

技 術 報 告 集

第 40 号

平成12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	土の熱伝導特性による構造のとらえ方……北大院農学研究科	鈴木伸治・○相馬尅之 …… 1
②	土の凍上試験結果に与える要因……北海道開発局開発土木研究所	○櫻庭 満・西川純一 …… 5
③	土の凍上試験法に関する研究(2)……北見工大院 -荷重の影響の検討- 北見工大工学部	○高橋邦行 …… 11 鈴木輝之・澤田正剛 山下 聡
④	自然地盤における土中温度勾配と凍結……北見工大院 ・凍上特性 北見工大工学部	楊 照宇・○山田知也 …… 17 鈴木輝之・澤田正剛
⑤	最大凍結指数と道路の凍結深さに関する研究 北海道学園大大学院 北海道学園大工学部	○上田真一 …… 23 久保 宏
⑥	ボックスカルバート上の道路凍上現象(3)……北海道開発コンサルタント(株) 北海道開発局開発土木研究所 北見工大工学部	○小林修司・林 啓二 …… 27 本間公康 櫻庭 満 鈴木輝之
⑦	廃タイヤ破碎ゴム混合土の圧縮沈下および凍上特性 北大低温科学研究所	○岸山晶信・伊関 寛 …… 37 北島 明・福島伸二 福田正己
⑧	砂地盤上における基礎の振動特性の検討……北大院工学研究科 アジア工科大 北大院工学研究科	○金 潤相 …… 41 三浦均也 三浦清一・大内智裕
⑨	遠心模型実験による盛土の地震時挙動……北海道開発局開発土木研究所 (その4) -道路盛土の地震時安定性評価及びその対策-	○江川拓也・西川純一 …… 47 林 宏親
⑩	Prediction of Ground Deformation due to embankment on soft Bangkok Clay. 基礎地盤コンサルタント(株)	○ Tamrakar S.B. …… 55 澁谷 啓・三田地利之 阪上最一
⑪	泥炭地の生成過程と泥炭の物理的性質……北海道土質コンサルタント(株)	○新庄久尊・浅利正明 …… 63
⑫	泥炭性軟弱地盤におけるパイプライン……北海道開発局開発土木研究所 布設工法 北海道開発局札幌農業事務所 (株) クボタ	○秀島好昭・小野寺康浩 …… 69 宮川 真 宮崎 晃 西川裕司・渡辺卓也
⑬	道央自動車道(札幌～岩見沢)の軟弱地盤における供用後沈下について(続報) 基礎地盤コンサルタント(株)	加藤三雄・佐藤正樹 …… 77 斉藤和夫・○門田 浩
特別講演：「泥炭地盤の長期沈下現象」……北海道土質コンサルタント(株)		ニッ川健二 …… 83
⑭	礫材料の変形特性に及ぼす繰返し載荷履歴の影響 室工大工学部 室工大院 室工大工学部 北大院工学研究科	○木幡行宏 …… 91 只野尚徳 川村志麻 三浦清一

⑮	破砕性火山灰土の液状化強度に及ぼす……北大院工学研究科 圧密履歴と細粒分含有量の影響	室工大院 北大院工学研究科 室工大工学部	三浦清一 ○根本信二 阿曾沼剛・前宗孝 木幡行安	99
⑯	火山灰地盤の動的変形特性の推定法……測地崎工業 北大院工学研究科 室工大院	測地崎工業 北大院工学研究科 室工大院	○八木一善 三浦清一・阿曾沼剛 萱場信弘	109
⑰	細粒火山灰土の変形・強度特性のセメ……北大院工学研究科 ンテーション依存性	北大院工学研究科	○楊俊傑・三浦清一	119
⑱	火山灰質土の繰返しせん断特性に及ぼ……北見工大工学部 す粒度分布の影響	北見工大工学部 北見工大工学部	山下聡 ○大城英嗣 鈴木輝之	129
⑲	繰返し試験と BE 試験による砂と火山……北見工大工学部 灰質土のせん断剛性	北見工大工学部 北見工大工学部	山下聡 ○太田佳之・星和則 鈴木輝之	135
㉑	パソコンを用いたせん断弾性波速度測……函館高専 定システムの開発	函館高専 北大院工学研究科	○川口貴之 谷口浩二・三田地利之 澁谷啓・古通知広 佐野信房	143
㉒	粘土地盤の構造の発達・損傷とメタ安……北大院工学研究科 定度指数の関連	北大院工学研究科 慶州大学	○天満 稔・澁谷 啓 三田地利之 黄 聖春	151
㉓	ふるい分けの有無によるコンシステン……函館高専 シー限界の差異について	函館高専	○佐野信房・川口貴之 岩瀬祐一	161
㉔	普遍性を示す尺度化した土質名の演算……室工大工学部 処理	室工大工学部	○朝日秀定・黒島利一 中村清次	167
㉕	蛇紋岩粘性土の強度・変形特性……北大院工学研究科 函館高専	北大院工学研究科 函館高専	○和智真太郎・三田地利之 川口貴之	173
㉖	凍結融解作用による溶結凝灰岩の劣化……北見工大工学部 に関する研究	北見工大工学部	○陳天城 森 調保・後藤隆司 平松雅安	181
㉗	岩盤破壊時の微電圧測定に関する研究……北海道開発局開発土木研究所 (その2)	北海道開発局開発土木研究所	○日下部祐基・鈴木哲也 花田貞良 榎本義一	187
㉘	放電衝撃破砕工法による岩盤破砕現地……北海道開発局開発土木研究所 実験	北海道開発局旭川開発建設部 日立造船(株)	日下部祐基・○疋田貞良 鈴木哲也 餌取貴之 前畑英彦	193
㉙	現場透水試験結果の一考察ー粗粒土の……北海道開発コンサルタント(株) 一次的性質との関連を中心にー	北海道開発コンサルタント(株) 北海道工大	○本田周作・和泉孝夫 土岐祥介	199
㉚	多成分コーン貫入試験による堤防調査……北海道開発局開発土木研究所 (その3)	北海道開発局開発土木研究所	○佐藤厚子・西川純一 藤森雄三・山澤文雄	205

⑩	微動探査法による地盤構造の推定……………(株) ジ オ テ ッ ク —函館平野での実施例—	○堀田 淳・北 健治 …… 齋藤誠治・堀内康光 岡田 広	211
⑪	多翼小径鋼管杭(T・Wingパイル)の……千 代 田 工 管 (株) 支持力特性に関する研究	○大杉富美一・吉田勝之 …… 土屋 勉	217
⑫	⑫ ⑬ ⑭ ⑮ ⑯ ⑰ ⑱ ⑲ ⑳ ㉑ ㉒ ㉓ ㉔ ㉕ ㉖ ㉗ ㉘ ㉙ ㉚ ㉛ ㉜ ㉝ ㉞ ㉟ ㊱ ㊲ ㊳ ㊴ ㊵ ㊶ ㊷ ㊸ ㊹ ㊺ ㊻ ㊼ ㊽ ㊾ ㊿	○飯田和弘 川村志麻 三浦清一 木幡行宏 横浜勝司 ○高橋明代 三浦清一 川村志麻・木幡行宏	227
⑳	FEM解析による構造物・地盤系の側……専 修 大 道 短 大 方流動変形の評価	○高橋明代 三浦清一 川村志麻・木幡行宏	237
㉑	複合地盤の基礎杭の水平抵抗に関する……北 海 道 開 発 局 開 発 土 木 研 究 所 考察	○富澤幸一・西川純一 ……	247
㉒	多数アンカー式補強土壁の凍結シミュ……北 見 工 大 院 レーションに用いる一体材料の熱物性値	○宇野裕教 …… 鈴木輝之・澤田正明 安達謙二	253
㉓	寒冷地における薄型壁面材を用いた多……北 海 道 開 発 局 開 発 土 木 研 究 所 数アンカー式補強土壁の挙動(第1報)	○西川純一・櫻庭 満 …… 原田智嘉 ○笹木敏信	259
㉔	ジオグリッドの土中変形挙動を推定す……苫 小 牧 高 専 るためのせん断試験方法	○中村 努 …… 三田地利之 池浦 勲	265
㉕	地上写真測量による斜面解析事例の紹介…北 海 道 開 発 局 開 発 土 木 研 究 所	○関根達夫・熊倉 聡 …… 後藤和則・阪田義隆	271
㉖	石炭灰の土木材料への適応性……………北 海 道 開 発 局 開 発 土 木 研 究 所	○山澤文雄・西川純一 …… 佐藤厚子	275
㉗	表土処理土の盛土利用への検討と考察……北 海 道 開 発 局 開 発 土 木 研 究 所	○小林 仁・榎原敦仁 …… ○渡辺 英・西川純一 …… 藤森雄三	283
㉘	石灰系固化材改良土の管路断面埋戻し……北 海 道 開 発 局 開 発 土 木 研 究 所 材への利用	○小野寺康浩・秀島好昭 …… 宮川 真・田鹿秀則	287
㉙	—礫質土系不良土の改良例—	○吉田英人	
㉚	自動ばっき装置“水すまし”を用いた……北 海 道 室 蘭 土 木 現 業 所 河川浄化の試みについて	○池田 雄・原田 茂 …… 矢城正英 ○新藤和男・○住友慶三	293
	応 用 地 質 (株)		
	第22回地盤工学懇話会……………		299
	第23回地盤工学懇話会……………		301
	平成10年度地盤工学会北海道支部賞選考経過報告……………		303

土の熱伝導特性による構造のとらえ方

北大大学院農学研究所 非会員 鈴木伸治
正会員 ○相馬尅之

1. はじめに

土の構造の評価に関しては、これまでに形態的・機能的な側面から多種多様な方法が提案されてきている。土質（材料）を物理的・工学的に取り扱う利用の場面では、土質分類にも適用できるという面から、土の構造に由来する機能性を評価指標とする方法が有用であると考えられる。

土の構造には Soil Matrix の側面と Soil Porosity の側面があり、それぞれの機能性に関連する要素としては、前者には塑性や変形（圧縮性）、強度などが、また後者には透水性や保水性などがあげられる。

ところで土中における熱移動すなわち熱伝導は、土の構造の Soil Matrix と Soil Porosity の両側面に関する要素と考えることができる。すなわち土中における熱移動は① Soil Matrix を通じた伝導経路と、② Soil Matrix⇒Soil Porosity の伝導経路によって成り立っている。そこで Soil Matrix の構造を内部間隙をもつ構造単位の集合体と考えると、Soil Porosity は構造単位間の間隙（マクロ間隙）と構造単位内の間隙（ミクロ間隙）に区分することができる。一般に構造単位間のマクロ間隙には断熱効果をもつ空気が侵入しているために熱伝導経路としては機能せず、従って②の Soil Matrix⇒Soil Porosity の伝導経路を担うのはミクロ間隙中の水分ということになる。

本報告は、土の熱伝導率の水分依存性および凍結による熱伝導率の増加と熱伝導経路の関連性を検討し、熱伝導特性による土の構造評価を試みたものである。

2. 方法

1) 熱伝導経路の考え方

本報告では土中の熱伝導経路を図1のように模式化する。すなわち熱伝導経路は、Soil Matrix を通じた伝導経路（Matrix 経路）と Soil Matrix⇒Soil Porosity の伝導経路（Porosity 経路）から構成され、Matrix 経路のみの方が Porosity 経路のみよりも熱伝導率 λ は大きい。しかし土の λ を決定するのは両経路が関与する割合であり、例えば高含水量の火山灰質粘性土のように間隙量が多い土では土の λ に対して Porosity 経路が関与する割合が増大し、飽和状態では水の λ とほぼ等しくなる。

また凍結により間隙中の水分が氷に相変化する時、氷の λ が水よりもはるかに大きいことに加えて、相変化するに伴う体積増加のために土の λ は増大する。

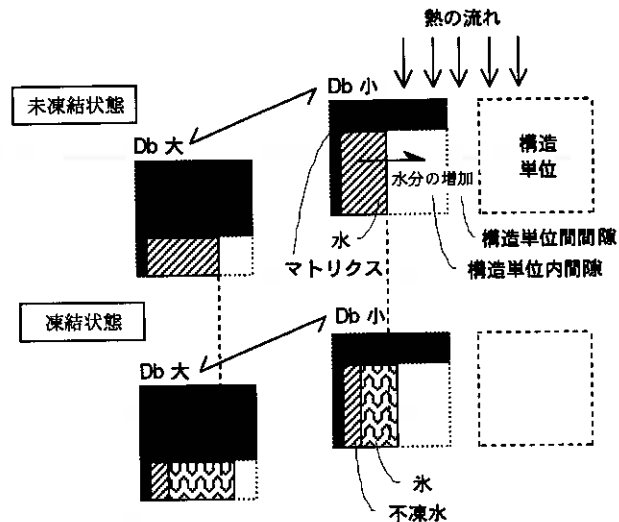


図1 熱伝導経路の模式図

Consideration of Soil Structure according to the Thermal Conductivity of soil ;
Shinji Suzuki, Katsuyuki Soma (Graduate School of Agriculture, Hokkaido University)

重粘土のように Soil Matrix の Bulk Density が大きく間隙量が少ない土の場合には、Matrix 経路の割合が卓越するために通常の水分状態では比較的大きな入を示す。

2) 実験方法

北大農学部附属農場（沖積土）の表層土（Ap 層）の 2 mm フルイ通過分を所定の水分・密度に調整した供試体を用いて（Bulk Density D_b 1.0 および 1.2 g/cm^3 ）、+1 ~ -10℃ の温度範囲の熱伝導率を双子型サーマルプローブ法により測定した。なお凍結方法は閉鎖系で、冷却は供試体の全面から行った。

また同一密度の供試体の水分特性（Suction 0 ~ 1000 cmH_2O ）を吸引法および加圧板法を用いて測定し、水分特性曲線を求めた。

図 2 に示す供試体の水分特性曲線から、 D_b 1.0 g/cm^3 の供試体に比べて 1.2 g/cm^3 の供試体はマクロ間隙が非常に少なく、従って保水性や透水性などの水分特性に対しては構造単位間隙もミクロ間隙として機能すると考えられる。

3. 結果および考察

1) 熱伝導率の水分依存性

熱伝導率の水分依存性を含水量 (cm^3/cm^3) ・熱伝導率 λ 関係で示すと図 3 のようになり、含水量の低下（増加）に伴い λ も低下（増加）する。これは Porosity 経路における水分が担う経路の割合の変化に起因するものであり、 D_b による相違は Matrix 経路の割合の差を反映していると考えられる。

図 2 を用いて Suction・ λ 関係を求めると図 4 のようになり、Suction が 100 cmH_2O を境にして Suction・ λ 関係すなわち λ の水分依存性が変化する。すなわち D_b 1.2 g/cm^3 の場合、Suction が 100 cmH_2O 以下における λ の水分依存性は Suction が 100 cmH_2O 以上に比べて非常に小さい。一方、 D_b 1.0 g/cm^3 の場合の 100 cmH_2O 以上の Suction における λ の水分依存性は D_b 1.2 g/cm^3 とほぼ同様であるが、100 cmH_2O 以下の水分依存性が著しく大きい。ここで 100 cmH_2O 以下の Suction に対応する Soil Porosity が構造単位間のマクロ間隙であると仮定すると、 D_b 1.0 g/cm^3 のよ

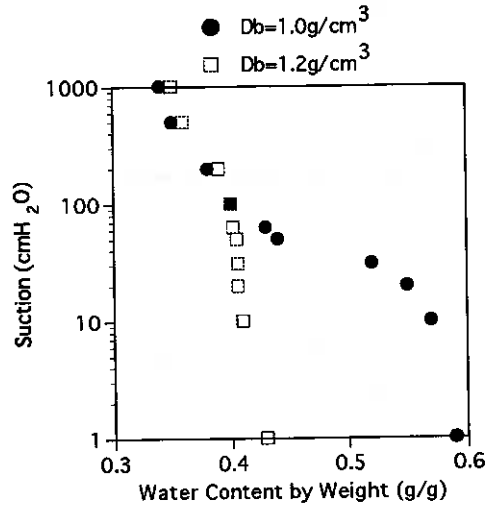


図2 水分特性曲線

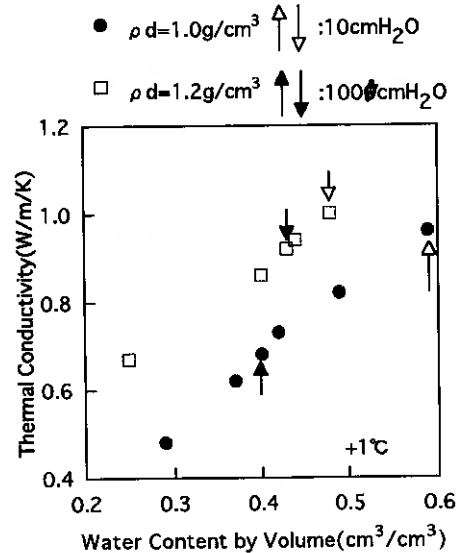


図3 未凍結状態における水分と熱伝導率の関係

うにマクロ間隙が多い土が飽和状態になった場合、マクロ間隙からの脱水に伴う空気の侵入が容易であるために λ の低下が顕著である。これに対してマクロ間隙が非常に少ない Db1.2g/cm³ の場合、マクロ間隙からの脱水はわずかであるから λ の低下も極めて小さくなると考えられる。

以上のことから、熱伝導率の水分依存性には Soil Porosity のうちのミクロ間隙中の水分が関与し、マクロ間隙中の水分が関与するのは Field Capacity よりも高水分状態の場合に限定されると推察される。また後者の水分依存性は、マクロ間隙量が比較的多い Soil Porosity を有する土の場合であるといえる。

2)凍結による熱伝導率の変化

図5に凍結土(-10℃)と未凍結土(+1℃)の熱伝導率の水分依存性を示す。凍結により土の λ は増加するが、これは前述の通り水よりも λ が大きな氷が熱伝導経路を構成するとともに、相変化に伴う体積増加が伝導経路の追加をもたらすためである。Db 1.0g/cm³ の場合、凍結による λ の増加の様相は含水量 0.4 ~ 0.5cm³/cm³(ほぼ 100cmH₂O の Suction に対応)を境に異なり、マクロ間隙中の水分の凍結による λ の増加は非常に大きい、ミクロ間隙中の水分の凍結による λ の増加はほぼ一定である。これに対して、Db 1.2g/cm³ の場合にはマクロ・ミクロ間隙中の凍結に関係なく含水量の増加に伴って λ の増加の程度が直線的に大きくなっている。

Db1.2g/cm³ の供試体は間隙量が少ないために、ミクロ間隙中の水の伝導経路が氷の伝導経路に相変化することによる λ の増加に加えて体積増加による伝導経路の追加の効果が現れると考えられる。これに対して間隙量の多い Db1.0g/cm³ の場合には氷の伝導経路の形成のみとなるため、 λ の増加の程度がほぼ一定となるといえる。

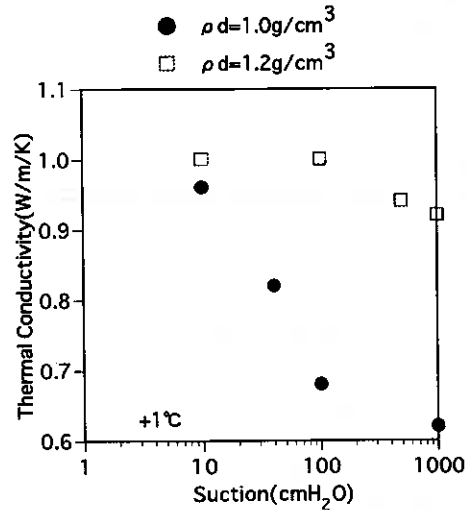


図4 未凍結状態における熱伝導率と土壤水分吸引圧の関係

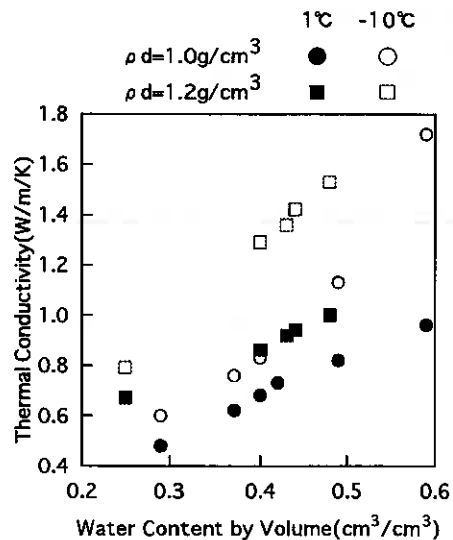


図5 凍結状態および未凍結状態の熱伝導率と水分の関係

3) 熱伝導特性からみた土の構造の評価 (まとめ)

Soil Porosity が異なる土の熱伝導率の水分依存性および凍結による熱伝導率の増加を検討することにより、以下のことが明らかとなった。

土中の熱伝導は Matrix 経路と Porosity 経路から成り立っているが、このうち前者の Matrix 経路の寄与率は土の Bulk Density によって決まり、Bulk Density が高い土ほど寄与率は大きくなる。

Porosity 経路を担う主体はマイクロ間隙中の水分であり、Bulk Density が異なる場合でもマイクロ間隙中の水分に起因する熱伝導率の水分依存性は同じである。

マクロ間隙中の水分が熱伝導に関与するのは Field Capacity よりも高水分状態の場合である。なお透水性が低くマクロ間隙としての機能を発揮できないような構造単位間の間隙あるいはマクロ間隙が非常に少ない場合には、これらはマイクロ間隙中の水分と同様に作用する。

北大農場の沖積土の Soil Porosity において、マクロ間隙とマイクロ間隙の境界に対応する Suction として、100cmH₂O 程度が予想される (図 2 参照)。

マイクロ間隙中の水分が凍結する場合の熱伝導率の増加には 2 つのパターンがあり、増加の程度がほぼ一定である場合と増加の程度が含水量の増加に伴って大きくなる場合である。両者の相違は土の間隙量によるものと考えられる。なおマクロ間隙中の水分が凍結する場合には熱伝導率が著しく増大する。

北大農場の沖積土の熱伝導特性と間隙構造の関連性は図 6 のようにまとめられる。

今後は Soil Porosity が異なる火山灰土についても検討していきたい。

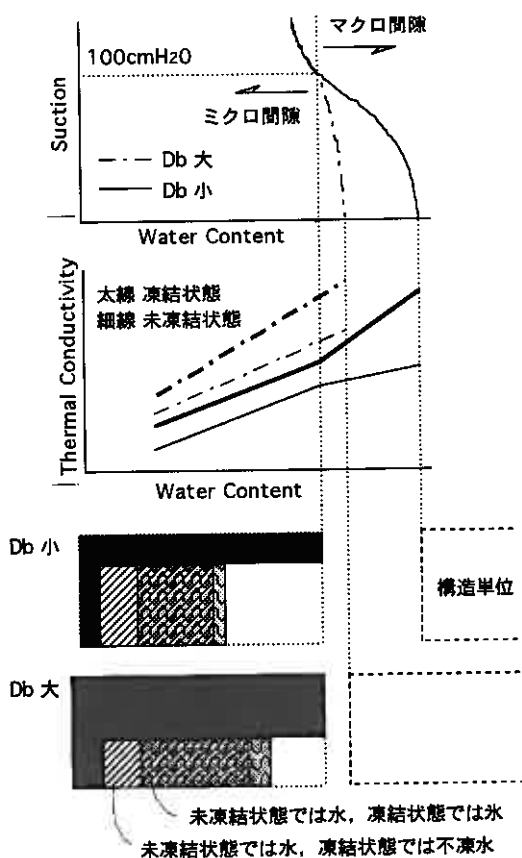


図6 熱伝導特性からみた土の構造

土の凍上試験結果に与える要因

北海道開発局開発土木研究所 ○正員 櫻庭 満
正員 西川純一

1. はじめに

北海道のような積雪寒冷地では、切土のり面や盛土のり面の表層部に凍上が発生し、法枠工やグランドアンカー工などに被害をもたらしている。また、北海道開発局で発行している道路工事設計指針¹⁾では、道路の路床部分における凍上対策として地域別の凍上抑制材厚さを設定している。しかし、この基準に基づいた材料を使用した箇所においても凍上が発生している事例もある。このため、北海道における法面の凍上対策方法や凍上抑制材厚さの再検討など、より現場に反映した設計法の開発が望まれている。

道路における土質材料の凍上性は、従来から道路土工排水工指針²⁾に基づく凍上試験によって判定されている。しかしこの試験方法では、精度の高い温度設定が難しいことによる装置上の問題、また凍上性の判定について個人差が出やすいことによる判定基準方法の問題などが生じている³⁾。このため北海道開発局や道路公団では独自に製作した凍上試験装置によって試験を行っているように、統一した凍上試験が行われていない現状にある。一方、地盤工学会では土の凍上試験法検討委員会を設立し、同一条件下の試験では同一の結果が得られることを目的とした新しい凍上試験法の標準化に向けて作業を進めている。

本研究では、委員会で検討されている凍上試験装置を試作し、凍上に影響を及ぼす諸条件を与えた試験を行うことにより、新しい試験法の基礎資料とするものである。今回は含水比、供試体作成方法、および試験中の外気温の違いによる凍上量の変化を確認したのでこれを報告する。

2. 試験概要

2. 1 試験装置

新しい凍上試験装置を図-1に示す。この装置は従来の凍上試験装置に比べて次のような特徴を持つ。

- ・ 2つの恒温液循環装置により、供試体の上下面温度を直接制御できること
- ・ 凍結によって発生する供試体とセル間の摩擦を極力防止するために下面側からの凍結を可能にしたこと
- ・ 供試体内に含まれる水分以外の凍上に要した水量を測定できること

恒温液循環装置により所定の温度になった2つの循環水は、断熱ホースによって供試体の上下盤を

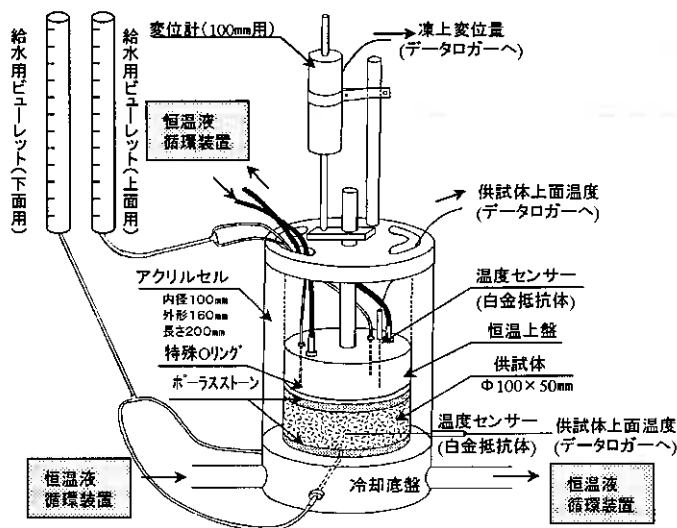


図-1 凍上試験装置

Affecting factors of soil frost heaving test

Mitsuru Sakuraba, Jun'ichi Nishikawa (Hokkaido Development Bureau)

種類	日本統一土質分類	含水比 (%)	土粒子の密度 (g/cm^3)	粒度分布 (%)				コンシステンシー (%)			最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm^3)	ρ_{dmax} 時の間隙比	最適含水比 W_{opt} (%)	現行の凍上試験	
				塵分	砂分	シルト分	粘土分	液性限界	塑性限界	塑性指数				平均凍上率	凍上様式
試料A	MH	40.71	2.660	0.2	3.2	56.6	40.0	71.80	24.80	47.00	1.260	1.12	38.0	8.8	微細顆粒状凍結
試料B	CH	40.13	2.611	4.5	17.8	33.2	44.5	61.40	28.10	33.30	1.346	0.94	32.0	6.4	霜降状凍結
試料C	VH2	111.20	2.707	-	20.0	58.0	22.0	105.10	59.40	45.70	0.808	2.35	71.5	-	-

表-1 室内土質試験結果

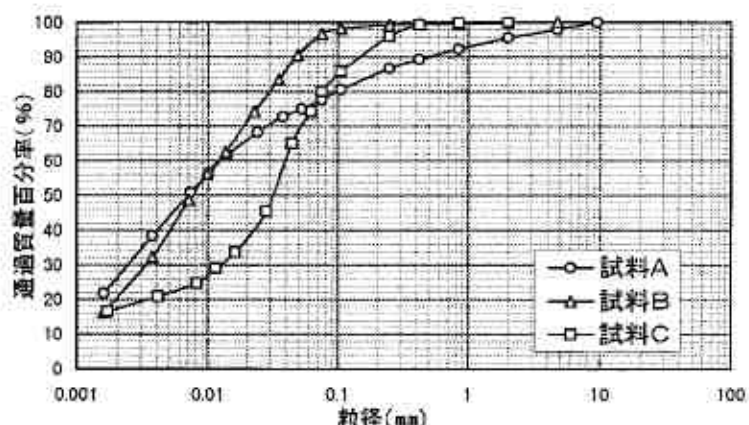


図-2 粒径加積曲線

各々經由した後、もとの水槽に戻る構造となっている。供試体への給水方法は、上下面用2つのビューレットを使用し、この水がポーラスストーンを介して供試体に供給されている。また、供試体の上下面温度と室温とが同時に計測され、凍上量のデータと共に自動的にパソコンに取り込まれる仕組みとなっている。

2.2 試験方法

本試験ではデータの精度向上のために4つの供試体を同時に試験している。使用した試料の基本試験結果を表-1に、また粒径加積曲線を図-2に示す。これにより、3試料とも細粒分の割合が大きいたことが分かる。凍上現象では透水性の非常に悪い土質を除き、土粒子径が小さいほど凍上性が強くなること分かっており⁴⁾、3試料とも凍上しやすい性質を持っているといえる。

試料A、試料Bについては現行の凍上試験を行った結果、不合格の判定が出ている。また試料Cでは、他の2試料に比べて細粒分の割合は小さいが、間隙比は大きな値になっている。本試験では供試体を飽和度100%に限りなく近づけるために24時間の水浸養生を行った後に試験を行っているため、試料Cでは供試体内の水分量も多くなることから、凍上量も大きくなることが予想される。

試験内容と諸条件を表-2に示す。今回は下記に示す3つの条件を標準とした基本試験を行い、これと基本条件を変化させた試験とを比較することで凍上量の違いを調べた。

1) 含水比の違いによる凍上量の比較

供試体作成時の含水比は最適含水比を標準とし、これと湿潤側含水比および乾燥側含水比との比較を行う。

2) 供試体作成方法の違いによる凍上量の比較

供試体作成は突固め法を標準とし、圧縮法との比較を行う。

3) 試験室内室温の違いによる凍上量の比較

試験番号	種類	供試体数		供試体条件				温度条件			断熱状況	適用
		φ10 (cm)	φ6 (cm)	含水比	密度	作成方法	高さ (cm)	上面温度 (°C)	下面温度 (°C)	室温 (°C)		
1	試料A	3	1	Wopt(38.0%)	ρ_{dmax}	突固め法	5	5	-10	5	側面断熱	基本試験
2	試料B	3	1	Wopt(32.0%)	ρ_{dmax}	突固め法	5	5	-10	5	側面断熱	
3	試料C	3	1	Wopt(71.5%)	ρ_{dmax}	突固め法	5	5	-10	5	側面断熱	
4	試料A	3	1	Wwet1(43.0%)	ρ_{d1}	突固め法	5	5	-10	5	側面断熱	含水比(wet)による違い $\rho_{d2} < \rho_{d1} < \rho_{dmax}$
5	試料A	3	1	Wwet2(48.0%)	ρ_{d2}	突固め法	5	5	-10	5	側面断熱	
6	試料A	3	1	Wdry1(33.0%)	ρ_{d3}	突固め法	5	5	-10	5	側面断熱	含水比(dry)による違い $\rho_{d4} < \rho_{d3} < \rho_{dmax}$
7	試料A	3	1	Wdry2(28.0%)	ρ_{d4}	突固め法	5	5	-10	5	側面断熱	
8	試料B	3	1	Wwet1(37.0%)	ρ_{d1}	突固め法	5	5	-10	5	側面断熱	含水比(wet)による違い $\rho_{d2} < \rho_{d1} < \rho_{dmax}$
9	試料B	3	1	Wwet2(42.0%)	ρ_{d2}	突固め法	5	5	-10	5	側面断熱	
10	試料B	3	1	Wopt(32.0%)	ρ_{dmax}	圧縮法	5	5	-10	5	側面断熱	作成方法による違い
11	試料A	3	1	Wopt	ρ_{dmax}	突固め法	5	5	-10	常温	側面断熱	室温による違い

表-2 試験内容と諸条件

試験中の外気温は+5°Cを標準とし、これと外気温を変化させた場合との比較を行う。

凍上試験法検討委員会では供試体の上下面温度設定について、1-Step 試験（片面を所定の温度まで急激に下げ、その後一定温度に保つ試験）と Rump 試験（片面を所定の温度まで時間をかけて下げる試験）の2つの方法を検討している。今回は温度の設定を容易にするために、上面温度を+5°Cに、下面温度を-10°Cに設定した 1-Step 試験によって試験を行った。この試験の温度設定は、試験に先立ち行われる24時間の水浸養生中は供試体の上下面温度を5°Cとし、試験開始後に下面温度だけを-10°Cまで急激に低下させ、試験終了までその状態を維持する方法をとっている。なお、本試験ではセル内側摩擦対策としてセルの内側にシリコングリースを塗布している。

3. 試験結果

3.1 試料の違いと凍上性（試験番号1~3）

ここでは、3つの試料について基本試験を行うことにより、試料の違いによる凍上量の変化を調べた。また、後の試験との比較対象としても使用している。図-3は試料以外の条件を同一にした試験結果である。各試料とも土粒子密度は類似しているにもかかわらず、凍上量の差が出る結果となった。

試料Aと試料Bとを比較すると試料Bの凍上量がやや大きかった。この原因として、試料Bの粒度分布では試料Aに比較して凍上に影響を与える細粒分の割合が多いためと考える。また、試料Cは他の2つに比べて、細粒分が少ないにもかかわらず凍上量がかかなり大きかった。これは試料Cの間隙比が非常に大きく、そのために飽和によって水分量が増加したためと考える。しかし、給水装置容量の関係により、ビューレットが空になってしまい凍上スピードが低下してしまった。このために最終凍上量を確認できなかった。以上の結果から、飽和状態

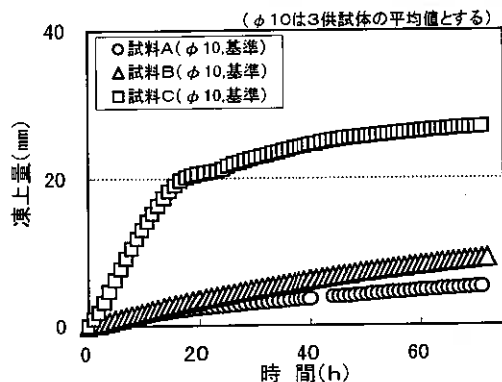


図-3 試料の違いによる凍上量の比較

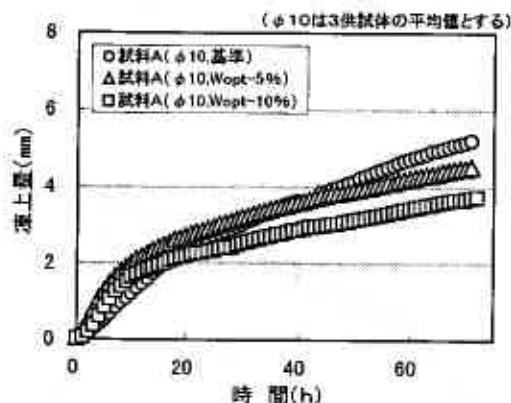


図-4 含水比の違いによる凍上量の比較(乾燥側)

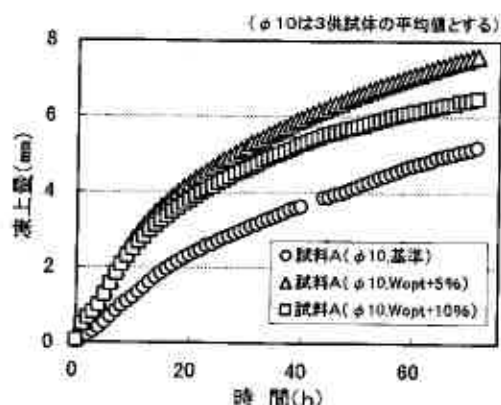


図-5 含水比の違いによる凍上量の比較(湿潤側)

の供試体では間隙比の大きさが凍上に影響を及ぼす重要な要素となると考える。

3. 2 含水比の違いによる凍上量の比較

(試験番号1, 4~9)

土が最大乾燥密度の場合、この時の含水比を最適含水比と呼ぶが、この最適含水比から離れるほど乾燥密度が低下し、また間隙比が増加することが分かっている。このことは、凍上試験においても最適含水比からの差が大きいほど凍上量も増加すると推測される。

この試験では、試料Aを最適含水比から乾燥側(-10%、-5%)と湿潤側(+5%、+10%)に、また試料Bを最適含水比から乾燥側(-10%、-5%)に調整して凍上させることにより、当初の含水比の違いによる凍上量の変化を調べた。試料Aの乾燥側試験結果を図-4に、湿潤側試験結果を図-5に、および試料Bの試験結果を図-6示す。

試験結果は、湿潤側では最適含水比よりも凍上量が多いことが確認された。しかし、乾燥側では最適含水比の凍上量が最も大きくなり事前の予想と相反する結果となった。この原因として、細粒分の多い試料Aでは24時間程度の水浸養生でも供試体全体に十分な水分が行き渡らなかったためと考える。

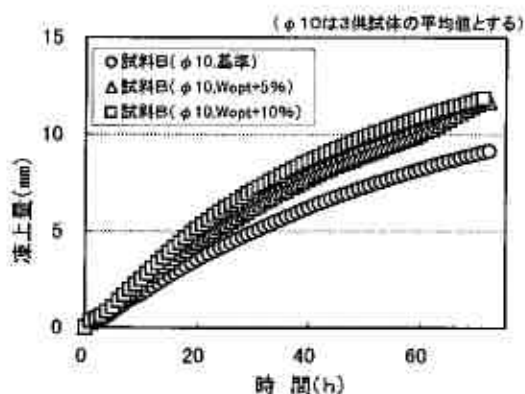


図-6 含水比の違いによる凍上量の比較(湿潤側)

3. 3 供試体作成方法の違いによる凍上量の比較(試験番号2, 10)

この試験では、供試体の作成方法を突固め法と圧縮法とで行うことにより凍上量の違いを調べた。突固め法では、A、B法⁵⁾の締固め仕事量 $E_s=5.6 \text{ cm} \cdot \text{kg} / \text{cm}^2$ (3層)に合わせて特注ランマーを製作した。また、圧縮法では試料を3層に分けてセルに詰め込み、圧縮試験機で所定の供試体高さまで圧縮した。試験結果を図-7に示す。突固め法に比べて圧縮法の凍上量が大き

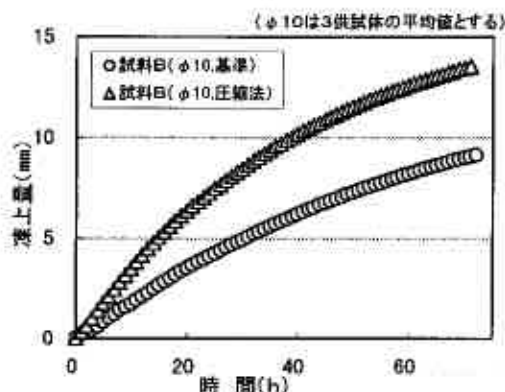


図-7 供試体作成方法の違いによる凍上量の比較

くなっている。この理由は、圧縮法による締固めでは均一な状態にすることが難しく粗密な部分が出てしまうためと考えられる。そのために水の移動が容易になり、凍上量が大きくなったことが原因と推測される。

3. 4 試験室内温度の違いによる凍上量の比較 (試験番号 1, 11)

本試験では、試験中の外気温を一定とするために大型冷蔵庫内で試験を行っており、室内の気温を +5℃ に保っている。しかし、この方法では装置が大型になるなることを考え、常温状態でも厚さ 5 cm の断熱材でセルを覆う方法により、冷蔵庫内と同様な効果を発揮することが可能かを調べた。常温状態とは冷蔵庫の電源を落とし、ドアを開けることにより外気温と同じ温度とすることである。この試験結果を図-8 に示す。これにより常温状態では、外気温の変化に伴い凍上量も同様な動きをしているのが分かる。この原因としてセルと断熱材との間にできた若干の隙間から暖気が入り込んだためと推測する。これにより断熱材の重要性を再確認する結果となった。しかし凍上量では大きな差が出なかったことから、今後は一定温度に保たれた常温での試験を行うことにより、凍上量の違いを確認する必要がある。

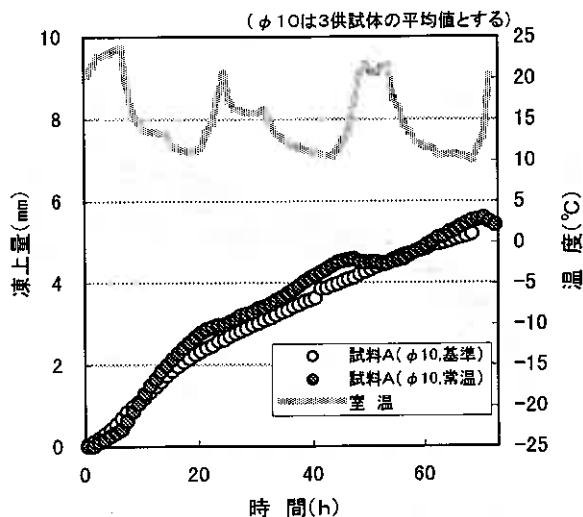


図-8 供試体周辺温度の相違による凍上量の比較

3. 5 供試体径の違いによるアイスレンズの形成について

今回の試験は、1 試験に付き 4 供試体で行っており、そのうち 3 つは供試体径 ϕ 10 cm、残りの 1 つを 6 cm としている。アイスレンズの形成位置や厚さは、土質・上下面の温度・供試体密度・含水比・飽和度・給水等の条件が同一であれば類似すると考えられる。これについて図-9 に取りまとめた。このグラフは同一条件における供試体径 ϕ 10 cm と 6 cm との凍上量の差、および凍上発生位置での差を表している。つまり、プロットが 0 cm に近いほど両者におけるアイスレンズ形成が類似しているといえる。縦軸には供試体径の違いによるアイスレンズ厚の差を、また横軸には底盤からのアイスレンズ形成位置までの差を表している。この図から、両者の差がおおむね 5 mm 以下に収まっていることが分かる。これにより、供試体径の違いはアイスレンズ形成の要素には関係しないことが判明した。

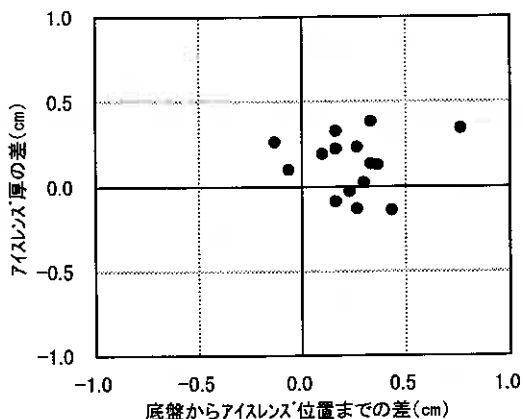


図-9 供試体径 ϕ 10cm と 6cm におけるアイスレンズ形成の差

4. まとめ

今回、新しい凍上試験機について諸条件を変えた試験を行った結果から以下のことが言える。

- ・飽和状態では間隙比の大小が凍上量に影響を与える。

- ・供試体の作成方法では、均一な密度になる突固め法の凍上量が小さくなる。
- ・凍上試験では断熱材によるセルの保温が重要な要素となる。
- ・試料の条件が同一であれば、供試体径の違いは凍上量に影響を与えない。

5. あとがき

今回の試験は、新しい凍上試験装置の性能を確認することも目的の1つとしており、試験方法は凍上に関する基本的な現象の確認に重点を置いた内容となった。また、1-Step 試験ではアイスレンズの成長が長時間持続するために、凍上性の判定が難しいことが分かった。今後は、Rump 試験により凍上性を確認していきたい。

参考文献

- 1) 北海道開発局；平成5年度 道路工事設計基準，pp.75-80
- 2) 日本道路協会；道路土工－排水工指針，pp.238-243，1987.6
- 3) 小野 丘；自然凍結現象を対象とした凍上試験の現況と課題，地盤工学会 北海道支部技術報告集 第38号，PP47-52，1998.2
- 4) 森北出版；凍土の物理学，木下誠一，pp.4-5，1982.9
- 5) 土質工学会；土質試験の方法と解説，pp.201-218，1990.3

土の凍上試験法に関する研究(2)

—荷重の影響の検討—

北見工大院 学員○高橋邦行
北見工大 正員 鈴木輝之
北見工大 正員 澤田正剛
北見工大 正員 山下 聡

1. はじめに

現在我が国で実用化されている土の凍上試験としては道路用土の凍上性判定を目的とする道路土工排水工指針¹⁾と日本道路公団試験法²⁾および低温ガスタンクにおける凍上被害防止を目的とする LNG 地下式貯蔵指針³⁾がある。これらの試験はいずれも使用目的が限定されている。近年の構造物の高度化と複雑化によって、凍上対策にも新たな手法が必要とされ、汎用性のある標準的な土の凍上性判定試験方法の確立が急がれている。

本研究は標準化を目指した土の凍上性判定試験装置の開発と適用基準の作成を目的としている。既にこれまでの研究で試作された装置が標準的な凍上試験装置として十分使用できることが確認されている⁴⁾。今回は具体的な凍上性判定試験方法を規定していくためのデータとして、供試体に加わる荷重の影響について検討を行った。

2. 実験概要

2-1 実験装置

実験装置のセル部分を図-1に示す。試験に汎用性を持たせるためには、凍上の基本的な機構をできるだけ正確に再現する必要がある。本装置では供試体の上下両端面の温度と供試体端面への給水が正確かつ自由に制御ができることの2つを主要な着眼点としている。セルは透明なアクリルの円筒であり、内径100mm、外径160mm、高さ200mmである。供試体への水分供給はビュレットからポーラスストーンを介して行い、供試体の両端面温度は上盤と底盤中を流れる循環水(不凍液)によって制御している。

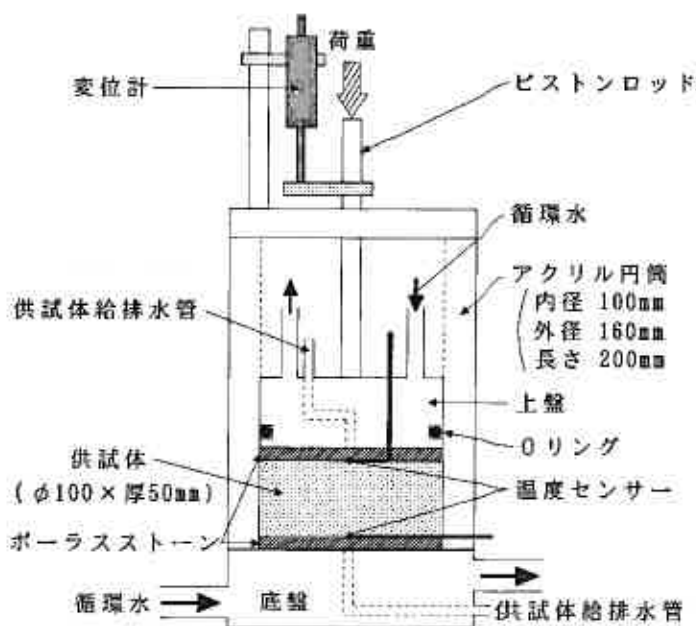


図-1 凍上試験セル部

Study on the frost heave test procedure of soil(2) - Consideration on the influence of the load -

Kuniyuki TAKAHASHI, Teruyuki SUZUKI, Seigo SAWADA, Satoshi YAMASHITA (Kitami Institute of Technology)

2-2 実験方法

用いた試料は凍上性であることが確認されている実験土槽土(火山灰質粘性土)⁹⁾を中心に、自然採取した16種類の試料である⁹⁾。供試体の作製は、最適含水比に調整した試料をセル内で3層に分けて突き固めた。このとき締固め仕事量を標準締固め試験の値に合わせた。供試体高さは50mmに調整した。供試体作製後、飽和度の向上と初期温度条件の設定を目的として、供試体上下端面の循環水温度をともに0℃で循環させながら、24時間の供試体通水を行った。土の凍上発生を支配するのは、土質、温度、水分および荷重の4つとされている。したがって、土質試験としての凍上性判定試験方法を規定するためには、1)温度条件、2)水分供給条件、3)荷重条件の3つの条件を設定する必要がある。本実験で用いた各試験条件は以下の通りである。

1)温度条件；供試体上端側の循環水温度を0℃の一定に保ち、下端側の循環水によって氷核形成のためのサーマルショックを与え、その温度を一旦0℃に戻した後一定速度で温度を下げていき供試体全体が凍結するまで実験を続けた。

2)水分条件；凍結進行中の給水は供試体上部から、厚さ10mmのポーラスストーンを介して行った。給水量はビュレットの水位から目視によって測定した。

3)荷重条件；今回の実験の主目的は供試体に加わる荷重が凍上発生にどのように影響するかを調べることにある。ここでの荷重はピストンロッドを介して人為的に加えたものだけでなく、上盤ピストンおよび供試体とアクリルセル内面の間の摩擦や凍着など、凍上変位を小さく抑えるように作用する下向きの力成分を総称している。これら荷重の影響を調べるため以下の3種の実験を行った。

①上盤ピストンとセル内壁にシリコングリースを塗布し、供試体を下部から冷却する。

②上盤ピストンとセル内壁にシリコングリースを塗布せず、供試体を下部から冷却する。

(潤滑材の有無による摩擦の影響の検討)

③上盤ピストンとセル内壁にシリコングリースを塗布し、供試体を上部から冷却する。

(冷却方向の違いによる凍着の影響の検討)

なお各実験ともピストンロッドを介して人為的に加える荷重を5段階(10,25,50,75,100kPa)とした。

3. 実験結果

3-1 時間-凍上量の関係

図-2(a)は同一試料においてそれぞれ上載荷重を変えた実験の時間と凍上量の関係を示したものである。加える荷重が大きい程凍上量、凍上速度(凍上量-時間曲線の傾き)が小さくなった。また供試体全体が凍結するまでの時間も荷重が大きいほど短くなった。これは供試体に荷重が加わることによって凍上量が抑えられ、潜熱の発生が減少して凍結の進行が速くなるためと考えられる。

図-2(b)は同一試料において上盤ピストンとセル内壁にシリコングリースを塗布せずにそれぞれ上載荷重を変えて行った実験の時間と凍上量の関係を示したものである。凍上量と凍上速度がそれぞれ図-2(a)と比べ少し抑えられたが、時間-凍上量曲線の形状にはほとんど変化が見られない。ここでは、シリコングリースを塗布しないことにより上盤ピストンとセル内壁および供試体とセル内壁に摩擦が発生し、それが上載荷重と同じ影響を及ぼしたと考えられる。

図-2(c)は同一試料の供試体において上部か

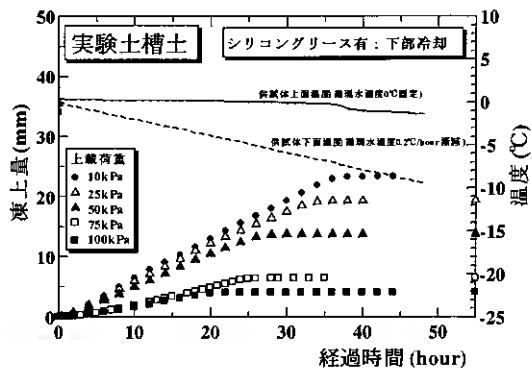


図-2(a) 凍上量-時間曲線の傾き①

ら冷却させ、それぞれ荷重を変えて行った実験の時間と凍上量の関係を示したものである。時間-凍上量の関係は図-2(a),(b)のそれと比べ直線的にはならず、凍上速度は時間とともに減少する傾向が認められた。供試体を上部から凍結することにより、セル内壁と供試体との間に凍着が発生したためと考えられる。つまり実験初期の段階では凍土の厚さも薄く凍着力も小さいため凍上速度は大き目に現れるが、徐々に凍結面が下方に進行していくに従い、凍土の厚さが増しセル内壁との凍着力も増し全体的に上に凸の曲線になったものと考えられる。

3-2 上載荷重の影響

図-3 は図-2(a),(b),(c)の各条件における実験の最終凍上量と上載荷重の関係を実験条件別に示したものである。シリコングリースの塗布及び上部からの冷却はともに最終凍上量に影響してくることがわかる。その影響の程度は上載荷重が小さいところで現れ、上載荷重が 60kPa 程度以上になると明瞭ではなくなるようである。

供試体とセル内壁とに働く摩擦と凍着の影響がどの程度発生するかはセル内壁の材質および平滑性、更に供試体の含水比など、多くの因子に起因する。理想的には凍着力を含めた側面摩擦をゼロにすることであり、それに近づけるためにもシリコングリースのような潤滑材をセル内壁に使用し、冷却は供試体下部から行うことがより正確な凍上性判定を行う上で不可欠と考えられる。

凍着と摩擦の影響は見方を変えれば上載荷重を加えることに相当する。表-1は図-3の最終凍上量-上載荷重曲線の関係を用いて、シリコングリース塗布の効果と、冷却方向を変えることの効果を上載荷重に換算したものである。図-3からも明白であるが、これらの効果は上載荷重の小さいところで大きく現れ、冷却方向を変える効果の方がシリコングリースを塗布する効果より若干大き目に現れている。図-4 は凍上速度と上載荷重の関係を実験条件別に示したものである。荷重が大きい程凍上速度が小さくなることが

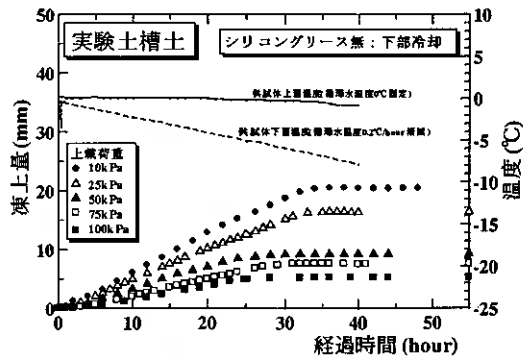


図-2(b) 凍上量-時間曲線の傾き②

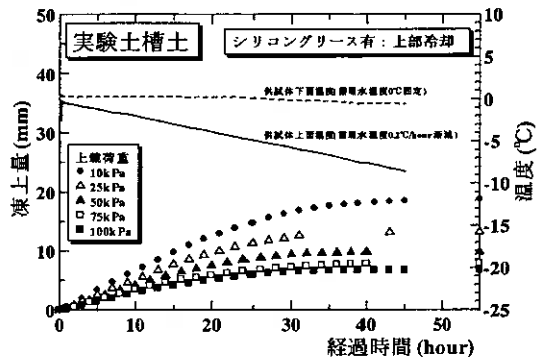


図-2(c) 凍上量-時間曲線の傾き③

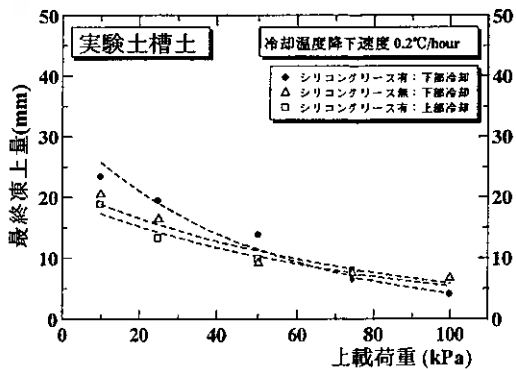


図-3 最終凍上量と上載荷重の関係

表-1. 摩擦力或いは凍着力の荷重への換算

実験時の上載荷重(kPa)	10kPa	25kPa
上部から冷却したときの影響	22kPa	15kPa
シリコングリース塗布の影響	15kPa	10kPa

わかる。上部から冷却した場合には、最終凍上量は小さくなる(図-3)にもかかわらず、凍上速度は比較的大き目にてている。

これは、上部冷却の実験では凍着の影響で時間-凍上量曲線が上凸となるため、凍上速度を求めるときは凍結初期の直線となる部分の傾きをとっているためである。言い換えれば、上部から供試体を冷却する方式でも凍結初期においては凍着の影響が小さいため、凍上は順調に発生すると考えられる。

3-3 最終凍上率と凍上速度の関係

図-2(a),(b),(c)それぞれの曲線から求めた最終凍上率と凍上速度の関係を図-5に示す。上載荷重の大きさ、冷却方向、シリコングリースの有無によって凍上速度と最終凍上率はともに変化するが、両者の関係は1本の曲線で表し得ることがわかる。当然のことながら実験条件が同一であっても試料土が異なると最終凍上率も凍上速度も異なる。図-6は図-5のグラフに各種の試料に対して得られた凍上速度と凍上率の関係のプロットを重ねたものである。

図-6から冷却温度降下速度が一定であれば、上載荷重の大きさ、アクリルセル内壁の摩擦の大きさ、或いは土の種類に関係なく最終凍上率と凍上速度の関係には一義的な関係があることが確認された。

①の曲線は冷却温度降下速度を0.1℃/hourで実験を行ったときの最終凍上率と凍上速度の関係を示している。実験データが少ないため定量的なことまではいえないが、冷却温度降下速度が変わると最終凍上率と凍上速度の関係は別の曲線になることは確かかなようである。一般に同一の試料で冷却温度降下速度を小さくすると、最終凍上率は大きくなるが、凍上速度は小さくなる。さらに最終凍上率では、過冷却の現れ方など凍結過程の違いによる影響が現れやすい。したがって凍上性の判定基準としては、凍上率よりも、定常状態になったときの凍上速度を用いる方が有利と考えられる⁷⁾。

3-4 凍結速度

前節までにおいて、制御し得る温度条件として冷却温度降下速度が凍上発生を強く支配することを述べて

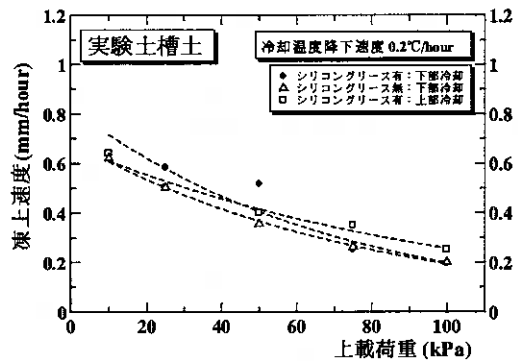


図-4 凍上速度と上載荷重の関係

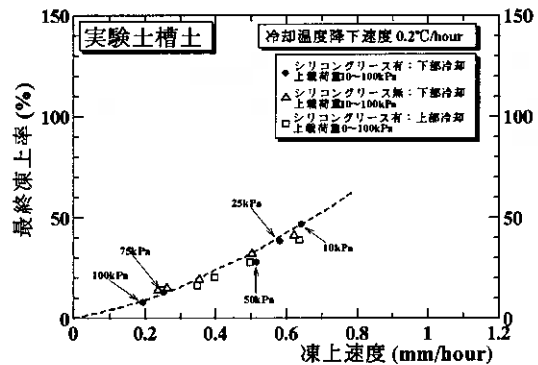


図-5 最終凍上率と凍上速度の関係

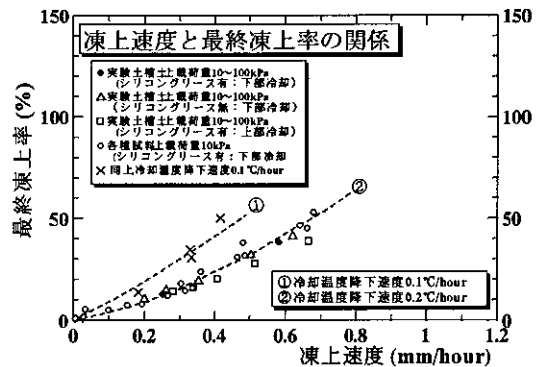


図-6 最終凍上率と凍上速度の関係(各種試料)

きた。しかし、凍上発生を支配する基本的な因子は、冷却温度降下速度ではなく凍結速度すなわち凍結面の移動速度であると考えられている⁹⁾。この凍結速度を実験的に直接測定することは困難である。ここでは過冷却が破られて凍結が開始してから、凍結が終了するまでの時間を凍結面の移動時間とし、その値で凍結面の移動距離（供試体初期高さ）を除いて凍結速度を求めた。本実験の冷却方式では凍結速度が必ずしも一定の状態で行進するわけではないので、ここでは平均凍結速度となる。

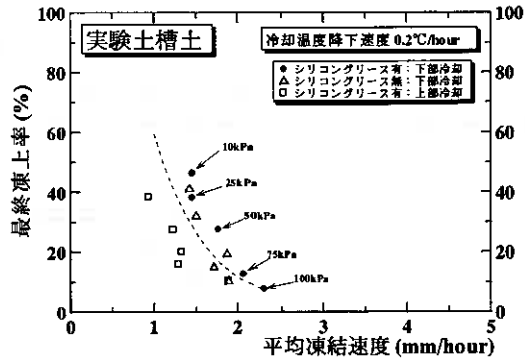


図-7 最終凍上率と平均凍結速度の関係

図-7 に最終凍上率と平均凍結速度の関係を

示す。冷却温度降下速度が同じであっても、凍結速度は潜熱の発生状況によって変化してくる。潜熱の発生は凍上発生そのものと考えて大過ない。図-7 によれば、10～50%の最終凍上率の範囲に対して平均凍結速度の変化範囲はおよそ1～2mm/hour程度であることが分かる。

凍上試験で凍結速度を直接制御することは至難である。凍結速度が制御可能な冷却温度降下速度とどのような関係にあるかを明らかにしておく必要がある。

4. まとめ

土の凍上試験を規定する上で必要な基礎データを得る実験を行った。得られた結果のうち、主なものをまとめると以下の通りである。

- (1) 上載荷重が大きくなるにつれ凍上量、凍上速度が共に減少し、供試体全体が凍結するまでの時間が短くなった。
- (2) 本実験の冷却方式においてシリコングリースのような潤滑材を上盤ピストンとセル内壁に塗布することはセル内壁との間の摩擦を軽減させる上で効果的であることがわかった。
- (3) 本実験の冷却方式において供試体を上部から冷却するより、下部から冷却する方が凍着の影響を防ぐ上で適当であることが確認された。
- (4) 冷却温度降下速度が一定であれば、上載荷重、冷却方向、シリコングリース塗布の有無、更には試料土の種類に関わらず、最終凍上率と凍上速度との関係には一義的な関係があることが確認された。
- (5) 最終凍上率は過冷却の現れ方などの凍結過程によって変化し易い。したがって凍上性の判定基準は、凍上率よりも定常的に凍上が生じているときの凍上速度を用いる方が有利である。
- (6) 下面冷却温度降下速度を0.2°C/hourとしたときの平均凍結速度は、10～50%の最終凍上率の範囲に対して1～2mm/hourの範囲で変化した。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路土工排水工指針
- 2) 日本道路公団：日本道路公団試験方法、土の凍上試験方法 (KODAN 112-1985)
- 3) 日本瓦斯協会：LNG 地下貯蔵指針
- 4) 北村、鈴木、澤田：土の凍上性判定試験装置の開発，地盤工学会 北海道支部 技術報告集 第37号
- 5) 劉、鈴木、澤田：砂利および透水性断熱材を用いる遮水槽の凍上抑制効果，土木学会論文集, No.487/III -26, pp.265～270, 1994.

- 6)酒井 晃：土の凍上性判定試験法に関する研究，北見工業大学大学院修士論文，1999
- 7)酒井、鈴木、澤田、山下、宇野：土の凍上試験法に関する研究，地盤工学会 北海道支部 技術報告集 第39号,pp87～92,1999
- 8)高志 勤、益田 稔、山本英夫：土の凍結膨張率に及ぼす凍結速度、有効応力の影響に関する研究,雪氷,36 卷2号,pp.1～20,1974

自然地盤における土中温度勾配と凍結・凍上特性

北見工大 大学院 学員 楊 照宇
 北見工大 大学院 学員○山田知也
 北見工大 工学部 正員 鈴木輝之
 北見工大 工学部 正員 沢田正剛

1. まえがき

寒冷地において地盤が凍上すると、道路舗装面の破損、建物の傾斜、鉄道線路の隆起などの災害が生じる。近年、寒冷地域の活性化が叫ばれ社会基盤の整備が進むとともに、これら災害を抑止・防止することがますます重要になってきている。土中水分が凍り凍土体積が増加する、いわゆる凍上現象の機構は複雑で、物理的にはまだ完全に説明されていないのが現状である。合理的な凍上対策を行うには凍結過程と凍上機構を解明し、最大凍結深さ、凍上量、凍上力などを正しく予測する必要がある¹⁾。本研究の目的は、凍上を起こすいくつかの因子の一つである温度に着目し、北見工業大学構内の試験フィールドにおける測定データをもとに、土中温度勾配が地盤の凍結・凍上をどのように支配しているかを定量的に把握しようとするものである。

2. 試験内容

観測は1998年11月～1999年4月の冬期に、北見工業大学構内の屋外凍上試験フィールドで行った。本観測に用いた装置の設置状況を図-1に示す。

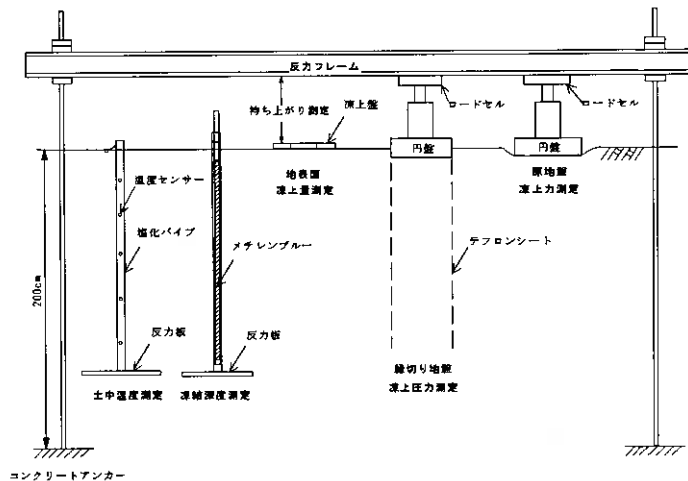


図-1 実験フィールド測定状況

土中の温度は土中に埋設した塩化ビニルパイプに銅-コンスタンタン熱電対を配置し、2時間毎に自動計測した。熱電対は地表面から地下60cmまで10cm間隔に配置し、以下80cm, 100cm, 120cmの3か所に設定した。凍上による温度センサーの持ち上りを防止するために、塩ビパイプの下端は未凍土層中に反力板で固定した。凍上により地表面が持ち上がるので、地表面温度は地表面から1cmぐらいの深さにセンサーを埋めて測定した。

凍結深さはメチレンブルー凍結深度計を用い、1日1回計測した。凍結深度計の下端部も反力板で未凍土層中

Temperature gradient and freezing properties in natural ground: Zhaoyu YANG, Tomoya YAMADA, Teruyuki SUZUKI, Seigo SAWADA (Kitami Institute of Technology)

で固定されている。

凍上量の計測には直径20cm、厚さ1mmのリング状凍上盤を地表面に置き、その持ち上がりを1日1回測定した。これらの凍結深さ及び凍上量の1日1回の計測は、毎日午前10時に行った。

凍上圧は直径10、21.5、42、70cmの円筒状のテフロンシート（厚さ1mm）を深さ80cmまで埋設することによって縁切り地盤を造成し、その円筒内で発生する凍上力を計測した。テフロンシートに対する凍着せん断強度は非常に小さなものであるため、円筒内には周辺地盤からの凍上力の伝達はないものと見なす事ができる。ロードセルによって測定された凍上力を縁切りの面積で除して凍上圧とした。また地表面に直径10cm、厚さ2cmの円盤を置き、その円盤に作用する凍上力をロードセルで測定した値を原地盤凍上力と呼んでいる。以上のロードセルによる凍上力の計測は2時間間隔の自動計測で行った。

表-1 実験地盤土の性質

土粒子密度		2.51 g/cm ³
粒 度	砂 分	47.7 %
	シルト分	39.3 %
	粘土分	13 %
締め固め試験	最適含水比	26.0 %
	最大乾燥密度	1.395 g/cm ³
凍上試験	凍上率	63.3 %
	凍結様式	微細霜降状凍結

試験場所は、深さ2mまでを凍上性の土と置き換えて造成された均一な平坦地盤である。地盤土の性質は表-1に示す。積雪の断熱効果の影響を除くために試験場所は常に除雪し、さらに地表面の温度条件を均一にするために、地表面への直射日光は三面に設置した垂直壁によって遮断した。

土中温度勾配の算出方法を、図-2によって説明する。まず各深さ毎の温度センサーで得られた日平均温度を使い、土中温度分布の曲線を作成する。その曲線と0℃線（縦軸）の交点を通る水平線を凍結線と見なす。次に曲線上に0℃点、凍結線より上15cm（凍土側）及び凍結線より下15cm（未凍土側）の三点を決定する。凍土厚さが30cmより薄い場合、凍土側点は0℃点より上に凍土厚さの二分の一と設定する。この三点において地温分布曲線の接線を描いてその傾きを求め、それぞれの値を凍土側、0℃点、未凍土側の温度勾配とする。

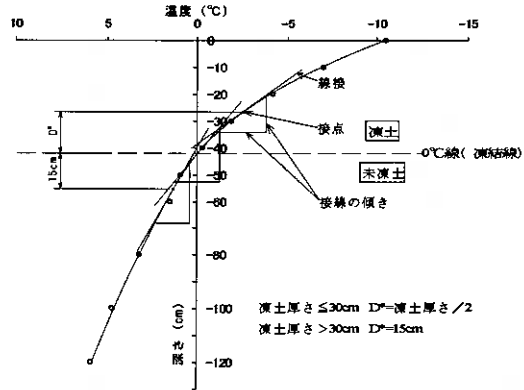


図-2 温度勾配の算出方法 (98・12・21 データより)

3. 観測結果及び考察

3.1 気象条件

図-3に試験地点での日平均外気温とその累積、及び試験地盤の凍結深さの推移を示す。11月下旬から強い寒気が現れ、日平均気温はマイナスになった。11月下旬から3月中旬まで寒さが続き、その間、日平均気温が0℃以上の日は数回観測された。2月14日にシーズン最低の日平均気温-15.6℃を記録した。同図から求めた凍結指数は786.2℃・dayである。また、シーズンの最大凍上量は10.4cm、最大凍結深さは76.3cmであった。

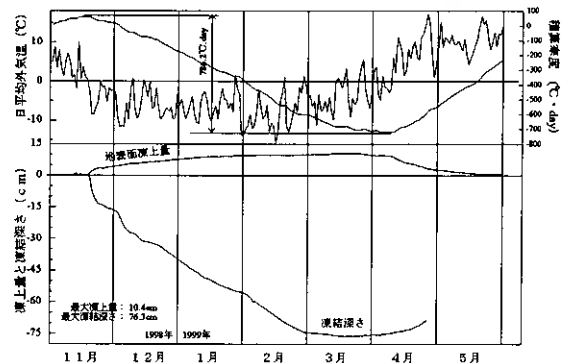


図-3 日平均気温、積算寒度、凍結深さ及び凍上量の推移

3. 2 凍上速度・凍結速度

図-4 に試験地点におけるシーズン中の凍上速度、凍結速度、凍土側温度勾配、0℃点温度勾配及び未凍土側温度勾配の推移を示す。11月中旬に凍結と凍上が出現し始めた。この時期の凍上速度の変動は大きく、地表が凍上と融解沈下を繰り返した。同様に凍結速度も大きく変動している。12月に入ると凍上と凍結は安定な状態で進行した。凍上速度は0~0.25cm/dayの範囲、凍結速度は0~10mm/dayの範囲で変動した。3月に入ると気温が次第に上昇して融解沈下が生じるので、凍上速度、凍結速度には負の値が現れる。

以上のように、11月には凍上が不安定な状態を示し、4月に入ると融解が発生するため、本試験のデータ解析は1998年12月から1999年3月までについて行うことにした。

凍結の初期には凍土層が薄いため、気温の変動は凍土側温度勾配に敏感に影響する。凍土側、0℃点及び未凍土側三つの温度勾配の中では、凍土側温度勾配が最も気温変動の影響を受ける。凍結初期の凍土側温度勾配は日変動差が大きく出て、日数の経過とともに変動は収束している。1月に入り凍結が深く入ると日々の短期的な気温変動にともなう温度勾配の変動は小さくなり、温度勾配全体は漸減していく。

凍土側温度勾配と未凍土側温度勾配の関係を図-5に示す。凍土側温度勾配の変化範囲が0~0.4℃/cmであるのに対し、未凍土側温度勾配の変化は小さく、約0.05~0.1℃/cmの範囲で変化している。未凍土側温度勾配が一定であることは、未凍土側から凍結面への熱流も一定であることを意味する。したがって凍結面での潜熱の発生、すなわち凍結・凍上の発生は凍土側の温度勾配の変化に強く反映されるはずである。

凍結面が進行するとき、凍結面付近での熱収支は次式で表される。

$$\lambda_f \alpha_f - \lambda_u \alpha_u = \rho_i L v_h + n \rho_i L v_x \quad (1)$$

ここで、 λ は熱伝導率、 α は温度勾配、 ρ_i は氷の密度、 L は氷の潜熱、 v_h は凍上速度、 v_x は凍結速度、 n は間隙率であり、添字f、uはそれぞれ凍土、未凍土を示す^{2) 3)}。

式-1から未凍土側温度勾配が一定のとき、凍土

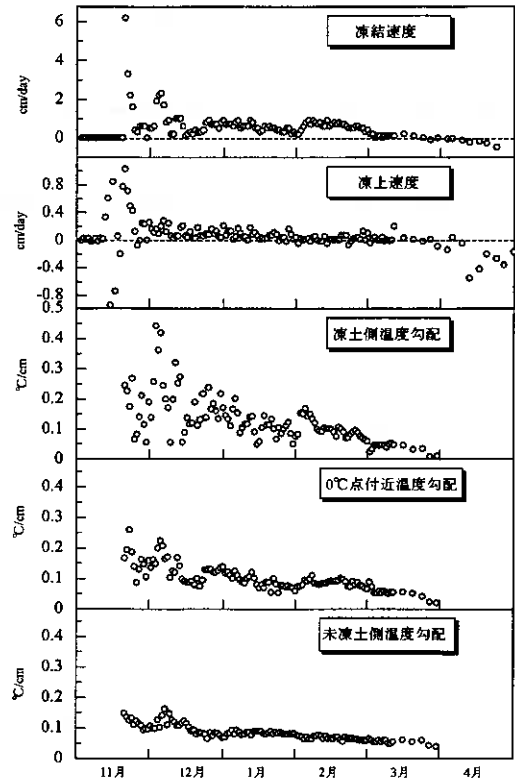


図-4 凍結速度、凍上速度及び温度勾配の推移

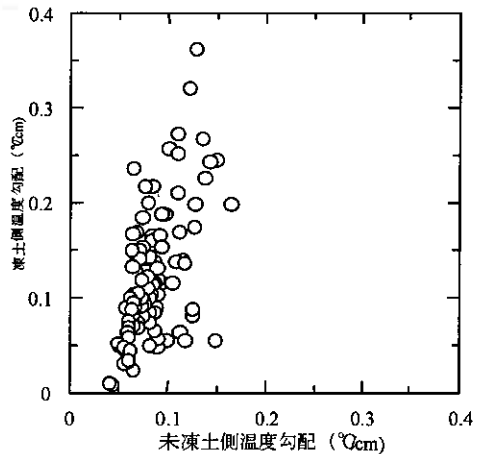


図-5 未凍土側温度勾配と凍土側温度勾配

側温度勾配が増加すると凍土厚さ進行速度（凍上速度と凍結速度の和）も増加する。

図-6に凍土側温度勾配と凍上速度の関係を示す。この図によれば、凍土側温度勾配と凍上速度の間には明確な相関は認められない。凍土側温度勾配が増加しても、凍上速度全体は同じ範囲の中で変動する。凍上速度は温度勾配だけでなく、動水勾配や土質などいくつかの因子の影響を受ける。

図-7に凍土側温度勾配と凍結速度の関係を示す。自然地盤において凍土側温度勾配と凍結進行速度の間には直線関係が認められる。しかし、両者の関係には潜熱の発生なども影響するため、一義的なものとはならない。

凍上速度と凍結速度の関係を図-8に示す。この図より自然地盤において、凍上速度と凍結速度の間には相関は認められない。凍土側温度勾配が変化することにより、凍上速度、凍結速度の両方が変動する。さらに、数式(1)において、凍上によってできる氷の潜熱(右辺第一項)と凍結進行によってできる氷の潜熱(右辺第二項)との配分比は凍結面付近の土の凍上特性によって変わると考えられる。

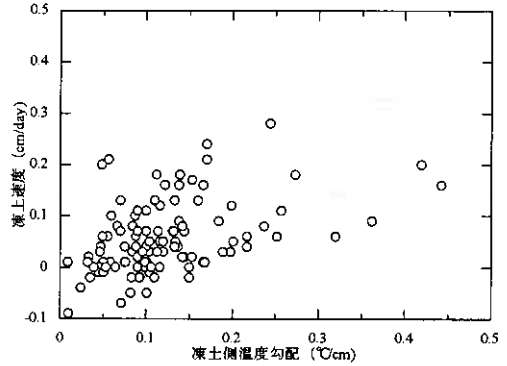


図-6 凍土側温度勾配と凍上速度の関係

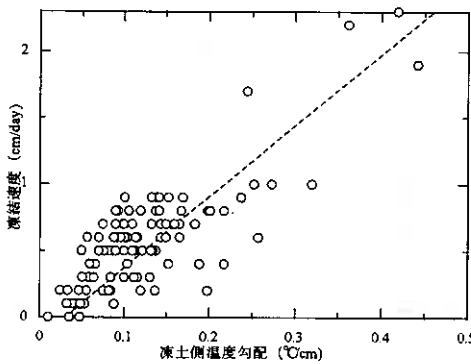


図-7 凍土側温度勾配と凍結速度の関係

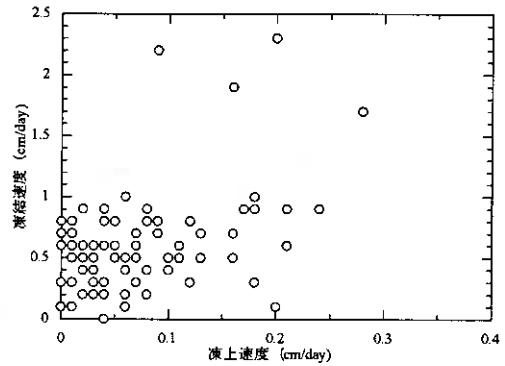


図-8 凍上速度と凍結速度の関係

3. 3 凍上力・凍上圧

3-3-1 凍上力・凍上圧の大きさ

図-9は観測された日平均外気温、日平均凍上力(原地盤上の円盤に加わる凍上力)、日平均凍上圧(各縁切り地盤の単位面積あたりの凍上力)を示している。凍上力は11月20日頃から出現し、日平均外気温がこの冬の最低温度を示すあたりで最大値が現れている。4月に入って凍上力がゼロになるのは地盤の融解時期に入ったことを示している。全体の挙動を見ると、凍上力の出現は気温に連動していることがわかる。特に原地盤の日平均凍上力は値の変動が顕著であるが、これは気温の変動が凍土のクリープ変形に強く影響しているためと思われる。

各縁切り地盤の凍上圧では、凍結期間(11月20日頃から)に入ると比較的コンスタントな値を保つ傾向が認められる。図-4より1月～2月にかけて凍上速度は一定であるが、凍上圧のピークはこの時期に現れる。凍上圧は凍上による地表面変形の累積値(地表面凍上量)には必ずしも連動していないといえる。また、φ10、21.5、42cmの縁切り直径によって凍上圧は変わらず、100～150kPaの範囲に入っている。φ70cmについては直径が大きかったため、4つのロードセルで測定したが、各ロードセルにおいて測定値にばらつきがあり、不均一な凍上の発生を

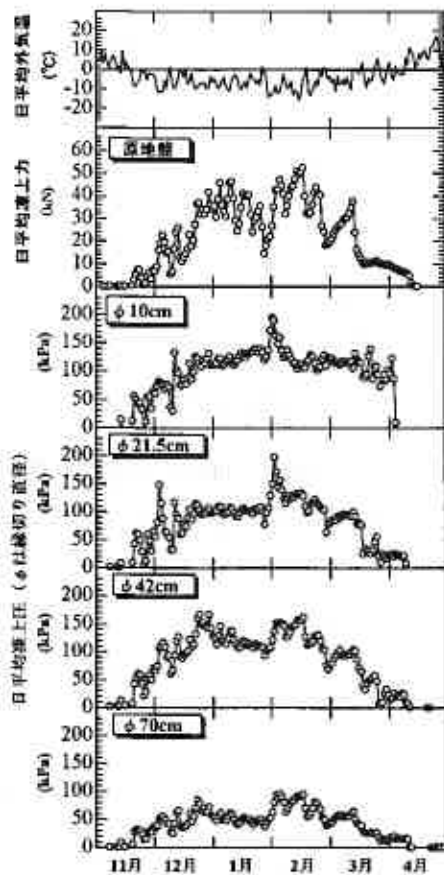


図-9 日平均外気温、凍上力(原地盤) 凍上圧(φ10~70)

示唆している。

図-10 は凍上圧を月平均値で表したものである。この図でも分かる通り、縁切り直径10, 21.5, 42cm においてはその差があまりなく、最低気温が観測された2月では120~130kPaの値が得られた。φ70cmの縁切り地盤では他より小さく、2月で70~80kPaの値が得られた。

3-3-2 温度勾配と凍上圧の関係

図-9 で示される日平均凍上圧と図-4 で示される凍土側温度勾配は、両者ともにシーズンを通して増減を繰り返しており、さらに両者の増減は時間的に対応している。そこで、対応するピークからピークの差を取りプロットすると図-11 が得られる。地表面で測定される凍上圧は、凍結面で発生した力(凍結膨張圧)⁴⁾が、凍土部分を介して伝達されてくると見なすことができる⁵⁾。このとき凍結膨張圧力の変化を主として支配するのは、0℃面付近の凍土側温度勾配と考えられる。しかし、地表面で測定される凍上圧はそれを伝達する凍土のクリープによる応力緩和などの影響も受けるため⁶⁾、必ずしも凍結膨張圧と一致するとは限らない。

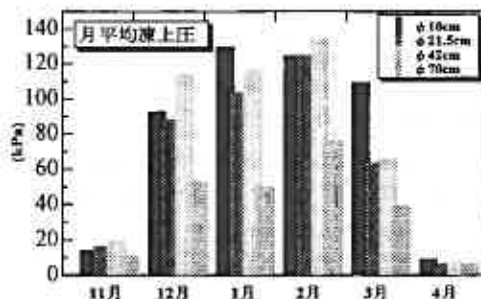


図-10 月平均凍上圧 (φは縁切り直径)

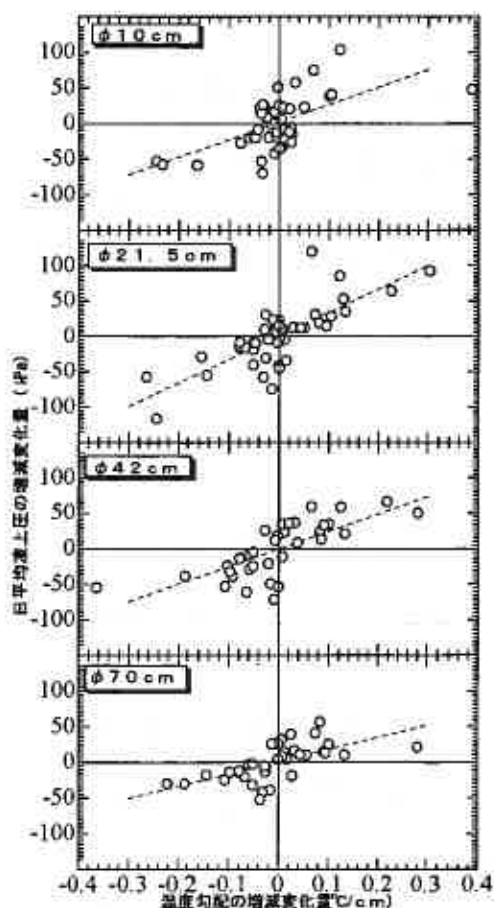


図-11 日平均凍上圧と凍土側温度勾配におけるピークからピークの差 (φは縁切り直径)

図-11 によると凍上圧の変化と温度勾配の変化の相関係数は、縁切り直径の小さい方から 0.61、0.77、0.73、0.62 と相関係数はかなりあるものの、ばらつきも多い。特に、温度勾配の差がゼロ付近、すなわち温度勾配がほとんど変化しないときに凍上圧が低下するような傾向があるのは、凍土のクリープ変形による凍上圧の緩和に起因していると推測される。このクリープによる応力緩和の影響を含めた上で、一度に増加する凍上圧の大きさは、図-11 よりおよそ 70kPa 未満で、そのときの温度勾配の変化量は 0.1～0.15°C/cm の範囲といえる。

4. まとめ

以上において、自然地盤における土中温度勾配が支配する地盤の凍結・凍上についての解析結果を述べてきた。主な結果をまとめると次のようになる。

- 1) 継続的に凍結が進行する 12 月～3 月における地盤凍結の定量的特性として以下の値が観測された。
 - a. 凍結速度は 0～10mm/day であった。
 - b. 凍上速度は 0～2.5mm/day の値をとり、全体として経過日数とともに漸減した。
 - c. 凍土側温度勾配は 0～0.4°C/cm の範囲で変化し、凍結初期に大きく変動し、日数とともに収束しつつ漸減する。
 - d. 未凍土側温度勾配は経過日数とともに漸減する傾向は認められるが、その変化範囲は比較的小さく 0.05～0.1°C/cm 程度の値になった。
- 2) 凍土側温度勾配は凍結速度との間にある程度の相関が認められたが、凍上速度との間には明瞭な関係は認められなかった。
- 3) 地表面凍上圧は、縁切り直径 10、21.5、及び 42cm としたときに大きな違いはなく、値がもっとも大きくなる 2 月で 120～130kPa であった。同じ時期の縁切り直径 70cm としたときの凍上圧は 70～80kPa であった。これは縁切り地盤内での不均一な凍上に起因すると思われる。
- 4) 凍上圧はシーズンを通して変動を繰り返すが、その変動量は対応する凍土側温度勾配の変動量との間に相関が認められた。

5. 参考文献：

- 1) 日本雪氷学会北海道支部[編]：雪氷調査法；凍上・土壌凍結の調査，pp79，
- 2) 中沢ら：地盤凍結に伴う凍上速度と凍結面進行速度の相互関係；19 回土質工学研究発表会 759～760
- 3) 中沢ら：完全凍上発生時における凍上速度について；18 回土質工学研究発表会 733～734
- 4) 木下誠一：凍土の物理学；第 6 章凍結と凍上の数値解析，pp153～171，1982
- 5) 6) 鈴木輝之、澤田正剛、劉朝鋼、林啓二：自然地盤の凍上力に関する実験的研究(1)；第 27 回土質工学研究発表会講演集，pp1207～1208，1995

最大凍結指数と道路の凍結深さに関する研究

北海学園大学大学院 学生員 ○上田 真一
 北海学園大学工学部 正会員 久保 宏

1. はじめに

現在、北海道を含む積雪寒冷地における道路の凍上対策として凍上を起こしにくい材料で置き換える「置換工法」が採択されており、その厚さを理論最大凍結深さの約 70% 値とするのが一般的である。また、置換え厚さは凍結深さの実測値や経験的に分かっている値、あるいは気温のデータから得られる凍結指数などをもとに総合的に決定することになっているが、現在、北海道の道路における設計基準は、平成元年度（1980～1989 年）の道路工事設計基準を適用している。一方、近年地球環境の変化に伴い温暖化が進行し、北海道を含む積雪寒冷地においても同様な傾向が見られる。その結果、主要都市やその周辺地域を中心にほとんどの観測地点での凍結指数は減少傾向にある。そこで、本研究では最近の気象傾向を踏まえた上で、安全性と経済性を考慮した北海道各地の基準となり得る置換え厚さを決めることが目的である。

2. 凍結指数と凍結期間

凍結指数は、冬の凍結期間内における氷点下の温度の大きさとその継続時間の積で表されるものである。日平均気温をもとに凍結指数を計算する場合は、日平均気温が+から-に変わる日を初日として、翌春、日平均気温が-から+に変わる日までのものを積算し、日平均気温積算値の±最大値を見つけだす。凍結指数は、その±最大値の絶対値を加え合わせたものである。凍結指数を求める方法には、月平均気温、旬平均気温によるものが、日平均気温によるものと比べ、凍結指数が小さくできるため、これによる凍結深さの推定は危険である。また、日平均気温の求め方にも 1 日の日最高気温と日最低気温の平均値の 2 点法、6 時、10 時、14 時の平均気温から求める 3 点法、3 時間ごとに平均する 8 点法、2 時間ごとに平均する 12 点法、最も精度が高い 24 点法がある¹⁾。本研究では、実用的には十分である日最高気温と日最低気温の平均値をとる 2 点法を採用した。

3. 北海道の各主要都市における凍結指数

北海道各地の凍結指数を推定する際に、北海道内の各主要都市 15 カ所において過去 10、20、30 年間のそれぞれ最も大きい凍結指数（最大）、最も大きい 2 つまたは 3 つを平均した凍結指数（最大平均）、そして現在、アスファルト舗装要綱（以下アス要綱という）で示されている n 年確率凍結指数による推定方法で求めた凍結指数（確率）をそれぞれ比較し、図-1 に示した。また、図-2 はその 15 カ所についての平均値をまとめたものであるが、10 年間のデータにおいては確率、最大共に値に大きな違いは見られない。10 年確率及び 10 年最大は、他の 20、30 年の値に比べて特に低い傾向が見られ、約 65～70% 程度も低い値となっている。また凍結期間の影響は考えないものとする、一般的な目安として、凍結指数が約 200℃・日違うと凍結深さは、20 cm 程度変化することになる。このように凍結深さへの影響が大きいことから、最近の過去 10 年間の気象データを用いるこ

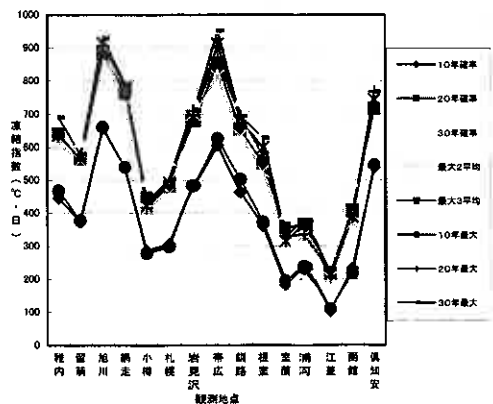


図-1 道内主要都市における凍結指数

Investigations of Frost Penetration in Pavements with Maximum Freezing Index;
 Shinichi Ueda (Hokkaigakuen Univ.), Hiroshi Kubo (Faculty of Engineering, Hokkaigakuen Univ.)

とは考えにくい。20年では確率と最大はほぼ同じ値を示し、最大平均が若干低い値になっている。また10年、20年では確率と最大はほぼ同じ値であったが、30年については異なった傾向が見られ、確率が最大に比べ、約10%程度大きい増加率となっている。このことから、過去30年において確率は最大をも超えてしまっているので、これまでの経緯や経済的なことを考慮すると30年確率を用いるのは不適當である。この中において、20年確率、20年最大、30年最大平均はいずれを採ってもほぼ同じ値である。

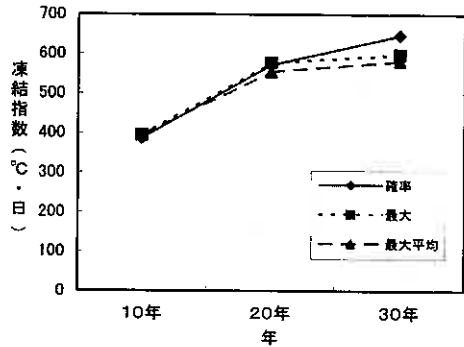


図-2 道内主要都市における凍結指数の平均値

一方、この各主要都市15カ所の気象データは、過去20年についてはアメダスによる気象データで、またそれ以前のは各測候所などの観測資料に基づ

いて気象データは完備されている。しかし、これ以外の市町村についてはアメダスによる過去20年のデータは完備されているものの、それ以前の気象データが備わっていないのが現状である。よって、これら3種類の凍結指数を用いることで、北海道内の各主要都市15カ所を中心にその周辺道路の理論最大凍結深さがどのような値を示し、また各地域によりどのくらいの違いがあるのかを検討する必要がある。特に、気象データとの兼ね合いを十分に考慮した上で、過去20年における確率及び最大との比較検討は、本研究の今後の方向性を決定するにあたって重要視しなければならない点である。

3. n年確率凍結指数の推定方法

凍結指数の度数分布曲線は、対数正規分布曲線によく合致することから、凍結指数のn年確率値を推定する場合は、各年の凍結指数を対数値に変換して推定するとよい³⁾。本研究でのn年確率凍結指数は、アスファルト舗装要綱(以下アス要綱という)と同様に求めたが、バラツキの標準偏差 σ_0 は下記に示す①式のように自由度(k-1)で割ることとする。

$$\sigma_0^2 = \frac{\sum (\log_{10} X_i - \log_{10} X_0)^2}{(k-1)} \dots \textcircled{1}$$

ここで、n年確率凍結指数Xは

$$\log_{10} X = \sigma_0 \cdot \xi + \log_{10} X_0 \dots \textcircled{2}$$

によって求められる。

ここに、

σ_0 : $\log_{10} X_i$ の標準偏差

X: n年確率凍結指数 (n年に1度起こると推定した凍結指数、°C・日)

X_0 : 凍結指数対数値の平均値 ($\sum \log_{10} X_i / k$)
= $\log_{10} X_0$ となる

X_i : 各年の凍結指数 (°C・日)

ξ : 確率年数(n)に対する統計値

k: データ数(個)

とする。

表-1と下記の計算例は、1989~1998年の函館市の10年確率凍結指数を求める過程を示している。なお、統計値は確率年数nに対応させることにした。

ここで、①式により、

$$\sigma_0^2 = \frac{\sum (\log_{10} X_i - \log_{10} X_0)^2}{(k-1)}$$

表-1 函館市の10年確率凍結指数(1989~1998年)

年度	凍結指数 X_i	計算値		
		$\log_{10} X_i$	$\log_{10} X_i - \log_{10} X_0$	$(\log_{10} X_i - \log_{10} X_0)^2$
89	136	2.134	-0.018	0.0003
90	85	1.927	-0.225	0.0505
91	120	2.078	-0.074	0.0054
92	80	1.901	-0.251	0.0628
93	175	2.243	0.091	0.0082
94	194	2.288	0.136	0.0184
95	209	2.321	0.169	0.0285
96	101	2.003	-0.149	0.0222
97	218	2.338	0.186	0.0345
98	195	2.290	0.138	0.0191
計	1512	21.524	-	0.2500
平均	151	2.152	-	0.0278

$$=0.2500/9$$

$$\therefore \sigma_0=0.167$$

$$\log_{10} X_0 = \Sigma \log_{10} X_i / k$$

$$=21.524/10=2.152$$

X_0 の確率年数10年に対する ξ の値は

$$\xi=1.28$$

また、n年確率凍結指数 X_n は②式で求められ、

$$\log_{10} X = \sigma_0 \cdot \xi + \log_{10} X_0$$

$$=0.167 \times 1.28 + 2.152 = 2.366$$

$$\therefore X = 232 \text{ (}^\circ\text{C} \cdot \text{日)}$$

となる。

本研究では、表-1で示した10年確率(1989~1998年)と同様に20年確率(1979~1998年)及び30年確率(1969~1998年)について計算した。先に述べたように本研究では、この中における20年確率及び最大と30年最大平均をそれぞれ比較し、さらにはアス要綱(1980~1989年)で示している基準値とをそれぞれ比較した。図-3はこの方法で求めた北海道内の主要都市におけるそれぞれ過去30年間の凍結指数の推移を示したものである。温暖な地域と冷え込みの厳しい地域の2つの傾向が見られる。各地の共通な傾向として、1969年、1974年、1976年、1977年の4年間はすべて20年以上前にあたり、1970年代は過去30年間でも特に冷え込みが厳しいことがわかる。また1980年代についても1983~1987年の5年間は特に寒さが厳しく、過去20年間の最大凍結指数がこの時期に記録されている。一方、1988~1997年は暖冬により、それ以前の10年間(1978~1987年)に比べると地域によって凍結指数が急激に減少しているのがわかる。この10年間(1988~1997年)は主要都市15カ所の前10年(1978~1987年)の平均値に対する減少率は、約67%となっており、1990年代がいかに温暖であるかがわかる。この結果から、道南地方のように温暖な地域では、温暖化の影響による凍結指数の減少が著しく、また冬の冷え込みの厳しい内陸部の地域でも、同様なことがいえる。このことから、設計基準に用いられている1980年~1989年での10年間の気象データから求めた凍結指数では、過大設計になっていることが予想できる。このように過去10年間程度のデータによる統計では、極端に寒い冬である異常寒候年が出現すると、その後10年間は過大設計になるという問題が生じる。このことから、できるだけ長い年数のデータに基づいて求めたものを採用するのが望ましいと考え、本研究では20年または30年のデータから年数別に求めた凍結指数について検討した。表-2はそうして求めたそれぞれ主要都市のアス要綱で示す10年確率(1980~1989年)と1998年以前の20年確率及び最大と30年最大平均である。これらはほぼ同じ値を示しているが、アス要綱は最近10年間のデータが含まれておらず、現状では不相当と考えられる。また、20年確率及び最大と30年最大平均では、これら主要都市以外のアメダスデータが過去30年間を完備していないことと、アス要綱ではn年確率による凍結指数を採用していること、これらを総合的に判断すると、道路の凍上対策上の設計には20年確率を用いるのが適当と考えられる。

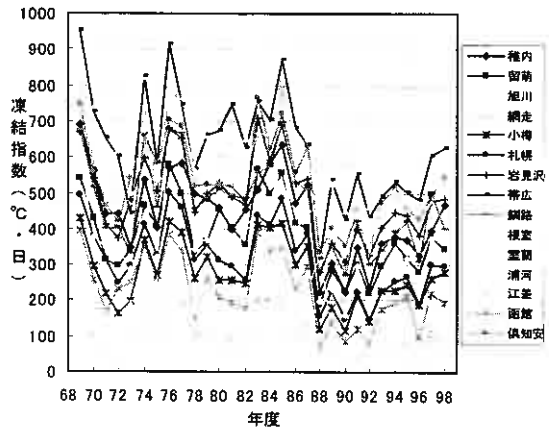


図-3 道内主要都市の凍結指数の推移

表-2 道内主要都市における年数別の凍結指数 (°C・日)

	20年 確率	20年 最大	30年 最大平均	アス要綱 (1980~1989年)
稚内	641	635	637	642
留萌	563	568	568	589
旭川	882	905	912	904
網走	760	780	780	772
小樽	447	417	423	456
札幌	481	483	493	479
岩見沢	680	710	692	715
帯広	854	872	912	890
釧路	655	695	683	657
根室	551	575	600	553
室蘭	354	329	315	243
浦河	367	336	364	375
江差	219	205	215	184
函館	409	389	389	363
倶知安	717	766	743	732

4. 北海道内の主要都市における道路の置換え厚さ

寒冷地における道路舗装の凍結深さを推定する場合、一般に③式に示すような修正 Berggren の式が用いられている¹⁾²⁾。また、現在、北海道の道路における凍上対策に必要な置換え厚さは、気温による気象データでの凍結深さと経験値をもとに基準化されている。図-4は寒冷地道路舗装の必要な置換え厚さのもとになっている理論最大凍結深さと舗装構造との関係を模式的に表したものである。そこで、道内の主要都市を対象に表-2で示す最近20年確率の凍結指数を用い、含水比15%、乾燥密度1.8 g/cm³の凍上を起こしにくい様な地盤での理論最大凍結深さは表-3に示す通りである。さらに、この表には理論最大凍結深さの70%値(国道)と65%値(農道)の置換え厚さと現在国道等に適用されている基準値が示されている。

表-2から最近20年確率での凍結指数を用いた道内主要都市の置換え厚さは各地によってバラツキはあるが、現在適用中の基準値よりも合理的な舗装構造にすることができる地域もあることがわかる。

$$Z = \alpha \sqrt{48F / (L_w / K)_{eff}} \dots\dots\dots ③$$

ここに、Z：推定凍結深さ (cm)、α：補正係数、
F：凍結指数 (°C・days)

X = d₁ + d₂ + …… + d_n：予想凍結深さ (cm)

$$(L_w / K)_{eff} = \frac{2}{X^2} \left\{ L_1 d_1 \left(\frac{d_1}{2K_1} \right) + L_2 d_2 \left(\frac{d_1}{K_1} + \frac{d_2}{2K_2} \right) + L_3 d_3 \left(\frac{d_1}{K_1} + \frac{d_2}{K_2} + \frac{d_3}{2K_3} \right) + \dots\dots + L_n d_n \left(\frac{d_1}{K_1} + \frac{d_2}{K_2} + \dots\dots + \frac{d_n}{2K_n} \right) \right\}$$

d_n：予想凍結深さ内の各層の厚さで、

d₁は最上層の深さ (cm)

K_n：各層の熱伝導率 (cal/cm³/s/°C)

L_n：各層の融解潜熱 (cal/cm³/°C)

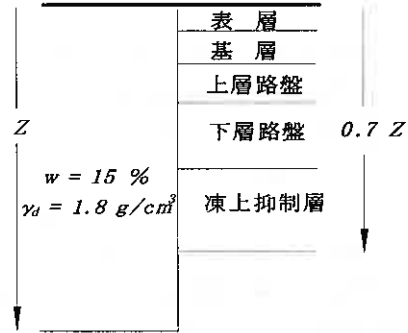


図-4 道路の理論最大凍結深さと舗装構造の模式図

4. 結論

北海道内の主要都市における20年確率及び最大と30年最大平均についての検討結果と、その周辺道路の置換え厚さに関してまとめると次のようになる。

- (1) 最近の気象温暖化の傾向から、現在用いられているアス要綱(1980~1989年)で示されている10年確率凍結指数では、現状には不適當である。
- (2) 過去30年間のアメダスデータは完備されておらず、30年最大平均による凍結指数では、北海道内の全観測地点を再検討することは、困難である。
- (3) 寒冷地道路舗装の凍上対策に必要な置換え厚さは、最近の20年確率を用いることで地域によっては現在の基準値よりも小さくなり、合理的なものにすることができる。

<参考文献>

- 1) 土質学会編：土の凍結—その理論と実際—、pp.186—192 平成6年5月
- 2) 日本道路協会：道路土工—排水工指針、pp.164—165 昭和62年6月
- 3) アスファルト舗装要綱：社団法人 日本道路協会、pp.283—288 平成5年4月5日

表-3 道内の主要都市における道路の置換え厚さ (cm)

20年確率	理論最大凍結深さ	置換え厚さ(国道)	置換え厚さ(農道)	現在の基準置換え厚さ
稚内	114	80	74	80~90
留萌	113	79	73	80
旭川	151	106	98	90
網走	138	97	90	80
小樽	96	67	62	80
札幌	100	70	65	80
岩見沢	129	90	84	80
帯広	148	104	96	100
釧路	125	88	81	80
根室	111	78	72	80
室蘭	83	58	54	70
浦河	85	60	55	80
江差	62	43	40	60
函館	91	64	59	60
倶知安	134	94	87	80

ボックスカルバート上の道路凍上現象 (3)

北海道開発コンサルタント(株) ○小林 修司
 // 林 啓二
 // 本間 公康
 北海道開発局開発土木研究所 櫻庭 満
 北見工業大学工学部 鈴木 輝之

1. はじめに

図-1に現場観測位置図を示すが、当論文の経緯としては、平成4年度国道40号道路改修工事に伴い、稚内市更喜内 KP=240.1km 地点に設置されたボックスカルバート上の路面が、冬期間に持ち上がる現象が発生した。この持ち上がりは、夏期にはほとんど元に戻る(歩道部では残留を残している)ことより、凍上現象と判断し盛土材料の土質試験、凍上試験及び現場での凍上凍結の観測を平成5年度に実施した。¹⁾ この結果、ボックスカルバート内部から上方に浸透する冷えと、路面側から下方に浸透する冷えが干渉し合うような状態となり、ボックスカルバートの影響を受けない一般部の凍結深さ(約100cm)より、数十%も深く凍結が進行することがわかった。これより、ボックスカルバート上の土中においては、一般盛土部より凍結に要する熱エネルギーが小さくてすむため凍結が多く進行すると考えられ、したがって、対策工としてボックスカルバート側からの冷えを緩和することで、一般盛土部と同条件に近い状態にすることが可能と考えた。その後、平成6年度同路線における改修工事に伴い、KP=240.1kmと同条件の新設ボックスカルバート(KP=239.3km)が設置されることになり、ボックスの頂版及び側壁の外側に断熱材を巻く、“外側断熱工法”²⁾による対策工を採用した。その結果、その年の冬期間における路面の凍上、舗装面のクラック、及び走行上の衝撃は確認されなかったのに対し、対策工を施していない KP=240.1km 地点においては、路面の凍上が発生し前記現象が確認できた。

この“外側断熱工法”の効果を立証するために、平成7年度に現場計測を実施した。その結果、“外側断熱工法”を採用した KP=239.3km 地点では、路面の持ち上が

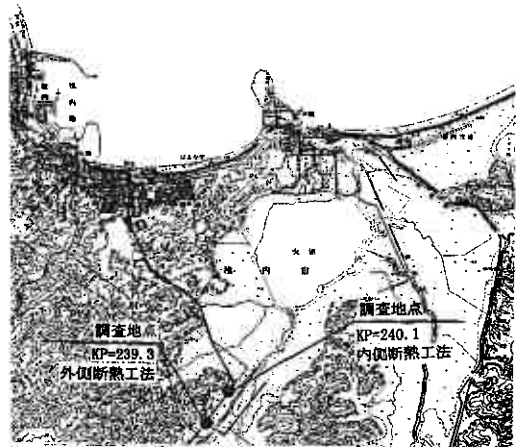


図-1 現場観測位置図

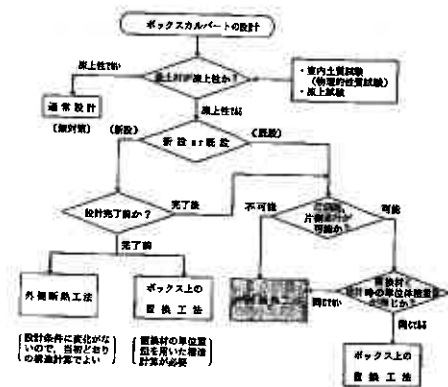


図-2 ボックスカルバート上の路面の凍上対策選定フローチャート(案)

Road Frost Heaving on Box Culvert (3)

Syuji Kobayashi, Keiji Hayashi, Hiroyasu Honma (Hokkaido Engineering Consultant Co.,Ltd),
 Mituru Sakuraba (Hokkaido Development Bureau), Teruyuki Suzuki (Kitami Institute of Technology)

りは約2cm程度（歩道部では1.5cm程度）で、走行上の衝撃もなく、路面にもクラックの発生も見られなかったのに対し、対策工を施していない KP=240.1km 地点では、路面の持ち上がりが7cm程度（歩道部では10cm弱）発生し、特に大型車両の走行時には大きな音とともにかなりの衝撃を与えていた。さらに、路面にも幅2～5cmものクラックの発生が認められ、“外側断熱工法”の有効性が立証された。

これまでの調査結果より、図-2に示すボックスカルバート上の路面の凍上対策選定フローチャート（案）を作成した。

今回はこのフローチャートのうち、ボックスカルバート内側の頂版及び側壁上部を断熱材（t=10cm）で被覆した“内側断熱工法”の効果を検証するために、KP=240.1地点の既設ボックスカルバートにて現場計測を実施し、その結果をとりまとめたものである。

以上、これまでの現場計測及び論文発表の経緯を図-3に示す。

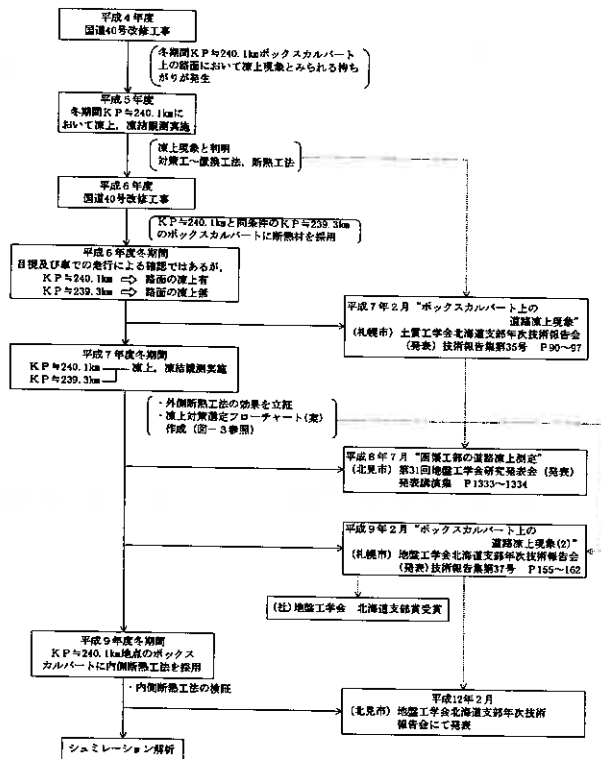


図-3 現場計測及び論文発表の経緯

2. 測定内容とその目的（図-4参照）

(1) 路面の凍上量

路面の凍上量の測定は、カルバート中心軸の車道部センターで1点と、そこからL、R側ともに3.0mの地点と歩道上に3点、その3点から縦断方向に8点ずつの計28点のポイントを設け、路面の凍上量と縦断方向の凍上状態及びその経時変化を把握するために実施した。また、KP=239.3km地点の外側断熱工法箇所においても、カルバート中心軸の車道部センターで、比較のため1点だけ凍上量を計測した。

(2) 凍結深さ

凍結深さは、カルバート中心軸上の車道部に1点とカルバートの影響を受けない一般部の車道部で1点の計2点で、メチレンブルー凍結深度計によって計測した。このとき、前者については、メチレンブルー凍結深度計をカルバート天端に接するように設置し、カルバート側からの土中の凍結状況を計測できるようにした。

(3) 土中温度分布

土中温度分布は車道部のR側に、図-5に示すようにT熱電対をメッシュ状に配置した。土中温度は、カルバート上に着目し計27点設置し、路面とカルバート間の土中温度分布及びその経時変化を計測した。また、外気温、カルバート内気温もT熱電対により計測した。このとき、外気断熱材の前面と背面に各1点ずつ配置した。外気温は、現地の気温の推移とともに凍結指数を求め、カルバート内気温については、その推移と外気温とを比較するとともに、断熱材前背面の温度の相違を明白にし、その効果を立証できるようにした。

3. 測定結果と考察

(1) 外気温

図-6に1時間毎の外気温と日平均気温の推移を示す。データは、平成10年の3月20日までのものであるが、このシーズンは12月の初旬から日平均気温がマイナスになり始め、12月下旬頃から2月下旬頃まで連続的にマイナスになっている。また、このシーズンの凍結指数は、図-7に示すように、 $F=420.9^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ であった。また、図-8には、昭和55年～今回(平成10年)までの凍結指数の推移を表しており、今回も近年(過去9年)の暖冬傾向と同じ程度の寒気であるといえるが、徐々に凍結指数が増加傾向にあるとも読みとれる。

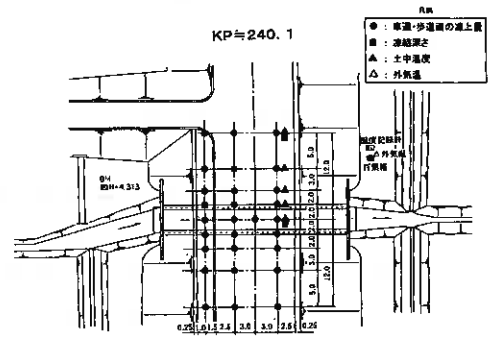


図-4 計器設置平面図

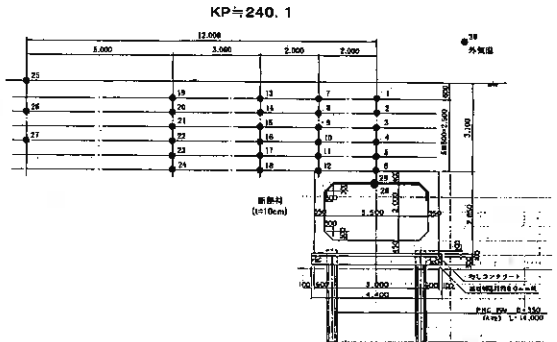


図-5 温度センサ配置図

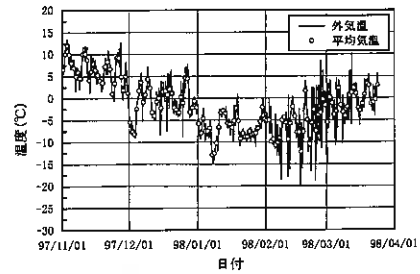


図-6 外気温と日平均気温の推移

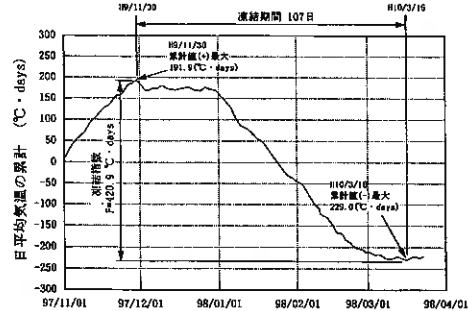


図-7 日平均気温から求めた凍結指数

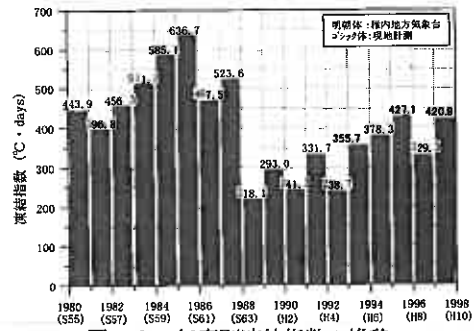


図-8 年度別凍結指数の推移

(2) カルバート軸上の路面凍上量の推移

一般に、地盤の凍上は日平均気温が連続的にマイナスになり始める頃と同時に発生し始め、厳寒期に急激に増加する。その後、日平均気温がマイナスの間はその速度はゆっくりではあるが増加を続け、それが連続的にプラスになると急激に凍上量は減少する傾向となっている。図-10 (a), (b) に、図-9 に示すカルバート中心軸における路面の凍上量の推移を示す。このうち、(a) は今回内側断熱工法によるものであり、(b) は平成7年度の無対策の計測データを示す。また、これらには、KP=239.3

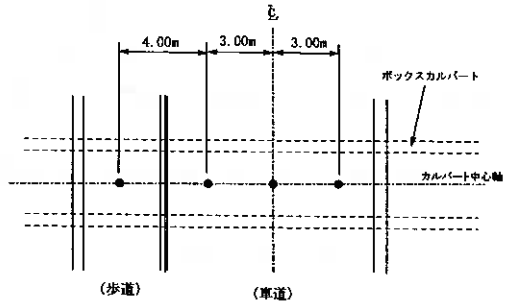


図-9 カルバート中心軸上の凍上量測定ポイント

km の同時期における外側断熱工法の車道部センターのデータも示している。これらの図より、内側断熱工法は外側断熱工法よりその効果が劣ることがわかるが、概ね、凍上量は無対策の4割減となっていることがわかる。ただし、これはあくまでも気温状態やその他の凍上に関する条件が、ほぼ同一と仮定された場合であり、KP=239.3km の外側断熱工法の凍上量を比較すると、今シーズンの方が2倍程度凍上量が増加していることを勘案すると、上記以上の効果があったとも考えられる。さらに、厳寒期(1月下旬~2月上旬)の凍上速度を見ると、車道部の無対策では、平成7年度には1.8~1.9mm/day、平成5年度でも2.0mm/day弱となっていたのに対し、今シーズンの車道部の凍上速度は、約1.0mm/dayと緩和されており、内側断熱工法の効果が認められる。

また、図-9の地点における横断方向の凍上は、無対策の時には凍上量の大きい歩道側の影響を受けて、車道部の凍上量も歩道側程大きくなる傾向があったのに対し、内側断熱工法を採用したこのシーズンのデータには、その傾向が見られないことがわかる。

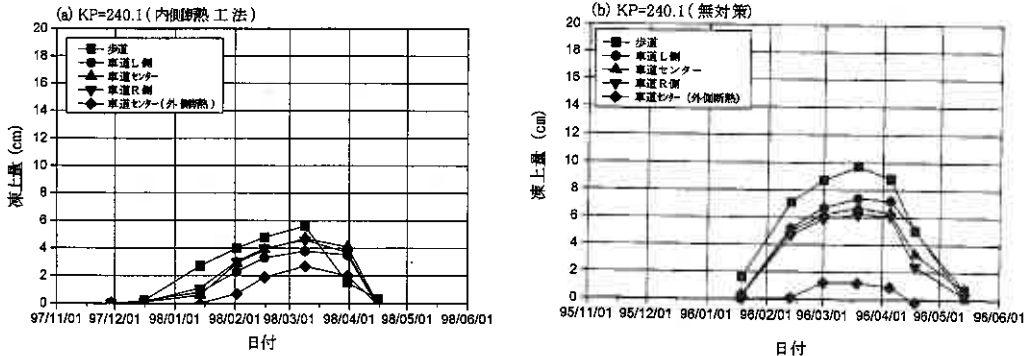


図-10 カルバート中心軸上の路面の凍上量

(3) 縦断方向の路面の凍上量

図-11の(a), (b)に、カルバート中心軸から前後12mまでの縦断方向の凍上量を示す。このうち(a)は今回の内側断熱工法によるものであり、(b)は平成7年度の無対策の計測データを示す。これらの図のうち、歩道部に関しては、無対策ではカルバートの設置箇所に対応する大きな凍上が見られたのに対し、内側断熱工法にはその影響がほとんど現れておらず、一般部の凍上量(5~6cm)と同程度となっていることがわかる。また、車道部においては、最大凍上量の緩和も大事であるが、最も着目すべき点は、走行性よりその凍上した路面の勾配であると判断する。

この路面の凍上量に関しては、現在のところ特に基準はないが、走行性の確保とクラックによる舗装面の破損を抑制すれば、一応の凍上対策としては、有効としてかまわないものと考えた。このうち、クラックについては写真-1に示すように、計測前の路面に前年のクラックが残ったままであったので、今回それが発生したかどうかは確認することができなかったが、走行性の確保に関しては、衝撃緩和に必要な縦断曲線長（設計速度 60km/hr で、 $L=10.0i$ 、 i ：縦断勾配差の絶対値）と下式に示す縦断曲線までの縦距の計算³⁾を用いて検証することにした。

縦断曲線の始まり（BC）から任意の点における縦距： y

$$y = \left\{ (I_1 - I_2) / 200L \right\} \cdot X^2$$

ここに、 X ：BCより y を計るまでの水平距離（m）

$I_1 - I_2$ ：縦断勾配の勾配差（%）

L ：縦断曲線長（m）



写真-1 計測前の路面のクラック状況

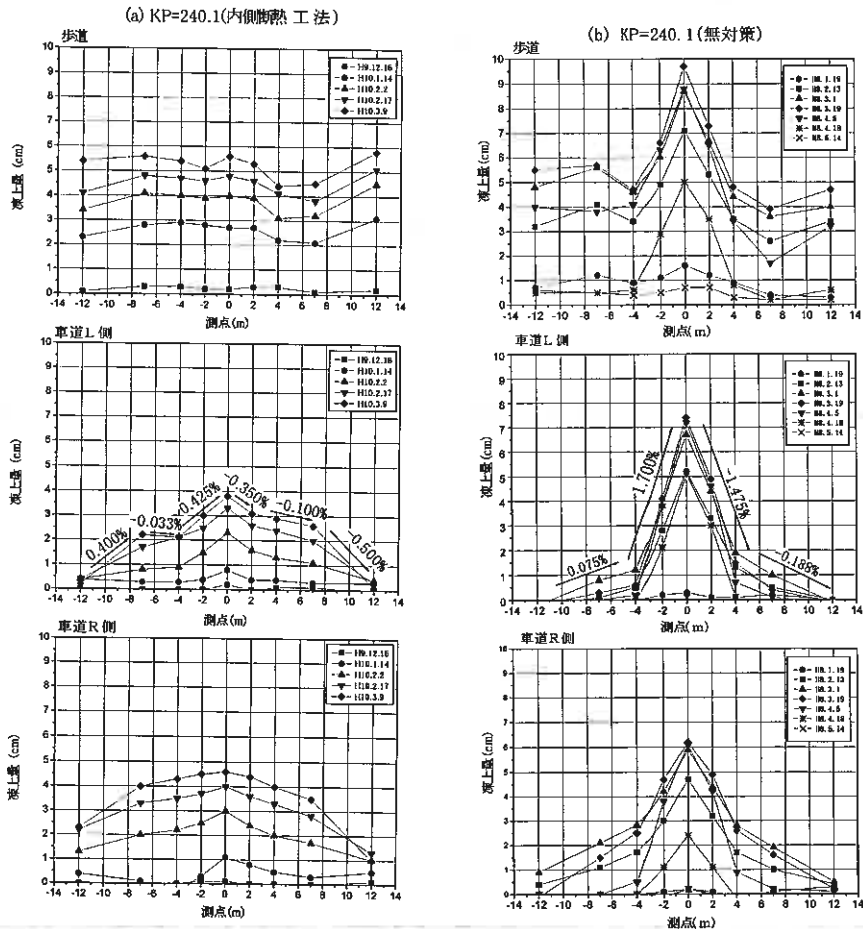


図-11 縦断方向の路面の凍上量

図-11での車道部の検証に当たっては、勾配差の大きいL側のデータを用いて比較するものとする。これより、勾配差の最も大きくなる箇所はカルバートの中心部であるので、その前後の路面勾配をもって比較するものとした。

①無対策

$$i_{max} = |I_1 - I_2| = 3.175\%$$

$$\text{衝撃緩和に必要な縦断曲線長 } L = 10.0 \text{ } i = 31.75 \text{ m}$$

$$\text{カルバート中心部での縦距 } y = (I_1 - I_2) / 200L \times X^2 = 12.6 \text{ cm}$$

②内側断熱工法

$$i_{max} = |I_1 - I_2| = 0.775\%$$

$$\text{衝撃緩和に必要な縦断曲線長 } L = 10.0 \text{ } i = 7.75 \text{ m}$$

$$\text{カルバート中心部での縦距 } y = (I_1 - I_2) / 200L \times X^2 = 0.75 \text{ cm}$$

となる。これより、内側断熱工法では、縦断曲線の始まりがカルバート中心から4m弱の地点で、その中心での舗装面が1cm弱の縦距があれば所定の衝撃に関する規定内となり、最大勾配差でも概ねそれを満足しており走行性は確保されているものと判断できる。

(4)凍結深さ

図-12の(a)、(b)に、カルバート中心軸とその影響を受けない一般部の凍結深さの推移を示す。このうち(a)は今回の内側断熱工法によるものであり、(b)は平成7年度の無対策の計測データを示す。これらの図より、路面からの凍結の進行はどちらもほぼ同じような推移を示すが、カルバート中心部での最大凍結深さに20cm弱の相違が見られる。これは、カルバート側から土中へ進行する凍結が、内側断熱工法を採用したことによって発生しておらず、路面からとカルバートからの両側から進行する凍結による冷気の干渉を抑制したため、今シーズンは、一般部とカルバート中心軸の凍結の進行が同じ傾向になっているものと考えられる。

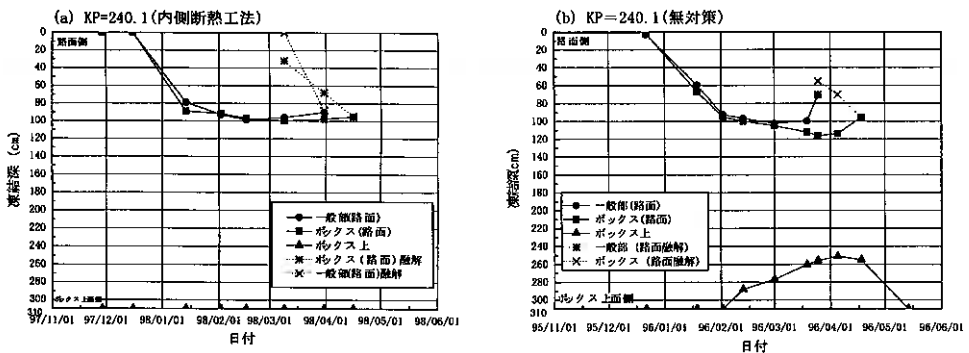


図-12 凍結深さの推移

(5)カルバート断面上の土中温度分布

図-13に内側断熱工法による今シーズンの路面(No.25)、カルバート内(No.28)、断熱材内側(No.29)とカルバート上の土中温度の推移を(a)~(e)に示す。このうち、(e)のボックスカルバートセンターのデータに着目すると、断熱材の内側(No.28)及びカルバート天端(No.6)の温度が徐々に下がってはいるが、厳寒期後半になってもプラスとなっていることがわかり、カルバート側からの凍結の浸入を抑制していることがわかる。さらに、(a)~(e)のどの断面を見ても、同じ深度であれば、ほぼ同様の温度状

態になっていることがわかり、内側断熱工法によりカルパート設置箇所と一般盛土部の温度状態に極端に大きな温度差が見られなくなっているといえる。

図-14 (1), (2) には、12月初旬～3月下旬までのだいたい10日毎の土中温度分布を示す。これらを見ても、1月下旬～2月下旬までの厳寒期になっても、カルパート上の土中温度はプラス(約3℃以上)となっていることがわかり、内側断熱工法の有効性を示しているものといえる。

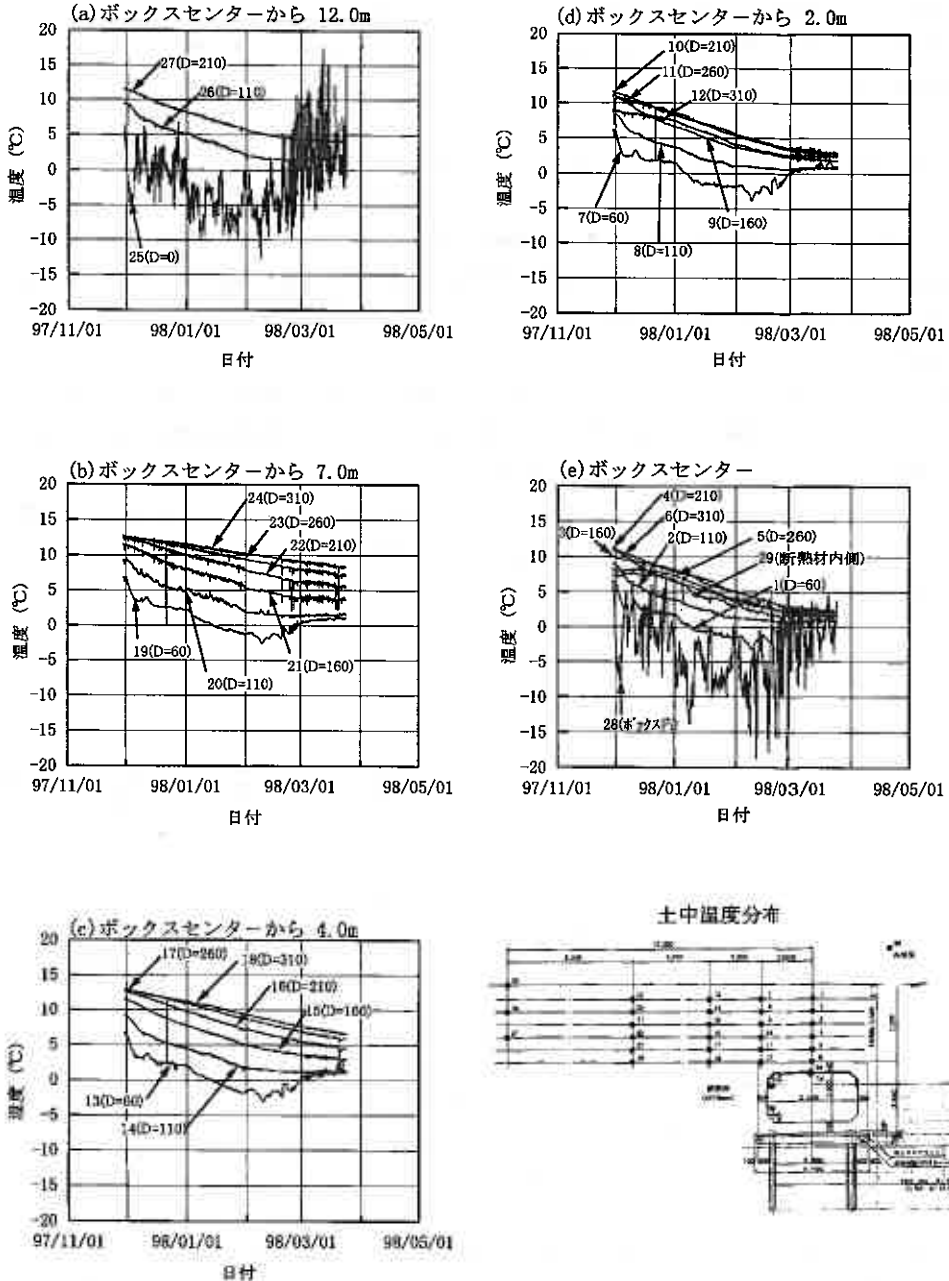


図-13 路面(25)、カルパート内(28)、断熱材内側(29)及び土中温度の推移

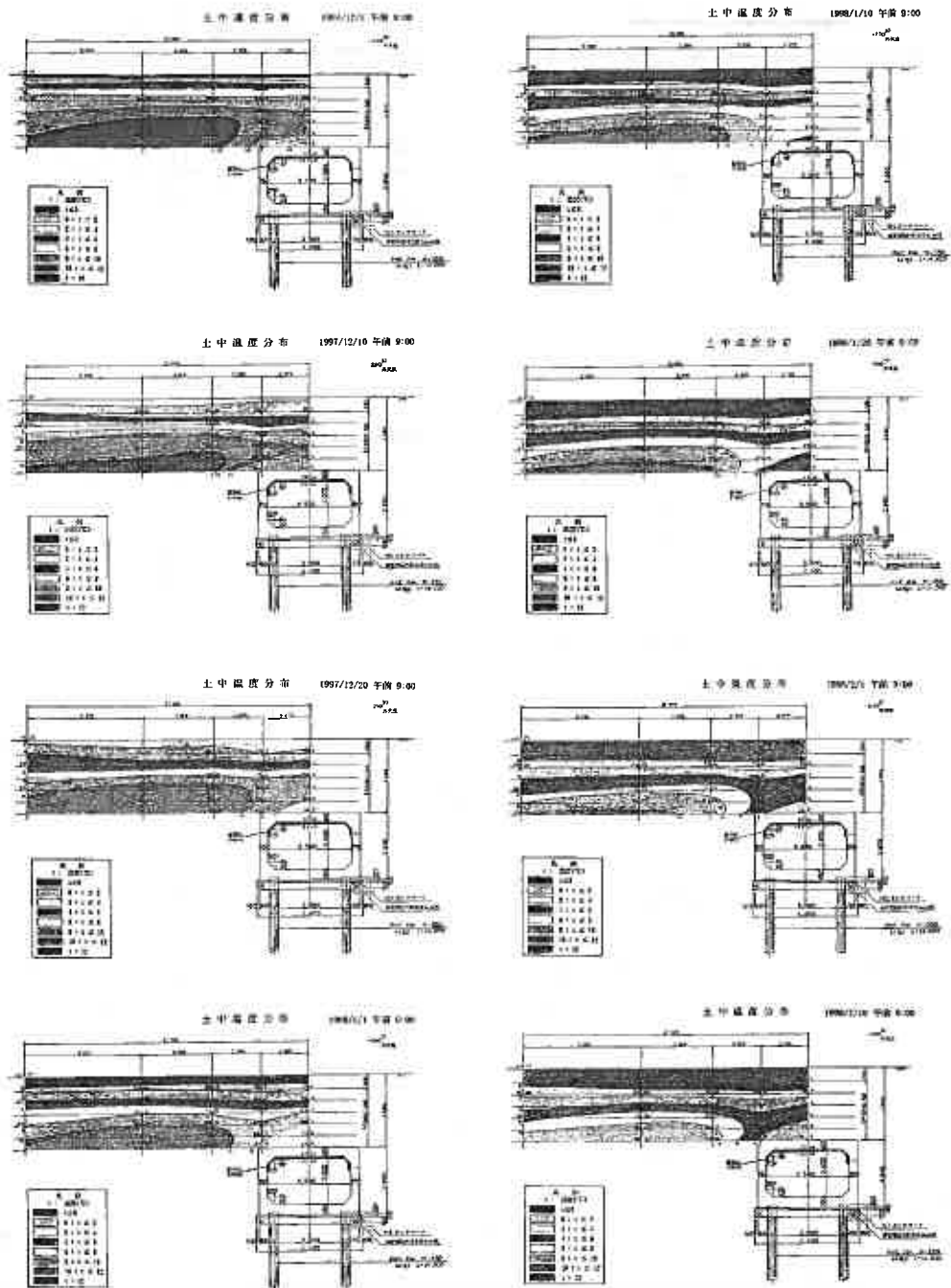


図-14 (1) 土中温度分布 (1997年12月1日~1998年2月10日)

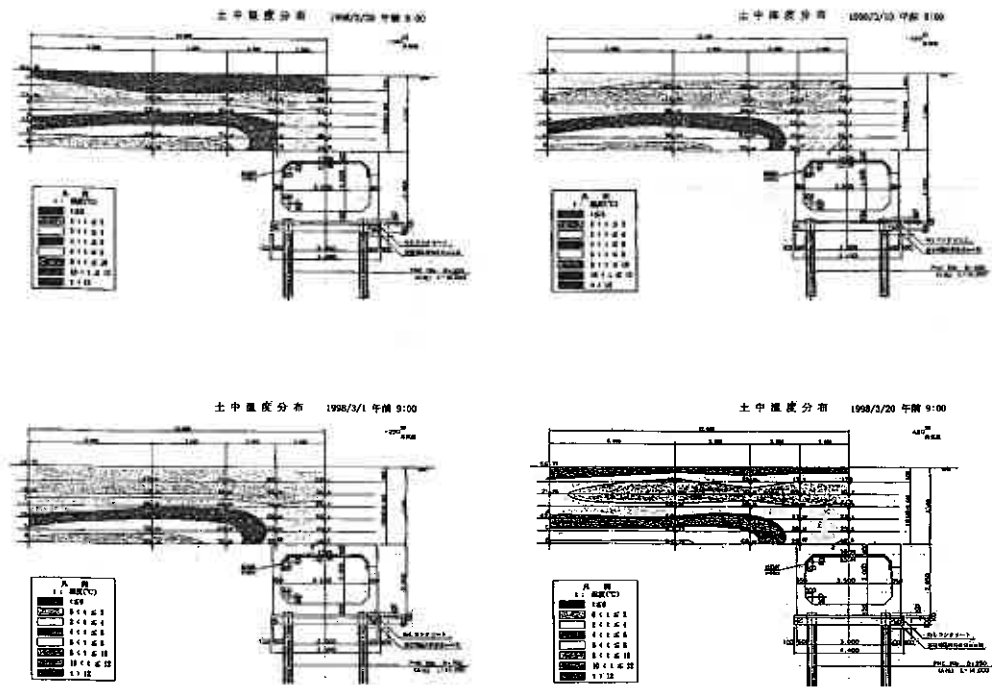


図-14 (2) 土中温度分布 (1998年2月20日～1998年3月20日)

4. 測定結果のまとめ

ボックスカルバート上の道路凍上対策として、今回採用した内側断熱工法は、カルバート側からの土中への凍結の浸入を完全に抑え、路面からの凍結深さの推移が一般盛土部とほぼ同じ状態となった。また、カルバート上の土中温度状態からもそれは立証され、その温度分布にも一般盛土部と極端な温度差が見られないほどになった。

ただし、カルバート側からの凍結の進行を完全に抑制したからといって、路面の凍上に影響を与えていないとはいえず（カルバート側からの冷気は伝達されている）、そのボックス軸上の最大凍上量は無対策のときの4割減程度しか抑えられなかった。しかし、その縦断方向の凍上状態には大きな相違点があり、無対策のときにはカルバート中心軸上にその持ち上がりが集中し、走行中の車両に衝撃を与え、車体がパウンドしていた。さらに、路面には引張りクラックが発生し、2年に一度ぐらいの頻度で維持補修を繰り返していた。しかし、今回の内側断熱工法による縦断方向の凍上状態には上記のような持ち上がりの極端な集中は見られず、全体に緩やかに摺り付いており、衝撃緩和に必要な縦断曲線長やカルバート中心部での縦距での検討結果より、走行上の問題となる衝撃や車体のパウンドは発生していないものと判断でき、カルバート上の道路凍上対策として内側断熱工法は有効であると判断する。

ここで一つ残念なことは、計測前の路面に前年のクラックが残ったままであったので、今回それが発生したかどうかを確認することができなかったことであり、今後の課題となる。

また、今後、これらの現場計測で得られたデータを基に、シュミレーション解析を行い、ボックスカルバートの規模、土被り及び土質等の違いによる解析を行い、条件の違いによる凍上対策の要否を選定できるよ

うにしたい。また、凍上対策フローチャート（案）に示した対策工に関して、より経済的にするために凍上対策範囲の再検討も考えている。

5. あとがき

今回までの一連の凍上観測をもって、ボックスカルバート上の道路凍上対策としての断熱材の有効性が明らかとなった。特に、内側断熱工法については、既設カルバートに適用できるとともに、安価で工期も短く、簡単な施工であるので今後多く採用されることを望む。今回をもって、当地点でのボックスカルバートの凍上現場観測は終了するものとするが、前にも述べたが、今後、これらの現場計測データを利用してシュミレーション解析を実施していく予定である。

最後に、現場計測及びデータ整理にご協力いただいた株式会社測機舎商会長谷川氏及び有限会社若林土木設計調査谷澤氏に感謝の意を表す。

参考文献

- 1)ボックスカルバート上の道路凍上現象：林 啓二，本間 公康，櫻庭 満，鈴木 輝之
地盤工学会北海道支部年次技術報告会技術報告集第 35 号 p90～97
- 2)ボックスカルバート上の道路凍上現象（2）：林 啓二，本間 公康，櫻庭 満，鈴木 輝之
地盤工学会北海道支部年次技術報告会技術報告集第 37 号 p155～162
- 3)道路構造令の解説と運用：日本道路協会

廃タイヤ破碎ゴム混合土の圧縮沈下および凍上特性

(株)フジタ札幌支店 正会員 ○岸山 晶信・伊関 寛
(株)フジタ技術研究所 正会員 北島 明・福島 伸二
北海道大学低温科学研究所 福田 正己

1. はじめに

日本における年間の廃タイヤの発生量は約86万tでそのほとんどが再利用されずに焼却あるいは埋め立て廃棄されている。しかし近年ではゴミを分別回収することで再資源化を図り、ゴミの発生量を減少させるリサイクル活動が広がっている。古タイヤも以前から燃料として一部利用されていたが、発生量に比較してその利用量は数%に過ぎず、新たな再利用技術が模索されていた。

このような背景の中、廃タイヤを任意の粒径のゴムチップ化する技術が確立されており、その破碎ゴムの利用方法が検討されている。この廃タイヤから生成された破碎ゴムを土に混合した混合土は繰り返し荷重による固結化が進行しにくい、透水係数が低下しにくいことがわかっている。筆者らはこれらの混合土を、芝草を有するスポーツグラウンドなどに適用し効果があることを確認している¹⁾。

また福田ら北大低温研の研究によれば、凍上が問題となる寒冷地において土に破碎ゴムを混合することにより凍上抑制効果があることが報告されており²⁾、社会問題となりつつある廃タイヤの再利用のための一つの手段として大変有効であると考えられる。本論文ではこのような破碎ゴム混合土を実施工で適用するため、透水試験、圧縮沈下試験および凍上試験の試験結果を報告し、破碎ゴムの凍上防止効果について考察を述べるものである。

2. 試料の物理特性

凍上を起こす土質の物理的要因として粒度分布はきわめて大きな要素で、凍上現象には少なくともシルト以下の微粒子の存在が必要である。今回の一連の試験に使用した試料は、苫小牧において採取したもので、実際に現地で凍上が確認されている自然土である。また混合した破碎ゴムは粒径が $0.45\text{mm} < D < 1\text{mm}$ に調整されたもので、比較のために破碎ゴムと粒度分布が同様になるように調整した相模川砂も使用した。3種類の試料の粒度分布を図1に示す(破碎ゴムと相模川砂の粒度分布は同一)。また苫小牧土の締固め曲線を図2に示す。苫小牧土の自然含水比は $\omega_n = 51.3\%$ で最適含水比 $\omega_{opt} = 35.0\%$ よりもかなり高い。

3. 供試体作製方法

今回行った一連の試験は苫小牧土に破碎ゴムを混合した混合土について行っている。混合率については次式で決定した。

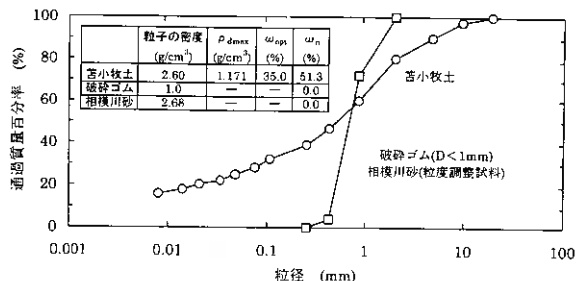


図1 試料の粒度分布

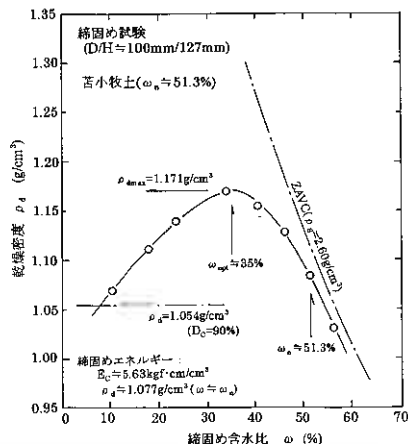


図2 苫小牧土の締固め曲線

$$R_w = W_{CG} / (W_{Soil} + W_{CG}) \times 100$$

$$[R_w = W_{CG} / \rho_{CG} / (W_{Soil} / \rho_t + W_{CG} / \rho_{CG})]$$

R_w : 混合率 (%)
 W_{CG} : 破碎ゴム重量 (g)
 W_{Soil} : 土重量 (g)
 ρ_{CG} : 破碎ゴム単位体積重量=1.0g/cm³
 ρ_t : 土の湿潤単位体積重量=1.63g/cm³

それぞれの重量は苦小牧土は湿潤状態、破碎ゴムは気乾状態で計量し、バットで十分に攪拌・混合した。また供試体は、地盤工学会基準の突き固めによる土の締め固め試験(JGS-T-711)A法に準じて突き固めエネルギー $E_c \approx 5.63 \text{kgf} \cdot \text{cm/cm}^3$ になるように突き固めて作製した。

4. 苦小牧土と破碎ゴムの混合土の試験結果

4.1 凍上試験

福田ら研究グループが行った粘性土に破碎ゴムを混合することによる凍上抑制効果を確認するため、新たに室内凍上試験を行い、定性的な評価を試みた。図3に凍上試験機の概念図を示す。

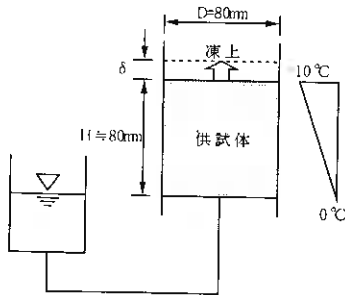


図3 凍上試験装置の概念図

試験装置のキャップとベDESTALを中空に加工し、それぞれに冷却した不凍液を循環させることにより、断熱材で巻かれたアクリル円筒内の供試体を一次的に凍上させるものである。供試体はアクリル円筒内で所定の突き固めエネルギーを加えて作製し、キャップをセットした後全体を断熱材で巻く。キャップとベDESTALを0°Cに保ち供試体全体がほぼ一定の温度になったことを確かめた後、キャップの温度を徐々に下げ-10°Cで一定に保ち、凍上量を測定する。凍上率は凍上量を供試体の初期高さで除したもので整理している。また水の供給はベDESTALを介して供試体下面から行

い、水位が供試体下面と同じ高さになるようにした。図4は苦小牧土と破碎ゴムの混合土について、混合率を変化させて作製した供試体について行った凍上試験結果である。

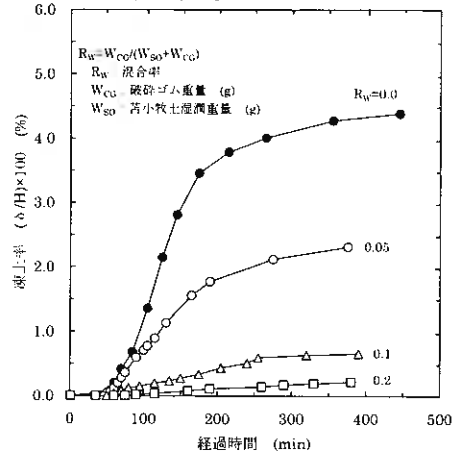


図4 破碎ゴム混合土の凍上抑制効果

この図から破碎ゴムの混合率が $R_w=0.1$ を越えると顕著な凍上抑制効果が現れることがわかる。

4.2 透水試験と圧縮沈下試験

凍上の物理的要因として透水係数も重要な要素であると考えられる。細粒分含有率の高い土に比較的粒径の大きな破碎ゴムを混合すると透水係数が変化すると考えられるので、苦小牧土に破碎ゴムを混合した混合土の透水試験を行った。図5は凍上試験と同様、混合率を変化させて作製した

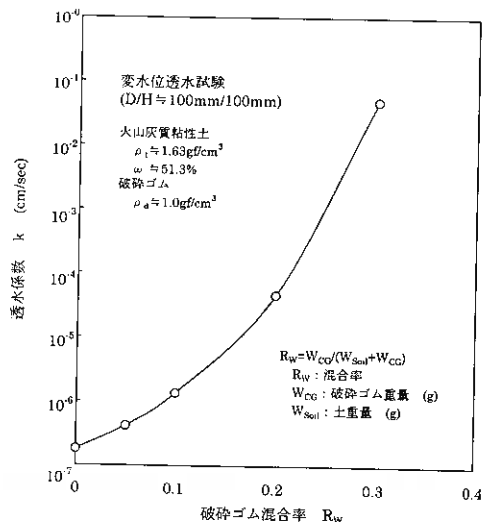


図5 破碎ゴム混合土の透水特性

供試体について行った透水試験の結果である。破碎ゴムの混合率が大きくなるにつれ、透水係数が大きくなっているのがわかる。

また、凍上現象が起こる可能性がありなんらかの対策を必要とする地盤は、凍上による地盤の変形が周辺の構造物に被害を与えるおそれがあるからである。つまりこのような地盤では凍上に限らず構造物に影響を与えるような沈下や変形を考慮しなければならない。そこで同様の混合土について、圧縮沈下試験を行った。結果を図6に示す。

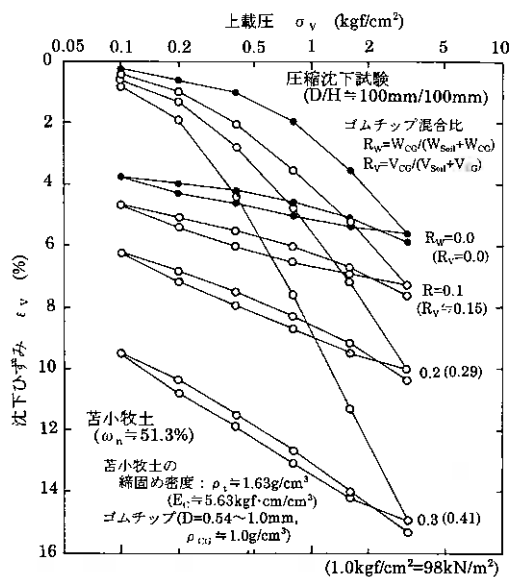


図6 破碎ゴム混合土の圧縮沈下特性

試験は所定のエネルギーで突き固めて作製した $D/H=100\text{mm}/100\text{mm}$ の供試体について垂直荷重 $\sigma_N=0.1\text{kgf/cm}^2$ から順に $0.2 \rightarrow 0.4 \rightarrow 0.8 \rightarrow 1.6 \rightarrow 3.2\text{kgf/cm}^2$ まで段階的に圧縮した後、 $3.2 \rightarrow 1.6 \rightarrow 0.8 \rightarrow 0.4 \rightarrow 0.2 \rightarrow 0.1\text{kgf/cm}^2$ まで段階的に除荷し、さらに $0.1 \rightarrow \dots \rightarrow 3.2\text{kgf/cm}^2$ まで再圧縮して行った。この図から破碎ゴムの混合率が $R_w=0.1$ を越えると圧縮沈下量が急激に増加することがわかる。

5. 破碎ゴムと砂の凍上抑制効果の比較

苦小牧土と破碎ゴムの一連の試験結果から、破碎ゴムの混合率を増加させていくと凍上率が小さくなり、凍上抑制効果があることがわかったが、

同時に圧縮沈下量が大きくなることもわかった。凍上抑制効果が粒度分布の改善による物理的效果（例えば透水係数）のみであれば、粒度分布の等しい砂を破碎ゴムの代わりに用いれば圧縮沈下量も抑制し、凍上抑制効果もあることが予想される。

そこで混合率を $R_w=0.1$ に固定し、その破碎ゴムの容積を所定の比率で砂に置き換えて混合土を作成し同様の一連の試験を行った。砂混合比 n の算定式を次式に示す。

$$\Delta V_{CG} : \Delta V_{Sand} = 1 : n$$

$$R_w = 0.1 \quad (R_v \approx 0.15) \quad \text{固定}$$

$$n : \text{砂混合比}$$

$$\Delta V_{CG} : \text{破碎ゴム容積 (cm}^3\text{)}$$

$$\Delta V_{Sand} : \text{砂容積 (cm}^3\text{)}$$

$$V_{CG} = \Delta V_{CG} + \Delta V_{Sand} = \text{一定}$$

図7は混合率を $R_w=0.1$ に固定した場合の破碎ゴムと砂の混合比を変化させた供試体について行った凍上試験の結果である。

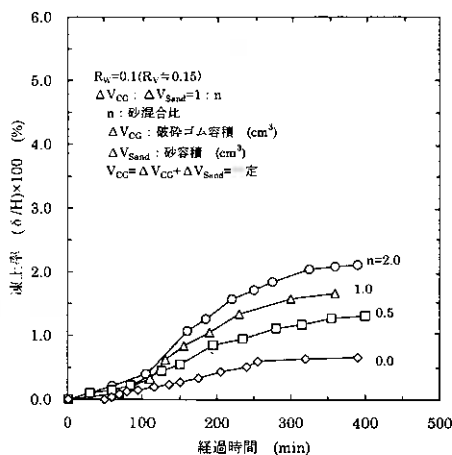


図7 砂混合による凍上抑制効果の変化

改良体の混合率が一定であるのでそれぞれの供試体の粒度分布は同様であるが、凍上率は砂混合比 n の大きな供試体の方が大きくなっているのがわかる。

図8は同様に混合率を $R_w=0.1$ に固定した場合の破碎ゴムと砂の混合比を変化させた供試体について行った透水試験の結果である。透水係数は砂混合比 n によらずほぼ一定であるが、これは改良体の混合率が一定であるのでそれぞれの供試体の粒度分布は同様であるためと考えられる。また供

試体の乾燥密度が砂混合比の増加とともに増加しているが、これは破碎ゴム粒子の密度 ($\rho_{CG} \approx 1.0\text{g/cm}^3$) と砂粒子の密度 ($\rho_{Sand} = 2.68\text{g/cm}^3$) の違いによるものであると考えられる。

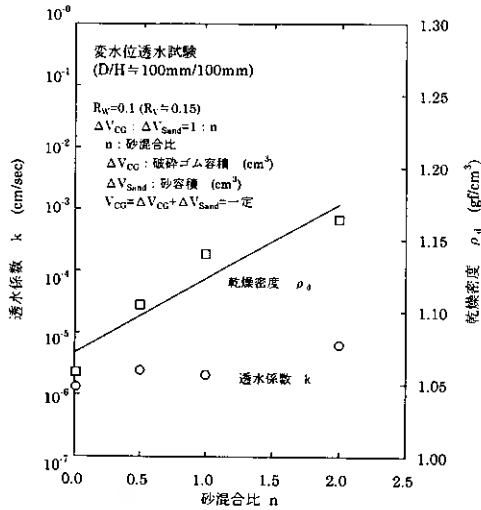


図8 砂混合による透水特性の変化

図9は同様に混合比を変化させた供試体について行った圧縮沈下試験の結果である。砂混合比 n を増加させていくと次第に圧縮沈下量は減少していき $n=0.5$ 程度ではほぼ未改良の苫小牧土と同様の沈下量を示し、 n をさらに増加させていくと沈下量はさらに小さくなっていくのがわかる。

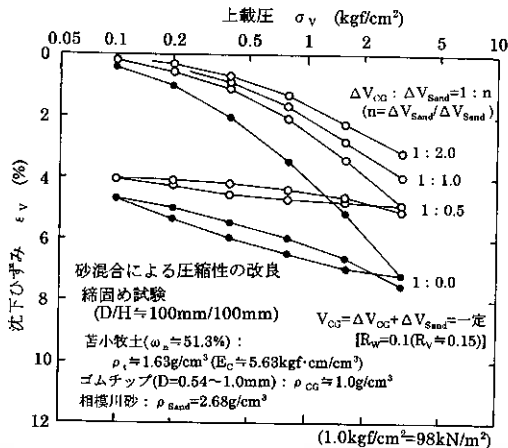


図9 砂混合による圧縮沈下特性の変化

以上の試験結果から破碎ゴムによる凍上抑制効果は粒度分布の改良による効果のみではなく、破碎ゴム自体の持つ特質による効果であることがわかる。その要因の一つとして、例えば破碎ゴムの熱伝導率は通常の土の約 $1/5 \sim 1/10$ 程度であることが考えられる。

6. おわりに

今回の試験結果は、破碎ゴムによる凍上抑制効果は破碎ゴム特有の性質によるものであることを示しており、砂混合による粒度分布の改良よりも一層効果的であることがわかった。こうした利用法が寒冷地の道路や鉄道などで適用されると、社会問題となりつつある廃タイヤの再利用のための一つの手段として大変有効である。従来の置換工法と比較しても、破碎ゴム混合工法は不良な残土が発生せず、廃棄処分費用が必要ないので経済的にも問題ないと考えられる。今後、実際に新たな凍上抑制工法として適用されるようにさらに圧縮沈下も抑制できるように研究を進めていきたい。

【参考文献】

- 1) 北島 明・福島伸二：サッカーグラウンドの床土層の土質工学的特性とその造成時の管理，フジタ技術研究所報，34号，1998
- 2) 福田正己：廃タイヤ粉末の混合による凍上抑制効果（私信）
- 3) 土質工学会：土の凍結—その制御と応用—，土質基礎工学ライブラリー-23

砂地盤上における基礎の振動特性の検討

北大院工学研究科 ○学生員 金 潤相
アジア工科大 正会員 三浦 均也
北大院工学研究科 正会員 三浦 清一
北大院工学研究科 大内 智裕

1. ま え が き

地震時における地盤と構造物の振動特性およびそれらの相互作用は、被害の程度を決定する重要な影響因子である。共振現象はその良い例で、同じ地震動を受けた構造物でもその構造物の振動特性、固有振動数に依存して選択的に大きな被害が発生することが知られている。

地震時における地盤と構造物の相互作用を適切に考慮するには、有限要素法などによって地盤-構造物系全体をモデル化する方法が有効である。しかし、このような手法ではモデルの複雑さと計算量の増大は避けられない。また、この場合でも構造物と地盤の境界面における力学的挙動のモデルは解析結果を左右する重要な要素であり、現状においては地盤材料が示す力学的性質の非線形性（剛性のひずみ依存性）や拘束圧依存性などを適切にモデル化することは困難である。

本研究の目的は、地盤上の構造物の振動特性を明らかにし、種々のタイプの振動解析に有用な地盤-構造物境界面の力学モデルを示すことである。その接触面における振動特性の定式化は地盤工学、構造工学の共通の課題であり、弾性力学に基づいた境界面の挙動の定式化が進められ、バネモデルの提案などが行われている（例えば、参考文献 1）。著者らはこれまでに、質量や慣性モーメントを調整できる模型基礎を用いた室内模型実験によって、密度一定条件での砂地盤（相対密度 87.5%）における模型基礎の振動特性を検討してきた（例えば、参考文献 2）。その結果、基礎の固有周期、限界減衰比が強く振動振幅に依存することが明かにされた。また、地盤上の剛体基礎と地盤の間の境界面の力学的挙動をモデル化可能なバネを提案し、その剛性係数をモード解析に基いて実験で観測された挙動から評価した。その結果、円形の底盤を持つ剛体基礎について、求めたバネ定数に与える底盤圧力と底面寸法の影響が明かにされた。

著者らはこれまでの研究では、模型地盤の密度は一定であり、密度の変化に伴う振動特性の変化は考慮されていない。実験で使った砂の代表性を確認するためには他の相対密度における力学特性を調べる必要がある。従って、ここでは数種類の相対密度を有する砂地盤を用意し、地盤密度が基礎の振動特性に与える影響について検討する。

2. 実験装置および実験方法

図-1 に実験で用いた模型基礎、土槽、振動台と計測機器の配置を示す。用いた地盤材料は珪砂であり、その物理的性質を表-1 に示す。厚さ 40cm の乾燥砂地盤は、空中落下法により 8 層に分けて堆積され、各層ごとに振動台によって締固めされた。最終的な相対密度を $D_r = 70, 75,$ と 87.5% とした。予備実験より、模型基礎を載せていない状態での砂地盤のせん断波速度はそれぞれ約 95, 98, 100 m/sec、また土槽の固有振動数は約 45Hz であることが確認された。振動中の基礎地盤の挙動を計測するために模型基礎の上下端と底盤の左右に加速度計を取りつけ、また地盤の挙動を計測するために地盤内と地表面にも加速度計を取りつけた。

Investigation of Vibration Properties of Rigid Model Footing on Sand Ground

Yoon-Sang KIM*, Kinya MIURA**, Seiichi MIURA*, Tomohiro OHOOCHI * (*: Graduate School of Engineering, Hokkaido University, **: School of Civil Engineering, Asian Institute of Technology)

模型基礎はネジを切った塔と底盤からなるステンレス製である。底盤の直径、 D は 100 mm である (図-2 模型基礎参照)。また、鉛製の錘の枚数と位置を調整することが可能で、これにより模型基礎の質量 m と慣性モーメント I_p を調整することが可能である。模型基礎を設置する前には砂地盤表面を水平にする必要があり、また模型基礎の設置後には振動台によって 10Gal、20Hz で 1 分間振動を与えた。この微小な振動により、地盤と模型基礎の密着性を高め、同時に実験の再現性を向上させたことを確認している。

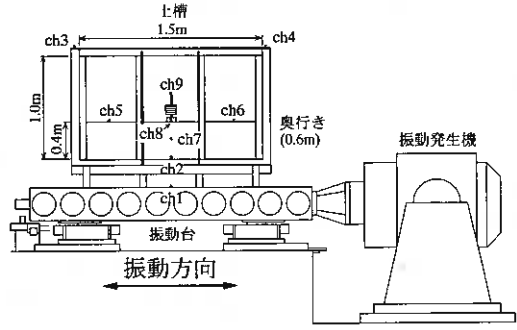


図-1 実験装置の全体図；振動台、土槽、模型

本研究で行った実験は、自由振動試験と強制振動試験に分けることができる。自由振動実験では、振子 (長さ 30cm、直径 6.0cm、樹脂製錘質量 0.1kg) の衝突、あるいは硬質ゴム製ハンマーによる土槽底部の打撃によって振動を与え、その後の減衰を伴う自由振動挙動を観察した。また、強制振動試験では、振動台上で振幅 50Gal のサイン波で 5~100Hz の範囲で加振し、その応答特性を観察した。

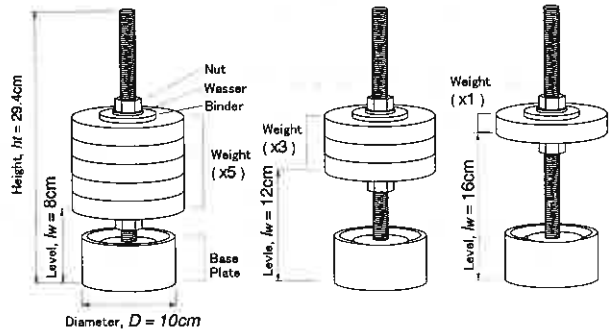


図-2 模型基礎: D10-L5-08, D10-L3-12, D10-L1-08

表-1 地盤材料の物性値

Specific Gravity, G_s	Mean Dia., D_{50} (mm)	Uniformity Coe., U_c	Max. density, $\rho_{d \max}$ (g/cm^3)	Min. density, $\rho_{d \min}$ (g/cm^3)
2.72	0.18	1.82	1.61	1.23

3. 実験結果および時刻歴の考察

3.1 振子の衝突による自由振動実験における基礎の振動特性

図-3 では、振子が振幅 $l = 5 \sim 25\text{cm}$ で衝突した後の剛体基礎の自由振動挙動について、自由振動周期 T と基礎の回転角の振幅 A_θ を振動回数 N_c に対してプロットしている。振子の振幅 l を大きくすると基礎に与えられる振動エネルギーが大きくなるので、角振幅 A_θ は大きくなる傾向を示している。振動はある程度の減衰特性を有しているので、回数

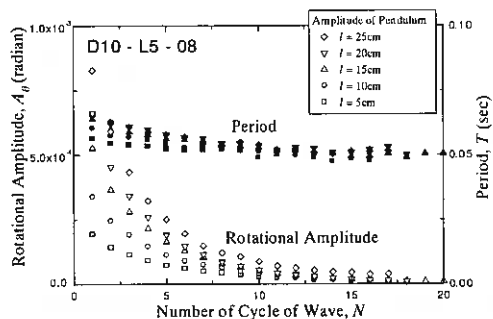


図-3. 回転角振幅と振動周期の変化傾向

N_c とともに角振幅 A_θ は単調に減少している。また、同時に周期 T も減少していくのがすべてのケースにおいて確認された。

図-4(a), (b)では T と h_c を角振幅 A_θ に対してプロットしている。図示のように、 T と h_c はともに A_θ に対して増加する関係が認められる。ここでは、それぞれの相対密度に対して D10-L1-08のみをプロットしているが、それぞれの相対密度に対して全ての case が D10-L1-08 の一つの曲線とほぼ一致した。したがって、この関係は振子の振幅 I には依存しないが基礎のタイプにより異なり、質量 m や慣性モーメント I_y に依存して変化することが分かる。

このような回転角振幅の減少に伴う振動周期の減少は、境界面における剛性の増大を意味している。その原因の一つとして振動時における底面の浮き上がりが考えられるが、研究で対象としている 10^{-3} rad 以下のレベルでは直径 $D=10$ cm 底盤の鉛直変位は 0.1mm 程度である。したがって、一般的な地盤材料が示す非線形な変形特性、すなわち、繰返し変形時にはひずみが小さいほど剛性が大きくなり、また、減衰特性は小さくなるという変形特性のひずみ依存性が主要な原因であると考えられる（例えば、参考文献 2）。

3.2 相対密度の相違による振動特性の変化

図-4では、相対密度が $D_r = 70, 75,$ と 87.5% のそれぞれの場合について振動周期 T と限界減衰比 h_c を示しているが、この図から、相対密度が高いほど振動周期は短くなり、限界減衰比は高くなる傾向が確認された。これは相対密度が高い地盤ほど剛性が大きくなることを、地盤の一般的な性質で説明できる。さらに振動角振幅に対する相対密度の影響を調べるため、それぞれの相対密度の振動周期と限界減衰比を角振幅 10^{-5} rad.に対応する値で正規化し、角振幅 A_θ に対してプロットしたものを図-5に示している。図示のように、それぞれの相対密度に対して T と h_c はと

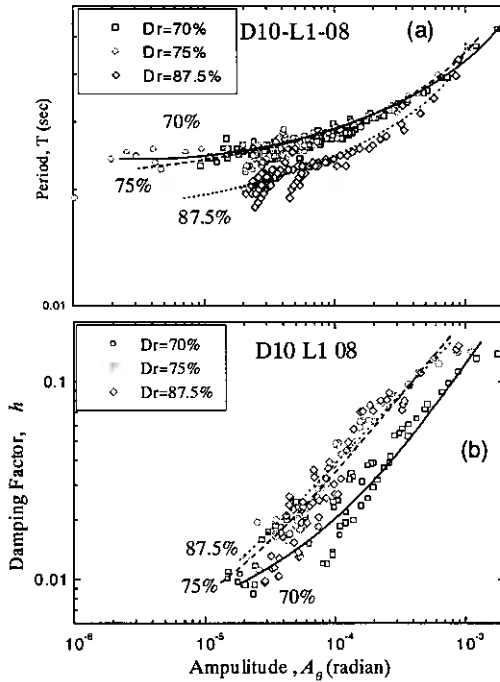


図-4 振動周期と限界減衰比の角振幅依存性

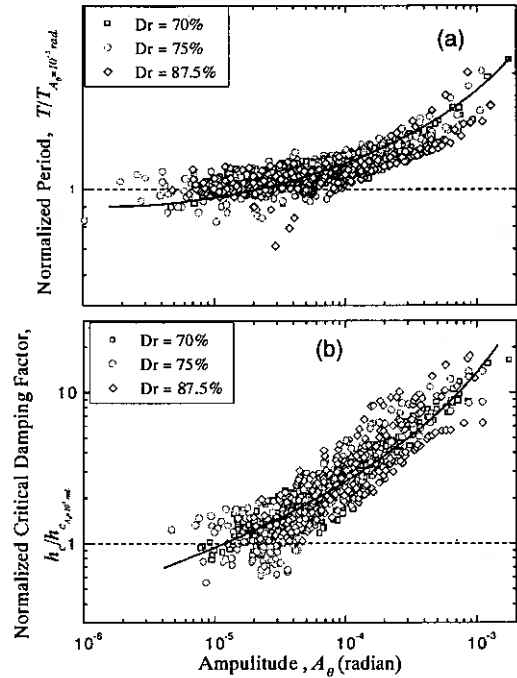


図-5 正規化による相対密度の影響の検討

もに A_0 に対して増加する関係が認められる。また、図-4 では、周期 T と限界減衰比 h_c の曲線の形は相対密度によって多少の差があるが、正規化によって図-5 で示した一つの曲線で表現することができる。

4. 模型基礎の振動モード解析

この節では、基礎と地盤との境界面における力学的性質をバネでモデル化することによって、剛体基礎の振動特性に関するモード解析を行う。ここでは、鉛直方向の振動は対象外であり、回転方向と水平方向における振動挙動だけ取り扱い、図-6 に示すように水平方向と回転方向それぞれの成分のバネ係数を K_h と K_r とする。このような運動は模型基礎の上下端における水平変位 s_t および s_b により表現される。模型の底面には接地圧がある分布で作用しているはずで、境界面においてそれに応じたバネの分布を考えるべきであるが、ここでは、まずそれを積分して得られる2成分の等価なバネ（水平バネ K_h と回転バネ K_r ）を対象とした。水平方向、回転方向それぞれにおける平衡条件は以下のように与えられる。

$$m\{\ddot{s}(t) + h_g \ddot{\theta}(t)\} + K_h s(t) = 0 \quad (1)$$

$$mh_g \ddot{s}(t) + I_y \ddot{\theta}(t) + K_r \theta(t) = 0 \quad (2)$$

ただし、 m は基礎の質量、 I_y は基礎の慣性モーメントである。ここで水平移動量 s と θ は、基礎上端と下端の水平変位 s_t 、 s_b を用いて

$$s(t) = s_b(t), \quad \theta(t) = \frac{s_t(t) - s_b(t)}{h_t}$$

となるので、式(1)と(2)にこれらを代入して整理すると、以下ようになる。

$$m(h_t - h_g)\ddot{s}_b(t) + mh_g \ddot{s}_t(t) + h_t K_h s_b(t) = 0 \quad (3)$$

$$(mh_g h_t - I_y)\ddot{s}_b(t) + I_y \ddot{s}_t(t) + K_r s_t(t) - K_r s_b(t) = 0 \quad (4)$$

角速度 ω を導入して調和振動解を求めめるため、振幅 a 、 b を用いて変位を次式のように設定する。

$$s_b(t) = a \exp(i\omega t), \quad s_t(t) = b \exp(i\omega t)$$

これらを式(3)、(4)に代入して整理すると次式が得られる。

$$-m\omega^2(h_t - h_g)a \exp(i\omega t) - mh_g \omega^2 b \exp(i\omega t) + h_t K_h a \exp(i\omega t) = 0 \quad (5)$$

$$-(mh_g h_t - I_y)\omega^2 a \exp(i\omega t) - I_y \omega^2 b \exp(i\omega t) + K_r b \exp(i\omega t) - K_r a \exp(i\omega t) = 0 \quad (6)$$

この連立方程式は固有値問題となるので、これらをマトリックス表示すると以下ようになる。

$$\begin{bmatrix} h_t K_h - m\omega^2(h_t - h_g) & -mh_g \omega^2 \\ -\{(mh_g h_t - I_y)\omega^2 + K_r\} & K_r - I_y \omega^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a \\ b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (7)$$

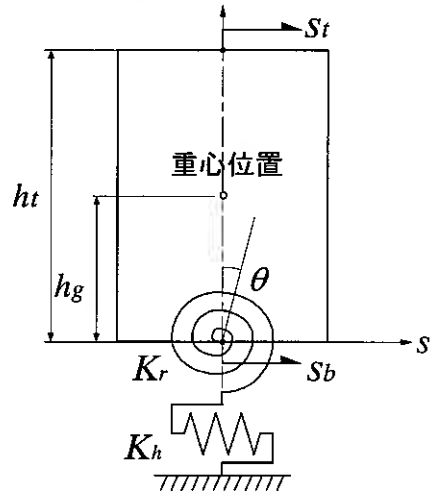


図-6 剛体底面における2成分バネを採用した振動モデル

解が存在するためには、式中のマトリックスの行列式は0でなければならないので、整理すると次式が得られる。

$$\{mI_y(h_t - h_g) - mh_g(mh_g h_t - I_y)\}\omega^4 - (h_t K_h I_y + mK_r h_d + mh_g K_r)\omega^2 + h_t K_h K_r = 0 \quad (8)$$

この式の解は

$$\omega_1^2 = A - \sqrt{A^2 - B}, \quad \omega_2^2 = A + \sqrt{A^2 - B} \quad (9)$$

ここで、 A 、 B は以下のものである。

$$\frac{h_t K_h I_y + mh_d K_r + mh_g K_r}{mI_y(h_t - h_g) - mh_g(mh_g h_t - I_y)} = 2A, \quad \frac{h_t K_h K_r}{mI_y(h_t - h_g) - mh_g(mh_g h_t - I_y)} = B$$

ω_1 と ω_2 はそれぞれ、第1、第2の固有振動モードに対応している。

$$\begin{Bmatrix} a \\ b \end{Bmatrix} = p_1 \begin{Bmatrix} \frac{mh_g \omega_1^2}{h_t K_h - m(h_t - h_g)\omega_1^2} \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (\text{第1}) \quad (10), \quad \begin{Bmatrix} a \\ b \end{Bmatrix} = p_2 \begin{Bmatrix} \frac{mh_g \omega_2^2}{h_t K_h - m(h_t - h_g)\omega_2^2} \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (\text{第2}) \quad (11)$$

$$K_h = m\omega_1^2 \frac{a(h_t - h_g) + bh_g}{ah_t} \quad (12), \quad K_r = \omega_1^2 \frac{(a-b)I_y - amh_t h_g}{a-b} \quad (13)$$

このとき、例えば $a = b$ の場合は $K_r \rightarrow \infty$ となり回転成分バネが十分に強い場合の水平振動に対応し、また、 $a = 0$ の場合は $K_h \rightarrow \infty$ となり、基礎の回転振動に対応している。

5. 分布バネ定数と限界減衰比の考察

バネ定数を算定する際に式(12)、(13)において必要な基礎の下端と上端の振幅比 b/a は、実験で観察された時刻歴から求めることができる。図-7にはこの振幅比 b/a と基礎の重心位置と底盤寸法の比 h_g/D との関係を示しており、実験データにはばらつきが見られたものの、この関係は A_θ にはほとんど依存せず、直線的な関係を示すことが分かった。またこの関係は地盤の相対密度が増すとその直線の傾きが大きくなり、地盤が固い場合に水平振動より回転振動が卓越することが明かになった。以下において、バネ定数の算定には図示した直線関係を用いている。

図-4では固有振動周期 T と限界減衰比 h_c が基礎の角振幅 A_θ に依存していることを示した。したがって、角速度 ω_1 と周期の関係 ($\omega_1 = 2\pi/T$) と式(12)、(13)を考慮すると、図-4(a)からバネ定数を得ることができる。これらの関係は、基礎の特性(質量や慣性モーメント)に依存しているが、両対数紙上では相似形であることが、図示していないデータも含めて総合的に確認することができた。

図-8にはそれぞれの相対密度でバネ定数と限界減衰比を角振幅 $A_\theta = 10^{-5}$ rad に対応する値 K_{ho} 、 K_{ro} 、 h_{co} で正規化して得られた K_h/K_{ho} 、 K_r/K_{ro} 、 h_c/h_{co} を角振幅に対して示している。図示のように振幅の増加に伴いバネ定数は減少し、限界減

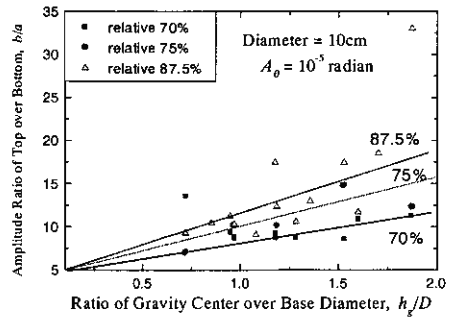


図-7 固有ベクトルと基礎の重心位置の関係

衰比は増大する傾向が明らかである。ただし、角振幅が 10^{-5} rad 以下では、ほぼ一定とみなしても良いと思われる。これらの曲線は土要素のせん断剛性と減衰比がひずみ振幅に依存して変化する特性に対応していると考えられる（例えば、参考文献 3）。

角振幅に対するバネ定数曲線の形は相対密度によって多少は異なるが、図で示すように一つの曲線で表現できることが分かった。それは図-5で示す周期の場合と同様である。

6. 結論

砂地盤上における基礎の振動特性を明らかにするために、数種類の密度条件で一連の室内模型実験を実施した。模型基礎の振動挙動を詳しく観察し、分析した結果、基礎を地盤との境界面における力学特性をモデル化することができた。本研究で得られた結果を取りまとめると以下のようである。

- 振子の衝突による自由振動挙動から得られた基礎の固有振動周期と限界減衰比は、砂地盤の密度の影響を大きく受けることが分かった。相対密度が高い地盤ほど固有振動周期は短くなり、限界減衰比は高くなる傾向が確認された。
- 基礎の振動特性は基礎の回転角振幅の影響を強く受ける。すなわち、相対密度に関係なく振幅の増大に伴い固有周期は増大し、バネ定数は減少し、限界減衰比は増大する傾向が得られた。このことは、ひずみ振幅に依存して変化する非線形な地盤の変形特性によって説明することができる。
- 固有振動周期、限界減衰比、バネ定数と基礎の回転角振幅のそれぞれの関係は、ある角振幅に対応する値で正規化することによって、相対密度に関係なく一つの曲線で表現することができた。

参考文献

- 1) 日本建築学会 (1996): 入門・建物と地盤との動的相互作用、pp. 1-21
- 2) Yoon-Sang Kim, K. Miura and S. Miura (1999): "Investigation of Vibration Properties of Rigid Body Placed on Sand Ground in Laboratory Model Tests", 応用力学論文集, Vol. 2, pp.347-354.
- 3) Tatsuoka, F. and Shibuya, S (1992), "Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests," Institute of Science and Industry, Tokyo University, Vol. 37, No. 1, pp.1-136.
- 4) K. Maeda and K. Miura (1999): "Confining Stress Dependency of Mechanical Properties of Sands," Soils and Foundations, Vol. 39, No.1, pp. 53-68.

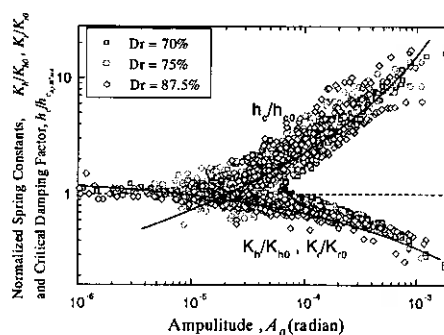


図-8 バネ定数と限界減衰比の角振幅への依存性

遠心模型実験による盛土の地震時挙動 (その 4)

—道路盛土の地震時安定性評価及びその対策—

北海道開発局開発土木研究所 ○正員 江川 拓也
 正員 西川 純一
 正員 林 宏親

1. まえがき

これまで、道路盛土や河川堤防などの盛土構造物の設計にあたって、耐震設計および耐震対策がなされることはほとんどなかった。しかし、過去何度かの地震被害^{1) 2) 3)}を受け、盛土構造物においても耐震性の検討が進められている。このような背景のもと、本研究は道路盛土の地震時における挙動を動的遠心模型実験により把握し、耐震性の向上に資する目的で検討を行っている。これまでに、盛土強度、浸透水の有無、地形条件、および加速度などのパラメーターが盛土の変形に与える影響を把握し、基礎地盤を含まない盛土本体の地震時安定は盛土内浸透水の影響を大きく受け、このことは過剰間隙水圧の発生による有効応力の低下が原因であることを明らかにした^{4) 5) 6)}。本報告は、現実的な地震時の挙動を把握するために、加振波形を正弦波から不規則波に変え行った同様な実験を考察し、過剰間隙水圧を考慮した震度法によるすべり安定計算を行い、安全率から盛土の耐震性を評価し、さらに、地震対策工法について検討を行ったものである。

2. 実験方法

遠心模型実験は、遠心力を模型に作用させることにより実物の応力状態を再現し、模型実験としての相似則を満足させるものである。特に土のように強い応力依存性を持つ材料の挙動を把握するのに有効である。今回は、実物の 1/50 縮尺の模型盛土を作成し、50g (g: 重力加速度) の遠心加速度場において加振実験を実施した。実験ケースの一覧を表-1に示す。実験装置は、日下部らの報告⁷⁾に記載されているものと同様である。

2. 1 模型および計測センサー

模型断面と計測センサーの配置を図-1に示す。模型形状と構成する地盤材料および計測センサーは前報⁶⁾と同様である。盛土部の締固め度を 90%と 80%にすることにより盛土強度の設定を行った。基礎地盤の締固め度は 90%としている。各々の物性を表-2に示す。盛土内浸透水は、間隙流体としての相似則を満足させるため、水の 50 倍の粘度を持つシリコンオイルを用いた。浸透水の供給は、50g 場において盛土背面から供給され、所定の水位に達したことを間隙水圧計により確認した後、加振を行った。

表-1 実験ケース

ケース	締固め度 Dc	浸透水	対策工	加速度
1	90%	なし	なし	大
2	90%	なし	なし	小
3	80%	なし	なし	大
4	80%	なし	なし	小
5	90%	あり	なし	大
6	90%	あり	なし	小
7	80%	あり	なし	大
8	80%	あり	なし	小
9	80%	あり	ジオテキスタイル	大
10	80%	あり	フトン簾 1段	大
11	80%	あり	フトン簾 3段	大

全ケース、盛土高さ 10.0cm(実物換算 5.0m)、のり勾配 1:1.5 である。

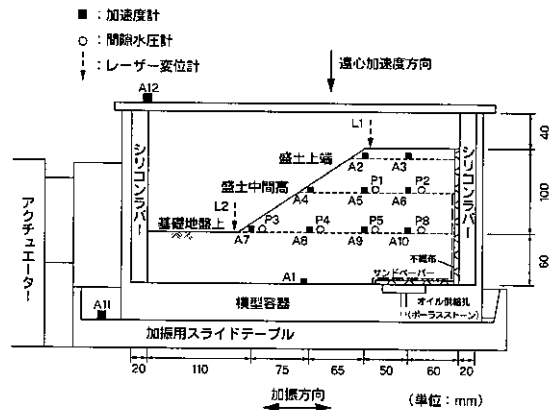


図-1 模型断面と計測センサーの配置

Behavior of Embankments during Earthquake by Centrifuge Experiments(Part4)

—Evaluation stability and countermeasure—

Takuya EGAWA, Jun'ichi NISHIKAWA, Hirochika HAYASHI (Civil Engineering Research Institute)

2.2 対策工の設定

対策工は、補強盛土効果としてジオテキスタイルを、押さえ盛土効果としてフトン籠を採用し、変形が大きいと予測される $D_c=80\%$ の浸透水を有するケースにそれぞれ設置した。ジオテキスタイルとしては可能な限り薄い不織布を用いた。これは、実際に使用されているジオテキスタイルとの相似則を満足させる、非常に薄い特殊な材料がなかったためである。今回模型に使用した不織布の引張強度試験から得られた物性と、実物換算した物性を表-3に示す。敷設長は、震度法によるすべり計算結果より想定されたすべり線（のり面より最大 5m）を切るように設定した。図-2に敷設図を示す。フトン籠は、北海道開発局の規格寸法を 1/50 にした（表-4）。外枠には線径 0.3mm、網目 2mm の金網を使用した。長さについては、のり尻の計測箇所と不連続とならないように奥行き方向一体（20cm）とした。また、詰石には、粒径 4mm 程度の密実で堅固な丸い川砂利（ $\rho_s=2.7$ 程度）を用いた。設置パターンを 2 ケース設定した（図-3）。

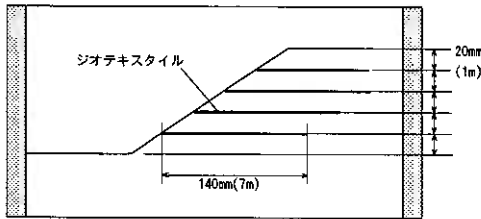


図-2 ジオテキスタイル敷設図

2.3 加振方法

今回入力した加振波形は、釧路沖地震（1993.01.15）発生時に、当研究所で所有する液状化アレー観測地点⁸⁾（苫小牧市日高自動車道）の GL-35.0m で観測された地震波形（NS成分）を用いた。現地観測記録は 100sec 程度観測されているが、継続時間が長いほど加振力が低下する加振装置の性能上、振幅が卓越する範囲 50sec 分を抜き出し使用した。図-4に加振波形およびそのフーリエスペクトルを示す。図より、波形初期に強い振幅がありその後半減した振幅を示している。実際の地震時に初期に強い揺れを感じ、その後ゆっくりとした振幅が続くケースに該当すると思われる。また、周波数成分は、比較的長周期

表-2 材料土の物性

試験名称			
締固め度 $D_c(\%)$	90%	80%	
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	2.661		
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}(\text{g}/\text{cm}^3)$	1.898		
最適含水比 $W_{opt}(\%)$	11.2		
湿潤密度 $\rho_t(\text{g}/\text{cm}^3)$	1.900	1.688	
有効応力表示 の強度定数	$C'(\text{kgf}/\text{cm}^2)$	0.048	0.017
	$\phi'(\text{度})$	34.0	32.7
透水係数 $k(\text{cm}/\text{sec})$	5.7×10^{-4}	5.1×10^{-3}	

表-3 不織布の物性

	模型の物性	実物換算値
厚さ	0.14 mm	7.0 mm
引張強度	1.220 kgf/cm	6.10 tf/m
破壊ひずみ	18 %	18 %
初期剛性	7.90 kgf/cm	39.5 tf/m

表-4 フトン籠諸元

	開発局規格	1/50 模型
厚さ (H)	40cm	8mm
幅 (W)	120cm	24mm
長さ (L)	200cm	40mm
詰石粒径	推定 200mm	4mm

詰石の規格値は、模型粒径からの推定値である。

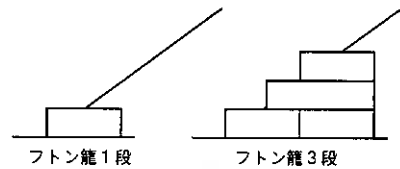


図-3 フトン籠設置パターン

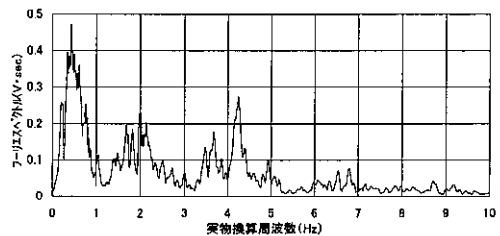
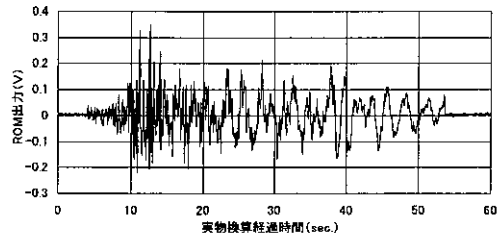


図-4 加振波形およびフーリエスペクトル

成分が多いことが特徴的である。模型への加振は、加速度の設定を大と小にし、1つのケースに対し1回の加振とした。

3. 実験結果

各ケースに対し、実測地震波形（以下、不規則波とする）を用いた加振実験を行い、盛土挙動への影響を調べた。Dc=80%浸透水を有するケース7において、各センサーで計測された時刻歴を図-5に示す。ここで、フロン籠を施したケースはその形状上、のり尻(A7)に加速度計を設置していない。また、A10についてはセンサー故障により計測値が得られなかった。

今回の実験では、模型容器底面(A1)において計測された加速度波形を、入力加速度および入力波形としている。加振装置の動作信号として与えた釧路沖地震波形のフーリエスペクトルは0~1Hzにピークを持つ長周期成分が特徴的であったのに比べ、入力波形のフーリエスペクトルは2.2Hz付近に大きなピークを持つ地震波形となった。しかし、各ケースにおいて入力波形の周波数成分は一致しており、同一の地震波形を与えることができたと考えている。加速度応答波形は、時間軸に対対象かつ一定ではなく、振幅値にばらつきがみられることから、絶対値の大きい値を最大加速度として評価している。

図より、入力加速度波形(A1)に対し、のり尻(A2)の応答波形が大きくなっており、盛土内での加速度増幅が認められる。間隙水圧計(P3~P5)の値より、振幅値のピークに遅れて過剰間隙水圧比がピークに達していることがわかる。のり尻(P3)で大きな過剰間隙水圧比に達しており、過剰間隙水圧比がピークに達したのとほぼ同時にのり尻(L1)で変位が発生している。今回の実験においては、のり尻付近で過剰間隙水圧が発生することにより、盛土の変形を生じさせたと考えられる。

3.1 盛土の変形

各ケースの加振による入力加速度とのり尻変位量の関係について実物換算したものを図-6に示す。盛土強度の異なるケースについて比較すると、Dc=90%に比べDc=80%において大きな沈下が生じ、特に浸透水を有するケースにおいて顕著である。このことから、Dc=80%の浸透水を有するケースに対し各種対策工を施しその対策効果を検討した。

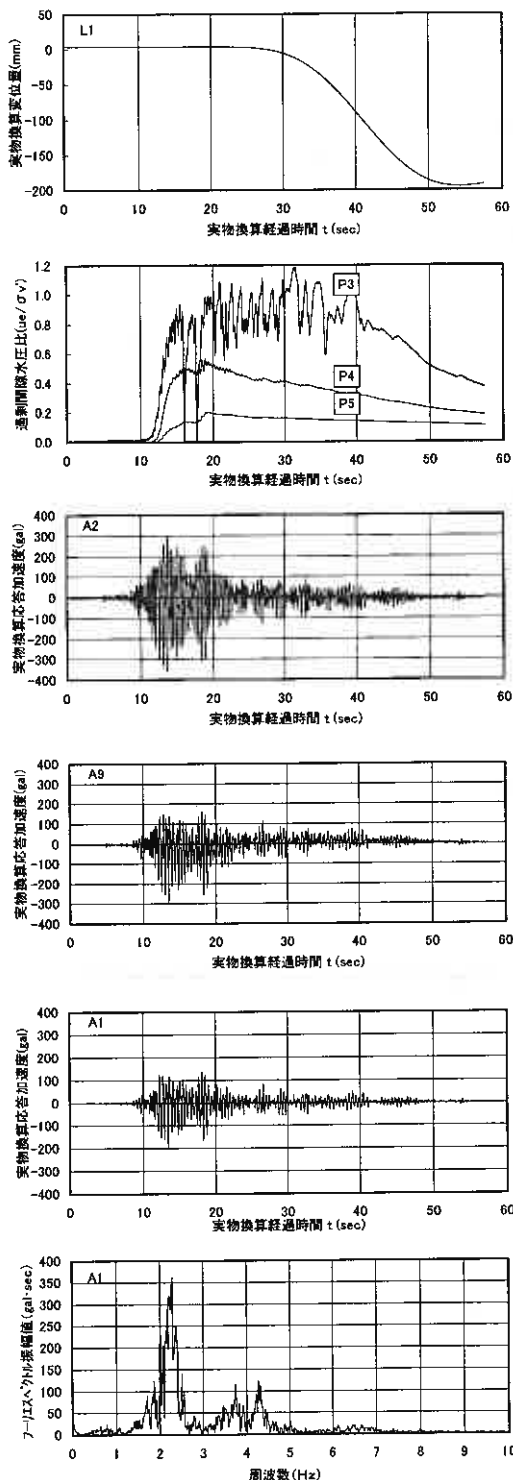


図-5 ケース7の加速度波形、過剰間隙水圧比、のり尻変位量の時刻歴、入力波形のフーリエスペクトル

図より、同程度の入力加速度が得られている170gal~200galの範囲について比較すると、無対策では加振によりり尻が崩壊し、天端に多数のクラックが発生し、沈下量は200mmに達した。フトン籠1段、およびジオテキスタイルを施したケースでは、沈下量70mm程度と約3分の1の値を示し、フトン籠3段のケースでは、沈下量は約10分の1の16mmであり、加振後の観察で、り面のはらみ出しや天端におけるクラックはみられず、変形に対する抑止効果が認められた。

3.2 間隙水圧

加振によって発生した過剰間隙水圧の最大値を有効上載圧で除した値を過剰間隙水圧比として、盛土中間高と基礎地盤上に分け図-7~図-8に示す。

図より、Dc=90%では過剰間隙水圧がほとんど発生していないことがわかる。一番変形量の大きかったDc=80%無対策では基礎地盤上で大きな過剰間隙水圧が発生しており、特にり尻(P3)において液状化を示す程の過剰間隙水圧比が得られた。また、基礎地盤上における過剰間隙水圧の発生量が大きいほどり肩の変形量が大きいことから過剰間隙水圧の発生量と盛土の変形量には相関性があることが確認された。ジオテキスタイルを施したケースではDc=80%無対策と同等の過剰間隙水圧の発生が見られるが、変形量はDc=80%無対策の3分の1程度であることから補強効果が得られていると考えられる。フトン籠を施したケースでは、加振直後にり尻から浸透水が排水される様子が観察され、排水効果により過剰間隙水圧の発生が抑制されたと考えられる。

3.3 応答加速度

計測された盛土内応答加速度を入力加速度で除し、加速度応答倍率として盛土各層別に図-9に示す。図より加速度応答は、浸透水のないケースで盛土上端へ向かって加速度が増幅し大きな加速度応答を示しているのがわかる。基礎地盤上ではり尻(A7)においてDc=80%浸透水を有するケースで大きな加速度応答が得られているのが特徴的である。このことは、Dc=80%無対策およびジオテキスタイルのり尻において液状化を示すほどの過剰間隙水圧比に達していることと合わせ、Dc=80%浸透水を有するケースでは、基礎地盤上で大きな加速度が発生し、液状化に近い現象が起こることによる盛土剛性の減少が、盛土の大きな変形や盛土上端への加速度応答に影響することがわかった。フトン籠を有するケースは、排水効果により盛土剛性の減少が抑制され、他の浸透水を有するケースより大きな応答を示したと考えられる。

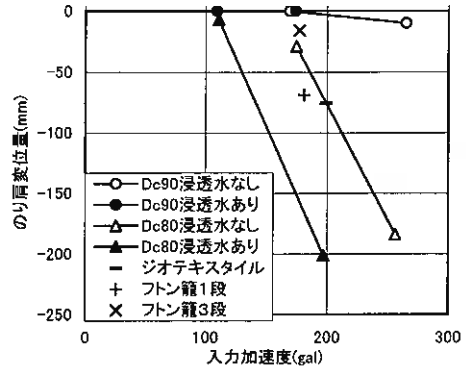


図-6 入力加速度とりのり肩変位量

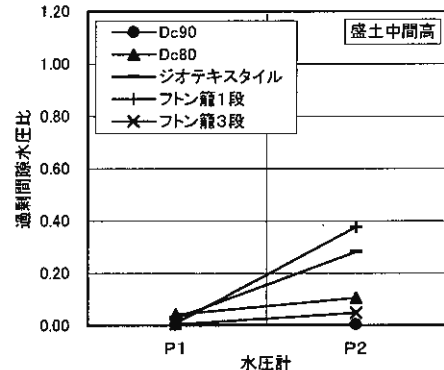


図-7 過剰間隙水圧比

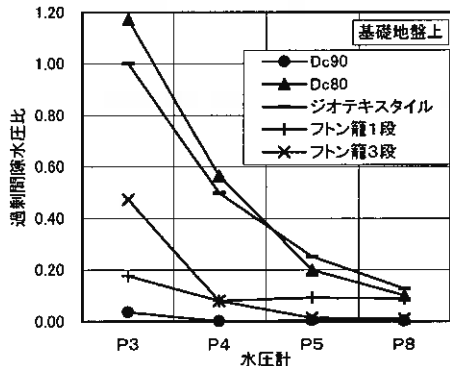


図-8 過剰間隙水圧比

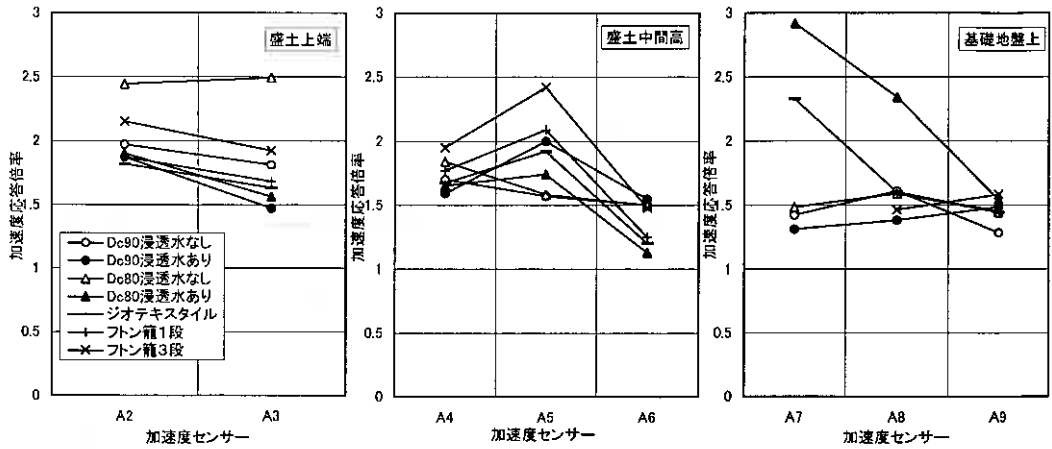


図-9 盛土内における加速度応答倍率

4. 安定性の評価

道路土工のり面工・斜面安定工指針⁹⁾(以下指針)によれば、道路盛土の地震時安定性は最も簡便な方法として円弧すべり面を仮定した震度法による安定計算によって検討できるとされている。しかし、必ずしも確立したものではないことから参考資料にとどまっており、その合理化が求められている。これについて過去に浸透水を有しない盛土の正弦波を用いた加振実験結果に対し、水平震度を与えた円弧すべり法による安定計算を実施した¹⁰⁾。その結果、すべり安全率(以下Fs)と盛土の変形の間に相関が認められ、円弧すべり法により盛土の地震時安定性評価が可能であると考えられた。不規則波を用いた今回の限られた実験ケースでは、比較的軽微な変形にとどまっており、算定されたFsと変形量を一概に結びつけることは難しい。しかし、今回の実験では、Dc=80%浸透水を有するケース7で大きな変形が見られ、のり肩沈下量が201mm、のり尻が78mm隆起しており、発生と共に天端に多数のクラックが見られたことから、すべり破壊と同等の被災程度と見なすことができると考え、浸透水を有するケース5~ケース8について過剰間隙水圧と水平震度の両方を考慮してすべり安定計算を実施した。

4.1 定数の設定

指針では、地盤の液状化が盛土の安定性を損なう可能性が高い場合、地震動によって発生する過剰間隙水圧 u_e を与え、水平震度 $kh=0$ としている。また、地下水の影響が少なく地震時の土の強度低下がないような場合には、過剰間隙水圧 $u_e=0$ として水平震度 kh を作用させるとしている。しかし、実際の被災事例や実験結果から、沢地形等の盛土内に浸透水が滞水している可能性のある場合、地震動と、それにより発生する過剰間隙水圧のピークは一致しないものの同時に作用していると考えられる。このことから、水平震度 kh と過剰間隙水圧 u_e を同時に考慮したすべり安定計算を試みた。

水平震度 kh は、過去の正弦波を用いた実験結

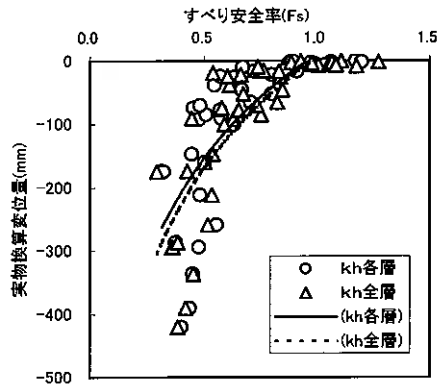


図-10 Fsと変位置

果に対し、盛土内での加速度応答の違いを考慮して計算モデルを基礎地盤、盛土下部、盛土上部の3層に分割し、各層ごとに応答加速度より求めた値を入力した場合と、基礎地盤上(A9)の応答加速度より求めた値を一律に入力した場合の計算結果を比較した結果、図-10に示すとおり、変位量に対する双方のFsの値に差がないことから、簡便であると考えられる後者を用いた。このとき、不規則波形は時間軸に対し一定の振幅を示さないことから、最大応答加速度の0.65倍、0.3倍、0.1倍を水平震度として設定した。また、過剰間隙水圧Ueのみを考慮した計算も行った。

過剰間隙水圧Ueは、計算モデル内において過剰間隙水圧比(以下ru)として表現している。ruは図-7~図-8からもわかるように、土被りの少ないところで比較的大きく発生し、深度が増すと、すなわち有効上載圧(以下 σ_v)が増加すると比例するように減少しており、各ケースにおいて σ_v がある値を超えると $ru \approx 0$ となる傾向が見られる。このことから図-11に示すように、実測ruの値から σ_v に対するruの推定線を求めた。計算モデル内におけるruは有効上載圧に応じてru推定線から平均値を得て、一定の値を与え簡略した(図-12)。なお、すべり面は、加振後の模型観察から得られた変形モードを考慮し設定した。また、盛土のテンションクラックを考慮した。

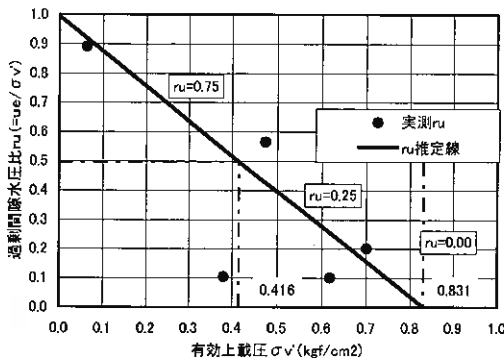


図-11 σ_v とruの関係

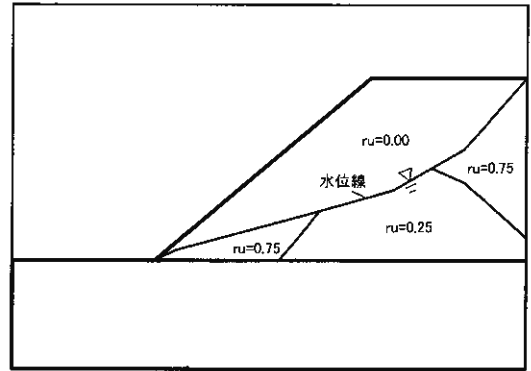


図-12 計算モデル内のruの分布

4.2 計算結果

khとruを同時に考慮したすべり安定計算より得られたFsと変位量の関係を図-13に示す。ケース7の時刻歴においてのり肩の変形がruのピークと同時に発生している。このときFs=1.0と計算されるkhは最大加速度の0.1倍を入力したもので、kh=0.03(29.4gal)に相当した。この値はruピーク時(t=31.34)の基礎地盤上(A9)における応答加速度(35.2gal)の84%に相当していた。また、ruのみを考慮した計算では、変形が大きく発生したにもかかわらずFs=1.0を上回っていた。ただし、この計算ではruの設定をかなり簡略化しているため、すべり計算に与えるkhとruの影響の大小については、今後精度を上げた検証を行う必要があると考えられる。

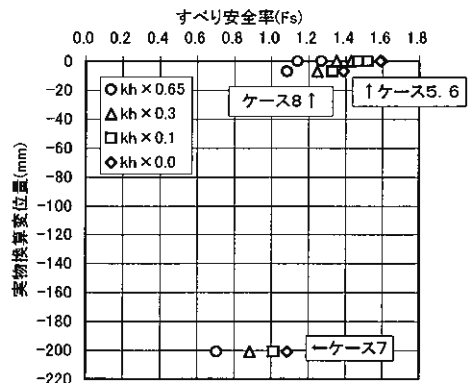


図-13 Fsと変位量

浸透水を有しないケースで、大きな変形が見られた $D_c=80\%$ ケース 3 について、 kh のみを考慮した同様の計算を行った結果、最大加速度の 6.4% を用いることにより $F_s=1.0$ となった。

5. 対策工の効果

基礎地盤が良好で、崩壊の原因が盛土内にあると想定した今回の実験において、盛土本体に対して各種対策を試みた。ジオテキスタイルについては、釧路沖地震時の復旧に一部ジオテキスタイルが使われており、その後の東方沖地震(1994.10.4)発生時では、復旧箇所が同一震度にさらされてはいなかったが、無被害であったという報告がある³⁾。図-14 に盛土の変位量と対策工の関係について示す。実物換算盛土高 5m に対し 4% の変位となっている対策工無しに比べ、対策工を施したケースの変位量は半分以下に抑制されている。フトン籠 3 段では 1 割以下となっており、それぞれ対策工としての効果が見られた。各種対策工の排水効果を盛土内における過剰間隙水圧の分布により比較した。図-15 に過剰間隙水圧と対策工の関係について示す。対策工無しでは P3 から P8 まで過剰間隙水圧の発生が認められ、ジオテキスタイルについてもほぼ同じ傾向が見られる。フトン籠については過剰間隙水圧の発生が抑制されており、籠 3 段については P3 において大きく発生しているものの盛土内部深くまでその効果が見受けられる。このことから、今回の実験において施した各種対策工は、ジオテキスタイルについては過剰間隙水圧が発生するものの、敷設する事により盛土が補強され地震時耐力が増加すること、フトン籠については排水効果による過剰間隙水圧発生抑制と、押さえ効果によるのり尻の変位の抑制が、盛土の変形を抑制したと考えられる。

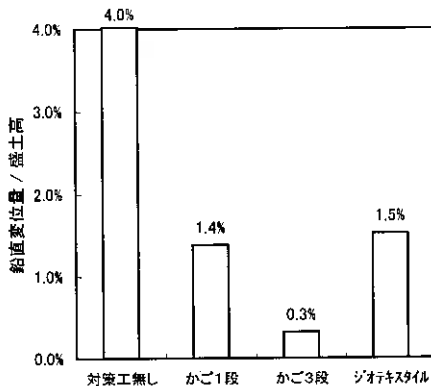


図-14 対策工と盛土変位

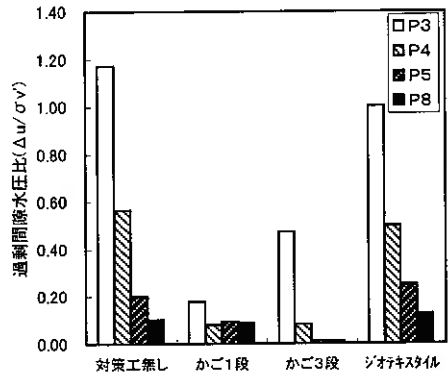


図-15 対策工と過剰間隙水圧比

6. 結論

不規則波を用いた動的連心模型実験を実施し、盛土の地震時安定性について検討した。その結果、以下の結論が得られた。

- ① のり尻における過剰間隙水圧の発生量と、盛土の変形には相関が見られる。このことは、のり尻あるいは基礎地盤上において過剰間隙水圧が大きく発生することによる有効応力の低下が支配的である。
- ② 設計水平震度 kh と過剰間隙水圧 u_e を同時に考慮したすべり安定計算を行った結果、ピーク時の過剰間隙水圧に加えて最大加速度をかなり低減させた水平震度を考慮することにより崩壊に至ることがわかった。ただし、今後、この影響度合いを確認してゆく必要がある。
- ③ 盛土の変形の抑止は、盛土そのものを補強することにより地震時耐力を高める手法、また、盛土内の浸透水を排水させることにより過剰間隙水圧の発生を抑制することが効果的である。

今回の実験においては、得られた加速度が小さく変形も軽微なものにとどまっている。現在加振台を改造中であり、今後レベル 2 相当の地震を想定した加振実験を実施し検討を進めてゆく予定である。また、盛土の地震時安定性には過剰間隙水圧の発生が大きく影響を与えていることから、盛土内における過剰間隙水圧

の発生量を事前に推定することが重要であり、現在、推定法を検討中である。

—参考文献—

- 1) 西川純一：1993年釧路沖地震被害調査報告，開発土木研究所報告第100号，pp.13-40，1993.9
- 2) 西川純一：1993年北海道南西沖地震被害調査報告，開発土木研究所報告第101号，pp.21-40，1994.1
- 3) 西川純一、小田島大、玉田隆志、松田泰明：1994年北海道東方沖地震被害調査報告，開発土木研究所報告第108号，pp.7-24，1995.3
- 4) 林宏親、西川純一、谷口啓二郎：遠心模型実験による盛土の地震時挙動，地盤工学会北海道支部技術報告集第37号，pp.109-114，1997.2
- 5) 林宏親、西川純一、谷口啓二郎：遠心模型実験による盛土の地震時挙動（その2），地盤工学会北海道支部技術報告集第38号，pp.173-178，1998.2
- 6) 江川拓也、西川純一、林宏親：遠心模型実験による盛土の地震時挙動（その3），地盤工学会北海道支部技術報告集第39号，pp.17-22，1999.2
- 7) 日下部祐基、西川純一、野並光昭、小田島大：遠心力載荷装置による泥炭の圧密沈下実験，土質工学会北海道支部技術報告集第35号，pp.76-81，1995.2
- 8) 西川純一、小田島大、森伸一郎、三輪滋：1993年釧路沖地震における液状化アレー観測，土と基礎，Vol.42，Ser.No.434，No.3，pp.57-62，1994.3
- 9) 日本道路協会：道路土工のり面工・斜面安定工指針，pp.173-180，1999.3
- 10) 林宏親、西川純一、谷口啓二郎：遠心模型実験による道路盛土の耐震性に関する検討，開発土木研究所月報No.535，pp.2-11，1997.12

Prediction of Ground Deformation due to Embankment on Soft Bangkok Clay

Hokkaido University Graduate Student O Surendra Bahadur Tamrakar
 Ditto Associate Professor Satoru Shibuya
 Ditto Professor Toshiyuki Mitachi

Introduction

Natural ground when subjected to construction works such as embankment undergoes deformation due to consolidation and shearing. The amount of this deformation greatly depends on the type and nature of soil involved. In case of stiff soils, earth pressures at the boundary are of major concern, whereas in soft soils, large deformation such as ground subsidence is of major interest. In predicting such deformations by means of finite element (FE) analysis, various constitutive models coupled with different available soil properties are employed in practice. It is to be noted that different tests give different results, and hence it is very difficult to choose the proper test data in a proper model.

In this research, prediction of ground deformation due to embankment on soft Bangkok Clay is made by using a finite element based program, SAGE-CRISP. The parametric study was carried out in order to see the effects of elastic constants such as stiffness parameters and the swelling index, κ in Cam-clay models on the ground deformations subjected to embankment loading. The constitutive models employed were linear elastic model, original Cam-clay model (CCM) and Modified Cam-clay model (MCC). Note that all the soil parameters were obtained from laboratory as well in-situ tests. A comparison is also made between the results obtained from the FE analyses using two different drainage systems, i.e., One-way drainage and Two-ways drainage.

Test sites and Tests performed

A 2.9m high test embankment was constructed in July 1973 to see the sub-soil behavior underneath the embankment at Nong Ngoo Hao (NNH), 15km East of Bangkok city center, Thailand. The NNH site was planned for 2nd International Airport in Bangkok. The vertical settlement, horizontal displacement, piezometric pressure in the sub-soil, etc. were measured for

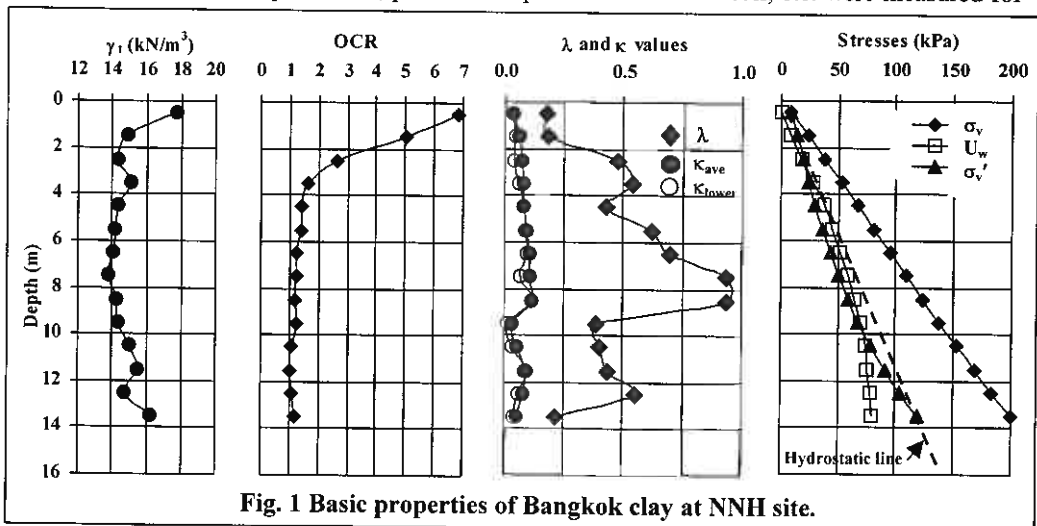


Fig. 1 Basic properties of Bangkok clay at NNH site.

a period of 256 days since the beginning of construction of the test embankment. Early predictions of ground deformation at NNH site was made by Y. Kai-sang (1975), T. Shivakumar

(1987), etc. In these analyses, little information on the properties of soft Bangkok clay was available. On the other hand, the soil properties of soft Bangkok clay are obtained in this study from the results of site investigations performed during 1996 to 1997 (Shibuya and Tamrakar, 1999) and (Tamrakar, Shibuya and Mitachi, 1999)

The basic properties of Bangkok clay at NNH site are shown in Fig. 1. The weathered crust layer extends down to 2m depth. From 2 to 15.5m, there lies soft clay layer. Stiff clay layer extends from 15.5 to 21m depth. Beyond 21m depth, there lies sand layer extending down to 30m depth. In the weathered crust layer, the over-consolidation ratio (OCR) reached to 7 which is due to the seasonal fluctuation of ground water level. It reduced to around unity below 6m depth. The compression and swell indices, λ and κ , the OCR value and k_v (vertical permeability) were obtained from oedometer test. Note that k_h (horizontal permeability) is obtained from dissipation test using Piezocone test (Harh, 1997). Two sets of κ used in the analysis are shown in Fig. 1, in which one is the averaged value, κ_{avg} and the other is κ_{lower} . The κ_{lower} value corresponds to the initial slope of the swell curve on unloading in 1-D swell test (Fig. 2). The GWL was found at 0.6m depth. Due to deep well pumping, the ground water condition in Bangkok area shows non-hydrostatic profile with depth. The following in-situ and laboratory test results were used in the analysis;

A. in-situ tests:

1. Seismic cone test (SCPT), and
2. Field vane shear (FVS) test.

B. Laboratory tests:

1. Oedometer test, and
2. Consolidated Undrained Monotonic Triaxial Compression test (MTX).

Design Parameters

Fig. 3 shows the shear modulus, G_{SCPT} and G_{max} obtained by SCPT and MTX tests respectively. At the weathered crust layer, the G_{SCPT} value reaches to 30 MPa, which decreases to around 8 MPa at 6m depth. From 6m depth onwards, it further increases till it reaches around 25 MPa at 14m depth. The G_{max} values are lower than those of G_{SCPT} values. This might be due to sample disturbance and bedding error in MTX test.

Fig. 4 shows the shear strength profile with depth obtained from FVS and MTX tests. Note that undrained shear strength from FVS test, S_{uFVS} refers to the corrected value based on Bjerrum's correction factors. Here, average corrected field vane shear is shown. Down to 6m depth S_{uFVS} remains around 10 kPa and below that it increases up to 48 kPa. The strength obtained from MTX test, S_{uMTX} is higher than S_{uFVS} throughout the depth. In one

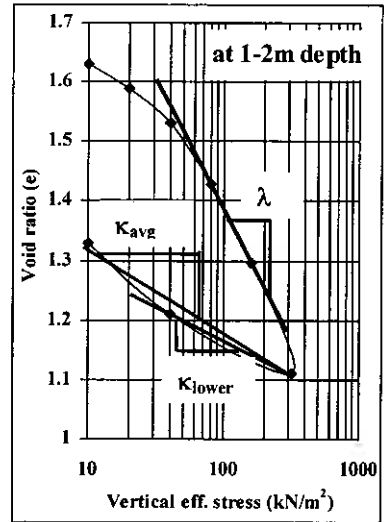


Fig. 2

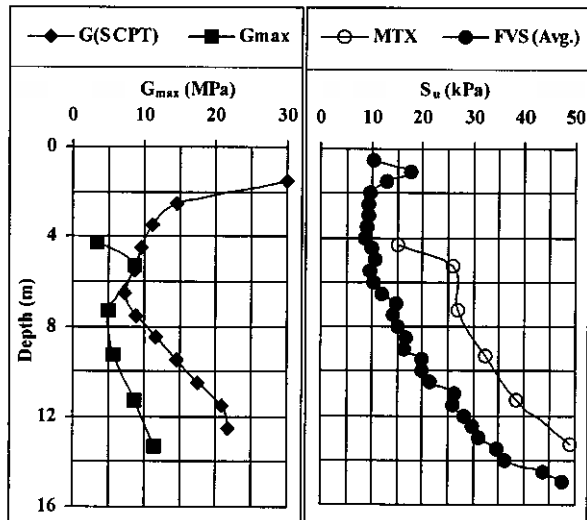


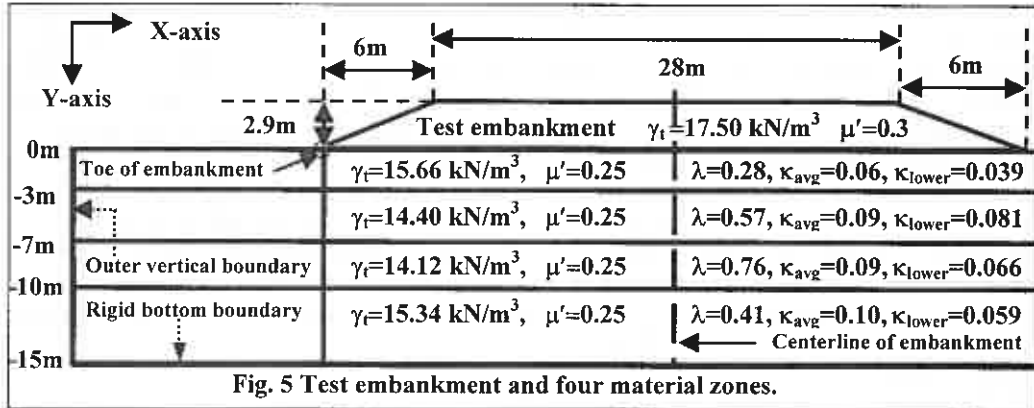
Fig. 3

Fig. 4

case of analysis, 60 times of S_{uFVS} ($60S_u$) is used to estimate the shear modulus. Note that $E'=60S_u$ is often used in FE analysis on ground deformation due to embankment loading.

Embankment and FE analysis

A test embankment having the dimension of $100m \times 40m$ in plan was constructed to a constant height of 2.9m. A fine sand was used as the fill material. The averaged wet and dry unit weight of the sand were 18.3 kN/m^3 and 16.5 kN/m^3 (i.e., the average of 17.5 kN/m^3), respectively. The embankment was constructed over a period of 56 days and the monitoring of ground deformation was made till 200 days after the completion of the embankment. Due to the variations of G and S_u with depth (see Figs. 3 and 4), the foundation soil was conveniently divided into four material zones in the numerical analysis; i.e., 0~3m, 3~7m, 7~10m and 10~15m as shown in Fig. 5.



For the FE analysis, the plane strain conditions were assumed since the length of the embankment was sufficiently large compared to the thickness of soft clay.

Table 1

Layer (m)	S_{uFVS} (kPa)	E' (MPa) (=60 S_{uFVS})	G_{FVS} (MPa)	G_{max50} (MPa)
0~3	11.02	0.66	0.26	1.67
3~7	10.14	0.61	0.24	3.00
7~10	16.87	1.01	0.41	2.67
10~15	27.93	1.68	0.67	5.00
Embankment (2.9 m height)	-----	10	3.75	-----

Table 2

Layer (m)	$e_{cs(avg)}$ MCC	$e_{cs(lower)}$ MCC	$e_{cs(avg)}$ CCM	$e_{cs(lower)}$ CCM	k_v (cm/s)	k_h (cm/s)	M
0~3	1.78	1.86	1.76	1.86	1.44E-08	1.06E-07	1.24
3~7	2.29	2.35	2.28	2.34	1.44E-08	1.06E-07	1.24
7~10	2.21	2.29	2.19	2.28	2.26E-08	2.78E-08	1.24
10~15	1.49	1.54	1.49	1.53	4.50E-09	1.36E-08	1.24

The centerline of embankment was considered as the axis of symmetry. The outer vertical boundary was assumed at 44m distance from the centerline of embankment. This outer vertical boundary was restrained in x-direction and was assumed to be smooth. The central vertical line was also restrained in the x-direction, and it was free to move along the y-direction. Free drainage boundary ($U_w = 0$ kPa) was applied on the original ground surface below the embankment. The bottom boundary was assumed to be rough and hence restrained in both x- and y-directions. Two different conditions of drainage were assumed at the bottom boundary at 15m depth. One assumption refers to "impermeable" boundary by considering the permeability of stiff clay could be very low compared to soft clay. The other assumption is described such that the current pore pressure at the boundary stays throughout at a value of 85 kPa (see Fig. 1). In this paper, the

former assumption is termed "One-way drainage" and the latter "two-ways drainage". The properties of the cited material zone were each taken as the average of the relevant property in the sub-layer. The elastic stiffness parameters used in the analysis are summarized in Table 1.

Two different stiffness parameters used are described as $60S_u$ [$E'=60*S_{uFVS}$] and $50E_{max}$ [50% of E'_{max}]. Note that $E'=60S_{uFVS}$ is commonly used in elastic analysis for predicting

deformation underneath embankment (Shivakumar, 1987). It should be mentioned that E'_{max} corresponds to drained Young's modulus at strains of about 0.001% in triaxial test. The use of 50% of E_{max} has recently been suggested by Simpson (1999). Note

Table 3

Depth (m)	σ_v (kPa)	U_w (kPa)	σ'_v (kPa)	K_o	σ'_h (kPa)	P'_c (MCC) (kPa)	P'_c (CCM) (kPa)
0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.0	53.5	64.8
3	50.0	23.8	23.2	0.7	15.3	39.7	49.9
7	104.6	55.4	49.2	0.5	25.3	53.3	71.1
10	147.0	72.6	74.4	0.5	37.6	75.2	100.7
15	223.7	85.0	138.7	0.5	70.7	124.5	166.6

also that the $50E_{max}$ value corresponds to strains on the order of 0.01%.

Cam clay parameters (both Modified and original) and in-situ parameters obtained from in-situ and laboratory tests are shown in Tables 2 and 3, respectively. The pre-consolidation pressure, p'_c for MCC and CCM were computed from the maximum past pressure obtained from oedometer test. The angle of shearing resistance at failure, M value was calculated using $\phi'=31^\circ$ (obtained at maximum shear strength in direct shear box test. The piezometric pore water pressures as measured by piezometer were used to compute the effective vertical stress. Equations below show the formulae used for obtaining G' , p'_c , K_o , M and e_{cs} .

$$G' = [E'/2(1 + \mu')]$$

$$K_o = OCR * K_{nc} - \{\mu'/(1 - \mu')\} * (OCR - 1) \dots \dots \dots (Wroth, 1975)$$

$$p'_{max} = (2\sigma'_{xmax} + \sigma'_{ymax})/3 \qquad q'_{max} = \sigma'_{ymax} - \sigma'_{xmax} \qquad \sigma'_{xmax} = K_{nc} * \sigma'_{ymax}$$

$$p' = (2\sigma'_x + \sigma'_y)/3 \qquad \sigma'_x = K_{nc} * \sigma'_y$$

$$M = \{(6\sin\phi')/(3 - \sin\phi')\}$$

For Cam clay model: $p'_c = p'_{max} * \exp[q_{max}/(M * p'_{max})]$

For Modified Cam clay model: $p'_c = p'_{max} + \{q_{max}^2/(M^2 * p'_{max})\}$

Critical state void ratio, $e_{cs} = e + (\lambda - \kappa) * \ln p'_a + \lambda * \ln p'$

where σ'_{ymax} = max. past pressure, K_o = coeff. of in-situ earth pressure at rest, K_{nc} = coeff. of in-situ earth pressure in the NC state, e = initial void ratio, and σ'_y = vertical effective in-situ stress.

The complete LST (Linear strain triangle) mesh for the analysis is shown in Fig. 6. The embankment was modeled with a total of eleven LST elements each having two unknown displacement fixities with elastic drained properties given in Table 1. The foundation soil consists of 80 LST elements having three unknown fixities (2 for displacement and 1 for pore water pressure) for consolidation analysis.

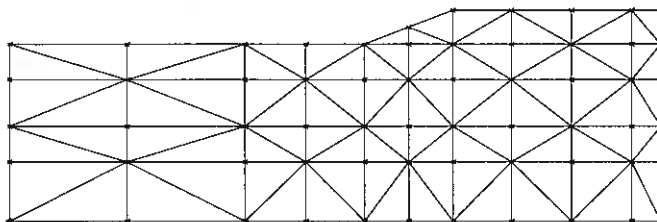


Fig. 6 LST Finite Element mesh.

The LST analysis was carried out with two different values of κ ; i.e., κ_{avg} and κ_{lower} . During the analysis, the embankment was assumed to be constructed within 56 days

considering one step loading with 14 increments. While consolidation was up to 200 days after the complete construction of embankment considering 20 increments.

Analysis Result

Figs. 7 to 13 show the results of the analysis with average value of κ . The ground subsidence at the centerline point below the embankment on the surface is shown in Fig. 7. In the

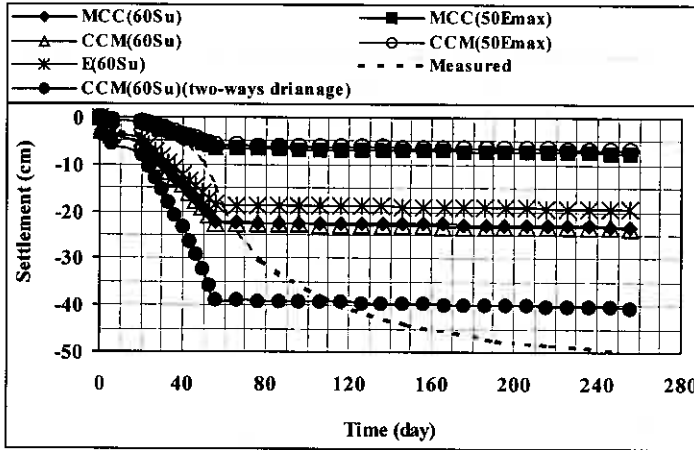


Fig. 7 Settlement curves at the centerline point on the surface.

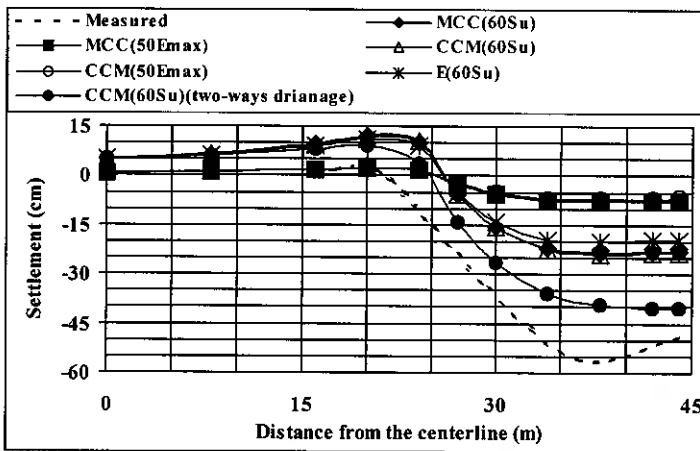


Fig. 8 Surface settlement on the surface.

cases of one-way drainage conditions, the predicted consolidation curves by $60S_u$ in all three models are higher than the results using the elastic constant of $50E_{max}$. However, the predictions are much lower than the measured behavior. Here, it is to be noted that almost all the predicted settlements have occurred during the loading stage only. With the increase in the load due to embankment, the ground settlement occur below the embankment and heaving occurred behind the toe. On the other hand, the analysis on the premise of two-ways drainage condition provided a much better prediction on the behavior of vertical settlements. Fig. 8 shows the surface settlement curves after 256 days. Predicted heaving is larger than the measured value. While predicted settlement is smaller than the measured data. The prediction of both heaving and settlement are larger

for the analysis with $E'=60S_u$ stiffness values in all three models. In the vicinity of ground surface, upward drainage can occur readily, leading to rapid dissipation of excess pore pressure. Thus, most of the settlement will occur on the surface near the boundary area. Fig. 9 shows the amount of settlement profile along the centerline below the embankment. Here, we could see that most of the settlement have occurred near the surface. Although the nature of predicted settlement curves resembles in shape with the measured one, the real behavior is underpredicted. It is to be noted that the maximum settlement is predicted by the analyses using the stiffness value, $E'=60S_u$ in all the models, CCM predicting the highest of them. From Figs. 7 to 9, we could say that most of the deformation have occurred near the ground surface in the analyses with one-way drainage condition.

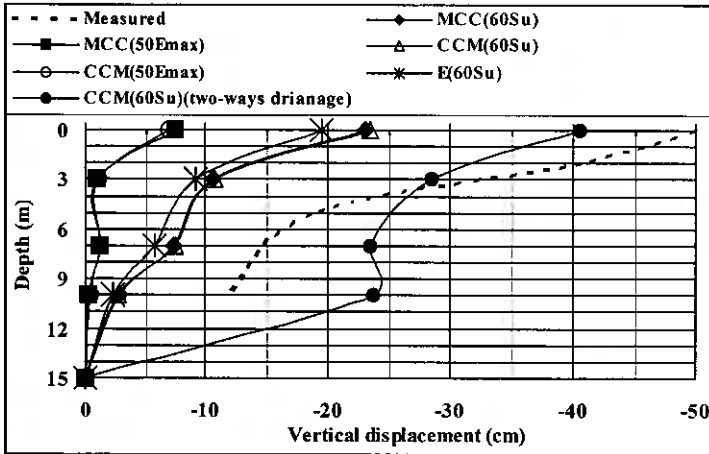


Fig. 9 Vertical displacement along the centerline.

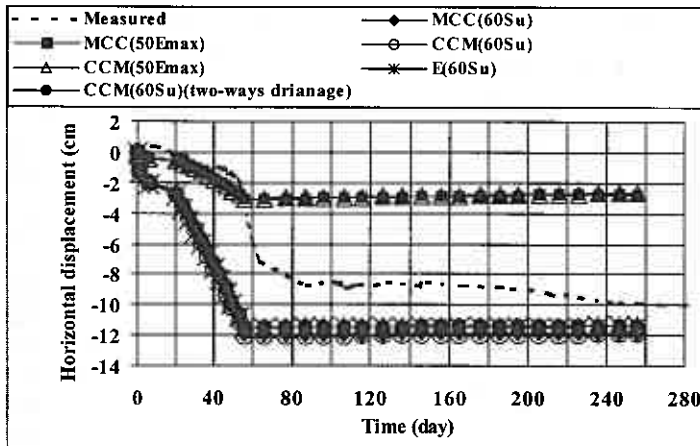


Fig. 10 Horizontal displacement at the toe on the surface.

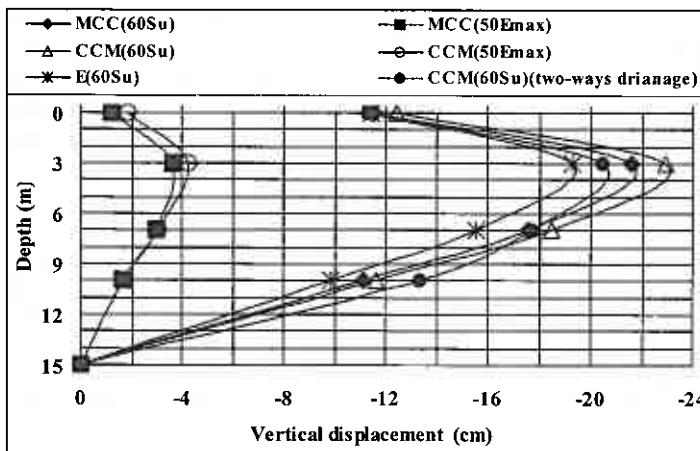


Fig. 11 Horizontal displacement along the toeline.

The horizontal displacement with time at toe of the embankment on the ground surface is shown in Fig. 10. The predicted horizontal displacement curves showed similar trend with the measured one. But the analysis with lower stiffness ($E'=60S_u$) value overpredicted the displacement in all three models although they are closer to the measured data. Here also, it is to be

noted that most of the predicted displacement have occurred during the construction period and after that the rate of movement is almost stopped.

The effect of embankment loading along the depth profile is shown in Fig. 11. Here, the horizontal displacement along the toeline (at 20m horizontal distance from the centerline) of the embankment is predicted. With the reduction in

stiffness, there is increase in horizontal displacement in all three models, the maximum displacement being taken around 0-3m depth. Note that, the CCM predicts the higher displacement than other models (e.g. Gens, 1994).

With the increase in embankment loading, the total applied load is increased and it is sustained by the pore water. But with the time this excess pore water pressure should dissipate

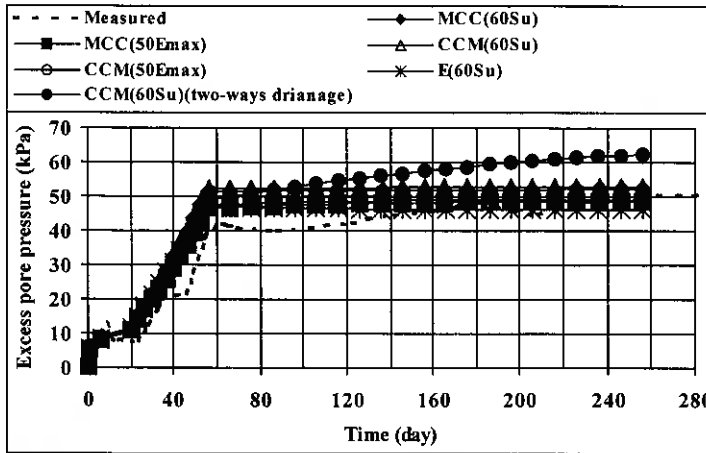


Fig. 12 Excess pore pressure at 10m depth along the centerline of embankment.

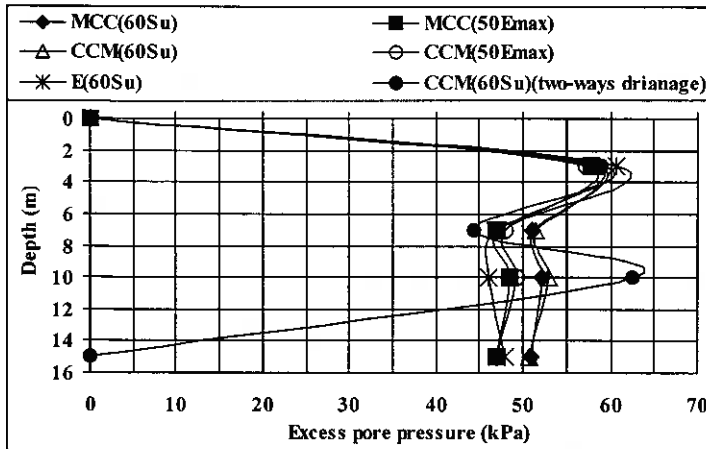


Fig. 13 Excess pore pressure along the centerline after 256 days.

	(average κ value)		(lower κ value)	
	$60S_u$	$50E_{max}$	$60S_u$	$50E_{max}$
Elastic	-19.46	-3.34		
MCC	-23.11	-7.51	-21.10	-5.80
CCM	-23.45	-6.93	-21.50	-5.68

	(average κ value)		(lower κ value)	
	$60S_u$	$50E_{max}$	$60S_u$	$50E_{max}$
Elastic	-19.30	-2.43		
MCC	-21.58	-3.62	-20.33	-2.86
CCM	-22.91	-4.28	-20.56	-2.86

all the above values are in cm.

through the drainage boundary until it reaches the in-situ pore pressure equilibrium. Fig. 12 shows the relationship between the excess pore pressure and the elapsed time at 10m depth along the centerline of embankment. Here, pore pressure started to increase with the increase in the embankment loading. In the cases of one-way drainage condition, the predicted curves from all three models show the similar shape with the measured one. But the excess pore pressure is not dissipated even immediately after the embankment construction is completed.

Fig. 13 shows the residual excess pore pressure along the centerline of the embankment after 256 days from the start of construction. Near the drainage boundary surface (ground), most of the excess pore pressure have dissipated. But below the 3m depth, excess pore pressure still remain. On the other hand, in two-ways drainage analysis, a steep drop in pore pressure is observed near the bottom drainage boundary (see Fig. 13). Moreover, the excess pore pressure exhibits steady increase with time after the construction of embankment.

Tables 4 shows the predicted values of vertical displacement obtained at the centerline point on the

surface for different types of analyses. Similarly, Table 5 shows the maximum exhibited horizontal displacements obtained at around 3m depth in different types of analyses. Comparing the results of LST analysis based on κ values, it is seen that the analysis with κ_{average} value gives larger settlement and horizontal displacements than those of the analysis using κ_{lower} value. The effect of κ value is higher in the settlement than horizontal displacement.

Conclusions

From the FE analysis of test embankment at NNH of Bangkok, the following conclusions are drawn:

1. In soft Bangkok the current piezometric pressure shows non-hydrostatic profile with depth due to recent water pumping in the aquifer underneath. In such conditions of initial pore pressure distribution, the assumption of 'one-way drainage condition' is inappropriate in simulating the vertical settlement with time, in particular. The prediction is much better in the analysis by assuming 'two-ways drainage conditions'.
2. In all of models, the performance of the model with effective (drained) modulus equal to 60 times the field vane strength [$E' = 60 \cdot S_{uFVS}$] is the best in terms of predicting the settlement analysis. Results using $E' = 60 \cdot S_{uFVS}$ produces almost same result in all three constitutive models namely, elastic, MCC and CCM.
3. The analysis using stiffness, $50E'_{\text{max}}$ underpredicts the deformations in all the models.
4. In comparing all the test cases, it is found that the vertical settlement and horizontal displacement are predicted larger in CCM and MCC models than in Elastic model.
5. From the results of analyses with average and lower κ values, one could say that with the decrease in κ values, there is decrease in vertical settlement and increase in horizontal displacement.

References

- Gens, A. 1994. General report: Prediction, performance and design. Pre-failure Deformation of Geomaterials (S. Shibuya, T. Mitachi and S. Miura eds.), Balkema, Rotterdam, Vol. 2, pp. 1233-1247.
- Hanh, L. T. 1997. Properties of Bangkok clay as measured using Piezocone. M. Eng. Thesis, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.
- Kai-Sang, Y. 1975. Settlement analysis of the Nong Ngoo Hao test embankment by stress path method. M. Eng. Thesis, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.
- Shibuya S. and Tamrakar S.B., 1999. In-situ and laboratory investigations into engineering properties of Bangkok clay. Characterization of Soft Marine clays (T. Tsuchida and A. Nakase eds.), Balkema, Rotterdam, pp. 107-132.
- Simpson, B. 1999. Engineering needs. Proc. of 2nd Int. Symposium on Pre-failure Deformations Characteristics of Geomaterials Keynote and Theme Lectures. IS Torino 99, Italy, pp. 142-157. (in print)
- Sivakumar T. 1987. Behavior of clay foundation under embankment loading by finite element analysis using CRISP and ISBILD programs. M. Eng. Thesis, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.
- Tamrakar, S.B., Shibuya S. and Mitachi T., 1999. Geotechnical design parameters for infrastructure works in Bangkok area. Conference of Japanese society of Geotechnical Engineering, Hokkaido branch, Japan, Vol. 39, pp. 173-182.
- Wroth, C.P. 1975. In-situ measurement of initial stresses and deformation characteristics. Proc. of the Speciality Conf. in In-situ Measurement of Properties, ASCE, Rayleigh, North Carolina, June, pp.181-230.

泥炭地の生成過程と泥炭の物理的性質

北海道土質コンサルタント株式会社

○ 正会員 新庄 久尊
正会員 浅利 正明

1. はじめに

泥炭地の開発が進み比例して泥炭の圧密に起因する地盤沈下や、トラフィカビリティの不足による重機の転倒事故など問題が多発している。このため圧密試験に代表される室内試験や、沈下観測による施工管理、泥炭地盤の改良工法などが盛んに実施され技術の進歩も著しい。しかし、泥炭を構成する植物遺体とその堆積環境については、種々の研究がなされ工学的性質との関連性が報告されているにもかかわらず、実際の沈下予測や工学的性質の推定にはほとんど利用されていない。

本研究では泥炭の構成植物や堆積環境の違いを、土質試験などから推測・分類し、泥炭の工学的性質との関連性を調べることを目的とした。

2. 調査・試験・分析の概要

2.1 調査フィールド

本研究の対象とした地区は、札幌市東部低地にあり、豊平川、厚別川、月寒川などの河川による後背湿地地形を形成している。図-1に調査地の地盤構成を示す。泥炭は層厚約4m程度で分布しており、その上位には河川氾濫によると思われる土砂が覆っている。このため泥炭は若干の圧密履歴がある。なお、標準貫入試験での N 値は、0~1程度と軟弱である。また付近の地形から、河川水による、鉍物質栄養性泥炭地であると考えられる。地下水位は地表0.5m付近に変動幅0.5m程度で分布している。

2.2 実施した調査・試験・分析

ボーリングによりシンウォールサンプリングを行い、そのほか2t型オランダ式2重管コーン貫入試験を実施した。また、シンウォールサンプリングで採取した試料は、土粒子の密度、含水比、強熱減量及び分解度（洗い法、握り法）などの土質試験と、花粉分析、植物分析、 ^{14}C 年代測定を行った（表-1）。

分解度試験（洗い法）は使用する篩の種類（篩い目）によって試験結果が異なり試験が持つ意味も違ってくる。分解度試験によって洗い流されるものは泥炭中の分解された植物繊維と、鉍物質土粒子のうちの細粒分（以下粘土分と呼ぶ）である。篩い目が細かいと洗い流されるものの大半は粘土分となり試験結果は粘土分の量に左右される、篩い目が粗いと流される植物繊維の量が多くなり試験結果に対する粘土分の影響は少なくなる。今回試験では植物繊維の分解状態よりも、混入する粘土分の多少を知り、対象地区に流れ込む流入水の状態を推定することに目標を置き、0.061mm(タイラー篩 No.250)の細かい篩を用いた。

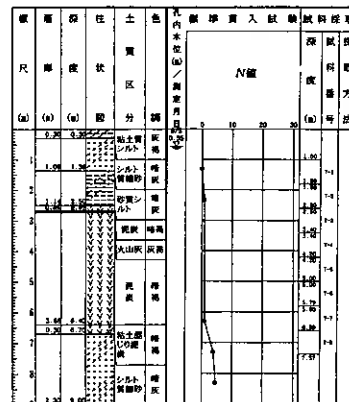


図-1 地盤構成

表-1 実施試験一覧

	記号	数値	備考
土粒子の密度試験 (ρ_s)	ρ_s	16点	JSF T 111による。
含水比試験 (%)	W	21点	JSF T 121による。
強熱減量試験 (%)	Li	21点	JSF T 221-1990による
分解度試験 (%)	Z	16点	洗い法
	H	16	握り法 (Von Post法)
植物分析	—	20	泥炭の構成植物の識別の手引 ⁵⁾
花粉分析	—	36	光学顕微鏡による同定
^{14}C 年代測定	—	3点	ジグレイ・ジョンソンによるβ線計数法
オランダ式二重管コーン貫入試験	qc	10m	JIS A 1220

Personal history of the peatland and physical properties of the peat : Hisataka Shinsyo, Masaaki Asari, (Hokkaido Doshitsu Consultant Co.,Ltd.)

なお、モスクワ中央研究所の V.Kudryashou(1919)は 0.25mm、石川(1961)は、0.01mm、北海道農業試験場では、0.061mm を用いている。

表-2 分解度(握り法)

分解度H	判定基準
H1	完全に未分解の植物遺体、ほとんど透明な水
H2	ほとんど未分解の植物遺体、淡褐色で透明な水
H3	ごく僅かに分解した植物体、濁って褐色な水
H4	やや分解した植物体、非常に濁った水だが、指の間から泥炭はでない
H5	やや強く分解した植物体、組織がまだ明瞭、暗褐色で非常に濁っている。指の間からでる。
H6	かなり分解した植物体、1/3が指の間からでる。手に残ったものは組織が見られる
H7	強く分解した植物体、1/2が指の間からでる。水は暗色。
H8	非常に強く分解、2/3が指の間からでる。手に残ったものは抵抗性の根や木質部など。
H9	ほとんど完全に分解、すべての泥炭が指の間からでる。組織はほとんどわからない。
H10	完全に分解、水とともに流れる。

分解度試験(握り法)の判定は、表-2に示す10段階に分ける。握り法の分解度の区分はいくつかの表現で説明されているが、ここでは J.Visscher(1949)の説明によった。

植物分析は、以下の方法で行った。試料を、未分解の植物遺体を失わない十分な大きさの篩で洗泥し、バットの中に移す。肉眼で判別するに十分な植物遺体のみを選択し標本とする。標本中で特に優位である植物を試料の代表とした。一般に湿地の植物構成は図-2のように分類される。対象地区である札幌市東部泥炭地は全体的に低位泥炭地であるが、本研究では特に植物構成に着目し、次のように区分した。ヨシを主体とする⑤、⑥の植生相は河川や湖沼跡を植物遺体が埋積する低層湿原的な環境にある。スゲやホロムイグスを主体とする①~④の植生相は、旧河川や後背湿地から流入した粘土分の上に植物が繁茂する中間湿原的な環境である。

2. 3 試験結果の考察

1) 試験結果

試験・分析結果を表-3に示す。対象地区の泥炭は、含水比と強熱減量の関係に $W = (3.8 \sim 7.7Li)$ 、平均で $W = 6Li$ の関係が認められる(図-3)。正規圧密状態の泥炭では、 $W = 10Li$ の関係であることが報告されており¹⁾、対象地区の泥炭は、上部 1.3m 程度に堆積している砂質シルト層によって圧密脱水されている。対象地区の泥炭の土粒子の密度は $1.50 \sim 2.30g/cm^3$ 程度の値をとっており平均では、 $1.94g/cm^3$ 程度となっている。

このうち $2.0g/cm^3$ 程度以上を示す試料は、粘土などの混入が肉眼でわかる。深度方向に分解度試験の握り法と洗い法の結果を示す(図-4)。握り法の判定結果と洗い法の分解度(%)は概ね相関しているが、握り法の試験結果は、洗い法の結果と比較して、深度方向の分解度の細かい変化をとらえきれていない。洗い法に用いた篩い目が細かく、肉眼による判別が困難な粘土分の多少による影響を含んでいるからである。このため、物理試験との相関は、洗い法による分解度を基本とした。

2) 試験結果の相関

土粒子の密度と洗い方による分解度の関係を図-5に示す。Z ≤ 20 程度から相関が悪くなっているが、

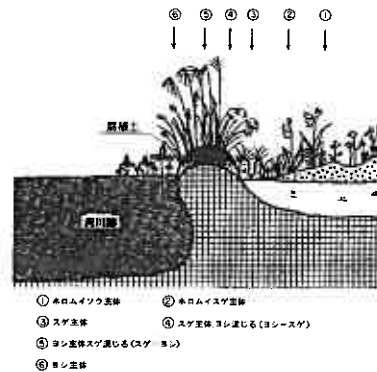


図-2 構成植物の分類

表-3 試験・分析結果一覧

深度(m)	試料名	土粒子の密度(g/cm³)	含水比(%)	強熱減量(%)	分解度(%)	優位法	植物分析	C ¹⁴ 年代測定
2.40~2.57	T-2-4	307.7	53.73					
2.60~2.70	T-3-1	380.1	59.99				④ ヨシ	2200年前
2.70~2.80	T-3-2	471.4	73.61				④ ヨシ	
2.80~3.00	T-3-3	1.789	449.2	56.00	6.99	3	⑤ ヨシ	
3.00~3.20	T-3-4	1.904	345.9	67.07	16.43	3	⑤ ヨシ	
3.20~3.30	T-3-5		298.0	78.79			⑤ ヨシ	
3.40~3.60	T-4-1	1.896	315.3	50.88	10.43	4	① 和山イグ	
3.60~3.80	T-4-2	1.751	318.0	49.84	21.22	4	⑤ ヨシ	
3.80~4.00	T-4-3	2.237	168.6	26.37	36.94	5	⑥ ヨシ	
4.00~4.16	T-4-4	2.370	233.5	36.27	21.13	4	② 和山イグ	
4.20~4.40	T-5-1	1.985	454.6	74.94	8.30	3	② 和山イグ	
4.40~4.60	T-5-2	2.036	372.4	66.62	14.52	4	⑤ ヨシ	2500年前
4.60~4.80	T-5-3	2.016	297.0	48.81	24.15	3	⑤ ヨシ	
4.80~4.93	T-5-4		257.6	38.00			⑤ ヨシ	
5.00~5.20	T-6-1	1.593	483.0	78.30	12.03	4	⑤ ヨシ	
5.20~5.40	T-6-2	1.769	458.6	79.49	11.02	4	⑤ ヨシ	
5.40~5.60	T-6-3	1.799	335.7	67.48	17.45	5	② 和山イグ	
5.60~5.78	T-6-4	2.044	361.7	55.69	21.59	5	② 和山イグ	
5.80~6.00	T-7-1	2.313	103.2	15.28	40.98	6	② 和山イグ	
6.00~6.20	T-7-2	2.017	274.9	50.11	22.51	4	⑤ ヨシ	
6.20~6.40	T-7-3	2.097	178.9	33.81	30.01	5	⑤ ヨシ	5400年前

土粒子の密度が高くなると分解度が高くなるという相関がある。土粒子の密度と強熱減量の関係を見ると(図-6)土粒子の密度が高いほど、強熱減量は低い値を示す。強熱減量と分解度の関係を見ると(図-7)強熱減量が高いと分解度は低くなるという関係がある。この3つの関係から、強熱減量が高い(粘土分の混入が多い)と、粘土分の土粒子の密度の影響で泥炭全体の土粒子の密度は高くなり、篩から流される粘土分が多いため分解度は高くなる。反対に、強熱減量が高いと、大半が植物繊維で構成されるため土粒子の密度は低く、篩から流失する粘土分も少ないため分解度は低くなる。従って、細かい篩を用いた洗い方による分解度は粘土分の含有量の多少を示しており、必ずしも植物自体の分解の度合いを示しているとは言えない。

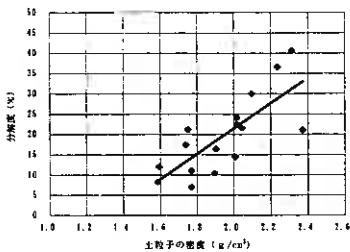


図-5 土粒子の密度-分解度

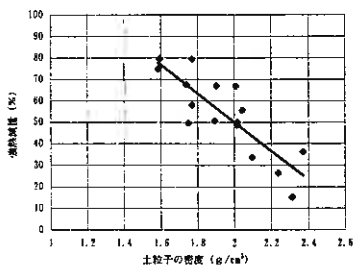


図-6 土粒子の密度-強熱減量

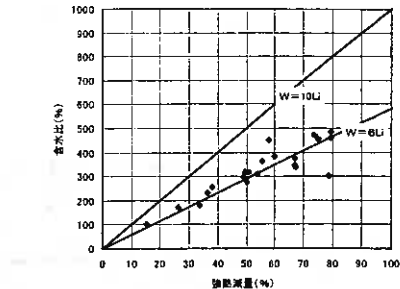


図-3 含水比-強熱減量

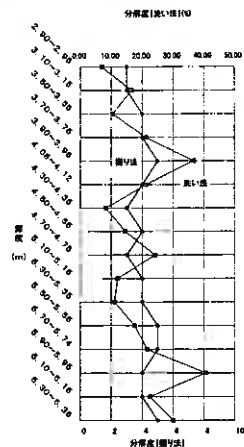


図-4 分解度試験結果

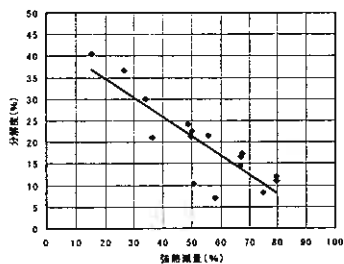


図-7 強熱減量-分解度

3) 植物構成と堆積環境

ところで、図-4, 5, 6を見ると、有機物の含有量が多くなると、データのばらつきが大きくなる傾向がある。梅田ら²⁾によると、有機物含有量の少ない泥炭ではその理学的的性質は、有機物含有量に支配されるが、含有量が多くなると分解度や構成植物など有機物の形態の影響が卓越してくる、とされる。

植物構成の分析結果は図-8に示すとおりであり、植物の種類別に試験結果の平均値をまとめたのが、表-4である。植物構成と試験値の間には一定の相関があり、強熱減量を指標として、泥炭の植物構成と堆積環境の特徴をまとめると次のとおりである。

強熱減量が高い泥炭・・・粘土分が少ないため土粒子の密度は低く、分解度も低い。構成植物は⑤のスゲーヨシ、⑥のヨシであり、粘土分の流入が少ない河跡湖を埋積する低層湿原的環境が推測される。

強熱減量が高い泥炭・・・粘土分が多いため土粒子の密度が高く、分解度も高い。構成植物は②のホロムイヌ、③④のスゲーが主体であるが、③④にこの特徴が強く表れており、①は中間的な性質を示す。旧河川や

後背地から粘土分が流入し、一部が陸化した中間湿原的環境が考えられる。

上記の関係及び構成植物（肉眼による観察）から堆積環境の変化を想定して層分けし図-8に並記した。以下に相互との特徴を記す。

- I層：泥炭層の最下部に当たる。ヨシなどが主体の植物群が河跡湖を埋跡し始めた。粘土分が多く混じるがこれは泥炭とともに堆積した粘土ではなく、植物が最初に根をはった土壌である。
- II層：スゲなどの植物が多く強熱減量が低いことから、流入水による粘土分の堆積がある中間湿原的環境で谷地坊主などのある湿地であったと思われる。
- III層：粘土などの混入が少なく、強熱減量が高いことからヨシなどが主体の低層湿原的環境であった。
- IV層：構成植物や分解度、強熱減量の変化が激しいため、河川の氾濫などが頻繁に起こっていたと思われる。また、ゼンマイなどが確認されたことから陸化が進んだと考えられる。
- V層：ヨシなどの大型の植物が多い。強熱減量が大きく、分解度が低いことから、流入水による土砂の堆積は少なく、いわゆる“ヨシ原”を形成する低層湿原的環境であったと思われる。
- VI層：河川の氾濫により堆積した砂質シルトの層になっており、泥炭の生成する環境は失われてしまっている。

4) q_c 値との相関

測定した q_c 値を前述の図-8に並記する。強熱減量は q_c 値の分布と同様のカーブを描いており、強熱減量が小さい地点で q_c 値が低くなっている。植物分析結果と q_c 値との関係を見ると、①ホロムイソウ、②ホロムイソゲなど中層湿原的環境に見られる繊維の細く柔らかいものほど q_c 値が低くなっている。反対にヨシなど低層湿原的環境に生育する繊維の太く硬い植物ほど q_c 値は高くなっている。このように植物構成と q_c 値には密接な関係がある。

また、植物構成・ q_c 値と、分解度・強熱減量は深度方向に一定のずれを持って相関しているようである。これは、堆積環境の変化に追従して植生が変化していくことを示唆していると思われる。

5) 花粉分析と年代測定結果

分解度・植物分析・強熱減量などから推定した堆積環境と、花粉分析・年代測定により推定された周囲の環境、気候等を合わせて図-9に示す。

推定した堆積環境は、その当時の周辺環境や年代によりわかる気候などとよく合い、対象地区の泥炭が図に示したような経緯を経て堆積してきたことがわかった。このことから、泥炭の分解度や強熱減量、構成植物を知ることによって、堆積環境や周辺から受けた影響などいわゆる“泥炭地の経歴”が推定できることがわかった。

2. 4 泥炭の堆積環境による区分

ここまでの結果で植物構成や分解度、強熱減量などは相関性が強く、 q_c 値とも関連があることがわかった。なかでも強熱減量は種々の物理的性質や堆積環境とよい相関を示している。そこで、対象地区付近で実施されていた強熱減量の既存データを用いて各地点の泥炭を以下のように分類し、結果を対象地区の平面図上に記載した。なお、平面図には空中写真より判読した自然堤防地形を書き入れた。(図-10)

表-4 植物構成ごとの試験平均値

	土粒子の密度 (g/cm ³)	強熱減量 (%)	分解度 (%)
① ホロムイソウ	1.90	50	10
② ホロムイソゲ	1.98	55	15
③ スゲ	2.03	46	17
④ ヨシ	2.24	53	37
⑤ スゲ・ヨシ	1.77	58	7
⑥ ヨシ	1.90	59	19

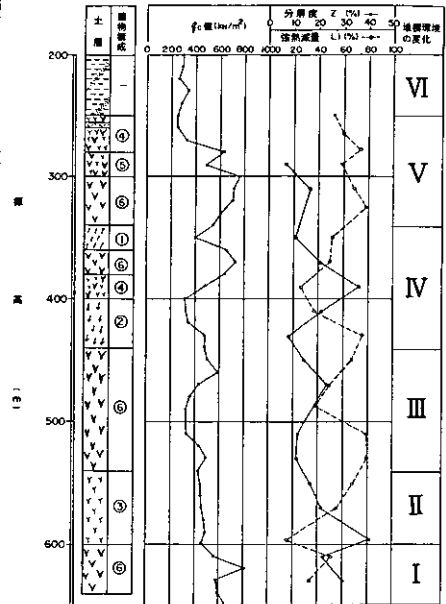


図-8 堆積環境による層分け

A, Bの区域…強熱減量は60~80%と高く、粘土分の混入は少ない。植物繊維は⑥のヨシを主体とする。豊平川の氾濫によって閉塞された旧厚別川が河跡湖となり、広大なヨシ原が広がって、低層湿原を形成していたものと思われる。

C, Dの区域…強熱減量は60%以下と低く、粘土分の混入量は多い。植物構成は②のホロムイソゲ、③のスゲを主体とする。全体的には豊平川の後背湿地にあるが、一部は厚別川のかつての自然堤防にかかる部分もある。粘土分の供給量が多く陸化が進んでいる点から、中層湿原的環境にあったものと思われる。

旧厚別川の河川跡付近の泥炭は強熱減量が低く、川跡から離れるにつれて強熱減量が高くなることからわかる。このことから強熱減量を知ることによって、堆積当時の地形を推定でき、泥炭の性質と分解度の関係を確立すると、地形や強熱減量から泥炭の性質を推定する事ができる。

深度 (m)	泥炭層 (Gyot)	層 名	泥炭層	植物 群	堆積の 経路	泥炭の 構成	泥炭の 強熱減量	分解度 (L _i)	分解度 (L _i)
0		表層の泥炭	IV	HT-4	ヨシ原	ヨシ、 ホロムイソゲ、 スゲ、 コナシ	80	20	10
10		大層別川河跡湖の泥炭							
20		山頂の泥炭							
30		低層湿原の泥炭	V	HT-5	後背湿地	ホロムイソゲ、 スゲ、 コナシ、 ヨシ	60	40	20
40		一部が旧厚別川の泥炭							
50		低層湿原の泥炭							
60		大層別川河跡湖の泥炭	IV	HT-4	ヨシ原	ヨシ、 ホロムイソゲ、 スゲ、 コナシ	80	20	10
70		河川跡の泥炭							
80		河川跡の泥炭							
90		河川跡の泥炭							
100		河川跡の泥炭							
110		河川跡の泥炭							
120		河川跡の泥炭							
130		河川跡の泥炭							
140		河川跡の泥炭							
150		河川跡の泥炭							
160		河川跡の泥炭							
170		河川跡の泥炭							
180		河川跡の泥炭							
190		河川跡の泥炭							
200		河川跡の泥炭							
210		河川跡の泥炭							
220		河川跡の泥炭							
230		河川跡の泥炭							
240		河川跡の泥炭							
250		河川跡の泥炭							
260		河川跡の泥炭							
270		河川跡の泥炭							
280		河川跡の泥炭							
290		河川跡の泥炭							
300		河川跡の泥炭							

図-9 泥炭地の経歴

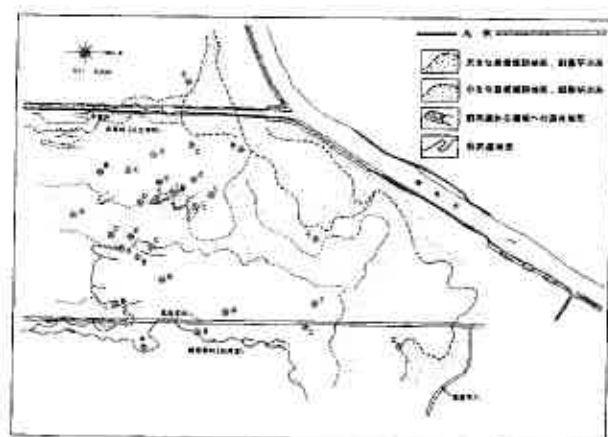


図-10 地形と強熱減量の分布

4. まとめ

本研究は、泥炭が堆積する環境と泥炭の性質についての関係を調べた。その結果、今回調査地とした様な動物質栄養性泥炭地では、強熱減量 L_i は q_v 値、植物構成、分解度などと密接に関連しており、泥炭の性質を知るための指標として有効であることがわかった。

今後の研究としては、

- ・強熱減量により推定された泥炭の性質を実際に試験を行って確認する。

- ・他地区でも同様の相関が得られるかどうかの確認を行う。
 - ・分解度試験の手法は数種類あるため、手法を変えて分解度試験を実施する。
- などについて進めていきたい。

なお、本研究では花粉分析、¹⁴C年代測定において、アースサイエンス株式会社の方々にご指導、ご協力をいただいた。記して謝意を表する。

参考文献

- 1) ニツ川他：札幌市米里地区における泥炭地の対策工と地盤沈下特性，地盤工学会北海道支部技術報告集第28号，pp.191～200，1988.2
- 2) 梅田・清水：泥炭の生成形態とその特性，地盤工学会「泥炭に関する研究討論会論文集」，pp.1～6，1986.2
- 3) 松下・五十嵐・梅田：石狩泥炭地の生成とその変貌，地下資源調査所報告第57号，1985
- 4) 神谷：泥炭の圧縮特性とその構成因子に関する研究，北海道泥炭地研究会，1992.6
- 5) 北海道泥炭地研究会編「泥炭地用語辞典」
- 6) 坂口 豊著：泥炭地の地学
- 7) 北海道農業試験場土性調査報告 石狩国泥炭地土性調査報告
- 8) 山溪カラー名鑑 日本の野草
- 9) 新版北海道の花 北海道大学図書刊行会
- 10) 新版北海道の樹 北海道大学図書刊行会

泥炭性軟弱地盤におけるパイプライン布設工法

北海道開発局開発土木研究所 ○正員 秀島 好昭
同上 正員 小野寺 康浩
同上 宮川 真
北海道開発局札幌農業事務所 宮崎 晃
(株)クボタFWパイプ技術部 西川 裕司
同 北海道社 渡辺 卓也

1. はじめに

北海道の灌漑事業は、低平地に開けた米作地帯を中心に進展をみせた。水田への導水を目的とする水路を過去より追ってみると、土水路(昭和30年代半ばより以前の時期)、ノリ面を割石や玉石で積上げた装工、また、同時期には水工アスファルトによる試験的な施工およびコンクリートブロックを水路側壁として積上げる工法が採用されてきている。さらに、軽量のコルゲートパイプによる水路や鉄筋コンクリート製L字型ブロック水路の建設技術の実用化が、この時期に始まっている。その後、積雪寒冷環境に強い水路として、現場打ちのフリーフォーム水路の実績が伸び、現在ではこの形式が開水路の代表格となっている。

石狩平野に広がる米作地帯でも昭和60年代に入り、既設水路の老朽化や水利システムの改善等を理由に水路の改修を主工事とする第2次の整備が必要となり、ここでは軟弱地盤において安全で、経済的な開水路工法が検討され^{1, 2)}、摩擦杭を下部工とする開水路工法の原型が確立された。また、上部工を複合材料で軽量化した工法の実用化研究などを実施した³⁾。一方、この間にパイプラインの布設工法について特段の論議や検証が行なわれることはなかった。このことは、大容量の導水は開水路といった考えが定着していたものによるが、近年に入り、用水の時間的需要に対する適合性、地表面の土地利用・景観が良好な点や管理面から埋設管水路への転換要望が高くなり、泥炭性軟弱地盤地帯での最良のパイプライン建設工法を検討することが必要となった。著者らは、泥炭性軟弱地盤で適合性のある工法の開発と検証を進め、成果を既報した^{4, 5, 6)}。ここでは、その後の観測データの分析を追加し、パイプラインの布設工法について総合的な検討結果を報告する。

2. 管水路工法の課題と変遷

前述のとおり管水路の実績は少ないが、泥炭地のような軟弱な地盤では図1のスケッチのような溶接鋼管と一定間隔ごとに支持杭を設ける工法が採られていた。ここでは、管路の沈下が皆無となるが、溶接管理が必要なほか、杭打ちみやベDESTAL(支持台)のコンクリートワークなど工期が長くなる要素が含まれる。このため、梯子胴木等基礎工法を用いたコンクリート管の布設工法の適用性を検証⁷⁾したが、重量が大きくなる大口径の管路での実証は未解のままであった。一方、近年になり単管の継手に水密性の高い構造を有するものが開発され、この特徴を利用して継手の可撓特性で管路の不同沈下を吸収し、杭を設けない埋設工法を検討した。すなわち、適度な全沈下を許容するものの、ラインとしての不同沈下量を減じようとするものである。周知のように、泥炭自身では

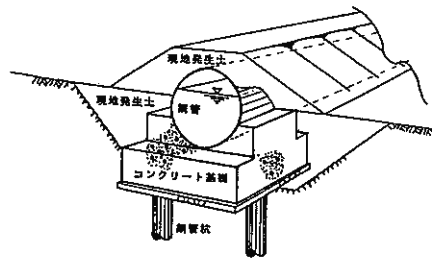
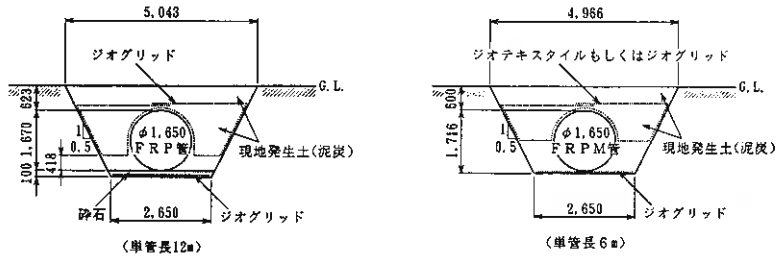
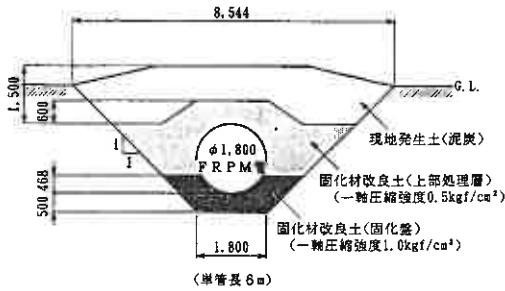


図1 鋼管支持杭方式のパイプライン

【Aタイプ】



【Bタイプ】



【Cタイプ】

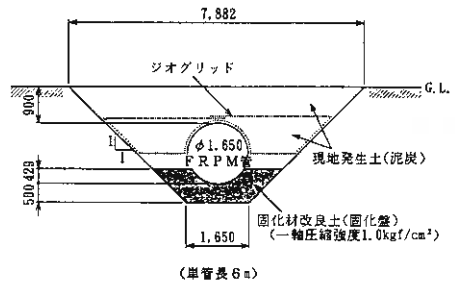


図2 各種タイプの施工標準図

含水比が1,000%を超えるものもあり、その基盤の特徴は高い圧縮性、低い強度等に代表され、旧沢地では埋設溝掘削時の法面形状維持や土工のワーカビリティさえ確保できないこともある。一方、パイプラインが旧開水路の路線を走る場合には、先行圧密効果が発現したり、また、比較的含水比が少ない泥炭性基盤では、前述の基盤と異なる沈下量が予測されたりする。このため、泥炭性軟弱基盤の特徴を反映した埋設工法の開発が必要であり、また、高い地下水位によってもたらされる浮力対策工法の確立も必要である。管水路を設計・施工する場合、不良土などの建設廃棄材の発生量の抑止にも留意が必要であり、省力的建設・環境保全を含めた総合的な建設技術の検討が望まれる。著者らは、図2に示す3つの標準断面(Aタイプ、Bタイプ、Cタイプ)を持つ工法について過年度より試験施工(本施工も含む)を実施し、埋設管等の沈下挙動等を把握した。各タイプの特徴は、次のようである。

【Aタイプ断面：自然地盤＋浮上防止シート】

- ①掘削床の不陸整正のために碎石等の薄層を設けることもあるが、基本的には自然地盤中に管を埋設する。単管の継手部の不同沈下が、水密性を保つに必要な許容値以下となる保証が求められる。
- ②管内部の充水が空虚となった場合に最大に生じる浮力に対しては、土木シートで覆った土塊重量を含め管頂部の土の重量で抗ずる。
- ③良質土での置換えを行わないことから、発生残土の処分量を軽減・省略できる。

【Bタイプ断面：固化材による周囲土の改良】

- ①周囲土の改良のうち、基床部を固化させることでワーカビリティが確保される。また、改良程度では上載荷重を分散でき、管路の沈下量の軽減が期待できる。同時に、基盤の改良後の均一性により、不同沈下量の軽減が期待できそうである。
- ②改良した周囲土の一体化により、地下水の上昇時に管に作用する浮力と浮上に抗じる。
- ③撓性管の変形は、管の剛性と周辺土の反力(受働抵抗係数)に支配されるが、そのうち、周辺土の反力係数(e')が大きくなり、管の撓み・応力を軽減する。

[Cタイプ断面：固化材による基床改良+浮上防止シート]

- ①上述のBタイプの特徴を示す①および③を目的とするタイプであり、
- ②浮力に対しては、土木シートで覆った土塊重量等で抗じる。
- ③AタイプとBタイプの効果を中庸した、最も経済性を反映しようとする工法である。

これらの工法の特徴からわかるように、Aタイプ→Bタイプ→Cタイプと順次開発研究を実施した。次節には、これら開発試験の概要を述べる。

3. 試験(本)施工の概要と観測項目

埋設管路の布設試験(本施工)は、国営のかんがい排水事業が実施されている石狩平野下流域の泥炭性軟弱地盤地帯の複数箇所(当別町内の農地)において、多年にわたり実施した。試験位置の地盤条件等の特徴点は表1に示すとおりである。

表1 試験位置の特徴等

施工方法は、Aタイプでは、①掘削(釜場排水)→②溝底整正(ジオグリッド+砕石ほか)→③管布設→④発生土の一部埋戻し→⑤土木シート敷設→⑥埋戻し→⑦シート上部重合→⑧再埋戻しの手順をふむ。Bタイプ(およびCタイプ)での固化材混合は、仮設したプラントで混合・品質管理を行なうもので、①事前に路線上の採土を行い、含水比に

工 法	地盤の特徴(上位~下位)	調 査 期 間
Aタイプ	泥炭層(~-3.4m), w=670~970% 粘土質シルト層(~-5.4m), モノカク自重F	1992年10月~1994年11月
Bタイプ	泥炭層(~-3m), w=470~600% 粘土混じり泥炭層(~-4m) 泥炭混じり粘土層(~-6m) 粘土層	1996年11月~1999年11月
Cタイプ	泥炭層(~-4m), w=540~730% 粘土混じり泥炭層(~-5m), w=320~530% 泥炭混じり粘土層(~-7.5m), w=310% 粘土層, w=135~190%	1997年12月~1999年11月

応じて添加率の調整を行なう→②掘削(釜場排水)、プラントへ掘削土を配送→②基床部の改良土をプラントより搬入・整形(約2日の養生)→③管布設→④鞘土をプラントより搬入・整形(約2日の養生)→⑤発生土(未改良土)を埋戻す・整形の工程を採る。Cタイプは、管布設後はAタイプと同様な手順をふむ。

固化材改良土の目標強度は、基床部(固化盤)では管布設のための人工が可能となり、併せて荷重分散も期待するもので、一軸圧縮強度(σ_{28})が1 kgf/cm²(98kPa)とし、鞘土(上部処理層)は一体となって浮力に抗ずるよう固化を期待するもので、同0.5 kgf/cm²(49kPa)とした。このため、使用した超高有機質土用固化材(宇部UKC)は、前者で1 m³当り130kg、後者で90kgであった。

観測項目は、それぞれの断面タイプで多少の相違はあるが、①沈下計測棒の標高変化による単管の沈下量の経時変化(継手での単管の曲げ角度が推定できるように、受けと挿しの2箇所に配置)、②管上部の鉛直土圧、③管体の周方向・軸方向のヒズミ(部材の発生応力を推定)、④継手間隔(拔出し量)の変化量、⑤地下水位(溝内と自然地盤)、⑥傾斜計による管周囲地盤の側方変位、⑦改良土等の埋戻し土の現場密度、⑧雪密度・積雪深、⑨気温・地温である。管の浮上防止に土木シートを用いたもの(Aタイプ)では、シートに作用する引張力を計測した点、周囲を固化材改良土で処理したもの(Bタイプ)では、管の周囲を取巻いた土層が浮力作用時や沈下時に一体となって挙動するかの確認のため、基床部(固化盤)の上面、管直上および鞘土(上部処理層)の変位を開発した連通管式沈下計で同時に観測した点が特徴的である。これらのデータは一部を除いて、データローガーに自動収録した。

4. 計測結果概要と考察

(1) 全沈下および不同沈下

1) 沈下量

図3₁₋₃に、A (FRPM管使用路線の中央位置)、B (同)、C (同)タイプそれぞれの管頂の沈下量の経時変化を示した。いずれも、布設時期は水田の利水時期が終了した秋季以降であり、一般的に、水が入っていない空虚管の圧密による沈下→積雪時期の上載荷重の増加→融雪時期の地下水の上昇による浮力の変化→春季から始まる利水のための管の充水と荷重条件変化(通水期間)→秋季の落水(管からの排水)あるいは充水した状態での越冬の過程をふむ。観測日数が1,000日を超えたものもあり、いずれのタイプも全沈下の増加はおよそ収斂している様子が図から読取れる。各タイプの総ての単位管の布設時からの全沈下量については、最大値として約50cm(BタイプおよびCタイプ)が観測されている(Aタイプでは約20cm)。これらタイプによる沈下量の相違、また、同じタイプでの場所による沈下量の相違は、地盤の前履歴(先行圧密)や局所的な堆積構造の違いおよび覆土厚さの相違等を原因とするものであるが、観測された全沈下量の値は管路システムの特徴(可撓継輪、単管の継手構造などの水理的特徴)からみて問題となるものではない。Aタイプを実施した地盤では、とくに、管の充水・排水にともなう弾性的な変位がみられる点が特徴的である。

図4に、A、B、Cタイプの不同沈下を示した。前述のように不同沈下は、成層地盤厚の局所的な差等を原因とする。従来の溶接構造の長尺鋼管では、この不同沈下による軸方向の応力をも設計時に見積もる必要があるが、本工法では可撓性継手がこの軸方向応力の発生を低減する。

図4の不同沈下量から推定した単管継手部の曲げ角度は、Aタイプでは0°31'、Bタイプでは0°52' (許容曲げ角度は2°30'であり、その1/3程度)、Cタイプでは0°32' (沈下した既施工部との継手部を除く)であり、水密性に対して十分な機能を発揮している。さらに、管接合部の抜出し移動量も許容値以内の小さな値であること、埋設管周辺地盤の目立った側方移動が無いことを確認した。

2) 沈下量の推定

溝中に埋設した管路の沈下量算定にあたって、圧密層の特定、支持幅の推定が必要である。管路断面の荷重強度は、一般土木の構造物と比較して小さく、例えば、B、Cタイプでは溝底あるいは管底で推定される有効応力は0.3~0.4kgf/cm²(29~39kPa)である。荷重強度が概して小さいことや作用幅が狭いことから、管路直下の泥炭層(粘土混じり泥炭)を対象にすればよい(深層の粘土層まで圧力球根の影響が及ばない)。

図3₁のAタイプでは、地表面に表れた沈下は地表面溝幅いっぱい認められたことから、掘削溝全体(管重を含む)の有効応力が溝底幅で作用するとした場合の計算値を実線で併記した(表2参照)。

実測値と計算値に符合がえられることから、沈下の予測には前述のような仮定(圧密層→泥炭、荷重→掘削溝内部の有効応力、荷重支持幅→溝底幅)を採ればよいことがわかる。基床を固化改良したBタイプでは、荷重支持幅の推定が不明であった。図3₂のBタイプには、支持幅(B)を順次、溝底幅、基床(固化盤)の中間幅、その上面幅と変えた場合の沈下量の計算値を併記した。図3₂によれば、基床(固化盤)の中間幅を支持幅とした場合の符合が良く、Aタイプと比較して固化盤による支持幅増加の効果が認められる。基床部のみ固化改良したCタイプでは、支持幅(B)を基床の中間幅とした計算値を併記した。図3₃によればBタイプと同様に

表2 代表的な堆積層の土質定数等

土質名	間隙比 e_0	比重 G_s	備考
泥炭	5.9	1.68	$C_c=7.74$
粘土混じり泥炭	12.7	1.84	$e_s=11.5$
粘土質シルト	1.5	2.34	$C_c=0.36$
埋戻し泥炭	$\rho_s=1.23\text{g/cm}^3$		
固化処理土	$\rho_s=1.24\sim 1.27\text{g/cm}^3$		
積雪密度	$\rho=0.30\sim 0.38\text{g/cm}^3$ (1月末~2月末)		

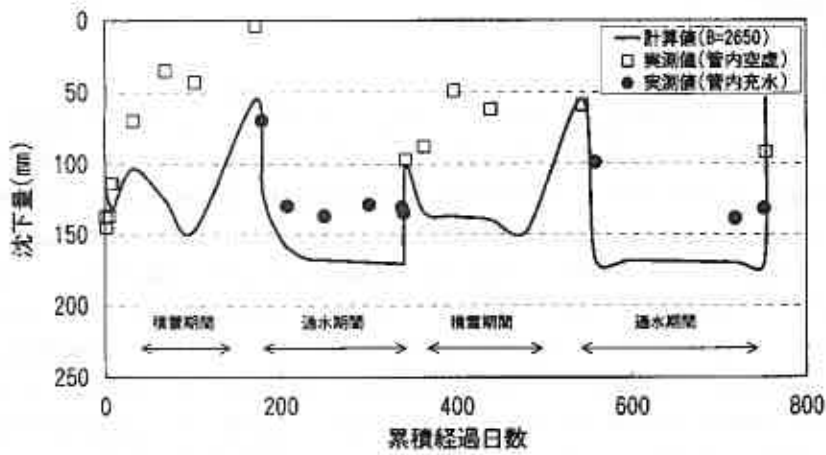


図3-1 Aタイプ管路の沈下量の経時変化

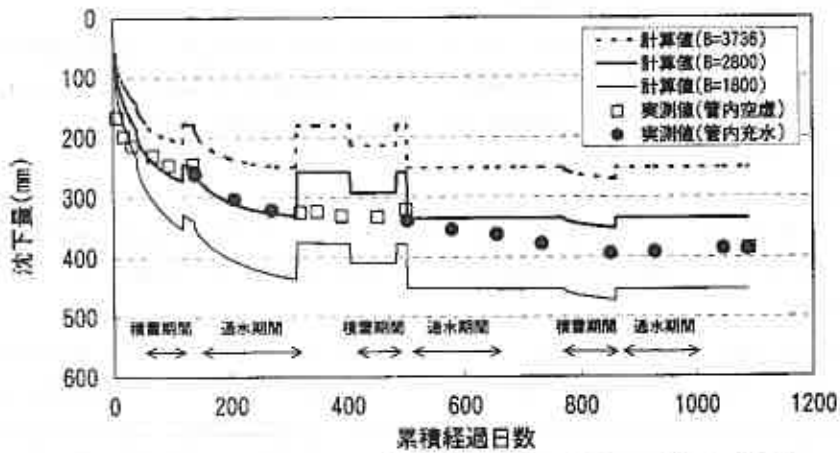


図3-2 Bタイプ管路の沈下量の経時変化

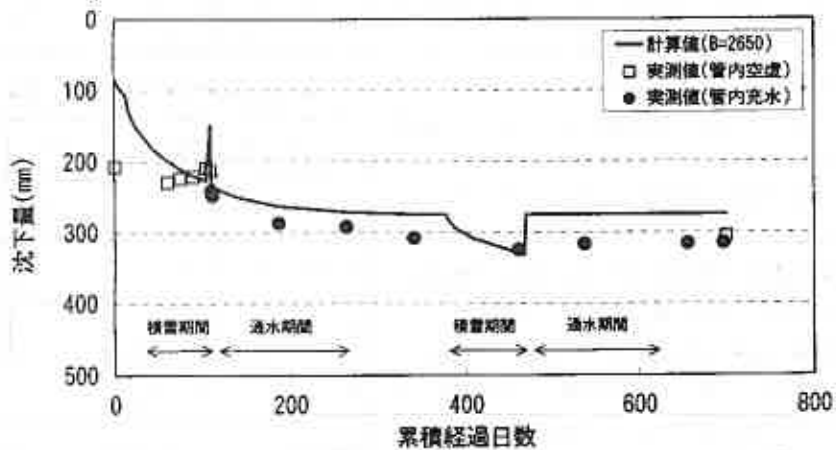


図3-3 Cタイプ管路の沈下量の経時変化

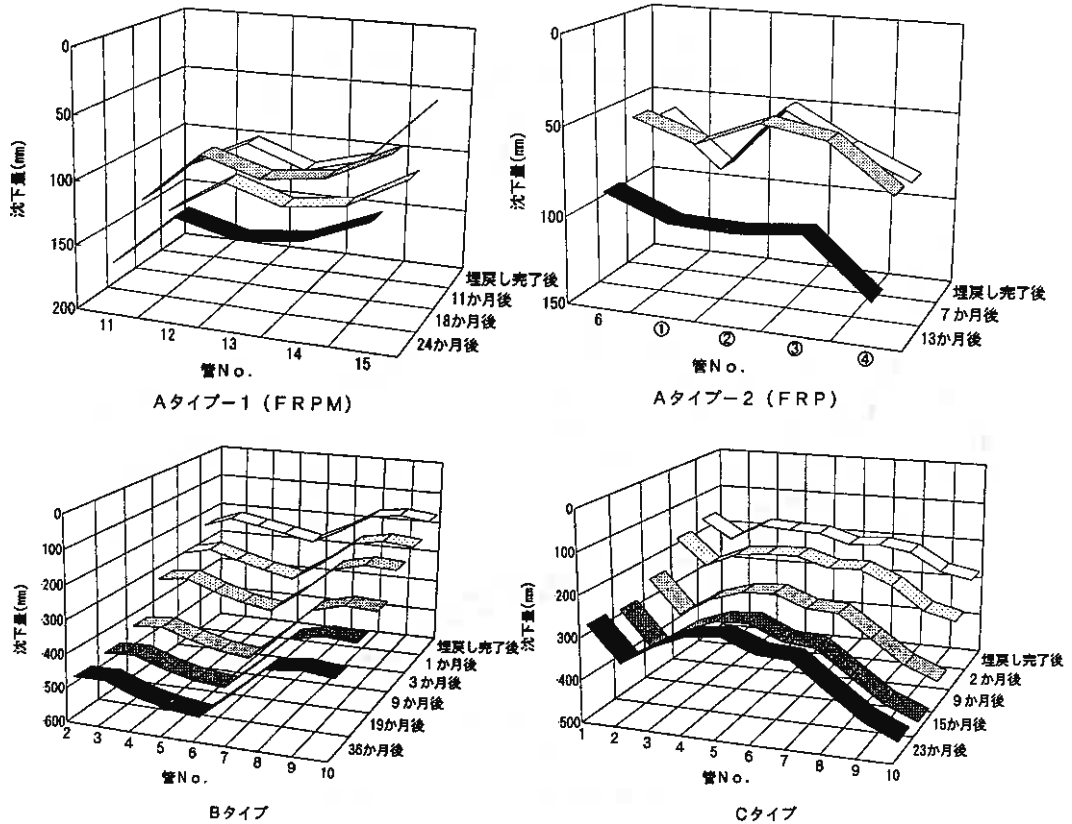


図4 縦断方向の沈下量の経時変化計測値例

計算値は実測値に良く符合していることがわかる。

(2) 浮上防止策

沈下と双対の課題である地下水位による浮上防止策については、次のような知見が得られた。土木シートを用いたAタイプでは、地下水位の上昇と伴に管が数cm上昇し、シートに引張抵抗力が発生する。管に作用する浮力と浮上抑止力(管と土重量+シートの引張力)から逆算すると、シートで覆った土塊のほかにシート上面の土塊も同時に浮力抑止として作用していることが判明した。浮力防止として計上すべき土塊のおよその規模が提案できた。管全周を固化処理土で覆ったBタイプの変位挙動を図5に示した。図5によれば、固化処理した各部位はおおよそ同様な変位挙動を示している(計測日のH10.3月の地下水位上昇時期など)。すなわち、管は周囲土と一体となった挙動を示していることから、上部処理層が盤として浮力に抗じていることが期待できる。Cタイプでは、管内空虚の状態でも融雪を迎える時で数cmの上昇が見られるが、Aタイプと同様、シートの働きで浮上抑止が発現している。

(3) 管体に生じる内部応力

管体に発生した周方向の応力は、Aタイプでは曲げ強度の1/9(FRP管では1/14)と小さく、Bタイプでは1/40以下(曲げ強度2,300kgf/cm²)、Cタイプでは1/70以下(曲げ強度2,300kgf/cm²)といずれも許容値以下の値であった。AタイプのFRP管で計測した軸方向応力の最大値は、曲げ強度の1/15と小さな値であった。可撓性管の場合は、管底部の支持層でも荷重による変形に抗じる。自然地盤や基床(支持層)を設けた場合でも、この支持角の見積もりが重要である。図6に支持角(2θ)の代入値と観測値の符合を示した。このときの計算条件は、①管体の水平たわみ量と管上部の荷重を使って、スパングレー

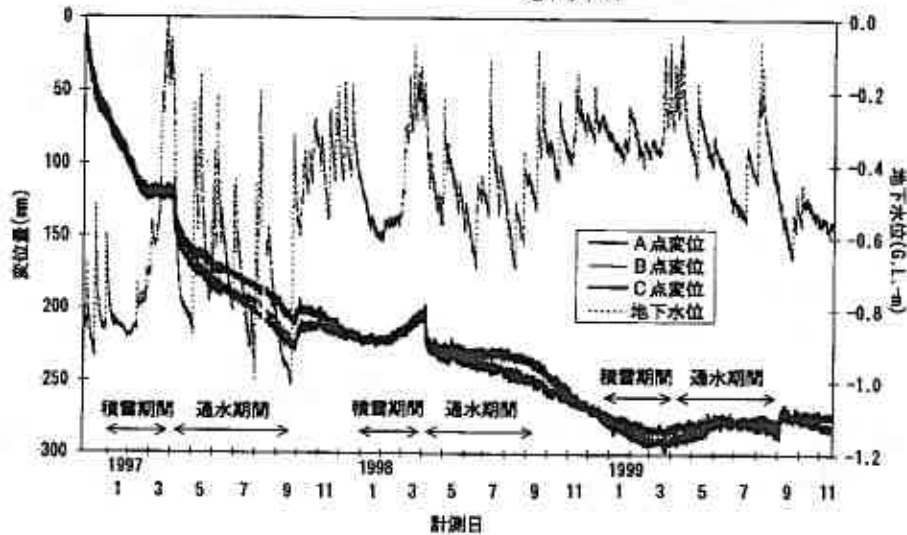
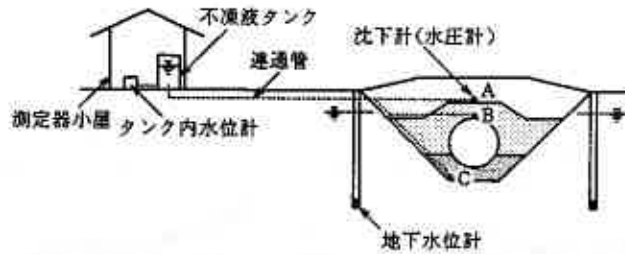


図5 固化処理層の変位挙動

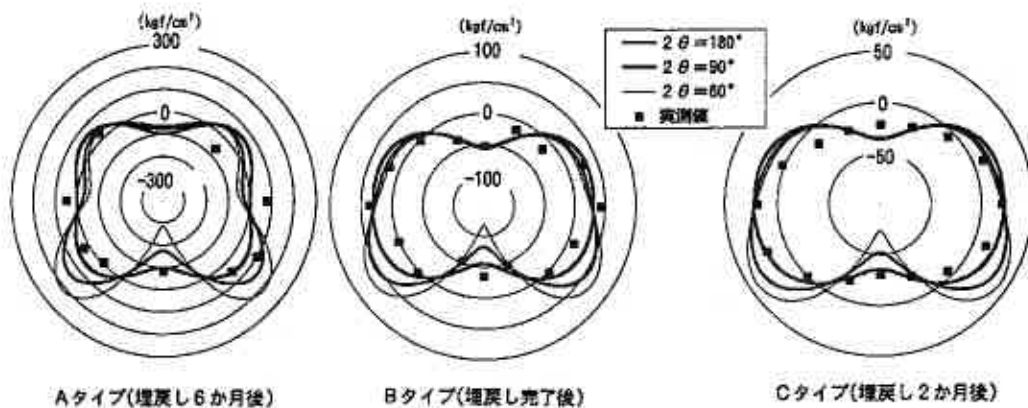


図6 管体の周方向発生応力(2θ; 管の支持角)

の修正式¹⁾から側方の土の反力係数を推算し、②さらに逆算により水平土圧を求める。このような管上部からの荷重、水平(側方)土圧および底部支持幅(支持角)からの地盤反力から、管内部のひずみ(応力)が計算できる。自然地盤に直接に管を布設したAタイプを含め、いずれのタイプも支持角は90~180°の間のものが得られている。(設計に使用する支持角については、観測から得られた値に安全率を考慮して決定することが今後の作業として必要と判断する。)

可撓性管の周囲土を固化改良した場合は、強度の増加が一般にみられる。泥炭を固化改良したBタイプでは、未改良の泥炭土で測定された反力係数(受働抵抗係数 e')の7kgf/cm²(0.7MPa)に対して

13ヵ月経過後の改良土では約6倍の42kgf/cm² (4.1MPa) が得られた。ワーカビリティの確保と同時に、強度の増加が得られることを確認した。

5. 工法の評価

報告した各タイプは、地盤条件等に応じて選択された経緯をもつ。すなわち、それぞれの利点を生かした工法であり、工期・経費等からの直接的な良否の判断は難しい。ここでは、技術的資料として各工法の工期・経費等を表3に要約した。

表3によれば、従来の鋼管支持杭方式と比較して、A, B, Cいずれのタイプとも工事費減、工期減となっている。

表3 各工法の工事費・工期の比較

タイプ	名称	工事費*1(%)	工期(日)*3
-	鋼管支持杭方式	100	33
A	直接埋設・土木シート工法	59*2	15
B	全周改良地盤工法	86	27
C	基礎改良・土木シート工法	77	25

6. おわりに

本報には「泥炭地盤中のパイプラインの沈下挙動」を主題として、今日までの

開発試験の成果を要約した。記載できなかったその他の技術的内容については、参考文献等に詳しい。

最後に、これら一連の研究は多くの関係組織の協力に負うところであり、とりわけ、北海道開発局札幌農業事務所諸兄には多大なるご助力を得ました。記して、感謝いたします。

参考・引用文献

- 1) 児玉正俊ら；軟弱地盤における用水路工法の検討(第2報)、第30回北海道開発局技術研究発表会論文集、pp840-845(1987)
- 2) 児玉正俊ら；軟弱地盤における用水路工法の検討(第3報)、第31回北海道開発局技術研究発表会論文集、pp735-740(1988)
- 3) Y. HIDEISHIMA ; Application of Pitch-Based High Modulus Carbonfiber for Irrigation Facilities based on Soft Foundation, Proceedings of First International Conference on Composites Engineering(ICCE/1), pp745-746(1994)
- 4) 秀島好昭ら；泥炭性軟弱地盤における管路の沈下・変形挙動、農業土木学会誌第63巻12号、pp25-30(1995)
- 5) 数矢憲一ら；土木シートによる埋設管の浮上防止工法試験結果、農業土木学会誌第63巻12号、pp31-36(1995)
- 6) 秀島好昭ら；固化材を用いた泥炭性軟弱地盤の改良による管路施工、農業土木学会誌第67巻5号、pp33-38(1999)
- 7) 秀島好昭ら；泥炭性軟弱地盤に用いたパイプラインの梯子胴木等基礎工法について—遠心力鉄筋コンクリート管とFRP製継手を組合わせた試験工法—、平成4年度土質工学会北海道支部技術報告会報告集、pp213-216(1993)
- 8) 農林水産省構造改善局；土地改良事業計画設計基準・設計「パイプライン」技術書、p. 257, p290(1998)

- *1 100m当り直接工事費、年度単価の相違により多少の違いが生じる。
 *2 FRP管で計算
 *3 100m当りの施工日数

道央自動車道(札幌～岩見沢)の軟弱地盤における供用後沈下について(続報)

日本道路公団 札幌技術事務所 加藤 三雄
同 上 佐藤 正樹
基礎地盤コンサルタント株式会社 正員 斉藤 和夫
同 上 ○正員 門田 浩

1. まえがき

昭和 58 年 11 月に供用を開始した道央自動車道(札幌～岩見沢間)約 32 kmは、高圧縮性の泥炭や厚い粘性土が分布する超軟弱地盤地帯を通過しており、このうち 17 km区間で高さ 5～6 mの盛土が建設されている。この区間は当初から、盛土に対する地盤の支持力不足や長期にわたる沈下が懸念されていた区間である。このことにより、供用後は、舗装の維持管理を目的として、盛土施工時に設置され、供用後も本線中央分離帯に残されている地表面沈下計を定期的に観測している。

本報告は、供用後 4 年目に発表された報告¹⁾の続編であり、供用後 15 年目における沈下状況をまとめたものである。

2. 地質概要

図-1～2には、札幌～岩見沢間の位置図および全線の土質断面図を示した。

これによると、起点側の札幌 I.C～清真布川までは、表層部に含水比が 1000%にもおよぶ泥炭が 5～6 mの厚さで堆積しており、千歳川から江別東 I.C 間のみ、この泥炭が欠如している。なお、泥炭下位の軟弱な粘性土の層厚は、最大 30mに達する。

清真布川から岩見沢 I.C 間は、粘性土層中に泥炭が挟まれ、互層状に分布する。

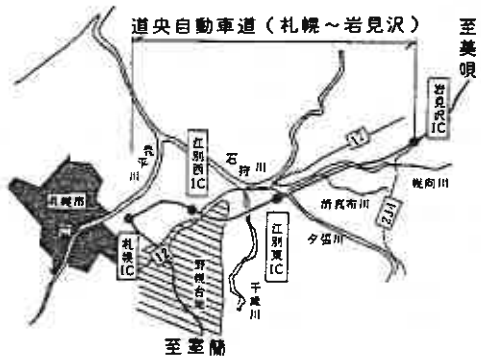


図-1 路線位置図

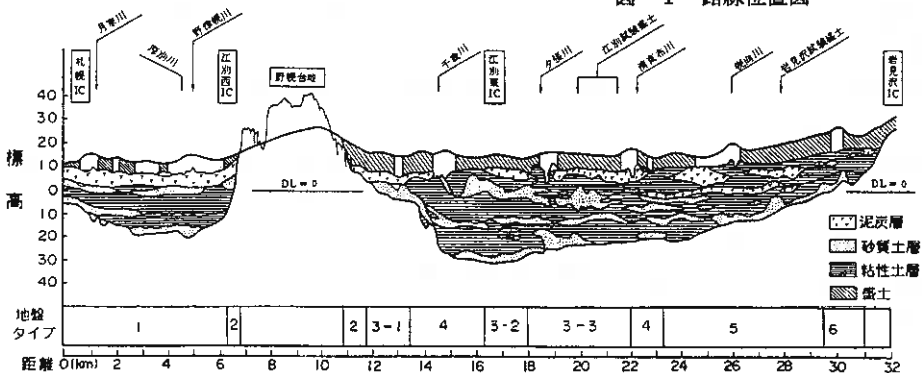


図-2 土質縦断面図

Settlement Behavior After Construction at Soft Ground on Dōhoku Highway (Sapporo ~ Iwamizawa) Part2
Mitsuo Kato, Masaki Sato (Japan Highway)
Kazuo Saito, Hiroshi Kadota (Kiso-Jiban Consultants CO.,LTD.)

ここでは、表-1に示したように、地形・地質・土質構成の特徴により大きく4つに分類した。なお、本報告では、表中の地盤中分類の8地盤タイプに簡略化して整理した。その特徴を整理すると以下のようになる。

- タイプ1 --- 表層に泥炭が分布し、下位に粘性土が分布する。
- タイプ2 --- 泥炭のみが分布する。
- タイプ3 --- 表層に泥炭と粘性土が分布し、下位に粘性土と砂が互層状をなす。
- タイプ4 --- 厚い粘性土を主体とする。
- タイプ5 --- 表層より泥炭と粘性土が分布し、下位に粘性土と砂が互層状をなす。
- タイプ6 --- 薄い粘性土からなる。

表-1 地盤タイプの分類

地盤タイプ (中分類)	土層構成		区間 (STA)
	上部層	下部層	
1	泥炭+粘土(薄い)+砂	海性粘土(厚い)	0~62
	泥炭+砂	海性粘土(薄い)	
2	泥炭+砂	-	62~66 107~118
3	1 泥炭+粘土(厚い)+砂	-	118~136
	2 泥炭(厚い)+粘土+砂	粘土と砂の互層	162~180
	3 泥炭(薄い)+粘土+砂	粘土と砂の互層	180~220
4	粘土(厚い)+砂	粘土と砂の互層	136~162
5	粘土+泥炭+粘土+泥炭+粘土	-	220~295
	粘土(薄い)+泥炭+粘土+泥炭+粘土	粘土と砂の互層	
	粘土(厚い)+泥炭	粘土と砂の互層	
6	粘土(薄い)	-	295~310

3. 供用後の沈下

土工工事段階に設置した地表面沈下計のうち、供用後も支障のない約180箇所については、概ね年1回の頻度で水準測量を行い、沈下量を求めている。

図-3には、地表面沈下計の供用開始から4年目および15年目の沈下量と、それぞれの盛土開始からの沈下量(サンドマット施工による沈下量は含まない)を示した。図-3の盛土開始からの沈下量をみると、地盤タイプ1, 3-2, 3-3, 5の一部において、最大5m前後の大きな量が観測されている。

表-2 供用後15年目における沈下量

これらは、粘性土層が厚いタイプと泥炭層が厚いタイプに多い。ただし、供用後からの沈下量は、これらの地盤タイプの他に厚い粘性土からなる地盤タイプ4においても大きな量が観測されている。これらの結果をまとめたものが表-2である。表-2に示す

地盤タイプ (中分類)	盛土開始からの沈下量 (cm)	供用開始からの沈下量 (cm)	供用後15年目の年間沈下速度 (cm/年)	層厚 (m)		
				泥炭層	粘性土層	全体
1	21~497(340)	11~74(41)	0.7	6.0	15.0	21.0
2	151~339(199)	11~31(18)	0.1	5.5	0.0	5.5
3	1 92~296(170)	3~21(11)	0.3	1.5	16.0	17.5
	2 253~518(397)	41~87(60)	1.6	4.5	31.0	35.5
	3 194~508(319)	13~32(23)	1.1	2.5	27.5	30.0
4	132~342(217)	28~77(49)	0.6	0.0	40.0	40.0
5	108~537(275)	3~69(25)	0.4	5.0	25.5	30.5
6	66~193(145)	5~41(18)	0.1	0.0	17.0	17.0

*ただし、()内は平均値。

す年間沈下速度(cm/年)とは、供用後15年目における沈下量と14年目におけるものとの差を示したものである。年間沈下速度が0.5cm/年以上の地盤タイプは、1, 3-2, 3-3, 4であり、最大は地盤タイプ3-2の1.6cm/年である。この地盤タイプは、泥炭層・粘性土層とも厚いことが特徴となっている。

また、図-4には、盛土開始からの沈下量(S)と供用開始15年目までの沈下量(ΔS)との関係を沈下比率(ΔS/S)として、地盤タイプごとに記号を変えて示した。

沈下比率は、軟弱層の厚さにより一概には言え

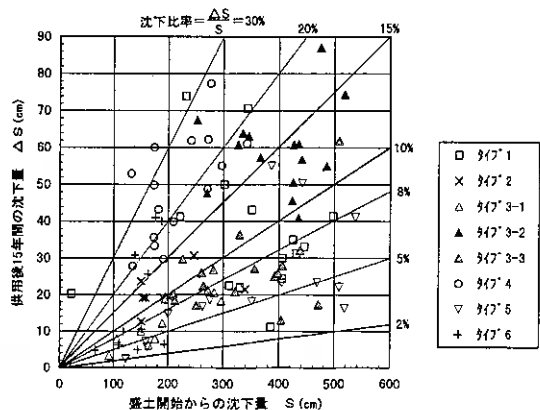


図-4 沈下比率

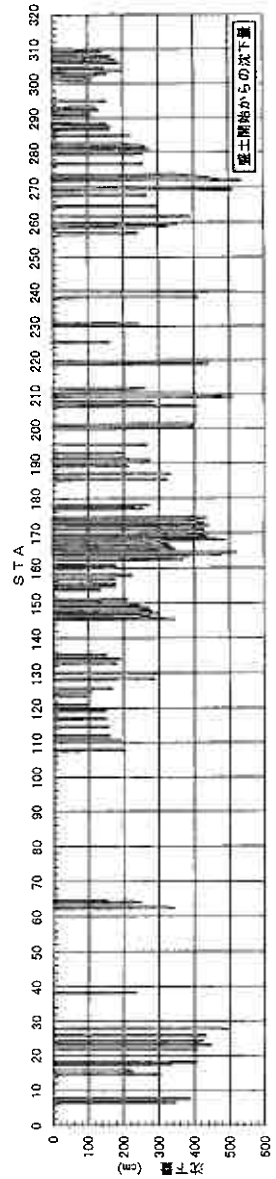
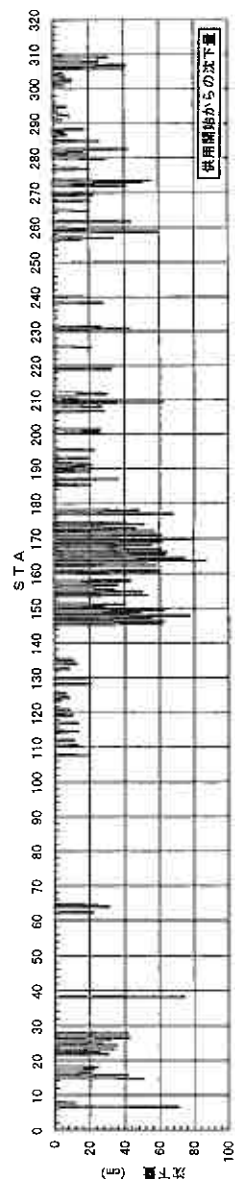
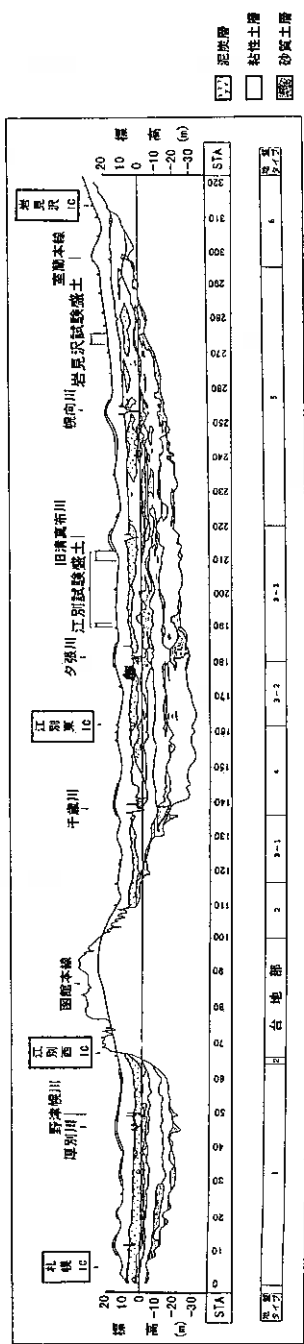


図-3 沈下量総括図

言えないが、泥炭が主体の地盤タイプ2の20%以下に比べて、粘性土が主体となっている地盤タイプ4が30%前後と前者を上回る値となっている。すなわち、泥炭が主体の地盤に比べて粘性土主体の地盤において供用後に発生した沈下量が大きい結果となっている。これは、泥炭主体地盤に比べて、粘性土主体地盤の層厚が厚いことが原因と考えられる。

4. 時間沈下特性

(1) 長期沈下特性

軟弱地盤上の盛土は盛土完了後、長期にわたって沈下が継続する。各地盤タイプにおける代表的な時間沈下曲線を図-5に示した。時間軸は盛土立上がりからの日数を示しており、供用開始時点を示して示した。縦軸のひとマスは40cmをあらわしている。

(2) 長期沈下速度 β

道路公団では、(1)式により長期沈下予測式を示している²⁾。

$$S = \alpha + \beta \log \frac{dt_1}{dt_2} \quad \text{--- (1)式}$$

S : 長期推定沈下量 (cm)

α : 実測沈下曲線から求まる定数 (cm)

β : 実測沈下曲線から求まる沈下速度 (cm/logt)

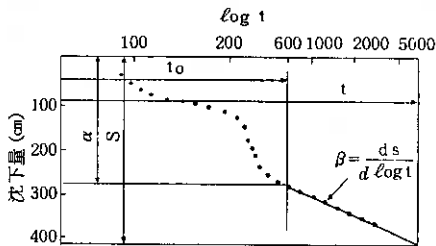


図-6 長期沈下模式図

ここで、 β は対数時間軸上での地表面沈下の変化量であり長期的な沈下速度を表している。これは、長期沈下を予測する上で極めて重要な値となる。 β がある値を持つ限り沈下は無限に発生しつづけることになり、これが時間とともにどのように変化するか整理したものが表-3である。表-3には供用後4年時点の値 β_4 と15年時点の値 β_{15} を示し、 β の減少率を β_{15}/β_4 として示した。なお、それぞれの β は前述の図-5からその時点の値を読み取ったものである。

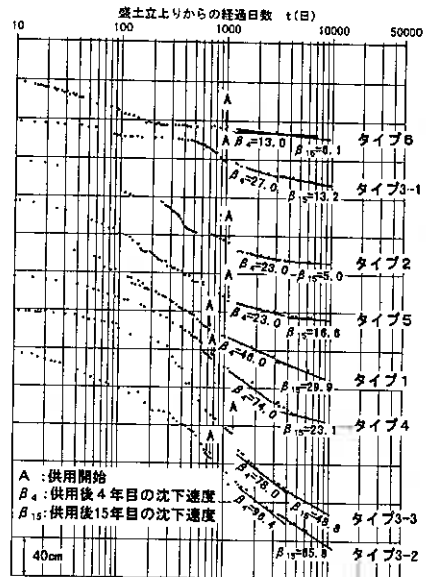
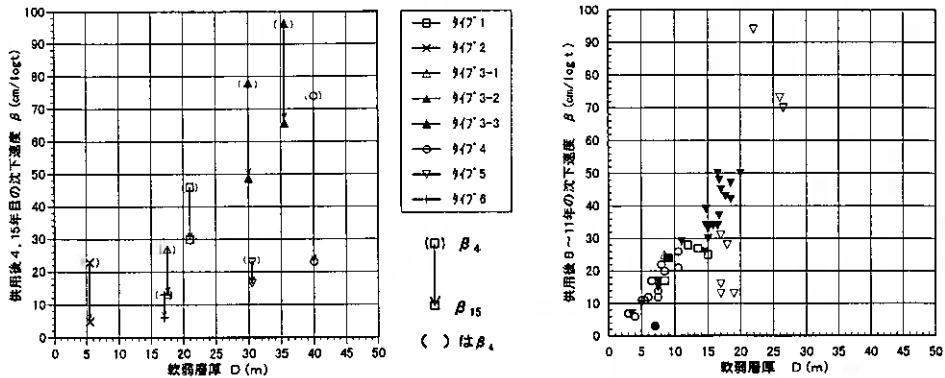


図-5 各地盤タイプの時間沈下曲線

表-3 沈下速度(β)推移表

地盤タイプ	地盤構成	STA	軟弱層厚の厚さ (m)			供用後の沈下速度		減少率 β_{15}/β_4
			泥炭	粘性土	合計	β_4	β_{15}	
1	泥炭+粘性土(薄い)	0~62	6.0	15.0	21.0	46.0	29.9	0.65
2	泥炭	62~66 107~118	5.5	0.0	5.5	23.0	5.0	0.22
3	1 泥炭+粘性土(厚い)	118~136	1.5	16.0	17.5	27.0	13.2	0.49
	2 泥炭(厚い)+粘性土	162~180	4.5	31.0	35.5	96.4	65.8	0.68
	3 泥炭(薄い)+粘性土	180~220	2.5	27.5	30.0	78.0	48.8	0.63
4	粘性土(厚い)	136~162	0.0	40.0	40.0	74.0	23.1	0.31
5	粘性土と泥炭の互層	220~295	5.0	25.5	30.5	23.0	16.6	0.72
6	粘性土(薄い)	295~310	0.0	17.0	17.0	13.0	6.1	0.47



(a) 供用開始4, 15年目の沈下速度(今回調査) (b) 供用開始8~11年目の沈下速度²⁾(既往資料)
 図-7 沈下速度と軟弱層厚の関係

図-7 (a)には、供用後4, 15年目における沈下速度(β_4 , β_{15})と軟弱層厚の関係を図に示した。また、図-7 (b)は、既往文献から供用後8~11年における沈下速度と軟弱層厚の関係を図示した。なお、図-7 (b)に示すタイプ毎の記号は、層厚・土質型による分類記号であり、図-7 (a)とは異なるものである。図-7 (a)より、何れのタイプの地盤においても β (β_4 , β_{15})は、軟弱層厚と比例的な関係がある。また、 β の値は、地盤タイプ3-2が最も大きく、3-1, 4, 1と続く。表-3より、 β の減少率は、0.22~0.68となっており、経過時間とともに減少する。地盤タイプ別にみると、タイプ3-1, 3-2, 3-3, 5の泥炭を含めた軟弱層厚の厚い箇所減少率が少なく、沈下に継続性のあることがわかる。図-7 (a)と図-7 (b)を比較すると、 β_4 の結果が既存報告の値にほぼ等しく、 β_{15} は、既存報告の値よりも小さな値となる。すなわち、時間経過とともに減少傾向にあることが裏付けられる。

5. 間隙水圧の挙動

図-8には、供用開始11年目に実施された間隙水圧測定の結果を示した。測定に用いられた間隙水圧計は、電気式間隙水圧計である。測定地点は、泥炭と粘性土で構成されている地盤タイプ3-2で実施した。

図-8より、過剰間隙水圧は、上部の泥炭の部分ではほぼ静水圧と同等となっているが、下位の粘性土の部分では現在でも過剰間隙水圧が確認されている。すなわち、一次圧密部分の沈下が完全に収束していないことに対応する。これは、粘性土主体地盤の沈下比率が泥炭主体地盤に比べて大きいことを裏付ける一つと考えられる。

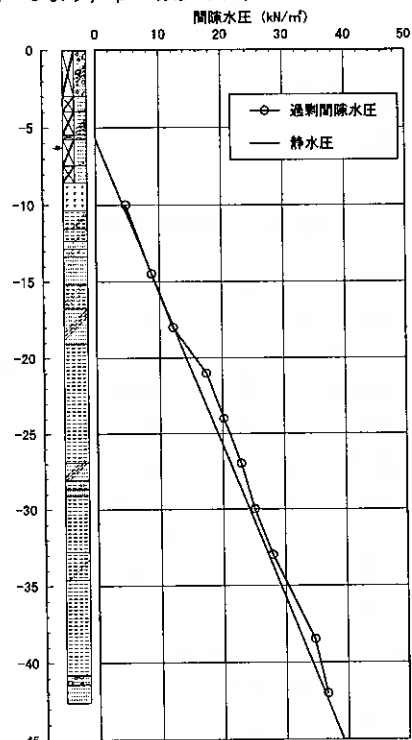


図-8 間隙水圧深度分布図

6. まとめ

今回は、道央自動車道(札幌～岩見沢間)において、高さ5～6mの盛土が施工された約17km区間について、供用後15年目における沈下状況を紹介した。報告の内容をまとめると、以下のとおりである。

- ・供用後4年目に引き続き、15年目の結果においても、継続する沈下が確認されており、その値は最大87cmに達する。
- ・供用後15年目における年間沈下速度は最大1.6cm/年であり、1cm/年を越える箇所は軟弱層の厚い箇所と対応する。
- ・供用後の沈下量が盛土開始からの沈下量に占める沈下比率($\Delta S/S$)においては、粘性土主体地盤が泥炭主体地盤より大きい。
- ・長期沈下速度 β は、時間の経過とともに低下する。ただし、低下の割合(減少率)は、泥炭主体地盤に対して、粘性土主体地盤が小さく、地表面沈下の継続性は粘性土主体地盤の方が大きい。
- ・地盤の間隙水圧分布を測定すると、粘性土地盤中の過剰間隙水圧が残留しており、継続する沈下の原因のひとつと考えられる。

最後に、供用後15年を経過した現在でも、残留沈下の継続する箇所がみられた。沈下量の測定については、道路の維持管理上不可欠であり、長期沈下の実態を把握するために必要不可欠である。当報告をまとめるにあたり、御協力をいただいた関係者の方々に謝意を表します。

参考文献

- 1) 荒厚, 高田保, 藤岡雄二: 道央自動車道(札幌～岩見沢)の軟弱地盤の供用後の沈下について, 地盤工学会北海道支部技術報告集第28号, 1988
- 2) 日本道路公団: 設計要領第一集, 1998

泥炭地盤の長期的沈下現象

北海道土質コンサルタント株式会社
正会員 二ツ川 健二

1. はじめに

泥炭地盤を克服する土木技術は第二次世界大戦後に長足の進歩をとげ、現在ではどんな構造物であっても泥炭地盤に建設する技術をもっていると過言ではない。しかし1990年代のバブル経済とその後の深刻な不況を経験してから、環境問題や21世紀に引き継ぐべき社会資本の質についての議論がすすむ中で、北海道では改めて泥炭地盤の広域沈下の問題がとり上げられている。広域沈下は、土木的にどう克服するかという観点ではなく、なぜ広域沈下が生じているのかという根本の原因にまでさかのぼって、新たに検討しなければならない問題である。

広域沈下は、長期にわたる沈下現象である。従って特定の構造物や特定の現場に対する土木的な対応にとどまらず、社会的あるいは自然的な環境変化の問題としてとらえる必要がある。

2. 長期沈下の観測事例

2.1 広域沈下の観測事例

札幌市では1973年から、地盤沈下状況を把握するため、水準測量を開始した。その後1978年からは北海道が、江別市、石狩市、当別町に水準路線を拡大し、1983年までは毎年1回の測量が実施され、石狩平野西部地域の地盤沈下状況の確認がなされている。1984年以降、毎年実施する地域（1995年33点）と3年に1回実施する地域に別けられ、1996年には本地域に展開するほぼ全水準点（126点）の改測がなされた。図-1には、各水準点の測量結果を測量期間で除して、年間の平均的な沈下量を示した。

図-2は、約7000本のボーリングデータに基づいて作成した札幌表層地盤図（2m深図）¹⁾から、札幌周辺の泥炭分布域を抜粋した図である。図-1は、1973年から1996年まで最長で23年を超える測量の結果から、年間1cm以上の地盤沈下が観測された水準点の分布を示したもので、泥炭の分布域とほぼ一致することが注目される。泥炭地は、比較的大きな地盤沈下が生じる必要条件を持っている。

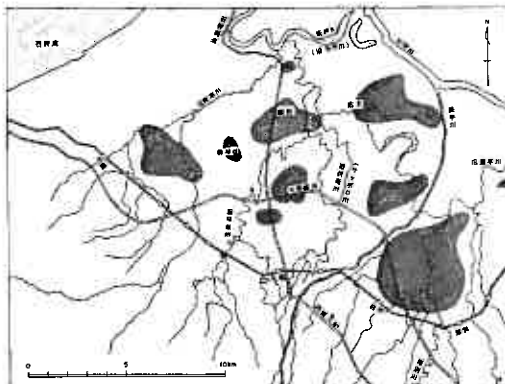


図-1 札幌周辺の地盤沈下区域（年間1cm以上）

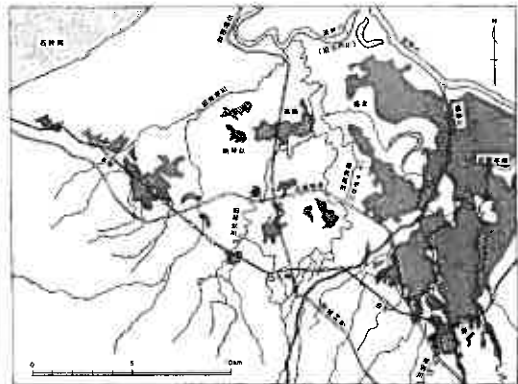


図-2 札幌周辺の泥炭地（厚さ2m以上を表示）

2.2 都市化に伴う沈下

札幌市は1970年代に100万都市となつてから、市の北部から東部にかけて広がる低地帯の開発が急速にすすめられた。札幌東部泥炭地において、周辺の都市化に伴う自然状態の泥炭地盤の沈下を詳細に観測した事例を次に示す。すべての観測点は、宅地造成や道路建設など直接的な開発工事の影響を避け、自然状態に設置している。観測施設の概要は図-3に示すとおりであり、厚さ約6 mの泥炭層中の浅層地下水と泥炭層の沈下を、下部に分布する沖積砂層以深の土層と完全に分離して観測できるようにしている。1996年から1998年まで約3年間の観測結果によると、沖積砂層以深の土層はまったく沈下しておらず、以下に述べる地盤沈下の特徴は泥炭層に限った沈下特性である。

降水による直接的な変動を除去して季節的な地盤変動をみるために、気象データの解析法を応用して、15日間移動平均値を示したのが、図-4である。No.2やNo.6地点では季節毎に地盤が上下動をくり返しつつ、次第に沈下が累積している。地盤の沈下が進むのは冬の積雪期と夏の渇水期であり、逆に上昇するのは春の融雪期と秋の降水期である。沈下が累積する原因は、地盤の上昇時に完全に元の高さまでリバウンドせず、沈下量が残留することにある。他方No.4地点は、同じ上下動をくり返しつつも、3年間の観測結果では沈下が累積する傾向は認められない。観測区域内の各

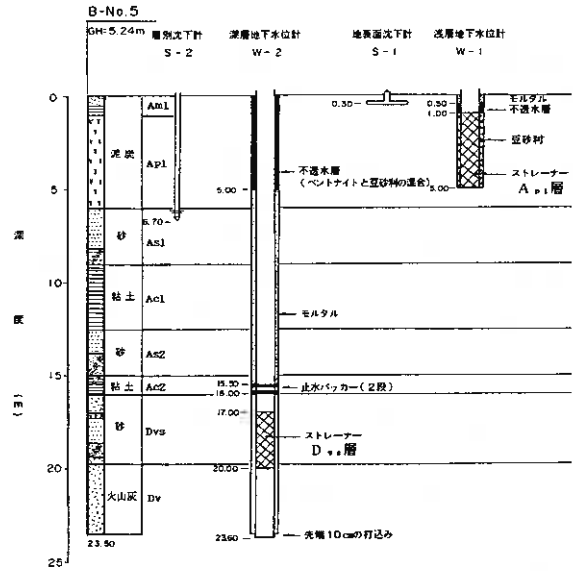


図-3 沈下・水位観測施設の概要

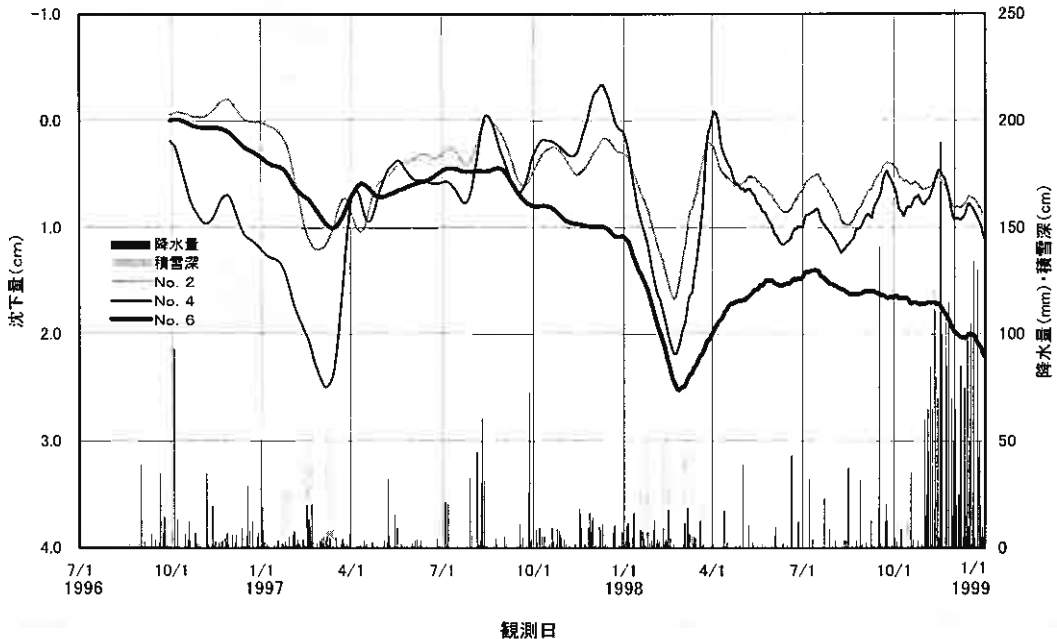


図-4 地盤沈下量変動図(15日移動平均)

観測点における環境条件の違いは、No.2とNo.6地点が排水溝の掘削や盛土工を伴う道路改修工事区間に近いこと、No.4地点は区域中央部の草地内にあり最も影響度合いが少ないことである。排水による水位低下や周辺盛土による増加応力の影響がある地点だけが、累積沈下を生じている可能性がある。より長期的な傾向を分析するために、沈下量の13か月移動平均値を示したのが図-5である。No.2地点の年平均沈下量は0.2cm、No.6地点は1.0cmで確実に沈下が進行しており、No.4地点も1997年秋から沈下に転じた可能性が強い。

泥炭地盤は浅層の地下水位と密接に連動しながら上下している。観測結果では日当たり30mm以上の降水があると、地下水位は平均20~30cm上昇、地盤は1~2cm上昇して、そのタイムラグはほとんどない。融雪時も、わずかに2~3日の間に地下水位が上昇し、地盤は2~3cmリバウンドする。以上の特徴から、泥炭地の地下水位は比較的狭い区域内の降水量との需給関係で決まっており、区域外から供給されることは少ないと思われる。狭い範囲とは、自然堤防間の後背湿地あるいは独立した湖沼などの微地形单元、または排水路や区画道路に囲まれた人工的な区域などであり、その区域内での開発工事などは相互に影響を受け易い。

1998年の地下水位変動量と地盤変動量の間接性を示したのが、図-6である。地下水位と地盤高は正の相関性をもち、年間では約30cmの地下水位変動に対して、地盤高は2~3cm変動する。しかし積雪時と無積雪時ではその相関性が異なり、積雪時の地盤は同じ水位変動幅であっても、無積雪時に比べて明らかに沈下している。また最も積雪が多い2月には地下水位が変化しなくても、一方的に地盤が沈下している。

二ツ川は札幌市米里地区の観測結果を分析し²⁾、冬期間の積雪荷重による地盤内増加応力は $0.4 \sim 0.5 \text{ tf/m}^2$ ($\approx 4 \sim 5 \text{ kN/m}^2$) となり、40~50cmの地下水位低下分に相当すること、実際の地下水位を考慮した地盤内有効応力は $P_0 = 2.0 \sim 2.2 \text{ tf/m}^2$ ($\approx 20 \sim 22 \text{ kN/m}^2$) に達することを示した。自然地盤の泥炭の圧密試験から得られる圧密降伏応力に対して、冬期の地盤内有効応力はその上限値かまたはわずかに超過した値になっている。都市化しつつある泥炭地における冬期の有効応力は、わずかとはいえ泥炭がかつて履歴した荷重を越えて、処女荷重領域に達するものと予想され、泥炭地盤が累積沈下をはじめ大きな原因となる。

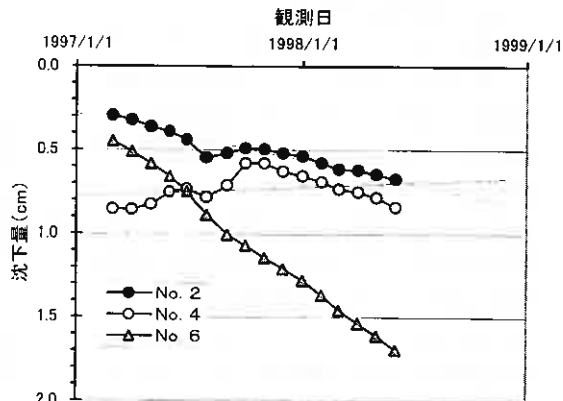


図-5 沈下量傾向分析図(13か月移動平均)

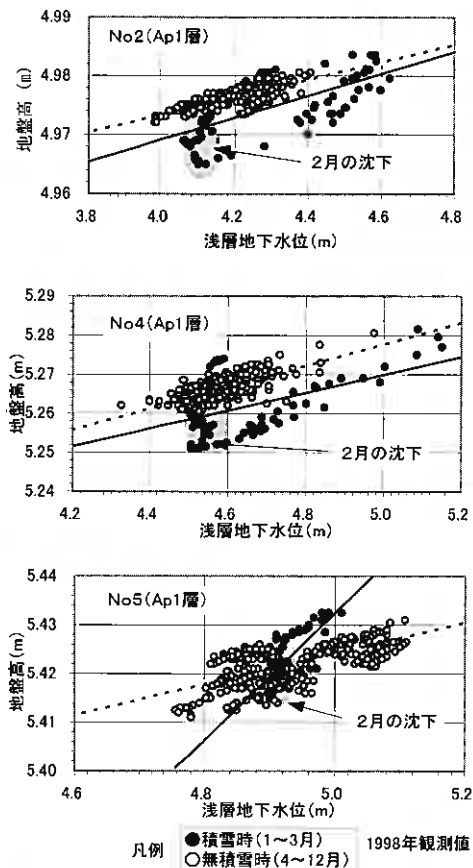


図-6 地盤高と浅層地下水位の相関図

2.3 農地化に伴う沈下

1960～1968年にかけてサロベツ泥炭地において農地化を目的に排水を行った結果、地盤面が地下水位の変動に対応して上下動をくりかえしつつ、沈下量を累積して行く現象を梅田らが報告している³⁾ (図-7)。同図によると排水をはじめて5年間は、地下水位が低下するに従って次第に沈下量を増していくが、その後1966年から3年間は、大きな地下水位変動があるにもかかわらず、沈下量が一定値に収束して行くことがわかる。この報告は、自然状態の泥炭地であっても、地下水位を変動させる(排水する)だけで沈下が進行することを明らかにした点で意義が大きい。年間の地下水位変動幅は22～23cm、地盤の変動幅は2.1～3.1cmと報告しており、この値は前節で述べた札幌東部泥炭地での変動幅とほぼ一致する。

梅田らはサロベツ泥炭地と美唄泥炭地での観測結果をまとめて、地下水位と地盤の変動パターンを3つにまとめている(図-8)。図の①は未排水の自然状態の泥炭地、②は排水は行われているが原野状態の未利用の泥炭地、③は排水が効いて農地化が進んだ泥炭地の変動パターンである。未排水の泥炭地では、一連の降雨による地下水位の変動に対応した地盤の変動が生じ、その変動幅は比較的大きい。排水の効いた泥炭地ではすでに地盤の沈下が進行し、通常の地下水位変動域内の泥炭層では地盤変動がほとんど生ぜず、荷重の履歴に乏しい泥炭層まで大きく地下水位が低下し、下層泥炭層が新たな荷重履歴を受けたとき沈下を生じ、また多量の降雨によって地下水位が大幅に上昇したときのみ地盤の上昇が生じる。その変動幅は未排水の泥炭地の場合と比較して小さい。

変動パターンの検討結果から、泥炭地の地盤変動・沈下に関する地下水は表層の泥炭層に滞水する地下水であり、深層の被圧地下水ではないとしている。前節の札幌東部泥炭地の例において、地盤変動と連動する浅層地下水位は、比較的狭い範囲の降水量との需給関係で決定されているという結論と合致するものであり、この点に泥炭地盤の広域沈下問題の特殊性がある。

3 長期的な広域沈下の原因

3.1 泥炭地の地盤沈下の特徴

日本では第二次世界大戦後から1970年代の高度経済成長期にかけて、産業活動の活発化に伴い、平野の地盤沈下が目立って来た。地盤沈下の主な原因が工業用水の過剰揚水であることがわかってからは、各地で揚水規制が行われるようになった。一般的な沖積平野の沈下原因が、深部の被圧地下水(深層地下水)の過剰揚水にあることに対し、北海道における泥炭地の沈下原因と対策方法は十分にわかっているとは言えない。

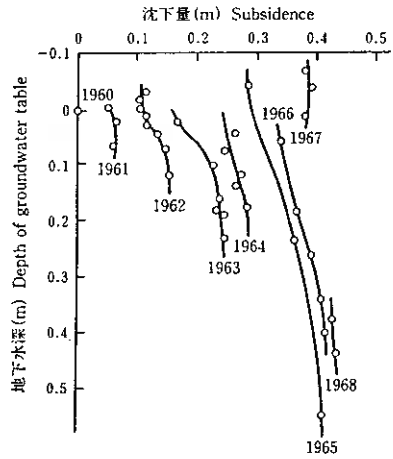


図-7 サロベツ泥炭地における沈下量と地下水深

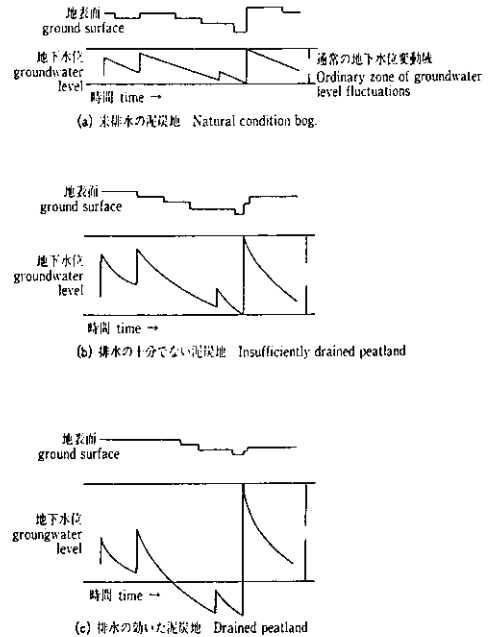


図-8 泥炭地における地盤変動パターン

泥炭地の地盤沈下の特徴をまとめると次のとおりである。

- ①北海道の沖積平野では泥炭分布域での地盤沈下が大きい。年間沈下量は1cmを超える程度であるが、累積すると障害を生じる。
- ②自然状態の泥炭地でも、浅層地下水位を変動させるだけで沈下が累積する。
- ③泥炭地盤の変動は浅層地下水位の変動と密接に連動しており、水位変動に対して瞬時に反応する。
- ④深層の被圧地下水は影響を与えない。
- ⑤浅層地下水位は、比較的狭い区域内における降水量との需要関係で決定される。
- ⑥荷重履歴（排水の程度）によって、地盤変動のパターンが異なる。

泥炭層は一般の沖積層に比べて著しく間隙が大きく、地下水位が浅いため地盤として履歴している荷重も極めて小さい。また広域的な地盤変動を支配する地下水位も、深層地下水ではなくて、周辺の影響を直接的に受け易い浅層地下水（地表水）である。泥炭地の地盤沈下が周辺の環境変化に敏感であり、かつ急速に進行する原因は、このような泥炭地盤の特徴にあると言えよう。

3. 2 泥炭のくり返し圧密試験

小さな荷重のくり返し変化によって、泥炭地盤が累積沈下を生ずる原因について、圧密試験のくり返し載荷によって検討しようとする基礎的な研究がある。

二ツ川は6～10日周期で10サイクルのくり返し載荷を行い、その結果を図-9のように報告している²⁾。図のL, M, H荷重試料は、それぞれ0.1, 0.2, 0.4kgf/cm² (10, 20, 39 k N/m²) の載荷重でくり返し載荷しており、累計沈下量は厚さ25mmの供試体の沈下量として表示している。L荷重試料はサイクル後半部で収束する傾向を示すが、MとH荷重試料には沈下が収束する傾向はない。またL荷重試料は、サイクル毎の最大沈下量と膨張時の沈下量の幅が初めから一定であるのに対して、MとH荷重試料では初期の幅が広く、サイクルを追うに従って次第に幅が狭まる。この結果は、1サイクル毎の残留沈下量は次第に少なくなるが、新しいサイクルに入った時の増加沈下量は一定のまま引き続けていることを示している。

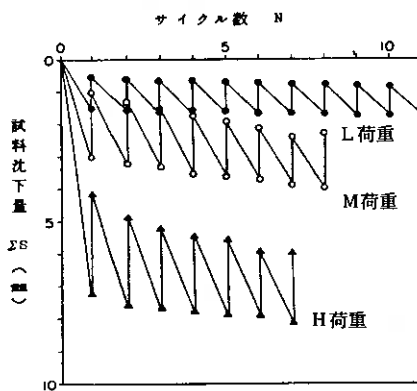


図-9 くり返し圧密試験の沈下量の変化図

くり返し載荷による累積沈下は、圧密降伏応力と等しいか (M荷重) またはそれを越える荷重領域 (H荷重) においてはじめて生ずる。実際の地盤では、積雪期や一時的な排水時に地盤内応力が一度処女荷重領域に達すると、長期に亘る累積沈下が始まると指摘している。

神谷はくり返し圧密試験において、くり返し載荷回数を20～30回まで延長した試験を実施している⁴⁾。図-10は2種類の試料について、2日周期のくり返し載荷試験の沈下ひずみと、静的圧密試験のひずみを対比して示したものである。図に破線で示すのは静的圧密試験の沈下ひずみであり、記号で示すBk-1, 2, 4, 8の沈下ひずみは、くり返し載荷荷重をそれぞれ10, 20, 39, 78 k Pa (k N/m²) とした試料のひずみである。北村の試料は強熱減量が低く粘土分など鉱物質が多く混じるので、高荷重域 (Bk-4, Bk-8) でやや特異な傾向を示すが、同試料の低荷重域および美唄の試料に着目すると次の特徴がある。

沈下ひずみをみると、くり返し回数が増加するに従って、ひずみの増加割合が低下する傾向がある。静的圧密と比較するとくり返し載荷の沈下ひずみの方が大きくなるが、その差はくり返し回数が増えるに従ってほぼ一定値となる。くり返し載荷による泥炭の骨格構造の乱れのため、初期の部分で沈下が卓越するが、くり返し回数が増えるに従って安定化に向い、沈下ひずみの増分も小さくなる。くり返し載荷による構造の乱れが顕著なのは、10サイクル程度までと言えよう。くり返し載荷荷重と沈下ひずみの大きさを比較すると、20～39 k Pa (Bk-4, BB-4) の試料が最も大きく、78 k Paになると逆に小さいひずみとなる。

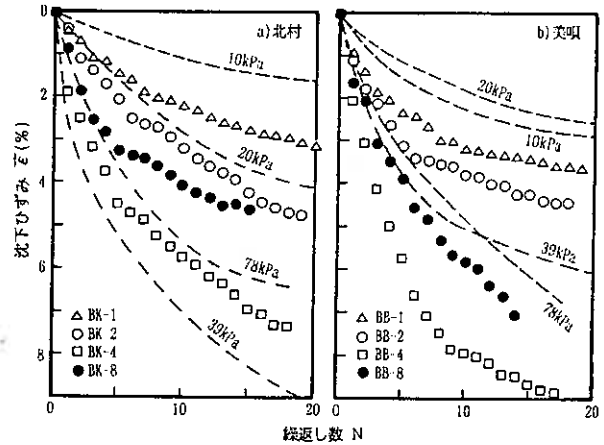
神谷はさらに排水乾燥による泥炭の収縮特性を調べるため、圧密試験において一定の上載荷重を載荷したままくり返して排水する、くり返し排水試験を実施している。くり返し排水試験と静的圧密試験の沈下ひずみを対比して、図-11に示す。破線は静的圧密によるひずみであり、記号で示すFB-1, 2, 4のひずみは排水時の上載荷重がそれぞれ10, 20, 39 k Paの試料のひずみである。

排水乾燥による変化が非可逆的であるため、沈下ひずみはくり返し回数とともに大きくなるが、FB-1とFB-4は増加割合が減少する傾向にある。そのため、くり返し排水時の沈下ひずみは常に静的圧密のひずみより大きい、くり返し回数がすすむと曲線の形状が静的圧密と類似してくる。しかしFB-2の沈下ひずみだけは、くり返し回数とともに直線的に増加している。ここでも上載荷重20 k PaのFB-2試料だけひずみが大きい。泥炭の構成素材はその生成過程に応じた個々の圧縮強さを持っていると考え、その強度は圧密降伏応力付近と推定される。したがって上載荷重の応力が素材の圧縮強さを越えたとき、構成素材が順次座屈や破断を生じ、沈下量が増加するものと推定される。

以上のくり返し圧密試験の結果から、泥炭の沈下特性をまとめると次のとおりである。

- ① 泥炭はくり返し圧密により静的圧密より大きな沈下を生ずる。
- ② 沈下量の増加割合は10サイクル程度まで大きい、その後は安定して一定値となる。
- ③ 同一荷重のくり返しであっても、累積沈下自体は収束しない。
- ④ くり返し排水試験でも排水乾燥により同様の沈下が生じる。
- ⑤ 一定の荷重領域において、累積沈下やひずみの増大が顕著となる。一定の荷重領域とは約 $0.2 \text{ kgf/cm}^2 \approx 20 \text{ k N/m}^2 (= \text{k Pa})$ である。
- ⑥ その荷重域で、泥炭を構成する植物繊維の座屈や破断が生じる。
- ⑦ 沈下が顕著となる荷重域は、圧密降伏応力付近と推定される。

以上の結果は、わずかな荷重変動があっても泥炭地盤は累積沈下を生ずる要因をもっていることを示す。



2日周期のくり返し載荷試験・静的圧密試験の沈下ひずみとくり返し数の関係

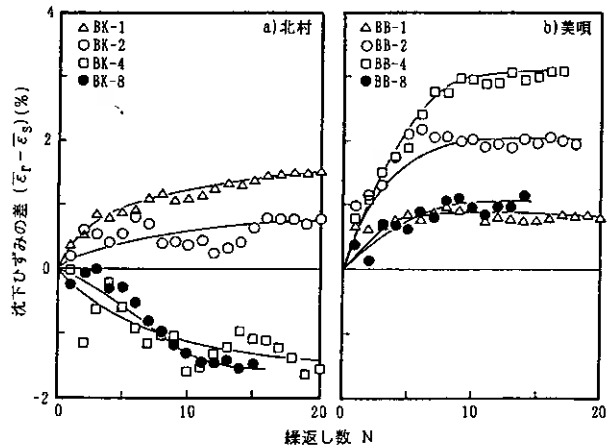


図-10 2日周期のくり返し載荷試験・静的圧密試験の沈下ひずみの差とくり返し数の関係

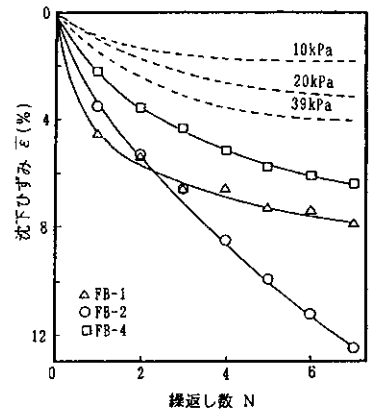


図-11 くり返し排水試験の排水過程・静的圧密試験の沈下ひずみとくり返し数の関係

3.3 泥炭地の沈下原因

泥炭地盤が累積沈下を生ずる原因は以下にある。

- ①地下水位の低下に伴い、表層部が下部層への荷重となって、地中有効応力が増加し圧密沈下を生ずる。
- ②水位低下により旧地下水面以下の部分が乾燥し、泥炭の乾燥収縮が生じる。
- ③長期的には泥炭が分解し、消失する。

梅田の研究では、これらの変動がおもに地下水位変動域とそれに接する下層の比較的薄い部分で生じると考えている。二ツ川の研究ではおもな原因を①ととらえ、下層の泥炭層全体の骨格変化と考えている。神谷は①の原因に加え、②の原因による沈下が大きいこと、分解度の小さい泥炭では②の要因の方が大きいことを指摘している。いづれの研究においても、大きな沈下が始まるのは約20 kN/m²であり、泥炭地盤の圧密降伏応力に近いこと、その荷重域で泥炭を構成する素材の座屈や破断が生じるであろうとしている点は注目される。泥炭地盤の骨格は、約6000年の地質学的な長い時間を通して形成されたものであり、そのバランスは微妙なものである。地下水位の低下や盛土荷重によって一度バランスが崩れると、長期に亘って累積沈下が始まると考えられる。

泥炭地盤が沈下する主要な原因は、浅層地下水の水位低下である。農地化・都市化に伴う排水路の整備や河川改修による地表水の排出、また道路や下水道の建設による地表水の浸透量の低下が、水位低下にリアルに反映する。人間の生産活動による社会的な環境変化に敏感に反応する点では、過剰揚水による地盤沈下の場合とは異なった対策が必要となる。

4. 泥炭地盤の沈下対策

泥炭地盤の広域沈下の原因は、地表水を含む浅層地下水の水位低下であり、自然要因と思われる程のわずかな低下量であっても累積沈下を生ずる。従って広域沈下対策の基本は次の二点である。

- ・地表水を排水しない。
- ・地表水を還元または積極的に涵養する。

このような対策は技術的にも行政的にも非常に複雑な事業であり、全国的にも地表水に焦点をあてた対策事業の例は少ない。札幌市の地盤沈下対策事業は、1975年に札幌市長から札幌市公害対策審議会に諮問があつてから、最終答申を得るまで11年間、1988年に「札幌市地盤沈下を防止するための地下水節水指導要綱」の制定を経て、1990年に「札幌市地盤沈下防止対策に係わる行政指針」を制定するまで15年間に要している。

最終答申では1973年から13年間の調査結果と沈下予測結果をまとめ、扇状地と北部低地（泥炭地を除く）における地盤沈下は憂慮するほどの状況にはなく、現状では揚水規制の必要はないと判定した。しかし泥炭地では著しい地盤沈下が認められ、その原因を次のように指摘した。「(泥炭地の)地盤沈下は過剰な地下水揚水によるものとは異なり、土地利用の進展による表層地下水位の低下などに伴うものである。」⁹⁾

札幌市の行政指針に基づき1990年に具体化された実施事業と、事業の担当課を表-1に示す。事業内容は答申の提言項目をもとに、多岐に亘る総合的な計画であり、担当課も部局を横断した全市的な体制がしかれている。1997年度の事業費約40億円を項目別にみると、地下水涵養を目的とする項目が62%、工事排水軽減の項目が18%、泥炭地の土地利用の項目が20%であり、地下水涵養を目的とした施策の事業費が大半を占める。特に多額の事業費が投入されている施策は、公園の芝生確保や透水性舗装、植樹樹の拡大、市民の森事業による民有地借上げ、都市環境緑地事業による緑地の取得、緑化推進条例に基づく民間施設の緑化協議などである。

札幌市の行政指針では「泥炭の分布する市街化調整区域については、無秩序な市街地開発を抑制し、都市環境緑地として保全・活用を計ることで、泥炭の沈下による被害発生の防止を図る」としている⁹⁾。表-1のうちこの項目を具体化した事業は、緑の基本計画に基づく森林の保全、グリーンベルト構想に基づく拠点公園、都市環境緑地としての保全・活用、農業振興地域整備計画による農業振興などである。これらの事業の整合性を検討して、泥炭地の総合的土地利用計画を策定することが、広域沈下対策にとって最も重要であ

る。総合的土地利用計画があつてはじめて、表-1に示す技術的対策の重点配分や効果の評定が可能となる。

泥炭地の利用計画は、一方において、札幌市環境基本条例のような環境保全政策と一体になっている必要がある。とくに1995年の阪神大震災以来、都市の防災計画が重点政策として検討されている中で、泥炭地の

ような空白地を
防災拠点・避難
空間として見直
す必要にせまら
れていると言え
よう。また泥炭
地の地表水を排
水しないという
考え方に立てば
、湿原のまま保
護するという対
策も浮上してく
る。21世紀に引
き継ぐべき資産
とみるかどうか
は、新しい時代
の価値観を導入
して検討をすす
めるべきであら
う。

表-1 札幌市地盤沈下防止対策行政指針の実施内容(1990年度)

行政指針項目	実 施 事 業	担 当 課
地下水利用者に対する指導	節水型設備の設置指導 揚水規制の必要性の検討	水質騒音課 水質騒音課
地下水の涵養	緑の基本計画に基づく国有林・民有林の保全 河床を在来土とする改修工法 調整地および地下貯留における浸透性機能 農業振興地域整備計画に基づく農業振興 緑化推進条例による緑地確保、樹木植栽 街路樹植樹樹の拡大 公園などの植栽・芝生の確保、透水性舗装 浸透枳、浸透トレンチなど雨水、涵養施設 雨水流出抑制型下水道の検討 私有施設の雨水涵養施設 道路内雨水の浸透枳 ロードヒーティングと透水性舗装 新設下水管渠の止水対策 既設下水管渠の止水対策 地下建築物の止水対策	自然保護課 河川課 河川課 農政課 自然保護課 自然保護課 造園課、建築課、学校建設課 西部工事課、施設管理課、 機械設備課、団地課 下)計画係 水質騒音課 道路建設課、街路建設課 維持除雪課 西部工事課 施設管理課 水質騒音課
工事排水の軽減	地下鉄の遮水性土留工法 河川横断部などのシールド工法 工程と地下水排水量の監視 地盤改良や推進工法による止水	交) 技術課 交) 技術課 交) 技術課 西部工事課
泥炭地の土地利用	宅地、道路など軟弱地盤対策工 下水道施設の軟弱地盤対策工 宅地造成における軟弱地盤対策工 区画整理事業における軟弱地盤対策工 地質、建築情報による啓発 傾斜家屋に対する融資制度 都市環境緑地としての保全、活用 緑の基本計画によるグリーンベルト、拠点公園 農業振興地域整備計画による農業振興	工事課、道路建設課、団地課 西部工事課 宅地課 区)指導課 建)指導課 建)指導課 企画調整課、都市計画課 公園計画課 農政課
地盤沈下に係る 基礎的調査	水準測量、地盤沈下観測井 観測を維持し地下環境を把握 情報、資料の収集	水質騒音課 水質騒音課 水質騒音課
関係機関への要請	国、道、公社、公団、民間団体との連携	水質騒音課

参考文献

- 1) 二ツ川健二・池田晃一：札幌表層地盤図(2m深図)、北海道土質コンサルタント(株)、pp.25, 1994.
- 2) 二ツ川健二・菊池純：札幌市東米里地区における泥炭地の対策工と地盤沈下特性、土質工学会北海道支部技術報告集、第28号、pp.197, 1988.
- 3) 梅田安治・矢挽尚貴・井上京：泥炭地の地盤変動と地下水位変動、農業土木学会論文集、第160号、pp.29, pp.32, 1992.
- 4) 神谷光彦：泥炭の圧縮特性とその構成因子に関する研究、北海道泥炭地研究会、pp.77~101, 1992.
- 5) 札幌市公害対策審議会：地盤沈下防止対策について(答申)、札幌市、1986.
- 6) 札幌市：札幌市地盤沈下防止対策に係わる行政指針、1990.

礫材料の変形特性に及ぼす繰返し載荷履歴の影響

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 学生員 只野 尚徳
 室蘭工業大学 工学部 正会員 川村 志麻
 北海道大学大学院工学研究科 正会員 三浦 清一

1. まえがき

一般に礫材料には、盛土と橋台とのアプローチ部分など、沈下を生じさせないような重要な部分に広く用いられる均等係数が大きい粒度調整砕石と、鉄道の道床部に用いられる道床バラストやアスファルト舗装上層路盤のクラッシュラン、あるいは、防波堤基礎に用いられる海中ケイソンマウンドにみられるような均等係数が小さい単粒度砕石がある。これらの構造物に適用されている礫材料は、交通荷重や波浪荷重による繰返し載荷履歴を強く受ける。特に、盛土や鉄道の道床、道路の上層路盤などに用いられる場合には、土かぶり小さい低拘束圧条件下にあり、作用する繰返し鉛直荷重は圧縮側でのみ生じるのが特徴的である。このような応力条件下での単粒度砕石の変形特性に関する研究は従来から多くの研究者によって行われているが、そのほとんどは残留ひずみの発生傾向に注目したものであり^{例えば、1,2)}、剛性評価という観点からの変形特性に注目した研究は少ない^{3,4)}。また、硬質地盤材料においては、従来型の外部変位計による三軸試験では、ベディングエラーなどの軸変位測定誤差を含むため、正確な変形特性を論じることが難しいことが指摘されている⁵⁾。一方、ベディングエラーを含まない正確な軸変位測定による粒度調整砕石に関する最近の研究によれば、繰返し載荷履歴を受けると三軸圧縮試験による応力・ひずみ関係は、S字型になることが報告されているが^{6,7)}、単粒度砕石の変形特性と比較・検討した研究は少ない。

本研究では、過去に実施した単粒度砕石と粒度調整砕石に対する大型三軸試験結果^{4,7)}と新たに実施した中粒径の単粒度砕石に対する中型三軸試験結果を比較・検討することにより、交通荷重による応力条件下にある礫材料の変形特性に及ぼす繰返し載荷履歴の影響について考察する。

2. 試料と実験方法

試験に用いた試料は、安山岩、玄武岩、輝緑岩を破碎して作製された単粒度砕石と栃木県葛生産の M-30 粒度調整砕石である。図-1 に用いた試料の粒度分布を示す。なお、安山岩砕石には、産地と粒度分布の異なる 2 種類を用いているため、最大粒径 D_{max} が 63.5mm のものを安山岩 A、 $D_{max}=19.1mm$ のものを安山岩 B とした。また、以下では便宜上、安山岩砕石(A,B)、玄武岩砕石、輝緑岩砕石を単に安山岩(A,B)、玄武岩、輝緑岩とする。供試体の作製方法は、以下の通りである。1) 安山岩 A、玄武岩、輝緑岩：直径 30cm、高さ 60cm の円柱モールドに砕石を 5 層に分け、各層毎に所定の密度（安山岩 A、 $\rho_d=1.60 \text{ g/cm}^3$ 、 $e = 0.637$ ；玄武岩、 $\rho_d=1.60 \text{ g/cm}^3$ 、 $e = 0.650$ ；輝緑岩、 $\rho_d=1.80 \text{ g/cm}^3$ 、 e

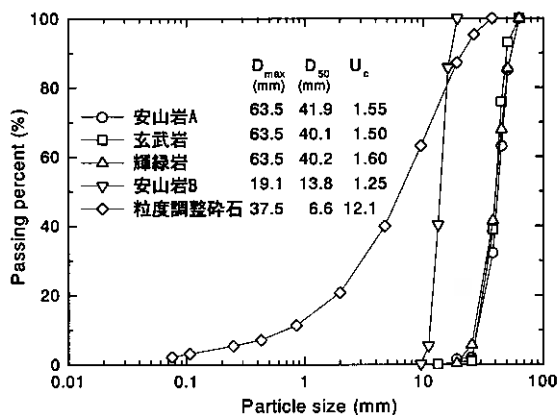


図-1 試料の粒度分布

Effects of cyclic prestraining on deformation properties of gravels : Yukihiro KOHATA (Muroran Institute of Technology), Hisanori TADANO (Graduate student, Muroran Institute of Technology), Seiichi MIURA (Graduate school of Engineering, Hokkaido University), Shima KAWAMURA (Muroran Institute of Technology)

表-1 試験条件

試料	乾燥密度 (g/cm^3)	繰返し载荷条件			軸ひずみ速度 (%/min)	拘束圧 (kPa)
		载荷周波数 (Hz)	载荷回数 (回)	両振幅軸差応力 $\Delta q_d (= q_1 - q_2)$ (kPa)		
安山岩 A	1.600	1.0	40,000	84 (86-2)	0.01	19.6
玄武岩	1.600					
輝緑岩	1.800					
安山岩 B	1.550	0.25	10,000	100 (110-10)	0.02	
粒度調整碎石	2.213	1.0	20,000	58.8 (68.6-9.8)	0.01	

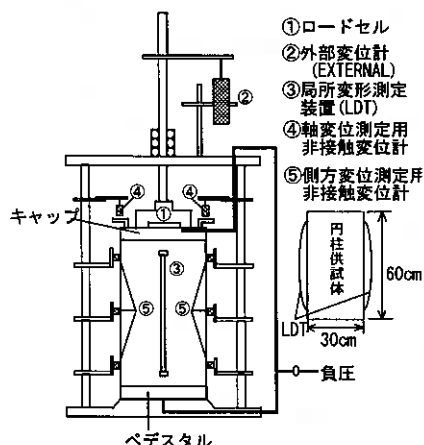


図-2 大型三軸試験装置の概略図

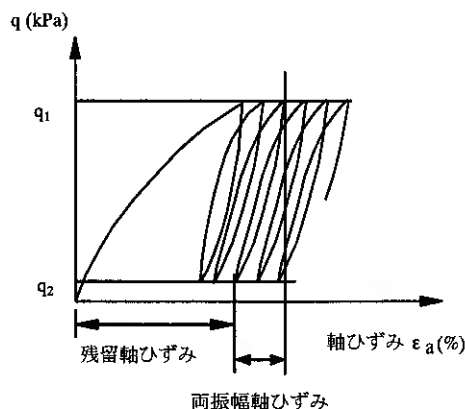


図-3 繰返し载荷試験条件の模式図

= 0.711) まで木製のランマーによって突固めて作製した。2) 安山岩 B: 直径 15cm, 高さ 36cm の円柱モードに碎石を 6 層に分け, 各層毎に振動バイブレーターによって 5 分間, 振動締固めを行い, 各層毎の密度が $1.55 g/cm^3$ になることを目標として作製した。c) 粒度調整碎石: 直径 30cm, 高さ 60cm の円形モードに試料を 18 層に分けて, 各層毎に振動バイブレーターによって 10 分間, 振動締固めを行い, その後, 直径 28.5cm の鉄板を供試体上面に設置し, その上から木製のランマーを用いて 24 回突固めた。さらに, 均一性を高めるために 5 分間, 振動バイブレーターにより振動締固めを行って, 各層毎の密度が $2.213 g/cm^3$ となることを目標として作製した。したがって, 作製された粒度調整碎石は非常に密に締固められている。図-2 は, 大型三軸試験装置の概略図である。硬質地盤材料に対しては, 通常の外部変位計による軸変位測定では, 供試体作製時に生じる供試体上下端面の緩み層などに起因するベディングエラーの影響により軸ひずみを過大評価するため, 本研究では軸変位を局所変形測定装置 (Local Deformation Transducer, LDT)⁹⁾ によって測定した。ただし, LDT では軸ひずみが 2% 程度までしか測定できないため, それを超える範囲の軸ひずみは外部変位計による測定値からベディングエラー量を差し引いて補正した値を用いた。側方変位の測定には, 供試体の対角位置の 2 測線に各々 1 セット 3 個ずつ, 合計 6 カ所の非接触変位計を用いた。ただし, 安山岩 B の試験では, 2 測線に各々 1 セット 2 個ずつ, 合計 4 カ所の非接触変位計を用いた。なお, 側方変位測定用非接触変位計のターゲットには, 4cm×5cm 程度のアルミ箔を用い, 高真空グリースによってメンブレン上に貼り付けて測定を行った。軸差応力の測定には, 上部キャップに固定した高剛性ロードセルを用いた。

試験は, 等方応力状態で拘束圧 19.6 kPa まで負圧で载荷した後, 表-1 に示す軸ひずみ速度にて排気条件で CD 試験を実施した。なお, 繰返し载荷履歴を与える場合には, 表-1 に示す繰返し载荷条件で図-3 に示すような繰返し载荷履歴を正弦波で与えた後, 単調载荷三軸圧縮試験を行った。さらに, 安山岩 B 以外の試験で

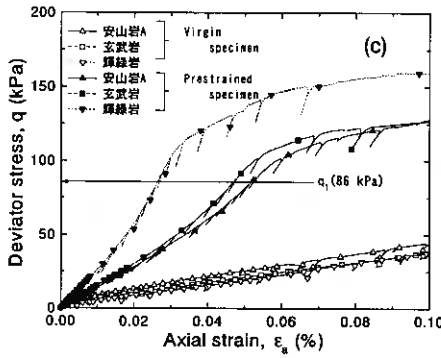
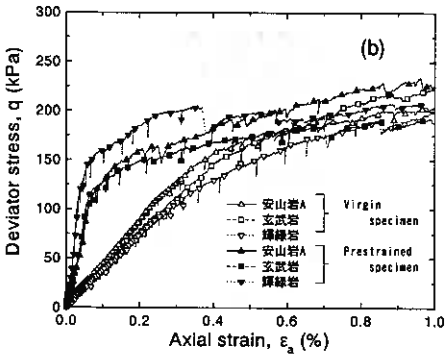
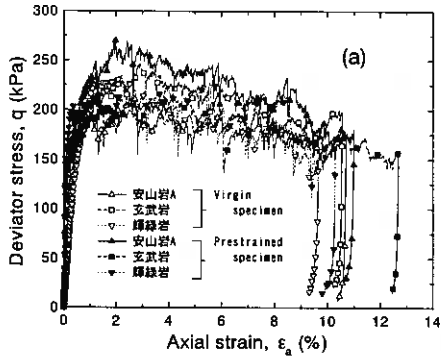


図-4 安山岩 A, 玄武岩, 輝緑岩の $q \sim \epsilon_a$ 関係

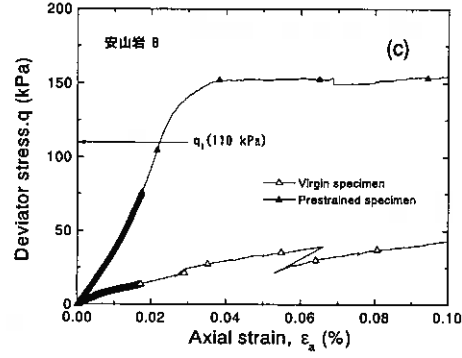
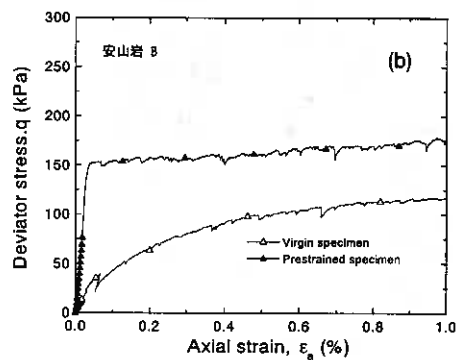
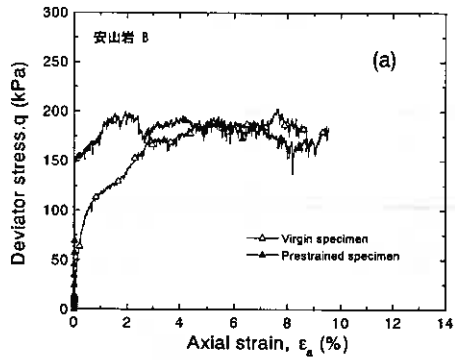


図-5 安山岩 B の $q \sim \epsilon_a$ 関係

は、三軸せん断中の弾性的な性質の変化を調べる目的で载荷中に微小な除荷・再载荷を行うとともに、粒度調整碎石の試験では、せん断中の大きな荷重レベルでの除荷・再载荷時の剛性変化を調べる目的で、軸差応力 $q (= \sigma_2 - \sigma_1) = 0$ となるまで除荷を行い、その後の再载荷もあわせて実施した。

3. 繰返し载荷履歴の影響

3.1 応力・ひずみ関係

図-4(a)~(c)に安山岩 A, 玄武岩, 輝緑岩, 図-5(a)~(c)に安山岩 B の処女単調载荷試験(Virgin, 図中、白抜き点)と繰返し载荷後の単調载荷試験(Prestrained, 図中、黒抜き点)における軸差応力 $q \sim$ 軸ひずみ ϵ_a 関係の比較をそれぞれ示す。Virgin 供試体, Prestrained 供試体ともに、 $q \sim \epsilon_a$ 関係は構造骨格を保持している粒子同

土の噛み合わせがせん断中にずれることに起因するトラフ形状を示している(図-4, 5(a))。最大軸差応力 q_{max} は、安山岩 A では、Prestrained 供試体のほうが Virgin 供試体に比べて大きい。玄武岩、輝緑岩では逆の傾向を示している。一方、安山岩 B では、 q_{max} は同程度の値である。図-4, 5(b)(c)における載荷初期の $q \sim \epsilon_a$ 関係に注目すると、Prestrained 供試体の $q \sim \epsilon_a$ 関係では、 $\epsilon_a = 0.03 \sim 0.05$ % 付近に明瞭な降伏点が見られる。また、等しい q に対する軸ひずみの発生量は、すべての碎石で Prestrained 供試体のほうが Virgin 供試体に比べて小さく、繰返し載荷における最大軸差応力 q_1 以下での $q \sim \epsilon_a$ 関係は、繰返し載荷履歴を与えた砂や粒度調整碎石、あるいは砂岩で見られるように^{9,10)}、S 字型で逆反りを示していることに加えて、碎石の種類によって変形特性が異なっている。一方、Virgin 供試体では明瞭な降伏点が見られず、小ひずみレベルにおける変形特性に碎石の種類による顕著な違いが見られない。

図-6(a)~(c)には、粒度調整碎石に対する $q \sim \epsilon_a$ 関係の比較を示す。なお、この試験ではせん断中に微小な除荷・再載荷を行っている。図-6(a)を見ると、単粒度碎石の場合とは異なり、 $q \sim \epsilon_a$ 関係に粒子同士の噛み合わせのずれに起因するトラフ形状は見られない。Virgin 供試体と Prestrained 供試体の q_{max} は同程度の値である。図-6(b)(c)における $q \sim \epsilon_a$ 関係に注目すると、 ϵ_a が 0.01% 程度までの微小ひずみレベルでは、Prestrained 供試体と Virgin 供試体の $q \sim \epsilon_a$ 関係に顕著な差が見られず、微小ひずみ領域では繰返し載荷履歴の影響は小さいようであるが、それ以上のひずみレベルでは、Prestrained 供試体において発生する軸ひずみ量は、Virgin 供試体に比べて小さい。また、Prestrained 供試体の場合には、繰返し載荷における最大軸差

応力 $q_1 = 68.6$ kPa 以下での $q \sim \epsilon_a$ 関係は極端な S 字型を示し、その後、せん断の進行とともに $q \sim \epsilon_a$ 関係は再び弱い S 字型を示す。一方、単粒度碎石の場合とは異なり、粒度調整碎石の Virgin 供試体の $q \sim \epsilon_a$ 関係は S 字型を示している。これは、供試体作製時の締め固めによる影響と考えられる。

前述したように、粒度調整碎石の試験では、大きな荷重レベルでの除荷・再載荷時の変形特性の検討を試みた。すなわち、図-6(a)に示すように、せん断中に所定の軸差応力から $q=0$ まで除荷を行い、その後、再載荷を行った。Virgin 供試体では 4 回 (q_{max} 後に 1 回)、Prestrained 供試体では 6 回 (q_{max} 後に 2 回) の除荷・再載荷をせん断中に実施した。除荷時の $q \sim \epsilon_a$ 関係は、 $q=50$ kPa 程度で急激に ϵ_a が減少する傾向にあり、この傾向は、 q_{max} 後の除荷曲線において顕著である。一方、再載荷時の $q \sim \epsilon_a$ 関係は S 字型を示しているが、その程度は載荷曲線に比べて小さい。

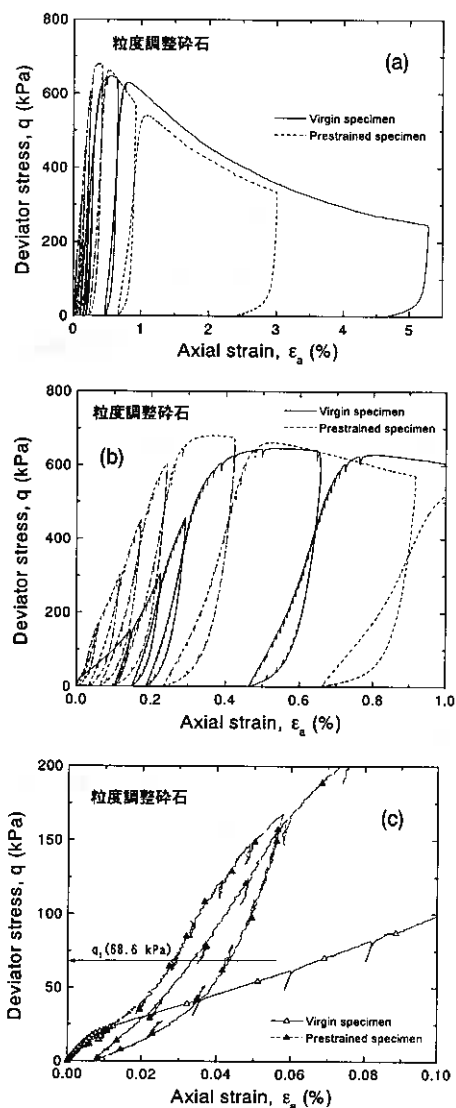


図-6 非常に密な粒度調整碎石の $q \sim \epsilon_a$ 関係

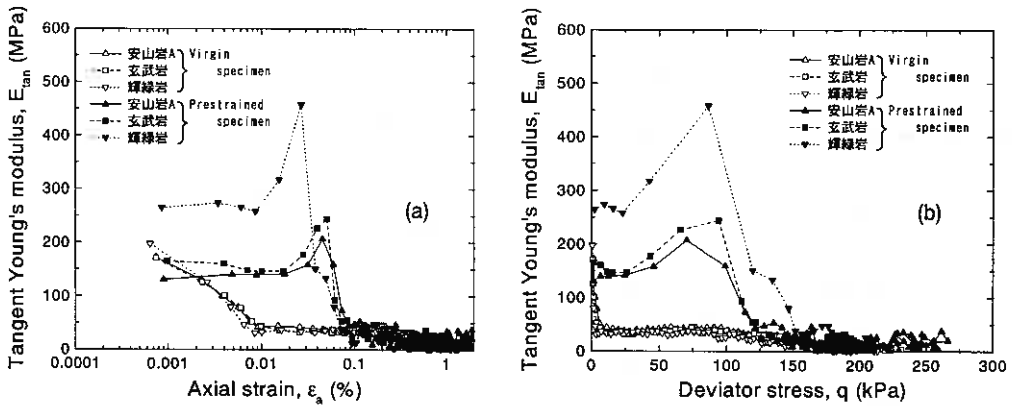


図-7 安山岩 A, 玄武岩, 輝緑岩の E_{tan} のひずみレベル依存性, せん断応力レベル依存性

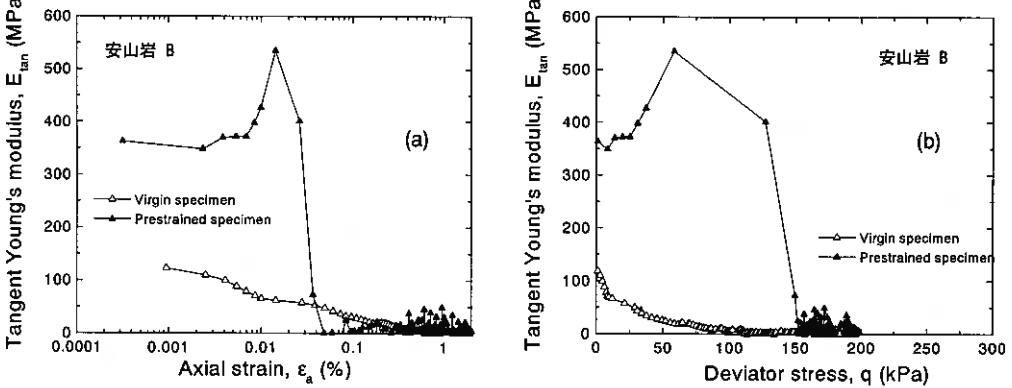


図-8 安山岩 B の E_{tan} のひずみレベル依存性, せん断応力レベル依存性

3.2 接線変形係数 E_{tan}

図-7(a)(b)には安山岩 A, 玄武岩, 輝緑岩, 図-8(a)(b)には安山岩 B の処女単調載荷試験および繰返し後の単調載荷試験から得られた接線変形係数 E_{tan} のひずみレベル依存性, せん断応力レベル依存性の比較をそれぞれ示す。Virgin 供試体の E_{tan} は, $\epsilon_a \leq 0.01\%$ の微小ひずみレベルにおいて減少率が大きく, その後, せん断の進行とともに緩やかな減少傾向を示している。一方, Prestrained 供試体の E_{tan} は, ϵ_a が 0.01% 程度までは, わずかな減少傾向あるいはほぼ一定の値(安山岩 A)を保った後に, 急激に増加する傾向にあり, ϵ_a が 0.01~0.1% の間で E_{tan} にピーク (以下, $(E_{tan})_{peak}$ とする) が見られる。 $(E_{tan})_{peak}$ の軸差応力は, 安山岩 A, 玄武岩で繰返し載荷中の最大軸差応力 q_1 にほぼ等しい。一方, 輝緑岩, 安山岩 B における $(E_{tan})_{peak}$ の軸差応力は, q_1 より小さいが, 図 4, 5 (c) の $q \sim \epsilon_a$ 関係を詳細に見ると q_1 付近に変曲点が見られることから, これは, E_{tan} を求めるときの精度, すなわちデータ数不足などによるものと考えられる。したがって, 砕石の種類によらず, $(E_{tan})_{peak}$ が生じる軸差応力は, q_1 にほぼ等しいと考えられる。

図-9, 10(a)(b)には, 粒度調整砕石の Virgin 供試体および Prestrained 供試体に対する載荷時の $q \sim \epsilon_a$ 関係および各再載荷時の $q \sim \epsilon_a$ 関係における E_{tan} のひずみレベル依存性とせん断応力レベル依存性をそれぞれ示す。ここで, 図の横軸に示す $\Delta \epsilon_a$ は, 除荷(unload)の場合には, 「(除荷開始点の軸ひずみ量) - (除荷中の軸ひずみ量)」で定義し, 再載荷(reload)の場合には, 「(再載荷中の軸ひずみ量) - (再載荷開始点での軸ひずみ量)」で定義した。図-9 および図-10 から以下のことが分かる。

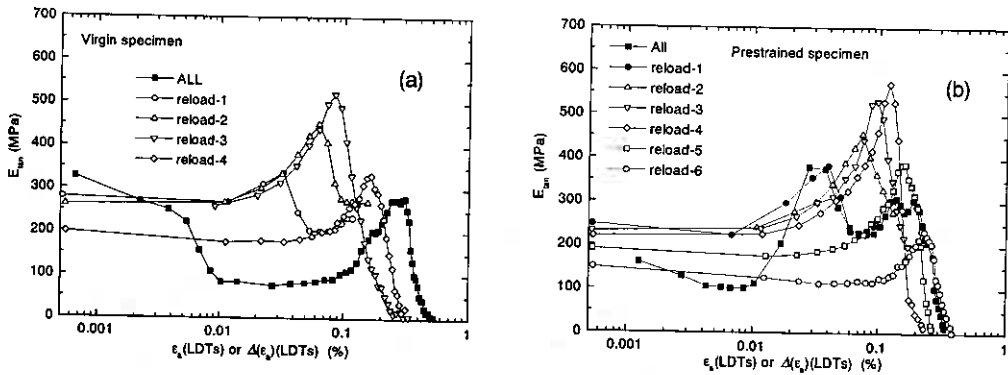


図-9 非常に密な粒度調整砕石の E_{tan} のひずみレベル依存性

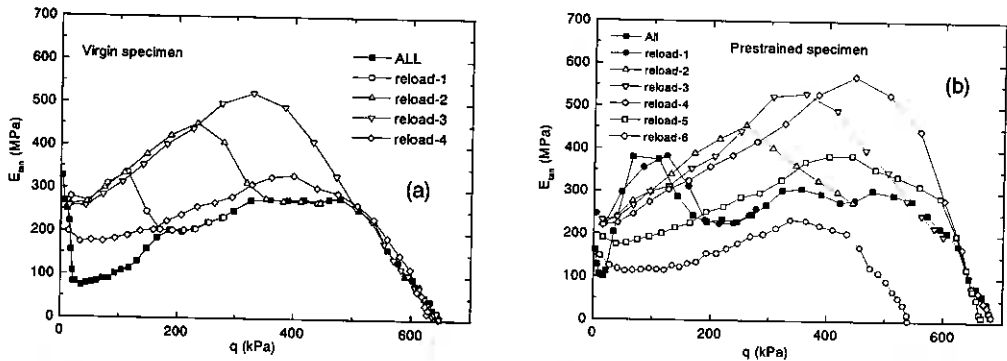


図-10 非常に密な粒度調整砕石の E_{tan} のせん断応力レベル依存性

- ① Virgin 供試体と Prestrained 供試体の載荷時の E_{tan} を比べると (図中, ALL), せん断初期で Prestrained 供試体の E_{tan} が Virgin 供試体の E_{tan} に比べて小さい。これは、繰返し載荷履歴による損傷の影響と考えられる。
- ② 載荷時の E_{tan} は, Virgin 供試体では ϵ_s が 0.01% 程度まで緩やかに減少し, その後, 0.1% 程度まで一定の値を保った後に, 急激に増加する傾向にあり, $(E_{tan})_{peak}$ の軸差応力は, q_{max} に近いような大きな値である。一方, 載荷時の Prestrained 供試体の E_{tan} は, ϵ_s が 0.01% 程度までわずかな減少傾向を示し, その後, 急激に増加し, 0.01~0.1% の間で $(E_{tan})_{peak}$ が見られる。 $(E_{tan})_{peak}$ での軸差応力は, 繰返し載荷中の q_1 にほぼ等しい。この傾向は砕石と同様であるが, 砕石の場合には, $(E_{tan})_{peak}$ 後, E_{tan} はゼロに近い値まで急激に減少するのに対し, 粒度調整砕石の場合には, $(E_{tan})_{peak}$ 後, E_{tan} は微小ひずみレベルでの初期変形係数の値程度までしか減少せず, その後, 再度, 増加傾向に転じ, 新たな $(E_{tan})_{peak}$ を生じた後にゼロに近い値まで減少する。このように Prestrained 供試体の E_{tan} のひずみレベル依存性, せん断応力レベル依存性が複雑になるのは, 非常に密に締固めた粒度調整砕石の場合には, 供試体作製時に締固めの影響を強く受けていること, 繰返し載荷履歴の影響を強く受けること, この2つの要因が相互に関係していることによるものと考えられる。
- ③ Prestrained 供試体の q_1 付近での載荷時の $E_{tan} \sim \log \epsilon_s$ 関係, および $E_{tan} \sim q$ 関係は, 一時的に再載荷時の $E_{tan} \sim \log \Delta \epsilon_s$ 関係, および $E_{tan} \sim q$ 関係に等しくなる。
- ④ q_{max} に至る前の Virgin 供試体の reload 1~3 および Prestrained 供試体の reload 1~4 に対する $E_{tan} \sim \log \Delta \epsilon_s$

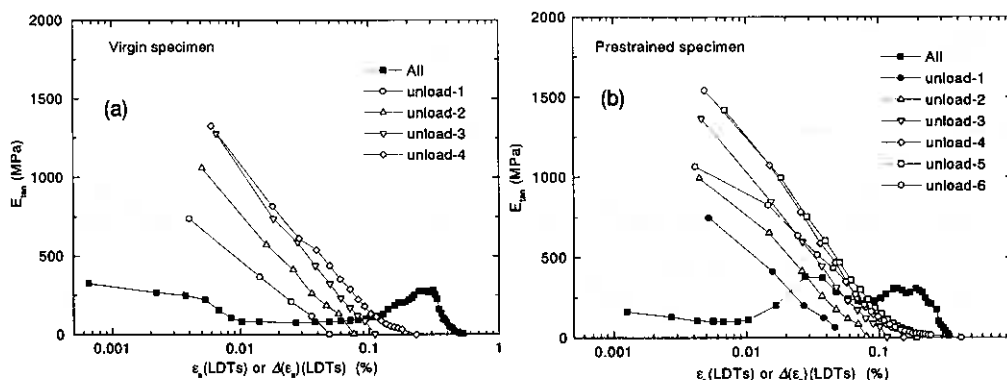


図-11 非常に密な粒度調整砕石の除荷時の E_{tan} のせん断応力レベル依存性

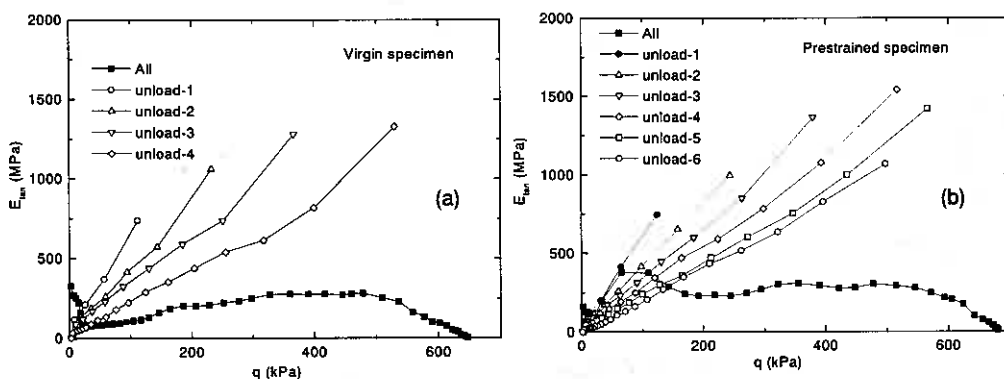


図-12 非常に密な粒度調整砕石の除荷時の E_{tan} のせん断応力レベル依存性

関係, $E_{tan} \sim q$ 関係は, それぞれ, 除荷開始点までほぼ一致している。また, 再載荷時の E_{tan} は載荷時の E_{tan} に比べて大きい。

- ⑤ q_{max} 後の再載荷時の $E_{tan} \sim q$ 関係 (Virgin 供試体の reload4, Prestrained 供試体の reload5,6) は, 概ね載荷時の $E_{tan} \sim q$ 関係に等しい。

以上のことは, 非常に密に締固めた粒度調整砕石においては, q_{max} に至る前に除荷をして再載荷すると, 再載荷時の剛性は, 載荷時の剛性に比べて増加するが, q_{max} 後に除荷をして再載荷しても, 再載荷時の剛性は増加せず, 載荷時の剛性に等しいか小さいことを示している。さらに, 繰返し載荷履歴を与えると, 載荷初期の剛性は低下するが, 繰返し載荷中に受ける最大軸差応力 q_1 付近で剛性が急激に増加し, 繰返し載荷履歴を受けない場合の再載荷時の剛性まで一時的に回復することを意味している。

図 11, 12 は, 粒度調整砕石の除荷時の E_{tan} のひずみレベル依存性, せん断応力レベル依存性に対する Virgin 供試体と Prestrained 供試体の比較をそれぞれ示している。除荷開始時の E_{tan} は, q_{max} 前, q_{max} 後に関係なく, 極めて大きな値を示している。一方, 除荷時の $E_{tan} \sim q$ 関係は, ほぼ線形関係にある。除荷に伴って q が減少することにより E_{tan} は急減し, $q=0$ では極めて小さい値となっている。さらに, せん断の進行とともに $E_{tan} \sim q$ 関係の勾配は小さくなる傾向にある。

4. まとめ

礫材料の変形特性に及ぼす繰返し载荷履歴の影響を検討するために、単粒度碎石と粒度調整碎石に対して大型および中型三軸試験を実施した結果、以下の知見を得た。

- (1) 繰返し载荷履歴を受けた場合には、三軸圧縮試験による応力～ひずみ関係は S 字型を示す。また、接線変形係数 E_{tan} は、0.01%程度以上のひずみレベルにおいて増加傾向を示し、 $(E_{tan})_{peak}$ に至る。この時のせん断軸差応力は、過去に受けた繰返し载荷中の最大軸差応力の値にほぼ等しい。
- (2) 繰返し载荷履歴を受けた場合の $(E_{tan})_{peak}$ 後の E_{tan} のひずみレベル依存性と応力レベル依存性は、単粒度碎石の場合に比べて非常に密な粒度調整碎石の場合に単純ではない。また、繰返し载荷履歴を受けない場合、単粒度碎石とは異なり、非常に密な粒度調整碎石の応力～ひずみ関係は S 字型を示す。
- (3) 非常に密な粒度調整碎石に繰返し载荷履歴を与えると、载荷初期の剛性は低下するが、軸差応力が繰返し载荷中に受ける最大軸差応力付近の値になると剛性が急激に増加し、繰返し履歴を受けない場合の再载荷時の剛性まで一時的に増加する。
- (4) 除荷開始時の E_{tan} は極めて大きな値を示すが、除荷に伴って q の減少することにより、 E_{tan} は急激に減少する。また、 $E_{tan} \sim q$ 関係は、ほぼ線形関係にあるが、せん断の進行とともに $E_{tan} \sim q$ 関係の勾配が小さくなる傾向にある。

<謝辞>

本研究の一部は、(財)鉄道総合技術研究所において行われたものであり、実験にあたっては、蔣関魯氏(現、(株)複合技術研究所)および関根悦夫主任技師ほか、関係各位の多大な協力を得た。また、本研究の進行にあたり、実験およびデータ整理に室蘭工業大学4年 藤川 拓 君 から協力を得た。ここに記して、感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) Stewart, H.E. : Permanent strains from cyclic variable-amplitude loading, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.112, No.6, pp. 646-660, 1986.
- 2) Sellig, E.T. and Waters, J.M. : Track geotechnology and substructure management, Thomas Telford, 1994.
- 3) 石川達也・須長誠・董軍・名村明 : 大型繰返し三軸試験による道床バラストの変形係数の検討, 土木学会論文集, No.575, III-40, pp.169-178, 1997.
- 4) 蔣関魯・木幡行宏・関根悦夫・宮本秀郎・長戸博・鈴木真一 : 道床バラストの変形・強度特性に及ぼす繰返し载荷の影響, 第32回地盤工学研究発表会講演集, pp.647-648, 1997.
- 5) Tatsuoka, F. and Kohata, Y. : Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, Pre-failure deformation of geomaterials, Vol.II, Balkema, pp.947-1063, 1995.
- 6) Dong, J., Tatsuoka, F. and Sato, T. : Effects of cyclic prestraining on stress-strain behaviour of gravel in triaxial test, 第27回土質工学会研究発表会講演集, pp.795-798, 1992.
- 7) 木幡行宏・蔣関魯 : 繰返し载荷履歴を受けた粒度調整碎石の三軸せん断特性, 鉄道総研報告, Vol.12, No.4, pp.43-48, 1998.
- 8) Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y.-S. and Sato, T. : A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, Soils and Foundations, Vol.31, No.1, pp.169-180, 1991.
- 9) 木幡行宏, 龍岡文夫 : 三軸圧縮状態での地盤材料の変形係数に関する考察, 第29回土質工学会研究発表会講演集, pp.695-698, 1994.
- 10) Kohata, Y., Tatsuoka, F., Wang, L., Jiang, G.L., Hoque, E. and Kodaka, T. : Modelling the non-linear deformation properties of stiff geomaterials, Geotechnique, ICE, Vol.47, No.3, pp.563-580, 1997.

破砕性火山灰土の液状化強度に及ぼす圧密履歴と細粒分含有量の影響

北海道大学工学研究科 正 員 三浦 清一
室蘭工業大学大学院 ○学生員 根本 信二
北海道大学大学院 学生員 阿曾沼 剛
北海道大学大学院 学生員 前 宗孝
室蘭工業大学工学部 正 員 木幡 行宏

1.はじめに

近年、火山灰土地盤の液状化被害が数多く報告されている。そのため、火山灰土の力学的特性の把握及びその耐震性を評価するための研究を行うことが急務となってきている。このような背景から、筆者らは通常の砂に区分されるような火山灰土について、その強度-変形特性を調べてきた¹⁾²⁾³⁾⁴⁾。

前報までの報告で、火山灰質粗粒土といえども不攪乱試料ではセメンテーション効果を有しているため、再構成試料よりも強度が高いことが明らかにされている³⁾。また、長期・過圧密履歴は再構成供試体の強度・変形特性に多大な変化をもたらすことが示されている。長期・過圧密履歴を受けた場合、火山灰土ではきれいな砂に比べて強度の変化が著しく、特に破砕性火山灰土では、その増加が著しいことが分かっている¹⁾⁴⁾。このことから、長期・過圧密履歴を有する再構成火山灰土の強度増加の機構は、原地盤でみられるセメンテーションと同様の効果(セメンテーション的効果)によって得られるものと考えてきた。ここで、セメンテーション的効果とは、圧密履歴によって生じる粒子破砕²⁾、密度変化、粒子配列構造の変化、時間効果⁴⁾などによって新たにもたらされた粒子間結合力を指している。

本研究では、過圧密履歴によって得られるセメンテーション的効果、特に粒子破砕によって生じる細粒分に着目し、過圧密比と細粒分含有量を変化させた試料による液状化試験及び一次元圧密試験を行い、その力学挙動に与える影響について検討した。また、細粒分の性質(塑性)による違いも詳しく検討した。

2.試験試料について

試験に用いた火山性粗粒土(中標津 T 火山灰土(NAKASHIBETSU-T VOLCANIC SOIL))は、中標津町当幌において土被り厚 2m の切土斜面から採取されたものである。この火山灰土の噴出年代は約 1.1~1.3 万年前とされ、摩周の降下性生成物(Ma-1)と推定されている。図-1 に中標津 T 火山灰土の原位置試料と細粒分含有量を変化させた試料の粒径加積曲線を示す。使用した中標津 T 火山灰土は 15.9mm ふるいを通過したものである。また表-1 に今回試験に用いた試料の試験条件ごとの物理的特性を示している。豊浦砂に比べて中標津 T 火山灰土は極めて粗粒であり、原位置の初期細粒分は 1.9%と非常に少ない。また、粒子硬度に関する研究結果⁵⁾から、中標津 T 火山灰土の構成粒子は多孔質で脆弱であり、著しい粒子破砕性を示すことが明らかにされている。なお、表-1 に示してある最大・最小密度は地盤工学会基準⁶⁾に基づいて求めたもので

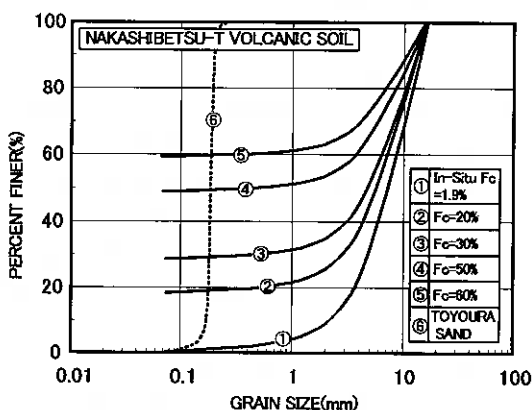


図-1 細粒分含有量を変化させた中標津 T 火山灰土の粒径加積曲線

Effects of finer content and consolidation history on liquefaction strength for crushable volcanic soils. Seiichi Miura (Hokkaido Univ.), Shinji Nemoto (Muroran Inst. of Tech.), Tsuyoshi Asonuma (Hokkaido Univ.), Munetaka Mae (Hokkaido Univ.), Yukihiro Kohata (Muroran Inst. of Tech.)

あるが、本試料は最大粒径や細粒分含有量が基準から外れている。ここでは、厳密な密度を求めることを目的としたものではないため、原位置細粒分含有量の試料についてのみ学会基準を適用している。

表-2 には細粒分みの物理的示標を示している。混合した細粒分は、中標津 T 火山灰土の粗粒分を粉碎して作成したもの(以下破砕細粒分/Fc crushed)、市販の NSF-CLAY、MC-CLAY の3種類である。NSF-CLAY、MC-CLAY の塑性指数はそれぞれ 26、49 となっている。破砕細粒分は、沈降分析の結果粘土分が 55% となっているが、JIS A 1205 による液性・塑性試験法では塑性限界が求まらず、シラスと同様に N.P に分類される結果となっている。

3. 試験方法について

試験に用いた供試体は乱した原位置試料に所定の量の破砕細粒分を混合し、多重ふるい落下法(MSP 法)により再構成している。また圧密過程では粒子破碎により細粒分が増加するため、圧密後の細粒分含有量 F_c が所定の量になるように初期細粒分含有量を調整した。全供試体の圧密後の F_c は目標値に対して $\pm 2\%$ の範囲内にある。

三軸供試体の寸法は直径 70mm、高さ 170mm、用いたメンブレンの厚さは 0.2mm である。供試体を三軸セル内に設置し、二酸化炭素、脱気水を通した後に、196kPa のバックプレッシャーを供給することにより飽和させている。この方法により、すべての供試体の間隙水圧係数 B 値は 0.96 以上の値を得ている。図-2(a)、(b)に液状化試験時及び一次元圧密試験用の供試体作成時に与える圧密履歴の応力経路を示す。供試体に与えた圧密履歴は先行圧密圧力 σ_{pc} を変化させたものである。所定の過圧密比 OCR に対応する先行圧密圧力下で 2~24hr の等方圧密を行った。圧密完了後、有効拘束圧 49kPa のもとで等方的に膨張(1hr)させた。その後、液状化試験の場合は拘束圧 49kPa、軸差応力振幅一定、載荷周波数 0.1Hz の正弦波のもとで繰返し非排水せん断を行っている。

一方、一次元圧密試験に用いる供試体は液状化試験と同様の試料条件で、三軸試験装置を用いて等方的に圧密・膨張後、供試体にモールドを被せて排水後、冷凍させ、トリミングによって一次元圧密用供試体寸法(直径 60mm、高さ 20mm)に成形した。また供試体を冷凍する際にはモールドと供試体の隙間に豊浦標準砂を充填することによって供試体の凍結による膨張を極力防いだ。なお、一次元圧密試験は JIS 規格の標準圧密試験によって行った。供試体の有効応力状態を図-3 に示す。一次元圧密試験では、内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ として Jaky の式より静止土圧係数 $K_0 = 0.5$ から平均有効主応力を算出している。な

表-1 中標津 T 火山灰土の物理的特性

SAMPLE NAME	Fc (%)	ρ_s (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)		ρ_{dc} (g/cm ³)	D ₅₀ (mm)	U _c
			max	min			
In-Situ Fc	1.9	2.53	0.520	0.470	0.514	7.34	4.63
Fc crushed	17	2.53	—	—	0.527	5.15	—
	30	2.53	—	—	0.564	4.23	—
	50	2.53	—	—	0.577	0.07	—
	60	2.53	—	—	0.591	0.07	—
	100	2.53	—	—	0.653	—	—
NSF-CLAY	30	2.71	—	—	0.583	4.23	—
MC-CLAY	30	2.74	—	—	0.561	4.23	—

表-2 細粒分みの物理的示標

SAMPLE NAME	WL (%)	Ip	Silt (%)	Clay (%)
Fc crushed (<75 μ m)	77.3	—	45	55
NSF-CLAY	54.0	26.0	0	100
MC-CLAY	87.0	49.0	8	92

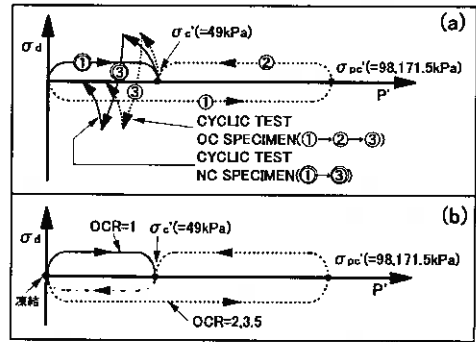


図-2 圧密時の応力経路 (a)液状化試験 (b)一次元圧密試験供試体作成時

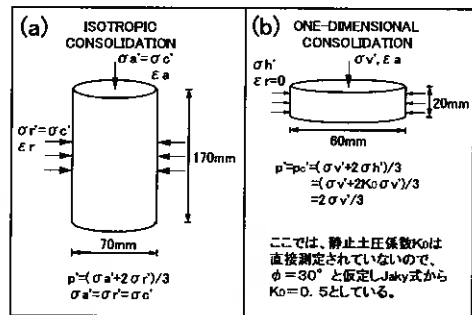


図-3 供試体の応力状態 (a)液状化試験 (b)一次元圧密試験供試体作成時

お、本論文における過圧密比 OCR は液状化試験・一次元圧密試験ともに、三軸試験における等方圧密段階で与えたものを示しており、圧密後の細粒分含有量 F_c は、液状化試験・一次元圧密試験ともに三軸試験での等方圧密後（一次元圧密試験の場合は試験開始前）の値である。

4. 試験結果と考察

4.1. 不攪乱火山灰土と再構成火山灰土の液状化強度の比較

不攪乱中標津 T 火山灰土が得られたことから、図-4 では、再構成中標津 T 火山灰土の液状化強度との比較を行っている。図は繰返し応力比 $S.R.(\sigma_d/2\sigma'_c)$ と両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ に至るに必要な繰返し載荷回数 N_c の関係で示されている。図に示されるように、再構成供試体に比べて不攪乱供試体でははるかに高い液状化強度を示していることが分かる。これは過去の研究結果⁹⁾からも明らかのように、原位置地盤が有するセメンテーション効果に起因するものと考えられている。

一方、原位置地盤では、自重による長期間の圧密条件下にあって、過去に何らかの原因で上載荷重が除去されて過圧密状態にあることが考えられることから、インターロッキングやセメンテーション効果に起因する粒子配列構造の変化の影響も無視できない。これらのことから不攪乱火山灰土と再構成火山灰土の液状化強度の差は、応力履歴の違いやそれに起因する微視的構造の違いによって生じているものと推測できる。

4.2. 過圧密履歴を与えた再構成供試体の液状化強度

図-5 は、初期細粒分含有量が 1.9% (以下 In-Situ F_c 供試体) で過圧密比の異なる再構成中標津 T 火山灰土 (以下 NT 火山灰土) における繰返し非排水三軸試験結果を示したものである。図から分かるように、過圧密比の増加に伴って液状化強度が非常に高くなっている。

この強度増加を定量化するために、図-6 では過圧密履歴を与えた再構成 NT 火山灰土の強度増加率 R_s と過圧密比 OCR の関係を示している。なお、比較のために他の火山灰試料の結果も併せて示している¹⁾。この図における R_s は、任意の OCR における液状化強度 ($N_c=10$ で両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ に至るときの $S.R.$) を $OCR=1$ の場合の液状化強度で正規化した値である。この図から、いずれの火山灰土においても過圧密による強度増加は豊浦砂と比較して大きい結果となっている。特に、富川火山灰土や NT、中標津 M 火山灰土 (以下 NM 火山灰土)

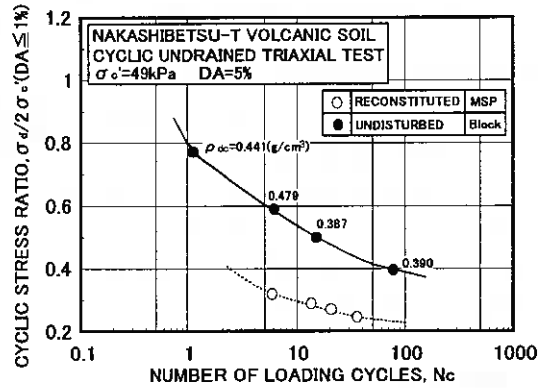


図-4 不攪乱火山灰土と再構成火山灰土の液状化強度

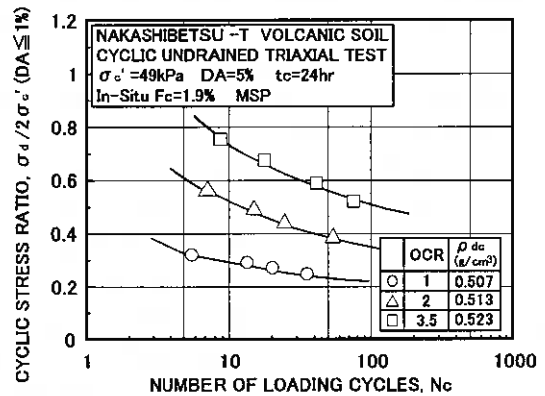


図-5 過圧密履歴を有する NT 火山灰土の液状化強度(In-Situ F_c 供試体)

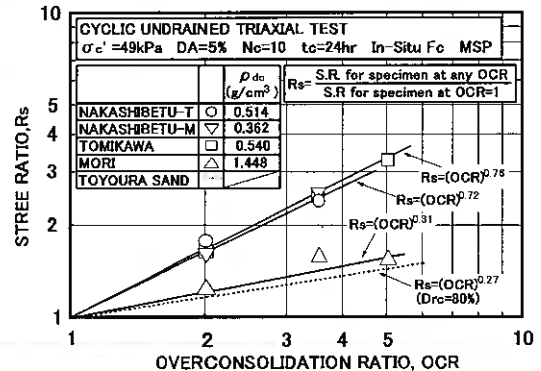


図-6 強度増加率と過圧密比の関係

は著しい強度増加を示している。

過去の研究⁹⁾から、これらの火山灰土は破碎性の卓越した火山灰土であることが明らかにされている。そこで図-7には、等方圧密試験及び液状化試験における平均有効主応力と細粒分含有量の増加量 ΔF_c の関係を示した。図から分かるように、森火山灰土は全く破碎していないが、NT、NM火山灰土は圧密時において細粒分が著しく増加していることが分かる。したがって圧密過程で粒子破碎が生じるとともに、粒子間接点でのインターロッキング、セメンテーションの効果を与えるような変化がもたらされていることが充分予想される。

以上のことから過圧密による強度増加には破碎性の有無が少なからず影響しているものと考えられる。

4.3. 細粒分含有量の異なる NT 火山灰土の液状化強度

上述のように、再構成火山灰土の過圧密履歴による強度増加は、粒子破碎、粒子配列構造の変化、密度の増加等によってもたらされたものであると考えられる。これらのセメンテーションの効果の主な要因について示したものを図-8にまとめて示す。セメンテーションの効果には様々な要因が考えられるが、本研究では粒子破碎によって生じる細粒分について着目し、人為的に破碎細粒分を混合することで強度特性にどのような影響を与えるかを調べた。

図-9(a)、(b)、(c)は過圧密比 OCR と細粒分含有量 F_c を変化させた NT 火山灰土の液状化試験結果を示したものである。(a)、(b)、(c)は OCR=1、2、3.5の結果である。OCR=1の場合(図-9(a))は、細粒分含有量の増加によって液状化強度が低下していることが分かる。また OCR=2の場合(図-9(b))には、細粒分含有量が増加すると若干強度が低下している。さら

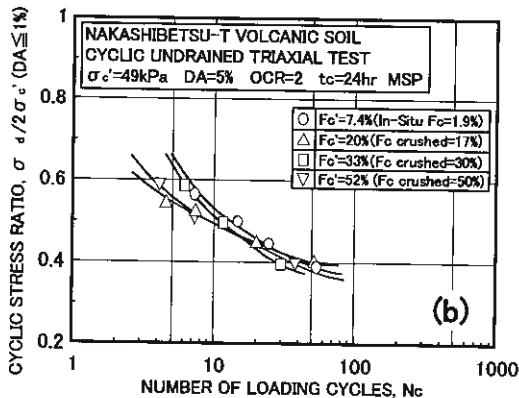


図-9 細粒分含有量を変化させた NT 火山灰土の液状化強度

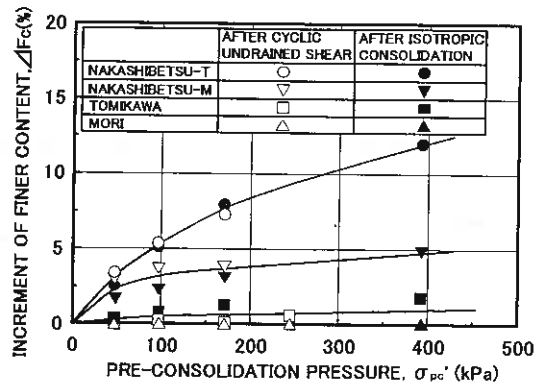


図-7 細粒分増加量と先行圧密圧力の関係

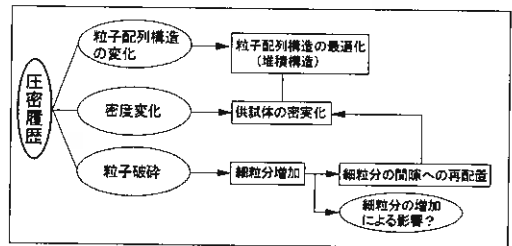
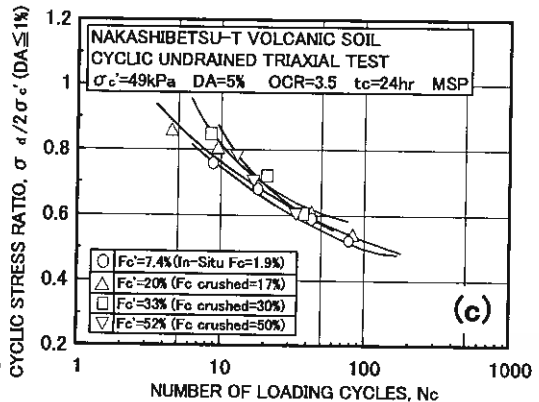
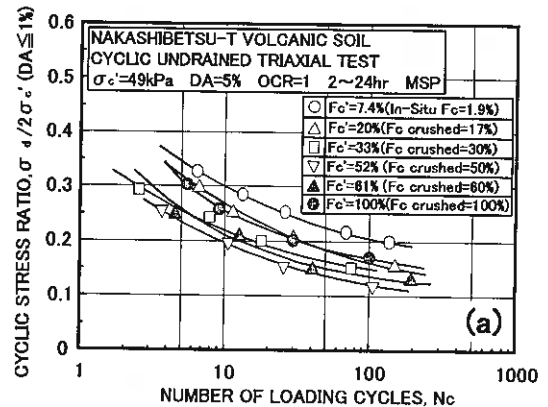


図-8 セメンテーションの効果の諸要因



(a)OCR=1,(b)OCR=2,(c)OCR=3.5

に OCR=3.5 の場合 (図-9(c)) には、細粒分含有量の増加に伴って若干強度が増加しているようである。このことは OCR=1 の場合と逆の傾向であった。

これらの結果に基づいて、強度比 R_{Fc} と圧密後の細粒分含有量 F_c の関係として示したものが図-10 である。強度比 R_{Fc} は、任意の液状化強度 ($N_c=10, 20$ で両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ に至るときの S.R.) を OCR=1 における In-Situ F_c 供試体の液状化強度で正規化した値である。この図から、OCR=1 の場合は F_c の増加に伴って強度比 R_{Fc} が低下し、 $F_c=50\sim 60\%$ 前後で最小値を示し、100% になると再び強度が大きくなっていることが分かる。しかしながら、OCR=2 では F_c の増加に伴う強度比 R_{Fc} の低下がほとんど見られず、OCR=3.5 になると F_c の増加に伴いわずかに強度比 R_{Fc} が増加していることが分かる。

N.P~低塑性の細粒分を混合した砂質土における既往の研究⁹⁾¹⁰⁾では、正規圧密の場合、細粒分の増加に伴って強度が低下するという報告がされている。また、まさ土に関して細粒分の影響を検討した風間らの研究¹¹⁾では、細粒分の存在によって強度が低下することを示している。本研究の OCR=1 における結果においても、それらと同様の傾向にあったため、前報までは、他の研究と同じ骨格間隙比というパラメータによって結論付けてきた¹²⁾¹³⁾。しかしながら、過圧密比によって強度変化の傾向が異なっていることから、骨格間隙比では説明が出来ないことが明らかにされた。よって別の角度からの考察を行った。

4.4 液状化強度の変化に与える諸要因

4.4.1 間隙比

細粒分の増加に伴う強度変化を説明付けるパラメータとして、骨格間隙比の概念¹²⁾¹³⁾¹⁴⁾¹⁵⁾が用いられてきた。そこで図-11 では、液状化試験時の間隙比 e_s 及び骨格間隙比 e_g と圧密後の細粒分含有量の関係を整理してみた。骨格間隙比は細粒分も空隙の一部と見なす考え方で、細粒分が増加すれば粗粒分が減少するために構造が不安定になるというものである。図から、多少のばらつきはあるものの、過圧密比に関わらず細粒分含有量の増加に伴って e_s は減少しているが、 e_g は著しく増加していることが分かる。このことから本研究においても、これまででは OCR=1 における細粒分の増加に伴う強度の低下を骨格間隙比によって結論付けてきた。しかしながら、細粒分が多い場合には、細粒分によって構造がある程度支配されているのであるから、細粒分を空隙とみなす考え方は必ずしも適切ではないことが指摘できる。桑野ら¹⁴⁾は、骨格間隙比が粗粒分 100% (細粒分 0%) における最大間隙比と等しくなる細粒分含有量で強度が最小値となることを示している。本研究では、In-Situ F_c 供試体における最大間隙比が 4.383 となっており、この値から強度が最小となる細粒分含有量を推定すると 12% 程度となるが、実際には 50% 程度で強度が最小値を示している。このことから本研究においては、骨格間隙比という概念によって強度変化を説明することは適切ではないと言わなければならない。

林ら¹⁶⁾によるリングせん断試験装置を用いた単

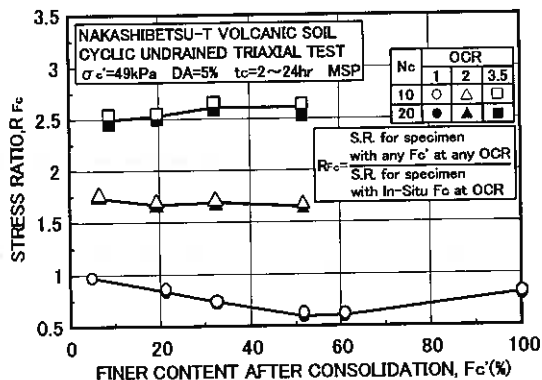


図-10 NT 火山灰土の細粒分含有量の変化による液状化強度の変化

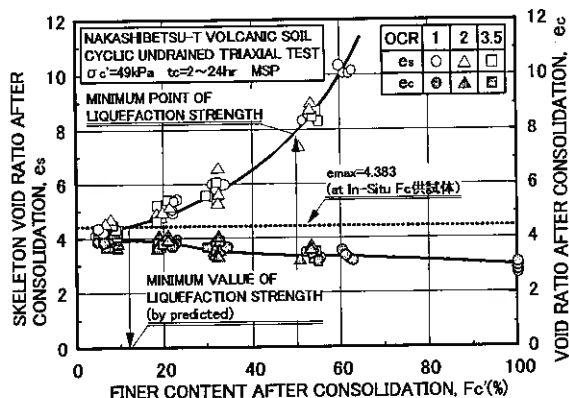


図-11 液状化試験時の間隙比・骨格間隙比と圧密後の細粒分含有量の関係

調載荷ねじりせん断試験は、細粒分含有量が増加し骨格間隙比が大きくなって、間隙比が同じであればせん断変形特性に大きな影響を及ぼさないという結果を示している。このことは、せん断強度が細粒分含有量に関わらず、間隙比の大小に依存するというを示唆するものである。したがってここでは、間隙比による詳細な検討を行うことにした。

まず最大・最小間隙比 e_{max} 、 e_{min} による整理を試みた。本試料の最大粒径や細粒分含有量が明らかに土質試験基準から外れているため、最大・最小密度試験により最大・最小間隙比を求めることは困難である。よって、幾何学的計算¹⁷⁾から求めた値を用いて液状化試験時の間隙比との比較を試みた。

図-12には、球形粒子の理想化された五種類の配列を示す。図中に示される間隙比は全て三次元幾何学的な関係から計算できる。最も緩い配列 (Cubical Packing¹⁷⁾) と最も密な配列 (Tetrahedral Packing¹⁷⁾) を用いて、図-13 に2球混合モデル (Major: $D_{50}=7.34$ mm / Miner: $finer=75 \mu m$) と仮定した Packing の最大・最小間隙比と細粒分含有量の関係を示す。図中の実線は Cubical Packing と仮定して求めた最大間隙比を示しており、点線は Tetrahedral Packing と仮定して求めた最小間隙比を示している。図-11 に示される結果 ($e=3\sim 4$ 程度) と比較して、非常に小さい値となっている。

幾何学的計算で用いた球では密実なものを仮定しているが、火山灰質粗粒土は非常にポーラスで著しい内部空隙が存在するためにこのような結果になったものと考えられる。また細粒分に関しては bridging や friction、adhesion の影響があるため、幾何学的計算で仮定したような理想的な Packing を示さないであろう。そのため粗粒分に関しては吸水率から内部空隙 (図-14 中①) を、細粒分に関しては液性限界から最大間隙比 (図-14 中②) を推定し、これらをそれぞれの含有量に応じて分配し、図-13 を補正した。その結果を図-14 に示す。図より、いずれの幾何学的計算から得られた間隙比も液状化試験時の間隙比より小さな値を示しているが、液状化試験時の間隙比と同様に細粒分の増加に伴って減少していることが分かる。

また、参考として細粒分のみの最大・最小密度試験によって求めた最大・最小間隙比 (図-14 中③) によって補正した結果も併せて示した。この補正した結果は参考値ではあるが、最も良い一致を示していることが分かる。幾何学的計算による最大・最小間隙比の傾向から、細粒分の増加に伴う間隙比の減少は必ずしも強度の増加に直

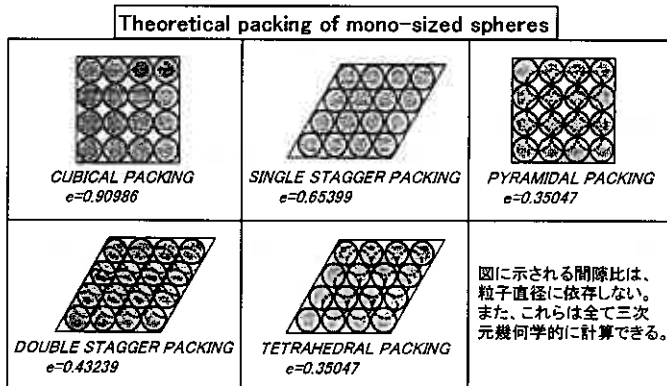


図-12 五種類の理想化された粒子配列とその間隙比

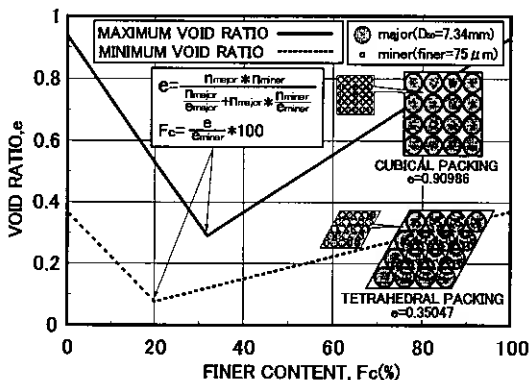


図-13 二球混合 Packing の幾何学的計算による e_{max} 、 e_{min} と細粒分含有量の関係

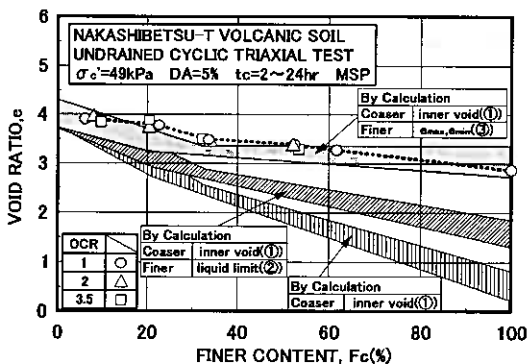


図-14 補正した e_{max} 、 e_{min} と細粒分含有量の関係

接影響を与えるものではないことを示唆するものであろう。したがって OCR=1 における強度の低下は、間隙比が実際の最大間隙比に近づいて不安定な状態になっていることを反映していると考えられる。一方、OCR=2,3.5 では過圧密効果による強度増加が有効に作用していると思われる。

4.4.2 細粒分の性質（塑性）

間隙比だけでは前述の強度変化のメカニズムが説明出来なかったことから、細粒分の影響が過圧密による強度増加に貢献しているかどうかを調べた。ここで NT 火山灰土の細粒分は、JIS A 1205 の液性・塑性限界試験の結果では N.P に分類されるが、粘土分が 55% と多く含まれている。そこで、NT 火山灰土の In-Situ Fc 供試体に、塑性を有する細粒分として NSF-CLAY 及び MC-CLAY をそれぞれ 30% 混合した供試体を用いて繰返し非排水三軸試験を行い、混合される細粒分の違いによる強度の比較を試みた。その試験結果を図-15 に示す。この図から、塑性の程度によらず過圧密比の増加に伴って強度が増加していることが分かる。

次に OCR=1 にのみ着目し、強度比 R_{ip} と塑性指数 I_p の関係を示したものを図-16 に示す。この図における R_{ip} は各供試体の液状化強度を Fc crushed=30% 供試体の液状化強度 ($N_c=10,20$ で両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ に至るときの S.R.) で正規化した値である。この図から、Fc crushed=30% 供試体と比較して塑性を有する細粒分を混合した供試体の強度は若干減少しているが、ほとんど強度に差はないようである。砂質土に細粒分を混合した既往の研究⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾では、N.P ~ 低塑性の細粒分を混合した場合、液状化強度は低下し、塑性指数の高い細粒分を混合した場合には増加するという傾向が示されている。本研究において混合した細粒分は N.P ~ $I_p=49$ までの塑性の低い材料であるので、OCR=1 においてはそれほど強度差がなかったものと推測できよう。

図-17 には強度増加率 R_s と過圧密比 OCR の関係を示している。この図に示す強度増加率 R_s は、任意の過圧密比における液状化強度 ($N_c=10,20$ で両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ に至るときの S.R.) を OCR=1 の場合の液状化強度で正規化した値である。この図から分かるように、塑性を有する NSF-CLAY を混合した供試体よりも Fc crushed を混合した供試体の強度増加の方が大きいようである。このことから、N.P ではあるが Fc crushed の方が塑性を有する NSF-CLAY、MC-CLAY を混合した場合よりも、圧密過程で与えられるセメンテーション的効果に貢献するようである。

いずれにしても NT 火山灰土では、過圧密による

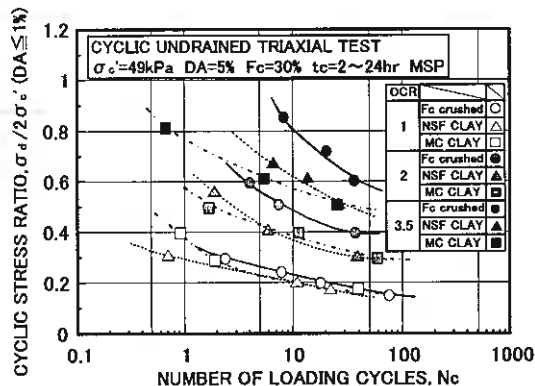


図-15 塑性の異なる細粒分を混合した NT 火山灰土の液状化強度

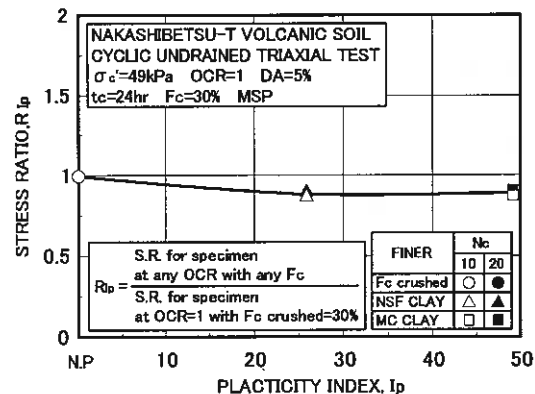


図-16 強度比と混合した細粒分の塑性指数の関係 (OCR=1)

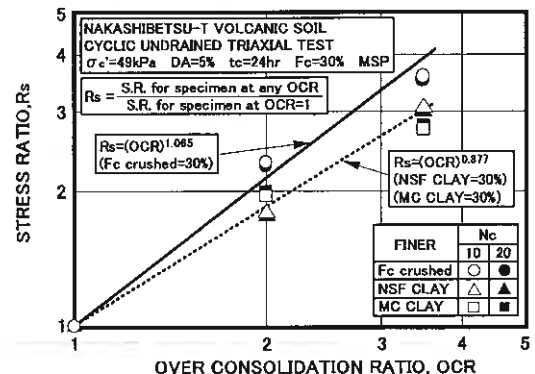
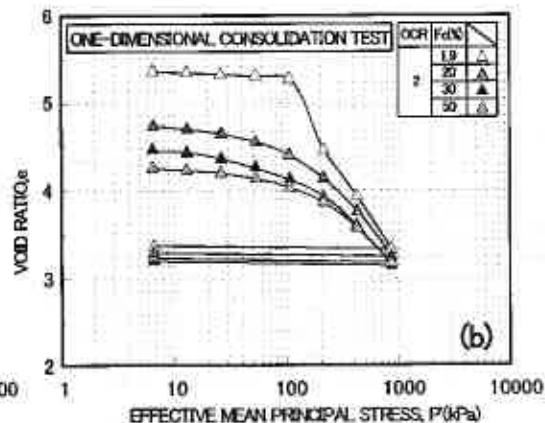
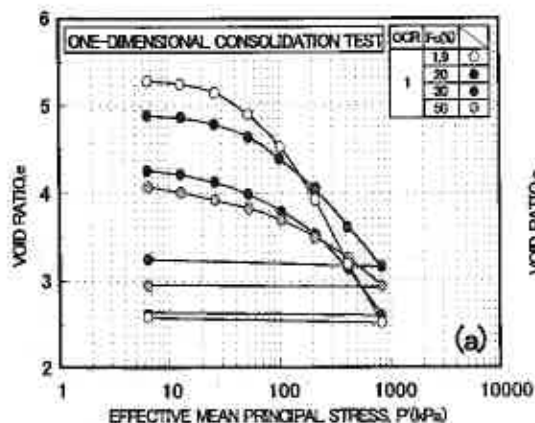


図-17 強度増加率と過圧密比の関係



液状化強度の変化、すなわち過圧密によるセメンテーション的効果の発揮に Fe crushed が影響を及ぼしているものと考えられる。

4.5. セメンテーション的効果の動員率の違い

次に、細粒分含有量の違いによるセメンテーション的効果の違いを明らかにするために、三軸試験装置であらかじめ等方的に圧密履歴を与えた供試体を用いて一次元圧密試験を行った。図-18(a), (b), (c)に OCR=1, 2, 3.5 の e -log P 関係を示す。この図をもとに圧密降伏応力 P_e をまとめて示したものが図-19 である。この図は圧密降伏応力 P_e と一次元圧密試験実施前の細粒分含有量 F_e (三軸試験装置による等方圧密試験後の細粒分含有量) の関係で示されている。図より、過圧密比の増加に伴い圧密降伏応力は増加し、また細粒分含有量の増加に伴い圧密降伏応力が増加することが分かる。これは圧密中に与えられるセメンテーション的効果が異なることを示すものと思われる。

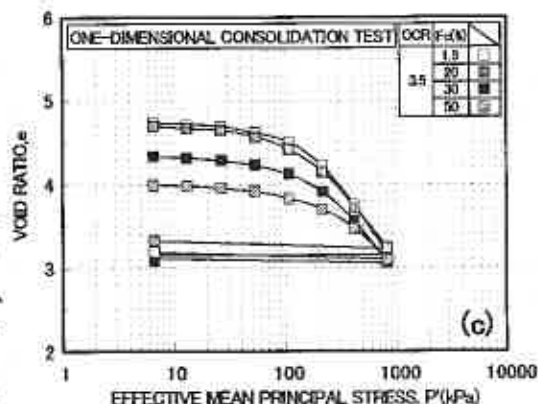


図-18 細粒分含有量を変化させた NT 火山灰土の一次元圧密試験における e -log P 関係
(a)OCR=1, (b)OCR=2, (c)OCR=3.5

そこでさらにこの変化量を明確にするために、図-20 には圧密降伏応力比 R_{pe} と一次元圧密試験実施前の細粒分含有量 F_e の関係を示している。ここで R_{pe} は、各 OCR ごとに、任意の圧密降伏応力 P_e を In-Situ Fe 供試体の圧密降伏応力 P_{e0} で正規化した値である。図から分かるように、圧密降伏応力比は細粒分含有量の増加に伴って増加し、過圧密比が高くなるに伴い増加が顕著になるようである。このことは過圧密履歴によって与えられるセメンテーション的効果が細粒分含有量によって異なることを示唆するものである。

一次元圧密試験の結果から、前述の液状化試験における強度変化の違いは、細粒分含有量の違いによるセメンテーション的効果の差によるものと考えられる。そこで図-21 には、再び液状化試験時の強度比 R_{pe} と圧密後の細粒分含有量 F_e の関係を示している。この図における点線と OCR=1 の強度線との差が純粋な過

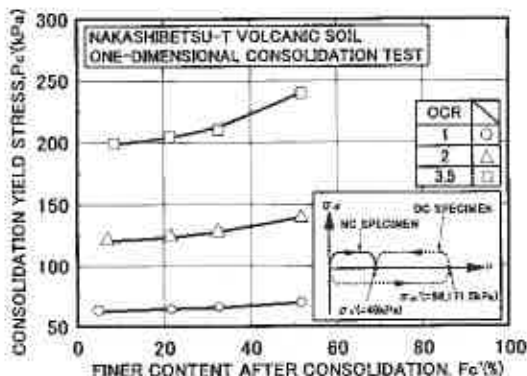


図-19 細粒分含有量に伴う圧密降伏応力の変化

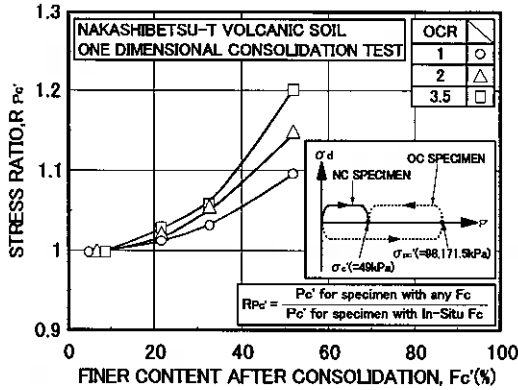


図-20 正規化した圧密降伏応力と細粒分含有量の関係

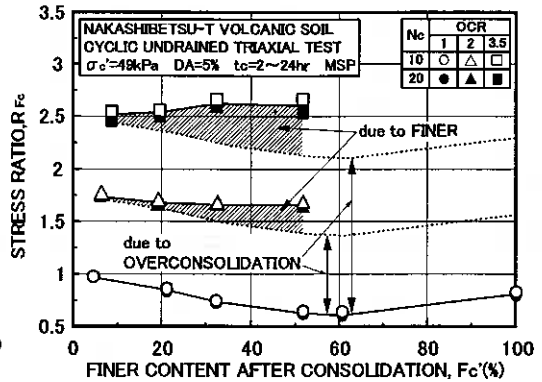


図-21 細粒分含有量と過圧密比の違いによる強度の変化

圧密履歴によって得られた強度増加であり、斜線部が細粒分の存在によって得られた強度増加であると考えられる。

この細粒分含有量によるセメンテーションの効果の動員率の違いを明確にするために、図-22には液状化試験時の強度増加率 R_{OCR} と圧密後の細粒分含有量 F_c の関係を示している。この図には塑性細粒分 (NSF-CLAY, MC-CLAY) を 30% 混合した供試体の結果についても併せて示している。なお図中の R_{OCR} は、図-21の斜線部について各細粒分含有量ごとに $OCR=1$ の値で正規化したものである。図から、過圧密比の増加に伴って細粒分の増加による強度増加率が大きくなるのが分かる。また NSF、MC-CLAY を 30% 混合した供試体の場合では、 F_c crushed 混合供試体よりも強度比が若干低い値を示している。このことは、破碎細粒分には強度増加に貢献する性質（塑性）があることを示唆していると考えられ、破碎細粒分の液性・塑性限界試験法に問題があるのかもしれない。したがって、別の方法（例えばフォールコーン法）で塑性指数を求めれば、破碎細粒分は塑性を有する細粒分として分類される可能性もあるだろう。

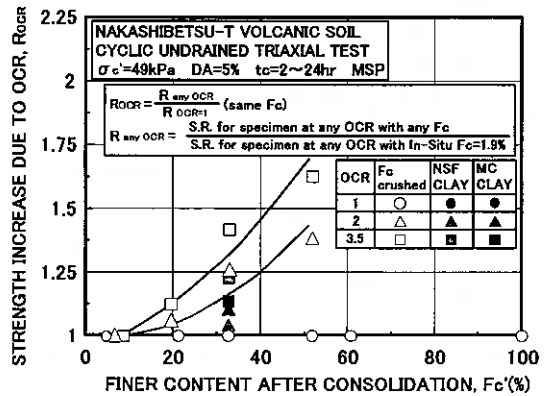


図-22 過圧密による強度増加に及ぼす F_c の影響

以上のことから、火山性粗粒土におけるセメンテーションの効果には密度変化や粒子配列構造の変化、粒子破碎などの様々な要因が考えられるが、粒子破碎によって生じる細粒分の増加が与える影響は過圧密条件下において重要な役割を果たしていると思われる。

5.まとめ

- 火山灰質粗粒土に破碎細粒分を混合し $OCR=1$ で液状化試験を行った結果、細粒分含有量の増加に伴って間隙比が減少しているにもかかわらず、強度は減少した。このメカニズムを間隙比の幾何学的計算によって検討した結果、強度の低下は間隙比が最大間隙比に近づいたためであることが分かった。
- 火山灰質粗粒土に破碎細粒分を混合し $OCR=3.5$ で液状化試験を行った結果、若干強度が増加する傾向が見られた。これは間隙比の変化だけでは説明できず、細粒分によるセメンテーションの効果の影響が指摘された。
- 破碎細粒分と塑性を有する細粒分(NSF-CLAY, MC-CLAY)を 30%混合した供試体の液状化強度を比較すると、破碎細粒分を混合した供試体の強度増加率の方が大きかった。このことは、N.P であっても破碎細粒分には強

度増加に貢献する性質（塑性）があることを示唆している。

4. 細粒分含有量と過圧密比を変化させて一次元圧密試験を行った結果、細粒分の増加に伴って圧密降伏応力が増加し、それは過圧密比が大きくなるほど顕著であった。このことから細粒分含有量の違いによって過圧密によるセメンテーションの効果の動員率が異なることが示された。

<謝辞> 本研究では、実験及びデータの整理において室蘭工業大学 4 年の松野 健 君の協力を得た。また室蘭工業大学 川村 志麻 助手、室蘭工業大学 大学院 萱場 信弘 君、地崎工業（株）八木 一善 氏には貴重な意見を頂いた。記して深甚なる感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 三浦清一、八木一善、川村志麻：破砕性破砕性粗粒火山灰土の繰返し非排水変形-強度特性に及ぼす応力履歴の影響、土木学会論文集、No.547/Ⅲ-36、pp.221-229、1996。
- 2) 三浦清一、八木一善、川村志麻：火山灰質粒状体の圧密せん断による粒子破砕とその評価、土木学会論文集、No.561/Ⅲ-38、pp.257-269、1997。
- 3) 笠井隆治、三浦清一、八木一善：不攪乱支筋系火山灰粗粒土の動的力学挙動、地盤工学会北海道支部技術報告集、第 38 号、pp.249-256、1998。
- 4) T.Asonuma and S.Miura: Variation of cyclic undrained triaxial strength of volcanic coarse-grained soils due to long-term consolidation, Proc. of the international symposium of problematic soils、IS-TOHOKU、pp.149-152、1998。
- 5) 三浦清一、萱場信弘、八木一善：火山性粗粒土の破砕特性に及ぼす粒子硬度の影響、土木学会第 54 回年次学術講演会概要集、pp.54-55、1999。
- 6) 土質工学会：土質試験の方法と解説、1990。
- 7) F.Tatuoka, H.Kato, M.Kimura and T. B.S.Pradhan: Liquefaction strength of sands subjected to sustained pressure、Soils & Foundations、Vol.28、No.1、pp.119-131、1988。
- 8) 足立雅樹、安原一哉、島袋淳：塑性のない細粒分を含む砂質土の液状化強度とそれに伴う体積変化特性、土木学会論文集、No.596/Ⅲ-43、pp.29-38、1998。
- 9) 足立雅樹、安原一哉：細粒分を含む砂質土の液状化特性－過圧密比、及び細粒分の種類の影響－、土木学会第 50 回年次学術講演会概要集、pp.500-501、1995。
- 10) 黄大振、柳沢栄司、菅野高弘：シルトを含む砂のせん断特性について、土木学会論文集、No.463/Ⅲ-22、pp.25-33、1993。
- 11) 風間基樹、加賀谷俊和、柳澤栄司：まさ土の液状化抵抗の特殊性、土木学会論文集（投稿中）
- 12) 八木一善、左近利明、三浦清一、笠井隆治：火山性粗粒土の液状化強度に及ぼす細粒分と圧密時間の影響、土木学会第 52 回年次学術講演会概要集、pp.150-151、1997。
- 13) 三浦清一、根本信二、八木一善：細粒分を含む火山灰土の液状化強度に及ぼす過圧密履歴の影響、土木学会第 54 回年次学術講演会概要集、pp.182-183、1999。
- 14) 桑野二郎、中澤博志、杉原弘一、矢部浩史：細粒分を含む砂の非排水繰返しせん断強度、第 31 回地盤工学会研究発表会、pp.993-994、1996。
- 15) S.Thevanayagam: Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sand、JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING、pp.479-491、JUNE.1998。
- 16) 林敬恩、東畑郁生：細粒分を含む砂のせん断大変形実験、土木学会第 54 回年次学術講演会、pp.48-49、1999。
- 17) P.V. Lade、C.D.Liggio、Jr.、J.A. Yamamuro: Effects of Non-Plastic Fines on Minimum and Maximum Void Ratios of Sand、GEOTECHNICAL TESTING JOURNAL、Vol.21、No.4、pp.336-347、1998。

火山灰地盤の動的変形特性の推定法

網地崎工業 土木部技術課 ○正会員 八木 一善
 北海道大学大学院 工学研究科 正会員 三浦 清一
 北海道大学大学院 工学研究科 学生会員 阿曾沼 剛
 室蘭工業大学 大学院 学生会員 萱場 信弘

はじめに

本研究では、火山灰質土で構成される地盤の動的変形特性を調べるため、原位置および室内試験を実施した。乱さない火山灰土を対象とした三軸試験結果では、動的強度・変形特性に及ぼす固結の効果、すなわちセメンテーションの影響が存在し、微小ひずみ時の等価ヤング率に及ぼす粒子破碎の影響は小さいことが示された。また、原位置試験と室内試験によって得た強度・変形パラメータの比較を行い、両者の相関を詳しく調べた。さらに、火山性粗粒土のせん断剛性率は間隙比に依存する傾向にはない等の事実が明らかとなった。

1. 対象とした火山灰地盤と試料の採取

1-1. ウトナイ火山灰土 (Utonai volcanic soil)

試料採取地は、苫小牧市にあるウトナイ湖の近傍である。図-1に、対象土層の地質縦断面図を示す。当地区の火山灰質土の地層は概ね2つに分けられ、上位に第四紀完新世の樽前降下軽石堆積物 (Ta-a~c)、下位に二次堆積と推定されている第四紀更新世の支笏火砕流堆積物 (Spfl) が厚く分布する。ここでは、SP0~SP1471間の5箇所にてトリプルチューブサンプリング (φ83mm) による試料採取を行った。また標準貫入試験 (SPT)、オランダ式二重管コーン貫入試験 (D-CPT) および弾性波速度検層 (PS) も併せて実施した。さらに、SP 870.5 (B3) 地点では、電気式静的コーン貫入試験 (E-CPT)、サイスミックコーン貫入試験 (SCT) およびダイラトメータ試験 (DMT) を行った¹⁾。

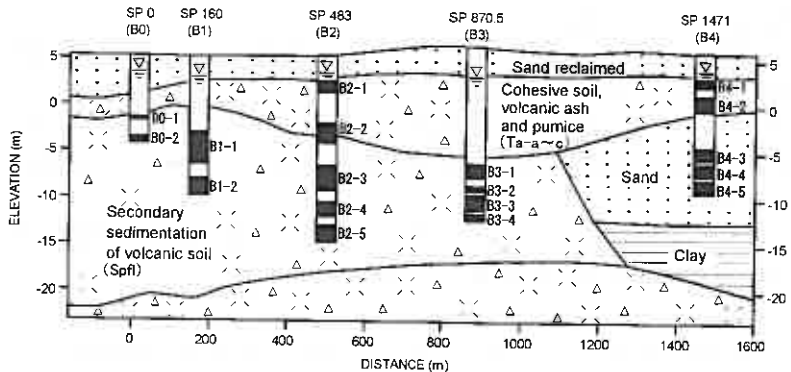


図-1 ウトナイ地区の地質縦断面図

1-2. 中標津M, 中標津A火山灰土 (Nakashibetsu volcanic soils)

道東の中標津町西武佐 (Nakashibetsu M volcanic soil) では、摩周火山噴出物のうち比較的上層に属する降下火砕堆積物 (Ma-l) の乱した試料を採取した。その噴出年代は1.0~1.3万年前と推定されている。また、西武佐から約7kmほど離れた中標津空港 (Nakashibetsu A volcanic soil) では、SPT、E-CPT、SCT、DMT等の原位置試験とトリプルチューブによる試料採取を行った。その試験箇所の地質断面図を図-2に示す。この地域では、上位に摩周火山噴出物 (Ma-f₁~Ma-l) が堆積し、下位に屈斜路軽石流堆積物 (KPfl) や茶志骨層 (Ch) 等が分布する。なお、図-2のB1-4とB2-2に対応する火山灰混り軽石層は、西武佐で採取されたMa-lと同一噴出によるものと推定されている。

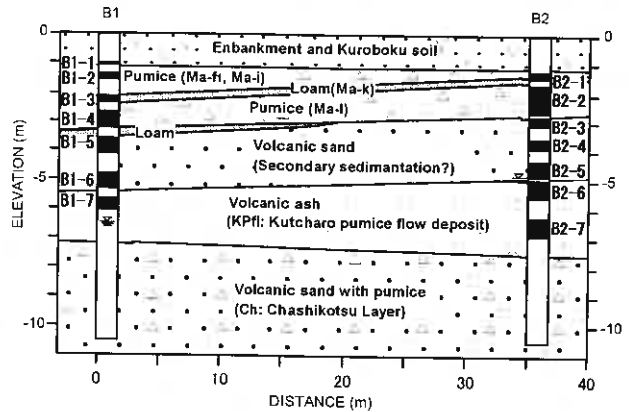


図-2 中標津空港 原位置試験位置の地質断面図

Dynamic deformation characteristics of volcanic soil deposits: Kazuyoshi Yagi (Chizaki Kogyo Co., Ltd.), Seichi Miura (Hokkaido University), Tsuyoshi Asonuma (Hokkaido University) and Nobuhiro Kayaba (Muroran Institute of Technology)

表-1 各火山灰土の物理的性質

SAMPLE		DEPTH (m)	σ'_v (kPa)	ρ_s (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_t (g/cm ³)	e_0	ω_0 (%)	D_{50} (mm)	U_c	F_c (%)
UTONAI SPO BO (TRIPLE-TUBE)	B0-1 ①	6.5~7.0	43.1	2.63	0.820~1.121	1.329~1.622	1.41~2.12	34.0~62.1	0.75	11.1	7.6
	B0-2 ①	8.5~9.5	52.9	2.38	0.698~0.822	1.361~1.564	1.89~2.37	90.3~104.9	0.54	13.5	14.5
UTONAI SP160 B1 (TRIPLE-TUBE)	B1-1 ①	8.0~10.5	63.7	2.38	0.796~0.849	1.396~1.425	1.80~1.99	67.9~75.4	0.21	4.2	10.6
	B1-2 ①	13.1~15.0	86.2	2.44	0.961~0.969	1.521~1.619	1.52~1.54	58.3~67.6	0.15	2.3	7.8
UTONAI SP483 B2 (TRIPLE-TUBE)	B2-1 ③	2.6~4.1	25.5	2.98	1.121~1.336	1.565~1.685	1.23~1.66	26.1~39.6	1.4	19.2	6.7
	B2-2 ③	6.9~9.4	43.1	2.72	0.754~0.916	1.365~1.483	1.97~2.61	61.9~81.1	0.68	17.6	7.2
	B2-3 ①	11.5~14.5	65.7	2.51	0.744~0.851	1.250~1.412	1.95~2.37	64.6~72.2	0.59	13.5	11.6
	B2-4 ①	15.4~17.4	81.3	2.54	0.781~0.873	1.423~1.471	1.91~2.25	68.5~82.4	0.20	4.1	12.4
	B2-5 ①	18.0~20.0	93.1	2.58	0.825~0.948	1.444~1.499	1.86~2.13	58.1~75.0	0.17	3.3	13.9
UTONAI SP870.5 B3 (TRIPLE-TUBE)	B3-1 ①	12.6~13.9	91.1	2.30	0.538~0.614	1.101~1.250	2.55~3.30	87.2~110.1	2.9	6.6	2.1
	B3-2 ①	15.3~15.8	99.0	2.33	0.511~0.519	1.046~1.077	3.43~3.63	101.5~110.7	3.0	5.9	2.6
	B3-3 ①	16.1~17.9	103.9	2.21	0.479~0.543	1.013~1.121	3.31~3.46	106.5~113.0	4.7	6.0	1.7
	B3-4 ①	18.3~19.0	109.8	2.46	0.662	1.291	2.71	95.0	4.5	7.1	2.2
UTONAI SP1471 B4 (TRIPLE-TUBE)	B4-1 ②	2.5~3.6	36.3	2.84	1.341~1.535	1.723~1.938	0.85~1.28	26.2~38.4	1.3	14.5	4.8
	B4-2 ②	4.5~6.2	46.1	2.80	1.043~1.250	1.476~1.743	1.24~1.69	32.7~52.6	1.2	7.2	4.8
	B4-3 ④	10.0~12.0	71.5	2.55	1.061~1.118	1.567~1.619	1.28~1.40	41.7~47.7	0.17	2.5	9.0
	B4-4 ④	12.6~13.6	80.4	2.53	1.065~1.139	1.584~1.634	1.22~1.38	43.4~47.9	0.16	2.4	8.1
	B4-5 ④	13.6~15.1	88.2	2.56	1.035~1.129	1.572~1.604	1.27~1.48	39.8~53.6	0.19	2.5	6.5
NAKASHIBETSU A B1 (TRIPLE-TUBE)	B1-1 ⑥	1.1~1.2	14.7	2.52	0.794	1.378	2.18	73.5	0.36	---	20.4
	B1-2 ②	1.4~1.6	18.6	2.43	0.257~0.535	0.781~1.024	3.61~8.35	91.6~204.3	4.4	7.8	1.9
	B1-3 ⑦	2.2~2.4	25.5	2.51	0.408~0.508	1.027~1.201	3.85~5.27	136.5~151.6	4.3	58.4	8.7
	B1-4 ②	2.6~3.3	35.3	2.53	0.331~0.773	0.825~1.536	2.25~6.77	98.8~149.5	2.5	23.0	7.0
	B1-5 ①	3.6~4.2	48.0	2.56	0.855~1.122	1.439~1.646	1.31~1.82	41.1~73.1	0.19	---	19.1
	B1-6 ①	4.8~5.3	63.7	2.57	0.902~1.197	1.244~1.526	1.18~1.79	27.3~37.9	0.30	---	13.5
	B1-7 ⑤	5.6~6.1	77.4	2.62	0.967~1.604	1.433~1.825	0.83~1.58	38.7~59.4	0.28	---	19.1
NAKASHIBETSU A B2 (TRIPLE-TUBE)	B2-1 ②	1.2~1.5	16.7	2.32	0.622~0.781	1.241~1.327	1.90~2.82	69.9~99.6	0.74	---	24.2
	B2-2 ②	1.7~2.8	25.5	2.44	0.321~0.470	0.786~1.090	4.02~6.84	115.8~168.4	4.3	33.0	5.1
	B2-3 ①	2.8~3.1	34.3	2.52	0.831~0.919	1.314~1.597	1.76~2.07	45.9~90.0	0.14	---	31.2
	B2-4 ①	3.5~3.9	46.1	2.61	1.003~1.177	1.276~1.552	1.17~1.45	27.2~31.8	0.35	---	10.0
	B2-5 ①	4.3~4.9	57.8	2.50	0.973~1.339	1.364~1.620	0.82~1.62	21.0~56.2	0.47	---	22.2
	B2-6 ⑤	4.9~5.7	63.7	2.56	0.972~1.095	1.376~1.784	1.40~1.63	53.5~63.7	0.58	---	12.9
	B2-7 ⑤	6.2~7.0	69.6	2.51	0.882~1.196	1.523~1.834	1.18~1.76	46.2~72.3	0.22	---	33.2
NAKASHIBETSU M (RECONSTITUTED)	②	2.0	---	2.51	0.365	---	5.46	---	4.6	5.1	1.6
TOMIKAWA (THIN-WALL)	②	2.0	---	2.22	0.414~0.535	0.751~0.912	3.02~4.76	53.1~84.1	1.3	2.8	1.0

σ'_v : Effective overburden pressure, ρ_s : Specific gravity, ρ_d : Dry density, ρ_t : Wet density, e_0 : Void ratio, ω_0 : Water content,

D_{50} : Mean grain size, U_c : Uniformity coefficient, F_c : Finer content

SAMPLE: ①Secondary sedimentation of volcanic soils, ②Pumice fall deposit, ③Ash fall deposit, ④Sand, ⑤Pumice flow deposit
⑥Kuroboku soil (Volcanic cohesive soil), ⑦Loam with pumice (Volcanic cohesive soil)

表-1と図-3に、各火山灰土の代表的な粒径加積曲線と物理的性質を示す。なお、表-1に示した物理的性質は、全て地盤工学会基準²⁾に基づいて求めている。ウトナイ火山灰土の物理的性質は、測点や採取深度によってかなり変化し、大部分の試料の乾燥密度 ρ_d は1.0g/cm³以下という小さな値を示す。このことは中標準A火山灰土や他の火山灰土についても言えるが、特にMa-1等の降下火砕堆積物にて乾燥密度は著しく小さくなる。これは試料に多くの軽石と火山ガラスが含まれ、またポーラスな粒子は内部空隙の占める割合が大きいためである。またMa-1の構成粒子は、非常に脆弱で強い粒子破碎性を示すことが分かっている³⁾。

1-3. 富川火山灰土(Tomikawa volcanic soil)

門別町富川で採取した降下火砕堆積物は、支笏カルデラを噴出源とする支笏第一テフラ(Spfa-I)に属している。この火山灰土に対する室内試験では乱した試料を用いているが、地表面下約2mの比較的均一な堆積層におけるシンウォールサンプリングも実施し、それらの物理的性質を調べている。

2. 室内試験の方法

2-1. 三軸試験

三軸試験の手順は、基本的に地盤工学会基準²⁾によっている。不攪乱試料は、現地から凍結状態のまま試験室に運搬し、所定の三軸供試体寸法($\phi=70\text{mm}$, $H=170\text{mm}$)になるよう冷凍庫内で整形を行った。この凍結供試体を三軸セル内に設置し、有効拘束圧 $\sigma'_c=19.6\text{kPa}$ のもとで2時間以上放置することにより完全に融解させている。再構成供試体では、粒子破碎を生じさせずに密度調整することは困難であるため、圧密後の

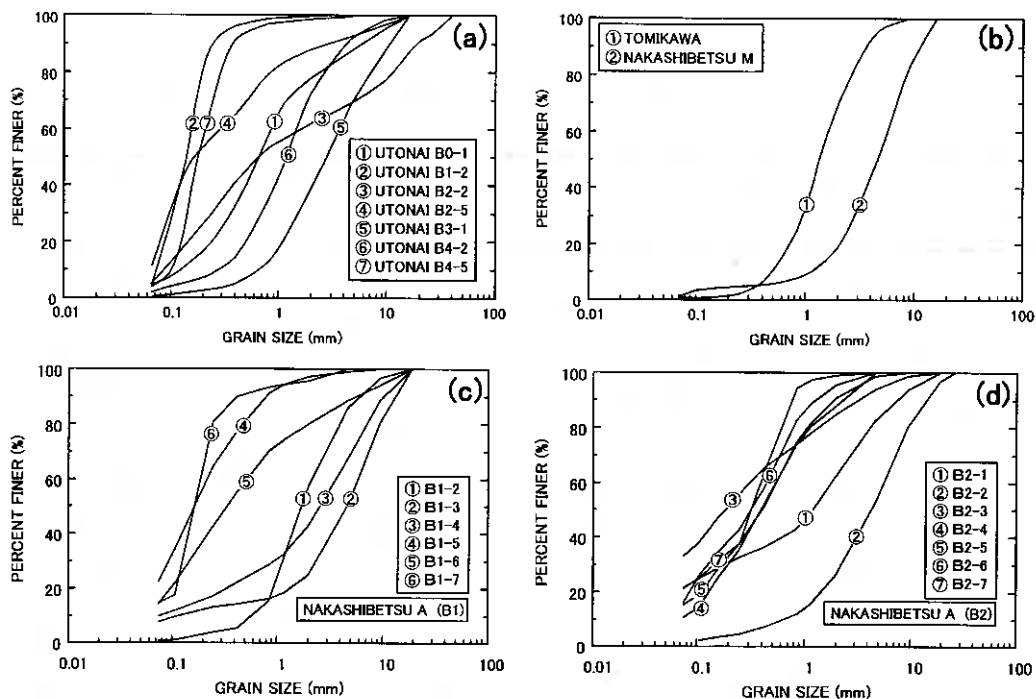


図-3 各火山灰土の粒径加積曲線：(a)ウトナイ，(b)富川・中標津M，(c)中標津A (B1)，(d)中標津A (B2)

密度 ρ_{dc} は表-1に示した各火山灰土の原位置密度を目標値とし、多重ふるい落下法(MSP法、ふるい目の大きさ20mm, 7層)によって作製した。これらの供試体の ρ_{dc} は、目標密度に対して $\pm 5\%$ の範囲内にある。またこの作成法により、ほぼ満足できる均一な供試体を得ている。

不攪乱供試体では、飽和しづらいものがあるために①二重負圧法の適用、②脱水の通水、③196kPaのバックプレッシャー供給の手順で飽和を行った。再構成供試体では、二重負圧法の代わりに二酸化炭素法を採用した。この飽和方法によって、全ての供試体の間隙水圧係数 B は確実に0.96以上の値を得ている。

引き続き、所定の有効拘束圧にて等方圧密を行った。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、全ての供試体の圧密は24時間以内に終了している。三軸圧縮試験では、排水あるいは非排水条件のもとで側圧一定・ひずみ制御($\dot{\epsilon}_s = 0.2\%/min$)のせん断を行った。微小変形時の強度-変形特性を求める繰返し載荷試験では、軸差応力振幅一定、載荷周波数0.1Hzの正弦波を排水あるいは非排水条件下で11サイクル与えた後、再び圧密排水して間隙水圧を消散させ、荷重振幅を段階的に増加させた。

2-2. 単粒子破碎試験

本研究では、火山性粗粒土の粒子破碎と強度-変形特性との関連を調べるために、単粒子の破碎強度を求める試験を実施している。図-4に、使用したポータブル型の単粒子破碎試験機を示す。単粒子破碎試験では、無作為に抽出したそれぞれ50個の絶乾粒子に対して、図に示される円錐形状の点載荷ロッドを用いて破碎を行った。また、点載荷は変位制御によって行い、載荷速度は0.3mm/minとした。

3. 試験結果と考察

3-1. 室内試験による火山灰土の動的変形特性

図-5(a)は、不攪乱ウトナイ火山灰土($\sigma'_c = 98kPa$)に関する等価ヤング率 E_{eq} および履歴減衰定数 h と片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SL}$ の関係を、排水・非

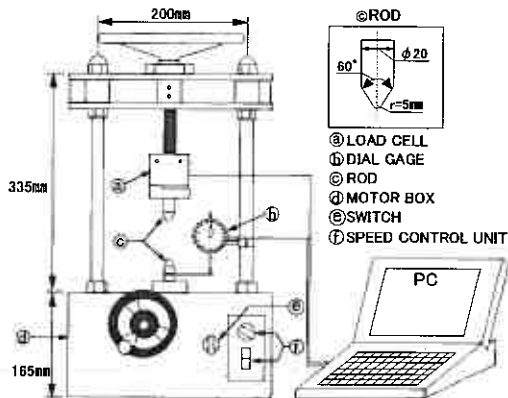


図-4 単粒子破碎試験機

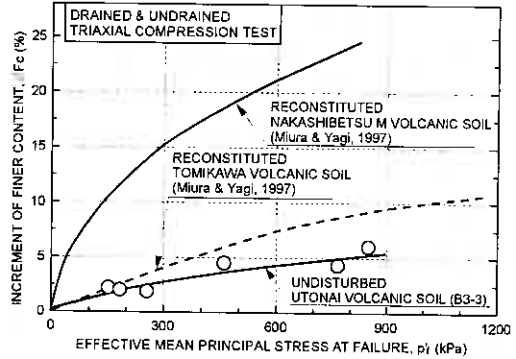
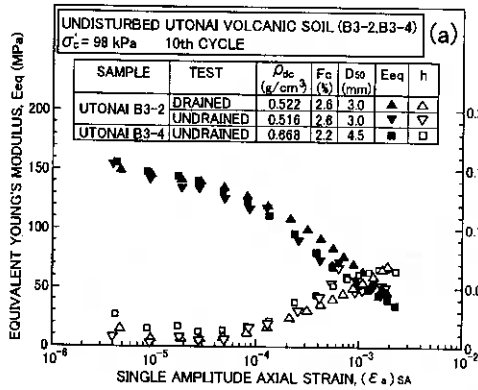


図-6 各火山灰土の粒子破碎特性

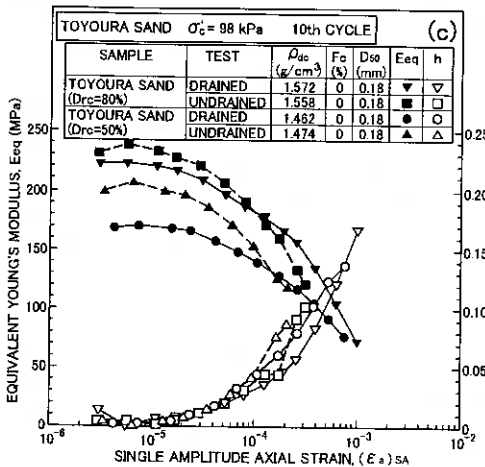
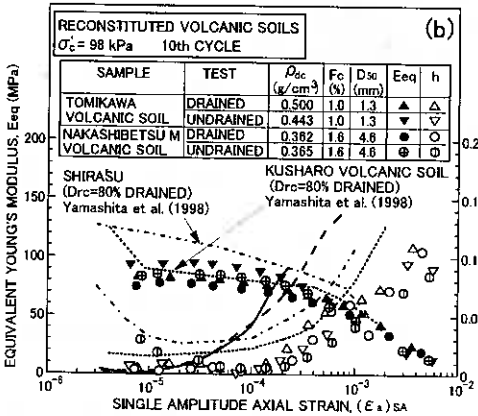


図-5 繰返し変形特性：(a)不攪乱ウトナイ火山灰土 (B3), (b)再構成火山灰土, (c)豊浦砂

このような $h - (\epsilon_a)_{SA}$ 関係の差異が、火山灰土の粒子破碎によるものかを調べるために、図-6に排水および非排水三軸圧縮試験から求めた各火山灰土の粒子破碎特性³⁾を示した。図は、破壊時の有効平均主応力 p'_j とその増加に伴う細粒分含有率の増加 ΔF_c の関係で整理されている。図から、ウトナイ火山灰土は富川および中標津M火山灰土よりも粒子が硬く、中標津M火山灰土の粒子破碎性が卓越していることが理

排水載荷について調べたものである。また図-5(b), (c)では、それぞれ再構成火山灰土と豊浦砂におけるその関係を示した。ここで、図-5(b)のクッシャロ火山灰とシラスに関するデータは、山下⁴⁾による粒度分布が豊浦砂と一致するよう調整された試料に関するものである。

図-5(a)の不攪乱ウトナイ火山灰土に関する等価ヤング率は、図-5(b)の再構成火山灰土よりもかなり高い値となっている。また、 $(\epsilon_a)_{SA} = 1 \times 10^{-5}$ における等価ヤング率 E_{eq0} は、排水条件や供試体密度の影響をあまり受けずにほぼ一致する。さらに、ウトナイ火山灰土の E_{eq0} は図-5(c)の緩い豊浦砂 ($Drc = 50\%$)よりも低い値なるが、その理由の1つとしてウトナイ火山灰土の ρ_{dc} が豊浦砂よりも低いことが挙げられる。

図-5(b)の再構成火山灰土では、 D_{50} が大きく供試体密度が低いものほど E_{eq} が小さく、また E_{eq0} 値は非排水条件よりも排水条件下の方が僅かに低くなるという傾向が示されている。ただし、この排水条件の違いによる E_{eq} 値の変化は、図-5(c)の豊浦砂の方が大きい。このことから、その原因は粒子破碎の影響というよりも、排水載荷時の過剰間隙水圧の発生とそれに伴う有効応力の低下⁵⁾と考えるのが妥当であろう。

豊浦砂に関する一斉試験結果⁵⁾によると、微小ひずみレベルでは排水条件の違いによる $h - (\epsilon_a)_{SA}$ 関係の変化が小さく、 $(\epsilon_a)_{SA}$ が 10^{-3} 以上になると非排水載荷での h の増加が頭打ちになると報告されている。この傾向は不攪乱ウトナイ火山灰土でも認められ、また $(\epsilon_a)_{SA}$ が 10^{-3} より小さい時の h は0.07以下と比較的弾性的な挙動を示している。一方、再構成された富川および中標津M火山灰土の $h - (\epsilon_a)_{SA}$ 関係では、排水条件を問わずにひずみ振幅の増大によって h は増加し続ける。また、 10^{-4} より大きなひずみ振幅では、排水載荷での h が非排水載荷の場合よりもやや大きな値になることが認められる。

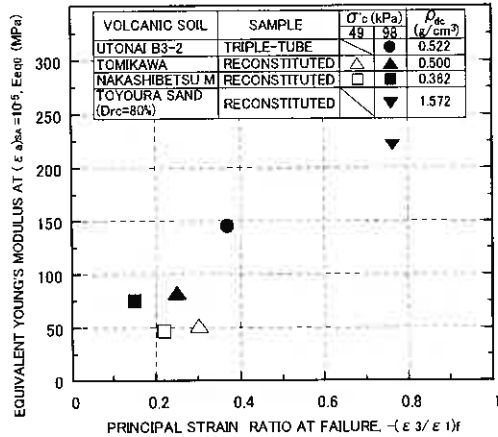


図-7 破壊時の主ひずみ比 $-(\epsilon_3/\epsilon_1)_f$ と E_{eq0} の関係

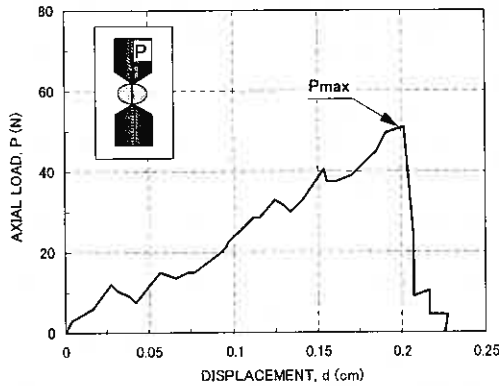


図-8 単粒子に対する軸荷重と変位の関係

破壊時の主ひずみ比 $-(\epsilon_3/\epsilon_1)_f$ を求め、このポアソン比に相当する主ひずみ比と図-5の排水試験結果から得た E_{eq0} との関係を求めたのが図-7である。豊浦砂に比べて、各火山灰土の $-(\epsilon_3/\epsilon_1)_f$ が小さな値となっているが、これは半径方向の変形が非常に拘束された状態で破壊に至った結果を示すものである。この供試体の圧縮性を示す $-(\epsilon_3/\epsilon_1)_f$ と E_{eq0} には正の相関関係が存在し、また砂や礫と同様に火山灰土の等価ヤング率は拘束圧の影響を受けることも分かる。なお、田中ら⁹⁾は圧縮性が卓越するカーボネイト系の砂のせん断剛性率 G は、1%以下の比較的小さなひずみレベルにおいて豊浦砂よりもかなり小さくなることを報告している。

3-2. 火山性粗粒土の粒子硬度と等価ヤング率

本研究では、単粒子の破碎強度を火山性粗粒土の粒子破碎性を表す1つの状態量として考え、その強度-変形特性との関連を考察している。図-8は、図-4の試験装置を用いて火山灰土の単粒子に対する点載荷破碎試験を行った結果である。火山性粗粒土の粒子は、変位 d (貫入量)の増加に伴ってある最大軸荷重 P_{max} にて割裂し、全ての粒子は上下の載荷ロッドを結ぶ線を含む面上で割れるという単純な破碎形態になることが分かっている⁷⁾。

ウトナイ火山灰土(B3)に関して、破碎時の等価粒径 D_2 (=初期粒子高さ $D-d$)と最大軸荷重 P_{max} の関係を調べたのが図-9である。図から P_{max} は強く粒径の影響を受けていることが分かるが、この傾向は他の火山灰土でも同様に認められた。そこで各火山灰土粒子の代表的な硬度指標値を得るために、 P_{max} を D_2 で正規化した値を $B_f(=P_{max}/D_2)$ と定め、そのヒストグラムによって頻度がピークとなる B_f 値を調べたのが図-10と図中の表である。また図の表には、他の火山灰土に関する結果^{7), 8)}も併記した。この点載荷破碎試験では、 D_2 が2mm以下となる小さな粒子を対象としづらいものの、求められた B_f 値は図-6で示した $\Delta Fc \sim p_f^2$ 関係をよく表現できる指標であることが分かっている⁸⁾。

次に図-11では、 B_f と図-7で示した $-(\epsilon_3/\epsilon_1)_f$ の関係を表した。この図では、再構成火山灰土に関する B_f

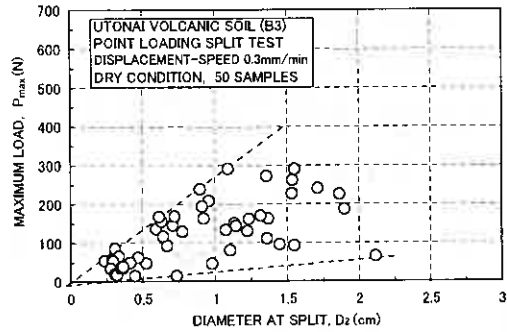


図-9 最大軸荷重 P_{max} と等価粒径 D_2 の関係

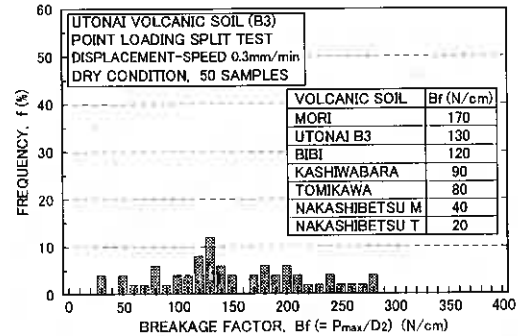


図-10 B_f のヒストグラムとピーク頻度の B_f 値

解される。このことから、粒子が硬質な火山灰土では豊浦砂と類似した $h \sim (\epsilon_a)_{s1}$ 関係となり、また粒子破碎が卓越する火山灰土では、ひずみの増大に伴って豊浦砂と異なる $h \sim (\epsilon_a)_{s1}$ 挙動が示されたことになる。

次に、排水三軸圧縮試験($\sigma_c=49, 98\text{kPa}$)の結果から

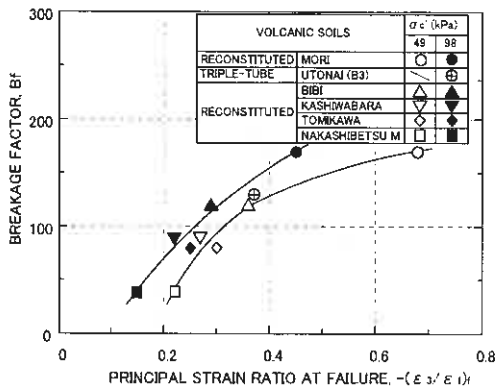


図-11 火山性粗粒土の B_f と $-(\epsilon_3/\epsilon_1)_f$ の関係

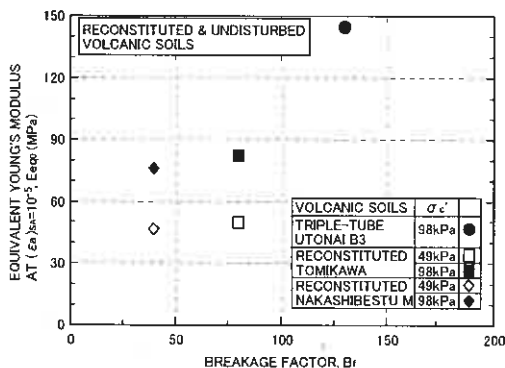


図-12 火山性粗粒土の B_f と E_{eq} の関係

と $-(\epsilon_3/\epsilon_1)_f$ とに明確な相関が得られることに着目したい。すなわち、 B_f は拘束圧によらず $-(\epsilon_3/\epsilon_1)_f$ の増大とともに増加するという傾向にあることが分かる。また、不攪乱ウトナイ火山灰土に関する試験結果ではセメンテーションの影響があまり現れておらず、それは再構成火山灰土の $B_f \sim (\epsilon_3/\epsilon_1)_f$ 関係から大きくはずれるものではないようである。

一方、図-12の等価ヤング率 E_{eq} と B_f の関係では、少なくとも B_f が大なら E_{eq} が大きくなることが示されている。またウトナイ火山灰土の E_{eq} 値に比べて、再構成した富川火山灰土と中標津M火山灰土での B_f の低下による E_{eq} 値の変化が小さいようにも見える。各火山灰土の E_{eq} 値が排水条件の影響をあまり受けないことから、等価ヤング率に及ぼす粒子破碎の影響は、その変形が微小であるために小さいものと推測される。

このように、火山性粗粒土の静的および動的強度-変形特性は、粒子破碎性（粒子硬度）、ひずみの大きさおよび排水条件（有効応力の大きさ）によって決定されている。特に図-7で示したように、排水三軸圧縮試験で得られる主ひずみ比によって、繰返し三軸試験による E_{eq} の概略値を推定することは可能となる。しかし、このような排水試験の場合は、目的とするひずみレベルによって強度-変形特性に及ぼす粒子破碎とセメンテーションの影響度が異なることに注意が必要である。

3-3. 原位置試験から求めたせん断剛性率

ウトナイ(B3)と中標津空港(B1, B2)での原位置試験結果を図-13に示す。ウトナイ地区では、火山灰土

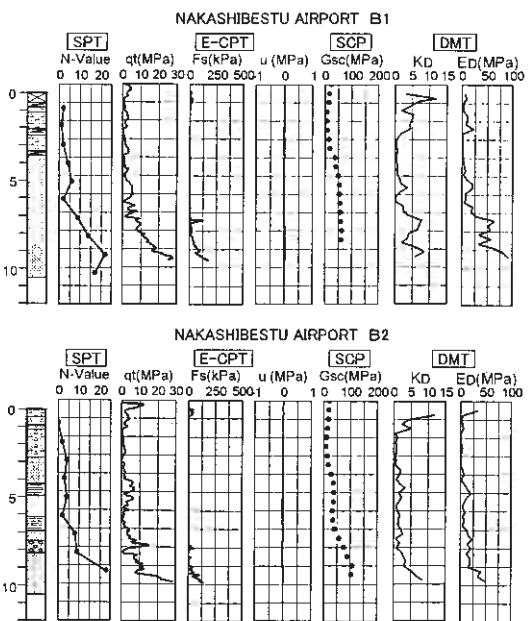
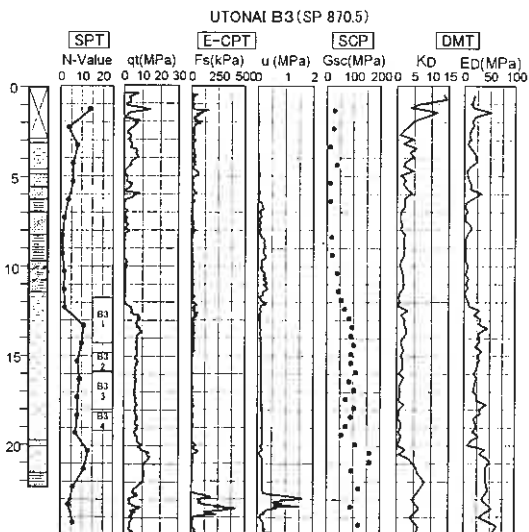


図-13 ウトナイ及び中標津空港での原位置試験結果

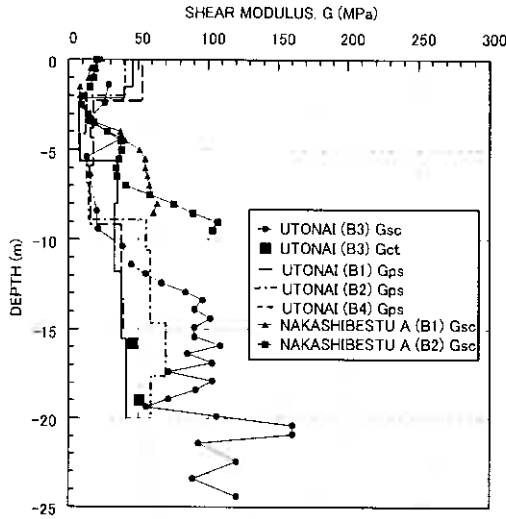


図-14 各種試験によって求めたせん断剛性率の比較

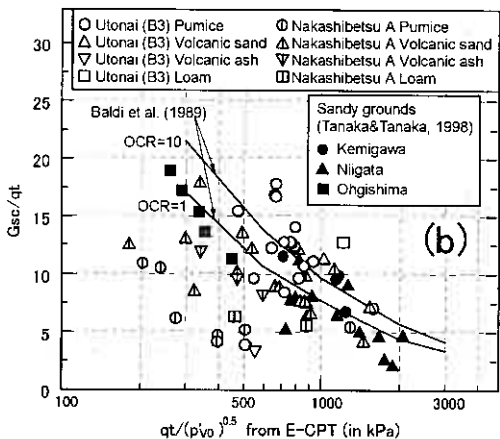
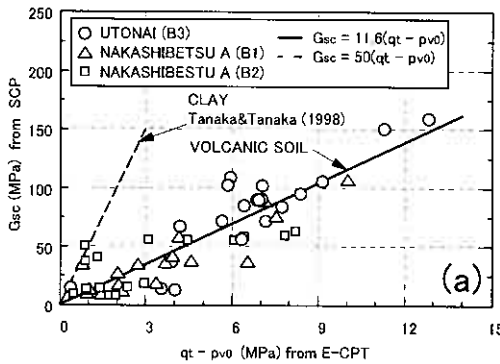


図-15 (a) G_{sc} と $qt - p_{v0}$ との関係、
(b) G_{sc}/qt と $qt / (p'_{v0})^{0.5}$ との関係

層の N 値は概ね 10 以下の値を示し、地下水以下の密度が小さい二次堆積層のためか、 N 値 (SPT) や電気式コーン貫入試験 (E-CPT)、サイスミックコーン貫入試験 (SCP) およびダイラトメータ試験 (DMT) の結果はあまり上載圧の影響を受けていないように見える。このような傾向は、二次しらすにおいても同様に報告されている⁹⁾。中標津空港では、G.L. - 7m までは同様な傾向が示されているが、G.L. - 7m 以下の粗砂、円礫を混在する茶志骨層 (Ch) にて、いずれの原位置パラメータも深度が大きくなるほど増大する。ただし、中標津空港では電気式コーンによる間隙水圧 u が 0 に近い値となっており、これはコーン貫入によるせん断変形によってダイレイタンスが生じたためと考えられる。

図-14 は、SCP、PS 検層および図-5 の三軸試験結果 (CT) から求められたせん断剛性率 G を比較している。せん断ひずみ $\gamma = 1.0 \times 10^{-6}$ に対応する G_{ct} (= 初期せん断剛性率 G_0) は、非排水条件の三軸試験結果から得た E_{eq} 値を用いてポアソン比を 0.5 として算定し、Kondner の双曲線関数¹⁰⁾ を外挿して求めた。原位置のせん断剛性率 G_s は、SCP (G_{sc}) や PS 検層 (G_{ps}) から得られたせん断波速度 V_s を用いて次式により計算した。

$$G_s = \rho_s V_s^2 \quad (\text{kPa}) \quad (1)$$

なお、湿潤密度 ρ_s はサンプリング試料から求めた。

図では、SCP の試験結果から求めた G_{sc} が、他の試験によって得られたせん断剛性率よりも大きな値を示している。また、ウトナイ (B3) における G_{sc} 値の分布にはかなりの変動が生じるとともに、三軸試験によって求めた G_{ct} 値 (■印) はその分布の下限値か半減された程度である。この原因として、まずチューブサンプリングによる試料の乱れの影響が挙げられるが、せん断波が地層の硬い部分を通り、 G_{sc} が過大に評価された可能性¹¹⁾ も考えられる。

3-4. CPT から得られる qt 、 qc と G の関係

図-15 (a) は、 G_{sc} と E-CPT による先端抵抗 qt との関係を表している。粘性土地盤に対して田中ら¹¹⁾ は、E-CPT から求められる $(q_t - p_{v0})$ と G_{sc} との間には、式 (2) の関係が認められると報告した。

$$G_{sc} = 50(q_t - p_{v0}) \quad (\text{MPa}) \quad (2)$$

ここで、 p_{v0} は全応力による土被り圧である。

図-15 (a) に示される火山灰地盤の $G_{sc} - qt$ 関係には比較的良好的な相関あつて、それは式 (3) で表せられる。また、対象とした地盤は土被り圧 p_{v0} が小さく、 p_{v0} を無視しても式 (3) とほぼ同様の式 (4) を得る。

$$G_{sc} = 11.6(q_t - p_{v0}) \quad (\text{MPa}) \quad (3)$$

$$G_{sc} = 11.4 q_t \quad (\text{MPa}) \quad (4)$$

一方、砂質土に対する多くのチャンパー試験から Baldi ら¹²⁾ は、 G_{sc}/qt と $qt / (p'_{v0})^{0.5}$ との間には図-15 (b) に示されるユニークな関係があることを見出している。ここで、 p'_{v0} は有効応力による土被り圧である。

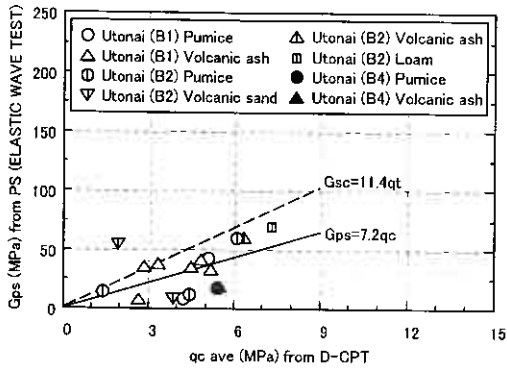


図-16 G_{ps} と q_c との関係

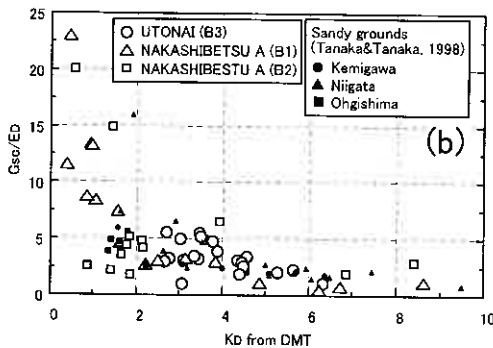
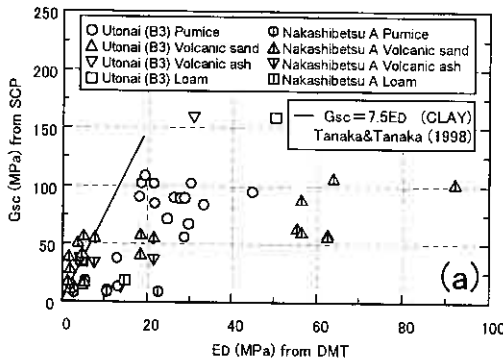


図-17 ダイラトメータから求められた E_D , K_D と G_{sc} との関係: (a) G_{sc} と E_D との関係, (b) G_{sc}/E_D と K_D との関係

粘性土地盤に対して求められたものであるが、図に示される火山灰地盤の E_D は 0~95MPa と大きく変化し、 G_{sc} と E_D には特定の関係が存在しないようにみえる。また土質別に着目すると、火山灰質砂の E_D の変化が非常に大きいことが分かる。

図-17(b)に、 G_{sc}/E_D とダイラトメータ試験から得られる水平方向インデックス K_D との関係を示した。図中に示した砂地盤の場合¹¹⁾と同様に、火山灰土の種類に関係なく G_{sc}/E_D と K_D は特定の関係にあることが分かる。また K_D が 2 以上の場合は、火山灰地盤の G_{sc}/E_D は砂地盤の場合とほぼ同等の値となり、 K_D が 2 以下になると火山灰地盤の G_{sc}/E_D は急増する。

さらに田中ら¹¹⁾は、図に示される3ヶ所の砂地盤に関して、Baldiらと同様な結果が得られるとした。今回調査を行った2地域の火山灰地盤のデータを同じ図に示す。その結果、火山灰質砂(△△印)や火山灰(▽▽印)の多くが、砂地盤に関するデータ(●▲■印)と類似することが分かる。一方、軽石(○□印)やローム(□□印)では砂に関する結果からはずれる傾向にあって、特に脆弱な粒子から成る中標津Δ火山灰土の軽石層(□印)にて G_{sc}/q_t の低下が著しい。

以上のように、火山灰質粘性土から火山性粗粒土まで変化する火山灰地盤では、 G_{sc} と q_t の相関関係は火山性粗粒土で変化が生じやすいが、粘性土地盤と同様に一定であるとみなすことができそうである。また、 G_{sc}/q_t と $q_t/(p'_{1v})^{0.5}$ との関係は、砂と粒径が近く粒子が硬質な火山灰土にて、砂地盤に関する結果と適合しやすいものと思われる。

図-16は、ウトナイ地区でのオランダ式コーン貫入試験(D-CPT)によって得た貫入抵抗 q_c と、PS検層による G_{ps} の関係を表している。 G_{ps} に対応する q_c 値は、層ごとの q_c 値の平均値 $q_c \text{ ave}$ を採用した。両者の関係にはばらつきが生じているが、図に示されるように平均的な $G_{ps}-q_c$ 関係は式(5)となる。

$$G_{ps} = 7.2 q_c \quad (\text{MPa}) \quad (5)$$

ここで、E-CPTとD-CPTで測定した各先端抵抗の比 q_c/q_t は、砂地盤においては0.85~1.1、粘性土地盤では1.37になるとされている¹³⁾。火山灰地盤の G_{ps} と G_{sc} が等しいと仮定した場合、式(4)と式(5)によって $q_c/q_t = 1.58$ という粘性土地盤よりも大きな値が得られる。しかし、前述のように対象とした火山灰地盤の G_{sc} は、他の試験で求めたせん断剛性率よりも高くなる傾向がある。このため、火山灰地盤における q_c/q_t および G_{sc}/G_{ps} の評価は、さらなるデータの蓄積を要する。

3-5. DMTから得られる E_D , K_D と G の関係

DMTから求められるインデックスの中で、ダイラトメータ係数 E_D は地盤を半無限弾性体と仮定して求められるヤング率に相当する値である。田中ら¹¹⁾は粘性土地盤に関して、砂地盤で認められないような G_{sc} と E_D との一定の関係があるとし、次式を提案した。

$$G_{sc} = 7.5 E_D \quad (\text{MPa}) \quad (6)$$

図-17(a)に、火山灰地盤に関する $G_{sc}-E_D$ 関係と式(6)との比較を示す。式(6)は、 E_D が 11MPa 以下の粘

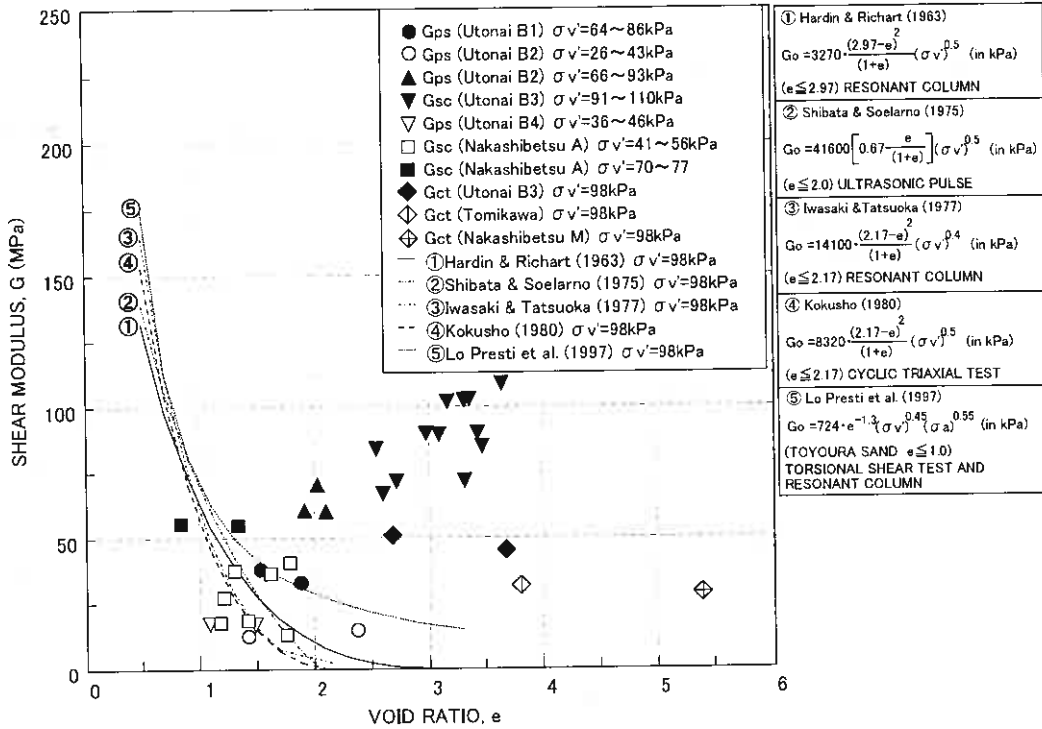


図-18 各種試験から求めたせん断剛性率 G と間隙比 e との関係

3-6. 室内および原位置試験から求まるせん断剛性率 G と間隙比の関係

火山灰土のせん断剛性率における間隙比依存性の有無を調べるために、図-18では室内および原位置試験によって求めたせん断剛性率 G と間隙比 e との関係を整理した。また、砂質土の G_0-e 関係を表す提案式①~⑤^{11)~18)}によるラインも併記している。これらの提案式では、式(7)によって初期せん断剛性率 G_0 を定めることができる。

$$G_0 = A \cdot F(e) \cdot (\sigma'_v)^n \cdot (\sigma'_a)^{n-1} \quad (7)$$

ここで、 A は定数、 $F(e)$ は間隙比によって決まる関数、 σ'_v は有効鉛直応力、 σ'_a は有効拘束圧、 n は指数である。なお、図の挿入図には①~④の式から定まる間隙比の適用範囲が示されている。また、Lo Prestiら¹⁸⁾による⑤式には式から定まる間隙比の適用範囲はないが、全て間隙比が1.0以下の豊浦砂について求められたものである。

図-18で示されるように、 $\sigma'_c=64\sim 110\text{kPa}$ に関する火山灰地盤のせん断剛性率 G は、砂に関するラインに比べて大きな値である。特にそれは G_{sc} で顕著となり、SCPによるせん断剛性率が高くなるという結果がこの図でも現れている。また多くの火山性粗粒土の間隙比は、その乾燥密度 ρ_d が小さいために砂の場合よりも大きな値を示す。例えば、UTONAI B3における ρ_d は約 0.5 g/cm^3 となり、この火山灰土の水単体積重量はほぼ0に近い値となる。このように、火山性粗粒土は粒子内部に空隙を有しているので間隙比が大きくなり、それゆえ原位置および室内試験によって求められたせん断剛性率が従来の間隙比依存型の関係を示さないことが明らかである。

5. ま と め

- 1) 通常の砂の場合と同様に、火山灰質土の微小ひずみレベルにおける等価ヤング率には、強いひずみ依存性と拘束圧の影響が存在する。また、等価ヤング率は排水条件の影響をあまり受けず、破砕性火山灰土の履歴減衰定数 h は、ひずみ振幅 $(\epsilon_a)_{Si}$ が 10^3 以上になっても増加し続けるという砂とは異なる特徴がある。
- 2) 火山性粗粒土の等価ヤング率におけるセメンテーションの影響は大であるが、粒子破砕の影響はその

変形が微小であるために小さいものと思われる。

- 3) 火山灰地盤に対するSCP試験やPS検層から求めたせん断剛性率 G_{sc} 、 G_{ps} には、CPT試験およびDMT試験から得られるパラメータとの相関関係が存在する。例えば、CPT試験結果からは $G_{sc}=11.4qt$ (MPa)、 $G_{ps}=7.2qc$ (MPa)という関係が得られ、DMT試験結果では G_{sc}/E_D と K_D とに相関関係が認められた。
- 4) 火山灰土地盤では、SCPによるせん断剛性率がPS検層および三軸試験で求めたものよりも大きくなる傾向がある。また、火山性粗粒土は内部空隙を有しているので間隙比が大きくなり、それゆえせん断剛性率は従来の間隙比依存型の関係を示さないことが明らかとなった。

謝 辞：室内試験及びサンプリングでは、室蘭工業大学の川村志麻氏の協力を得た。原位置試験では田中洋行氏（運輸省）にデータのご提供を頂いた、また、池田晃一氏（北海道土質コンサルタント）や齋藤和夫氏（基礎地盤コンサルタンツ）には、それぞれ対象とした火山灰地盤や原位置試験結果に関する意見を頂いている。末筆ながら、記して深甚なる感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) Mishima, O., Tanaka, H., Tanaka, M. and Miura, S.: Site investigation of Tomakomai volcanic ash by SPT, CPT, DMT and seismic cone tests, *Proc. of The International Symposium on Problematic Soils, IS-TOHOKU '98*, Vol.1, pp. 195-198, 1998
- 2) 土質工学会：土質試験の方法と解説, 1990
- 3) 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
- 4) 山下聡, 大城英, 鈴木輝之: 粒度調整火山灰質土の単調および繰返しせん断特性と拘束圧依存性, 第33回地盤工学研究発表会講演集, 地盤工学会, pp. 729-730, 1998
- 5) 土の動的変形定数試験方法基準化委員会: 室内繰返し載荷試験による豊浦砂の変形特性に関する全国一斉試験の実施と試験結果の解析, 土と基礎, Vol.42, No.11, pp. 85-92, 1994
- 6) 田中邦博, 安福規之, 村田秀一, 兵動正幸: カーボネイト砂の力学的特性とその砂中の杭の周面摩擦力特性, 土木学会論文集, No.523/III-32, pp. 99-109, 1995
- 7) 三浦清一, 萱場信弘, 八木一善: 火山性粗粒土の単粒子破碎強度に影響を及ぼす諸要因, 第34回地盤工学研究発表会講演集, 地盤工学会, pp. 719-720, 1999
- 8) 三浦清一, 萱場信弘, 八木一善: 火山性粗粒土の破碎特性に及ぼす粒子硬度の影響, 土木学会第54回年次学術講演会講演概要集, 土木学会, pp. 54-55, 1999
- 9) 高田誠, 北村良介, 北田貴光: 二次しらすの力学特性の評価, 土木学会論文集, No.561/III-38, pp. 237-244, 1997
- 10) 松本徳久, 安田成夫, 大久保雅彦, 木下靖: 粗粒材料のせん断強度と動的変形特性, 土木学会論文集, No.424/III-14, pp. 95-104, 1990
- 11) Tanaka, H. and Tanaka, M.: Characterization of sandy soils using CPT and DMT, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.3, pp. 55-65, 1998
- 12) Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V. N., Jamiolkowski, M. and Lo Presti, D. C. F.: Modulus of sand from CPT's and DMT's, *Proc. of 12th ICSMFE*, Vol.1, pp.165-170, 1989
- 13) 地盤工学会：土質調査法—第6編サウンディング 第7章電気式静的コーン貫入試験, 1995
- 14) Hardin, B. O. and Richart, F. E.: Elastic wave velocities in granular soils, *Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.89, No.SM1, pp. 33-65, 1963
- 15) 柴田徹, D. S. Soelarno: 繰返し載荷を受ける砂質土の応力・ひずみ特性, 土木学会論文集, No.239, pp. 57-65, 1975
- 16) Iwasaki, T. and Tatsuoka, F.: Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands, *Soils and Foundations*, Vol.17, No.3, pp. 19-35, 1977
- 17) Kokusho, T. : Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range, *Soils and Foundations*, Vol.20, No.2, pp. 45-60, 1980
- 18) Lo Presti, D. C. F., Jamiolkowski, M., Pallara, O., Cavallaro, A. and Pedroni, S.: Shear modulus and damping of soils, *Geotechnique*, No.47, No.3, pp. 603-617, 1997

1. はじめに

自然堆積の土や岩石は、しばしば現在の有効上載圧よりも大きな圧密降伏応力を示すことが多い¹⁾。その要因として、以下のものが挙げられる^{1)~7)}。

- ①掘削、浸食による過載圧の除去、すなわち過圧密応力履歴
- ②地下水位の変動
- ③風や波のような繰返し荷重による有効応力の変化
- ④乾燥履歴
- ⑤二次圧密による密度の増加
- ⑥セメンテーションによる構造化
- ⑦上記の他、何らかの年代効果による粒子構造の安定化による構造化

上記の内、⑤~⑦あるいは④~⑦を総じて年代効果と呼ばれることもある¹⁾⁷⁾。

①の場合は文字どおりに「過圧密」であり、②から⑦までの場合は、見かけ上の過圧密で、①と区別され「疑似過圧密」と呼ぶことができる。室内圧密試験から得られた圧縮曲線では、両者を区別することは難しいが、せん断時のダイレイタンスーでは、両者の正負は全く異なっている⁸⁾。

一方、一般的に細粒火山灰土はその自然間隙比が大きいかにも関わらず、現在の有効上載圧よりも不攪乱試料を用いた室内圧密試験から得られた圧密降伏応力が大きい⁹⁾。これは細粒火山灰土に含まれているアロフェンという非結晶質によるセメンテーションの効果と考えられている^{10),11)}。また、この場合は高位な構造を有する土であると解釈できる¹²⁾。

本文はセメンテーションによる結合をもつ細粒火山灰土を対象とし、セメンテーションが土の強度・変形特性に与える影響を実験的に調べるものである。

実験に用いた試料の状態を不攪乱と攪乱の二種類とし、不攪乱試料はセメンテーションを保っていると思われ、攪乱試料はセメンテーションを失ったと考え、そして、両者の差はセメンテーションの有無にあるとし、両者のせん断強度と変形特性を比較した。実験は簡便で、供試体を成形しやすいことおよび拘束圧を設定できることから圧密定体積一面せん断試験を用いた。

2. 細粒火山灰土の強度特性に及ぼすセメンテーションの影響

青森県高館ルーム3試料と神奈川県関東ルーム1試料を用いた圧密定体積一面せん断試験を実施した⁹⁾。

2-1. 実験概要

(1) 不攪乱試料の採取方法

実験に用いた試料は青森県南部地方にある南郷村、六戸町下吉田および十和田湖町篠沢の切土斜面から採取された高館ルームと神奈川県平塚市にある東海大学工学部敷地内から採取された関東ルームである。不攪乱試料としては、高館ルームの場合、切土斜面からスコップで約 200mm 立方のブロックを切り取って、含水比が変化しないようビニール袋に入れた後、クッションを敷いた運搬車で実験室へ運ばれ、また、関東ルームの場合は、直径 200mm、長さ 200mm の塩ビ管を地中に打ち込み、掘り出されたものである。

表-1 高館ロームと関東ロームの物理的性質

	色*	土粒子の	自然	液性限界	塑性限界	液性指数	塑性指数	粘土分	シルト分	砂分
		密度 ρ_s g/cm ³	含水比 w_n %	w_L %	w_p %	I_L	I_p			
高館 ローム	南郷	2.803	65.0	76.2	39.7	0.69	36.5	29	33	38
	六戸	2.737	68.8	62.4	40.9	1.3	21.5	31	45	24
	十和田湖	2.815	89.0	62.1	40.1	2.2	22.0	30	30	40
関東ローム (平塚)	暗褐	2.890	90.0	96.7	42.6	0.88	54.1			

※：標準土色帖から分類

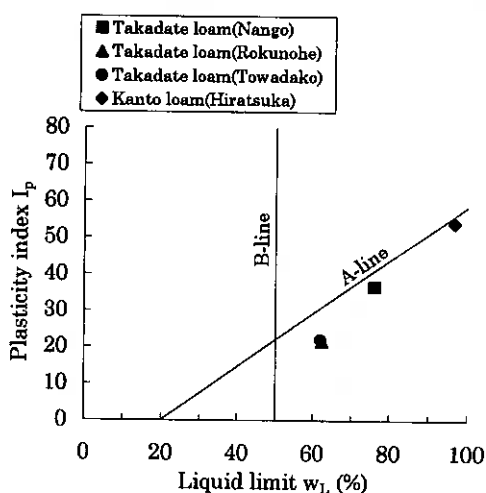


図-1 実験に用いたローム土の塑性図上の分布

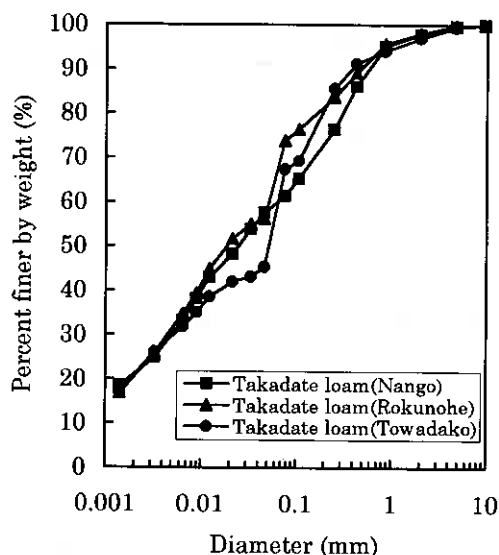


図-2 高館ロームの粒径加積曲線

(2) 試料の物理的性質

高館ロームと関東ロームの物理的性質を表-1に、塑性図上の位置を図-1に示す。図-1に示すように、すべての高館ロームがVH₁に分類されるのに対して、関東ローム(平塚)はVH₂に分類され、また高塑性である。また、各高館ロームについて粒度試験も行われ、図-2がそれらの結果である。すべての高館ロームはほぼ同様な粒度分布特性を示していることが分かる。

(3) 標準圧密試験および定体積一面せん断試験の概要

圧密試験は標準圧密試験で、一面せん断試験は定体積試験である。これらの試験用供試体はともに直径6cmで、高さ2cmの扁平な円板状である。また供試体の作製方法も同じである。不攪乱供試体は、採取してきたブロックからカッターリングとストレートエッジを用いて作製する。攪乱供試体は、不攪乱供試体を作製した時の削りくずを使用し、それをビニール袋に入れたまま十数回、塊がなくなる程度練り返した後に、手でリングに詰め込むことにより、得られたものである。この場合、不攪乱供試体の初期間隙比に近づくように攪乱供試体の質量を調整した。圧密定体積一面せん断試験における圧密圧力は0.5、1.0、2.0、3.0、4.0、5.0、6.0、7.0kg/cm²のように設定した。圧密時間は1時間とし、せん断速度は0.15mm/min、最大せん断変位は8mmとした。またせん断に入る前に上、下せん断箱の間隔を0.2mmに開けた。

表-2 高館ロームと関東ロームの初期状態と標準圧密試験結果 (1kgf/cm² ≒ 98kPa)

項目	試料状態	初期状態						結果			
		地盤内深さ m	湿潤密度 ρ_s t/m ³	試料の受けた土被り圧 p kgf/cm ²	初期含水比 w, %	初期間隙比 e ₀	飽和度 S _v %	圧縮指数 C _c	圧密降伏応力 p _c kgf/cm ²	過圧密比 OCR (p _c /p _v)	
高館ローム	南郷	不攪乱	5	1.550	0.78	65.0	2.000	91	0.65	4.0	5.1
		攪乱		1.561		67.0	2.118	89	0.65		
	六戸	不攪乱	2.5	1.453	0.36	71.0	2.239	88	0.48	1.5	4.2
		攪乱		1.513		67.9	2.038	92	0.36		
	十和田湖	不攪乱	4	1.399	0.56	89.0	2.806	89	1.25	4.0	7.1
		攪乱		1.408		88.1	2.761	90	0.65		
関東ローム (平塚)	不攪乱	2	1.280	0.26	90.0	3.380	77	0.61	3.5	13.5	
	攪乱		1.280		90.0	3.135	83	0.40			

注：表中のデータは、それぞれ不攪乱試料、攪乱試料について実験回数によって平均した値を示すものである。

2-2. 実験に用いたローム土のセメンテーションの発達状況

試料の初期状態および圧密試験結果を表-2に示す。図-3には各ローム土の e-log p' 曲線を示す。各不攪乱試料の曲線には土被り圧と圧密降伏応力の位置を ↓ で示している。圧密降伏応力を示す ↓ はすべてそれぞれの土被り圧を示す ↓ の右側にある。すなわち、いずれのロームにも不攪乱の状態ではセメンテーションが発達していることを示唆している。攪乱試料の e-log p' 曲線は不攪乱のそれと明確に異なっており、はっきりとした降伏応力を示さない。これは乱すことによりセメンテーションが破壊されたことを示すものである。

2-3. 圧密定体積一面せん断強度特性に及ぼすセメンテーションの影響

(1) ピーク値に着目した場合

実験結果の一例として図-4に高館ローム(十和田湖町篠沢)と関東ローム(平塚)の場合のベクトルカーブを示す。不攪乱試料と攪乱試料によるせん断特性が異なることは明らかである。このことをさらに考察するために、図-4のようなベクトルカーブからせん断応力のピーク値(せん断強さとする)

とその圧密圧力の関係を全応力表示で図-5のように整理した。図-5に示すように、いずれのローム土においても、攪乱試料の場合はせん断強さと圧密圧力との関係がほぼ原点を通る直線で近似できる。すなわち、

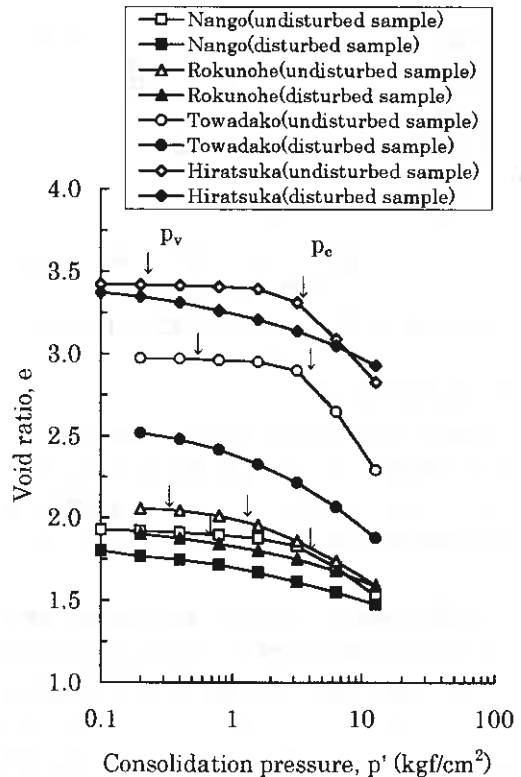
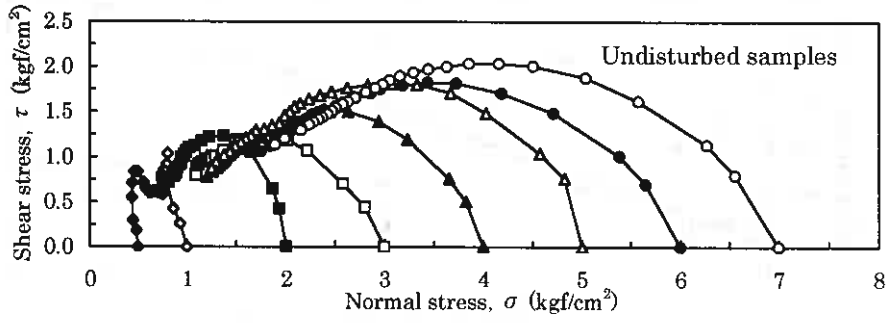
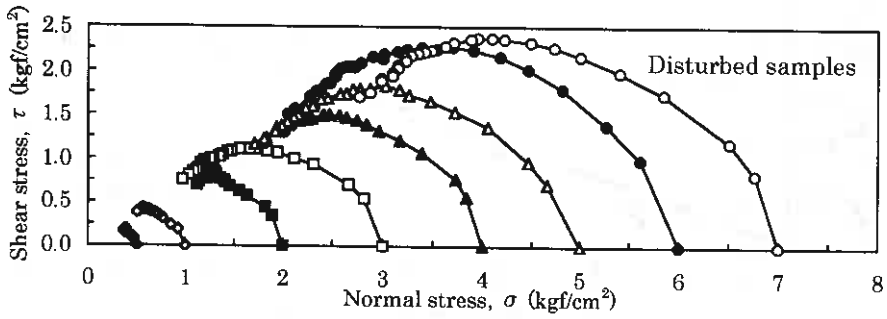


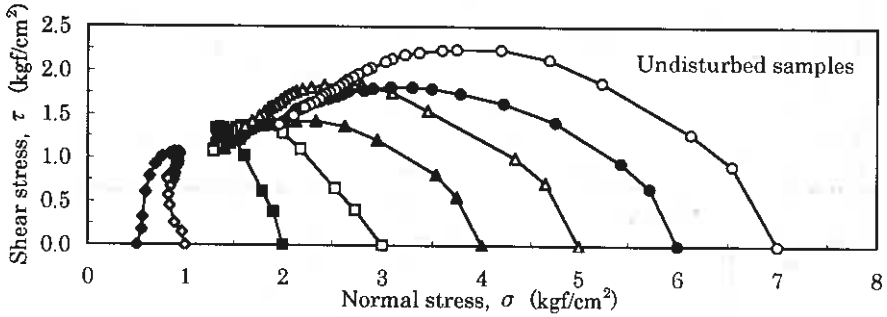
図-3 ローム土の e-log p' 曲線 (1kgf/cm² ≒ 98kPa)



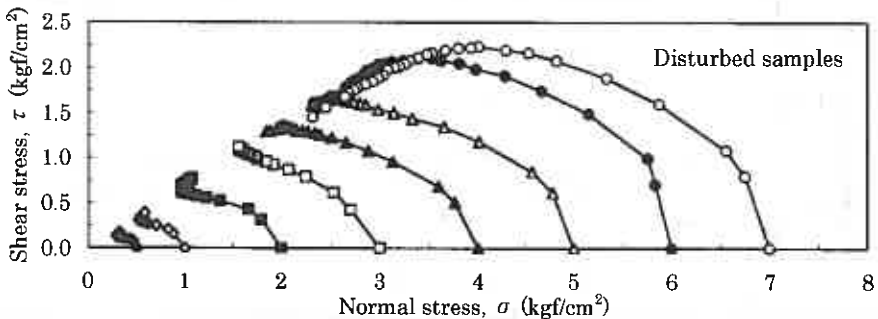
(a) 不攪乱試料の場合 (十和田湖)



(b) 攪乱試料の場合 (十和田湖)



(c) 不攪乱試料の場合 (平塚)



(d) 攪乱試料の場合 (平塚)

図-4 高館ローム (十和田湖) と関東ローム (平塚) のベクトルカーブ ($1\text{kgf/cm}^2 \doteq 98\text{kPa}$)

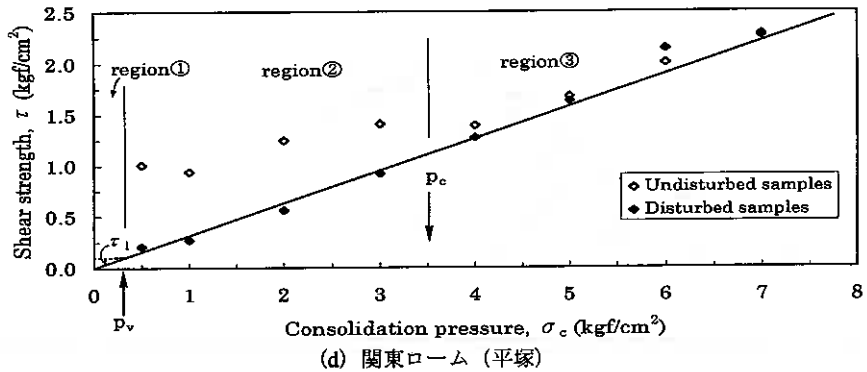
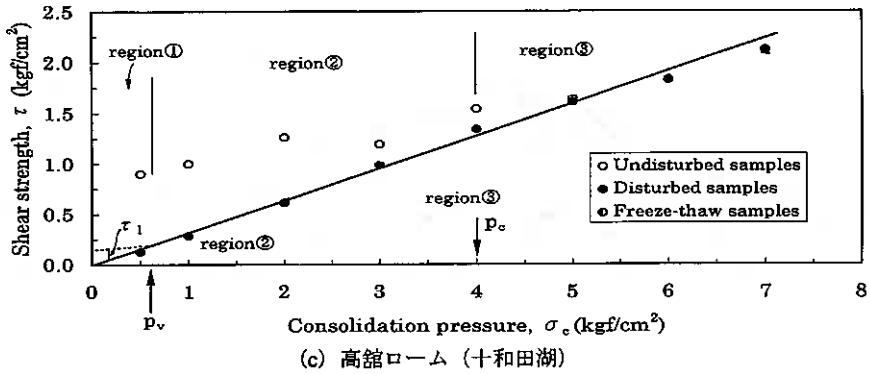
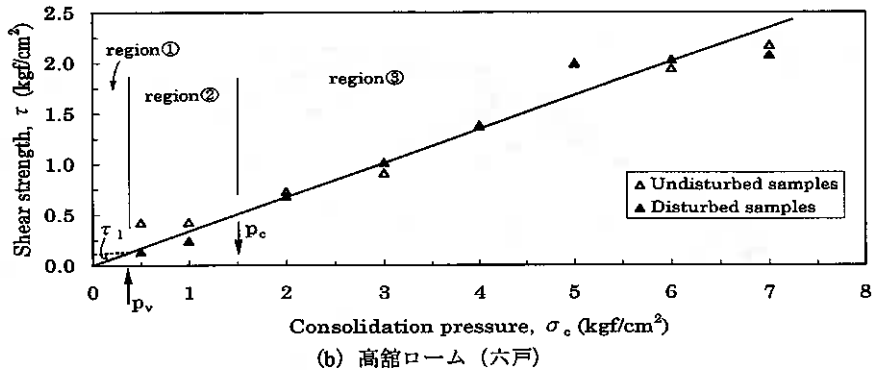
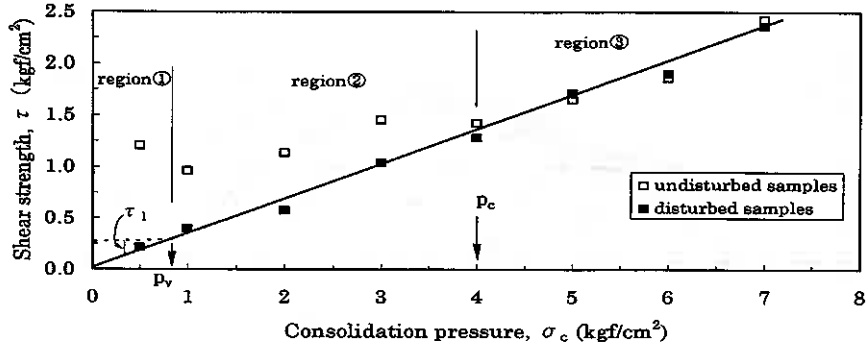


図-5 ローム土のせん断強さと圧密圧力との関係 (全応力表示) ($1\text{kgf/cm}^2 \doteq 98\text{kPa}$)

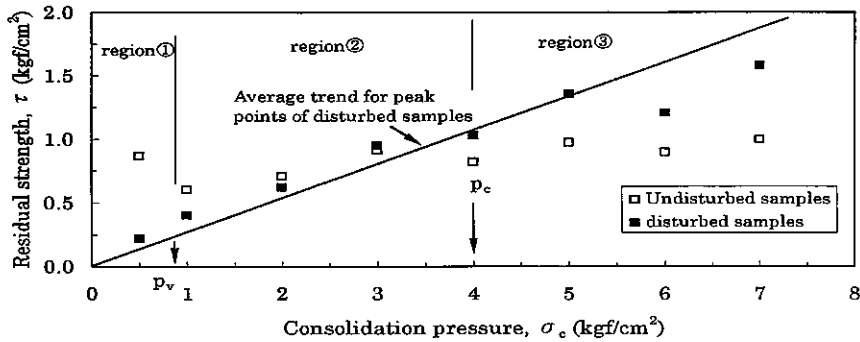


図-6 最大せん断変位 (8mm) 時のせん断応力と圧密圧力との関係 (全応力表示) (南郷の高館ローム)
(1kgf/cm² ≒ 98kPa)

攪乱試料のせん断強さは圧密圧力の増加とともに直線的に増加する。また不攪乱試料のせん断強さは、土被り圧 p_v と圧密降伏応力 p_c により分割された三つの領域 (①、②、③) に分けて考えられる。

領域① ($0 < \sigma_c \leq p_v$) および領域② ($p_v < \sigma_c \leq p_c$) では、不攪乱試料のせん断強さが攪乱の場合に比べて大きくなっている。これは、領域① ($0 < \sigma_c \leq p_v$) では、不攪乱試料はセメンテーションおよび土被り圧による結合力を有するのに対して、攪乱試料にはそれらの結合力を失ったためと考えられ、また領域② ($p_v < \sigma_c \leq p_c$) では、土被り圧の影響が考えられないが、不攪乱試料と攪乱試料の違いがセメンテーションの有無にあると考えられるからである。なお、土被り圧 p_v に起因したせん断強さ τ は未知であるが、図-5に示すように、土被り圧 p_v と攪乱試料の強度線との交わる点から引かれた破線のように仮定する。これにより、セメンテーションが不攪乱試料のせん断強さに与える影響が大きいことは明らかである。

さらに、領域③ ($\sigma_c > p_c$) では、不攪乱試料のせん断強さは攪乱試料の場合とほぼ同じようになる。これは、不攪乱試料の有したセメンテーションが圧密降伏応力を超えた圧密圧力により消失しているためである。そこで、セメンテーション効果は拘束圧に依存することが分かる。

(2) 最大せん断変位 (8mm) 時に着目した場合

最大せん断変位 (8mm) 時のせん断応力と圧密圧力の関係を全応力表示で整理した場合の一例として図-6のように示す。また、図-6には全応力表示のせん断応力のピーク値と圧密圧力の関係も入れており、この直線には攪乱試料の場合の残留値も乗っていることが分かる。また、圧密降伏応力 p_c を境とした疑似過圧密領域 (領域① ($0 < \sigma_c \leq p_v$) と領域② ($p_v < \sigma_c \leq p_c$)) では、不攪乱試料のせん断応力は、圧密圧力に関係せずほぼ一定になっており、土被り圧あるいはセメンテーションの影響を受けたままであることを示唆するものである。

3. 細粒火山灰土の変形特性に及ぼすセメンテーションの影響

近年、いわゆる微小ひずみ域 (ひずみレベル 0.001 % 以下) での土の力学挙動についての研究はその必要性が認識され、また盛んに行われてきている。土は微小ひずみ範囲内において弾性的挙動を示すことが明らかにされており、そのせん断弾性係数を求める方法も研究されている。ベンダーエレメントはせん断弾性係数を求める手段の一つとして注目されている¹⁵⁾。ここでは、ベンダーエレメントを組み込んだ圧密定体積一面せん断試験を用いて、細粒火山灰土の微小ひずみ域でのせん断弾性係数 (ここに G_0 とする) と見かけのせん断弾性係数 G_{90} を測定し、それらの相関関係を調べるとともに、セメンテーションが見かけのせん断弾性係数 G_{90} に与える影響を調べた。

微小ひずみ域でのせん断弾性係数 G_0 は、一面せん断試験において、圧密終了後、すなわちせん断直前で

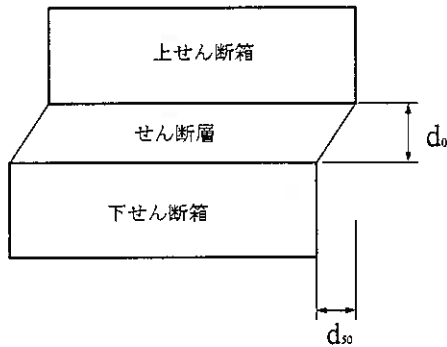


図-7 一面せん断供試体の理想的な変形

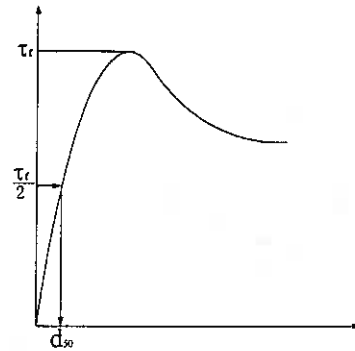


図-8 せん断変位 d_{50} の定め方

測定されたせん断弾性係数に相当するものと解釈できる。しかし、このせん断弾性係数 G_0 と以下の考えに基づいて定義される見かけのせん断弾性係数 G_{50} との間に相関関係を見いだすことができれば、ベンダーエレメント試験によるせん断弾性係数 G_0 の代わりにベンダーエレメント試験によらない見かけのせん断弾性係数 G_{50} を設計や解析に利用することができる。

(1) 一面せん断試験による見かけのせん断弾性係数 G_{50} の定義

滋谷¹⁶⁾は様なせん断ができないとされてきている一面せん断試験においても、図-7に示すように、上、下せん断箱の間隔を適切に設定できれば単純せん断のような理想的な変形に近づけることができるとしている。そして、この理想的変形が実現できるための上、下せん断箱の間隔（最適スペーシング）は、土の粒度と関係して、約平均粒径 D_{50} の 1.0 ~ 1.5 倍程度である^{17)~18)}。このような考えに基づき、せん断時のひずみを定義できないとされる一面せん断試験において、見かけのせん断ひずみ γ_{50} は図-7と式(1)のように定義できる。

$$\gamma_{50} = \frac{d_{50}}{d_0} \quad (1)$$

ここに、 γ_{50} ：見かけのせん断ひずみ

d_0 ：単純せん断が発生するせん断層の高さ（本研究では上、下せん断箱の間隔(0.2mm)とする）

d_{50} ：図-8に示すようにせん断強さ τ_r の 50% ($\tau_r/2$) に対応するせん断変位

そして、見かけのせん断弾性係数 G_{50} は、見かけのせん断ひずみ γ_{50} を用いて式(2)のように定義できる。

$$G_{50} = \frac{\tau_r/2}{\gamma_{50}} \quad (2)$$

ここに、 G_{50} ：見かけのせん断弾性係数

τ_r ：せん断強さ

(2) 見かけのせん断弾性係数 G_{50} とせん断弾性係数 G_0 との相関関係

筆者らは、北海道中標津空港近辺の切土斜面からブロックサンプリングで採取した細粒火山灰土を用いたベンダーエレメントを装着した圧密定体積一面せん断試験¹⁹⁾を実施した。実験は不攪乱と攪乱の試料に対して、圧密圧力は 3.0 kgf/cm^2 で行った。上、下せん断箱の間隔は 0.2 mm とした。なお、試料の物理的性質、粒径加積曲線および標準圧密試験の結果はそれぞれ表-3、図-9および表-4に示される。

ベンダーエレメント試験から得られた不攪乱と攪乱試料のせん断弾性係数 G_0 はそれぞれ 53.664 (MPa) と 55.725 (MPa) であるのに対して、せん断試験から得られたそれらの見かけのせん断弾性係数 G_{50} はそれぞれ 0.125 (MPa) と 0.155 (MPa) である。これらのデータを両対数図上にプロットすると、NSF 粘土の線¹⁹⁾に乗

表-3 ベンダーエレメント試験に用いたローム土の物理的性質

色*	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	自然含水比 w_n %	液性限界 w_L %	塑性限界 w_p %	液性指数 I_L	塑性指数 I_p	粘土分 %	シルト分 %	砂分 %
暗褐	2.863	68.7	66.8	42.7	1.08	24.1	37.1	18.0	44.9

※：標準土色帖から分類

表-4 ベンダーエレメント試験に用いたローム土の初期状態と標準圧密試験結果 (1kgf/cm² ≒ 98kPa)

項目 試料状態	初期状態						結果	
	地盤内深さ m	湿潤密度 ρ_t t/m ³	有効上載圧 p_v kgf/cm ²	初期含水比 w_n %	初期間隙比 e_0	飽和度 S_r %	圧密降伏応力 p_c kgf/cm ²	過圧密比 OCR (p_c/p_v)
不攪乱	3.70 ~ 4.00	1.38	0.50	68.7	2.62	75	1.5	3.0

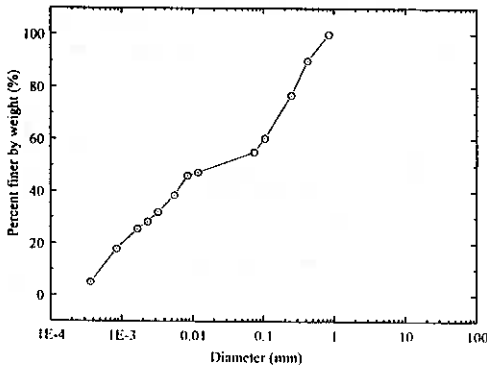


図-9 実験に用いたローム土の粒径加積曲線

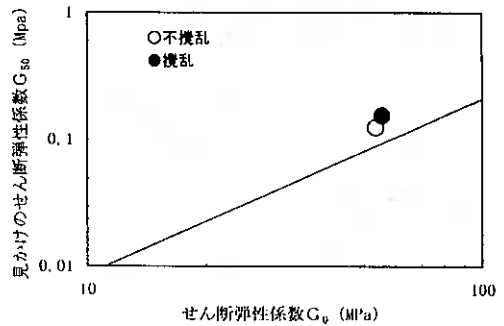


図-10 見かけのせん断弾性係数 G_{50} とせん断弾性係数 G_0 の関係 (文献 13) へのプロット

ってくる (図-10)。今後さらにデータを蓄積して見かけのせん断弾性係数 G_{50} とせん断弾性係数 G_0 の関係を調べていきたい。

(3) 見かけのせん断弾性係数 G_{50} に及ぼすセメンテーションの影響

一面せん断試験から得られたせん断応力とせん断変位の関係を一例として図-11に示す。このような図からせん断強さ τ_r と (τ_{r2}) に対応するせん断変位 d_{50} を読みとって、式(1)と式(2)を用いて、見かけのせん断ひずみ γ_{50} と見かけのせん断弾性係数 G_{50} を算定した。

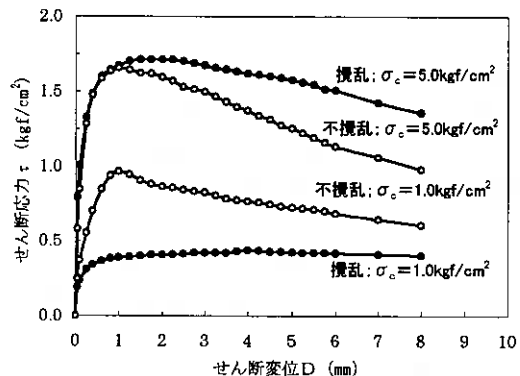


図-11 南郷高館ロームのせん断応力とせん断変位の関係

高館ロームと関東ロームの見かけのせん断弾性係数 G_{50} を圧密圧力に対して図-12のように整理した。いずれの場合においても、疑似過圧密領域までは、不攪乱試料の見かけのせん断弾性係数 G_{50} のほうが攪乱試料の場合より若干ではあるが大きくなっている。これはセメンテーションの影響として考えられる。この

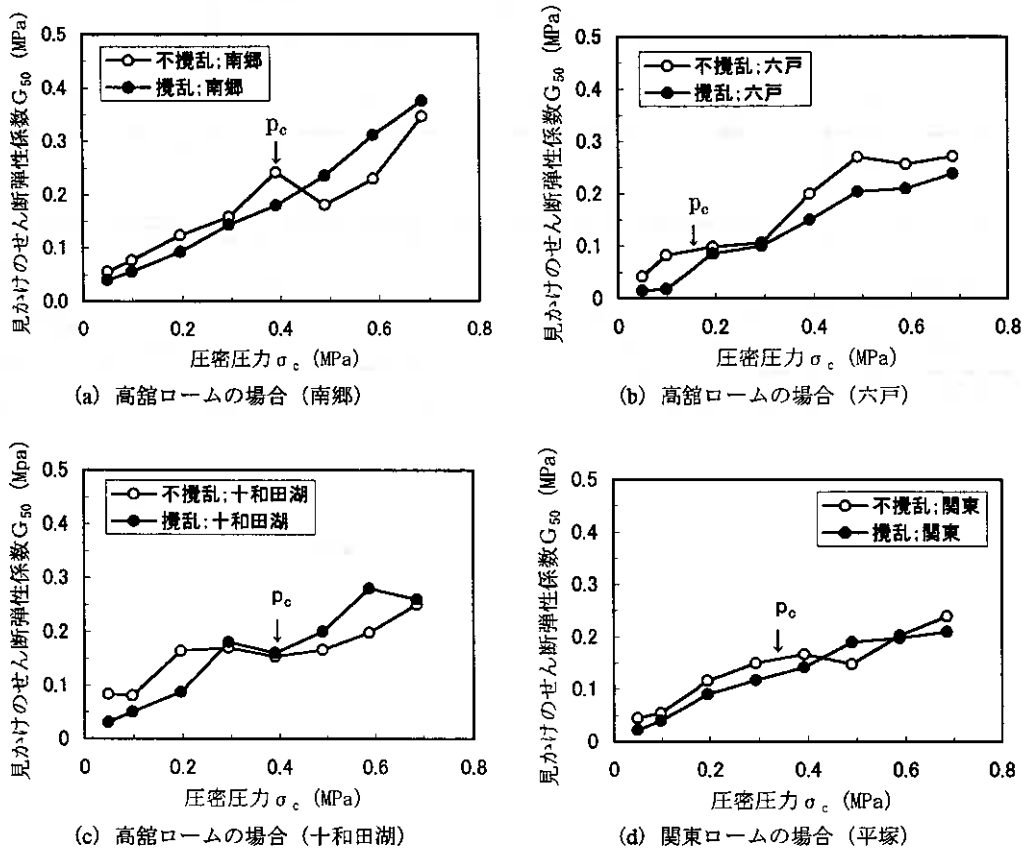


図-1 2 見かけのせん断弾性係数 G_{50} と圧密圧力の関係

結果は図-6 に示したようにせん断変位が 8mm まで進んでいても不攪乱試料のもつセメンテーションが保っているのと同じである。

4. おわりに

青森県南部地方、神奈川県平塚市および北海道中標津町にある細粒火山灰土を用いて、圧密試験と圧密定体積一面せん断試験を行った。得られた結果は次のようにまとめられる。

- (1) 不攪乱細粒火山灰土の圧縮特性及び変形・強度特性はセメンテーションおよびその発達状況に影響される。
- (2) セメンテーション効果は拘束圧に依存する。
- (3) 圧密降伏応力を境とした疑似過圧密領域では、攪乱試料に比べて、不攪乱試料の方は圧縮性が小さく、またせん断強さが大きい。正規圧密領域では、圧密圧力により不攪乱試料のセメンテーションが破壊され、不攪乱試料も攪乱試料もそれらの圧縮性およびせん断強さが同じになる傾向がある。

今後、ベンダーエレメント試験による実験データを蓄積し、せん断弾性係数に及ぼすセメンテーションの影響を調べていく予定である。

謝辞：本研究の一部は八戸工業大学で行われたものである。関東ローム試料は東海大学工学部杉山太宏先生から提供していただいた。ベンダーエレメントを装着した定体積一面せん断試験の実施に際して、北海道

大学三田地利之先生と澁谷啓先生並びに工藤豊技官、川口貴之先生（函館高専）、北海道大学四年生真田昌慶君にご協力をいただいた。ベンダーエレメントを装着した定体積一面せん断試験による細粒火山灰土の変形・強度特性は北海道大学四年生小林隼君の卒業研究テーマである。記して関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) 龍岡文夫：「圧密履歴を考慮した大深度堆積地盤の力学的特性に関する考察」への討議，土木学会論文集，No.624/Ⅲ-47,pp.293-295,1999.
- 2) Hanzawa,H. and K.Adachi : Overconsolidation of alluvial clays, Soils and Foundations, Vol.23, No.4, pp.106-118, The Japanese Geotechnical Society, 1983.
- 3) 栗原安男，三上 浩，名草俊比古，安原一哉：過圧密海成粘性土の斜面安定，土と基礎，Vol.33, No.3, pp.45-50, 1985.
- 4) Bjerrum,L. : Problems of Soil Mechanics and Construction Soft Clay and Structurally Unstable Soils, Proc.8th ICSMFE, Vol.3, pp.111-159, 1973.
- 5) 足立紀尚，佐野郁雄：過圧密粘土の力学特性，土と基礎，Vol.33, No.3, pp.3-8, 1985.
- 6) 安原一哉，平尾和年，藤原東雄，上 俊二：疑似過圧密粘土のせん断特性，土と基礎，Vol.33, No.3, pp.29-35, 1985.
- 7) 半沢秀郎，岸田隆夫：年代効果を受けた粘土の非排水強度特性，土と基礎，Vol.30, No.12, pp.5-10, 1982.
- 8) 小高猛司：ディスカッションセッション 3 過圧密土および過圧密地盤の力学，土と基礎，Vol.47, No.12, pp.10, 1999.
- 9) 楊 俊傑，諸戸靖史：不攪乱細粒火山灰土のセメンテーション効果に起因したせん断強さ，土木学会論文集，No.617/Ⅲ-46,pp.175-189,1999.
- 10) 宋永焜：関東ロームのアロフェン含有量と力学的性質の関係，関東学院大学工学部研究報告，第 42-1 巻，pp.15-24, 1998.
- 11) Moroto,N. : Basic properties of loam soils in Aomori Prefecture, Japan, Soils and Foundations, Vol.33, No.2, pp.35-46, The Japanese Geotechnical Society, 1993.
- 12) 三笠正人：土質工学用語辞典，pp.117-118, 土質工学会，1985.
- 13) 例えば，荻野俊寛，三田地利之，澁谷啓，池亀泰彦：ベンダーエレメントを組み込んだ一面せん断試験装置による粘性土の変形・強度特性の評価，地盤工学会北海道支部技術報告集第 3 9 号，pp.1-10, 1999.
- 14) 澁谷 啓：土の一面せん断試験と結果の解釈における最近の進展，直接型せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集，pp.67-86,1995.
- 15) 中丸宗一郎，パラダンテージ，藤谷雅義：種々の砂の一面せん断試験における強度・変形特性，直接型せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集，pp.111-118,1995.
- 16) プラダンテージ，本郷隆夫，水上純一：土の一面せん断試験に関する検討課題，直接型せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集，pp.12-21,1995.
- 17) 本郷隆夫，赤井俊文，池田 剛：一面せん断試験機械の自動化と適用性，直接型せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集，pp.135-140,1995.
- 18) 北島 明，澁谷 啓，三田地利之，岩橋 輔：疑似単純せん断としての一面せん断試験機の条件，直接型せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集，pp.181-188,1995.

北見工業大学工学部 正会員 山下 聡
北見工業大学大学院 学生員 ○大城 英嗣
北見工業大学工学部 正会員 鈴木 輝之

1. まえがき

日本国内には地域を問わず火山灰質土が広く分布している。北海道では、その面積の約 1/3 に分布しており、乾燥密度が小さくその凍凍上性から盛土材料や路床・路盤材などとして火山灰質土が広く用いられている。その一方で、近年北海道周辺で発生した地震において火山灰造成盛土の崩壊や埋戻土の液状化被害が発生している。したがって、その原因が粗粒火山灰の特徴である破砕性や間隙比の高さなど火山灰特有の性質に起因したものかどうかを明らかにし、地盤材料としての火山灰質土の耐震性及び有効性を評価する必要がある。

既報¹⁾では豊浦砂と同粒度に粒度調整を行った屈斜路火山灰を用いて液状化試験を行い、相対密度及び締固めエネルギーを統一して豊浦砂との比較を行った。その結果、火山灰の液状化強度は相対密度を統一して比較した場合は豊浦砂よりもやや低くなるのに対し、締固めエネルギーを統一して比較した場合は、逆に火山灰の方が高くなった。しかし、既報で用いた火山灰は、豊浦砂の液状化強度と比較するために、粒度分布の影響を受けないよう同粒度に粒度調整しており、実際の実験用火山灰とは粒度分布が大きく異なっているため、火山灰質土と豊浦砂との液状化強度を単純に比較することは難しい。

そこで本報では、同一の試料から調整した粒度分布の異なる 3 種類の試料(原粒、尖頭、砂分火山灰)を作製し、三軸圧縮・伸張試験、液状化試験を行い、相対密度及び締固めエネルギーを統一して比較する場合における粒度分布の影響を明らかにした。

2. 試料と試験方法

2-1. 試料

用いた試料は、北海道常呂郡端野町の土取場から採取した粗粒火山灰質土(屈斜路軽石流堆積物)を、破砕させることなしにふるい分けし粒度調整を行った、礫分除去(D=2.00mm 以下、尖頭火山灰)、礫・細粒分除去(D=0.075~2.00mm、砂分火山灰)と、原粒度火山灰、豊浦砂及び豊浦砂の粒度分布と一致するように粒度調整した既報の調整屈斜路火山灰(98)である。詳しい物理的性質を表-1に、粒径加積曲線を図-1に示す。なお、原粒度火山灰は最大密度試験において地盤工学会基準の最大粒径の範囲を越えた粒子を多く含んでいるため、

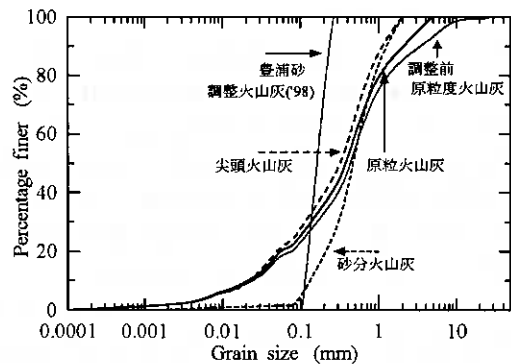


図-1 粒径加積曲線

表-1 物理的性質

SAMPLE NAME	ρ_s (g/cm ³)	ρ_{dmax} (g/cm ³)	ρ_{dmin} (g/cm ³)	D ₅₀ (mm)	U _c	e _{max}	e _{min}	A-a		A-b	
								ρ_{dmax}	ω_{opt}	ρ_{dmin}	ω_{opt}
砂分火山灰	2.562	1.137	0.862	0.48	4.46	1.973	1.253	1.241	36.0	1.180	35.5
尖頭火山灰	2.516	1.186	0.864	0.29	20.48	1.913	1.121	1.260	30.7	1.221	31.9
原粒火山灰	2.505	1.156	0.832	0.31	25.00	2.005	1.163	1.181	30.5	1.181	30.2
調整火山灰(98)	2.461	0.847	0.606	0.19	1.22	3.061	1.904	0.930	53.4	0.857	58.2
豊浦砂	2.635	1.634	1.341	0.19	1.22	0.964	0.613	1.543	14.6	-	-
調整前原粒度	-	-	-	0.46	27.14	-	-	-	-	-	-

Effect of grain size distribution of volcanic ash soil on cyclic shear properties.

Yamashita, S. Ohshiro, H. and Suzuki, T. (Kitami Institute of Technology)

全質量の95%以上を含むように4.75mmふるいを通した試料を用いて、締固め試験用の内径10cmのモールドに10層に分けて試料を入れ側面を各層ごとに500回、合計5000回叩いて最大乾燥密度を求めた。また最小乾燥密度は同試料を用いて、地盤工学会基準のロートの口径を試料の最大粒径に比例して(4.75/2=2.4倍、口径12mm)大きくしたロートを使用して求めた。以下この試料を原粒火山灰と呼び、試験はすべてこの試料を用いている。なお、最大最小密度試験におけるモールド寸法の影響は、豊浦砂を用いた予備実験から同程度の値を得ており、影響が無いことを確認している。

2.2. 試験方法

供試体は、乾燥試料をモールド内にロートを用いて静かに堆積させた後、電動バイブレーターでモールド側面に振動を与えて作製した。供試体の寸法は直径70mm、高さ170mmで、メンブレン厚は0.3mmである。供試体作製後、CO₂及び脱気水を通して飽和させた後、所定の有効拘束圧($\sigma'_c=98\text{kPa}$ 、B.P.=98kPa)のもとで等方圧密し、それぞれのせん断試験を行った。

三軸圧縮・伸張試験は平均有効主応力一定の排水せん断試験で、液化化試験は側圧一定、振幅一定、周波数 $f=0.1\text{Hz}$ の正弦波荷重を与えて行う非排水繰返しせん断試験である。なお、全ての試験で間隙水圧係数 $B=0.95$ 以上が確保されている。また、三軸伸張試験においてメンブレン張力の補正は行っていない。

3. 締固め特性

図-2は豊浦砂、調整屈斜路火山灰(98)、及び砂分、尖頭、原粒火山灰に対して行った乾燥繰返し法(A-a)、乾燥非繰返し法(A-b)による締固め試験の結果である。また、図中に記した相対密度(D_r)は締固め試験で得られた最大乾燥密度に対するものであり、下線の引いてあるものは乾燥繰返し法によるものである。一般に締固め曲線は砂質土では最大乾燥密度が大きく、ピークも明瞭であり、粘性土になるに従って平坦な曲線となり、最適含水比も大きくなる。火山灰質土でも粒子の密度が比較的大きく、自然含水比が小さく、細粒分が少ないものは砂質土の傾向を示すことがあるが、多くは曲線が平坦でピークが不明瞭であり、ピークが存在しないものもある。特に、細粒分が少なくても自然含水比の大きいものではこの傾向は顕著である²⁾。今回使用した火山灰も豊浦砂に比べて、ピークが不明瞭であり、最大乾燥密度も低くなっている。また、調整火山灰(98)が最も低く、他の火山灰は比較的同程度の値を示している。

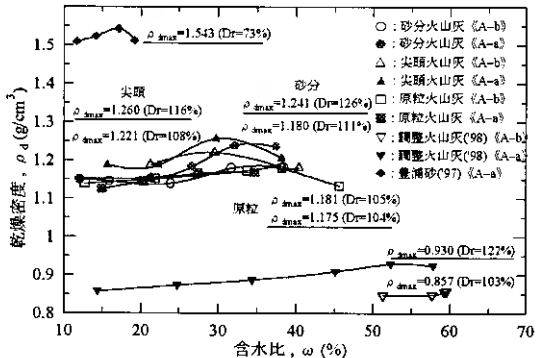


図-2 締固め試験結果

さらに、破碎が生じやすい火山灰の締固め曲線は試料の準備・使用方法の影響を受けるとされている³⁾。原粒屈斜路火山灰では顕著な差は認められないが、調整屈斜路火山灰(98)及び、砂分火山灰、尖頭火山灰では明らかに繰返し法(A-a)による最大乾燥密度が非繰返し法(A-b)による値よりも高くなっている。これは粒子破碎により細粒化し、締まりやすくなったためであると考えられる。

また細粒分含有率に着目すると、自然含水比が小さい範囲での、細粒分含有率が大きくなると最大乾燥密度が小さくなるという一般的な傾向²⁾を示していない。これは、非常に多孔質で粒子内部に多量の水分を保有していたり、団粒化して見かけ上は比較粗粒な粒径を維持しているなどの、粒子の構造の特異性によるものと考えられる。

4. 静的強度特性

図-3.4は平均主応力一定($p'=(\sigma'_1+2\sigma'_3)/3$ 一定)の圧密排水三軸圧縮・伸張試験における主応力比と軸ひずみとの関係を示したものである。平均主応力一定で試験を行った理由として側圧一定の液化化試験での応力経路を考えた場合に、有効応力がほぼ平均主応力一定に近い経路をたどるためである。三軸圧縮・伸張ともに砂分、原粒、尖頭の順に強くなっている。また平均主応力 p' が高くなるとせん断強度が低下していることがわ

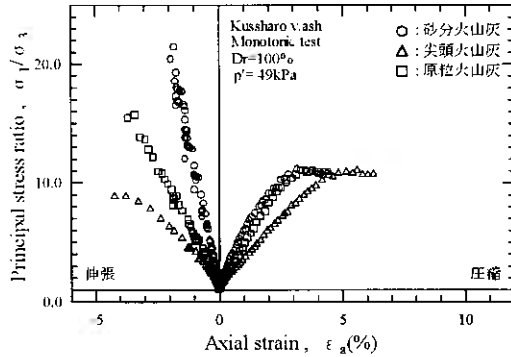


図-3 主応力比と軸ひずみの関係($p'=49\text{kPa}$)

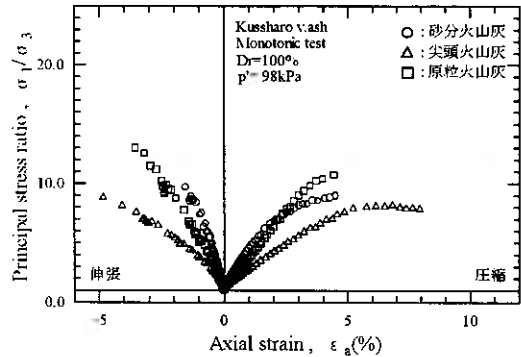


図-4 主応力比と軸ひずみの関係($p'=98\text{kPa}$)

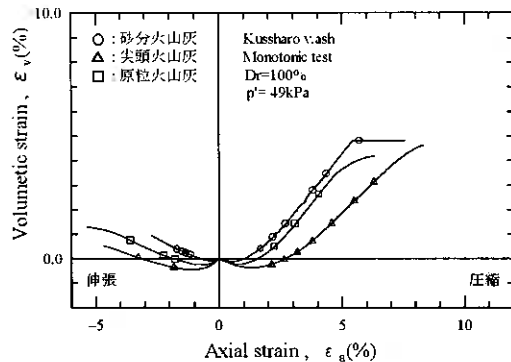


図-5 軸ひずみと体積ひずみの関係($p'=49\text{kPa}$)

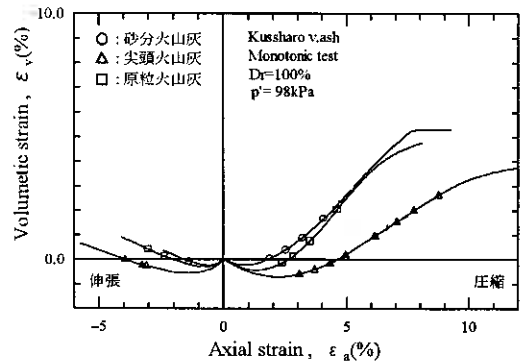


図-6 軸ひずみと体積ひずみの関係($p'=98\text{kPa}$)

かる。さらに破壊時(σ_1/σ_3)が最大となっている点での軸ひずみは平均主応力 p' が高い方が大きくなる傾向がみられる。

図-5.6は軸ひずみ ϵ_a と体積ひずみ ϵ_v との関係を示したものである。圧縮・伸張ともに初期の体積収縮傾向が砂分、原粒、尖頭の順に大きくなっている。また体積収縮量も主応力比と同様に平均主応力 p' に依存しており、 p' が高いほど体積収縮量が大きくなっていることがわかる。しかし、圧縮側に比べると伸張側では比較的体積変化が少ないようである。

図-7は破壊時の平均主応力 p'_f とせん断抵抗角 ϕ_d ($=\arcsin(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3)$)との関係を示したものである。

ここで、豊浦砂と調整火山灰(98)は σ'_c 一定の排水圧縮試験結果である。火山灰では、 p' が高いほど強度が低下している。これは、構成粒子の形状や破砕性によるものと考えられる。今回用いた火山灰は扁平かつ非常に角張った粒子で構成されており、そのため最大最小密度試験で求めた間隙比が非常に大きくなり、せん断時には体積収縮傾向が強くなるが、大変形に対しては抵抗力があるため p' が低い方が圧縮強度が高くなったと考えられる。なお、伸張試験では圧縮試験に比べて強度が高くなっているが、これはメンブレン張力の補正を行っていないことも一因であると考えられる。

5. 液状化強度特性

図-8~12は、液状化試験において両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ が生じた時の繰返し載荷回数 N_c と相対密度 D_r との関係を示したものである。図中に示したマークの上下の数字は繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ (SR) を表し、曲線

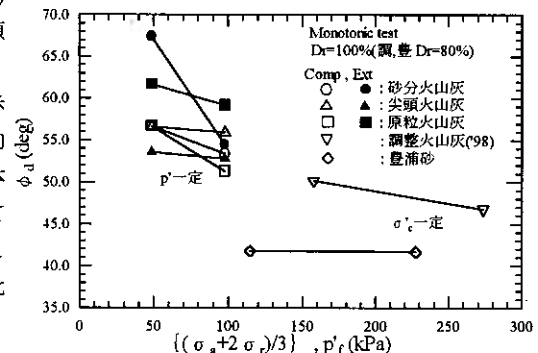


図-7 平均主応力とせん断抵抗角の関係

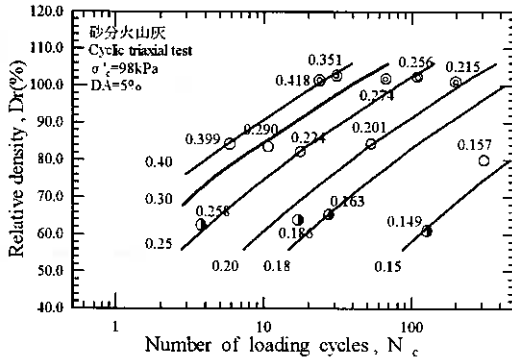


図-8 密度補正曲線(砂分火山灰)

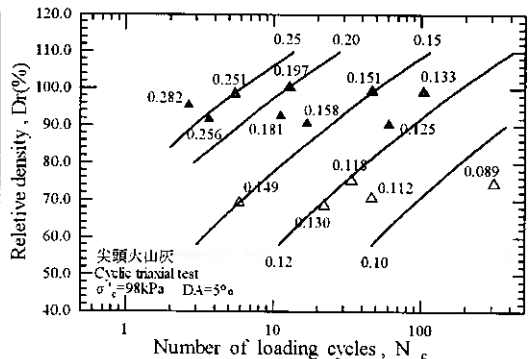


図-9 密度補正曲線(尖頭火山灰)

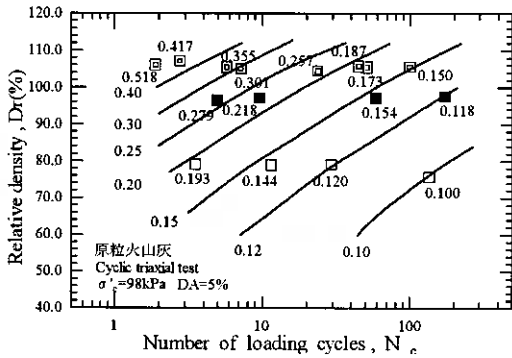


図-10 密度補正曲線(原粒火山灰)

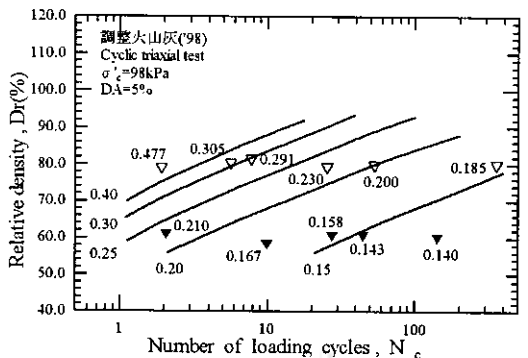


図-11 密度補正曲線(調整火山灰'98)

はある相対密度に対して繰返し荷回数 N_c の補正を可能にする密度補正曲線である。図から明らかなように、火山灰の補正曲線もこれまで報告されている砂に対する補正曲線^{4),5)}と類似した傾向が認められる。また砂分、尖頭、原粒火山灰の補正曲線は豊浦砂に比べて曲線の勾配が急であり、相対密度の影響が少ないといえる。これは火山灰の間隙比が豊浦砂に比べて非常に大きい相対密度の影響を受けにくかったためであると考えられる。

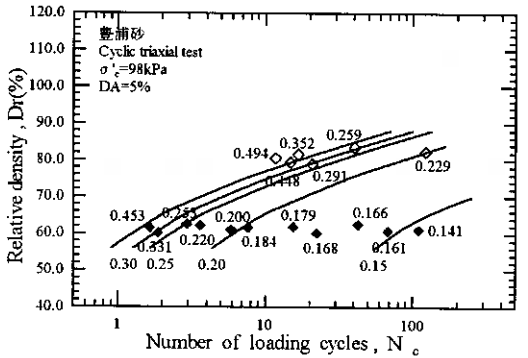


図-12 密度補正曲線(豊浦砂)

図-13~18は両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ が生じる時の N_c の値を相対密度60、80、100%及び、締りめ試験から求めた最大乾燥密度から0.7、0.8、0.9 ρ_{dmax} に対する値に補正して描いたものである。図-13~15に示した相対密度を統一して比較した場合では、砂分火山灰及び調整火山灰(98)の液状化強度が高くなっており、原粒、尖頭火山灰は低くなっている。また豊浦砂の液状化強度を火山灰と比較すると、 $D_r=60\%$ では砂分火山灰と同程度であるが、相対密度が高くなるにしたがって強度が最も高くなっていることがわかる。一方、図-16~18に示した締りめ試験から求めた最大乾燥密度をもとに、締りめエネルギーを統一して比較した場合(0.7~0.9 ρ_{dmax})では、相対密度を統一して比較した場合と同様に砂分火山灰の液状化強度が高く、原粒、尖頭火山灰が低くなっている。しかし、豊浦砂の液状化強度は、相対密度を統一して比較した場合とは異なり、原粒、尖頭と同程度の強度を示している。

図-19.20は、荷回数 $N_c=20$ における両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ が生じた時の応力比で比較したものである。図-19は相対密度と応力比の関係を示したものであるが、サイクリックモビリティの影響によって豊浦砂

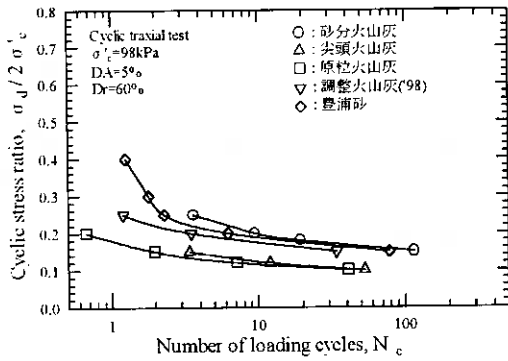


図-13 液状化強度($D_r=60\%$)

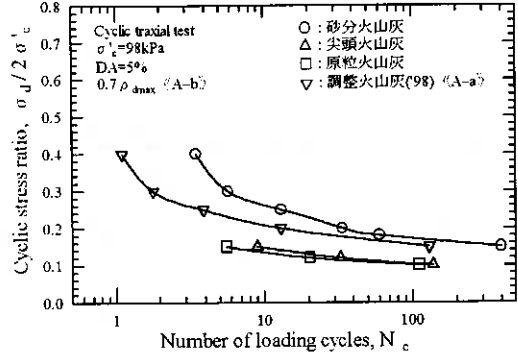


図-16 液状化強度($0.7\rho_{dmax}$)

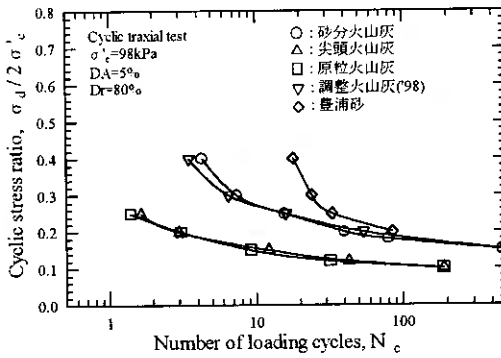


図-14 液状化強度($D_r=80\%$)

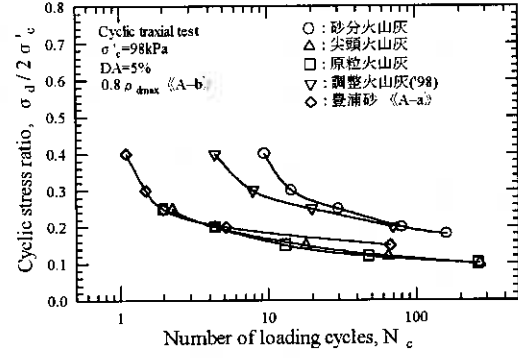


図-17 液状化強度($0.8\rho_{dmax}$)

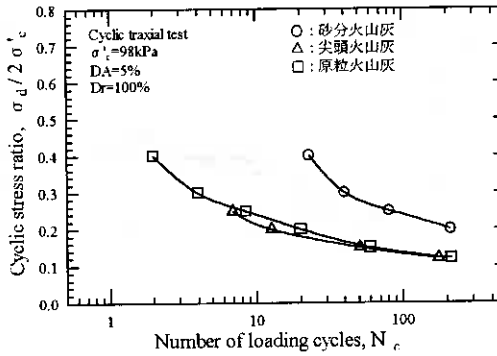


図-15 液状化強度($D_r=100\%$)

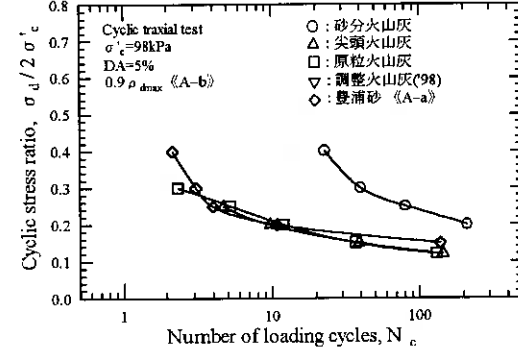


図-18 液状化強度($0.9\rho_{dmax}$)

では相対密度 $D_r=80\%$ 程度から、砂分、調整火山灰では $D_r=100\%$ 前後から液状化強度の急激な上昇がみられ、原粒、尖頭火山灰ではその傾向はみられない。このように相対密度を統一して比較した場合では、原粒及び尖頭火山灰の液状化強度は明らかに豊浦砂よりも低くなっている。

一方、図-20 は締固めエネルギーと応力比の関係を示したものであるが、相対密度を統一して比較した場合とは異なり、砂分、調整火山灰の液状化強度が豊浦砂よりも明らかに高く、原粒、尖頭火山灰は豊浦砂とほぼ同程度であることがわかる。このように異なる試料の液状化強度を比較する場合、基準とする密度パラメーターの選択によって強度が異なることがわかった。したがって、実際の盛土施工は締固め密度(締固めエネルギー)で管理されていることを考慮すると、火山灰造成盛土の液状化強度は相対密度を統一して比較した場合のように必ずしも低いとはいえない。

また、火山灰の液状化強度に及ぼす粒度分布の影響を考えると、細粒分を含まない試料(砂分、調整火山灰)

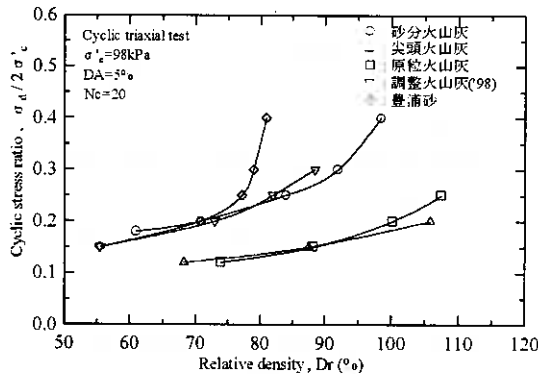


図-19 相対密度と応力比の関係

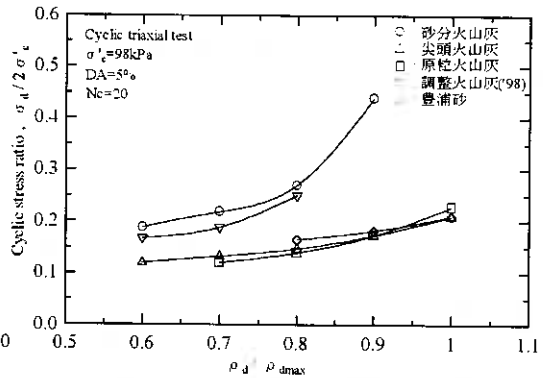


図-20 締固めエネルギーと応力比の関係

の液状化強度は、含んでいる試料(尖頭、原粒火山灰)よりも明らかに高くなっている。左近ら⁹⁾によれば、火山灰質土に細粒分を含有させた場合、その含有率が60%程度までは液状化強度が低下することが指摘されている。今回使用した原粒及び尖頭火山灰(細粒分含有率20%程度の試料)も同様な傾向を示しており、火山灰における液状化強度に及ぼす細粒分の影響は大きいものと考えられる。

また、どのケースにおいても原粒、尖頭火山灰の液状化強度にあまり差は見られないことから、この屈斜路火山灰における液状化強度は、この程度の礫分の有無による影響は少ないと考えられる。よって再構成供試体による原粒度の液状化強度を判定する場合、粒径の比較的大きい軽石などを除去して尖頭火山灰としても液状化強度に及ぼす影響が少なく、比較的簡単に試験を行うことができると考えられる。

結論

- 1)火山灰は粒子形状などから静的強度特性において拘束圧が低いほど高い強度を示し、液状化が発生しても通常の砂に見られるような流動現象が起こりにくいものと考えられる。
- 2)火山灰の液状化強度は相対密度で比較した場合は砂よりも低くなるが、締固めエネルギーを統一して比較した場合は砂よりも高くなるかほぼ同程度となる。また細粒分を除いた試料の液状化強度は他の試料に比べて高くなる傾向を示す。
- 3)原粒度火山灰と尖頭火山灰の液状化強度に差が少ないことから、原粒度火山灰の液状化強度を判定する場合、粒径の比較的大きい軽石などを除去して尖頭火山灰として試験を行うことができ簡易化が図れる。

【謝辞】最後に本研究において実験及びデータ整理に芦野 雅紀君(北見工業大学4年生)の協力を得た。記して深甚なる感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1)山下聡、大城英嗣、鈴木輝之(1998)：粒度調整火山灰質土の液状化特性と相対密度依存性、地盤工学会北海道支部技術報告集、No.39、pp127～132。
- 2)土質工学会ハンドブック(1982)：第12章日本の土、地盤工学会。
- 3)地盤工学会北海道支部「火山灰質土の工学的分類委員会」(1997)：北海道火山灰土の性質と利用、地盤工学会北海道支部。
- 4)龍岡文夫(1984)：飽和豊浦砂の繰返し非排水三軸試験における変形特性に及ぼす諸要因に関する共同研究報告、砂質土および砂地盤の変形・破壊強度の評価に関するシンポジウム—室内試験法および試験結果の解釈と適用—、pp.7～22。
- 5)委員会報告1(1988)：「飽和豊浦砂の共通仕様に基づく全国一斉非排水繰返し三軸試験の結果について」、土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム—室内試験、原位置試験および試験結果の利用—、pp.1～35。
- 6)左近利秋、八木一善、三浦清一(1997)：火山灰粗粒度の繰返し非排水せん断強さ—細粒分の影響—、地盤工学会北海道支部技術報告集、No.37、pp.211～220。

北見工業大学工学部 正会員 山下 聡
北見工業大学大学院 学生員 ○ 太田 佳之
北見工業大学大学院 学生員 星 和則
北見工業大学工学部 正会員 鈴木 輝之

1. まえがき

不攪乱試料と再構成試料ではその初期剛性が異なり、年代効果によって構造が発達した不攪乱試料では、初期剛性が再構成試料よりも高くなる。また、試料の採取時や運搬時または凍結時に構造特性の乱れによって剛性が変化することが考えられる。したがって、供試体の乱れに伴う構造変化や年代効果による構造の発達を評価することは原位置のせん断特性を適切に評価するうえで重要なことである。これまで室内試験で供試体の初期剛性を測定するためには、一般に供試体内を伝わるせん断波速度を求め、微小な繰返し載荷を与えることによって求められる。しかし、微小の繰返し載荷を与える方法では通常、鉛直方向の剛性しか求められず、また、圧密及びせん断中の任意の段階で剛性を求めるのは難しい。

そこで、本研究では簡便で、任意の応力状態でせん断剛性を測定できるベンダーエレメントを用いて、供試体作製時から圧密及びせん断中の任意の段階で微小ひずみレベルの疑似弾性剛性の測定を可能とし、直交3方向のせん断剛性(G_{xy} , G_{yz} , G_{zx})を求め、試料によるせん断剛性の比較、繰返し三軸試験から求めたせん断剛性との比較、また応力・構造の異方性がせん断剛性に及ぼす影響を明らかにした。

2. ベンダーエレメントの作製方法

本研究では、Morgan Matroc製の圧電セラミックス(20×10×0.5mm) PZT5 ANをベンダーエレメントとして使用した。ベンダーエレメントの作製方法は以下の通りである。

- (1) アクリル製の型に離型剤を塗布し、ベンダーエレメントを型から 2、3mm 程度出した状態で、アラルダイトをベンダーエレメントと型枠の隙間に注入し 48 時間放置して硬化し、ベンダーエレメントに厚さ 0.5mm の保護材をコーティングする。
- (2) リード線をベンダーエレメントの下面にハンダで固定させる。
- (3) 上下方向のベンダーエレメントはキャップ及びペDESTAL内にベンダーエレメントを 5mm 程度出した状態で差し込み、アラルダイトで固定させた。側面方向のベンダーエレメントはアクリルパイプを 2cm 程度に切り、パイプの上面から 5mm 程度ベンダーエレメントを出した状態でアラルダイトで固定させ、パイプの下面をシリコンシーラントで埋めた。

3. 試験方法

試験装置の概略を図-1に示す。供試体を伝わるせん断波を測定するために、ベンダーエレメントに任意波形の電圧を発生させるファンクションジェネレーターと

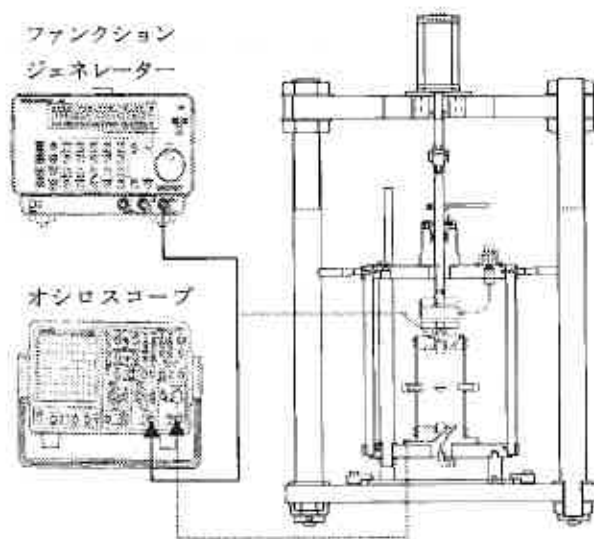


図-1 BE 試験装置

Shear modulus of Toyoura sand and Volcanic ash soil by cyclic triaxial and bender element tests
Yamashita, S. Ohta, Y., Hoshi, K. and Suzuki, T. (Kitami Institute of Technology)

せん断波形を読みとるオシロスコープを三軸試験装置に組み合わせた試験装置である。

実験に用いた試料は、豊浦砂($\rho_s=2.635\text{g/cm}^3$ 、 $e_{\max}=0.964$ 、 $e_{\min}=0.613$)及び常呂郡端野町の土取場から採取した屈斜路火山灰土を粒径 2mm 以上の礫分と 0.075mm 以下の細粒分を除いた砂分火山灰($\rho_s=2.562\text{g/cm}^3$ 、 $e_{\max}=1.973$ 、 $e_{\min}=1.253$)である。供試体は直径 7cm、高さ 10 及び 15cm の円柱供試体で、パイププレートでモールド側面に振動を与え、任意の相対密度になるよう作製した。作製後 0.3kgf/cm^2 の負圧を与えた状態で、写真-1、図-2 に示すようにベンダーエレメントを供試体の 3 方向(VH、HH、HV)に取り付ける。VH はキャップ及びベDESTAL に埋め込まれ、キャップが発信側ベンダーエレメント、ベDESTAL が受信側ベンダーエレメントであり、波の振動方向が水平方向で伝播方向が鉛直方向である。HH は供試体の側面にベンダーエレメントを鉛直方向に差し込み、波の振動方向と伝播方向が水平方向である。HV は供試体の側面にベンダーエレメントを水平方向に差し込み、波の振動方向が鉛直方向で伝播方向が水平方向である。その後、 $0.3 \sim 4.0\text{kgf/cm}^2$ の等方応力状態及び種々の異方応力状態で、 $\pm 10\text{V}$ の電圧変化(Sin、パルス波)を発信側ベンダーエレメントに与え、せん断波の伝達速度を求めた。試験は乾燥試料で行った。なお、せん断波速度の測定におけるせん断波伝達有効距離と到達時刻については、2 つのベンダーエレメントの先端間距離をせん断波の有効距離とし、到達時刻はオシロスコープにうつされた入力波と受信波の波形から読みとった。図-3 は正弦波における入力波の発信時刻と受信波の到達時刻を示したものである。入力波は一波目の立上り時(A 地点)と一波目の山のピーク時(B 地点)について着目した。受信波形は、一波目の立上り時(a 地点)、一波目の山のピーク時(b 地点)、一波目の終り(c 地点)について着目した。求めたせん断波の有効距離と到達時刻からせん断波速度を求め、せん断剛性を(1)の式から算出した。

$$\text{せん断剛性 } G = \rho \times V_s^2 = \rho \times \left(\frac{l}{\Delta t} \right)^2 \dots (1)$$

ここで、 ρ は土の密度、 V_s はせん断波速度、 Δt は入力波と受信波の時間差、 l はベンダーエレメント先端間距離である。

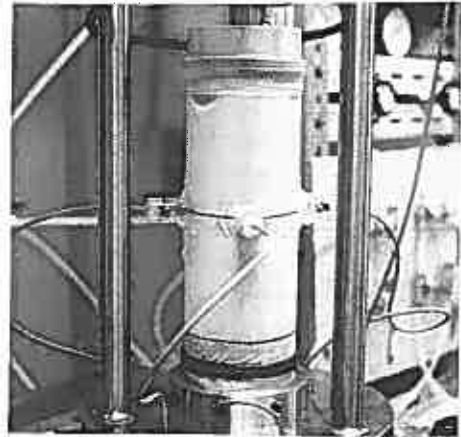


写真-1 BE を差し込んだ供試体

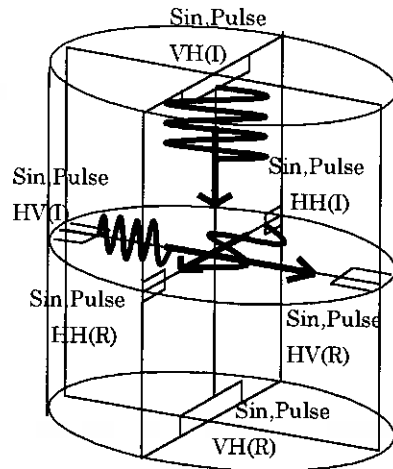


図-2 供試体内を伝播するせん断波

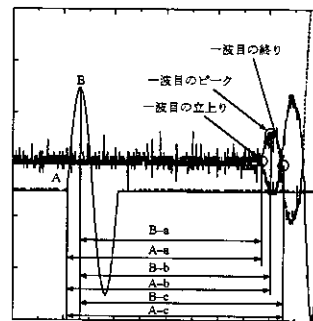


図-3 正弦波到達時刻の定義

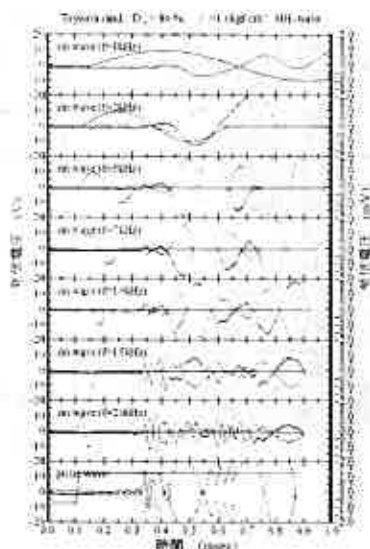


図-4 HH 方向の波形(豊浦砂)

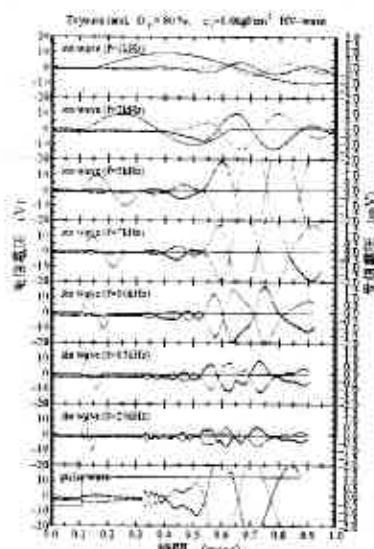


図-5 HV 方向の波形(豊浦砂)

4. センサ波形及びセンサ剛性に及ぼす測定位置と周波数の影響

図4~6は、相対密度 $D_r=80\%$ の豊浦砂で有効拘束圧 1 kgf/cm^2 の時の HH、HV、VH 方向の正弦波とパルス波の入力波形と受信波形を示したものである。なお、入力波形の極性を反転させた場合の受信波形を点線で示している。図7は波形の読みとり位置による周波数とセンサ剛性の関係である。図4~6から、正弦波では周波数(5、7、10、15、20kHz)による入力波と受信波の到達時間の差が見られないのがわかる。また、正弦波とパルス波の到達時間の差(A-a)も見られない。図7からも読みとり位置 A-a が周波数の影響を受けず、センサ剛性が直線上になっているのが確認できる。また、パルス波とはほぼセンサ剛性が重なっており、読みとり位置 A-a が他の測定位置よりも信頼できる。これは、他の読みとり位置では周波数の違いにより入力波の B 地点と受信波の b、c 地点が変化するため、センサ剛性にばらつきがみられたと考えられる。また、パルス波では条件により near-field effect により、受信波の読みとりが難しくなる。これらのことから、本実験では、立ち上がりの場所(a 地点)を決めやすい正弦波を用い、周波数の高い 15、20kHz では受信波の応答が低く、周波数の高い 15、20kHz はノイズが生じるため、受信波の読みとりが容易な 5、7、10kHz を用いた。また、受信波の波形の振幅が $\text{HH} > \text{HV} > \text{VH}$ の関係になっているのが確認できる。これは VH 方向のせん断波は HH、HV 方向よりベンダーエ

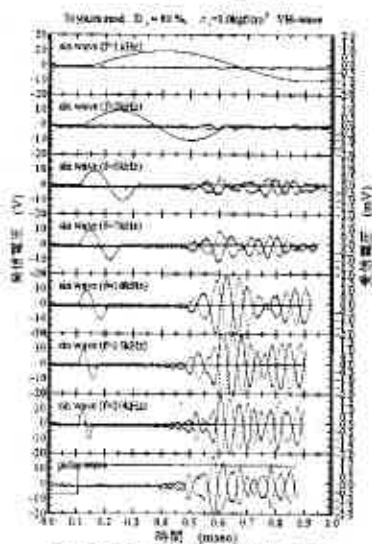


図-6 VH 方向の波形(豊浦砂)

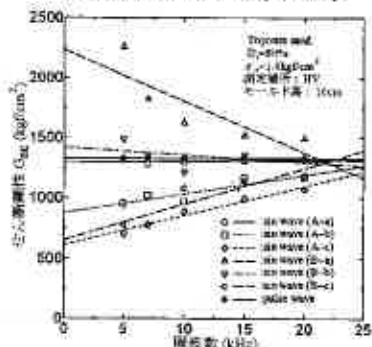


図-7 読みとり位置とせん断剛性の関係

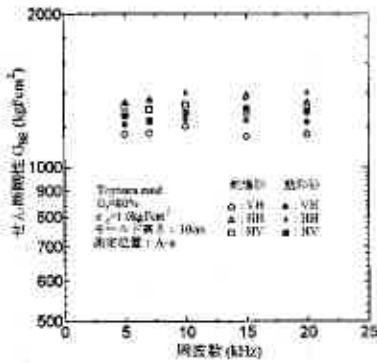


図-8 飽和・不飽和とせん断剛性の関係

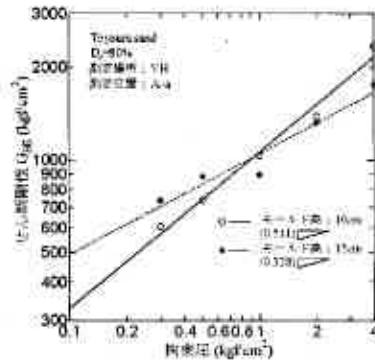


図-9 モールド高さとせん断剛性の関係

メント間の有効距離が長いいため振幅が短くなり、HV は振動方向が剛なキャップとベDESTALで拘束されているため、HH よりも振幅が短くなったと考えられる。

5. せん断剛性に及ぼす飽和・不飽和及びモールド高さの影響

図-8 は相対密度 $D_r=80\%$ の豊浦砂で有効拘束圧 1kg/cm^2 の時の周波数とせん断剛性の関係を飽和砂・乾燥砂で示したものである。この図から、飽和砂と乾燥砂によるせん断剛性の違いがみられないのが確認できる。このことから、実験の時間を短縮するために両試料とも乾燥砂を使用した。

図-9 はモールド高さ 10、15cm の VH 方向での側圧とせん断剛性の関係である。図からモールド高さ 10cm の方が 15cm よりもデータのばらつきが少ないのがわかる。また、図-10(モールド高さ 15cm の波形)と図-6(モールド高さ 10cm の波形)を比較すると、モールド高さ 15cm のほうが波形の振幅が小さく、ノイズが生じやすいので受信波の立ち上がりの場所(a 地点)を決めにくい。これらのことを考慮し、

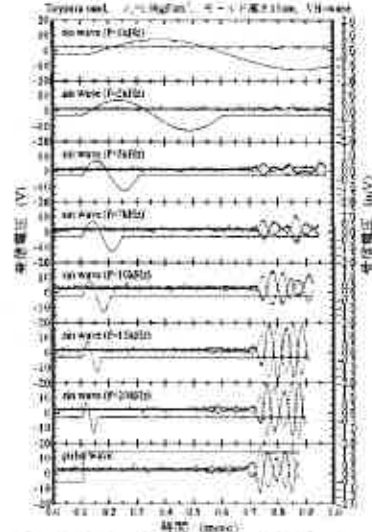


図-10 VH 方向の波形(モールド高さ 15cm)

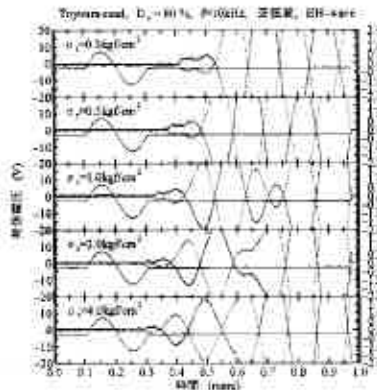


図-11 拘束圧と正弦波形の関係(豊浦砂)

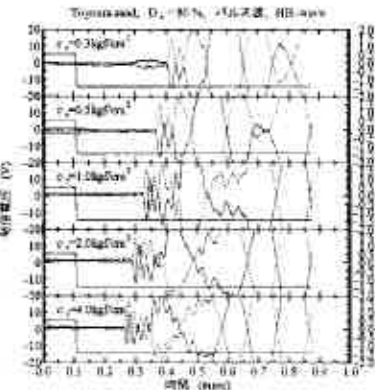


図-12 拘束圧とパルス波形の関係(豊浦砂)

実験の精度を上げるためにモールド高さ 10cm を使用することにした。

6. せん断剛性に及ぼす拘束圧と試料の影響

図-11、12 は HH 方向の正弦波($f=10\text{kHz}$)及びパルス波の入力波形と受信波形を示したものである。この図から、拘束圧を高くすると受信波の到達時間が速くなり、振幅が小さくなるのが確認できる。これは、側圧が上昇すると粒子間接触力が増加し硬くなるためせん断波の伝播が速く、ベンダーエレメントの揺れが小さくなったと考えられる。図-13 は相対密度 $D_r=80\%$ の火山灰で有効拘束圧 1kgf/cm^2 の時の HH 方向の正弦波とパルス波の入力波形と受信波形を示したものである。図-4(豊浦砂の波形)と比較すると火山灰は豊浦砂よりも受信波の到達時刻が遅く、振幅が大きいことが確認できる。

図-14、15 はベンダー試験での豊浦砂と火山灰の相対密度 $D_r=80\%$ で読みとり位置(A-a)で周波数 10kHz の時のせん断剛性と拘束圧の関係を示したものである。図中には、直径 7cm、高さ 15cm の飽和砂に非排水状態で振幅一定、周波数 0.1Hz の正弦波を 11 サイクル与えた繰返し三軸試験で求めた軸ひずみレベル 10^{-5} の時のヤング率から(2)式で算出したせん断剛性と拘束圧との関係も示している。図から火山灰のほうが豊浦砂よりもせん断剛性 G_{BE} が低いのがわかる。これは、火山灰は豊浦砂よりも間隙が大きく剛性が低いためである。また、せん断剛性の拘束圧依存性も火山灰のほうが高い。

$$\text{せん断剛性 } G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots (2)$$

ここで E がヤング率、 ν がポアソン比(非排水試験の場合 0.5)である。

次に、両試料においてせん断波の伝播方向が異なるせん断剛性 G_{hh} 、 G_{hv} 、 G_{vh} が $G_{hh} > G_{hv} > G_{vh}$ の関係になっているのが確認できる。この傾向は、模型土層で 3 方向のせん断波速度を測定した結果と一致している(Stokoe ら¹⁾)。このようにせん断波の伝播方向によってせん断剛性が異なるのは、堆積構造の異方性が原因であると考えられる。また、繰返し三軸試験のヤング率から得られたせん断剛性とベンダー試験から算出した VH、HH、HV 方向のせん断剛性を比較すると、両試料ともほぼ同様な値を示しており、拘束圧依存性も等しい。すなわち繰返し三軸試験と BE 試験から求めた微小ひずみの初期剛性はほぼ等しいといえる。

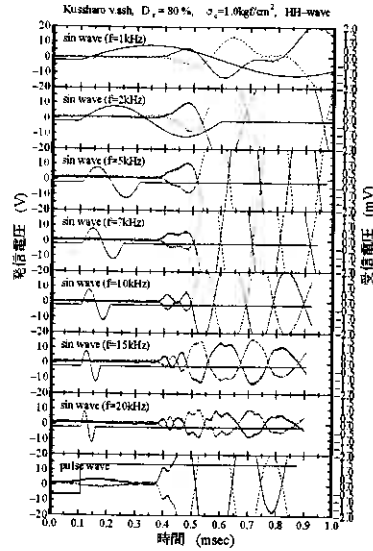


図-13 HH 方向の波形(火山灰)

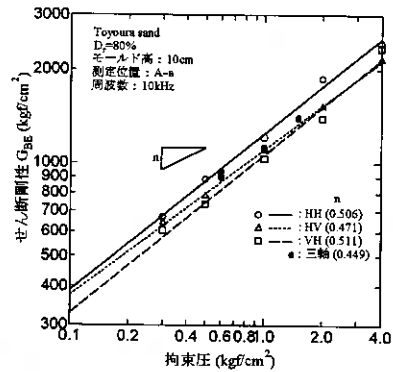


図-14 拘束圧とせん断剛性の関係(豊浦砂)

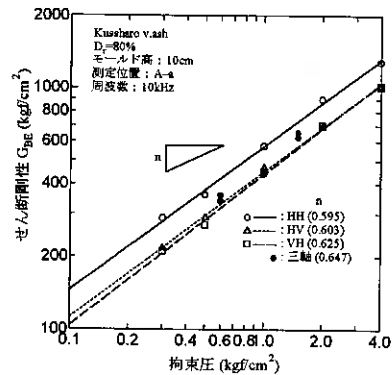


図-15 拘束圧とせん断剛性の関係(火山灰)

7. 異方応力条件下のせん断剛性

砂のせん断剛性は、多くの研究者によって報告されているように、間隙比、拘束圧、ひずみレベルの関数の実験式として表現できることが一般に認められている。Hardin³⁾に従えば、等方応力状態での土の微小ひずみ時のせん断剛性率 G_{max} は次式で表される。

$$G_{max} = CF(e) \left(\frac{\sigma'_c}{p_r} \right)^n \quad \dots (3)$$

ここで、 C は実験定数、 $F(e)$ は間隙比関数、 σ'_c は有効拘束圧、 p_r は基準応力、 n は実験指数である。

一方、異方応力状態での G_{max} はせん断波が働く面に垂直な応力の大きさに依存しないことが知られている(Roesler³⁾、Yu & Richart⁹⁾、Stokoe ら¹⁾)。この結果は、異方応力状態の土の剛性は式(3)で σ'_c の代わりに平均主応力 $\sigma'_m = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ の使用を意味している。これは、せん断波が鉛直方向に伝わり、粒子が水平方向に動いたとき、 G_{max} は以下の関係で表現できることを意味している(例えば Jamiolkowski ら⁵⁾)。

$$G_{vh} = S_{vh} F(e) \left(\frac{\sigma'_v}{p_r} \right)^{n_v} \left(\frac{\sigma'_h}{p_r} \right)^{n_h} \quad \dots (4)$$

ここで、 S_{vh} は土構造に関する材料定数、 σ'_v は有効鉛直応力、 σ'_h は有効水平応力、 n_v と n_h は指数定数である。

そこで、せん断剛性率に及ぼす応力状態の影響を調べるために、拘束圧 $\sigma_c = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の等方応力状態から鉛直(軸)応力 σ_v 一定および水平応力(側圧) σ_h 一定の条件下で $\sin \phi = 0.5$ または -0.5 に達するまでの三軸圧縮および伸張応力状態でせん断波速度を3方向から求め、せん断剛性の応力依存性を求めた。

図-16(a)、(b)は、豊浦砂に対して鉛直応力および水平応力一定条件で行った圧縮および伸張時に測定したせん断波速度から求めたせん断剛性率 G_{vh} 、 G_{hv} 、 G_{hh} の変化を示したものである。図に示すように、異方応力状態では、せん断波の振動および伝播方向の違いによってせん断剛性が異なることがわかる。試験は、圧縮および伸張試験を別個の供試体で行っているため、拘束圧 1.0 kgf/cm^2 等方応力状態においても試験結果が供試体の密度差や実験誤差のため多少ばらついている。そこで、異方応力状態の影響をよりわかりやすく示すために、豊浦砂および砂分火山灰の異方応力状態で求めたせん断剛性を等方応力状態のせん断剛性で正規化して示したのが図-17、18である。

図中に示した線は最小 2 乗法で求めたフィッティングラインで、その傾きは式(4)における拘束圧依存性を表す指数定数 n_v 、 n_h

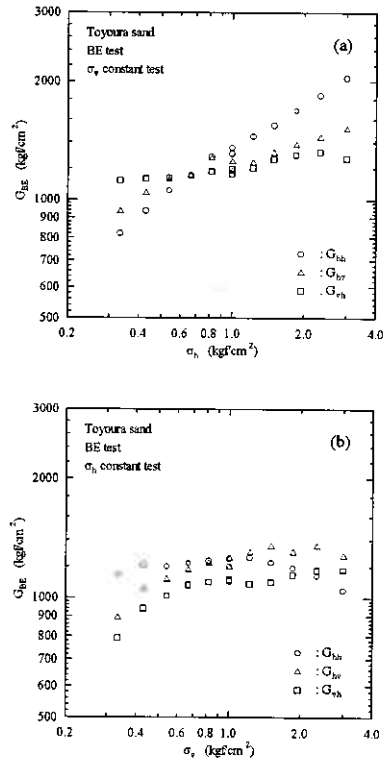


図-16 せん断剛性に及ぼす異方応力の影響
(a)鉛直応力一定試験,(b)水平応力一定試験

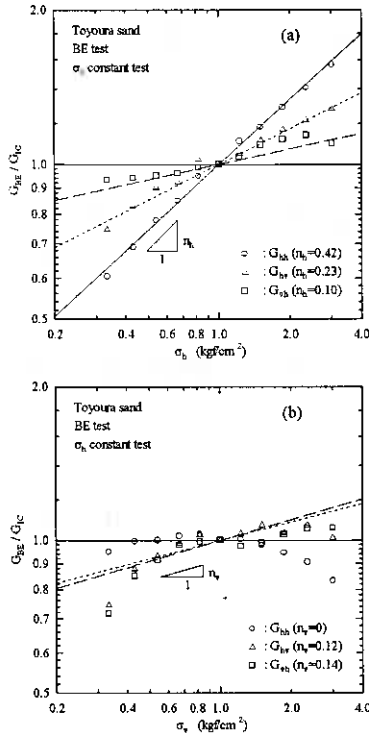


図-17 豊浦砂の正規化せん断剛性に及ぼす異方応力の影響
(a)鉛直応力一定試験,(b)水平応力一定試験

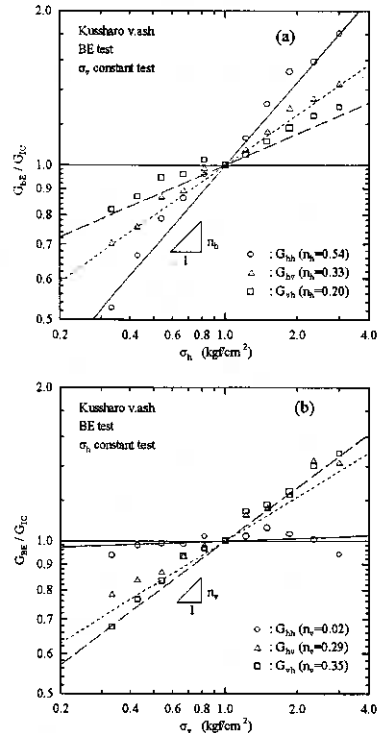


図-18 砂分火山灰の正規化せん断剛性に及ぼす異方応力の影響
(a)鉛直応力一定試験,(b)水平応力一定試験

を表す。得られた、指数定数をまとめると表-1 のようになる。

以上の結果から、 G_{hh} は水平方向応力のみに、 G_{hv} 、 G_{vh} は、鉛直及び水平2方向の応力に依存することがわかる。言い換えれば、Roeslerらが指摘したようにせん断剛性(せん断波速度)はせん断波の振動および伝播方向の応力に依存し、それと垂直な方向の応力には依存しないことがわかる。

また、 G_{hv} と G_{vh} の指数定数が異なり、 G_{hv} では

$n_v < n_h$ 、 G_{vh} では $n_v > n_h$ となっている。すなわち、せん断波速度はせん断波の振動方向よりも伝播方向の応力により依存するようである。この傾向は豊浦砂と砂分火山灰両方に認められる。ただし、 n_v+n_h の値は、拘束圧の異なる等方応力状態で求めた値よりもやや低くなっている。これは、異方応力状態ではより破壊状態に近くなるに従って、供試体の構造の乱れによって必ずしも式(4)で表される関係にならないことが一因であると思われる。実際に、図-17、18に示したように等方応力状態から離れるに従って、実測値はフィッティングラインよりも低くなっている。

表-1 豊浦砂と砂分火山灰の指数定数

	Sample	n_v	n_h	n_v+n_h
G_{hh}	Toyouura	0.00	0.42	0.42
	Kussharo	0.02	0.54	0.56
G_{hv}	Toyouura	0.12	0.23	0.35
	Kussharo	0.29	0.33	0.62
G_{vh}	Toyouura	0.14	0.10	0.24
	Kussharo	0.35	0.20	0.55

8. 結論

豊浦砂及び砂分火山灰の供試体に、伝播・振動方向の異なる方向でベンダーエレメントを取り付け、等方応力状態及び種々の異方応力状態で微小ひずみレベルの疑似弾性剛性を求めた。その結果、以下のような結論が得られた。

- 1) 正弦波とパルス波の入力波形と受信波形の到達時間の差は、読みとり位置 A-a では周波数の影響を受けない。
- 2) BE 試験と繰返し三軸試験から得られたせん断剛性は良い相関関係にある
- 3) BE 試験においてせん断波の伝播・振動方向が異なると等方圧力状態でもせん断剛性 G_{hh} 、 G_{hv} 、 G_{vh} が異なり、 $G_{hh} > G_{hv} > G_{vh}$ となる。これは、堆積構造の異方性が原因であると思われる。
- 4) 異方応力状態でのせん断剛性（せん断波速度）は、せん断波の振動および伝播方向の応力に依存し、それと垂直な方向の応力には依存しない。
- 5) せん断剛性は、せん断波の振動方向よりも伝播方向の応力により依存する。
- 6) 破壊状態に近い応力状態になるに従って、供試体の構造変化（乱れ）により異方応力状態でのせん断剛性は式(4)で表される関係よりも低下する。

参考文献

- 1) Stokoe, K. H. II, Hwang, S. K., Lee, N. K. J. & Andrus, R. D. 1995. Effect of various parameters on the stiffness and damping of soils at small to medium strains. Keynote lecture, *Proceedings of the 1st International Conference on Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Sapporo, Balkema: 785-816.
- 2) Hardin, B. O. 1978. The nature of stress-strain behavior for soils, *Proceedings of the Geotechnical Division Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, ASCE, Pasadena: 3-90.
- 3) Roesler, S. K. 1979. Anisotropic shear modulus due to stress anisotropy. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE 105(7): 871-880.
- 4) Yu, P. & Richart, F. E. Jr. 1984. Stress ratio effects on shear modulus of dry sand, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE 110(3): 331-345.
- 5) Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. & Lo Presti, D.C.F. 1994. Remarks on stiffness at small strains of six Italian clays. Keynote lecture, *Proceedings of the 1st International Conference on Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Sapporo, Balkema: 817-836.

パソコンを用いたせん断弾性波速度測定システムの開発

函館工業高等専門学校 ○正会員 川口 貴之
北海道大学大学院 学生員 谷口 浩二
北海道大学大学院 正会員 三田地 利之
北海道大学大学院 正会員 澁谷 啓
北海道大学大学院 学生員 古道 知広
函館工業高等専門学校 正会員 佐野 侑房

1. はじめに

近年、サンプリング、測定機器の向上とともに室内試験により得られた単調・繰返し変形特性を原位置試験結果と直接比較・検討することが可能となってきた。その一つとして、原位置弾性波速度探査（PS 検層など）との比較検討が容易で、近年急速に普及しつつあるベンダーエレメント試験（以後 BE 試験）がある。

本文では、送信波形・振幅・周波数の決定から送・受信波形の記録までをパーソナルコンピュータから操作可能のように開発したせん断弾性波速度測定システムの概要について報告するとともに、最近行われた圧密試験装置での BE 試験結果から受信波に及ぼす送信波形・周波数の影響を把握し、三軸試験により得られた非排水条件下でのヤング率やせん断弾性波伝播距離の異なる BE 試験結果と比較することで、いまだに統一見解が得られていないせん断弾性波到達時間の決定方法について考察する。

2. 弾性波速度測定システムの概要

図1は本システムの概略図である。パソコンからの命令によって電圧波形が DA ボードより、送信側 BE とオシロスコープに同時に送信され、オシロスコープが受信した送・受信用 BE の電圧変化時刻歴データが GP-IB インターフェイスを介してパソコンに取込まれ、モニタに表示される仕組みとなっている。さらに、このシステムの具体的な特徴ならびにその有用性についてまとめると以下ようになる。

- ① 送・受信用 BE の電圧変化時刻歴を記録することが可能であり、実験終了後にせん断弾性波の到達時間を再検討できるだけでなく、この記録を蓄積することによってせん断弾性波の正しい到達時間決定方法の検討が容易になるものと思われる。また、送・受信波形に対してクロスコリレーション解析などを行うことも可能であり、実験者による到達時間決定上の人為的誤差を軽減する役割も大きい。
- ② パソコン、オシロスコープ、DA ボードおよび GP-IB ボードから構成されている本システムは可搬式で、BE が取付けられている三軸試験装置¹⁾、圧密試験装置²⁾、一面せん断試験装置³⁾などを制御するシステムとは独立しているため、これら各種試験装置で行う BE 試験を本システム一台で行うことが可能である。

Development of elastic shear wave velocity measuring system by using personal computer

Takayuki KAWAGUCHI*, Kouji TANIGUCHI§, Toshiyuki MITACHI§, Satoru SHIBUYA§ Tomohiro FURUMICHI§ and Yoshihisa SANO*

* Department of Civil Engineering, Hakodate National College of Technology

§ Graduate School of Engineering, Hokkaido University

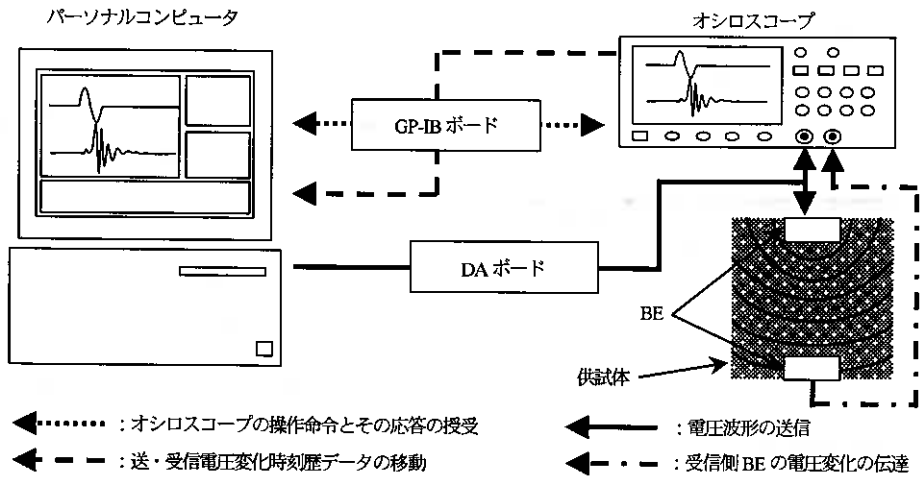


図1 せん断弾性波速度測定システムの概略図

- ③ BE 試験に必要なオシロスコープの操作、送信電圧波の作成・送信、さらには送・受信電圧変化時刻歴の記録まで一貫して、筆者らが開発したプログラムによってキーボード上から操作することが可能であり、BE 試験を容易かつ手早く実施することができ、人為的ミスも軽減できると考えられる。
- ④ 送信側 BE への電圧波形送信には、広く用いられているファンクションジェネレーターではなく、DA ボードを用いている。これは、プログラミングによるパソコンからの操作が容易であるためであり、また、自由に波形を作成でき、送信波周波数も最大 10kHz 程度まで設定可能、さらには単独波・連続波の送信が可能であるにもかかわらず、同機能を備えたファンクションジェネレーターに比べて安価なことも理由の一つとして挙げられる。なお、波形の作成・送信に関する具体的な説明を 2.1 に示す。

2. 1 DA ボードを用いた送信波の作成

本システムで用いている DA ボードの分解能は 16bit であり、出力レンジを -10V→+10V に設定しているため、最小分解能は $20/2^{16}(=3.05 \times 10^{-4})$ V である。また、保証しているサンプリング周波数は 0.002Hz~100000Hz (100kHz) であるが、この最大値は使用環境 (CPU 速度など) によって異なるため、検定したところ本環境では 200kHz まで可能であることが確認されている。

送信波の周波数が 1kHz 以下の場合、一波長を 200 点のデータ群にて作成している (図 2(a) は sin 波の例)。このデータ群はパソコン内のメモリに一端格納され、送信命令とともに指定されたサンプリング周波数にて送信する。すなわち、サンプリング周波数の最大値 200kHz で図 2(a) のデータ群を送信した場合、送信した sin 波の周波数は $200000/200=1000$ Hz (1kHz) ということになる。送信波の周波数が 1kHz 以上の場合、一波長を形成するデータ点数を減少させ、最小 20 点にて 10kHz の波を作成している (図 2(b) は sin 波の例)。

図 3 は本システムにおいて 10kHz (図 3(a)) および 1kHz (図 3(b)) の sin 波を送信した際に得られた時刻歴である。10kHz においても十分な精度で sin 波形状を成していることが確認されるが、今後、受信側 BE の電圧変化時刻歴に及ぼす影響に関して、限りなく連続的 (アナログ的) な波形にて送信可能なファンクションジェネレーターを用いた場合と比較・検討する必要があると考えている。

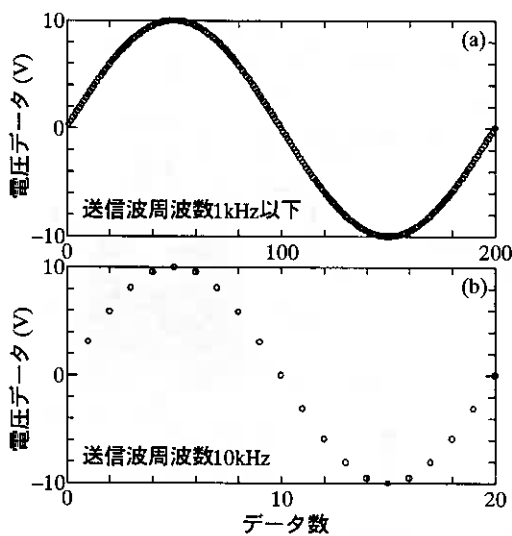


図2 波形の作成方法

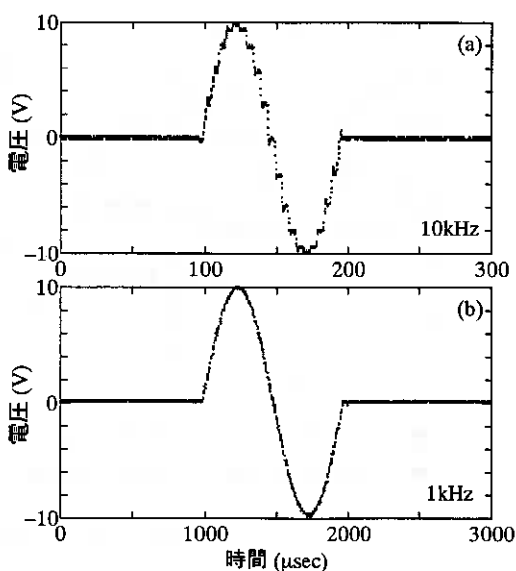


図3 sin波を送信した際に得られた時刻歴

表1 実験条件のまとめ (波形の影響)

単独 OR 連続波	波形	周波数
単独波	矩形波	100Hz
		1kHz
		10kHz
	sin波	100Hz
		1kHz
		10kHz
	三角波	100Hz
		1kHz
		10kHz

表2 実験条件のまとめ (周波数の影響)

波形	単独 OR 連続波	周波数
sin波	単独波	10kHz
		8kHz
		6kHz
		4kHz
		2kHz
		1kHz
		100Hz
	連続波	10kHz
		8kHz
		6kHz
		4kHz
		2kHz
		1kHz
		100Hz
矩形波	単独波	100Hz

3. 本システムを用いたGの測定

3.1 実験概要

装置はBEが取付けられた圧密試験装置を用いて行い、BEの結線方法はDyvikらが推奨するように、発信側には並列、受信側には直列の結線を施している。

試料は市販のNSF粘土 ($w_L=55\%$, $I_p=26$)を用いている。供試体は粉末乾燥状態にあるNSF粘土に液性限界の2倍程度になるよう蒸留水を加えて十分に攪拌し、真空に近い状態に保った予圧密セル内で十分に脱気した後、鉛直応力150kPaで一次元圧密したものを用いた。

実験は圧密容器内にて鉛直応力400kPaまで一次元圧密し、3t法によって圧密を打切った時点でBE試験を開始した。なお、このBE試験中も鉛直応力を400kPaになるよう制御し、排水を許している。BE試験は送信波形による影響を調べるために行った9の試験と送信波周波数の影響を調べるために行った15の試験に分類され、実験条件をそれぞれ表1および表2にまとめる。

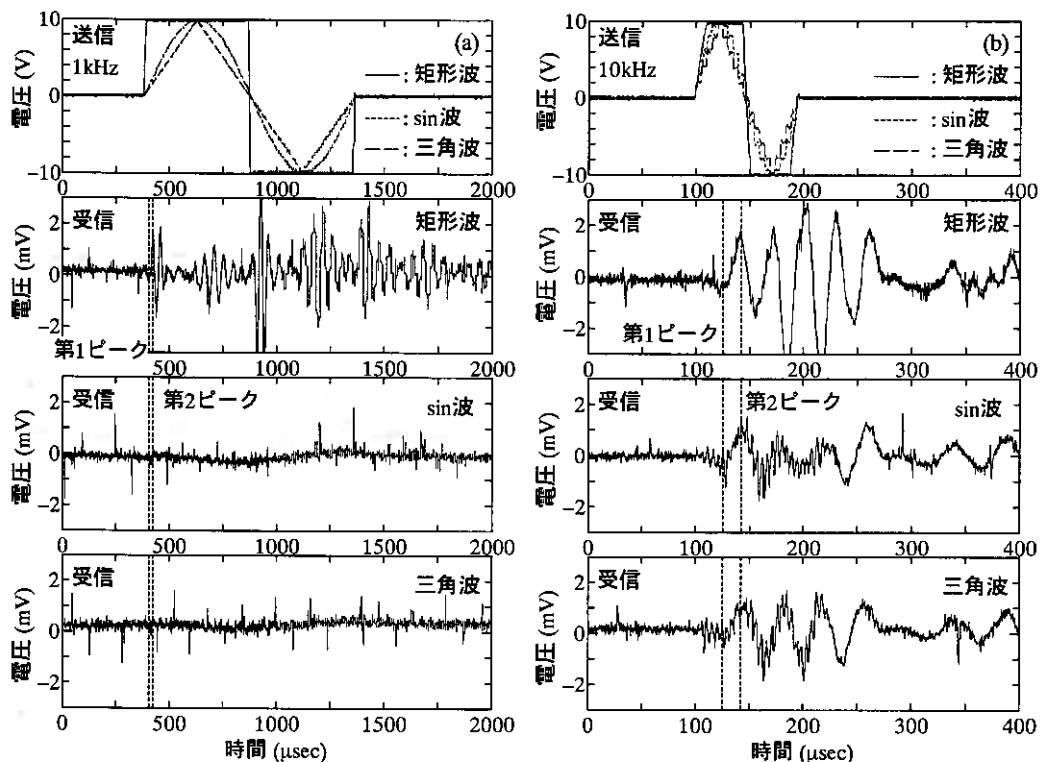


図4 波形が異なる際における送・受信波の電圧変化時刻歴 ((a)1kHz, (b)10kHz)

3. 2 受信側 BE の電圧変化時刻歴に及ぼす送信波形の影響

図4(a), (b)はそれぞれ送信波周波数1kHz (図4(a)) および10kHz (図4(b))にて矩形波, 三角波, sin波を送信した際における送・受信波の電圧変化時刻歴である(表1参照)。図4(a)においては, 矩形波以外の受信波にせん断波到達を示す明確なピークは見られないが, 図4(b)においては受信波の第1ピーク, 第2ピークともに波形にかかわらず明確かつ同時に確認でき, 送信波の周波数が高くなるほど, 送信波形の影響は少なくなることが推測される。ここで, 矩形波だけは送信周波数に影響を受けず, ほとんど等しい受信電圧時刻歴が得られていることに着目すると, 受信波の第1ピークや第2ピークの振幅は, 送信波の送信直後における電圧変化量の大きさに依存していると推測される。すなわち, 矩形波の場合には送信直後の電圧変化の傾きは周波数にかかわらずほぼ無限大に近いのに対し, sin波や三角波では周波数が小さくなるほどその平均的な傾きは小さくなるので, 受信電圧時刻歴に明確なピークが現れなくなっていくと考えられる。さらに付け加えると, 図4(b)における受信波の第1ピークや第2ピークは送信波の送信直後に発生したせん断弾性波が到達したものだと思えることができる。なお, ここに示さなかった100Hz時の受信電圧時刻歴は, 図4(a)と同様に矩形波以外の波形では全くピークが見当たらなかった。

3. 3 受信側 BE の電圧変化時刻歴に及ぼす送信波周波数の影響

図5は周波数1, 2, 4, 8kHzの単独sin波と100Hzの単独矩形波を送信した際における送・受信波の電圧変化時刻歴である(表2参照)。受信電圧時刻歴に現れている第1, 第2ピークは送信sin波の周波数, さらにはsinと矩形の違いによらず同時に確認できる。また, 3.2で説明したように第1, 第2ピークの振幅は送信直後における電圧変化の平均的な傾きの減少とともに小さくなり, 1kHzのsin波に対応するピークはほとんど確認できない状態となっている。

3.5 にて詳しく検討するが、せん断弾性波の到達時間決定方法の一つとして、単独 sin 波を送信した際における送信波ピークから第1あるいは第2ピークまでの時間をとる場合がある^{3),9)}。図5から分かるように、受信電圧時刻歴に現れている第1、第2ピークは送信 sin 波のピークとは無関係に、さらには矩形波も含めて同時刻に現れており、4kHz 以下の sin 波では、たとえ受信波の第2ピークとの間においても到達時間は負の値となる。すなわち、この方法はせん断弾性波到達時間の決定方法として不適当であると考えられる。このような決定方法が用いられてきた背景について考えると、一つは物理的に理解しやすいこと、もう一つは本試験では供試体高さ2cmの圧密試験装置を用いており、BE先端間の距離は1cm以下と非常に短い為せん断弾性波到達時間の決定方法の違いがGの大きさに与える影響は大きく、したがって特にこのような現象を見出しやすいが、供試体高さが大きい場合には等しいせん断弾性波速度であっても受信電圧時刻歴のピークは右へとシフトするので、このような現象を見逃しやすかったが故だと推測される。

以上のことから考えると、BE試験に単独 sin 波を用いる場合には広範囲な周波数を設定可能なシステムを保有することが必要であり、明確なピークが発生する周波数を見出す手間を考えれば送信波に矩形波を用いた方が良いと考えられる。しかし、矩形波から求めたせん断弾性波到達時間は単独 sin 波によるものに対して過小評価し、Gを過大評価するという報告もあり⁹⁾、今後更なる検討が必要だと考えている。

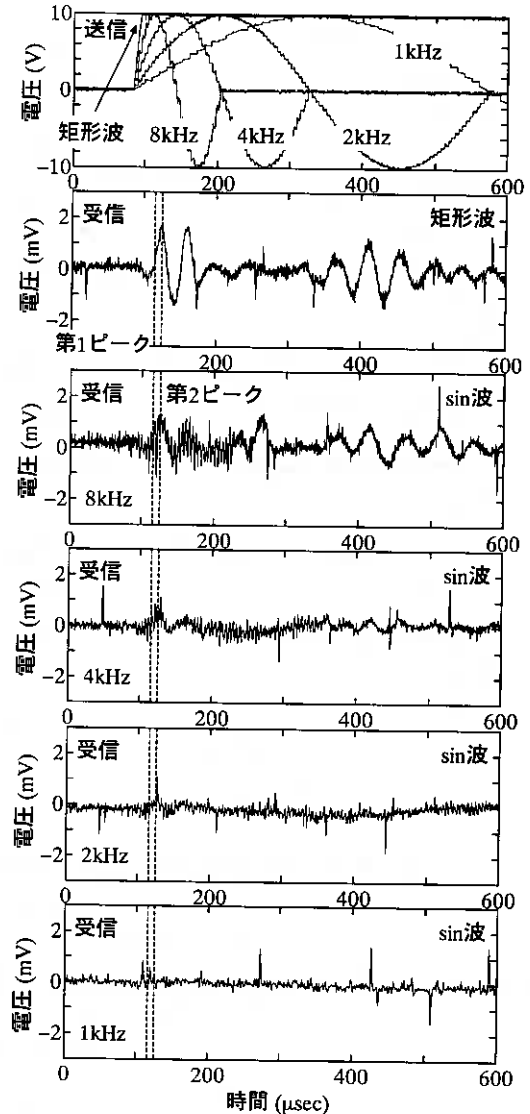


図5 波形が異なる際における送・受信波の電圧変化時刻歴

3. 4. せん断弾性波速度の到達時間決定方法に関する考察

3. 4. 1. 非排水三軸試験結果を用いたせん断弾性係数Gの推定

図6は多機能三軸試験装置を用いて、鉛直応力400kPaまで K_0 圧密し、3t法にて圧密を打切った後に行った単調載荷試験時における応力 \sim ひずみ関係である⁷⁾。なお、供試体は表1、表2に示した実験と同条件にて作成されたものを用いている。図中から分かるように微小ひずみ域におけるヤング率Eは164MPaであり、試料を等方弾性体と仮定すると、BE試験より得られるGとEの間には式(1)のような関係式が成り立つ。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{式(1)}$$

ここで、三軸試験が非排水条件下で行われたことによりポアソン比 ν を0.5と仮定すると、 $G=164/3=54.7\text{MPa}$ となる。一方、BE試験より得られるGは式(2)のように表現できる。

$$G = \rho_s \cdot \left(\frac{l}{t}\right)^2 \quad \text{式(2)}$$

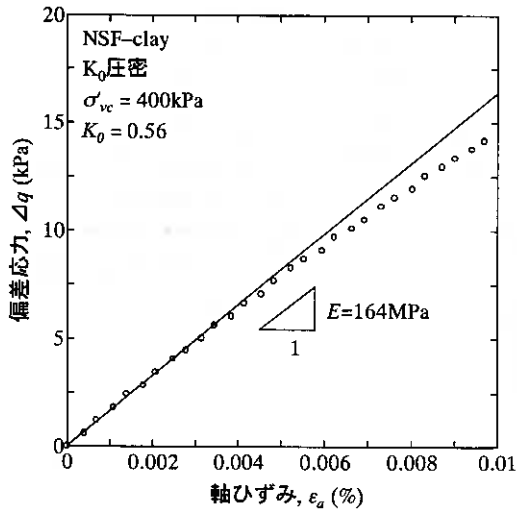


図6 三軸試験より得られた応力～ひずみ関係

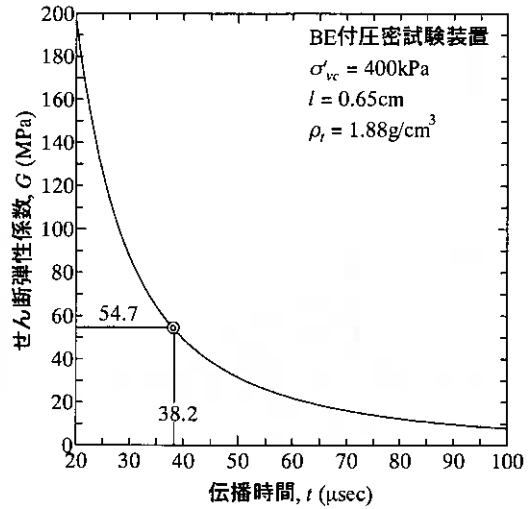


図7 伝播時間とせん断弾性係数の関係

ここで、 l はせん断弾性波の伝播距離、 t は伝播時間であり、 ρ_t は湿潤単位体積重量である。Dyvicら⁴⁾やViggianiら⁵⁾によって報告されているように l はBE先端間の距離とすると、3.1で説明したBE試験時における t と G の関係は図7のようになり、上記の仮定が正しく、 G が54.7MPaだとすると、伝播時間はおよそ38.2 μ secとなる。上記の三軸試験ならびにBE試験時の圧密試験装置内における供試体は異方応力状態にあるため、等方弾性体と仮定することにはいささか無理があるが、この値をせん断弾性波伝播時間の一つの目安と考えれば、 t は30-50 μ sec程度の範囲内に存在すると推測される。

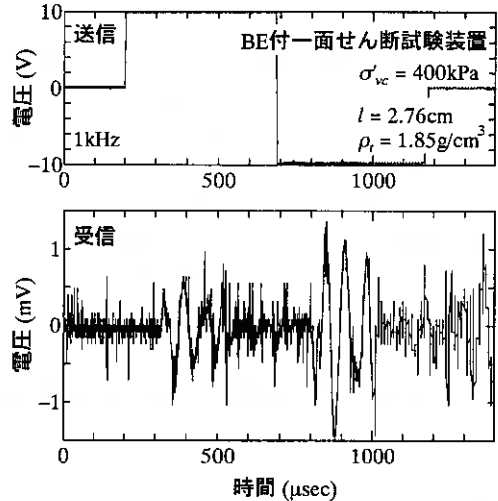


図8 BE付一面せん断試験装置より得られたBE試験結果

3. 4. 2. せん断弾性波伝播距離が異なるBE試験結果との比較

図8はBEが取り付けられた一面せん断試験装置のせん断箱内において、鉛直応力400kPaまで一次元圧密した後、3t法によって圧密を打切った時点において行われた本システムによるBE試験結果であり、1kHzの矩形波を送信した際の送・受信電圧変化時刻歴である。また、BE試験開始時のBE先端間の距離は2.76cmであり、3.1に示したBE試験（伝播距離は0.65cm）に対して4倍強もの伝播距離ということになる。

図9は送・受信電圧変化時刻歴の概念図であり、伝播時間を定義しやすいように、到達時間を決定する候補として可能性のある箇所記号を付している。なお、3.2および3.3で明らかになったように、送信sin波等のピークを伝播時間決定の開始点とすることは適切ではないことから送信波の開始点を0点とした。図10は図8において0-1から0-4までのそれぞれの伝播時間から G を算出し、図5に示した矩形波の時刻歴によって同様に算出した G との比較を示したものであり、0-3間を伝播時間として計算した際に最も両者の値が近づいている。また、先にも触れたように一面せん断試験装置内におけるBE間の距離は圧密試験装置のそれに比べてかなり大きいので、伝播時間の決定方法の違いが G に与える影響は小さくなっている。

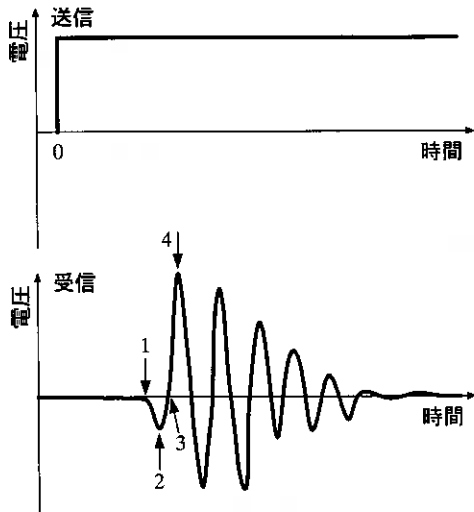


図9 送・受信電圧変化時刻歴の概念図

Viggiani ら⁵⁾は図9中の1-2-3で示すような最初に現れる振幅の小さい波はせん断弾性波の到達として解釈すべきでないことを報告しており, "near-field effect"と呼んでいる。このことを踏まえ, 1-2-3で示される波を無視して考えると, 図10の結果は送信波の送信開始時とせん断弾性波到達開始時とを結ぶ"start to start"が最も真に近い伝播時間決定方法であることを示唆している。ただし, 厳密にせん断波発生時が送信波の送信開始時と考えることは若干危険であり, 真の伝播時間は0-3と0-4の間にあると考えるのが妥当と思われる。

また, 3.3に示したように受信電圧変化時刻歴に明確なピークが現れるような周波数では受信電圧変化時刻歴の第1, 第2ピークに及ぼす矩形, sinといった波形の影響はないことから, sin波等でも同様な結果が得られることが推測される。

最後に, 図11は周波数8kHzにて連続的にsin波を送信した際の送・受信電圧変化時刻歴であり, 他の周波数に比べて受信波の振幅が大きく, 受信波の周波数は送信波の周波数に等しかった。これに関連して, Lohani ら⁶⁾は共振した際におけるピーク間の伝播時間を用いることを推奨している。そこで, 図11において考えられる幾つかのピーク間時間差をもとにGを計算したところ図10中の0-3に近い値を示すものは存在しなかった。ただし, 本実験はあらかじめ周波数を決めて試験を行っていることから, 8kHzが共振周波数であるという保証はなく, 今後共振周波数の影響についても検討していきたいと考えている。

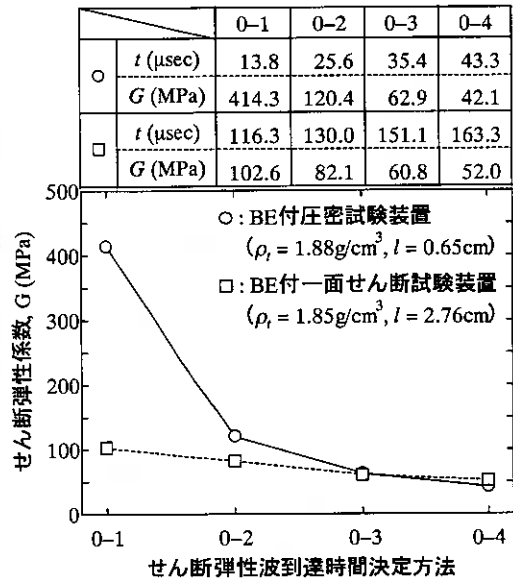


図10 せん断弾性波伝播距離が異なるBE試験結果の比較

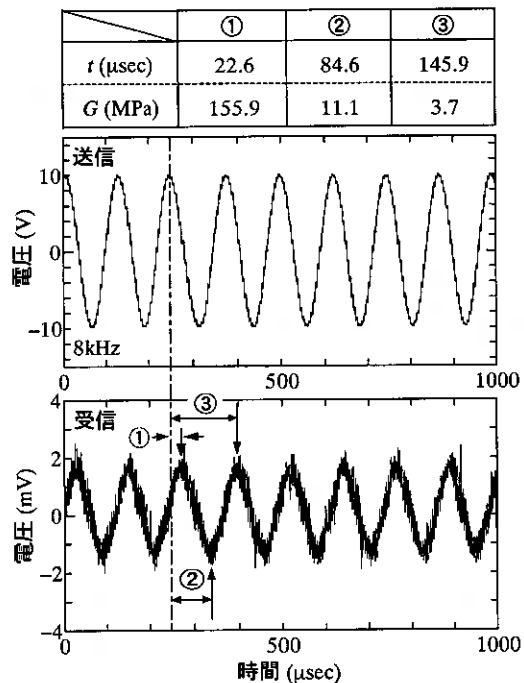


図11 8kHzでの連続sin波を送信した際の時刻歴

4. 結論

1. 送信電圧波の作成・送信から送・受信電圧変化時刻歴の記録までを一貫してパソコンから操作可能なせん断弾性波速度測定システムを作成したことにより、BE 試験を容易かつ手早く実施することが可能となった。
2. 送信波の周波数が高くなるほど、送信波形の違いが受信電圧変化時刻歴に与える影響は少なくなることが確認された。
3. 周波数が異なる単独 sin 波を送信した試験結果より、受信電圧時刻歴に現れている第 1, 第 2 ピークは送信 sin 波の周波数、さらには sin と矩形の違いによらず同時刻に確認でき、sin 波を送信した際における送・受信波のピーク間を伝播時間とする方法は適切ではないことが確認された。
4. せん断弾性波伝播距離が異なる BE 試験結果を比較することにより、"near-field effect"を考慮すれば、送信波の送信開始時とせん断弾性波到達開始時とを結ぶ"start to start" (図 9 の 0-3) が最も真の伝播時間に近いことが確認された。

参考文献

- 1) 黄聖春, 箱市弘達, 三田地利之, 澁谷啓, 粘性土の圧密およびせん断過程での微小ひずみ測定システムを備えた三軸試験装置の試作, 地盤工学会北海道支部技術報告集第 37 号, pp.191-200, 1997
- 2) 三野秀作, 澁谷啓, 三田地利之, 田中洋行, Bender Element 試験による弾性せん断波速度の測定方法, 土木学会第 49 回年次学術講演会講演概要集, pp.502-503, 1994
- 3) 荻野俊寛, 三田地利之, 澁谷啓, 池亀泰彦, ベンダーエレメントを組込んだ一面せん断試験装置による粘性土の変形・強度特性の評価, 地盤工学会北海道支部技術報告集第 39 号, pp.1-10, 1999
- 4) Dyvic and Madhsus, C. Laboratory Measurements of G using Bender Elements, Proceedings of the ASCE annual convention, Detroit, 1985
- 5) Viggiani, C. and Atkinson, J.H., Interpretation of Bender Element Tests, Geotechnique, 45, No.1, pp.149-154, 1995
- 6) T. N. Lohani, G. Imai and S. Shibuya, Determination of Shear Wave Velocity in Bender Element Test, Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, pp.101-106, 1999
- 7) 川口貴之, 三田地利之, 澁谷啓, 繰り返し飽和粘土の小ひずみ域における変形係数の定式化, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.179-191, 1999

粘土地盤の構造の発達・損傷とメタ安定度指数の関連

北大院工学研究科 ○ 学生員 天満 稔
同上 正会員 澁谷 啓
同上 正会員 三田地 利之
慶州大学(元北大院) 正会員 黄 聖春

1. はじめに

粘性土不攪乱試料とその再構成試料の力学特性は一般に異なる。この原因は不攪乱試料が長年の年代効果を受けた結果として保持する特有の構造の影響であると言われている。この力学特性の支配要因の一つである粘土の構造の定量化手法としてメタ安定度指数, $MI(G)^L$ が提案されている¹⁾。本論文では下部砂層からの地下水の汲み上げにより近年に圧密が生じた結果, 粘土層下部で構造が損傷していると想定されるバンコック粘土地盤について $MI(G)^L$ 深度分布を求め, 得られた力学特性との関連を議論する。また, 各国のほぼ等しい深さの沖積粘土について $MI(G)^L$ の概略値を報告する。一方, $MI(G)^L$ とは別の構造指標 $MI(G)^{R/L}$ を提案する。

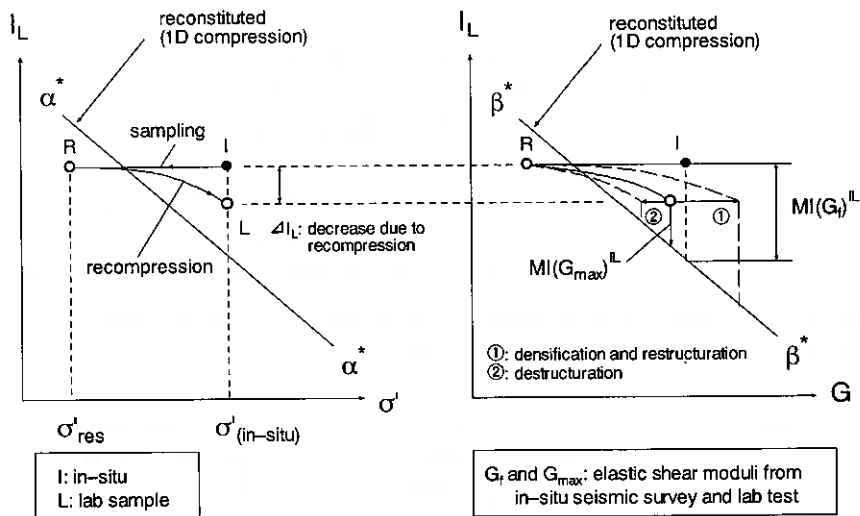


図-1 メタ安定度指数を用いた粘土の構造の影響に関する概念図

2. メタ安定度指数 $MI(G)^L$

澁谷は自然堆積粘土の保持する構造を定量的にあらわす指標としてメタ安定度指数を考案した。この考えの背景には三笠²⁾の提案した基本式(1), (2)がある。

土の有効応力 = F_1 (土の種類, 含水量, 骨格構造) (1)

土の力学的性質 = F_2 (土の種類, 含水量, 骨格構造) (2)

三笠によれば, 飽和した土の有効応力は, 土の種類, 含水量, および骨格構造により定まる。土の力学的性質につ

Inter-link between structuration/distructuration and metastability index in clay ground

Minoru TEMMA, Satoru SHIBUYA, Toshiyuki MITACHI, Seong Chun HWANG

Graduate school of Engineering, Hokkaido University

いても同様である。以上のことは、構造がもっとも低位と考えられる再構成試料の有効応力、あるいは土の力学的性質と含水比の関係は、各粘土の一次性質とみなせることを意味する。したがって含水量に着目すると式(3)、(4)となる。

$$\text{含水量} = Q_1(\text{土の種類, 土の有効応力, 骨格構造}) \quad (3)$$

$$\text{含水量} = Q_2(\text{土の種類, 土の力学的性質, 骨格構造}) \quad (4)$$

両式は自然堆積粘土の保持する構造の影響は、等しい有効応力あるいは力学的性質における含水比の違いにのみ反映されることを示唆している。

図-1はメタ安定度指数を用いた粘土の構造の影響に関する概念図である。再構成試料を一次元圧密すると、正規圧密状態では間げき比と鉛直有効応力の関係が直線となることは一般的事実である。間げき比を式(5)で定義される液性指数におきかえることで、一次的性質の異なる粘性土の密度を相対化して比較できると仮定する。

$$I_L = (w_s - w_p) / (w_L - w_p) \quad (5)$$

一方、間げき比とせん断弾性係数の関係も同様であることが最近明らかとなってきた¹⁾。構造がもっとも低位な再構成粘土における $I_L \sim \sigma'_v$ 関係と $I_L \sim G$ 関係を各粘土の一次性質とみなし、それぞれ図中に示す $\alpha^* \sim \alpha^*$ 線、 $\beta^* \sim \beta^*$ 線と定義する。ここで、 G は擬似せん断弾性係数である。自然堆積粘土地盤は堆積環境、年代効果や続成作用により特有の構造を有しており、原位置有効土被りまでの一次元圧密挙動は再構成試料と異なる。具体的には、原地盤の現在の状態は $\alpha^* \sim \alpha^*$ 線、 $\beta^* \sim \beta^*$ 線より上位に位置する。式(3)、(4)、(5)に従うならば、等しい土の有効応力、もしくは力学的性質における再構成試料と自然堆積粘土との液性指数の差は構造の違いによるものである。一方、擬似せん断弾性係数 G に着目してメタ安定度指数 $MI(G)$ ¹⁾ を定義している。

表-1 メタ安定度指数の算出法

	MI(G)算出に要する物理量および試験				
	不攪乱試料について			再構成試料について	
	σ'_v	IL	G	IL	$\beta^* \sim \beta^*$ 線
MI(G)算出法 (a)	Bore hole data	圧密試験に使用した試料のIL	三軸Ko圧密試験 ベンダー圧密試験	圧密試験に使用した試料のIL	三軸Ko圧密試験 ベンダー圧密試験
MI(G)算出法 (b)		Bore hole data	サイズミックコーン試験		

3. メタ安定度指数算出法

表-1にメタ安定度指数の算出に必要な物理量及び試験手順を示す。自然堆積粘土地盤において任意の深さにおけるメタ安定度指数を求める方法は、その深さにおける粘土の G をどのように評価するかによって二つの方法がある。方法(a)では原地盤から試料を採取し、室内試験により原位置の有効土被り圧 $\sigma'_{v(i) \sim s(i)}$ の下での G を測定する。この種の方法には三軸 K_0 圧密試験、またはベンダーエレメント付き一次元圧密試験(以下ベンダー圧密試験)がある。ベンダー圧密試験では試験中にせん断波を発生させ、供試体中のせん断弾性波速度 V_s の測定をおこなう。そして供試体のせん断弾性係数を $G = \rho V_s^2$ (ρ : 土の密度) から算出する。方法(a)では試料採取に伴う応力解放やサンプリング時の乱れ、さらに再圧密過程での供試体の含水比変化を伴うため、通常図-1中の点Iと点Lの含水比は一致しない。一方、方法(b)では現場において、例えばサイズミックコーン試験をおこない地盤の深さ方向の平均的 G を測定する。この方法は G を原位置試験により直接測定するため、試料の乱れを伴わない。しかしながら、本論文で解析しているサイズミックコーン試験機の構造上、測定される G は1m深度間の平均的 G である。一方、ポアホールデータから得られる物理試験は通常サンプリングチューブ中の数センチの試料を用いておりチューブ試料全体の平均値ではない。海成粘土は一般に液性限界が大きく、このような粘土では深度による w_L の変化が大きい場合が多いので平均の G を用いる方法(b)の適用には注意を要する。

方法(a)によるMI(G)算出手順:

- ① 不攪乱試料を採取し液性限界、塑性限界をもとめる。つぎに試料を原位置有効土被り圧まで三軸 K_0 圧密し、最終圧密応力に達した後、非排水状態で繰返し載荷をおこないひずみレベルが0.001%程度でのヤング率 E を測定し、等方弾性体を仮定して $G=E/3$ より G_{max} を求める。
- ② 不攪乱試料を繰り返し、再構成試料を作成する。具体的には初期含水比が液性限界の2倍になるように調整したスラリーを予圧密セルに真空に近い状態で引き込む。その後鉛直有効応力 80kPa で圧密し、31法で圧密を終了した試料を抜き出し再構成試料とする。
- ③ 再構成試料の $\beta^*-\beta^*$ 線を得るために適当な応力まで三軸 K_0 圧密をおこなう。圧密途中に非排水状態で繰返し載荷を数回おこなう。
- ④ 再構成、不攪乱試料の両実験結果を液性指数、せん断弾性係数の関係に表す。対象とする深度地盤の $MI(G)$ は原位置有効土被り圧における不攪乱試料の G における不攪乱、再構成試料の液性指数の差で定義される。

方法(b)による $MI(G)$ 算出手順:

- ① PS 検層の結果とポアホールデータを合わせて任意の深度での σ'_v , G , w_L , w_p , w_o をもとめる。

以下は方法(a)と同様。

4. メタ安定度指数 $MI(G)^{II}$ を用いた非排水せん断強度推定例

自然堆積粘土の非排水せん断強度はその再構成粘土を同一の応力、変形および試験条件でせん断した強度と異なることは一般的に知られている。そこで、自然堆積粘土として沖積海成粘土である Bangkok 粘土を例にとり、非排水せん断強度を鉛直有効土被り圧で除して得られる非排水せん断強度比とメタ安定度指数との関係について以下に検討する。なお、データは全て当研究室で過去におこなわれた試験結果を用いた。また試料の物性値 w_L と w_p は、運輸省港湾研究所地盤調査研究室が得たポアホールデータを使用したことに注意する必要がある。

試料はバンコク市東方15kmの Nong Ngo Hao (以下 NNH)

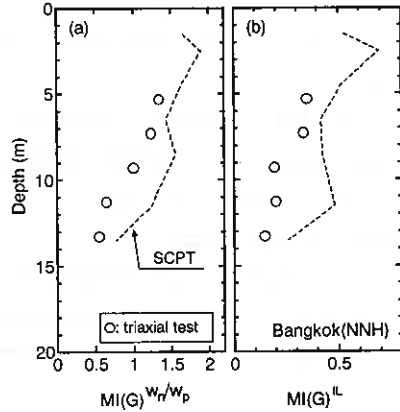


図-2 Bangkok (NNH)におけるメタ安定度指数の深度分布

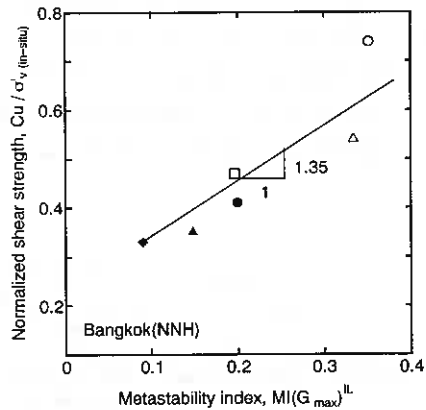


図-3 $MI(G)^{II}$ と非排水せん断強度比の関係 (Bangkok, Suthisan)

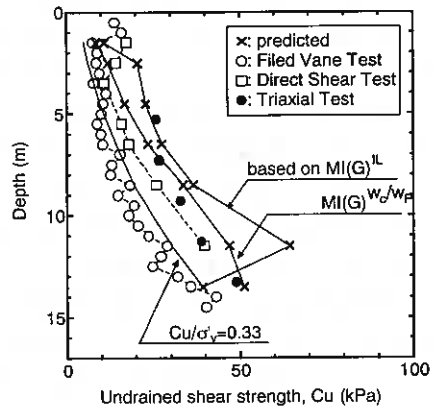


図-4 Bangkok 粘土地盤の C_u 推定結果

において我国の固定式ピストンサンプラーを用いて採取された。サイトの詳細については別稿⁹⁾を参照されたい。サイトの特徴の一つは液性指数の深度分布である。深さ 7m までの自然含水比は液性限界 (100%前後) にほぼ等しい。一方、7m 以深で次第に液性限界よりも小さくなる。この理由として近年の地下水の汲み上げが考えられる。地下水圧は深さ 7m から静水圧分布ではなく、近年有効応力の増加を伴って圧密が進行している。このことから、液性指数は深くなるにつれ小さくなっている。結果として、粘土層下部において、近年の圧密によって堆積環境、堆積からの時間経過中に形成された自然堆積粘土が保持する特有の構造は損傷を受けていると推測される。

図-2(b)に Bangkok (NNH) における $MI(G)^{II}$ の深度分布を示す。 $MI(G)^{II}$ は三軸試験結果による方法(a)とサイズミックコーン試験結果による方法(b)を用いて算出した。全体的に深くなるにつれ $MI(G)^{II}$ は減少する傾向があり、圧密進行による土構造の損傷をある程度表現できていると考えられる。表-2 に三軸試験に用いた試料の物性値を示す。基準線 ($\alpha^*-\alpha^*$, $\beta^*-\beta^*$ 線) はベンダー圧密試験結果から求めたため、三軸 X_0 圧密とベンダー圧密試験による間げき比の違いを考慮するために、再構成試料を用いた三軸圧縮試験結果も使用した。図-3 に三軸試験から算出した $MI(G)^{II}$ と非排水せん断強度比の関係を示す。両者の関係には正の相関がみられる。試料 nn1 については非排水せん断強度比が大きめに定めている。この試料の深度は 5.3m であり他の試料の OCR (1~2) と比べ多少大きいことがその原因と考えられる。メタ安定度指数は非排水せん断強度に及ぼす影響を表現できている仮定すると、任意深度における非排水せん断強度比は式(6)で表せる。ここで、三軸圧縮試験での再構成試料の $MI(G)^{II}$ がゼロとならないため式中では差の形式で表している。

$$(Cu/\sigma'_v)_{in-situ} = (Cu/\sigma'_v)_{recon} + 1.35 [MI(G)^{II} - MI(G)_0]^{II} \quad (6)$$

図-4 は式(6)とサイズミックコーン試験からもとめた $MI(Gf)^{II}$ を用いてに各深度の非排水せん断強度を推定した結果を示す。ここで Gf はサイズミックコーン試験から算出されるせん断弾性係数である。推定値は図中の原位置ベーンせん断試験、一面せん断試験結果と比較して最大約 2 倍の大きな値となった。これは、三軸供試体の再圧縮時の含水比の変化が供試体の乱れ等の影響のために大きくなるためと考えられる。

表-2 Bangkok (NNH) 粘土のメタ安定度指数 $MI(G)^{II}$ 算出に用いた試料の物性値

試験	試料番号	図中記号	平均深さ (m)	自然含水比 w_n (%)	土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)	塑性限界 w_p (%)	液性限界 w_L (%)	塑性指数 I_p	土被り圧 σ'_{vo} (kPa)	圧密応力 σ'_{vc} (kPa)	メタ安定度指数 $MI(Gmax)^{II}$
三軸試験 (CKoCU)	nn1	○	5.3	100	2.763	29.3	102.9	73.6	35	35	0.35
	nn2	△	7.3	108	2.754	32.4	113.4	81.0	50	50	0.33
	nn3	□	9.3	100	2.761	32.8	122.3	89.5	70	70	0.19
	nn4	●	11.3	75	2.775	29.8	97.5	67.7	97	97	0.20
	nn5	▲	13.3	67	2.726	28.7	95.9	67.2	143	143	0.15
	nn6 (R)	◆	再構成	-	2.730	36.1	98.7	62.6	予圧密応力 150 kPa	150	0.09
オッドメー試験	nn7 (R)	▽	試料	-	-	-	-	-	-	-	

表-3 各国沖積粘土のメタ安定度指数算出に用いた試料の物性値

試料	試験	試料番号	平均深さ (m)	自然含水比 w_n (%)	土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)	塑性限界 w_p (%)	液性限界 w_L (%)	塑性指数 I_p	土被り圧 σ'_{vo} (kPa)	圧密応力 σ'_{vc} (kPa)	メタ安定度指数 $MI(Gmax)^{II}$
有明 (日本)	三軸	ar1	10.3	127	2.640	45.4	107	62.0	40	40	0.42
		ar2 (R)		-					-	-	
Sutthisan (Bangkok, タイ王国)	三軸	su1	7.6	60	2.733	20.5	62	41.9	72	72	0.44
		su2 (R)	8.5	-	2.745	23.5	74	50.5	150	-	-
Bothkennar (イギリス)	三軸	bo1	7.8	71	2.703	32.8	100	67.0	58	58	0.38
		bo2 (R)		-					-	-	
Louiseville (カナダ)	三軸	lu1	10.3	69	2.768	22.4	72	50.0	65	65	0.22
Pusan (韓国)	三軸	pu2 (R)	14.2	-	2.740	25.9	59	32.0	150	-	-
		pu1		66					113	113	0.35
		pu2 (R)		-					150	-	-

注) 再構成試料の土被り圧は圧密応力を示す

5. 国内外沖積粘土地盤における MI (G)¹⁴

表-3 に各国沖積粘土のメタ安定度指数を示す。試料採取地は日本、タイ王国、イギリス、カナダ、韓国の4ヶ国であり、採取深度は7~15mの範囲である。試料は全て海成粘土で自然含水比はいずれも液性限界もしくはそれ以上である。正確を期すために再構成試料は不攪乱試料を繰り返して作成した。つまり両試料は同深度であり物理的諸性質は等しい。なお繰り返し試料は0.42 μ mのふるいをもちいて裏ごしをおこなった。各試料のメタ安定度指数はそれぞれの試料の物性値が大きく異なるものの、ほぼ0.35から0.45の値をとることがわかる。これらのことから堆積年代が4000~8000年の沖積粘土に関しては深度が約10mでMI(G)¹⁴の値が約0.4と考えられる。一方、このような正規圧密地盤ではMI(G)¹⁴は深度が増加するにつれて年代効果の影響が顕著であるためにMI(G)¹⁴が深度方向に大きくなる傾向がある⁴⁾。

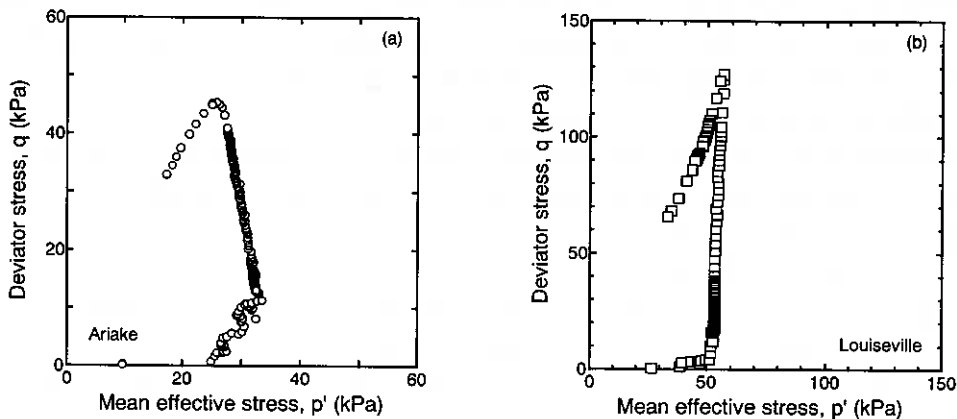


図-5 三軸試験応力経路 (a)有明粘土 (B)Louisville 粘土

5.1 セメンテーションの著しい粘性土の MI (G)¹⁴ についての考察

自然堆積粘土が保持する特有の土構造には二つの成因が考えられる。それらの成因は堆積時の粘土粒子配列と堆積後の年代効果・続成作用の影響である。有明粘土は堆積時、Louisville 粘土は堆積後構造が顕著な粘土であることを前回報告⁵⁾した。図-5(a),(b)に表-3中の有明、Louisville 粘土の有効応力経路を示す。両粘土の応力経路は再構成試料と明らかに異なる。ただし、圧密応力は原位置有効土被り圧であるため、OCRによる影響を考慮する必要がある。Louisville 粘土は自然堆積粘土の特有の有効応力経路を示しておりメタ安定度指数はLouisvilleが有明粘土より大きいと予想された。しかしながら、結果は表-3に示すとおり逆転した。この結果の解釈を以下に詳細に検討する。

表-3に示す試験では、不攪乱試料の圧密応力が原位置有効土被り圧までしかないため、圧密降伏後を含む連続的な応力範囲での考察ができない。このため、前回報告⁵⁾に用いた試験データを代用する。表-4に試料の物性値を示す。図-6,7に有明粘土、Louisville 粘土のベンダー圧密試験の鉛直有効応力、擬似せん断弾性係数と液性指数の関係を示す。有明粘土を原位置有効土被り圧(51kPa)まで再圧密すると I_L は減少し、 G_{max} は増加する。一方、Louisville 粘土では I_L の減少は極めて小さく G_{max} はほぼ一定である。また、有明粘土は圧密降伏応力(62kPa)を越えてなお基準線に一致しないが、Louisville 粘土では圧密降伏応力(170kPa)を越えて基準線に300kPaで一致する。以上から有明粘土の土構造(堆積時の粘土粒子配列)とLouisville 粘土の土構造(粘土粒子間結合)によるそれぞれの特徴がわかる。

表-4 ベンダー圧密試験試料の物性値

	試料番号	図中記号	平均深さ (m)	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	塑性限界 W_p (%)	液性限界 W_L (%)	有効土被り圧 σ'_v in-situ (kPa)	圧密降伏応力 σ'_{vy} (kPa)
Louisville	lu2(R)	■	11.5	2.78	22.5	71.4	—	—
	lu3	□					66	170
有明	ar3	○	15.8	2.62	45	82	51	62
	ar4(R)	●					—	—

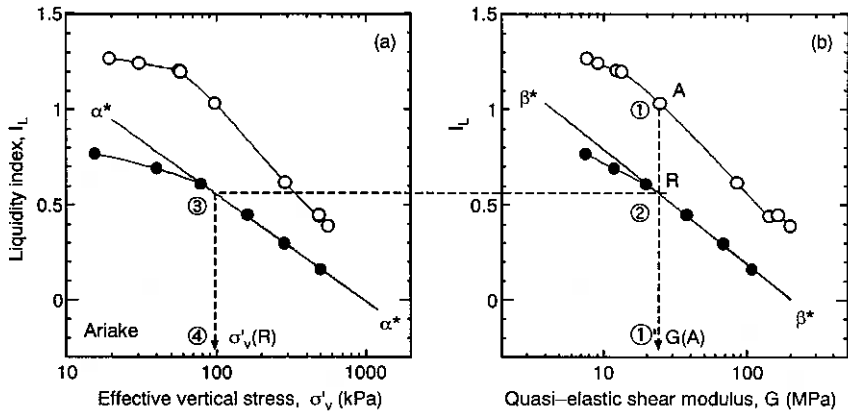


図-6 有明粘土のベンダー圧密試験結果 (a) I_L - σ'_v の関係 (b) I_L と G の関係

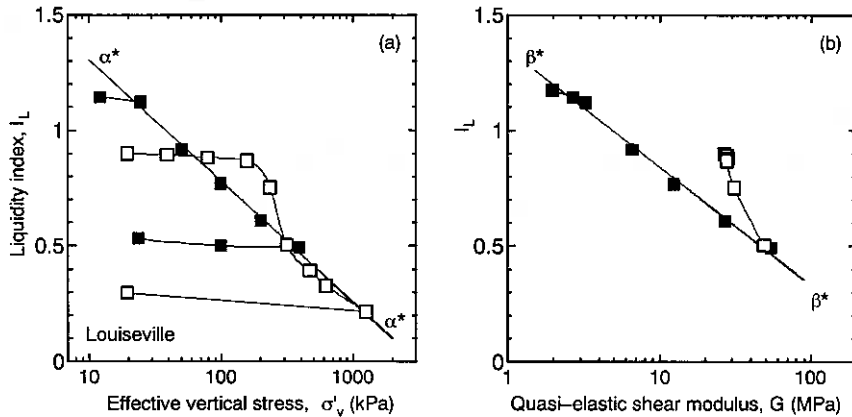


図-7 Louisville 粘土のベンダー圧密試験結果 (a) I_L - σ'_v の関係 (b) I_L と G の関係

図-8 は鉛直有効応力、液性指数、せん断弾性係数の三次元空間で再構成試料と不攪乱試料の挙動を解釈している。図-9 は等しいせん断弾性係数における再構成試料と不攪乱試料の平面 S 上での位置関係を示す。平面 S に点をプロットする具体的な手順を図-6 に示す。まず、不攪乱試料の実測点 (例えば点 A) に着目する(①)。点 A でのせん断弾性係数、 $G(A)$ に等しい再構成試料の状態点 R を対応させる(②)。点 R の液性指数、鉛直有効応力を求める(③、④)。以上の手順で平面 S 上に再構成試料と不攪乱試料の点 A、R がプロットできる。図-10(a) は有明不攪乱試料の 8 つのデータについて平面 S 上での位置関係をプロットした図である。図-10(b) は擬似せん断弾性係数と液性

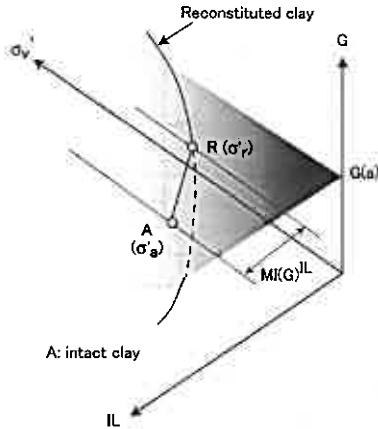


図-8 σ'_v - G - I_L 空間における再構成試料と不攪乱試料の関係

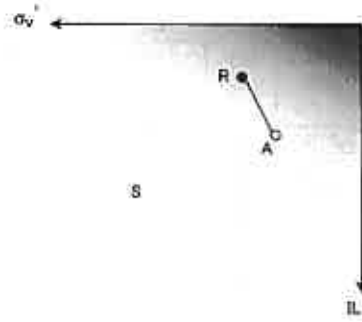


図-9 平面 $S(G=G(a))$ 上での再構成試料と不攪乱試料の関係

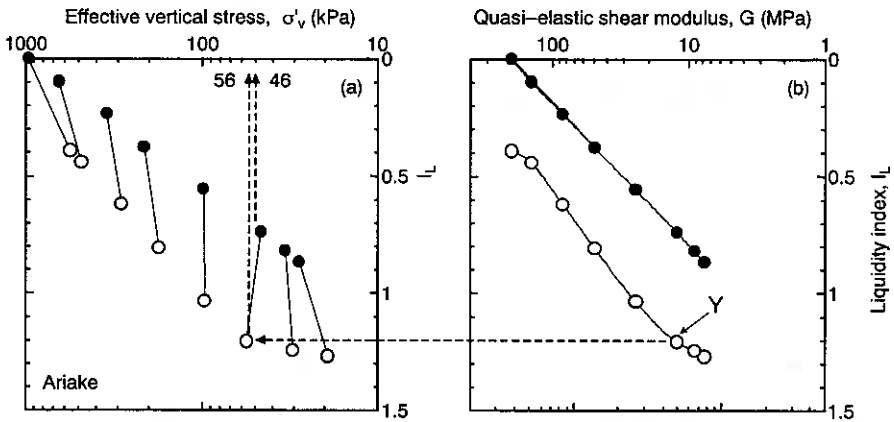


図-10 等しい G における再構成試料と不攪乱試料の関係(有明粘土)
(a) I_L - σ'_v の関係 (b) I_L と G の関係

指数の関係を示す。なお 8 つの平面を同時に表示している。図-11 は Louiseville 粘土の 9 つのデータについて図-10 と同様にまとめた図である。

Shibuya ら (1999)⁶⁾ は圧密降伏点を得る方法として DOG (Determination of in-situ OCR with quasi-elastic shear modulus, G) 法を提案している。これは擬似せん断弾性係数と間げき比の関係において、過圧密から正規圧密に変化する点での鉛直有効応力を圧密降伏応力と定義する方法である。点 Y は圧密降伏点である。この圧密降伏点について平面 S 上の不攪乱、再構成試料の位置関係に着目し、両試料の液性指数、鉛直有効応力の大小関係について調べる。有明粘土不攪乱試料の液性指数は再構成試料とくらべ大きく、有効鉛直応力は不攪乱試料のほうが若干大きい。一方、Louiseville 粘土不攪乱試料の液性指数も再構成粘土と比べ大きく、しかし有明粘土ほどではない。有明粘土との大きな違いは再構成試料の鉛直有効応力が不攪乱試料よりも約 1.3 倍大きい値である。メタ安定度指数は等しいせん断弾性係数における不攪乱、再構成試料における液性指数の差で定義されるが、Louiseville 粘土がもつような今回の鉛直有効応力の違いの特性は考慮されていない。Louiseville 粘土の

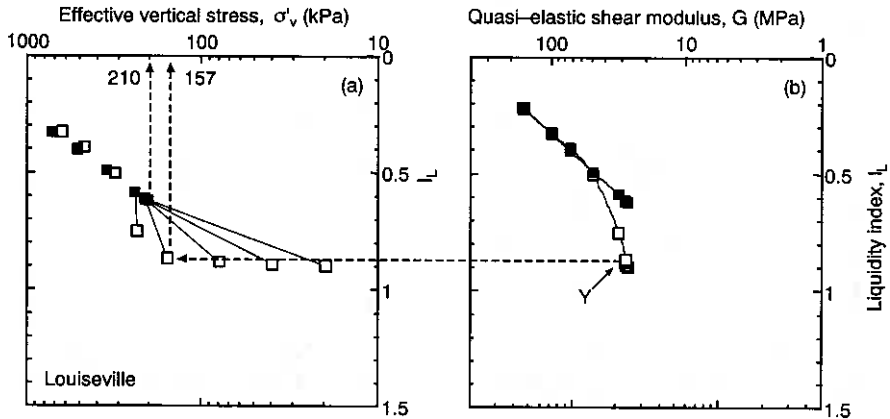


図-11 等しいGにおける再構成試料と不攪乱試料の関係(Louisville 粘土)
 (a) I_L - σ'_v の関係 (b) I_L と G の関係

MI (G)^{II} が有明よりも小さい理由は、この特徴的な年代効果のメカニズム、即ちセメンテーション効果を適切に評価していないためではないのだろうか。二次圧密時の排水クリープ効果に着目したメタ安定度指数の適用限界について今後検討する必要がある。

表-5 各種再構成粘土粘の物性値

	試料番号	図中記号	土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_p (%)	塑性指数 I_p
八郎潟	ha1 (R)	○	2.533	118.9	64.2	54.7
MC-Clay	mc1 (R)	▽	2.77	87	38	49
NSF-Clay	ns1 (R)	□	2.78	55	29	26
有明	ar5 (R)	●	2.773	82.5	45	37.5
東扇島	hi1 (R)	▲	2.72	67.2	42.6	24.6
Bangkok(NNH)	nn8 (R)	■	2.73	98.7	36.1	62.6
清幌	ki1 (R)	◇	2.73	41.3	25.2	16.1
Drammen	dr1 (R)	▼	2.756	40.2	16.1	24.1

6. 基準線(α^* - α^* , β^* - β^* 線)に関する考察

MI (G)^{II} は構造の程度を液性指数で定量する指標である。液性指数を用いることで一次的性質の異なる粘性土の密度を相対化して比較できると仮定している。つまり、個々の粘土を基準とした相対的な構造の程度を表現しており、粘土の種類が異なっても同一の規準で比較することが可能である。以下に過去に当研究室でおこなわれたベンダー圧密試験結果をもとに液性指数を使用した基準線 (α^* - α^* 線, β^* - β^* 線) について考察をおこなう。なお、紙面の都合上 β^* - β^* 線についてのみ扱うが、同様の議論が α^* - α^* 線についても成立する。

6.1 I_L による粘土の密度の相対化

表-5 に試料の一覧を示す。試料は人工粘土である NSF, MC 粘土を含む計 8 種である。これらの再構成粘土について一次元圧密試験をおこなった。再構成試料の作成方法は以下のようなものである。まず初期含水比が液性限界の 2 倍になるように調整し十分練り返す。真空状態に近い予圧密容器中に試料を引き込み、その後約 1 日間試料を脱気する。その後有効鉛直応力 150kPa で予圧密し 3t 法で圧密を打ち切り後、抜き出した試料を整形し試験に用いる。

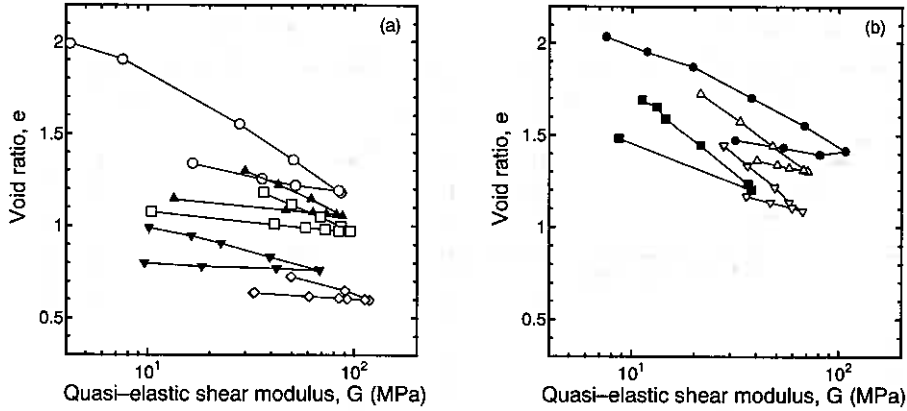


図-12 各種再構成粘土粘の間げき比とGの関係

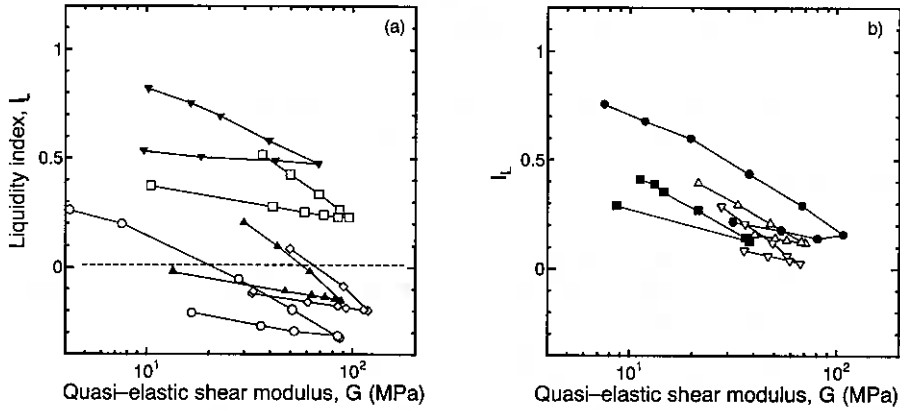


図-13 各種再構成粘土粘の I_L とGの関係

図-12 (a), (b) は間げき比と擬似せん断弾性係数の関係を示す。式(4)が示すとおり骨格構造が最も低位である再構成試料の含水量とせん断弾性係数の関係は一義的に定まるが、それらの関係は粘土の種類によって異なる。図-13 (a), (b) は液性指数と擬似せん断弾性係数の関係を示す。液性指数を用いて整理しても粘土によって異なる直線群が得られる。すなわち $\beta^*-\beta^*$ 線は粘土の種類によらない唯一の関係ではない。したがってある粘土地盤におけるメタ安定度指数 $MI(G)^L$ の深度分布を算出するには本来、各深度について不攪乱試料とその同じ試料から作製した再構成試料についてもとめた $\beta^*-\beta^*$ を使用する必要がある。また八郎潟、清幌、東扇島粘土の液性指数は負の値となった。試験応力で含水比が塑性限界以下になることは考えにくく、これは I_L の算定に用いた塑性限界の値が大きすぎるためであろう。

6.2 液性指数以外の密度を相対化する指数の検討

粘性土の密度を相対化する液性指数以外の指標として含水比を塑性限界、液性限界で除した w_c/w_p の適用性を検討した。図-14 に w_c/w_p とせん断弾性係数の関係を示す。図-13 で示したように八郎潟、東扇島、清幌粘土の I_L が負の値をとることを考慮すると、つまり、試験試料の本来の塑性限界が少し小さい値であると仮定すると w_c/w_p 値は大きくなり粘土の種類によらず曲線群が一義的な関係になると予想される。したがって、 w_c/w_p は液性指数と同様に粘土の締め具合を相対化する指標として使用できる可能性があると考えられる。粘土の種類によらず基準

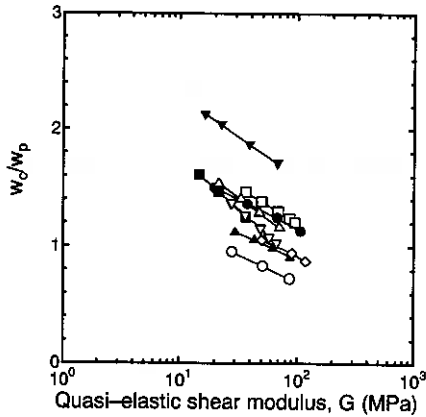


図-14 各種再構成粘土粘の w_c/w_p と G の関係

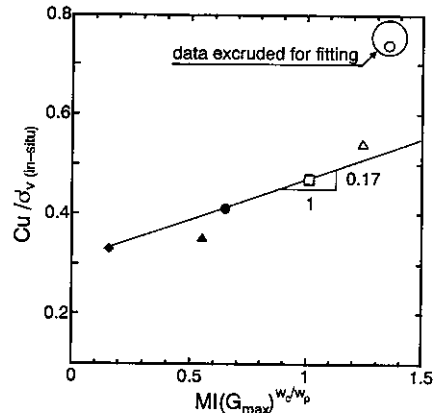


図-15 $MI(G_{max})^{w_c/w_p}$ と非排水せん断強度比の関係
(Bangkok, sutthisan)

線 ($\alpha^*-\alpha^*$, $\beta^*-\beta^*$ 線) が一義的な関係となることの利点は、メタ安定度指数の深度分布を算出する場合に深さによって粘土の一次性質が異なる地盤であってもその影響がキャンセルできることにある。

6. 3 w_c/w_p で定義されたメタ安定度指数と非排水せん断強度の関係

液性指数の代わりに w_c/w_p で定義されるメタ安定度指数を $MI(G)^{w_c/w_p}$ と表記する。図-2(a)は Bangkok 粘土地盤におけるメタ安定度指数の深度分布を示す。 $MI(G)^L$ と同様に深度方向に減少している傾向がある。図中には SCPT の結果とポアホールデータから算出したメタ安定度指数を同時にプロットしてある。図-15 はメタ安定度指数と非排水せん断強度比の関係を示す。 $MI(G)^L$ と比べより高い線形性が認められる。5.3mの試料のせん断強度比が他の傾向に一致しない。この原因は節4で述べたように OCR の影響と考えられる。図-15 の関係を用いて SCPT から測定されるせん断弾性係数から算出される $MI(G)^{w_c/w_p}$ をもとに非排水せん断強度を推定した結果を図4に示す。 $MI(G)^{w_c/w_p}$ による推定値が室内試験結果に最も近い結果となった。

7. 結論

1. 自然粘土の構造を定量化する上で土の種類によらない再構成粘土の基準線を得るために $MI(G)^{w_c/w_p}$ を新たに提案した。
2. メタ安定度指数, $MI(G)^L$, $MI(G)^{w_c/w_p}$ と非排水せん断強度比はともに正の相関がある。
3. 正規圧密状態にある沖積粘土のメタ安定度指数, $MI(G)^L$ は深度 10m 付近で約 0.35~0.45 の値をとる。

<参考文献>

- 1) Shibuya, S.: Assessing structure of aged natural sedimentary clays, Soils and Foundations (in print), 2000. 2) 三笠 正人: 繰り返し圧密による液性限界試験 (第一報), 第 23 回土質工学発表会論文集, pp.195-196, 1988. 3) 澁谷ら: バンコク粘土の地盤工学的特性に関する二国間共同研究, 地質と調査, 2, pp.44-51, 1999. 4) 工藤 豊, 澁谷 啓, 三田地利之: 自然堆積地盤のメタ安定度 - 有明粘土地盤の実例 -, 第 34 回地盤工学研究発表講演集, pp.-523-524, 1999. 5) 天満 稔, 他: 弾性的変形特性に着目した粘性土の構造の定量化に関する一考察, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 39 号, pp.189-196, 1999. 6) Shibuya, S., Mitachi, T., Kawagichi, T., I-M, Lee: Measurement and application of Quasi-elastic properties in geotechnical site characterization, Proc. Of 11th Asian Regional Conference on SMGE, Seoni, vol.2 (in print)

ふるい分けの有無によるコンシステンシー 限界の差異について

函館高専 環境都市工学科 ○ 正員 佐野信房
同上 同上 正員 川口貴之
同上 同上 正員 岩渕祐一

1. まえがき

フォールコーン法によるコンシステンシー限界の測定、液性限界だけではなく塑性限界も同時に決定する方法の研究開発を進めている。さらにフォールコーン法の利用面の問題点の発見とその対応について研究している。

本報告は、北海道内各地の自然採取土を対象として、0.425mmふるいを通過させず粗粒分を含んだまま練返し、フォールコーン法コンシステンシー限界同時測定を行うことの可否、得られる結果の利用法、土の分類への影響について検討を加えようとするものである。

2. 研究の目的と既往の研究

土のコンシステンシー限界は細粒分の性格を表示する数値であり、土全体から細粒分を取り出して測定される。土の分類法によると、細粒分は0.075mm以下のシルト分と粘土分である¹⁾。しかし試料調製法によると、「非乾燥法によって調整し0.425mmふるい通過分を用いる」と規定¹⁾されている。したがってコンシステンシー限界試験は粗粒分である細砂分(0.075~0.425mm)を含むこともある試料によって測定されていることになる。

実務の試料準備にあつては単なるふるい通過ではなく、裏ごし試料を作成使用することが多いと認識している。自然堆積土は団粒化している、固結している、粘性の高い土はほぐれない等の場合があるからである。

土全体としての性格を把握する目的のためには、一部を取り出さず土全体を対象として行う測定が望ましい。しかしながら試験装置等の制約から、試料の最大粒径を設定し、大きい粒子を除くことがある。突固め試験、コンシステンシー限界試験がその例である。乱されない試料に対する試験では当然ふるい分けすることはなく、供試体の寸法を大きくすることで対処する。あるいは実施不能とする。土の一部を取り出して測定した性質は、粒度分布を基に土全体に及ぼす影響を別途判定しなければならない。突固め試験における礫補正最大乾燥密度がその例である。

これに対してコンシステンシー限界試験は測定された値そのものを使っている。利用面として、土中の細粒分の性質としての位置づけをしているので妥当な扱いと言える。しかしそれゆえ土全体の性質を表現する数値としての取り扱い、利用に制限が加えられることとなる。

コンシステンシー限界試験の試料を「0.425mmふるい通過分」と規定した理由は、細粒分の性質として捉えること、粗粒分の性質は反映させないこと、0.075mmふるい通過分を収集することが困難なこと、試験法としての溝切り作業、3mmのひも状に伸ばす作業には粗粒分の存在が支障になると推測される。

筆者らの提唱するフォールコーン法は乱されない状態でかなり大きい粒径の粒子を含んだままであっても有意義な貫入量を求めることができる。練返し状態であっても測定容器に収まるのであれば貫入量を求めることができる。容易な測定であるので数回繰返し測定することにより特殊な状態における貫入量を排除し、

正しい適切な貫入量を得ることができる。

筆者らはガラスビーズを粗粒分に見立てた混合土（粘土から砂まで変化）のコンシステンシー限界をフォールコーン法により同時決定し、細粒分の含有率とコンシステンシー限界の関係を検討した。それによると、細粒分含有率が低下してもフォールコーン貫入曲線の直線性が良好であること、その傾きは細粒分のみの時の傾きに近いこと、フォールコーン法によるコンシステンシー限界は細粒分含有率の低下につれて単調に低下すること、細粒分を含む土の測定値から細粒分のそれを推定できることが判明した³⁾⁴⁾。

自然採取土についてその検証を行うべく、0.425mmふるい通過試料と粗粒分を含んだままの非ふるい試料についてフォールコーン法によるコンシステンシー限界試験を実施、検討することとした。

3. 試料と研究方法

試料は北海道内各地で実施されている土木工事現場から採取された21種である。地盤調査会社において測定された一連の物理的性質（ ρ_s 、 w_n 、 ρ_t 、 ρ_d 、LL、PL、 I_p 、粒度分布）と締固め特性の提供を得た。それらに基づいた工学的分類によると[G]2種、[S]9種、(M)6種、(C)4種である。

非ふるい試料（N試料）、0.425mmふるいによる裏ごし試料（M試料）の2状態についてフォールコーン法による液性限界と塑性限界の同時測定を行う。試験はおおむね「JGS T 142-1997 フォールコーンを用いた土の液性限界試験方法」に沿って実施する。貫入量の範囲は5~12mmを標準とし、貫入量と含水比の関係は両対数表示（ $\log w \sim \log p$ ）、基準貫入量は液性限界11.4mm、塑性限界1.4mmとする。非ふるい試料は十分に繰り返し、その作業中に違和感を覚える大きい粒子は適宜取り除く。コーン先端に粗粒子が直接接触する時はその粒子を取り除くなり、接点を少しくずらす。含水比の測定に際して、わずかしが存在しない大きい粒子を取りこまないように配慮する。

4. 試験結果と考察

4.1 非ふるい試料のフォールコーン試験

含水比~貫入量曲線（ $\log w \sim \log p$ ）の直線性について検討する。測定例を図-1に示す。明らかに集団から外れると認められる測定点を除き最小自乗法により傾き m 、切片 n 、相関係数 r^2 を決定する。 $w = 10^n \cdot p^m$ により $p = 11.4$ mm、 $p = 1.4$ mmに対応する含水比をそれぞれ液性限界、塑性限界とする。工学的分類を粒度分布と共に表-1に示す。なお表中の分類時のコンシステンシー限界はキャサグランデ法と総称される三落法、転延法による値であり、フォールコーン法値ではない。

直線の適合度を示す相関係数に着目すると、非ふるい試料の相関係数は0.574~0.994の範囲にあり、平均は0.909、裏ごし試料のそれは0.868~0.997の範囲、平均0.969である。0.900未満はそれぞれ5件と1件である。裏ごし試料に対して非ふるい試料はばらつき、直線性の劣る時のあることが分かる。土の種類に着目すると、礫まじり土の場合に低い相関係数が見られる。これらの観察結果より、貫入量測定上は粗粒分存在による支障は小さい。しかし、含水比測定上は粗粒分の不均一な存在、すなわち粗粒子が平均的に取りこまれるか否かによる影響が大きい。

含水比を高めてゆく時、間隙水はまず細粒分にとりつき、

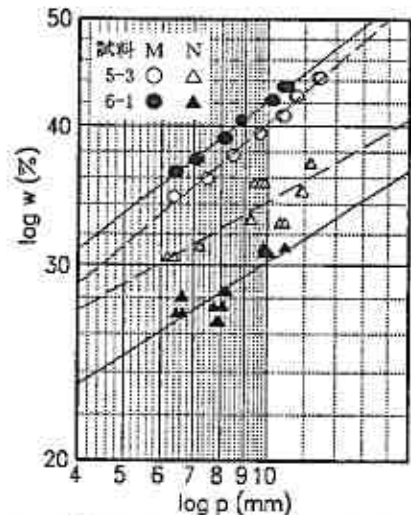


図-1 フォールコーン試験貫入曲線

余分が出た時粗粒子にとりつくと考えられる。文献4)における細粒分含水比 w_{ffc} の概念により合理的に説明できる。これに対して、わずかしかな存在しない粗粒子が含水比計測中高い含有率で取りこまれたり、含有率が計測毎に大きく変動することがあると含水比に影響がおよぶ。その結果、 $\log w \sim \log p$ 関係にばらつきを生み出すと解釈できる。

このばらつきの多くは、多数の測定点を得ておくこと、それらの測定点の選択により適切な直線を決定することにより解決される。均一な試料としての細粒土やガラスビーズを含む混合土についての試験において、良好な直線の得られることを確認済み⁴⁾である。

4. 2裏ごし試料による コンシステンシー限界との比較

非ふるい試料によるコンシステンシー限界を裏ごし試料によるコンシステンシー限界に対して比較する。

図-2は横軸に裏ごし試料値、縦軸に非ふるい試料値を取っている。実線は両者が不変であることを示す。破線は10%の移動、点線は20%の移動を表す。

これまでの研究によると粗粒分を含むとコンシステンシー限界が低下する傾向があり、その程度は粗粒分の含有率に左右される。本研究データにおいて、液性限界(○印)は実線より下方に分布し、既往の研究成果に沿っている。しかし塑性限界(△印)の場合は6例、

塑性指数(□印)の場合2例について実線より上方に分布している。 $\log w \sim \log p$ 曲線にまで戻って検討してみる。図-3に2例を示す。○と△(MHS-G)、□と▲(GCS-S)が対であり、前者に非ふるい試料の方の塑性限界が大きいという逆転現象が現れている。非ふるい試料と裏ごし試料の $\log w \sim \log p$ 曲線が非平行で塑性限界への異常、場合によっては塑性指数への異常が現れる。液性限界は内挿法で得られるので非平行の影響は小さい。塑性限界は外挿法による決定である。それゆえこの直線を正しく決定することが最も重要である。筆者らは、フォールコーン試験に際しては広範囲の貫入量であること、小貫入量・大貫入量を含むこと、途中に大きな間隔をあげないこと、数回繰返し測定することを提唱している。

図-3の事例、MHS-G(○と△)よりGCS-S(□と▲)の方が大きい粒径の粒子を大量に含み常

表-1a 試料の粒度組成

試料 番号	分類	Dmax mm	ふるい通過率				
			5mm	2.0mm	0.425	0.075	0.005
1 1	MLS	19	99.8	99.7	99.5	77.7	8.5
1 2	CHS	9.5	99.9	99.7	93.3	80.0	41.5
1 3	CHS-G	19	97.2	94.4	73.2	58.0	29.5
2 1	SCs	9.5	99.6	98.5	64.9	33.5	10.0
2 2	MHS	19	99.6	99.5	96.0	79.5	11.5
2 4	SCs	19	96.3	95.1	61.9	39.6	20.0
3 1	MHS	4.75	100	99.7	87.9	65.7	30.0
3 2	CH-SG	37.5	94.2	92.0	86.6	78.0	40.0
4 1	SCs-G	19	95.5	91.9	70.4	41.6	16.0
4 2	SCs-G	19	95.5	91.9	74.1	48.5	17.5
4 3	SCs	9.5	99.8	99.7	87.4	27.1	9.0
4 8	SCs	9.5	99.9	99.3	75.2	34.3	18.0
5 1	MHS-G	19	96.6	93.9	82.9	60.7	29.5
5 2	SCs-G	37.5	93.0	88.4	70.1	41.3	17.5
5 3	SCs-G	37.5	89.4	85.4	74.8	45.2	15.5
6 1	GCS-S	75	56.8	50.8	41.1	27.7	13.0
6 2	CLS-G	19	95.6	93.1	85.4	52.4	20.0
6 3	GCS-S	37.5	78.0	68.0	50.5	37.7	14.5
6 4	SCs-G	19	96.1	92.2	79.6	48.4	21.0
6 5	MHS	19	99.5	99.2	94.6	68.2	27.0
6 6	MHG-S	53	82.0	78.5	74.5	69.5	38.0

表-1b フォールコーン法コンシステンシー限界

試料 番号	データ数	裏ごし試料					自然試料				
		r ²	w _{LL}	w _{PL}	I _p	r ²	w _{LL}	w _{PL}	I _p		
1 1	14	0.982	56.1	34.9	21.2	12	0.980	54.9	29.1	25.8	
1 2	16	0.990	64.3	18.9	45.4	12	0.955	55.2	19.2	36.0	
1 3	14	0.983	53.2	19.1	34.1	12	0.993	38.1	15.3	22.8	
2 1	16	0.868	54.8	36.9	17.9	8	0.916	51.2	38.8	12.4	
2 2	14	0.958	62.2	41.5	20.7	14	0.994	34.8	19.1	15.7	
2 4	14	0.901	85.8	49.9	35.9	14	0.822	58.8	31.2	27.6	
3 1	10	0.976	59.4	36.6	22.8	10	0.947	56.6	35.0	21.6	
3 2	12	0.983	68.9	33.8	35.1	12	0.967	62.4	33.4	29.0	
4 1	14	0.991	81.4	38.2	43.2	10	0.992	68.8	35.9	32.9	
4 2	12	0.953	92.6	67.9	24.7	12	0.574	80.8	59.1	21.7	
4 3	12	0.968	36.4	20.8	15.6	16	0.989	33.5	21.4	12.1	
4 8	18	0.961	50.8	26.1	24.7	12	0.935	43.2	26.0	17.2	
5 1	14	0.978	66.1	37.9	28.2	14	0.703	52.0	41.3	10.7	
5 2	12	0.941	56.9	35.0	21.9	8	0.920	46.4	19.5	26.9	
5 3	14	0.989	42.1	20.0	22.1	14	0.841	35.5	20.0	15.5	
6 1	12	0.994	44.0	21.8	22.2	12	0.813	31.2	17.8	13.4	
6 2	14	0.993	47.1	22.8	24.3	12	0.957	37.0	15.8	21.2	
6 3	12	0.986	66.5	34.6	31.9	12	0.969	48.9	23.2	25.7	
6 4	14	0.991	80.2	51.3	28.9	14	0.927	37.6	24.5	13.1	
6 5	13	0.997	79.5	42.1	37.4	10	0.971	73.6	47.7	25.9	
6 6	14	0.961	81.3	53.9	27.4	12	0.932	81.0	61.5	19.5	

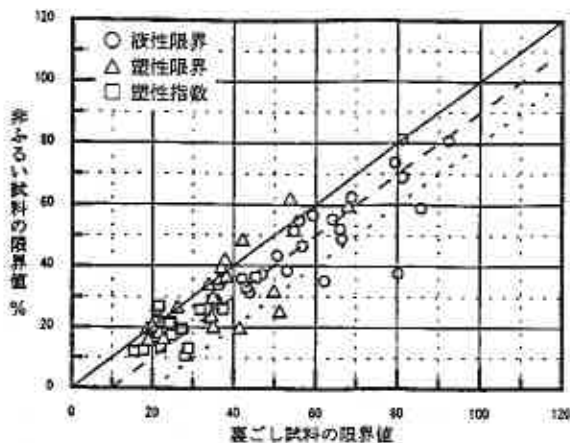


図-2 裏ごし前後のコンシステンシー限界

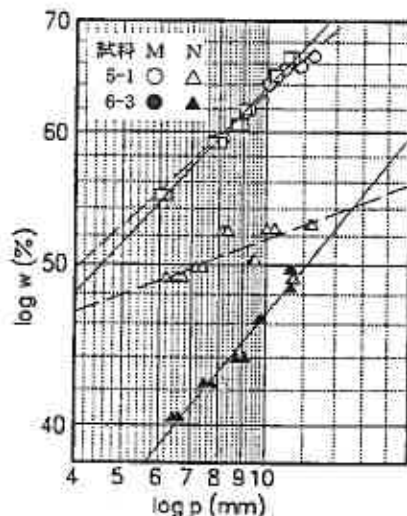


図-3 貫入曲線の非平行例

に同質の試料として取り扱いができ、貫入量も含水比も適切に測定できたと解釈できる。前者は礫まじりであり、供試体や含水比測定に粗粒を含んだり含まなかったりすることがあり、不揃いのゲージになったと解釈できる。礫まじり土すべての土で測定不能ではなく、礫まじり土での測定はかなり慎重に実施することが必要ということである。

4. 3非ふるい試料から推定した コンシステンシー限界

非ふるい試料によるコンシステンシー限界と0.425mmふるい通過率から裏ごし試料によるコンシステンシー限界を推定し、実測値と比較検討する。推定の手順は以下の通りである。筆者らが文献(4)にその一部を示しているように、ガラスビーズと粘土の混合土のコンシステンシー限界比と細粒含有率の関係を直線と見なす。裏ごし試料と粘土のみ、非ふるい試料と混合土、0.425mmふるい通過率と細粒含有率がそれぞれ対応している。

図-4(*印)は、混合土における細粒含有率 F_c とコンシステンシー限界比の関係(ガラスビーズ径1.0

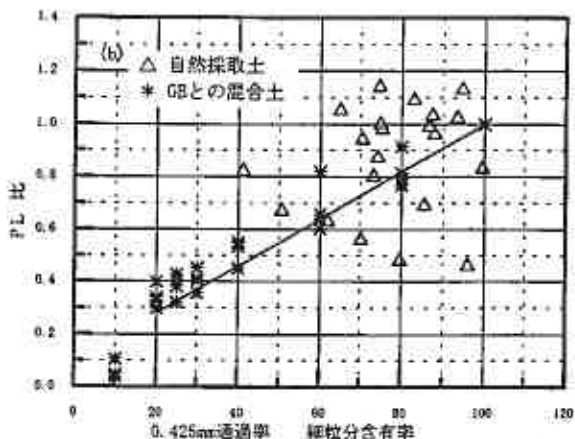
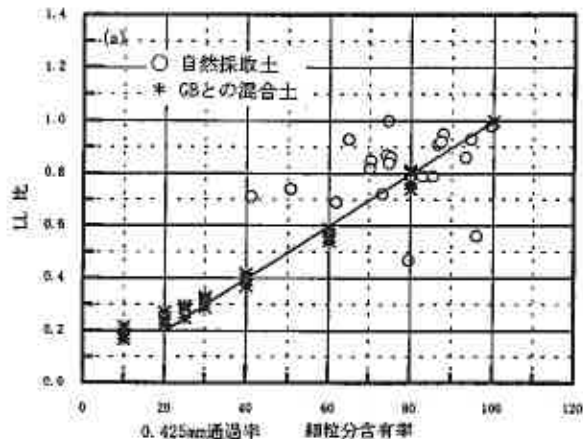


図-4 細粒含有率とコンシステンシー限界比

mmの場合)を示す。4種類の粘土に対して実線で示す直線を当てはめる。

$$LL_N / LL_M = 0.01 \cdot F_c$$

$$PL_N / PL_M = 0.009 \cdot F_c + 0.10$$

白抜きの記号(○、△)は今回の実測値によるコンシステンシー限界比である。大略の傾向は一致するものの精度の面では不十分であることが予見される。特に塑性限界について不十分である。

上述の考え方により推定したコンシステンシー限界を実測値に対してプロットすると、図-5が得られる。図中の実線は両者の値が一致すること、破線は10%の偏り、点線は20%の偏りを表す。液性限界の場合6例に大きな違いが見られる。塑性限界の場合は4例、塑性指数の場合には1例に大きな違いが出ている。図-4からはもつと大きな違いの出ることが懸念されたが、大多数の事例が±10%以内に収まっている。もつともこれは絶対値であり、それぞれの値の変動割合は大きく、さらに精度の高い推定となるように改善が必要である。

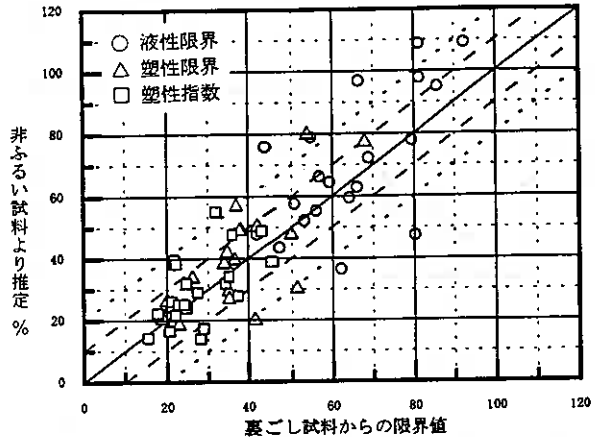


図-5 非ふるい試料よりの推定コンシステンシー限界比

コンシステンシー限界は実務では土の分類指標として利用されている。塑性図上のA線の下でCとM、B線の左右でLとHに分類される。裏ごし試料・非ふるい試料両者に基づく分類が一致するのは21例中16例で、異なるのは5例であった。非ふるい試料による分類が裏ごし試料による分類と異なることは当事者にとって重要な事項であり、是非とも避けなければならない。この点からも更なる取り組みが必要である。推定に用いた式は粗粒分が均等粒径の場合であった。種々の粒径の粒子を含むいわゆる粒度分布の良い土の場合への適応について未検討である。また最大粒径が1.0mmであり、さらに大粒径の場合への適用も実務への応用上は検討事項である。

5. まとめ

自然採取土を用いて0.425mmふるい裏ごし試料と繰返しみの非ふるい試料によるフォールコーン法によるコンシステンシー限界試験を実施した。粗粒分を含む非ふるい試料によるコンシステンシー限界と0.425mmふるい通過率から裏ごし試料によるコンシステンシー限界を推定して実測値と比較した。これらより以下の知見を得た。

1. 粗粒分を含んだままの非ふるい試料でのフォールコーン試験は可能である。適切なlog w~log p 曲線を得ることが重要であり、6~12mmにわたり幅広く、種々の貫入量について大きく間隔をあけずに測定する。
2. 粗粒分が存在し、しかも粗粒含有率の少ない試料の場合に注意が必要である。すなわち毎回均一な供試体を作成し、均一な含水比計測が求められる。測定点数を多くすることで不適切な曲線決定の危険性を小さくできる。
3. 推定コンシステンシー限界は定性的には実測値を良く表している。しかし定量的には大きな違いを示す事例がある。測定上の留意点を見直すことで精度向上を図る必要がある。

4. 推定コンシステンシー限界による土の分類が実測分類と異なることがあり、改善が必要である。

裏ごし試料の物理的性質が土全体の性質にどのように関わっているか、裏ごし試料中の細粒分の性質との関係、ガラスビーズによる混合土に見られる特性が実際の練返し土でどのように整合するか、粒度分布の良い土における細粒分含有率とコンシステンシー限界の関係などについてさらに検討を進める。

本研究に用いた試料および粒度試験結果は北海道土質試験協同組合に依頼し提供を受けた。フォールコーン試験データの多くは、元本校学生斉藤豊君が卒業研究として筆者らの指導の下に実施して得たものである。ここに記して謝意を表します。

引用文献

- 1) 土質工学会[Mch 1990]土質試験の方法と解説、土の工学的分類 pp186-200 試料の調製法 pp21-30
- 2) 土質工学会[Dec 1979]土質試験法 第2回改訂版、第5編第1章締め固め試験、pp291-294
- 3) 佐野信房・岩瀬祐一[Feb 1997]粗粒子の存在がコンシステンシー限界に与える影響、地盤工学会北海道支部技術報告集、第37号、pp169-174
- 4) 佐野信房・岩瀬祐一・川口貴之[Jul 1999]中間土のコンシステンシー限界への細粒分の役割、第34回地盤工学研究発表会、pp307-308

普遍性を示す尺度化した土質名の演算処理

室蘭工業大学 ○正会員 朝日秀定
 // 黒島利一
 // 中村清次

1. はじめに

筆者等は多くのボーリング記録における土質柱状図の土質名をいくつかのカテゴリにまとめ、このカテゴリを数値化に置き換え、数値を計算処理し、得られる数値で地盤の土層構成情報やその特徴を表現する手法をとってきた^{1),2)}。その中で土質名に与える数値(尺度値)を幾種類もの尺度構成法によって求め、どの尺度構成法による尺度値もほぼ普遍性を示すことを示した³⁾。しかし、この一例を除いて、計算処理した結果が普遍性を示すかどうかは議論していない。この報告では、2種類の計算処理結果の数値が尺度として普遍性を示すことを示す。さらにノンパラメトリックな分類であるがために一義的な評価が困難なクラスター分析結果が普遍性を示すことを推論する。すなわちいずれの尺度によっても同じ結果を得ることを示す。用いた計算処理法は、層の対比に利用する計画法における最短経路法および地盤の土質構成の特徴を抽出するための方形波直交関数系によるスペクトル解析である。

2. 普遍性

Stevens S.S.⁴⁾はその尺度を4種類に分類した。すなわち名目、順序、間隔、比例の各尺度である。この分類は現在では定説化している。いま、同一対象群 D (具体的にはシルト、粘土・・・などのカテゴリにまとめた土質名あるいは1本分の土質柱状図) に対応する s, t の二つの尺度 $x^s=(x_1^s, x_2^s, x_3^s, \dots, x_n^s)$, $x^t=(x_1^t, x_2^t, x_3^t, \dots, x_n^t)$ があり、二つの尺度 s, t 間に次の関係が常に成り立つとき、

$$\text{間隔尺度 } x^t = px^s + q \quad (1)$$

$$\text{比例尺度 } x^t = px^s \quad (2)$$

ただし p, q : 定数, $p > 0$, $i: 1, 2, 3, \dots$

尺度 s, t は間隔尺度あるいは比例尺度として**普遍性**をもつという。

3. 検討した計算処理

3.1 層対比における最短経路法

計画法における最短経路法は1対の土質柱状図や検層記録の対比のための支援手段として利用されている。最短経路法はよく知られている方法なので略述する。図-1のように距離(または時間、経費等)の組み合わせで①点より④点にいたる経路のうち最も短い組み合わせを見つける。この図で矢印に沿わせて書いてある数字を各点間の距離とする。この場合は①③②④で最短経路が見いだされる。一対の土質柱状図の場合に適用する場合は、土質カテゴリを数値に置き換え、一方のボーリング土質の尺度値と他方のボーリングのそれとの全ての組み合わせで尺度値の差をとり土質間の距離行列を図-5～図-10のように構成する。この差を数値で現した土層間の距離と考える。地表を始点に土質記録の最後の記載に至る経路をこの行列の要素の和で求め、経路の和が最も小さな組み合わせで土層の対比をおこなう。すなわち、矢印でつながる土層同士が最も近い関係にあると仮定し、図-5～図-10で矢印が行から列、列から行に矢印の方向が変化するとき、行、列に相当する柱状図上で対比されると仮定する。

3.2 数値化した柱状図のスペクトル変換

数値化した土質柱状図の方形波関数系によるスペクトル解析結果を利用してボーリング地点との関係で地盤構成土質の地域的特徴を示すために利用している¹⁾。土質名を尺度値で置き換えると深度方向へ土質の変化は図-2のように表わされる。尺度 s の数値で現した柱状図を深度方向に一定間隔で標準化し、えられる標準列 $x_s=(x_1^s, x_2^s, x_3^s, \dots, x_{(n,k)}^s)^T$, ($n=2^k, k: 2$ 以上の整数) にたいして次の Haar

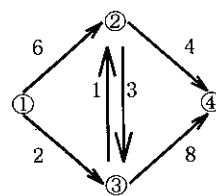


図-1 経路図

Unique algebraic operation for numerized soil name in column-log. Hideyasu ASAH, Toshikazu KUROSHIMA, Seiji NAKAMURA (Dep. of Materials Science Eng., Muroran Institute of Technology)



図-2 数値化した柱状図

関数系行列で Fourier 式の変換をおこなう。この関数は、

$$\text{har}(r, m, t) = \begin{cases} \sqrt{2} & ; (m-1)/2 \leq t < (m-1/2)/2 \\ -\sqrt{2} & ; (m-1/2)/2 \leq t < m/2 \\ 0 & ; t \in [0, 1) \text{で上記以外} \end{cases} \quad (3)$$

ここに、 $0 \leq r < \log_2 n$, $1 \leq m < 2^r$

で定義される。この関数系が 8 次の関数行列を例示すると、

$$H = \begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & -1 & -1 & -1 & -1 \\ \sqrt{2} & \sqrt{2} & -\sqrt{2} & -\sqrt{2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \sqrt{2} & \sqrt{2} & -\sqrt{2} & -\sqrt{2} \\ 2 & -2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2 & -2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & -2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & -2 \end{pmatrix} \quad (4)$$

変換は、

$$u' = Hx' \quad (5)$$

で、尺度 s に関するスペクトル $u' = (u'_0, u'_1, u'_2, \dots, u'_{m-1})$ がえられる。

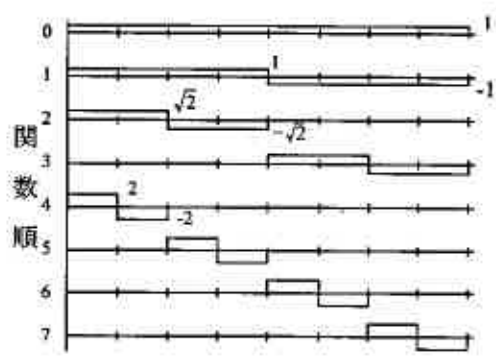


図-3 Haar 関数系の例

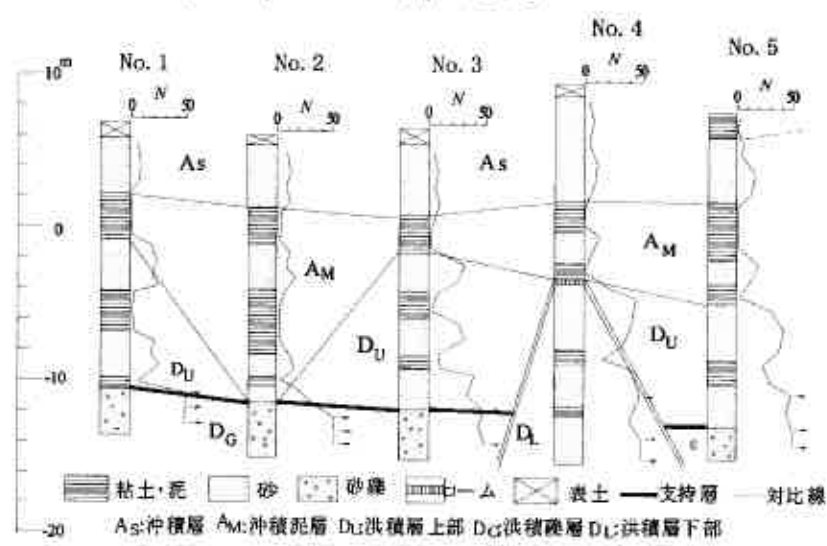


図-4 解析例に用いた柱状図⁹⁾

表-1 土質カテゴリに当てはめる尺度値

尺度名(分布表示略号)	表土	粘土1	砂1	粘土2	ローム	砂2	礫	粘土3	砂3
等現間隔尺度(EQ)	1	2	3	4	5	6	7	8	9
双対尺度(DU)	1	1.97	4.03	5.26	5.58	6.7	8.0	8.53	9
累積尺度(正弦分布:AS)	1	2.54	4.46	5.41	5.64	6.55	7.69	9.31	9
# (正規分布:AN)	1	3.32	5.1	5.92	6.13	6.91	8.0	8.64	9
# (ロジスティック分布:AL)	1	3.53	5.07	5.73	5.89	6.52	7.48	8.09	9

(カテゴリの添え字：1-沖積世，2-洪積世上部，3-洪積世下部)

4. 解析資料, 尺度値および解析

本報告で解析に用いた柱状図を図-4 に示す，ここに示す柱状図より，土質名を時間的新旧も考慮した 9 個のカテゴリに分け，カテゴリに対し表-1 に示す 5 種類の尺度値を求めた．以後の説明で尺度名を表-1 に示す略号 EQ, DU, AL 等で示す．土層の対比は土層 1 つに 1 つの数値をあてはめて処理している．スペクトル解析では地表より 20m までの土質名を数値化し，この区間を 128 等分して標準化しスペクトルへ変換した．解析結果は関数順 0 ~ 31 までの結果を示した．

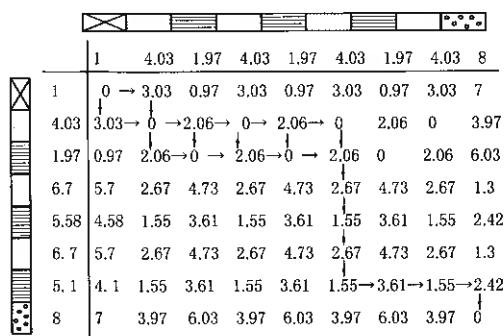


図-5 柱状図 No.1-No.2 の DU での最短経路

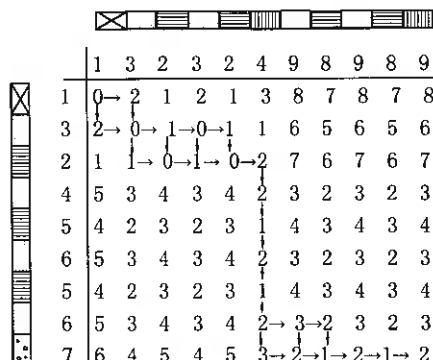


図-6 柱状図 No.3-No.4 の EQ での最短経路

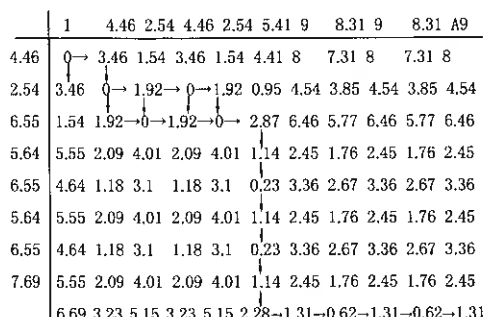


図-7 柱状図 No.3-No.4 の AS での最短経路

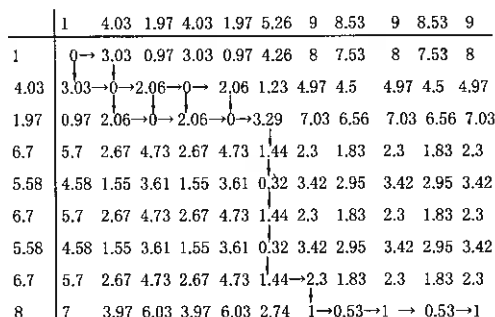


図-8 柱状図 No.3-No.4 の DU での最短経路

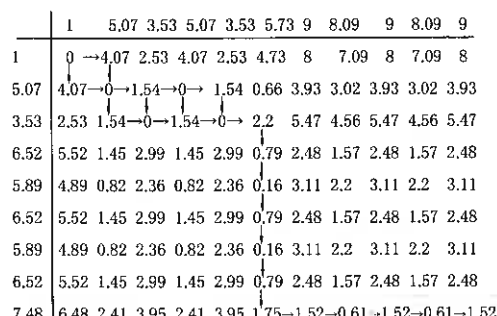


図-9 柱状図 No.3-No.4 の AL での最短経路

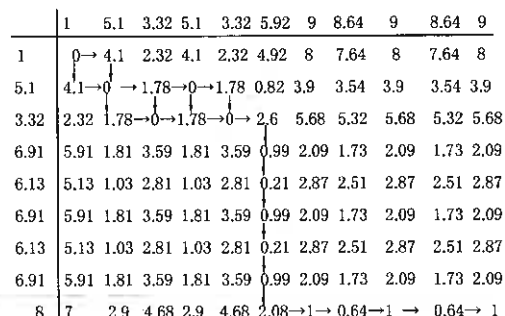


図-10 柱状図 No.3-No.4 の AN での最短経路

5. 解析結果

5.1 最短経路法による層対比の結果

柱状図 No.1 と No.2 の間の最短経路を図-5 に示す。人手による判断では EQ, DU, AS による経路が正答である。この図で示した EQ, AS での最短経路でも同じ結論を得た。AL, AN による経路には土層で 1 層分のズレがみとめられた。図-6 ~ 図-10 に示したように柱状図 No.3 と No.4 の最短経路でも尺度によらずほぼ同じ経路をたどる。しかし、同じカテゴリの層が繰り返される場合、沖積層の土層堆積部では経路が一

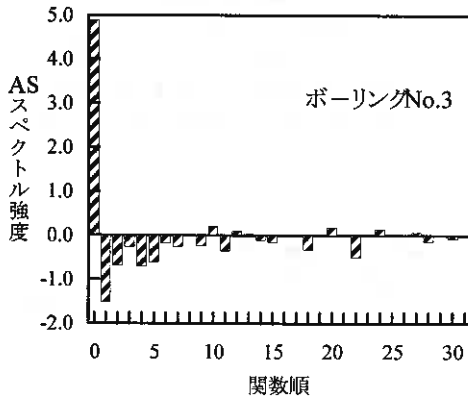


図-11 Haar関数系によるスペクトルの例

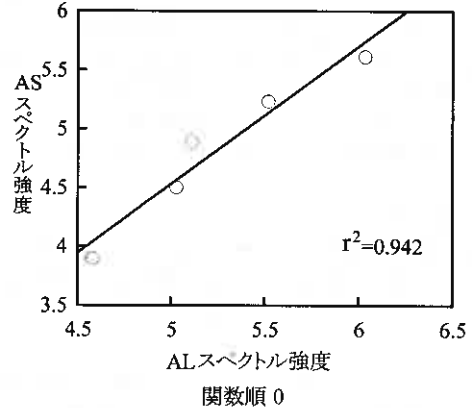


図-12 AL-AS尺度値でのスペクト強度比較例

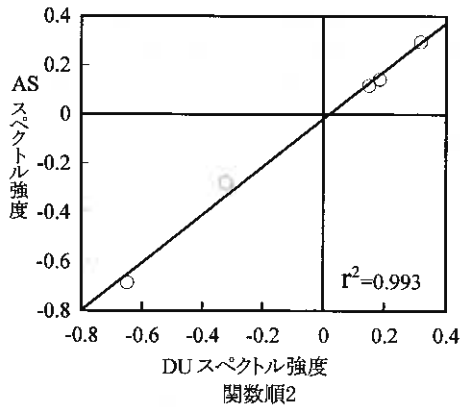


図-13 DU-AS尺度値でのスペクト強度の比較例

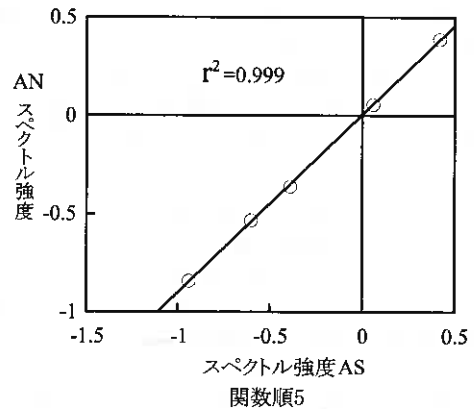


図-14 AS-AN尺度値でのスペクト強度比較例

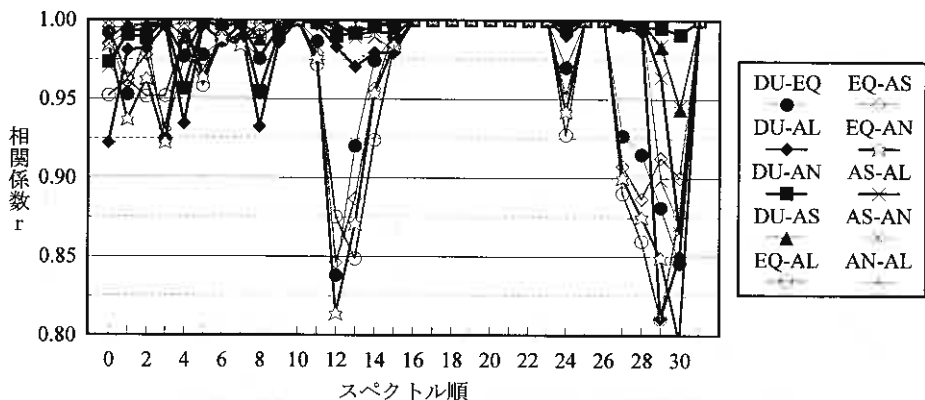


図-5 異なる尺度系によるスペクトル間の相関係数

義的に定まらなかった。図-5～図-10での数値の差の並びを行列の要素に倣って表現し、図-6に示したEQによる経路の一部を例示すると、(8,6)→(8,7)→(9,7)→(9,8), (8,6)→(9,6)→(9,7)→(9,8)および(8,6)→(8,7)→(8,8)→(9,8)は同じ距離を示すが、他尺度値の経路でこの部分は1つの経路だけを示す。いずれにせよ、ほぼ同様の経路を示す。

5.2 スペクトル解析の結果

得られたスペクトルの例を図-11に示す。異なる尺度で得られるスペクトル間の散布図を図-12～図-14に示す。これらの図で判るように尺度が異なっても得られるスペクトルは極めて高い相関を示している。そこで互いに異なる尺度の全ての組み合わせでの Haar 関数系によるスペクトルを図-3の関数順に比較し、図-12～図-14中に示すような相関係数を図-15に示した。一部に相関係数が0.8程度の場合もあるが、概ねどの尺度値によるスペクトル間の相関係数も高い。強いて低いといえれば等現間隔尺度(EQ)との組み合わせで得られる相関係数は他の尺度系間での結果よりも低い。

6. 考察

最短経路がほぼ同じ理由：対比する2つの柱状図j, k間の数値化した土層の距離は図-6～図-10に示す要素で尺度値の差である。sの尺度で表現した場合、柱状図jの土質カテゴリlに属する土層と、柱状図kの土質カテゴリmに属する土層の尺度値をおのおの x'_l と x'_m で現すと、その差 F_s は尺度tとの間に線形関係があれば、

$$F_s = |x'_l - x'_m| = |(p \cdot x'_l + q) - (p \cdot x'_m + q)| = p |x'_l - x'_m| \quad (6)$$

となり、間隔尺度の差は比例尺度として普遍性をもつことが判る。図-16は図-9と図-10の対応する要素の散布図で、この図からも間隔尺度の差が比例尺度の性質を持つのが判る。普遍性をもつ間隔尺度による距離行列の要素の大きさは尺度の種類が異なっても比例関係にあるので、最短経路として得られる経路は尺度の種類によらず同じになる。よって、カテゴリに対応する間隔尺度が普遍性を示すならば、同数の数字の差を含む演算の結果は比例尺度となる。この観点よりカテゴリに当てはめた尺度値を比較してみると図-17に示すように尺度値自体も可成り相関性が高く、普遍性をもつことがわかる。

スペクトルが高い相関関係を示す理由：(5)式に(1)式の関係を入れると、

$$\begin{aligned} u' &= Hx' \\ &= H(px'_1 + q \quad px'_2 + q \quad px'_3 + q \quad \cdots \quad px'_{(n-1)} + q)^T \\ &= Hpx' + Hq \end{aligned} \quad (7)$$

ここに、 $q = (q \quad q \quad q \quad \cdots \quad q)^T$

(3)式より判るように関数は関数順0以外は和は0になる。このことは(4)式で各行の和が0であることから理解できる。(7)式の2項目は0になるので

$$u' = Hx' = pu' \quad (8)$$

となり、異なる間隔尺度で表現した方形波の Haar 関数系により得られるスペクトルは比例尺度として扱える。この結果は同数の尺度値の差で得られる結果は比例尺度になることを示している。そこで同様のカテ

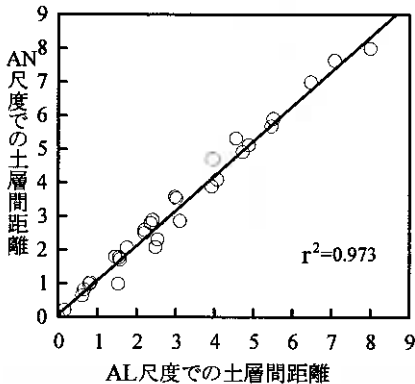


図-16 AL-AN 尺度値での数値差の比較

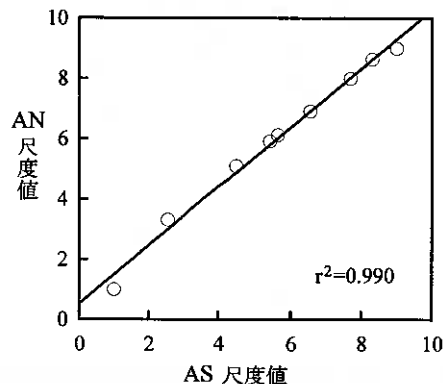


図-17 尺度値の比較

ゴリ間の距離を利用して、多数の資料を分類するクラスター分析について検討する。この分析では様々な距離が考案されているが、最も単純なユークリッド距離は

$$d = \sqrt{\sum (x_i^j - x_i^m)^2} = \sum |x_i^j - x_i^m|$$

である。この距離の取り方は(6)式と同じ演算であり、クラスター分析で得られる結果も普遍性を示す尺度によれば尺度の種類によらずほぼ一致した結果を得るであろうと推定される。

7. おわりに

以上をまとめると、

- 1) 最短経路法による土層の対比は、普遍性を持たすであればどの尺度によっても似た経路を通り、ほぼ同じ層対比の結果を得る。
- 2) 普遍性を示す間隔尺度で数値化した土質柱状図の Haar 関数系による Fourier 式変換で得られる係数は比例尺度の性質を示す。
- 3) 同数の尺度値の差し引き計算で得られる結果は比例尺度になる。
- 4) 普遍性を示す間隔尺度で数値化した土質柱状図のクラスター分析をユークリッド距離で行うと、選んだ尺度に依存しない結果が得られることが推定される。

参考文献

- 1)朝日秀定・他：ボーリング柱状図のスペクトル化による地盤分類-土質名の数値化による交番数解析の試み-,地盤工学会北海道支部技術報告集,第 29 号,pp.35-40,1989
- 2)朝日秀定・他：ボーリング土質記録の間隔尺度化が可能な深度区間,地盤工学会北海道支部技術報告集,第 38 号,pp.283-286,1998.
- 3)H.ASAHI and K.Wadatumi: Establishment of an Universal Scale for Categorized Soil Based on Evaluation of Numerized Soil Drilling-logs. Proc. of IAMG '95,Osaka, pp.145-146, 1995.
- 4)Stevens S.S. : Mathematics, Measurement and Psychology, in Stevens S.S.(ed.), *Handbook of Experimental Psychology*, John Wiley & Sons. ,1951.
- 5)応用地質学研究会: 応用地質学, 国際科学振興財団, P.454,1982.

蛇紋岩粘性土の強度・変形特性

北海道大学大学院 学生員 ○和 智 真太郎
北海道大学大学院 正会員 三田地 利之
函館工業高等専門学校 同 川 口 貴之

1. はじめに

蛇紋岩は破碎変質の程度により塊状、葉片状の2つに大別でき、これらは単独で1つの岩体を形成するのではなく、塊状の相互の間隙を葉片状のものが縫うように交じり合って1つの岩体を構成しているため硬質ではあるが剥離性が著しい。さらに、他の地質体との境界面では粘土状へと変化して分布し、硬質な塊状のものでも応力解放や水の影響により容易に風化し葉片状、粘土状となり得るとされている^{1),2)}。

筆者らは日本道路公団北海道支社より不攪乱状態で採取された蛇紋岩試料(以下、不攪乱蛇紋岩)の提供を受け、一昨年から室内各種三軸圧縮試験により強度特性についての研究を行ってきたが³⁾、その際にも不攪乱蛇紋岩は容易に泥状化することが確認でき、特に三軸圧縮試験において供試体に現れるせん断面にはひずみの発生とともにダイレイタンスー特性に基づく吸水による水分の集中が見られ、せん断面付近の泥状化が顕著であった。

一般に蛇紋岩地帯の地すべりは他の地すべり発生機構とは異なり、葉片状、粘土状蛇紋岩が地表近くで斜面の傾斜に耐えられなくなり崩れだすことで地すべりが始まる⁴⁾と考えられている。本報告は後述の方法で人工的に作製した蛇紋岩粘性土の強度・変形特性を把握するとともに、一昨年以來実施してきた不攪乱蛇紋岩の強度特性との比較検討を行ったものである。

2. 不攪乱蛇紋岩の強度特性

蛇紋岩は土被り圧が解放されると大きく膨張し、葉片状の蛇紋岩の場合には特に乱れが著しいことから、不攪乱の状態で室内試験用の試料を採取することは極めて困難であり、まして三軸試験に供することなど不可能と考えられて来た向きがあった。しかしながら最近のサンプリング技術に支えられて、手探り状態ではあったが何とか試験の実施が可能であることを示すことが出来た⁵⁾。本節では筆者らが一昨年より行ってきた不攪乱蛇紋岩に関する研究について簡単に述べる。

2.1 実験条件

実験は一軸圧縮試験と、圧密・応力解放・せん断の過程と排水条件の組み合わせの違いによる5種類の三軸圧縮試験を行った。表-1に実験条件を示す。

表-1 実験概要

試験	圧密過程	応力解放過程	せん断過程(一軸または三軸)
UC 試験			一軸圧縮試験 ($\epsilon_a=1.0\%/min$)
UU 試験	非圧密(拘束圧=土被り圧)		非排水 ($\epsilon_a=0.1\%/min$)
CU 試験	土被り圧まで等方圧密		非排水 ($\epsilon_a=0.1\%/min$)
CD 試験	同上		排水 ($\epsilon_a=0.1\%/min$)
CRD 試験	同上	所定の応力まで応力解放	排水 ($\epsilon_a=0.1\%/min$)
CRU 試験	同上	同上	非排水 ($\epsilon_a=1.0, 0.1\%/min$)

Strength and deformation characteristics of remolded clay of serpentine

Shintaro WACHI, Toshiyuki MITACHI (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)

Takayuki KAWAGUCHI (Department of Civil Engineering, Hakodate National College of Technology)

CRD 試験では応力を 0kPa, $p_c'/4$, $p_c'/3$, $p_c'/2$ まで解放した CR0D, CR4D, CR3D, CR2D の 4 種類を行い, CRU 試験では応力を 0kPa まで解放した CR0U を行った。ここで p_c' は等方圧密応力である。

2.2 試験手順

a. 供試体の作製

試料採取地は日本道路公団北海道横断自動車道夕張～トマム間の計画路線上日高管内占冠村東占冠地区であり, 試料はトリプルサンプラーを用いたミストボーリング⁶⁾によって深度 5.2m～21.0m の範囲より不攪乱状態で採取されたものである。試料はアクリル製サンプルチューブ (内径 72.3mm, 肉厚 3.9mm) ごとダイヤモンドカッターにより切断し, 試料側面および上下端面のトリミングは行わずに, 高さ 100mm, 直径 72mm の円筒供試体として試験に用いた。なお, この試験では石膏等によるベディングエラー対策は行っていない。

b. 圧密過程

供試体セットからの条件を統一させるために, 通水や段階載荷の手順を踏まずに等方圧密を開始する。セル圧を所定の等方圧密圧力まで載荷した後, 200kPa の背圧を付加する。供試体が完全飽和状態ではないため, 圧密過程打ち切りの基準として軸方向変位量に 3t 法を適用した。

c. 応力解放過程

応力解放過程では所定の有効拘束圧まで等方応力を除荷し, 供試体を吸水膨張させる。応力解放過程打ち切りの基準としても同様に 3t 法を適用したが, 軸方向変位量に明らかな収束が見られない場合には 1440min(1day)をもって吸水膨張を打ち切った。

d. せん断過程

せん断速度および排水条件は試験によって異なり, 表-1 の通りである。

2.3 実験結果および考察

図-1 に CD, CRD 試験における $q/p_c' \sim \varepsilon_a$ 関係 (q : 主応力差 $\sigma_1 - \sigma_3$, ε_a : 軸ひずみ) を示す。なお, 図中各試験記号の末尾番号は同一条件で複数回実施した際の試験番号を示している。図から分かるように応力解放の程度順に強度の低下が見られ, CR0D-1 では応力解放を行わなかった CD-1 の強度の 1/10 まで強度が低下している。これは応力解放の程度が大きくなるにつれて排水せん断時の体積膨張傾向が強くなり現れ吸水が生じ, そしてせん断面付近の泥状化に伴う強度低下につながると考えられる。

図-2 に $q \sim (\sigma_1' + \sigma_3)/2$ 関係を示す。データ点はそれぞれの試験のピーク値であり, この整理により求めた強度パラメータは $c' = 9.9\text{kPa}$, $\phi' = 33.4^\circ$ であった。 ϕ' の値については横田ら^{6)~8)}が占冠地区ののり面から採取した粘土状蛇紋岩の 420 μm フレイ通過分について行った圧密非排水三軸圧縮試験結果 ($\phi' = 30.3 \sim 31.2^\circ$) に近似している。また, 北郷ら^{9), 10)}は神居古潭変成帯の南北各地から採取した蛇紋岩粘土およびその細粒分調整試料あわせて 10 種類について圧密非排水三軸圧縮試験を実施しているが, それらの結果は $\phi' = 30 \sim 37^\circ$ の間に分布している。なお, 本研究では, 背圧(200kPa)の載荷を除いては試験前に供試体の飽和度を高めるための特別な手段を講じていないので, CU および CRU 試験で測定される間隙水圧の精度はそれ程高くないと推測される。し

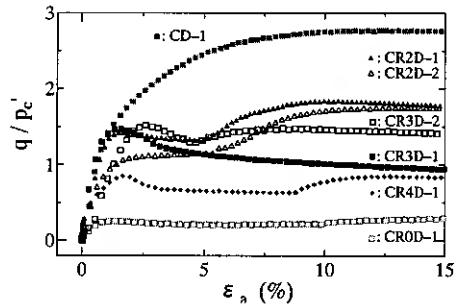


図-1 $q/p_c' \sim \varepsilon_a$ 関係
(CD, CRD 試験)

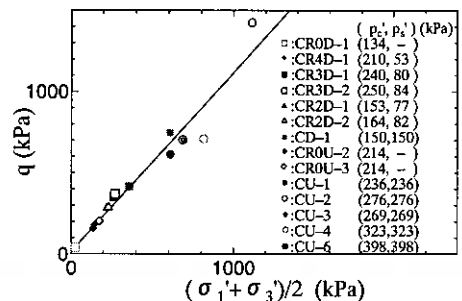


図-2 $q \sim (\sigma_1' + \sigma_3)/2$ 関係

たがって計算上の有効応力にもそれが反映されていると考えられる。

3. 蛇紋岩粘性土の作製

蛇紋岩粘性土は、クラックの発生により試験実施が不可能であった不攪乱蛇紋岩や試験後の不攪乱蛇紋岩をハンマーで粉砕し、425 μm ふるい通過分の試料を実験室内で予圧密することにより作製した。予圧密条件は予圧密圧力 200kPa の 1 次元圧密であり、上下方向排水条件で予圧密期間を 8 日間とした。

一般に予圧密は供試体が自立する程度の圧力により行うが、今回はその予測が立たなかったために 200kPa と比較的高い圧力により予圧密を行った。また、この試料は予圧密圧力載荷直後に沈下がほとんど終了し、3t 法を適用するには多少の不安があったために予圧密期間を 8 日間とした。

4. 試験装置

図-3 に本研究で使用した多機能三軸試験装置を示す。本試験装置は載荷装置として高精度・高トルクデジタルサーボモーターを用いているために、通常のモーターを用いた載荷装置における載荷・除荷の切り替え時のギアのバックラッシュを解消でき、ひずみレベル 10^{-6} 以下の微小ひずみから大ひずみまでの軸ひずみ制御を行うことができる。また、モーターの回転トルクが非常に高いために軸変位方向に負荷のかかった状態でも一定の速度で変位を増加させることができ、様々な試験条件での静的載荷および繰り返し載荷三軸圧縮試験が可能である¹¹⁾。

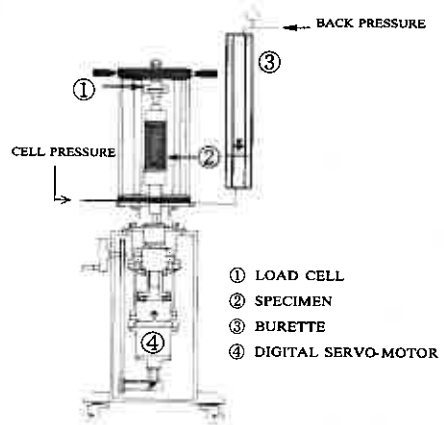


図-3 多機能三軸試験装置

5. 蛇紋岩粘性土の物理試験結果

a. 密度試験

試料の削りくずを乳鉢で細粒化したものについて密度試験を行い、 $\rho_s = 2.65 \text{g/cm}^3$ の結果を得た。

b. 液性・塑性限界試験

蛇紋岩粘性土の液性・塑性限界を決定するために、土の液性限界・塑性限界試験の実施を試みた。しかしながら、液性限界試験では黄銅皿に入れた試料の溝切りが困難であったり、また、これは蛇紋岩の構成鉱物である水滑石の影響と考えられるが、明らかに液性限界に達していないと思われる低含水比試料の落下回数がたったの 1 回であったりと試験データのほとんどが NP となり、試験実施が不可能であった。同様に、塑性限界試験についても試験の実施が不可能であったため液性・塑性限界の決定はフォールコーン試験によった。

フォールコーン試験による液性限界の決定については、地盤工学会基準(JGS T 142-1997)によった。また、過去の研究¹²⁾に従い、コーン貫入量が 1.7mm に対する含水比として塑性限界を決定した。

今回使用したフォールコーン試験装置のコーンは先端角 60° 、質量 60g、試料容器は内径 51.0mm、深さ 80.0mm の円筒容器であり、コーン落下時間を 5 秒間とした。また、

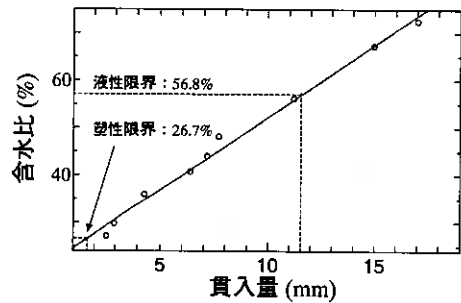


図-4 フォールコーン試験結果

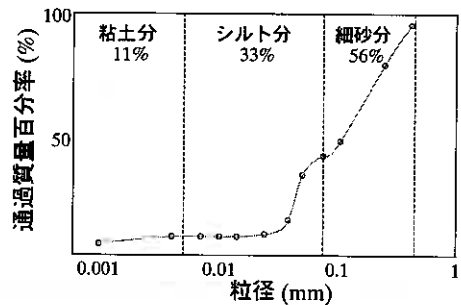


図-5 粒径加積曲線

できる限り低い含水比からの測定を行い、広範囲の貫入量を測定した。液性、塑性限界はそれぞれ 58.6%、26.7%であり、塑性指数は 31.9 であった(図-4)。

c. 粒度試験

粒径加積曲線(図-5)から、細砂分 56%、シルト分 33%、粘土分 11%、細粒分含有率は 44% であり、均等係数および曲率係数はそれぞれ $U_c = 60$ および $U_c' = 7.4$ である。

ちなみに、土の工学的分類法によりこの試料の分類を行うと、粒度組成の面から判断すれば最大粒径 425 μm 、細粒分 44% (<50%)、細粒分が主にシルト分であることから、この試料はシルト質砂に分類される。しかしながらこの試料を細粒土とみなし、ダイレイタンシー現象および乾燥強さの判別法や、液性限界および塑性指数に基づいて土の工学分類体系および塑性図(図-6)に従い分類を行うと、この試料は粘土に分類される。

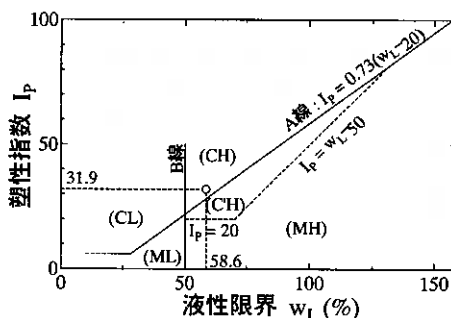


図-6 塑性図

6. 単調載荷三軸圧縮試験により得られた蛇紋岩粘性土の強度特性

6.1 実験条件

実験は圧密、応力解放、せん断過程の組み合わせにより行われる。表-2 に実験条件を示す。

表-2 実験条件

試験	圧密過程	応力解放過程	せん断過程
CU 試験	400kPa まで等方圧密		非排水 ($\epsilon_a=0.02\%/min$)
CRU 試験	同上		所定の応力まで応力解放

今回行った CRU 試験では応力を $p_c/2$, $p_c/4$, $p_c/8$, $p_c/16$ まで解放した CR2U, CR4U, CR8U, CR16U の 4 種類を行っている。ここで p_c は等方圧密応力である。

本研究では等方圧密応力を 400kPa としている。これは不攪乱蛇紋岩を用いた試験での最大土盛り圧が 398 kPa であったことを考慮し、本研究での CRU 試験の応力開放の度合いを過圧密比 $OCR = 2, 4, 8, 16$ としたために、応力解放後の平均有効応力 p_s' を設定し易くしたためである。

供試体は高さ 100mm、直径 50mm の円筒供試体であり、圧密開始前に供試体への通水を行い、飽和度を強制的に高めている。圧密および応力解放過程の打ち切りは 3t 法により決定している。また、せん断過程は非排水条件で行い、軸ひずみが 15% に到達した時点で終了し、せん断速度は本試験装置の最小設定速度である 0.02%/min とした。

6.2 実験結果および考察

表-3 に供試体の初期状態および実験結果の一覧を示す。

表-3 供試体の初期状態および実験結果一覧

試験名	湿潤密度 (g/cm^3)	初期間隙比	p_s' (kPa)	非排水せん断強度 c_u (kPa)
CU-1	1.93	0.750	400	275.3
CR2U-1	1.95	0.753	200	250.5
CR4U-1	1.96	0.731	100	240.5
CR8U-1	1.96	0.717	50	219.7
CR16U-1	1.95	0.735	25	185.1

図-7に主応力差～軸ひずみ関係を示す。主応力差は軸ひずみ15%に達してもピークが現れず、また、応力解放の程度が増大するにつれ減少している。これは一般の粘土あるいは粘性土の挙動とよく一致している。

図-8にせん断時における過剰間隙水圧～軸ひずみ関係を示す。せん断時の過剰間隙水圧も同様に応力解放の程度が増大するにつれ減少し、OCR = 8以上では過剰間隙水圧が負へと転じている。

図-9にせん断時の有効応力経路図を示す。この有効応力経路の整理により求められる強度パラメーターは $c' = 15.9 \text{ kPa}$ 、 $\phi' = 32.1^\circ$ であり、前述の不攪乱蛇紋岩の試験結果とほとんど一致する。

図-10に非排水せん断強度～過圧密比関係を示す。過去の研究¹³⁾により、過圧密状態における粘土の非排水せん断強度と過圧密比とは両対数グラフ上で直線関係にあることが知られている。縦軸の値に含まれる m は正規圧密状態であるCU-1試験の非排水せん断強度を有効圧密応力で除したものである ($m = c_u(OC)/p_c'$)。各試験の非排水せん断強度は軸ひずみ15%時の主応力差としているが、この試料においても非排水せん断強度と過圧密比の間には相関のよい直線関係が得られている。

以上のことから、この試料は一般の粘土あるいは粘性土と同様の強度特性を示すことがわかる。

7. 繰返し三軸試験により得られた蛇紋岩粘性土の変形特性

7.1 実験概要

実験は一連の圧密および膨張過程の中で、ある応力点において繰返し三軸試験を行い、微小ひずみ域における変形係数を測定するものである。繰返し載荷は $p' = 100, 150, 200, 300, 400 \text{ kPa}$ の圧密過程での応力点および、 $350, 200, 100, 50, 25 \text{ kPa}$ の膨張過程での応力点のあわせて10段階の応力点で行い、各点での変形係数を測定した。繰返し載荷は非排水条件で行い、載荷速度 $\dot{\epsilon}_a = 0.02\%/min$ 、片振幅ひずみ $(\epsilon_a)_{SA} = 0.005\%$ 、繰返し回数を3回とした。また、軸変位はデジタルサーボモーターのパルス数を元に算出している。

供試体は前節同様、高さ100mm、直径50mmの円筒供試体を用い、圧密開始前に供試体の飽和度を強制的に高めている。繰返し載荷は圧密応力が応力点に到達した後、過剰間隙水圧の消散を確認した時点で行った。

図-11に応力経路の模式図を示す。図中の白丸点において前述の条件で繰返し載荷を与えている。

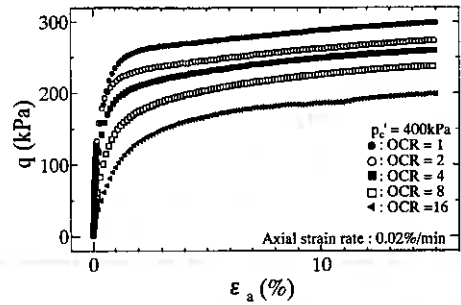


図-7 主応力差～軸ひずみ関係

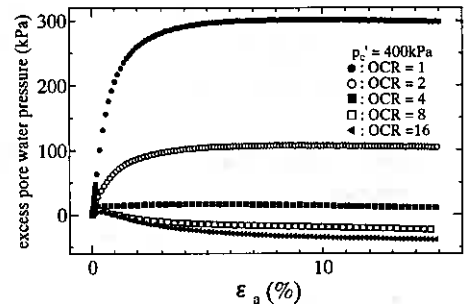


図-8 せん断時における過剰間隙水圧

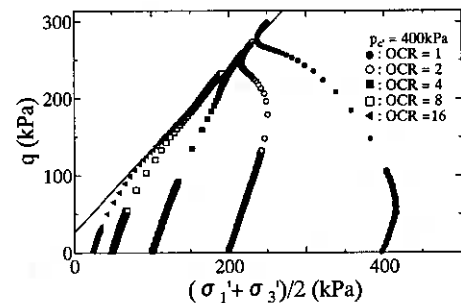


図-9 有効応力経路

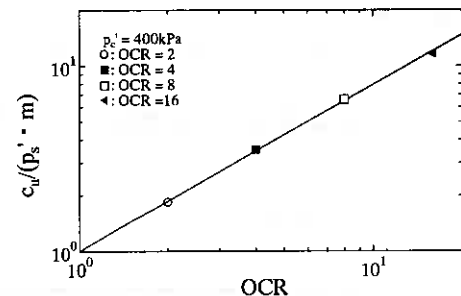


図-10 非排水せん断強度～過圧密比関係

7.2 擬似弾性変形係数 E_{CL} の定義

近年の研究により、微小ひずみ領域において粘性土が弾性的な挙動を示すことが分かっている。そしてその弾性域における粘性土の変形係数を総称して擬似弾性変形係数と呼んでいる。

図-12 に例として今回行った応力解放時平均有効応力 25kPa の応力点における繰返し載荷時の主応力差 \sim 軸ひずみ関係を示す。一般に、この関係の頂点を結んだ直線の傾きは等価ヤング係数 E_{eq} と呼ばれているが、本研究では弾性域とみなされる軸ひずみ領域内より得られた E_{eq} を特に擬似変形弾性係数 E_{CL} と定義している。

7.3 実験結果および考察

表-4 に実験結果の一覧を示す。表中の p_{CL} および e_{CL} はそれぞれ繰返し載荷点での平均有効応力および間隙比である。また、圧密開始時の間隙比は 0.784 であった。

表-4 実験結果一覧

応力点 (kPa)	p_{CL} (kPa)	e_{CL}	E_{CL} (MPa)
100	99.7	0.747	114
150	150.0	0.709	149
200	198.7	0.675	187
300	299.5	0.624	250
400	399.1	0.588	312
350	350.6	0.589	303
200	200.3	0.594	259
100	100.9	0.603	177
50	51.1	0.615	113
25	26.2	0.633	71

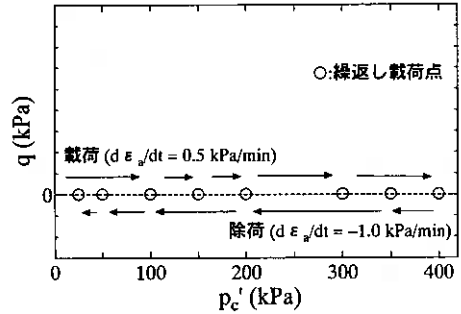


図-11 応力経路模式図

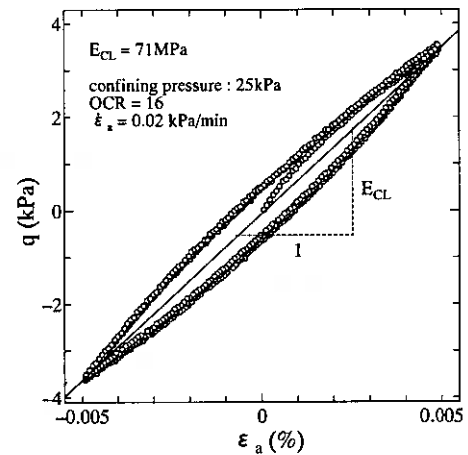


図-12 繰返し載荷試験における主応力差 \sim 軸ひずみ 関係

一般に正規圧密状態および過圧密状態の粘性土はその $e \sim \ln p'$ 図上でそれぞれ正規圧密線および膨張線という2つの直線で表されることが知られおり、さらに過去の研究^{14),15)}によると、 $e_{CL} \sim \ln E_{CL}$ 関係にも $e \sim \ln p'$ 関係に見られるような圧密時および膨張時それぞれにおける線形性が確認されている。

図-13 に $e_{CL} \sim \ln p_{CL}$ 関係、図-14 に $e_{CL} \sim \ln E_{CL}$ 関係を示す。蛇紋岩粘性土についても他の粘性土と同様の直線関係が両図において確認できる。両図中では $e_{CL} \sim \ln p_{CL}$ 関係における正規圧密時および膨張時の傾きをそれぞれ λ および κ 、 $p_{CL} = 1\text{kPa}$ に相当する正規圧密時の間隙比を Γ とし、 $e_{CL} \sim \ln E_{CL}$ 関係における正規圧密時および膨張時の傾きをそれぞれ ν および μ 、 $E_{CL} = 1\text{MPa}$ に相当する正規圧密時の間隙比を Δ としている。

図-15 は、過去に行われた数種の粘土あるいは粘性土試料を用いた繰返し三軸試験ならびにベンダーエレメント試験から得られた ν と λ を比較したものであるが、微小ひずみ域における変形係数に着目しても蛇紋岩粘性土が一般の粘土あるいは粘性土と同様の傾向を示すことがわかる。

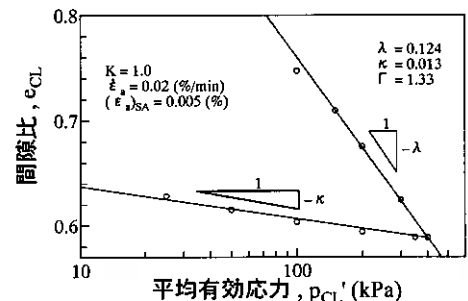


図-13 $e_{CL} \sim \ln p_{CL}$ 関係

8. 不攪乱蛇紋岩と蛇紋岩粘性土の強度特性の比較

図-16 に CU 試験における不攪乱蛇紋岩と蛇紋岩粘性土の有効応力経路の比較を示す。データはともにせん断開始時の平均有効応力が 400kPa 程度であった不攪乱蛇紋岩の CU-6 および蛇紋岩粘性土の CU-1 である。不攪乱蛇紋岩は過圧密状態にあると考えられるため右上がりの経路をたどっており、最大主応力差では固結力の違いから不攪乱蛇紋岩は蛇紋岩粘性土の 2 倍以上となっている。

図-17 に不攪乱蛇紋岩および蛇紋岩粘性土のすべての試験における $q \sim (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ 関係を示す。データ点はそれぞれの試験のピーク値である。不攪乱蛇紋岩を用いた試験では塊状、葉片状、粘土状とさまざまな状態の蛇紋岩が混在する不均一な試料であるために蛇紋岩粘性土を用いた試験に比べデータのばらつきが大きい、特に不攪乱蛇紋岩を用いた CU 試験(横軸 500 kPa 以上のデータ点がすべて該当)では応力解放過程を踏む CRU, CRD 試験や排水条件でのせん断を行う CD, CRD 試験のように飽和度が上がる要因がないので、ばらつきの程度が大きい。

図-17 から求めた平均せん断抵抗角 ϕ' は、不攪乱蛇紋岩と蛇紋岩粘性土それぞれ $33.4^\circ, 32.1^\circ$ とほぼ同じ値を示すが、前述(図-16)のように、せん断開始前の有効応力が同じでも両者の強度は大きく異なる。これはダイレイタンシー特性の違いに基づくものであり、破壊時の有効応力の把握の重要性を示唆している。

9. まとめ

本研究で用いた風化の影響を受けて粘土状化した蛇紋岩を想定し、室内で再構成した蛇紋岩粘性土の強度・変形特性に関する実験結果から以下の結論を得た。

- 1) 蛇紋岩粘性土は一般の粘性土あるいは粘土と同様の強度・変形特性を示す。
- 2) 不攪乱状態の蛇紋岩と再構成蛇紋岩粘性土では、ダイレイタンシー特性の違いから非排水せん断強度に大きな違いが見られるが、有効応力表示によるせん断抵抗角はほとんど一致する。

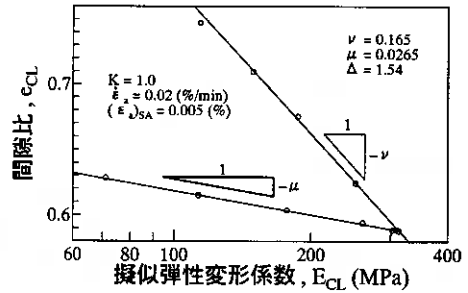


図-14 $e_{CL} \sim \ln E_{CL}$ 関係

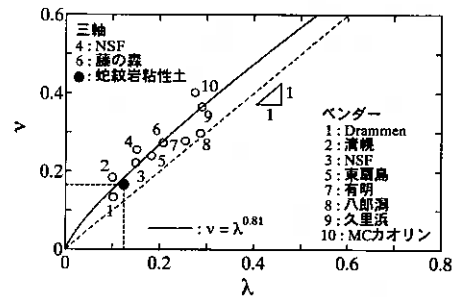


図-15 $\nu \sim \lambda$ 関係

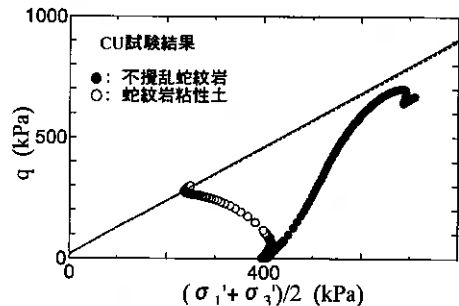


図-16 不攪乱蛇紋岩と蛇紋岩粘性土の比較 (CU 試験での有効応力経路)

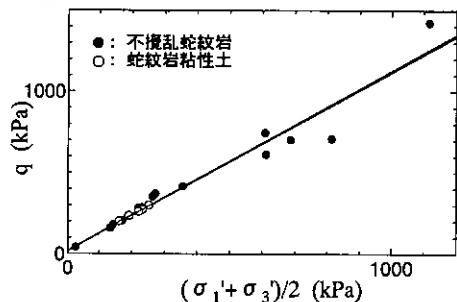


図-17 不攪乱蛇紋岩と蛇紋岩粘性土の比較 ($q \sim (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ 関係)

<参考文献>

- 1) 橋本光男：日本の変成岩，岩波書店，pp.130-135，1987.
- 2) 山本陽一：不攪乱状態で採取された蛇紋岩の力学特性について—夕張～トマム間地質調査検討より—，第41回日本道路公団業務研究発表会論文集，1999.
- 3) 三田地利之，和智真太郎，松永卓也：不攪乱状態で採取された蛇紋岩の吸水膨張による強度特性，地盤工学会北海道支部技術報告集第39号，pp.183-188，1999.
- 4) 横田公忠，矢田部龍一，八木則男，野地正保：蛇紋岩地すべりの発生機構に対する検討，地すべり，Vol.34，No.1，pp.24-30，1997.
- 5) 馬場徹也，西山博之：地盤調査でのミスト工法に於けるボーリング及びサンプリング，土質工学会昭和60年度サンプリングシンポジウム，pp.97-102，1985.
- 6) 横田公忠，矢田部龍一，八木則男：蛇紋岩の風化粘性土の強度特性，土木学会論文集，No.529/Ⅲ-33，pp.155-163，1995.
- 7) 横田公忠，矢田部龍一，八木則男：蛇紋岩の風化粘性土に起因した切土のり面の崩壊に関する一考察，土木学会論文集，No.541/Ⅲ-35，pp.57-65，1996.
- 8) 横田公忠，矢田部龍一，八木則男：蛇紋岩帯の地すべりの発達に及ぼす粘土鉱物とせん断強度の影響，土木学会論文集，No.568/Ⅲ-39，pp.125-132，1997.
- 9) 北郷 繁：蛇紋岩の土質工学的性質，第8回土質工学研究発表会講演集，pp.65-72，1973.
- 10) 北郷 繁，寺崎靖則，掛橋隆晴，田中洋行：蛇紋岩粘土の土質工学的性質(第2報)，土質工学会北海道支部技術報告集，pp.33-41，1974.
- 11) 伊藤 晋，三田地利之，澁谷 啓，松永卓也：中圧三軸試験装置を用いたセメント改良砂質土の強度特性の評価，第32回地盤工学研究発表会，pp.1199-1200，1997.
- 12) 佐野信房，鈴木輝之，北郷 繁：フォールコーン法による液性・塑性限界の測定，土と基礎，23・11，pp.39-46，1975.
- 13) Mitachi T., Kitago S.: Soils and Foundations, Vol.16, No.1, pp.45-58, 1976.
- 14) 川口貴之，佐野信房，三田地利之，澁谷 啓：クリープおよびせん断ひずみ履歴が粘性土の小ひずみ域での変形挙動に及ぼす影響，地盤工学会北海道支部技術報告集第39号，pp.215-224，1999.
- 15) 川口貴之，三田地利之，澁谷 啓，佐野信房，古道知弘：非排水条件下における粘性土のせん断強度と小ひずみ域における変形係数の関係，第34回地盤工学研究発表会，pp.547-548，1999.

凍結融解作用による溶結凝灰岩の劣化に関する研究

北見工業大学院 ○学員 陳 天城
北見工業大学 正員 森 訓保
北見工業大学 後藤隆司
北見工業大学 平松雅宏

1. はじめに

岩盤崩落は、急斜面から不連続面を境して岩塊が分離落下する現象で、多くの場合突発的に近い状態で発生する。こうした現象による災害を防止するためには、崩落の機構に関する研究を一層促進する必要がある(豊浜トンネル崩落事故調査委員会, 1996)。

凍結融解作用は、寒冷地において、最も大きい物理的風化作用の1つであり、岩盤崩落に関与する1つ要因になっている(層雲峡天城岩滑落調査委員会, 1988)。岩盤崩落機構の解明には、凍結融解による岩盤の物理学的特性の変化及び亀裂化の特徴を明らかにする必要がある。

本研究で使用した岩石材料は溶結凝灰岩で、工学的には軟岩類に属する。一般には、軟岩は亀裂の発達が少ない岩であり、それゆえに従来の斜面点検方法では危険個所としての評価を受けない可能性が高い。しかし、軟石の場合、強度が小さく、風化しやすい特性を有する。特に、寒冷地において寒暖の繰り返しの気象要因も関係して、凍結融解、氷結圧、地下水などの影響により岩盤内の劣化が容易に進行することが考えられる。

2. 供試岩石及び試験方法

試料は、北海道札幌市の南に位置する石山地域産の含石英角閃石普通輝石紫蘇輝石安山岩質の溶結凝灰岩である。第四紀洪積世の火山活動による支笏火山噴出物の中部の支笏溶結凝灰岩(sh)通称札幌軟石である(日本の地質「北海道地方」編集委員会, 1990)。溶結凝灰岩の構成物質はほとんど火山ガラス(90%以上)からできている。斑晶鉱物は破碎されて、破砕片となって含まれている。溶結凝灰岩は捕獲岩片を多く含んでいる。中には白色軽石岩片をはじめ、黒色安山岩片、黄土色泥岩片、細粒砂岩片、鉱物片(石英角閃石、普通輝石、紫蘇輝石)があげられている。岩石組織は流理構造を呈している。図-1は溶結凝灰岩堆積面に垂直な断面の顕微鏡写真である。火山ガラスの中に挟む軽石の流理現象がはっきり観察された。

供試体は長さ90cm×幅90cm×厚さ45cmのブロックからボーリングで採取したものである。コア採取時の方向は堆積面に垂直である。岩石試料の物性値は表-1に示す通りである。供試体を直径30mm、長さ60mmの円柱形に成形した。その後、供試体を蒸留水に入れて、室内で3日間水中で養生したものを含水状態供試体とした。この場合、供試体の飽和度は約70%~75%であった。含水状態供試体は凍結試験中乾燥することを防ぐために、水中から取り出した後直ちにゴムで包んだ。

凍結試験は温度管理システムを持つ低温室で行い、温度条件は北海道地域の気象条件を考慮し、+5℃から-18℃で実施した。凍結時間は2時間であった。供試体の融解は約14℃の蒸留水で行い、融解時間は1.5時間であった。すなわち、凍結融解1サイクルで計3.5時間であった。なお、実験中供試体の表面及び中心部の温度変化はそれぞれT型熱電対で計測した。供試体と同一岩石ブロックから採取した同じサイズの溶結凝灰岩を温度計測用の供試体とし、長さ方向から中心まで直径約1mmの穴を作った。それから温度センサを入れて、実験中供試体の近くにおいてその中心部の温度を温度記録計により連続記録した。凍結過程中の供試体表面及び中心部の温度変化は図-2に示す通りである。

The Study on the Deterioration of Welded tuff by Freezing and Thawing Action

Tiancheng CHEN, Noriyasu MORI, Takashi GOTO, Masahiro HIRAMATSU (Kitami Institute of Technology)

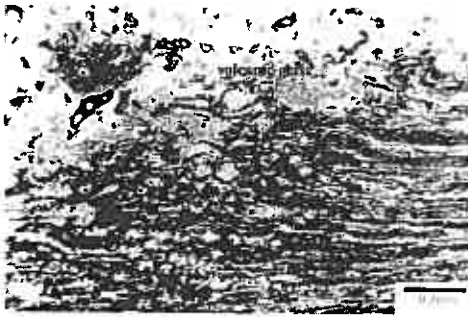


図-1 堆積面に垂直な断面の顕微鏡写真

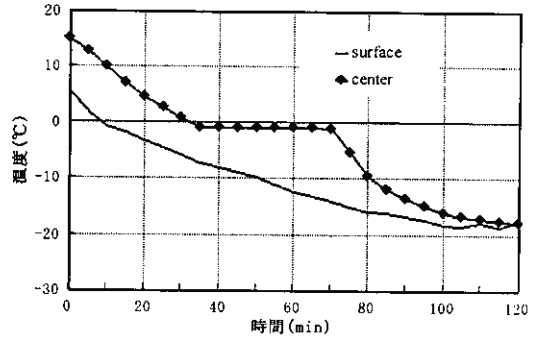


図-2 凍結過程における供試体の表面と中心部の温度変化

表-1 供試岩石の物理力学的性質

供試体	かさ比重	含水率	飽和度	空隙率	空隙半径の平均値
堆積面に垂直なコア	1.80kg/m ³	25%	72%	43%	52417 Å(volume)
堆積面に平行なコア	1.78kg/m ³	24%	72%	—	—
供試体	弾性波速度	一軸圧縮強度	引張強度		
堆積面に垂直なコア	1.81 (km/s)	13.5MPa	1.35 (MPa)		
堆積面に平行なコア	2.36 (km/s)	11.1MPa	1.04 (MPa)		

3. 凍結融解による岩石の物性値の変化

3.1 重量損失の変化

含水状態の供試体を用いて、凍結融解試験10サイクル、20サイクル、30サイクルを行い、計10本の供試体の乾燥重量の変化を計測した。各供試体の重量損失を次の式で算出した。

$$\text{供試体の重量損失(\%)} = \frac{\text{試験開始前の乾燥重量} - \text{測定時の乾燥重量}}{\text{試験開始前の乾燥重量}} \times 100 \quad \text{--- (1)}$$

凍結融解の繰り返しによる供試体の重量損失の変化は図-3に示す通りである。30サイクルを受けた岩石の重量損失はわずか0.25%である。このことより、溶結凝灰岩の劣化は生じながら、短時間の凍結融解試験では基質自体はほとんど劣化しないことがわかった。

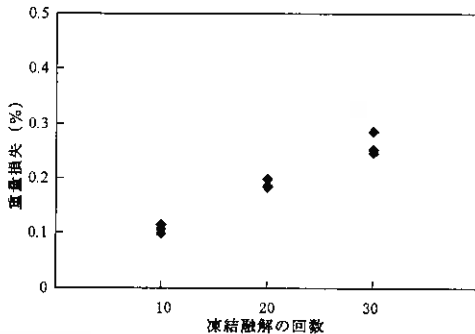


図-3 凍結融解による岩石の重量損失の変化

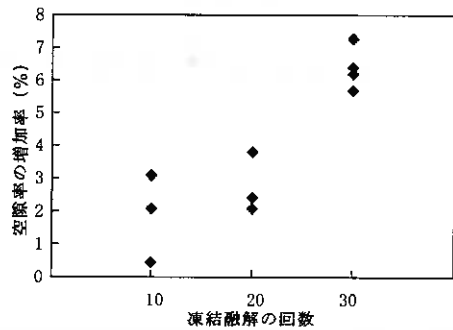


図-4 凍結融解による空隙率の増加率の変化

3.2 空隙率並びに空隙半径の変化

図-4は凍結融解の繰り返しによる岩石供試体の空隙率の変化を示す。10サイクル、20サイクル及び30サイクルを受けた供試体の空隙率が約1.9%、2.8%、6.4%増加した。

供試体の空隙率の増加の原因は2つあげられる。①供試体内にクラックが発生した。これは供試体表面観察により確認された。②供試体内に空隙のサイズが増加したあるいは新たな空隙が発生した。これを確認するため、凍結融解の繰り返しを受けた供試体を粉碎した後、中から2.5～5.0mmのものを選別し、ポロシメータ(オートポアⅢ9420)で空隙半径を計測した。凍結融解を受けた供試体の空隙半径の分布を凍結融解前のものと比較した。その結果を図-5、図-6と図-7に示す通りである。凍結融解後供試体の空隙の半径は17.8～56.2($\times 1000$ Angstroms)の範囲で増加した。より大きい空隙の量はほとんど変化がない。今回の凍結融解試験用の供試体サイズは直径30mm、長さ60mm円柱形であった。しかし、空隙半径を計測した時、試料のサイズは2.5～5.0mmのもので、凍結融解による供試体内のクラックをほとんど含んでないと考えられる。したがって、凍結融解による空隙率の増加は供試体全体の空隙サイズが増加したことがなく、一部の空隙あるいはマイクロクラックだけが伸展したことによると考えられる。この点では、供試体表面の観察により同様な結果を得ている。

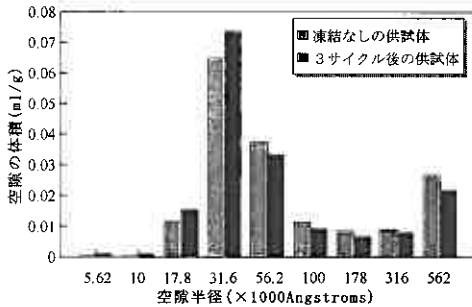


図-5 3サイクル後の供試体の空隙半径の変化

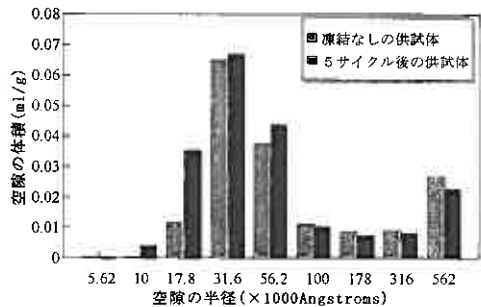


図-6 5サイクル後の供試体の空隙半径の変化

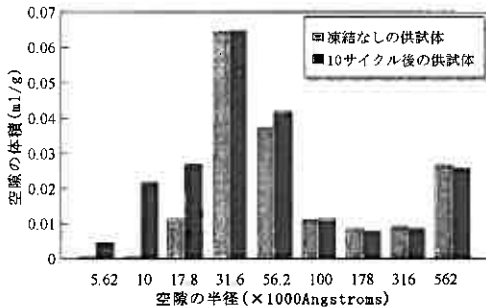


図-7 10サイクル後の供試体の空隙半径の変化

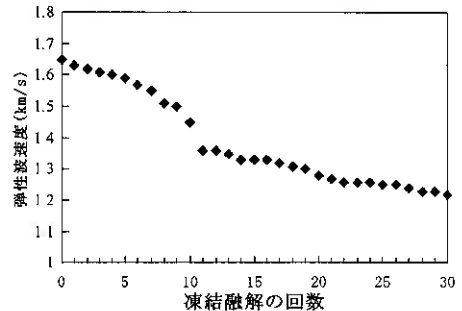


図-8 凍結融解による供試体の弾性波速度の変化

3.3 弾性波速度の変化

凍結融解後、常温で含水状態の岩石の弾性波速度を計測した。図-8は凍結融解の回数と凍結融解後の供試体弾性波速度の関係を示す。30サイクルを受けた岩石の弾性波速度は約27%減少した。岩石内にクラックが発生すると、その岩石中を伝播する弾性波速度が減少する(V.S.VUTUKURI, 1992)。したがって、凍結融解を受けた岩石の弾性波速度の減少により岩石内にクラックが発生したことが考えられる。

3.4 岩石強度の変化

5サイクルと10サイクルを受けた含水状態の岩石の一軸圧縮強度を計測した。図-9は凍結融解による岩石の一軸圧縮強度の変化を示す。5サイクルと10サイクルを受けた含水状態の岩石の一軸圧縮強度は約7%と14%減少した。図-10は凍結融解による引張強度の変化を示す。凍結融解10サイクルを受けた岩石の引張強度は約20%減少した。凍結融解による岩石の圧縮強度と引張強度が低下したことにより岩石の劣化が進んだことがわかった。

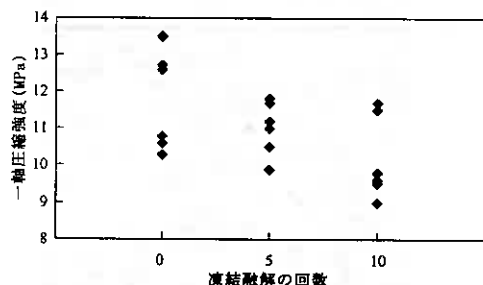


図-9 凍結融解後の岩石の一軸圧縮強度の変化

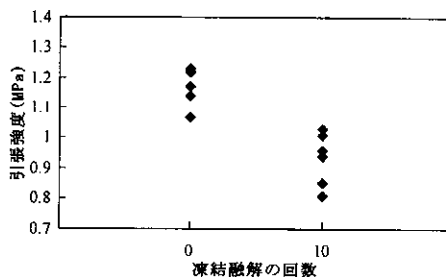


図-10 凍結融解後の岩石の引張強度の変化

4. 飽和度の変化による凍結融解の結果に及ぼす影響

岩石内の含水程度の変化によって、凍結融解による岩石の劣化に与える影響を調べた。乾燥状態から飽和状態までの各種供試体を用いて、凍結融解1サイクルを行い、供試体の物理力学的性質の変化を計測した。図-11、図-12、図-13は凍結融解後の供試体の一軸圧縮強度、弾性波速度、空隙率の変化を示す。飽和度の増加に連れて、供試体の弾性波速度と一軸圧縮強度が明らかに低下し、空隙率が増加した。供試体の表面の変化を CCD カメラで観察した。凍結融解後の供試体表面に発生したクラックを図-14に示す通りである。クラックの最大開口幅を図-15に示す。飽和度の違いによって発生したクラックの開口幅とクラックのパターンにも違いが生じた(陳天城, 1999)。飽和度が高いほど凍結融解によるクラックが発生しやすい。以上の実験結果により飽和度の増加に伴い凍結融解による岩石の劣化が大きくなった。特に飽和度が70%越えると岩石の劣化に与える影響がさらに増加したことがわかった。

乾燥状態、含水状態及び飽和状態の供試体を用いて、凍結融解の繰り返しによる岩石の弾性波速度と供試体表面の変化を調べた。凍結融解の繰り返しの回数は供試体破壊まであるいは30サイクルまでである。乾燥状態の供試体の場合、30サイクルで弾性波速度がわずかに0.5%減少した。含水状態の供試体の場合、30サイクルで弾性波速度が約27%減少した。飽和状態の場合、凍結融解1サイクルですべての供試体が破壊された。

岩石内の水が氷への相変化することにより体積は約9%膨張する。岩石内の空隙に空隙量の91%までの水を充填するとき、凍結の結果、氷は空隙内で膨張し、空間から溢れることはないで、岩石の骨組に与える圧力が小さい。しかし、水が空隙の91%を越えると、凍結過程中に水が空隙から逃げない場合、氷に必要な空間が足りなくて、岩石内に圧力が発生する。Hirschwaldの理論(WILLAM A.CORDON, 1967)には、岩石が完全に水飽和されるとき、どんな強度の岩石でも凍結作用による影響が避けられないとある。しかし、不完全な含水状態の岩石の場合、どんな低い強度でも凍結作用による影響が小さい。Hirschwaldは飽和度91%より少ない岩石を“incompletely”飽和と定義する。この過程は簡単な試験で説明できる。水いっぱい瓶を家の外において、凍結するとき、この瓶が壊れるか瓶口のところに余剰の氷が形成される。もし、瓶の中に水が91%しかないとき、氷が全部瓶内に残っている。凍結作用による岩石の劣化程度において、臨界飽和度が存在していると考えられる。ひとつの空隙からみるとその臨界飽和度が91%であるが、岩石全体の臨

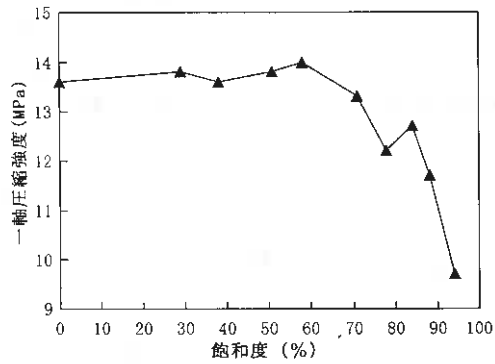


図-11 飽和度と凍結融解後の圧縮強度の関係

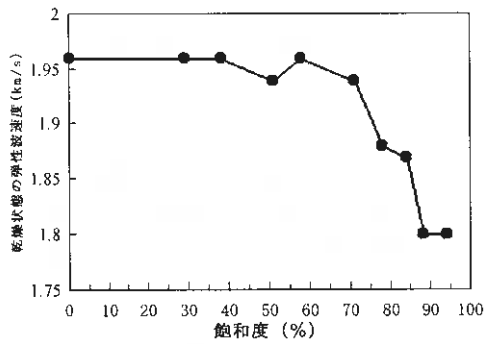


図-12 飽和度と凍結融解後の弾性波速度の関係

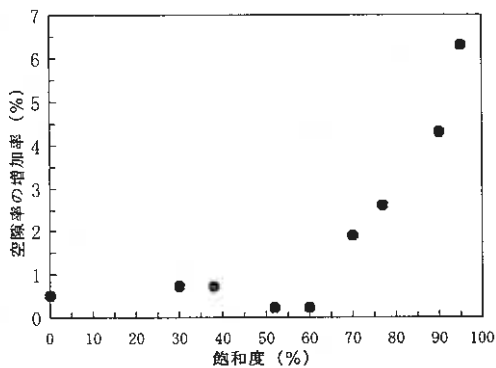


図-13 飽和度と凍結融解後の岩石の空隙率の関係

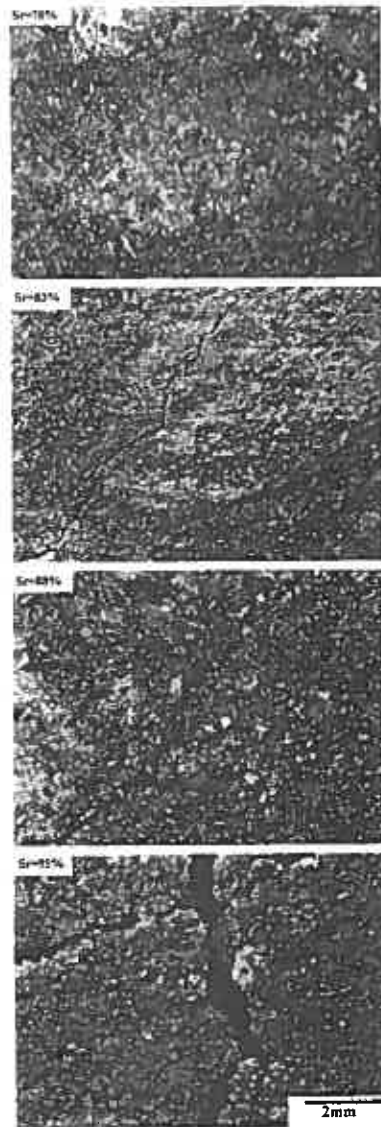


図-14 凍結融解による供試体表面のクラック

界飽和度を求めるのはなかなか難しい。岩石内部の空隙形状及び分布が複雑で、個々の空隙内の水の分布を明らかにすることが非常に困難である。また、凍結過程に空隙水が移動することによって、岩石内部の飽和度の差がさらに拡大される。岩石は低温のもとで凍結するとき、凍結面への水分移動が生じる可能性がある(Keijin Wang, 1996)。この水分移動は、凍結面の背面に水分ポテンシャルの不均衡な場が生じるためと考えられる。凍結過程において岩石内の水分移動は次のように考えられる。供試体全体が凍結する前に主に中心部の未凍結水が表層部の凍結面へ移動する。その結果、表層部の飽和度が中心部より高いことになる(陳天城, 1999)。供試体全体が凍結した場合、主に小さい空隙中の未凍結水が既に凍結した大きい空隙の氷表面へ移動する。大きな空隙内の氷結晶が小さい空隙内の未凍結水の供給によって成長を続ける(中村康夫, 1996)。岩石の力学的破壊はこのような結晶成長に伴って起こると考えられている。このことは、岩石中小さな空隙の量、あるいは大きな空隙と小さい空隙がどのように配列しているか、などが岩石の劣化に大きく影響することを示している。

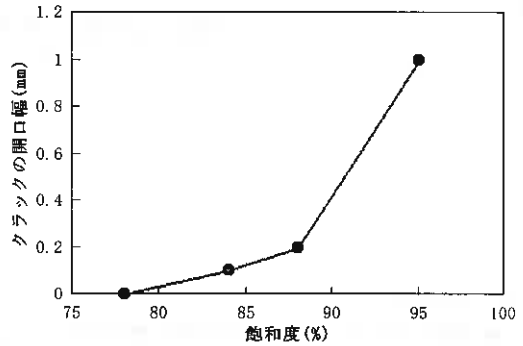


図-15 凍結融解を受けた供試体表面のクラック最大開口径

5. 結 論

本研究の凍結融解試験の条件下で、岩石の重量損失及び弾性波速度の計測により、溶結凝灰岩の基質自体はほとんど劣化せず、亀裂の発生・進展により岩石を破壊した。

凍結融解の繰り返し回数の増加に伴い、含水岩石の一軸圧縮強度及び引張強度が低下し、空隙率が増加した。

岩石内の含水飽和度の増加につれて、凍結融解による岩石の劣化が大きくなった。特に飽和度が70%を越えると岩石の劣化に与える影響がさらに増加したことがわかった。

引用文献

- 1) 陳天城・森訓保・後藤隆司・平松雅宏(1998)：“含水程度による岩石の弾性波速度と凍結融解の結果に及ぼす影響”，北海道応用地学合同研究会論文集，No.10，p67-72
- 2) 陳天城・森訓保・後藤隆司・平松雅宏(1999)：“凍結作用による岩石供試体内の飽和度再分布について”，第34回地盤工学研究発表会
- 3) Keijin Wang, Paulo J.M.Monteriro(1996): Microscopic Study of Ice Propagation in Concrete, ACI Materials J., vol.93, No.4, 370-377
- 4) 中村康夫(1996)：岩石の劣化・風化に関する実験的研究，土と基礎，Vol.44, No.10，p.55-60
- 5) 日本の地質「北海道地方」編集委員会編(1990)：日本の地質Ⅰ，北海道地方，p.166-167
- 6) 層雲峡天城岩滑落調査委員会（1988）：層雲峡天城岩滑落調査報告書。
- 7) 豊浜トンネル崩落事故調査委員会(1996)：豊浜トンネル崩落事故調査報告書。
- 8) V.S.VUTUKURTI・R.D.LAMA.・V.S.VUTUKURI(増田秀夫・田中荘一訳 1992)：岩の力学的性質Ⅱ，古今書院，pp.229-235
- 9) WILLIAM A.CORDON (1967)：Freezing and Thawing of Concrete Mechanisms and Control, American Concrete Institute, pp. 29-30

岩盤破壊時の微電圧測定に関する研究 (その2)

北海道開発局開発土木研究所○正会員 日下部祐基
同 上 正会員 鈴木 哲也
同 上 正会員 疋田 貞良
北海道土質試験協同組合 榎本 義一

1. まえがき

岩盤崩壊の前兆となる斜面の変状を把握することは、非常に困難であるとされているが、防災の観点から効果的な対応が求められている。現在一般的に行われている斜面観測には、変位計や傾斜計などの既存センサが利用されている。これらのセンサによる観測では、観測する岩塊や亀裂などを特定する必要があり、また崩壊形態が予想に反した挙動を示したときには、観測が不可能になることが懸念される。本研究では、物体が破壊しようとする時に先行して発生するといわれている微電圧を測定することにより、岩盤崩壊前の変状を的確に捉える手法の開発を行っている。これまでの研究では、一軸圧縮試験時の岩石供試体に発生する微電圧計測を 100 例以上実施して、供試体破壊前に電圧の変化点が現れることを確認した¹⁾。また、前回の報告では、大型供試体を用いて微電圧を測定するための電極の貼付方法等を検討した²⁾。

ここでは、微電圧測定に関する基礎的実験を実施して、微電圧変化点と供試体内に発生した亀裂との関係や、変化点微電圧値と供試体の材質との関係等について検討したので報告する。

2. 試験方法

試験では、ベントナイトセメント供試体 12 個と、圧電効果が期待される石英を含む砂（標準砂）を混合したモルタル供試体 45 個を用いて一軸圧縮試験を行い、供試体に発生する微電圧を測定した。今回実施し

表-1 試験ケース

試験ケース No.	供試体材質	供試体数 個	目標強度 (kN/mf)	圧縮試験条件	銅板測定の有無
1	ベントナイトセメント	3	10,000 以下	破壊まで載荷 (強度確認)	無
2	同 上	3	"	破壊まで載荷 (微電圧変化点後)	無
3	同 上	3	"	微電圧変化点確認時に除荷	無
4	同 上	3	"	微電圧変化点前に除荷	無
5	モルタル	9	10,000 ~ 20,000	破壊まで載荷 (モルタル配合試験 3 配合)	有
6	同 上	3	10,000	破壊まで載荷 (微電圧変化点後)	無
7	同 上	3	"	微電圧変化点と破壊点の中間付近で除荷	無
8	同 上	3	"	微電圧変化点確認時に除荷	無
9	同 上	3	"	微電圧変化点前に除荷	無
10	同 上	3	15,000	破壊まで載荷 (微電圧変化点後)	無
11	同 上	3	"	微電圧変化点と破壊点の中間付近で除荷	無
12	同 上	3	"	微電圧変化点確認時に除荷	無
13	同 上	3	"	微電圧変化点前に除荷	無
14	同 上	3	20,000	破壊まで載荷 (微電圧変化点後)	有
15	同 上	3	"	微電圧変化点と破壊点の中間付近で除荷	有
16	同 上	3	"	微電圧変化点確認時に除荷	有
17	同 上	3	"	微電圧変化点前に除荷	有

A Study of Piezo-Electrical Signal on the Previous Rock Failure (Part II)

Yuki KUSAKABE, Tetsuya SUZUKI, Sadayoshi HIKITA (Hokkaido Development Bureau)

Yoshikazu ENOMOTO (Hokkaido Soil Research Co-operation)

た試験ケースの条件と、それぞれのケースに用いた供試体数を表-1に示す。表-2は各試験ケース供試体の配合を示したものである。なお、各試験では、一軸圧縮試験終了後の供試体を水平に切断して、ルーペによる観察で上下面および切断面に発生した亀裂数を計数した。

表-2 配合表

試験ケースNo.	水セメント比 W/C (%)	単位量 (kg/m ³)			備考
		水	セメント	ベントナイト or 砂	
1, 2, 3, 4	90	712.2	791.3	87.9	ベントナイト混合 (セメント:ベントナイト=9:1)
5-1	50	305	610	1308	豊浦標準砂混合
5-2	60	315	525	1352	同上
5-3	70	322	460	1389	同上
6, 7, 8, 9	76.3	325	426	1409	同上
10, 11, 12, 13	66.9	320	478	1378	同上
14, 15, 16, 17	59.7	315	528	1349	同上

図-1は、試験に用いた微電圧測定システムを示したものである。供試体に貼付した電極端子の出カラインは、増幅アンプを経て計測用パソコンに接続した。微電圧データの取得数は、1,700個/secで100個ごとの平均値を記録した。一軸圧縮試験は、JIS M0301 ~ M0302に規定された応力制御方式で実施した。

電極端子は、直径5cm、高さ10cmの円柱供試体に、導電性接着剤を用いて3対貼付した。図-2は、電極端子の配置図を示したものである。なお、一部の供試体では、3対の電極の他に供試体上下面に銅板を電極として設置し、微電圧を測定している。

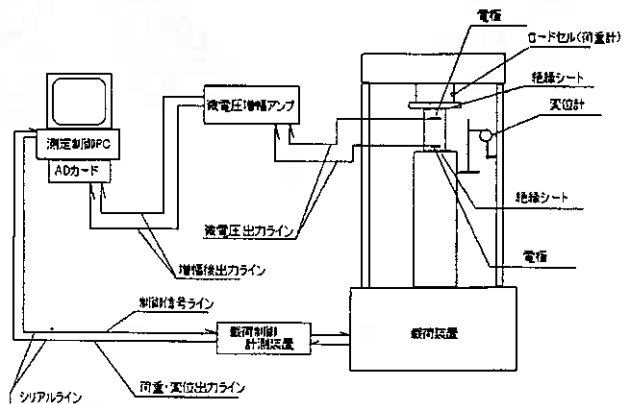


図-1 測定システム概略図

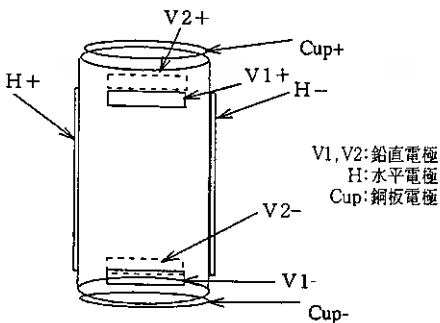


図-2 電極配置図

3. 試験結果

試験結果の1例として図-3に、モルタル供試体を破壊まで載荷した試験No.6の、応力ひずみ曲線および微電圧の変化を示す。微電圧値およびその変化点のひずみレベルにはばらつきがみられるが、各電極において微電圧の変化点が供試体破壊前に現れていることが分かる。また、微電圧値はプラス (+) 側に出るものと、マイナス (-) 側に出るものがある。+-の方

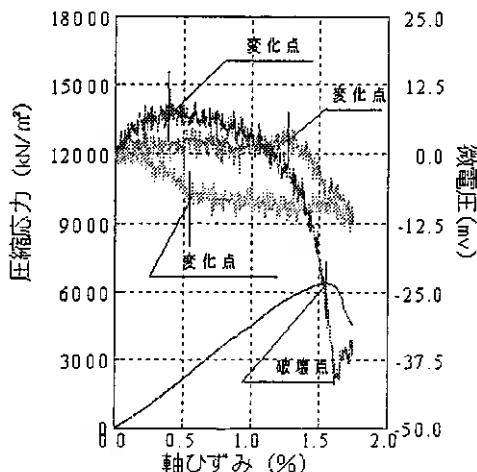


図-3 微電圧測定結果 (試験No.6)

向性については現在不明であるが、後述する変化点の微電圧値は、それらの絶対値で示している。

また、写真-1, 2は、圧縮試験終了後の供試体に確認された亀裂を示したものである。亀裂の測定としては、切断した供試体の上下面にある亀裂のうち、上下で同一位置にありしかも方向が一致したものを連続亀裂として、片面のみにあるものは不連続亀裂としてそれぞれ1亀裂とした。



写真-1 圧縮試験後に確認された亀裂
(試験No. 6 上面)

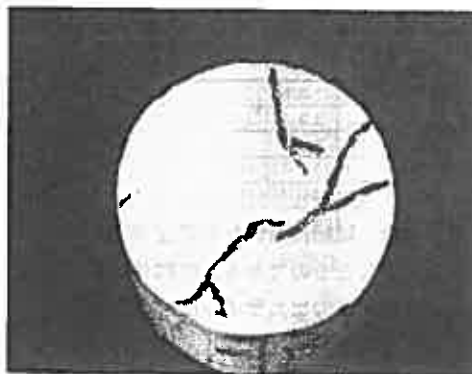


写真-2 圧縮試験後に確認された亀裂
(試験No. 6 切断面)

4. 考察

4. 1 微電圧の変化点と亀裂数の関係

前述のように、供試体圧縮時に測定される微電圧値には、破壊前に変化点が発生する。この原因としては、破壊前に供試体内に亀裂が発生して絶縁状態となる、あるいは亀裂面の摩擦による電圧が加わって大きな電圧となる、さらに亀裂の発生に伴い応力が解放されて微電圧値が低下するなど、いずれにしても亀裂の発生に起因していると考えられる。

図-4は、破壊まで載荷した試験で得られた破壊強度に対する各試験時の最大応力の比（以下、破壊強度比）と、破壊時の亀裂数に対する各試験終了後の亀裂数の比（以下、破壊亀裂数比）との関係を、材質および強度別に示したものである。各直線で結んだ一連のデータのうち、最も破壊強度比の小さいデータは、微電圧変化点前に除荷したものである。2番目のデータは、微電圧変化点を確認されたときに除荷したものである。これらの関係では、供試体圧縮時の亀裂数は、微電圧変化点の出現の前後で急激に変化することなく、変化点前からほぼ直線的に増加あるいは一定となり、破壊時に至って急激に亀裂数が増加する傾向を示している。

微電圧の変化点の出現に亀裂数が関係するのであれば、微電圧変化点を確認された時点で亀裂数が急激に増加し、その後直線的に亀裂数が増加して破壊に至ると考えられる。したがって、今回の結果には、ループで確認可能な亀裂数の増加と微電圧の変化点との関係が認められない。

亀裂が微電圧の変化点に与える他の要因としては、亀裂発生位置やその大きさと電極の貼付位置との関係が考えられる。試験結果で示した前出の図-3では、各電極で測定された微電圧の変化点ひずみが異なっている。これは、各電極が受け持つ微電圧の測定範囲内に亀裂が発生した時点で、変化点が現れたと推測され

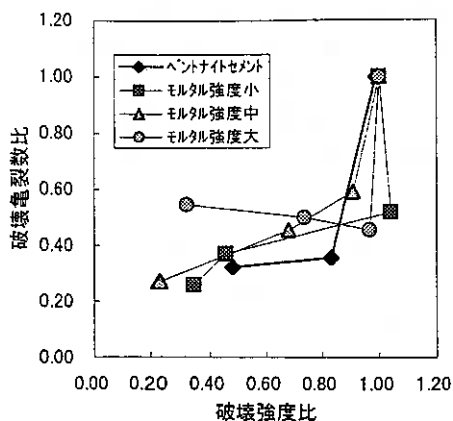


図-4 強度比と破壊亀裂数比の関係

る。

その他には、ルーベでは確認できないマイクロクラックの発生、あるいは載荷時に開口して除荷と伴に密着する潜在的な亀裂の影響などが挙げられる。これらについては、今後の課題として試験調査法を含めて検討したい。

4. 2 変化点微電圧値に影響する各種要因

4. 2. 1 供試体強度と変化点微電圧値

図-5は、供試体に貼付した電極3対の変化点における微電圧値の平均値（以下、変化点微電圧値）と供試体の圧縮強さとの関係を示したものである。図より圧縮強さが大きい供試体で大きな変化点微電圧値が測定される場合が多いことがわかる。また、図-6は、弾性係数と変化点微電圧値の関係を示したものである。この図からも圧縮強さとの関係と同様に、弾性係数が大きい供試体で大きな変化点微電圧値が測定される場合が多いことがわかる。一般的な傾向としては、圧縮強さと弾性係数はほぼ比例関係にある。

したがって、これらの関係から、供試体強度と変化点微電圧値は直線的な比例関係にないが、供試体強度が大きいほど、大きな変化点微電圧値が得られる場合があることがわかる。過去に報告²⁾した大型供試体を用いた試験では、圧縮強さと変化点微電圧値には関係がみられなかった。結果が異なった原因としては、1対の電極で測定される微電圧が供試体の一部分の範囲のものであることが推測されたことから、大型供試体を用いた試験では今回の試験と比べて、供試体全体の強度のばらつきが大きく影響し、圧縮強さと変化点微電圧値に関係がみられなかったものと考えられる。

なお、ここでは変化点微電圧値を電極3対の平均値で示したが、各々の電極による比較でも同様の傾向がみられた。

また、一部の供試体で測定した銅板電極による微電圧値は、データ数が少ないことから比較検討していない。本来であれば、後述するように銅板電極による微電圧値は、他の電極に比べて供試体全体の変化を捉えている可能性があることから、比較検討する微電圧値として有効であったと推測される。今後実施する試験では、銅板電極による測定を主にする予定である。試験結果については、取りまとめたい次回以降に報告したい。

4. 2. 2 供試体に含まれる鉱物と変化点微電圧値

供試体を圧縮することにより微電圧が発生する現象が、圧電効果によるものであれば、圧電効果が顕著にみられるとされる石英³⁾を含むモルタル供試体で、微電圧値は大きく測定されるはずである。前出の図-5、6をみるとわかるように、ベントナイトセメント供試体と石英を含むモルタル供試体両者の、同程度の圧縮強さあるいは弾性係数を有する変化点微電圧値には明確な差が認められない。したがって、これらの結果で

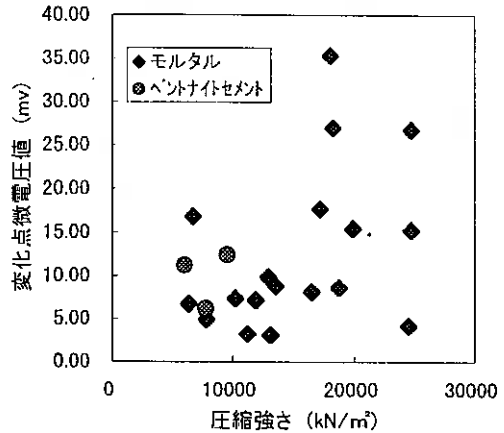


図-5 圧縮強さと変化点微電圧の関係 (3点平均値)

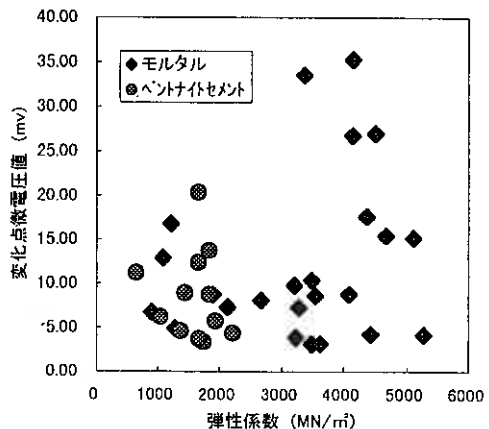


図-6 弾性係数と変化点微電圧の関係 (3点平均値)

は圧縮試験時に微電圧が発生する現象が、圧電効果によるものであることを検証できない。

この点については、さらに検討する必要があると考えるが、今回の結果で含まれる鉱物の違いにより変化点微電圧値に明確な差が現れなかった原因としては、ベントナイトセメント供試体とモルタル供試体で測定された微電圧が、混合したベントナイトや石英を含む標準砂から発生したものでなく、両供試体の母材であるセメントから発生した微電圧が卓越したことなどが考えられる。

4. 2. 3 微電圧測定方法と変化点微電圧値

微電圧測定方法としては、電極端子を供試体の上下に貼付して鉛直方向の微電圧を測定する電極（以下、鉛直電極）と、左右に貼付して水平方向の微電圧を測定する電極（以下、水平電極）を用いた。また、一部の供試体では、銅板を電極（以下、銅板電極）として供試体の上下面に設置して微電圧を測定した。ここでは、これらの測定方法の違いと変化点微電圧値との関係を示す。

図-7は、変化点ひずみと各電極で測定された変化点微電圧値の関係を、各電極ごとに示したものである。鉛直電極と水平電極両者の測定値の分布には、明確な差がみられない。これに対して、銅板電極の測定値の分布は、上記の2つとは大きく異なり、その変化点微電圧値は他の電極の計測値に比べて大きな値を示すと共に、その変化点ひずみは他の電極の計測値より小さくなる傾向が認められる。

銅板電極で測定された変化点微電圧値が他より大きくなる原因には、供試体に発生した微電圧を銅板電極が面として広く集積したことが考えられる。また、変化点ひずみが小さくなった原因は、銅板電極が供試体の上下全面を覆っていることから、供試体内に発生した初期の微小亀裂を捉えて、変化点ひずみが早く現れたことが考えられる。これらのことは、今後実斜面で微電圧を測定する際の電極を、できるだけ広い面で測定することにより、測定範囲を広範にできる可能性を示唆するものと推察される。

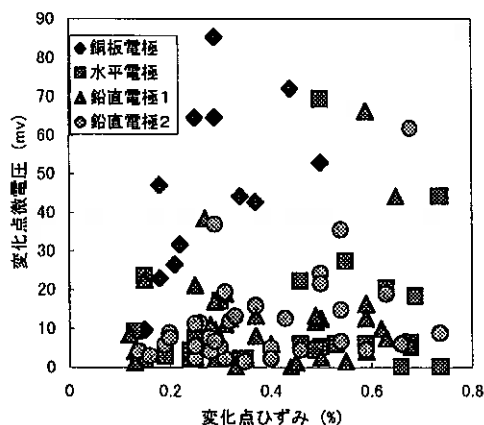


図-7 各電極の変化点ひずみと変化点電圧

5. まとめ

以上をまとめると、次のとおりである。

- 1) 微電圧の変化点は、供試体圧縮時に発生するルーペで計数可能な亀裂数との関係が認められず、亀裂発生位置と電極貼付位置等に関係することが推測された。
- 2) 供試体の強度が大きいほど、変化点微電圧値が大きくなる場合があることが確認された。
- 3) 供試体に含まれる鉱物の違いによる、変化点微電圧値の差は認められなかった。
- 4) 電極面積を大きくすることにより、測定範囲を広範にできる可能性が示唆された。

6. あとがき

今回の報告では、微電圧変化点と供試体内の亀裂との関係や、変化点微電圧値と供試体に含まれる鉱物の関係等について検討して、圧縮試験時に微電圧が変化する現象について考察した。今後、さらに実際の現場条件を考慮した実験を実施して、岩盤斜面監視としての実用化を目指したいと考えている。

参考文献

- 1) 榎本義一, 小林諭, 日下部祐基: 一軸圧縮試験と圧電気, 北海道土質試験協同組合レポート, No.166, 1998.9
- 2) 日下部祐基, 佐藤昌志, 中井健司, 佐田頼光, 榎本義一, 小林諭: 岩盤破壊時の微電圧測定に関する研究, 地盤工学会北海道支部技術報告集第 39 号, pp61 ~ 66, 1999.2
- 3) 電気学会編: 電気工学ポケットブック (J R 版), オーム社, pp45 ~ 46, 1962.7

放電衝撃破砕工法による岩盤破砕現地実験

北海道開発局開発土木研究所 正会員 日下部祐基
 " " 〇 " 疋田貞良
 " " " 鈴木哲也
 北海道開発局旭川開発建設部 舘取貴之
 日立造船(株)技術研究所 前畑英彦

1. まえがき

豊浜トンネルおよび第2白糸トンネル崩落事故等を契機に、現在開発局では道路防災工事として急崖斜面上の不安定岩体除去作業等を鋭意進めている。岩盤破砕工法として代表的な発破工法は、最も効率的で低コストであり、また利用の歴史も古く工法の特質についても研究・改良が進んでいることから、一般に採用される場合が多い。しかし、急崖斜面上での岩体除去工事では、対象岩体周辺の亀裂に沿う岩盤の崩壊を避けるため、周囲への振動の影響を抑制したその他の工法が採用される場合も多い。振動を抑えた工法の代表的なものとしては静的破砕剤などによる岩盤破砕が挙げられるが、作業効率があまり良くないのが実情である。

本研究の対象とした放電衝撃破砕工法は周囲への影響が少なく、かつ破砕効率の良い岩盤破砕工法としての実用化を意図して開発されたものである。本文では、本工法を用いた岩盤破砕現地実験を行い現場への適用性を検討した結果について報告する。

2. 放電衝撃破砕工法

水などの液体中に浸した金属細線に高電圧を放電すると、金属細線は瞬時に溶融・気化する。また、放電の通路となる液体も高温となり気化する。この時に発生する金属細線の溶融・気化に伴う膨張圧や、液体の高温蒸気圧を総称して放電衝撃力という。放電衝撃破砕工法はこの衝撃力を利用して脆性材料であるコンクリートや岩石などを破砕する工法である。本工法の特徴は、非発破工法であることに加えて、瞬時に大きな衝撃力が得られること、および出力電圧により衝撃力を制御できることなどが挙げられる。

本工法に用いる放電衝撃力発生装置¹⁾の基本回路構成を図-1に示す。本装置はコンデンサ内に高電圧で制御充電された蓄積エネルギーを、金属細線の挿入された放電カートリッジに極めて短時間で放電供給することにより、カートリッジの周囲に放電衝撃力を発生させるものである。現地実験に用いた放電衝撃力発生装置の仕様を表-1に示す。

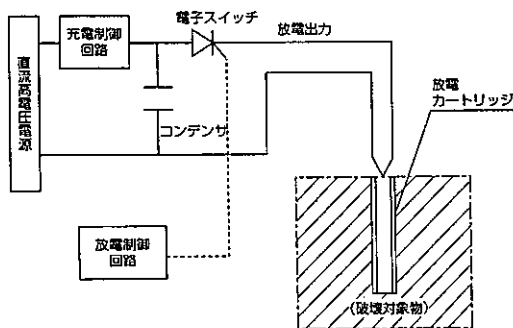


図-1 放電衝撃力発生装置の基本回路構成

表-1 放電衝撃力発生装置の仕様

外形寸法	2 ¹ ×1.5 ¹ ×1 ¹ m
重量	約 1,300kg
放電出力	4 出力
充電電圧	9,000V まで連続可変
蓄積エネルギー	20kJ / 1 出力
充電時間	90sec

Field Test of Fracturing Rock Mass by Fracturing Method Employing the Shock Force Generated by Electrical Discharge. Yuki KUSAKABE, Sadayoshi HIKITA, Tetsuya SUZUKI (Civil Engineering Research Institute, Hokkaido Development Bureau), Takayuki ETORI (Asahikawa Development and Construction Department, Hokkaido Development Bureau), Hidehiko MAEHATA (Technical Research Institute, Hitachi Zosen Corp.).

破碎方法は、あらかじめ穿孔した破碎対象物に放電カートリッジを装填した後、砂を充填して水締めし、カートリッジの端子に高電圧大電流を供給して放電衝撃力を発生させ破碎するものである。

放電カートリッジは、プラスチック容器内に2本の導線に接続された金属細線を充填材とともに封入したものである。カートリッジは大きく分けて2種類あり、充填材として水性ゼラチンを使用しているタイプをノーマル型放電カートリッジ、パワーアップ用の石油類を充填剤として用いているタイプをパワー型放電カートリッジと呼んでいる。カートリッジのサイズは、 $\phi 12 \times 100\text{mm}$ 、 $\phi 18 \times 100\text{mm}$ 、 $\phi 38 \times 120\text{mm}$ の3種類があり、さらに金属細線の太さにより3000V～9000V用のものがある。現地実験には、6000Vおよび9000Vノーマル型放電カートリッジ(以下、6000Vノーマルおよび9000Vノーマル)と、3000Vパワー型放電カートリッジ(以下、3000Vパワー)を用いた。

なお本手法に関しては、岩石やコンクリートの破壊²⁾のほか、トンネル内における弾性波探査の震源としての検討³⁾なども行われており、一部実用化もされている。

3. 岩盤破碎現地実験

一般国道 452 号美瑛町の道路改良工事現場内の、高さ 20m、勾配 1 割程度の切土のり面天端付近およびその背後に続く平坦な掘削面において、放電破碎工法による岩盤破碎現地実験を実施した。のり面および平坦面はいずれも、やや風化した亀裂の発達した溶結凝灰岩からなる。岩石の一軸圧縮強度は 4.9～29.4 MPa と大きなバラツキがみられる。

表 2 に示すように、実験は電圧、カートリッジ種別、カートリッジ間隔および破碎位置などの条件を変化させて計 12 ケース行った。各ケースとも放電破碎時の衝撃力の周囲への影響を把握するため、直線上 3 箇所(各箇所とも鉛直、水平両方向測定)に設置した加速度計により、放電破碎時に発生する地盤振動加速度を計測した。各ケースのカートリッジおよび加速度計の配置は図 2 のとおりである。

表 2 現地実験条件

Case	電圧 V	カートリッジ	位置	孔数	孔間隔 m	列数	孔深さ m
1	6000	ノーマル	斜面背後の平坦面	4	0.4	1	0.3
2	6000		斜面背後の平坦面	4	0.3	1	0.3
3	6000		斜面背後の平坦面	4	0.2	1	0.3
4	9000		斜面背後の平坦面	4	0.4	1	0.3
5	9000		斜面背後の平坦面	4	0.3	1	0.3
6	9000		斜面背後の平坦面	4	0.2	1	0.3
7	3000	パワー	斜面背後の平坦面	4	0.4	1	0.3
8	3000		斜面背後の平坦面	4	0.3	1	0.3
9	9000	ノーマル	斜面天端付近	4	0.2	1	0.3
10	9000		斜面天端付近	4	0.3	1	0.3
11	3000		斜面天端付近	8	0.3	2	0.3
12	3000	パワー	斜面天端付近	8	0.5	2	0.3

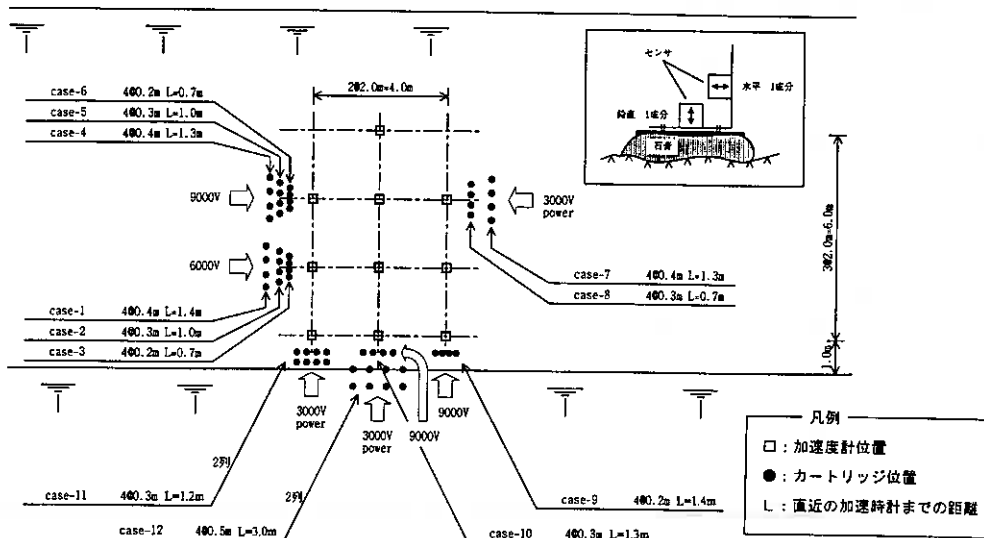


図 2 放電カートリッジおよび加速度計配置図

4. 実験結果および考察

4. 1. 放電衝撃破砕工法による岩盤破砕状況

現地実験においては、まず最初に放電衝撃破砕工法により現場の対象岩盤の破砕に必要な衝撃力を把握する目的で、平坦な岩盤掘削面において、コンデンサ充電電圧と放電カートリッジの種別およびそれを装填する孔の間隔を変化させて実験を行い、岩盤の破砕状況の観察を行った。その結果、6000V ノーマルを用いた実験ケース 1～3 では亀裂の発生が認められなかったが、9000V ノーマルおよび 3000V パワーを用いた実験ケース 4～8 においては、いずれの場合も孔間を連結する亀裂が確認された。このことから、本実験で対象とした岩盤を破砕するためには、9000V ノーマルまたは 3000V パワーの放電カートリッジにより得られる衝撃力が必要であることがわかる。

なお、これまでの研究⁴⁾で放電衝撃破砕による衝撃力は、コンデンサの充電電圧の 1.5 乗にほぼ比例することが確認されている。また、パワー型放電カートリッジを用いた場合にはノーマル型カートリッジを用いた場合に比べ約 8 倍の衝撃力があることも明らかにされている。現地実験における充電電圧およびカートリッジの組合せによる破砕力は、これらをもとに単純に計算すると 6000V ノーマル < 9000V ノーマル < 3000V パワーの順になる。

岩盤斜面掘削工事を模擬して斜面天端付近で実施した実験では、9000V ノーマルおよび 3000V パワーのカートリッジのみを用いた。また、3000V パワーを用いた実験では、実施工に用いる場合に岩盤を小割にする必要があることを考慮して、孔数を 4 本から 8 本に増して格子状に破壊することを意図した。なお、装置の能力上、充電電圧 9000V の場合には表-1 に示されるように放電は 4 出力以内に限られるが、3000V の場合には最大 12 出力まで使用可能である。各ケースの岩盤破砕状況については、9000V ノーマルを用いた実験ケース 9 および 10 で最長 90cm 程度の三角錐状の岩塊が認められたのに対して、3000V パワーを用いた実験ケース 11 および 12 では、意図したとおり長径 50cm 程度以下の岩塊に破砕されていた。

以上より、多くの岩体除去工事で要求される径 30～50cm 程度までの小割りがほぼ確実に入ること、および一度に多量の岩盤の破砕が可能であることから、実施工における作業効率の点からは、3000V パワーの放電カートリッジを使用するのが有利であると考えられる。

4. 2. 放電衝撃破砕工法による岩盤破砕時の地盤振動特性

一般に自然地震は加速度で評価されるのに対して、破砕振動は振動速度で評価される。その理由は、破砕振動は自然地震に比べて周波数が高く、継続時間が短いという特性を有しており、破砕振動とそれによる被害の関係をみた場合被害状況は振動速度と良く対応することによる⁵⁾。そこで本報告においても、振動加速度測定結果から以下のように振動速度を求め、振動特性値として振動速度を用いることとした。

振動測定結果の一例として、ケース 3 において直近の加速度計により測定された鉛直方向の振動加速度波形を図-3 に示す。振動加速度波形から最大加速度およびその発生前後の周波数を求め、以下の式により最大振動速度お

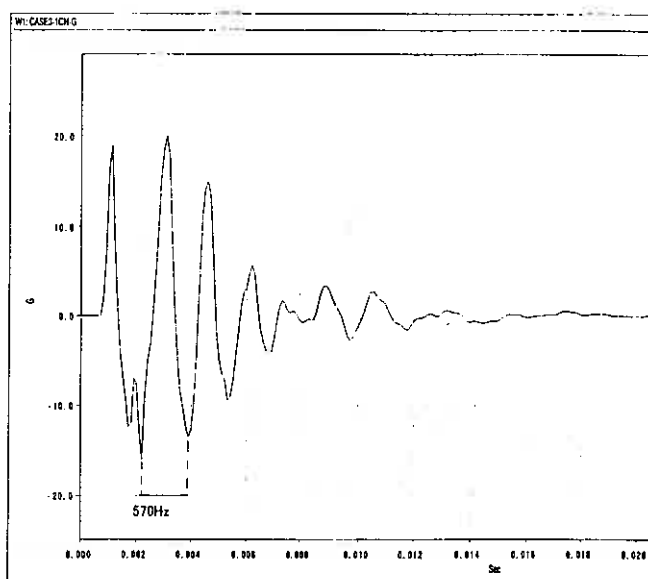


図-3 振動加速度波形の一例

よび最大変位を計算した。

$$V = \alpha / (2 \cdot \pi \cdot f) \quad \dots\dots(1)$$

$$A = V / (2 \cdot \pi \cdot f) \quad \dots\dots(2)$$

ここで、V : 最大振動速度(kine)

α : 最大振動加速度(gal)

A : 最大変位(cm)

f : 周波数(Hz)

また、最大振動速度については上記のほか加速度波形を1階積分することにより求めた速度波形からも求めた。その例として、図-3の加速度波形を積分することにより求めた速度波形を図-4に示す。

図-5は、上記の2つの方法により求めた振動速度を比較したものである。図中には45°の直線を示している。全体的な傾向としては、不明瞭ではあるが加速度波形を1階積分して求めた値の方が大きくなっている。

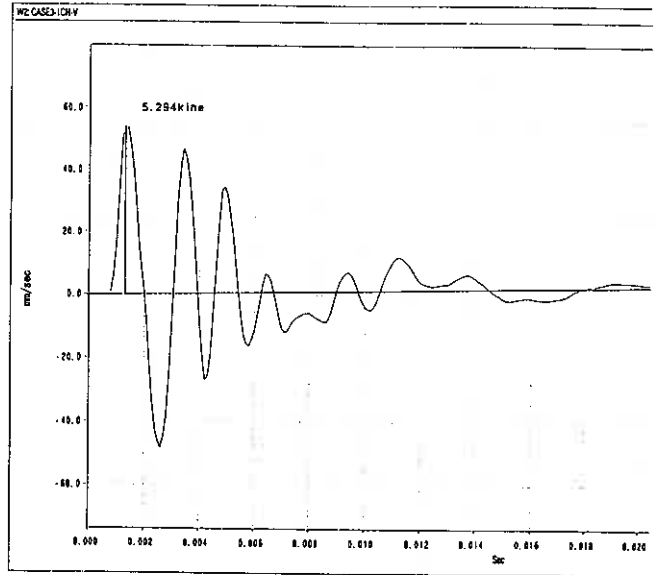


図-4 振動速度波形の一例

震動源からの距離と振動速度の関係を両対数グラフに示したのが図-6である。振動速度には、加速度波形を1階積分して求めた振動速度の鉛直方向および水平方向の最大振動速度の合成値を用いた。この図から振動速度の大きさと距離減衰の状況が確認できる。なお、図中の直線は斜面天端付近で実施した3000Vパワーを用いたケース11および12で計測されたデータの近似直線である。

図-6をみると、すべてのケースの中で、斜面天端付近で実施した3000Vパワーを用いたケースの振動速度が全体的に大きな値を示していることがわかる。これは、前述のとおり放電カートリッジを多数用いていることが原因であることも考えられ、作業の効率性と安全性は両立しない可能性がある。その他の特徴としては、斜面背後の平坦面で実施した実験結果のうち6000Vノーマルと3000Vパワーの両者で、振動速度値、距離減衰の傾向ともに類似しているのに対して、9000Vノーマルでは振動源に近い位置で他より大きな値が計測されているのに加え距離減衰も大きくなっていることが挙げられる。

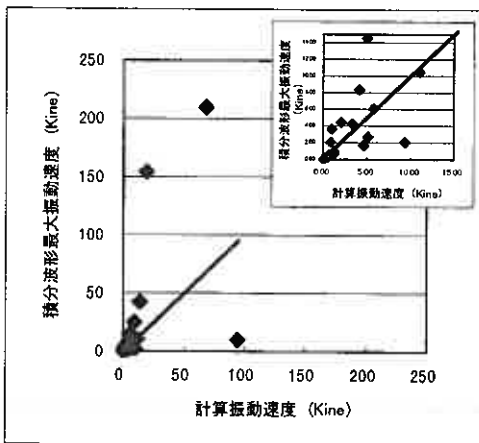


図-5 異なる方法で求めた振動速度の比較

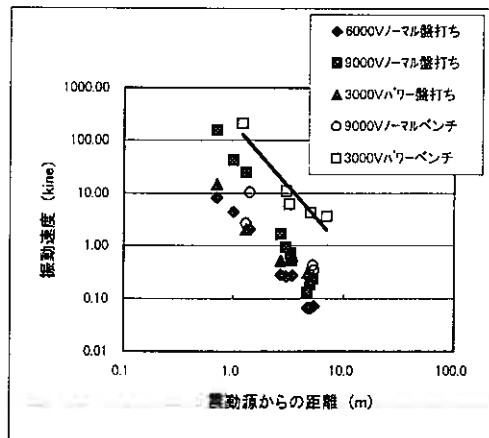


図-6 震動源からの距離と振動速度の関係

4. 3 放電衝撃破砕に伴う振動の岩盤斜面に対する影響の検討

通常の危険岩体除去工事においては、岩盤破砕の際に生じる振動に対する周囲の岩盤の安定性確保のための規制値は示されていない。このため、各現場では各種計測器による観測などを実施して、独自の基準値を設けるなどして安全管理を行っているのが実情である。したがって、今回の現地実験で得られた振動速度が岩盤にどの程度影響を与えるかについて断定的に評価することも不可能である。そこで、既往文献などを参考に、振動の岩盤斜面に対する影響について以下に独自の検討を試みる。

まず振動による岩盤の破壊について検討するため、以下に示す2通りの試算を行った。

《試算-1》

波面に垂直な方向の応力と振動速度とは、次式の関係にあることが知られている。

$$\sigma = \rho \cdot C \cdot V / 100 \quad \text{----- (3)}$$

ここに、 σ : 波面に垂直な方向の応力 (kPa)

ρ : 伝搬媒体の密度 (t/m^3)

C : 弾性波速度 (m/sec)

V : 振動速度 (kine)

σ としては岩石の引張強度を想定して一軸圧縮強度の平均値の1/10の値 (1.96×10^3 kPa) を代入し、密度 ρ には一軸圧縮試験供試体の湿潤密度 ($2.0 t/m^3$) を、弾性波速度Cには現地における簡易弾性波探査結果 (2.6×10^3 m/sec) をそれぞれ代入して振動速度を求めると、 $V(t) = 37.7$ kine が得られる。

《試算-2》

ひずみと弾性波速度および振動速度とは、次式の関係にあることが知られている。

$$\varepsilon = V / 100 C \quad \text{----- (4)}$$

ここに、 ε : ひずみ

また、岩盤を弾性体と仮定すると次式も成り立つ。

$$\varepsilon = \sigma / E \quad \text{----- (5)}$$

ここに、E : 弾性係数

(4)式および(5)式より、次式が得られる。

$$V = 100 \varepsilon \cdot C = 100 \sigma \cdot C / E \quad \text{----- (6)}$$

上式に、前述の σ 、Cと溶結凝灰岩の弾性係数の一般的な値 (1.0×10^7 kPa) を代入して振動速度を求めると、 $V = 51.0$ kine が得られる。

上記の試算の結果得られた振動速度は、互いに比較的近い値となっており、計算上いずれもインタクトな岩石の破壊に対する許容値を示していると考えられる。一方、今回の現地実験において実測された振動加速度から求めた振動速度がこれらの値を超えているものは3件あり、それらはいずれも振動発生源からの距離1m前後に設置した加速度計による測定結果から得られた値である。しかし、すべての実験ケースにおいて岩盤が破砕されているのはカートリッジのごく近傍のみであり、それらの加速度計設置個所においても岩盤が破壊された形跡は全く認められない。

これらのことから、上記の試算によって得られる実験箇所の岩盤に対する振動速度40～50kineという値を許容値とすることは現実的ではない。試算結果が実際の現場の岩盤状況と調和的でない理由としては、放電衝撃破砕工法により発生する振動の継続時間が極めて短いことなどが考えられるが、今後さらに検討する必要がある。

次に、振動による斜面上の浮石またはゆるんだ岩石の落下についての検討を行う。下村⁶⁾は発破によって生じる地盤振動速度の岩盤斜面に対する影響について、表-3に示すような海外の研究成果を紹介している。本表を参考にするると、“5 kine以上の振動速度が発生する可能性のある斜

表-3 岩盤斜面に対する振動の影響

振動速度 (kine)	岩盤斜面に対する影響
5 ~ 10	斜面上の浮石の落下
13 ~ 38	ゆるんだ岩石の崩落
63.5	弱い斜面に損傷が起こる

面上に浮石またはゆるんだ岩石がないことを確認する必要がある”という規制条件を設定できる。

作業効率には優れていたものの、最も大きな振動を発生した 3000V パワーの放電カートリッジを用いて斜面天端付近で実施したケース 11 および 12 の実験結果について前出の図-6 に示した振動速度と振動発生源からの距離の関係の両対数グラフ上での回帰直線の式を求めると次式が得られる。

$$L = 9.4 V^{-0.42} \quad \text{----- (7)}$$

ここに、L：振動発生源からの距離(m)

上式に振動速度 5.0kine を代入して距離を求めると L=4.8 m となり、前述の規制条件は“放電衝撃破碎工法で 3000V パワーの放電カートリッジを 8 本用いる場合には、カートリッジ装填位置から約 5 m 以内の斜面上に浮石またはゆるんだ岩石がないことを確認する必要がある”と換言できる。

本節では既往の研究成果を参考に岩盤破碎時に発生する振動が周囲の岩盤に及ぼす影響についていくつかの試算・検討を行ったが、それらはあくまでも計算上の結果であり、今後様々な岩盤斜面で試験施工などを行ってその妥当性を検証する必要がある。

5. まとめ

これまで述べたことをまとめると、以下のとおりである。

- 1) 実験対象とした岩盤を破碎するためには、9000V ノーマル型放電カートリッジまたは 3000V パワー型放電カートリッジにより得られる破碎力が必要である。
- 2) 実施工では岩盤をある程度小割りして掘削することを考慮すると、3000V パワー型放電カートリッジを 8 本以上用いる方法が作業効率の上からは有利であると考えられる。
- 3) 3000V パワー型放電カートリッジを 8 本用いた場合には、振動速度が全体的に他より大きい値を示すことから、作業の効率性と安全性は両立しない可能性がある。
- 4) 岩盤破碎時に発生する振動が周囲の岩盤に及ぼす影響についての試算・検討結果については、今後様々な岩盤斜面で試験施工などを行ってその妥当性を検証する必要がある。

6. あとがき

本報告では、放電衝撃破碎工法を用いた岩盤破碎現地実験を実施して、カートリッジの種別、本数などによる岩盤破碎性能および破碎時に発生する振動特性の違いなどについて検討を行った。また、本工法を使用する際の規制条件についても、いくつかの試算・検討結果をもとに考察したが、これに関しては今後その妥当性についての検証が必要である。本工法は、現時点では実用化する段階には至っていないと判断されるが、その可能性はあると考えており、今後も本工法の設計施工法の確立に向けてさらに試験研究を推進する予定である。本研究をまとめるにあたり、振動計測を担当した(株)エーティックの坪内憲一氏には関係資料の収集整理などにご協力頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 前畑英彦, 荒井浩成ほか: 放電衝撃破碎法の開発 (第 2 報), 平成 10 年電気学会産業応用部門全国大会, 1998
- 2) 前畑英彦, 荒井浩成ほか: 放電衝撃破圧を利用した岩石破碎法の検討, 土木学会第 26 回岩盤破壊に関するシンポジウム要旨, 1995
- 3) 城まゆみ, 前畑英彦ほか: 放電衝撃の弾性波探査震源としての性能評価, 第 34 回地盤工学会研究発表会講演集, 1999.7
- 4) 荒井浩成, 前畑英彦ほか: 放電衝撃破碎技術の開発, 日立造船技報 Vol.58, No.3, 1997.10
- 5) U.Langefors et al.: Ground Vibrations in Blasting. Water Power, Part II, October. 1858.
- 6) 下村弥太郎: 露天掘における斜面安定 (その 3), 石灰石 No.178, 1979.

現場透水試験結果の一考察 ～粗粒土の一次的性質との関連を中心に～

北海道開発コンサルタント(株) ○正会員 本田周作
正会員 和泉孝夫
北海道工業大学工学部 正会員 土岐祥介

1 はじめに

土の透水性に関する原位置試験方法の1つとして、ボーリング孔を用いた透水試験がある。また、土の透水性を示す指標としてDarcyの式に示される透水係数が用いられ、この値は一般に、土を構成する土の粒径、粒子の配向あるいは配列構造、粒子および空隙の形状、間隙比、飽和度、浸透流体の粘性係数など、土の一次的性質あるいは状態量等によって支配されていることが知られている。^{1),2)}

本報告では、過去に北海道開発コンサルタント(株)で実施した現場透水試験(単孔、回復法)とその地点における粒度試験結果等との関係について整理して考察を加え、在来の土の物理的性質から透水係数を推定する半理論式の適用性検討のための基礎的資料とすべくとりまとめた。

2 試験データ

試験データは、平成4年～平成10年の間に実施した業務から、現場透水試験、当該地点において実施した粒度試験結果およびN値等を抽出した。試験地点数はおよそ140地点、透水係数の測定はおよそ170箇所で行っている。

表-1 現場透水試験結果と対応する物性値等

日本統一土質分類	分類記号	N値(回)	粒度特性											現場透水試験による透水係数(cm/s)	
			最大粒径(mm)	棄分(%)	砂分(%)	シルト分(%)	粘土分(%)	D10(mm)	D20(mm)	D30(mm)	D50(mm)	D60(mm)	均等係数U _c		曲率係数U _{c'}
細粒分混じり砂	(S-F)	10	9.5	2.0	86.0	9.0	3.0	0.070	0.091	0.108	0.143	0.164	2.3	1.0	1.93E-03
砂	(S)	5	19.0	3.9	94.3	1.8	0.0	0.150	0.190	0.235	0.307	0.344	2.3	1.1	4.82E-03
細粒分混じり砂	(S-F)	2	9.5	2.0	88.0	8.0	2.0	0.076	0.130	0.141	0.173	0.191	2.5	1.4	1.31E-03
細粒分混じり砂	(S-F)	30	2.0	0.0	93.9	6.1	0.0	0.105	0.140	0.170	0.236	0.272	2.6	1.0	3.39E-03
細粒分まじり砂	(S-F)	50	9.5	2.0	92.0	6.0	0.0	0.130	0.190	0.230	0.320	0.350	2.7	1.2	6.94E-03
砂	(S)	38	19.0	3.0	93.0	4.0	0.0	0.270	0.340	0.425	0.607	0.736	2.7	0.9	7.46E-03
細粒分まじり砂	(S-F)	7	9.5	1.0	91.0	6.0	2.0	0.127	0.190	0.237	0.315	0.357	2.8	1.2	3.25E-03
細粒分まじり砂	(S-F)	16	19.0	2.0	91.0	7.0	0.0	0.115	0.160	0.210	0.290	0.330	2.9	1.2	1.35E-02
細粒分まじり砂	(S-F)	15	2.0	0.0	91.7	8.3	0.0	0.102	0.160	0.207	0.277	0.306	3.0	1.4	4.25E-02
細粒分まじり砂	(S-F)	23	2.0	0.0	91.3	8.7	0.0	0.186	0.280	0.357	0.493	0.555	3.0	1.2	2.68E-02
細粒分混じり礫質砂	(SG-F)	13	26.5	27.7	66.2	6.1	0.0	0.122	0.160	0.204	0.312	0.385	3.2	0.9	7.79E-03
細粒分まじり砂	(S-F)	1	2.0	0.0	91.8	8.2	0.0	0.103	0.215	0.258	0.332	0.373	3.6	1.7	2.63E-03
細粒分まじり砂	(S-F)	12	2.0	0.0	91.1	5.1	3.8	0.091	0.190	0.260	0.377	0.455	5.0	1.6	2.54E-04
細粒分質砂	(SF)	7	19.0	3.0	77.0	17.0	3.0	0.029	0.075	0.092	0.130	0.153	5.2	1.9	1.30E-03
細粒分混じり砂	(S-F)	16	19.0	9.0	81.0	5.0	5.0	0.077	0.140	0.220	0.346	0.419	5.5	1.5	1.48E-02
細粒分混じり砂	(SF-G)	12	4.8	5.5	87.4	7.1	0.0	0.175	0.350	0.504	0.812	0.997	5.7	1.5	1.93E-03
砂質礫	(GS)	39	19.0	73.5	23.5	3.0	0.0	0.618	1.500	2.205	3.340	4.045	6.5	1.9	4.86E-01
礫質砂	(SG)	4	26.5	26.8	70.8	2.4	0.0	0.111	0.190	0.289	0.557	0.807	7.3	0.9	2.70E-02
細粒土	Fm	3	9.5	1.0	25.0	65.0	9.0	0.007	0.020	0.031	0.045	0.053	7.4	2.5	1.03E-03
礫質砂	(SG)	9	19.0	39.0	57.2	1.6	2.2	0.229	0.440	0.643	1.328	1.924	8.4	0.9	1.00E-01

Some examinations on in-situ permeability test results in connection with primary properties of granular soil, Shusaku HONDA, Takao IZUMI (Hokkaido Engineering Consultants Co., Ltd.), Shosuke TOKI (Hokkaido Institute of Technology)

現場透水試験は、地盤工学会基準 (JGS 1314) 「ボーリング孔を利用した透水試験方法」³⁾ によった。試験方法は非常法による回復法とし、孔内水位を一時的に低下させ、その水位変化を経時的に測定して地盤の透水係数を算出した。また、孔径φ86mm、ストレーナ長0.50m、ストレーナ開口率30%である。

粒度試験は、地盤工学会基準により「土の粒度試験」(JGS T 131)⁴⁾ によった。

表-1に、今回抽出したおよそ170点のデータの内から均等係数 $U_c < 10$ のデータを例示した。なお、抽出した試験データ中の均等係数は100以下が50%、100~1000が40%、1000以上が10%の割合で占められている。

3 考察

現場透水試験による透水係数と、それを支配するパラメータとの関係についての検討結果を以下に述べる。ここで、現場透水試験により求めた透水係数を k_f とする。

3-1 10%粒径 D_{10} および20%粒径 D_{20} と透水係数 k_f の関係

現場透水試験により求めた透水係数 k_f と D_{10} 、 D_{20} との関係を図-1、2に示す。図上に示した直線は、HazenおよびCroggerの提案式で、破線はデータ全体の回帰直線を示し、参考として相関係数と標準偏差も併記した。

透水係数 k_f と D_{10} 、 D_{20} の間における相関関係は、統計処理上では両対数紙上で、右肩上がり回帰直線で示される。ちなみに相関係数は図-1の透水係数 k_f と D_{10} で0.40、図-2の透水係数 k_f と D_{20} で0.48の決して高い相関とはいえない値を示す。両図においてデータの広がり大きい中での回帰直線であるため信頼度が特に高いとは考えられない。また、同一粒径において透水係数 k_f は、ほぼ3~4オーダーの範囲にあり、データのばらつきは小さくない。

このようなデータのばらつきは、前述したように透水係数は、土を構成する土粒子の粒径のみならず、粒子および空隙の形状、間隙比などによって影響を受け、さらには、現場透水試験における測定精度などの問題等により生じていることが考えられる。また、両図から明らかなように例えば均等係数、細粒分含有率をはじめ多くの因子が広い範囲にわたっている自然地盤に対して、 D_{10} あるいは D_{20} を用いて信頼性の高い透水係数の予測値を期待することにはまだ問題が残るといえる。

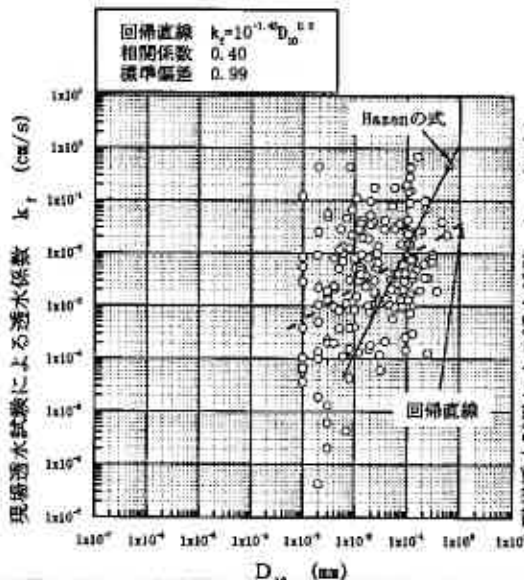


図-1 透水係数 k_f と10%粒径 D_{10} との関係

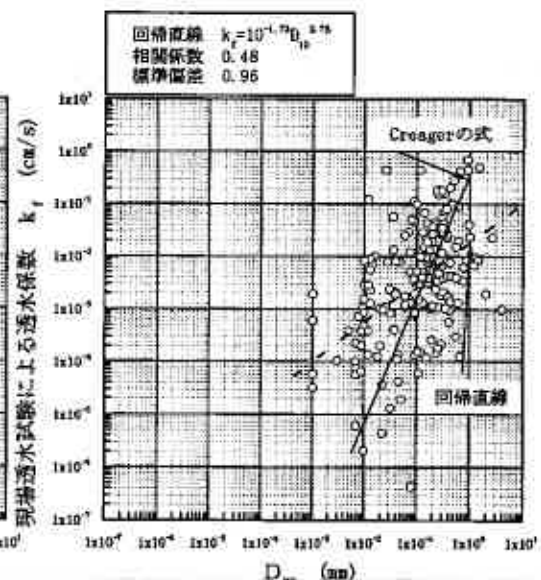


図-2 透水係数 k_f と20%粒径 D_{20} との関係

3-2 HazenおよびCreagerの式より算定した透水係数 k_h 、 k_c と透水係数 k_f の関係

3-1で示したように現場透水試験による透水係数 k_f と D_{10} 、 D_{20} との相関関係はデータのばらつきが多く、両者の間に高い相関関係は認められない。地盤の透水係数を簡易に推定する方法としてHazenおよびCreagerの方法があるが、提案者の示す条件を越えて、広い範囲にわたる土質に対して便宜上用いられているのが現状である。両者の提案式と現場透水試験結果を比較するため、現場透水試験により求めた透水係数 k_f と D_{10} 、 D_{20} からHazenおよびCreagerの式を用いて推定した透水係数 k_h 、 k_c の関係を図-3、4に示す。図上に、 k_f と k_h 、 k_c のそれぞれの値が一致するような勾配1:1の直線を示す。また、各データは細粒分含有率 F_c の程度にしたがって4つの範囲に分けた。HazenおよびCreagerの式は下記の式を用いた。

○ Hazenの式⁴⁾ k_h : 透水係数 (cm/s)
 $k_h = c D_{10}^2$ c : 定数 100~150で中間値
 の125を採用した
 D_{10} : 10%粒径 (cm)

○ Creagerの式⁵⁾ k_c : 透水係数 (cm/s)
 $k_c = 0.36 D_{20}^{2.7}$ D_{20} : 20%粒径 (mm)

透水係数 k_f と k_h 、 k_c の間における相関関係は、データ全体では広い範囲にばらついて高い相関は見られない。そこで、細粒分の含有率によりデータを区分した。

図-3の k_f と k_h の関係をみると $F_c \geq 15\%$ では、データ全体が勾配1:1の直線より上方に広がって、Hazenの式より推定した透水係数 k_h よりも現場透水試験による透水係数 k_f がかなり大きな値を示している。 $F_c < 15\%$ では、データのばらつきはかなりのもの $F_c \geq 15\%$ のデータよりも勾配1:1の直線にデータが集中し、良い相関を示している。Hazenの式より推定した透水係数 k_h と現場透水試験による透水係数 k_f は、 $F_c < 15\%$ ではやや近似した値を示している。

同様に、図-4の k_f と k_c の関係をみると $F_c \geq 15\%$ では、データが勾配1:1の直線よりやや上方に広がって、Creagerの式より推定した透水係数 k_c よりも現場透水試験による透水係数 k_f が大きな値を示している。 $F_c < 15\%$ では、前述の図-3よりもデータ勾配が1:1の直線上に近い位置に集中し、全体としてはやや下方に広がるが、Creagerの式より推定した透水係数 k_c と現場透水試験による透水係数 k_f は、ほぼ近似した値を示している。

HazenおよびCreagerの式による透水係数推定の適用範囲の1つとして、細粒分含有率 F_c の大小に影響されることが確認でき、 $F_c < 15\%$ の土質に対してはやや有効であり、少な

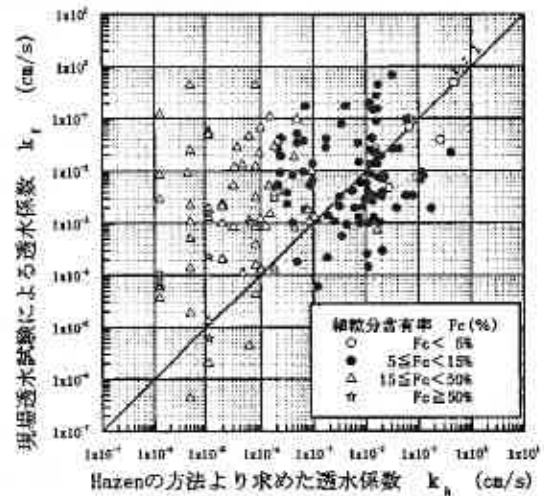


図-3 透水係数 k_f と k_h との関係

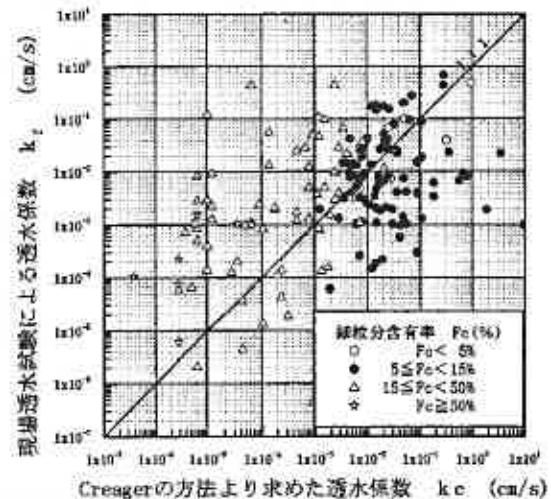


図-4 透水係数 k_f と k_c との関係

くとも $F_c \geq 50\%$ の細粒土に関してはこれら 2 式を用いて透水係数を推定することは難しいと思われる。また、 $15 \leq F_c < 50\%$ の土質に対して明確な適合範囲を見つけることは前述したような様々な理由により難しいと考えられる。

3-3 透水係数 k_f と均等係数 U_c との関係

3-2 で示したように広い粒度範囲にある土質に対して、Hazen および、Creager の式から地盤の透水係数を的確に推定することは難しく、特に、細粒分含有率によって適用範囲が規定されていることが確かめられる。ここでは、さらに適用範囲に考察を加えるために、均等係数に注目して、データの分類を行い、 k_f と D_{10} 、 D_{20} の関係を検討した。

Hazen の式は元来、実験により得られた経験式であり均等係数 $U_c \leq 5$ の均質な土質に対して適合性がある¹⁾とされるものであるため、これをもとに図-5、6 では、全データの中から均等係数 $U_c \leq 50$ のデータを抽出し、さらに 5 つの範囲に区分して現場透水試験による k_f と D_{10} 、 D_{20} の関係を示す。また、各図における直線は Hazen および Creager の式を示している。

図-5 では、 k_f と D_{10} の関係は Hazen の式と同様に、右肩上がりに分布している。特に直線付近に分布する土質データは均等係数 $U_c \leq 10$ である。Hazen の式の適合範囲 $U_c \leq 5$ はもとより、 $U_c \leq 10$ まで適用可能と考えられる範囲が広がっていることが確認できる。また、Creager の式における U_c の適用範囲は明らかでないが、図-6 においてもほぼ同じことが確認できる。

したがって、Hazen および Creager の式を用いて地盤の透水係数を推定する際には、均等係数 $U_c \leq 5 \sim 10$ の範囲に対しても適用性があるといえよう。ちなみに、本報告においては例示していないが、均等係数 $U_c \leq 10$ の調査地域はいずれも海岸線付近の土質、すなわち砂ないし細粒分混じり砂がほとんどを占めている。現実的には均等係数の低い砂のデータは少なく、均等係数の高い土質が全体のデータの大きな部分を占め、このような均等係数や細粒分含有率の

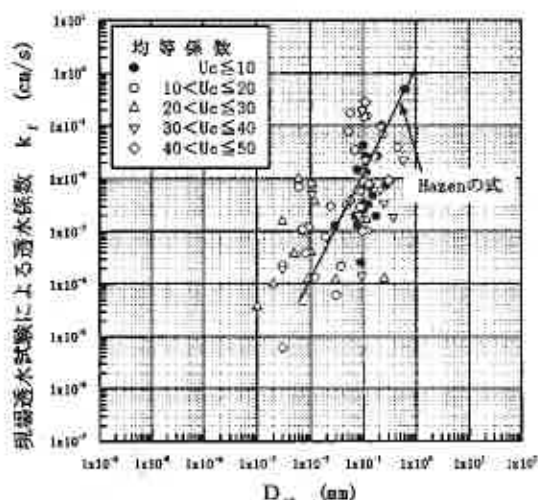


図-5 透水係数 k_f と 10% 粒径 D_{10} との関係

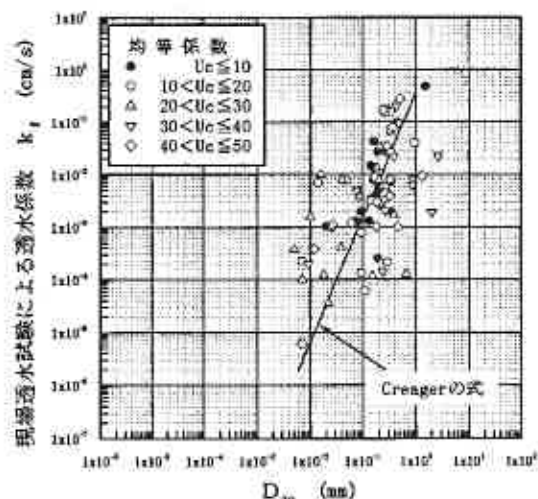


図-6 透水係数 k_f と 20% 粒径 D_{20} との関係

高い土質に対して、安易にHazen およびCreager の式から地盤の透水係数を推定することには問題が残るといえる。

3-4 N値と透水係数 k_f との関係

標準貫入試験から求められるN値は、地盤工学の分野で広く利用されている。N値は粗粒土の相対密度と強く関係していることが認められているため、間隙比と関係する粗粒土の透水係数がN値と何らかの関係を示すことが期待される。

図-7にN値と透水係数 k_f との関係を、 D_{10} の範囲で区分して示す。N値が大きくなるに従って k_f が小さくなる明確な傾向は認め難い。透水係数が間隙比よりも D_{10} への依存度が大きいと思われる。

図-8、9に全データの中から均等係数 $U_c \leq 10$ のデータを抽出し、N値と $\log(k_f/k_c)$ および $\log(k_f/k_h)$ との関係を示す。両図において、N値が大きくなるに従って $\log(k_f/k_h)$ および $\log(k_f/k_c)$ の値は低くなり、各点はやや右下がり、密な地盤ほど、原位置試験によって求めた透水係数が粒径等から推定した値より小さくなる傾向を示している。

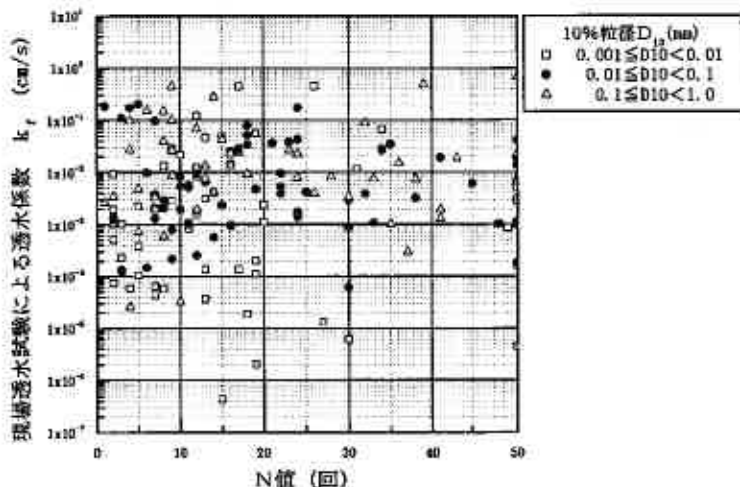


図-7 N値と透水係数 k_f との関係

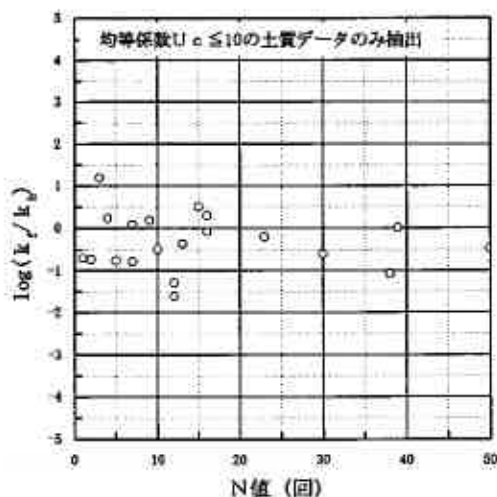


図-8 $\log(k_f/k_c)$ とN値との関係

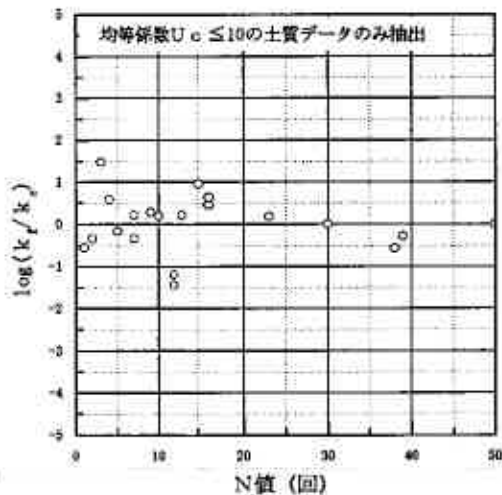


図-9 $\log(k_f/k_h)$ とN値との関係

4 むすび

既存の資料を利用し、土の粒度にもとづいて砂質地盤の透水係数を推定する方法について、現場透水試験と Hazen、Creager の推定式を比較し、検討を行った。得られた主な結果は下記のとおりである。

1. 粗粒土地盤の透水係数を粒度試験結果を利用し求める場合、Hazen および Creager の提案式は、実用上、均等係数 $U_c \leq 10$ で適用可能と考えられた。
2. また、 $F_c < 15\%$ の土質は、 $F_c \geq 15\%$ と比較すると適用の可能性が高いと考えられた。
3. 一般に広く利用されている砂質土では、細粒分含有率および均等係数が上記の適用範囲を超えている場合が少なくない。適切な透水係数の値を求める際は、現場透水試験あるいは慎重に行われた室内透水試験の実施が望まれる。
4. 透水係数が間隙比よりも有効粒径に大きく依存するため、粗粒土の相対密度との相関が強い N 値と透水係数の関係を明らかにするためには、さらに資料の収集と検討が必要である。

原位置試験は時間と経費が、室内透水試験は困難な高品質のサンプリング試料が必要となる。ボーリング調査等から得られる情報から、信頼性の高い透水係数を推定する可能性を高めるための努力を続けたい。

【参考文献】

- 1) TAYLOR : Fundamentals of SOIL MECHANICS、pp.110~119、1959
- 2) 最上武雄編：土質力学、pp.98~102、pp.102~104、1969
- 3) 社団法人 地盤工学会：地盤調査法、pp.288~295、1995
- 4) 社団法人 地盤工学会：土質試験の方法と解説、pp.54~67、1990
- 5) 社団法人 土質工学会：土と基礎の設計計算演習（第3回改訂版）、pp.36、1979
- 6) 小松田精吉：地下水技術 第38巻 第7号 地盤の透水係数を求めるいくつかの問題について、pp.30~31、1996
- 7) 山村和也、鈴木音彦：土と水の諸問題、pp.15、1980

大谷工務社
① 図-3-6 へは、よし → クレガー

多成分コーン貫入試験機による堤防調査（その3）

北海道開発局開発土木研究所 ○ 正 佐藤厚子
 正 西川純一
 藤森雄三
 正 山澤文雄

1. はじめに

堤防は、河川の流水を一定の流路内に流下させ氾濫を防止するための重要な河川工作物のひとつであり、主に盛土によって築造される。北海道では、過去に河川周辺に分布する多様な土を用いて堤防整備を急いできた経緯があるため、堤防の内部が不均質、不規則であることが推定され堤体の強度は不明確な面がある。これまで、堤防の構造を明らかにする目的で、簡易な調査法である多成分コーン貫入試験機を用いて河川堤防を調査し、この方法が有効であることを確認してきた^{1) 2)}。

今回、さらに調査箇所を増やして多成分コーン貫入試験機による堤防調査を実施した結果、ボーリングや速度検層などのこれまでの方法による調査結果と、多成分コーン貫入試験機による調査結果が、土質により特徴があることがわかった。本報告は、これらをまとめたものである。

2. 調査目的

既存堤防調査の調査は必要に応じ、1. 堤防弱点箇所抽出のための調査、2. 堤防漏水調査、3. 堤防地盤漏水調査、4. 軟弱地盤調査の各調査を実施するものである³⁾。本調査は、多成分コーン貫入試験機（以降 cpt と称する）において上記の項目調査が可能か否かをボーリング調査と比較して検討することを目的としている。

3. 調査方法

3.1 多成分コーン貫入試験機

調査に用いた cpt は、オランダ式コーン貫入試験機のコーン先端部を、先端抵抗力と周面摩擦、間隙水圧を同時に測定できる電気式コーンにしたもので、貫入速度は約 1cm/sec である。測定は 5cm ごとで、その結果を判別土質名や推定 N 値とともにリアルタイムに画面表示し、プリントアウトできる装置である。

cpt による S 波の測定は、先端抵抗力、周面摩擦、間隙水圧の測定と同時に行うことができる。先端抵抗力、周面摩擦、間隙水圧を測定しながら、コ

ーンが予定深度に達したとき、貫入をいったん止め、地表に設置した剛板をハンマーで叩いて発生した S 波を、コーンのサイズミック・センサーで感知するものである。

3.2 調査箇所

調査対象箇所は、表-1 に示す 5 地点である。3 地点は河川堤防であり、この他に比較対照のため 2 地点の自然地盤で調査した。

表-1 調査箇所

No.	1	2	3	4	5
調査位置	豊平川左岸堤	望月寒川左岸堤	厚別川右岸堤	早来	豊幌
記号	T1	M	A	H	T2
河川名	豊平川	望月寒川	厚別川	-	-
地名	札幌市	札幌市	江別市	早来町	豊幌町
堤体土質	砂混じりシルト	細砂	粘土	-	-
地盤土質	泥炭	泥炭	シルト質粘土	火山灰土	泥炭

Embankment Reseach Using Multi-Sensor Corn Penetrometer Test(Part3);Atsuko SATO , Jun'ichi NISHIKAWA , Yuzo FUJIMORI , Fumio YAMASAWA(Hokaido Development Bureau)

1 sec → 1 cm
5 cm 毎 20 秒 測定

3.3 測定方法

調査は、あらかじめ既存のボーリングデータのある箇所で行った。各地点で cpt により先端抵抗力 (コーン支持力)、周面摩擦、間隙水圧を測定した。No. 1、2、3、4 において速度検層と cpt により S 波速度を測定した。速度検層は、測定方法が cpt による S 波の測定方法に最も似ているダウンホール方式板たたき法により 1m おきに測定した。

4. 調査結果

4.1 土層の判別

本調査で使用した cpt には、先端抵抗力と摩擦率 (周面摩擦 / 先端抵抗力) の関係より図-1 に示す土質を分類するチャート⁴⁾ が組み込まれており、試験箇所の土質が推定できる。先端抵抗力が大きいくほど、周面摩擦 / 先端抵抗力が小さいほど、土質判別名は粘性土から砂質土へと粒径の大きい土質へと変化する。また、先端抵抗力が 100kN/m² よりも小さい場合には土質の判別ができない。

No. 1、2、3、4 では、速度検層のためにボーリングを実施しており、No. 5 では、土層確認のためピートサンプリングを実施している。そこで、cpt に組み込まれているチャートにより推定した土質とボーリングおよびピートサンプリング

による土質を比較した (図-2)。なお、cpt のチャートは火山灰を判別する土質名がなかったため、火山灰であることを無視し、粒径のみでボーリングデータの土質を判別し、cpt の判別土質名と比較した。同時に、同じ箇所での既存ボーリングと今回のボーリングの土質を比較した。

図-2 に示されるように、cpt による判別土質名とボーリン

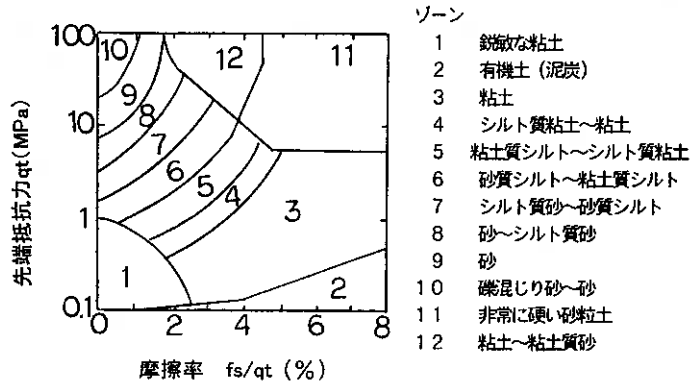


図-1 cptによる土質判別

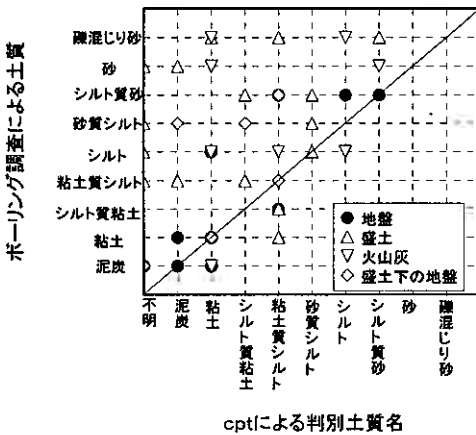


図-2 cptとボーリング調査による土質の比較

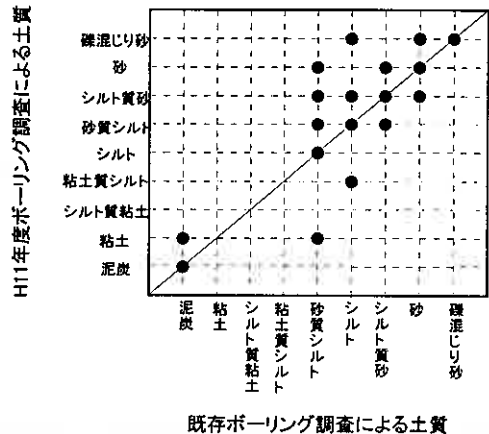


図-3 同一地点での時期の離れた

ボーリングデータの比較

グ調査による土質は、自然地盤では例えば粘土がシルト、シルトが砂という程度のある程度間違いやすい範囲になる。

しかし、ボーリングコアによる土質判別にはある程度判定者により差異がある(図-3)ことから、自然地盤では、cptによる判別土質名とボーリング調査による土質はほぼ同じといえる。

しかし、盛土下の地盤、盛土、火山灰地盤ではcptによる判別土質名とボーリング調査による土質は異なっている。これは、盛土下の地盤においては、今回の調査対象箇所が軟弱地盤であったことから、盛土荷重のため、強度増加しておりこの強度増加が、粒径の大きな土質名となっているためと思われる。盛土においては、転圧状況が強度に影響しこれが土質名に影響を与える。火山灰では、一般土砂と比較して動的な力に対する抵抗力よりも静的な力に対する抵抗力が大きい⁵⁾という報告もあり、静的貫入試験であるcptによる判別土質名とボーリングデータとが異なったものと思われる。このことから、cptによる火山灰の判定については、通常の土質とは異なった方法を必要とする。

4.2 土層の変化傾向

cptによる判別土質名とボーリング調査による土質判別とは、自然地盤以外では異なったものであるが、cpt調査は設置が簡易で解析が自動であり、ボーリング掘削よりも安価な方法であることから、cpt調査による土層の変化傾向とボーリング調査による土層の変化傾向が同じであれば、cpt調査をボーリング調査の補助として使うことができる。そこで、cpt調査とボーリング調査の柱状図を比較した(図-4)。

自然地盤であるM-1(望月寒川左岸堤内地のり尻付近)地点では、1mまでの火山灰混じり粘土についてcpt調査では、0.8mまでは粘土質シルト、1.6mまでは粘土となっており、各土層の深さはcpt調査とボーリング調査では若干異なっているものの3.7m、4m、5mの土質の変化する深さはほぼ同じである。

盛土であるA-1(厚別川右岸堤天端付近)において、ボーリング調査では1.8m、3.6m、6.4m、7.9m、10mの深さで土質が変化しており、cpt調査では1m、2m、3.4m、8.1m、10.1mの深さで土質が変化しておりcpt調査とボーリング調査による柱状図はほぼ同じである。

火山灰地盤であるH(早来)において、ボーリング調査では0.5m、2.2m、2.8m、3.6m、4.2m、6m、11.7m、12.0m、14.0mの深さで土質が変化している。一方、cpt調査では0.6m、2.4m、3.4m、4.5m、11m、11.7m、12.0m、14.0m

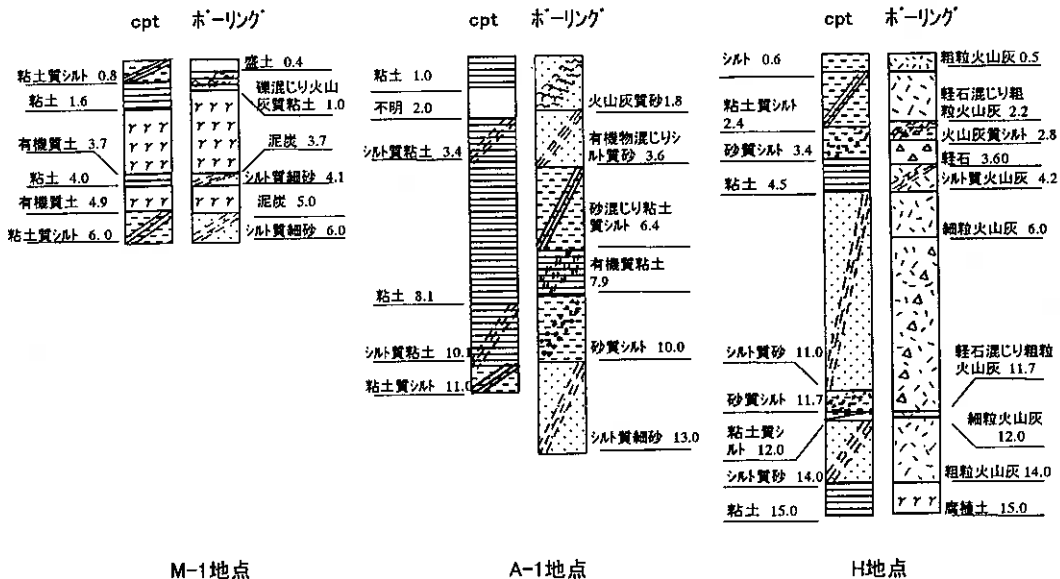


図-4 cpt調査とボーリング調査による柱状図の比較

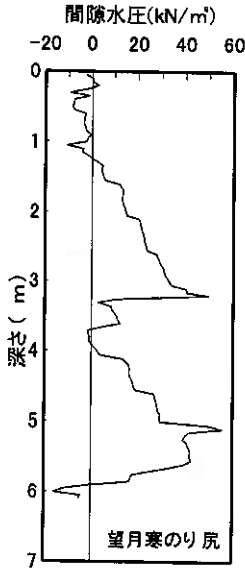


図-5 cptによる間隙水圧の測定例

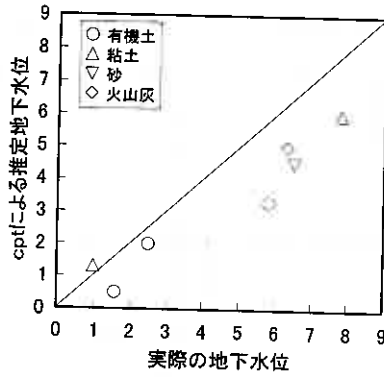


図-6 実際の地下水位とcptによる地下水位

4.3 地下水位

cpt 調査では、先端抵抗力、周面摩擦と同時に間隙水圧を測定するため、その場所の地下水位が推定できる。図-5は、間隙水圧測定結果の一例として M-1 (望月寒川左岸堤内地のり尻付近) 地点の間隙水圧を示したものである。この図で間隙水圧が 0 となる深さ (1.3m) が地下水位となる。ところが cpt 調査では貫入しながら間隙水圧を測定することから、透水性の高い砂質土では貫入により間隙水が排水するため負の水圧が作用し、透水性の低い粘性土では貫入による外力が作用するため、過剰間隙水圧が発生する。このため、砂質土では実際の地下水位よりも cpt 調査で推定した地下水位は深くなり、粘性土では浅くなるはずである。この差がどの程度なのかを cpt 調査で推定した地下水位と実際の地下水位と比較した (図-6)。

調査した7地点では、どの土質であっても、実際の地下水位と比較して cpt 調査で推定した地下水位の方が浅い傾向にあり、貫入による水圧の影響は土質ごとに現れなかった。cpt 調査で推定した地下水位は、地下水位の位置にかかわらず、実際の地下水位の 70%程度であった。地下水位の推定については、さらにデータを重ね検証していく必要がある。

4.4 N値

今回の調査では、ボーリング掘削のみで標準貫入試験を実施していないことから、過去の標準貫入試験結果と cpt 調査で推定した N 値とを比較した。その一例を調査地点の異なる3地点で比較し、その結果を図-7に示す。過去の調査結果¹⁾では、砂質土・粘性土の堤体では、cpt 調査で推定した N 値の方が標準貫入試験による N 値よりも大きく、泥炭・粘性土の堤体では、cpt 調査で推定した N 値の方が標準貫入試

の深さで土質が変化しており、火山灰においても cpt 調査とボーリング調査の示す土層の変化傾向は同じといえる。

以上のことから、cpt 調査による土層の変化傾向は測定する場所の条件や土質にかかわらず、ボーリング調査と一致しており、1箇所のボーリングデータがあれば cpt 調査により堤防の土層断面を明らかにすることができる。

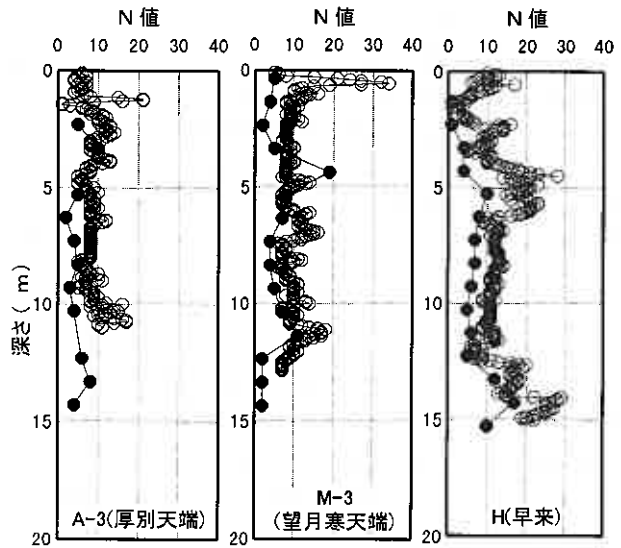


図-7 cpt調査による推定N値と標準貫入試験によるN値の比較

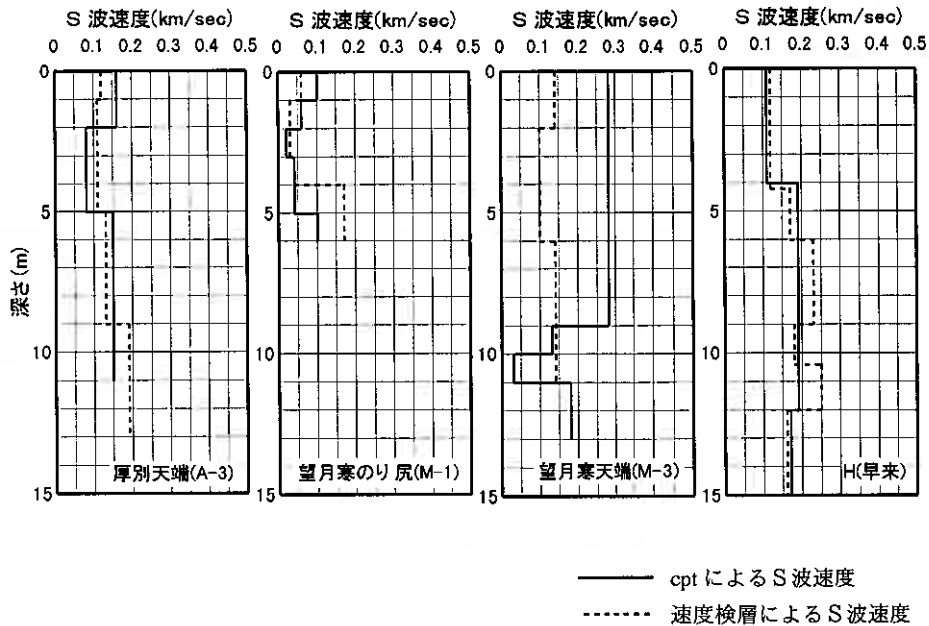


図-8 cpt調査と速度検層によるS波の比較

験によるN値よりも小さいという結果であった。しかし、今回の調査では、すべて cpt 調査で推定したN値の方が標準貫入試験によるN値よりも大きくなっていった。しかし、N値としては異なるものの深さに対するN値の変化はcpt調査も標準貫入試験もほぼ同様な傾向を示しており概略を把握することはできる。

各地点でcpt調査で推定したN値と標準貫入試験によるN値の関係は若干異なっていることから、各調査地点での補正が必要である。

4.5 S波（せん断弾性波速度）

軟弱地盤調査での地震時の安定性を検討するための1つの要素として、S波速度が上げられる。これまでの調査²⁾ではcpt調査によるS波と速度検層によるS波は、オーダー的にはある程度同じ値であることがわかっているので、さらにデータを取り比較した(図-8)。M-3(望月寒川左岸堤天端付近)では、cpt調査によるS波と速度検層によるSは異なるものの、M-1、A-3、Hでは、S波速度の変化する深さおよびS波速度はほぼ等しいといえる。これらのことから、cpt調査により、十分にS波速度の測定が可能であるといえる。

5. まとめ

今回の調査により次のことがわかった。

- ① 自然地盤では、cptによる判別土質名とボーリング調査による土質はほぼ同じである。
- ② cpt調査による土層分布は測定する場所の条件や土質にかかわらず、ボーリング調査と一致する。
- ③ 調査した箇所では、cpt調査で推定した地下水位は、実際の地下水位の70%程度であった。
- ④ cpt調査により、S波速度の測定が可能である。
- ⑤ cpt調査のみで堤防調査を行うことは、信頼性に欠ける部分もあるが、ボーリング調査の補助として、cpt調査を実施することにより、より経済的、より詳細に既存堤防の状態を把握することができる。

6. おわりに

堤防は延長距離が大きく、これまで堤防調査に実施されてきたボーリング調査では、調査の精度が限られてしまうが、今回の調査の結果から、cpt 調査を行うことにより、経済的に既設堤防を調査できることがわかった。

最後に、各堤防の調査データおよび調査箇所を提供していただいた石狩川開発建設部、札幌開発建設部、北海道土質コンサルタント株式会社の関係者の皆様に対し、心から謝意を表します。

<参考文献>

- 1)佐藤厚子、西川純一、北野初雄、山澤文雄：三成分コーン貫入試験機による堤防調査、第 38 回地盤工学会北海道支部技術報告集、1998 年 2 月
- 2)佐藤厚子、西川純一、北野初雄、山澤文雄：多成分コーン貫入試験機による堤防調査（その 2）、第 39 回地盤工学会北海道支部技術報告集、1999 年 2 月
- 3)建設省河川局：建設省河川砂防技術基準（案）調査編、山海堂、1997 年 10 月
- 4)Robertson , P.K. Campanella , R.G. , Gillespie , D. and Grieg , J. : Use of Piezometer Cone Data , Proc. of In-Situ , ASCE , Speciality Conference , Blacksburg , Virginia , 1986
- 5)火山灰土の工学的分類委員会：北海道火山灰土の性質と利用、地盤工学会北海道支部、1997 年 10 月

微動探査法による地盤構造の推定 —函館平野での実施例—

株式会社ジオテック	正会員	○堀田 淳
同上	正会員	北 健治
北海道開発コンサルタント株式会社		齋藤 誠治
同上		堀内 康光
同上		岡田 広

1. はじめに

表面波探査法、微動探査法という表面波を利用して地盤構造を推定する手法が近年着目されている。表面波探査法は衝撃起振などにより人為的に発生した振動を、微動探査法では自然に存在する微動という振動を観測する。そして観測された振動成分から表面波であるレーリー波を抽出し、その位相速度（分散曲線）から逆問題として地下構造を推定するという点で両手法は同類のものである。

筆者らは多機能型弾性波探査装置（SWS）を用いている様々なフィールドで表面波探査法を実施し、SWSによる表面波探査法が浅層地盤調査において有効な探査法であることを示した¹⁾。しかしながら表面波探査法は測定が簡便である反面、波長の大きい表面波を起振するのが困難なために探査深度が数10m程度にとどまっているのが現状である。これに対して微動探査法が対象とする微動は広い周波数範囲の振動成分が含まれており、周波数が低い、すなわち波長が大きい成分を抽出することにより深部までの探査が可能である。

微動探査法の利点としては、以下のことが挙げられる。

- 1) 屈折法や反射法のように火薬あるいは特殊な起振装置を必要としない。したがって都市部や環境保全の厳しい地域での探査が可能である。
- 2) 地下構造の情報として、工学の分野で重要なS波速度値が得られる。
- 3) 屈折法では困難な「低速度ハサミ層」の検出が可能である。
- 4) 測定が比較的容易なので探査費用が比較的安い。

特に地震防災の分野においては、地震基盤を含む深部までのS波速度構造が地震時の強震動予測に不可欠であることから、都市部において微動探査法が積極的に利用されている^{2)、3)}。本報告では函館市におけるS波速度構造、特に地震基盤の探査を目的として微動探査法を実施した結果について紹介する。微動に含まれる表面波の検出は空間自己相関法を用いた。

2. 調査地域概要

函館市は北海道南部の中核都市で、函館平野の東南端に位置する。函館平野周辺では以下の地域で地震活動が活発であり、地震動予測に基づく地震防災のためにS波速度構造を知ることが重要である。

- 1) 1983年日本海中部地震、1993年北海道南西沖地震に代表

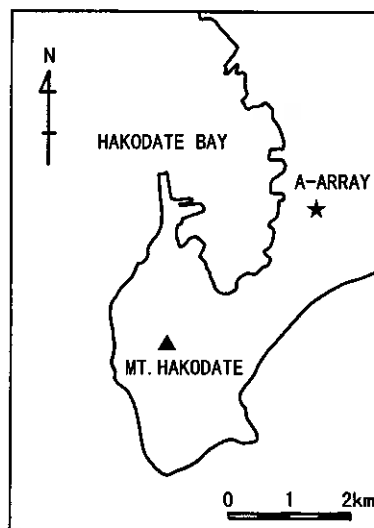


図1 アレーの位置

Estimation of Underground Structures by Seismic-Array Observation of Microtremors – A Case Study in Hakodate Plain, Hokkaido –, Jun Horita, Kenji Kita (GeoTech Co.,Ltd.), Seiji Saitoh, Yasumitsu Horiuchi and Hiroshi Okada (Hokkaido Engineering Consultants Co.,Ltd.)

される、日本海東縁のプレート境界で発生する地震。

2)1968年十勝沖地震に代表される、千島海溝・日本海溝のプレート境界型の地震。

3)函館平野西縁には渡島大野断層、富川断層などの活断層の存在が指摘されており⁴⁾、内陸直下型地震の発生が考えられる。

本地域の基盤としては新第三紀~第四紀の火山岩類で、平野部における基盤構造としては東方の台地から市街地が位置する函館湾に向かって急激に深くなるのが特徴的である。最深部と推定される海岸線での深度は260m程度と考えられているが⁵⁾、平野部、特に市街地における基盤にいたる地盤構造はこれまで得られていない。

3. 観測

アレー観測は3箇所で行ったが、ここでは基盤深度が最も深いと推定される湾岸地域のAアレーの結果について報告する。Aアレーの位置は図1に示した。

アレーの構成は中心局の1点、中心局から150mの円周上に正三角形となるように3点、同様に中心局から300mの円周上に3点の合計7観測点とした。設置した地震計は上下動成分で、過制振積分法により固有周波数を0.2Hzに変換したものを使用した。データロガーはDATAMARK LS-8000SH(白山工業)を用い、GPSにより同期をとって同時観測を行った。サンプリング周波数は100Hzとし、観測時間は1時間とした。観測の前後にはキャリブレーションとして同一箇所にて7点の地震計およびデータロガーを設置して観測を行い、特性が同じであることを確認した。図2に観測波形の一部を示す。

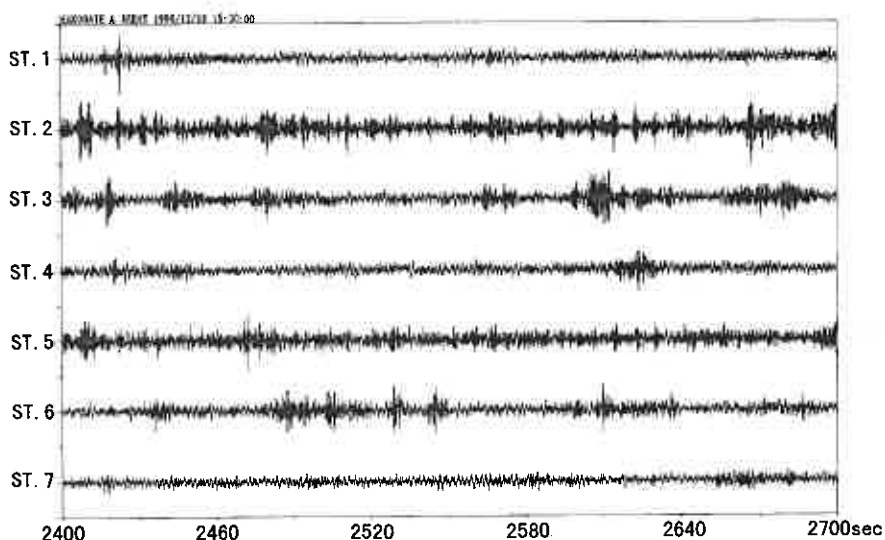


図2 微動波形(300秒間)

4. 解析および結果

(1) 位相速度(分散曲線)の推定

1時間の観測データのうち非定常な波動振幅が小さい後半の約30分間を解析に用いた。波形データを25Hzにリサンプルし、1つのブロックを120秒としてブロックごとにパワースペクトル、クロススペクトルを計算し、それらの平均スペクトルを以後の解析に用いた。隣り合うブロックでは20秒間のデータが重複するようにした。解析に用いた総ブロック数は19である。図3に1つのブロックにおける7観測点のパワースペクトルの例を示す。0.5Hz~0.6Hzのピークが7観測点に共通に認められるが、これより低い周波数では微動のパワーが小さい。また3Hz以上の周波数帯にもピークが見られるが、振幅、周波数とも観測点に

よりやや異なっていることから、各観測点近傍の生活ノイズに起因するものと推定される。他のブロックも同様の傾向を示している。したがって、0.5Hz程度より低い周波数および3Hz程度より高い周波数ではデータの品質が低いことが、パワースペクトルから推察される。

観測点の組み合わせにより空間自己相関係数は5種類の距離（アレーの大きさ）に対して求めることができるので、それより個々に求めた位相速度（分散曲線）を図4に示す。これらの分散曲線は0.55Hzより低い周波数で逆分散を示している。同様に、アレーの大きさによって周波数は異なるものの、周波数が高い帯域においても逆分散の様相を示している。これらはパワースペクトルからもデータの品質が低いと推察された周波数帯域であり、解析には使用できないと考えられる。

ところで、位相速度は次式のように空間自己相関係数に0次のベッセル関数をあてはめることにより求められる。

$$\rho(r, f) = J_0(2\pi f r / c)$$

ρ : 空間自己相関係数
 J_0 : 0次のベッセル関数
 f : 周波数, r : 距離, c : 位相速度

この場合、0次のベッセル関数は一種の空間フィルタとなるので空間での波長に対するエリアジングを考慮すると、 $J_0(x)$ が最小となる x より大きい x は本来検出できないはずである。これは、 $J_0(x)$ を最小とする f より高い周波数の波は検出できないと言い換えることができる。図4の黒丸は空間自己相関係数が最小となる周波数の位相速度で、これより高い周波数の位相速度は意味をもたないと言うことができる。

以上のことから、図5に示したように、0.55Hzから黒丸で示した範囲が解析可能な周波数範囲と考えられる。ところで位相速度は本来アレーの大きさが変わっても同じ値になるはずであるが、図5ではアレーの大きさに対して系統的に変化している。このことは、周波数が高い（波長が小さい）場合はアレーが小さいほうが、周波数が低い（波長が大きい）場合はアレーが大きいほうが分解能は良く、相対的に信頼性の高い結果が得られるということを示していると考えられる。そこで図5において、高い

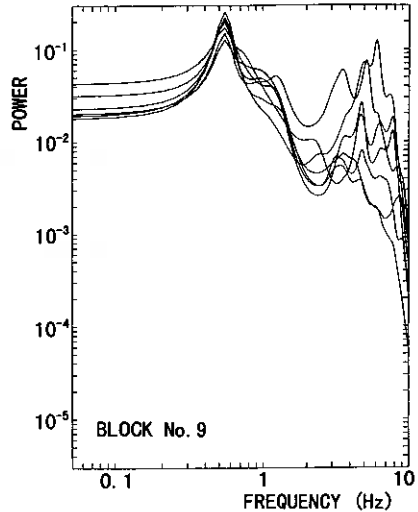


図3 7観測点のパワースペクトル

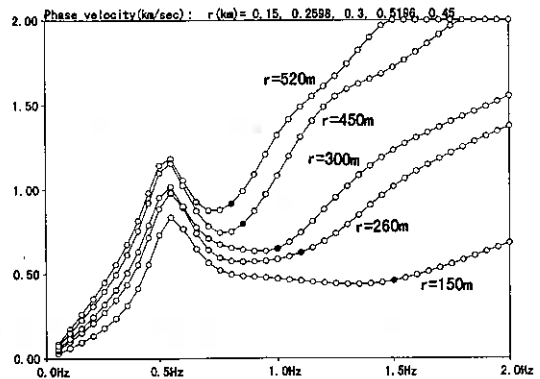


図4 アレーの大きさごとの位相速度

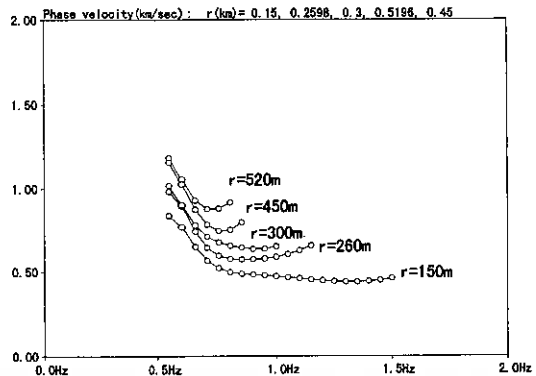


図5 解析可能周波数範囲の位相速度

周波数では小さいアレーから得られた位相速度を採用し、周波数が低くなるにつれて大きいアレーから得られた位相速度へ推移するようにして分散曲線を作成し、これを用いてS波速度構造を推定することにした。作成した3種類の分散曲線を図6に示す。

(2) S波速度構造の推定

図6の分散曲線からフォワード法によりS波速度構造を推定した。初期モデルにはAアレーの位置の構造として文献5)に示されているものを参考にした(表1)。

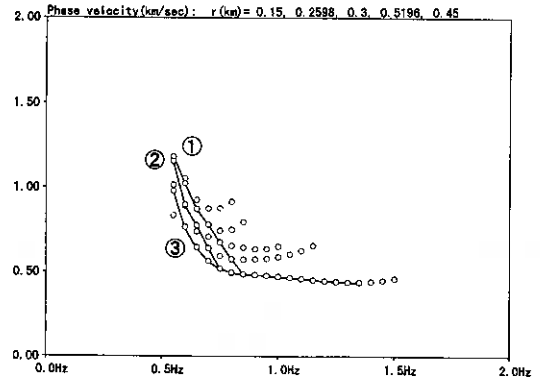


図6 解析に用いた分散曲線

表1 速度構造

層	深度(m)	層厚(m)	密度	Vs(m/sec)
1	0	9	1.8	128
2	9	52	1.7	282
3	61	19	1.9	299
4	80	180	2.1	580
5	260	—	2.2	700

まず表1の第1層の層厚が小さく、第2層と第3層のS波速度がほぼ同じであることから、これらの3層を1つの層として取り扱うこととし、層厚は80mに固定することにした。P波速度はポアソン比を0.25としてS波速度から算出し、密度は表1を参考にして適宜決めた。このようにして図6の3種類の分散曲線に対して推定したS波速度構造を表2-(1)~(3)にそれぞれ示す。また観測から得られた位相速度と推定されたS波速度構造から計算された分散曲線を図7-(1)~(3)に示す。図7-(1)~(3)には表1のモデルから計算

表2-(1) 分散曲線①に対する速度構造

層	深度(m)	層厚(m)	密度	Vs(m/sec)
1	0	80	1.8	330
2	80	230	2.1	530
3	310	—	2.4	2500

表2-(2) 分散曲線②に対する速度構造

層	深度(m)	層厚(m)	密度	Vs(m/sec)
1	0	80	1.8	330
2	80	265	2.1	530
3	345	—	2.4	2500

表2-(3) 分散曲線③に対する速度構造

層	深度(m)	層厚(m)	密度	Vs(m/sec)
1	0	80	1.8	330
2	80	280	2.1	530
3	360	—	2.4	2500

された分散曲線も破線で併せて示した。ここでは表1の第5層に相当する層を基盤とみなして解析しており、微動観測から得られた位相速度に分散曲線をフィッティングさせるためには基盤のS波速度を2500m/secと大きくする必要があった。そして基盤深度は分散曲線①、②、③に対してそれぞれ310m、345m、360mと推定され、表1の260mより深い結果が得られた。

一方、表1の第5層のS波速度として700m/secが正しいとするならば、微動観測から得られた位相速度に分散曲線をフィッティングさせるためには、その下部にS波速度の大きい基盤を別途想定する必要がある。そこで第3層のS波速度を表1と同様に700m/secとし、その下部にS波速度の大きい基盤を想定する4層構造について解析を行った。ここでは基盤の深度について着目するので、第1層と第2層の層厚はそれぞれ80m、180mに固定し、表1と整合性があるものにした。このようにして得られたS波速度構造を表3-(1)~(3)にそれぞれ示す。また観測から得られた位相速度と推定されたS波速度構造から計算された分散曲線を図8-(1)~(3)に示す。図8-(1)~(3)には表1のモデルから計算された分散曲線も破線で併せて示した。推定された基盤深度は分散曲線①、②、③に対してそれぞれ350m、420m、470mで、3層構造の場合よりも深い結果が得られた。

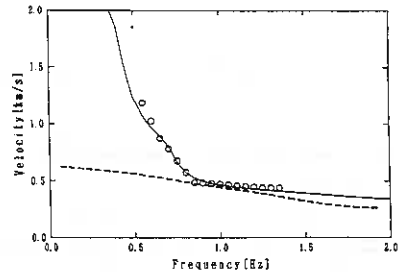


図7-(1) ①モデルに対する分散曲線

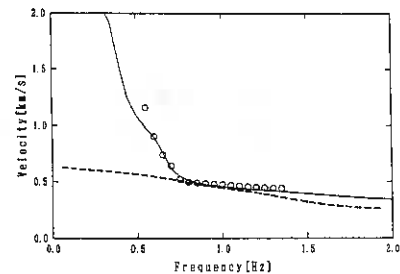


図7-(2) ②モデルに対する分散曲線

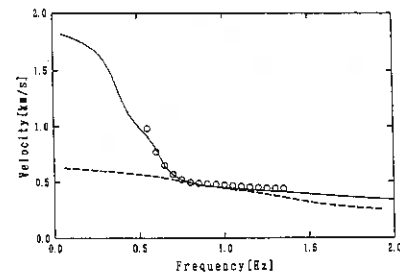


図7-(3) ③モデルに対する分散曲線

表3-(1) 分散曲線①に対する速度構造

層	深度(m)	層厚(m)	密度	Vs(m/sec)
1	0	80	1.8	330
2	80	180	2.1	530
3	260	90	2.2	700
4	350	—	2.4	2500

表3-(2) 分散曲線②に対する速度構造

層	深度(m)	層厚(m)	密度	Vs(m/sec)
1	0	80	1.8	330
2	80	180	2.1	530
3	260	160	2.2	700
4	420	—	2.4	2500

表 3 - (3) 分散曲線③に対する速度構造

層	深度(m)	層厚(m)	密度	Vs(m/sec)
1	0	80	1.8	330
2	80	180	2.1	530
3	260	210	2.2	700
4	470	—	2.4	2500

5. おわりに

函館市街地で微動探査法を実施し、空間自己相関法によりS波速度構造の推定を試みた。解析は比較的品質が高いと考えられる0.55Hzから1.5Hzの周波数領域のデータを用いた。S波速度構造は3層および4層を仮定し、フォワード法により解析を行った。その結果、3層構造では基盤深度は310mから360mの範囲に、4層構造を仮定した場合は350mから470mの範囲と推定された。また、基盤のS波速度としては3層構造、4層構造とも2500m/sec程度という値が得られた。

ボーリング資料など深部に関するデータがないため、今回仮定した3層構造と4層構造のどちらが真の地下構造を反映しているかを現段階で決めることはできない。しかしながら、函館市および函館平野における地盤構造、特に地震基盤の空間分布を把握するために微動探査法が有効であることが本調査により示された。また、観測の時間帯やアレーの大きさを考慮して周波数の高い領域でも品質の高いデータを取得することにより、浅部に関しても詳細なS波速度構造が得られると考えられる。今後、密に微動探査法を実施することにより、函館平野の詳細なS波速度構造が得られることが期待される。

謝辞：観測にあたっては函館市役所、観測点周辺の住民の方にご協力をいただきました。解析の際には北海道大学理学研究科の凌甦群氏にご助言をいただきました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 堀田淳, 北健治, 佐々木元茂, 阪田義隆, 堀内康光, 岡田 広 (1999) 表面波探査法の浅層地盤調査への適用—フィールド実験の評価—, 地盤工学会北海道支部第39回年次技術報告会技術報告集, 59-60.
- 2) 岡田広, 石川顕, 雀部和男, 凌甦群 (1997) 微動のアレー観測による大阪・兵庫地域の地下構造の推定, 物理探査学会第96回学術講演会論文集, 435-439.
- 3) 宮腰 研, 香川敬生, 鶴来雅人, 赤澤隆士, 小川英雄, 清水謙司, 江尻謙嗣 (1998) 微動探査法による奈良盆地の地下構造探査, 物理探査学会第98回学術講演会論文集, 130-134.
- 4) 北海道 (1999) 函館平野西縁断層帯, 活断層図とその解説, 北海道活断層図 No.2
- 5) 函館市防災会議専門委員 (1998) 函館市における想定地震等およびその被害予測調査についての報告.

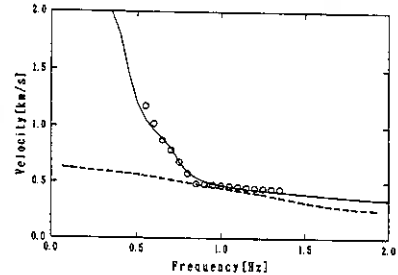


図 8 - (1) ①モデルに対する分散曲線

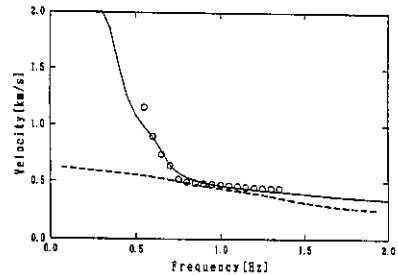


図 8 - (2) ②モデルに対する分散曲線

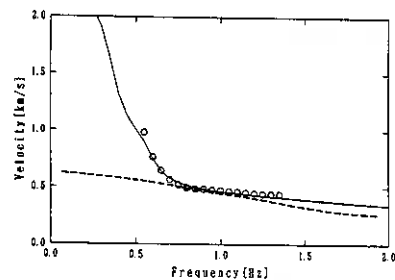


図 8 - (3) ③モデルに対する分散曲線

多翼小径鋼管杭 (T・Wing パイル) の支持力特性に関する研究

千代田工営(株) ○正会員 大杉富美一
 千代田工営(株) 吉田勝之
 室蘭工業大学 正会員 土屋 勉

1. はじめに

都市部やその近郊における打込み杭の使用は、騒音振動等の問題によってほとんど不可能となってきたが、地盤を掘削せず地中部へ押しつけながら打設する打込み杭のような杭工法 (Displacement Pile) が支持力的に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環境に優しい工法として、著者等は Displacement Pile に分類される回転埋設型の杭工法の開発に長年取り組んできた。

本報で述べる多翼鋼管杭はそれらの一種であり、杭に取り付けた翼による回転推進力によって、土を側方に押しつけて設置され、設置後にはその翼が鉛直荷重に抵抗する要素として機能することを期待したものである。ここでは、模型実験と実物大の杭に歪ゲージを杭体深度方向に多数貼付した現場載荷試験 4 5 例を実施して、多翼鋼管杭の支持力算定式を誘導している。なお、杭体各部の抵抗を支持方式に反映させるためには、杭体歪をできるだけ正確に測定する必要があるとの考えから、多翼鋼管杭の独特な形状に配慮した測定法を開発している。

2. 杭仕様および施工方法

2. 1 杭仕様

杭は、図 1 に示すとおり鋼管先端に 1,330mm 間隔で 4 枚の翼を取り付けてある 4 翼式杭と翼の取り付け間隔が 250~500mm となる 2 翼式杭がある。鋼管の直径は、114.3mm~267.4mm の 6 種類で、杭の先端に近い第 1 翼の直径は鋼管径の概ね 2 倍となっており、上段の翼ほど 50mm づつ直径が大きくなる。各翼は、スパイラル状に加工された 1 巻きのもので、70~130mm のストロークとなっている。杭の先端には、先端を閉塞する底板と掘削用の刃が取り付けられている。

表 1 に杭の主要寸法を示しているが、4 翼式杭は、2 翼式杭に比べ弱い地盤を対象にし、翼枚数が多いだけでなく翼自体の直径も大きく、翼の設置間隔も長くして、広範囲の地盤から反力を得ることを目指した杭である。

2. 2 施工方法

杭の施工順序は、図 2 および以下に示す。

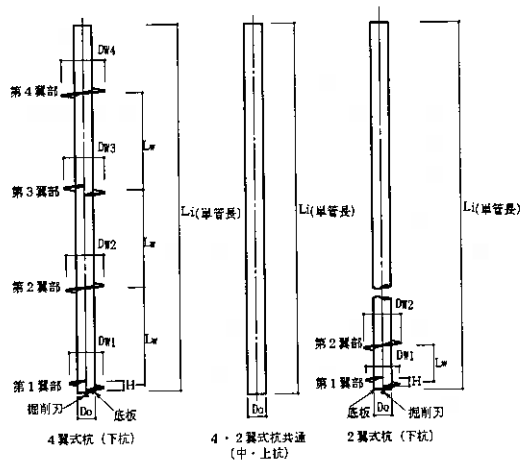


図 1 杭の形状図

Bearing Capacity of Steel Pipe Pile with Helical Wings ;

Katsuyuki YOSHIDA & Fumikazu OHSUGI (Chiyoda Civil Engineering Co.,Ltd)

Tsutomu TSUCHIYA (Dept. of Civil Eng. & Architecture, Muroran Inst. of Technology)

表1 杭の主要寸法表

杭種	本体部			翼部								杭長 L (m)
	材質	径 D ₀ (mm)	肉厚 t (mm)	材質	第1翼径 D _{r1} (mm)	第2翼径 D _{r2} (mm)	第3翼径 D _{r3} (mm)	第4翼径 D _{r4} (mm)	ストローク H (mm)	間隔 L _s (mm)	板厚 t _s (mm)	
4 翼式 杭	STK400	114.3	4.5~8.6	SS400	250	300	350	400	70	1,330	6~16	5~14
	または	139.8	4.5~9.5	SM400	300	350	400	450	80	1,330	6~16	5~18
	STK490	165.2	5.0~11.0	または	350	400	450	500	100	1,330	6~22	5~21
	相当品	190.7	5.0~12.0	SS490	400	450	500	550	110	1,330	6~22	5~24
		216.3	5.8~12.7	SM490	450	500	550	600	120	1,330	6~25	5~28
		267.4	5.8~15.1	相当品	500	550	600	650	130	1,330	6~25	5~30
2 翼式 杭	STK400	114.3	4.5~8.6	SS400	250	300	—	—	70	250	9~19	3~14
	または	139.8	4.5~9.5	SM400	300	350	—	—	80	300	9~19	3~18
	STK490	165.2	5.0~11.0	または	350	400	—	—	100	350	9~22	3~21
	相当品	190.7	5.0~12.0	SS490	400	450	—	—	110	400	9~25	3~24
		216.3	5.8~12.7	SM490	450	500	—	—	120	450	9~28	3~28
		267.4	5.8~15.1	相当品	500	550	—	—	130	500	9~28	3~30

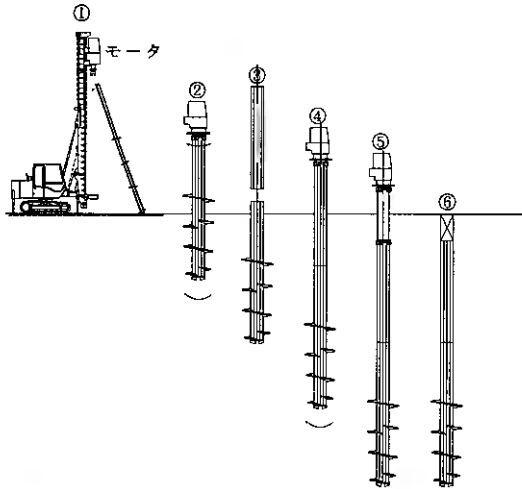


図2 杭の施工法説明図

- ① 下杭を掘削モータに接合し、杭芯位置へ建て込む。
- ② 鉛直度を確認し、杭を回転埋設する。
- ③ 継ぎ杭では、中・上杭を立て込み溶接する。
- ④～⑤ 所定深度の確認後打ち止める。(打ち下げはヤットコを使用)
- ⑥ ヤットコ等を回収し、施工を完了する。

杭の打ち止め管理には、掘削トルク T_r 、杭1回転当たりの貫入量 S などを参考している。すなわち、各深度における掘削トルクの変化から、容易に杭先端部の地層が判断できる場合には、掘削トルクの管理値を設定する。

掘削トルクのみで、判断し難い場合には(1)式で得られる貫入抵抗力 P_n を含めて判断する。

$$P_n = T_r \div S \quad (\text{tf}) \quad \text{----- (1)}$$

3. 模型実験

模型実験は、主として翼径・翼間隔の変化と翼部支持力の関係を調べるために、試験杭の翼厚、翼径、翼取付位置、翼枚数を変化させると共にストレート杭との比較も行った。

3.1 実験装置

模型実験は、図3に示す装置を用いて行った。内径638mm、有効深さ750mmの土槽にゴムメンブレンを介して、空気圧により上載圧を作用させることができる。所定量の硅砂6号を投入作業し、突き固める作業を繰返すことにより、相対密度(D_r)が68%の模型地盤を作製した。

作用させた空気圧(=1.0kgf/cm²)を有効上載圧(σ_v')として(2)式より求めたN値は、18となる。

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{(\sigma_v' + 0.7)}} \quad \text{----- (2)}$$

表2 硅砂6号の物理的性質

土粒子の比重	2.639	平均粒径	0.295
均等係数	1.67	最大密度	1.711
曲率係数	1.10	最小密度	1.412
最大粒径	0.850	単位：(mm)・(g/cm ³)	

模型地盤作成後、実施したコーン貫入試験から換算したN値を図4に示すが、深度75~500mmの間は、換算N値で14.5となっており、相対密度と上載圧の関係から求めたN値に較べて平均値で20%程度小さい。また、3回行った貫入試験から作成した地盤の強度の変動は、±6%程度と推定される。

模型杭は、ストレート杭として直径25・50・65mmの鋼棒と本体部を直径25mmの鋼棒とし、翼付杭の翼は幅5mmのスリットを設けたドーナツ状の平プレート(標準肉厚5mm)をネジ方式によって固定した。

実験では、まず先端以深の地盤を作製し、模型杭を土槽中央に静置・固定し、残りの地盤を作製したものであり、実杭のように地盤を押し固める効果は再現できていない。

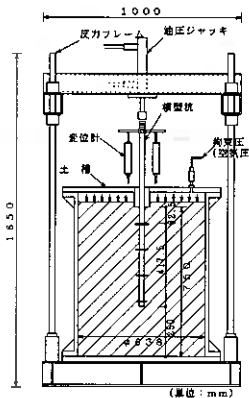


図3 実験装置

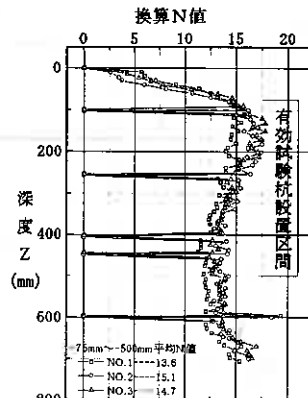


図4 模型地盤の強度

3. 2 試験結果

本報では、翼取付位置と翼の直径を変化させた試験結果と翼間隔が支持力に与える影響についてのみ報告する。図5は、直径25・50・65mmストレート杭の先端荷重度を基準とし、直径50~85mmの翼を取り付けた模型杭の先端荷重度を杭頭変位 S_0 が5mmの場合と85mmの場合で比較したものである。翼の取り付け位置は、鋼管先端から25mmと190mmの2種類で行った。翼部の支持力は、ストレート杭の先端支持力より小さく、翼の取り付け位置が先端から遠く、翼径比(翼径/本体径)が大きくなると支持力は小さくなること分かる。

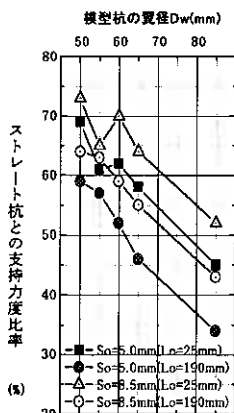


図5 (1) 翼取り付け位置と翼径倍率が翼部の支持力に与える影響

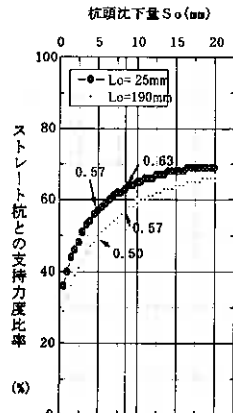


図5 (2) 翼部の支持効率

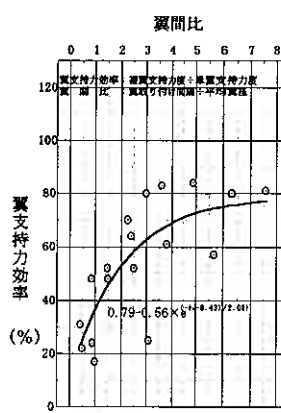


図6 (1) 杭頭沈下度5%時の翼間比と翼支持力効率

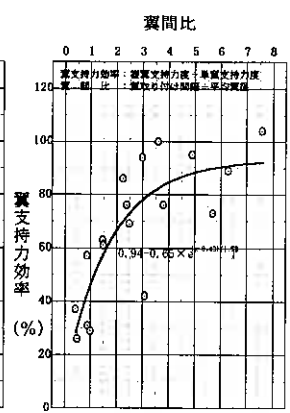


図6 (2) 杭頭沈下度10%時の翼間比と翼支持力効率

図6は、複翼杭の平均翼抵抗を単翼杭の翼支持力で除した値を翼支持力効率とし翼の取り付け間隔との関係調べたものである。ただし、取り付け位置の影響を避けるため、単翼杭の翼支持力は翼下が50mm以上のものを平均して用いた。それによると、翼の取り付け間隔が大きいほど平均翼抵抗が大きくなり、平均翼径の3倍未満では翼支持力効率の低下が大きいこと分かる。

4. 載荷試験

4. 1 載荷試験一覽

最大施工深度は、4翼式杭で29.4m（整理番号TW4_18）および2翼式杭では34.3m（整理番号TW2_4）であり、最短の根入れ杭は、4翼式で6.0m（整理番号TW4_13）、2翼式杭でも6.0m（整理番号TW2_9）となっている。平均根入れ長は、1.4. 6mであった45件のうち44件には歪み計が取り付けられており、各翼の抵抗が調べられている。

表3 載荷試験資料一覽表

型式	整理番号	杭径 Dc(mm)	杭長 L(m)	先端 土質	摩阻長 Lr(m)	最大荷重 Pmax(t)	基準支持力Pp (t)	平均N値 (注1)	翼部N値-翼部土質記号					基準沈下量時の荷重度op(t/m ²)					平均杭周摩 擦力度(t/m ²)	
									第2翼	第3翼	第1翼	第1翼	第2翼	第3翼	第1翼	第2翼	第3翼	第1翼		
TW4 4翼式 杭	TW4_1	114.3	10.0	細砂	9.2	100	75.1	19.0	16.0-S	19.0-S	20.0-S	21.0-S	21.0-S	22.88	149.15	306.32	324.00	324.00	2.1	
	TW4_2	114.3	8.0	細砂	7.7	36	28.3	8.2	2.8-S	4.0-S	12.0-S	14.0-S	14.0-S							
	TW4_3	139.8	15.0	硬砂質粘	8.9	80	55.5	8.0	0.0-C	0.0-C	16.0-S	16.0-S	16.0-S	19.37	38.50	274.93	346.83	459.15	0.0	
	TW4_4	165.2	16.5	細砂	11.7	130	111.7	103.5	16.5	13.7-S	18.0-S	18.5-S	15.5-S	59.00	228.00	328.50	351.40	221.50	1.3	
	TW4_5	190.7	16.5	硬砂質粘	10.5	120	120.0	108.5	12.1	11.0-S	16.4-S	13.8-S	7.0-S	105.30	138.00	144.20	250.80	706.30	1.8	
	TW4_6	190.7	8.0	細砂	2.2	88	80.9	59.4	8.4	3.0-S	5.4-S	11.1-S	14.0-S	14.0-S	18.20	50.41	170.91	190.63	220.80	1.1
	TW4_7	267.4	10.0	細砂	5.2	210	184.0	181.3	18.7	17.6-S	15.9-S	20.1-S	20.1-S	91.50	133.50	137.60	511.60	382.80	0.6	
	TW4_8	267.4	16.5	細砂	11.7	210	175.0	155.1	16.4	13.6-S	18.0-S	18.5-S	15.6-S	135.40	164.10	201.30	166.70	289.30	2.0	
	TW4_9	267.4	17.2	細砂	11.7	150	106.0	83.7	9.0	6.5-C	7.0-S	10.8-S	11.6-S	11.6-S	37.20	85.90	126.40	180.50	281.00	1.3
	TW4_10	267.4	8.0	細砂	2.3	100	82.1	77.6	8.5	3.4-S	6.4-S	11.0-S	14.0-S	14.0-S	4.54	49.09	146.30	189.45	215.42	2.3
TW4 4翼式 杭	TW4_11	139.8	11.5	シルト	6.3	18	14.6	13.4	1.8-C	1.5-C	2.3-C	2.3-C	25.20	34.61	38.14	43.02	32.70	0.4		
	TW4_12	190.7	6.5	粘土質シル	1.5	10	8.1	8.0	0.4	0.8-C	0.7-C	0.0-C	0.0-C	13.50	9.00	10.90	9.50	45.20	1.2	
	TW4_13	190.7	11.0	粘土質シル	6.0	13.5	11.8	8.9	0.0	0.0-C	0.0-C	0.0-C	0.0-C	10.27	14.60	14.30	21.10	14.50	0.8	
	TW4_14	190.7	21.0	シルト	16.0	98	78.9	70.7	6.0	6.0-C	5.8-C	6.0-C	6.0-C	88.20	104.80	116.50	150.00	175.90	0.8	
	TW4_15	160.7	13.5	シルト	3.6	26.7	21.3	2.4	2.0-C	2.2-C	2.6-C	2.7-C	30.30	34.20	56.70	34.50	73.50	1.0		
	TW4_16	216.3	12.5	シルト	6.7	75	53.0	47.7	4.9	2.9-S	3.6-C	7.7-C	5.1-C	31.00	47.00	111.50	61.30	77.10	1.2	
	TW4_17	267.4	90.5	シルト	25.5	85	84.6	57.5	1.1	1.3-C	1.0-C	1.0-C	1.0-C	44.44	48.20	78.30	122.15	54.40	1.3	
	TW4_18	267.4	27.0	シルト	21.9	100	87.5	69.7	3.5	2.9-C	2.9-C	3.5-C	4.8-C	61.50	77.00	73.70	102.50	62.60	1.0	
	TW4_19	267.4	21.0	粘土	16.2	55	52.4	43.1	2.2	4.0-S	1.7-C	1.0-C	2.0-C	46.71	36.18	40.51	83.73	26.70	0.7	
	TW4_20	267.4	13.0	シルト	7.7	50	40.0	37.1	2.4	2.0-C	2.2-C	2.6-C	2.7-C	15.44	42.64	51.10	73.75	63.51	0.4	
TW4_21	267.4	22.5	粘土質シル	17.2	69	66.2	54.1	2.0	1.0-C	2.2-C	3.0-C	1.7-C	1.7-C	43.70	48.00	59.70	60.20	39.20	0.8	
TW2 2翼式 杭	TW2_1	165.2	7.5	砂礫	6.4	(65)	65.0	59.4	17.5				17.3-G	17.9-G	18.1-G		190.80	225.60	1056.10	1.7
	TW2_2	216.3	24.0	砂礫	22.6	(280)	280.0	248.0	78.9				78.8-G	84.6-G	86.1-G		282.00	1062.10	1948.20	2.1
	TW2_3	267.4	24.0	砂礫	22.4	(300)	300.0	263.0	78.9				78.8-G	82.2-G	83.8-G		301.50	895.60	1469.80	2.0
	TW2_4	267.4	35.0	砂礫	33.6	(280)	280.0	215.5	51.7				51.7-G	51.7-G	51.7-G		292.40	736.10	1055.16	2.3
	TW2_5	114.3	7.0	細砂	6.1	39	26.7	22.6	21.0				21.0-S	21.0-S	21.0-S		176.17	251.42	251.42	1.9
	TW2_6	139.8	13.5	細砂	12.1	52	34.8	26.1	15.5				14.8-S	15.3-S	15.4-S		115.00	214.50	320.00	1.6
	TW2_7	165.2	17.2	細砂	14.7	128	102.1	80.9	36.0				36.6-S	38.0-S	38.5-S		230.64	509.33	874.53	2.8
	TW2_8	165.2	6.5	砂	5.1	40	28.4	26.3	13.5				13.4-S	13.8-S	13.7-S		144.63	159.88	161.96	1.2
	TW2_9	190.7	18.0	細砂	16.5	88	78.0	61.5	23.0				22.1-S	23.7-S	23.9-S		36.10	410.0	585.40	1.3
	TW2_10	216.3	16.5	細砂	14.6	210	167.0	116.1	36.0				35.1-S	36.7-S	37.2-S		159.26	486.54	849.62	5.1
	TW2_11	267.4	11.0	細砂	10.0	300	247.6	230.6	51.3				56.8-S	62.7-S	63.2-S		131.40	898.69	1438.23	2.0
	TW2_12	267.4	16.1	細砂	14.4	225	203.0	176.9	36.0				35.8-S	37.6-S	38.2-S		206.99	593.04	989.45	2.2
	TW2_13	267.4	19.0	細砂	16.4	130	112.0	91.6	23.0				21.5-S	23.6-S	24.0-S		164.60	280.40	389.70	1.5
	TW2_14	114.3	11.5	粘土	7.8	24	24.0	19.5	13.0				13.6-C	13.3-C	13.2-C		156.60	207.80	207.80	1.6
	TW2_15	139.8	10.6	砂質シル	4.5	33	27.0	19.8	7.7				7.7-C	7.7-C	7.7-C		144.93	162.55	162.55	3.7
	TW2_16	165.2	13.7	シルト	11.2	70	63.0	45.2	23.0				24.6-C	23.8-C	23.5-C		210.73	275.06	294.53	3.1
	TW2_17	190.7	13.0	シルト	11.4	100	80.7	67.7	16.5				24.0-C	24.0-C	24.0-C		186.10	359.24	297.05	1.0
	TW2_18	216.3	14.0	硬砂質粘	12.9	(180)	180.0	142.7	15.0				15.0-C	15.0-C	15.0-C		350.90	514.30	648.50	2.0
	TW2_19	216.3	13.3	シルト	11.1	118	105.0	86.4	25.0				25.0-C	24.0-C	23.7-C		228.93	323.80	279.61	2.5
	TW2_20	267.4	13.0	シルト	11.3	160	116.0	99.8	24.0				24.0-C	23.7-C	23.0-C		214.57	309.24	312.95	1.7
TW2_21	267.4	11.5	粘土	9.8	75	66.8	55.9	14.0				14.3-C	13.8-C	13.6-C		152.00	141.70	149.20	1.3	
TW2_22	267.4	24.5	シルト	22.9	88	75.5	46.6	9.0				8.7-C	8.3-C	8.4-C		81.70	161.60	162.40	1.4	
TW2_23	267.4	12.6	シルト	11.0	120	109.0	89.8	25.0				25.2-C	24.1-C	23.8-C		198.30	271.00	278.40	2.1	
TW2_24	268.4	24.8	砂礫	22.7	315	285.9	240.5	57.7				57.7-G	59.5-G	59.9-G		170.80	803.80	1473.30	2.4	

表中の 記号は、歪み計が取り付けられていないため、測定値が無いもの、または2翼式杭の資料等で、4翼式3翼など存在しないため空欄の代わりに挿入した記号である。
注1 平均N値は、4翼式杭では、N1:各翼中心深度のN値の平均 または2翼式杭では、N3:杭先端部より下方1Dw-最上段より上方1Dwの間のN値の平均を示した。
注2 Δは翼の直径を示し、平均する区間を求める場合、下方は第1翼直径を上方へは、第3翼(4翼式杭)または第2翼(2翼式杭)直径を用いた。

杭打設から載荷試験までの養生期間は、平均2.3日であるが5日未満のものが砂層を先端地盤とするものに3件あり、最も短いのは1日であった。4翼式杭では、砂地盤の最大N値は25、粘性土地盤では7.7が最大の値であった。

基準支持力Psは、杭先端位置（第1翼取付部）において、平均直径の沈下量が生じた値としている。多翼部の基準支持力Ppとしては、最上段位置の翼に最も近い歪測定位置（図8のS10断面）の軸力を採用した。したがって、一般部の平均杭周摩擦応力度はPsとPpの差を地表面から最上段位置の翼に最も近い歪測定位置までの杭表面積で除した値としている。なお、載荷試験は土質工学会基準「杭の鉛直載荷試験方法（JSF 1811-1993）」に準拠して、処外荷重時の荷重保持時間を30分とした反力杭方式で行った。

4. 2 杭体歪の測定方法

多翼鋼管杭の軸力分布を把握するために、軸部内壁面の対角位置に貼付した2枚又は4枚の歪ゲージによる測定を行った。ただし、本報の載荷試験のデータは、載荷試験開始時の歪ゲージの値を初期値としているので、杭打設に伴う残留応力 σ_0 が含まれていない。杭頭載荷による歪を対象としていることに注意が必要である。

測定深度は、原則として図7に示すように、翼を挟む上下の軸部と、翼と翼の間深度とした。本体部の摩擦力を調べるためのものに較べ、翼間に細かく配置している。

多翼鋼管杭の歪測定においては、一般のストレート杭とは異なり、次のような配慮が必要と考える。

- ①近接している杭先端部と最下段翼部の支持力を分離して測定する必要がある。
- ②翼部で支持した荷重が軸部へ伝達される際に、鋼管薄肉部に発生する曲げモーメントの影響を除去させる必要がある。

上記①の問題に対しては、杭先端部と最下段翼部の支持力を分離測定するために考案した二重管法²⁾を用いた。図8は、杭の軸部径が $D_o=267.4\text{mm}$ における二重管の構造である。杭軸部（以下、外管と呼ぶ）の内側に先端蓋付きの内管を設けて、最下段翼の影響がなくなると思われる浅部で外管と接続する構造になっている。この方法では、杭先端部支持力と最下段翼が負担する荷重が、それぞれ内管の歪と外管の歪として独立して得られる。

上記②の問題に対しては、鋼管の両面（内壁側と外壁側）に歪ゲージを貼付することも考えられるが、土との接触がある外壁面での測定は一般に困難である。そこで本報では、曲げ応力の及ぼさない範囲²⁾（鋼管の直径や肉厚によっても影響範囲が変化するが、弾性計算等の結果から150mm程度の距離）とし、翼付け根部から250mmの離れを設けた内壁面に歪ゲージを貼付することを原則にした。

先端荷重（図8のS10断面）と底板の抵抗を測定する外・内管（図9のN1・S1断面）の一部には、曲げの影響を調べるため鋼管の両面に歪ゲージを貼付した。鋼管の内外面に歪計を取り付けた件数は25件あり、各資料の載荷試験時の全処女荷重階について内面歪を外面歪で除した値を平均しその分布を調べた結果±10%を超える資料は最小値が0.77、また最大値は1.16の2件であり、平均値で1.00、標準偏差値は0.064となり取り付けられた歪計の値には翼からの曲げ応力の影響はほぼ無視できるものと判断できる。

4. 3 試験結果

4. 3. 1 多翼部の支持力

(1) 4翼式杭

翼部の抵抗を表現する方法としては、図9に示す通り翼の底面積当たりの支持力度とする方法と、翼を包絡した周面積とする2つの方法が考えられる。前者の考え方は、各翼が独立して杭の先端支持力を発揮するとするものであり、後者は想定した抵抗面で摩擦抵抗を生じるとする考え方である。

2つの方法で地盤定数（N値）との相関性や倍率を較べた結果および模型実験の結果から前者の方法が妥当と判断した。

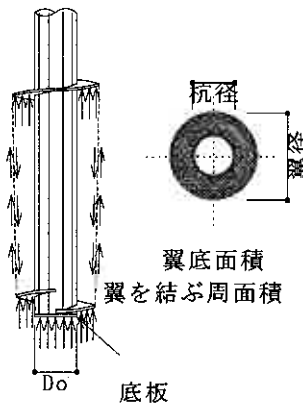


図9 杭抵抗面積説明図

図10には翼部の支持力度と先端沈下度の関係を示した。翼部の支持力度は、例外なく杭先端沈下度が10%以上になっても低下することなく増加傾向にあることが示されている。このことから、翼部の支持力は

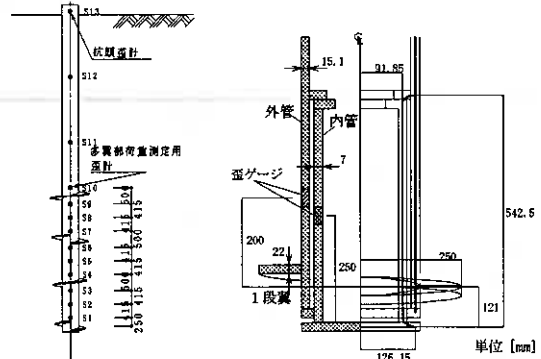


図7 歪計取り付けた例

図8 二重管法の構造

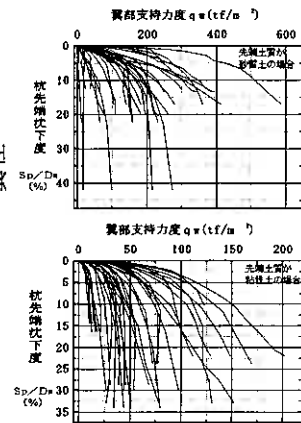


図10 翼部荷重と杭先端沈下度の関係

先端支持的な抵抗を示し、杭先端沈下量が10%程度の変形の範囲では、図9に示した翼を包絡するような面に破壊を生じて最大抵抗がこの包絡線上のせん断抵抗で決まることはないかと推定できる。

図11と表4には、翼および底板部の支持力度 q と N 値の相関を示すが、砂地盤においては翼部の支持力度は底板部より小さく、上部にある翼ほど低い値となっており、模型実験の結果と一致している。粘性土地盤では、砂地盤ほど明確ではないが同様の傾向が見受けられる。この原因として、以下のことが考えられる。

- ① 翼貫入時の乱れ：上部にある翼部の地盤ほど通過する翼枚数が多いため、貫入時にその近傍地盤が乱され易い。
- ② 翼径と翼間距離の関係：翼位置が底板より遠いほど翼直径が大きいいため、翼径に対する翼間距離が相対的に小さくなり、隣接する翼への地中応力が干渉する割合が増加する。

表4 多翼式鋼管杭各部の支持力係数 α_p

区分	砂質土		粘性土	
	支持力係数 α_p	相関係数R	支持力係数 α_p	相関係数R
第4翼	7.5	0.8521	11.7	0.7146
第3翼	9.6	0.8969	18.7	0.8293
第2翼	12.5	0.4600	18.3	0.8912
第1翼	18.1	0.5877	24.4	0.6879
底板	20.4	-0.4411	21.0	0.7631

底板・翼部の支持力度 $q = \alpha_p \cdot N (\text{tf/m}^2)$

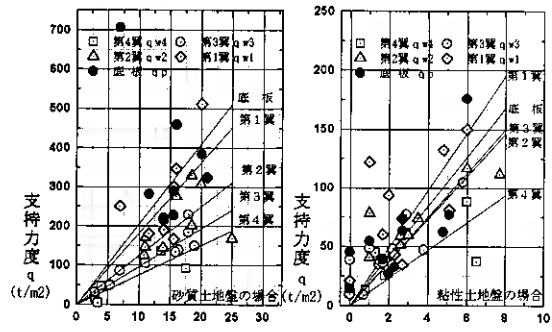


図11 4翼式杭支持力度と N 値の関係

(2) 2翼式杭

4翼式杭と同様に翼部支持力と翼が接する地盤の N 値の関係を調べ、図12と表5に土質と翼の種類別に示した。図中には、翼部および底板部の支持力度 q_{wi} や q_{wp} と N 値の相関式と相関係数を示した。4翼式の杭に較べると、第2翼部の支持力係数に差が見受けられ、2翼式の杭の方が小さい値となっている。4翼式の杭における翼の取付間隔は、1.33mであるのに対して、2翼式杭の場合は先端翼直径が翼の取付間隔であるため、最大でも0.5mと短く、下部翼からの影響を強く受けている。

表5 2翼式杭の翼部の N 値と支持力度の関係

翼部土質	礫質土		砂質土		粘性土	
	α	R	α	R	α	R
第2翼	4.0	0.643	4.8	0.295	10.4	0.659
第1翼	12.7	0.947	14.1	0.981	15.1	0.667
底板	21.5	0.810	22.3	0.973	15.9	0.641
平均	13.1	0.411	14.1	0.668	13.7	0.571

α ：支持力係数 (q_w/N) q_w ：翼部の支持力度 (tf/m^2) R：相関係数

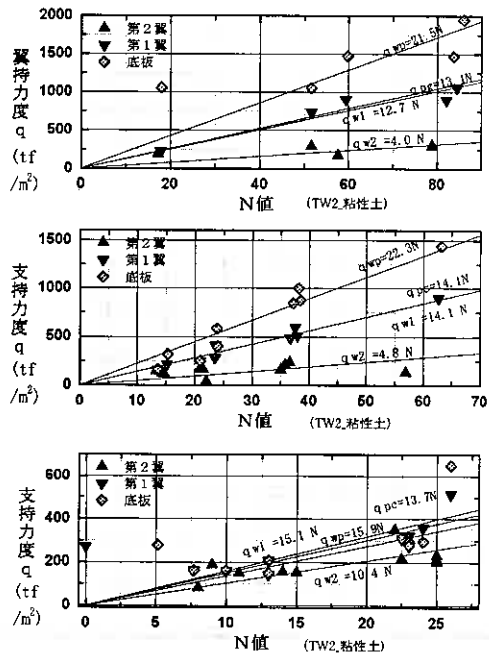


図12 2翼式杭翼部の N 値と支持力度の関係

4. 3. 2 一般部の杭周摩擦力

基準支持力時における一般部の杭周摩擦力とN値の関係を図12に示した。同図によると、バラツキが極めて大きく、N値との相関性はほとんどみられない。また、表3に軸部の平均摩擦力を示したが、値そのものも極めて小さいのが特徴的である。

この主な原因としては、杭施工時に生じる残留応力³⁾による影響と考えている。4翼式杭では、このような小さな軸部周面摩擦力を考慮しないこととし、2翼式杭では、N値が4以上の場合のみ、表3の最小値1.0 t/m²を見込むものとする。

もし、杭打設前の軸歪みを初期値として、残留応力を考慮して支持力式を組み立てるのであれば、杭軸部に相応の周面摩擦力を与えることにならうが、今後の課題としたい。

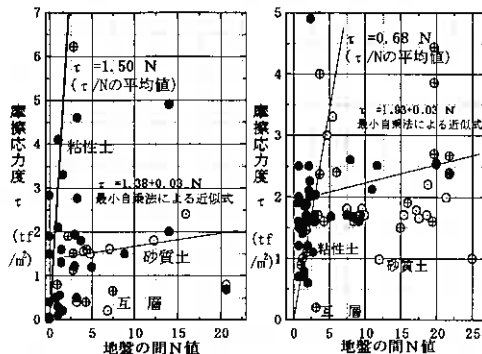


図13 杭周面地盤のN値と杭周面摩擦応力度の関係

4. 4 支持力算定式の導入

4. 4. 1 杭の先端支持力Pp

4. 3で検討した支持力機構をできるだけ反映させた支持力計算式を作成することが望ましいが、今回は簡便であることを第一に考え、底部と第1翼～第4翼部で発揮する支持力を多翼鋼管杭全体の支持力係数で評価することにした。これは、4. 2で述べたように、本報の載荷試験データは杭設置による残留応力を含んでいないので、各部の支持力を詳細に評価するには未検討事項が残されているとの考えもあるためである。

4. 4. 2 杭の先端N値

杭の支持力計算に用いる地盤定数の算定に当たっては、以下の3つの方法で計算した平均値の中から選ぶものとした。

N1: 各翼の中心深度位置でのN値として4翼式杭では4個を、2翼式杭では2個のN値を平均した値。各翼中心部深度のN値を翼の枚数分求めて平均するが、該当する深度とN値を測定した深度に差が生じる場合は、該当する深度の上下のN値が同じ地層の場合は線形補間して求める。また、各翼中心部深度の上下で異なる地層のN値となる場合は、翼中心位置と同じ地層のN値のみを用いる。

N2: 最下端翼から下方に1 Dwから最上段翼の上方に4 Dw間の平均値。この場合のDwは、上下各翼の直径とする。

N3: 最下端翼から下方に1 Dwから最上段翼の上方に1 Dw間の平均値。Dwは、N2に同じ

N1とN2の平均値にあたっては、当該区間にあるN値を単純に平均している。

4翼式杭について、こうして求められた各平均N値と杭先端支持力Ppを4枚の翼と底板面積の和Awで除した値である先端支持力度q_pの関係および両者の相関係数は、表6にまとめた。3種類の平均N値の計算方法の内、最も先端支持力度と相関性の高いN1を用いた両者の関係を図14に示す。なお、表6と図14における標準偏差値は、相関式と実測先端支持力度との誤差に関する値である。一方、2翼式杭の場合にはN値の平均方法以外に、2枚の翼の支持力度が著しく低いため、抵抗面積の考え方として、図15に示すとおり第2翼の内第1翼と重なる部分の面積を除外する方法も加え、相関性を較べた。その結果、表7に示すとおり、平均N値の計算方法ではN1の方法が相関性は低く、N1とN3では同じ程度の相関性を示していた。また、抵抗面積の考え方は、いずれの方法も大差がない結果となった。2翼式杭では1翼式の杭と同様にN3の方法を選択し、抵抗面積は底板部と第1翼底面積および第2翼底面積の内第1翼と重ならない部分の和とする方法を採用するものとした。

表6 杭先端支持力評価に用いる翼部平均N値計算方法比較表

翼部土質	砂質土			粘性土		
	N1	N2	N3	N1	N2	N3
N値の平均方法	11.6	12.7	11.8	17.3	11.3	12.7
平均支持力係数	0.9174	0.8002	0.867	0.7548	0.2977	0.5309
標準偏差	24.1	38.1	31.8	22.5	35.9	31.0

表7 2翼式杭先端支持力評価方法の比較表

土質	項目	全底面積		重複部控除	
		支持力係数	相関係数	支持力係数	相関係数
礫質土	N1	9.8	0.979	15.7	0.978
	N2	26.5	0.896	42.5	0.899
	N3	10.0	0.979	16.0	0.977
砂質土	N1	10.7	0.981	17.1	0.981
	N2	11.3	0.984	23.0	0.967
	N3	12.1	0.976	18.1	0.986
粘性土	N1	11.9	0.435	29.1	0.432
	N2	10.9	-0.034	17.5	-0.034
	N3	12.5	0.420	19.9	0.416

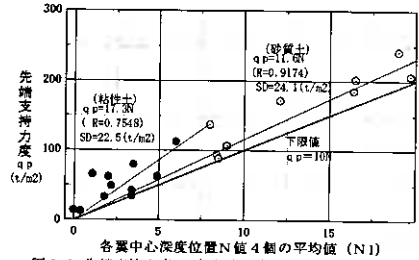


図14 先端支持力度 qp(t/m2)と先端平均N値 (N1) の関係

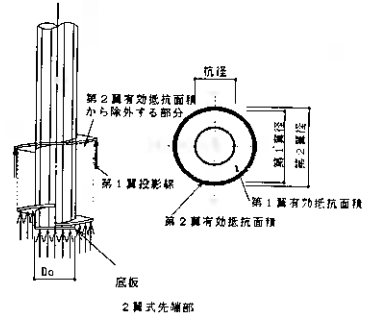


図15 2翼式杭抵抗面積説明図

5. 杭の支持力計算式

5.1 標準貫入試験を利用する方法

以上の検討結果から、杭の支持力計算式として下式が導き出された。

(1) 標準貫入試験を用いた4翼式杭の支持力計算式

$$P_{cal} = \alpha \times \bar{N} \times A_w \text{ ----- (3)}$$

記号 P_{cal} : 杭の基準支持力計算値 (tf)

\bar{N} : 先端部N値で各翼の中心深度における土質のN値を平均した値で、砂質土・礫質土で20を上限とし、粘性土では6を上限とする。

α : 先端部支持力係数で、杭先端土質が砂質土で11.6、粘性土で17.3の値。

A_w : 抵抗面積 (m²)で、各翼および底版の底面積の和。

$$A_w = \frac{\pi}{4} \left\{ \sum_{i=1}^4 (D_{wi}^2 - D_o^2) + D_o^2 \right\} \text{ ----- (4)}$$

ここに D_{wi} は、第1翼から第4翼までの各直径、 D_o は杭径を表す。

(2) 標準貫入試験を用いた2翼式杭の支持力計算式

$$P_{cal} = \alpha \times \bar{N} \times A_w + \phi \times L_f \text{ ----- (5)}$$

記号 P_{cal} : 杭の基準支持力計算値 (tf)

\bar{N} : 第1翼より下方へ1 D_{w1} ～第2翼より上方へ1 D_{w2} の区間にあるN値の平均 (D_{w1} : 第1翼直径 D_{w2} : 第2翼直径)で、 \bar{N} は、砂質土・礫質土で15以上の層を対象とし、60を上限とする。粘性土で6以上の層を対象とし60を上限とする。

α : 先端部支持力係数で、杭先端土質が砂礫16.0、砂質土で18.1、粘性土で19.9の値。

A_w : 抵抗面積 (m²)で、第2翼径を直径とする円の面積 (= $\frac{1}{4} \times D_{w2}^2 \times \pi$)。

ϕ : 杭本体周長 ($\phi = D_0 \times \pi$)

L_f : 摩擦力を算定する杭長 (m) 杭頭から第2翼上方 $1 D_{w2}$ の区間

図16には、杭の基準支持力計算値 P_{cal} と載荷試験結果による基準支持力 P_s の対比結果を示した。砂質土および粘性土での P_s/P_{cal} の平均が、それぞれ 1.11 および 1.41 であり、粘性土におけるバラツキが砂質土に比べて大きくなっている。

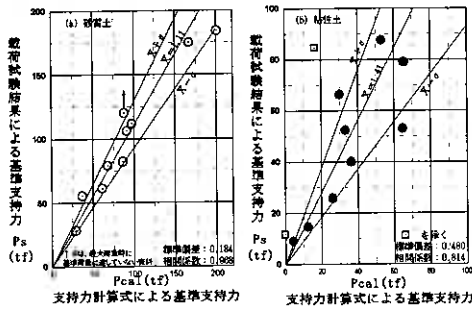


図16 支持力計算値と載荷試験結果の対比(4翼式杭)

同様に2翼式杭の杭の基準支持力計算値 P_{cal} と載荷試験結果による基準支持力 P_s の対比結果を図17に示した。同図における支持力計算値に含まれる摩擦力の算出に当たっては、 $N < 4$ の層においても摩擦力を有効として計算してある。 P_s/P_{cal} の平均値は、それぞれ砂礫で 1.23・砂質土 1.06・粘性土で 1.24 であり、4翼式杭と同様に粘性土におけるバラツキが大きくなっている。

設計における支持力式として、現段階では計算値が杭の支持力より大きな値を算出しないように配慮して、先端土質に関わらず $\alpha = 1.0$ を4翼式杭で、また2翼式杭では $\alpha = 1.5$ を提案している(図-18参照)。

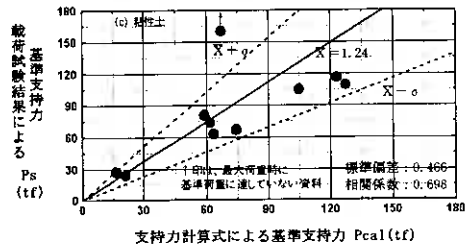
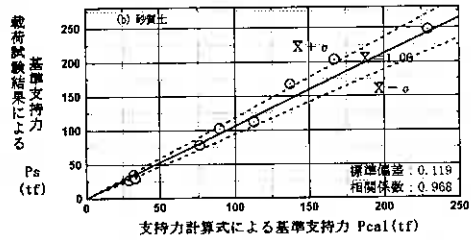
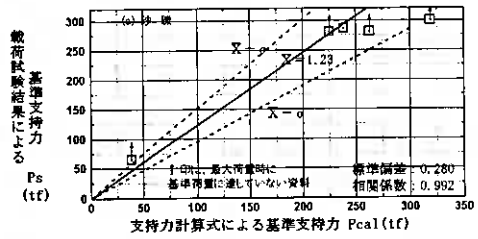


図17 支持力計算値と載荷試験結果の対比(2翼式杭)

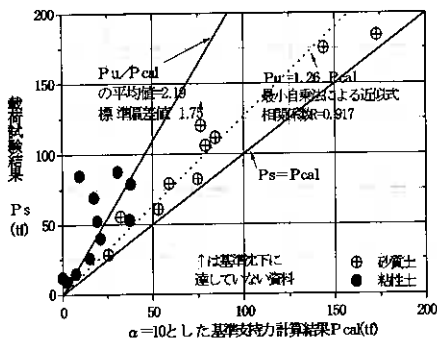


図18(1) $\alpha = 1.0$ とした基準支持力計算値と載荷試験結果の対比図

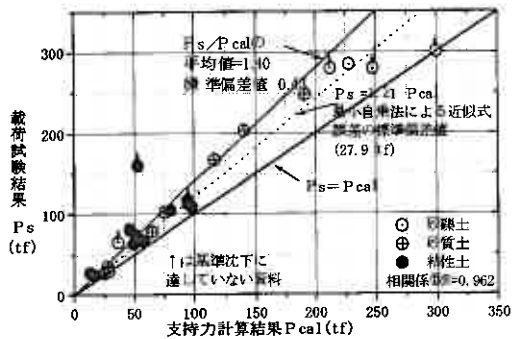


図18(2) 2翼式杭 $\alpha = 1.5$ とした支持力計算結果と載荷試験結果の比較図

5. 2 スウェーデン式サウンディングやオートマチックラムサウンディングを利用する方法

小口径の多翼式鋼管杭は、比較的小さい杭打ち機械により施工出来るため、個人住宅などに用いられ場合も多く。このような建物では、地盤調査にスウェーデン式サウンディング試験やオートマチックラムサウンディング試験が用いられている。このため、スウェーデン式サウンディング試験では、4翼式杭・2翼式杭共に 1

9件の合計38件、オートマチックラムサウンディング試験では、4翼式杭の14件と2翼式杭の19件の資料から支持力を求める方法も検討した。これらの調査法にあつては、それぞれN値に換算できる式が提案されている⁴⁾。これらの換算N値を用いて5.1で提案した式の適応性を調べた。なお、多翼式鋼管杭の支持力算定式で用いるN値への換算式は、以下の式を用いている。

(1) スウェーデン式サウンディング試験の場合

$$N_w = (0.02W_{sw} + 0.067N_{sw}) \dots\dots\dots (6)$$

(2) オートマチックラムサウンディング試験の場合

$$N_d = (N_{dm} - 0.0041M_v) \dots\dots\dots (7)$$

記号：N_w：スウェーデン式サウンディング試験から換算したN値；W_{sw}：荷重(kgf)

N_{sw}：貫入量1m当たりの半回転数(回/m)ここに、N_{sw}の範囲は、300を上限とする。

N_{dm}：測定された打撃回数 M_v：回転トルク(kgf·cm)

スウェーデン式サウンディング試験は、単独で調査した場合は、正確に土質を識別できないため、すべて砂層であると仮定した換算式を用いている。本報の資料では、ボーリング調査により土質名が分かっているため、先端土質別に換算N値を用いた先端支持力係数は、表8に示した。ここでは、設計に用いる計算式のみを提案することとする。同表では、スウェーデン式サウンディング試験から換算したN値を用いる場合の先端支持力係数の最小値は、4翼式杭では砂質土の8.09、2翼式杭では粘性土の12.41となっている。また、オートマチックラムサウンディング試験から換算したN値を用いる場合は、いずれも砂質土地盤で生じており、4翼式杭が8.19、2翼式杭では12.64であった。この結果、(6)・(7)式の換算式を80%に低減すると4翼式杭では、先端支持力係数αが1.0となり、2翼式杭でα=1.5となる。

表8 標準貫入試験結果以外の調査法による先端支持力係数一覧表

杭種	先端土質	項目	N's _w	N d'	杭種	先端土質	項目	N's _w	N d'
4翼式杭	砂質土	件数	10	8	2翼式杭	砂礫・砂	件数	10	10
		平均	13.08	14.13			平均	33.49	18.70
		標準偏差	5.24	4.77			標準偏差	18.15	5.19
		最小値	8.09	8.19			最小値	17.17	12.64
	粘性土	件数	9	6		粘性土	件数	9	9
		平均	11.88	11.34			平均	19.77	23.45
		標準偏差	3.51	2.14			標準偏差	7.06	5.66
	全体	件数	19	14		全体	件数	19	19
		平均	12.51	12.94			平均	26.97	20.95
		標準偏差	4.42	4.01			標準偏差	15.38	5.80

6. おわりに

本報で対象とした幾何形状の多翼鋼管杭は、複数の翼が拡底された杭と同様に先端支持杭的な抵抗機構を示すことが明らかになった。このため、軸部の杭周面摩擦力を無視して、翼および底板部の面積の和と翼が接する地盤のN値に比例した計算式によって、比較的精度良く杭の支持力を表すことが出来た。その一方で、本体鋼管と翼径の比、取り付け位置、翼間隔により支持力度が変化する傾向が見られたことや、杭打設時における残留応力の影響を支持力式に反映させる問題も見いだされたので、これらを今後の課題としたい。

参考文献 1) 板谷國夫・吉田勝之・他：多翼小径鋼管杭の鉛直載荷試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1031～1032,1987. 他一連の報告 2) 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，(投稿中) 3) 土屋 勉・浅見将史・他：円錐状多翼鋼管杭の支持力機構に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.679～680,1998 4) 稲田倍徳・スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について，土と基礎 Vol.8, No.1, pp.13～18, 1960 5) 地盤工学会：地盤調査法(1996年版)，pp.260～261

載荷条件の相違による構造物・地盤系の支持力特性の変化

北海道大学大学院 学生員 宮浦 征宏
 室蘭工業大学 大学院 ○学生員 飯田 和弘
 室蘭工業大学 工学部 正会員 川村 志麻
 北海道大学大学院 正会員 三浦 清一
 室蘭工業大学 工学部 正会員 木幡 行宏

1. まえがき

構造物を支持する地盤では、外力の大きさや作用方向によって破壊形態は種々変化する。その破壊形態の変化と構造物・支持地盤の変位量との対応関係を正確に把握することは、構造物・地盤系の安定性を評価する上で非常に重要である。特に、地盤内変形量（沈下量、側方変位量）を把握することができれば、地盤の不安定化の兆候を知る一つの手がかりになる。

このような背景から、筆者らは構造物の沈下形態に注目し、その沈下形態と地盤内の変形特性との関係を調べている^{1) 2)}。本研究ではさらに種々の荷重条件下、例えば静的及び繰返し荷重条件下における地盤の支持力・変形特性を調べ、構造物の沈下形態の変化による地盤内側方変形挙動の変化について明らかにした。これらの構造物・地盤系の変形挙動は、従来より提案している変形パラメータを用いて検討している^{1) 2)}。また、模型構造物の寸法の変化させた一連の模型実験も行っており、支持力・変形特性に与える寸法効果の影響が明らかにされている。得られた結果より、地盤内の強度・変形特性を評価できるパラメータの提案を行っている。

2. 試験装置

本試験に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 であり、前面には厚さ 20mm の強化ガラスが設置され、模型地盤の変形挙動が観察できるようになっている。

模型地盤は、サンドホッパー（高さ 640mm、頂角 30°）により豊浦標準砂（ $\rho_s = 2.65\text{g/cm}^3$ 、 $\rho_{d, \max} = 1.648\text{g/cm}^3$ 、

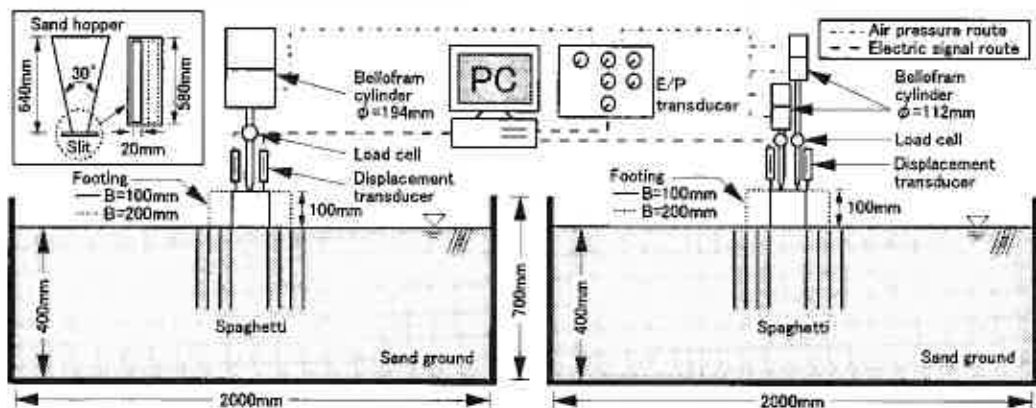


図-1 試験装置(左:静的載荷試験装置、右:繰返し載荷試験装置)

Variation of mechanical behavior of structure-sand bed system due to the difference of loading conditions: Masahiro MIYAURA, Seichi MIURA (Graduate School, Hokkaido University), Kazuhiro HIDA (Graduate student, Muroran Institute of Technology), Shima KAWAMURA, Yukihiko KOHATA (Muroran Institute of Technology)

$\rho_{d, \min} = 1.354 \text{g/cm}^3$ を空中落下 (Air Pluviation Method) させることによって作製した。ホッパー底部には最大 20mm まで可変可能なスリットが取り付けられており、ホッパーの移動速度を 20cm/s、落下高さを 800mm に保った条件の下でスリット幅を変化させることにより、25%~95%の相対密度が得られるようになっている。本研究では相対密度 $Dr=50\%$ と 80%の地盤を作製している。砂層作製後、土槽底部に設置した 8 個のポーラス・ストーンにより通水し飽和化を図った。用いた模型構造物は、幅 100mm、高さ 100mm、奥行き 580mm、質量 13.2kg の直方体と、幅のみを 200mm にしたもの二種類である。それらには地盤との接触面を完全粗とするため底面にサンドペーパー (G120) を貼り付けている。また、地盤内には直径 1.9mm のスパゲッティ^{1) 2)} を模型構造物の底端点から鉛直方向に 25mm 間隔で左右対称に 8 本挿入し、その初期剛性の 4%になった時点より実験を行っている。試験中、これらのスパゲッティの変位量をビデオカメラで撮影し、それらを定点測定することにより地盤内の変形を定量化した。

用いた荷重装置は、静的荷重装置及び繰返し荷重装置である。静的荷重装置では、ペロフラムシリンダー ($\phi=194\text{mm}$) から鉛直ロッドを介し、模型構造物に鉛直荷重を載荷できるようになっている。荷重位置を変化させることにより偏心荷重も可能である。繰返し鉛直荷重装置では、2 個のペロフラムシリンダー (ともに $\phi=112\text{mm}$) からそれぞれ鉛直ロッドを介し、模型構造物に正弦波荷重が載荷できるようになっている。この 2 個のペロフラムシリンダーから伝えられる荷重は、独立して制御可能である。また、各ロッドにはそれぞれ変位計とロードセルが具備され、必要とされる変位量および荷重を計測している。

3. 試験方法

本研究で行った試験は、静的荷重試験と繰返し荷重試験である。静的荷重試験は、中心荷重条件で行った中心荷重試験 (Static Central Loading Test; 以下 SCL と略称) および偏心荷重条件で行った偏心荷重試験 (Static Eccentric Loading Test; 以下 SEL と略称) の二ケースである。荷重方法を図-2 (a),(b) に示す。荷重速度は $0.3 \text{kN/m}^2/\text{min}$ になるように制御されている。偏心距離 e (図-3参照) は、模型構造物の中心から荷重点までの距離と定義され、模型構造物の幅 $B=100\text{mm}$ では $e=15, 30, 40, 50\text{mm}$ 、 $B=200\text{mm}$ では $e=30, 60, 80, 100\text{mm}$ に設定した。これらの値は模型構造物の幅 B に対して偏心度 e/B がそれぞれ 0.15, 0.3, 0.4, 0.5 になるようにしたものである。

繰返し荷重試験は、鉛直荷重試験 (Cyclic Vertical Loading Test; 以下 CVL と略称) と、偏心荷重条件で行った偏心荷重試験 (Cyclic Eccentric Loading Test; 以下 CEL と略称) である。荷重方法は図-2 (c),(d) に示すように、半正弦波荷重を左右交互に与えた場合 ((c) 図) と、片側のみで与えた場合 ((d) 図) の試験であり、半周期 $T=2\text{sec}$ である。

図-3は本研究における変位量の定義を示している。模型構造物の左右の沈下量を S_{VL} 、 S_{VR} と

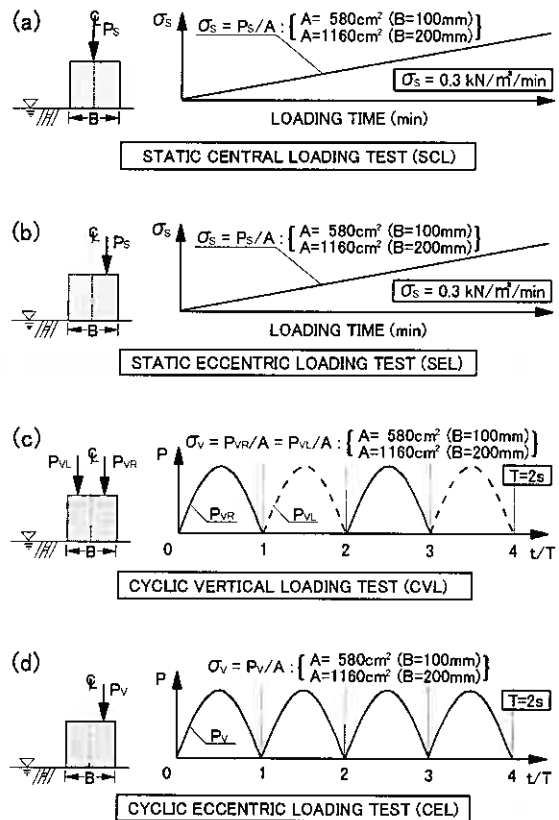


図-2 各試験の荷重方法:
(a)静的中心荷重試験, (b)静的偏心荷重試験,
(c)繰返し鉛直荷重試験, (d)繰返し偏心荷重試験

し、これらの卓越した方の沈下量を $S_{V_{major}}$ 、左右の沈下量の差を不同沈下量 $S_{V_{dif}}$ ($=|S_{VR}-S_{VL}|$) とした。特に沈下量 $S_{V_{major}}$ を模型構造物の幅 B で正規化した値を沈下量比 $S_{V_{major}}/B$ と定義した。また地盤内の変位量は、左右のスパゲッティの卓越した方の最大値を最大側方変位量 δ_{max} ³⁾、その地盤深さを最大側方変位深さ $H_{\delta_{max}}$ としている。なお、スパゲッティの側方変位した面積と模型構造物の沈下した面積から単位奥行き当たりの体積として側方流動土量 V_{δ} (mm^3/mm)、沈下土量 V_p (mm^3/mm) を算出し、土量比 V_{δ}/V_p を求めている^{1) 2)}。

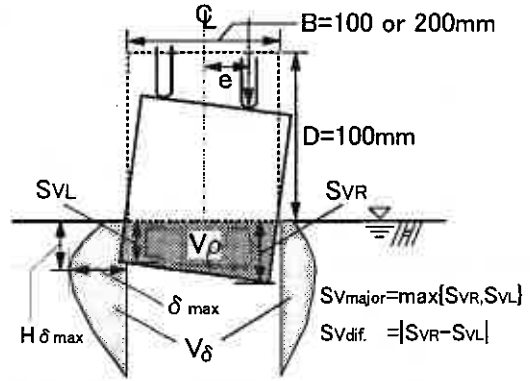


図-3 変形の定義

4. 実験結果と考察

4-1 地盤の強度特性

地盤の静的支持力特性が、構造物の幅や偏心度の違いによりどのように変化するかを明らかにするために、模型構造物の幅 B を変化した静的中心載荷試験 (SCL) および静的偏心載荷試験 (SEL) を行った。図-4 (a),(b),(c),(d)は、 $D_r=50$ 、80%における $B=100$ 、200mm の静的載荷応力 σ_s と沈下量比 $S_{V_{major}}/B$ との関係を示している。偏心度 e/B が増すにつれて、支持力値は低下する傾向にある。これは *Meyerhof* が示した有効幅の概念⁴⁾ をよく説明したものである。また、相対密度の違いにより、強度に差が現れている。特

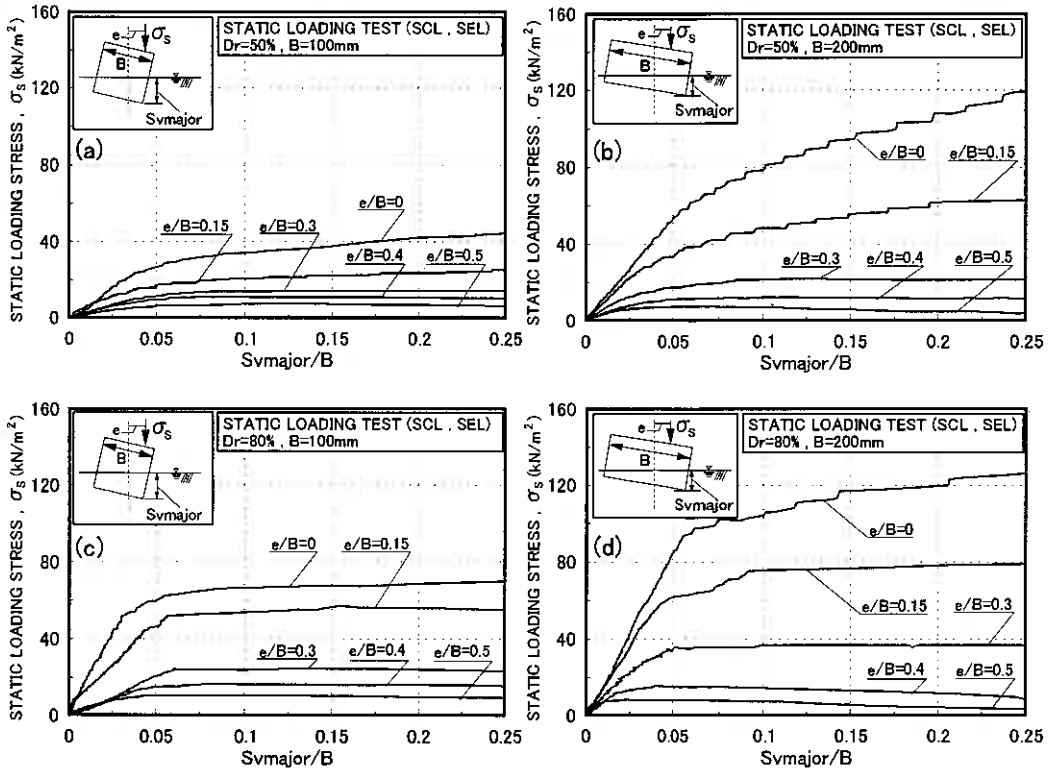


図-4 静的試験による支持力特性:

(a) $B=100\text{mm}, D_r=50\%$ (b) $B=200\text{mm}, D_r=50\%$ (c) $B=100\text{mm}, D_r=80\%$ (d) $B=200\text{mm}, D_r=80\%$

に高い密度 ($Dr=80\%$) では、ピーク応力に達した後、一般的にすべりが生じて急激な沈下が生じているという全般せん断破壊挙動を呈するようになる (図-4 (c),(d)参照)。また、 $Dr=50\%$ では明確な極限支持力値がとらえにくい局部せん断挙動となるが、沈下量比 S_{vmajor}/B が $0.05\sim 0.1$ 以上になればすべりが生じて沈下が進行するような現象がみられた。なお、このひずみレベルでは、明瞭なくさびの形成がみられている^{5) 6)}。そのことから本研究では、このときの鉛直応力を極限支持力 σ_{su} とした²⁾。

上述の結果を基に、支持力値に与える構造物の幅の影響を定量的に調べた。図-5は、極限支持力 σ_{su} を模型構造物の幅 B と砂層の乾燥単位体積重量 γ_d で正規化した値 ($N_\gamma = 2\sigma_{su}/B\gamma_d$) と偏心度 e/B との関係を示したものである。両相対密度、任意の偏心度において、幅 B の増加により、正規化された支持力値は低下する傾向にある。このことは *De Beer*⁷⁾、*Yamaguchi et al.*⁸⁾ が示した結果と同様に、寸法効果の影響が大きく現れたことを示すものである。このことから、従来より指摘されている寸法効果の影響は極めて重要であることがわかる。

次に、図-6 (a),(b),(c),(d)は、繰返し荷重に対する地盤の力学挙動を調べるために、繰返し鉛直載荷試験 (CVL) 結果を示したものである。図は、CVL 試験における繰返し鉛直応力 σ_v と沈下量比が $S_{vmajor}/B=3\%$ 、

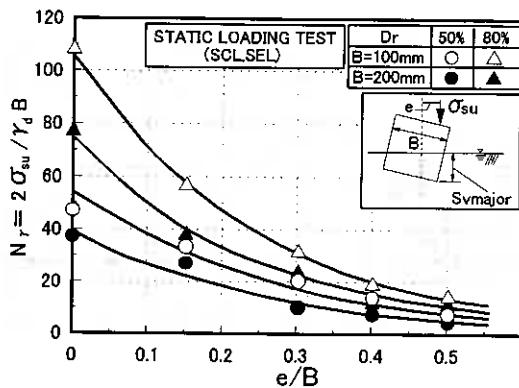


図-5 寸法効果の影響

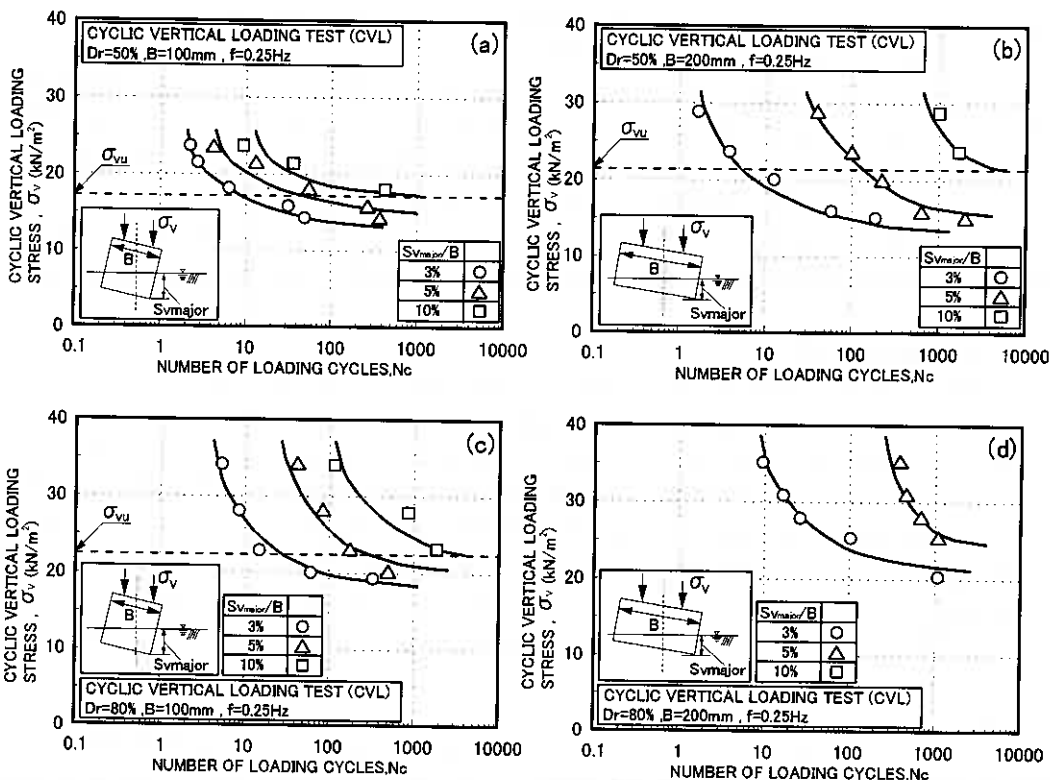


図-6 CVL 試験における繰返し強度特性:

(a) $B=100\text{mm}, Dr=50\%$ (b) $B=200\text{mm}, Dr=50\%$ (c) $B=100\text{mm}, Dr=80\%$ (d) $B=200\text{mm}, Dr=80\%$

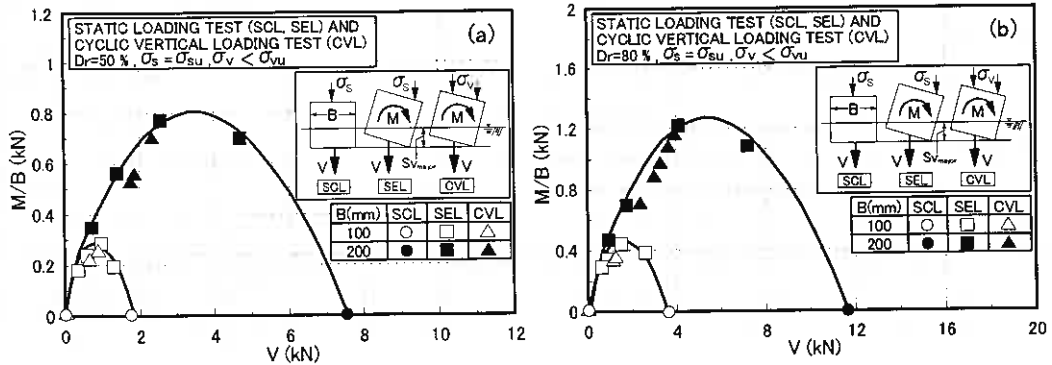


図-7 破壊基準:(a) Dr=50% (b) Dr=80%

5%、10%に至るに必要な繰返し载荷回数 N_c との関係で示した。図より、模型構造物の幅 B の増加による繰返し強度の変化は、所定の沈下量比に至るに必要な繰返し回数の差として現れていることがわかる。このことは地盤の密度によらないようである。

さらに、静的及び繰返し荷重場（ここでは、 $M-V$ 荷重系）にある地盤の強度を定量的に表現するために、得られた結果を構造物の底部中心に作用するモーメント M と鉛直力 V によって整理した。図-7(a),(b)は、静的载荷試験（SCL、SEL）において、地盤が極限支持力 σ_{su} に達したときのモーメントと鉛直力の関係を示したものである。また、図中には繰返し鉛直载荷試験（CVL）の結果も併せてプロットしている。ここで、CVL 試験では、静的载荷試験と同様に沈下量比が $S_{V_{major}}/B=0.1$ に至った点を破壊とし、その時の応力を σ_{vu} と定義した（図-6参照）。図中には σ_{vu} に至るまでのデータを併せてプロットしている。静的载荷試験において、構造物・地盤系の鉛直力-モーメントの関係は、従来より報告されているような破壊包絡線を示すようである。また、構造物の幅や地盤の密度の違いによる影響は顕著に現れているが、载荷方法による違いは認められない。これは、地盤の変形は载荷形態の違いよりは構造物の沈下形態に依存しているという過去の研究成果³⁾を支持するものであろう。これらのことから、種々の荷重条件下にある地盤の強度は、その载荷方法に関わらず、鉛直力-モーメントの関係によって整理可能であると言える。

4-2 地盤の変形特性

構造物の沈下形態と地盤内の変形特性の関連を明らかにするために、図-8 (a),(b),(c),(d)には同一沈下量 ($S_{V_{major}} = 10\text{mm}$ 、 20mm) における静的中心载荷試験（SCL）、繰返し鉛直载荷試験（CVL）でのスパゲッティの変位量の一例を示した。Dr=50%である。これらの図から、構造物が沈下することによりスパゲッティが側方にはらみだす様子が伺える。SCL 試験、CVL 試験では、ほぼ左右対称な変形挙動を示すようである。模型構造物の幅 $B=100\text{mm}$ と 200mm の結果の比較では、沈下が小さいレベルにおいて、 $B=100\text{mm}$ の場合では地表面からの深さ 25~50mm 付近の側方への変形が顕著なのに対し、 $B=200\text{mm}$ の場合では地表面付近の変形が最も大きくなっている（図-8: $S_{V_{major}}=10\text{mm}$ ）。また図-9には最大側方変位深さ $H_{\delta_{max}}$ と沈下量比 $S_{V_{major}}/B$ との関係を示しているが、SCL 試験、CVL 試験ともに $B=200\text{mm}$ の場合より $B=100\text{mm}$ の方が深い位置で変形が大きくなっている。さらに、図-10は最大側方変位量 δ_{max} と沈下量比 $S_{V_{major}}/B$ との関係を示したものである。最大側方変位量 δ_{max} は、 $B=100\text{mm}$ の試験より $B=200\text{mm}$ の試験の方が、同一沈下量比では変形量は大きくなっている。この幅 B の違いによる変形挙動の差は、幅 B が増加することによって、支持力特性に占める壁面摩擦の影響が大きく現れている可能性がある。しかし、沈下の進行に伴って両試験では、同様な変形性状が見られるようになった（図-8: $S_{V_{major}}=20\text{mm}$ ）。これは、沈下が小さいレベルでは壁面摩擦の影響が大きく現れたためにこのような結果になったものと考えられる。いずれにして

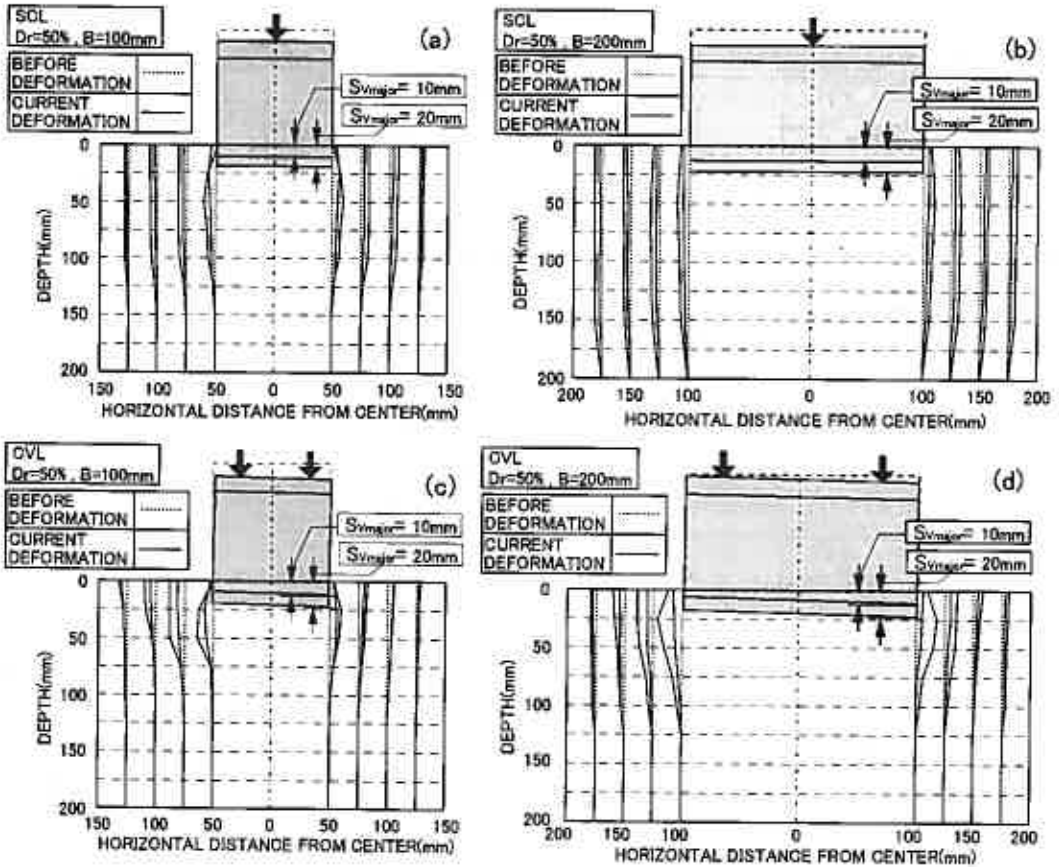


図-8 構造物の沈下と地盤内の変形 ($S_{vmajor}=10\text{mm}$ (内側), 20mm (外側)):
 (a) SCL, $B=100\text{mm}$ (b) SCL, $B=200\text{mm}$ (c) CVL, $B=100\text{mm}$ (d) CVL, $B=200\text{mm}$

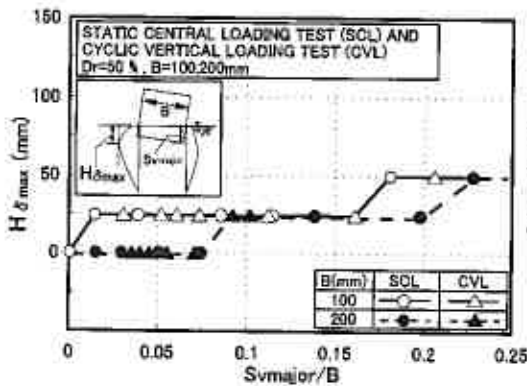


図-9 最大側方変位深さと沈下量比の関係

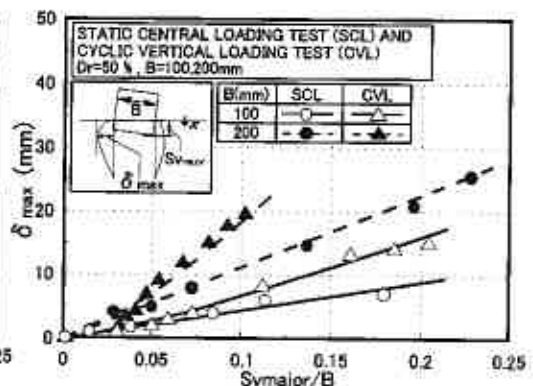


図-10 最大側方変位量と沈下量比の関係

も最大側方変位量は構造物の沈下に伴って直線的に増加するようである。

次に、構造物の沈下量とスパゲッティの変位量から沈下土量 V_s と側方流動土量 V_{sh} の値を求め、 $Dr=50\%$ 、 80% について地盤の変形特性を調べた。図-11 (a),(b)は、沈下量比 S_{vmajor}/B と沈下土量 V_s との関係を示

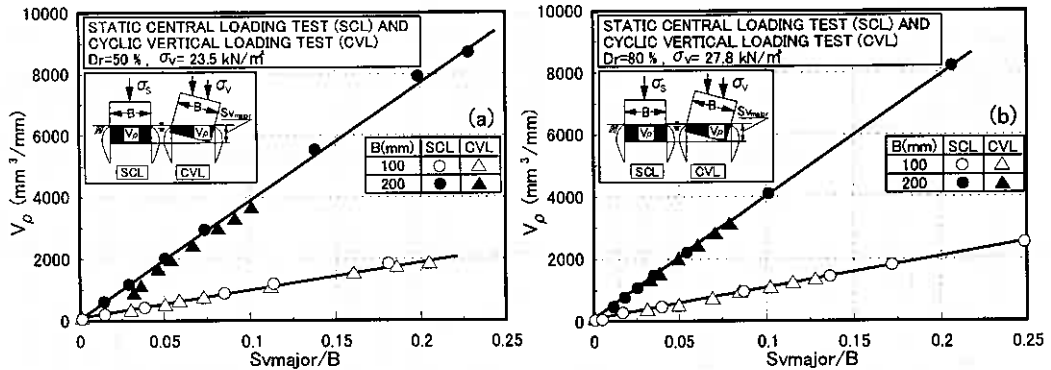


図-11 沈下土量と沈下量比の関係(SCL,CVL):(a) $D_r=50\%$, (b) $D_r=80\%$

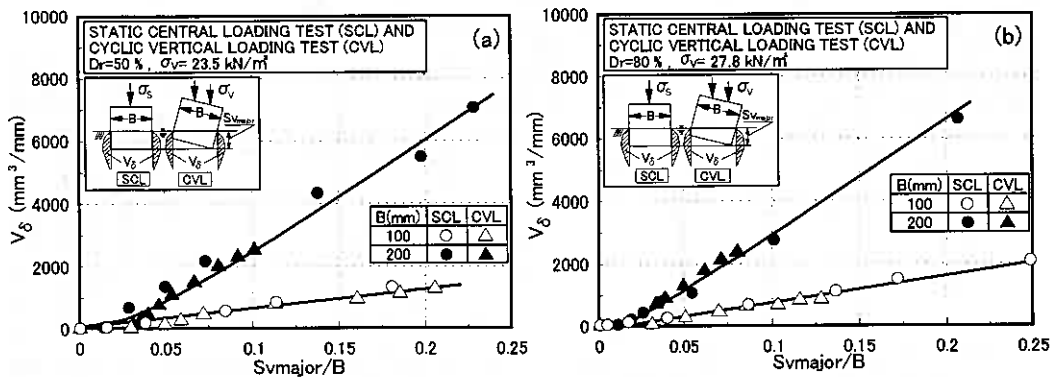


図-12 側方流動土量と沈下量比の関係(SCL,CVL):(a) $D_r=50\%$, (b) $D_r=80\%$

している。当然のことながら、沈下の進行に伴い沈下土量 V_p は増加している。また、この土量の増加は載荷方法によらず、ほぼ同様の傾向を示した。すなわち同じような沈下性状であれば、沈下土量 V_p の進行は載荷方法に関わらず、沈下量比 S_{vmajor}/B に依存すると指摘される。なお、地盤の密度は沈下量比 S_{vmajor}/B と沈下土量 V_p との関係に影響を及ぼさないようである。

図-12 (a),(b)は側方流動土量 V_δ の変化を示したものである。図-11の場合と同様に、沈下の進行に伴い側方流動土量 V_δ は増加する傾向にあるが、沈下初期段階（沈下量比 S_{vmajor}/B が $0 \sim 0.05$ 程度まで）とその後では進行の程度が異なるようである。地盤の側方流動は沈下初期段階ではあまり変化はないが、ある沈下レベルを越えると側方流動が大きくなるような変形特性を示す。また、側方流動土量 V_δ の増加割合は沈下土量 V_p の場合と同様に、載荷方法によらず一定である。

これらの結果にもとづいて、図-13 (a),(b)では SCL、CVL 試験での土量比 V_δ/V_p と構造物の沈下量比 S_{vmajor}/B との関係を示した。これによると、沈下初期段階（沈下量比 S_{vmajor}/B が $0 \sim 0.05$ 程度まで）では、沈下の進行に伴い土量比 V_δ/V_p は、徐々に増加している。ここで、急増が認められた点は応力-ひずみ関係における最大値に至った点と一致している。その後、土量比 V_δ/V_p は一定 ($V_\delta/V_p \approx 0.7$) になる傾向にある。この土量比の急増は地盤の密度によって影響はあるものの、構造物の幅、載荷方法によらず、ほぼ同様の傾向を示した。しかしながら、図-9、10に示したように沈下初期段階では、模型構造物の幅 B の差により地盤の破壊形態には違いが現れることが示された。この理由は、図-9において同一沈下量比の比較では、最大側方変位深さ $H_{\delta max}$ は $B=200\text{mm}$ の試験より $B=100\text{mm}$ の方が大きく、また図-10では、最大側方変位量 δ_{max} は $B=100\text{mm}$ の試験より $B=200\text{mm}$ の方が大きくなっていることから、これらの関係が相

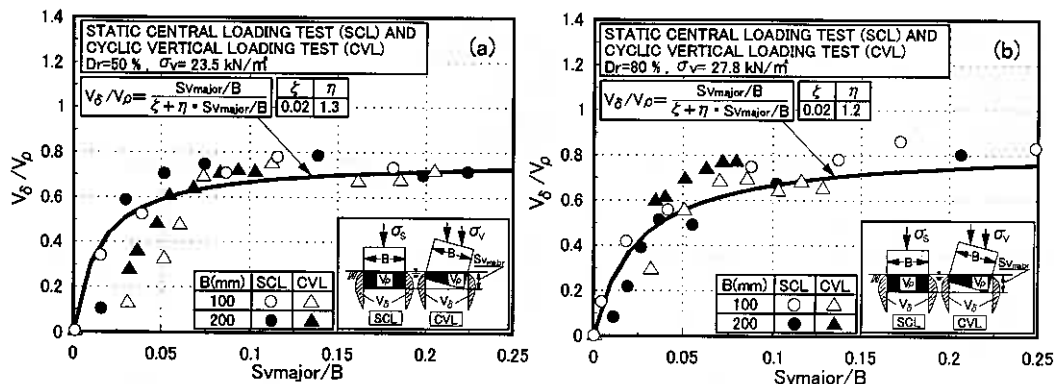


図-13 土量比と沈下量比の関係(SCL,CVL):(a) Dr=50%, (b) Dr=80%

殺され、土量比 V_δ/V_ρ としては差となって現れなかったものと考えられる。このことから、土量比 V_δ/V_ρ は構造物の幅、載荷方法によらない変形パラメータとして有効であると言える。得られた結果に基づいて、 $V_\delta/V_\rho - S_{vmajor}/B$ 関係を定式化した。図示のようにこれらの関係は双曲線関係になることから、以下のように近似される。

$$V_\delta/V_\rho = (S_{vmajor}/B) / (\xi + \eta \cdot S_{vmajor}/B) \dots\dots\dots (1)$$

ξ と η は双曲線関係における初期接線勾配、収束値 ($S_{vmajor}/B \rightarrow \infty$) を示す。また、表-1には各試験で得られたパラメータの値と過去の研究結果⁹⁾を併せて示している。このように、地盤内の変形特性は式(1)を用いることによって表現される。

表-1 パラメータの代表値

	B(mm)	ξ	η
SCL	100	0.02	1.3
	200	0.02	1.3
CVL	100	0.02	1.3
	200	0.02	1.3
SEL e/B=0.3	100	0.02	1.1
	200	0.02	1.1
CEL e/B=0.3	100	0.02	1.1
	200	0.02	1.1
WRT	100	0.04	4.0

次に静的載荷試験、繰返し載荷試験において、偏心荷重が載荷された条件下では地盤がどのような変形特性を示すのかを調べた。実験は偏心度 e/B を 0.3、Dr=50%の条件の下で行った。図-14 (a),(b)、図-15 (a),(b) は同一沈下量 ($S_{vmajor} = 10\text{mm}$) における静的偏心載荷試験 (SEL)、繰返し偏心載荷試験 (CEL) のスパゲッティの変位量の一例を示したものである。これらの図から、構造物が沈下することによりスパゲッティが側方にはらみだしている様子がうかがえる。ここで SCL 試験、CVL 試験についてはほぼ左右対称な変形

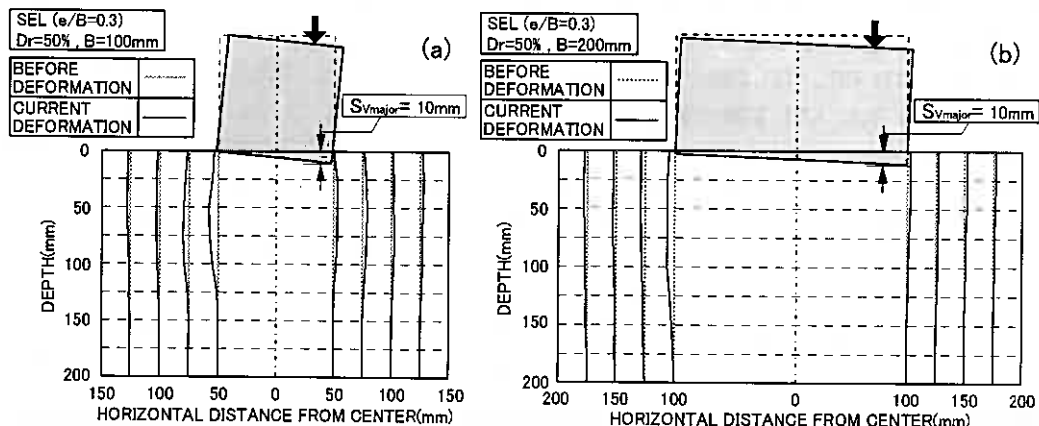


図-14 構造物の沈下と地盤内の変形(SEL):(a) B=100mm, (b) B=200mm

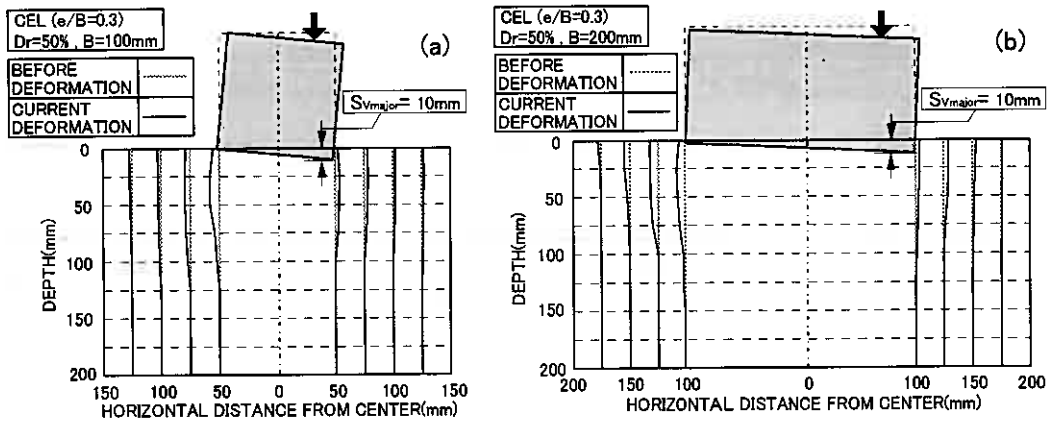


図-15 構造物の沈下と地盤内の変形(CEL):(a) B=100mm, (b) B=200mm

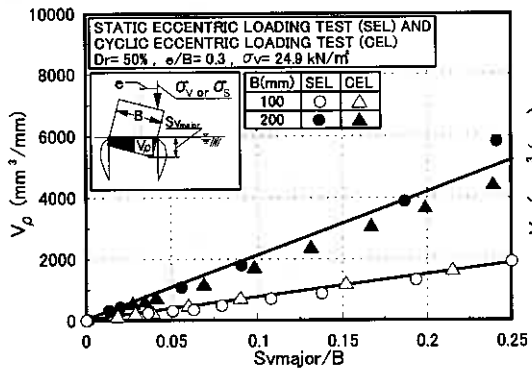


図-16 沈下土量と沈下量比の関係 (SEL,CEL)

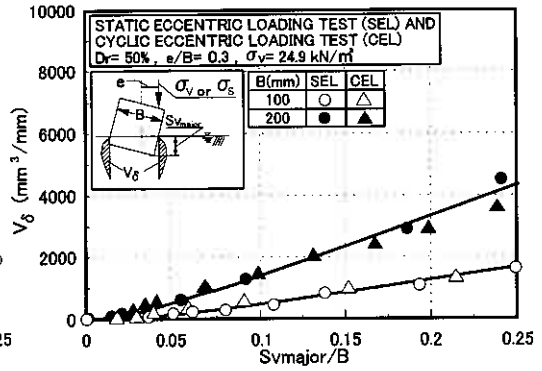


図-17 側方流動土量と沈下量比の関係 (SEL,CEL)

挙動が認められた(図-8参照)が、SEL 試験、CEL 試験では非対称な変形挙動を示した。これは SEL 試験、CEL 試験では不同沈下量が生じる(図-19参照)ことによりもたらされたものである。特に、卓越した沈下方向とは逆方向にスパゲッティの移動・変形が顕著になっている。

図-16、17は SEL、CEL 試験での沈下土量 V_p 、側方流動土量 V_d の沈下量比 $S_{v\text{major}}/B$ との関係を示したものである。SCL、CVL 試験と同様に沈下の進行とともに土量が増加している。また、土量比 V_d/V_p と沈下量比 $S_{v\text{major}}/B$ との関係を表したものを図-18に示した。その傾向は上述の結果と同様に SCL、CVL 試験のものと変わらないようである。しかし、沈下進行後の土量比 V_d/V_p の値は SEL、CEL 試験のものが約 0.8 なのに対し、前述した SCL、CVL 試験では約 0.7 であった。これは不同沈下量が影響しているものと考えられる。図-19は、各試験の不同沈下量 $S_{v\text{diff}}$ を模型構造物の幅 B で正規化した値 $S_{v\text{diff}}/B$ と沈下量比 $S_{v\text{major}}/B$ との関係を示したものである。各試験の沈下性状は、不同沈下量の小さいレベルのものと大きいレベルのものに分けられるようである。沈下性状の違いにより不同沈下が大きければ土量比 V_d/V_p の値も大きくなる傾向にある。すなわち、破壊モードの変化(不同沈下を伴わない沈下モードと、沈下と回転の組合せモード)が地盤の変形特性に影響を与えたものと推測される。

以上のことから、構造物・地盤系の変形特性を論じる上では、沈下性状と破壊モードの変化を把握することは極めて重要であると言える。

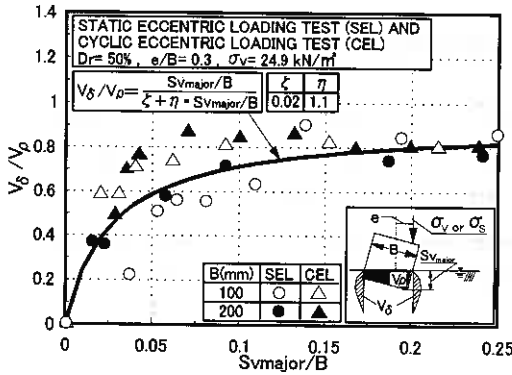


図-18 土量比と沈下量比の関係(SEL,CEL)

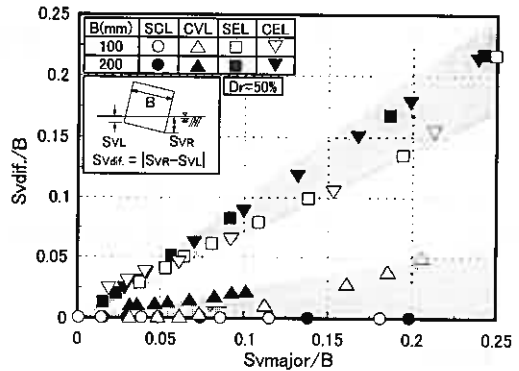


図-19 不同沈下量の進行

5. まとめ

一連の模型実験より次のような結果を得た。

- ① 幅の異なる模型構造物を用いて試験を行った結果、従来から指摘されている寸法効果の影響は大きいことが明らかにされた。また地盤の強度は載荷方法によらず一定の破壊基準により整理可能である。
- ② 地盤の変形形状は構造物の幅、載荷方法により違いが現れる。しかし、構造物・地盤系の変形特性を本研究で提案した土量比パラメータを用いて調べたところ、構造物の幅、載荷方法によらず双曲線関係が得られた。よって土量比は構造物の幅、載荷方法によらない変形パラメータとして有効である。
- ③ 不同沈下量は地盤の変形特性に大きな影響を及ぼす。特に側方流動変形の発達に影響がある。よって構造物・地盤系の変形特性を論じる上では、沈下形態と破壊モードを把握することは極めて重要である。

謝辞 本研究の進行にあたり、実験およびデータ整理に室蘭工業大学4年 柴田 泰孝 君から協力を得た。また専修大学北海道短大 横浜 勝司 講師、室蘭工業大学大学院 高橋 朋代 君には貴重な意見を頂いている。末筆ながら深甚なる感謝の意を表します。

参考文献 1)川村志麻・三浦清一・宮浦征宏・横浜勝司・長谷一矢：波浪場にある地盤及び構造物の変位量推定法,地盤工学会北海道支部年次技術報告集, Vol.38, pp.219-228, 1998. 2)川村志麻・長谷一矢・三浦清一・宮浦征宏・飯田和弘：種々の載荷条件下にある構造物・地盤形の変形特性とその評価, 地盤工学会北海道支部年次技術報告集, Vol.39, pp.29-36., 1999. 3)横浜勝司・高橋朋代・三浦清一・川村志麻・木幡行宏：FEM解析による構造物・地盤系の側方流動変形の評価, 地盤工学会北海道支部年次技術報告集, Vol.40 (投稿中) 4) Meyerhof,G.G. : The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads, Proc. of 3rd ICSMFE, Vol.1, pp.440-445., Zurich, 1953. 5)瀧本聖吾：繰返し荷重を受ける飽和砂層の支持力・変形に関する研究,室蘭工業大学修士学位論文,1994. 6)Tatsuoka F, Okahara M, Tanaka T, Tani K, Morimoto T, Siddiquee, M.S.A : Progressive failure and particle size effect in bearing capacity of a footing on sand, Proc. of Geotech. Engrg Congress, Special Publication, No.27, ASCE, Vol.2, pp.788-802., 1991. 7)De Beer, E. E : Bearing capacity and settlement of shallow foundation on sand, Proc. of Symp. Bearing Capacity and Settlements of Foundations, pp.15-33., 1965. 8)Yamaguchi H, Kimura T and Fujii N : On the influence of progressive failure on the bearing capacity of shallow foundations in dense sand, Soils and Foundations, Vol.16, No.4, pp.11-22., 1976. 9)宮浦征宏・三浦清一・横浜勝司・川村志麻：地盤の変形特性を考慮した海洋構造物の変位量推定法, 海岸工学論文集, 第46巻, pp.936-940., 1999.

FEM 解析による構造物・地盤系の側方流動変形の評価

専修大学北海道短大	正会員	横浜勝司
室蘭工業大学大学院	○学生員	高橋朋代
北海道大学大学院工学研究科	正会員	三浦清一
室蘭工業大学工学部	正会員	川村志麻
室蘭工業大学工学部	正会員	木幡行宏

1 まえがき

海底地盤上にある海洋構造物の支持力・変形特性は、外力の作用方向及び構造物の設置条件などによって種々に変化する。そのような複雑な条件下にある地盤の支持能力及び変形特性を解明することは、構造物・地盤系の安定性を高めるための合理的な設計をする上で極めて重要である。筆者らは、波浪力-構造物-地盤の相互作用問題を二次元平面ひずみ土槽を用いた室内模型試験と有限要素法による解析から解明しようとしている¹⁾²⁾。

そこで、本研究では基本的な静的荷重条件下の構造物-地盤系の変形挙動を有限要素法を用いて解析している。特に、得られた解析結果と室内試験結果の対応を詳細に検討することによって、解析手法の適用性を明らかにし、地盤内変形挙動を解明するための基礎データを得ることを目的とした。

2 解析の手法及び模型試験の方法

2-1 FEM 解析条件

本研究では、FEM 解析結果と模型試験から得られた結果を基に、その解析条件及び解析より得られた変形量の有効性を検討することによって、構造物支持地盤の変形特性の把握を試みている³⁾。

解析の範囲は長さ 2000mm、深さ 400mm とした。模型構造物の幅は $B=100\text{mm}$ 、 200mm の 2 種類を用いて解析を行っている。後述のように、これらの値は模型砂層及び構造物の幅を考慮して決められた。図-1 (a),(b) にはそれぞれの要素分割を示している。要素数・節点数は、解析の安定度を高めるために予め収束検証を行い、模型載荷板が $B=100\text{mm}$ では要素数 630・節点数 2009、 $B=200\text{mm}$ では要素数 686・節点数 2185 に決定している。また境界条件は、底面・側面ともに固定端とした。解析範囲内の節点

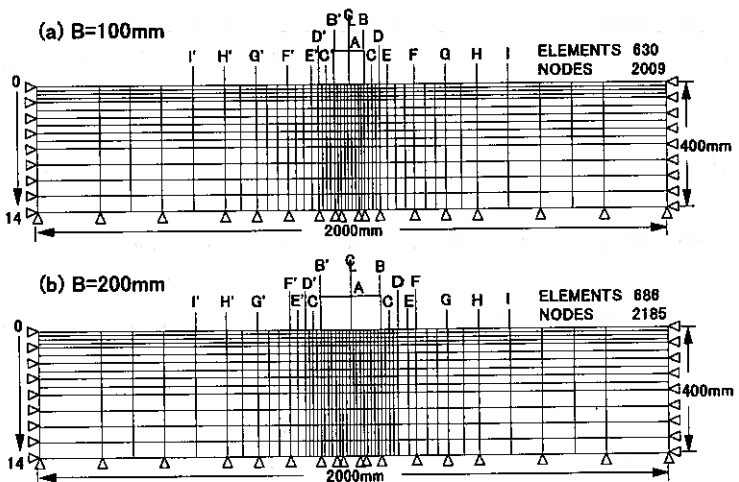


図-1 要素分割

Evaluation of deformation behavior of ground bearing a structure by using FEM analysis : Shoji YOKOHAMA (Hokkaido College, Senshu University), Tomoyo TAKAHASHI (Muroran Institute of Technology), Seichi MIURA (Graduate School of Engineering, Hokkaido University), Shima KAWAMURA, Yukihiko KOHATA (Muroran Institute of Technology)

には図中に示すようにアドレスを与え、変位量はその点で整理している。例えば、鉛直方向断面は中心線を A 面とし、中心線から右方向に B-I 面、左方向に B'-I'面としている。一方、水平方向断面は地表面の 0 から底面の 14 まで番号を付けている。鉛直・水平方向の各断面が交わった点を A0、B0 のように定義し、以下の整理・考察を行っている。

表-1 各試験におけるパラメータの設定

WIDTH OF FOOTING	B=100mm
MODULUS OF ELASTICITY	E=3000kN/m ²
POISSON'S RATIO	$\nu=0.3$
ANGLE OF INTERNAL FRICTION	$\phi=35^\circ$

解析は、二次元平面ひずみ状態で行っている。用いた有限要素は、平面 8 節点四角形要素であり、Gauss の積分点が 4 点のものである。本研究では、土の構成モデルとして弾性完全塑性体を基本とし、降伏関数には Mohr-Coulomb の破壊基準を採用した²⁾。ここで、破壊基準 F と塑性ポテンシャル Q は次式により表される²⁾。

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \phi - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - c \cos \phi \quad (1)$$

$$Q = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \psi - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - c \cos \psi \quad (2)$$

ここで ψ はダイレイタンシー角である。本解析では、 $F \neq Q$ とする非関連流動則を用いており、 $\psi=0$ とする条件の下で塑性状態の応力-ひずみ関係を誘導している。すなわち、塑性状態での応力-ひずみ関係は次式のようになる。

$$\{d\sigma\} = \left([De] - \frac{[De]\{\partial f / \partial \sigma\}[De]}{g + \{\partial f / \partial \sigma\}[De]\{\partial f / \partial \sigma\}} \right) \{d\varepsilon\} \quad (3)$$

ここで、 $[De]$ は弾性応力マトリックス、 g はひずみ硬化パラメータであり、 ∂f は $df = \{\partial f / \partial \sigma\} \{d\sigma\}$ (df は塑性ポテンシャルの増分) で表される。また、有限要素の離散化 (平面に対する離散化) には Galerkin 法を用いており、 $\{R\} = [K]\{u\} - \{F\}$ のように定義される残差ベクトルの内積が 0.1% 以下になるまで繰返し計算を行っている。ここで、 $[K]$ は剛性マトリックス、 $\{u\}$ は変位ベクトル、 $\{F\}$ は節点に作用する外力ベクトルを表している。

表-1 には、本解析で用いたパラメータが示されている。これらのパラメータは、静的中心載荷試験の支持力値及び変形特性を説明できる値である。

2-2 本解析が対象とした模型試験

本研究では、静的荷重を受ける地盤の変形特性を調べるために、二次元平面ひずみ土槽を用いた模型試験を行っている²⁾。試験装置は、静的載荷装置及び繰返し鉛直載荷装置である^{3),4)}。

二次元平面ひずみ土槽は長さ 2000mm、高さ 700mm、幅 600mm である。砂地盤は豊浦砂 ($\rho_s = 2.65\text{g/cm}^3$ 、 $\rho_{dmax} = 1.648\text{g/cm}^3$ 、 $\rho_{dmin} = 1.354\text{g/cm}^3$) を頂角 30° 、高さ 640mm のサンドホッパーから空中落下させて、砂層厚 400mm、相対密度 50% の地盤を作成した。模型砂地盤作成後、土槽底部より通水し飽和させた。模型構造物は幅 100mm、高さ 100mm、奥行き 580mm、質量 13.2kg の直方体と幅のみを 200mm にしたものの 2 種類であり、それらには地盤との接触面を完全粗とするために底面にサンドペーパー (G120) を貼り付けている。また、地盤内には直径 1.9mm のスパゲッティを鉛直方向に構造物の底端点から 25mm 間隔に深さ 200mm まで左右対称に 8 本挿入している。試験中、これらのスパゲッティの変位量をビデオカメラで撮影し、それらを定点測定することにより地盤内の変形を定量化した。

なお、載荷装置については前報に詳しい²⁾。

図-2 は、模型構造物の幅が $B=100\text{mm}$ 、 200mm の場合における静的載荷試験 (Static Loading Test; 以下 SLT と略称) の載荷方法⁴⁾を示したものである。SLT 試験では、中心載荷条件 (Central Loading Condition; 以下 SCL と略称) と載荷位置を変化させることにより偏心距離を変化させた条件 (Eccentric Loading Condition;

STATIC CENTRAL LOADING TEST (SCL)
 STATIC ECCENTRIC LOADING TEST (SEL)

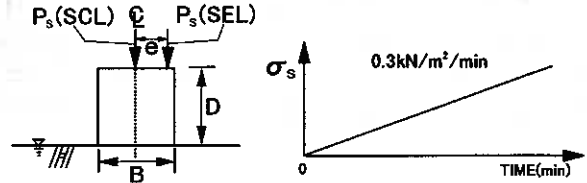


図-2 載荷方法

以下 SEL と略称) の試験を行い、偏心度の違いによる地盤内変形特性の違いを調べた。載荷速度は、鉛直ロッドから荷重 P_s を応力 σ_s が1分間に 0.3kN/m^2 ずつ増加するように載荷している。ここで、応力 σ_s は荷重 P_s を模型構造物の底面積で除したものである。偏心距離 e は模型載荷板の中心から載荷点までの距離と定義し、模型載荷板 $B=100\text{mm}$ では $e=15, 30, 50\text{mm}$ 、 $B=200\text{mm}$ では $e=30, 60, 100\text{mm}$ に設定した。これらは載荷板幅 B に対する偏心度 e/B がそれぞれ $0.15, 0.3, 0.5$ になるような値である。なお、FEM 解析では、中心載荷・偏心載荷ともに模型試験の条件と同一条件の下で解析を行っている。

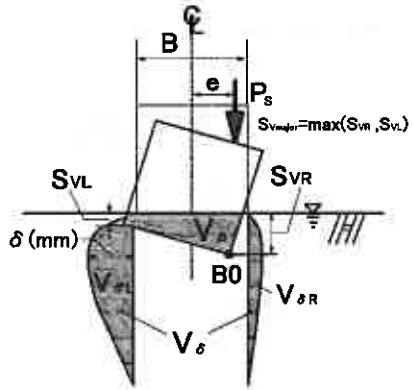


図-3 変形の定義

図-3 には本研究で用いた変位量の定義を示している。構造物の左右の沈下量を S_{VL} 、 S_{VR} 、水平移動量を S_{HL} 、 S_{HR} とし、これらの卓越した方の沈下量と水平変位量を S_{Vmajor} 、 S_{Hmajor} と定義した。結果の整理にはこの指標を用いている。地盤内の変形量を定義するために、地盤内の側方変位量を δ (mm) として、各測定点で結果を整理している。また、地盤内変形量を定量化するために、構造物の沈下した面積とスパゲッティの側方変位した面積から単位奥行き当たりの体積として沈下土量 V_δ (mm^3/mm)、側方流動土量 V_{δ} (mm^3/mm) を算出^{3),4)}している。側方流動土量 V_{δ} は右側と左側の側方変位した単位奥行き当たりの体積 (それぞれ $V_{\delta R}$ 、 $V_{\delta L}$ で表される) を加えたものである。これらの条件の下で一連の実験を行っている。

3 解析結果と考察

3-1 偏心度の影響

偏心度の違いが支持力-変形特性に及ぼす影響を調べるために、図-1(a)のメッシュを用いた解析を行った。図-4 に $B=100\text{mm}$ の時の解析と模型試験から得られた応力-沈下関係⁴⁾を示している。図より、偏心度 $e/B=0$ (中心載荷) の場合、FEM 解析と模型試験結果が非常に良い一致を示していることがわかる。したがって、表-1 に記載されているパラメータを用いた解析では $e/B=0$ の場合の試験結果を適切に再現できていると言える。また、偏心度が増加するにつれて、実験値では Meyerhof の有効幅の概念⁵⁾をよく説明した支

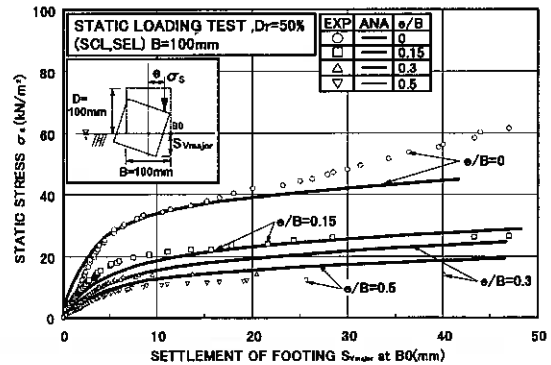


図-4 応力-沈下関係 (SCL, SEL)

持力の低下が見られている⁴⁾。解析値においても、偏心度の増加に伴って支持力が低下する傾向が示されており、実験値の結果をよく再現していると言える。

また地盤の変形挙動を調べるために、図-5(a),(b),(c)に偏心度 $e/B=0$ 時の構造物の沈下量 S_{Vmajor} と構造物端点下の深さ 50、100、150mm での地盤内側方変位 δ の関係を示している。図より、地盤内変位の変形量についても解析値と実験値の間にほぼ良い一致が見られていることがわかる。したがって、表-1 のパラメータを用いた解析では、偏心のない荷重を受ける構造物支持地盤の側方流動特性をよく説明することが示された。これらの結果より、静的中心載荷条件の変形挙動は、構造物の沈下量 $S_{Vmajor}=40\text{mm}$ 程度の範囲にて本解析法により再現可能であると言える。

さらに、同一条件での地盤内変形挙動の解析値と実験値との対応関係を調べた。図-6 は、沈下量 $S_{Vmajor}=20\text{mm}$ 時の解析と実験値の地盤内変位を比較して示している。なお、この状態では地盤内にすべり破壊が生じている^{4),6)}。図より、深さ方向及び水平方向について、両者の一致度が高いことがわかる。このことから先程の応力-ひずみ関係と同様に、本解析結果は模型試験での流動変形挙動をよく表現できていることが確かめられた。

次に、偏心載荷条件下の変形挙動について考察する。図-7(a),(b),(c)は、沈下量 $S_{Vmajor}=20\text{mm}$ 時の偏心度 $e/B=0.15, 0.3, 0.5$ において、それぞれ解析値と実験値の地盤内変形挙動の比較したものを示している。実験では偏心度の増加に伴って左側の地盤内変位が増加していくが、解析では模型試験結果のように大きな変位量を示さないようである。

このように、偏心載荷条件下において解析と模型試験の地盤内変形挙動が異なるのは、①模型試験では地盤の流動によって誘発される主応力面の回転と地盤の異方性の影響が大きく表れるのに対し、解析ではこのことが考慮されていないこと⁷⁾、②解析では偏心荷重が載荷されることによって、地盤内に引張り応力が発生し、地盤内水平変位量の発生が妨げられていること、これらが原因であると考えられる。

このことを考察するために、図-8(a),(b)に $S_{Vmajor}=20\text{mm}$ 時の中心載荷($e/B=0$)と偏心載荷($e/B=0.3$)の主応力状態を示した。(a)図では中心載荷に伴い、主応力が左右対称に分布している。一方、(b)図では載荷点に近い箇所に集中しているような分布が伺える。偏心載荷条件下のような場合では、主応力の分布がすべり

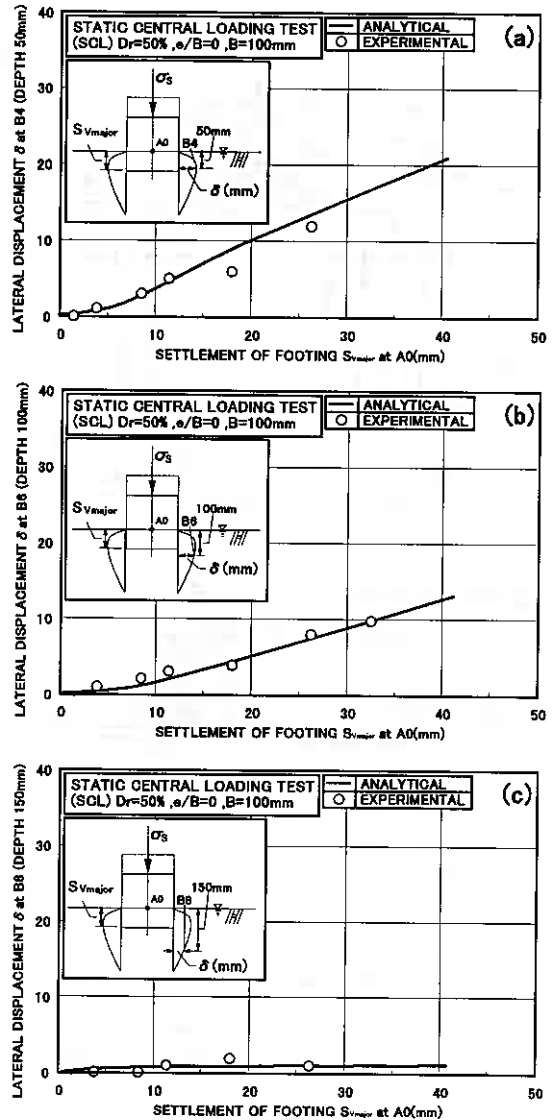


図-5 地盤内水平変位と沈下量の関係

(a)深さ 50mm, (b)深さ 100mm, (c)深さ 150mm

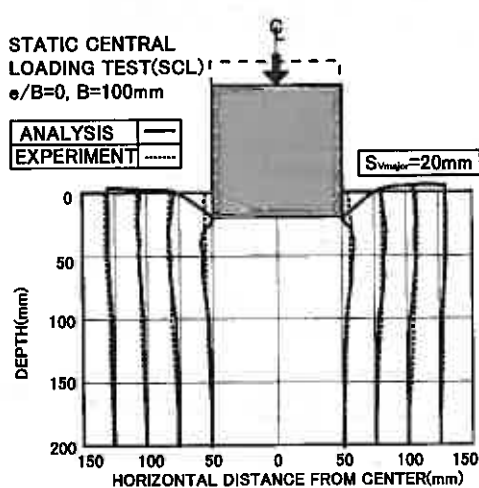


図-6 地盤内変位の比較(SLT, $e/B=0$)

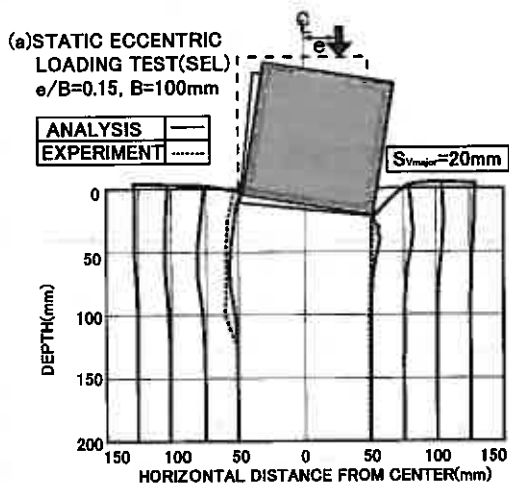


図-7 地盤内変位の比較(SEL): (a) $e/B=0.15$

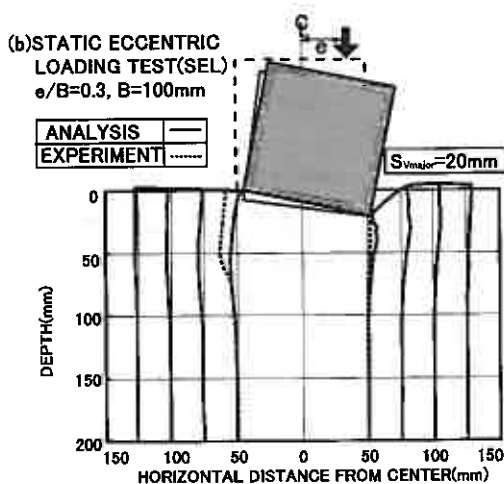


図-7 地盤内変位の比較(SEL): (b) $e/B=0.3$, (c) $e/B=0.5$

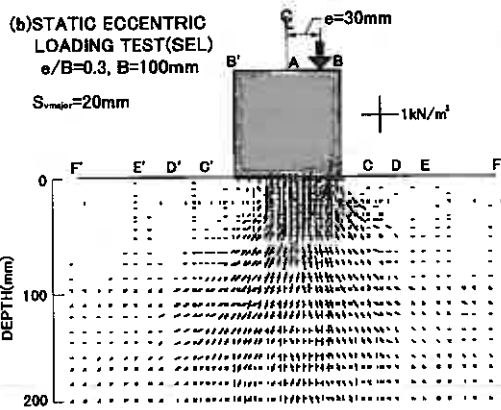
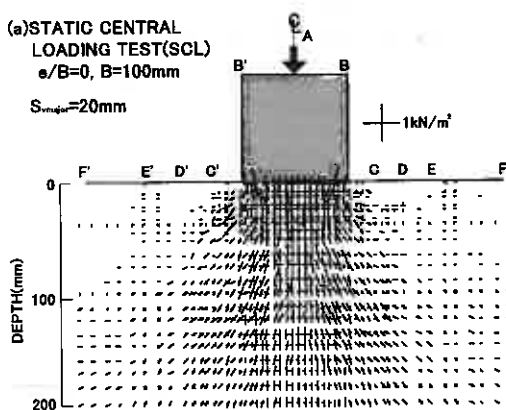
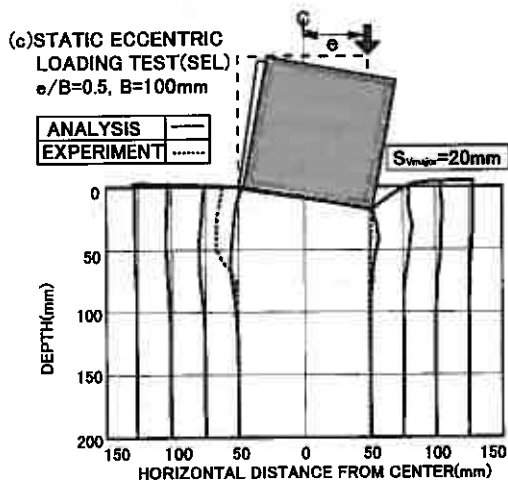


図-8 主応力图:(a) SCL, (b) SEL

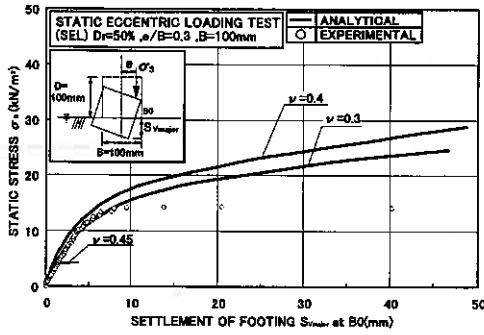


図-9 応力-沈下関係(SEL)

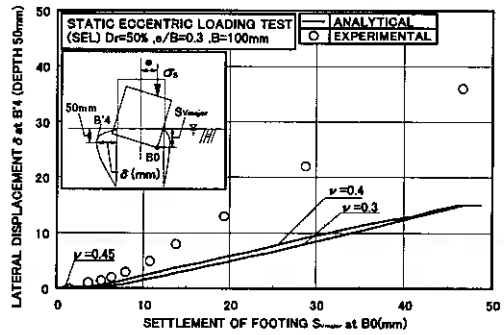


図-10 地盤内変位と沈下量の関係(SEL)

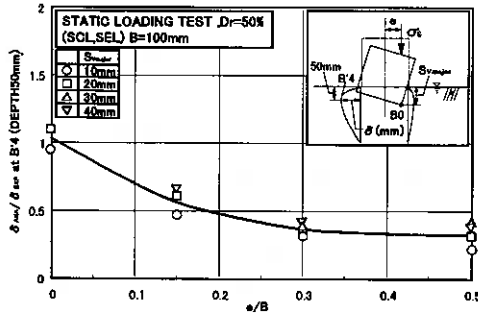


図-11 解析・実験の地盤内変位の比と偏心率の関係

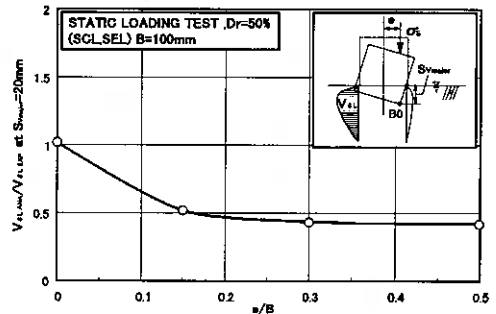


図-12 解析・実験の側方流動土量の比と偏心率の関係

線方向に卓越することにより、地盤の異方性の影響が強く現れ、このような結果になったものと考えられる。また、中心載荷条件では主応力分布が対称であるため、側方流動に与える主応力方向の影響が偏心載荷と比べて小さくなったものと推測できる。このことから、解析においても異方性の影響を考慮する必要があると指摘されよう。

このような背景から、地盤の異方性が変形挙動に与える影響を考慮するために、ポアソン比を変化させた場合について解析を行った。偏心率 $e/B=0.3$ 条件でポアソン比を $\nu=0.3$ から $\nu=0.4, 0.45$ に増加させている。図-9 に応力-沈下関係を、図-10 に深さ 50mm 地点での地盤内側方変位量 δ と沈下量 $S_{V_{major}}$ の関係を示している。図-9 から、ポアソン比を $\nu=0.3\sim 0.4$ に増加させることにより支持力値は若干大きくなるのがわかる。また、ポアソン比 $\nu=0.45$ では沈下量 3mm 程度で解が発散し、適切な解析値が得られなかった。いづれにしても、ポアソン比が支持力に与える影響は極めて小さいようである。図-10 は、同様に地盤内側方変位 δ に与えるポアソン比の影響を調べたものである。ポアソン比が大きくなることによって側方変位は若干大きく現れているが、ポアソン比の増加が結果に与える影響は小さいと言えよう。このことから、本解析結果において偏心載荷条件の地盤の流動挙動をポアソン比の変化では、うまく表現できないことがわかった。

次に、地盤内側方変位 δ や側方流動土量 V_v を用いて地盤内変位量の解析値と実験値の比較を行った。図-11 は、偏心率 e/B と深さ 50mm 地点での解析値と実験値の地盤内水平変位量の比 $\delta_{ANA}/\delta_{EXP}$ の関係を示している。なお、沈下量 $S_{V_{major}}=10, 20, 30, 40$ mm 時のもので整理している。このように、偏心率が増加するにつれ、 $\delta_{ANA}/\delta_{EXP}$ 値が小さくなり、 $e/B=0.5$ では 0.4 程度を示している。つまり、偏心率が大きくなると、側方変位に関しては解析値と実験値の差が大きくなるのがわかった。

また、全体的な変形について調べるために、図-12 に $S_{V_{major}}=20$ mm において地盤の流動が卓越している

左側の側方流動土量 $V_{\delta L}$ と偏心度 e/B の関係を示す。偏心度の増加に伴って解析値と実験値の差が大きくなる傾向は、全体的な地盤挙動に関しても見られるようである。

模型試験において偏心度が増加し構造物の不同沈下が大きくなると、土量比 V_{δ}/V_p が増加することが過去の研究で報告されている³⁾。図-13には、 $S_{V_{major}}=20\text{mm}$ における解析と模型試験での土量比 V_{δ}/V_p と偏心度 e/B の関係が示されている。図から、実験では偏心度の増加に伴って土量比が増加していることがわかる。しかし解析値は、偏心度が増加しても、土量比は中心荷重と変わらず $V_{\delta}/V_p=0.7$ 程度で一定である。このことから、本解析法では構造物の不同沈下に伴う土量の増加量の変化を追従できていないようである。

したがって、偏心荷重が載荷される構造物・地盤系の変形挙動を再現させるためには地盤のパラメータを設定する以外にも、地盤の異方性・構造物の不同沈下に伴う側方変形挙動の変化を考慮するべきであることと、地盤内に引張り応力が発生しない解析を行う必要があることが指摘できる。

さらに、偏心度が変化すると地盤の変形挙動がどのように変化するかを調べるために、 $e/B=0, 0.3$ について $S_{V_{major}}=40\text{mm}$ 時のメッシュの変形状況を図-14(a),(b)にそれぞれ示す。鉛直・水平方向の変位量が 2mm 以上になった箇所を地盤の変形が大きくなった範囲とした。(a)図は中心荷重の変形状況であり、同時に Terzaghi の支持力式⁹⁾によるすべり線も示している。図より、構造物直下にくさびが発生し、明確なすべり線が形成されている様子が伺える。また、影響範囲は古典解によるすべり線よりも小さい範囲に収まるようであるが、従来から古典解は多少過大評価されていることを考えれば十分な範囲であるといえよう。

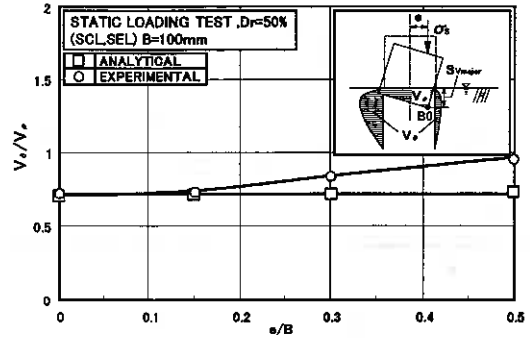


図-13 土量比と偏心度の関係(SCL, SEL)

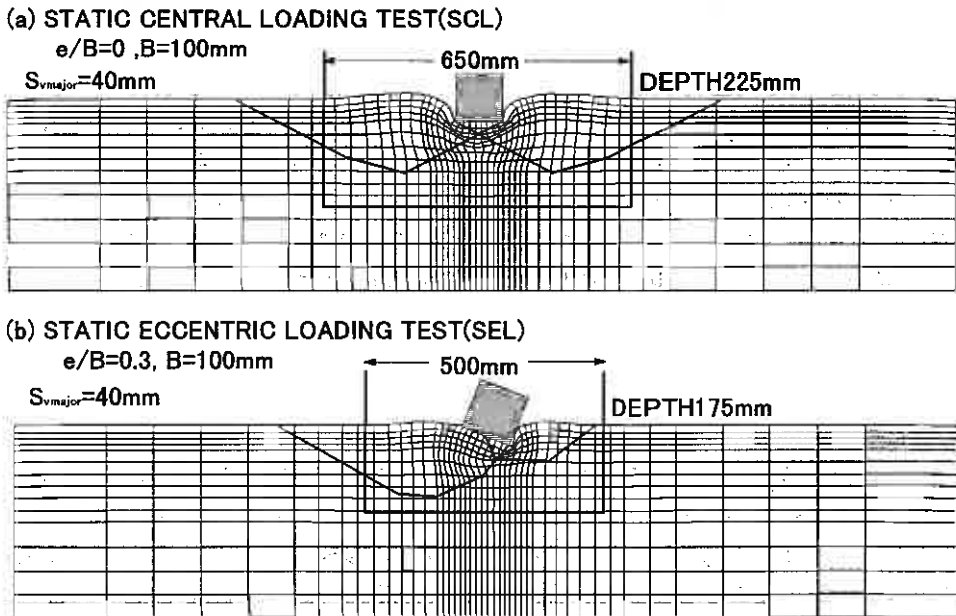


図-14 地盤の変形図:(a) SCL, (b) SEL

(b)図では、Meyerhofの支持力式⁹⁾におけるすべり線も示している。ここでも中心載荷の場合と同様のことがいえる。しかし、前述したように偏心載荷では構造物左側の変形を実験値よりも過小評価しているため、実際の影響範囲はさらに広範囲といえるかもしれない。

3-2 構造物の幅の影響

構造物の幅 B の違いが解析結果に与える影響を調べるために、図-1(a),(b)のメッシュを用いて中心載荷条件の解析を行った。図-15は、載荷板幅 $B=100, 200\text{mm}$ における応力-沈下関係⁹⁾を解析値と実験値でそれぞれ示したものである。 $B=100\text{mm}$ の解析と同様のパラメータで $B=200\text{mm}$ の解析を行ったところ、 $B=100\text{mm}$ では非常に良い一致が見られているのに対し、 $B=200\text{mm}$ では解析の支持力が実験値よりも低い結果となった。実験では、載荷板幅の違いによる地盤内変形挙動の相違がみられており、特に $B=200\text{mm}$ では構造物近傍の側方変位量が大きくなるという結果が得られている⁹⁾。解析では構造物端点と地盤が固定されている条件であるため、その点では変位が生じておらず、模型試験と異なる地盤内変形挙動を示すことになった。この変形性状の違いが応力-沈下関係にも影響を及ぼしている可能性がある。

ここでは、解析と模型試験の支持力値を一致させるために、パラメータの補正を行った。一般に構造物の幅が大きくなるにつれて支持力が大きくなること⁹⁾が知られている。また、本解析法では降伏関数 F は内部摩擦角 ϕ の関数であって、支持力に直接的な影響力を持つと考えられる。したがって、載荷板幅の変化と内部摩擦角の関係が次式で表されるとして、 $B=200\text{mm}$ の ϕ を求めた。

$$\left(\frac{B_2}{B_1}\right)^{\frac{1}{n}} = \frac{\phi_{at B_2}}{\phi_{at B_1}} \quad (4)$$

ここで、 $B_1=100\text{mm}$ 、 $B_2=200\text{mm}$ 、 $\phi_{at B_1}=35^\circ$ である。また、 n は模型試験結果による応力-沈下関係を解析結果が一致するように決定された値である。そこで、 $B=200\text{mm}$ の場合は $n=10$ ($\phi=37^\circ$) として解析を試みた。

図-15中に、内部摩擦角 ϕ の補正を行った解析結果の応力-沈下関係を示している。このように ϕ の補正によって $B=200\text{mm}$ においても応力-沈下関係の良い一致がみられるようである。

次に、地盤内変位についての考察を行うために、図-16(a),(b),(c)に構造物端点下の地盤内側方変位と沈下量の関係を深さ 50、100、150mm 地点でそれぞれ示したものである。図より、地盤の深度が深くなるほど $B=100\text{mm}$ の場合より若干一致度は低い、全体的な傾向は良く表現しているといえるだろう。

この挙動を詳細に検討するために、図-17(a),(b)に解析と模型試験の地盤内変位挙動を比較して示した。それぞれ沈下量 $S_{V\text{major}}=20$ 及び 40mm に対応している。(a)図では、地盤内変位が初期段階であるために良

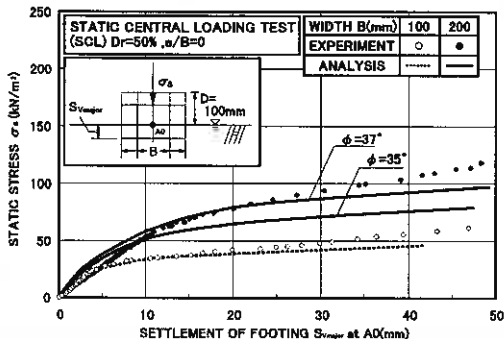


図-15 応力-沈下関係(SCL)

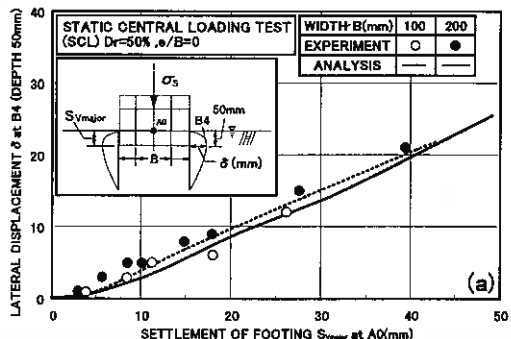


図-16 地盤内変位と沈下量の関係(SCL):

(a) 深さ 50mm

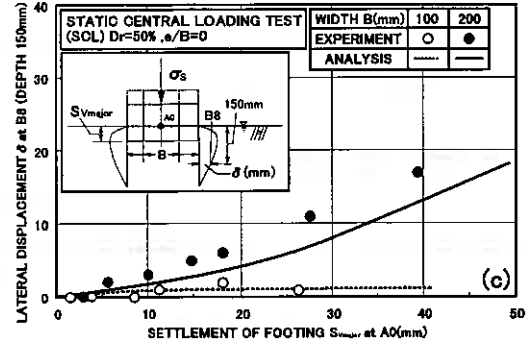
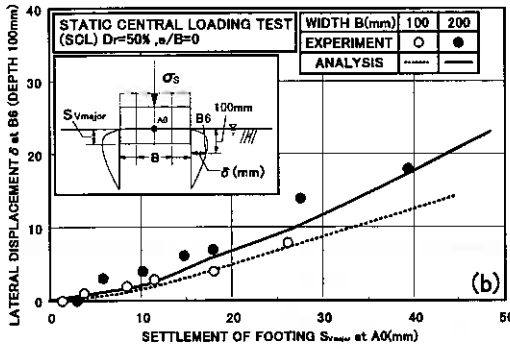


図-16 地盤内変位と沈下量の関係(SCL):(b) 深さ 100mm, (c) 深さ 150mm

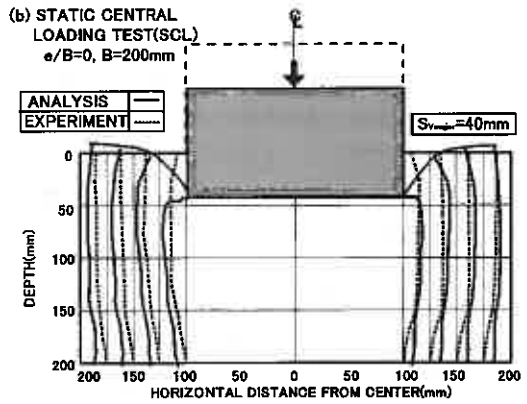
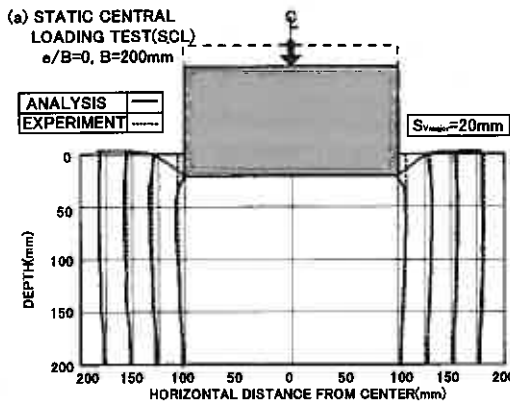


図-17 地盤内変位の比較(SCL: B=200mm):(a) $S_{v\text{major}}=20\text{mm}$, (b) $S_{v\text{major}}=40\text{mm}$

STATIC CENTRAL LOADING TEST(SCL)
 $e/B=0, B=200\text{mm}$
 $S_{v\text{major}}=40\text{mm}$

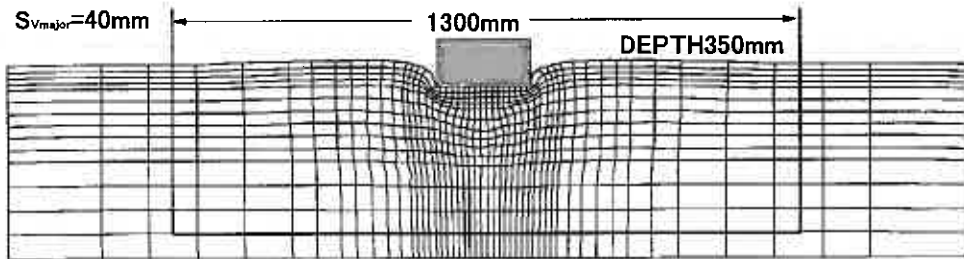


図-18 地盤の変形図(SCL: B=200mm)

い一致を示しているようである。(b)図では、実験で構造物端点の変位が大きくあらわれているために、解析と模型試験において変形状の違いがみられている。

また、図-18に沈下量 $S_{v\text{major}}=40\text{mm}$ の解析による地盤の変形図を示す。 $B=100\text{mm}$ の場合と同様に、主動域にくさびが発生し、明確なすべり線を形成している様子が伺える。したがって、本解析は $B=200\text{mm}$ の場合においても実験から得られた塑性域の発達について追従することが可能であり、内部摩擦角 ϕ の補正を行うことによって載荷板幅の違いによる変形挙動を再現可能である。

4 結論

- (1) 構造物の幅 $B=100\text{mm}$ において、静的中心載荷条件の沈下挙動・地盤内変形挙動を本解析法は模型試験結果をよく説明する。
- (2) 静的偏心載荷条件における解析結果は、模型試験結果で見られるような偏心度の増加による支持力値の低下傾向をよく表している。しかし、模型試験では地盤の異方性と構造物の不同沈下による地盤内の流動が大きくなるために、解析ではその挙動に追従できず過小評価している。したがって、偏心荷重条件での側方流動場の評価にさらなる検討が必要である。
- (3) 載荷板幅の違いは解析結果に影響を与えるようであり、 $B=200\text{mm}$ では解析は模型試験結果よりも支持力を過小評価するが、内部摩擦角 ϕ を構造物の幅 B の関数として評価することにより、その影響を考慮できる。

<謝辞>最後に本研究の実験・データの整理に北海道大学大学院生宮浦征宏、室蘭工業大学大学院生飯田和弘各君の協力を得た。記して深甚なる感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 横浜・高橋・三浦・川村(1999)：静的及び繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の変形挙動に関する FEM 解析，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 39 号，pp.37-46
- 2) 川村・宮浦・横浜・長谷(1998)：波浪場にある地盤及び構造物変位量推定法，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 38 号，pp.211-218
- 3) 川村・長谷・三浦・宮浦・飯田(1999)：種々の載荷条件下にある構造物・地盤系の変形特性とその評価，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 39 号，pp.29-36
- 4) 宮浦・飯田・川村・三浦(2000)：載荷条件の相違による構造物・地盤系の支持力特性の変化，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 40 号（投稿中）
- 5) Meyerhof.G.G(1953)：The bearing capacity of foundation under eccentric and inclined loads, Proc.of 3rd ICSMFE, Vol.1, pp.440-445
- 6) 三浦・滝本・川村・荻原(1994)：二次元平面ひずみ土槽による飽和砂層の流動化条件に関する研究，土質工学会北海道支部技術報告集，第 34 号，pp.194-201
- 7) Miura.K., Toki.S., Miura.S.(1986)：Deformation behavior of anisotropic dense sand under principal stress axes rotation, Soils and Foundation, Vol. 26, No.1, pp.36-52
- 8) Terzaghi.K(1943)：Theoretical Soil Mechanics, pp.119-134
- 9) 小田・古戸(1982)：浅い基礎の支持力問題における進行性破壊の意味，土木学会論文報告集，第 321 号，pp.113-122

複合地盤の基礎杭の水平抵抗に関する考察

北海道開発局 開発土木研究所 ○正会員 富澤幸一
 正会員 西川純一

1. はじめに

基礎構造物の多様化・大型化に伴い、北海道特有の泥炭性地盤・火山灰地盤等の特殊地盤における基礎の施工が増加する傾向にある。その際、特殊地盤においては、盛土を含めた構造物に対する支持力不足から軟弱地盤対策工として緩速盛土施工以外に深層混合処理工法等の地盤改良を実施することが多い。改良地盤における設計法は、すべり安定及び地盤沈下量計算の検討の際、地盤のせん断強度については原地盤強と改良柱体強度 (DJM・SCP 等) を合成したいわゆる複合地盤として評価する¹⁾。ただし、基礎杭の水平抵抗である地盤反力については不明瞭であることを理由に安全側の考え方より、原地盤強度のみを設計で反映しているのが通常である。これは、現場施工条件によっては過小評価であることも考えられ、今後合理的な設計法及び施工法を実施していくためには、複合地盤の基礎杭設計における適切な水平抵抗の把握が課題となる。

本報では、複合地盤で実施した基礎杭の現場水平載荷試験結果に基づく、FEM 解析を含めた検証結果より、複合地盤での水平地盤反力の影響範囲を含めた基礎杭の水平抵抗評価について考察し報告する。

2. 現場水平載荷試験

複合地盤における基礎杭の水平載荷試験は、函館・江差自動車道 中野通橋 A-1 橋台場所打ちコンクリート杭基礎 (以下 A 現場) 及び一般国道 39 号 黒瀬川橋 A-2 橋台鋼管杭基礎 (以下 B 現場) の 2 現場で実施した。試験杭諸元を表-1 に示す。また、現場地盤性状を表-2 に示したが、両工区は、上層に高含水の泥炭が介在する軟弱地盤地帯であることから盛土荷重に対する所要のせん断強度を確保するため、橋台背面にそれぞれ A 現場 改良率 50% 及び B 現場 改良率 78.5% の DJM 工法による深層混合処理が実施されている。試験杭端からの DJM 改良柱体までの距離は、A、B 現場それぞれ 3.0m、0.75m である。

現場載荷試験概要図を図-1 に示す。水平載荷試験方法は、地盤工学会基準「杭の水平載荷試験・同解説」²⁾ に準拠した隣接杭を反力とする多サイクル方式の標準的な静的水平載荷とし、載荷重は油圧ジャッキ加力の反力方式によっている。荷重保持時間・変位を主とするひずみ管理についても、学会基準に準拠している。試験杭には、載荷試験時の曲げ応力測定のため深さ方向にひずみ計および鉄筋計を設置しており、試験最大荷重は、概ね杭地表面変位量が基礎幅の 1% である基準変位量に至るまでとしている。

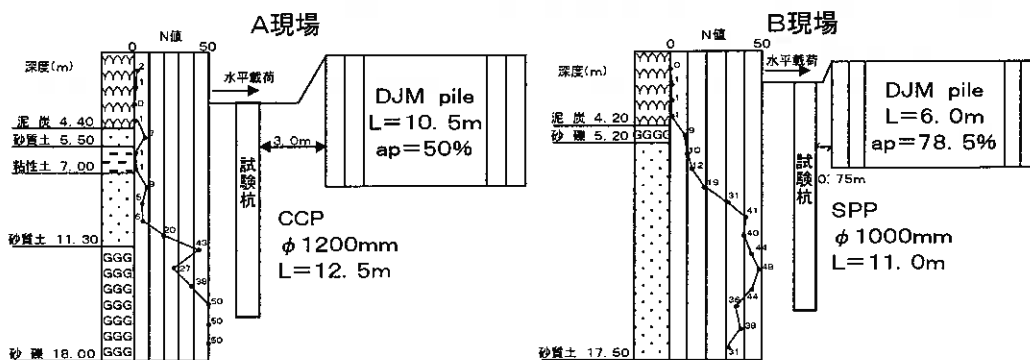


図-1 現場載荷試験概要図

A consideration of horizontal resistance at pile foundation in stabilized ground.
 Kouichi TOMISAWA, Jun'ichi NISHIKAWA (Hokkaido Development Bureau)

表-1 試験杭

	D(mm)	L(m)
A現場	CCP 1200	12.5
B現場	SPP 1000	11.0

表-2 現場地盤性状

	原地盤 E_0 (MN/m^2)	改良柱体 q_u (MN/m^2)	改良率 (%)	試験杭端から改良 柱体までの距離(m)
A現場	2.65	0.43	50.0	3.00
B現場	0.49	0.39	78.5	0.75

水平荷重試験の結果得られた、A・B 現場試験杭の水平荷重（処女荷重）～杭地表面水平変位量の関係を図-2 に示す。荷重～変位の関係は地盤のひずみ依存による非線形な関係から、必ずしも直線的ではなく 2 次的な曲線となっていることが分かる。また、最大水平変位量に対するゼロ荷重時のいわゆる残留変位量については、地表面最大変位量の 1/3.5 ～ 1/4.5 程度と若干大きめの値を示しており、荷重が増加することに地表付近の地盤の塑性化の傾向が認められている。

水平抵抗については、鉛直方向支持力と異なり必ずしも降伏あるいは極限支持力という概念はなく、非線形性の変位が進行していくことにより、水平地盤反力の影響範囲が DJM 改良柱体に及んでいくことが予想される。

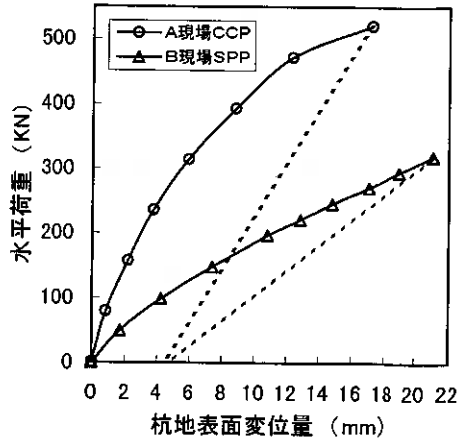


図-2 水平荷重と杭地表面変位量の関係

3. 地盤反力法

横方向地盤反力係数 K_h 値（以下 K 値）は、基礎の水平挙動を考察する際の重要なファクターであり、基礎杭の水平抵抗は K 値により全て決定するといっても過言ではない。

基礎杭の水平問題は、通常、以下の支配方程式で示された弾性地盤反力法いわゆる弾性床上の梁の理論により考察される。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + D \cdot P(x, y) = 0$$

x : 地表面からの深さ (m)

y : 深さ x 点の杭の撓み (m)

D : 杭径 (m)

EI : 杭の曲げ剛性 (kN/m^2)

P : 深さ x 点の単位面積当たりの地盤反力 (kN/m^2)

弾性地盤反力とは、撓み y に応じて生ずる反力という意味で、地盤反力 P は杭の撓み y の n 乗に比例すると仮定し、次式で表される。

$$P = K \cdot x^n \cdot y^n$$

K : 横方向地盤反力係数 (MN/m^3)

この際に弾性地盤反力法は y の指数 n の取り方により、 $n=1$ とする線形弾性地盤反力法と $n \neq 1$ の非線形弾性地盤反力法に分けられ、この両者で数学的な取り扱いが異なる。線形弾性地盤反力法には、 $m=0$ とする Chang³⁾ の方法、 $m=1$ とする Rowe⁶⁾・Cummings⁷⁾・Reese-Matlock⁸⁾ 等の方法がある。また、非線形弾性地盤反力法では、 $n \approx 0.5$ とする港研方式⁹⁾ が最も代表的で、これは地盤の特性により $m=1$ とする久保⁵⁾ の方法と、 $m=0$ とする林-宮島¹⁰⁾ の方法とに分けられる。

以上のように、弾性地盤反力法には種々の方法が提案されているが、道路橋示方書・同解説IV下部構造編¹⁴⁾ (以下 道示) によれば、現行の設計法で扱う許容変位内の微小変位においては、通常見かけ上線形処理しても概ね問題ないとされている。そのため、弾性設計内の設計法では $n=1$ 、 $m=0$ とする Y. L. Chang 式による $P=K \cdot y$ とする地盤反力の扱いが一般的であることから、本報での設計 K 値に対する載荷試験からの実測 K 値との比較を含めた基礎杭挙動に関する考察は、Chang 式による基本式によることとする。

図-3 に、載荷試験の水平荷重～地表面変位量の関係 (図-2) から得られた逆算 K 値と杭地表面変位の関係を示す。逆算 K 値は、変位・傾斜角・曲げモーメントそれぞれから算定が可能であるが、ここでは上述した一般的手法として Chang 式による変位算定の次式のトライアルから算定した。

$$y = H \cdot e^{\alpha \cdot x} \cdot \{ (1 + \beta \cdot b) \cos \beta \cdot x - \beta \cdot b \sin \beta \cdot x \} / (2EI \beta^3)$$

杭の特性値 $\beta = \sqrt[4]{KD/4EI}$

図-3 によれば、逆算 K 値はバネ特性として変位量に追従する非線形的な傾向を示している。A・B 現場試験杭のそれぞれの基礎幅である 1% とする基準変位量 $y_A = 12\text{mm}$ 、 $y_B = 10\text{mm}$ に相当する逆算 K 値は、 $K_A \doteq 12.45\text{MN/m}^3$ 、 $K_B \doteq 6.87\text{MN/m}^3$ と判定される。

A 現場の橋台基礎杭の設計 K 値については、地表面からの水平抵抗に関与するとされる概ね $1/\beta$ 深度までの孔内水平載荷試験結果及び区間 N 値の重さ平均により、比較的精度よく算定された地盤変形係数 E_0 より算定している。その結果、設計地盤変形係数 $E_0 = 2.65\text{MN/m}^2$ より設計 K 値は道示に従った繰り返し計算により、常時 K 値 $= 6.87\text{MN/m}^3$ ・地震時 K 値 $= 13.74\text{MN/m}^3$ としている。そのため、単純比較では、地盤水平バネは設計値に対し載荷試験による実測値は約 1.8 倍 (12.45/6.87) の地盤反力を有したことになる。

また、B 現場では地盤改良側と無処理地盤側 (原地盤側) で基礎杭の水平載荷試験を実施しているが、原地盤側で K 値 $= 6.47\text{MN/m}^3$ 、改良地盤側で K 値 $= 6.87\text{MN/m}^3$ と、地盤改良の影響が表れていると解釈される。

すなわち、基礎杭の水平挙動において変位が増加していく段階で橋台背面に存在する DJM 改良の影響が関与すると考えられ、このことは同時に、今後の基礎杭設計において改良された地盤を複合地盤として設計する必要性を示唆するものである。

4. 複合地盤の水平抵抗

複合地盤における基礎杭の水平抵抗を適切に評価するためには、地盤バネとしての水平抵抗の影響範囲をどのように把握するかが重要である。

基礎の水平抵抗は、設計上同一性状の地盤が半無限にあるものとして設計するのが一般的であり、水平バネの影響範囲についての明確な設定手法は存在しないのが現状である。これは、水平バネが変位量に対する依存、あるいは相対密度を含めた地盤性状により大きく変化し複雑であるためであり、地盤内応力理論あるいは FEM 解析等がなされている事例もあるが、地盤性状を一義的に評価することが難しいことから明瞭な結果が得られていな

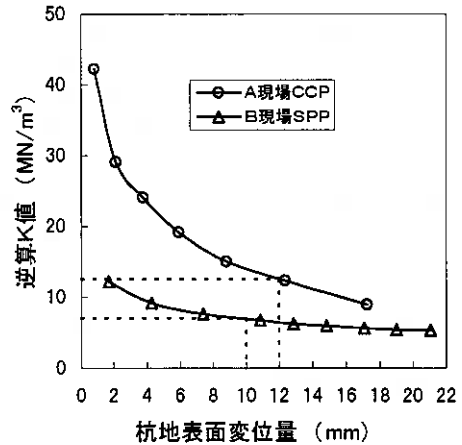


図-3 逆算 K 値と杭地表面変位量の関係

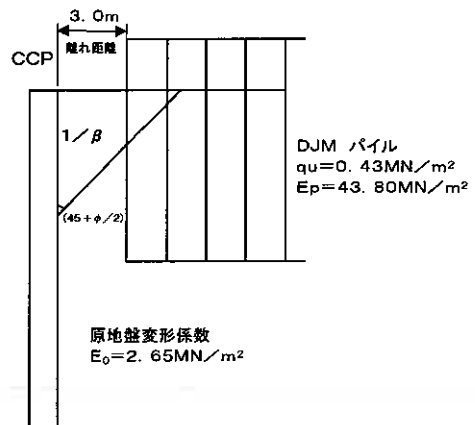


図-4 A現場一複合地盤検討図

いのも事実である。

そのため、ここでは一つの試みとして、A 現場において設計 K 値に対し実測 K 値が 1.8 倍の値を示したことに対する評価を、DJM 改良柱体の存在つまり複合地盤の影響として考察することとし、水平バネの影響範囲を図-4 に示すように、受動土圧の作用範囲として想定した。すなわち、基礎杭の影響範囲とされる $1/\beta$ 位置から受動土圧の作用勾配 $\theta=(45+\phi/2)$ で立ち上げた影響面積を K 値の関与範囲と仮定する。その際に改良部の地盤強度を、通常すべり検討・沈下量計算で用いる複合地盤のせん断強度算定と同様に以下のように評価する。

$$\text{複合地盤変形係数 } E = E_p \cdot a_p + \alpha \cdot E_o(1 - a_p)$$

E_p : 改良地盤体変形係数(MN/m²)

E_o : 原地盤変形係数(MN/m²)

a_p : 改良率 改良面積 A_p /全体面積 A

α : 破壊ひずみに関する原地盤強度低減率 $\alpha=1$ とする

実計算として、原地盤変形係数は土質試験結果より $E_o=2.65\text{MN/m}^2$ であり、改良地盤体変形係数は一軸圧縮強さ $q_u=0.43\text{MN/m}^2$ より、泥炭地盤の改良強度として $E_p=103q_u^{0.99}$ の関係式¹³⁾から $E_p=43.80\text{MN/m}^2$ とすれば複合地盤変形係数 $E=23.25\text{MN/m}^2$ が得られる。

この結果から、次式より DJM 改良地盤部の K 値を算定すれば、

$$\log K = 32/29 \cdot \log K_o - 3/29 \cdot \log(4EID^3) + 24/29 \cdot \log 30 \text{ より、} K = 75.81\text{MN/m}^3 \text{ が求められる。}$$

これを、 $1/\beta$ 区間からの受動土圧 $\theta=(45+\phi/2)$ の影響範囲で立ち上げた原地盤 K 値と改良地盤部 K 値の 2 次元面積で合成すれば、簡便に $\phi \approx 0$ として以下に示すとおり複合地盤合成 K 値が算定される。

繰り返し計算より水平抵抗の関与深さ $1/\beta=4.57\text{m}$ が求められ、

原地盤面積 K_o 値	$(4.57 \times 4.57/2 - 1.57 \times 1.57/2) \times 6.87 = 63.27\text{MN/m}^3$
改良地盤面積 K_p 値	$(1.57 \times 1.57/2) \times 75.81 = 93.43\text{MN/m}^3$
複合地盤面積 K 値	$(1.34 + 93.43)/(4.57 \times 4.57/2) = 15.01\text{MN/m}^3$ が得られる。

従って、試算結果では設計理論上 K 値 $=15.01\text{MN/m}^3$ が確保できることになり、これは載荷試験試験から得られた実測 K 値 $=12.45\text{MN/m}^3$ に対し定性的な方向性を考えれば概ね合致しており、水平バネの影響範囲を含めた上述の試算の妥当性が確認できたものと判断する。

B 現場においても、A 現場と同様に受動土圧の影響範囲を想定した解析を試みた。B 現場水平載荷試験結果では原地盤 $K=6.47\text{MN/m}^3$ が得られており、逆算の結果、原地盤変形係数 $E_o=8.83\text{MN/m}^2$ が求められ、その際の杭地表面変位量は $y=1.05\text{cm}$ である。また、試験杭と地盤改良体までの離れを考慮した複合地盤変形係数は、 $1/\beta$ からの受動土圧影響範囲までで $E_p=22.56\text{MN/m}^2$ であり、算定 K 値は $K=16.48\text{MN/m}^3$ となる。これに対し、載荷試験で得られた改良地盤側の実測 K 値は $K=6.87\text{MN/m}^3$ は、算定 K 値の半分以下であった。

このように、B 現場では地盤改良側と原地盤側の K 値で大きな差異がなく、A 現場と同様の結果とはならなかったことから、以下に基礎杭の水平挙動を FEM 解析により検証する。

5. FEM 解析

B 現場水平載荷試験結果の基づく地盤条件により、2 次元平面歪みの FEM 解析を試みた。図-5 に示すように、地盤モデルを作成し材料試験に基づく物性値を入力し、解析を実施した。

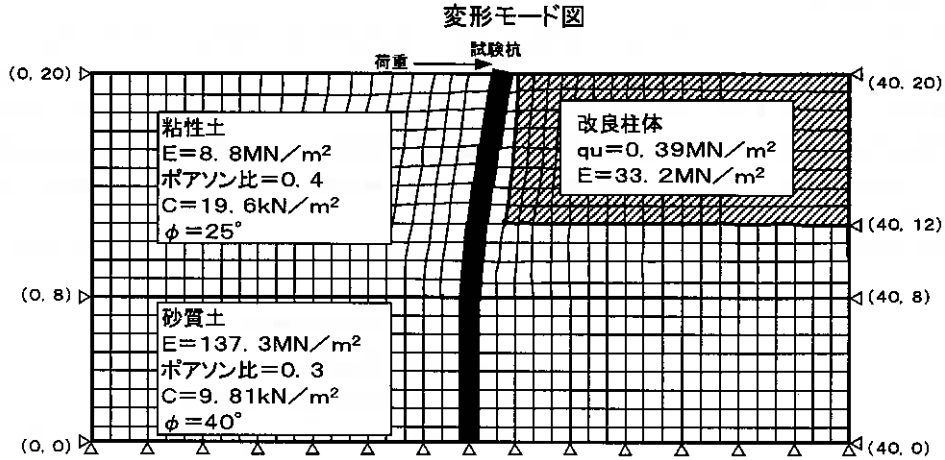


図-5 FEM解析検討モデル図（B現場）

全体を無処理地盤（原地盤）としたケース-1と地盤改良領域を設定したケース-2（モデル図）で、水平載荷試験を想定して杭頭に単位荷重を作用させたのシミュレーションを実施した結果、杭地表面変位量の単純比較ではケース2はケース1に対し約1:0.5の比率結果が得られた。つまり、Chang式で設定したとおり求めるべき地盤反力 P が杭変位量 y に比例するとすれば、FEM解析の結果は水平バネの影響範囲を $1/\beta$ 区間の受動土圧 $\theta=(45+\phi/2)$ 領域とした理論と概ね一致したといえる。

ただし、実変位量としてB現場の地盤改良側の地盤反力が原地盤側と大きな差異がなく、提案設計理論及びFEM解析結果と合致しなかったことになるが、これは基礎杭と改良体に挟在する軟弱層がA現場に対してもかなりの弱層であったため、杭変位に伴い周辺地盤が側方に3次的に変形挙動を示したためと推測される。そのため、所要の地盤反力を期待するためにはSCP工法のように基礎杭に対し密に地盤改良を実施することが望ましいと考えられるが、微小変位の水平挙動内では、改良柱体を隣接させた形で複合地盤としてのバネ評価が可能であると考察する。

6. 結論

今回の一連の現場水平試験に基づく考察の結果、以下の結論が得られた。

- (1). 複合地盤中の現場水平載荷試験に基づく基礎杭の水平抵抗の検証より、適確な水平挙動評価のためには基礎杭設計法においても複合地盤としての設計法の必要がある。
- (2). 複合地盤の水平抵抗は、載荷試験実測値との対比より、 $1/\beta$ 区間の受動土圧 $\theta=(45+\phi/2)$ の影響範囲を2次元面積に想定した理論より説明が可能である。その理論の妥当性は、2次元平面歪みによるFEM解析から概ね検証されている。
- (3). 複合地盤において、改良柱体が基礎杭に隣接させた形で形成されれば、提案設計理論およびFEM解析によるバネ評価が可能と考察するが、基礎杭と改良体の間に極端な軟弱層が挟在するケースでは、軟弱層の側方変形が想定されるため、3次的解析を含めた複合地盤の考察が必要と考える。

7. おわりに

本報における一連の基礎杭水平挙動の理論的考察により、複合地盤としての設計法の考え方の必要性及び定性的な設計理論の方向性が得られたと考えている。今後は、2、3の現場水平載荷試験および遠心載荷試験の実施により、3次元的な解析を含め、複合地盤における合理的基礎杭設計法の確立を目指したいと考えている。設計法の確立により、基礎杭の必要地盤反力を確保するための複合地盤の改良範囲を含めた形成手法も可能となると言える。

最後に、本報を取りまとめるに当たり現場試験の実施に御協力頂いた開発建設部関係各位に深甚なる感謝の意を表します。

本報告が、今後の基礎杭設計において、水平抵抗に関する諸問題を検討するに当たって一つの参考資料となれば幸いである。

—参考文献—

- 1). 泥炭性軟弱地盤対策工指針：北海道開発技術センター 1989.10
- 2). 杭の水平載荷試験方法・同解説：地盤工学会基準 1983.10
- 3). Chang, Y.L. : Discussin on "Lateral Pile Loading Tests" by Feagin. Trans. ASCE, Paper No.1959
- 4). Rowe, P.W. : The Single Pile Subject to Horizontal Foace, Gèotechnique, June, 1956
- 5). Cummings, A.E. : Discussin on "Lateral Pile Loading Tests" by Feagin. Trans. ASCE, Paper No.1959
- 6). Reese, L.C. & Matlock, H. : Non-Dimensional Soutions for Laterally Loaded Pile with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth, Proc. 8th. 1956
- 7). Matlock, H. & Reese, L.C. : Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles, Proc. ASCE, 1960
- 8). 日本港湾協会：港湾構造物設計基準、1971
- 9). 久保浩一：杭の横抵抗の新しい計算法、港湾技術研究所報告、第2巻、第3号、1964
- 10). 港湾技術研究所：八幡製鉄株式会社、Hパイルの水平抵抗に関する研究、1963
- 11). 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編 1996.12
- 12). 林・能登・島谷：北海道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、1989.1

多数アンカー式補強土壁の凍結シミュレーションに用いる壁体材料の熱物性値

北見工大院	学員○宇野 裕教
北見工大	正員 鈴木 輝之
北見工大	正員 澤田 正剛
岡三リビング株式会社	安達 謙二

1. まえがき

多数アンカー式補強土壁を試験設置し、冬期間における裏込めの凍結状況や壁面への凍結土圧などの動態観測を行ってきた。その結果、擁壁に加わる凍結土圧の特性をかなり定量的にとらえることが出来た¹⁾。

構造物における地盤凍上対策の具体的手法はいくつかあるが、現在でも最も多く用いられているのは、凍結が及ぶ土の部分を非凍上性の土と置き換えるいわゆる置換工法である。この工法の設計を行うためには、凍結が最も深くなった時点での凍結面の位置と形状の推定が重要である。

本研究は、多数アンカー式補強土壁の裏込め土中の凍結面形状を決定する一般的方法を見出そうとするものである。このために、土中温度分布を求めるシミュレーション手法の有効性を確認した²⁾。このシミュレーションでは土の熱物性値を必要とする。本報告中ではこの手法を用いて、壁体背面土中の凍結範囲を求めていくために必要な背面材料の実用的な熱物性値を見出そうとするものである。

2. シミュレーション手法

実測された気象データと仮定された壁体材料の物性値をもとにコンピュータによる凍結面シミュレーションを行った。今回使用したシミュレーションプログラム³⁾は、壁体の形状や断熱材の使用などの設置条件にかなり自由に対応できる。基本的に

は(1)式で示される凍結融解潜熱(q_L)を考慮した2次元非定常熱伝導方程式を差分法で数値計算するものである。

$$c \rho \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = \lambda \left(\frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \theta}{\partial y^2} \right) + q_L \quad \dots (1)$$

図-1は、実測した凍結面形状とシミュレーションで計算した凍結面形状との比較を示している。シミュレーションにより計算された0℃面(凍結面)の形状が実測凍結面とよく一致していることが分かる。また、背面土表面の平坦部分では、凍結深さもよく再現されている事が分かる。図-2、3は、壁上端から小段(幅0.45, 1.05m)

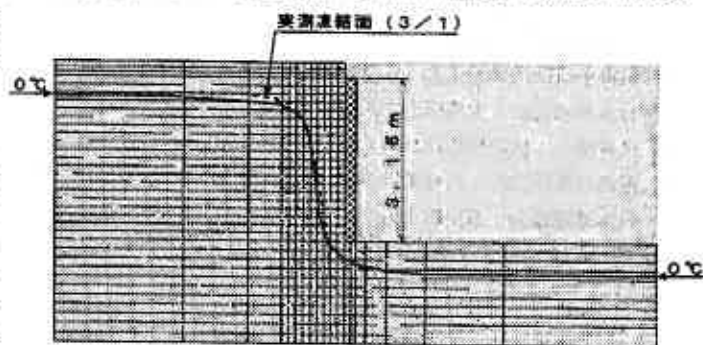


図-1 凍結面形状における実測結果とシミュレーション結果の比較

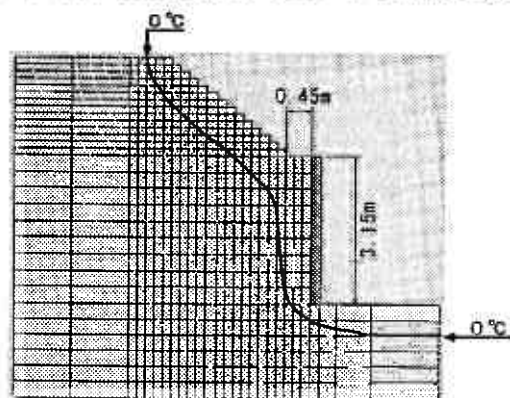


図-2 幅0.45mの小段を持つ場合のシミュレーション

Thermo-Physical Properties used in computer simulation of freezing front in back fill of multi-anchored retaining wall, H.Ueno, T.Suzuki, S.Sawada (Kitami Institute of Technology), K.Adachi (Okasan Livic Co.,Ltd.)

と傾斜角45°の法面を有する上部盛土が立ち上がっている場合を想定したシミュレーション結果である。

小段の幅が広がるにつれ、その面からの熱流出によってブロック背後の凍結面の傾斜角度が上の方で緩やかになっている事が確認できた。

ここで、図-1, 2, 3に用いられた物性値は実測したものでなく、仮定した値である²⁾。凍結シミュレーションを一般化するには、実用的な熱物性値を検討する必要がある。

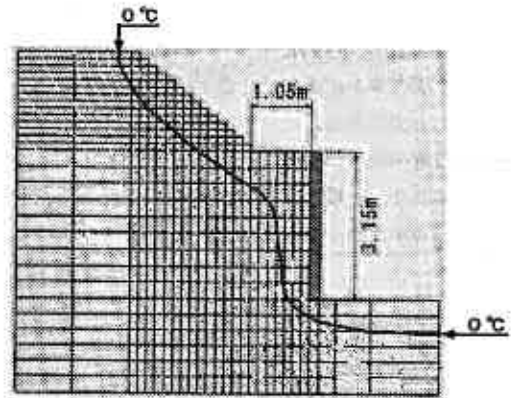


図-3 幅1.05mの小段を持つ場合のシミュレーション

3. 土の熱物性値の検討

3-1 熱物性値の決定方法

本研究で用いるシミュレーションプログラムで入力する土の熱物性値は、未凍土の熱伝導率、体積比熱、体積含水率である。以下に各物性値の決定方法を述べる。

(1) 体積比熱

Woodside⁴⁾は体積比熱が土を構成する各相(土粒子,水分,空気)の密度,比熱,体積分率より近似的に算定できる事を報告し,次の(2)式を示している。

$$C = C_s m_s + C_w m_w + C_a m_a \dots \dots (2)$$

C_s, C_w, C_a はそれぞれ土粒子,水,空気の比熱であり, m_s, m_w, m_a は質量比を表す。

空気の熱容量は,他に比較して小さいので無視でき,(2)式を土質試験から得られる値(ρ_d :乾燥密度, W :含水比)で置き換えると(3)式に変形できる。

$$C = \rho_d (C_s + C_w W) \dots \dots (3)$$

(3)式の計算値と実測値は,良く一致していることが,確認されている^{5) 6)}。ここで C_s と C_w は一定の値と見なすと,結果的には体積比熱は乾燥密度 ρ_d と含水比 W によって表すことができる。

(2) 体積含水率

体積含水率 V_w は乾燥密度 ρ_d と含水比 W から次式によって求められる。

$$V_w = \rho_d \times W \dots (4)$$

(3) 熱伝導率

熱伝導率は,多くの研究者が2あるいは3相系の理論式を提案している⁷⁾。しかし,一つの式であらゆる種類の土,水分状態,密度及び凍結状態に対応することは極めて難しいのが現状である。

乾燥密度・含水比から熱伝導率が算出できる式としてKersten⁸⁾の実験式がある。

砂質土及び,シルトと粘土質土に分けて熱伝導率を推定しているが,±25%の誤差があると言われている。

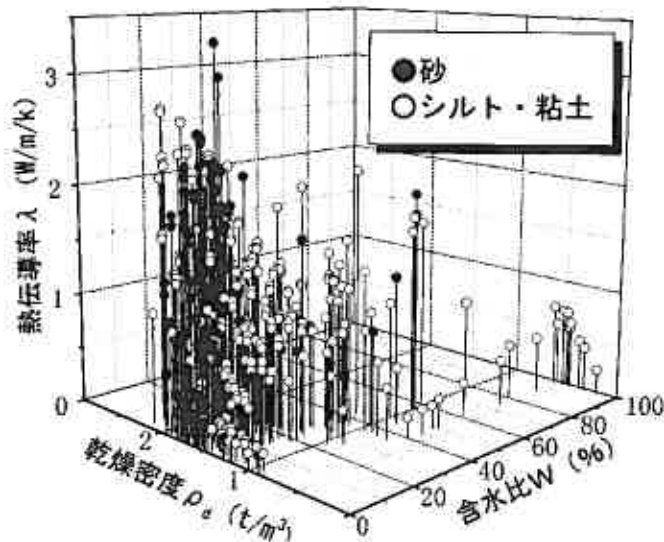


図-4 乾燥密度と含水比及び,熱伝導率の関係

土の最大乾燥密度と最適含水比には一定の関係が成立し、最大乾燥密度が大きいものは最適含水比が小さく、最大乾燥密度が低いものは最適含水比が高い傾向がある。

図-5によれば、多少のばらつきがあるものの近似曲線付近に分布しており、土質区分(中分類)ごとに最適含水比と最大乾燥密度の範囲が設定できそうである。しかし、正確な範囲を設定するにはSFを除いてデータがあまりにも少なく、今後さらに実測値を収集し、最適含水比と最大乾燥密度の範囲の精度をあげる必要がある。

図-6は、三国^{18) 19)}によって求められた土の最適含水比と自然含水比の相関である。最適含水比が15%以上の土では自然含水比は最適含水比よりも高い傾向がある。図-6中には北海道開発局開発土木研究所で行われた盛土材料のデータもプロットしてあるが、²⁰⁾傾向は変わらず近似曲線付近に集中していることが分かる。最適含水比と自然含水比の間には高い関係が認められ、最適含水比から自然含水比を推定できるとして、問題ないようである。

3-3 熱伝導率、体積比熱、体積含水率の決定

前節までに、本シミュレーションで用いる土の3つの熱物性値(熱伝導率、体積比熱、体積含水率)は最大乾燥密度と自然含水比から決定し得ることを示してきた。この決定手順をまとめると図-7の流れ図となる。この流れ図に従って、図-5の結果を用いて、体積比熱と体積含水率の範囲を計算すると表-3が得られる。

また、図-4において乾燥密度と含水比が表-2の範囲から外れる分を除くと図-8になる。

土の実用的な熱物性値を、乾燥密度と含水比から絞り込んでいくにはまだデータが少ない。今後データの集積を進め実用的な熱物性値を設定したい。

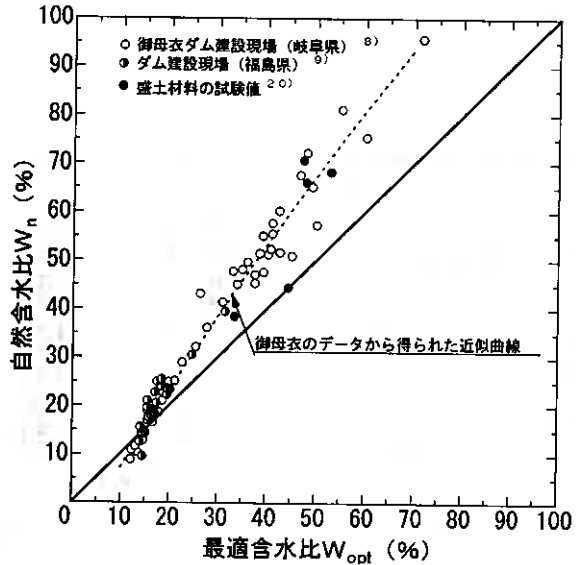


図-6 最適含水比と自然含水比の関係

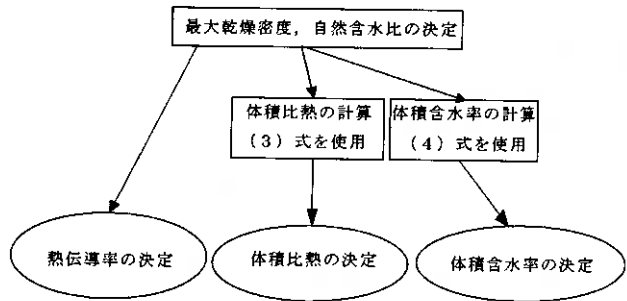


図-7 熱物性値の決定の流れ図

表-2 粗粒土の最大乾燥密度と最適含水比及び、自然含水比の範囲

土質分類	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}(t/m^3)$	最適含水比 $W_{opt}(\%)$	自然含水比 $W_h(\%)$
G	$1.4 \leq \rho_{dmax} \leq 1.6$	$10 \leq W_{opt} \leq 30$	$10 \leq W_h \leq 40$
GF	$1.3 \leq \rho_{dmax} \leq 1.6$	$20 \leq W_{opt} \leq 35$	$25 \leq W_h \leq 60$
S	$1.2 \leq \rho_{dmax} \leq 1.8$	$15 \leq W_{opt} \leq 40$	$15 \leq W_h \leq 65$
SF	$1.1 \leq \rho_{dmax} \leq 1.6$	$10 \leq W_{opt} \leq 50$	$10 \leq W_h \leq 70$

表-3 粗粒土の体積比熱と体積含水率

土質分類	C(Kcal/m ³ k)	W(t/m ³)
G	600~840	0.20~0.56
GF	720~910	0.40~0.65
S	630~900	0.27~0.66
SF	600~990	0.20~0.77

4. まとめ

凍結シミュレーションで用いる土の熱物性値の設定方法をいくつかの文献から考察してきた。体積比熱と体積含水率は乾燥密度と含水比から計算で推定できる。また、熱伝導率は土の種類別に範囲を設定できそうである。

今後、置換工法を行うための裏込め材料として用い得る土の種類別の最大乾燥密度と最適含水比のデータを集積し、実用的な熱物性値の推定に結びつけて行きたい。

今回、集積した文献のデータから熱物性値の範囲を設定して見た。手法の妥当性は認められたが、結論を出すにはデータ不足であった。

参考文献

- 1) 鈴木輝之, 澤田正剛, 上野邦行, 安達謙二: 多数アンカー式補強土壁の凍上対策に関する実物大模型実験, 土と基礎, 42-3, pp.51-56, 1994.
- 2) 宇野 裕教, 鈴木 輝之, 月館司, 安達謙二, 上野 邦行: 多数アンカー式補強土壁背面土の凍結シミュレーション: 土質工学会北海道支部 技術報告集 第39号, pp.81-86, 1999
- 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—
- 4) Woodside, W., Messer, J.H.; Thermal Conductivity of Porous Media I, Journal of Applied Physics, Vol.32, No.9, pp.1688-1699, 1961.
- 5) 姚義久; 舗装道路の凍結深さの予測に関する基礎的研究, 1989
- 6) Kersten, M.S.; Specific heat tests on soils, Proc. 2nd I.C.S.M.F.E. Vol.3, 158~162, 1948.
- 7) Faruqi, O.T.; Evaluation of methods for calculating soil thermal conductivity, US Army corps of engineers CRREL, REPORT 82-8, 1982
- 8) Kersten, M.S.; Thermal Properties of Soils, 1949.
- 9) Seigo Sawada & Taketoshi Ohno; Laboratory studies on Thermal Conductivity of clay, silt and sand in frozen and unfrozen states, Fourth International Symposium on Ground Freezing, pp.53-58, 1985
- 10) E. Penner, G.H. Johnston, and L. E. Goodrich Canadian; Thermal conductivity Laboratory Studies of Some Mackenzie Highway Soils Canadian Geotechnical Journal,
 - 11) 相馬尅之, 前田隆; 土の熱伝導率の水分, 密度, 温度依存性, 第20回土質工学研究発表会, pp.855-856, 1985
 - 12) (財) 土木研究センター; 多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル, pp.36-37, 1994
 - 13) 森満雄; 土の乾燥密度と最適含水比について, 土と基礎, Vol.10, No.9, pp.12-16, 1962
 - 14) 第22-34回地盤工学研究発表会, 締固め, 路盤, 舗装のセッションで発表された論文25件
 - 15) 第35-39回地盤工学会北海道支部技術報告集, 論文6件
 - 16) 酒井晃; 平成10年度北見工業大学修士論文, 土の凍上性判定試験法に関する研究, 1999
 - 17) 三木五三郎, 斉藤孝夫; 土の種類による締固め特性の変化, 第31回年次学術講演会講演概要集第3部, pp.47-48, 1976
 - 18) 三国英四郎; フィルダムしゃ水壁材料の性質と締固めに関する研究 (その1), 土と基礎, Vol.10, No.1, pp.4-12, 1962

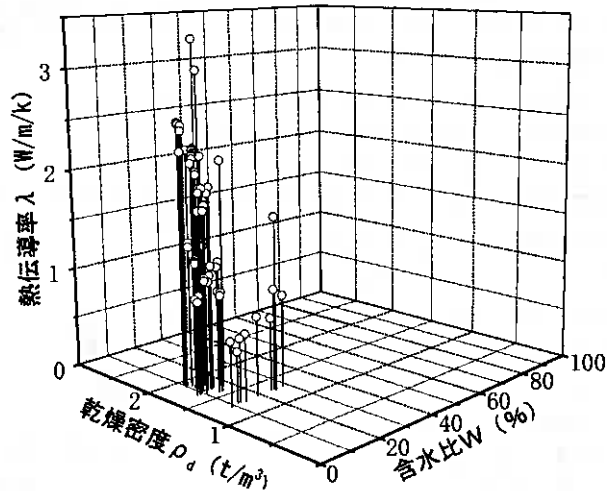


図-8 砂 (S, SF) の乾燥密度と含水比及び、熱伝導率の関係

19) 三国英四郎；フィルダムしゃ水壁材料の性質と締固めに関する研究（その2），土と基礎，Vol.10，No.2，pp25-34，1962

20) 渡辺英，西川純一，林宏親；表土処理土の盛土利用の検討，土質工学会北海道支部技術報告集，第39号，pp203-208，1999

北海道開発局開発土木研究所 正会員 西川純一
同上 正会員 櫻庭 満
岡三リビック株式会社 正会員 原田智嘉
株式会社ジオデザイン ○正会員 笹木敏信

1. まえがき

近年、従来のコンクリート擁壁に代わり、施工性・経済性に優れた補強土壁が盛んに用いられるようになってきている。

道内においても多くの施工例が見られるようになってきたが、補強土壁における土の凍上・凍結に対する安全性の研究はまだ少ない。補強土壁の壁面は、垂直あるいは垂直に近い勾配で設置されるため、積雪による断熱効果が期待できない特徴があると考えられる。従って、凍結・凍上に対する安全性の検証は、補強土壁を設計していく上で重要な課題である。

補強土壁工法の中で多数アンカー式補強土壁は、最近壁面を薄型化したのが、壁面材が薄くなったことで凍結・凍上の影響は大きくなると考えられる。本研究は、道内でも冬季の温度低下が大きく積雪が多い上川地方において、薄型壁面材を用いた多数アンカー式補強土壁の年間を通じた挙動を観測し、凍上対策工法のためのデータを得るために行うものである。

計測は旭川紋別自動車道の上川町内の改良工事区間で行い、99年8月に開始し、長期に渡って動態観測を行う計画である。従って、冬季の観測データはまだ得られていないが、施工初期の補強土壁を構成する各部位に関する観測データが取得でき、以下のことがわかった。

- (1) 補強材張力の分布は計測断面で異なる形状となるが、設計値を上回らない。
- (2) 補強土壁基礎地盤の反力は設計値をやや上回って計測された。これは土圧計への応力集中によるものと考えられる。

2. 計測内容

2.1 補強土壁の概要

補強土壁は、壁面に作用する土圧力に対し、土中に敷設した補強材の摩擦および引抜抵抗力でつり合いを保ち、土留め壁として効果を発揮するものである。

補強土壁は壁面の構造や補強材の種類によって、多くの工法が提案されているが、補強材の種類で分けると以下のように摩擦抵抗型、支圧抵抗型に分類される。

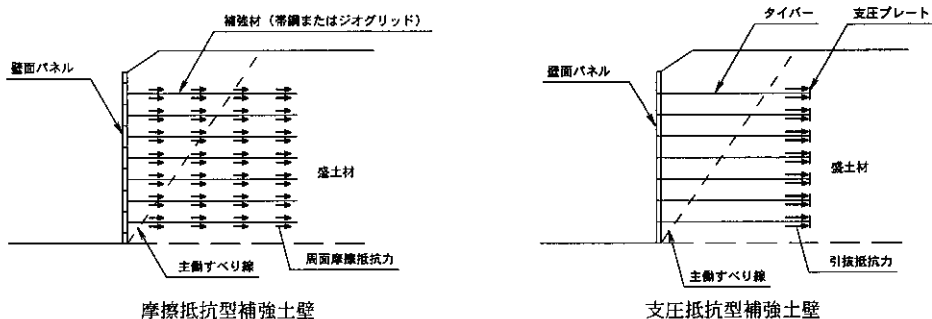


図.1 補強材による補強土壁の分類

タイバーの軸に 2~5 箇所にはずみゲージを貼り付け計測する。計測点は凍結の影響が大きいと考えられる上部のタイバーに多く設置した。

(3) 地盤反力

基礎地盤に土圧計を 3 箇所設置し、補強土壁基礎への作用土圧・分布を計測する。

(4) 壁面土圧

壁面の上部と中央付近に土圧計を設置し、主に地盤凍結時の作用土圧の変化を測定する。

3. 結果及び考察

3.1 タイバーの引張力

タイバーに発生した軸力の経時的変化の例として、B 断面の 5 本について応力～時間関係について軸力をプロットしたものを図.4 に示す。盛土の立ち上がりと共に各軸力が増加し、壁面および上部の盛土が完成した 9 月下旬以降は数値が安定している。

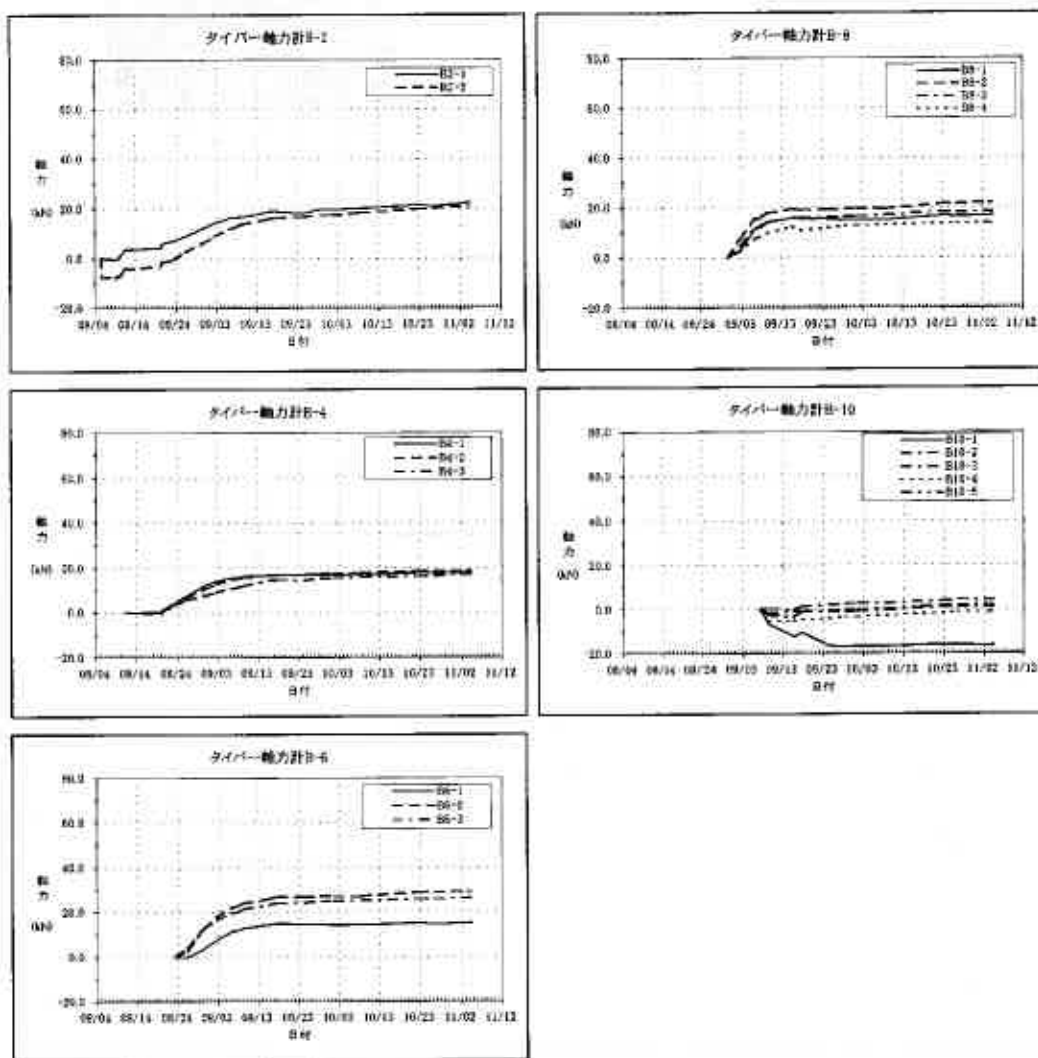


図.4 タイバー軸力の応力度～時間関係図

また、軸力は図の(+)が引張り、(-)が圧縮であるが、最上段 B10 を除いて全て引張力が発生しており、タイバーが補強材として効果的に働いていることが判る。この傾向は A 断面についても同じであった。

次に、図.5 に A,B 両断面について、11 月初めの各タイバーの部材内引張力分布を示す。

B 断面についてみると、各タイバーの壁面側の計測点とアンカープレート側計測点で大きな差が見られない。これは、タイバー周囲の摩擦抵抗が小さいために、摩擦による抵抗力の発生がほとんどないためで、計測された引張力は壁面に作用した土圧に起因するものと考えられる。A 断面の部材内引張力分布については、多少ばらつきがあるが、これは盛土転圧や緊結など施工的な要因が影響していると考えられる。

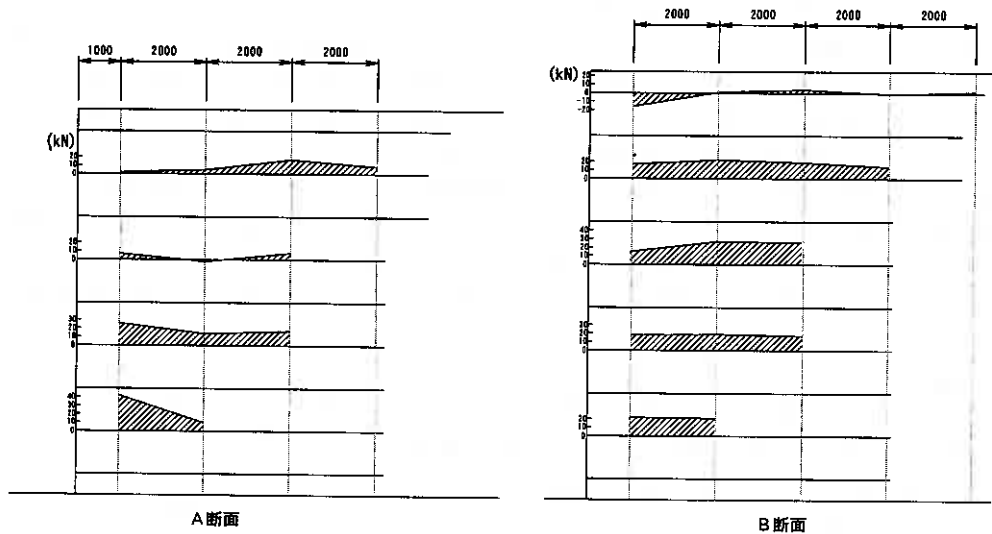


図.5 タイバー別の軸力分布

図.4 をみると、11 月上旬には引張力の数値に変化がほとんどなくなり、応力的に安定してきたと考えられる。その時点での引張力と設計引張力との比較を図.6 に示す。

A,B 断面で引張力分布は異なる傾向を示している。

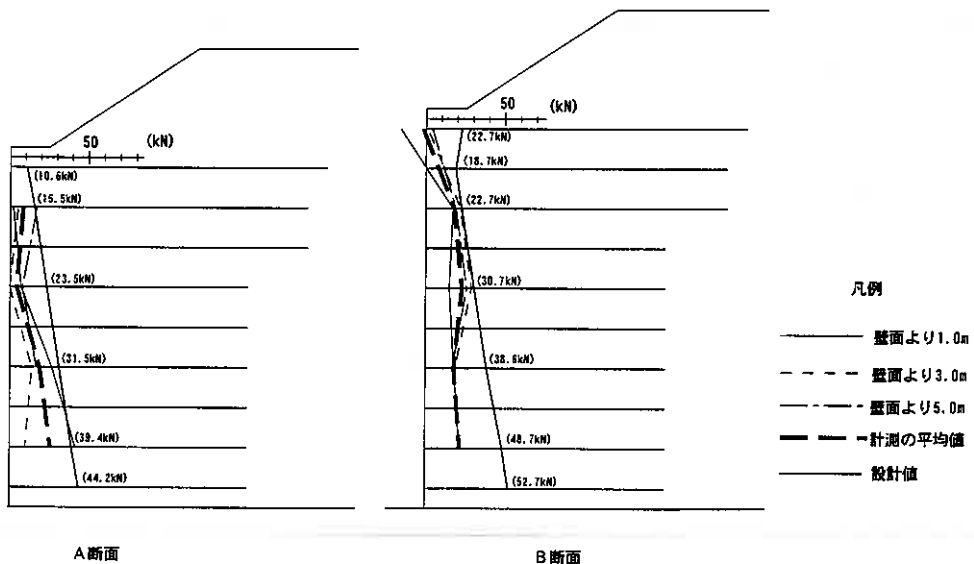


図.6 タイバーの軸力

ここで、タイバーに作用する引張力は、壁面に作用する土圧に起因するものと考えられるので、壁高方向の引張力分布は土圧分布と同じ傾向を示すと考えられる。

一方、多数アンカー式補強土壁では、壁面ブロックは独立しており、各ブロックが噛み合わせで連結された形状となっているため、個別の挙動を示す特性がある。このため、壁面の変形モードに違いが生じ、A,B断面で異なる土圧分布が見られたと考えられる。

壁面変位と土圧の関係についての研究¹⁾によれば、壁面上下端での変位がなく、中央部で前方に折れ曲がるように変位した場合、中央部の土圧が小さくなる。また、壁面上端部を中心に壁面が回転した場合や壁面全体が前方へ移動した場合は、中央部の土圧が最も大きくなるのが知られている。

多数アンカー式補強土壁工法の設計法では、土圧は主働土圧で三角形分布するものとしている³⁾。一般にこのような土圧分布となる場合、壁面は壁面下端を中心に回転変位を起す事が実験的に確認されている。今回の計測では、壁面変位を計測していないため実際の挙動は明らかではないが、図.6の軸力分布図からは、壁面はこのような回転変位とは異なる挙動をしたと考えられる。

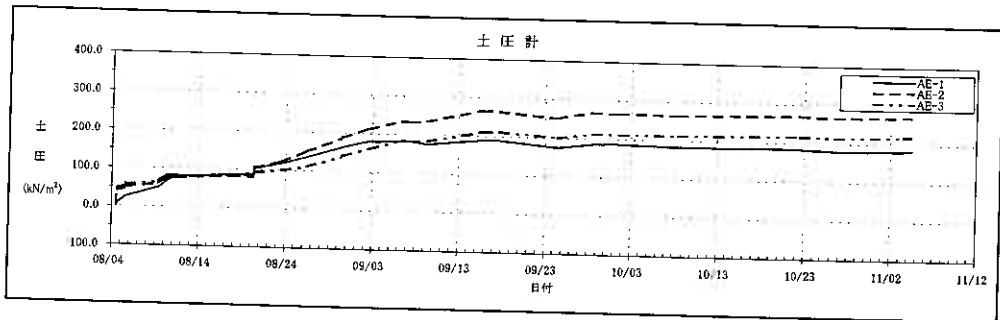
設計と実際の壁面では変位モードは異なる。補強土壁の壁面パネルそれぞれの挙動は施工時のタイバーの緊結状況や盛土転圧状況など多くの要因が係わるため、設計時に把握することは難しい。よって、実際の変位モードを考慮した設計は事実上困難と考えられる。

ただし、実測値は設計値（主働土圧分布）を全ての計測点で下回っている。従って、現在の壁面作用土圧を主働土圧とする設計法は、安全側と考えられる。

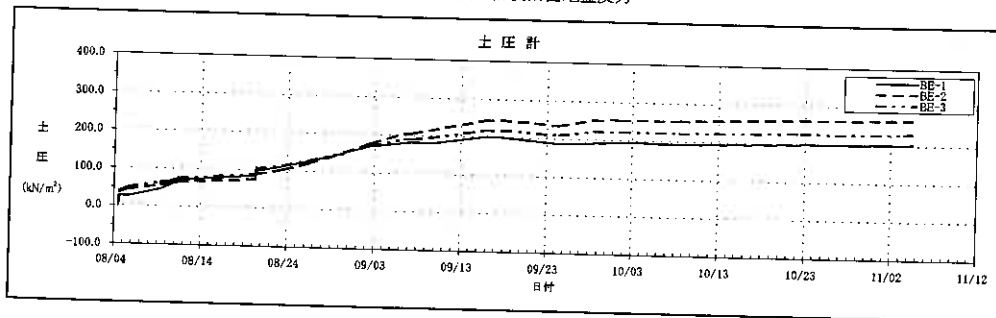
3.2 地盤反力

土圧計を盛土基礎地盤の3ヶ所に設置し、地盤反力を計測した。計測結果を図.7のA1~3、B1~3に示す。

地盤反力はA断面で185~272kN/m²、B断面で200~267kN/m²である。設計値は、A断面197kN/m²、B断面233kN/m²となっており、実測値が設計値をやや上回っている。これは、裏込め土が砂礫を含む現場発生土であったために、土圧計に砂礫による応力集中が発生し、実際の土圧よりも計測値が大きくなった可能性が考えられる。



(1) A計測断面地盤反力



(2) B計測断面地盤反力

図.7 土圧計計測結果

ただし、実測値は設計値を上回っているが、地盤の許容支持力は下回っており、設計上、構造物の安全は確保されている。

4. まとめ

多数アンカー式補強土壁の凍結・凍上に対する安全性の検証、および対策工法検討のためのデータを収集する目的で計測機器を設置した。本論文では盛土施工中から盛土完成後の盛土内の応力状態が安定する時期までの各補強部材の計測を行った。主な結果をまとめると以下のようになる。

- 1) タイバーの軸力はほとんどが引張力となり補強材として有効に機能していることが判った。
- 2) タイバー全長に渡って、引張力はほぼ一定であった。これは、部材（鋼棒）の周面摩擦が小さく、壁面に作用した土圧がアンカープレートにそのまま伝わることによると考えられる。
- 3) 盛土断面でみたタイバーの引張力分布は、2 断面で異なる分布を示した。これは多数アンカー式補強土壁が、分割されたパネルによって壁面が形成されていることから、それぞれの位置で壁面の変位モードが異なっているためと考えられる。
- 4) タイバーの引張力分布は主働土圧分布を下回る。これは現在の設計法が、安全側であることを示している。
- 5) 盛土による地盤反力は、実測値が設計値をやや上回った。これは、土圧計への砂礫による応力集中の影響と考えられる。

上川町で計測中の補強土壁付近は、冬季積雪時には近づくことが困難になる。そのため、冬季間作動可能な大型バッテリーを用いた計測器により自動計測を行なっている。

今後、地盤の凍結・凍上現象により、タイバーの引張力や壁面土圧に大きな変化が生じることが期待される。融雪と共にデータを回収し、第 2 報において補強土壁における凍結土圧の影響について報告したいと考えている。

参考文献

- 1) 山口柏樹：土質力学、p.239～p.249、技報堂出版、1984.
- 2) 地盤工学会編：土圧入門、p.148～152、p.159～p.161、(社)地盤工学会、1997.
- 3) 多数アンカー式補強土壁工法/設計・施工マニュアル第 2 版、p.65～p.71、(財)土木研究センター、1998.

ジオグリッドの土中変形挙動を推定する ためのせん断試験方法

苫小牧高専 ○ 正会員 中村 努
 北大院工学研究科 正会員 三田地 利之
 苫小牧高専 正会員 池浦 勲

はじめに

現在、ジオグリッドを用いた補強土工法が広く行われているが、ジオグリッドが開口部を持つという特性上、実現場における破壊メカニズムと摩擦特性試験との関連性、室内試験から得られたデータの設計への適用方法、せん断試験装置内における土とジオグリッドの相互作用など明らかにされていないことが多く、通常はより大がかりで複雑な引抜き試験を模型試験と位置付け、その結果を設計に用いている。筆者らはこれまで土とジオグリッドの摩擦特性を評価するための要素試験として一面せん断試験に着目し、試験結果に及ぼす諸要因の影響を調べた。そして、摩擦特性試験と現場の破壊メカニズムの関係を図-1の様に考え、引抜き現象(図中の(A))を引抜き試験によってではなく、片面要素試験としてダミー供試体にアクリル板のような摩擦の少ない素材を用いた一面せん断試験の提案を行った¹⁾。しかし、上述の研究に用いたせん断試験装置(図-2装置 A)は、土とジオグリッドの接触面積を一定に保つことを優先し上箱を下箱よりも大きく製作したため、土試料と下せん断箱上面との摩擦分だけせん断力を過大評価してきた。そこで、本研究では上下せん断箱のサイズを等しくし(図-2装置 B)、両試験装置から得られた試験結果の比較、検討を行った。また、装置 Bのせん断試験結果を用いてジオグリッドの土中変形挙動を推定し引抜き試験結果との比較を行った。

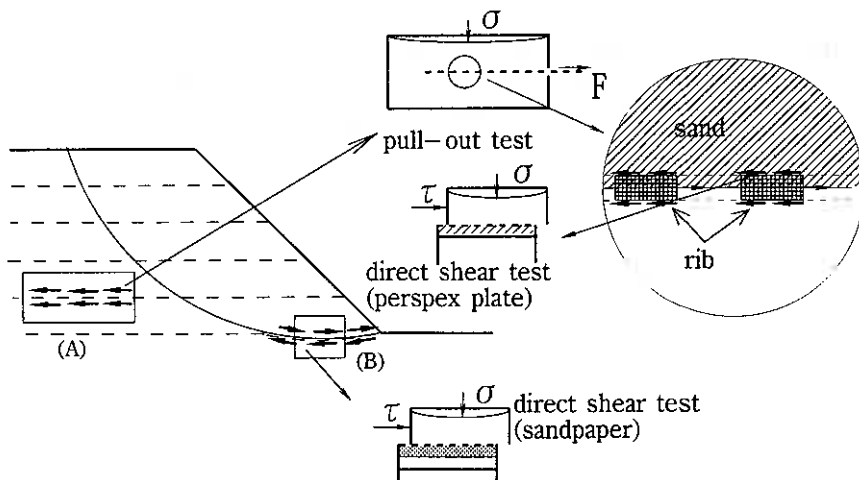


図-1 盛土の挙動と摩擦特性試験

Direct shear testing method for estimating in-soil deformation behavior of geogrid.

Tsutomu NAKAMURA & Isao IKEURA (Tomakomai National College of Technology), Toshiyuki MITACHI (Hokkaido univ.)

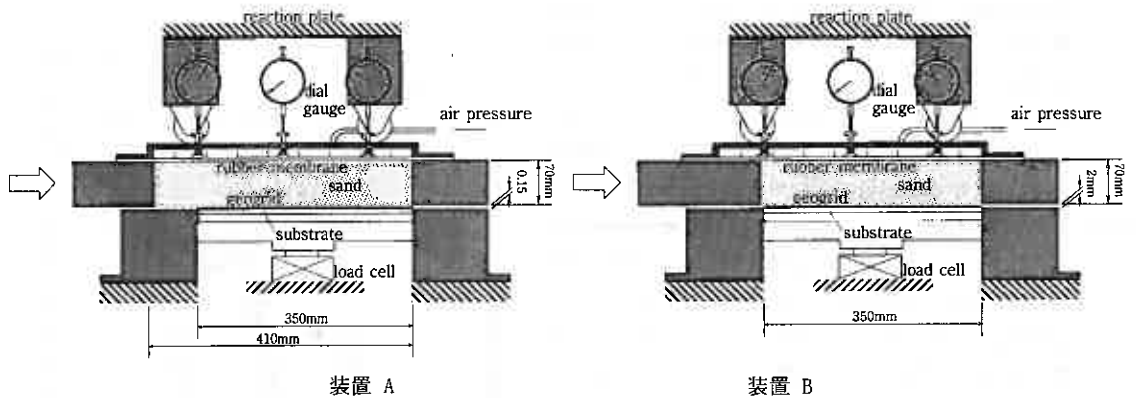


図-2 一面せん断試験装置

せん断試験概要

両試験装置の概略を図-2に示す。装置 Aは筆者らのこれまでの研究で用いてきたもので、せん断箱のサイズが上箱410×350mm、下箱350×350mmとなっており、せん断方向に上箱が60mm長く作られている。その利点として、a)せん断中でも土とジオグリッドの接触面積が一定であるため、せん断面にかかる垂直応力の変化を正確に計測することができる。b)せん断が進んでもジオグリッドと上せん断箱が接触しないためせん断面の高さを任意に設定できる、等があげられる。しかし、この装置から得られるせん断抵抗力には土試料と下せん断箱間の摩擦が含まれているという欠点があった。一方装置 Bは上下せん断箱のサイズを350×350mmと等しくなるように装置Aを改良したもので、土試料と下せん断箱の接触は最小限に抑えることができる。しかし、せん断に伴い土とジオグリッドのせん断面積は減少するため試験結果に面積補正を施す必要がある。また、装置 Bのせん断箱間隔はジオグリッドの厚さを考慮して2.0mmとしている（装置 Aは0.15mm）。両試験装置共に土試料の上面よりラバーメンブレインを介して空気圧によって定圧で載荷し、垂直応力は下部のロードセルで測定する、定圧せん断試験である（ただし、せん断面上の垂直応力が一定になるような制御は行っていない）。せん断は上部可動式で1mm/minの速度で行った。

土試料は乾燥勇払砂を用い、 $Dr=85\%$ となるように試験装置内に設置したジオグリッドの上に堆積させた。ジオグリッドは一軸延伸系ポリマーグリッド(HDPE)および繊維系ジオグリッド(WP)の2種類をアクリル板に全面接着²⁾させて用いた。ここで、引抜き現象の摩擦抵抗機構をジオグリッドの中心を通る面を上下に二分したものととして一面せん断試験によって再現するために、ジオグリッドの開口部に横リブの半分の厚さのアクリル板を貼り付け開口深さを1/2とした³⁾。それぞれのジオグリッドの形状を図-3に、物性を表-1に示す。

なお、砂のみの一面せん断試験を行う場合には底板をせん断面から70mm下げて砂を堆積させ、垂直応力としては上方から載荷された空気圧と底板に剛結されたロードセルによって計測された値の平均値を用いた。

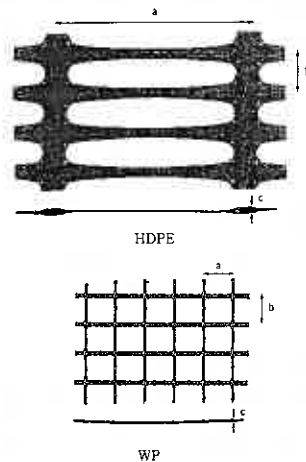


図-3 ジオグリッド

表-1 ジオグリッドの物性

grid	size (mm)			tensile strength (kN/m)	stiffness (kN/m)
	a	b	c		
HDPE	110	22	4	80	637
WP	17	17	2	80	608

せん断試験結果

図-4はHDPEを用い、2種類の試験装置によるせん断試験結果から求まる「せん断応力～垂直応力」の関係を示したものである。ここで、せん断応力がピークに達した後に τ/σ （応力経路の傾き）が一定になった時の状態を残留状態とし、そのときの内部摩擦角を ϕ 、粘着力を c として図中に示す。また参考のために、装置 Bによる砂のみの一面せん断試験結果から得られた残留状態での内部摩擦角を図中に示す（粘着力は0kPa）。この図より、用いる試験装置により応力経路は大きく異なることが分かる。すなわち、装置 Aを用いた場合にはせん断応力がピークに達した後残留状態に至っても垂直応力は増加し続け、それに伴いせん断応力も増加し、両者の比はほとんど一定（図-7参照）である。これは引抜き試験で見られるような、ダイレイトゾーンと非ダイレイトゾーンの発現と同様の現象が考えられる⁹⁾。すなわち、図-6に示すように上せん断箱前後端付近（下せん断箱上面に接している部分）の砂に比べ、ジオグリッドに接している部分の砂のダイレイトンシーが大きく、その差によってジオグリッド上の砂のダイレイトンシーが拘束され、垂直応力増加につながったと考えられる。

一方装置 Bを用いた場合には、ピークに至るまでは装置 Aを用いた場合と同様に垂直応力は増加してゆが、より早い段階でピークに達しその値は装置 Aから得られるものよりも小さい。これは、装置 Aの欠点である、土試料と下せん断箱上面間の摩擦を取り除けた成果であると考えられる。ピークを越えた後は、垂直応力を一定に保ちながらせん断応力が減少し応力経路はほぼ垂直に下がる。その後残留状態に至ると垂直応力、せん断応力ともに減少し、装置 Aを用いた場合の応力経路とは逆の方向へ進む。これはせん断箱後方の砂のこぼれ出しにより上せん断箱の側面に周面摩擦が発生することによってジオグリッドにかかる垂直応力が減少するためであると考えられる（装置 Aでは、上せん断箱後端とジオグリッドが設置されている部分すなわち垂直応力を計測する部分がある程度離れている）。図-5はWPを用いた場合のせん断試験結果を同様に示したものであるが、HDPEを用いた場合と同じ傾向がみられた。

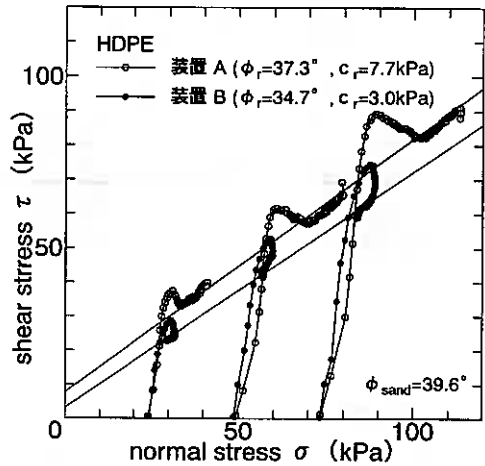


図-4 $\tau \sim \sigma$ 関係 (HDPE)

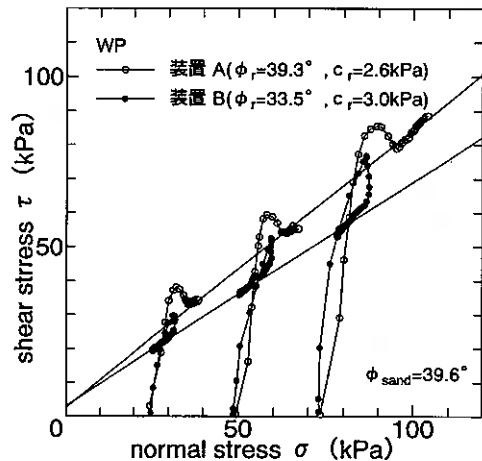


図-5 $\tau \sim \sigma$ 関係 (WP)

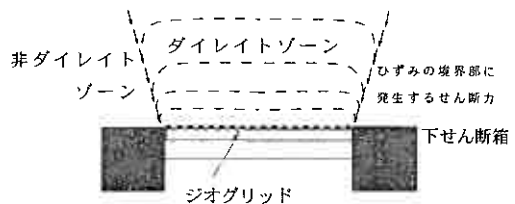


図-6 ジオグリッド周辺に発生するダイレイトンシー

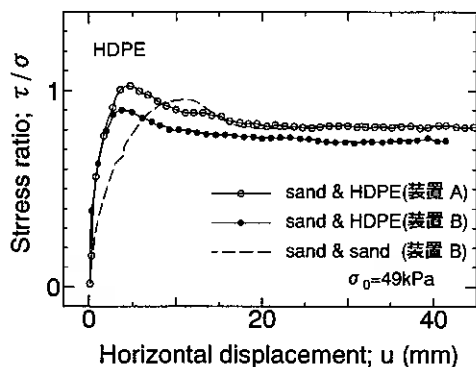


図-7 $\tau/\sigma \sim u$ 関係 (HDPE)

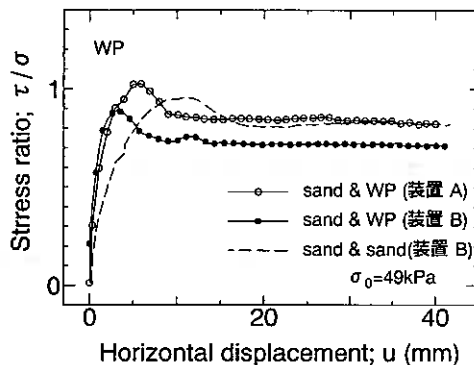


図-8 $\tau/\sigma \sim u$ 関係 (WP)

図-7は上述のHDPEを用いた試験結果（初期垂直応力： $\sigma_0=49\text{kPa}$ ）を「応力比（ τ/σ ）～水平変位」で整理したものである。図中の砂のみの一面せん断試験結果は装置 Bを用いたものである。この図から、装置 Bを用いた場合の方が装置 Aを用いた場合と比べ、より小さなせん断変位でピーク応力比を示すことが分かる。しかしどちらの場合も砂のみの一面せん断試験結果と比較すると早くピークに達している。WPの試験結果（図-8）からも同様の傾向がみられた。またどちらのジオグリッドを用いた場合においても試験装置によるピーク応力比の差は0.12程度であり、この値が装置 Aを用いた場合に生じる砂と下せん断箱上面間の摩擦成分と考えることができる。これらの結果から、装置 Bによって得られた残留状態での内部摩擦角 ϕ_r 、粘着力 c_r 、およびピーク強度に至るまでの水平変位 u_p を用いてジオグリッドの土中変形挙動の推定を行い引抜き試験結果との比較を行う。

土中変形挙動の推定方法

一面せん断試験結果を用いてジオグリッドの土中変形挙動を計算によって求めるために以下のような仮定を設けた。

- 1) ジオグリッド自身の張力～ひずみ関係は線形とし、その傾きをスティフネス S とする。

$$\epsilon = \frac{du}{dx} = \frac{T}{S} \quad (1)$$

- 2) 土中の微小部分で生じているジオグリッドと土の摩擦特性は、一面せん断試験によって評価できるものとし図-9のように単純化する。

$$\begin{aligned} \tau &= ku & (u \leq u_p) & & k &= \tau_r / u_p \\ \tau &= \tau_r & (u > u_p) & & & \end{aligned} \quad (2)$$

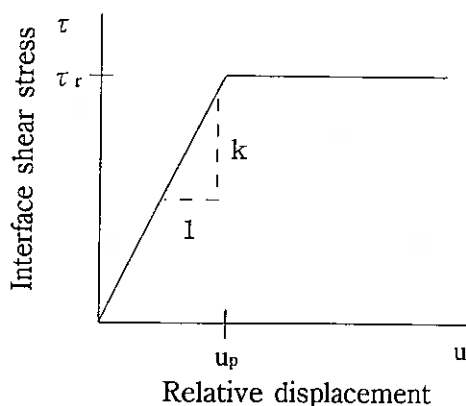


図-9 土とジオグリッドの摩擦特性

- 3) 土中に敷設されたジオグリッドについて図-10のように x をとると、伸び変形の式は(3)のようになる。なお τ が2倍となっているのはジオグリッドの上下面に τ が働くとしているためである。

$$\frac{dT}{dx} = 2\tau \quad (3)$$

(1)～(3)式より以下の微分方程式が得られる。

$$\frac{d^2u}{dx^2} = \frac{2k}{S} u \quad (u \leq u_p) \quad (4-1)$$

$$\frac{d^2u}{dx^2} = \frac{2\tau_r}{S} \quad (u > u_p) \quad (4-2)$$

4-1, 4-2式を解くことによって、土中に敷設されたジオグリッドの相対変位、摩擦抵抗力、張力分布を計算することができる⁹⁾。

この算定法を用いるに当たり各パラメータの中で、 τ_r および u_p はせん断試験結果から求め、ジオグリッドのステイフネス S は引抜き試験の空中部分の張力-ひずみ関係から求める。用いたパラメータを表-2に示す。

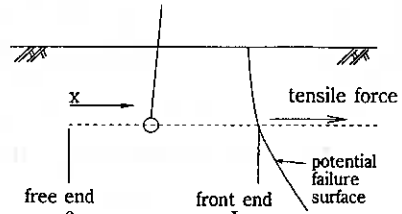
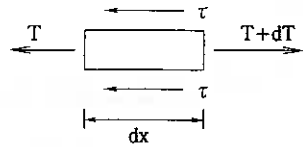


図-10 微小要素での釣り合い
表-2 計算条件

ジオグリッド	HDPE	WP
τ_r	40.4 kPa	38.6 kPa
u_p	4mm	3mm
S	637 kN/m	608kN/m

引抜き試験結果との比較

図-11, 12は今回行ったせん断試験結果から推定した土中のジオグリッド(HDPE, WP)の「引抜き力～引抜き量」の関係を引抜き試験結果と比較したものである。なお用いた引抜き試験装置の概略を図-13に示す。引抜き試験の条件は垂直応力 $\sigma = 54.0\text{kPa}$ (載荷圧+土試料の自重)、引抜き速度は $1\text{mm}/\text{min}$ 、ジオグリッドの敷設長および敷設幅は $50\text{cm} \times 25\text{cm}$ で行った。また引抜き試験に用いた土試料はせん断試験と同じもの(勇払砂: $Dr=85\%$)である。図-11より、HDPEを用いた引抜き試験の場合、明らかなピークと残留状態が現れず、引抜き量が $4\sim 5\text{cm}$ 程度で一旦残留状態に移りそうであるが、その後引抜き力が増加し、ピーク強度に達する。これは土試料が引抜き方向に拘束されているため、HDPEの厚い横リブが引抜き口付近へ近づき、メンブレンを介しての載荷圧は一定だが、その付近でジオグリッドにかかる垂直応力が過剰に増加したためと考えられる。次に、図-12より、WPを用いた場合のせん断試験結果から推定した引抜き挙動をみると、最大引抜き力は引抜き試験結果と比較して10%程度大きな値が得られたが、残留状態に至る引抜き量はほぼ等しく全体を通しておおむね試験結果をよく推定しているといえる。HDPEの引抜き試験結果が、 $4\sim 5\text{cm}$ 程度で残留状態に達すると仮定すると、どちらのジオグリッドを用いても推定結果が引抜き試験結果から得られる引抜き力; F を上回る値が得られているといえる。それは、本研究で用いた引抜き試験土槽の高さが、引抜き幅と比較して大きいことから周面摩擦等の影響により垂直応力がジオグリッド両端部にまで十分に達していなかったことも考えられ⁹⁾、今後より正確な引抜き試験結果の蓄積が必要である。

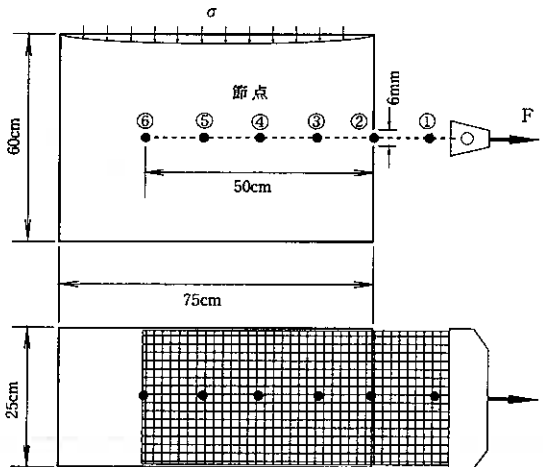


図-13 引抜き試験装置

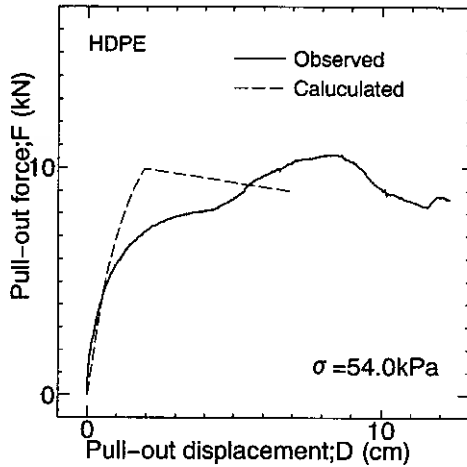


図-11 引抜き試験結果との比較(HDPE)

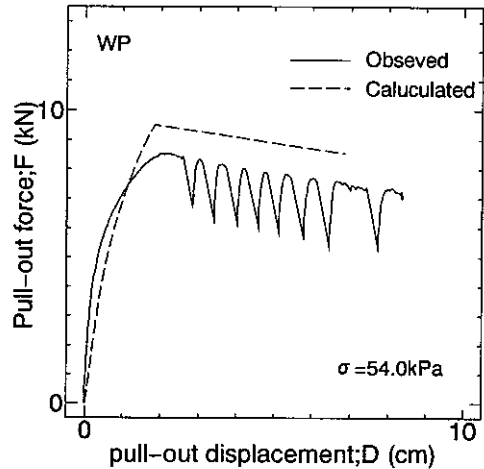


図-12 引抜き試験結果との比較(WP)

まとめ

上下せん断箱の寸法を変えた2種類のせん断試験装置によるジオグリッドと砂の摩擦特性試験、およびその試験結果を用いて実施した引抜き試験時の挙動の予測計算の結果から以下の結論が得られた。

- 1) 2種類の試験装置から得られた応力経路は全く異なっており、土とジオグリッド間の摩擦特性を正確に求めるためには、上下せん断箱の寸法を等しくする必要がある。
- 2) せん断試験結果から推定したジオグリッドの最大引抜き力は、引抜き試験結果と比較して10%程度大きな値が得られたが全体的には引抜き力～引抜き量関係をよく近似できることが分かった。

今後はより正確な引抜き試験方法の確立とその結果の蓄積が必要である。

【参考文献】

- 1) Nakamura, T. et. al: Direct shear testing method as a means for estimating geogrid-sand interface shear-displacement behavior, Soils and Foundations, Vol. 39, No.4, 1999
- 2) 林、他：「土とジオテキスタイルの摩擦特性試験方法」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、1994
- 3) 中村、他：ジオグリッドの開口深さを変えたせん断試験について、土木学会年次学術講演会講演概要集・第52回、1997
- 4) ジョグリッド研究会：ジオグリッドの引抜き一斉試験結果について、第4回ジオテキスタイルシンポジウム、1989
- 5) Mitachi, T. et. al: Estimation of in-soil deformation behavior of geogrid under pull-out loading, IS Kyushu'92, 1992
- 6) 中村、他：砂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、1994

地上写真測量による斜面解析事例の紹介

北海道開発コンサルタント(株) 正会員 ○関根 達夫
同上 熊倉 聡
同上 後藤 和則
同上 阪田 義隆

1. はじめに

斜面の安定性の解析や斜面对策をする場合、その地形情報を得ることがまず必要であり、斜面の割れ目状況を把握する必要がある。本報告では地形情報を得るために、簡易な地上写真測量を用い、得られた3次元の位置座標から地層や斜面の面構造の解析を試みた事例を紹介する。

2. 現状の問題点

斜面災害時などには、災害規模の確認など早急に地形データが必要である。急崖斜面の対策を検討する場合、地形平面図には崖部が崖マークで表示されていたり、崖面の詳細な凹凸が表現されない、オーバーハング構造が表現できないなどの制約があり、斜面を解析する人に必要な情報が地形図上に表現されていない場合が多い。また、地形図だけでは現地の照合が難しく斜面イメージの共有が難しいことがある。急崖斜面では、斜面に人が近づけないため斜面上の割れ目の構造や斜面傾斜の把握が難しいことが多い。また、岩盤内の割れ目の解析には、ボアホールカメラが用いられているが、割れ目の面的な広がりや把握することは困難であり、地表に見えている割れ目の連続性からマクロ的な解析が必要である。そこで、解析者自身が地上写真測量を使って地形および割れ目構造を解析する手法の検討を行った。

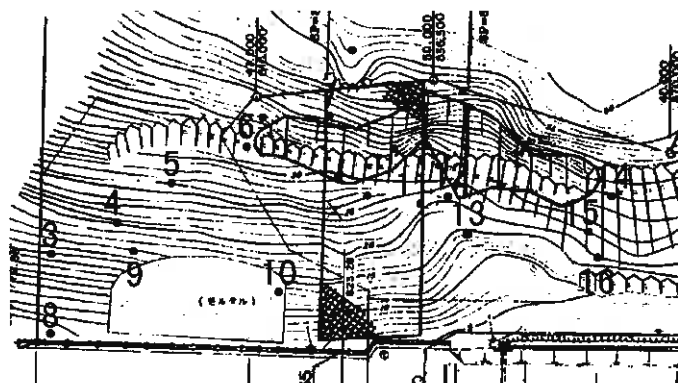


図-1 地形平面図

3. 簡易な地上写真測量

簡易な地上写真測量は、写真モデル化ソフトとデジタルカメラを用いる簡便なものである。写真測量の流れは図-2に示すように、あらかじめカメラのキャリブレーション、現地の基準点測量、写真撮影を実施する。特徴点のマークと関連付けをして三次元解析を行いモデル座標を求める。基準点座標値を計算することにより実空間のモデルが得られ、写真上でマークした点の実座標が計算される。3点の実座標から割れ目面の走向傾斜を計算したり、モデルの鳥瞰図の作成するというものである。

Engineering Geodesy by Photogrammetry Tatsuo Sekine, Satoshi Kumakura, Kazunori Gotou
Yoshitaka Sakata (Hokkaido Engineering Consultants Co., Ltd)

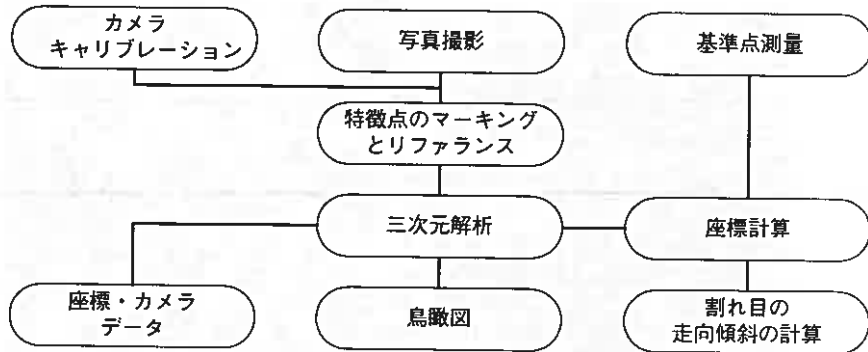


図-2 簡易写真測量のフロー

4. 急崖斜面における解析事例

岩盤斜面において、あらかじめ崖面の特徴点を10数点実測しておき、簡易写真測量を実施した。得られた3次元座標値から割れ目の計測を行い走向傾斜を求めた。



写真-1 異なる方向からの急崖写真

写真-1のように異なる方向からの写真を撮影する。特徴点にマークをつけ、同一地点の関連付け（リファランス）して3次元の座標値を計算する。同時にカメラ位置も写真から計算される。実体視をしながら写真-2のように、斜面の平面の輪郭をマーキングし、他の写真についても輪郭の関連付けを行う。



写真-2 平滑な地表面の地点番号を描く

三次元計算が完了すると写真-3のようなモデル図やカメラの位置が表現される。

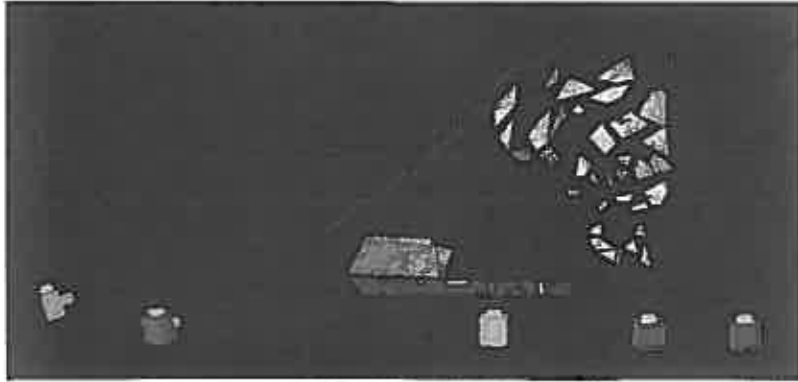


写真-3 3次元表示された崖面とカメラ位置

写真上にマークした点から、表-1のスプレッドシートに、座標値、座標計算に用いた写真番号、適合度、写真の交叉角などが表示される。この座標値から平面を作る3点の点番号と座標値を選択し計算すると、表-2に示すように平面の走向傾斜が求められる。

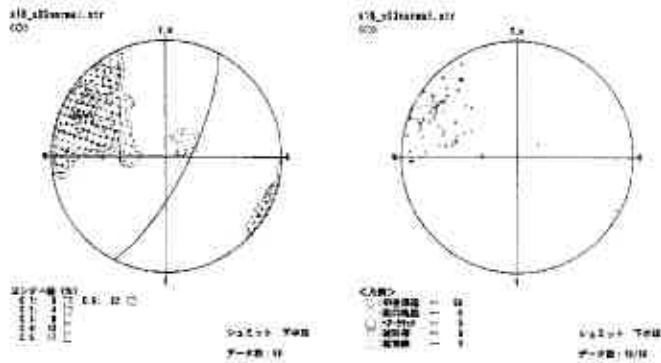
表-1 スプレッドシート

x18_x03 点番号	X	Y	Z	写真	タイトネス	角度
1	-122.517	100.8846	-6.5933	3,4,5	0.105275	81
2	-162.36	121.7985	-1.01107	1,3,4,5,6	0.172076	89
3	-131.288	100.3828	3.304509	1,3,4,5,6	0.145745	88
4	-120.263	93.66906	20.21969	1,3,4,5,6	0.212967	89
*	*	*	*	*	*	*
*	*	*	*	*	*	*
305	-163.166	120.3059	-2.47158	4,3	0.227995	56
306	-159.724	117.7372	36.89168	4,3	0.02664	41
307	-117.452	91.43304	14.32556	4,3	0.13458	40

表-2 走向傾斜の計算

x18_x03 men 面番号	点番号	X	Y	Z	走向	傾斜
1	170	-135.61	105.42	45.60	N 33 E	76 SE
1	171	-133.86	102.70	40.19		
1	173	-137.02	105.22	41.68		
2	172	-135.31	102.15	36.63	N 31 E	71 SE
2	171	-133.86	102.70	40.19		
2	173	-137.02	105.22	41.68		
3	174	-137.93	104.98	38.42	N 44 E	74 SE
3	175	-136.91	102.63	34.98		
3	176	-139.50	104.10	32.29		

得られた走向傾斜の値をステレオ投影すると、図-3のように地形面の走向傾斜の傾向を把握することができる。



面の集中度 面の分布
 図-3 地表面の走向傾斜の分布

5. まとめと今後の問題

5. 1 明らかになったことから

1. 数枚の写真を使って、立体モデルの解析ができた。
2. 簡易写真測量により割れ目の走向傾斜の計測が可能になった。
3. 撮影位置が大きく離れ実体視ができない写真でも、マークや特徴点などにより同一地点が確定できれば地形解析が可能である。
4. 計測箇所が写真上に表示できるので、現地での位置確認、斜面情報の共有が可能になった。
5. 一般のカメラでも、ある程度の写真測量が可能である。
6. 簡易な地上写真測量には、画素数は粗いがデジカメが便利である。

5. 2 今後の展望

1. 簡易写真測量の利用として、岩盤斜面解析の計測、岩盤スケッチ、斜面点検あるいは構造物や建物の計測などへの利用が考えられる。
2. ラジコン写真の斜面解析への応用。
3. 3Dキヤドによる、亀裂面解析、横断図、平面図の作成。
4. 岩盤安定計算モデルの作成。
5. 対策工の設計の基礎資料。
6. GIS、CAD、CGとの組み合わせによる斜面表現。
7. 現時点では、十分精度を高めるまでには至っていないので、今後、カメラキャリブレーションの再設定、解析方法、撮影機材を検討して精度を高めていきたい。
8. 写真測量は、比較的簡便であり、踏査の補足などに今後広く利用されるものと考えられる。

石炭灰の土木材料への適応性

北海道開発局開発土木研究所 ○正会員 山澤 文雄
正会員 西川 純一
正会員 佐藤 厚子
北海道電力(株)総合研究所 小林 仁
榊原 敦仁

1. まえがき

石炭灰火力発電所から排出される石炭灰については、現在土木材料への利用が図られているが、発生する全体量から見ると今後のさらなる用途開発が求められているところである。本研究は、石炭灰の土木材料としての有効利用を図り、資源のリサイクル化に貢献することを目的としている。

これまでの検討の結果^{1) 2)}、石炭灰は石炭の産地、燃焼ボイラによりその性状、性質に違いがあり、石炭灰を利用する場合には、これらの性質を考慮する必要があることがわかっている。本報告は石炭灰を土木材料へ利用するために行った(1)不良土を有効利用するための混合材料としての利用手法等の検討、(2)流動化処理土およびその軽量化を考慮した気泡混合固化土への利用の可能性の検討についてとりまとめたものである。

2. 石炭灰の性状

試験に用いた石炭灰は苫東厚真火力発電所より排出された外国炭の新生灰である。石炭灰は火力発電所のボイラの違いにより3種類の灰に分けられる。石炭灰は出力や構造の異なる1号機、2号機、3号機から排出され、それぞれ順に1号灰、2号灰、3号灰と称する。1号機は燃焼温度が低いため1号灰は未燃分が多くなっている。3号機は燃焼効率を大きくするため石灰石を混入しているので、他の灰よりカルシウム分が多い。1号灰、2号灰、3号灰の石炭灰の性状を表-1に示す。なお、石炭灰には微量の金属を含んでいるが、これまでのデータではほとんど土壌の汚染に係わる環境基準³⁾を満足している。

図-1に石炭灰の粒径加積曲線を、図-2に締固め曲線を示す。粒度分布は1号灰、2号灰がほぼ同じであり、3号灰はこれらより小さい粒径の粒子が多い。締固め曲線については、石炭灰の種類によって明確な最大乾燥密度を得られるものと得られないものがある。1号灰は明確に最大乾燥密度が求めることができない

表-1 石炭灰の性状

試料名	炭種*	MO/OB	WA/OB	CV/BA	TU/BA	MO/OB	大同	MS	UL	LI	WA	DR/BA	OP/BA	UL/BA	南屯	BA	WA	環境基準*
石炭灰の種類		1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.120	2.196	2.191	2.284	2.334	2.400	2.381	2.238	2.274	2.268	2.393	2.378	2.310	2.249	2.942	2.778	
含水比 w_r (%)		0.30	0.09	0.27	0.05	0.12	0.30	0.02	0.08	0.08	0.05	0.08	0.05	0.07	0.17	0.14	0.01	
コンシステ ンシー限界	液性限界LL(%)	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	
	塑性限界PL(%)	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	
日本統一土質分類		ML	ML	ML	ML	ML	ML	ML	ML	ML	ML	ML	ML	ML	ML	ML	ML	
締固め 特性	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.022	0.996	1.055	1.085	1.474	1.592	1.499	1.190	1.236	1.225	1.487	1.445	1.356	1.020	1.220	1.334	
	最適含水比 w_{opt} (%)	37.5	37.0	36.1	36.5	19.2	17.0	18.6	31.2	21.4	28.5	19.0	19.1	22.4	36.4	31.4	29.2	
pH		12.6	12.2	12.9	12.0	11.5	12.3	12.6	11.3	3.7	11.1	13.0	11.6	4.3	13.0	12.9	12.9	
強熱減量Li(%)		14.3	11.3	11.8	8.2	3.7	2.3	1.6	1.7	2.4	2.6	1.7	2.6	1.8	1.2	6.5	2.1	
溶出試験	カドミウム(mg/l)	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	0.03
	鉛(mg/l)		<0.01	<0.01	<0.01	<0.01			<0.01	<0.01	<0.01	<0.01	<0.01	<0.01	<0.01		<0.01	0.03
	六価クロム(mg/l)	0.04	0.04	0.09	<0.02	0.03	0.12	0.04	0.04	0.05	<0.07	0.05	0.04	<0.02		<0.02	<0.02	0.15
	ヒ素(mg/l)	<0.01	<0.01	<0.01	<0.01	0.04	<0.01	<0.01	<0.01	0.02	0.12	<0.01	<0.01	0.07	<0.01		<0.01	<0.01

*試料名の炭種は産地の略語を表している *環境基準は土壌の汚染に係わる環境基準(H6.2環境庁告示第26号別表)による

An application of coal ashes to civil engineering materials ; Fumio YAMASAWA, Jun'ichi NISHIKAWA, Atsuko SATO (Civil Engineering Research Institute , Hokkaido Development Bureau) , Hitoshi KOBAYASHI and Atsubito SAKAKIBARA (Hokkaido Electric Power Co., Inc.)

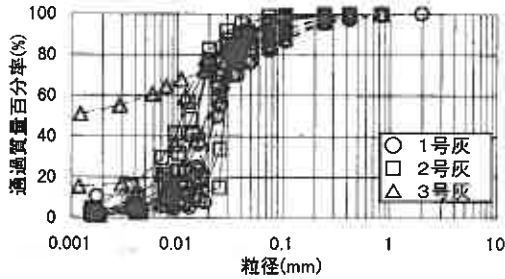


図-1 石炭灰の粒径加積曲線

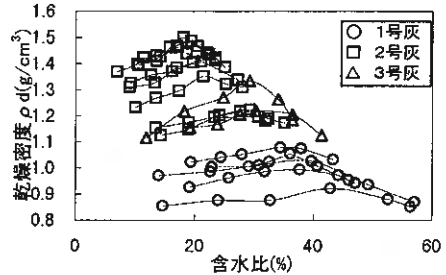


図-2 石炭灰の締固め曲線

い。2号灰については最大乾燥密度が $1.3 \sim 1.5 \text{ g/cm}^3$ 、最適含水比が 20%程度ของกลุ่มと最大乾燥密度が 1.2 g/cm^3 程度、最適含水比が 30%程度ของกลุ่มに分けることができる。3号灰については2号灰の最大乾燥密度が低い方のグループとほぼ同じである。

2. 石炭灰による不良土改良効果の検討

2.1 目的

石炭灰の有効利用を推進する研究の一環として、石炭灰による不良土の改良を試みた。石炭灰はその含水比がほぼゼロであることと、転圧後時間経過とともに強度発現するものもある⁴⁾⁵⁾ことから不良土に混合し、目標強度を得るために適した不良土と石炭灰の配合を決めることを目的とし、含水比の低下や土性の改善を検討した。

2.2 試験概要

不良土と石炭灰の性質、混合土の性質と適正な配合の関係を検討した。適正な配合とは、盛土の施工を考慮し、盛土の施工時に必要な強度、および盛土完成後の安定性のいずれも満足するものである。ここで目標とする強度は、施工性の点から、普通ブルドーザーの走行性を確保できるコーン指数 $qc=500 \text{ kPa}$ とした。盛土の安定性から、湿潤重量 1.8 t/m^3 、の土を 45° 勾配で7日間に高さ 10 m 盛土するとき、室内と現場の強度比を2とし、すべり安全率 1.2 を確保する強度として7日養生後の一軸圧縮強さを $qu=150 \text{ kPa}$ とした。

2.3 試験結果と考察

この試験に用いた試料の基本物性値を表-2に示す。いずれの試料も細粒分が多く、トラフィカビリティ試験によるコーン指数が 300 kPa 以下で、そのままの状態では建設機械の走行を確保できない不良土である。

江別試料に1号灰3種類、2号灰4種類を混合したときの混合土の石炭灰混合率と7日養生後の一軸圧縮強さの関係を図-3に示す。石炭灰混合率を大きくするに従い、一軸圧縮強さは増加するが、ある混合率でピークを示し、それ以上の混合率では減少する傾向にある。石炭灰の種類により目標強度 $qu=150 \text{ kPa}$ となる石炭灰混合率は CV/BA を除

表-2 試料の基本物性値

きほぼ同じ混合率となっている。この関係は土が異なっても同様である。また、3号灰は1、2号灰よりも少ない石炭灰混合率で目標強度を得ている。

コーン指数についても一軸圧縮強さと同様に混合率を増加させると増加する傾向にある。石炭灰による改良土盛土の場合には、施工性と盛土の安定性の両方を確保することが必要であ

試料名	北空知	長沼	江別	中山	八条	秩父別	北島	美原	西の里
土粒子の密度 $\rho_s (\text{g/cm}^3)$	2.590	2.652	2.634	2.631	2.672	2.544	2.652	2.641	2.712
含水比 $w_n (\%)$	62.8	204.1	35.7	38.1	45.6	47.6	88.5	27.3	33.1
粒度特性	礫分 2000 μm 以上(%)	0	0	5	6	0	0	0	21
	砂分 75~2000 μm (%)	10	0	33	39	21	9	35	34
	細粒分 75 μm 以下(%)	90	100	68	55	79	91	65	66
コンシステンシー限界	液性限界LL(%)	73.8	90.8	42.7	57.4	47.7	58.8	76.6	39.8
	塑性限界PL(%)	32.0	35.2	25.1	27.4	25.4	26.9	38.9	24.1
	塑性指数 I_p	41.8	55.6	17.6	30.0	22.3	31.9	37.7	15.7
	液性指数 I_L	0.74	3.04	0.60	0.36	0.91	0.65	1.32	0.20
日本統一土質分類	VH ₁	CH	CL	CH	CL	ML	ML	ML	SFG
締固め特性	最大乾燥密度 $\rho_{dmax} (\text{g/cm}^3)$	1.136	1.065	1.617	1.559	1.452	1.760	-	1.775
	最適含水比 $w_{opt} (\%)$	37.6	43.2	18.8	23.8	21.9	28.6	-	17.7
トラフィカビリティ	コーン指数 $qc (\text{kPa})$	200	11	22	45	50	125	測定不能	56

る。7日後の一軸圧縮強さで目標とする強度 $qu=150kPa$ が必要であるが、まず必要とする施工性を確保しなければならない。そこで、施工性と盛土の安定性を確保できる石炭灰混合率をコーン指数と一軸圧縮強さの関係から確認した。図-4に必要なコーン指数を得る石炭灰混合率と一軸圧縮強さ $qu=150kPa$ を得る石炭灰混合率の関係を示す。

一軸圧縮強さ $qu=150kPa$ となる石炭灰混合率は、コーン指数 $qc=700kPa$ となる石炭灰混合率とほぼ同じであるので、施工に必要なコーン指数が $700kPa$ 以下である場合は、配合を一軸圧縮強さに必要な混合率とする。また、施工に必要なコーン指数が $700kPa$ 以上の施工機械 (21t 級普通ブルドーザ以上) を用いるときは一軸圧縮強さ $qu=150kPa$ の混合率では足りないので、配合は施工性を満足する混合率にする必要がある。

石炭灰と土の混合土の強度には石炭灰と土のどの性質が影響するのかを検討した。強度に与える影響として土の性質では含水比が考えられる。土の含水比が 70% よりも大きくなると、目標の強度を得るためにはより多くの石炭灰を混合する必要がある。

一方、石炭灰の性質としては酸化カルシウム、三酸化硫黄、強熱減量が強度に影響する⁶⁾とされている。酸化カルシウム分が多い石炭灰はポゾラン活性が強くなり強度も大きくなる⁷⁾ことから酸化カルシウム分に注目した。含水比が 70% 以下の土で、石炭灰に含まれる酸化カルシウム分と $qu=150kPa$ を得ることのできる石炭灰混合率の関係を示す (図-5)。石炭灰と土の混合土では石炭灰に含まれる酸化カルシウム分が多くなると必要強度を得る石炭灰混合率は少なくなる。土によって多少ばらつきのあるものの石炭灰に含まれる酸化カルシウム分が 6% 程度までならば、石炭灰混合率 30 ~ 60% の範囲で目標強度となり、酸化カルシウム分が 6% 以上ならば、石炭灰混合率 10 ~ 30% の範囲で目標強度となる。しかし、石炭灰と土の混合土の強度には、酸化カルシウムのみでなく石炭灰と土の別な様々な要因も関係していると考えられる。

2. 4 不良土に石炭灰を混合する際の配合量の考え方

これまでの試験結果を参考にすると、不良土と石炭灰の性質により、混合の配合をある程度まで絞ることができる。必要なコーン指数 $qc=700kPa$ までの施工機械を用いる場合、不良土の含水比が 70% 以下であるならば石炭灰に含まれる酸化カルシウム分が 6% 以下の場合、石炭灰混合率 30 ~ 60% を含む範囲で、酸化カルシウム分が 6% よりも大きい場合、石炭灰混合率 10 ~ 30% を含む範囲で事前に配合試験をし、使用する配合を決定する。この際の石炭灰混合率は、必要とする 7 日養生後の一軸圧縮強さ $qu=150kPa$ を目標に決定することになる。使用する施工機械が $qc=700kPa$ よりも大きいコーン指数を必要とする場合は、この条件を満たす石炭灰の混合率を求めることになる。

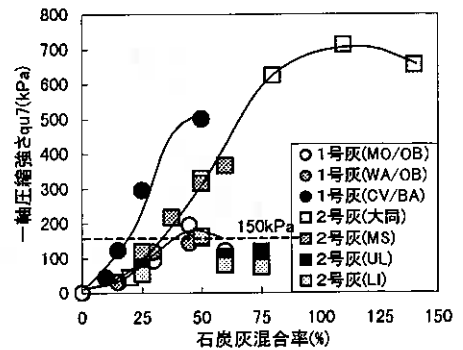


図-3 石炭灰混合率と一軸圧縮強さの関係

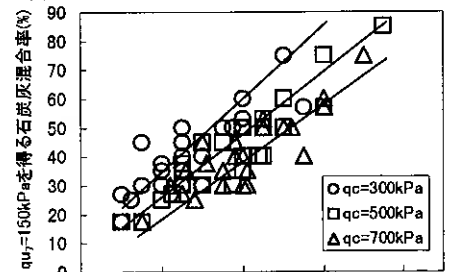


図-4 必要な qc を得る石炭灰混合率と $qu=150kPa$ を得る石炭灰混合率の関係

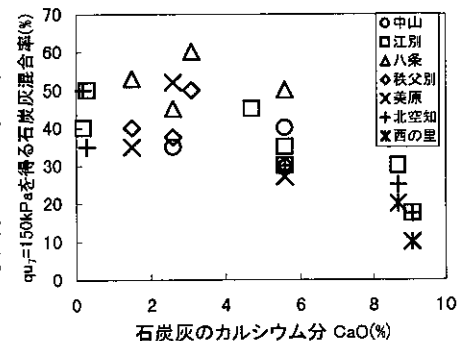


図-5 石炭灰に含まれる酸化カルシウム分と $qu=150kPa$ を得る石炭灰混合率の関係

3. 石炭灰の流動化処理土、気泡混合固化土への適応性の検討

3.1 目的

石炭灰について付加価値を高めた土木材料のひとつである流動化処理土、さらに軽量化を考慮した気泡混合固化土への利用を考えた。これまでの研究結果³⁾を参考として、石炭灰を材料とする流動化処理土、気泡混合固化土を作製し、その特性および利用方法を検討した。

3.2 試験概要

石炭灰に固化材と水を加えて流動化処理土を、さらに気泡を混合し気泡混合固化土を作製し、その物理特性および力学特性を求めた。石炭灰を流動化処理土、気泡混合固化土として有効利用するためには、必要な流動性を持たせること、材料分離しないこと、および、目標期間内に目標強度を得ることができるという条件が必要である。これらの条件を満足するために、加水量、固化材量、気泡量を変えて流動化処理土、気泡混合固化土を作製し、各種の試験を行った。

なお、流動化処理土、気泡混合固化土は加水して作製することから、これらの含水比を調整含水比と呼ぶことにする。また、固化材としては、普通ポルトランドセメントおよび一般軟弱土用固化材を使用し、加えた水は水道水である。

3.3 試験結果と考察

3.3.1 流動化処理土

(1) 物理特性試験

流動性を調べる試験としては日本道路公団基準のシリンダーフロー試験³⁾を採用した。流動性は加水量に関係することから、調整含水比とフロー値の関係を図-6に示す。

フロー値の基準は、ポンプ圧送性や施工性を考慮して、160mm¹⁹⁾以上とした。フロー値は固化材量よりも調整含水比に大きく影響されていることがわかる。また、フロー値160mmとなる調整含水比は石炭灰により異なっている。

石炭灰は最適含水比よりも含水比が大きくなると、石炭灰と水とが分離しやすくなることから、最適含水比がフロー値に影響すると考えた。そこで、石炭灰の最適含水比とフロー値が160mmとなる調整含水比の関係を求めた(図-7)。この図より、石炭灰の最適含水比とフロー値が160mmとなる調整含水比に相関性があることがわかる。したがって、石炭灰の最適含水比により、フロー値の基準となる調整含水比を推定することができる。

ブリーディング試験は土木学会基準の試験法¹¹⁾で行い、ブリーディング率の基準を小規模空洞の充填の基準である3%未満¹⁰⁾とした。フロー値160mm以上を満たす各石炭灰の調整含水比とブリーディング率の関係を図-8に示す。ブリーディング率は石炭灰の種類により異なり、1号灰、3号灰はばらつきが大きく、2号灰は他の石炭灰に比べて小さい傾向にある。2号灰はフロー値の基準とブリーディング率の基準を両方満たすことができる。1号灰、3号灰についてはフロー値の基準を満たしてもブリーディング率の基準を満たさないものが多い。このため、1号灰、3号灰を用いる際にはブ

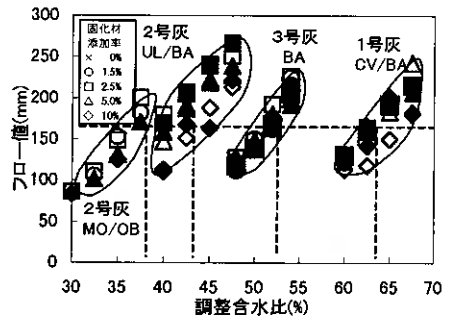


図-6 調整含水比とフロー値の関係

黒塗り：普通ポルトランドセメント
白抜き：一般軟弱土用固化材

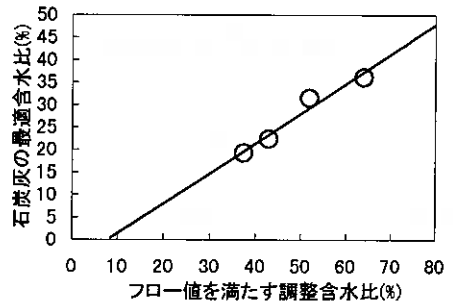


図-7 フロー値を満たす調整含水比と石炭灰の最適含水比の関係

黒塗り：普通ポルトランドセメント
白抜き：一般軟弱土用固化材

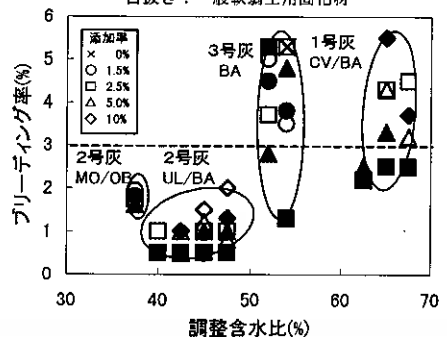


図-8 調整含水比とブリーディング率の関係

黒塗り：普通ポルトランドセメント
白抜き：一般軟弱土用固化材

リーディング率をおさえる何らかの対策が必要となる。

(2) 強度特性試験

各石炭灰のフロー値と一軸圧縮強さの関係を図-9に示す。フロー値が大きくなれば一軸圧縮強さが低下し、固化材の添加率を上げると一軸圧縮強さも増加することがわかる。

1、2号灰では、石炭灰、固化材の種類に係わらず、固化材の添加率ごとの曲線になっている。従って、普通ポルトランドセメントと一般軟弱土用固化材はほぼ同じ効果を発揮しているといえる。また、 $qu=200\text{kPa}$ となる固化材添加率は1、2号灰では2~4%の範囲であり、3号灰は同じ添加率でも1、2号灰より大きな強度を示している。これは、3号灰が石炭と石灰石を混合させて燃焼させる方式のボイラから発生するもので、石灰分を多量に含んでいるからと考えられる。

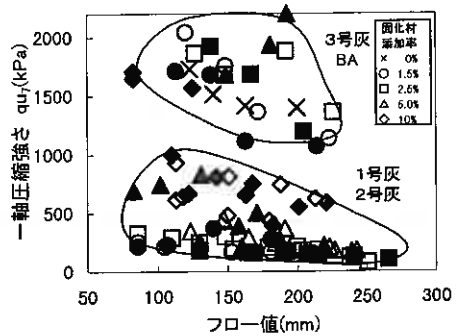


図-9 フロー値と一軸圧縮強さの関係
黒塗り：普通ポルトランドセメント
白抜き：一般軟弱土用固化材

(3) 流動化処理土の配合の考え方

以上の結果より、石炭灰を材料とする流動化処理土を作製する場合の配合決定のフローを図-10に示す。まず、石炭灰の最適含水比により、フロー値の基準を満足する調整含水比が推定できる(図-7)。この調整含水比を用い試験を行う。流動化処理土の強度としては、基準を200kPa以上とすると、1、2号灰については固化材添加率で2~4%程度で改良できることが、これまでの試験結果により確認できた。よって、1、2号灰の場合は固化材添加率を2~4%の範囲で、3号灰の場合は固化材を添加しなくても流動化処理

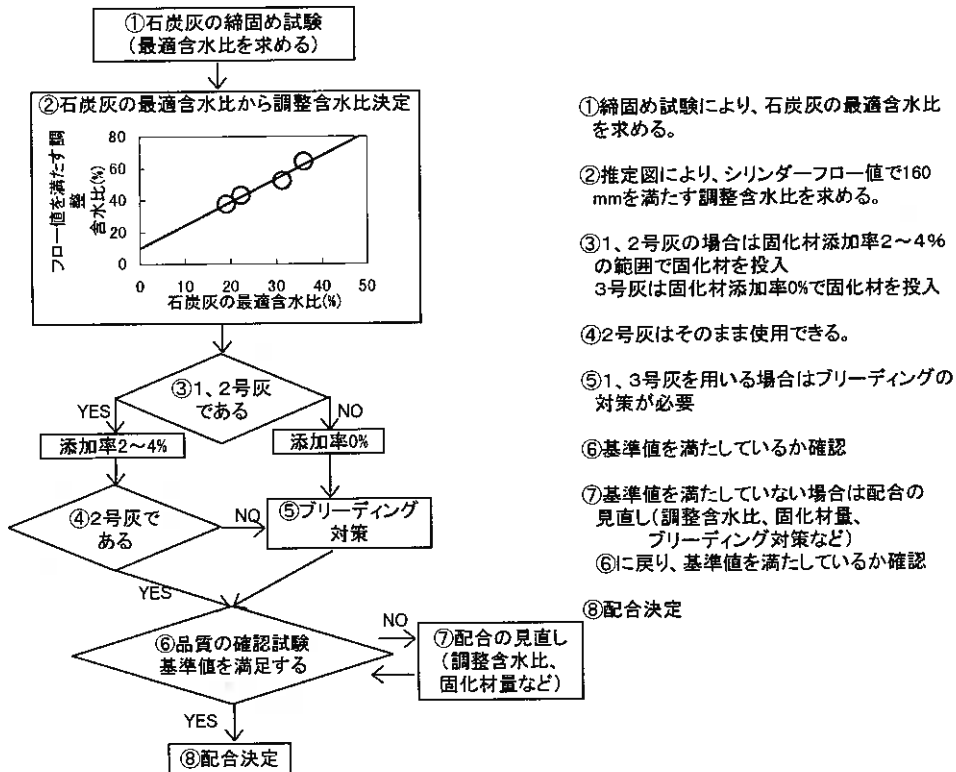


図-10 配合決定のフロー

土を作製できる。なお、1、3号灰を用いる場合はブリーディングの影響が考えられるのでブリーディング対策が必要となる。そのときの流動化処理土が基準値を全て満たすことができれば流動化処理土として利用できる。

3.3.2 気泡混合固化土

(1) 物理特性試験

気泡混合固化土を作製する際には、密度が大きく係わってくる。そこで、本文では混合直後のまだ固まる前の密度をスラリー密度、固まった後の密度を固化密度と称する。

気泡混合固化土は、流動化処理土に気泡を混入するため、攪拌による消泡が懸念される。これを確認する目的で、石炭灰、水を混合した流動化処理土に気泡を入したときの攪拌混合時間とスラリー密度の関係を求めた(図-11)。

気泡混合固化土の目標密度を 0.6g/cm^3 となるように試験をした。気泡混入のばらつきを確認するためにスラリー密度は試料の入ったステンレスボールの上部、中間部、下部の3カ所で測定した。

1号灰を材料とする流動化処理土に気泡を混入すると、すぐに消泡しスラリー密度が大きくなった。また、2、3号灰についてはほぼ目標のスラリー密度が維持された。スラリー密度に影響を与える材料土の物理特性には、粒度特性および有機分含有率が考えられる。材料土の粗粒分が多くなると気泡の消泡率が高くなり、また、有機分含有量は消泡に影響を与えるとの報告¹³⁾がある。今回の試験に使用した1、2、3号灰について同じ強熱減量で粒度分布の異なる灰がなかったことから粒度特性が消泡に与える影響は不明であるが、同じ粒度分布の1号灰と2号灰では、強熱減量の大きな1号灰は攪拌により大きく消泡しスラリー密度が大きくなっている。これらの事実から、石炭灰を材料土とする気泡混合固化土では、強熱減量が攪拌時の消泡に影響を与えると推定された。

また、スラリー密度と7、28日養生後の固化密度はほぼ同じであり、固化途中の消泡はほとんどないことがわかった。¹³⁾

気泡混合固化土において、流動性は現場での充填性、施工性に大きな影響を与えるものである。気泡混合固化土の流動性は加水量、気泡量が関係すると考えられるので、スラリー密度とフロー値の関係を調整含水比ごとに示す(図-12)。フロー値は気泡量が増えると小さくなり、調整含水比が高くなると大きくなるのがわかる。しかし、気泡量が多いと加水量を増やしてもフロー値に大きな差が出ないことがわかった。

また、試料を作製する際に目標密度から各フロー値を得ることのできる調整含水比がわかれば配合の決定に役立つと考えた。そこで、各フロー値が得られるスラリー密度と調整含水比の関係を図-13に示す。一般に、500mのポンプ圧送が可能な流動性は、フロー値で160mmから200mm程度とされているので、この図ではフロー値で160mm、200mmとなるスラリー密度と調整含水比の関係を示した。気泡混合固化土のスラリー密度が大きくなると各フロー値を得ることのできる調整含水比は小さくなる傾向にある。2号灰は3

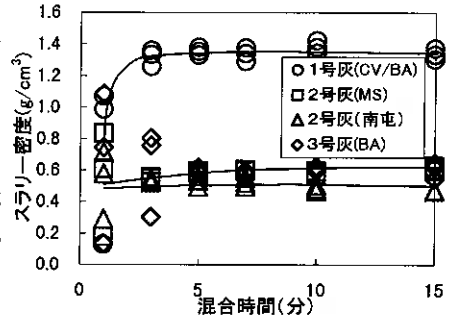


図-11 攪拌時間とスラリー密度の関係

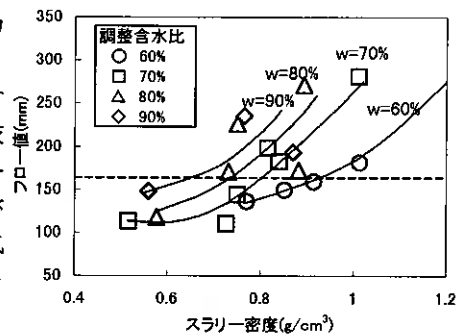


図-12 スラリー密度とフロー値の関係

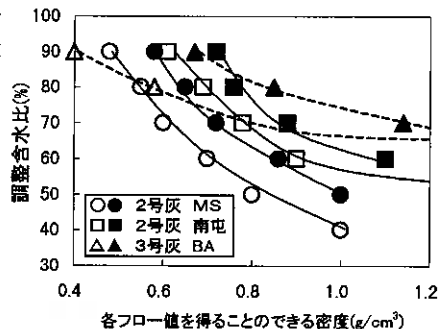


図-13 各フロー値を得ることのできるスラリー密度と調整含水比の関係
白抜き: フロー値 160mm
黒塗り; フロー値 200mm

号灰より、スラリー密度に対して各フロー値を得ることのできる調整含水比の変化が大きくなっている。

ブリーディング率と気泡混合固化土のスラリー密度の関係を探ったところ、ブリーディング率は気泡混合固化土のスラリー密度を小さくすると、すなわち気泡量を増やすことで小さくなる傾向にある。気泡混合固化土の密度が 1.2g/cm^3 までの範囲では、ブリーディングを起こさないことがわかった。よって、気泡の混入していない流動化処理土において、ブリーディングが起きていても、気泡を混入することによりブリーディングをなくすことができることがわかった。

(2) 強度特性試験

材料として2、3号灰を用いた気泡混合固化土の固化材量と7日養生後の一軸圧縮強さの関係を求めた(図-14)。

固化材量が多くなると一軸圧縮強さは増加する。気泡混合固化土の固化密度によっても一軸圧縮強さは異なり、固化密度が大きいくほど目標強度に必要な固化材量が少ない。

今回の試験では、気泡混合固化土の固化密度が 0.6g/cm^3 、 0.8g/cm^3 ならば、約 130kg/m^3 の固化材量で $qu=200\text{kPa}$ になり、固化密度が 1.0g/cm^3 ならば約 80kg/m^3 の固化材量で $qu=200\text{kPa}$ となることがわかった。

(3) 気泡混合固化土の配合の考え方

これまでの試験結果より、石炭灰を材料とする気泡混合固化土を作製する場合の配合決定のフローを考えた(図-15)。

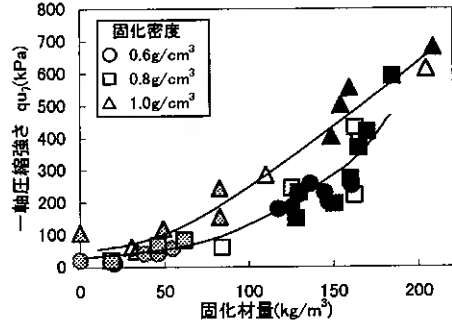
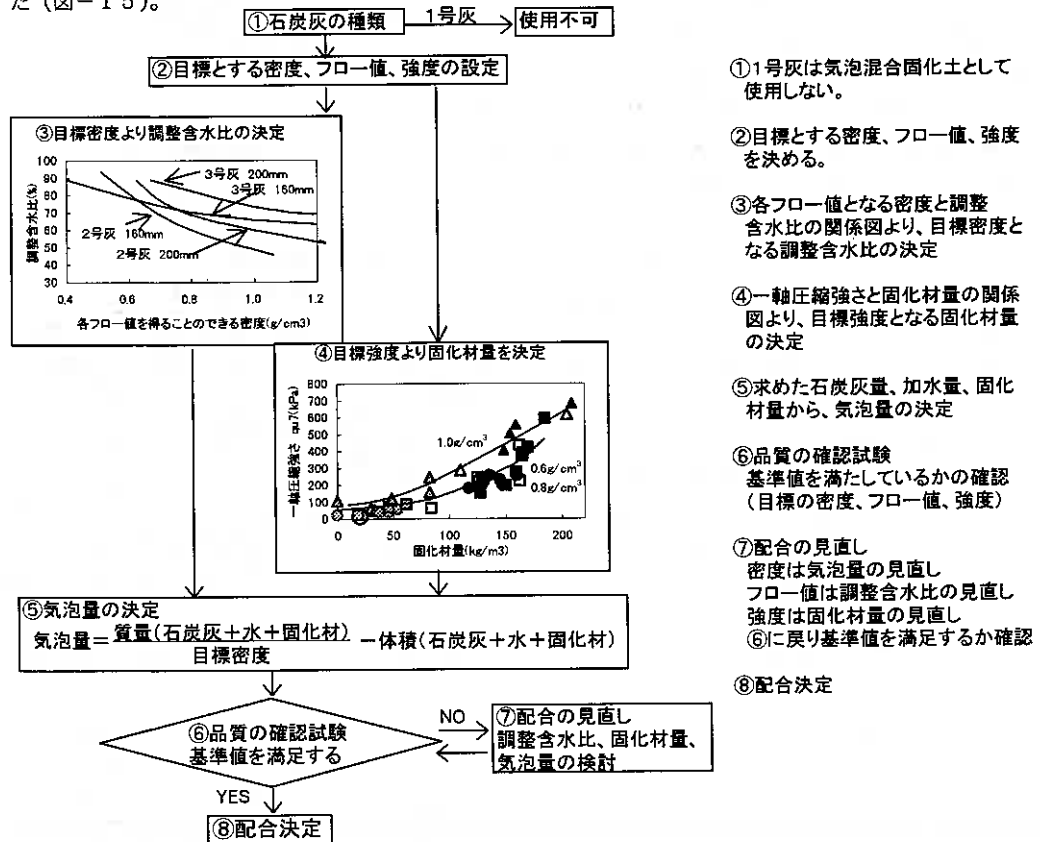


図-14 固化材量と一軸圧縮強さの関係
白抜き：2号灰(MS)
黒塗り：2号灰(南屯)
灰色：3号灰(BA)



- ①1号灰は気泡混合固化土として使用しない。
- ②目標とする密度、フロー値、強度を決める。
- ③各フロー値となる密度と調整含水比の関係図より、目標密度となる調整含水比の決定
- ④一軸圧縮強さと固化材量の関係図より、目標強度となる固化材量の決定
- ⑤求めた石炭灰量、加水量、固化材量から、気泡量の決定
- ⑥品質の確認試験
基準値を満たしているかの確認
(目標の密度、フロー値、強度)
- ⑦配合の見直し
密度は気泡量の見直し
フロー値は調整含水比の見直し
強度は固化材量の見直し
- ⑧に
戻り基準値を満足するか確認
- ⑧配合決定

図-15 配合決定のフロー

まず、石炭灰の種類より気泡混合固化土として適用できるかを検討する。1号灰は強熱減量が大きいの
で気泡混合固化土として適さず、2、3号灰についてのみ気泡混合固化土として適用できる。

配合を決めるに当たっては気泡混合固化土の目標密度、フロー値、強度を設定する必要がある。まず、フ
ロー値、密度、調整含水比の関係図から、目標フロー値を得るために必要な調整含水比を決定する。同様に、
固化材量についても一軸圧縮強さと固化材量の関係図から、目標強度を得るために必要な固化材量を決定す
る。次に気泡量については、今回は次の式から求めた

$$\text{気泡量} = (\text{石炭灰の質量} + \text{水の質量} + \text{固化材の質量}) \div \text{目標密度} - (\text{石炭灰の体積} + \text{水の体積} + \text{固化材の体積})$$

これらの配合で基準値を満たしているかを室内試験で確認し配合を決定する。

4. まとめ

苫東厚真発電所より発生した石炭灰の試験結果により、石炭灰を土木材料に使用する際には次のことがい
える。

- ①不良土を改良する場合には、1、2、3号灰の全て使用できる。また、石炭灰混合率には石炭灰に含ま
れる酸化カルシウム分が影響する。
- ②流動化処理土として石炭灰を使用する場合は、2号灰はそのまま使用できる。また、1、3号灰につい
てはブリーディング対策が必要である。
- ③気泡混合固化土として石炭灰を使用する場合は、2、3号灰を使用できる。1号灰は消泡の影響がある
ので使用できない。
- ④それぞれの土木材料としての利用に際し、配合決定の考え方を示すことができる。

5. あとがき

今回、石炭灰の利用方法によって土木材料として適用可能であることがわかり、また、それぞれの土木材
料として利用する際の配合決定の考え方を提案できた。

今後、この結果を生かして実際の現場への利用ができればと考える。

<参考文献>

- 1) 山澤文雄、西川純一、佐藤厚子：石炭灰による不良土改良の可能性，第42回北海道開発局技術研究発表会，1999.2
- 2) 山澤文雄、西川純一、佐藤厚子、小林仁、榑原敦仁：石炭灰の流動化処理土への適用性，第34回地盤工学会発表
会，1999.7
- 3) 環境庁：環境庁告示第26号別表，1994.2
- 4) 片岡哲之、岡本敏郎、田中幸久：石炭灰の土工材料への有効利用に関する実験的研究－締固めた石炭灰の工学特性
－，第20回土質工学研究発表会，1985.6
- 5) 北海道開発局土木試験所土質研究室：石炭灰の強度特性の改良について，1986.3
- 6) 片岡哲之、緒方信英、岡本敏郎：貯蔵した石炭灰の強度および物理・化学特性の変化と土工材料への適用性，電力
中央研究所報告，1998.10
- 7) 鈴木和男、松下啓郎：石炭灰の土工材料への利用，北海道電力株式会社研究報告，第426号，1987
- 8) 松田泰明、大江裕一、西川純一：現地発生土を用いた新しい軽量盛土・土圧軽減工法の開発について，第39回
北海道開発局技術研究発表会，1996.2
- 9) 日本道路公団：日本道路公団試験方法，1985
- 10) 建設省土木研究所：流動化処理土利用技術マニュアル，1997.12
- 11) 土木学会：コンクリート標準示方書 基準編，1996
- 12) 及川研、松永康男、池上勝己、安達崇、竹内大輔、岸田隆夫：岸壁背後土圧軽減のための各種セメント処理土の特
性，セメント系安定処理土に関するシンポジウム発表論文集，1996
- 13) 山澤文雄、西川純一、佐藤厚子、小林仁、榑原敦仁：石炭灰の気泡混合固化土への適応性，軽量地盤材料の開発と
適用に関するシンポジウム，2000.5（投稿中）

表土処理土の盛土利用への検討と考察

北海道開発局開発土木研究所 ○正会員 渡辺 英
// 正会員 西川 純一
// 藤森 雄三

1. はじめに

近年、高規格道路建設に見られるような大規模土工を伴う工事が多く施工されている。とりわけ山間部・丘陵部を通ることが多いため、建設工事に際し大量の伐根物及びすき取り物が発生している現状にある。このうち、伐根物については産業廃棄物として処分し、また、表層のすき取り物については、一般廃棄物として処分することになっている。しかし、発生量もさることながら、現在使われている処理場の許容量にも限度があり、さらには、新規の処理施設の整備も遅れており、その処理に苦慮しつつ現在に至っている。

近年、事業を行うに際し、再生資源を利用するよう努めるとともに、建設工事に係る副産物の全部若しくは一部を再生資源として利用することを促進することが要請されている。そこで、切土作業時に発生するすき取り物を取り上げ、その有効利用を目的に、すき取り物を盛土材料とする表土処理土の盛土利用について検討したので報告する。

2. 盛土材料としての表土処理土

従来、すき取り物の取扱いは、北海道開発局内の各現場において、「北海道開発局の建設副産物適正処理マニュアル」¹⁾により、建設工事によって発生する建設副産物のひとつとして、一般廃棄物処理場（最終処分場）へ搬出し、処分が行われてきた。これは、表土部分は草木根の混入が多く、かなり有機質であり、不等沈下等の要因として考えられてきたことにある。北海道開発局においても、道路・河川工事仕様書²⁾や道路工事設計施工要領³⁾にはすき取り物を盛土材料に利用するための直接的な規定はない。さらに、日本道路協会の道路土工要綱⁴⁾及び道路土工-施工指針⁵⁾で記載されているように、施工が容易で、せん断強度が大きく、圧縮性の小さい土が盛土材料として好ましいとされていることにもよる。

また、日本道路公団の設計要領⁶⁾によると、切土部分から発生する伐除根土は原則として捨土するものとしているが、客土工事などでは一定の条件下、本体盛土への使用が許されている。これらの条件は、①高さが7m程度以上の盛土の下部に用い、厚さ1m程度を限度とする、②大きな切り株などは可能な限り取り除く、③傾斜地盤など盛土の安定上問題のある箇所は避ける、④十分な締固め行う、である。

以上、すき取り物を盛土材料に利用する条件を定めている機関は日本道路公団だけである。これにおいても、すき取り物は原則として捨土するもので、本体盛土への使用にあたっては、条件が付帯されているのが現状である⁷⁾。

一方、現行の建設副産物対策の基本的な考え方⁸⁾を整理すると、①発生の抑制、②再利用の促進、③適正処分の徹底を柱とし、関係者がそれぞれの責務を分担し、着実に実施していくことである。また、「建設業に属する事業を行う者の再生資源の利用に関する判断の基準となるべき事項を定める省令」（平成3年10月25日建設省令第19号）の再生資源の利用の原則（第3条）にあるように、再生資源を建設資材として用いた施工を行うことが督促されている。さらに、「建設発生土利用技術マニュアル（監修建設省大臣官房技術調査室）」⁹⁾の道路路体用盛土への利用においては、第1種建設発生土から第3種建設発生土に加え、第4種建設発生土についても土質改良若しくは施工上の工夫を選定しながら利用する考え方が示されている¹⁾。

3. 盛土材料としての表土処理土の問題点

Utilization of surface soil as filling materials

Suguru WATANABE, Jun'ichi NISHIKAWA, Yuuzou FUJIMORI (Hokkaido Development Bureau)

道路盛土に対して要求される性質は、①盛土の安定上必要なせん断強さがあること、②盛土の沈下が路面に悪影響を及ぼさないこと、③施工中の建設機械の走行性能を害さないこと(トラフィカビリティーの確保)の3点に集約される¹⁰⁾。しかしながら、すき取り物は表土と草木及びその根が混在したものであることから、有機物を多く含み、含水比が高く、腐植による体積減少が著しい。従って、上記条件から考えると盛土材として必ずしも良い材料とは言えない。

以上のことから、無条件にすき取り物を盛土材料に適用することは出来ないので、適用する場合の条件を検討する必要がある^{7) 11) 12)}。

4. 試験施工の概要

これまで、試験施工を3箇所で行っており、1箇所2試料が2箇所を含め計5試料(表-1)について、試験施工を実施し、継続試験及び計測を行った⁷⁾。当該試験施工箇所での作業は、基本的に通常盛土作業と同様であり、表土処理土の材料であるすき取り物発生箇所から仮置ヤードに一時堆積後、試験施工ヤードに搬出し、1層30cmに転圧し、層厚60cm及び90cmの2ケースによる施工を実施した。

また、各現場に共通した試験・調査項目は、以下の通りであり、計器等の配置を図-1に示す。

- (1) 沈下板による沈下計測
- (2) 木杭による沈下計測
- (3) 傾斜計による変位計測
- (4) 品質試験
 - ・コーンペネトロメーターによる貫入試験
- (5) 現場管理のための室内土質試験
 - ・土の物理試験、突固め試験
- (6) 工学的特性把握のための室内土質試験
 - ・基本物性試験、突固め試験、三軸圧縮試験
 - ・コーンペネトロメーターによる貫入試験
 - ・締め固めた土のコーン貫入試験
 - ・強制分解沈下試験
- (7) 盛土のせん断力確認
 - 〔試料Dの試験箇所で行った〕
 - ・電気式静的コーン貫入試験

表-1 各現場において実施した土質試験結果

試験箇所	I					II					III				
	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
土粒子の密度 $\rho_s(g/cm^3)$	2.55	2.26	2.26	2.47	2.44										
自然含水比 $W_n(\%)$	38.4	70.6	66.0	68.2	85.9										
粒度組成	礫分 (%)	45.5	19.7	18.3	0.0	0.0									
	砂分 (%)	21.4	43.9	46.5	43.5	35.9									
	シルト分 (%)	19.7	18.6	22.4	40.7	35.0									
	粘土分 (%)	13.4	17.8	12.9	15.8	29.1									
液性限界 $WL(\%)$	65.5	NP	NP	81.7	98.6										
塑性限界 $WP(\%)$	37.8	NP	NP	55.4	53.6										
塑性指数 IP	27.7	-	-	26.3	45.0										
統一分類	GC	SF	SF	MH	MH										
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}(g/cm^3)$	1.18	0.95	1.03	0.94	1.05										
最適含水比 $W_{opt}(\%)$	33.4	47.4	48.0	53.0	44.4										
コーン指数 $q_c(kN/m^2)$	1860	590	150	400	20										

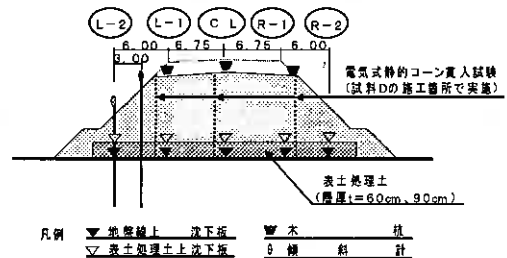


図-1 試験施工における観測計器設置の一般図

5. 長期的な動的観測結果と考察

これまでの試験施工では、以下のことがわかっている^{7) 13) 14)}。

①コーン指数 $300(kN/m^2)$ 未満のすき取り物の改良方法。

室内土質試験では、湿地ブルドーザの走行に必要なコーン指数 $300(kN/m^2)$ を満足しないすき取り物の試料に対して、良質土(本体盛土材)を混合した結果、工学的特性の改善が図られ、施工可能となったことから、コーン指数 $300(kN/m^2)$ を判断基準として、すき取り物と良質土の混合比率を決定した。これによる施工上の問題は生じなかった。

②盛土に用いた場合の安定、長期的沈下。

すき取り物の圧縮量は、盛土高及び地山土質により差があるが、初期圧縮は放置後50日程度を境に沈下速

度が緩やかとなり、腐食に対する影響も顕著な計測結果として現れなかった。また、傾斜計による動態観測は、変形量とそのモードに違いはあるものの、盛土外側へ若干変形が生じているケースが多く観測された。しかし、盛土放置期間において変位が極端に増加していないこと、通常の盛土においてもこの程度の変形が生ずる場合もあることから、崩壊に結びつくものとは考えにくい。

③盛土に用いた場合の適切な施工及び品質管理方法。

盛土の長期的沈下について検討した結果、強制分解沈下試験によるすき取り物に含まれる草木類の腐食分解に伴う長期的な沈下が、圧縮ひずみに換算して15～42%であり、残留沈下量の許容量からみて、すき取り物の層厚は60cmが限界であると考えられる(図-2)。また、円弧すべりの計算結果から、すき取り層厚を60cmとした場合、すべりに対する安定性を計算すると、盛土の限界高さは9mとなる(図-3)。さらに、滑動に対する計算結果から、盛土高9mの場合は、地盤傾斜が10%を越えると不安定になることも明らかとなった(図-4)。

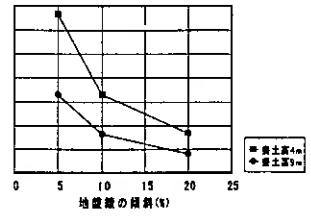
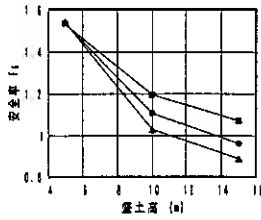
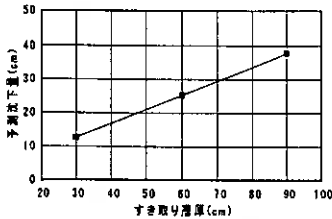


図-2 表土処理土厚と予想沈下量 図-3 各層圧と盛土高の安全率 図-4 地盤傾斜と盛土高の安全率

これらの結果をもとに、試験施工時から継続して長期的な動態観測を行い、1) 草木類の腐植分解に伴う長期的な沈下、2) 盛土全体の長期的な安定性(水平変位)、3) すき取り物の圧縮に伴う強度増加について検討を行った。

1) 草木類の腐植分解に伴う長期的な沈下

試験施工箇所において、沈下板によるすき取り物の圧縮量測定による動態観測を継続して行なった。その結果、すき取り物の圧縮量は、盛土高及び地山土質により差があるが、初期圧縮は放置後50日から200日程度を境に沈下速度が緩やかとなる。また、含水比の多いシルトを本体盛土に使用した箇所においても、ほぼ1年程度で安定傾向を見せ、盛土上載荷重による初期圧縮がほぼ収束方向に向かい、その後沈下速度が緩やかとなった。腐食に対する影響は、2年経過時においても顕著な計測結果として現れなかった(図-5)。

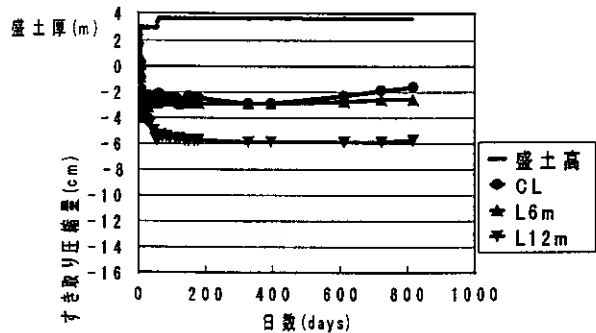
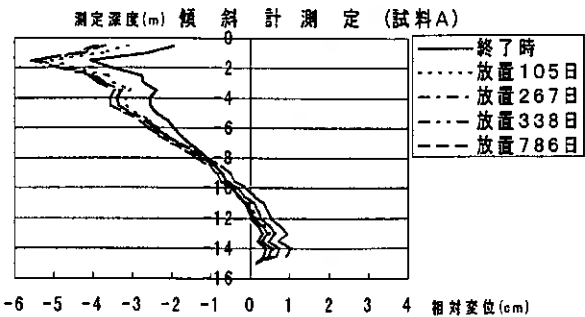


図-5 試料A(層厚60cm)施工箇所でのすき取り物の圧縮量

2) 盛土全体の長期的な安定性(水平変位)

傾斜計による動態観測では、変形量とそのモードに違いはあるものの、盛土外側へ若干変形が生じているケースが多く観測された(図-6)。しかし、通常の盛土においてもこの程度の変形が生ずる場合もあることから、崩壊に結びつくものとは考えにくい。



《盛土外側へ変位(-)、盛土内側へ変位(+)
図-6 地中変位測定結果図(試料Aの施工箇所)

3) すき取り物の圧縮に伴う強度増加
 試験施工箇所において1年経過時のせん断強度の確認に引き続き、2年経過時について経年変化を確認するため、試料Dの施工箇所にて電気式静的コーン貫入試験を実施した。試験結果によると、層厚60cm箇所では、1年経過時は $q_c=1,400$ (kN/m^2)で、2年経過時には $q_c=1,400$ (kN/m^2)となり、層厚90cm箇所では、1年経過時及び2年経過時に $q_c=1,500$ (kN/m^2)を計測した。これらの経年変化を見てみると、盛土路体が増加傾向にあるが、表土処理土の強度増加は、盛土後初期の段階で増加がほぼ終了したとみられる(図-7)。

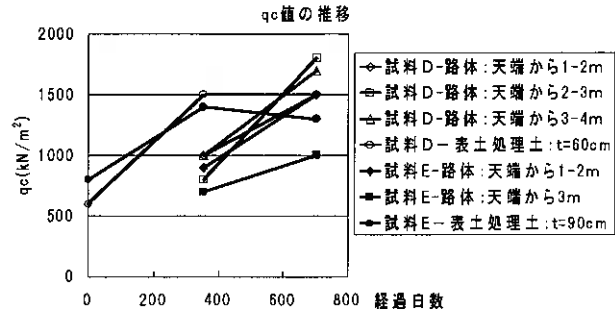


図-7 qc値の推移(試料Dの施工箇所)

6. まとめ

表土処理土は物性(コーン指数)、施工方法(厚さと締固め度)および使用箇所(盛土高、平坦地盤など)などの条件さえ満足すれば、使用できることが明らかとなっているが、表土処理土を盛土材料として用いる場合、経年変化からみると、表土処理土の強度増加が盛土後初期の段階で増加がほぼ終了し、路体盛土としての安定化を見せている。また、切土作業手順からも、盛土最下部において使用することが妥当である。以上のことから、表土処理土として施工する場合の条件を、下記のように設定する必要があると考えられる。

- ①層厚:1層30cmで2層までとする。
- ②盛土高:9m以内とする
- ③地盤の傾斜:10%以内とする。
- ④材料:コーン指数 $300(\text{kN/m}^2)$ 以上とする。
- ⑤施工箇所:盛土最下部とする。

ただし、ここでの検討において、①すき取り物に含まれる草木類の腐植分解に伴う長期的な沈下、②すき取り物の圧縮に伴う強度増加、③盛土全体の長期的な安定性(水平変位)については、今後とも経年変化の観測及び検討を継続する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 北海道開発局;北海道開発局の建設副産物適正処理マニュアル、2) 北海道開発局;道路・河川工事仕様書、3) 北海道開発局;道路工事設計施工要領,平成6年4月、4) 日本道路協会;道路土工施工指針,pp147-148,昭和61年11月、5) 日本道路協会;道路土工要綱,pp.100, pp.237, pp247,平成2年8月、6) 日本道路協会;設計要領第1集,pp26,昭和58年4月、7) 渡辺 英・西川純一・林 宏親;地盤工学会北海道支部;技術報告集第39号「表土処理の盛土利用への検討」pp.203-208,平成11年2月、8) 建設省建設経済局建設業課;建設業と建設副産物対策,pp.85-86,平成9年7月、9) 建設発生土利用技術マニュアル(監修 建設省大臣官房技術調査室)、10) 土質工学会;土質工学ハンドブック pp809-813,昭和57年11月、11) 山口 悟・西川純一・北野初雄;日本道路協会;第22回日本道路会議「表土処理の盛土材料としての利用への検討 ~表土処理土の工学的特性~」、12) 林 宏親・西川純一・北野初雄;日本道路協会;第22回日本道路会議「表土処理の盛土材料としての利用への検討~盛土の安定性と長期沈下~」、13) 渡辺 英・西川純一・藤森雄三;日本道路協会;第23回日本道路会議「表土処理の盛土材料としての利用への検討 ~試験施工の結果と考察~」、14) 日本道路協会;道路土工のり面工・斜面安定工指針,pp148-149,昭和61年11月

石灰系固化材改良土の管路断面埋戻し材への利用 — 礫質土系不良土の改良例 —

北海道開発局 開発土木研究所 ○ 正会員 小野寺康浩
同上 正会員 秀島 好昭
同上 宮川 真
同上 田鹿 秀則
北海道開発局 札幌開発建設部 吉田 英人

1. はじめに

灌漑用パイプラインの布設では、管体布設後の土地利用が可能な地中埋設型の施工が多いため、原地盤の掘削に伴い様々な土が発生する。しかし、現地発生土には軟弱な粘性土や含水比の高いものも多くみられ、これらの土は施工時のトラフィカビリティが得られず十分な締固めができないことから、不良土として運搬捨土・集積されることが多い。しかしながら近年では、建設副産物の発生抑制、コスト縮減等の社会的要求から発生土を積極的に利用することが重視されている。

一方、近年施工例の多い可とう性のパイプラインでは、土荷重で管が楕円に変形するときの側方反力土圧を見込んでおり、管路断面埋戻し材には所定の剛性が設計上の要素として加味されている¹⁾。

筆者らは、含水比が高い等の理由でこれまで埋戻し材への利用が困難であった不良発生土を対象に、石灰等の固化材を添加・混合した利用法、可とう性パイプラインの構造設計上重要な反力係数 (e') 等について検討している。石灰等による土質安定処理²⁾³⁾⁴⁾は不良土の改良法として実績のある方法であるが、細粒土での事例が多く、礫質土のような粗粒土での例はあまりない。また、構造物基礎や盛土とは異なり、掘削溝中において改良土をタンピングランマー等の小型機械により締固めて施工した場合の調査事例は少ない。

本報では、礫質土系の不良土に対して乾燥土重量比数%程度の石灰系固化材を混合した場合の改良土の力学的特徴等について、現地試験・室内試験より管路断面埋戻し材として用いる観点から検討した。

2. 試料および固化材

2-1 試料

試料は、十勝平野の沖積堆積層分布域に位置するパイプライン工事箇所（国営かんがい排水事業芽室地区）から、路線掘削時に延長約 2km にわたって発生した礫質土である。発生土の基本的性質を表-1 に示す。発生土は日本統一分類法によれば GS-Cs に判別される粗粒土で、自然含水比は約 19%（砂分以下では含水比 42%程度）、現地におけるコーン指数 (q_c) は 167kN/m^2 であり、施工機械の走行が困難な程、軟弱であった。なお、発生土の最大粒径が 400mm のため、ストーンローダーにより粒径 40mm を越える礫・石分を除いたものについて、埋戻し材への利用を検討した。

2-2 固化材

発生土の改良のために用いた固化材は、石灰系固化材（品名：P-30）である。この固化材は最大粒径 5mm の二成分系の

表-1 試料の基本的性質

土粒子密度 ρ_s	g/cm ³	2.75	
自然含水比 W_n	%	18.9	
粒度特性	礫分	%	57
	砂分	%	35
	シルト分	%	6
	粘土分	%	2
	最大粒径	mm	37.5
均等係数 U_e		71	
曲率係数 U_c		0.6	
コンシステンシー		NP	
強熱減量 L_d	%	5.7	
日本統一分類名		粘性土まじり礫質 GS-Cs	
自然含水比でのコーン指数 q_c	kN/m ²	167	
精製の	最大乾燥密度 $\rho_{d,max}$	g/cm ³	1.953
	最適含水比 W_{opt}	%	13.0

複合石灰で、生石灰（CaO ≒ 95%）と石コウ（CaO ≒ 28%）が配合比 7:3 で混合されている。

3. 試験方法

3-1 現地試験

固化材と土の混合は油圧ショベルによる原位置混合とした。これは、①礫質土のため粘性が比較的小さいこと、②埋戻し材の最大粒径は 40mm 以下とする規定¹⁾に基づき、ストーンローダーによる除礫を行った際に、ある程度の大きさの土塊が破碎されていること、③消化反応により混合作業中に徐々に含水比が低下し、混合作業が容易になること等による。

現地では、固化材の混合量として発生土 1m³ に対して 15kg（乾燥土重量比約 1%）、30kg（約 2%）、60kg（約 4%）の固化材を投入した処理土 3 ケースと、未処理土（現場内で 2 週間仮置き放置したもの）1 ケースの計 4 ケースについて転圧試験等を行った。転圧試験では各添加量毎に試験区を設け、混合から 24 時間経過後に人力で表面を敷均し、50kg 級ランマーにより転圧回数 1 回、2 回、3 回の転圧レーンについて試験施工した。ランマーの操作は全て同一人物によるものとした。各レーン毎に、締固め密度、含水比、コーン指数（コーン底面積 3.23cm²）の測定、ランマーの施工性および転圧面の観察等を行った。さらに、実際に管路断面部に処理土を施工した箇所について、3 ヶ月経過後にスウェーデン式サウンディングを行った。

3-2 室内試験

室内試験では、未処理土と処理土について、締固め試験（A.c 法）、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験等を行った。室内試験用の試料は、表-1 に示した発生土を最大粒径 19mm に調整したものであり、試料（未処理土）の含水比は約 24% である。力学試験における供試体径は、礫率が大きく最大粒径 19mm であることを考慮し、全て直径 100mm とした。固化材添加率は現地試験に近い、乾燥土重量比 2%、3%、5% とした。混合は現地での油圧ショベルによる方法に近づけるため、ミキサー等を使わずハンドスコップで行った。処理土の供試体作成では、混合後、消化反応が十分に終了する時間として 24 時間放置した後、一般的な埋戻し材の施工管理密度である締固め度 85%（以下、D 値 85%）になるよう、2.5kg ランマーで締固めた。供試体の養生では、温度約 20℃、湿度 90% 以上のもので静置した。

4. 試験結果

4-1 現地試験結果

ランマー転圧直後の含水比を図-1 に示す。同図には礫分を除いた場合も示した。固化材を混合していない発生土のみの含水比は約 19% であるが、固化材の添加量が多くなるにしたがい含水比は低下している。発生土 1m³ 当たりの固化材添加量 15kg、30kg、60kg におけるそれぞれの含水比は、17.8%、17.0%、15.6% であった。

図-2 は、未処理土と各処理土についてのランマー転圧回数と締固め後の乾燥密度の関係を示したものである。なお、未処理土の転圧は、処理土との比較のために行ったもので、ランマーの操作・転圧がかなり困難な状況のもので行った。未処理土では無理に転圧しようとしても転圧面の土が大きく波打ち、容易に凹凸が形成された。また、ランマーが土中にめり込み、転圧作業がストップすることも度々あった。通常の施工で行われている 3 回転圧後も締固め密度はあまり増加せず、埋戻し材の管理基準である D 値 85% までには至らない。これに対して、各処理土は含水比が低下し敷均しも良好にできるため、トラフィカビリティが

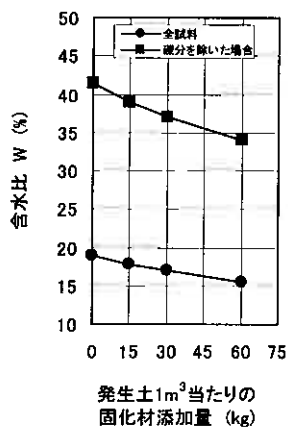


図-1 固化材添加量と含水比

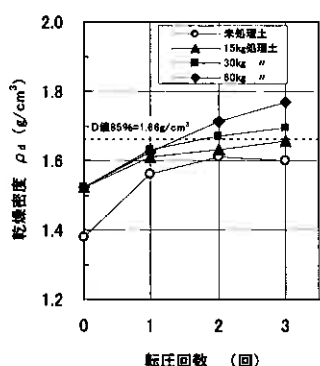


図-2 転圧回数と乾燥密度

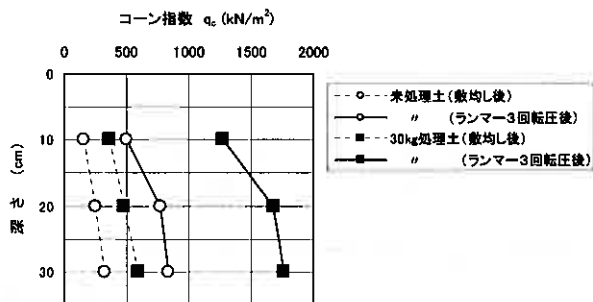


図-3 未処理土と固化材処理土のコーン指数

確保されランマー転圧が可能になった。しかしながら、各添加量における締固め密度をみると、15kg 処理土では D 値 85% の密度は得られず、30kg、60kg 処理土の場合に D 値 85% 以上の密度が得られた。このことから、D 値 85% 以上の密度が得られ、また混合作業において均一な混合が確保される添加量として、発生土 1m³ 当たり 30kg (概ね 2%) の固化材を投入し、管路断面の埋戻し材として施工した。

処理土転圧後のコーン指数 (q_c) は添加量が多くなるとともに増加する傾向を示したが、未処理土と固化材 15kg の場合では、転圧後の q_c にあまり違いはみられなかった⁵⁾。図-3 には、仕上がり厚 30cm における、未処理土、処理土 (固化材 30kg) についての敷均し後・ランマー 3 回転圧後の q_c を示す。30kg 処理土の場合は、含水比低下の効果により敷均し作業も良好になるため、敷均し後においても未処理土より q_c の増加が認められる。30kg 処理土の 3 回転圧後の q_c は、深さ方向においてかなり増加し、ランマー転圧による締固め効果が明瞭に現れている。

施工後 3 ヶ月経過した埋戻し部の N 値を図-4 に示す。調査箇所は、同図に示す $\phi 1000\text{mm}$ (FRPM 管)、 $\phi 600\text{mm}$ (DCIP 管)、 $\phi 100\text{mm}$ (DCIP 管) の複合配管埋戻し部であり、 $\phi 1000\text{mm}$ 管の管頂上 30cm 以深のゾーンに 30kg 処理土が施工されている。なお、処理土施工部は地下水位下である。スウェーデン式サウンディング結果から N 値への換算では、稲田⁶⁾が提案した次式を用いた。

$$N = 0.00306W_{sw} + 0.050N_{sw} \quad \dots\dots (1)$$

ここに、N : N 値

W_{sw} : 荷重 (N)

N_{sw} : 貫入量 1m 当たりの半回転数 (半回転数/m)

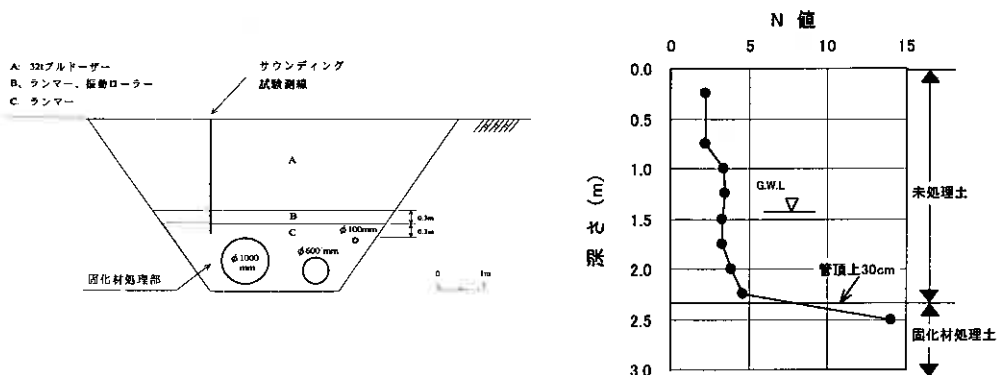
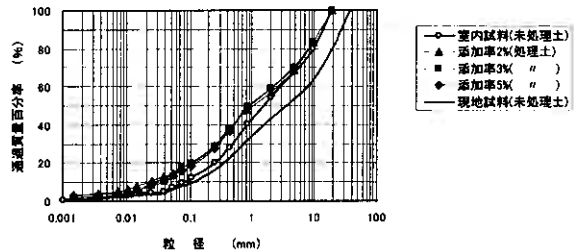


図-4 管路断面図と3ヶ月経過後の埋戻し部の N 値

調査箇所の地表から管頂上 30cm までは発生土のみの未処理土であり、N 値は 2～4 程度と小さい。一方、管頂上 30cm ラインより下の深度 2.5m 付近の処理土では、N 値 14 程度と大きくなっている。処理土は、施工直後から常時地下水位下にあったが、十分な支持力を保持している。

4-2 室内試験結果

図-5 に、未処理土と添加率 2%、3%、5% の処理土の粒度分布を示す。なお、処理土の粒度試験のうちフルイ分析は、混合から 24 時間経過した時点に、非乾燥状態で行った。粒度分布は、処理土、未処理土で大きな変化はみられない。また、固化材の添加による土粒子の凝集・団粒化は観察されなかった。なお、処理土のコンシステンシーも未処理土に比べ、とくに変化はみられなかった。



する。一軸、三軸試験によるいずれの E_{50} も、添加率が多くなるにつれて増加しているが、両せん断試験から求めた E_{50} を比較すると、拘束圧を受けない供試体についての一軸圧縮試験よりも、所定の拘束圧が作用しているもとの三軸試験のほうが大きい E_{50} が得られる。さらに、添加率が多くなるにしたがい一軸試験の E_{50} と三軸試験の E_{50} の差が増大しており、また、三軸試験から求まる E_{50} は拘束圧の高いものほど大きく現れている。

今回の三軸試験の拘束圧は、パイプラインの埋設深度相当を見据えた低応力レベルでのものであるが、低拘束圧下での三軸試験との比較においても、一軸試験による E_{50} は過小である。さらに、添加率が多くなるにしたがい両試験から求まる E_{50} の差が増幅することからも、処理土の変形係数の評価にあたっては、現地に応じた拘束圧のもとの三軸試験を行う必要がある。

図-9には、拘束圧と反力係数 (e') の関係を示した。 e' の算定では28日経過後の一軸、三軸試験から求めた E_{50} を用いて、(2)式により e' を求めた。なお、図中の拘束圧 0kPa における e' は、一軸試験から求めた値である。

$$e' = \frac{E_s}{2(1-\nu^2)} \quad \dots\dots (2)$$

ここに、 e' : 反力係数 (kN/m^2)
 E_s : 変形係数 (kN/m^2)
 ν : ポアソン比
 (一般の設計で用いられる 0.5 とした)

図より、未処理土、処理土ともに拘束圧が高いほど e' は大きい値を示している。そして、処理土の e' は未処理土よりも大きく、添加率が多いほど大きくなるのがわかる。

また、添加率 3%、5% では 10kPa 程度の低拘束圧下でも e' が大きく現れている。このことは、ある添加量以上になれば、礫質土のような細粒分の少ない土においても、固化材添加による硬化および強度改良効果が顕著になることが示唆される。

5. おわりに

礫質土系の不良発生土に対して、石灰系固化材を油圧シヨベルで混合し、管路断面埋戻し材として有効に利用することができた。また、当初予定していた購入土を使用せず、さらに発生土の運搬も大幅に減じたため、コスト縮減にもつながった⁹⁾。室内試験結果からは、比較的少ない固化材添加量においても、固化材処理土はパイプライン特有の設計定数である反力係数 (e') の面でも改良効果が認められた。

現行の基準¹⁾においては、管体の基礎および埋戻し材料は原則的に砂または良質な土砂を用いるもの

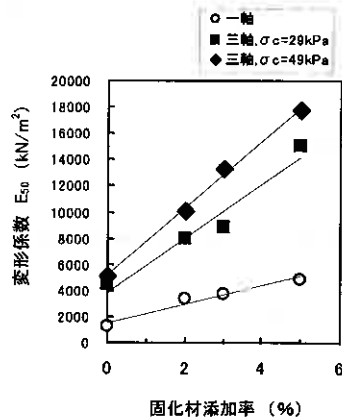


図-8 固化材添加率と一軸圧縮試験および三軸圧縮試験から求めた変形係数 E_{50}

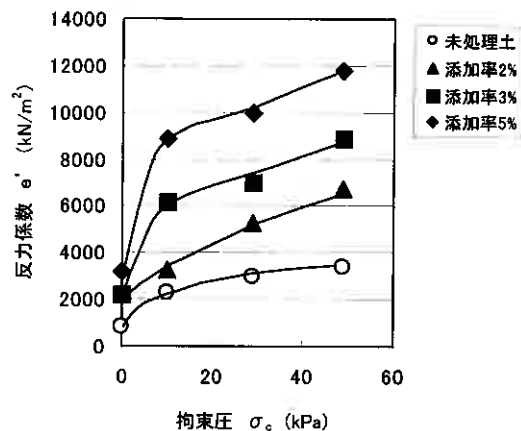


図-9 拘束圧と反力係数 e'

とされているが、現地発生不良土を固化材処理によって、良質な埋戻し材として利用することが可能と考えられる。今後は、粘性土系の不良土の改良についても検討する予定である。

謝辞：今回の試験をすすめるにあたり、北海道開発局帯広農業事務所の大森 茂氏、田中繁世氏（現農林水産省）、野田弘實氏、齊藤勝弘氏をはじめとする関係各位には多くのご協力を頂いた。また、現地試験では、萩原建設工業株式会社、北海道共同石灰株式会社のご協力を頂いた。記して、感謝いたします。

【引用・参考文献】

- 1) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準設計「パイプライン」基準書・技術書(1998)
- 2) 例えば、日本石灰協会土質安定処理工法委員会：石灰による土質安定処理工法, 山海堂(1970)
- 3) 例えば、(社)セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル-第二版-, 技報堂出版(1994)
- 4) 北海道開発局土木試験所土質研究室：北海道における不良土対策マニュアル(案)(1985)
- 5) 齊藤勝弘・田中繁世・野田弘實：パイプライン工事における現地発生土の有効利用法について, 第42回北海道開発局技術研究発表会概要集(4), pp.107-112.(1999)
- 6) 稲田倍穂：スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について, 土と基礎, Vol.8, No.1, pp.13-18.(1960)

自動ばっき装置“水すまし”を用いた河川浄化の試みについて

北海道室蘭土木現業所	池田 雄
同 上	原田 茂
同 上	矢城 正英
応用地質 (株) 札幌支社 正会員	新藤 和男
同 上	○正会員 住友 慶三

1. まえがき

本報告は、苫小牧川において実施された環境整備(河川浄化)事業の内、平成11年7月から9月にかけて行なわれた、機械攪拌方式の曝気を行う水質浄化装置「水すまし」の試験施工結果について述べるものである。

苫小牧川では、昭和25年8月1日の集中豪雨による大きな浸水被害を契機として、昭和41年に中小河川改修事業が着手された。本事業は、昭和59年に完成し、地域の治水対策が図られた。苫小牧川には、上流にカ-堰、中流に魚道堰、有珠川合流地点下流部に自動転倒堰が設けられている。自動転倒堰は、河川改修工事による周辺地盤の沈下防止対策として昭和53年に設置されたものである。その後、昭和59年までに実施された自動転倒堰上流の有珠川改修工事に伴う泥炭層の掘削等により泥炭繊維(有機質物)が流出し、堰によって形成された滞水域に沈降堆積した。その結果、夏季の高温時における悪臭やメタガスの発生、藻類の繁茂等、環境や衛生上の問題が生じた。それらを受け、平成2年度には道単改修工事として、また、平成3年度以降は苫小牧川環境整備(河川浄化)事業として滞水域内の堆積物の除去を目的とした浚渫工事が実施され、平成11年6月に完了した。

一方、平成7年度から10年度にかけて実施した調査の結果、自動転倒堰上流側では、河川水の停滞による河川深層における貧酸素層の形成および底質の嫌気化の進行が確認された。このことから、悪臭の発生、水草の繁茂およびアサギ等の発生による水環境の悪化が繰り返される恐れがあると判断された。これにより、苫小牧川に対する水質浄化対策としては、機械攪拌により溶存酸素濃度(以下、DO濃度と称す。)の高い水を河川深層に送り込み、河川の自浄作用を高めて水質浄化を図る自動曝気装置「水すまし」の導入が最適との結論が得られた。

これを受け、自動転倒堰上流の滞水域に「水すまし」を試験的に2台設置し、「水すまし」の効果判定と効果の及ぶ範囲の把握、さらに当該地における適性を判定することを目的として、試験施工期間中その水質継続観測を実施したものである。

2. 「水すまし」選定理由

「水すまし」は、図-1の概要図に示したように、上部側に広がった漏斗状の構造をした浮体で、浮体の下方に延ばしたシャフト下端に設置したプロペラを回転させることにより、河川深層水を上昇させ、循環流を発生させる。この循環により、DO濃度の高い表層水を河川深層に送り込む。また、プロペラの回転により浮体が回転しようとする力をアムで固定し、アンカを中心とした回転モメント力として、図-2に示したように係留点を中心に自動的に円運動する。これにより、より広範囲の水量を循環させることができる。

「水すまし」はいくつか特徴を持ち、その特徴から選定した理由をまとめると以下のようである。

- ① 水中DO濃度を増加させる効果があり、また、高濃度に維持することができる。
- ② DO濃度が低下する夏季のみ運用し、他の期間は屋内に保管できる移動型である。
- ③ メンテナンスは、作動確認で行う容易なもので、清掃作業等はほとんど必要としない。

A study on the trial of river purification using an automatic aeration system “Water Beetle”
Yu IKEDA, Sigeru HARADA, Masahide YASIRO (Hokkaido Muroran Department of Public Works),
Kazuo SINDOH, Keizo SUMITOMO (Sapporo Branch, OYO Corporation)

- ④ 低騒音であり、周辺住宅地への騒音問題は生じないと考えられる。
- ⑤ 一台当たりの消費電力は90Wで、電源（AC100V）の供給は容易である。
- ⑥ 低速で水循環させるため、底泥の巻き上げはほとんどないと考えられる。
- ⑦ 低コストである。

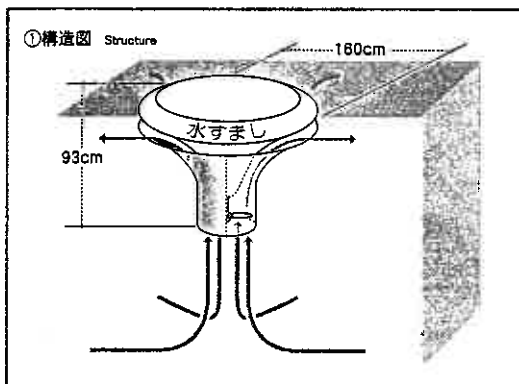


図-1 「水すまし」の構造概要図

「水すまし」開発・特許
 (株)真崎商店、(株)海洋開発研究所
 (株)ワールド・リンク

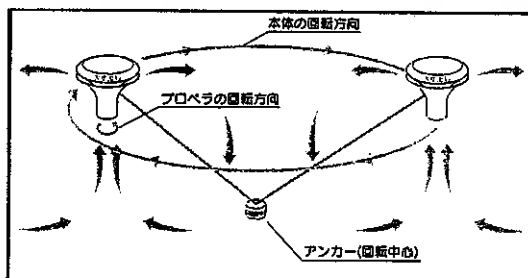


図-2 「水すまし」稼働状況概要図

3. 調査概要

調査は、自動転倒堰上流に形成された水深約2mの滞水域に「水すまし」を試験的に2台設置し、「水すまし」の効果判定と効果の及ぶ範囲の把握、さらに当該地における適性を判定することを目的として、試験施行期間中その水質継続観測を実施したものである。

「水すまし」試験施工期間は、高温の夏季、7月1日から9月30日までの3ヶ月間とした。また、「水すまし」稼働時と非稼働時における水質の状況を比較するため、8月6日から13日までの1週間一時停止させ、水質の変化を観測した。

「水すまし」は、自動転倒堰 (SP1210) の上流52m (SP1262) および152m (SP1362) の地点が円運動の中心 (係留点) となるように設置した。

調査範囲を図-3に示す。また、調査範囲において実施した調査項目とその内容および目的を表-1に示す。

表-1に示した調査4項目の内容と調査方法について、以下に詳細を述べる。

(1) 水質分析

自動転倒堰 (SP1210) の下流5m (SP1205)、上流32m (SP1242)、上流102m (SP1312) および上流252m (SP1462) の河川中央の中～深層4地点において、DO濃度、生物化学的酸素要求量 (BOD)、化学的酸素要求量 (COD)、浮遊物質 (SS)、全窒素 (T-N)、全リン (T-P)、アンモニウム性窒素 (NH₄-N) および硝酸性窒素 (NO₃-N) の8項目について5回実施した。

調査方法は、各調査地点において、船上からポンプを用いて河川中央の中～深層位置から河川水を汲み上げ



図-3 調査範囲位置図

表-1 調査項目

調査項目	内容	目的	判定項目
水質分析	定点4地点の定期的水質分析	「水すまし」稼働後の水質変化状況の把握	水質改善効果
水質連続観測	定点2地点の水温およびDO濃度の連続(1時間間隔)観測	「水すまし」稼働後の水温およびDO濃度の時間変化の把握	
水質断面調査	定点68地点の水温およびDO濃度の断面観測	「水すまし」の影響範囲の把握	「水すまし」の影響範囲
騒音調査	「水すまし」稼働時の騒音確認	「水すまし」の稼働音の把握	騒音対策の有無

て採水し、JIS規格により室内分析試験を実施したものである。

(2) 水質連続観測

自動転倒堰の上流32m (SP1242) および上流252m (SP1462) の河川中央深層部2地点において、水温およびDO濃度の2項目について、8月からの2ヶ月間、1時間間隔で観測した。

調査方法は、「水温・DO濃度連続観測メーター」を所定の2地点に設置し、1時間間隔で水温およびDO濃度を自動記録した。

(3) 水質断面調査

自動転倒堰の上流2m (SP1212)、上流32m (SP1242)、上流52m (SP1262)、上流72m (SP1282)、上流102m (SP1312)、上流132m (SP1342)、上流152m (SP1362) および上流252m (SP1462) の河川左岸側、中央および右岸側の3深度(河川表層、中層および深層)、合計66地点において、水温およびDO濃度の2項目について、8回実施した。

調査方法は、各調査地点において、船上から「パディ水温・DO濃度メーター」を所定の深度まで降下させ、観測地点で固定した後、水温およびDO濃度を測定して野帳に記録した。

(4) 騒音調査

騒音調査は、「水すまし」1台につき、発生源(No. 1)、河川用地境界(No. 2)および「水すまし」に最近接した民家付近(No. 3)の3地点で実施した。

調査方法は、普通騒音計(JIS C 1502)およびレベルコーダー(JIS C 1512)を用い、JIS Z 8731「騒音レベル測定方法」に準拠して実施したものである。マイクの設置高さは、発生源については「水すまし」と水平に、その他については地上から1.2mの高さとした。

4. 調査結果

4.1 水質分析結果

水質分析結果を表-2に示す。苦小牧川は、「生活環境の保全に関する環境基準」で河川A類型に指定されていることから、DO濃度、BOD値およびSS濃度について基準値を併せて表-2に示し、基準値を満足しなかったものについては強調枠で囲った。

水質分析結果を見ると、苦小牧川は河川A類型の環境基準を大きく逸脱する河川ではない。

また、「水すまし」稼働前(6/28)の測定値と、稼働中(7/19、8/6および8/21)のSS濃度の測定値を比較すると、全地点において、SS濃度の値に大きな変化は無い。稼働期間中

(7/1~9/30)の全地点における測定値が河川A類型の基準値を満足し、その値は2~14mg/Lの範囲で推移している。このように、SS濃度に変化が生じないことから、「水すまし」は底質を巻き上げないことが示されたものと思われる。

なお、「水すまし」停止後の10/9におけるSP1462の測定値が、35mg/Lと河川A類型基準値を超える値を示すが、これは、8/6以降の採水深度を深層に変更したこと起因しているものと思われる。SP1462は、他の3地点と比較すると浚渫後の時間経過が長く、底泥の堆積が進行しているものと考えられ、そのことにより、河川深層では底泥が浮遊し、採水試料に底泥からの浮遊物質が混入したものと推察される。

4.2 水質連続観測結果

水質の連続観測を行うに当たり、昨年と今年の気象データの比較と、水質連続観測結果との対比を行うため、

表-2 水質分析結果一覧

SP	河川A類型基準値	測定項目							
		DO	BOD	COD	T-N	NO ₃ -N	NH ₄ -N	T-P	SS
採取日(水温℃)		(mg/L)	(mg/L)	(mg/L)	(mg/L)	(mg/L)	(mg/L)	(mg/L)	(mg/L)
		7.5以上	2.0以下	—	—	—	—	—	25以下
1 2 3 0	H11.6.28(14.0℃)	9.80	1.2	3.2	0.74	0.34	0.22	0.020	4
	H11.7.19(15.2℃)	10.64	1.3	3.7	0.53	0.26	0.17	0.014	2
	H11.8.6(13.8℃)	8.65	0.9	3.9	0.47	0.25	0.17	0.015	2
	H11.8.21(17.2℃)	9.04	1.0	2.9	0.63	0.50	<0.1	0.026	2
	H11.10.9(12.5℃)	11.79	1.0	3.2	0.70	0.32	0.10	0.018	2
1 2 4 2	H11.6.28(13.2℃)	8.40	1.0	3.0	0.72	0.36	0.21	0.019	3
	H11.7.19(13.5℃)	8.60	0.7	3.7	0.52	0.31	0.14	0.014	2
	H11.8.6(13.8℃)	7.47	0.6	3.5	0.65	0.33	0.17	0.018	3
	H11.8.21(16.5℃)	6.44	<0.5	2.0	0.67	0.62	<0.1	0.015	4
1 3 1 2	H11.10.9(11.6℃)	10.04	0.8	3.1	0.66	0.33	0.15	0.016	2
	H11.6.28(14.7℃)	8.73	1.1	3.8	0.68	0.31	0.19	0.020	4
	H11.7.19(13.3℃)	9.70	0.8	3.5	0.60	0.34	0.14	0.018	4
	H11.8.6(13.8℃)	7.38	0.6	3.7	0.67	0.34	0.10	0.020	5
	H11.8.21(15.6℃)	7.23	<0.5	2.7	0.66	0.62	<0.1	0.013	4
1 3 4 1 6 2	H11.10.9(11.5℃)	8.06	0.7	3.2	0.66	0.33	0.15	0.017	4
	H11.6.28(16.7℃)	8.52	1.2	4.3	0.62	0.26	0.17	0.022	4
	H11.7.19(14.0℃)	10.60	0.6	3.4	0.64	0.34	0.14	0.017	3
	H11.8.6(13.7℃)	7.15	0.6	3.5	0.71	0.34	0.15	0.018	4
	H11.8.21(15.9℃)	8.10	1.0	5.0	0.65	0.62	<0.1	0.017	14
	H11.10.9(11.1℃)	8.65	1.3	5.4	1.10	0.38	0.12	0.032	35

□ : 基準値以上

水質連続観測期間を網羅する7/1から9/30の期間で苫小牧地方の気象データを取得し、整理した。(図-4には、気象データ資料の内、気温のみを示す。)

水質連続観測結果を図-4に示す。図-4には、昨年度(平成10年度)と今年度(平成11年度)の水質変化状況を比較する目的で、「水すまし」の効果が現れやすいと考えられるSP1242の結果と、昨年度SP1400の河川中央深層部において実施した連続観測の結果を並記し、さらに昨年と今年の気温変化も並べて示した。

昨年と今年のDO濃度測定結果を「水すまし」停止期間と稼働期間に分けて比較すると、停止期間は同程度の値で推移しているのに対し、稼働期間は今年の測定値の方が概ね高い値で推移している。

水温を比較すると、今年の測定値の方が概ね高い値で推移している。これは、今年の方が気温が高く、日照時間も長いことに起因しているものと思われる。

一般的に、酸素飽和度が同じ場合、水温が高いほど酸素の溶解量が相対的に低いことから、水温が高くなるとDO濃度は低くなる。

従って、水温変化だけを見ると、対策を講じなかった場合は昨年よりも今年の方がDO濃度が低くなる状況にあったと言える。このことから、今年のDO濃度が高いのは「水すまし」の効果によるものと推察される。このことは、「水すまし」停止期間中のみDO濃度が昨年と同程度の値となっていることから裏付けられる。

4.3 水質断面調査結果

水質断面調査結果を図-5に示す。図-5は、「水すまし」稼働時と非稼働時における水質の状況を比較するため、「水すまし」稼働1ヶ月後、一時停止1週間後および再稼働1ヶ月後の調査範囲内におけるDO濃度分布をコーナー図にまとめたものである。コーナー図において、白色の等高線の内側が7.5mg/L以上を示す範囲である。

図-5に示した各観測日毎のDO濃度分布状況を以下の①～③にまとめる。

①「水すまし」稼働1ヶ月後(8/6)

調査範囲内において、全体的に河川A類型基準値7.5mg/Lを概ね満足する。調査範囲内のDO濃度分布を表層、中層および深層に分けて見ると、表層では6.44～8.75mg/L、中層では6.39～9.24mg/L、深層では6.66～9.42mg/Lを示している。調査範囲内でDO濃度が大きく変化する部分は見られないが、河川深度方向にDO濃度が高くなる傾向を示す。

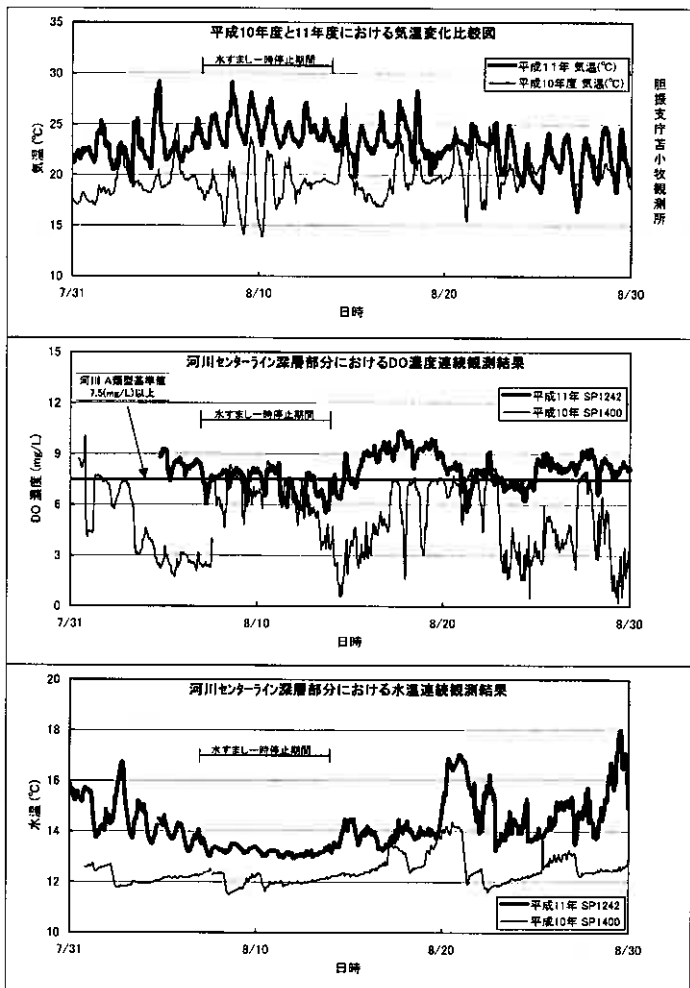


図-4 水質連続観測結果一覧

②「水すまし」一時停止1週間後(8/13)
河川深層および上流側に設置した「水すまし」の上流側表層にD0濃度の低い範囲が生じている。特に、深層では橋脚直下流(SP1282)から上流側に設置した「水すまし」直下流(SP1342)の河川中央から左岸にかけての範囲で2.46~3.25mg/Lと低い値を示す。

③「水すまし」再稼働1ヶ月後(9/21)
調査範囲内では、6.87~8.57mg/Lを示す。調査範囲内において、D0濃度の値に大きな変化は見られないが、河川深度方向にD0濃度が高くなる傾向を示す。8/13におけるD0濃度分布と比較すると、D0濃度の増加は明らかである。

①~③の稼働操作中のD0濃度の変化を見ると、「水すまし」一時停止1週間後(8/13)には全体的にD0濃度が低下し、特に深層ではD0濃度の低下が顕著となっている。次に、再稼働1ヶ月後(9/21)のD0濃度分布を見ると、一時停止時に最も低下の著しかった深層が最も高くなる傾向を示す。当該地において、上述したような著しくD0濃度を变化させる要因は「水すまし」を除いて考えにくい。

また、8/6のD0濃度分布に着目すると、100m間隔で設置した2台の「水すまし」の間でD0濃度の高い範囲が顕著に現れ、下流側に設置した「水すまし」と自動転倒堰の間50mの区間でも効果が見られる。これらのことから、D0濃度を増加させるという「水すまし」の効果が及ぶ範囲は、当該地では半径50mの区間であることが示されたものと考えられる。

さらに、「水すまし」を一時停止させた場合、橋脚直下流の深層部からD0濃度が低下していく傾向を示すが、「水すまし」を再稼働させると、橋脚の有無に関係なく河川深層のどの部分においてもD0濃度が増加する傾向を示すことから、「水すまし」の効果が橋脚はほとんど影響しないものと推察される。

4.4 騒音調査結果

騒音レベルの測定結果を表-3に示す。本調査の目的は、「水すまし」の稼働時における発生騒音が周辺住民への程度影響を及ぼしているか評価することである。従って、評価は「水すまし」に最近接した民家付近(No.3)における測定結果を基に行うことが適切と考えられる。

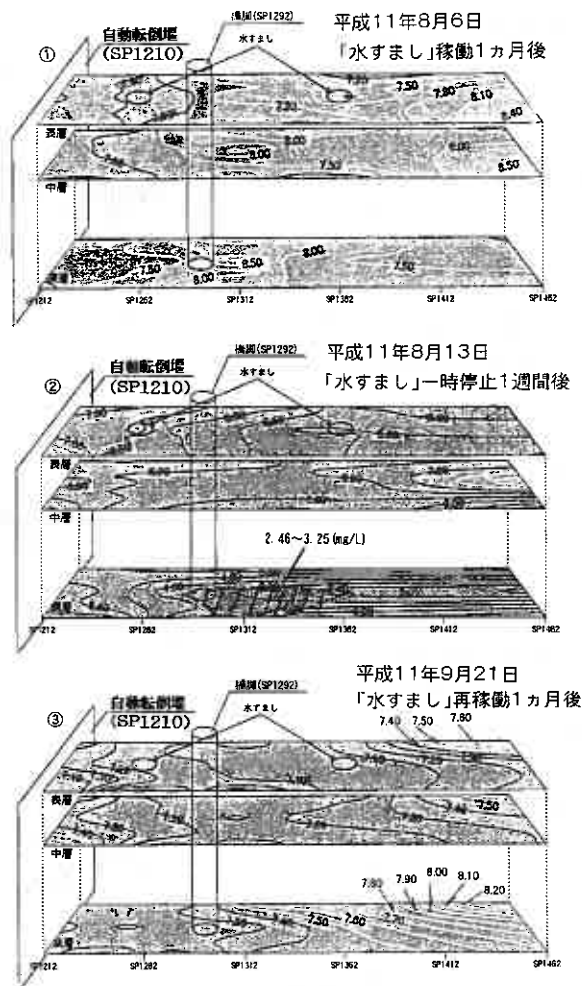


図-5 水質断面調査結果コンター図

表-3 騒音レベル測定結果

騒音レベル (Db)	昼間	環境基準 55以下	地点	No.1						No.2		No.3	
				種別	暗騒音 ¹⁾		稼働時騒音		暗騒音	稼働時騒音	暗騒音	稼働時騒音	
					L50 ²⁾	Leq ³⁾	L50	Leq					
			上流側	L50 ²⁾	48.9	50.3	50.0	49.3	47.6	47.8			
				Leq ³⁾	50.1	51.9	51.3	50.3	54.8	56.2			
			下流側	L50	52.8	53.5	62.9	62.5	61.1	60.4			
				Leq	54.7	55.8	65.8	65.1	64.4	64.1			
			上流側	L50	47.3	48.6	47.1	46.6	46.0	45.3			
				Leq	50.6	51.3	49.3	48.7	51.9	50.7			
下流側	L50	50.4	48.9	50.3	55.8	46.7	54.8						
	Leq	56.7	49.4	67.4	59.3	65.4	65.4						

1) 暗騒音: 「水すまし」非稼働時の騒音
2) L50: 10分間の連続観測から得られた測定値の中央値
3) Leq: 10分間の連続観測から得られた測定値のハリー平均値

本調査における騒音レベルの測定結果では、上流・下流側ともに、L50 値およびLeq 値について、No. 3 における暗騒音と稼働時騒音との間にほとんど差を生じていない。

昼間測定において、上流側では地点を移動しても騒音レベルに大きな変化は見られない。下流側では、No. 1 (発生源) よりも No. 2 (河川境界) および No. 3 における騒音レベルの方が大きくなっている。また、上流側と下流側の騒音レベルを比較すると、全体的に下流側の方が大きくなっている。これらのことは、下流側では啓北橋を渡る自動車騒音に加え、自動転倒堰からの落水音が付加されているためと思われる。

夜間測定では、上流・下流側ともに昼間測定と同様の傾向で騒音レベルが測定されている。

以上のことから、本調査において測定された騒音レベルの主体は、自動車騒音または自動転倒堰の落水音であり、それに対し「水すまし」から発生する稼働時騒音はほとんど寄与していないと言える。

従って、「水すまし」の稼働により発生する騒音は、周辺民家に対して影響がないと言える。

5. まとめ

本調査における結果を以下にまとめる。

- ① 水質分析結果と「生活環境の保全に関する環境基準」を比較すると、苦小牧川は指定されている河川 A 類型の環境基準を大きく逸脱する河川ではない。

また、本調査では「水すまし」による底質の巻き上げ現象は確認されなかった。

- ② 浄化対策前 (昨年) と今年の DO 濃度連続観測結果を「水すまし」停止期間と稼働期間に分けて比較すると、停止期間は同程度の値で推移したのに対し、稼働期間は今年の測定値の方が概ね高い値で推移した。

- ③ 稼働操作中の DO 濃度の変化を見ると、「水すまし」一時停止 1 週間後 (8/13) には全体的に DO 濃度が低下し、特に深層では DO 濃度の低下が顕著となった。次に、再稼働 1 ヶ月後 (9/21) の DO 濃度分布を見ると、一時停止時に最も低下の著しかった深層が最も高くなる傾向を示した。

また、DO 濃度を増加させるという「水すまし」の効果が及ぶ範囲は、当該地では半径 50m の区間であることが示された。

- ④ 本調査における騒音レベルの測定結果では、上流・下流側ともに、L50 値および Leq 値について、「水すまし」に最近接した民家付近における暗騒音と稼働時騒音との間にほとんど差を生じなかった。

これらの結果から、「水すまし」には河川水を攪拌・混合し、深層の DO 濃度を高くさせる効果があり、その効果が及ぶ範囲は、当該地では半径 50m であると判断できる。また、当該地における試験施工では、「水すまし」による底質の巻き上げや騒音公害はみられなかった。

謝辞：本調査を実施するに当たり、関係各位には多大なるご協力をいただいた。ここに記して深く感謝の意を表すものである。

第22回地盤工学懇話会

日時：1999年2月8日(月) 15:00～17:00

場所：札幌市民会館

テーマ：地盤工学と情報化

参加者：63名

第22回地盤工学懇話会は、例年と同じように、年次技術報告会の特定テーマである「地盤工学と情報化」を題材に、話題提供者による発表と参加者からの質疑を交えたディスカッションという形式で行われた。今回は以下の方々に話題提供をお願いした。

司会：小野 丘氏(北海学園大学)

話題提供：

1. 朝日 秀定氏(室蘭工業大学工学部)
2. 関根 達夫氏(北海道開発コンサルタント(株))
3. 佐藤 厚子さん(北海道開発局開発土木研究所)
4. 加賀屋 芳之氏(北海道開発局開発土木研究所)
5. 堀田 淳氏((株)ジオテック)
6. 日下部 祐基氏(北海道開発局開発土木研究所)

なお、各話題提供者の方々には、必ずしも特定テーマに限らず、自由な内容で話題を提供していただいた。

《朝日氏》：「地盤工学と情報化」の専門家としての立場から、最初に話題提供をしていただいた。「私たちが行っていることはすべて情報化」、「意識してみればデータも情報となる」などの視点に立たれ、特に、専門に関連するボーリングデータ集については、データベースとして使えたためしがないと厳しく指摘され、データベースは使いやすくあるべきで、その信頼性が重要であることを強調された。

《関根氏》：年次発表会の発表テーマである「現場計測法 岩盤変化監視手法」の補足説明という形で話題提供があった。これは、デジタルの画像情報を利用して岩盤の変状箇所を抽出する手法で、単なる写真の比較だけでは得られない情報を引きだせる興味深い方法であった。

《佐藤さん》：年次発表会の発表テーマである「多成分コーン貫入試験機による堤防調査(その2)」に関して参加者の意見を求められていた。特に、多成分コーン貫入試験機の q_c および q_r による土質判別について、盛土で判別率が良くないと指摘され、人工的な土構造物では、施工が影響しているのではないかという推論が興味深いものだった。

《加賀屋氏》：年次発表会の発表テーマである「GPSによる地すべり移動観測」に関して、GPSの問題点や具体的な実施個所の説明があった。

《堀田氏》：年次発表会の発表テーマである「表面波探査法の浅層地盤調査への適用 - フィールド実験の評価 -」に関する話題提供で、特に、現状における種々の

問題点(適用範囲, 探査深度, オフセット, 定式化, 受振器間隔など)についての説明があった。

《日下部氏》: 年次発表会の発表テーマである「岩盤破壊時の微電圧測定に関する研究」に関する補足説明と, 模擬岩盤斜面による実験の話題提供があった。前半は, 岩石試験の結果について説明され, ひずみと微電圧の発生パターンとの関係には3タイプあることや, 微電圧の変化が実際の破壊よりも早く現れることなどを指摘された。後半は, 現実の岩盤斜面を模擬したモデルで, 微電圧の変化を捉える実験をなされた経緯を説明されたが, 実験自体は失敗に終わったのが残念であった。

以上のような話題提供に引き続き活発な質疑応答があった。そのすべては紹介できないが, 主なトピックは,

- ・ボーリングによる土質判別にも個人差がある。多成分コーンによる詳細な土質判別は不要ではないか。
- ・多成分コーンによる調査と表面波による浅層地盤調査を組み合わせたらどうか
多成分コーン→ローカルな詳しい情報, 短周期
表面波→水平多層を仮定, 全体像を把握, 長周期
- ・情報の処理というのは, 大量で個人差がないのが前提ではないか。
大量・迅速だけが情報の要件ではなく, 人の作業が入る(個人差がでて仕方がない)
- ・防災関係の情報には, 即時性・公開性・共有性・責任の所在・情報の信頼性などが求められる。

などで, 話題提供者や参加者の方々から有益な意見や助言をいただいて懇話会を終了した。

なお, 今回の特定テーマは「地盤工学と情報化」でしたが, 懇話会担当委員が話題提供者として選定させていただいた方々の中には, 必ずしも特定テーマを意識しないで投稿なさった方が多かったかと思えます。このため, 話題提供者の方々には多大なご迷惑をおかけした面もあるかと思えますが, 興味深く有益な話題提供に感謝致します。

第23回地盤工学懇話会

日 時：1999年11月12日(金) 14:00～17:00

場 所：北海道開発局開発土木研究所 講堂B

テーマ：火山灰地盤の力学特性と工学的分類

参加者：60名

第23回地盤工学懇話会は、「火山灰地盤の力学特性と工学的分類」と題して開催された。司会および話題提供は以下の方々をお願いしたが、話題提供者の人選・依頼および会場の手配などには、(社)地盤工学会北海道支部の「火山灰地盤の工学的性質の評価法に関する研究委員会」(委員長：北大工学部 三浦清一教授)の全面的な御協力をいただいた。

司会：小野 丘氏(北海学園大学)

話題提供：

1. 北海道細粒火山灰土の物理特性 基礎地盤コンサルタンツ(株) 中田 隆文氏
2. 火山灰質土に関する室内および原位置試験結果の評価 (株)地崎工業 八木 一善氏
3. 支笏火山灰を対象とした原位置試験結果 北海道士質コンサルタント(株) 松本 和正氏
4. 火山灰の施工上に関する問題点 (株)道北開発試験センター 谷口 秀男氏
5. 火山灰地帯の設計と施工 北海道開発コンサルタント(株) 中島 将博氏
6. 鹿児島島の火山灰とその砂防対策 応用地質(株) 若松 幹男氏

上記のように、話題提供者の方々によるお話は多方面にわたっており、1～3が火山灰の物性、4および5が設計・施工面での問題、6は九州の火山灰に関する話題であった。

《中田氏》：道内に分布する火山灰について、主として物理特性に関する話題を提供していただいた。わが国の著名な火山灰質土である関東ロームとの比較で試験結果を示され、特に、火山灰はその噴出源の違いによって、独自の物理特性を有しているとの指摘が興味深かった。

《八木氏》：室内および原位置における中～粗粒火山灰の力学特性に関する話題を提供していただいた。短時間にも関わらず盛りだくさんの試験結果を提示され、火山灰の液化化強度および静的強度にとどまらず、動的特性にまで話題はおよんだ。また、火山灰に対するN値の評価や粒子破碎が強度に及ぼす影響など多くの課題を提起された。

《松本氏》：主として支笏火山灰について実施した原位置試験についての話題を提供していただいた。具体的には、標準貫入試験(N値)、オランダ式二重管コーン貫入試験、三成分コーン貫入試験、PS検層および孔内水平載荷試験の貴重な結果や各種定数間の相関関係を提示された。これらより、N値やqc値と各種定数間の関係は、従来から指摘されているように砂質土や礫質土のそれとは異なっていることを示されたほか、標準貫入試験によるサンプリングでは、粒子破碎の影響で細粒分を多く見積もる傾向があることを指摘されていた。

《谷口氏》：過去の現場経験から非常に興味深い話題を提供していただいた。特に、火山灰の分類に関しては、現場に役立つ実用価値の面を強調され、泥炭層や湧水との関連、サンプリングの重要性なども指摘されていた。また、火山灰は未成熟な土であるとの意見は、現場サイドならではの指摘であった。

《中島氏》：過去の現場経験をもとに貴重かつ具体的な話題を提供していただいた。特に、切土・盛土が降雨の影響で崩壊した事例を説明され、有効なのり面保護の例や小段の幅に工夫をした例などが興味深かった。また、「現場にはたくさんの宝がころがっている」との指摘は、現場の重みを感じた一言であった。

《若松氏》：火山灰の成因についてわかりやすく説明していただき、九州の火山灰（シラス）と支笏火山灰の類似性についてもお話があった。

以上のような話題提供に引き続き活発な質疑応答があった。そのすべては紹介できないが、主なトピックは

- ・火山灰の自然含水比の捉え方(地下水位や堆積環境との関連など)
- ・火山灰の土粒子密度
現行の試験法に問題あり
- ・火山灰の液状化判定に現行の予測式が使えるか
N値での評価は難しいだろう
- ・シラスの侵食性と のり面勾配(直切りは可能か)
直切りの例はあるが、凍結・融解で崩れる
直切りは管理できない。長大切土では無理
- ・火山灰の冬期施工について
含水の状態でも変わるが、冬期施工に向いているかどうかが問題
- ・火山灰の分類法
共通要因を探ることから始めるべき
なるべく土質分類に対応させた方がよいのでは

などで、話題提供者や参加者の方々から有益な意見や助言をいただいて懇話会を終了した。

平成10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	三田地 利 之	北海道大学大学院工学研究科教授
委員	菅原 幹 夫	日本道路公団北海道支社建設部長
//	能 登 繁 幸	北海道開発局開発土木研究所研究調整官
//	古 田 政 美	北海道開発コンサルタント(株)理事地質部長
//	高 橋 耕 平	北海道電力(株)土木部次長
//	林 勝 朗	北海道立寒地住宅都市研究所環境科学部長

選考経過

平成11年3月23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、つぎの3編を授賞論文として選考した。

論文名 クリープおよびせん断ひずみ履歴が粘性土の小ひずみ域での変形挙動に及ぼす影響

著 者 川口 貴之 三田地 利之 澁谷 啓
佐野 侖房

受賞者 川口 貴之

選考理由

大規模・大深度掘削や近接施工時、更には地震時における地盤の変形や構造物の変位が問題となることが多くなってきており、その際に地盤内で発生するひずみが大きくとも1%以下であることから、地盤材料の小ひずみ域における変形特性を把握する必要性が急速に高まってきている。また、ここ十数年における測定機器・室内土質試験技術の向上に伴って、0.001%程度以下の微小ひずみレベルでは地盤材料によらず弾性的な挙動を示すことが報告され、原位置弾性波速度探査等の原位置試験や繰返し・単調載荷試験といった室内試験から得られる地盤のヤング率やせん断剛性率が解析における材料定数として用いられることも多くなってきている。

著者らは、このような微小ひずみレベルでの原地盤挙動を理解する上での足がかりとして、繰返し粘土を用いた室内試験から微小ひずみ域における変形係数に及ぼす諸要因の把握、更にはその定量化を試みている。本文では、等方圧密・膨張時における非排水条件下でのヤング率の変化が粘性土の e - $\log p$ 特性と強い相関があることに着目して定式化を行い、提案式による予測値は実測値を良く表現できることを示している。また、この提案式は原地盤内の土要素を想定した K_0 圧密時にも適用可能であることを示し、そのメカニズムを考察する中で K_0 圧密時に発生するせん断ひずみを変

形係数を減少させる役割を果たしている可能性を示唆している。

さらに、自然堆積地盤が例外なく受けている年代効果に着目し、排水クリープに伴う変形係数の変化についても検討している。その中で、排水クリープに伴う変形係数の変化は膨張時における変化と相関があり、室内試験で可能な試験時間内で得られた実測値を基に二次圧密係数を用いた定式化を試み、その後の経時変化を予測している。

本研究の成果は、地盤の小ひずみ域における変形挙動の予測に関する研究分野に新たな知見を提供するとともに、この種の研究についても繰り返し試料を用いた室内試験より得られた結果が原地盤挙動を予測する上での重要な情報源となりうる可能性を示唆したものであり、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 マイクロパイルで補強された直接基礎の砂地盤上における荷重 - 沈下挙動

著者 坪川 将丈 三浦 均也 塚田 幸広 石戸 瑞穂
西村 右敏
受賞者 坪川 将丈

選考理由

マイクロパイルは小口径場所打ち杭の一種で、ボーリング孔内で異型棒鋼を芯材とし、セメントミルクやセメントモルタルをグラウト材として圧入して作製する。これまでは、斜面やトンネル坑口の補強や構造物の支保として施工実績があるが、阪神・淡路大震災以降の構造物の耐震性強化に関しては、既設構造物基礎の耐震補強に有効な工法としても注目されている。マイクロパイルは地盤との付着力を確保できる反面、たわみ性が大きいという特徴を有しており、その支持メカニズムは未解明な点が多い。また複数のマイクロパイル間や、マイクロパイルとフーチングの間に働く相互作用のメカニズムについても十分に解明されていないのが現状である。

著者らの研究は、このようなマイクロパイルによって補強された基礎の基本的な挙動および支持メカニズムを明らかにしようとしたもので、模型マイクロパイル基礎と模型砂地盤を用いて一連の載荷実験を行っている。マイクロパイルの寸法や剛性、配置（本数と設置角度）、地盤密度をパラメトリックに変化させてその挙動を観察して比較・検討することによって、基礎支持力の補強メカニズムにおける影響因子を解明しようとしている。

その結果マイクロパイル基礎の支持力は、補強していない直接基礎の支持力とマイクロパイルのみの支持力の和として発揮されるものと期待できるが、さらに地盤密度が高い場合には、直接基礎とマイクロパイル間に働く相互作用によって支持力が大きく改善されることを確認した。その他、

- ① この支持力改善効果は、直接基礎単独では全般せん断型の破壊を起こすよう

な地盤において、複数のマイクロパイルが直接基礎直下の地盤の側方変位を拘束することにより得られること。

- ② このような補強効果を引き出すためには、マイクロパイルの本数とともに、十分な長さと同曲げ剛性が必要であること。

を明らかにした。

これらの成果はマイクロパイルの補強メカニズム解明に有用な知見を提供すると共に、パイルドラフト基礎の概念における合理的な設計法の確立に有用な示唆を与えるものであり、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 遠心模型実験による基礎杭のNF機構解析

著者 富澤 幸一 西川 純一 小熊 利正

受賞者 富澤 幸一

選考理由

基礎構造物の大型化に伴い、軟弱地盤中の基礎杭に作用するネガティブフリクション(負の周面摩擦力、以下NFと略す)による構造物の不同沈下等の問題が表面化し、NFに関する実験的研究が各機関で種々実施されてきた。しかし、単純模型実験では相似率による問題から定量的解明が難しく、一方、実大実験では大規模施設を必要とし、長期の計測を要することから、今だNFに関するメカニズムの詳細については未解明の部分が多く残されている。また、道路橋示方書に代表される設計法では、NF荷重の最大値(中立点軸力)に杭頭荷重を単に加算する手法を採用しており、それは換言すればNFに対し力で抵抗する方法であることから、構造物の不同沈下の要因のひとつとなっていることも事実である。

以上のような背景の下に、著者らは遠心力載荷装置を用いて杭先端地盤条件の変化、杭頭作用荷重の影響、複層地盤での軸力発現機構等に注目したNFに関する一連の模型実験を実施した。その結果、軟弱地盤の圧密およびせん断特性の違いの影響、杭先端地盤の剛性の違いなどによる中立点変動などNFに関するメカニズムの詳細を明らかにした。さらに、遠心模型実験による一連のNF機構解析結果に基づいてNF荷重の算定に関する現場に即応した簡便な理論解を提案し、基本的地盤定数であるスベリ係数 C_s 、周面摩擦増加係数 a 、杭先端地盤反力係数 k_v を確定することで、NFを考慮した軟弱地盤中の基礎杭挙動の推定を可能にした。

本研究成果は、軟弱地盤中のNF発現機構の解明およびNF作用時における基礎杭挙動の予測に関して有用な知見を与えており、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。

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)

土木・建設

あ	葵建設株式会社	1
か	鹿島建設株式会社	8
と	東邦建設株式会社	9
	飛鳥建設株式会社	4
み	三井道路株式会社	6

コンサルタント・その他

お	応用地質株式会社	1
か	社団法人寒地港湾技術研究センター	8
き	基礎地盤コンサルタンツ株式会社	2
	株式会社北日本ソイル研究所	2
こ	株式会社構研エンジニアリング	3
し	株式会社ジオテック	8
た	太平洋総合コンサルタント株式会社	9
	株式会社ダイヤコンサルタント	3
は	パシフィックコンサルタンツ株式会社	4
ほ	北海道開発コンサルタント株式会社	5
	北海道共同石灰株式会社	9
	北海道土質コンサルタント株式会社	5
	北海道農業土木コンサルタント株式会社	6
ゆ	株式会社ユニオンコンサルタント	7
わ	稚内建設協会	7

特定建設業

〝誠意と技術で豊かな郷土をきづく。〟



代表取締役社長 庄 司 生 幸

本 社 釧路市材木町15番17号 電(代表)41-4111
札幌支店 札幌市中央区北1条西8丁目2番地39 電 011-251-1504
帯広出張所 中川郡幕別町札幌内新北町195番地の45 電 0155-56-6305
苫小牧出張所 苫小牧市しらかば町6丁目21番15号 電 0144-74-2192

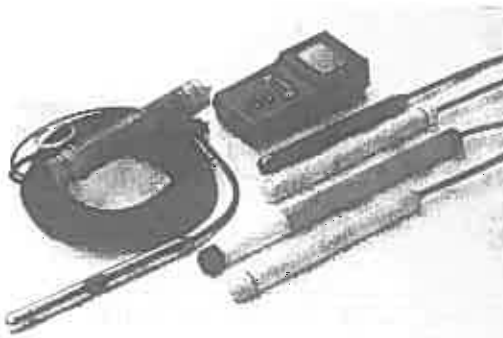
S&DLシリーズがそろいました



地すべり動態観測システム

S&DLシリーズ計器は、「センサとデータロガーの一体化」を基本コンセプトに開発され、地すべり観測システムが勢ぞろいしました。

●簡単設置 ●抜群の安定性 ●しかも低価格



- S&DL水位計 —— 地下水位を測定
- S&DL水位・導電率計 —— 地下水位・導電率・温度の同時測定
- S&DL雨量計 —— 雨量の測定
- S&DL伸縮計 —— 地すべりによる地表面の変位を測定
- S&DL孔内伸縮計 —— 地すべりによる孔内の変位を測定
- S&DL地盤傾斜計 —— X軸Y軸の傾斜と温度を測定
- S&DL地震間隙水圧計 —— 地震発生時のX軸Y軸変動および間隙水圧を測定
- S&DL 3Dゲージ —— 亀裂などの3方向(X.Y.Z)変位温度を測定
- ハンディターミナル —— データ表示と回収



応用地質株式会社

〒102-0073 東京都千代田区九段北4-2-6 TEL.03-3234-0811 FAX.03-3263-6854
ホームページ: <http://www.oyo.co.jp> 電子メール: prosgight@oyonet.oyo.co.jp

札幌支社

〒003-0023 札幌市白石区南郷通1丁目北9-20 TEL.011-863-6711 FAX.011-864-5162

当社は地盤工学をベースにした建設分野のコンサルタントとして

技術開発と技術力の向上に努力しております

基礎地盤コンサルタンツ株式会社

代表取締役社長 森 研 二

技術顧問 石 原 研 而 (東京大学名誉教授：東京理科大学教授)

土 岐 祥 介 (北海道大学名誉教授：北海道工業大学教授)

北海道支社 三 浦 盛 男
理事・支社長

〒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

道東支店 TEL 0154-22-8356

函館事務所 TEL 0138-24-3037

苫小牧事務所 TEL 0144-57-5956

総合建設コンサルタント

地 質 調 査

農 業 土 木 設 計

室 内 試 験

一 船 土 木 設 計

施 工 管 理

森 林 土 木 設 計

解 析

測 量

環 境 調 査



株式会社 北日本ソイル総合研究所

代表取締役 常 松 哲
農学博士

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 / 亀田郡大野町字東前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 / 常呂郡端野町端野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408 電話 (0164) 26-3222番 FAX (0164) 26-3223番

ゆたかな未来を



道路・橋梁・河川・環境・地質調査・計画・設計

株式会社 構研エンジニアリング

代表取締役社長	南 隆
専務取締役	斎藤 紘
専務取締役	大島 紀房

〒065-8510 札幌市東区北18条東17丁目1番1号

Tel. (011)780-2811(代表)

Fax. (011)785-1501

- [業務内容] 1. 道路・トンネル・その他構造物の計画・設計
2. 地質調査及び土質調査解析
3. 地上りの調査解析



株式会社 **ダイヤコンサルタント**

北日本支社長	佐々木 厚
札幌支店長	高橋 輝明

北日本支社札幌支店 〒011-0010 札幌市北区北10条西2丁目13-2

TEL(代) 011(729)2701

FAX 011(729)2687



パシフィックコンサルタンツ株式会社 北海道支社

支社長 柴田 邦夫

札幌市北区北7条西1丁目2番地6

NSS・ニューステージ札幌

TEL(011)700-5222 FAX(011)700-5220

道東事務所 釧路市栄町9丁目9番1号

TEL(0154)25-6781 FAX(0154)25-6681

道南営業所 函館市若松町6番7号

TEL(0138)23-3361 FAX(0138)23-3363

大切に、緑

世代を越えて、都市に、自然の中に生きつづける「建設」。

トビシマは、そんな建設の仕事に携わる社会の一員として

「緑に対する配慮」にも、積極的に取り組んでいます。

ダムや高速道路の建設工事後で

自然植生を再現する「法面緑化工法」など、

様々な技術開発に取り組み、

一歩ずつ着実な成果として

送り出しています。



確かな建設を続けて百十六年。

 **飛島建設**

札幌支社/札幌市中央区北1条西19丁目1番地 〒060-0001 TEL011 6423112
ホームページ <http://www.tobishima.co.jp>



総合建設コンサルタント

北海道開発コンサルタント株式会社

代表取締役社長 大串 國弘

本社 〒004-0605 札幌市厚別区厚別中央1条5丁目4番1号
電話(011)801-1500 FAX(011)801-1500
URL: <http://www.docon.co.jp>

北海道の
土と岩に精通した
技術者たちが
お応えします。



ISO 9001
JSA Q 627



JAB
CS Accreditation

北海道土質コンサルタント株式会社
〒062-0931 札幌市豊平区平岸1条2丁目5番16号
TEL(011)841-1466 FAX(011)841-5490

—— 豊かな明日を拓く土地改良 ——

北海道農業土木コンサルタント株式会社

代表取締役社長 堀 井 健 治 (技術士)

〒060-0807 札幌市北区北7条6丁目2番地5 NDビル

TEL 011(747)7321 FAX 011(758)5491

ISO 9002
認証取得

私たちは、生活・産業基盤の整備事業などを通じ、
社会に貢献します。

 **三井道路株式会社** 北海道支社

取締役副社長 高 橋 陽 一
北海道支社長

〒064-8512 札幌市中央区南1条西25丁目1番1号
TEL (011)642-0881 (代表) FAX (011)642-9911
URL <http://www.mitsui-road.co.jp>



よりよい調査で
 住みよい国土を目指す
 総合地質コンサルタント

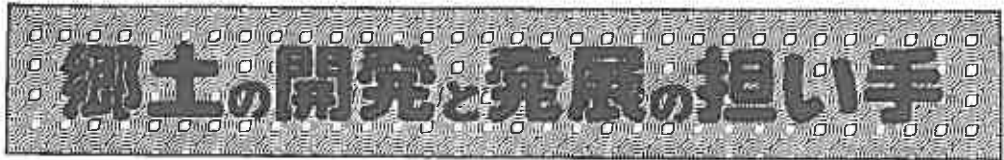
地質・土質・水・地熱温泉の調査と地通り対策調査・環境アセスメント
 物理探査・物理検層・地化学探査・試錐・土木設計と測量
 水質汚濁・土壌汚染の調査解析と対策

登録／建設コンサルタント・地質調査業・測量業
 許可／さく井業

株式 株式会社 ユニオン・コンサルタント

代表取締役 理学博士 齋藤昌之
 技術士

〒001-0045 札幌市北区麻生町7丁目3番12号U. C. BLD
 電話 (011) 746-8281(代表)
 FAX (011) 746-8284



稚内建設協会

〒097-0001 稚内市末広4丁目4-2 ☎(代)0162-33-5364 FAX0162-33-5353

会 長	石 塚 宗 博
副 会 長	坂 本 敦
副 会 長	藤 田 幸 洋
常務理事 事務局長	黛 信 一

快適な環境を創造する

in 鹿島

KAJIMA CORPORATION

取締役支店長 鶴 飼 進

札幌支店 ● 札幌市中央区北3条西3丁目1-4

電話 ● 011(231)5181(代)

運輸大臣許可

社団法人 寒地港湾技術研究センター

会長 尾 崎 晃

積雪寒冷地の港湾は厳しい自然条件におかれております。この条件を創意工夫により制御及び利用し、質の高い構造物の設計施工技術の開発研究を推進する研究センターです。積雪寒冷地域が今後一層発展し豊かな社会を形成するため積極的な諸活動を行っております。

● 主な事業内容 ●

● 寒地港湾技術の調査研究受託 ● 資料の収集 ● 出版物の刊行 ● 講演会、講習会、シンポジウムの開催

〒060-0807 札幌市北区北7条西2丁目
8番地 北ビル9F
TEL 011-747-1688
FAX 011-747-0146

建設コンサルタント業登録(建9第4888号) 地質調査業登録(質9第1386号)

自然と対話する



株式会社 ジオテック

営業種目

- 地質と土質に関するコンサルティング業務
- 地質と土質にかかわる現位置調査試験・室内試験
- 地盤と構造物にかかわる計測業務
- 施工管理業務

〒062-0054 札幌市豊平区月寒東4条9丁目5番27号

Docon月寒ビル

TEL(011)854-2994 FAX854-9841

代表取締役 田 中 富 男



建設コンサルタント・一級建築士事務所
環境調査・土木設計・測量・地質調査・土質調査

太平洋総合コンサルタント株式会社

代表取締役 高橋 清美

本社 〒085-0816 釧路市貝塚3丁目4番34号
Tel (0154) 41-2633 Fax (0154) 42-8539
支社・営業所/札幌・北見・帯広・網走・紋別

東邦建設株式会社

代表取締役 平 位 直

〒080-2459 本 社 帯広市西19条北1丁目8番2
電話 (0155) 代表 33-8000番
〒060-0008 札幌支店 札幌市中央区北8条西21丁目9番地
電話 (011) 621-5130番

軟弱地盤を变身させる!

安価、迅速に工事が進められます。

□土質安定材ベストキーパーシリーズ

種別	製品名	原料	特徴と用途
石 質	ベストキーパー-B	生石灰	高含水比の新築地、ハドロ、凍害発生等 高含水比、凍害による地盤改良 低含水比の市街地の改良工法
	ベストキーパー-W	消石灰	
石 炭 灰	ベストキーパー-BF	生石灰・粉砕石炭灰	高含水比から低含水比までの軟弱地、 ハドロ、凍害発生等。固結による 改良に對して、土質改良の程度に對して 改良の程度を改良する。土体により 最も適した品種を選定する。
	ベストキーパー-WF	生石灰・粉砕石炭灰	
	ベストキーパー-CF	生石灰	
新 築 固 化 材	ベストキーパー-BF-GP	生石灰	"アフロ"工法の特長を改良すること により安定材使用の効果を高めるこ とから新築発生を防止し、作業効率、 施工環境の改善に効果を発揮する。 セメント土の加工も可能です。
	ベストキーパー-WF-GP	生石灰・粉砕石炭灰	
	ベストキーパー-CF-GP	生石灰	
セメント系	ベストキーパー-C	セメント・生石灰	セメント、粉砕石炭灰の改良工法



北海道共同石灰株式会社

本 社 / 〒083-0006
苫小牧市新中野町3丁目1番12号
電話 (0144) 32-7522地
FAX (0144) 32-7535

代表取締役社長 藤原 充浩