

# 技 術 報 告 集

第 45 号

平成17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 繰り返し一面せん断試験による地すべり対策工設計用強度パラメータ決定法の適用例	……	北大院工学研究科 (株)ドーコン	○鷲 隼人・三田地利之 高橋秀彰 梅谷晋平	……1
② 平板載荷試験による地盤種別の直接基礎寸法効果特性	……	北大工学部	○福島宏文 西本 聡 富澤幸一	……7
③ 現場実大試験・遠心力模型実験による羽根付き鋼管杭の開発	……	北海道開発土木研究所	○富澤幸一 西本 聡	……13
④ 橋台背面における変形抑制対策としての深層混合処理工法の遠心力模型実験	……	北海道開発土木研究所	○澤井健吾 西本 聡・林 宏親	……19
⑤ ジオテキスタイルフィルターの通水性能に関する基礎的検討	……	室工大工学部 室工大大学院 室工大工学部	○田中雅史 佐藤織絵 木幡行宏	……25
⑥ 寒冷地における歩道の破壊原因に関する考察	……	北海道工大院 北海道工大工学部	○清野知幸 川端伸一郎・亀山修一 神谷光彦・土岐祥介	……31
⑦ C-Box モデルによる周辺土中温度分布計測と解析	……	(株)ドーコン 日本道路公団札幌技術事 北見工大工学部	○林 啓二 豊田邦男・辻野英幸 鈴木輝之 小林修司	……37
⑧ 粒状廃棄物を用いたL型擁壁の凍上対策(2)	……	(株)ドーコン 北見工大院 北見工大工学部	○芮 大虎 鈴木輝之・山下 聡 平田広昭	……45
⑨ L型擁壁の凍上変形に及ぼす設置方向の影響	……	北見工大工学部	○高澤祐介・鈴木輝之 山下 聡	……51
⑩ 粒状材料の凍上性に関する野外実験	……	北海道開発土木研究所 北見工大院 北見工大工学部	○西本聡・泉澤大樹 ○本井 平・畢 春蕾 鈴木輝之・山下 聡	……57
⑪ 断熱材を用いた凍上対策に関する検討	……	大日本土木(株) 日本道路公団札幌技術事務所 日本道路公団帯広工事事務所 札幌道路エンジニア(株)	○伊藤秀行 ○豊田邦男 辻野英幸 山内 智	……61
⑫ 屋外試験土槽による凍上試験	……	北海道開発土木研究所	○泉澤大樹・西本 聡	……67
⑬ 擬似岩石試料の凍上性と物理特性	……	北海学園大院 北海学園大工学部	○阿部裕介 小野 丘・小笠原将人	……71
⑭ 不凍水の厚さによるNMR-T2値の変化挙動	……	北大院工学研究科 防衛施設庁	○赤川 敏 庄司浩通	……75
⑮ 地盤凍上に関する最近の話題と今後の課題	……	地盤工学会北海道支部	地盤凍上に関する研究委員	……79
⑯ 三軸BE試験による豊浦砂の弾性係数の評価	……	函館高专 北大院工学研究科 函館高专	○川口貴之 三田地利之 佐野侷房・小原隆志 松浦公樹	……89
⑰ 打込み鋼管杭の動的・静的鉛直載荷試験結果の比較	……	北海道開発土木研究所	○江川拓也・西本 聡 富澤幸一	……95

⑮	飽和含水比による土の構造の評価	……	北海道開発土木研究所 北大院農学研究科 北海道土質コンサルタント㈱ 基礎地盤コンサルタンツ㈱	○小野寺康浩 相馬尅之 池田晃一 中田隆文	……99
⑯	多重リングせん断試験機による単粒度 碎石の繰返し変形挙動の検討	……	北大院工学研究科 鉄道総合技術研究所 北大院工学研究科 函館高専	○石川達也 関根悦夫 杉山圭大・三浦清一 佐野侏房	……105
	フォールコーン試験の地盤工学における 役割				……115
⑳	北見都市域の地盤情報データベース構 築と地盤構造解析	……	北見工大院 北見工大工学部	○松田絵里 伊藤陽司・鈴木輝之	……121
㉑	浜益村川下斜面における崩壊と地質	……	北海道開発土木研究所	○日外勝仁・伊東佳彦 中川伸一	……127
㉒	2003年十勝沖地震によって液状化し た火山灰土の動的力学特性	……	㈱地崎工業 北大院工学研究科	○八木一善 三浦清一・志比川清史	……133
㉓	オホーツク紋別空港エプロンの変状	……	北見工大工学部 北海道網走土木現業所 北見工大工学部	○伊藤陽司 丸岡秀幸 鈴木輝之・平田広昭	……139
㉔	累積損傷度理論に基づくFEM解析の鉄 道軌道構造の耐震性能評価への適用	……	北大院工学研究科 鉄道総合技術研究所	○泉剛生・石川達也 関根悦夫・室野剛隆	……145
㉕	土構造物の地震時変形量の簡易評価法	……	㈱ドーコン	○土屋智穂・峯田一彦	……153
㉖	破碎性粗粒土の動的変形特性に及ぼす 圧密時間の影響と評価	……	北大院工学研究科	○屋良航志・三浦清一 Timpong Sahaphol 山木正彦	……157
㉗	砂の剛性低下を考慮した海洋構造物・ 地盤系の変形解析法	……	北大院工学研究科	○三島英将・横浜勝司 三浦清一・呉哲浩	……163
㉘	各種室内試験によるベントナイト・珪 砂緩衝材の変形・強度特性（第2報）	……	北大院工学研究科	○小松賢司・三田地利之 外館友彦	……169
㉙	種々の載荷履歴を受けた粘土の降伏挙 動に関する実験的研究	……	北大院工学研究科	○土田智聡・福田文彦 三田地利之	……175
㉚	堆積構造が異なる粘土供試体の弾性係 数の異方性	……	北見工大院 北見工大工学部	○山口岳志・堀智仁 山下聡・鈴木輝之 浅野静男	……179
㉛	土の間隙構造と力学特性の関係	……	基礎地盤コンサルタンツ㈱ 北大院工学研究科 北大院農学研究科	○中田隆文 三浦清一 相馬尅之	……187
㉜	異方的堆積構造を有する支持地盤の変 形特性と支持力向上化に関する模型実 験	……	室工大工学部 室工大院 北大院工学研究科	○川村志麻 ○佐々木徹也 三浦清一	……193
㉝	破碎性粒状体のクリープ特性とその評 価	……	北大院工学研究科 基礎地盤コンサルタンツ㈱	○木村充宏・三浦清一 中田隆文	……203
㉞	Effect of consolidation time on small strain shear modulus of volcanic coarse-grained soils	……	北大院工学研究科	○Timpong Sahaphol 三浦清一・屋良航志 山木正彦	……213
㉟	3次元個別要素法による粒状材料のせ ん断試験の数値実験	……	北大院工学研究科	○玉置和美・石川達也 三浦清一	……219
㊱	軟弱地盤上の真空圧密併用盛土の水～ 土連成弾塑性変形解析	……	㈱シーウェイエンジニアリング 北大院工学研究科	○山添誠隆 三田地利之・長谷川陽一	……225

③7	Tangent stiffness method and ITS prediction of deformation of soft ground during vacuum-embankment preloading	……	北大院工学研究科 ㈱シーウェイエンジニアリング	○Tuan Anh TRAN 三田地利之 山添誠隆 中田直樹	……231
③8	真空単独載荷による地盤の変形挙動解析	……	北大院工学研究科 ㈱シーウェイエンジニアリング	○長谷川陽一・三田地利之 山添誠隆 土田智聡	……237
③9	泥炭地盤の弾塑性有限要素解析に用いる土質パラメーターの決定法	……	北海道開発土木研究所 北大院工学研究科 北海道開発土木研究所	○林 宏親 三田地利之 西本 聡	……243
④0	泥炭地盤におけるカードボードドレーンと盛土補強併用工法の適用性について(その1)	……	㈱ダイヤコンサルタント 北海道開発局	○佐藤春夫・高坂敏明 清見博英・細矢武司 渡辺周市 林 宏親	……249
④1	道央道(札幌～岩見沢間)の軟弱地盤における沈下と維持管理について-供用開始後20年目における評価を中心として-	……	北海道開発土木研究所 日本道路公団札幌技術事務所 基礎地盤コンサルタンツ㈱	○豊田邦男, 辻野英幸 ○門田 浩・坪田邦治	……253
④2	新篠津泥炭地の地盤変動の観測	……	北海道工大院 北海道工大工学部 北大院農学研究科 北海道工大工学部	○本山貴久 神谷光彦 井上 京 川端伸一郎	……259
④3	アイソタック理論に基づいた圧密挙動	……	北大院工学研究科	○田中洋行	……263
④4	段階載荷圧密における異なる圧密圧力による圧密特性の比較	……	函 館 高 専	○石上友浩・佐野侑房 川口貴之・岩渕祐一	……269
④5	セメント系安定処理土の凍上抑制効果	……	北海学園大工学部 北海学園大院 北海学園大工学部	○小野 丘 阿部裕介 江口達也・加藤一広	……273
④6	不良土を安定処理して作製した固化破砕土の強度特性	……	北海道開発土木研究所	○佐藤厚子・西本 聡	……279
④7	養生方法の違いによる石灰安定処理土の強度特性	……	北海道工大院 北海道工大工学部	○塩田好輝 神谷光彦・川端伸一郎 土岐祥介	……283
④8	製鋼スラグによる砂質土地盤の改良効果	……	新日本製鐵㈱	○藤井郁男	……287
④9	Lateral earth pressure and deformation prediction for FCB embankment based on FE analysis	……	北大院工学研究科 益村測量設計㈱	○Sarandulam Dashdorj 三浦清一・横浜勝司 益村公人	……291
⑤0	造粒化燃焼灰の土木材料への適用	……	北海道開発土木研究所 王子製紙㈱	○城戸優一郎・西本 聡 佐藤厚子 別紙正信	……297
⑤1	自然由来の有害物質を対象とした建設発生土の溶出について	……	北海道開発土木研究所	○田本修一・中川伸一 伊東佳彦	……301



繰り返し一面せん断による地すべり対策工設計用強度パラメータ決定法の適用例

北海道大学大学院 学生会員 ○鷲 隼人  
 北海道大学大学院 国際会員 三田地 利之  
 ドーコン 正会員 高橋 秀彰  
 北海道大学 学生会員 梅谷 晋平

1. はじめに

サンプリング時の乱れの影響やせん断試験機の性能に対する信頼性の問題から、試験結果の妥当性が疑問視されていたこと、強度定数が試料の採取位置によってばらつくものと認識されてきたこと<sup>1)</sup>、設計指針類に室内せん断試験結果を用いるように規定されていないことなどから、 $c'_0 \approx d(c'_0)$ ：地すべり面上で発揮されると想定される粘着力(kN/m<sup>2</sup>)、 $d$ ：地すべり土塊の最大層厚(m)とする仮定を併用した逆算法（以下  $c=d$  法）を用いることが地すべり対策工設計のルーチンワークとなっている。しかし、近年の技術進歩と試験基準の整備<sup>2)</sup>によって事情は変わっており、また室内試験結果を取り入れた地すべり対策工設計用の強度パラメータ決定法も提案されている<sup>3)</sup>。筆者らは室内試験結果を逆算法と結びつけた強度パラメータの決定法 (method for determining design *Strength Parameters by Laboratory test and Inverse Calculation Engagement*(以下 SPLICE 法と略記))<sup>4)</sup>を提案しており(図1)、これまで3カ所の地すべり現場について適用例を示してきた<sup>4)</sup>。

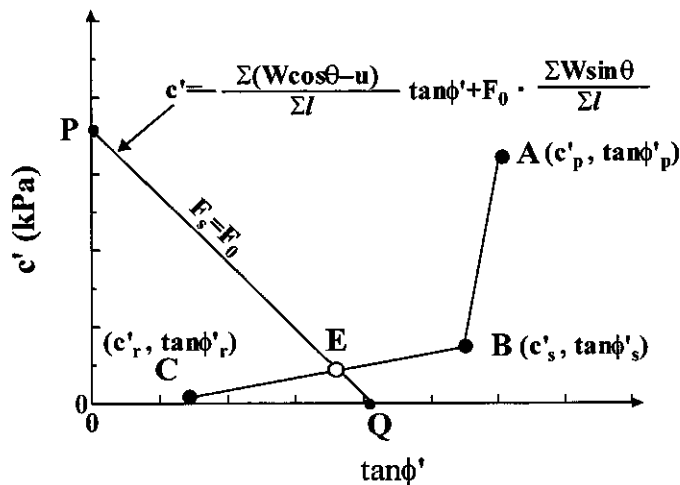


図1 SPLICE 法

今回サンプリングから室内せん断試験までの一連の作業に関わる機会に恵まれ、2カ所の地すべり現場のすべり面粘土を入手することができた。本研究では、繰り返し一面せん断試験結果から各種状態強度パラメータを決定し、SPLICE 法の適用結果を示す。また残留状態強度パラメータが不攪乱試料と再構成試料で一致しない原因について、粘土含有量やすべり面付近の含有鉱物およびスメクタイト含有量の観点からアプローチする。

今回サンプリングから室内せん断試験までの一連の作業に関わる機会に恵まれ、2カ所の地すべり現場のすべり面粘土を入手することができた。本研究では、繰り返し一面せん断試験結果から各種状態強度パラメータを決定し、SPLICE 法の適用結果を示す。また残留状態強度パラメータが不攪乱試料と再構成試料で一致しない原因について、粘土含有量やすべり面付近の含有鉱物およびスメクタイト含有量の観点からアプローチする。

2. 地すべり概要

本研究では、夕張市富野地区の2つの地すべりブロック(A,B)を対象としている。調査地には古第三紀の泥岩(幌内層)が分布し、多数の地すべりが存在する。

A地すべりは、最大幅90m、最大延長120m、最大深さ16mの風化岩地すべりである。すべり面の上位は強風化泥岩からなり、土砂化した部分とやや軟質化した岩片状部が混在している。すべり面直下50cm~2m程度は破碎された岩盤からなり、徐々に良好な岩盤へ変化していく。すべり面付近には概ね厚さ5mm~20cmの粘土層が存在し、鏡肌を確認できる。試料採取位置においても5mm程度のすべり面粘土が存在する。集水井近傍の計測孔における計測結果によると、孔内水位は深度4.8~6.0mの間で変動することがわかっている。すべり面付近を模式化したものを図2に示す。

B地すべりは最大幅120m、最大延長230m、最大深さ28mの風化岩地すべりである。すべり面の上位は主に風化泥岩からなり、土砂化した部分と亀裂質な岩片状部が混在している。A地すべりと比較して、すべり面付近の粘土層は厚く、概ね厚さ10cm~50cm程度である。B地すべりにおいても鏡肌を確認でき、試料採取位置においても5mm程度のすべり面粘土が存在する。集水井近傍の計測孔における計測

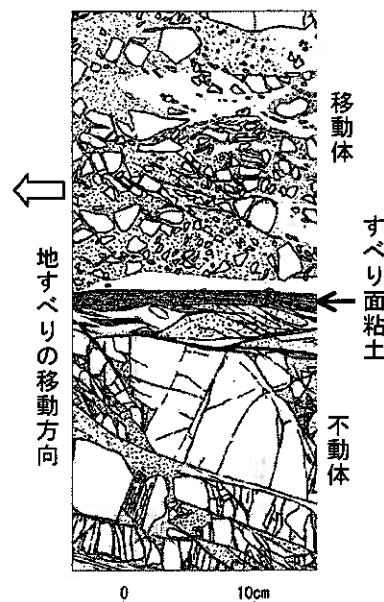


図2 すべり面付近の模式図

Case study of determination of design parameters for slope stability analysis by reversal direct box shear test  
 Hayato Washi(Graduate Student, Hokkaido University), Toshiyuki Mitachi(Graduate School of Engineering, Hokkaido University), Hideaki Takahashi(Docon), Shinpei Umetani(Under Graduate Student, Hokkaido University)

表1 試料の物性値と残留状態せん断抵抗角 $\phi'_r$

試料名	A地すべり				B地すべり			
	不攪乱試料		再構成試料		不攪乱試料			再構成試料
	すべり面付近 (約2cm)	すべり面付近 (約5cm)	再構成	スラリー	すべり面付近 (約2cm)	すべり面上部 (約2~7cm)	すべり面下部 (約2~7cm)	再構成
含水比 $w_p$ (%)	20.0	13.6	30.0	—	16.9	17.1	13.6	27.5
液性限界 $w_L$ (%)	49.3				63.1	47.8	46.4	63.1
塑性指数 $I_p$	31.9				46.1	34.3	33.6	46.1
土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.72				2.67	2.7	2.7	2.67
礫分(%) 2mm以上	2.4	8.6	—	—	5.5	7.0	32.7	—
粗砂分(%) 0.425~2mm	0.6	1.0	—	—	8.5	6.3	1.0	—
細砂・中砂分(%) 0.075~0.425mm	3.4	5.0	13.0	—	10.6	19.9	15.0	—
シルト分(%) 0.005~0.075mm	1.4	43.1	3.0	—	25.6	23.1	16.4	—
粘土分(%) 0.005mm以下	92.2	42.3	84.0	—	50.0	45.2	34.9	—
スメクタイト含有量	16.8	—	18.2	18.5	24.2	—	—	16.8
残留状態せん断抵抗角 $\phi'_r$ (°)	11.1	—	22.1	17.0	6.7	—	—	22.4

結果によると、孔内水位は深度 11.2~15.9m の間で変動することがわかっている。

A, B 地すべりにおけるパイプ歪計による計測結果から、地下水水位上昇時に顕著な動きが観測されている。今回地すべり対策工として行われた集水井の施工時に、集水井をすべり面以下まで掘り下げることによってすべり面を確認後、一連の試料採取を実施した。その方法はすべり面を含む 1 辺約 30cm の立方体ブロックを切り出したブロックサンプリングとトリプルサンプリングの 2 通りである。採取された試料の物性値と残留状態せん断抵抗角 $\phi'_r$ をまとめたものを表 1 に示す。

### 3. 試験条件

#### 3.1 繰り返し一面せん断試験

試験には本研究室で開発した繰り返し一面せん断試験機<sup>9)</sup>を用いた。両面排水条件下で圧密後、定圧繰り返し一面せん断試験を行った。試験条件は、片振幅 6mm、せん断繰り返し回数 10 回 (A 地すべりでは 5 回)、上下せん断箱間隔は 0.2mm、せん断速度は繰り返し回数の初回、最終回は 0.02mm/min、途中のせん断では 1.0mm/min とした。なお供試体は直径 60mm、高さ 20mm (再構成試料は 30mm) の円盤状に成型したものを用いた。供試体の成型時においてブロックサンプリング試料 (以下 BS 試料)、トリプルサンプリング試料 (以下 TS 試料) の一部ですべり面およびすべり方向を確認後、すべり面をせん断箱のせん断面に一致させる事、せん断試験の初期せん断方向を原位置のすべり方向に一致させる事に注意した。再構成試料については不攪乱試料のすべり面付近 (すべり面を含む約 5cm の厚さ) の粘土および軟岩を蒸留水に溶かした後 425 $\mu$ m フルイを通過したものを用意して作製した。また鏡肌を呈した部分を 2, 3mm 削ったものを蒸留水に溶かした後、425 $\mu$ m フルイを通過させたスラリー試料を直接繰り返し一面せん断試験機に流し込み、3 日間圧密した後通常の繰り返し一面せん断試験を行った。通常の繰り返しせん断後、幾つかにおいて (B 地すべりにおいては全ての試料について) は多段載荷せん断試験<sup>6)</sup> (垂直応力  $\sigma'_v=400 \rightarrow 300 \rightarrow 200$  kPa) を行った。

#### 3.2 X 線回折試験およびスメクタイトの定量分析

今回 X 線回折用試料として 2 タイプ用意した。まず鉄製乳鉢とメノウ乳鉢で粉砕し、蒸留水中で約 20 分間超音波分散させ、2 $\mu$ m 以下の粘土分のみが含まれる懸濁液を 3000rpm の回転速度で 15 分以上の遠心分離を行い、上澄み液を除いた後少量の蒸留水を加えて高濃度粘土分懸濁液とし、注射器を用いてスライドガラス上に広げ、風乾したものを未処理定方位試料 (以下 UT 試料と略記) とした。次に UT 試料をエチレングリコールと共にデシケータに入れ、60℃の恒温槽内で 4 時間以上置き、粘土分にエチレングリコール蒸気を十分にさらして飽和处理を行い、得られた試料をエチレングリコール飽和处理定方位試料 (以下 EG 試料と略記) とした。試験は、A 地すべりの①すべり面上 20cm、②すべり面、③すべり面下約 20cm、④すべり面下約 50cm 破砕部について行った。

またスメクタイト含有量はメチレンブルー吸着法により定量分析を行った。

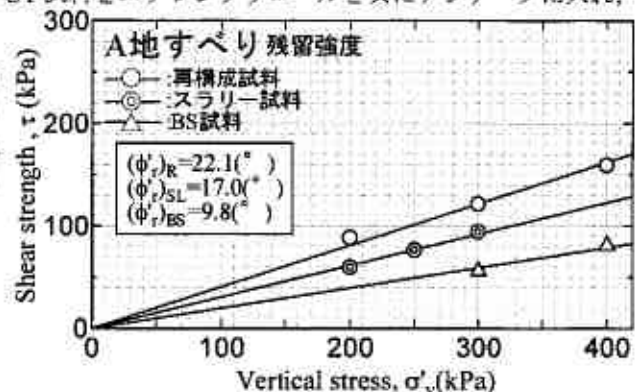


図3 残留強度-垂直応力関係

#### 4. 各種状態強度パラメータの決定について

##### 4.1 A地すべり

A地すべりにおける残留強度-垂直応力関係を図3に示す。BS試料において残留強度が明確に異なる2つのグループに分かれたが、残留強度(△印)が低く分布したBS試料の残留強度より残留状態強度パラメータを評価し、 $(c'_r)_{BS}=0(\text{kPa})$ 、 $(\phi'_r)_{BS}=11.1(^{\circ})$ とした<sup>7)</sup>。一方、再構成試料(○印)における残留状態強度パラメータは $(c'_r)_R=0.0(\text{kPa})$ 、 $(\phi'_r)_R=22.1(^{\circ})$ である。次にピーク強度-垂直応力関係を図4に示す。BS試料のピーク強度よりピーク状態強度パラメータを $c'_p=25.9(\text{kPa})$ 、 $\phi'_p=9.4(^{\circ})$ 、再構成試料の完全軟化強度より完全軟化状態強度パラメータを $c'_s=2.6(\text{kPa})$ 、 $\phi'_s=23.9(^{\circ})$ とした。

##### 4.2 B地すべり

B地すべりにおける残留強度-垂直応力関係を図5に示す。またピーク強度-垂直応力関係を図6に示す。多段載荷せん断試験の結果、BS試料(△印)において7試料のうち1試料にて残留強度が異常に大きく測定された。残留強度が一致した6試料(破線)はすべり面でせん断され、1試料はすべり面の上部または下部でせん断されたと判断した。これより6試料中から各垂直応力において残留強度が最も低く表れた試料をそれぞれ1つ選び、それらについての試験結果から残留状態強度パラメータ、ピーク状態強度パラメータを評価した(図7)。これより残留状態強度パラメータを $(c'_r)_{BS}=12.8(\text{kPa})$ 、 $(\phi'_r)_{BS}=6.7(^{\circ})$ 、ピーク状態強度パラメータを $c'_p=25.9(\text{kPa})$ 、 $\phi'_p=11.4(^{\circ})$ とした。また図5、6より再構成試料の残留状態強度パラメータを $(c'_r)_R=6.4(\text{kPa})$ 、 $(\phi'_r)_R=22.4(^{\circ})$ 、完全軟化状態強度パラメータを $c'_s=8.0(\text{kPa})$ 、 $\phi'_s=24.7(^{\circ})$ とした。

#### 5. SPLICE法の適用

##### 5.1 A地すべり

A地すべりにおける $c'-\tan\phi'$ 関係を図8に示す。地すべり現場の計測等によって得られた諸数値をFellenius法による円弧すべりの安全率の式 $F_s=(c' \cdot \Sigma l + \tan\phi' \cdot \Sigma(W \cos\theta - ul)) / \Sigma(W \sin\theta)$ に代入することにより、現状安全率 $F_s=1.0$ における直線式は $c'=-140 \tan\phi' + 39$ で表される。これに $c=d$ 法を適用すると $(c', \phi')=(15.0(\text{kPa}), 9.8(^{\circ}))$ となり、SPLICE法による強度パラメータが $(c', \phi')=(14.0(\text{kPa}), 10.2(^{\circ}))$ とほぼ近い値をとった。

本実験から得られた各種状態強度パラメータを仮にそのまま適用したら、どの程度の安全率になるかと計算してみると以下ようになる。不攪乱試料の残留状態強度パラメータでは $F_s=0.7$ 、ピーク状態強度パラメータでは $F_s=1.3$ となる。安全率の $F_s=1.0$ とSPLICE法との交点が不攪乱試料のピーク状態強度パラメータと残留状態強度パラメータを結んだ直線の中に位置したことから、室内試験においてピーク状態から残留状態へ強度が低下していく過程が地すべりが滑動した状態に近かったと推測される。

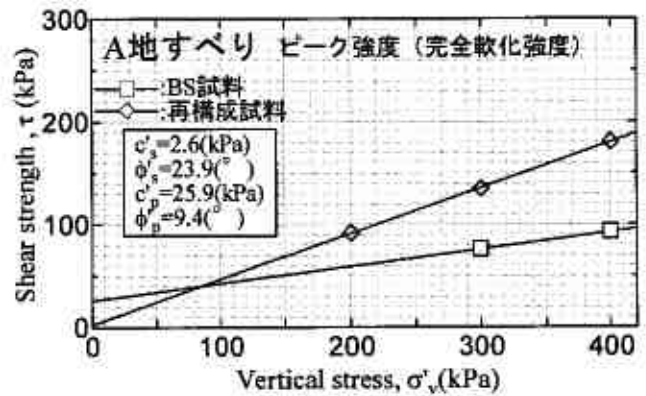


図4 ピーク強度-垂直応力関係

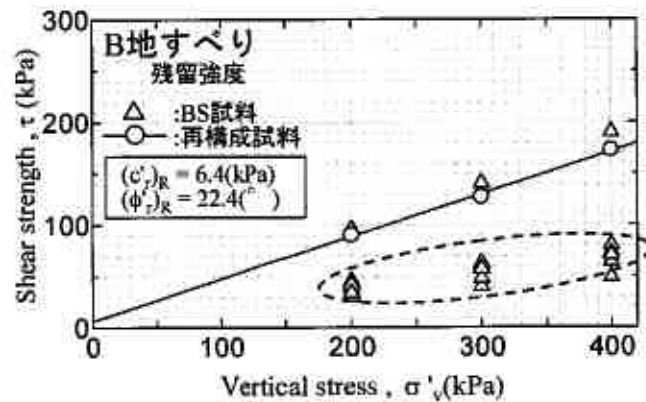


図5 残留強度-垂直応力関係

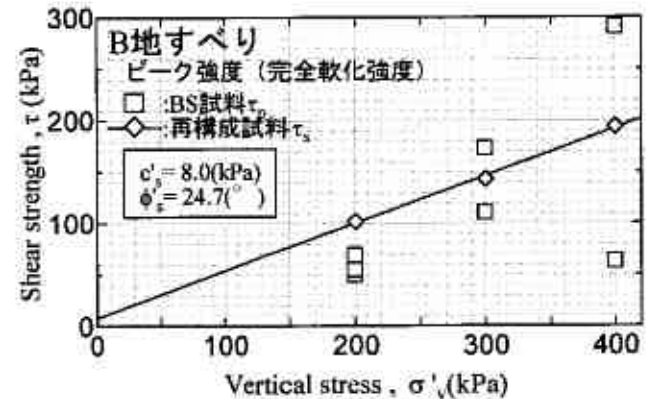


図6 ピーク強度-垂直応力関係

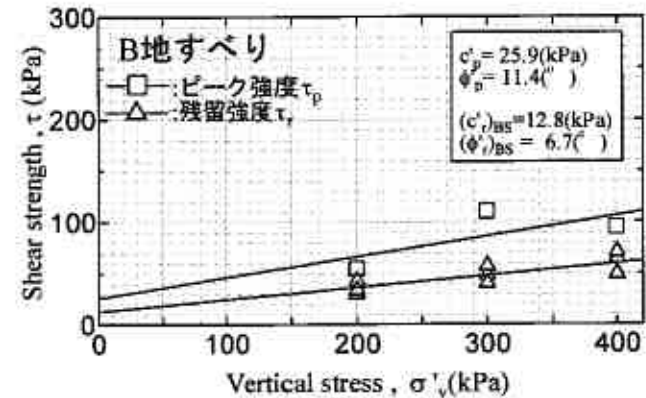


図7 せん断強度-垂直応力関係

ピーク状態せん断抵抗角 $\phi'_p$ が残留状態せん断抵抗角 $\phi'_r$ に比べ小さい値となったが、これはすべり面が限りなく残留状態に近い状態であったこと、またせん断強度のばらつきによりピーク状態強度パラメータの決定に用いたピーク強度が2つと少なかったことが原因である。

## 5.2 B地すべり

B地すべりにおける $c' - \tan\phi'$ 関係を図9に示す。現状安全率 $F_s=1.0$ における直線式は $c' = -210 \tan\phi' + 68$ で表される。c=d法およびSPLICE法から求まる設計用強度パラメータはそれぞれ $(c', \phi') = (15.0(\text{kPa}), 14.0(^{\circ}))$ 、 $(c', \phi') = (25.6(\text{kPa}), 11.3(^{\circ}))$ となる。

A地すべりの場合と同様の主旨で各種状態強度パラメータにおける安全率を求めたところ、不攪乱試料の残留状態強度パラメータでは $F_s=0.6$ 、ピーク状態強度パラメータでは $F_s=1.0$ となった。不攪乱試料のピーク状態強度パラメータにおける安全率が $F_s=1.0$ となったことから、室内試験においてピーク強度をむかえた時の状況が地すべりが滑動した状態に近かったと推測される。

## 6. A地すべりにおける残留状態強度パラメータのバラツキについて

SPLICE法の適用に際し、A地すべりの試験結果では不攪乱試料と再構成試料の残留状態強度パラメータ $(c', \phi')$ が一致せず、再構成試料の残留状態強度パラメータが $F_s=1.0$ に対応する強度定数よりもかなり大きなものであった。この残留強度パラメータのバラツキについて検討するため、不攪乱試料と再構成試料の粒度組成およびスメクタイト含有量の観点からアプローチする。

A地すべりおよびB地すべりにおける各試料の粒度組成を表1にまとめる。まず不攪乱試料における粒度組成について比較する。A地すべりでは粘土含有量が「すべり面(約2cm) > すべり面(約5cm)」、細砂・中砂含有量が「すべり面(約5cm) > すべり面(約2cm)」となり、B地すべりでは粘土含有量が「すべり面(約2cm) > すべり面上部(約2~7cm) > すべり面下部(約2~7cm)」、細砂・中砂含有量が「すべり面上部(約2~7cm) > すべり面下部(約2~7cm) > すべり面(約2cm)」となった。これよりA、B地すべりではすべり面に近づくにつれ粘土含有量が増加し、細砂・中砂含有量が減少すると言える。次にA地すべりにおける不攪乱試料(すべり面約2cm)と再構成試料の粒度組成について比較する。粘土含有量は「すべり面(約2cm) > 再構成」となり、その差は8.2ポイントであった。また細砂・中砂含有量は「再構成 > すべり面(約2cm)」となり、その差は9.6ポイントであった。スラリー試料の粒度組成結果はないが、再構成試料を作製する不攪乱試料の採取範囲から判断すると、粘土含有量は「すべり面(約2cm)、スラリー試料 > 再構成試料」、細砂・中砂含有量は「再構成試料 > すべり面(約2cm)、スラリー試料」の関係にあると推測できる。表1に示すようにA地すべりにおける残留状態せん断抵抗角 $\phi'_r$ は、 $(\phi'_r)_R > (\phi'_r)_{ST} > (\phi'_r)_{BS}$ となる。 $\phi'_r$ と粘土含有量の相関を指摘する文献は多いが、粘土含有量の8.2ポイントの差によりBS試料と再構成試料の $\phi'_r$ の差 $11(^{\circ})$ の原因を断言できるほど明確な相関関係を示すものはない。むしろ細砂・中砂含有量の差9.6ポイントが $\phi'_r$ の差の原因である可能性が高いと考えた。すなわち粒度組成の違いが $\phi'_r$ に及ぼす影響は大きく、残留強度パラメータを求めるための再構成試料の作製にあたっては試料の採取位置をすべり面近傍に限定することが必要と考えられる。柴崎ら<sup>8)</sup>は、すべり面周辺から採取した試料を粒度調整した再構成試料によるリングせん断試験の結果、425、75 $\mu\text{m}$ 以下粒径試料では過大なせん断抵抗角が得られ、2 $\mu\text{m}$ 以下粒径試料では現場すべり面のせん断強度レベルまで低下したと報告している。柴崎らの報告と併せて判断すると、残留強度を求めるための再構成試料を作製するには、試料の採取位置をすべり面近傍に限定し、かつ粒度調整を行うことが必要かもしれない。

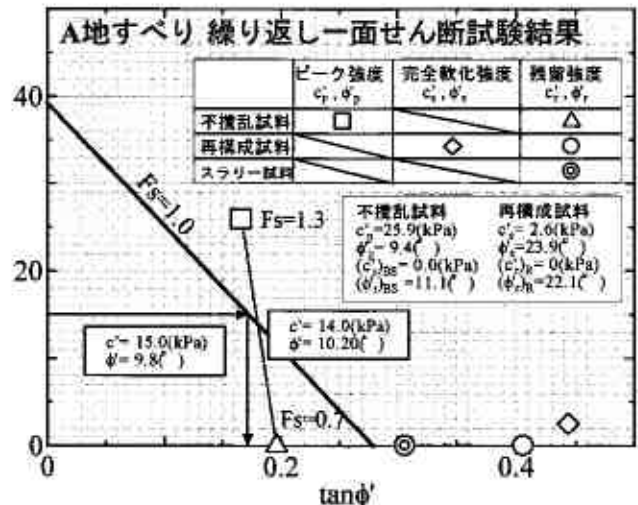


図8  $c' - \tan\phi'$  関係

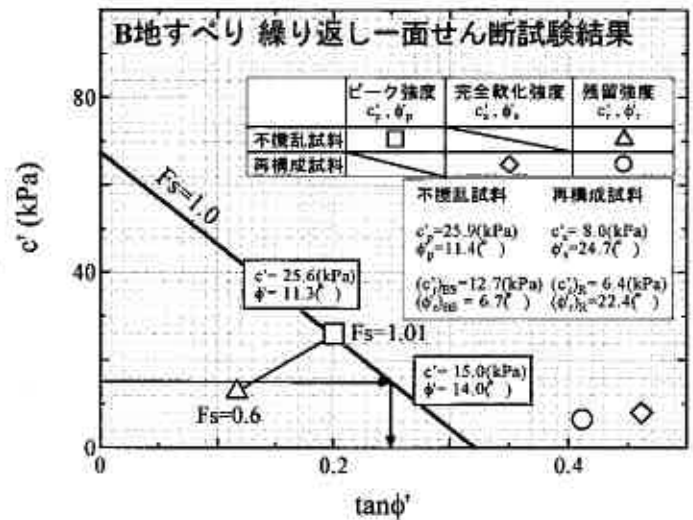


図9  $c' - \tan\phi'$  関係



過去の研究で得られた残留状態せん断抵抗角 $\phi'_r$ とスメクタイト含有量との関係に今回のA地すべりの試験結果を加筆したものを図10に示す。過去の研究<sup>9)</sup>において残留状態せん断抵抗角 $\phi'_r$ とスメクタイト含有量の間には点線で表されるように、スメクタイト含有量が30%までは残留状態せん断抵抗角 $\phi'_r$ と負の相関関係にあり、30%を超えると $\phi'_r=10(^{\circ})$ 付近に収束する傾向があることがわかっている。A地すべりの結果は、従来のデータの範囲にプロットされているが、不攪乱試料、再構成試料、スラリー試料において、スメクタイト含有量は $16.8\sim 18.5(^{\circ})$ くらいとほぼ一定の値を示しているものの、 $\phi'_r$ には大きな差が認められる。また、不攪乱試料におけるすべり面からの距離とスメクタイト含有量の関係を図11に示す。スメクタイト含有量はすべり面の上下位でも変化せず、ほぼ一定の値を示した。すなわち、不攪乱・再構成試料ともにはほぼ一定のスメクタイト含有量を持ち、かつすべり面付近のせん断帯でも同程度のスメクタイトを含有していることから、不攪乱試料と再構成試料の残留状態強度パラメータが一致しないことと、すべり面粘土中のスメクタイト含有量とは関連性に乏しいことが分かる。そこで、残留状態強度パラメータが一致しない原因として以下のようなことを想定した。

- 1) せん断面を構成する粘土中の鉱物種が異なる
- 2) せん断面を構成する粘土鉱物の配向などが異なる

このうち、1)についてはX線回折分析を行い鉱物組成の詳細を検討した(図12)。UT試料の結果より、すべての試料において緑泥石、イライト、石英が含まれているのがわかる。すべり面直上およびすべり面下破砕部から採取された試料ではEG処理において $6^{\circ}$ のピークが $5^{\circ}$ 付近にシフトしていることから、スメクタイトの含有が明らかである。他方、すべり面粘土、すべり面直下より採取された試料ではスメクタイト含有を示す明瞭な傾向は認められず、 $3^{\circ}$ 付近にブロードではあるがピークが見られる。このピークの詳細は今後検討の余地を残すが、おそらくスメクタイトを含む混合層粘土鉱物と考えられる。また、2)については今後詳細な検討を行う予定である。

## 7. まとめ

夕張富野地区から採取された試料について繰り返し一面せん断試験を実施し、得られた強度パラメータから SPLICE 法への適用について検討した結果、以下の結論を得た。

- 1) すべり面近傍の粒度組成はすべり面に近づくにつれ粘土含有量が増加し、細砂・中砂含有量が減少することがわかった。
- 2) 試料の粒度組成において、細砂・中砂含有量が多くなると $\phi'_r$ が大きくなる可能性が高い。
- 3) すべり面の残留強度を再現する再構成試料を作製するには試料の採取位置をすべり面近傍に限定し、かつ粒度調整を行うことの必要性が示唆された。
- 4) 本試料における残留状態せん断抵抗角 $\phi'_r$ とスメクタイト含有量との関係は、過去の研究で得られた結果と同様の傾向を示す。
- 5) 上記1)~4)を勘案して選定した強度パラメータを SPLICE 法に適用して得られた設計用強度パラメータはA地すべりではc-d法とほとんど一致し、B地すべりでは明らかに異なるという結果が得られた。

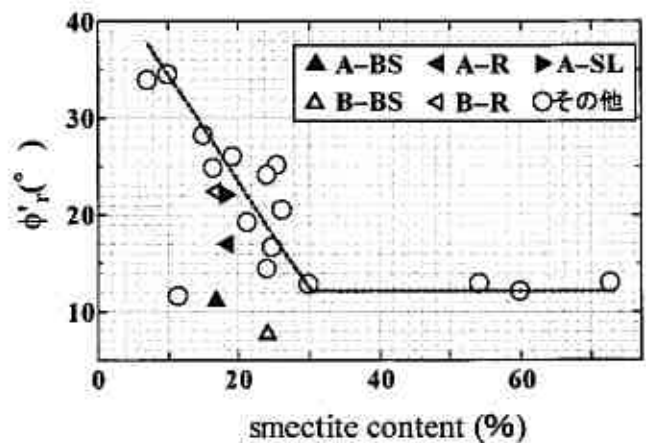


図10  $\phi'_r$ -スメクタイト含有量関係

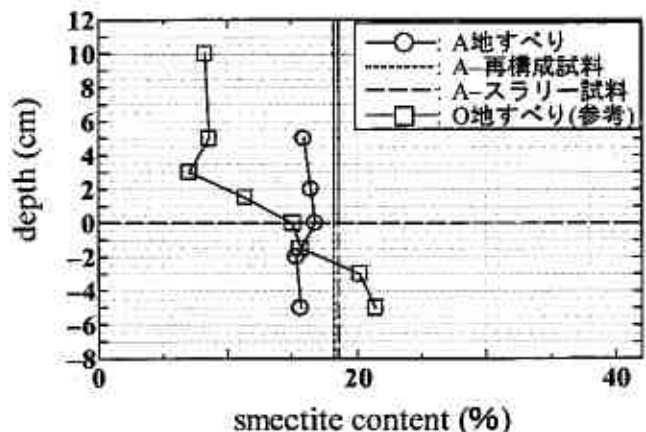


図11 深度-スメクタイト含有量関係

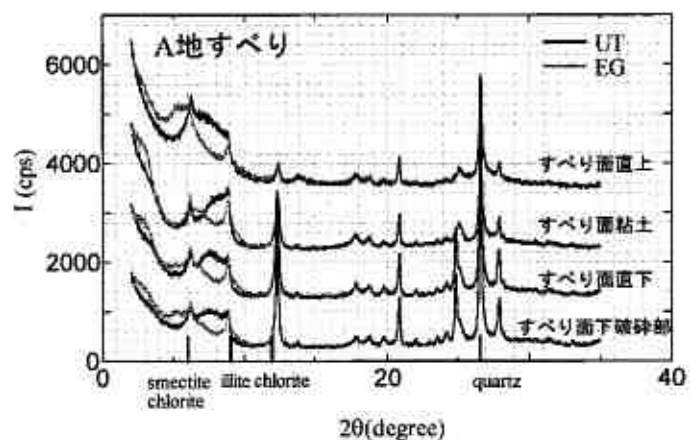


図12 X線反射強度-照射角度関係

謝辞：本研究の実施にあたり，不攪乱試料を提供して頂いた北海道札幌土木現業所およびX線回折試験結果を提供して頂いた北海道大学米田教授に感謝の意を表します。

参考文献：

- 1)日本治山治水協会：治山技術基準解説（地すべり防止編），1987.
- 2)地盤工学会：土質試験の方法と解説，第1回改訂版，pp.441-634,2000.
- 3)地すべり学会東北支部：地すべり安定解析用強度決定法－実務における新たな展開をめざして－,pp.133-137,2001.
- 4)T.Mitachi et al. : Determination of strength parameter for landslide slope stability analysis by laboratory test and inverse calculation engagement, 地すべり, Vol.40, No.2, 2003.
- 5)三田地，九田ほか：全自動繰り返し一面せん断試験装置の開発と安定解析用強度パラメータの決定，第39回地すべり学会研究発表会講演集，pp.265-268, 2000.
- 6)伊藤，三田地ほか：繰り返し一面せん断試験による残留強度パラメータの評価方法，第39回地盤工学研究発表会，pp.335-336, 2004.
- 7)鷺，三田地ほか：繰り返し一面せん断による不攪乱・再構成試料の強度比較，第39回地盤工学研究発表会，pp.333-334, 2004.
- 8)柴崎，由田，眞弓，山崎：地すべり粘土の残留強度に及ぼす粒度調整の影響，第39回地盤工学研究発表会，pp.339-340, 2004.
- 9)石橋，三田地ほか：残留強度に及ぼす圧密履歴の影響と地すべり対策工設計用強度パラメータの決定法について，第38回地盤工学研究発表会，pp.221-222, 2003.

平板載荷試験による地盤種別の直接基礎寸法効果特性

北海道開発土木研究所 ○正会員 福島 宏文  
 正会員 西本 聡  
 正会員 富澤 幸一

1. はじめに

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

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

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

2. 性能規定の背景

2-1 性能規定の概要

H8 道示をはじめとする従来の設計基準・要領では、材料・計算手法・構造などのいわゆる仕様が細かく規定された、仕様規定型の基準であった。そのため、地質調査等で得られた与条件から、示方書に従って設計していくというフローで設計が進められるため、新技術・新工法が採用されにくく、場合によっては不経済な設計になるなど、技術開発に対して厳しい傾向にあった。また、このことが国際的な競争に対して障害となることが指摘されていた。

これに対し、改訂された道示で適用された性能規定型基準は、構造物に要求される性能を規定する基準である。要求される性能を満足することが説明できれば、新技術や新工法が採用可能であるため、コストや工期の縮減が期待でき、これに関する技術開発の促進が見込まれる。また、ISO 等の国際基準との整合も計られることになった。

新工法・新技術の採用が可能となることは、同時にそれぞれの工法に即した新しい解析手法の適用が必要となることが考えられる。このことは、より適正な設計条件設定を要求する傾向にあり、とりわけ、構造物設計フローの出発点である地質調査には、設計手法に即した調査が求められることになる。

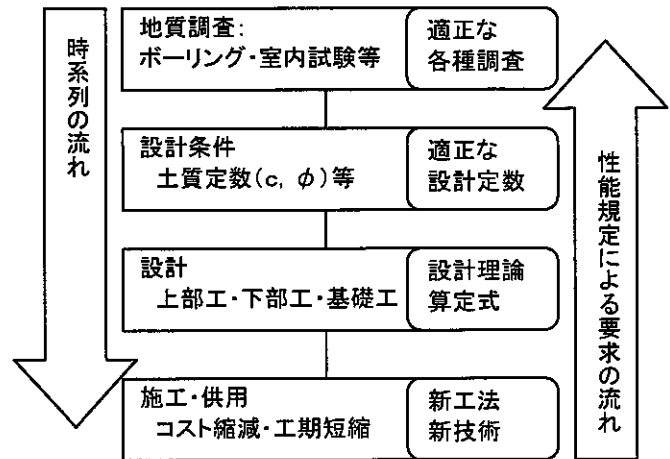


図-1 性能規定による要求の流れ (イメージ)

2-2 地盤工学会の動向「性能設計概念に基づいた基礎構造物等に関する設計原則」(案)

現在、地盤工学会では、「性能設計概念に基づいた基礎構造物等に関する設計原則」(案)<sup>2)</sup> (以下、基準案) を地盤工学会基準として新規制定の審査手続き中である。この基準案は、前述のような性能規定型設計の概念導入の動向をうけて制定される基準であり、性能設計概念に基づいた基礎構造物等の設計の原則を記述したものである。

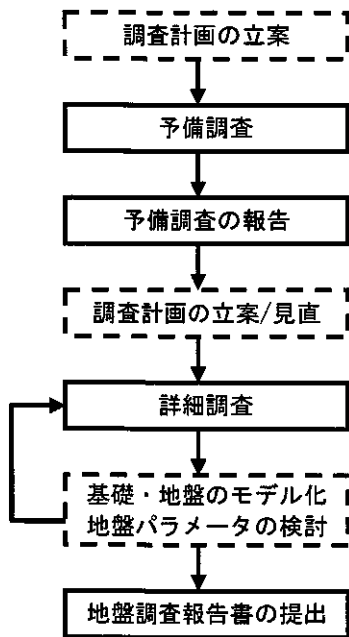


図-2 地盤調査から構造設計へのフロー

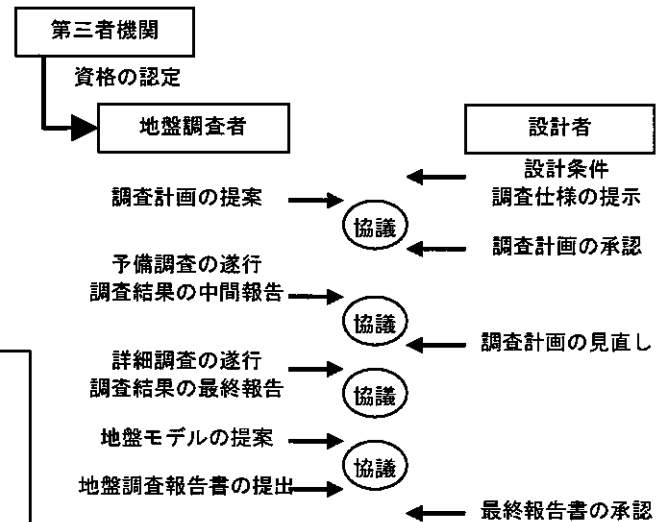


図-3 地盤調査者と設計者のやり取り

基準案で示されている地盤調査と構造設計フローを図-2に、調査者と設計者のやりとりを図-3に示す。

基準案では地盤調査者と構造設計者の位置づけを明確にし、それぞれの責任、役割分担を明確に規定している。また、図-2、3で示したとおり、調査の方法が設計手法に依存するとともに、設計の条件は調査結果に依存するなど、互いのプロセスが密接に関係することから、地盤調査者と設計者は、互いの専門性を尊重し、協調することが重要視されている。

これまで、地盤調査者は協議の上、調査を実施していたが、この基準では設計者との調査前の協議、予備調査・詳細調査の実施、地盤モデルの提案と、これまで以上に十分なコミュニケーションをとった上で調査することが重要とされている。

### 2-3 性能規定を考慮した調査の実施

北海道開発土木研究所土質基礎研究室では、道示改訂後、性能規定型設計を意識した試験調査を実施してきた。

とりわけ直接基礎構造物設計においては、後述するとおり、道示の改訂により極限支持力式に寸法効果の補正係数が導入され、算定式が大きく変更された。そのため、

- 1) 新しい設計手法（寸法効果）の検証
- 2) 新しい設計手法に対応した土質定数を把握

以上、2項目の検討が必要であったため、試験施工・確認試験調査を実施した。図-4に調査設計のフローを示す。

一連の調査・検討により、適正な地盤定数が確認され照査設計が可能となる。また、調査・設計のフローは、地盤工学会の基準案のフローに近似しており、今後の性能規定型設計事例への参考になるものと考えられる。

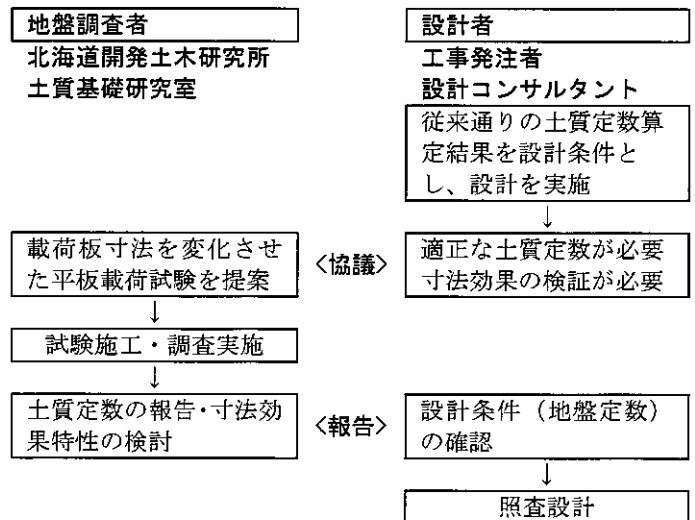


図-4 対象現場における地盤調査・構造設計フロー

## 3. 直接基礎極限支持力式の寸法効果

### 3-1 寸法効果の概説

地盤上の基礎幅の増加にともない直接基礎の極限支持力度が低減する現象は1940年代から指摘され、1960年代にはDe Beer<sup>3)</sup>が実験事実や現実の基礎でこの現象を再確認してからこれを寸法効果と呼ぶようになるなど、古典的技術テーマとして知られている<sup>4)</sup>。



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

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

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

## 2-2 道路橋示方書・IV 下部工編における寸法効果補正

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

この補正係数により、従来(平成8年道示)の支持力式<sup>8)</sup>と比較して大幅な支持力減少となっている。補正係数の適用に当たって、土質定数値( $c, \phi$ 等)の調査・算出方法等の条件については言及されていない。

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

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

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

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

$Q_u$ : 支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力(kN)  
 $A_e$ : 有効載荷面積( $m^2$ )  
 $\alpha, \beta$ : 基礎の形状係数  
 $\kappa$ : 根入れ効果に対する割増し係数  
 $c$ : 地盤の粘着力( $kN/m^2$ )  
 $q$ : 上載荷重( $kN/m^2$ )で、 $q = \gamma_2 D_f$   
 $D_f$ : 基礎の有効根入れ深さ(m)  
 $\gamma_1, \gamma_2$ : 支持地盤及び根入れ地盤の単位重量( $kN/m^3$ ) 地下水位下では水中単位重量。  
 $B_e$ : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効幅(m)  $B_e = B - 2e_B$   
 $B$ : 基礎幅(m)  
 $e_B$ : 荷重の偏心量(m)  
 $N_c, N_q, N_\gamma$ : 支持力係数  
 $S_c, S_q, S_\gamma$ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数  
 $S_c = (c^*)^\lambda, S_q = (q^*)^\nu, S_\gamma = (B^*)^\mu$   
 $c^* = c/c_0$  ( $1 \leq c^* \leq 10$ ),  $c_0 = 10$  ( $kN/m^2$ )  
 $q^* = q/q_0$  ( $1 \leq q^* \leq 10$ ),  $q_0 = 10$  ( $kN/m^2$ )  
 $B^* = B/B_0$  ( $1 \leq B^* \leq 10$ ),  $B_0 = 1.0$  (m)  
 $\lambda, \nu, \mu$ : 寸法効果の程度を表す係数で、-1/3としてよい。

## 4. 載荷板の寸法を変化させた平板載荷試験

### 4-1 試験概要

本試験では、レキ質土地盤および岩砕盛土地盤(良質な岩盤を掘削して盛土構築したもの)に関する極限支持力の寸法効果の検証を目的に、当該地盤において載荷板の寸法を変化させた平板載荷試験を実施した。

平板載荷試験は載荷板の寸法形状と地盤条件を変え、計17ケース実施した(表-1)。

直接基礎の極限支持力式における寸法効果の確認のため円形載荷板を4種類(直径300mm, 900mm, 1200mm, 1500mm)、同式における形状係数の確認のため正方形載荷板を1種類( $B=1500$ mm)用意した。

載荷方向、反力装置は地盤種別毎に変えている。鉛直載荷試験時の反力装置はグラウンドアンカーとし、載荷ばりに結合した。計画最大荷重に対して十分な反力を確保した(写真-1)。軟岩地盤については、テストピットを掘削による水平方向載荷を実施し、反力を確保した(写真-2)

載荷方法は、地盤工学会「地盤の平板載荷試験方法・同解説」<sup>9)</sup>に準拠した多サイクル方式(4サイクル)とし、荷重保持時間は処女荷重30分、履歴内荷重5分とした。

表-1 試験ケース一覧

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

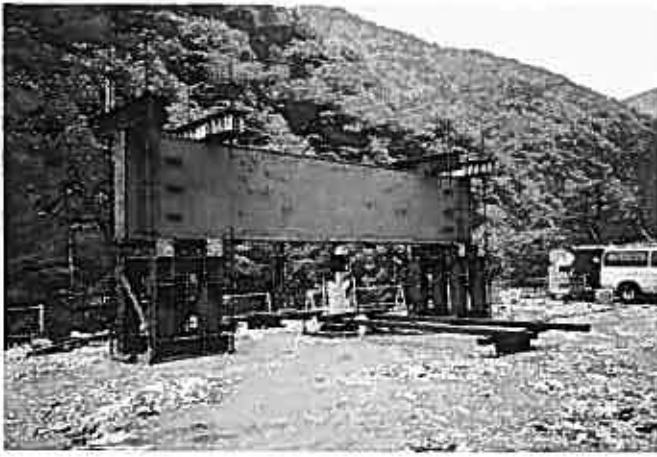


写真-1 載荷試験実施状況（鉛直載荷）

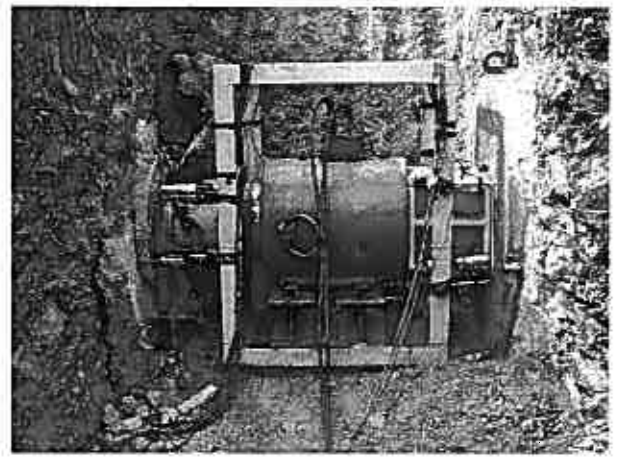


写真-2 載荷試験状況（水平載荷）

#### 4-2 試験結果

表-2に、ケース毎の平板載荷試験で得られた極限支持力と、土質定数算出結果の一覧を示す。

試験ケースによっては、載荷装置の傾倒等により極限状態まで載荷することができなかったため、本検討においては宇都らの方法<sup>10)</sup>によって極限支持力を推定した。

土質定数の算出は、次式に基づき極限支持力から算定を行った。

$$Q_u = \frac{\pi B^2}{4} (1.3cN_c S_c + 0.3B\gamma_1 N_\gamma S_\gamma) \quad (\text{道示 IV(解 10.3.6)})$$

この際、以下の仮定を設けている。

- 1) 無補強土において粘着力は無視する ( $c=0$ )。
- 2) ジオグリッド補強土においては補強土が見かけ上の粘着力の効果として作用する。
- 3) レキ質土及び軟岩の粘着力は、地質調査結果よりそれぞれ  $50 \text{ kN/m}^2$ 、 $100 \text{ kN/m}^2$  とした。
- 4) 補正係数のパラメータ  $\lambda$ 、 $\mu$  は、道示の一般値 ( $-1/3$ ) を適用する
- 5)  $\phi$  および  $B^*$ 、 $c^*$  が、道示の適用範囲 ( $\phi \leq 45^\circ$ 、 $1 \leq B^*$ 、 $1 \leq c^* \leq 10$ ) 外の場合でも、寸法効果補正を適用する。

表-2 平板載荷試験結果一覧

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

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

※単位は  $B$  : mm,  $Q_u$  : kN,  $q_u$  : kN/m<sup>2</sup>,  $\phi$  : °,  $c$  : kN/m<sup>2</sup>

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

## 5. 考察

### 5-1 軟岩地盤における支持力係数 $N_\gamma$ の寸法効果

軟岩地盤の試験結果から、土質定数および寸法効果補正係数の推定を行った。推定は、載荷板寸法とせん断抵抗角  $\phi$ 、補正係数の乗数  $\mu$  を変数に、次式に示す複合地盤反力係数  $N_{cy}$  (正規化した極限支持力度) について最小二乗法によって求めた (図-5)。

$$q_u = \frac{1}{2} \beta B \gamma_1 N_{cy}$$

$N_{cy}$ : 複合支持力係数 (正規化した極限支持力度)

試験を実施した載荷板寸法が3種類とデータ数が少ないことから、粘着力については、当該箇所における構造物の設計条件より  $c=100\text{kN/m}^2$  と仮定している。また支持力係数  $N_c$  に関する寸法効果のパラメータは道示の一般値  $\lambda=-1/3$  としている。

推定の結果、 $N_\gamma = 50.9$  ( $\phi=37.7^\circ$ ),  $\mu=-1.26$  の関係にあり、補正係数のパラメータ  $\mu$  は必ずしも道示の一般値  $\mu=-1/3$  とは一致しないことが確認された。

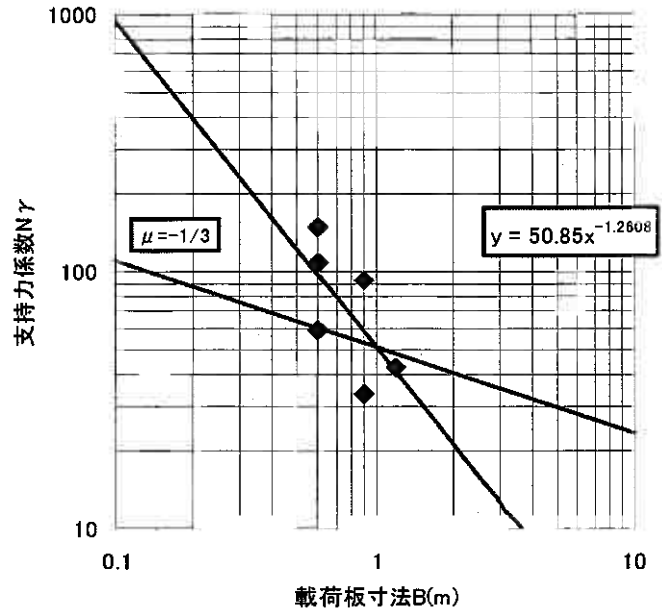


図-5 載荷幅  $B$  と支持力係数  $N_\gamma$  の関係 (軟岩)

### 5-2 過年度調査一覧

表-3に、地盤種別の試験結果を示す。

表-3 試験結果一覧

地盤種類	軟岩 (H16 調査)	レキ質土 (H15 調査)	岩砕盛土 (H14 調査)
載荷幅 $B$ と $N_\gamma$ の関係			
推定値	$\phi=37.7$ $c=100.0$ $N_\gamma=50.9$ $\mu=-1.26$ $N_c=60.0$ $\lambda=-1/3$	$\phi=45.6$ $c=50.0$ $N_\gamma=252.0$ $\mu=-1.18$ $N_c=144.6$ $\lambda=-1/3$	$\phi=47.4$ $c=0$ : 無補強 $c=3.3$ : 補強土 $N_\gamma=380.2$ $\mu=-1.11$ $N_c=184.4$ $\lambda=-1/3$
近似式	$q_u = 1.3cN_c \left(\frac{c}{10}\right)^{-1/3} + 0.3B\gamma N_\gamma \left(\frac{B}{1.0}\right)^{-1.26}$	$q_u = 1.3cN_c \left(\frac{c}{10}\right)^{-1/3} + 0.3B\gamma N_\gamma \left(\frac{B}{1.0}\right)^{-1.18}$	無補強 $q_u = 0.3B\gamma N_\gamma \left(\frac{B}{1.0}\right)^{-1.11}$ 補強土 $q_u = 1.3cN_c \left(\frac{c}{10}\right)^{-1/3} + 0.3B\gamma N_\gamma \left(\frac{B}{1.0}\right)^{-1.11}$

正規化した極限支持力度  $N_{cy}$  は、基礎幅  $B$  の増加にともない減少する傾向にある。また、おおむね直線関係にあり、地盤種別によって傾きに大きな違いは見られなかった。

$N_\gamma$  の補正係数のパラメータ  $\mu$  は、道示の一般値  $-1/3$  に対して推定値が  $-1$  程度と、大きな開きがあった。道示における寸法効果のパラメータ  $\mu$  の一般値 ( $-1/3$ ) は、砂質土を対象とした実験結果を参考に算出されていると考えられ<sup>5)11)12)</sup>、本試験が対象地盤とは地盤条件が大きく異なっていることが、パラメータが合致しなかった一因として考えられる。

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

## 6. まとめ

載荷板寸法を変化させた平板載荷試験結果を、軟岩、レキ質土、岩砕盛土において実施し、極限支持力の寸法効果および地盤反力係数の寸法効果に着目して検討した結果、以下のことがわかった。

- 1) 支持力係数  $N_p$  の補正係数  $S_p$  に、道示と同様の近似式の関係が認められる。
- 2) 補正係数のパラメータ  $\mu$  は、必ずしも道示の一般値 (-1/3) とはならないため、現場条件に適応した補正係数の調査・算定が必要と考えられる。同時に、寸法効果補正を踏まえた適正な土質定数 ( $c$  および  $\phi$ ) の調査・算定が必要となる。
- 3) 載荷板寸法を変化させた平板載荷試験は、直接基礎設計における寸法効果を考慮した設計定数の調査手法として実用的である
- 4) 性能規定型設計に対応した調査方法として、調査設計のフローを示した。

以上の結論を考慮し、地盤種別毎の特性をふまえた合理的設計・施工法確立のために、今後は次項の検討が必要と考える。

- 1) 他の地盤種別（火山灰、硬質粘性土等）において同検討手法を適用し、地盤種別毎の寸法効果特性を把握する。とりわけ、直接基礎構造物の支持地盤となるケースの多い、岩盤地盤について実施する。
- 2) 粘着力  $c$  および上載荷重  $q$  の効果に関する支持力係数 ( $N_c, N_q$ ) の寸法効果特性を検証する。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説, pp.269 - 279, 2002.3.
- 2) 地盤工学会：「性能設計概念に基づいた基礎構造物等に関する設計原則」(案), 2004.3,  
([http://www.jiban.or.jp/organi/bu/kijyunbu/jgs\\_code21.pdf](http://www.jiban.or.jp/organi/bu/kijyunbu/jgs_code21.pdf))
- 3) De Beer, E. E. : Bearing Capacity and Settlement of Shallow Foundations on Sand, Proceedings of a Symposium held at Duke University, Durham, USA, pp. 15 - 33. 1965.
- 4) 地盤工学会：支持力入門 pp. 102 - 103, 1990.11
- 5) 日下部治, 前田良刀, 白石俊多, 河合伸由：拡張した Kötter 式を用いた大型 3 次元基礎の載荷試験の解析, 第 25 回土質工学研究発表会 pp.1243 - 1246, 1990.
- 6) 山口柏樹, 木村孟, 藤井斉昭：遠心力載荷装置による浅基礎の支持力実験, 土木学会論文報告集, No.233, pp.71 - 85, 1975.
- 7) 龍岡文夫ほか：砂地盤の支持力問題におけるせん断強度・実験値・設計計算式の関係, 第 34 回土質工学シンポジウム, pp.17 - 22, 1989.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説, pp.250 - 258, 1996.12.
- 9) 地盤工学会：地盤の平板載荷試験方法・同解説, pp.41 - 45, 1983.1
- 10) 宇都一馬ほか：杭の載荷試験結果の整理方法, 基礎工 Vol.10, No.9, pp.21 - 30, 1982.9
- 11) 川村祐三, 角谷 務, 大内正敏, 茂木浩二：ケーソン自重を利用した直接基礎の大型載荷試験の計画と実施, 第 25 回土質工学研究発表会 pp.1239 - 1240, 1990.
- 12) 前田良刀, 日下部治, 白石俊多, 大内正敏：密なスコリア層上の大型 3 次元基礎の支持力特性と破壊性状, 第 25 回土質工学研究発表会 pp.1241 - 1242, 1990.

### 1. はじめに

橋梁設計法において、設計施工法の多様化に伴うライフサイクルコスト (LCC) や建設コスト競争力向上の配慮から性能照査型基準が導入された。基礎構造物の性能規定化に伴い、特に建設コストの有効活用として新工法・新技術の実用化が今後強く望まれている。

本研究では、従来の仕様型設計法に変わる性能規定設計法に準拠し、実用性のある新杭の開発を目指した。提案する新杭は、既成杭に十字状の羽根を突設した異形杭で、杭のもつ本来の機能の増強を図ったものである。本報では、新杭の種々想定される機能のうち、特に水平抵抗の特性について、過去に現場実大実験により研究された成果および遠心力模型実験により静的・動的水平地盤反力を検証した結果を報告する。

### 2. 研究の背景と新杭の実用化

現在、新しい建設技術の活用促進の取組みとして、建設技術審査証明事業<sup>1)</sup>や新技術情報提供システム(NETIS)<sup>2)</sup>などがある。これらは、提案された技術を審査証明すると同時に、新技術・新工法の情報収集・共有を図り実現場へ導入することを目的としている。しかしながら、これらの新技術・新工法の全てが公共事業において有効に活用されているとは言い難い。それは、特許権の問題や施工実績のみを重視する技術者の認識が一端にあるといえる。

性能規定設計では、「設計は、理論的な妥当性を有する手法、実験などによる検証がなされた手法など適切な知見に基づいて行うものとする」と定義されている。そのため、新杭の規定として「新しい杭工法において、鉛直載荷試験結果(支持層が砂層において3例、砂礫層において3例以上)により、設計値と同等以上の支持力が確認され、さらにその適用条件、施工管理手法が確立されている工法であれば、適用条件の範囲において道路橋示方書<sup>3)</sup>(以下 道示)で示す支持力算定式を適用してよい」としている<sup>4)</sup>。その成果として、平成14年度に改訂された道示では、新しい杭工法として、鋼管ソイルセメント杭・プレボーリング杭・パイプロハンマ工法が採用された。つまり、一定の検証など規定に準拠することで、新杭の開発が可能となる。

新杭として、異形杭などの発想は従来からあり種々の特許権<sup>5),6)</sup>が所得されている。しかし、形状のみの提案である場合が概ねでその機能の実検証がなされていない場合が多く、実用化されているものが少ない。そこで、実用性を目指した新杭として、図-1に示す羽根付き鋼管杭を考案した。提案する羽根付き鋼管杭は、既成鋼管杭の上部外側の杭径3~4倍程度(1/βを想定)の範囲および下部外側の杭径程度(支持層への根入れを想定)の範囲に十字羽根状の鉄板を溶接などで取り付け、杭径を擬似的に大きくするものである。十字羽根の幅は、杭径の半分から杭径程度とする。実用化のためには、性能規定に準拠した検証が必要となる。

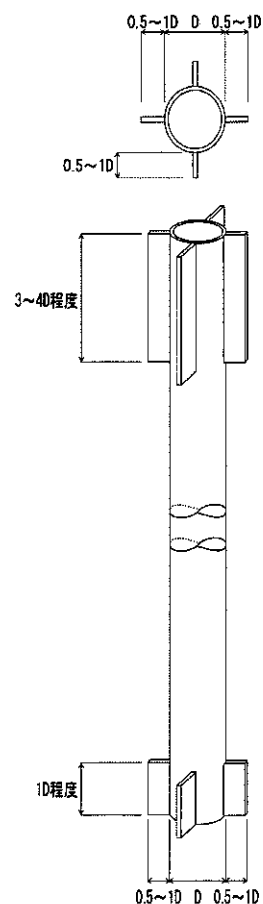


図-1 羽根付き鋼管杭

### 3. 羽根付き鋼管杭の効果

本報で提案する新杭は、既成杭に十字羽根を取り付けた羽根付き鋼管杭である。既成杭に対し杭断面を異形とすることで、種々の合理的機能を想定した。以下に、その想定した効果を整理した(図-2)。

#### 3-1. 杭頭結合法の強化

現行の杭とフーチングコンクリートとの結合法は、剛結合を原則としておりA法およびB法に分類される。このうち、A法はフーチング中に杭を一定長埋め込む方式で主に鋼管杭で用いられ、B法はフーチング内への杭の埋め込み長は最小限に留め結合部を鉄筋で補強する方式で主として場所打ち杭で適用される。それぞれの方式は、杭頭拘束曲げモーメ

ントに抵抗する。その際、杭頭結合法の照査は、押込み力（垂直支圧応力度・押抜きせん断応力度）、引抜き力（引抜きせん断応力度）、水平力および曲げモーメント（水平支圧応力度、フーチング端部押抜きせん断応力度）に対して行う。それぞれの応力度は、作用力を杭径  $D$  と結合長  $L_D$  で徐して算定し許容値と照査する。つまり、十字羽根を取り付け疑似的に杭径  $D$  を大きくすることで、従来の既成鋼管杭に対し杭頭結合応力度を低減されることができると考えられる。その結果、フーチングコンクリートの強度や厚さを小さく抑えることが可能となり、建設コスト削減を図ることができるものと考えられる。

### 3-2. 杭先端支持力の確保

杭の先端支持力  $R_p$  は、杭先端面積  $A$  に比例し増加する ( $R_p = \text{極限支持力度 } qd \times \text{杭先端面積 } A$ )。そのため、杭先端部に十字羽根を取り付け杭先端面積を大きくすることで、より大きな杭先端支持力が確保されるものと考えられる。また、杭先端を異形とすることで、支持層に杭を貫入した際に先端部の周辺地盤が圧縮されアーチ効果により、先端閉塞効果が発揮されることが想定される。ただし、地盤種別や施工法によっては、杭先端地盤を破壊する懸念もある。

杭先端地盤の極限支持力度  $qd$  を理論的に求める手法は、Prandtl 系理論<sup>7)</sup>・空洞押広げ理論<sup>8)</sup>およびその組み合わせ理論に大別される。それぞれの手法は、杭先端に杭径に相当したすべり線場を設定する。そのため、杭先端面積を大きくすることで極限支持力度  $qd$  についても付加されることが想定される。ただし、それらは地盤性状により異なることから、今後実験的研究により検証する必要がある。

### 3-3. ねじれ座屈防止

所要の杭設計支持力を発現するためには、杭本体は損傷されることなく適正に施工することが重要となる。今回提案した既成鋼管杭の上下端に十字羽根を取り付ける手法により、杭打撃施工時のねじれを防止することが可能となる。また、杭上下端の剛性を上げることで（提灯）座屈防止の効果により施工性が改善するものと考えられる。

なお、羽根付き鋼管杭では、直杭に対し鋼材重量は2～3割程度の増加となるが、単純に杭径を倍にした場合には杭重量は約2倍となるため溶接作業が必要となるものの材料コストを大きく減じることが可能となる。

（事例一鋼管杭  $\phi 500\text{mm}, t=9\text{mm}, L=10\text{m}$  では、鋼重  $W_1=1.09\text{ton}$ , 断面二次モーメント  $I_1=41800\text{cm}^4$ ・

鋼管杭  $\phi 1000\text{mm}, t=9\text{mm}, L=10\text{m}$  では、鋼重  $W_2=2.20\text{ton}$  (約2倍=2.20ton/1.09ton),  $I_2=344000\text{cm}^4$ ・

羽根付き鋼管杭  $\phi 500\text{mm}$  (疑似径  $\phi 1000\text{mm}$ ),  $L=10\text{m}$ , 羽根板上端  $0.5D \times 2\text{m}$ , 羽根下端  $0.5D \times 0.5\text{m}$  では、

鋼重  $W_3=1.26\text{ton}$ ,  $I_3=44150\text{cm}^4$ , (1.1倍=44150  $\text{cm}^4$ /41800  $\text{cm}^4$ )

### 3-4. 水平抵抗の増加

杭の水平抵抗は、外力に対する杭幅・杭剛性の諸元に起因する。そのため、十字羽根を取り付け疑似的に杭径を大きくすることで、従来径の杭に対し大きな地盤反力の確保が可能となる。以下に、今回提案した羽根付き鋼管杭の想定される種々の効果の内、水平地盤反力の増加効果について現場実大実験および遠心力模型実験により検証した成果を示す。

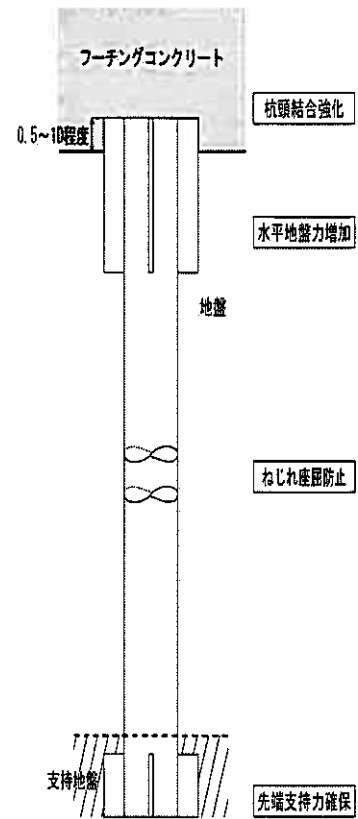


図-2 新杭の効果

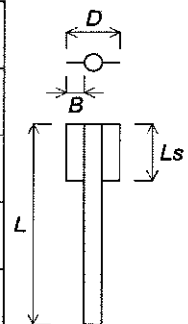
## 4. 羽根付き鋼管杭の実杭現場試験

北海道開発局土木試験場（現北海道開発土木研究所の前身）において、昭和46,47年度に美唄市大曲地区（月形大橋上流約500mの地点）に設置された試験場で、実大の異形鋼管杭の水平載荷試験が実施されている<sup>9)</sup>。

異形鋼管杭の形状諸元を表-1に示す。試験杭は、 $\phi 406\text{mm}, L=24.0\text{m}$ の直杭を基本に、幅  $10\text{cm} \cdot 20\text{cm} \cdot 30\text{cm}$ , 長さ  $L_s=4\text{m}$ の鋼板羽根を左右に取り付けた全4種類である。水平載荷試験は、杭頭部に杭幅を変化させて十字型

表-1 実大試験の異形杭形状

No	Type	L (m)	Ls (m)	杭径 D (mm)	I (cm <sup>4</sup> )	羽根幅 B (mm)
No.1杭		24.0	—	406	23,500	○
No.2杭	⊥	”	4.0	606	34,700	⊙ B=100
No.3杭	⊥	”	4.0	806	57,900	⊙ B=200
No.4杭	⊥	”	4.0	1006	93,700	⊙ B=300



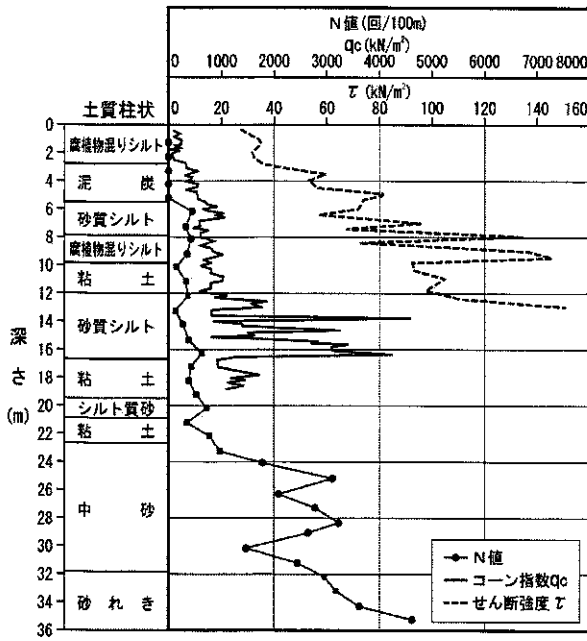


図-3 実大試験の地盤柱状

の鋼板を取り付け異形杭の杭径  $D$  と水平地盤反力係数  $k_{10}$  の関係を考察してものである。

図-3に現場の地層構成を示す。地表面から6mは泥炭、6~20m間は砂質シルト・粘土の互層で、 $N$ 値は0~5の泥炭性軟弱層である。20mから24m間はシルト質砂・砂質シルト・細砂よりなっており、 $N$ 値は5から10を示す。24m以深は $N$ 値20以上の中粒砂層である。

水平載荷試験の結果得られた、No.1~No.4杭の水平荷重  $H$  と地表面変位量  $y$  の関係を図-4に示す。図によれば、十字型の鋼板を杭頭に取り付け杭径  $D$  を疑似的大きくすることにより徐々に水平荷重  $H$  に対する地表面変位量  $y$  は小さくなり、水平抵抗が増加する傾向を示す。それは  $y=10\text{mm}$  程度では水平荷重がほぼ等間の比例関係であるが、 $y=20\text{mm}$  以上ではNo.3・No.4杭の水平抵抗が増加している。杭径  $D$  の増加に伴う基準変位  $y=10\text{mm}$  時の水平地盤反力係数  $k_{10}$  の変化を弾性地盤反力法<sup>3)</sup>により整理したものが図-5である。 $k_{10}$  の算定時には、十字型の鋼板の変化による曲げ剛性  $EI$  が考慮されている。図によれば、 $k_{10}$  と杭径  $D$  には  $k_{10} \propto D^{-1}$  の関係が得られている。現行設計の道示<sup>3)</sup>では、一般に基礎の鉛直および水平ばね  $K$  と基礎幅  $B_v$  の関係は  $3/4$  則として整理されているが、当該の泥炭性軟弱地盤では、疑似径  $D$  の増加は既成杭に対し水平地盤反力の低下が大きいこととなり留意点といえる。

#### 4. 羽根付き杭の遠心力模型実験

##### 4-1. 試験概要

遠心力模型実験により、既成杭に羽根を取り付けたことで杭の静的・動的な水平地盤反力に及ぼす影響を検証した。遠心力模型実験は、内寸長さ700mm×幅200mm×高さ350mmの模型容器を用い、50Gの遠心加速度を作用させた静的水平載荷試験および動的加振実験とした(図-6)。静的水平載荷試験は一般的なひずみ制御法により、動的加振実験は正弦波を用いた。模型地盤には、比較的軟弱な地盤を想定した乾燥状態のカオリン粘土を用いた。カオリン粘土は、密度  $\rho=1.01\text{g/cm}^3$ 、粒度分布はシルト分57.0%・粘土分43.0%、模型地盤のコーン貫入値は直線的に増加し最大値  $q_c=0.9\text{MN/m}^2$  である。

模型杭は、図-7に示すスチール製パイプの直杭と羽根付き杭とした。直杭の寸法は、外径10mm・厚さ0.2mm・杭長400mmである。これは、実杭(1G場)の外径  $D=500\text{mm}$ ・厚さ  $t=10\text{mm}$ ・杭長  $L=20\text{m}$  の既成鋼管杭を想定したものである。羽根突き杭は、直杭の左右に幅  $0.5D=5\text{mm}$ ×長さ  $L_s=100\text{mm}$  の羽根を突設させたものである。羽根の長さ  $L_s$  は杭水

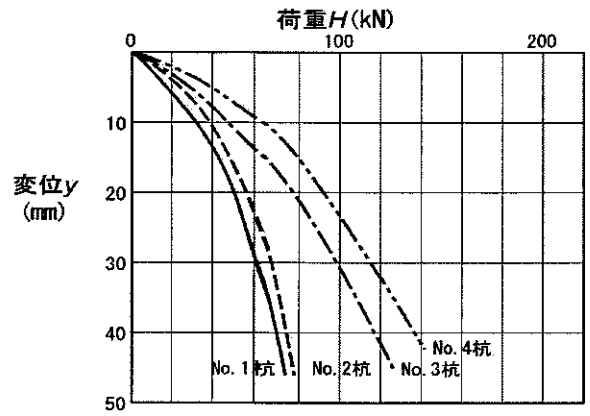


図-4 異形杭水平載荷試験 (荷重  $H$  ~ 変位  $y$ )

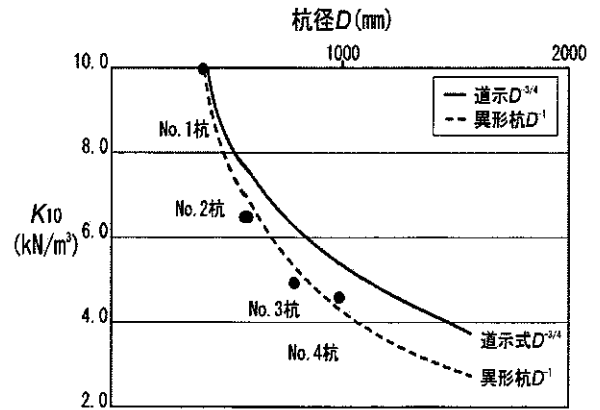


図-5 杭径  $D$  による  $k_{10}$  の関係

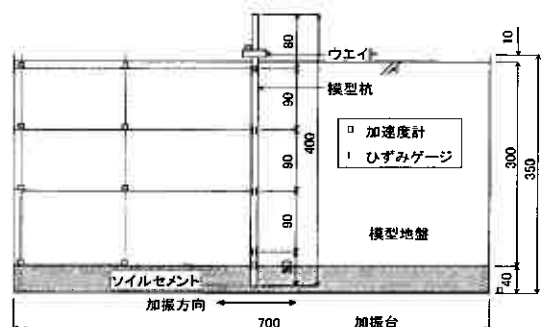


図-6 遠心力模型実験モデル

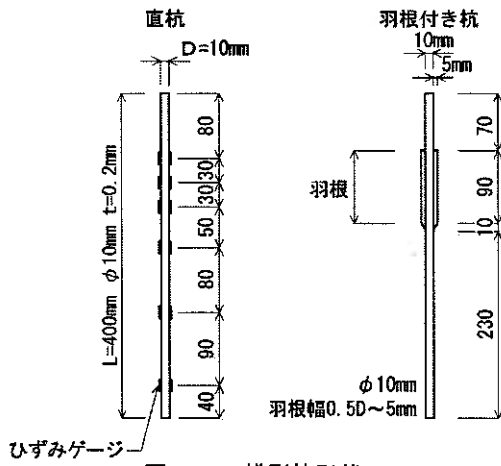


図-7 模型杭形状

表-2 静的水平地盤反力係数  $k$

静的水平地盤反力係数 $K$ (kN/m <sup>2</sup> )	
直杭	$K_1=7000$
羽根付き杭	$K_2=11300$
比率	$K_2/K_1=1.6$

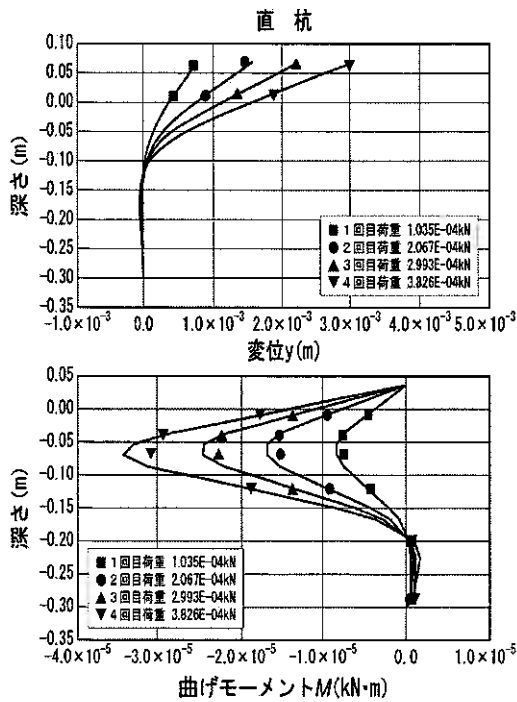


図-8 直杭 変位  $y$ ・曲げモーメント  $M$

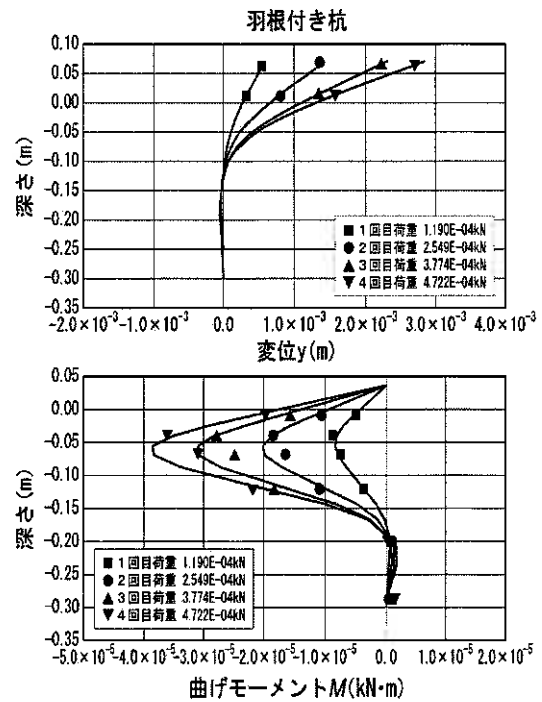


図-9 羽根付き杭 変位  $y$ ・曲げモーメント  $M$

平抵抗の関与範囲  $l/\beta$  を想定した。それぞれの模型杭には、杭体に発生する応力測定のためひずみゲージを設置し、さらに加振時には杭体および地盤中に加速度センサーを配置し計測した。

#### 4-2. 静的水平地盤反力

静的水平荷重試験より、レーザー変位計・ひずみゲージの測定から、直杭および羽根付き杭の水平荷重  $H$  ~ 地表面変位量  $y$  ~ 杭曲げモーメント  $M$  の関係を得た。図-8および図-9に、各水平荷重レベルの変位量・曲げモーメントの深さ方向の関係を示す (50 G場)。図よれば、サイクル荷重は異なるものの、直杭に対し羽根付き杭で変位量・曲げモーメントが少なからず小さくなり、羽根を付けることで水平抵抗が増加していることが分かる。

実測された水平荷重  $H$  および杭変位量  $y$  の関係から、弾性床上の梁理論に基づく *Winkler* 離散バネ<sup>10)</sup>として静的水平地盤反力係数  $k$  を算定した。試算の結果、杭径の1%つまり基準変位量  $y=0.1\text{mm}$  における静的水平地盤反力係数  $k$  は直杭で  $k_1=7000\text{kN/m}^2$ 、羽根付き杭で  $k_2=11300\text{kN/m}^2$  が得られた (表-2)。これは、羽根を付けること約1.6倍 (羽根付き杭  $k_2=11300\text{kN/m}^2$  / 直杭  $k_1=7000\text{kN/m}^2$ ) の水平地盤反力の増加を意味する。ただし、杭径  $D$  との関係では杭幅の増加に伴い  $k$  値は低下し、 $k \propto D^{-0.3}$  の関係となった。疑似径と水平地盤反力との関係は、前項で示した過去の実杭の現場試験結果も含め、今後新杭の実用化に向け杭諸元や地盤性状を変化させた試験検証が必要と考える。

#### 4-3. 耐震性の検討

遠心力加振実験より、直杭および羽根付き杭の耐震性を検討するため、静的水平地盤反力係数  $k$  に対する動的水平地盤反力係数  $k_e$  を算定した。 $k_e$  の推定に当たっては、動的加振実験の結果より模型地盤と杭の総合的な卓越振動数を把



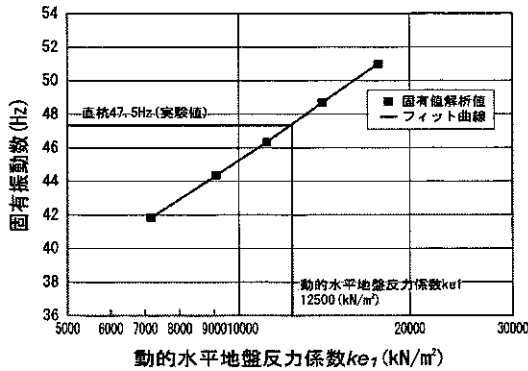


図-10 直杭 固有値~ $ke_1$

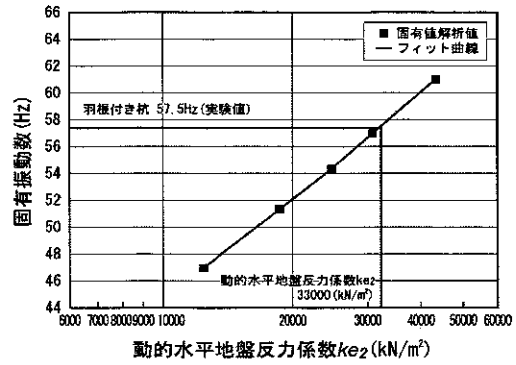


図-11 羽根付き杭 固有値~ $ke_2$

握ることが条件となる。卓越振動数は、事前の性能試験から想定しさらに正弦波の加振による加速度と曲げひずみの応答から決定した。その結果、50G 場において直杭および羽根付き杭の卓越振動数をそれぞれ 47.5Hz、57.5Hz と判定した。この結果、羽根付き杭は直杭に対し加振時の杭変位・曲げ応力を抑制する効果を示したが、短周期化の傾向が認められた。

### ①固有値解析法

固有値解析法<sup>11)</sup>より、動的水平地盤反力係数  $ke$  を算定した。固有値解析法は、静的水平地盤反力係数  $k$  をパラメーターとして固有値を算定し、杭の卓越周波数（直杭=47.5Hz、羽根付き杭=57.5Hz）との一致点を動的水平地盤反力係数  $ke$  とする手法である。直杭の  $ke_1$  および羽根付き杭の  $ke_2$  の算定結果を、図-10、図-11に示す。試算の結果、本手法による動的水平地盤反力係数  $ke$  は直杭で  $ke_1=12500\text{kN/m}^2$ 、羽根付き杭  $ke_2=33000\text{kN/m}^2$  と計算された（表-3）。その結果、羽根付き杭は直杭に対し、約 2.6 倍（羽根付き杭  $ke_2=33000\text{kN/m}^2$  / 直杭  $ke_1=12500\text{kN/m}^2$ ）の動的水平地盤反力を有したことになる。また、静的水平地盤反力係数  $k$  の対比では、動的水平地盤反力係数  $ke$  は直杭で約 1.8 倍（ $ke_1=12500\text{kN/m}^2$  /  $k_1=7000\text{kN/m}^2$ ）、羽根付き杭で約 2.9 倍（ $ke_2=33000\text{kN/m}^2$  /  $k_2=11300\text{kN/m}^2$ ）の関係となり、羽根付き杭で、動的水平抵抗の増加割合が大きいものとなった。

### ②相対変位 $P \sim y$ 法

別法として動的水平地盤反力係数  $ke$  を静的水平地盤反力係数  $k$  に準じ、加振時の杭～地盤の相対変位・杭曲げ応力から求められる水平地盤反力  $P \sim$  変位  $y$ <sup>12),13)</sup>を用いて算定を試みた。本手法は、図-12に示した算定フローに従い、加速度のフーリエ変換、3次元関数によるカーブフィティング、ひずみの微積などの数値処理により、地盤と杭の相対変位の関係、さらに動的水平地盤反力係数  $ke$  を算定するものである。その結果、基準変位量  $y=0.1\text{mm}$  に相当する動的水平地盤反力係数  $ke$  は、直杭で  $ke_3=6800\text{kN/m}^2$ 、羽根付き杭  $ke_4=18300\text{kN/m}^2$  が得られた（表-3）。これらの値は、固有値解析法の算定値を下回るものである。ただし、相対変位  $P \sim y$  法の動的水平地盤反力は、羽根付き杭は直杭に対し約 2.7 倍（羽根付き杭  $ke_4=18300\text{kN/m}^2$  / 直杭  $ke_3=6800\text{kN/m}^2$ ）の関係となり、固有値解析法と同等比である。また、静的水平地盤反力係数  $k$  との対比では、直杭で低下し（ $ke_3=6800\text{kN/m}^2 \leq k_1=7000\text{kN/m}^2$ ）、羽根付き杭で約 1.6 倍（ $ke_4=18300\text{kN/m}^2$  /  $k_2=11300\text{kN/m}^2$ ）の関係となった。

2つの手法による杭の耐震性の検討より、羽根付き杭の動的水平抵抗は、静的水平地盤反力係数  $k$  と同様に直杭に対し増加傾向を示すことが明らかとなった。今後、杭諸元を変化させた種々の実験により定量的な照査をしていく必要があると考える。

表-3 動的水平地盤反力係数  $ke_1, ke_2, ke_3, ke_4$

	固有値解析法 $ke_1, ke_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	相対変位 $P \sim y$ 法 $ke_3, ke_4$ (kN/m <sup>2</sup> )
直 杭	$ke_1 = 12500$	$ke_3 = 6800$
羽根付き杭	$ke_2 = 33000$	$ke_4 = 18300$
比 率	$ke_2 / ke_1 = 2.6$	$ke_4 / ke_3 = 2.7$

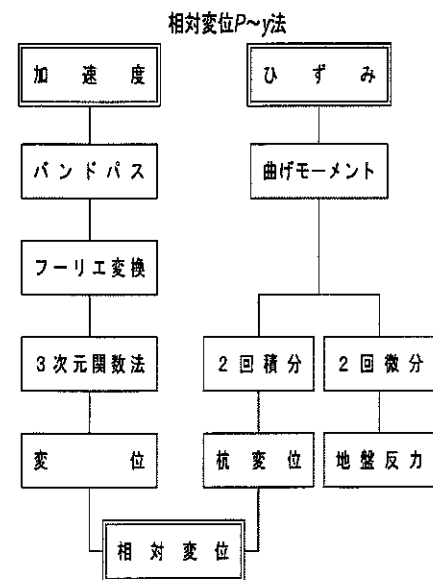


図-12 動的水平地盤反力係数  $ke_3, ke_4$  算定フロー

## 5. 研究の方向性

今回新杭として紹介した羽根付き鋼管杭は、一連の検討より水平抵抗の増加効果が概ね明らかとなった。今後の研究の方向性として、羽根付き鋼管杭の実用化のため、水平抵抗以外の他の機能である、杭頭結合の強化・先端支持力度の確保・ねじれ座屈の施工性についても、フィールド実験・遠心力模型実験で検証していく必要がある。

羽根付き鋼管杭は特許取得を視野に入れ、検証結果に基づき概ね3年程度を目途に新杭の実用化を目指す考えである。当初は、建設コストの有効活用を目的に、道路橋ではなく擁壁・BOXカルバート・仮橋・防護柵など簡易構造物基礎の適用を想定している。

## 6. 結論

本報では、性能規定に基づく新杭の実用化に向け羽根付き鋼管杭を提案した。本研究の検討から、以下の知見が得た。

- ①性能規定に準拠し羽根付き鋼管杭を提案した。羽根付き鋼管杭には、杭頭結合強化・杭先端支持力度確保・ねじれ座屈防止・水平抵抗増加の効果が想定される。
- ②羽根付き鋼管杭の実大実験より、水平地盤抵抗の増加効果が定性的に確認された。ただし、泥炭性軟弱地盤において水平地盤反力は杭径  $D$  に対し低減率が通常形状の杭より大きく  $k \propto D^{-1}$  の関係となった。
- ③遠心力模型実験より、直杭に対し羽根付き杭（羽根幅  $0.5D$ ）では、静的水平地盤反力係数  $k$  で約 1.6 倍（羽根付き杭  $k_2=11300\text{kN/m}^2$  / 直杭  $k_1=7000\text{kN/m}^2$ ）の水平地盤反力の増加が確認された。ただし、杭径  $D$  との関係では杭幅の増加に伴い  $k$  値は低下し  $k \propto D^{-0.3}$  の関係となった。また、羽根付き杭の動的水平地盤反力係数  $k_e$  は直杭に対し、固有値解析法で約 2.6 倍・相対変位  $P$  へ法で約 2.7 倍の増加が確認され、変位量・曲げ応力を低減させる耐震性が検証された。
- ④羽根付き鋼管杭の実用化のため、今後の研究の方向性として、水平抵抗以外の、杭頭結合の強化・先端支持力度の確保・ねじれ座屈の施工性について実験的検証を行う必要がある。

## 7. おわりに

基礎構造物設計法は性能規定基準の導入により、限界状態設計法への移行が主流になると考える。それに伴う新工法・新技術は、自由な発想に基づくことで開発され、実用化されることで新の技術活用となる。

北海道開発局土木試験所（現北海道開発土木研究所の前身）基礎工研究室（現土質基礎研究室の前身）では、昭和 40 年から約 20 年間に渡りくい試験場において主に実杭の現場試験を実施し多くの研究成果を上げ、主要成果を基礎設計施工の基準・要領に反映させた。ただし、開示された研究成果全てが実用化に供した訳ではない。今後、それらのすぐれた成果を掘り起こし、性能規定に準拠させた新工法・新技術として提案していくことを考えている。そのためには、一定の実検証も重要と考える。

## 参考文献

- 1)建設技術審査証明ホームページ：<http://www.jacic.or/sinsa/>
- 2)国土交通省 NETIS ホームページ：<http://www.kangi.ktr.mlit.go.jp/netis/netishome.asp>
- 3)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 平成 14 年 3 月
- 4)福井次郎：地盤・基礎設計基準の国際化と性能設計－道路橋基礎の性能設計－、（社）地盤工学会、2003.10
- 5)例えば、特許広告、特開昭 62-202115 号,1987.
- 6)特許公報、特開平 7-127053 号,1995.
- 7)Prandtl,L：Über die Eindringungsfestigkeit plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden,Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik 1,No.1,pp.15～20,1921.
- 8)山口柏樹：無限土中における空洞押上げの弾塑性解析と応用、東京工業大学土木工学科研究報告、No.15,pp.1～11,1973.
- 9)渡辺恒喜：大曲くい試験場における各種くい試験－ $K$ 値に及ぼすくい幅の影響－、土木試験場報告、1974.3.
- 10)成岡昌夫・中村恒義：骨組構造解析法要覧、日本構造協会 pp.379～398,1976.
- 11)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 14 年 3 月
- 12)富澤幸一・西川純一・齊藤泰弘：遠心力模型実験による杭の動的水平地盤反力、第 56 回土木学会年次学術講演会、2001.10
- 13)白戸真大・福井次郎・古関潤一：Winkler 型の基礎・地盤間水平相互作用パネの履歴モデル、土木学会地震工学論文集 vol.27,2003.

1. まえがき

泥炭地盤上に橋台を設置する場合、橋台背面部の盛土荷重により、泥炭地盤に側方流動が生じ、橋台下部の杭基礎を変形させてしまう恐れがある。側方流動対策の一つに、橋台背面部に深層混合処理工法を施工する方法がある。この際、接続盛土部のすべり安全率を  $F_s \geq 1.5$  にすると側方流動を防ぐことができるとされている<sup>1)</sup>が、合理的な改良柱体の配置および強度に明確な基準が無い。そこで、深層混合処理工法における改良柱体の合理的配置を求めることを目的に、遠心模型実験を実施した。本報告では特に、改良率、改良列数および改良強度などのパラメーターを軸に、各種計測結果の比較検討を行った。

2. 実験の概要

2.1 実験のケース

実物の 100 分の 1 スケールに相当する模型を作成して、100G の遠心力場で改良率、改良柱体の列数、改良パターンおよび柱体強度を変えた模型実験を実施した(図-1)。遠心模型実験には当所の遠心力载荷装置を使用した。計測は所定位置に設置したレーザー変位計による地盤の鉛直変位と泥炭地盤内に設置した間隙水圧計により間隙水圧を確認した。また、側方流動による杭の影響を確認するために、模型杭を背面から 2cm 離れた位置で土槽下部に固定するように設置した。模型杭の内部に貼付されている歪みゲージから各地点の杭の歪み量と固定していない杭上部から杭の水平変位を確認した。実験パターンは改良率を 80% で改良列数を 2 列から 6 列まで変えたケースと改良列数を 6 列で改良率を 62% から 30% まで下げたケースを設定した(表-1)。また、改良パターンを千鳥配置にしたケースや改良強度を  $600\text{kN/m}^2$  に上げたケースについても実施した。

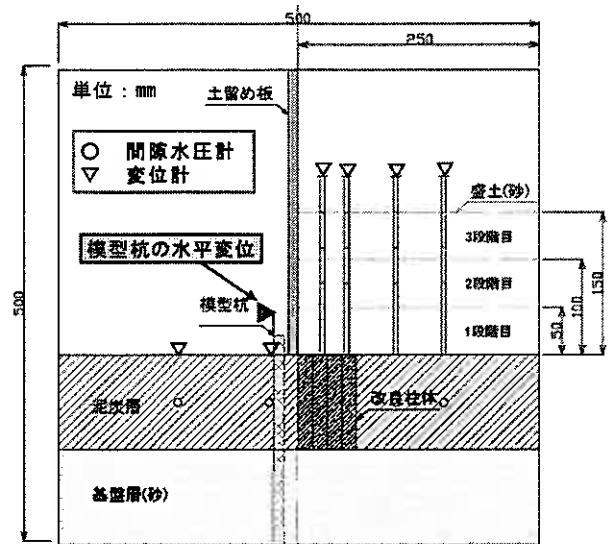


図-1 模型地盤 (断面図)

表-1 各試験ケースと実験条件

ケース	改良列数	柱体強度 ( $\text{kN/m}^2$ )	改良率	横ピッチ	奥行ピッチ	柱体の配置	検討内容
1	2列	381	80	15mm	15mm	接円配置	改良列数
2	4列	410	80	15mm	15mm	接円配置	
3	6列	330	80	15mm	15mm	接円配置	
4	4列	353	62	19mm	15mm	整列配置	改良率
5	6列	315	62	19mm	15mm	整列配置	
6	6列	279	50	19mm	18mm	整列配置	
7	6列	389	30	26.6mm	22.5mm	整列配置	改良パターン
8	6列	314	50	19mm	18mm	千鳥配置	
9	6列	365	80	15mm	15mm	千鳥配置	
10	2列	632	80	15mm	15mm	接円配置	改良強度
11	4列	765	80	15mm	15mm	接円配置	

2.2 模型地盤と改良柱体の作成

泥炭の模型地盤材料は 0.85mm 以下に裁断したピートモスにカオリン粘土を乾燥重量比 1:1 で混合したものを用いた。作成した泥炭層の物性値と北海道の一般的な泥炭の物性値<sup>2)</sup>と比較した結果、含水比と圧縮指数が非常に高いこと、土粒子の密度と湿潤密度が極端に低いところなど、実際の泥炭地盤と同じ性質をもった地盤が作成されていることが分かる(表-2)。既往の研究<sup>3)</sup>において、作製した模型地盤の沈下挙動が、実際のもものと類似した挙動を示すことを確認している。また、改良柱体については模型地盤材料に高炉 B 種セメントを混合して作成した。改良柱体の寸法は直径

1.5cm、長さ10cm（実物換算 直径1.5m、長さ10m）とした。作成された改良柱体は、概ね目標強度の300kN/m<sup>2</sup>および600kN/m<sup>2</sup>を示した（表-1）。改良柱体の模型地盤への設置は、載荷試験の直前の段階で実施した。セット方法は外径1.6cm（厚さ0.5mm）のケーシングを模型地盤が破壊しないように、ケーシング内の土を排土しながら差し込み、アクリル管内で事前に作成した改良柱体をケーシング内に入れ、その後ケーシングを取り出す方法で行った。

### 2. 3 遠心力模型実験

遠心力模型実験のフローを示す（図-2）。基盤層には豊浦砂を使用して、層厚は10cm（実物換算10m）とした。泥炭地盤は養生後の模型地盤材料を容器に投入した後、遠心载荷による自重圧密、予備荷重（10kN/m<sup>2</sup>）を加えた過圧密により、安定した模型地盤の物性値を得ることができる。載荷試験は100Gを1時間（実物換算417日）保持した後、一度遠心装置を停止し、盛土厚5cm、7.5cm、10cm（実物換算5m、7.5m、10m）の段階施工を行った。盛土速度は盛土厚5cm（実物換算5m）について72cm/10日、盛土厚7.5cm、10cm（実物換算7.5m、10m）については36cm/10日で行っており、現場で施工されている速度とほぼ同様の施工条件である。このことから、実験条件としてはせん断変形と圧密変形との両方の影響を受ける一般的な変形挙動を再現している。

## 3. 実験結果と考察

### 3. 1 改良率による側方流動の抑止効果

深層混合処理工法における側方流動の抑止効果について模型杭の水平変位から確認した。各試験ケースにおいて、単純に各盛土施工段階で比較した場合、必然的に改良柱体の本数が多いほど有効な結果となってしまうので、事前に行った安定解析のすべり安全率で比較を行った。解析における材料定数は実験から求めた値を使用し、粘着力Cについては配合試験から求めた一軸圧縮強さquから式（1）を利用して算出した。

$$C(\text{kN/m}^2) = 0.5 \text{ qu}(\text{kN/m}^2) \quad (1)$$

改良率による側方流動の抑止効果の比較のため、6列改良で改良率を30%から80%まで変えた4ケースを実施した（図-3）。これによると、模型杭の水平変位は安全率2.0付近において、どの試験ケースもほとんど同じ値を示しているが、安全率の低下にともなって改良率が低い30%や50%のケースでは急激に側方流動を起因とする周辺側への水平変位が確認できる。これに対して、改良率が高い62%や80%のケースでは同様に水平変位が上昇しているが、大きく変位していないことが分かる。

模型杭に貼付した歪みゲージより、載荷実験中に作用した各試験ケースの歪みを比較した。いずれのケースでも盛土側の歪みゲージでは引張り、周辺地盤側では引張りの力が作用していたが、比較にはその絶対値を平均したものを

表-2 模型地盤の物性値

	模型地盤	北海道の泥炭の一般値 <sup>1)</sup>
含水比(%)	315	115~1150
土粒子の密度(g/cm <sup>3</sup> )	1.99	1.3~2.1
湿潤密度(g/cm <sup>3</sup> )	1.10	0.95~1.12
圧縮指数	2.3	2.6~5.3

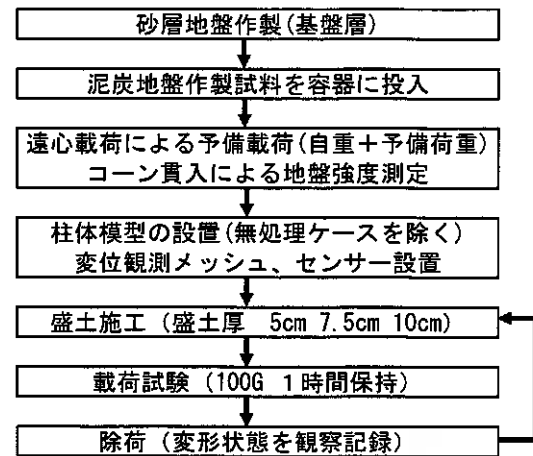


図-2 遠心力模型実験のフロー

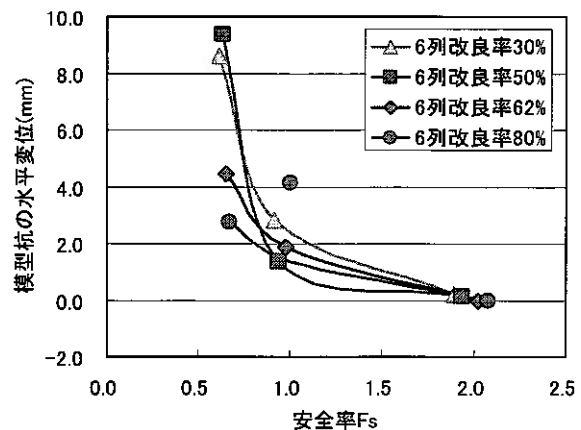


図-3 各試験ケースにおける模型杭の水平変位

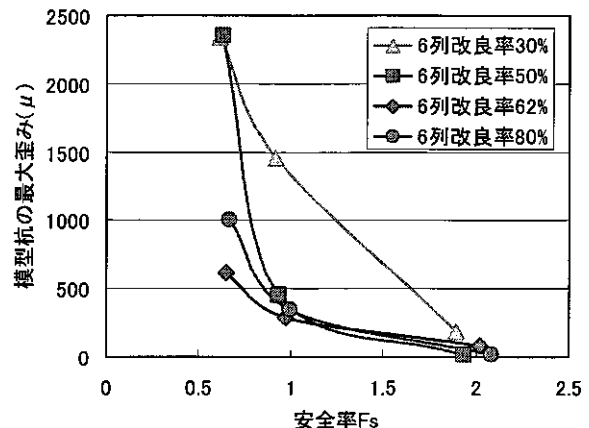


図-4 各試験ケースにおける模型杭の最大歪み

用いた(図-4)。いずれのケースも泥炭層と砂層(支持層)との境界で最大歪みが計測された。模型杭の水平変位と同様に、改良率が低い30%や50%では安全率の低下にともなって急激に最大歪みが生じているのに対して、改良率が高い62%や80%ではそれほど大きく歪みが生じていないことが分かる。

模型杭と同位置で泥炭地盤の間隙水圧を計測した(図-5)。改良率が高い62%や80%のケースでは安全率が低い場合でも安定して静水圧(50kPa)付近にあるのに対して、改良率が低い30%や50%のケースでは安全率の低下にともなって、急激に間隙水圧が上昇していることが分かる。

これらの結果から、改良率を上げることが側方流動の抑止に有効であると考えられる。

### 3. 2 改良列数による側方流動の抑止効果

改良率80%と62%について、それぞれ改良列数を変えた試験ケースを実施した。模型杭の水平変位について、若干程度ばらつきが見られるが、同じ改良率で見た場合、各試験ケースで明確な差異は生じていない(図-6)。また、模型杭の最大歪みを見た場合も、ほとんど差がでていない(図-7)。

模型杭と同位置に設置した間隙水圧計の計測結果はいずれの改良列数においても静水圧付近にあり、側方流動による明確な影響は出ていない(図-8)。

これらのことから、同じ安全率であれば、改良柱体の列数の違いによって周辺地盤への側方流動の抑止効果に差異が生じない可能性が高い。

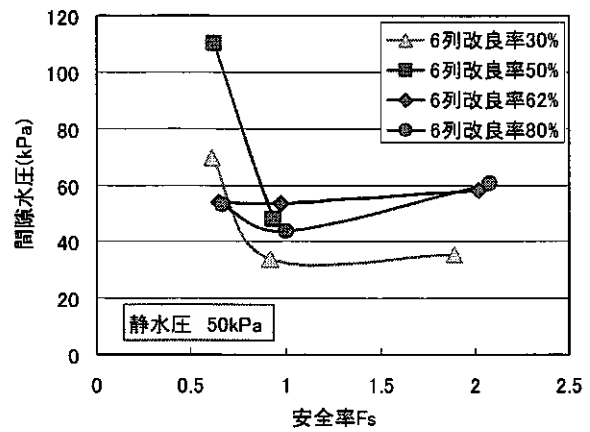


図-5 各試験ケースにおける間隙水圧

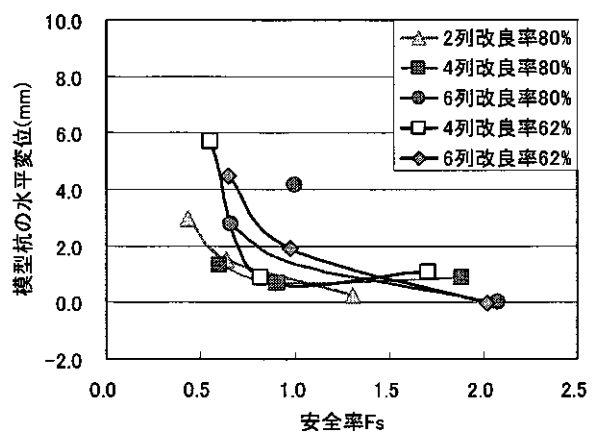


図-6 各試験ケースにおける模型杭の水平変位

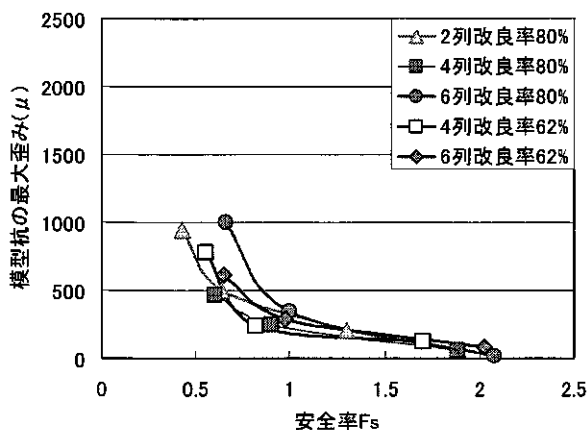


図-7 各試験ケースにおける模型杭の最大歪み

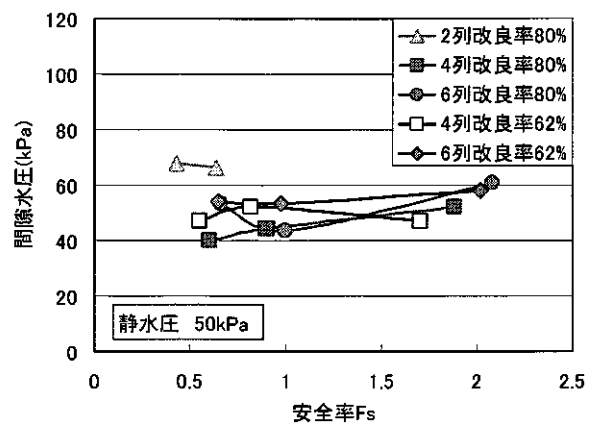


図-8 各試験ケースにおける間隙水圧

### 3. 3 改良パターンによる側方流動の抑止効果

同じ改良率でも、盛土側と周辺地盤との縁切り効果を高める配置方法として千鳥配置がある(図-9)。通常の整列配置や接円配置に対して、千鳥配置が側方流動の抑止効果に有効か確認するために改良列数6列で同様に比較した。

模型杭の水平変位について改良率50%(整列)、改良率80%(接円)の両ケースともに、千鳥配置としても水平変位にほとんど差異が生じていないことが確認できる(図-10)。しかし、模型杭の作用している最大歪みについては千鳥配置のほうが小さい結果を示している(図-11)。また、間隙水圧についても各試験ケース間で、ばらつきが見られるが、整列配置や接円配置より千鳥配置の方が、安全率の低下によっても、間隙水圧の上昇が低く抑えられていることがわか

る(図-12)。これらの結果から、千鳥配置が側方流動の抑止に有効な改良パターンである可能性が考えられるが、千鳥配置については2ケースのみ比較であるので、改良率が低い30%などについても同様の傾向が得られるか検証する必要がある。

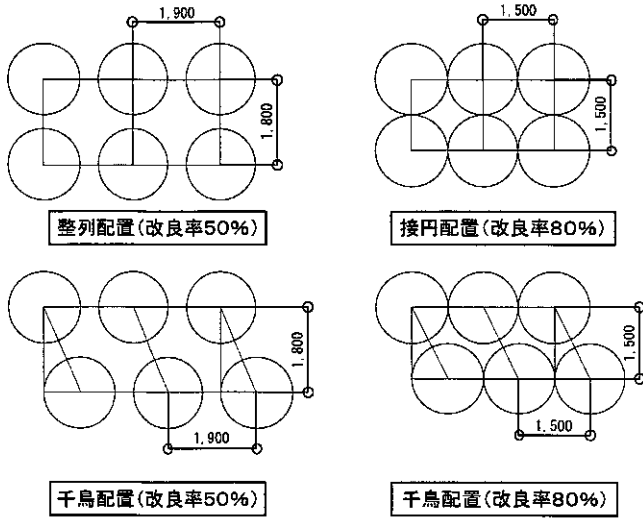


図-9 改良柱体の配置パターン

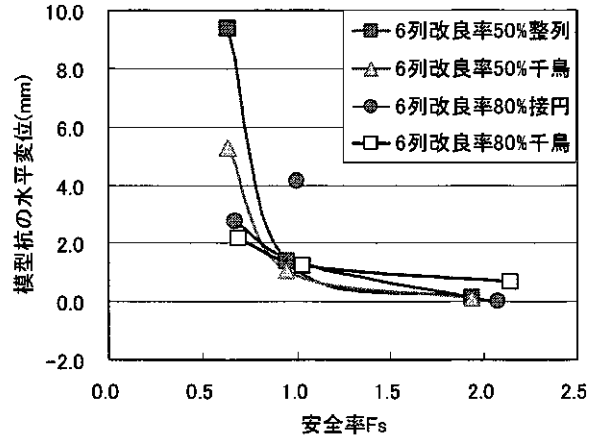


図-10 各試験ケースにおける模型杭の水平変位

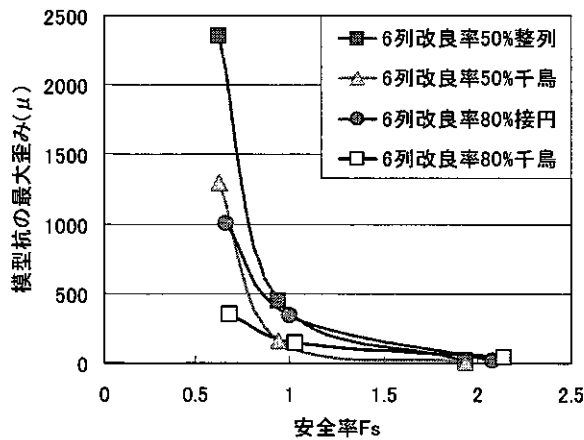


図-11 各試験ケースにおける模型杭の最大歪み

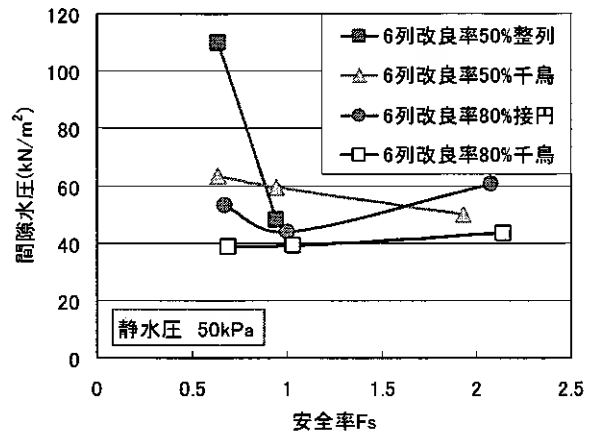


図-12 各試験ケースにおける間隙水圧

### 3.4 改良強度による側方流動の抑止効果

泥炭性軟弱地盤において、高強度の改良柱体を施工することは非常に困難であり、高強度を得ようとした場合、セメント配合量の増加により、施工コストが上がってしまう。このため、一般的には改良柱体の強度を  $200\text{kN/m}^2 \sim 500\text{kN/m}^2$  の範囲で設定することが多い。改良柱体に高強度を与えることにより、改良柱体の本数を減らした場合、側方流動の抑

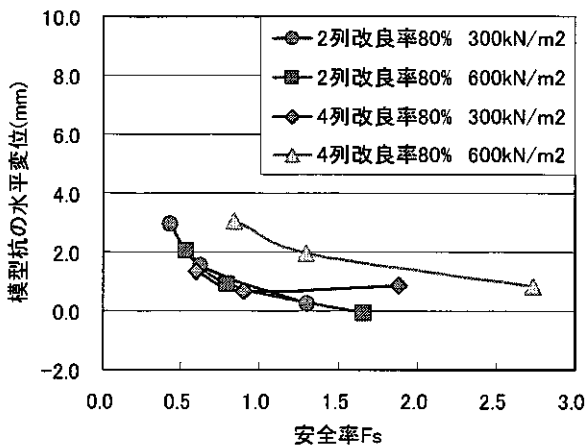


図-13 各試験ケースにおける模型杭の水平変位

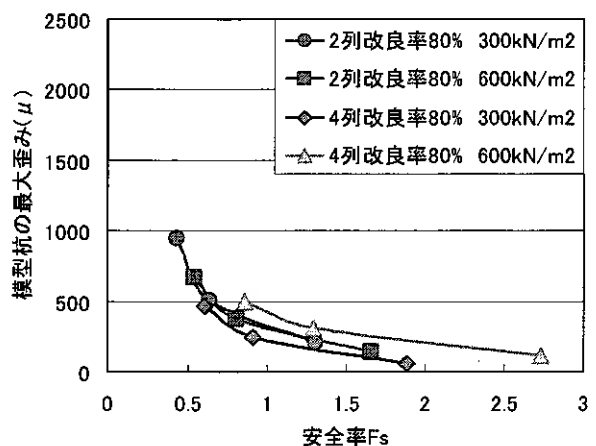


図-14 各試験ケースにおける模型杭の最大歪み

止に効果があるとすれば十分有効な手段となり得るため、改良強度を上げることによる効果について確認を行った。改良強度はあえて一般値より大きい  $600\text{kN/m}^2$  に設定して、同じ改良方法で比較を行った。模型杭の水平変位から、 $300\text{kN/m}^2$  のケースより、 $600\text{kN/m}^2$  が変わらないか、変位が大きく出ていることがわかる(図-13)。また、模型杭の最大歪みについても同様に、 $600\text{kN/m}^2$  の試験ケースが  $300\text{kN/m}^2$  のケースと同等程度の歪みが生じていることが確認できる(図-14)。間隙水圧についても同じ安全率では改良強度による差異は生じていない(図-15)。これらのことから、改良柱体の強度を上げることによる側方流動の抑止効果はほとんど確認できず、有効な手段ではない可能性が高い。

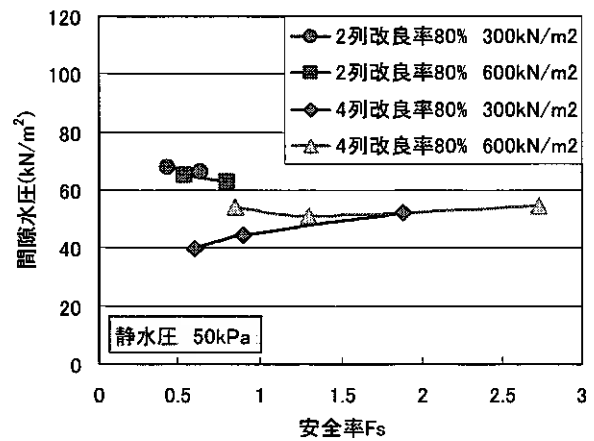


図-15 各試験ケースにおける間隙水圧

### 3.5 設計法の検証

安全率と水平変位との関係について、既往の研究ではFEM解析から求めた水平変位量を用いて、安全率  $F_s$  の大きさによって推定する簡便な方法<sup>4)</sup>が報告されている。これによると、軟弱地盤の粘着力と層厚から、安全率  $F_s$  と水平変位量との関係を規定することが可能であるとしている。今回の実験条件に合った既往の解析値(深度  $10\text{m}$ 、 $C_0=5\text{kN/m}^2$ ・ $C_0=15\text{kN/m}^2$ )と遠心力模型実験(軟弱地盤  $10\text{m}$ 、 $C_0=12.6\text{kN/m}^2$ )の実験値を比較した(図-16)。実験値は遠心力模型実験のスケールを実物換算して求めて、側方流動の抑止効果に最も影響が大きい改良率による比較を行った。これによると、実験値が全体として解析値より水平変位量が低くでていることが確認できる。これは既往の解析値が地盤の水平変位を示しているのに対して、実験値が模型杭の水平変位を示していることから、剛性の違いが原因であると考えられる。

一般的に安全率 1.5 以上では橋台に影響を与えるような側方流動の影響(許容変位量  $15\text{mm}$ <sup>5)</sup>)は抑えられるとしている<sup>1)</sup>。実験値はどの改良率の試験ケースも安全率 1.5 付近で許容変位量  $15\text{mm}$  より大きい結果を示している。実験では模型杭を単杭で使用しているが、複数の杭(群杭)を使用する実際の施工では荷重分担が作用するため、実験値は実際の水平変位量より大きい値を示していると考えられる。

実際の施工では荷重分担、群杭効率、杭の施工法、杭本数などによって異なり、群杭の効果を明確に示す方法が確立されていないことから、実験値を最大の水平変位量として参考値とみなすことができると考える。前述の通り、実験ケースでは、改良率が高い方が水平変位は小さく出ているが、安全率 1.5 付近でも両対数で直線近似した場合、同様の傾向を示していることが分かる。今後はこれらの実験値をFEM解析により、実験において確認できなかった条件について、解析し補完していきたい。

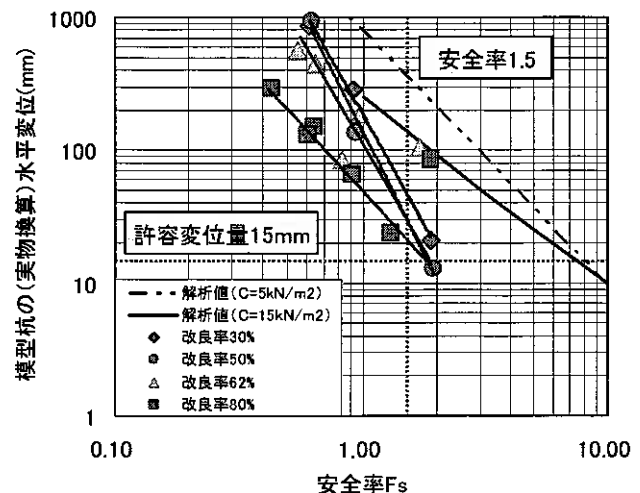


図-16 水平変位量とすべり安全率

## 4. まとめ

橋台背面における変形抑制対策としての深層混合処理工法の遠心力模型実験により、以下のことが明らかとなった。

- (1) 改良柱体を6列で改良率を30%から80%で比較した結果、改良率を上げることが側方流動の抑止効果に有効である結果を示した。
- (2) 改良率80%と62%で改良柱体の列数を変えて比較した結果、同じ安全率であれば、改良柱体の列数の違いによって周辺地盤への側方流動の抑止効果に差異が生じない結果を示した。
- (3) 同じ改良率と改良列数で改良強度だけ変えた試験ケースを比較した結果、改良強度を  $300\text{kN/m}^2$  から  $600\text{kN/m}^2$  に上げることによる側方流動の抑止効果はほとんど確認できず、有効な手段ではない可能性が高い。
- (4) 安全率と模型杭の水平変位の実験値を改良率で整理した結果、改良列数によらず、両対数で直線近似できることが確認できた。

【参考文献】

- 1) 独立行政法人北海道開発土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル, pp59-pp70. 2002
- 2) 独立行政法人北海道開発土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル, pp1-pp8. 2002
- 3) 林 宏親、西川純一、江川拓也：泥炭地盤における深層混合処理工法の改良率と沈下低減効果, 第 57 回土木学会年次学術講演会講演概要集（第Ⅲ部門）, pp111-pp112. 2002.9
- 4) 小川伸吉、酒井成之、田中幹彦：深層混合処理工法による杭式改良地盤の簡易な変形予測手法について, 地盤工学会, 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, pp217-pp222. 1996
- 5) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説, pp226-pp231. 1996



## ジオテキスタイルフィルターの通水性能に関する基礎的検討

室蘭工業大学工学部 正会員 木幡行宏  
室蘭工業大学大学院 ○学生会員 田中雅史  
室蘭工業大学工学部 学生会員 佐藤織絵

### 1. 研究背景と目的

ジオテキスタイルを機能により分類すると、①性状の異なる土層を分離させ、土粒子の相互混入を防止する『分離材』、②土中水の移動による土粒子の流出を抑制し、水のみを通過させる『ろ過材』、③盛土や地盤内の余剰水を集水し、排水させる『排水材』(図-1)、④引っ張り及び摩擦特性により土構造物の強度を向上させる『補強材』、⑤構造物の部位、遮水シートの損傷を防ぐ『保護材』の5つの機能に分類され、『護岸・堤防等の吸出し防止』、『ゴルフ場・グラウンド等の排水・セパレーション』、『盛土の安定・強化』、『道路の補強』、『ダム・貯水池・産廃処理場の保護』など、様々な建設現場において用いられている<sup>1)</sup>。

上記5つの機能のうち、①～③に関する既往の研究として、図-1に示すようなジオテキスタイルを盛土の水平排水材として使用した場合の通水性能の検討がよく行われている。そこで、主に問題とされるのが①土粒子の浸入・捕捉に伴うジオテキスタイルの目詰まり、②盛土荷重によって作用する拘束圧、等の要因による通水性能の低下である<sup>2)～5)</sup>。

一方、図-2に示すように、排水層への土砂の侵入を防止するため、暗渠排水溝の周囲に、『ろ過・分離材』としてジオテキスタイルを敷設した場合に、ジオテキスタイルの面内方向と垂直方向の通水性能は相互に関連することが知られており<sup>6)</sup>、面内方向と同様に垂直方向の通水においてもジオテキスタイルに目詰まりが発生し、通水性能や分離機能が低下することが予想される。

一般に、『ろ過・分離材』として使用した場合のジオテキスタイルはジオテキスタイルフィルターと呼ばれているが、本研究では、これに必要とされる、長期的かつ継続的な垂直方向通水性能について検討し、ジオテキスタイルの目詰まり現象を適切に評価するための実験方法を確立することを目的とする。さらに、使用するジオテキスタイルの種類や地盤条件によって透水係数の低下量が異なることから<sup>4)</sup>、原地盤を想定した種々の地盤条件に対して、目詰まり現象が生じにくい適切なジオテキスタイルの種類(厚さ・開孔径など)を検討する。すなわち、ジオテキスタイルの通水性能および目詰まり現象を実験的に把握することを目的として、定水位透水試験装置を設計・作製し、その適用性を検討する。さらに、細粒分質土層と砂層の間にジオテキスタイルを挟めて定水位透水試験を行い、経過時間に対する透水量(透水係数)の変化に着目してジオテキスタイルの通水性能を評価する。なお、本研究ではジオテキスタイルの厚さ(2種類)をパラメータとして、その影響を検討する。

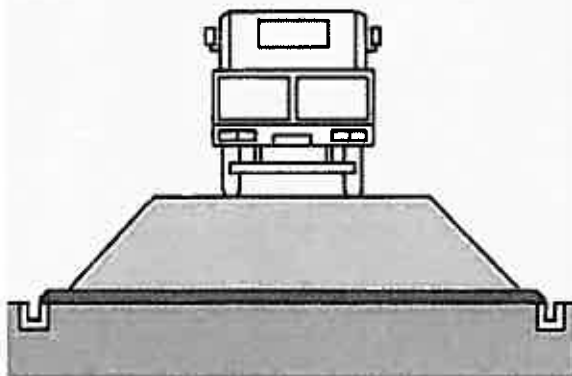


図-1 ジオテキスタイルの利用【排水材】

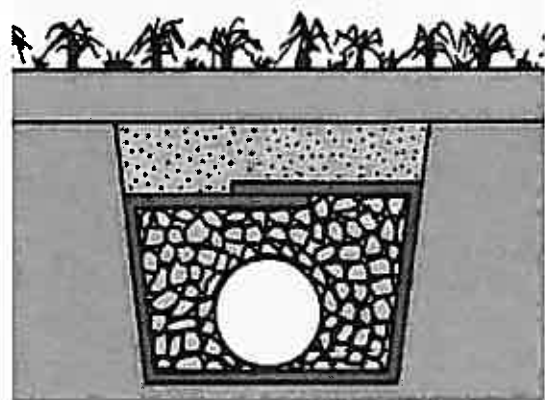


図-2 ジオテキスタイルの利用【ろ過・分離材】

### 2. 試料およびジオテキスタイルフィルター

#### 2. 1 試料

試料には豊浦砂と細粒分質砂を用いた。細粒分質砂(ほとんどシルト, 以下、採取土と呼ぶ)は室蘭工業大学構内で採取した土をふるい分けして、2mmふるい通過分のみを使用した。豊浦砂の物理的性質および採取土の物理的性質を表-1および表-2に、両者の粒径加積曲線を図-3に示す。

Fundamental study on flow performance of geotextile filter :

Yukihiro Kohata (Muroran Institute of Technology), Masashi Tanaka (Muroran Institute of Technology, Graduate Student)

Oric Sato (Muroran Institute of Technology, Under-graduate Student)

表-1 豊浦砂の物理的性質

土粒子密度: $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.65
乾燥密度: $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Max	1.658
	Min	1.354
Gradation	D <sub>50</sub> (mm)	0.18
	U <sub>c</sub>	1.3
細粒分 (%) [ << 75 $\mu$ m ]		0

表-2 採取土の物理的性質

土粒子密度: $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.67
液性限界: w <sub>L</sub> (%)		36.39
塑性限界: w <sub>P</sub> (%)		31.42
塑性指数: I <sub>P</sub>		4.97
Gradation	D <sub>50</sub> (mm)	0.08
	U <sub>c</sub>	99.13
細粒分 (%) [ << 75 $\mu$ m ]		49

2. 2 ジオテキスタイルフィルター

試験で用いたジオテキスタイル (不織布) は、ポリプロピレン樹脂を原料とし、スパンボンド法により製造された連続長繊維不織布である。本研究では、厚さをパラメータとして、2種類のジオテキスタイルを用いた。厚さ3 (mm) をGT1、厚さ4 (mm) をGT2と称し、その物性値を表-3に示す。

3. 試験装置および試験方法

本研究で用いた試験装置は試験土層作製のための予備圧密装置と定水位透水試験装置であり、定水位透水試験装置は上部モールド、下部モールドから成る。これらの概略図を図-4 (a)、(b) に示す。以下に供試体作製手順と試験方法を示す。

3. 1 供試体作製手順

(1) 上部・下部モールド-砂層の場合

定水位透水試験装置の下部モールド (高さ 150mm) 内に水中落下法により砂層を作製する。この場合、密な地盤を想定し、相対密度を 80% に設定した。下部モールドの砂層を作製後、下部モールド上に外径 175 (mm) にカットしたジオテキスタイルを置き、その上に上部モールドを設置する。その際、上部・下部モールドとジオテキスタイルはリングガイドで固定して漏水を防止する (図-4 (b) 中、⑥)。なお、ジオテキスタイルに通水の偏りが無いように、あらかじめジオテキスタイルを水浸し、湿潤状態で使用した。ジオテキスタイル設置後、下部同様に上部モールド内に水中落下法により砂層を作製する。

(2) 上部モールド-砂層, 下部モールド-採取土層の場合

予備圧密装置の底盤のポーラスメタル上に有孔板と濾紙を載せる。濾紙は水で濡らし、間隙は水で満たして、空気を追い出す。その後、下部モールド (高さ 100mm) および予備圧密用モールド内に、液性限界の約 2 倍の含水比 (w=70%) で攪拌したスラリー状態の採取土を満ち、分級を防ぐため、スラリー状態の採取土をモールド内で攪拌する。攪拌後のスラリー状採取土内には多量の気泡が混入しているため、98 (kPa) の負圧を 24 時間作用させ気泡を除去した。

脱気終了後、予備圧密によって土層を作製するため、予備圧密用モールド内にピストンを設置し、両面排水状態で 147 (kPa) の圧力を加圧し、72 時間圧密する。

予備圧密終了後、上部・下部モールド-砂層の場合と同様にジオテキスタイルを設置し、その後、上部モールドに砂層を作製する。

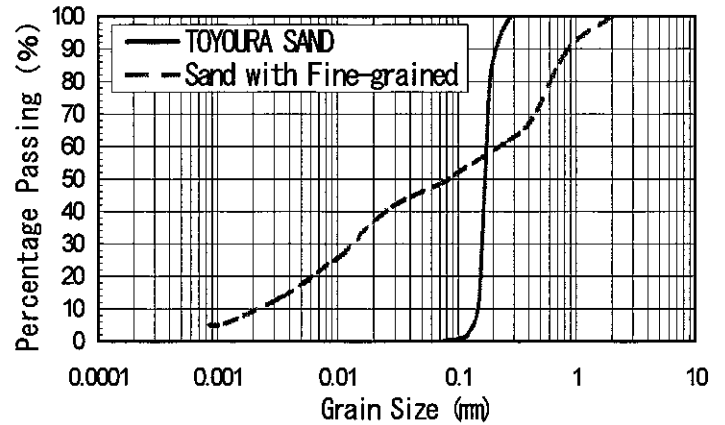


図-3 豊浦砂および採取土の粒径加積曲線

表-3 GT1、GT2の物性値 (カタログ値)

ジオテキスタイルの種類	GT1	GT2
目付 (g/m <sup>2</sup> )	300	400
厚さ (mm)	3.0	4.0
開孔径O <sub>95</sub> (mm)	0.22	0.19
透水係数 (cm/sec)	垂直	1×10 <sup>-1</sup>
	水平	1×10 <sup>0</sup>

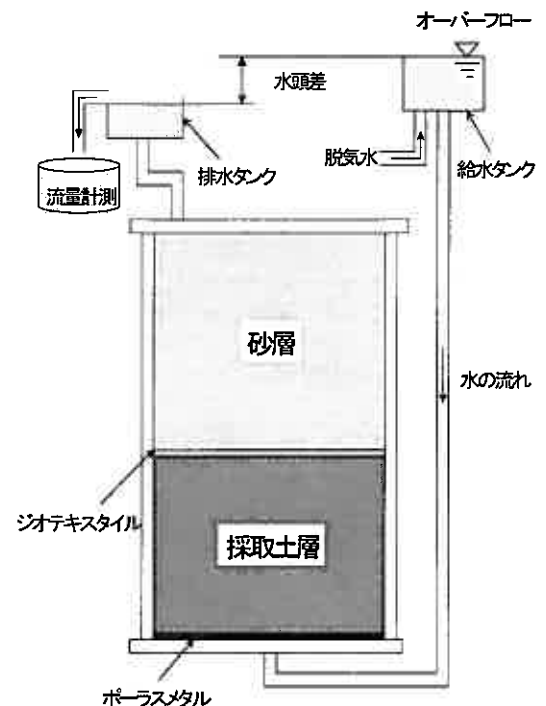


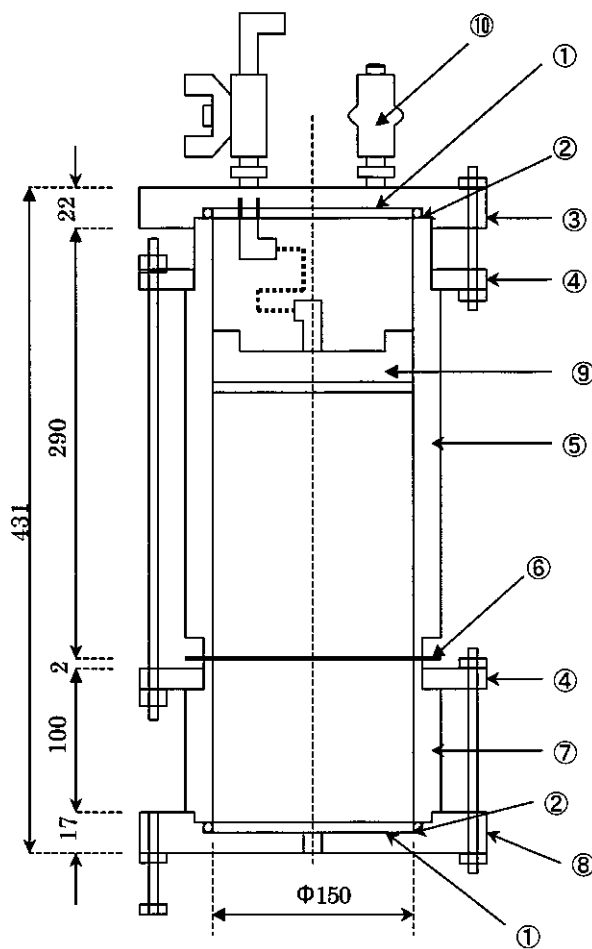
図-5 定水位透水試験の概略図

### 3. 2 定水位透水試験方法

図-5に示すように、給水タンクと排水タンクの水頭差を調節してから、定水位透水試験を開始する。給水タンクには常にオーバーフローするように水を供給する。透水開始後、所定の経過時間ごとに流量・水温を計測する。また、飽和度を算出する場合には、供試体が設置された状態での透水試験装置の質量を計測する。定水位透水試験終了後、試験装置からジオテキスタイルを取り出し、水を張った容器の中で片面3回ずつ軽く濯ぎ、表面に付いた砂や土を取り除く。ジオテキスタイルを自然乾燥させた後、ジオテキスタイルの質量を計測し、目詰まり量を求める。

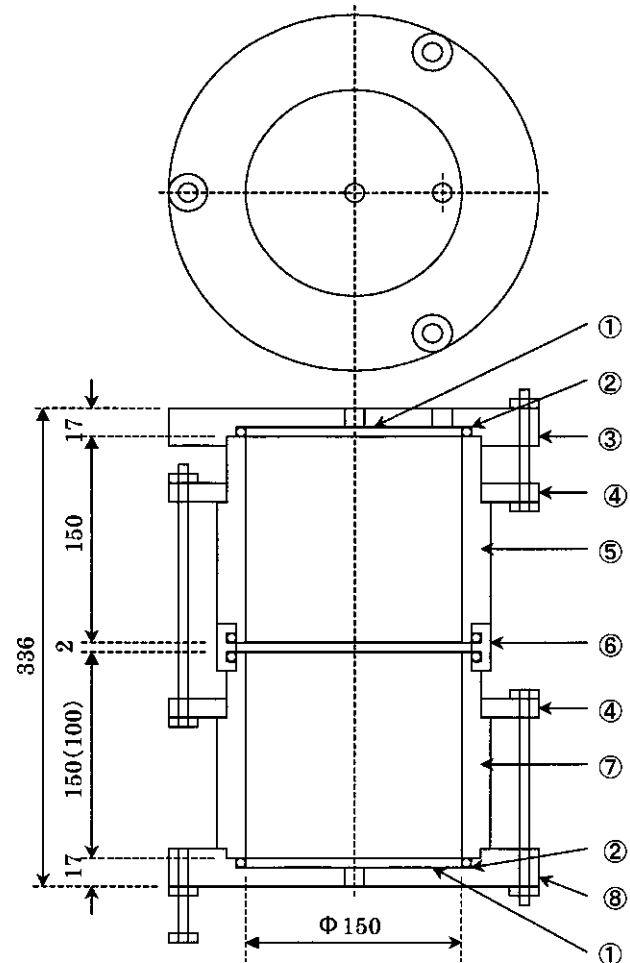
本研究では『目詰まり量』を以下のように定義した。

$$\text{『目詰まり量』} = \text{『試験後のジオテキスタイルの質量』} - \text{『試験前のジオテキスタイルの質量』} \quad (1)$$



- ① ポーラスメタル
- ② Oリング
- ③ 上盤
- ④ 締め付けリング
- ⑤ 圧密用モールド (アクリル)
- ⑥ ゴムパッキン
- ⑦ 下部モールド (アクリル)
- ⑧ 底盤
- ⑨ ピストン

図-4 (a) 予備圧密装置 (寸法: mm)



- ① ポーラスメタル
- ② Oリング
- ③ 上盤
- ④ 締め付けリング
- ⑤ 上部モールド (アクリル)
- ⑥ Oリングガイド
- ⑦ 下部モールド (アクリル)
- ⑧ 底盤

図-4 (b) 定水位透水試験装置 (寸法: mm)

## 4. 試験結果および考察

### 4. 1 予備実験

本研究では、作製した定水位透水試験装置の適用性を確認し、本装置での定水位透水試験方法および手順を確立するために予備実験を行った。すなわち、漏水および土層からの細粒分流出による装置自体への目詰まり等が無いことを確認した後、ジオテキスタイル (GT1) を挟む上部・下部モールドの土層を豊浦砂で作製して定水位透水試験を行った。また、比較のため、ジオテキスタイルを設置しない砂層のみの定水位透水試験を行った。

(1) 水道水

図-6は水道水を使用して動水勾配  $i=1$  で定水位透水試験を行った結果を、透水係数と経過時間の関係で示したものである。砂層のみの場合を見ると、経過時間とともに透水係数はわずかに減少傾向にあり、透水開始から10080分経過時点では、最大値の1/2程度の値を示している。一方、砂層にジオテキスタイル(GT1)を挟めた場合、試験開始600分以降の透水係数の減少が非常に顕著である。

図-7には、飽和度と経過時間の関係を示す。砂層のみの場合を見ると、試験開始から終了までの間で経過時間に対する飽和度の減少傾向が非常に顕著であった。一方、砂層にジオテキスタイル(GT1)を挟めた場合は、1440分までの飽和度の減少は顕著であるが、それ以降は一定に遷移した。

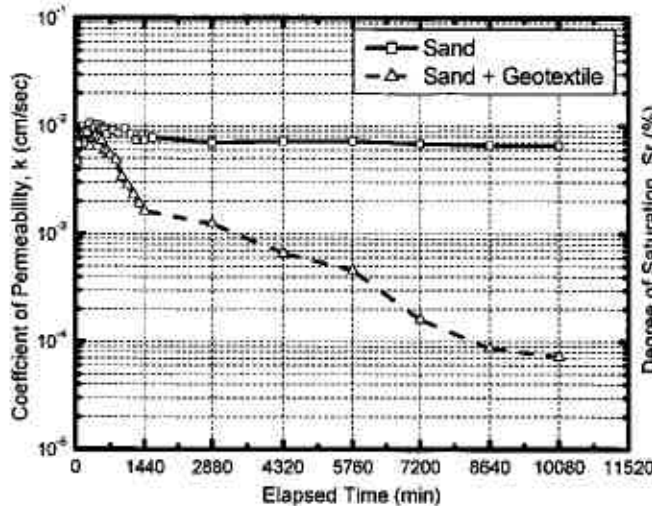


図-6 透水係数-経過時間の関係 (水道水)

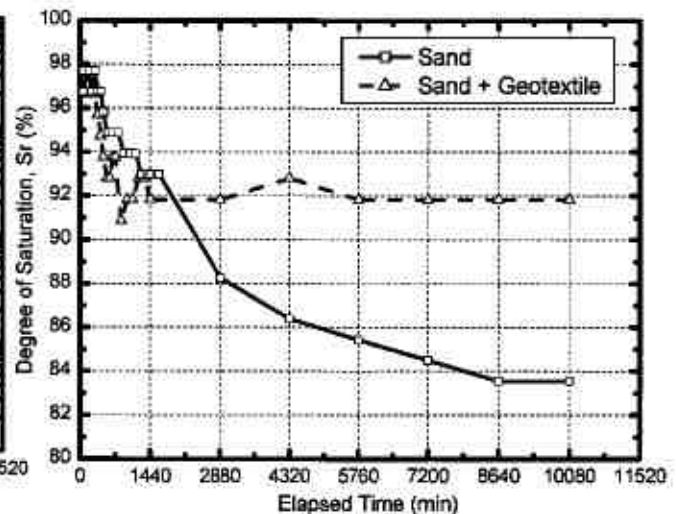


図-7 飽和度-経過時間の関係 (水道水)

ここで、飽和度が減少傾向を示す原因を調べるため、定水位透水試験装置に豊浦砂やジオテキスタイルを設置せずに水道水だけを流した結果、図-8に示されるように、モールド周辺には気泡が付着し、定水位透水試験装置の上端には空気の塊が確認された。

以上のように、砂層のみの場合と砂層にジオテキスタイル(GT1)を挟めた場合とで、透水係数および飽和度の減少傾向には違いがみられたが、その要因としては水道水に含まれる気泡が大きな影響を及ぼしたと考えられる。

これより、水道水を使用した定水位透水試験ではジオテキスタイルの通水性能を正しく評価出来ないことが確認された。

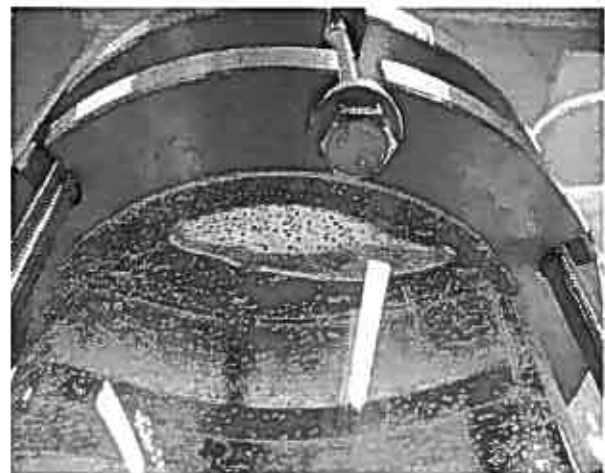


図-8 水道水だけの透水試験

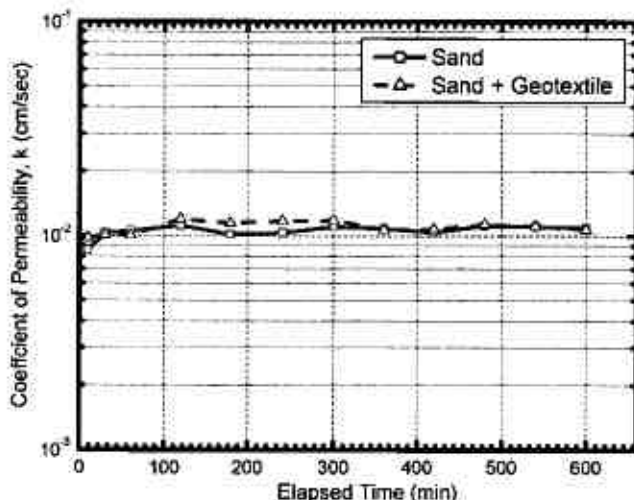


図-9 透水係数-経過時間の関係 (脱気水)

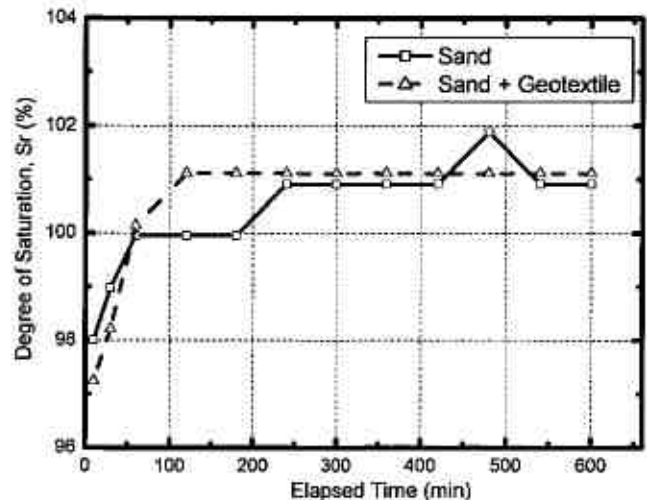


図-10 飽和度-経過時間の関係 (脱気水)

## (2) 脱気水

図-9は脱気水を使用して動水勾配  $i=1$  で定水位透水試験を行った結果を、透水係数と経過時間の関係で示したものである。この場合、どちらの試験条件においても経過時間に関係なく、透水係数はほぼ一定の値を示している。

図-10には、飽和度と経過時間の関係を示す。どちらの試験条件の場合も、透水開始60分で飽和度が100%に達し、経過時間とともに飽和度はほぼ一定値を示している。なお、飽和度100%を超えている部分があるが、これは装置に砂層を作製する際に、締め付けリングとモールドとの間の隙間やネジ部等に詰まった砂を完全に取り除けないことが原因で、理論値と実験値の差によるものであると考えられる。

以上の結果より、脱気水を用いた場合には、透水係数の値や飽和度に減少傾向がみられないことから、本研究では、脱気水を使用することが妥当であるとした。

## 4. 2 ジオテキスタイルフィルターの通水性能の検討

### (1) 定水位透水試験

2種類のジオテキスタイル(GT1、GT2)を用いて定水位透水試験を行った。供試体は、より目詰まり現象を確認しやすい条件に設定する為に、ジオテキスタイルの開孔径( $O_{95}$ )に比べて細粒な粒度分布を持つ採取土層を下部モールドに、砂層を上部モールドに作製した。試験に要する時間を短縮するために動水勾配は現場で想定される値(0.1~1.0)より非常に大きい $i=4$ に設定した。

また、2種類のジオテキスタイルのみの通水性能を比較・検討するため、定水位透水試験装置の上部・下部モールドに土層を作製せず、ジオテキスタイルのみを定水位透水試験装置に設置し、 $i=4$ に設定して定水位透水試験を行った。

図-11には、透水係数と経過時間の関係について、GT1とGT2の比較を示す。図より、若干ではあるがGT1の方が大きな透水係数の値を示しているのがわかる。これは、わずかながらではあるが、GT1の方がGT2に比べて厚さが薄く、開孔径が大きいことが影響したと考えられるが、ジオテキスタイルフィルターの通水性能としては、ほぼ同程度であると考えられる。

図-12には、上部モールドに砂層、下部モールドに採取土層とし、その間にジオテキスタイルを設置して定水位透水試験を行った結果を示す。GT1は透水開始後1時間で透水係数の最大値が現われ、その後、透水係数の値は徐々に減少していき、経過時間100時間以降はほぼ一定に遷移しているのがわかる。一方、GT2は、透水開始時間から10時間程度まで透水係数の値が増加していき、透水開始後10時間で透水係数の最大値が現われ、その後、減少傾向に転じ、経過時間120時間以降ではほぼ一定に遷移しているのがわかる。

これより、2種類のジオテキスタイルを用いて、通水性能を検討したところ、透水開始後40時間近くまでは透水係数の値に比較的大きな差異が見られたものの、傾向としては透水係数の初期値から数時間後に最大値が現われ、その後、減少傾向を示し、経過時間100時間から120時間あたりで一定の状態に遷移する現象がみられた。

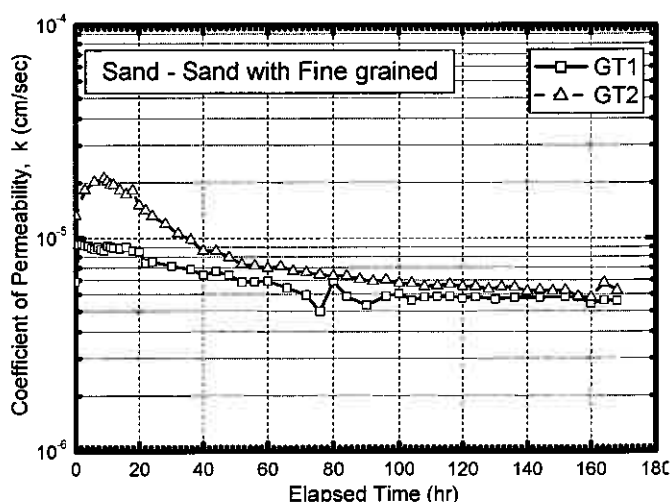
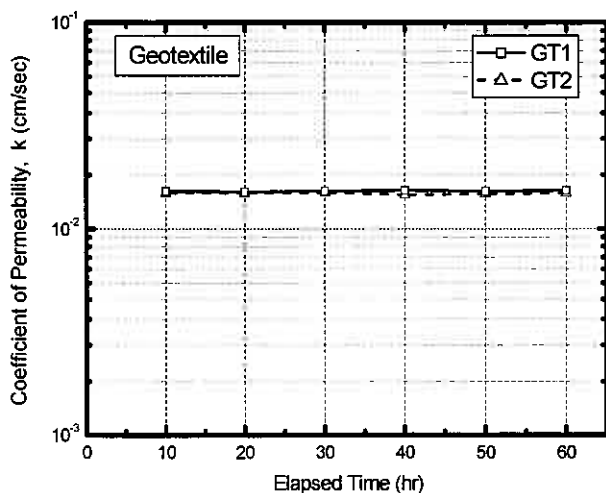


図-11 透水係数-経過時間の関係 (ジオテキスタイル)

図-12 透水係数-経過時間の関係 (砂層-採取土層)

### (2) 目詰まり量

定水位透水試験(上部モールド-砂層, 下部モールド-採取土層)に使用したジオテキスタイルを定水位透水試験装置から取り出し、式(1)で定義した目詰まり量を計測した結果を表-4に示す。

表-4によれば、GT1とGT2の目詰まり量はほとんど同じ値である。いま、定水位透水試験中にジオテキスタイルが圧縮していないと仮定して、それぞれのジオテキスタイルのカタログ値として示される厚さを用いて、目詰まり量

をジオテキスタイルの体積で割って求めた単位体積目詰まり量で比較すると、GT1の方がGT2の1.4倍程度大きい。ここでの単位体積目詰まり量の算出には、ジオテキスタイルの厚さとしてカタログ値を用いたが、実際には、圧縮していると考えられるので、GT1とGT2の厚さは、カタログ値より小さくなる。しかし、GT1とGT2の試験条件は同じであるため、上載圧は等しいと考えられ、圧縮量も同程度であると考え、GT2の体積はGT1に比べて大きいと考えられる。図-12の結果から、GT1の方がGT2に比べ、透水係数の値が小さいと判断すると、単位体積目詰まり量はGT1の方がGT2に比べて大きくなることに矛盾はないと思われる。

以上の結果を、透水開始後40時間以降の透水係数の変化に注目して工学的に考えると、本研究で使用した2種類のジオテキスタイルは同程度の垂直方向通水性能を発揮したといえる。また、今回の試験条件と透水開始168時間に限定すれば、一定量の通水能力を保持しており、 $5 \times 10^{-6}$  (cm/sec)程度の通水能力で満足される使用環境であれば、十分適用可能であることが示された。

## 5. まとめ

ジオテキスタイルを『ろ過・分離材』として使用した場合に必要とされる長期的かつ継続的な垂直方向通水性能の検討および、目詰まり現象を適切に評価するための実験方法を確立する目的で、一連の定水位透水試験を実施した結果、以下の知見が得られた。

- (1) ジオテキスタイルの通水性能を検討するための定水位透水試験においては、予備試験結果より、水道水の使用は装置内に気泡が蓄積し、透水係数や飽和度の算出に影響を及ぼすため、ジオテキスタイルの通水性能を適切に評価出来ず不適であり、脱気水を使用することが妥当である。
- (2) 本研究においては、厚さ3(mm)のGT1の透水係数の値が、厚さ4(mm)のGT2の透水係数の値に比べ、わずかに小さくなった。これは、単位体積目詰まり量で比較すると、GT1 > GT2となり矛盾がないと思われる。
- (3) 上部モールド-砂層、下部モールド-細粒分質土層(シルト層)の試験条件と透水開始後168時間に限定すれば、2種類のジオテキスタイルは同等の垂直方向通水能力を保持しており、 $5 \times 10^{-6}$  (cm/sec)程度の通水量で満足される使用環境であれば、十分適用可能であることが示された。

今後の課題として、あらかじめ目詰まりさせたジオテキスタイルを用いて上部・下部モールドに試料を詰めずに定水位透水試験を行い、目詰まり量と透水係数の関係を明らかにする必要がある。さらに、地盤条件、ジオテキスタイルの種類を変化させて、目詰まりを生じさせにくいフィルター比<sup>7)</sup>(例えば、地中透水壁の場合では、フィルター材の15%粒径/原位置土の85%粒径 < 6<sup>8)</sup>)を提案する必要があると思われる。

**謝辞** 本研究を遂行するにあたり、三井化学産資(株) 平井貴雄氏には多大なる御協力を得た。また、室蘭工業大学 川村志麻先生には貴重なご意見を頂いた。末筆ながら記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 国際ジオシンセティックス学会日本支部 編：ジオシンセティックス入門、pp.1-31、理工図書株式会社、2001.6
- 2) 宮田喜壽、小暮敬二、谷澤房朗、落合英俊：目詰まり不織布の通水性能に関する実験的考察、土木学会論文集、No.596/Ⅲ-43,123-130,1988.6
- 3) 林英雄、森麟：地山から流出する土粒子による不織布排水材の目詰まり量と排水性に関する実験的研究、第28回土質工学研究発表会、pp.2437-2440、1993.6
- 4) 林英雄、森麟：盛土中に敷設するジオテキスタイル排水材の目詰りによる透水性低下の予測に関する研究、土木学会論文集、No.510/IV-26,57-67,1995.3
- 5) 山田貴史、伊藤秀行、片岡昌裕、浅田貢：不織布の面内方向透水性能の低減に関する実験、第32回地盤工学研究発表会、pp.2027-2028、1997.7
- 6) 巻内勝彦、峯岸邦夫、塩野真康、増田貴之：ジオドレーンシート・盛土複合体における水理特性、ジオシンセティックス論文集 第17巻、pp.173-176、国際ジオシンセティックス学会日本支部、2002.12
- 7) 杉井俊夫、宇野尚雄、神戸知治：フィルター材の目詰まりに関する一考察、第30回土質工学研究発表会、pp.1831-1832、1995.7
- 8) 藤原愛、新谷剛、伊藤洋、西山勝栄：地中透水壁の目詰まり防止フィルタ材の評価実験、第31回地盤工学研究発表会、pp.2189-2190、1996.7

## 寒冷地における歩道の破壊原因に関する考察

北海道工業大学大学院 ○学生員 清野 知幸  
北海道工業大学工学部 正会員 川端伸一郎  
同 正会員 亀山 修一  
同 正会員 神谷 光彦  
同 正会員 土岐 祥介

### 1. はじめに

北海道のような積雪寒冷地では、冬期間の凍上現象による地盤変形によって、各種構造物で破壊や機能障害などの問題が生じる場合がある。特に凍上が問題となる道路構造物では、凍上が生じると路面の凹凸やクラックなどが発生し、車両走行の安全性や舗装寿命などに大きな影響を与える<sup>1)</sup>。このため、道路構造物においては積極的な凍上対策が行われており、地域ごとの寒さレベルに合わせた置換工法などの対策が既に車道部で適用されている。

一方で歩道に関しては、従来まで道路の付帯構造物としての認識が強く、過度の凍上対策は施されていなかった。寒冷地における歩道構造は、温暖な地域に比べるとやや凍上を意識した構造となっているが、地域によらず一律の設計であり、このような状況から極寒地においては凍上被害が多くみられていた。

近年、交通バリアフリー法が施行されたこともあり、歩行空間に対しての意識も変化し、歩道に対する社会的要求も高度化してきている。これからの歩道には、段差や勾配の基準に加え、平坦性も重要な性能として要求されることが予想され、建設時に得られている平坦性の維持には、凍上問題を考慮した検討が重要視される。

そこで本報告は、現状の歩道構造に起因する凍上被害について、その要因と実態を明らかにし、現状設計の問題点について考察することを目的とした。

### 2. 現状の歩道構造と凍上被害

寒冷地における現状の歩道は、車道部のように地域ごとの寒さレベル(凍結指数)に応じた凍上対策などはされていない。現在、北海道の歩道構造は、図-1に示すように舗装厚が30cmとなっており、温暖な地域の構造と比べると凍上を意識したと思われる若干の路盤の増厚がされている。ただし、この断面構造は、車道部のように凍結指数により層厚が変化するものではなく、地域によらず一律の設計である。

このような現状で、歩道部における凍上被害は、多数みられており、特に少雪寒冷地での被害が著しい。道内数箇所歩道の凍上被害を調べた例では、帯広地域などでの被害が顕著であり、道内の他地域との比較から、極寒で少雪な地域ほどクラック率やひび割れ幅などが大きくなることが報告されている<sup>2)</sup>。歩道における被害の原因は、単に舗装厚を超えて凍結深さが深部に侵入したことに起因するが、歩道に関して車道部と同じ設計思想を適用するには十分な検討が必要である。

例えば、歩車道を比較すると除雪の形態や管理基準も異なっており、歩道部における積雪状況は、車道部と比べるとやや厚く堆積していることが多い。ちなみに、路面上の積雪は凍結深さに大きく影響を与える。

また、両者の構造を比較すると、全層厚(舗装厚+凍上抑制層厚)の違いのみではなく、表層のアスファルト層厚も大きく異なり、薄層(表層3cm)な歩道では、凍上により表層のクラックが生じ易く、さらにクラックから発展した表層剥離も進行し易い(写真-1)。表層剥離などの著しい損傷を受けると、舗装厚に起因する一次的な要因以外に、施工時には非凍上性であったはずの路盤層に細粒分などが侵入する恐れもあり、二次的な要因により経年的に凍上被害が深刻化する恐れもある。

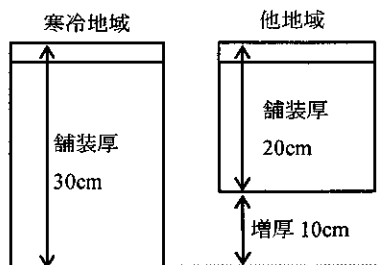


図-1 寒冷地歩道の断面構造

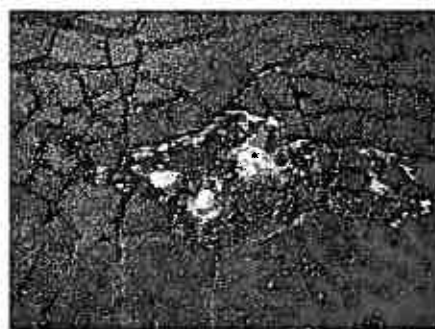


写真-1 歩道にみられる表層剥離

### 3. 近年の北海道の気象と凍結指数

現状の歩道設計では、地域ごとの寒さの違いは設計に加味されないが、凍上被害についての考察を行う上では、現在

の北海道の気象状況を把握することは非常に重要である。寒さの指標は、マイナス気温の積算値である凍結指数で表されるが、道路設計では、一般的に10年以上のデータから統計的に求められる10年確率凍結指数が用いられる。ちなみに、設計値としての10年確率凍結指数については、最近の研究で20年確率凍結指数を用いることが実際の凍結深さとの整合性が良いとの報告もある<sup>3)4)</sup>。

本研究では、近年の北海道における気象状況を把握するため最新のアメダスデータを用いて、一般的な10年確率凍結指数を算出した。なお、アメダスポイントは道内に161ポイントあり、1時間毎の気温データを入手可能である。現在、各地の凍結指数を知る上で最も一般的な資料は、アスファルト舗装要綱<sup>4)</sup>である。しかし、同書のデータは、1980～1989年のものであり、既に10数年が経過している。そこで、解析にはアスファルト舗装要綱で用いられたデータ以降の1990～2003年までのデータによって10年確率凍結指数を求め、アスファルト舗装要綱で記された年代の値と比較検討した。ここで、アスファルト舗装要綱に記載されている凍結指数を1980年代のデータとして $F_{80}$ と称し、最新の凍結指数を $F_{03}$ 、最近10年間で最も寒かった年度の凍結指数を $F_{max}$ とする。図-2は、 $F_{80}$ と $F_{03}$ の差をヒストグラムで表したものである。すなわち、この図でプラスの値を示すことは、近年のデータによる凍結指数が減少（温暖化）したことを表している。この結果から、近年の北海道は全体的に温暖な傾向にあることが分り、凍結指数で100℃・days前後の値で $F_{80}$ よりも小さくなる傾向にある。したがって、従来の凍結指数を用いて設計された構造物は、近年の値から考えると安全側にあることとなるが、最近10年間でみると2000年度が特に寒さが厳しく、多くの凍上被害が生じたことが報告されている<sup>6)7)</sup>。

そこで、図-3に最近10年間で最も寒かった年度の凍結指数 $F_{max}$ と $F_{03}$ の差をヒストグラムで表した。ちなみに、 $F_{max}$ の値はアメダスの観測ポイント、161ポイント中155ポイントで2000年度が選ばれた結果となった。 $F_{max}$ は-100℃・days前後の値で全道的に高くなっており、被害例などから考えると、この程度の変動においても構造物への凍上被害は甚大に生じることが伺える。また、図-3の内訳として表-1に $F_{max}$ との差が大きかった上位10地点を示す。地域の内訳としては、十勝地方が取上げられることが多く、凍結指数の変動は、地域特性なども複雑に関係した指標であることが分る。

#### 4. 歩道上積雪と凍結深さの関係

雪の断熱性は、非常に高いことが知られており、ある一定値以上の自然積雪があると、地盤凍結は生じないとされている<sup>8)9)</sup>。さらに、車道部に関しても除雪頻度の低い軽交通道路に対して堆積した圧雪を考慮した凍結深さの予測法なども提案されている<sup>10)</sup>。歩道に関しても同様に、路面上に堆積した圧雪により凍結深さが変化することが予想されるが、冬期間の歩道の積雪状態を調査した例はなく、圧雪の状態なども不明である。そこで、札幌市手稲区の歩道において、総延長200mの調査路線を設け（A、B路線各100m）、圧雪厚さおよび圧雪密度の測定を実施した（調査期間2003/12～2004/3）。なお、本調査路線は、札幌市の除雪対象歩道であり、連続降雪で10cmとなった場合に定期的に除雪が行われる。調査は、各100mの路線を10m間隔でセグメントに分け、圧雪厚さに関しては、目視で降雪や除雪などにより路面環境が変化した場合に各セグメントに対して測定を実施した。ただし、目視による変化がない場合は、定期観測として

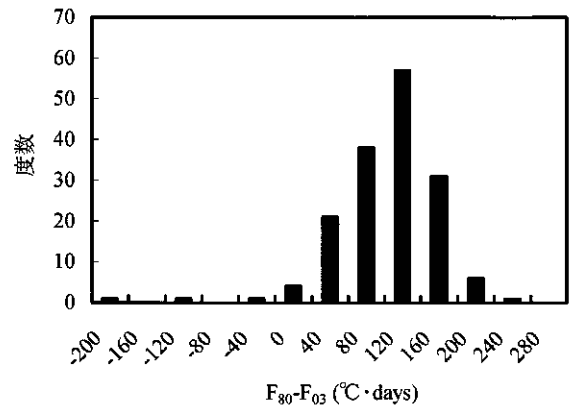


図-2 年代による凍結指数の差異

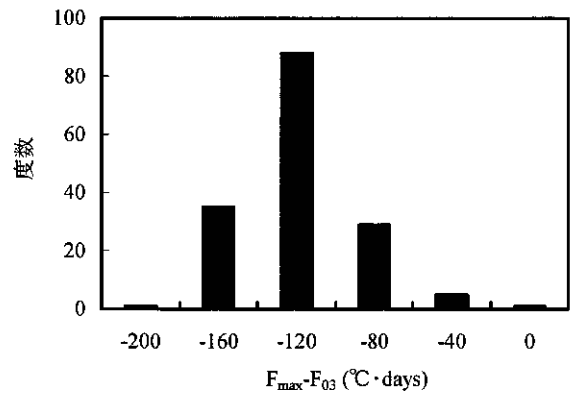


図-3 最大凍結指数と凍結指数の差異

表-1  $F_{max}$ との差が大きかった上位10地点

順位	地点名	$F_{max} - F_{03}$ (°C·days)
1	十勝管内 足寄	-171
2	十勝管内 大津	-151
3	十勝管内 本別	-148
4	網走管内 境野	-146
4	宗谷管内 浜頓別	-146
5	宗谷管内 宗谷岬	-144
5	宗谷管内 稚内	-144
5	網走管内 雄武	-144
6	十勝管内 糠内	-142
7	網走管内 北見	-140
8	十勝管内 芽室	-138
9	十勝管内 新得	-136
9	十勝管内 音更駒場	-136
10	十勝管内 陸別	-135
10	十勝管内 鹿追	-135
10	十勝管内 浦幌	-135
10	十勝管内 大樹	-135



前観測日から3日間隔の測定とした。圧雪密度は、圧雪厚さ測定との3回に1回の頻度で測定した。

図-4は、両路線の平均圧雪厚さ（各セグメントで観測された圧雪厚さの平均値）の推移である。また、同図には除雪が行われた時期も記している。圧雪厚さは両路線共に、時間の経過によって増加する傾向にある。A路線では平均11.4cm、B路線では平均15.9cmの圧雪が歩道上に堆積し、除雪による圧雪厚さの減少はみられなかった。このことから、現状の歩道除雪は新雪のみの除去にとどまり、車道部のように意識的に圧雪を除去するような除雪形態がとられていないのが現状である。

つぎに、表-2は路線ごとの圧雪密度であり、圧雪密度は平均でほぼ $0.5\text{g}/\text{cm}^3$ 程度の値であった。過去の報告では、車道部についての圧雪密度として $0.5\sim 0.55\text{g}/\text{cm}^3$ の値が示されており、この密度範囲については、熱定数も明らかにされている<sup>10)</sup>。本結果から、歩道部においても圧雪密度は車道部と同程度の値を示すことが分かった。

以上の結果を参考として、現状の歩道構造上に圧雪厚を変化させ、修正 Berggren<sup>11)</sup>の式によって凍結深さの推定を行った。なお、凍結深さの推定は、図-5に示す断面とし、圧雪密度は実測値から $0.5\text{g}/\text{cm}^3$ を採用した。各材料の熱定数は、表-3の通りである。図-6から、圧雪厚さが増加すると凍結深さが大幅に減少することが分る。また、図-4の結果から、歩道上の圧雪厚さは10cm~15cm程度であり、札幌の凍結指数( $500^\circ\text{C}\cdot\text{days}$ 程度)から推察すると、札幌周辺で感覚的にも歩道の破壊被害が見られないことは、歩道上にある圧雪の影響で凍結深さがほぼ舗装厚程度に収まるのが理由と考えられる。ただし、札幌を上回る極寒地や圧雪厚が薄い箇所では、凍上の被害が表面化することも予想される。

### 5. 凍上に起因する平坦性の季節変動

前節までは、間接的な因子から予測される歩道の凍上被害について述べてきた。ここでは、凍上が歩道に与える影響について、平坦性の季節変動を取上げ説明する。凍上は、凍結により地盤が隆起する現象であり、凍結期が終われば融解により地盤は沈下する。隆起と沈下が繰り返される過程で、クラックなどが生じるが、これ以外にも凍上は不同的に生じることが知られている。凍上による隆起が不同的に生じることが、土質や水分条件の不均一性などにより、地盤内のある箇所に偶然的にアイスレンズが形成されることによると思われるが、同量を予測することは現状では極めて難しい。しかし、歩道の性能として、平坦性の維持は重要であり、平坦性を悪化させる要因として、これら不同的な隆起と沈下の影響を明らかにすることは、今後の対策を考える上で必要な基礎資料となる。

歩道の平坦性とは、縦断方向の凹凸を指し、平坦性の評価には、プロファイラと呼ばれる測定装置により、詳細な路面凹凸の復元(路面プロファイル)が必要となる。本研究では、複数あるプロファイラのうち、精度が高いとされるDIPSTICKを測定に用いた<sup>12),13)</sup>。なお、この装置は25cmピッチで路面の凹凸を測定可能である。

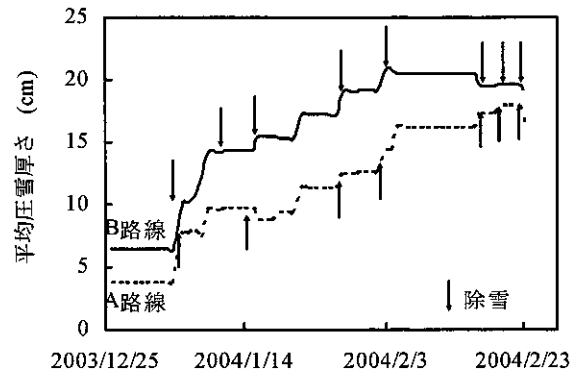


図-4 歩道上の圧雪厚さの経時変化

表-2 歩道上の圧雪密度の観測値

観測日	A路線	平均 圧雪密度	B路線	平均 圧雪密度
2004/1/9	0.45	0.44	0.52	0.53
	0.43		0.56	
	0.42		0.51	
	0.45		0.52	
2004/1/19	0.55	0.57	0.53	0.49
	0.57		0.46	
	0.57		0.47	
	0.6		0.5	
2004/1/31	0.55	0.53	0.53	0.51
	0.56		0.54	
	0.54		0.48	
	0.49		0.5	
総平均 $0.51(\text{g}/\text{cm}^3)$				

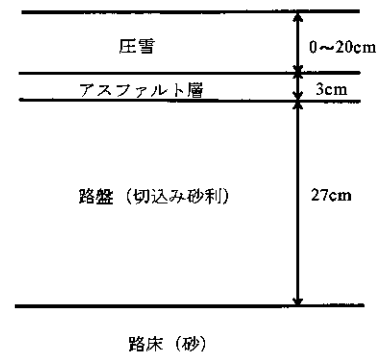


図-5 凍結深さの推定に用いた舗装断面

表-3 凍結深さの推定に用いた材料の熱定数<sup>10),11)</sup>

材料	熱伝導率 ( $\text{W}/\text{mK}$ )	熱容量 ( $\text{J}/\text{m}^3\text{K}$ )	凍結潜熱 ( $\text{J}/\text{m}^3$ )
圧雪 ( $0.5\text{g}/\text{cm}^3$ )	0.577	$1.725 \times 10^3$	$166.4 \times 10^6$
アスファルト	1.153	$1.875 \times 10^6$	0
切込み砂利	1.396	$1.863 \times 10^6$	$46.9 \times 10^6$
砂	1.356	$1.951 \times 10^6$	$82.9 \times 10^6$

調査地は、目視で凍上被害がみられる箇所について、少雪地域と多雪地域からの選定を意識して決定した。少雪地域としては、十勝管内音更町内の歩道を選定し、多雪地域としては、札幌市手稲区内の歩道とした。なお、両路線はいずれも除雪対象の歩道である。また、両地域を2000年度の凍結指数で示すと、音更町 1005 °C・days、札幌市手稲区 503 °C・days、と大きく寒さのレベルが異なる地域である。調査は、各路線10mの延長で夏期と冬期に平坦性の測定を実施した。ただし、冬期の観測は任意の時期に1回のみでの測定であるため、凍上のピーク値を捕らえたものではなく、被害実態の参考値である。

図-7、図-8は両路線の夏期および冬期の路面プロファイルである。なお、図では夏期の始点を基準位置とし、始点は夏期と冬期ともに水準測量により相対高さを決定している。両図にみられるように、冬期のプロファイルが上位に位置していることが凍上による隆起量である。図-7の音更では、観測時の最大凍上で65.5mmとなり、傾向としては路面全体が一律に上昇しているように見える。この路線の特徴としては、沿線に住宅などは無く、計測区間内で積雪条件などの路面状況などが変化する要素はない。対して図-8の札幌市手稲区の路線では、音更の路線と同様にプロファイル全体が上位にシフトする傾向であるが、延長距離ごと凍上量に若干の差が見受けられ、さらに凹凸の程度も大きくなっている。この路線は、住宅街に位置しており、冬期の目視観察では、沿線住民の除雪によって数m単位で積雪の状態が変化していることが確認されている。つぎに、季節による路面プロファイルの形状変化を明らかにするため、夏期と冬期のプロファイルを開始点で一致させ各測点での変動量を求めた(図-9)。凍上量は音更の路線が大きかったが、延長ごとの変動は札幌の路線が大きいことが分る。今回の観測では、積雪条件を詳細に把握していないため断定的なことは言えないが、市街地の歩道は積雪の条件なども人為的に変化することが多く、その影響によって凍上の発生も不均一になり、路面の平坦性に影響を与えているものと推察される。

歩道の平坦性に対する評価基準は現時点では存在していない。このため今回の結果から、定量的な評価として調査路線に優劣をつけることは難しい。ただし、路面の平坦性を歩道の性能値として評価する研究が近年進められており<sup>14)</sup>、今後は利用者側の視点から平坦性の維持を要求される可能性が高い。仮に平坦性の性能要求がされた場合には、凍上問題のように舗装構造に起因した現象は、その影響範囲を的確に把握し、性能に見合った対策を講じる必要が生じるものと考えられる。

## 6. 細粒分の路盤浸入が歩道の凍上性に及ぼす影響

現状の歩道構造では、凍上被害を回避することは難しく、前節で述べたように被害も表面化してきている。平坦性調査を実施した箇所を例に挙げると、音更地区では舗装表面にクラックなどが多数見受けられ、クラックから発達した表面剥離も顕著である(写真-1)。歩道で凍上被害が顕著に見られることの第一要因は、舗装厚の問題であるが、写真-1にみられ

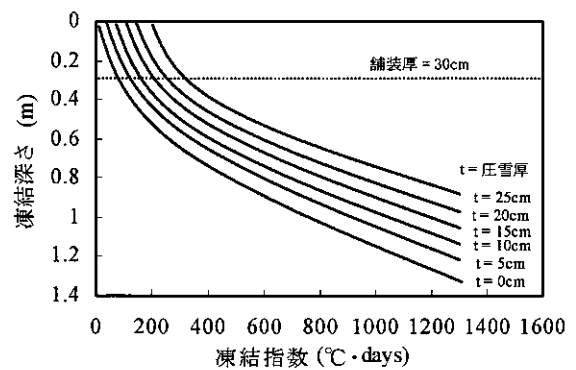


図-6 圧雪厚さの違いによる予想凍結深さ

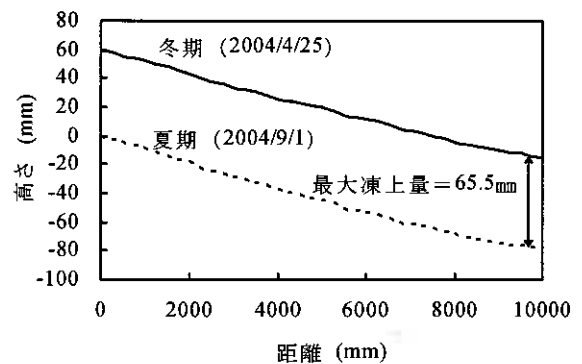


図-7 音更における平坦性の季節変動

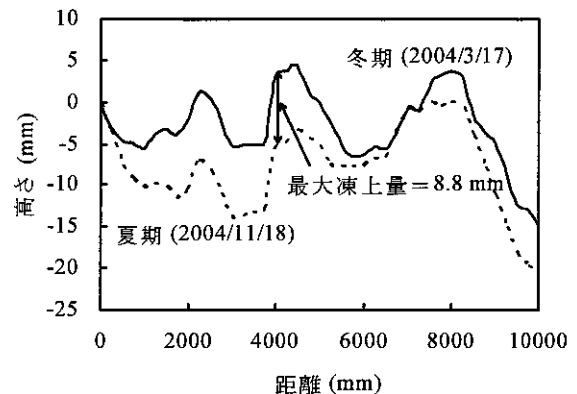


図-8 札幌における平坦性の季節変動

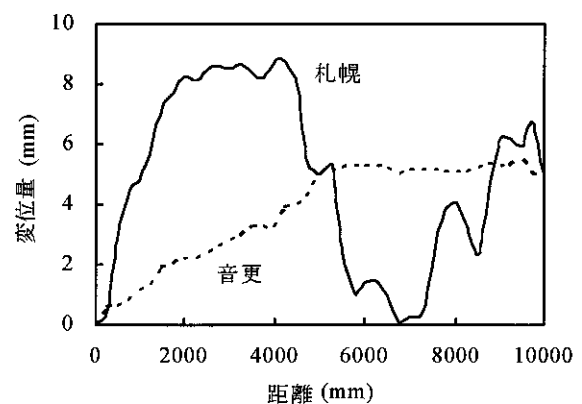


図-9 季節による歩道路面の形状変化

るように一旦凍上が生じてしまうと表面剥離など過度の損傷により、本来は非凍上性である路盤層に細粒分などが浸入する恐れもある。実際に平坦性調査を実施した音更地区では、クラックや表層が剥離した部分に、周辺から飛散したと思われる細粒土が厚く堆積しており、路盤内への細粒分の浸透が懸念される。そこで、路盤の間隙構造を再現し、細粒分の浸透過程およびそれらの影響範囲の特定を実験的に試みた。

図-10 は、音更地区の調査路線において実際のクラックで採取された堆積物である。堆積物は砂質土であり、細粒分含有率が20%程度のものである。このような細粒分を含んだ土がクラックに堆積していることから、細粒分の路盤浸透が予想され、路盤内での細粒分の蓄積のような二次的な要因によっても凍上量が増加すると想定した。実験は、図-10 に示すように、一般的に路盤材として用いられるクラッシュラン C-40 (JIS 規格の上下限粒度の平均値を試験粒度に採用) を舗装の再現材料として用い、さらに75 $\mu$ m以下の細粒分を水洗いによって除去したものを使用した。また、細粒分としては、同図に示す木節粘土を用いた。なお、本実験の目的は、現場条件の再現ではなく、路盤浸透の可能性を検証することである。このため、細粒分の選定や浸透方法については、可能な限り凍上に影響が現れる形態を意識した。

図-11 は、浸透および凍上試験を実施した実験土槽であり、舗装厚30cmを想定し、最適含水比および0.95 $\rho_{dmax}$ の密度でC-40によって路盤を構成した。また、初期条件として土槽中央部5cmには、C-40に対して乾燥重量比10%の細粒土(木節粘土)を事前に混合した。これは、凍上を意識的に生じさせることが目的であり、細粒分の浸透過程を明確にする理由もある。凍結面への水分供給は、底層5cmに7号砕石で通水層を設け、常時通水を行うことで対応した。変位計は、実験土槽の中央および、中央から左右対称に2.5cm, 18.4cm, 34cmに設置した。土槽の凍結は、土槽周囲を十分断熱し、一次元凍結を心掛け、-10 $^{\circ}$ Cの低温室で行った。なお、本実験の凍結速度は、概ね3mm/hrである(図-12)。細粒分の浸透は、木節粘土を濃度0%, 5%, 7%に変化させたスラリーにし、1500 $cm^3$ の量を土槽中央部からスタンドパイプにより浸透させた。また、凍上試験の終了は、凍上量の停止によって判断し、融解後は、土槽内の試料を10cm $\times$ 10cm $\times$ 10cmで36ブロックに分割し、細粒分含有率を測定した。

図-13 は、スラリー5%浸透後の細粒分の分布である。数値は細粒分含有率を示し、( )内はスラリー5%浸透分のみの細粒分含有率の高い順に順位を示している。中央部5cmには、初期条件として細粒分が事前に混入されているため、中心部の細粒分含有率が高いが、他のブロックをみると細粒分が広範囲に浸透していることが分る。

図-14 は、濃度を変化させたスラリーを浸透させ行った凍上試験の結果である。意識的に中央部に細粒分を混入しているため、いずれの条件でも中央部の凍上量が卓越しているが、0%では、明確な凍上は確認されず、初期条件である細粒分10%混入程度では、凍上は生じないものと考えられる。ただし、スラリーを浸透させると凍上が顕著に見られることから、ある一定量以上に間隙内の細粒分含有率が增加すると、凍上

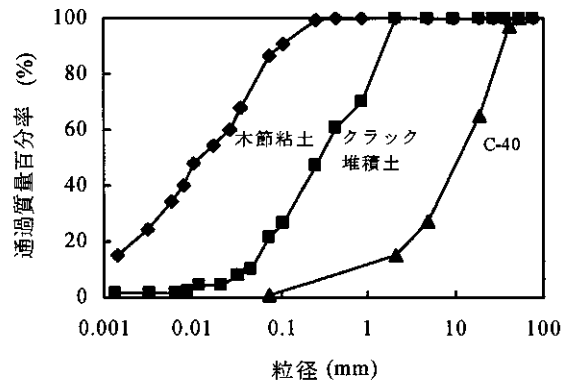


図-10 試験に用いた各材料の粒径加積曲線

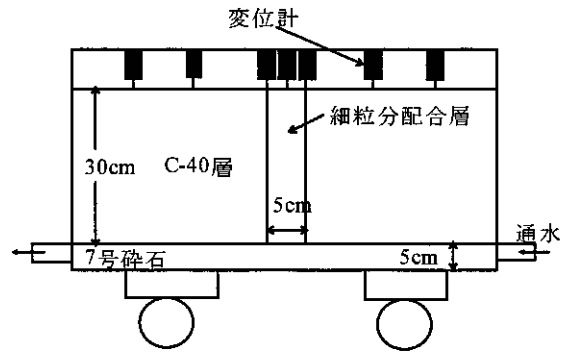


図-11 実験土槽

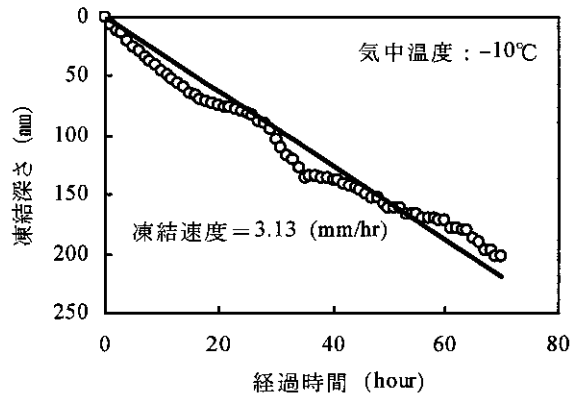


図-12 本試験の凍結速度

数値は細粒分含有率 (%) ( )は順位

細粒分配合層						10cm	10cm
	0.32 (14)	0.38 (11)	2.71 (18)	3.86 (1)	0.40 (9)	0.46 (6)	10cm
	0.43 (7)	0.32 (14)	3.07 (3)	3.04 (5)	0.35 (12)	0.39 (10)	
	0.55 (4)	0.4 (3)	3.52 (2)	2.80 (5)	0.35 (12)	0.26 (17)	

図-13 5%スラリー浸透後の細粒分の分布

が生じることが確認される。今回の実験では、5%が7%の凍上量を上回り、スラリーの濃度に応じた結果は得られなかったが、明らかに細粒分の浸透によって路盤部においても凍上が生じる可能性を示唆したものと考えられる。今後は、原位置での実態調査と並行して、凍上が生じる境界の細粒分含有率を見極め、細粒分の分布と凍上量の関係などを明らかにしたい。

## 7. まとめ

本報告では、現状の歩道構造に起因する凍上被害について、その発生要因を気象・積雪条件に分類し、各項目からの考察を行い、さらに歩道の凍上被害の実態を述べるとともに、舗装表面の破壊から二次的な凍上被害の可能性について検討した。結果は以下の通りである。

- 1) 最新のデータにより10年確率凍結指数を算出した結果、過去のデータと比較すると、近年の北海道は全域で温暖な傾向にある。また、2000年度にみられた記録的な寒波の凍結指数から考察すると、凍結指数の変動には地域性なども確認された。
- 2) 札幌において歩道の積雪状態を観測した結果、歩道上には常時10～15cm程度の圧雪が堆積していることが分かった。また、歩道上の圧雪密度は0.5g/cm<sup>3</sup>であり、過去に報告されている車道部の密度と同程度であった。
- 3) 実測された圧雪密度を参考に、歩道上の圧雪厚を変化させ凍結深さの推定を行った。観測された圧雪厚さと札幌の凍結指数から考えると、札幌における歩道の凍結深は、圧雪の影響でほぼ舗装厚程度に収まること分かった。
- 4) 凍結指数が大きく異なる地域で歩道の平坦性の季節変動を調査した。地域によらず、現状の舗装構造では凍上による隆起が確認され、凹凸の程度は歩道上の積雪状態などによって変化するものと考えられた。
- 5) 現状の被害でみられる表層剥離などから細粒分の路盤内への浸透とその影響を実験的に検証した。初期条件として10%の木節粘土を碎石に混入した場合には凍上は確認されず、その後スラリーにした粘土を浸透させた場合に凍上確認された。この結果は、細粒分の浸透によって路盤部においても凍上が生じる可能性を示唆したものであると考えられ、さらに凍上が生じる細粒分含有率には境界値があることが推察された。

## 参考文献

- 1) 亀山修一・川端伸一郎・豊田邦男・川村彰・笠原篤：寒冷地的高速道路における平坦性の季節変動に関する研究，土木学会論文集，No.742/VI-60，pp.51～pp.60，2003。
- 2) 久保裕一・岳本秀人・布施浩司：積雪寒冷地における歩道部の凍上対策について，第19回寒地技術シンポジウム寒地技術論文・報告集，Vol.19，pp.173～180，2003。
- 3) 上田真一・久保宏：最大凍結指数と凍結深さに関する研究，技術報告集第40号，地盤工学会北海道支部，pp.23～26，2000。
- 4) 上田真一・金岡優樹・小柳俊敏・久保宏：最大凍結指数と凍結深さに関する研究(2)，技術報告集第41号，地盤工学会北海道支部，pp.107～112，2001。
- 5) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱，1992。
- 6) 豊田邦男・山口清人・斎藤和夫・古川武志：ボックスカルバート周辺裏込土の凍上特性，技術報告集第42号，地盤工学会北海道支部，pp.293～298，2002。
- 7) 外塚信・豊田邦男・辻野英幸：断熱材を用いた路面凍上抑制効果に関する検討，技術報告集第43号，地盤工学会北海道支部，pp.329～332，2003。
- 8) 福田正巳：自然積雪下の土の凍結の深さの推定法について，北海道大学低温科学研究所業績，2446号，pp.55～74，1982。
- 9) 土谷富士夫：十勝地方における火山灰土壌の凍結，凍上が農地に及ぼす影響に関する研究，北海道大学学位論文，pp.100～114，1986。
- 10) Takeichi, K., Kubo, H., Kasahara, A.: A Pavement Design for Low-Volume Roads that Considers the Antifrost Effect of Thickly Packed Snow., 4th Inter. Conf. on Low-Volume Roads, TRR1106/Vol.1, pp.236-243, 1987.
- 11) 土質基礎工学ライブラリー-23：土の凍結—その理論と実際—，土質工学会，pp.185～190，1994。
- 12) 石田真二・亀山修一・福原敏彦・笠原篤：逐次2角法を用いた小型プロファイラによる歩道の平坦性測定，第7回舗装工学論文集，Vol.7，pp.15～22，2002。
- 13) Ishida, S., Fukuhara, T., Suzuki, K. and Kameyama, S.: Measurement of Sidewalk Profile Using Portable Profilers Developed in Japan, Vth International Symposium SURF 2004, pp.109-121, 2004.
- 14) 石田真二・亀山修一・川端伸一郎・姫野賢治・鹿島茂：歩道路面の凹凸が車椅子の走行負荷量に及ぼす影響，第9回舗装工学論文集，Vol.9，pp.9～16，2004。

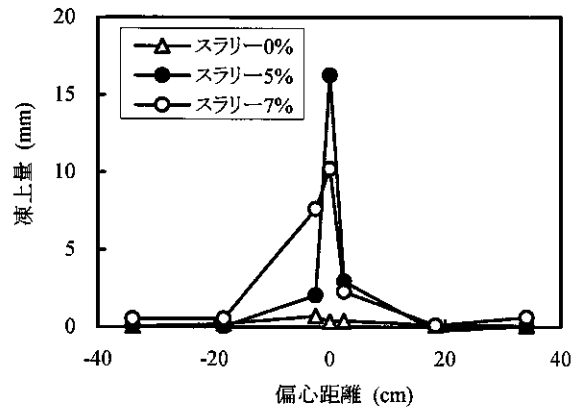


図-14 細粒分の浸透量を変化させた表面凍上量



#### 4. 試験の概要と目的

室内でのモデル盛土試験は、北見工業大学土木開発工学科土質研究室の大型冷凍庫内に、C-Box 内空断面 5m×5m、土被り厚 6.0m を想定した 1/20 スケールに相当する C-Box を付設したモデル盛土を作成した。図-3 に示すように、外側の境界部は断熱材 (XPS, t=100mm) で覆い、コンパネを型枠としてその内部

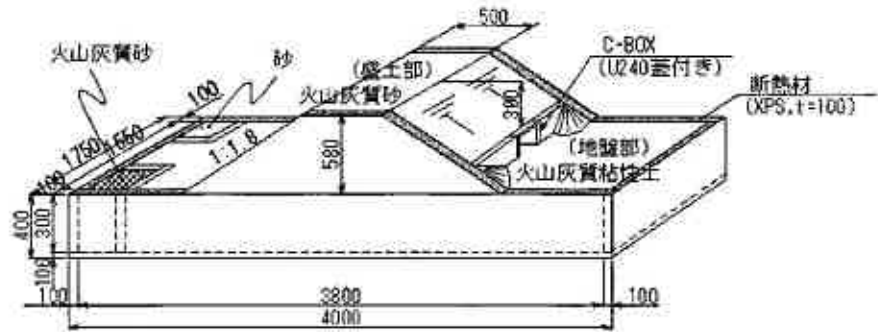


図-3 モデル盛土形状

については、表-1 の土質試験結果に示したとおりで、盛土部を礫混じり火山灰質砂 (SV-G) で、地盤部を砂質火山灰質粘性土 (VLS) とした。また、カルバート部にはリトラフ 240 型を用い、それ用の蓋をして C-Box とした。また、凍結の浸入状態を比較するため地盤部に砂と盛土材 (礫混じり火山灰質砂) も配置した。この砂についての土質試験結果も表-1 に示した。各材料の締固め度は盛土部 (SV-G) で  $D_c=87.7\%$ 、地盤部 (VLS) で  $D_c=86.6\%$ 、同じく地盤部 (SPG) で  $D_c=92.3\%$  である。

表-1 使用材料の室内土質試験結果

使用した箇所	工学的分類方法 (日本統一分類法)		土粒子の 密度 $\rho_s$ ( $g/cm^3$ )	含水比 $W_w$ (%)	粒 度 分 布				コンシステンシー			締固め		
	名称	分類 記号			砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	液性限界 WL (%)	塑性限界 WP (%)	塑性指数 IP (%)	試験 方法	最大 乾燥密度 $\rho_{dmax}$ ( $g/cm^3$ )	最適 含水比 $W_{opt}$ (%)	
盛土部 と 地盤部の一部	礫混じり 火山灰質砂	SV-G	2.444	24.82	9.1	69.4	17.6	3.9	NP	IP	NP	A-c	1.110	39.00
地盤部	砂質 火山灰質粘性土 (粘性性限界)	VLS	2.590	31.21	2.4	44.5	32.4	20.8	NP	NP	NP	A-c	1.350	31.00
地盤部の一部	分級された 礫質砂	SPG	2.749	4.9	26.7	72.9	0.4	-	NP	NP	NP	A-c	1.900	12.80

計測項目は、土中温度状況の把握を目的に、C-Box 部背面、C-Box 内気温、外気温 (冷凍庫内気温)、地盤部の 3 材料について、T 熱電対 (130ch) を配置し、データロガーで 1 時間に 1 回自動計測して温度データを収集した (同時に翼壁 [ウィング] 部背面の温度分布も計測したがここでは割愛する)。このとき、冷凍庫内は温度制御用の送風機だけによる自然対流状態と、扇風機により庫内および C-Box 内を常に循環させた強制対流状態にした。また、温度条件は、後でも述べるが、プラス 5℃で養生しモデル盛土全体が一定の温度状態になった時点で一気に -5℃まで温度を低下させたときの土中温度状態を計測した。

今回の試験ケースは、断熱材無しの 2 ケースと断熱材有りの 1 ケースの計 3 ケースである。

Case-1: 自然対流状態の場合・・・断熱材無し

Case-2: 強制対流状態で Case-1 と同条件の場合・・・断熱材無し

Case-3: Case-2 と同条件で断熱材 (t=5mm) を頂版と側壁の内側全面に設置した場合・・・断熱材有り

これら T 熱電対の配置については図-4~8 に『●』で示した。また、その設置状況および全体の状況について、写真-1~4 に示した。

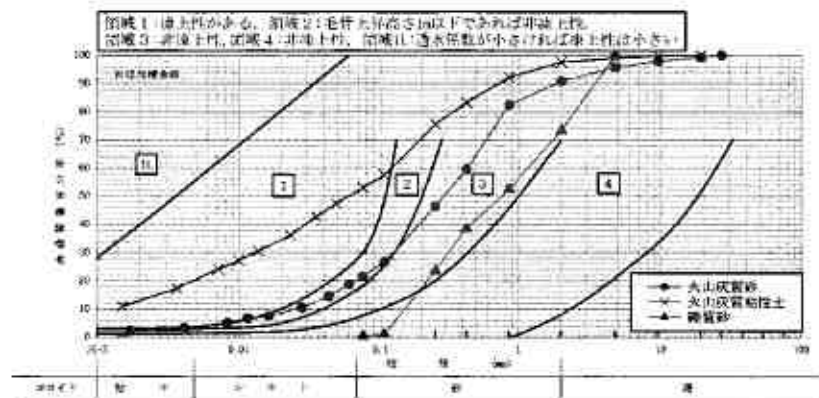


図-4 使用材料の粒度分布

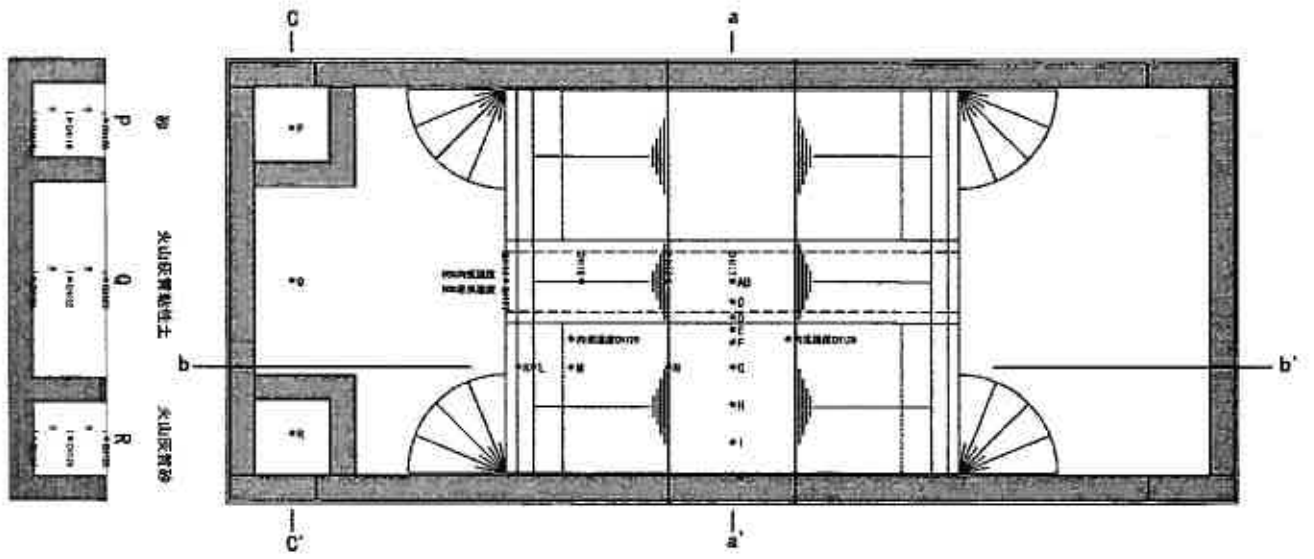


図-5 熱電対配置平面図

図-6 熱電対配置 c-c' 断面図



写真-1 C-Box 設置



写真-2 モデル盛土全景



写真-3 熱電対設置状況



写真-4 断熱材付設状況

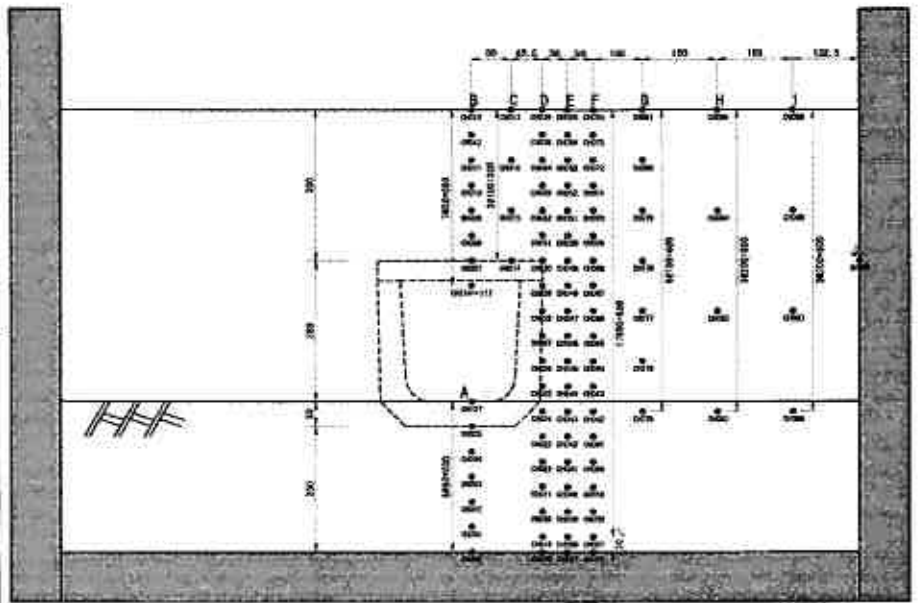


図-7 熱電対配置 a-a' 断面図 (断熱材無し)

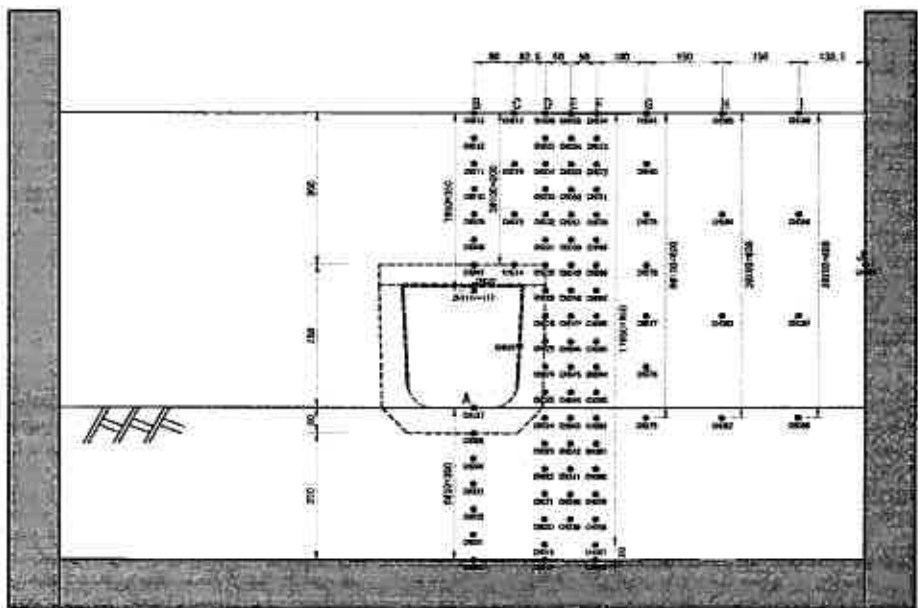


図-8 熱電対配置 a-a' 断面図 (断熱材有り)



## 5. 試験結果と考察

図-9 に土中温度計測結果の代表として、Case-3 の C-Box センター盛土部の熱電対群 (B グループ) の経過時間に対する土中温度の推移を示した。試験の温度条件については、前述したように冷凍庫内の温度を+5℃に設定して養生し、各温度センサーの温度降下が一定になったところで-5℃まで設定温度を低下させ、C-Box 周辺が十分凍結するまでの40日前後の試験時間とした。この温度低下からの経過時間については、今回は土中内の凍土浸入が盛土全体に浸入するまで確認したので長時間となっている。

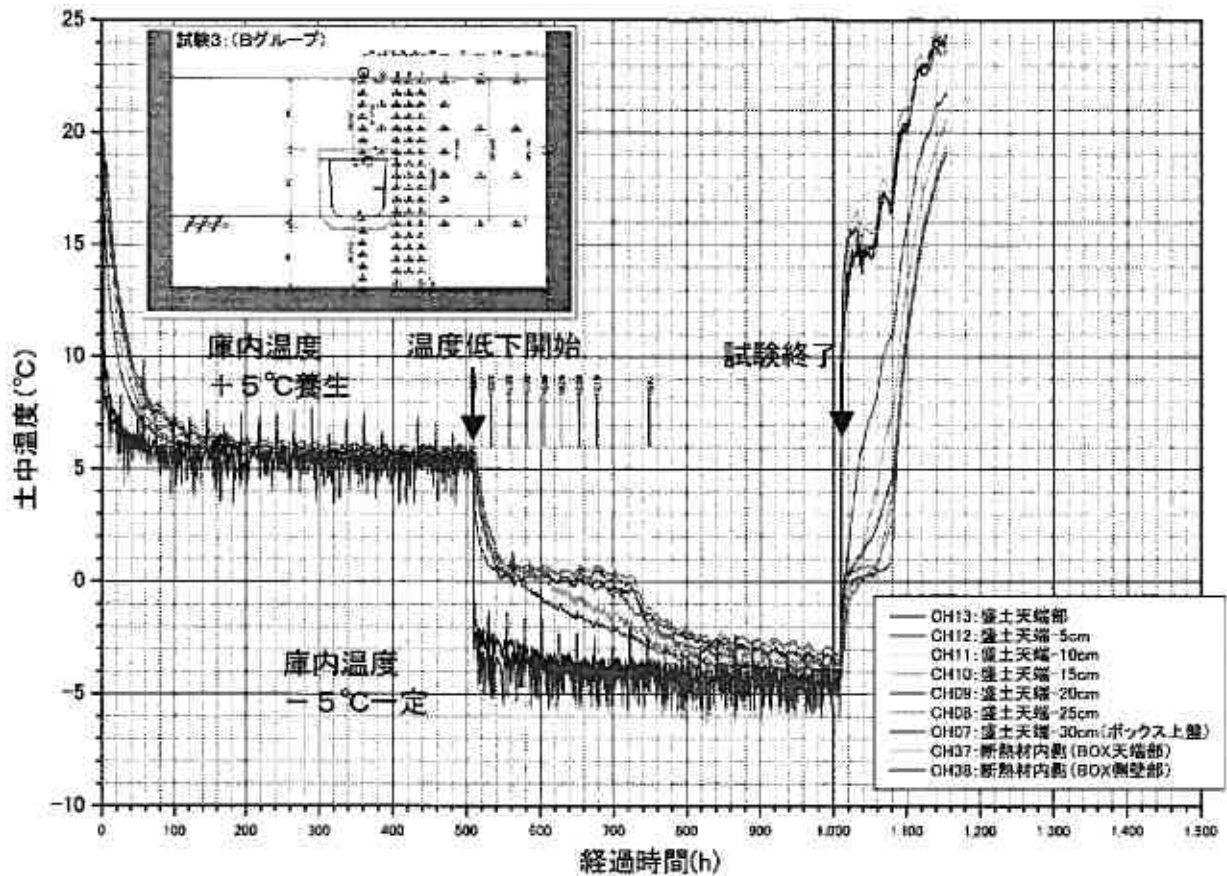


図-9 土中温度計測結果 (C-Box センター盛土部 : Case-3)

今回の Case-1~Case-3 の試験は、モデル盛土により実際の C-Box 周辺土中温度状態を再現できるか、また、断熱材の有無による土中温度分布の相違を再現できるかを確認するための試験である。まず、冷凍庫内の冷気の対流条件と断熱材の有無の比較として、図-10 に C-Box 頂版背面直近、図-11 に側壁背面直近の土中温度の推移を示した。これらの図の Case-2 において土中温度が跳ね上がっているデータについては計測時のノイズであるので無視されたい。さらに、図-11 において Case-2 の土中温度がマイナスになり始めた 72 時間経過時 (3 日目) と十分に凍結が浸入した 144 時間経過時 (6 日目) について、それぞれ各ケースの C-Box 背面土中温度分布図を図-12 に示した。

### (1) Case-1 の自然対流状態の場合

図-10, 11 および図-12 より、地表面部に凍結が浸入しているにもかかわらず、C-Box の頂版部および側壁部ともに背面土中に凍土を形成させていないことがわかる。これは、庫内の冷気が対流していないため熱交換により C-Box 内が冷やされ難くなるものと考えられ、C-Box 内部に設置した 4 点の熱電対の計測結果からも 300 時間経過時点で入口部は -3℃前後、中心部が 0℃程度となっており、C-Box 内部延長方向に温度勾配が確認できていることから判断できる。このことは、実際の C-Box の現場条件として、積雪により出入口が閉塞状態になっている場合や強制的にカーテン状のもので出入口を塞いだ場合、および C-Box の場合はあまり考えられないが、冬期間の風向きにより内部を風が通り抜けない状態となる場合に相当するものと考えられる。また、この内部延長方向の温度勾配については、長大トンネル延長方向の坑内温度分布計測結果<sup>6)</sup>にも同様の結果が得られている。



## (2) Case-2の強制対流状態の場合

Case-1と同条件での強制対流状態については、実際の現場に設置されているC-Boxの条件に近い条件(寒気がC-Box内を通り抜け、ほぼ外気温の影響が直接C-Box内部に伝達されている条件)と考えられる。C-Box内部に設置した4点の熱電対の計測結果からも延長方向に温度の相違は無く、庫内の温度の低下とともにC-Box背面土中に冷気が伝達され、図-10、11からわかるように、頂版部は20時間ほどで、側壁部では60時間ほどでC-Box背面土中に凍土を形成していることが確認できる。この頂版部と側壁部の凍結時間の差については、北海道開発局稚内開発事務所が計測した現場計測結果<sup>2)</sup>によると、頂版背面土中については、地表からとC-Box内部からの冷気の侵入が干渉し合うため側壁背面より早く凍結が浸行するものと考えられており、図-12をみるとそれを証明するように上下の温度が干渉している様子がうかがえ、現場の試験データと同様の傾向が得られている。このC-Boxの頂版部と側壁部の凍結浸入に時間的な相違があるということ、これを実際の現場での対策工法を考慮する場合に当てはめると、凍結指数の小→大に応じて、無対策→頂版部だけの対策→頂版部および側壁部両方の対策というように3段階に分類されることを意味する。

ここで初めて凍結指数という言葉を使ったが、このモデル試験は最終的には現場に適用できる結果を求めることにあり、この1/20スケールについて相似論から考えた場合の不具合をどう取り扱うかが大きな問題となった。それをここでは、C-Box内部からの凍結深さと地表面からの凍結深さを比として評価することで、1/20スケールを使用できるものとしている。今回の盛土材での凍結深さの比を図-12より求めると、Case-2の3日目と6日目のそれぞれ側壁背面上部と盛土天端部(地表面)との凍結深さの比は、2cm:15cm、7cm:22cmとなり、概ね1:3~1:7程度となっている。また、頂版上部と盛土天端部(地表面)の凍結深さの比については、C-Boxが地表面からの影響をあまり受けていない3日目をういた場合、6~11cm:15cmとなっており、概ね1:1.5~1:2.5程度となっているようであるが、この部分についてはC-Box上部の土被り厚さによって大きく影響されるものと推察できる。

## (3) Case-3の断熱材を内側に設置した強制対流状態の場合

Case-2と同条件で断熱材(t=5mm)を内側(頂版部と側壁部全面)に設置したときの結果については、庫内の温度が低下してもC-Box背面土中に伝達される冷気を遮断しており、図-10、11からわかるように、頂版部110時間程で、側壁部では240時間程でC-Box背面土中に凍土が形成されていることが確認できる。これはCase-2での無対策に比べ頂版部で90時間、側壁部で180時間も凍結の浸行を抑制している結果が得られており、これについても北海道開発局稚内開発事務所が計測した現場計測結果<sup>5)、6)</sup>と同様の傾向が得られている。また、図-12をみると盛土天端(地表面)からの凍結が浸入してもC-Boxの頂版部と側壁部の背面土中には凍結が浸入していないことが確認できる。この頂版部と側壁部の凍結浸行の時間に差があるということは、断熱材をC-Boxの凍上対策として用いる場合において、頂版部の厚さより側壁部の厚さを薄くすることができることを意味しているものである。

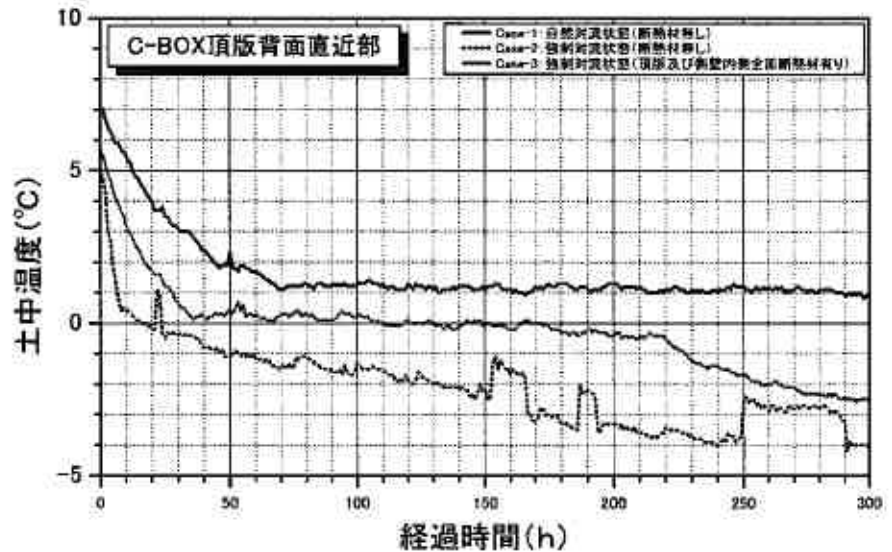


図-10 各ケースでのC-Box 頂版背面直近の土中温度の推移

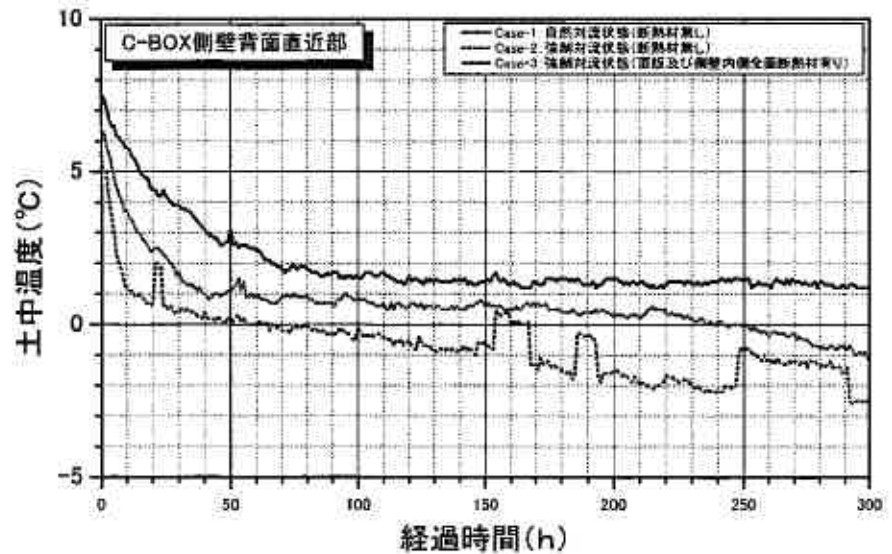


図-11 各ケースでのC-Box 側壁背面直近の土中温度の推移

72 時間 (3 日目)

144 時間 (6 日目)

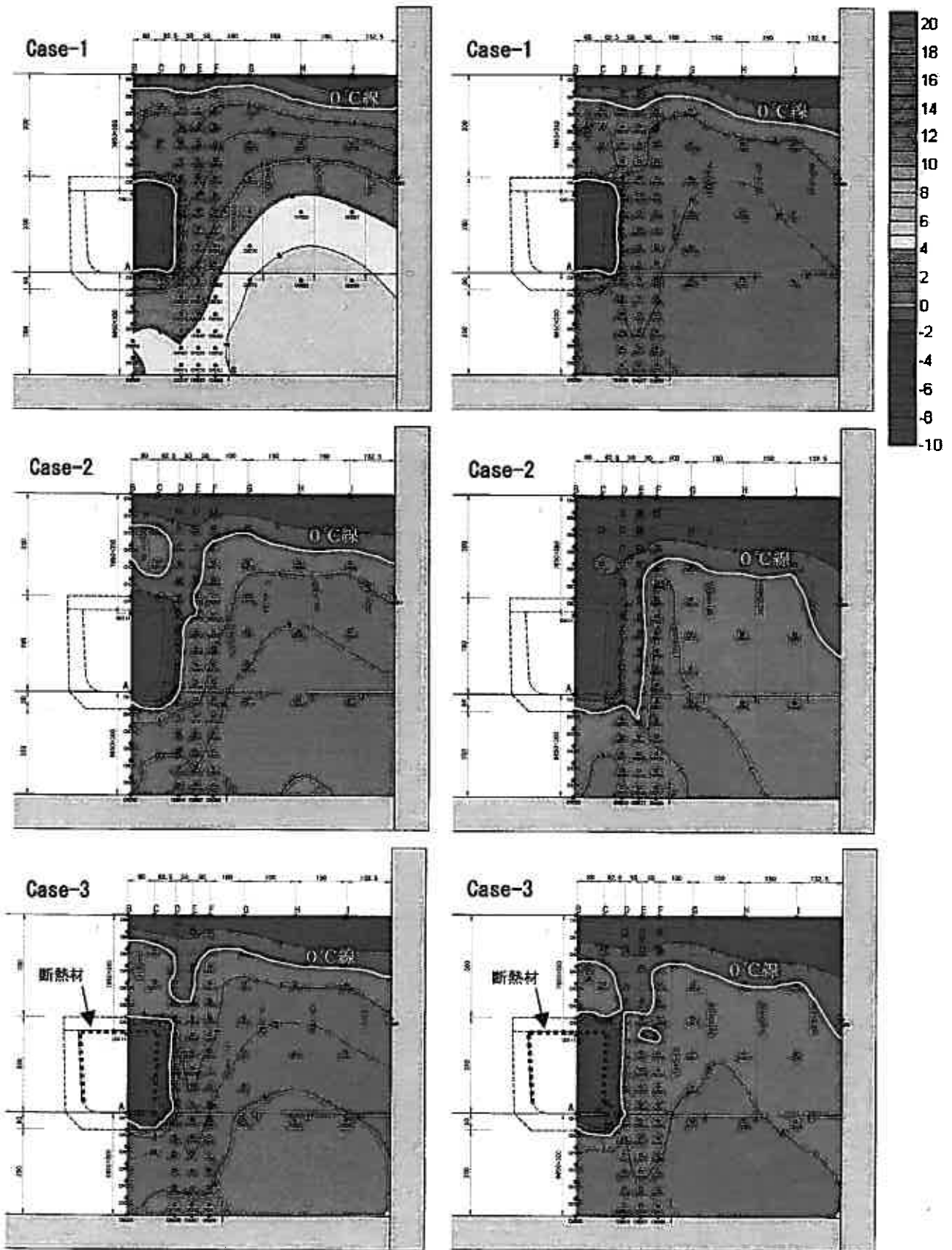


図-12 各ケースの C-Box 背面土中温度分布図

## 6. 二次元 FEM 解析による熱解析の概略検討結果と今後の解析計画

この冷凍庫内でのモデル盛土のうち Case-2（強制対流状態，断熱材無し）について、二次元 FEM 解析プログラム『TEMP/W』（GEO-SLOPE International Ltd.）を用いて熱解析を試みた。このプログラムの特徴としては、氷から水および水から氷という相変化による潜熱の解析が定式化されていることにある。解析は、始めに境界部の節点に初期温度を設定し定常解析を実施する。その結果を用いて、温度が作用する境界部の節点に温度条件を設定して、非定常解析を実施するものである。

ここで今回は冒頭でも述べたように、FEM 解析の第 1 段階で地表面および C-Box からの熱の伝達がどのような形状になるのかを確認する程度としているので、今後整理が必要となる材料の諸定数（熱伝導率・熱容量・含水率等）については、一般値<sup>9)</sup>を使用し、凍結時と未凍結時で変化する熱伝率および含水率について、ここでは未凍結時のものを用い一定値にしている。以下に解析で用いられている熱流束方程式を示す。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial T}{\partial y} \right) + Q = \left( c + Lw \frac{\partial w_u}{\partial T} \right) \frac{\partial T}{\partial t}$$

Where:

T = temperature,  
 kx = thermal conductivity in x-direction,  
 ky = thermal conductivity in y-direction,  
 Q = applied boundary flux,  
 c = volumetric heat capacity (material property)  
 L = latent heat of water,  
 w = volumetric water content of the soil,  
 Wu = unfrozen water content ( $0 \leq w_u \leq 1$ ), and  
 t = time.

図-13 に解析モデルとメッシュ分割図を示す。地盤分割条件としては、モデル盛土試験と同様に、C-Box から下の地盤部 (No. 1) とその上の盛土部 (No. 2) に分け、C-Box に見立てた U トラフ部 (No. 3, No. 4) の 3 ブロックとした。また、温度条件としては、初期土中温度を 5℃ と一定にした状態において定常解析を行い、それに地表面と C-Box 内部の温度を -5℃ の一定温度における 6 ステップ (1~6 時間まで) で非定常解析を行った。境界条件については、地盤上下面および C-Box 内面を温度境界条件とし、地盤内を熱流束境界条件、また、両サイドについては無限外縁となっている。

解析結果については、図-14 に -5℃ に設定してから 6 時間後までの 1 時間毎の凍結線の推移を、図-15 には設定後 1 時間と 6 時間経過時の土中温度分布と熱流束ベクトル (→) を示した。

図-14 より凍結線は、C-Box 底部においては 2 時間経過後から時間が推移しても、地盤底部からの熱の供給源に近いので、底面から 10cm 程で停滞し、ほとんど凍結線が浸入しない状態になる。これに対し、C-Box 側壁背面部については深く凍結が浸入し、地表面から 50cm 程で停滞した状態になっていることがわかる。これについて、図-12 の実測と比較すると、C-Box 底面で凍結の浸入がほぼ停滞した状態となっており、凍結線の深度は異なるがその形状は同傾向となっているようである。また、図-15 に示す温度分布状態も 1 時間経過時には C-Box 頂版上部に低温域が形成されていること、C-Box 内部からの温度の影響が周辺土中に影響を与えていることより、これも図-12 の実測の温度分布状態と同傾向であるといえる。

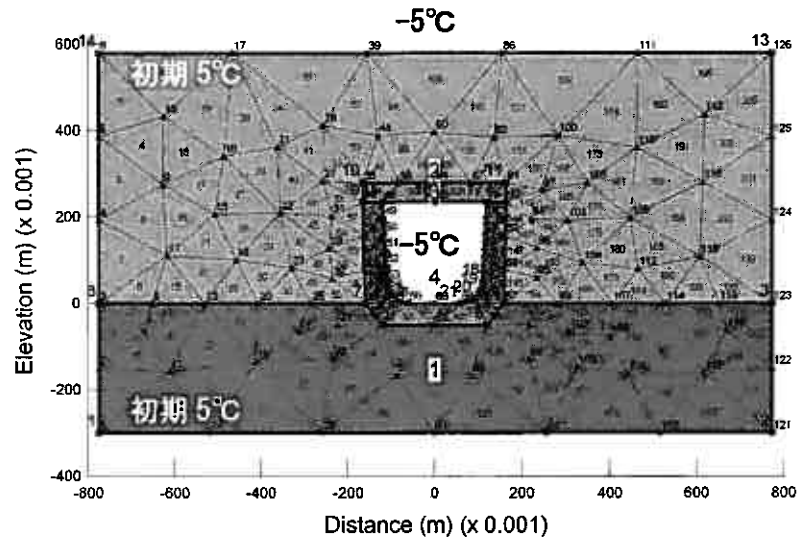


図-13 FEM 解析モデルとメッシュ分割図

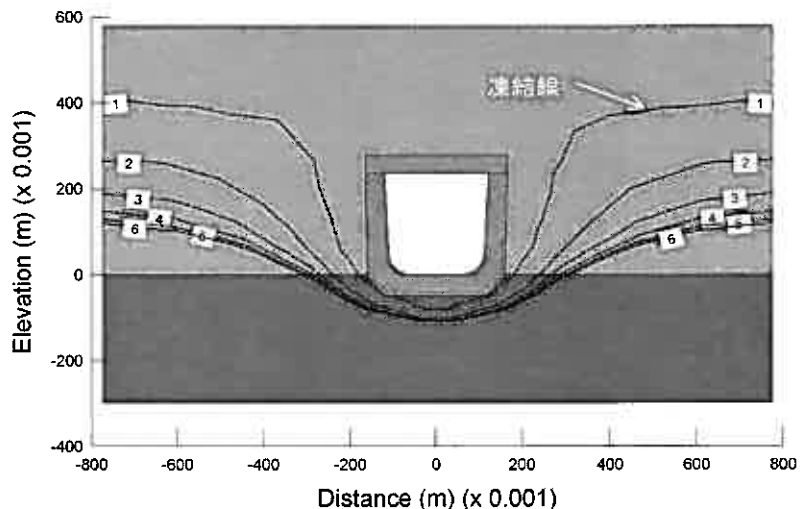


図-14 FEM 解析による凍結線の推移 (経過 1 時間毎: 最大 6 時間)

これらより、このFEMによる二次元熱解析は、実際の温度分布状態を再現することができそうであり、今後、材料物性値や初期温度の設定等を精査した解析を実施し、C-Boxに断熱材を設置した場合のモデル盛土試験結果も含めた温度分布の再現を確立していこうと考えている。さらに、その結果を実際の現場での試験結果にも反映させて、実際の温度条件における温度分布を再現し、任意の盛土材料・土被り厚・断熱材および置換材の厚さ・C-Box形状等に対する温度分布を再現し、種々の対策工についてこのシミュレーションによる解析をしていこうと考えている。

また、これらに際し、実際の現場での凍結の指標となっている凍結指数と対策工（置換工法と断熱工法）の関係を理論最大凍結深さの推定に用いている粗粒材の物性値を用いて整理していこうと考えている。

## 7. あとがき

現在、北見工業大学におけるモデル盛土試験は、内側に設置した側壁部の断熱材を頂版から上半分までとした場合のC-Box背面土中温度がどのような分布になるかを確認中である。

最後に、モデル盛土作成および計器設置に際しご協力頂いた、北見工業大学平田広明技官、同土木開発工学科社会基盤講座土質研究室の皆さん、(有)西川土質井上栄氏、(株)ジオテック松浦綾乃さんに感謝の意を表す。

## 参考文献

- 1) 凍上技術テキスト：日本道路公団北海道支社札幌技術事務所、平成15年3月
- 2) ボックスカルパートの道路凍上現象：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報告会報告集第35号 p90～97
- 3) 垂直擁壁の崩壊（長野県岡谷市の市道）支えの鋼材が破断しパネルが落下：日経コンストラクション2000, 12, 22, p48
- 4) 土質基礎工学ライブラリー23 土の凍結—その理論と実際— [第一回改訂版]：土質工学会 p176 図-4.1 に加筆
- 5) ボックスカルパートの道路凍上現象(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報告会報告集第37号 p155～162
- 6) ボックスカルパートの道路凍上現象(3)：小林 修司，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報告会報告集第40号 p27～36
- 7) 4)と同様， p190
- 8) 長大トンネルにおける坑内温度分布の計測結果について：北海道土木技術会 トンネル研究委員会 凍結防止工分科会（一般国道236号野塚トンネル）
- 9) 4)と同様， p188，表-4.2より

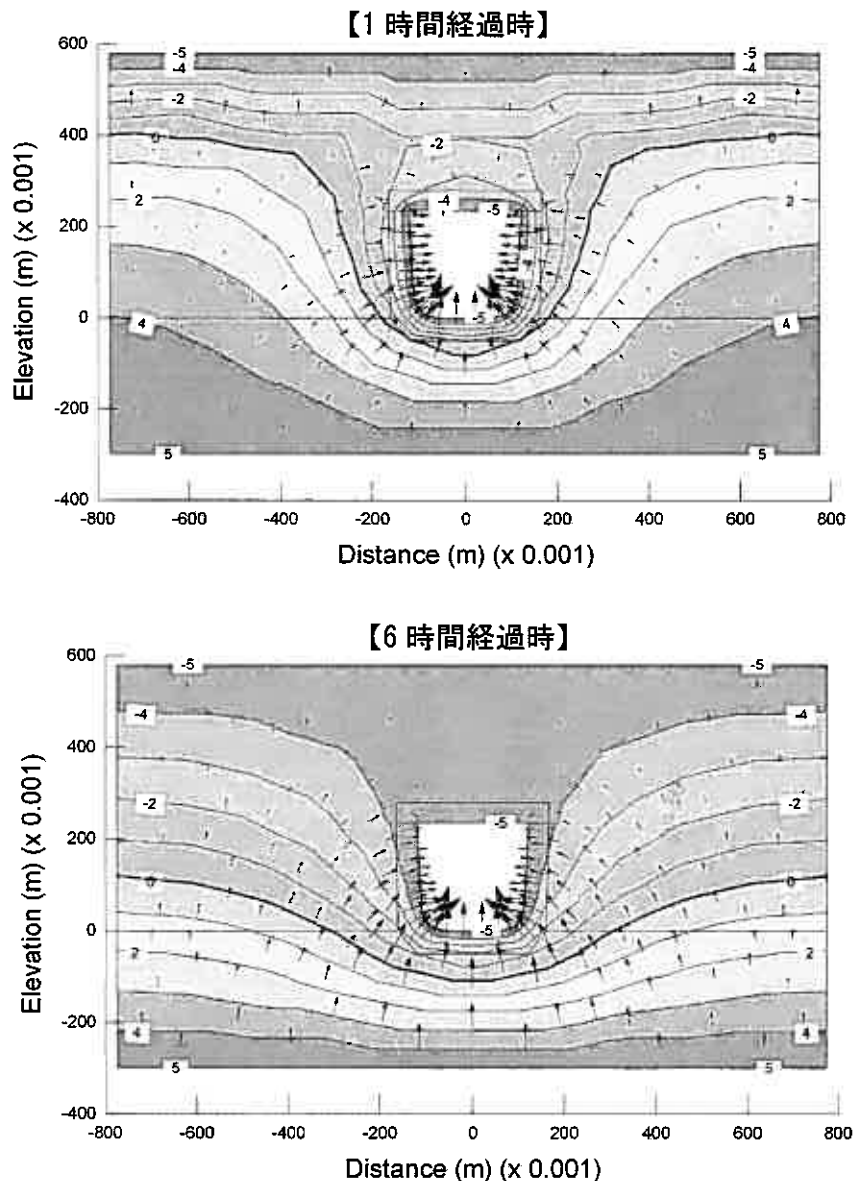


図-15 FEM解析による土中温度分布と熱流束ベクトル

## 粒状廃棄物を用いた L 型擁壁の凍上対策 (2)

北見工科大学院 ○学生員 芮 大虎  
北見工大 正会員 鈴木輝之  
" " 山下 聡  
" " 平田広昭

### 1. はじめに

産業活動の活発化により廃棄物の排出量が増大しているが、廃棄物処理施設の確保や処分場の埋め立て量に限界があることから、廃棄物リサイクルの技術開発が図られている。一方、良質な地盤材料の枯渇化の問題も相まって種々の廃棄物を地盤材料として有効利用する方法が開発され、それらの適用方法が提案されている<sup>1)</sup>。

寒冷地における土木構造物の設計において凍上抑制は重要な課題の一つであり、その対策としては古くから置換工法が広く採用されている。筆者らは 1999 年から 2002 年までの 3 シーズンにわたる L 型擁壁の屋外実験を通して、置換(裏込め)工法の有効性を検証し、置換範囲の決定方法を提案した<sup>2), 3)</sup>。しかし、置換材料としては大量の粗粒材を必要とし、将来的にみると良質な凍上抑制材料としての粒状材料の枯渇化も予想される。もし、粒状化された廃棄物を良質な凍上抑制置換材としての取り扱いが可能であれば、廃棄物対策の問題にも貢献できると考えられる。

本研究は粒状廃棄物が L 型擁壁の凍上抑制置換材として代替可能であることを屋外実験で検証し、廃棄物の新たな利用方法の開発を目的とした。廃棄発泡スチロールを熱融解した後に固化造粒した EPS 減容品と、廃ガラス瓶などを砕いたガラスカレットを土のう袋に詰めて裏込め置換材とした L 型擁壁について、2 年間にわたる屋外凍上実験を行った。地盤の凍結期における背面盛り土の凍結面、土中温度の分布、壁体の変形などの動態観測を行い、粒状廃棄物の凍上抑制置換材としての有効性を実証した。昨年の実験<sup>4)</sup>では、袋詰め粒状廃棄物で裏込めすることによる凍上防止の効果は明らかに認められたが、設置方法によっては壁体の変形することも示された。本報告では、昨年実験で壁の変移をもたらしたメカニズムを明らかにし、変形原因を取り除くように設置した擁壁では凍上変形が全く生じないことを示した。

### 2. 屋外凍上実験

筆者らの研究室では中詰め材料を砂利とした土のうの屋外実験から土のうの凍上抑制メカニズムを把握した<sup>5)</sup>。ここでは、砂利入り土のうはそれ自体が凍上しないことに加えて、水分の毛管上昇を遮断するのでそれより上の土層での凍上を防ぐことを示した。また、袋詰めにするものは砂利に限定されず、非凍上性粒状材料であれば凍上対策のための裏込め材としての効果が見込まれる。粒状廃棄物を中詰め材料として作製された土のうは透水性が良く、回収も容易な環境にやさしい建設資材でもある。さらに袋詰めにするすることで、強度が向上して構造物への土圧を軽減する効果も見込まれる<sup>6)</sup>。

今回の置換材料の選定としては粒状廃棄物の凍上しにくい特性と断熱性に着目して EPS 減容品、ガラスカレットを選



写真-1 EPS 減容品



写真-2 ガラスカレット

*Effective Utilization of Granular Waste for Countermeasure to Frost Heave of L-type Retaining Walls*

*Dahu RUI, Teruyuki SUZUKI, Satoshi YAMASHITA, Hiroaki HIRATA*

*Department Civil Engineering Kitami Institute of Technology*



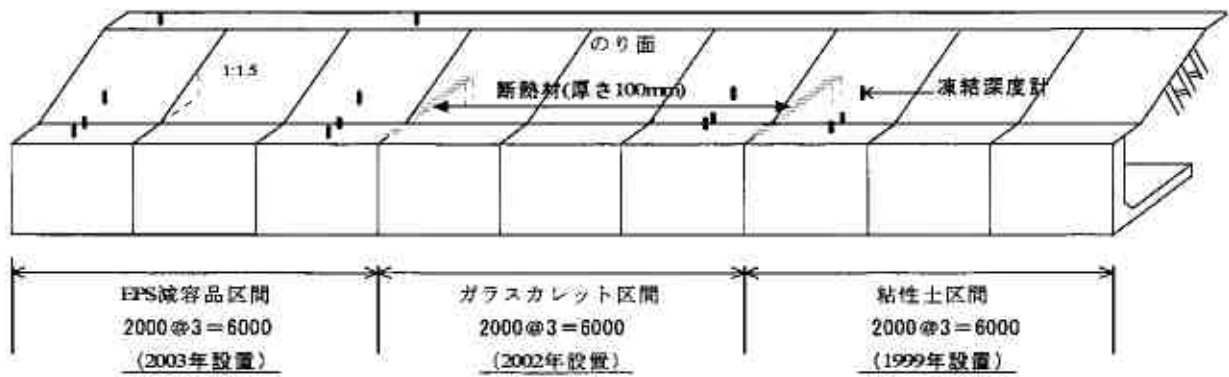


図-1 試験壁の全体概要

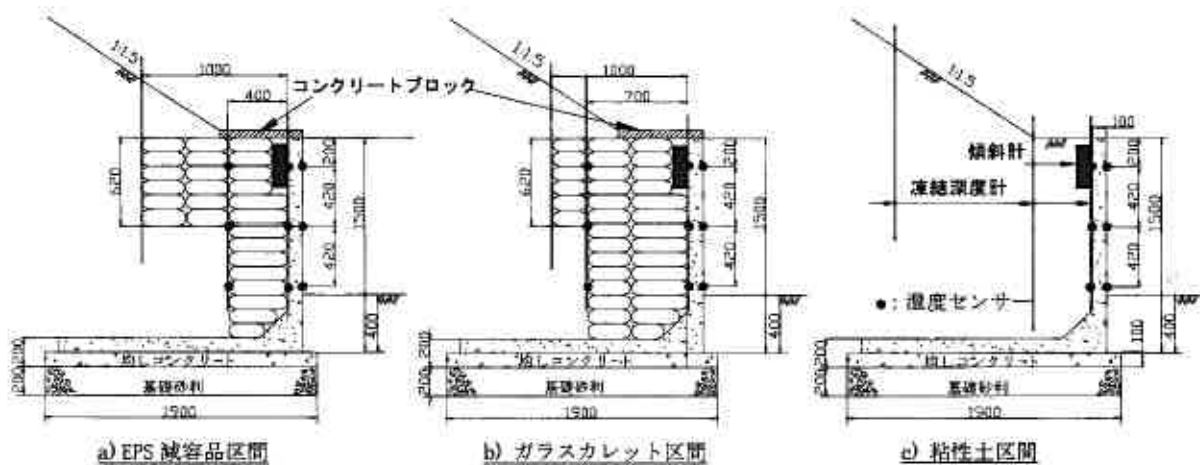


図-2 試験壁の断面



a) コンクリートブロックの設置



b) 土のうの積み上げ

写真-3 試験壁の施工場面

定した。EPS 減容品 (写真-1) は使用済み発泡スチロール製品を加熱溶解し、容積を減らして粒状化したもので、軽量、高断熱性、低吸水性などの特性を持っている。ガラスカレット (写真-2) は廃ガラス瓶などを破砕した粒状材料である。室内凍上試験から、裏込め材料として選んだEPS 減容品とガラスカレットは凍上性がほとんど認められない非凍上性材料と判定され、粘性土は明らかに凍上性材料と判定された<sup>4)</sup>。

設置した試験壁の全体図を図-1に、試験壁断面の構成を図-2に示す。試験壁は幅2.0m、高さ1.5m、底版長1.7mのプレキャストコンクリートL型擁壁を合計9基設置した。EPS減容品とガラスカレットは土のう袋に詰め、所定の寸法で擁壁背面に設置し、それ以外は凍上性土で埋め戻している。各区間中央の壁体の縦壁裏側に傾斜計を設置して縦壁部の傾きを測定した。また、縦壁表面、縦壁裏側及び置換材料と裏込め土の境界に温度センサーを設置して地中温度を測定した(図-2)。傾斜計と温度のデータは二時間間隔で自動的に記録した。これらの自動計測の他に、背面盛土中の凍結深さはメチレンブルー凍結深度計(図-2)によって毎日一回測定し、壁の持ち上がり量と縦壁部の前方への水平の張り出し量は毎週一回の測定によって測定した。以上の試験壁の動態観測と並行して、実験シーズンの凍結条件を調べるために、平坦な実験フィールドにおいて気温、凍結深度、凍上量、凍上力の測定を行った。この凍上実験フィールドは大学構内で、試験壁から100m程離れた場所に凍上性火山灰質土によって造成された均一な平坦地盤である<sup>7)</sup>。

前報における実験との違いは、図-2に示すように裏込め材料の上部の緑化用土の代わりにコンクリートブロックを設置した点にある。芝生用土のかわりに縦壁の天端にコンクリートブロックを設置することによって、法面部の凍上によって発生する水平凍上力が縦壁に伝わらなくなる。写真-3に縦壁の天端に設置したコンクリートブロックと土のうを積み上げている様子を示す。

### 3. 実験結果

#### (1) 実験シーズンの地盤の凍結状況

2003年11月から2004年3月までに平坦地で計測された気温、凍上量、凍結深さ、及び凍上力の推移をそれぞれ図-3に示す。実験シーズンの凍結指数は $677^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ で、例年と比べると暖かいシーズンと言える。地盤の凍結・凍上は11月下旬から一時的に認められ、12月から連続的な凍結侵入と凍上発生が始まっている。実験シーズンの凍結深さは3月中旬に最大になって、最大凍結深さは69cmに達し、地表面凍上量は最大7.2cmであった。凍上力は地表面に置かれた直径10cmの円盤の動きを拘束した時にその円盤に加わる力である。円盤に加わる凍上力は冬季シーズンを通して小刻みに変動して12月上旬から上昇が始まり、そのあと3月下旬に低下をたどりながらゼロになる。この凍上力の変動は気温の変動に対応したものであり、継続的な寒波と密接な関係がある<sup>7)</sup>。

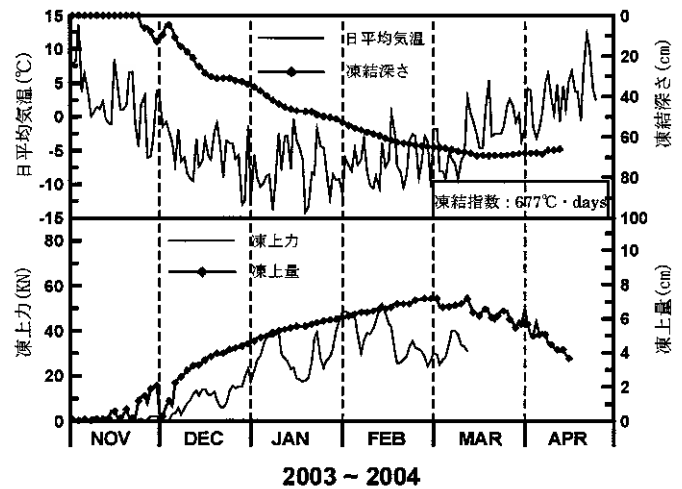


図-3 実験シーズンの凍結状況

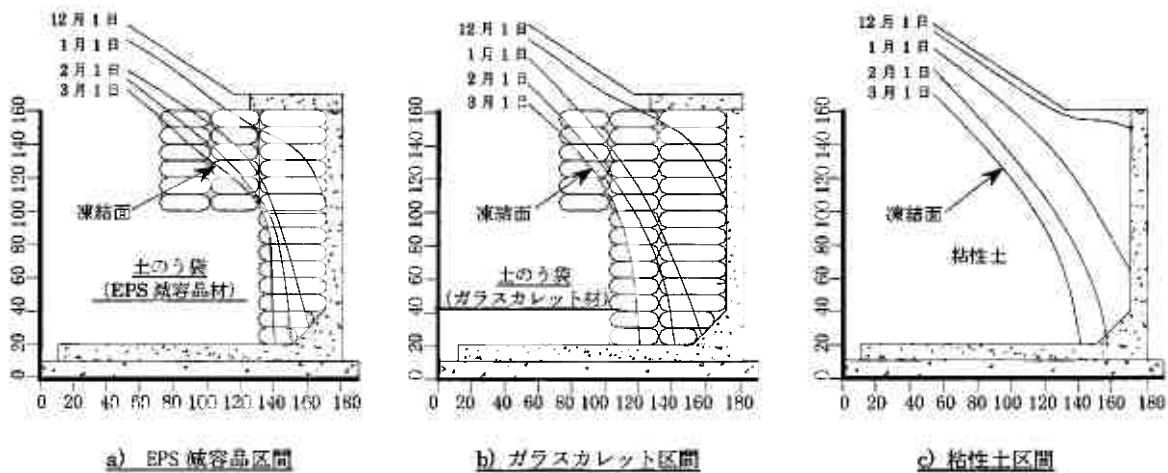


図-4 背面土の凍結面の推移

(2) 裏込め土中の凍結面の推移

構造物の凍上対策において背面土の凍結面形状を正確に把握することは重要である<sup>8)</sup>。図-4は背面に設置したメチレンブル凍結深度計の実測値と土中温度から推定した背面土中の凍結面形状を示す。これらの図から凍結面形状は地表面(熱流出面)の形状に支配され、壁体の上部と下部では熱流出面の条件が異なるため、縦壁背後の凍結面は壁前面と平行にならないことがわかる。そして、置換材料の断熱効果によって、縦壁部に凍結土圧を及ぼすような凍結膨張力を発生し得る凍結面はほぼ置換材料の内部に留まっており、これら凍結面の進行は予期したとおりの状況であった。

(3) 試験壁の挙動

図-5に凍上対策をしていない粘性土区間における縦壁と底版の傾斜角の経時変化を示す。設置してから5シーズン目となる粘性土区間の縦壁の傾斜はどのシーズンでも凍結が始まるとほぼ同時に傾斜の増加が始まる。縦壁の傾斜角の最大値は1シーズン目3.7°、2シーズン目5.4°、3シーズン目6.3°となった。4シーズン目は傾斜計の定格容量をオーバーしたのため、測量結果から得られた曲線を破線で示している。さらに、5シーズン目は7.8°に達した。縦壁の傾斜は地盤の融解とともに一部は戻るが、凍土がなくなっても残留し、この残留量はシーズンを追うごとに累積していることが確認された。

一方、底版の傾斜は僅かであるが、その5シーズンにわたる変化の推移を図-5b)に示す。ここで、底版の傾斜角がプラスになるのは底版前方が相対的に低くなるような傾きを示し、マイナスは底版前方が持ち上がる傾きを示す。2シーズン目までは裏込め土の水平凍上力の影響で凍結期の底版の傾斜は縦壁の傾斜のピーク時にプラスになるが、融解期ではマイナスになる。ここで底版の傾斜がプラスになるのは縦壁に加わる水平凍上力によって擁壁が回転することを示し、マイナスになるのは縦壁の変形が戻るにつれて基礎地盤前部での凍上発生の影響が現れたと思われる。3シーズン目からは底版の傾斜はマイナスなり、年々累積されていることが分かる。これは縦壁下部のクラックが広がり、縦壁に加わる水平凍上力が底版部へ伝わらなくなり、基礎地盤前部で発生する凍上力が底版のマイナス傾斜を累積させたと考えられる。

図-6は2002年11月から2004年4月までの二シーズンを通してのガラスカレット区間とEPS減容品区間における縦壁の傾斜角の経時変化を示す。図からわかるように2003年度の壁は置換工法を施したにもかかわらず粘性土区間とほぼ同じ時期に縦壁の傾斜が増加している。EPS減容品区間とガラスカレット区間の傾斜は3月に最大となり、傾斜角は各々1.4°、1.1°で、天端部の張り出し量は3cm、2.1cmに達した。これらの実験結果から、粘性土区間と比べて置換工法の効果は明らかに認められたが、凍結土圧による無視できない変位も確認された。

小段部にコンクリートブロックを設置した2004年度の壁の変形を見ると、粘性土区間では前年度と同様に地盤の凍結が始まると傾斜が増加し、3月上旬に最大になるが、置換工法を行った両区間では凍結期のどの時点でも傾斜がほぼ

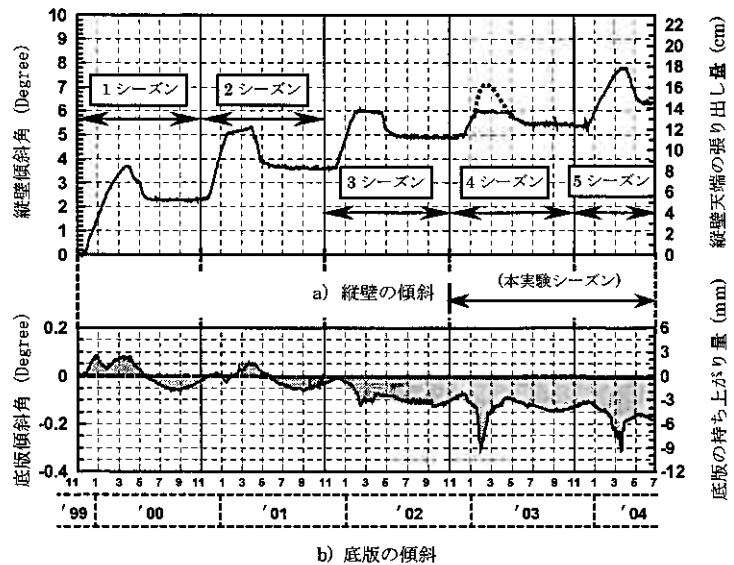


図-5 凍結期における壁体の挙動(粘性土区間)

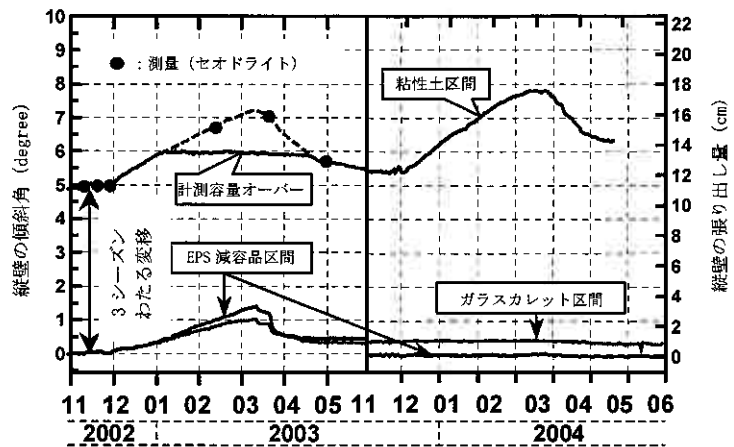


図-6 2シーズンにわたる試験壁の変移





写真-5 凍上による擁壁の典型的な破壊

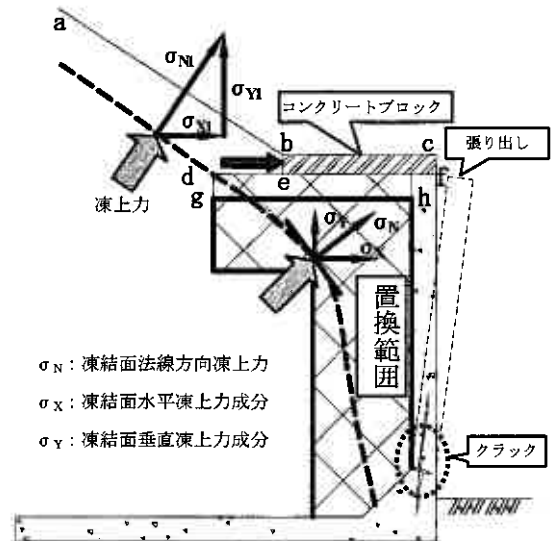


図-7 本試験壁の凍上対策のメカニズム

ゼロに抑えられている。ここで、EPS 区間では 2003 年度の実験が終了後に壁を新しく取り替えたので、スタートでの変移はゼロになっている。

図-7 に試験壁における凍上対策のメカニズムを示す。2003 年度の実験では置換工法を行った両区間では凍結面が置換材料の中に抑えられたが、のり面の凍上力の水平成分が置換材料上部の凍結した緑化用土(d-f-g-h)を介して壁に伝わったために変形を起こしたと判断した<sup>4)</sup>。今シーズンの気温は例年より暖かかったが、2003 年度の壁の張り出しのメカニズムを十分に説明することができる。2003 年度の壁の傾斜の経時変化を詳細に見ると、傾斜は凍結侵入の始まりと同時に現れ、地盤の融解とともに急速に戻る事がわかる。しかし、小段部にコンクリートブロック(b-c-e-f)を設置した 2003 年度の実験ではどの時期でも傾斜が起こっていなかったことが分かる。2002 年度の試験壁の張り出しの原因は法面の凍上力の水平成分が早期に凍結を起こした小段部の表土を介して縦壁上部に伝達されたと考えられる。もちろん、背後にのり面を持たない擁壁ではこのような問題が発生しないと考えられるが、のり面に隣接する構造物の場合、のり面側で発生する水平凍上力成分の影響を十分考慮する必要がある。

構造設計上では、壁体の強度は土圧力には十分に耐えるようになっているが、凍上が発生した擁壁では往々にして予想できない破壊が起こっている。地盤の水平凍上力の大小は背面土の凍上性、含水比、地下水位などの複雑な因子に支配されるのでその大きさを予測するのは非常に難しいが、壁体の強度を上回することは確かである。擁壁の凍上被害は主に背面土の水平凍上力によって壁体の回転、縦壁下部での断裂などが発生する。写真-5 は水平凍上力によってコンクリート L 型擁壁に発生する破壊の典型的なものである。設置当初は壁体の強度で壁全体が回転しようと傾向が現れる。しかし、縦壁の傾斜が大きくなると背面土の水平凍上力によって壁下端部の内側にクラックが発生する。このクラックは縦壁の残留変形とともに広がり、最後には縦壁が倒壊することもある。対策の基本は、発生した凍上力を壁の強さで押さえるのではなく、裏込め対策などによって凍上が発生しないようにすることである。

#### 4. まとめ

L 型擁壁の置換材料としての粒状廃棄物の有効性を検討するために、2 シーズンにわたる L 型擁壁の屋外凍上試験を行った。その結果、粒状廃棄物の凍上防止効果が明らかになり、凍上抑制置換材料として活用が十分可能であることが分かった。本研究で得られた知見をまとめると以下になる。

1. 裏込め土中で凍上の発生を許すと壁体の残留変形は年々累積され、破損にいたる。
2. 粒状廃棄物である EPS 減容品とガラスカレットを土のう袋に詰めて裏込めする置換工法は凍上対策としての効果が認められた。
3. 背後にのり面を有する擁壁では、裏込め構造物の裏込めの設置方法に工夫を要するようである。
4. 背面土の凍上による L 型擁壁の破壊は縦壁の下端部でのクラック発生が特徴となる。

#### 参考文献

1. 地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ（7），廃棄物と建設発生土の地盤工学的有効利用，PP. 11-132，1999
2. 宇野裕教，鈴木輝之，澤田正剛，安達謙二：寒冷地における多数アンカー式補強土壁の凍上対策，土木学会論文集，No. 701/Ⅲ-58，pp. 243-252，2002
3. 芮大虎，鈴木輝之，山下聡，澤田正剛：プレキャストコンクリートL型擁壁の凍上対策，土木学会論文集，No. 771/Ⅲ-58，pp. 215-224，2004
4. 芮大虎，鈴木輝之，山下聡，平田広昭：粒状廃棄物を用いたL型擁壁の凍上対策，第44回地盤工学会北海道支部技術報告集，pp. 79-84，2004
5. 鈴木輝之，山下聡，松岡元，山口啓三郎：袋詰めした砂利の凍上抑制効果，第35回地盤工学研究発表会，pp. 609-670，2000
6. 松岡元：地盤工学の新しいアプローチ構成式・試験法・補強法一，京都大学学術出版会，pp. 215-309，2003
7. 櫻田尚志，鈴木輝之，山下聡，平田広昭：同一地盤における長期凍結凍上観測，第38回地盤工学研究発表会，pp. 335-336，2003
8. 土質工学会：土質基礎工学ライブラリー（23）土の凍結-その理論と実際-（第一回改定版），1994

## L型擁壁の凍上変形に及ぼす設置方向の影響

北見工業大学 ○高澤祐介・鈴木輝之・山下聡  
 北海道開発土木研究所 西本聡・泉澤大樹

### 1. はじめに

北海道のような寒冷地では冬期間の気温の低下に伴って地盤が凍上し、土構造物の変形、破壊、強度の低下などの被害がしばしば見受けられる。凍上の発生を支配する要素は、温度、水分、土質の3つに集約されるが、具体的な影響因子となると極めて複雑多岐に渡る<sup>1)</sup>。したがって自然地盤の凍上は一様に生じることはほとんどなく、このことが構造物の被害をさらに多様にしている。

本研究は法面における凍上発生の影響因子の1つと考えられる設置方位について、屋外実験によって検討を加えるものである。実験は苫小牧市柏原地区に東西南北の各方位に合わせた法面を持つ実験用盛土を設置して行った。観測は2001年11月から開始している。このうち2002年度までの冬季2シーズンは法面の方位による凍結・凍上発生の違いを調べ、2003年度は各法面下に設置したコンクリート製L型擁壁の変形の違いについて調べた。本報告では2003年度に観測された各法面下に設置したL型擁壁の凍上変形を中心に、設置方位の影響について述べる。

### 2. 実験施設

本実験は苫小牧市街から東に約1.5km離れた、国道235号線沿いにある北海道開発土木研究所の苫小牧施工試験フィールドで行った。2001~2002年度の実験施設の全景を写真-1に、2003年度以後における施設全景を写真-2にそれぞれ示す。また、2003年度の実験施設の概要を図-1に示す。フィールド内に高さ4m、法尻17m四方、法肩5m四方、法面勾配1:1.5の実験用盛土を設置した。実験用盛土は法面を東西南北の四方位に合わせ各法面下部にL型擁壁を3基ずつ計12基設置したもので、苫小牧道路の掘削残土である粘性土質礫質砂を盛土材として用いている。盛土材の物理的性質を表-1に示す。



写真-1 2001~2002年度の実験用盛土全景



写真-2 2003年度からの実験用盛土全景

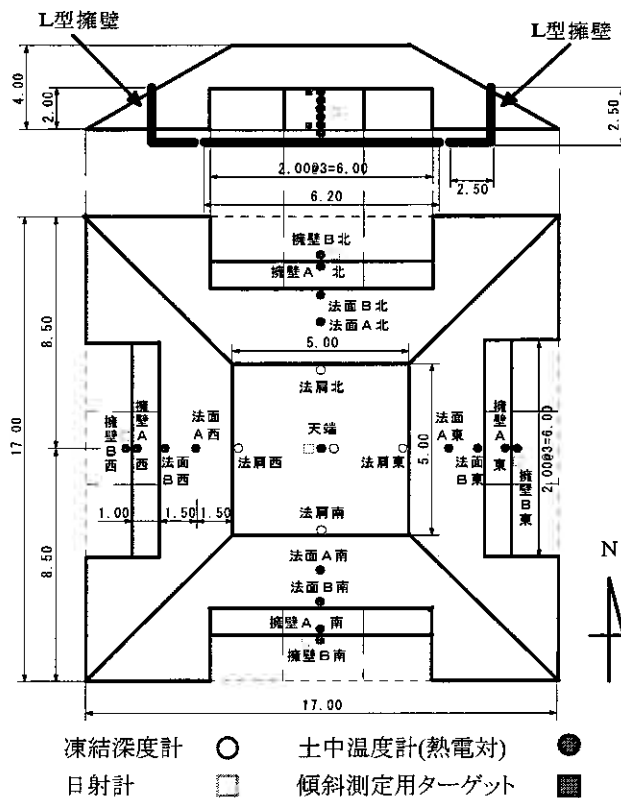


図-1 実験用盛土の立面図と平面図

Effects of installed aspect of L-type retaining wall on frost heave deformation.

Yusuke TAKAZAWA, Teruyuki SUZUKI, Satoshi YAMASHITA (Kitami Institute of Technology)

Satoshi NISHIMOTO, Taiki IZUMISAWA (Civil Engineering Research Institute of Hokkaido)

表-1 盛土土材の性質

苫小牧道路土		
密度試験	土粒子の密度( $\rho_s / \text{cm}^3$ )	2.645
締め固め試験	最適含水比(%)	24.5
	最大乾燥密度( $\rho_{d, \text{max}} / \text{cm}^3$ )	1.45
粒度試験	粗礫分(%)	0
	中礫分(%)	9.7
	細礫分(%)	5.3
	粗砂分(%)	14.8
	中砂分(%)	26.1
	細砂分(%)	11.7
	シルト分(%)	19.5
凍上試験	粘土分(%)	12.9
	平均凍上量(mm)	10.43
	凍上率(%)	34.91
	凍上様式	細微霜降り状凍結

盛土の各法面には土中温度センサー(熱電対)と日射計、各擁壁の上部と下部には傾斜測定用ターゲットをそれぞれ設置した。土中温度と日射量は1時間ごとに自動計測し、擁壁変位量、各法面の積雪深を約1週間おきに測定した。

また、盛土の北東側には気象観測塔が設置されており、盛土周辺の風向・風速、気温、降水量、平地の積雪深及び日射量が1時間ごとに自動計測されている。これらの自動計測されたデータは、北見工大の凍土・土質研究室のパソコンでも収集できるようになっている。

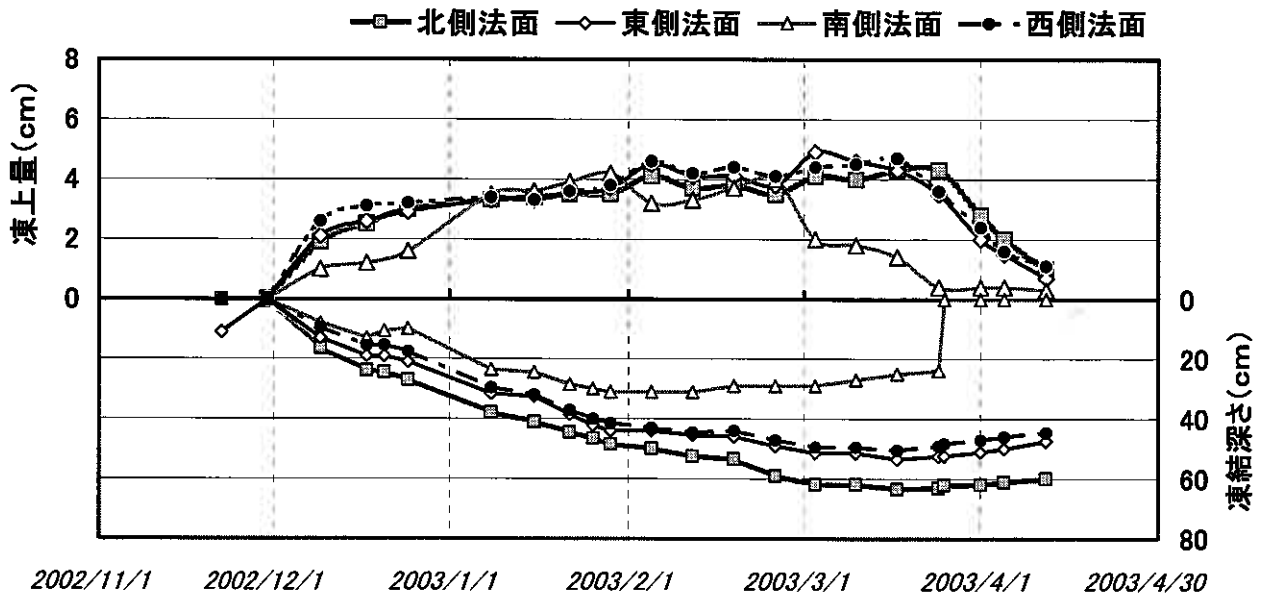


図-2 各法面における凍上量と凍結深さの推移  
(2002年11月～2003年4月)

### 3. 観測結果及び考察

#### 3-1 法面方位による凍結・凍上特性の違い (2002年度)

図-2に2002年度の各法面における凍結深さと凍上量の推移を示す。最大凍結深さは北面で最大の62cmとなり、南面で最小の30cmであった。凍結深さの推移に着目すると、南面は凍結の進行が緩やかであるのに対し、北面は南面の約2倍の速さで凍結が進行していることが図-2より読み取れる。東面と西面における凍結・凍上の発生状況はほぼ一致した。

各方位における凍上量を比較すると、南面以外では凍上発生状況がほぼ一致している。一方南面では、他の面よりも遅れて凍上が進行し、融解による沈下は他の面よりも早く進んでいる。しかし1月上旬から2月下旬の厳寒期においては、各面とも凍上量はほぼ一致している。このように、凍上発生については南面での違いは認められたが、北、東、西面での違いは明確には認められなかった。以上のように、法面における凍結・凍上の現れ方は、設置方位によって影響されることが分かった。今、このような法面の下に高さ2.5mのL型擁壁を設置したときに、その凍上変位に及ぼす設置方向の影響について、2003年度のデータに基づいて検討を進める。

#### 3-2 日射量

2003年度には図-1に示す盛土天端A地点と各擁壁B地点に日射計を合計5個設置し、1時間おきに日射量を自動計測した。各擁壁における方位別の積算日射量を図-3に示す。図-3より、各方位と日射量の関係は[南側]>[西側≒東側]>[北側]の傾向が認められる。西側と東側の日射量には大きな差は認められなかった。日射量が最大となった南側と最小となった北側を比較するとその差は3.9倍にもなり、方位による日射量の差がはっきりと表れる結果となった。

### 3-3 各法面における表面温度

2003年度の実験地点における凍結指数は314.7℃・daysであった。同実験地点における過去の凍結指数と比較すると、2001年度が449.4℃・days、2002年度が629.4℃・daysであり、相対的に2003年度は暖冬であったことが分かる。各法面の表面であるA地点(図-1)における温度から算定された凍結指数は、[北側]>[西側≒東側]>[南側]となった(図-4)。この結果を日射量と比較すると、その大小関係が逆の傾向を示していることが分かる。すなわち方位による日射量の違いは各方位の地表面温度に大きく影響し、土中温度さらには凍結深さに及ぼす影響も大きくなる。

### 3-4 法肩における凍結深さ

盛土天端のA地点と各方位の法肩B地点にメチレンブルー凍結深度計をそれぞれ設置し、週に1回凍結深さを測定した。各方位における凍結深さは、[北側]>[東側≒西側]>[南側]という結果となった。ここでの方位ごとの凍結深さの測定は、天端面と法面の境界となる法肩で行っている。この法肩における鉛直方向の凍結深さは法面からの凍結の影響も受けることになる。図-5から各方位による日射量の違いは、法面の凍結深さに顕著に影響していることが分かる。以上のように、図-3に示す方位別の日射量の差は、地表面温度、さらには最大凍結深さの差として現れるが、その違いは2倍程度にまでなることが分かる。

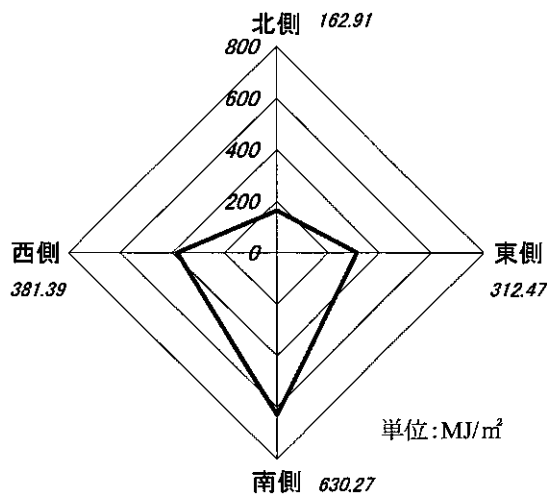


図-3 方位別積算日射量  
(2003年11月～2004年3月)

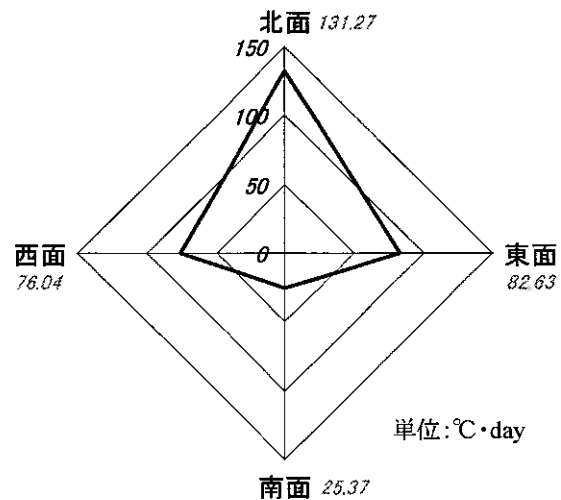


図-4 各法面0cm地点における凍結指数  
(2003年11月～2004年3月)

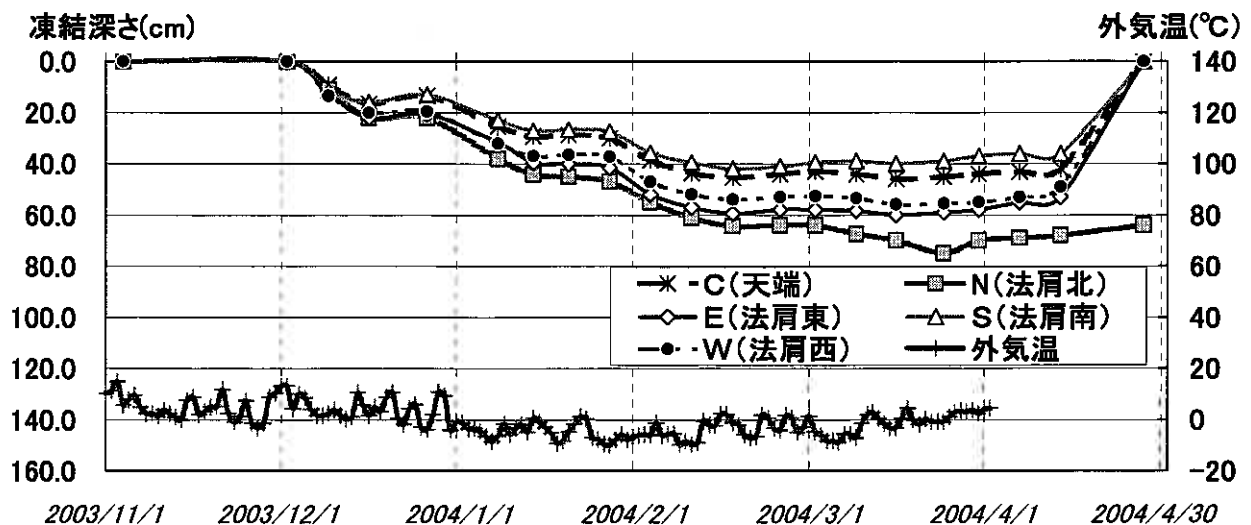


図-5 天端面各方位における凍結深さと外気温の推移

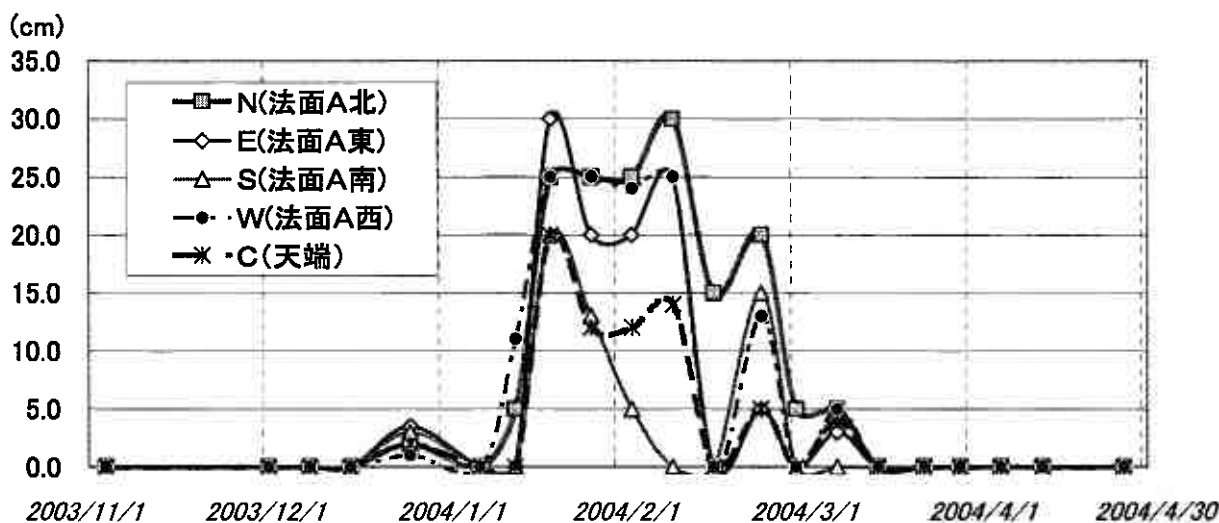


図-6 各面における積雪量の推移

### 3-5 積雪量

図-6に各方位の法面における積雪量の推移を示す。積雪量は盛土法面に垂直に差し込んだ木製スタッフの目盛を読み取り測定した。積雪量は1月中旬から2月中旬にかけて最大30cmを記録した。南面の融解は他の面に比べて早いものに対し、北面の積雪が最も融解に時間を要していることが分かる。この結果は明らかに方位による日射量の差が原因であると考えられる。一般に20cm以上の積雪は、断熱効果のために土中温度への影響が大きいとされるが、2003年度は南面を除いた各法面において連続積雪20cm以上の日数にあまり差がなかったため、南面以外の法面においては積雪による土中温度への影響の違いは比較的少なかったと考えられる。

## 4. L型擁壁の変位

### 4-1 鉛直変位量

図-7に縦壁の下部で測定した鉛直変位量の推移を示す。縦壁の持ち上がりは、最大でも東側で0.7cmとあまり大きな動きは見られなかった。ここでは高さ2.5mのL型擁壁を根入れ深さ50cmとして設置している。図-5の盛土天端A地点の凍結深さから類推すると、本実験場所での平坦地での最大凍結深さは45cm程度と考えられる。したがって、根入れ50cmの擁壁の底盤下にまで凍結が入り、そこでの凍上によって縦壁が持ち上げられたとは考え難い。図-7の変位は値そのものも有為なものとはなっていないが、その挙動の推移から見ても地盤の凍上によるものではないと推測される。

### 4-2 水平変位量

図-8にL型擁壁の縦壁下端における水平変位(張り出し量)、図-9に縦壁天端におけるL型擁壁の水平変位量の推移をそれぞれ示す。縦壁下端における方位ごとの最大張り出し量は東側と西側で0.3cm、北側で0.2cm、南側で0cmと方位による変位量の差はあまり見られないだけでなく、値そのものもゼロに近くさらに経時の変化も認められない。一方、縦壁上端における方位ごとの最大張り出し量は東側で1.6cm、北側で1.4cm、西側で1.1cm、南側で0.4cmと明らかに裏込めにおける凍上に起因したと思われる値となっており、図-2で見られる南側斜面での凍結・凍上発生 of 小さい事実とも対応している。また、縦壁の天端だけが張り出しているのは、縦壁下端で水平クラックが入り、その位置が支点となって縦壁部が前方へ傾斜したことを示している。この変形形態は裏込めの凍上によってL型擁壁に発生する変形の典型的なものである<sup>2)</sup>。

図-5に示すように、凍結深さは[北側]>[東側≒西側]>[南側]の順となっている。一方、擁壁上端における変位量は南側で小さいことは明瞭であるが、北側、東側及び西側での違いは明瞭には現れていない。日射量の違いの影響は、最大凍結深さには強く影響するが、縦壁の水平変位量すなわち、裏込めの凍上量とは必ずしも比例関係にはないことが分かる。しかし、南側面での凍結・凍上の発生が、他方位の面に比べて非常に小さくなることは確かである。

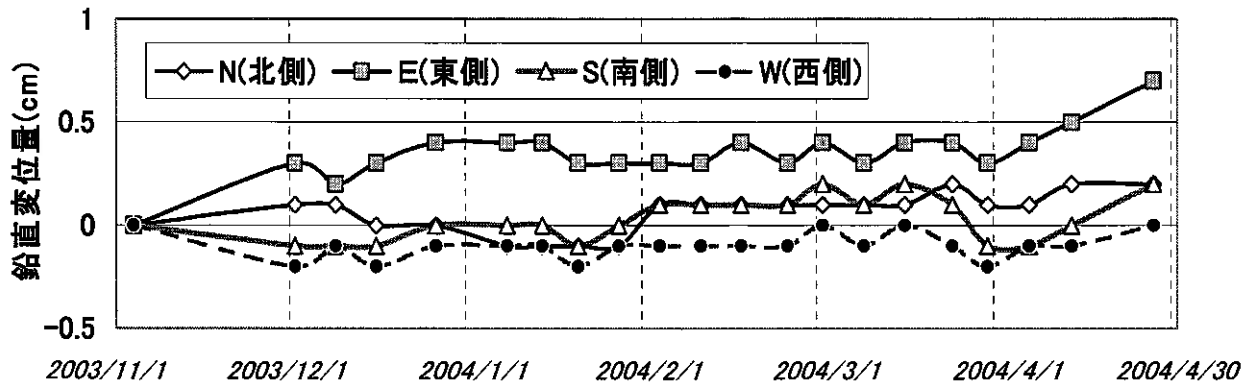


図-7 各方位における擁壁の鉛直変位量

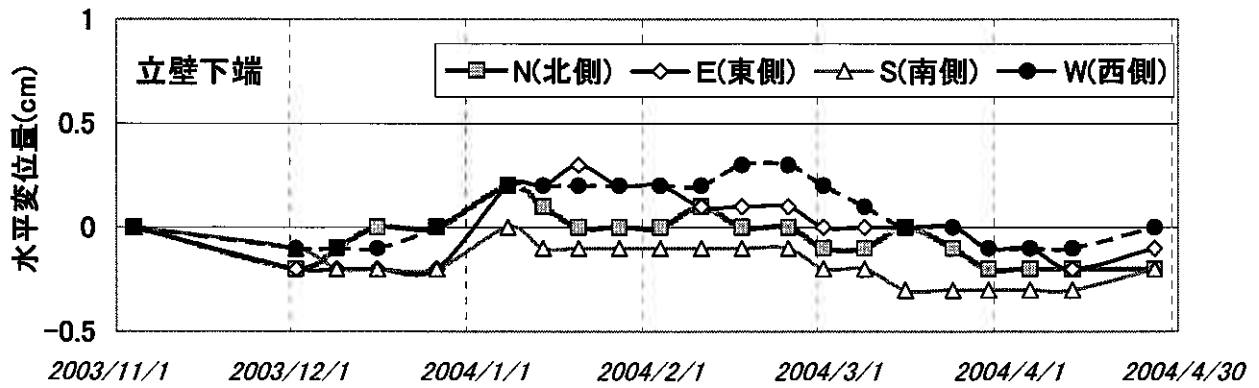


図-8 各方位における縦壁下端の水平変位量

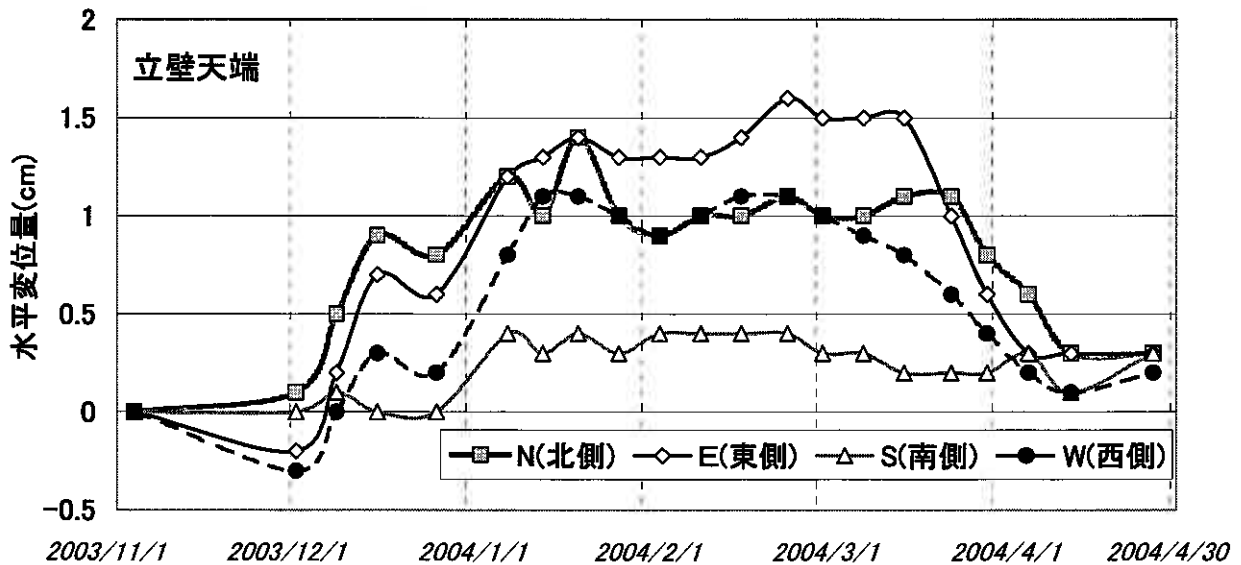


図-9 各方位における縦壁天端の水平変位量

## 5. まとめ

東西南北の各方位に合わせた法面を持つ試験盛土と、各法面の下に設置したL型擁壁を用いて、法面及びL型擁壁の凍結・凍上挙動における方位の影響を調べた。得られた結果は以下の様である。

- 1) 法面方位による日射量の違いは明瞭で、[南側]>[西側≒東側]>[北側]となった。このとき、数値的に南側は北側の3.9倍の日射量となった。

- 2) 方位による日射量の差は地表面温度に大きな影響を与える。これに起因して各方位の凍結深さにも大きな差を生じ、特に南側面の最大凍結深さは北側面の1/2程度となった。
- 3) 2003年度における20cm以上の積雪日数は、南面以外の法面では大きな差が見られなかった。積雪による土中温度の差は南面を除けば少なかったと思われる。
- 4) 擁壁上端と下端では水平変位量に大きな違いが見られた。擁壁の天端のみが大きく張り出した理由として、立壁下端で水平クラックが入り、その位置が支点となって立壁が前方へ傾斜したことが考えられる。
- 5) 各方位における擁壁の鉛直変位量は値そのものがゼロに近く、さらに経時的変化も認められなかった。
- 6) 擁壁の変位量は南側面で小さくなることが確認されたが、日射量や最大凍結深さとの比例的関係は見出せなかった。

#### 参考文献

- 1) 木下誠一：凍土の物理学，森北出版(株)，pp.35-40，1982
- 2) 芮大虎・鈴木輝之・山下聡・澤田正剛：プレキャストコンクリートL型擁壁の凍上対策，土木学会論文集，No/771，pp.215-224，2004



## 粒状材料の凍上性に関する野外実験

北見工業大学大学院 ○学生員 本井 平  
 北見工業大学大学院 学生員 畢 春蕾  
 北見工業大学工学部 正会員 鈴木輝之  
 北見工業大学工学部 正会員 山下 聡  
 大日本土木(株) 正会員 伊藤秀行

### 1. はじめに

建設分野において北海道が克服しなければならない課題として地盤の凍上問題がある。構造物の凍上対策工法はいくつかあるが、それらの中で凍上性の土を非凍上性の砂利や砂等で置き換える置換工法が最も一般的に採用されている<sup>1)</sup>。しかし、最近の環境保全や自然保護の立場から置換材料としての良質な地盤材料の確保が難しくなっている。

一方、生産活動の活発化により廃棄物の排出量が増大し、その処理、処分をめぐるさまざまな問題が深刻化している。廃棄物対策としては廃棄物処理施設の確保と並行して、廃棄物のリサイクルによる再資源化に重点をおき、循環型社会の形成を確立することが必要である。近年、良質な地盤材料の枯渇化傾向とも相まって種々の廃棄物を地盤材料として有効利用する方法が開発され、適用方法が提案されている<sup>2)</sup>。これらの材料を凍上抑制のための置換材料として開発していくことは、寒冷地域にとって有効なことである。

本研究は粒状廃棄物を含めた4種の粒状材料を選び、それらの材料で構成した地盤での凍上観測を行い、凍上対策用の置換材料としての有効性を確認するものである。

### 2. 実験の概要

#### 2-1. 実験材料

本実験では、置換材料としてガラスカレット、熔融スラグ、改良原地盤土およびM40改良碎石を採用した。また、比較のために原地盤での測定も行っている。表

-1に火山灰質粘性土である原地盤土と、実験に用いた4つの粒状材料の物性値を示している。各材料の性質は以下のものである。

1) ガラスカレット…資源ごみとして集めた空き瓶等を破碎したもので、最大粒径は19.5mmである。

2) 熔融スラグ…ゴミを焼却した際に発生する灰を高温のプラズマで熔融した後に粒状化したもので、北見市廃棄物処理場より搬入されたものである。

3) 改良原地盤土…凍上性である実験ヤード中の土を、セメント(高炉セメント B 種)10%と短繊維(ビニロン製短繊維)を混合して安定処理したものである。

4) M40改良碎石…規格品である「道路用粒度調整碎石M40」に、改良原地盤と同じくセメント5.4%と短繊維を混合したもので、寒冷地におけるハイビーウォール<sup>3)</sup>での使用を想定したものである。

#### 置換材料の性質

試料名称	含水比試験		密度試験			粒度試験		熱伝導率
	自然含水比 (%)	設置初期含水比 (%)	砂置換法による		最大粒径 (mm)	D <sub>60</sub> (mm)		
			乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	湿潤密度 (g/cm <sup>3</sup> )			粒子密度 (g/cm <sup>3</sup> )	
ガラスカレット	0.13	0.13	—	—	2.50	19.5	8.3	0.31
熔融灰	0.27	0.27	—	—	2.81	9.5	1.9	0.45
M40改良碎石	1.34	4.8	2.25	2.36	2.99	37.5	15.9	0.76
改良原地盤土	29.7	29.7	1.45	1.48	2.51	9.5	0.3	0.5

#### 原地盤土の性質

土粒子密度 (g/cm <sup>3</sup> )		2.51
粒度 (JIS A 1204)	砂分 (%)	47.7
	シルト分 (%)	39.3
	粘土分 (%)	13
締め固め試験 (JIS A 1210)	最適含水比 (%)	26
	最大乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	1.395
凍上試験 (JGS 0172)	凍上速度 (mm/hr)	1.63
	凍結様式	微細霜降状凍結

表-1 実験地盤土の性質及び用いた置換材料の物性値

Field experiment on frost heave characteristics of granular materials.

Taira MOTOI, Chunlei BI, Teruyuki SUZUKI, Satoshi YAMASHITA (Kitami Institute of Technology)

Hideyuki ITO (Dainihondoboku Co.)

## 2-2. 実験設備

図-1 に実験設備の設置状況を、写真-1 に外観を示す。実験ヤードは北見工業大学構内にあり、実験設備は 2003 年 6 月に設置した。凍上性である原地盤を掘削し、粒状体廃棄物であるガラスカレット、熔融スラグ、M40 碎石のセメント安定処理したもの、および改良原地盤土の 4 種の材料で人工地盤を造成した。置換地盤の寸法は、深さ 70cm、幅 182cm × 167cm とした。材料相互の熱的影響を防ぐために置換部分の周囲を厚さ 100mm の断熱材で仕切りとした。また原地盤と置換材料との混り合いを避けるために、各材料の底部に透水性の不織布を敷いた。各地盤はプレートコンパクタで締固め、計測作業時などでの置換材料の飛散防止のために表面にはコンクリートブロック (300mm × 300mm × 厚さ 50mm) を敷き詰めた。冬期間の積雪による断熱効果を除くために常に除雪を行い、コンクリートブロック表面が現れている状態にした。

## 2-3. 測定項目・方法

各材料で造成した人工地盤において、凍上量、凍結深度、外気温、土中温度及び土中水分量の測定を行った。また置換材料と原地盤との凍上性の比較を行うために、原地盤でも置換材料と同じ内容の測定を行った。測定期間は 2003 年 11 月 1 日から 2004 年 4 月 30 日までとした。

1) **凍上量**…実験ヤードに設置されている反力フレームは、凍上による持ち上がりを防止するために地下 2m に埋設したコンクリートアンカー(幅 60cm × 長 320 cm × 高 50 cm) に連結している。これを不動点とし、各置換地盤及び由来地盤に取り付けた変位計によって 2 時間間隔で持ち上がり(凍上量)を自動計測した。また、この凍上量測定と並行して、同じく反力フレームを不動点とし、コンクリートブロックまでの距離を、定規を用いて 1 日 1 回午前 10 時に凍上量を測定する方法も採用した。定規を用いた持ち上がり量測定は、1 つの地盤につき 14 枚のコンクリートブロックを対象とした。

2) **凍結深度**…メチレンブルー凍結深度計を用いて 1 日 1 回午前 10 時に測定した。凍結深度計は 4 つの置換地盤に各 1 本、原地盤に 1 本、計 5 本設置した。

3) **温度**…実験ヤード隣に設置した百葉箱の中に置かれた銅-コンスタンタン熱電対をセンサーとして外気温を自動計測した。土中温度は、実験ヤードの各置換地盤と原地盤に埋設した銅-コンスタンタン熱電対をセンサーとして自動計測した。熱電対は 1 ヶ所について地表面から 10cm 間隔で地下 100cm まで設置した。

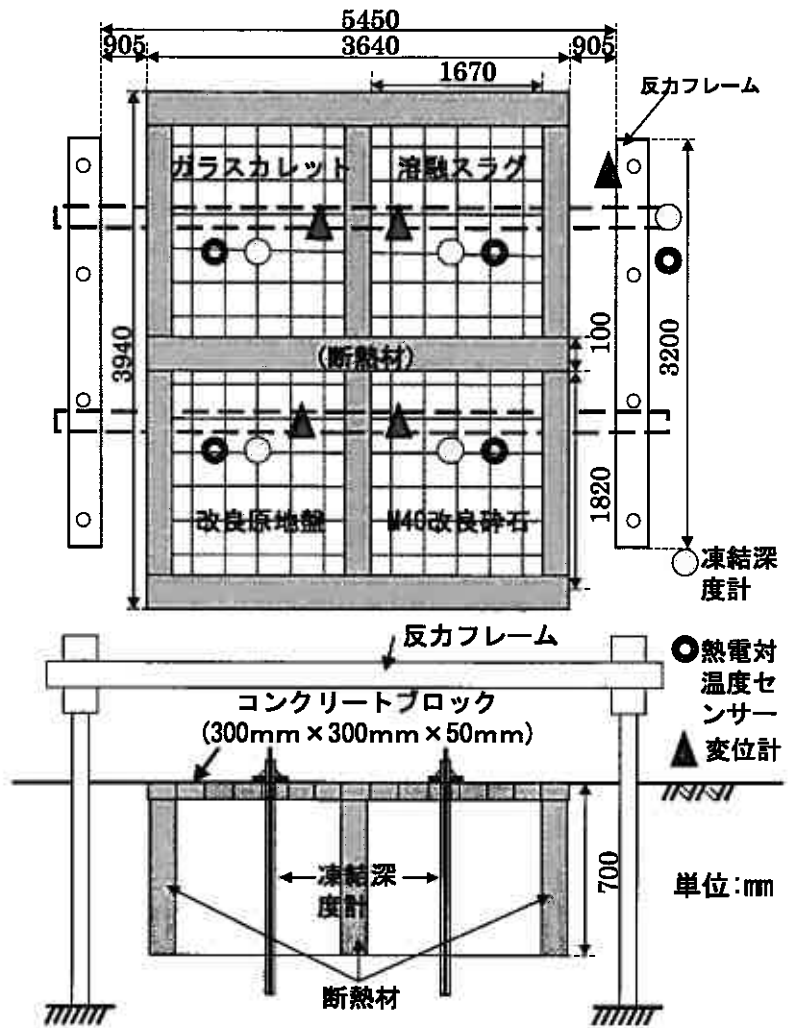


図-1 実験ヤード設置状況

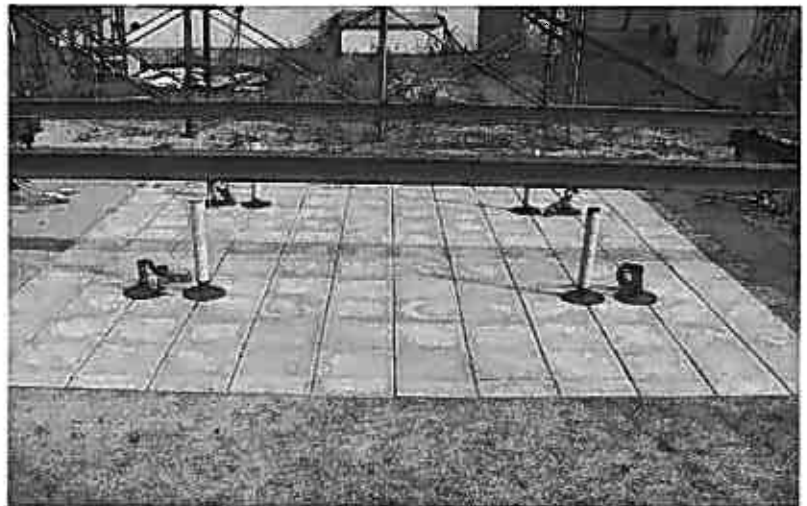


写真-1 実験ヤード外観

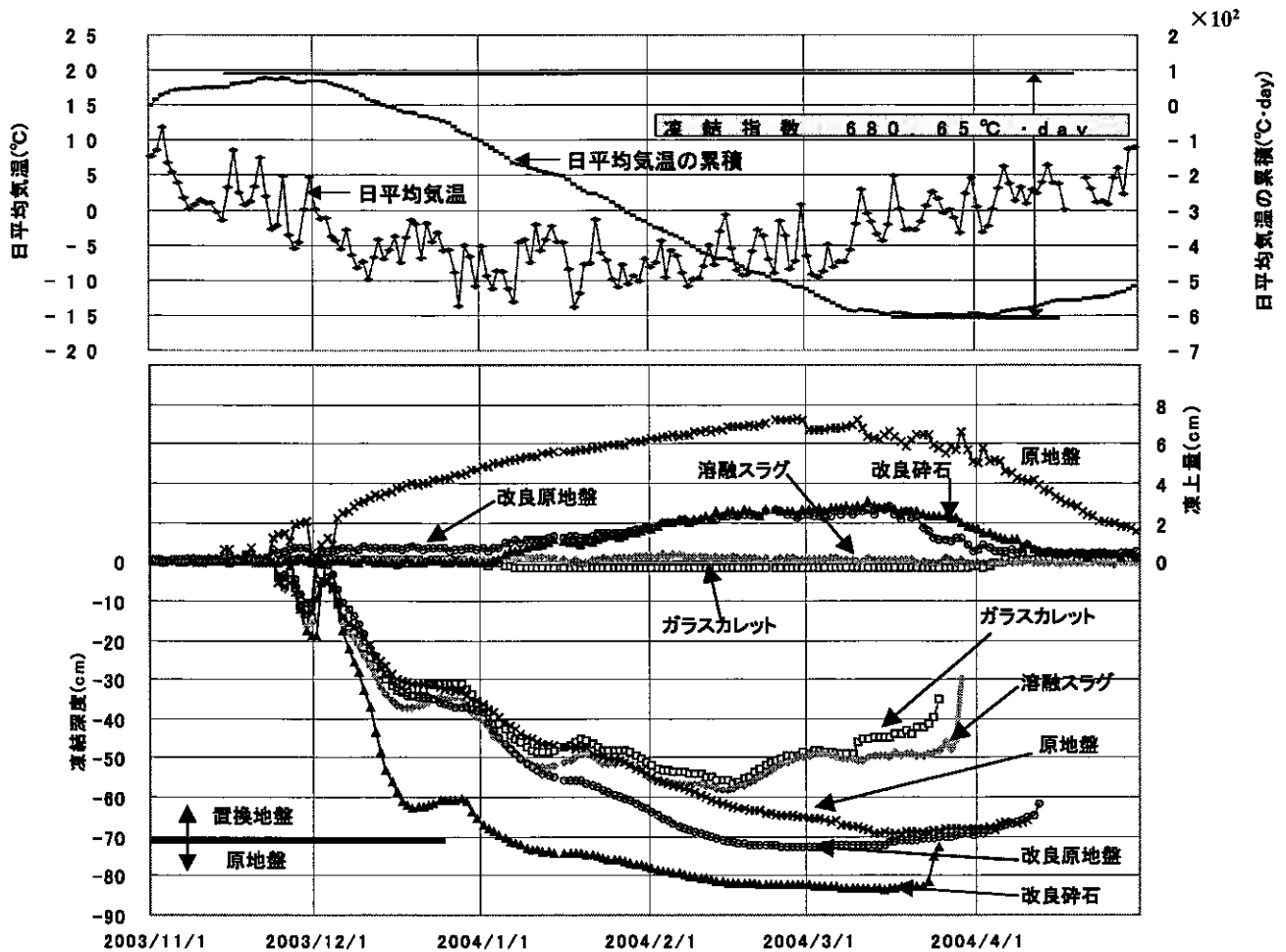


図-2 外気温状況(2003)及び各粒状材料の凍結深度と凍上量

### 3. 測定結果-考察

#### 3-1. 凍結深度

各置換地盤及び原地盤はほぼ同時に凍結が入り始めた。しかし、11月30日には日平均気温は5°C近くまで上昇し、各置換地盤は一旦融解した。このように凍結深さが20cm程度までの場合は、外気温の一時的な上昇によって地盤が融解する場合もある。また、凍結が深くなると外気温の短期的な変動の影響をあまり受けずに凍結が進んでいく。M40改良碎石は他の材料に比べて凍結速度が速いが、これは含水比が低いために凍結による潜熱発生が少ないことと、セメント安定処理により粒子が連続して熱伝導性が高くなったためなどが考えられる。

12月19日から12月28日にかけて、ガラスカレット、溶融スラグ、M40改良碎石の地盤で凍結面の後退が見られた。粘性土あるいは砂質土などの一般的な土から構成される地盤では、凍結深さが30cm程度以上になると、冬期間に一時的に暖気が現れても凍結面の後退は見られないのが普通である。ガラスカレット、溶融灰、M40改良碎石は原地盤土に比べて含水比が少なく(図-3)、潜熱の発生も少ないため、気温上昇によって凍結面の後退まで見られたと思われる。

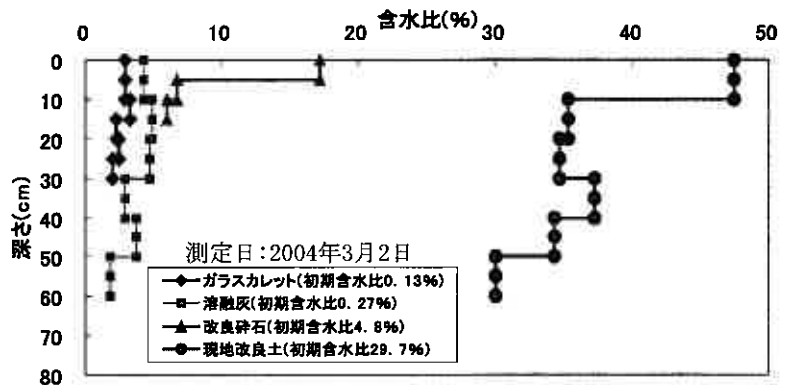


図-3 地盤の含水比

#### 3-2. 凍上量

原地盤は凍結が入り始めた11月27日から凍上が発生し、融解すると凍上量はゼロになっている。12月1日以後の継

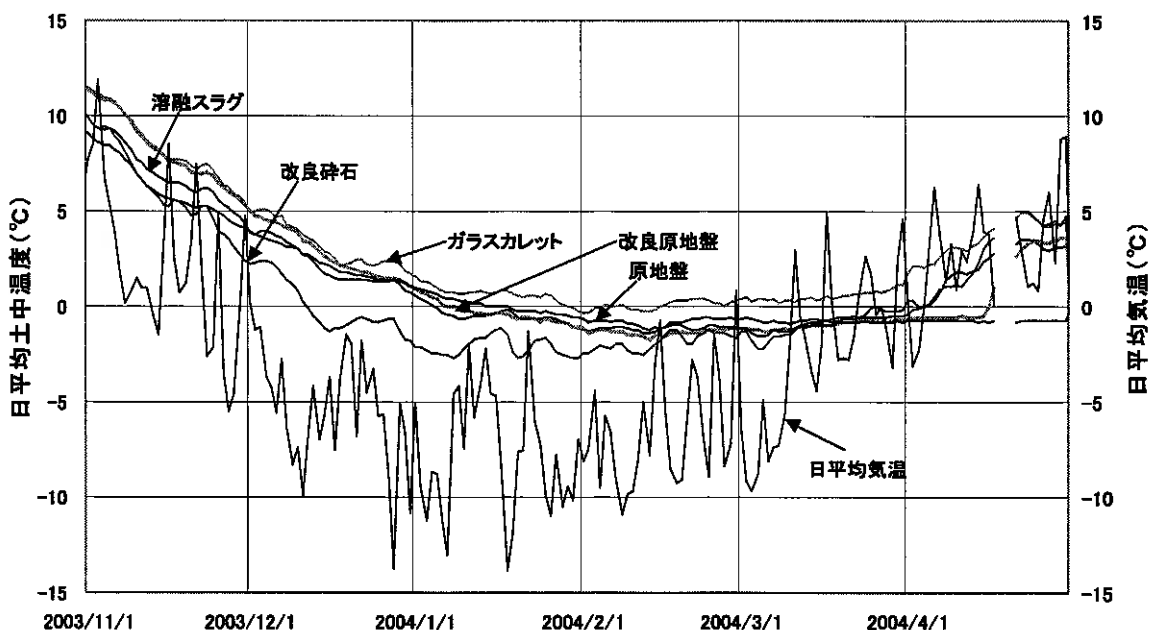


図-4 深さ60cmにおける土中温度

統的な凍結進入の下では、凍上も継続的に進行している。実験シーズン中の最大凍上量は7.2cmに達した。ガラスカレット及び溶融スラグ地盤については凍結深さが置換範囲内で収まり、さらにほとんど凍上が発生しておらず両材料の非凍上性が確認された。

改良原地盤の凍上量は、原地盤と比較するとかなり小さくなっている。すなわち、原地盤を構成する火山灰質粘性土をセメント安定処理することにより最大凍上量は3分の1程度となり、耐凍上性の改善は明らかに認められたが、凍上量はゼロにはなっていない。2月12日に凍結深さが置換材料の埋設深さである70cmを超えており、その日以降の凍上量の増加は置換部分より下の原地盤の凍上によるものである。

M40改良砕石地盤は、凍結深度が置換深さである70cmを超えた1月5日の時点から凍上が発生しているが、それまでの凍上量はゼロである。このようにM40改良砕石は、凍結進入速度は大きい非凍上性の材料であることがわかる。

### 3-3. 土中温度

図-4に外気温及び各置換地盤における深さ60cmでの土中温度の推移を示す。一般に地表面に近い土中の温度は、気温の変化に対応して変化する傾向が強いが、その影響の程度は深さや土の熱物性によって異なる。M40改良砕石地盤を除く4つの地盤では外気温の短期的な変動の影響をあまり受けずに土中温度は漸変している。一方、M40改良砕石では外気温の短期的な変動に対応した土中温度の変動が強く現れており、熱物性値の違いを示唆している。

### 4. まとめ

粒状廃棄物を含む4種類の粒状材料について、凍上対策用の置換材料としての適用性を調べる目的で、それらの材料による人工地盤を造成して自然寒冷下での凍結・凍上観測を行った。得られた結果をまとめると以下のようなものである。

- 1) ガラスカレット・溶融スラグの凍結深さは、2月初旬までは凍上性である原地盤とほぼ同様に推移したが、最大凍結深さは置換範囲内に収まり、融解も原地盤より速かった。また、凍上発生は認められず、非凍上性の材料であることが確認された。
- 2) 原地盤の最大凍上量は7.0cmであった。この原地盤土をセメントで改良した土で造成した地盤の最大凍上量は3分の1程度の大きさとなり、凍上性の改善は明らかに認められた。
- 3) M40改良砕石は凍結速度が速く、1月上旬で置換深さである70cmに達した。しかし、置換地盤内での凍上発生は認められず、材料が非凍上性であることが確認された。

### 参考文献

- 1) 土の凍結 —その理論と実際— 第一回改訂版 土質工学会編 pp.9 1994
- 2) 地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ(7)、廃棄物と建設発生土の地盤工学的有効利用、pp.11-132, 1999
- 3) 伊藤秀行・弘中淳市・谷津淳・鈴木輝之：改良土とジオグリッドを組み合わせた補強土壁の凍上対策ならびに寒冷地施工に関する検討 地盤工学会北海道支部技術報告集第44号、pp.287-292

## 断熱材を用いた凍上対策に関する検討

日本道路公団札幌技術事務所 ○正会員 豊田邦男  
 日本道路公団帯広工事事務所 (釧路) 辻野英幸  
 札幌道路エンジニア株式会社 山内 智

### 1. はじめに

北海道をはじめとする寒冷地においては、冬期に気温が低下することにより路床内等でアイスレンズが生成され凍上現象が発生する。この現象により、路面には不陸(波うち)が発生し、構造物に対しては凍上圧により倒壊やクラック等が発生することから、凍上被害は道路利用者へのサービス低下や構造物の損傷に繋がる重要な問題である。

凍上の発生原因には土質・温度・水分条件の3要素があり、これらの1つの条件を除くことにより凍上被害を抑制することが可能となることから、これまでの凍上対策工法は一般的に凍上性材料を非凍上性材料に置換える置換工法が用いられてきた。

しかし、今後の北海道の高速道路建設は、気象特性の厳しい山岳道路の工事展開となるため、現行の置換工法では、置換厚さの増加やこれに伴う切土部路床の掘削量の増加により建設コストが高くなるため、低コストでいかに機能を満足させるかが大きな課題となっている。また、延伸区間の殆どが暫定二車区間であり、供用後に凍上被害が発生した場合、段差修正工等を施工する際に、片側交互規制又は通行止めを伴うため、お客様の安全性、サービス低下に繋がることから、確実に凍上を抑制することが維持管理の面からも求められる。

本報文は、置換工法に替わる対策手法の一つである断熱工法の採用に向けて、土中内の断熱材の経年変化の検証、室内凍結融解繰返しによる性状確認及び穂別地区における現地適用性の検証(写真-1)について報告するものである。



写真-1 断熱材敷設状況 (穂別地区試験施工)

### 2. 現行の凍上対策設計

北海道の高速道路における路面凍上対策は、これまで各地区において現地凍上凍結調査による凍結深さの実測値や最大凍結指数から Aldrich の式を用いて算出した理論最大凍結深さの70%値及び近傍の国道・道道の経験値などを参考に総合的に決定してきた。その後、AMeDAS から得られるデータを基礎として理論最大凍結深さを算出してきたが、平成12年度冬期にこれまでに例をみない寒気(札幌市では観測史上4番目の厳冬)の影響で凍上被害が多発した。この被害実態を踏まえ現在は、最近10年間の最大凍結指数より算出した理論最大凍結深さの90~80%(切土部)、70%(盛土部:H<3m)として設計している。

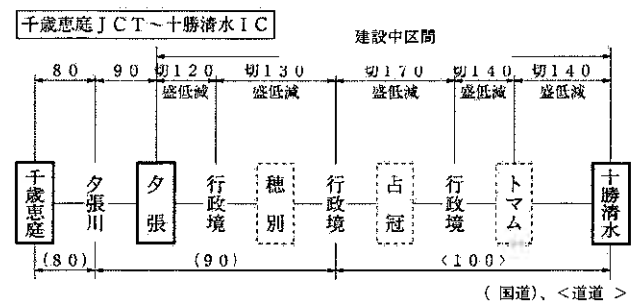


図-1 千歳恵庭JCT~十勝清水IC間の計画置換厚さ

### 3. 今後の建設区間における問題点

#### 3-1. 現行の凍上対策の問題点

今後の建設区間である北海道横断自動車道夕張~十勝清水IC間は、日高山脈を始めとする急傾斜山岳地帯であり、当該区間の冬期の気象条件については、占冠地区において凍結指数が1,200°C・Daysを超え、路面からの置換厚さは最大170cmにもおよび気象条件の厳しい区間の建設展開となる(図-1)。したがって、現行の凍上対策である置

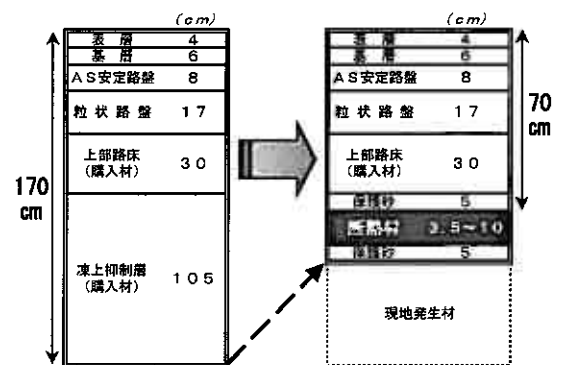


図-2 置換工法と断熱工法の断面例

Field Investigation On The Prevention of Frost Heaving Road Damage By means of Insulating Layer :

Kunio TOYOTA, Hideyuki TUJINO (Japan Highway Public Corporation)

Satoru YAMAUCHI

(Sapporo Road Engineering Co.,Ltd.)

換工法では掘削土量が増加し、非凍上性材料（購入材）が増加してコストが割高となる問題が発生する。

### 3-2. 断熱工法の検討

断熱工法とは凍上発生の一要素の一つである冷却温度を抑制するもので、熱伝導率が小さく耐荷力が大きい押し法発砲ポリスチレン材（以下断熱材という）を土中内に敷設し、路床及び裏込め等への凍結線（0℃付近の線）の侵入を断熱効果によって緩和するものである。現行の置換工法を用いた場合、凍結指数の高くなる地域では、置換厚さと掘削深さが大きくなるが、断熱工法を用いた場合には、耐荷重の許容深さまで浅く設置することで、置換材と掘削土量を削減することが可能となる（図-2）。また、断熱材から下部の材料については、凍上性及び凍結融解後の強度を考慮しない材料規定となるため、現地発生材の有効利用も可能となる。

帯広管内（十勝清水～池田IC間）では、凍上対策設計に置換工法（100cm置換）を採用したが、供用開始から切土部で凍上被害が多数発生した。特に被害の集中した切土部における凍上対策として、数年にわたり切土部地下排水工の改良、置換増厚工（全面打換）及びオーバーレイによる舗装嵩上げを実施してきたが、置換増厚を除き期待するほどの凍上抑制効果を得ることができなかったため、平成11年度より断熱工法による本線での試験施工を実施した（図-3）。これらの試験施工を実施した結果<sup>1)</sup>を基に、凍上量を確実に抑制でき、工事中の作業性及び安全性にも有利である断熱工法を被害ランクの高い箇所の本対策工として採用している。

### 4. 断熱工法の切土部への適用と課題

北海道横断自動車道（夕張～十勝清水IC間）の切土部への断熱工法の採用を検討するにあたり、下記に示す項目が検討課題である。

- ▶ 断熱材の材料単価が高価であるために、比較的温暖で置換厚さが浅くなる地域においては、置換工法と比較して建設コストが高くなってしまうこと。
- ▶ 土中内における耐久性が未解明であること。
- ▶ 断熱材の耐荷力から、断熱材上部の保護砂及び上部路床を施工する際に、大型重機による一般土工施工が難しく、上部路床の品質確保が懸念されることや、断熱材上部の保護砂（ $t=5\text{cm}$ ）については、人力施工を強いられることから、作業能力の低下が施工コストの増加に繋がること。

これらの問題点を解消するため、昨年度より断熱材の土中内の経年変化調査、凍結融解繰返しによる性状確認及び北海道横断自動車道（夕張～十勝清水IC間）穂別地区の現地適用性の検証について実施した。

### 5. 断熱材の経年変化に関する検証

#### 5-1. 岩見沢SAヤード試験片採取

断熱材の耐久性に関しては、これまで建築資材として用いられ

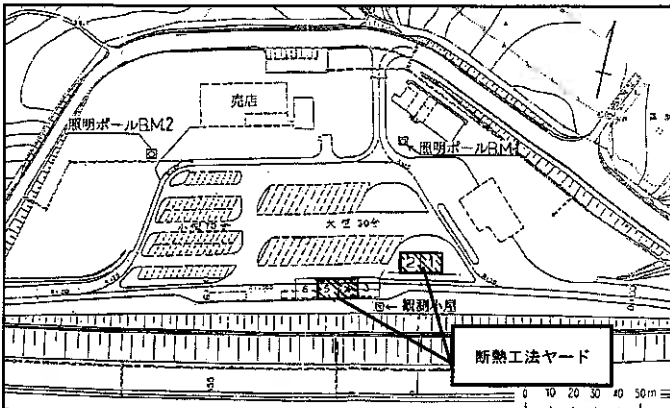


図-4 岩見沢SAヤード平面図

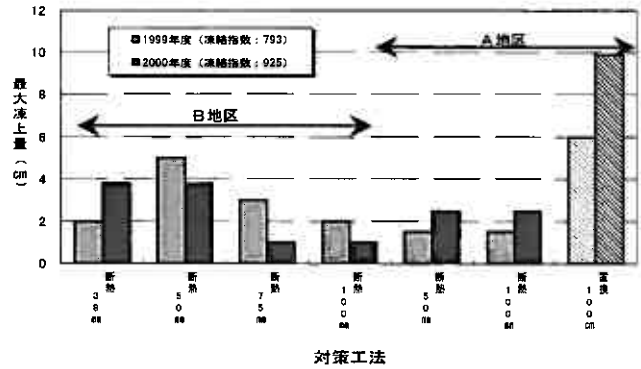


図-3 帯広管内の断熱工法、置換工法の凍上量

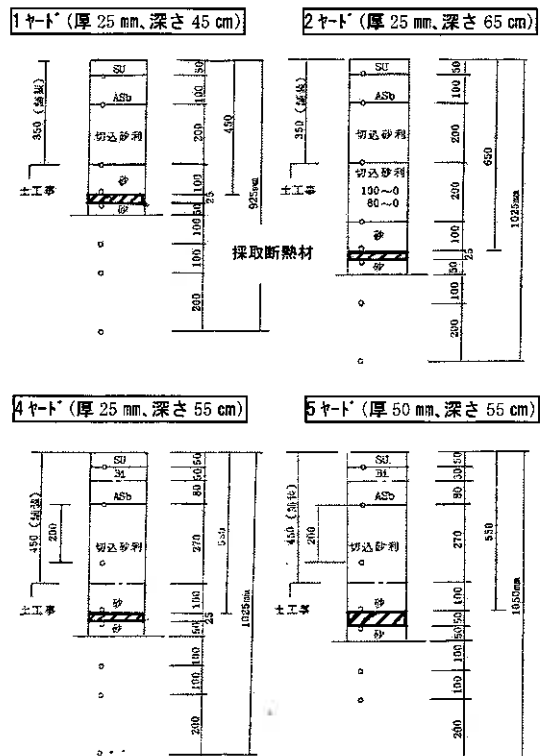


図-5 岩見沢SAヤード断面図

た材料としていくつかの報告がされているが、土木資材として土中内に埋設された断熱材の熱伝導率及び強度等の経年変化については未解明な部分が多いのが現状である。

この土中内における耐久性を検証するために、岩見沢サービスエリア（下り線）において、昭和62年度に施工した断熱材試験施工ヤードを開削し（写真-2）、採取した試験片を用いて供用開始後17年が経過した土中内の断熱材の経年変化について検証試験を実施した。

試験施工ヤードは、厚さ及び敷設深さの異なる4種類の断熱工法ヤードと2種類の置換工法ヤードが設置されている（図-4、5）。断熱工法で使用した材料は、押し発泡ポリスチレン（B類3種）で、熱伝導率0.028 W/mK、圧縮強度35N/cm<sup>2</sup>、3種類のヤードは厚さ25mm、1種類のヤードは厚さ50mmを敷設している。

試験施工ヤードでは、昭和62年度から平成元年度までの3カ年の地中温度、地表面凍上量及び地下水位計測等を実施している。この調査では凍結線が断熱材下面まで侵入せず、凍結深さの抑制効果を確認している。また、本ヤードの地下水位は1.2~2.0mで推移していることが解っている。

### 5-2. 試験内容

採取した試験片を用いて断熱材の標準的な品質管理試験である表-1について、断熱材メーカーの協力を得て各物性試験を実施し、新材（初期値）との比較を行った。また、各試験項目のうち熱伝導率試験（図-6）については、公的機関である道立北方建築総合研究所において実施した。これはこの機関の測定装置が60×60cmの大きさにより試験可能で、測定面と断熱材側面の面積比を小さくすることによって、特に50mm厚さの場合、断熱材側面の熱の逃げによって発生する誤差を緩和することが可能であるからである。

熱伝導率の算定式を下記に示す。

$$\lambda = \frac{Q_c + Q_h}{2} \cdot \frac{L}{\Delta T}$$

$\lambda$ ：熱伝導率(W/mK)、 $Q_c$ ：低温側熱流(W/m<sup>2</sup>)、 $Q_h$ ：高温側熱流(W/m<sup>2</sup>)

$L$ ：試験体厚さ(m)、 $\Delta T$ ：試験体表面温度差(℃)

### 5-3. 含水率と熱伝導率の関係

各ヤードより採取した試験片の含水率と熱伝導率の測定結果を図-7に示す。新材時（初期値）の含水率が0%、熱伝導率が0.028W/mKであるのに対し、採取した各試験片は、含水率が増加し熱伝導率も増加していることがわかる。含水率と熱伝導率の関係には一定の相関関係が見られる。したがって含浸することによって熱伝導率が大きい値となり、断熱性能が低下したものと推定される。なお、絶乾させた試験片の熱伝導率が初期値まで回復しないのは、セル内のガスが経年変化により減衰していることが要因ではないかと推測される。

### 5-4. 断熱材内部の含水率分布

各ヤードより採取した試験片を上部から2.5mm程度にスライス状に切断し、スライスした断熱材を用いて含水率を測定した結果を図-8に示す。50mm厚さについては、2つのスライス材の平均値を用いて算出した。各試験片の含浸性はスライス材の厚さ及び敷設深さに関係なく、断熱材の中心部から下側の下面部に集中しており、中心から上面までは殆ど含浸していないことがわかる。したがって、断熱性能の低下は下面部に集中し、中心部から



写真-2 試験ヤード開削（断熱材の掘り起こし）

表-1 採取試験片の物性試験

試験項目	試験法	備考
熱伝導率	JIS A 1412	熱流計法、湿潤・乾燥状態での測定
含水率	-	60℃一定乾燥による
圧縮強度	JIS A 9511	圧縮速度10mm/minで5%ひずみ
曲げ強度	JIS A 9511	圧縮速度10mm/minで5%ひずみ
内部セルの観察	-	電子顕微鏡による観察

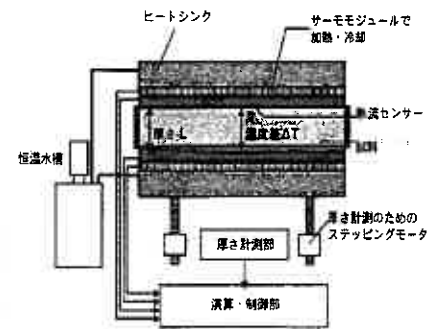


図-6 熱伝導率測定装置

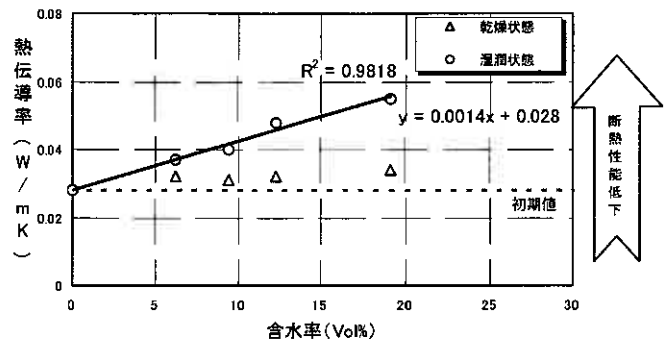


図-7 含水率と熱伝導率の関係

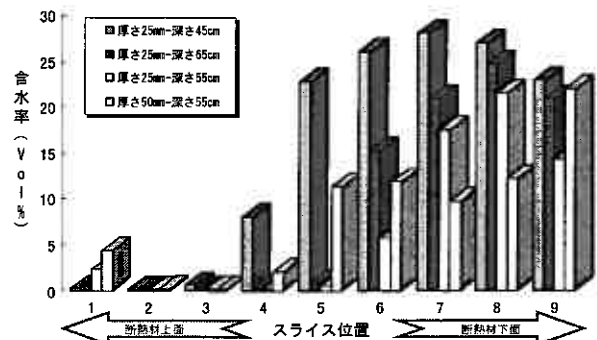


図-8 断熱材内部の含水率分布

上面部については、断熱性能が保持されているものと推定される。

### 5-5. 内部セル観察

電子顕微鏡を用いて1ヤード(厚さ25mm、深さ45cm)より採取した試験片の内部セル観察を行った結果を写真-3に示す。中間部のセルが新材時と同様な形状を維持しているに対し、上面部のセル形状が細く扁平し、セルが変形した状態となっている。他ヤード試験片では大きな変形は見られなかった。現地設置状況を踏まえると1ヤード試験片は敷設深さが45cmと浅く、採取時に亀裂も確認されていることから、許容圧縮応力を超えたことにより、上面部のセルが潰れたものと考えられる。

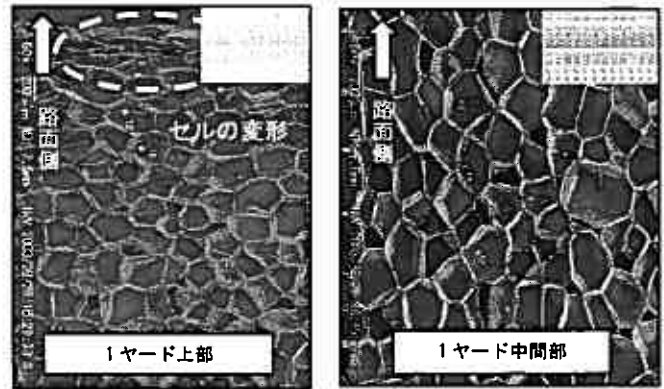


写真-3 断熱材内部のセル観察

## 6. 凍結融解繰返し試験による断熱性能検証

### 6-1. 試験概要

前章5で経年変化により含水率が増加し、断熱性能が低下傾向を示す結果であったことから、含浸した断熱材が凍結融解繰返し履歴を受けた場合に、断熱性能がどの程度変化するかを確認するために室内検証試験を実施した。

試験方法としては、新材、強制含浸材(含水率=10Vol%程度)、岩見沢採取試験片(含水率=15Vol%程度)の断熱材を用いて、JHS112「土の凍上試験方法」により、全面凍結、融解工程を5サイクル繰返した後に(図-9)、取り出した断熱材の熱伝導率を測定した。

試験体作成断面を写真-4、図-10に示す。試験体上部に断熱材を設置し、試験体下部には凍上性材料である火山灰質粘性土を用いてJHS試験条件により所定の突固めを行った。冷却条件は、予備試験結果を基に96時間で $-900^{\circ}\text{C}\cdot\text{hr}$ の寒度を試験体に与えることで断熱材全面凍結が可能な結果が得られたが、最終的な凍結の判断は、断熱材下面から $-2.5\text{cm}$ に位置する熱伝対が $0^{\circ}\text{C}$ となるのを確認し、融解工程を実施した。



写真-4 試験体作成状況

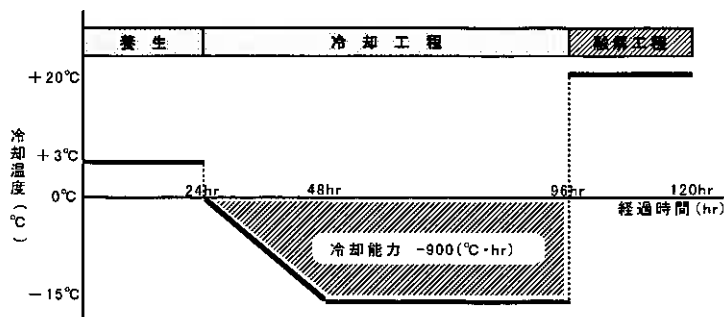


図-9 凍結融解試験の温度条件(1サイクル)

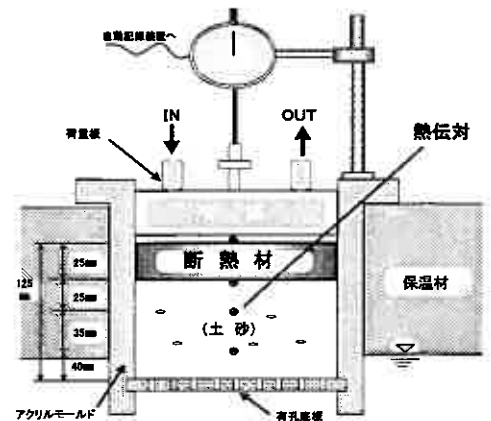


図-10 試験体断面

### 6-2. 凍結融解繰返し後の熱伝導率

凍結融解繰返し試験後の強制含浸材(3試験体)と凍結融解を受けていない強制含浸材(5試験体)の含水率と熱伝導率の関係を図-11に示す。

凍結融解の有無に関わらず、強制含浸させた断熱材の熱伝導率は、岩見沢SA経年変化調査結果と同様に含水率が増加して、熱伝導率が増加する傾向を示している。凍結融解履歴を受けた試験体については、凍結融解を受けていない試験体よりも熱伝導率が高くなっているが、その差は僅かであり試験誤差の範囲内であるとも解釈できる。また、含水率が増加することによって、凍結融解後の断熱性能が大幅に低下する傾向は、本試験結果からは確認されなかった。

この試験結果より、含浸した断熱材の凍結融解による変状については、熱伝導率の増加は僅かに見られるが、凍結深さ抑制効果に影響するほどの大きな性能低下は見られない。

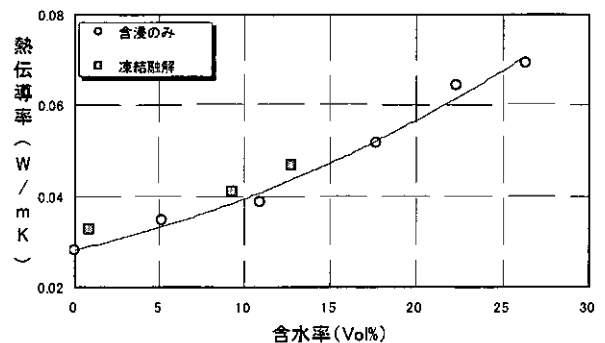


図-11 強制含浸材の凍結融解の有無による熱伝導率



## 7. 断熱工法による現地適用性の検証

### 7-1. 試験施工概要

断熱工法の建設段階での現地適用性として、北海道横断自動車道（夕張～占冠間）の凍上抑制効果、許容厚さ及び施工性等を検証するため、当該区間の先行工事である穂別地区（図-12）の工事において、現行の置換工法（130 cm置換）ヤードと4種類（35、40、50、75 mm）の厚さの異なる断熱工法ヤードを用いた凍上対策試験施工を実施した（写真-1）。

断熱材敷設深さは、建設時の路床の厚さ及び施工品質を確保するために、上部路床下面の70 cmに設置し、上下部に5 cmの保護砂を施工した（図-2）。試験施工ヤード平面図を図-13に示す。また、計測項目及び計測頻度を表-2に示す。



図-12 試験施工箇所位置図

表-2 計測項目及び計測頻度

計測項目	計測数	計測頻度	備考
地表面凍上量	各3点	1回/週	シフト測定
地中温度	置換え7点、断熱材計12点	各点1回/時間	テラログによる自動計測
外気温	1点	各点1回/時間	テラログによる自動計測
地下水位	1点	1回/週	0-7式水位計観測
路面たわみ量	各3点	初冬期・融解期	FB0測定

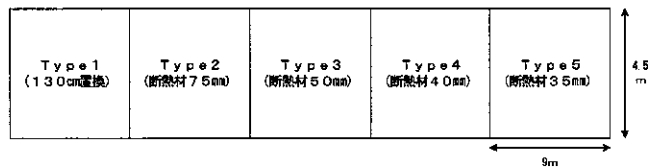


図-13 試験施工ヤード平面図

### 7-2. 気象条件

穂別地区の地域気象観測データ（AMeDAS）と現場計測データを用いて算出した、調査年度と過去10年間の凍結指数の推移を図-14に示す。今冬期の気象条件は、過去10年間で最も温暖な年であり、過去10年間で最大を示す2,000年度冬期の約半分の凍結指数485°C・Daysであった。

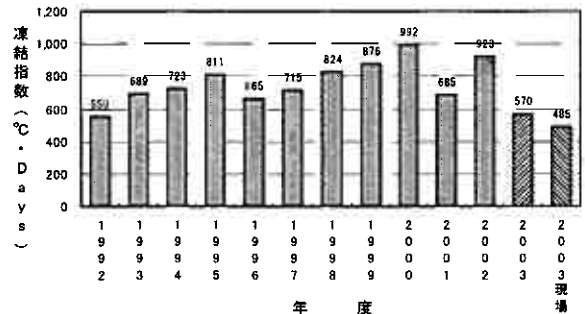


図-14 凍結指数の推移

### 7-3. 凍結深さの抑制効果

各ヤードの断熱材上面・下面温度及びType1（130 cm置換）の断熱材上面と同一深さ（70 cm）で計測した地中温度の推移を図-15に示す。断熱材上面温度は、1月下旬に最低温度が-7.8°Cまで低下し、置換ヤード（70 cm）の最低温度は-2.7°Cまで低下したが、断熱材下面温度は全てのヤードにおいて0°Cを下回ることにはなかった。また、断熱材の厚さの違いによる温度低下の差は、明確には現れなかった。

各ヤードの凍結深さの推移を図-16に示す。断熱工法が断熱材設置深さまで、凍結速度5.6 cm/dayで侵入し、その後、断熱材敷設深さで凍結が収束したのに対し、置換工法は最深部である130 cmまで凍結速度2.7 cm/dayで侵入している。断熱工法の凍結速度が置換工法と比較して約2倍の速さとなる要因としては、断熱効果によって、断熱材下面の地中温度（地熱）の影響を遮断し、路面からの熱伝達（冷却）を促進させているからであると考えられる。

これらの結果から、凍結深さの抑制効果に関しては、当該地区における寒冷度と許容厚さの関係を確認することは出来なかったが、断熱材を設置することによって、凍結線は断熱材を貫通することはなく、路床（地山）部への凍結の侵

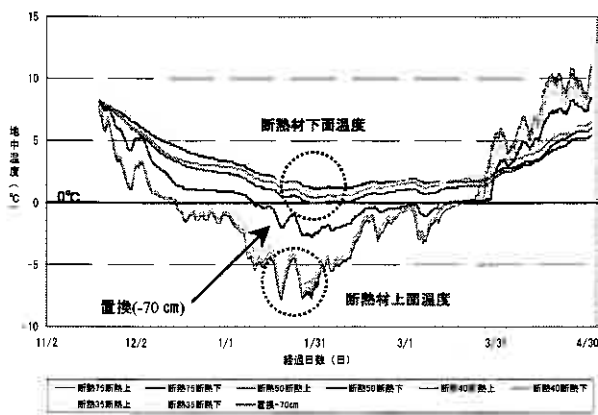


図-15 断熱材上・下面温度の推移

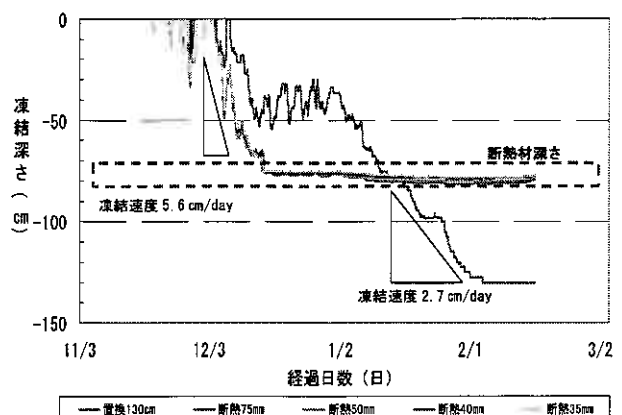


図-16 各ヤード別凍結深さの推移

入を抑制可能であることを確認することができた。

#### 7-4. 凍上量の抑制効果

各ヤードの凍上量の推移を図-17に示す。置換工法は3月上旬で最大2.5cmの凍上量を示しており、断熱工法も同時期に厚さ50mmで最大2.7cmとなっている。凍上量が最小値を示した厚さ35mmは2.3cmであり、最大値との差は僅かである。

前述したとおり、断熱工法ヤードの凍結深さが12月中旬で収束しているのに対し、凍上量が伸び続けている要因としては、凍上量計測で使用した仮ベンチマークになんらかの変動が生じているか、又は、置換材料である上部路床材及び下層路盤材に土砂等が混入し、凍上性を示したことが原因と考えられる。

これらの結果より凍上量の抑制効果に関しては、凍結深さの傾向と同様に、今冬期の気象条件が温暖であったため、対策工法の違い及び断熱材の厚さの違いによる差異を確認することは出来なかった。なお、両工法の凍上量に差が現れていないが、断熱工法の凍上量抑制効果は、置換工法と同等の効果を得られていると考えられる。

#### 7-5. 路面たわみ量の比較

置換工法と断熱工法の路床支持力の差異を確認するために、FWD測定車を用いて、冬期前と融解期の路面たわみ量の計測を実施した。

各ヤードのたわみ量の測定結果を図-18に示す。冬期前のたわみ量は約0.28mm程度

で、置換工法と断熱工法に大きな差異は見られなかった。融解期のたわみ量については、両工法ともに冬期前結果よりも低下傾向を示し、置換工法で0.45mm、断熱工法で約0.54mmとなり、断熱工法は置換工法よりも0.09mmたわみ量が大きな結果となった。断熱工法の厚さの違いによるたわみ量の差異は、冬期前、融解期ともに見られなかった。帯広管内（十勝清水～池田IC間）の断熱工法区間の追跡調査結果からも、本調査結果と同様に断熱工法のたわみ量が僅かに大きくなる結果が確認されているが、走行に支障となる舗装体の変状は確認されておらず、穂別地区においても継続調査により、経年変化を今後も確認していく。

### 8. まとめ

置換工法に替わる凍上対策手法の検討として、断熱工法の土中内の経年変化に関する検証、凍結融解繰返しによる性状確認及び穂別地区における現地適用性に関する検証結果についてそれぞれまとめると、下記に示すとおりである。

- (1) 土中内の断熱材の経年変化は、断熱材の中心から下面部の含水率が増加して、熱伝導率が増加する（=断熱性能が低下する）。
- (2) 含浸した断熱材の凍結融解繰返し後の性状変化については、断熱性能に殆ど変化は見られない。
- (3) 穂別地区における現地適用性については、暖冬のため置換工法との凍上量の明瞭な差異は確認できないが、凍結深さの抑制効果については確認できた。

### 9. 今後の課題

断熱工法の凍上対策に関する設計・施工方法の今後の課題としては、①土中内の経年変化を考慮した防水又は設計熱伝導率の割増し等の検討、②調査年度が暖冬であったことから継続調査により対策工法の違い及び断熱材の厚さの違いによる凍上量データの蓄積、③現場フィールド試験により、大型重機施工の可否、保護砂の省略化による施工の効率化の検討など上げられる。今後は、以上の検討成果を基に断熱工法の設計・施工指針を作成したいと考えている。さらに、道路利用者へのサービス水準の向上と建設コストの削減に向けて今後も継続した調査研究に取り組んでいきます。

最後に、断熱材の各種物性試験に際し、(株)JSP浅野一生氏に、岩見沢SAの熱伝導率試験においては道立北方建築総合研究所の方々並びにダウ化工(株)横地省一氏にご協力を頂いたので、ここに謝意を表します。

#### <参考文献>

- 1) 外塚信, 豊田邦男, 辻野英幸: 断熱材を用いた路面凍上抑制効果に関する検討, 地盤工学会北海道支部技術報告集 第43号, pp329~332, 2003.

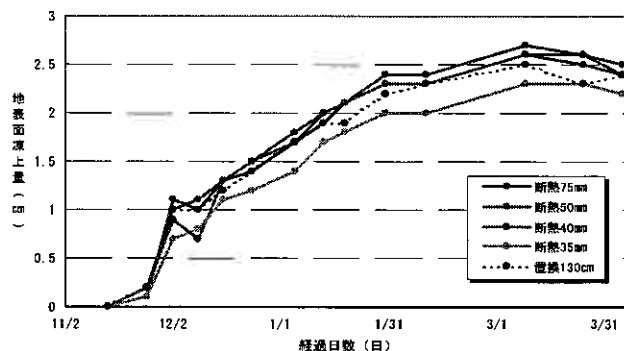


図-17 各ヤード別凍上量の推移

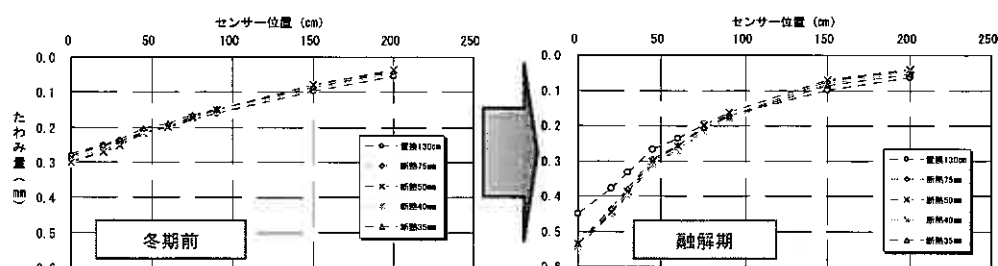


図-18 各ヤード別冬期前・融解期のたわみ量

## 屋外試験土槽による凍上試験

北海道開発土木研究所 ○正会員 泉澤 大樹  
正会員 西本 聡

### 1. はじめに

寒冷地である北海道では、全域で冬期に土の凍上が発生する。それにより、道路を構成する路盤・路床の変状が発生することがある。また、同様の現象でのり面などの地盤の変状、地盤に接する構造物に変状が発生することもある。前者については対策工法の手法が基本的に確立されているが、後者については事前に対策が施されることはほとんどない。これは、地盤凍結工法などの人工的な低温条件下での凍上によって発生する凍上量の予測技術<sup>1)</sup>はあるが、自然状態の地盤において凍上の発生を量的に予測することが容易でないことに関係すると考えられる。

土の凍上現象は、土質、水の供給、気象条件の3要素が兼ね備わったときに顕著に発生する。土の室内凍上試験<sup>2)</sup>は、水の供給およびある温度条件の下での土の凍上性を示してくれるが、自然状態における地盤の凍上性状まで示すものではない。そこで、将来的に自然状態における土の凍上量予測を行うことを目標に、自然状態における土の凍上性に関する基礎資料を蓄積するべく、試験土槽に盛土地盤をつくり、3種類の土質において地下水位の違いが凍上量、凍上圧にどのように反映するかを3箇年にわたり調査した。

しかし、3箇年の気温(凍結指数)変動が大きく、必ずしも地下水位の影響を把握するには至らなかった。そこで、統一した条件下でのデータ蓄積の必要性から、新たに単一土質における地下水位と気温の違いによる凍上量、凍上圧への影響を3箇年の継続調査により調査することとした。本文は、新規3箇年の継続調査初年度の結果と、過去3箇年調査とりまとめ<sup>4)</sup>とを比較する形で、その概要を報告するものである。

### 2. これまでの実験概要

#### 2.1 過去3箇年調査

調査内容は、3基の実験土槽を用いた屋外凍上試験で、各土槽ごとに試料の土質を変えて(表-1)一定水位を保ち凍上状況を観測した。水位は年度ごとに変更した。観測期間は、2000年-2003年の3箇年で、毎年11月から4月の間行った。地下水位は、(2000-2001年)GL-1.0m、(2001-2002年)GL-0.5m、(2002-2003年)GL-0.75mに設定した。

表-1 試験で用いた土の物性値

試料No.	土質材料の工学的分類	記号	自然含水比 (%)	土粒子の密度試験 (g/cm <sup>3</sup> )	粒度分布(%)				最大乾燥密度 ρ <sub>dmax</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	最適含水比 W <sub>opt</sub> (%)	凍上率ε (%)		熱伝導率 (W/m·K)
					礫分	砂分	シルト分	粘土分			道路土工指針による方法	新凍上試験による方法	
試料No.1	火山灰質土混じり礫質砂	SG-V	74.59	2.395	39.3	51.9	8.8	-	0.792	77.90	17.6	4.8	0.35
試料No.2	礫混じり粘性土質砂	SCs-G	41.04	2.659	13.4	47.5	22.9	16.2	1.510	21.00	34.9	8.3	0.54
試料No.3	砂混じり粘土	CL-S	36.63	2.691	0.9	14.4	48.5	36.2	1.575	22.00	15.7	7.0	0.74

#### 2.2 新規3箇年調査(予定)

調査内容は、過去の3箇年調査と同じく3基の実験土槽を用いた屋外凍上試験。土質は試料No.1のみとし、水位をそれぞれGL-0.5m、GL-0.75m、GL-1.0mに保ち凍上状況を観測する。条件の変更は行わず、気象状況の変化のみで凍上状況の変化を観測する。

Frost heave test in outdoor open pit

Taiki IZUMISAWA, Satoshi NISHIMOTO (Civil Engineering Reserch Institute of Hokkaido)

### 3. 実験内容

試験に用いた土槽は、苫小牧市街から東に 15km ほど離れた北海道開発土木研究所苫小牧施工試験フィールド内にある。この敷地内には、外気温、風向、風速、降雨量、積雪量などの気象観測機器が設置されており、そのデータは 1 時間毎に観測室のパソコンに自動保存されている。

苫小牧は全道的にみると降雪量が比較的少なく、最低気温は  $-20^{\circ}\text{C}$  に達する。寒さの程度を累積的に表す凍結指数<sup>5)</sup>は、 $600^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$  を上回る比較的大きな値である。観測を行った 4 箇年で見ると (図-1)、暖冬が交互に発現しており、観測結果に大きく影響しているのがわかる。

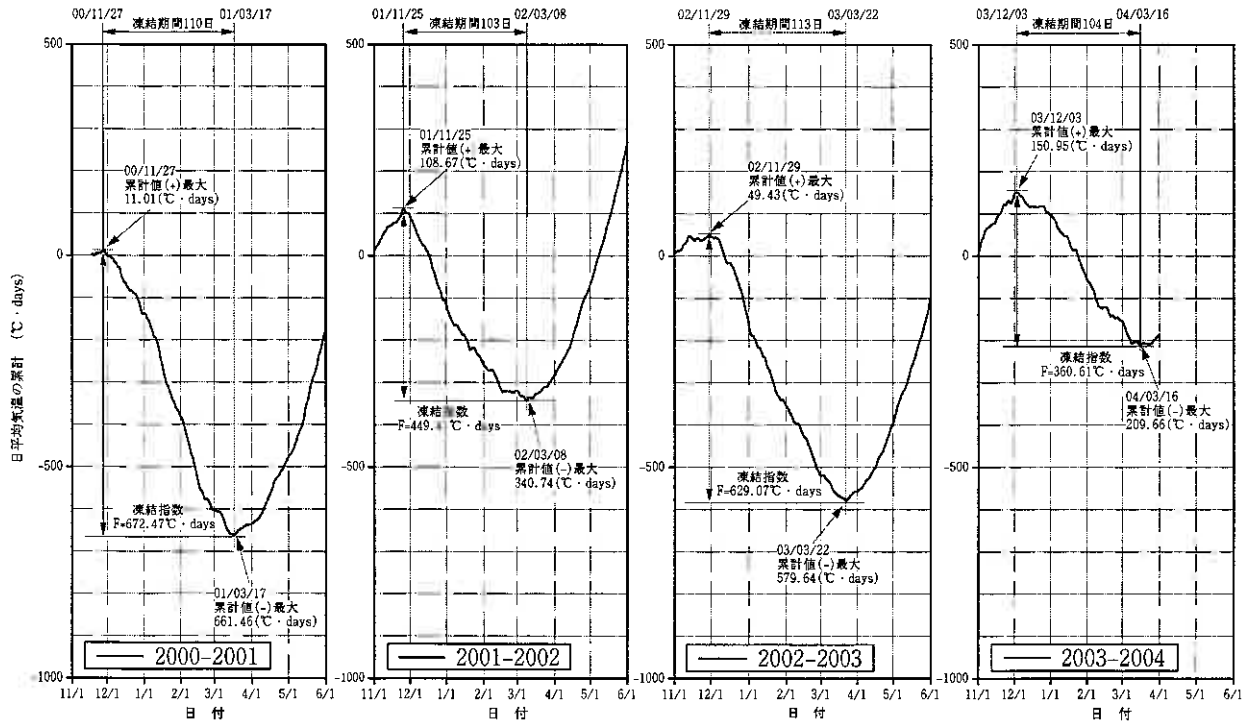


図-1 日平均気温の累計と凍結指数

試験用の土槽は、縦 5m、横 5m、深さ 2.3m のコンクリート製で、3 基設けられている。土槽には夏期に試料が投入、転圧され、その後に荷重計、変位計などの計測機器が設置された (写真-1)。別途設けられた屋内水槽から土槽内に管路を通じて、あらかじめ設定された水位になるように、水が自動的に供給された。

土槽内には図-2 に示す計測機器を設置し、土槽毎に凍上量、凍結深、凍上圧、土中温度を測定した。また、2 月上旬にボーリングによるサンプル採取を行い、深度毎の凍結状態、含水比を確認した。また、積雪の保温効果による凍上の阻害を防ぐため除雪を行った。



写真-1 屋外凍上試験の実施状況

### 4. 試験結果と考察

#### 4.1 凍結深

2003 - 2004 年の結果と、2000 - 2003 年の同じ土質の凍結深の変化を図-3 に示す。凍結深は、暖冬であることを反映し、2001 - 2002 年と近似値である。試験前には、熱容量の大きな地下水が凍結深に対して影響を及ぼすことが予想されたが、過去 4 箇年の観測で 2003 - 2004 年はもっとも凍結指数が小さいこともあり、その影響はほとんど見られなかった。今後、凍結指数が  $600^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$  程度まで達した場合、地下水位の違いが影響を及ぼすものと考えられる。

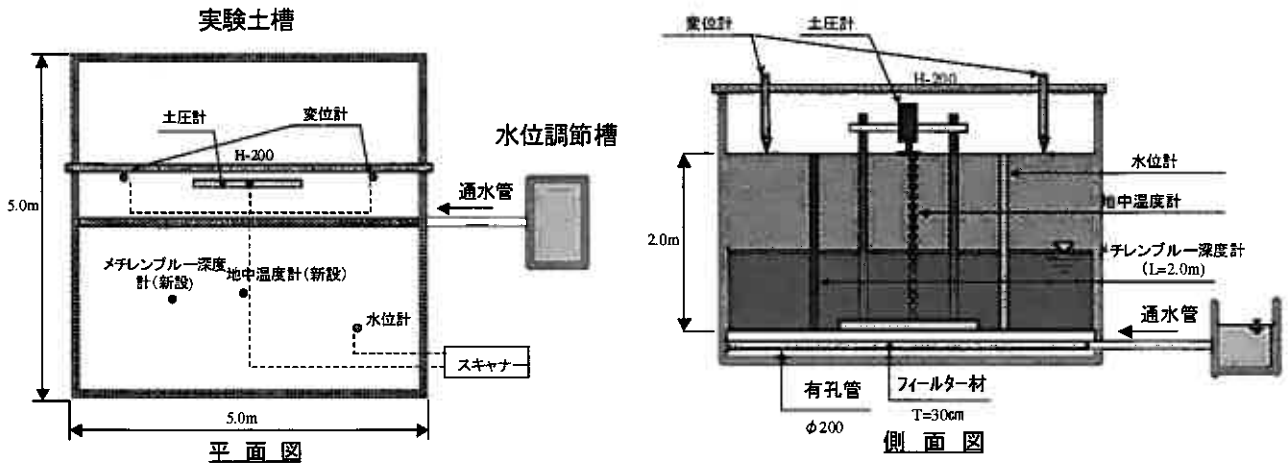


図-2 計測機器の配置

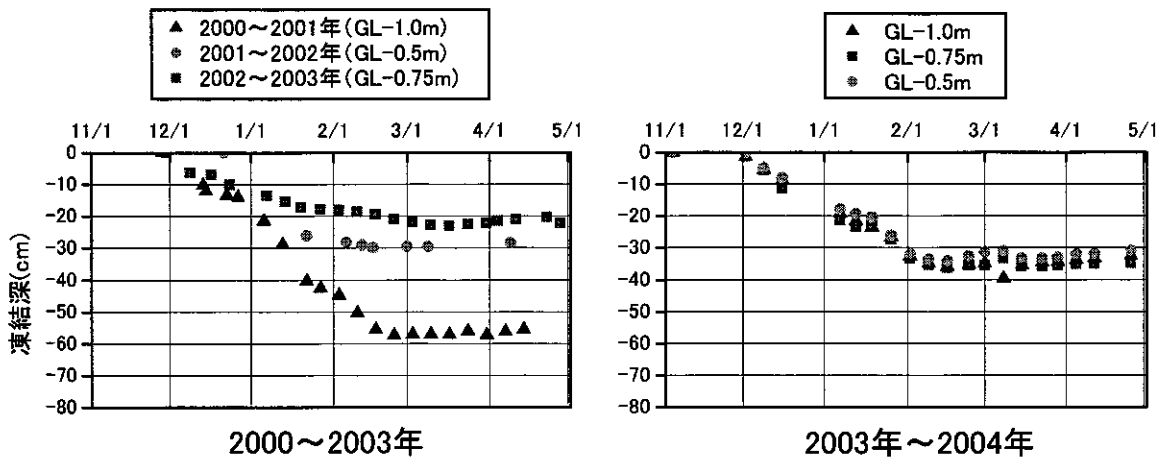


図-3 凍結深の変化

#### 4.2 凍上量

凍上量は、GL-0.5m、GL-0.75m は約 8cm、GL-1.0m では約 5cm と低い値となっている（図-4）。過去 3 箇年の数値から見ても低い水準にある。凍上量は、過去 3 年では凍結指数に関係なく、水位によってその大きさが明らかに変化しているのがわかる。その傾向に共通性はあるものの、暖冬であった 2001 - 2002 年と倍近い開きがあり、今後の観測データの蓄積で検証していきたい。

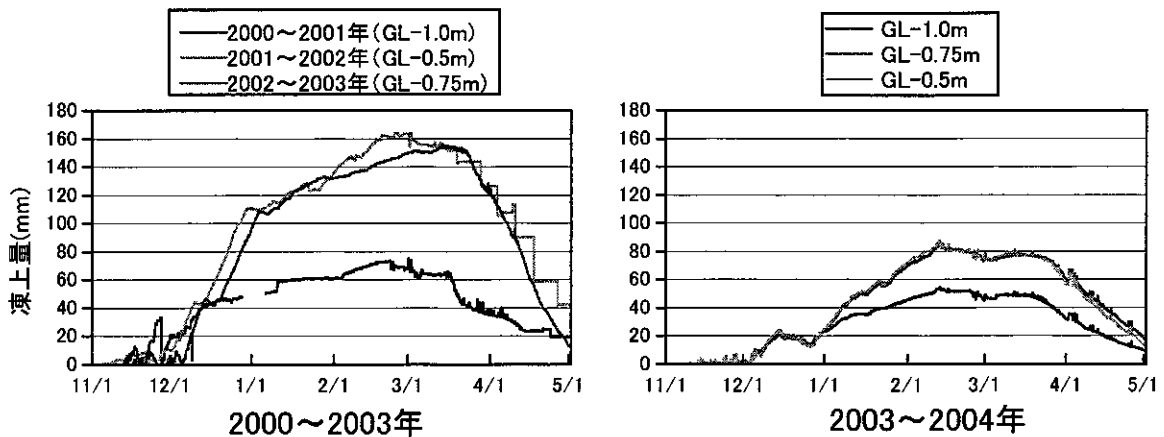


図-4 凍上量の変化

### 4.3 凍上圧

凍上圧の最大値は、それぞれ6MPa(GL-0.75m)、5MPa(GL-0.5m)、4MPa(GL-1.0m)となった(図-5)。GL-0.5m、GL-0.75mでは、凍上量では差がないにもかかわらず大きな凍上力の差が生じている。最大値の発生は、日平均気温が0℃を下回る真冬日が続くことで次第に上昇し、もっとも冷え込んだ1月下旬から2月上旬にピークを迎えている。その後、日平均気温が0℃を上回ると凍上圧は急速に低下するが、真冬日が続くとある程度まで上昇した。この傾向は過去のデータでも見られたが、最大値には大きな隔たりがあり、原因としては凍上量の低さと連続した真冬日が長いことが考えられる。しかし、同じように凍上量の低い2000-2001年では、大きな凍上圧の上昇は見られなく、今後の観測データの蓄積で検証していきたい。

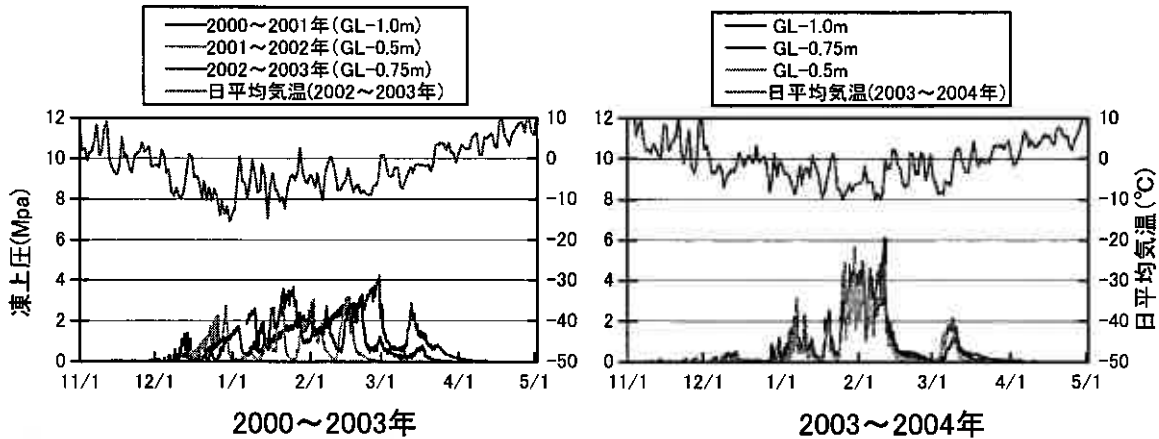


図-5 凍上圧の発生と日平均気温の変化

### 5. まとめと課題

3箇年の初年度ではあるが、過去のデータから比較すると、以下のことがわかった。

- 1) 2003-2004年は暖冬だったこともあり、地下水位による凍結深の変化は見られなかった。
- 2) 地下水位による凍上量の変化が見られ、GL-1.0mでは明らかに低い値となった。
- 3) 凍上圧は、日平均気温が連続して0℃を下回ることにより、増大していく。諸条件により発生要因を推察できるものの、最大値には大きな開きがある。

今後は、同条件による観測を継続することにより、凍上に影響するパラメータの定量的整理を進めるとともに、評価手法についても検証していきたい。

### 参考文献

- 1) 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，36，2，pp.1-20，1974.
- 2) 日本道路協会：土の凍上試験方法，道路土工-排水工指針-，資料-10，pp.238-243，1987.
- 3) 地盤工学会：新規制定地盤工学会基準・同解説Ⅶ（2003年度版），50p，2003.
- 4) 渡邊栄司・西本聡・泉澤大樹：実験土槽を用いた屋外凍上試験について，開発土木研究所月報，No.616，pp.41-46，2004.
- 5) 前掲1)，pp.230-237.
- 6) 金田尚・西川純一・多田秀一：土の凍上試験と凍上を考慮したグラウンドアンカーの設計，開発土木研究所月報，No.541，pp.24-31，1998.

## 擬似岩石試料の凍上性と物理特性

北海学園大学工学部 国際会員 小野 丘  
 北海学園大学大学院 ○学生会員 阿部裕介  
 北海学園大学工学部 小笠原将人

### 1. はじめに

北海道などの寒冷地では土木施工に伴い多くの場合は基礎や斜面の凍上対策を行わなければならない。切土斜面や基礎が岩盤であれば、未対策のままの場合もあるが、これまでの研究においては岩石試料も他の土質試料と同じように凍上現象を起こすことがわかっており、赤川<sup>1)</sup>が大谷石で、根井<sup>2)</sup>らが切土斜面の軟岩でそのことを確認している。したがって、凍上による影響を考えた岩盤斜面のすべり面に対する安全率や基礎岩盤としての支持力を求めるため、岩盤の凍上性をよく知る必要がある。そこで、岩石試料の物理特性から凍上に対する耐性を知り、凍上を考慮した構造設計や基礎構造を行うための指標が必要とされる。これまでに磯田<sup>3)</sup>らは凍結試験結果から凍上率と比重、吸水量、P波伝播速度との関係を述べている。本報告では、岩石の凍上性を知るためのモデルとしてモルタル供試体を用いる。モルタル供試体を用いる理由は、凍上性を持つ岩試料は一般に風化を受けていることが多く、凍結試験に適した自立する均一な岩石試料を手に入れることが難しいが、モルタル供試体では骨材を自由に配合することによって岩質に近似した同質の材料を大量に実験室内で用意できるためである。モルタル供試体による凍結試験結果と物理特性から凍上性と物理特性の関係を考察する。

### 2. モルタル供試体について

岩石モデルとして使用したモルタル供試体は、普通ポルトランドセメント、珪砂、木節粘土、シルトを配合したものである。モルタル供試体は円柱の型枠(内径φ=50mm, 内部高さH=100mm)に打設し、水中養生したものを用いた。モルタル供試体は配合別に11種類打設した。それぞれのモルタル供試体の配合を表1に示す。TypeCとTypeG供試体は同じ配合であるが、異なる時期に打設したために物性に違いが見られたので別試料と考える。木節粘土とシルトを1対1で配合した試料は凍上性が高い試料であると確認されており、モルタル供試体に凍上性を付加できるものと考えた。TypeA供試体はシルトと粘土が、TypeF試料は粘土が配合されていない。

水中養生28日目に計測された物理特性を表2に示す。一軸圧縮強さと弾性波速度(P波)において粘土とシルトを配合していないTypeAと粘土を配合していないTypeFが大きな数値を示した。

TypeH,Iはセメント量が少なく配合されており、一軸圧縮強さと見掛けの湿潤密度が低い値を示している。

表2の結果より、モルタル供試体の物理特性を自然界に存在する岩石試料と比較すると、TypeAは砂岩質、TypeFはシルト岩、その他の供試体は泥岩、頁岩に近い性質を持っていると考えられる。

表1 モルタル供試体配合比(重量百分率)

	セメント	水	珪砂	シルト	粘土
TypeA	15	25	60	-	-
TypeB	15	35	10	20	20
TypeC	18.75	11.25	30	20	20
TypeD	30	20	10	20	20
TypeE	30	20	30	10	10
TypeF	30	20	25	25	-
TypeG	18.75	11.25	30	20	20
TypeH	10	40	10	20	20
TypeI	20	40	7	17	17
TypeK	40	30	20	5	5
TypeL	30	30	30	5	5

表2 モルタル供試体物理特性(28日養生後)

供試体名	見掛けの湿潤密度 (g/cm <sup>3</sup> )	比重	有効間隙率 (%)	一軸圧縮強さ (MPa)	弾性波速度 (P波 km/s)
Type A	2.233	2.26	21.0	23.58	4.15
Type B	1.716	1.72	57.2	1.56	1.82
Type C	1.900	1.93	41.1	2.70	2.32
Type D	1.769	1.79	41.4	4.98	2.36
Type E	1.897	1.92	41.8	4.77	2.69
Type F	1.946	2.01	37.6	13.43	3.14
Type G	1.883	1.92	43.3	5.25	2.65
Type H	1.611	1.67	57.7	0.61	-
Type I	1.665	1.69	56.8	1.74	-

The relationship between frost heave and the physical property of the pseudo-rock material

Takashi Ono (Hokkai-Gakuen University) and Yusuke Abe (Graduate school of Hokkai-Gakuen University)

### 3. モルタル供試体の凍結試験結果

モルタル供試体は三軸凍結試験機を用いて一次元凍結をさせた。凍結試験条件を表3に示す。TypeA~F 供試体による凍結試験は、まず凍結速度を0.5mm/hとして冷却側の温度を降下させて、高温側(吸水側)の温度は固定した。その後、両端面温度を固定した。TypeG~Iによる凍結試験は氷核形成後に両端面温度を固定した。凍結線はアイスレンズの発生が目視で確認できる供試体中央部に停滞させている。

凍上性の有無、凍上速度、凍結温度を表4に示す。表4からアイスレンズが発生した凍上性を有するモルタル供試体はTypeB, C, G, H, Iの5試料であることがわかる。表4では目視による明確なアイスレンズの発生が確認された場合を凍上性があると判定した。本報告では、アイスレンズが発生した後の時間-凍上量の関係における最大の傾きを凍上速度としている。本試験においては凍結線が供試体を貫通していないので、凍上速度は凍結線が供試体内で停止中に得られるアイスレンズの成長速度を意味していることになる。凍上性を有するモルタル供試体のうちTypeB, C 供試体は0.1mm/hを超える凍上速度が得られている。土の判定指標によると凍上性は中位から低位の中間にあたるが、モルタル供試体のような土にくらべ高強度な試料での凍上速度としては、凍上性が高いと判断できる値であると考えられる。凍結温度の推定はTypeB, Cはアイスレンズ発生位置と両端面温度から、TypeG, H, Iは計測した供試体内温度から算出した。TypeG, Iは相対的に低い温度でのアイスレンズの発生となっていて、凍上速度もその他の結果と比較すると小さな値を示していることがわかる。このことからアイスレンズの発生に必要な凍結温度が低い試料では凍上速度は小さな値を示すことが推測される。

表3 モルタル供試体凍結試験条件

	温度降下方式	温度勾配(°C/cm)	凍結速度(mm/hr)
TypeA	片面温度一定降下	2.0	0.5
TypeB	片面温度一定降下	2.0	0.5
TypeC	片面温度一定降下	2.0	0.5
TypeD	片面温度一定降下	1.0	0.5
TypeE	片面温度一定降下	1.0	0.5
TypeF	片面温度一定降下	1.0	0.5
TypeG	両端面温度固定	2.0	-
TypeH	両端面温度固定	2.0	-
TypeI	両端面温度固定	2.0	-

表4 凍上性の有無と凍上速度

供試体名	凍上性の有無	凍上速度(mm/h)	凍結温度(°C)
Type A	無	-	-
Type B	有	0.102	-0.60
Type C	有	0.111	-0.54
Type D	無	-	-
Type E	無	-	-
Type F	無	-	-
Type G	有	0.030	-1.60
Type H	有	0.070	-0.39
Type I	有	0.024	-1.41

### 4. 液性限界から推定する不凍水分量

本報告では、凍上現象を引き起こす主要因である不凍水の量を推定する方法として、A.R. Tice<sup>3)</sup>らが報告した右記の方法を用いた。式3,式4の実験式から不凍水分量は液性限界から得られる。試験はモルタル供試体を粉砕し0.425mmふるい通過試料を用いた。液性限界試験によって求められた、落下回数25回と100回時の含水比から式3の $w_{u, \theta=1}$ 、および式4

$w = w_u + w_i$  (式1)

$w_u$ : 不凍水分量  $w_i$ : 氷の含有量

$w_u = \alpha \theta^\beta$  (式2)

$\alpha, \beta$ : 土質試料による定数  $\theta$ : 温度(摂氏°C, 正の値)

$w_{u, \theta=1} = 0.346w_{N=25} - 3.01$  (式3)

$w_{u, \theta=2} = 0.338w_{N=100} - 3.72$  (式4)

$w_{N=25, 100}$ : 液性限界試験により求められる落下回数25, 100回時の含水比

表3 式2における定数 $\alpha, \beta$

	TypeA	TypeB	TypeC	TypeD	TypeE	TypeF	TypeG	TypeH	TypeI
$\alpha$	18.629	25.820	16.694	20.348	17.616	14.529	17.958	16.108	20.310
$\beta$	-0.277	-0.222	-0.309	-0.121	-0.173	-0.442	-0.119	-0.185	-0.141

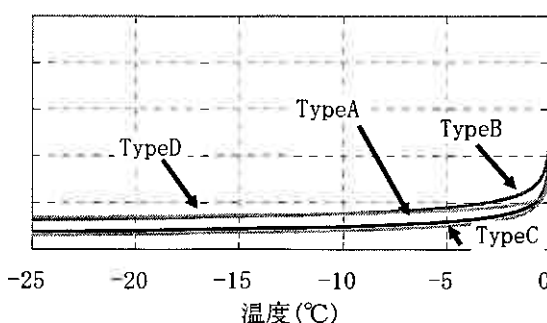


図1 モルタル供試体の不凍水分量曲線(TypeA~D)

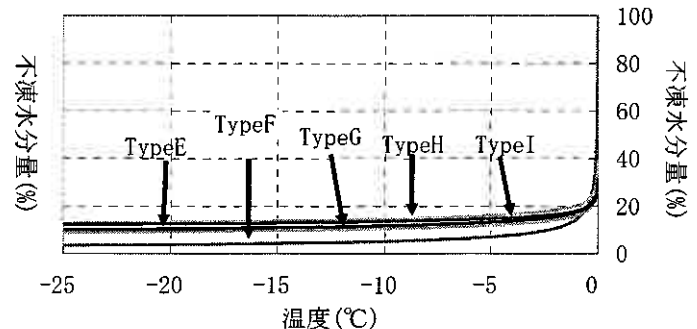


図2 モルタル供試体の不凍水分量曲線(TypeE~I)



の  $w_{u, e=2}$  を求め、その結果を式 2 に代入して  $\alpha$ 、 $\beta$  を求めた結果を表 3 に示す。表 3 の  $\alpha$ 、 $\beta$  から得られたモルタル供試体の不凍水分量曲線を図 1、図 2 に示す。Type F 供試体は最も低い不凍水分量を示した。これは不凍水分を多くもつ粘土が配合されていないためと考えられる。もっとも高い値を示した Type B はセメント量と珪砂量が少なく配合されており細骨材としての木節粘土とシルト量の配合割合が高いためと考えられる。その他のモルタル供試体の不凍水量には明確な違いは確認されなかった。凍結試験結果から  $-0.3 \sim -2^\circ\text{C}$  が凍結温度である結果が得られていることより、図 3 に凍結温度付近を拡大した部分を示す。図中には凍上性を持たない試料のみを示したが、凍上性の有無との関係は見られないようである。図 4 に  $-2^\circ\text{C}$  における不凍水量と凍上性の有無の関係を示す。Type F は木節粘土が配合されていない供試体であり、不凍水分量も低い数値を示した。Type A は木節粘土とシルトの両試料とも配合されていないが、他の試料と同じ程度の不凍水分量を示した。この結果からは不凍水分量と凍上性に強い相関を見ることができない。推定方法がモルタル供試体には適していないことも考えられる。

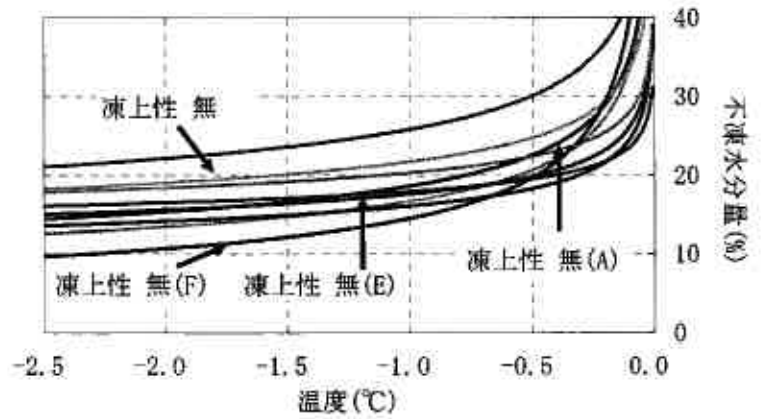


図 3 モルタル供試体の不凍水分量曲線(拡大図)

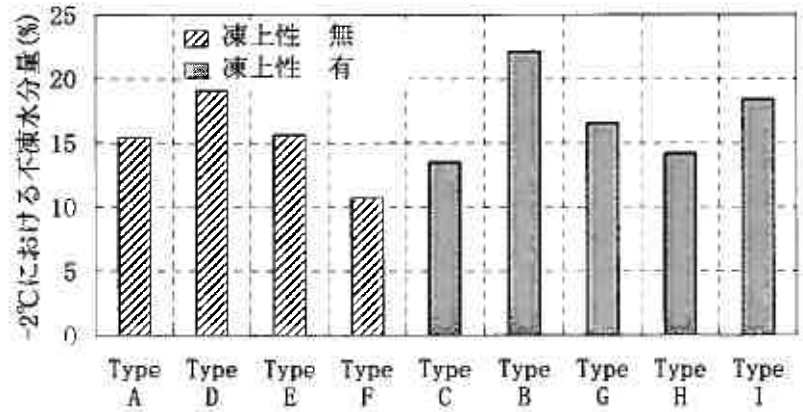


図 4 凍上性と不凍水量

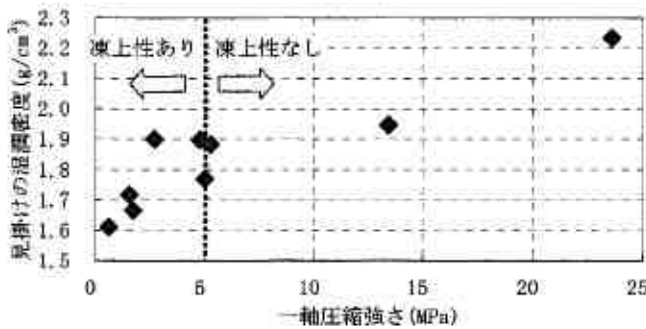


図 5 一軸圧縮強さ-見掛けの湿潤密度

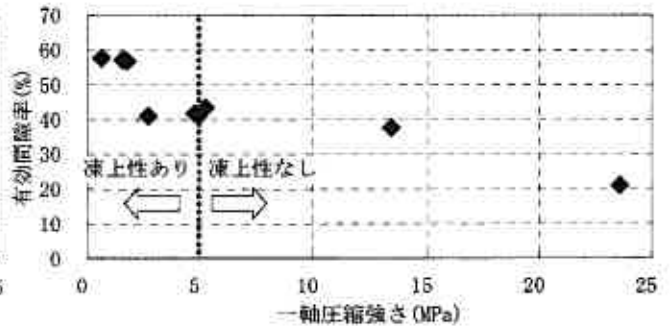


図 6 一軸圧縮強さ-有効間隙率

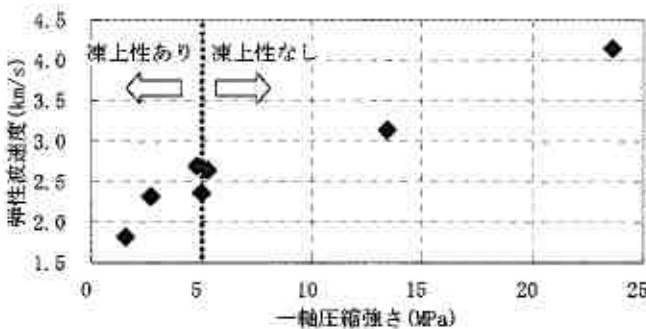


図 7 一軸圧縮強さ-弾性波速度(P波)

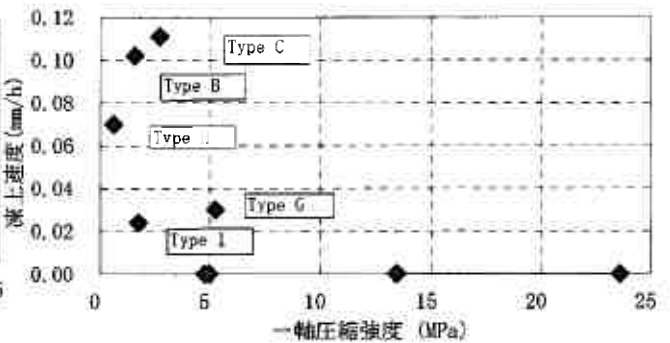


図 8 一軸圧縮強さ-凍上速度

## 5. モルタル供試体の凍上性と物理特性

凍結試験により求められた凍上性の有無とモルタル供試体の物理特性から凍上性と物理特性との関係を考える。一軸圧縮強さとモルタル供試体の物性を比較したものを図 5,6,7,8 に示す。凍上性を有する供試体の境界を一軸圧縮強さに着目して考える。凍上性を有する供試体でもっとも強度が大きな TypeG は 5.25MPa である。凍上性を持たない供試体でもっとも小さな強度は TypeE の 4.77MPa である。このことから一軸圧縮強さが 5MPa 前後に凍上性の有無の境界があると考えられる。TypeG がもっとも高い強度を持ち凍上性を有する供試体とすると図 5,6,7 より、見掛けの湿潤密度が  $1.9\text{g}/\text{cm}^3$  以下、有効間隙率が 40%以下、弾性波速度(P 波)が  $2.7\text{km}/\text{s}$  以下の条件の物理特性をもつ供試体は凍上性を有する試料であると考えられる。これを岩石試料に置き換えると風化した堆積岩に対応する。

図 8 は凍上速さと一軸圧縮強さの関係である。凍上速度と一軸圧縮強さには相関は見られない。しかし、この図からも凍上性を持つ供試体は一軸圧縮強さが約 5MPa 以下であることが推定できる。

## 6. まとめ

以上の結果をまとめると以下のようになる

- 1) モルタル供試体の凍結試験結果より、凍結温度が低くければ凍上速度が遅くなる結果を得た。ただし、本報告での凍上速度とはアイスレンズの成長速度である。
- 2) 液性限界によるモルタル供試体の推定不凍水分量は木節粘土が配合されていない TypeF 供試体でもっとも低い値を示したが、その他のモルタル供試体の推定不凍水分量には凍上性の有無との強い相関は見られなかった。
- 3) モルタル供試体の凍上性と物理特性の関係は、一軸圧縮強度さ 5MPa 前後に凍上性の境界があり、見掛けの湿潤密度が  $1.9\text{g}/\text{cm}^3$  以下、有効間隙率が 40%以下、弾性波速度 (P 波) が  $2.7\text{km}/\text{s}$  以下の条件下ではアイスレンズが発生・成長することがわかった。つまり、岩石試料に対してもこの数値から凍上性の判定を行える可能性がある。

## 参考文献

- 1) Akagawa, S. : Studies on the process of frost damages to stone remains under cold environments and its preservation methods, Ph.D.Thesis,1991
- 2) 根井剛一, 小野丘, 谷中保男 : 凍害を受ける切土軟岩の室内凍上試験, 2002 年度日本雪氷学会全国大会講演予稿集, pp.197 , 2002
- 3) 磯田卓也, 鈴木哲也, 疋田貞良 : 路床の凍上性と上載荷重の影響, 開発土木研究所月報, No.515, pp1-9,1996
- 4) A.R.Tice, D.M.Anderson, and A.Banin: The Prediction of Unfrozen Water Contents in Frozen Soils from Liquid Limit Determinations.: U.S. Army Cold Regions Regions Research and Engineering Laboratory Report CRREL : 76-8, pp.1-9,1976

## 不凍水の厚さによる NMR-T2 値の変化挙動

北海道大学 ○正会員 赤川 敏  
防衛施設庁 庄司浩通

### 1. はじめに

土の凍上機構の研究においては、粘土やシルト中の間隙水の諸物性が非常に重要な役割を持っている。すなわち、凍上の発生起源である不凍水の存在理由にはじまり、不凍水の力学的異方性および粘性といった力学的特性、不凍水の潜熱といった熱的性質が現在凍上理論の解明に非常に重要である。

本論文では上記の不凍水の諸物性のうち、不凍水の粘性を考察し得ると考えられるパルス NMR による T2 の計測値をさまざまな粘性土について計測し、その値の土粒子表面からの距離に伴う変化を考察する。

### 2. パルス NMR による T2 計測

本研究においては米国 Resonance 社製の Maran Ultola (写真-1 参照) を使用した。このパルス NMR は 0.7T (テスラー) の静磁場内に試料を置き試料内の水分子を構成する水素原子の核 (プロトン) の歳差運動の軸を揃え、次に 40.3MHz の回転磁場 (高周波) を与えプロトンを共振させ、高周波エネルギーを吸収させる。この共振時間を調節することにより歳差運動の軸を 90 度へと広げることができる。この状態が最大のエネルギーをプロトンが吸収した状態である。この最大エネルギーを吸収させる回転磁場の継続時間を 90 度パルスと呼ぶ。また、90 度パルスを与える磁場の継続時間の 2 倍を 180 度パルスとよび、このパルスを与えることにより歳差運動の軸を 180 度回転させることができる<sup>1)</sup>。

90 度パルスを与えるとプロトンは最大のエネルギーを吸収しその歳差運動の軸を 90 度傾け、さらにはこのプロトンの回転位相は与える回転磁場のそれと同期する。90 度パルスの終了時点からプロトンの歳差運動の軸は元の向き、すなわち静磁場のみの状態の方向へ戻る。このとき放出されるエネルギーは歳差運動の軸の回転角方向に偏波面を持つ高周波エネルギーの強さとして計測され、この減衰特性を FID (Free Induction Decay) と呼ぶ。この信号の強さはプロトンの量と比例関係にあるため、水分量の測定に利用することができる<sup>1)</sup>。

また、個々のプロトンの位相は静磁場の不均一性およびプロトン相互の作用により乱れ始め最終的には完全にランダムな状態へと移行する。この位相の乱れを示す指標は、歳差運動の軸の戻りに伴う FID とは 90 度異なる偏波面を持つ電磁波の強度で測定でき、T2 緩和曲線と呼ばれている。T2 緩和曲線は個々のプロトンの持つ歳差運動の位相の相互作用を示し、液体ではその減衰時間が長く固体では短い<sup>1)</sup>。このため、T2 緩和曲線の時定数である T2 の値はプロトンを保有する物質の流動性を示すものと考えられる。

実際の計測では静磁場の不均一性による位相の乱れを相殺し、また分子拡散の影響や繰り返しパルス幅の誤差を改善する目的で、CPMG (Carr-Purcell Meiboom-Gill) 法と呼ばれるパルスシーケンス (図-1 参照) をここでは採用した。このパルスシーケンスは、まず 90 度パルスを与え最大のエネルギーをプロトンに与えると共に位相を揃え、その後の減衰期間に 180 度パルスを複数回与えるものである。これにより、180 度パルス引加後に現れる複数の信号のピーク (Spin Echo) を計測し、その包絡線をもって T2 緩和曲線を得る。理論的に T2 緩和曲線は(1)式となることから、計測される曲線の時定数 (T2) を求めることになる<sup>1)</sup>。

$$Y = A \cdot \exp\left(-\frac{t}{T_2}\right) + B \cdots \cdots (1)$$

A, B : 任意の実数

Y : 信号強度

t : 時間



写真-1 使用したパルス NMR 装置

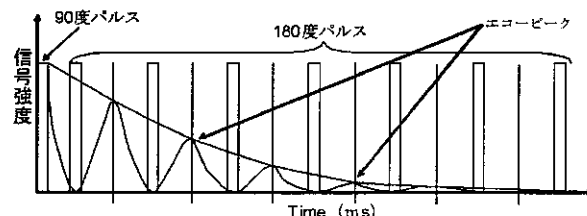


図-1 CPMG パルスシーケンス

### 3. 粘性土中の間隙水

土中の間隙水は負の温度環境になると砂では0℃で全て凍結し得るが、シルトおよび粘土ではその全てが凍結するわけではない<sup>2)</sup>。これは土粒子表面の物理化学的性質によるものとされているが、定量的に現象を解明するまでには至っていない。負の温度環境で凍結していない間隙水を不凍水とよび、凍結した間隙水を間隙氷とよぶ。

シルトおよび粘土で選択的に凍上現象が起きるのは、不凍水の存在が重要な要素であると一般に考えられている。すなわち、1) 不凍水と間隙氷は間隙で共存しているため両者が平衡状態であると考えれば古典熱力学的な取り扱いが可能となり、2) 一般化クラウジウス・クラペイロンの与える温度と圧力項の関係を保つように不凍水と間隙氷の圧力が場の温度により決定され、3) 土粒子骨格および間隙氷骨格の破断強度と温度場により決まる不凍水圧の低下により発生する動水勾配に沿って不凍水が移動し、アイスレンズで凍結するため凍上が起きると考えられる<sup>3)</sup>。このため、シルトおよび粘土の間隙中に存在する間隙氷や不凍水の分布や不凍水の流動性に関する情報が重要である。

既往の研究によりシルトや粘土においては不飽和と凍結状態における水分量が同一であれば、不飽和状態における間隙水と凍結状態における不凍水の分布は同一であると考えられている<sup>4)</sup>。また、不飽和土における間隙水および凍土の不凍水の厚さは、不飽和では乾燥が進むにつれて凍土では温度が下がるにつれて間隙水および不凍水の厚さは薄くなる。この関係は先の一般化クラウジウス・クラペイロンの式で示すことができる<sup>4)</sup>。

本報文では温度の低下と共にその厚さが減少する不凍水の流動性をパルス NMR による T2 の値を代用特性として検討する。

### 4. 不凍水量と不凍水厚さの温度依存性

磁性体を多く含まない土の不凍水量はパルス NMR の 90 度パルスにおける FID データより求めることができる。図-2 に国内外の土の不凍水分量の温度依存性を示す。同図の不凍水含有比は常温における含水比と同様、単位容積中の不凍水重量と土粒子重量の比をパーセント表示したものである。同図より、全てのシルトおよび粘土が不凍水を持つことが分かる。また、不凍水含有比は温度の低下と共に低下することが分かる。

表-1 各試料の比表面積

試料名	比表面積 (m <sup>2</sup> /g)
東品川粘土	100.9
Bangkok Clay	50.6
佐賀有明粘土	37.5
木筋粘土	35.9
横浜粘土	31.3
土丹	21.4
NSF Clay	6.2
copper River Clay	33.9
Calgari Silt	11.3
Dearmoun Silt	8.9
Fairbanks Silt	4.3
Hanover Silt	7.4

この不凍水含有比を個々の土の比表面積で除すことにより、土粒子表面の不凍水の平均的な厚さを求めることができる。ここでは窒素ガス吸着による BET 法により計測した個々の比表面積を用い、図-2 に示す個々の土の不凍水厚さの温度依存性を図-3 に示す。不凍水含有比と同様な温度依存性を不凍水厚さも示し、その厚さは凍上の根元であるアイスレンズの発生温度範囲である 0~-1℃<sup>5)</sup> では数十から数ナノメートルであることが分かる<sup>6)</sup>。

なお、ここで計測した土試料の比表面積を表-1 に示す。

### 5. 各種土試料の T2

表-1 に示す試料の内、土丹を例に T2 緩和曲線の温度による違いを図-4 に示す。なお、同図縦軸のスピンのエコー強度は相対値である。

正の温度環境におけるスピンのエコー強度が大きく、温度の低下と共にその値が低下している。これは、温度の低下と共に不凍水分量が低下しスピンのエコーを発生するプロ

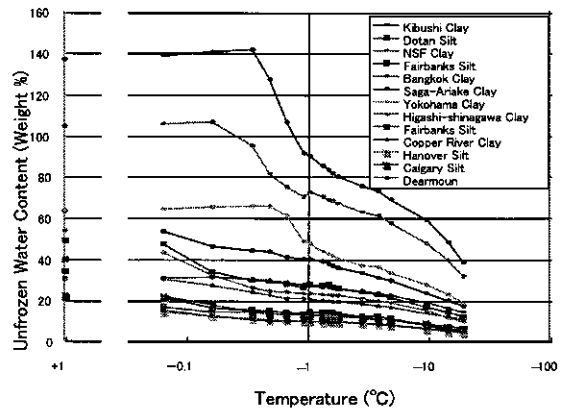


図-2 各種シルト・粘土の不凍水分量の温度依存性

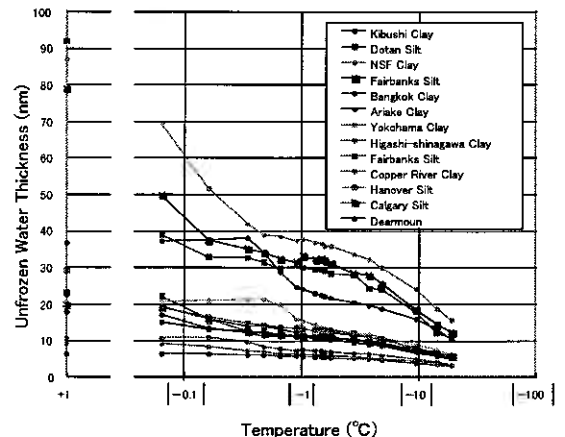


図-3 各種シルト・粘土の不凍水厚さの温度依存性

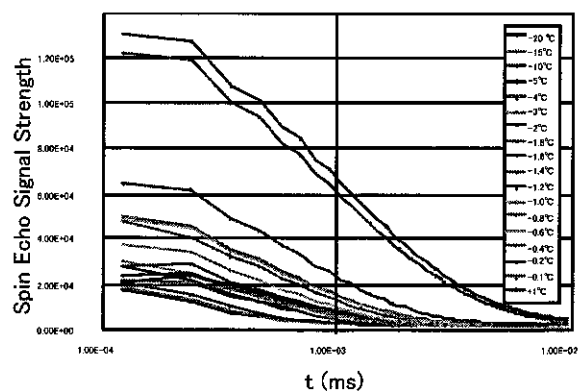


図-4 土丹の T2 緩和曲線

トン量が減少しているためと解釈できる。

高温域の緩和曲線は低温域のそれより直線部分が長時間存在している。図-4の横軸は対数軸であるため、この直線部分は(1)式の成立している部分を示している。このため、高温部分はT2が大きいたことが示唆されている。

使用した全てのT2緩和曲線を用いて図-4の直線部分を用いて(1)式を回帰し、各試料の各温度におけるT2を求めた結果を図-5に示す。

同図の縦軸および横軸はデータの識別し易さを向上させるために対数軸で示した。また同図横軸は正の温度と負の温度を対数軸上に表示させるために、2つの図を併記した形式としてある。すなわち、負の温度領域はその温度の絶対値によりプロットしてある。また、正の温度領域は基本的に大きな変化が認められないため、正の温度環境におけるおおよそのT2値として示してある。

全ての試料において正の温度域のT2値を最大値とし、温度の低下と共にT2値が漸減していることが分かる。このことからT2値は温度の低下と共に値が低下すると考えられるが、水(自由水)のT2値は温度の変化に関して大きな変化を示さないため一概に温度とT2値に正の相関があるとはいえない。また、別途実施した常温の自由水のT2値と同図の常温の間隙水のT2値を比較すると、前者が約1000ms、後者が数十から数msとその値が大きく異なっている。これは、細粒土中の間隙水は自由水とは異なる流動性を持つことを示唆している。

## 6. 不凍水厚さを考慮したT2値の解釈

図-6最上部に模式的に正の温度における土粒子周囲の間隙水分布を示す。同図中2番目以下に負の温度領域で温度の低下と共に不凍水がどのように減少し、代わって間隙氷が成長するかを同じく模式的に示してある。

凍結状態のシルトおよび粘土の不凍水は、一般に同図に示すように温度の低下と共に土粒子から離れた部分から間隙氷へと相変化するものと考えられている。

結果として、パルスNMRにおける計測可能なT2緩和信号もその温度で残存する不凍水から発生していると考えられる。すなわち、図-6の最も下部に示す図(-20℃と示す図)ではT2緩和信号が厚さ数ナノメートルの厚さの不凍水から発生しており、この値は水分子の大きさを考えると数十分子以下の厚さに相当し、土粒子直近の水分子のT2値を示していると考えられる。

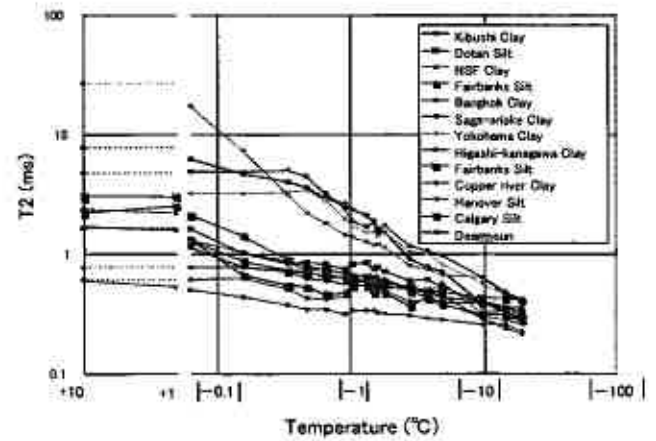


図-5 全土試料におけるT2の温度分布

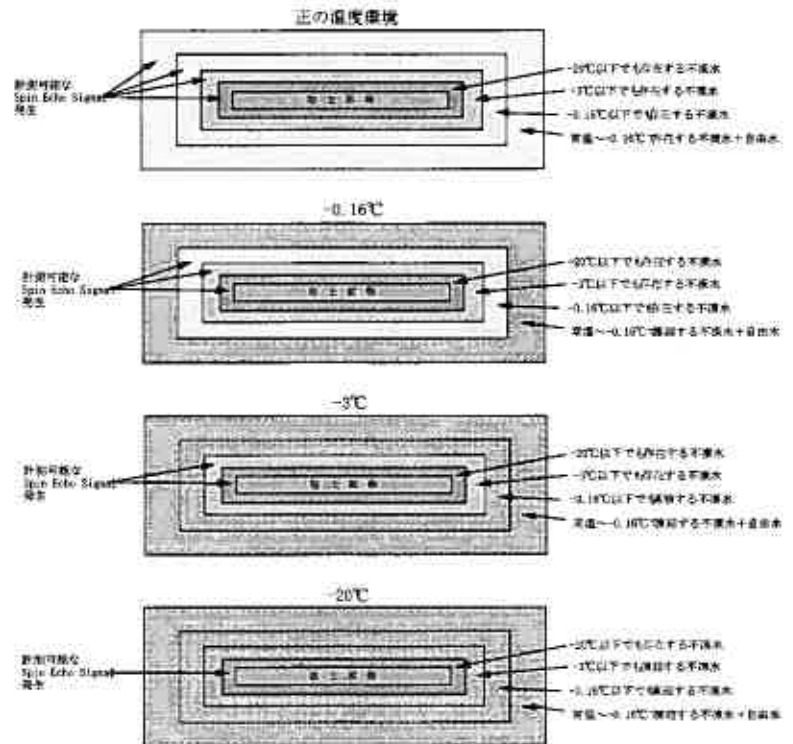


図-6 温度の低下に伴う不凍水の分布とT2緩和信号の発生箇所

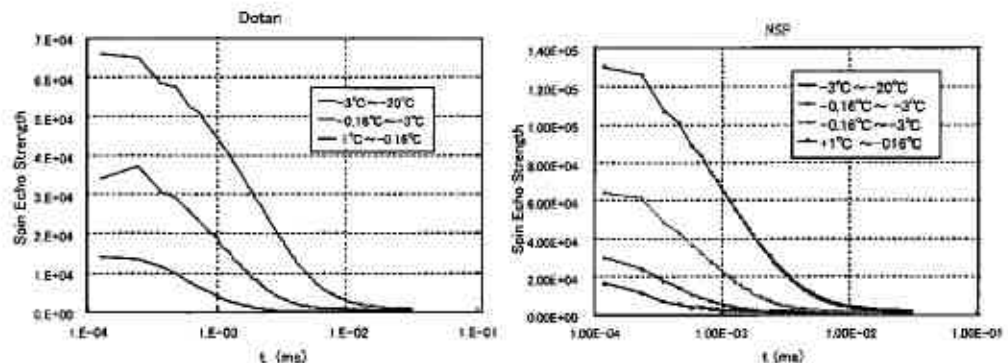


図-7 土丹・NSFのT2緩和曲線(解析に使用した温度における)

これに対して、同図の下から2番目の図(-3℃と示す図)では-20℃での状態を示す図中の不凍水からのT2信号と、その外側の不凍水からのT2値が混ざって発生していると考えられる。同様なことは、さらにその上の図(-0.6℃と示す図)についても言える。このため

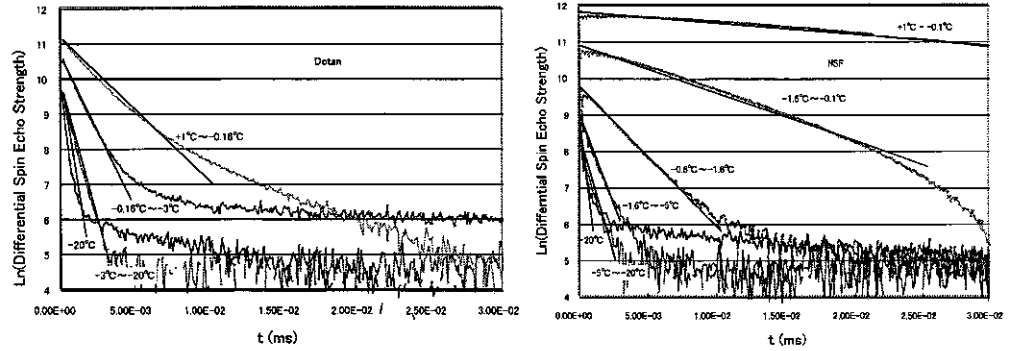


図-8 土丹・NSFにおける土粒子周囲からT2を決定するためのT2緩和曲線

§5に示したT2の値は、これら各厚さの不凍水から発生した異なるT2緩和信号が混ざったものであろうと考えた。

そこで、土丹およびNSF粘土に関して比較的不凍水厚さが均等になるような温度におけるT2緩和曲線を選択し(図-7参照)、まず図-6の-20℃を示す図におけるT2を解析し、次に-3℃のT2緩和曲線から-20℃のT2緩和曲線を差し引き得られたT2緩和曲線(図-8参照)から土粒子表面から第2層目の不凍水のT2値を求めた、同様の手法でその外側の不凍水のT2値を求めるという手法で、土粒子周りの不凍水膜毎のT2値を解析した。この結果を図-9に示す。同図に示すように、T2値は不凍水の厚さ(土粒子表面からの距離)の増加と共に増大している。また、別途計測した自由水のT2値が約1000msであったことを考慮するとシルトおよび粘土におけるT2値は1/100~1/2000と非常に小さな値であることが分かった。このことは、細粒土中の不凍水は自由水に比べ非常に流動性が低いことを示唆している。

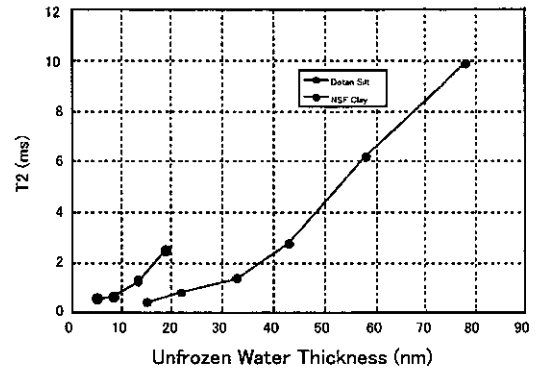


図-9 土粒子表面からの距離によるT2の変化

図-10には図-9に示したT2を不凍水の凍結温度との関係で示す。同図より低い温度で凍結する不凍水は低いT2値を示すことが分かる。

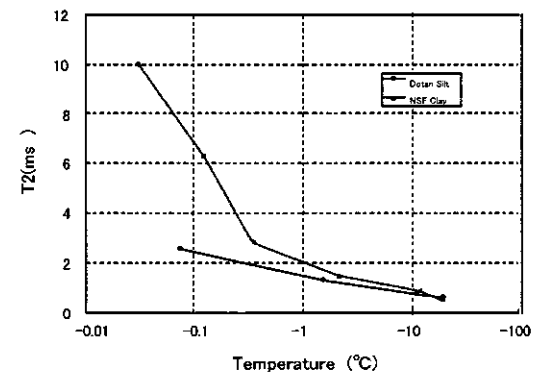


図-10 不凍水の凍結温度とT2値の関係

## 7. まとめ

パルスNMRにより13種類のシルトおよび粘土のT2値を常温から-20℃の温度範囲で計測した。この結果以下の結果を得た：

- 1) 常温の自由水に比べ常温の間隙水のT2値は1/20~1/1000と非常に低い値であった。このことから、常温においても細粒土の間隙水は自由水に比べ流動性が低いことが予想される。
- 2) T2値は不凍水の存在温度および量が低下するほど低下する。このことから、土粒子の周りの水は土粒子の近傍に存在するほどその流動性が低いことが予想される。

## 参考文献

- 1) 例えば、福森健三：パルス法NMR、豊田中央研究所 R&D レビュー、Vol.21、No.1/2、pp.23-40、1986。
- 2) Williams, P.J., Unfrozen Water Content of Frozen Soils and Soil Moisture Suction, Geotechnique, Vol.14, No.3, pp.231-246, 1964。
- 3) 赤川 敏：土・岩・モルタルの凍上現象とそのアイスレンズ発生の巨視的メカニズム、雪氷、66巻、2号、pp.149~161、2004。
- 4) Black P.B. and A.R. Tice, Comparison of Soil Freezing Curve and Soil Water Curve Data for Windsor Sandy Loam, U.S.A. Cold Regions Research and Engineering Laboratory, CRREL Report 88-16, 1988。
- 5) 佐藤正己、木村俊介、赤川敏、凍上試験におけるアイスレンズの発生温度、土の凍結と室内凍上試験法に関するシンポジウム、pp.35-38、2001。
- 6) 鞠谷佳郎、高橋賢士、原口征人、赤川敏、各種粘性土の不凍水厚さの温度依存性、第37回地盤工学研究発表会、pp.1169-1170、2002。

## 地盤凍上に関する最近の話題と今後の課題

地盤工学会北海道支部 地盤凍上に関する研究委員会

### 1. はじめに

地盤の凍結・凍上現象に対応した設計方法や対策工法については、手法としては存在しているがその理論的背景が乏しいものも多く、特に対策工法については統一的な見解のもとにあるわけではない。例えば、置換厚さの決定方法、材料の凍上性判定、カルバートボックスや擁壁などの構造物背面土の凍上問題と凍上圧の取扱いなどについては不明確な要素もあり、設計や施工上の問題となることが多い。

地盤工学会北海道支部では、凍上対策工法とその運用方法の整理を総括的に行うことを目的に平成15年度より「地盤凍上に関する研究委員会」を発足させた。当委員会は、凍上問題に関係した研究者および技術者から委員を選出し、情報の共有化を図るとともに、凍上に関する研究成果を社会に発信することを目的としたものである。本報告は、委員会の経過報告と凍上に関する最近の話題等を紹介するものである。

### 2. 委員会の概要

委員会期間：平成15年4月～平成18年3月（3カ年）

委員の選定：公募による委員募集を原則とした。表-1は委員会の構成メンバーである。

活動内容：年5～6回程度の頻度で委員会を開催し、これまでに表-2に示す項目について検討した（写真-1）。

表-1 委員会構成メンバー

役職	氏名	所属
委員長	小野 丘	北海学園大学
幹事兼委員	斎藤 和夫	北電総合設計㈱
幹事兼委員	川端伸一郎	北海道工業大学
委員	赤川 敏	北海道大学大学院
委員	鈴木 輝之	北見工業大学
委員	高見 雅三	北海道立地質研究所
委員	外塚 信	札幌道路エンジニア㈱
委員	豊田 邦男	JH北海道支社札幌技術事務所
委員	西本 聡	(独)北海道開発土木研究所
委員	林 啓二	㈱ドーコン
委員	堀江 康則	㈱カネカ
委員	松浦 綾乃	㈱ジオテック
委員	松谷 正憲	㈱構造技研北海道支社
委員	森田 恵弘	清水建設㈱北海道支店
委員	森 淳子	北海道大学大学院

表-2 平成15～16年度の検討項目

	項目（キーワード）
準備委員会 (5/8)	凍上関連項目の抽出・整理
第1回 (7/11)	凍上関連項目の抽出・整理、活動方針
第2回 (8/21)	凍上に関する諸基準
第3回 (10/31)	凍上発生メカニズム、凍上試験
第4回 (11/18)	凍上被害事例とその対策
第5回 (12/15)	補強土の凍上被害事例報告
第6回 (2/26)	火山灰地盤の凍上
第7回 (5/11)	冬季土工、屋外凍上試験 土の試験法、補強土壁被害
第8回 (6/29)	冬季土工、断熱工法、凍上圧
第9回 (8/25)	安定処理土の凍上特性 物理探査による凍結深推定
第10回 (10/18)	岩盤路床の凍上 凍結融解による斜面物質移動
第11回 (12/6)	断熱材
第12回 (1/26)	L型擁壁と補強土壁の凍上対策

### 3. 検討課題の選定

本委員会では、設立時に凍上に関する具体的な課題の抽出を目的として、委員による凍上問題に関するブレインストーミングを行った。図-1にそれらをまとめたチャートを示す。なお、同図には、委員会でこれまで扱った検討項目との関係も示した。このチャートは委員会の進行に伴い適宜、加筆修正をする予定である。



写真-1 委員会風景







#### 4. 検討項目の概要

##### 4-1 凍上に関する各種基準（指針）

アスファルト舗装要綱や道路土工－排水工指針－に代表されるような各種の設計基準（指針等）には、凍上に関する記述がみられる。記述の内容は各基準書等によって様々であるが、これらを総合的な見地から照査することは、凍上問題を認識する上で重要な資料になると考えられる。本委員会では、表-3に示すような凍上に関する記述がある基準（指針等）について情報収集をおこなった。なお、これらの記述についての照査は終了していないが、今後継続的に委員会で情報収集し、討議する予定である。

##### 4-2 詳細検討項目の概要

表-2 および図-1 に示したように、本委員会において詳細に検討した項目について、その概要および今後の展望などを列記する。なお、各項目については、関連文献なども参考にさせていただきたい。

表-3 凍上に関する記述がある基準（指針）一覧

No.	基準（指針）名
1	アスファルト舗装要綱
2	道路土工 排水工指針
3	道路設計要領 [技術編]
4	北海道建設部道路設計要領 [技術編]
5	建設法規解説
6	寒地フレーム水路設計施工要領
7	土地改良事業計画設計基準 設計「農道」基準書
8	積雪寒冷地における用水路の設計技術基準（案）
9	道路工事設計基準
10	日本道路公団設計要領第一集土工編（平成10年5月）
11	管水路凍結深基準図
12	設計積算会議説明資料 昭和58年～昭和60年度分
13	公園緑地工事設計要領
14	送電用支持物設計標準 JEC-127
15	スカート断熱工法 設計・施工マニュアル

タイトル (提供者)	項目① 土の凍上機構（赤川 敏）
概要	<p>寒冷地において身近な現象である凍上のメカニズムはまだ判明していない。このため当然のことではあるが、一般には誤った理解が浸透している。このため正しい理解の一助とするため、凍上のプロセスを凍土中の不凍水の存在とアイスレンズの諸性質から実験で確認されていることがらを確認しながら解説した。</p> <p>具体的には、不凍水と間隙水が相平衡状態で成立する一般化クラウジウス・クラペイロンの式（GCCE）から導かれる間隙水の圧力が、上載圧と土（岩、モルタル等）の引張り強度を越える際破断が起き、この破断による引張り強度の消失分だけ上記のGCCEが与える不凍水圧の低下が発生し、この水圧低下によりアイスレンズへ向かう間隙水の流れが発生するというプロセスである。</p>
今後の展望 (問題提起)	<p>凍上は不凍水の存在が必要条件である。この不凍水の存在量を低減する、あるいは不凍水の連続性を断つことが、地盤を凍結させないという対策と同様に本質的な対策と成り得る。この意味で、荷重（力）による凍上量の低減は本質的な対策には成り得ない。</p>
関連文献	<p>「土・岩・モルタルの凍上現象とそのアイスレンズ発生 of 巨視的メカニズム」、赤川敏、雪氷、66巻、2号、pp.149～161、2004。</p>

タイトル (提供者)	項目② 凍上試験（小野 丘）
概要	<p>2003年に地盤工学会基準として新規に制定された「凍上性判定のための土の凍上試験方法」の内容の説明と制定に至る経緯を説明した。従来のいわゆる凍上試験方法とこの新基準との大きな相違は、凍結過程 of 温度制御方法や凍結方法を詳細に規定して凍結速度を一定の範囲内に限定した上で、土の凍上性を凍上速度で評価することができる点にある。そのように規定したことで、土の凍上性を三段階で判定できるように凍上速度の基準値を提案することができ、従来利用されていた試験法の不合理な部分や凍上性判定の曖昧さが改善されたものと考えられる。</p>
今後の展望 (問題提起)	<p>新規制定凍上試験方法は基準化されたばかりであり、実務での普及に伴い必要修正箇所が判明する可能性は残されている。礫混入試料と除去試料との結果の関係や凍上性判定の目安である凍上速度の基準値の実用性吟味などは、今後の利用実績報告や関連する研究成果に期待したい。</p>
関連文献	<p>「凍上性判定のための土の凍上試験方法」、JGS0172-2003、地盤工学会、新規制定地盤工学会基準・同解説VII（2003年度版）、2003。  「講座－土の凍結と地盤工学－凍上試験法」、小野丘・山本英夫・伊豆田久雄、土と基礎、Vol.51、No.6、pp.47～52、2003。</p>

タイトル (提供者)	項目③ 北海道の高速道路の凍上被害とその対策・調査・研究 (豊田 邦男)
概要	①高速道路の凍上対策の基本, 凍結深さの推定方法, 材料品質規定, 切土部・低盛土部, ボックスカルバート部, 凍上性判定試験, 置換え深さの変遷, のり面の縦排水について説明した. ②北海道の凍上被害実態とその対策として, 切土部, ボックスカルバート, のり面, 用排水構造物, トンネルを説明した. ③ J H札幌技術事務所が実施している, 凍上に関する調査・試験研究を説明した. ・断熱材による凍上抑制効果検証 ・ボックスカルバート裏込土の凍上 ・ I R I による路面凍上管理手法 ・冬期土工 ・グラウンドアンカー ・室内試験による安定処理土の凍結融解繰返しに対する耐久性
今後の展望 (問題提起)	J H北海道支社管内の高速道路で発生した凍上被害とその対策において, 凍上技術者が相互に, 現場での問題点を共通認識し, 今後の凍上技術の調査・研究に活かし, 凍上の設計・施工の基準化することが重要である.
関連文献	「凍上技術テキスト」, J H日本道路公団北海道支社札幌技術事務所, 2003.

タイトル (提供者)	項目④ 冬期現場計測による擁壁背面の土中温度分布 (林 啓二)
概要	寒冷地における道路構造物に対する凍上対策として, 北海道開発局で要領化されている補強土壁背面土を粗粒材で置換した現場 (壁高 8m, 路体盛土は凍上性材料) での冬期間の土中温度および壁面の迫り出し量の計測を行い, その土中温度分布データから北見工業大学から提案されている擁壁背面土置換範囲との検証比較を行った報告である. この結果, 冬期間の凍結深は, 壁面上部で置換厚さを大きく越えた約 170cm となったが, 壁面の迫り出しは 2mm 弱の変動はあったものの融解期に戻る挙動を示した. また, 背面土中温度分布については, 北見工業大学による擁壁 (高さ 3m) の置換範囲の設定方法を今回の高さ 8m の場合に適用したとき, 擁壁背面の低温域 (2℃以下) を包括した状態となっており, その置換範囲が概ね妥当と判断された.
今後の展望 (問題提起)	擁壁下部や上部の置換範囲に不経済となる場所もあり, より経済性を考慮した置換範囲を今後再検討する必要がある.
関連文献	「道路工事設計施工要領」, 北海道開発局建設部道路建設課監修, (社) 北海道開発技術センター 「ボックスカルバートの道路凍上現象(3)」, 小林修司・林啓二・本間公康・櫻庭満・鈴木輝之, 技術報告集第 40 号, 地盤工学会北海道支部, pp.27~36, 2000. 「北見工業大学共同研究成果報告 置換工法による土留め構造物の凍上対策」, 鈴木輝之, 2003.

タイトル (提供者)	項目⑤ 火山灰土と凍上 (斎藤 和夫)
概要	地盤工学会北海道支部において工学的分類の立ち後れから顕在化したいろいろな問題点を示し, 平成 4 年に支部に火山灰委員会が組織されその後の足跡について説明を行った. また, それと併行して地盤工学会北海道支部が行った火山灰のアンケートの結果も報告した. この中で火山灰に対して凍上抑制層の材料としての適否に対して感心が強いことの結果が示された. 火山灰の特殊性について, 一般の砂質土と比べて, 材料特性の面からと, 地盤としての面から特徴を示し, 粒子が破碎性であることのために転圧効果が低いことや, N 値で評価した場合に地盤の強度を過小評価することなどが示された.
今後の展望 (問題提起)	火山灰と一般土との違いが明らかになっているものの, 凍上性については不明な点が多い. 火山灰地盤において凍上現象が起きるのか? 否か? それらを解明することが必要である.
関連文献	「道内火山灰の工学的性質」, 斎藤和夫・三浦清一・池田晃一・浅利正明, 技術報告集第 36 号, 地盤工学会北海道支部, pp.91~98, 1996. 「実務者のための火山灰土」, 地盤工学会北海道支部北海道火山灰土の性質と利用に関する研究委員会, 2004.

タイトル (提供者)	項目⑥ 火山灰土の凍上性について (川端 伸一郎)
概要	火山灰土に関する置換材料の材料判定の基となった既往の研究を紹介し、併せて新たに行った道内火山灰土の凍上試験結果などから凍上性と相関がみられる土質指標を明らかにした。従来までの材料基準では、火山灰土に関して細粒分含有率と強熱減量を判定指標として用いてきたが、両指標のうち一般に凍上性との相関がみられるはずの細粒分含有率には明確な関係は無く、強熱減量との相関が高いことが分った。さらに、他の土質指標との相関を調べた結果、火山灰土の凍上性と相関性が高い指標は、自然含水比であることが明らかとなった。これらの結果から、自然含水比を主軸とした火山灰土の凍上性簡易判定法を提案した。
今後の展望 (問題提起)	強熱減量や自然含水比が凍上性と関連する根拠を明らかにできていない。今後は、凍上性と直接的に結び付く粒子性状に起因する比表面積や不凍水量などからのアプローチが必要となる。
関連文献	「火山灰土の凍上性と各種土質指標の関連性について」、川端伸一郎・池田晃一・神谷光彦・土岐祥介、火山灰地盤の工学的性質の評価法に関するシンポジウム発表論文集、地盤工学会、pp.93～98、2002。

タイトル (提供者)	項目⑦ 火山灰土の凍上被害対策事例 (豊田 邦男)
概要	火山灰土における凍上対策 5 事例について紹介した。 事例 1 不良土対策 (トラフィカビリティの確保) 事例 2 のり面崩壊対策 事例 3 寒冷・豪雨地区の高盛土対策 事例 4 路面の凍上被害対策 事例 5 冬期施工 (凍結) 対策検討
今後の展望 (問題提起)	各種凍上被害事例を踏まえ、現地に対応した施工実績を評価し、今後の設計・施工基準に反映させることが重要な課題である。
関連文献	「実務者のための火山灰土」、地盤工学会北海道支部北海道火山灰土の性質と利用に関する研究委員会、pp.61～83、2004。

タイトル (提供者)	項目⑧ 冬期土工の品質向上について (西本 聡)
概要	北海道のような寒冷地では、冬期土工は一般的に夏期施工に比べ品質低下が懸念されることから極力避けられてきた。しかし、高規格幹線道路など大規模土工を必要とする道路の工期短縮や、渇水期である冬期間に行われることが有利な河川堤防の工事など、冬期間に土工工事を行うことが望ましい場合もある。そこで、冬期土工の品質向上を目指し、冬期盛土の品質低下の原因の究明、さらに合理的な施工法の開発を目的に屋外盛土試験を 3 箇年にわたり実施した。その結果、冬期に施工される盛土への凍結土の混入は、盛土品質に大きく影響を及ぼすこと、凍結土が混入した盛土では長期間にわたり盛土内部に凍結土が残存し、それが時間をかけて融解することにより盛土の変形が進行されることが分かった。対策としては、盛土施工時に凍結土を極力除去するとともに、1 層の締め固め厚さを 20cm に薄く施工することを提案した。
今後の展望 (問題提起)	薄層化することにより数均し転圧回数が増え施工費は増加することになるため、早期供用によるサービス向上、早期の安全性確保など施工費増を上回る効果を勘案して施工する必要がある。
関連文献	「冬期土工における締め固め厚さと盛土品質の関係」、渡邊栄司・西本聡、技術報告集第 44 号、地盤工学会北海道支部、pp.33～36、2004。

タイトル (提供者)	項目⑨ 試験土槽を用いた屋外凍上試験について (西本 聡)
概要	土の凍上現象は、土質、水の供給、気象条件の3要素が兼ね備わったときに顕著に発生する。土の室内凍上試験は、水の供給およびある温度条件の下での土の凍上性を示してくれるが、自然状態における地盤の凍上性状まで示すものではない。そこで、将来的に自然状態における土の凍上量予測を行うことを目標に、自然状態における土の凍上性に関する基礎資料を蓄積するべく、試験土槽に盛土地盤をつくり、土質、地下水位の違いが凍上量、凍上圧にどのように反映するかを3箇年にわたり調査した。3箇年にわたる屋外凍上試験から、土質により凍結面の進行速度、最大凍結深が異なり、それは土の熱伝導率の大小と関係すること、最大凍結深は地下水位の設定により変化し、地下水位を浅くすると小さくなることがわかった。また、最大凍結深および気象条件によるが、最大で3~8MPaの凍上圧が計測された。
今後の展望 (問題提起)	今後は同一試料を用いて地下水位の設定を変えた試験を同時に行うなど、凍上に影響するパラメータの定量的整理に役立つ資料を蓄積する必要がある。
関連文献	「試験土槽を用いた土の凍上実験」、西川純一・櫻庭満、土の凍結と室内凍上試験方法に関するシンポジウム論文集、地盤工学会、pp.79~82, 2001.

タイトル (提供者)	項目⑩ 凍上被害例と凍上性判定試験方法について (松浦 綾乃)
概要	道路・空港・擁壁・法面・マンホール等の様々な構造物における、凍上・凍着凍上・凍結融解等の凍結に関わる因子により起きた被害例を紹介した。また、これらの被害実態から、土の凍上性についてより精度が高く、多種の方法を統括する凍上試験が求められ、これに伴い地盤工学会基準に「凍上性判定のための土の凍上試験法」新しく加わったが、この試験の概要と、凍上性の判定指標として挙げている凍上速度の選定の経緯として、測定例や従来の凍上試験法との判定比較等で紹介した。
今後の展望 (問題提起)	様々な構造物に対して、明確な判定基準を設ける必要がある。
関連文献	「土の凍上性判定試験法に関する研究(4)」、松浦綾乃・鈴木輝之・山下聡、第36回地盤工学研究発表会講演集、地盤工学会、pp369~370, 2001. 「土の凍上試験法に関する研究(3)―判定基準の決定―」、松浦綾乃・高橋邦行・鈴木輝之・山下聡、技術報告集第41号、地盤工学会北海道支部、pp123~128, 2001. 「土の凍上性判定試験に関する研究」、松浦綾乃・鈴木輝之・山下聡、土の凍結と室内凍上試験方法に関するシンポジウム発表論文集、地盤工学会、pp53~60, 2001. 「土の凍上性判定試験法に関する研究(5)―セル内壁の摩擦について―」、松浦綾乃・鈴木輝之・山下聡、第37回地盤工学研究発表会講演集、地盤工学会、pp1189~1190, 2002.

タイトル (提供者)	項目⑪ 大規模重機工事における冬季盛土 (森田 恵弘)
概要	一般に北海道のような寒冷地では、品質上の問題から冬期間に盛土は行われていないが、高さ60m、土量450万m <sup>3</sup> の内150万m <sup>3</sup> を冬期間に施工した例を紹介した。この盛土は、特に沈下に関して厳しい品質を要求される自動車用テストコースの盛土で、施工時の最低気温は-22.3℃、凍結指数486.9℃dayであった。 施工方法は、切土から発生する盛土材の保有熱を活用するために、事前掘削や仮置は行わず、一回の掘削深さも深くしている。さらに盛土の施工速度を2~3日/1層(30cm)以内にコントロールして、凍結の進入を制御した。これらにより、転圧、放置中に外気に冷却され盛土の表面から凍結が進入するが、次層の盛土材の保有熱により、凍結部分が解凍されることとなった。施工に際しては、潜熱を考慮した熱伝導解析を行って凍結領域を予測し、クロスホール法による弾性波探査で確認した。その結果、冬期盛土施工終了直後で、凍結領域が確認されたのは、年末年始の長期休止期間による厚さ50cmだけであった。
今後の展望 (問題提起)	・通年施工化技術指針のようなマニュアル化
関連文献	「北海道のような寒冷地における冬期大規模重機土工事」、赤川敏・森田恵弘・山本猛・山内義一・西尾伸也、第30回土質工学研究発表会講演集、pp.1129~1130, 1995. 「北海道のような寒冷地における大規模冬期盛土工事事例」、森田恵弘・赤川敏・西尾伸也・山本猛・山内義一、土木学会第50回年次学術講演会講演概要集3-A、pp.726~727, 1995. 「寒冷地における大規模重機土工事の冬期施工」、清水建設㈱土木フォーラム1995. 「寒冷地における冬期の盛土施工方法」、特許第3520474号

タイトル (提供者)	項目⑫ 道路の凍上抑制に XPS を用いた断熱工法 (森田 恵弘)
概要	<p>道路の凍上抑制層に断熱材を用いる工法は、国内で35年以上の歴史があるが、経済性などの理由からその適用範囲は、凍上抑制層が深くなる地域だけであった。また、断熱材自体の耐久性や施工時の損傷程度など、採用する側にとって不安要素が拭いきれていなかった面もある。</p> <p>施工時の損傷について、過去に施工した断熱材の掘削調査および埋設実験をおこなった。この結果より、これまでの施工断面構成を見直し、施工方法を改善することで、工事費を含め安価な断面構成を計画した。この断面構成は、最低気温<math>-24^{\circ}\text{C}</math>、理論凍結深度140cmの寒冷地で既に施工している。さらに、この断面構成見直しの際には、2次元熱伝導解析を行い、舗装端部からの凍結の回りこみによる舗装端部の凍上害が生じないように留意して断面構成を決定した。</p>
今後の展望 (問題提起)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・設計方法を確立する必要がある。</li> <li>・EPS, XPSの耐久性(吸水性, 強度低下 etc)</li> <li>・高強度 XPS</li> </ul>

タイトル (提供者)	項目⑬ 凍上圧について (松谷 正憲)
概要	<p>凍上で被害を受けたボックス・カルバート、L型擁壁、U-トラフの事例から、凍上圧に関係する要因を分析し、凍上圧との関連をまとめた。構造上、凍上圧は、ボックス・カルバートの場合、側面・上面から、L型擁壁・U-トラフは側面から影響を与える。ボックス・カルバートの事例では、上面部で凍土厚と凍上圧に密接な関係があることが報告されている。また、L型擁壁では、気温変化によって起こる凍上圧が、「繰返し荷重」として影響を与えることが報告されている。さらに、L型擁壁の凍上圧は、裏込め土の排水条件により変化することも報告されている。U-トラフでは、裏込め土の種類により凍上圧が変化することが報告されている。以上の要因を踏まえ、構造物に与える凍上圧を推定した。</p>
今後の展望 (問題提起)	<p>今回の事例からの調査では、凍上圧に関連する要因について方向性は見出すことはできたが、凍上圧の算定根拠は明確となっていない。今後は、構造物ごとに異なる要求性能に対して、凍上圧の影響や要因、算出方法について検討する必要がある。</p>
関連文献	<p>「ボックス・カルバート周辺裏込め土の凍上特性」, 豊田邦男・山口清人・古川武志・斉藤和夫, 技術報告集第42号, 地盤工学会北海道支部, pp.293~298, 2002.</p> <p>「火山灰質粘性土造成地における小規模プレキャストL型擁壁の変状」名久井保・塩井幸武・熊谷浩二, 火山灰地盤の工学的性質の評価法に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.197~202, 2002.</p> <p>「小型U-トラフの凍上被害に関する野外実験」, 鈴木輝之・山田利之, 土木学会論文集, No.418/III-13, pp.163~pp.172, 1990.</p>

タイトル (提供者)	項目⑭ 安定処理土の凍上特性 (川端 伸一郎)
概要	<p>セメントおよび石灰安定処理の概要を紹介し、凍上抑制工法としての利用の可能性について説明した。研究報告は石灰安定処理に限定されるが、強度と凍上抑制効果の関係や凍上抑制原理についての考察および現場施工例などを例に挙げた。凍上抑制効果と強度には相関がみられ、凍上試験後のCBRで評価すると、CBRが100を超えた安定処理土では凍上は発生しないことを示した。また、凍上抑制原理としては、従来からいわれる透水性の減少は僅かであり、安定処理による吸水ポテンシャルの減少が凍上抑制の原因であるとした。この結果から、従来の強度増加を目的とした安定処理と凍上抑制を目的とした安定処理では、養生方法などにおいて工法的な違いを付けられる可能性を示した。さらに、現場施工例を挙げ室内試験で得られた凍上抑制効果が原位置でも得られることを紹介した。</p>
今後の展望 (問題提起)	<p>原位置での長期安定性や施工上の問題などを検討・整理する必要がある。室内試験で得られた結果は比較的良好なものであり、今後は実用化に向けて、積極的に原位置での基礎データを蓄積することが望まれる。</p>
関連文献	<p>「石灰系固化材を用いた安定処理土の強度と凍上性」, 川端伸一郎・神谷光彦, 農業土木学会論文集, Vol.65, No.6, pp.105~pp.111, 1997.</p> <p>「試験盛土における石灰安定処理の凍上抑制効果」, 川端伸一郎・神谷光彦・大沢正人, 土と基礎, Vol.46, No.4, pp.25~pp.28, 1998.</p> <p>「水分特性の変化が石灰安定処理土の凍上特性に与える影響」, 川端伸一郎・神谷光彦, 土木学会論文集, No.666/III-53, pp.261~pp.268, 2000.</p>

タイトル (提供者)	項目⑩ 季節凍土における物理探査 —比抵抗及び自然電位による凍結深さ・凍結・融解プロセス解明— (高見 雅三)
概要	非破壊探査の1つである物理探査により、凍結・融解プロセスの解明や凍結深さの簡易解析を専門的な知識なくとも簡便にできる方法を紹介した。電気探査による方法は、凍結・融解プロセスの解明や凍結深さの解析には、非常に有効な手段であるが、初期費用が高く、設備も大きくなるデメリットがある。一方、自然電位による方法は、電気探査の凍結・融解プロセス結果とほぼ一致し、また温度依存性があることも分かった。凍結深さの算出については、課題はあるが、凍結・融解プロセスの解明には、初期費用が安価でかつ装置もコンパクトな自然電位法の方が有利であることを報告した。
今後の展望 (問題提起)	自然電位の課題は、全凍結・融解プロセスにおける凍結深さの算出方法である。しかし、温度依存性が確認されており、凍結線の存在も推測できることから、将来解析できる可能性はある。
関連文献	「季節凍土における電気探査—比抵抗法における凍結・融解程度及び凍結深さの簡易解析—」, 高見雅三・土谷富士夫・後藤典俊・武藤 章・吉田 透, 物理探査, 第55巻, 第6号, pp523~536, 2002. 「季節凍土における電気探査—凍結・融解過程における自然電位の変化について—」, 高見雅三・土谷富士夫, 物理探査学会, 第105回(平成13年度秋季)学術講演会, pp117~120, 2001.

タイトル (提供者)	項目⑪ 岩盤路床の路面凍上被害 (外塚 信)
概要	道路建設では切土路面が岩盤路床である場合、凍上抑制層を設けるなどの凍上対策を行わず、上層路盤・舗装を敷設することがマニュアル化されている。しかし、道内の高速道路で凍上対策を行っていない切土部道路において凍上被害が発生することがある。 岩盤路床の凍上性に関する話題として、蛇紋岩層、凝灰岩、火山角礫岩を基盤層とする3箇所の切土部道路の凍上調査結果を報告した。凍上発生箇所の岩質をボーリング・試掘調査した結果、①地下水位の非常に浅い蛇紋岩層では舗装直下で泥濘化して凍上性土質に変質、粘性土中にアイスレンズの成長を確認、②凝灰岩層や火山角礫岩層の場合でも、建設段階にも岩石の風化の徴候が確認されたが、10年経過後には、特に、凝灰岩層で風化に伴う局所的な粘土化を確認するなど、掘削直後には非凍上性を示していた岩盤が、風化が著しく進行して凍上性土質に変質する可能性があることが判明した。
今後の展望 (問題提起)	岩盤路床と判断された場合でも十分な凍上試験結果に基づいて適切な凍上対策工を行うとともに、現在、マニュアル化されていない岩盤路床の凍上対策について、岩盤の風化度合いを評価する指標作成が望まれる。

タイトル (提供者)	項目⑫ 凍結・融解による斜面物質移動 (森 淳子)
概要	凍上・沈下に伴い、斜面物質(土・礫)は斜面下方へ面的に移動する。南極半島において、このプロセス(ソリフラクション)により形成された舌状地形(ソリフラクションローブ)の形成史を知るために、表面物質移動量と、気温、地温などを観測してきた。年平均気温は約-6℃、活動層厚は平均50cm程度である。移動量は、平均斜面傾斜が4度と小さいにもかかわらず、最大年間7cmと大きかった。また、移動量には年による違いがあり、このことは、何らかの環境条件によって移動量が変化している事を示唆するが、気温・地温との明確な相関は見られなかった。
今後の展望 (問題提起)	ソリフラクションは日本の山地斜面でも生じている事が確認されており、プロセスが解明されれば、人工斜面での融雪期の崩壊対策も効果的に行われると考えられる。そのためには、実際に現地で何が起きているかを知らなければならない。しかし、斜面移動量の詳細な現地自動連続観測は現在でもほとんど無く、観測手法の確立が必要である。

タイトル (提供者)	項目⑱ ポリスチレン断熱材の製造方法と特徴 (堀江 康則)
概要	ポリスチレン断熱材 (EPS, XPS) それぞれの製造方法と生産の開始時期, 製品の特徴に関する違い, コストについて説明を行った. また「JIS」と「EPS工法設計・施工基準書 (案)」における性能特性区分の相違点について説明を行った. 吸水量と各種性能の関係については参考となる資料が不足しており, 特に断熱性能との関係については文献からの抜粋資料を用いて説明を行った. あわせて EPS, XPS 双方の生産工場見学を実施した.
今後の展望 (問題提起)	吸水量と断熱性能の関係についてのデータが不足している. 実際に土中に埋設施工された断熱材のデータ採取が必要と思われる. 凍上防止目的で定期的に施工を行っている物件 (土別町市道) にて, データの採取を進めたいと考えている. どの様なデータを採取すべきなのか (凍上防止に採用するうえで必要なデータは何なのか) に関して検討する必要がある.
関連文献	「JIS A 9511」 発泡プラスチック保温材, 2003. 「SAGE Publications」, Journal of cellular plastics, 1966. 「断熱材ハンドブック」, 北海道住宅環境協議会, 1999.

タイトル (提供者)	項目⑲ L型擁壁と補強土壁の凍上対策 (鈴木 輝之)
概要	土留め擁壁の凍上対策として非凍上性の材料で裏込めをする, いわゆる置換工法が効果的であることは良く知られている. 置換工法による凍上対策では①置換材料の凍上性判定, ②置換範囲の決定の2つを行う必要がある. このうち①の凍上性の判定については地盤工学会基準として新たに凍上性判定試験方法が制定されている. しかし, ②の置換範囲の決定方法を合理的根拠に基づいて提案, あるいは規定している例はほとんど見られない. そこで, 北見工大, 土質・凍土研究室では, 多数アンカー式補強土壁と, プレキャストL型擁壁の実物大試験壁を構内に設置して延7シーズンに渡って, 凍上挙動測定を行った. その結果として, 裏込め内の凍結状況を明らかにし, 壁面への凍上力の発生機構を明らかにした. 次に凍結シミュレーション手法を用いて凍結面形状を定量的に表して, それを含む形での置換範囲 (裏込め範囲) の設計方法を提案した.
今後の展望 (問題提起)	置換範囲を決める最も重要な因子は最大凍結深さである. 最大凍結深さを推定する方法はいくつかある. 置換材料の熱物性値も考慮した合理的かつ実用的な推定法の確立が必要である. また, 新しい凍上性判定試験方法の適用方法の確立も課題である.
関連文献	「寒冷地における多数アンカー式補強土壁の凍上対策」, 宇野裕教・鈴木輝之・澤田正剛・山下聡, 土木学会論文集, No.701/III-58, pp.243~252, 2002. 「プレキャストコンクリートL型擁壁の凍上対策」, 芮大虎・鈴木輝之・山下聡・澤田正剛, 土木学会論文集, No.771/III-68, pp.215~224, 2004.

## 5. おわりに

以上に紹介したように, 凍上に関する諸問題は多岐に渡り, 解決されていない問題も多数ある. その反面, 委員会で取り扱った内容と照らし合わせると, 着実に凍上問題に対しての技術が蓄積されていることも実感できる. 寒冷地における凍上研究は, 過去から継続的に行われてきているが, それらを統一的な見解の下で取り纏めた例は少なく, 各機関などで直面した問題に対しての対策として技術の蓄積がなされた印象も強い. 本委員会の役割としては, このような分散した知識を統合し, 新たな知見を見出すことであり, 委員会活動の成果を会員に公開することで凍上問題に対する共通の認識が形成されることを望んでいる.

今後の活動としては, プレーンストーミングの結果を再検討し, 不足している項目について議論を進める予定である. 特に, 現状の凍上対策工法に対する考察は, 被害報告などを参考としたケーススタディが重要と考えており, 例えば置換工法に関わる置換率や凍結深さ推定についての問題なども積極的に本委員会で議論を進めたいと考えている.

## 参考文献

- 1) 赤川敏：土・岩・モルタルの凍上現象とそのアイスレンズ発生の巨視的メカニズム，雪氷，66巻，2号，pp.149～161，2004.
- 2) 地盤工学会：凍上性判定のための土の凍上試験方法，JGS0172-2003，新規制定地盤工学会基準・同解説VII（2003年度版），2003.
- 3) 小野丘・山本英夫・伊豆田久雄：講座—土の凍結と地盤工学—凍上試験法，土と基礎，Vol.51，No.6，pp.47～52，2003.
- 4) JH日本道路公団北海道支社札幌技術事務所：凍上技術テキスト，2003.
- 5) (社)北海道開発技術センター：道路工事設計施工要領，北海道開発局建設部道路建設課監修
- 6) 小林修司・林啓二・本間公康・櫻庭満・鈴木輝之：ボックスカルバートの道路凍上現象(3)，技術報告集第40号，地盤工学会北海道支部，pp.27～36，2000.
- 7) 鈴木輝之：置換工法による土留め構造物の凍上対策，北見工業大学共同研究成果報告，2003.
- 8) 斎藤和夫・三浦清一・池田晃一・浅利正明：道内火山灰の工学的性質，技術報告集第36号，地盤工学会北海道支部，pp.91～98，1996.
- 9) 地盤工学会北海道支部：実務者のための火山灰土，北海道火山灰土の性質と利用に関する研究委員会，2004.
- 10) 川端伸一郎・池田晃一・神谷光彦・土岐祥介：火山灰土の凍上性と各種土質指標の関連性について，火山灰地盤の工学的性質の評価法に関するシンポジウム発表論文集，地盤工学会，pp.93～98，2002.
- 11) 渡邊栄司・西本聡：冬期土工における締固め厚さと盛土品質の関係，技術報告集第44号，地盤工学会北海道支部，pp.33～36，2004.
- 12) 西川純一・櫻庭満：試験土槽を用いた土の凍上実験，土の凍結と室内凍上試験方法に関するシンポジウム論文集，地盤工学会，pp.79～82，2001.
- 13) 松浦綾乃・鈴木輝之・山下聡：土の凍上性判定試験法に関する研究(4)，第36回地盤工学研究発表会講演集，地盤工学会，pp.369～370，2001.
- 14) 松浦綾乃・高橋邦行・鈴木輝之・山下聡：土の凍上試験法に関する研究(3)—判定基準の決定—，技術報告集第41号，地盤工学会北海道支部，pp.123～128，2001.
- 15) 松浦綾乃・鈴木輝之・山下聡：土の凍上性判定試験に関する研究，土の凍結と室内凍上試験方法に関するシンポジウム発表論文集，地盤工学会，pp.53～60，2001.
- 16) 松浦綾乃・鈴木輝之・山下聡：土の凍上性判定試験法に関する研究(5)—セル内壁の摩擦について—，第37回地盤工学研究発表会講演集，pp.1189～1190，2002.
- 17) 赤川敏・森田恵弘・山本猛・山内義一・西尾伸也：北海道のような寒冷地における冬期大規模重機土工工事，第30回土質工学研究発表会講演集，pp.1129～1130，1995.
- 18) 森田恵弘・赤川敏・西尾伸也・山本猛・山内義一：北海道のような寒冷地における大規模冬期盛土工事事例，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集3-A，pp.726～727，1995.
- 19) 清水建設土木カーク：寒冷地における大規模重機土工工事の冬期施工，1995.
- 20) 寒冷地における冬期の盛土施工方法，特許第3520474号
- 21) 豊田邦男・山口清人・古川武志・斎藤和夫：ボックス・カルバート周辺裏込め土の凍上特性，技術報告集第42号，地盤工学会北海道支部，pp.293～298，2002.
- 22) 名久井保・塩井幸武・熊谷浩二：火山灰質粘性土造成地における小規模プレキャストL型擁壁の変状，火山灰地盤の工学的性質の評価法に関するシンポジウム発表論文集，地盤工学会，pp.197～202，2002.
- 23) 鈴木輝之・山田利之：小型U-トラフの凍上被害に関する野外実験，土木学会論文集，No.418/III-13，pp.163～pp.172，1990.
- 24) 川端伸一郎・神谷光彦：石灰系固化材を用いた安定処理土の強度と凍上性，農業土木学会論文集，Vol.65，No.6，pp.105～pp.111，1997.
- 25) 川端伸一郎・神谷光彦・大沢正人：試験盛土における石灰安定処理の凍上抑制効果，土と基礎，Vol.46，No.4，pp.25～pp.28，1998.
- 26) 川端伸一郎・神谷光彦：水分特性の変化が石灰安定処理土の凍上特性に与える影響，土木学会論文集，No.666/III-53，pp.261～pp.268，2000.
- 27) 高見雅三・土谷富士夫・後藤典俊・武藤章・吉田透：季節凍土における電気探査—比抵抗法における凍結・融解程度及び凍結深さの簡易解析—，物理探査，第55巻，第6号，pp.523～536，2002.
- 28) 高見雅三・土谷富士夫：季節凍土における電気探査—凍結・融解過程における自然電位の変化について—，物理探査学会，第105回学術講演会，pp.117～120，2001.
- 29) 日本規格協会：JIS A 9511 発泡プラスチック保温材，2003.
- 30) SAGE Publications，Journal of cellular plastics，1966.
- 31) 北海道住宅環境協議会：断熱材ハットブック，1999.
- 32) 宇野裕教・鈴木輝之・澤田正剛・山下聡：寒冷地における多数アンカー式補強土壁の凍上対策，土木学会論文集，No.701/III-58，pp.243～252，2002.
- 33) 芮大虎・鈴木輝之・山下聡・澤田正剛：プレキャストコンクリートL型擁壁の凍上対策，土木学会論文集，No.771/III-68，pp.215～224，2004.



## 三軸BE試験による豊浦砂の弾性係数の評価

函館高専環境都市工学科○国際会員 川口貴之  
 北大院工学研究科 国際会員 三田地利之  
 函館高専環境都市工学科 国際会員 佐野侑房  
 函館高専環境都市工学科 非会員 小原隆志  
 函館高専環境都市工学科 非会員 松浦公樹

### 1. はじめに

Shirley & Hampton<sup>1)</sup> が圧電セラミックを用いたベンダーエレメント (以下BE) 試験を提案してからおよそ30年もの月日が経ち、現在までに多くの研究成果が報告されている。しかし、BE試験結果の解釈については多くの問題点を有しており、特に伝播時間同定法については未だに国際的なコンセンサスが得られていない。このような背景もあって、国際地盤工学会の技術委員会TC29が豊浦砂を用いたBE国際一斉試験<sup>2)</sup>を企画した。筆者らもこの一斉試験に参加するため、本来軟弱粘性土用に開発した試験システムを用いて豊浦砂の三軸BE試験を実施した。本文では、この試験結果を報告するとともに、得られた豊浦砂のせん断弾性係数 $G$ とヤング率 $E$ に関して、それぞれの増減を支配する諸因子ならびにそれらの相関について検討している。

### 2. 試験方法・条件

#### 2. 1. 試験システム

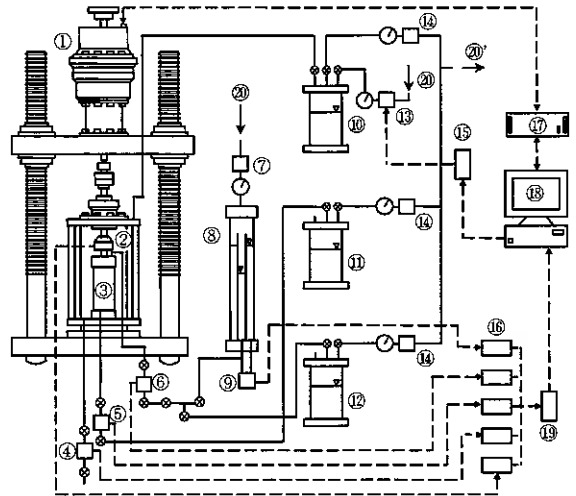
図1は本試験で使用した試験システムの概略図である。軸方向の荷重はバックラッシュフリーの減速機を介して、高精度デジタルサーボモーターに直結したボールネジを上下させることで行っている。モーターの回転量、減速比、ボールネジのリード長から計算された変位はセル内のキャップの変位と実質的に一致することを確認しており、供試体の軸変位測定用の変位計は不要である<sup>3)</sup>。

図2はBEを取り付けた三軸供試体とBE試験システムの概略図である。送信用BE (キャップ側) はパラレル型、受信用BE (ペDESTAL側) はシリーズ型<sup>4)</sup>の圧電セラミックを防水・絶縁のために低粘度変性エポキシ樹脂によってコーティングしたものである。圧電セラミックの材質は通称PZTと呼ばれるチタン酸ジルコン酸鉛 ( $\text{Pb}(\text{Ti}, \text{Zr})\text{O}_3$ ) であり、弾性補強かつ電極の役割を果たすシム材はニッケルである。また、表裏は電極として銀がコーティングされている。なお、キャップおよびペDESTALにおけるBE周辺以外の供試体との接触面はポーラスメタルとなっている。

ファンクションシンセサイザから発信された電圧信号が送信用BEならびにデジタルオシロスコープに送られ、供試体中に伝播したせん断波が受信用BEに到達することによって生じた電圧信号もオシロスコープに送られる。これらの送・受信電圧波形はデジタルデータとしてパソコンに集録される。

#### 2. 2. 弾性係数の定義

図1および図2から分かるように、送信用BEによって生じたせん断弾性波は鉛直方向に進行し、土粒子の振動方向は水平方向であ



- |                  |                |
|------------------|----------------|
| ①: 高精度デジタルサーボモータ | ⑪: 脱気水注水用タンク   |
| ②: 荷重変換器         | ⑫: 脱気水集水用タンク   |
| ③: 供試体           | ⑬: 電空変換器(LP)   |
| ④: セル圧測定用圧力変換器   | ⑭: 負圧レギュレーター   |
| ⑤: 間隙水圧測定用圧力変換器  | ⑮: D/A変換ボード    |
| ⑥: 背圧測定用圧力変換器    | ⑯: ストレインアンプ    |
| ⑦: 背圧供給用レギュレーター  | ⑰: ドライブボックス    |
| ⑧: 体積変化測定用ビュレット  | ⑱: パーソナルコンピュータ |
| ⑨: 体積変化測定用差圧変換器  | ⑲: A/D変換ボード    |
| ⑩: セル圧供給用タンク     | ⑳: 元圧 (㉑は負圧)   |

図1 三軸試験システムの概略図

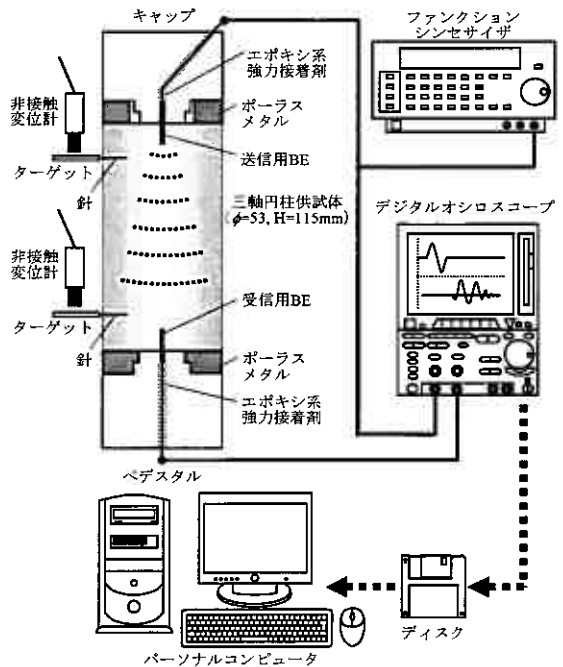


図2 三軸供試体とBE試験システムの概略図

Evaluation of elastic moduli of Toyoura sand in triaxial and bender element tests  
 KAWAGUCHI, Takayuki (Hakodate National College of Technology), MITACHI, Toshiyuki (Hokkaido University),  
 SANO, Yoshifusa, OBARA, Takashi and MATSUURA, Kouki (Hakodate National College of Technology)

るため、得られるせん断弾性係数は $G_{vh}$ に相当する。また、繰返し  
 載荷試験などから得られる偏差応力 $q \sim$ 軸ひずみ $\varepsilon_v$ 関係の傾きは  
 鉛直方向のヤング率 $E_v$ である。中でも、排水・排気条件下で得ら  
 れたヤング率は $(E_v)_d$ 、非排水条件下で得られたヤング率は $(E_v)_u$   
 と表記する。さらに、乾燥・飽和供試体で得られた $G_{vh}$ 、 $(E_v)_d$ を区別  
 する必要がある場合には、それぞれにdry, satの記号を付加する  
 ( $G_{vh}^{dry}$ ,  $G_{vh}^{sat}$ ,  $(E_v)_d^{dry}$ ,  $(E_v)_d^{sat}$ )。

### 2. 3. 供試体

試験に用いた試料は、一斉試験参加機関に配布された豊浦砂<sup>2)</sup>  
 ( $\rho_s = 2.635 \text{ g/cm}^3$ ,  $e_{max} = 0.968$ ,  $e_{min} = 0.628$ )である。直径5.3cm,  
 高さ11.5cmの供試体を単一ノズル空中落下法によって作成し、落  
 下高さを変えることによって目標とした相対密度 $D_r$ は50%, 80%  
 の2種類である。-25kPaの負圧によって自立した供試体のサイズ  
 を計測した後、有効応力を維持したまま拘束圧を25kPaに置き換  
 えて上で所定の試験を実施した<sup>2)</sup>。なお、飽和供試体作成時にお  
 ける飽和化作業については、拘束圧25kPaでの脱気蒸留水の通水と有  
 効拘束圧25kPaでのいわゆる二重負圧法を併用した。また、背圧は  
 200kPaとした。本文で示す試験で得られた $B$ 値は0.9~0.95の範囲  
 であった(試験⑤, ⑧~⑩)。

### 2. 4. 三軸試験条件

表1は本文で示す一連の三軸BE試験における主な試験条件をま  
 とめたものである。区別しやすいよう、各試験には番号を付けて  
 いる(試験①~⑩)。図3は供試体に与えた応力履歴を示したも  
 のであり、等方応力履歴を与えた供試体については $\sigma_v = \sigma_h = 50, 100,$   
 $200, 400 \text{ kPa}$ の各応力段階において弾性係数を測定した(図中の実  
 線)。異方応力履歴を与えた供試体については、 $\sigma_v = 50, 100, 200,$   
 $400 \text{ kPa}$ ,  $K (= \sigma_h / \sigma_v) = 0.5$ の各段階で弾性係数を測定した後、 $\sigma_v$   
 一定条件の下で一旦等方応力状態にし、その応力点でも弾性係数  
 を測定した(図中の点線)。表1に示すように、このような応力履  
 歴を乾燥・飽和供試体ならびに目標 $D_r = 50, 80\%$ の供試体に対  
 して実施している。なお、 $K = 0.5$ の異方応力履歴の載荷方法は一斉  
 試験の仕様<sup>2)</sup>とは異なる。弾性係数を測定する各応力段階では、  
 その応力状態を10分間保った後にBE試験を実施し、その後繰返し  
 載荷試験を実施した<sup>2)</sup>。飽和供試体については、まず非排水条件  
 下での繰返し載荷を行い、一旦過剰間隙水圧を消散させた後に排  
 水条件下での繰返し載荷を行った。繰返し載荷時における片振幅  
 軸ひずみ $(\varepsilon_v)_{SA}$ は0.007%とし、非排水繰返し載荷は載荷速度 $d\varepsilon_v / dt$   
 $= 0.2\% / \text{min}$ , 繰返し回数 $N_{cyc} = 5$ , 排水繰返し載荷については $d\varepsilon_v / dt$   
 $= 0.02\% / \text{min}$ ,  $N_{cyc} = 2$ とした。

本試験システムでは、乾燥供試体における体積変化を測定して  
 いない。そこで、飽和供試体で測定した同応力履歴での体積変化  
 を参考に、等方応力履歴については、体積ひずみが軸ひずみの3  
 倍に等しく、 $K = 0.5$ の異方応力履歴については、軸ひずみと体積  
 ひずみが等しいとして、それぞれの体積変化を計算した。

### 2. 5. 局所ひずみ測定

豊浦砂の微小ひずみ域における変形挙動ならびに弾性係数については、すでに多くの研究成果が報告されている<sup>5)~13)</sup>。  
 本試験結果において、モーターの回転量から計算された軸ひずみ $(\varepsilon_v)_{motor}$ を用いた場合に得られる $(E_v)_u$ ならびに $(E_v)_d$ は、  
 これらの研究成果に比べてかなり小さかった<sup>5), 6)</sup>。本試験システムで使用しているBEは軟弱粘性土であっても明瞭な受  
 信波形が得られるよう、供試体に挿入されるBEの長さは比較的大きい(それぞれ10mm程度)。また、供試体との接触面

表1 試験条件のまとめ

試験名	供試体	目標 $D_r$ (%)	応力履歴	局所ひずみ測定
試験①	乾燥	50	等方 ( $K=1.0$ )	なし
試験②	乾燥	50	異方 ( $K=0.5, 1.0$ )	なし
試験③	乾燥	80	等方 ( $K=1.0$ )	なし
試験④	乾燥	80	異方 ( $K=0.5, 1.0$ )	なし
試験⑤	飽和	80	等方 ( $K=1.0$ )	なし
試験⑥	乾燥	50	等方 ( $K=1.0$ )	あり
試験⑦	乾燥	80	異方 ( $K=0.5, 1.0$ )	あり
試験⑧	飽和	80	異方 ( $K=0.5, 1.0$ )	あり
試験⑨	飽和	50	異方 ( $K=0.5, 1.0$ )	あり
試験⑩	飽和	50	等方 ( $K=1.0$ )	あり

※  $K = \sigma_h / \sigma_v$

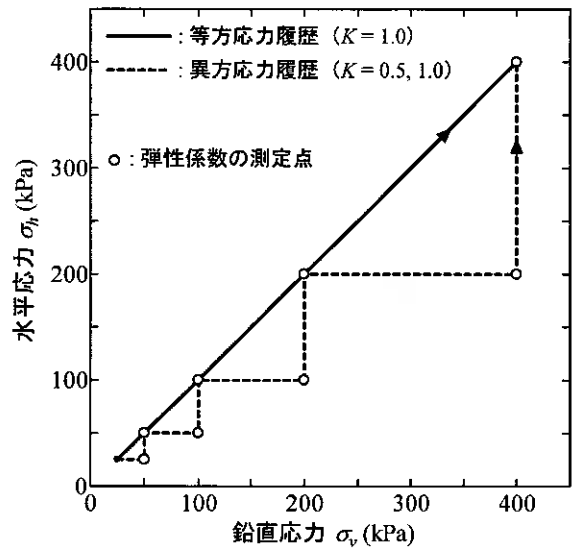


図3 応力径路図

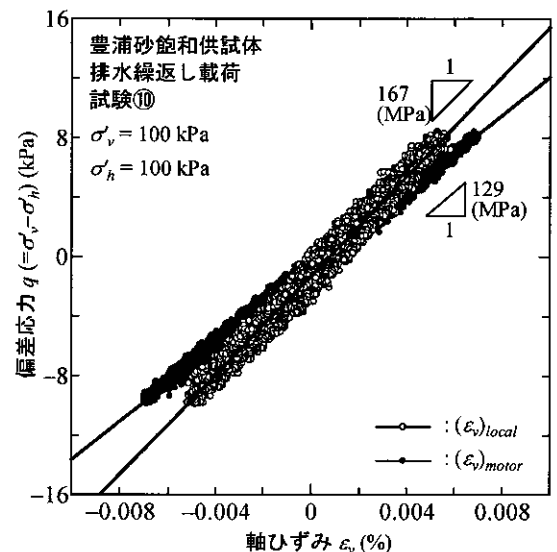


図4  $(\varepsilon_v)_{motor}$ と $(\varepsilon_v)_{local}$ を用いた場合の $q \sim \varepsilon_v$ 関係の比較

の大部分はポーラスメタルになっており、特にベデスタル部のポーラスメタルは剛結されていない。山下ら<sup>6)</sup>も同様な状況下においてヤング率が過小評価される可能性を指摘している。以上のことから、 $(\varepsilon_v)_{motor}$ は供試体以外の変形、供試体端部のゆるみ層、ベディングエラーなどによって、供試体の平均的な軸ひずみを過大評価していると判断した。そこで、図2に示すように供試体側面2箇所ステンレス製ターゲットを設置し、それらの変位を非接触変位計で計測することによって局所ひずみ $(\varepsilon_v)_{local}$ を測定した<sup>14) 15)</sup>。なお、ターゲットには2本の針が取り付けられており、供試体との連動性を高めることを目的として供試体に挿入されている。

図4は $(\varepsilon_v)_{motor}$ と $(\varepsilon_v)_{local}$ を用いた場合の $q \sim \varepsilon_v$ 関係を比較したものである。 $(\varepsilon_v)_{motor}$ を用いた場合に得られるヤング率は、 $(\varepsilon_v)_{local}$ を用いた場合に比べて2割程度小さいことが分かる。局所ひずみを測定した全ての試験(⑤~⑩)においてこれらの差は2割~4割程度であり、有効拘束圧が大きいくほど差が大きくなる傾向にあった。このことから、有効拘束圧が大きくなっても供試体端部のゆるみ層やベディングエラーの影響が大きく改善されていないことが推測される。なお、先述した $(\varepsilon_v)_{SA}$ ならびに $d\varepsilon_v/dt$ はあくまで $(\varepsilon_v)_{motor}$ に基づいて設定された値であるため、 $(\varepsilon_v)_{local}$ に換算すると実際には両値とも2割~4割程度小さくなる。

本文における $(E_v)_d$ および $(E_v)_u$ は繰返し載荷時の $q \sim (\varepsilon_v)_{local}$ 関係から算出し、繰返し載荷初期の単調載荷過程ならびに繰返し載荷ループから $10^{-5}$ の軸ひずみレベルに相当する傾きとした。

## 2. 6. BE試験条件

所定の応力点で実施されたBE試験では、1波長のsin波(5, 10, 15, 20kHz)および矩形波(100Hz)、更には5波長のsin波(10, 15kHz)を送信し、それぞれの送・受信電圧波形を記録した。図5は飽和供試体( $\sigma_v = \sigma_h = 200\text{kPa}$ )で実施されたBE試験結果の例である。伝播距離はBE先端間(tip-to-tip)<sup>16)</sup>とし、伝播時間は筆者らがすでに提案している方法<sup>17), 18)</sup>に従い、送・受信BEの初動の向きが一致する<sup>7)</sup>ことやnear-field effectsなどを考慮した上で、せん断弾性波の送・受信開始点間の時間(start-to-start)とした。図5中の実線は同定したせん断弾性波の受信開始時点を示したものであり、送信波形・周波数によらずほぼ等しい伝播時間が得られることが分かる。ただし、乾燥供試体のBE試験から得られた受信電圧時刻歴は飽和供試体のものに比べて伝播時間の同定が困難になるケースが多く、幾分バラツキが大きかった(例えば、図7参照)。

## 3. 試験結果・考察

### 3. 1. 間隙比関数

一般に、砂質土における弾性係数の関係式では、同一応力条件下であっても間隙比 $e$ が大きく異なるために生じてしまう弾性係数の違いを取り除く目的で、間隙比関数 $f(e)$ が用いられる。豊浦砂については、式1に示す間隙比関数<sup>19)</sup>が用いられることが多いようである<sup>5)~13)</sup>。

$$f(e) = (2.17 - e)^2 / (1 + e) \quad \text{式1}$$

図6は式1に示す $f(e)$ で正規化した各種弾性係数を $e$ に対して比較したものである(a) $G_{vh}$ , b) $(E_v)_d$ , c) $(E_v)_u$ 。図中には試験数の多い等方応力状態で得られた弾性係数のみを示しているが、 $f(e)$ で正

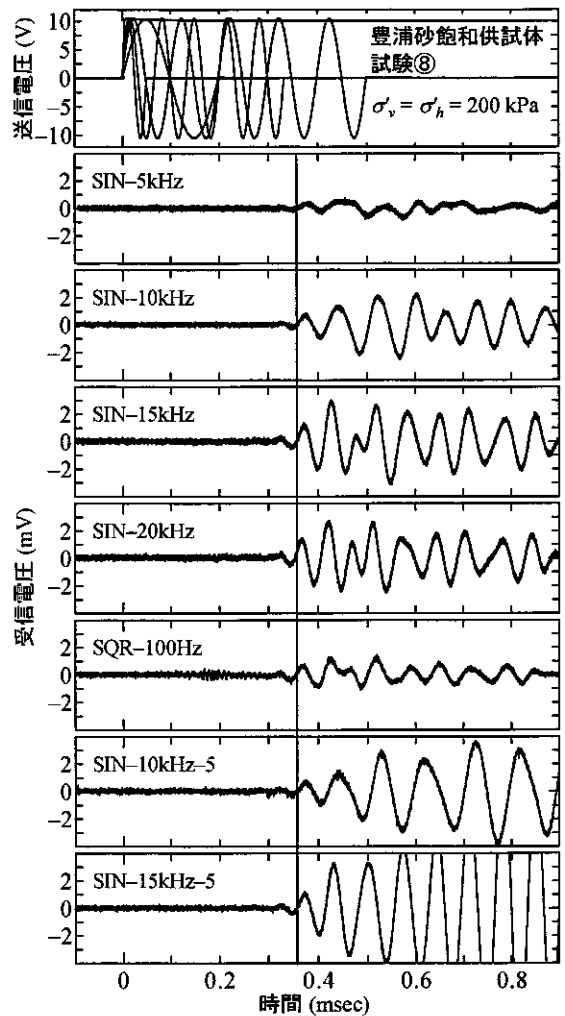


図5 BE試験結果の例

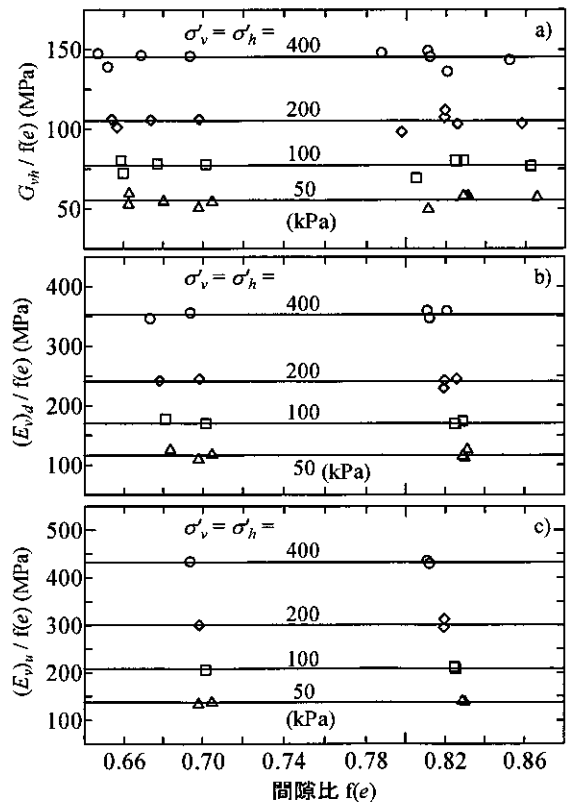


図6 間隙比関数の検証

規化することによって、各応力点においてほぼ $e$ によらない弾性係数が得られることが分かる。よって、本文中における弾性係数の比較・検討についても、式1に示す $f(e)$ を用いることにした。

### 3. 2. せん断弾性係数 $G_{vh}$

砂質土の $G$ を表現する関係式は数多く提案されているが、代表的なものの一つとして式2に示す関係式がある<sup>19)</sup>。

$$G/P_r = A \cdot f(e) \cdot (p'/P_r)^n \quad \text{式2}$$

ここで、 $A$ は定数、 $P_r$ は無次元化するための参照応力、 $n$ は指数、 $p'$ は平均有効主応力 ( $p' = (\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3$ ) である。一方、せん断弾性波速度を測定した試験より、 $G$ はせん断波が作用する面に垂直な応力には依存しないことが報告されている<sup>20)</sup>。このことを理由に、本試験で得られる $G_{vh}$ については、式2中の $p'$ の代わりに $\sigma'_m = (\sigma'_v + \sigma'_h)/2$ を用いた方が良いと提案されている<sup>21)</sup>。また、せん断弾性波の進行方向ならびに振動方向に作用する応力の影響をより明確にするため、式3に示すような関係式も提案されている<sup>20)~23)</sup>。

$$G_{vh}/P_r = S_{vh} \cdot f(e) \cdot (\sigma'_v/P_r)^{n_v} \cdot (\sigma'_h/P_r)^{n_h} \quad \text{式3}$$

ここで、 $S_{vh}$ は定数、 $P_r$ は無次元化するための参照応力、 $n_v, n_h$ は指数である。

図7は本試験で得られた $G_{vh}/f(e)$ と $p'$  (図7a) ならびに $\sigma'_m$  (図7b) との関係と比較したものである。両関係ともに両対数紙上における線形関係としてよく表現できており、その傾き $n$ はほぼ等しい。すなわち、本試験における応力比の範囲内 ( $K=1.0, 0.5$ ) では、式2および式3中の $p'$ の代わりに $\sigma'_m$ を用いても試験結果を良く表現できると言えよう。また、 $G_{vh}$ は飽和・乾燥供試体の違いによらない<sup>10)</sup> ことが分かる。なお、本試験より得られた $n$ は豊浦砂および他のきれいな(丸い)砂を用いた過去の研究成果で報告されている値にほぼ等しい<sup>8), 11), 19)</sup>。

図8は $G_{vh}/f(e)$ と $\sigma'_v$  (図8a)、 $\sigma'_h$  (図8b)、 $\sigma'_v\sigma'_h$  (図8c) との関係を比較したものである。図8a中の各線は $\sigma'_h$ が等しい結果、図8b中の各線は $\sigma'_v$ が等しい結果をそれぞれ連ねたものである。これらの傾きはそれぞれ式3中の $n_v$ と $n_h$ に相当する。図8a, b中の実線の傾きには大きな差異は認められず、本試験における応力比の範囲内 ( $K=1.0, 0.5$ ) では $\sigma'_v$ と $\sigma'_h$ のどちらかに強く依存しているという傾向は見られない。よって、図8c)に示すように $G_{vh}/f(e) \sim \sigma'_v\sigma'_h$ 関係は両対数紙上でほぼ線形関係にある ( $n_v = n_h = 0.235$ )。なお、より広範囲な応力比で実施された豊浦砂の試験結果では、 $n_v > n_h$ であることが報告されている<sup>10)~12)</sup>。

### 3. 3. 排水・排気条件下でのヤング率 $(E_v)_d$

砂質土の $(E_v)_d$ は測定面に作用する直応力 $\sigma'_v$ のみの関数であり、式4に示す関係式で表現できることが報告されている<sup>9), 11), 22)</sup>。

$$(E_v)_d/P_r = S_v \cdot f(e) \cdot (\sigma'_v/P_r)^{n_v^d} \quad \text{式4}$$

ここで、 $S_v$ は定数、 $P_r$ は無次元化するための参照応力、 $n_v^d$ は指数である。

図9は $\sigma'_v = 400 \text{ kPa}$ ,  $K = 0.5$  (図9a) および $\sigma'_v = 400 \text{ kPa}$ ,  $K = 1.0$  (図9b) の応力条件下における排気条件下の繰返し載荷試験結果であり、 $(E_v)_d$ は $\sigma'_v$ が等しければ、 $\sigma'_h$ によらずほぼ等しいこと

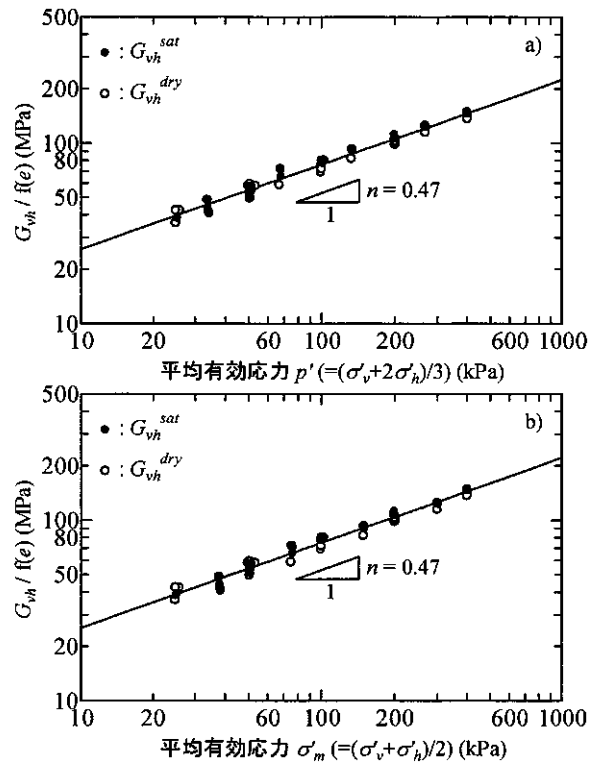


図7 a)  $G_{vh}/f(e) \sim p'$  関係, b)  $G_{vh}/f(e) \sim \sigma'_m$  関係

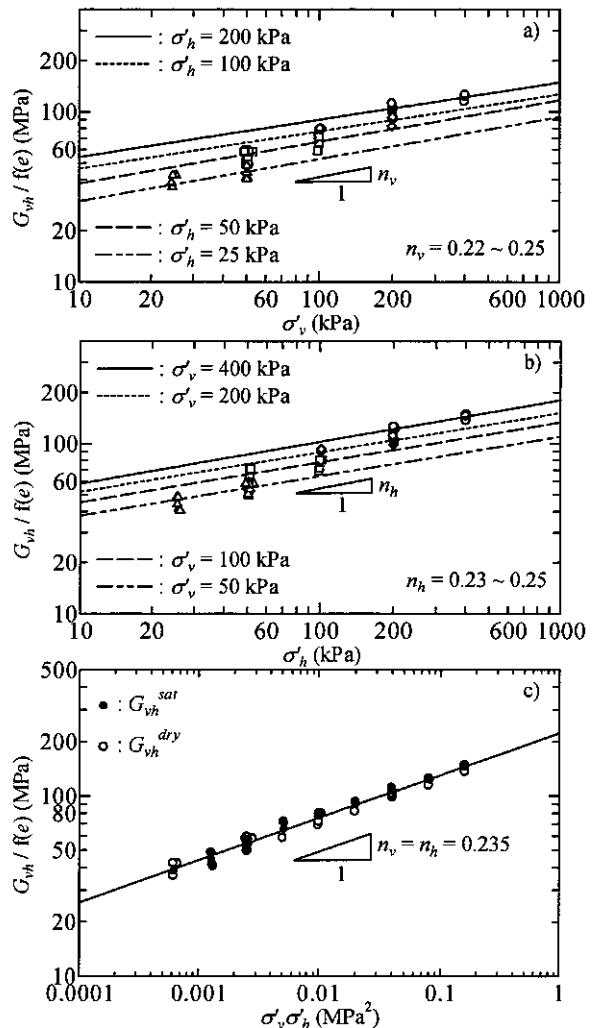


図8 a)  $G_{vh}/f(e) \sim \sigma'_v$  関係, b)  $G_{vh}/f(e) \sim \sigma'_h$  関係  
c)  $G_{vh}/f(e) \sim \sigma'_v\sigma'_h$  関係

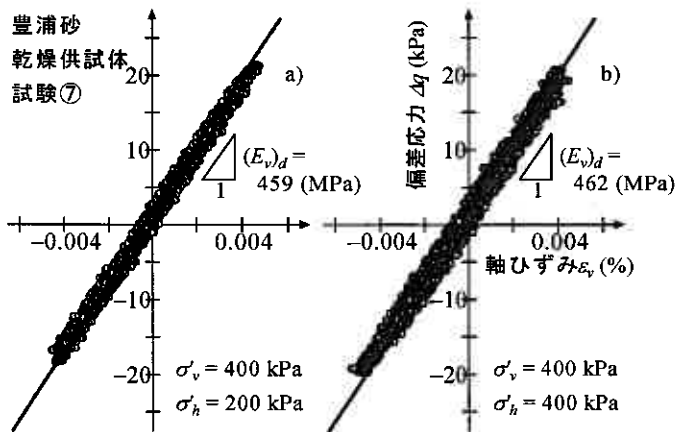


図9  $\sigma'_v$ が等しい繰返し載荷試験結果の比較 (a)  $K=0.5$ , (b)  $K=1.0$

が確認できる。図10は本試験で得られた $(E_v)_d/f(e)$ と $\sigma'_v$ (図10a)、 $\sigma'_h$ (図10b)との関係を比較したものである。図10a)中の実線はすべての試験結果を近似したものであり、図10b)中の実線は $\sigma'_v$ が等しい結果をそれぞれ連ねたものである。これらの図より、 $(E_v)_d$ は $\sigma'_h$ に依存せず( $n_h \approx 0$ )、式4によって表現できることが分かる。なお、図中の傾き $n_v^d$ は豊浦砂を用いた他の研究成果で得られた値にほぼ等しい<sup>11), 13)</sup>。また、 $(E_v)_d$ についても乾燥・飽和供試体による違いは見られない。

### 3. 4. 非排水条件下でのヤング率 $(E_v)_u$

図11は本試験で得られた $(E_v)_u/f(e)$ と $\sigma'_v$ (図11a)、 $\sigma'_h$ (図11b)との関係を比較したものである。図8と同様に、図中の各線はそれぞれ $\sigma'_h$ 、 $\sigma'_v$ が等しい結果を連ねたものである。図11a, bより、 $n_v^u \gg n_h^u > 0$ であることが確認できる。このことから、 $(E_v)_u$ は $(E_v)_d$ と同様に $\sigma'_v$ に強く依存するものの、 $\sigma'_h$ にもわずかに依存する点において $(E_v)_d$ とは傾向を異にすることが分かる<sup>11)</sup>。

図12はBE試験より得られた $3G_{vh}$ と $(E_v)_u$ を比較したものである。等方応力状態( $K=1.0$ )では、 $3G_{vh}$ の方がわずかに大きいか、ほぼ等しいことが分かる。BE試験の方が繰返し載荷試験に比べてより小さなひずみレベルでの弾性係数を測定していることを考慮すれば、 $3G_{vh} \approx (E_v)_u$ であると考えても差しつかえないと考えられる<sup>10)</sup>。一方、異方応力状態( $K=0.5$ )では、 $p' < 200$  kPaの範囲においては等方応力条件下での試験結果と有意な差異は認められないものの、 $\sigma'_v = 400$ 、 $\sigma'_h = 200$  kPa ( $p' \approx 267$  kPa)で得られた両者の関係は明らかに $(E_v)_u > 3G_{vh}$ であることが分かる(図中の楕円で囲んだ領域)。このことは、等方応力状態では $3G_{vh} \approx (E_v)_u$ であることと、 $(E_v)_u$ は $\sigma'_v$ に強く依存することを考慮すれば当然の結果とも解釈できる。

図13はYimsiri & Sogaが提案したマイクロメカニクスモデルによって計算された $(E_v)_u/3G_{vh}$ と $(E_h)_d/(E_v)_d$ との関係を示したものである<sup>24)</sup>。マイクロメカニクスモデルにおける各種弾性係数の関係式には土粒子レベルでのパラメータが含まれる。このため、このモデルで各種弾性係数を定量化することは困難だと考えられるが、ある2つの弾性係数の比を計算することは容易であり、その増減ならびに大小関係を把握する目安としては有用だと考えられる(マイクロメカニクスモデルの詳細については文献24, 25を参照されたい)。例えば、Ling et al.<sup>26)</sup>が測定したGault clayの $G_{hh}/G_{vh}$ と $(E_h)_d/(E_v)_d$ の関係はこのモデルによって良く表現できる。

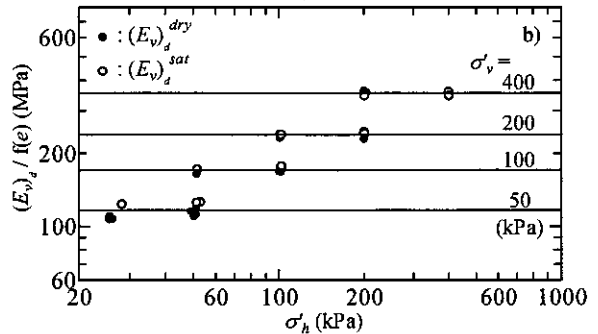
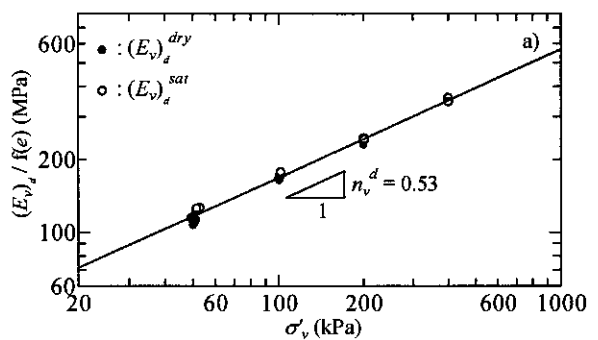


図10 a)  $(E_v)_d/f(e) \sim \sigma'_v$  関係, b)  $(E_v)_d/f(e) \sim \sigma'_h$  関係

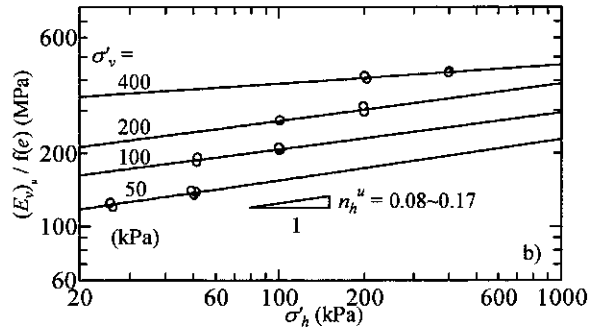
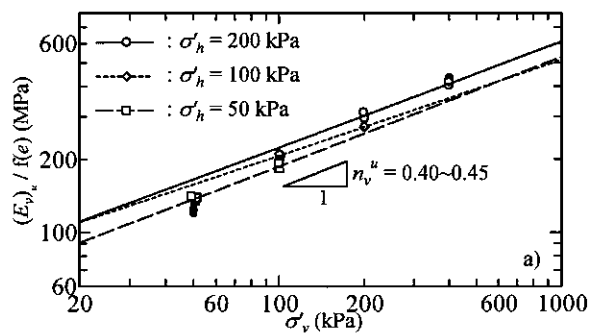


図11 a)  $(E_v)_u/f(e) \sim \sigma'_v$  関係, b)  $(E_v)_u/f(e) \sim \sigma'_h$  関係

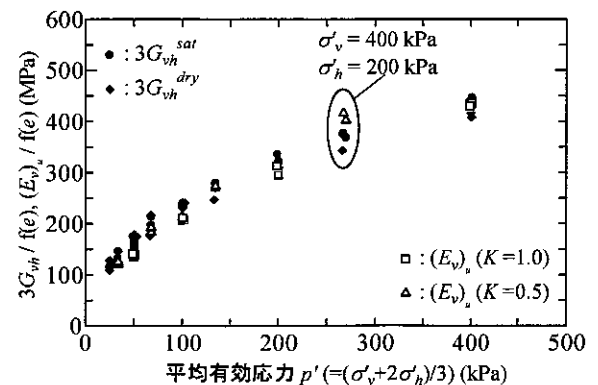


図12 a)  $3G_{vh}/f(e) \sim p'$  関係と $(E_v)_u/f(e) \sim p'$  関係の比較

ここで、式4に示したように排水・排気条件下のヤング率は測定面に作用する直応力のみに依存すること、豊浦砂の弾性係数における堆積構造の異方性の影響はさほど大きくないこと<sup>11)</sup>を考慮すると、 $\sigma_v = 400$ ,  $\sigma_h = 200$  kPaの応力条件下では $(E_v)_d > (E_h)_d$ であると予想される。図13において、マイクロメカニクスモデルに従えば、 $(E_v)_d > (E_h)_d$ の場合には、 $(E_v)_u > 3G_{vh}$ であり、図12中における $(E_v)_u > 3G_{vh}$ となった試験結果を説明しうる。また、 $\sigma_v$ と $\sigma_h$ の差が大きいほど $(E_h)_d / (E_v)_d$ の値は小さくなると予想されるため、 $\sigma_v = 400$ ,  $\sigma_h = 200$  kPaの応力条件下での試験結果において、より明確に $(E_v)_u > 3G_{vh}$ になったと考えられる。

#### 4. まとめ

豊浦砂の弾性係数に関して得られた知見を以下にまとめる。

- ・同一応力条件下における $G_{vh}$ は乾燥・飽和供試体の違いによらずほぼ等しい。また、 $(E_v)_d$ についても同様であることが分かった。
- ・ $G_{vh}$ に関して、本試験における応力比の範囲内 ( $K=1.0, 0.5$ ) では $\sigma_v$ と $\sigma_h$ のどちらかに強く依存しているという傾向は見られなかった。その結果、式2および式2中の $p'$ の代わりに $\sigma_m$ を用いた場合、更には式3中において $n_v = n_h$ とした場合のいずれについても試験結果を良く表現できることが分かった。
- ・ $(E_v)_d$ は測定面に作用する直応力 $\sigma_v$ のみの関数とした式4によって、試験結果を良く表現できることを確認した。
- ・ $(E_v)_u$ は $\sigma_v$ に強く依存するものの、 $\sigma_h$ にもわずかに依存することを確認した。
- ・ $\sigma_v = 400$ ,  $\sigma_h = 200$  kPaの応力条件下において $(E_v)_u > 3G_{vh}$ となった試験結果は、マイクロメカニクスモデルを用いることによって説明できることが分かった。

謝辞：砂質土の試験方法ならびに弾性係数の評価方法等に関して、北見工大の山下聡先生には多くの御教授を頂いた。ここに記して、感謝の意を表します。

#### 参考文献

- Shirley, D. J. and Hampton, L. D. 1977. Shear-wave measurements in laboratory sediments, *Journal of the Acoustical Society of America*, 63(2): 607-613.
- <http://www.jiban.or.jp/e/tc29/index.htm> (参照 2005-1-4)
- 川口貴之, 三田地利之, 澁谷啓, 佐野信房 2002. 粘性土の変形特性を求めるための高精度三軸試験装置・方法の開発, *土木学会論文集*, 708(III-59): 175-186.
- Dyvik, R. and Madhus, C. 1985. Laboratory measurement of  $G_{max}$  using bender elements, *Proceeding of American Society of Civil Engineering Annual Convention*: 186-196.
- Yamashita, S., Kohata, Y., Kawaguchi, T. and Shibuya, S. 2001. International Round-Robin test organized by TC-29, *Advanced Laboratory Stress-Strain Testing of Geomaterials*, 65-110: Balkema.
- 山下聡, 堀智仁, 牧野勇治, 鈴木輝之 2001. 原位置試験と室内試験によるせん断波速度と液状化強度の関係, *地盤工学会北海道支部技術報告集*, 41: 161-168.
- 桑野二郎, 本江邦旬, 内田智也 1999. ベンダーエレメントによる三軸供試体内せん断波速度計測, 第34回地盤工学研究発表会概要集, 1: 991-992.
- Tatsuoka, F., Iwasaki, S., Fukushima, S. and Sudo, H. 1979. Stress conditions and stress histories affecting shear modulus and damping of sand under cyclic loading, *Soils and Foundations*, 19(2): 29-43.
- Hoque, E. and Tatsuoka, F. 1998. Anisotropy in elastic deformation of granular materials, *Soils and Foundations*, 38(1): 163-179.
- 山下聡, 太田佳之, 星和則, 鈴木輝之 2000. 繰返し試験とBE試験による砂と火山灰質土のせん断剛性, *地盤工学会北海道支部技術報告集*, 40: 135-142.
- Yamashita, S. and Suzuki, T. 2001. Small strain stiffness on anisotropic consolidated state of sands by bender elements and cyclic loading tests, *Proc. of 15th ICSMGE, Istanbul*, 1: 325-328.
- 須永純史, 早野豊, 桑野二郎 2000. 三軸試験による微小ひずみ変形特性に関する基礎的研究, 第34回地盤工学研究発表会概要集, 1, 279-280.
- 本江邦旬, 内田智也, 桑野二郎 1999. ベンダーエレメント付き三軸試験機による微小ひずみ領域での変形特性の計測, 第34回地盤工学研究発表会概要集, 1, 989-990.
- Lo Presti, D.C.F., Puci, I., Pallara, O., Maniscalco, R. and Pedroni, S. 2000. Experimental Laboratory determination of the steady state of sands, *Soils and Foundations* 40(1): 113-122.
- 李徳建 2003. 自然堆積粘土の構造とセメンテーション効果の同定法に関する研究, 北海道大学博士論文
- Viggiani, G. and Atkinson, J. H. 1995. Interpretation of bender element tests, *Géotechnique*, 45(1): 149-154.
- Kawaguchi, T., Mitachi, T. and Shibuya, S. 2001. Evaluation of shear wave travel time in laboratory bender element test, *Proc. of 15th ICSMGE, Istanbul*, 1: 155-158.
- 川口貴之, 三田地利之, 澁谷啓, 佐野信房 2001. 室内ベンダーエレメント試験によるせん断弾性係数Gの評価, *土木学会論文集*, 694(III-57), 195-207.
- Hardin, B.O. 1978. The nature of stress-strain behavior for soils, *Proc. of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference. on Earthquake and Soil Dynamics*, 1: 3-90.
- Roesler, S.K. 1979. Anisotropic shear modulus due to stress anisotropy, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 105(GT7): 871-880.
- Yu, P. and Richart, F.E.Jr. 1984. Stress ratio effects on shear modulus of dry sands, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 110(3): 331-345.
- Hardin, B.O. and Bladford, G.E. 1989. Elasticity of particulate materials, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 89(6): 788-805.
- Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. and Lo Presti, D.C.F. 1994. Remarks on the stiffness at small strains of six Italian clays, *Pre-failure Deformation of Geomaterials, Balkema*, 2: 817-836.
- Yimsiri, S. and Soga, K. 2002. Application of micromechanics model to study anisotropy of soils at small strains, *Soils and Foundations*, 42(5): 15-26.
- Yimsiri, S. and Soga, K. 2003. Small-strain stiffness anisotropy: relationship between continuum model and micromechanics model, *Proc. of the 3rd International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials - IS LYON*, 1, 313-319: Balkema.
- Ling, M.L., Pennington, D.S. and Nash, D.F.T. 2000. Anisotropic stiffness parameters and their measurement in a stiff natural clay, *Géotechnique*, 50(2): 109-125.

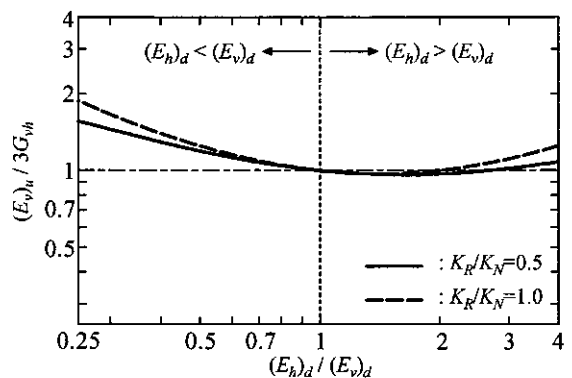


図13 マイクロメカニクスモデルによる  $(E_v)_u/3G_{vh} \sim (E_h)_d/(E_v)_d$  関係の計算結果

## 打込み鋼管杭の動的・静的鉛直載荷試験結果の比較

独立行政法人北海道開発土木研究所 正会員 ○江川 拓也  
 同 上 正会員 西本 聡  
 同 上 正会員 富澤 幸一

### 1. はじめに

杭の載荷試験は、杭が所要の性能を満足するものであるか否かを確かめる方法として最も確実な方法であると考えられる。建築・土木の分野において品質保証・性能設計の考えが採用されてきており、今後、より多くの頻度でその品質・性能を評価することが要求されるようになる。

従来、杭の鉛直支持力の評価法として大がかりな装置と時間を費やし杭頭に静的荷重を載荷する押し込み試験が杭の鉛直載荷試験とされてきた。その中で、近年要求される品質・性能の向上、建設コスト・工期の縮減を背景とした杭の種類や施工法の多様化、鉛直支持力に関する理論・実験・解析法などについての数多くの研究報告が考慮され、「地盤工学会基準 杭の鉛直載荷試験方法・同解説 ー第1回改訂版ー」が平成14年5月に地盤工学会から発行された<sup>1)</sup>。この基準では、従来の押し込み試験に加え新たに3つの静的鉛直載荷試験、2つの動的鉛直載荷試験が基準化された。今後の設計・管理においては、これらの試験の適用限界を把握し、対象構造物の性能に最も適した試験を費用と試験により得られる情報との組み合わせを考慮し実施することが必要とされる。

今回、従来の静的鉛直載荷試験である押し込み試験と、新たに基準化された動的鉛直載荷試験である衝撃載荷試験を同一箇所で行う機会を得た。本検討では、2つの異なる鉛直載荷試験から得られた結果の比較検証を行ったので報告する。

### 2. 試験概要

今回の試験対象は、道路橋基礎として用いられた打込み鋼管杭であり、図-1に橋梁一般図、表-1に試験杭の諸元を示す。当該試験杭の周辺地盤は、支持層・杭先端付近に礫混じり砂層、その上位に火山性堆積物が卓越する地盤構成となっている。図-2に、2つの鉛直載荷試験を実施したA1橋台の基礎杭配置図と試験杭の位置・各試験実施前の養生時間の関係を示す。試験杭はいずれも橋梁基礎本杭である。

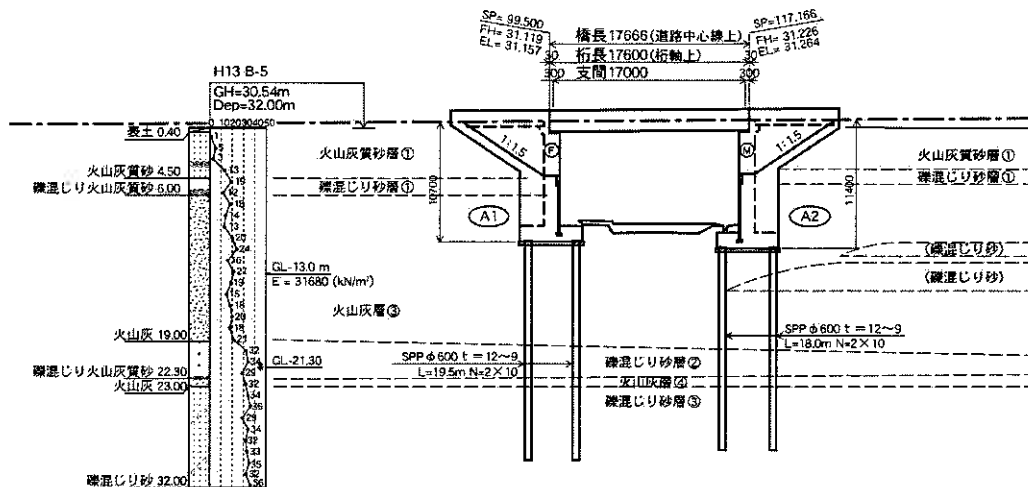


図-1 試験の対象とした道路橋の橋梁一般図

表-1 試験杭諸元

打込み鋼管杭	杭設計支持力(kN)	
	極限支持力Ru	許容支持力Ra
φ600mm L=19.5m	4,293 (先端2,426 + 周面1,867)	1,400

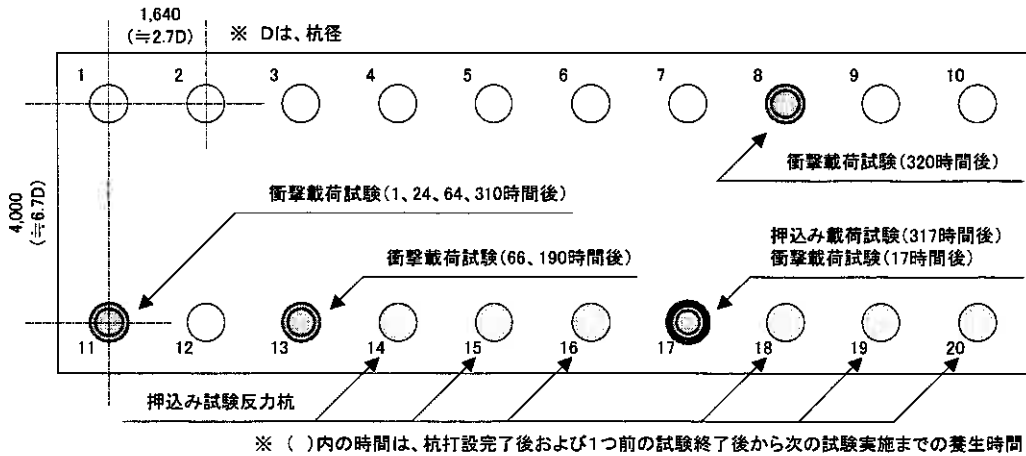


図-2 A1橋台基礎杭配置図と試験杭の位置・各試験実施前の養生時間

### 2.1 杭の押し込み試験

杭の押し込み試験は、図-2に示す17杭を試験杭として杭打設完了後317時間の養生時間で実施した。試験方法は、押し込み荷重を載荷する油圧ジャッキ、押し込み荷重反力を適切に反力杭へ伝達する載荷桁反力装置、試験杭への押し込み荷重に対し引き抜き抵抗となる反力杭によって構成される反力載荷法とした(写真-1)。試験最大荷重は、杭設計極限支持力4,293kNを確保する4,900kNとし、載荷方式は、荷重を一定時間保持しながら段階的に増加させる多サイクル・段階載荷方式で試験最大荷重まで4サイクル9段階で荷重を増加させた。試験杭には、試験時各荷重段階における杭頭荷重・杭頭変位量を計測するためのロードセル・ダイヤルゲージを杭頭に、杭の鉛直軸方向力・区間摩擦力・区間変位量・杭先端支持力を計測するために杭体側面にひずみゲージを設置している。杭の押し込み試験は、試験開始から終了までに約15時間を要した。

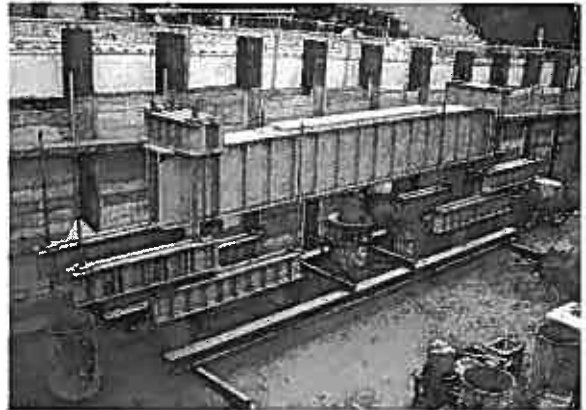


写真-1 杭の押し込み試験

### 2.2 杭の衝撃載荷試験

杭の衝撃載荷試験は、現地工事工程を考慮し図-2に示す8杭、11杭、13杭、17杭で実施した。11杭と13杭は、養生時間による杭周辺の地盤抵抗の回復状況を確認する目的で杭打設完了後に複数回の試験を実施した。8杭は、押し込み試験を実施した17杭と同程度の養生時間を設けた後試験を実施した。17杭は、杭の押し込み試験終了後に同一杭において17時間後に試験を実施した。試験装置・方法は、杭の押し込み試験に比べ規模は小さく、杭打設用ハンマーにて杭頭に作用させた打撃応力波を杭頭地上部側面に設置した加速度計・ひずみ計にて計測するものである(写真-2)。このため、試験準備・載荷時間は短く、杭の打撃が可能であれば1日に数回の試験の実施もできる。今回実施した杭の衝撃載荷試験では、いずれの試験杭においてもラム質量10tonの油圧ハンマーを用い機械能力最小高さから最大高さまでハンマー落下高さを順次上げて杭を打撃した。これは、打込み終了後養生時間の経過した杭では杭周面の地盤抵抗が回復し、本油圧ハンマーでは一度に杭周面ならびに杭先端の地盤抵抗を降伏させることができないため、ハンマー落下高さを順次上げることにより杭頭付近から杭周面の地盤抵抗を徐々に降伏させるためである。



写真-2 杭の衝撃載荷試験

杭の衝撃載荷試験は、杭頭打撃時に発生する加速度波形・ひずみ波形を計測する計測システムと、計測された打撃応力波を波動理論に基づいたマッチング解から杭の鉛直支持力特性を解析する解析システムから構成される。今回解析に用いた波形マッチングソフトは、杭および地盤のモデルを次元波動方程式でモデル化し差分法を用いて解くものであり、杭周面ならびに杭先端の地盤抵抗モデルにはSmithモデルが用いられている<sup>2)</sup>。



表-2 17杭の波形マッチング解析結果

要素区分厚 (m)	0.36		0.54		0.72		0.90		1.08		総計のパラメータ	
	抵抗 (MN)	バネ (MN/mm)	抵抗 (MN)	バネ (MN/mm)	抵抗 (MN)	バネ (MN/mm)	抵抗 (MN)	バネ (MN/mm)	抵抗 (MN)	バネ (MN/mm)	抵抗 (MN)	バネ (MN/mm)
0.000 ~ 1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.000 ~ 3.000	0.04	0.10	0.01	0.10	0.01	0.10	0.01	0.10	0.01	0.10	0.04	0.10
3.000 ~ 4.550	0.04	0.10	0.01	0.10	0.01	0.10	0.01	0.10	0.01	0.10	0.04	0.10
4.550 ~ 8.979	0.01	0.10	0.01	0.10	0.01	0.10	0.01	0.10	0.01	0.10	0.01	0.10
8.979 ~ 10.979	1.20	0.10	1.00	0.10	1.00	0.10	1.40	0.10	1.40	0.10	1.40	0.10
10.979 ~ 12.979	0.70	0.10	1.50	0.10	1.50	0.10	1.00	0.10	1.00	0.10	1.50	0.10
12.979 ~ 16.779	0.50	0.10	0.50	0.10	0.50	0.10	0.80	0.10	0.60	0.10	0.80	0.10
16.779 ~ 19.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
先端	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

波形マッチング解析は、杭頭側面で計測された打撃応力波を加速度波形から求めた粒子速度とひずみ波形から求めた杭軸方向力を用いて下降波と上昇波に分離し、杭体を一往復して杭頭に戻ってくる地盤の抵抗成分を含んだ計測上昇波と、杭周辺地盤を任意の厚さで分割した要素区分に静的抵抗成分である抵抗・バネ、動的抵抗成分である減衰率を与えた解析モデルにより得られる計算上昇波とを比較するものである。計測上昇波と計算上昇波に差異があれば解析モデル各要素区分の抵抗・バネ・減衰率を変更して再計算を行い、これを繰り返す。計測上昇波と計算上昇波に良い一致が得られた時点で試験杭周面ならびに杭先端の地盤抵抗を同定できたと判断する。

表-2に、17杭で実施した衝撃載荷試験の波形マッチング解析から得られた各ハンマー落下高さ毎の解析結果のうち静的抵抗成分である抵抗とバネを示す。また、図-3に、その際の解析波形を示す。図-3は、7ms付近が杭頭位置、14ms付近が杭先端位置を示すが、7ms~14msならびにその後の時間においても計測上昇波と計算上昇波に良い一致が得られていることが確認できる。杭の衝撃載荷試験・波形マッチング解析からの杭1本あたりの鉛直支持力の評価は、複数回の試験解析結果毎に同定された抵抗・バネのうち、各要素区分において最大に得られた値の総計としている。表-2に、複数回の試験解析結果毎に同定された各要素区分の抵抗・バネの最大値をハッチングにて示したが、ハンマー落下高さを順次上げるにより、杭頭付近から杭周面の地盤抵抗が降伏し、杭先端付近の地盤抵抗が得られることがわかる。

### 3. 試験結果および考察

杭の押し込み試験と杭の衝撃載荷試験・波形マッチング解析から得られた結果を用いて当該試験杭の鉛直支持力特性、特に、杭頭荷重~杭頭変位量特性、杭区間周面摩擦力特性について比較した。杭先端支持力特性については、押し込み試験結果から設計値相当の支持力の発現が確認されたが、杭の衝撃載荷試験結果からは杭打設用に用いた油圧ハンマーの打撃能力では杭先端の地盤抵抗を降伏させるだけの大きな打撃応力が伝達せず、明確な先端支持力の評価が困難であったため押し込み試験結果と比較するに至らなかった。

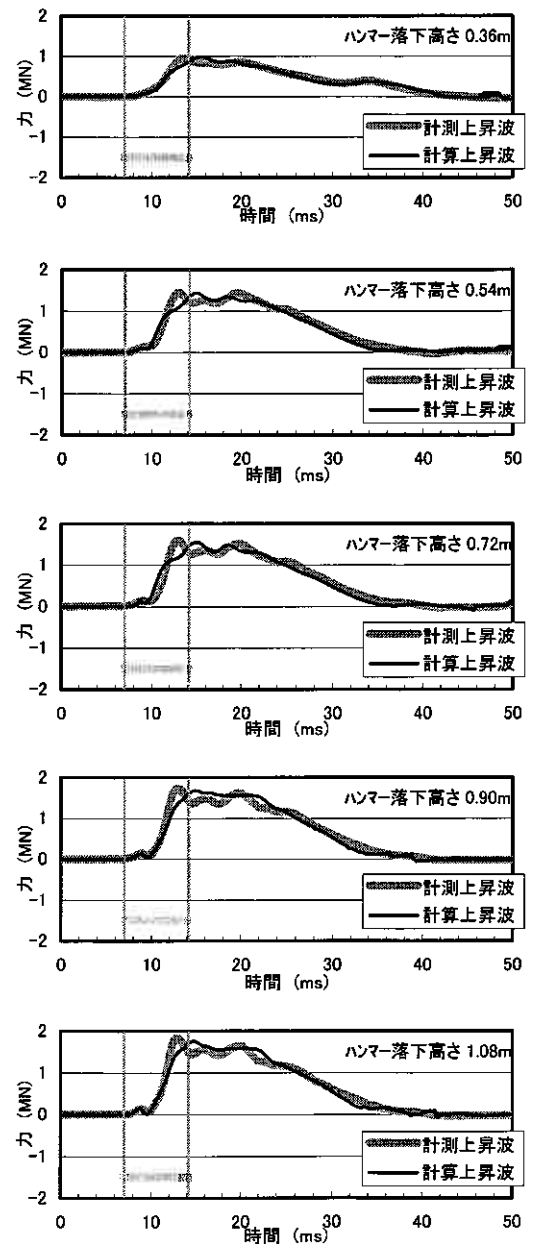


図-3 17杭波形マッチングの解析波形  
※ 時間軸単位 ms(ミリ秒)は、1/1,000秒

### 3. 1 杭頭荷重～杭頭変位量特性

図-4に、各試験で得られた杭頭荷重～杭頭変位量関係をあわせて示す。杭の衝撃載荷試験における杭頭荷重～杭頭変位量関係は、各試験杭の波形マッチング解析で得られた要素区分毎の静的抵抗成分である抵抗・バネを用いる荷重伝達法<sup>1)</sup>により求められる。

図-4から、衝撃載荷試験にて得られた杭頭荷重～杭頭変位量関係は、養生時間の経過に伴い杭周辺地盤のバネを表す傾きの勾配ならびに大きな杭頭荷重に耐え得る抵抗が回復していく傾向が確認され、押込み試験結果と同程度の養生時間が経過した310時間後・320時間後の結果は良い一致を示している。載荷試験の目的である杭鉛直極限支持力の判定は、各試験から得られた杭頭荷重～杭頭変位量を用いて極限支持力を判定できる宇都らの数学モデル<sup>3)</sup>により判定した。その結果、押込み試験結果から5,531kN、衝撃載荷試験結果から5,776kN(310時間後)、6,080kN(320時間後)と設計値を過大でない範囲(1.3～1.4倍)で確保する同程度の値が得られた。ここで、押込み試験終了17時間後に同一杭で実施した衝撃載荷試験結果は、杭周辺の地盤抵抗が回復しきっておらず押込み試験結果の75%程度の値を示した。杭打設により周辺地盤が乱された11杭の64時間後、13杭の66時間後の衝撃載荷試験結果と比較すると、静的な押込み荷重が載荷された17杭の方が短い養生時間で杭周辺地盤抵抗が回復する傾向にある。これは、当該地盤が火山性堆積物の卓越する地盤であることから火山灰土の特質である粒子破碎等が影響しているものと考えられる。このことは、試験実施にあたり該当する地盤の特質を見極めた上で必要な養生時間の設定等を計画する必要があることを示唆するものである。

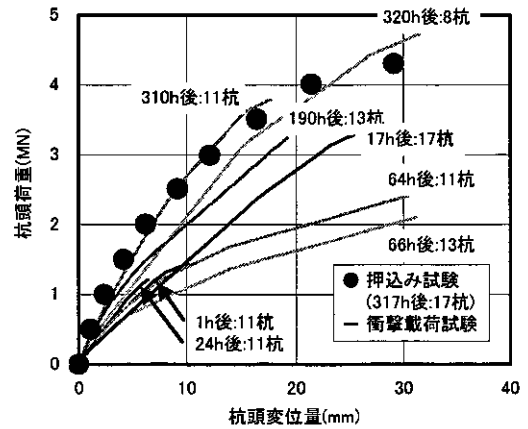


図-4 各試験から得られた杭頭荷重～杭頭変位量関係

### 3. 2 杭区間周面摩擦力特性

図-5に、各試験で得られた杭区間周面摩擦力を区間面積で除した杭区間周面摩擦力度の深度分布を示す。図-5では、各試験杭最終の衝撃載荷試験結果と押込み試験結果とをあわせて示したが、同一杭で試験を実施した17杭の他では杭区間周面摩擦力度の発現に押込み試験結果との相関が認められない。これは、当該試験箇所が丘陵の中腹であることから橋梁横断面方向の地盤構成が成層状態ではないためと考えられる。17杭では、養生時間が短いことから杭周面の地盤抵抗が回復していない区間もあるが、押込み試験結果と比較的良好一致が見られる。

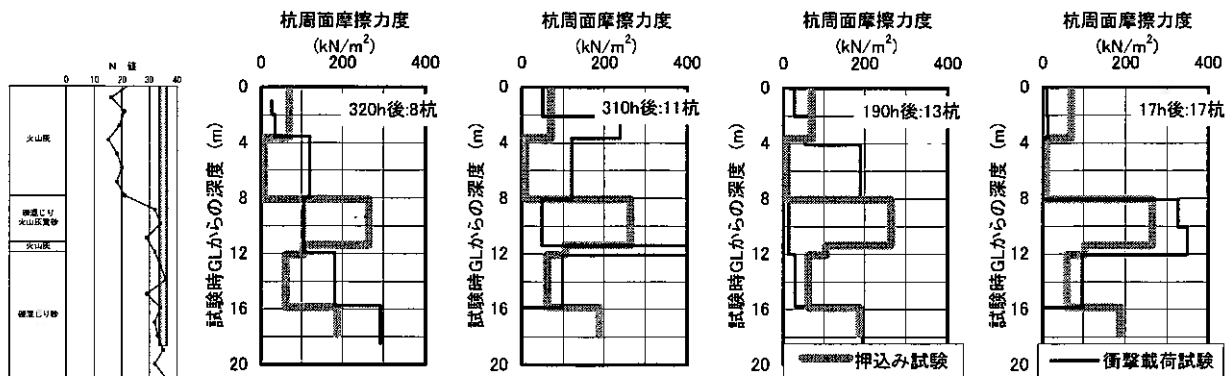


図-5 各試験から得られた杭区間周面摩擦力度の深度分布

## 4. まとめ

静的鉛直載荷試験である杭の押込み試験と動的鉛直載荷試験である杭の衝撃載荷試験を同一箇所で行い、それぞれの試験から得られた杭の鉛直支持力特性を比較検証した結果以下の結論を得た。

- ① 杭頭荷重～杭頭変位量関係は同程度の養生時間において良い一致を示し、同程度の杭鉛直極限支持力が判定できる。
- ② 杭区間周面摩擦力の深度分布は試験杭によって異なったが、同一杭では比較的良好一致を示した。

ただし、衝撃載荷試験では杭先端支持力の同定に至らず杭の鉛直支持力特性全体を評価比較できていない。衝撃載荷試験の実施にあたっては、該当する地盤の特性、支持力の判定に必要な養生時間・ハンマー能力を見極める必要がある。

### <参考文献>

- 1) 地盤工学会；地盤工学会基準 杭の鉛直載荷試験方法・同解説 -第一回改訂版-, 2002.5
- 2) 小嶋英治, 桑山晋一；杭の衝撃載荷試験システムの開発と実験による検証, 第48回地盤工学シンポジウム, 平成15年度論文集, pp.99-106, 2003.11
- 3) 宇都一馬, 冬木衛, 桜井学；杭の載荷試験結果の整理法, 基礎工 Vol.10, No.9, pp.21-30, 1982.9

## 飽和含水比による土の構造の評価

(独)北海道開発土木研究所 ○正員 小野寺康浩  
 北海道大学大学院農学研究所 正員 相馬 尅之  
 北海道士質コンサルタント(株) 正員 池田 晃一  
 基礎地盤コンサルタンツ(株) 正員 中田 隆文

### 1. はじめに

土の構造は、構造単位の集合状態とその配列様式、構造単位間の間隙の量、構造単位間の結合 (Cementation) などによって特徴づけられるが、細粒土と粗粒土の構造の大きな相違は構造単位が内部間隙を有するか否かにある。

細粒土 (粘性土) の場合、飽和含水比  $W_{sat}$  と液性限界  $W_L$  (塑性限界  $W_P$ ) の対応関係<sup>1)</sup> から、粘性土の間隙量とともに間隙組成 (構造単位内間隙と構造単位間間隙の割合) も推定できる<sup>2) 3)</sup>。また、火山灰質粘性土や有機質火山灰土などの細粒火山灰土と沖積粘土の間隙組成は著しく異なり、前者の方が後者よりも構造単位内間隙が極めて多い<sup>4)</sup>。さらに、北海道内の大部分の粘性土は堆積環境にもよるが自然含水比  $W_n \geq W_P$  の水分状態にあり、構造単位間隙はほぼ飽和状態にある。一方、粗粒土である火山灰質粗粒土と砂の飽和含水比  $W_{sat}$  は異なり、構造単位の表面形状が複雑な火山灰質粗粒土は砂に比べて構造単位間隙が非常に多く<sup>5)</sup>、 $W_{sat}$  の値は沖積粘土に匹敵する。

筆者らは、粘性土をはじめ火山灰質粗粒土や高有機質土である泥炭の物理的性質や圧縮性の推定において、飽和含水比 (以下、 $W_{sat}$  と称する) が有効な指標になることを報告してきた<sup>2) 3) 4) 6) 7) 10)</sup>。本報では、細粒土 (沖積粘土、火山灰質粘性土、有機質火山灰土)、粗粒土 (砂質土、火山灰質粗粒土)、および高有機質土 (泥炭) の物理性や構造単位などを  $W_{sat}$  から検討した。

### 2. 飽和含水比 $W_{sat}$

土の物理的性質は、①土粒子密度  $\rho_s$  や液性限界  $W_L$  (塑性限界  $W_P$ )、強熱減量  $L_i$  などの土の構造単位の素材特性に関するものと、②乾燥密度  $\rho_d$  や間隙比  $e$ 、間隙率  $n$  などの構造単位の集合状態に関するものに大別でき、①の  $W_L$  や②の  $\rho_d$ 、 $e$  などはさらに土の力学的性質の指標にもなる。

本報で取り上げた飽和含水比  $W_{sat}$  は、 $W_{sat} = (M_{wsat}/M_s) \times 100$  (%) で示され、①の物理的性質に含まれる。ここで  $(M_{wsat}/M_s) = \rho_w (V_p/M_s)$  と置き換えると、 $W_{sat}$  は土の間隙量 ( $V_p/M_s$ ) の指標すなわち②の物理的性質にもなることが判る。 $W_{sat}$  は、次式のように  $\rho_d$  や  $e$  と対応する<sup>2)</sup>。

$$W_{sat} = \rho_w (V_p/M_s) \times 100 = \rho_w (1/\rho_d - 1/\rho_s) \times 100 = \rho_w (e/\rho_s) \times 100 \quad (\%) \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $W_{sat}$ : 飽和含水比 (%),  $\rho_w$ : 水の密度 ( $g/cm^3$ ),  $V_p$ : 間隙の体積 ( $cm^3$ ),  
 $M_s$ : 土粒子の質量 ( $g$ ),  $\rho_d$ : 乾燥密度 ( $g/cm^3$ ),  $\rho_s$ : 土粒子密度 ( $g/cm^3$ ),  $e$ : 間隙比

$W_{sat}$  を用いる利点は、判別指標の算出 (測定) が容易であることと、乱さない地山状態の土質の特徴すなわち構造単位の素材特性や集合状態が比較的容易に判定できることにある。

### 3. $W_{sat}$ による土の構造評価

先ず、土の構造単位の素材特性や集合状態の指標としての  $W_{sat}$  の有効性を検討するにあたり、土の構造を単純化して図-1 のように考える。すなわち土の基本単位を内部間隙をもつ構造単位と規定すると、練返し土の場合は構造単位がランダム配列によって集合した構造をもち、練返し土の間隙は構造単位内間隙と構造単位間隙に大別できる。一方、乱さない地山状態の土の場合は上載荷重の影響を受けて構造単位は配向配列によって集合した構造をもち、構造単位間には多様な Cementation が形成されているものの、間隙の基本的

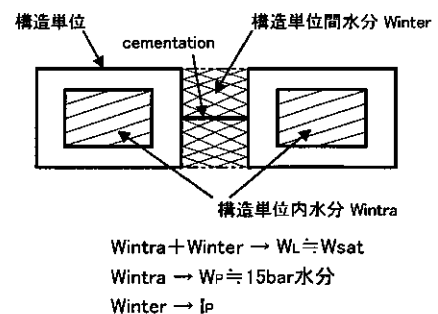


図-1 構造単位概念図

図は火山灰質粘性土を意識した構造単位モデル

Estimation of the Soil Structure by the Saturated Water Content: Yasuhiro Onodera (Civil Engineering Research Institute of Hokkaido), Katsuyuki Soma (Hokkaido University, Graduate School of Agriculture), Kohichi Ikeda (Hokkaido Doshitsu Consultant Co., Ltd), Takafumi Nakata (Kiso-jiban Consultants Co., Ltd.)

な組成は練返し土と同様である。ここで、細粒土の土質分類に用いられる塑性図におけるWLとIPはそれぞれ、

$$WL = Wintra + Winter = \text{全間隙水分量} = W_{sat}$$

$$IP = Winter = \text{構造単位間水分量} = W_{sat} - Wintra$$

に相当する。また、粗粒土や泥炭などの構造単位が構造単位内間隙をもたないと仮定すると（火山灰質粗粒土には構造単位内間隙を有するものがあるが）、 $W_{sat}$ はこれらの土質の全間隙量に相当する。

#### 4. 試料

対象とした試料は、北海道内で採取した粗粒土、細粒土、および高有機質土である。各試料の自然含水比、乾燥密度などの範囲は表-1のとおりである。

粗粒土は、砂質土（12試料）と、降下起源・流下起源の火山灰質粗粒土<sup>5)</sup>（92試料）であり、いずれも非塑性である。

細粒土は、海成・陸成の沖積粘土<sup>8)</sup>（36試料）、降下・流下起源の火山灰質粘性土<sup>3)</sup>（73試料）、降下起源の有機質火山灰土<sup>9)</sup>（12試料）であり、塑性図においては、沖積粘土は大半がA線直上でE線（ $WL=80\%$ ）よりも左側に位置するのに対し、火山灰質粘性土と有機質火山灰土はA線の下方に位置し、沖積粘土に比べ液性限界および塑性指数の範囲が著しく広い特徴を有している。

高有機質土である泥炭<sup>10)</sup>（24試料）は、生成区分が異なる低位泥炭と中間泥炭の試験結果を用いた。

表-1 自然含水比 $W_n$ 、飽和含水比 $W_{sat}$ 、乾燥密度 $\rho_d$ の範囲

試料名		自然含水比 $W_n$ (%)	飽和含水比 $W_{sat}$ (%)	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	試料の起源、生成等
粗粒土	砂質土	6 ~ 44	24 ~ 50	1.14~1.66	河成
	火山灰質粗粒土	27 ~ 240	41 ~ 314	0.28~1.18	降下, 流下
細粒土	沖積粘土	34 ~ 114	35 ~ 117	0.65~1.39	海成, 陸成
	火山灰質粘性土	62 ~ 213	67 ~ 318	0.28~0.98	降下, 流下
	有機質火山灰土	57 ~ 168	38 ~ 179	0.50~0.79	降下
高有機質土	泥炭	231 ~ 1200	272 ~ 1325	0.07~0.31	低位, 中間

#### 5. 飽和含水比 $W_{sat}$ と物理的性質などの関係

##### 5-1 乾燥密度

各試料の飽和含水比 $W_{sat}$ と乾燥密度 $\rho_d$ との関係を図-2に示す。また、 $W_{sat} \leq 200\%$ のグループと、 $200\% < W_{sat}$ のグループの $W_{sat}$ と $\rho_d$ の関係を図-3、4に示す。 $W_{sat}$ と $\rho_d$ の間には、細粒土、粗粒土、泥炭ともに高い相関が認められ、土質によらず $W_{sat}$ を用いて $\rho_d$ を容易に推定できる。さらに、図-2~4は $W_{sat}$ が $\rho_d$ から一義的に求められるところにも意義がある。すなわち $W_{sat}$ は、土粒子密度 $\rho_s$ や間隙比 $e$ が未知であっても乾燥密度 $\rho_d$ から容易に推定できる<sup>2)</sup>。 $W_{sat}$ から、土の間隙量（ $V_p/M_s$ ）はもちろんのこと、 $\rho_d$ や $n$ などが推定でき

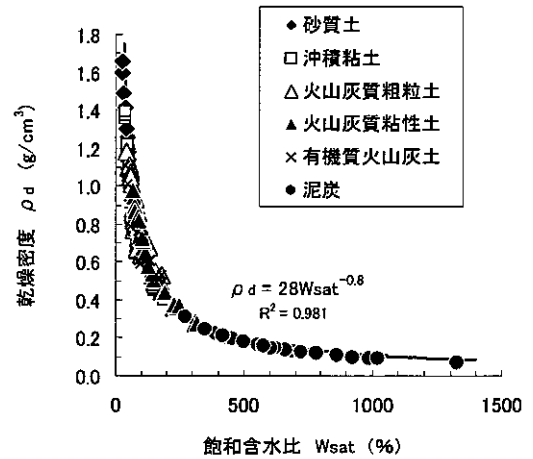


図-2  $W_{sat}$ と乾燥密度 $\rho_d$

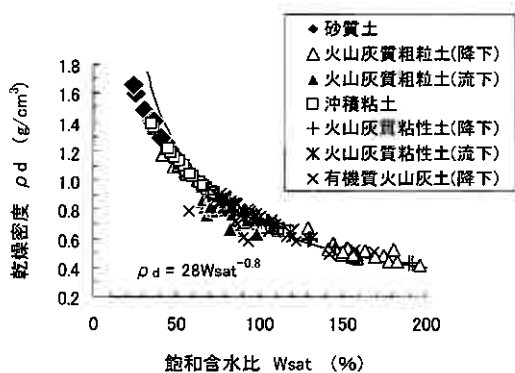


図-3  $W_{sat}$ と $\rho_d$  ( $W_{sat} \leq 200\%$ の場合)

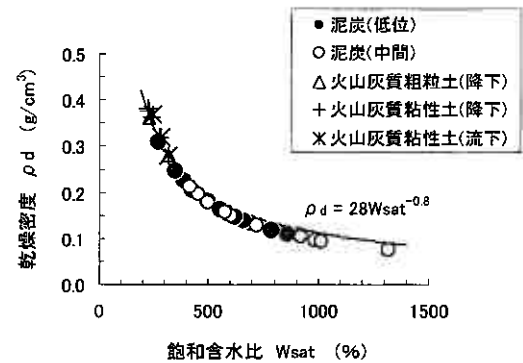


図-4  $W_{sat}$ と $\rho_d$  ( $200\% < W_{sat}$ の場合)

る。また図-3から、火山灰質土は、火山灰質粗粒土・火山灰質粘性土・有機質火山灰土の土質区分や、降下・流下起源を問わず、 $W_{sat}$ と $\rho_d$ は対応している。さらに図-4からは、泥炭の場合は低位泥炭と中間泥炭の生成区分によらず $W_{sat}$ と $\rho_d$ は1:1の関係にあり、その相関は極めて高いことも判る。

土の間隙量の指標に $e$ や $n$ などを用いることが多く、通常、間隙体積 $V_p$ は土粒子密度 $\rho_s$ から算出される。しかし、粗粒火山灰土や泥炭は $\rho_s$ の測定値にバラツキが大きく、これが $e$ や $n$ の算出値にも影響する。これに対して、 $\rho_s$ のバラツキが関与しない $W_{sat}$ を用いると、比較的容易かつ的確に土の間隙量( $V_p/M_s$ )を推定することができる。

このように、 $W_{sat}$ は $e$ と同様に土の間隙量の指標として用いることができ、構造単位の集合状態の指標である $\rho_d$ とは逆相関関係を示す。したがって、 $W_{sat}$ は土の間隙量の指標であると同時に、構造単位の集合状態の指標にもなる。

## 5-2 自然含水比

飽和含水比 $W_{sat}$ と自然含水比 $W_n$ の関係を、 $W_{sat} \leq 200\%$ と、 $200\% < W_{sat}$ のグループに分けて図-5、6に示す。図-5より、沖積粘土は $W_n/W_{sat} = 1.0$ のラインに近いものが多く、火山灰質粘性土と火山灰質粗粒土は $W_n/W_{sat}$ が1.0よりも低いものが大半を占める。また、火山灰質粘性土は $W_n/W_{sat} = 0.7 \sim 1.0$ の範囲に分布するのに対して、火山灰質粗粒土では分布範囲が広がり $W_n/W_{sat} = 0.5 \sim 1.0$ の範囲に位置する。砂質土は $W_n/W_{sat} = 0.2 \sim 0.95$ の広範囲に分布している。

このような土質毎の $W_n/W_{sat}$ の範囲は、沖積粘土は地下水位面よりも下に堆積していることが多いため、飽和度が高く $W_n/W_{sat}$ の範囲も狭いことを示しており、火山灰質粘性土や火山灰質粗粒土は台地など地下水位面よりも上に堆積していることが多く、地山状態では構造単位間隙の飽和度が低いことを示している。また、砂質土は地下水位面より上の堆積環境においては含水比の変動が比較的大きいことを示している。

一方、図-6に示した泥炭の $W_{sat}$ と自然含水比 $W_n$ の関係からは、泥炭の $W_n/W_{sat}$  (飽和度  $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ ) は概ね0.9であり、堆積環境を反映して低位泥炭、中間泥炭ともに地山特性としての飽和度は高いことが判る。なお、図-6の泥炭には $W_n/W_{sat} < 0.9$ となるものがあるが、これらは農地の作土層直下の比較的浅部の泥炭である。この $W_{sat} \sim W_n$ 関係 ( $W_n/W_{sat} \approx 0.9$ ) から、 $W_n$ も泥炭の間隙量の概略の指標になりうるといえる。

このように、間隙量を評価するうえで火山灰質粘性土や火山灰質粗粒土では $W_{sat}$ が有効な指標となり、沖積粘土や泥炭については $W_{sat}$ とともに $W_n$ も概略の目安になるものと考えられる。

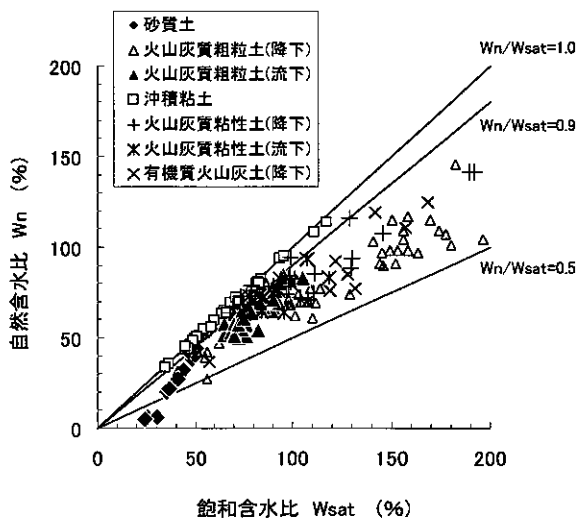


図-5  $W_{sat}$ と自然含水比 $W_n$ ( $W_{sat} \leq 200\%$ )

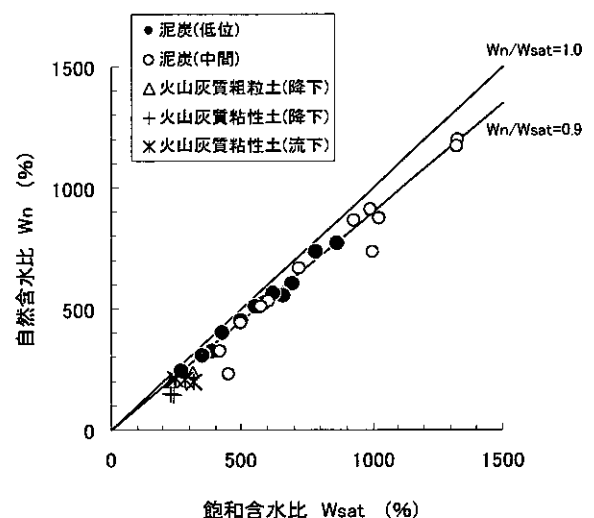


図-6  $W_{sat}$ と自然含水比 $W_n$ ( $200\% < W_{sat}$ )

## 5-3 液性・塑性限界

細粒土についての飽和含水比 $W_{sat}$ と液性限界 $W_L$ および塑性限界 $W_p$ の関係を図-7、8に示す。なお図中の $W_{sat}$ は全て計算値である。火山灰質粘性土では実測の $W_{sat}$ と $W_L$ が1:1の関係を示すこと<sup>11)</sup>が報告されているが、図-7の $W_{sat}$ は計算値のため $\rho_s$ の測定誤差などの影響で $W_{sat}$ と $W_L$ は必ずしも1:1の対応関係にはない。また、沖積粘土の $W_{sat}$ は120%以下であるが、火山灰質粘性土の $W_{sat}$ には200%を越えるものもみられる。一方、図-8に示した $W_{sat}$ と $W_p$ の関係は、火山灰質粘性土では $\Delta W_p / \Delta W_{sat} \approx 0.5$ であるのに対し、沖積粘土では $\Delta W_p / \Delta W_{sat} \approx 0.1$ と異なっている<sup>9)</sup>。このように計算で求めた $W_{sat}$ と $W_L$ 、 $W_p$ の関係を用いても、 $W_{sat}$ からおよその $W_L$ 、 $W_p$ を推定できる。

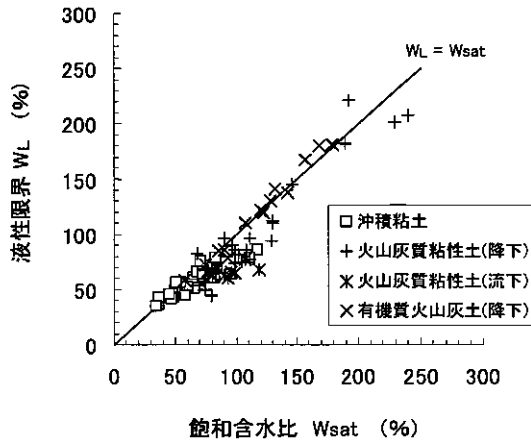


図-7 Wsatと液性限界WL

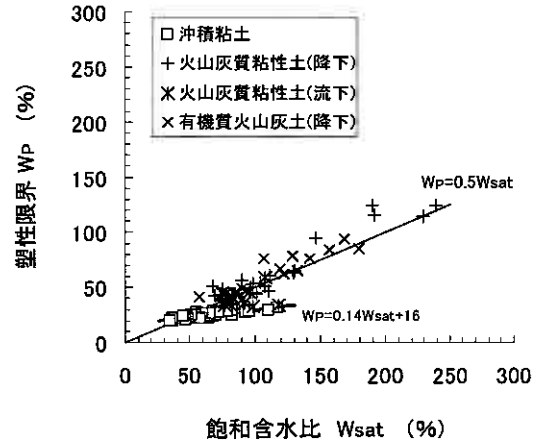


図-8 Wsatと塑性限界Wp

#### 5-4 泥炭の強熱減量、分解度(腐植化度)

泥炭の飽和含水比 $W_{sat}$ と強熱減量 $L_i$ との関係を図-9に示す。両者の関係には高い相関性が認められ、しかも低位泥炭と中間泥炭による違いはみられない。また、 $W_{sat} \approx 600\%$ を境にして $W_{sat}$ と $L_i$ の関係は変化し、 $W_{sat} \leq 600\%$ では $W_{sat}$ の増加に伴って $L_i$ も顕著に増加するが、 $600\% < W_{sat}$ における $L_i$ の増加は極めて緩慢になる。 $L_i$ は有機質土の有機物含有量の指標であり、有機物は多孔質物質であるから有機物含有量の増加は有機質土の間隙量 ( $V_p/M_s$ )、すなわち $W_{sat}$ の増加につながる。高有機質土の泥炭は植物遺体から成る繊維構造を有し、構造単位は植物遺体すなわち有機物である。それゆえ、有機物の分解度(腐植化度)による若干の変動はあるものの、 $W_{sat}$ と $L_i$ の間には一定の対応関係が成立すると考えられる。 $W_{sat} \leq 600\%$ における $L_i$ の急激な変化は、多孔質な泥炭の間隙中に $\rho_s$ の大きな鉱質土が混入したためと考えられ、典型的な泥炭といえるのは $600\% < W_{sat}$ 、 $80\% < L_i$ のものであると推察される<sup>10)</sup>。また図-9から、 $L_i$ は泥炭の間隙量の指標になりうる事が判る。

ここで、泥炭の $L_i$ の起源は構造単位となる構成植物(有機物)そのものであるのに対して、同じ有機質土でも例えば有機質火山灰土の $L_i$ の起源は構造単位の構成要素である腐植物質である。それゆえ、泥炭の $L_i$ は殆どが構造単位間隙(Wintera)に対応するのに対して、有機質火山灰土の $L_i$ は構造単位内間隙(Wintra)に対応すると考えられることができる。

次に、高有機質土である泥炭は他の土質と異なり主要な構成素材が植物遺体であることから、 $W_{sat}$ と分解度(腐植化度)との関係を検討した(図-10)。泥炭の分解度の試験方法には比色法や水洗法、フォンポスト(von Post)法などがある<sup>12)</sup>、ここでは、比較的測定誤差(個人差)の少ないKailla簡便法<sup>13)</sup>で求めた分解度と $W_{sat}$ との関連を示した。図-10より、本報告で用いた泥炭の分解度は10~50%程度の範囲にあり、比較的未分解のものが多く判る。とりわけ、 $900\% < W_{sat}$ の中間泥炭の分解度は10%程度で、殆ど未分解である。しかし、 $W_{sat} \leq 900\%$ では分解度は10~50%の範囲に拡がり、 $W_{sat}$ との明瞭な関連性は認められない。

泥炭の分解(微生物による酸化分解や腐植化)は、鉱質土の混入や水質環境の変化に起因する富栄養化、地下水位の低下による通気性の増大などの要因が複合的に関与して進行する。しかし、図-10によると、 $900\% < W_{sat}$ の堆積環境(水文環境)では泥炭の分解がほとんど起こらないことが示唆される。これは泥炭地の管理・保全とも絡む問題であり、今後さらに検討する必要があると思われる。

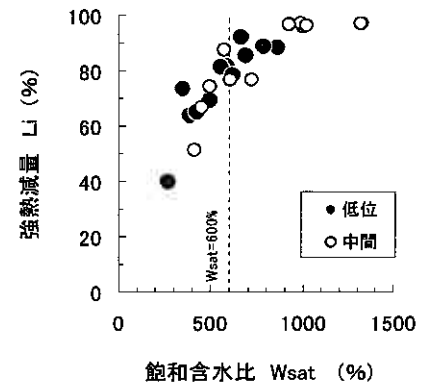


図-9 泥炭のWsatsと強熱減量Li

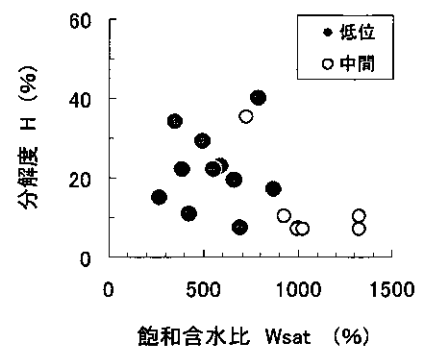


図-10 泥炭のWsatsと分解度H

## 6. 構造単位モデル

砂質土（砂）、火山灰質粗粒土、沖積粘土、火山灰質粘性土、泥炭についての間隙構造（構造単位モデル）を図-11に示す。

火山灰質粗粒土は構造単位の表面形状が複雑であり、一般的な砂質土（砂）に比べ構造単位間隙が多いのが特徴である<sup>5)</sup>。また、火山灰質粘性土の構造単位の特徴は、構造単位内間隙が沖積粘土に比べ著しく多く、また構造単位内間隙>構造単位間隙となることである。泥炭の間隙構造については、未分解の植物遺体中の構造単位内間隙とともに繊維構造によるネット効果を考慮し、鉛直方向の構造単位も示している<sup>7)</sup>。なお、高有機質土である泥炭の構造単位については、 $W_{sat}$ の低い泥炭では鉱質物の混入や分解（腐植化）の影響も考えられるが、ここでは $600\% < W_{sat}$ の泥炭を意識して構造単位の素材は未分解の植物遺体としている。

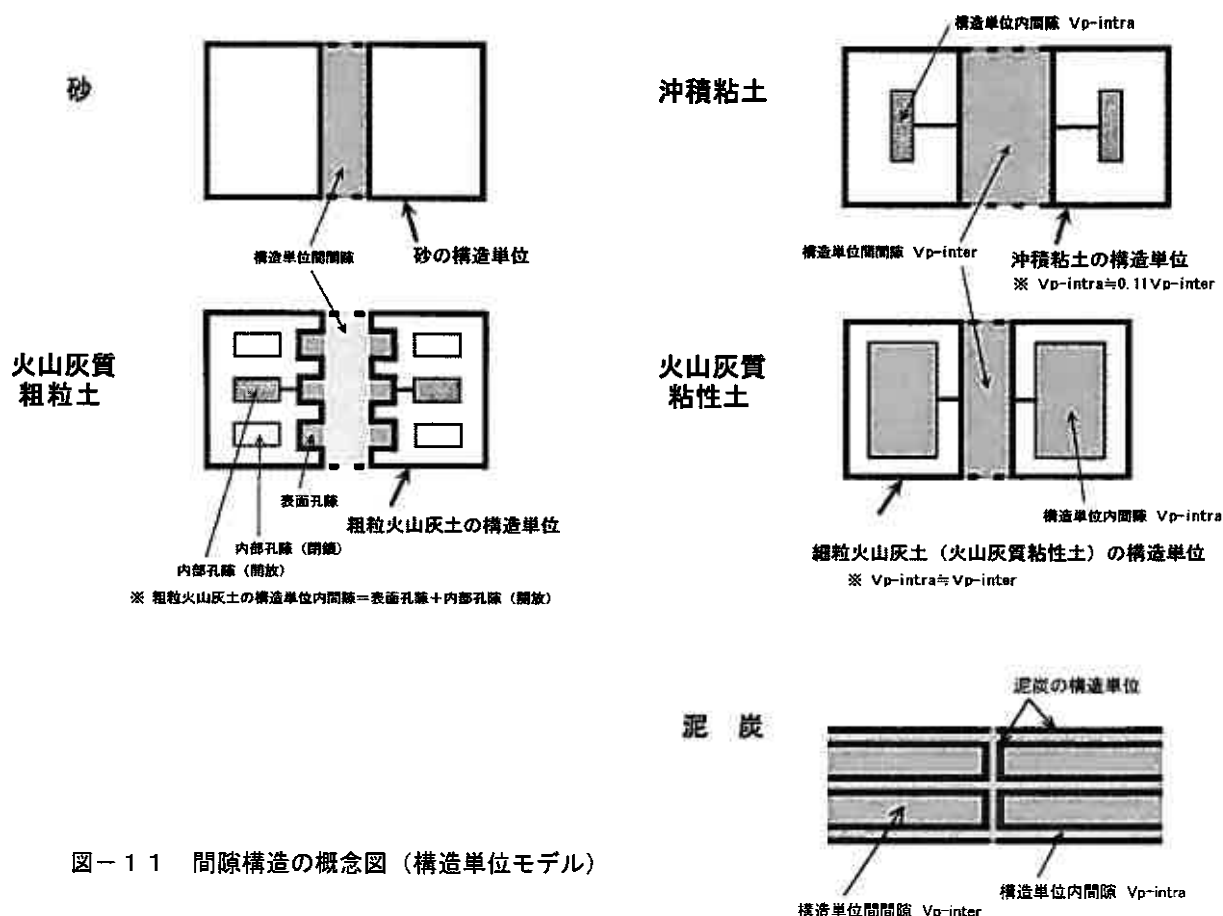


図-11 間隙構造の概念図（構造単位モデル）

## 7. おわりに

粗粒土（砂質土、火山灰質粗粒土）、細粒土（沖積粘土、火山灰質粘性土、有機質火山灰土）、高有機質土（泥炭）を対象に、飽和含水比 $W_{sat}$ と物理的性質等の関係を示すとともに、間隙構造を検討した。

飽和含水比 $W_{sat}$ は測定が容易なことに加え、粘性土のみならず粗粒火山灰土や泥炭のような非塑性の土質の物理的特徴や間隙構造の特徴を推定できる。

**謝辞：**本報告で用いた火山灰質粗粒土および火山灰質粘性土のデータの一部は、地盤工学会北海道支部「火山灰地盤の工学的性質の評価法に関する研究委員会」作成のデータベースから引用したものである。同委員会に対し、深甚なる謝意を表します。

## 【参考文献】

1) 相馬尅之・前田隆・柏木淳一：火山灰土の土質分類に対する土壌物理的検討、地盤工学会北海道支部技術報告集、第33号、pp119-122. (1993)

- 2) 相馬尅之・小野寺康浩・池田晃一・中田隆文：細粒火山灰土における飽和含水比の意味、火山灰地盤の工学的性質の評価法に関するシンポジウム論文集、pp149-152. (2002)
- 3) 小野寺康浩・相馬尅之・池田晃一・中田隆文：飽和含水比を用いた火山灰質粘性土の判別分類試案、第38回地盤工学研究発表会講演集、pp317-318. (2003)
- 4) 中田隆文・相馬尅之・小野寺康浩・池田晃一：飽和含水比による粘性土の圧縮性の評価、第52回農業土木学会北海道支部研究発表会講演集、pp54-59. (2003)
- 5) 相馬尅之・鈴木伸治：道央に分布する粗粒火山灰土の物理的性質、地盤工学会北海道支部技術報告集、第39号、pp 139-146. (1999)
- 6) 池田晃一・松本和正・相馬尅之・小野寺康浩・中田隆文：土の Index Property としての飽和含水比の有効性、平成16年度農業土木学会大会講演集、pp394-395. (2004)
- 7) 小野寺康浩・相馬尅之・池田晃一・中田隆文：飽和含水比による粗粒火山灰土と泥炭の物理的性質の推定、第39回地盤工学研究発表会講演集、pp857-858. (2004)
- 8) 島田一功・大竹幸雄・若松幹男・池田晃一：稲積北部地区の地盤（生石灰グイ打設による粘土の土性変化）、地盤工学会北海道支部技術報告資料、第16号、pp53-62. (1976)
- 9) Ando Soils in Japan, Kyushu University Press, pp115-143. (1985)
- 10) 小野寺康浩・相馬尅之：飽和含水比による農地泥炭の物理的性質の推定、第53回農業土木学会北海道支部研究発表会講演集、pp206-209. (2004)
- 11) Maeda, T.・Soma, K. : Index Properties of Ando Soils in Japan, Trans. 14th. Int. Soc. Soil Sci., VII, pp159-164. (1990)
- 12) (社) 地盤工学会：土質試験の方法と解説 -第一回改訂版-, pp734-736. (2000)
- 13) kaila, A. : Determination of the degree of humification in peat samples. J. Agr. Sci. Finland, 28, pp18-35. (1956)



## 多重リングせん断試験機による単粒度碎石の繰返し変形挙動の検討

北海道大学大学院工学研究科 ○正 石川達也  
 鉄道総合技術研究所 正 関根悦夫  
 北海道大学大学院工学研究科 学 杉山圭大  
 北海道大学大学院工学研究科 正 三浦清一

### 1. はじめに

我が国の在来線線路の約90%を占めるバラスト軌道(図1)は、列車荷重が長期に亘り繰返し作用することによって、道床バラストと呼ばれる粒状材料で構成される部位(以下、「道床」と称す)に塑性沈下が生じるという不可避免的な構造上の欠陥を有している。この欠陥によって引き起こされる軌道面の不整(軌道狂い)は、列車の走行安全性や乗り心地等に支障をきたすため、軌道の変形量の測定を定期的に行い、基準値を超過した場合には補修作業を行っている。このため、鉄道線路施設の効率的な維持管理を行うには、列車荷重繰返し載荷時の道床の変形・沈下特性を解明する必要がある。従来、バラスト軌道の変形挙動解明の一環として、軌道や路盤を対象とした変形・沈下特性検討のための模型載荷試験が数多く実施されている<sup>1) 2)</sup>。これらの試験では、多くの場合軌道模型のある断面に集中荷重を加える定点載荷方式が用いられ、繰返し集中荷重で列車荷重を模擬してきた。しかし、最近国内外の研究者から、定点載荷方式では実現象を過度に簡略化する可能性が指摘されている<sup>3) 4)</sup>。その一因として、定点載荷では、道床・路盤において主応力方向が繰返し載荷中に回転しないが、実現象では、荷重の移動に伴って道床・路盤の各要素の応力は大きさと同時に方向も時々刻々に変化することが挙げられる<sup>5)</sup>。一方、近年、道床バラストの強度・変形特性の基礎的研究として三軸試験が利用されている。しかし、主応力方向が繰返し載荷中に変化しない拘束圧一定・応力振幅一定の片振り繰返し三軸圧縮試験では、移動荷重載荷時に道床バラストが受ける応力状態あるいは応力履歴を再現しえない可能性が指摘されている<sup>6) 7)</sup>。

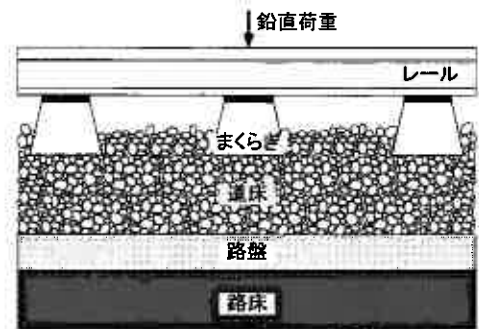


図1 バラスト軌道の縦断面図

本研究では、このような状況を踏まえ、道床バラストの繰返し塑性変形特性に及ぼす主応力回転の影響評価に適した要素試験方法の確立を目的として、せん断試験法(直接・間接せん断)の違いが礫材の力学特性(強度・変形特性)に及ぼす影響について基礎的な検討を行う。具体的には、実軌道で道床バラストとして使用されている単粒度碎石と相似粒度の単粒度碎石を用いて、せん断応力載荷型せん断試験(ねじり単純せん断試験)と主応力載荷型せん断試験(三軸圧縮試験)を種々の載荷条件で行い、主応力軸の回転が粒状地盤材料の繰返し変形挙動に及ぼす影響を評価するとともに、繰返し移動荷重作用時にバラスト軌道の道床バラストが受ける応力履歴を模擬した要素試験の在り方について検討する。

### 2. 試験試料と試験方法

#### 2.1 試験試料

試験に用いた試料は、実軌道で使用されている山梨県大月市で産出される安山岩の道床バラスト(1/1試料)を1/5相似粒度に粒度調整した単粒度碎石(1/5試料)である。図2に両試料の粒径加積曲線を示す。図に示すように、我が国の鉄道で用いられている道床バラストは図中の破線で囲まれた範囲に粒度が分布している。本研究では、ふるい分け作業により分級した単粒度碎石を、最も粗粒な粒度分布A(均等係数 $U_c=1.52$ )をもつ「1/1試料A」と最も細粒な粒度分布B( $U_c=1.65$ )をもつ「1/1試料B」の平均粒径の1/5相似粒度に粒度調整して、2種類の粒度調整済み試料(図2の「1/5試料A」と「1/5試料B」)を作成し、試験

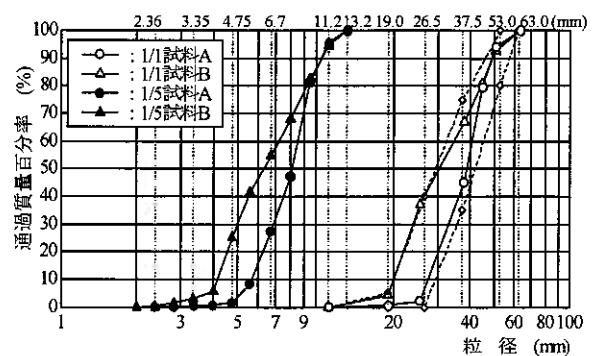


図2 試料の粒径加積曲線

試料とした。用いた試料の物理的性質は、1/5 試料 A で  $D_{50}=8.1\text{mm}$ 、 $D_{\max}=13.2\text{mm}$ 、 $U_c=1.52$ 、1/5 試料 B では  $D_{50}=6.2\text{mm}$ 、 $D_{\max}=13.2\text{mm}$ 、 $U_c=1.71$  である。

## 2.2 三軸圧縮試験

### (1) 試験装置

試験に用いた中型三軸試験装置の概要を図 3 に示す。図に示すように、軸ひずみの測定には外部変位計 (Dial Gauge, DG) 1 個、非接触変位計 (Gap Sensor, GS) 2 個、局所変形測定装置 (Local Deformation Transducer, LDT) <sup>8)</sup> 2 個の 3 種類を用いた。LDT は燐青銅板にひずみゲージを貼り付けたもので、供試体作製時に生じる供試体端面の緩み層やろ紙の圧縮などに起因するベディングエラー (BE) の影響<sup>9)</sup> を含まない正確な軸ひずみ量を測定することが可能である。ただし、LDT は 2% 程度の軸ひずみまでしか測定できないので、それ以上の軸ひずみはダイヤルゲージ、非接触変位計を用いて測定し、ベディングエラー量を差し引いて補正した値を用いた。また、軸荷重は三軸セル内部に設置した高剛性ロードセルで、側方ひずみは供試体の対角位置の 2 測線に各々供試体側面上下 2ヶ所ずつ、合計 4 個の非接触変位計で計測した。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。載荷は、単調載荷試験では電動モーター式の単調載荷三軸試験装置によって、繰返し載荷試験では空圧式の繰返し載荷三軸試験装置によってそれぞれ行った。

### (2) 試験方法

三軸圧縮試験 (Triaxial Test) は、1/5 試料 A と 1/5 試料 B の 2 種類の試料を用いて、直径 15cm、高さ 36cm の試験供試体に対して圧密排気条件の単調載荷試験および繰返し載荷試験を行った。試験に用いる供試体は、締固めエネルギーを一定にすることを目的として、メンブレンを装着した供試体作製用円柱モールド内に気乾燥試料を 6cm の層に分けて投入し、各層毎に上載荷式振動パイプレーターによって一定時間 (3 分間) 振動締固めて作製した。この供試体に等方応力状態で所定の拘束圧  $\sigma_c'$  を負圧によって与え、10 時間程度圧密した。その後、単調載荷試験では、拘束圧一定 ( $\sigma_c'=19.6, 39.2, 58.8\text{kPa}$ ) の下、ひずみ制御方式 (軸ひずみ速度 0.02%/min) で軸荷重を増加した。繰返し載荷試験では、拘束圧一定 ( $\sigma_c'=29.4\text{kPa}$ ) の下、等方応力状態から繰返し載荷の中心荷重である軸差応力  $q=60\text{kPa}$  の異方応力状態にし、軸差応力振幅  $q_a=100\text{kPa}$  ( $q_{\max}=110\text{kPa}$ ,  $q_{\min}=10\text{kPa}$ ) の正弦波載荷を載荷周期 0.25Hz で 10000 回与え、繰返し載荷終了後、供試体を 29.4kPa の等方応力状態に戻した。各供試体の初期乾燥密度を表 1 に示す。表から、供試体作製時の乾燥密度は、1/5 試料 B が 1/5 試料 A に比べ大きくなることわかる。

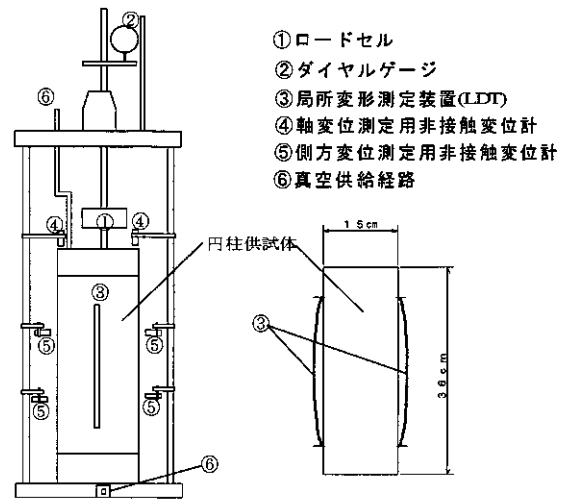


図 3 中型三軸試験装置

表 1 三軸供試体の初期乾燥密度

試料名	試料の状態	初期乾燥密度
1/5 試料 A	気乾燥	1.55 t/m <sup>3</sup>
1/5 試料 B	気乾燥	1.60 t/m <sup>3</sup>

## 2.3 多重リングせん断試験

### (1) 試験装置

粗粒材料の要素試験においては、寸法効果 (供試体寸法に対する最大粒径) やメンブレンペネトレーションの影響のため、試験機の大型化や様々な補正手法が提案されてきた。例えば、従来、中空ねじりせん断試験機を用いたねじり単純せん断試験が行われてきているが、中空円筒供試体を用いて単純せん断変形を満足させるには、供試体の内・外壁の変位を許さないよう内・外側圧を独立に制御する必要がある。このため、汎用性、利便性の観点から、簡素な構成で精度良い試験結果が得られる試験機の開発が望まれている。著者らは、これまでに粗粒材料を対象としたねじり単純せん断試験機として“多重リングせん断試験機”を試作し、種々の試験条件でせん断試験を行った結

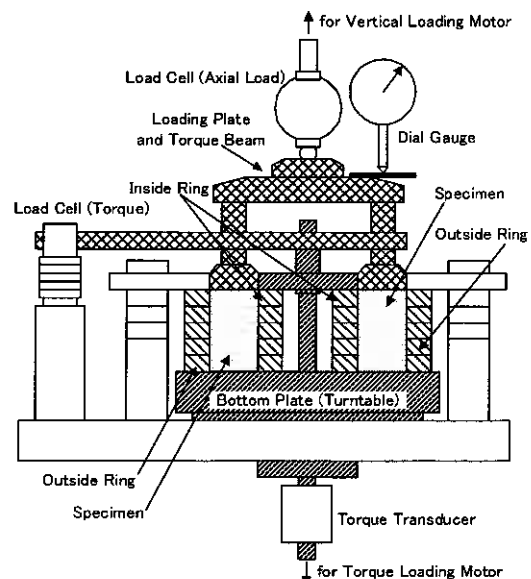


図 4 多重リングせん断試験機

果から、試作した多重リングせん断試験機が粗粒材料の単純せん断試験機として有用であることを検証している<sup>10)</sup>。

試作した多重リングせん断試験機 (Multi-ring shear apparatus) の概略を図4に示す。本試験機では供試体を支持する下盤がトルク载荷用ダイレクトドライブモータ (DDM) により回転し、上盤・下盤・内外リングで拘束された供試体にねじり力 (トルク) を加えることができる。また、上盤に設置した鉛直方向の DDM を駆動し、供試体に鉛直荷重を与えることができる。この際、内外リングが上盤・下盤から独立しており、試料や他のリングとの間に摩擦を生じない設計になっている。供試体寸法は内径 120mm、外径 240mm、高さはリングの段数を変えることで 40~100mm に設定できる。本研究ではリング段数を 3 段 (60mm) に固定して試験を行った。なお、当該試験機は、中空ねじりせん断試験機と比べると、①メンブレンを用いないためメンブレン張力の影響が無く大きな変位まで連続的にせん断できる、②供試体の幅が 60mm 程あるため粒径の大きな試料を使用できる、③半径方向への変形が剛なリングによって拘束されるため半径方向ひずみ、周方向ひずみはゼロとなり単純せん断変形条件を満足する、などの特徴がある。また、図に示すように、鉛直応力および鉛直ひずみは、上盤に設置した軸荷重測定用ロードセルおよび外部変位計 (Dial Gauge, DG) でそれぞれ計測した。せん断ひずみは、トルク载荷用 DDM に与える回転角変位の制御値と外部変位計による鉛直変位から算定される。せん断応力は、下盤に設置したトルク変換器と上盤に設置したトルク測定用ロードセルで各々計測した。ただし、繰返し载荷試験では、トルク測定用ロードセルの機構上の問題から、せん断応力はトルク変換器のみで計測した。なお、本研究では側方応力の計測は行っていない。

一方、試験機の制御には、NI 社製 LabVIEW によりリアルタイムフィードバック型の载荷・計測制御プログラムを作成し、多様な载荷条件で試験可能な多機能载荷システムを開発した。これにより、当該試験機では、定圧試験と定体積試験の双方が実施可能である。本研究では、圧密および単調载荷試験中に鉛直荷重測定用ロードセルで得た値をフィードバックして鉛直载荷用 DDM を制御し、鉛直荷重一定の定圧試験を実施したが、開発した载荷システムにより各試験とも鉛直荷重は設定値の±1%程度の誤差で制御されている。

## (2) 試験方法

多重リングせん断試験 (Ring Shear Test) は、1/5 試料 A と 1/5 試料 B の 2 種類の試料を用いて、幅 6cm、高さ 6cm の試験供試体に対して圧密排気条件の単調载荷試験および繰返し载荷試験を行った。試験に用いる供試体は、内外リング間に気乾燥試料を 2cm の層 (リング高さ 20mm) に分けて投入し、同一試料の三軸圧縮試験の密度に近づくよう各層毎に突き固めて作製した。続いて、この供試体を所定の上載圧で 1 時間程度圧密した。その後、単調载荷試験では、上載圧一定 ( $\sigma_a = 49.0\text{kPa}$ ) の定圧条件下で、せん断ひずみ速度 0.1%/min で単調ねじりせん断を行った。一方、繰返し载荷試験では、前述した三軸圧縮試験の繰返し载荷試験の载荷条件を模擬するため、鉛直荷重とトルクを次のように制御した。まず、多重リングせん断試験の鉛直応力とせん断応力は、三軸圧縮試験の最大主応力  $\sigma_1$  と最小主応力  $\sigma_3$  から式(1)を用いて算定した。ただし、試験機の制御の都合から、载荷は鉛直応力、せん断応力とも準静的な载荷速度 ( $f=0.02\text{Hz}$ ) で行った。

$$\sigma_1, \sigma_3 = \frac{\sigma_a + K_0 \sigma_a}{2} \pm \sqrt{(\sigma_a - K_0 \sigma_a)^2 + 4\tau_{a\theta}^2} \quad (1)$$

$$\theta = \arcsin \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \right) \quad (2)$$

式(1)では、鉛直応力  $\sigma_a$  とせん断応力  $\tau_{a\theta}$  に加え側方応力  $K_0 \sigma_a$  が既知である必要があるが、本研究では側方応力の計測は行っていない。このため、静止土圧係数  $K_0$  を一定値 ( $K_0=0.8, 1.0$ ) と仮定して、上載圧とトルクを変化させながら繰返しねじり単純せん断試験を各  $K_0$  値について行うこととした。ここで、 $K_0$  値は等方圧密 ( $K_0=1.0$ ) と異方圧密 ( $K_0=0.8$ ) を想定したものであるが、値の妥当性については、今後さらに検討を要する。繰返し载荷試験における鉛直応力とせん断応力の载荷パターンを図5に示す。また、この载荷パターンによる最大主応力  $\sigma_1$ 、最小主応力  $\sigma_3$  および主応力回転角  $\theta$  (式(2)で定義) の推移を図6に示す。図6から、各  $K_0$  値の場合とも、等方圧密終了後の繰返しせん断中の三軸圧縮試験の最大・最小主応力の応力履歴を十分に模擬していることがわかる。しかしながら、三軸圧縮試験とは異なり、等方圧密終了後の繰返しせん断中に、中間主応力  $\sigma_2$  が最小主応力  $\sigma_3$  に一致しないばかりか、最大主応力  $\sigma_1$  同様正弦波形で変動している。また、主応力回転角  $\theta$  も  $K_0=1.0$  の場合を除き、40° 程度の値から変動していることがわかる。このため、多重リングせん断試験と三軸圧縮試験の応力履歴は、最大・最小主応力については一致するものの、中間主応力と主応力回転角に

表2 繰返し载荷試験の载荷条件

静止土 圧係数	鉛直応力 $\sigma_a$		せん断応力 $\tau_{a\theta}$	
	min	max	min	max
0.8	38.2kPa	93.8kPa	3.2kPa	54.2kPa
1.0	34.4kPa	84.4kPa	5.0kPa	55.0kPa

表3 リング供試体の初期乾燥密度

試験	試料名	静止土 圧係数	初期乾燥密度
単 調	1/5 試料 A	—	1.54 t/m <sup>3</sup>
	1/5 試料 B	—	1.57 t/m <sup>3</sup>
繰 返 し	1/5 試料 A	0.8	1.52 t/m <sup>3</sup>
		1.0	1.54 t/m <sup>3</sup>
	1/5 試料 B	0.8	1.54 t/m <sup>3</sup>
		1.0	1.56 t/m <sup>3</sup>

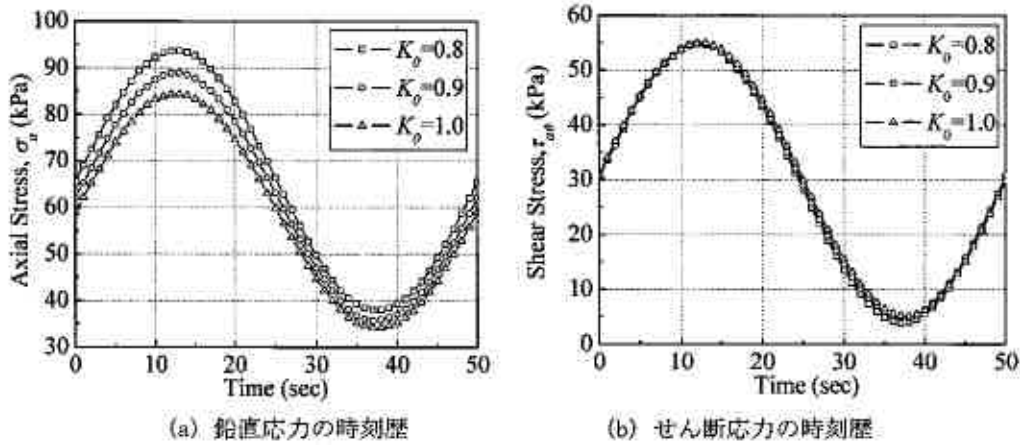


図5 多重リングせん断試験の繰返し载荷パターン

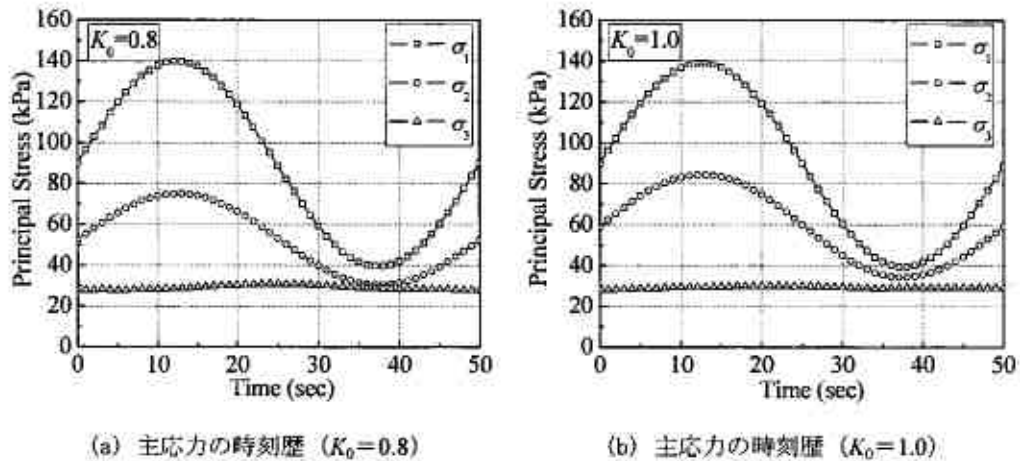


図6 繰返し载荷多重リングせん断試験の主応力の時刻歴

については一致しない。なお、供試体作製から等方応力状態を経て繰返し载荷直前の異方応力状態に至るまでの载荷過程では、 $K_0=1.0$  の場合を除き、最大・最小主応力の応力履歴についても、三軸圧縮試験と異なっている。

各試験の载荷条件をまとめて表2に、供試体の初期乾燥密度を表3にそれぞれ示す。

### 3. 試験結果と考察

#### 3.1 三軸圧縮試験

##### (1) 単調载荷試験結果

図7に単調载荷試験から得られた1/5試料Aと1/5試料Bの軸差応力 $q$ ～軸ひずみ $\epsilon_v$ 関係を示す。図から、最大軸差応力 $q_{max}$ は、試料Aより試料Bの方が大きく、均等係数のわずかな違いが粒状材料の強度特性に影響を与えていることがわかる。一方、図8は、1/5試料Aと1/5試料Bの体積ひずみ $\epsilon_{vol}$ と軸差応力 $q$ の関係を示したものであるが、 $q=110\text{kPa}$ 以下では粒度分布の違いによる差異はあまり認められない。

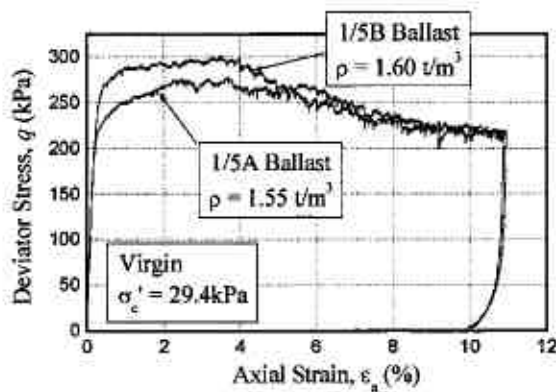


図7 軸差応力～軸ひずみ関係（単調載荷）

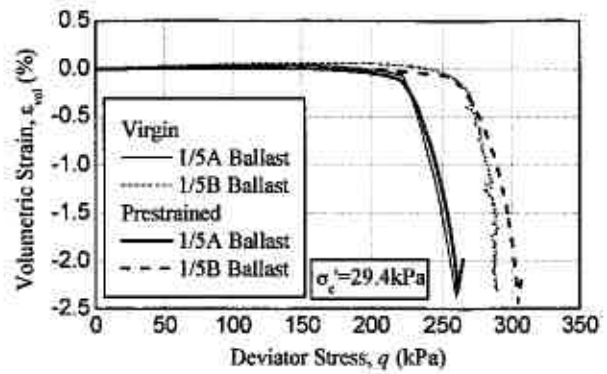


図8 体積ひずみ～軸差応力関係（単調載荷）

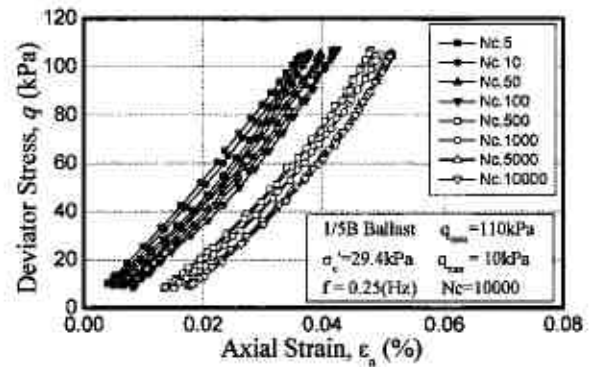
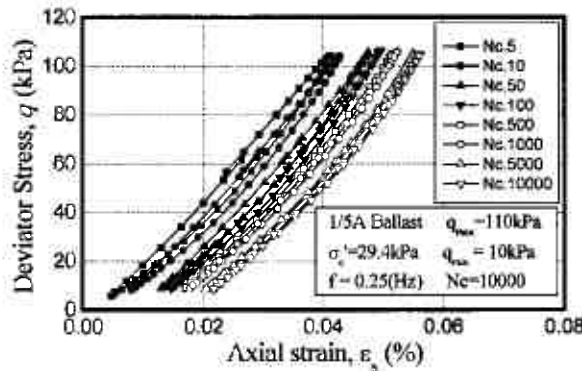


図9 軸差応力～軸ひずみ関係（左図：1/5 試料 A, 右図：1/5 試料 B）

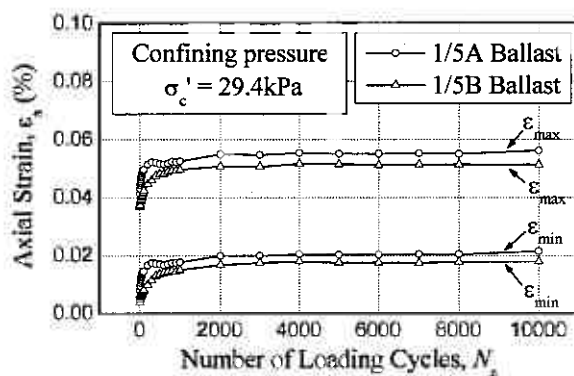


図10 累積軸ひずみ～繰返し載荷回数関係

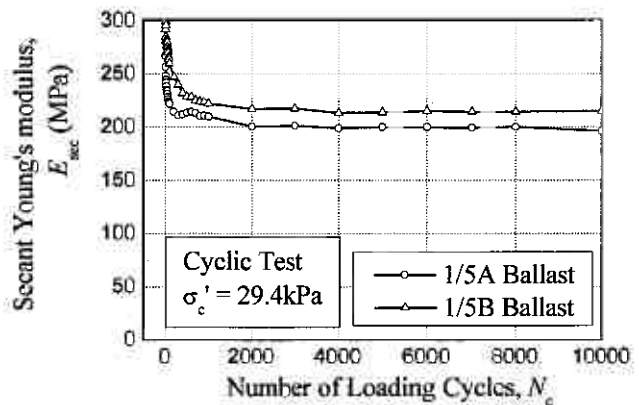


図11 割線ヤング率～繰返し載荷回数の関係

## (2) 繰返し載荷試験結果

図9に繰返し載荷試験から得られた1/5試料Aと1/5試料Bの軸差応力 $q$ ～軸ひずみ $\epsilon_a$ 関係を示す。図から、両試料とも繰返し載荷初期には残留軸ひずみの増加は大きく塑性の卓越する強い弾塑性状態を示すが、繰返し載荷回数の増加とともに履歴ループの面積と残留軸ひずみの増加量が減少し、弾性化の進行することがわかる。図10は、繰返し載荷試験中の累積軸ひずみ $\epsilon_a$ と繰返し載荷回数 $N_c$ の関係を試料ごとに示したものである。ただし、図中の $q_{max}$ は繰返し載荷中に最大軸差応力を負荷した状態を、 $q_{min}$ は最小軸差応力を負荷した状態をそれぞれ表している。繰返し載荷に伴い各試料とも軸ひずみは増加する傾向にあるが、繰返し載荷中に発生する残留軸ひずみ量は1/5試料Bより1/5試料Aの方が若干多い。図11に最大軸差応力 $q_{max}$ 負荷時の割線ヤング率 $E_{sec}$ と繰返し載荷回数 $N_c$ の関係を、図12に割線ポアソン比 $\nu_{sec}$ と繰返し載荷回数 $N_c$ の関係をそれぞれ示す。図11から、各試料とも繰返し載荷初期に $E_{sec}$ は急激に減少するが、 $N_c=2000$ 回以上ではほぼ一定になること、および両試料の $E_{sec}$ には繰返し載荷中顕著な差異が見られないことがわかる。また、図12から、1/5試料Aは繰返し載荷初期に若干膨張傾向を示した後、わずかに収縮する傾向が見られる。他方、1/5試料Bは、繰返し載荷初期に収縮傾向を示した後、 $N_c=4000$ 回程度から大きく膨張に転じている。このため、繰返し載荷中のダイレイタンスー特性については粒度分布の違いによる影響が明確に現れている。

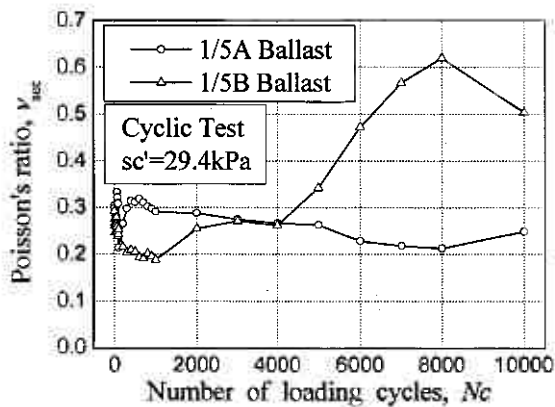


図 12 割線ポアソン比～繰返し载荷回数との関係

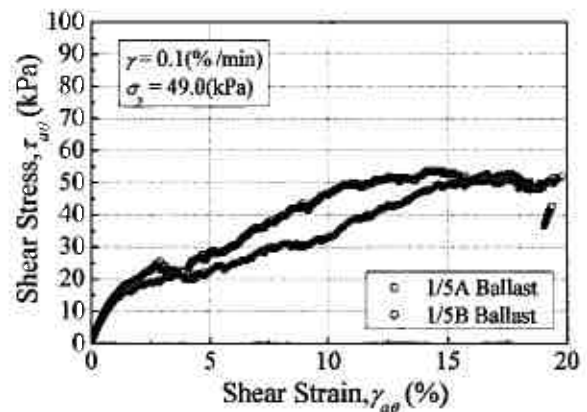


図 13 セン断応力～せん断ひずみ関係 (単調载荷)

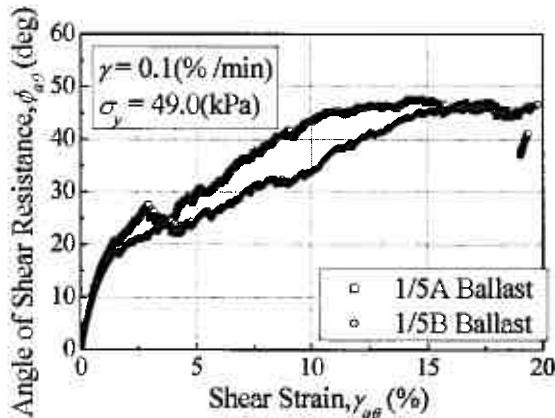


図 14 セン断抵抗角～せん断ひずみ関係 (単調载荷)

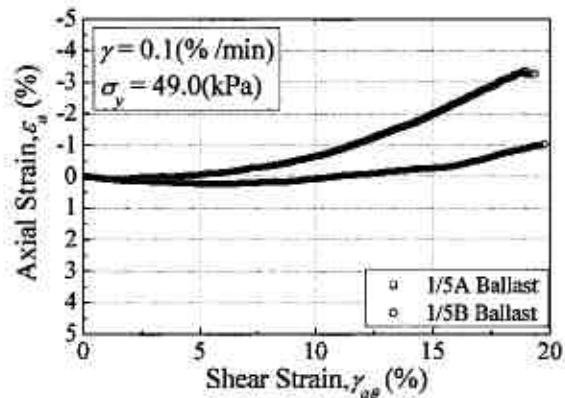


図 15 鉛直ひずみ～せん断ひずみ関係 (単調载荷)

### 3.2 多重リングせん断試験

#### (1) 単調载荷試験結果

図 13 に単調载荷試験から得られた 1/5 試料 A と 1/5 試料 B のせん断応力  $\tau_{sc}$  ～せん断ひずみ  $\gamma_{sc}$  関係を、同様に図 14 にせん断抵抗角  $\phi_{sc}$  ～せん断ひずみ  $\gamma_{sc}$  関係をそれぞれ示す。図から、1/5 試料 A の最大せん断応力あるいは最大せん断抵抗角は 1/5 試料 B とほぼ同一であり、多重リングせん断試験では、粒度分布の違いは強度特性にほとんど影響を及ぼさないことがわかる。また、図 15 は、1/5 試料 A と 1/5 試料 B の鉛直ひずみ  $\epsilon_a$  ～せん断ひずみ  $\gamma_{sc}$  関係を示したものである。前述のように多重リングせん断試験では半径方向ひずみ、周方向ひずみともにゼロであり、鉛直方向にのみ変形が許されることから、鉛直ひずみは体積ひずみに等しくなる。したがって、図 15 は体積ひずみ  $\epsilon_{vol}$  ～せん断ひずみ  $\gamma_{sc}$  関係に置き換えられる。図から、両試料とも载荷初期に圧縮側から伸張側へのダイレイションの反転が見られるものの、体積膨張傾向は、1/5 試料 B より 1/5 試料 A の方がかなり大きく、均等係数のわずかな違いが粒状材料の変形特性に影響を与えていることがわかる。

一方、多重リングせん断試験結果と三軸圧縮試験結果の比較から、次のようなことがわかる。まず、図 7 に基づき三軸圧縮試験における最大せん断抵抗角  $\phi_{max}$  を算出し、図 14 と比較すると、三軸圧縮試験結果では 1/5 試料 A:  $\phi_{max} = 55^\circ$ 、1/5 試料 B:  $\phi_{max} = 56^\circ$  となるのに対して、多重リングせん断試験の最大せん断抵抗角は  $50^\circ$  未満となり、ピーク時のせん断応力が三軸圧縮試験に比べ多重リングせん断試験は低下することがわかる。また、せん断中のダイレイタンスー特性について図 8 と図 15 を比較すると、三軸圧縮試験では、粒度分布の違いによるせん断中の変形挙動の差異はほとんど見られないが、多重リングせん断試験では、前述のように粒度分布の違いによりダイレイタンスー特性に明瞭な差異の現れることがわかる。このような試験機によるせん断中のダイレイタンスー特性や最大せん断抵抗角の違いは、両試験における試料の拘束条件や供試体寸法、あるいは側方応力の違いが影響していると考えられる。

なお、図 16 は、ガラスビーズ ( $D=5\text{mm}$  の均一粒径) を用いた単調载荷試験結果から得られたせん断応力  $\tau_{sc}$  ～せん断ひずみ  $\gamma_{sc}$  関係である。この図では、下盤に設置したトルク変換器で計測されたせん断応力  $\tau_{sc}$  と上盤に設置したトルク測定用ロードセルで計測されたせん断応力  $\tau_{sc}$  をそれぞれ用いたせん断応力  $\tau_{sc}$  ～せん断ひずみ  $\gamma_{sc}$  関係を比較している。図から、同一せん断ひずみレベルで上・下盤で計測されたせん断応力を比較した場合、上壁で計測されたせん断応力は、下



壁で計測されたせん断応力よりも低いことがわかる。両者が異なる一因は、供試体のせん断変形に伴う供試体と内外リング間あるいはリング間の境界で発生する摩擦抵抗力によるせん断応力の損失にあると考えられる。前述のように、多重リングせん断試験は、試料や他のリングとの間に摩擦を生じないような機構に設計はしているものの、完全にはその影響を排除できないことは容易に想像される。このため、実質的に供試体に作用するせん断応力は、上盤で計測されたせん断応力に近いと推定される。したがって、本論文で用いたせん断応力は、上盤に設置したトルク測定用ロードセルで計測されたせん断応力であり、トルク測定用ロードセルの機構上計測が行えない繰返し載荷試験では、下盤に設置したトルク変換器で計測されたせん断応力を図 16 に示す両者の関係を用いて補正した。

## (2) 繰返し載荷試験結果

図 17 に繰返し載荷試験から得られた 1/5 試料 A と 1/5 試料 B のせん断応力  $\tau_{a\theta}$  ~ せん断ひずみ  $\gamma_{a\theta}$  関係を、三軸圧縮試験の軸差応力  $q$  ~ 軸ひずみ  $\epsilon_a$  関係 (図 9) と比較するため、同様に図 18 に軸差応力  $q$  ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ) ~ 鉛直ひずみ  $\epsilon_v$  関係をそれぞれ仮定した  $K_0$  値ごとに示す。図から、各試験条件とも繰返し載荷初期には残留鉛直ひずみの増加は大きく塑性の卓越する傾向を示すが、繰返し載荷回数  $N_c$  の増加に伴い、残留鉛直ひずみの増加量が減少し弾性化が進行するとともに、 $\tau_{a\theta} \sim \gamma_{a\theta}$  関係、 $q \sim \epsilon_a$  関係とも履歴ループの傾きが減少し面積が増加することがわかる。この際、 $K_0$  値あるいは試料の違いによる繰返し載荷中の履歴ループ形状の変化傾向に明瞭な差異は確認できない。続いて、図 19 は、繰返し載荷試験中の累積鉛直ひずみ  $\epsilon_v$  と繰返し載荷回数  $N_c$  の関係を試料ごと、仮定した  $K_0$  値ごとに示したものである。ただし、図中の

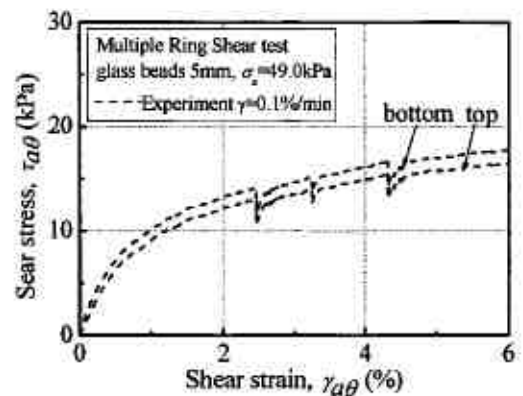
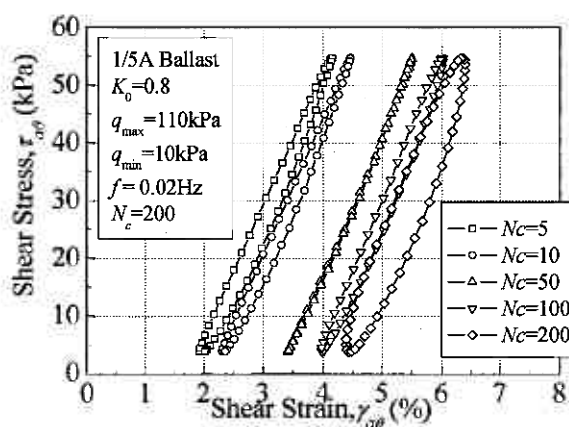
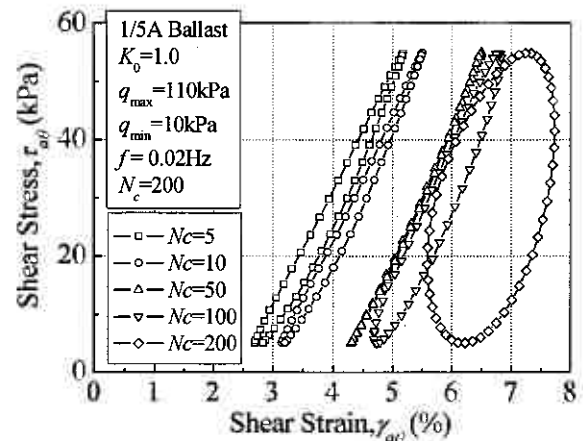


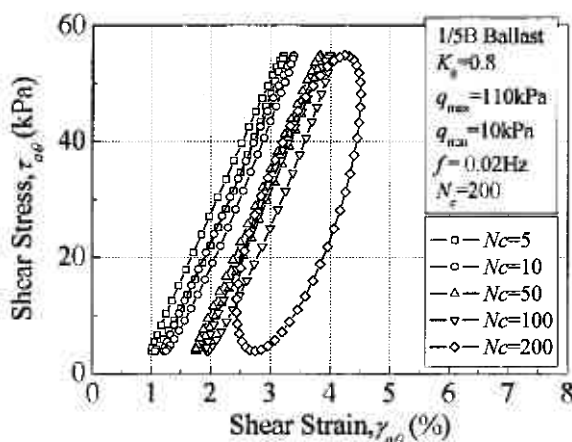
図 16 せん断応力測定方法の検討



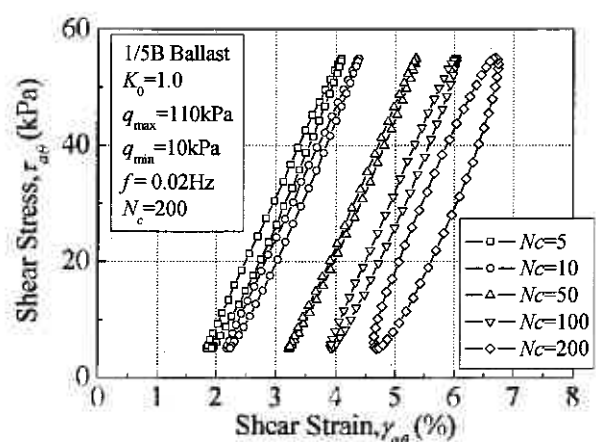
(a) 1/5 試料 A,  $K_0 = 0.8$  の場合



(b) 1/5 試料 A,  $K_0 = 1.0$  の場合

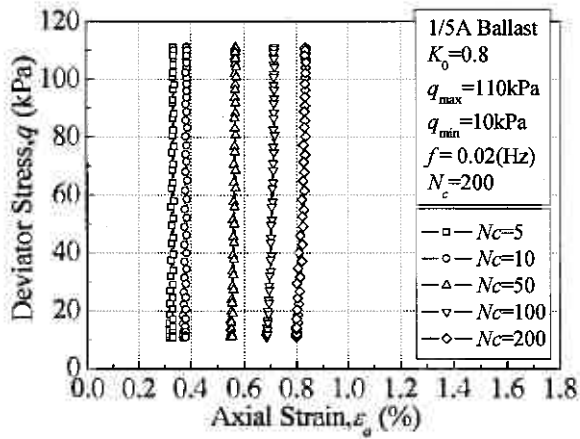


(c) 1/5 試料 B,  $K_0 = 0.8$  の場合

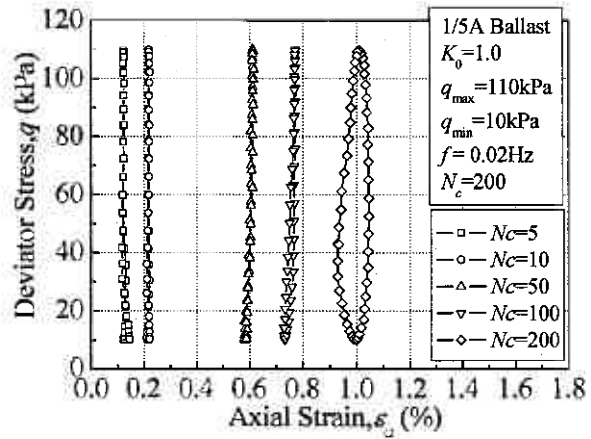


(d) 1/5 試料 B,  $K_0 = 1.0$  の場合

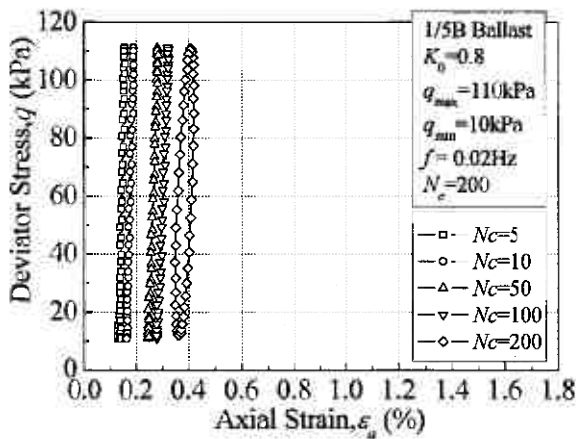
図 17 せん断応力 ~ せん断ひずみ関係



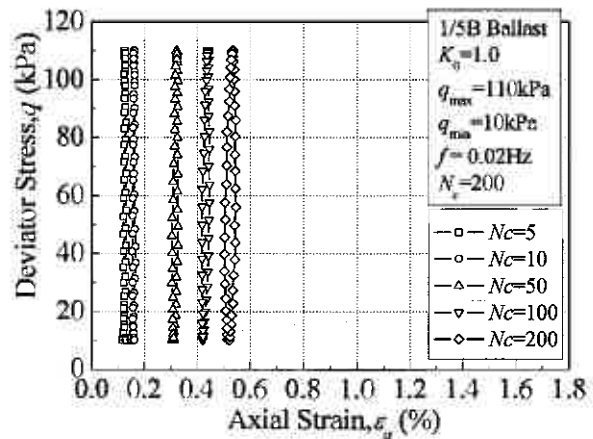
(a) 1/5 試料 A,  $K_0=0.8$  の場合



(b) 1/5 試料 A,  $K_0=1.0$  の場合

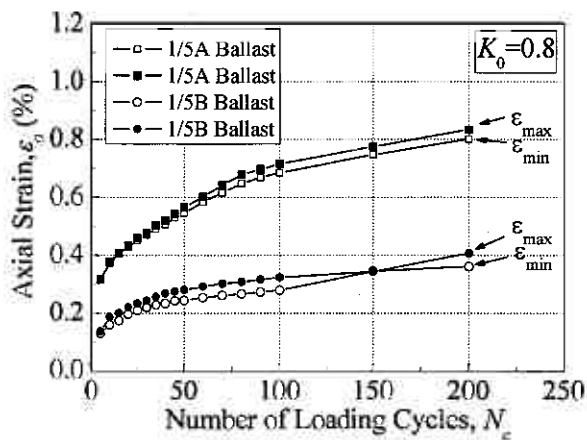


(c) 1/5 試料 B,  $K_0=0.8$  の場合

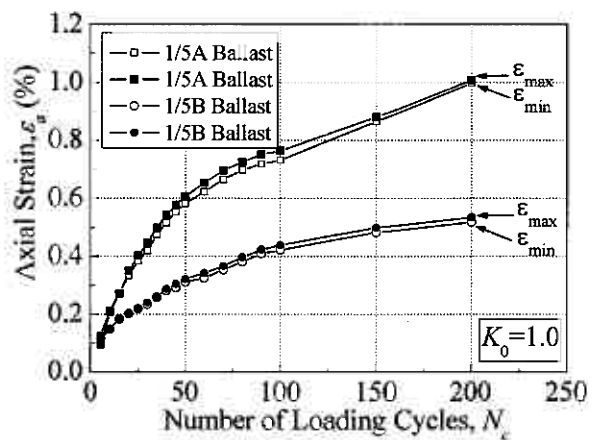


(d) 1/5 試料 B,  $K_0=1.0$  の場合

図 18 軸差応力～鉛直ひずみ関係



(a)  $K_0=0.8$  の場合



(b)  $K_0=1.0$  の場合

図 19 累積鉛直ひずみ～繰返し載荷回数関係

$\varepsilon_{\min}$  は 1 回の繰返し載荷 (軸差応力が最小値から最大値を経て再度最小値に戻るまでを 1 回の繰返し載荷と定義する。) 中の最大値を、同じく  $\varepsilon_{\min}$  は 1 回の繰返し載荷中の最小値をそれぞれ表している。繰返し載荷に伴い各試験条件とも鉛直ひずみは増加する傾向にあるが、繰返し載荷中に発生する残留鉛直ひずみ量は、同じ  $K_0$  値で比較した場合 1/5 試料 B より 1/5 試料 A の方がかなり多く、同じ試料で比較した場合  $K_0=0.8$  より  $K_0=1.0$  の方が多い。特に後者の傾向に着目すると次のことがわかる。本研究では、静止土圧係数  $K_0$  がせん断中一定値であると仮定しており、この仮定が正しいという前提に立てば、図 6 に示すように、せん断中主応力回転が生じる  $K_0=0.8$  よりも、主応力回転が生じない  $K_0=1.0$



の方が残留鉛直ひずみは多くなる。この場合、両者の応力状態の差異は主に中間主応力 $\sigma_2$ の大きさであり、残留鉛直ひずみの増加傾向は中間主応力の影響を大きく受けることになる。現時点では、せん断中の側方応力の推移を推定することが難しいことから、主応力軸の回転あるいは中間主応力が単粒度碎石の繰返し変形挙動に及ぼす影響について十分な検討は行えないが、この点については今後、さらに詳細な検討を行う必要がある。

一方、多重リングせん断試験結果と三軸圧縮試験結果の比較から、次のようなことがわかる。まず、繰返しせん断中の繰返し塑性変形特性について図10と図19を比較すると、三軸圧縮試験では、1/5試料Aと1/5試料Bの累積軸ひずみの発生量にあまり差異が見られないが、多重リングせん断試験では、両者に顕著な差が生じることがわかる。このことは、著者らが文献7で明らかにした「1/5縮尺模型バラスト軌道の繰返し載荷試験を行う場合、粒度分布の差異による沈下量の違いは一点載荷試験よりも移動載荷試験でより顕著に表れる」とよく似た結果であり、バラスト軌道の沈下特性を検討する要素試験として多重リングせん断試験の有用性を示すものであると考えられる。次に、繰返しせん断中のダイレイタンスー特性について図12と図19を比較すると、三軸圧縮試験では、粒度分布の違いによる影響が明確に現れているが、多重リングせん断試験では、いずれの試験条件も単調な圧縮傾向にあり、粒度分布の違いによるせん断中の変形挙動の差異はほとんど見られない。このような試験機による繰返しせん断中の塑性変形特性やダイレイタンスー特性の違いは、両試験における試料の拘束条件や供試体寸法、あるいは側方応力の違いが影響していると考えられる。さらに、拘束圧一定・応力振幅一定の繰返し三軸圧縮試験では、粒状地盤材料の繰返し変形挙動に及ぼす主応力軸の連続的な回転による影響や中間主応力による影響を評価することは難しいが、多重リングせん断試験では、これらを考慮することが可能なことも両者の試験結果に差異が生じる一因であると推定される。

#### 4. まとめ

本研究で得られた知見をまとめると以下のようになる。

- (1) 粒度分布が異なる2種類の単粒度碎石で単調載荷試験を行った結果、多重リングせん断試験の最大せん断抵抗角は、三軸圧縮試験に比べ低下した。また、三軸圧縮試験では、粒度分布の違いによるせん断変形挙動の差異はほとんど見られないが、多重リングせん断試験では、粒度分布の違いによりダイレイタンスー特性に明瞭な差異が生じた。
- (2) 拘束圧一定・応力振幅一定の繰返し三軸圧縮試験では、粒状地盤材料の繰返し変形挙動に及ぼす主応力軸の連続的な回転による影響や中間主応力による影響を評価することは難しいが、多重リングせん断試験では、これらを考慮可能であることを明らかにした。
- (3) 多重リングせん断試験では、繰返し載荷に伴い各試験条件とも鉛直ひずみは圧縮側に増加した。この場合、繰返し載荷中に発生する残留鉛直ひずみ量は、同じ $K_0$ 値で比較した場合には粒径幅の広い試料Bより均等係数の小さくより分級された試料Aの方がかなり多く、同じ試料で比較した場合にはせん断中主応力回転が生じる $K_0=0.8$ より主応力回転が生じない $K_0=1.0$ の方が多くなった。
- (4) 均等係数がわずかに異なる2種類の単粒度碎石で繰返し載荷試験を行った場合、粒度分布の差異による累積軸ひずみの発生量の違いは、拘束圧一定・応力振幅一定の繰返し三軸圧縮試験よりも多重リングせん断試験で顕著に表れることがわかった。この傾向は、模型バラスト軌道の繰返し移動載荷試験結果と同様であることから、繰返し移動荷重用時の道床バラストの要素試験として、多重リングせん断試験は有用であることを示唆している。

本研究では、単粒度碎石のねじり単純せん断試験(多重リングせん断試験)と三軸圧縮試験を種々の載荷条件で行い、主応力軸の回転が粒状地盤材料の繰返し変形挙動に及ぼす影響を検討した。その結果、せん断試験法(直接・間接せん断)の違いが礫材の強度・変形特性に及ぼす影響を明らかにするとともに、試作した多重リングせん断試験機が、拘束圧一定・応力振幅一定の繰返し三軸圧縮試験に比べ、繰返し移動荷重用時にバラスト軌道の道床バラストが受ける応力履歴を模擬した要素試験として有用であることを示した。しかしながら、現段階の多重リングせん断試験は、繰返しせん断中の応力状態を充分推定できないなどの試験結果の解釈に課題を有している。今後、繰返しせん断中の側方応力の測定方法あるいは推定方法について検討を進め、列車の通過による荷重増減と主応力方向の変化を考慮したより実現象に近い応力制御方法を考案し、繰返し移動荷重用時の粒状構造物の変形機構解明に寄与する考えである。

謝辞：本研究の遂行にあたっては、室蘭工業大学工学部 木幡行宏助教授に三軸試験および結果の整理について多大なご協力を頂きました。ここに記して深甚なる謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 石川達也, 名村明: 実物大試験による道床バラスト部繰返し変形特性の検討, 土木学会論文集, No.512/IV-27, pp.47-59, 1995.
- 2) 関根悦夫, 木幡行宏, 蔭関魯, 矢崎澄雄, 長戸博; 道床バラストの強度・変形特性, 鉄道総研報告, Vol.14, No.4, pp.13-18, 2000.

- 3) Gerald, P., & Richard, J.B., Performance of large-scale model single tie-ballast systems, Transportation Research Record, 1134, pp.7-14, 1987.
- 4) 垂水尚志；道床・路盤・路床に関する研究開発の経緯，鉄道総研報告，Vol.7, No.2, pp.1-10, 1993.
- 5) 村本勝巳，関根悦夫，桃谷尚嗣；模型の繰返し載荷試験における載荷方法の影響，第 56 回年次学術講演会講演概要集，3-A, pp.434-435, 2001.
- 6) 村本勝巳，関根悦夫，蒋関魯；繰返し荷重をうける道床バラストの粒度と強度・変形特性に関する検討，第 36 回地盤工学研究会概要集，pp.1185-1185, 2001.
- 7) 石川達也，関根悦夫，三浦清一，中村貴久；模型バラスト軌道の繰返し塑性変形挙動に及ぼす移動荷重の影響評価，第 43 回地盤工学研究発表会講演集，pp.263-272, 2003.
- 8) 後藤 聡，龍岡文夫；粒状体の三軸圧縮時の強度変形特性に与える試験条件の影響，第 21 回土質工学研究発表会講演集，pp.237-240, 1986.
- 9) 董 軍，中村和之，龍岡文夫，木幡行宏；単調および繰返し載荷による粗粒材料の三軸せん断特性，「地盤および土構造物の動的問題における地盤材料の変形特性－試験法・調査法および結果の適用－」に関する国内シンポジウム発表論文集，pp.211-216, 1994.
- 10) 石川達也，堀田大介，柏谷匡胤，三浦清一；粗粒材料を対象とした単純せん断試験機の試作と性能評価，第 39 回地盤工学研究発表会講演集，pp.863-864, 2004.

## 1. まえがき

地盤に関する設計はその地域、その地点に関する十分な地盤情報に基づいて実施されなければならない。一般性を追求する工学ではない。地上部あるいは地中部に建設される構造物に合わせて地盤を準備することはできないからである。土を材料とする構造物の場合、最良の品質の土を選定することはできず、近隣にある材料あるいは建設発生土、副産物を使用しなければならないからである。

多種多様な土・地盤に対応するために建設技術者に豊かな経験・知識が求められる。自身の経験、他者の経験を整理検討するにあたり土・地盤の性質を適切に調査・評価・報告することが肝要である。地盤調査法や土質試験法を基準化することにより適切に地盤を比較検討し、それらの経験をこの地盤に適用して良いかどうかを判断することができる。

土質試験法の一つであるフォールコーン試験を概観し、コンシステンシー限界測定法のみへの利用から抜け出して、繰り返し試料はもちろん不攪乱試料に関する重要な数値情報を単純な操作により得られることを紹介する。

## 2. フォールコーン試験

### 2.1 日本国内におけるフォールコーン試験

フォールコーン試験は、供試体表面にコーンを接触させた状態からコーンを自由落下、貫入させる試験である。計測量は貫入量であり、試験の目的に応じて供試体の含水比、密度などが追加計測される。試験装置の一例を図-1に示す。フォールコーン試験はスウェーデンで誕生した土質試験法である。ハンスボ<sup>2)</sup>によると、フォールコーン試験はコンシステンシー限界測定法としてよりも小型、簡便、経済的なせん断強さ測定装置としての地位を有していることになる。自立しないような超軟弱な土の場合には希少価値の高いせん断試験法である。

日本には1963年に三木五三郎<sup>3)</sup>により紹介され、1964年刊行の土質試験法に皿落下法以外の液性限界測定法として掲載されている。1965年に箭内寛治、西亀達夫、北郷繁が同時期に研究成果を発表し日本国内で研究が続けられたが、液性限界測定法として基準化されるには至らなかった。1988年頃からフォールコーン試験関連の研究報告が再び見られるようになった。1992年「新しい土の物理試験方法に関するシンポジウム」、1995年「土のコンシステンシーに関するシンポジウム」が相次いで開催された。筆者はフォールコーン試験に関心を有する国内の研究者と集い研究グループを結成して集中的な検討を加え、1997年成果報告書を刊行した。これらの動きに平行してフォールコーン法による液性限界決定の基準化委員会が設置され、2000年に地盤工学会基準が制定され、今日に至っている。

### 2.2 コンシステンシー限界の測定

フォールコーン試験と言えばコンシステンシー限界を思い浮かべることが一般的である。地盤工学会基準(JGS 0142-2000)「フォールコーンを用いた土の液性限界試験方法」によると、60° 60gのコーンを自由落下させて5秒後の貫入量、および土の含水比を計測する。試料の含水比を変えて同様の作業を繰り返す。7mmから15mmの間に5点以上求めて含水比~貫入量に直線をあてはめ、11.5mmに対応する含水比を液性限界とする(図-2)。塑性限界は従来の転延法により決定する。

諸外国の例を表-1<sup>9)</sup>に示す。コーンは、地理的、歴史的、政治的背景により、60° 60gと30° 80g、30° 76gの3種類に分類できる。液性限界を与える貫入量(基準貫入量)が10mm、20mm、17mmである。後述するコーン質量・先端角の違いの評価式を用いて60° 60g、10mmに換算すると、30° 80gの基準貫入量は10mm、30° 76gは19.6mmである。イギリス規格はスウェー

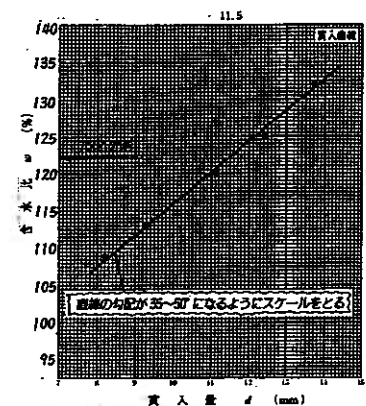


図-2 含水比~貫入量

表-1 主な国のフォールコーン試験の規格

国名	規格番号	コーン			容器		貫入時間(s)	貫入量範囲	液性限界貫入量	備考
		角度(°)	質量(g)	長さ(mm)	内径(mm)	深さ(mm)				
日本	JGS0142-2000	60	60	≥20	≥60	≥30	5	7~15	11.5	
スウェーデン	SIS027120-90	60	60	>20	60, 50	30, 25	10	7~15	10	一点法あり
ノルウェー	NS8002	60	60	>20	60, 50	30, 25	5	7~15	10	一点法あり
カナダ	BNQ2501-092	60	60	20	50	≥25	5	7~15	10	一点法あり
イギリス	BS1377:1990	30	80	35	≥55	40	5	15~25	20	
ニュージーランド	NZS4402	30	80	35	55	≥40	5	7~15	20	
旧ソ連	GOST5180-84	30	76	25	円筒容器		5	10	10	
中国	SD128-007-84	30	76	25	50	30	5	16~18	17	塑性限界同時

デン規格と同一基準貫入量である。これらはすべて、含水比を変化させた数点の測定値から直線化により液性限界を

決定する多点法である。スウェーデン、ノルウェー、カナダ規格は一点法を合わせて基準化している。中国基準は、液性限界と塑性限界を同時に決定する。

### 3 コンシステンシー限界の

#### 利用と測定法の精度

#### 3.1 コンシステンシー限界の利用

最も著名なコンシステンシー限界利用は土の工学的分類である。地盤の性質はその構造が重要であるが、構造は土粒子粒径に大きく依存する。従って粒度分布による判別分類が基本である。しかし細粒土は土粒子の寸法だけではその性質の把握が不十分であり、コンシステンシー限界の助けが必要である。すなわち塑性図において、液性限界の高低、塑性指数の大小を加えて始めて土の力学的性質を適切に推定することができる(図-3<sup>4)</sup>)。

地盤の安定は液性指数  $I_L$  あるいはコンシステンシー指数  $I_c$  により明確に判定され、粗粒土における相対密度と同等の意義を有している。粘土の活性度は塑性指数と  $2\mu\text{m}$  以下の含有量により計算され、粘土鉱物の影響を評価している。

液性限界から不攪乱試料の圧縮指数を推定する式をスケプトンが提示し、日本国内の港湾地域について同様の試みがなされている。静的および動的強度変形特性について塑性指数と結びつけて、強度の補正、採取とトリミングに伴う試料の乱れの評価、圧密による強度増加率、構成方程式用土質定数の推定が提案されている。動的変形特性  $G$ 、動的強度との関係がやはり塑性指数と関連付けられている。

施工にあたり、盛土材料等の選考基準には塑性指数により条件を分類する、泥水式シールド形式の選定を行う、液状化発生予測式の注意に塑性指数が用いられるようになっている。これらは文献 5) にまとめて紹介されている。しかしながら地盤はきわめて地域性の強い材料であり、一般性を期待することは失敗を招くおそれが強い。推定値はあくまでも概略であり参考値であることを忘れてはならない。

#### 3.2 コンシステンシー限界の測定法

コンシステンシー限界はアッターベルグが土の種々の状態を整理して 1911 年に発表した概念である。自由にその形を変えその形を保つ塑性域の両側の境界領域を液性限界と塑性限界と名づけた。両限界共いわゆる一点法である。1932 年キャサグランデは整然とした測定装置と多点法としての測定法を提案した。皿落下法と転延法であり、世界各国で基準として採用されている。衝撃による流動を計測している、ゴム台の硬さ、溝切りの難しさなどの問題点が指摘されている。

#### 3.3 コンシステンシー限界測定精度

キャサグランデ法(皿落下法と転延法)、フォールコーン法液性限界、およびフォールコーン法塑性限界の測定精度について比較する。

初心者による皿落下法とフォールコーン法液性限界の測定曲線比較を図-4 に示す。直線性の相関係数によるとフォールコーン法の方

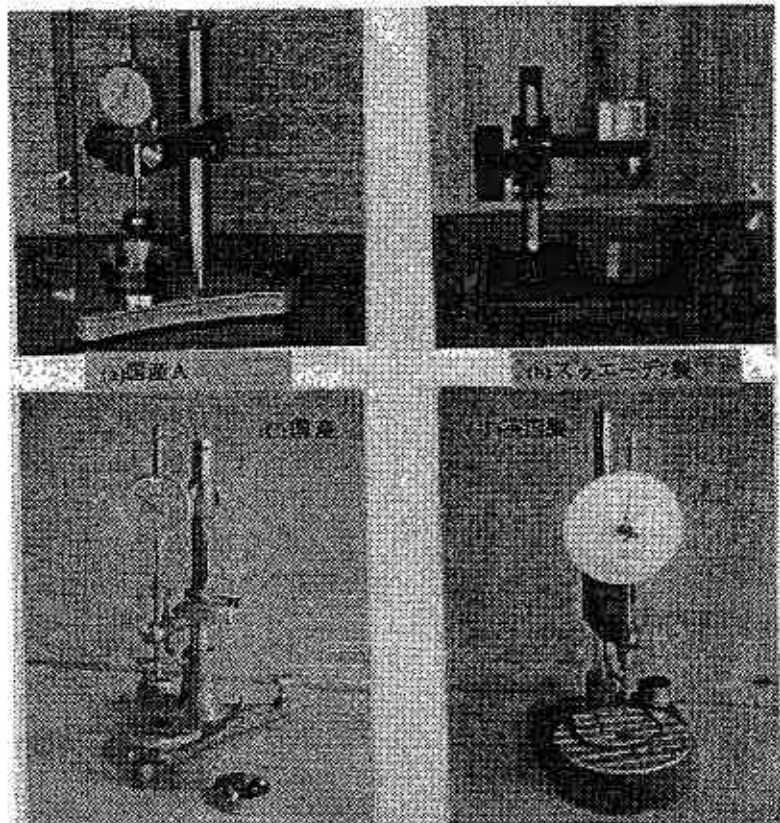


図-1 各国のフォールコーン試験装置

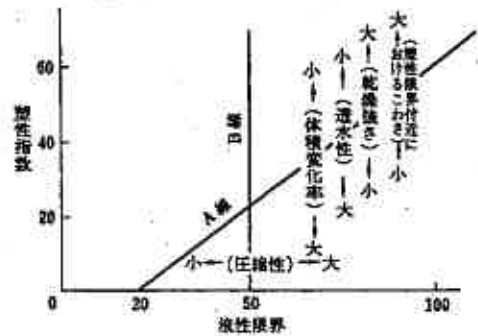


図-3 統一土質分類のための塑性図と土の性質

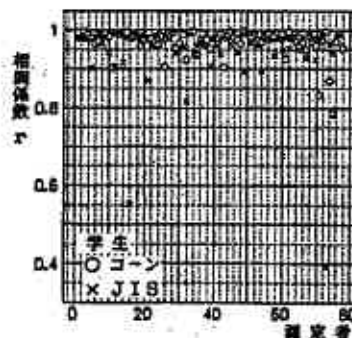


図-4 ゴーン法と JIS 法の直線性の比較

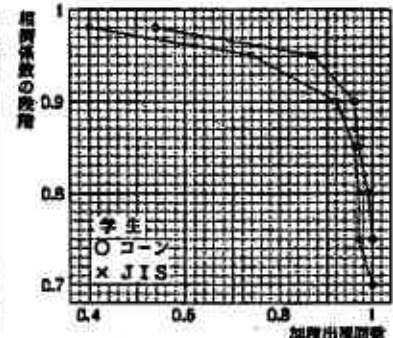


図-5 測定直線の相関係数出現頻度

が直線を得やすいことが分かる。相関係数の範囲を区切って出現頻度を全測定者数との割合で表示すると図-5が得られる。図上右上に位置する

表-2 変動係数

JIS	$I_p$	0.303
	$I_l$	0.079
cone	$m$	0.195
	$n$	0.027
JIS	LL	0.094
	PL	0.146
cone	$I_p$	0.090
	LL	0.040
cone	PL	0.083
	$I_p$	0.119

程直線性が得られやすい。初心者にとってフォールコーン法は血落下法より容易であることを示している。流動曲線と貫入曲線の傾きと切片がコンシステンシー限界決定に重要である。血落下法の測定曲線の傾きと切片はとて大きく変動するが、フォールコーン法における傾きと切片の変動は小さい。仕様に沿って比較的広い( $p=5\sim 12\text{mm}$ )領域について測定されるからである。コンシステンシー限界の変動性は内挿法と外挿法の違いが影響要因に加わる。血落下法は傾きが30%

も変動しているながら液性限界は5%強の変動である。塑性指数は9%に納まっている(表-2)。フォールコーン法の場合液性限界4%塑性指数1.2%と遜色の無い値

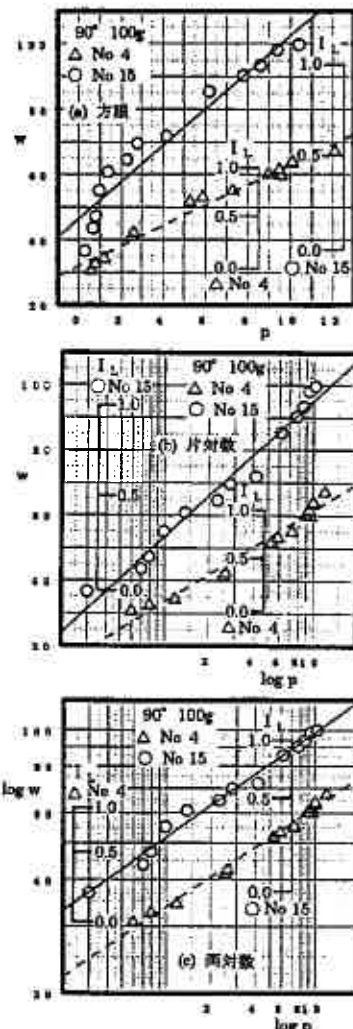


図-10 貫入量と含水比の表示 (自然土)

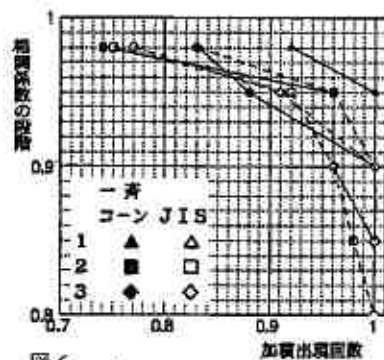


図-6 経験者によるコーン法とJIS法の直線性比較

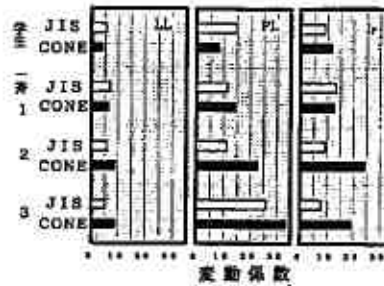


図-9 コンシステンシー限界の変動係数

である。

初心者と経験者の比較を試みた。図-6,7,8に見られるように、直線性については経験者の方がやはり良好である。特に血落下法において開きが大きく、直線を求めるのにかなり苦勞することがうかがえる。

図-9によると液性限界の変動係数は共に10%以下、初心者はフォールコーン法、経験者は血落下法がやや良い傾向を示す。塑性限界について初心者による転延法値よりフォールコーン法値の方が明確に良好である。経験者の転延法値はそれなりに良いがフォールコーン法値について変動が大きい。測定仕様が統一されていないことが原因である。測定貫入量範囲の狭いこと、低い貫入量部分が欠落していることから異なる貫入曲線が得られ、外挿値としての塑性限界が大きく変動したのである。さらに測定仕様を細かく規定し同一装置を使用して7つの機関で行った一斉試験では変動係数の改善が見られた。(文献7)pp74-76)

#### 4 発展的利用のために

##### 4.1 領域と直線性

フォールコーン試験による貫入量 $p$ とその時の含水比 $w$ を整理することにより、土の性質や地盤特性を知ることができる。含水比を色々変化させて得られた測定結果の表示法は利用目的、測定範囲により異なっている。

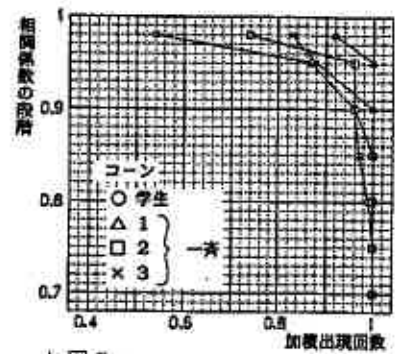


図-7 初心者と経験者のコーン法の直線性比較

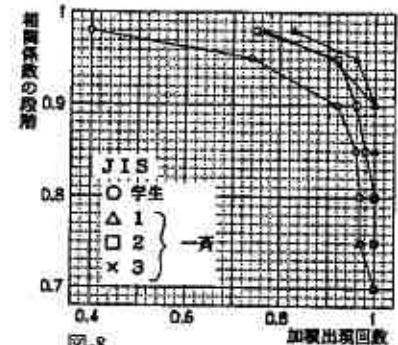


図-8 初心者と経験者のJIS法の直線性比較

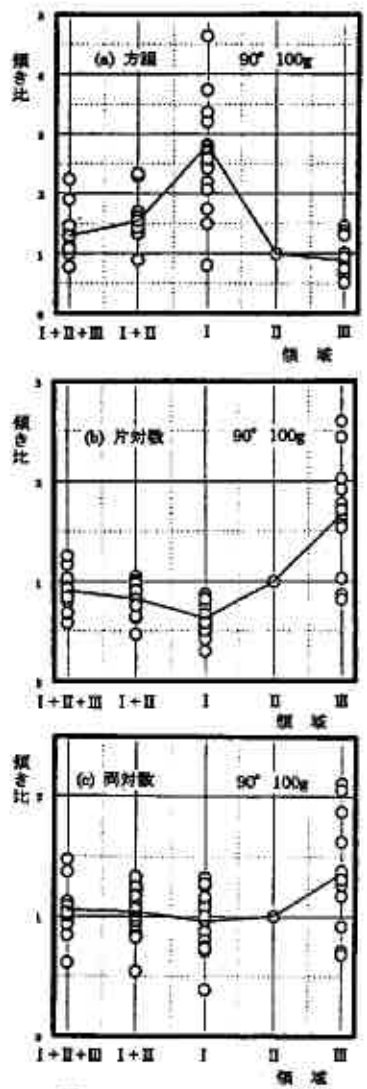


図-11 領域別の $w \sim p$ 直線の傾き比



同一データを方眼(a)片対数(b)両対数(c)にプロットし、最小自乗法により直線を適合させて図-10 が得られる。測定は液性指数  $I_L$  が -0.1 から 1.2 までと広がっている。方眼は上に凸、片対数は下に凸、両対数は直線の傾向が強い。低含水比域 I ( $I_L = 0 \sim 0.5$ )、中含水比域 II ( $I_L = 0.5 \sim 1.0$ )、高含水比域 III ( $I_L = 0.9$  超)としてそれぞれの傾きを比較するとこのことが良く分かる(図-11)。両対数表示において中低含水比域は同程度であり、I + II、I + II + IIIの傾きとの違いも小さい。塑性領域( $I_L = 0.0 \sim 1.0$ 、I + II)の  $\log w \sim \log p$  は直線表示が妥当ということである(文献 7)pp67-68)。このことは泥水から圧密排水させて準備した再構成試料(飽和正規圧密試料)についても確認されている。

#### 4.2 破壊領域

フォールコーン試験によりコンシステンシー限界を決定できるのは、貫入量が土のせん断強さと強い相関があるからである。従ってコーンが停止した時その周辺に破壊領域が発生している。甲本<sup>9)</sup>は図-12のようなすべり線解析による破壊領域を示している。フォールコーン貫入量を正確に測定するには自由な破壊領域発生が確保保証されなければならない。試料を容器につめる場合には最大の貫入量を意識する、直線を求めることが主眼の場合には容器寸法に応じた貫入量に抑える。せん断強さを測定することが目的ならば供試体の寸法に応じた貫入量に納めるために落下質量あるいは先端角度を適切に選定・変更することとなる。

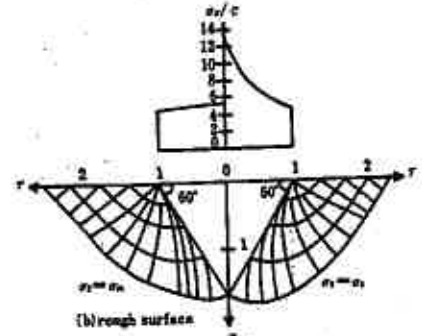


図-12 すべり破壊線

#### 4.3 フォールコーン試験への影響要因

貫入量への影響要因としてコーン先端角度、落下質量、コーンの摩耗、コーンの接触精度、貫入時間、貫入速度が主な項目として挙げられる。

(1) コーンの先端角度と落下質量は貫入量の大きさを決定づける要因である。せん断強さの推定近似式から先端角度  $\theta$  のみが増える場合の貫入量比、落下質量  $M$  のみが増える場合の貫入量比は以下ようになる。

$$\frac{p_2}{p_1} = \sqrt{\frac{(1 + 2 \tan^2 \theta_1/2) \tan \theta_1/2}{(1 + 2 \tan^2 \theta_2/2) \tan \theta_2/2}} \quad \dots(1)$$

$$\frac{p_2}{p_1} = \sqrt{\frac{M_2}{M_1}} \quad \dots(2)$$

測定例を図-13,14 に示す<sup>9)</sup>。大変良好な関係が見られる。

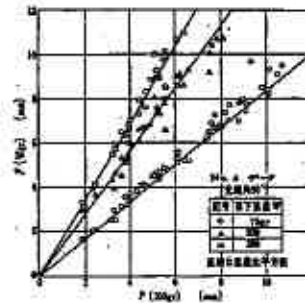


図-13 落下質量の影響

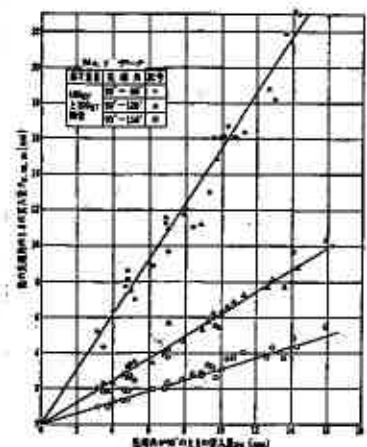


図-14 先端角の影響

(2) コーンの摩耗および接触精度について検討する(図-15,16,17<sup>9)</sup>)。正常なコーンの場合  $p_T$  だけ貫入する試料に対して摩耗量  $\zeta$  があると見かけ貫入量  $p_s$  で停止する。2.0 mm の摩耗があっても  $\log w \sim \log p$  関係の直線性は影響を受けないが、傾きは下降し切片は上昇する。摩耗量を補正( $p_T = p_s + \zeta$ )してコンシステンシー限界を決定することができる。土の種類によって 1.0 mm の摩耗で誤差が出るので 0.5 mm 以内に留めることが望ましい。

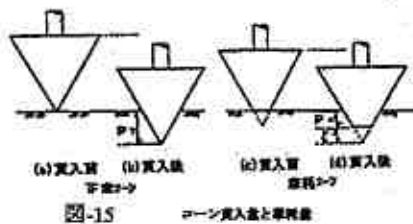


図-15 コーン貫入量と摩耗量



図-16 接触精度と貫入量

コーンを試料表面に正しく接触させることが重要であるが、困難を感じる測定者も少なくない。意図的に接触精度を低下させて検討した(図-18,19,20<sup>9)</sup>)。  $\log w \sim \log p$  の傾きは

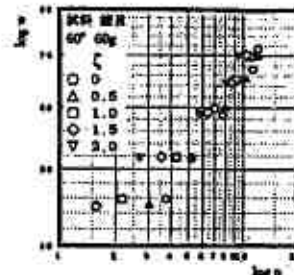


図-16 含水比～貫入量関係

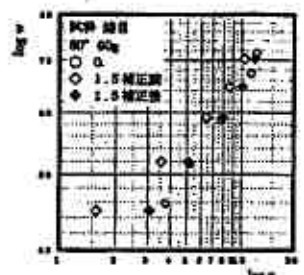


図-17 測定精度の  $w \sim p$  関係

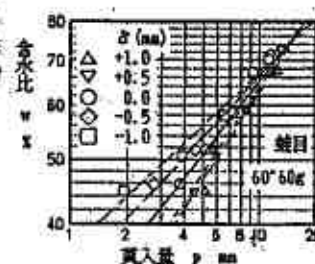


図-19 含水比と貫入量

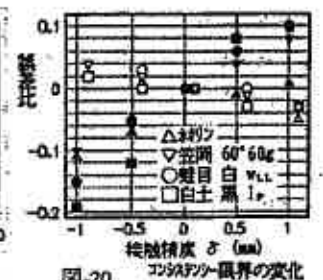


図-20 コンシステンシー限界の変化

の方が切片より大きく影響を受ける。補正すると±0.5 mmのずれの時同じ  $\log w \sim \log p$  関係を得ることができる。±0.5 mm 以内の精度は肉眼で十分可能である。液性限界について検討すると±0.5 mmの接触不良は個人誤差に吸収される。塑性限界を同時に決定するには±0.4 mmである。コーンの接触は±0.1 mmの精度が可能である。皿落下法のミゾ中の土の合流15 mm、転延法のひもの太さ3 mmに比して確実に判断できよう。

(ハ) 貫入速度と貫入時間について検討する。

フォールコーン試験は自由落下であり、皿落下法に比較するとその衝撃性、動的性は著しく減少しているが、静的な現象ではない。自由落下時の貫入速度および静的貫入に近づけた時の貫入量との比較検討を行った(図-21, 22<sup>9)</sup>)。自由落下時は瞬時(0.2秒以下)に最終値に到達する。落下開始と共に速度が上がり最大値は110~160mm/秒である。貫入速度を制限した貫入試験による貫入量は自由落下に比して小さくなる。すなわち自由落下で発生する慣性力エネルギー分を支持することになっている。自由落下貫入量に対する低速貫入量比は0.6~0.7である。1.43~1.67倍の貫入になっていることを意味する。静的貫入量の代わりに自由落下貫入量を用いて良いことになる。

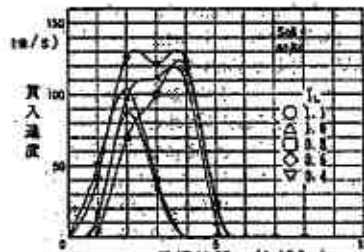


図-21 自由落下コーンの速度の変化状況

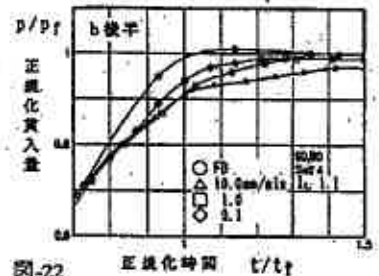


図-22 自由落下正位化時間~貫入量関係図

4.4 せん断強さの測定

2.1 に述べたようにフォールコーン試験はせん断強さを測定する試験法である。1914~1922年にかけてスウェーデンで開発され、その簡便さ故にスカンジナビア諸国で広く使われるようになった<sup>1)</sup>。(3)式(4)式のような貫入量からせん断強さを求める関係式がいくつか提案されている(ハンスボ、佐野、甲本達也)。含水比と貫入量の関係  $\log w$

$$\tau = \frac{Q}{p^2} \dots (3) \quad \tau = \frac{3\zeta Q}{\pi N_c \tan^2 \alpha p^2} \dots (4)$$

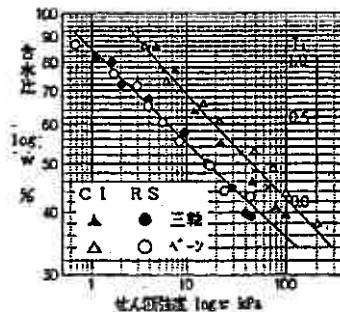


図-23  $\log w \sim \log p$

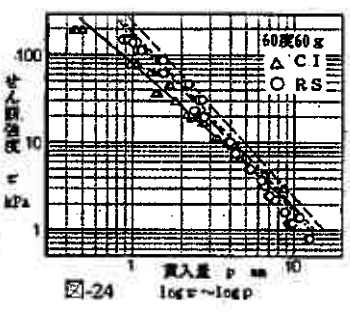


図-24  $\log w \sim \log p$

含水比とせん断強さの関係  $\log w \sim \log T$  から貫入量とせん断強さの関係が検討されている(図-23, 24<sup>10)</sup>)。理論的に解析を進めると落下コーン質量に比例、貫入量の平方根に逆比例し、係数  $k$  にどのような因子を含めるべきかに特徴がある。

自由落下するコーンは静的な荷重に換算するならばいくらであるかを、強制貫入試験により検討した(図-25, 26, 27<sup>11)</sup>)。60°コーンの場合コーン質量の1.3~2.3倍であった。従って貫入が円滑であるようにコーン

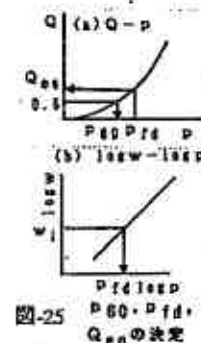


図-25  $Q_{eq}$  の決定



図-26  $Q_{60}$  と  $w$  との関係

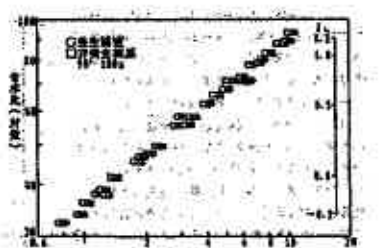


図-28 再構成土

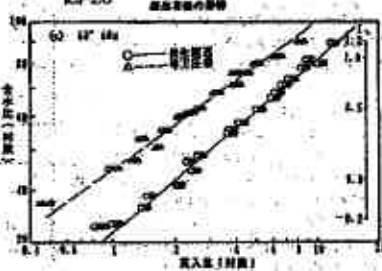


図-29 再構成土

に摩擦の働かないようにすることが重要である。

4.5 再構成試料比較への利用

試料に加水後30分の試料(RM)を容器につめる、試料に加水1週間養生(RS)して容器につめる、泥水から等方圧密(CI)して切り出すの3種類の貫入試験を行った。図-28に見るようにRMとRSで差異は見られない。図-29ではRSとCIに明確な違いがある。わずかに2週間程度の予圧密で形成された構造の違いを見事にとらえる試験法である<sup>12)</sup>と言える。



図-27 自由落下時の指定貫入力

#### 4.6 中間土への利用例

地盤は、工学的性質、実用上は粒度分布により粘土、砂・礫、およびその中間土に分類される。境界は細粒分含有率  $F_c$  により分類される。ガラスビーズと粘土の混合土により各領域の境界について検討を加えた<sup>13)</sup>。

フォールコーン試験による貫入曲線は  $F_c$  により明瞭にその違いが表現される(図-30)。  $F_c$  の低下により液性限界などは一定の割合で低下が現われる。(図-31) 従来の含水比を  $w_g$  で表し、新しく細粒分含水比  $w_{fc} = w_g / F_c$  を定義する。土中の水は粗粒分に関与せずすべて細粒分だけに関わると考えた値である。この  $w_{fc}$  で整理すると図-32,33 が得られる。すなわち粗粒分が少し( $F_c 100 \sim 80$ )含まれても貫入曲線は不変であり、細粒分の性格により地盤の性質が決定される。粗粒分は細粒分の中に浮遊している状態である。せん断される時に何ら重要な働きをなし得ない状態にある。このような小さな現象をフォールコーン試験はとらえている。 $F_c$  が30%以下になると明らかに粘土の性格が失せて、粗粒分が相互に接触し構造を形成していることが分かる。その中間  $F_c 30 \sim 60, 80\%$  が中間土となる。このことは同様試料による圧密特性の調査により確認されている<sup>14)</sup>。(文献14)中図-3,5)

#### 5 あとがき

フォールコーン試験によるコンシステンシー限界、貫入量への影響要因、利用例について紹介した。フォールコーン試験は原理上模型せん断試験であるので、各種せん断特性に基づいた数値を表現しているはずである。そのせん断特性をわずかな試料により極めて単純な操作により得る方法である。せん断定数( $c, \phi$ )、変形係数  $E_{50}$  やせん断弾性係数  $G$  などを決定する精密なせん断試験は高価な試験装置、実施機会の僅少から多種類の土についてのデータを収集整理するには、多くの機関の協力が必要である。精密せん断試験実施にあたり、フォールコーン試験を補足的にデータを蓄積して将来の更なる活用に繋がるように期待している。

#### 引用文献

- 1) Hansbo, S. [1957] A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall-cone test, Royal Swedish Geotechnical Institute, Proc. No. 14 pp5-47
- 2) 三木五三郎 [1963] 土の液性限界試験法の変遷と問題点, 生産研究, 15-11, pp18-22
- 3) 地盤工学会 [Mch. 2000] 土の試験とその方法, pp101
- 4) 河上房義 [Jan. 2003] 土質力学改訂 7 版, 森北出版, pp35
- 5) 地盤工学会 [Jan. 1995] 土のコンシステンシー限界に関するシンポジウム論文集, pp65~91
- 6) 甲本達也 [1989] フォールコーン法の動的解析, 農業土木学会論文集, 144 号, pp51~56
- 7) [Mch. 1997] フォールコーン法による粘性土のコンシステンシー限界測定の実用化に関する研究, 文部省科学研究費補助金報告書, p116
- 8) 佐野, 鈴木, 北郷 [Nov. 1975] フォールコーン法による液性・塑性両限界の測定, 土と基礎, 23-11, pp39~46
- 9) 佐野, 岩淵 [Jun. 1994] フォールコーン法におけるコーン接触精度がコンシステンシー限界に与える影響, 第 29 回土質工学研究発表会, pp259~260
- 10) 佐野, 岩淵 [Jun. 1993] フォールコーン貫入量による非排水せん断強度の推定, 第 28 回土質工学研究発表会, pp357~358
- 11) 佐野, 岩淵 [Jul. 1996] 自由落下コーンにおける貫入力~貫入量~含水比関係, 第 31 回地盤工学研究発表会, pp535~536
- 12) 佐野, 岩淵 [Feb. 1993] 試料初期状態がコーン貫入特性に与える影響, 土質工学会北海道支部技術報告集 33 号, pp123~130
- 13) 佐野, 岩淵, 川口 [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
- 14) 佐野, 岩淵, 川口 [Feb. 1999] 粗粒子の存在が圧密特性に与える影響, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 39 号, pp209~214

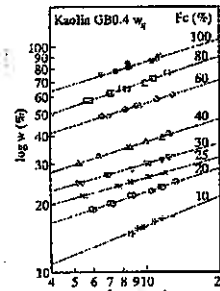


図-30 貫入曲線

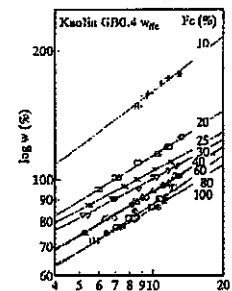


図-32 細粒分含水比による

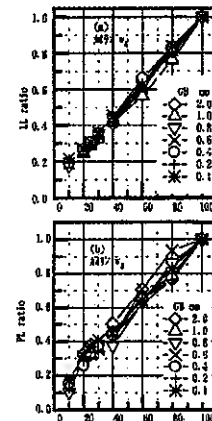


図-31 コンシステンシー限界への影響

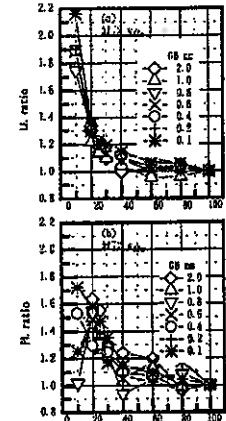


図-33 細粒分含水比によるコンシステンシー限界限界比



## 北見都市域の地盤情報データベース構築と地盤構造解析

北見工業大学大学院 学生会員 ○松田絵里  
北見工業大学工学部 正 会 員 伊藤陽司  
北見工業大学工学部 正 会 員 鈴木輝之

### 1. はじめに

都市域では地盤の液状化、泥炭層や緩い砂礫層などの軟弱地盤、土壌・地下水汚染、地盤沈下、急傾斜地など地盤の性状に関わる問題が多数存在する。また、大深度の地下の開発、河川沿いや海岸沿いの地域の開発でも地盤の性状が問題となる。これら地盤に関わる諸問題に対応する上で大量に、未整理状態で蓄積されているボーリング調査のデータを整理し、地盤情報として公開、共有することが急務であり、多くの都市・地域で地盤情報データベースの構築が進められている。北海道では、地盤工学会北海道支部が1996年に札幌市を中心とした北海道（道央地区）地盤情報データベース<sup>1)</sup>を公開し、その後、収録データを拡充し、2003年に北海道地盤情報データベース Ver.2003<sup>2)</sup>を公開している。

道東オホーツク圏の中核都市である北見市でも、これまでに地盤調査や地下水調査を目的とした多くのボーリング調査が実施され、ボーリング柱状図に代表される膨大な量の資料は諸機関に保存されてきた。しかし、必ずしもそれらが整理・管理され、そして速やかに検索・利用できる状況にはなかった。

本研究では、2002年度から北見市街地を対象として地盤情報データベースを構築するとともに、構築したデータベースを基にして地盤構造の解析を行ってきた<sup>3)</sup>。2003年度からは収録データを拡充するとともに、より詳細な地盤構造解析を行なっている。本文では、地盤情報データベースの構築状況と解析した地盤構造について述べる。

### 2. 研究の方法

本研究では、地盤情報データベースの構築とともに、空中写真判読、野外地形・露頭調査および文献<sup>4)~6)</sup>調査によって得られた地域の地形・地質特性を考慮して地盤構造の可視化および解析を行った（図-1）。

地盤情報データベースの構築では、ボーリング資料を収集・整理し、ボーリング柱状図ソフト「Boring\_Jr II/CALS」を用いて電子ファイル化した。電子ファイル化した柱状図データを地図・ボーリング検索ソフト「GeoPro\_Map II」によってパソコンの地図画面上にプロットしたボーリング位置とリンクさせた。

地形・地質特性の把握では、空中写真判読、段丘面に注目した地形調査および点在する地質露頭の調査を行った。

地盤構造の可視化では、ボーリングデータと地形・地質特性の結果を踏まえた上で、断面図作成ソフト「Boring\_CD II/CALS」を用いた地盤断面図の作成および3D地盤構造モデリングシステムソフト「GeoPro3D」を用いた地層モデルの作成を行ない、そしてこれらの結果を基に地盤構造を解析した。

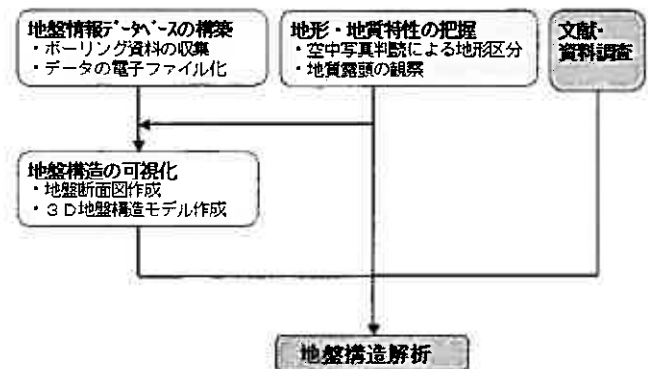


図-1 研究の流れ

### 3. 地盤情報データベース

地盤情報データベースは、2003年度までは基盤岩層の構造を把握することを目的として、調査深度の深い基礎地盤調査および地下水調査のボーリング75本分のデータを収録していた。2003年度からは、より詳細な地盤構造を解析することを目的として、調査深度の浅い下水道敷設地盤調査のボーリングを中心に565本分のデータを追加収録し、現在、ボーリング640本分のデータを収録した地盤情報データベースとなっている（図-2）。網羅している範囲は、北見市中心部、無加川沿いの北見市東相内町および北見市相内町、そして常呂川沿いの北見市上ところである。

各個データにはボーリングの位置（緯度・経度、標高、地形図メッシュコード、調査深度）、柱状図、コア色調、記事、地下水位およびN値が収納されている。各個データは、地図検索ソフト「GeoPro\_Map」を用いて整理したことによって、パソコンモニター上の地図画面に示されたボーリング位置を選択すると柱状図形式で見ることができる（図

Construction of Geo-Information database and investigation of ground condition in the Kitami urban area, Hokkaido.

Eri MATSUDA (Graduate student, Kitami Institute of Technology), Yoji ITO (Kitami Institute of Technology), Teruyuki SUZUKI (Kitami Institute of Technology)

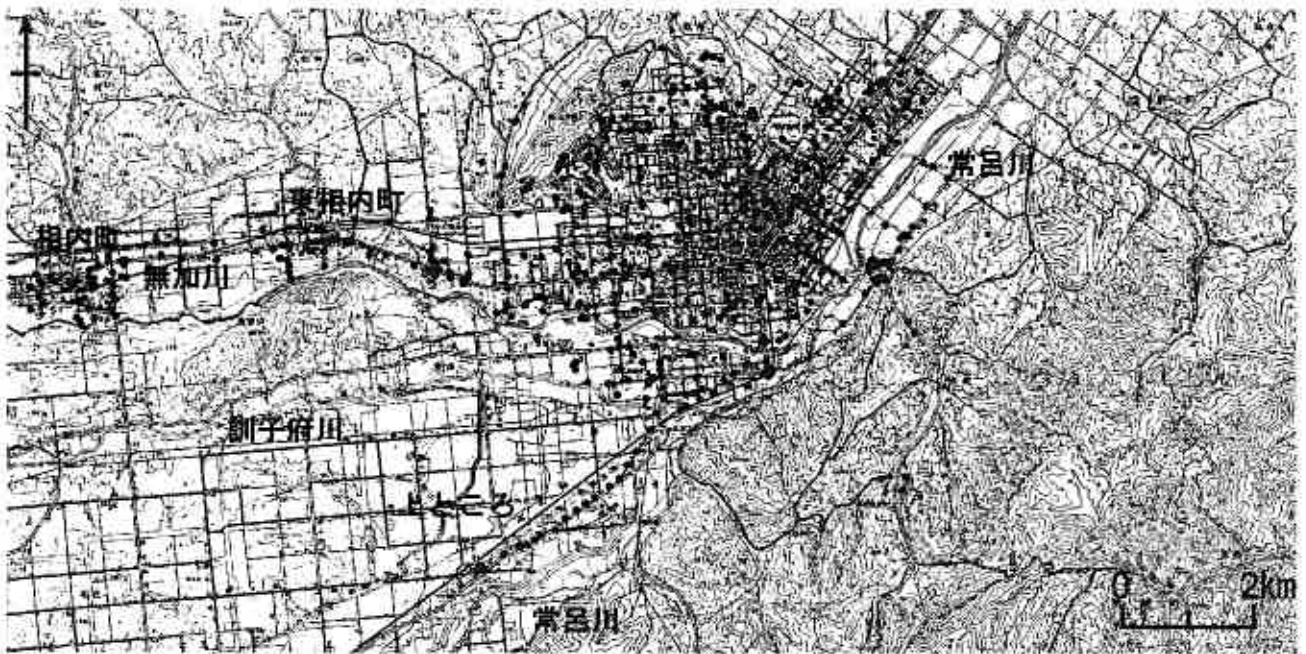


図-2 ボーリングの位置

ー3)。また、地図画面上で断面線を設定し、これに投影するボーリングを任意に選択・設定して断面線へボーリング柱状図を表示することやこれを基に地盤断面図を作成することも可能となり、地盤構造を把握するのに利用できる。

図-3 ボーリングデータの検索・表示画面

地図画面上のボーリング点を選択すると瞬時に検索して柱状図が表示できる。A: 地図画面、B: 選択したボーリングの位置、C: ボーリング柱状図の表示画面



#### 4. 地形・地質

北見市街地の地形は北西側を比較的険しい山地に、南東側をなだらかな山地に挟まれた盆地状をなし、盆地内には常呂川とその支流の無加川および訓子府川が西～南西から北東へ流下している(図-4)。北西山地は仁頃山(標高827m)を中心とする標高200～600m山地が連なる地域であり、ジュラ～白亜系および新第三系から構成される。南東山地は標高300m前後の山地が連なる地域であり、古第三系から構成される。北見市街地が広がる盆地内は、第四紀火砕流堆積物が覆うなだらかな丘陵地と河岸段丘が発達している。河岸段丘については高位面から、古期面(第I面:標高250m以上)、大谷面(第II面:標高180～240m)、実郷面(第III面:標高120～200m)、そして北見面(第IV面:標高50～120m)<sup>4)</sup>があり、北見市街地は主に北見面に広がっている。なお、後述するように、北見面は細分できる。

##### 4. 1 空中写真判読による地形解析

地盤構造を解析する上での基礎情報とするため、空中写真判読によって地形区分を行なった。使用した空中写真は1971年国土地理院撮影のHO-71-2X C7-9～C7-18, HO-71-2X C8-9～C8-17およびHO-71-2X C9-10～C9-16である。地形判読では、まず地域を山地、丘陵・台地、低地および人工地に分類し、さらに、山地域では山腹斜面、崖錐斜面・



図-4 北見市街地周辺の鳥瞰図(南西からの眺望)



図-5 地形区分図

図中の①～⑤は調査露頭の位置、A-A'は図-5の断面線、そしてB-B'は図-6の河川軸である。

麗屑斜面および傾斜急急線に、丘陵・台地域では丘陵斜面、急斜面、地すべり斜面、段丘面、段丘崖および沖積錐に、低地域では埋積谷、後背低地、自然堤防、破堤跡、旧河道、流路州および河道に、そして人工地では埋立地に注目した(図-5)。

山地は北見市街地の北西側と南東側にあり、山地と丘陵・台地との境界域には崖錐斜面・麗屑斜面が点在する。丘陵・台地は北見市街地北西部や南東山地の北東部などに広がり、北見市街地北西部は住宅地となっている。これらの丘陵斜面には現河川に直交するように狭く、浅い埋積谷が発達し、谷の出口には扇状の沖積錐が形成されている。現河川に沿って北見市街地に対比される段丘面が発達しているが、段丘崖を追跡することによって高位面から段丘面I～Vに細分した。段丘面Iは常呂川下流の右岸で認められる。段丘面IIは地表では確認していないが、地盤情報データベースに基づく解析によって埋没段丘として推定されたものである<sup>3)</sup>。段丘面IIIは相内町市街から北見市街まで広がり、国道39号やJR石北線が通っている。段丘面IVは北見市街北東部に広がり、段丘面Vは北見市中心部に局部的に認められる。低地域は無加川-常呂川沿いでは広く、訓子府川沿いでは狭い。後背低地が大部分を占めるが、部分的に自然堤防、破堤跡や旧河道が認められる。後背低地はかつては水田として利用されていたが、現在では大部分が住宅地となっている。人工地としては、北見市街地北西部に埋積谷を埋める埋立地があり、住宅地となっている。

#### 4.2 露頭調査

北見市街地内では地質露頭は乏しいが、道路切土や河床に地域を構成する岩層が露出している(図-5の露頭①～⑤)。北見市街地および周辺の地質はジュラ系、古第三系および新第三系を基盤岩層として、その上位を第四系未固結堆積物層が覆っている(表-1)。

各露頭での地質状況は次のようである。

露頭①：北西山地を構成するジュラ～白亜系仁頃層群(Ni)の岩石で、暗緑色の玄武岩質ハイアロクラスタイト・同質枕状溶岩からなる。不規則な節理が発達している。

露頭②：常呂川河床に露出する古第三系漸新統榮森層で、礫岩を主とする。礫種は仁頃層群の岩層に由来する赤色チャートが卓越し、重円礫～角礫が多い。また、常呂川右岸側の斜面では泥岩・砂岩の卓越する若松沢層が見られる。

露頭③：無加川河床に露出する新第三系中新統相内層(Ai)で、凝灰質シルト岩を主とし泥岩や凝灰岩の薄層を伴う。

露頭④：第四系更新統の屈斜路火砕流堆積物層(KPIV)で、火山灰、さまざまな粒径の軽石・スコリアからなる非溶結層である。層厚は20m以上である。

露頭⑤：第四系現河床堆積物層(A)で、局部的に砂・シルトに富む部分が見られるが、礫・砂が多い。

#### 5. 地盤構造の可視化と解析

空中写真判読で得られた地形区分および野外地形・地質調査の結果を考慮し、構築した地盤情報データベースを基に地盤断面図および3D地盤モデルを作成し、地盤構造を解析した。

表-1 北見地域の地質層序

地質時代	地層名	記号	構成物・構成岩	
第四紀	現代	沖積層	A	粘土、シルト、砂、礫
		河床段丘堆積物層V	TV	粘土、シルト、砂、礫
		河床段丘堆積物層IV	TV	粘土、シルト、砂、礫
		河床段丘堆積物層III	TV	粘土、シルト、砂、礫
		屈斜路火砕流堆積物層	KPIV	火山灰、軽石
		河床段丘堆積物層II	TV	粘土、シルト、砂、礫
		河床段丘堆積物層I	TV	粘土、シルト、砂、礫
新第三紀	中新世	相内層	Ai	凝灰質シルト岩・泥岩、凝灰岩
古第三紀	漸新世・中新世	榮森層	Su	礫岩、砂岩、泥岩
ジュラ紀	白亜系	仁頃層群	Ni	玄武岩質ハイアロクラスタイト、同質枕状溶岩、石灰岩、チャート



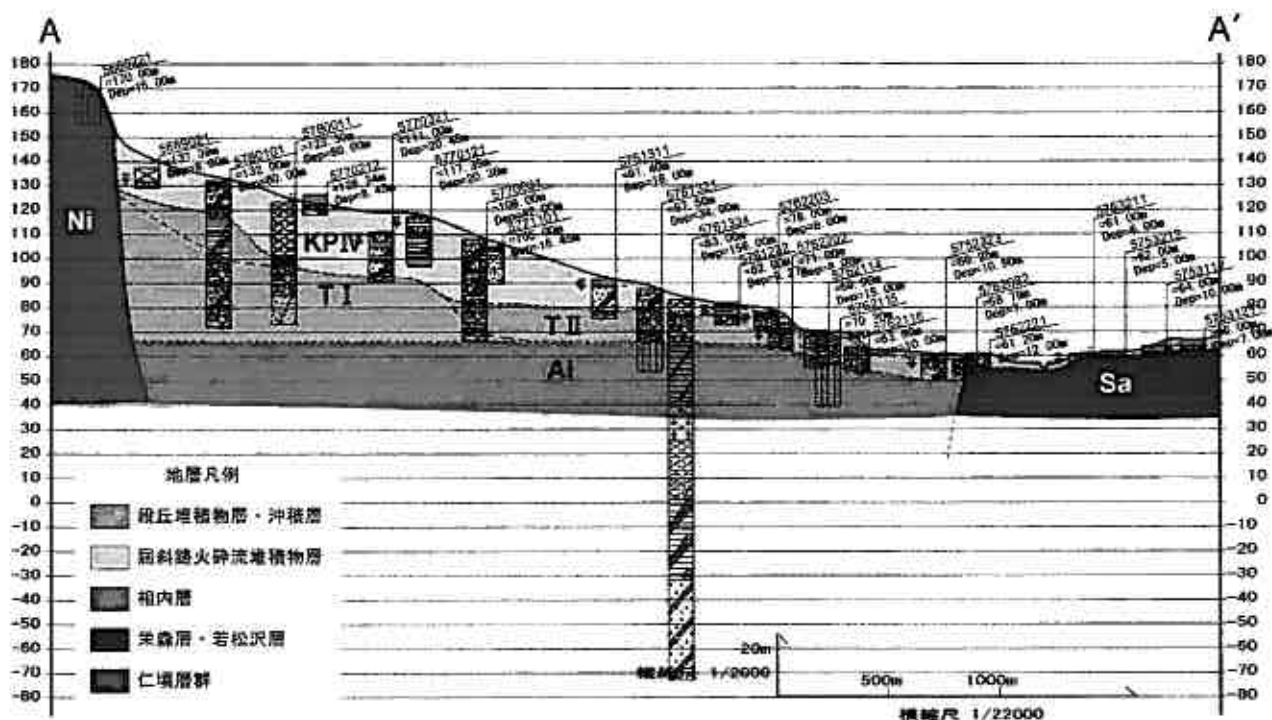


図-6 A-A' 地盤断面図

図-5に断面線の位置を示す。火砕流堆積物層 KPIVの下位に段丘層 I・II が埋没段丘として存在する。

### 5. 1 地盤断面図による地盤構造解析

地盤断面図は南西-北東方向4断面、北西-南東方向3断面、北-南方向3断面および西-東方向3断面の計13断面を設定し、作成した。

A-A' 地盤断面図(図-6)は、北西山地から JR 北見駅前を通り、南東山地に至る北見市街地を代表する断面図である。北西山地は仁頃層群(Ni)、南東山地は柴森層・若松沢層(Sa)で構成され、それらの山地に挟まれる丘陵・低地地域では基盤岩層として相内層が標高67m以下に存在している。相内層の上位には、河岸段丘堆積物層 I(T I)が層厚25~30mで、河岸段丘堆積物層 II(T II)が層厚15m前後でそれぞれ相内層を直接覆っている。段丘面 I および II の上位を屈斜路火砕流堆積物層(KPIV)が最大30mの層厚で覆っている。

これまで北見市街地では空中写真判読および現地地形調査によって4つの段丘面および地盤情報データベースに基づく地盤構造解析によって丘陵地域の屈斜路火砕流堆積物層に埋もれた1つの段丘面の計5つの段丘面を想定していた<sup>3)</sup>。しかし、ボーリングデータを追加収録したデータベースに基づく地盤構造解析によって、丘陵地域では新たな段丘面が埋もれている可能性が生じた。

この段丘面がどの段丘面に対比されるかを明らかにするため、現河川軸(図-5のB-B')へ各段丘面および現河床の標高を投影した断面図を作成した(図-7)。

現河床からの各段丘面の比高は段丘面 I : 約30m, 段丘面 II : 約20m, 段丘面 III : 12~13m, 段丘面 IV : 約10~12m, 段丘面 V : 約5mであり、丘陵地域で屈斜路火砕流堆積物層に埋没している2つの段丘面は高位面が段丘面 I に、そして低位面が段丘面 II に対比できる。また、段丘面 III について、右岸側と左岸側とで2~6mの比高差が認められ、今後、段丘面の詳細な調査が必要である。

### 5. 2 3D地盤モデルによる地盤構造解析

3D地盤モデルは、全ボーリングについて地層を地形区分と構成物の特徴を基に判別し、地史的にはジュラ~白亜系仁頃層群からなる北西山地と古第三系柴森層・若松沢層からなる南東山地とに挟まれた地溝帯に海成の新第三系相内層

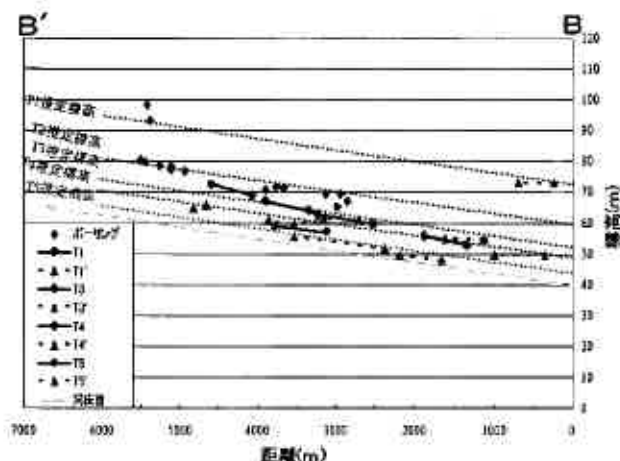


図-7 各段丘面の投影縦断面図

図-5のB-B'を軸として各段丘面の標高を投影した。T1~T5は左岸側の、T1'~T5'は右岸側の段丘面を示す。

が堆積した後、第四系各層の堆積および侵食を想定して作成した（図-8）。相内層については堆積後の隆起・傾動も考慮しなければならないが、現段階では相内層の地質構造に関するデータが不足しているため考慮していない。

(1) 基盤岩層

前述のように、北見市街地の基盤岩層は相内層（Ai）である。相内層は北見市街地内では北見市東相内～相内の無加川河床・河岸（図-8①）など露出は限られているが、段丘面Ⅲの地域～後背低地域でのボーリング調査では、浅いところで深度8m前後で捕らえられる。岩相は凝灰岩質シルト岩を主とし、局部的に硬質な泥岩を伴う。N値は大部分が50以上であるが、N値5～15の固結度の低い薄層を挟む。また、上部の風化部では10～25である、

(2) 第四系未固結層

相内層を覆う第四系として河岸段丘堆積物層Ⅰ（TⅠ）～Ⅴ（TⅤ）、屈斜路火砕流堆積物層（KPIV）および沖積層（A）がある。各層の分布および特徴は次のようである。

**河岸段丘堆積物層Ⅰ（TⅠ）：**対象地域北東端の常呂川右岸（図-8②）で標高70～90mの台地をなしているが、北見市街地では丘陵地域の屈斜路火砕流堆積層（KPIV）に埋もれており、なかでも北西山地寄りの狭い範囲に限られている（図-8③）。主に径5～30mmの亜円～亜角礫、砂、シルト・粘土からなり、N値は50前後であるが、砂層を挟む部分のN値は10～20である。層厚は25m前後である。

**河岸段丘堆積物層Ⅱ（TⅡ）：**河岸段丘堆積物層Ⅰと同様に、丘陵地域の屈斜路火砕流堆積層（KPIV）に埋没しており（図-8④）、地表部では認められない。径30mm以下の亜円～亜角礫、砂、シルト、粘土からなる。N値は50前後であるが、シルト層を挟む部分ではN値は10～30となる。層厚は15～25m前後である。

**屈斜路火砕流堆積物層（KPIV）：**北見市街地、南東山地北東部および無加川南部の丘陵・台地地域に分布し、しばしば道路沿いの切土露頭で観察できる。北見市街地中心部（図-8⑤地点）では丘陵斜面から段丘面Ⅲに移行する比高5.0mの段丘崖に露出している。主に火山灰からなり、径2～30mmの多量の軽石、径5mm以下のスコリアおよび炭化木を含む。N値は10～30であるが、表層2～6mの風化部はN値10以下で、非常に緩い。層厚は最大30mである。

**河岸段丘堆積物層Ⅲ（TⅢ）：**常呂川および無加川沿いに広く分布している。径50mm以下の亜円～亜角礫を主体とし、砂、シルト、粘土からなる。N値は40～50であるが、シルト層ではN値2～30である。層厚は6～10mである。

**河岸段丘堆積物層Ⅳ（TⅣ）：**北見市街地の北東側に分布する（図-8⑥）。段丘面Ⅲとの比高差は1～2mである。径20mm以下の亜円～亜角礫、砂、シルト、粘土からなる。N値は50前後であるが、局部的に砂・シルトに富む層が存在し、N値2～30となる箇所もある。層厚は5～10mである。

**河岸段丘堆積物層Ⅴ（TⅤ）：**分布は、北見市街地の狭い範囲に限られている（図-8⑦）。径20mm以下の亜円～亜角礫を主とし、部分的にシルト、粘土を挟む。N値は40～50で、シルト・粘土が混入する上部ではN値5～30である。層厚は2～3mである。

**沖積層（A）：**現河川に沿って分布し、主に径2～50mmの亜円～亜角礫からなり、シルト・砂の薄層を伴う。N値は40～50であり、シルト・砂薄層が挟在する部分ではN値1～30である。層厚は5m以下である。

5.3 地下水

北見市街地での地下水状況を丘陵・台地域、段丘域および後背低地域でみると、地下水位は丘陵・台地域では地表面下2～10mであり、地点によって大きく異なる。段丘面Ⅲの地域では地表面下1.0～3.5m、段丘面Ⅳの地域では地表面下2.5～5.0m、段丘面Ⅴの地域では地表面下2.5～4.5m、そして後背低域では地表面下1.5～4.0mに存在する。全体的には、丘陵・台地域から低地域へ向かってゆるやかに傾斜する地下水位となっているようであるが、局部的には浅い地域も点在するようであり、今後、詳細な解析が必要である。



図-8 北見市街地の3D地盤モデル

- ①：Aiの露出位置
- ②：TⅠの位置
- ③：KPIVに埋没したTⅠの位置
- ④：KPIVに埋没したTⅡの位置
- ⑤：KPIVと段丘面Ⅲの段丘崖位置
- ⑥：TⅣの位置
- ⑦：TⅤの位置

## 6. おわりに

北見都市域の地盤構造を明らかにすることを目的として、まず、2002年度に基盤岩層の構造を把握するために調査深度の深いボーリング資料を、次いで2004年度までに詳細な地盤構造解を解析するために調査深度の浅いボーリング資料を整理・電子ファイル化し、ボーリングデータ数640件の地盤情報データベースを構築した。さらに、構築した地盤情報データベース、地形区分および露頭調査の結果を基に、地盤構造の断面図および3D地盤モデルによる可視化および解析を行った。

地盤情報データベースについては、市民共有の情報として公開することを目指すとともに、今後も北見市街地周辺部の情報を拡充していかなければならない。また、地盤構造解析については、北見市街地での地盤構造の概略を示し、3D地盤図として表したが、今後、北見市街地の基盤岩層である相内層の地質構造の把握、段丘面Ⅲ、ⅣおよびⅤの詳細な対比を行うことによって形成過程も含めた地盤構造が明らかにできると考える。

### 参考文献

- 1) 地盤工学会北海道支部北海道地盤情報データベース化委員会：北海道（道央地区）地盤情報データベース，1996.
- 2) 地盤工学会北海道支部北海道地盤情報データベース化委員会：北海道地盤情報データベース Ver.2003，2003.
- 3) 松田絵里・伊藤陽司・鈴木輝之：網走・北見地域の地盤情報データベース構築と地盤構造解析，地盤工学会北海道支部技術報告集，No.44，pp.73-78，2004.
- 4) 石田正夫・沢村幸之助：地域地質研究報告5万分の1図幅北見地域の地質，地質調査所，36p.，1968.
- 5) 小原常弘・国府谷盛明・早川福利・山口久之助・佐藤 巖：北見市の水理地質，地下資源調査所報告，No.47，pp.81-88，1975.
- 6) 小原常弘・和田信彦・横山英二・松浪文博・佐藤 巖：北海道水理地質図幅説明書第5号北見，北海道立地質調査所，53 p.，1980.

## 浜益村川下斜面における崩壊と地質

北海道開発土木研究所 ○正会員 日外 勝仁  
 同 上 正会員 伊東 佳彦  
 同 上 中川 伸一

### 1. はじめに

本調査では、過去に何度も崩壊を繰り返す不安定な岩盤斜面において、その崩壊機構の原因解明を目的として各種岩石物性試験および水質分析等を実施し、岩石強度劣化状況を確認した。また、崩壊の誘因と考えられる岩盤内の地下水挙動を把握するために、ボーリング孔を利用した岩盤内部の間隙水圧の連続観測を開始した。

今回調査対象とした浜益村川下斜面は、大別して上位の亀裂の多い溶岩と下位の難透水の火砕岩から構成され、上部崩壊、脚部崩壊と何度も崩壊を繰り返している。崩壊の過程については、次のように考えられている。溶岩の亀裂中の浸透水が火砕岩上部に帯水し、風化・変質・浸食などの作用によりまず斜面脚部の火砕岩（火山礫凝灰岩と凝灰岩礫岩）が脆弱化し小崩壊が発生する。その後、脚部の支えを失った上位の溶岩（安山岩）は、変形とともにせん断抵抗力が減少し不安定となり、ついには崩壊に至る。

今回の調査において、当該斜面を構成する地質の分布状況、強度特性、物理的性質、岩石・鉱物組成、および地下水水質などの基礎資料を得たので報告する。

### 2. 調査地の概要



図-1 調査位置図



図-2 崩壊写真(H15.5撮影)

調査地は、北海道浜益郡浜益村字川下で、浜益村役場の南南西方約0.3kmに位置している（図-1参照）。

調査地周辺の地形は、暑寒別岳や南暑寒別岳等の峰を持つ増毛山地と、ここを流れる浜益川および小河川流路沿いの段丘と低地である。山地は開析の進んだ急峻な地形で、西縁部の海岸付近では急崖となっている。段丘は、所々の河川流路沿いに小規模に形成されている。低地は、浜益川の流路には氾濫原を形成しているが、その他の河川では狭長な分布である。

当該斜面は、山地西縁部の急斜面であり、国道沿いの長さが約500m、高さ60m～100mで、西側(海側)に約70°～80°傾斜している。また、斜面末端は海岸線に約20mと迫っている。

調査地周辺の地質は、基盤岩である新第三紀の浜益層群と、上位の第四紀の火山噴出物、段丘堆積物、氾濫原堆積物、および崖錐堆積物である。調査地の斜面を構成する地質は、下位の新第三紀浜益層群の毘砂別層と、上位の茂生層である。毘砂別層は火山角礫岩で、上位の茂生層は安山岩溶岩、自破砕溶岩、および火山円礫岩、凝灰岩、砂岩、泥岩等から成る。

当該斜面は、平成15年4月、6月、および7月に斜面崩壊が発生した（図-2参照）。崩壊が発生した箇所の地質は、斜面を構成する地質の最下位にあたる毘砂別層火山角礫岩と、上位の茂生層安山岩溶岩である。

### 3. 調査概要

今回の調査で実施したボーリング、各種検層・試験の一覧を以下に示す。

- 1). ボーリング (No.1 ; 45° 10m, No.2 ; 80° 8m)
- 2). ボアホールカメラ観測 (No.2 孔)
- 3). 検層 (速度、電気、自然電位、温度、地下水)
- 4). 原位置及び室内試験 (孔内水平載荷試験、室内岩石試験、X線回折試験、偏光顕微鏡観察)
- 5). 水質分析 ( $Ca^{2+}$ ,  $Mg^{2+}$ ,  $Na^+$ ,  $K^+$ ,  $Fe^{2+}$ ,  $Cl^{2-}$ ,  $SO_4^{2-}$ ,  $HCO_3^-$ ,  $SiO_2$ , Bx(アルカリ度), pH, EC)
- 6). 観測計器設置 (間隙水圧 ; 1, 熱電対 ; 7)

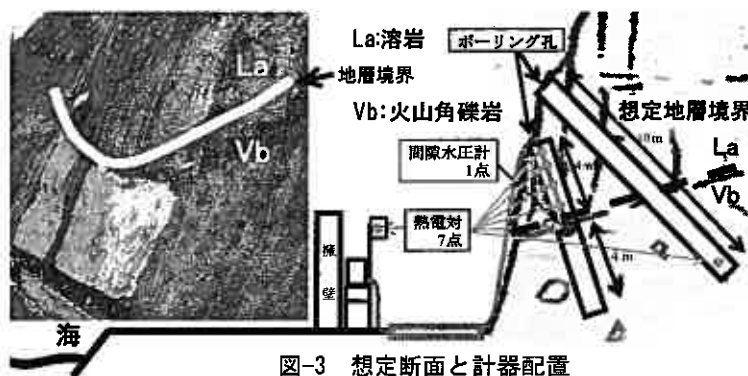


図-3 想定断面と計器配置

Collapse and geological features on Kawashimo slope in Hamamasu-Village

Katsuhito AGUI, Yoshihiko ITO, Shin'ichi NAKAGAWA (Civil Engineering Research Institute of Hokkaido)

## 4. 調査結果

### 4-1. 地質状況

ボーリングで確認された地質は、コア観察および岩石試験等の結果を考慮すると、上位から、次の4層に区分される。

- ① 塊状安山岩：塊状で風化・変質が少ない硬質な安山岩。
- ② 自破砕部を有す安山岩：ヘアークラックや脈状鉱物が多く、塊状の安山岩と比べてやや軟質となる。
- ③ 凝灰角礫岩：火砕岩の上部に分布する。礫は安山岩礫、基質は細粒～中粒の凝灰岩である。下部の火山礫凝灰岩に比べて硬質である。
- ④ 火山礫凝灰岩：調査斜面において最下部に分布する。全体に軟質となり、一部粘土化している。礫と基質が分離しやすい。

地下水位は、比較的浅部で確認された。ボーリング掘削期間中は融雪水が斜面を流れることがあり、融雪期の初期にあたっていたと考えられる。このために確認された地下水位が高かったものと推定される。岩盤内の地下水位については、今後実施される間隙水圧計の観測から年間の変動状況が把握できる。

ボーリングで確認された地質状況は以上のとおりである。なお、下位の火砕岩と上位の安山岩溶岩の分布形状については、1) 斜面表層での観察では地層境界が西側に傾斜しているものと想定されたこと、2) No.1 孔では深度 10m までの間に地質境界が確認されなかったこと、3) No.2 孔では地質境界が深度 3.75m で確認されたことから、図-6 に示す「地質断面図」のように想定される。すなわち、下位の火砕岩と上位の安山岩溶岩の地質境界は、斜面表層部では西側に傾斜しているが、岩盤内部では東(山側)に傾斜していると判断される。

### 4-2. ボアホールカメラ観測

岩盤内の亀裂は、安山岩に多く、火砕岩には少ない。ただし、亀裂の無い深度 5.7m 付近以深の火山礫凝灰岩については、コアでは RQD が 21～57% と低いことから、軟質であるために亀裂が認められないものの掘削に伴う乱れによって亀裂や分離が生じてしまう程度の低い固結度の状態であるか、または応力の開放による劣化が大きい性状の岩質であると考えられる。

不連続面(初生構造を含む)の傾斜の方向については、最も多い方向の順から西側(58%)、東側(18%)、南側(12%)と北側(12%)となっており、初生構造である地質境界は、3° S とわずかながら山側に傾斜している。このことが全体の地層境界を反映しているとは言いが、これまで想定されていた境界の性状(10°～20° 西傾斜)とは異なる場合(箇所)があることを示していると思われる。

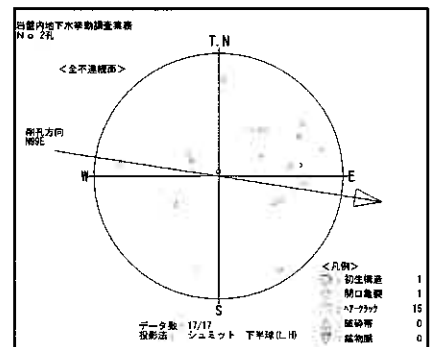


図-4 ステレオネット図

### 4-3. 検層

#### 1). 電気検層

電気検層の比抵抗曲線の中で、電極間隔の違いによる比抵抗の変化から、次の区間が区分される。

- ・深度 3.3m～深度 4.2m 間、深度 4.7m～深度 5.7m 間

この区間の比抵抗は、電極間隔 25cm の比抵抗が 50cm・100cm の比抵抗に比べてやや高くなる。これは孔壁浅部に連続性の低い亀裂や礫があることを示唆しているものと考えられ、凝灰角礫岩の中でクラックの無い箇所、あるいは礫の占める割合が大きく、孔内水の浸透が少ない箇所に対応しているものと評価される。

- ・深度 1.5m～深度 3.3m 間、深度 4.2m～深度 4.7m 間、深度 5.7m 以深

この間は電極間隔の違いによる比抵抗値に大きな差が無いことから、亀裂が多い、あるいは概ね均質な岩質で、既に孔内水で飽和している箇所であると評価される。特に深度 5.8m 以深の火山礫凝灰岩の箇所については、軟質で大きな礫が無く、基質部での孔内水が均一に浸透している均質な岩質であることが比抵抗曲線から推定される。

#### 2). 自然電位検層

一般に、自然電位は、泥岩・粘土層等の不透水層では発生しないため、SP 曲線に変化は生じないが、砂岩・砂礫層などの孔隙のある地層では、SP 曲線はマイナス側(記録では左側)に変化する。本調査での自然電位の SP 曲線は、比較的明瞭な変化を示している。

- ・深度 3.7m 付近までは SP 曲線は 170mV 前後で、わずかな変化で推移しており、この間に分布する安山岩溶岩は、孔隙が少ないことを示している。
- ・深度 3.7m 付近～深度 5m 付近の間は SP 曲線が徐々にマイナス側へ移行し、以深は 120mV 前後で推移する。このことは、深度 3.7m 付近以深には火砕岩が分布していることから、孔隙の状況が徐々に変化(孔隙の割合が高くなる)していることを示しているものと解釈される。

#### 3). 温度検層

図-5 の温度曲線は、深度方向に温度が単調に増加している。目立った変曲点や温度の揺らぎは見られないが、温度勾配を見るとわずかではあるが変化している。温度勾配の変化は、次のとおりである。



- ・深度 3.57m～5.71m : 3.6℃～4.6℃へ上昇し, 温度勾配は 0.47℃/m
- ・深度 5.71m～8.79m : 4.6℃～5.0℃へ上昇し, 温度勾配は 0.13℃/m

この温度勾配の違いが岩質の差を表しているとは限らないが, 深度 5.7m が凝灰角礫岩と火山礫凝灰岩の境界であることに関連している可能性もある (例えば深度 5.7m を境として地下水経路が異なる)。

#### 4). 地下水検層

バックグラウンドの比抵抗値は, 地下水位から深度 4.5m までは 25 Ω-m～12 Ω-m と明瞭な変化が見られるが, 4.5m 以深は 11 Ω-m でほぼ一定である. このことから, 地下水位以深から深度 4.5m までの間に比抵抗の異なった地下水の流動があることが推定される. また, 4.5m 以深の地下水については, 流動する地下水の比抵抗がほぼ同じであるか, または流動そのものが少ないものと考えられる.

食塩投入後の経時変化の中で地下水の流動が見られる (すなわち, 地下水の流入によって食塩濃度が希釈される) 区間は, 深度 4.5m 以浅, および深度 6.5m 以深である. 深度 4.5m～深度 6.5m の間は地下水の流動が無い, あるいは非常にわずかである.

#### 5). 速度検層

得られた P 波走時曲線図から弾性波速度の境界は深度 5.5m 付近に見られ, 地質の境界 (3.75m) とは異なる深度である. 岩片の P 波速度を見ると, 概ね速度検層結果に対応した値となっており, 安山岩と凝灰角礫岩の差が比較的小さく, 凝灰角礫岩と火山礫凝灰岩の差が大きい. 凝灰角礫岩と火山礫凝灰岩境界は深度 5.7m 付近にあり, 弾性波速度の境界に概ね一致している. このことは両岩質の物性値に明らかな違いがあることを示している.

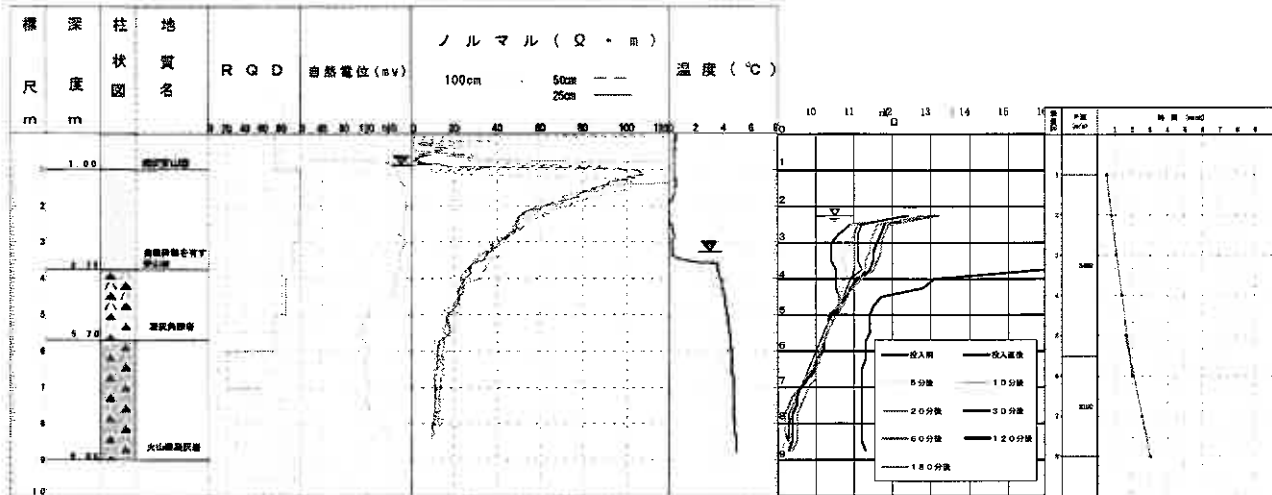


図-5 検層結果図 (自然電位, 比抵抗, 温度, 地下水, P 波速度)

### 4-4. 岩石試験 (原位置及び室内)

#### 1). 孔内水平載荷試験

孔内水平載荷試験により得られた各種力学定数及び岩質について 表-1 に示す. 上位の塊状安山岩から下位の火山礫凝灰岩へと順に強度が低下している.

表-1 孔内水平載荷試験結果一覧表

孔番	試験深度 (m)	地質名	初期応力 P <sub>0</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	降伏応力 P <sub>y</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	変形係数 D (MN/m <sup>2</sup> )	岩質
No.1 孔	3.90～4.50	(塊状安山岩)	625.0	18,952	25,600	風化・変質の少ない安山岩
No.1 孔	9.00～9.60	(自破砕部を有す安山岩)	810.0	18,821	5,505	ヘアークラックや脈状鉱物が多い安山岩
No.2 孔	3.00～3.60	(自破砕部を有す安山岩)	757.1	17,882	2,169	弱い自破砕状を呈する安山岩溶岩
No.2 孔	4.20～4.80	(凝灰角礫岩)	567.8	4,560	1,790	比較的硬質な凝灰角礫岩
No.2 孔	6.20～6.80	(火山礫凝灰岩)	656.3	3,273	1,182	全体に軟質な火山礫凝灰岩

(注)・変形係数を算出する際のポアソン比は, 一軸圧縮試験から得られた値を採用した.

#### 2). 岩石試験

岩石試験として, X線回折試験, 偏光顕微鏡観察, 室内岩石試験, およびコア比抵抗測定を行った. なお, 岩石試験結果の総括として表-2 に示す.

X線回折試験で同定された鉱物は, 区分した地質毎には大きな違いはなく, 主として次の 8 種類の鉱物である. スメクタイト, 沸石族, トリディマイト, クリストバライト, 長石族, 輝石族, 黄鉄鉱, 磁鉄鉱. これらの中で, 岩石の劣

化に関わる主たる2次鉱物は、スメクタイト、沸石族、黄鉄鉱である。

顕微鏡観察から、各地質毎の2次鉱物の生成状況と岩石の劣化についての所見を下表にまとめた。

室内岩石試験は地質毎に、自然密度、吸水比、有効間隙率、P波速度、S波速度、一軸圧縮強度、引張強度について試験を行った。上位の塊状安山岩から下位の火山礫凝灰岩へと順に強度が低下し、劣化の度合いも大きく、風化や変質に対する抵抗力が小さくなっている。

コアの比抵抗測定は、測定試料をNo.2孔で採水した孔内水に浸水・飽和させて測定した。ただし、火山礫凝灰岩は浸水・飽和の過程で土砂状に崩壊したことから、火山礫凝灰岩についてはボーリングの際に礫状、あるいは砂状となったコアを試料とし、これを2mm以下に調整したものをNo.2孔の孔内水で浸水・飽和させて測定した。測定には、土壌用比抵抗測定器を使用した。測定結果を表-2に示す。

図-6 地質断面図



表-2 岩石試験総括表

	No.1孔		No.2孔			
	掘削角度=4.5° 地盤高=+21.25m DEP=10.00m		掘削角度=45° 地盤高=+22.22m DEP=10.00m			
地質名	塊状安山岩	自砕砕部を有す安山岩	自砕砕部を有す安山岩	凝灰角礫岩	火山礫凝灰岩	
岩石名	両輝石安山岩	両輝石安山岩	単斜輝石安山岩	単斜輝石安山岩	単斜輝石安山岩	
岩石組織	斑状組織	斑状組織	斑状組織	火砕岩組織	火砕岩組織	
岩石物性値	自然密度	2.60 g/cm³	2.39 g/cm³	2.35 g/cm³	2.27 g/cm³	2.09 g/cm³
	吸水比	3.9 %	9.3 %	10.6 %	13.4 %	22.8 %
	岩片P波速度	4.9 km/s	4.2 km/s	4.0 km/s	3.1 km/s	2.2 km/s
	岩片S波速度	2.5 km/s	2.0 km/s	1.9 km/s	1.5 km/s	1.0 km/s
	一軸圧縮強度	98720 kN/m²	31450 kN/m²	7480 kN/m²	9680 kN/m²	2320 kN/m²
	引張強度	7710 kN/m²	3150 kN/m²	2770 kN/m²	1680 kN/m²	420 kN/m²
	算出剪断強度	15760 kN/m²	6280 kN/m²	3400 kN/m²	2980 kN/m²	740 kN/m²
	コア出長径	39.9 φ	39.9 φ	158.5 φ	21.0 φ	5.1 φ
	スメクタイト	少量	少量	少量	中量	多量
	沸石族	不検出	不検出	微量	微量	中量
コア観察所見	トリプタイト	中量	中量	中量	中量	中量
	クリストパライト	多量	多量	多量	中量	多量
	石英	不検出	不検出	不検出	少量	不検出
	長石族	多量	中量	多量	多量	多量
	輝石族	少量	少量	少量	少量	不検出
	黄鉄鉱	不検出	微量	少量	中量	中量
	磁鉄鉱	中量	少量	少量	不検出	不検出
	その他	少量	少量	少量	不検出	不検出
	RD	RD:79~100%	RD:82~100%	RD:92~100%	RD:82~100%	RD:21~57%
	最大コア長	最大コア長:33~47cm	最大コア長:33~47cm	最大コア長:24~51cm	最大コア長:24~51cm	最大コア長:21~30cm
劣化状況	低 → 高					

4-5. 水質分析

調査地は、海岸から20m程度の距離に位置しており、斜面内の地下水が風送塩や汽水性の地下水など海水の影響を受けていると考えられる。また、地質が火山性であることから火山性塩水の性質を持っていると言える。分析結果から作成したダイヤグラムを次頁に示す。ダイヤグラムからNo.2孔の孔内水（調査地の地下水）の水質は、「非炭酸カルシウム型」に分類される。先に述べた調査地の条件からすると、火山起源の地下水、または海岸地帯の塩水化地下水、あるいは両者の複合型と考えられる。

- ・試験結果の重炭酸イオン (HCO<sub>3</sub><sup>-</sup>) 濃度は、アルカリ度に重炭酸イオンの分子量 (61) を乗じて算出した。
- ・海水および火山性塩水の値は、半谷高久著「水質調査法」(1960)より引用
- ・河川水は、北海道の平均値、地下水は豊浜トンネル試験試料の水柱の値で「岩盤崩壊の発生機構と計測技術」(地盤工学会北海道支部, 2000年)より引用

分析結果から、No.2孔内水（調査地地下水）は各成分が多く、岩盤成分の溶解・溶脱および化学物質の生成・沈殿など岩盤地質との間での化学反応の活性が高いものと考えられる。

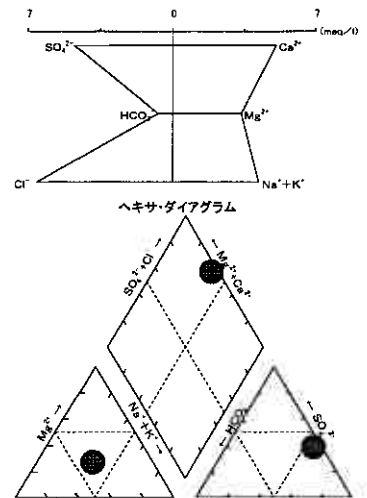


図-7 ダイヤグラム

表-3 水質試験結果表

項目	Ca (mg/l)	Mg (mg/l)	Na (mg/l)	K (mg/l)	Fe (mg/l)	Cl (mg/l)	SO <sub>4</sub> (mg/l)	HCO <sub>3</sub> (mg/l)	アルカリ度 (meq/l)	SiO <sub>2</sub> (mg/l)	pH	EC (ms/m)
No. 2 孔内水	102	41.0	91.9	9.14	1.38	231	228	44.65	0.732	29.2	7.5	122
海水	400	1300	10500	380	0.01	19000	2660	140	-	3	-	1000
火山性塩水	181	53	39	-	0.7	85	374	-	-	30.5	4.3	-
河川水	8.3	2.3	9.2	1.45	0.5	9	-	33.9	-	23.6	-	-
地下水(氷柱)	21.5	6.3	53.5	5.2	0.08	91.1	19.0	65.6	-	90.3	9.1	48

## 5. 考察

本章では今回の調査結果に基づいて、地盤定数、崩壊の要因および斜面崩壊過程について述べる。

### 5-1. 地盤定数

今回の調査で確認した地質は、上位から塊状安山岩、自破砕部を有する安山岩、凝灰角礫岩、および火山礫凝灰岩の4層である。上位の塊状安山岩から下位の火山礫凝灰岩へと順に強度が低下し、劣化の度合いも大きくなっている。岩石試験等から推定される4層の定数（地質毎の平均値）を表-4にまとめる。

表-4 地盤定数

地 質	一軸圧縮強度 (kN/m <sup>2</sup> )	せん断強度 (kN/m <sup>2</sup> )	変形係数 (kN/m <sup>2</sup> )	静ポアソン比	自然密度 (g/cm <sup>3</sup> )	吸水比 (%)	有効間隙率
塊状安山岩	98720	15700	1.77E+07	0.23	2.596	3.9	9.8
自破砕部を有する安山岩	19466	4800	3.66E+06	0.23	2.351	10.6	22.1
凝灰角礫岩	9655	3000	3.28E+06	0.30	2.269	13.6	26.9
火山礫凝灰岩	2923	700	1.07E+06	0.19	2.090	22.8	38.7

### 5-2. 斜面の崩壊過程

1). 崩壊の素因：斜面の地形、地質、地下水、気象、植生等の斜面の性状および地理的環境

(a) 地形……当該斜面は国道沿いの長さが約500m、高さ60m～100mで、西側(海側)に70°～80°の急崖となっている。また、斜面の頂部は、緩傾斜または平坦地で明瞭な遷急線が形成されている。

(b) 地質……当該斜面で崩壊が発生した地質は、下位の昆砂別層火砕岩（凝灰角礫岩と火山礫凝灰岩）、および上位の茂生層安山岩溶岩である。下位の火砕岩は、軟岩で風化・変質により強度低下しやすい岩質である。安山岩の上部は、硬質・緻密な岩質で、風化・変質を受けにくい、これに対して下部は自破砕部を有し上部に比べて風化・変質による強度低下を起ししやすい岩質となっている。火砕岩と安山岩の地質境界は、10°～20°西側へ傾斜する流れ盤の箇所その他、少なくとも一部に東へ傾斜する受け盤となる箇所がある。

(c) 地下水……岩盤内の地下水は、①自破砕部を有する安山岩および凝灰角礫岩の上部の亀裂を流動する地表水、②岩盤内での浸透経路の長い地下水の2つがあると考えられ、この両者の地下水系の間には不透水層が存在するものと推定される。地下水水質は、火山性の塩水で、これに風送塩が混入しているものと考えられ、多量の成分が溶存している。

(d) 気象……北海道の気象は、1年を通じて春の融雪期、夏の渇水期、秋の多雨期、および冬の渇水期がある。また、冬季にはマイナスの気温となって地表部が凍結し、春期にはこれが融解する。

(e) 植生……当該斜面は植生に乏しく、斜面頂部の平坦地に樹木が見られる他は、斜面中央部付近の狭い緩傾斜地に低木が認められるのみである。

2). 崩壊の誘因：崩壊を促す作用

(a) 斜面表層部の乾湿繰り返しによって岩盤の細片化が起こり、強度が低下する。

(b) 表層部が冬季に凍結し、春期に融解することによって岩盤の固結力が弱くなり、強度が低下する。

(c) 融雪・降雨による急激な地下水の増加と間隙水圧の上昇が岩盤内の亀裂を伸長・拡大させ、岩盤内に弱部が形成される。また、流下する地表水が植生の乏しい斜面表層を浸食する。

(d) 地下水の硫酸イオン、黄鉄鉱の酸化等により岩盤の酸性土壌化が起こって岩盤から金属成分が溶出し、溶存する成分が沈殿・再結晶（粘土鉱物の生成）する。このような地下水と岩盤との間の化学反応で岩盤に化学的風化作用が起こる。

(e) 人為的な掘削による斜面内部の応力増加

### 3.) 崩壊の過程

上記の(a)～(d)の風化・変質作用は、この作用を受けやすい軟岩の火砕岩（元来固結度が低く、強度も低い。また、孔隙率が高く、吸水性も高い。）で速く進行する。すなわち、崩壊の過程は、まず強度の低い斜面下部の火山礫凝灰岩および凝灰角礫岩の表層部が、風化・変質による強度低下等によって崩壊を起こす。崩壊により脚部を失いオーバーハングとなった上部の安山岩には、頂部と脚部（ノッチ上部）に引張亀裂が発生する、あるいは既存の亀裂に新たな応力が作用する。先に述べた誘因による風化・変質作用によって安山岩の強度低下が起こり、亀裂は拡大・伸長する。この繰り返し結果、安山岩は不安定化して崩壊する。以上の崩壊過程の模式図を図-8に示す。

### 4). この他の崩壊の誘因

これまで安山岩と火砕岩との地質境界は、斜面で観察される範囲においては西傾斜であるとされていたが、今回のボーリング結果から調査地点の斜面内部では東側に傾斜していることが明らかとなった。斜面表層と内部で地質境界の傾斜方向が違うとすると、その理由として、①傾斜方向がもともと単一ではなく、所によって変化している（波打っている）、あるいは、②本来は東傾斜だったものが、斜面の表層付近で西傾斜に変わった、ということが考えられる。この内、②の場合には、岩盤がクリープ変形を起こしている可能性が考えられる。変形が起こっているとすれば、安山岩の変形によって下位の火砕岩頭部への集中荷重が作用し、火砕岩内のせん断応力が増加して崩壊するという過程も想定される。

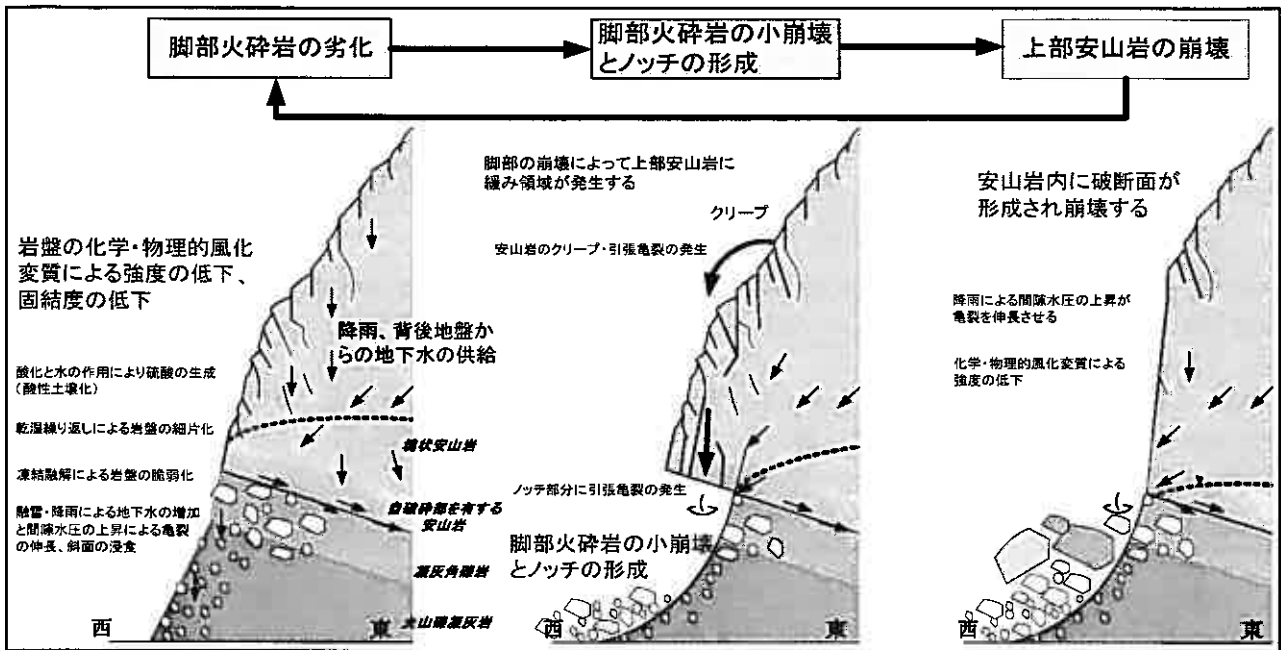


図-8 崩壊模式図

## 6. まとめ及び今後の課題

今回の調査で確認された地質構成、および各地質の強度特性、物理的性質等の物性値は、当初想定していた崩壊過程を概ね裏付ける結果である。ただし、地層の傾斜（調査地点の斜面表面で見られた地質境界の西側への傾斜とは異なり、斜面内部では逆に東側へ傾斜）や亀裂の状況にはこれまで考えられていたものとは異なった事実が確認された。このことが崩壊過程に大きく影響するかどうかは不明であるが、地質境界の傾斜方向は水理地質的に地下水の流動を規制する大きな要因と考えられる為、今後は、山側も対象としたより広域的な地表踏査を行い、斜面全体の地質構造を把握するとともに、表面水を供給する小溪状地形の確認や湧水調査などの水文調査を行う予定である。

また、今回の調査では崩壊の発生した地質の力学的性状、物理的性質および岩石・鉱物の組成の大略を把握することができたが、岩石の風化速度に関する性質を調査することも有意義であると考えられ、今後は凍結融解試験より凍結融解に対する抵抗性を、乾湿繰り返し試験より岩石の風化進行速度を推定するとともに、間隙水圧及び地温の経年変化を計測することによって、「地下水挙動」と「岩石の風化速度」との関係を調査し、崩壊メカニズムの解明に役立てるものである。

地崎工業 土木部技術課 ○国際会員 八木 一善  
北海道大学大学院 工学研究科 国際会員 三浦 清一  
北海道大学大学院 工学研究科 学生会員 志比川清史

## 1. はじめに

北海道の表層地盤の約40%は火山砕屑物で覆われているが、これらの地盤では、近年に北海道で頻発した地震による崩壊や液状化がもたらされている。それらの液状化被害は、駒ヶ岳・支笏・屈斜路火山等を起源とする火砕流堆積物の盛土で多く発生した<sup>1)</sup>。

2003年十勝沖地震においても、札幌市清田区の住宅地と端野町（北見市近郊）の農地で火砕流堆積物による盛土の液状化被害が生じた<sup>2)</sup>。これらの被災箇所と震央との距離は230km以上と非常に離れていたことから、地形的・材料特性的に液状化しやすい条件下にあったものと推測された。

このような被災事例から、北海道の火砕流堆積物の動的力学特性を明らかにすることは緊急の課題であることが明らかである。しかし、それを調べた報告は限られていた。

一方で、九州の火砕流堆積物（始良しらす）の動的力学特性については岡林ら<sup>3)</sup>や兵動ら<sup>4)</sup>が詳しく調べている。その報告によれば、緩い状態にあるしらすの液状化強度は豊浦砂のそれよりも低く、逆に密度が高くなると豊浦砂よりも強度が高くなることが明らかにされている。このような結果は、火砕流堆積物による盛土の耐震性能を考察していく上で、盛土内の排水だけではなく盛土自体の密度管理も重要になることを示唆するものである。

本研究では、札幌市と端野町の被災地で火砕流堆積物を採取して繰返し非排水三軸試験を行い、再構成供試体の密度を変化させて繰返し非排水せん断特性の変化を調べている。また、火山灰盛土の液状化強度の評価法について考察した。

## 2. 試験に用いた試料

試験に用いた火砕流堆積物は、札幌市清田区美しが丘と端野町協和の液状化発生箇所から採取している。これらの火山灰土は、それぞれ道央と道東に広く分布する支笏軽石流堆積物 Spfl とクッチャロ軽石流堆積物 Kcfl である<sup>1)</sup>。以下では、前者を札幌火山灰土、後者を北見火山灰土と称する。

札幌火山灰土の試料は、写真-1の空地で得られた液状化による噴出物である。また北見火山灰土は、液状化による流動崩壊箇所（写真-2）の上端の盛土で採取した。

図-1は、地震後に写真-1の地点の近傍で実施されたボーリング調査の結果<sup>5)</sup>である。図中には、地下水位および被災後のN値を示している。なお、液状化層は宅地造成の以前に旧河川の埋め立てに用いられたGL-1.8m～-4.5mの軽石混じり火山灰層と推定されている。

また図-2は、端野町協和の被災地の流動崩壊の形状とサンプリングの位置を示している。この被災地も沢部を火砕流堆積物で埋め立てているが、三軸試験用の試料を採取したのは地山④の地点である。また流動崩壊箇所の方には、大量の火砕流堆積物が流下していた。この流下土砂①の排水性は極めて悪く、高い含水状態にあった。また、流動崩壊箇所の上方には大量の火山灰が噴出している（噴砂③）。なお、被害の詳細については伊藤ら<sup>2)6)</sup>が詳しく報告している。

各火山灰土の物理的性質を表-1に示す。札幌火山灰土は空地の噴出物と図-1のボーリング調査による試料、北見火山灰土は図-2中の①～④地点で得られた試料について示している。また図-3には、三軸試験の試料の粒径加積曲線も示した。



写真-1 札幌市清田区 支笏軽石流堆積物 Spfl の噴出



写真-2 端野町協和 大規模流動崩壊

表-1 液状化した火山灰土の物理的性質

試料	採取深度	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )		$\omega_0$ (%)	D <sub>50</sub> (mm)	F <sub>c</sub> (%)	礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	W <sub>L</sub> (%)	I <sub>p</sub>
			max	min									
札幌 火山灰土	地表 噴砂	2.28	0.96	0.65	76.0	0.20	26.9	15.6	57.5	18.4	8.5	68.1	NP
	2.0~2.5m <sup>5)</sup> 液状化層	2.39	—	—	51.0	0.18	35.6	19.3	45.1	27.3	8.3	41.1	9.1
	4.0~4.5m <sup>5)</sup> 液状化層	2.43	—	—	49.5	0.25	31.1	30.2	38.7	26.2	4.9	61.1	—
北見 火山灰土	地表 流下土砂①	2.50	1.21	0.85	45.4	0.15	32.1	3.5	64.4	32.1		48.2	NP
	地表 噴砂②	2.49	1.31	0.92	61.4	0.26	23.2	9.8	67	23.2		42.2	NP
	地表 噴砂③	2.41	1.10	0.84	52.7	0.14	29.3	2.1	68.6	29.3		56.2	NP
	0.5m 地山④	2.48	1.21	0.88	19.8	0.31	18.9	11.5	69.6	16.6	2.3	56.1	NP

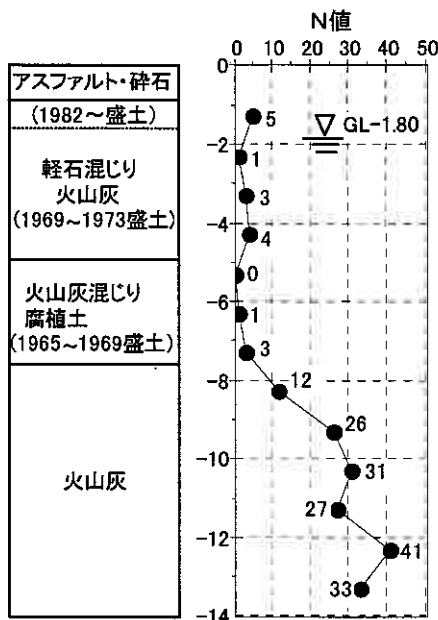


図-1 札幌市清田区美しが丘 柱状図<sup>5)</sup>

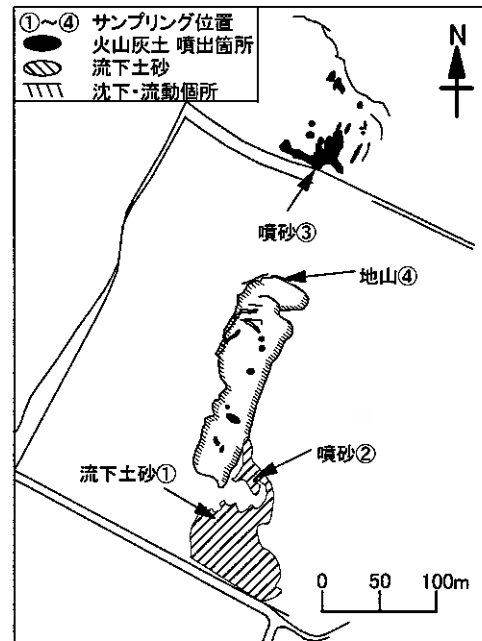


図-2 端野町協和 流動崩壊箇所と試料採取地点

両火山灰土は、多孔質な軽石を含むために土粒子の密度や乾燥密度が低い値である。その傾向は、北見火山灰土よりも礫分の含有率が高くなる札幌火山灰土で顕著となる。いずれも細粒分含有率を19~36%の範囲で含有して粒度分布が良い。また札幌火山灰土の物理的性質は、噴出物とボーリング試料とで大差は無いことがわかる。

表-2に、札幌および北見火山灰土の細粒分のみに関する示標的性質を示す。表-1で示した札幌火山灰土の最大・最小密度や土粒子の密度は北見火山灰土より低くなるにも関わらず、その細粒子の土粒子密度は北見火山灰土よりも高くなる。これは、細粒子では粒子内空隙の影響が小さく、含有鉱物の影響が大きく表れるためである。また細粒分の液性限界は、札幌火山灰土の方が北見火山灰土よりも小さい。さらに札幌・北見火山灰土ともに粘土分の含有率は低く、シルト分が多いという特徴もある。この火山灰土に含まれる細粒分は風化作用がもたらしたものではなく、火山からの流下堆積の過程で生じたものであり、両火山灰土の現位置試料やその細粒分はいずれも非塑性である。

北見火山灰土の現位置の湿潤密度は0.96~1.02g/cm<sup>3</sup> (平均値1.00g/cm<sup>3</sup>)、相対密度は31~52% (平均値44%)であることがわかっている。このことから、液状化した北見火山灰土は極めて緩い状態にあったものと考えられる。ただし、両火山灰土の粒度は最大・最小密度試験の適用範囲外であるために相対密度の値は参考値となる。

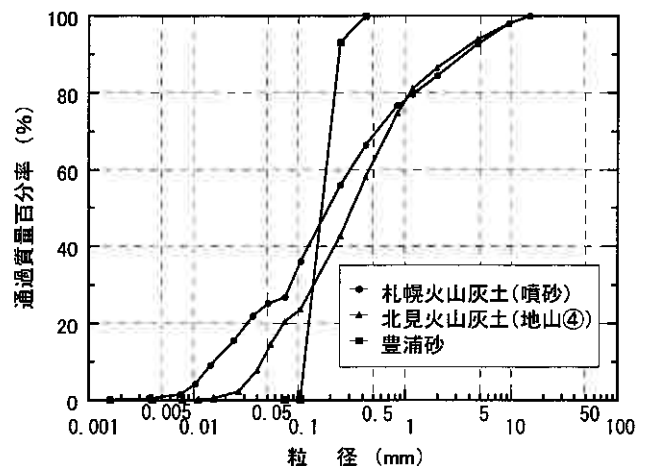


図-3 火山灰土と豊浦砂の粒度分布の比較

### 3. 試験の方法

再構成供試体 ( $\phi = 70\text{mm}$ ) は空中落下法によって作成し、モールドに対して所定の回数の打撃を与えることで目標とする密度に調整した。この目標密度は、表-3 に示すように圧密後の相対密度  $D_{rc}$  がそれぞれ 50, 75, 90% になるよう定めている。また比較のために、相対密度が 80% の豊浦砂に関する試験も行っている。

三軸セル内に設置した供試体を二重負圧法の適用、脱気水の通水、196kPa のバックプレッシャーの供給により飽和させた。この方法によって全ての供試体の  $B$  値は全て 0.96 以上を得ている。

引き続き、有効拘束圧  $\sigma'_c = 49\text{kPa}$  のもとで等方圧密を行い、体積ひずみの変化率が  $1.0 \times 10^{-4} \text{cm}^3/\text{min}$  以下になったときを圧密の完了 (札幌火山灰土: 4hr, 北見火山灰土: 10hr) とした。圧密完了後は、軸差応力振幅一定、載荷周波数 0.1Hz のもとで繰返し非排水せん断試験を行った。

### 4. 試験結果と考察

#### 4.1 被災した火山灰土の液状化強度

図-4 に、札幌および北見火山灰土の液状化強度線を両振幅軸ひずみ  $DA=5\%$  について示す。比較のために、図には密な豊浦砂 ( $D_{rc}=80\%$ ) に関する結果も示した。図から、相対密度を 50% と 75% に設定した札幌・北見火山灰土の液状化強度は、密な豊浦砂の液状化強度よりも著しく低いことが分かる。また札幌 90 に関しては密な豊浦砂よりも液状化強度が高く、北見 90 では同程度の液状化強度が示されている。このように、相対密度が 75% を超えると札幌および北見火山灰土の液状化強度は著しく増加することが明らかである。

また札幌火山灰土 ( $D_{50}=0.20\text{mm}$ ,  $F_c \approx 27\%$ ) と北見火山灰土 ( $D_{50}=0.31\text{mm}$ ,  $F_c \approx 19\%$ ) の細粒分含有率と 50% 粒径に大きな違いはないためか、相対密度が 75% 以下になると両火山灰土の液状化強度はほぼ同等になるという結果が得られている。しかし、相対密度が同じであれば、札幌火山灰土の供試体密度は北見火山灰土よりも常に低い値であるにも関わらず、札幌 90 の液状化強度は北見 90 よりも高い値となっている。この理由については表-1 や表-2 で示したように札幌火山灰土の粘土分含有率が北見火山灰土よりも高くなることが考えられるが、今後の研究を要するところである。

#### 4.2 火山灰土の過剰間隙水圧の発生特性

図-5 は、札幌・北見火山灰土と豊浦砂の過剰間隙水圧の発生特性を比較している。図の縦軸は過剰間隙水圧比  $\Delta u/\sigma'_c$ 、横軸は繰返し載荷回数  $N_c$  を  $DA=5\%$  時の  $N_c$  値で正規化した繰返し回数比であり、比較は  $D_{rc}=90\%$ , 70% および 50% の場合にそれぞれ繰返し応力振幅比  $SR \approx 0.2, 0.12, 0.10$  に関する試験結果で行った。

図から、札幌と北見火山灰土の過剰間隙水圧の発生挙動は、相対密度が同等であれば有意な違いはないことがわかる。

表-2 液状化した火山灰土の細粒分の示標的性質

火山灰土	試料	$\rho_s$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	$W_L$ (%)	$I_p$	シルト (%)	粘土 (%)
札幌火山灰土	地表噴砂	2.57	43.2	N.P.	68.4	31.6
北見火山灰土	地山④ 深度 0.5m	2.46	60.7	N.P.	88.0	12.0

表-3 供試体のタイプと湿潤および相対密度

火山灰土	試料名	圧密後の相対密度 $D_{rc}$ (%)	圧密後の湿潤密度 $\rho_{se}$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )
札幌火山灰土	札幌 90	90	0.91
	札幌 75	75	0.85
	札幌 50	50	0.79
北見火山灰土	北見 90	90	1.17
	北見 70	75	1.10
	北見 50	50	1.01
豊浦砂		80	1.58

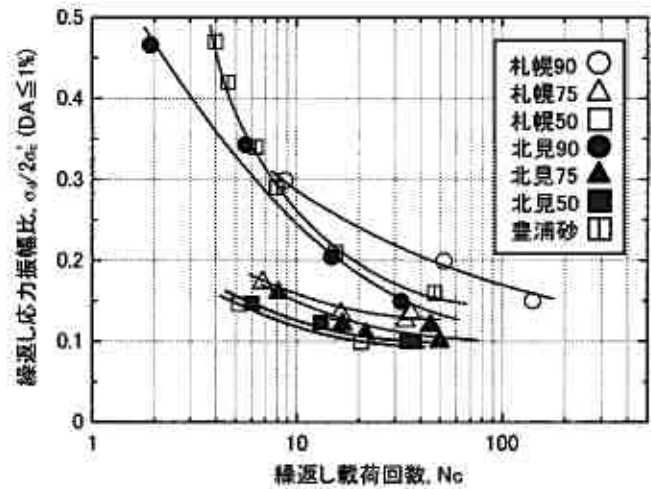


図-4 火山灰土と豊浦砂の液状化強度線

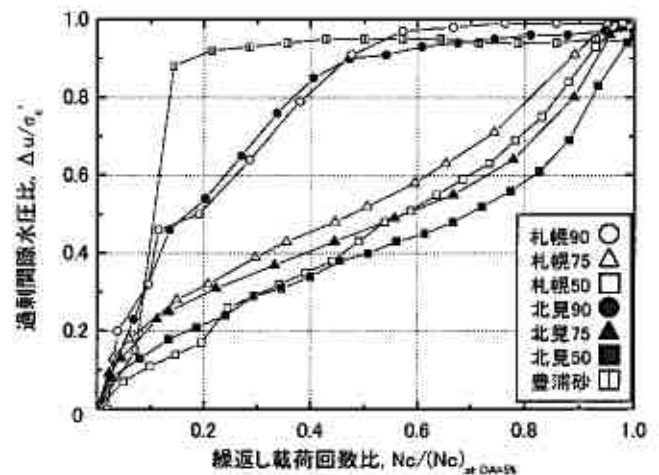


図-5 火山灰土と豊浦砂の過剰間隙水圧の発生特性



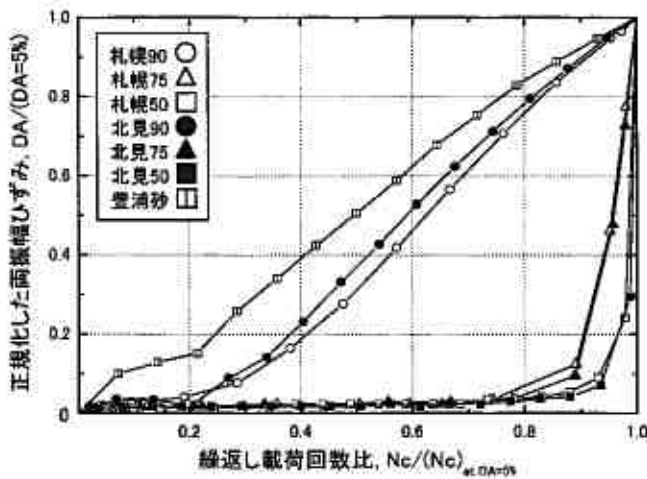


図-6 火山灰土と豊浦砂の軸ひずみの発生特性

また密度が高くなるほど荷初期の段階で過剰間隙水圧が上昇しやすく、札幌90と北見90の過剰間隙水圧挙動は密な豊浦砂に類似していることがわかる。

#### 4.3 火山灰土の両振幅軸ひずみの発生特性

図-6は、図-5で示した試験結果に関して両振幅軸ひずみの発生特性を比較している。再構成された札幌・北見火山灰土では、軸ひずみの発生特性においても密度の影響が顕著に現れている。札幌90および北見90の供試体は繰返し荷回数比が0.2を越えてから軸ひずみが漸増し、その挙動は密な豊浦砂に類似していることがわかる。一方、両火山灰土の $D_r$ が75%と50%の場合、繰返し荷回数比が0.9を越えた時点で軸ひずみが急増し、脆性的な破壊をもたらされている。

次に図-7では、札幌90と北見90に関する軸差応力と両振幅軸ひずみの関係を示した。密な火山灰土の両振幅軸ひずみの挙動では、圧縮側よりも伸張側で軸ひずみが卓越するという変形挙動の異方性が顕著に現れている。これは、密な豊浦砂で既に明らかにされている異方的な力学挙動<sup>7)</sup>と同種のものである。また、密度が低下すると各火山灰土の繰返し非排水変形特性は等方的な挙動を示すようになる。

#### 4.4 液状化強度の密度依存性

前述のように、札幌および北見火山灰土の動的強度—変形—間隙水圧特性には供試体の密度が大きな影響を及ぼしている。そこで、図-4から繰返し荷回数 $N_c$ が10回あるいは20回で $DA=5\%$ となるときの繰返し応力振幅比 $SR_{10}$ と $SR_{20}$ をそれぞれ求め、供試体の圧密後の乾燥密度 $\rho_{dc}$ との関係を調べたのが図-8である。

前述のように、両火山灰土は相対密度75%に相当する密度を超えると液状化強度は急増するが、その傾向は乾燥密度の値が北見火山灰土よりも小さな値となる札幌火山灰土で著しい。このことは、火砕流堆積物で盛土を構築する場合に締固め密度が盛土の耐震性能を向上させる上で重要な要因となることを示唆している。なお、端野町協和の盛土の平均的な乾燥密度は約 $1.0\text{g/cm}^3$ であり、その密度に対応する液状化強度は極めて低い値であることがわかる。

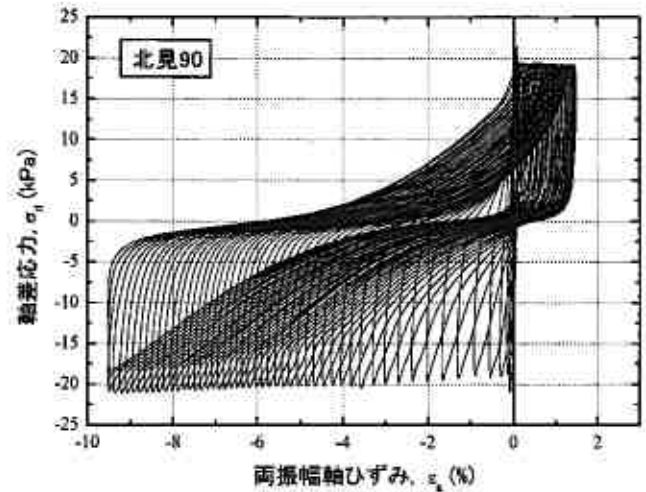
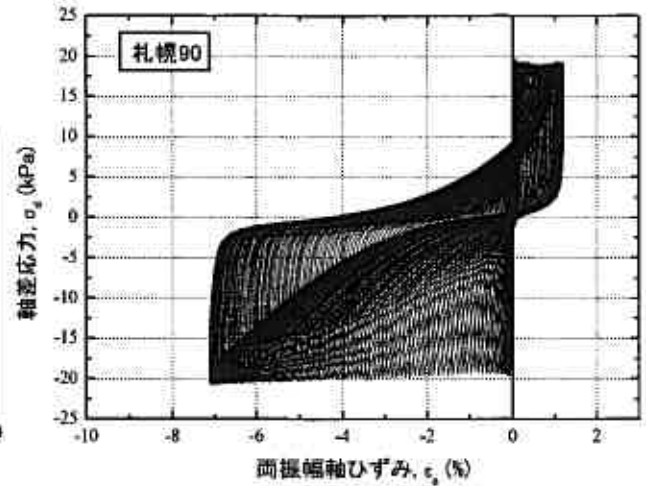


図-7 火山灰土の軸差応力と両振幅軸ひずみの関係

繰返し非排水せん断試験 $\sigma_v = 49\text{kPa}$ $DA = 5\%$				
試料	$\rho_{dc}$ ( $\text{g/cm}^3$ )	$D_{r0}$ (%)	$SR_{10}$	$SR_{20}$
札幌火山灰土	0.91	90	○	△
	0.85	75		
北見火山灰土	0.79	50	●	▲
	1.17	90		
	1.10	75		
	1.01	50		

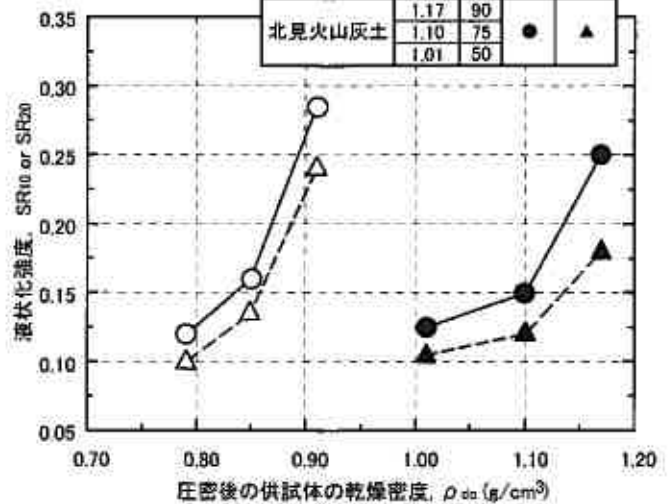


図-8 火山灰土の液状化強度における密度依存性



#### 4.5 火山灰土の締固め特性と盛土の液状化強度

河川堤防や道路盛土などの施工は、一般的に盛土材料に対して突固めによる土の密度試験を行い、得られた最大乾燥密度に対する密度比  $D_c$  で管理されている。また密度比は、85%あるいは90%に設定されることが多いようである。したがって、基本的に火山灰土の最大乾燥密度を調べておけば、突固め試験と三軸試験の供試体の作製方法は異なるものの、図-8によって火山灰盛土の液状化強度を推定することが可能である。

突固めによる土の締固め試験方法は JIS A 1210<sup>8)</sup>によって定められているが、一般的に乾燥処理によってコンシステンシー特性が変化するものや自然含水比が高いものに対しては湿潤法が良い。また、まさ土やしらすでは土粒子が破碎しやすいため、締固め試験では非繰返し法が採用されている<sup>9)</sup>。このことを考慮すると、粗粒な火山灰土では非乾燥・非繰返し法であるc法によって突固め試験を行った方が良いことになる。

図-9に、北海道各地の粗粒火山灰土に関してA-c法によって求めた最大乾燥密度  $\rho_{d\max}$  と最適含水比  $\omega_{opt}$  との関係<sup>1)</sup>を示す。最適含水比が25%以上になる火山灰土では  $\rho_{d\max}$  と  $\omega_{opt}$  とに良好な相関関係が認められ、最適含水比の低下によって最大乾燥密度は著しく増加する。またこの図から、試料によって札幌火山灰土(支笏 Spfl: ◆印)や北見火山灰土(屈斜路 Kcfl: ■印)の最大乾燥密度と最適含水比の変化は非常に大きいことがわかる。

図-10は、最適含水比  $\omega_{opt}$  と細粒分含有率  $F_c$  との関係<sup>1)</sup>を示している。図から  $\omega_{opt}$  と  $F_c$  との関係は降下軽石と火砕流堆積物で傾向が異なることがわかる。例えば Spfl や Kcfl などの火砕流堆積物では、細粒分の増加に伴って最適含水比が増加している。

図-11は、端野町の被災地で採取した北見火山灰土の締固め特性である。風化していない火砕流堆積物の場合は、図に示されるような締固め曲線のピーク値が得られるが、得られた最大乾燥密度  $\rho_{d\max}$  は  $1.24\text{g/cm}^3$  であり、最大・最小密度試験によって求めた  $\rho_{d\max}$  ( $=1.21\text{g/cm}^3$ ) よりもわずかに高くなる。また最大乾燥密度と最適含水比の値は図-9で示した点線の範囲内である。さらに、細粒分含有率  $F_c$  が約19%となる北見火山灰土の最適含水比が約30%となることは、図-10で示した Kcfl のデータと良く一致している。このように、液状化した北見火山灰土の締固め特性は特異なものではなく、Kcflの一般的な傾向を示しているといえる。

表-4に、突固め試験で求まる最大乾燥密度に対する密度比と乾燥密度の値、その乾燥密度に対応する液状化強度  $SR_{10}$  と  $SR_{20}$  の値を示す。比較のために、相対密度が80%の豊浦砂に関する値も示した。なお、札幌火山灰土については締固め特性が得られていないため、細粒分含有率27~35%に対応する最適含水比を図-10の Spfl のデータから45%と定め、最大乾燥密度は図-9の曲線から推定して  $1.0\text{g/cm}^3$  とした。この値も、最大最小密度試験から求まる最大乾燥密度 ( $=0.96\text{g/cm}^3$ ) よりわずかに高い値である。

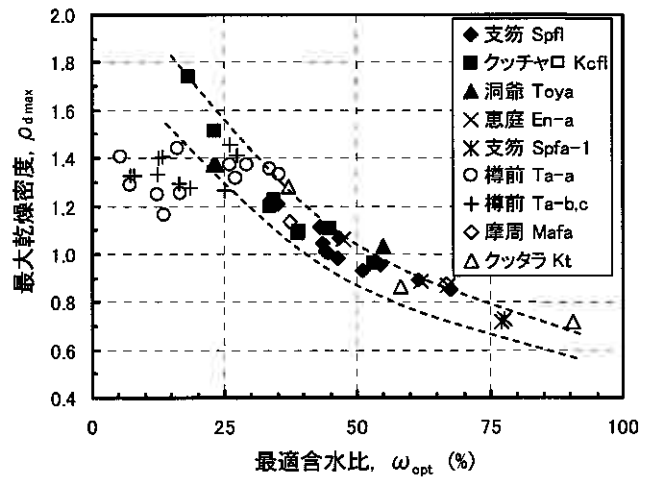


図-9 最適含水比と最大乾燥密度の関係<sup>1)</sup>

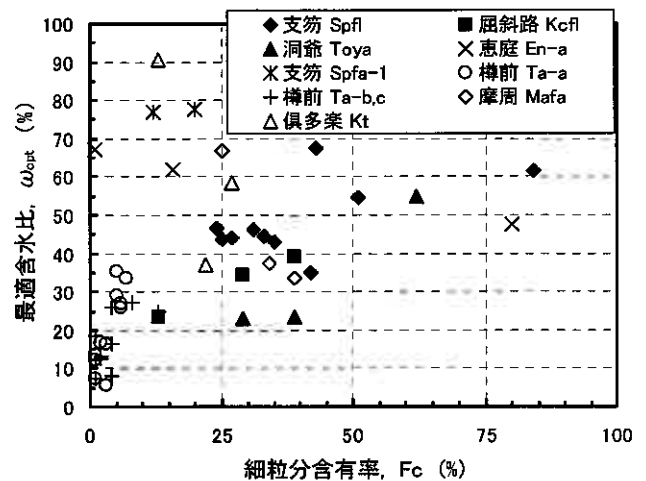


図-10 最適含水比と細粒分含有率の関係<sup>1)</sup>

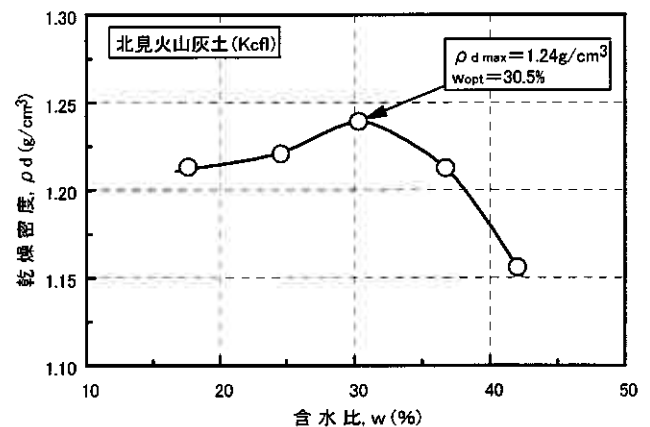


図-11 北見火山灰土の締固め特性

表-4 火山灰土の密度比と液状化強度

試料	密度比 $D_c$	乾燥密度 ( $\text{g/cm}^3$ )	$SR_{10}$	$SR_{20}$
札幌火山灰土	85%	0.850	0.160	0.135
	90%	0.900	0.260	0.220
北見火山灰土	85%	1.054	0.135	0.110
	90%	1.116	0.235	0.170
豊浦砂 ( $D_{rc}=80\%$ )		1.580	0.260	0.195

この表から、各密度比に対応する液状化強度は札幌火山灰土よりも北見火山灰土の方が低く、また密な豊浦砂と強度が同等となるのは、札幌火山灰土の密度比90%の場合のみであることが明らかである。

実際の火山灰盛土の動的力学特性の評価法を確立するためには、両火山灰土の締固め特性や盛土自体の動的力学特性をさらに調べていかなければならない。しかし、このような結果は同じ密度比で構築された火山灰盛土の液状化強度が通常の砂で盛土した場合よりも低くなるという可能性を示すものである。

## 5. ま と め

本報告では、2003年十勝沖地震の際に液状化した火砕流堆積物について動的力学特性を調べ、その密度依存性と密度比で管理された盛土の耐震性能について考察を進めた。得られた結論は以下の通りである。

- 1) 液状化した火砕流堆積物は、多孔質な軽石を含むために土粒子の密度や乾燥密度が低い値である。また細粒分を19～36%の範囲で含有し、粒度分布は良いのが特徴である。ただし、この細粒分は非塑性でシルト分が卓越している。
- 2) 被災した火砕流堆積物の動的力学特性は相対密度が90%で密な豊浦砂と類似し、液状化強度は相対密度が80%の豊浦砂のそれと同等以上である。しかし、相対密度が75%以下になると豊浦砂よりもはるかに低い液状化強度となり、ある両振幅軸ひずみで変形が急増するという極めて脆性的な破壊形態を示す。
- 3) 突固め試験によって求めた最大乾燥密度に対する密度比で液状化強度の評価を行った結果、密度比が同じ場合は札幌火山灰土よりも北見火山灰土の方が液状化強度は低く、また密な豊浦砂と強度が同等となるのは札幌火山灰土の密度比90%の場合のみであることがわかった。このことは、密度比で管理を行った火山灰盛土の液状化強度が、砂の場合よりも低くなるという可能性を示している。

## 謝 辞

北見市周辺の被災調査やサンプリングでは、伊藤陽司助教授・山下聡助教授（北見工業大学）にご協力頂いた。また札幌火山灰土のボーリングデータは、札幌市宅地課およびドーコン地質部からご提供を受けている。さらに、北海道各地の火山灰土や北見火山灰土の締固め特性のデータは、松本和正氏（北海道土質コンサルタント）から頂いている。末筆ながら、記して深甚なる感謝の意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) 北海道火山灰土の性質と利用に関する研究委員会（委員長：北海道大学 三浦清一）：実務者のための火山灰土，地盤工学会北海道支部，2003
- 2) 2003年十勝沖地震 地盤災害調査委員会（委員長：北海道大学 三浦清一）：2003年十勝沖地震地盤災害調査報告書，地盤工学会，2004
- 3) 岡林巧，兵動正幸，安福規之，村田秀一：乱した一次しらすの非排水単調および繰返しせん断挙動，土木学会論文集，No.499/Ⅲ-28，pp.97-106，1994
- 4) 兵動正幸，荒牧憲隆，岡林巧，中田幸男，村田秀一：破砕性土の定常状態と液状化強度，土木学会論文集，No.554/Ⅲ-37，pp.197-209，1996
- 5) 札幌市：美しが丘地質調査報告書，2003
- 6) 伊藤陽司，山下聡，鈴木輝之，平田広昭：北見地域における2003年十勝沖地震による地盤災害，地盤工学会北海道支部年次技術報告集，Vol.44，pp.187-196，2004
- 7) 三浦清一，八木一善：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
- 8) 地盤工学会：土質試験の方法と解説，2000

## オホーツク紋別空港エプロンの変状

○北見工業大学 正会員 伊藤陽司  
 北海道網走土木現業所 丸岡秀幸  
 北見工業大学 正会員 鈴木輝之  
 北見工業大学 平田広昭

### 1. はじめに

オホーツク紋別空港は、紋別市市街の南東約7kmにある滑走路長2000mの第3種空港である。1999（平成11）年11月11日にその供用が開始されたが、当初からエプロン（図-1A；縦7.5m、横7.5m、厚さ0.34mのコンクリートスラブを北西-南東方向に18枚、北東-南西方向に12枚、計216枚を敷設した、航空機の駐機や乗客・貨物の乗降に使用されるスペース）などのコンクリートスラブにクラックが発生し（図-1B）、スラブの打ち換えやクラックへのモルタル充填などの補修対策が行われてきた。空港の機能面での実障害は発生してはいないが、クラックの伸展や新たなク

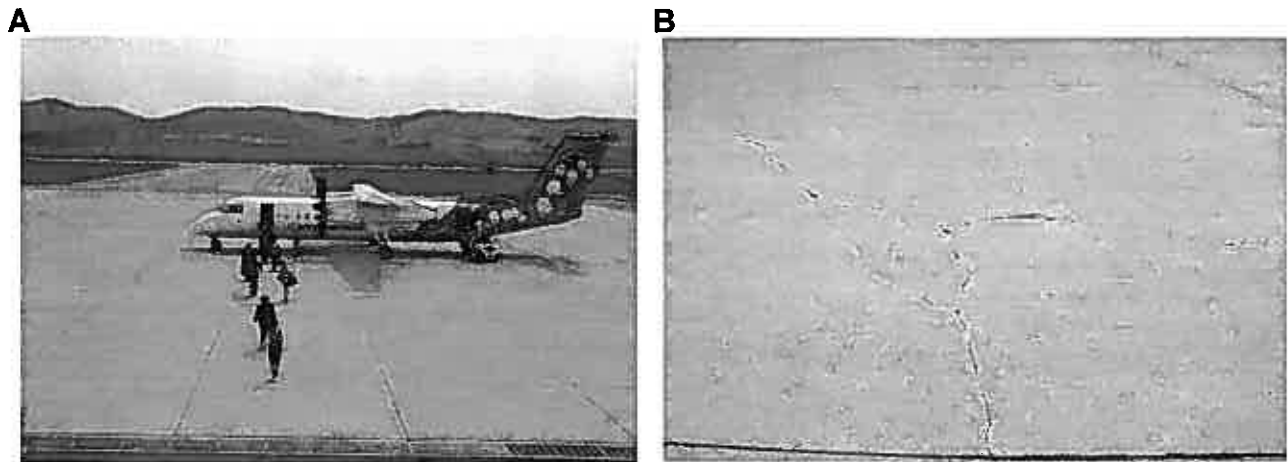


図-1 オホーツク紋別空港エプロンとコンクリートスラブの変状  
 A：エプロンの使用状況，B：スラブ面に発生したクラック

ラックの発生など変状の拡大が認められたため、2000年10月からエプロンでのクラック発生状況、スラブ面高の変化、地盤構成、地下水位および地中温度などに関する調査・解析に着手した。それらの結果から変状の発生誘因を地盤凍上とし、2002年11月中旬～12月上旬に凍上対策として高い地下水位の低下を図るために深層暗渠工が施工された。

2002年12月以降、深層暗渠工の効果の検証を目的としてクラック発生、スラブ面高の変化および地下水位の調査・解析を継続している。

ここでは2000年10月から2002年10月の間でのクラック調査、スラブ面高水準測量、2001年および2002年実施のボーリング調査の結果などを基に、対策工施工に至るまでのエプロンでのクラックの発生状況、スラブの変動状況および地盤性状について述べる。

### 2. クラック発生状況

2000年10月から毎年3月、5月および10月に簡易測量によってエプロンでのクラックの発生状況を把握するとともに、クラックの開口幅を計測した。

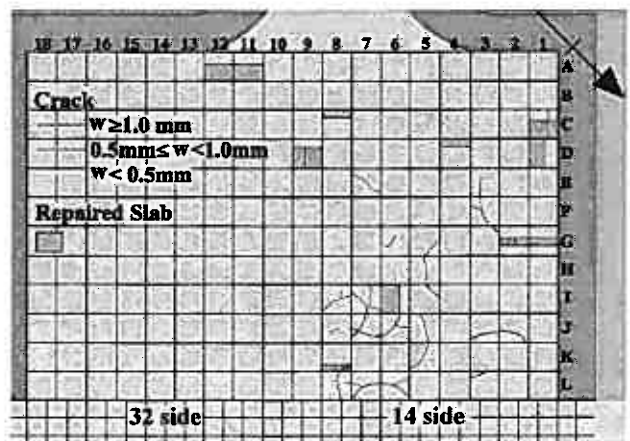


図-2 2000年10月16日時点でのクラック発生状況

Fluctuation in the apron of the Okhotsk Monbetsu airport.

Yoji Ito (Kitami Institute of Technology), Hideyuki MARUOKA (Abashiri District Public Works Management Office), Teruyuki SUZUKI (Kitami Institute of Technology) and Hiroaki HIRATA (Kitami Institute of Technology)

調査に着手した2000年10月16日時点で、エプロン全スラブ216枚のうち、37枚のスラブにクラック発生が認められた(図-2)。クラックは、開口幅3mm程度のものから密着状態で、条線として認められるものまで多様であった。クラック発生スラブの存在には偏りが認められ、とくに14側エプロン(滑走路に向かって右半部のエプロン)に集中していた。2001年3月5日時点では既存クラックの伸展および開口幅の拡大に加え、新たなクラックの発生も認められ、クラック発生スラブは50枚に増加している(図-3A)。とくに、スラブI-7を中心にクラックの発生、クラック開口幅の増加が著しい。また、既設スラブと部分補修スラブとの境界が10~30mm開口している箇所もあった。2001年5月18日時点では、クラックの開口幅は全体的に減少しつつも、スラブG-1、H-1、I-1、F-2、K-3およびK-7で新たにクラックが発生しており、クラック発生スラブは56枚となっている(図-3B)。2001年10月16日時点で、クラックの開口幅は前年10月時点での状況に概ね戻っている。

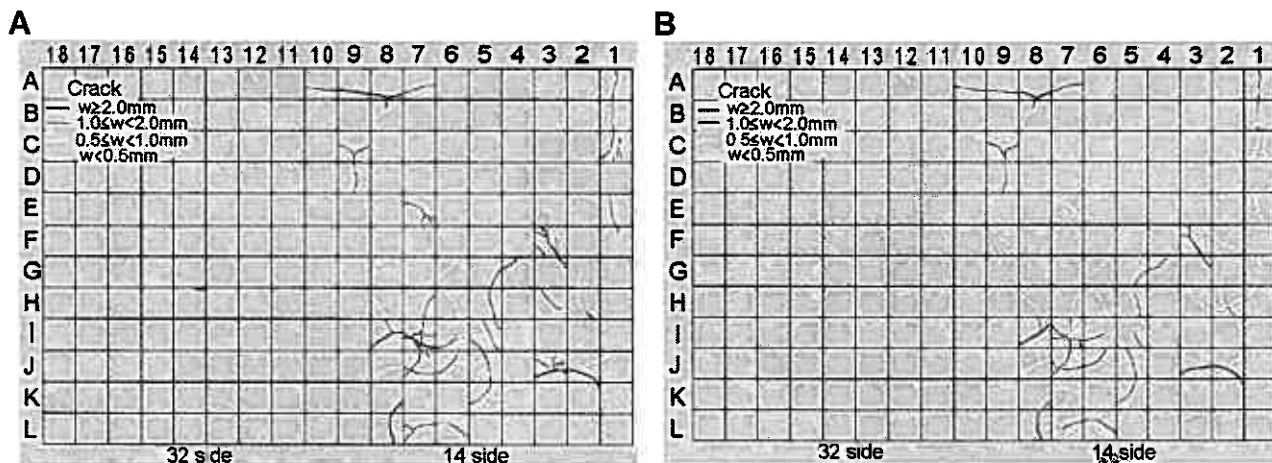


図-3 クラック発生状況の変化

A: 2001年3月5日時点でのクラック発生状況, B: 2001年5月18日時点でのクラック発生状況

冬期を通じて既存のクラックが伸展したり、開口幅が拡大したり、新たなクラックが発生し、春期にクラックの開口幅が減少するといった変状が生じており、そのような変状が14側エプロンに偏っていることが特徴的である。

新たなクラックの発生やクラック開口幅の増加は、2000年10月~2001年5月の期間での状況ほど顕著ではないが、翌シーズンの2001年10月~2002年5月の間でも発生している。2002年5月10日時点でのクラック発生スラブは57枚であり、エプロン全スラブの約26%、14側スラブの約53%が損傷を受けていることになる。

### 3. スラブの変動状況

#### 3.1 スラブの上下動

スラブの上下動を把握するため、クラック発生状況の調査と同様に2000年10月から毎年3月、5月および10月に全スラブの中心点の水準測量を行った。2000年10月~2002年10月の各時点でのスラブ面高は同一ではなく、時期的に変化している(図-4、図-5)。

2000年10月16日時点で、ターミナルビル側に緩く傾くエプロン全体の勾配が損なわれることはないものの、スラブ面高のわずかな不整が認められる(図-4A)。2001年3月5日時点

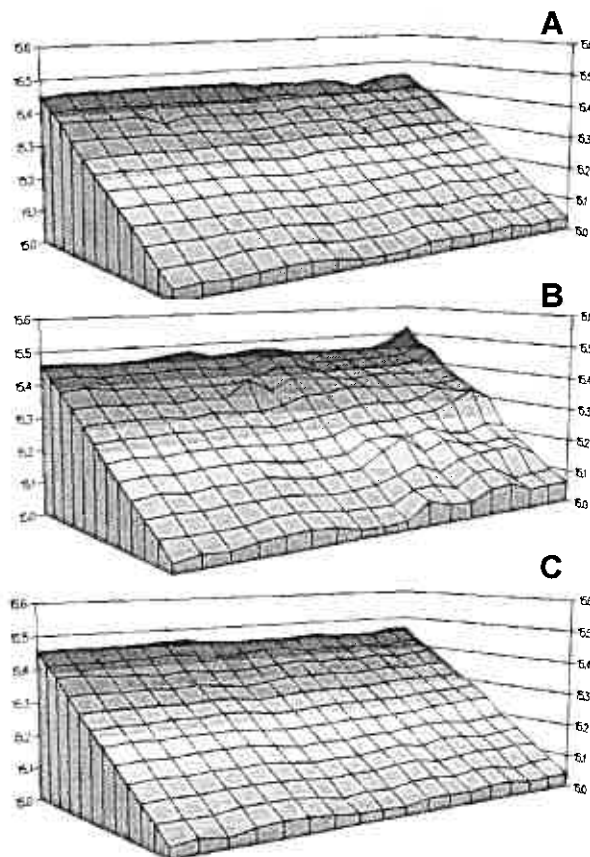
図-4 2000年10月~2001年5月でのスラブ面3Dコンター図

A: 2000年10月16日時点でのスラブ面高

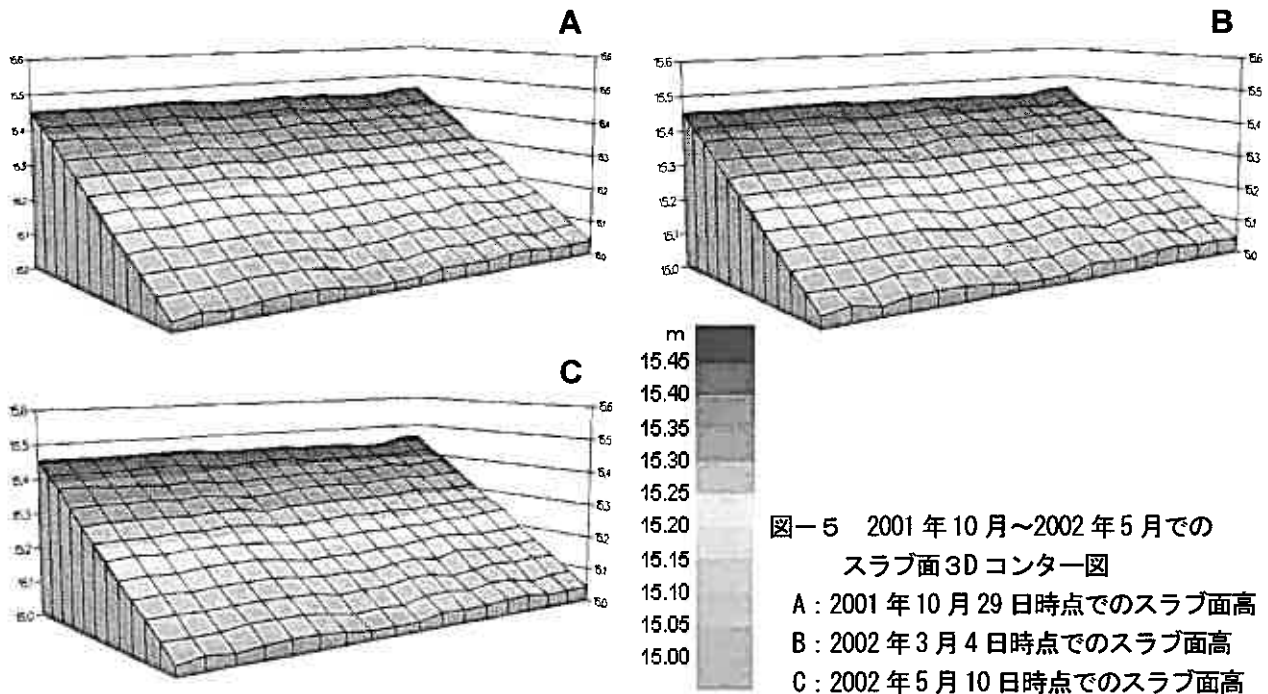
B: 2001年3月5日時点でのスラブ面高

C: 2001年5月18日時点でのスラブ面高

いずれの図も奥側が滑走路側、手前側が空港ターミナルビル側である。



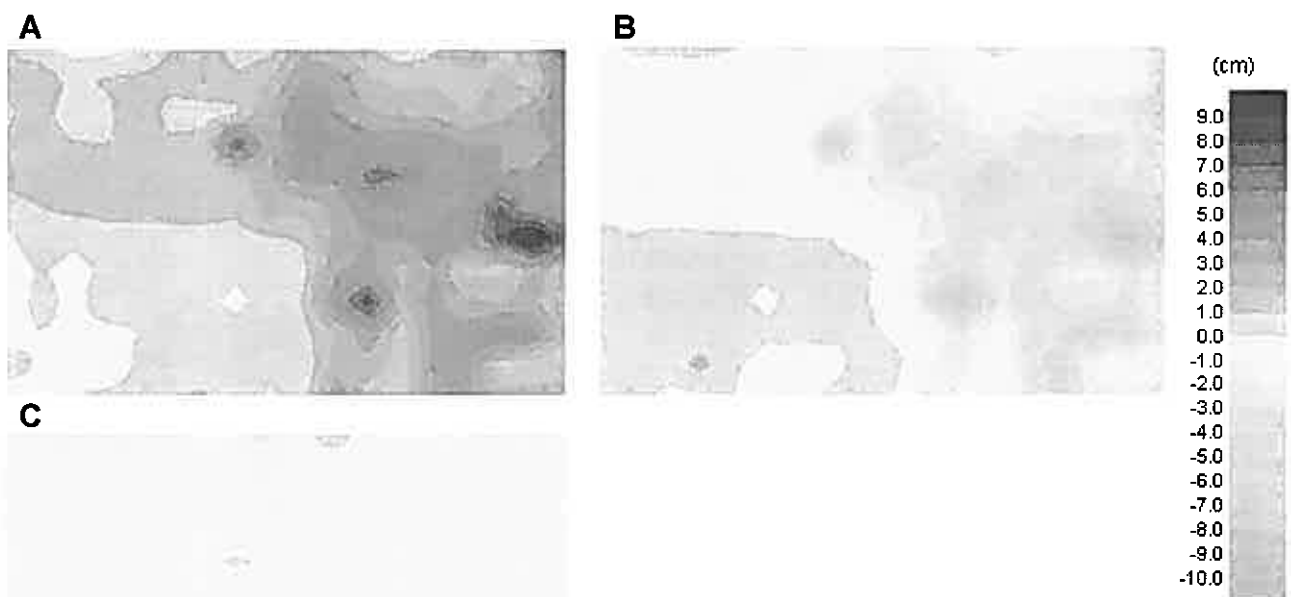
ではスラブ面高の不整が著しく、それは14側エプロンに偏在している(図-4B)。2001年5月18日時点では3月時点でのスラブ面高の著しい不整はほぼ消失し(図-4C)、そして2001年10月29日時点では前年10月時点での状態にほぼ戻っている(図-5A)。このように冬期に、主に14側エプロンでスラブ面高の不整が著しくなる上下動は、不整の程度は大きく異なるものの、2001年~2002年のシーズンでも発生している(図-5A~C)。



### 3.2 スラブ面高の変動量

冬期をはさんでのスラブの上下動は、2000年10月16日~2001年3月5日、2001年3月5日~5月18日および2001年5月18日~10月29日の間でのスラブ面高の変動量をみることによって、より明確となる(図-6)。

2000年10月16日時点と2001年3月5日時点でのスラブ面高を比較すると、2001年3月5日時点で、14側エプロンのスラブ面高が全体的に増加している(図-6A)。とくに、スラブG-2: +102mm, スラブI-7: +79mm, スラブD-11: +73mm, スラブA-1: +72mm, スラブE-7: +64mm, スラブJ-2: +55mmなどを中心として、スラブ面高が40mm以上増



加している。32 側エプロンでも南西側（滑走路側）のスラブ面高が 20mm 程度増加している。2001 年 5 月 18 日時点では、スラブ面高は冬期に増加した分が概ね減少している（図-6B）。しかし、2000 年 10 月時点でのスラブ面高とは同一ではなく、5 月時点でも部分的に冬期でのスラブ面高増加の影響が残存していることがうかがえる。スラブ面高は暖候期を経て、前述のように 2001 年 10 月 29 日時点では前年 10 月時点の状態にほぼ戻っている（図-6C）。

このようなスラブ面高の時期的変化から、スラブの上下動はエプロン路床路盤の冬期での凍上および春期での凍土融解に起因していると考えられる。さらに、14 側エプロンではスラブの持ち上がり量は一律ではなく、いくつかの持ち上がり中心部が存在しており、これに起因したスラブの不均一な上下動が 14 側エプロンでのクラック発生スラブの偏在に現れていると考えられる。

2001 年 10 月 29 日～2002 年 3 月 4 日、2002 年 3 月 4 日～5 月 10 日および 2002 年 5 月 10 日～10 月 8 日の間でのスラブ面高の変動は、上述の前シーズンほど顕著ではない（図-7）。2001 年 10 月 29 日～2002 年 3 月 4 日の間ではスラブの顕著な持ち上がりは発生せず、14 側エプロンの一部にスラブ面高の 20～30mm の増加が認められるものの、14 側エプロンと 32 側エプロン南東側（ターミナルビル側）が全体的に 10mm ほど持ち上がった状況である。

後に詳述するように、オホーツク紋別空港での凍結指数は 2000 年～2001 年のシーズンが 828.2°C・days、そして 2001 年～2002 年のシーズンが 464.6°C・days である。冬期の気温条件の大きな違いがスラブ面の持ち上がり量の違いに現れていると考えられる。

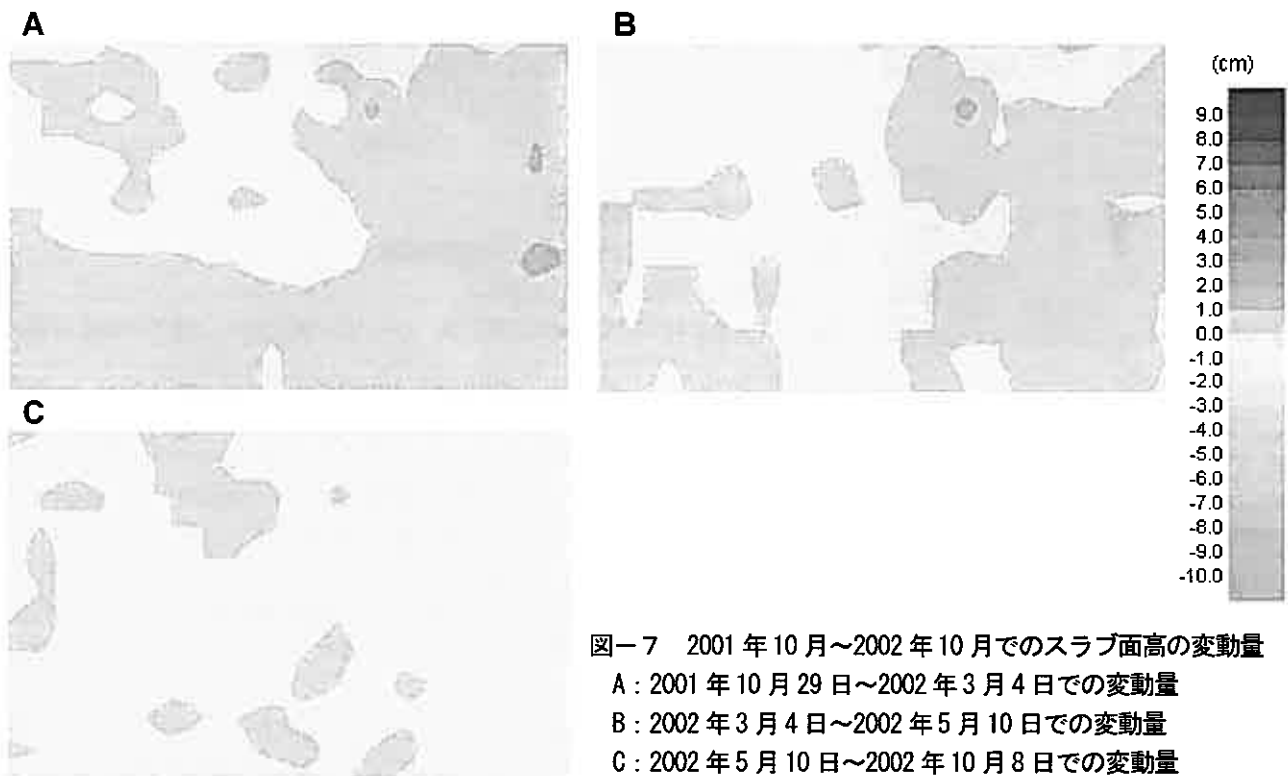


図-7 2001 年 10 月～2002 年 10 月でのスラブ面高の変動量  
 A : 2001 年 10 月 29 日～2002 年 3 月 4 日での変動量  
 B : 2002 年 3 月 4 日～2002 年 5 月 10 日での変動量  
 C : 2002 年 5 月 10 日～2002 年 10 月 8 日での変動量

### 3. 3 スラブ面高変動量とクラック発生

上述のように 2001 年 3 月 5 日時点で、14 側エプロンではいくつかのスラブ持ち上がり中心部（＝地盤凍上中心部）が認められる。スラブ A-1 から C-1 へ伸びる線状、スラブ G-2～F-3 の楕円形状、スラブ J-2～J-3 の楕円形状、スラブ E-7 から D-9 へ伸びる線状、スラブ I-7 を中心とする円形状、そしてスラブ D-11 を中心とする円形状の、変動量の異なる持ち上がり中心部があり、これらに起因して 14 側エプロンのスラブが不均一に持ち上がっている。

これらスラブ持ち上がり中心部の存在と

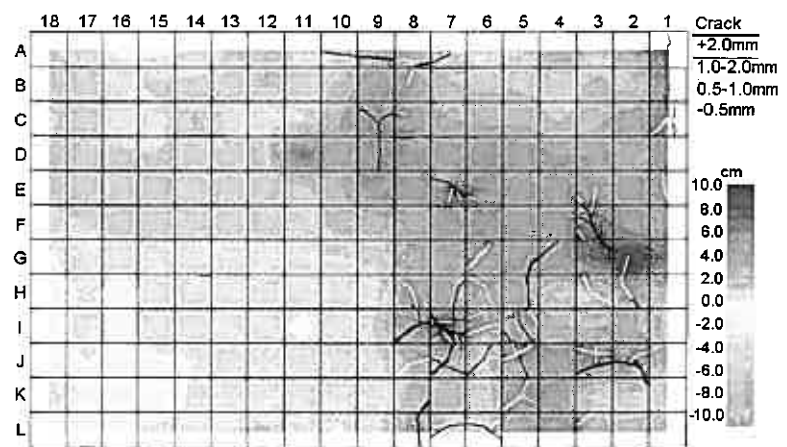


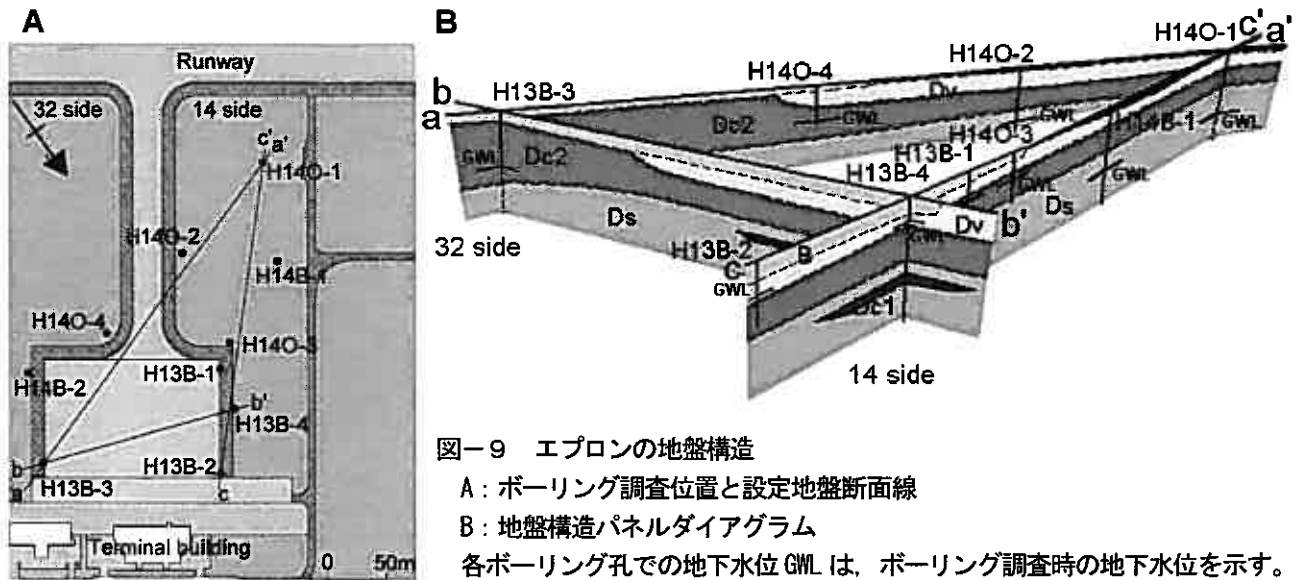
図-8 2001 年 3 月 5 日時点でのスラブ面変動量とクラック発生状況

クラックの発生形態は調和的であり、円形状～楕円形状の持ち上がり部では放射状あるいは亀甲状のクラック発生が認められ、線状に伸びる持ち上がり部では、その伸びに沿うようにクラックが伸長している（図-8）。また、クラックの発生は冬期でのスラブ面高変動量が+40mm以上のスラブで顕著であり、変動量が+20mm以下であれば、クラック発生は皆無ではないが、大幅に減少している。

#### 4. エプロンの地盤性状

##### 4. 1 地盤構成

エプロン周囲で行った調査深度5～10mのボーリングの調査結果<sup>1), 2)</sup>を基に、エプロン部の地盤構成および地下水状況を解析した（図-9）。



エプロン周囲の地盤は下位から、灰色の粘土薄層 (Dc1) をはさむ灰色～褐灰色の含礫細～粗粒火山灰・火山灰質砂層 (Ds)、部分的に細礫、砂やシルト質火山灰を伴う褐色～暗灰色の粘土層 (Dc2)、そして灰白色の均質な細粒火山灰層 (Dv) からなる（図-9B）。粘土層 (Dc2) の層厚は14側エプロン周囲では2.20～2.85mであるが、東へ向かって層厚を増し、32側エプロン緑地帯では層厚10m以上と推定される。細粒火山灰層 Dv の層厚は14側エプロン周囲では1.0～2.0mであるが、東へ向かって層厚を減じ、32側エプロン部では細粒火山灰層 Dv は欠如していると推定される。エプロンではこれらを路床として厚さ25cmの凍上抑制層（粗粒材80mm）、厚さ20cmの下層路盤（粗粒材80mm）および厚さ16cmの上層路盤（粗粒材40mm）からなる路盤 (B)、そしてその上に厚さ34cmのコンクリートスラブが敷設されている。

したがって、エプロンの路床を構成する地層は同一ではなく、概ねスラブA-14からスラブル-10を結ぶラインを境界として、14側エプロンでは灰白色細粒火山灰層 (Dv) であり、そして32側エプロンでは褐色～暗灰色粘土層 (Dc2) であると推定される。

凍上性判定試験 (JGS 0172-2003) による凍上速度は細粒火山灰層 (Dv) : 0.19mm/h, 0.20mm/h, 粘土層 (Dc2) : 0.08mm/h, 0.15mm/h である。

##### 4. 2 地下水位

ボーリング調査時の地下水位<sup>1), 2)</sup>は、14側エプロン緑地帯のH13B-2 (GL15.04m) でGL-2.00m, H13B-4 (GL15.18m) でGL-1.80m, H13B-1 (GL15.44m) でGL-2.40m, そしてH14O-3 (GL15.33m) でGL-2.30mであるのに対して、32側エプロン緑地帯のH13B-3 (GL15.07m) でGL-4.00m, H14B-2 (GL15.26m) でGL-6.00m, そしてH14O-4 (GL15.32m) でGL-4.80mである。また、14側誘導路および滑走路近傍での地下水位はH14O-2 (GL15.85m) でGL-6.00m, H14B-1 (GL15.06m) でGL-5.45m, H14O-1 (GL16.35m) でGL-6.45mである。ボーリング調査後では、14側エプロン緑地帯の地下水位観測孔 (H13B-4, H14O-3) での地下水位がGL-2.0～-2.5m前後で推移しているのに対し、32側エプロン緑地帯や誘導路・滑走路近傍の地下水位観測孔 (H14B-2, H14O-2, H14B-1, H14O-1) での地下水位は降雨に敏感に反応するものの、概ねGL-5～-7mで推移している。

すなわち、冬期のスラブの持ち上がりおよびクラック発生の著しい14側エプロンでの地盤性状として、路床が「凍上性が中位」の細粒火山灰層によって構成され、地下水位も高い状況にあることが特徴となっている。



### 4. 3 地中温度

ボーリング孔H13B-1, H13B-2 およびH13B-3 の深度GL-0.07m, GL-0.36m, GL-0.65m, GL-0.95m, GL-1.20mおよびGL-1.40に設置された地中温度計による計測結果<sup>1), 2)</sup>から, 2001年~2002年の冬期シーズン(凍結指数464.6°C・days)での0°C線(凍結深)は12月上旬でエプロン上層路盤内にあたるGL-0.4~0.5mであり(図-10), 以後, 外気温の低下とともに次第に低下し, 厳寒期ではボーリング孔H13B-1でGL-1.03m(図-10A), H13B-2でGL-0.97m(図-10B), そしてH13B-3でGL-0.88m(図-10C)に達していたと推定される。

凍結指数464.6°C・daysという気温条件下で, 14側エプロンでは凍結が凍上抑制層の深度を越え, 「凍上性が中位」の細粒火山灰層(Dv)中に及んでいたことになる。

スラブの変状が顕著であった2000年~2001年の冬期シーズンでの凍結指数は828.2°C・daysであり, 2001年~2002年のシーズンよりも, さらに深部まで凍結が及んでいた可能性は高い。

紋別測候所での気温データを基にした過去43シーズンの凍結指数は272.6°C・daysから811.6°C・daysの範囲で変動している(図-11)。オホーツク紋別空港での気温データを基にした凍結指数は, それよりも50~70°C・daysほど大きい傾向が認められる。

オホーツク紋別空港の設計凍結指数は777°C・daysであるが<sup>3)</sup>, 2000年~2001年のシーズンの凍結指数はこれを超えていた。

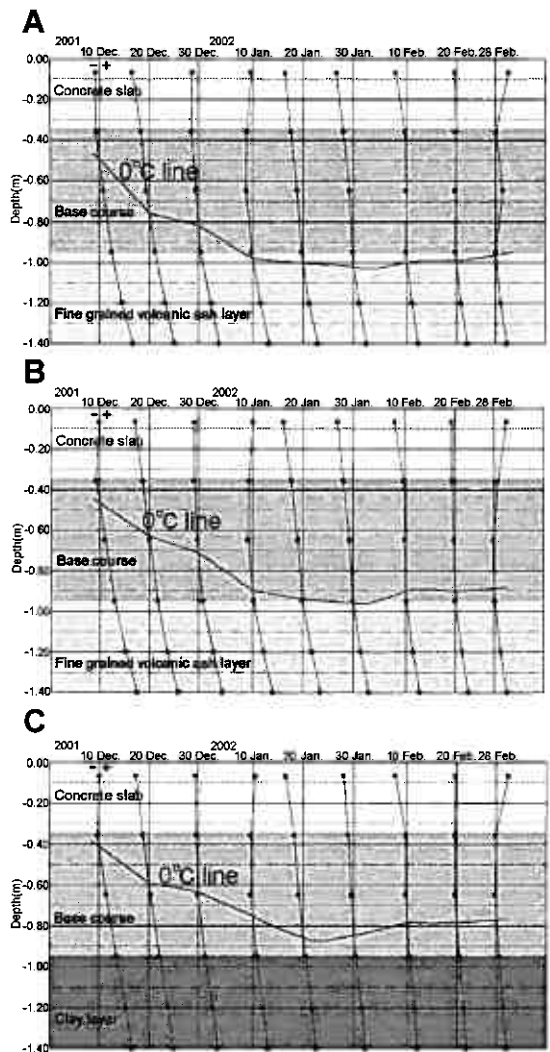
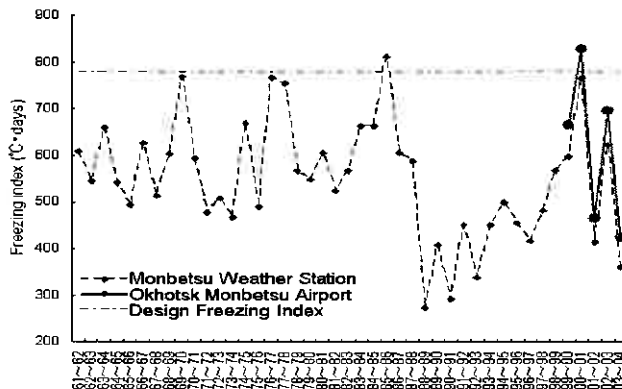


図-10 2001年~2002年冬期シーズンの地中温度  
A: ボーリング孔H13B-1での地中温度の推移  
B: ボーリング孔H13B-2での地中温度の推移  
C: ボーリング孔H13B-3での地中温度の推移

図-11 凍結指数の推移

### 5. まとめ

オホーツク紋別空港ではエプロンのコンクリートスラブに, 冬期にクラックが発生したり, 既存クラックが伸展したり, その開口幅が増加したりし, そして春期にクラックの開口幅が減少する変状が生じた。そのような変状が14側エプロンに偏って発生していることが特徴的であった。スラブは冬期に全体的に持ち上がり, とくに14側エプロンでは変動量の異なる円形状, 楕円形状および線状の持ち上がり中心部が形成されることによってスラブ面の不整が著しくなり, それと調和的にクラックが発生したり, 伸展している。スラブ面の不整は, 春期には不整は概ね解消される。

このような変状の発生誘因は冬期の地盤凍上・春期の凍土融解であり, 変状の偏った発生は14側エプロン路床での凍上性の細粒火山灰層の存在と高い地下水位に起因している。

スラブの変状が顕著であった2000年~2001年の冬期シーズンは, 暖冬傾向にある近年では“著しく寒い冬”ではあった。しかし, 同程度~それ以上の寒冷条件は過去にも何度かあり, 地盤性状によっては現行の凍上対策の置き換え深さ基準では対処できないこともあり得る。寒冷地の空港の実情を調査し, 設計凍結指数や置き換え深さ基準を再検討することも必要であろう。

#### 参考文献・資料

- 1) 北海道網走土木現業所・北見設計測量(株) (2002): 平成13年度オホーツク紋別空港地質調査外報告書, 49p.
- 2) 北海道網走土木現業所・(株)中神土木設計事務所 (2003): 平成14年度オホーツク紋別空港地質調査外報告書, 60p.
- 3) 北海道網走土木現業所・パシフィックコンサルタント(株) (1994): 平成6年度新紋別空港整備事業付替河川測量および空港実施設計, pp. 6-28.

## 累積損傷度理論に基づく FEM 解析の鉄道軌道構造の耐震性能評価への適用

北海道大学大学院工学研究科 ○学 泉 剛生  
 北海道大学大学院工学研究科 正 石川達也  
 鉄道総合技術研究所 正 関根悦夫  
 鉄道総合技術研究所 正 室野剛隆

### 1. はじめに

兵庫県南部地震以降土木構造物の耐震設計では、従来考えられてきた地震動（L1 地震動）に加え、構造物の設計耐用期間内に発生する確率の低い強地震動（L2 地震動）に対しても構造物の耐震性を照査する設計法が採用されている。平成 10 年 12 月に運輸省から通達された「鉄道構造物等設計標準（耐震設計）」<sup>1)</sup>は、L2 地震動にも対応した現時点における鉄道構造物の標準的な耐震設計手法である。同標準では、耐震設計を行う構造物として、橋梁、高架橋、基礎構造物、抗土圧構造物、盛土および開削トンネルを挙げているが、軌道構造は含まれていない。しかし、実際には、構造物や路盤等に特段の変状が見られない有道床軌道（図-1）でも、強地震動に起因する道床バラストの流動や道床抵抗力の低下により軌框の座屈現象や著大軌道狂いが発生し、列車の走行安全性に支障を来した事例も報告されている<sup>2)</sup>。このため、L2 地震動に対応した耐震設計を安全側で考える場合には、設計対象外の軌道構造についても耐震性能を照査することが望ましい。

一方、L2 地震動に対しても破壊安全度を確保するよう鉄道構造物を設計することは、一般に極めて不経済である。このため、現行の鉄道構造物等設計標準（耐震設計）では、構造物がある程度損傷することを許容しつつ、各部位の損傷状態や変形状態が地震時あるいは地震後に構造物に要求される性能（耐震性能）を満たすように、原則として設計想定地震動に対する動的応答解析結果をもとに構造物を設計している。しかしながら、軌道構造に対しては、これまで地震時に想定される軌道構造やその他鉄道構造物の損傷や変状を静的外力や保有耐力の低下に置き換えた静的解析を行ってはいないもの、応答値の算定に動的解析法を採用した耐震設計法は確立されていないのが現状である。

そこで、本研究では、E 型鋪装軌道（図-2）に代表される既設線省力化軌道と有道床軌道について、地震時の動的応答解析に適用可能な数値解析モデルを構築する目的で、離散化解析手法の適用性について基礎的な検討を行う。特に、実用的な耐震計算方法を提案する観点から、知名度の高い離散化解析手法である有限要素法（FEM）の適用方法について検討を試みる。



図-1 有道床軌道の概略

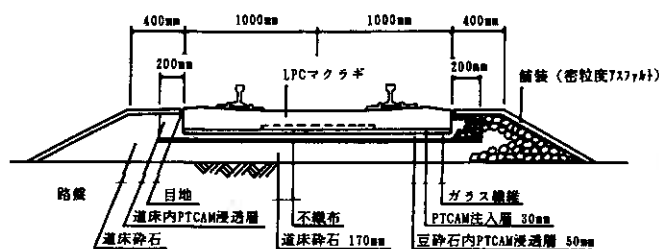


図-2 E 型鋪装軌道の概略<sup>3)</sup>

### 2. 軌道構造の耐震計算法

模型軌道に対して行った振動台試験結果<sup>4,5)</sup>より、地震動による損傷を受け易く軌道構造の耐震性能上最も脆弱と考えられる部位は、有道床軌道、省力化軌道とも道床肩部および法面部等の端部周辺域の道床バラスト部分であることが明らかとなっている。また、前述のように地震動による道床抵抗力の低下や著大軌道狂いの発生が報告されているが、これらと道床部の塑性変形に高い相関があることも明らかとなっている<sup>6)</sup>。したがって、本研究では、軌道構造の耐震性能を評価する指標として道床部の塑性変形を採り上げ、主に軌道構造の加振後に生じる道床部の残留変位量の予測方法について検討する。具体的には、地震後の道床部の残留変位量を予測可能なように、道床バラストの累積ひずみ特性を考慮した FEM 解析を提案する。FEM 解析の耐震計算方法への適用に関しては、累積損傷度理論との併用により鉄道構造物等設計標準（耐震設計）でも L2 地震時の盛土の揺すり込み沈下量の計算に採用されるなど、土構造については適用実績がある。このため、以下では、道床バラストを模擬した単粒度砕石の繰返し三軸圧縮試験結果より得られる累積ひずみ特性を用いて、累積損傷度理論に基づく FEM 解析で各種軌道構造の振動台試験を解析し、解析結果と試験結果の比較検討により解析手法・モデルの妥当性・適用限界について検証する。なお、本研究では、地盤材料の累積ひずみ特性を考慮して繰返し荷重載荷時の地盤構造物の残留変位量を推測する理論を、「累積損傷度理論」と称することにする。

### 3. 累積損傷度理論に基づくFEM解析

#### 3.1 道床バラストの累積ひずみ特性

地震時の砂質土盛土の破壊形態は、地震による繰返し荷重と累積されるせん断ひずみに依存してせん断剛性が低下し、永久変形の進行と共にせん断破壊が生じる。この永久変形量の大小に影響する盛土材料の繰返し荷重と累積されるせん断ひずみの関係は、盛土内部の初期せん断応力比に影響される<sup>7,8)</sup>。このため、鉄道構造物等設計標準（耐震設計）では、系統立てた盛土材料の繰返し三軸圧縮試験を実施し、その結果から、初期せん断応力 $\sigma_r$ 、繰返し応力（動的せん断応力 $\tau_d$ ）、繰返し載荷回数 $N_c$ をパラメータとした累積ひずみ特性の推定方法を提案している。ここでは、砂質土の累積ひずみの推定式を礫材に適用し、道床バラストの累積ひずみ特性を式(1)で表現する。なお、各応力の定義を図-3に示す。

$$(\varepsilon_a)_{\max} = \left\{ \frac{SR_d}{a1 \cdot (a2 - a3 \cdot SR_s^{a4}) \cdot N_c^{a5}} \right\}^{a6 \cdot N_c^{a7}} \quad (1)$$

ここに、 $SR_s$ : 初期せん断応力比,  $SR_s = \sigma_r / (2\sigma_m)$ ,  $SR_d$ : 動的せん断応力比,  $SR_d = \sigma_d / (2\sigma_m)$ ,  $\sigma_r$ : 初期軸差応力,  $\sigma_d$ : 繰返し応力振幅,  $\sigma_m$ : 平均主応力,  $(\varepsilon_a)_{\max}$ : 累積軸ひずみ,  $N_c$ : 繰返し載荷回数,  $a1 \sim a7$ : 係数

実軌道で道床バラストとして使用されている単粒度砕石（図-4中「1/1試料」）の平均粒径 $D_{50}$ を1/3の相似粒度に粒度調整した同一石質の砕石（図-4, 以下「1/3試料」と称す）に対する繰返し三軸圧縮試験結果<sup>9)</sup>（図-5(a)）をもとに式(1)の係数を同定し、 $SR_s$ ,  $SR_d$ ,  $N_c$ と累積軸ひずみ $(\varepsilon_a)_{\max}$ の関係を求めた。式(1)で近似した結果を図-5(a)中に実線で示す。なお、1/3試料の繰返し三軸圧縮試験結果を用いたのは、振動台試験を縮尺1/3の模型軌道に対して行ったためである。また、本来であれば、前述のように同一試料に対して系統立てた繰返し三軸圧縮試験を行い、種々の試験条件の試験結果に対し図-5(a)のような近似を行って式(1)の係数の妥当性を検証すべきであるが、以下では、近似結果が他の応力状態についても適用できると仮定する。

#### 3.2 FEM解析による永久変形解析

累積損傷度理論に基づくFEM解析による地震荷重載荷時の地盤構造物の弾塑性変形量の推定方法を提案する。推定方法の概略を図-6に示す。累積損傷度理論では、累積ひずみ特性を考慮し地盤材料のせん断剛性を低下させて、繰返し荷重載荷時の地盤構造物の弾塑性変形を予測する。このため、道床バラストのように繰返し荷重によりひずみが累積される部材に対して適用されるものである。そこで、本研究では、道床バラストの変形係数は以下のような累積損傷度理論の適用手順に沿って設定する。

- ① 損傷していない状態の変形係数（初期変形係数 $E_0$ ）を与えた各種軌道構造物の解析モデルに対し、自重による静的安定解析（初期応力解析）を行う。この操作により、道床部の各有限要素の初期軸差応力 $\sigma_r$ 、平均主応力 $\sigma_m$ が算出される。この際、初期変形係数 $E_0$ としては、単粒度砕石の三軸圧縮試験において等方圧密状態からせん断開始後 $\varepsilon_r = 0.001\%$ 程度の微小ひずみ領域で定義される接線変形係数を採用する（図-5(b)）。
- ② 初期変形係数 $E_0$ を与えた各種軌道構造物の解析モデルに対し、1波分の設計想定地震動を入力した動的応答解析（地震応答解析）を行う。この操作により、道床部の各有限要素の繰返し応力振幅 $\sigma_d$ 、弾性変位 $u_e$ が算出される。
- ③ 上記①、②の計算過程から得られる道床部の各有限要素の $\sigma_r$ ,  $\sigma_d$ ,  $\sigma_m$

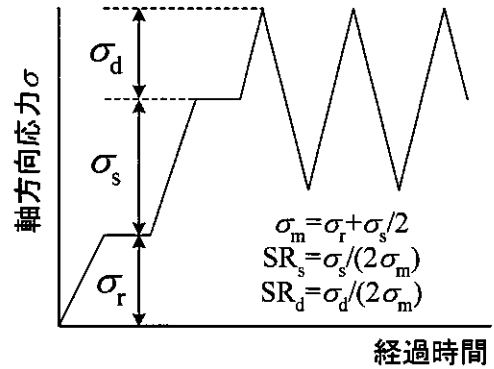


図-3 各種応力の定義

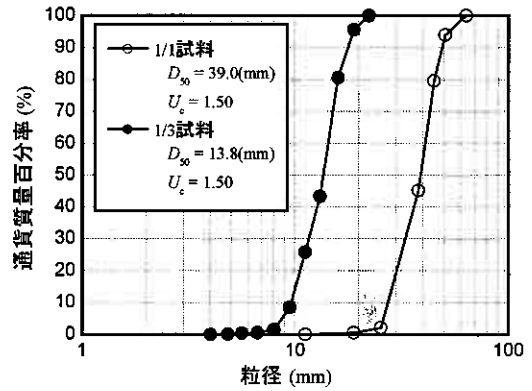
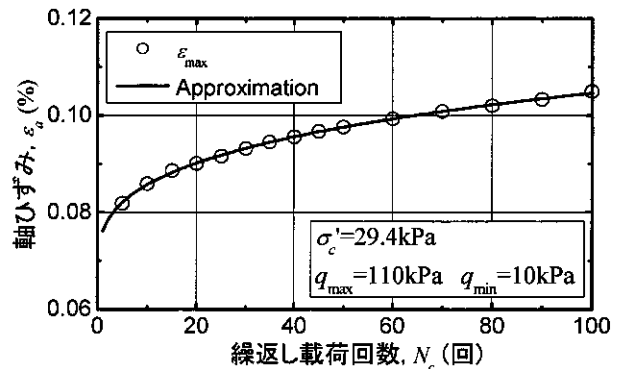
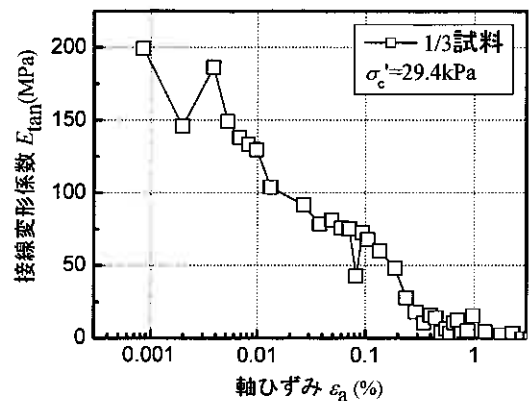


図-4 単粒度砕石の粒度分布



(a) 軸ひずみ～繰返し載荷回数関係



(b) 1/3試料の変形特性

図-5 三軸圧縮試験結果

を求めるとともに、それらと  $N_c=1.0$  として式(1)を用いて累積軸ひずみ  $(\epsilon_a)_{max}$  を算出する。

- ④ 1波分の設計想定地震動による損傷後の変形係数(低減変形係数)  $E_d(1)$  を式(2)で算出する。

$$E_d(N_c) = (\sigma_s + \sigma_d) / (\epsilon_a)_{max} \quad (2)$$

- ⑤ 低減変形係数  $E_d(1)$  を用いた初期応力解析および地震応答解析を③と同様な手順に従って行い、道床部の各有限要素の初期軸差応力  $\sigma_s$ 、繰返し応力振幅  $\sigma_b$ 、平均主応力  $\sigma_m$  を算定し、再度累積損傷度理論を用いて低減変形係数  $E_d(1)$  を算出し、解析前後の低減変形係数  $E_d(1)$  を比較する。両者が一致しない場合は、③~⑤の計算過程を収束するまで繰り返す。

- ⑥ 収束した低減変形係数  $E_d(1)$  を用いて1波分の設計想定地震動による地震応答解析(永久変形解析)を行い、弾塑性変位  $u_a$  を算定し、弾塑性変位量  $u_a$  と弾性変位量  $u_e$  の差を地震動による損傷後の残留変位量  $u_p$  とする。

参考として、適用手順⑤で低減変形係数  $E_d(1)$  の収束していく例を4.3節の解析結果をもとに図-7に示す。なお、収束判定は、繰返し計算に伴うそれぞれの有限要素における低減変形係数  $E_d(1)$  の変化率が±5%以下となった場合とした。また、計算が充分収束せずに、ある値を中心とした振動状態にある場合には、振動の中心値を収束後の低減変形係数  $E_d(1)$  とした。ここで、低減変形係数  $E_d(1)$  が収束した場合、各有限要素はその応力状態における当該材料の累積ひずみ特性を満足すると考える。

### 3.3 累積損傷度理論の適用に際しての課題

累積損傷度理論に基づくFEM解析を振動台試験に関して行う際、まず問題になるのは、初期軸差応力  $\sigma_s$ 、繰返し応力振幅  $\sigma_b$ 、平均主応力  $\sigma_m$  の決定方法である。累積損傷度理論では、 $\sigma_s$ 、 $\sigma_b$ 、 $\sigma_m$  が決まれば式(1)に基づき累積軸ひずみ  $(\epsilon_a)_{max}$  を算出し、式(2)に基づき低減変形係数  $E_d(1)$  を求めることができる。しかし、繰返し三軸圧縮試験のように、軸圧が負荷されても拘束圧が一定に保たれる制御された応力状態と異なり、一般に地盤内の応力状態は、ある方向に載荷されればその方向の応力状態が変化だけでなく、それと直交する他の2方向の応力状態も変化する。この傾向はFEM解析においても同様である。したがって、地盤に荷重が載荷された時の応力状態で、三軸供試体の等方圧密時の応力状態と軸差応力負荷時の応力状態を近似することが必要になる。本研究では、初期応力解析と地震時応答解析の結果に基づく近似方法を、式(3)のように提案する。また、各応力状態の最大・最小主応力  $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$  と式(1)および式(2)で用いる  $\sigma_s$ 、 $\sigma_b$ 、 $\sigma_m$  の関係を図-8に示す。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= \sigma_1^s - \sigma_3^s \\ \sigma_d &= (\sigma_1^{sp} - \sigma_3^{sp}) - \sigma_s \\ \sigma_m &= (\sigma_1^s + \sigma_3^s) / 2 \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

また、地震動により道床部に発生する最大・最小主応力  $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$  は、その時刻によって異なり、一般に明確なピークを示さない。したがって、累積損傷度理論の適用の際、応力状態や繰返し載荷回数の決定に大きく影響を及ぼす。そこで本研究では、以下のような方法を提案する。例えば、図-9のように、動的応力せん断

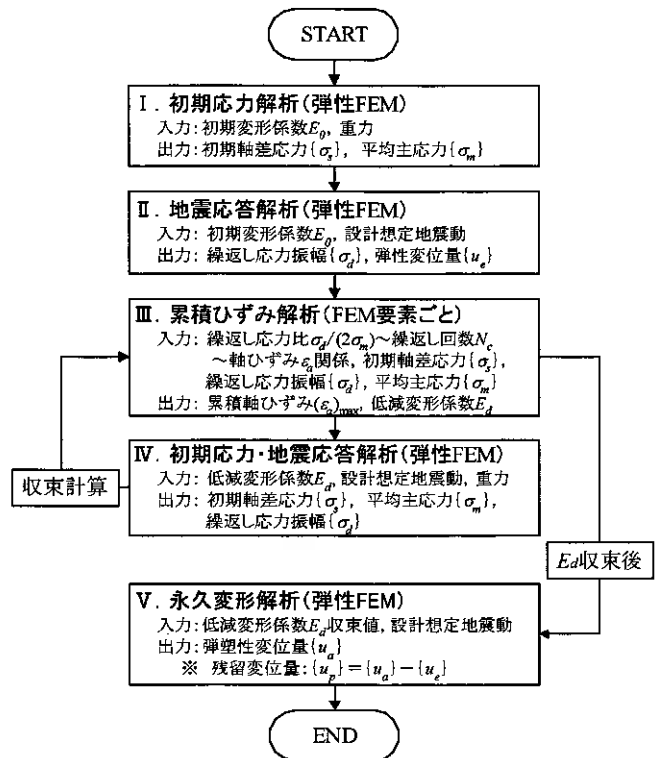


図-6 累積損傷度理論の適用手順

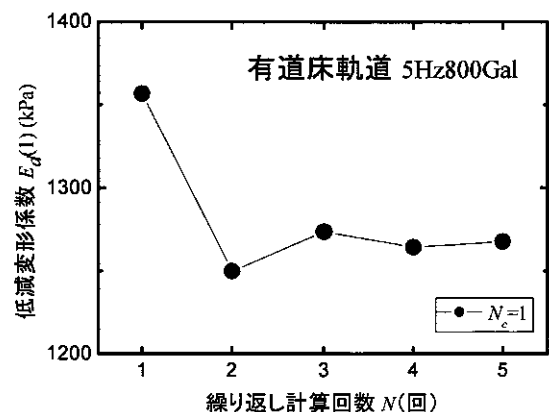


図-7 低減変形係数  $E_d(1)$  の収束傾向

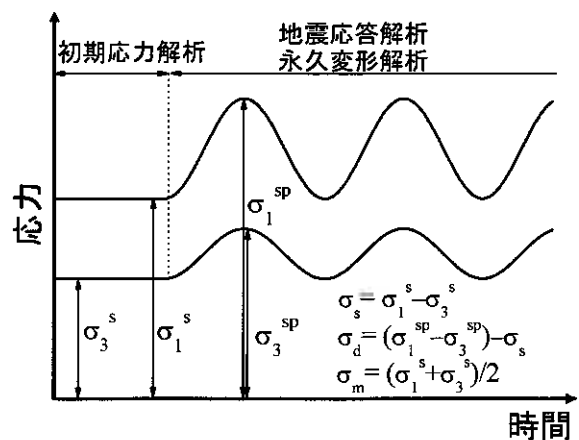


図-8 各種応力の定義

比  $SR_d$  の時刻歴が与えられているとする。入力加速度（地震動）がゼロとなるような時刻（図中○で示す）で挟まれた区間内の最大の動的せん断応力比をピーク値と考え、そのピーク動的せん断応力比の数を繰返し載荷回数とする。

次に問題になるのは、損傷発生の方向である。例えば、繰返し三軸圧縮試験では、軸圧の載荷方向と最大主応力の方向は一致しているが、地盤内では載荷荷重の方向と最大主応力の方向は必ずしも一致しない。このため、地盤内では必ずしも載荷荷重と平行な方向の剛性ばかりが低下するわけではなく、累積損傷度理論を用いる場合でも理論的には損傷の発生方向を考慮する必要がある。しかし、本研究では、計算の簡略化のため材料特性については等方性を仮定することとし、損傷発生の方向性についてはその影響を無視する。

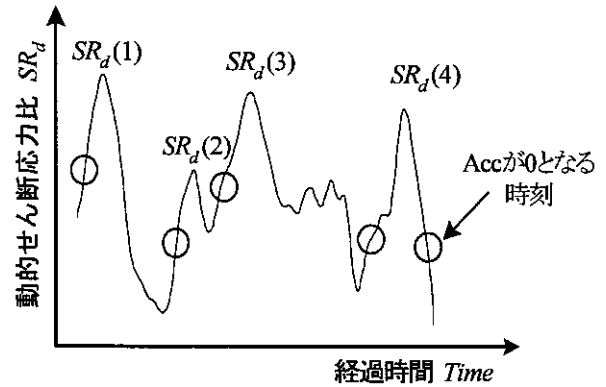


図-9 動的せん断応力比の時刻歴

#### 4. 各種軌道構造の水平加振時の動的応答解析

本解析では、前述した累積損傷度理論に基づく FEM 解析による地震荷重載荷時の各種軌道構造の弾塑性変形量の推定方法の妥当性・適用限界を検証するとともに、振動台試験では模擬できない試験条件における有道床軌道および省力化軌道の地震時挙動について検討する。

##### 4.1 解析条件

本研究で解析対象とした有道床軌道の振動台試験の概略を図-10 に示す。また、同様に省力化軌道について図-11 に示す。図に示すように、模型有道床軌道は、模型まくらぎ、模型道床、模型路盤から構成されている。また、省力化軌道は、図に示すように道床肩部および法面部を舗装していない E 型舗装軌道を想定しており、試験に用いた模型省力化軌道は、模型まくらぎ周囲に豆碎石とセメントアスファルト（以下、「CA」と略す）モルタルを混合した CA 注入層を有する。ただし、振動台試験は、FEM 解析と同様に 2 次元平面ひずみ状態を仮定して行ったため、軌道縦断面方向におけるまくらぎの不連続性は考慮されておらず、奥行き方向に対し連続な模型まくらぎを使用した。解析モデルの一例として、実軌道の縮尺 1/3 模型有道床軌道の振動台試験を模擬した線路横断面方向の 2 次元平面ひずみ FEM 解析モデルの概略を図-12 に示す。また、同様に省力化軌道について図-13 に示す。なお、FEM 解析は線形弾性解析とし、解析モデルの境界条件は、初期応力解析時には、模型路盤側辺スライド拘束（水平方向のみ固定）・模型路盤底辺完全固定とし、地震応答解析時・永久変形解析時には、模型路盤側辺スライド拘束（鉛直方向のみ固定）・模型路盤底辺完全固定とした。

解析は、図-6 のように初期応力解析、地震応答解析、永久変形解析と段階的に行われるが、初期応力解析では重力 1G (9.8m/s<sup>2</sup>) のみを載荷し、地震応答解析・永久変形解析では設計想定地震動と

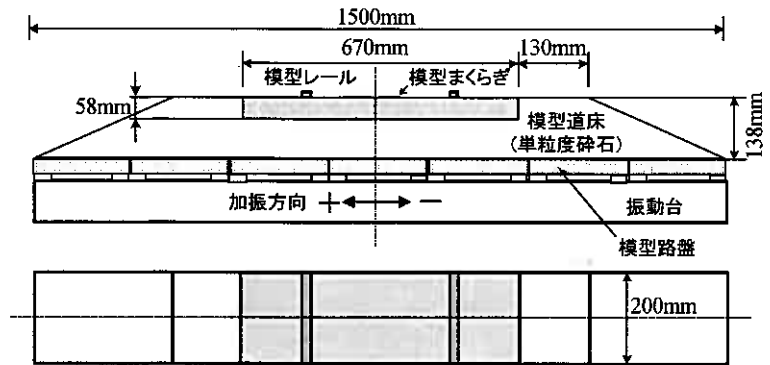


図-10 振動台試験（有道床軌道）の概略

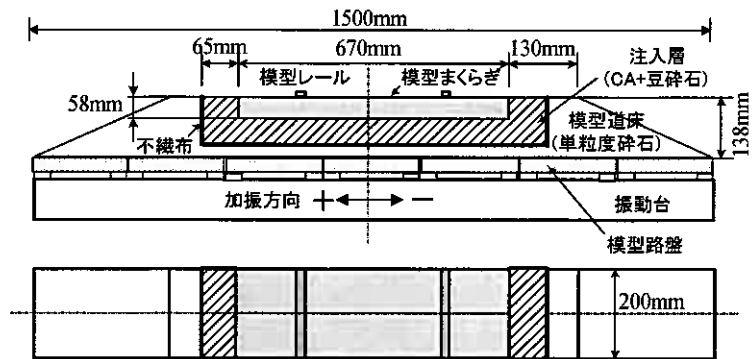


図-11 振動台試験（省力化軌道）の概略

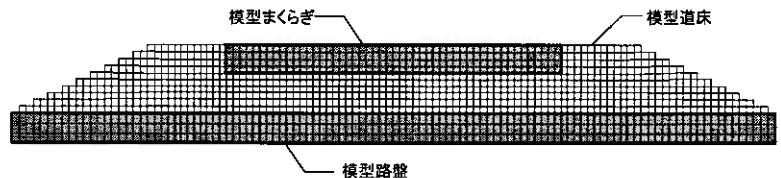


図-12 有道床軌道の解析モデル

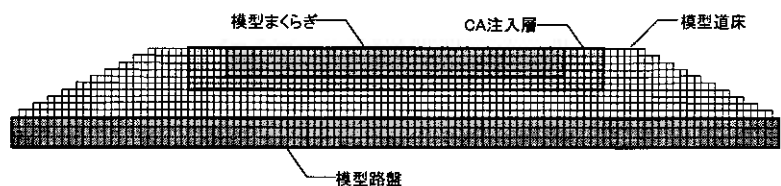


図-13 省力化軌道の解析モデル

して水平方向の正弦波1波のみを模型路盤に入力して加振した。与える正弦波としては、 $f=1, 3, 5\text{Hz}$ の各4周波数について、それぞれ入力加速度片振幅 $a_{i,ss}$ を200Galから1000Galまで200Gal刻みに変化させた。また、道床バラストのような礫材は、繰返し载荷に伴い、変形係数の低下と共に減衰比が増加する<sup>10)</sup>。そのため、道床バラストの減衰比を考慮した解析を同様の加振条件で行った。このため、計30通りの解析を有道床軌道、省力化軌道各々に対して行った。FEM解析で用いる解析パラメータを表-1に示す。このうち、道床バラストの初期変形係数 $E_0$ は累積損傷度理論の適用手順①に従い、図-5(b)に示す単調载荷三軸圧縮試験結果<sup>9)</sup>のひずみ0.001%における接線変形係数とした(表-1)。また、収束計算開始後の道床バラストの変形係数は低減変形係数 $E_d$ を与え、3.2節の累積損傷度理論の適用手順に沿って設定した。道床バラストの減衰比については、繰返し三軸圧縮試験における砂や礫の減衰比が、繰返し载荷に伴い低下する変形係数と初期変形係数の比( $E/E_0$ )と関係がある<sup>10)</sup>ことから、文献10を参考にして0.2に設定した。また、まくらぎおよび路盤の材料定数(密度 $\rho$ 、変形係数 $E$ 、ポアソン比 $\nu$ )については、振動台試験と同じコンクリート製まくらぎと鉄製路盤を想定して鉄道構造物等設計標準等で用いられている一般的な値を採用した。一方、CA注入層の材料定数や道床バラストの密度とポアソン比については、振動台試験の試験条件とCA層や単粒度碎石(1/3試料)の要素試験結果を参考にして設定した。なお、道床バラストの変形係数以外の材料定数は、解析中一定とした。

表-1 FEM解析に用いたパラメータ

部材	密度 $\rho$ ( $\text{t/m}^3$ )	変形係数 $E$ (GPa)	ポアソン比 $\nu$
まくらぎ	2.35	30.0	0.20
道床バラスト	1.60	0.195*	0.49
路盤	7.85	210.0	0.30

\*初期変形係数 $E_0$

#### 4.2 累積ひずみの計算方法

本研究の対象となる模型軌道に対して行った振動台試験<sup>9), 5)</sup>の設計想定地震動は、正弦波10波である。したがって、FEM解析により算出すべき残留変位量は、振動台試験における入力波10波分の残留変位量 $u_p$ である。したがって、以下に示す①~③の3通りの方法で残留変位量 $u_p$ を算出し、同一条件(有道床軌道、 $f=5\text{Hz}$ 、 $a_{i,ss}=800\text{Gal}$ )の試験結果と解析結果を比較した。

- ①  $N_c=1$ のときの低減変形係数 $E_d(1)$ を用いて算出される応答値の10倍の値を残留変位量 $u_p$ とする方法。
- ②  $N_c=5$ のときの低減変形係数 $E_d(5)$ を用いて算出される応答値の2倍の値を残留変位量 $u_p$ とする方法。
- ③  $N_c=10$ のときの低減変形係数 $E_d(10)$ を用いて算出される応答値を残留変位量 $u_p$ とする方法。

このうち、①の方法は、繰返し荷重を受けた際に道床部で発生する設計想定地震動1波分の残留変位量が繰返し载荷回数によらず一定であると仮定し、1波目に発生する残留変位量を10倍して設計想定地震動10波分の残留変位量 $u_p$ を算出する方法である。③の方法は、累積損傷度理論で繰返し载荷回数 $N_c=10$ として算出した低減変形係数 $E_d(10)$ が、図-14のように設計想定地震動10波目の応力~ひずみ関係と载荷前の応力状態とを結ぶ割線変形係数に等しいと仮定し、残留変位量 $u_p$ を算出する方法である。なお、②の方法は①と③の算出方法の中間的な位置付けの方法であると考えられる。①から③の方法で、図-6の手順Ⅲにおける繰返し载荷回数 $N_c$ を設定した。

有道床軌道の5Hz800Galに対し①~③に示した方法を用いて算出した残留変位量 $u_p$ を図-15に示す。図から、②および③の応答値は、振動台試験の結果と比較して残留変位量 $u_p$ は過度に小さい。一方、①の応答値は、実験の結果と比較すると、残留変位量 $u_p$ は上部では大きくなってはいるものの、下部および中央部では整合性が高い。この傾向は、省力化軌道についても同様である。拘束圧を一定とした繰返し三軸圧縮試験では、繰返し载荷回数の増加に伴って道床部の密度も増加していく。一方、振動台試験では繰返し载荷に伴って道床部の密度は損傷により低下する傾向にある。このことから、繰返し三軸圧縮試験から得た変形係数の低減率が、実際の振動台試験で発生する変形係数の低減を再現できていないと考えられる。このことは、繰返し载荷回数2回目以降において生じる傾向であり、この点から、②および③は過小評価となると考えられる。一方、①は、繰返し载荷に伴う残留変位量の増加量が一定であると仮定する方法であるが、実際は、単粒度碎石の振動台試験より得られる繰返し载荷に伴う残留変位量の増加量は一定ではなく、繰返し载荷に伴い減少傾向にある。したがって、振動台試験結果に比べて残留変位量を過大に見積もることになるが、工学的には安全側の検討であると考えられる。以上のような理由から、本研究では①の方法を採用する。

ところで、以上の方法は、振動が正弦波のように規則的な場合に適用可能な方法である。しかし、実際の地震波は今回入力した正弦

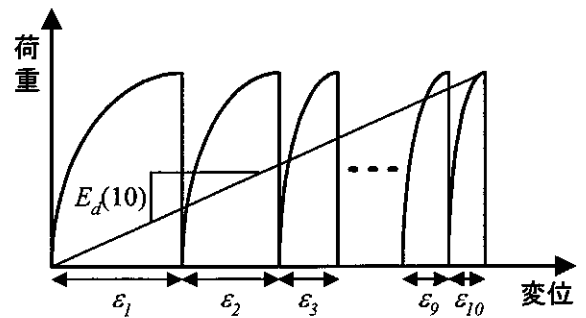


図-14  $E_d(10)$ の算出方法

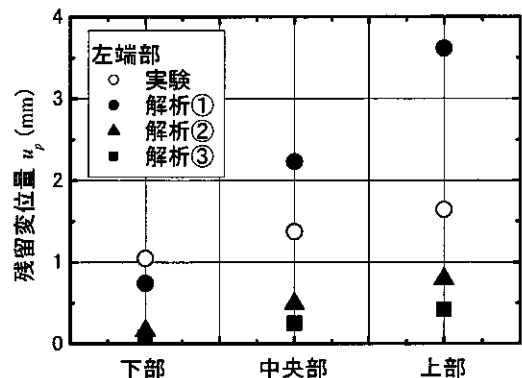


図-15 計算方法の違いによる残留変位の差異

波とは異なり、一般に不規則振動である。このため、実際の地震波を扱う場合には、図-9に示す入力加速度（地震動）がゼロとなるような時刻（図中○で示す）で挟まれたすべての区間における最大の動的せん断応力比から、同様に1波分の残留変位量を求め、それらを足し合わせていく必要がある。

### 4.3 解析結果

まず、累積損傷度理論に基づくFEM解析により、予測される地震動による道床部の損傷状況について検討する。図-16は、累積損傷度理論に基づくFEM解析より得られた有道床軌道の低減変形係数 $E_d(1)$ の収束値の分布（図(a)は $f=5\text{Hz}$ ,  $a_{i,sa}=200\text{Gal}$ , 図(b)は $f=5\text{Hz}$ ,  $a_{i,sa}=400\text{Gal}$ , 図(c)は $f=5\text{Hz}$ ,  $a_{i,sa}=800\text{Gal}$ ）をコンター図にしたものである。図-17は、同様に省力化軌道の低減変形係数 $E_d(1)$ の収束値の分布をコンター図にしたものである。なお、軌道中心部にある長方形の空白部分は、载荷により変形係数の低減の生じないまくらぎ部分およびCA注入層を表している。

図-16から、有道床軌道における地震動による変形係数の低減は、入力加速度振幅 $a_{i,sa}$ が大きいほど大きくなる事がわかる。また、地震動による変形係数の低減が大きいのは道床肩部と道床法面等の道床端部周辺域であり、まくらぎ直下にある道床中央の要素は地震動による変形係数の低減が比較的小さい。これは、道床肩部と道床法面の拘束圧は低く、まくらぎ直下にある道床中央の拘束圧が

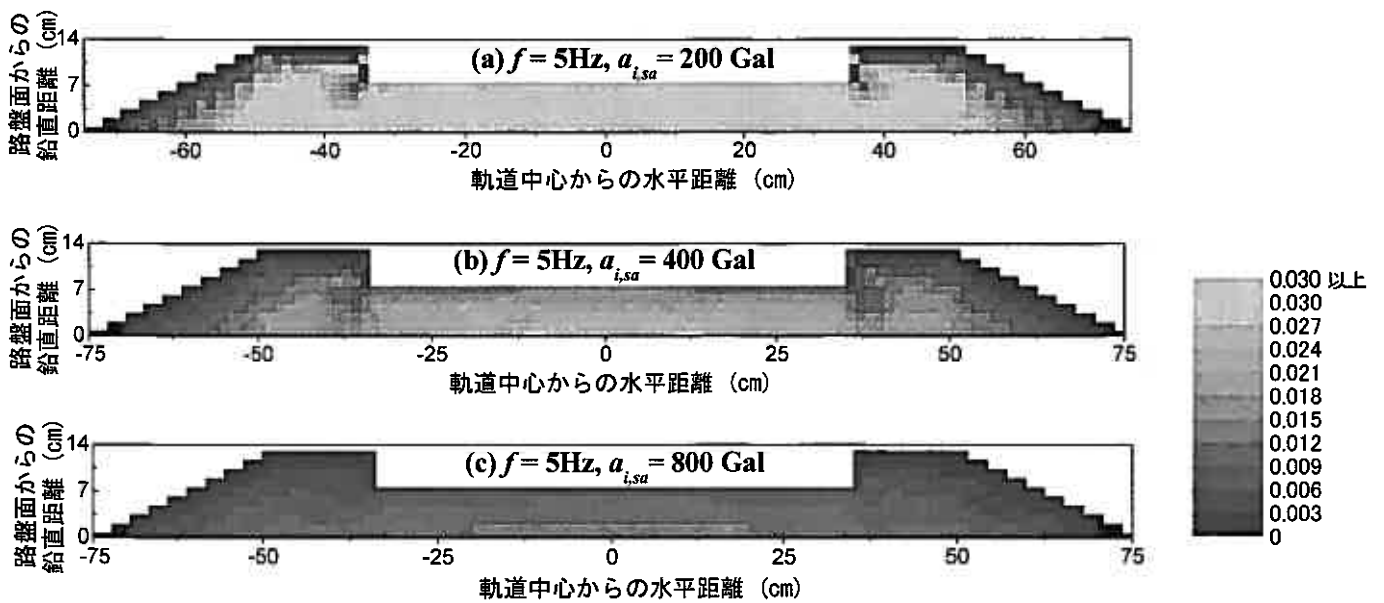


図-16 有道床軌道の $E_d(1)/E_0$ の分布

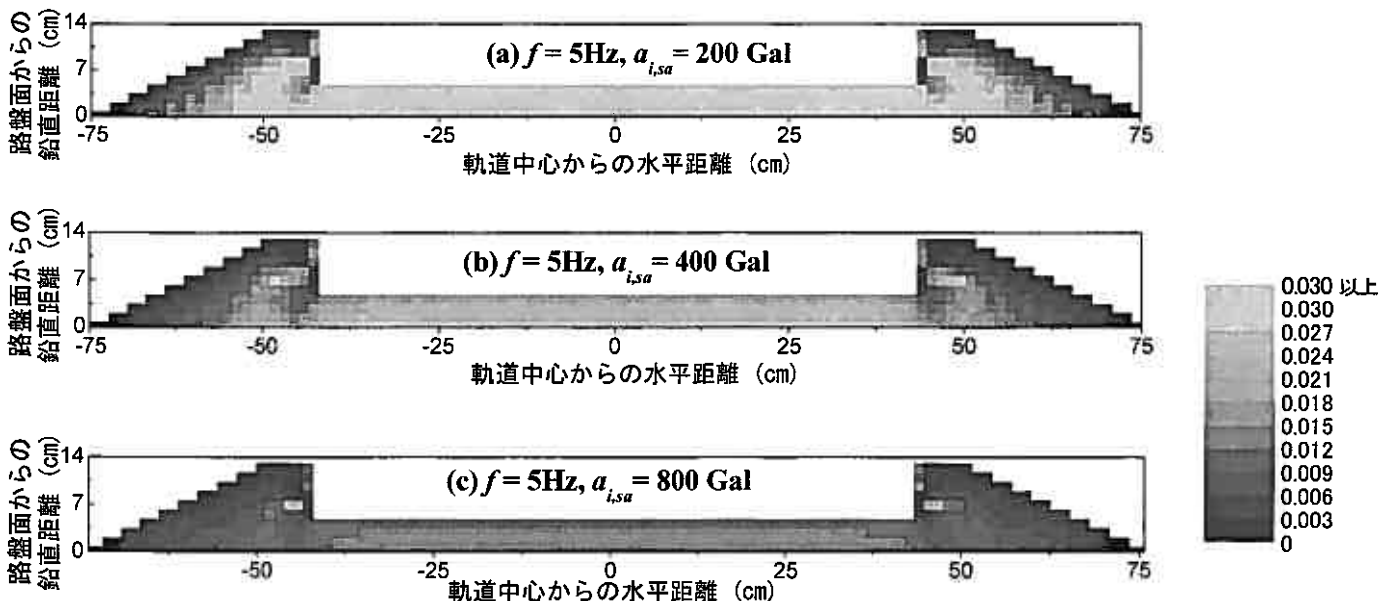


図-17 省力化軌道の $E_d(1)/E_0$ の分布



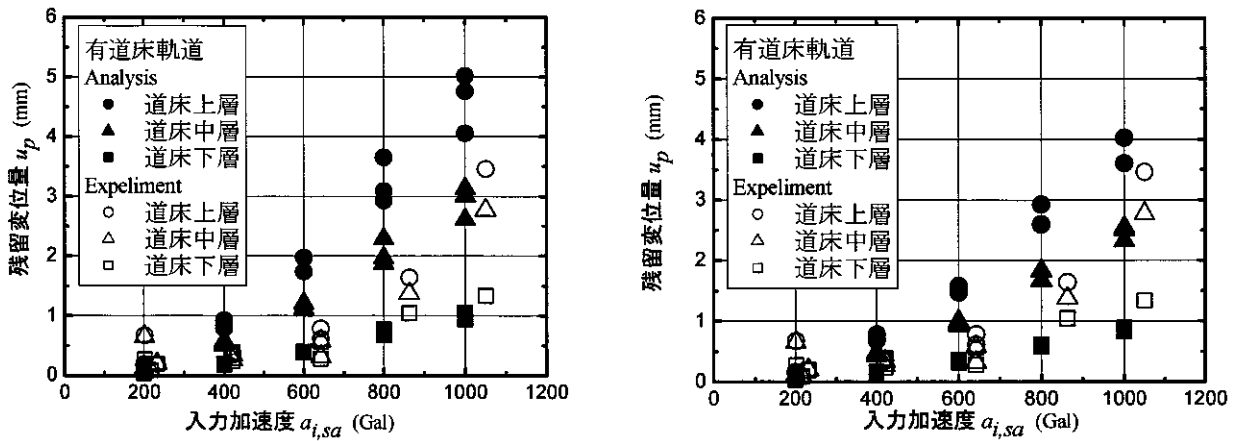


図-18 有道床軌道における耐震計算法の予測精度 (左; 減衰なし 右; 減衰あり)

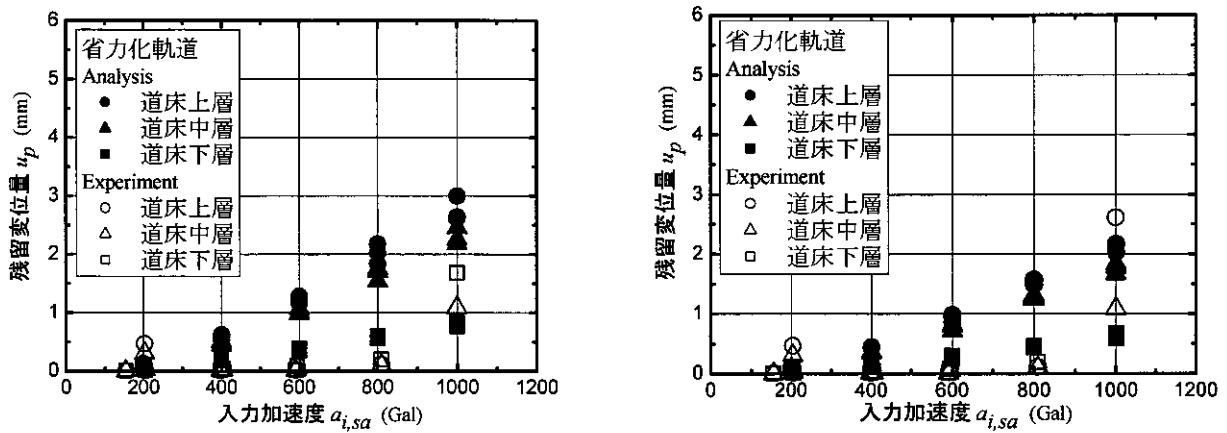


図-19 省力化軌道における耐震計算法の予測精度 (左; 減衰なし 右; 減衰あり)

高いことに起因していることが考えられる。道床バラストの減衰比を考慮した解析についても同様の結果が得られた。このような傾向は振動台試験結果の模型道床の損傷状況と定性的に一致することから、累積損傷度理論による道床部の損傷傾向の推定は妥当であるとされる。図-17 から、同様な傾向は省力化軌道でも確認できるが、同一加振条件で比較した場合、有道床軌道の変形係数の低減に比べ省力化軌道の変形係数の低減は全体的に小さいことがわかる。このことが、有道床軌道に比べ省力化軌道が耐震性能の優位性を示す理由であると考えられる。

次に、地震動による道床部の変形係数の低減に起因して生じる残留変位量について検討する。前述のような低減変形係数  $E_d(1)$  の分布をもつ FEM 解析モデルに対し解析を行い、種々の加振条件 ( $f=5\text{Hz}$ ,  $a_{i,sa}=200\sim 1000\text{Gal}$ ) における道床左端部での残留変位量  $u_p$  を比較した。図-18 は、有道床軌道について、道床バラストの減衰比を考慮しない解析結果 (左) と、減衰比を考慮した解析結果 (右) について各々の残留変位量  $u_p \sim a_{i,sa}$  関係を、模型道床内の鉛直位置毎に試験結果 (有道床軌道) と比較したものである。図-19 は、同様に省力化軌道について、道床バラストの減衰比を考慮しない解析結果 (左) と、減衰比を考慮した解析結果 (右) について各々の  $u_p \sim a_{i,sa}$  関係を、試験結果 (省力化軌道) と比較したものである。図から、軌道構造に依らず解析結果の  $u_p$  は  $a_{i,sa}$  の増加に伴い増加すること、およびその増加傾向は鉛直位置毎に異なり道床上層部ほど残留変位量  $u_p$  の増加割合が高くなることがわかる。また、入力加速度片振幅  $a_{i,sa}$  が同一の場合、省力化軌道の解析結果は、有道床軌道の残留変位量  $u_p$  と比較して各鉛直位置とも小さくなる。解析結果のこのような傾向を試験結果と比較した場合、定性的な傾向に関しては一致するものの、残留変位量に関しては解析結果の方が試験結果に比べて若干大きくなることわかる。特に、省力化軌道の  $a_{i,sa}=600\text{Gal}$  以下で解析結果は残留変位量を過大評価しており、試験結果との整合性が悪い。しかしながら、全体的には安全側の検討になっており、簡易な動的応答解析としては十分な解析精度があることから、累積損傷度理論に基づく FEM 解析を用いた場合、模型道床の弾塑性挙動をある程度推定できると考えられる。特に、 $600\text{Gal}$  を越えるような強地震動に対し有効であると考えられる。また、有道床軌道および省力化軌道の両者とも、道床バラストの減衰比を考慮することにより、試験結果との整合性は増すことがわかる。このことから、累積損傷度理論に基づく FEM 解析を行う場合には、道床バラストの減衰比を考慮する必要があると考えられる。

## 5. まとめ

道床バラストを模擬した単粒度碎石の繰返し三軸圧縮試験結果より得られる累積ひずみ特性を考慮し、累積損傷度理論に基づくFEM解析で各種軌道構造の振動台試験を解析した。得られた知見をまとめると以下のようになる。

- (1)地震後の実物大軌道構造の残留変位量を予測可能な累積損傷度理論に基づくFEM解析を提案した。
- (2)有道床軌道と省力化軌道の低減変形係数の分布傾向の差異を示し、有道床軌道に対する省力化軌道の耐震性能の優位性を明らかにした。
- (3)累積損傷度理論に基づくFEM解析を行う際、繰返し載荷時の道床バラストの減衰比を考慮することが解析精度の向上に有効となることを明らかにした。

## 6. おわりに

本研究により、省力化軌道と有道床軌道の耐震性能に関する、実用的な耐震計算方法を提案することができた。本研究成果は、L2地震動に対応した経済的な軌道構造の耐震設計法を体系化する上で有益な研究成果になると期待される。今後、研究の深化に努めていきたい。

## 参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，1999.10
- 2) 三浦重，切敷啓介：地震による列車および軌道の被害に関する文献調査，鉄道技術研究所速報，No.82-45，1982.3
- 3) 関根悦夫，須長誠：土路盤上における舗装軌道の載荷試験，土木学会第48回年次学術講演会 講演概要集 第IV部門，pp.418-419，1993.9
- 4) 石川達也，関根悦夫，室野剛隆：平面ひずみ状態を仮定した模型バラスト軌道の振動台試験，第38回地盤工学研究発表会講演集，pp.1833-1834，2003.7.
- 5) 河野昭子，室野剛隆，関根悦夫，石川達也，泉剛生：平面ひずみ状態を仮定した模型省力化軌道の振動台試験，第39回地盤工学研究発表会講演集，pp.1769-1770，2004.7.
- 6) 石川達也，名村明：実物大試験による道床バラスト部繰返し変形特性の検討，土木学会論文集，No.512/IV-27，pp.47-59，1995.4.
- 7) 平野圭一，蔣関魯，館山勝，筑摩栄，龍岡文夫：砂質土盛土材の変形特性・累積ひずみ特性，土木学会第52回年次学術講演会，III-73，pp.146-147，1997.9.
- 8) 堀井克己，館山勝，小島謙一，古関潤一：砂質土盛土の地震による残留沈下予測，土木学会第52回年次学術講演会，III-74，pp.148-149，1997.9.
- 9) 木幡行宏，三浦宏介，井口充，関根悦夫：相似粒度による単粒度碎石の強度・変形特性，鉄道力学論文集—シンポジウム発表論文—第7号，pp.25-30，2003.7.
- 10) 田中幸久，工藤康二，吉田保夫，池見元直：砂礫の力学特性に関する研究—室内再調整試料の動的強度・変形特性—，電力中央研究所報告，1987.12

1. はじめに

地震時に生じる液状化に伴う土構造物の被害は、1964年新潟地震以降しばしば報告されてきた。現在の多くの設計基準類では、盛土の地震安定性を円弧すべり計算法に水平震度あるいは過剰間げき水圧を組み合わせた方法で評価している。しかし、土構造物の耐震性能を考える場合、被害の発生の有無を安全率で評価するだけでなく、被害の程度、すなわち沈下量を定量的に評価することが必要となる。

近年、土構造物の地震時変形量を解析する手法が著しく進歩してきており、一部の設計実務に用いられ始めているが、手法の簡便さから過剰間げき水圧を考慮した円弧すべり計算法(Δu法)が多く用いられている。この手法は、長い延長から危険区間をラフに抽出する1次スクリーニングに適しているが、過去の地震による沈下率とすべり安全率との関係の上限を包含するように沈下率を設定しているため、沈下量を過大評価すると共に液状化の程度の違いを考慮できない。

そこで本研究では、すべり安全率と沈下量との関係に液状化の程度の違いを考慮する簡易評価手法を提案し、過去の地震被害事例を基にその手法の妥当性を検証した。

2. 現円弧すべり計算法(Δu法)と問題点

「河川堤防耐震点検マニュアル」では地震時に発生する過剰間げき水圧を考慮したすべり安全率と、過去の地震による沈下率(盛土高に対する沈下量の割合)との関係(図-1参照)から地震時の沈下量を求める。過剰間げき水圧、すべり安全率および沈下量の算出方法は以下の手順によって行われる。

(1) 地震時の繰り返し荷重によって発生する過剰間げき水圧比を算出

$$L_u = (\Delta u / \sigma_v') = \begin{cases} F_L^{-7} (F_L > 1.0) \\ 1.0 (F_L \leq 1.0) \end{cases} \quad \dots (1)$$

(2) 過剰間げき水圧を考慮したすべり安全率を算出

$$F_s = \frac{\sum \{c \cdot l + (W - u_0 \cdot b - \Delta u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad \dots (2)$$

(3) すべり安全率  $F_s$  から沈下量を算出

$$\text{沈下量} = (\text{堤高}) \times \begin{cases} 0.25 \dots 0.8 < F_s \leq 1.0 \\ 0.50 \dots 0.6 < F_s \leq 0.8 \\ 0.75 \dots F_s \leq 0.6 \end{cases} \quad \dots (3)$$

- $L_u$  : 過剰間げき水圧比
- $\sigma_v'$  : 有効上載圧
- $c, \phi$  : 土の粘着力, 内部摩擦角
- $W$  : 分割細片の全重量
- $l$  : 細片底面の長さ
- $b$  : 細片の幅
- $u_0$  : 常時地下水による間隙水圧
- $\Delta u$  : 地震動によって発生する過剰間げき水圧
- $\alpha$  : 細片底面中央を通る円弧法線と鉛直線のなす角

以上のΔu法による土構造物の沈下予測は非常に簡便であるが、液状化の程度が考慮されていない( $F_L \leq 1.0$ では $F_L$ によらず一定)ため予測精度が低く、図-1からわかるように沈下率は過去の被害事例による沈下率の最大値を包含する線で設定されていることから、沈下量を過大評価するという問題点がある。図-2に1993年北海道南西沖地震<sup>1)</sup>および2003年十勝沖地震<sup>2)</sup>での被害事例についてΔu法による沈下量と実測沈下量との関係を示すが、実測沈下量を大きく上回る予測結果となっている。

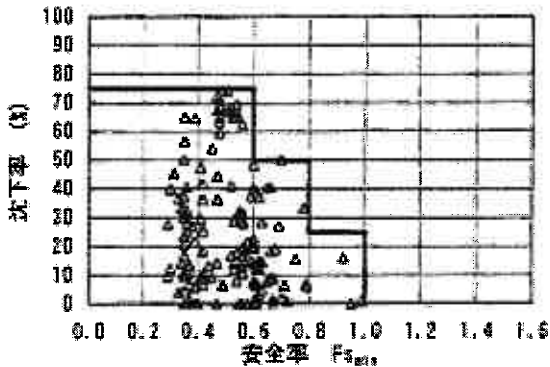


図-1 すべり安全率と沈下率との関係

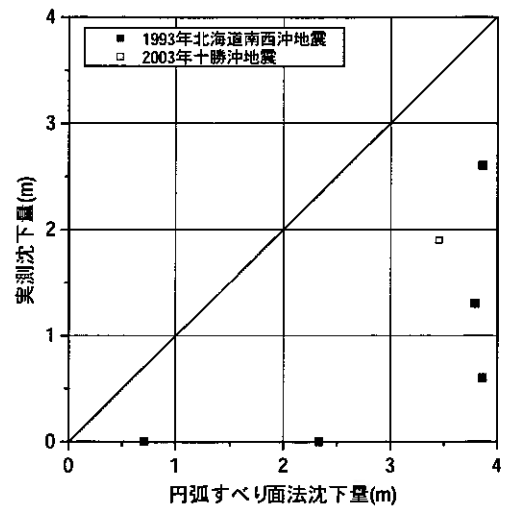


図-2 実測沈下量とΔu法による沈下量との関係

### 3. FLIP によるモデル解析

FLIP (Finite Element Analysis Liquefaction Program) <sup>3)</sup> とは、運輸省港湾技術研究所で開発された「液状化による構造物被害予測プログラム」であり、以下の特徴がある。

- (1) 有限要素法に基づくプログラムである。
- (2) 平面歪状態を解析対象とする。
- (3) 地盤の液状化を考慮した地震応答解析を行い、部材断面力や残留変形などを計算する。
- (4) 土の応力-歪モデルとしてマルチスプリング・モデルを採用している。
- (5) 液状化現象は有効応力法により考慮する。その為に必要な過剰間隙水圧発生モデルとして井合モデルを用いている。

図-3 に 1993 年北海道南西沖地震での被害箇所の実測沈下量と FLIP による計算沈下量との関係 <sup>4)</sup> を示す。

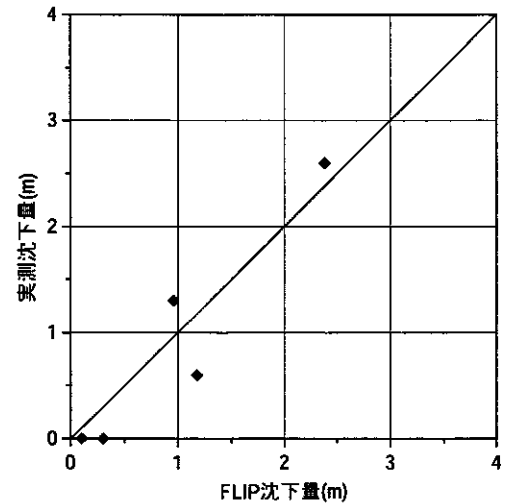


図-3 実測沈下量と FLIP による沈下量との関係

これより FLIP による計算値は実測沈下量を定性的、定量的に再現しており、液状化の程度が反映された結果と考えられるため、本研究では FLIP によるモデル解析を行い、液状化の程度 ( $F_L$ ) の違いを考慮して地震時に生じる液状化に伴う土構造物の変形量を簡易的に評価する手法を提案した。

#### 3-1. モデル断面

盛高 5m、敷幅 30m の砂質土からなる盛土の下に、層厚 2m の粘性土層、その下に液状化対象層である砂質土層が堆積すると仮定したモデル断面を設定した。図-4 に模式図を示す。(地下水は GL-2m とする)

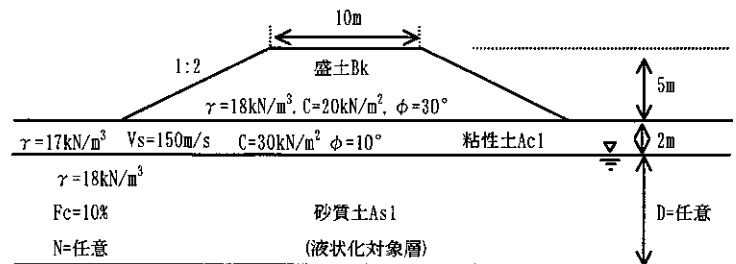


図-4 モデル断面

#### 3-2. 検討ケース

検討ケースは、

- ・すべり安全率  $F_s = 0.3, 0.5, 0.7, 0.9$  4通り
- ・液状化抵抗率  $F_L = 0.3, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0$  5通り

計 20 ケースとした。

なおすべり安全率  $F_s$  は液状化対象層の層厚  $D$  を変化

させることによって、道路橋示方書により求める液状化抵抗率  $F_L$  は液状化対象層の  $N$  値を変化させることによってそれぞれ任意の値を与えた。

#### 3-3. 土質定数の設定

盛土 (Bk)、粘性土 (Ac1) の各種土質定数は一般的な値を設定した。液状化対象層である砂質土 1 (As1) は、単位体積重量、細粒分含有率  $F_c$  については一般的な値を、層厚  $D$  と  $N$  値については各ケースによって任意の値を、FLIP に必要な土質定数は、 $N$  値・細粒分含有率  $F_c$ ・有効応力  $\sigma'$  より FLIPSIM (液状化パラメータ設定支援ソフト) で自動設定した。

表-1 土質定数一覧

土層名	Bk		Ac1		As1																			
	$F_s$	FL	$F_s$	FL	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0
埋積密度	$\rho_s$	$t/m^3$	1.80	1.70	1.8																			
層厚	$D$	$m$	5.00	2.00	6.76				3.92				2.72				2.05							
N値	$N$		5.00	3.50	1.30	2.13	4.80	8.52	13.30	1.00	1.77	3.98	7.08	11.06	0.91	1.61	3.63	6.46	10.09	0.86	1.53	3.44	6.11	9.54
有効応力	$\sigma'$	$kN/m^2$	45.0	107.0	151.0				139.7				134.9				132.2							
間隙率	$n$		0.45	0.45	0.45																			
S波速度	$V_s$	$m/s$	137	152	87	103	135	163	189	80	97	127	154	178	78	94	123	149	173	76	92	121	146	170
初期せん断剛性	$G_{s0}$	$MPa$	61.1	37.2	13.5	20.4	37.6	56.6	77.4	12.6	19.4	34.6	51.7	70.4	12.5	18.8	33.2	49.4	67.1	12.5	18.6	32.4	48.0	65.1
体積弾性率	$K_{vs}$	$MPa$	159.4	97.1	35.3	53.2	98.1	147.7	201.7	32.8	50.5	90.3	134.9	183.6	32.6	49.1	86.6	128.9	174.9	32.5	48.5	84.6	125.3	169.8
標準化拘束圧	$\sigma_{vs}$	$kPa$	30.0	71.3	93.0																			
ポアソン比	$\nu$		0.33	0.33	0.33																			
拘束圧依存係数	$m$		0.5	0.5	0.5																			
内部摩擦角	$\phi$	度	30	20	37.23	37.52	37.66	38.52	39.38	37.18	37.48	37.51	38.31	39.10	37.18	37.46	37.44	38.21	38.97	37.18	37.45	37.40	38.14	38.88
粘着力	$c$	$kPa$	10	30	0																			
履歴減衰上限数	$hwax$		0.24	0.24	0.24																			
変相角	$\phi_p$	度			28																			
液状化パラメータ	W 1				3.525	3.785	4.760	6.550	9.872	3.494	3.741	4.553	5.997	8.542	3.492	3.719	4.463	5.761	7.993	3.491	3.710	4.414	5.628	7.69
	S 1				0.005																			
	P 1				0.5																			
	P 2				1.120	1.108	1.067	1.011	0.939	1.122	1.110	1.075	1.026	0.964	1.122	1.111	1.079	1.034	0.976	1.122	1.111	1.080	1.038	0.983
C 1				1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60

### 3-4 入力地震動の設定

解析で得られる沈下量は、入力する地震波の種類(周波数特性、継続時間等)とその大きさに影響を受けるため、2種類の地震波を設定し、また地震動の大きさを以下の通り設定した。

- ・地震波 : (1) 1968年十勝沖地震[八戸港]  
八戸港強震観測波形を一次元地震応答解析により耐震設計上の基盤面に引き戻したもので、周波数が低く、継続時間が長いために大きな沈下量が得られる地震波<sup>①</sup>
- (2) 1978年宮城県沖地震[開北橋]  
橋梁の耐震設計において、I種地盤の代表的強震記録として用いられていた地震波<sup>②</sup>
- ・耐震設計上の基盤面: 図-4のモデル断面下、深度30mを基盤面とするIII種地盤を仮定した  
液状下層下端~深度20m: 粘性土層 [ $\gamma=18\text{kN/m}^3$ ,  $V_s=200\text{m/s}$ ]  
深度20m~深度30m: 砂質土層 [ $\gamma=18\text{kN/m}^3$ ,  $V_s=250\text{m/s}$ ]
- ・最大加速度 : 道路土工軟弱地盤対策工指針による大規模地震を対象としたIII種地盤での設計水平震度が  $Kh=0.24$  であることから、地表面での最大加速度を同程度の245gal ( $Kh=0.25$ ) とした。

一次元地震応答解析(プログラムSHAKE)により地表面での最大加速度が245galとなるように振幅を調整し、その際の砂質土層(As1)下端での応答波を入力地震動とした。

## 4. 沈下率に対する液状化抵抗率 $F_L$ の考慮

### 4-1. 方法

現在のすべり安全率と沈下率との関係は、過去の地震による沈下率とすべり安全率との関係の上限を包含するように設定されており、この関係は液状化抵抗率  $F_L$  が非常に小さい場合に相当すると考えられる。そこで本研究では、この関係を液状化抵抗率  $F_L$  の値により低減することが妥当と考え、その低減係数を求めた。

なお最も沈下量が上限となる基準の液状化抵抗率  $F_L$  の値は、等価N値(有効上載圧を  $66\text{kN/m}^2$  に換算した際のN値)が負にならないことと、実際の砂地盤での下限値を考慮し、本モデル断面においてはN値が1回前後、 $F_L=0.3$  とした。

### 4-2. 検討結果

モデル断面での解析結果一覧を表-2に、沈下量を  $F_L=0.3$  の時の沈下量で正規化した低減係数  $f(F_L) = S/S_{F_L=0.3}$  と  $F_L$  との関係を図-5に示す。

これより  $F_L$  の増加に伴って沈下量が指数的に減少する傾向が認められ、低減係数と  $F_L$  との間には以下の相関関係がある。

$$f(F_L) = 2(1.28 \exp(-F_L/0.29)) + 0.01 \quad \dots (4)$$

したがって液状化抵抗率  $F_L$  を考慮した沈下量は、(3)式に補正係数を乗じることにより求められる。

$$\begin{aligned} \text{沈下量 } [S] &= \Delta u \text{ 法による沈下量} \times f(F_L) \\ &= (\text{堤高}) \times \begin{cases} 0.25 \\ 0.50 \\ 0.75 \end{cases} \times 2(1.28 \exp(-F_L/0.29)) + 0.01 \quad \dots (5) \end{aligned}$$

$\dots 0.8 < F_s \leq 1.0$   
 $\dots 0.6 < F_s \leq 0.8$   
 $\dots F_s \leq 0.6$

表-2 安全率  $F_s$  ・液状化抵抗率  $F_L$  ・地震波別沈下量一覧

地震波	安全率 $F_s$	沈下量 (m)				
		液状化抵抗率 $F_L$				
		0.3	0.4	0.6	0.8	1.0
八戸港	0.3	1.50	0.83	0.62	0.14	0.04
	0.5	0.83	0.46	0.25	0.06	0.02
	0.7	0.46	0.34	0.11	0.06	0.02
	0.9	0.18	0.19	0.07	0.05	0.01
開北橋	0.3	1.48	0.87	0.46	0.13	0.07
	0.5	0.56	0.41	0.14	0.09	0.05
	0.7	0.29	0.14	0.09	0.07	0.05
	0.9	0.16	0.09	0.06	0.06	0.04

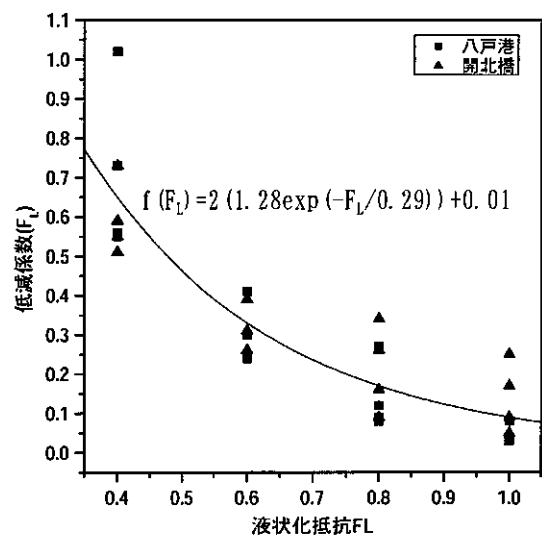


図-5 低減係数  $f(F_L)$  と  $F_L$  との関係

## 5. 被害事例の検証

前節で設定した沈下の算定式が実際の現象を再現するかを、1993年北海道西南沖地震および2003年十勝沖地震による被害事例を基に検証した。

表-3に検証結果一覧を、図-6に実測値と予測値との関係を示す。

表-3 検証結果一覧

地震名	1993年北海道西南沖地震					2003年 十勝沖地震
	後志利別川No1	後志利別川No2	後志利別川No3	後志利別川No4	後志利別川No5	十勝川ウツナイ
検討地点	後志利別川No1	後志利別川No2	後志利別川No3	後志利別川No4	後志利別川No5	十勝川ウツナイ
水平震度kh	0.265	0.327	0.230	0.286	0.296	0.330
$F_L$	0.461	0.459	0.695	0.697	0.594	0.658
$F_s$	0.6未満	$0.8 \leq F_s < 1.0$	0.6未満	0.6未満	0.6未満	0.6未満
堤高(m)	5.15	2.85	5.05	3.11	5.15	4.60
実測沈下量(m)	2.60	0.00	1.30	0.00	0.60	1.90
$\Delta u$ 法沈下量(m)	3.86	0.71	3.79	2.33	3.86	3.45
低減係数 $f(F_L)$	0.53	0.53	0.24	0.24	0.34	0.27
$F_L$ 値で補正した 沈下量(m)	2.04	0.38	0.91	0.56	1.30	0.94

図-6より液状化抵抗率の違いを考慮した沈下量は、現在の $\Delta u$ 法による沈下量と比較して、大きく実測値に近づき、より定性的、定量的に実測値を再現できることが確認された。

よって、すべり安全率と沈下量の間係を用いて地震時に生じる液状化に伴う土構造物の被害を予測する際に、液状化の程度の違いを考慮して沈下量を低減する本研究手法はその簡便性からも有効である。

## 6. まとめ

液状化抵抗率  $F_L$  を考慮した土構造物の地震時変形量の簡易評価法を提案し、過去の被害事例を基にその妥当性を検証した結果、以下の結論を得た。

- 1)  $F_L \leq 1.0$  であっても、 $F_L$  値により沈下量に差異があり、 $F_L$  の増加に伴って沈下量が指数的に減少する。
- 2)  $F_L$  を考慮することにより、沈下量をより精度良く予測することが可能となった。
- 3) 提案した評価手法は、その簡便性からも実務に有効な手法である。

## 参考文献

- 1) 「河川堤防の地震時変形量の解析手法」(財団法人国土技術科学センター)～平成14年4月
- 2) 「平成15年十勝沖地震河川災害調査検討検討会資料」(国土交通省北海道開発局)～平成16年3月
- 3) 「ひずみ空間における塑性論に基づくサイクリックモビリティのモデル」[港湾技術研究所報告第29巻第4号](井合進、松永康男、亀岡知弘)～平成2年
- 4) 「河川堤防を対象とした地震時変形解析の適用事例」[第46回地盤工学会シンポジウム](井合進、竹島康人、澤田俊一、杉山弥、小堤治)～平成13年
- 5) 「高規格堤防盛土設計・施工マニュアル」(財団法人リバーフロント整備センター)～平成12年3月
- 6) 「道路橋示方書・道解説V耐震設計編」(財団法人日本道路協会)～平成2年2月

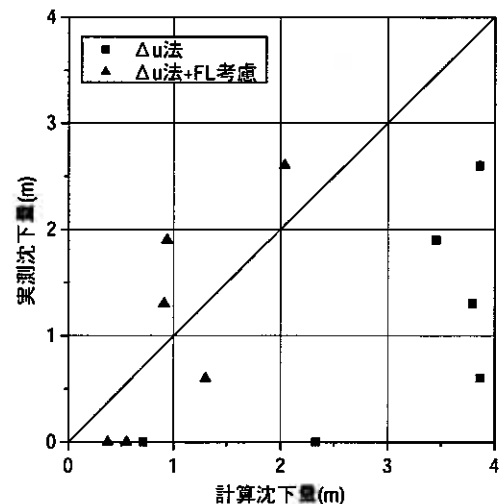


図-6 実測沈下量と予測沈下量との関係

# 破碎性粗粒土の動的変形特性に及ぼす圧密時間の影響と評価

北海道大学大学院 工学研究科 学生員 ○屋良 航志  
 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 学生員 Timpong Sahaphol  
 北海道大学大学院 工学研究科 学生員 山木 正彦

## 1. はじめに

動的変形特性は、地盤あるいは構造物の地震応答解析を行う上で、解析対象となる地盤の情報を与える重要なパラメータとなる。そのため、地盤の動的変形特性を把握することは重要な工学問題であるといえよう。これまでの破碎性粗粒土に関する研究<sup>1)2)</sup>により、動的変形特性は地盤そのものの力学的性質（拘束圧力、地盤密度など）の影響を直接的に反映することが明らかとなっており、動的変形特性を正確に把握するためにはそれら諸要因の影響を定量的に評価する必要がある。また、火山性粗粒土が圧密・せん断過程に示す粒子破碎は、地盤の配列構造変化に貢献する<sup>3)</sup>ことから、動的力学特性を複雑なものとし、その把握を困難なものとしている。

そこで本研究では、長期の圧密過程を経た供試体に対して動的変形試験（変位制御）を行うとともに、微小な変位振幅を制御することにより圧密時における微小ひずみレベルの動的変形特性の挙動を調べ、圧密時間が及ぼす影響の評価を行うことを目的としている。

## 2. 試験の対象とした破碎性粗粒土

試験に用いた試料は当幌火山灰土（Touhoro Volcanic Soil）<sup>4)</sup>である。当幌火山灰土の物理的性質を表-1 に、粒度分布を図-1 にそれぞれ豊浦砂のそれと比較して示す。当幌火山灰土は、構成粒子が多孔質で粗粒である軽石を主体としており、平均粒径、均等係数ともに豊浦砂よりも大きな値を示している。また低応力下における圧密・せん断過程でも顕著な粒子破碎性を示す非常に脆弱な材料として知られている<sup>5)</sup>。なお、当幌火山灰土に関して行った最大・最小密度試験は試料の粒度分布が地盤工学会基準を満たしていないため、表中の値については参考値と見なすべきである<sup>6)</sup>。

## 3. 試験方法

供試体は空中落下法により三軸モールド内に堆積させ再構成した。供試体を三軸セル内に設置後、二酸化炭素、脱気水の供給、196kPaのバックプレッシャー供給により供試体を飽和させている。以上の方法により、全ての供試体において間隙水圧係数  $B$  値が 0.96 以上の値を得ている。次いで有効拘束圧  $\sigma'_c = 49\text{kPa}$  で圧密を行った。圧密時間は、1080 分（18 時間）、10080 分（7 日）、20160 分（14 日）、40320 分（28 日）の 4 ケースである。

本研究では変位制御式の繰返し三軸試験機を用いており、非排水条件下にて変位振幅一定、载荷周波数 0.1Hz の正弦波を与え、変位振幅を段階的に増加させる（ $\epsilon_a = 0.001\% \sim 0.4\%$ ）ステージ試験を行っている。各载荷段階において 11 回の繰返し载荷を行い、10 波目の履歴ループより動的変形特性を算出している。

また、供試体圧密中において所定の時間が経過するごとに  $\epsilon_a = 0.001\%$  の変位振幅にて上記の試験条件による繰返し三軸試験も行っている。これにより、微小ひずみレベルのせん断剛性率（初期せん断剛性率  $G_0$  に相当）と減衰比の推移を簡易的に求め、圧密

表-1 材料の物理的性質

Sample name	$\rho_s$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	$\rho_{dmax}$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	$\rho_{dmin}$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	$D_{50}$ (mm)	$U_c$	$F_c$ (%)
Touhoro	2.55	0.727	0.573	5.10	3.3	2.40
Toyouura	2.65	1.651	1.354	0.18	1.5	-

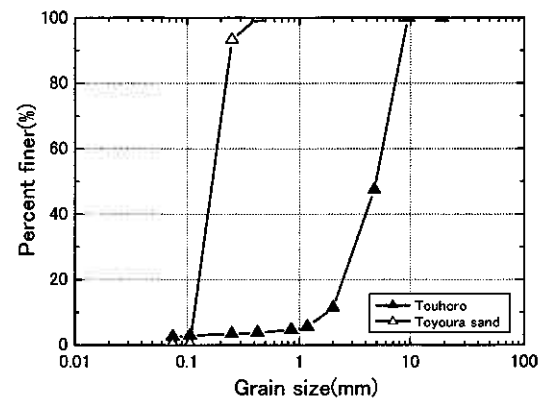


図-1 材料の粒径加積曲線

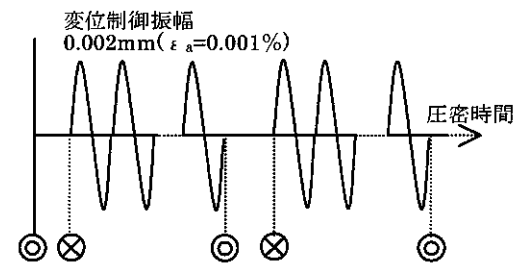


図-2 簡易繰返し三軸試験の模式図



時における動的変形特性の経時挙動を調べている  
(簡易繰返し三軸試験 (図-2 参照)).

#### 4. 試験結果と考察

##### 4.1 動的変形特性に及ぼす圧密時間の影響

図-3 は、動的変形特性のひずみ依存性に及ぼす圧密時間の影響について示している。せん断剛性率に関しては、間隙比の関数<sup>7)</sup>で正規化することで間隙比の違いによる影響を小さくしている。

$$F(e) = e^{-0.18} \quad (1)$$

図より、全てのひずみレベルにおいて圧密時間 10080 分 (168hr) 以上の長期圧密供試体のせん断剛性率は圧密時間 1080 分のそれを上回っていることがわかる。また  $\gamma_{sa} = 10^{-5}$  近傍の微小ひずみレベルにおいては、圧密時間が長期に及ぶほどせん断剛性率が大きくなっている様子が確認できる。しかし、長期圧密供試体に関しては、中ひずみから大ひずみレベルにかけてほぼ一致した傾向を示し、圧密時間の違いによる差はあまりないようである。減衰比のひずみ依存性は、圧密時間の違いにより減衰比の増加傾向に違いが見られた。長期圧密を行った供試体の減衰比の増加傾向は小さくなっており、減衰比の増加が始まるひずみレベルが大きくなっている。また、図中の表に  $G_{eq}/G_0 \sim h$  関係の外挿により求まる  $h_{max}$  の値<sup>8)</sup>も示した。これより、当幌火山灰土の減衰比は圧密時間によらずほぼ 0.1 を上限とするようである。さらに、拘束圧、間隙比の異なる試験結果でも同様な結果<sup>1)</sup>が得られていることから、 $h_{max}$  の値は試験条件によらない材料固有のものであると考えられる。

次いで、図-4 にせん断剛性率比のせん断ひずみ依存性を示す。豊浦砂 ( $D_{rc}=80\%$ ) の結果も併せて記している。図より、豊浦砂は  $\gamma_{sa} = 10^{-4}$  以上でせん断剛性率比が急激に低下するのに対して、粗粒で細粒分を有する当幌火山灰土は低下の傾向が緩やかである。また当幌火山灰土に関して圧密時間の違いに注目すると、長期圧密を行った供試体は右方向にシフトし、 $G_{eq}/G_0$  が低下を始めるひずみレベルが大きくなっている。同ひずみレベルで比較すると僅かではあるが上方に位置し、供試体の軟化に対するねばりを発揮しているが、それほど大きな差は見られないようである。

次に、圧密時間の違いにより差が見られた減衰比の挙動差を考察するために、過剰間隙水圧の発生特性について整理した結果を図-5 に示す。こちらも比較として豊浦砂の結果を併記した。図より、圧密時間 10080 分の間隙水圧発生特性が突出して低くなっているが、長期圧密過程を経た供試体はいずれも過剰間隙水圧の発生が抑制される傾向にあり、結果として減衰比の上昇が抑えられ、供試体の軟化に対してねばり強くなったものと考えられる。

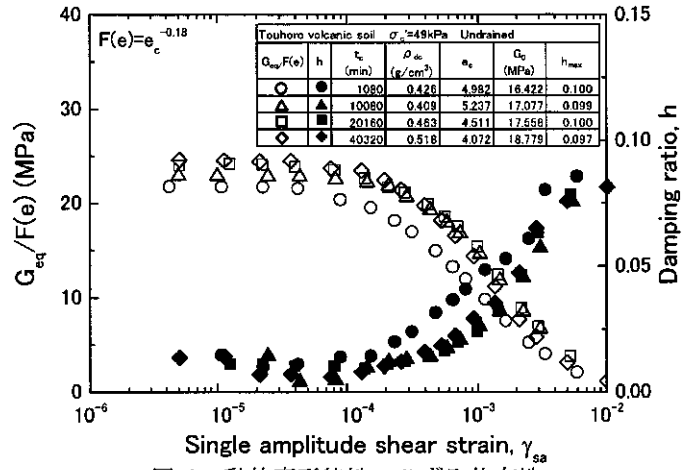


図-3 動的変形特性のひずみ依存性

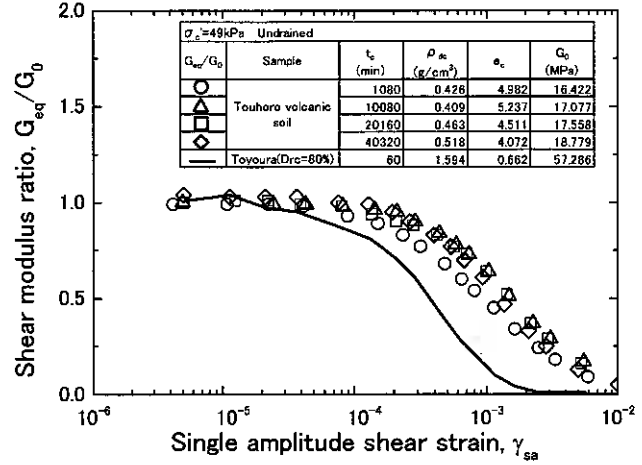


図-4 せん断剛性率比のひずみ依存性

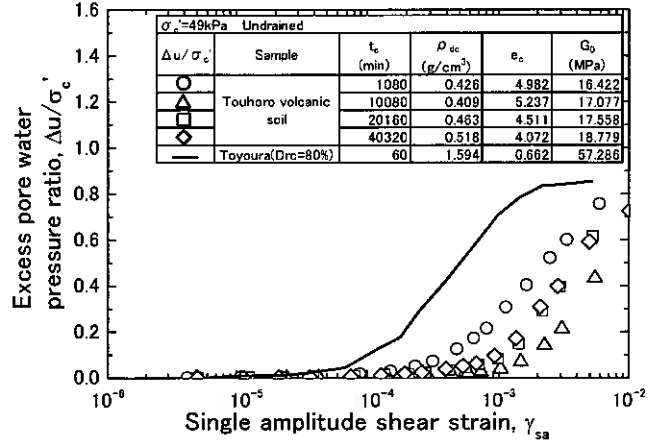


図-5 過剰間隙水圧の発生特性

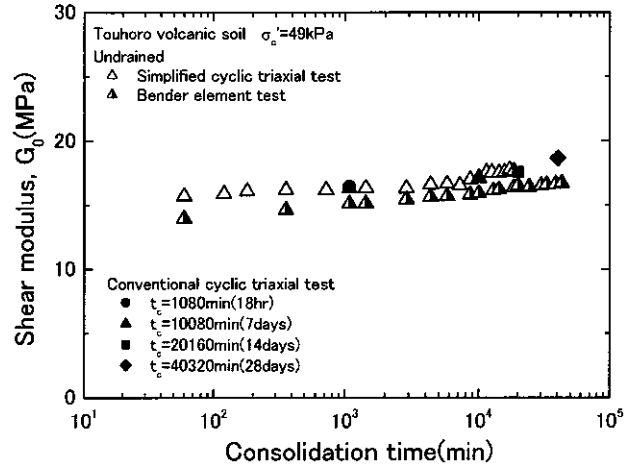


図-6 圧密時におけるせん断剛性率の増加挙動

#### 4.2 簡易繰返し三軸試験による動的変形特性の評価

図-6は、簡易繰返し三軸試験（以下SCT）より求めた微小ひずみレベルにおけるせん断剛性率と圧密時間の関係についてまとめたものである。比較としてベンダーエレメントテストによる長期圧密試験の結果<sup>7)</sup>も併せて記してある（▲印）。試験方法の違いにより若干の差はあるものの、いずれの試験方法による結果も同様な増加傾向を示しており、圧密時間が長期に及ぶにしたがって、明らかなせん断剛性率の増加が確認された。ここで、SCTの微小ひずみ振幅による繰返し载荷によって発生する過剰間隙水圧はほぼ0であった。また、図中に併記したように、通常の圧密過程を経た試験より得られた、すなわち繰返し载荷履歴を受けていない処女状態にある供試体の各圧密時間におけるせん断剛性率ともよい一致を示している。このことから、SCTの繰返し载荷が供試体に及ぼす応力履歴の影響は無視できるものであり、変位制御式繰返し三軸試験を用いて初期せん断剛性率の圧密時間依存性を正当に評価できるものと考えられる。

次に、図-6で示した圧密時間によるせん断剛性率の変化を定量的に調べるために、図-7では $G_0$ の増加の割合をせん断剛性率比で表し、圧密時間との関係を示した。圧密時における体積ひずみの推移も併せて記している。(a)が当幌火山灰土で、(b)が豊浦砂の結果となっている。図-5(a)より、当幌火山灰土は最終的に約4%の体積ひずみを示し、14日間の長期圧密によりせん断剛性率が約10%増加していることがわかる。他方、豊浦砂の体積ひずみの増加傾向は当幌火山灰土に比べはるかに低く、せん断剛性率の増加も確認されない。これより、当幌火山灰土と豊浦砂のせん断剛性率増加割合の違いは、主として圧密過程での粒子破碎による供試体の粒度組成の変化、粒子配列構造の変化にあると推察される。また、砂に比べて当幌火山灰土が高圧縮性の材料であることも示唆されよう。さらに、当幌火山灰土の体積ひずみ発生挙動に関して、圧密時間約10000分（約7日）を境に落ち着く傾向が見られ、それに伴いせん断剛性率の増加も停滞する挙動が確認できる。これは、長期圧密に伴う粒子の破碎、移動が引き起こす粒子構造の変化が収束に向かい安定化したためであると考えられる。また、体積ひずみの安定化後に再びせん断剛性率の増加挙動が見てとれるが、この原因として、粒子構造が安定化したことによる粒子間に働く接点力の増加によるものであると考えられる。

図-8は、当幌火山灰土の長期圧密による細粒分含有率の変化 $\Delta F_c$ と圧密時間の関係を示した図である。図からも明らかなように、圧密時間が長期に及ぶに伴い細粒分含有率が増し、最大で約4%の増加を示している。圧密過程に粒子破碎を引き起こす支配的な要因のひとつとして、粒子の移動に伴う粒子表面の磨耗が考えられるが、粒子の構造的な変化が安定化することにより細粒分含有率の増加も収束するものと思われる。

図-9に地盤材料の減衰比の圧密時間依存性について整理したグラフを示す。SCTより求めた微小ひずみレベルでの減衰比の挙動とともに、通常の圧密過程を経た後に行われたステージ試験より得られた結果<sup>2)</sup>も併せて示す。ほぼ弾性的な挙動を示すせん断ひずみ $\gamma_{sa}=10^{-5}$ 、弾塑性的な性質を示し永久変位が残留する $\gamma_{sa}=10^{-3}$ 、 $\gamma_{sa}=6 \times 10^{-3}$ の3種類の異なるひずみレベルでの結果をまとめた。ひとつの供試体を用いて圧密時の動的変形定数の経時挙動を評価することの出来るSCTの結果（△印）より、圧密時間に依存して減衰比が漸減する挙動が確認できる。また、せん断剛性率の圧密時間依存性と同様に、従来のステージ試験による結果（▲印）とSCTによる結果はともに良い一致を示していることがわかる。

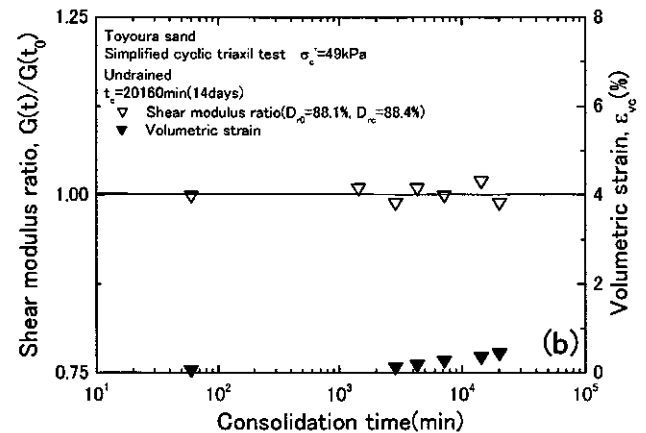
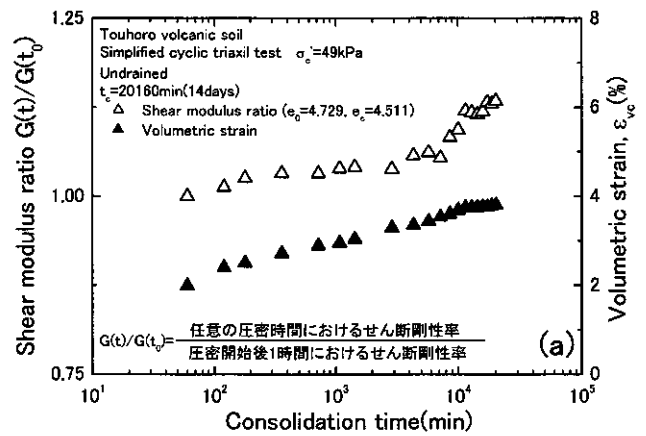


図-7 せん断剛性率増加の割合と体積ひずみの推移  
(a) 当幌火山灰土, (b) 豊浦砂

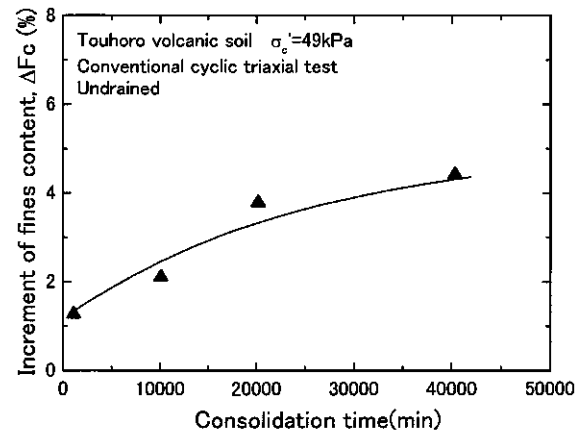


図-8 圧密時間と細粒分増加量の関係

ところで、圧密時間の増加に伴う減衰比の減少傾向は、各ひずみレベルの違いによらず両対数表示で直線関係にあるようである。そこで、減衰比の圧密時間依存性を時間の関数で表したのが次式である。

$$h(t) = A \times t_c^{-\alpha} \quad (2)$$

(ただし  $t_c = 120 \sim 40320 \text{min}$ )

式中の係数をひずみレベルごとにまとめたのが表-2 である。傾向の傾きであり、圧密時間依存の程度を示す  $\alpha$  値に着目すると、 $\gamma_{sa} = 10^{-5}$  から  $\gamma_{sa} = 10^{-3}$  にかけてその漸減の傾向がやや増加し、 $\gamma_{sa} = 10^{-3}$  近傍において最も圧密時間効果による減衰比低下の影響が顕著に現れるようである。また、さらにひずみレベルが大きくなるにつれて圧密時間の違いによる影響ははだいに小さなものとなっていき、 $\gamma_{sa} = 6 \times 10^{-3}$  では漸減の程度を示す傾きがほぼ 0 となり、圧密時間の影響をほとんど受けないことがわかる。このことは、先述したように  $\gamma_{sa} = \infty$  における減衰比  $h_{max}$  が 0.1 程度を上限とし、かつ圧密時間によらないと言う結果と一致する。

## 5. まとめ

本研究では、破砕性を有する粗粒土の動的変形特性に及ぼす圧密時間の影響を調べるために変位制御式繰返し三軸試験機を用いて動的変形試験を行った。得られた結論は以下のようである。

- (1) 圧密過程において、微小ひずみ振幅による繰返し載荷を行うことにより、圧密時間の増加に伴うせん断剛性率の漸増、減衰比の漸減といった圧密経時挙動を確認することができた。また、通常の圧密過程を経た供試体に関しても、同様な動的変形特性の圧密時間依存性を確認することができた。
- (2) 破砕性を有する当幌火山灰土は、14 日間に及ぶ長期圧密によりせん断剛性率が約 10% 増加した。他方、非破砕性の豊浦砂にはせん断剛性率の増加は確認されなかった。これは、主として圧密過程での粒子破砕による供試体の構造的変化に起因した体積ひずみの増加に伴うものであると考えられる。体積ひずみの増加が安定するとともに、せん断剛性率の増加も停滞する傾向にあり、その後再びせん断剛性率の増加が確認されたが、これは、粒子間力の増加に伴うものであると思われる。
- (3) 長期圧密に伴う減衰比の減少の程度は、ひずみレベルの違いにより相違が見られ、特に  $\gamma_{sa} = 10^{-3}$  近傍において最も減少が顕著なようである。これは、ひずみが大きくなるにつれて見られる減衰比の増加には間隙水圧の発生が関与しており、急激な間隙水圧の発達を見せる  $\gamma_{sa} = 10^{-3}$  付近においてその発達が抑制されたためであると考えられる。

## 参考文献

- 1) 阿曾沼剛・三浦清一・前宗孝：原位置および室内試験より求めた火山灰土の動的変形定数，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 41 号，pp. 19-28，2001。
- 2) 阿曾沼剛：火山灰質粗粒土地盤の動的変形特性とその評価法に関する研究，北海道大学学位論文，2002。
- 3) 小林隼・三浦清一・渡辺則仁：弾性波測定による火山性粗粒土の動的変形定数，火山灰地盤の工学的性質の評価法に関するシンポジウム発表論文集，地盤工学会，pp. 115-120，2002。
- 4) 地盤工学会：実務者のための火山灰土，2004。
- 5) 三浦清一・田中洋行・八木一善・阿曾沼剛：破砕性粗粒土の力学挙動と評価 —主として北海道火山堆積地盤について—，土と基礎，vol. 48，No. 10，pp. 15-18，2000。
- 6) 地盤工学会：土質試験の方法と解説，2000。
- 7) Timpong, S. and Miura, S: Shear moduli of volcanic soils, Soil Dynamics and Engineering, 25(2). 2005 (in press)
- 8) 善功企・梅原靖文：地震応答解析のための土の動的性質，土と基礎，講座，Vol. 33，No. 12，1985。

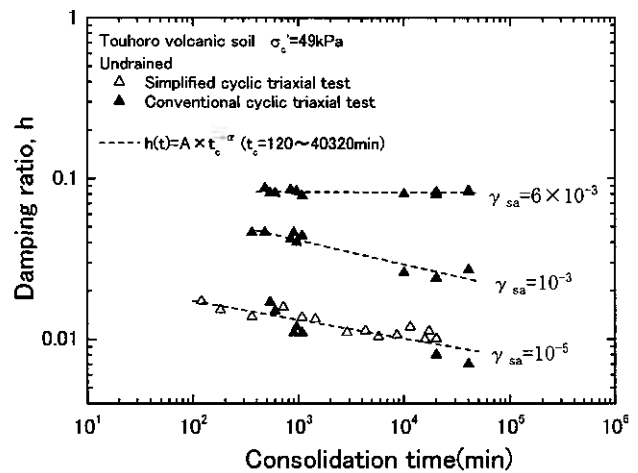


図-9 圧密時における減衰比の漸減挙動

表-2 (2) 式のパラメータ

$\gamma_{sa}$	A	$\alpha$
$6 \times 10^{-3}$	0.084	0.003
$1 \times 10^{-3}$	0.117	0.151
$1 \times 10^{-5}$	0.030	0.095

北海道大学大学院 ○学生会員 三島 英将  
 北海道大学大学院 国際会員 横浜 勝司  
 北海道大学大学院 国際会員 三浦 清一  
 北海道大学大学院 学生会員 呉 哲浩

## 1. はじめに

波浪のような複雑な繰返し力を受ける構造物の支持地盤には、外力を受ける上部構造物から鉛直力、水平力、モーメントが繰返し伝達されている。地盤内に伝達した繰返し力によって側方流動型の变形が進行的に発生することが考えられる。実務においては海洋構造物の安定性は主に地盤の静的支持力によって検討されることが一般的であるが、このような構造物・地盤間の動的相互作用による变形挙動を評価することが設計においても重要と思われる。

一方、波によって海底地盤内に過剰間隙水圧が蓄積し、その間隙水圧が完全に消散せず地盤の有効応力の低下を指摘する事例も幾つか報告されている<sup>1), 2)</sup>。残留した過剰間隙水圧が起因となる地盤内の变形により、地盤の液化が発生しない場合にも構造物・地盤系の安定性低下が考えられる。

このような繰返し载荷によって地盤の構造が劣化する挙動を評価し、構造物・地盤系の变形特性を評価する手法を提案するために、非排水繰返し三軸試験によって砂のせん断剛性率の変化を測定した。それらの試験結果を取入れた有限要素解析(2次元および3次元解析)による变形解析を実施した。一連の变形解析結果と別途実施した模型試験結果<sup>3)</sup>が比較されている。

## 2. 繰返し载荷中の砂のせん断剛性率測定

### 2-1 繰返し三軸試験機の概要

本研究では、三軸試験機のキャップとペダスタルにピエゾセラミック板(以下ベンダーエレメントとする)を設置した試験機を用いた(図-1)。ベンダーエレメントはキャップ及びペダスタルの中央部に設置されている。キャップ及びペダスタルにそれぞれ発信用及び受信用のベンダーエレメントが取り付けられている。ベンダーエレメントはキャップおよびペダスタルの表面からそれぞれ10mmおよび11mmだけ突出して設置されており、この部分が供試体内部に挿入される。

試験機には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、波形を表示し伝播時間を測定するデジタルオシロスコープが接続されている。デジタルオシロスコープの画面には送信波および受信波が表示される。送信波はファンクションジェネレーターにより波形(矩形波, sin波, 三角波等)、周波数、振幅を任意に変化させることが可能である。

### 2-2 試験方法

供試体は高さ170mm、直径70mmの円筒形モールドに厚さ0.3mmのメンブレンを装着し、モールド内に砂を自由落下させて作製した(AP法)。供試体を三軸セル内に設置し、CO<sub>2</sub>、脱気水の供給、バックプレッシャー(196kPa)供給の一連の手順によって供試体の飽和化を図った。供試体の間隙圧係数B値が0.96以上の値を得た後、所定の圧密圧力(49kPa)で等方圧密を行った。

圧密終了後、ベンダーエレメントにより供試体内を伝播するS波の到達時間を測定し、せん断剛性率 $G_{BE}$ を求めた。波の到達時間を同定するにはnear-field effectによる受信波の特性<sup>3)</sup>を把握した上で測定を行う必要があるが、本研究では火山灰粗粒土を対象としたせん断剛性率の測定方法<sup>4)</sup>に準じた。

$G_{BE}$ 測定後、所定の軸差応力によって繰返し载荷を行った。载荷中、過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c$ が所定の値に達した際に入力波を送信し、S波の到達時間および

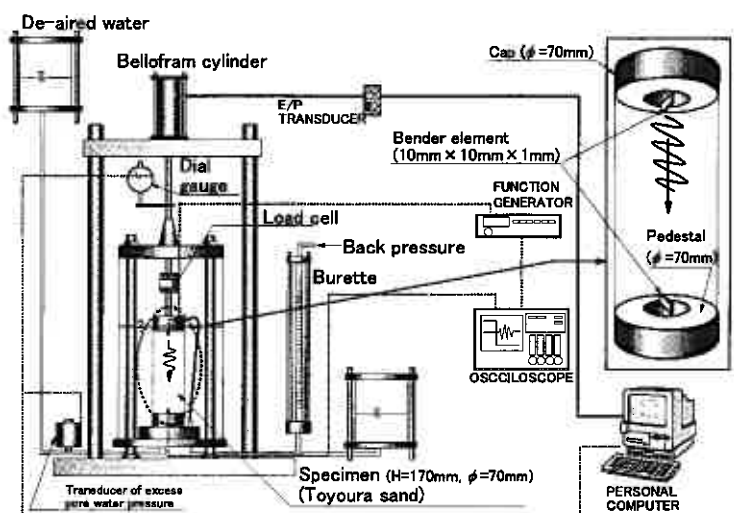


図-1 繰返し三軸試験装置

びその時点でのせん断剛性率  $G_{BEt}$  を測定した。用いた試料は豊浦砂 ( $\rho_s = 2.65\text{g/cm}^3$ ,  $\rho_{dmax} = 1.658\text{g/cm}^3$ ,  $\rho_{dmin} = 1.354\text{g/cm}^3$ ) である。また繰返し载荷の振動数は  $0.1\text{Hz}$  とした。

### 3. 構造物・地盤系の変形特性に関する実験

#### 3-1 2次元平面ひずみ試験装置

種々の繰返し载荷条件にある構造物・地盤系の変形挙動を調べるために2次元平面ひずみ条件の模型土槽と载荷装置を用いた。図-2に試験装置の全体図を示す。模型土槽の内寸法は幅  $2000\text{mm}$ 、高さ  $700\text{mm}$ 、奥行  $600\text{mm}$  である。豊浦砂を頂角  $60^\circ$  のサンドホッパーから自由落下させて地盤を堆積させた。なお、初期の地盤厚は  $H_s = 400\text{mm}$ 、地盤の相対密度  $D_r = 50\%$  (単位体積重量  $18.76\text{kN/m}^3$ ) とした。その後、底部より地盤構造を乱さないように通水し飽和化を図った。地盤中央部に模型構造物(仕様は幅  $100\text{mm}$ 、高さ  $100\text{mm}$ 、奥行  $580\text{mm}$ 、重量  $0.127\text{kN}$ )を設置した。模型地盤との接触面を完全粗の条件とするために構造物底面にはサンドペーパーが貼付けられている。これらの装置および地盤を用いて一連の試験を行った。なお、模型地盤内で発生した過剰間隙水圧は地盤表面から  $100\text{mm}$ 、 $200\text{mm}$ 、 $300\text{mm}$  の深さにおける所定の点(図-1中の  $C1$ ,  $C2$ ,  $C3$ ,  $L1$ ,  $L2$ ,  $R1$ ,  $R2$ ,  $LF1$ ,  $RF1$ )において測定された<sup>5)</sup>。

#### 3-2 繰返し载荷方法

本研究では繰返し鉛直交互载荷試験 (Cyclic Alternate Loading Test, CAL と略称)<sup>5)</sup> を対象としている。振動する構造物の沈下が進行的に発生する時の構造物・地盤系の支持力・変形特性を明らかにするために実施したものである。構造物上部の左右2地点で交互に繰返し荷重を与える試験を行っている(図-3参照)。なお繰返し载荷周期は  $4\text{秒}$  である。

#### 3-3 変形量の定義

構造物・地盤系の側方流動挙動を評価するために、図-4に示されるような変位量を定義した。模型試験においては、図に示される位置に設置された各変位計による計測値より構造物下部での左右端点の沈下量  $S_{VL}$ ,  $S_{VR}$  を算出した。地盤内に直径  $1.9\text{mm}$  のスパゲティ<sup>5)</sup> を挿入し、その側方変形量を測定することによって地盤内の変形挙動を観測した。なお地盤の変形を妨げないようにスパゲティが十分に軟らかくなった後に実験を開始した。スパゲティの水平変位量測定値を地盤内の側方変位量  $\delta$  と定義し、構造物底部の左右端点での鉛直線上の側方変位量をそれぞれ  $\delta_L$  および  $\delta_R$  とした。

さらに、全体的な変形挙動を評価するために構造物の沈下量や地盤内側方変位量の計測値に基づいて沈下土量  $V_p$ 、側方流動土量  $V_\delta$  を算出した(図-4参照)。 $V_p$  および  $V_\delta$  はそれぞれ構造物が地盤内に沈下

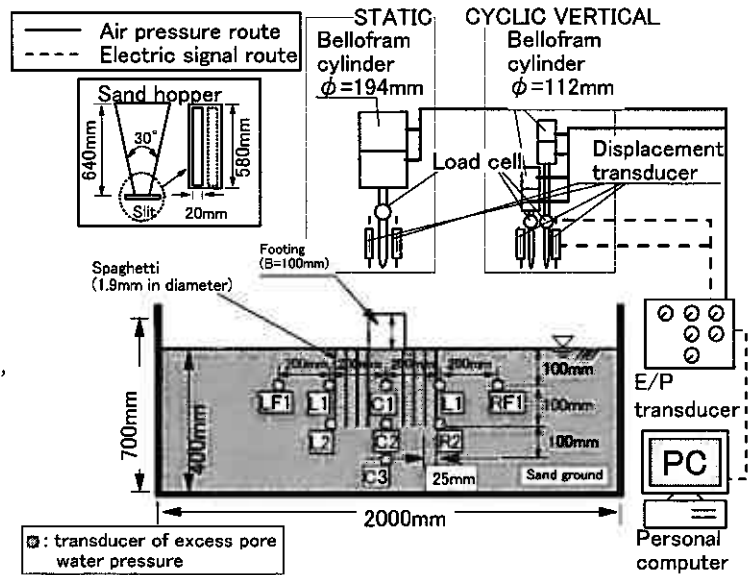


図-2 2次元平面ひずみ試験装置

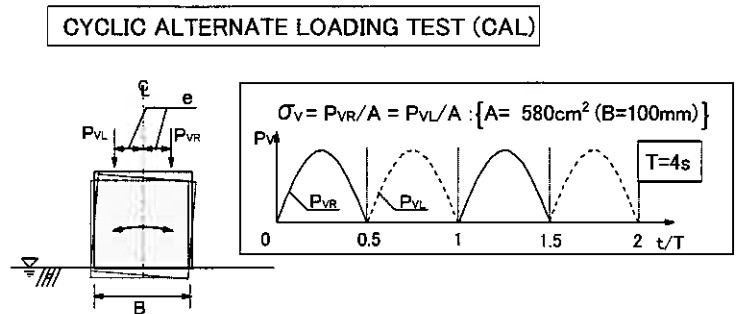


図-3 载荷方法(CAL試験)

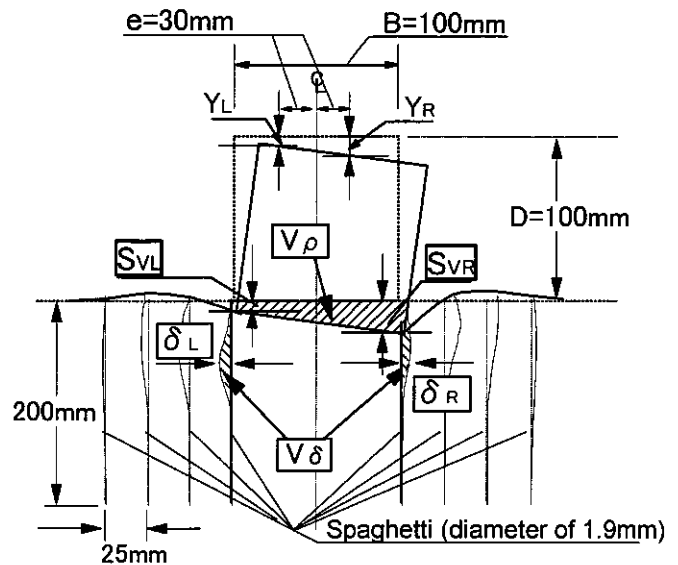


図-4 変形量の定義

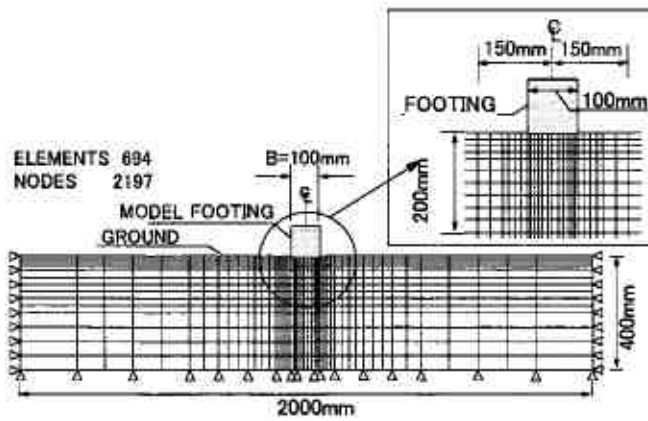


図-5 2次元有限要素メッシュ

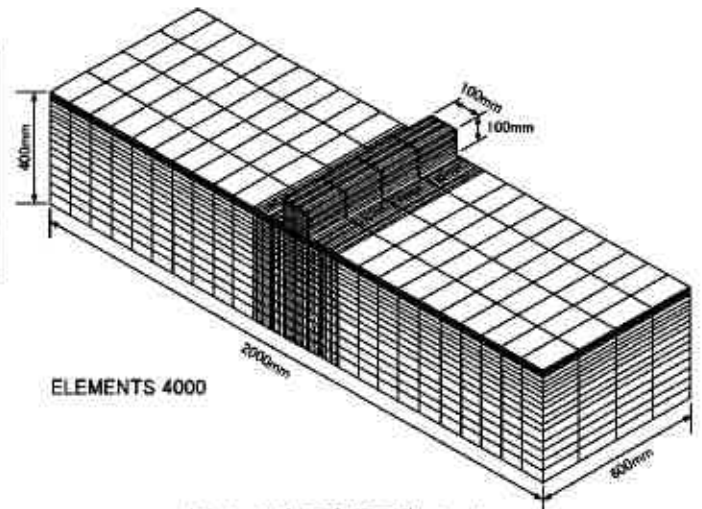


図-6 3次元有限要素メッシュ

した部分の単位奥行当りの体積、側方流動土量は地盤が側方に変形した部分の単位奥行当りの体積とした、これらの指標を用いて構造物・地盤系の沈下および側方流動変形の評価を行った。

#### 4. 数値解析

本研究では、繰返し載荷を受ける構造物・地盤系の変形挙動を調べるために有限要素法による数値解析を行った、図-5および図-6はそれぞれ2次元および3次元の要素図を示している。図-5より2次元解析では694要素、3次元解析では4000要素を用いており模型試験で用いた砂地盤および構造物と同じ寸法としている。境界条件として、地盤の底面および左右側面(3次元の解析では前後面も)では鉛直および水平方向の変位が発生しないように固定端とした。地盤上にある構造物は剛体とした。本研究では、一連の解析結果と模型試験結果を比較することで、解析の次元の違いが地盤の側方変形挙動の再現性におよぼす影響を調べている。

本研究では降伏関数 $F$ と塑性ポテンシャル関数 $\Psi$ に基づく弾塑性解析を行った。土の全ひずみ増分ベクトル $\{d\epsilon\}$ を、以下のように弾性ひずみ増分と塑性ひずみ増分の和として計算している。

$$\{d\epsilon\} = \{d\epsilon^e\} + \{d\epsilon^p\} = [D_e]^{-1} \{d\sigma\} + \lambda \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial \{\sigma\}} \dots (1)$$

ここで $\{d\epsilon^e\}$ :弾性ひずみ増分ベクトル、 $\{d\epsilon^p\}$ :塑性ひずみ増分ベクトル、 $[D_e]^{-1}$ :弾性状態での剛性マトリクスの逆行列、 $\{d\sigma\}$ :応力増分ベクトル、 $\{\sigma\}$ :応力ベクトル、 $\lambda$ :ひずみ硬化・軟化パラメータである。ここで、地盤内に発生する進行的な変形挙動を再現する1つの手法として、剛性マトリクス $[D_e]$ に含まれる土要素の弾性係数を載荷の繰返し回数や構造物沈下量の大きさの関数として設定することにより、地盤の剛性が載荷の繰返しによって変化する様相を再現する解析<sup>9)</sup>となっている。なお、本解析法は要素内の間隙水圧発生を考慮しない全応力解析に基づいている。

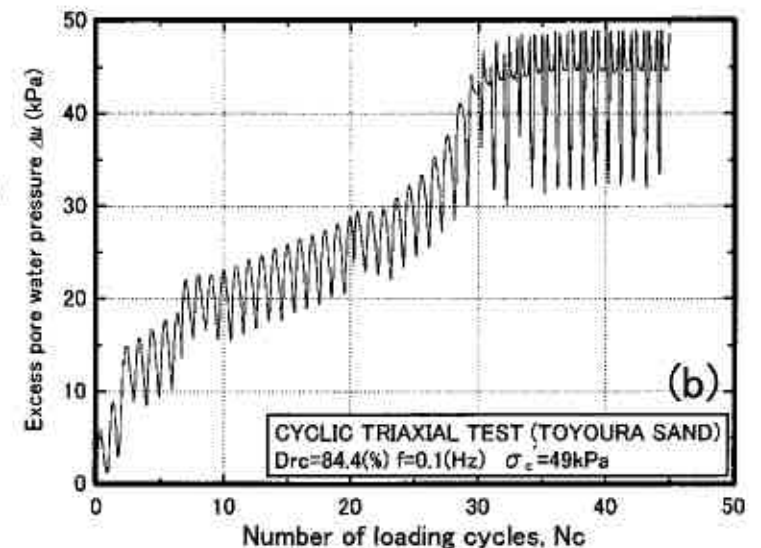
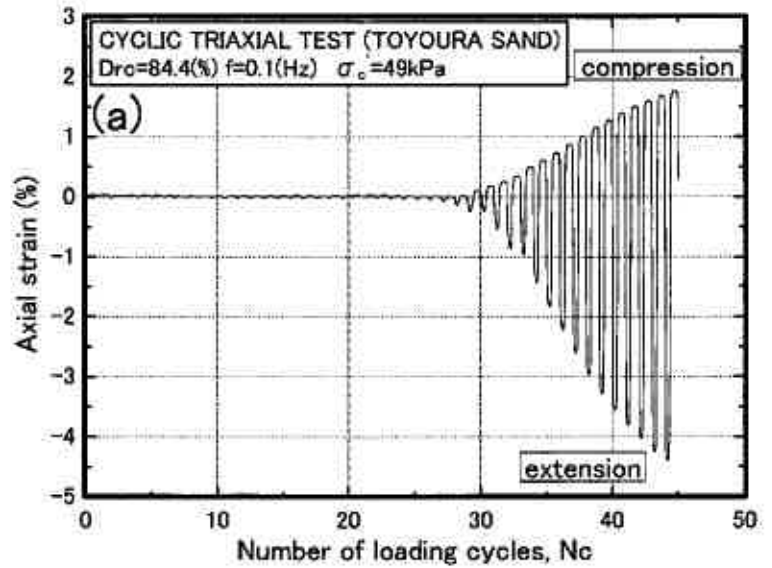


図-7 繰返し載荷試験結果(豊浦砂,  $D_{rc}=84\%$ )  
(a)軸ひずみ, (b)過剰間隙水圧

## 5. 試験結果と考察

### 5-1 繰返しせん断中のせん断剛性率の測定

図-7 はベンダーエレメントを搭載した繰返し軸荷試験結果の一例を示している。(a)図は軸ひずみ $\epsilon_a - N_c$  関係, (b)図は発生過剰間隙水圧 $\Delta u - N_c$  関係を示している. 圧密終了時の相対密度 $D_{rc}$ は84.4%(圧密終了時の間隙比 $e_c=0.660$ , 乾燥密度 $\rho_{dc}=1.597\text{g/cm}^3$ )である. 図より, 載荷を数回中断して砂のせん断剛性率を測定したにも関わらず, 軸ひずみ, 過剰間隙水圧の発生挙動は連続的であることがわかる. この事実は, 本試験方法によって砂が液状化に至るまでの変形挙動を適切に評価可能であることを示唆している.

写真-1(a)~(c)はベンダーエレメントによるせん断弾性波の送信及び受信波を表示した.(a)は等方圧密終了直後, (b)及び(c)はそれぞれ $\Delta u/\sigma'_c=0.6$ に達した時点及び $\Delta u/\sigma'_c=1.0$ に達し且つ両振幅軸ひずみ $DA$ が10%に達した時点のものである. いずれの時点においても受信波形が明確に表示されている. これより, 繰返し載荷を受けた砂のせん断剛性率の変化をベンダーエレメントによって把握可能のようである. また繰返しせん断によって $\Delta u/\sigma'_c$ が上昇することによって弾性波の到達時間が圧密終了後の値(初期値)に比べて長くなり砂のせん断剛性が低下することが確認された.

そこで, せん断剛性率の変化傾向を調べるために, 図-8 は過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c$ が0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0に達した時点でのせん断剛性率 $G_{BEi}$ を圧密終了直後のせん断剛性率 $G_{BE}$ で正規化した $G_{BEi}/G_{BE}$ と $\Delta u/\sigma'_c$ の関係を示している. なお, ベンダーエレメントによるせん断剛性率は次のように求められた.

$$G_{BE} \text{ or } G_{BEi} = \rho_t \cdot Vs^2 = \rho_t \cdot \left(\frac{L}{T_i}\right)^2 \quad \dots(2)$$

ここで $\rho_t$ : 供試体の湿潤密度,  $L$ : 送信及び受信ベンダーエレメント間の距離,  $T_i$ : せん断波の到達時間である.

砂供試体の圧密終了時の相対密度 $D_r$ を62.0%~88.5%の5種類に設定し, 密度の違いがせん断剛性率の低下に与える影響を調べている. なお, 繰返しせん断を受ける供試体の変形特性を詳細に調べるために, 豊浦砂の非排水繰返し三軸試験において繰返し回数が30回程度で両振幅軸ひずみ $DA$ が10%に達するような軸差応力 $\sigma_d$ で試験を行った.

図より過剰間隙水圧の蓄積に伴い砂のせん断剛性が急激に低下しており,  $\Delta u/\sigma'_c$ が1.0に達した時点でせん断剛性率が初期値の10~20%近くまで低下するのが見られた. 一方,  $\Delta u/\sigma'_c$ が0.2に達するまでは, いずれのケースにおいてもせん断剛性が初期値の90%近くまで減少しており, 砂の密度の違いによる差異は小さいと言える.  $\Delta u/\sigma'_c$ が0.2よりも大きくな

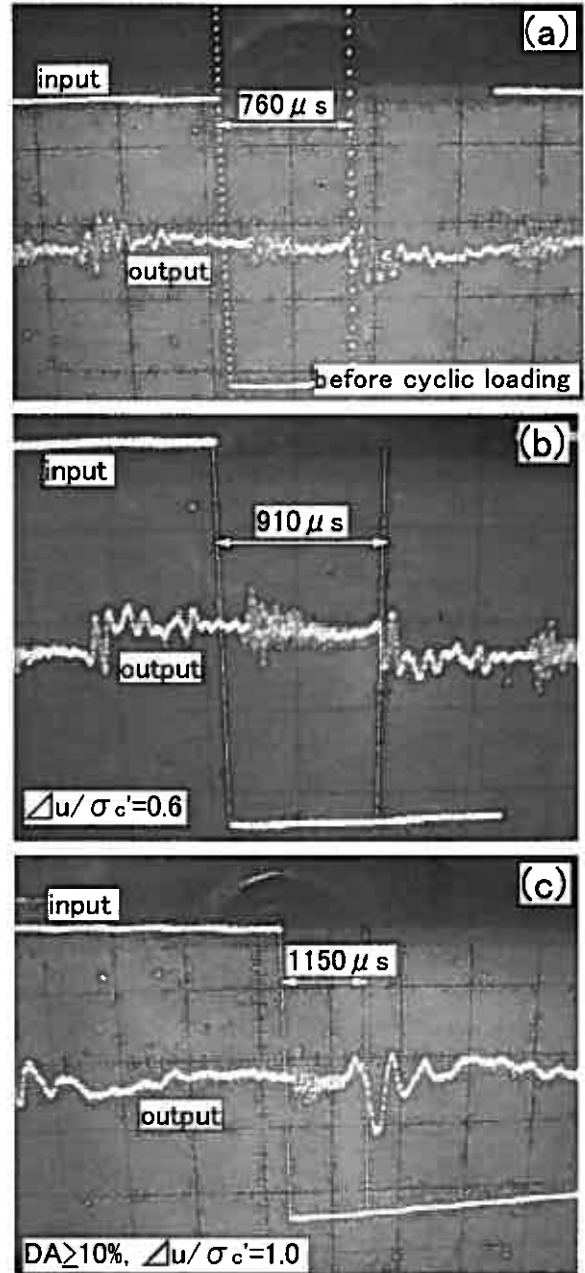


写真-1 ベンダーエレメント試験測定結果 ( $\sigma'_c=49\text{kPa}$ ):  
(a)等方圧密終了後, (b) $\Delta u/\sigma'_c=0.3$ 時点,  
(c) $DA=10\%$ 時

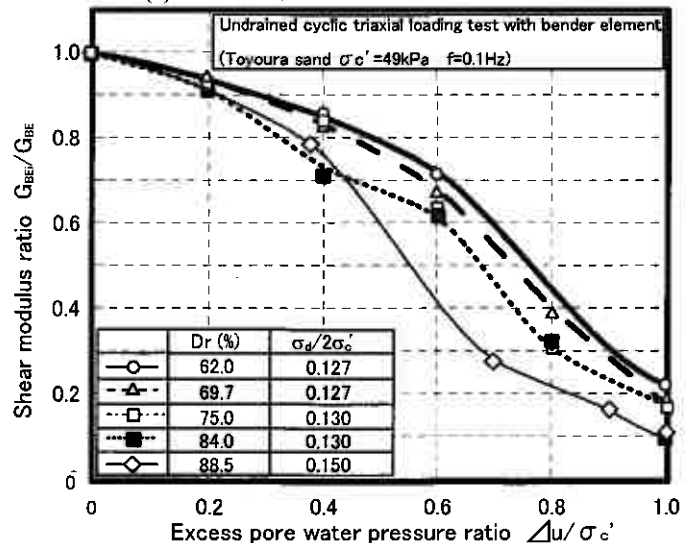


図-8 せん断剛性比と過剰間隙水圧比の関係



ると、砂の密度が高いほど  $G_{BE}/G_{BE}$  が急激に低下している様相が伺える。この関係を構造物・地盤系の变形解析に適用するためには、荷重応力、周期、供試体の排水条件の違いなど、他の要因がせん断剛性率の変化挙動に及ぼす影響を詳細に調べる必要があるが、本研究では図-8の結果に基づいて、繰返し荷重場にある構造物支持地盤の变形評価を進めている。

### 5-2 CAL 試験での構造物・地盤系の变形挙動

種々の繰返し荷重条件下にある構造物・地盤系の变形挙動を調べるために、構造物の沈下量と地盤内の過剰間隙水圧の発生特性について考察する。CAL試験では、地盤内に間隙水圧計を設置し(図-2参照)、地盤内の所定の点で発生した過剰間隙水圧と構造物の沈下量を測定した。

図-9(a), (b)は過剰間隙水圧  $\Delta u$  を初期有効土被り圧  $\sigma'_{v0}$  で正規化した  $\Delta u/\sigma'_{v0}$  と繰返し荷重回数  $N_c$  との関係を示している。地盤の比較的浅い領域の深さ 100mm の C1, L1 の各点では、荷重の進行に伴い過剰間隙水圧の上昇が見られた。その他の点では顕著な間隙水圧の蓄積は見られない。一方、構造物の沈下量は荷重回数の増加に伴い進行していることがわかる。これは、支持地盤内に液状化が発生しない場合でも、繰返し荷重によって地盤の变形が進行的に発生することを示している。

波浪場においても、海洋構造物支持地盤に見られる部分排水的な条件下の砂の变形によって構造物の沈下が進行するものと推測される。これより、繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の变形評価には、模型試験で見られた、わずかな過剰間隙水圧の蓄積がせん断剛性率に及ぼす影響を考慮することが簡便であると思われる。以下、一連の繰返し三軸試験ベンダーエレメント試験に模型試験結果を考慮した变形解析を試みている。

### 5-3 地盤の軟化挙動を考慮した变形解析

模型試験及びベンダーエレメント試験から得られた過剰間隙水圧と砂の变形特性の関係に基づき、繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の变形解析を試みた。本解析では地盤内の過剰間隙水圧が蓄積する挙動を、地盤内のせん断剛性が低下することによって考慮した解析を試みた(図10-参照)。

- (1) 図-11, 12のように構造物直下の深さ 100mm までの領域において、繰返し回数  $N_c$  が 20 回まで過剰間隙水圧が蓄積する。その後、過剰間隙水圧比  $\Delta u/\sigma'_c$  は 0.15 で収束する(せん断剛性率は初期値の 90%まで減少)。
- (2) 構造物近傍の左右の領域(幅 200mm, 深さ 150mm)では繰返し回数  $N_c$  が 20 回まで間隙水圧が蓄積し、その後  $\Delta u/\sigma'_c = 0.05$  で収束する(せん断剛性率は初期値の 95%まで減少)。
- (3) その他の箇所では過剰間隙水圧の蓄積は無視できるほど小さいものとし、せん断剛性を変化さ

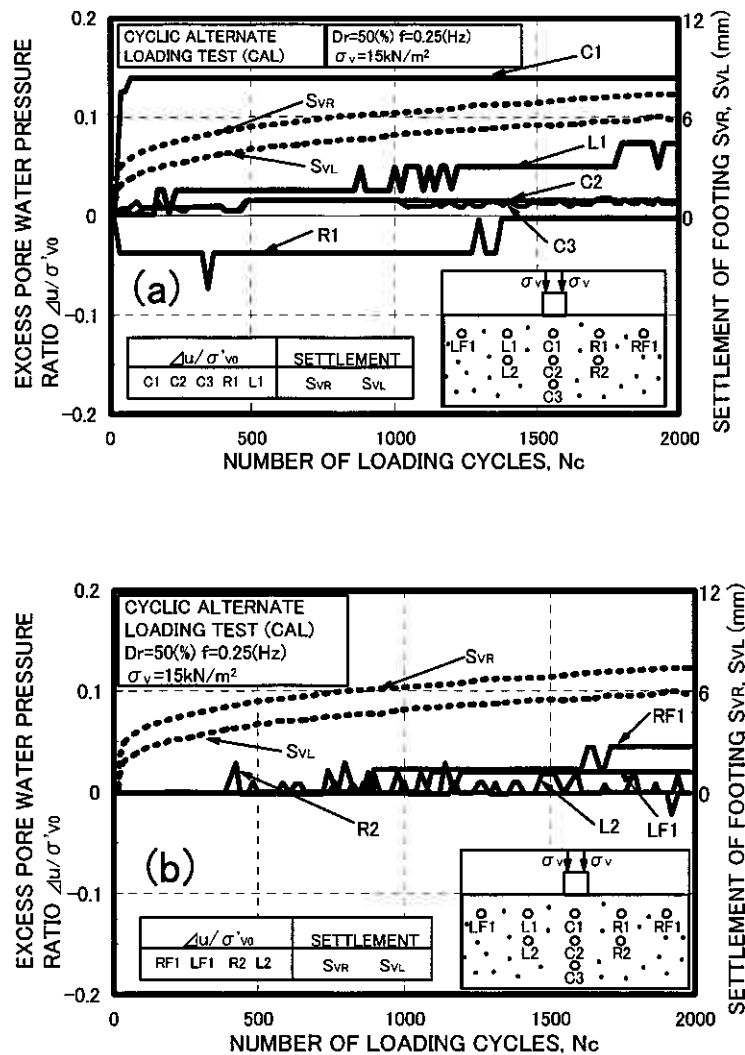


図-9 過剰間隙水圧および構造物沈下量(CAL)<sup>2)</sup> : (a)構造物近傍, (b)周辺地盤

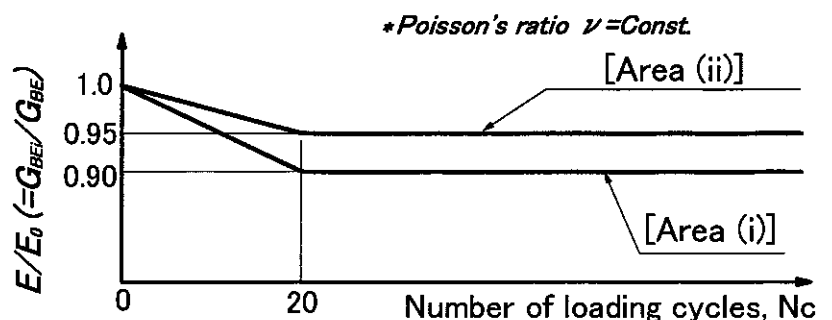


図-10 せん断剛性率変化の仮定

せない。

以上の仮定のように弾性係数の低減を設定することで、全応力解析にも関わらず過剰間隙水圧の蓄積による地盤の剛性低下を考慮することが可能と考えられる。ここでは、CAL 試験で測定された実測の沈下量を入力し、地盤内の側方変形挙動について検討した。なお対象とした地盤は相対密度  $Dr=50\%$  である。本解析に用いた各パラメータはそれぞれ表-1 に示している。なお地盤の弾性係数の初期値  $E_0$  は、阿曾沼ら<sup>7)</sup> によって得られたせん断剛性率と間隙比および有効拘束圧の関係から求めた。さらに3次元解析では、豊浦砂のせん断剛性率の異方性<sup>8)</sup> は考慮しておらず等方的なものとして解析を進めている。

図-13 は地表面からそれぞれ 25, 50, 75mm の深さ地点での種々の解析および模型試験から得られた構造物底部の左右端点での鉛直線上の側方変位量  $\delta_L$  および  $\delta_R$  と繰返し回数  $N_c$  の関係を示している。また、図には比較のために弾性係数一定条件の3次元解析結果も併記した。これより、剛性変化を考慮した3次元解析値は実測の側方変位量を全ての深さにおいて過大評価するものの、構造物の側方変位挙動傾向をよく表現しているといえる。一方、2次元条件の解析においても 25, 50mm 地点で実測値を過少評価のみであるが、地盤内の側方変位量を評価できている。また、弾性係数  $E$  を一定とした解析値は、75mm 地点以外では側方変位量を過小評価していることが見られる。

図-14 は発生した沈下土量  $V_p$ 、側方流動土量  $V_s$  と繰返し回数  $N_c$  の関係を示したものである。図より、CAL 試験で測定された実測の沈下量を入力しているため沈下土量  $V_p$  に関して解析値と実測値は同値となる。また、側方流動土量  $V_s$  で比較すると、3次元条件での解析値は実測  $V_s$  を過大評価している。これは図-13 から見てとれるように、3次元解析値は地盤内の側方変位挙動傾向をよく表現できるものの、全ての深さ地点において実測の側方変位量を過大評価していることによる。一方、2次元解析値は地盤の深さ 50mm より浅い領域において実測の側方変位量を過小評価しているにも関わらず、実測値との一致度は高い。これは、2次元解析結果は深さ 75mm 移深の側方変位量  $\delta$  を過大評価しているためと考えられる。

図-15 (a), (b) はそれぞれ2次元および3次元条件から得られた繰返し回数  $N_c=100$  時点での地盤内側方変形量の分布図を示している(実線が解析結果を示す)。(a)図より構造物付近の側方変位量に関して、解析値は実測より小さくなっている。また全体的な変形の傾向として、解析値は構造物の中心線から左右 150mm の範囲で側方変位量の発生がほぼ見られなくなっている。一方、(b)図より解析値は実測の側方変位量を全体的に過大評価するのが伺

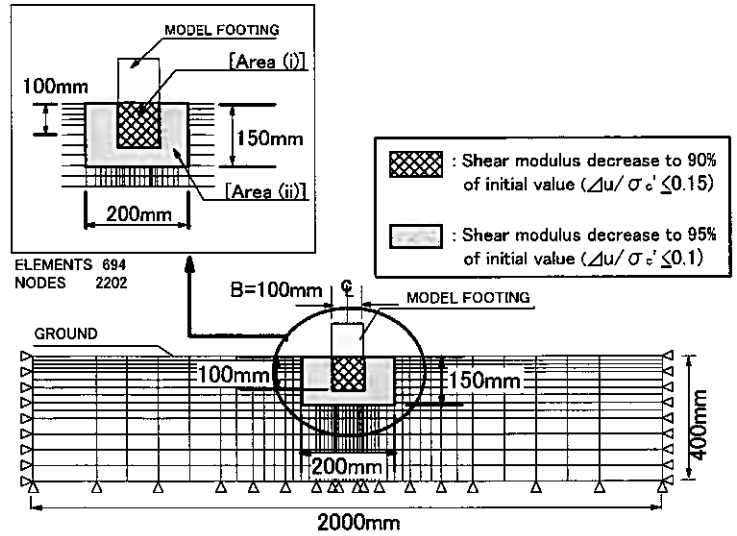


図-11 2次元解析でのせん断剛性低下領域の設定

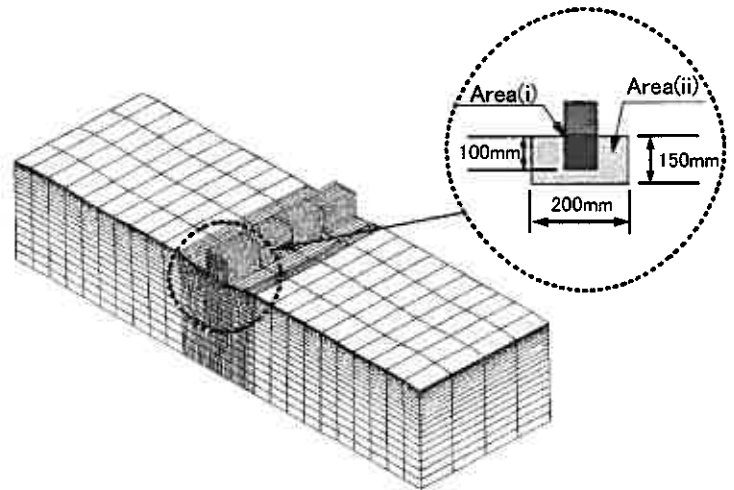


図-12 3次元解析でのせん断剛性低下領域の設定

Elastic modulus at initial $E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	87000
internal friction angle $\phi$ (°)	35
Poisson's ratio $\nu$	0.3
cohesion $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	0
unit weight $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.76
Footing weight $W$ (kN)	0.127
parameter $\lambda$	1.0
dilatation angle $\psi$ (°)	0

表-1 解析パラメータ

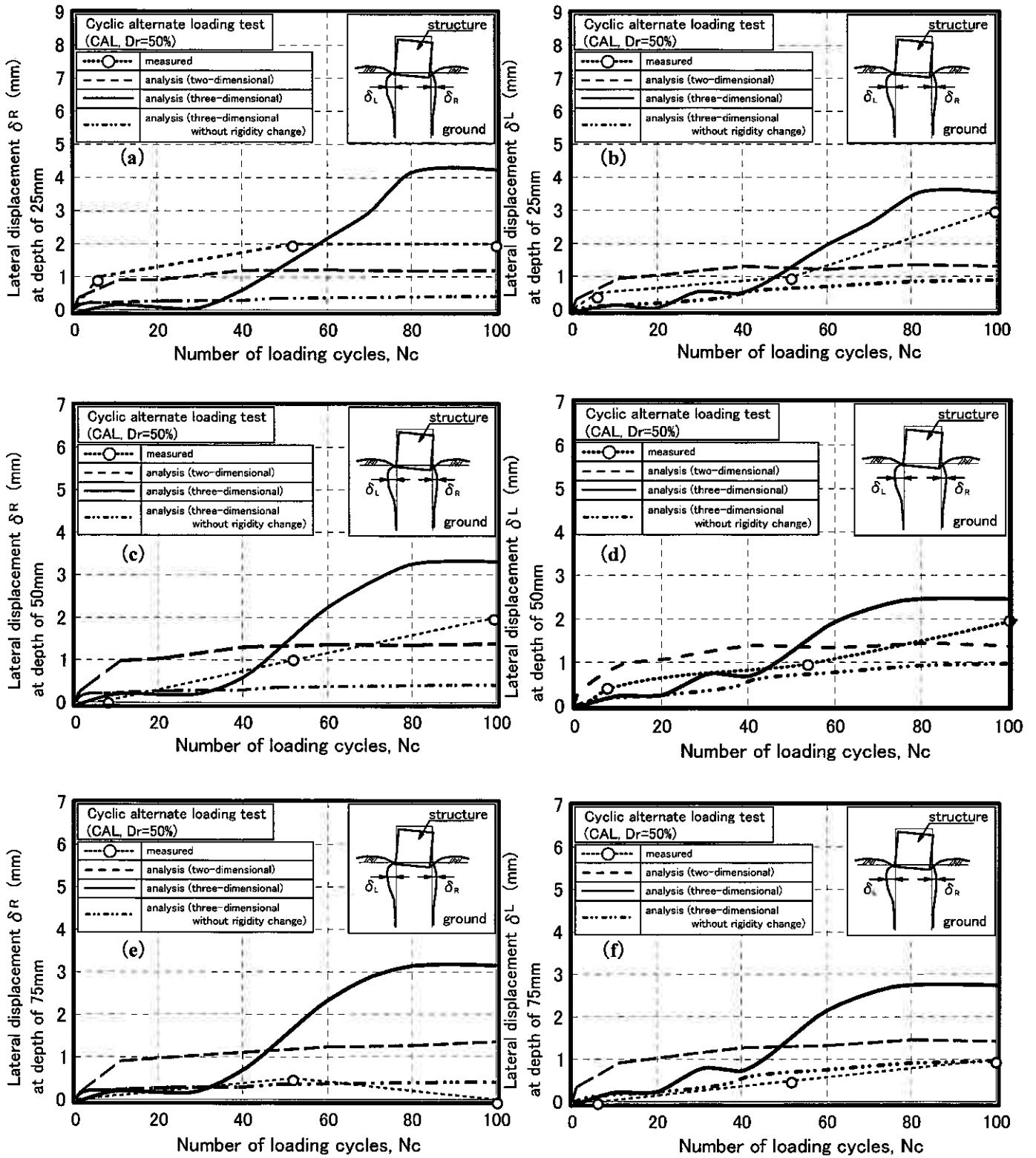


図-13 側方変位量  $\delta \sim N_c$  関係 : (a) 構造物下部右側・深さ 25mm, (b) 構造物下部左側・深さ 25mm, (c) 構造物下部右側・深さ 50mm, (d) 構造物下部左側・深さ 50mm, (e) 構造物下部右側・深さ 75mm, (f) 構造物下部左側・深さ 75mm

える。さらに、地盤の側方変位量の顕著な発生が 2次元条件の解析値より広い範囲で見られることもわかる。これより、地盤の浅い領域（ここでは 50mm より浅い領域）での構造物下部周辺地盤での繰返し載荷による側方変形挙動の再現性を高められれば、2次元条件の解析によっても構造物・地盤系の変形挙動を的確に再現することが出来ると思われる。

## 6. 結論

一連の実験及び解析から得られた結論は以下の通りである。

- (1) ベンダーエレメント試験によって繰返し载荷中の砂のせん断剛性率  $G_{BE}$  の変化を追跡した。せん断剛性率  $G_{BE}$  と過剰間隙水圧の関係は、発生量に応じて減少する。
- (2) 地盤内に発生する過剰間隙水圧とせん断剛性率の関係を考慮した数値解析を試みた。本研究で実施した载荷条件では、提案した解析法を用いれば、地盤内の側方変位挙動を評価できる。

### 参考文献

- 1) 高山知司・佐々真志・辻尾大樹・谷口昇太郎・水谷雅：防波堤マウンド下における残留間隙水圧の応答に関する現地観測，海岸工学論文集，Vol.51，pp.821-825，2004。
- 2) 前野詩朗・Lechosla 小川誠：波一混成堤一地盤系の相互応答に関する研究，海岸工学論文集，Vol.51，pp.826-830，2004。
- 3) 川口貴之・佐野信房・三田地利之・澁谷啓：室内ベンダーエレメント試験の解釈について，地盤工学会北海道支部技術報告集，Vol.41，pp.145-152，2001。
- 4) 小林隼・三浦清一・渡辺則仁：弾性波測定による火山性粗粒土の動的変形定数，火山灰地盤の工学的性質の評価法に関するシンポジウム発表論文集，pp.115-120，2002。
- 5) 川村志麻・三浦清一・宮浦征宏・横浜勝司：波浪のような繰返し力を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動，土木学会論文集，No.624，III-47，pp.65-75，1996。
- 6) 横浜勝司・三浦清一：支持地盤の剛性および強度変化を考慮した海洋構造物・地盤系の変形解析法，海岸工学論文集，Vol.50，pp.876-880，2003。
- 7) 阿曾沼剛・三浦清一・八木一善・田中洋行：火山性粗粒土の動的変形特性とその評価法，土木学会論文集，No.708/□-59，pp.161-173，2002。
- 8) Hoque and Tatsuoka：Anisotropy in elastic deformation of granular materials，Soils and Foundations，Vol.38，No.1，pp.163-179，1998。

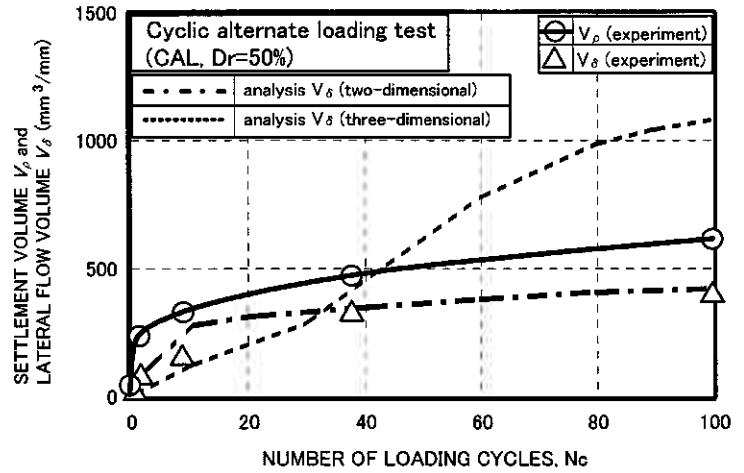


図-14 発生土量  $V_p$ ,  $V_\delta \sim N_c$  関係

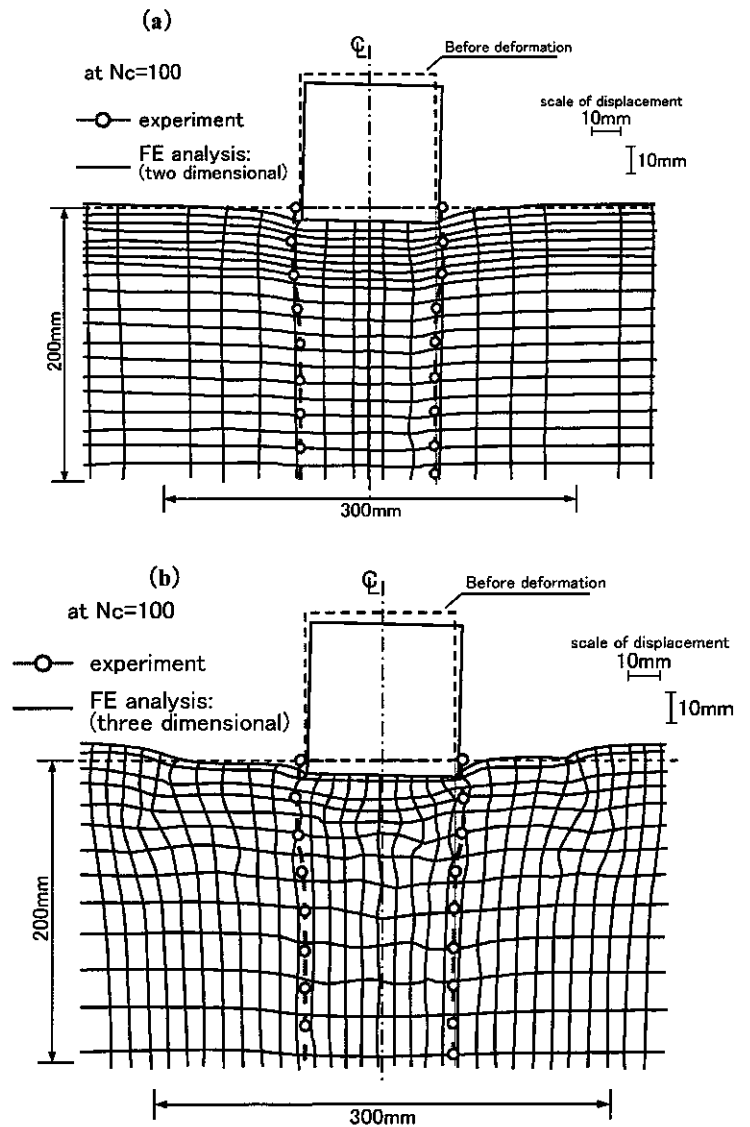


図-15 地盤内側方変形挙動 (CAL) :  
(a) 2次元条件, (b) 3次元条件

北海道大学大学院 学生員 ○小 松 賢 司  
 北海道大学大学院 国際員 三田地 利 之  
 北海道大学工学部 学生員 外 館 友 彦

## 1. はじめに

高レベル放射性廃棄物を地層処分する際、安全に人間の生活圏から隔離するためにその周りはもちろん、搬入のために掘られた坑道も何らかの材料(緩衝材)で埋め戻す必要がある、現在最も期待されているのがベントナイト・珪砂混合土である。そこで筆者らは約 5MPa までの範囲の圧力領域において飽和状態にある混合土の段階載荷圧密試験、圧密非排水三軸圧縮試験及び膨潤応力測定試験を行い、幅広い応力範囲における力学特性を把握するとともに、ベントナイト・珪砂混合土供試体の作製方法の違いによる影響も検討してきた。本研究は従来の報告<sup>[16]</sup>に加え、最新の試験結果も含めて人工バリアーの変形解析<sup>[17]</sup>に必要な力学パラメーターの決定を目的として考察を行った。また、新たに膨潤変位測定試験を実施し、これまで実施してきた膨潤応力測定試験方法の妥当性に関しても検討を加えた。

## 2. 供試体作製条件

本研究で用いるベントナイトは、わが国で行われている緩衝材としてのベントナイトの研究に最も多く使用されているクニミネ工業製クニゲル V1 である。珪砂は、珪砂 7 号に分類されるものを用いている (Table1 参照)。筆者らは、これまでベントナイトと珪砂の混合割合を 50%-50%とした場合と 70%-30%の場合について研究を進めてきたが、現時点での地層処分の計画<sup>[2]</sup>を考慮して、本報告では 70%-30%の実験結果に絞って記述する。供試体作製条件を以下に示す。

Table1 Properties of bentonite-sand mixture

	Bentonite (Kunigel V1)	Sand (Keisa-7)
Type	Na-type	-----
Soil density ( $\rho_s$ )	2.799 g/cm <sup>3</sup>	2.692 g/cm <sup>3</sup>
Liquid limit ( $w_L$ )	498.6 %	-----
Plastic limit ( $w_p$ )	39.4 %	-----
Plasticity index ( $I_p$ )	459.2	-----
Smectite content	60 %	-----

### ① Compacted (締め固め粘土) Specimen

粉末混合土を 10 層に分け、上端 $\phi=35.5\text{mm}$ 、下端 $\phi=36.5\text{mm}$  のモールド内で側方拘束状態で 1 次的に静的に締め固め、飽和容器に入れて 3~5 ヶ月間通水させて作製した供試体 (以下、COM と略称)。

### ② Preconsolidated (予圧密粘土) Specimen

含水比を液性限界の 1.5 倍以上としたペースト状の混合土を、予圧密セルによって予圧密応力 500kPa で 1 次元圧密し (圧密の打ち切りは 3t 法による [5~12 ヶ月間])、その混合土ブロックを所定の寸法にトリミング成型することにより作製された供試体。ベントナイト混合土は混合土自身も特性上、排水に多くの時間を費やしてしまう。そこで排水長を少しでも短くするため、側面にもろ紙を巻くことで半径方向の排水を行い、また、排水方向に負圧 (約-90kPa) を作用させることで、予圧密に費やす時間を短くするという工夫をしている (以下、PC)。

## 3. 実験条件

### 3.1 段階載荷圧密試験

本研究で用いる段階載荷圧密試験機はペロフラムシリンダーに空気圧を載荷することによって、最大 5MPa までの圧密圧力を載荷することが可能である。本研究においては、より正確な圧密降伏応力や圧縮・膨潤指数の算出を目的として、 $\phi=60\text{mm}$ 、 $H=10\text{mm}$  の供試体について荷重増分比にこだわらず、多段階の載荷・除荷・再載荷を行っている。

(試験名の略号)

**COM 70 16**  
 ① ② ③

- ① 供試体作製条件
- ② ベントナイト配合率 (%)
- ③ 初期乾燥密度 (16 : 1.6g/cm<sup>3</sup>)

### 3.2 圧密非排水三軸圧縮試験

$\phi=36, 35\text{mm}$ 、 $H=70\text{mm}$ 、 $\rho_d=1.6\text{g/cm}^3$  の COM 及び PC 供試体に対して [初期等方圧制御→B 値測定 (目標 0.95 以上) →等方圧密 (4kPa/min.) →2t 打ち切り→非排水せん断 (0.001%/min.) →軸ひずみ 15%で終了] の手順で圧密非排水三軸圧縮試験を実施した。

(試験名の略号)

**COM 70 25**  
 ① ② ③

- ① 供試体作製条件
- ② ベントナイト配合率 (%)
- ③ 有効圧密圧力 (25 : 2.5MPa)

### 3.3 膨潤応力測定試験

圧密リングを装着した締め固め容器内で所定の乾燥密度に締め固めた供試体( $\phi=60\text{mm}$ 、 $H=10\text{mm}$ )をリングと一体のま

**Stress-strain-strength characteristics of bentonite-sand mixture obtained from laboratory tests (2nd):**

Kenji KOMATSU ( Graduate Student, Hokkaido University )  
 Toshiyuki MITACHI ( Graduate School of Engineering, ditto )  
 Tomohiko TODATE (Graduate Student, Hokkaido University)

ま取り出して、定ひずみ速度圧密試験容器にセットし、剛性の高い載荷装置に搭載した後、30kPaのプレロードを加えて載荷ピストンと供試体を確実に接触させた。その後、圧密容器の上下から蒸留水を通水し、上下のロードセルを用いて膨潤応力を測定する。本研究では、以下に示す2種類の測定方式を採用している。

(フィードバック方式 [FB-system])

FB方式は反力板上部にペロフラムシリンダーを取り付け、膨潤側に発生する変位量(0~0.0065mm以内)をコンピューターが読みとり、変位量が0mmになるようにDAボードから適切な電圧をEP変換器に送り、EP変換器を介してペロフラムシリンダーに自動的に空気圧を送ることで供試体に鉛直荷重を制御する制御法である。これによって、試験中に生じる反力板やロードセルのたわみによる供試体の鉛直変位を解消することができる。また、EP変換器を介することで、コンピューターで自動制御することが可能となり、非常に小さな鉛直荷重増分を正確に制御することができる。

(ノンフィードバック方式 [NFB-system])

NFB方式はロードセルを反力板に直接固定した状態で供試体を拘束し、供試体上下のロードセルで得た圧力を膨潤応力とする制御法である。この制御法では、わずかながら反力板やロードセルのたわみが生じ、膨潤応力の過小評価につながる可能性がある。

(試験名の略号)

**FB 70 16**  
① ② ③

- ① 制御方法 (FB : FB方式)
- ② ベントナイト配合率 (%)
- ③ 初期乾燥密度 (16 : 1.6g/cm<sup>3</sup>)

### 3.4 膨潤変位測定試験

膨潤応力測定試験と同様に、供試体を定ひずみ速度圧密試験容器にセットし、載荷装置に搭載後30kPaのプレロードを加えて載荷ピストンと供試体を確実に接触させ、変位量を原点に合わせる。その後、供試体に所定の鉛直圧を制御し、鉛直圧を一定にしたまま容器の上下から蒸留水を通水する。膨潤応力測定試験と同じ時間にわたって通水させ、膨潤変位を測定し、その試験結果を膨潤応力測定試験と照合することにより、それぞれの測定方式の妥当性を検討している。

(試験名の略号)

**RFB 70 16**  
① ② ③

- ① 採用する鉛直荷重の種類 (RFB : FB方式)
- ② ベントナイト配合率 (%)
- ③ 初期乾燥密度 (16 : 1.6g/cm<sup>3</sup>)

## 4. 結果と考察

### 4.1 段階載荷圧密試験

段階載荷圧密試験では、圧密降伏応力  $p_c$  と圧縮指数  $C_c$ 、膨張指数  $C_s$ 、さらには各段階における透水係数  $k$  を求めることが目的である。

Fig.1~3 に段階載荷圧密試験による  $e$ - $\log p$  関係を示す。Fig.1 はベントナイト配合率  $\alpha=70\%$  の COM, Fig.2, 3 は比較のために実施した  $\alpha=100\%$  および本研究で過去に行った各種粘性土 (MC-Kaolin, NSF-clay は市販の粉末粘土, 他は自然粘土の不攪乱試料) の試験結果である。また, Table2 に同試験で得られた  $C_c$ ,  $C_s$  および  $C_s/C_c$  を示す。 $C_s$  に関しては除荷・再載荷過程における傾きの平均値を用いている。過去に実施した  $\alpha=50\%$  の COM 供試体についての圧密時の  $e$ - $\log p$  関係<sup>[16]</sup> においては、砂分含有量が多いために、珪砂粒子同士が接し合う領域の間隙比 ( $e=0.46$ ) に相当する 1.3MPa 前後

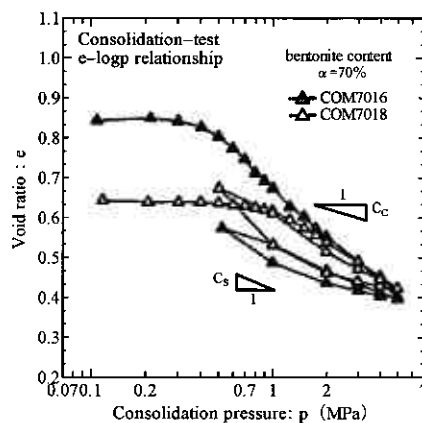


Fig.1 e-logp relationship ( $\alpha=70\%$ )

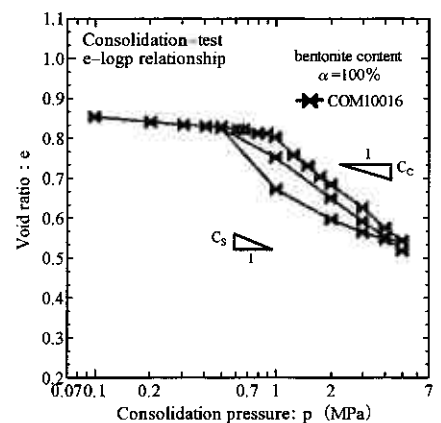


Fig.2 e-logp relationship ( $\alpha=100\%$ )

Table2 Compression·expansion-index

	$C_c$	$C_s$	$C_s/C_c$
COM7016	0.407	0.184	0.452
COM7018	0.271	0.257	0.948
COM10016	0.372	0.306	0.823
Kiyohoro	0.232	0.047	0.202
Hachirougata	0.660	0.221	0.334
Kurihama	0.669	0.106	0.240
MC-kaolin	0.634	0.173	0.273
NSF-Clay	0.485	0.170	0.351
Higashiogishima	0.420	0.057	0.136

に変曲点が生じるといった傾向が見られたが、 $\alpha=70\%$ の試験では正規圧密領域で線形挙動を示した。これはベントナイトの配合率が上がったことにより、ベントナイト主体の挙動が現れたものと考えられる。Fig.2 に示される  $\alpha=100\%$  のものも同様に正規圧密領域で線形挙動を示したことから、この推論が裏付け

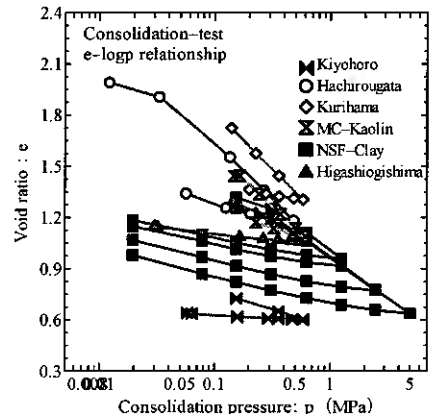


Fig.3 e-logp relationship (Common clay)

られたと考えてよいであろう。α=70%では初期密度 (COM7016 と 7018) によらず圧密圧力が 2MPa 以降で同一曲線を取り、一般的な粘性土同様に圧密の進行に伴い双方の間隙比が一致する傾向が見てとれた。なお、COM7018, COM10016 は他のものと比較して C<sub>s</sub> が大きな値を示したが、これは密度の増大と配合率の増大により供試体中のスメクタイト含有率が増加したためと思われる。C<sub>s</sub>/C<sub>c</sub> を比較しても、一般的な粘性土は C<sub>s</sub>/C<sub>c</sub> が 0.3~0.1 をとるのに対し、ベントナイト・珪砂混合土は 0.4~0.9 と大きな値を示した。また、核燃料サイクル開発機構 (以下、JNC と略す) で過去に得られた α=70%, ρ<sub>d</sub>=1.6g/cm<sup>3</sup> の COM (φ=60mm, H=20mm) の段階載荷圧密試験結果 [2] [7] [8] を本研究の COM7016 と比較すると、JNC の圧縮・膨張指数は C<sub>c</sub> =0.27, C<sub>s</sub>=0.16 と本研究よりも小さな値を示した。JNC の試験は、最大圧密圧力が 19.6MPa と非常に高压条件で実施されているため、リングとの摩擦の影響により圧密曲線が若干下に凸の形状を示したとの報告 [8] がある。そのため、C<sub>c</sub>, C<sub>s</sub> が過小評価されて算出された可能性があり、本研究よりも小さな値を示したと考えることができる。また、本研究、JNC 共にクニミネ工業製クニゲル V1 を用いているが、製造年月や保存状態の違いによる物性値の違いの影響も考えられる。Table3 に JNC で得られたクニゲル V1 の物性値 [2] [7] [8] を示すが、Table1 に示す本研究の物性値とは明らかに異なる結果である。このことから、単純に力学パラメーターの比較を行うことは困難であると考えられる。

Table4 に三笠法により算出した圧密降伏応力、供試体作製時の成型圧及び最大膨潤応力を示す。成型圧と比較して、圧密降伏応力は明らかに小さな値を示した。供試体に載荷する成型圧は圧密試験のような持続的な圧力載荷と異なるため、圧密降伏応力と成型圧との間に大きな差が生じたと考えられる。Fig.4 は過去に実施した α=50% の実験結果も含めて圧密降伏応力-最大膨潤応力関係を示したものであるが、Table4 とあわせて考えると、圧密降伏応力の大きさは成型圧の大きさに依らず、むしろ供試体の膨潤応力におおよそ等しいと言える。

Fig.5 に段階載荷圧密試験によって得られた α=70% の圧密降伏応力以後の載荷段階における透水係数と乾燥密度の関係を示す。本研究で得られた COM のデータの他に、参考のために JNC の COM の試験結果 [2] [7] [8] も示してある。図より、乾燥密度と透水係数の対数の関係は多少のばらつきは見られるが、透水係数は乾燥密度の増大に伴い直線的に減少し、乾燥密度 1.5~2.0g/cm<sup>3</sup> の範囲で k=10<sup>-11</sup>~10<sup>-12</sup>cm/sec. の値をとる。

#### 4.2. 圧密非排水三軸圧縮試験

圧密非排水三軸圧縮試験では、α=70%, ρ<sub>d</sub>=1.6g/cm<sup>3</sup> の COM 供試体を用い、ベントナイト混合土のせん断挙動の把握およびせん断抵抗係数 M を求めることが目的である。また、高密度供試体である COM にとっては過圧密領域に相当する応力範囲でも、予圧密粘土供試体では正規圧密状態で試験を遂行することが期待できることから、PC 供試体を用いて低圧領域 (0.5~1.5MPa) での試験を実施した。

Fig.6(a), (b) に圧密非排水三軸圧縮試験によって得られた COM および PC の有効圧密応力 P<sub>0</sub>' で正規化した q-ε<sub>a</sub> 関係を示す。図より、COM・PC 共に低圧領域での試験結果である COM7005, PC7005 は他と比較して大きな q/P<sub>0</sub>' を示した。COM は、膨潤応力の大きさ (549kPa) から過圧密土に類似の応力状態にあり、他と異なる挙動を示したものと判断される。PC に関

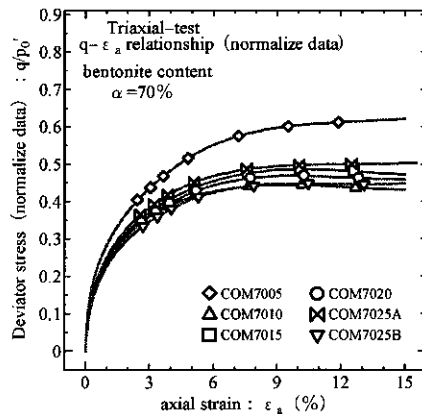


Fig.6(a) q-ε<sub>a</sub> relationship (COM)

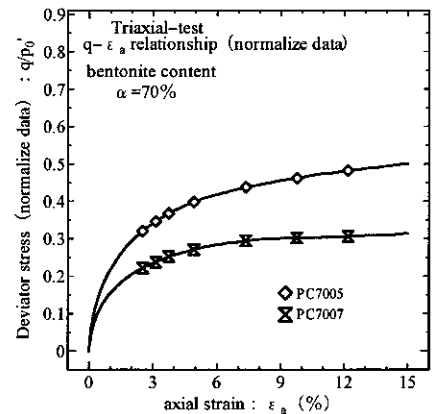


Fig.6(b) q-ε<sub>a</sub> relationship (PC)

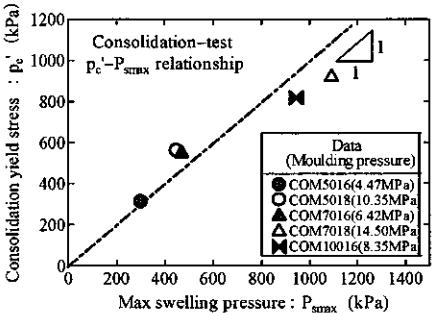


Fig.4 pc'-P<sub>smax</sub> relationship

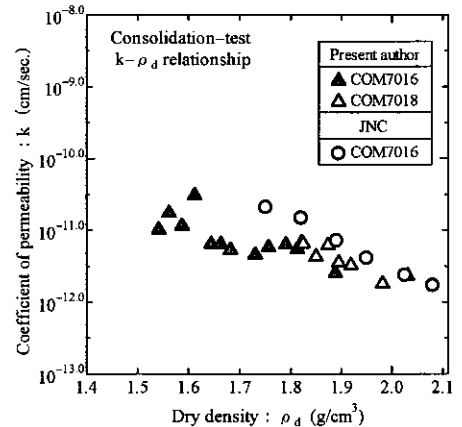


Fig.5 k-ρ<sub>d</sub> relationship

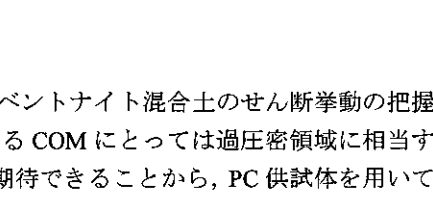


Table4 pc', Moulding pressure and Max swelling pressure

	pc'	Moulding pressure	Max swelling pressure
COM7016	470kPa	6.42MPa	549kPa
COM7018	1091kPa	14.50MPa	920kPa
COM10016	944kPa	8.35MPa	818kPa



しても同様に考えられる。その他のものは正規圧密状態から試験がスタートしているとみなしてよいと思われる。

Fig.7(a), (b)にCOMおよびPCの有効応力径路を示す。前述したように過圧密土的挙動を示したものはせん断に伴う平均有効主応力の減少割合が他のものと比較して少なく径路が立つ傾向を示しており、COM7005ではその傾向が顕著に見られる。これらのデータを除いて得られたCOMのせん断抵抗係数の値は $M=0.57$ 、低圧領域で行ったPCでは $M=0.53$ とCOMと類似した値を示した。また、JNCによって行われた $\alpha=70\%$ 、 $\rho_d=1.6\text{g/cm}^3$ のCOM( $\phi=5\text{cm}$ ,  $H=10\text{cm}$ )の試験結果<sup>[2][7][8]</sup>との比較を行うと、JNCの $M$ は $M=0.63$ と本研究で得られた $M$ より10%程度大きな値を示した。これも、誤差としては大きな違いであるため、4.1で述べたように、クニゲルV1の物性値の違いによるものと推定される。

Fig.8(a)~(c)にCOMおよびPCの有効圧密圧力 $P_0'$ で正規化した $\Delta u/p_0' - \epsilon_a$ 関係を示す。軸ひずみが3~5%までは過剰間隙水圧は急激に増加する傾向が見られ、その後の挙動は供試体ごとに異なっている。0.5~1.5MPaまでの低い有効圧密応力の $\Delta u/p_0'$ はピーク後一定値を示すか、緩やかに上昇し、高い有効圧密応力で行った試験では $\Delta u/p_0'$ はピーク後減少し、有効応力が増加する傾向が見られる。PCは明確なピークを示さず、過剰間隙水圧は緩やかに上昇する傾向が見てとれる。

### 4.3 膨潤応力測定試験

膨潤応力測定試験では、ベントナイト混合土の膨潤挙動の把握と最大膨潤応力 $P_{smax}$ を求めることが目的である。ベントナイト・珪砂緩衝材からなる人工バリアーの変形解析では、緩衝材が完全飽和した状態を解析の原点とするのが都合がよいので、初期応力に最大膨潤応力を用いる。そのため、正確な膨潤応力の算出が必要となり、本研究ではFBおよびNFBの2つの方式で実験を行い、しかも供試体の上下ロードセルで得られた値を比較検討することとした。

Fig.9に上下のロードセル(upper, lower)による測定から得られた $P_{smax} - \rho_d$ 関係を示す。これより、 $FB(upper) > FB(lower) > NFB(lower) > NFB(upper)$ の関係が成り立っていることが分かる。FB(lower)がFB(upper)の95%程度の値となっているのは、FBの場合、供試体変位が0mmになるように鉛直下向きに供試体を圧縮するため、供試体とステンレスリングとの間に生じる鉛直上向きの摩擦の影響によって、上部ロードセルの測定値の方が大きな値をとったことによると考えられる。次に、NFB(upper, lower)がFB(upper, lower)の90%程度の値となっているのは、FBは膨潤変位が生じないように変位制御しているのに対し、NFBはロードセルを反力板に直接固定して測定しているため、わずかながら反力板やロードセルのたわみ(約0.08mm)が生じ、膨潤応力が過小評価されて測定されたためと考えられる。△、○で示される小峯ら<sup>[12][13][14]</sup>の試験結果もNFB方式であり、本研究のNFBの実験結果とほぼ同様の値を示している。また、FBとは反対にNFBの結果でNFB(upper)がNFB(lower)の95%程度となっているのは、供試体が膨潤し、変位が生じる際に、ステンレスリングとの間に生じる鉛直下向きに生じる周面摩擦によって上部ロードセルの値が小さく測定されたためと考えられる。以上のことから、上部・下部どちらのロードセルの値を採用す

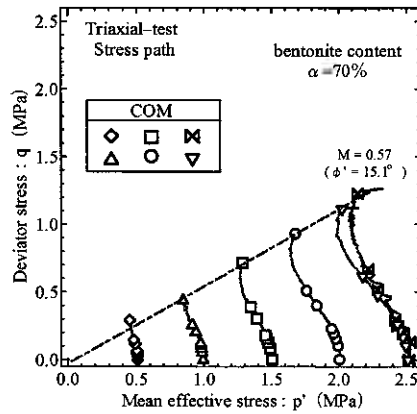


Fig.7(a) Stress path (COM)

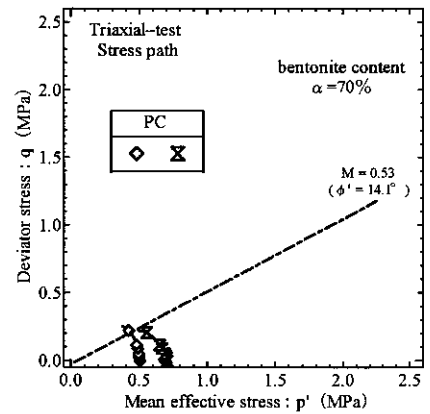


Fig.7(b) Stress path (PC)

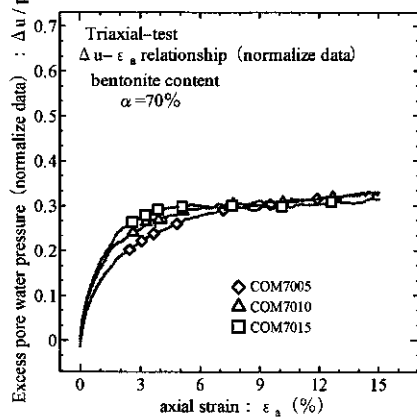


Fig.8(a)  $\Delta u/p_0' - \epsilon_a$  relationship (COM)

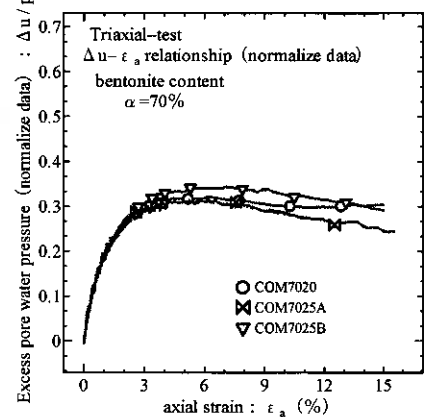


Fig.8(b)  $\Delta u/p_0' - \epsilon_a$  relationship (COM)

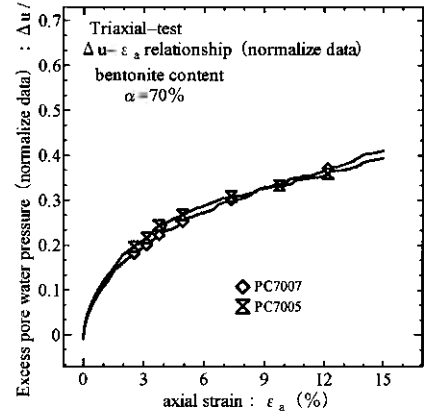


Fig.8(c)  $\Delta u/p_0' - \epsilon_a$  relationship (PC)

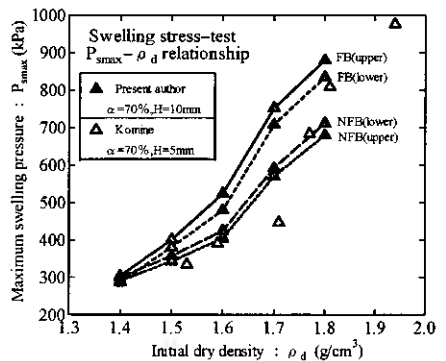


Fig.9  $P_{smax} - \rho_d$  relationship

べきかは別として、少なくともFB方式で測定するのが妥当と考えられる。

Fig.10にFB方式の上部ロードセルによって得られた最大膨潤応力 $P_{smax}$ と有効粘土密度 $\rho_e$ の関係を示す。有効粘土密度は珪砂粒子の体積を除いてベントナイトの乾燥密度を計算した指標<sup>[2]</sup>であり、Eq.1にその関係式を示す。

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

ここで、 $\rho_e$ は有効粘土密度 ( $g/cm^3$ )、 $M_b$ はベントナイトの乾燥質量 ( $g$ )、 $V_b$ はベントナイトの容積 ( $cm^3$ )、 $V_a$ は間隙の容積 ( $cm^3$ )、 $\rho_d$ はベントナイト・珪砂混合土の乾燥密度 ( $g/cm^3$ )、 $R_s$ は珪砂の乾燥状態での配合率 (%)、 $\rho_s$ は珪砂の土粒子密度 ( $g/cm^3$ )である。

図より、ベントナイト配合率や初期乾燥密度に依らず、有効粘土密度の増加（すなわち、スメクタイト含有率の増加）に伴い膨潤応力が指数的に増大する傾向が見てとれる。

#### 4.4. 膨潤変位測定試験

前述したように、膨潤応力測定試験結果の妥当性を検証する目的で膨潤変位測定試験を行った。前節の膨潤応力測定試験において上部ロードセルで得られた最大膨潤応力を鉛直圧として載荷し、給水直前より、供試体の一次元膨潤変形量 $\Delta d$ を経時的に測定する。その一次元膨潤変形量 $\Delta d$ を供試体作製時の高さ $H_0$ で除して、百分率表示したものを膨潤率 $\varepsilon_s$ (%)<sup>[12]</sup>(Eq.2参照)として、鉛直圧と最大膨潤率を照合し、測定方法の妥当性について検討した。

$$\varepsilon_s = \frac{\Delta d}{H_0} \times 100 \quad (\%) \cdots (Eq.2)$$

Fig.11に供試体の膨潤率と経過時間の関係 ( $\varepsilon_s-t$ 関係)を示す。図より、載荷初期の段階で0.2~0.3mmの圧縮が生じることで膨潤率は一旦負の値となっているが、その後、膨潤側に転じて一定の膨潤率に落ち着く傾向が見られる。RFB7016は鉛直圧としてFB方式で得られた $P_{smax}$ (524kPa)を載荷したものであり、その最大膨潤率は $\varepsilon_{smax}=0.4\%$ で、NFB方式で得られた最大膨潤応力の鉛直圧を載荷した場合のRNFB7016 ( $\varepsilon_{smax}=1.0\%$ )の1/2以下である。RFB7017とRNFB7017の比較においても同様に、FB方式で得られた最大膨潤応力の鉛直圧を載荷した場合の方が最大膨潤率は小さい。供試体に載荷する鉛直圧がその供試体の真の膨潤応力の値であると仮定すると、膨潤変位は生じない、つまり $\varepsilon_{smax}=0\%$ となるはずである。前述のように、FB方式による $P_{smax}$ を鉛直圧として載荷した場合の方が供試体初期密度によらず、膨潤変位量が小さいことから、FB方式の膨潤応力測定試験の妥当性が示されたと言える。

#### 5. まとめ

筆者らは、ベントナイトと珪砂の混合土（配合率70：30%）についての各種室内試験の結果より以下のような知見を得た。

- 1) 段階載荷圧密試験の $e-\log p$ 関係は、正規圧密領域においてベントナイト主体の挙動を示し、圧縮指数として、 $C_c=0.407$ と算出された。膨張指数は、 $C_s=0.84$ と一般的な粘性土と比較して大きな値をとり、一般的な粘性土の $C_s/C_c=0.3\sim 0.1$ に対し、 $\alpha=70\%$ のベントナイト・珪砂混合土は0.452と大きな値を示した。一方、圧密降伏応力は、成型圧の大きさに依らず供試体の膨潤応力におおよそ等しい。
- 2) 段階載荷圧密試験の $k-\rho_d$ 関係において、ベントナイト・珪砂混合土の透水係数は乾燥密度の増大に伴い直線的に減少し、乾燥密度1.5~2.0 $g/cm^3$ の範囲で $k=10^{-11}\sim 10^{-12}cm/sec$ の値をとる。
- 3) 圧密非排水三軸圧縮試験の有効応力径路から、せん断抵抗係数 $M=0.57$ と算出された。
- 4) 膨潤応力測定試験において、FB方式の膨潤応力測定試験の方が妥当性が高いと考えられる。また、ベントナイト・珪砂混合土の最大膨潤応力はスメクタイト含有率に大きく依存し、指数的に増大する。

#### 参考文献

- [1] 高橋美昭・出口朗・樋田吉造：高レベル放射性廃棄物処分場の概念設計，土と基礎，Vol.46 No.10 Ser. No.489，pp7-pp9，1998
- [2] 核燃料サイクル開発機構：わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性—地層処分研究開発第2次取りまとめ—分冊1，分冊2，分冊3，総論レポート，1999
- [3] 並河努・菅野毅：圧縮成型したベントナイトの一次元圧密試験，第32回地盤工学会研究発表会，pp397-pp398，1997

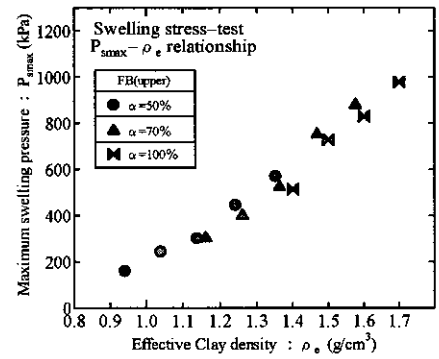


Fig.10  $P_{smax}-\rho_e$  relationship

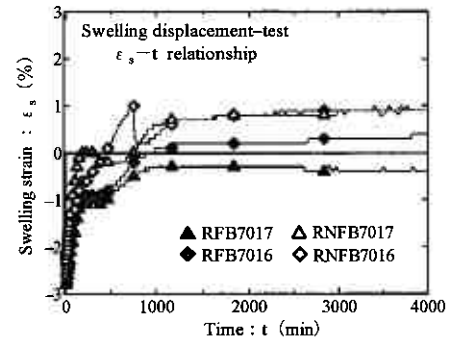


Fig.11  $\varepsilon_s-t$  relationship

- [4] 山中裕美子・加藤一行・永野宏・植田浩義：CIP 成形した高圧縮ベントナイトの圧密非排水三軸圧縮試験，第 33 回地盤工学会研究発表会，pp655-pp656，1998
- [5] 並河努・白井克己：圧縮成形した圧縮ベントナイトの圧密非排水三軸せん断試験，第 33 回地盤工学会研究発表会，pp657-pp658，1998
- [6] 並河努：圧縮成型ベントナイトのせん断挙動におけるひずみ速度依存性，第 34 回地盤工学研究発表会，pp635-pp636，1999
- [7] 並河努・平井卓・棚井憲治・油井三和・重野喜政・高治一彦・大沼敏：圧縮成型ベントナイトの力学挙動に対する弾粘塑性モデルの適用性に関する研究，土木学会論文集 No.764/III-67，pp-367-pp372，2004
- [8] 高治一彦・鈴木英明：緩衝材の静的力学特性，核燃料サイクル開発機構技術資料，JNC TN8400 99-041，1999
- [9] 加藤一行・山中裕美子・永野宏・内藤靖博・植田浩義：CIP 成形した高圧縮ベントナイトの圧密試験，第 33 回地盤工学会研究発表会，pp653-pp654，1998
- [10] 加藤一行・菅野毅・植田浩義：緩衝材の高圧圧密・三軸試験，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 42 号，pp237- pp246，2002
- [11] 小峯秀雄・緒方信英・田代勝浩：ベントナイトを含有する土質材料の膨潤評価式の提案，第 33 回地盤工学研究発表会，pp225-pp226，1998
- [12] 小峯秀雄・緒方信英：各種ベントナイトの膨潤特性に関する実験的研究，土木学会第 54 回年次学術講演会，pp744-pp745，1999
- [13] 小峯秀雄・緒方信英：砂・ベントナイト混合材料および各種ベントナイトの膨潤特性，土木学会論文集 No.701/III-58，pp-373-pp385，2002
- [14] 直井優・小峯秀雄・安原一哉・村上哲・大久保嘉雄・坂上武晴：ベントナイト系緩衝材の膨潤圧特性評価のための小口径供試体用膨潤特性試験装置の開発，第 38 回地盤工学研究発表会，pp2407-pp2408，2003
- [15] 石川島播磨重工業株式会社（研究報告）：高レベル廃棄物処分における人工バリアーの基本仕様に関する研究，（平成 8 年度下半期報告書）pp66-pp67，（平成 9 年度最終報告書）pp161-pp164，（平成 10 年度報告書）pp74-pp80
- [16] 小松賢司・三田地利之・谷村匡哉・外館友彦：ベントナイト・珪砂混合土の膨潤およびせん断特性，第 39 回地盤工学研究発表会，pp347- pp348，2004
- [17] 谷村匡哉・三田地利之・小松賢司：オーバパックの腐食を想定したベントナイト・珪砂緩衝材の変形挙動解析（第 2 報），第 39 回地盤工学研究発表会，pp349- pp350，2004

種々の載荷履歴を受けた粘土の降伏挙動に関する実験的研究

北海道大学大学院○学生会員 土田 智 聡  
北海道大学大学院 国際会員 福田 文 彦  
北海道大学大学院 国際会員 三田地 利 之

1. はじめに

福田らは一連の三軸試験および中空ねじり試験を行い、せん断履歴によって異方性を示すようになった粘土の降伏挙動を、最小主応力面(以下 $\sigma_3'$ 面とする)の面積ひずみ $\tilde{\omega}_3$ を用いることによってうまく説明することができることを明らかにした<sup>1)</sup>。そこで、本研究では等方過圧密履歴を受けた粘土の排水および非排水せん断試験を行い、等方過圧密粘土の降伏挙動について同じ手法が適用可能か否かの検討を行うとともに、せん断履歴を受けた粘土の等方圧縮時における降伏挙動についても検討も加えている。

2. 実験

2.1 三軸試験装置

軸力をペロフラムシリンダーにより載荷する応力制御型の三軸試験装置を用いた。装置はコンピューターによって制御されており、予め規定した任意の応力径路に沿って載荷ができる。供試体の寸法は高さ12cm、直径5cmであり、試験機のトップキャップおよびペダスタルの中央部分には、供試体の吸排水のため直径約1.5cmのポーラスストーンが埋め込まれている。トップキャップおよびペダスタルの供試体に接触する面には、シリコングリースを塗布したドーナツ型のメンブレインとテフロンシートを設置し、供試体内の応力とひずみの分布の一様性を向上させている。実験中は軸力、セル圧、バックプレッシャー、軸変位および排水量を測定し、これらから軸応力 $\sigma_a'$ 、側方応力 $\sigma_r'$ 、軸ひずみ $\epsilon_a$ および側方ひずみ $\epsilon_r$ を算出した。

使用する試料は市販のNSF-clay( $\rho_s=2.75\text{g/cm}^3, W_L=55\%, I_p=23$ )を、含水比が液性限界の2倍になるように蒸留水を加えて攪拌し、予圧密応力150kPa、予圧密期間10日間で作成したものである。

2.2 試験条件

実験は①等方正規圧密粘土および過圧密粘土の排水三軸圧縮・伸張せん断(以下D試験)、②等方正規圧密粘土および過圧密粘土の非排水三軸圧縮・伸張せん断(以下U試験)および③異方せん断履歴を与えた粘土の等方圧縮(以下SH試験)の3シリーズの実験を行った。

D試験については等方圧密(径路 AB, Fig-1(a))とせん断( $p'$ 一定排水三軸圧縮・伸張せん断(径路 BD, Fig-1(a)))の2過程から構成される実験 D-C-1.00・実験 D-E-1.00 と、等方圧密、初期載荷・除荷(径路 BCB, Fig-1(a))、等方応力状態、排水条件)およびせん断( $p'$ 一定排水三軸圧縮・伸張せん断(径路 BD, Fig-1(a)))の3過程から構成される実験 D-C-1.25~2.00・実験 D-E-1.25~2.00 を行った。

U試験についても等方圧密とせん断(非排水三軸圧縮・伸張せん断(径路 BD, Fig-1(b)))の2過程から構成される実験 U-C-1.00・実験 U-E-1.00 と、等方圧密、初期載荷・除荷(径路 BCB, Fig-1(b))、等方応力状態、排水条件)およびせん断(非排水三軸圧縮・伸張せん断(径路 BD, Fig-1(b)))の3過程から構成される実験 U-C-1.25~2.00・実験 U-E-1.25~2.00 を行った。

SH試験については等方圧密(径路 AB, Fig-1(c))と等方応力載荷(径路 BD, Fig-1(c))、等方圧縮、排水条件)の2過程から構成される実験 SH-NO と、等方圧密、初期載荷・除荷( $p'$ 一定排水三軸圧縮・伸張せん断(径路 BCB, Fig-1(c)))および等方応力載荷(径路 BD, Fig-1(c))、等方圧縮、排水条件)の3過程から構成される実験 SH-C・実験 SH-E を行った。

Table-1 Test condition  
(a) D-test and U-test

Test No.	Consolidation pressure ( $p'$ , kPa) (A, Fig-1(a)(b))	Isotropic preloading stress ( $p'$ , kPa) (B, Fig-1(a)(b))	O.C.R.	Deformation in shear
D-C-1.00	300	—	1.00	Drained compression
D-C-1.25		375	1.25	
D-C-1.50		450	1.50	
D-C-1.75		525	1.75	
D-C-2.00		600	2.00	
D-E-1.00		—	1.00	Drained extension
D-E-1.25		375	1.25	
D-E-1.50		450	1.50	
D-E-1.75		525	1.75	
D-E-2.00		600	2.00	
U-C-1.00		—	1.00	Undrained compression
U-C-1.25		375	1.25	
U-C-1.50		450	1.50	
U-C-1.75		525	1.75	
U-C-2.00		600	2.00	
U-E-1.00		—	1.00	Undrained extension
U-E-1.25		375	1.25	
U-E-1.50		450	1.50	
U-E-1.75		525	1.75	
U-E-2.00		600	2.00	

(b) SH-test

Test No.	Consolidation pressure ( $p'$ , kPa) (A, Fig-1(c))	Preloading stress ( $q$ , kPa) (B, Fig-1(c))	Deformation in shear	Isotropic reloading stress ( $p'$ , kPa) (C, Fig-1(c))
SH-NO	300	—	Drained compression	600
SH-C-50		50		
SH-C-100		100		
SH-C-200		200		
SH-E-50		50	Drained extension	
SH-E-100		100		

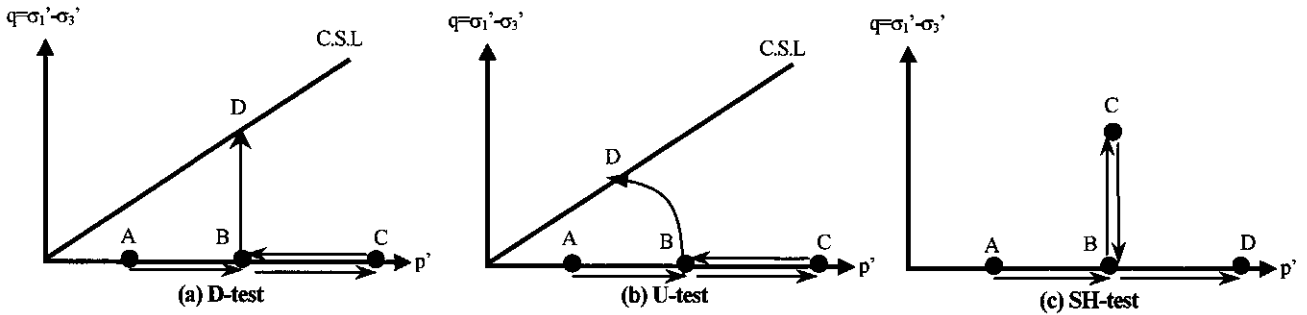


Fig-1 Effective stress path

各試験シリーズの等方圧密過程の圧密応力は 300kPa であり、40kPa の初期等方応力状態から載荷速度  $\dot{p} = dp'/dt = 1.0\text{kPa}/\text{min}$  で載荷を行い、3t 法によって圧密を打ち切った。D 試験および U 試験において初期載荷・除荷過程で載荷する最大の等方応力は 375~600kPa であり、 $\dot{p} = \pm 0.087\text{kPa}/\text{min}$  で載荷・除荷を行い、除荷終了点の  $p'$  は等方圧密過程終了点の  $p'$  と同じ 300kPa である。せん断過程の  $p'$  は 300kPa で常に一定であり、せん断応力の載荷速度は  $\dot{q} = dq/dt = 0.087\text{kPa}/\text{min}$  である。SH 試験において初期載荷・除荷過程で載荷するせん断応力は 50~200kPa(圧縮条件)および 50~100kPa(伸張条件)であり、 $\dot{q} = dq/dt = 0.087\text{kPa}/\text{min}$  で載荷・除荷を行う。等方応力載荷過程の  $q$  は 0kPa で一定であり、 $p'$  を 300kPa から 600kPa まで載荷する(等方圧縮条件)。いずれの試験においても、供試体には 200kPa の背圧を加えており、予備実験の結果によれば排水試験中に発生する過剰間隙水圧の最大値はおおよそ 1kPa 未満であった。

### 3. 実験結果と考察

#### 3.1 体積ひずみ挙動

本研究ではすべてのひずみにおいて対数ひずみを使用している。また、等方圧密終了点(B 点, Fig-1)をひずみの規準点(0%)としており、せん断開始点で生じている体積ひずみは初期載荷・除荷過程で生じたものである。Fig-2 に D-C 試験および D-E 試験のせん断過程における偏差応力  $q(=\sigma'_1 - \sigma'_2)$ -体積ひずみ  $v$  関係を示す。

等方過圧密粘土については明確な降伏点を認めることができる。しかし、実験 D-C-1.00 および D-E-1.00 の処女載荷線に対して、等方過圧密履歴を受けた粘土の降伏後の径路が良好な一致を示しておらず、それらの径路は過圧密比に依存している。

#### 3.2 面積ひずみ

福田らは Fig-3 に示す  $\sigma'_3$  面の面積ひずみ  $\tilde{\omega}_3$  を導入し<sup>2)</sup>種々の載荷履歴を受けた粘土の応力~面積ひずみ関係の整理を行った。 $\tilde{\omega}_3 = \varepsilon_1 + \varepsilon_2$  と表されるが、三軸圧縮試験と伸張試験では最小主応力軸の方向が変わり  $\sigma'_3$  面が異なるため、圧縮と伸張で求める式が異なる(式(1-a), (1-b))。

$$\tilde{\omega}_3 = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 = \varepsilon_a + \varepsilon_r \quad (\text{圧縮}) \quad (1-a)$$

$$\tilde{\omega}_3 = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 = \varepsilon_r + \varepsilon_a \quad (\text{伸張}) \quad (1-b)$$

Fig-4 は D 試験のせん断過程における  $q$ - $\tilde{\omega}_3$  関係である。ひずみの規準は等方圧密過程の終了点であり、せん断過程開始点の  $\tilde{\omega}_3$  は初期載荷履歴によって生じた非可逆ひずみである。過圧密粘土の状態径路が処女載荷径路に到達するまで高い剛性を示し、到達後は処女載荷径路と一致してすすむ挙動が認められ、 $q$ - $\tilde{\omega}_3$  面上の処女載荷径路は圧密試験の  $e$ - $\log p'$  面上における正規圧密線(弾塑性境界)と同様な役割を果たしているようである。ちなみに圧密試験では  $K_0$  条件であるため、式(2)によりその間隙比を  $\tilde{\omega}_3$  に変換すること

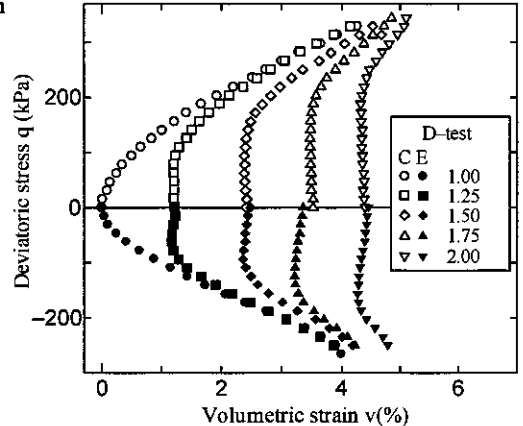


Fig-2 Volumetric strain behavior

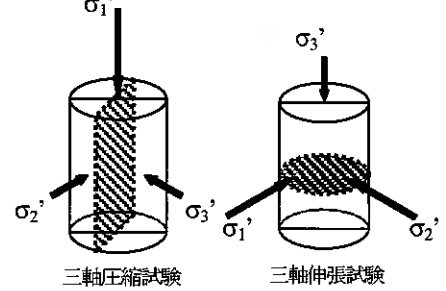


Fig-3 Areal strain

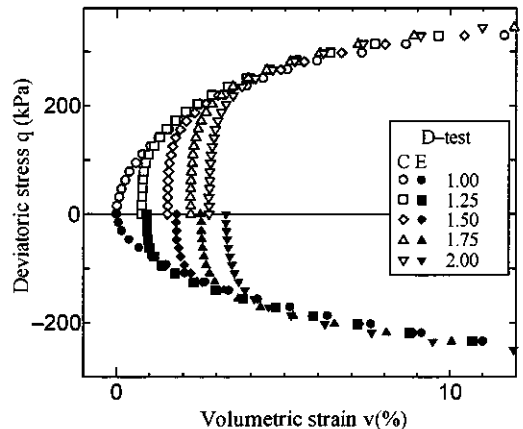


Fig-4 Areal strain behavior

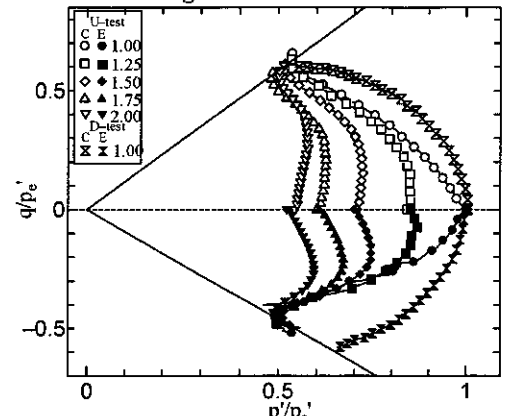


Fig-5 Effective stress path normalized by  $p'_c$

ができる。

$$\begin{cases} \tilde{\omega}_3 = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 = \varepsilon_a + \varepsilon_r = \varepsilon_a \quad (\because \varepsilon_r = 0) \\ v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r = \varepsilon_a \quad (\because \varepsilon_r = 0) \end{cases} \quad \therefore \tilde{\omega}_3 = v = -\ln\left(1 + \frac{e}{1+e_0}\right) \quad (2)$$

### 3.3 等価圧密応力で正規化した非排水有効応力径路

Fig-5 に等方圧縮時における間隙比変化に基づく等価圧密応力  $p'_e$  (式(3)) で正規化した非排水有効応力径路を示す。

$$p'_e = p'_0 \exp\left(\frac{e_0 - e}{\lambda}\right) \quad (3)$$

$p'_e$  の値を求めるにあたり  $\lambda$  と  $e_0$  についてはそれぞれ各試験結果から得られた値の平均値である 0.153 と 1.11 を用いた。伸張側では降伏後の U-E-1.25~2.00 の径路が U-E-1.00 の径路に対して良好な一致を示している。それに対し、圧縮側では U-C-1.25~2.00 の各径路に降伏点は見られるが、その後の径路と U-C-1.00 の径路は一致しない。また実験 U-C-1.00 と D-C-1.00 の径路、および U-E-1.00 と D-E-1.00 の径路ともに一致は見られない。

### 3.4 面積ひずみに基づく等価圧密応力

等方圧縮時における間隙比変化に基づいて定義された等価圧密応力  $p'_e$  にならない、等方圧縮時の  $\tilde{\omega}_3$  に基づく等価圧密応力  $p'_0$  を定義し、 $p'_0$  で正規化した有効応力径路について検討する。実験 D-C-1.25~2.00 および D-E-1.25~2.00 の初期載荷・除荷過程の  $\tilde{\omega}_3$  挙動を Fig-6 に示す。ここでは等方圧縮時の  $p' \sim \tilde{\omega}_3$  関係の定式化について考える。Fig-7 は実験 D-C-1.25~2.00 および D-E-1.25~2.00 の初期載荷過程の  $\varepsilon_a \sim \varepsilon_r$  関係である。試料が等方性を示すとすれば  $\varepsilon_a = \varepsilon_r$  となるはずであるが、予圧密(1次元圧密)中に生じた異方性が等方圧密後も残留しているため、初期載荷・除荷過程の  $\varepsilon_a$  と  $\varepsilon_r$  の値は一致していない。この関係に基づき等方圧縮時の  $\varepsilon_a$  と  $\varepsilon_r$  の関係を式(4)によって定式化する。

$$\varepsilon_r = \alpha \varepsilon_a \quad (4)$$

$\alpha$  は試料の異方性の程度を表す定数で、Fig-7 から求めた  $\alpha$  は 1.23 である。ちなみに等方試料の  $\alpha$  は 1 である。面積ひずみ式(式(1-a),(1-b))、体積ひずみ式 ( $v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r = \ln\{(1+e)/(1+e_0)\}$ ) および式(4)を連立させて解くことにより式(5-a),(5-b)を得る。ここで  $e_0$  は規準状態(ひずみが0%の状態)の  $e$  の値である。

$$\tilde{\omega}_3 = \frac{1+\alpha}{1+2\alpha} v = -\frac{(1+\alpha)}{(1+2\alpha)} \ln\left(\frac{1+e}{1+e_0}\right) \quad (\text{圧縮}) \quad (5-a)$$

$$\tilde{\omega}_3 = \frac{2\alpha}{1+2\alpha} v = -\frac{2\alpha}{(1+2\alpha)} \ln\left(\frac{1+e}{1+e_0}\right) \quad (\text{伸張}) \quad (5-b)$$

また、等方正規圧縮中の  $e \sim \ln p'$  関係が式(6)によって定式化できることが広く認められており、式(5-a),(5-b)に式(6)を代入することにより、等方圧縮中の  $p' \sim \tilde{\omega}_3$  関係式である式(7-a),(7-b)を得る。式(6)および式(7-a),(7-b)の  $e_0$  と  $p'_0$  はそれぞれ規準状態の  $e$  と  $p'$  であり、 $\lambda$  は  $e \sim \ln p'$  関係から得られた等方正規圧密線の傾きである。 $\lambda$  と  $e_0$  についてはそれぞれ各試験結果から得られた値の平均値である 0.153 と 1.11 を用いた。Fig-6 上の実線と点線はそれぞれ式(7-a)と式(7-b)の関係であり、実験結果とよく一致する。

$$e = e_0 - \lambda \ln \frac{p'}{p'_0} \quad (6)$$

$$\tilde{\omega}_3 = -\frac{1+\alpha}{1+2\alpha} \ln\left(1 - \frac{\lambda}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p'_0}\right) \quad (\text{圧縮}) \quad (7-a)$$

$$\tilde{\omega}_3 = -\frac{2\alpha}{1+2\alpha} \ln\left(1 - \frac{\lambda}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p'_0}\right) \quad (\text{伸張}) \quad (7-b)$$

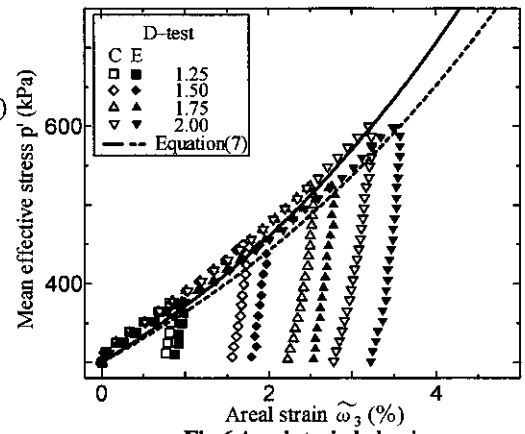


Fig-6 Areal strain behavior at the preloading and unloading stage

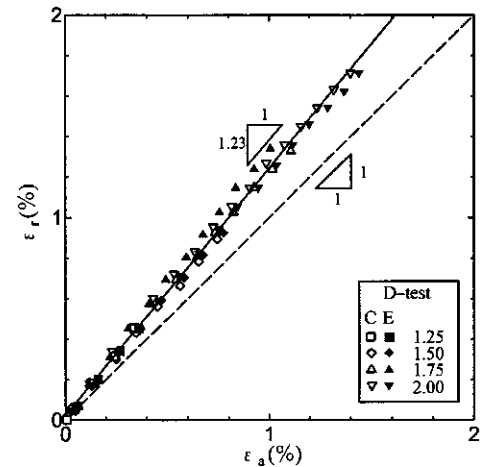


Fig-7 Relationship between  $\varepsilon_a$  and  $\varepsilon_r$  at the preloading stage

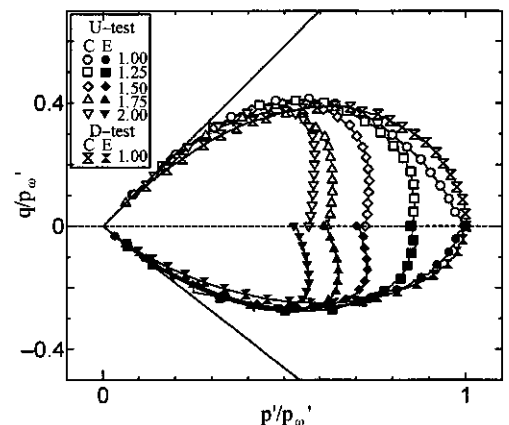


Fig-8 Effective stress path normalized by  $p'_0$

式(7-a),(7-b)から得られた等価圧密応力  $p'_0$ ' (式(8-a),(8-b))で正規化したU試験における非排水せん断時の有効応力径路を Fig-8 に示す。

$$p'_0 = p'_0 \exp \left[ \frac{1+e_0}{\lambda} \left\{ 1 - \exp \left( -\frac{1+2\alpha}{1+\alpha} \tilde{\omega}_3 \right) \right\} \right] \quad (\text{圧縮}) \quad (8-a)$$

$$p'_0 = p'_0 \exp \left[ \frac{1+e_0}{\lambda} \left\{ 1 - \exp \left( -\frac{1+2\alpha}{2\alpha} \tilde{\omega}_3 \right) \right\} \right] \quad (\text{伸張}) \quad (8-b)$$

実験 U-C-1.00 および U-E-1.00 の径路はそれぞれ実験 U-C-1.25~2.00 および U-E-1.25~2.00 に対する境界面の役割を果たしており、降伏後の過圧密粘土の正規化径路は正規圧密粘土の径路と良好な一致を示す。また、実験 U-C-1.00 と D-C-1.00 および実験 U-E-1.00 と D-E-1.00 についても完全に一致するとは言い難いが、非常に狭い範囲に収束していることがわかる。以上のことから、 $\sigma_3$ ' 面の面積ひずみ  $\tilde{\omega}_3$  は載荷履歴や排水条件に依存せず  $p'$  と  $q$  のみで決まるパラメータである可能性がある。

#### 4. 等方応力状態における降伏挙動の検討

等方応力状態では  $\sigma_3$ ' 面が不定であり、あらゆる面が  $\sigma_3$ ' 面となる。そこでせん断履歴を受けた粘土の等方圧縮試験である SH 試験を行い、せん断履歴を受けた後の等方圧縮時におけるせん断ひずみ ( $\gamma=2/3(\epsilon_1-\epsilon_3)$ ) 挙動と体積ひずみ挙動の検討を行った。

SH 試験の等方応力載荷過程の結果から得られた平均有効応力  $p'$ ~せん断ひずみ  $\gamma$  関係を Fig-9 に、 $p'$ ~体積ひずみ  $v$  関係を Fig-10 に示す。実験 SH-C-200 を除く実験では徐々に等方応力の載荷によって顕著なせん断ひずみの減少が認められなくなるのに対し、実験 SH-C-200 ではせん断ひずみが単調に減少する。また実験 SH-C-200 を除く実験においてせん断ひずみの値の変化が認められなくなる点の応力と、体積ひずみ挙動において履歴を受けた粘土の径路が履歴を受けない実験 SH-NO の径路に収束する点の応力がほぼ一致している。

また体積ひずみ挙動から、実験 SH-C-200 を除いた全ての実験において処女載荷線である実験 SH-NO の径路に対し収束後の径路が良好な一致を示しているが、実験 SH-C-200 の径路は一致していない。この理由としては、実験 SH-C-200 以外の実験ではせん断履歴を受けた後の等方応力載荷過程の開始点において著しい弱面(負の面積ひずみが生じている面)が生じていないため、体積ひずみ挙動のみを用いて降伏挙動の説明ができるのに対し、実験 SH-C-200 では強い弱面が生じるため、体積ひずみ挙動から降伏挙動の説明ができないことが考えられる。ここで、Table-2 に各実験結果から得られた等方圧縮開始点における面積ひずみの値を示す。せん断応力が大きい実験 SH-C-200 においてのみ顕著な負の面積ひずみ ( $\epsilon_2+\epsilon_3=-0.72\%$ ) が生じている面が存在している。

#### 5. まとめ

- 1) せん断時における降伏挙動を説明する場合には  $\tilde{\omega}_3$ ~ $p'$ ~ $q$  空間内に弾塑性境界面を定義することにより、排水条件および過圧密比に関わらず等方過圧密粘土の降伏挙動をよく説明することができる。
- 2)  $p'$ 一定せん断履歴を受けた粘土の等方圧縮試験において、せん断履歴を与える際のせん断応力が小さく著しい弱面が生じない場合、体積ひずみ挙動を用いて等方圧縮時の降伏挙動を説明することができる。

#### 【参考文献】

- 1) Fukuda et al. : Anisotropic and isotropic yielding behavior of clay., Proc. 12<sup>th</sup> Pan. Am. Conf. SMGE, 2003
- 2) 福田・他 : 面積ひずみにもとづく状態境界面の概念の再考, 土木学会論文集, No. 708/III-59, pp.69-78, 2002

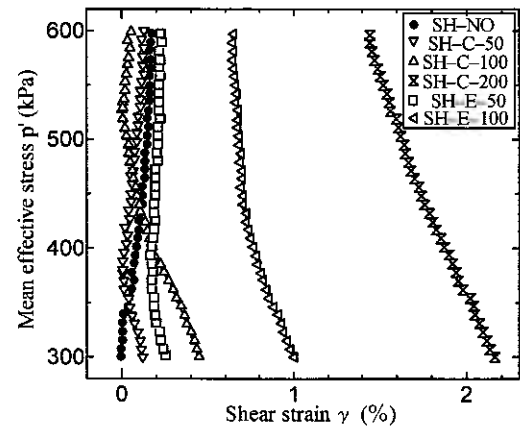


Fig-9 Relationship between  $p'$  and  $\gamma$

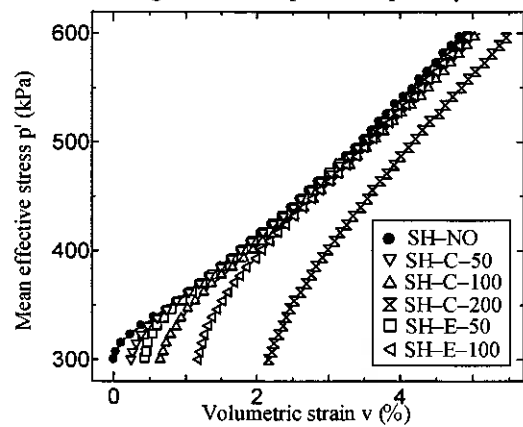


Fig-10 Relationship between  $p'$  and  $v$

Table-2 Areal strain values before isotropic loading stage

Test No.	$\epsilon_1+\epsilon_2$ (%)	$\epsilon_2+\epsilon_3$ (%)	$\epsilon_1+\epsilon_3$ (%)
SH-C-50	0.18	0.04	0.18
SH-C-100	0.65	-0.02	0.65
SH-C-200	2.48	⊙-0.72	2.48
SH-E-50	0.54	0.16	0.16
SH-E-100	1.78	0.28	0.28



堆積構造が異なる粘土供試体の弾性係数の異方性

北見工業大学大学院 ○ 学生員 山口 岳志  
 北見工業大学大学院 学生員 堀 智仁  
 北見工業大学工学部 正会員 山下 聡  
 北見工業大学工学部 正会員 鈴木 輝之  
 北見工業大学 浅野 静男

1. はじめに

構造物の建築や掘削，基礎の設置に伴う地盤変形予測や地震時における地盤挙動を推定する際に，弾性係数は必要不可欠なパラメータである。弾性係数を求めるには，原位置試験では一般に PS 検層等の弾性波探査試験が行われている。PS 検層では，ダウンホール法によって，鉛直方向に伝播するせん断波速度  $V_{VH}$  を測定することができ，クロスホール法では，水平方向に伝播する  $V_{HH}$  および  $V_{HV}$  が測定される。一方，室内試験で弾性係数を求める方法の一つとして，ベンダーエレメント試験が普及しつつある。ベンダーエレメント試験には比較的簡便に任意の応力状態で多方向のせん断波速度を測定できるという特徴がある。筆者ら<sup>1)</sup>が過去に豊浦砂と NSF 粘土を用いてベンダーエレメント試験を行ったところ，等方応力状態で鉛直方向に伝播する  $V_{VH}$  波から求めたせん断剛性率  $G_{VH}$  と，伝播・振動方向がともに水平である  $V_{HH}$  波から求めたせん断剛性率  $G_{HH}$  を比較した結果， $G_{VH}$  に比べ  $G_{HH}$  は，豊浦砂で 1.1 倍，NSF 粘土で 2.0 倍程度高い値であった。このことから，原位置弾性波探査の結果の解釈において，せん断波の伝播・振動方向の影響を考慮する必要があることがわかった。

せん断波速度から弾性係数を求める場合に波の伝播・振動方向の違いによって弾性係数が異なるため，载荷試験によって弾性係数を求める場合においても，载荷方向の違いによって得られる弾性係数が異なることが考えられる。そこで本研究では，予圧密した NSF 粘土の切り出し方向を変えることによって，堆積構造の異なる供試体を作製し，ベンダーエレメントを設置した三軸試験装置を用いて，それぞれの供試体に対して，ベンダーエレメント試験および繰返し载荷試験，単調载荷試験を行い，堆積構造の異方性が広範なひずみレベルにおける弾性係数に及ぼす影響を調べた。

2. 試料と試験方法

2.1. 試料と供試体作製方法

試験に用いた試料は NSF 粘土 ( $\rho_s=2.724\text{g/cm}^3$ ,  $w_f=58.4\%$ ,  $w_p=28.1\%$ ,  $I_p=30.3$ ) である。供試体の作製については，液性限界の 2 倍の含水比になるように蒸留水を加えて，スラリー状にし，真空に近い状態で 1 時間攪拌した後，24 時間放置し，大型予圧密セルに移し，鉛直応力  $\sigma_v=150\text{kPa}$  で 10 日間一次元圧密を行った。予圧密後，粘土試料を取り出し，供試体軸方向が鉛直な V-Sample と水平な H-Sample の 2 種類の供試体を作製した。供試体の寸法は直径 70mm，高さ 150mm である。

2.2. ベンダーエレメント試験および繰返し・単調载荷試験

ベンダーエレメント試験では 3 対のベンダーエレメントを用いて図 1 に示す 3 種類のせん断波速度 ( $V_{VH}$ ,  $V_{HH}$ ,  $V_{HV}$ ) を測定した。ここで，V の第一添え字はせん断波の伝播方向，第二添え字は振動方向を表し，鉛直方向を V，水平方向を H とする。鉛直方向のせん断波速度  $V_{VH}$  を測定するベンダーエレメントは，キャップとペダスタルに埋め込まれている。水平方向のせん断波速度  $V_{HH}$  および  $V_{HV}$  は Fioravante<sup>2)</sup> が提案する方法で，供試体側面に取り付けた。この方法は，あらかじめベンダーエレメントより少し大きめに穴をあけ，内側から銅板を接着できるようにメンブレンを作製する。ベンダーエレメントは供試体を設置後瞬間接着剤で銅板に固定する。この方法でベンダーエレメントを固定することによって，試料に乱れを与えることなく試験を行うことが可能になる。ベンダーエレメントを設置後，脱気水を 2 日間通し，供試体を飽和させた後，ベンダーエレメント試験，繰返し载荷試験，単調载荷試験を行った。

図 2 は試験の手順を示したものである。図に示すように，ベンダーエレメント試験および繰返し载荷試験は各応力段階で行う。単調载荷試験は，ベンダーエレメント試験と繰返し载荷試験終了後に行った。

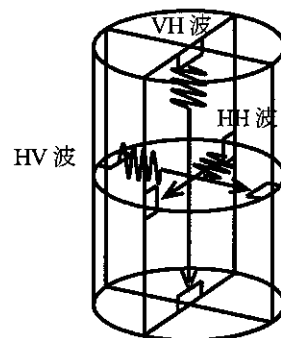


図 1 ベンダーエレメントの設置位置とせん断波の伝播，振動方向

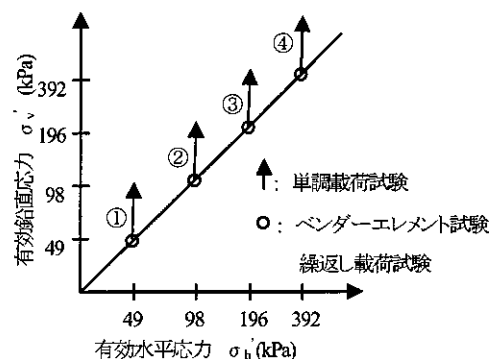


図 2 試験の手順

例えば、①の場合、 $\sigma'_c=49\text{kPa}$ でベンダーエレメント試験と繰返し載荷試験を行った後、単調載荷試験を行う。②の場合では、 $\sigma'_c=49\text{kPa}$ でベンダーエレメント試験と繰返し載荷試験を行い、その後、有効拘束圧を上げ、 $\sigma'_c=98\text{kPa}$ でベンダーエレメント試験、繰返し載荷試験を行い、最後に単調載荷試験を行うというものである。③、④についても同様である。なお、拘束圧を上げた後の圧密時間は24時間とした。ベンダーエレメント試験では、各段階で3方向のせん断波速度を測定し、(1)式によってせん断剛性率を求めた。なお、VH波は伝播距離が長いので、受信波の減衰が大きく、せん断波の到達地点の読み取りが困難である。そこで、VH波の測定は電圧増幅器を使用して、送信電圧20Vを200Vにして行った。繰返し載荷試験では、片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}=10^{-5}$ 程度の繰返し載荷を非排水状態で与え、せん断剛性率を(2)式によって求めた。単調載荷試験はひずみ速度0.5%/minで非排水圧縮試験を行い、微小ひずみから大ひずみでの変形特性を調べた。

$$G = \rho V_s^2 \dots (1) \quad G_{ctx} = \frac{E_{eq}}{2(1+\nu)} \dots (2)$$

ここで、 $\rho$ は供試体の湿潤密度、 $E_{eq}$ は等価ヤング率、 $\nu$ はポアソン比である。

### 3. 試験結果

#### 3.1. ベンダーエレメント試験

ベンダーエレメント試験では、V-Sample および H-Sample の3方向のせん断波速度を測定し、 $G_{VH}$ 、 $G_{HH}$ 、 $G_{HV}$ を求めた。図3は、堆積構造が異なる供試体の堆積面に対するベンダーエレメントの設置方向を示したものである。H-Sample においては、堆積面に対するベンダーエレメントの設置方向の違いによって H1-Sample と H2-Sample の2種類がある。そこで、堆積面に対するベンダーエレメントの貫入方向の違いから表1に示すように以下の3種類のせん断剛性率を定義した。

$G_{VH}^*$ : 堆積面に対してせん断波の伝播方向が垂直で、振動方向が平行なせん断波速度から求めたせん断剛性率

$G_{HH}^*$ : 堆積面に対してせん断波の伝播方向と振動方向がともに平行なせん断波速度から求めたせん断剛性率

$G_{HV}^*$ : 堆積面に対してせん断波の伝播方向が平行で、振動方向が垂直なせん断波速度から求めたせん断剛性率

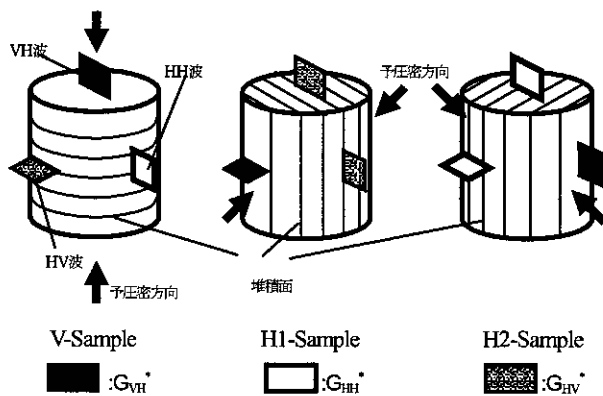


図3 ベンダーエレメントの貫入方向と堆積面の関係

表1 供試体とせん断波の伝播・振動方向の関係

波	V-sample	H1-sample	H2-sample
VH波	$G_{VH}^*$	$G_{HV}^*$	$G_{HH}^*$
HH波	$G_{HH}^*$	$G_{HV}^*$	$G_{VH}^*$
HV波	$G_{HV}^*$	$G_{VH}^*$	$G_{HH}^*$

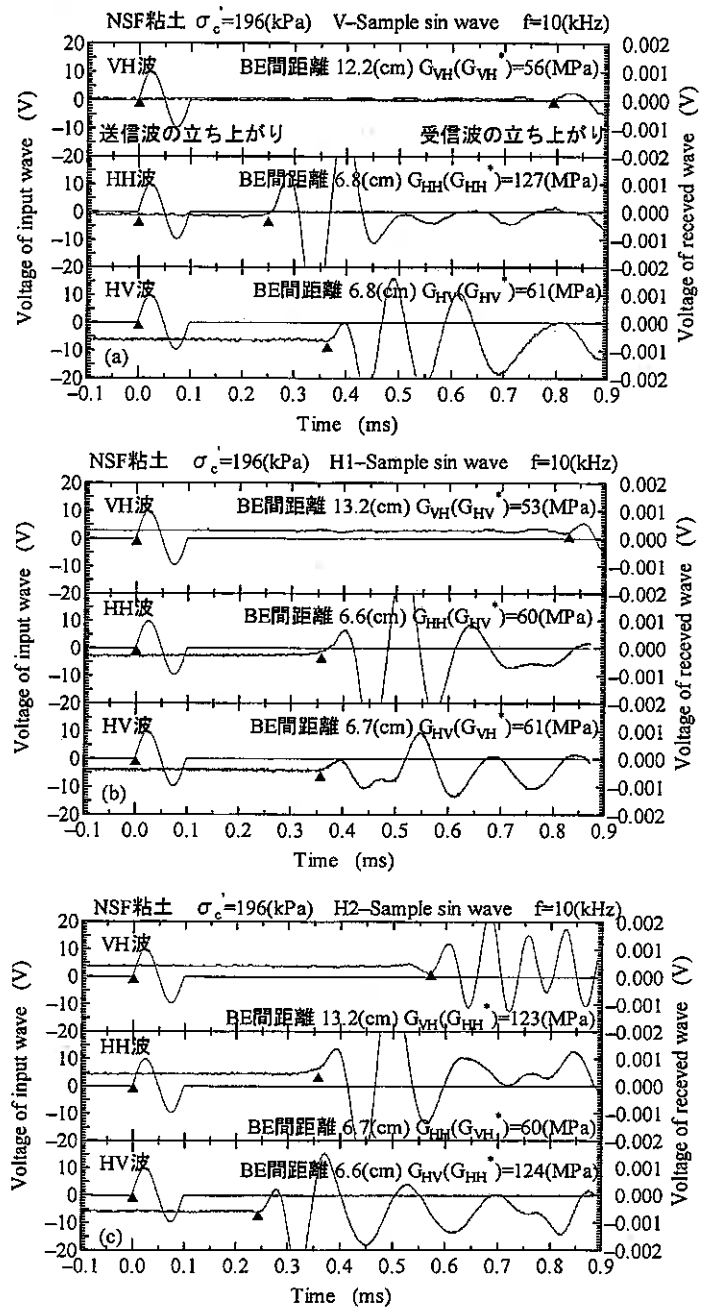


図4 3方向の送信波と受信波:  
(a)V-Sample, (b)H1-Sample, H2-Sample

したがって、V-Sample では、 $G_{VH}$ 、 $G_{HH}$ 、 $G_{HV}$ がそのまま $G_{VH}^*$ 、 $G_{HH}^*$ 、 $G_{HV}^*$ となる。それに対し、H-Sample では、堆積面とせん断波の伝播・振動方向の関係においては、 $G_{VH}^*$ 、 $G_{HH}^*$ 、 $G_{HV}^*$ が、V-Sample の $G_{VH}$ 、 $G_{HH}$ 、 $G_{HV}$ と同義である。

図4は有効拘束圧 $\sigma'_c$  196kPaでのV-Sample、H1-Sample、H2-Sampleのせん断波の送受信波形を示したものである。なお、VH波に関しては、供試体高さが直径よりも長いため、ベンダーエレメント間距離が他の2方向に比べて長い。

V-Sampleの結果を示した、図4(a)では、伝播距離がほぼ等しいHH波( $G_{HH}^*$ )、HV波( $G_{HV}^*$ )を見るとHH波の受信波の到達地点がかなり早いことがわかる。H1-Sampleの結果を示した図4(b)では、HH波( $G_{HH}^*$ )、HV波( $G_{HV}^*$ )を比較すると、受信波の到達地点はほぼ等しく、せん断剛性率 $G$ もほぼ等しいことがわかる。H2-Sampleの結果を示した図4(c)では、HH波( $G_{HH}^*$ )に比べ、HV波( $G_{HV}^*$ )の到達地点が早く、せん断剛性率も高い。

次に、ベンダーエレメントの設置方法の違いがせん断剛性率に及ぼす影響を調べるために、 $G_{VH}^*$ 、 $G_{HH}^*$ 、 $G_{HV}^*$ についてまとめたものを図5に示した。図より堆積面に対して、せん断波の伝播・振動方向が等しい場合、VH波、HH波、HV波によらずせん断剛性率はほぼ等しい。このことから、ベンダーエレメントの設置方法が試験結果に与える影響はなく、せん断剛性率は堆積面に対するせん断波の伝播・振動方向にのみ依存するといえる。

図6は、 $G_{VH}^*$ と $G_{HH}^*$ および $G_{HV}^*$ の関係を示したものである。横軸に $G_{VH}^*$ 、縦軸に $G_{HH}^*$ 、 $G_{HV}^*$ をそれぞれ示している。図より、 $G_{HV}^*$ の結果は、 $G_{VH}^*$ とほぼ等しく $G_{HV}^*/G_{VH}^*=0.96$ である。それに対し、 $G_{HH}^*$ の結果は、 $G_{VH}^*$ に比べ非常に高い値を示しており、 $G_{HH}^*/G_{VH}^*=1.89$ である。この結果は、筆者らが過去に行った試験結果とほぼ一致している。このことから、NSF粘土供試体は非常に異方性が強いことがわかる。この一因として、NSF粘土粒子が薄片状や薄板状のような形状をしているため、予圧密の際に一次的に力が加えられ、異方性の強い供試体が作製されたことが考えられる。

図7は、 $G_{HH}^*/G_{VH}^*$ および $G_{HV}^*/G_{VH}^*$ と有効拘束圧 $\sigma'_c$ の関係を示したものである。 $G_{HV}^*/G_{VH}^*$ は多少のばらつきがあるものの、すべての拘束圧で1.0程度となり、 $G_{VH}^*$ と $G_{HV}^*$ がほぼ等しいことがわかる。一方、 $G_{HH}^*/G_{VH}^*$ は、拘束圧の増加に伴い、 $G_{HH}^*/G_{VH}^*$ が低下していることがわかる。この原因として、図8に示すように、予圧密することによって、一定方向に配列した粘土粒子が、等方圧密をすることにより等方的な構造に変化したことが考えられる。

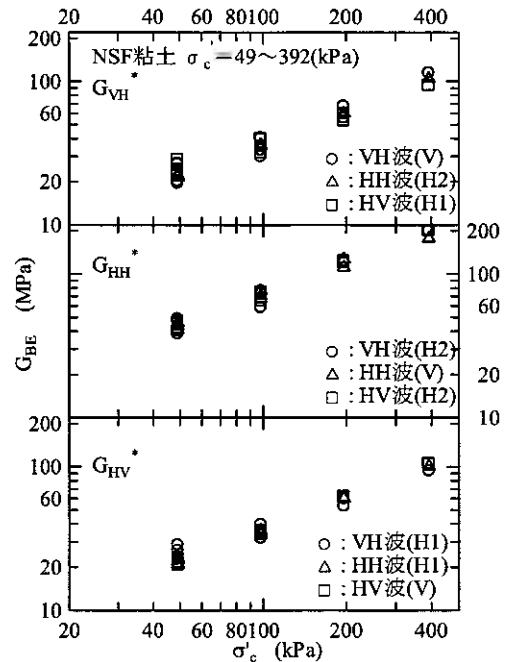


図5 3方向のせん断波速度から求めた $G_{VH}^*$ 、 $G_{HH}^*$ 、 $G_{HV}^*$

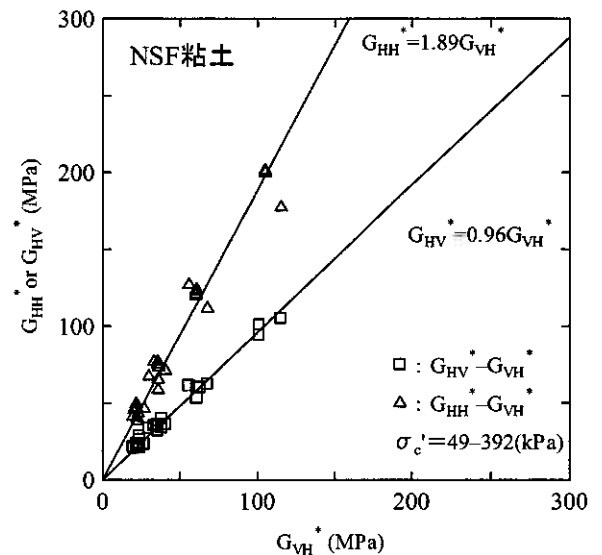


図6  $G_{VH}^*$ と $G_{HH}^*$ および $G_{HV}^*$ との関係

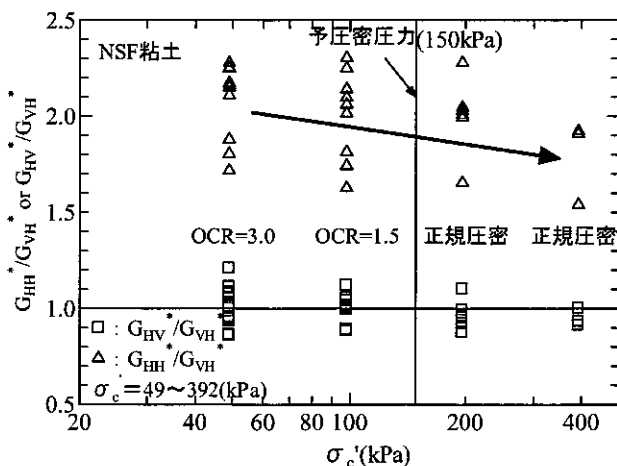


図7 せん断剛性率の異方性と拘束圧の関係

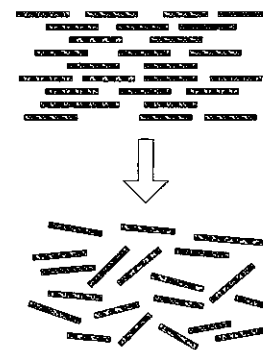


図8 等方圧密による粒子配列の変化

### 3.2. 繰返し・単調載荷試験

ベンダーエレメント試験によってせん断波速度から求めた弾性係数には異方性があることがわかった。次に、V-Sample および H-Sample に対して、片振幅軸ひずみ  $(\epsilon_a)_{SA} = 10^{-5}$  程度の微小ひずみレベルでの繰返し載荷を軸方向に行い、それぞれの等価ヤング率  $E_{eq}$  ( $=E_V$ , V-Sample),  $E_{eq}$  ( $=E_H$ , H-Sample) を求めた。さらに、単調載荷試験によって、小ひずみから大ひずみレベルまでの割線ヤング率  $E_{sec}$  ( $=E_V$ , V-Sample),  $E_{sec}$  ( $=E_H$ , H-Sample) を求め、堆積構造の異方性がヤング率に及ぼす影響を検討した。

図9は、微小ひずみレベルでの繰返し載荷試験から求めた V-Sample と H-Sample のヤング率  $E_V$ ,  $E_H$  と有効拘束圧  $\sigma'_c$  の関係を示したものである。図より、すべての拘束圧で  $E_V$  に比べ  $E_H$  が高く、ベンダーエレメント試験と同様の結果であった。

図10は  $\sigma'_c = 196\text{kPa}$  における微小ひずみレベルでの単調載荷試験 (MTX) および繰返し載荷試験 (CTX) から求めた  $E_V$ ,  $E_H$  を示したものである。図より、微小ひずみレベルにおいて、単調載荷試験と繰返し載荷試験から求めたヤング率に差はなく、 $E_V$  に比べ、 $E_H$  の値がかなり高い。これは、ベンダーエレメント試験と同様の傾向である。しかし、ひずみレベルが大きくなり、軸ひずみが  $5 \times 10^{-4}$  程度になると、 $E_V$  と  $E_H$  の差はなくなり、ほぼ等しくなっている。

図11は、繰返し載荷試験と単調載荷試験よりそれぞれ求めた  $10^{-5}$  のひずみレベルでのヤング率  $E_V$ ,  $E_H$  の関係を示したものである。図より、繰返し載荷試験と単調載荷試験の結果はほぼ等しく、 $E_H$  は  $E_V$  の 1.45 倍であり、試験方法によらず、微小ひずみレベルにおいては堆積面に平行な H 方向の弾性係数が大きいということが明らかになった。

図12は、繰返し載荷試験と単調載荷試験よりそれぞれ求めた  $10^{-5}$  のひずみレベルでの  $E_H/E_V$  と有効拘束圧  $\sigma'_c$  の関係を示したものである。 $E_H/E_V$  は、ベンダーエレメント試験の結果と同様、拘束圧の増加に伴い低下している。このことから、試験方法によらず等方圧密することによって、弾性係数の異方性が低下することが明らかになった。また、予圧密圧力の 2 倍以上の圧力で等方圧密を行っても、弾性係数の異方性はなくなることがわかった。

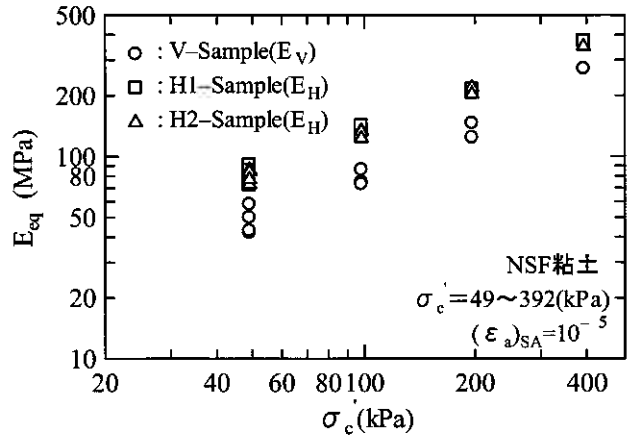


図9 繰返し載荷試験結果

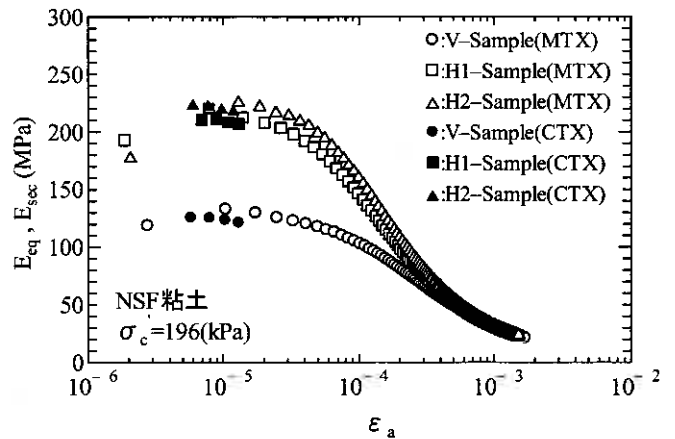


図10 V, H1, H2-Sample のヤング率

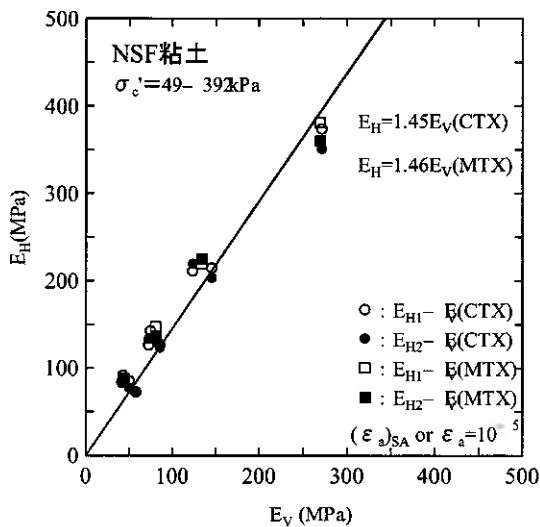


図11  $E_V$  と  $E_H$  の関係

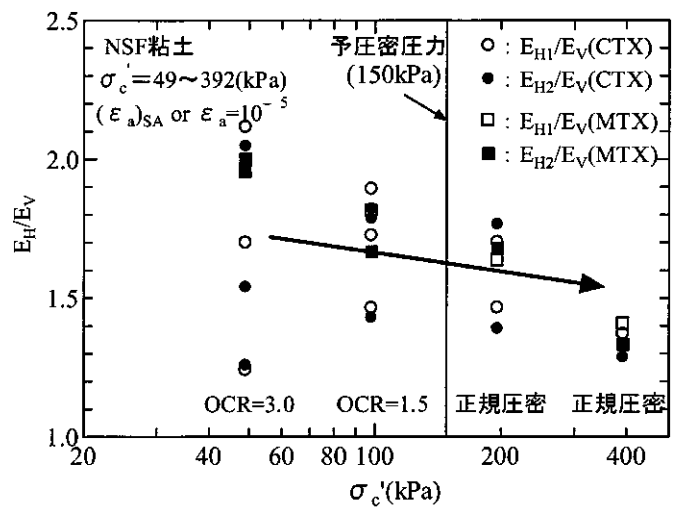


図12 ヤング率の異方性と拘束圧の関係

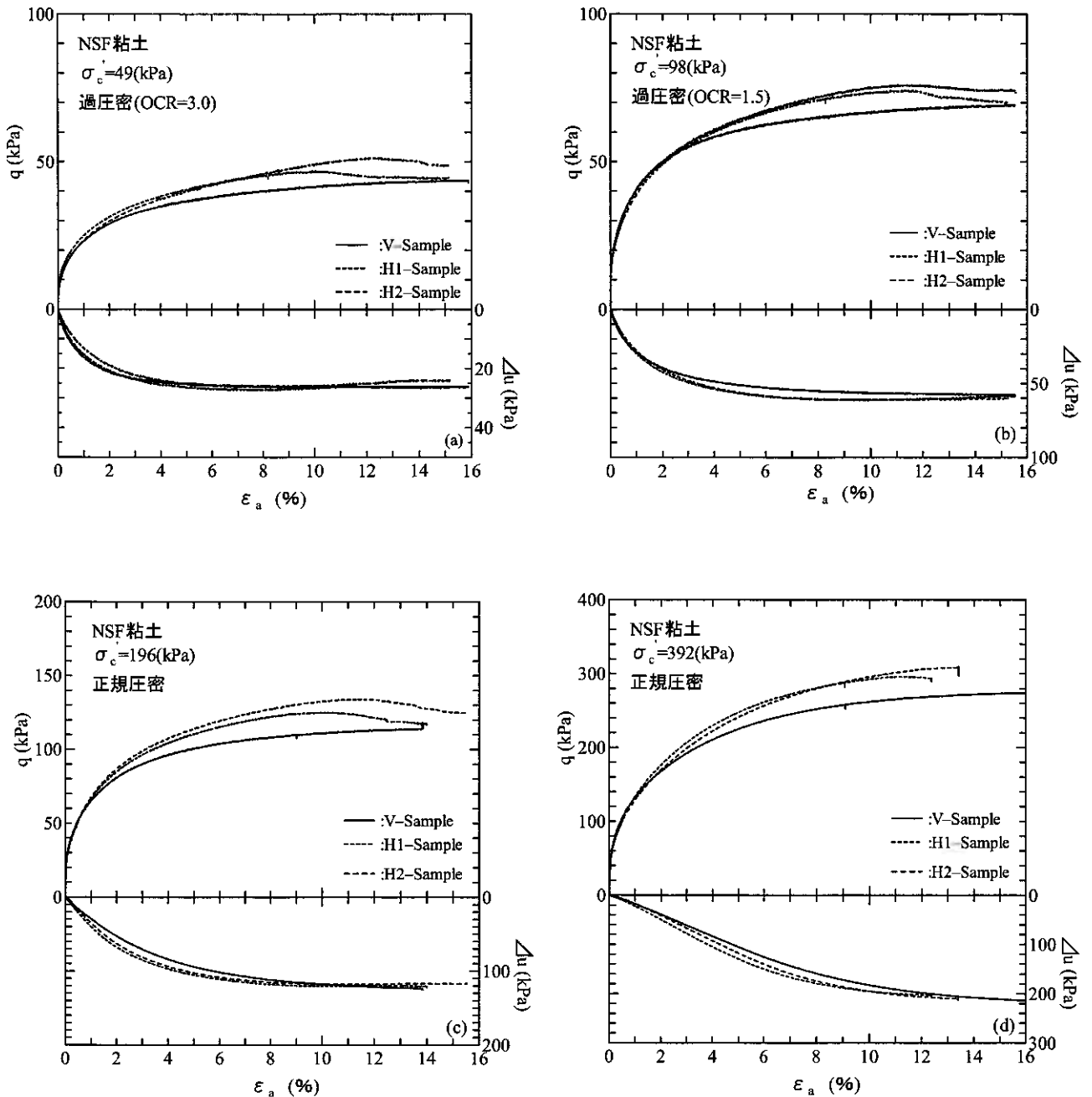


図13 V, H1, H2-Sample の応力-ひずみ曲線 (a)49kPa, (b)98kPa, (c)196kPa, (d)392kPa

図13は有効拘束圧 $\sigma'_c$  49~392kPaにおけるV-Sample, H1-Sample, H2-Sampleの応力-ひずみ曲線と過剰間隙水圧を示したものである。応力-ひずみ曲線は図(a), (c), (d)を見ると、V-Sampleに比べ、H1-Sample, H2-Sampleの強度が高くなっている。それに対して図(b)では、小ひずみレベルでV-Sample, H1-Sample, H2-Sampleの強度がほぼ等しく、ひずみレベルが大きくなると図(a), (c), (d)と同様にH1-Sample, H2-Sampleの強度が高くなっている。一方、過剰間隙水圧は、小ひずみレベルで見ると、 $\sigma'_c$  49, 98kPaの過剰密状態では、V-Sample, H1-Sample, H2-Sampleに大きな違いは見られないが、 $\sigma'_c$  196, 392kPaの正規圧密状態では、V-Sampleに比べ、H1-Sample, H2-Sampleの過剰間隙水圧が多く発生している。また、大ひずみレベルで見ると、すべての拘束圧で過剰間隙水圧はほぼ等しい。

図14は有効拘束圧 $\sigma'_c$  49~392kPaにおける有効応力経路を示したもので、同じせん断応力が作用しているときのV-Sample, H1-Sample, H2-Sampleの有効応力がわかる。図(a), (c), (d)では、せん断応力の増加に伴い、V-Sampleの間隙水圧発生量がH1-Sample, H2-Sampleに比べ、多くなっている。したがって、V-Sampleの有効応力の低下量が多くなり、図13(a), (c), (d)に示したように、H1-Sample, H2-Sampleに比べV-Sampleの強度が低くなったと考えられる。それに対して、図(b)では、V-Sample, H1-Sample, H2-Sampleの間隙水圧発生量がほぼ等しいため、図13(b)に示したように小ひずみレベルで強度がほぼ等しくなったと考えられる。

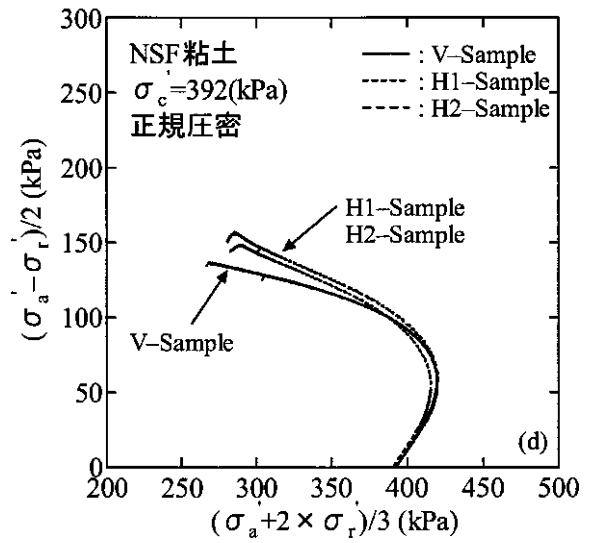
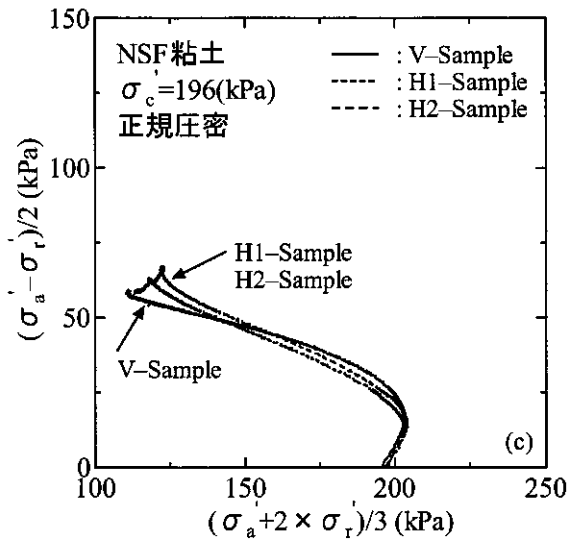
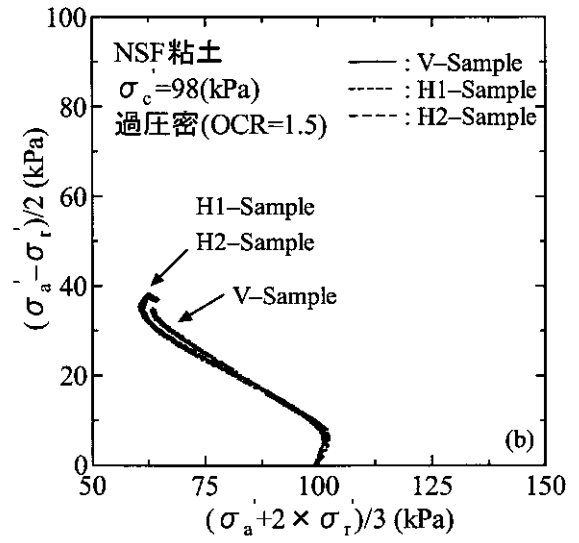
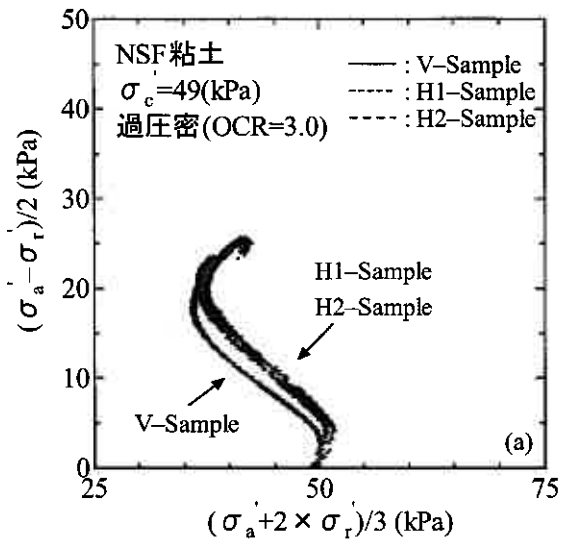


図14 V, H1, H2-Sample の有効応力経路図 (a)49kPa, (b)98kPa, (c)196kPa, (d)392kPa

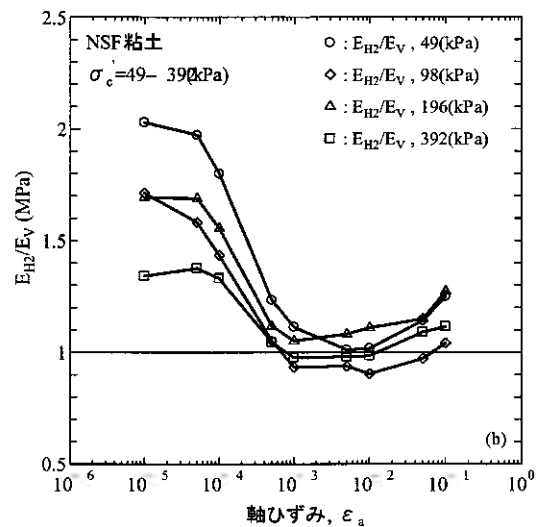
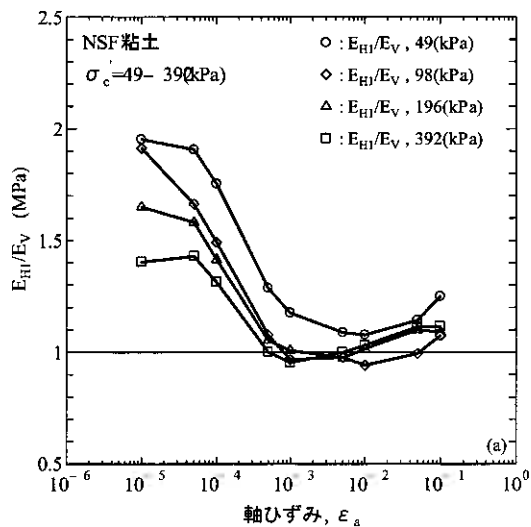


図15 ヤング率の異方性の変化 (a)V-Sample, (b)H-Sample

図15は単調載荷試験におけるひずみレベルに応じたV-SampleとH1-SampleおよびH2-Sampleのヤング率の比 $E_{H1}/E_V$ 、 $E_{H2}/E_V$ を示したものである。図より、ひずみレベルが大きくなるにつれて、ヤング率の異方性が徐々に低下していき、軸ひずみ $10^{-2}$ では $E_{H1}/E_V$ および $E_{H2}/E_V$ はほぼ1.0となり、 $E_V$ と $E_H$ の差がなくなっていることがわかる。これは、せん断に伴って、構造の異方性がなくなったためと考えられる。さらに、軸ひずみが大きくなると、過剰間隙水圧の発生量がH-Sampleに比べ、V-Sampleの方が多くなり、 $E_V$ が低下するため、 $E_{H1}/E_V$ 、 $E_{H2}/E_V$ はともに1.1~1.3程度となっている。また、 $E_{H1}/E_V$ 、 $E_{H2}/E_V$ は拘束圧が低い程高く、拘束圧が高くなるとヤング率の異方性が低下している。

### 3.3. 異なる測定法によるせん断弾性係数の比較

本研究では、水平方向に堆積した供試体を用いている。したがって、供試体を図16に示す直交異方弾性体と仮定した場合の微小ひずみにおける、弾性マトリックスは(3)式で表される。

$$\begin{Bmatrix} \delta\varepsilon_{xx(h)} \\ \delta\varepsilon_{yy(h)} \\ \delta\varepsilon_{zz(v)} \\ \delta\gamma_{yz(hv)} \\ \delta\gamma_{zx(vh)} \\ \delta\gamma_{xy(hh)} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E_h & -\nu_{hh}/E_h & -\nu_{vh}/E_v & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{hh}/E_h & 1/E_h & -\nu_{vh}/E_v & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{hv}/E_h & -\nu_{hv}/E_h & 1/E_v & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G_{hv} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{vh} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{hh} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta\sigma'_{xx(h)} \\ \delta\sigma'_{yy(h)} \\ \delta\sigma'_{zz(v)} \\ \delta\tau_{yz(hv)} \\ \delta\tau_{zx(vh)} \\ \delta\tau_{xy(hh)} \end{Bmatrix} \dots\dots(3)$$

また、水平方向では等方的であるので(4)式および(5)式が得られる。

$$\frac{\nu_{vh}}{E_v} = \frac{\nu_{hv}}{E_h} \dots\dots(4) \quad G_{HH} = \frac{E_h}{2(1+\nu_{hh})} \dots\dots(5)$$

次に、非排水条件より(6)式となる。

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} = 0 \dots\dots(6)$$

よって、V-Sample(z方向載荷)では、(7)式となる。

$$\delta\varepsilon_{xx} = \delta\varepsilon_{yy} = -\frac{\delta\varepsilon_{zz}}{2}, \quad \nu_{vh} = -\frac{\delta\varepsilon_{xx}}{\varepsilon_{zz}} = 0.5 \dots\dots(7)$$

(7)式より、V-Sample(z方向載荷)では、 $\nu_{vh}=0.5$ となり、非排水繰返し載荷試験より得られた $(E_v)_0$ 、 $(E_h)_0$ を用いると、(4)式より $\nu_{hv}$ が求まる。一方、H-Sample(x方向およびy方向載荷)では、(8)式および(9)式となる。

$$\nu_{hh} + \nu_{hv} = -\frac{\delta\varepsilon_{yy}}{\delta\varepsilon_{xx}} - \frac{\delta\varepsilon_{zz}}{\delta\varepsilon_{xx}} = -\frac{\delta\varepsilon_{yy} + \delta\varepsilon_{zz}}{\delta\varepsilon_{xx}} = -\frac{-\delta\varepsilon_{xx}}{\delta\varepsilon_{xx}} = 1 \dots\dots(8) \quad \nu_{hh} + \nu_{hv} = -\frac{\delta\varepsilon_{xx}}{\delta\varepsilon_{yy}} - \frac{\delta\varepsilon_{zz}}{\delta\varepsilon_{yy}} = -\frac{\delta\varepsilon_{xx} + \delta\varepsilon_{zz}}{\delta\varepsilon_{yy}} = -\frac{-\delta\varepsilon_{yy}}{\delta\varepsilon_{yy}} = 1 \dots\dots(9)$$

(8)式および(9)式より、H-Sample(xおよびy方向載荷)では、 $\nu_{hh} + \nu_{hv} = 1$ となり、 $\nu_{hh}$ が求まる。また、非排水繰返し載荷試験より得られたH-Sampleのヤング率 $(E_h)_0$ を用いると、(5)式より $G_{HH}$ が得られる。

また、一般的な方法として、非排水繰返し載荷試験より得られたV-Sampleのヤング率 $(E_v)_0$ を用いて、供試体を等方弾性体と仮定し、 $\nu=0.5$ を用いて、(2)式よりせん断剛性率 $G_{CTX}$ が求められる。

表2 繰返し載荷試験およびバンダーエレメント試験から求めたせん断剛性率

有効応力	ヤング率		ポアソン比		せん断剛性率(繰返し載荷試験)	せん断剛性率(バンダーエレメント試験)
	$E_v$	$E_h$	$\nu_{hv}$	$\nu_{hh}$	$G_{HH(CTX)}$	$G_{HH(VE)}$
直交異方弾性体と仮定						
49(kPa)	48(MPa)	81(Mpa)	0.85	0.15	35(Mpa)	45(Mpa)
98(kPa)	78(Mpa)	131(Mpa)	0.84	0.16	56(Mpa)	71(Mpa)
196(kPa)	135(Mpa)	212(Mpa)	0.79	0.21	87(Mpa)	121(Mpa)
392(kPa)	272(Mpa)	362(Mpa)	0.67	0.33	135(Mpa)	193(Mpa)
等方弾性体と仮定	$E_v$ を使用		$\nu$		$G_{(CTX)}$	$G_{VH(VE)}$
49(kPa)	48(MPa)		0.5		16(MPa)	22(MPa)
98(kPa)	78(Mpa)		0.5		26(Mpa)	36(MPa)
196(kPa)	135(Mpa)		0.5		45(Mpa)	61(MPa)
392(kPa)	272(Mpa)		0.5		91(Mpa)	107(MPa)

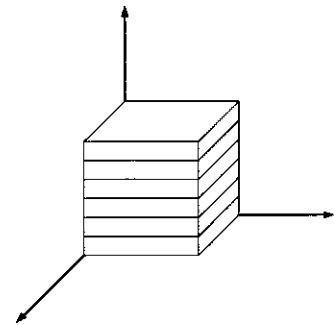


図16 直交異方弾性体



表2に上式を用いて求めた $\sigma_c'$  49~392kPaにおける、ポアソン比、繰返し載荷試験より求めたせん断剛性率とベンダーエレメント試験でのせん断剛性率を示した。

図17はベンダーエレメント試験および繰返し載荷試験より求めたせん断剛性率 $G$ を示したものである。図に示すように、供試体を等方弾性体と仮定した場合のせん断剛性率 $G_{(CTX)}$ に比べ、供試体を直交異方弾性体と仮定してせん断剛性率を求めた、 $G_{HH(CTX)}$ およびベンダーエレメント試験から求めた $G_{VH}^*(BE)$ 、 $G_{HH}^*(BE)$ は高い。また、異なる方法で求めた水平方向のヤング率を比較すると、繰返し載荷試験から求めたせん断剛性率 $G_{HH(CTX)}$ に比べ、ベンダーエレメント試験から求めたせん断剛性率 $G_{HH}^*(BE)$ が高くなっている。この原因として、比較しているひずみレベルの相違、 $B$ 値の影響等が考えられる。ベンダーエレメント試験は $10^{-6}$ ~ $10^{-5}$ 程度のひずみレベルでせん断剛性率を測定しているのに対し、繰返し載荷試験では $10^{-5}$ 程度のひずみレベルでヤング率を求めている。また、山下ら<sup>3)</sup>はNSF粘土の等価ヤング率 $E_{eq}$ の低下を5%以内にするためには $B$ 値を0.95以上にする必要があると報告している。しかし、本研究での $B$ 値は80~95程度と低い。これらの影響によって、繰返し載荷試験によって求めた結果が低くなったと考えられる。以上のことから、供試体を等方弾性体と仮定して、繰返し載荷試験によって求めたせん断剛性率は、供試体を直交異方弾性体と仮定して繰返し載荷試験やベンダーエレメント試験によって求めたせん断剛性率に比べて小さく、弾性係数を過小評価していると考えられる。

#### 4. 結論

- 1)ベンダーエレメント試験によって、 $G_{HH}^*$ が $G_{VH}^*$ および $G_{HV}^*$ より高くなる事が確認された。また、繰返し載荷試験および単調載荷試験においても、微小ひずみレベルでは、 $E_H$ が $E_V$ より高くなる事がわかり、堆積面に平行な $H$ 方向の弾性係数が大きいことが明らかになった。
- 2) 等方圧密することによって弾性係数の異方性は低下することが明らかになった。また、予圧密圧力の2倍以上の圧力で等方圧密を行っても、弾性係数の異方性はなくなることがわかった。
- 3)供試体を等方弾性体と仮定して、繰返し載荷試験によって求めたせん断剛性率は、供試体を直交異方弾性体と仮定して繰返し載荷試験やベンダーエレメント試験によって求めたせん断剛性率に比べて小さく、弾性係数を過小評価していることが考えられる。

なお、本研究は文部科学省科学研究費（基盤研究(C)：16560427）の補助を受けたものである。

#### 【参考文献】

- 1)山口岳志, 山下聡, 堀智人, 鈴木輝之: 粘土を用いたベンダーエレメント試験による3方向のせん断波速度, 地盤工学会北海道支部技術報告集, No44, pp281-286, 2004.
- 2) Fioravante, V.: Anisotropy of small strain stiffness of Ticino and Kenya sands from seismic wave propagation measured in triaxial testing, Soils and Foundations, Vol.40, No4, pp.129-142, 2000.
- 3)山下聡, 澁谷啓, 稲原英彦, 古川卓: 砂および粘性土の繰返し変形特性に及ぼす $B$ 値の影響, 「地盤および土構造物の動的問題における地盤材料の変形特性・試験法・調査法および結果の適用」に関する国内シンポジウム, pp137-142, 1994.

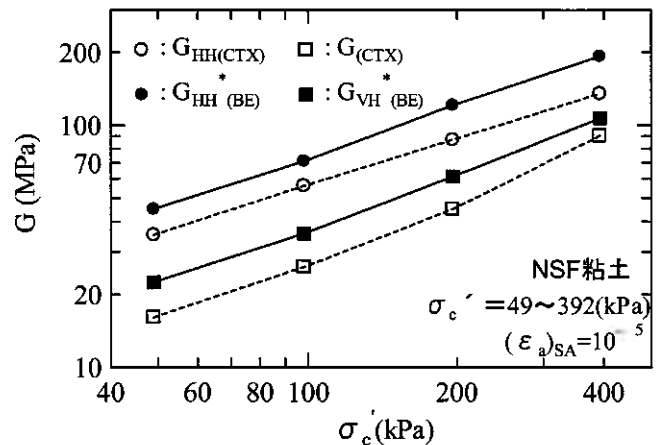


図17 繰返し載荷試験, ベンダーエレメント試験から求めたせん断剛性率

## 土の間隙構造と力学特性の関係

基礎地盤コンサルタンツ(株) ○ 学生会員 中田 隆文  
 北海道大学大学院工学研究科 国際会員 三浦 清一  
 北海道大学大学院農学研究科 正会員 相馬 勉之

### 1. はじめに

土粒子、水、空気の3つの成分により構成されている地盤は、構造物の建設、盛土構築などの外力により圧縮・せん断を受け、水と空気により構成されている間隙が小さくなる。また、想定荷重以上の外力を受けることで地盤は沈下したり、せん断による破壊が起こる。したがって、外力を受けた後の地盤内の土の間隙構造は、外力を受ける前の状態と比べると違いが生じることから、地盤の間隙構造の変化を把握することは重要である。

地盤材料において豊浦砂のような標準的な砂質土または沖積粘土などは、圧縮を受けることで土の間隙が増減し、せん断を受けることで破壊が生じる。しかし粗粒火山灰土のような破碎性粒状体の場合は、外力を受けると土粒子の粒子が脆弱であることから粒子破碎を伴い、動的・静的力学特性に特異な影響を与えることが知られている<sup>1),2),3)</sup>。これは破碎性粒状体が標準砂および粘性土における間隙構造の変化と比べると、その違いが極めて特異なためである。

本研究では、破碎性粒状体である粗粒火山灰土の配列構造の変化に焦点を当て、粗粒火山灰土の特徴を掘込んだ物理試験を実施し破碎性粒状体の間隙構造を評価するとともに、土の圧密・せん断前後の構造の変化を考察している。

### 2. これまでの間隙構造の研究

土の物理的性質を把握し、その力学特性を解明するためには、その間隙構造を明確にすることが重要である。そこで、粗粒土に対するいままでの間隙構造のモデルの研究例と提案モデルを概説する。

#### 2-1 Wesley の粒子構造モデル

Wesley は多孔質な軽石の土粒子の密度の特定は困難であることから、多孔質な粒子の間隙には Intra-particle Void (粒子内空隙) と Internal Void (粒子間空隙) があり、粒子内空隙には水の流入の不可能な閉塞空隙と可能な開口空隙が存在するとした。そこで図1に示すモデル<sup>4)</sup>を提案している。ここで既往の研究<sup>3)</sup>から粗粒火山灰土の Spfa-1 および Ma-l に対し、閉塞空隙の影響をなくすために粒子を粉碎し  $75\mu\text{m}$  以下の材料に対して土粒子の密度の変化を求めている。その結果、粉碎後の土粒子の密度  $\rho_p$  は粉碎前より大きな値を示しており、この影響が粗粒火山灰土内に含まれる閉塞空隙の影響としている。

#### 2-2 本研究の提案

相馬らは<sup>5),6)</sup>、火山灰質粘性土の総間隙量を飽和含水比( $w_{sat}$ )とし、粒子内の間隙量を構造単位内間隙( $w_{intra}$ )、粒子間の間隙量を構造単位間隙( $w_{inter}$ )として評価した。また  $w_{inter}$  は、構造単位間隙の間隙量を示すことから塑性指数  $I_p$  に相当し、 $w_{intra}$  は構造単位内間隙量であることから塑性限界  $w_p$  に相当するものと定義している。

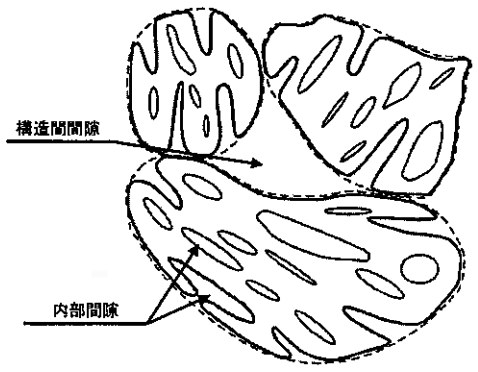
提案者	Wesley <sup>3)</sup>
対象土	粗粒火山灰土
モデル図	
評価法	内部間隙 : Intra-particle Void 構造間隙 : Internal Void

図1 Wesley の間隙構造のモデル

さらに  $w_{sat}$  は  $w_L$  に相当することから、塑性を有する火山灰質粘性土の  $w_{sat}$  と  $w_L$  の関係を調べたところ両者の関係もほぼ 1:1 であり<sup>7,9)</sup>、 $w_p$  との関係は 1:0.5 であることを示している<sup>9)</sup>。また  $w_{sat}$  は圧縮性と非常に高い相関を示していることから<sup>9),10),11)</sup>、圧縮特性の推定も可能なモデルである。そこで粗粒火山灰土の間隙構造モデルとして図2に示すようなモデルを考えた。

図から粗粒火山灰土は粒子がポーラスであることから粒子内には閉塞された空隙(内部孔隙(閉塞))と通水可能な開放された空隙(内部孔隙(開放))があり、 $w_{inter}$  は火山灰質粘性土と同様に粒子間に存在するものと仮定する。さらに粗粒火山灰土は砂質土と比べ構造単位(構造単位)の表面形状が複雑であることから表面孔隙を有している。このことから粗粒火山灰土の構造間隙は  $w_{inter}$  であるが構造単位内間隙は表面孔隙と内部孔隙(開放)の和であることが推測している。

粗粒火山灰土の間隙構造は複雑であり、特に粒子内の閉塞された空隙を評価することは難しい。したがって粗粒火山灰土の土の力学的性質を評価をおこなうには、粒子および構造単位の間隙(構造単位内間隙)または内部間隙構造(Intra-particle Void)の解明が重要となってくる。

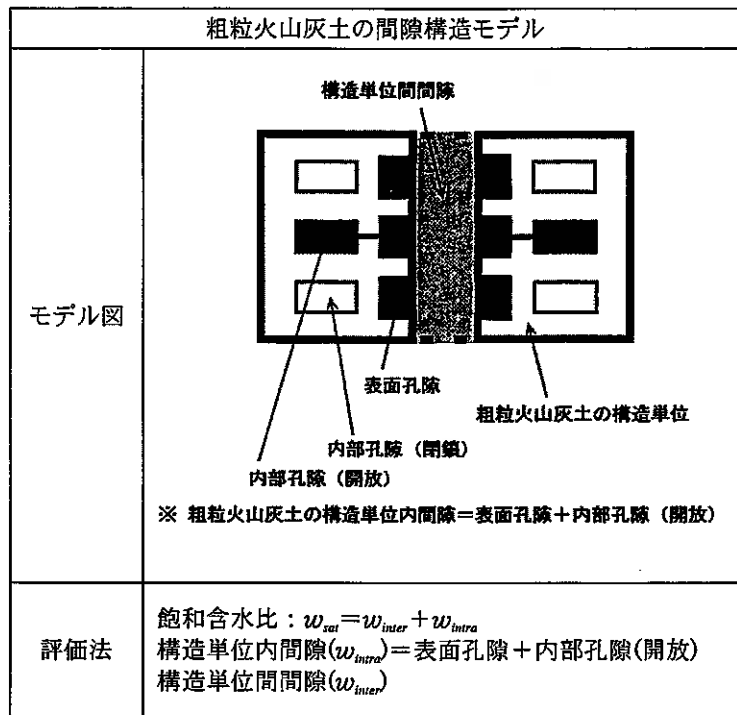


図2 粗粒火山灰土の間隙構造のモデル

評価法	飽和含水比: $w_{sat} = w_{inter} + w_{intra}$ 構造単位内間隙( $w_{intra}$ ) = 表面孔隙 + 内部孔隙(開放) 構造単位間隙( $w_{inter}$ )
-----	---

### 3. 本研究用いた試料と試験

#### 3-1 本研究で用いた試料の物性値

本研究で用いた試料は、破碎性粒状体として知られる粗粒火山灰土の摩周降下火砕堆積物(Ma-l)の当幌および武佐火山灰土、支笏降下火砕堆積物(Spfa-1)の富川火山灰土と豊浦標準砂である。各試料の物性値を表1に示す。

表1 本試験で用いた試料の物性値

	噴出起源	表示名	土粒子の密度	乾燥密度		細粒分含有率 $F_c$ (%)
			$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$ max(g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$ min(g/cm <sup>3</sup> )	
砂質土	—	豊浦砂	2.64	1.64	1.34	0
粗粒火山灰土	Ma-l	当幌	2.44	0.54	0.34	2.0
	Ma-l	武佐	2.51	—	—	1.6
	Spfa-1	富川	2.22	0.54	0.41	1.0

#### 3-2 本研究で行った試験

粗粒火山灰土の構造単位内および構造単位間隙量を評価するため、現場容水量試験(Field water holding capacity)<sup>12)</sup>、吸水率試験(JIS A-1110)<sup>13)</sup>および粉碎した土粒子の密度試験<sup>14)</sup>を行なった。試験の目的と方法は以下に示す。また力学試験については、これまで報告されてきた力学試験データ<sup>例えば2),3),15)</sup>を用いている。

##### 3-2-1 現場容水量試験(Field water holding capacity)

###### (1) 試験の目的

粗粒火山灰土の粒子形状の特徴として、前述したように内部間隙が存在するとともに、表面の凸凹による表面孔隙が存在する。そのため図2に示した間隙構造のモデルで粒子間の間隙の  $w_{inter}$  を評価する場合も表面孔隙の影響を考慮する必要がある。そのため、表面孔隙の影響を含む粒子間の間隙量を把握するための手法として、本研究では現場容水量試験から重力排水させた実験をおこなった。ここで現場容水量とは、地表面に近い部分において降雨や散水などの後、重力排水が止まった時の含水量である<sup>12)</sup>。

###### (2) 試験方法

試験は当幌火山灰土および富川火山灰土について実施し、再構成供試体作成しを飽和させた後、重力排水において排水させ定期的に含水比の測定をおこなっている。再構成供試体の作成方法は、100cc サンプリング管(Φ5.1cm×H5.0cm)に空中落下法(AP 法)により作成した。その後毛管飽和により試料を飽和させ、飽和後重力排水により試料内の水分を排水した。測定は24hr 毎に重量を測定することで含水比を算出するとともに実体顕微鏡を用いて試料の水分状態を確認している。

### 3-2-2 吸水率試験

#### (1) 試験の目的

既往の研究<sup>16)</sup>から、粗粒火山灰土の自然含水比  $w_n$  の大小は粒子内部の間隙に依存することから吸水率  $Q$  と内部間隙の関係を推察することは重要である。なお、本試験で実施した吸水率試験は粗骨材および細骨材に対しておこなう吸水率試験であり、試料の吸水時の飽和過程により吸水可能な空隙量を意味している。

#### (2) 試験方法

試験は当幌火山灰土、富川火山灰土についておこなっている。試験方法は火山灰土粒子の湿潤状態(試料の表面にまで水分が付着している状態)を作り出すため、粒子を24時間以上水浸させ完全に水没を確認した後、表面水を完全に拭い去り表面乾燥飽水状態(湿潤状態の表面水を完全に拭い去った状態)とした。その後、絶対乾燥状態(表面乾燥飽水状態の試料を定重量となるまで乾燥させた状態)とするため100~110℃の温度で定重量となるまで炉乾燥し絶対乾燥状態とた。吸水率  $Q$  の JIS 測定法は、粗骨材-A 1110に示されている<sup>19)</sup>。ここで、粗骨材の場合、試料の絶対乾燥状態の重量を A とし、表面乾燥飽水状態の重量を B とした時の関係を式1に示す。

$$\text{吸水量重量百分率 } Q = (B - A) \div A \times 100 \% \quad (1)$$

### 3-2-3 粉碎した土粒子の密度試験

#### (1) 試験の目的

図3には当幌火山灰土、富川火山灰土および豊浦砂の粒径加積曲線を示している。豊浦砂と比較すると粗粒火山灰土はより粗粒であることがわかる。さらに粒径加積曲線から当幌火山灰土は構成粒子のほとんどが礫分(粒径  $D=2\sim 9.5\text{mm}$ )で構成されているのに対し富川火山灰土は砂分(粒径  $D=0.075\sim 2.0\text{mm}$ )で構成されている。したがって内部空隙の存在が問題となる粗粒火山灰土は構成粒子の粒径により内部空隙量に違いがあり、特に土粒子密度  $\rho_s$  に違いがあるのではないかと推測できる。そこで構成粒子径の内部空隙の評価をおこなうため、試料を礫分( $9.5\text{mm} > D \geq 2\text{mm}$ )、砂分( $2\text{mm} > D \geq 0.075\text{mm}$ )、細粒分( $0.075\text{mm} > D$ )に区分して、それぞれの粒径毎の  $\rho_s$  を算出した。

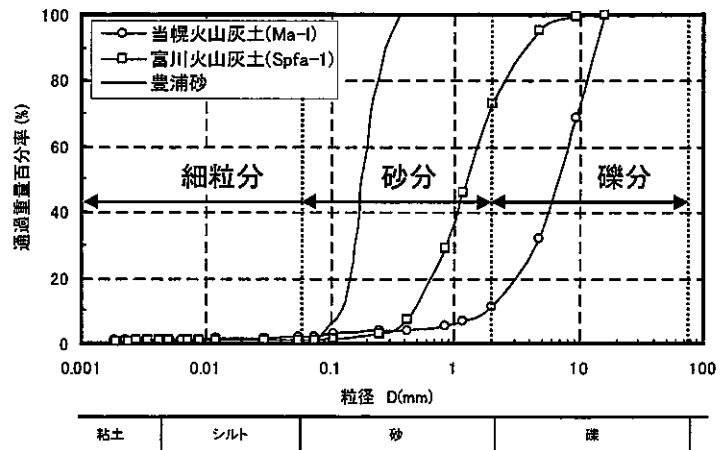


図3 粗粒火山灰土と豊浦砂の粒径加積曲線

また、礫分および砂分に関しては粒子を強制

破碎させその時に生じる細粒分についての  $\rho_s$  を測定し破碎前後の  $\rho_s$  を比較することで粒子の内部空隙を評価することを目的としている。

#### (2) 試験方法

当幌火山灰土に対し粒度試験(JGS 0131-2000)<sup>14)</sup>を行ない、礫分、砂分、細粒分に分ける。その後各粒径ごとに土粒子の密度試験(JGS 0111-2000)<sup>14)</sup>を行った。さらに各粒度をすり鉢を用いて強制破碎させ、礫分および砂分を破碎させて発生した細粒分について土粒子の密度試験を実施している。なお、試験時には脱気水を用い、煮沸は2時間以上おこなっている。

## 4. 試験結果の考察

本研究では、主として粗粒火山灰土の物理試験を実施して火山灰土の内部空隙構造の評価のアプローチを試みているが、これまで研究されてきた火山灰土の力学試験を用いて土の空隙構造の評価もおこなっている。

#### 4-1 密度の変化における構造内間隙の評価

既往の研究<sup>17)</sup>から、粗粒火山灰土の内部空隙は液状化強度に及ぼす影響は無視できるものではないが、閉塞空隙に関しては乾燥密度に係りなく、力学挙動には関与しないと考える。

そこで、当幌火山灰土について粒径毎の $\rho_s$ を求めることで構造内間隙の大きさを推測し、粒子を強制破碎させ構造内の空隙を無くした状態の $\rho_s$ を求め構造内間隙の大きさを評価した。試験結果を表2に示すと、原粒における $\rho_s$ は空隙量が一番大きいと思われる礫分が一番小さく、砂分が一番大きいという結果となった。これは当幌火山灰土は砂分内に $\rho_s$ の大きいスコリアの占める割合が大きいものと思われる。また強制破碎させた細粒分の $\rho_s$ は、礫分および砂分を破碎させて作成した場合の $\rho_s$ は、原粒における細粒分の $\rho_s(2.505)$ より大きくなるが、値はほぼ同程度(2.648~2.674)であった。ここで、砂分を破碎させて作成した細粒分の $\rho_s$ は、砂分の構成粒子内の閉塞空隙が無くなることで大きくなるものと推測したが、結果は小さくなっている。現段階では、砂分のスコリア以外の破碎量が多くスコリアも破碎しているが全体の $\rho_s$ が小さくなっているものと考えている。

表2 土粒子の密度試験の結果

	礫分	砂分	細粒分
	9.5>D $\geq$ 2.0	2.0>D $\geq$ 0.075	0.075>D
原粒(初期状態)	2.399	2.722	2.505
礫分 $\rightarrow$ 細粒分	—	—	2.674
砂分 $\rightarrow$ 細粒分	—	—	2.648

#### 4-2 粗粒火山灰土の構造単位間隙量の評価

図4には、粗粒火山灰土の構造単位間隙量の評価手法としておこなった現場含水量から重力排水させたときの放置日数とその時の含水量の関係を示す。今回行った最長の放置日数は14日間(2週間)である。図から、当幌火山灰土および富川火山灰土とも放置日数と含水比の関係は、およそ1~2日の間に含水比が大きく減少し、その後の減少率は一定となるようである。これは、重力排水終了後、乾燥状態に移行したためと考えている。

さらに、実体顕微鏡で放置段階から放置日数ごとに観察をおこなっており、その結果、放置後数時間までは粒子表面は光沢をもち水膜が確認できたが、その後粒子表面には水膜は少なくなり、放置後1日目以上経過すると水膜は確認できず水滴を落とすと水は急速に粒子内に吸水するような状態であった。したがって火山灰土の構造間隙量を現場含水量試験結果から見た場合、重力排水開始後数時間で消失する水分量が構造単位間隙量であり、消失したときの土粒子が保有する水分量が構造単位内間隙量ではないかと推定できる。

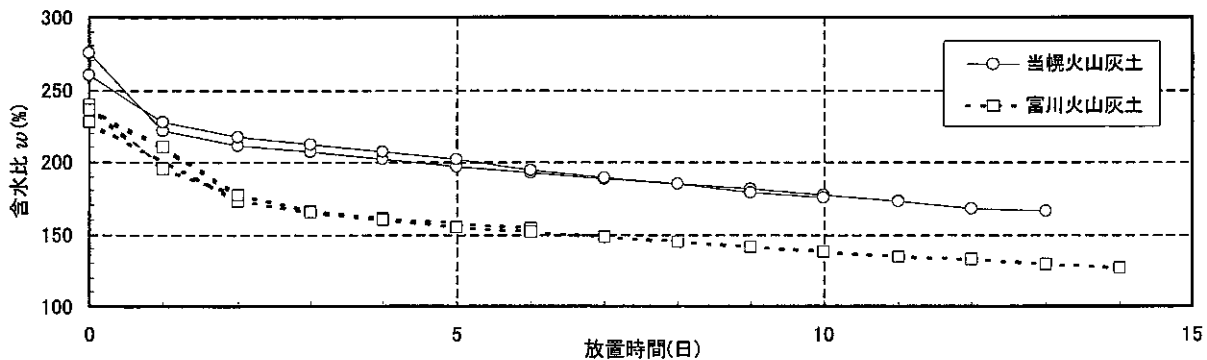


図4 現場含水量試験による放置日数と含水比の関係

ここで図5には、現場含水量試験から重力排水開始後約1日における放置時間(s)と含水比の関係を示す。図から当幌火山灰土は重力排水直後に重力排水は止まるようであるが、富川火山灰土については重力排水開始後約1000s程度で排水は止まるようである。さらに図6には吸水率と現場含水量の関係を示す。図から現場含水量と吸水率の関係はほぼ1:1を示すことがわかる。この結果から構造間隙は飽和時の含水量と現場含水量の差であり、構造単位内の間隙量が吸水率に相当すると思われる。

#### 4-3 破碎性粗粒土の間隙構造の変化と粒子破碎特性の関係

粗粒火山灰土は非常に破碎性の強い材料あり、圧密・せん断において生じる粒子破碎増加量 $\Delta F_c$ は圧密時の圧密圧力 $p_c$ とせん断応力比 $\eta(q/p_c)$ で一義的に評価できることが知られている<sup>23,15)</sup>。ただし、その時の間隙比の変化については未だ不明な点が多い。そこで、図7には一次元圧密試験<sup>23,15)</sup>でおこなった武佐火山灰土と富川火山灰土について破壊時の平均主応力 $p_f$ と間隙比の減少率の関係を示した。図から $p_f$ が増加すると間隙比の減少率が大きくなり、その関係は一次関数(式2)で非常に良い相関性を持つようである。さらに図8には間隙比の減少率と $\Delta F_c$ の関係を示した。両者の関

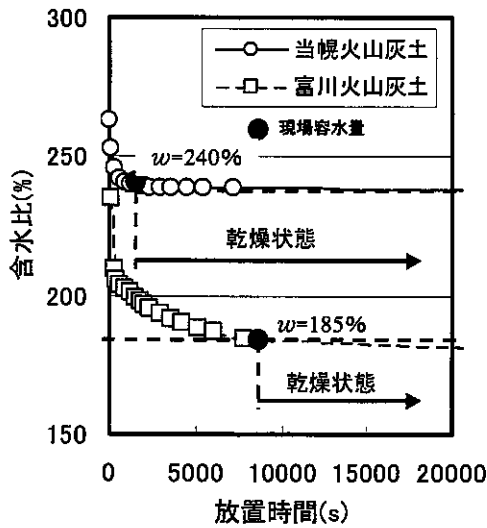


図5 現場含水量試験による放置時間(s)と含水比の関係

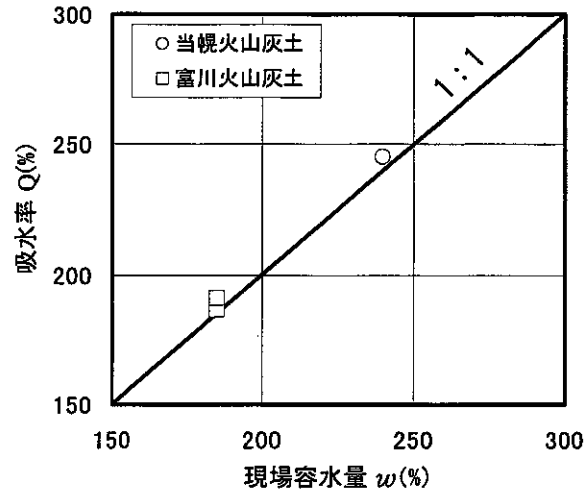


図6 現場含水量と吸水率の関係

係は、間隙比の減少率が大きくなると $\Delta F_c$ は増大する関係を示しており、その関係は指数関数(式3)で示される。

一次元圧密による平均主応力と間隙比の変化の関係 (2)

$$\text{武佐火山灰土: } \Delta F_c = 20.6(1 - e_f/e_0) - 2.0 \quad (R^2 = 0.811)$$

$$\text{富川火山灰土: } \Delta F_c = 21.6(1 - e_f/e_0) - 2.9 \quad (R^2 = 0.800)$$

一次元圧密による間隙比の変化と細粒分増加率の関係 (3)

$$\text{武佐火山灰土: } \Delta F_c = 0.0042(1 - e_f/e_0)^{0.694} \quad (R^2 = 0.961)$$

$$\text{富川火山灰土: } \Delta F_c = 0.0152(1 - e_f/e_0)^{0.559} \quad (R^2 = 0.938)$$

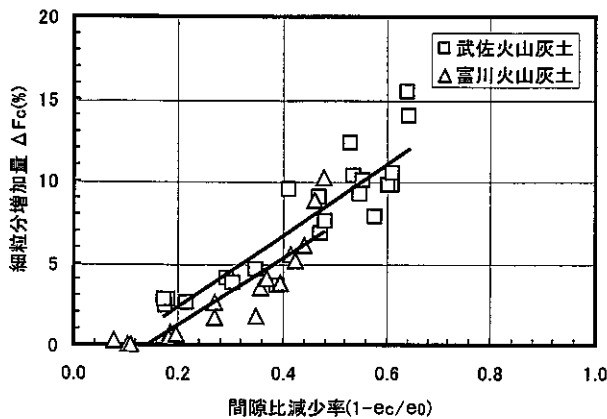


図7 平均主応力と間隙比の減少率の関係

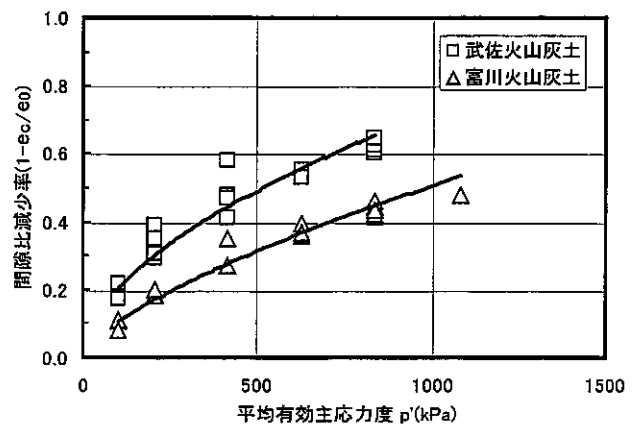


図8 間隙比の減少率と細粒分増加率の関係

次に、図9には三軸試験機を用いておこなった異方圧密試験( $K_0=0.5$ )の間隙比の減少率と平均主応力と $\Delta F_c$ の関係を示す。図から異方圧密試験<sup>2),15)</sup>においても一次元圧密試験同様に $\Delta F_c$ は圧密前後の間隙比の減少率と良い相関性(式4)を示すようである。以上のことから、粗粒火山灰土の粒子破碎特性のメカニズムの一つとして、 $\Delta F_c$ は間隙比の変化率と密接な関係があることが推測される。

異方圧密試験による間隙比の変化と細粒分増加率の関係 (4)

$$\text{当幌火山灰土: } \Delta F_c = 39.7(1 - e_f/e_0) - 0.821 \quad (R^2 = 0.958)$$

$$\text{富川火山灰土: } \Delta F_c = 5.71(1 - e_f/e_0) - 0.155 \quad (R^2 = 0.967)$$

## 5. 本研究のまとめ

① 当幌火山灰土の $\rho_s$ は、粒径により差異がある。また、礫分、砂分を強制破碎させた細粒分の $\rho_s$ は、破碎前の $\rho_s$ より大きな値となる。これは粒子内空隙の影響によるものと推測し、この変化量が粒子内の閉塞空隙の評価に繋が

るものと考えている。

- ② 粗粒火山灰土に対して行った現場含水量試験から、飽和した粗粒火山灰土の含水比は重力排水を行うと開始後急激に減少し、その後乾燥状態に入る。このことから、粗粒火山灰土の構造単位間隙量は、飽和含水比と現場含水量の差であると推測できる。
- ③ 現場含水量は、吸水率と同等の値を示す。このことから、現場含水量試験から粗粒火山灰土の吸水率が推測できるとともに構造単位内間隙量の推定も可能である。
- ④ 粗粒火山灰土の圧密・せん断における間隙比の減少量は有効主応力および $\Delta F_c$ と一義的な関係を示し、 $\Delta F_c$ は間隙比の減少率に依存する。

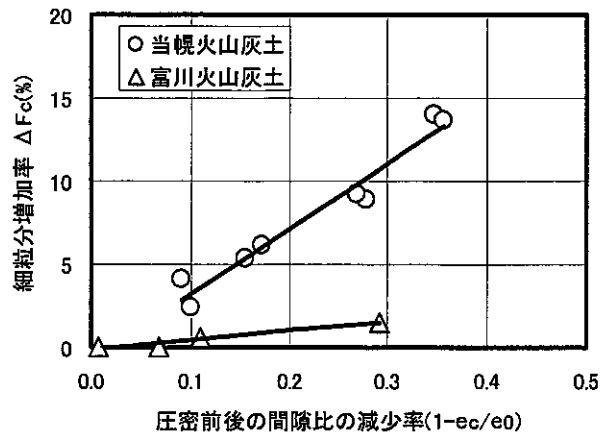


図9 異方圧密試験による間隙比の減少率と細粒分増加率の関係

【謝辞】本研究を進めるにあたり実験においては、北海道大学大学院 木村充宏君の協力を得た。また室蘭工業大学川村志麻先生、北海道工業大学川端伸一郎先生、北海道大学大学院地盤解析分野 石川達也先生、横浜勝司先生および北海道大学大地盤解析学分野のスタッフから貴重な意見を頂いた。記して深甚なる謝意を表します。

#### 【参考文献】

- 1) 三浦清一・八木一善・川村志麻：北海道火山性粗粒土の静的および動的力学挙動と粒子破碎，土木学会論文集，No.547/Ⅲ-36，pp.159-170，1996。
- 2) 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。
- 3) 八木一善：破碎性火山灰地盤の力学挙動とその評価法に関する研究，北海道大学博士論文，2004。
- 4) Wesley, L.D. : Determination of Specific gravity and Void ratio of pumice material, Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.24, pp.418-422, 2001.
- 5) 中田隆文・相馬尅之・小野寺康浩・池田晃一：飽和含水比による粘性土の圧縮性の評価，第52回農業土木学会北海道支部，pp.54-59，2003。
- 6) 小野寺康浩・相馬尅之・池田晃一・中田隆文：飽和含水比による粗粒火山灰土と泥炭の物理的性質の推定，第39回地盤工学研究発表会，pp.857-858，2004。
- 7) 相馬尅之・前田隆・柏木淳一：火山灰土の土質分類に対する土壌物理的検討，地盤工学会北海道支部技術報告集，第33号，pp.119-122，1993。
- 8) 相馬尅之・小野寺康浩・池田晃一・中田隆文：細粒火山灰土の飽和含水比の意味，火山灰地盤の工学的性質の評価法に関するシンポジウム論文集，pp.149-152，2002。
- 9) 北海道火山灰土の性質と利用に関する研究委員会：実務者のための火山灰土，地盤工学会北海道支部，2004。
- 10) 中田隆文・相馬尅之・池田晃一・小野寺康浩：飽和含水比による粘性土の圧縮特性の予測，第39回地盤工学研究発表会，pp.197-198，2004。
- 11) 中田隆文・相馬尅之・小野寺康浩・池田晃一・松本和正：飽和含水比による土の圧縮性の推定，平成16年度農業土木学会大会講演集，2004。
- 12) (社)地盤工学会：土質工学用語辞典，p.35，1985。
- 13) 土木学会：コンクリート標準示方書（基準編），1996。
- 14) (社)地盤工学会：土質試験の方法と解説 -第1回改訂版-，2000。
- 15) Nakata, T., Miura, S., Kawamura, S. : Particle breakage and its evaluation of volcanic coarse-grained soils, Proc. of International Symposium on Problematic Soils, Vol.1, pp.145-148, 1998.
- 16) 川端伸一郎・池田晃一・神谷光彦・土岐祥介：火山灰土の凍上性と各種土質指標の関連性について，火山灰地盤の工学的性質の評価法に関するシンポジウム論文集，pp.93-98，2002。
- 17) 保田龍太郎・三浦清一：火山灰粗粒土の液状化強度における構成粒子の構造と密度の役割に関する研究，地盤工学会北海道支部技術報告集，第44号，pp.259-266，2004。

異方的堆積構造を有する支持地盤の変形特性と  
 支持力向上化に関する模型実験

室蘭工業大学工学部 川村 志麻  
 室蘭工業大学大学院 ○佐々木 徹也  
 北海道大学大学院 三浦 清一

1. まえがき

本研究では、波浪のような繰返し力を受けて構造物がロックキングしながら沈下する場合において、構造異方性が強度-側方変形特性に及ぼす影響を詳細に調べている。特に、構造物-異方性地盤の沈下-流動変形方向を決定するための支配要因を明らかにしている。また、得られた結果に基づいて、異方性地盤の支持力向上に関する方法を検討している。2002年度に地盤工学会に設立された「基礎の設計法の合理化および次世代の基礎形式に関する調査委員会：委員長 後藤洋三」では、今後はパフォーマンスの良い発想の基礎形式、または現状のものより合理的であると考えられる設計法が必要であるとの指摘をしている<sup>1)</sup>。ここでは1つの試みとして、過去の研究<sup>2)</sup>において設置効果が認められた側壁基礎と矢板基礎の合理的な設置方法について、検討を行っている。実際、基礎の支持力向上のための1つの工法として、サクション基礎<sup>3)</sup>やスカート基礎<sup>4), 5)</sup>のような根入れを有する基礎形状やシートパイル基礎<sup>6), 7)</sup>が実地盤においても広く用いられている。それらの基礎の支持力向上効果を波浪のような繰返し力を再現した模型試験結果<sup>2), 8)</sup>に基づいて定量化し、地盤の堆積条件を考慮した基礎構造物の合理的な設置方法を提案している。

2. 試験装置と模型地盤作製方法

本研究で用いた試験装置の全体図を図-1に示す。模型土槽の内寸法は幅 2000mm、高さ 700mm、奥行き 600mm である。前面には厚さ 20mm の強化ガラスが設置され、模型構造物の沈下-傾斜にともなう地盤の変形挙動が観察できるようにになっている。また、二次元平面ひずみ条件を満足させるために補強桁が設置されており、試験中の土槽本体の剛性が確保されている。なお、本研究ではグリース塗布などによる土槽側面の摩擦除去は行っていない。载荷装置は、静的载荷装置と繰返し载荷装置（鉛直方向、水平方向）及び構造物周辺地盤の変動水圧を再現するための変動圧载荷装置からなり、後述する繰返し交互载荷試験では繰返し鉛直载荷装置を駆使して試験を実施している。なお、装置の詳細は川村ら<sup>2), 8)</sup>に詳しい。

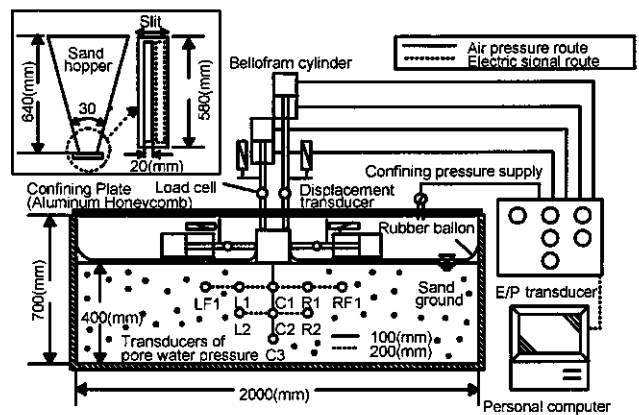


図-1 試験装置図

模型地盤は、豊浦砂 ( $\rho_s=2.65\text{g/cm}^3$ ,  $\rho_{dmax}=1.648\text{ g/cm}^3$ ,  $\rho_{dmin}=1.354\text{g/cm}^3$ ) を昇降可能なサンドホッパー(高さ 640mm, 頂角  $30^\circ$ , 昇降範囲 G.L.+0.8m~+2.65m) を介して空中落下させることにより作製された<sup>9)</sup>。ホッパー底部には最大 20mm まで変えられるスリットが取り付けられているので、ホッパーの移動速度を 20cm/s, 落下高さを 800mm に保持した条件の下でスリット幅を変化させることにより、25~95%の相対密度を得ることができる。

種々の異方性地盤は、以下の手順により作製されている。なお、本研究における異方性とは、重力下で堆積した砂地盤で形成される初期構造異方性を指している<sup>10)</sup>。

- (1) 二次元平面ひずみ模型土槽を所定の角度  $\theta$  まで傾斜させ、模型地盤の深さが 400mm になるように豊浦砂を堆積させる (図-2 (a) 参照)。
- (2) 土槽端部には、傾斜角を可変可能(鉛直方向より  $0^\circ \sim 90^\circ$  まで)なステンレス製の板をサンドホッパー底部に取付け、砂を堆積させている (図-2 (b) 参照)。なお、落下高さ 800mm ( $Dr=80\%$  の時、スリット幅 4mm) を基本に作製するが、右側壁部からおおよそ 200mm の部分ではこれが難しいので、落下高さを低下させスリット幅を減少 ( $Dr=80\%$  の時、スリット幅 3mm) させて、所定の密度を確保するようにしている。いずれにしても、この影響が残る可能性があるため、Terzaghi の支持力解から得られる塑性流動域がこの範囲内に入らないように構造物の設置位置を中心から左側に 100mm 移動させて、試験を行っている。
- (3) 堆積後、模型土槽を水平に戻す。その後地盤の乱れが生じないように余分な砂を取り除き、地盤の表面を整える (図-2 (c) 参照)。



本研究では、鉛直方向と堆積面とのなす角  $\beta$  (反時計回りを正) が  $45, 60, 90^\circ$  になるように地盤を作製した。なお、相対密度  $D_r$  は  $80\%$  である。地盤の均一性は地盤内に密度測定用のモールドを設置して確かめられている<sup>9)</sup>。砂層作製後、土槽底部に設置された 8 個のポーラスストーン(直径  $50\text{mm}$ )から動水勾配  $i=0.01$  で地盤の堆積構造を乱さないようにゆっくりと通水し、飽和化を計った。

模型構造物は、幅  $100\text{mm}$ 、高さ  $100\text{mm}$ 、奥行き  $580\text{mm}$ 、質量  $13.2\text{kg}$  の直方体を用いている。その底面には、地盤との接触面を完全粗とするため、サンドペーパー (G120) が貼り付けられている。

地盤内の側方変形量は、直径  $1.9\text{mm}$  のスパゲッティ<sup>2), 4)</sup>を模型構造物の底端点から鉛直方向に  $25\text{mm}$  間隔で左右対称に 4 本挿入することにより、計測されている。スパゲッティは、初期剛性の  $2\%$  になった時点 (模型地盤に通水後、約 8 時間静置した後) から実験を開始している。試験中、スパゲッティをビデオカメラで撮影し、それらを深さ方向  $25\text{mm}$  毎に、定点測定することによって地盤内の変形を把握した。

本研究では、構造物・地盤系の安定性を評価する指標として、以下のようなパラメータを採用している。図-3に示すように、構造物左右の沈下量を  $S_{VL}, S_{VR}$  とし、卓越する方の沈下量を  $S_{V_{major}}$ 、沈下量の差を不同沈下量  $S_{V_{dif}}$  ( $=S_{VL}-S_{VR}>0$ ) と定義した。側方変位量は左右のスパゲッティの変位量の最大値を  $\delta_L, \delta_R$  と定義している。さらに、スパゲッティの側方変位した部分と模型構造物の沈下した部分から、単位奥行き当たりの体積として側方流動土量  $V_\delta$  ( $\text{mm}^3/\text{mm}$ )、沈下土量  $V_p$  ( $\text{mm}^3/\text{mm}$ ) を算出している。この側方流動土量と沈下土量の比を土量比  $V_\delta/V_p$  と称し、地盤内変形の指標とした<sup>11), 12)</sup>。

また、異方性を表す尺度として、最大主応力方向  $\alpha$  と堆積面  $\beta$  とのなす角  $\psi$  ( $=|\beta-\alpha|$ , ただし  $0<\psi<90^\circ$ ) を考察に用いている (図-3 参照)。繰返し偏心荷重条件下では、構造物直下の要素の主応力方向は常に変化する。本研究では、Boussinesq 解や Cerrutti 解から地盤内の鉛直応力、水平応力、せん断応力を算出し、最大主応力方向  $\alpha$  を決定している<sup>2), 11)</sup>。この  $\alpha$  は深さ方向によって変化するので、単調荷重試験で得られた塑性くさびの頂点が構造物直下約  $100\text{mm}$  地点であること<sup>11), 12)</sup>を考慮し、 $100\text{mm}$  地点の  $\alpha$  を代表値として用いている。例えば、後述する繰返し交互荷重試験の場合 (偏心率  $e/B=0.3$ ) の  $\alpha$  は、 $9.1^\circ$  になる<sup>11)</sup>。

### 3. 試験方法

ここでは、繰返し荷重場の構造物・地盤系の支持力-変形特性の変化の実態を明らかにするために、一連の繰返し荷重試験が実施された。

荷重方法を図-4に示す。本研究では構造物が繰返し荷重を受けてロッキング沈下し、それに起因して地盤が側方流動変形する場合の変形特性を調べた。行った試験は、繰返し交互荷重試験 (Cyclic Alternate Loading Test; CAL 試験と略称) である。この試験では、地盤が流動破壊を起こすまで繰返し荷重を載荷している。図に示すように、CAL 試験では、偏心率  $e/B=0.3$  の下で半正弦波荷重  $P_v$  を模型構造物に左右交互に与えている。な

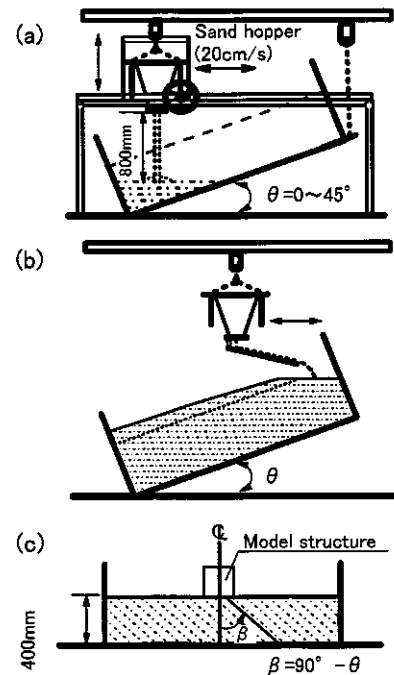


図-2 異方性地盤の作製方法

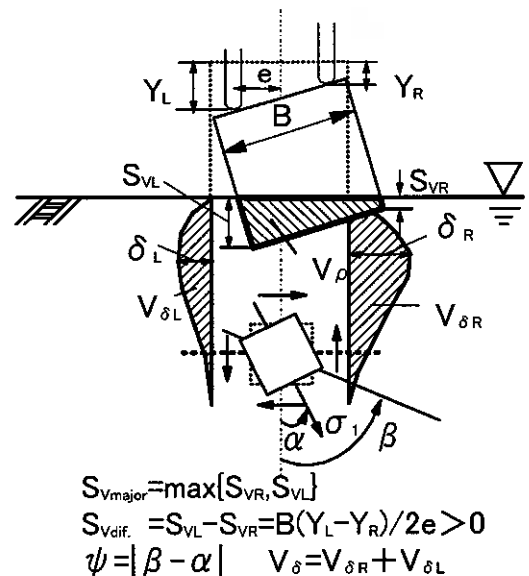


図-3 変形の定義

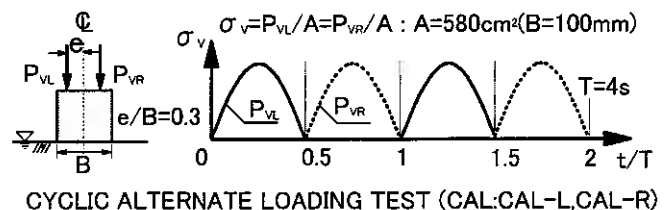


図-4 試験方法: CAL 試験

お、荷重方向が地盤の強度-変形特性に変化を及ぼす可能性があるため、荷重1波目の方向が左側から始まる試験(CAL-L試験)と右側から始まる試験(CAL-R試験)の2ケースを実施している。各試験いずれも周期Tは4秒である。ここで偏心距離eは、模型構造物の中心から荷重点までの距離と定義され、試験開始時の偏心度e/Bが±0.3(左側ロードからの荷重が正)になるように設定されている。例えば、大型重力式構造物の場合、風、海流、波浪や船舶及び氷山の衝突により0.25以上であることが多いとの報告<sup>13)</sup>から、ここでは0.3としている。また、波浪のような水平方向の荷重を考慮することで任意の荷重傾度(=tan<sup>-1</sup>(H/W)、H:水平荷重、W:構造物の重量)を設定できるが、この試験では、構造物の基本的な沈下-側方流動型現象を調べることを目的としているため、その影響は考慮していない。

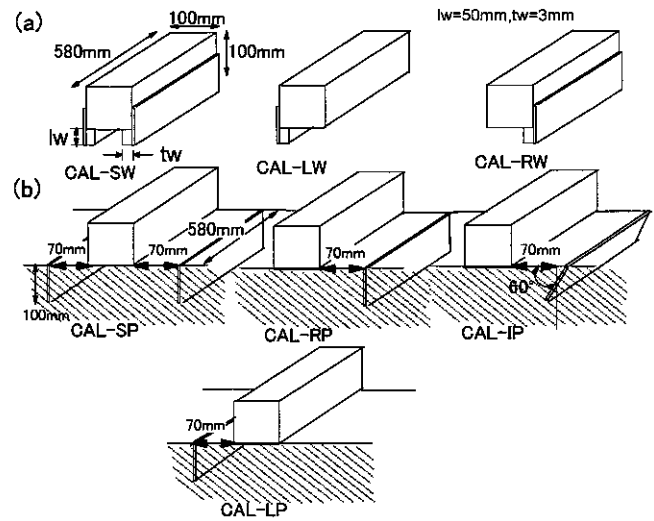


図-5 (a)側壁、(b)矢板の形状と設置位置

このような試験条件の下、波浪場にあるような構造物支持地盤の支持力向上化に対する検討を行った。支持力向上化の方策として、ここでは側壁基礎と矢板基礎の適用性を調べている。側壁は、過去の研究<sup>2)</sup>において最も効果のあった形状(模型構造物の幅100mmに対して、幅tw=3mm、長さlw=50mmの鉄板)を採用している。付設方向の相違による設置効果の変化を調べるために、両側付設条件(CAL-SW)と片側付設条件(CAL-LW, CAL-RW:各々左側、右側に付設)の3ケースの試験を行っている(図-5(a)参照)。

矢板は厚さ3mm、長さ100mmの鉄板であり、設置効果が期待できる構造物底端点から70mmにそれを設置した<sup>2)</sup>。両側付設条件(CAL-SP)と片側付設条件(CAL-LP, CAL-RP:各々左側、右側に付設)、右側付設条件下で堆積面と矢板とのなす角が90°(CAL-IP, β=60°地盤のみ適用)の4ケースの試験を行った(図-5(b)図参照)。

以下の考察では、偏心度e/Bは構造物設置時の初期値を採用している。なお過去の単調荷重試験では、構造物の幅Bに対する沈下量の比S<sub>vmajor</sub>/Bが0.25以上になると基礎端部の浮き上がりを生じ、初期の偏心度が満足できなくなるために、繰返し荷重条件下においてもS<sub>vmajor</sub>/Bは25%までとしている。

#### 4. 試験結果と考察

##### (1) 繰返し交互荷重条件下の強度-変形特性(CAL試験)

図-6は、Dr=80%、β=90、60と45°地盤における繰返し応力σ<sub>v</sub>と所定の沈下量比に至るに必要な繰返し回数N<sub>c</sub>との関係を示したものである。荷重1波目の方向を変化させた2種類の試験(CAL-LとCAL-R)を実施している。なお、建築基礎構造設計指針<sup>14)</sup>及び既往の単調荷重試験結果<sup>12)</sup>では、沈下量比S<sub>vmajor</sub>/B≒10%付近で極限支持力に至ることが示されていることから、本研究ではS<sub>vmajor</sub>/B≒10%の収束値を繰返し強度σ<sub>vt</sub>と定義している。

堆積構造異方性の違いによる比較では、繰返し強度に明確な相違が認められる。これは単調荷重場においても指摘されているように<sup>11)</sup>、最大主応力方向が変化するような繰返し交互荷重試験(CAL)においても異方性が顕著に影響していることを示すものである。また、荷重方向の相違によって、同一地盤の強度に差が現れていることは非常に興味深い。

図-7(a)、(b)と(c)は、β=90°地盤のCAL-L試験とβ=60°地盤の沈下量S<sub>vmajor</sub>=10、20mmにおける地盤内変形を示したものであり、スバゲッティの変位を25mm間隔でプロットしたものである。β=90°地盤では、荷重1波目の方向が左側であることから、構造物の沈下は左側に卓越して生じている。これは外力によって生じるモーメントの影響によって、左側に沈下が卓越したものと推測される。一方、β=60°地盤では荷重方向の違いに関わらず、左側に卓越して沈下している。また、側方変形挙動の比較では、堆積構造に起因する形状に若干の差は確認されるものの、各試験ともに同様な変形性状を示している。

さらに、構造物の沈下方向と異方性の関係を調べてみた。図-8(a)と(b)はβ=60°地盤における不同沈下量の発達状況を示したものである。構造物の不同沈下量がS<sub>vdiff</sub>>0のとき左側が、S<sub>vdiff</sub><0のとき右側が卓越して沈下することを

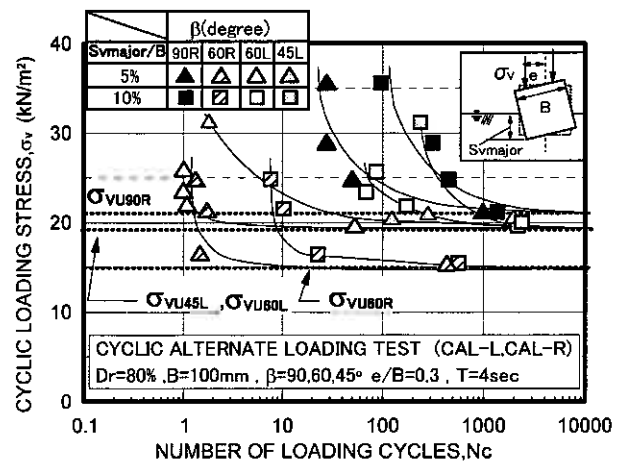


図-6 異方性と荷重方向の違いによる強度の変化

示す。図より、荷重方向の違いによって初期の沈下挙動に違いは認められるが、最終的には両試験ともに左側に沈下が卓越していることがわかる。

上述の関係を再整理したものが図-9になる。荷重応力に対する不同沈下量  $S_{v\text{dif}}$  の関係としてプロットしている。図中のデータは荷重回数  $N_c=2000$  回時のものである。なお、 $\beta=90^\circ$  地盤では、代表的に CAL-R 試験のデータを採用した。 $\beta=45^\circ$  と  $90^\circ$  地盤では、荷重応力の増加に伴って右側に沈下している。特に  $\beta=90^\circ$  地盤では、荷重1波目方向(右側方向)の影響が強く残り、構造物は若干右側に沈下している。一方、 $\beta=60^\circ$  地盤では、前述のように荷重履歴の影響によらず、ほぼすべての場合において構造物は左側に傾いている。不規則な荷重振幅の繰返し荷重場では、この関係は変化する可能性があるが、いずれにしてもこのような荷重条件での地盤の完全塑性流動方向は地盤の堆積方向に強く依存するようである。

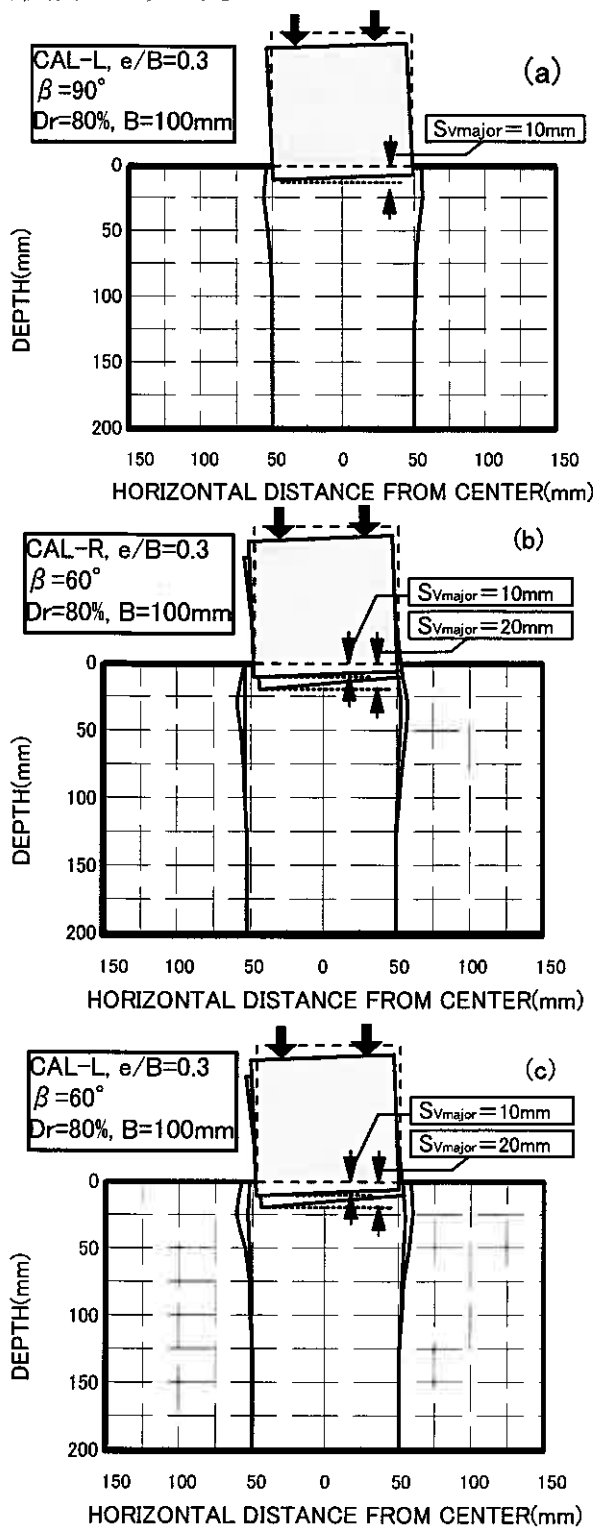


図-7 沈下一側方変形挙動：(a)  $\beta=90^\circ$  CAL-L, (b)  $\beta=60^\circ$  CAL-R, (c)  $\beta=60^\circ$  CAL-L

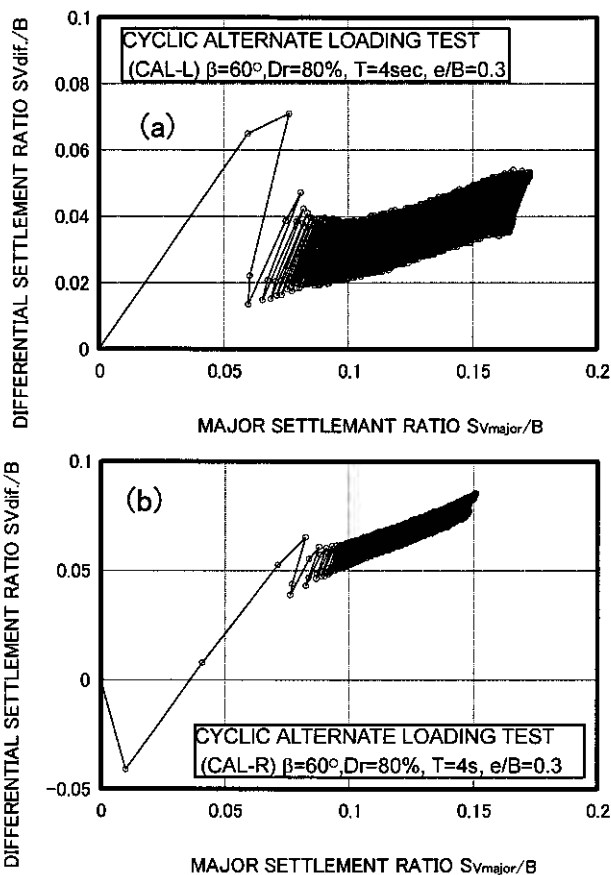


図-8  $\beta=60^\circ$  地盤の不同沈下量の発達状況 (a) CAL-L, (b) CAL-R

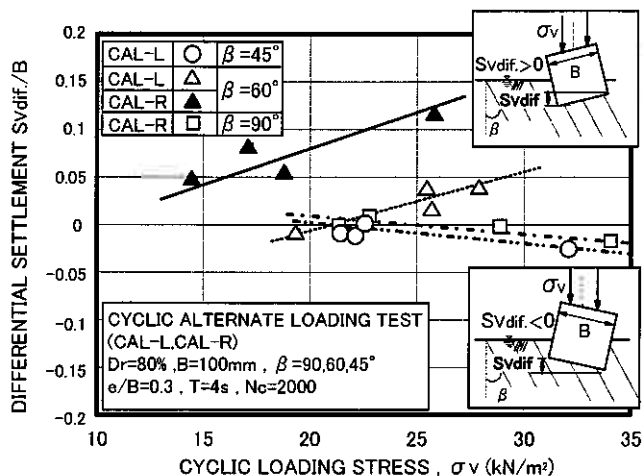


図-9 異方性の違いによる沈下挙動の変化

図-10(a)と(b)は $\beta=60^\circ$ 地盤における両試験の繰返し  
 載荷による地盤の変形係数 $E(E_L$ :左側, $E_R$ :右側)と沈下量の  
 代表的な関係を示したものである。ここでは、仮に変形係数  
 を各載荷応力の増分 $\Delta\sigma_v$ をその時に生じる左右の鉛直ひず  
 み $\Delta(S_{vL}/H_s)$ または $\Delta(S_{vR}/H_s)$ ( $\therefore$ 各沈下量/地盤層厚  
 $H_s=400\text{mm}$ )で除した値として定義した(挿入図参照)。両図  
 より、載荷方向の違いによらず、hardeningの始まる沈下量  
 は構造物左側よりも右側の方が小さいことがわかる。一方、  
 本研究では側方流動方向に対する左右の変形係数への依存性  
 は認められなかった。これらのことから、本試験のような荷  
 重条件下では、構造物-地盤系の沈下-側方変形方向は  
 hardening開始時の沈下量の相違によって決定されることが  
 明らかにされた。

このhardening時の変形の特徴をさらに調べてみた。図-  
 11は、繰返し荷重によって模型構造物直下100mm地点で変  
 化する最大主応力方向 $\alpha$ (反時計回りを正)と堆積角 $\beta$ との  
 なす角 $\phi(=|\beta-\alpha|)$ (挿入図参照)と載荷1波目方向の地  
 盤がhardeningした時点の $S_{vmajor}/B$ との関係を示している。  
 載荷応力の大きさによって同一 $\phi$ に変動はあるものの(例え  
 ば、各 $\phi$ の最小値は繰返し強度 $\sigma_{vII}$ (収束値)における値を  
 示す)、 $\phi$ が $90^\circ \rightarrow$ 約 $40^\circ$ では沈下量は増加し、約 $40^\circ$   
 以下ではそれは減少している。この傾向は、単調載荷や単一方  
 向の繰返し載荷でみられた強度変化率- $\phi$ の関係<sup>11),15)</sup>の傾  
 向とほぼ同様であった。この事実は、繰返し力に起因して変  
 化する最大主応力方向 $\alpha$ と堆積面方向 $\beta$ とのなす角 $\phi$ がある  
 ピーク値(本試験では $40^\circ$ )に最も近づく堆積方向へ構造物

(支持地盤)は沈下-傾斜(流動変形)することを示している。このよ  
 うな変形特性に及ぼす異方性の影響は、要素試験においても調  
 べられている。Park and Tatsuoka<sup>16)</sup>は豊浦砂の平面ひずみ圧縮  
 試験において、せん断強度ピーク時のせん断ひずみは $\phi$ が小さ  
 くなるにつれて大きくなり、豊浦砂ではある値でピークを示す  
 ことを明らかにしている。

また、Matsuoka and Ishizaki<sup>17)</sup>は平面ひずみ条件下の豊浦砂  
 の供試体において、最大主応力面と $\theta=45^\circ+\phi$ なる角度をなす  
 面(すべり面)が、土粒子が最も平均的に滑動する面として考  
 え、堆積面 $\beta$ (水平軸とのなす角)が $60^\circ$ において、堆積面と  
 すべり面とのなす角 $\delta=|45^\circ+\phi-\beta|$ が極小値を示すとした。  
 一方、Miuraら<sup>18)</sup>は、主応力軸の回転有無によって異方性  
 地盤の変形特性は大きく変化することを明らかにし、その特徴  
 はせん断応力に対する抵抗が最も小さいと考えられる堆積面  
 上で生じる卓越したすべりによって、統一的な説明が可能で  
 あることを示した。併せて、その変形予測モデルも提案して  
 いる<sup>19)</sup>。

本模型試験では、上記の研究において用いられている変形と強  
 度の定義およびその計測方法が、本研究のものとは異なってい  
 るので相互の正確な比較は出来ないが、本試験結果において  
 も最大主応力方向と堆積面とのなす角(本研究では $\phi$ )が  
 $40^\circ\sim 43^\circ$ (最大主応力面から $47^\circ\sim 50^\circ$ )で極値を示すよう  
 である。図-12には、過去の支持力試験から推定した $\phi$ <sup>11)</sup>に基  
 づいて、すべり面と $\phi$ の相互関係をプロットしている。ここ  
 では、繰返し強度と単調載荷試験結果の破壊時の強度はほぼ  
 同等であることが明らかにされている<sup>11)</sup>ので、この $\phi$ を繰  
 返し強度で動員される $\phi$ と仮定している。なお、 $\phi=0^\circ$ の値  
 は実験により得られた推定式<sup>11)</sup>に基づいて算出されたもので  
 ある。図より、 $\phi$ が約 $40^\circ$ において $\delta$ が極小値を示してい  
 ることがわかる。このことから、本試験の範囲では、繰返  
 し載荷試験においても要素試験と同様、すべり面と一致する  
 ような $\phi$ が卓越する変形方向を支配する要因になることが  
 明らかにされた。

以上のことから、構造物のロッキングに起因する地盤の側方  
 変形は、外力の作用によって変化する最大主応力方向 $\alpha$ と  
 堆積面方向 $\beta$ とのなす角 $\phi$ がある値に最も近づく堆積方  
 向、すなわち、すべり面と $\phi$ とのなす角が小さい方向に  
 変形は進行することが明らかにされた。これは載荷履歴や堆積  
 構造異方性に起因する構造物直下左右のhardening挙動の  
 相違に少なからず影響するものの、基本的には粒子の配列  
 構造が最大主応力方向に一致するような方向に変形が卓越  
 することを示唆している。

このように、構造物の沈下方向を推定することができれば、  
 側方流動変形が起こるような構造物支持地盤の破壊を合理的  
 に阻止できることが可能になると言える。

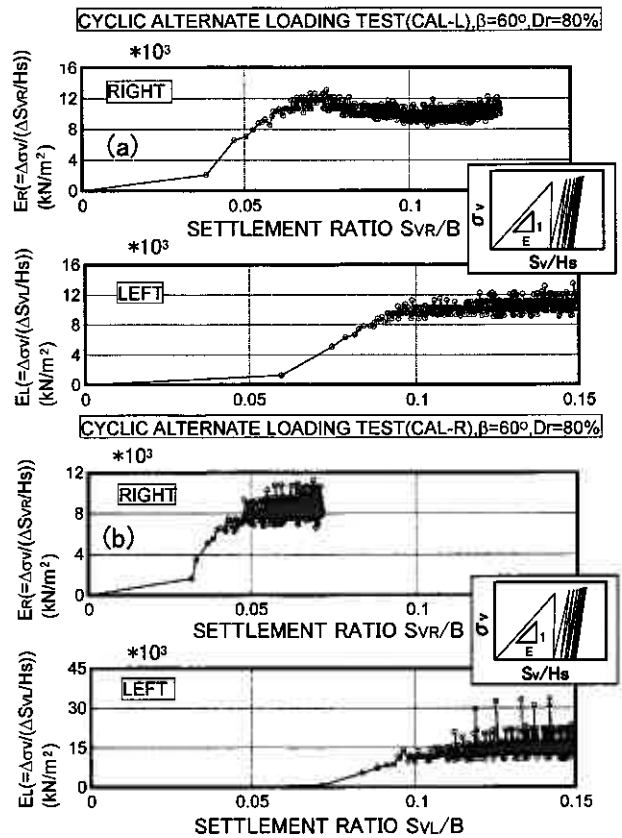


図-10 変形係数 $E(E_L$ :左側, $E_R$ :右側)と沈下量の関係  
 (a)CAL-L, (b)CAL-R

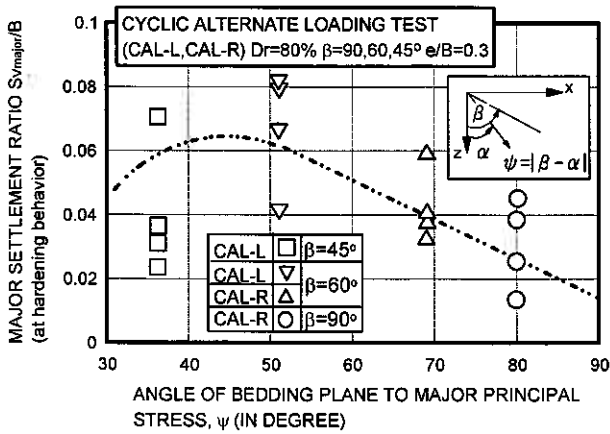


図-1-1 φ と hardening した時の沈下量の関係

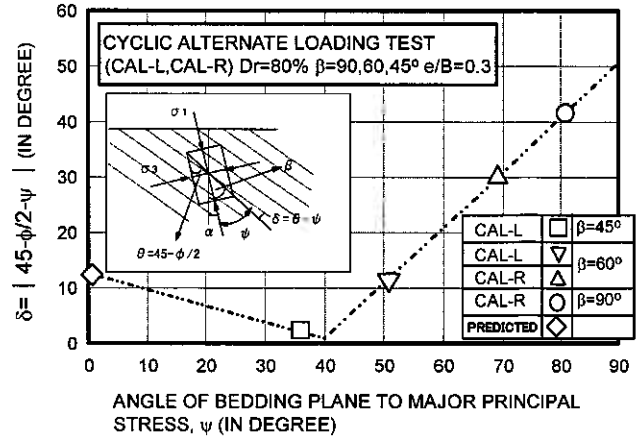


図-1-2 φ とすべり面(最大主応力より)との関係

(2) 側壁設置における基礎地盤の強度-変形特性

従来より、スカート基礎のような側壁を付設した基礎構造物は滑動の安定性やパイピング、洗掘に対する抵抗力が増すという設置効果が期待されている<sup>3),4)</sup>。ここでは、種々の異方性地盤における側壁基礎の設置効果を検討した。

図-1-3 (a), (b) と (c) は、側壁両側付設条件(CAL-SW)と片側付設条件(左下設置 CAL-LW と右下設置 CAL-RW)の繰返し応力  $\sigma_v$  と所定の沈下量比  $S_{vmajor}/B$  に至るに必要な繰返し回数  $N_c$  との関係を示したものである。比較のために側壁無しの場合(CAL)を併記している。図より、側壁付設によって繰返し強度  $\sigma_{vu}$  に変化が現れていることがわかる。また、側壁付設の仕方(両側と片側の付設の違い)によって強度に明確な違いが現れている。例えば、 $\beta=60^\circ$  地盤の場合では、CAL-SW と CAL-RW 試験の繰返し強度は一致している。一方、片側付設条件における比較では、CAL-RW の強度は CAL-LW のものよりも高くなるようである。特に、 $\beta=45^\circ$  地盤の CAL 試験では、前述のように構造物の沈下の卓越方向は右側になることから、その流動阻止方向と考えられる左側に側壁を付設した CAL-LW の強度は、CAL-RW のものより低くなった。後述する図-1-7 の挿入図に示すように、繰返し強度は少なくとも側壁に作用する受働抵抗側の堆積構造特性に影響を受けるようである。

一方、同一付設条件(左側付設条件: CAL-LW)での堆積条件の違いによる強度の比較( $\sigma_{vulw}$ )では、側壁付設によってその強度はほぼ同程度(25~28kN/m<sup>2</sup>)になっていることに注目できる。これは、異方性よりも側壁付設による影響が強いことを示唆している。

図-1-4 に土量比-沈下量比の関係を示している。側壁を付設した場合、側方流動土量の減少に起因して、土量比の低下が認められる。側壁付設によりサーチャージ効果が生じ側方への変形が抑えられたこと、及び前述のような堆積構造の違いによる変形阻止効果の変化によって、強度が増加したものと推測される。このことをさらに調べてみた(図-1-5 (a) と (b), 図-1-6 (a) と (b) 参照)。図-1-5 は、両側付設の  $\beta=90^\circ$  と  $60^\circ$  地盤における沈下-側方変形性状を模式的に示したものである。図より、側壁を両側に付

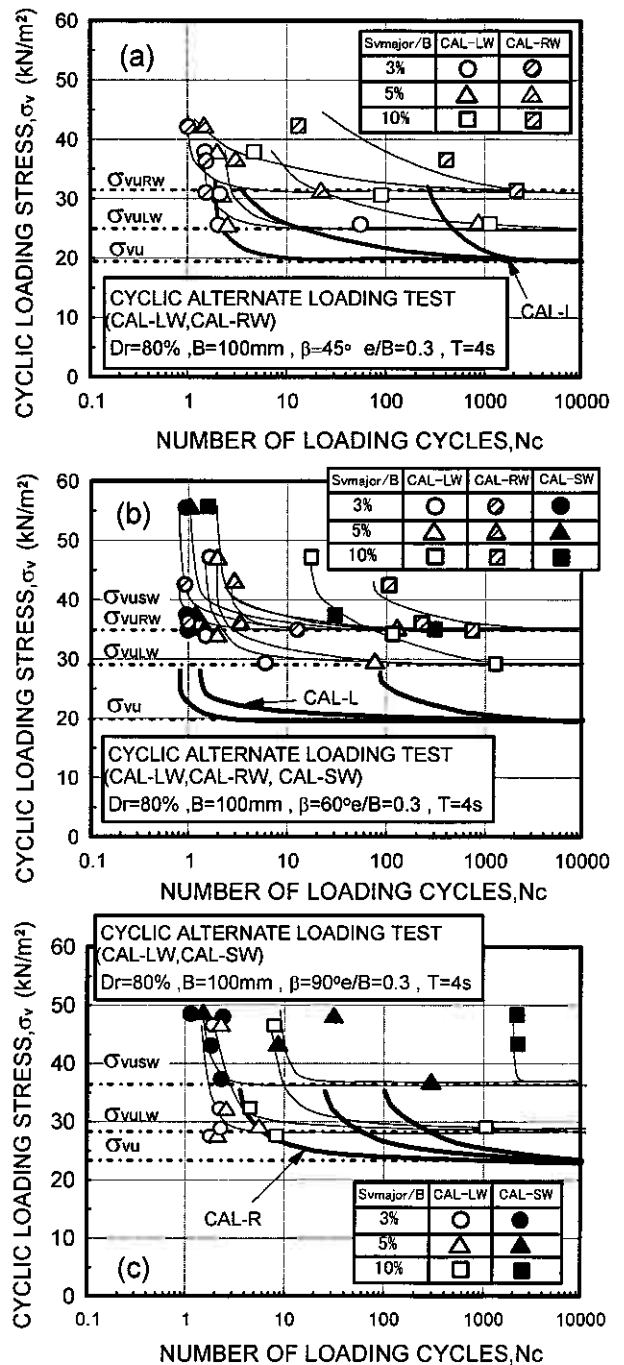


図-1-3 側壁付設による繰返し強度の変化  
(a)  $\beta=45^\circ$ , (b)  $\beta=60^\circ$ , (c)  $\beta=90^\circ$

設した場合では側方流動が抑えられ、鉛直方向の変形(沈下)が卓越していることがわかる。本試験では沈下量が小さくかつ繰返し載荷のために根入れ下の塑性域の発達は明確ではないが、変形性状は沈下が卓越したパンチング型破壊に近い変形形態を示すようである。Tani and Craig<sup>4)</sup>は粘土地盤におけるスカート基礎の根入れ効果を調べるために遠心力載荷場で単調載荷実験を行い、支持地盤はパンチング型の変形性状を呈することを確認している。このように、側壁の両側付設効果は上述の側方変形阻止と根入れによるサーチャージ効果の2つに起因しているようである。一方、片側付設のCAL-LWとCAL-RWでは、側方変形挙動に相違が認められる(図-16(a)と(b)参照)。CAL-LWではほぼ左右対称の側方変形型を、CAL-RWでは右方向のみの変形パターンを示し、パンチング破壊型と側方変形型の間中間的な変形状況を示している。このことから、片側付設の場合は、側壁の設置と地盤の堆積条件によって変形-破壊形態に変化が生じる可能性があるが、いずれにしてもその効果は両側付設の設置効果と同様であると推察される。

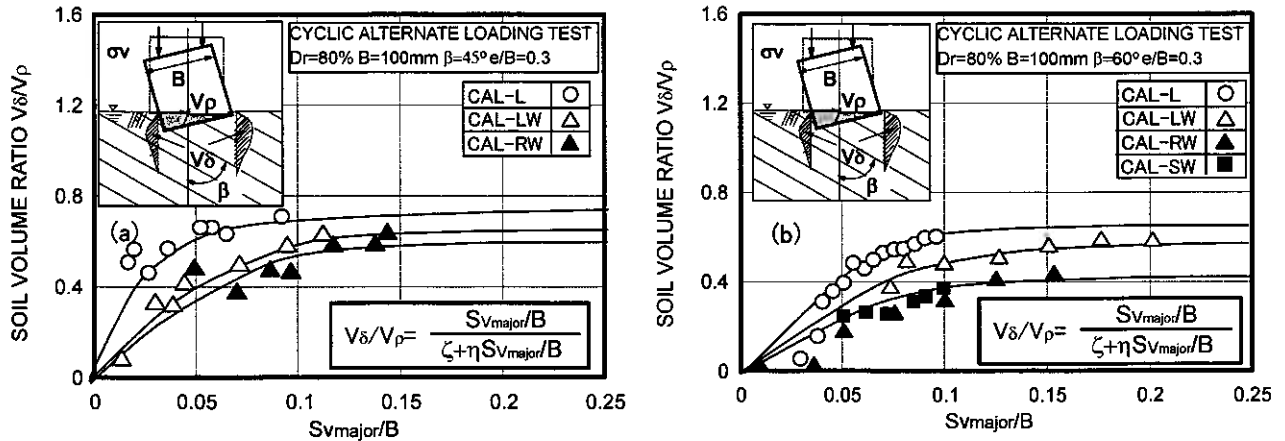


図-14 側壁付設による土量比の変化：(a)  $\beta=45^\circ$ ，(b)  $\beta=60^\circ$

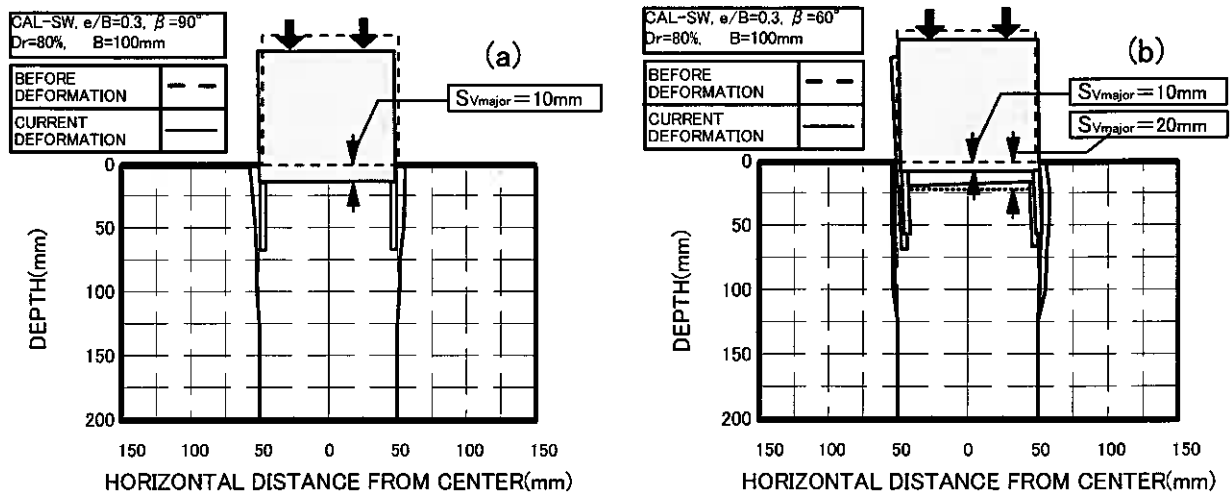


図-15 沈下一側方変形挙動：両側付設：(a)  $\beta=90^\circ$ ，(b)  $\beta=60^\circ$

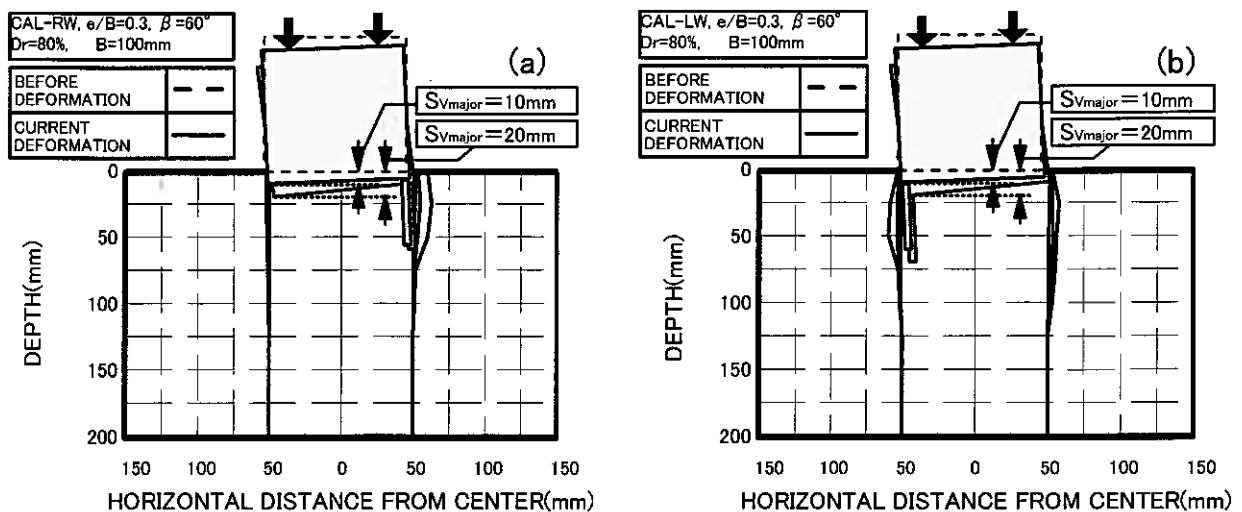


図-16 沈下一側方変形挙動：片側付設， $\beta=60^\circ$ ：(a) CAL-RW，(b) CAL-LW

図-17は、繰返し回数  $N_c=500, 1000, 2000$  時の繰返し応力  $\sigma_v$  を側壁無しで正規化した値と、地盤の堆積面と側壁とのなす角  $\omega$  (反時計回りを正) の関係を示している。例えば、左側に側壁を設置した条件でかつ  $\beta=60^\circ$  の場合には、挿入図(a)に示すように、 $\omega$  は  $120^\circ$  になる。また両側側壁では左右の  $\omega$  のうち、小さい値をとるものとする。図より、 $\omega$  が  $45^\circ$  から  $90^\circ$  に増加するとともに、強度増加率 ( $\sigma_v / \sigma_{v \text{ without side wall}}$ ) は減少し、 $\omega$  が  $90^\circ$  以上で再び増加することがわかる。また、側壁の設置の仕方によって、片側と両側の付設効果がほぼ同値になることは非常に興味深い。このことから、地盤の堆積方向と側壁方向を考慮することで構造物基礎の合理的な設置が可能になると言えよう。

### (3) 矢板設置における基礎地盤の強度-変形特性

図-18は、矢板設置の場合の繰返し強度特性を示している。 $\beta=60^\circ$  地盤では载荷方向の違いに関わらず、地盤の変形は右方向へ進行することから、CAL-RP と CAL-IP 試験では変形阻止の方向に矢板が設置されていることになる。図より、矢板の設置によって強度は増加していることがわかる。CAL-RP の場合の強度 ( $\sigma_{VURP}$ ) は、CAL-SP のものと比べて若干低い値を示すものの、CAL-LP の強度と比べるとかなり高い。このことは、片側設置の場合においても側方変形方向に矢板を設置すれば、ある程度の設置効果を期待できることを示している。一方、堆積面に対して直角になるように設置 (地表面と矢板とのなす角  $60^\circ$ ) した CAL-IP 試験では、強度は CAL-RP 試験のものより低下した。

写真-1 (a)と (b)は、CAL-RP 試験後 (沈下量 25mm 時点) のすべり線の発生状況を示している。内側のすべり線はスパゲッティの変位状況から、外側のすべりは地盤中および地盤表面において目視された“地盤のずれ”から決定されている。また、矢板の変位状況 (実線) は試験後、地盤を掘削し、その状況を描いたものである。写真より、内側と外側のすべり線に変化が現れていることがわかる。すなわち、矢板を挿入することによって円弧すべり破壊から最終的に受働破壊に移行している。それゆえ、強度増加はこの外側塑性域の発達の方に依存するようである。一方、CAL-IP 試験では内側の円弧すべり線の最深部が CAL-RP に比べてより浅くなった (写真-2 参照)。前述したように同一設置位置における繰返し強度の低下は、このことに起因しているようである。これらのことから、側方流動方向の矢板外側塑性域の抵抗能力が最大になるように、矢板の方向や角度を適切に設定すれば、側壁基礎と同様、合理的な対策工の提案が可能になると言えよう。

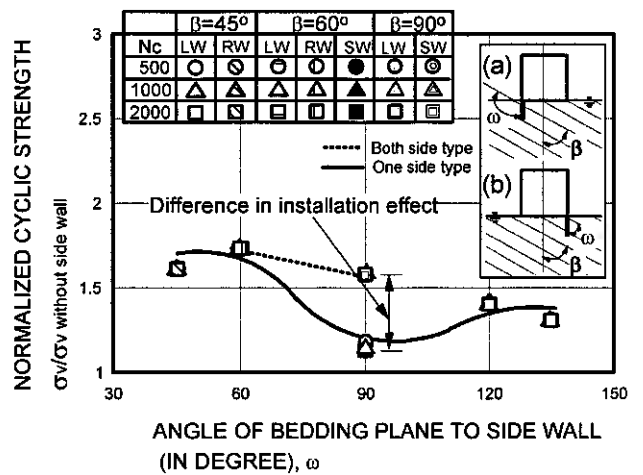


図-17 側壁設置方向の違いによる繰返し強度の変化

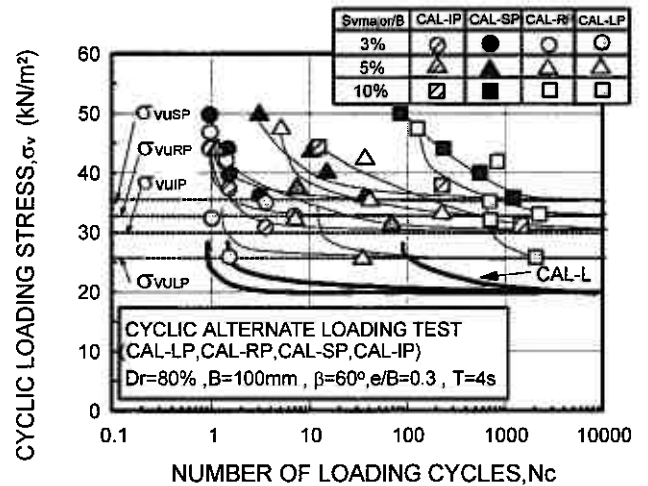


図-18 矢板設置による繰返し強度の変化

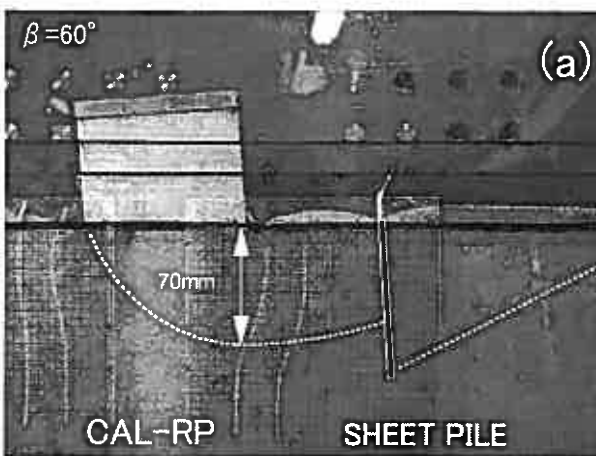


写真-1 CAL-RP 試験後のすべり線の発生状況: (a)地盤内, (b)地盤表面

(4) 側壁基礎と矢板基礎の合理的な設置のための一考察

海岸域にある砂地盤においても、地盤は異方的な力学挙動を示すことが報告されている。谷本ら<sup>20)</sup>は須磨海岸、芦屋海岸においてPS 検層を実施し、海岸線に対して平行と直角方向では、異方性によってそれらのせん断剛性に顕著な違いがあることを明らかにしている。

一方、宮本ら<sup>21)</sup>は水中堆積物の凝固・堆積課程を観察し、堆積物低濃度重力流れでは、土粒子群は流れの方向と鉛直下向き方向に速度をもちその粒子を徐々に堆積させながら流れていくこと、また高濃度重力流れでは、土粒子は流れ方向にのみ速度をもち流れ底部から徐々に堆積し、流れ表面に拡大することを明らかにした。上記の事実に基づけば、土粒子は、低濃度、高濃度に違いはあるものの、流れに沿って海底地盤に堆積していることになる。それゆえ、粒子形状を考慮すれば本研究で言う異方的に堆積した構造構造を有することになる。

本研究では、そのような地盤条件下で建設された海岸構造物の支持力向上化のための基礎資料を収集するために、以下のような考察を行った。ここでは、まず基本となる水平層理地盤 ( $\beta=90^\circ$  地盤) 上に防波構造物が設置された場合を考え、側壁及び矢板の合理的な設置法を検討した。

今、防波構造物(直立堤)の幾何学的条件と波浪条件を過去の模型試験における条件<sup>2),8)</sup>と同条件(高Dさと幅  $B=20m$ , 波高  $H=7.5m$ , 周期  $T=10sec$ , 水深  $h=15m$ )として考えると、構造物に作用する波力  $Q$  と  $\alpha$  の関係は図-19 のようになる。ここで、波力は右側から重複波が作用することを仮定し、Sainflou 式を用いて求めている。防波構造物直下の  $\alpha$  は、前述の支持力試験と同様、構造物幅  $B$  の 0.1 程度で塑性くさびが生じると仮定して、深さ  $Z=20m$  地点で算出されている。なお、算出には Boussinesq 解と Cerrutti 解の弾性解が用いられており、それらの詳細は川村ら<sup>2),9)</sup>に詳しい。図より、波の進行に伴う  $\alpha$  の変動は、位相差はあるものの、波力の経時変化と同様であることがわかる。波の峰の時に  $\alpha$  は港外側(プラス側)方向を、波の谷の時に港内側(マイナス側)方向を示している。

図-20は水平層理地盤( $\beta=90^\circ$  地盤)における防波構造物直下の  $\phi$  ( $\phi = |\beta - \alpha|$ ) と波の経時変化を示している。図より、波の峰の時に  $\phi$  は最小値を示していることがわかる。豊浦砂では、 $\phi$  が約  $40^\circ$  以上の時に変形は  $\phi$  の小さい方向に進行することから、波の峰の時に港外側の方向へ支持地盤の変形が進行することになる。

これらの事実に基づいて、側壁基礎と矢板基礎の設置方向を検討してみた。以下のように分類される。

①側壁基礎：港内側と港外側の  $\omega$  はそれぞれ  $90^\circ$  である。両者の効果は同等である。洗堀等の影響を考慮すると、港外側の設置が有効であると考えられる。

②矢板基礎：港外側方向の  $\phi$  は  $82.5^\circ$  (波の峰)、港内側方向の  $\phi$  は  $87.5^\circ$  (波の谷) になるので、両者の  $\phi$  の差は小さいが、沈下側方変形は港外側方向へ進行することによって港外側の設置が有効である。

以上のことから、本模型試験のような荷重条件や堆積条件の範囲では、港外側の設置が有効となった。本試験のような水平層理地盤においてもこのような結果が明らかにされたことから、実際の海底砂地盤のように異方性の存在が予想される場合(本試験で言う  $\beta=90^\circ$  以下の地盤)やある海底勾配を有した地盤条件下では、さらに設置効果は顕著になると推定される。

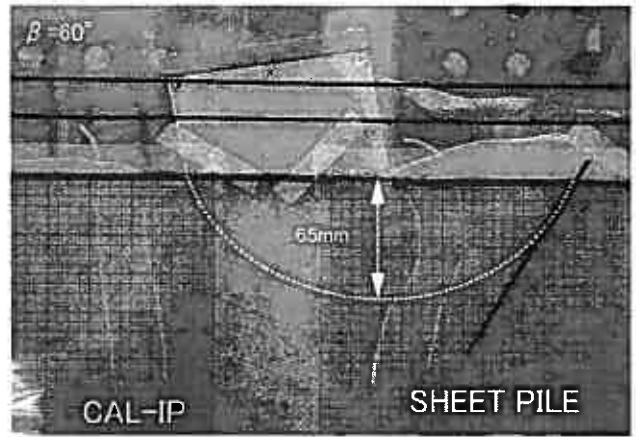


写真-2 CAL-IP 試験後のすべり線の発生状況

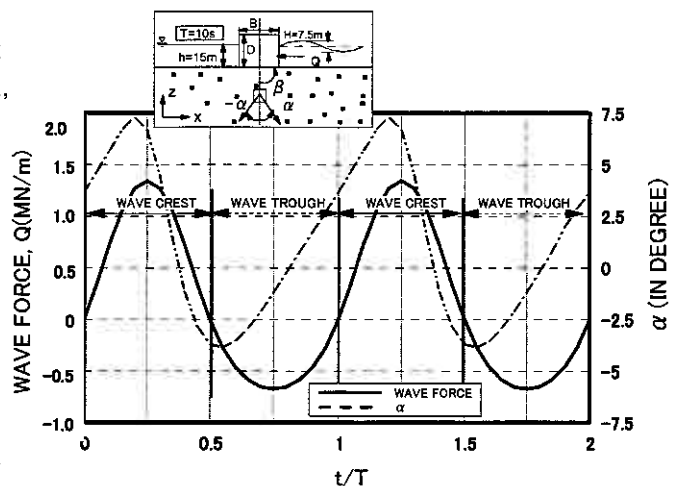


図-19 波の進行に伴う波力と最大主応力方向  $\alpha$  の変化

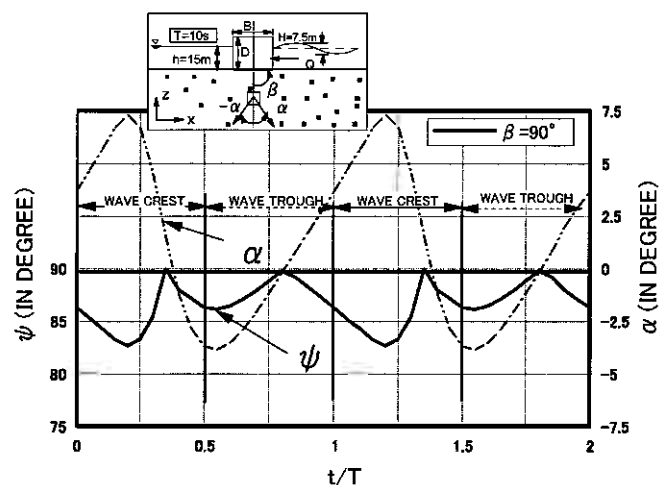


図-20 波の進行に伴う  $\alpha$  と  $\phi$  の変化



このように、堆積構造の影響を考慮することによって側壁・矢板基礎の合理的な設置の可能性がある程度示された。しかしながら、構造物形式や外力条件、海底地盤条件の違いから、上述の結果は変化する可能性がある。いずれにしても、さらなる検討は必要である。

## 5. 結論

一連の模型実験と考察より次のような結果を得た。

- (1) 堆積構造異方性は、構造物支持地盤の繰返し強度や沈下性状、側方変形挙動に影響を及ぼしている。
- (2) 構造物に繰返し力が作用しロックンクが生じるような場合では、その繰返し力に起因して回転する最大主応力方向 $\alpha$ と堆積面方向 $\beta$ とのなす角 $\phi$  ( $=|\beta - \alpha|$ )がある値(本試験の豊浦砂では $40\sim 43^\circ$ )に最も近づく堆積方向に、構造物(支持地盤)は沈下傾斜(流動変形)する。このことから、地盤の堆積方向 $\beta$ を決定し、波浪条件から支持地盤内に生じる最大主応力方向 $\alpha$ を算出すれば、砂地盤の流動方向の推定やその流動変形の防止対策が可能になる。
- (3) 側壁および矢板基礎の設置により確実に支持力の向上が期待できる。ただしその効果は、地盤の堆積構造異方性によって種々変化する。
- (4) 波浪のような荷重を受ける構造物支持地盤では、地盤の堆積方向と最大主応力方向とのなす角 $\phi$ 及び基礎の設置方向と堆積方向とのなす角 $\omega$ を決定することができれば、基礎構造物の合理的設置が可能になる。

謝辞：本研究を進めるにあたり、実験及びデータ整理に室蘭工業大学 川合正浩、佐藤淑人両君の協力を得た。末筆ながら記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 後藤洋三, 木村亮, 白戸真大: 新しい基礎形状・基礎の設計法の開発のための戦略構築の必要性, 第38回地盤工学会研究発表会発表講演集, pp.1615-1616, 2003.
- 2) 川村志麻, 三浦清一, 横浜勝司, 宮浦征宏: 繰返し力を受ける構造物支持地盤の破壊とその防止策に関する研究, 土木学会論文集, No. 624/III-47, pp. 77-89, 1999.
- 3) 善功企, 山崎浩之, 前田健一: サクシオンによるケーソン基礎の海底地盤中への沈設に関する事例解析, 土木学会論文集, No. 603/III-44, pp. 21-34, 1998.
- 4) Tani, K. and W. H. Craig.: Bearing capacity of circular foundations of soft clay strength increasing with depth, *Soils and Foundations*, Vol. 35, No. 4, pp. 21-35, 1995.
- 5) Lacasse, S. and D'Orazio, T. B.: Soil reaction stresses on offshore gravity platforms, *ASCE*, Vol. 114, GT11, pp. 1277-1299, 1988.
- 6) 呉正林, 佐々木康, 日下部治: 傾斜粘土地盤中に設置された矢板の水平抵抗に関する実験と解析, 土木学会論文集, No. 631/III-48, pp. 257-272, 1999.
- 7) 液状化対策の調査・設計から施工まで, 土質工学会, 1993.
- 8) 川村志麻, 三浦清一, 横浜勝司, 宮浦征宏: 波浪のような繰返し力を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動, 土木学会論文集, No. 624/III-47, pp. 65-75, 1999.
- 9) Miura, S., Toki, S. and Tanizawa, F.: Cone penetration characteristics and its correlation to static and cyclic deformation-strength behaviors of anisotropic sand, *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 2, pp. 58-74, 1984.
- 10) Oda, M.: Anisotropic strength of cohesionless sands, *Jour. of Geotech. Eng. Div., ASCE*, Vol. 107, No. GT9, pp. 1219-1231, 1981.
- 11) 川村志麻, 三浦清一: 種々の載荷条件下にある構造異方性砂地盤の支持力一側方変形挙動, 土木学会論文集, No. 736/III-63, pp. 115-128, 2003.
- 12) 宮浦征宏, 三浦清一, 川村志麻, 横浜勝司: 載荷条件の相違による砂地盤の支持力-変形挙動の変化とその評価, 土木学会論文集, No. 673/III-54, pp. 121-131, 2000.
- 13) 谷和夫: 海洋構造物の支持力特性-大型重力式構造物のスカート基礎-, 土と基礎, Vol. 43, No. 2, pp. 55-60, 1995.
- 14) 建築基礎構造設計指針, 日本建築学会, pp. 72-73, 1988.
- 15) Kawamura, S., Miura, S. and Yokohama, S.: Anisotropy in bearing capacity - lateral deformation behavior of sand ground, *Proc., International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*, Vol. 1, pp. 1303-1010, 2003.
- 16) Park, C. S. and F. Tatsuoka.: Anisotropic strength and deformation of sand in plane strain compression, *Proc., XIII ICSMFE*, No. 1, pp. 1-4, 1994.
- 17) Matsuoka, H. and Ishizaki, H.: Deformation and strength of anisotropic soil *Proc., X ICSMFE*, No. 1, pp. 699-702, 1981.
- 18) Miura, K., Miura, S. and Toki, S.: Deformation behavior of anisotropic dense sand under principal stress axes rotation, *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 1, pp. 36-52, 1986.
- 19) Miura, K., Toki, S. and Miura, S.: Deformation prediction for anisotropic sand during the rotation of principal stress axes, *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 3, pp. 42-56, 1986.
- 20) 谷本喜一, 野田耕, 不動亮, 野口秀喜: 砂の力学的性質測定のための簡易原位置試験, 第9回土質工学会研究発表会発表講演集, pp. 29-32, 1974.
- 21) 宮本順司, 佐々真志, 徳山領一, 関口秀雄: 水中堆積物の重力流れと凝固・堆積過程の観察, 土木学会海岸工学論文集, Vol. 51, No. 1, pp. 401-405, 2004.

## 破砕性粒状体のクリープ特性とその評価

北海道大学大学院工学研究科 ○学 木村 充宏  
北海道大学大学院工学研究科 正 三浦 清一  
基礎地盤コンサルタンツ(株) 学 中田 隆文

### 1. はじめに

わが国は火山国であることから第四紀以降の活発な火山活動による火山噴出物が膨大に堆積し、北海道では全面積の40%以上が未固結な火山噴出物で覆われている。北海道に堆積している火山灰土の多くは降下火砕堆積物、火砕流堆積物であり、その多くは粗粒で破砕性を有することが特徴として挙げられる<sup>1),2)</sup>。また近年の地震災害などによる液状化被害の報告<sup>3),4),5)</sup>もされており、北海道の火山灰土に対する工学的特徴を把握することが重要である。

前述したように火山灰粒子の多くは破砕性に富む材料であるが、このような破砕性は圧密・せん断試験による有効平均主応力と圧密・せん断試験後の細粒分増加量によって一義的に評価できる<sup>6),7)</sup>。その結果、支笏降下火砕堆積物に比べ摩周降下火砕堆積物の破砕性は極めて大きいことが知られ、静的な力学特性においては特に時間依存性が強いことが報告されている<sup>8)</sup>。したがって、破砕性粒状体の力学的特性を把握するためには、応力-ひずみ-破砕性関係とともにその時間依存性を明確にすることも重要である。そこでこのような火山灰土に対しクリープ試験を実施した。クリープ試験は定荷重下での変形の推移を把握する試験であり、一定応力のもとでひずみが時間増加とともに増大する現象として知られている<sup>9),10)</sup>。豊浦標準砂で行なったクリープ試験の結果では構成粒子間のすべりに起因するものであることが理解されたが、破砕性を伴う富川火山灰土(Spfa-1)による試験では構成粒子間のすべりとともに粒子破砕→再配列の関係にあり、破砕性粒状体のクリープ挙動は非破砕性の豊浦砂と明確に異なることが示されている<sup>8)</sup>。

本研究では、富川火山灰土より遥かに破砕性の高い当幌火山灰土に対しクリープ試験を実施し、富川火山灰土および豊浦標準砂と比較した。その結果、当幌火山灰土のクリープ挙動および粒子破砕メカニズムは、同じ破砕性粒状体である富川火山灰土と明らかな違いがあることを示している。

### 2. 本研究で用いた試料

図1は、当幌火山灰土と富川火山灰土の採取地点と噴出起源を示している。本試験で用いた当幌火山灰土(Touhoro)は中標津町当幌の土被り約2mの切土斜面から採取した摩周火山の降下火砕堆積物(Ma-1)である。その噴出年代は約1.1~1.3万年前と推定され、構成粒子は軽石を主体とし極めて多孔質で脆弱であるため破砕性の高い粒状体である。また富川火山灰土(Tomikawa)は門別町富川で採取した支笏カルデラを噴出源とする降下火砕堆積物(Spfa-1)で構成されている。サンプリングは、深度約2m、幅約15mの均質な堆積層で行なっている。富川火山灰土は比較的均一な降下軽石で構成されており、黒色を呈したスコリアの含有も見られる。

表1には各試料の代表的な物理的性質を示し、図2には各試料の粒径加積曲線を示している。物性値および粒径加積曲線から粗粒火山灰土は豊浦砂に比べて粗粒であり、乾燥密度 $\rho_d$ が低い値を示していることから、その構成粒子が粗粒で多孔質であることが伺える。

なお豊浦砂は当幌、富川の両破砕性火山灰土に比較して破砕しない材料として扱っている。表中の最大・最小密度は地盤工学会基準<sup>11)</sup>に基づいて物理試験結果であるが、火山灰質粗粒土は適用範囲外の粒径をかなり含んでいることから、あくまでも参考値として示している。

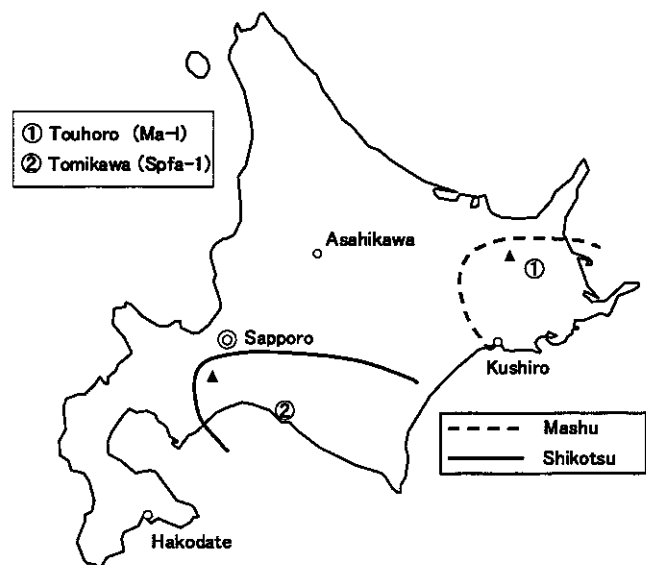


図1 対象とした火山灰土の採取地点

表1 試験に用いた試料の物性値

	$\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	$\rho_d$		$\rho_d$ In-situ g/cm <sup>3</sup>	D50 mm	Uc	Fc %
		MAX g/cm <sup>3</sup>	MIN g/cm <sup>3</sup>				
Touhoro	2.44	0.68	0.483	0.45	2.30	1.5	2.3
Tomikawa	2.22	0.66	0.52	0.49	1.20	3.0	1.3
Toyura Sand	2.64	1.64	1.34	—	0.18	1.3	0

3. 本研究で行なった試験

本研究では富川火山灰土より破碎性の強い当幌火山灰土に対し同様のクリープ試験を行なったが、クリープ時間ゼロに至るせん断過程で、当幌火山灰土は富川火山灰土に比べ強度が低いため非排水条件では間隙水圧が拘束圧と等しくなるまで上昇し破壊に至ることが判明した。そこで、クリープ時間ゼロまでの応力経路の変更を行なった。以下にはこれまでの試験方法、応力経路を変更した試験方法を示した。

3.1 これまでの試験方法(富川火山灰土、豊浦砂)

本研究で使用した試験装置の詳細図を図3に示す。試験装置は静的三軸試験機であり、ペロフラムシリンダー内における上下2室の流体の圧力差によりピストンロッドを動かし荷重制御を行っている。また、圧密・クリープ試験中の体積変化は2本の二重管ビュレットの水位差を高精度の差圧計で読み取ることにより測定している。

供試体の作製は空中落下法(AP法)により三軸供試体モールドに堆積させて作製している。三軸供試体の寸法は、直径70mm、高さ170mmの円柱供試体で、用いたメンブレン厚さは0.3mmを使用している。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、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。全ての供試体の間隙水圧係数Bは0.96以上の値を得たことを確認した上で所定の応力( $\sigma'_v = 0.5\text{kPa}$ )で等方圧密を行った。その後せん断試験を実施し所定の応力比に至った時点からクリープ時間ゼロとし圧縮クリープ試験を行っている。試験時の室内温度は23°C(±3°C)に設定して、計測値に及ぼす影響が極力小さくなるように努めてある。なお、メンブレン貫入補正は行っていない。

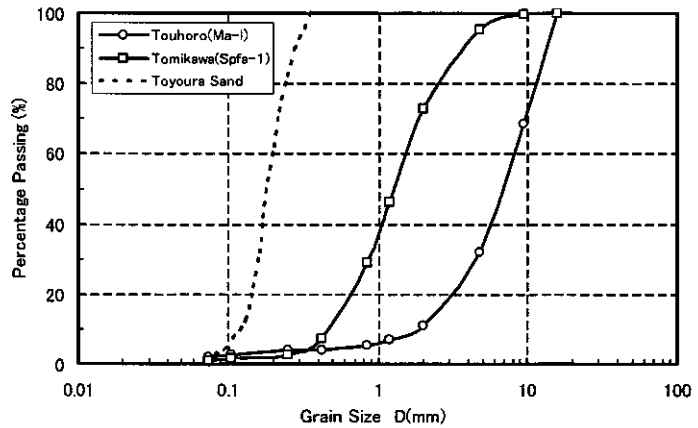


図2 試験に用いた試料の粒径加積曲線点

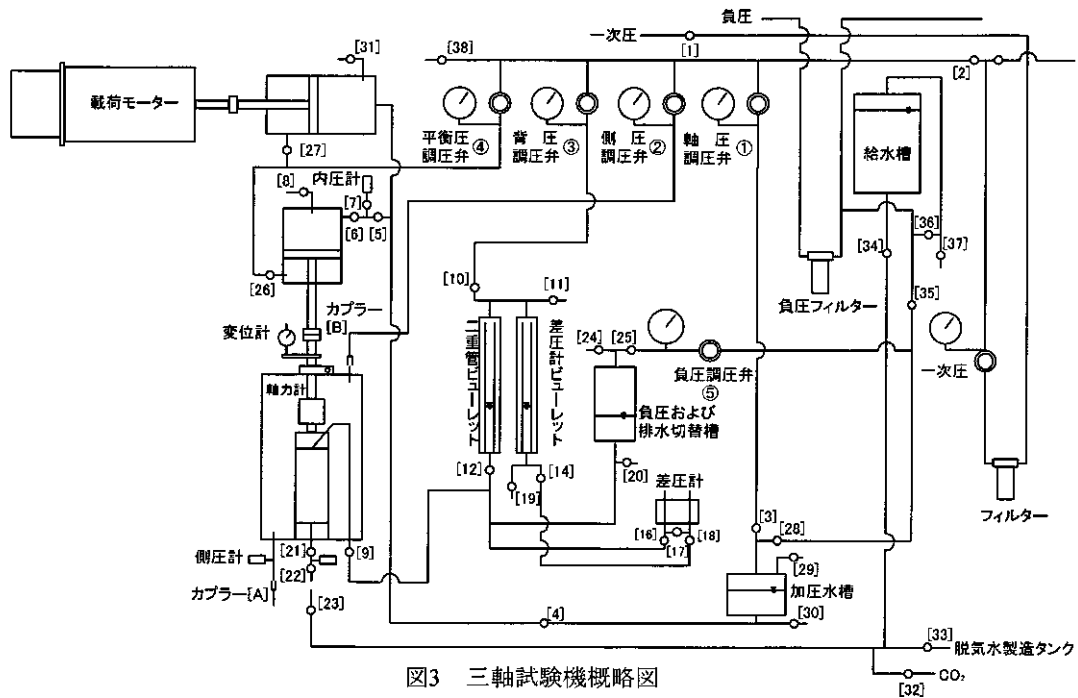


図3 三軸試験機概略図

図4はクリープ試験時の有効応力経路の概略図を示した。縦軸は偏差応力  $q$ 、横軸は平均有効主応力  $p'$  を表している。24時間の圧密後、非排水条件で約0.6%/minのひずみ速度で載荷し、所定の応力に達した後、偏差応力一定排水クリープ試験を行っている。この時、過剰間隙水圧が消散した時間をクリープ時間ゼロとしてデータの計測を始め、この段階で載荷応力の補正を行うことにしている（以下この試験法を A 試験と称する）。この試験ではクリープ試験中の供試体の変形に伴い供試体断面積も変化するため、供試体にかかる  $q$  を一定にするため試験中応力の補正が要求されるためである。試験終了後はクリープ試験後の粒子破砕特性を評価する指標としての細粒分含有量を調べるため、ふるい分析を行った。

クリープ試験によって起こる破砕細粒分増加量  $\Delta F_{c_{creep}}$  は、式1によって求められる。ここで当幌火山灰土、富川火山灰土の構成粒子は破砕性を伴うため、ふるい分析時に新しい粒子破砕がもたらされないように所定の回数だけふるいを前後左右に動かすことを基本としておこなった<sup>7)</sup>。

### 3.2 試験方法の変更と検討

これまでの試験方法では非排水条件での載荷のため、載荷中に過剰間隙水圧が発生する。当幌火山灰土では非排水条件による試験方法でせん断を行うと過剰間隙水圧が上昇し、有効拘束圧が0まで減少し破壊に至る。そのため、応力比 ( $\sigma_a/\sigma_v'$ ) 2.0以上の試験を行う場合は応力経路を変更し排水条件で載荷をすることとした（以下この試験法を B 試験と称する）。ここで応力経路の変更によりクリープ挙動および破砕量など、これまでの試験と比較し試験結果に影響を及ぼすことが懸念される。そこで、応力比1.5および1.75についての試験では、従来の応力経路と応力経路を変えた2方法でクリープ試験を実施し、クリープ挙動の軸ひずみ、体積ひずみおよび破砕量などの比較をおこなった。

図5は応力経路を変えて応力比1.5、1.75の試験を行ったときの有効応力経路図である。両試験ともせん断速度は0.6%/minで行なっている。非排水条件でせん断を行った試験は、排水後過剰間隙水圧が消散した時間、排水条件でせん断を行った試験は目標の載荷重に達した時点からクリープ時間ゼロ ( $t=0$ ) としている。

この試験法によるクリープ軸ひずみの挙動を図6に示す。図から応力比1.5、1.75共に時間とともにひずみが増加する関係にある。試験法の違いによる傾向として、応力比1.5および1.75とも排水条件の方が軸ひずみは小さく出る。この傾向は、応力比1.5に比べ応力比1.75の方がクリープ時間1000sを超えると顕著に現れるようである。

クリープ時の体積ひずみ挙動を図7に示す。図から軸ひずみと同じく体積ひずみも排水条件下でクリープをスタートさせた B 試験の方が小さく出る傾向にある。ただし応力比1.5における傾向は、応力経路を問わず極めて近似しているものと判断できる。また応力比1.75では軸ひずみの挙動と同様に、クリープ時間1000s前から両者の関係に差異が生じてくる。この原因は B 試験で行ったクリープ時間ゼロの段階で、非排水条件でおこなった場合 (A 試験) と比較すると、供試体内の間隙水が多く排水されていることからクリープ時の体積ひずみが小さく出ているものと考えられる。この影響で軸ひずみに対しても影響を及ぼしていると思われる。

クリープ挙動とともに粒子破砕の増加量の差異についても検討を行っている。表2は応力比1.5、1.75において圧密からクリープ時間ゼロとなるまでの破砕量  $F_{c'}$  と、クリープによって発生する破砕量を示した。表から応力経路の違いによる破砕量の差は小さいといえる。ここで、既往の研究<sup>6),7)</sup>から当幌火山灰土の粒子破砕増加量は式2に示すように応力経路の違いに係わりなく、初期圧密応力  $p_0$ 、破壊時の有効主応力  $p'$  およびせん断応力比  $\eta$  で定量化できることが報告されている。式2からクリープ時間ゼロにおける細粒分増加量は、今回行なった試験値とほぼ近い値を示しており、粒子破砕量に関しては、応力経路を変えても問題は生じないと判断した。さらにクリープ終了後の  $\Delta F_{c_{creep}}$  も近似しており、クリープ時間ゼロに至るまでの応力経路を変化させても粒子破砕増加量には影響は無いと判断した。

したがって、当幌火山灰土の試験のクリープ時間ゼロに至るまでの排水条件を応力比1.25、1.50、1.75は非排水 (A 試験) で、応力比2.0、2.5、3.0は排水条件 (B 試験) で行うこととした。またクリープ時間は各応力比とも200000s、500000s、700000sでおこなった。

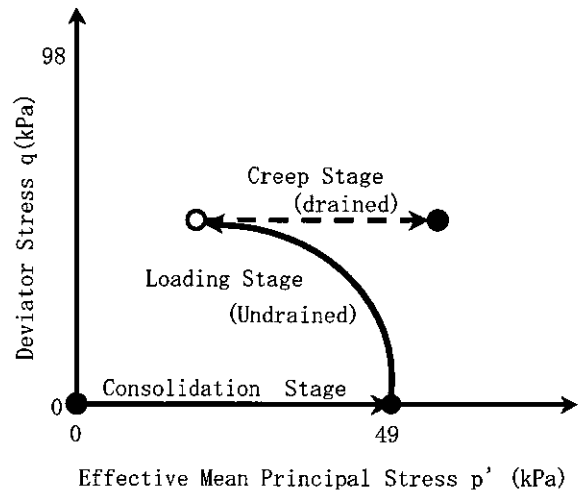


図4 有効応力経路概略図 (A 試験)

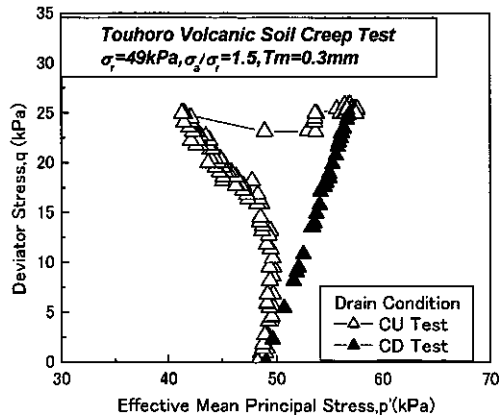
$$\Delta F_{c_{creep}} = F_c - (F_{c'} + F_{c_{initial}}) \quad (1)$$

$\Delta F_{c_{creep}}$  : クリープ試験での細粒分増加量 (%)

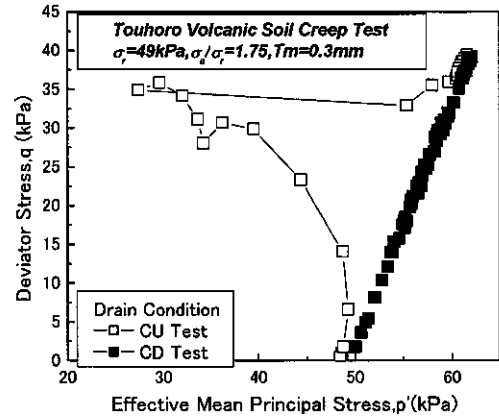
$F_c$  : 試験後の細粒分含有率 (%)

$F_{c'}$  :  $t=0$ までの細粒分増加量 (%)

$F_{c_{initial}}$  : 試験前の細粒分含有率 (%)

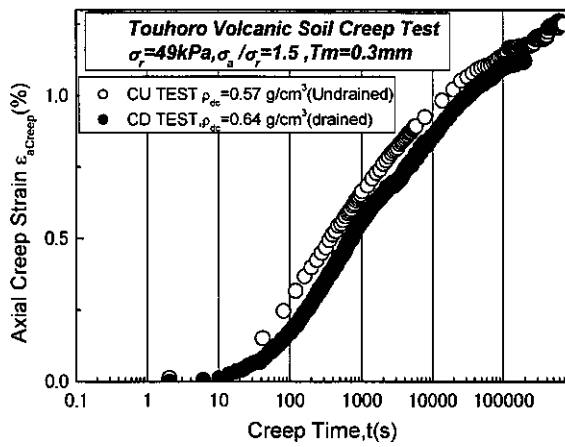


(a) 応力比1.5

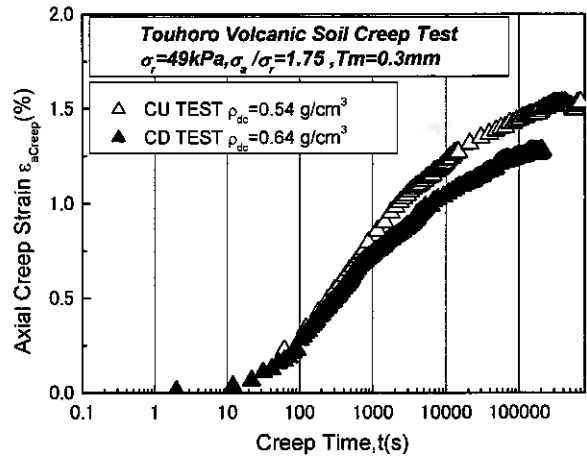


(b) 応力比1.75

図5 応力経路の違いによる有効応力経路図

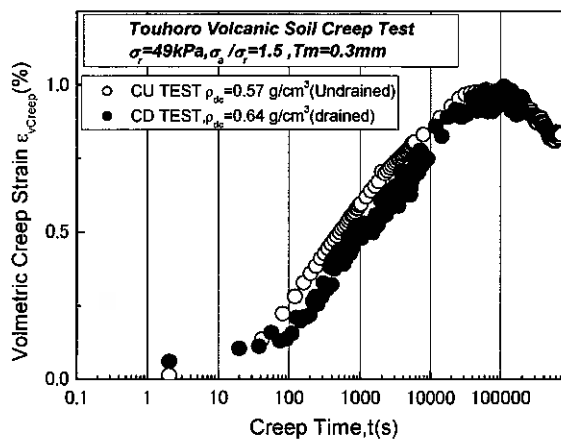


(a) 応力比1.5

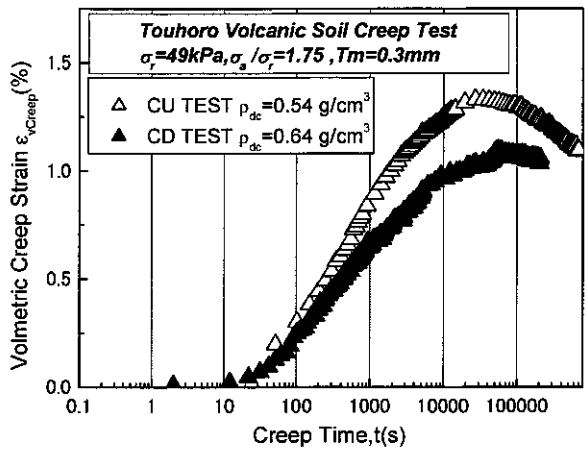


(b) 応力比1.75

図6 応力経路の違いによるクリープ挙動の軸ひずみの関係



(a) 応力比1.5



(b) 応力比1.75

図7 応力経路の違いによるクリープ挙動の体積ひずみの関係

#### 4. クリープ特性に関する過去の研究

過去の研究<sup>8)</sup>から、豊浦砂、富川火山灰土についてはクリープ特性が明らかにされている。ここでは、本研究で当幌火山灰土との比較をおこなうため、豊浦砂、富川火山灰土のクリープ特性の概要を示す。

表2 応力経路の違いによる破砕量の結果

応力比	排水条件	$F_c'$	推定 $F_c'$	$\Delta F_{c_{creep}}$ ( $t=200000s$ )
		%	%	%
1.5	非排水	2.903	2.95	0.803
	排水	2.799		0.772
1.75	非排水	3.124	3.61	2.287
	排水	3.030		2.090

$$\Delta F_c' = 0.11800 (p'/p_0)^{0.699} e^{0.908 \eta} \quad (2)$$

$\Delta F_c$  : 推定細粒分増加量(%)

$p'$  : 破壊時の有効主応力 (kPa)

$p_0$  : 単位荷重 (1kPa)

$\eta$  : せん断応力比

#### 4.1 豊浦砂(非破砕性粒状体)のクリープ特性

図8に豊浦砂のクリープ挙動のモデル図を示す<sup>12),13)</sup>。豊浦砂は、第1次クリープ(遷移クリープ)、第2次(定常クリープ)、

第3次クリープ(進行クリープ)の3つの段階から成り立っている。クリープ挙動の特徴として、体積ひずみの関係では圧縮方向から膨張方向へと移行し、正のダイレイタンスが生じ、豊浦砂のクリープ挙動はクリープ荷重によって粒子が粒子間の隙間へと入り密実化することを示している。また、ある程度密実化が進んだ後、粒子間ですべりが生じるため正のダイレイタンスが生じるものと思われる。したがって非破砕性粒状体の豊浦砂のクリープ挙動は、図9に示すような粒子間のすべりによるところが大きいと考えられている。

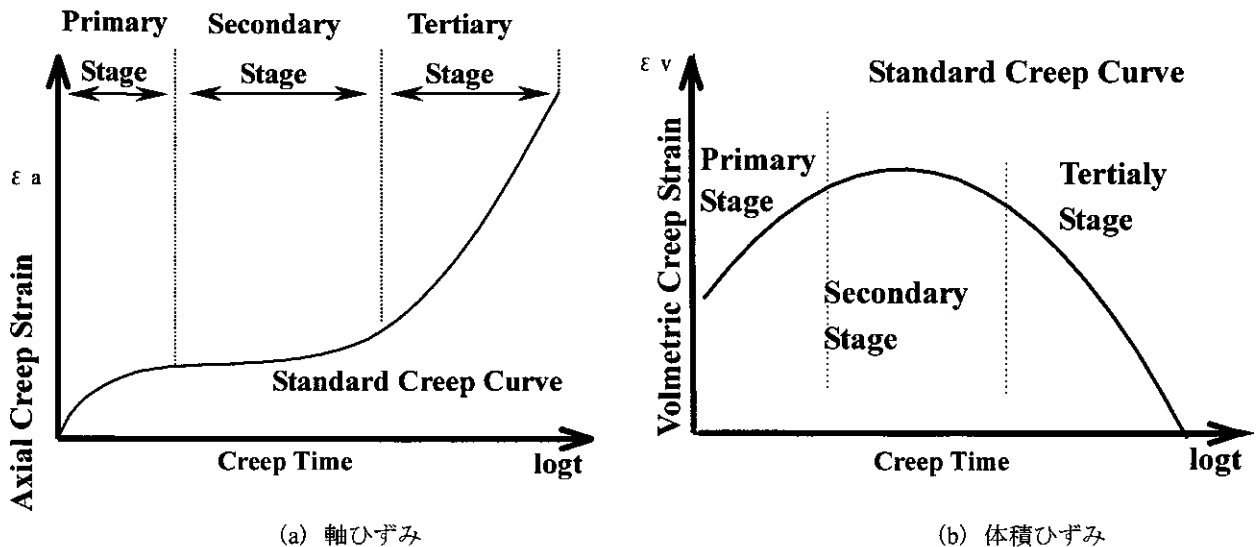


図8 豊浦砂のクリープ挙動モデル

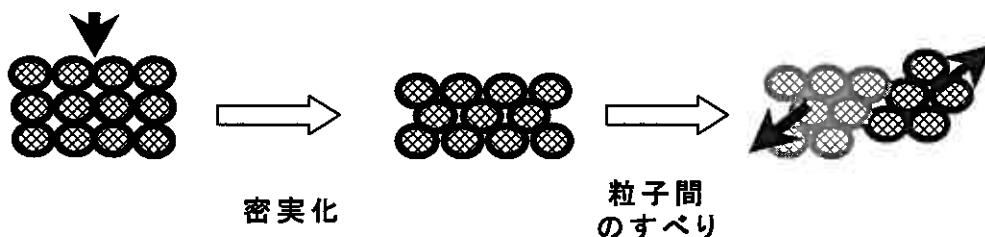


図9 豊浦砂のクリープ時の粒子構造モデル

#### 4.2 富川火山灰土(破砕性粒状体)のクリープ特性

図10に破砕性粒状体である富川火山灰土のクリープ挙動モデルを示す。富川火山灰土は、応力比の増加とともにクリープ量の立上がり勾配が増加する傾向にあり、所定のクリープ時間に達すると一定の勾配値に落ち着く挙動を示し漸増的な挙動は見られなく、豊浦砂の挙動とは異なる。さらに体積ひずみに関しては、豊浦砂に見られるような正のダイレイタンスへの移行も認められず、クリープに伴う体積収縮が著しく、その傾向は応力比が高くなるほど顕著となる。

ここで富川火山灰土は破砕性粒状体であることからクリープ挙動をモデル化すると、図11に示すようにクリープに伴

い粒子破碎が生じ、その破碎した粒子が再構成され、またその粒子が破碎するというようなメカニズムであり、破碎→再構成→破碎がクリープ中に起きていると考えられている。つまり富川火山灰土は豊浦砂とは異なり、一定の勾配でひずみが止まらず進行し、3次クリープ的な挙動が全く見られない。この理由として豊浦砂のクリープ挙動は粒子間のすべりによるものが大きいのに対し、富川火山灰土のクリープ挙動は粒子間のすべりよりも構成粒子の破碎によるものが支配的であると考察されている<sup>8)</sup>。

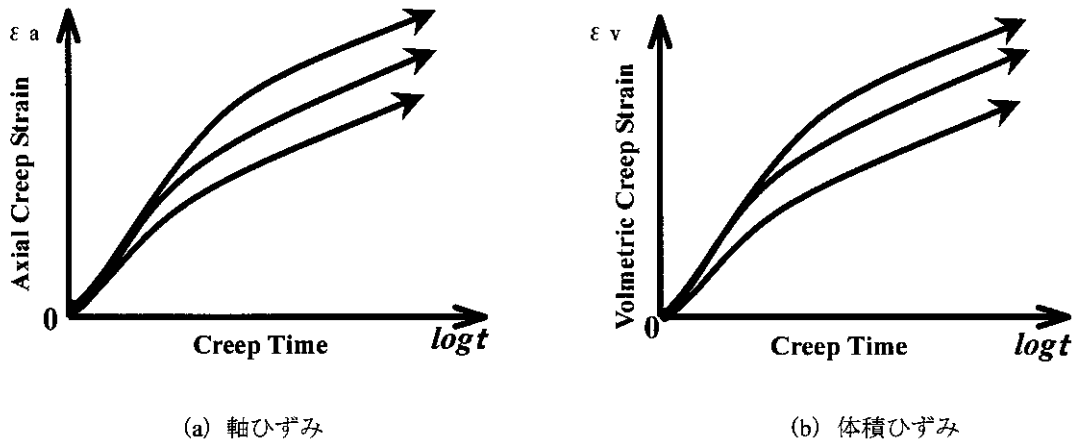


図10 富川火山灰土のクリープ挙動モデル

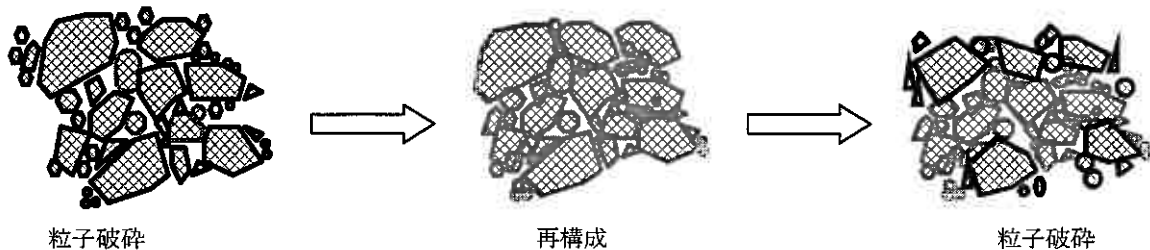


図11 富川火山灰土のクリープ時の粒子構造モデル

### 5. 当幌火山灰土のクリープ特性

本研究で行なった富川火山灰土より破碎性の高い当幌火山灰土のクリープ挙動—粒子破碎特性について考察する。図12には、非排水条件で行なった応力比1.25、1.5、1.75と排水条件で行なった応力比3.0についてのせん断時の有効応力経路を示す。図から排水条件下で行なった応力経路に対し非排水条件で行った応力経路図の $q$ の乱れが著しい。これは当幌火山灰土の構成粒子が脆弱であることに起因している。

図13には応力比1.25、1.50、1.75、2.0、2.5、3.0の当幌火山灰土のクリープ挙動の(a)軸ひずみ曲線、(b)体積ひずみ曲線を示している。当幌火山灰土の軸ひずみ挙動は応力比の増加とともにクリープ量の立上がり勾配が増加するが、時間が経過するにつれて、そのひずみ増加率は減少するようである。一方体積ひずみは立上がりこそ急激にひずみが進むものの、その後ある時点から豊浦砂に見られるような正のダレイタンシーへの移行が認められる。これはいずれの応力比のときにも同様の傾向を示す。

クリープによる当幌火山灰土の粒子破碎特性を評価するため、図14には(a)応力比と $\Delta F_{c, creep}$ の関係、(b)クリープ時間と $\Delta F_{c, creep}$ の関係を示した。(a)応力比と $\Delta F_{c, creep}$ の関係から当幌火山灰土は、クリープ時間200000sでは応力比1.75およびクリープ時間500000s、700000sでは応力比1.5まで $\Delta F_{c, creep}$ は急増しているが、その後、応力比の増加とともに $\Delta F_{c, creep}$ は増加率は小さいものの増加傾向にある。一方(b)クリープ時間と $\Delta F_{c, creep}$ の関係では、当幌火山灰土の $\Delta F_{c, creep}$ は時間とともに増加する傾向にある。しかし、応力比1.5においては、他の応力比の場合と比べ急増傾向にあ

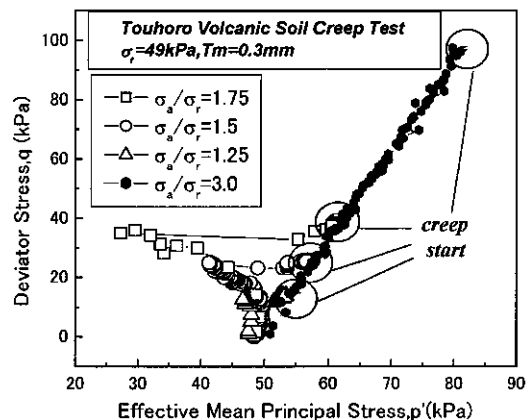


図12 当幌火山灰土の有効応力経路

る。したがって、当幌火山灰土のクリープによる粒子破碎特性は、応力比およびクリープ時間に依存するものの、クリープ時間200000s、応力比1.5を境にその傾向を異にする。

ここで当幌火山灰土のクリープ挙動を整理すると図15、16に示すようなモデルとなる。図のように当幌火山灰土のクリープ体積ひずみから、当幌火山灰土は豊浦砂と同様のクリープ挙動、つまりクリープ中に粒子が密実化、粒子間のすべりを起こすというケースが考えられる。しかし軸ひずみの挙動から見ても、豊浦砂に見られるような1次、2次、3次クリープのような挙動を想定できない。また、当幌火山灰土は富川火山灰土と同様に破碎性を有する材料であり、粒子内の閉塞空隙<sup>14)</sup>が大きい材料である。そこでクリープ中の粒子破碎により、粒子内の閉塞空隙が多量に開き、水が空隙を満たすことによる吸水のメカニズムが起きていると仮定した。

したがって当幌火山灰土のクリープ挙動は、軸ひずみのクリープによる粒子破碎→再構成とともに粒子内の閉塞空隙が解放されると、内部空隙の開口、引続く浸水というメカニズムにより見かけの体積が膨張するものと考えられる。

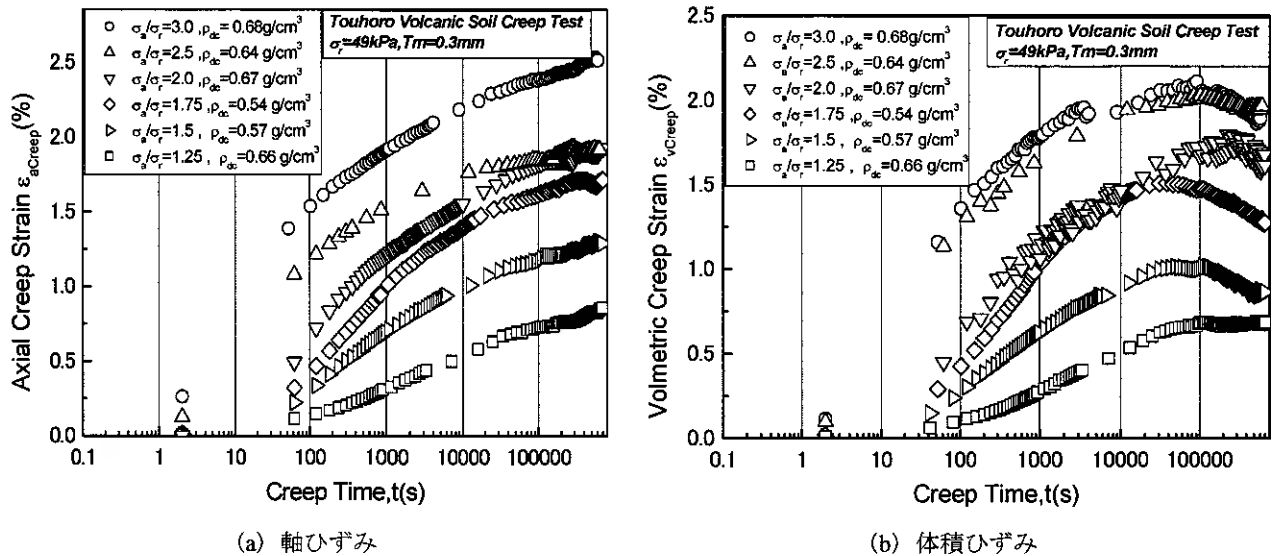


図13 当幌火山灰土のクリープ挙動

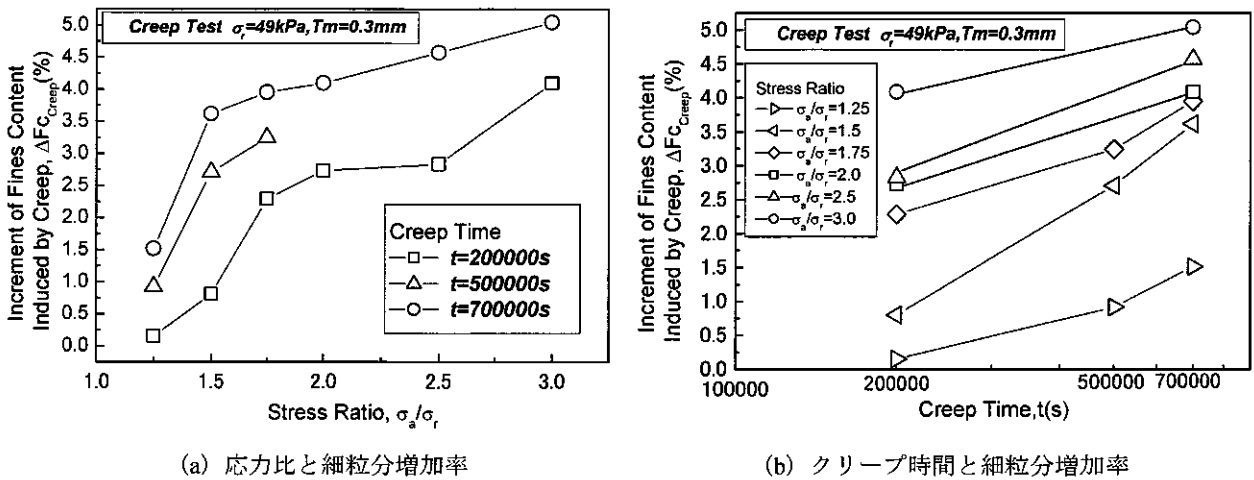


図14 当幌火山灰土のクリープ試験における粒子破碎特性

## 6. 破碎性粒状体と非破碎性粒状体のクリープ特性とその評価

本研究において特に破碎性の高い粒状体である当幌火山灰土に対しクリープ試験を実施したことで、これまで行なってきた破碎性粒状体の富川火山灰土との比較検討が可能となった。図17は当幌火山灰土、富川火山灰土および豊浦砂における応力比2.5、3.0におけるクリープ時間と(a)軸ひずみ、(b)体積ひずみの関係である。図からクリープ時における(a)軸ひずみ、(b)体積ひずみの関係は、応力比2.5、3.0のいずれの場合も非破碎性の豊浦砂の関係に比べて破碎性粒状体の当幌火山灰土、富川火山灰土のひずみ量が大きく、また、富川火山灰土に比べても、両者は卓越することが分かる。また(b)体積ひずみにおいては富川火山灰土は時間の経過とともに増加し、その勾配を保ったままひずみが増加しているの



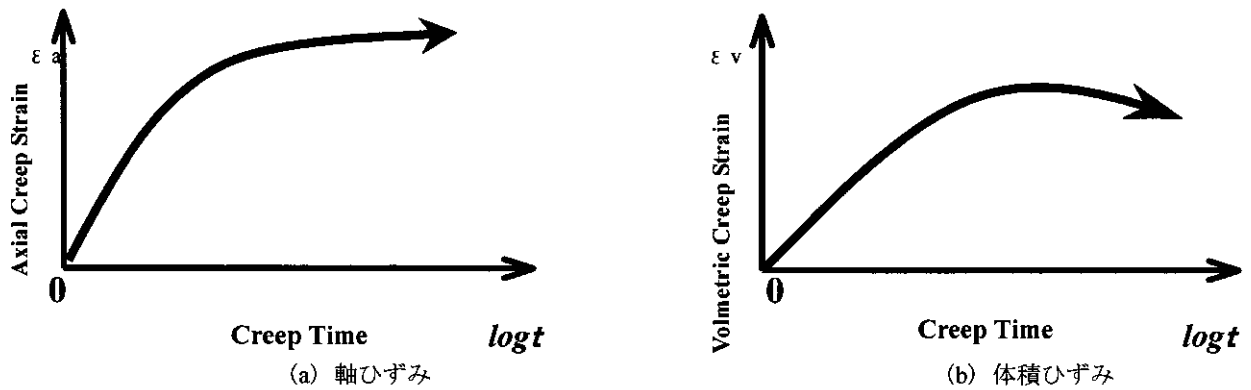


図15 当幌火山灰土のクリープ挙動モデル

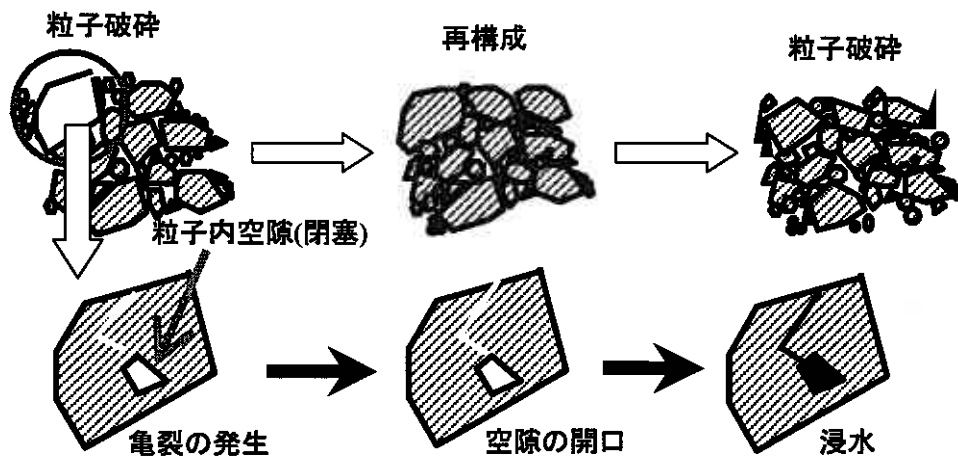


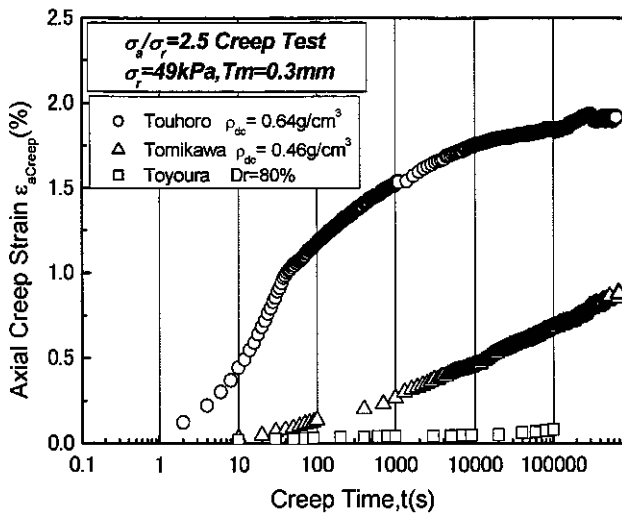
図16 当幌火山灰土のクリープ時の粒子モデル

に対し、当幌火山灰土は体積ひずみが急激に増加した後、膨張に転換する。クリープ時間を変えて行なった一連のクリープ時間700000sにおける試験でも再び収縮へと転じるような挙動は見られなかった。これは非破砕性の豊浦砂においても同様の傾向にはあるが、当幌火山灰土の膨張率は豊浦砂に比べ極めて高い。豊浦砂の場合は、粒子破砕は無く粒子間のすべりによる正のダイレイタンスによるものであるが、当幌火山灰土の場合、粒子破砕を生じているため豊浦砂のクリープ挙動のメカニズムとは基本的に異なるものと推測される。

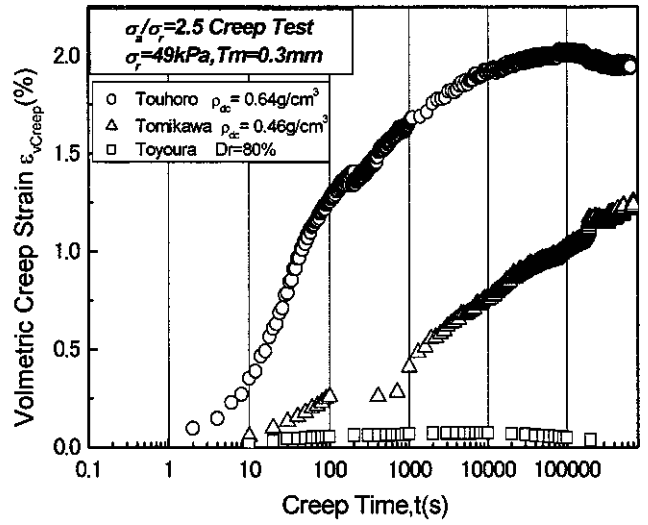
次に破砕性粒状体である当幌火山灰土と富川火山灰土について、クリープ試験による破砕性の評価を破砕細粒分増加量  $\Delta Fc_{creep}$  を用いて評価した。図18は当幌火山灰土と富川火山灰土のクリープ時間で整理した応力比と破砕細粒分増加量  $\Delta Fc$  の関係を示した。図から、当幌火山灰土は応力比の増加とともに  $\Delta Fc_{creep}$  も増加しているが、応力比2.0以下での  $\Delta Fc_{creep}$  の増加が著しく、応力比2.0を境に  $\Delta Fc_{creep}$  の増加傾向に違いが見られる。一方富川火山灰土は、応力比の増加に伴い  $\Delta Fc_{creep}$  は増加する傾向にある。したがって、両試料とも  $\Delta Fc_{creep}$  の増加は応力比に依存するが、増加割合には明確な違いが見られる。

図19には応力比で整理した、クリープ時間700000sまでの  $\Delta Fc_{creep}$  の関係を示した。図から両試料とも  $\Delta Fc_{creep}$  の増加は認められるが、当幌火山灰土における傾向は富川火山灰土に比べると遥かに高い傾向を示す。したがって当幌火山灰土の  $\Delta Fc_{creep}$  はクリープ時間の依存性が極めて高いのではないかと考えられる。

ここで表3に破砕性粒状体の当幌火山灰土、富川火山灰土および非破砕性の豊浦砂のクリープ挙動と粒子破砕特性の特徴を示した。

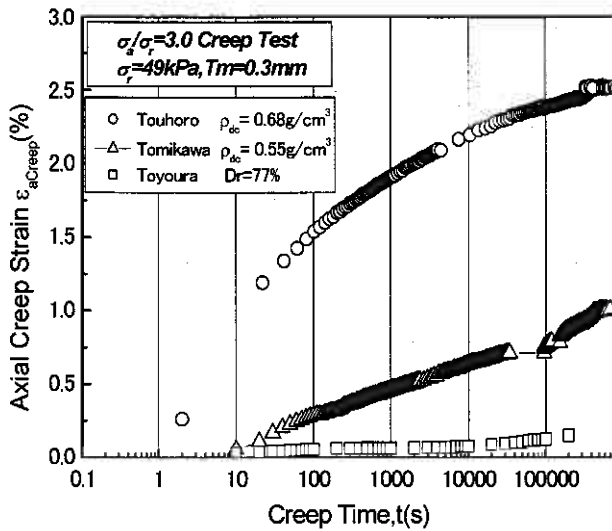


(a) 軸ひずみ

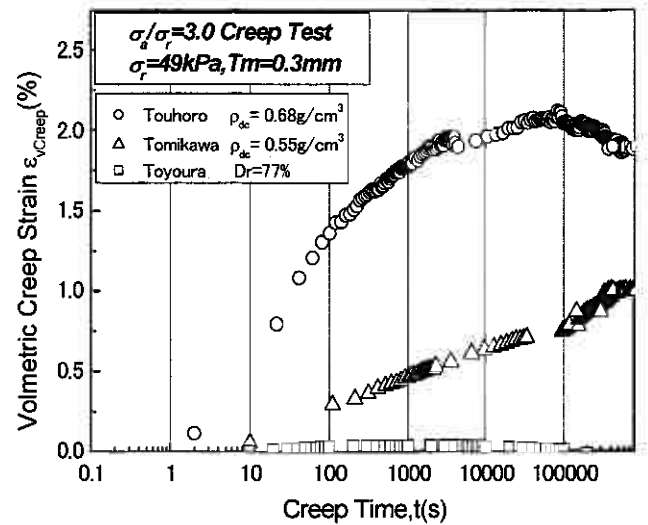


(b) 体積ひずみ

(応力比2.5)



(a) 軸ひずみ



(b) 体積ひずみ

(応力比3.0)

図17 各試料のクリープ挙動の比較

表3 破碎性粗粒土と非破碎性粗粒土のクリープ挙動の特徴

		軸ひずみ挙動	体積ひずみ挙動	粒子破碎特性
破碎性粒状体	当幌火山灰土 Ma-1	クリープ開始時の立ち上がり勾配が増加し、その後勾配率は減少する	排水後、ある一定時間を過ぎると膨張に転じる	破碎性が極めて大きい時間、応力比に依存
	富川火山灰土 Spfa-1	クリープ開始時の立ち上がり勾配が増加し、その後一定勾配に落ち着く	体積収縮が著しく、応力比が高くなるほど顕著である	破碎性あり 応力比に大きく依存
非破碎性粒状体	豊浦砂	3ステージの勾配 1次(遷移クリープ) 2次(定常クリープ) 3次(進行クリープ)	体積収縮後、正のダイレイタンスとなる	破碎性なし

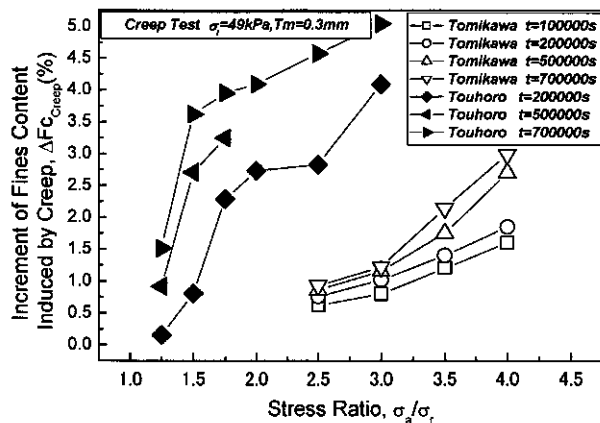


図18 載荷応力比と破砕量増分の関係

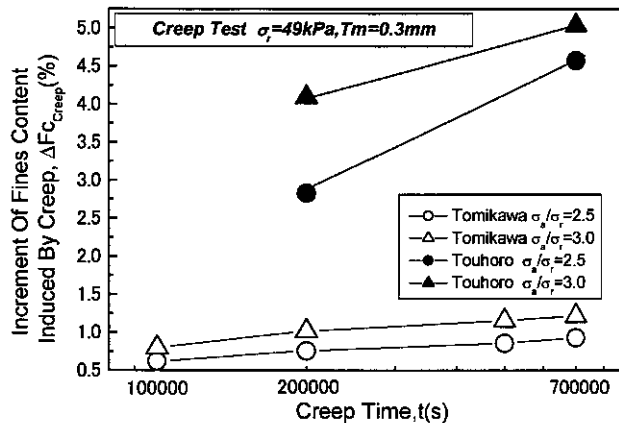


図19 クリープ時間と破砕量増分の関係

## 7. まとめ

本研究では破砕性粒状体である当幌火山灰土のクリープ特性を解明し、これまで実施してきた破砕性粒状体の富川火山灰土および非破砕性粒状体の豊浦砂のクリープ特性と比較を行った。試験結果から以下の結論が得られた。

- (1) 当幌火山灰土で行なったクリープ開始点までの応力経路を変更しても、引続くクリープ挙動に大きな変化は認められず、 $\Delta F_{c,creep}$ にも差異は生じない。
- (2) 当幌火山灰土のクリープひずみ量は富川火山灰土と比較すると大きく、豊浦砂と比べると遥かに大きい。クリープ軸ひずみは、クリープ開始時の立ち上がり勾配は急激に増加するが、その割合は小さくなり、富川火山灰土と明らかな違いがある。
- (3) 体積ひずみに関しては体積収縮が進んだ後、ある点を境に豊浦砂と同様に体積膨張を起こす傾向が見られる。現段階においてこの原因は、クリープによる粒子破砕が生じた時に粒子内の閉塞空隙が解放され、そこへ水が吸引されることによって見かけの膨張を起こしていると考えしている。
- (5) 当幌火山灰土のクリープ中に発生する細粒分増加量はクリープ時間、載荷応力と正の相関関係にある。
- (6) 当幌火山灰土のクリープ中に発生する細粒分増加量は富川火山灰土と比べて大きく、当幌火山灰土はクリープレベルでも破砕性が顕著な材料であるといえる。

【謝辞】本研究を進めるにあたり、当研究室 堀田大介、杉山圭大両君の協力を得た。また北海道大学大学院地盤解析分野 石川達也先生、横浜勝司先生および北海道大学地盤解析分野のスタッフから貴重な意見を頂いた。末筆ながら、記して深甚なる謝意を表します。

【参考文献】1)火山灰質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。 2) 北海道火山灰土の性質と利用に関する研究委員会：実務者のための火山灰土，地盤工学会北海道支部，2004。 3) 三浦清一・八木一善・川村志麻：北海道火山性粗粒土の静的および動的力学挙動と粒子破砕，土木学会論文集，No.547/III-36，pp.159-170，1996。 4) 三浦清一：2003年十勝沖地震による地盤の破壊について，地盤工学会北海道支部技術報告集，第44号，pp163-170，2003。 5) 2003年十勝沖地震 地盤災害調査委員会：2003年十勝沖地震地盤災害調査報告書，地盤工学会，2004。 6) 三浦清一・八木一善：火山灰質粒状体の圧密・せん断による粒子破砕とその評価，土木学会論文集，No.561/III-38，pp.257-269，1997。 7) Nakata, T., Miura, S., Kawamura, S.: Particle breakage and its evaluation of volcanic coarse-grained soils, Proc. of International Symposium on Problematic Soils, Vol.1, pp.145-148, 1998。 8) 松田正大，三浦清一，安田龍太郎：火山性粗粒土の破砕によるクリープ挙動と評価，地盤工学会北海道支部技術報告集，第43号，pp291-298，2003。 9) Frank Garofalo：Fundamentals of creep and creep-rupture in metals，丸善株式会社，1968。 10) 足立紀尚・岡二三生：軟岩の時間依存性挙動とその統一的な説明，土木学会論文集，No.596/III-43，pp1-10，1998。 11) 地盤工学会：土質試験方法と解説，2000。 12) 龍岡文夫・足立紀尚：土の力学(III)圧密・せん断・動的解析，技報堂出版，1981。 13) 斉藤：斜面崩壊発生時期の予知に関する研究，鉄道技術研究報告，No.626，pp26-31，1968。 14) 中田隆文・三浦清一・相馬尅之：土の間隙構造と力学特性の関係，地盤工学会北海道支部技術報告集，第45号(投稿中)，2003。

# Effect of consolidation time on small strain shear modulus of volcanic coarse-grained soils

○ Timpong Sahaphol      Graduate School of Engineering, Hokkaido University  
Seiichi Miura            Graduate School of Engineering, Hokkaido University  
Koji Yara                 Graduate School of Engineering, Hokkaido University  
Masahiko Yamaki        Graduate School of Engineering, Hokkaido University

## 1. Introduction

The small strain shear modulus of soils is an important parameter on earthquake engineering and soil dynamic analyses. The effect of consolidation time on shear modulus reported in the literature has been focused on clean sands and clays [1,2,3,4,6]. However, the time-dependency behavior of small strain shear modulus of crushable volcanic soil, distributed widely in all regions of Japan, has not been fully investigated. In this paper, a series of bender element and strain-controlled cyclic triaxial tests was performed on volcanic coarse-grained soils under isotropic consolidation at different consolidation periods in order to clarify the time-dependency behavior of shear modulus.

In general, the small strain shear modulus of soils can evaluate using cyclic triaxial and bender element tests. Timpong and Miura [7] have shown that the small strain shear modulus of volcanic coarse-grained soils measured by bender element test agrees well with those obtained from the strain-controlled cyclic triaxial test.

This paper aims to gain an understanding of the time-dependency of shear modulus in volcanic coarse-grained soils with particle breakage. The effects of particle crushability and stress level on time-dependency behavior of the shear modulus are discussed based on the test results. An attempt was made to evaluate the effect of consolidation time on shear modulus by a proposed simplified cyclic triaxial test. In addition, the correlations between shear modulus and consolidation times are proposed based on the test results.

## 2. Test materials and test procedures

Three kinds of volcanic coarse-grained soils namely, Touhoro, Tomikawa and Mori volcanic soils, which have different degrees of particle breakage, average particle sizes and shapes were used. These volcanic soils were taken from natural deposit layers in Hokkaido, Japan. Touhoro and Tomikawa volcanic soils are composed mainly of pumice particles which means that the void ratio for these volcanic soils is significantly higher than that achieved with Mori volcanic soil. The grain size distribution curves of these volcanic coarse-grained soils compared with Toyoura sand with no particle breakage are given in Fig. 1.

The amount of particle breakage or particle crushability is defined as the increment of fines content  $\Delta F_c$  induced by isotropic consolidation. The  $\Delta F_c$  was evaluated by sieving the soil samples before and after consolidation. Typical increment of fines content due to isotropic consolidation for tested materials are shown in Fig. 2. The  $\Delta F_c$ , which refers to the degree of particle breakage, is highest for Touhoro volcanic soil and

decreases in order of Tomikawa and Mori volcanic soils.

Triaxial specimens (70 mm in diameter and 170 mm in height) were prepared according to the air pluviation method; the specimens were poured from a nozzle while maintaining a constant drop-height throughout the preparation. After the specimens were set up in the triaxial cell, all specimens were saturated using a combination of carbon dioxide, de-aired water and a back pressure of 196 kPa until Skempton's B value of at least 0.96 was reached. After the specimens were isotropically consolidated under desired effective confining pressures, the shear modulus was evaluated by bender element and cyclic triaxial tests at different consolidation times.

The strain-controlled type equipment for the cyclic triaxial test has been well developed in order to determine the small strain shear modulus of volcanic coarse-grained soils [5]. However, because of its destructive nature, in order to investigate the effect of consolidation time on the small strain shear modulus, it

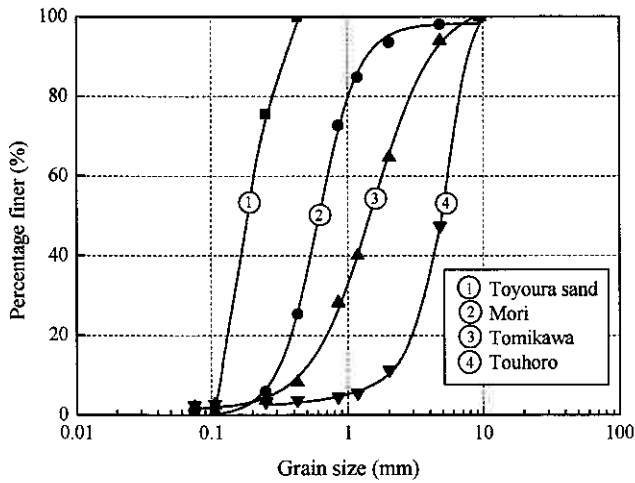


Fig. 1. Grain size distribution curves for tested soils

is necessary to perform the test on many soil specimens at various consolidation times. Therefore, some test techniques have to be developed in order to minimize time consumption in laboratory testing.

In this study, the simplified method of cyclic triaxial test was proposed in order to investigate the effect of consolidation time on shear modulus. Cyclic loading at a frequency of 0.1 Hz was imposed to eleven cycles on the consolidated specimen with an axial displacement amplitude of 0.002 mm ( $\gamma_{sa} = 1 \times 10^{-5}$ ) under the undrained condition. Thereafter, the specimen was fully drained and the changes in volume and height of the specimen were measured. The shear modulus was obtained from the 10<sup>th</sup> cycle of loading. The specimen was consolidated to the next desired consolidation time and the simplified cyclic triaxial test was performed with the same magnitude of cyclic loading that was used in the first stage.

Fig. 3 shows a schematic diagram of the simplified cyclic triaxial test. Because the excess pore pressure generated at the level of  $\gamma_{sa} = 1 \times 10^{-5}$  is very small, it may be considered that the properties of soil specimen does not change. Therefore, the variation between small strain shear modulus and consolidation can be monitored with the same soil specimen.

### 3. Test results

Figs. 4 to 6 show the relationships among small strain shear modulus, void ratio and consolidation time on the semi-logarithmic scale obtained from the bender element tests of Touhoro, Tomikawa and Mori volcanic soils, respectively. The soil specimens were isotropically consolidated under the effective confining pressure of 49 kPa for 720 hours. Test results showed

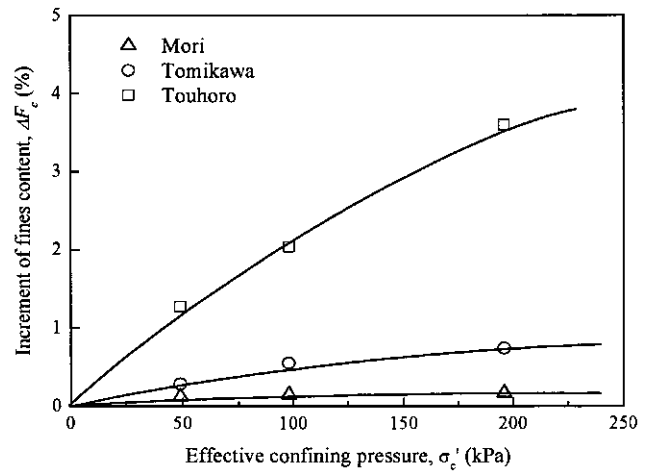


Fig. 2. Typical increment of fines contain for tested materials

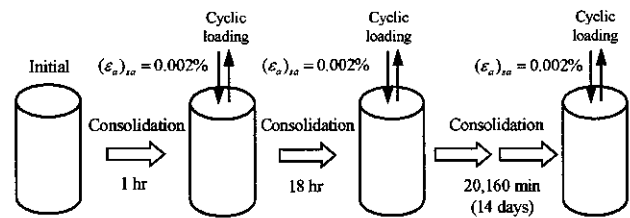


Fig. 3. The simplified cyclic triaxial test procedure

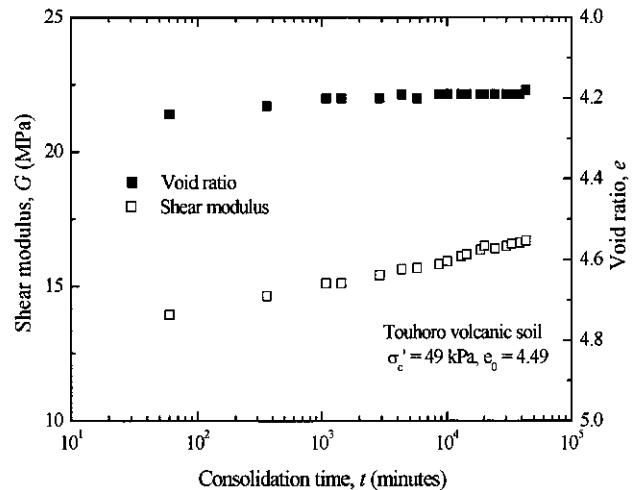


Fig. 4. Relationships among  $G$ ,  $t$  and  $e$  for Touhoro volcanic soil ( $t = 720$  hours)

that the small strain shear modulus in all tested materials gradually increase with the consolidation time. Relatively small shear modulus is mobilized as the consolidation time increases for Mori volcanic soil with a low degree of particle breakage, this may be due to a small change in the void ratio of the soil specimen. However, in case of Touhoro and Tomikawa volcanic soils, the effect of consolidation time on small strain shear modulus is more significant. In order to clarify the accuracy of the proposed simplified cyclic triaxial

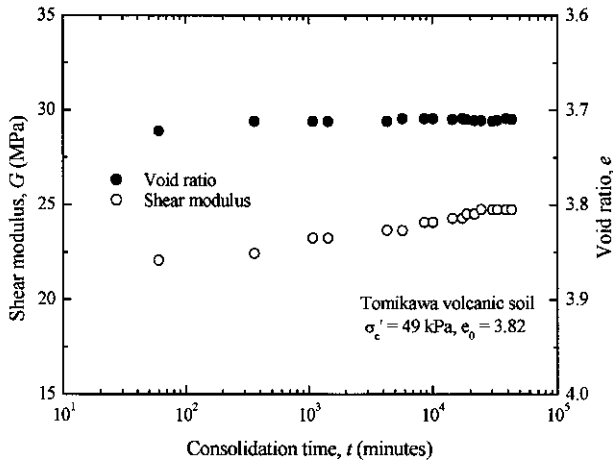


Fig. 5. Relationships among  $G$ ,  $t$  and  $e$  for Tomikawa volcanic soil ( $t = 720$  hours)

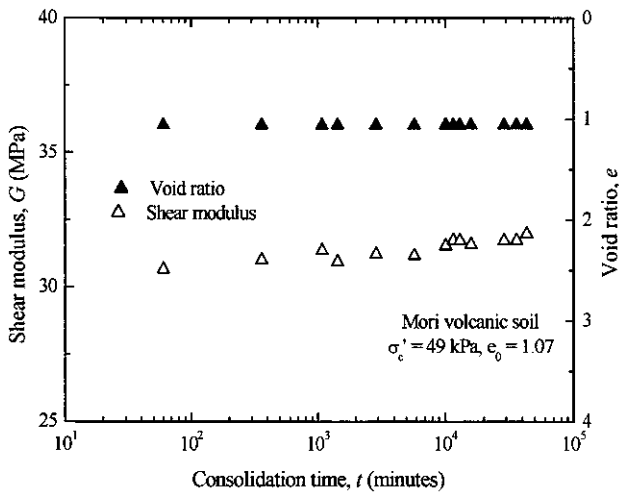


Fig. 6. Relationships among  $G$ ,  $t$  and  $e$  for Mori volcanic soil ( $t = 720$  hours)

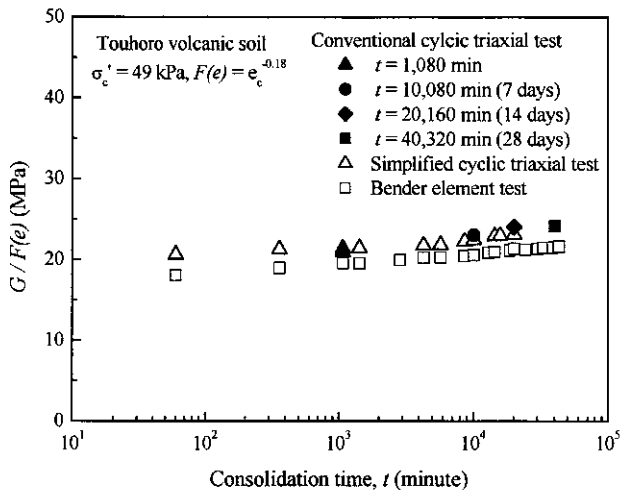


Fig. 7. Comparison among conventional cyclic triaxial test, simplified cyclic triaxial test and bender element test

test, a series of conventional cyclic triaxial tests was performed on Touhoro volcanic soil at different

consolidation times. The shear modulus was depicted with a function of the void ratio,  $F(e) = e^{-0.18}$  [7] in order to minimize the effect of the difference in void ratios among soil specimens. A comparison between the two test methods are presented in Fig. 7. An essentially good agreement between the two test methods can be observed for a given consolidation time, implying that the small strain shear modulus of volcanic coarse-grained soils can be evaluated with a reasonable accuracy using the simplified cyclic triaxial test.

In addition, the data of Touhoro volcanic soil obtained from bender element test is also plotted in the figure. The simplified cyclic triaxial test results also agree well with the bender element test results.

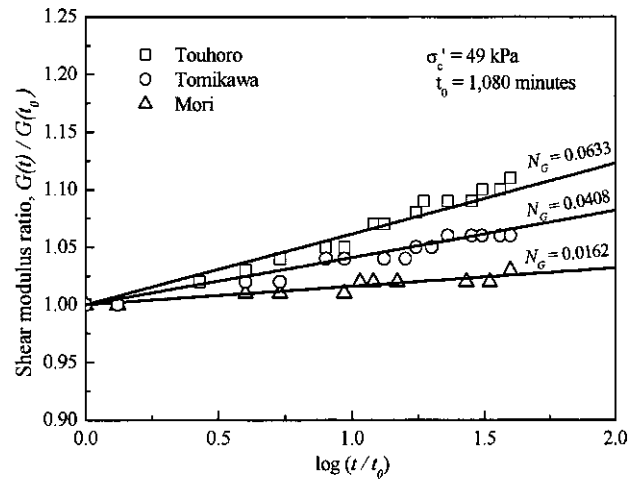


Fig. 8. Relationships between shear modulus ratio  $G_{\max}(t)/G_{\max}(t_0)$  and  $\log(t/t_0)$  for volcanic coarse-grained soils

Anderson and Stroke [2] proposed the relations between small strain shear modulus and consolidation time by the following equation;

$$\frac{G_{\max}(t)}{G_{\max}(t_0)} = \left[ 1 + N_G \log \frac{t}{t_0} \right] \quad (1)$$

where  $G_{\max}(t)$  and  $G_{\max}(t_0)$  are the small strain shear modulus at some time  $t$  and  $t_0$ , respectively,  $t_0$  is the time required to reach the end of primary consolidation which is defined as the time when a change in volumetric strain due to consolidation is equal to or less than  $10^{-6}$  / min.

For volcanic coarse-grained soils  $t_0$  is usually taken at 1,080 minutes.  $N_G$  is the increase rate of shear modulus with consolidation time. Fig. 8 shows the relationships between the small strain shear modulus

ratio  $G_{\max}(t)/G_{\max}(t_0)$  and  $\log(t/t_0)$  for volcanic volcanic coarse-grained soils obtained from bender element test. A linear relationship between the shear modulus ratio  $G_{\max}(t)/G_{\max}(t_0)$  and  $\log(t/t_0)$  can be observed for each volcanic soil. The increase rate of shear modulus,  $N_G$  can be obtained from the curve fitting. From the test results, it might be concluded that the increase rate of shear modulus due to consolidation time in volcanic coarse-grained soils depends strongly on the degrees of particle breakage or particle crushability. Volcanic coarse-grained soil with a lower degree of particle breakage shows a lower increase rate in small strain shear modulus.

Timpong and Miura [7] have proposed the equation  $G_{\max}(t_0) = Ae_c^m(\sigma_c')^n$  for  $t = 1,080$  minutes, which can evaluate the small strain shear modulus of volcanic coarse-grained soils with reasonable accuracy. By combining this equation and the test results obtained from the present study, the following equations are proposed for evaluating the small strain shear modulus of volcanic coarse-grained soils for  $\sigma_c' = 49$  kPa.

$$G_{\max}(t) = Ae_c^m(\sigma_c')^n \left[ 1 + N_G \log \frac{t}{1080} \right] \quad (2)$$

where  $G_{\max}(t)$  (in kPa) is the small strain shear modulus at any consolidation time  $t$  (in minute), and  $t_0 = 1,080$  minutes. Table 1 summarizes the parameters of the proposed equation.

Table 1. The parameters for the proposed equation

Soil	$A$	$m$	$n$	$N_G$ (%)
Touhoro	1255	-0.18	0.70	6.33
Tomikawa	2919	-0.46	0.67	4.08
Mori	3294	-1.20	0.60	1.62

In order to investigate the effect of stress level on the time-dependency behavior of shear modulus in volcanic coarse-grained soils, a series of bender element test was performed on Touhoro volcanic soils. Touhoro volcanic soil specimens were isotropically consolidated under the effective confining pressure of 49-196 kPa for 336 hours. Figs. 9 to 11 show the relationships among small strain shear modulus, void ratio and consolidation time on the semi-logarithmic scale obtained from the bender element tests.

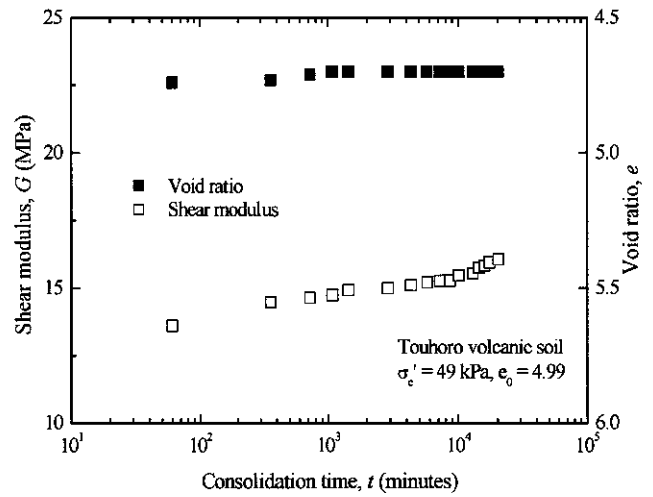


Fig. 9. Relationships among  $G$ ,  $t$  and  $e$  for Touhoro volcanic soil ( $\sigma_c' = 49$  kPa,  $t = 336$  hours)

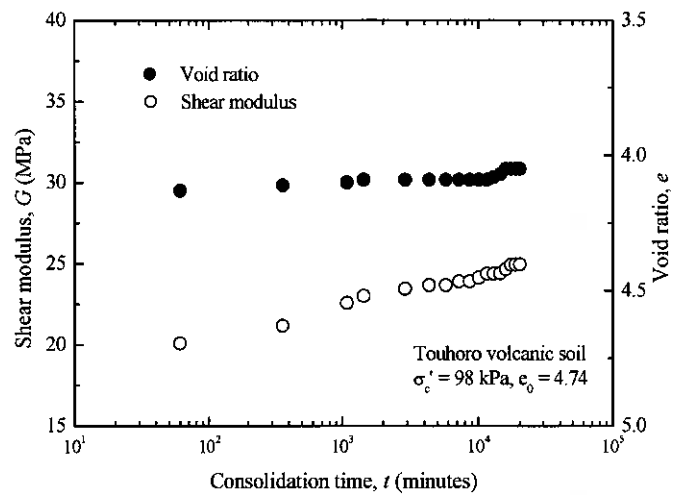


Fig. 10. Relationships among  $G$ ,  $t$  and  $e$  for Touhoro volcanic soil ( $\sigma_c' = 98$  kPa,  $t = 336$  hours)

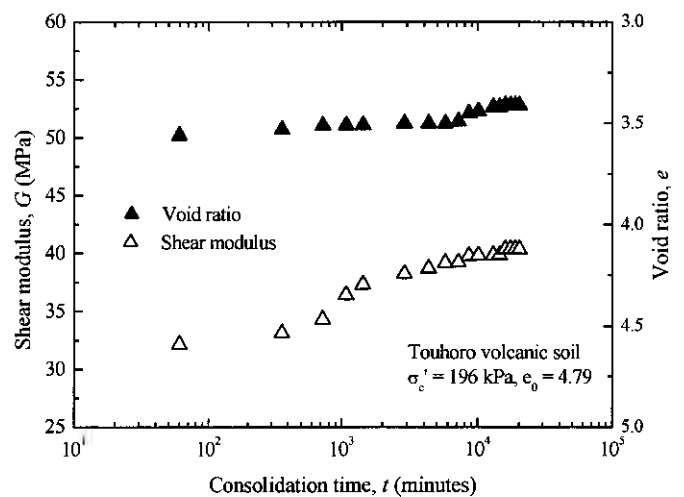


Fig. 11. Relationships among  $G$ ,  $t$  and  $e$  for Touhoro volcanic soil ( $\sigma_c' = 196$  kPa,  $t = 336$  hours)

After testing, the samples were recovered and the sieve analysis was performed on the dried soil samples in order to evaluate the grain size distributions after

consolidation. Fig. 12 shows the grain size distribution curves measured before and after consolidation, the gradations tend to shift toward to a more well-graded condition with an increase in effective confining pressure.

Fig. 13 shows the increment of fines content  $\Delta F_c$  induced by isotropic consolidation for Touhoro volcanic soil. The  $\Delta F_c$ , which refers to the amount of particle breakage, increases with the effective confining pressure and consolidation time. This indicates that the amount of particle breakage is not only affected by the stress level but also affected by the consolidation time. Even under the same stress level, the particle breakage tends to continue with consolidation time. When the amount of particle breakage is increased, it causes the increase in the interaction force between soil particles and hence the increase in shear modulus. Fig. 14 shows the relationships between the  $G_{max}(t)/G_{max}(t_0)$  and  $\log(t/t_0)$  for Touhoro volcanic soil obtained from bender element tests.

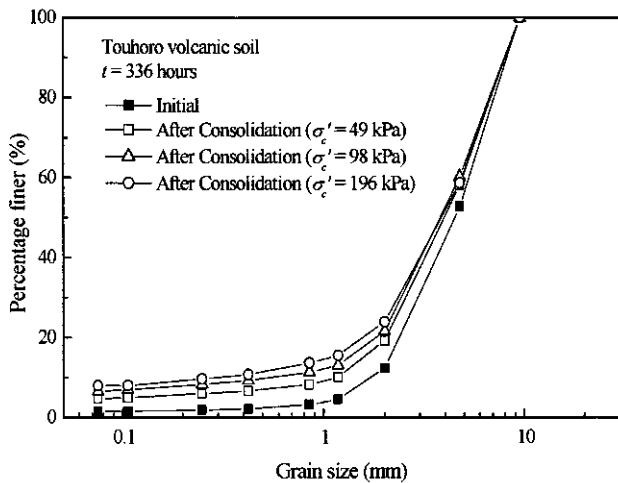


Fig. 12. Grain size distribution curves for Touhoro volcanic before and after consolidation

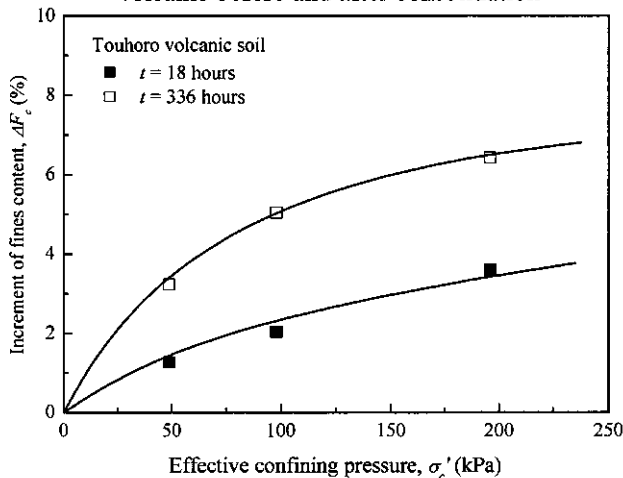


Fig. 13. The  $\Delta F_c$  induced by isotropic consolidation

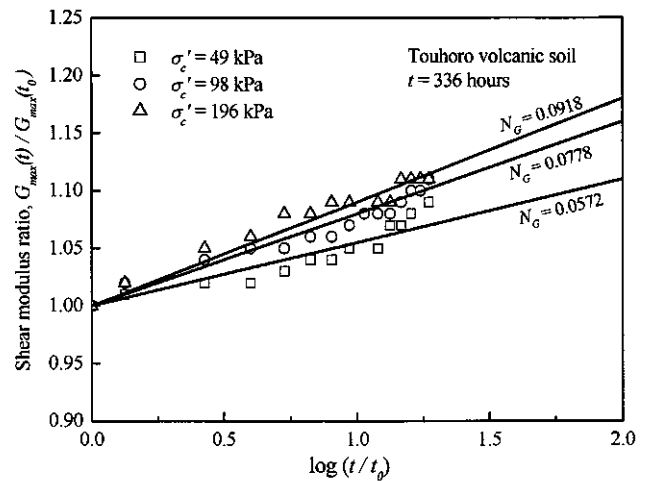


Fig. 14. Relationship between  $G_{max}(t)/G_{max}(t_0)$  and  $\log(t/t_0)$  for Touhoro volcanic soil

Table 2. Values of  $N_G$  for volcanic coarse-grained soils compared to various soils

Soil	$N_G$ (%)	Note
Ticino sand	1.2	Jamiolkowski&Manassero (1995)
Ottawa sand	1-5	Anderson&Stroke (1978); Afifi&Woods (1971)
Air dry silt and clay	5-12	Afifi&Woods (1971)
Touhoro	5.7-9.2	Present study
Tomikawa	4.1	Present study
Mori	1.6	Present study

The  $N_G$  values tend to increase with an increasing effective confining pressure. From the test results, it can be concluded that the time-dependency behavior of shear modulus of crushable volcanic soil also depends on the stress level.

Table 2 summarizes the increase rate of shear modulus  $N_G$  for volcanic coarse-grained soils compared with the other values of  $N_G$  obtained from the literature. The  $N_G$  value for Mori volcanic soil resemble the  $N_G$  of silica sands. Values of  $N_G$  for Touhoro and Tomikawa volcanic soils are within the range of silt and kaolinite clay. In order to see more clearly the effect of particle breakage on  $N_G$ . The relation between  $N_G$  and  $\Delta F_c$ , is plotted and shown in Fig. 15. The increase in  $N_G$  value with  $\Delta F_c$  can be observed. The following equation is proposed to express the  $N_G$  as a function of  $\Delta F_c$ .

$$N_G = 0.03(\Delta F_c)^{0.57} \quad (5)$$

This indicates that for volcanic coarse-grained soils,  $N_G$  and  $\Delta F_c$  are dependent. The increase in shear



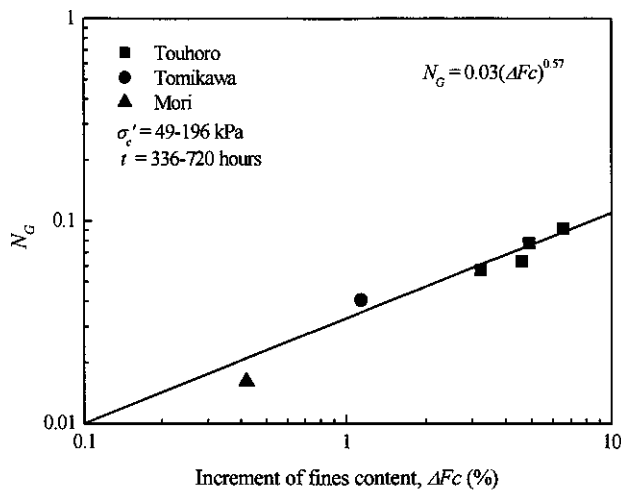


Fig. 15. Relationship between  $N_G$  and  $\Delta Fc$  for volcanic coarse-grained soils

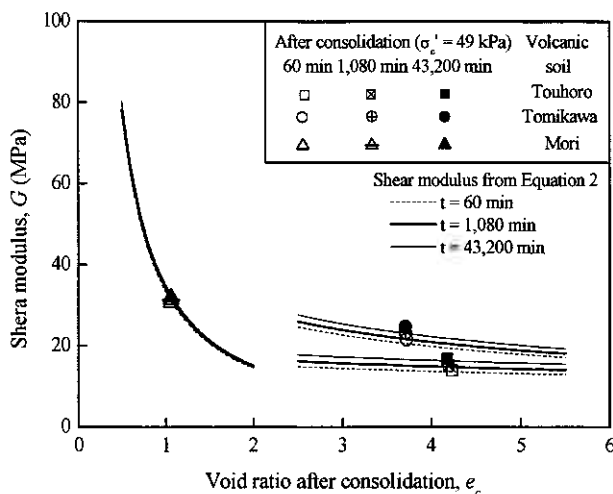


Fig. 16. Variation between shear modulus and void ratio for volcanic coarse-grained soils

modulus with consolidation time may be caused by the decrease in void ratio. Fig. 16 shows the variation in shear modulus due to the change in void ratio for volcanic coarse-grained soils. The increase in shear modulus solely caused by the reduction in void ratio was calculated using the equations proposed by Timpong and Miura [7], test data obtained from the present study are also plotted in the figure.

It can be seen that the equations underestimate the long-term values of shear modulus. Therefore, it can be said that the increase in shear modulus with time can not solely explained by the reduction in void ratio. The increase in shear modulus of volcanic coarse-grained soils with time might be caused by change of structure of soil particles resulting from particle breakage. However, further research is needed to evaluate these structure change mechanisms due to particle breakage.

#### 4. Conclusions

The following conclusions were derived based on the test results:

- An essentially good agreement among the test results obtained from the simplified cyclic triaxial test, conventional cyclic triaxial test and bender element test can be observed.

- The small strain shear modulus gradually increases with the consolidation time, the increase rate of shear modulus of volcanic coarse-grained soils depends strongly on the degree of particle breakage. A lower degree of particle breakage shows a lower increase rate of shear modulus. In addition, the increase rate of shear modulus also depends on the stress level. The increase rate of shear modulus tend to increase with stress level.

- The long-term value of the small strain shear modulus of volcanic coarse-grained soils can be predicted from the 1,080 minutes test with the use of the proposed empirical equations obtained from the present study.

#### References

- 1) Afifi, S. S. and Woods, R. D. (1971): Long-term pressure effects on shear modulus of soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. of ASCE*, **97**, (SM 10), 1445- 1459.
- 2) Anderson, D.G. and Stroke, K.H. (1978): Shear modulus: A time-dependent material property, *Dynamic Geotechnical Testing, ASTM, STP*, **654**, 69-90.
- 3) Jamiolkowski, M., and Manassero, M (1995): The role of in-situ testing in geotechnical engineering thoughts about the future. *Proc., Int. Conf. On Advance in Site Investigation Practice*, 929-951.
- 4) Lohani, T.N., Imai, G., Tani, K. and Shibuya S. (2001):  $G_{max}$  of fine-grained soils at wide void ratio range, focusing on time-dependent behavior, *Soils and Foundations*, **41** (5), 87-102.
- 5) Miura, S., Yagi, K. and Asonuma, T. (2003): Deformation-strength evaluation of crushable volcanic soils by laboratory and in-situ testing, *Soils and Foundations*, **43** (4), 47-57.
- 6) Shibuya, S. (2000): Assessing structure of aged natural sedimentary clays, *Soils and Foundations*, **40** (3), 1-16.
- 7) Timpong, S. and Miura, S. (2005): Shear moduli of volcanic soils, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **25** (2). (in press)

### 3次元個別要素法による粒状材料のせん断試験の数値実験

北海道大学大学院 ○学生会員 玉置和美  
北海道大学大学院 国際会員 石川達也  
北海道大学大学院 国際会員 三浦清一

#### 1. はじめに

砂やレキに代表されるような地盤材料は粒子の集合体であり、その力学挙動は、離散的かつ非均質な内部構造に支配され、非常に複雑なものとなる。実際、近年の実験技術の飛躍的な進歩により、従来の土質力学が扱ってきた弾塑性論では表現し得ない地盤材料の力学特性が指摘されるようになってきた。このような実験結果を表現すべく、種々の数値解析モデルが近年提案されている。

粒状地盤材料の力学挙動の評価方法を分類すると、連続体近似を導入して解く連続体構成モデルと、離散体として直接解く不連続体モデルに大別される。後者のアプローチは、粒状集合体という微視的な構造を考慮した運動学的な制約や静力学的な制約の下で、個々の粒子の運動条件を求める地盤材料の粒状性を取り込んだ正確なモデルといえる。

本報告では、砂やレキを想定した地盤材料のせん断挙動の発現メカニズムを微視的に解析可能な数値解析モデルを開発するために、3次元のDEM<sup>1)</sup>(個別要素法)を用い、粒状地盤材料の三軸圧縮試験およびねじり単純せん断試験のような室内せん断試験をシミュレートする方法を検討した。本報告の論点は以下のとおりである。

- 1) 圧力を一定に保ちせん断する際に境界条件をモデル化する方法
- 2) 3次元のDEMモデルにおいて実際の試験に用いられる供試体のような不規則な粒子配列を表現する方法
- 3) 数値解析が実際の現象に相当するように、ペナルティバネの剛性、要素間摩擦角、タイムステップなどの解析パラメーターを決定する方法

#### 2. 試験結果

粒状地盤材料の強度-変形特性を把握し、解析結果と比較検討するため、均一粒径のガラスビーズを用い単調載荷三軸圧縮試験および単調ねじり単純せん断試験を行った。

##### 2.1 単調載荷三軸圧縮試験

三軸圧縮試験は最も普及している要素試験であり、等方応力状態から偏差応力を供試体に加えることで粒状材料の強度-変形特性を求めることができる。本報告では供試体に負圧を負荷することにより供試体の拘束を行った。このため、圧密およびせん断時における供試体の体積変化は計測していない。また、負圧により供試体を自立させているので、せん断時の排気条件は完全排気状態である。

均一粒径( $D=5.0\text{mm}$ )のガラスビーズを用い、排水(気)条件で試験(CD試験)を行った。荷重条件としては、有効拘束圧 $\sigma_c' = 19.6, 49.0, 78.4\text{ kPa}$ の各拘束圧で等方圧縮し、その後拘束圧( $\sigma_c'$ )一定の下で軸ひずみ速度 $0.5\%/min$ で単調載荷を行った。図1に、CD試験から得られた各拘束圧における軸差応力( $q$ )と軸ひずみ( $\epsilon_a$ )の関係を示す。図1から得られたピーク値よりモールの応力円を描き、内部摩擦角 $\phi = 20.6^\circ$ を算出した(図2)。ただしここでは、解析結果との比較のため、 $\epsilon_a = 6.0\%$ までのピーク強度を用いて内部摩擦角を算出している。

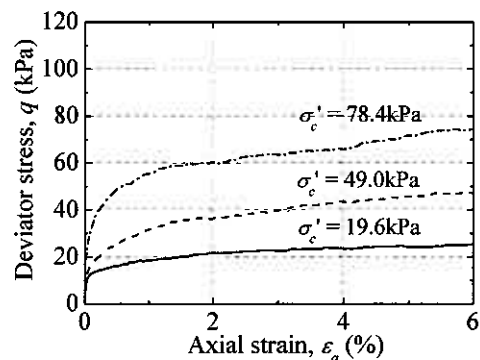


図1 応力-ひずみ関係(三軸試験)

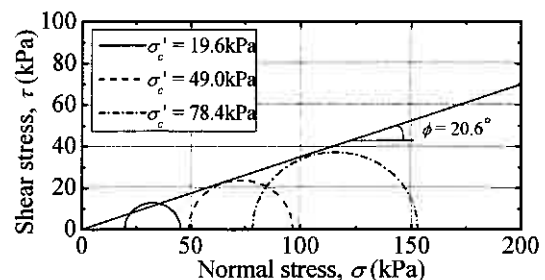


図2 モールの応力円(三軸試験)

Numerical simulations of shear tests for granular materials with 3-dimensional distinct element method.

: Kazumi Tamaki, Tatsuya Ishikawa and Seiichi Miura, Graduate School of Engineering, Hokkaido University.

## 2.2 多重リングせん断試験

多重リングせん断試験<sup>2)</sup>は、ねじり単純せん断試験の一種である。多重リングせん断試験機の概略を図3に示す。本試験機では、供試体を支持する下盤がトルク載荷用ダイレクトドライブモーター（DDM）により回転し、上盤・下盤・内外リングで拘束された供試体にねじり力を加えることができる。また、内外リングが上盤・下盤から独立しており、試料や他のリングとの間に摩擦を生じない設計になっている。なお本報告では、リングの段数を3段（高さ60mm）に固定して試験を行った。

供試体は気乾燥状態のガラスビーズ（ $D = 5.0\text{mm}$ ）を用い、空中落下法で作成した。荷重条件としては、 $\sigma_a = 19.6, 49.0, 78.4\text{ kPa}$ の各上載圧で一次的に圧密したのち、上載圧（ $\sigma_a$ ）一定のもとでせん断ひずみ速度  $0.1\%/min$  で単調ねじりせん断を行った。図4に、多重リングせん断試験から得られた各上載圧におけるせん断応力（ $\tau_{a\theta}$ ）とせん断ひずみ（ $\gamma_{a\theta}$ ）の関係を示す。また、図5に各上載圧の試験結果から得られたせん断抵抗角（ $\phi_{a\theta}$ ）を示す。ただしここでは、解析結果との比較のため、 $\gamma_{a\theta} = 6.0\%$ までのピーク強度を用いてせん断抵抗角を算出している。

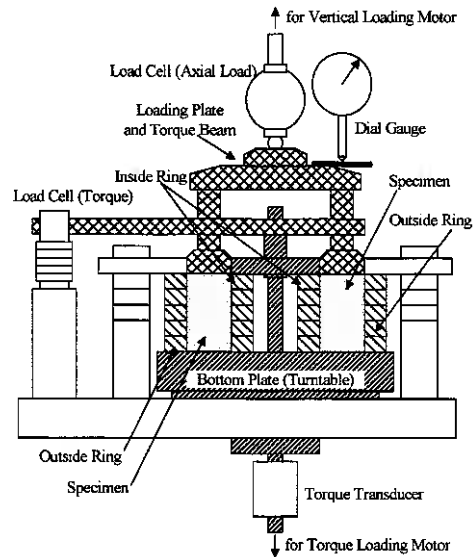


図3 多重リングせん断試験機

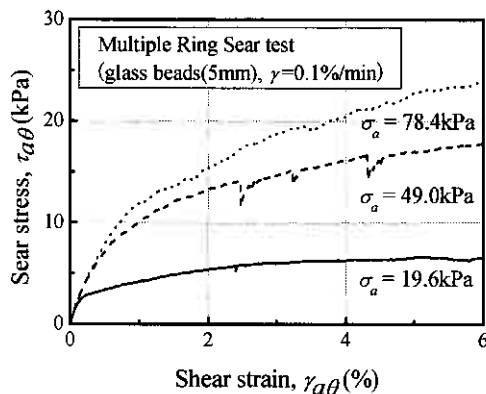


図4 応力-ひずみ関係（リングせん断試験）

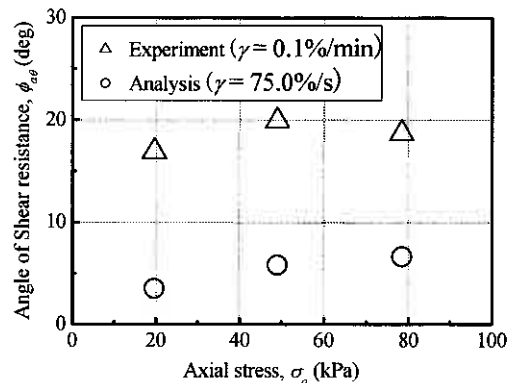


図5 せん断抵抗角と上載圧の関係（試験・解析）

## 3. 解析結果および考察

### 3.1 三軸圧縮試験における数値解析

#### 3.1.1 解析モデル

ガラスビーズを用いた単調載荷三軸圧縮試験を模擬した解析モデルの概略を、図6に示す。図は、3次元のDEMを用いた載荷前の初期解析モデル（直径70mm、高さ170mm）であり、均一粒径（ $D = 5.0\text{mm}$ ）のガラスビーズを表す6397個のランダムに配置された剛体球要素で構成されている。また、この解析モデルはキャップ・ペダスタルを表現する上・下壁要素、メンブレンを表現する円筒状の側壁要素から構成されており、いずれも剛体要素である。試験結果と解析結果を比較するため、解析モデルにおける供試体サイズを三軸圧縮試験における供試体サイズに合わせることにし、解析モデルにおける間隙率は、三軸圧縮試験結果の間隙率（ $n = 0.36$ ）と等しくした。なお、本報告に用いた3次元のDEM解析プログラム（PFC3Dプログラム<sup>3)</sup>では、上・下壁要素に強制変位を与えることで、ひずみ制御で軸圧を載荷可能である。

### 3.1.2 解析条件

単調載荷三軸圧縮試験 (CD 試験) のシミュレーションは、以下の解析条件により行った。解析パラメーターは以下のとおりである。剛体球要素の粒子密度 $\rho$ は、ガラスビーズの粒子密度 ( $\rho = 2.5\text{t/m}^3$ ) と等しくした。球要素の要素間摩擦角 $\phi_\mu$ については、三軸試験結果 (図 2) から得られた内部摩擦角 $\phi = 20.6^\circ$ を参考にして、 $\phi_\mu = 20.0^\circ$ に設定した。ただし、壁要素の $\phi_\mu$ は $0.0^\circ$ とした。(これについては 3.1.3 で検討。) また、球要素間あるいは球要素と上・下壁要素間のペナルティバネの剛性 (kn) は、 $100.0\text{MN/m}$ とし、円筒状の側壁には柔らかさを表現するため、球要素間の剛性の $1/10$ の値に設定した。タイムステップ ( $\Delta t$ ) については、PFC3D プログラムが適切な値を自動的に設定している。荷重条件としては、 $\sigma_c = 19.6, 49.0, 78.4$  kPa の各拘束圧で等方圧縮し、その後拘束圧一定の下で軸ひずみ速度一定で単調載荷を行った。具体的にはまず、初期状態の解析モデルを等方圧縮した。この際、等方圧縮は次のように制御した。各々の壁要素から得られる応力を解析ステップごとに求め、設定した拘束圧との差を減少させるように、上・下壁要素は、上・下方向、側壁要素は、半径方向に壁速度を調節するプログラムを作成し、設定した拘束圧と制御した拘束圧の値が  $\pm 1\%$  以内となるまで解析を行った。等方圧縮後、上・下壁に 1.5, 2.9, 5.9, 29.0%/s の 4 種類の軸ひずみ速度で、ひずみ制御で軸圧の載荷を行った。ただし、設定した拘束圧を保つため、載荷全過程において、等方圧縮時と同様の方法を用いて側壁の速度を調節した。なお、本解析では重力は考慮していない。

検討に用いた軸応力は、解析モデルから得られた軸荷重を上・下壁の面積で各々除し、その平均値を求めることにより算出し、軸ひずみについては、上・下壁間の相対的な距離を追跡することにより求めている。

### 3.1.3 解析結果

図 7 は、拘束圧 $\sigma_c$ を変化させた場合の軸差応力 $q$  ( $q = \sigma_a - \sigma_c$ ) と軸ひずみ $\varepsilon_a$ の関係を示す。図 7 から得られたピーク値よりモールの応力円を描き、内部摩擦角 $\phi = 25.4^\circ$ を算出した (図 8)。図 1 と図 7 を比較することにより、試験結果と解析結果の応力～ひずみ関係はともに、圧縮につれて軸差応力は増加するが明瞭なピーク強度はもたない傾向が各拘束圧においてみられる。また、両結果とも拘束圧の増加にともないピーク強度が増加することがわかる。しかしながら、解析結果におけるピーク強度は、どの拘束圧においても試験結果におけるものよりも高く、解析結果から得られたせん断抵抗角 ( $\phi = 25.4^\circ$ ) についても、試験結果よりも高い値となっている。三軸圧縮試験結果と DEM 解析結果が異なる理由としては、載荷速度あるいは粒子配列のような解析条件が試験条件とは異なること、ペナルティバネの剛性あるいは要素間摩擦角のような解析パラメーターの決定が適切ではないことなどが考えられる。このため次に、 $\sigma_c = 49.0\text{kPa}$  一定とし、載荷速度を変化させた場合の $q - \varepsilon_a$  関係について検討した (図 9)。図から、載荷速度を

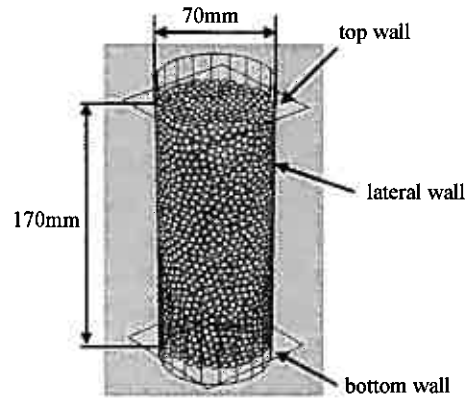


図 6 初期モデル (解析)

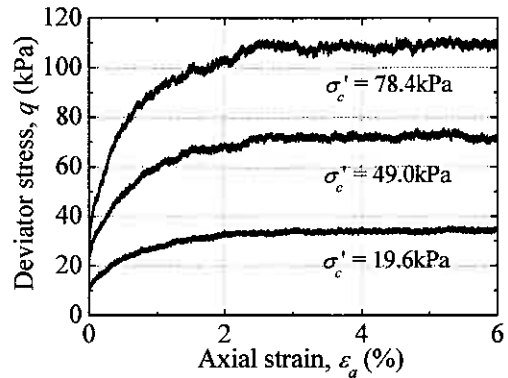


図 7 応力～ひずみ関係 (解析)

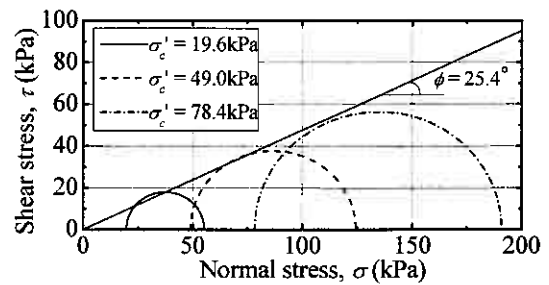


図 8 モールの応力円 (解析)

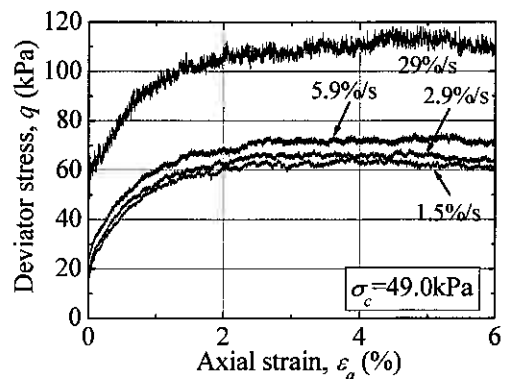


図 9 応力～ひずみ関係 (解析)  
(載荷速度による影響)

小さくすると、ピーク強度も減少し、試験結果における  $q-\varepsilon_a$  関係に近づく傾向がみられる。本解析では解析時間短縮のため、三軸試験における載荷速度に比べ、解析における載荷速度は非常に早いものとした。したがって今後、解析における載荷速度を試験における載荷速度に近づけることで、試験結果と解析結果の差異を小さくすることが可能になると考えられる。しかしながら、解析における載荷速度を減少させていくと、ピーク強度に収束傾向がみえることから、載荷速度以外にも、試験結果と解析結果の差異への影響因子のあることが想定される。そこで次に要素間摩擦角、重力加速度の影響について検討する。図 10 は、 $\sigma_c = 49.0\text{kPa}$  一定とし、重力加速度を与えた場合、および球要素の要素間摩擦角  $\phi_\mu$  を変化させた場合の  $q-\varepsilon_a$  関係を示す。図より重力加速度は、この解析条件の下では解析結果にほとんど影響を及ぼさないことがわかる。また、球要素の  $\phi_\mu$  を小さくするとピーク強度も減少することがわかる。図 11 に、 $\sigma_c = 49.0\text{kPa}$  一定とし、上・下壁要素の要素間摩擦角  $\phi_\mu$  を変化させた場合の  $q-\varepsilon_a$  関係を示す。上・下壁要素に  $\phi_\mu = 20.0^\circ$  を与え解析を行っても、 $\phi_\mu = 0.0^\circ$  とした場合とほぼ同一の結果が得られたことから、上・下壁要素における要素間摩擦角の影響は、この解析条件の下ではほとんどみられないことがわかる。一般に、内部摩擦角  $\phi$  は、要素間摩擦力による成分とインターロッキングによる成分、ダイレイタンスーによる成分の 3 つの成分から構成されているが<sup>4)</sup>、本研究では要素間摩擦角のとり得る最大値である内部摩擦角を球要素の要素間摩擦角として採用している。しかしながら、要素間摩擦角  $\phi_\mu$  は粒状材料のせん断挙動解析に大きな影響を及ぼすということから、球要素の要素間摩擦角については、今後更なる検討が必要である。

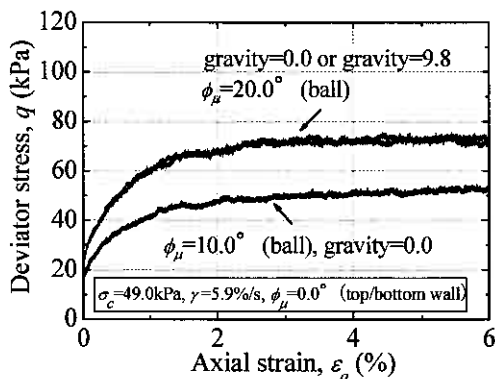


図 10 応力-ひずみ関係 (解析)  
(重力加速度・要素間摩擦角による影響)

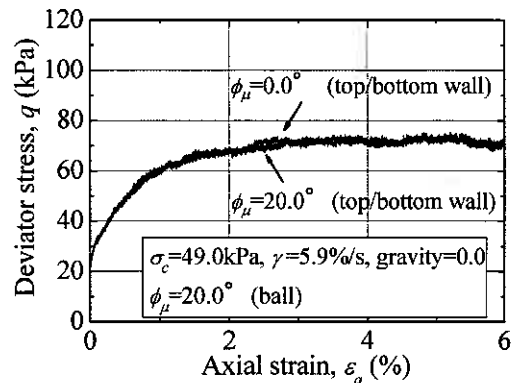


図 11 応力-ひずみ関係 (解析)  
(上・下壁要素の要素間摩擦角による影響)

### 3.2 多重リングせん断試験における数値解析

#### 3.2.1 解析モデル

ガラスビーズを用いた単調ねじり単純せん断試験を模擬した解析モデルの概略を、図 12 (a) に示す。図は、3次元の DEM を用いた載荷前の初期解析モデル (内径 120mm, 外径 240mm, 高さ 60mm) であり、均一粒径 ( $D = 5.0\text{mm}$ ) のガラスビーズを表す 18662 個のランダムに配置された剛体球要素で構成されている。また、この解析モデルは上盤・下盤を表現する上・下の壁要素、内リング・外リングを表現する円筒状の内・外側壁要素から構成されており、いずれも剛体要素である。図 12 (b) に、上・下壁要素に各々垂直に 8 枚づつ、高さ 2mm の剛体羽要素を示す。この羽要素は、下壁要素を回転することで、上壁要素、内・外側壁要素で拘束された供試体にねじり力を載荷させるために設置されている。また、この羽要素を用いることで、実際の多重リングせん断試験のように、上壁の羽要素にかかる力を合計することでせん断応力を算出できる。試験結果と解析結果を比較するため、解析モデルにおける供試体サイズをリングせん断試験における供試体サイズに合わせることにし、解析モデルにおける間隙率は、リングせん断試験結果の間隙率 ( $n = 0.40$ ) と等しくした。

#### 3.2.2 解析条件

単調ねじり単純せん断試験のシミュレーションは、以下の解析条件により行った。球要素間あるいは球要素と上・下壁要素間のペナルティバネの剛性 (kn) は、 $100.0\text{MN/m}$  とし、円筒状の内・外側壁要素も同一な値とした。この点を除き、解析パラメーターについては前述した三軸圧縮試験のシミュレーションにおける解析パラメーターと同様である。荷重条件としては、 $\sigma_c = 19.6, 49.0, 78.4\text{kPa}$  の各上載圧で一次的に圧密したのち、上載圧 ( $\sigma_a$ ) 一定のもとでせん断ひずみ速度一定で単調ねじりせん断を行った。具体的には、まず設定した上載圧と上壁要素から得られる応力間の差を減少させるように、前述のような壁速度を調節するプログラムを用い、上壁要素の速度を調節し、下壁要素・内外側壁

要素固定のもとで初期状態の解析モデルを一次的に圧密した。その後、下壁に 37.5, 75.0, 150.0%/s の 3 種類のせん断ひずみ速度を与え回転させることで、ひずみ制御で載荷を行った。ただし、設定した上載圧を保つため、載荷全過程において、圧密時と同様の方法を用いて上壁の速度を調節した。なお、本解析では重力は考慮していない。

検討に用いたせん断応力は、上壁の羽要素にかかる力を合計することにより算出し、せん断ひずみは、下壁の相対的な回転角を追跡することにより求めている。

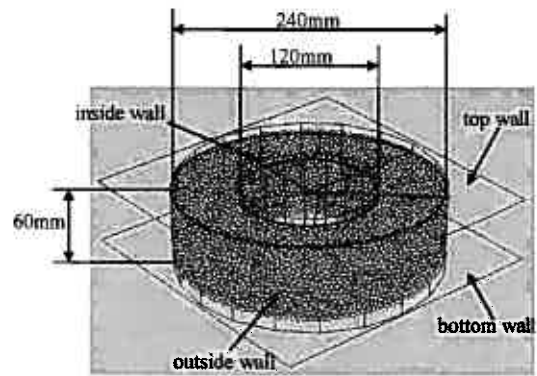
### 3.2.3 解析結果

図 13 に、上載圧  $\sigma_a$  を変化させた場合のせん断応力  $\tau_{a\theta}$  とせん断ひずみ  $\gamma_{a\theta}$  の関係を示す。また、図から得られたピーク値より、せん断抵抗角  $\phi_{a\theta}$  を算出した (図 5)。図 4 と図 13 より、試験結果と解析結果の応力～ひずみ関係を比較する。各上載圧において試験・解析結果ともに、供試体をねじると、せん断応力は増加するが明瞭なピーク強度をもたない傾向がみられる。また、両結果とも上載圧の増加にともないピーク強度が増加することがわかる。しかしながら、解析結果におけるピーク強度は、どの上載圧においても試験結果におけるものよりも低く、解析結果から得られたせん断抵抗角についても、試験結果よりも低い値となっている。

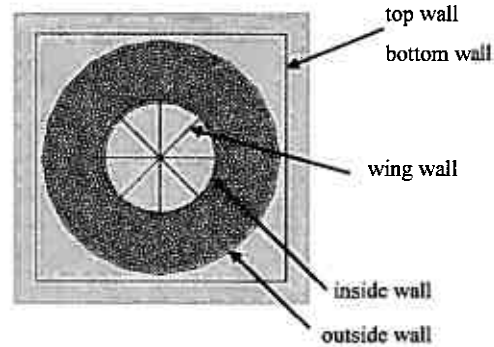
図 14 は、上壁で測定された  $\tau_{a\theta}$  と下壁で測定された  $\tau_{a\theta}$  を用いたせん断応力  $\tau_{a\theta}$  とせん断ひずみ  $\gamma_{a\theta}$  関係を試験結果と解析結果で比較して示したものである。上壁で測定されたせん断応力は、試験結果および解析結果ともに下壁で測定されたせん断応力よりも低いことがわかる。試験結果において上・下壁のせん断応力が異なる理由としては、供試体とリング間の境界で生じる摩擦力によるせん断応力の損失が考えられる。一方、解析結果では、内・外側壁要素に要素間摩擦角を与えていないため、供試体とリング間の境界で摩擦は生じないと考えられる。このため、上・下壁で測定されたせん断応力は一致するはずであるが、上・下壁のせん断応力は異なっている。

以上のように、リングせん断試験結果と DEM 解析結果が異なること、上・下壁のせん断応力が異なることの原因として、解析条件、解析パラメータの設定が適切ではないことなどが考えられる。そこで、以下で検討した。

まず、載荷速度の影響について検討する。図 15 に、上載圧  $\sigma_a = 49.0\text{kPa}$  一定とし、載荷速度を変化させた場合のせん断応力  $\tau_{a\theta}$  とせん断ひずみ  $\gamma_{a\theta}$  の関係を示す。図から、上壁から測定されたせん断応力については、載荷速度が小さくなれば、ピーク強度は増加する傾向にある。一方、下壁から測定されたせん断応力については、逆に、載荷速度が小さくなれば、ピーク強度は減少する傾向にある。このため上・下壁各々から測定されたせん断応力は、載荷速度の減少により一致する傾向にあるといえる。本解析では解析時間短縮のため、リングせん断試験にお



(a) 概略図



(b) 概略図 (上面図)

図 12 初期モデル (解析)

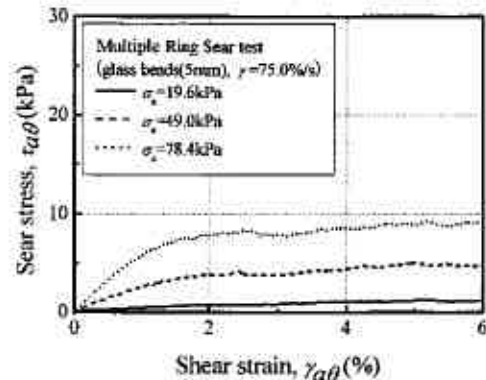


図 13 応力-ひずみ関係 (解析)

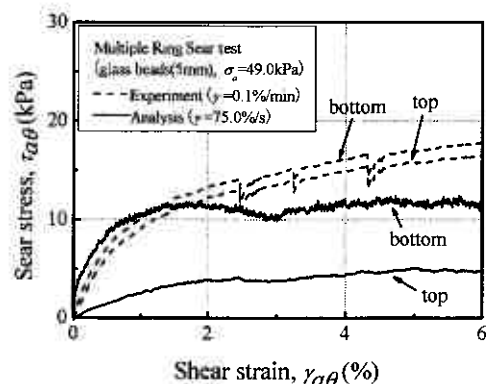


図 14 応力-ひずみ関係 (試験・解析)  
(上・下壁で測定された応力による影響)

ける載荷速度に比べ、解析における載荷速度は非常に早いものとしている。したがって今後解析における載荷速度を試験における載荷速度に近づけることで、上・下壁から測定したせん断応力の差異を減少させることが可能になると考えられる。しかしながら、解析における載荷速度を減少させていくと、ピーク強度に収束傾向が見えるものの、収束値が試験結果とは異なることから、載荷速度以外にも、影響因子のあることが想定される。そこで次に要素間摩擦角および重力加速度の影響について検討する。図 16 は、 $\sigma_a = 49.0\text{kPa}$  一定で球要素の要素間摩擦角  $\phi_\mu$  を変化させた場合および重力加速度を与えた場合の  $\tau_{a\theta} - \gamma_{a\theta}$  関係を示したものである。図より重力加速度は、この解析条件の下では解析結果にほとんど影響を及ぼさないことがわかる。また、球要素の  $\phi_\mu$  が小さくなると、上壁から測定されたせん断応力は変化しないが、下壁から測定されたせん断応力のピーク値は減少することがわかる。したがって球要素の要素間摩擦角  $\phi_\mu$  は、多重リングせん断試験の数値解析においても大きな影響を及ぼすということから、三軸圧縮試験の数値解析と同様に今後更なる検討が必要となる。

#### 4. まとめ

3次元個別要素法により、ガラスビーズを想定した粒状材料の三軸圧縮試験と多重リングせん断試験のシミュレーションを行い、そのせん断挙動をある程度まで再現することができた。また、解析条件として載荷速度は、3次元のDEM 解析において粒状材料のせん断挙動に大きな影響があることを明らかにした。しかしながら、解析結果が、要素間摩擦角などの解析パラメーターに大きな影響をうけることから解析条件および解析パラメーターの設定に関しては、今後更なる検討が必要である。特に、載荷速度が解析モデルのせん断挙動に影響を及ぼさないように、解析方法を改善する必要がある。

#### 参考文献

- 1) Cundall, P.A. : A Computer Model for Simulation Progressive, Large Scale Movement in Blocky rock system, Symp. ISRM, Vol.2, pp.129-136, 1971.
- 2) 石川達也, 堀田大介, 柏谷匡胤, 三浦清一: 粗粒材料を対象とした単純せん断試験機の試作と性能評価, 第39回地盤工学研究発表会, pp.863-864, 2004.
- 3) Itasca Consulting Group, Inc: *PFC3D - Particle Flow Code in 3 Dimensions, Version 3.0 Theory and Background*, Itasca, Minneapolis (USA), 2003.
- 4) 粒状体力学に関する国内委員会: 粒状体の力学, pp.112-116, (社) 土質工学会, 1993.

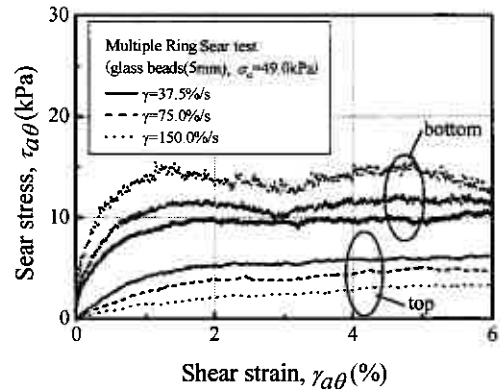


図 15 応力-ひずみ関係 (解析)  
(載荷速度による影響)

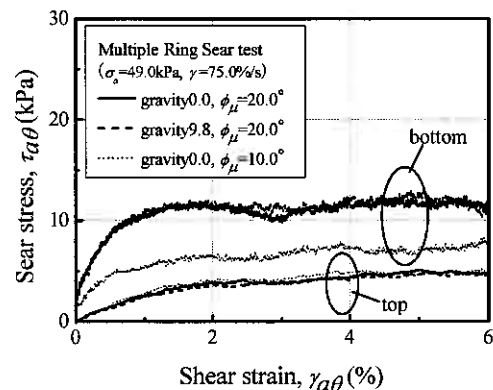


図 16 応力-ひずみ関係 (解析)  
(重力加速度・要素間摩擦角による影響)

シーウェイエンジニアリング ○正会員 山 添 誠隆  
 北海道大学大学院 国際会員 三田地 利之  
 北海道大学大学院 学生会員 長谷川 陽一

## 1. はじめに

近年、軟弱地盤に「負圧」を与える真空圧密工法の適用例が増大し、上載荷重によるすべり破壊の危険性が少ないことや比較的小規模な設備で大きな圧密効果が期待できるなどの有用性が現場で実証されつつある。しかし、真空圧密がどのようなメカニズムで地盤改良に寄与しているのかは必ずしも明確でない点が多く、「工法原理」が土質力学に基づいて明確に記述されるには至っていない。そこで本論文では、負圧を負の過剰間隙水圧として捉え、真空圧密を併用した実際の盛土築造工事に近い境界条件を設定した地盤に対して、弾塑性圧密の有限要素解析を行い、これにより得られた地盤の応力・変形特性と、無処理地盤を想定した解析との比較を行うことにより、圧密による沈下やせん断変形、荷重の伝わり方などを明らかにする。

## 2. 解析条件

### (1) 解析概要

真空圧密された地盤のシミュレーションを行うにあたり、無処理地盤で改良された地盤に対し上載荷重を緩速載荷する場合を想定した解析との比較を行う。以下、無処理地盤の盛土載荷条件をELC (Embankment Loading Consolidation)、また真空圧密された改良地盤についてはVPELC (Embankment Loading Consolidation followed by Vacuum Preconsolidation) と略す。

本論文の主要な目的は、真空圧密中の地盤の挙動を土質力学の原理に基づいて記述することにあるので、簡単のため、正規圧密状態にある仮定の均質な軟弱地盤を想定し、二次元平面ひずみ条件の仮定を設ける。なお、土の挙動を表現する構成式には弾塑性モデルであるカムクレイモデルを用いる。

### (2) モデル近似

図-1に、解析に用いた有限要素メッシュと境界条件を示す。

深度25.00m、幅100.00mの仮想断面を考え、基礎地盤として均質な粘土の水平堆積層を仮定した。標準的な形

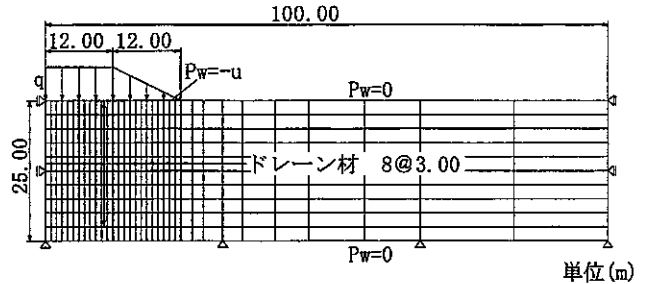


図-1 有限要素メッシュと境界条件

状の道路盛土の縦断方向に二次元平面ひずみ条件を仮定し、さらに横断方向の対称性から片側半分を解析領域とした。

なお、実際には3次元配置されているドレーンの打設間隔は、等価な2次元配置となることなどを考慮して設定した。

### (3) 物性値および圧密履歴

材料定数には、軟弱な粘性土地盤を想定して、表-1に示す値を用いた。

ただし、静止土圧係数 $K_0$ は、水平方向に均質な正規圧密地盤の一次元圧密条件下を想定し、カムクレイモデルの仮定に弾性せん断ひずみを付加したモデルに沿って算出した<sup>1)</sup>。

地盤は正規圧密状態にあり、平均有効応力と比体積の初期値は、図-2に示すように、有効土被り圧に応じて深さ方向に分布している。

表-1 材料定数

土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.60
<弾塑性パラメータ>	
圧縮指数 $\lambda$	0.134
膨張指数 $\kappa$	0.037
$p' = 98\text{kN/m}^2$ における限界状態線上の比体積 $\Gamma$	2.61
限界状態応力比 $M$	1.50
ポアソン比 $\nu$	0.32
透水係数 $k$ (m/sec)	$3.00 \times 10^{-8}$
<初期値>	
静止土圧係数 $K_0$	0.76
初期応力比 $\eta_0$	0.29



#### (4) 施工過程のシミュレーション

荷重径路と載荷速度を図-3のように指定して、各種解析を実施する。

盛土荷重の大きさ  $q$  は  $q=105.8\text{kN/m}^2$  であり、載荷速度  $\dot{q}$  は、ELCでは  $\dot{q}=0.88\text{kN/m}^2/\text{day}$ 、VPELCではその4倍の  $\dot{q}=3.53\text{kN/m}^2/\text{day}$  である。負圧  $u$  は  $u=-58.8\text{kPa}$  を6日で段階的に載荷させ、その後は一定に保つ。負圧の解除過程は、盛土完了後45日とし、同様に6日で行う。この時点で施工は終了となる。

なお、経過日数は盛立て開始時をゼロ点とする。

### 3. 解析結果および考察

#### (1) 沈下量および過剰間隙水圧の経時変化

盛土中央部地表面における沈下量の時間変化を図-4に示す。

また、盛土中央部土層中央での過剰間隙水圧の推移を図-5に示すとともに、図-6~図-9には、ELCでは盛土完了時の、またVPELCでは併せて各施工段階毎の変形図（変形スケールは2倍で表示）と過剰間隙水圧の分布図を示す。

なお、ここで言う過剰間隙水圧とは、間隙水圧から初期静水圧を差し引いた水圧であるが、VPELCの盛土完了時における過剰間隙水圧の分布図（図-8）は、盛立て開始時からの変化で表示している。

ELCの場合、盛土完了時に盛土中央部土層中央では荷重の大きさの60%の（正の）過剰間隙水圧が残っており、そのため盛土完了後残留沈下がいつまでも続いている。

一方、VPELCについては、事前の負圧載荷とその維持により、改良域においては盛立て開始時で既に負の過剰間隙水圧となっている。盛土載荷によって発生する正の過剰間隙水圧は、さらに負圧により一部相殺されることで急速載荷条件であっても小さく抑えられており、盛土完了後の沈下量はほぼ一定となっている。ただし、負圧の解除過程（経過75~81日）では、応力解放を受けて地盤はリバウンドしている。

盛土完了時の過剰間隙水圧の分布については、ELCで

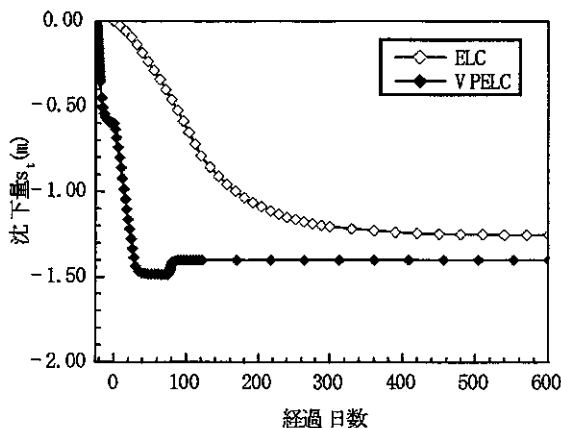


図-4 沈下量の経時変化

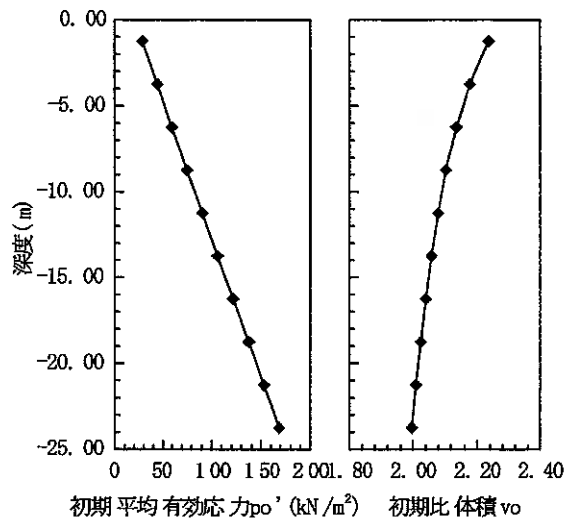


図-2 初期値の分布

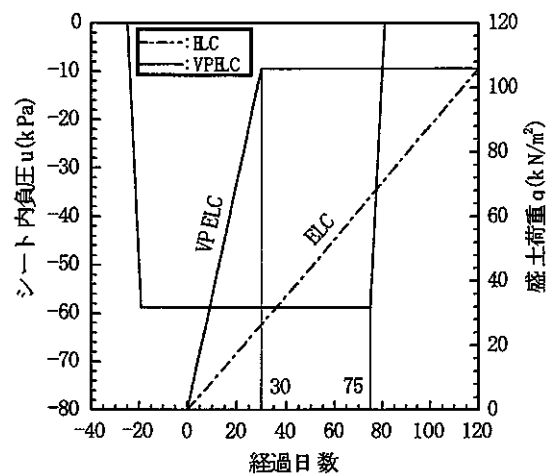


図-3 施工過程

は不均一な分布となっているが（図-6）、VPELCでは過剰間隙水圧は直ぐに平均化されており（図-8）、過剰間隙水圧の勾配は緩やかになっている。

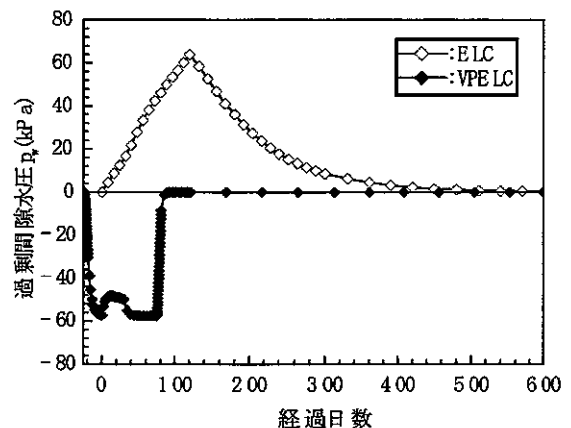


図-5 過剰間隙水圧の経時変化

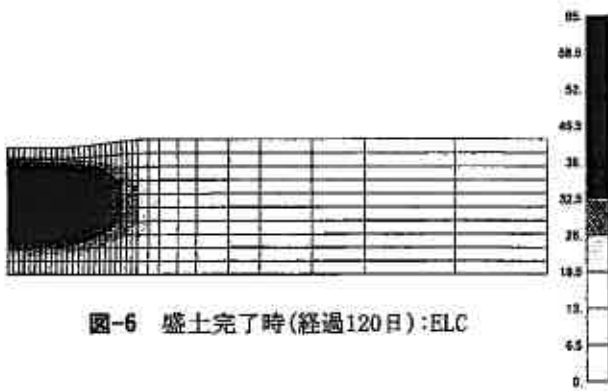


図-6 盛土完了時(経過120日):ELC

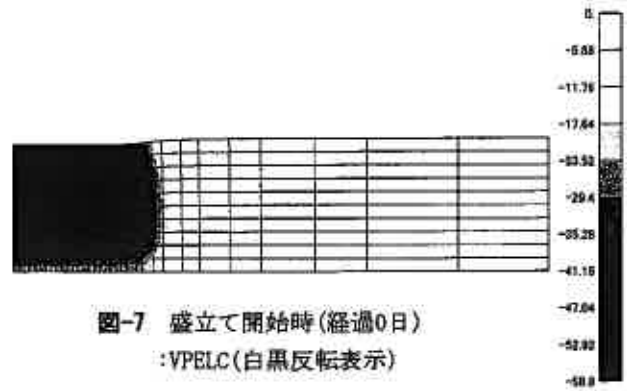


図-7 盛立て開始時(経過0日)  
:VPELC(白黒反転表示)

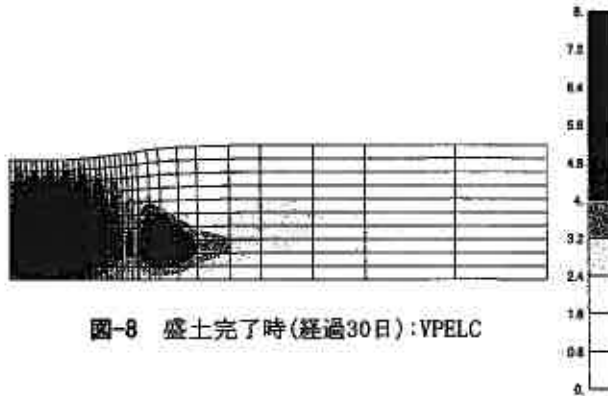


図-8 盛土完了時(経過30日):VPELC

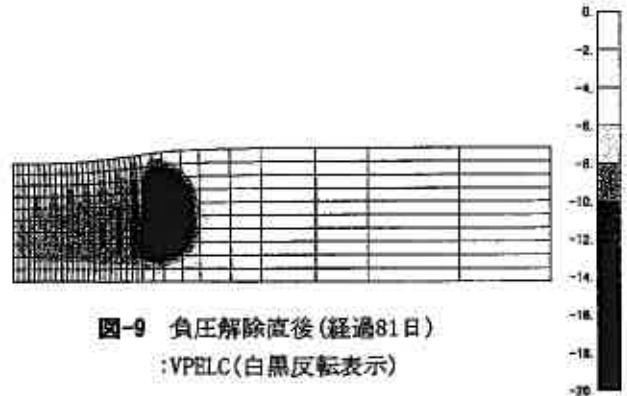


図-9 負圧解除直後(経過81日)  
:VPELC(白黒反転表示)

図-6～図-9 変形図と過剰間隙水圧分布図(変形スケールは2倍で表示)

(2) 負圧単独載荷時の挙動

図-10～図-12に、初期状態から盛立て開始時までの負圧単独載荷期間(経過-25～0日)における平均有効応力変化およびせん断応力変化、比体積変化の解析結果を示す。また、図-13に盛立て開始時での応力比の分布図を示す。

分布図において色の濃い部分は、平均有効応力およびせん断応力の増分が大きいことを示しており、比体積変化については体積変化が著しいことを示している。ただし、負の比体積変化は体積圧縮を表す。また、応力比 $\eta$ ( $=q/p'$ )については、色が濃いほど限界状態線(C.S.L.)

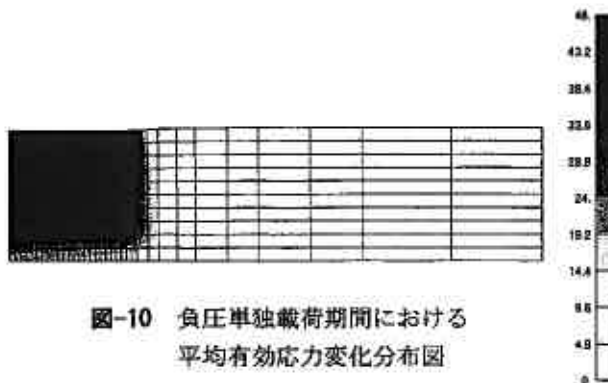


図-10 負圧単独載荷期間における  
平均有効応力変化分布図

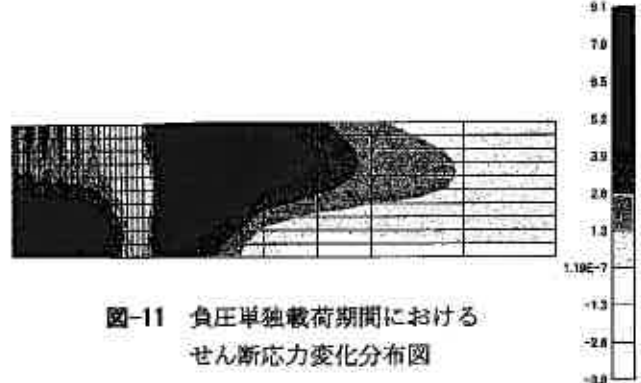


図-11 負圧単独載荷期間における  
せん断応力変化分布図

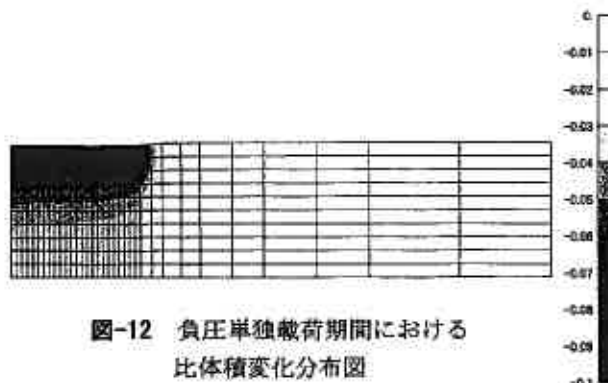


図-12 負圧単独載荷期間における  
比体積変化分布図

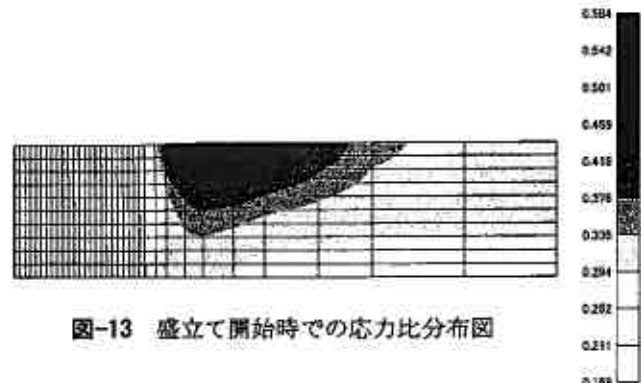


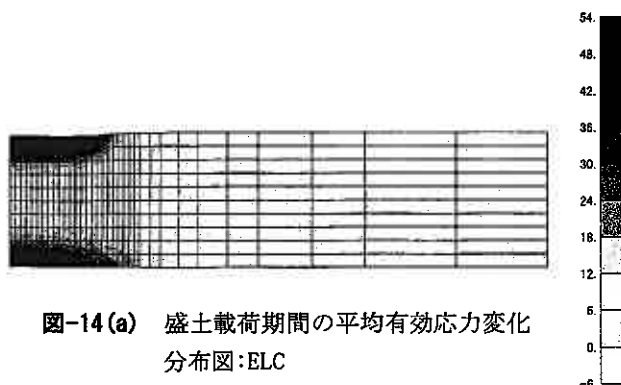
図-13 盛立て開始時での応力比分布図

に近づいていることを示している。

全応力がほぼ一定の状態、**図-7**に示すように地盤に負の過剰間隙水圧が作用することにより、改良域における地盤上部での応力状態は、平均有効応力が増加を辿りながらもせん断応力がほとんど発生していないことから、等方的な応力状態に移行している（**図-10・図-11**）。このことは、地盤上部での応力比が一次元圧密線（K<sub>0</sub>-Line）を示す初期応力比 $\eta_0=0.29$ よりも小さな応力比を示していることから理解できる（**図-13**）。とくに盛土法肩から法尻にかけては、土層中央よりも深い位置で等方応力状態を保っている。なお、改良域外側の地盤表層部で応力比が大きくなっているが、これは地盤に引張力が働いているためである。

深度が深くなると、平均有効応力は地盤浅部ほど増加しておらず（**図-10**）、また初期の異方応力状態からの変化が小さいためせん断応力は若干増しており（**図-11**）、応力比は一次元圧密線上にあることから一次元圧密状態になっている（**図-13**）。

平均有効応力の増加に伴って、圧縮側の比体積変化が生じており土骨格は圧縮するが（**図-12**）、改良域の地盤上部では等方的な応力状態を保っているため同時に応力比の低下ももたらしており、負のダイレイタンス量が抑えられた状態での体積収縮が生じている。そのため側方変形は、ELCの場合とは逆に内向きの圧縮側に起きている（**図-7**のとくに地盤浅部における変形に注目）。



### (3) 真空圧密後急速荷重載荷時の圧密挙動

ここでは、盛土荷重載荷を実施した解析結果について検討を行う。ただし、VPELCでは、盛立て開始時に既に地盤には負圧が行き渡り（**図-7**）、地盤上部では体積収縮が、深い土層では一次元的な圧密沈下が進んでいる。また、負圧は盛土完了後もしばらく維持している。なお、VPELCでの盛立て速度は、ELCの4倍である。

上載荷重の基礎地盤への伝播の様子を調べるため、盛立て開始時から盛土完了時までの平均有効応力変化と比体積変化の分布図を示したのが、**図-14・図-15**である。

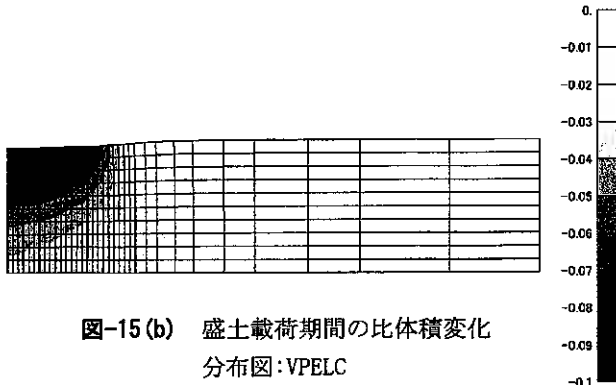
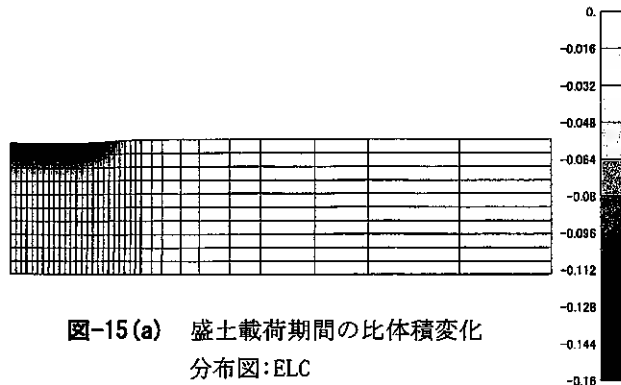
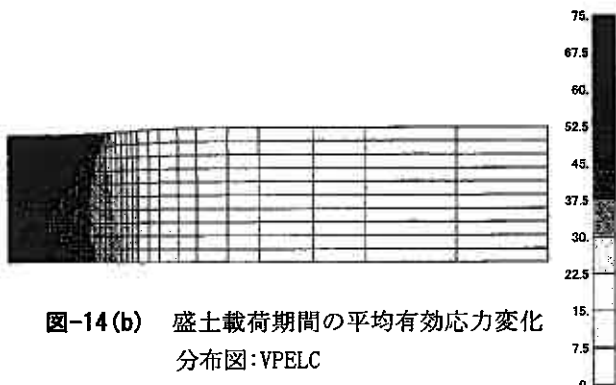
ELCの場合、盛土直下の地盤表層部で平均有効応力変化は大きく増加していることから、上載荷重は主に地盤表層部に集中している（**図-14(a)**）。

一方、VPELCについては、真空圧密を併用することで急速載荷条件であっても、とくに盛土中央部では土層の深部においても平均有効応力が増加しており、また、改良域の外側においても色が濃くなっていることから、上載荷重は盛土直下の土層だけではなく改良域の外側にも広く分散している（**図-14(b)**）。

比体積変化は、平均有効応力変化とほぼ対応した分布を示している。

ELCでは地盤表層部でのみ比体積が僅かに減少していることからあまり圧縮が進んでいない（**図-15(a)**）。

VPELCについては、事前の負圧載荷によって既に地盤の圧縮が進んでいるため、比体積の減少量は小さくなっている。そのため、上載荷重によって生じる圧縮量は小さい。なお、改良域の外側においても比体積が減少していることから、圧縮の進行が確認できる（**図-15(b)**）。



#### (4) 真空圧密後急速荷重載荷時のせん断挙動

はじめに側方変位の発達パターンについて考える。

図-16(a)・(b)は、盛立て開始時から盛土完了時までの側方変位変化の等値コンターを描いたものである。図では、盛土外側に向かう側方変位が正、内側に向かう側方変位が負である。

同図において、いずれの地盤処理形式においても、基礎地盤内での側方変位の最大値  $\delta_{max}$  は、ほぼ盛土斜面中点の下方に位置している。

ELCでは(図-16(a))、部分排水条件の下でのせん断変形が卓越し、大きな側方変位が発生している。圧密は未だ進行中であるが、側方変位の最大値は  $\delta_{max}=15.9\text{cm}$  と大きな値となっており、地盤表層部で大きな側方変位が発生し、水平方向に長辺をもつ楕円状の分布を示している。

これに対してVPELCでは(図-16(b))、負圧による地盤上部のせん断変形抑制効果を顕著に受けて側方変位の発生がかなり抑えられており、 $\delta_{max}$  は  $8.2\text{cm}$  と小さな値となった。地盤表層部では引き込まれており、ELCより深い深度で正の側方変位が発生し、円形状の分布を示している。

図-17(a)・(b)に、盛土完了時の応力比  $\eta$  の分布図を示す。

ELCでは、全体的に不均一な分布となっており、盛土法肩部から法尻部にかけて比較的浅い深度で応力比の高い要素(応力比0.584以上)の連なりが確認でき、最大で0.646を示している(図-17(a))。

VPELCの場合、上載荷重は急速に載荷されるが、前もって地盤に負圧を作用させ応力点を限界状態線から離しているため、応力比は最大の要素でも0.471と小さな値

を示している(図-17(b))。なお、改良域外側の地盤表層部では地盤に引張力が働いているため、色は濃くなっている。

真空圧密工法では、したがって、とくに地盤浅部から土層中央にかけて、事前に平均有効応力を高めておき、限界状態線から応力点を離しておくことによって、盛土の急速施工により応力比の変化が大きく発生しても、相対的にせん断変形を小さく抑えることができている。基礎地盤はより安全に上載荷重を支持することができる。

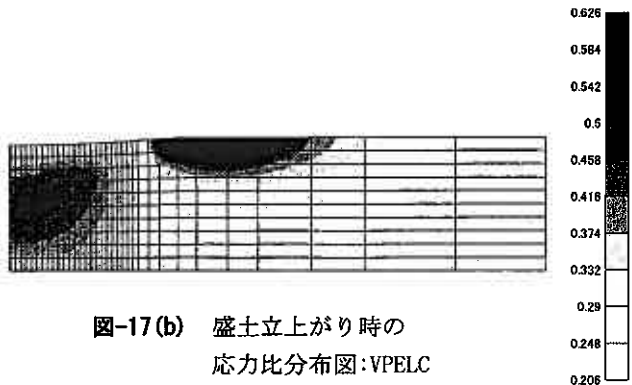
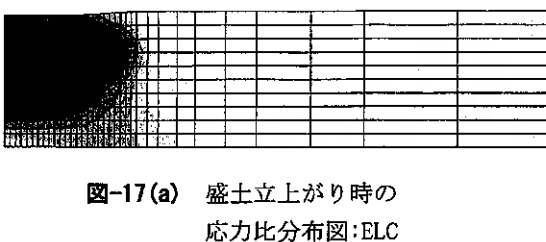
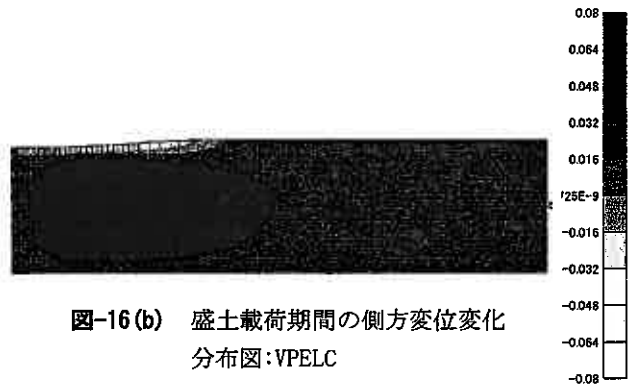
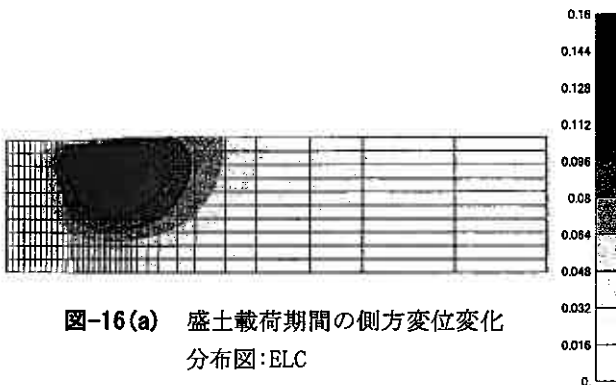
#### (5) 負圧解除後の有効応力の低下

VPELCを適用した地盤では、負圧解除後、負の過剰間隙水圧の消散により応力点が限界状態線に向かう結果、盛土荷重の大きさによっては基礎地盤の安定性が失われる恐れがある<sup>2)</sup>。

図-18は、負圧解除後の経過600日での応力比  $\eta$  の分布図を描いたものである。

盛土の築造工事ではたいてい盛土完了時が一番危ないが、真空圧密された地盤では、負圧の解除過程を過ぎると、図-9に示すように、負の過剰間隙水圧は消散し有効応力が低下している。したがって、図-17(b)に示した盛土完了時の応力比の分布図と見比べると、盛土直下の応力比は増加しており、とくに地盤浅部の応力点が限界状態線に近づいている。

以上より、載荷盛土が基礎地盤の破壊を招くことなく施工できたとしても、盛土荷重の大きさによっては、負圧解除後の応力状態の変化も十分に考慮しておく必要がある。



次に過圧密効果による長期沈下の抑制効果について考察する。

図-19は、負圧解除後約1ヶ月（経過109日）での過圧密比（OCR）の分布図である。

この図に示したように、真空圧密工法では、負圧・除荷のプロセスにより地盤内に人為的に過圧密領域をつくることことができる。

軟弱地盤上に盛土を施工する場合、供用時の残留沈下を防止するため、所定の圧密が進行した段階で盛土の一部を撤去し地盤の膨張を圧縮よりも卓越させることで一次圧密による長期沈下を抑える場合があるが<sup>3)</sup>、二次圧密については、さらに過圧密領域を広げ、過圧密比を大きくしておくことが有効である。

図-19から、負圧解除後の改良域内における地盤は全て過圧密状態にあるため、一次圧密による長期沈下は生じていない（図-4）。また、過圧密比はとくに地盤浅部で著しいことから、浅い深度に堆積する地盤に対しては、二次圧密沈下成分も防止することができる可能性がある。

#### 4. 結論

本論文で想定した地盤性状および解析条件下での解析結果より得られた結論を以下に述べる。

- 1) 負圧荷重を行うと、地盤浅部から土層中央付近まで等方的な応力状態で土骨格は圧縮され、応力点は限界状態線を離れ安全側に移動する。それより深い土層では、一次元圧密状態で圧密が進む。
- 2) 負圧を併用することで、地盤浅部では土骨格がよく圧縮し硬化が進むため、急速施工であっても上載荷重は深部まで伝達し、より広い範囲に分散する。また、

とくに地盤上部では負圧単独荷重期間に平均有効応力が増加し、土骨格がよく圧縮されるため、上載荷重による比体積変化は小さく抑えられる。

- 3) 盛土荷重によって発生する（正の）過剰間隙水圧は、負圧の事前荷重により一部相殺され小さく抑えられるとともに、不均一な過剰間隙水圧の分布はよりいっそう起こりにくくなる。
- 4) 真空圧密された地盤において、盛土荷重により発生する側方変位の極大値は盛土斜面の midpoint の下方の深い位置で生じる。
- 5) 負圧を与えると、とくに地盤上部の土が排水圧縮して硬化が進み、限界状態線より応力点が離れるため、盛土荷重によるせん断変形は小さく抑えられる。
- 6) 負圧の解除により応力点は限界状態線に近づく結果、上載荷重の大きさによっては、基礎地盤の安定性の低下を引き起こす恐れがある。一方、地盤内に過圧密領域をつくることによって、二次圧密による長期沈下が抑制される可能性がある。

#### 参考文献

- 1) 野田 利弘, 高稲 敏浩, 浅岡 顕: 水～土連成計算による土留めに作用する力の時間依存性挙動の解析, 土木学会論文集, No. 617/III-46, pp. 125~138, 1999.
- 2) 三田地 利之, 高橋 秀彰, 香西 篤: 真空圧密工法による地盤の変形と強度増加—三軸試験によるシミュレーション—, 土木学会論文集, No. 722/III-61, pp. 245~252, 2002.
- 3) 浅岡 顕, 中野 正樹, 松尾 稔: 観測的方法による透水係数の推定を組んだプレロード工の予測計算の一試案, 土木学会論文集, No. 469/III-23, pp. 45~54, 1993.

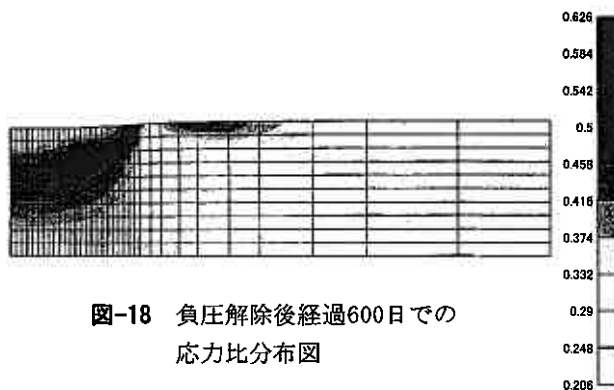


図-18 負圧解除後経過600日での  
応力比分布図

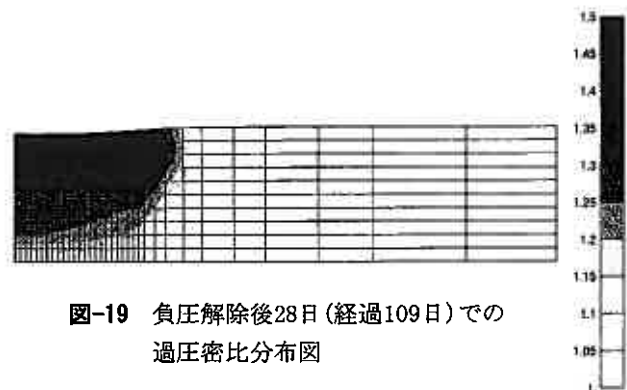


図-19 負圧解除後28日（経過109日）での  
過圧密比分布図

TANGENT STIFFNESS METHOD AND ITS PREDICTION OF DEFORMATION OF SOFT GROUND DURING VACUUM-EMBANKMENT PRELOADING

Hokkaido Univ.  
 Hokkaido Univ.  
 C-way Eng. Co., Ltd

Graduate student O Tuan Anh TRAN  
 Member Toshiyuki MITACHI  
 Member Nobutaka YAMAZOE

**Introduction:**

Nowadays, usage of FEM to predict and analyze consolidating behavior of soft subsoil has been popular. Among those analyses, there is a number of analyses has been using the solution technique called tangent stiffness method (TSM) that is incorporated into some geotechnical software such as CRISP (Britto and Gunn :1987), Sage Crisp Version 4.02 (1999)...etc.

It is well known that this solution technique (TSM) has advantages of simplicity, low time-cost for problems using linear elastic model and simple elasto-plastic model. However, the degree of accuracy of this method greatly depends on the used number of increments. Therefore, the output results of this method become especially sensitive with the number of increments used when an elasto-plastic model as Cam-clay is employed.

Initial research ideas of the authors are to investigate the effect of ratio  $\kappa/\lambda$  on consolidating deformation of soft subsoil under vacuum-embankment preloading at a site located in the suburbs of Kushiro City, Hokkaido, Japan. However, during analyzing process, the output results from this method (TSM), by using Sage Crisp Version 4.02, usually advance unreasonable signs. In fact, after analyzing these output results, the conclusions gained are this method easily advancing a wrong result for elasto-plastic models under framework of critical state soil mechanics as Cam-clay. The reason is, with a given finite element mesh, the possibly used maximum number of increments being often not enough to obtain a converging result. Since, in reality, there is a maximum limit of number of increments depending on fine degree of the mesh that regulates condition of instability of calculated excess pore pressure. This phenomenon was mentioned and called a limitation of time step by P.A. Vermeer & A. Verrujit 1980 [14].

Hence, in general, this paper will be presented with the following style: Calculated results of vertical displacements and rebound phenomenon will be shown together with analyses as well as elucidation of potential errors of TSM inside those results through stress path systems.

**Test embankment & soil profile**

The cross section of the deep peaty deposit under the test embankment (43.92m×29.42m) and its plan view are shown on Fig.1.

At two points on the bottom of sand mat beneath the embankment, one at center line and the other one at 7.75m from the center line, and at several points, in the scope from 1.4m to 76.5m from the embankment toe, the

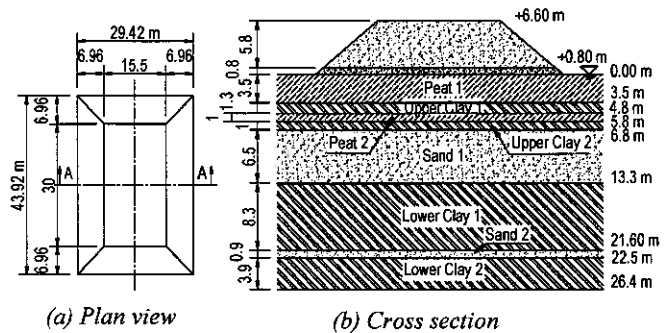


Fig.1 Soil profile of test embankment

in situ-observation for ground surface settlement were conducted. For horizontal displacement, the in situ-measurement at several points along the depth at location 1m apart from the toe of embankment was carried out. Finally, along the center line of the embankment, the excess pore water pressure variations at mid depth of some main soil layers were also observed.

**Methodology**

**Modeling the ground**

In this research, at present, the plane strain condition was assumed, and the general boundaries as well as the 2D finite element mesh of a half section, due to symmetry of embankment-soil system, can be seen in Fig 2.

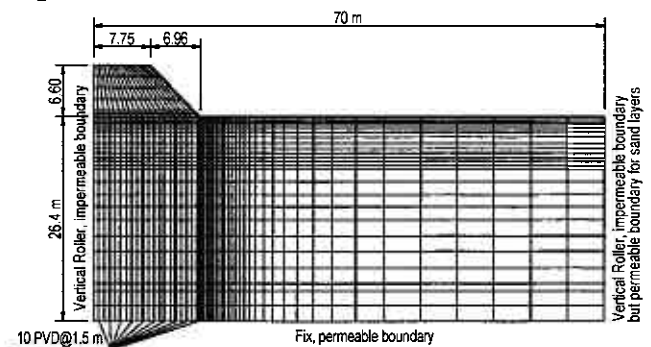
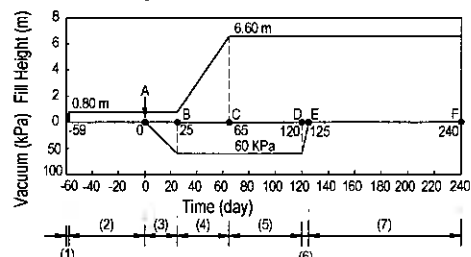


Fig.2 Finite Element Mesh



- (1) Load sand mat
- (2) Consolidation by Sand mat
- (3) Pump Vacuum
- (4) Fill Loading under Vacuum
- (5) Vacuum-Embankment Consolidation
- (6) Release Vacuum
- (7) After releasing vacuum

Fig.3 Construction sequence's profile

**Table 1.** Input parameters according to  $\kappa/\lambda = 1/5$  for finite element analysis

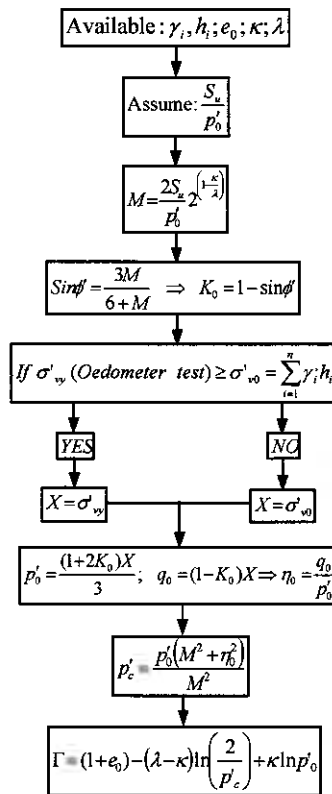
Layer	$e_0$	$\gamma$ KN/m <sup>3</sup>	$\lambda$	$\kappa$	$Su/p'_0$	M	$\text{Sin}\phi^0$	$K'_0$ ( $1 - \text{Sin}\phi^0$ )	$p'_0$ (mid)	$p'_c$ (mid)	$\Gamma$	k (m/day)	E KN/m <sup>2</sup>	Model
Fill		17.7										8.64E+00	28000	Elastic
Sandmat		17.7										8.64E+00	14000	Elastic
Peat1	13.1	10.3	2.86	0.57	0.5	1.74	0.7	0.32	0.5	12.3	17.9	4.39E-03		MC
UClay1	2.1	14.7	0.28	0.06	0.35	1.21	0.5	0.50	3.3	64.8	3.9	8.79E-04		MC
Peat2	8.6	10.3	1.63	0.33	0.4	1.39	0.6	0.44	5.2	26.6	13.5	3.08E-03		MC
UClay2	2.0	14.7	0.28	0.06	0.3	1.03	0.4	0.56	7.8	67.4	3.9	8.35E-04		MC
Sand1		16.7						0.50				7.59E+00	14000	Elastic
LClay1	2.2	14.7	0.36	0.07	0.3	1.05	0.4	0.55	55.1	65 to 104	4.6	2.42E-04		MC
Sand2		16.7						0.50				7.59E-02	5600	Elastic
LClay2	2.2	14.7	0.39	0.08	0.25	0.87	0.4	0.62	85.6	200.5	5.0	7.03E-05		MC

**Table 2.** Input parameters affected by the ratio  $\kappa/\lambda$

Input	$\kappa/\lambda = 1/5$					
	Peat 1	UClay 1	Peat 2	UClay 2	LClay 1	LClay 2
$\kappa$	0.570	0.080	0.330	0.080	0.070	0.080
$\lambda$	2.86	0.28	1.63	0.28	0.36	0.39
$e_{cs}$	19.00	3.06	12.89	3.01	3.58	4.00
M	1.74	1.21	1.39	1.03	1.05	0.87
v	0.25	0.33	0.30	0.36	0.36	0.38
$p'_c$	15.3	64.8	26.6	67.4	84.5	200.5
Input	$\kappa/\lambda = 1/10$					
	Peat 1	UClay 1	Peat 2	UClay 2	LClay 1	LClay 2
$\kappa$	0.286	0.028	0.163	0.028	0.036	0.039
$\lambda$	2.86	0.28	1.63	0.28	0.36	0.39
$e_{cs}$	18.90	3.04	12.80	3.00	3.56	3.98
M	1.87	1.31	1.49	1.12	1.12	0.93
v	0.22	0.32	0.29	0.35	0.35	0.37
$p'_c$	14.9	63.3	26.0	66.1	83.1	197.4
Input	$\kappa/\lambda = 1/15$					
	Peat 1	UClay 1	Peat 2	UClay 2	LClay 1	LClay 2
$\kappa$	0.191	0.019	0.109	0.019	0.024	0.026
$\lambda$	2.86	0.28	1.63	0.28	0.36	0.39
$e_{cs}$	18.87	3.03	12.77	2.99	3.55	3.97
M	1.91	1.34	1.53	1.15	1.15	0.95
v	0.22	0.31	0.28	0.34	0.34	0.37
$p'_c$	14.8	62.9	25.8	65.7	82.6	196.4
Input	$\kappa/\lambda = 1/20$					
	Peat 1	UClay 1	Peat 2	UClay 2	LClay 1	LClay 2
$\kappa$	0.143	0.014	0.082	0.014	0.018	0.020
$\lambda$	2.86	0.28	1.63	0.28	0.36	0.39
$e_{cs}$	18.85	3.03	12.75	2.99	3.55	3.97
M	1.93	1.35	1.55	1.16	1.16	0.97
v	0.21	0.31	0.28	0.34	0.34	0.37
$p'_c$	14.7	62.7	25.7	65.5	82.4	195.9
Input	$\kappa/\lambda = 1/30$					
	Peat 1	UClay 1	Peat 2	UClay 2	LClay 1	LClay 2
$\kappa$	0.095	0.009	0.054	0.009	0.012	0.013
$\lambda$	2.86	0.28	1.63	0.28	0.36	0.39
$e_{cs}$	18.83	3.03	12.74	2.99	3.54	3.97
M	1.95	1.37	1.56	1.17	1.17	0.98
v	0.21	0.31	0.28	0.34	0.34	0.37
$p'_c$	14.7	62.5	25.6	65.3	82.1	195.3

Realistic computations on the variation of displacements and pore water pressure with time, in peat and clay foundations under stage-constructed embankments, require the use of numerical analyses with reliable constitutive models coupled with consolidation. Thus, the modified Cam-clay model allowing strength and compressibility to be treated within the elasto-plastic strain-hardening theoretical frame work and using a small number of input parameters, was adopted for peat and clay layers in this paper; and finally, for sand layers, embankment fill and sand mat, the isotropic elastic model was applied.

Regarding embankment filling, it was simulated by adding element layers of the embankment together with gradually increasing their weight with time. To simulate vacuum loading, the negative excess pore pressure was increased gradually with time at the bottom of sand mat where covered with an airtight membrane. In general, the construction sequence and the vacuum loading profile are shown in Fig 3.



**Fig.4** Proposed flow chart for input data

Concerning PVD (prefabricated vertical drain), at each layer, the PVD was assigned the same parameters with each respective soil layer but only one common permeability of 8.64 m/day is input. In construction site, the PVD was installed as 80-cm square net and in this analysis, Shinsha's method [4] for converting axisymmetric drainage of PVD into the 2D laminar case was adopted. To convenience of creating the mesh, the equivalent drainage distance based on this method was chosen to be 1.5 m. Finally, the soil properties as well as the applied soil model are summarized in Table 1.

**Determination of soil properties for calculation**

Due to matters of large cost and time, the triaxial tests were not carried out for this construction and generally, only oedometer tests, unconfined compression tests, SPT tests (standard penetration test) are available. Therefore, the values of permeability coefficient k, compression index  $\lambda$  were obtained from oedometer test; swelling indexes  $\kappa$  of peat and clay layers were initially assumed about  $\lambda/5$ ; and elastic modulus E for sand layers, sand

mat and embankment were determined from the number of blows, also called N-value, from SPT test.

For the rest of other material properties required for finite element calculation, a semi-experimental flow chart for input data of modified Cam-clay model was also proposed, see Fig.4. In which, based on experiences of researches about soil properties in this area of Kushiro, the undrained strength ratios  $S_u/p'_0$  were assumed for peat and clay layers. Lastly, based on the theory of elasticity, the Poisson's ratio was evaluated by  $\nu=K_0/(1+K_0)$  where  $K_0$  can be obtained from the flow chart for peat and clay; for embankment fill, sand mat and sand layers  $K_0$  was estimated by Jaky's equation  $K_0$

$= 1-\sin\phi'$  in which the effective angle of shearing resistance  $\phi'$  was assumed.

To investigate the effect of ratio  $\kappa/\lambda$  on calculated deformation and rebound phenomenon which was already mentioned in the previous paper of the author [12], the lamda value ( $\lambda$ ) was kept to be constant, but the kappa value ( $\kappa$ ) was reduced in order to decrease the ratio  $\kappa/\lambda$  from 1/5 to 1/10, 1/15, 1/20 and 1/30 respectively. When this ratio is decreased, the other related input parameters will be accordingly altered by using the flow chart (Fig. 4), and these affected parameters were tabulated in the Table 2.

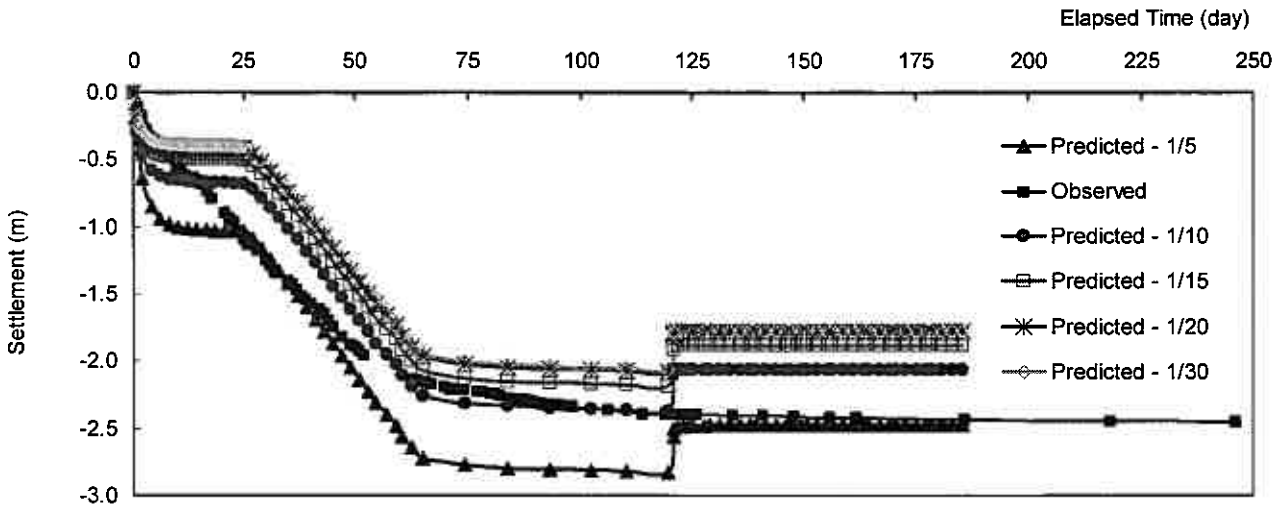


Fig. 5. Observed and computed surface settlement corresponding to reduction of the ratio  $\kappa/\lambda$

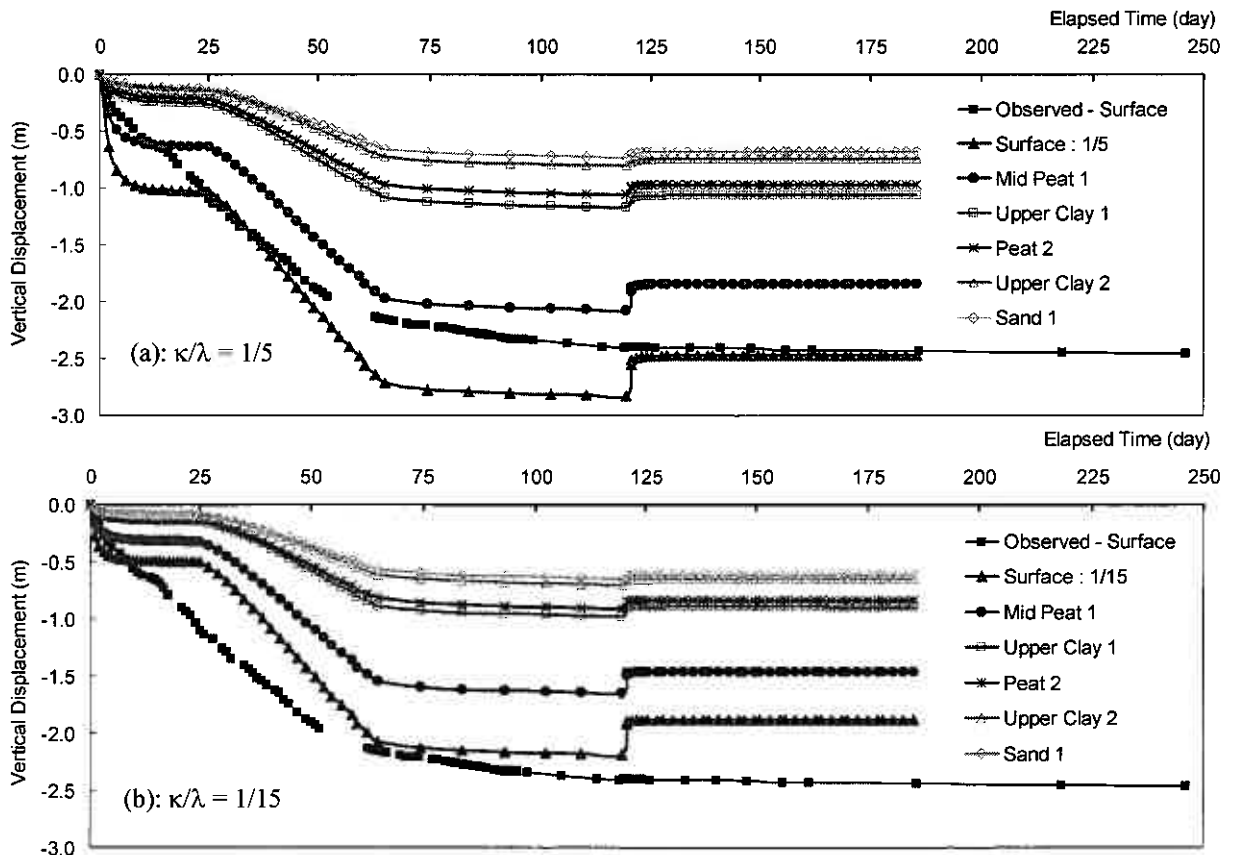


Fig. 6. Vertical displacement along center line, corresponding to  $\kappa/\lambda = 1/5$  and  $1/15$ , of four upper layers vs Time



## Results & discussion

### Vertical displacement

From Fig. 5, it is possible to recognize that when the ratio  $\kappa/\lambda$  decreases (exactly is the reduction of the kappa value), the surface settlement also accordingly decreases. This phenomenon is explainable. Since, according to Cam-clay model, the elastic modulus inside yield surface is determined by:

$$E = \frac{3(1-2\nu)}{\kappa} (1+e_0)p'$$

where:  $e_0$  is initial void ratio,  $p'$  is mean effective stress,  $\nu$  is Poisson's ratio and  $\kappa$  is swelling index..

This equation means that elastic modulus will increase in accordance with the reduction of kappa value. In other words, the lower the kappa, the stiffer the soil will be.

However, it seems to be that for the  $\kappa/\lambda$ : 1/20 and 1/30,

their respective settlements are almost the same. This may indicate an approaching tendency of settlement to the minimum value at  $\kappa/\lambda = 1/30$ .

Generally, the calculated settlements have shown no doubtful sign, and seem to be reasonable. Nevertheless, if considering these results from stress path's corner of view, it is possible to see that the possibly used maximum number of increment for both stages of pumping vacuum and loading embankment is still not enough to obtain a correctly computed result. Let us have a look at transiting increment (increment 1-2 in Fig. 7) at which the stress path crosses the yield surface 1 (the yield surface at start of pumping vacuum). It is possible to recognize that, for this increment, the program still employed the elastic stiffness matrix  $[D]_e$ . Consequently, at the end of this increment, the program found that the present stress state is plastic, and therefore, for the next increment, the program switched to elasto-plastic stiffness matrix  $[D]_{ep}$ . This means the computed stress

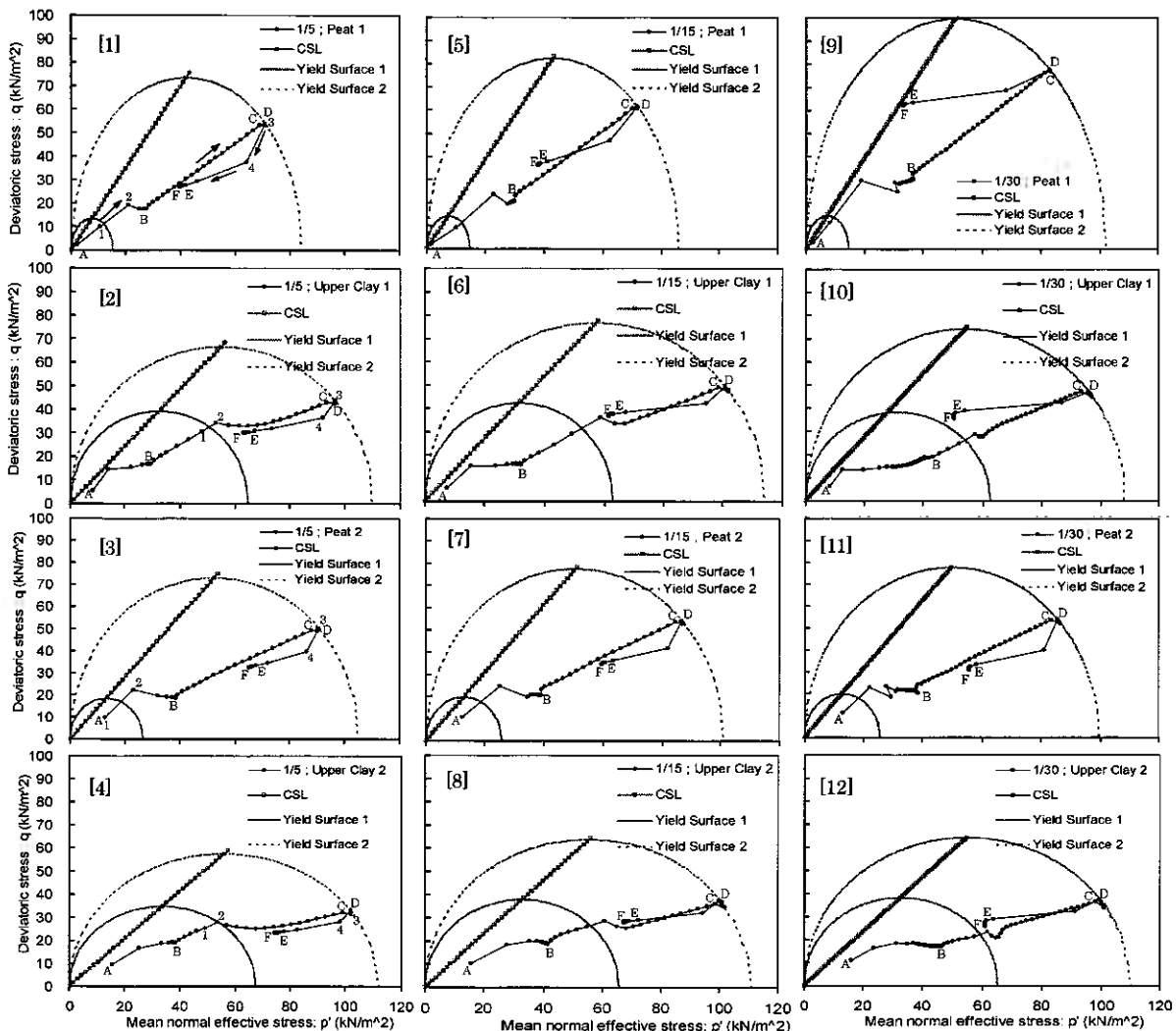


Fig. 7 Stress paths corresponding to  $\kappa/\lambda = 1/5; 1/15; 1/30$  of four upper layers

#### Note:

Yield Surface 1 and Yield Surface 2 are corresponding yield surfaces at point A and point D in Fig. 3, respectively. Point A, B, C, D, E, F are in accordance with point A, B, C, D, E, F in Fig. 3, respectively. Increment 1-2 is the transiting increment from elastic zone to plastic zone. Increment 3-4 is the first unloading increment of releasing vacuum stage.

state at the end of this transiting increment is in valid due to the usage of the elastic stiffness matrix [D], for this increment. A similar phenomenon was discovered by David M. Potts [8] regarding assessment of TSM through a simulation of an oedometer test in a chapter of his book. For this phenomenon, he named it as an illegal stress space or illegal stress state. This illegal stress state will lead to overestimation of stress, strain and, therefore, displacement during pumping stage. Clearly, the possibly used maximum number of increments for stages of pumping vacuum and loading embankment is still lower the necessarily minimum number of increments to guarantee the accuracy of TSM in this vacuum-embankment preloading problem.

It should be worth to comment more about the possibly used maximum number of increment (PUMNI). Certainly, with a finer finite element mesh, the PUMNI will be able to be correspondingly raised. However, the finer the finite element mesh, the higher the time-cost will be. In addition, increase of fine degree of the mesh, i.e. size of increment possibly decreased smaller, is also impossible to quite guarantee that the end of the transiting increment will exactly stop at the yield surface I (at start of pumping vacuum stage). Clearly, this case will only happen when the PUMNI can be increased to an extremely large value, and to meet such an extremely large value, a very fine mesh will be required. However, in reality, this requirement is impossibly always satisfied.

### ***Rebound phenomenon***

The analysis result shows that magnitude of rebound is largest around Peat-1 layer, see Fig. 6. Preliminarily, it can be explained that, above Peat-1 layer, there is only the embankment, i.e. deviatoric loading is smallest, whereas, with lower layers, they are subjected to more a deviatoric loading by the own weight of this Peat-1 layer. By this reason, magnitude of rebound of lower layers should be less than that of Peat-1 layer. In addition, since this Peat-1 layer lays on all the other layers, its rebound magnitude will, therefore, be accumulated from all rebound values of all the lower layers. This will lead to the rebound magnitude of this Peat-1 layer must be the largest one.

From another corner of view, considering stress path in this Peat-1 layer, it is possibly to see that reduction of deviatoric stress ( $q$ ) after releasing vacuum is greater than that of lower layers. This partly clarifies the reason why the rebound magnitude of this Peat-1 layer is higher than that of the other layers.

From the Fig. 5, it should be noted that the rebound value does not mostly depend on the ratio  $\kappa/\lambda$ . Clearly, this result has some unreasonable matters, since, intuitively, the lower the ratio  $\kappa/\lambda$ , the less rebound the result should be. This unreasonableness can be explained through error of TSM when unloading vacuum. Looking at the stress path of four upper layers, see Fig. 7: At start of releasing vacuum, the current stress state is plastic. When releasing vacuum, the TSM impossibly know in advance when this unloading will occur. Therefore, the first

unloading increment (increment 3-4, Fig.7) is still computed with elasto-plastic stiffness matrix by the program. After this increment, the program found that the present stress state is no longer plastic, but elastic. Consequently, the elastic stiffness matrix is started to be employed for the next increments. It is self-explanatory that this solving system had an error at the first unloading increment, and led to an unreasonable unloading result.

### **Conclusions**

Tangent stiffness method, obviously, greatly depends on the size of increment as well as the fine degree of the mesh. This will lead to big errors when size of increment is not small enough, especially for transiting increments being immediate the yield surface as mentioned above.

Unfortunately, increase in number of increment to a large enough value is not always easily obtained, since this problem is restricted by the fine degree of the mesh especially in the vicinity of PVD and embankment toe. With a given finite element mesh, the increase in number of increment to a too large value will lead to fluctuation of calculated excess pore pressure, and, therefore, instability of stress as well as strain. To partially overcome this weak point, according to author's opinion, a method approximately modeling PVD zone without using PVD elements (as Chai's method proposed in 2001 [4]) will limit instability of excess pore pressure in PVD zone as well as in the vicinity of embankment toe. Based on this, the number of increment can be raised up to a satisfying value.

However, the matter that the author would mostly like to mention, in this section, is the tangent stiffness method should be considered to be dangerous, and nearly impossibly applied to calculation of vacuum-embankment problems like this. Since, for this kind of problem, in case of TSM employed, the necessary accuracy will be unable to be reached, unless the number of increment of three most important stages, being vacuum pump, embankment loading and vacuum release, possibly meets large enough values. Nevertheless, in fact, for a given mesh, these large enough values are not always easily reached, as mentioned above. Especially, for stage releasing vacuum, even though the possibly used number of increment is very large, it is also difficult to guarantee that the stiffness matrix for the first unloading increment will be correctly employed, because the program using TSM will never know in advance when the unloading will occur.

A better solution technique as Modified Newton Raphson Method in which the non-linear stress-strain relationship is computed through an iterative system, and, therefore, possibly guarantees the theory of employed soil model correctly obeyed.

Finally, in author's opinion, stress path should be considered as a necessarily supplemental checking criterion to evaluate reasonableness of FEM analyses for such vacuum-embankment problems.

## REFERENCES

- [1]. Almeida et al., (1986). Numerical modeling of a centrifuged embankment on soft clay. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 23, pp 103-114.
- [2]. Bergado, D.T. et al., (June 1998). PVD improvement of soft Bangkok clay with combined vacuum and reduced sand embankment preloading. *Geotechnical Engineering Journal*, Vol. 29, No.1., Published by the Southeast Asian Geotechnical Society.
- [3]. Britto, A.M. and Gunn, M.J. (1987). *Critical state soil mechanics via finite elements*. Ellis Horwood Limited, ISBN 0-85312-937-1, England.
- [4]. Chai, J. C., Shen, S. L., Miura, N. and Bergado, D. T. (2001). A simple method of modeling PVD improved subsoil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 127, No.11, pp. 965-972.
- [5]. Hasegawa, Y. et al. (Feb 2004). Mechanical properties of peaty soft ground in Kushiro by  $K_0$  consolidated undrained triaxial compression test. *Proc. of the 44<sup>th</sup> Annual Conference of Japanese Geotechnical Society at Hokkaido Branch, Sapporo, Japan*, (In Japanese).
- [6]. Mitachi, T. et al. (July 2003) FE analysis of deep peaty soft ground during filling followed by vacuum preloading. *Proc. 2<sup>nd</sup> International Conference on Advances in Soft Soil Engineering and Technology*, Putrajaya, Malaysia, pp 267-276.
- [7]. Mitachi, T. & Fukuda, F. (1995) Deformation analysis of peaty soft ground. *Proc. Int. Workshop on Engineering characteristics and behavior of peat*, Sapporo, Japan, pp121-126.
- [8]. Potts, D. M. and Zdravkovic, L. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering: Theory*. Thomas Telford Limited, ISBN 0-7277-2753-2, England.
- [9]. Potts, D. M. and Zdravkovic, L. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering: Application*. Thomas Telford Limited, ISBN 0-7277-2783-4, England.
- [10]. Shinsha, H. et al (1982). Consolidation settlement and lateral displacement of soft ground improved by sand-drains. *Tsushi-to-Kiso*, Japanese Society Soil Mech. Found. Eng., Vol. 30, No.2, pp7-12, (In Japanese).
- [11]. Tran, T.A., Yamazoe, N., and Mitachi, T., (July 2004). Influence of several factors on the effectiveness of improvement of peaty soft ground by vacuum preconsolidation. *Proc. of the 39<sup>th</sup> Annual National Conference of Japanese Geotechnical Society in Niigata City, Japan*, pp 963-964.
- [12]. Tran, T.A., Mitachi, T., and Yamazoe, N., (Feb 2004). 2D finite element analysis of soft ground improvement by vacuum-embankment preloading. *Proc. of the 44<sup>th</sup> Annual Conference of Japanese Geotechnical Society at Hokkaido Branch, Sapporo, Japan*, pp 127-132
- [13]. Tran, T.A., Mitachi, T., and Yamazoe, N., (Oct 2003). Two dimensional finite element analysis of soft ground improvement by combining vacuum with embankment preloading. *Proc. Symposium on Theory, Solution, Design, Construction and Application of Vacuum Preloading*. Nagasaki University, Nagasaki City, Japan,
- [14]. Vermeer, P.A. & Verrujit, A.. (1980). An accuracy condition for consolidation by finite elements, *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, 5, 1-14.

## 真空単独载荷による地盤の変形挙動解析

北海道大学大学院 ○学生会員 長谷川陽一  
 北海道大学大学院 国際会員 三田地利之  
 シーウェイエンジニアリング 正会員 山添 誠隆

### 1. はじめに

埋立土の減容化や湖沼底泥などの処理に対して、真空単独圧密の適用事例が増えつつある。

従来、高含水比のこれらの土は、固化処理をして地盤を固めた後、ストックヤードにダンプトラックで搬出され、処理あるいは処分が行われてきた。しかし、そのために施工費は高くつき、またダンプトラックが行き来すると振動が発生したり、搬出土砂が多量の場合にはストックヤードの確保が難しいなどの問題点を抱えていた。真空単独圧密が軟弱地盤の減容化工事に採用され始めたのは、施工費を抑えることができるだけでなく、こうした問題点をこの工法が内包していないという利点も有しているからであろう。

ところで、地盤の変形挙動は弾塑性的であり、作用外力の一部は間隙水によって支えられるため、その変形挙動は、地盤を構成する土の弾塑性パラメータや透水係数・境界条件の他に、荷重の大きさやその形・载荷速度や施工履歴によっても異なってくる<sup>1)</sup>。

本論文では、真空単独圧密を適用した実際の地盤改良工事に近い境界条件を設定した地盤に対して、真空圧を負の過剰間隙水圧として捉えることにより、水～土連成の弾塑性有限要素法解析を行い、真空圧密された地盤の圧縮のメカニズムと特性を明らかにするとともに、地盤の減容に及ぼす上記諸要因の影響を調べることを目的としている。

### 2. 解析条件

地盤を構成する土の構成式にはカムクレイモデルを用いて、水～土連成有限要素解析を行った。

以下に、解析条件を記載する。

#### (1) モデル近似

本解析では、簡単のため、2次元平面ひずみ条件を仮定するとともに、

基礎地盤として層厚 25.00m の均質飽和粘土地盤を想定し、幾何学的対称性から図-1 のような有限要素近似を行った。

変位に関する境界条件は、対象軸上および側方遠方境界では鉛直方向のみ変形を許し、下部境界では固定とした。間隙水圧に関する条件は、両面排水の条件を与えたが、改良域の地表面では真空圧の作用に応じて過剰間隙水圧を変化させた。なお、実際には3次元配置されているドレーンの打設間隔は、等価な2次元配置となることなどを考慮して設定した。

#### (2) 物性値および圧密履歴

正規圧密粘土地盤を想定し、弾塑性パラメータには表-1 に示す値を仮定した<sup>2)</sup>。初期値については、一次元圧密条件下にある正規圧密地盤を想定し、カムクレイモデルにせん断ひずみの弾性成分を付加した構成モデルに弾塑性パラメータを適用して算出した。なお、真空载荷による地盤の減容に直接的な影響を及ぼすと想定される要因を明確に把握することを目的に、できるだけ他の要因の影響を小さく抑えるねらいから初期有効上載圧  $\sigma_{v0}'$  は深さ方向に一定の 100kPa、間隙比  $e$  は深さ方向に一定の 1.09 とした。

#### (3) 载荷ケース

真空圧密による地盤の減容に及ぼす諸要因の影響を検討するため、表-2 に示す载荷ケースを考え、真空圧の大きさおよび载荷速度・ドレーン打設間隔・改良地盤の形状・施工履歴を種々変化させ、各種解析を行う。

真空圧は所定の日数で所定の大きさに到達するように定速で载荷させ、その後は 100 日間放置する。真空圧の解除過程は全て 6 日で行い、この時点で施工は完了となる。Test1-a を例に、その施工過程を図-2 に示す。

なお、Test5-a、Test6-a のように、改良域を中央側と外側の二つに分け、片側に真空圧を载荷させてから 10 日間放置し、その後もう片側に真空圧を载荷するという施工履歴を設定した理由としては、最近実務でキャップ付きドレーンを用いた真空圧密工法が開発され、この場合気密シートを必要とせず、打設したドレーンより順次真空圧を载荷可能なことから、その影響を調べるために設定した。

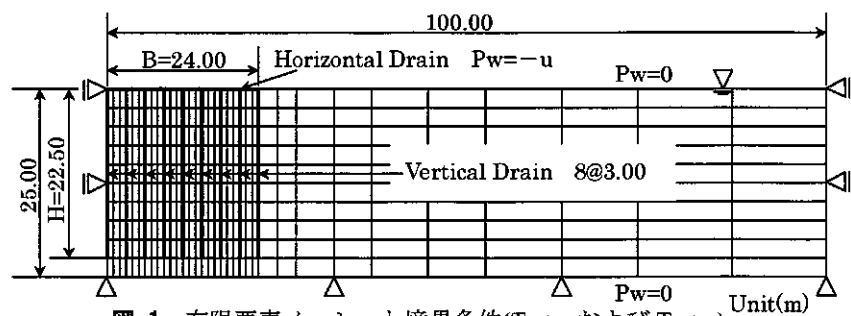


図-1 有限要素メッシュと境界条件(Test-a および Test-e)

表-1 材料定数

土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.60
透水係数 $k$ (m/sec)	$3.00 \times 10^{-8}$

<弾塑性パラメータ>

圧縮指数 $\lambda$	0.134
膨張指数 $\kappa$	0.037
$p' = 98 \text{ kN/m}^2$ における限界状態線上の比体積 $\Gamma$	2.61
限界状態応力比 $M$	1.50
ポアソン比 $\nu$	0.32

<初期値>

静止土圧係数 $K_0$	0.76
初期応力比 $\eta_0$	0.29
初期有効上載圧 $\sigma_{y0}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	100

3. 結果と考察

表-2 載荷ケース

(1) 沈下量および過剰間隙水圧の経時変化

ここでは、真空圧-58.8kPaを6日間で急速載荷させた Test1-a を例にとって、考察を行っていく。

改良域中央部の地表面における沈下量の経時変化を図-3に、土層中央における過剰間隙水圧の経時変化を図-4に示す。また、図-5(a)(b)(c)には、各施工段階の変形図(変形スケールは3倍で表示)と過剰間隙水圧の分布図を示す。

Test1-a は、真空圧の載荷速度が最も速いが、真空圧の伝播に従って、地盤は体積収縮を伴いながら圧密沈下が進行しており、沈下量はほぼ30日で一定の値に収束している。また、真空圧の解除により、地盤は応力解放を受けリバウンドが発生している。

図-5から分かるように真空単独圧密では、せん断変形を抑えながら地盤は内向きに変形しているため、真空圧の急速載荷条件であっても、地盤はすべり破壊の危険性がない状態で圧密促進が行われている。

(2) 真空載荷時の応力状態

ここでも、Test1-aの解析結果について記述を進めていく。

図-6~図-8に、真空載荷期間(経過0~106日)における平均有効応力変化  $\Delta p'$ 、せん断応力変化  $\Delta q$  および比体積変化  $\Delta v$  を示す。ここに、

$$p' = (1/3)\sigma'_{ij} \delta_{ij}, q = \sqrt{(3/2)s_{ij}s_{ij}}, s_{ij} = \sigma'_{ij} - p' \delta_{ij}$$

である。また、図-9に真空載荷終了時点(経過106日)の応力比  $\eta$  ( $=q/p'$ )の分布図を示す。

分布図において色の濃い部分は、平均有効応力およびせん断応力の増

Test Name	載荷速度 du/dt(kPa/day)	真空圧力 u(kPa)	ドレーン間隔 d(m)	B/H	載荷順序	変更項目
1-a	-9.8	-58.8	3	1	同時	aと対比させた場合
1-b			3	0.5		b: B/H=0.5
1-c			6	1		c: d=6.00m
1-d			12	1		d: d=12.00m
1-e			3	1		e: u=-29.4kPa
2-a	-5.9	-58.8	3	1	同時	1と対比させた場合
2-b			3	0.5		2: du/dt=-5.9kPa/day
2-c			6	1		3: du/dt=-3.3kPa/day
2-d			12	1		4: du/dt=-2.0kPa/day
2-e	3	1				
3-a	-3.3	-58.8	3	1	同時	5: 中央→外側載荷
3-b			3	0.5		6: 外側→中央載荷
3-c			6	1		
3-d			12	1		
3-e			3	1		
4-a	-2.0	-58.8	3	1	同時	
4-b			3	0.5		
4-c			6	1		
4-d			12	1		
4-e			3	1		
5-a	-9.8	-58.8	3	1	中央から外側	
6-a	-9.8	-58.8	3	1	外側から中央	

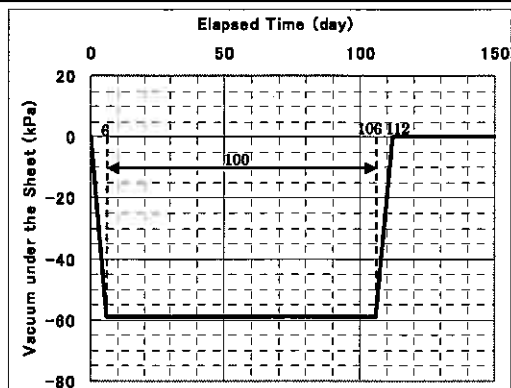


図-2 施工過程

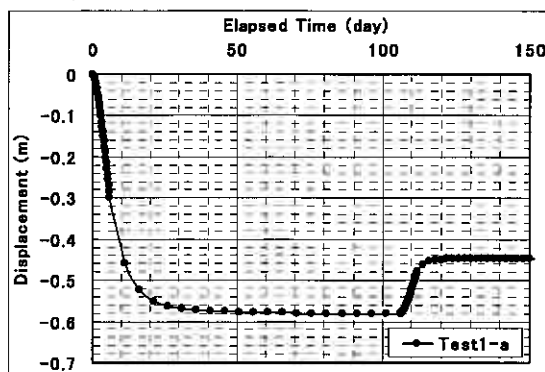


図-3 沈下量の経時変化

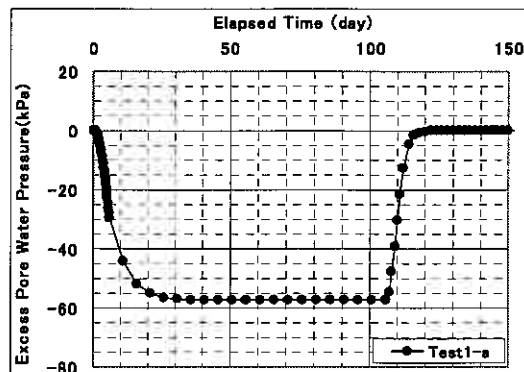


図-4 過剰間隙水圧の経時変化

分が大きいことを示しており、比体積変化については体積変化が著しいことを示している。ただし、負の比体積変化は体積圧縮を表す。また、応力比  $\eta$  については、限界状態線 (C.S.L.) への接近度合いを示している。

改良域の土層上部から中央は、平均有効応力が増加しながらせん断応力変化がほとんどない。一方、土層下部では、平均有効応力は土層上部・中央ほど増加せず、せん断応力は若干増加している (図-6・図-7)。そのため真空圧密終了時点における応力比は、土層上部・中央付近で初期応力比  $\eta_0=0.29$  よりも小さい値を示しているが、土層下部付近では  $\eta_0=0.29$  とほぼ同じ値を示している (図-9)。

以上より改良域の応力状態は、土層上部から中央では初期の異方応力状態から等方圧密状態に移行し、また土層下部についてはほぼ初期の  $K_0$  状態を維持していると言える。

平均有効応力の増加に伴って、改良域では圧縮側の比体積変化が一様に生じており土骨格は圧縮しているが (図-8)、応力比の上昇はみられないことから、負のダイレイタンスは発生していない。

真空圧密されたときの代表的な土要素 (改良域中央部における土層上部・中央・下部) の有効応力経路を、図-10 に示す。この図において、丸印の線は真空圧を載荷している間の挙動を示し、三角印の線は真空圧解除過程の挙動を示している。

全ての要素の応力点は、限界状態線の下側で平均有効応力が増加しながら走っており、そのため軟弱地盤は真空圧載荷に対し圧縮硬化し、比体積は減少している。せん断応力は、土層上部ではほとんど変化はないが、中央、土層下部では順に大きくなっており、応力点は土層上部および中央では一次元圧密線の下側に潜り込み、土層下部では一次元圧密線上を移動している。真空圧解除後は平均有効応力が大きく低下し、弾性膨張に伴い比体積は上昇している。

これらの典型的な地盤応答のように、真空圧密された地盤は、せん断応力をほぼ一定に保ちながら平均有効応力を高めて圧縮が行われているため、真空圧の急速載荷による圧密促進が可能となっている。

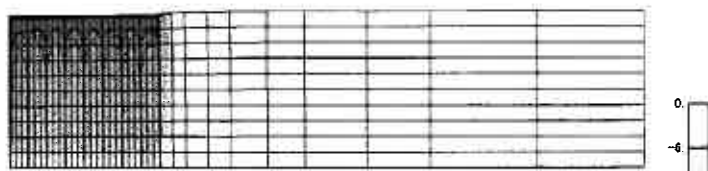


図-5(a) 過剰間隙水圧の分布図 (経過 6 日目)

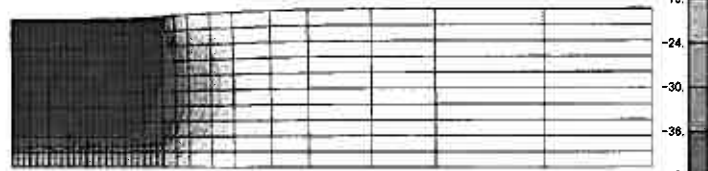


図-5(b) 過剰間隙水圧の分布図 (経過 106 日目)

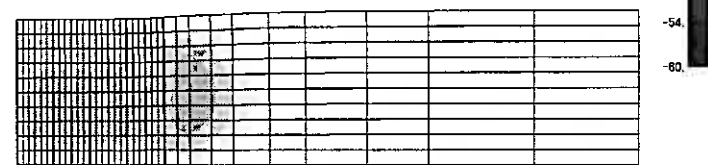


図-5(c) 過剰間隙水圧の分布図 (経過 112 日目)



図-6 平均有効応力変化の分布図 (経過 0~106 日)

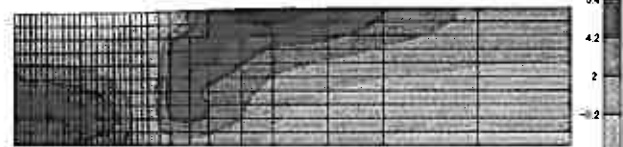


図-7 せん断応力変化の分布図 (経過 0~106 日)

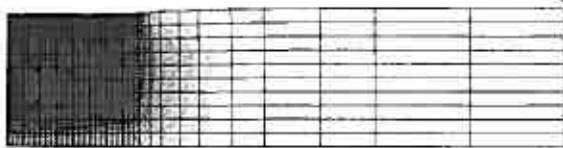


図-8 比体積変化の分布図 (経過 0~106 日)



図-9 応力比の分布図 (経過 106 日)

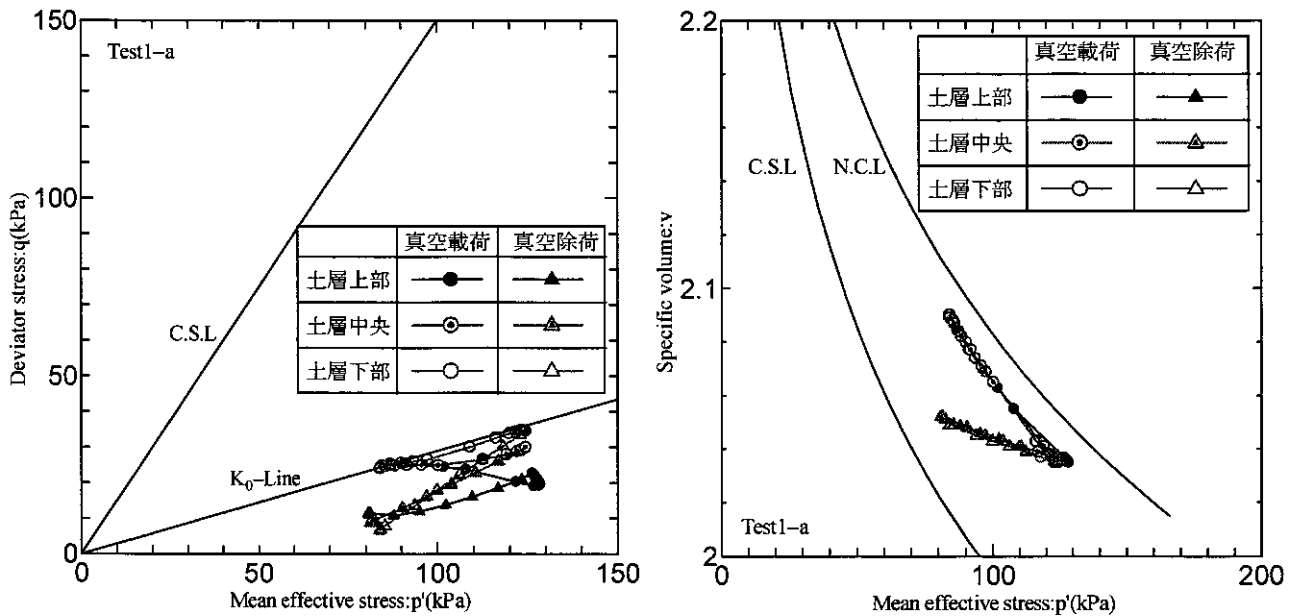


図-10 有効応力径路

**(3) 真空解除後の挙動**

ここでは、Test1-a の真空解除後の解析結果に対して考察を行う。

図-11 に、真空解除時点から放置期間(経過 106~150 日)までの比体積変化の分布図を示す。分布図において色の濃い部分は、体積膨張が著しいことを示している。

真空駆動装置の停止後、負の過剰間隙水圧の消散により改良地盤の有効応力は大きく低下する(図-10)。この応力解放によって地盤は弾性膨張するが、地盤上部では等方圧密状態から、地盤下部では一次元圧密状態から体積膨張によってリバウンドが発生している。

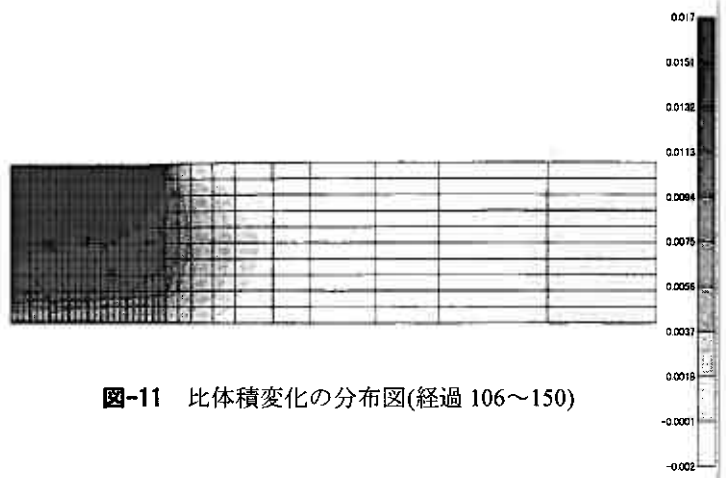


図-11 比体積変化の分布図(経過 106~150)

**(4) 減容に及ぼす影響**

真空圧密による軟弱地盤の減容に及ぼす影響を調べるため、表-2 に示すような載荷ケースで解析を行った結果について以下に考察を加える。

減容化の指標としては、間隙の体積  $V_v$  の減少を減容と考え、次式で定義する減容率  $\Delta V$  を各有限要素について算定したものと改良域中央部の最大沈下量を用いる。なお、間隙の体積  $V_v$  は土粒子の体積  $V_s$  が不変であることから間隙比  $e=(V_v/V_s)$  から求めている。

$$\text{減容率 } \Delta V(\%) = \left[ \frac{\Sigma(\Delta V_v)}{\Sigma(V_v)} \right] \times 100 = \left[ \frac{\Sigma(\Delta e)}{\Sigma(e)} \right] \times 100$$

図-12 に載荷速度~減容率関係を、図-13 に載荷速度~最大沈下量関係を示す。

また、各種載荷ケースでの減容率および最大沈下量について、Test1-a を基準にして、以下に検討を行う。

**(a) 載荷速度の影響**

Test1 ( $du/dt=-9.8\text{kPa/day}$ ) ~ Test4 ( $du/dt=-2.0\text{kPa/day}$ ) を比較すると、真空圧の載荷速度が速くなると減容率および最大沈下量ともに大きくなる傾向にあり減容化の効果は高くなるが、その変化量は後で述べる真空圧の大きさの影響によるものほど大きいものではない。前者の理由としては、一気に真空圧を載荷することで地盤の上部と下部での動水勾配が大きくなり、地盤の深部からも水が勢いよく排水され、地盤の上部だけでなく改良域全体で同時に圧密が進むためと考えられる。

載荷速度に対する減容率および最大沈下量の勾配は一樣ではなく、載荷速度-6.0kPa/day を境に減容化の効果は変化している。

**(b) 改良域の B/H の影響**

改良域における真空圧の載荷幅を B とし、改良深度を H とする。H は 22.5m に固定で B を変化させる。軟弱層厚が



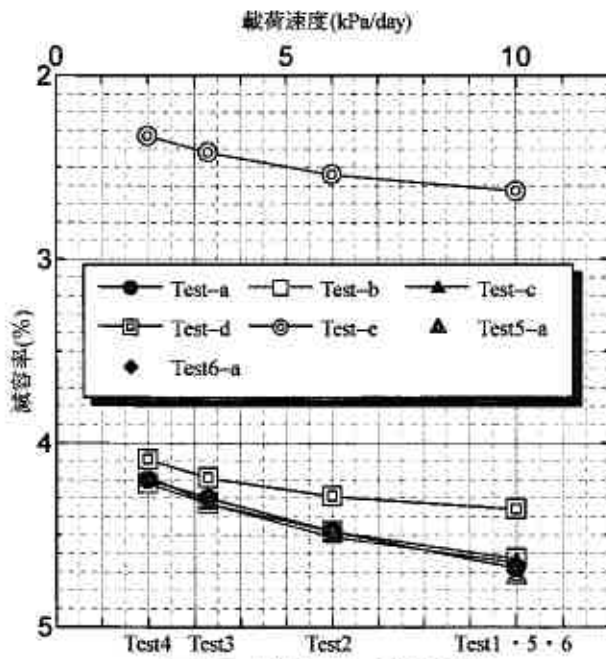


図-12 載荷速度～減容率関係

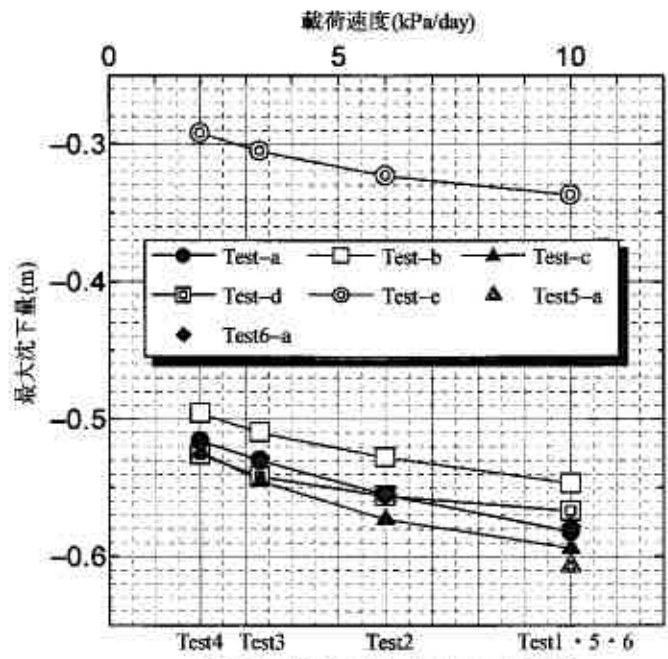


図-13 載荷速度～最大沈下量関係

一定で載荷幅  $B$  を半分にした **Test-b** ( $B/H=0.5$ ) は、**Test-a** ( $B/H=1.0$ ) と比べると、減容率についてはほとんど差がない。したがって、改良域の  $B/H$  は減容率にはさほど影響を及ぼすものではない。よって例えば、ストックヤードで減容化を行う場合、ヤードの形状によって減容率が左右されることはない。一方、最大沈下量については、**Test-b** ( $B/H=0.5$ ) の方が **Test-a** ( $B/H=1.0$ ) よりも幾分小さい値を示している。これより最大沈下量について、改良深度に対する載荷幅の比  $B/H$  が小さい場合には、大きい場合と比較して沈下量は若干小さくなる。

(c) 鉛直ドレーンの打設間隔の影響

**Test-a** ( $d=3.00\text{m}$ ) と、**Test-c** ( $d=6.00\text{m}$ ) および **Test-d** ( $d=12.00\text{m}$ ) を比較すると、**Test-a** ( $d=3.00\text{m}$ ) と **Test-c** ( $d=6.00\text{m}$ ) では減容率・最大沈下量にさほど差はないが、**Test-d** ( $d=12.00\text{m}$ ) は他のケースに比べ減容率に大きな差が生じている。

図-14および図-15に、**test1** (-a, c, d) の沈下量と過剰間隙水圧の経時変化を示す。

**Test-c** ( $d=6.00\text{m}$ ) では真空圧の伝播に時間を要するが、真空圧はやがて改良地盤全体に行き渡り地盤を圧縮している。一方、**Test-d** ( $d=12.00\text{m}$ ) では、あまりにドレーン間隔を広げすぎたためにいくら時間が経過しても真空圧は改良域内に十分には伝播されず、減容率は低下する結果となった。

このように真空圧の伝播範囲には限界があるが、しかしこのことは、改良域外側の周辺地盤に及ぼす影響が比較的小さいことも意味している。

(d) 真空圧の大きさの影響

**Test-a** ( $u=-58.8\text{kPa}$ ) と **Test-e** ( $u=-29.4\text{kPa}$ ) を対比すると、真空圧の大きさが半分になると、減容率および最大沈下量ともに大幅に小さくなる。このように真空圧の大きさが減容率および最大沈下量に与える影響は、考察した他の載荷ケースの中でもっとも大きい。

**Test-e** ( $u=-29.4\text{kPa}$ ) の減容率および最大沈下量に与える載荷速度の影響は、**Test-a** ( $u=-58.8\text{kPa}$ ) のそれと比較す

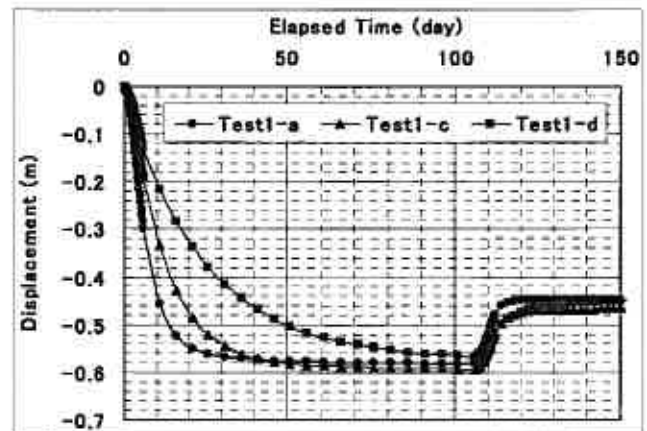


図-14 沈下量の経時変化

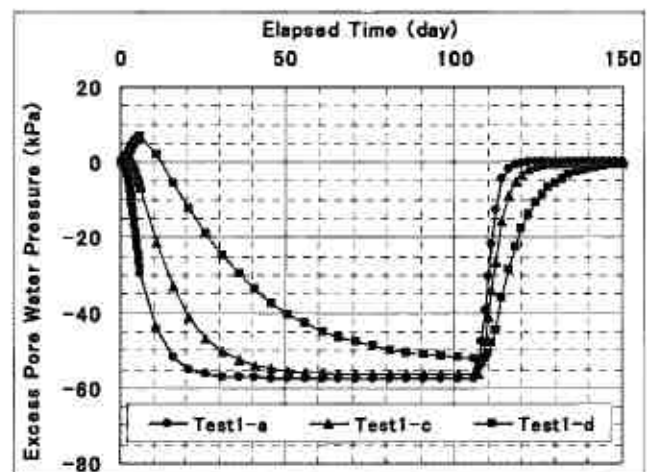


図-15 過剰間隙水圧の経時変化



ると速度が速いところでは傾きが小さくなるが、荷重速度が-6.0kPa/day より遅くなれば、ほぼ同じような傾向を示している。

#### (e) 施工履歴の影響

改良域を半分に分けて順次真空圧を荷重させることが減容に及ぼす影響は、次のとおりである。

**Test6-a**（外側→中央施工）の減容率・最大沈下量は **Test1-a**（同時施工）に比べ僅かに小さくなっているが、**Test5-a**（中央→外側施工）の減容率・最大沈下量は **Test1-a**（同時施工）よりも僅かに大きくなっている。

真空圧密により軟弱地盤の減容化に及ぼす施工履歴の影響は、本解析条件および地盤性状下では小さなものとなった。

#### 4. まとめ

本解析によって得られた結論を以下に述べる。

- (1) 真空単独圧密では、地盤はせん断変形が抑えられながら内向きに変形する。そのため真空圧の急速荷重条件であっても、地盤はすべり破壊の危険性がない状態で圧密促進が行われる。
- (2) 真空単独荷重によって改良域の応力状態は、土層上部から中央では初期の異方応力状態から等方圧密状態に移行し、また土層下部についてはほぼ初期の  $K_0$  状態を維持する。
- (3) 真空解除後、地盤上部では等方圧密状態から、地盤下部では一次元圧密状態から体積膨張によってリバウンドが発生する。
- (4) 真空圧の荷重速度が速くなると減容率および最大沈下量ともに大きくなる傾向にあり減容化の効果は高くなる。
- (5) 改良深度に対する荷重幅の比  $B/H$  は減容率にはさほど影響を及ぼさない。
- (6) 鉛直ドレーンの打設間隔を広くすると圧密に要する時間が長くなるが、減容率の終局値は変わらない。
- (7) 真空圧の大きさが減容率および最大沈下量に与える影響は、考察した他の荷重ケースの中でもっとも大きい。
- (8) 改良域を半分に分けて順次真空圧を荷重させることが減容に及ぼす影響は小さい。

#### 【参考文献】

- 1) 例えば、浅岡顕・高稲敏浩・野津光夫：各種構造物の実例に見る地盤改良工法の選定と設計、5.地盤改良と土質力学（その2）、土と基礎、Vol.47、No.2、pp.49～54、1999.
- 2) 例えば、野田利弘・高稲敏浩・浅岡顕：水～土連成計算による土留めに作用する力の時間依存性挙動の解析、土木学会論文集、No.617/III-46、pp.125～138、1999.
- 3) 山田英司・高稲敏浩・水野和憲・大野雅幸・野田利弘：パイルド・ラフト基礎が設置された地盤の水～土連成弾塑性変形解析、土木学会論文集、No.659/III-52、pp.113～128、2000.
- 4) 山添誠隆・三田地利之・長谷川陽一：軟弱地盤上の真空圧密併用盛土の水～土連成弾塑性変形解析、地盤工学会北海道支部技術報告集、第45号、(投稿中)

## 泥炭地盤の弾塑性有限要素解析に用いる土質パラメータの決定法

北海道開発土木研究所 ○国際会員 林 宏親  
北海道大学大学院 工学研究科 国際会員 三田地利之  
北海道開発土木研究所 国際会員 西本 聡

### 1. まえがき

軟弱地盤上に盛土などを築造する場合、圧密による沈下のほかにせん断に起因する地盤変形が生じる(図-1)。特に、泥炭地盤のように極めて軟弱な地盤においては、せん断変形を無視することはできない。せん断変形は、盛土直下の地盤だけではなく盛土周辺地盤にも発生することから、盛土に近接する既設構造物、家屋、地下埋設物などに悪影響を与える場合も少なくない。

しかし、現行の設計基準類<sup>1) 2)</sup>では、地盤の変形予測を一次元の圧密変形に限っている。せん断に関しては、その終局である破壊に対する安全率のみを評価し、破壊に至るまでの変形を解析する方法は示されていない。そのため、盛土周辺地盤の変形に関しては、経験的な手法で対策工を決めている場合が多く、結果的に過度に安全側な判断となっている恐れがある。したがって、圧密とせん断の両者を考慮し、泥炭地盤の変形を精度良く、かつ簡便に予測することのできる手法の開発が望まれている。特に、今後導入されるであろう性能設計を考えると、その必要性は極めて高い。

本研究は、以上のことを背景に、泥炭地盤の変形解析手法として、弾塑性モデルであるカムクレイモデル<sup>3)</sup>を用いた有限要素解析を行う場合の土質パラメータの決定法について検討したものである。

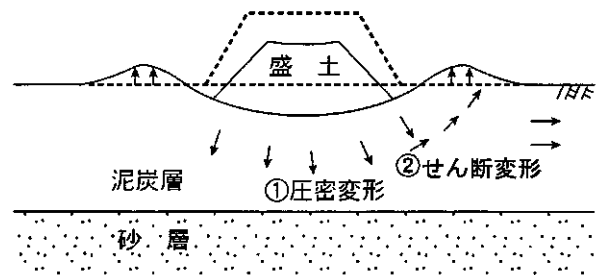


図-1 盛土による泥炭地盤の変形

### 2. 既往の研究成果と本研究の位置づけ

著者らの実施した過去の研究において、泥炭地盤の変形解析手法としてカムクレイモデルを用いた圧密連成有限要素解析の有効性が高いことが明らかとなっている<sup>4)</sup>。同様な報告は、既にいくつかなされており(例えば<sup>5) 6)</sup>、粘土の弾塑性あるいは弾粘塑性モデルを用いた有限要素解析が、泥炭地盤の変形解析に適用可能なことがわかる。泥炭の工学的性質が極めて特殊であることは、古くから指摘されていることではあるが、そのせん断特性については、粘土の延長線上にある可能性が示唆されていること<sup>7)</sup>を考えると、粘土を対象とした構成モデルが泥炭地盤の解析に適用可能なことが理解できる。

その一方で、実務での利用を念頭に置くと、土質パラメータの決定法が問題となる。著者らは、圧密非排水三軸圧縮試験と圧密試験から解析に必要なパラメータを決定する方法を示している<sup>3)</sup>。しかし、泥炭地盤は極めて不均質に堆積しており、土層全体の代表的なパラメータを決定するためには、数多くの試験を実施する必要がある。地盤調査に要する費用は、求められる解析精度との兼ね合いで決定されるべきものであるが、三軸圧縮試験や圧密試験のような高価な試験を数多く実施することは、実務ではあまり現実的ではない。数多くの簡易な試験から、泥炭の土質パラメータを推定の方が合理的な場合も多いと考えられる。また、事前に精密な土質試験が行われていない場合、限られた試験結果からパラメータを推定しなければならないこともある。

以上のことから、本研究においては、泥炭の自然含水比や強熱減量などから、泥炭地盤の弾塑性有限要素解析に用いる土質パラメータの決定法を検討することにした。

### 3. カムクレイパラメータの推定

カムクレイモデルで必要となる土質パラメータは、自然対数で定義した圧縮指数 $\lambda$ 、同じく膨張指数 $\kappa$ および限界状態の平均有効主応力 $P$ と軸差応力 $q$ との応力比 $M$ である。

### 3.1 圧縮指数λおよび膨張指数κ

自然対数で定義した圧縮指数λおよび膨張指数κは、圧密試験から得られる圧縮指数 Cc とリバウンド時の膨張指数 Cs から、2), 3)式にて求めることができる。

$$\lambda = C_c / 2.3 \quad 2) \quad \text{ここで、} C_c : \text{圧縮指数 (常用対数)}$$

$$\kappa = C_s / 2.3 \quad 3) \quad C_s : \text{膨張指数 (常用対数)}$$

前述した通り、泥炭地盤は極めて不均質に堆積しており、少ない試料から土質パラメータを決定するより、数多くの簡易な試験から推定の方が合理的である。一方、泥炭の工学的性質は、自然含水比や強熱減量と相関性が高いことが知られている<sup>8)</sup>。特に、圧縮特性については、自然含水比との相関が高く、既に自然含水比から1次元沈下挙動を予測する方法が提案されている<sup>9)</sup>。そこで、北海道内の泥炭地盤から採取された173個の試料について、自然含水比と圧縮指数 Cc の関係を整理した(図-2)。これらの試験は、複数の試験機関が実施したものであるが、全て JIS A 1217「土の段階載荷による圧密試験法」に従って行われている。泥炭の圧縮指数 Cc は、自然含水比の増加に伴い直線的に増加しており、4)式で近似できる。同様な整理は、既往の研究<sup>10)</sup>においても行われているが、4)式にほぼ近い関係となっている。

$$C_c = 0.01 \cdot W_n \quad 4)$$

ここで、W<sub>n</sub> : 自然含水比(%)

泥炭の e-logP 曲線は、逆 S 字型のカーブを示し、正規圧密領域と見なせる部分でも厳密な直線近似を取りにくいことが指摘されている<sup>11)</sup>。図-2におけるデータのばらつきの要因のひとつとして、このデータ整理上の個人誤差が考えられる。このことは、自然含水比から推定することに誤差があるというよりは、泥炭の圧縮指数そのものの問題である。

次に、同じ173個の試験における圧縮指数 Cc と除荷時の膨張指数 Cs の関係を図-3に示す。圧縮指数 Cc の増加に従い膨張指数 Cs の増加が認められ、5)式で近似できる。

$$C_s = 0.1 \cdot C_c \quad 5)$$

ただし、そのばらつきは、自然含水比と圧縮指数の関係と比べて大きい。全試料の90%は、Cs = 0.05~0.2Cc の範囲内にある。除荷時のリバウンド量は、圧密リングの周面摩擦の影響などを受けやすいことから、そのことがばらつきの要因と考えられる。

### 3.2 限界状態の応力比 M

限界状態の応力比 M は、圧密非排水条件での有効せん断抵抗角 φ' から 6)式によって決まる。

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

しかし、不攪乱泥炭の圧密非排水三軸圧縮試験結果が報告された事例は多くはない。そこで、江別市の美原地区と篠津地区ならびに釧路市鶴野地区の3地点において、泥炭、有機質粘土および粘土の不攪乱試料を採取し、等方圧密非排水(CU)三軸圧縮試験を実施した。泥炭および有機質粘土試料については、試料の乱れを極力少なくするために、シン

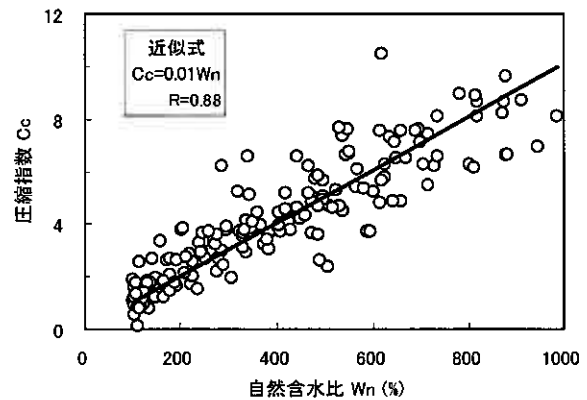


図-2 泥炭の自然含水比と圧縮指数(常用対数)

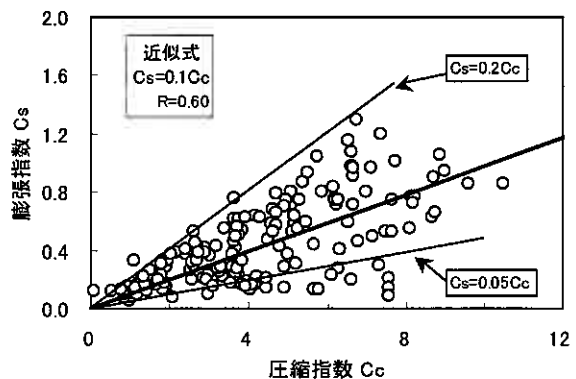


図-3 泥炭の圧縮指数(常用対数)と膨張指数(常用対数)



いて検討する。

(1) 解析対象となった現場条件

苫小牧市において実施された試験盛土を対象に解析を実施した。当該箇所の地盤構成と盛土の形状を図-6に示す。当該地盤は、軽石層の下位に泥炭層、粘性土層、砂質土層と続く土層構成である。地下水位は、GL-1.3mであり、軽石層と泥炭層の境界に位置する。盛土材料は火山灰で、その湿潤密度は $1.4\text{t/m}^3$ であった。なお、盛土は7日～8日に1層(30cm厚)の速度(約 $4\text{cm/day}$ )で施工された。

泥炭層と粘性土層に対して、基本的な物理試験のほかに標準圧密試験ならびに圧密非排水(CU)三軸圧縮試験を実施した(図-7)。砂質土のダッチコーン抵抗値 $q_c$ は、 $1\text{MN/m}^2$ 以上あることから基盤層と判断した。

解析結果の精度を議論するためには、実際の地盤挙動を詳細に観測することが不可欠である。そこで、本現場では、実務で通常行う動態観測である沈下板と変位杭の他に、盛土中央において、各土層の沈下を測定した。さらに、地盤の水平変位を法肩、法尻および法尻から10mの位置において地中変位計(挿入式孔内傾斜計)にて測定した(図-8)。

(2) 解析方法と入力パラメーター

解析プログラムには、2D-Consoilを使用し、圧密連成解析を実施した。盛土形状が左右対称であることから、図-9のような有限要素メッシュとした。法尻から左側方境界までの距離は、軟弱層厚の約3倍である。泥炭層および粘性土層に対してカムクレイモデルを適用し、軽石層および盛土は線形弾性体とした。粘性土の下位にある砂質土は、基盤と判断されたことから解析の対象外としたが、層別沈下計の測定結果からその妥当性が得られている。変位に関する境界条件については、対称軸上および側方境界では鉛直方向のみ変形を許し、下部境界は完全固定とした。水理境界条件については、盛土体、地表面および左側方境界に対して完全な排水条件、つまり過剰間隙水圧が常にゼロであるという条件を与えた。

表-1に入力パラメーターの一覧を示す。泥炭層のカムクレイパラメーターは、図-5に従い精密試験から決定したものと簡易試験から推定したものの2ケース設定し、比較を行った。その他の入力パラメーターの決定手順については、文献12)に詳しく記述されている。

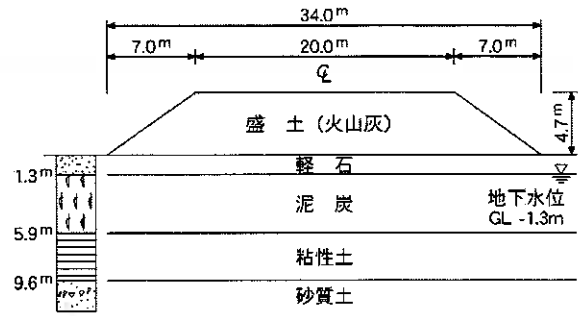


図-6 解析対象現場の施工断面

土層	深度(m)	コーン貫入抵抗 $q_c$ (MN/m <sup>2</sup> )		自然含水比 $W_n$ (%)		土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )		圧縮指数 $C_c$		圧密降伏応力 $P_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		Cu/P	
		0.5	1.0	400	800	2.0	3.0	1.0	2.0	5.0	10.0	25	50	0.25	0.5
	0														
	2														
	4														
	6														
	8														
	10														

図-7 解析対象現場の地盤物性

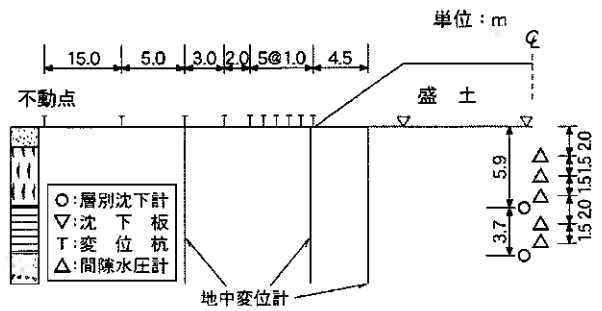


図-8 動態観測の計器設置位置

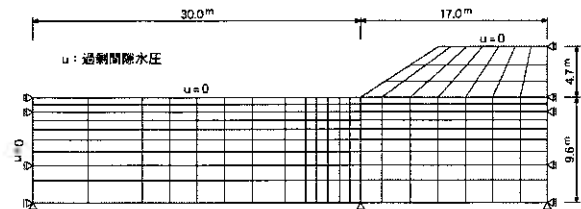


図-9 解析に用いた有限要素メッシュ

表-1 解析に用いたパラメーターの一覧

土質	モデル	飽和密度 ( $\text{t/m}^3$ )	弾性係数 ( $\text{kN/m}^2$ )	ポアソン比	$e_0$	$\lambda$	$\kappa$	M	静止土圧係数	降伏応力 ( $\text{kN/m}^2$ )	透水係数 ( $\text{m/day}$ )	
盛土	線形弾性体	1.40	28000	0.3	—	—	—	—	—	—	$8.6 \times 10^0$	
軽石	線形弾性体	1.50	14000	0.3	—	—	—	—	—	—	$8.6 \times 10^0$	
泥炭	精密試験	オリジナルカムクレイ	1.02	—	0.2	9.7	2.17	0.26	2.13	0.41	2.02	$5.1 \times 10^{-3}$
	簡易試験						2.51	0.25	1.92			
粘性土	オリジナルカムクレイ	1.64	—	0.2	1.6	0.3	0.04	0.99	0.58	5.85	$4.8 \times 10^{-4}$	

### (3) 解析結果

図-10 に盛土厚と盛土中央部における泥炭層の沈下の経時変化を示す。盛土厚 4.7m に対し、最終計測日である経過日数 280 日で 133cm と大きな沈下量が実測されており、盛土完成時（経過日数 110 日）には、その 80% 程度の沈下が既に発生している。大きな沈下量と比較的早い沈下速度ともに、泥炭の特徴的な沈下挙動である。

解析値は、精密試験からパラメーターを決定したケース（以下、精密試験ケースとする）、簡易試験から推定したケース（以下、簡易試験ケースとする）とも、概ね実測値を表現している。経過日数 280 日の沈下量で比較すると、精密試験ケースが 120cm、簡易試験ケースでは 135cm であった。実測値に対して解析値は、各々 -10% と +2% の誤差である。従前の次元圧密解析の予測誤差が、±20~30% といわれている<sup>13)</sup> ことを考えると、満足できる予測精度であり、

カムクレイモデルを用いた有限要素解析が有効なことがわかる。また、簡易試験ケースでも、実用上十分な予測が可能であることが確認された。なお、2 ケースとも、解析された沈下速度が実測挙動に比べ若干早いのが、これは透水係数の設定が実際より大きかったことに起因すると考えられる。解析精度をより向上させるために、透水係数の決定法を検討する必要がある。

盛土完成時における地盤水平変位の深度分布を図-

11 に示す。法肩においては、解析値 2 ケースとも、実測値を精度良く表現しており、ここでもカムクレイモデルを用いた有限要素解析の有効性が検証されるとともに、簡易試験から推定したパラメーターの妥当性が確認された。ただし、せん断がより卓越すると考えられる法尻および法尻から 10m 離れた箇所においては、解析値は実測値の変形モードとはとらえているものの過大な結果となっている。盛土周辺地盤の水平変位と地盤の静止土圧係数には密接な関係があることが指摘されており<sup>14)</sup>、泥炭地盤の静止土圧係数の評価法を今後検討する必要があると考えている。いずれの測定箇所においても、精密試験ケースと簡易試験ケースには差がほとんど認められず、簡易試験から推定したパラメーターでも精密試験による場合と同等の予測結果が得られることがわかる。

以上のことより、3 章において提案した簡易試験から泥炭のカムクレイパラメーターを推定する方法（図-5）の妥当性が検証された。

#### 4.2 提案した推定方法の誤差と解析精度

相関関係にばらつきの大きかった圧縮指数と膨張指数の関係について、そのばらつきが解析結果に与える影響を明らか

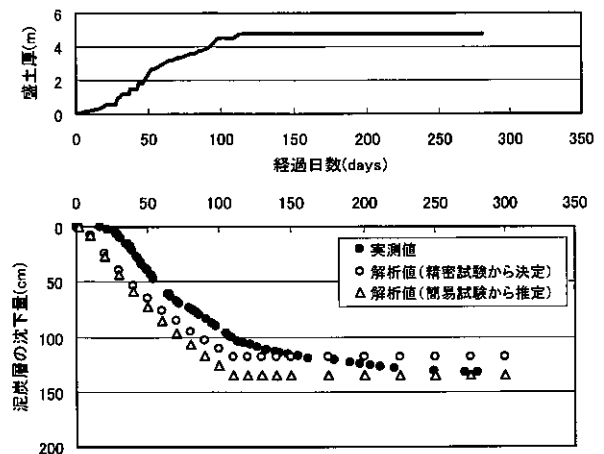


図-10 盛土中央における泥炭層の沈下量の経時変化

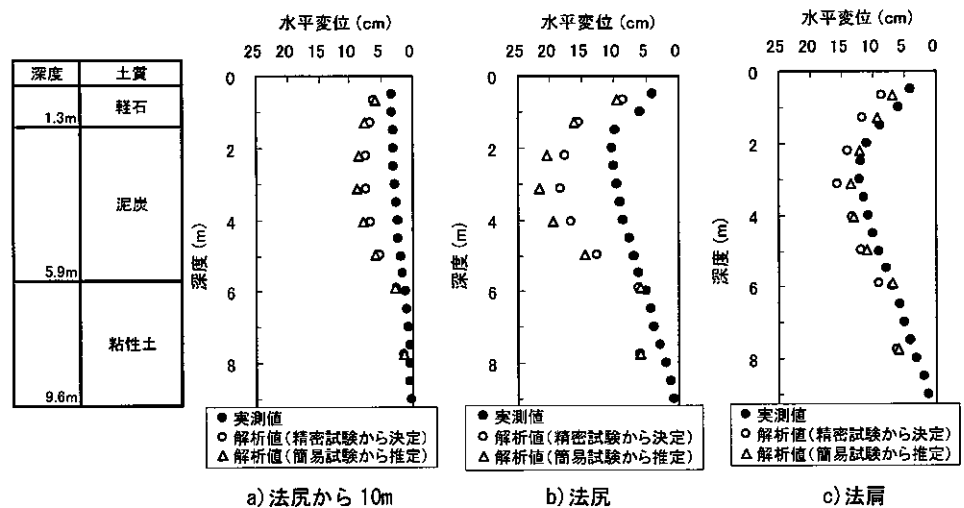


図-11 盛土完成時における水平変位の深度分布

表-2 感度分析における膨張指数の設定値

パラメーターの算定方法	膨張指数 $\kappa$	算定式
簡易試験から推定	上限	$C_s = 0.2C_c$
	平均	$C_s = 0.1C_c$
	下限	$C_s = 0.05C_c$

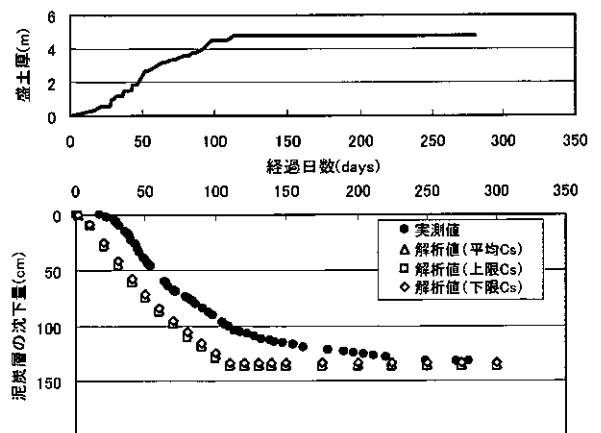


図-12 膨張指数が泥炭層の沈下量に与える影響

にすることを目的に、感度分析を実施した。具体的には、圧縮指数と膨張指数の関係(図-3)における平均値(近似式5)式と上限値( $C_s = 0.2C_c$ )および下限値( $C_s = 0.05C_c$ )の3種類を設定し、その変化が解析に与える影響を検討した。その他のパラメーターは、簡易試験から推定したものをを用いた。

盛土中央における泥炭層の沈下挙動を図-12に示す。この程度の膨張指数の違いは、沈下の解析精度に

ほとんど影響を与えないことがわかる。盛土完成時の水平変位を図-13に示す。ここでも、膨張指数の変化の影響は、ほとんど見られない。

圧縮指数と膨張指数の関係(図-3)には、大きなばらつきが見られたが、除荷過程などがない単純な盛土施工に伴う泥炭地盤の変形解析においては、この程度の変動は解析結果に大きな影響を与えないことがわかった。

## 5. まとめと今後の課題

本研究において、泥炭地盤の変形解析にカムクレイモデルを用いた有限要素法を適用する場合の土質パラメーターの決定法について検討した。その結果を要約すると以下の通りである。

- ①カムクレイパラメーターの決定に必要な圧縮指数および有効せん断抵抗角と泥炭の自然含水比や強熱減量に相関関係が認められた。
- ②図-5に示すフローチャートを利用することによって、自然含水比や強熱減量など簡易な物理試験からカムクレイパラメーターを決定することができる。
- ③提案した簡易試験からカムクレイパラメーターを推定する方法(図-5)の妥当性が検証された。
- ④圧縮指数と膨張指数の関係(図-3)には、大きなばらつきが見られたが、除荷過程などがない単純な盛土施工に伴う泥炭地盤の変形解析においては、この程度の変動は解析結果に大きな影響を与えないことがわかった。

盛土周辺地盤の解析精度を向上させるためには、泥炭地盤における静止土圧係数の評価法を明らかにする必要がある。この点については、機会を改めて議論していきたい。

## 【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路土工—軟弱地盤対策工指針、pp.55-70、1986。
- 2) 北海道開発土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル、pp.42-63、2002。
- 3) A. Schofield and P. Wroth: Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill, London, 1968.
- 4) Hayashi, H., Nishikawa, J., Odajima, H., Mitachi, T. and Fukuda, F.: Deformation Analysis of Peaty Ground with Cam Clay Model, Proceedings of IS-Hokkaido '94, Vol.1, pp.575-581, 1994.
- 5) 福田文彦、三田地利之、下倉 宏、大沼 敏：パソコンを用いた高有機質土地盤の弾—塑性有限要素解析、高有機質土地盤の諸問題に関するシンポジウム発表論文集、pp.207-214、1993。
- 6) 稲垣太浩、三嶋信雄、武部篤治、藤山哲雄、石黒 健、太田秀樹：軟弱地盤上の道路盛土に対する性能設計の試み、土木学会論文集、No.771/III-68、pp.91-110、2004。
- 7) 土質工学会・高有機質土の力学的性質および試験方法に関する研究委員会：高有機質土の工学、pp.205-206、1990。
- 8) 能登繁幸：泥炭地盤工学、技報堂出版、pp.39-40、1991。
- 9) 能登繁幸：「修正された泥炭地盤の沈下予測式」の簡略化、開発土木研究所月報、No.460、pp.37-41、1991。
- 10) 前掲7)、pp.46-48。
- 11) Oikawa, H.: Compression Curve of Soft Soils, Soils and Foundation, Vol.27, No.3, pp.99-104, 1987.
- 12) 林 宏親、西川純一、小田島大、三田地利之、福田文彦：カムクレイモデルを用いた泥炭性軟弱地盤の有限要素解析、土質工学会北海道支部技術報告集第34号、PP.268-275、1994。
- 13) 前掲7)、pp.85-86。
- 14) Hayashi, H., Nishikawa, J., Yamaguchi, S., Mitachi, T. and Fukuda, F.: Finite Element Analysis of Peaty Ground using a Cam Clay Model, Proceedings of IS-Tohoku '98, Vol.1, pp.123-127, 1998.

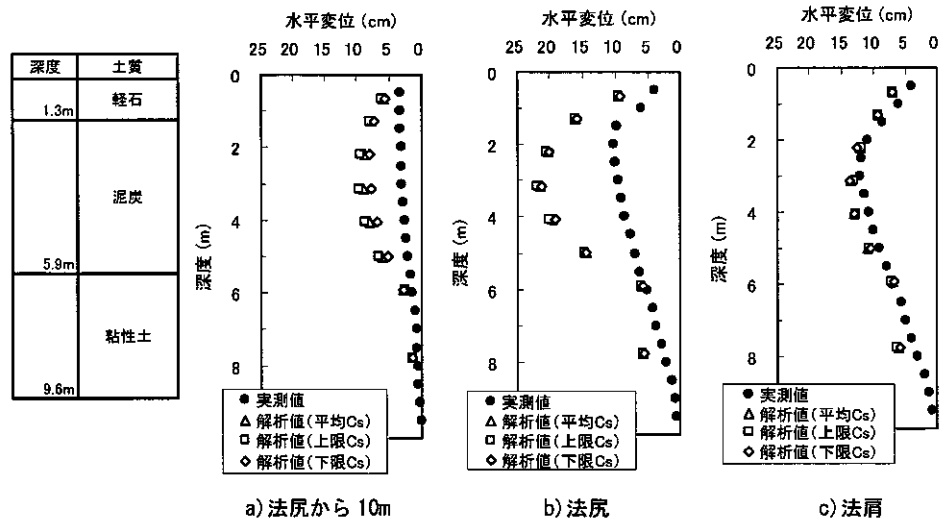


図-13 膨張指数が盛土完成時における水平変位に与える影響

# 泥炭地盤におけるカードボードドレーンと盛土補強併用工法の適用性について（その1）

株式会社ダイヤコンサルタント ○正会員 佐藤 春夫  
同 正会員 高坂 敏明  
北海道開発局札幌開発建設部 清見 博英  
同 細矢 武司  
同 渡辺 周市  
北海道開発土木研究所 正会員 林 宏親

## 1. はじめに

高含水比の泥炭を主体とする軟弱地盤上に道路盛土を施工する場合、盛土の安定性、残留沈下等の問題から大規模な軟弱地盤対策工が必要となるケースが多い。近年、コスト縮減や工期短縮等が求められるなか、新たな軟弱地盤対策工が模索されている。特に、函渠・橋台等の構造物位置における施工期間を短縮するために、従来であれば深層混合処理工法等の比較的高価な工法を採用するケースが多かったが、近年、強制的に地盤から排水させる真空圧密工法が採用されるケースが増えており、対策効果について非常に信頼性が高いことも確認されている。

一般盛土部については、構造物位置よりも時間的に余裕があるため、更なるコスト縮減が模索されている。泥炭性地盤において、カードボードドレーン工法は施工実績が増え、有効性も確認されてきている。

これらを背景として、美原道路の軟弱地盤対策工として、カードボードドレーン工法を主体とし、許容安全率に不足するせん断抵抗力をひし形金網等の補強材で補う併用工法を提案した。本報告は、本施工に先立ち、カードボードドレーン工+盛土補強工併用工法による試験盛土を実施し、確認された対策効果について報告する。

## 2. 土質構成

道央圏連絡道路美原道路（美原道路）は、図-1 に示すように、道央都市圏の環状道路としての機能を持ち、北海道の空の玄関である新千歳空港を起点とし、札幌外縁を結び小樽市へ至る約80kmの道路である。



図-1 計画位置図

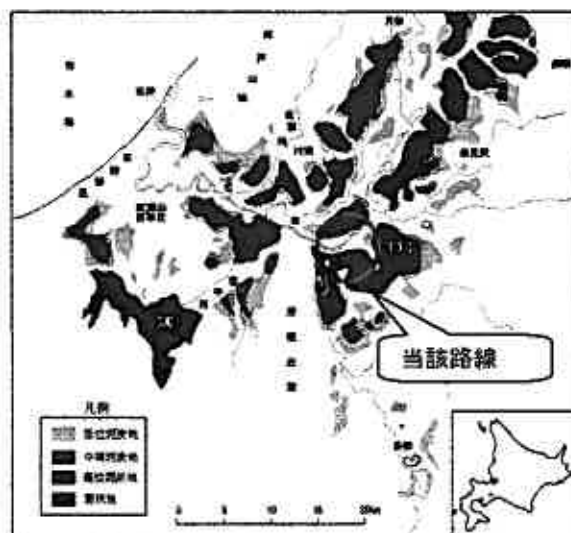


図-2 泥炭分布図

Application of the card board drain and reinforced soil method on peaty soft ground, (part 1); Haruo SATO, Toshiaki KOSAKA (DIA CONSULTANTS CO., Ltd.), Hirohide KIYOMI, Takeshi HOSOYA, Syuichi WATANABE (Hokkaido Regional Development Bureau), Hirochika HAYASHI (Civil Engineering Research Institute of Hokkaido)



美原道路の地盤は、図-2 に示すように、高含水比の泥炭と軟弱な粘性土が厚く堆積する泥炭性軟弱地盤であり、路線計画は高盛土で計画されている。

試験盛土を実施した地盤構成は、図-3 に示すように、上部から自然含水比  $W_n$ 500~700%の泥炭層が、層厚 3~4m、有機質粘性土が層厚 3m、中間砂層が、深度 7m から層厚 4~5m 程度堆積し、下部に海成の粘土が層厚 10m 程度と厚く堆積する地盤である。

### 3. 試験施工概要

#### (1) 試験施工

試験施工ヤードは、図-4 示すように

- ・ カードボードドレーン
  - + 補強土工法 (敷網 2 段ヤード)
  - + サーチャージ工法
- ・ カードボードドレーン
  - + 補強土工法 (敷網 1 段ヤード)
- ・ 緩速施工盛土 (無対策ヤード)

の 3 ヤード実施した。

試験施工は、ドレーンの有効性と緩速施工による盛土により、地盤定数の検証を目的に実施した。

盛土速度は、時間的な制約からドレーン、無対策ともに、10cm/d で施工を行った。

施工盛土厚は、10.6m を基本とし、サーチャージ区間については、さらに 1.2m を追加した計画とした。

### 4. 試験施工結果

#### (1) 安定管理

盛土施工中の安定管理図を、図-5 に示す。無対策ヤードは、盛土厚 3m を越えてから水平変位が卓越し、盛土厚 5.9m で日変位量 2cm/d 程度に発生し、盛土が不安定化したものと判断し盛土を中止した。

敷網 2 段、1 段ヤードの盛土は、一次盛土として盛土厚 6.5m まで施工し、3 ヶ月放置後に二次盛土を実施している。

敷網 2 段、1 段ヤードに安定管理図は、 $\delta/S$  が 0.2~0.3 の範囲で推移し、安定した状態で盛土の施工が行われた。

盛土立上り後は、破壊基準線に沿って推移している。盛土施工中の敷網に作用する張力を図-6 に示す。

実測値は、盛土載荷と伴に張力が発生し、盛土立上り時には、104kN/m 程度が生じている。

ただし、立上り後は、収束する傾向を示している。

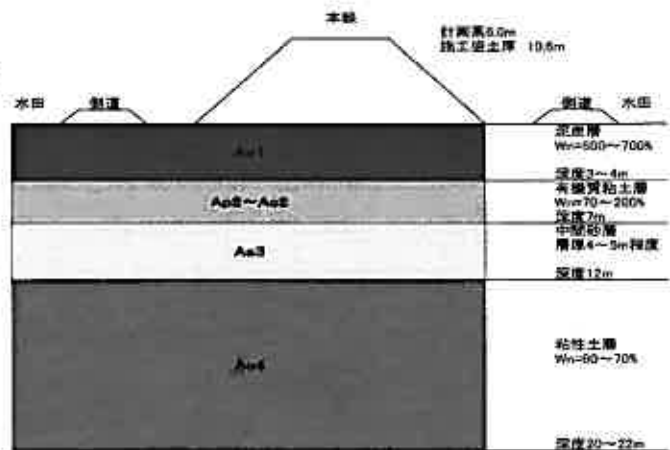


図-3 土質断面図

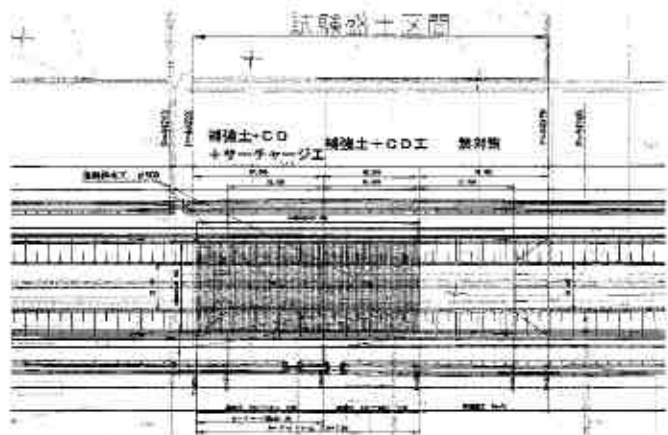


図-4 試験盛土配置図

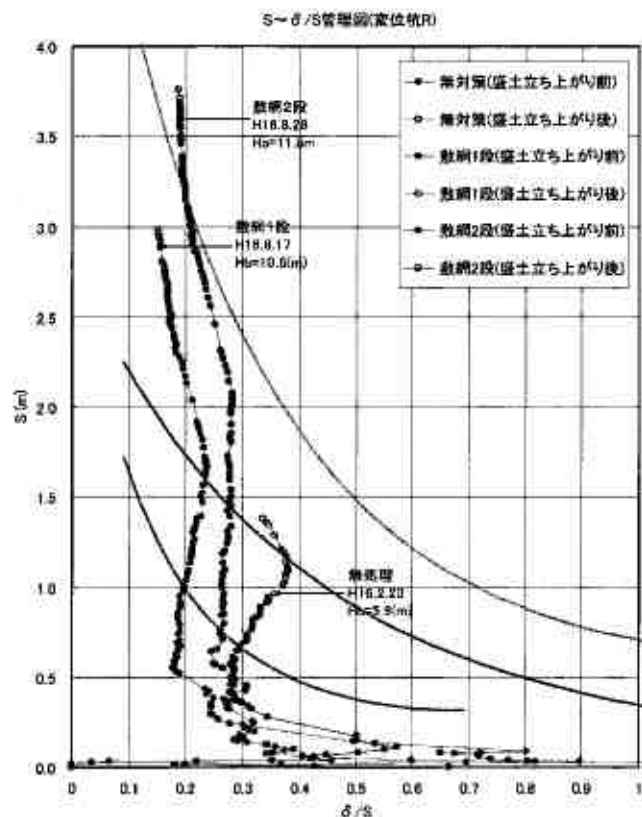


図-5 安定管理図

## (2) 沈下管理

ドレーンの計算値と実測値の比較を、図-7 に示す。設計当初からドレーン打設長が 20m と長尺となることから、ウェルレジスタンスを考慮しており、実測値は計算値とほぼ一致する結果となった。よって、泥炭地盤に対する Barron の式の適用性が確認された。

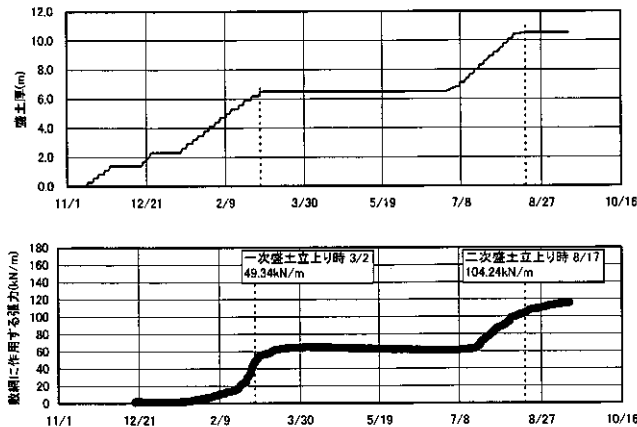


図-6 敷網に作用する張力

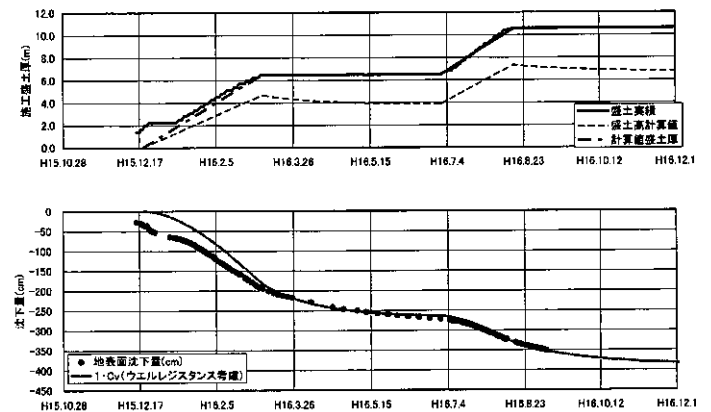


図-7 ドレーンの計算値と実測値の比較

## (3) 強度確認試験結果

盛土立上り時に強度確認試験を実施した。

強度の確認は、機械ボーリングによる室内土質試験と連続的に地盤強度を測定することが可能な、電気式コーンを用いて行った。

強度確認試験結果を図-8 示す。

盛土立上り時の強度は、ほぼ設計値と同様な値を示しており、泥炭層で強度の増加が著しい。

強度確認試験結果の強度と間隙水圧による応力の圧密度を用いて、強度増加率の検討を行った。

検討の結果、強度増加率は、泥炭層で設計値  $m=0.4$  に対し、実測値は、 $m=0.45$  の値を示し、他の土層は、ほぼ設計通りであった。

泥炭層は、盛土の安定上もっと厳しい土層であるが、強度増加率が当初の設計に対し、大きな値が確認され、この点においても、対策工の規模が縮減することが可能である。

## (4) 周辺への変位

各工法の施工中の変位を比較した結果を、図-9 鉛直変位図に示す。

無対策と比較しドレーン+敷網工法が変位の影響範囲は、無対策に比べ影響範囲が小さく、真空圧密工法と同様の影響範囲であった。

このことから、カードボードドレーン+敷網工法は、周辺への変位対策に対しても有効であることが確認された。

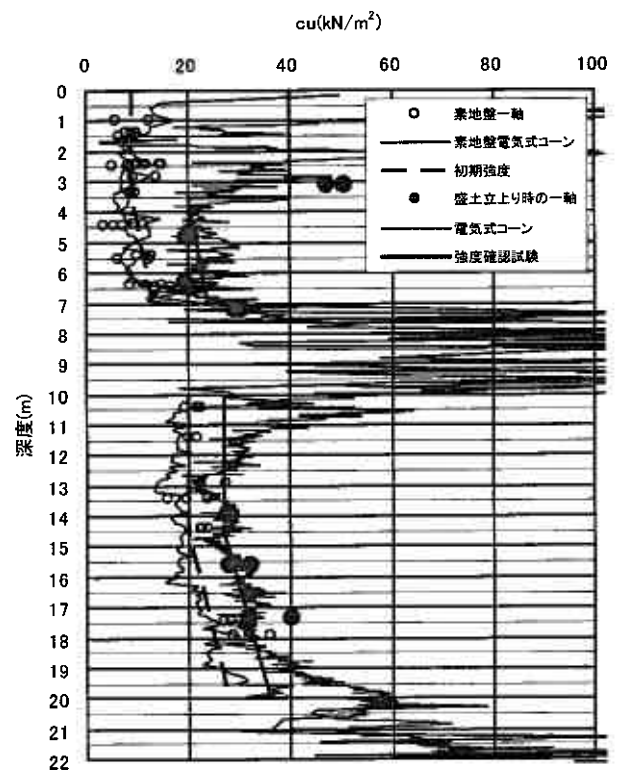


図-8 強度確認試験結果

(5)適用性

以上の試験施工の結果から美原道路の泥炭性軟弱地盤においては、計画高までの盛土が安定した状態で完了することができ、なおかつ、動態観測結果、強度確認試験結果から、本工法の適用性を検証することができた。

さらに、無対策に比べ、周辺地盤へ与える影響も少ないことが確認され、敷網による盛土の拘束が変形の抑制効果を持つ可能性も確認された。

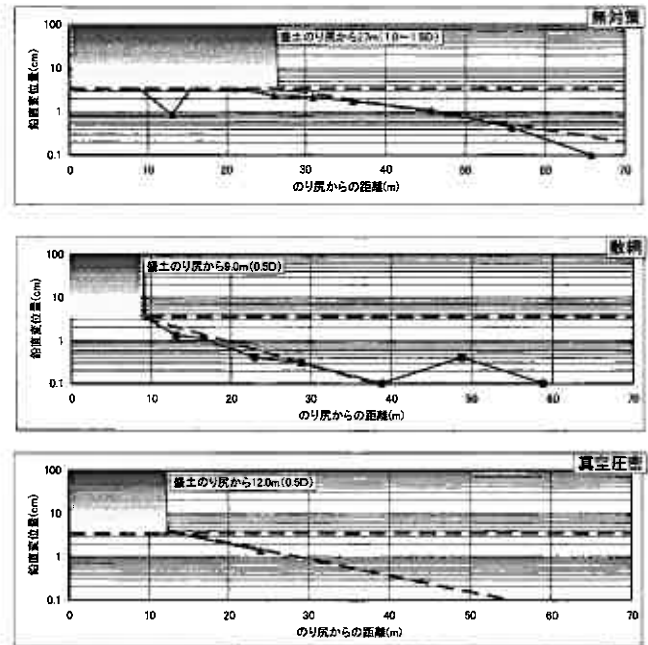


図-9 鉛直変位図

5. 各工法の工費比較

試験盛土の結果を踏まえ、各工法の対策工工費の比較とコストの縮減額の算定を行った。算定の結果を表-1 にまとめて示す。

表-1 各工法に対策工費

深層混合処理工法①	真空圧密工法②	カードボードドレーン+補強土工法③	縮減額①-②	縮減額②-③
28,386	8,155	2,972	20,231	5,183
			71.3%	63.6%

単位:百万円

表-1 の対策工費は、路線全体を深層混合処理工法、真空圧密工法、カードボードドレーン+補強土工法で行った場合の軟弱層地盤対策工法である。

従来行われていた深層混合処理工法に対し、当該路線で実施されている真空圧密工法は、概算 71.3%のコスト縮減が行われているが、今回の試験施工により、真空圧密工法から更なるコストの縮減を 63.6%行うことが可能となった。

6. まとめ

カードボードドレーン+敷網工法は、試験施工により当該地盤には有効であることが検証され、本工法を採用することによりコストの縮減が可能となった。

ただし、今回の試験施工から安定、周辺への影響に対しては、有効であることが検証されたが、泥炭性地盤における長期沈下に対する検証が行われるまでは至っていない。

今後は、長期的な沈下観測を行い長期沈下量の予測と、サーチャージ盛土の長期沈下量の低減効果について検証を行っていく予定である。また、美原道路全体の路線計画を考慮し、施工工程にあわせた軟弱地盤対策工の計画を行い、コストの縮減と周辺環境への負荷の軽減を行っていく予定である。

【参考文献】

- 1) 独立行政法人 北海道開発土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル, 2002
- 2) ジオテキスタイルを用いた補強土壁の設計・施工マニュアル：財団法人 土木研究センター, 2000
- 3) Sakaguti, Y: Paleogeographical studies of peat bogs in northern Japan, Jour. Fac. Science, Univ. of Tokyo, Sec. II, Vol. 12, Pt. 3, pp. 421-5132, 1961

道央道(札幌～岩見沢間)の軟弱地盤における沈下と維持管理について  
 -供用開始後 20 年目における評価を中心として-

日本道路公団 札幌技術事務所 正会員 豊田 邦男  
 同上 辻野 英幸  
 基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○正会員 門田 浩  
 同上 正会員 坪田 邦治

1. はじめに

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のうち、野幌台地を除いた約27kmは、高含水比・高圧縮性の泥炭や厚い粘土が分布する超軟弱地盤地帯を通過しており、このうち17km区間で高さ5～6m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。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15年目に発表された報告<sup>1)</sup>の続編であり、供用後20年目における沈下状況とその後の維持管理についてまとめた。さらに、供用後20年を経過した段階における維持管理を含めた施工のトータルコストについて比較し、施工法の選定について再評価を行ったものである。

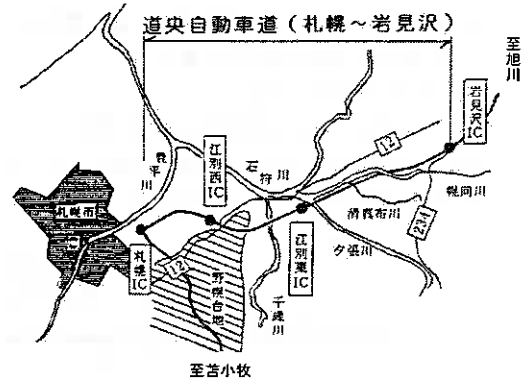


図-1 路線位置図

2. 地質概要

図-1には、本区間(札幌～岩見沢間)の位置図を示し、図-2には全線の土質縦断図を示した。これによると、起点側の札幌IC～清真布川までは、表層に含水比が1000%にもおよぶ超軟弱地盤の泥炭が5～6mの厚さで堆積しており、千歳川から江別東IC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土の層厚は、最大30mに達する。清真布川から岩見沢IC間は、粘土中に泥炭が挟まれ、互層状に分布する。本報告では、表-1に示したように、地形・地質・土質構成の特徴により、8つの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ようになる。

表-1 地盤タイプの分類

地盤タイプ	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	—	118～136
3	1 泥炭+粘土(厚い)+砂	—	162～180
	2 泥炭(厚い)+粘土+砂	粘土と砂の互層	
	3 泥炭(薄い)+粘土+砂	粘土と砂の互層	
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

- ・地盤タイプ1 ----- 表層に泥炭が分布し、下位に粘土が分布する地盤
- ・地盤タイプ2 ----- 泥炭のみが分布する地盤
- ・地盤タイプ3-1, 3-2, 3-3 ----- 表層に泥炭と粘土が分布し、下位に粘土と砂が互層状をなす地盤
- ・地盤タイプ4 ----- 厚い粘土を主体とする地盤
- ・地盤タイプ5 ----- 表層より泥炭を挟む粘土が分布し、下位に粘土と砂が互層状をなす地盤
- ・地盤タイプ6 ----- 薄い粘土からなる地盤

3. 供用後の沈下

盛土施工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、供用後10年間は年1回、それ以降は5年に1回の頻度で水準測量を行い、沈下量を求めている。図-2には地表面沈下計の盛土開始からの沈下量(S)と、供用後20年間の沈下量(ΔS)を示した。図-2の盛土開始からの沈下量を見ると、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。これらは、粘土層が厚いタイプと泥炭層が厚いタイプに多い。ただし、供用後の沈下量は、この他に厚い粘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。

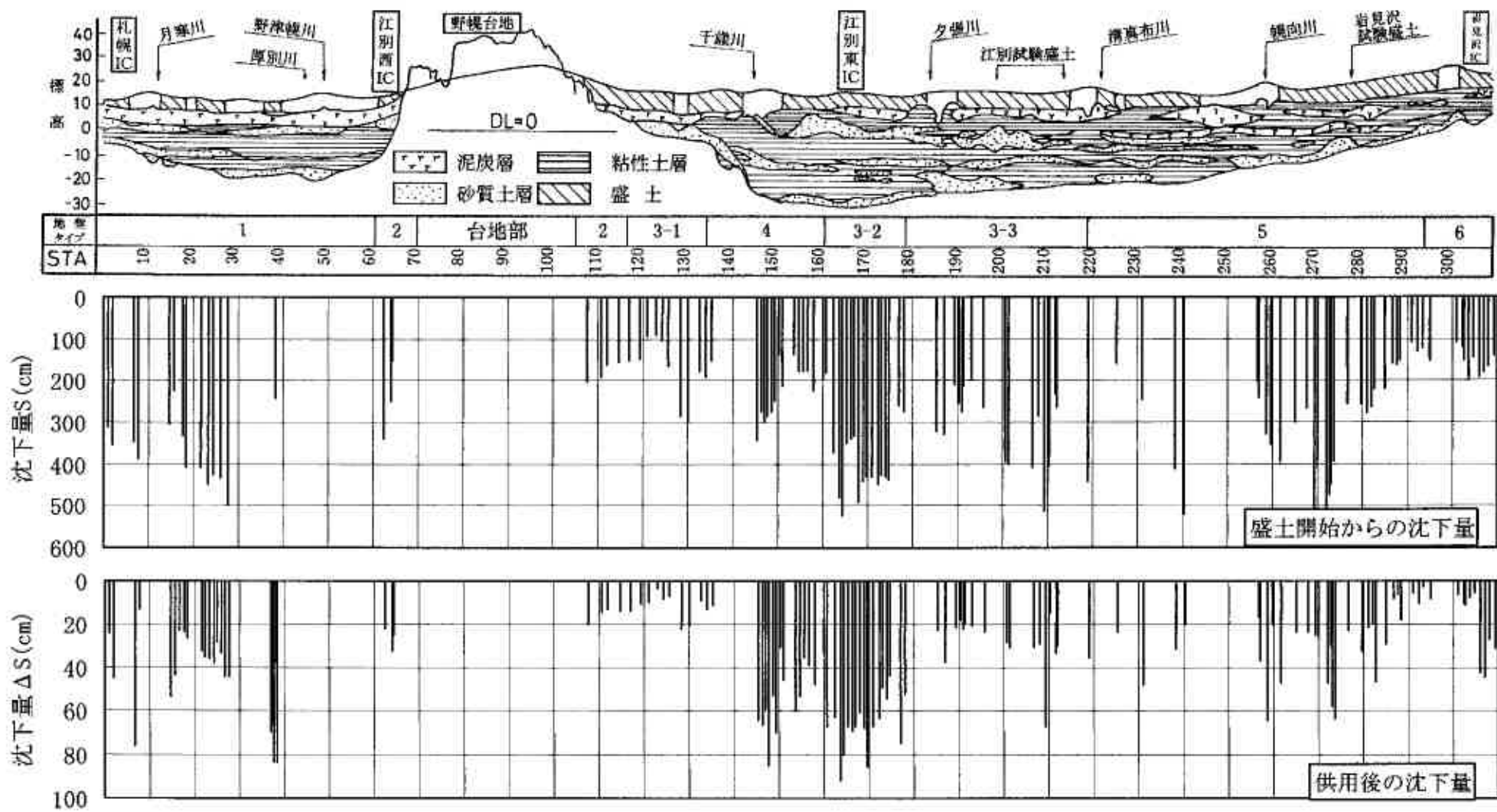


図-2 土質縦断面図と沈下量

これらの結果をまとめたものが表-2 である。これによると、年間沈下量(沈下速度)が 0.5cm/年以上の箇所は、地盤タイプ 1, 3-2, 3-3, 4, 5 であり、最大は地盤タイプ 3-2 の 0.84cm/年である。なお、この地盤タイプは泥炭・粘土とも厚いことが特徴である。

また、図-3, 4 には、地盤タイプごとに泥炭、粘土および全体(泥炭+粘土)の平均層厚と供用後 20 年の沈下量の平均値、供用後 20 年目の沈下速度の平均値との比較を示した。これによると、沈下量は、泥炭および粘土ともその層厚と沈下量の関係に比例関係が認められ、泥炭そのものの層厚よりも、全体層厚との比例関係が良好である。

表-2 供用後 20 年目における沈下量

地盤タイプ	区間(STA)	盛土開始からの沈下量 S(cm)	供用後20年の沈下量 ΔS(cm)	供用後20年目の年間沈下量(沈下速度) ΔV(cm/年)	平均層厚H(m)		
					泥炭	粘土	全体
1	0~62	224~500(366)	13~84(45)	0.81	6.0	15.0	21.0
2	62~66 107~118	152~340(200)	13~32(19)	0.21	5.5	0.0	5.5
3	1	118~136	92~298(171)	4~23(12)	1.5	16.0	17.5
	2	162~180	260~523(404)	44~92(66)	4.5	31.0	35.5
	3	180~220	196~513(328)	15~67(28)	2.5	27.5	30.0
4	136~162	137~344(221)	30~85(53)	0.77	0.0	40.0	40.0
5	220~295	109~543(290)	3~64(28)	0.58	5.0	25.5	30.5
6	295~310	67~194(146)	5~44(19)	0.18	0.0	17.0	17.0

ただし、( )は平均値を示す。

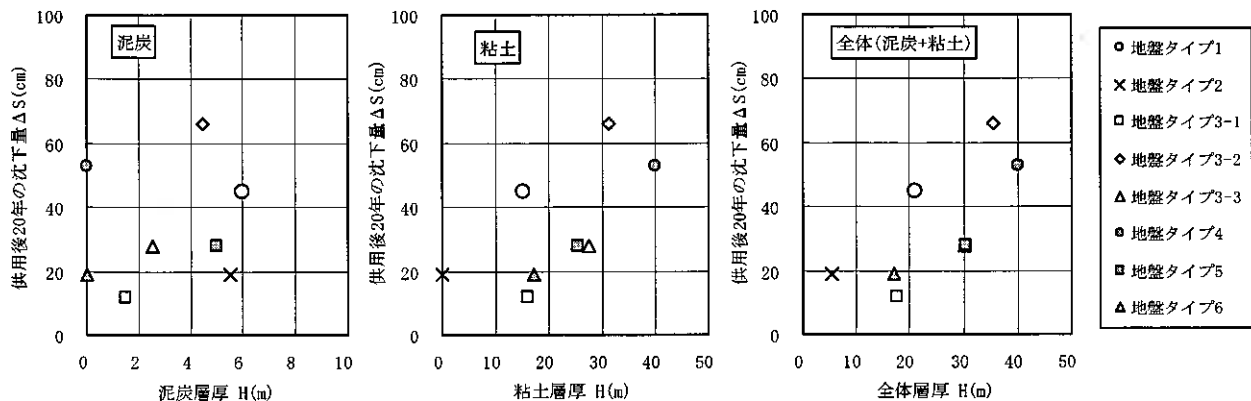


図-3 層厚と供用後 20 年の沈下量の関係

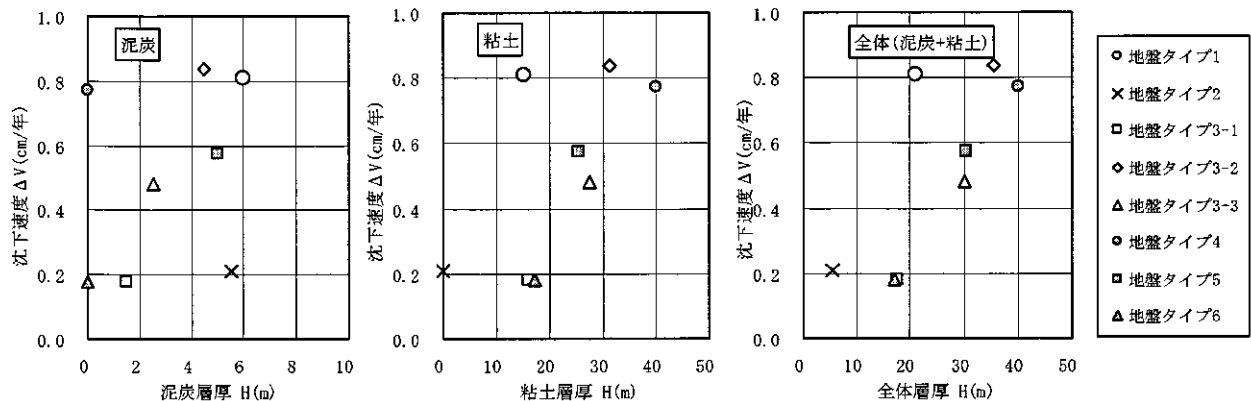


図-4 層厚と供用後 20 年目の沈下速度の関係

#### 4. 実施対策工の効果

##### (1) 実施対策工の選定

実施対策工の選定にあたっては、当時の設計要領(昭和45年1月)のみで考えると、グレードの高い高価な地盤処理工や非常に長期の施工期間が必要となってしまう、経済性・工期等の面からの問題が生じた。したがって、当区間の実施対策工法は、事前に実施した実物大の岩見沢・江別両試験盛土の施工実績や既往の施工事例を参考にして、本路線の基本方針であった「対策工法は盛土の安定のみから決定し、残留沈下は補修で対応する」に従い下記の4工法を基本工法とした。

- ① 緩速載荷工法
- ② 載荷重工法
- ③ 押え盛土工法
- ④ サンドドレーン工法

ここでは、上記の4工法のうち、サンドドレーン工法の効果について評価した。

(2) サンドドレーン工法の効果の評価

図-5は、盛土開始から現在(供用後20年)までの累積沈下量(S)に対して、供用後20年間の沈下量(ΔS)の比率をサンドドレーン工法実施の有無および地盤タイプごとにまとめたものである。これらの図の沈下比率について比較すると、無処理系地盤では、表層が泥炭層の箇所(地盤タイプ1, 3-2, 3-3)で7~35%(平均16%)の沈下比率、表層から粘土層の箇所(地盤タイプ4, 5, 6)で2~43%(平均16%)の沈下比率である。一方、処理系地盤では、表層が泥炭層の箇所(地盤タイプ1, 2, 3-1, 3-3)で3~20%(平均9%)の沈下比率、表層から粘土層の箇所(地盤タイプ5)で4~13%(平均8%)の沈下比率となっている。したがって、沈下比率は、地盤タイプに係わらず、サンドドレーン工法実施の有無により大きく異なることがわかる。これは、サンドドレーンによる圧密促進効果により、盛土施工時に圧密が早期に促進され、供用後の沈下量が低減されたものと考えられる。

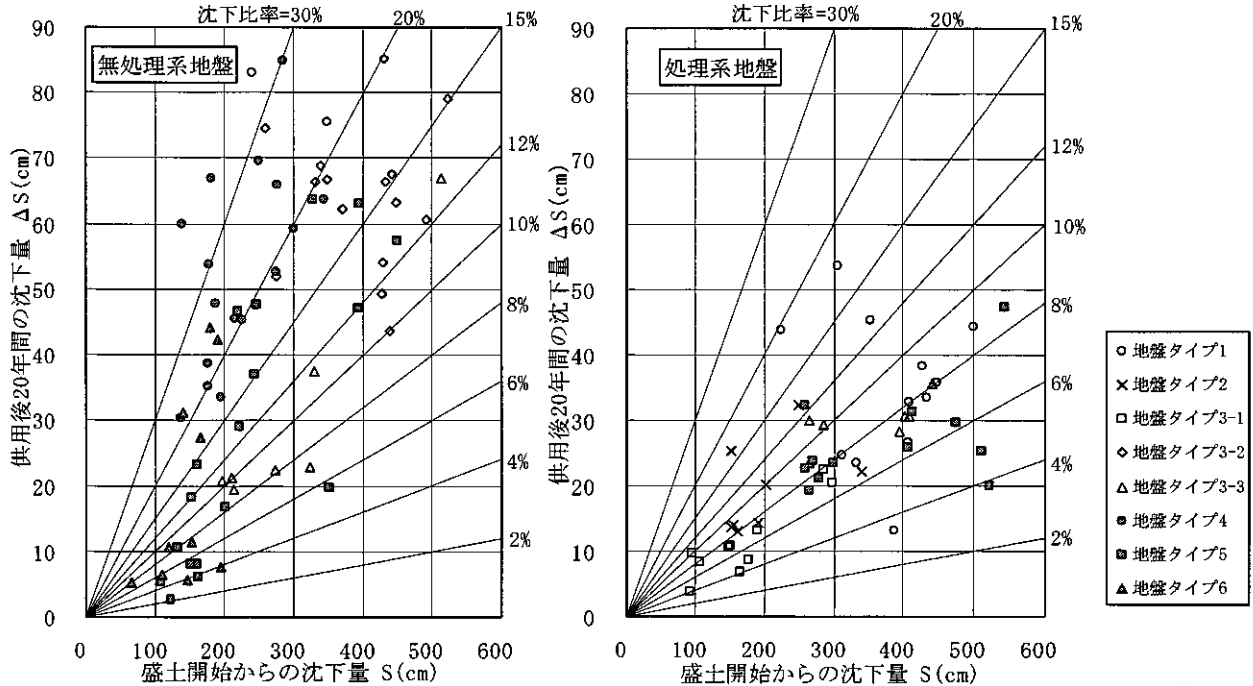


図-5 沈下比率

5. 維持管理について

(1) 長期沈下量の推定

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。残留沈下量の推定は、図-6に示すように盛土立上りを基準としたS~logt曲線において現在ほぼ直線的に推移していることから、この傾きを求めて、推定日の沈下量を算出している。

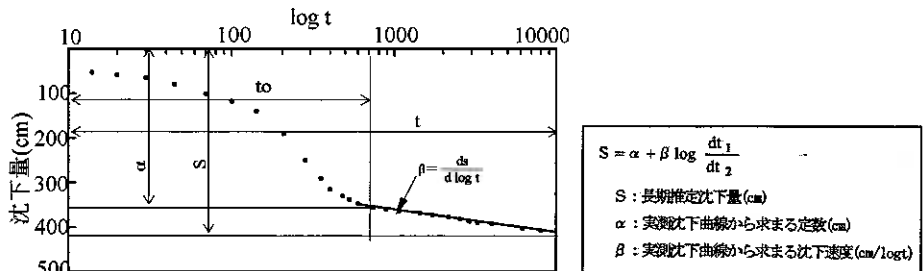


図-6 長期沈下模式図<sup>2)</sup>

表-3 地盤タイプごとの推定沈下速度

地盤タイプ	区間 (STA)	沈下速度 ΔV (cm/年)						
		20~21年		21~25年		25~30年		
		平均	最大	平均	最大	平均	最大	
1	0~62	0.81	2.17	0.66	1.89	0.55	1.51	
2	62~66 107~118	0.21	0.28	0.20	0.28	0.17	0.24	
3	1	118~136	0.18	0.37	0.16	0.34	0.14	0.29
	2	162~180	0.84	1.10	0.76	1.00	0.64	0.85
	3	180~220	0.48	0.97	0.42	0.83	0.36	0.71
4	136~162	0.77	1.33	0.69	1.16	0.59	0.98	
5	220~295	0.58	1.50	0.49	1.37	0.42	1.19	
6	295~310	0.18	0.37	0.15	0.36	0.13	0.30	

表-3には、地盤タイプごとの推定沈下速度(ΔV)を示した。供用後20年を経過した現在では、地盤タイプ1, 3-2, 3-3, 4, 5が0.5~0.8cm/年程度と大きい他は、ほぼ0.2cm/年程度である。供用後30年目(現在から10年後)では、この沈下速度が大きな地盤タイプでも0.3~0.6cm/年程度と減少すると考えられる。

さらに、図-7は、前回観測(供用後15年目)の時点で求めた供用後20年目の推定沈下量と今回観測で得られた実測値との関係を示したものである。これによると、

概ね1:1の関係が得られていることより、本区間においては、上記の長期沈下量推定方法の信頼性が高いものと考えられる。

## (2) 維持管理(段差修正)の実態

ここでは、維持管理の実態として段差修正について示す。段差修正とは、残留沈下によって橋台およびカルバートボックスの取付部に生じた路面の段差を緩和するために実施するものである。なお、実施の目安は、走行性等を考慮し、橋台取付部の場合にはすり付け勾配が0.5%以上になったとき、またカルバートボックス取付部の場合には段差が15mm以上になったときとしている。

図-8には、年度ごとの供用後の段差修正箇所を示した。これによると、現在(供用後20年)まで最大78箇所、全対象箇所259箇所で段差修正が実施されている。また、実施箇所は、年を追うごとに減少する傾向にあるが、特に暫定舗装から完全舗装に切り替わった平成2年度を境に激減していることが判る。これは、同図の時間沈下曲線の代表例をみても舗装切り替え時期以降で沈下速度が緩やかになっていることから判る。

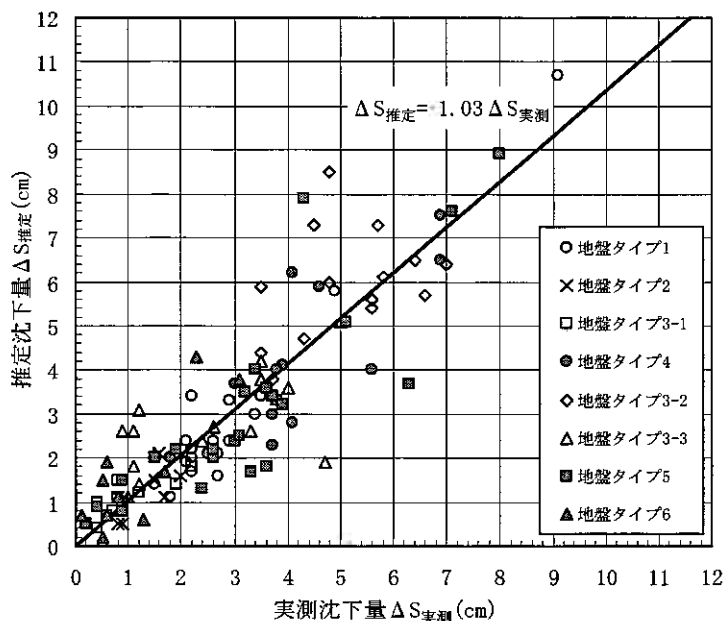


図-7 推定沈下量と実測沈下量の関係

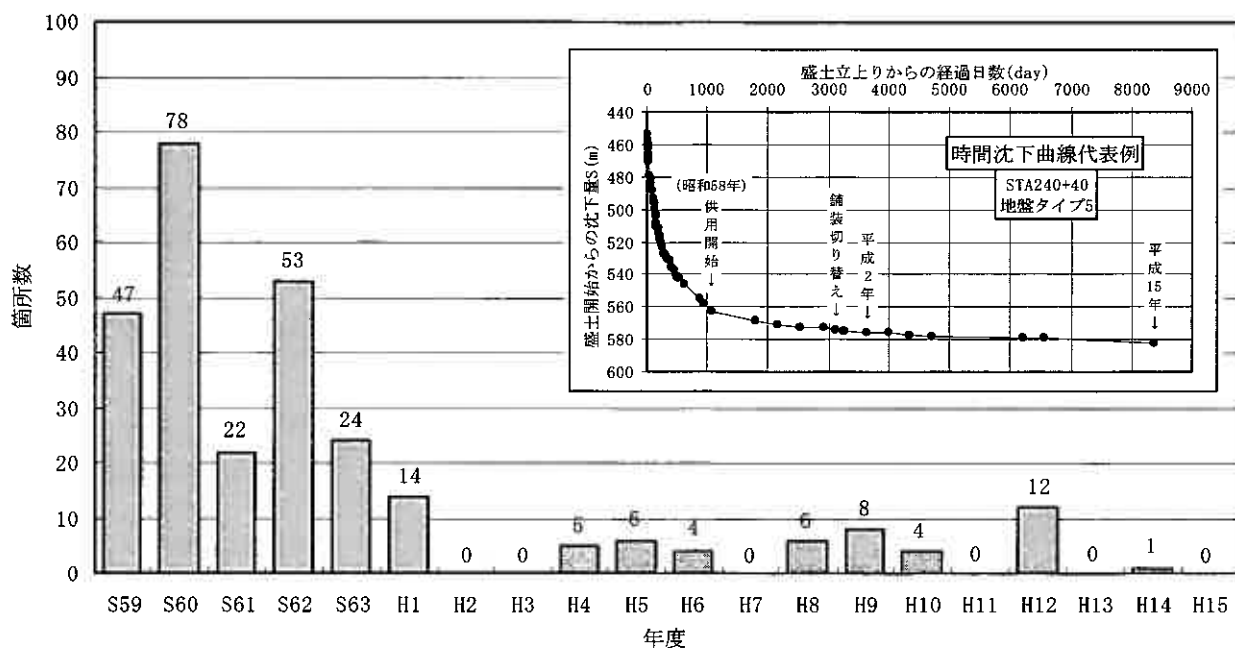


図-8 年度別段差修正箇所

## 6. 施工に対するコストの評価

### (1) 道路構造のトータルコスト比較

当区間では、基本的に盛土構造と高架橋構造との比較がなされ、最終的にはサンドドレーン工法に代表される軟弱地盤対策工法を併用した盛土構造が採用されている。

従来、軟弱地盤対策工法の選定にあたっては、建設時の経済比較のみで検討されるのが通常であり、補修費まで含めたトータルコストでの検証は行われていないのが一般的である。

表-4は、盛土構造と高架橋構造とのトータルコストを比較したものである。ただし、同表に示した用地費、建設費、集中管理費については、「北海道縦貫自動車道函館名寄線工事実施計画明細書(第8回変更)、北海道札幌郡広島町字大曲から岩見沢市東山町まで、平成7年11月、日本道路公団」から抜粋したものである<sup>3)</sup>。ここでは、一般に軟弱地盤を回避するために採用されるのは高架橋であることから、盛土との比較としては、高架橋の費用を採用した。また用地費については、道路の幾何構造は、第一種3級Bであり、盛土、高架橋ともに両側に用地余裕幅0.5mを採用している。盛土は、高さ7m、法面勾配1:1.8、押さえ盛土幅10mとした。さらに、補修費は、新たに供用後20年間の累計額を示している。



表-4 盛土と高架橋のトータルコスト比較

(単位：万円/m)

構造区分	用地費	建設費	集中管理費	小計	補修費(20年間)	トータルコスト
盛土	0.15 (27.9)	0.76(142.6)	0.01(1.3)	0.91(171.8)	0.09 (16.2)	1.00 (188.0)
高架橋	0.05 (9.1)	1.81(339.6)	- (-)	1.85(348.7)	0.04 (7.5)	1.89 (356.2)

これによると、当区間で採用した盛土構造は、用地費、建設費、集中管理費と補修費を合わせたトータルコストで高架橋構造と比較しても、1.00：1.89と著しく安価であったことが判明している。

## (2) 供用後20年での再評価

現在供用後20年を経過したが、残留沈下に起因する交通機能障害は発生しておらず、本線盛土部で採用されたサンドドレーン工法に代表される軟弱地盤対策工法を併用した基本方針(対策工法は盛土の安定のみから決定し、残留沈下は補修で対応するという考え方は、技術的に見て、ほぼ妥当であったと判断される。また、維持補修を考慮したトータルコストについても、安価となる結果が得られた。このことは、上記の本路線の基本方針が適切な判断であったと言える。したがって、本路線における対策工法の選定方法は、今から20年以上前に、維持補修まで考慮したトータルコストミニマムの考え方を採用していた点で、非常に評価できるものと考えられる。

## 7. 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20年目における沈下状況および維持管理について紹介した。報告の内容をまとめると、以下のとおりである。

- ①供用後20年目においても、継続する沈下が確認されており、その値は最大で盛土開始からの沈下量(S)が543cm、供用後の沈下量( $\Delta S$ )においても92cmに達する。
- ②供用後の沈下量( $\Delta S$ )が盛土開始からの沈下量(S)に占める沈下比率( $\Delta S/S$ )については、地盤タイプに係わらず、軟弱地盤対策工の処理の有無により沈下比率が大きく異なる。これは、サンドドレーンによる圧密促進効果によるものと考えられる。
- ③前回観測(供用後15年目)の時点で求めた供用後20年目の沈下量と今回観測で得られた実測値との関係については、概ね1:1の関係が得られていることより、長期沈下量の推定方法の信頼性は高いものと考えられる。
- ④沈下速度( $\Delta V$ )は、現在(供用後20年目)が地盤タイプ1,3-2,3-3,4,5で0.5～0.8cm/年程度と大きい他は、ほぼ0.2cm/年程度である。ただし、供用後30年目(現在から10年後)では、この沈下速度が大きな地盤タイプでも0.3～0.6cm/年程度と減少すると考えられる。
- ⑤段差修正箇所については、現在まで最大78箇所、全対象箇所259箇所を実施されている。全体に年を追うごとに減少する傾向にあるが、特に暫定舗装から完全舗装に切り替わった平成2年度を境に激減している。
- ⑥当区間で採用した盛土構造については、用地費、建設費、集中管理費と補修費を合わせたトータルコストで高架橋構造と比較しても、著しく安価であった。

なお、本路線の沈下は、現在では全体として収束に向かっていると考えられる。ただし、動態観測については、道路の維持管理上不可欠であることと、このような長期間におけるデータの蓄積は他に類をみない貴重なものであることより、今後も継続していくことが必要と言える。

最後に、当時の事業の執行に当たられた公団職員の方々、調査・設計・施工・管理の関係者の方々の鋭意努力に謝意を表します。さらに、当報告をまとめるにあたり、日本道路公団岩見沢管理事務所をはじめとして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) 加藤三雄、佐藤正樹、門田浩：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、第35回地盤工学会研究発表会(岐阜)、2000年
- 2) 日本道路公団：設計要領第1集、1998年
- 3) 栗原則夫：現場の知とは何か-JHの軟弱地盤技術の方法とナレッジマネジメント-、2004年2月、丸善京都出版サービスセンター

## 新篠津泥炭地の地盤変動の観測

北海道工業大学大学院 学生会員 ○本 山 貴 久  
北海道工業大学工学部 国際会員 神 谷 光 彦  
北海道大学大学院農学研究科 正 会 員 井 上 京  
北海道工業大学工学部 国際会員 川 端 伸一郎

### 1. はじめに

泥炭は湿生植物が枯死して、分解不十分のまま多年にわたり堆積したもので、植物残体の堆積量が分解量より多いところに泥炭地が形成される。泥炭は生成環境により異なるが一般に地下水位が高い、含水量が大きい、せん断強さが小さい、圧縮性が大きいなどの特徴を有する。そのため、地下水位のわずかな低下などの小さな荷重でも大きな沈下を示し、都市部においては住宅の沈下や杭の抜け上がり、農地では排水不良などの問題が生じる、また、自然のままに残されている泥炭地においても、沈下による植生の変化が生ずるといった問題が生じてきた。特に都市化に伴う地盤沈下は社会的な問題となっている。

さらに、泥炭地盤では長期的にみて地下水位が一定であっても、短期的な変動で沈下と膨張を繰返しながら長期にわたって徐々に沈下が生ずるなどの泥炭地盤固有の問題もあり、沈下の予測を複雑にしている。それゆえ、泥炭地盤の広域的な沈下のメカニズム解明は、泥炭地の環境保全の面からも重要な課題である。

そこで、このような泥炭地盤の広域沈下の要因とその発生のメカニズムを分析する目的で、新篠津村拓新の石狩泥炭地で原位置における沈下観測を行っている。本報告は泥炭地の地盤沈下と地下水位の変動や積雪深との関係について検討したものであり、泥炭地盤の沈下の特徴について報告する。

### 2. 観測方法と地盤構成

観測項目は地盤変動と地下水位であり、それぞれ1時間毎に計測した。解析に用いた積雪深さと降水量は新篠津のアメダスデータを用いた。

地盤変動は地表面、深さ 0.5m, 1.0m, 2.0 m, 3.0m, 3.5mの6箇所測定し、沈下計の設置に際しては先端の沈下杭の穴からモルタルを噴射して地盤と密着させた。

観測地点においてピートサンプラーを用いてサンプリングし、自然含水比と強熱減量を求めた。その結果を図-1に示す。

地表面から深さ50cmまでは強熱減量10%前後、含水比は100%前後と低く客土による耕作土とみられる。0.5~4.0mでは強熱減量80%、含水比800%程度と高い値を示し、高位泥炭と推定される。深さ400cm~450cmまでは強熱減量15%、含水比150%と値が低くなり粘土層と思われる、それ以深になると強熱減量、含水比が不規則に変化し、低位泥炭と粘土混じり泥炭の互層が分布していると推定される。

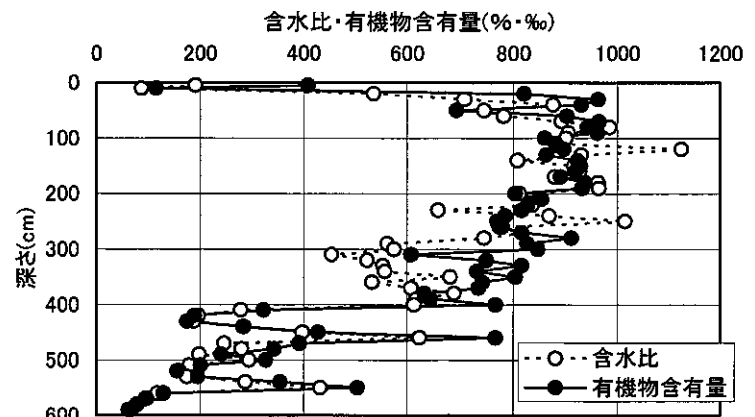


図-1 深さごとの含水比と有機物含有量の関係

### 3. 計測結果とその考察

#### 1) 地表面の変動

1日平均で算出した地表面の変動、地下水位、降雨量および積雪深の経時変化を図-2に示す。

地盤変動の概略は、冬季には積雪の上昇と地下水位の低下により地盤が沈下し、春季の雪解け時には地下水位の上昇と共に地盤が急激に隆起する。そして、夏期から秋季にかけて地下水位と連動しながら沈下と膨張を繰返し、秋季の多雨期には、春季の雪解け時と共に地盤は1年で最も高くなる。その後は積雪による沈下へと移行する。

泥炭地では、このように地表面が年間で30~40mm程度の変動を繰返しながら徐々に沈下していき、その沈下量は同時期と比較すると4年間で15mm程度である。

#### Ground Subsidence Observed from Shinsinotsu Peatland

MOTOYAMA Takahisa (Graduate Student, Hokkaido Institute of Technology), KAMIYA Mitsuhiko (Faculty of Engineering, Hokkaido Institute of Technology), INOUE Takashi (Graduate School of Agriculture, Hokkaido University) and KAWABATA Shinichiro (Faculty of Engineering, Hokkaido Institute of Technology)

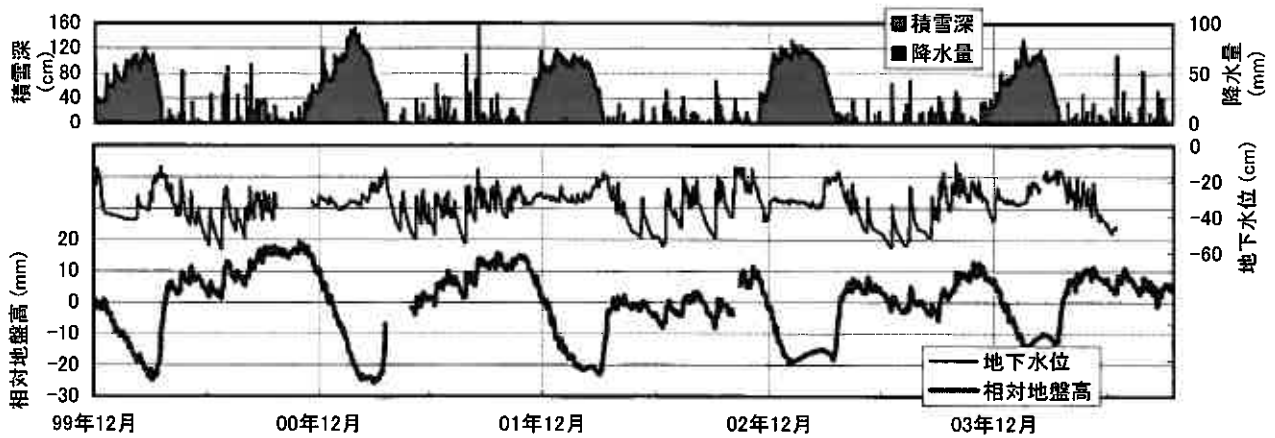


図-2 積雪深・降水量・相対地盤高・地下水位の経時変化

つぎに、図-3に01年10月~02年11月の期間を抜粋し、その挙動を詳述して考察する。

まず、降雪が観測され始めると、地下水の供給がなくなるため地下水位は低下し、ほぼ一定値となる。地盤は積雪荷重により2月上旬まで徐々に沈下して一定値となる。融雪期となる3月上旬頃から地下水位は回復するが、地盤は時間的遅れを伴って3月中旬頃から4月上旬にかけて膨張する。また、春季の積雪が消散してから秋季にかけての無積雪期になると、地下水位は降雨により変動を繰り返す、地盤は地下水位と連動して、緩やかに変化するが、地盤変動には時間的遅れを伴う。

これらのことより、地盤の変動は地下水位や積雪深と密接に関係している考え、降雪始まりから消雪までの積雪期と無積雪期に分けて、それらとの相関を検討する。

無積雪期の地下水位と相対地盤高の関係を図-4に示す。

図中の①は4月上旬であり、融雪の終期に地下水位が上昇したのち、時間的遅れを伴って地盤が地下水位の変化を伴わずに上昇する期間である。つぎに、地盤は地下水位の変化とほぼ一定の関係を保ちながら、沈下と膨張を繰り返して変動し、渇水期である7月頃に地下水位および相対地盤高が最も低くなる(図中の②)。それから、秋の多雨期に向かって地下水位と相対地盤高は上昇して、11月頃に最も高くなっている(図中の③)。また、図より、4月の上旬を除き、地盤は地下水位の変化に伴って変動し、両者の関係は一定であることがわかる。

つぎに、積雪期の積雪深と相対地盤高の関係を図-5に示す。

図中の①は降雪の観測された11月下旬で、②の2月中旬まで積雪深が徐々に増加してほぼ一定値となる。相対地盤高は積雪深の増加とともに低くなり、最大積雪深を越えた2月中旬に相対地盤高は最も低くなる。そこから消雪の4月上旬に向かう融雪過程では、相対地盤高の変動はほとんど見られないまま融雪が進み、積雪深が20cm位になってから地盤が膨張し始める。いま、積雪深が増加してほぼ一定になるまでを降雪期(図中の●)、雪が解け始めて消雪までを融雪期(○)と定義すると、両期での積雪深と相対地盤高の関係は異なるが、雪荷重が地盤変動と関連していることが分かる。そ

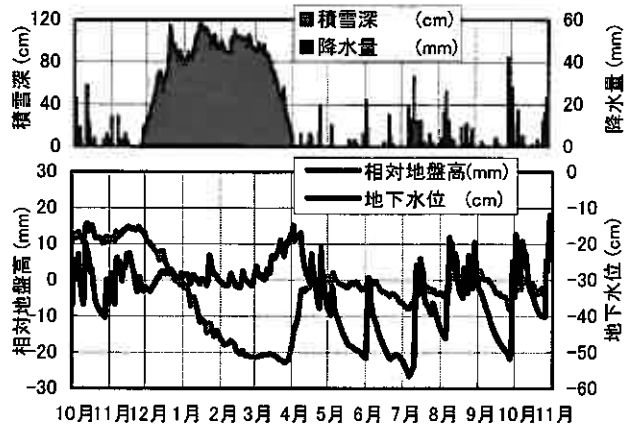


図-3 '01/10~'02/11の積雪深・降水量・相対地盤高・地下水位の経時変化

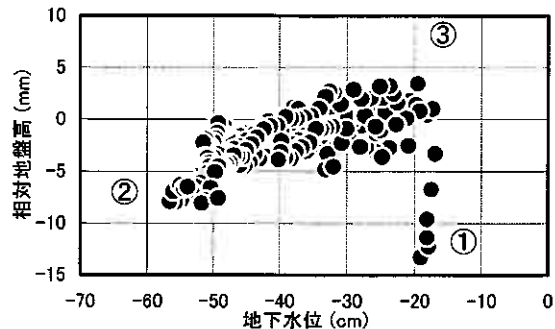


図-4 地下水位と相対地盤高の関係

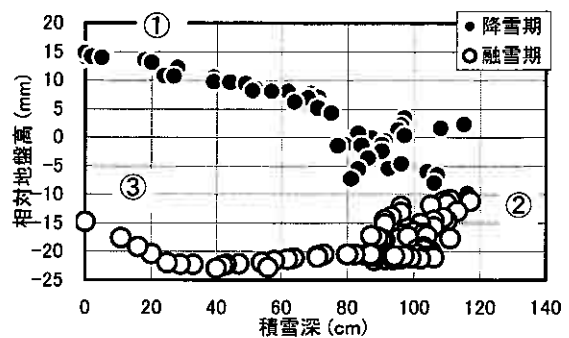


図-5 積雪深と相対地盤高の関係

ここで、地盤変動の指標として無積雪期については地下水位、積雪期は地下水位と積雪深を用いて、関係式を求め、地盤変動を予測することを試みる。

無積雪期について、1日の地下水位変化量とそれに対応する地表面変化量の関係を図-6に示す。地表面は地下水位の変化に比例して変動することが分かる。この両者の関係に一次式を当てはめ、地下水位の上昇時と低下時では、地表面の変化量が異なるとして、それぞれ、上昇時は0.17（以下係数A1と称す）、低下時は0.12（係数A2）の係数を得た。

一般に、泥炭地では長期的な地下水位が一定であっても、地下水位が変動することにより徐々に沈下が蓄積される。これは、地下水位が低下するときの地盤の沈下量が上昇時の膨張量より大きいことによるものである。しかし、本研究の観測では、相関係数は低いが、地下水位の低下時の沈下の割合は、上昇時より膨張の割合より小さくなる逆の結果が得られた。これは、消雪直後に地下水位の変化がほとんどない状態で、地盤が膨張していくことや、地下水位の変化の地盤変動の時間的遅れによるものと推定される。

また、上昇時と下降時を分離しないで求めた傾きは0.145であり、既往の研究の0.19~0.267（文献1）、2より計算）よりも小さい値となった。これは新篠津では、開発から長期間経過し、地盤沈下が収束に向かっているためと思われる。

つぎに、積雪期については、地表面変化量は地下水位変化量と積雪深変化量によるものと仮定した。はじめに、地下水位の変化による地表面の変化量は無積雪期と等しいとし、無積雪期の直線式を利用して、実測の地下水位変化量から地下水位の変化による地表面変化量を求める。ついで、実測の地表面変化量より地下水位の変化による地表面変化量を差し引き、それを積雪による地表面変化量とする。

1日の積雪深変化量と積雪による地表面の変化量の関係を図-7に示す。無積雪期の地下水位変化量の場合と同様に、積雪深変化量を増加と減少に分けて、増加時は-0.038（係数B1）、減少時は0.0022（係数B2）の係数を得た。積雪深が増加すると地盤は沈下するが、融雪により積雪が減少しても地盤が膨張せず、わずかに沈下する係数の値となった。

これらの結果より、無積雪期では地下水位変化量との関係式の係数A1、A2、積雪期は地下水位変化量と積雪深変化量との関係式の係数A1、A2、およびB1、B2を用い、実測の地下水位と積雪深を利用して求めた計算による相対地盤高と実測値との対比を図-8に示す。計算による地盤高と実測値を比較すると、無積雪期の形状はほぼ近似しているが、積雪期の計算値による変化が非常に小さいため、ほとんど一致していない。これは、図-5に示すように、積雪期の積雪深と相対地盤高の関係が降雪期と融雪期では異なることも、一因となっている。そこで、積雪期を降雪期と融雪期に分けて、これまでと同様の考えで整理する。

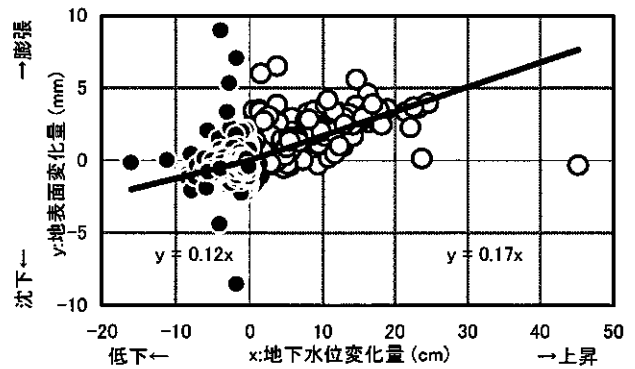


図-6 地下水位変化量と地表面変化量の関係

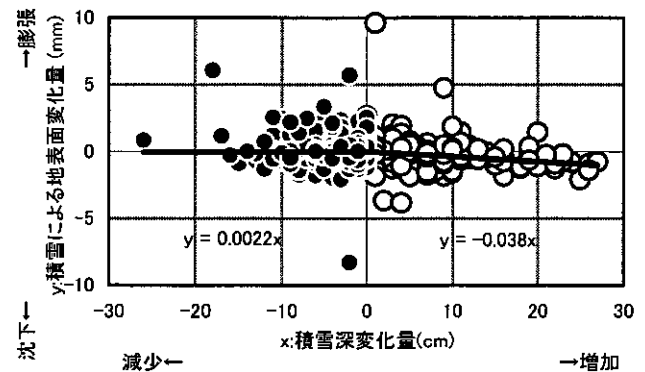


図-7 積雪深変化量と積雪による地表面変動量の関係

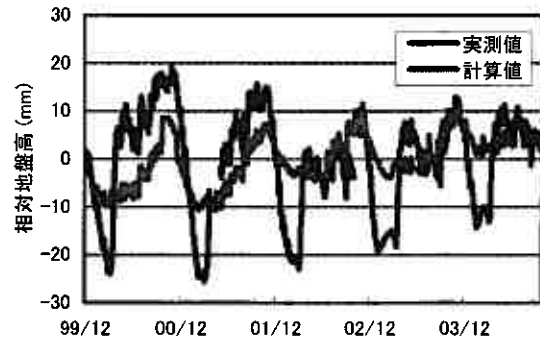


図-8 実測値と計算値の相対地盤高の経時変化 (その1)

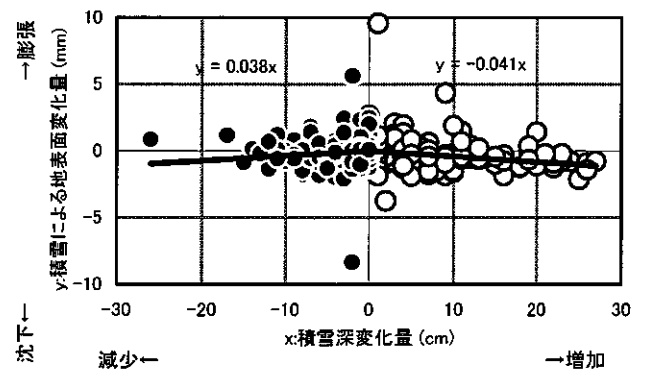


図-9 降雪期の積雪深変化量と積雪による地表面変動量の関係

降雪期の積雪深変化量と積雪による地表面の変化量の関係を図-9に示す。同様にして積雪深変化量の増加時は-0.041(係数C1)、減少時は0.038(係数C2)の係数を得た。

積雪深変化量が増加するときの係数C1は、積雪期全体で計算した係数B1より絶対値は大きくなっている。しかし、係数C2は係数B2と同様に正の値となり、積雪が減少しても地盤が膨張せず、沈下する傾向を示している。これは、降雪期の積雪の減少は一時的なものであり、地盤変化量の時間的遅れによるものと考えられる。

融雪期の積雪深変化量と積雪による地表面の変化量の関係を図-10に示す。係数として積雪深変化量の増加時は-0.023(係数D1)、減少時は-0.033(係数D2)を得た。

融雪期の積雪深変化量が増加するときの係数D1は、降雪期の係数C1より絶対値は小さくなり、係数D2は融雪により積雪が減少すると地盤が膨張する一般的な値が得られた。

これらの結果より、無積雪期では図-9と同様に、係数A1、A2を用い、積雪期は降雪期と融雪期に分けてA1、A2、およびC1、C2、D1、D2を用いて計算した相対地盤高と実測値との対比を図-11に示す。積雪期を降雪期と融雪期に分離したため、図-9と比較して、積雪期の計算による地盤高が実測値に近づく傾向がみられたが、積雪期の計算値による地盤高の変化は依然として実測値より少ない。

そこで、計算値と実測値を一致させるように係数を選択すると、降雪期の積雪深変化量の増加時は-0.08、減少時は0.044、融雪期は増加時に-0.29、減少時は-0.17の係数を得た。

この係数により計算値した相対地盤高と実測値との経時変化の対比を図-12に示す。

年度により適合しない場合もあるが、全体としてよい一致を見た。しかし、降雪期の積雪深変化量の増加時は-0.08、減少時は0.044で、降雪期の係数は非常に小さく、減少時の係数は依然として正のままである。

この要因として、積雪期の地盤変動は図-3において説明したように、積雪深に対して時間的遅れを伴うことや、地下水位の変化によって地盤変動へ寄与する割合が積雪期と無積雪期では異なることなどが考えられる。

#### 4. まとめ

新篠津村拓新における4年間の地盤変動の観測から、以下の結果を得た。

- 1) 地表面の地盤変動は年間30~40mm程度の隆起・沈下を繰り返しながら、4年間で10mm程度の沈下が生じている。
- 2) 無積雪期の地盤変動は地下水位と連動しており、地下水位の変化量から地盤変動の予測が可能である。
- 3) 積雪期の積雪深と地盤高の関係は、最大積雪深までの降雪期と、それ以降の融雪期では傾向が異なる。
- 4) 地盤変動は地下水位や積雪深の変化に対して、時間的遅れを伴う。
- 5) 地下水位の変化が地盤変動へ寄与する割合は積雪期と無積雪期では異なると思われる。

今後の課題としては、地下水位の変化や積雪深を荷重に変換して、積雪期や無積雪期を通して荷重の変化で地盤変動を表現することや、地下水位や積雪深の変化に対する時間的遅れをどのように取り扱うかについて検討する。

#### 参考文献

- 1) 梅田安治・松下勝秀・滝沢一喜：都市化に伴う泥炭地の地盤沈下，土質工学会北海道支部泥炭に関する研究討論会論文集，pp.102~104，1986
- 2) ニツ川健二：泥炭地盤の長期沈下現象，地盤工学会北海道支部技術報告集，pp.83~90，2000

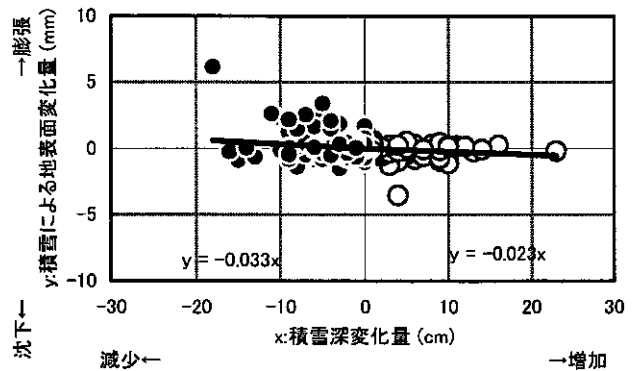


図-10 融雪期の積雪深変化量と積雪による地表面変動量の関係

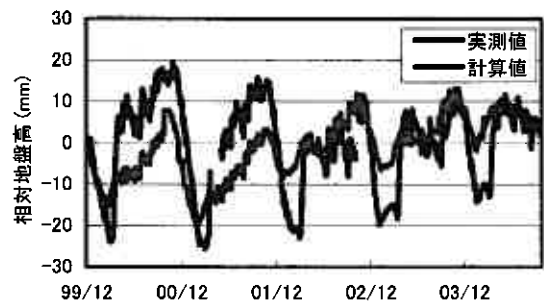


図-11 実測値と計算値の相対地盤高の経時変化 (その2)

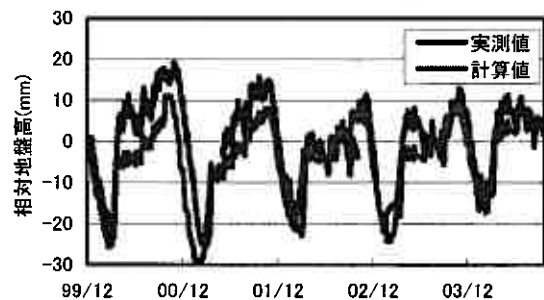


図-12 実測値と計算値の相対地盤高の経時変化 (その3)

1. まえがき

地盤工学において、圧密沈下の予測は古くからの重要な課題である。実務的な計算では、有効応力の増加によって、沈下が生じるとしている。しかしながら、室内試験において、過剰間隙水圧が消散した後でも、かなりの体積変化が観測されている。また、実際の現場においても、圧密荷重が圧密降伏応力以下であるにもかかわらず、かなりの沈下が生じる場合があると報告されている。このような現象は、二次圧密あるいはクリープと呼ばれており、土の粘性な性質 (viscosity) に深い関係があると言われている。この粘性な挙動を表す方法として、ひずみ速度に着目したアイソタック理論が有効であることが、多くの研究者によって示されている (例えば、Imai, 他<sup>1)</sup>、Den Haan と Kamao<sup>2)</sup>)。本論文では、主として大阪湾の洪積粘性土を対象とした長期圧密試験および分割圧密試験から得られたデータを用いて、アイソタック理論の適用性を示すとともに、この理論に基づいた圧密沈下挙動について述べる。

2. 現状の沈下計算方法と圧密定数の求め方

圧密沈下計算に必要な定数は、一般に標準圧密試験と呼ばれる段階荷重試験によって求められる。この試験では、荷重増加率は 1.0、また各荷重段階の圧密期間は 24 時間で行われる (JISA1217:2000)。図-1 は地盤工学会「土質試験の方法と解説」から引用した沈下～時間曲線の模式図である。過剰間隙水圧の消散によって生じる沈下量 (しばしば一次圧密沈下量と呼ばれている) は 24 時間後の沈下量に対して、土や荷重レベルによって異なるが、正規圧密領域ではおよそ 5 割程度である。残りの沈下は、過剰間隙水圧が消散した後、すなわち有効応力が一定の状態が生じる。しかし、過剰間隙水圧の消散に基づいた沈下曲線から  $\sqrt{t}$  法や  $\log t$  法によって圧密係数 ( $c_v$ ) を求め、24 時間後の沈下量から  $e$ - $\log p$  関係あるいは体積圧縮係数 ( $m_v$ ) を求めている。すなわち、図に示すように実験から得られた沈下～時間曲線 (実験曲線) を図の②で示す線と仮定して、沈下量を計算していることになる。沈下量を載荷してから 24 時間後としたのは、計測する人間の生理的な理由からであり、土試料にとっては何ら意味を有しない時間である。

このように、実験曲線と計算で仮定された曲線は大きく異なるにもかかわらず、現行の計算方法から求められた沈下量は実測値をうまく説明できるとの報告が多い (例えば、前田, 他<sup>3)</sup>)。一方、例えば大阪湾における更新世の粘性土では、現行の計算方法で求めた沈下量は実測値をかなり過小評価するとの報告もある (Miura, 他<sup>4)</sup>)。

二次圧密に関して有名な論争に、図-2 に示す仮説-A、仮説-B がある (Ladd, 他<sup>5)</sup>)。すなわち、仮説-A では二次圧密が一次圧密終了後に生じるとする考え方であり、この場合には、一次圧密終了時のひずみは、層厚によらず一定となる。一方、仮説-B では、一次圧密中にもクリープ的なひずみが生じると考えるので、層厚が大きくなると間隙水圧の消散に要する時間が長くなり、その分沈下量も大きくなる。したがって、間隙水圧が消散する期間のひずみ～時間の関係は、層厚によって変化することになる。後で述べるように、室内試験において、圧密荷重が圧密降伏応力 ( $p_c$ ) 付近になると、いわゆる二次圧密沈下が全沈下の大部分を占める。したがって、この試験結果を層厚が大きな実地盤に適用する場合に、仮説-A あるいは仮説-B を採用するかによって、計算結果が大きく異なってしまう。筆者ら<sup>6)</sup>は、主として大阪湾の更新世の粘土を対象として、長期圧密試

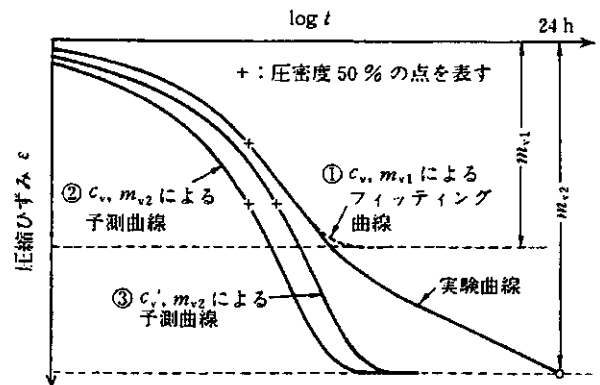


図-1 圧密試験結果の解釈

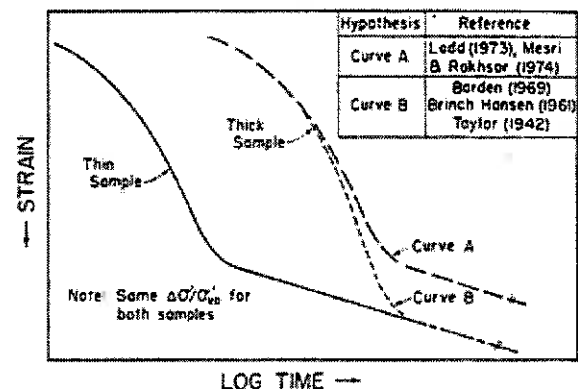


図-2 仮説 A と B (Ladd, 他<sup>5)</sup>)

験や分割圧密試験を実施してきた。この結果、圧密現象を解釈する上で、アイソタック理論がかなり有効であることを認識した。本論文では、これらの試験結果を示すとともに、アイソタック理論に従った場合の実地盤の圧密沈下について述べる。

### 3. 用いた試料と実験方法

用いた試料は世界各地で採取された、主として完新世の粘性土と、大阪湾の更新世の粘性土を対象とした。これらの試料の特性は、文献(6)を参照されたい。試料は全て乱さない状態で試験を行った。

長期圧密試験は、通常の標準圧密試験で用いられる装置を用いた。すなわち、圧密リングの大きさは直径 60mm、厚さ 20mm で、両面排水条件で試験を行った。試験は、原位置の有効土被り圧 ( $p'_{v0}$ ) で 24 時間载荷した後、所定の圧密圧力を载荷した。本論文で示すひずみ ( $\epsilon$ ) は、全て  $p'_{v0}$  で圧密した 24 時間後の試料高さを基準としている。

仮説-A または B のどちらが適切な圧密モデルであるかを検証するためには、層厚を変えた圧密試験が必要となる。しかし、層厚が大きくなると試料と圧密リングとの間に働く摩擦の影響を無視できなくなる。この問題を解消するために、本研究では複数の圧密リングを直列につないだ分割圧密試験を用いた。試験装置の概要を図-3 に示す。圧密リングの大きさは直径 60mm で、供試体厚さは実験目的によって異なるが、10mm から 20mm とした。それぞれの圧密リングは銅パイプによって連結され、その間に間隙水圧計を設置し、間隙水圧の変化を測定した。圧密圧力は水圧によって与えられ、土要素の沈下量はギャップセンサーによって計測した。また、飽和度を高めるために背圧を 200kPa 加えた。土要素の最大数は 10 個であり、その構成を表-1 に示す。

表に示す試験番号の意味は、例えば H10 では全層厚は 10cm で、厚さ 2cm の土要素 5 個から成り立っている。排水条件は全て片面排水であり、この方法で試料厚さ 2cm の両面排水である標準圧密を記載すると H1 となる。本論文では、土要素を排水距離から近い順に番号付けをする。この要素で測定されたひずみ、あるいはひずみ速度は  $\epsilon_1, \epsilon_1$  とする。同様に要素 1 と要素 2 の間で測定された間隙水圧 ( $u$ ) は、 $u_1$  と番号付けされる。

分割試験を用いた試料は、大阪湾で採取された Ma10 と Ma3 である。これらの試料の  $e-\log p$  曲線 ( $\dot{\epsilon}=3.3 \times 10^{-6} s^{-1}$  (0.02%/min) の定率ひずみ圧密試験 (CRS) から求めた) を図-4 に示し、分割試験の荷重範囲を矢印で示す。すなわ

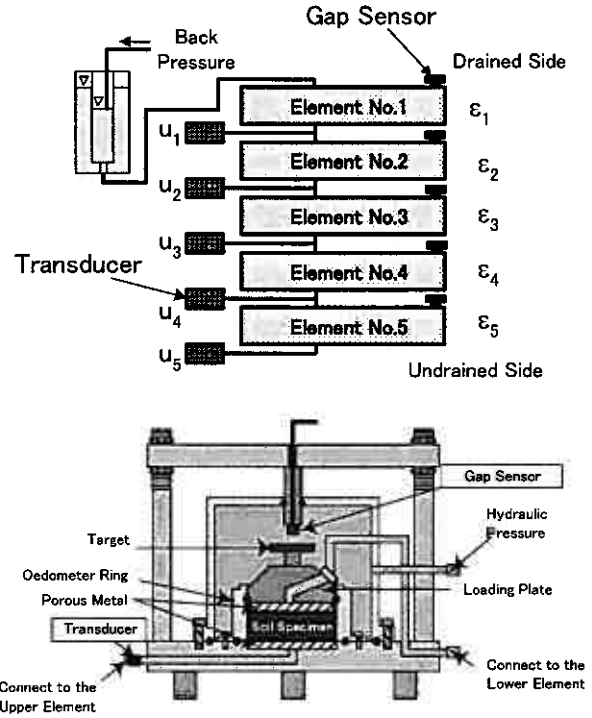


図-3 実験に用いた分割圧密試験装置

表-1 実験ケース

Test Number	H2	H5	H10
Layer	Ma10		
Load Range	$2p_c - 3p_c$		
Total Thickness (cm)	2.0	5.0	10.0
Num. of Element	2	5	5
Thickness of Element (cm)	1.0	1.0	2.0
Duration of precon. ( $\times 10^4 s$ )	1.4	9.0	34.6

Test Number	H2	H5	H10	H20
Layer	Ma3			
Load Range	$p'_{v0} - p_c$			
Total Thickness (cm)	2.0	5.0	10.0	20.0
Num. of Element	2	5	5	10
Thickness of Element (cm)	1.0	1.0	2.0	2.0
Duration of precon. ( $\times 10^4 s$ )	1.4	8.7	37.5	325

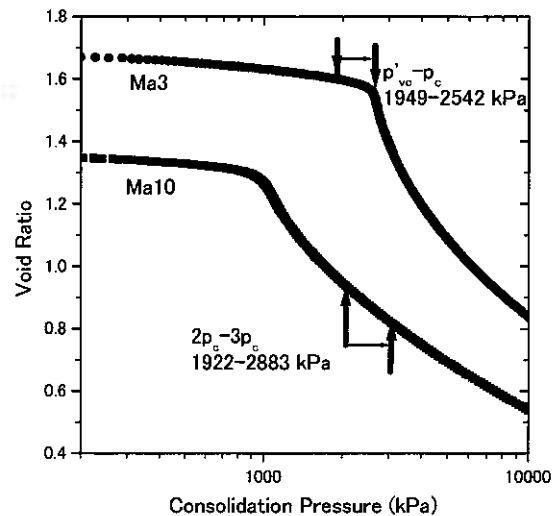


図-4 分割試験に用いた試料の  $e-\log p$  関係と荷重範囲

ち、Ma10では、荷重範囲は正規圧密状態であり2倍の $p_c$ から3倍の $p_c$ とした。すなわち、 $2p_c$ で一旦圧密を終了したのち、 $3p_c$ に圧密圧力を増加し、その間の土要素の挙動を観測した。Ma3では荷重開始を $p'_{vo}$ として、CRSで求められた $p_c$ まで荷重を行った。ここで、注意したいのは、この $e$ - $\log p$ 曲線から判断するにすぎず、圧密によって生じる沈下量はMa10の方が圧倒的に大きい。

#### 4. 荷重増加率の影響

図-5は、種々の粘性土で得られた長期圧密試験（供試体厚さ2cm、両面排水）の結果である。すでに述べたように、供試体は $p'_{vo}$ で24時間圧密された後、 $p_c$ を超える大きな荷重で圧密された。横軸の時間は $\sqrt{t}$ 法による一次圧密終了の時間( $t_p$ )で正規化している。圧密荷重が $p_c$ を超えるような大きな場合には、図に示すように、全体の沈下量に対して $t_p$ 後の沈下量は小さい。また、図に示すように各試料の荷重レベルは大きく異なるにもかかわらず、 $t_p$ 後の $\log t$ に対する勾配、すなわち二次圧密係数 $C_\alpha$ はほぼ同じであることがわかる。したがって、このような場合には、次式に示す二次圧密沈下量を求めるのに有効であることがわかる。

$$\Delta \varepsilon = C_\alpha \log(t/t_p) / (1 + e_0) \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 $\Delta \varepsilon$ は二次圧密によるひずみ、 $e_0$ は初期間隙比である。

事実、二次圧密を考慮する場合には、実際の現場でも(1)式による検討が行われることが多い。

図-6に $p_c$ に比べて圧密荷重が小さい大阪湾更新世粘性土の時間～沈下曲線を示す。圧密荷重が小さくなると( $p < p_c$ )、一次圧密圧密沈下量はわずかで、二次圧密沈下量が全沈下量の大部分を占める（図の凡例の $t_p$ は一次圧密終了の時間）。また、二次圧密終了後の沈下は $\log t$ に対して直線ではなく（特に、圧密圧力が $p_c$ 付近では）、したがって(1)式の $C_\alpha$ は応力レベルだけではなく、時間によっても変化する。

このように、圧密荷重が $p_c$ を超えるような大きな荷重の場合には、発生する大部分の沈下量は過剰間隙水圧の消散に伴う一次圧密であるため、二次圧密を考慮しなくても、Terzaghiの計算方法で実用上十分満足できる結果が得られる。事実、現状の方法が良い結果を示しているのは、沈下量が層厚の10%以上を超える場合であり、一方、沈下量が数%以下の場合には、実測値と計算値との間に乖離が生じるとの報告が多い（前田、他<sup>3)</sup>、Mimura、他<sup>4)</sup>）。

#### 5. 層厚の影響

図-7に2つの試験結果から得られたひずみ（各要素の平均）と沈下、間隙水圧( $u$ )の消散と沈下の関係を示す。ここで、 $u$ は排水面から一番遠い非排水面で測定された値で、荷重増分( $\Delta p$ )で正規化している。また、時間( $t$ )は $H^2$ 則の適応性を見るために、 $t/H^2$ としている。図に示すように、Ma10では層厚を2cmから10cm、Ma3では2cmから20cmまで、変化させている。また、荷重状態はMa10では正規圧密領域、Ma3では過圧密領域である。

図から、 $\Delta u$ の消散は荷重レベル（正規圧密、過圧密）によらず $H^2$ 則に従うようである。ただし、Ma3では、層厚が大きくなるにつれ、 $u/\Delta p$ が0.4付近で、間隙水圧の消散が停滞する傾向にある。

一方、ひずみの発生の仕方は、正規圧密、過圧密領域で大きく変わるのわかる。正規圧密の場合には、層厚によらず $t/H^2$ にしたがってひずみが生じ、しかも $\Delta u$ の消散に対応している。すなわち、有効応力の増大によって、ひずみが生

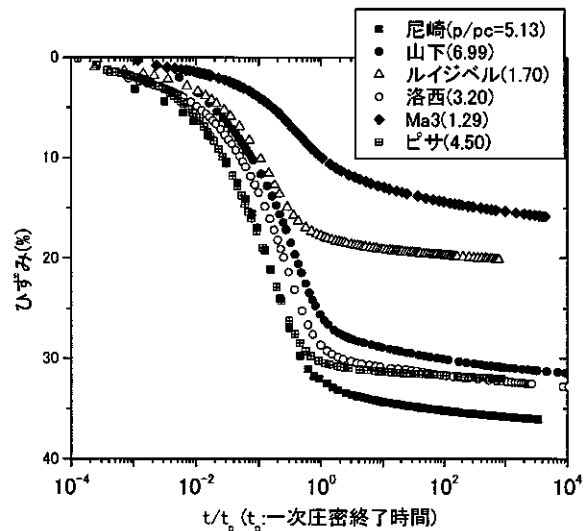


図-5 圧密荷重が十分大きな場合の沈下～時間関係

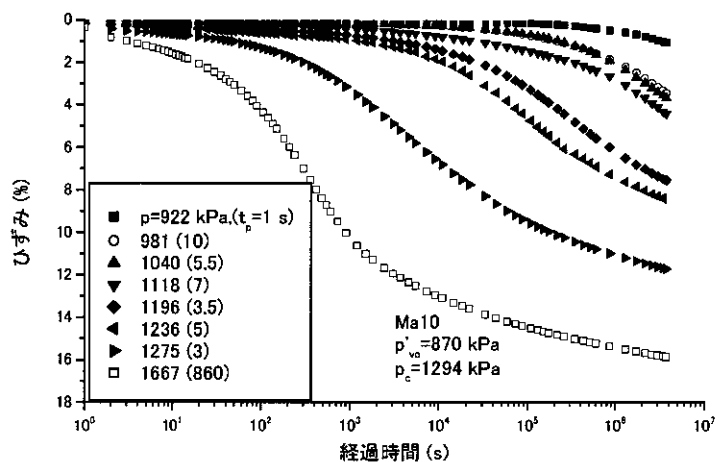
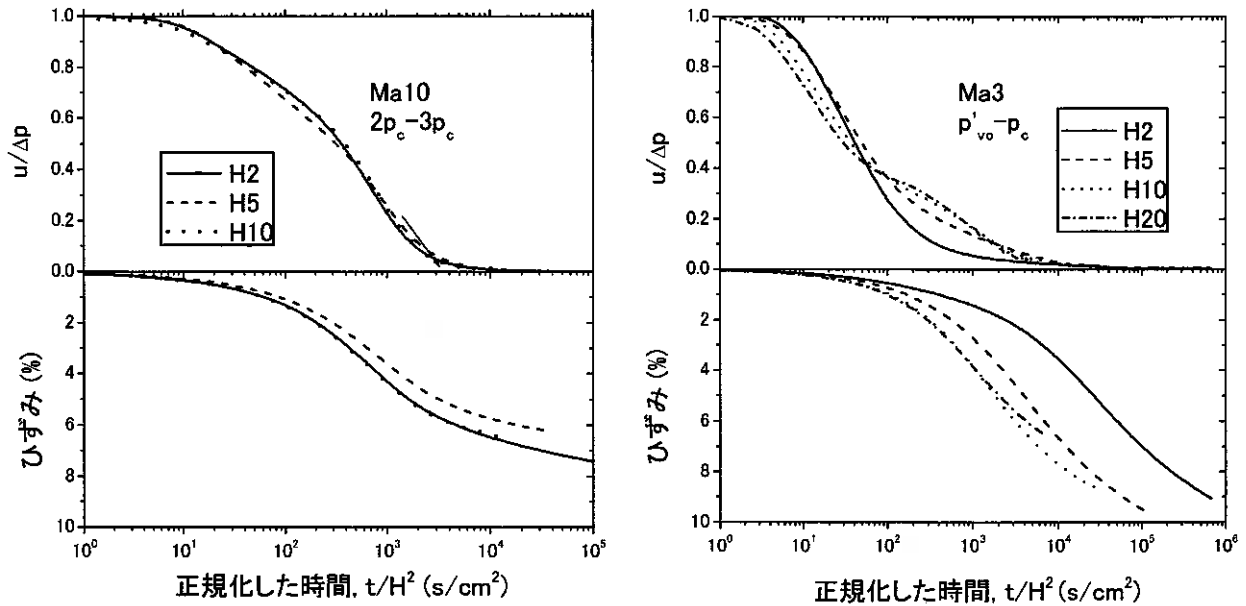


図-6 圧密荷重によって異なる沈下～時間関係





(a) 荷重レベルが正規圧密状態 (Ma10)

(b) 荷重レベルが過圧密状態 (Ma3)

図-7 分割圧密試験から得られた層厚の影響

じている。しかし、過圧密の場合には、ひずみの発生は  $t/H^2$  と一義的に表すことができず、層厚が大きくなると見かけ上、沈下速度が速くなる（実時間が早くなるわけではない）。また、層厚が小さいと、沈下の殆どが  $\Delta u$  の消散後、すなわち二次圧密沈下量が沈下量の大部分を占める（この傾向はすでに図-6 の長期圧密試験結果でも示している）。一方、層厚が大きくなると  $\Delta u$  の消散に伴う沈下、すなわち一次圧密沈下量が增大する。すなわち、層厚が大きくなると、荷重が過圧密領域でも、正規圧密の挙動に類似していく。

## 6. 分割試験における各要素の挙動

圧密試験中の供試体は、非排水せん断試験中の三軸試験とは異なり、ひずみや応力が場所によって異なる。具体的には、排水面に近い方から過剰間隙水圧が消散して行くので、生じるひずみや有効応力は、非排水面からの距離によって異なる。分割圧密試験では、それぞれの要素に発生した有効応力 ( $p'$ ) とひずみ ( $\epsilon$ ) を計測できるので、圧密中の排水距離から異なった場所における  $p' \sim \epsilon$  関係を調べることができる。

図-8 は荷重状態が正規圧密である Ma10 の結果を示す。図に示す試験結果は層厚 10cm (H10) のもので、5 要素からなる。各要素の  $p'$  はその要素の両端で計測された  $u$  の平均値を用いて計算した。この図から 2 つの重要なことがわかる。一つは、横軸を  $\log p'$  としたにもかかわらず、 $\epsilon \sim \log p'$  は直線関係にならないことである。2 つ目は、各要素で計測された  $\epsilon \sim p'$  関係が異なることである。すなわち、排水側に近いほど、この関係は右側、すなわち  $p'$  の増大による  $\epsilon$  が小さい。これらの挙動をアイソタク理論によって説明してみる。

再構成試料を使った今までの研究において、荷重が正規圧密である等ひずみ速度線は  $\epsilon \sim \log p'$  空間において直線で表すことができ、しかも異なるひずみ速度で得られたこれらの関係は、互いに平行であることが報告されている(例えば、Imai, 他<sup>1)</sup>)。これを参考にして、Ma10 を用いた試験結果から等ひずみ速度線を描いてみる。この試験を開始する時の  $\epsilon$  ( $p'=2p_c=1920\text{kPa}$ ) は各要素とも約  $8.3 \times 10^{-9}$  であった。最終荷重の  $3p_c (=2883\text{kPa})$  にお

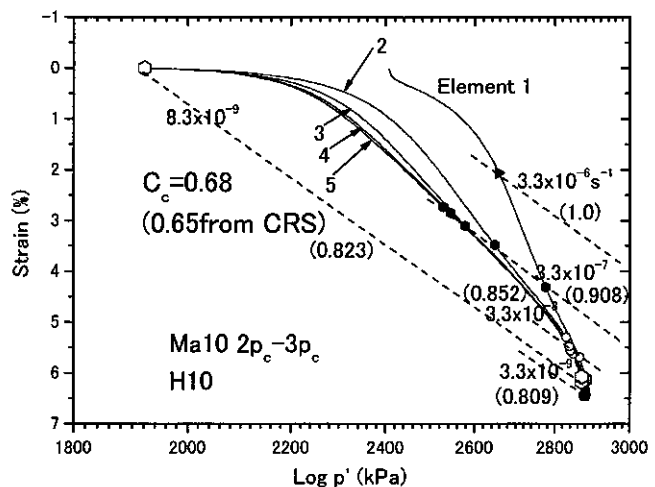


図-8 分割圧密試験から得られた各土要素の  $\epsilon \sim p'$  の関係 (Ma10, 正規圧密状態)

ける  $\dot{\epsilon}=8.3 \times 10^{-9} \text{ s}^{-1}$  を図中に記して、これらの2つの点を結ぶと、これが  $\dot{\epsilon}=8.3 \times 10^{-9} \text{ s}^{-1}$  の等ひずみ速度線となる。CRS 試験は、文字通り等ひずみ速度試験なので、この試験から得られた  $\epsilon\text{-log} p'$  曲線は、等ひずみ速度線となる。事実、 $8.3 \times 10^{-9} \text{ s}^{-1}$  の等ひずみ速度線の勾配から  $C_c$  ( $C_c$  の定義は、 $\epsilon$  ではなくて  $e$  なので、図-8 で得られた勾配に  $1/(1+e)$  を乗じる必要がある) は 0.68 であり、別途行った CRS から求めた値  $C_c=0.65$  に極めて近い数字が得られた。この勾配を用いて、他のひずみ速度線を引いてみる。各要素で得られた同じひずみ速度における  $\epsilon$  と  $\text{log} p'$  の関係は、狭い範囲に集中しているが、 $3.3 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$  の等ひずみ速度線は各要素から得られた結果をうまく表現している。

次に、ひずみ速度の変化によって、同じひずみにおいて  $p'$  がどの程度変化するかを調べてみる。図-8 の括弧内の数字は、 $3.3 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$  を基準として、どの程度  $p'$  がひずみ速度の変化によって減少あるいは増加したかを示した値である。ここでは、これをひずみ速度効果と呼ぶことにする。この分割圧密試験から得られたひずみ速度効果と CRS 試験で得られたひずみ速度効果を比較したのが、図-9 である (ICO:分割試験で得られた値)。ここで、CRS1 とは CRS 試験にひずみ速度を変化させて、ひずみ速度効果を求めた試験である。この試験では、一つの供試体から、種々のひずみ速度におけるひずみ速度効果が得られるので、ばらつきが小さい。一方、CRS2 は試験期間中ひずみ速度を同じとした試験である。値はそれぞれ異なった試料によって得られるので、図に示すように、多少ばらつきが大きい。しかしながら、分割試験で得られたひずみ速度効果と CRS によって得られた結果は良く一致している。

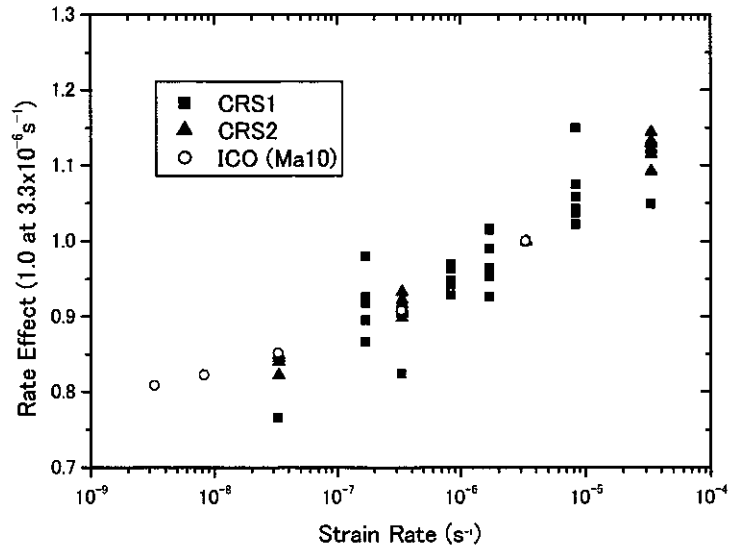


図-9 分割圧密試験と CRS 試験から得られたひずみ速度効果の比較

### 7. アイソタック理論による圧密挙動

このように、長期圧密試験および分割試験で得られた結果は、アイソタック理論によって、うまく説明できることがわかった。ここで、このアイソタック理論によって、荷重増加率と層厚の影響を考えてみる。

図-10 は荷重増加率の大小によって、圧密挙動がどう変化するかを模式的に表した図である。圧密荷重が載荷される前の原位置の状態では、 $p'_{vo}$  の有効土被り圧の下で長期間圧密されているので、 $\epsilon$  は非常に小さな状態にある。この状態で、圧密荷重 ( $\Delta p$ ) が載荷されると、最初は弾性的な挙動を示すが (擬似過圧密)、ある  $\epsilon$  に達すると (擬似先行圧密荷重、あるいは圧密降伏応力  $p_c$  に対応)、有効応力 ( $p'$ ) の増大によってひずみが生じる (一次圧密)。しかしながら、 $\Delta u$  が消散し  $p'$  が一定となると、クリープ的な沈下が生じ、 $\epsilon$  が減少して行く (二次圧密)。すでに述べたように、等ひずみ速度線は互いに平行なので、 $\Delta p$  の大きさによらず二次圧密沈下量は同じである。したがって、図に示すように  $\Delta p$  が小さいほ

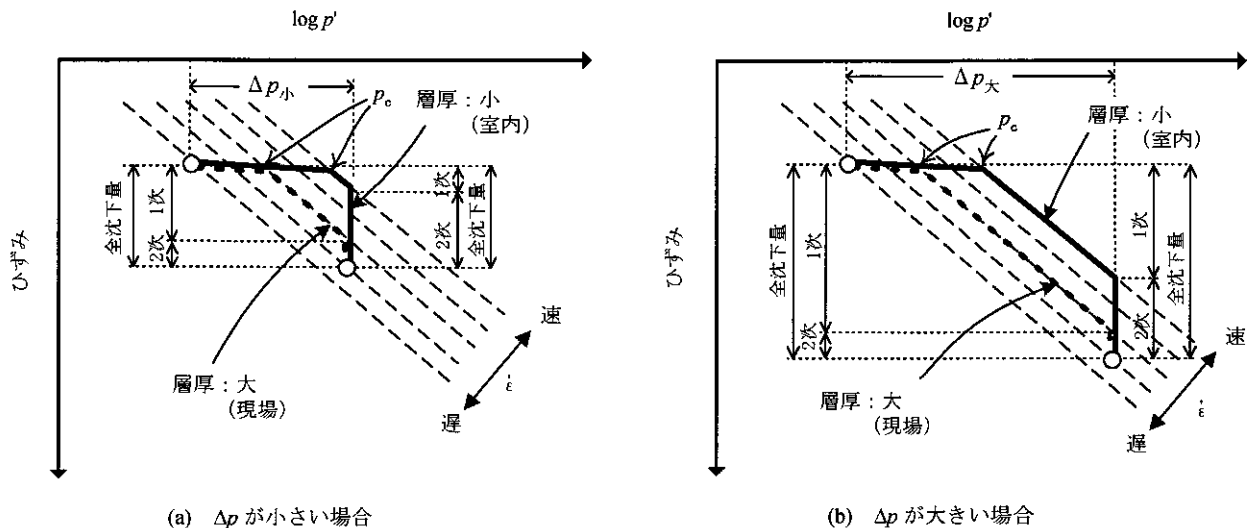


図-10 アイソタック理論に基づく荷重レベルおよび層厚の違いが圧密におよぼす影響

ど、全体の沈下に占める二次圧密沈下量の割合が大きくなる。これは、図-5と図-6で得られた傾向をうまく表現している。

次に、層厚の影響を考えてみる。標準圧密のように供試体が薄いと、圧密が早く進行していくので、生じる $\varepsilon$ は大きい。したがって、この $\varepsilon$ - $\log p'$ 関係は右側による。一方、層厚が大きな現場では、室内試験と比べて圧密はゆっくり進行していき、この結果 $\varepsilon$ は小さく $\varepsilon$ - $\log p'$ 関係は左側に位置する。さらに、 $\Delta p$ が小さな場合には、図-10(a)に示すように、層厚の影響によってその挙動が大きく変わる。すなわち、層厚が薄い室内試験では、沈下の殆どが $p'$ 一定の条件で生じるのに対し、層厚が大きくなると $p'$ の変化による $\varepsilon$ の量が大きくなる。一方、 $\Delta p$ が大きな場合には、図-10(b)に示すように、両者の差は目立たなくなる。以上述べた挙動は、図-7に示した層厚を変化させた試験結果に対応していることがわかる。

## 8. まとめ

原位置の有効土被り圧 ( $p'_{vo}$ ) に対して圧密荷重が小さい場合には、層厚が小さな室内試験では、沈下量の大部分を二次圧密が占める。しかし、ひずみ速度効果を考慮したアイソタック理論によれば、層厚が大きな実地盤ではひずみ速度が小さくなるので、過剰間隙水圧の消散に伴う一次圧密沈下量が増大すると推察される。今回の実験では、分割圧密試験を用いて、層厚の異なる試験を行い、上記の推察が妥当であることを示した。しかしながら、実験装置や圧密時間などの制約があり、室内と現場の間には未だ大きな乖離がある（具体的には、今回の実験では最大層厚は20cmである）。さらに、今回の論文では触れなかったが、乱さない試料の等ひずみ速度線は図-10に示すような $\log p'$ に対して直線とはならず、 $p'$ の大きさによって変化する。また、今回の研究では、過去に現在の $p'_{vo}$ より大きな圧密荷重を受けていないが、年代効果 (Ageing) によって擬似過圧密特性を示す地盤を対象とした（年代効果を受けた正規圧密地盤）。メカニカルな除荷を受けて過圧密となった地盤に対するアイソタック理論の適用性は、さらなる検討が必要である。さらに、図-9では、ひずみ速度依存性と $\log(\varepsilon)$ が直線関係にあることが認められるが、この関係をそのまま適用すると、原位置のような $\varepsilon$ が非常に小さな場合には $p_c$ が $p'_{vo}$ より小さくなることになる。これは明らかにおかしく、 $\varepsilon$ がある値以下となると、ひずみ速度依存性は小さくなるか消滅すると思われる。アイソタック理論に基づいた圧密を現場に適用する場合には、これらのことを解決する必要がある。

## 参考文献

- 1) Imai, G., Tanaka, Y. and Saegusa, H. (2003): One-dimensional consolidation modeling based on the isotach law for normally consolidated clays, *Soils and Foundations*, 43(4), 173-188.
- 2) Den Haan, E.J. and Kamao, S. (2003): Obtaining isotache parameters from a C.R.S. Ko-Oedometer, *Soils and Foundations*, 43(4), 203-214.
- 3) 前田 進・小林正樹・早田修一：関西国際空港におけるサンドドレーン改良地盤の施工管理，土木学会論文集，第381号/VI-8，pp.196～205，1988.
- 4) Mimura, et al.: Long term settlement of the reclaimed quasi-overconsolidated Pleistocene clay deposits in Osaka Bay, *Soils and Foundations*, Vol.43, No.6, pp.141-153, 2003.
- 5) Ladd, C. C. Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulos, H. G. (1977): Stress-deformation and strength characteristics, *Proc. the 9<sup>th</sup> ICSMFE*, 1, 421-494.
- 6) Tanaka, H., et al.: Consolidation behavior around  $p_c$  for Pleistocene clays in Osaka basin, *Proc. of the Int. Sym. on Engineering Practice and Performance of Soft Deposits (IS-Osaka 2004)*, pp.17-22, 2004.

## 段階荷重圧密における異なる圧密圧力による圧密特性の比較

函館高専専攻科 環境システム専攻 学生 ○ 石上友浩  
函館高専 環境都市工学科 正員 佐野佑房  
同 上 正員 川口貴之  
同 上 正員 岩瀬祐一

### 1. まえがき

粘土の圧密特性を調査するために圧密試験が実施されるが、段階荷重による圧密(SL圧密)と定みずみ速度載荷による圧密(CRS圧密)の2方法が基準化されている。SL圧密とCRS圧密それぞれの短所と長所を比較していずれかの方法を採用することになる。

SL圧密試験では、一定圧力  $p$  を標準の24時間載荷したあと、 $p$  と同じ大きさの圧力増分  $\Delta p$  (荷重増分比  $\Delta p/p=1$ ) を瞬間的に加え24時間載荷する。以上の操作を繰り返す。第一段階の圧密圧力だけ変え、その他を全く同一条件とするSL圧密を実施した。圧密圧力の違いが圧密特性の把握に及ぼす影響について比較検討し報告する。

### 2. 試料と試験方法

段階荷重圧密試験はJIS A 1217:2000に準じて実施した。すなわち、試料直径6cm、高さ2cmの試料の圧密量を測定する。圧密圧力範囲を9.8~1256kPa、各応力は24時間載荷、圧密圧力の増分比が1の荷重グループA型(誠研舎)と、圧密圧力範囲を17.3~1108kPa、各圧力は24時間載荷、圧密圧力の増分比が1の荷重グループB型(丸東)に分けた。荷重段階A型は1993年改訂前のJIS法による荷重であり、標準圧密試験法と呼ばれていたものである。

各載荷段階での載荷直前の変位計の読みを測定するときの経過時間は6s, 9s, 15s, 30s, 1min, 1.5min, 2min, 3min, 5min, 7min, 10min, 15min, 20min, 30min, 40min, 1h, 1.5h, 2h, 3h, 6h, 24hとした。

試料は笠岡、カオリン、蛙目の市販粘土3種類を泥水(液性限界の2倍の含水比)から再圧密(圧密応力60~70kPa、期間28日)しての再構成試料である。試料の性質は表1に示す。カオリンは高液性限界、高塑性であるが、3つの試料の中で最も透水性が良い。笠岡はIPが低く、シルト分が多く粘土分が少ないにもかかわらず透水性が低い。

### 3. 試験結果と考察

#### 3.1 e-logP 曲線

圧縮曲線の一例(試料笠岡)を図-1に示す。A型B型いずれも特別の状況は観察されない。両者の圧縮曲線は本来一致するはずであるが、必ずしもそのような結果は得られない。これは含水比の違い、初期間隙比の違いに由来している。試料蛙目の場合、縦軸を0.04程度シフトすると正規圧密領域が一致する。試料カオリンを図-2に示す。試料カオリンには少し違いが現れている。

表-1 試料の性質

	カオリン	笠岡	蛙目
LL	86.3	60.8	71.5
PL	41.4	30.5	32.4
IP	44.9	30.3	39.1
$\rho_s$	2.693	2.695	2.603
砂	0	5	2
シルト	20	49	48
粘土	80	46	50
k cm/s	$2.24 \times 10^{-8}$	$8.18 \times 10^{-10}$	$6.85 \times 10^{-9}$

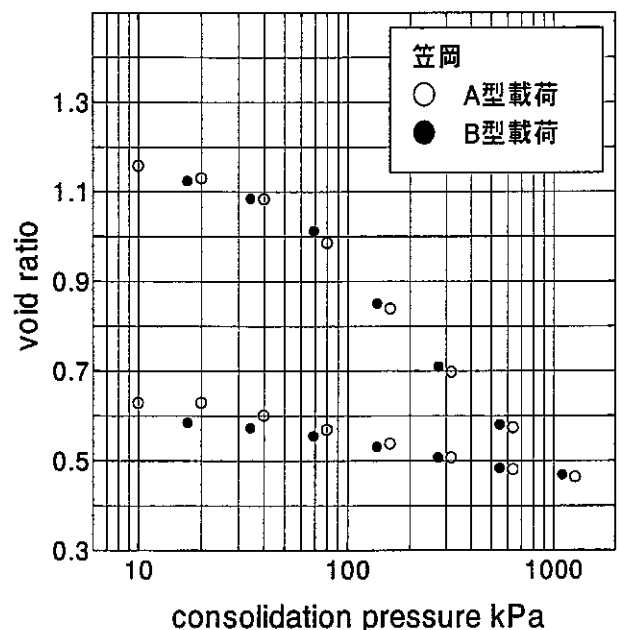


図-1 圧縮曲線(笠岡)

Comparison of consolidation characteristics in incremental loading consolidation tests under different consolidation pressure.

T. ISHIGAMI, Y. SANO, T. KAWAGUCHI, & Y. IWABUCHI (HAKODATE National College of Technology)

### 3. 2 圧縮指数 $C_c$

異なる荷重の圧密試験結果から得られる圧縮指数  $C_c$  を表 2 に示す。なお、値は三笠法から求め、CRS 圧密によって得られた  $P_c$  値も比較の対象に加える。なお根拠はないが、SL 圧密-荷重 A による値を標準値と仮定して検討をする。試料カオリンの  $C_c$  は荷重 A 型、荷重 B 型、CRS 圧密で値が大きく異なった。試料笠岡の場合は、荷重 A 型、荷重 B 型、CRS 圧密の  $C_c$  値は近く、差もわずかだった。試料蛙目の  $C_c$  値もそれなりに近くなったが、やはり若干値がずれた。

段階載荷圧密の荷重 A 型の  $C_c$  値を基準にして  $C_c$  比をとり、図-3 に示す。図-3 より、試料カオリンを除く試料は荷重 A 型、B 型でよい結果が得られた。

### 3. 3 圧密降伏応力 $P_c$

表-2 の圧密降伏応力  $P_c$  について検討する。カオリンは荷重 A 型と荷重 B 型とで大きく異なった。荷重 B 型と CRS 圧密は近い値となった。試料笠岡と試料蛙目は荷重 A 型と荷重 B 型の  $P_c$  値は近くなったが CRS 圧密の  $P_c$  値とは大きく異なっている。

荷重 A 型の  $P_c$  値を基準にして  $P_c$  比をとり図-4 に示す。前述のように、図から試料笠岡と試料蛙目に関しては荷重 A 型と荷重 B 型に極端な差異は見られないが、試料カオリンは荷重 B 型がかなり低く測定されている。再構成試料の圧密圧力は 80 kPa としている。載荷板の周囲の摩擦を考慮しても 37kPa とは推測し難い。A 型の  $P_c$  値を支持したい。しかしながら CRS 圧密による  $P_c$  値もかなり低く 34kPa と計測されていることから、この段階では結論を出すことができなかった。 $P_c$  値の決定は三笠法によっても難しい土が存在する。

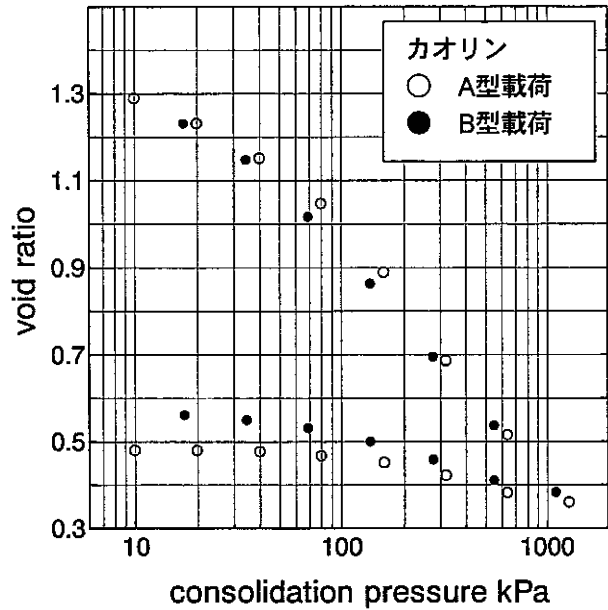


図-2 圧縮曲線 (カオリン)

表 2 圧縮指数  $C_c$  圧密降伏応力  $P_c$

試料	SL 圧密		CRS 圧密	
	$C_c$	$P_c$ (kPa)	$C_c$	$P_c$ (kPa)
カオリン A	0.600	52.0	0.665	34.0
カオリン B	0.559	37.0		
笠岡 A	0.465	54.0	0.455	70.0
笠岡 B	0.471	60.0		
蛙目 A	0.476	60.0	0.515	82.0
蛙目 B	0.499	65.0		

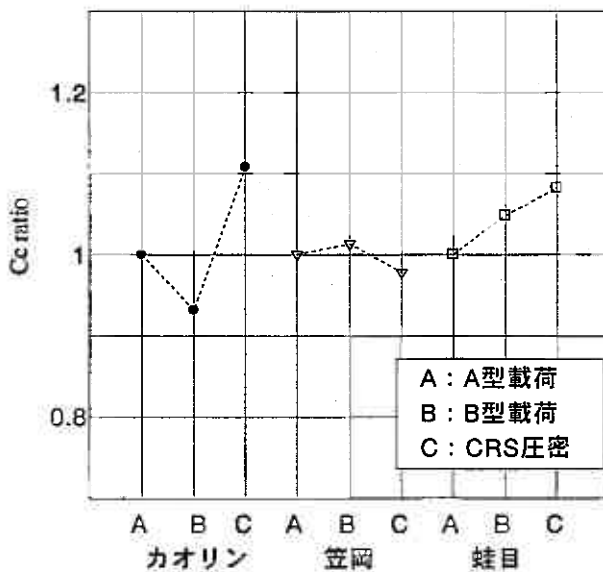


図-3 圧縮指数への影響

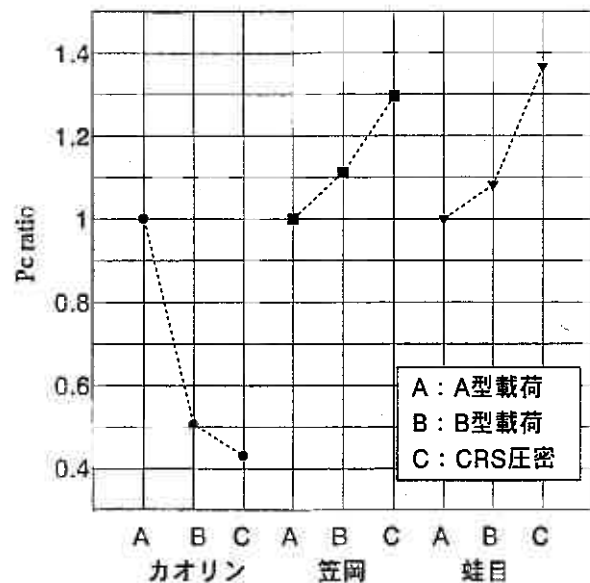


図-4 圧密降伏応力への影響

### 3. 4 変形に関わる圧密特性

変形特性を表現する定数として体積圧縮係数 $m_v$ に着目する。体積圧縮係数は(1)式により計算される。この係数は圧密圧力により変化することが知られている。平均圧密圧力に対して提示することが一般的である。試料笠岡の事例を図-5に示す。 $P_c$ より大きい圧密圧力領域においてA型、B型は同一直線上に分布しており、両者の違いは見られない。次に試料カオリンの事例を図-6に示す。試料カオリンの場合はわずかの違いがあるものの、影響があるとは言えない程度である。試料蛙目は試料笠岡以上にA型、B型両者が一致している。特定の圧密圧力(200,400,800kPa)のときの $m_v$ 値を比較する。A型の $m_v$ 値を基準として $m_v$ 比を示すと図-7が得られる。SL圧密において用いる圧密圧力は $m_v$ に影響を与えないと言える。但しCRS圧密による $m_v$ 値はやや異なる事例が見られるので別途検討を必要とする。

$$m_v = \frac{\Delta H/H}{\Delta \sigma} \quad \dots(1)$$

### 3. 5 時間に関わる圧密特性

次いで圧密係数 $c_v$ について検討する。体積圧縮係数と同様に圧密の進行につれて変化する係数である。試料笠岡および試料蛙目の事例を図-8と図-9に示す。2節で述べたように試料笠岡は透水性の著しく低い土であり、曲線定規法により $c_v$ 値を決定している。その他の2種については $\sqrt{t}$ 法により決定している。 $c_v \sim P_{ave}$ 関係は、試料蛙目(図-9)について視覚的に違いが見られるものの、以下に検討するように、大きな違いとは言えない。むしろほぼ同一であると認定すべき状態にある。試料笠岡の場合(図-8)は圧密圧力900kPaの計測値が1個離れている。試料笠岡が高い圧密圧力領域において急激に $c_v$ 値が低下する減少を把握していない。大局的に載荷する圧密圧力の違いによるとは認め難い。むしろ、曲線定規の適合(フィッティング)を再検討すべきであろう。

いくつかの圧密圧力(200,400,800kPa)に着目するときの $c_v$ 値を図-10に示す。A型の $c_v$ 値を基準とする $c_v$ 比によりプロットしている試料カオリン、試料蛙目については、ほぼ同一の $c_v$ 値を算出できることがわかる。試料笠岡については1例(800kPa)が2倍ほどの違いが現れている。これは図-8における900kPa時の測定値に強く引かれたため、その離れた測定値は再検討の対象としているところである。CRS圧密による $c_v$ 値はSL圧密による $c_v$ 値よりかなり大きい値が得られている。 $c_c$ 値、 $m_v$ 値という変形に関わる特性は比較的近いものの、時間に関わる特性は差が出ていることになる。CRS圧密のいずみ速度の選定などを含め、別途精査・検討を要する。

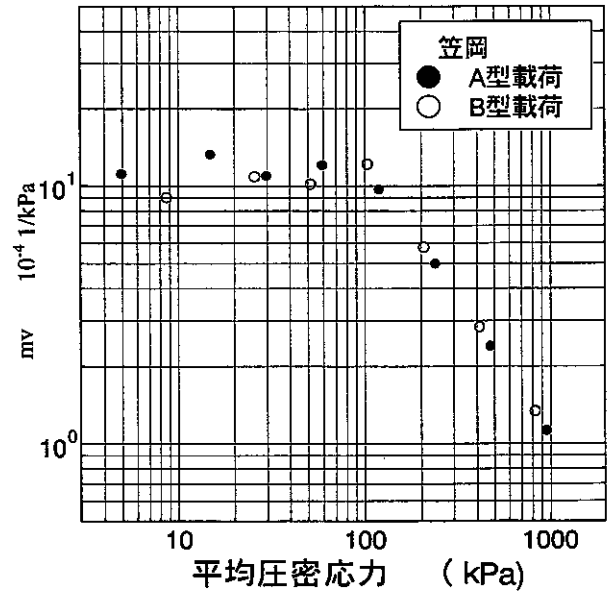


図-5 体積圧縮係数-平均圧密応力(笠岡)

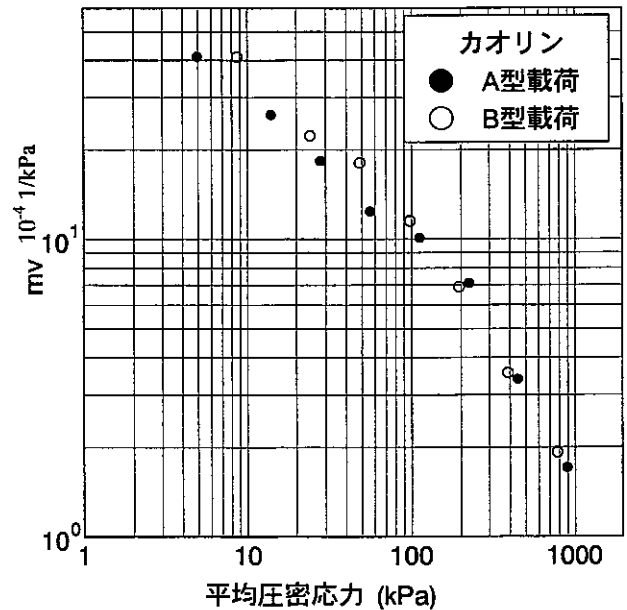


図-6 体積圧縮係数-平均圧密応力(カオリン)

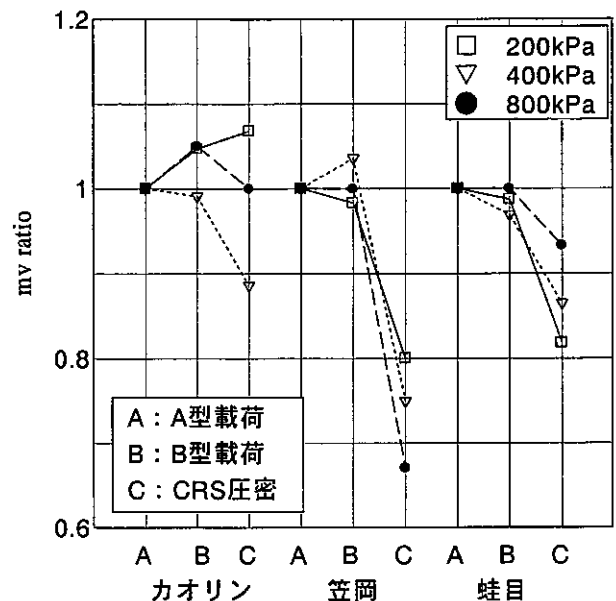


図-7 体積圧縮係数への影響

#### 4 まとめ

段階荷重の第1段階の荷重を変える2組の圧密試験を実施して以下の知見を得た。

- ① 第1段階の荷重を変えても変形に関する圧密定数  $C_c$ 、 $m_v$  は近い値が得られる。
- ② 時間に関わる圧密定数  $C_v$  は1つの試料の1事例を除いて圧密圧力による影響は見られない。
- ③ 圧密降伏応力  $P_c$  について、測定圧密圧力値により最もわん曲部の見極めに影響が見られた。
- ④ CRS 圧密による圧密特性との違いが見られ、精査が必要である。

本研究で用いた試験データは本校学生石垣歩、川尻峻三両君の卒業研究の一部として共に実施したものである。ここに記して謝意を表す。

#### 引用文献

- 1) 地盤工学会[Dec 2000]第6編 第3章 第4章, 土質試験の方法と解説(第一回改訂版), pp 348-412

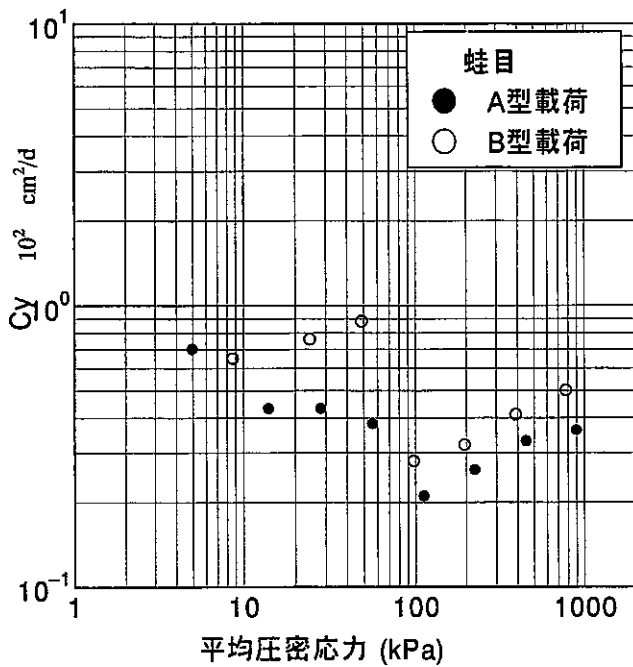


図-9 圧密係数-平均圧密応力 (蛙目)

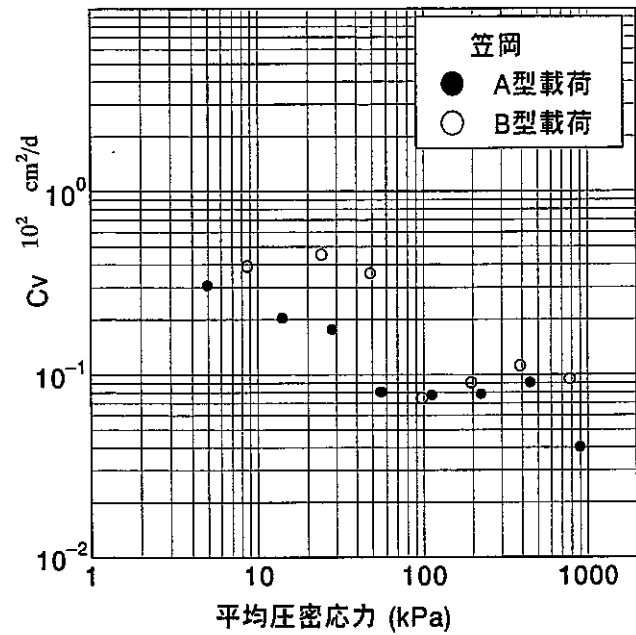


図-8 圧密係数-平均圧密応力 (笠岡)

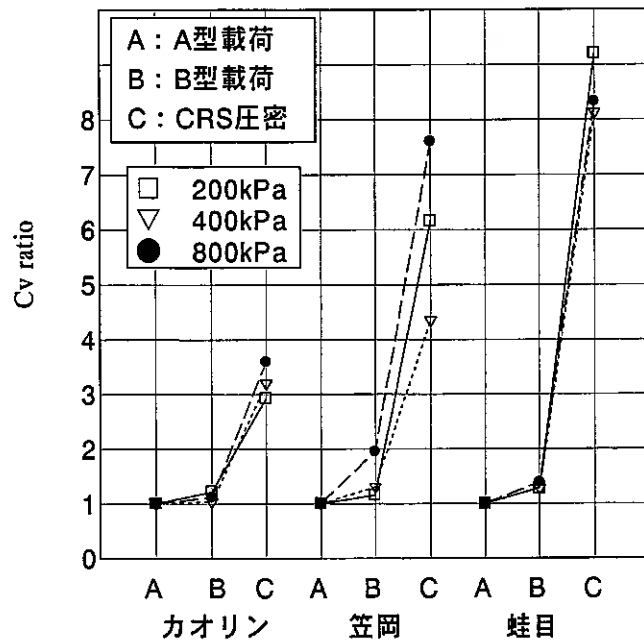


図-10 圧密係数への影響

## セメント系安定処理土の凍上抑制効果

北海学園大学工学部 ○国際会員 小野 丘  
北海学園大学大学院 学生会員 阿部 裕介  
北海学園大学工学部 江口 達也  
北海学園大学工学部 加藤 一広

### 1. はじめに

セメント系安定処理土に凍上抑制効果があることは、従来認識されている。しかし、実験室内での研究成果<sup>1)</sup>や現場における施工実績の報告は数例であり十分な蓄積があるとは言えず、凍上抑制工法としての選択肢の一つに明確に位置付けられている訳ではないようである。その理由のひとつは、セメント系固化材の添加量とその凍上抑制効果との関係を知る手法がはっきりしていなかったためであろうと考えられる。一方、2003年に地盤工学会で「凍上性判定のための土の凍上試験方法」が標準化されて<sup>2)</sup>土の凍上性を判定する方法が明確になったことから、その基準をよりどころに安定処理土の凍上抑制効果を知ることができるはずである。本報告では、セメント系固化材を添加した安定処理土の凍上性抑制効果について理解するための一助として、固化材添加試料の凍上抑制効果に関する仮説をまずたてて、室内凍上試験による確認を行い、セメント系安定処理土の凍上抑制効果について若干の考察を行うものである。

### 2. セメントの水和と凍上性についての仮説

セメント系固化材を添加することにより土の強度発現が見られるのは、主としてセメントを主成分とする固化材の水和反応による硬化が理由であると考えられている。つまり、セメント系固化材の中の珪酸塩とアルミン酸塩が水の存在の下で、珪酸塩からは水酸化カルシウムと珪酸カルシウム水和物が、アルミン酸塩からは石こうの量に依存してエトリンガイトやモノサルフェート水和物などを形成する。ここまでは、セメントの水和反応そのものであるが、土の固化材としての働きは、セメンテーション効果や間隙水が水和物によって固定化され土粒子を拘束する構造を形成することなどにある<sup>3)</sup>。特に、セメント系固化材では針状結晶であるエトリンガイトと固化材および土粒子が水和物によりネットワーク構造を形成して、土粒子を拘束する効果があることが分かっている<sup>4)</sup>。

一方、セメントを添加した土の凍上性に関するこれまでの研究では、セメントをある量以上添加すると、凍上抑制効果があることが実験室レベルでは確かめられてい

る。しかしながら、セメント添加量が少ない場合は、添加しない土に較べて凍上性が変わらないか、逆に、凍上性が増すとする結果も同時に得られている<sup>5), 6)</sup>。

そこで、以下にセメント系固化材の添加による水和物の生成と添加された土の凍上性に関する仮説をたててみる。対象とする固化材は硫酸カルシウム（石こう）の成分の多い種類を想定する。

まず、固化材の添加によって土の凍上性が抑制される主たる原因を、前述のように、エトリンガイトの生成による土粒子の拘束であるとする。凍結過程中的アイスレンズの発生機構に関する実験的研究<sup>7)</sup>などから、他の条件が同一である場合、土粒子の拘束性が高いほど凍上性が抑制されるとする仮定は許されるものと考えられる。また、石こうが存在する間は針状のエトリンガイトが生成されるとすると<sup>3)</sup>、石こう量の多いセメント系固化材は土粒子の拘束能力が相対的に高いと言える。さらに、固化材添加量の増加と共に一軸圧縮強さが増加することから<sup>1)</sup>、固化材添加量の増加に応じて凍上抑制効果も増加すると仮定する。ただし、凍上量が小さくなってからの添加量増加にはそれ以上の抑制効果を想定しても意味がないことは自明であるので、添加量による土の凍上性の抑制効果は直線的ではないと考える。

一方、固化材の添加による土の凍上性の促進効果も仮定できる。水和生成物の大部分はコロイドであるので<sup>8)</sup>、水和物の生成そのものが土の固相の比表面積増加を意味していると考えられる。この水和物コロイドはその表面に自由水を吸着するので<sup>8)</sup>、固化材添加によるこの新たな吸着水の生成が土の固相周囲の不凍水増加をもたらし、結果として、凍上性を促進するものと仮定する。水和セメントペースト中の水には、毛細管水、吸着水、層間水および化学的結合水があり、このうちの吸着水とは分子間力で固体表面に吸着されている水分子である<sup>9)</sup>。この吸着水は粘土粒子の周りの吸着水と同様にポテンシャルは低い移動できる水であると考えられる。ただし、この吸着水が凍結過程において土中の不凍水と同様に働くかどうかの確証が現時点で得られているわけではないので、ここではそのように仮定する。水和反応に十分な水が存在すれば、固化材添加量が増加すると水和物の量も増加して固相の比表面積と不凍水分量も増加するものとする。もちろん、不凍水分量の増加も土の凍上性を単純に線形に促進するのではないと考える。



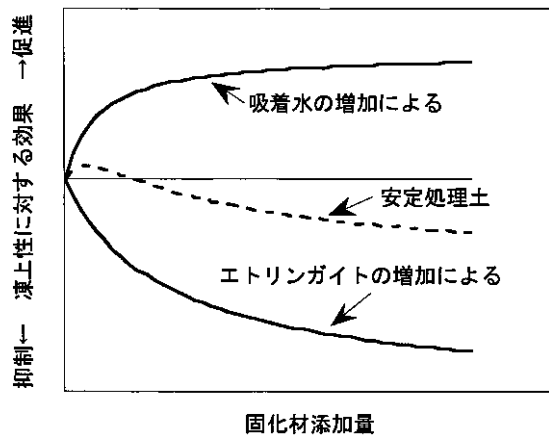


図1 固化材の添加量と凍上性抑制・促進の概念図  
(エトリンガイトによる抑制効果が小さい場合)

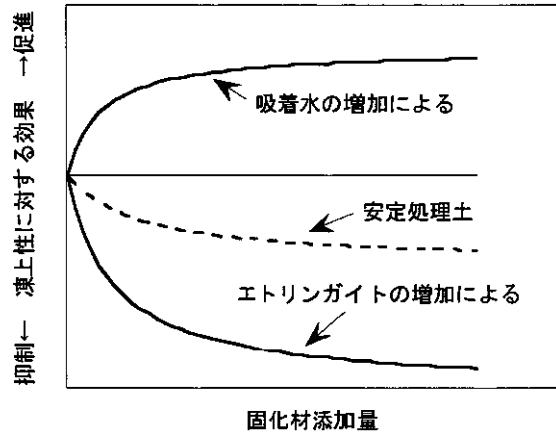


図2 固化材の添加量と凍上性抑制・促進の概念図  
(エトリンガイトによる抑制効果が大きい場合)

以上の仮定を整理して固化材の添加量と凍上性抑制および促進の関係を概念図で示したのが図1および図2である。これらの概念図では、固化材添加量が増加するに伴いエトリンガイトの生成が凍上を抑制する効果と吸着水の新たな生成による凍上促進効果が同時に進行するとして、両者の効果の単純和が安定処理土の凍上性を決定すると考えた。つまり、両者の効果が図1および図2に示すような曲線で表現できる場合は、固化材添加による土の凍上抑制効果は破線のようになることが仮説として成り立つとした。図1ではエトリンガイトの生成による抑制効果が相対的に小さい場合を表している。この場合は、固化材の添加量が少ない初期において安定処理土の凍上性が逆に増加することを表現できている。図2は、エトリンガイトの生成による抑制効果が相対的に大きい場合の概念図で、この場合は少ない添加量でも安定処理土の凍上性は抑制されることが表現できる。このような抑制効果および促進効果曲線は、添加される土の性質や固化材の成分、水和反応の環境などによって異なる形となるはずであるから、固化材添加後の安定処理土の凍上特性-添加量関係は必ずしも図1および図2の破線で全て代表されるとは断言できないが、これらの図はセメント系固化材による安定処理土の凍上特性を表すひとつの関係であると考えられる。

### 3. 室内凍上試験

図1または図2の仮説を実験的に確認するために、室内凍上試験を実施した。使用した試料は表1に示す物理特性を持つ砕石と路床材を質量比1:6で混合して、19mmふるいを通させたものである。図3に粒度調整した混合試料の粒度曲線を示す。このように混合土を使用した理由は、0-40mmの路盤材とその下層の凍上性路床もしくは現地発生材を混合して安定処理する施工方法を

表1 使用した試料の物理特性

	砕石 (0-40)	路床材	混合土 (1:6)
自然含水比 %	4.7	27.8	—
土粒子の密度 g/cm <sup>3</sup>	2.708	2.681	2.698
礫分 %	77.0	4.3	13.7
砂分 %	19.0	63.9	58.4
シルト分 %	4.0	31.8	27.9
粘土分 %	0.0	0.0	0.0
分類記号	GS	FS	SF-G
最大乾燥密度 g/cm <sup>3</sup>	2.162	1.647	1.768
最適含水比 %	8.6	17.5	16.7
凍上速度 mm/h	—	0.608	0.470
凍上性	—	高位	高位

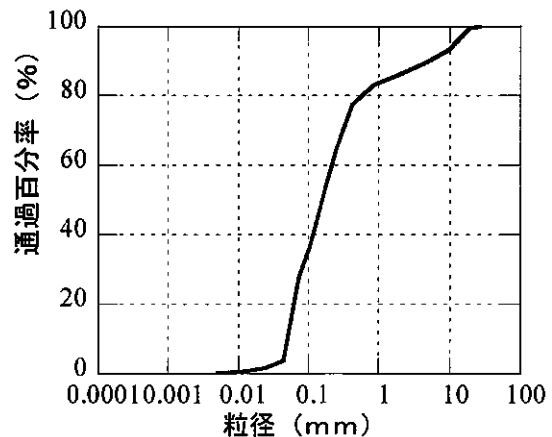


図3 粒度調整した混合試料の粒度曲線

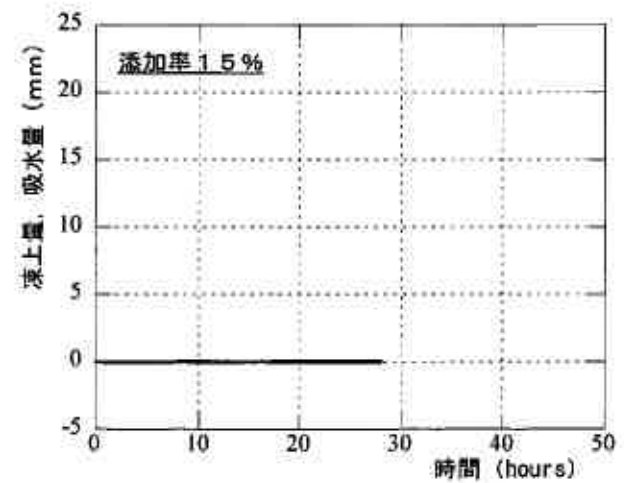
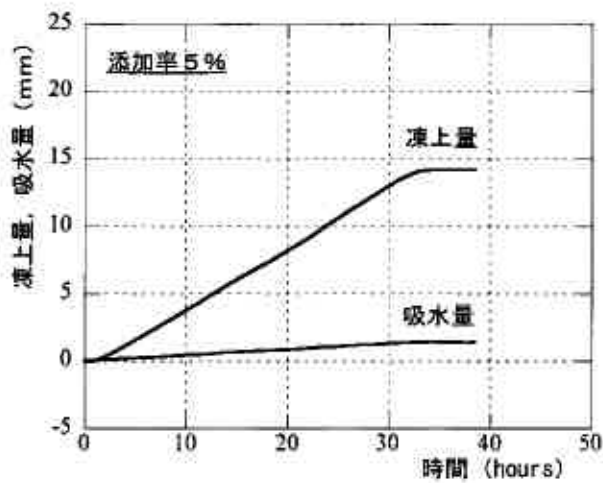
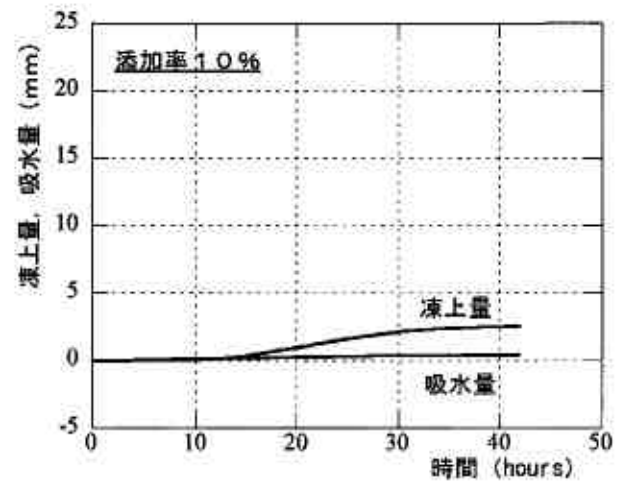
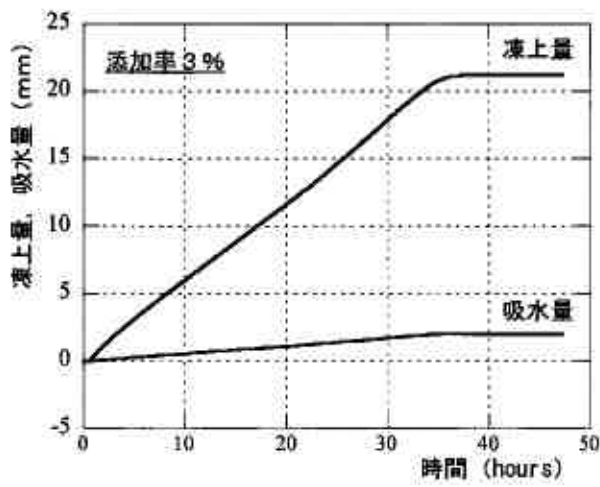
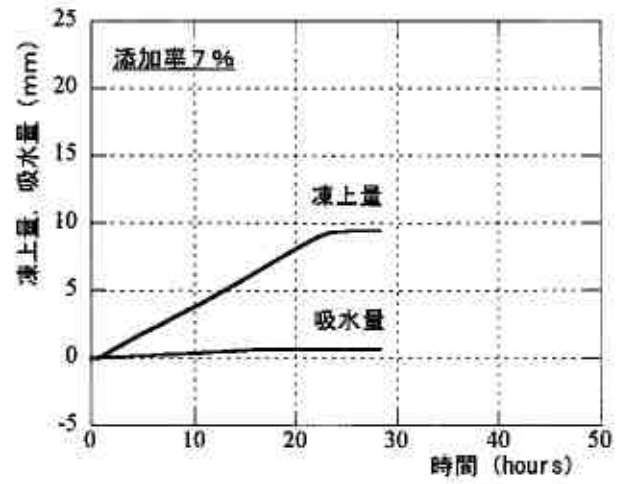
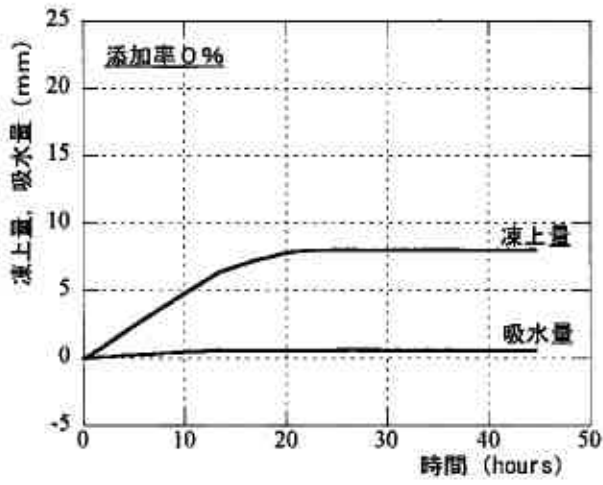


圖 4 凍上試驗結果 (7日養生)

表2 固化材添加率・添加量と飽和処理後の供試体

添加率 %	添加量 kg/m <sup>3</sup>	含水比 %	飽和度 %
0	0	15.9	91.4
3	46.2	23.1	93.9
5	77.0	24.5	82.1
7	107.8	19.8	87.3
10	154.0	19.5	80.3
15	231.0	17.8	83.4

想定しているためである。使用したセメント系固化材は高含水比有機質土などの固化に適するもので、ベースセメントに硫酸塩（石こう）を多く調整してある固化材である。凍上試験は「凍上性判定のための土の凍上試験方法」<sup>2)</sup>に従った。凍上試験を実施した固化材添加率および添加量と飽和処理後の供試体の状態を表2に示す。供試体の飽和度の計算は固化材の有無を特別に考慮せず、試験法通りの計算法による。供試体は所要の固化材を添加・混合したのち締固めて作製し、締固めモールドのまま室温で気中密封養生した。本報告では養生日数を7日とした場合の結果を示す。また、凍結試験直前には試験法に従ってモールド内の供試体を飽和処理した。なお、固化材添加率とは土の単位体積乾燥質量に対する固化材の添加質量の比で定義する。

#### 4. 試験結果

表3に凍上試験結果をまとめて示す。また、図4に全ての凍上試験結果を示す。図中の吸水量とは吸水量を供試体断面積で除した値を意味している。凍結過程での温度は試験法どおり正確に制御されており、凍結速度も1-2mm/h内になっている。添加率10%および15%以外の実験ケースで凍上開始初期からほぼ直線的な凍上とそれに伴う吸水が測定された。また、凍上速度が0.4 mm/hour - 0.5 mm/hourの値を示す試料では、供試体全体にほぼ一様にアイスレンズの成長が確認されたが、0.1 mm/hour程度より小さい試料では目視ではアイスレンズを確認できなかった。

図5には時間-凍上量の結果をまとめて示す。添加率が10%を超えると凍上速度が著しく低下することがわかる。

図6は、固化材添加率と凍上速度の関係を整理した結果である。固化材無添加の原料土の凍上速度と比較すると、添加率7%程度までは凍上抑制効果があまり顕著でないことが分かる。また、添加率が10%を超えると凍上性が低位であるとされる凍上速度0.1mm/h程度以下になることが分かる。そして、この結果は図1で仮説として示した関係を裏付ける結果であると解釈できる。つまり、今回の実験で使用した土試料とセメント系固化材の組み

表3 凍上試験結果のまとめ（7日養生）

添加率 %	0	3	5	7	10	15
凍結速度 mm/h	1.980	1.351	1.515	1.946	1.337	1.900
凍上速度 mm/h	0.470	0.577	0.471	0.441	0.129	0.007

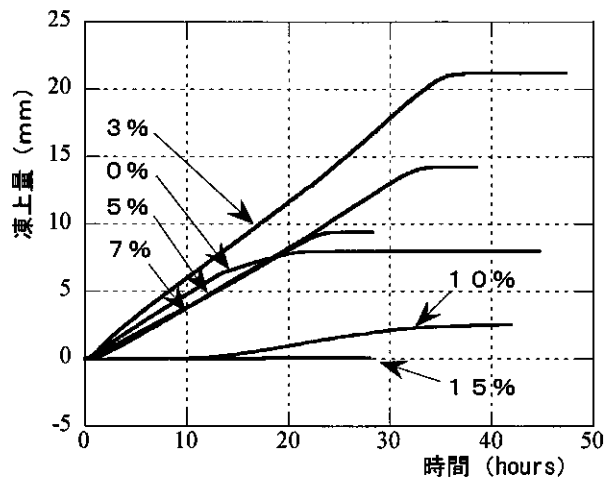


図5 凍上試験結果の比較（7日養生）

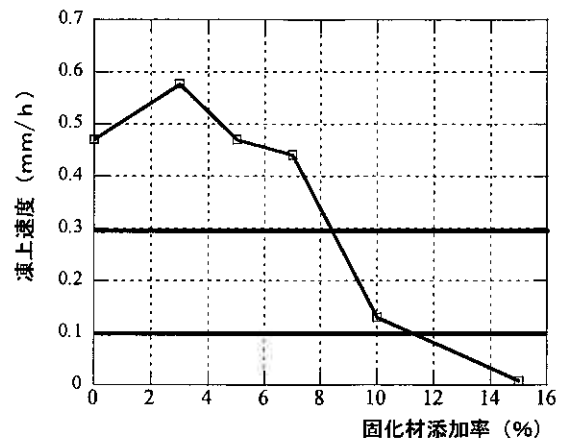


図6 固化材添加率と凍上速度の関係（7日養生）

合わせでは、添加率で7%以下、添加量で100kg/m<sup>3</sup>程度以下で凍上促進効果と凍上抑制効果が相殺されて、固化材添加による凍上抑制効果があまり期待できない可能性があるといえる。このような実験結果は、これまでの他の研究結果<sup>5), 6)</sup>とも定性的に符合する。ただし、今回は仮説の図2の特性を説明する実験結果とはならなかったことになる。

図7は同じ試料による一軸圧縮試験結果である。図1および図2の仮説を立てる上での根拠にしたように、固

化材添加量の増加に伴って、一軸圧縮強さが増加することが確認された。しかし、固化材添加試料の不凍水分量の変化については今回データが得られていないので、その点での仮説の検証はできていない。

## 5. 安定処理土の凍上性

ここまでの結果から、実験室内ではセメント系固化材による安定処理土の凍上抑制効果と固化材添加量との関連を凍上速度で評価できる事がわかった。ただし、セメント系固化材による安定処理土の場合は、その凍上性に関する仮説を立てる上で考察したように、対象とする土質や固化材の種類によって抑制効果に顕著な差が出る可能性もあるので、凍上性評価には注意が必要である。今回の室内実験の結果と考察の範囲から、安定処理土の凍上性評価に関する留意点を挙げると以下のようである。

1) セメント系固化材による安定処理土も、通常の土試料と同様に、地盤工学会基準による凍上試験方法を適用することができる。

2) 対象とする土質と添加材の性質によっては、添加量と凍上速度の関係を正確に評価できない可能性があるため、特に添加量が少ないことが想定される場合には、丁寧な実験計画が必要である。

3) 固化材添加により一軸圧縮強度などの強度特性が改善されることを同時に確認する必要がある。

4) 室内実験の結果は安全側のデータであると推定され、必ずしも現場の凍上性と全く一致するとは言い切れない。それは、凍上試験は飽和土で実施されており、通常の凍結を受ける深度での土要素とは条件が必ずしも同一ではないというのが理由のひとつである。

## 6. まとめと展望

本報告で得られた結果をまとめると以下のようである。

1) セメント系固化材の添加は、セメントの水和によるエトリンタイトの生成という土の凍上性を抑制する要因とセメントの水和物生成による固相の比表面積の増加に伴う不凍水量の増加という凍上性を促進する要因とがあるとの仮説を立てることができる。

2) 対象とする土質や固化材の性質などによって予想される安定処理土の凍上特性は異なるが、この仮説は固化材の添加量によっては凍上性が増加または変化しない場合もあることを説明できるものである。

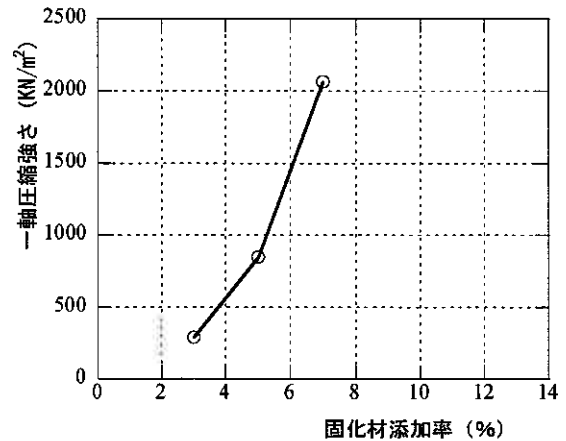


図7 一軸圧縮試験結果（7日養生）

3) 凍上性の高い試料にセメント系固化材を添加した試料を用いて、その仮説を確認する室内実験を実施した結果、仮説のひとつを裏付けると解釈できる結果を得た。

4) 今回の実験事実は、使用した試料と固化材の組み合わせによるひとつの結果に過ぎないが、セメント系安定処理土の凍上抑制効果を評価する方法の一助になるものと考えられる。

しかしながら、本報告では以下の要因は取り上げておらず、今後の継続的なテーマとして実施する必要がある。

### 1) 凍結・融解の繰り返し

自然地盤は外気温の変化に応じて、凍結・融解の繰り返しを受けている。安定処理土は、凍結・融解の繰り返し履歴によってその性質に変化がないのかを確かめることは実務上重要である。

### 2) 固化材の種類

セメント系固化材にもその目的によって種類があり、かつ、現時点では安定処理は凍上抑制という単一目的で施工されることはむしろ稀であろう。つまり、凍上抑制効果は安定処理の付加価値としての意義付けもできる。その場合は、使用される固化材に依存した凍上抑制効果が発揮されるはずであり、その特性を充分解明しておく必要がある。

### 3) 土質依存性

固化材添加による凍上抑制・促進効果の仮説を立てる上でも重要な要因であったが、対象とする土質によってどのように凍上抑制効果に違いがあるかを知る必要がある。特に、凍上抑制効果は針状結晶のエトリンタイトによる土粒子の拘束にあると考えられるので、添加材の成分・性質と土粒子拘束の能力を異なる土質ごとに把握し

なければならない。

#### 4) 仮説の検証

今回は図2のようなエトリンガイトの生成による凍上抑制効果が相対的に大きい場合の実験結果を示すことができなかったため、固化材と土質の組み合わせでそのようになる場合があることを確認する必要がある。また、固化材添加による不凍水分量の増加を定量的に調べる必要がある。

#### 謝辞

本報告をまとめるに当たり、道路工業（株）地盤改良事業所ならびに日鐵セメント（株）の関係者の方々より試料・データおよび固化材の提供と貴重なご意見並びに情報交換の場を戴いた。ここに記して謝意を表す。

#### 参考文献

1) 金城徳一・酒巻克之・田坂行雄・高倉篤：講座「土を固める原理と応用」, 3. 改良土の特性, 土と基礎, Vol.52, No.11, 59-66, 2004

2) (社)地盤工学会：「凍上性判定のための土の凍上試験方法」, JGS0172-2003, 新規制定地盤工学会基準・同解説VII (2003年度版), 2003

3) 岡林茂生・大森啓至・柳原弘彦・高橋茂：講座「土を固める原理と応用」, 3. セメントとセメント系固化材の化学, 土と基礎, Vol.52, No.10, 47-54, 2004

4) 岡林茂生・田坂行雄・丸屋英二：セメント安定処理した泥炭の強度発現性について (その2), 第36回地盤工学研究発表会講演集, 849-850, 2001

5) 生頼孝博・山本英夫・岡本純・伊豆田久雄：セメント混合による土の凍上及び解凍沈下抑制に関する実験的研究, 雪氷, 46巻, 4号, 189-197, 1984

6) 瓦川善三・奥田和浩・了戒公利・加藤和彦：セメント及び消石灰を添加した細粒土の凍上特性, 第23回地盤工学研究発表会講演集, 1037-1038, 1988

7) 佐藤正己・赤川敏：凍上現象におけるアイスレンズ発生条件の実験的検証, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第42号, 277-282, 2002

8) A. M. Neville (後藤幸正・尾坂芳夫監訳)：コンクリートの特性, 技報堂出版, 1979

9) P. K. Mehta and P. J. M. Monteiro (田澤榮一・佐伯昇監訳)：コンクリート工学, 技報堂出版, 1998

## 不良土を安定処理して作製した固化破碎土の強度特性

北海道開発土木研究所 正会員 ○ 佐藤厚子  
 正会員 西本 聡

### 1. はじめに

建設工事で発生する土砂の有効利用が進む中で、発生した土砂が盛土材料として適していない場合固化処理することが多くなっている。固化材を混合してからすぐに施工できれば、十分に固化材の固化能力が発揮され、改良した材料は強度発現する。しかし、急な工程の変更や天候の変化により、混合からの所定の時間内に盛土の施工ができない場合があり、このような場合の安定処理土の強度特性が不明なところがある。

そこで、固化材を混合してから一定期間養生した後破碎する固化破碎土の強度特性を明らかにすることにより、施工状況に応じた改良土の強度が明らかになる。本報告は、固化材を混合してから破碎までの時間に着目して作製した固化破碎土の強度特性を明らかにするために行った試験をまとめたものである。

### 2. 試験概要

不良土に固化材を混合して改良する場合、改良の目標は盛土が施工できること、および施工した盛土の安定性が確保できることであり、いずれも満足する配合で固化材を混合する。

盛土の施工を確保するための固化材混合率が大きい場合、盛土施工からの時間経過とともに盛土の強度が大きくなり、必要以上の強度となってしまう、不経済であるばかりでなく固化材混合率によっては将来盛土掘削の必要があるとき、大がかりな作業となってしまうこともある。一方、盛土の安定性を確保できる固化材混合率が大きい場合は、経済的な固化材混合率となるものの固化材を混合してから盛土施工までの時間が盛土の強度に影響を与えるとされている<sup>1)</sup>ことから、天候、工程の都合により規定の時間内に施工できない場合、盛土の安定性を確保できなくなることがある。

これらの問題を解決する目的で、不良土を改良する際に固化材を混合してから締固めまでの時間（以降放置時間と称する）を規定の時間以上放置した固化破碎土を作製し固化土との強度比較を行った。固化破碎土の作製に当たり締固めを行う際、固化材を混合して固化が完了する前に破碎することから固化破碎土と称している。

#### 2.1 不良土

検討の対象とした不良土を表-1 に示す。いずれの不良土も細粒分が多く、自然含水比状態ではトラフィカビリティ試験によるコーン指数(qc)が 300kN/m<sup>2</sup> 以下で湿地ブルドーザーの走行性を確保できない軟弱な不良土である。試料採取地を試料名とした。

#### 2.2 試験内容

2つの不良土に対して、生石灰系固化材と高炉 B 種セメントとを固化材とし、固化した場合に盛土としての安定性を確保できる強度である 7 日養生後の一軸圧縮強さが  $qu=150\text{kN/m}^2$  となるような配合<sup>2)</sup>で固化材を混合した。不良土に固化材を混合してから、表-2 の試験条件に示す放置時間経過後、ビニール袋に入れ恒温で養生した後、手または木づちで 5mm 以下に細かく破碎して各試験の供試体を作製した。室内トラフィカビリティ試験を実施したときの密度と同じ密度で、一軸圧縮試験試験用、三軸圧縮試験(UU)用、CBR 試験用供試体を作製し、7 日養生後にそれぞれの試験を実施した。生石灰系固化材は不良土中の水分と反応して発熱膨張する<sup>3)</sup>ことから、固化材を混合してから 24 時間経過したのち供試体を作製した。また、通常コーン指数は供試体作製直後に測定するが、固化する過程の強度変化を求めるため、生石灰系固化材について放置時間と同じ時間養生した供試体についても測定した。

表-1 不良土の基本物性値

試料名	函館	帯広	
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.718	2.614	
自然含水比 $w_n(\%)$	40.15	49.2	
粒度特性	2000 $\mu\text{m}(\%)$ ~	0.0	0.0
	75 ~ 2000 $\mu\text{m}(\%)$	9.2	0.6
	~ 75 $\mu\text{m}(\%)$	90.8	99.4
コンシステ ンシー限界	液性限界 $w_L(\%)$		53.4
	塑性限界 $w_p(\%)$		30.5
地盤材料の分類名		MH	
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}(\text{g/cm}^3)$		1.394	
最適含水比 $w_{opt}(\%)$		28.2	
コーン指数 $qc(\text{kN/m}^2)$	177	280	

表-2 試験条件

試料名	固化材	放置時間 (日)	測定項目
函 館	生石灰系固化材	1, 3, 5	$qc, qu, c, \phi, \text{CBR}$
	高炉 B 種セメント	1, 3, 7	
帯 広	生石灰系固化材	1, 3, 5, 10	

Strength characteristics of solid-crushed soil of stabilization soil

Atsuko SATO, Satoshi NISHIMOTO (Civil Engineering Research Institute of Hokkaido)

### 3. 試験結果

#### 3.1 固化破碎土のコーン指数

放置時間とコーン指数の関係例として帯広に生石灰系固化材を混合した場合の変化を図-1 に示す。放置時間が長くなるとコーン指数も大きくなっている。固化材を 1.5%混合した直後では、 $q_c=300\text{kN/m}^2$  程度で湿地ブルドーザーの走行をようやく確保できる状態であったが、放置時間 1 日で  $q_c=500\text{kN/m}^2$  を超え、普通ブルドーザーの走行性を確保できるようになった。1 日放置すると機械を大型化できることから、作業効率の向上が期待できる。この材料では固化材の混合率を大きくすると、放置時間に対するコーン指数の増加も大きくなっており、固化材の混合量もコーン指数の増加に影響するといえる。また、この材料の場合、施工の目標強度を普通ブルドーザーの走行性を確保できる強度<sup>4)</sup>である  $q_c=500\text{kN/m}^2$  とすれば、混合直後には 2.5%の固化材が必要であるが、放置時間を 1 日とすることで 1.5%の混合率で目標強度を得ることができ、1%程度固化材混合率を減らすことができコスト縮減も可能となる。この傾向は函館に生石灰系固化材や高炉 B 種セメントを混合した場合でも同じであった。

次に、固化破碎土のコーン指数を破碎する前のコーン指数から推定することを目的として、放置時間と同じ時間養生した固化土のコーン指数と固化破碎土のコーン指数の関係求めた。図-2 は生石灰系固化材により改良した固化土と固化破碎土のコーン指数を示したものである。全体的には、放置時間が短いほど固化破碎土のコーン指数は固化土のコーン指数に近い傾向にあるが明確な差はない。放置時間よりも不良土の種類による影響が大きく、函館では固化破碎土のコーン指数は破碎前の固化土の約 1/1.3、帯広では約 1/2 である。また、固化土についてコーンの貫入が不可でコーン指数を測定できない場合は、固化破碎土のコーン指数は  $1000\text{kN/m}^2$  以上であると判断できる。

#### 3.2 固化破碎土の一軸圧縮強さ

放置時間と 7 日養生後の一軸圧縮強さ ( $q_{u7}$ ) の関係例を図-3 に示す。放置時間が長くなると  $q_{u7}$  は小さくなる傾向にある。特に固化材混合率が大きい場合には強度の低下が大きい。しかし、強度の低下が大きいのは放置時間 1 日まででそれ以降は大きな強度の低下はない。函館に生石灰系固化材や高炉 B 種セメントを混合した場合でも同じであった。いずれの固化破碎土であっても盛土としての目標強度である  $q_{u7}=150\text{kN/m}^2$  程度では大きな強度低下は見られなかった。

次に固化破碎土の一軸圧縮強さの推定は手間と時間がかかることから、固化土の  $q_{u7}$  から固化破碎土の  $q_{u7}$  の推定を試みた。図-4 は、固化土の  $q_{u7}$  と固化破碎土の  $q_{u7}$  の関係を示したものである。不良土の違いによる差はほとんどなく、放置時間が短いほど固化破碎土の  $q_{u7}$  は固化土の  $q_{u7}$  に近い。固化破碎土は固化土の  $q_{u7}$  の 80%程度の強度のものもあるが最低でも 60%の強度は確保できる。

安定処理土は内部摩擦角を無視して粘着力  $c$  を有する材料として一軸圧縮強さで評価する<sup>1)</sup>。そこで、固化土、固化破碎土について一軸圧縮強さと同じ条件で作製した供試体

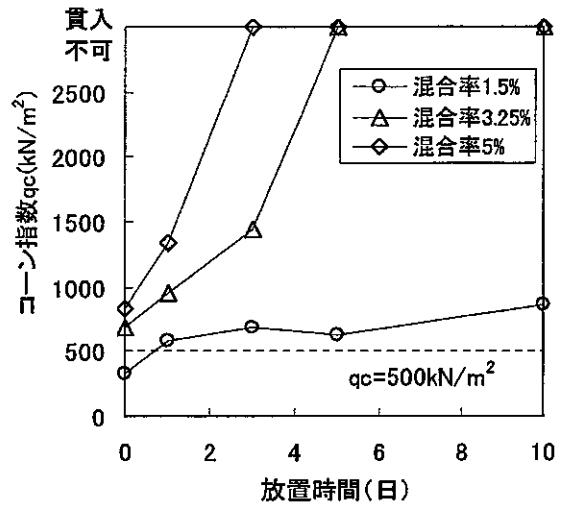


図-1 放置時間とコーン指数

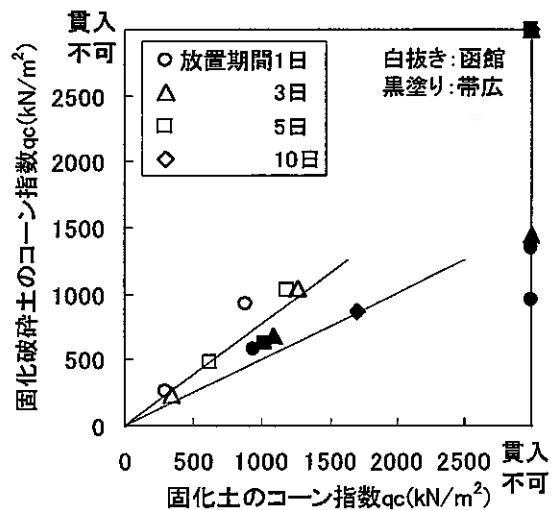


図-2 固化破碎土のコーン指数

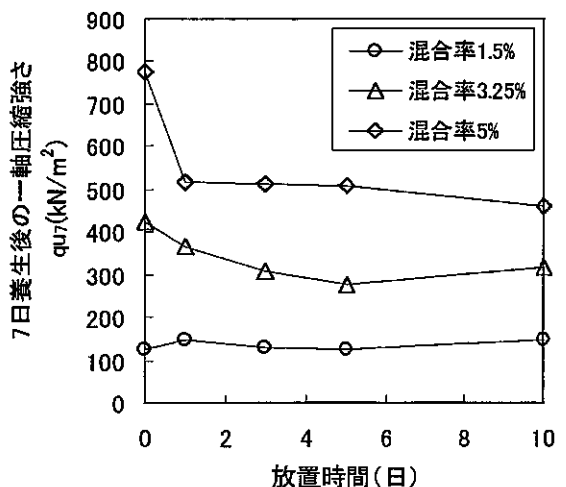


図-3 放置時間と 7 日養生後の一軸圧縮強さ

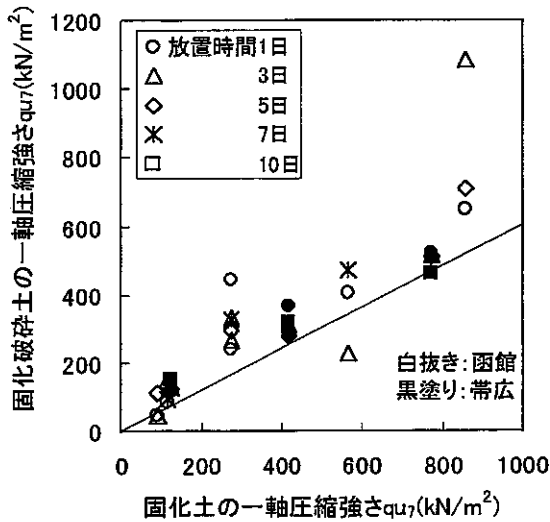


図-4 固化破砕土の7日養生後の一軸圧縮強さ

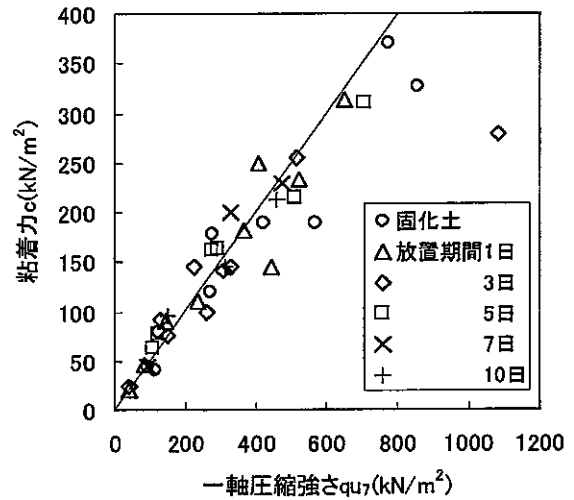


図-5 一軸圧縮強さと粘着力の関係

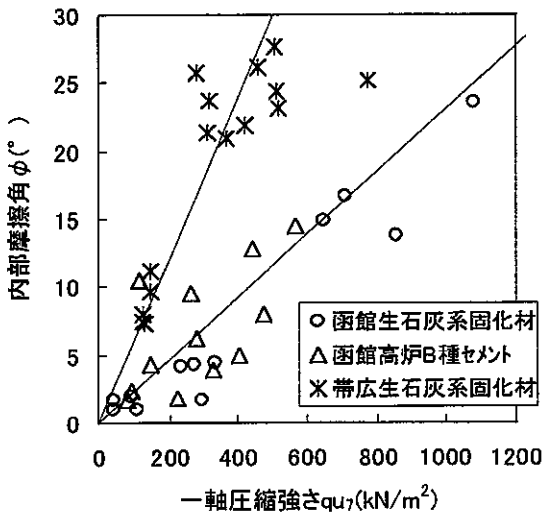


図-6 一軸圧縮強さと内部摩擦角の関係

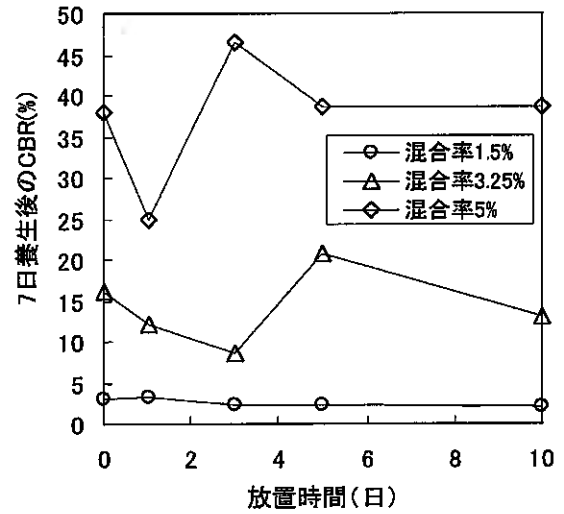


図-7 放置時間と7日養生後のCBR

の粘着力と内部摩擦角を求め両者を比較した。図-5 に一軸圧縮強さと粘着力の関係を示す。 $qu_7$  が大きくなれば、 $c$  も大きくなり  $c=1/2qu_7$  の関係にあった。この関係は、不良土の種類、固化材の種類、固化土、固化破砕土に関わらず一定である。固化破砕土の粘着力を固化土と同様に一軸圧縮強さで評価できる。

図-6 には、一軸圧縮強さと内部摩擦角  $\phi$  の関係を示す。固化土および固化破砕土の  $\phi$  は固化材による違いはないが、不良土ごとに異なっている。函館では  $\phi=1/50qu_7$ 、帯広では  $\phi=1/20qu_7$  程度あり、一軸圧縮強さが大きくなると内部摩擦角も無視できない。しかし、盛土の安定性を確保するための目標値である  $qu_7=150kN/m^2$  程度では、函館で  $3^\circ$ 、帯広で  $7.5^\circ$  程度であり、固化破砕土による盛土では内部摩擦角は無視することができる。

### 3.3 固化破砕土の CBR

安定処理した材料はそのままの固化材混合率で路床となる場合が多い。このことから、固化破砕土の CBR を測定した。図-7 に帯広の生石灰系固化材を混合して作製した固化破砕土の放置時間と CBR の関係を示す。図-3 より、固化材混合率 1.5% では一軸圧縮強さが  $130kN/m^2$  程度であるが、放置時間にかかわらずほぼ一定の CBR であった。固化材混合率 3.25% では放置時間 1、3 日、5% では放置時間 1 日るとき固化破砕土の CBR が少し小さくなっているが、放置時間 5 日、10 日では固化土とほぼ同じ CBR となっている。

試験を行ったすべての固化破砕土について固化土の CBR と比較した。図-8 は固化土と固化破砕土の CBR を示したものである。放置時間 1 日、3 日では固化破砕土の CBR は固化土よりも小さいものもあるが、放置時間 7 日、10 日では固化土とほぼ同じ CBR である。CBR については固化破砕土の CBR を固化土の CBR と同じ値として評価できる。



表-3 路床の CBR

材料	火山灰	砂	硬い土	土
CBR(%)	4	5	10	3

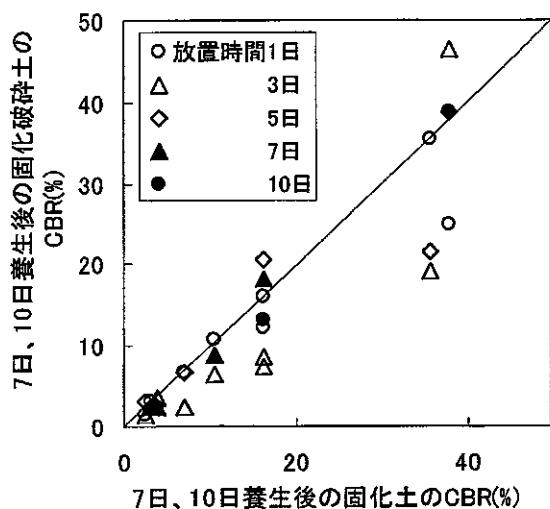


図-8 固化土と固化破砕土の CBR

次に北海道開発局では路床の品質管理基準値を締め固め度 90%以上としている<sup>5)</sup>。この場合、材料の種類により表-3 に示すような CBR を確保しているものとして路盤の設計を行っている。そこで固化破砕土の CBR がどの程度のレベルなのか確認した。図-9 は固化破砕土の一軸圧縮強さと CBR の関係を示したものである。盛土としての目標強度である  $qu=150\text{kN/m}^2$  では CBR は 3 程度であり土の CBR とほぼ等しい。

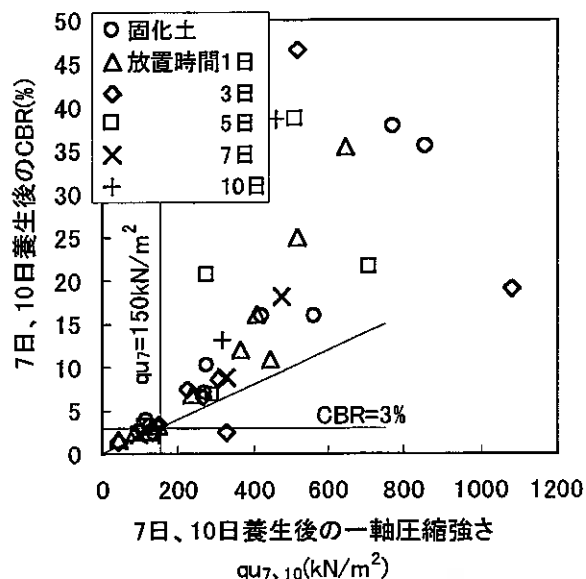


図-9 固化破砕土の  $qu$  と CBR の関係

#### 4. まとめ

本検討について得られた知見をまとめると次のことがいえる。

- ① 固化破砕土についてコーン指数、一軸圧縮強さ、粘着力、内部摩擦角、CBR などの強度特性を把握できた。
- ② 固化破砕土のコーン指数、一軸圧縮強さ、CBR は固化土の強度から推定できる。
- ③ 固化破砕土のコーン指数は放置時間の影響が大きいですが、一軸圧縮強さ、粘着力、CBR は放置時間 1 日以上で大きな違いはない。このことから、室内試験で放置時間を短くして得られた結果を現場に反映するとき、放置時間が長くなっても強度へ与える影響を考慮しなくても良い。

#### 5. おわりに

今回の検討により、固化破砕土の強度をある程度提示できた。今後不良土の種類を変えて固化破砕土の特性をより明らかにしたいと考える。

#### 参考文献

- 1) 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、2003.9
- 2) 北海道開発局開発土木試験所土質研究室：北海道における不良土マニュアル（案）、1985.2
- 3) 日本石灰協会：石灰による軟弱地盤の安定処理工法、193.11
- 4) 日本道路協会：道路土工土質調査指針、1986.11
- 5) 北海道開発局：道路河川工事仕様書、2004

## 養生方法の違いによる石灰安定処理土の強度特性

北海道工業大学大学院 学生会員 ○塩田 好輝  
北海道工業大学工学部 国際会員 神谷 光彦  
北海道工業大学工学部 国際会員 川端 伸一郎  
北海道工業大学工学部 国際会員 土岐 祥介

### 1. はじめに

基礎工事, シールド工事や骨材等の採取などで発生する建設汚泥は, 再利用するに際しての制度上の問題などもあり, 適当な中間処理で減容化を施された後, 多くは処分場に投棄される。しかし近年, 処分場の不足や遠隔化, 環境への負荷などで多くの問題が発生しており, 減量化やリサイクルにむけた研究は重要な課題である。しかし, 掘削などで発生する軟弱な粘性土も含めて, 再利用するための処理技術が種々提案されているが<sup>1)</sup>, 処理に要するコストが高いことなどもあり, 多くは盛土材など低位の利用に留まっているのが現状である。

軟弱な発生土の改良法の一つとして石灰安定処理工法があり, 経済的であるため広く利用されている。さらに, 著者らは石灰安定処理土を道路の凍上抑制層などのより付加価値の高い材料として利用するための検討を行ってきている。

石灰安定処理土の凍上抑制効果について, 室内試験での報告はいくつかあり, 凍上抑制のためにはかなりの強度増加が必要である<sup>2)</sup>。一般に, 石灰安定処理工法は強度の増加を主目的としたため, 石灰添加後に直ちに締固めを行う方法がとられている。しかし, 著者らは凍上抑制の面からみると, 石灰安定処理後直ちに締固めず, 団粒化を待つて利用する方法が, 強度は低下するものの凍上抑制には効果的であることを報告している<sup>3)</sup>。さらに, 前者では発生と利用の時期を調整する必要があるが, 後者ではストックすることができ, 中間処理場などで定置型プラントの改良が可能となり, より広範囲に建設汚泥などの利用用途が広がることが期待できる。

そこで, 本報告は軟弱な地盤材料を石灰で安定処理したのち, 直ちに締固める場合と一定期間放置した後に締固める場合の養生方法の違いによる一軸圧縮強さと変形係数を調べたものであり, 軟弱な発生土のより付加価値の高い有効利用への一助とするものである。

### 2. 実験試料と実験方法

実験には性状の安定性や結果の再現性を考慮して市販の木節粘土を用いた。

木節粘土の粒度組成は砂 24%, シルト 37%, 粘土 39%で, 物理的性質は液性限界 54.5%, 塑性限界 33.4%, 塑性指数 21.1%, 最大乾燥密度 1.512 g/cm<sup>3</sup>, 最適含水比, 28.6%である。

実験試料の初期含水比は, 建設汚泥の含水比が一般に最適含水比よりも湿潤側にある場合が多いため, 40%, 45%, 50%とした。土質改良材には生石灰を使用し, その添加率は土の乾燥質量に対して, 3%, 5%, 7%, 10%とした。なお, これらの含水比では試料が自立しないため, 生石灰無添加の一軸圧縮試験は行っていない。

実験のフローを図-1に示す。

供試体の作製方法は, 乾燥状態の木節粘土に所定の生石灰を添加した後, 含水比を調整して, ミキサーで十分に攪拌する。消化反応(発熱作用)が終了した後, つぎの3つのパターンに分ける。①直ちにJIS A1210のA法により締固めを行い, 7, 14, 30, 90日間含水比を変化させないように室温で養生したのち, 一軸圧縮試験を行う。(以下0日放置と称す)。②水分の蒸発, 吸収がないよう密閉して室温で7日間放置し, 放置終了後に, 同様な方法で締固めを行い, ①と同様に養生して, 一軸圧縮試験を行うが, 締固め後に直ちに一軸圧縮試験を行う場合も0日養生として加えている(7日放置)。③14日間放置したのち, ②と同様な試験を行う(14日放置)。なお, 一軸圧縮試験の供試体寸法は径10cm, 高さ12.7cmであり, 各ケース3供試体で行い, 以下ではその平均値で考察する。

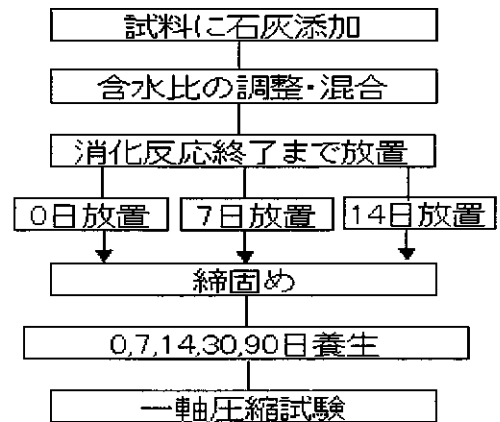


図-1 実験のフロー

Effect of Curing Method on Unconfined Compressive Strength Characteristics of Lime-Stabilized Clays

SHIOTA Yoshiteru (Graduate Student, Hokkaido Institute of Technology), KAMIYA Mitsuhiro, KAWABATA Shinichiro and TOKI Shosuke (Faculty of Engineering, Hokkaido Institute of Technology)

### 3. 実験結果とその考察

#### 1) 含水比と間隙比

0日放置の場合の、石灰添加率と一軸圧縮試験後の含水比の関係を図-2に示す。含水比は石灰添加率3%では3%程度、添加率は10%では8~10%ほど低下し、放置日数が違う場合も同様である。生石灰は水和反応により消石灰へ変化する過程で重量比の0.32倍の水を吸着する。この含水比の低下は理論値と一致しており、養生の過程で含水比の変化がなかったことを示している。

0日放置の場合の、試験後含水比と間隙比の関係を図-3に示す。含水比が低下すると、間隙比が小さくなる傾向となり、初期含水比ごとに一義的な関係を示す。すなわち、石灰添加率が增大するに従い、密実になる。これは、試料が高含水比であるため、石灰の添加による団粒化や塑性指数の低下<sup>4)</sup>により、充填性が改善されたものと考えられる。

つぎに、石灰添加率3%の場合の、放置日数と間隙比の関係を図-4に示す。

放置日数が長くなるに従い、締固めた供試体の間隙比は大きくなる。これは、放置期間中に粒子の団粒化が進行し、団粒内に間隙を有するため、間隙比が小さくなっていくものと推定される。しかし、両者の関係は、石灰添加率、初期含水比、養生日数および放置日数で異なり、定性的な関係は見出せなかった。

#### 2) 一軸圧縮強さ

初期含水比40%の場合の、0日放置と7日放置の養生日数と一軸圧縮強さの関係を石灰添加率ごとに図-5に示す。

いずれの石灰添加率でも養生日数が増加するほど、一軸圧縮強さも増大していく。石灰添加率の少ない場合においては、養生日数の増加に伴う一軸圧縮強さの増大も少ないが、石灰添加率が大きくなるに従い、強度は養生日数にほぼ比例して顕著に増大していく。この傾向は他の初期含水比、放置日数でも同様である。

石灰添加による効果には短期間と長期間に起きる反応と作用がある。短期間では生石灰が消石灰に変化する過程での水和反応により、含水比を低下させることおよび、消化吸収反応後に石灰中のカルシウムイオンが粘土粒子の表面イオンと交換して吸着し、土粒子表面の帯電状態が変わり粘土粒子は凝縮して団粒化することにより、締固め性の向上に貢献し、強度を改善する。長期間の養生では、ポズラン反応による硬化作用も加えられ、時間の経過と共に結合力を増し、一軸圧縮強さをさらに増加させる。それゆえ、養生時間が長くなると一軸圧縮強さの増加する割合も大きくなる。

また、石灰添加後の直ちに締固める0日放置と7日放置を比較すると、7日放置の方が強度の増加が著しく、石灰添加率が大きくなるとその差が顕著になってくる。しかし、後述するように、石灰添加率が10%になると、

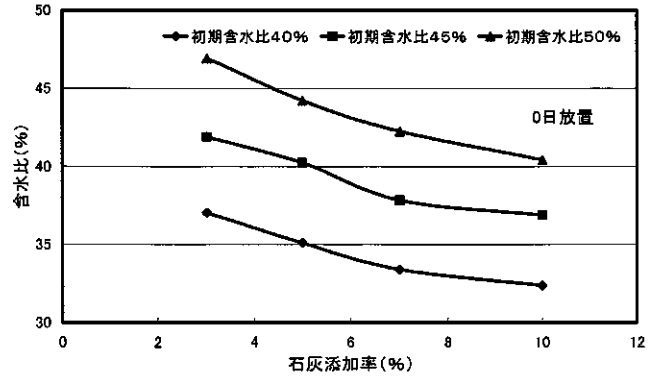


図-2 石灰添加率と含水比

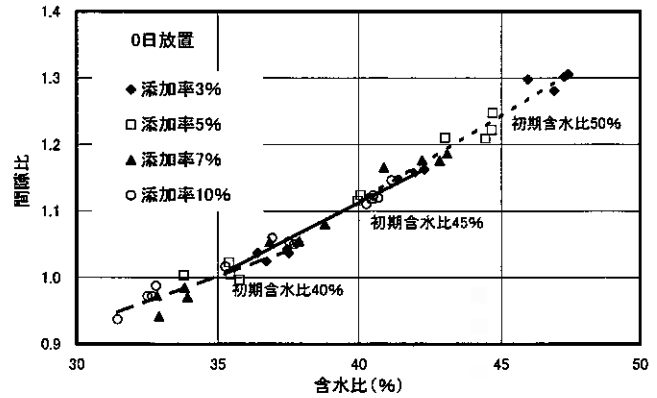


図-3 放置日数と間隙比

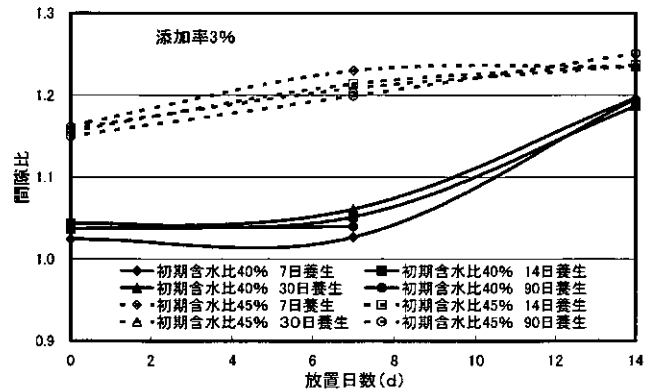


図-4 放置日数と間隙比

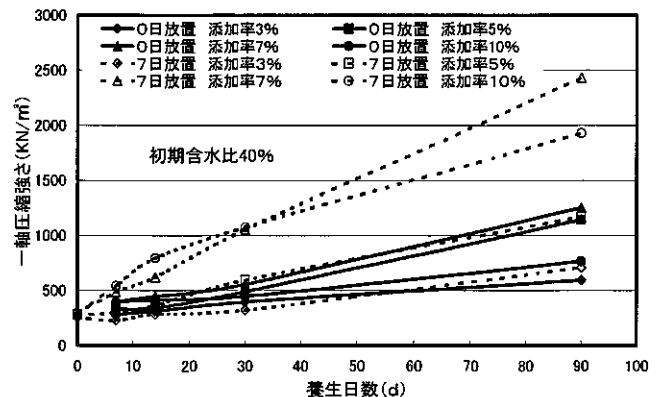


図-5 養生日数と一軸圧縮強さ

強度の増加割合は7%より少なくなる。

初期含水比40%、0日放置と石灰添加率と一軸圧縮強さの関係を養生日数ごとに図-6に示す。

養生日数が少ない7日養生の場合は、石灰添加率7%までは、添加率とともに一軸圧縮強さは増加するが、それ以上になるとほぼ一定となる。養生日数は14日以上となると、石灰添加率7%をピークとして、添加率が多くなると一軸圧縮強さが逆に減少し、90日養生では強度の低下は特に顕著である。一般に石灰量と強度の関係は比例関係ではなく、ある量以上に添加率を増加させると強度は一定または減少する場合があることが知られており<sup>5)</sup>、それゆえ、本試験に用いた試料では、最大の強度を与える添加率は7%程度であると考えられる。また、この傾向は初期含水比の大きい試料でも同様であり、放置日数による違いも見られなかった。

初期含水比40%、石灰添加率7%の放置日数と一軸圧縮強さの関係を養生日数ごとに図-7に示す。

養生日数が少ない7日養生の場合は、放置日数による一軸圧縮強さの違いは見られないが、養生日数が14日以上となると、7日放置をピークとして、放置日数が多くなると一軸圧縮強さが減少し、90日養生では強度の低下は特に顕著である。

一般に、石灰安定処理土は消化反応やポゾラン反応により粒子が相互に結合して、早期に締固めるほど強度が増加するとされているが、本実験では養生日数が長くなるに従い、0日放置よりも7日放置の一軸圧縮強さが大きくなった。これは、7日放置程度では、石灰添加による土粒子の団粒化は進行するが、ポゾラン反応や炭酸化反応はあまり進行していないため、団粒化により粒子が堅固になったことにより一軸圧縮強さが増大するものであり、放置日数がさらに長くなると、これらの反応が放置期間中に進行するため、締固めた供試体の強度が小さくなっていくものと推定される。

例えば、路盤材に石灰安定処理をした建設汚泥を混合する複合路盤材マニュアルにおいても、放置する日数は14日以下とされており<sup>6)</sup>、同様な理由を根拠にしたものと考えられる。

石灰添加率10%の場合の、初期含水比と一軸圧縮強さの関係を放置日数および養生日数ごとに図-8に示す。

初期含水比が大きくなると一軸圧縮強さが減少する傾向を示す。

本例では、一軸圧縮強さは初期含水比に逆比例して減少し、放置日数による差も明瞭であったが、石灰添加率、養生日数および放置日数で異なる場合においては、定性的な関係は見出せなかった。

### 3) 変形係数

初期含水比40%、0日放置の養生日数と変形係数の関係を石灰添加率ごとに図-9に示す。

変形係数は一軸圧縮強さの関係と同様に、養生日数が

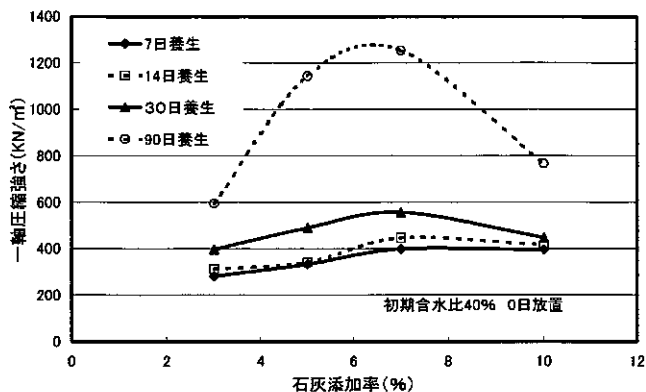


図-6 石灰添加率と一軸圧縮強さ

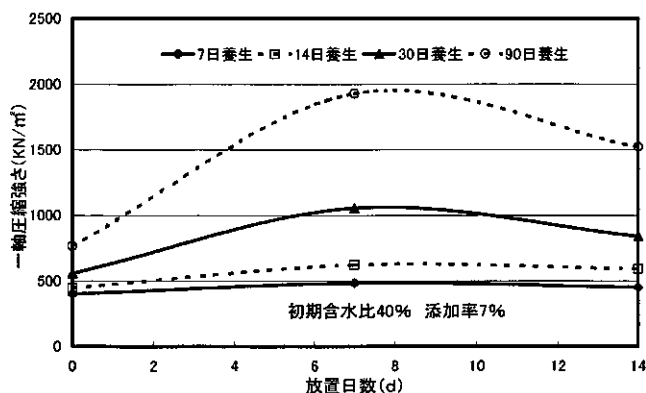


図-7 放置日数と一軸圧縮強さ

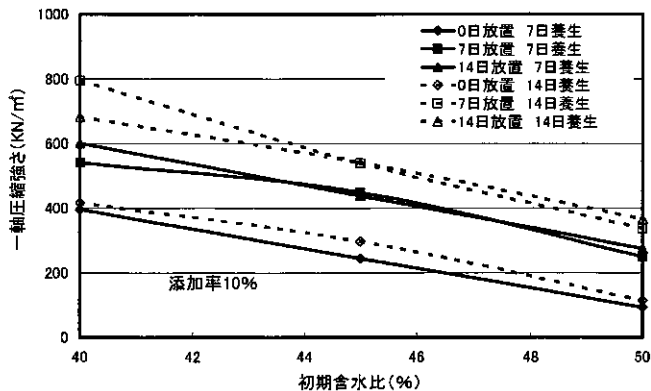


図-8 初期含水比と一軸圧縮強さ

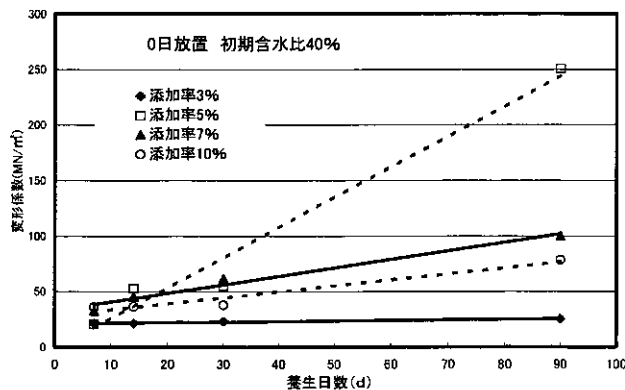


図-9 養生日数と変形係数

増加するにつれて変形係数も増加する。

石灰添加率の少ない場合は、変形係数も小さく、養生日数の増大による、変形係数の増加の割合も少ないが、石灰添加率の大きくなるに従って、変形係数は大きくなり、養生日数の増大による、変形係数の増加も顕著になる。すなわち、石灰添加率および養生日数の増加により、土の剛性が増すことを示している。

つぎに、一軸圧縮強さと変形係数の関係について、初期含水比ごとに整理したものを図-10に、放置日数ごとに整理したものを図-11に示す。

変形係数は一軸圧縮強さの関係には、ばらつきはあるもののほぼ比例している。

初期含水比の違いで比較すると、初期含水比40%の変形係数が最も大きくなっている。これは、含水比の低下により、締め固め性が向上し剛性が増したためと思われる。

放置日数で比較すると、14日放置の変形係数が最も大きくなっているが、データのばらつきの範囲内であり、放置日数は変形係数に影響しないと見ることができる。

#### 4. まとめ

養生方法を変えた石灰安定処理した粘性土の一軸圧縮試験を行い、以下の結果を得た。

- 1) 締め固めた安定処理土の間隙比は、初期含水比が小さいほど、石灰添加率が大きいほど、放置日数が少ないほど小さくなる。これは、石灰添加による粒子の団粒化に関係するものと考えられる。
- 2) 一軸圧縮強さは養生日数に比例して増加し、石灰添加率7%、放置日数7日の場合の増加する割合が最も顕著である。
- 3) 石灰添加率と一軸圧縮強さの関係では7日養生の場合は、石灰添加率7%までは、添加率とともに一軸圧縮強さは増加し、ほぼ一定となる。養生日数が14日以上となると、石灰添加率7%をピークとして、添加率が多くなると一軸圧縮強さが逆に減少し、90日養生では強度の低下は特に顕著である。
- 4) 放置日数と一軸圧縮強さの関係では、養生日数の少ない場合は、一軸圧縮強さの違いは見られないが、養生日数が長くなると、放置日数7日をピークとして一軸圧縮強さが減少し、90日養生では強度の低下が著しい。
- 5) 変形係数は養生日数に比例して増加する。一軸圧縮強さとの関係では試料の初期含水比が大きいほど変形係数は大きくなるが、放置日数との関係はみられない。

#### 参考文献

- 1) 例えば、地盤工学会：廃棄物と建設発生土の地盤工学的有効利用、地盤工学会、pp.79~93、1998
- 2) 例えば、川端伸一郎、神谷光彦：石灰系固化材を用いた安定処理土の強度と凍上性、農業土木学会論文集、Vol.65、No.6、pp.105~pp.111、1997
- 3) 川端伸一郎、神谷光彦：水分特性の変化が石灰安定処理土の凍上特性に与える影響、土木学会論文集、No.666/III-53、pp.261~268、2000
- 4) 峡下仁美、神谷光彦、川端伸一郎、土岐祥介：石灰安定処理土の混合養生による団粒化と強度特性、地盤工学会北海道支部 技術報告集代43号 pp.109~112、平成15年 1月
- 5) 日本石灰協会(1983)：石灰による軟弱地盤の安定処理工法、鹿島出版会、pp.27~28
- 6) 日本砕石協会：水硬性複合路盤材(材料規格・製造マニュアル・配合設計法)、p.25、1999

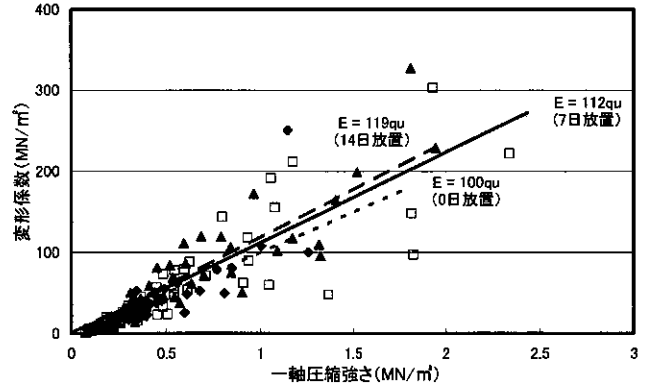


図-10 初期含水比ごとの一軸圧縮強さと変形係数の関係

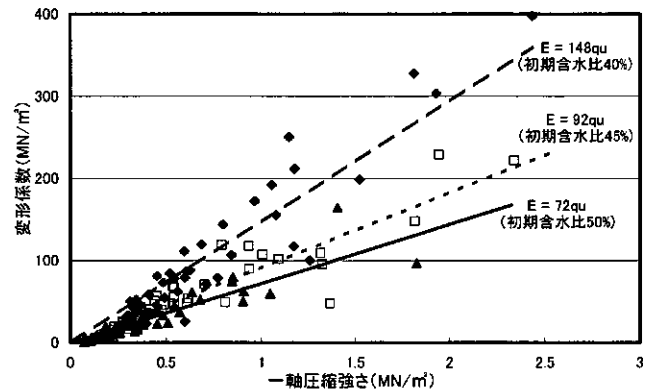


図-11 放置日数ごとの一軸圧縮強さと変形係数の関係

## 製鋼スラグによる砂質土地盤の改良効果

新日本製鐵(株)室蘭製鐵所 ○正会員 藤井 郁男

### 1. はじめに

循環型社会への移行が進む現在、さらなる資源リサイクルの推進が求められている。建設工事においても、建設副産物をはじめ、産業副産物等のリサイクル資材の再利用比率が年々高まっている。これらリサイクル資材の中でも鉄鋼スラグは、国内で年間約 3,700 万 t が生産され、高炉セメント等の資材として多くの鉄鋼スラグ製品が使用されており、平成 15 年度では約 98% が再利用されている。

鉄鋼スラグの利用に関しては、JIS 規格や技術マニュアル等の設計・施工に関わる指針類が整備されているが、一方で今後さらなる利用推進を図るためには施工事例等のデータ収集をより一層進める必要がある。

ここでは、砂質土地盤の改良工事に製鋼スラグを利用したサンドコンパクションパイル工法（以下SCP工法）について、その改良効果を報告する。

### 2. 製鋼スラグの物性値

#### (1) 製鋼スラグの概要

鉄鋼スラグは、鉄の製造工程で発生する産業副産物である。その製造フローを図1に示す。

鉄鋼スラグは、高炉スラグと製鋼スラグに大きく分けられ、その製造過程から異なる特徴を持つスラグが副生される。この中で今回対象となるのは、製鋼スラグ（転炉スラグ）である。製鋼スラグは、銑鉄から鋼を製造する製鋼プロセスで発生し、溶鋼 1 t 当たり約 120kg のスラグが副生される。製鋼スラグの製造は、熔融状態のスラグを冷却ヤードに運び、放冷と適度の散

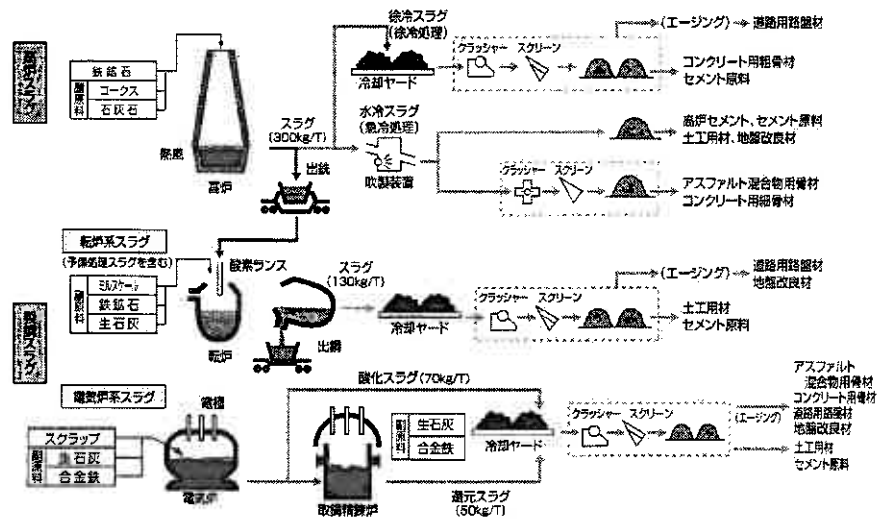


図1 鉄鋼スラグの製造フロー<sup>1)</sup>

水により徐々に冷却させるため塊状で碎石に近い形状のスラグとなり、路盤材やアスファルト骨材等への利用では、JIS規格に準じて加工～粒度調整を実施し、製品出荷を行っている。

#### (2) 製鋼スラグの物性値

今回サンドコンパクション用材料（以下パイル用材料）に使用した鉄鋼スラグは、室蘭製鐵所産の製鋼スラグである。製鋼スラグを含む鉄鋼スラグの化学成分を表1に示す。鉄鋼スラグは、鉄鉱石等の鉄分以外の岩石成分が溶け、再構成されたものであり、SiO<sub>2</sub>やCaO等、天然石と同じ成分で構成される。

地盤改良用製鋼スラグに関しては、沿岸技術研究センターから発行されている「製鋼スラグ利用技術マニュアル」<sup>2)</sup>（以下、利用マニュアル）の中で、全国の製造所から発生するスラグのデータがまとめられている。

表1 鉄鋼スラグの化学成分<sup>1)</sup>

成分 \ 種類	高炉スラグ	製鋼スラグ	山土	安山岩	普通ポルトランドセメント
SiO <sub>2</sub>	33.8	13.8	59.6	59.6	22.0
CaO	42.0	44.3	0.4	5.8	64.2
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	14.4	1.5	22.0	17.3	5.5
T-Fe	0.3	17.5	—	3.1	3.0
MgO	6.7	6.4	0.8	2.8	1.5
S	0.8	0.07	0.01	—	2.0
MnO	0.3	5.3	0.1	0.2	—
TiO <sub>2</sub>	1.0	1.5	—	0.8	—

Evaluation of soil improvement by sand compaction pile method using the Steel Slag

Ikuo Fujii(Nippon Steel Co.,Ltd)

表2は、室蘭製鉄所の製鋼スラグと利用マニュアルに記載されている物性値である。表1に示したように製鋼スラグは、製造過程で約17%程度の鉄分が残るため、粒子密度及び単位容積質量が通常の天然資材に比べ大きいという特徴がある。利用マニュアルの物性値は、全国の15製造所の平均的な値を示しており、単位体積重量は含水比5%程度の湿潤状態の値である。なお、水中単位体積重量は14~16 kN/m<sup>3</sup>が標準値と報告されている。

室蘭材は、利用マニュアルと比較すると平均的な物性値と言える。

また、図2に製鋼スラグの粒度分布を示す。施工に使用したのは0~25 mmサイズのスラグで、25 mm以下のふるい分け以外に粒度調整は行っていない。

図中の実線は、利用マニュアルに記載されている全国15製造所の粒度範囲を示している。この中で製鋼スラグの粒度は、比較的良好な分布をしており、均等係数 $U_c=10.3\sim44.4$ 、曲率係数 $U_c'=1.3\sim4.8$ と報告されている。

使用した室蘭製鉄所の製鋼スラグについては、利用マニュアルに記載されている粒度範囲の上限値に近い粒度構成であった。

表2 製鋼スラグの物性値

項目	室蘭製鋼スラグ	参考値 (利用マニュアル)
粒子密度(g/cm <sup>3</sup> )	3.5	3.2~3.6
湿潤単位体積質量(kN/m <sup>3</sup> )	22	密な状態: 23 ゆるい状態: 21

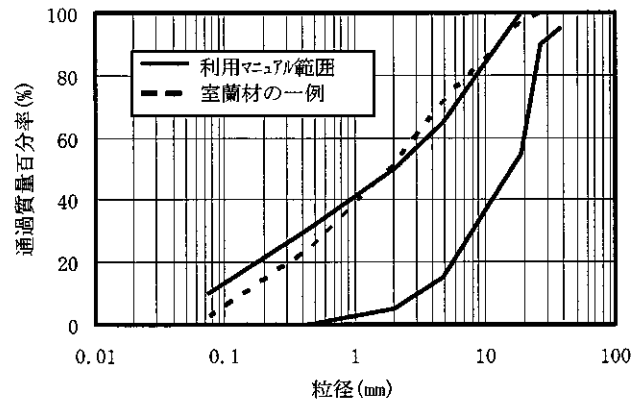


図2 製鋼スラグの粒度分布

### 3. 製鋼スラグによる砂質土地盤の改良効果

#### (1) 原地盤条件

SCP工法による地盤改良を実施したのは、道内の砂質土地盤である。図3に対象となる原地盤のボーリング調査データを示す。原地盤は、浚渫土砂を主体とした埋立地であり、GL-10mまでは平均N値が5程度の緩い土質条件である。この調査結果から、GL-10~-12mまでを地盤改良の範囲としている。

また、図4は原地盤の細粒分含有率の分布を示したものである。原地盤の細粒分含有率については、一部バラツキはあるが、砂質土地盤のSCP工法の適用に効果がある細粒分含有率 $F_c=20\%$ までの範囲が多く見られる。

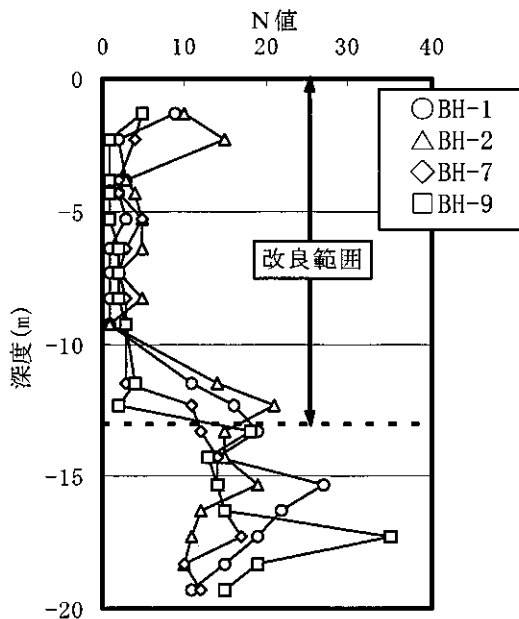


図3 原地盤のN値深度分布

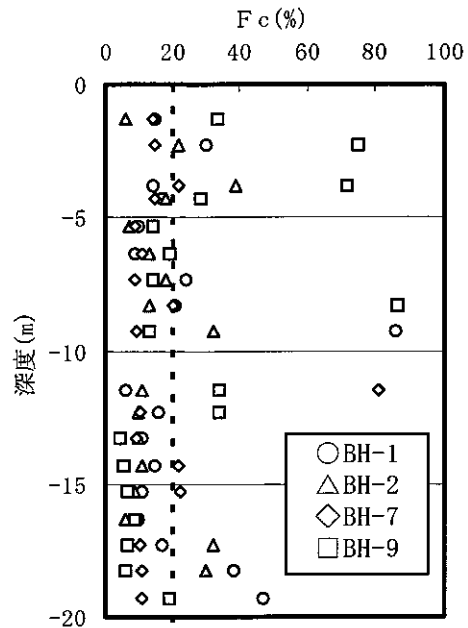


図4 原地盤の細粒分含有率分布

## (2) SCP工法の設計

製鋼スラグを使用したSCP工法による地盤改良の設計は、天然資材と同様に細粒分による改良効果の低減率を考慮したものである。表3にSCP工法の設計計算例を示す。表中の $N_1$ は液状化防止の目標N値で、細粒分による増加N値に対する低減率を $\beta'$ としている。このように置換率と改良ピッチを算出し、杭の直径 $\phi=700\text{mm}$ 、置換率を $a_s=20\%$ と設定した。パイルのピッチは $\Delta$ 配置とし、その配置例を図5に示す。

またパイル用材料としては、製鋼スラグの他に山砂及び現地発生土を一部使用しており、山砂を使用した箇所は置換率を $a_s=13\%$ としている。

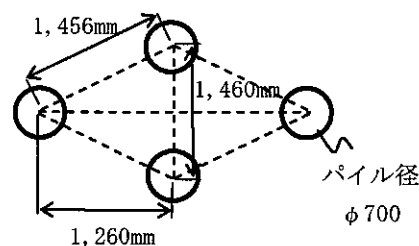


図5 製鋼スラグのパイル配置例  
( $a_s=20.9\%$ )

表3 SCP工法の設計例

深度 (m)	N値	$F_c$ (%)	$N_1$	$e_{max}$	$e_{min}$	$\sigma_{v'}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$D_{r0}$	$e_0$	$\beta'$	$N_1'$	$D_{r1}$	$e_1$	$a_s$ (%)
1.3	9	15	9	1.3	0.72	17.94	67.18	0.91	0.450	9.0	67.18	0.910	0.0
2.3	2	30	4.3	1.6	0.84	25.74	30.35	1.369	0.297	9.8	67.02	1.091	11.5
3.8	3	14	7.6	1.28	0.712	37.44	35.09	1.081	0.465	12.9	72.72	0.867	10.3
4.3	2	17	7.7	1.34	0.736	41.34	28.15	1.17	0.422	15.5	78.33	0.867	14.0
5.33	3	10	9.7	1.2	0.68	49.37	33.29	1.027	0.540	15.4	75.45	0.808	10.8
6.38	1	9	11.4	1.18	0.672	57.56	18.59	1.086	0.563	19.5	82.03	0.763	15.5
7.31	1	24	9.2	1.48	0.792	64.82	18.09	1.356	0.346	24.7	89.87	0.862	21.0
8.31	1	21	10	1.42	0.768	72.62	17.58	1.305	0.376	25.0	87.85	0.847	19.9
9.3	1	86	1	2.72	1.288	79.71	17.16	2.474	0.063	1.0	17.16	2.474	0.0
11.5	11	6	11	1.12	0.648	95.61	54.12	0.865	0.653	11.0	54.12	0.865	—

(ハッチング部が、SCPによる締固め改良範囲。)

## (3) サンドコンパクションパイルの施工概要

実施したSCP工法の概要を表4に示す。SCP工法による改良面積は7,414 m<sup>2</sup>で、パイル本数は4,635本である。その内製鋼スラグを使用したパイルは4,154本、延長距離5万mで約23千m<sup>3</sup>を実施している。また、山砂が295本(約1.8千m<sup>3</sup>)、現地発生土が186本(約1.4千m<sup>3</sup>)の施工を実施している。またSCP工法以外に製鋼スラグを使用した静的締固め工法を一部の範囲に実施しており、製鋼スラグの使用量はトータルで約26千m<sup>3</sup>である。

表4 SCP工法の施工概要

パイル用材料	パイル本数(本)	面積(m <sup>2</sup> )	改良延長(m)	打設量(m <sup>3</sup> )
製鋼スラグ	4,154	7,414	50,112	22,988
山砂	295			1,841
現地発生土	186			1,351
製鋼スラグ (静的締固め工法)	429	784	5,532	2,586
合計	5,064	8,198	55,644	28,766

※打設量は、実施工量を示す。

## (4) 砂質土地盤の改良効果

図6は、製鋼スラグをパイル用材料で使用した範囲の調査結果である。地盤改良前後でN値が増加しており、SCP工法による締固め効果が確認できる。また図7は、各パイル用材料使用範囲での原地盤N値と改良後のパイル間N値の関係を示している。SCP工法による砂質土地盤の改良効果は、細粒分含有率により異なることから、図7は $F_c \leq 20\%$ のデータを対象にまとめている。図中の実線は、既往<sup>3)</sup>の施工実績から求めた圧入率 $F_v=0.1 \sim 0.2$ (置換率 $a_s=10 \sim 20\%$ )の締固め効果を表している。この結果、置換率 $a_s=20\%$ で製鋼スラグを使用した改良地盤は、これまで天然資材を使用した施工実績と同等以上の締固め効果が得られている事が分かった。



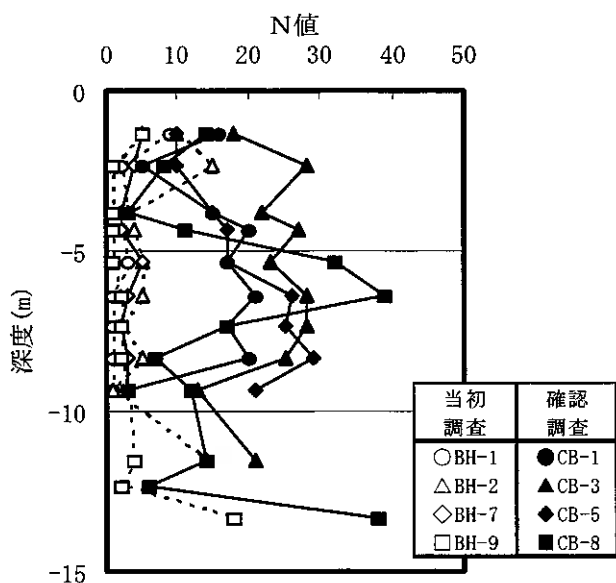


図6 SCP工法による地盤改良前後のN値の変化  
(製鋼スラグ使用範囲)

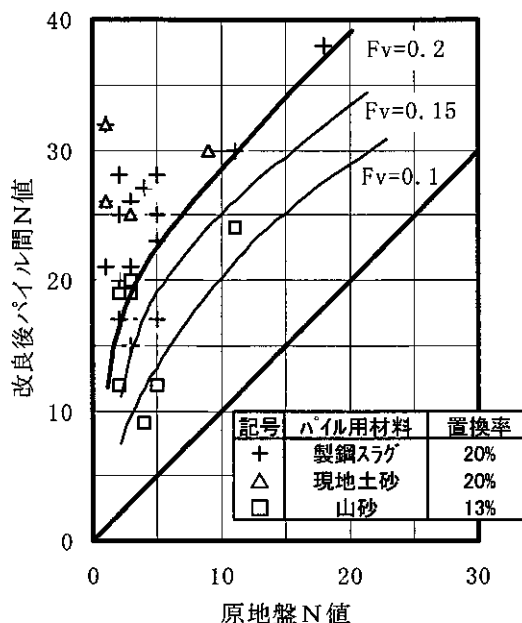


図7 SCP工法による地盤改良効果  
(細粒分含有率 $\leq$ 20%)

なお、山砂を使用した置換率  $a_s=13\%$  の施工範囲についても、これまでの締固め効果曲線では評価でき、また製鋼スラグを使用した場合の設計方法についても、山砂等の天然資材と同じ手法で行える事が分かった。

#### (5) 地盤改良用製鋼スラグの施工性

図8は、SCP工法に使用したサンドパイル機(7台使用)と、各使用資材の割増率(=使用量/設計量)を示したものである。平均割増率は、製鋼スラグが1.05、山砂が1.06、現地発生土が1.04であった。割増率については、原地盤条件や使用資材の締固め特性等で異なると考えられるが、使用資材によらずほぼ同じ割増率を示している事から、製鋼スラグを使用した場合も天然資材と同様の割増率の設定が可能と考えられる。

なお、製鋼スラグを使用した場合のSCP工法の施工速度、資材のハンドリング性等の施工性については、山砂等の天然資材と同等との報告を受けている。

#### 4. まとめ

製鋼スラグを使用したSCP工法による砂質土地盤の改良効果を調査した結果、次の事が分かった。

①製鋼スラグを使用した場合、細粒分含有率20%以下の砂質土地盤については、既往の施工実績と同等以上の改良効果が得られることが分かった。また、地盤改良設計手法についても、通常天然材料と同様な設計が可能である。

②製鋼スラグを使用したサンドコンパクションパイルの割増率は、天然資材と同等に設定でき、施工性についても山砂等の天然資材と同等に扱える事が分かった。

謝辞：今回の調査データをご提出頂いた関係者の方々、また調査成果の検証に助言を頂いた室蘭工業大学の木幡助教授にこの場を借りてお礼を申し上げます。

#### <参考文献>

- 1) 鉄鋼スラグ協会：鉄鋼スラグの特性と有用性
- 2) (財)沿岸開発技術研究センター：港湾工事に用いる製鋼スラグ利用手引書
- 3) 土質工学会：軟弱地盤対策工法—調査・設計から施工まで—, 1988

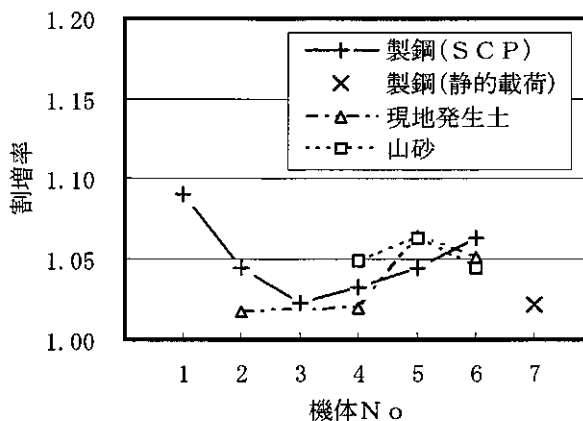


図8 資材毎の割増率

LATERAL EARTH PRESSURE AND DEFORMATION  
 PREDICTION FOR FCB EMBANKMENT BASED ON FE ANALYSIS

- Sarandulam Dashdorj Graduate School of Engineering, Hokkaido University
- Seiichi Miura Graduate School of Engineering, Hokkaido University
- Shoji Yokohama Graduate School of Engineering, Hokkaido University
- Kimihito Masumura Masumura survey-design, Inc.

1. INTRODUCTION

Several types of lightweight geo-materials <sup>1)</sup> are developed and utilized for the construction of embankments and earth structures where it is difficult or not suitable to use ordinary soil during last decades in Japan. When bridge is constructed on soft ground, the ground may deform largely due to the weight of embankment. Large ground deformation affects the stability of embankment, and causes level difference between embankment and bridge structures. In order to prevent large ground deformation and lateral flow, air foamed lightweight geomaterial has been used as backfill material behind bridge abutment. Air formed lightweight geomaterial is performed by mixing cement with water and foaming agent that have been prepared by air foam generator <sup>2)</sup>. The evaluation of a reduction of lateral earth pressure and the deformation of lightweight backfill of the bridge abutment has been done based on FEM analysis.

2. BACKGROUND OF FCB ABUTMENT-BACKFILL SYSTEM

Application of air foamed lightweight geomaterial is effective for load reducing of earth structures and foundations and its application method is called Foamed Cement Banking method (FCB method <sup>3)</sup>). Bridge taken into consideration in this study was constructed with lightweight backfill in Yamagata region of Japan. In order to reduce the earth pressure toward the abutment piled in soft ground, the FCB backfill was constructed as a substitute of the ordinary embankment. However, FCB backfill have been settled attributable to deformation of the ground beneath FCB. Fig.1 shows difference in level between FCB backfill and abutment. The deformation of FCB has been occurred, even if the preloading on the soft ground has been executed. In this study, a series of numerical analyses were performed to investigate the deformation mechanism of FCB backfill-abutment system. Fig.2 illustrates a longitudinal section of FCB backfill-abutment system, which was modeled for the numerical analysis in the present study. The abutment is 11.04m in height. Pile foundations were inserted into the ground in order to support an abutment in the soft ground. For protection of FCB backfill, EPS elastic material was inserted between FCB and concrete abutment.

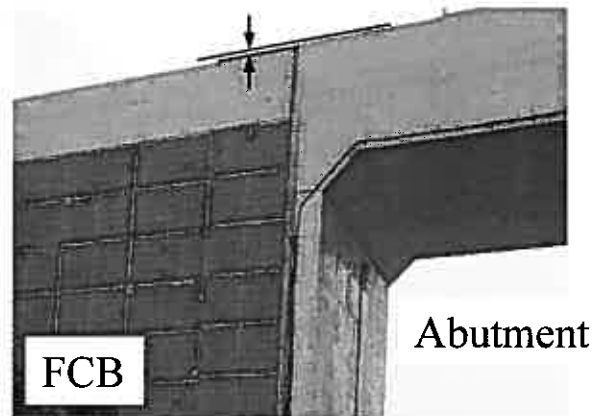


Fig.1: Settlement of FCB backfill

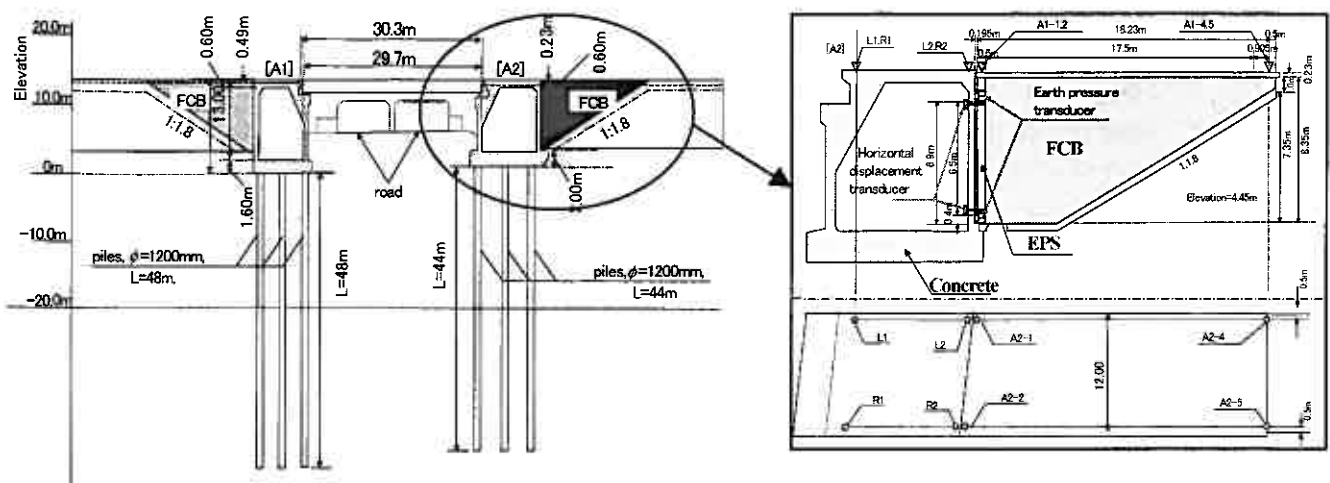


Fig.2: Longitudinal section of abutment-FCB system

### 3. FIELD INVESTIGATION DATA

In order to investigate deformation behavior of FCB backfill-abutment system, lateral earth pressure of FCB on concrete abutment and horizontal displacement as well as settlement of FCB and concrete abutment were measured. Earth pressure and horizontal displacement transducers were set at the elevation of 0.4m and 6.9 m (upper and lower points) from FCB backfill ground level as shown in Fig.2. Cross sections of earth pressure and horizontal displacement transducers are shown in Figs.3 (a) and (b). Settlements and horizontal displacements were measured at 10 points on the surface of FCB backfill and abutment wall (refer to L1-L2, R1-R2, A2-1~4 in Fig.2).

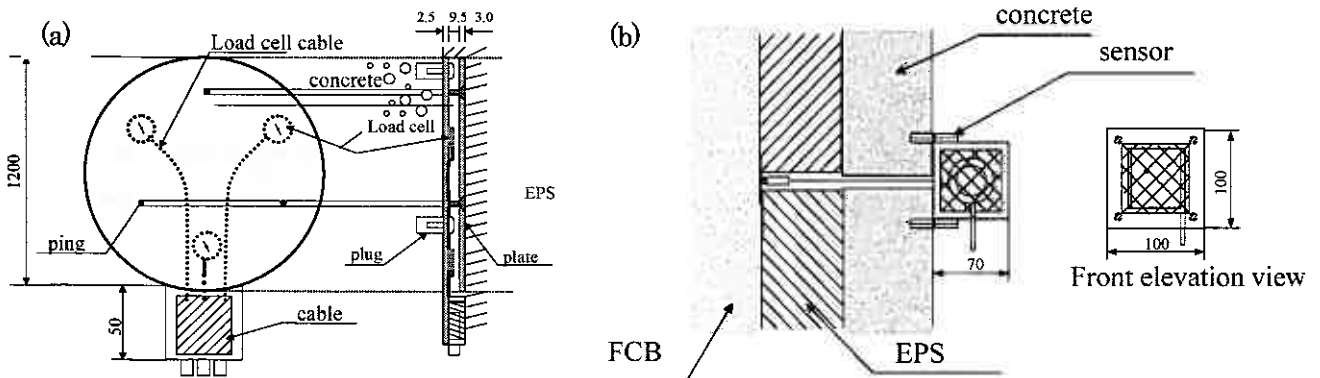


Fig.3: Measurement system, (a) Earth pressure transducer, (b) horizontal displacement transducer

Fig.4 illustrates soil profile beneath abutment. As it is shown in the profile up to 10 m depth under ground there is a thick layer of cohesive soil, N value of which is less than 10. Before construction of abutment, the ground was preloaded to avoid ground deformation and to increase shear strength of soft layers. Under depth of 26.0m, there are two cohesive and sandy layers respectively. Each layer has N value, which is more than 10.

The measured horizontal displacement and earth pressure up to 500 days after construction are illustrated in Figs.5. Figs.5 (a) and (b) show the measured horizontal displacement and earth pressure at the upper and lower points of FCB wall respectively. As shown in Fig.5 (a), at the upper part of FCB wall, horizontal displacement increases toward extension direction. The earth pressure shows the passive value. On the other hand, it can be seen that the horizontal displacement accumulates compression value. However, earth pressure was kept in compression at the lower part. These figures show that the abutment is compressed at lower part due to the movement of FCB. From the settlement curve

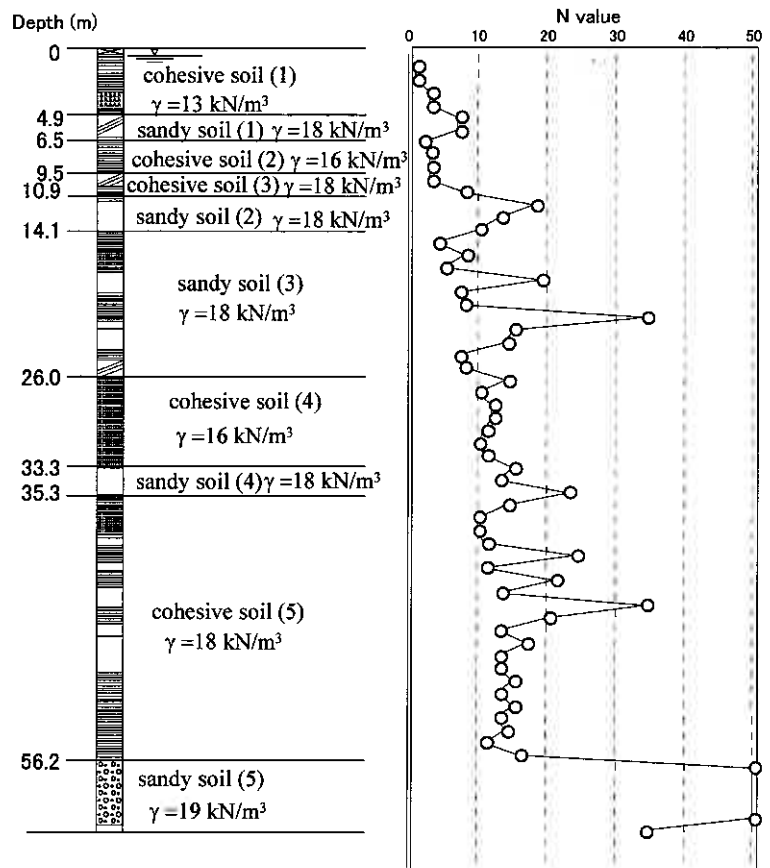


Fig.4: Soil profile beneath FCB-backfill system

measured on the surface of abutment there could not be seen. Thus abutment has not been moved. On the other hand, settlement at FCB backfill, where backfill submerged to EPS, at the points of A2-1 and A2-2 as referred in Fig.2, the settlement accumulated with increase of time (see Fig.6 (a)). However, settlement has been increased remarkably at the surface points of A2-4 and A2-5 where backfill submerged to the embankment surface (Fig.6 (b)). As the elapsed time increases FCB backfill is tilting backward but pushing at the bottom part of abutment.

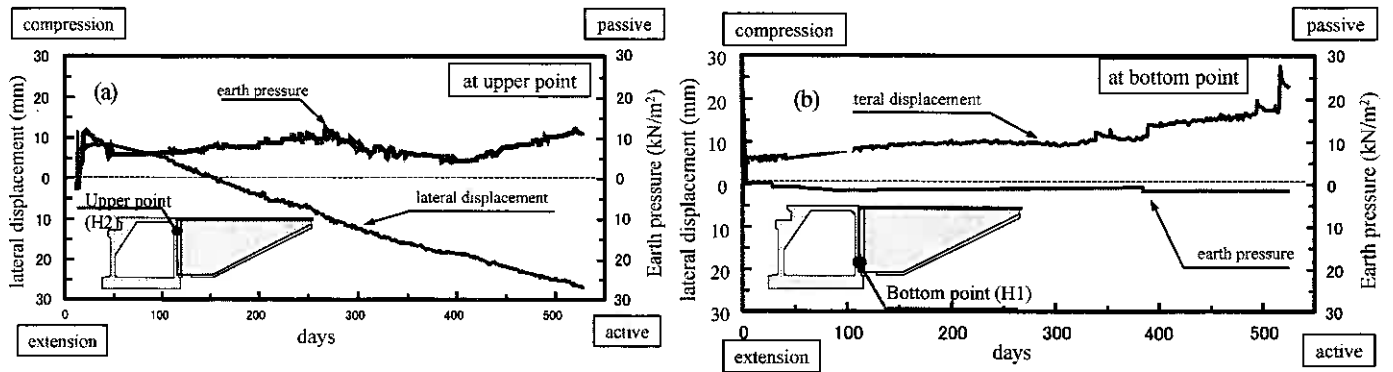


Fig.5: Measured horizontal displacement and lateral earth pressure, (a) at upper part of FCB, (b) at lower part of FCB

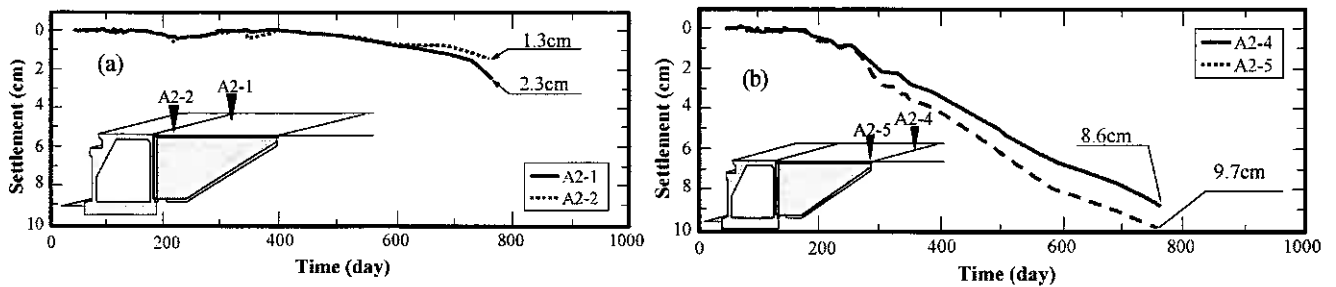


Fig.6: Settlement of FCB backfill, (a) at A2-1; A2-2 where FCB merged to EPS, (b) at A2-4; A2-5 where FCB merged to embankment

#### 4. MODELING OF BACKFILL SYSTEM AND ITS ANALYSIS METHOD

In order to investigate the stability of FCB backfill-abutment system, numerical analyses have been conducted using two dimensional finite element program. The abutment made of concrete was modeled as linear elastic material and Mohr-Coulomb elasto-plastic model was adopted for embankment and as well as for soil ground laid beneath

bridge abutment. The bottom and side boundary of the ground layer was fixed as rigid. Boundary of concrete abutment is fixed as rigid except boundary of abutment merging EPS, which is fixed free along Y-axis. Horizontal displacement and settlement at A and B of FCB surface layers were inputted. Total length of mesh was fixed as 260m (L) with element number of 526 (see Fig.7).

Model parameters of abutment, FCB (Foamed Cement Banking) and soil layers were specified as shown in Table 1. Young's modulus  $E$  of FCB was taken as of condition of 28 days of curing<sup>4)</sup> and cohesion  $c$  was determined as half of compressive strength of FCB. Poisson's ratio  $\nu$  for FCB is taken 0.2 as for case after construction. For ground layers, internal friction angle  $\phi$  was determined by Eq. (1)<sup>5)</sup>

$$\phi = 15N + 15 \quad (\text{For sand}) \quad \dots (1)$$

Table1: Parameters of modeling

	N-value (average)	Elastic modulus $E$ (kN/m <sup>2</sup> )	Unit weight $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Poisson's ratio $\nu$	Cohesion $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	Internal friction angle $\phi$ (°)
Concrete	-	$2.45 \times 10^7$	24.0	0.167	-	-
EPS	-	$1.96 \times 10^3$	0.12	0.075	-	-
FCB	-	$5.77 \times 10^3$	6.4	0.2	$7.49 \times 10^2$	0
Embankment	-	$1.96 \times 10^4$	19.0	0.35	0	30
Cohesive soil (1)	2.0	$2.84 \times 10^3$	13.0	0.35	18	0
Sandy soil (1)	6.7	$4.63 \times 10^3$	18.0	0.35	0	38
Cohesive soil (2)	3.2	$4.36 \times 10^3$	16.0	0.35	36	0
Cohesive soil (3)	8.7	$1.74 \times 10^3$	18.0	0.35	21	0
Sandy soil (2)	9.4	$1.32 \times 10^3$	18.0	0.35	0	15
Sandy soil (3)	13.6	$3.43 \times 10^3$	18.0	0.35	0	43
Cohesive soil (4)	11.5	$3.43 \times 10^3$	16.0	0.35	54	0
Sandy soil (4)	17.9	$8.33 \times 10^3$	18.0	0.35	0	47
Cohesive soil (5)	16.3	$9.80 \times 10^3$	18.0	0.35	69	0

Table2: Stiffness of joint element

	Stiffness (Joint Element)	
	$S_n$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	$S_s$ (kN/m <sup>2</sup> /m)
FCB-Concrete	13000	1000
FCB-Embankment	18000	1000
FCB-FCB (plate)	13000	1000

Joint element is fixed between EPS and FCB backfill as well as between FCB and embankment in order to consider friction of different materials. Normal and shear stiffness ( $S_n$ ,  $S_s$ ) of joint element is selected through numerous analyses so that analyzed value give a closest to the measured one.

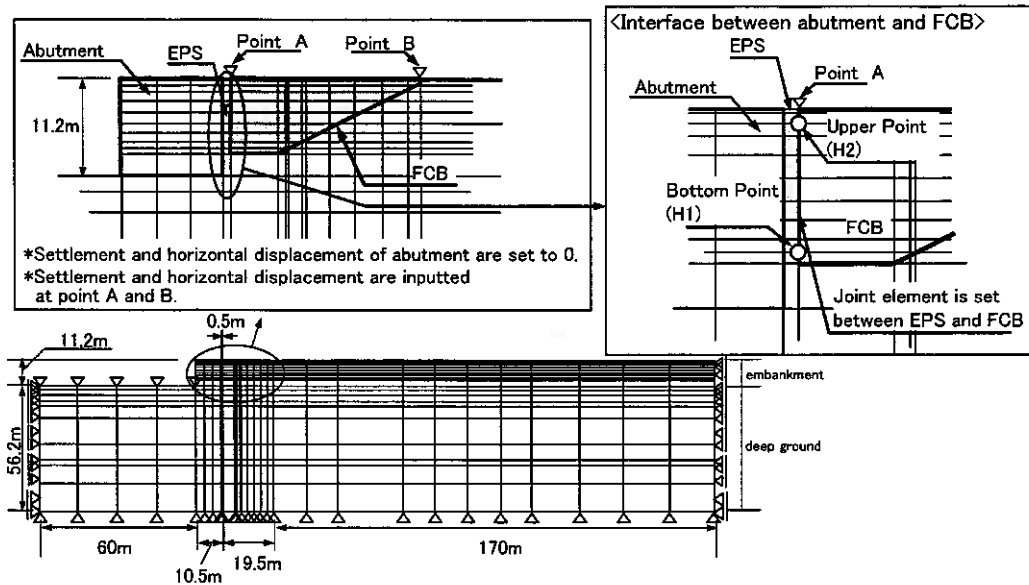


Fig.7: Mesh generation and boundary condition

Stiffness of joint element fixed by analysis is shown in Table.2.

### 5. ANALYSIS RESULTS AND DISCUSSION

After numerical analysis have been carried out at different settlements, the lateral earth pressure and horizontal displacement resulted by analysis were compared to the measured ones. The case when settlement at B is 75 mm is shown in Fig.8 as representative. Hereafter horizontal displacement and settlement of FCB backfill at point B (see Fig.7) are denoted by X and Y respectively. The distribution of earth pressure along height of FCB backfill at upper and lower points is compared to the measured value. It can be said that analyzed and measured value gave a comparatively good matching from Fig.8. In this study, the compression and extension pressure between FCB and abutment are denoted as “active” and “passive” respectively. Deformation of FCB backfill-abutment system is shown in Fig.9. From the figure, it can be seen that FCB backfill is tilting backward while lower part of backfill is in compression pushing on abutment. The deformation figure assumes FCB behavior at field. Figs.10 (a) and (b) show relation of lateral earth pressure and settlement at upper and lower part of FCB wall respectively. As the settlement at B-point, where FCB merging to embankment, increases the active pressure increases at lower part of concrete abutment and remains unchanged afterwards as shown in Fig.10 (a). Measured and analyzed values show a good correlation. While, it is found that passive pressure at upper point increases with the increase of settlement from Fig.10 (b). However, when the settlement at B is less than 0.04m, analysis could not simulate the measured result. This fact may denote the present analysis cannot explain the mechanical behavior of the interface between FCB and

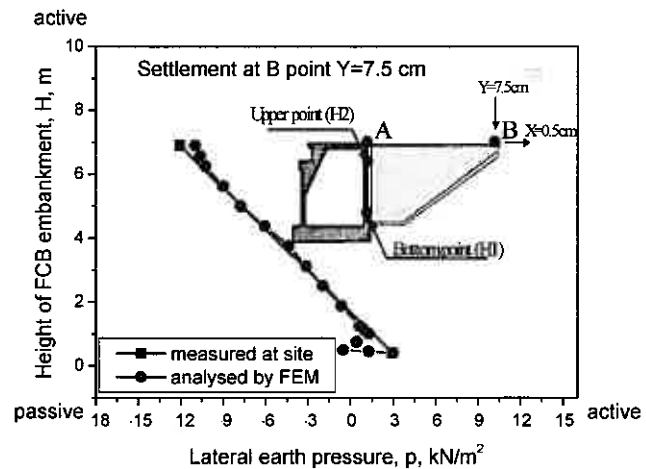


Fig. 8: Lateral earth pressure distribution

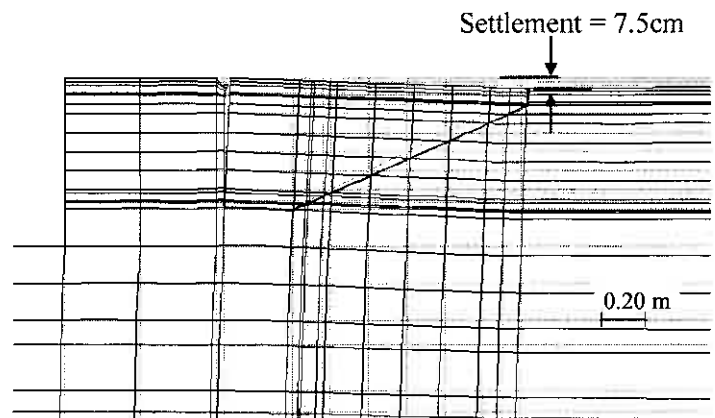


Fig.9: Deformation of FCB backfill-abutment system

embankment. Measured and analyzed values show a good correlation. While, it is found that passive pressure at upper point increases with the increase of settlement from Fig.10 (b). However, when the settlement at B is less than 0.04m, analysis could not simulate the measured result. This fact may denote the present analysis cannot explain the mechanical behavior of the interface between FCB and

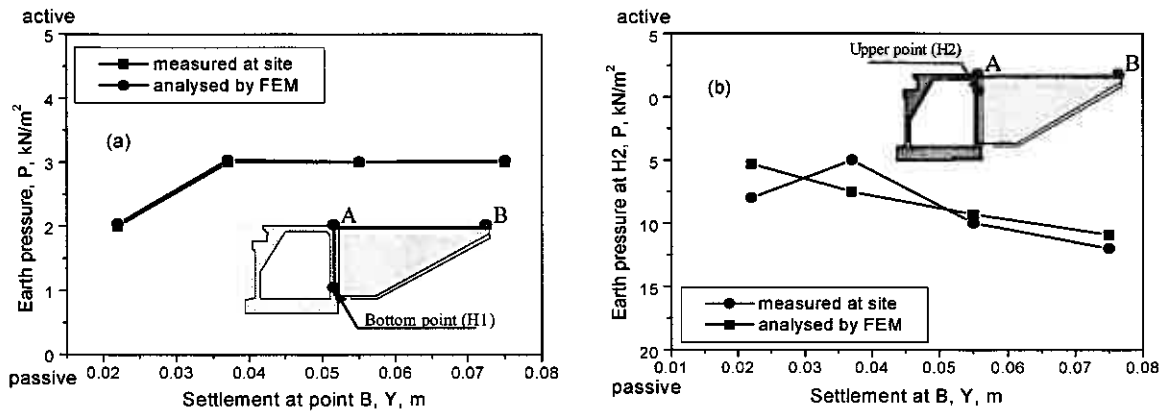


Fig.10: Comparison of analyzed and measured lateral earth pressure, (a) at upper point H2, (b) at lower point H1

abutment, when FCB is tilting backward from abutment.

In order to prevent significant mechanical damage of FCB abutment system, elastic plates made from rubber are inserted in FCB. However, the suitable locations of plate have not been proposed. In order to investigate the suitable location of plate, a series of analyses are performed. In Fig.11, locations of elastic plate placement are illustrated as No.1-No.4. Analyzed results are shown in Fig.12 such as the relationship between lateral pressure at bottom of abutment and settlement of FCB surface at point B. From this figure it can be said that with placement of plate at No.1, the concrete abutment at lower part is more effected in active pressure from FCB than other cases. In order to see the deformation of FCB-abutment system, Figs.13 show the deformation figure schematically. The case of plate of No.1, the block of FCB backfill could not be separated in area where plate is inserted. (see Fig.13 (a)). On the other hand, Fig.13 (b) illustrates the deformation of FCB-abutment system with the case of No.2. The deformation pattern is quite different from that of the case of No.1 plate. It seems that the block of FCB near the abutment is lifted due to the deformation of ground beneath other FCB block, which is tilted and settled. From those facts, it is found out that the location of plate effects on lateral pressure to abutment. For cases No.3 and No.4, deformation behavior is similar to the case No 2.

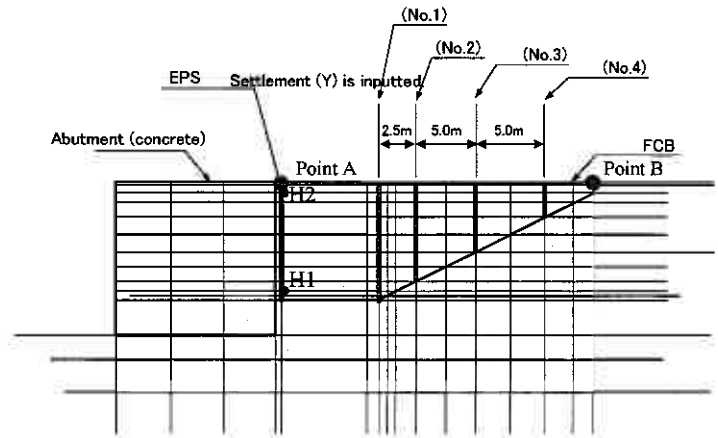


Fig. 11: Location of plate inserted in FCB

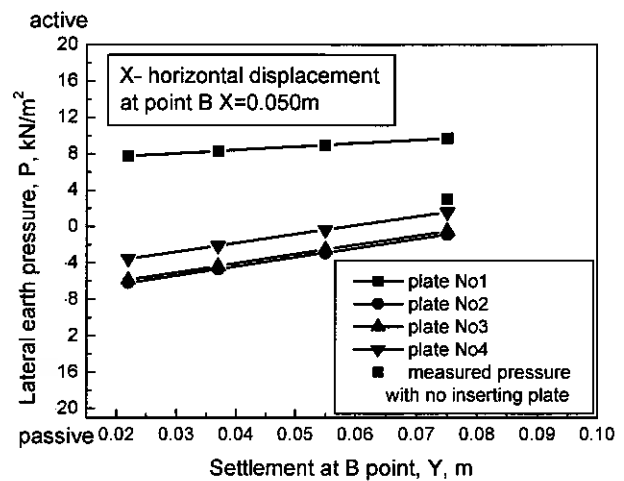


Fig.12: Comparison of plate location

In order to see the effect of deformation of FCB, in which plate was inserted, on the lateral pressure at bottom of abutment, Fig.14 shows the relationship between lateral pressure at bottom point and settlement at B point of the case of plate location No.2. In this analysis, horizontal displacement X and settlement Y at point B are inputted. With increase of horizontal displacement X or decrease of settlement Y at point B, the magnitude of passive lateral earth pressure is increasing. In this analysis, the magnitude of lateral pressure at condition (X=0.05m, Y=0.075m) is 1kN/m<sup>2</sup> in passive. On the other hand, measured data without inserting plate denotes the pressure of 3.5kN/m<sup>2</sup> in active to abutment. It can be said that inserting elastic plate in FCB has an advantage than without plate case for reduction of lateral pressure to abutment. The reason can be explained that due to soft ground deformation beneath structure FCB has been separated into blocks, which allows a reduction in active lateral pressure at bottom of abutment. For cases plate No.3 and 4, the deformation of FCB-abutment system is similar to the case of No.2.

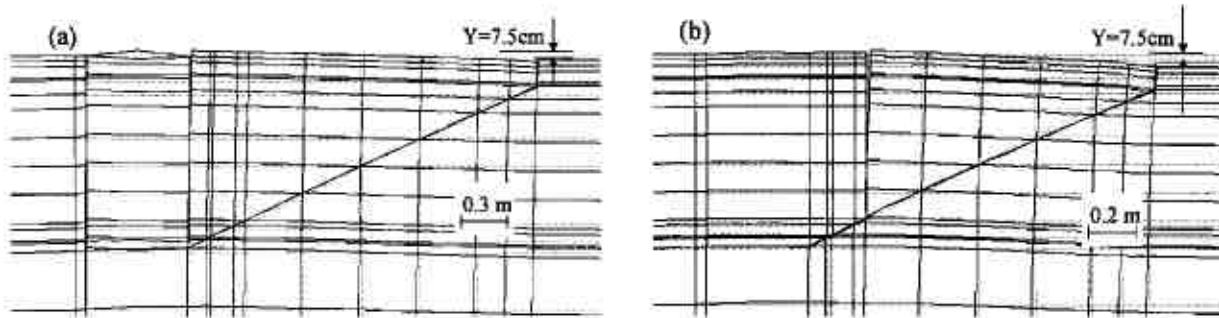


Fig.13: Deformation of FCB backfill-abutment system, (a) plate is inserted in location No1, (b) plate is inserted in location No.2

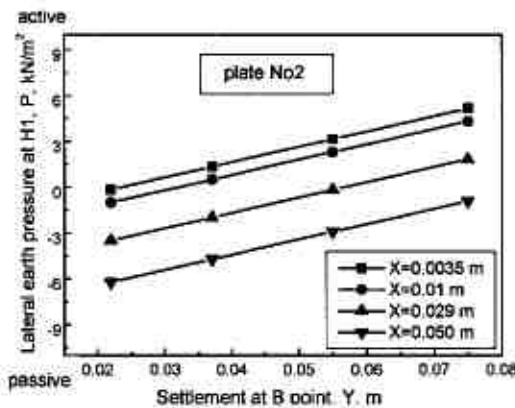


Fig. 14: Relation of lateral pressure and settlement

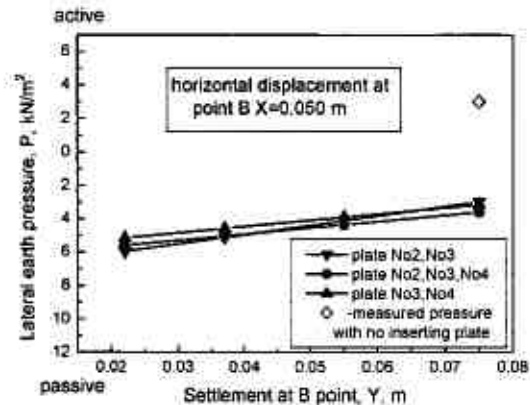


Fig. 15: Effect of placement of combination plates

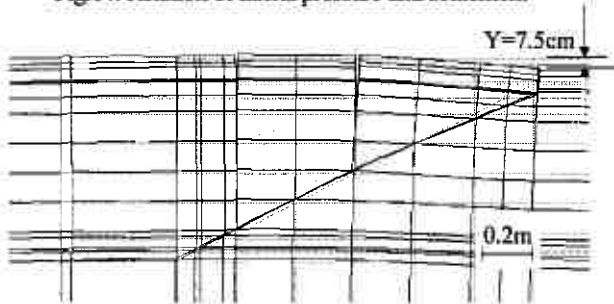


Fig.16: Deformation of FCB with double plates No.2 and No.3

Next, the effects of combination of plates on the lateral pressure are investigated by analyzing with setting double of triple plates in FCB. The combination of plate is as follows; case (I) double plate case of No.2 and No.3, case (II) triple plate case of No.2, No.3 and No.4 and case (III) double plate case of No.2 and No.4 (see Fig.11). Fig.15 shows the relationship between lateral pressure on bottom of abutment and settlement of FCB with inputting of horizontal displacement of  $X=0.05\text{m}$  at point B. In all combination cases of plates, concrete abutment is not effected by active pressure from

FCB backfill than the case inserting single plate (see Fig. 14) at the same deformation of FCB backfill. This result may explain that the double or triple plates are more effective for reduction of active lateral pressure acted to abutment than inserting single plate. Fig.16 illustrates the deformation of FCB embankment with double plate. Due to deformation of ground beneath FCB blocks, an uneven surface has been formed on the FCB surface because separate blocks have been tilted. However inserting of several plates in FCB backfill may cause a horizontal and vertical displacement of separated blocks forming uneven surface on road way. Uneven surface of road way could be avoided by spreading elastic sheet on the FCB backfill surface ground and embankment.

## 6.CONCLUSIONS

1. From the analysis result, it can be concluded that inserting of elastic plate at appropriate location can decrease the lateral earth pressure of FCB on concrete abutment.
2. If several elastic plates are inserted in FCB, lateral pressure on abutment can be decreased remarkably than the case without inserting plate in FCB.
3. It is required more detail investigation on deformation behavior of FCB blocks to determine the suitable location of elastic plate.

**REFERENCES:** 1) Kazuya Yasuhara, p.35-59, Recent Japanese experiences with lightweight geomaterials, Proceedings of the International Workshop on L.G. March 2002, Japan, 2) Sarandulam Dashdorj, Miura Seiichi, Shoji Yokohama, Norihito Watanabe, Variations in mechanical behavior of lightweight geomaterial due to temperature and age of curing, Hokkaido Branch, JGS, Feb 2002, 3) Nobuo Mishima and Kimihito Masumura, Foamed Cement Banking Method, Rikoh-Tosho, Japan, July 2000, 4) Sarandulam Dashdorj, Cyclic and static mechanical behavior of lightweight geomaterial prepared under various conditions, p.23-44, Master thesis, Hokkaido University, March, 2003 5) Meyerhof.G.G Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soil, Proceedings of ASCE, Vol.82, SM.1, p.1-19, 1956

造粒化燃焼灰の土木材料への適用

北海道開発土木研究所

○正会員 城戸優一郎

正会員 西本 聡

正会員 佐藤 厚子

王子製紙株式会社苫小牧工場

別紙 正信

1. はじめに

燃焼灰のひとつである石炭灰は平成 13 年度の年間排出量が 880 万トン<sup>1)</sup>あり、その約 80%がセメント原料等として有効利用されている。土木材料としての有効利用もされているが石炭灰は軽く、全く水を含まない状態で排出されるため、施工中に飛散する。飛散防止対策として工事設置箇所周辺にネットを張る、作業従事者が防塵マスクをするなどで対処しているが、周辺環境に与える影響が問題となっている。また石炭灰の中には有害物質を含んでいるものもあり、そのままでは土木材料として利用することができない。そこで、有害物質の溶出抑制と燃焼灰の飛散防止対策として造粒化を試みた。その結果、造粒化により、有害物質の溶出量が基準値以下になるとともに飛散しない材料となり、盛土材、路盤材、凍上抑制層材などの土木材料として適用可能な材料となった。本報告はこの検討についてまとめたものである。

2. 燃焼灰の性状

製紙工場では火力発電の原料として石炭だけでなく再生パルプの製造工程で発生する製紙スラッジ(以降 PS と称する)も利用している。このため石炭灰、製紙スラッジ焼却灰(以降 PS 灰と称する)の 2 種類の燃焼灰が排出される。本研究では、王子製紙(株)苫小牧工場の火力発電所から排出された石炭灰、PS 灰の 2 種類を使用した。

表-1 は燃焼灰の性状を示したものである。燃焼灰の含水比は 0%、土粒子密度は一般的な土砂より低い。また石炭灰は、細粒分が全体の 90%、PS 灰は 25%を占めている。これらのことから、非常に飛散しやすい材料である。次に燃焼灰について土壤環境基準項目<sup>2)</sup>を測定した。表-1 の土壤環境基準項目には、農薬や金属機械の洗浄液に含まれるものがあり、燃焼灰には含まれない項目については省略している。石炭灰ではフッ素、ホウ素、セレンが土壤環境基準を超過した。PS 灰ではフッ素が溶出基準を超過しており、2つの燃焼灰はそのままの状態では土木材料に適用できない。

3. 燃焼灰の造粒化

PS 灰は加水して締固めると固結する<sup>3)</sup>ため、保管に注意が必要である。また、施工中においては灰が飛散し、現場周辺の環境や工事担当者の健康に影響を与えることから取扱いが難しい。そこでこれらの問題の解決策として水とセメントを加え、燃焼灰の造粒化を試みた。造粒化することにより保管が簡易になり、飛散が防止できる。また造粒化したものは粉体よりも水と接触する面積が減少するため、有害物質の溶出量を減少させる効果があると予想される。

表-1 燃焼灰の物性値

		石炭灰	PS灰	
基本物性値	土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.167	2.232	
	含水比	0	0	
	粒度特性	礫分 2mm~75mm (%)	0	0
		砂分 75 $\mu$ m~2mm (%)	9.5	73.5
		細粒分 75 $\mu$ m以下 (%)	90.5	26.5
	液性限界 LL (%)	N.P.	N.P.	
	塑性限界 PL (%)	N.P.	N.P.	
	地盤材料の工学的分類体系による分類名	ML	SF	
	pH	11.9	11.6	
	強熱減量	16	3.5	
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (%)	0.956	0.670		
最適含水比 $w_{opt}$ (g/cm <sup>3</sup> )	48.1	85.0		
化学物性値	SiO <sub>2</sub> (%)	59.4	54.2	
	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	23.4	21.1	
	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	5.4	1.1	
	CaO (%)	4.5	12.3	
	MgO (%)	1.7	6.1	
土壤環境基準項目		基準値		
	フッ素 (mg/L)	0.8	1.2	5.2
	ホウ素 (mg/L)	1.0	4.78	0.22
	セレン (mg/L)	0.01	0.161	0.005
	六価クロム (mg/L)	0.05	0.014	0.008
	ヒ素 (mg/L)	0.01	<0.001	<0.001
	鉛 (mg/L)	0.01	<0.001	<0.001
	全シアン (mg/L)	不検出	不検出	不検出
	有機リン (mg/L)	不検出	不検出	不検出
	アルキル水銀 (mg/L)	不検出	不検出	不検出
	総水銀 (mg/L)	0.0005	<0.0005	<0.0005
	ガドミウム (mg/L)	0.01	<0.001	<0.001
	PCB (mg/L)	不検出	不検出	不検出

Application of granulated ash as soil materials

Yuichiro KIDO, Satoshi NISHIMOTO (Civil Engineering Research Institute of Hokkaido)

Masanobu BESSHI (Oji paper Co, ltd)



#### 4. 試験方法

##### 4-1. 試験の流れ

本検討の目的は燃焼灰造粒化による飛散防止、有害物質の抑制、土木材料への利用である。これを確認するために図-1 に示すように燃焼灰を造粒化し、土木材料としての適否を検討した。さらに、土木材料として適したものについて有害物質溶出量を測定し最終的に判断した。

燃焼灰の造粒化は北川鉄工所製のバッチ式造粒機を用いた。材料となる燃焼灰に高炉 B 種セメントおよび水を加え容器の回転により造粒化を図るものであり、1日 22 時間の稼働で 90 トンの造粒物を作製できる。

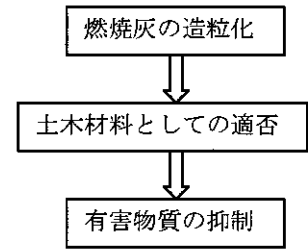


図-1 試験の流れ

##### 4-2. 目標値

###### ①土木材料としての適否

土木材料として、盛土材、路盤材、凍上抑制層材としての適否を検討した。盛土材としては建設機械による施工性を確保することとし、普通ブルドーザーの走行性を確保できるコーン指数  $qc=500\text{kN/m}^2$  以上<sup>4)</sup>とし、かつスレーキング試験で細粒化しないものを盛土材に適しているとした。スレーキング試験は 10 回湿潤乾燥を繰り返し、造粒物の細粒化の程度を知るための試験である。路盤材としては、下層路盤に必要な修正 CBR 値 30%以上<sup>5)</sup>とした。凍上抑制層材としては、凍結様式と凍上率により合否を判定した<sup>4)</sup>。

###### ②有害物質の溶出量

造粒灰について、有害物質の溶出量が土壤環境基準値内<sup>2)</sup>であることとした。

##### 4-3. 試験の内容

造粒機により、造粒化した燃焼灰についてトラフィカビリティー試験より  $qc$  を求め、CBR 試験、凍上試験を実施した。目標値を満足したものについて土壤環境基準項目の溶出量を測定する。測定項目は石炭灰、PS 灰のどちらかが基準値を超過したフッ素、ホウ素、セレン、そしてセメント添加による六価クロム溶出の恐れがあるため六価クロムの 4 項目とした。

#### 5. 試験結果

##### 5-1. 盛土材としての検討

###### ①施工性

表-2 に、締固めた造粒灰のコーン指数を示す。造粒化石炭灰、造粒化 PS 灰ともにセメント添加率 2、5、10%で造粒するとコーン指数は  $2000\text{kN/m}^2$  以上であり、普通ブルドーザーによる施工ができる。

表-2 締固めた造粒化燃焼灰のコーン指数

セメント添加率(%)	造粒化石炭灰			造粒化PS灰		
	2	5	10	2	5	10
自然含水比	29	36	34	36	39	43
コーン指数 $qc(\text{kN/m}^2)$	2000以上	2000以上	2000以上	2000以上	2000以上	2000以上

###### ②湿潤乾燥の繰り返しによる細粒化

造粒化した石炭灰について、乾湿繰り返しによる細粒化をスレーキング試験により求めた。図-2、図-3 にスレーキング試験の前後の細粒分の含有率を示す。造粒化した石炭灰は、セメント添加率が 5%以上あれば細粒化が起きていないことがわかる。しかし、セメント添加率が 5%では細粒分含有率が多く施工中に飛散するので、さらにセメント添加率を大きくし、造粒化したときの細粒分含有率を小さくすることが望ましい。そこでセメント添加率を 10%に増やしたところ、飛散しなくなったのでセメント添加率は 10%が適切と考えられた。

図-3 の造粒化した PS 灰のスレーキング試験結果はセメント添加率に関係なく細粒化が起きていないことがわかる。

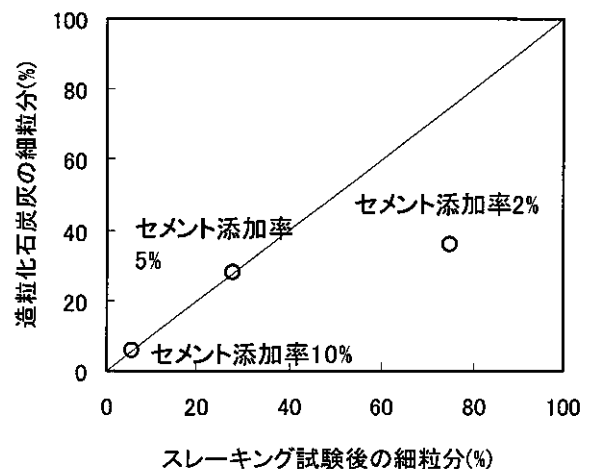


図-2 造粒化石炭灰のスレーキング試験結果

③有害物質の溶出量

粉体状の石炭灰はフッ素、ホウ素、セレンの溶出量が土壌環境基準を超過している。表-3 に造粒化石炭灰の有害物質溶出量を示す。セメントを 2%添加することでフッ素の溶出量は土壌環境基準の基準値以下となった。またセメントを 5%添加するとホウ素とセレンは土壌環境基準値以下になった。以上からセメント添加率を 5%以上として造粒化すると、全ての土壌環境項目を満たした。

表-4 には造粒化 PS 灰の有害物質溶出量を示した。造粒化 PS 灰は、セメント添加率を 2%とすると、粉体状において基準値を超えたフッ素の溶出量が減少し、環境基準を合格できる。

④盛土材としての適否

造粒化石炭灰はセメント添加率 10%、造粒化 PS 灰はセメント添加率 2%で盛土材料として適した材料となる。

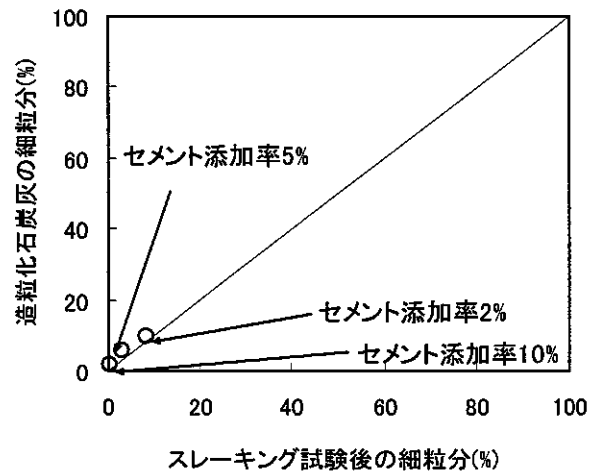


図-3 造粒化 PS 灰のスレーキング試験結果

表-3 造粒化石炭灰の有害物質溶出量

土壌環境基準項目	セメント添加量 (%) 基準値 (mg/L未満)	造粒化石炭灰			
		0	2	5	10
フッ素	0.8	1.2	<0.01	<0.01	<0.01
ホウ素	1.0	4.78	2.1	0.14	0.04
セレン	0.01	0.161	0.012	<0.001	<0.001
六価クロム	0.05	0.014	0.014	0.011	0.011

表-4 造粒化 PS 灰の有害物質溶出量

土壌環境基準項目	セメント添加量 (%) 基準値 (mg/L未満)	造粒化 PS 灰			
		0	2	5	10
フッ素	0.8	5.2	0.4	<0.01	<0.01
ホウ素	1.0	0.22	0.16	0.1	<0.01
セレン	0.01	0.005	<0.001	<0.001	<0.001
六価クロム	0.05	0.008	0.011	0.02	0.024

5-2. 造粒化燃焼灰の凍上抑制層材としての検討

盛土材として適する造粒化燃焼灰について凍上抑制層材としての検討を行った。石炭灰はセメント添加率 10%、PS 灰はセメント添加率 5%の造粒化燃焼灰である。なお、PS 灰は盛土材としてはセメント添加率 2%で盛土材として適した材料となるが、このセメント添加率では締固め試験中に造粒物の破砕が見られ、凍上することが予測されたのでセメント添加率を 5%とした。これらの配合条件において凍上試験<sup>4)</sup>を行い、凍上抑制層材としての検討を行った。凍結判定を表-5、造粒化燃焼灰の凍上試験結果を表-6 に示す。造粒化石炭灰はコンクリート状凍結で凍上抑制層材として適用できることがわかった。PS 灰は霜降状凍結で不合格であった。PS 灰についてはセメント添加率を大きくすることにより、凍結を防止できる可能性があるため、今後検討が必要である。

表-5 凍上抑制惣菜としての判定

番号	凍結様式	凍上率	判定
1	コンクリート状凍結 (氷粒散在を含む)	20%未満	合格
		20%以上	要注意
2	部分的な極微細霜降状凍結 を含むコンクリート状凍結	20%未満	要注意
		20%以上	不合格
3	極微細霜降状凍結	—	不合格
4	霜降状凍結	—	
5	霜柱状凍結	—	

表-6 凍上結果

燃焼灰の種類	石炭灰	PS灰	
セメント添加率 (%)	10	5	
細粒分含有率 (%)	4.5	7	
日本統一土質分類	GS	G	
凍上試験結果	平均凍上量 (mm)	3.4	33.5
	平均凍上率 (%)	11.2	111.8
	凍結様式	1	4
	判定	合格	不合格

### 5-3. 造粒化燃焼灰の路盤材料としての検討

凍上試験を行うと同時に、修正 CBR 試験を行い、路盤材料としての適否を検討した。その結果を表-7 に示す。いずれの造粒化燃焼灰も修正 CBR が 30%以上であるので強度としては、下層路盤に適用可能である。しかし、PS 灰は凍上することから下層路盤として適用できない。以上の結果より、石炭灰はセメント添加率 10%の配合条件において造粒化すると下層路盤として適用可能である。

表-7 修正 C B R 試験結果

燃焼灰の種類	石炭灰	PS灰
セメント添加率 (%)	10	5
95%修正CBR (%)	79.7	82.4
塑性指数	N. P	N. P

### 6. まとめ

これまでの検討をまとめると次のことがいえる。

- ①石炭灰、PS 灰は、少量のセメントを添加して造粒化することにより飛散を抑制することができ、盛土材料として適用できることがわかった。
- ②造粒化石炭灰はセメント添加率によって凍上抑制層に適用できることがわかった。
- ③造粒化石炭灰はセメント添加率によって下層路盤に適用できることがわかった。

### 7. あとがき

今回の試験では造粒化燃焼灰が路体、路盤、凍上抑制層などの土木材料に適用できることがわかった。今後、経年変化による造粒物の強度、有害物質の溶出量の変化を調査したいと考える。

〈参考文献〉

- 1) 石炭利用総合センターホームページ：<http://www.ccu.or.jp/>
- 2) 環境庁：土壌の汚染に係わる環境基準について,1991
- 3) 城戸優一郎，西本聡，別紙正信：燃焼灰の土木材料としての適用,第 48 回北海道開発局技術研究発表会，2005 投稿中
- 4) 日本道路協会：道路土工—排水工指針, 1987
- 5) 北海道開発局：道路河川共通仕様書, 2004

## 自然由来の有害物質を対象とした建設発生土の溶出について

北海道開発土木研究所 ○正会員 田本修一  
同 上 中川伸一  
同 上 正会員 伊東佳彦

### 1. はじめに

海成の堆積岩や熱水変質の影響を受けた火山岩等では、岩石の風化や劣化に伴い砒素や鉛などの有害重金属や酸性水の流出が発生する事例が確認されている。北海道では各種土木工事に伴い有害物質を含む可能性のある発生土を扱う現場が増えている。これらの現場では、健康への被害や汚染拡散等の環境問題に発展する可能性を現場毎に検討し対処しているが、有害物質を含む岩盤の合理的な評価に多くの課題を抱えているのが現状である。

本研究では、これまでに岩石の特性や風化作用の影響を考慮した汚染土砂処理対策フローの構築を目的に現場から収集した発生土（特に岩ざり）の粒径別溶出試験を行い、粒径の違いによる有害物質の溶出傾向及び溶出した有害物質の溶出機構について把握した<sup>1) 2)</sup>。今回、更に試料を追加して粒径別溶出試験を行い、多数の試験結果が得られた砒素について分析を行ったので報告するものである。

### 2. 試験内容

試験に供した試料は、北海道内におけるトンネル及び切土現場で発生した岩石6試料を用いた。試料の概要を表-1に示す。試料の粒度調整は、2mm、10mm、40mmふるいを用い、各ふるいそれぞれの通過分を試験に供した。また、可能な限り最大粒径の大きい試験を行うため、200mm 粒径ないしはそれに近い粒径の岩塊も用いた。試験方法は環境庁告示第46号の付表（以下、公定法）に準じているが、200mm 粒径の岩塊については試験機の積載重量に制約があるため、固液比1:2で試験を行った。また、溶媒に30%過酸化水素水を用いた試験も行った。試験の分析項目及び分析手法を表-2に示す。

表-1 試料の概要

時代	岩種	記載
第四紀更新世～更新世	火山礫凝灰岩②	暗灰色に強変質した火山礫凝灰岩で、灰白色の微細鉱物（明ばん石など）と微細な黄鉄鉱を多数に生ずる0.7mm×20mm+の灰白色鉱物（明ばん石）濃集レンズあり。
第四紀	火山礫凝灰岩③	帯緑灰色、灰白色、褐色などに変質した大小の火山岩片を含む火山礫凝灰岩。基質は褐色を呈する。
新第三紀鮮新世	角閃石安山岩	変質した斑状の安山岩。斜長石や輝石の粗粒斑晶（径3mm以下）を多数含むが、暗灰色～黄褐色に変質している。石基は帯緑灰色に変質する。
新第三紀鮮新世	溶結凝灰岩	径8mm以下の変質した火山岩角礫を多数含む。基質は暗灰色を呈し、微細な黄鉄鉱を多数含む。
白亜紀	泥岩	黒色塊状の泥岩
白亜紀	粘板岩	黒色の泥質岩で。片理が発達。微褶曲が著しい。

表-2 分析項目及び分析手法

分析項目	分析手法	出典
砒素(As)	水素化物発生原子吸光法	JIS K 0102 61.2
鉄(Fe)	フレイム原子吸光法	JIS K 0102 57.2
水素イオン濃度(pH)	ガラス電極法	JIS K 0102 12.1
シリカ(SiO <sub>2</sub> )	モリブデン酸吸光度法	JIS K 0101 44.2

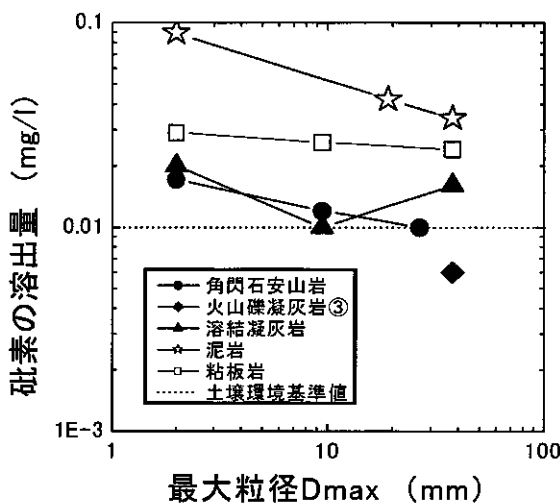


図-1 最大粒径と砒素の溶出量の関係  
(凡例：黒塗りは火成岩、白抜きは堆積岩)

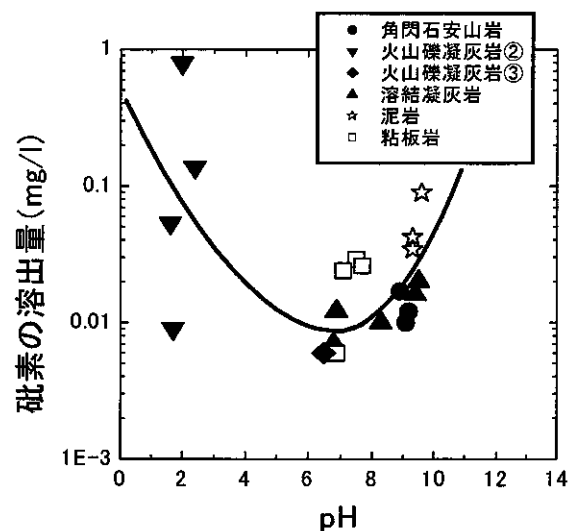


図-2 pHと砒素の溶出量の関係  
(凡例：黒塗りは火成岩、白抜きは堆積岩)

Consideration concerning arsenic leaching of rocks

Shuichi TAMOTO, Shinichi NAKAGAWA, Yoshihiko ITO (Civil Engineering Research Institute of Hokkaido)

### 3. 試験結果

最大粒径と砒素の溶出量の関係について図-1に示す。なお、図中のデータは、全て溶媒に純水を用いて溶出試験を行ったものである。図-1より岩種毎に結果のばらつきはあるが、概ね粒径が大きくなると砒素の溶出量が低下する傾向が認められる。すなわち、最大粒径が2mm以上の場合、砒素の溶出量は最大粒径に依存するものと考えられる。この結果からトンネルあるいは大規模な切土における発生土については、有害物質の溶出量を求める試験として公定法(2mm以下の粒径による分析)を準用していたが、より現場の実情に近い大きな粒度を含む分析により妥当な評価が行える可能性がある。

砒素の溶出機構においてpHは重要な要因<sup>2)</sup>となる。今回の試料におけるpHと砒素の溶出量の関係について図-2に示す。火成岩及び堆積岩ともに中性からアルカリ性領域に傾くにしたがい砒素の溶出量は増大する。また、中性から酸性領域においても火成岩では砒素の溶出量が増大している。これらの結果から砒素が両性を示す有害物質であり、砒素を含むずりの管理において浸出水のpHは非常に重要な項目であると考ええる。

砒素の溶出は、また鉄及びシリカと非常に深い関わりがある。例えば、鉄と砒素の関係では、硫砒鉄鉱にみられる硫化鉱物中に砒素が取り込まれていたり、鉄酸化物に吸着されていた砒素が酸化反応により砒素を放出し、地下水汚染等を招いたりする<sup>3)</sup>。シリカと砒素の関係ではMeng<sup>4)</sup>らによると、溶出液中のシリカイオン濃度の減少が砒素の解離を抑制する方向に働くことを指摘している。

鉄及びシリカと砒素の相関を図-3に示す。火成岩及び堆積岩のそれぞれに鉄とシリカの溶出量比と砒素の溶出量の相関がみられる。すなわち、鉄とシリカの濃度比から砒素の溶出量を推測できる可能性が考えられ、ひいては発生土中の砒素が問題となるトンネルなどの建設現場において、簡易水質検査器具を用いて鉄とシリカを計測することにより、短時間での発生土中の砒素の溶出量評価が期待される。

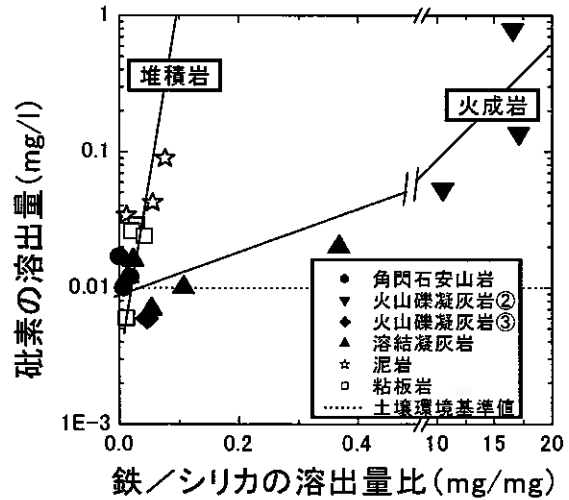


図-3 鉄とシリカの溶出量比と砒素の溶出量の関係  
(凡例：黒塗りは火成岩、白抜きは堆積岩)

### 4. まとめ

本研究で得られた知見をまとめると以下の通りである。

- ・砒素の溶出量は、最大粒径が大きくなるほど低下する傾向がある。
- ・火成岩及び堆積岩ともに中性からアルカリ性領域に傾くにしたがい砒素の溶出量は増大する。また、中性から酸性領域においても火成岩では砒素の溶出量が増大する。
- ・火成岩及び堆積岩のそれぞれに鉄とシリカの溶出量比と砒素の溶出量の相関がみられる。

今後の課題として、更なる試験データの蓄積と岩石の風化に着目した検討を行う予定である。本報告が、有害物質流出が問題となる施工現場において、その設計施工の一助になり、建設コストの縮減につながれば幸いである。

### 5. 謝辞

試料の提供にご協力して頂いた北海道開発局各開発建設部及び現場施工業者の関係各位に大変お世話になりました。ここに深く感謝の意を表します。

### <参考文献>

- 1) 田本修一、伊東佳彦、橋本祥司：自然由来の有害物質を対象とした岩石の粒径別溶出試験、第39回地盤工学研究発表会、pp.2253-2254、2004.7.
- 2) 田本修一、伊東佳彦、橋本祥司：岩石の有害物質溶出に関する考察、日本応用地質学会平成16年度研究発表会講演論文集、pp.33-34、2004.10.
- 3) 吉村尚久、赤井純治：土壌および堆積物中のヒ素の挙動と地下水汚染—総説—、地球科学第57巻、pp.137-154、2003.
- 4) Meng et al.: Effect of anions on removal of arsenite in coagulation, Proc.4<sup>th</sup> Inter. Conf. on Arsenic Exposure and Health Effects, 2004.

## 平成15年度地盤工学会北海道支部賞選考経過報告

### 選考委員

委員長	三浦 清一	北海道大学大学院工学研究科教授
委員	神谷 光彦	北海道工業大学工学部教授
〃	坂本 容	北海道電力(株) 土木部次長
〃	武田 覚	(株) ドーコン 地質部長
〃	西川 純一	(独) 北海道開発土木研究所構造部長
〃	織茂 直樹	日本道路公団北海道支社建設部長

### 選考経過

平成16年3月19日支部事務局において、支部賞授与規定により審議した結果、次の2編を授賞論文として選考した。

論文名 北見地域における2003年十勝沖地震による地盤災害  
著者 伊藤陽司

論文名 火山灰地盤における杭基礎の周面摩擦力に関する実証的評価  
著者 江川拓也

論文名 北見地域における 2003 年十勝沖地震による地盤災害

著 者 伊藤陽司 山下 聡 鈴木輝之 平田広昭

受賞者 伊藤陽司

#### 選考理由

2003 年 9 月 26 日未明に発生した十勝沖地震によって、北海道では行方不明 2 名、負傷者 847 名の人的被害に加え、地盤の変動・破壊、津波、そして火災に起因する社会基盤構造物や施設、並びに生活・生産機能にさまざまな被害や影響が生じた。地盤災害に関しては、震央距離約 230km に位置する北見市および端野町、震央距離約 255km に位置する札幌市清田区など震源から遠く離れた地域での、火山灰造成地の液状化とそれに伴う地盤破壊の発生が特徴的であった。

火山灰造成地盤の液状化・破壊としては、1968 年十勝沖地震による札幌市清田団地での発生が知られているが、今回の地震による端野町協和での液状化・地盤破壊は、発生域の広がりおよび地盤変動の様相において想像を超えるものであった。特に、端野町協和箇所 No.1 での緩傾斜の農地面からの約 10,000m<sup>3</sup>と推定される液状化火山灰の噴出・流下や農地の大規模陥没は、これまで我々が体験してきた液状化を特徴付ける鉛直方向への噴砂や地盤変動とは様相を異にし、予期していなかった現象が、予期していなかった場で発生したと言わざるを得ない。

筆者らは被災後直ちに、地域に点在する液状化・地盤破壊箇所に対して、現地調査、航空機調査、空中写真時系列判読など多様な調査を駆使し、被災状況、噴砂や地盤の陥没・側方流動などの変動現象、地盤構造および旧地形・地形変遷を把握・解析した。その結果、地形的には当該箇所が、かつては火山灰丘陵内の狭く、浅い埋積谷や火山灰台地端の凹状地形が残る緩斜面であり、後に埋積谷は水田やその用水確保のためのため池として開発・利用され、さらにその後、火山灰丘陵の切土、火山灰による谷部や緩斜面の埋め立て・盛土によって平坦～緩傾斜の畑作地へと転換されてきた場であることが明らかにされた。特に、側方への噴砂現象を生じた端野町協和箇所 No.1 の地形条件として、当該箇所が北東－南西方向に伸びる狭い埋積谷にあり、その北西側と南東側が旧地形の火山灰丘陵斜面で、埋積谷の上流側にあたる北東端がため池の堰堤によって、そして下流側にあたる南西端が排水条件の良い明渠沿いの盛土火山灰や道路盛土によって拘束された細長いタンクのような地形を呈していることが示されている。また、火山灰地盤での液状化現象の持続性についても明確にされている。

火山灰丘陵・台地内の埋積谷を火山灰で埋立て・盛土した地盤の多くが都市域では居住の場となり、またその近郊では生産の場となっている今日、本論文が示した液状化・地盤変動現象およびその発生域の地形条件は、新たな工学的問題を提起するものであるとともに、地盤問題を考える上で怠りがちな詳細な現象観察や地形解析の重要性を再認識させるものである。

以上のように、本論文は火山灰地盤での液状化や地盤防災工学の今後の新たな研究展開を促す情報を提供していることから、地盤工学の発展に寄与するところが大きい。

よって、著者は地盤工学会北海道支部賞を授与される資格があるものと認める。

論文名 火山灰地盤における杭基礎の周面摩擦力に関する実証的評価

著者 江川 拓也 西本 聡 富澤 幸一

受賞者 江川 拓也

#### 選考理由

北海道に広く分布する火山灰地盤での杭基礎の鉛直支持力に係わる設計では、火山灰土が砂質土に近い密度ならびにせん断特性を示すことから、現在のところ砂質土に準じて実施されている。しかし、火山灰地盤における杭基礎の鉛直支持力は、杭周面摩擦力ならびに杭先端支持力の実測値が設計値よりも小さくなるなど支持力発現機構に不明瞭な部分が多く、明確な設計法・施工管理法が確立されていない現状にある。また、昨今の性能規定型設計の導入に伴い地盤性状の実態を的確に評価した合理的な杭基礎設計法の必要性は非常に高い。

このような背景から、本論文は北海道の火山灰地盤における杭基礎の鉛直支持力発現機構の検証ならびに合理的な杭基礎の鉛直支持力設計法の確立を目的に、北海道内3箇所の火山灰地盤において施工された橋梁基礎杭7現場を対象に杭の鉛直載荷試験を実施し、火山灰地盤における杭基礎の鉛直支持力特性、特に周面摩擦力の発現について考察を行ったものである。これらの検討から、北海道の火山灰地盤に施工された杭基礎の周面摩擦力の発現傾向は、必ずしも現行の砂質土に準じたN値からの設計値とは合致しないことを明らかにしている。さらに火山灰土を降下火砕物と流下火砕物に分けてみると杭周面摩擦力の現れ方が両者でやや異なることを示し、流下火砕物における杭周面摩擦力の設計については現行の設計値を低減する必要があることを指摘している。ついで、杭の鉛直載荷試験とあわせて実施した電気式静的コーン貫入試験から得た先端抵抗・周面摩擦力と、降下火砕物・流下火砕物別の実測周面摩擦力度の相関性を詳細に検討した結果、既往の砂質土・粘性土におけるそれらの関係とは異なることを見出している。これらの知見は今後の北海道の火山灰地盤における杭基礎設計法ならびに施工管理法の構築に有益な資料になるものと考えられる。

以上のように、本研究による成果は、北海道火山灰土の工学的性質の評価に関して現場試験結果からの重要な知見を提供しており、地盤工学の発展に寄与するところが大きい。

よって、著者は地盤工学会北海道支部賞を授与される資格があるものと認める。



## 本書刊行に際して広告掲載協賛者ご芳名録

### 目 次

(五十音順)

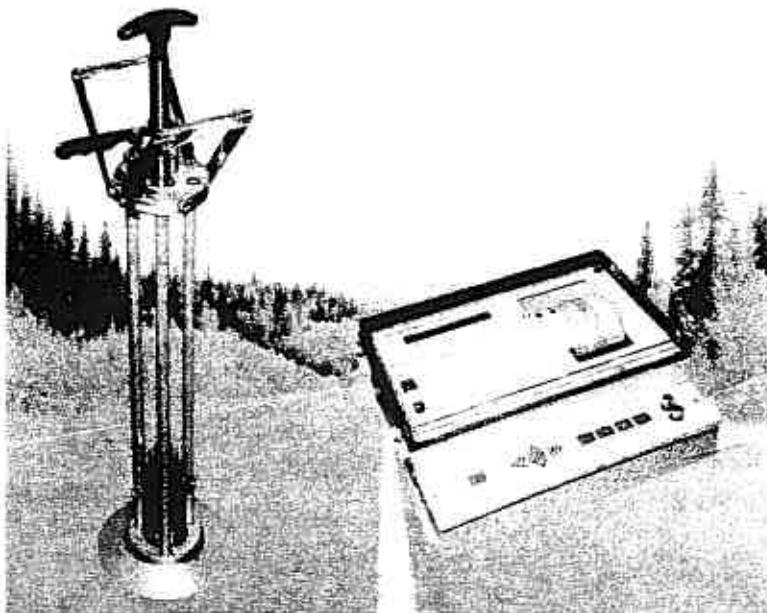
株式会社 ジャコム	1
株式会社 北日本ソイル総合研究所	2
株式会社 ドーコン	2
飛島建設 株式会社	3
パシフィックコンサルタンツ 株式会社	3
株式会社 早水組	4
北海道共同石灰 株式会社	4
北海道士質コンサルタント 株式会社	5
益村測量設計 株式会社	5
宮坂建設工業 株式会社	6

迅速性、容易さを要求される  
施工管理に最適です!!

盛土の品質管理に

## 衝撃加速度測定装置

JSE-212G



### 営業内容

1. 河川、海岸、港湾等の水理試験装置、各種実験用水路、潮汐回流発生装置、氷の水平摩擦試験装置、その他
2. 土木試験装置全般、大型三軸試験及び振動三軸試験装置、突固め試験機、自動一軸圧縮試験機、圧密試験機、その他
3. アスファルト試験機、ミキサー、カッター、ホイートラッキング

道知事許可 般60-6048

株式会社 ジャコム

代表取締役 濱口 義明

本社 〒060-0041 北海道札幌市中央区大通東8丁目1番地

TEL 011-241-7656

## 総合建設コンサルタント

環境調査

農業土木設計

地質調査

騒音・振動調査

一般土木設計

室内試験

水質・土壌分析

森林土木設計

施工管理

ISO9001：2000認証



# 株式会社北日本ソイル総合研究所

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12-16 電話(0164)26-3222番 FAX(0164)26-3223番  
釧路支店／釧路郡釧路町中央3丁目16 電話(0154)40-5522番 FAX(0154)40-5525番  
苫小牧支店／苫小牧市沼ノ端920-95 電話(0144)52-5501番 FAX(0144)52-5505番  
伊達出張所／伊達市舟岡町304-16 電話(0142)25-7711番 FAX(0142)25-7712番



**Docon**

総合建設コンサルタント

# 株式会社ドーコン

代表取締役社長 柳川 捷夫

本社

〒004-8585 札幌市厚別区厚別中央1条5丁目4番1号 TEL.011-801-1500 FAX.011-801-1600  
<http://www.docon.jp>

# 大切に大地と緑

世代を超えて、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  
「地中環境の保全」にも、積極的に取り組んでいます。  
天然素材を使った「シーリングソイル工法」など、  
自然にやさしい土壌・地下水浄化工法を通じて  
潤いあふれる環境創造をめざしています。



 **飛島建設**

札幌支店 / 札幌市中央区北1条西19丁目1番地 〒060-0001 TEL011(842)3114  
ホームページ <http://www.tobishima.co.jp>



## 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

道南事務所 函館市若松町6番7号

TEL(0138)23-3361 FAX(0138)23-3363



# 株式会社 早水組

取締役会長  
取締役社長

早水 アイ子  
早水 均

本社 / 網走市潮見1丁目356番地2

TEL (0152) 43-4551

支社 / 札幌市豊平区西岡2条1丁目2-6 第3早水ビル

TEL (011) 853-6551

営業所 / 帯広・東京・沖縄



## 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

製品名	種別	特徴	対象土
ベストキーパー-K	生石灰	高含水比の土に即効性があり長期的に安定する	シルト、粘性土、ヘドロ、有機質土、液溜土、汚泥等
ベストキーパー-S	消石灰	低含水比の土に適用、長期的に安定する。	シルト、粘性土、火山灰質粘性土等
ベストキーパー-P30	石灰系(2成分系固化工材)	石灰単体では効きにくい土に対しても効果がある。	シルト、粘性土、ヘドロ、有機質土、液溜土、汚泥等
ベストキーパー-PC	石灰系(多成分系固化工材)	シルト、粘性土以外の土質にも効果がある。	砂質土、礫質土、有機質土、液溜土等、
ベストキーパー-DP	テフロン処理防塵加工 ベストキーパー-K-DP ベストキーパー-P30-DP ベストキーパー-PC-DP ベストキーパー-S-DP	テフロン処理により施工時の粉塵発生を防ぐ。 (強度発現効果は変わらず)粉塵の影響・被害が懸念される時に有効。	高低含水比の粘性土、火山灰質土、砂質シルト、液溜土



北海道共同石灰株式会社

本社 / 〒053-0006 苫小牧市新中野町3丁目1番12号

TEL (0144) 32-7522(代)

FAX (0144) 32-7535

生産部 / 〒059-1372 苫小牧市勇払145番地

TEL (0144) 56-0078(代)

FAX (0144) 56-2579

土質試験室 / 〒059-1372 苫小牧市勇払145番地

TEL (0144) 56-2585

FAX (0144) 56-2586

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 14001  
JSAE 362



JAB  
GSI Accreditation



ISO 9001  
JSAE 622



JAB  
OS 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



MASUMURA

ISO9001:2000 認証登録 (本社)

益村測量設計 株式会社

道路、河川、港湾、農業用施設、開発行為に関する調査・測量・設計、物件調査、  
GIS及び土木施工管理

代表取締役会長 益村清子 代表取締役社長 益村公人

常務取締役 木村 忠 取締役技術部長 山本 雅由

取締役技術部長代理 佐々木 博

☆建設コンサルタント登録（土質及び基礎部門、港湾及び空港部門）☆測量業登録

☆補償コンサルタント登録（土地調査部門）

本社：〒093-0046 網走市新町1丁目7番14号 TEL 0152(44)7335, FAX 0152(43)3379

URL: <http://www.masumura.co.jp/> 営業所：道央営業所（岩見沢）、札幌出張所

技術と信頼で明るい未来を創造する



# 宮坂建設工業株式会社

代表取締役社長 宮坂 寿文

本 社	〒080-0014	帯広市西4条南8丁目12番地 TEL (代表) 0155-23-9151番
札幌支店	〒001-0014	札幌市北区北14条西3丁目22番地 TEL (代表) 011-736-1821番
釧路支店	〒085-0046	釧路市新橋大通3丁目2番126号 TEL 0154-24-7868番 <a href="http://www.miyasaka-cc.co.jp">http://www.miyasaka-cc.co.jp</a>