

技 術 報 告 集

第 44 号

平成16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 室内力学試験による粘土のセメンテーションの同定法	…… 北大院工学研究科	○李 徳建・松田圭太 澁谷 啓・三田地利之	……1
② 飽和含水比と土の圧縮性の関係	…… 基礎地盤コンサルタント㈱ 北大院農学研究科 北海道土質コンサルタント㈱ 北海道開発土木研究所	○中田隆文 相馬尅之 池田晃一 小野寺康浩	……7
③ 飽和含水比による土の物理的性質の推定	…… 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ト㈱	○小野寺康浩 相馬尅之 池田晃一 中田隆文	……11
④ 切込み砕石層の熱伝導率の測定	…… 北 見 工 大 院 北 見 工 大 工 学 部	畢 春蕾 鈴木輝之・澤田正剛 山下 聡	……15
⑤ 凍結期における自然地盤の水分移動の測定	…… 北 見 工 大 院 北 見 工 大 工 学 部	○楊 照宇 鈴木輝之・澤田正剛 山下 聡・平田広昭	……21
⑥ 擬似岩試料としてのモルタル供試体における一次元凍結履歴について	…… 北海学園大学工学部 北海学園大院	○小野 丘 阿部裕介	……27
⑦ 冬期土工における締固め厚さと盛土品質の関係	…… 北海道開発土木研究所	○渡邊栄司・西本 聡	……33
⑧ 堆積構造異方性地盤の流動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 北大院工学研究科 北日本港湾コンサルタント㈱ 室 工 大 院	○川村志麻 三浦清一 林 秀人 佐々木徹也	……37
⑨ 部分排水条件下の砂の剛性変化を考慮した構造物・地盤系の変形評価	…… 北大院工学研究科	○横浜勝司・三浦清一 三島英将	……47
⑩ 遠心場における模型地盤の劣化促進実験方法に関する研究 - 透水に関する相似則の検証 -	…… 北大院工学研究科 北大工学部 北大院工学研究科 岩手大工学部 北大院工学研究科	○梶原大輔 三上純平 三田地利之 大河原正文 中村晃輔・工藤 豊	……53
⑪ 切欠きを有する模擬岩盤の遠心力装置を用いた崩落実験 (その2)	…… 北海道開発土木研究所 豊 橋 技 科 大 北海道開発土木研究所	○日下部祐基 三浦均也 池田憲二・渡邊一悟	……57
⑫ RQD(N), RCI(N)によるボーリングコアの定量的岩盤評価の試み	…… 北海道開発土木研究所	○伊東佳彦・中川伸一 橋本祥司 小林隆志・菊地宏吉	……61
⑬ 自己組織化マップ (SOM) を用いた大規模岩盤崩落斜面の分析	…… 北海道開発土木研究所	○日外勝仁・伊東佳彦 橋本祥司 齋藤敏明 菊地宏吉	……67
⑭ 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 - 北見市を中心として -	…… 北大院工学研究科 東 電 設 計 ㈱ 北 見 工 大 院 北 見 工 大 工 学 部	○松田絵里 伊藤陽司・鈴木輝之	……73
⑮ 粒子状廃棄物を用いたL型擁壁の凍上対策	…… 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	……79

⑯	河川工事発生土の粒度調整による築堤盛土材料への有効利用	……	㈱ 開 発 工 営 社 北 海 道 開 発 局	○西村右敏・高橋慶行 数田 茂・水嶋 稔	……85
⑰	加水した石炭灰の有効利用に関する研究	……	北海道開発土木研究所	○松田正大・西本 聡 佐藤厚子	……95
⑱	ホタテ貝殻（細粒粉砕物）の泥炭改良効果に対する実験的研究	……	北海道電力㈱ 北海道土質試験協同組合	五十嵐由一 ○山内 昇・佐田頼光 場谷悦江	……99
⑲	泥炭を材料とする固化破砕土の強度について	……	北海道開発土木研究所	○佐藤厚子・西本 聡	……105
	土壌・地下水汚染対策の現状と課題	……	大 成 建 設 ㈱	今村 聡	……109
⑳	難透水性土への定ひずみ速度載荷圧密試験の適用について	……	函 館 高 専	○佐野佑房・川口貴之 岩渕祐一	……115
㉑	三軸試験による真空圧密工法のシミュレーションー負圧と盛土の載荷条件が地盤の変形・強度に及ぼす影響ー	……	北大院工学研究科 北 大 工 学 部	○香西 篤・三田地利之 長谷川陽一 三ツ川文彦	……119
㉒	Ko 圧密非排水三軸圧縮試験による鈷路泥炭性軟弱地盤の力学特性	……	北大院工学研究科	○長谷川陽一・三田地利之 香西 篤	……123
㉓	2D Finite element analysis of soft ground improvement by 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	……127
㉔	泥炭性軟弱地盤上の真空圧密併用盛土の安定性評価	……	㈱シーウェイエンジニアリング 北大院工学研究科 ㈱シーウェイエンジニアリング	山添誠隆 三田地利之 佐野 彰	……133
㉕	真空圧密工法のポンプ停止時期と残留沈下に関する検討	……	北海道開発土木研究所	○林 宏親・西本 聡 澤井健吾 菅藤善之	……143
㉖	深層混合処理工法の変形遮断効果に関する遠心模型実験	……	北海道開発局 北海道開発土木研究所	○澤井健吾・西本 聡 林 宏親	……149
㉗	繊維材混合流動化処理土の三軸せん断特性	……	室 工 大 工 学 部 室 工 大 院	木幡行宏 ○對馬広紀	……155
㉘	2003 年十勝沖地震による地盤の破壊について	……	地盤工学会2003年十勝沖地震緊急地盤災害調査団 団長 北大院工学研究科	三浦清一	……163
㉙	2003 年十勝沖地震における被害調査と地震動	……	飛 鳥 建 設 ㈱	○三輪 滋・沼田淳紀 池田隆明・柴田 登 大槻政文・貫洞 悟	……171
㉚	2003 十勝沖地震における下水道管の被害と地盤の関係	……	基礎地盤コンサルタンツ㈱	森本 巖・○長崎 淳 坪田邦治・橋本 勝 斉藤和夫	……181
㉛	北見地域における2003年十勝沖地震による地盤災害	……	北 電 総 合 設 計 ㈱ 北 見 工 大 工 学 部	○伊藤陽司・山下 聡 鈴木輝之・平田広昭	……187
㉜	十勝沖地震で被災した火山灰造成農地の液状化特性	……	北 見 工 大 工 学 部	○山下 聡・堀 智仁 伊藤陽司	……197
㉝	2003年十勝沖地震によって被災した火山灰地盤の工学的特徴	……	応 用 地 質 ㈱ 北 見 工 大 工 学 部 ㈱ 地 崎 工 業 北大院工学研究科	村田芳信・林 宏一 鈴木輝之 ○八木一善 三浦清一・志比川清史	……207
㉞	2003年十勝沖地震における液状化アレ一観測記録	……	北海道開発土木研究所 飛 鳥 建 設 ㈱	○西本 聡・江川拓也 林 宏親 三輪 滋・池田隆明	……217

③⑤	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	……	北大院工学研究科	○小松賢司・三田地利之 谷村匡哉	……227
			北大工学部	外館友彦	
③⑥	オーバー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	……	北大院工学研究科	○谷村匡哉・三田地利之 小松賢司	……235
③⑦	繰返し一面せん断試験による残留強度に及ぼす諸要因と強度パラメータの評価	……	北大院工学研究科	○伊藤裕之・三田地利之 鷺 隼人	……241
			北大工学部	中田直樹	
③⑧	過圧密粘土の排水および非排水せん断時の面積ひずみ挙動	……	北大院工学研究科	○福田文彦・三田地利之 澁谷 啓・増島賢児 土田智聡	……247
③⑨	繰返し载荷を受ける粒状体の体積変化特性に及ぼす粒子破碎の影響	……	北大院工学研究科	○堀田大介・三浦清一 石川達也	……253
④⑩	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	……	北大院工学研究科	○保田龍太郎・三浦清一	……259
④⑪	Dynamic shear modulus of volcanic coarse-grained soils by laboratory testing	……	北大院工学研究科	○Timpong Sahaphol 三浦清一・屋良航志 石川達也	……267
④⑫	砂と粘土のベンダーエレメント試験に及ぼす諸因子	……	北見工大院	○堀 智仁	……273
			北見工大工学部	山下 聡・鈴木輝之	
④⑬	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	……	北見工大院	○山口岳志	……281
			北見工大工学部	山下 聡	
			北見工大院	堀 智仁	
			北見工大工学部	鈴木輝之	
④⑭	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	……	大日本土木(株)	○伊藤秀行	……287
			三井化学産資(株)	弘中淳市・谷津 淳	
			北見工大工学部	鈴木輝之	
④⑮	冬期現場計測による擁壁背面の土中温分布	……	(株)ドーコン	○林 啓二	……293
			北海道開発局	林 実雄	
			北見工大工学部	鈴木輝之	
			(株)ドーコン	小林修司	
④⑯	クリープ変形を考慮した補強土設計法に関する考察	……	苫小牧高専	○中村 努	……301
			北大院工学研究科	三田地利之	
			苫小牧高専	吉澤耿介・小林慎之介	
④⑰	载荷板寸法を変化させた平板载荷試験による寸法効果特性の検討	……	北海道開発土木研究所	○福島宏文・西本 聡	……307
				富澤幸一	
④⑱	層厚締固め道路盛土構造物の力学挙動と耐震性能評価法に関する研究	……	北大院工学研究科	○中村貴久・三浦清一	……313
			日本道路公団試験研究所	加藤嘉則	
			益村測量設計(株)	益村公人	
④⑲	各種離散化解析手法による模型バラスト軌道の繰返し塑性変形挙動解析	……	北大院工学研究科	○石川達也	……321
			鉄道総合技術研究所	関根悦夫・河野昭子	
			北大工学部	小林慶祐	
④⑳	水平変位制限を緩和した橋脚鋼管杭設計の試験的検証	……	北海道開発土木研究所	○富澤幸一	……331
			北海道開発局	三田村浩	
			(株)構研エンジニアリング	伊藤雄二	
④㉑	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	……	北海道開発土木研究所	○江川拓也・西本 聡	……337
				富澤幸一	

平成14年度地盤工学会北海道支部賞選考経過報告 345

第28回地盤工学懇話会 349

室内力学試験による粘土のセメンテーションの同定法

北海道大学大学院 ○学生会員 李 徳建
北海道大学工学部 松田 圭大
北海道大学大学院 国際会員 澁谷 啓
北海道大学大学院 国際会員 三田地利之

1. はじめに

自然粘土地盤は年代効果により、「骨格構造」が発達していると言われている¹⁾。その原因の一つとして、土粒子接点でのセメンテーション(cementation)の付加が考えられる。セメンテーションは、形成過程に起こる化学的セメント作用といえる。その過程には、セメント物質の種類や時間効果、温度効果および圧密効果などが複雑に絡み合っており、未知な点が多い。一方、セメンテーションが土の強度・圧縮特性に大きく関与しており、実験試料の乱れの程度などは、セメンテーションがどの程度壊れたかに密接に関わっている²⁾。セメンテーションは、粘土の力学挙動において、激的な高強度化・硬化をもたらすことが分っている³⁾。また、地盤改良の際に行う化学的安定処理は、対象としている地盤に対して人工的にセメンテーションを作り出すことを目的としている。以上のことから、地盤工学において、土のセメンテーションは重要な研究課題であることは確かである。しかしながら、年代効果のメカニズムはそれがきわめて長時間にわたって発生するため実験室において調べることが困難であり、強度・変形特性に及ぼす影響を定量的に評価することはさらに難しい⁴⁾。

年代効果が粘性土の力学特性に大きく影響していることを強く指摘し始めたのは Bjerrum⁵⁾である。Bjerrum は、年代効果を有する粘土の“見かけの過圧密”を説明するために、図-1 に示すような粘土の圧密時間に応じて異なる圧密(堆積)曲線を仮定した。年代効果を有する粘性土と堆積年代の若い粘性土とでは圧縮性が大きく異なることを示し、年代効果における見かけの過圧密(擬似的な過圧密)は、二次圧密と粒子間の固結作用(cementation)によって生じることを示した。つまり、自然堆積した粘土は、二次圧密の進行とともに、一定応力の下で空隙比が減少し、再び载荷されると2通りの反応を示す。つまり、堆積年代の古い粘土の圧密曲線は二次圧密およびセメンテーションなどの年代効果が大きく附加されることが多いため、一時的にもとの曲線を越えて、応力の飛び出し現象(stress over-shooting)を示す。また、セメンテーションがあまり附加されていないと思われる若い粘性土の場合、このような飛び出し現象は顕著ではない。

自然堆積粘土がセメンテーションを有するかどうかの判別に、化学的手法(たとえば、 CaCO_3 の含有量の測定)が提案されている⁶⁾。一方、力学試験によるセメンテーションの同定手法(とりわけ定量的方法)に関して、嘉門ら⁷⁾は、カルシウムとナトリウムをわずかに粘土試料に混入して、人工的にセメンテーションを発生させた。彼らの実験結果によると、①セメンテーション効果を受けることによって圧密曲線に飛び出しが生じ、圧密降伏応力の値は増大する。②セメンテーション効果を受けた土の圧密曲線は正規圧密領域においても一本の直線にはならず、圧縮性が途中で変化する上に、凹の曲線となり、特に圧密降伏応力を越えたところで強い圧縮性を示す。③セメンテーション効果によって過圧密状態におけるせん断強度は増大し、圧密進行すれば空隙比の減少に伴ってやはり強度は増大する。また圧密試験の結果から求められる圧密降伏応力を越えても、しばらくは正規圧密状態での非排水せん断強度よりも大きな非排水せん断強度を有し、有効応力経路などのせん断特性も影響を受けることが分った。土田ら⁸⁾は自然粘土試料の自重圧密およびベーンせん断試験の結果より、せん断強度の経時的な発現特性を検討し、セメンテーションによる強度増加係数 k を定義した。三村ら⁹⁾は、試料の物理的性質から経験的に求められる基準曲線と室内圧密試験結果を比較することにより、大阪湾擬似圧密洪積粘土の原地盤におけるセメンテーションを評価した。その結果、セメンテーションの影響を示す $\Delta p'$ の値は、地質年代が古くなるにしたがって大きくなっている。乗安ら¹⁰⁾は有効土被り圧以上の K_0 圧縮過程における粘土

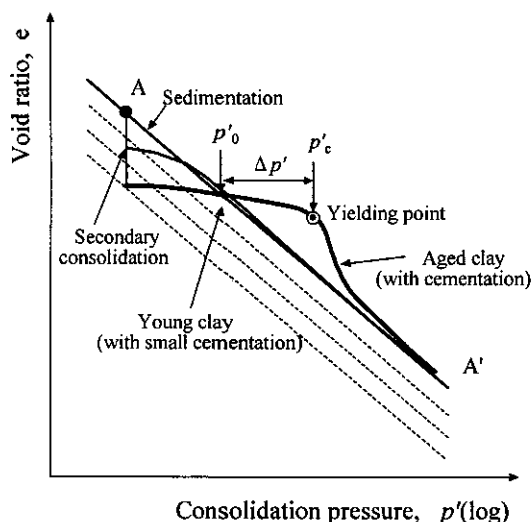


図-1 年代効果の概念図

構造が塑性化し、破壊するまでの上位・下位降伏圧力差として、“セメンテーション力 C_c ” を定義している。

図-2 は、澁谷ら¹¹⁾ が有効拘束圧 p' がゼロの状態非常に脆弱なセメンテーションを有するセメント改良砂質土(豊浦砂に普通ポルトランドセメントを質量比で 2% 混合した人工材料)の三軸供試体の等方圧密時におけるヤング弾性係数 E_{max} の変化を p' に対してプロットしたものである。ここで図中の破線は、セメンテーションのない同一間隙比を有する豊浦砂の $E_{max} \sim p'$ 関係の実測値である。 p' がゼロから増加するにつれ、粒子接点間に介在するセメントサスペンション部分が徐々に損傷を受ける過程で E_{max} が次第に減少する。ある p' の値でセメントサスペンションの大部分が損傷を受けた時、 E_{max} はきれいな砂の $E_{max} \sim p'$ 関係に一致し、その後の p' の増加に対してセメンテーションのない砂の $E_{max} \sim p'$ 関係に一致する。一連の過程で材料特性は完全 c 材料から完全 ϕ 材料へ徐々に移行するとしている。

本研究の目的は①人工的にセメンテーションを付加したセメント混合粘土の力学特性をセメント混合率の影響に着目して解明する、②得られた知見を自然粘土のセメンテーションの同定に役立てることにある。そのために、セメント混合率 0~3% の範囲で、人工的にセメンテーションを付加した試料を用いた一連の三軸ベンダー試験を実施した。得られた実験結果から、圧密及びせん断中の粘土の 0.0001% 程度の微小ひずみでのせん断弾性係数 G の有効応力に対する変化によるセメンテーションの有無を同定する手法を模索した。また、 G と非排水せん断強度との関係に着目し、粘性土の力学特性に及ぼすセメンテーション効果の定量的評価法を検討している。

2. 試料と実験の概要

試料の土質パラメータおよび試験条件などを表-1 にまとめている。実験には市販の NSF 試料(土粒子の密度 ρ_s : 2.78 g/cm³, 液性限界 w_L : 55%, 塑性指数 I_p : 26, 粘土分: 99%)を用いた。粘土供試体は、気乾状態の NSF 粉末粘土に蒸留水を加え、含水比を液性限界の 2 倍程度になるように充分攪拌し、真空に近い状態(-90kPa)に保った予圧セルで十分脱気した後、鉛直応力 150kPa で 10 日間一次元圧密して準備した。一方、セメント混合粘土供試体は、含水比 60% のペースト状の NSF 粘土に質量比をそれぞれ、0.5, 1.0, 2.0, 3.0% の割合でポルトランドセメントを混合し充分に攪拌した後で、 ϕ 50×100mm の円柱状のプラスチック製容器に静かに詰め込んだ。これを約 30 日間養生した後で三軸試験を行った。一連の試験には、ベンダー要素(BE)を装備した三軸試験装置¹²⁾を利用し、混合率 0~3% の範囲で段階的に変化させた NSF 粘土試料を用いた。また、本研究室で開発された弾性波速度測定システムを利用して、圧密及びせん断中のそれぞれにおいて供試体のせん断弾性波速度を測定し、せん断弾性係数 G_{BE} を算出した¹³⁾。

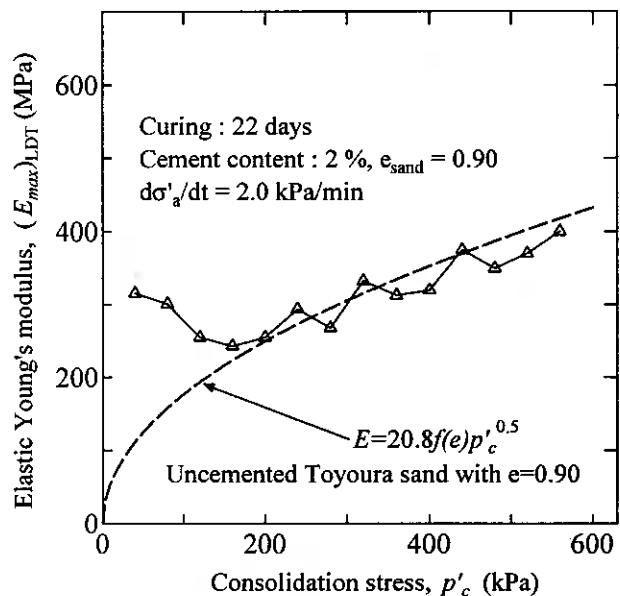


図-2 脆弱なセメンテーションを有する低配合セメント改良砂質土の等方圧縮時のヤング弾性係数の変化¹¹⁾

表-1 試料の土質パラメータおよび試験条件など

項目	単位	NSF 粘土	セメント混合 NSF 粘土						
			C501	C502	C101	C201	C202	C301	C302
セメント含有率(質量比)	%	0	0.5	0.5	1.0	2.0	2.0	3.0	3.0
初期含水比 w_n	%	48	58	56	60	56	55	60	58
圧密時軸応力の増加・減少速度	kPa/min	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
最終圧密圧力 p'_c	kPa	150	530	35	530	530	120	530	180
過圧密比 OCR		OCR=1	OCR*=1	OCR*=2	OCR*=1	OCR*=1	OCR*=2	OCR*=1	OCR*=2
せん断軸ひずみ速度	%/min	0.2	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
圧密降伏応力	kPa	$p'_v=62$	$p^*_v=70$	$p^*_v=70$	$p^*_v=120$	$p^*_v=240$	$p^*_v=240$	$p^*_v=360$	$p^*_v=360$
非排水せん断強度比 S_u/σ'_{vc}		0.38	0.30	0.82	0.38	0.44	1.03	0.53	0.94

3. 実験結果

実験の結果を図-3～図-6に示す。図-3に示したせん断時の有効応力経路から見ると、再構成試料と比べて、セメント混合土(セメント混合率0.5%の試料を除く)の偏差応力 q のピーク(破壊)時及びせん断終了時の有効応力比 q/p' は遥かに大きく、混合率が増えるにつれ有効応力比 q/p' が増えていく。

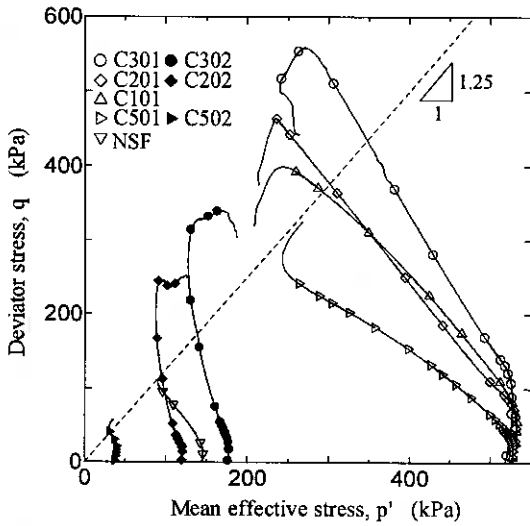


図-3 応力経路図

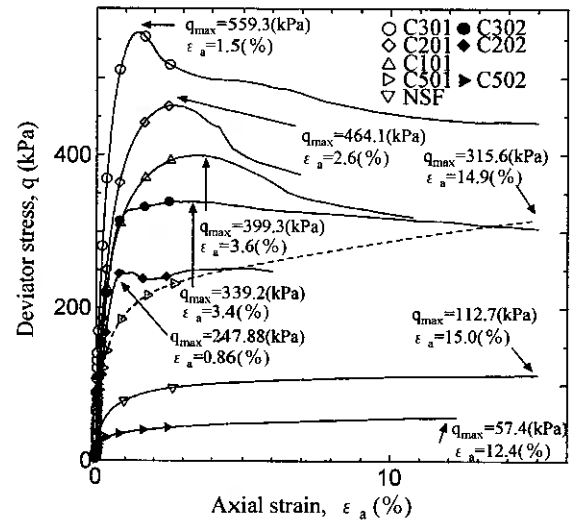


図-4 応力-ひずみ曲線

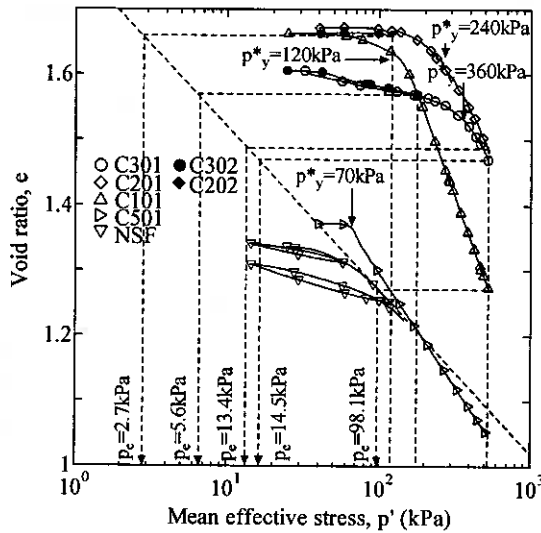


図-5 圧縮時の挙動

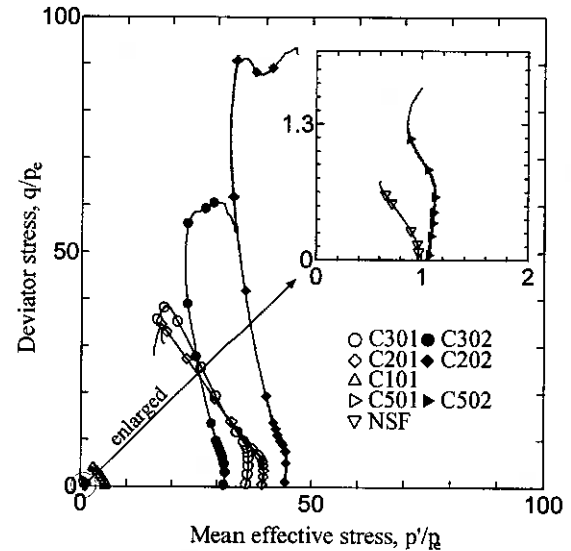


図-6 正規化された応力経路図

図-4に示した偏差応力～軸ひずみ関係において、セメント混合土(セメント混合率0.5%の試料を除く)の偏差応力 q のピーク(破壊)時までの軸ひずみは遥かに小さい。これらの高強度化・硬化挙動はセメンテーション効果によるものと考えられる。図-5には各試料の圧密時の挙動を示している。セメントの混入により、再構成試料の正規圧密曲線(NCL)を超えて、応力の飛び出し現象⁵⁾(stress over-shooting)が確認された。セメント混合土試料は応力履歴が全くないにもかかわらず、あたかも過圧密土と同様な圧密(擬似過圧密)挙動を示しており、見かけ上の圧密降伏応力 p^*_y が求められた。ここで、セメント混合土の圧密終了時の状態(同じ間隙比)に対応する再構成試料の正規圧密曲線(NCL)上の等価圧密応力 p_e を求め(図-5参照)、これらの値を用いて、せん断時の有効応力経路を正規化した(図-6)。この図(図-6)において、セメント混合土の p'/p_e の初期値及び破壊時の q/p_e の値は再構成試料よりも遥かに大きく、特にセメント混合率2%、3%の値は著しく大きく、いわゆるセメンテーションによる「構造」が発達していることがわかる。

4. 力学挙動に及ぼすセメンテーション効果に関する考察

4.1 せん断弾性係数 G の挙動 圧密時及び非排水せん断時における G_{BE} の挙動を図-7~図-9 に示している。図-8 に示したように、再構成試料では圧密時の応力状態(正規圧密あるいは過圧密)にかかわらず、 G_{BE} は平均有効主応力 p' の増加に伴い指数的に増加し、非排水せん断時の p' の減少に伴い若干減少する¹⁴⁾。混合率 0.5% の試料は、無添加の NSF-Clay と同様に、圧密が進むと、セメンテーションが損傷されたためか、無添加の試料の $G_{BE} \sim p'$ 関係に漸近するように G_{BE} の値が増加した。ところが、セメント混合率(CC)2%, 3%では、圧密時における G_{BE} はほぼ一定の値を示した。また、とりわけ $OCR^*(p^*/p'_c)=2$ の C302 試料(図-9)では、せん断時に e が一定で p' が増加したにもかかわらず、 G_{BE} は大きく減少した。このような G_{BE} の挙動から、とりわけ偏差応力のピーク(破壊)を越えた後でセメンテーションの損傷が生じたと想定できる。

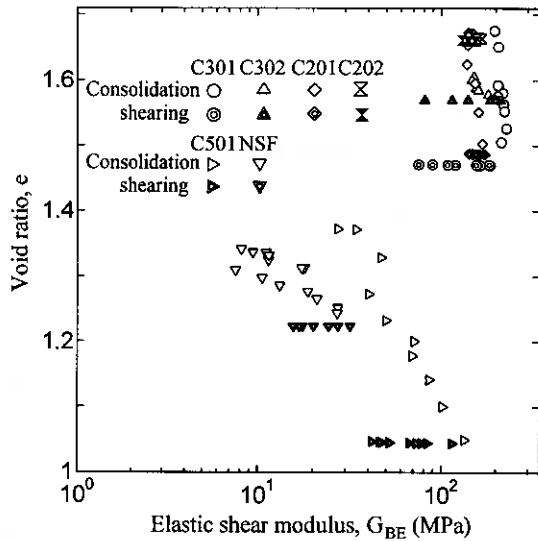


図-7 圧密時及びせん断時の G_{BE} の挙動

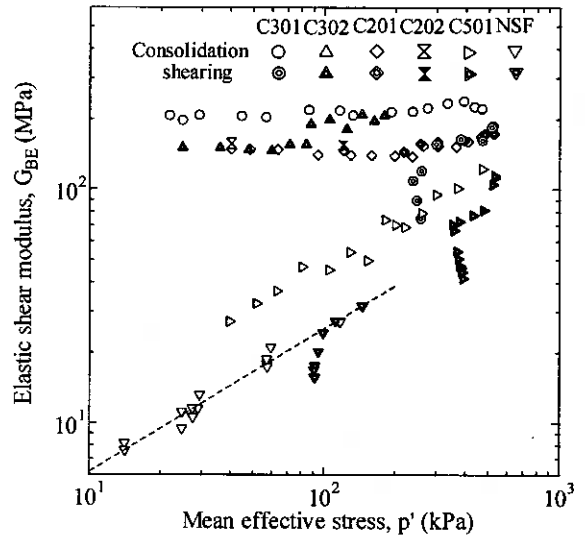


図-8 G_{BE} の応力依存性(全試料)

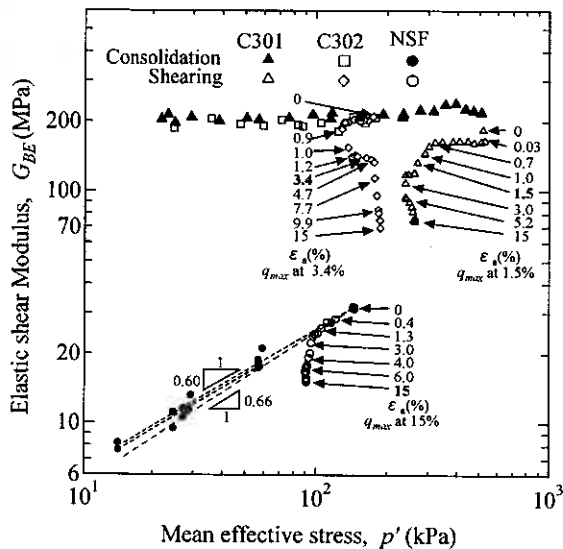


図-9 G_{BE} の応力依存性(例)

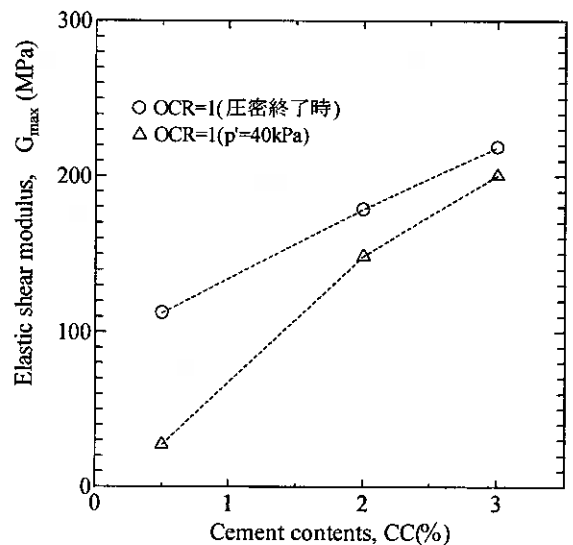


図-10 セメント混合率 $\sim G_{max}$

図-10 に CC の違いによる G_{max} (せん断直前のせん断弾性係数) の変化を示した。 G_{max} は CC の増加と共に大きくなった。CC=0.5% の試料では圧密時 (p' は 35 kPa から 530 kPa まで) に、 G_{max} が大きく増加する。即ち、 G_{max} の応力依存性が認められた。一方、CC=2% および 3% の試料では、 G_{max} の応力依存性は小さかった。CC と p^*_y の関係を図-11 に示す。セメント混入量を増やしていくと、本研究の実験範囲では (CC=0%~3.0%), p^*_y が直線的に増加していることが分かる。これらは、セメント混入量の増加に伴うセメンテーション効果による粘土の硬化と考えられる。

4.2 非排水せん断強度 三田地ら^{15),16)}は、任意のOCRにおけるセメンテーションのない粘性土の非排水せん断強度 ($S_u = q_{max}/2$)と有効圧密応力との比 S_u/σ'_{vc} を次式で表している。

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{vc}}\right)_{OC} = \left(\frac{S_u}{\sigma'_{vc}}\right)_{NC} \text{OCR}^\Lambda \quad (1)$$

ここに、 $\Lambda=1-\kappa/\lambda$ は粘土に固有な定数で、 OC, NC はそれぞれ過圧密および正規圧密条件を表す。式1は、年代効果の小さい粘土試料の強度特性に広く適用できることが知られている¹⁷⁾。

NSF 粘土およびセメント混合土の S_u/σ'_{vc} とOCR(あるいはOCR*)の関係を図-12に示している、実験結果を定式化すると、次の関係式が成り立つようである。

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{vc}}\right)_{OC} = C \cdot \left(\frac{S_u}{\sigma'_{vc}}\right)_{NC} \text{OCR}^\Lambda \quad (2)$$

ここに、 $C(\geq 1)$ は構造の発達の程度を表す指数と考えている。本稿では、「構造による非排水せん断強度比の増加係数」と呼ぶことにすると、式2からCは式3で定義される。

$$C = \left(\frac{S_u}{\sigma'_{vc}}\right)_{OC} / \left[\left(\frac{S_u}{\sigma'_{vc}}\right)_{NC} \text{OCR}^\Lambda\right] \quad (3)$$

したがって、構造があまり発達していない室内再構成試料では{NSF: $(S_u/\sigma'_{vc})_{NC} = 0.38, \lambda = 0.15, \kappa = 0.028, \}$ $C=1$ (図-13中の破線)となる。一方、セメンテーション効果により、セメント混合試料 C301: $\{(S_u/\sigma'_{vc})_{NC} = 0.53, \text{OCR}^*=1, \text{C302: } (S_u/\sigma'_{vc})_{OC} = 0.94, \text{OCR}^*=2\}$ の関係がこの基準線の上方にシフトしている(式2において $C=1.4$)ことがわかる。これによって、非排水せん断強度比は大きい値を示した(セメント混合土のほうが無添加の粘土試料による予測線より大きい)。つまり、セメンテーション効果によるせん断強度の顕著な増加が観察された。一方、 $CC=0.5, 1, 2\%$ の供試体については、 $CC=0\%$ のOCR $\sim S_u/\sigma'_{vc}$ との関係は平行な直線とはならなかった。OCR=1における式3で定義された定数Cとセメント含有率CCとの関係を図-13に示す。図から分かるように、CCの増加に伴い、Cが増加していることがわかる。

4.3 力学挙動によるセメンテーションの同定法 図-9により、無添加のNSF 粘土試料の圧密中、正規圧密および過圧密領域における $G\sim p'$ 関係はそれぞれ指数関係になっている。このような挙動はセメンテーションのないきれいな砂の挙動とよく似ている。一方、セメント混合土試料では、圧密中のせん断弾性係数Gは圧密応力への非依存性を示し

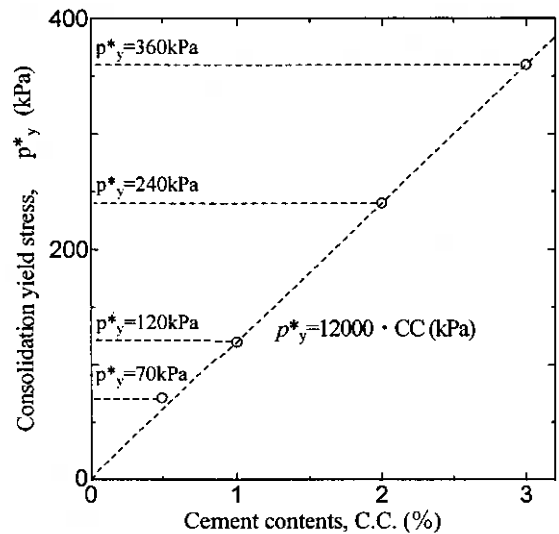


図-11 セメント混合率 $\sim p^*_y$ の関係

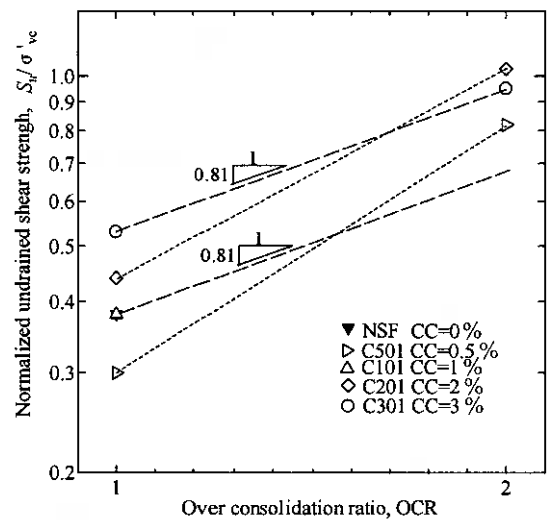


図-12 非排水せん断強度比 \sim OCRの関係

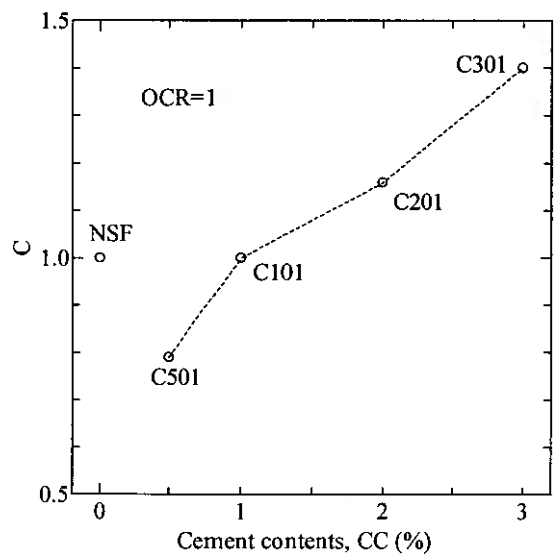


図-13 定量化指数 $C\sim CC$ の関係

ている。本研究では、このような実験事実から、せん断弾性係数 G の圧密応力による増加が指数的に変化するという依存性がセメンテーションのない土の挙動と考へ、セメンテーションの有無、さらに、圧密挙動・せん断挙動への影響を考察する。

セメント混合土試料および無添加の NSF 粘土試料の力学挙動の比較により、セメントの混入によって人工的に付加されたセメンテーション効果は、次のような三つの定性的な力学挙動に集約できそうである。

- A: $e \sim \ln p'$ 関係における応力の飛び出し現象,
- B: 圧密時の低応力域におけるせん断弾性係数 G の応力非依存性,
- C: 非排水せん断強度比 \sim OCR の関係における非排水せん断強度比 (S_u/σ'_{vc}) の増加.

5. まとめ

本研究では、セメントの混入によって NSF 粘土に人工的なセメンテーションを付加させた試料を用いて、三軸ベンダー試験を実施し、圧密及びせん断挙動におけるセメンテーション効果を考察した。セメンテーション効果として、① $e \sim \ln p'$ 関係における応力の飛び出し現象、② 圧密時のせん断弾性係数 G の応力非依存性および非排水せん断時 ($e = \text{一定}$) での G_{BE} の減少、③ 非排水せん断強度比 (S_u/σ'_{vc}) \sim OCR の関係における非排水せん断強度比 (S_u/σ'_{vc}) の増加という三つの定性的な特徴が観察された。セメンテーション効果による S_u の増加は提案した指数 C で表される(式 3)。また、セメンテーション効果により、見かけ上の圧密降伏応力 p^*_y が生じる。 p^*_y は CC に比例して大きくなる。

前述のセメント混合粘土のセメンテーション効果による三つの定性的な力学挙動 A, B, C が自然粘土のセメンテーションの同定法として準用できるかどうかは今後の検討課題である。

参考文献

- 1) 三笠正人：土の力学における構造の概念の意義について、第 17 回土木学会年次講演会講演概要、pp.35-38, 1962.
- 2) 地盤工学会、高温環境が粘性土の土質工学的諸特性に及ぼす影響に関する研究委員会：I. 高温環境が粘性土の土質工学的諸特性に及ぼす影響の解明(委員会報告)、高温環境と土-粘土の微視構造から廃棄物の地中処分問題まで—シンポジウム発表論文集、pp.1-30, 1977.
- 3) 例えば：Porbaha, A., Shibuya, S. and Kishita T.: State of the art in deep mixing technology, Part III: geomaterial characterization. Ground Improvement, Vol.3, pp.91-110, 2000.
- 4) 土田 孝, 湯 怡新：粘性土のセメンテーションによる強度発現メカニズム、港湾技術研究所報告, Vol.38, No.2, pp.99-129, 1999.
- 5) Bjerrum, L.: Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings, *Geotechnique*, Vol.17, No.2, pp.81-118, 1967.
- 6) Fukue, M., Nakamura, T. and Kato, Y.: Cementation of soils due to calcium carbonate, *Soils and Foundations*, Vol.39, No.6, pp.55-64, 1999.
- 7) 嘉門雅史, 長尾 毅：人工的にセメンテーションを与えた粘性土の土質工学的性質について、第 21 回土質工学研究発表会学術講演集、pp.389-390, 1996.
- 8) Tsuchida, T., Kobayashi, M. and Mizukami, J.: Effect of aging of marine clay and its duplication by high temperature consolidation, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.4, pp.133-147, 1991.
- 9) 三村 衛, 小田和広, 大島昭彦, 武田弘一, 山本浩司, 長屋淳一, 藤原照幸：大阪湾擬似圧密洪積粘土の時間依存性挙動と長期沈下について、「粘土地盤における最新の研究と実際—微視的構造の観察から超軟弱埋立て地盤対策技術まで—」に関するシンポジウム発表論文集、pp.151-157, 2002.
- 10) 乗安直人, 兵動正幸, 三浦哲彦, 池田敏明：沖積粘性土に関する年代効果・粘土構造発見による圧縮・強度特性、「粘土地盤における最新の研究と実際—微視的構造の観察から超軟弱埋立て地盤対策技術まで—」に関するシンポジウム発表論文集、pp.137-144, 2002.
- 11) 澁谷 啓, 三田地利之, 小澤 裕：セメント混合砂の変形・強度特性における時硬性および拘束圧履歴依存性, 土木学会論文集, No.687/III-56, pp.249-257, 2001.
- 12) 黄 聖春, 三田地利之, 澁谷 啓, 館市弘達：微小ひずみレベルから破壊に至るまでの乱さない粘土の変形と非排水強度特性, 土木学会論文集, No.589/III-42, pp.305-319, 1998.
- 13) 川口貴之, 三田地利之, 澁谷 啓, 佐野信房：室内ベンダーエレメント試験によるせん断弾性係数 G の評価, 土木学会論文集, No.694/III-57, pp.195-207, 2001.
- 14) 川口貴之, 三田地利之, 澁谷 啓：繰り返し飽和粘土の小ひずみ域における変形係数の定式化, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.179-191, 1999.
- 15) Mitachi, T. and Kitago, S.: Change in undrained shear strength characteristics of saturated remolded clay due to swelling, *Soils and Foundations*, Vol.16, No.1, pp.45-58, 1976.
- 16) 三田地利之, 小野 丘：過圧密状態の粘土の非排水強度推定法, 土と基礎, Vol.33, No.3, pp.21-28, 1985.
- 17) Mayne, P. W.: Cam-Clay predictions of undrained strength, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Proc. ASCE, Vol.106, No.GT11, pp.1119-1242, 1980.

飽和含水比と土の圧縮性の関係

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

1. はじめに

飽和含水比(以下 Wsat とする)は、土の間隙量の指標であり^{1), 2)}, WL, WP と対応する。WL は一般にコンシステンシーを表す他に圧縮性の大小を示す指標として用いられるが³⁾。筆者らはこれまでに、火山灰質粘性土や沖積粘土の地山密度から推定した Wsat が圧縮性と高い相関性を示すことを報告してきた^{4), 5)}。

本報告は、沖積粘土および泥炭の圧縮性を Wsat の実測値⁶⁾と推定値を用いて比較検討するとともに、Wsat が火山灰質粘性土に加えて沖積粘土や泥炭の圧縮性の評価に際しても有効な指標となることを示したものである。

2. 供試土の物理特性

本研究で用いた試料は、北海道内に堆積する火山灰質粘性土、沖積粘土および泥炭である。火山灰質粘性土は、主に道央部に広く堆積している Spfa (支笏降下火山灰), En (恵庭降下火山灰), Ta (樽前降下火山灰) 起源の風化物、二次堆積物および Spfl (支笏流下火山灰), Kcfl (屈斜路流下火山灰) である。また沖積粘土は札幌市手稲区、苫小牧市東部で採取した海成および陸成粘土に、今回は札幌市東区で採取したものを加えた。泥炭は、札幌市東区および鶴居村で採取した低位泥炭である。

表 1 には、これまでに用いた火山灰質粘性土と沖積粘土の物性値^{4), 5), 7)}, 表 2 は、今回 Wsat を測定した沖積粘土と泥炭の物性値⁸⁾を示す。

表 1, 2 から沖積粘土の物性値は、これまでのデータと比較しても大きな差異は無く、同質の沖積粘土と思われる。また低位泥炭は、土砂の混入などもあり、物性値のパラツキが大きいのが特徴である。

表 1 火山灰質粘性土および沖積粘土の物性値, 地山密度の幅 (既往データ)

	ρ_s g/cm ³	Wn %	WL %	WP %	Ip	ρ_d g/cm ³	e	推定 Wsat %
火山灰質粘性土	2.40 ~ 2.85	40 ~ 195	50 ~ 220	30 ~ 125	10 ~ 105	0.30 ~ 0.95	1.85 ~ 7.60	69 ~ 276
沖積粘土	2.60 ~ 2.75	35 ~ 115	20 ~ 85	20 ~ 30	15 ~ 55	0.65 ~ 1.40	0.80 ~ 2.95	35 ~ 117

表 2 沖積粘土と泥炭の物性値, 地山密度の幅

	ρ_s g/cm ³	Wn %	WL %	WP %	Ip	ρ_d g/cm ³	e	Li %	推定 Wsat %	測定 Wsat %
沖積粘土	2.65 ~ 2.75	47 ~ 76	37 ~ 70	18 ~ 27	14 ~ 43	0.88 ~ 1.18	1.27 ~ 2.11	—	48 ~ 77	44 ~ 77
低位泥炭	1.56 ~ 1.99	324 ~ 526	—	—	—	0.12 ~ 0.51	6.68 ~ 12.21	49 ~ 89	338 ~ 783	149 ~ 603

3. 沖積粘土と泥炭の Wsat の実測値と推定値の関係

図 1 には、今回採取した沖積粘土 (a), 泥炭 (b) の推定 Wsat と測定 Wsat の関係を示した。沖積粘土の推定 Wsat は測定 Wsat とほぼ 1 : 1 の関係にあることが解るが、泥炭に関してもほぼ 1 : 1 の関係にあるがバラツキが大きい。

これは、泥炭は繊維構造をもち、土砂等が混在していることが原因であると考えられる。

4. Wsat による Cc および Pc の推定

火山灰質粘性土および沖積粘土の Wsat と圧縮性の関係は、図 2 (a),

(b) に示すように、推定 Wsat と Cc が対応する事が知られている⁵⁾。図 2 (b) の沖積粘土においては、今回測定した沖積粘土の推定 Wsat データも含めて示した。また Wsat は WL と対応するとみなして、WL-Cc 関係の相関 (Cc=0.009 (WL-10), Cc=0.015 (WL-19))³⁾ も示した。

沖積粘土の測定 Wsat はこれまで示してきた推定 Wsat のデータと同様の関係にある。また WL-Cc 関係の相関から見ても、大きな差異は無く、沖積粘土の Wsat と Cc の関係においては、測定 Wsat ≒ 推定 Wsat の評価ができる。

図 3 に泥炭における Wsat と Cc の関係を示した。図から推定および測定 Wsat と Cc の関係は、火山灰質粘性土、沖積粘土同様に Wsat が高くなると Cc が大きくなる傾向にはあるが、Wsat に対する Cc の変動幅が非常に小さい。泥炭の Wsat と Cc の関係を相関を最小二乗法で近似すると、(1) 式となる。

$$Cc = 0.003 (Wsat + 1297) \dots \dots (1)$$

図 4 には、(a) 火山灰質粘性土、(b) 沖積粘土および

(c) 泥炭の Wsat と圧密降伏応力 (Pc) の関係を示した。両者の関係は、どの試料においても (2) ~ (4) 式に示す累乗近似で表せる。ただし、(a) 火山灰質粘性土に関しては、Wsat > 100% におけるデータのバラツキが大きいいため、Wsat < 100% における関係で示している。Wsat > 100% におけるバラツキは、これらが試料 En で、Fc > 50% ではあるものの比較的シルト分が多いことに起因するためと想定される。また (c) 泥炭については、測定 Wsat のバラツキが大きいいため、推定 Wsat に関する関係式を示している。

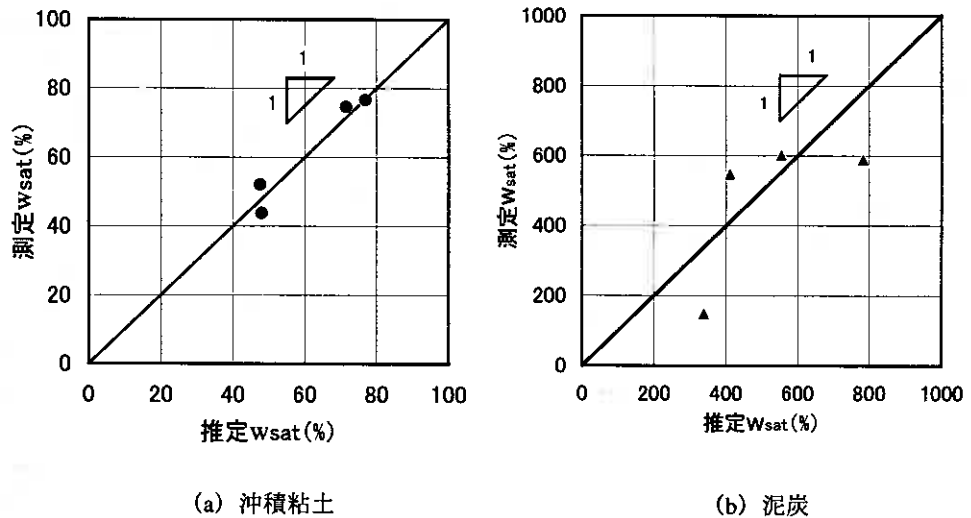


図 1 推定 Wsat と測定 Wsat の関係

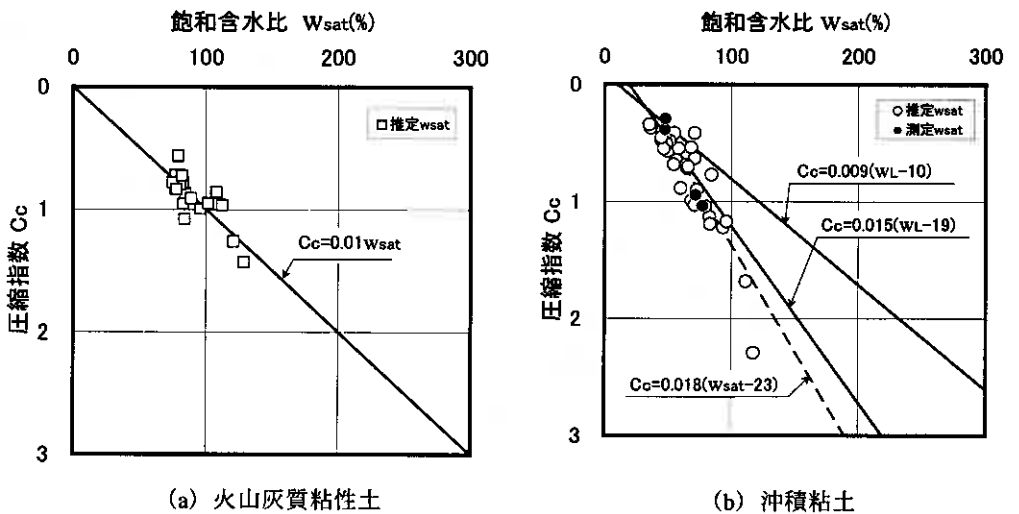


図 2 飽和含水比と圧縮指数の関係
(沖積粘土は WL ≒ Wsat としている)

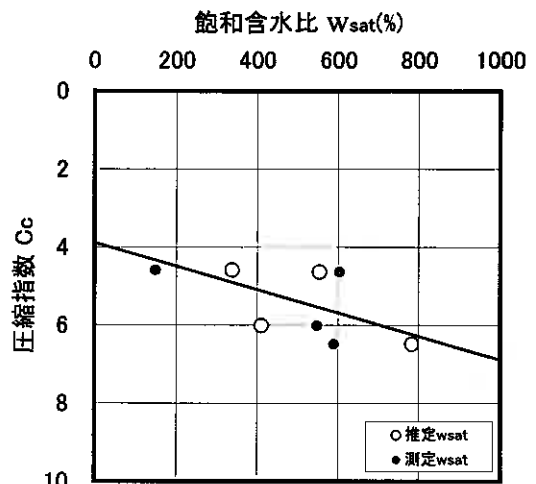


図 3 泥炭の飽和含水比と圧縮指数の関係

図 4 から、(a) 火山灰質粘性土のバラツキが大きい、火山灰質粘性土では $W_{sat} \geq 80\%$ 、また (b) 沖積粘土では $W_{sat} \geq 60\%$ で W_{sat} の増加に伴って P_c が急激に小さくなる傾向が認められる。また (c) 泥炭については、 $200\% \leq W_{sat} \leq 600\%$ の範囲で P_c が小さくなる傾向にある。したがって、 C_c 同様に P_c も W_{sat} による推定が可能であることが示された。飽和含水比と圧密降伏応力の関係を以下にまとめる。

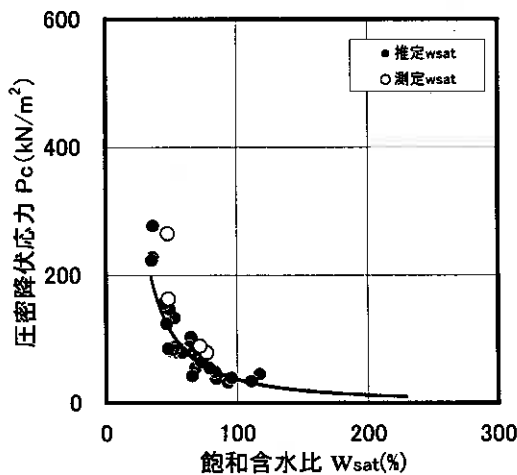
$$\begin{aligned} \text{火山灰質粘性土} \quad P_c &= 8.0 \times 10^8 W_{sat}^{-3.4910} \quad \dots (2) \\ \text{沖積粘土} \quad P_c &= 5.5 \times 10^3 W_{sat}^{-1.5862} \quad \dots (3) \\ \text{泥炭} \quad P_c &= 7.0 \times 10^3 W_{sat}^{-0.8578} \quad \dots (4) \end{aligned}$$

5. W_{sat} を用いた $e-\log P$ 曲線の予測

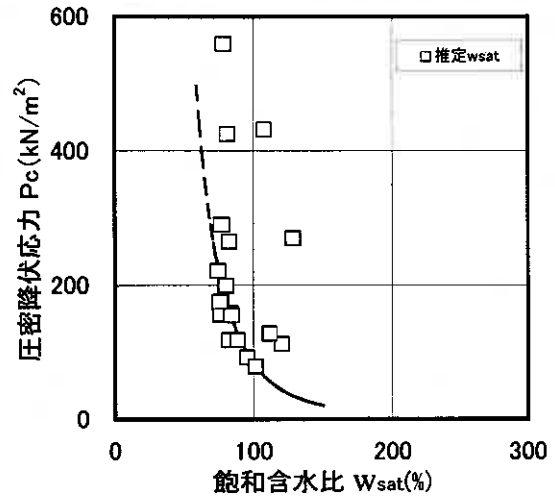
前述の如く W_{sat} により C_c および P_c が推定できるから、標準圧密試験から求められる $e-\log P$ 曲線を W_{sat} を用いて予測することも可能である。そこで標準圧密試験から求めら

れた $e-\log P$ 曲線と、 W_{sat} を用いて推定した $e-\log P$ 曲線を比較検討する。

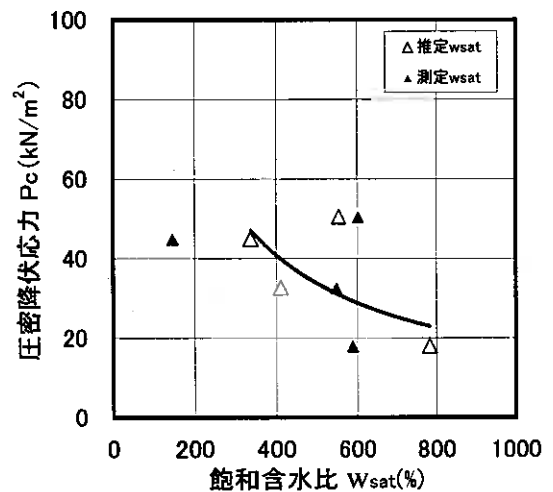
図 5 には火山灰質粘性土、図 6 には沖積粘土、図 7 には泥炭の試験から求めた $e-\log P$ 曲線（実験値）と W_{sat} から推定した $e-\log P$ 曲線（推定値）を示す。



(b) 沖積粘土



(a) 火山灰質粘性土



(c) 泥炭

図 4 飽和含水比と圧密降伏応力の関係

図 5 に示す火山灰質粘性土の場合、

(a) の Sp_{fl} は、実験値に対し推定値は非常に良好な関係にあるのに対し、(b) の En は、推定値と実験値で差異が生じている。これは、 En は降下軽石堆積物の風化土または二次堆積物であり、多少の軽石が混入しているためと考えられ、 P_c の値に差異が生じているためである。

また、図 6 の沖積粘土では、(a) は実験値と推定値は非常に良好な関係にあるものの、(b) では、若干差異がある。これは (a) は完全な粘土であったのに対し、(b) は多少シルトが混入していることにある。さらに、図 7 に示す泥炭の関係では、実験値と推定値は非常に良好な関係にあった。

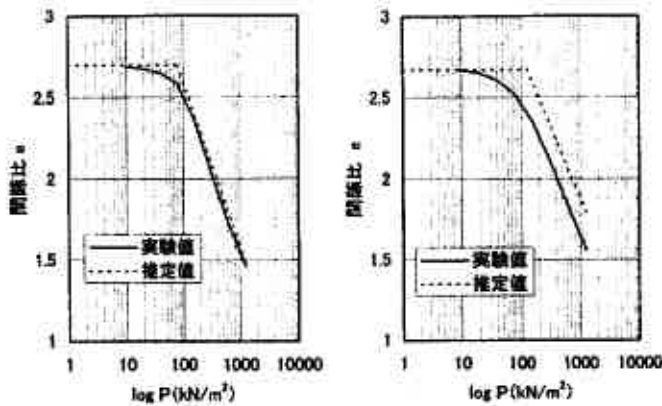
したがって、火山灰質粘性土および沖積粘土の $e-\log P$ 関係から、粘土に対しては W_{sat} で圧縮性をある程度推定できるものの、軽石およびシルト質の材料に対しては、 P_c における補正が必要となりそうである。

6. まとめ

- ① 沖積粘土と泥炭の推定 W_{sat} と測定 W_{sat} の関係は、沖積粘土はほぼ 1:1 の関係にあるが泥炭はおおよそ 1:1 の関係にあるが、バラツキが大きい。
- ② 沖積粘土における $W_{sat}-C_c$ 関係は、推定値および測定値とも同様のライン上にある。
- ③ 泥炭の $W_{sat}-C_c$ 関係は $C_c=0.003(W_{sat}+1297)$ で表せる。
- ④ 火山灰質粘性土、沖積粘土および泥炭の P_c は W_{sat} と累乗関数で近似される。このことから、 W_{sat} により $e-\log P$ 曲線が表現できる。
- ⑤ W_{sat} から推定した C_c および P_c で $e-\log P$ 曲線を表現したところ、火山灰質粘性土および沖積粘土は純粋な粘土は良好に表現できる。ただし、火山灰質粘性土では軽石混じり、粘土ではシルト混じりの試料に関しては P_c の値に差

異が生じる。また泥炭における関係は、非常に良好な関係を示している。

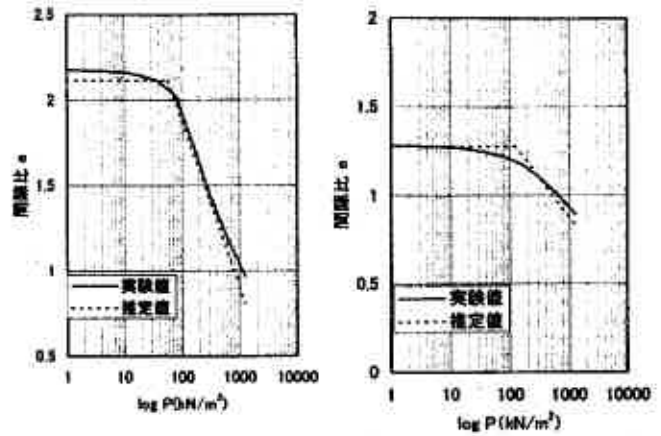
⑥ 土の圧縮性を評価する上で間隙量の指標である W_{sat} は非常に有効な指標といえる。



(a) Spfl

(b) En

図5 火山灰質粘性土の e - $\log P$ 曲線 (実験値と推定値)



(a) 沖積粘土

(b) 沖積粘土

(シルト混じり)

図6 沖積粘土の e - $\log P$ 曲線 (実験値と推定値)

(謝辞) 本報告のまとめにあたり、火山灰質粘性土のデータは「火山灰地盤の工学的性質の評価法に関する研究委員会」作成の火山灰土データベースのデータを引用した。関係各位に深甚なる謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 相馬 魁之・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.
- 2) 相馬 魁之，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.
- 3) 土質試験の方法と解説—第 1 回改訂版—：(社)地盤工学会，pp.370-373，2000.
- 4) 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」：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.45-61，2002.
- 5) 中田 隆文・相馬 魁之・池田 晃一・小野寺 康浩：飽和含水比を指標とした火山灰質粘性土と沖積粘土の圧縮性の比較，第 38 回地盤工学研究発表会，pp.313-314，2003.
- 6) 小野寺 康浩・相馬 魁之・池田 晃一・中田 隆文：飽和含水比による土の物理的性質の推定，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 44 号，2004。(投稿中)
- 7) 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，pp.53-62，1976.
- 8) 小野寺 康浩・石田 哲也・小野 学：攪乱後の泥炭の圧縮性に関する一考察，第 58 回土木学会年次学術講演会講演概要集，pp.767-768，2003.

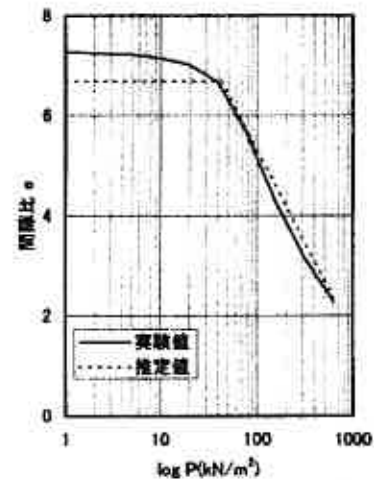


図7 泥炭の e - $\log P$ 曲線 (実験値と推定値)

飽和含水比による土の物理的性質の推定

(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科 正員 相馬 尅之
 北海道土質コンサルタント(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¹⁾ 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²⁾。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³⁾。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、構造単位間間隙はほぼ飽和状態にある。一方、粗粒土の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間隙が非常に多く⁴⁾、 W_{sat} の値は沖積粘土に匹敵する。

筆者らは、これまでに火山灰質粘性土の判別分類や圧縮性の推定において飽和含水比 W_{sat} が有効な指標となることを報告してきた^{1) 2) 3) 5)}。さらに火山灰質粘性土などの細粒土に加え、火山灰質粗粒土や泥炭などの土質特性と飽和含水比 W_{sat} の関係についても検討をすすめており、本報では、土の物理特性と飽和含水比 W_{sat} の関係を報告する。

2. 試料

今回検討対象とした試料は、北海道内で採取された細粒土 (火山灰質粘性土、沖積粘土)、粗粒土 (火山灰質粗粒土)、および高有機質土 (泥炭) である。各試料の自然含水比などの範囲を表-1に、細粒土の塑性図上の位置を図-1に示す。

細粒土については、火山灰質粘性土 (73 試料) には降下起源と流下起源のものが含まれており²⁾、沖積粘土 (36 試料) には海成と陸成のものが含まれている⁶⁾。また塑性図においては、沖積粘土は大半が A 線直上で E 線 ($W_L = 80\%$) よりも左側に位置するのに対し、火山灰質粘性土は A 線の下方に位置し、沖積粘土に比べて液性限界および塑性指数の範囲が著しく広いという特徴がある。

粗粒土は⁴⁾ 道央部より採取した火山灰質粗粒土 (92 試料) で、降下・流下起源のものが含まれており、自然含水比 W_n は 27~240% である。

泥炭は飽和含水比 W_{sat} の値が、実測値と ρ_s などから求めた計算値では、試料間の不均一性によって比較的差がみられるため、今回の検討では不攪乱試料で W_{sat} を実測した低位泥炭 (4 試料) と中間泥炭 (2 試料)⁷⁾ を用いた。

表-1 試料の自然含水比 W_n 、乾燥密度 ρ_d の範囲

試料名		自然含水比 W_n (%)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	試料の起源, 生成等
細粒土	火山灰質粘性土	57 ~ 213	0.28 ~ 0.98	降下, 流下
	沖積粘土	34 ~ 114	0.65 ~ 1.39	海成, 陸成
粗粒土	火山灰質粗粒土	27 ~ 240	0.28 ~ 1.18	降下, 流下
高有機質土	泥炭	231 ~ 735	0.12 ~ 0.26	低位, 中間

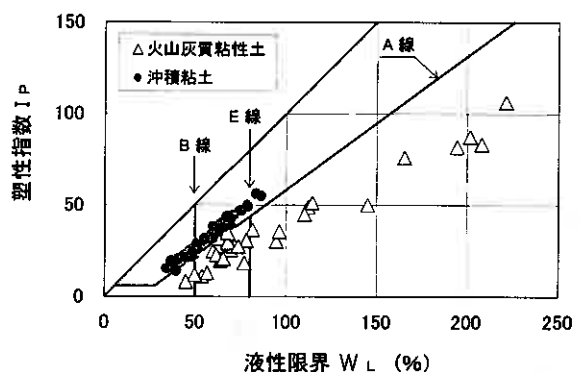


図-1 火山灰質粘性土と沖積粘土の塑性図上の位置

3. 飽和含水比 W_{sat}

3-1 W_{sat} は土の Index Property

土の物理的性質には、①構造単位の素材特性の指標となる土粒子密度 ρ_s や液性限界 W_L (塑性限界 W_P)、強熱減量 L_i などと、②構造単位の集合状態、すなわち土の構造の指標となる乾燥密度 ρ_d や間隙比 e などがある。①の W_L (W_P)

Estimation of the physical properties of Soils 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.)

は土の圧縮性の指標にもなり、また②は土の圧縮性や力学的性質の指標にもなる。
飽和含水比 W_{sat} は、

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

で表される⁵⁾。

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 ρ_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。

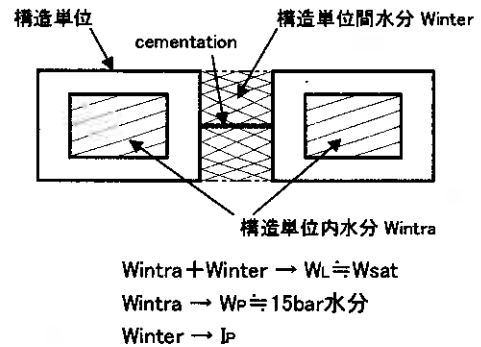


図-2 構造単位内水分(間隙)と構造単位間水分(間隙)の概念
(図は火山灰質粘性土を意識した構造モデルの例)

3-2 W_{sat} による地山状態の土の構造評価

まず、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-2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。

土の構造単位や集合状態の検討において飽和含水比 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、乱さない地山状態での土質の特徴を反映できることにある。

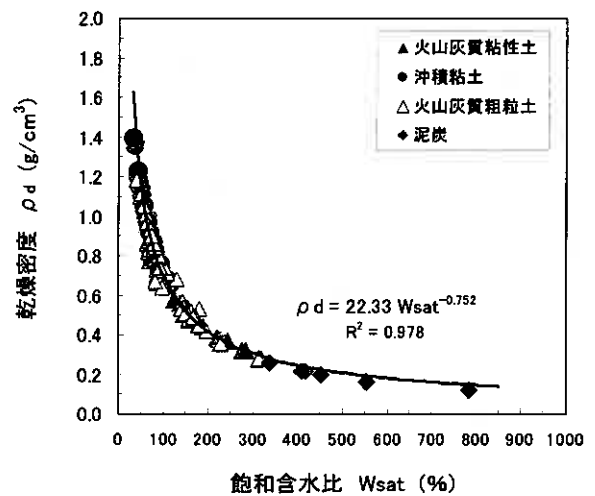


図-3 W_{sat} と乾燥密度 ρ_d

4. 飽和含水比 W_{sat} による物理的性質の推定

今回、飽和含水比 W_{sat} と物理的性質の関係を検討するにあたり、細粒土の W_{sat} には実測値と計算値の両者を用いたが、粗粒土と泥炭では全て実測値を用いた。

4-1 乾燥密度

図-3に、飽和含水比 W_{sat} と乾燥密度(地山密度) ρ_d との関係を示す。また、 $W_{sat} \leq 200\%$ のグループと、 $200\% < W_{sat}$ のグループの W_{sat} と ρ_d の関係を図-4、5に示す。 W_{sat} と ρ_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}

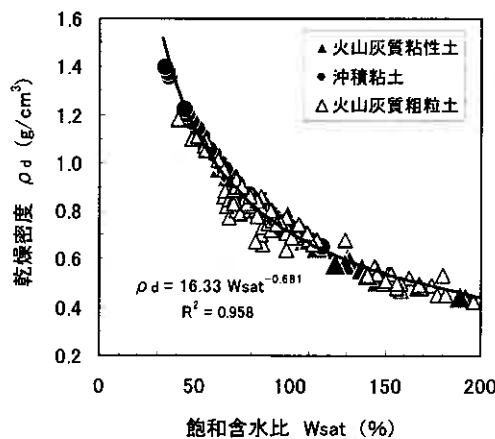


図-4 W_{sat} と ρ_d ($W_{sat} \leq 200\%$ の場合)

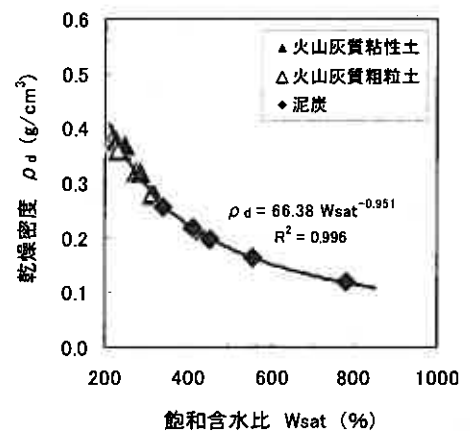


図-5 W_{sat} と ρ_d ($200\% < W_{sat}$ の場合)

を用いて ρ_d を容易に推定できることがわかる。さらに、図-3~5は W_{sat} が ρ_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 ρ_s や間隙比 e が未知であっても乾燥密度 ρ_d から容易に推定できる⁵⁾。

4-2 自然含水比

自然含水比 W_n と飽和含水比 W_{sat} の関係を、 $W_n \leq 200\%$ と、 $200\% < W_n$ のグループに分けて図-6、7に示した。沖積粘土は $W_n/W_{sat} = 1$ 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よりも低いものが大半を占める。また、火山灰質粘性土では $W_n/W_{sat} = 0.7 \sim 1$ 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

$W_n/W_{sat} = 0.5$

~ 1 の範囲に位置

している。これは、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、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。なお、

図-7に示した泥

炭の場合は、 $W_n/W_{sat} \approx 1$ のものは

全て低位泥炭

であり、中間泥

炭は $W_n/W_{sat} = 0.7$ よりも低くな

っているが、この傾向については

試料数が少ないため断定はでき

ない。

このような土質別の W_{sat} と W_n の

関係からは、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

土や泥炭では

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。

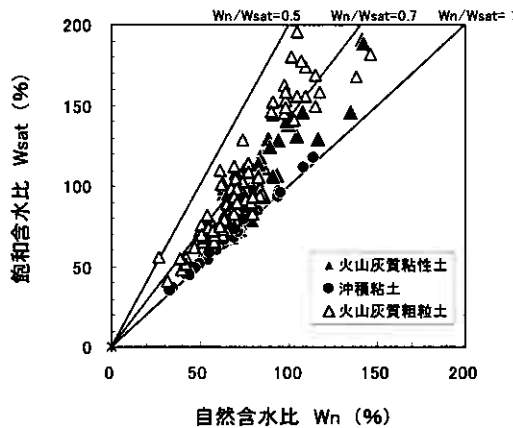


図-6 自然含水比 W_n と W_{sat} の関係 ($W_n \leq 200\%$)

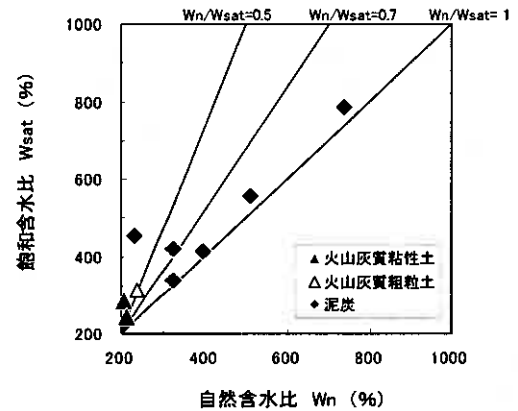


図-7 W_n と W_{sat} の関係 ($200\% < W_n$)

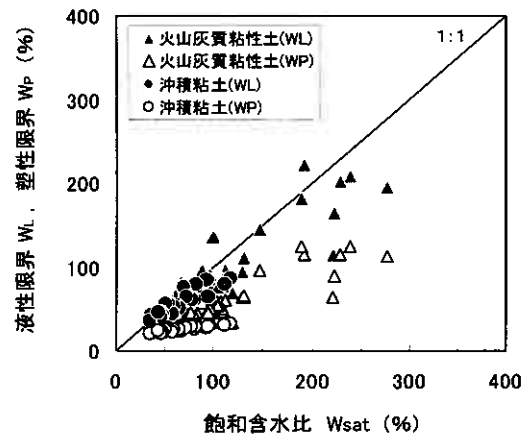


図-8 W_{sat} と液性限界 W_L , 塑性限界 W_P

4-3 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-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⁸⁾が報告されているが、図の W_{sat} は計算値のため ρ_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%を超えるものもみられる。一方、 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³⁾。このように、計算で求めた W_{sat} と W_L , W_P の関係からも、 W_{sat} を用いておよその W_L , W_P を推定できる。

4-4 泥炭の強熱減量

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。両者の関係は直線で近似され、 W_{sat} を用いて L_i を推定できることがわかる。さらに、泥炭などの有機質土の強熱減量 L_i と W_{sat} の対応関係は、 L_i が有機質土の間隙量の指標になることを示唆する。ここで、泥炭の L_i の起源

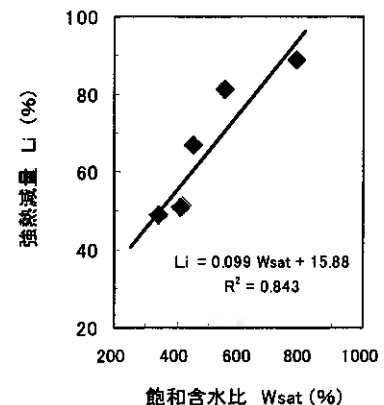


図-9 泥炭の W_{sat} と強熱減量 L_i

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Li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Liは殆どが構造単位間隙（Winter）に対応するのに対して、有機質火山灰土のLiは構造単位内間隙（Wintra）に対応すると考えることができる。

5. まとめ

細粒土、粗粒土および泥炭の物理的性質の推定指標としての飽和含水比 W_{sat} の有効性を検討した。主要な結果は次のとおりである。

- 1) 土質によらず、飽和含水比 W_{sat} から乾燥密度 ρ_d を推定することができる。
- 2) 乾燥密度 ρ_d と同様に、飽和含水比 W_{sat} の範囲には土質別の特徴がある。
- 3) とくに火山灰質粘性土や火山灰質粗粒土では、間隙量の指標として飽和含水比 W_{sat} が有効である。
- 4) 泥炭では、飽和含水比 W_{sat} から強熱減量Liを推定できる。このことは、泥炭のような高有機質土では強熱減量Liなどの素材特性が間隙の指標となり得ることを示唆している。

なお、細粒土の場合、飽和含水比 W_{sat} は供試体下端からの毛管飽和により容易に測定できるので、乾燥密度 ρ_d と同時に飽和含水比 W_{sat} を求めることで物理性や圧縮性⁹⁾の推定が可能となる。

6. おわりに

飽和含水比 W_{sat} は測定が容易なことに加え、構成素材の物理的性質や間隙量の特徴を推定できる。今後も飽和含水比 W_{sat} のデータを収集し、土質別にみた土の構造や飽和含水比 W_{sat} と関連性のある土の物理的・力学的性質について整理・検討する。

謝辞：本論で用いたデータの一部は、地盤工学会北海道支部の「火山灰地盤の工学的性質の評価法に関する研究委員会」作成のデータベースから引用したものである。同委員会各位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) 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)
- 3) 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)
- 4) 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)
- 5) 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)
- 6) 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)
- 7) 小野寺康浩・石田哲也・小野学：攪乱後の泥炭の圧縮性に関する一考察、第58回土木学会年次学術講演会講演概要集、pp767-768.(2003)
- 8) Maeda, T.・Soma, K.: Index Properties of Ando Soils in Japan, Trans. 14th Int. Soc. of Soil Sci., Vol. VII, pp 159-164.(1990)
- 9) 中田隆文・相馬尅之・池田晃一・小野寺康浩：飽和含水比と土の圧縮性の関係、地盤工学会北海道支部技術報告集、第44号、投稿中（2004）

切込み碎石層の熱伝導率の測定

北見工大 大学院 ○学员 畢 春菴
北見工大 工学部 正員 鈴木輝之
北見工大 工学部 正員 澤田正剛
北見工大 工学部 正員 山下 聡

1. まえがき

寒冷少雪地域における構造物の凍上対策として置換工法が一般的に採用されている。置換工法の基本的な考え方は「凍結が及ぶ範囲を凍上しない材料で置換える」ことである。置換工法による凍上対策の一つとして土質と気象情報からコンピューターシミュレーションによって補強土壁の置換え範囲を決める設計手法が提案されている¹⁾。この方法では最大凍結深さを推定するのに、置換材料の凍結・未凍結時の熱伝導率の値が必要になる。凍上対策の置換え範囲に用いる材料としては非凍上性材料である砂利（碎石）あるいは砂などの粗粒材が一般的に採用されている。しかし、これら材料の熱伝導率について公表されたデータが極めて少ない、とりわけ凍結・未凍結状態の値が揃えられた測定例はめったに見つからない。

一方、土の熱伝導率を計算するために各種の実験式が提案されているが²⁾、一般には Kersten³⁾ と Johansen の実験式が使用されている。乾燥密度と含水比から熱伝導率を推定する Kersten の式では、シルト・粘土と砂質土に分けて熱伝導率を推定しているが、乾燥土や碎石の熱伝導率の推定には適用できないことが分かっている。Johansen の実験式は最も実測値に近いとされているが、熱伝導率を推定するパラメータとして不凍水、石英含量などが必要になるため、実務的には利用が難しいと考えられる。また、いずれの方法でも±25%程度の誤差があるとされている²⁾。以上のように、粒状体の熱伝導率は鉱物組成、含水量、乾燥密度、温度などの複雑な要因に支配されており、一つの理論式で正確に表わすことは難しい。

本実験では切込み碎石層の熱伝導率の測定を目的として、試料の粒径による熱伝導率の測定値の変化傾向を定量的に把握した。このために、粒径 40mm 以下の切込み碎石をふるい分けしたものを実験試料として直径 8mm のプローブを用いて、乾燥・湿潤・飽和状態の試料において未凍結 (+5℃) 及び凍結 (-20℃) 状態の熱伝導率を測定した。本報告は試料の粒径・乾燥密度・含水比・温度などの影響因子と熱伝導率の関連性について検討を加えたものである。測定した熱伝導率は粒状物質、空気、水または氷の混合体の見掛けの熱伝導率である。また、熱伝導率の実測値を用いて平坦地盤の凍結シミュレーションを行い、工学的視点から実務上の熱伝導率の測定値の適用性を検討した。

2. 実験装置及び測定原理

本実験で用いた測定法は非定常熱伝導率測定法に属するプローブ法である。この測定法は粒状体試料中にプローブを差し込むだけで、比較的簡単な装置で直接的に熱伝導率を求めることができる。この方法は液体をはじめ、土のような多孔物質、石炭、岩石などの熱伝導率の測定にも多く使用されている^{4,5,6)}。また凍土及び未凍土について熱伝導率の実測例も報告されている⁷⁾。

本実験で用いたプローブの概要を図-1 に示す。プローブの外管は熱伝導率の大きい銅管であり、内部は全長にわたる発熱ヒーター線と中央部の熱電対で構成されている。熱電対とヒーター線は各々温度計測装置と安定化直流電源に接続し、プローブの中心部分で温度を測定した。実験装置全体の概要を図-2 に示す。実験装置は低温恒温装置、プローブを加熱するための安定化直流電源、デジタル温度計、デジタル電流計、電圧計、GP-IB 通信方式によって電源をコントロールするプログラマーなどから構成されてい

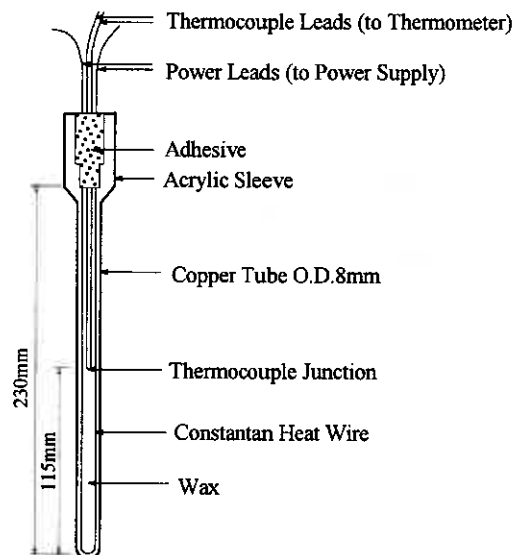


図-1 プローブの概要

Measurement of The Thermal Conductivity of Crusher-run Layers.
Chunlei BI, Teruyuki SUZUKI, Seigo SAWADA, Satoshi YAMASITA
(Kitami Institute of Technology)

る。低温恒温装置内部の空気対流などの影響がないように供試体の周囲は断熱材で囲んだ。

プローブ法では、直流電源とヒーター線でプローブ内に一定の熱量を加え続ける時のプローブ内温度の経時変化を測定する。測定を始める前に、供試体全体の温度を一定にすることが必要である。そのため、毎回測定を行う前に低温恒温装置の中に置かれた供試体の初期温度を調べたが、この時の温度変化は0.1℃/h以下であることを基準とした。プローブにかける直流電流、電圧、プローブ内の温度変化は常にデジタル計測器でモニターすることができる。パソコンからの制御によって電流を流し始めると同時にプローブ内の温度計測を自動的に開始するようにした。この時プローブ内温度の経時変化は、接する試料の熱の伝え易さすなわち熱伝導率の関数となる。以上の測定原理を応用すると、熱伝導率は次の式(1)で計算される。

$$\lambda = \frac{Q}{4\pi \cdot \Delta\theta} \ln\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \quad (1)$$

λ : 試料の熱伝導率 (W/m・K)

Q : プローブの単位長さ当たりの熱量 (W/m)

$\Delta\theta$: 時刻 t_1, t_2 の間の温度上昇 (K)

式(1)からプローブ法における熱伝導率の測定では理論的には時間の対数と温度の関係が直線になる。実際の測定値はプローブの寸法、作製法の違い、測定時間の取り方などの影響が出るため、各種寸法のプローブを作製した。著者らはプローブの寸法による測定値の違いとその影響因子について報告している⁹⁾。本実験では切込み碎石の熱伝導率を測定するため、直径8mm、長さ230mmのプローブを使用した。試料全体が熱平衡になってから測定を開始し、プローブ中心点の温度変化を1min. 間隔で記録し、測定開始後3min. ~10min. までのデータに基づいて最小二乗法で熱伝導率を算出した。

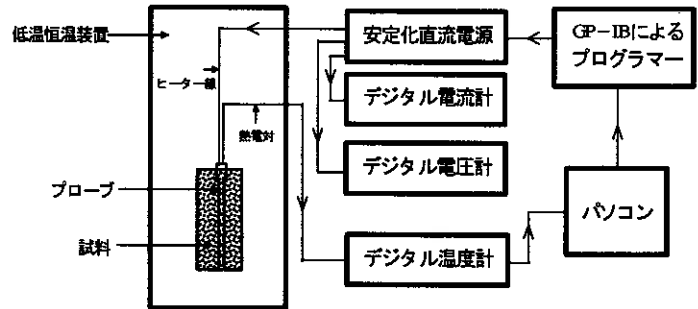


図-2 実験装置全体概要図

3. 試料及び測定条件

試料の粒径による熱伝導率の測定値の違いを定量的に把握するため、最大粒径40mmの切込み碎石を選定し、水洗後ふるい分けにより8つの粒径区分に分けた。粒径範囲を表-1に記号a-hで記す。試料を乾燥・湿潤・飽和状態の三つの含水状態とし、未凍結(+5℃)及び凍結(-20℃)状態での測定を行った。試料を均質な状態になるように詰め込んで、同じ状態での測定を三回行い、その平均値を測定値とした。

表-1 粒径別の切込み碎石の乾燥密度及び乾燥状態の熱伝導率

記号	粒径 (mm)	乾燥密度 (g/cm ³)	乾燥状態の熱伝導率 (W/m・K)
a	0.075~0.42	1.59	0.19
b	0.42~2.0	1.57	0.19
c	2.0~4.76	1.55	0.17
d	4.76~9.52	1.57	0.14
e	9.52~19.1	1.59	0.10
f	19.1~25.4	1.53	0.08
g	25.4~38.1	1.50	0.08
h	2.0~38.1	1.67	0.13

4. 測定結果及び考察

同一乾燥密度で三種の含水状態とした時の熱伝導率の測定結果を図-3(a-d)に示す。これらの図に見られるように粒径によって熱伝導率の値は変化することが分かる。試料の乾燥密度は(1.50~1.59) g/cm³の範囲での変動であり、粒径範囲による乾燥密度の変化は小さいと思われる。また試料h(2.0mm~38.1mm)の乾燥密度は1.67g/cm³であり、均一粒径の試料(a-g)の乾燥密度よりやや大きく、その影響は熱伝導率の値にも表われている。

4-1 乾燥状態の熱伝導率

乾燥状態の切込み碎石層の熱伝導率を図-3(a)に示す。乾燥状態の熱伝導率は乾燥密度があまり変化していないにもかかわらず、粒径の増大につれ減少する傾向が見られ、その値は(0.08~0.19) W/m・Kの範囲にある。試料hの熱伝導率は0.13W/m・Kであり、試料(a-g)の中間的な値となっている。以上のことから乾燥状態における粒状体の熱伝導率は粒径の影響

表-2 詰め方による熱伝導率の再現性

試料g 粒径(25.4~38.1)mm	熱伝導率 (W/m・K)		
	λ_1	λ_2	平均値
1回目実験	0.12	0.12	0.12
2回目実験	0.12	0.12	0.12
3回目実験	0.12	0.12	0.12

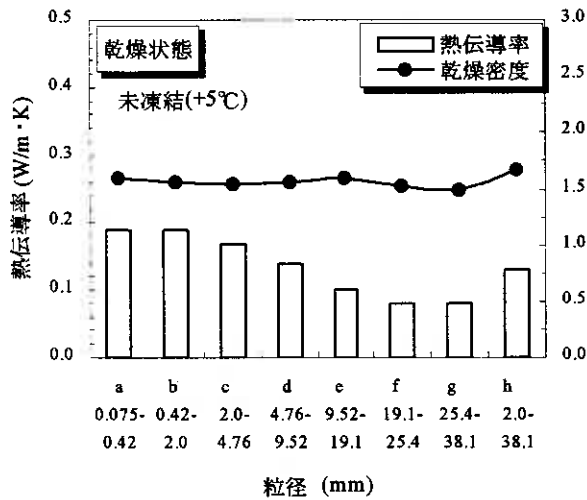


図-3(a) 乾燥状態の切込み砕石層の粒径別熱伝導率

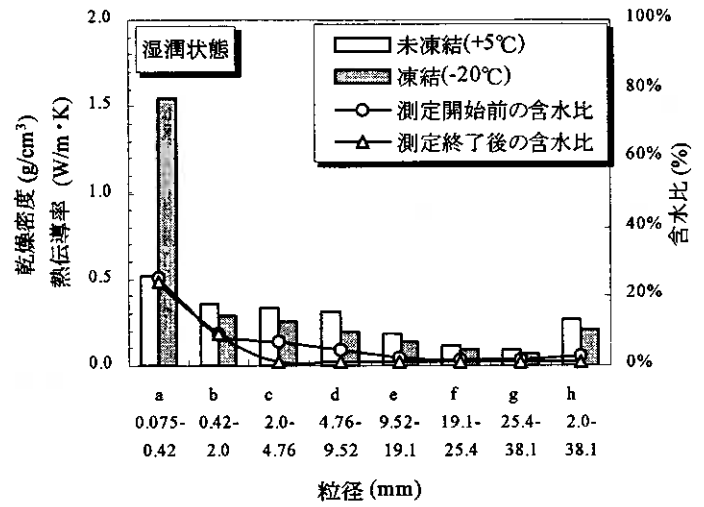


図-3(b) 湿潤状態の切込み砕石層の粒径別熱伝導率

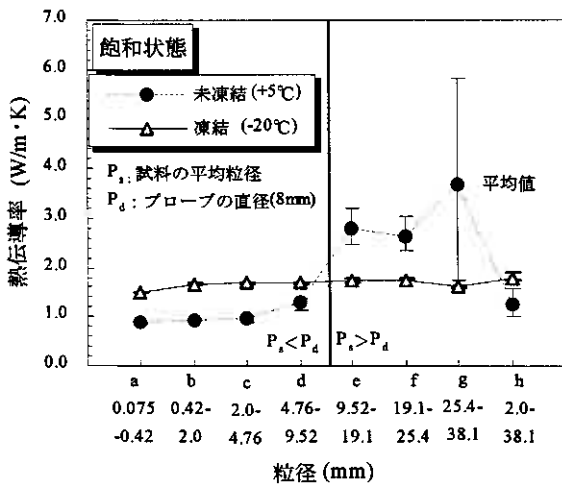


図-3(c) 飽和状態の切込み砕石層の粒径別熱伝導率

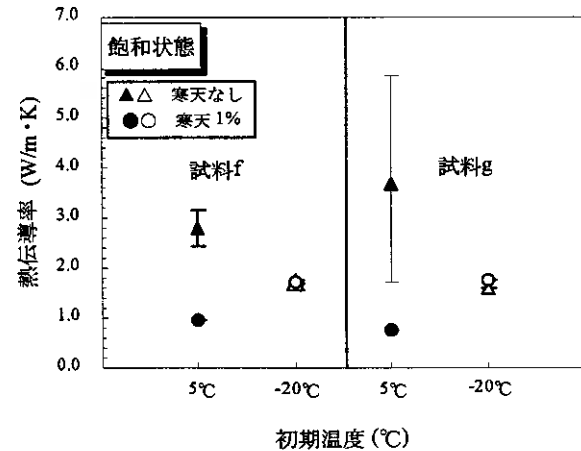


図-3(d) 乾燥状態で間隙水の対流の影響

図-3 切込み砕石層の粒径別熱伝導率

が大きいようである。また、同一乾燥密度の試料であっても試料の詰め方によって、粒子とプローブの接触状況が異なり、熱伝導率に違いが現われることが考えられる。このことを確かめるために、同一乾燥密度での実験を粒径25.4mm～38.1mmの試料gにおいて、三回行った結果(表-2)によって熱伝導率の再現性は高いものであることが確認された。

4-2 湿潤状態の熱伝導率

湿潤状態の切込み砕石層の熱伝導率を図-3(b)に示す。ここで湿潤状態とは試料を48時間で飽和させた後自由水を排水した状態である。湿潤状態の試料では粒径だけでなく含水比によっても熱伝導率は変化すると考えられる。図-3(b)によれば、粒径によって含水比の違いが見られ、粒径の小さい細砂分試料aの方が水分は多く含まれている。水分量の少ない粗砂分試料bと礫分試料(c-h)では未凍結及び凍結状態いずれの状態においても粒径の増大につれ熱伝導率が減少する。凍結状態の熱伝導率は未凍結状態よりやや小さくなっている。これは測定時に含水比が減少したためと考えられる。同一温度条件(+5°C)では湿潤状態の熱伝導率(図-3(b))は乾燥状態の測定値(図-3(a))と比較するとほぼ2-3倍の大きさになっていることが分かる。また、含水比の大きい細砂分試料aでは凍結状態(-20°C)の熱伝導率が未凍結状態(+5°C)より著しく増加している。これは水分が氷へと相変化したことの影響が大きく現われたものと考えられる。

4-3 飽和状態の熱伝導率

飽和状態の切込み砕石層の熱伝導率を図-3(c)に示す。飽和状態の熱伝導率が二つの部分に分けられることが分かる。各粒径範囲の試料において試料の粒径 P_s （この P_s はある粒径範囲以内の試料の平均粒径と見なしている）がプローブの直径 P_p （8mm）より小さい場合は（試料a-d, h）凍結状態の熱伝導率が未凍結状態より大きい。これは氷の熱伝導率が水の4倍ほどであることから理解できる。しかし、試料の粒径 P_s がプローブの直径 P_p より大きい場合（試料e-g）は間隙水が水から氷へと相変化したにもかかわらず未凍結状態の熱伝導率の方が大きな値を示している。さらに三回の測定結果にバラツキが現われ、特に、最も大きな粒径（25.4mm～38.1mm）を持つ試料gでは大きなバラツキとなっている。これは粒径の増大とともに粒子の間隙が大きくなり、間隙水が対流を起こすようになるためと思われる。このことを検証するため1%の寒天を試料に加え、二種類の粒径の試料（試料f & g）について実験を行った。その結果を図-3(d)に示す。図-3(d)から分かるように、いずれの粒径の試料においても寒天を入れた場合は未凍結状態の熱伝導率の測定値が小さくなっている。これは常温で固体である寒天が水を固定して対流が収まったためと考えられる。

4-4 乾燥密度と熱伝導率の関係

試料の詰め方によって乾燥密度が変化する。一般に土は乾燥密度が増加すると熱伝導率は大きくなる。乾燥密度による切込み砕石の熱伝導率の変化を定量的に調べるため、同一粒径範囲の切込み砕石を緩詰めと密詰めとの二つの状態で詰めて乾燥密度を変化させて、各粒径範囲の試料について熱伝導率を測定した。試料をA, B, C, D, Eの粒径区分で表わして、各々の状態と実験結果を表-3に示す。

表-3の結果において、乾燥状態の熱伝導率と乾燥密度及び粒径範囲の関係を図-4に示す。図-4(a)によれば、乾燥状態の切込み砕石の熱伝導率は乾燥密度が大きいくほど大きくなる傾向が認められる。同一粒径範囲の試料に対し、密詰めと緩詰めとの二つの状態下の熱伝導率を図-4(b)に示す。この図から、いずれの粒径の試料でも密詰め状態での熱伝導率は緩詰め状態の時よりやや大きい傾向が見られる。また、密度の影響と同時に粒径範囲の影響も現われていることが分かる。飽和状態における凍結・未凍結状態の熱伝導率と乾燥密度の関係を図-5に示す。図-5(a)の結果から相変化するにもかかわらず、未凍結状態の熱伝導率の値は凍結状態の値を上回っている。これは未凍結状態の時の間隙水の対流の影響によると考えられる。凍結している場合は乾燥密度の変化による熱伝導率の変化はほとんど認められない。また、同一粒径範囲の試料に対し、緩詰めと密詰め熱伝導率を図-5(b)に示す。この図によれば、緩詰め状態での熱伝導率は少し大きめの値となっているが、これは緩詰め状態での含水比がやや高く、熱伝導率の大きい氷の割合が大きいことの影響とも考えられる。以上の結果から、いずれの含水状態においても、試料の詰め方（乾燥密度）による熱伝導率の測定値の変化は小さいものであることが分かる。

表-3 詰め方による乾燥状態の切込み砕石の実験結果

記号	粒径 (mm)	試料状態	乾燥密度 (g/cm ³)	乾燥状態の熱伝導率 (W/m・K)
A	2.0～38.1	緩詰め	1.67	0.13
	2.0～38.1	密詰め	1.83	0.18
B	4.76～38.1	緩詰め	1.61	0.13
	4.76～38.1	密詰め	1.70	0.12
C	9.52～38.1	緩詰め	1.59	0.11
	9.52～38.1	密詰め	1.66	0.13
D	19.1～38.1	緩詰め	1.53	0.07
	19.1～38.1	密詰め	1.64	0.09
E	25.4～38.1	緩詰め	1.50	0.08
	25.4～38.1	密詰め	1.59	0.08

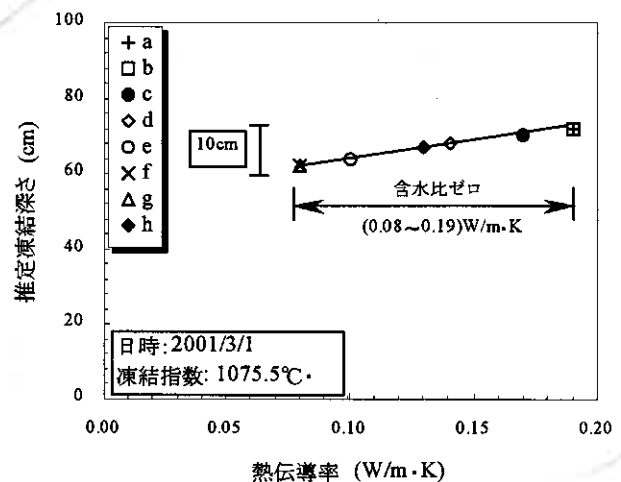


図-6 熱伝導率の実測値を用いた凍結シミュレーションによる凍結深さの推定

5. 凍結シミュレーションによる熱伝導率の測定精度の検討

実測した土の熱伝導率の値は、凍結シミュレーションにおける入力条件として用いる場合が多い。ここで、熱伝導率の実測値を用いて凍結深さを推定した例を挙げる。この計算では表-1に示す試料の乾燥状態時の熱伝導率を用いた。気象情報は北

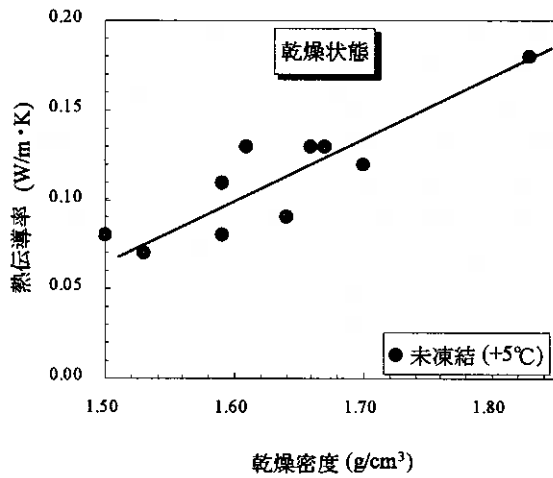


図-4(a) 乾燥状態における乾燥密度と熱伝導率の関係

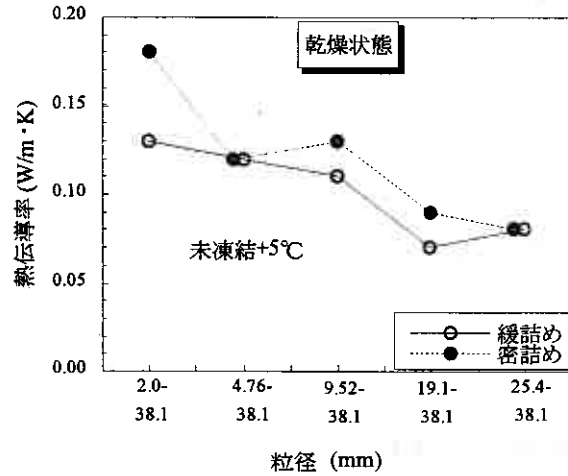


図-4(b) 乾燥状態の熱伝導率における粒径範囲と詰め方の影響

図-4 詰め方による乾燥状態の切込み碎石層の熱伝導率

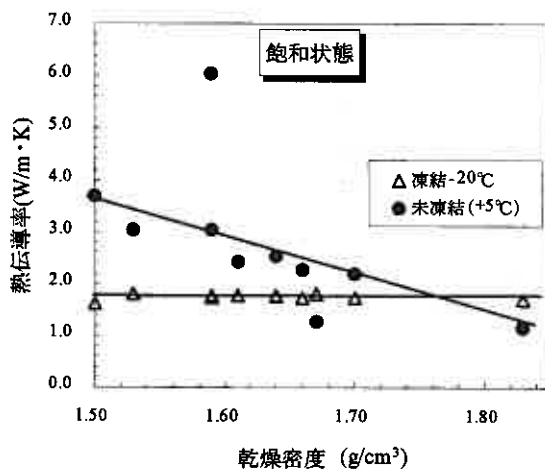


図-5(a) 飽和状態における乾燥密度と熱伝導率の関係

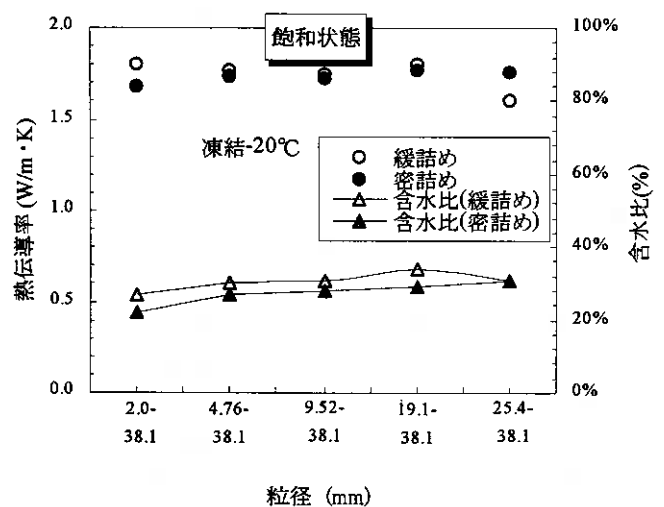


図-5(b) 飽和状態の熱伝導率における粒径範囲と詰め方の影響

図-5 詰め方による飽和状態の切込み碎石層の熱伝導率

見工業大学構内の実験フィールドで観察された過去10年の最も寒い年の2001年の気温データを用いた。2001年の凍結指数は1075.5°C・daysである。最大凍結深さを記録した3月1日の気温データを使用し、乾燥状態の熱伝導率の実測値とそれを用いて推定した凍結深さの関係を図-6に示す。設定した熱伝導率の値は表-1に示す(0.08~0.19) W/m・Kの範囲にあり、含水比はゼロとした。図-6の結果によると、(0.08~0.19) W/m・Kの熱伝導率の変化に対して、推定凍結深さの変化は10cmであった。間隙水の対流の影響が現われる飽和状態の場合を除いて本実験で測定した熱伝導率の精度は実務上十分なものと思われる。

6. まとめ

以上の結果を要約すれば、下記の通りである。

- 1) 乾燥状態の切込み碎石の熱伝導率が粒径の増大とともに減少する傾向が見られ、試料の詰め方に関係なく測定値は

良い再現性が認められた。

- 2) 同一粒径の試料では湿潤状態の熱伝導率が乾燥状態より大きい。試料の含水状況によって水から氷へと相変化した時の影響が異なる。
- 3) 飽和未凍結状態では粒径の増大につれ間隙水の対流の影響が現われることが確認された。間隙水の対流の影響は試料の粒径 P_s がプローブの直径 P_d （本実験で8mm）より大きい場合に現われることが分かった。
- 4) 乾燥状態では、試料の乾燥密度の増加とともに熱伝導率の測定値は大きくなる傾向が見られた。一方、飽和状態においては未凍結の場合、乾燥密度の増加とともに熱伝導率は低下する傾向が認められ、これは粒径範囲による間隙水の対流の影響が現われた結果である。凍結した場合は、乾燥密度による熱伝導率の変化はほとんど認められなかった。
- 5) 熱伝導率の実測値を用い、平坦地盤の凍結シミュレーションによる凍結深さを推定した。推定した結果から本実験で測定した熱伝導率は実務上に応用でき、十分の測定精度を持つことは言える。

参考文献

- 1) 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, 243-252, 2002
- 2) Farouki, O.T. : Evaluation of methods for calculating soil thermal conductivity, US Army Corps of Engineers, CRREL REPORT 82-8, 1982
- 3) Kersten, M. S. : Thermal properties of soils, University of Minnesota, Institute of Technology, Engineering Experiment Station, Bulletin, No. 28, 1949
- 4) F.C. Hooper & F.R. Lepper: Transient Heat Flow Apparatus for the Determination of Thermal Conductivities, A.S.H.V.E. Journal Section, Heating Piping & Air Conditioning, 1950
- 5) 斎藤武, 岡恒理: 不定常熱流による熱伝導率の迅速測定について, 北大工学部研究報告, No. 14, pp. 84-102, 1956
- 6) 根岸正充, 菊地昌博: 非定常サーマルプローブ法による岩石の熱伝導率, 開発土木研究所月報 No. 436 pp. 17-23, 1989. 9
- 7) Seigo Sawada & Taketoshi Ohno: Laboratory studies on thermal conductivity of clay, silt and sand in frozen and unfrozen states, Fourth International Symposium on Ground Freezing, pp. 53-58, 1985
- 8) 畢春蕾, 鈴木輝之, 澤田正剛, 山下 聡, 平田広昭: 粒状化した廃棄物の熱伝導率について, 地盤工学会北海道支部技術報告集第 43 号, pp. 123-128, 2002

凍結期における自然地盤の水分移動の測定

北見工科大学院○学员 楊 照宇
 北見工大工学部 正員 鈴木輝之
 北見工大工学部 正員 沢田正剛
 北見工大工学部 正員 山下 聡

1. まえがき

土が凍結するときにアイスレンズが造成され、体積が増加する現象を凍上と呼んでいる。構造物の周辺地盤で凍上が発生すると、その構造物に重大な被害をもたらす場合が多い。寒冷地における、凍上対策は地盤工学分野の重要な課題の一つである。

本研究は地盤凍上と強く関係する凍結期の自然地盤の水分移動特性を定量的に把握することを目的としたものである。北見工業大学構内の屋外実験フィールドにおいて、凍結期をはさんだ秋季（未凍結期）から春季（融解期）にかけて、気温、水分（不凍水）の詳細な測定を行い、並行して地盤の凍結・凍上の測定を行った。また、土中含水比（水+氷）を把握するために、凍結前、凍結期、融解期の3回のボーリング調査によって深さ方向への含水比分布の測定を行った。

2. 実験内容

測定場所は北見工業大学構内に設けられた凍上実験フィールドである。フィールドは深さ2mまでを凍上性の土と置き換えて造成された均一な平坦地盤である。表-1に地盤土の性質を示す。図-1に観測で用いた計測装置の設置状況を示す。不動フレームは凍上量などの変位量を測定するときの不動点として用いられ、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×高さ50cm×長さ320cm）に固定されている。

土中水分はシートプローブ土壌水分センサーを地下10cmから60cmまで10cm間隔、更に地下80cmと地下100cm、合計8カ所に設置して、5分間隔で自動計測した。この土壌水分センサーは土中に含む氷は検出しないため、凍土中では凍結せずに土中に残っている不凍水量を測定することになる。また、センサーによる土中水分移動への影響を防止するために、水分センサーは2列に分けて、千鳥配置として各列20cm間隔で設置した。

凍結深さは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。凍上による凍結深度計の持ち上がり

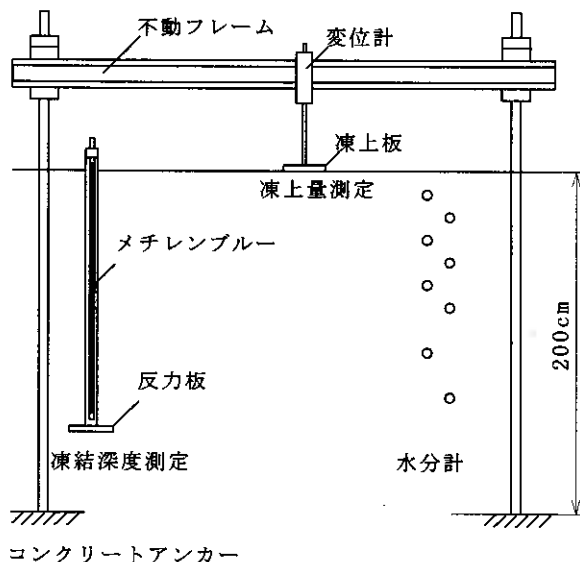


図-1 実験フィールド測定状況

表-1 実験地盤土の性質

土粒子密度		2.51 g/cm ³
粒度	砂分	47.7%
	シルト分	39.3%
	粘土分	13.0%
締固め試験	最適含水比	26.0%
	最大乾燥密度	1.395g/cm ³
凍上試験 (排水工指針)	凍上率	63.3%
	凍結様式	微細霜降状凍結

を防止するために、凍結深度計の外管の下端は反力板で未凍土層中に固定した。凍上量の計測は直径10cm、厚さ5mmの凍上盤を地表面に置き、その持ち上がり量を変位計によって2時間間隔で自動計測した。以上の土中水分の計測は通年で行い、凍結深さ、凍上量の測定は2002年11月から開始し、2003年5月の凍土が無くなる時期まで継続した。また、積雪の断熱効果によって大気と地表面との熱収支の条件が変化することを防ぐために実験フィールドは常に除雪した。

3. 気温と地盤の凍結状況

図-2に測定期間の外気温、積算寒度、凍上量及び凍結深さの推移を示す。

11月14日から一時的なマイナスの気温が現われ始めた。この時期の気温はプラス側とマイナス側の両方が現われ、地盤は凍上と融解沈下を繰り返した。11月30日から日平均気温が連続的にマイナスとなり、この寒さは3月下旬まで続いた。2月14日には今冬の最低気温 -24.4°C （日平均気温 -14°C ）を記録した。この間、凍結深さは連続的に増加している。3月下旬になりプラスの日平均気温が再び現われ始めると、主として地表面側から地盤の融解が進行している。本測定シーズンの凍結指数は $947.1^{\circ}\text{C}\cdot\text{day}$ 、最大凍上量は10.1cm、最大凍結深さは87.6cmであった。

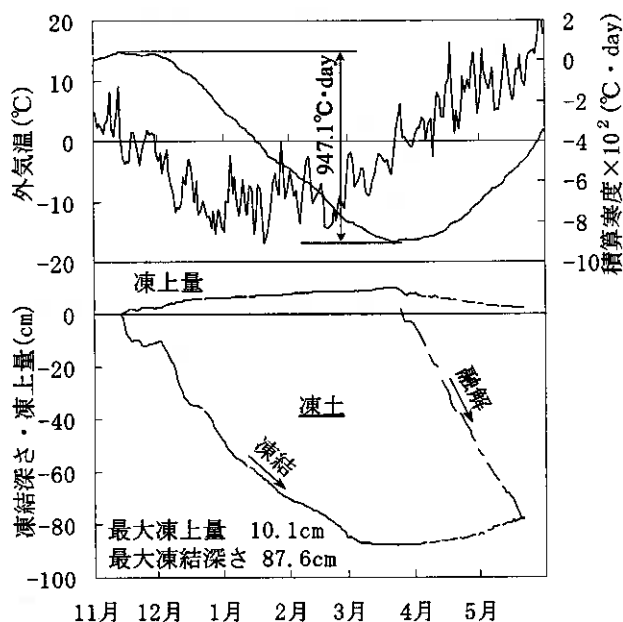


図-2 外気温と地盤凍結・凍上の推移

4. 自然地盤の土中水分

4.1 土中水分

4.1.1 未凍土側

図-3に各深さの日平均土中含水比の推移を示す。凍結前の土中含水比は比較的安定しており、降雨などの一時的影響を除いて深さに関係なく、ほぼ一定の値で推移していく。11月中旬から凍結が始まり凍上が発生すると、未凍土側から凍結面に水分が移動し、未凍土側の含水比が徐々に減少していく。図-4に水分移動すなわち吸い上げによる含水比の減少量と凍結面までの距離の関係を示す。凍結面が遠いとき、吸水駆動力が小さいために、水分の減少量は少ない。凍結面が近くなる（10cm～30cm程度）と、吸水駆動力が大きくなり、含水比の減少が速くなることが認められる。一方、地下浅い所（地下20cm程度まで）では、凍結面までの距離が近いところでも、凍結進行が速いため水の吸い上げが間に合わなくなり、含水比の減少は小さくなること分る。

4.1.2 凍結期及び融解期

図-5にボーリングで測定された凍結前、凍結時及び融解時における土中水分の分布を示す。凍結前の地盤中の含水比は約40%である。凍結・凍上が発生すると未凍土側の水分が凍土側へ吸い上げられるため、凍土側の含水比は凍結前より大きくなり、50%程度になっている。一方、図-2に示すように、地下10cmと30cm付近のところでは凍結の進行が一時停滞しているのが認められる。この深さでは水を十分吸い上げたために、図-5の含水比が特に大きくなっている。地表面から融解が始まると、融解した地表面から凍結前含水比に戻ることが分る。

4.2 土中不凍水

凍土中には、 0°C 以下でも液体状態の不凍水が存在する。不凍水量は土質や温度によって大きく変化し、凍土の強度、透水係数、熱伝導率などの値に影響し、さらに凍上の発生機構とも強く関係するとされている。

図-3に示す不凍水量の変化過程は、凍結初期、安定期、融解期の三つに分けることができる。

(1) 凍結初期：観測点に凍結面が到達して、不凍水量が減少していく時期。

(2) 安定期：不凍水量がほぼ一定の値で推移する時期。

(3) 融解期：地表面から融解が始まり、不凍水量が増加していく時期。

4.2.1 凍結初期

凍結初期には、凍土中の不凍水はゆっくりと減少していく。一方、温度がさらに低下すると、不凍水の量は急減する。

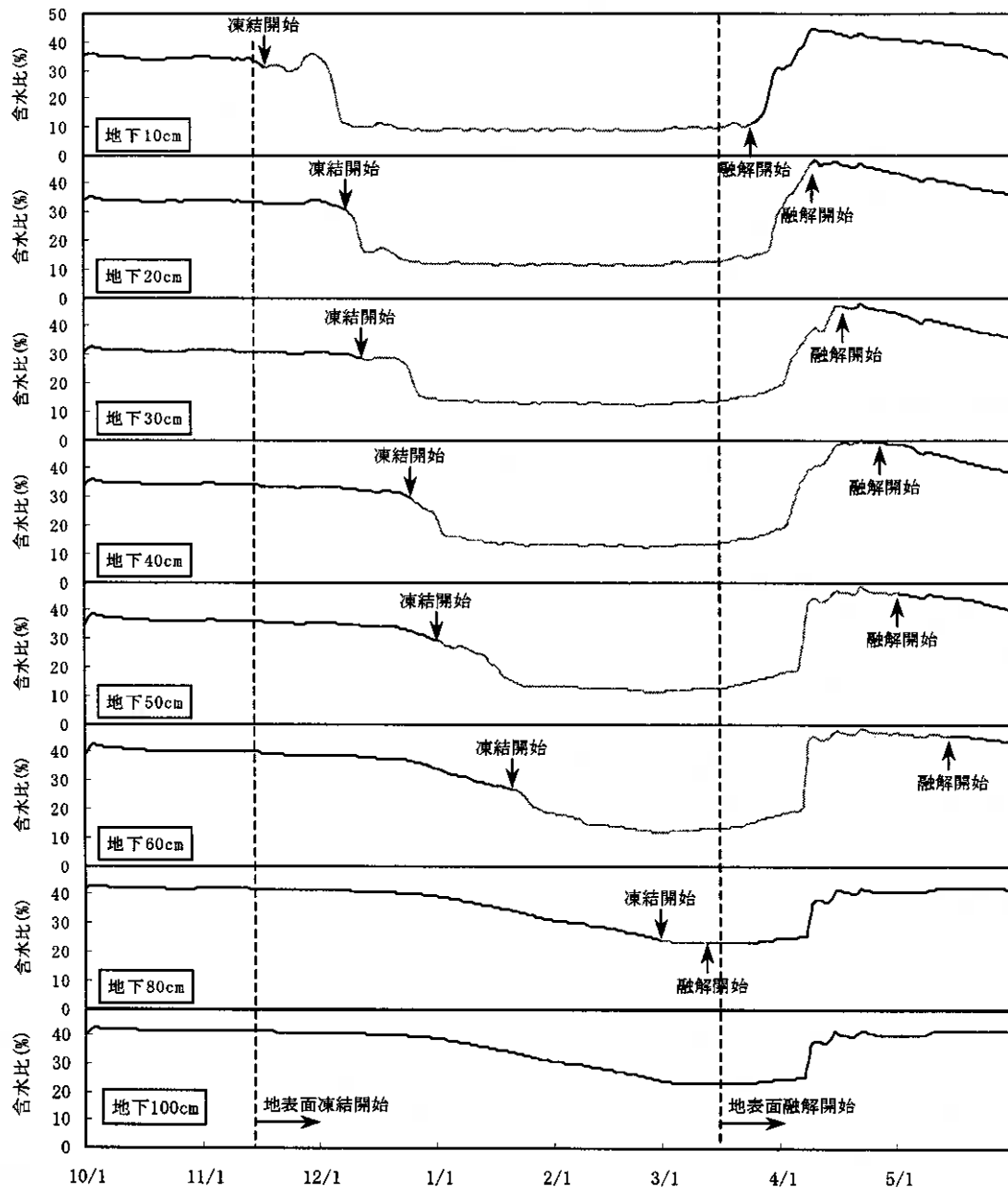


図-3 日平均土中含水比(不凍水量)の推移
(—— 含水比(%) - - - 不凍水量(%))

Anderson, D. ら (1973), Smith, M., Tice, A. (1988), 伊豆田ら (1991) の室内実験結果によれば, 土の不凍水量は温度が 0℃ に近づくにつれて急激に増加し, 初期含水比の大きい方が不凍水量も多くなる. 図-6 に凍結初期における, 自然地盤中の温度と不凍水量の関係を示す. 土中温度の低下とともに, 不凍水量は徐々に減少することが分る. 過去の室内実験 (Anderson, D. ら (1973)) の結果より, 自然地盤の不凍水量の減少が緩いのは, 未凍結側からの水分補給の違いによると考えられる.

凍結初期に相当する時期が終わるときの観測点の温度を表-2 に示す. このときの温度は -2℃ ~ -3℃ 程度であり, 凍結面との距離は十数 cm である. つまり凍結面上から十数 cm の範囲内の凍土中には不凍水の多いことが分る. また, 深い位置ほど凍結進行速度が遅くなるために, 凍結初期に相当する期間が長くなる.

4.2.2 安定期

図-7 に, 安定期における, 地表面下 10cm と 20cm での温度と不凍水量の関係を示す. 不凍水量がほぼ安定しても, 地下浅い所では, 温度変動の繰り返しとともに, 不凍水量も変動している事が分る.

土中の間隙水が凍結するかどうかは, 間隙の大きさに依存し, その凍結温度は次の式で表される.

$$\Delta T = \frac{2T_0\sigma_w}{\rho_i L r_i} \quad (1)$$

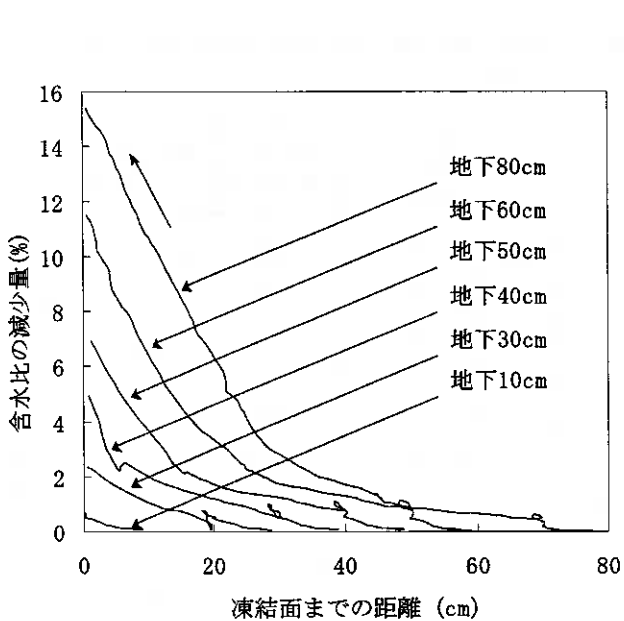


図-4 含水量の減少と凍結面までの距離の関係

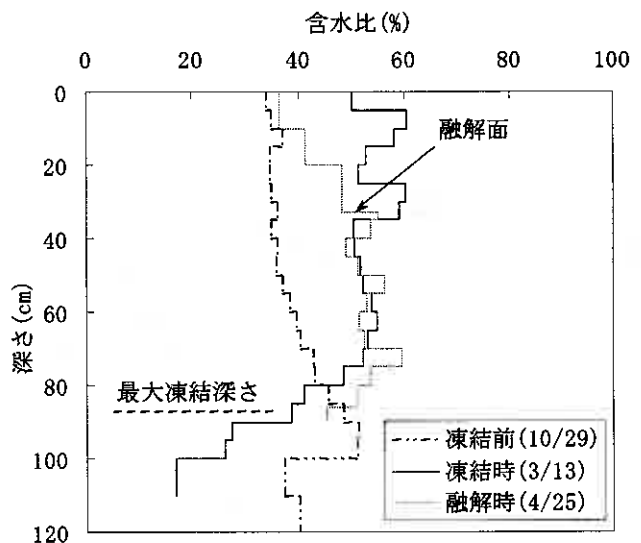


図-5 土中含水比の分布

ここで

ΔT は氷点降下

σ_{iw} は水-氷界面エネルギー

ρ_i は氷の密度

L は氷の融解潜熱

r_i は氷の曲率半径

である。温度が降下すると、その土のマトリックスに対応したある一定の温度で土中水は凍り始め、不凍水量が減少する。一方、温度が上昇すると、間隙の狭い所に存在した氷は氷点が高いために融解するが、曲率半径の大きい間隙にある氷は融解せずに残る。したがって、温度変化の繰り返しの伴い、土粒子の間隙氷の氷点が増加して、不凍水の量が減少したと理解される。

図-8 に不凍水量が安定しているときの土中温度と不凍水量の平均値の分布を示す。土中温度は深くなるにつれ、高くなる。これに対して不凍水量は地表から 30cm くらいまでは、深さとともに増加するが、そこより下の凍土中では同じような値を示している。

4.2.3 融解期

3月下旬には地表面から融解が始まる。この時期には凍土中の温度も徐々に上昇して 0°C 付近の値を示した。温度の上昇につれ、不凍水量も大きくなっていく (図-3)。また融解した水分は下の凍土中へ移動し始め、さらに下の未凍土も上の凍土から水分の移動を受けて、含水比が大きくなる。

6. まとめ

以上において、凍結・凍上発生時における自然地盤中の含水比、不凍水量実測結果を検討してきた。得られた結果のうち、主なものをまとめると以下の通りである。

1. 未凍土側では、凍結面までの距離が遠いとき、含水比は徐々に減少していくが、凍結面が 10～30cm 程度に近付くと、含水比の減少速度は急に大きくなる。
2. 凍結・凍上が発生すると、凍結面より下の未凍土側の水分が凍結面へ吸い上げられるために、凍土中の含水比は凍結前より大きくなる。
3. 凍結初期には水分の補給が十分なために、凍土中の不凍水はゆっくりと減少していく。一方、温度がさらに低下す

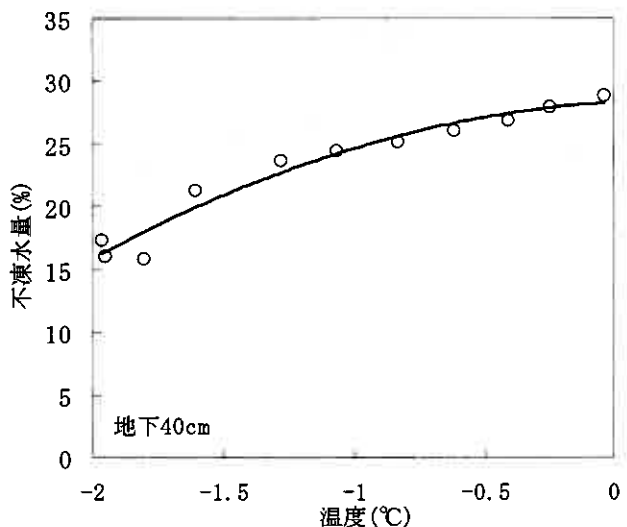
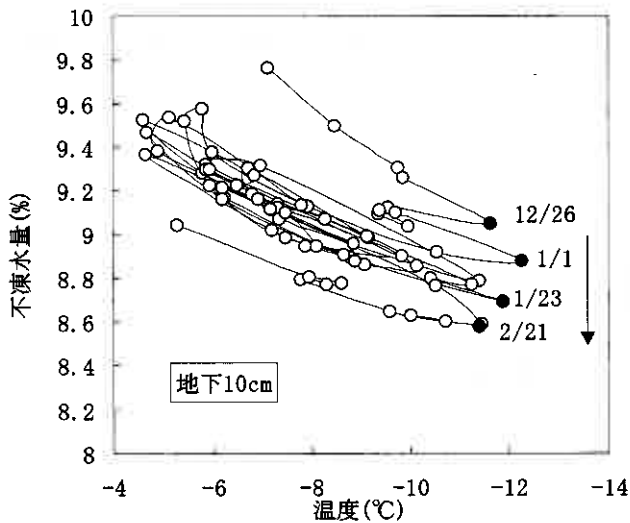
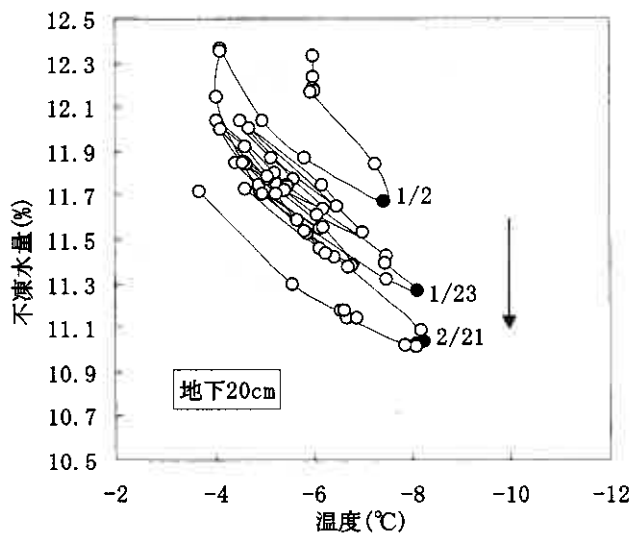


図-6 凍結初期の土中温度と不凍水量の関係



(a) 地下10cm



(b) 地下20cm

図-7 安定時不凍水量と温度の関係

表-2 凍結初期に相当する時期が終わる時点の観測点の状況

深さ (cm)	観測点と凍結面の距離(cm)	観測点の温度(°C)	凍結初期の相当期間(day)
10	11.7	-5.4	8
20	15.1	-2.8	7
30	12.4	-3.1	16
40	12.7	-1.8	10
50	15.6	—	23
60	20	-2.0	28

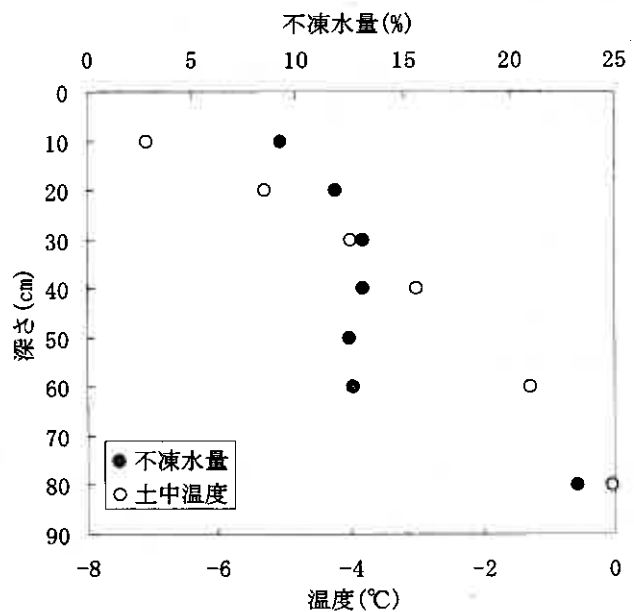


図-8 土中不凍水、温度平均値の分布

ると、水分の補給が困難になって不凍水の量は急減する。

- 不凍水量の安定期においても、地下浅い所では温度変化の繰り返しによって、不凍水の量は徐々に減少することが分った。

文献

- 楊 照宇, 鈴木輝之, 澤田正剛, 2002: 凍結期における自然地盤中の温度特性, 第42回地盤工学会北海道支部技術報告集, 287~292.
- 楊 照宇, 鈴木輝之, 澤田正剛, 山下聡, 2002: 凍結期における自然地盤中の熱流の観測, 第37回地盤工学研究発表会講演集, 1167~1168.
- 高志 勤・生頼孝博・山本英夫・岡本 純, 1983: 凍土中のアイスレンズの消長と移動に関する室内実験, 雪氷, 45, 4, 189~196.
- Ishizaki, T., 1985: Experimental study of frost heaving of saturated soils under overburden pressure, Ph. D. Thesis, Hokkaido University Sapporo, 98.
- Nixon, J. F., 1991: Discrete ice lens theory for frost heave in soils, Canadian Geotechnical Journal, 28, 843~859.
- Williams, P. J., 1964: Unfrozen water content of frozen soils and soil moisture suction, Geotechnique, 14, 3 231~246.

7. Anderson, D., Tice, A. and McKim, H., 1973: The unfrozen water content and the apparent heat capacity in frozen soils, Proc. 2nd Intl. Permafrost Conference, Kakutsk, 289 ~ 295.
8. Smith, M., Tice, A., 1988: Measurement of unfrozen water content of soils, Proc. 5th Intl. Permafrost Conference, Trondheim, 473 ~ 477.
9. 伊豆田久雄, 山本英夫, 生頼孝博, 1991: 塩分含有凍土の不凍水の存在状態について, 日本雪氷学会予稿集, 40.
10. 木下誠一, 1994: 凍土の物理学, 東京, 森北出版株式会社, 310.
11. Chamberlain, E.J. and Gow, A.J., 1979: Effect of freezing and thawing on the permeability and structure of soils, Engineering Geology, 13, 73 ~ 92.

擬似岩試料としてのモルタル供試体における一次元凍結履歴について

北海学園大学工学部 正会員 小野 丘
北海学園大学大学院 ○学生員 阿部裕介

1. はじめに

地盤工学における凍結・融解挙動の研究の多くは粘性土や火山灰土について行われてきており、岩試料や岩質地盤の凍結・融解に関する研究成果はあまり多いとは言えない。一方、切土岩盤の凍上対策が現場では求められている状況にある¹⁾。粘性土や火山灰での凍結と比べ、高強度を持つ岩質試料の凍結過程ではアイスレンズの発生と成長が異なる挙動を示すことが予想される。これまでの研究において、赤川²⁾は大谷石での凍結試験において凍上と吸水、アイスレンズの発生・成長を確認している。また、根井ら³⁾は泥岩による凍結試験でアイスレンズの発生を確認している。さらに磯田ら⁴⁾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。本報告では擬似岩試料としてのモルタル供試体を用いて、三軸凍結試験機による一次元凍結・融解履歴を与えた場合の結果と計測された弾性波速度などについて考察する。

2. モルタル試料の配合

実験試料としての同質な岩試料を複数個手に入れることは現実には難しいため、本実験では岩石試料のモデルとしてモルタル供試体を用いた。表-1に示すようにモルタルは3タイプの配合設計を行った。タイプAはW/C=60%として、図-1で示される粒径の珪砂を細骨材として配合したものである。タイプBは細骨材に珪砂のほか図-1に示す粒径をもつシルトと木節粘土を配合した。タイプCはタイプBより細骨材の珪砂の割合を多く配合したものである。シルトと木節粘土の混合土は高い凍上性を有することが確認されており、このことから、タイプB,CはタイプAより凍上性が高いモルタル供試体であると推測される。モルタル供試体は円柱の型枠(φ=50mm, H=104mm)に打設し、硬化後に28日間水中養生したものを端面処理後に試験に用いた。それぞれの物理的性質を表-2に示す。自然界の岩石の一般的データより、タイプAの試料は砂岩に近い性質を示し、タイプBおよびタイプCは高い間隙率を持つことがわかる。

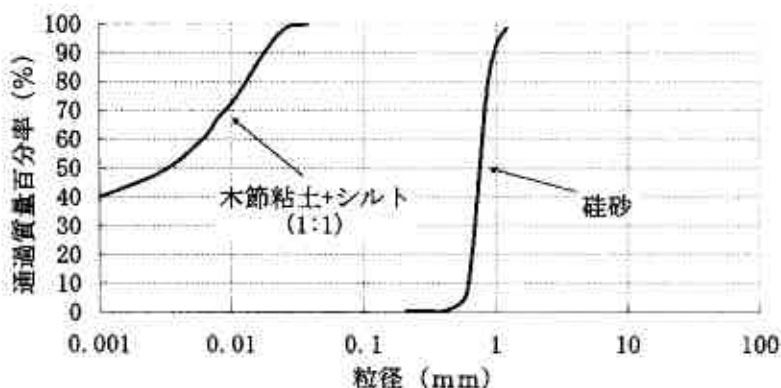


図-1 細骨材の粒径加積曲線

表-1 モルタル配合割合 (重量百分率)

配合比	タイプA	タイプB	タイプC
ポルトランドセメント	15	15	18.75
水	25	35	11.25
珪砂	60	10	30
木節粘土	—	20	20
シルト	—	20	20

表-2 モルタルの物理的性質

	乾燥密度 (g/cm ³)	飽和密度 (g/cm ³)	有効間隙率 (%)	含水比 (%)
タイプA	1.92	2.35	17.5	8.44
タイプB	1.14	1.65	52.0	44.2
タイプC	1.06	1.66	56.1	44.0

One dimensional freezing of mortar as a pseudo-rock material :

Takashi Ono and Yusuke Abe (Hokkai-Gakuen University)

3. 弾性波速度

凍結・融解履歴を与えた岩石試料での履歴前後の強度の差を知るために、非破壊による供試体強度を推定することができる弾性波速度を計測した。凍結・融解履歴を与える前の配合別モルタル供試体の弾性波速度の平均値と一軸圧縮強度を表-3に示した。配合タイプB,Cがほぼ同じような弾性波速度を示したことにより、今回の珪砂と粘土およびシルトの配合割合は強度には大きな影響を与えないことがわかる。また、タイプB,Cの弾性波速度と一軸圧縮強度がタイプAに比べ小さい値であることから、粘土とシルトを配合することにより強度が大きく低減したと考えることができる。なお、弾性波速度と試料の強度との間には相関があることがわかっている^{5), 6)}。

表-3 平均弾性波速度と一軸圧縮強度

配合比	P波速度 (km/s)	S波速度 (km/s)	一軸圧縮強度 (MN/m ²)
タイプA	3.93	2.14	23.60
タイプB	1.78	0.70	3.06
タイプC	1.74	0.82	3.56

4. 実験方法

凍結・融解試験は凍結三軸試験機⁷⁾によって行った(図-2)。供試体には鉛直応力のみを与え、供試体上部から温度降下して、下部から吸水させる一次元凍結試験を行った。粘性土試料などで凍結試験を行う場合はゴムメンブレンで供試体全体を覆いキャップとペDESTALをOリングでシールする方法を用いたが、今回のモルタル供試体での凍結は、吸水側であるペDESTALと供試体下部の間のみを部分的にメンブレンで覆い、Oリングのよってシールする方法を用いた。また、供試体が露出する部分には水分蒸発がおこらないようにグリスを直接塗布した。モルタル供試体上面での初期の水核形成を助けるために、キャップと供試体上端面との間には飽和砂を敷いた。

温度管理はキャップ側、ペDESTAL側ともに独立して低温恒温循環装置による冷媒循環によって行った。実験は供試体上端面の温度は最初0℃とし、その後、供試体上端面の温度を0.10~0.12℃/hourで温度降下させ、供試体のほぼ中央で0℃線を停止する過程でアイスレンズの発生を待った。平均の凍結速度(0℃線の進行速度)は0.4~0.6mm/hrである。表-4に実験条件を示す。

表-4 実験条件

試料名	温度条件		凍結速度 (mm/hr)	繰り返し凍結・融解の有無	载荷重 (kPa)	供試体初期高さ (mm)
	供試体上端面温度	供試体下端面温度				
タイプA	0℃から0.10℃/hrで80時間降下後-7℃に固定	試験開始時から+7℃に固定	0.45	有り	40	79.2
タイプB	0℃から0.12℃/hrで80時間降下後-9.5℃に固定	試験開始時から+9.3~+9.6℃に固定	0.5~0.6	無し	50	85.5
タイプC	同上	同上	0.5~0.7	無し	35/50/200	90.5/92.3/90.2

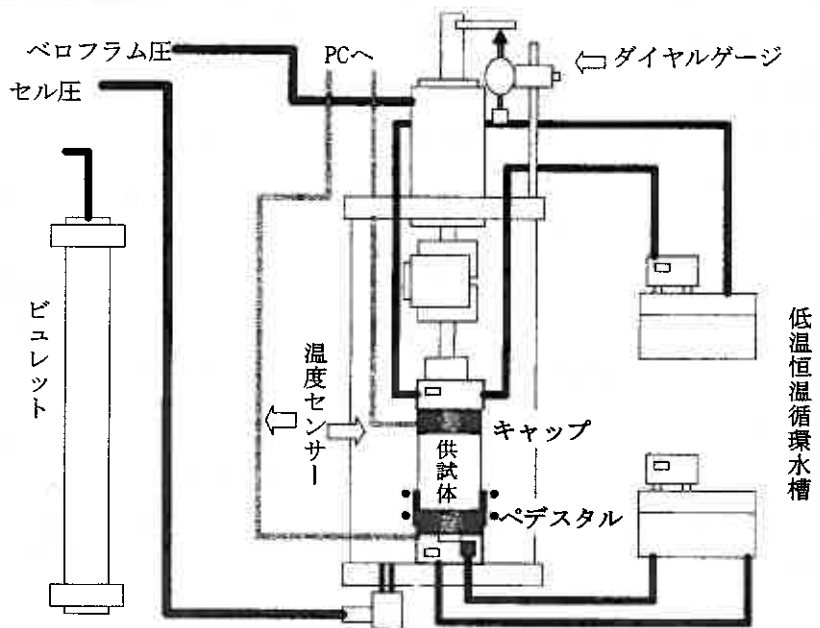


図-2 凍結三軸試験機

5. 凍結・融解試験結果

5.1 モルタルタイプ A

タイプ A のモルタル供試体は、1 回目の凍結履歴ではアイスレンズの発生は確認されず、鉛直変位は微小で試験開始時から続く微量の排水が確認された。同じ供試体により繰り返し凍結履歴を与えた場合も、結果はほぼ同様であった。凍結履歴を表-5 に示す。ここで、5 回目に行った凍結履歴の結果を図-3 に示す。なお、吸水量とは断面積あたりの値を意味している。5 回目の凍結履歴では凍結時間を 500 時間とした。図-3 の結果より、第 5 回目の凍結初期は第 1~4 回目の結果で見られた排水があったが、約 300 時間後に、微量ながらこれまで計測されなかった吸水が始まることがわかる。これは、凍結作用による供試体内での変化が始まったものと推測している。しかしながら、凍上変位はほと

んど測定されず、アイスレンズも目視では確認されていない。アイスレンズの発生にはさらに凍結時間を継続する必要があると考えられる。今回の結果からは、タイプ A のモルタルの強度や組成を持った（岩質）材料で、かつ今回のような実験条件では明白なアイスレンズは発生しないと類推できる。しかし、凍結履歴回数がこれ以上多くなり、凍結継続時間が長くなると、アイスレンズ発生・成長の可能性があると考えられる。

凍結履歴の影響を調べるために凍結履歴 5 回目と初期の弾性波速度を比較した結果を表-6 に示す。今回の試験では供試体の上半分だけが凍結・融解履歴を受けるので、その部分だけの弾性波速度を直接知ることはできない。そこで供試体全体の速度データと凍結・融解履歴を受ける前の速度データから凍結・融解作用を

受けている部分の速度を推測した。表-6 の見かけ上の S/P 波速度とは供試体全体で得られた速度のことを意味している。表-6 において、初期値の速度データは別試料による値を表しており、凍結・融解部分の S 波または P 波速度の値は表-6 の初期値と履歴後の見かけ上の速度を用いて求めている。表-6 の結果から、5 回目の履歴を受けた後の凍結・融解部分の速度を初期値と比べると P、S 波速度とも小さくなっており、明確なアイスレンズの発生によるクラックが確認されない場合でも凍結・融解履歴を弾性波速度の変化で評価できる可能性があると言える。しかし、現場で得られる S 波速度や P 波速度のデータは室内実験とは異なり広い範囲を代表する値であるので、現場での凍結・融解の評価に P 波速度や S 波速度を用いる場合は慎重であるべきであろう。

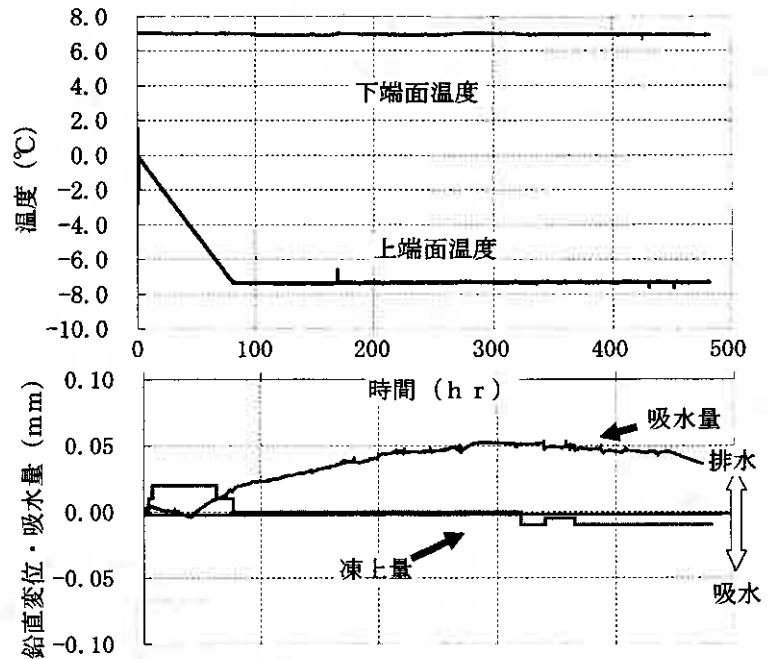


図-3 第5回目の凍結履歴の結果（モルタルタイプA）

表-5 凍結履歴（モルタルタイプA）

履歴回数	凍結継続時間 (hrs)
第1回目	100
第2回目	120
第3回目	94
第4回目	160
第5回目	500

表-6 凍結・融解履歴前後の弾性波速度 (km/sec)
(モルタルタイプA)

	初期値 (別試料)	5回履歴後
見かけ上のS波速度	2.23	2.21
凍結・融解部分のS波速度	—	2.09
見かけ上のP波速度	4.17	4.01
凍結・融解部分のP波速度	—	3.88

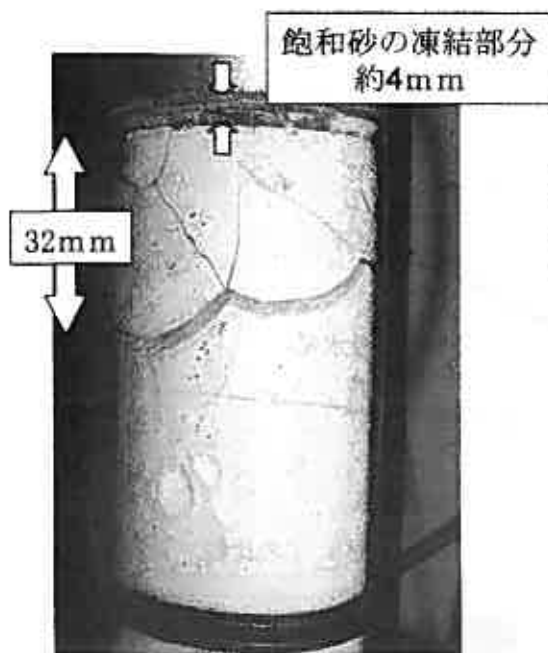


写真-1 タイプB (試験後)

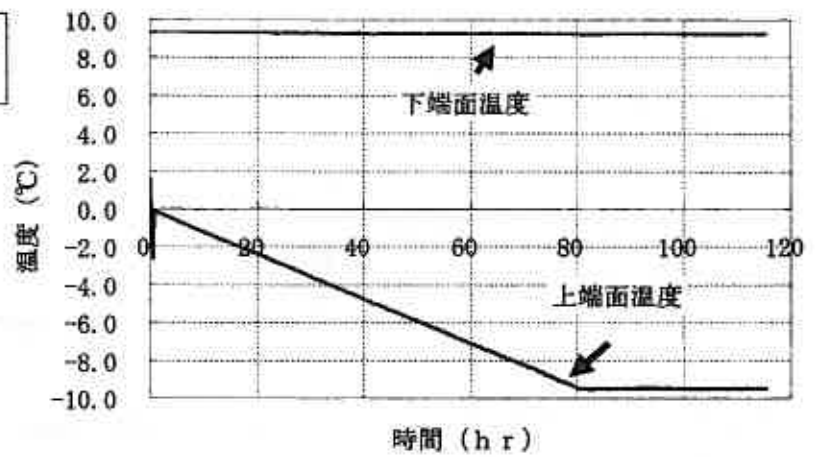


図-4 モルタルタイプB, Cの温度条件

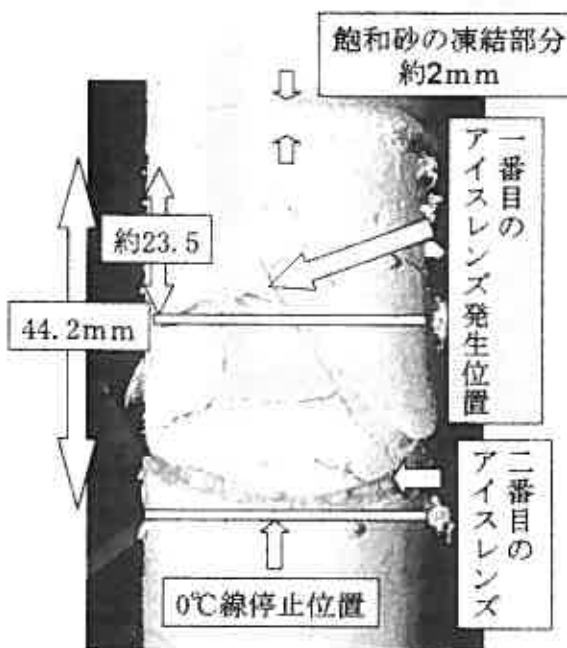


写真-2 タイプC (試験後)

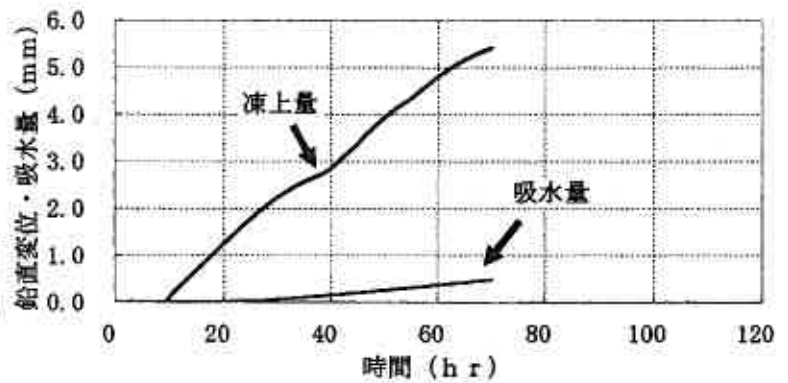


図-5 モルタルタイプBの試験結果

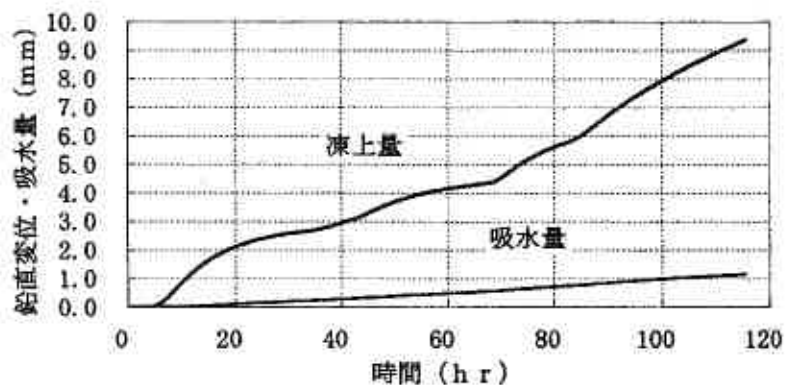


図-6 モルタルタイプCの結果

5.2 モルタルタイプB, C

タイプ B, C で行った凍結試験の温度条件を図-4に示す。また、タイプ B のモルタルで行った凍結試験の結果を図-5および写真-1に示す。載荷応力は 50kPa である。図-5 では 0°C線が停止する前に試験を終了した。これらの結果から 0°C線が進行中で 0°C線が停止する位置より少し上にアイスレンズが発生したことがわかる。また、アイスレンズは水平方向に波打つように発生しているのが確認される。アイスレンズの発生位置は供試体上端面から 32mm 付近であり、推定凍結温度は -0.6°C であった。シルトと木節粘土の混合土ではアイスレンズ発生から成長による鉛直変位は時間に対して線形であったが、図-5の結果からは凍上速度(単位時間当たりの凍上量)が一度小さくなり、その後また凍上速度が元に戻るのわかる。なお図-5の結果には初期の氷核形成を行うために敷いた供試体上面の飽和砂の凍結変位も含まれている。前後関係から考えて、凍上速度が一度小さくなり始めるとき(図-5から35時間前後)に供試体

にアイスレンズが発生したものと推測される。しかし、なぜそれと同時に凍上速度が小さくなるかの理由ははっきりしない。アイスレンズの発生・成長とともに発生するクラックが鉛直変位を小さく低減させる原因となっているとも考えられる。

タイプ C の試料で凍結速度を 0.6 (mm/hr) とした結果を図-6 と写真-2 に示す。この場合は上端面の温度降下途中に上から約 23.5mm の場所に一

番目のアイスレンズが発生し、その後、0°C線が停止中にやや上の最初のアイスレンズとは別の上から 44.2mm の場所に二番目のアイスレンズが発生した。

これらの結果は、岩質材料においても土質材料と同じようにアイスレンズ発生条件として凍結速度を考えて良いことを示しているといえる。つまり、原位置地盤における 0°C線の移動速度（凍結線の進入速度）を考慮した凍上性の考慮ができることを意味している。

次に、タイプ B とタイプ C との試験結果の比較を図-7 に示す。図-7 より平均的な凍上速度は両者に大きな差がないことが分かる。つまり凍上特性は珪砂とシルトおよび木節粘土の今回の配合割合に大きくは依存しないと言える。また、鉛直変位はタイプ B,C とともに直線的ではなく、凍上速度が途中で変化することも同じように観察された。

鉛直方向の載荷応力が異なる凍結試験の結果を図-8 に示す。載荷応力をそれぞれ 35kPa, 50kPa, 200kPa で凍結試験を行った結果である。

載荷応力 200kPa の場合は縦方向にクラックが発生した(写真-3)。縦方向のクラックには水平方向のアイスレンズ発生に伴うクラックとは違いクラック内に氷は確認されなかった。このことより縦のクラックは水平方向のアイスレンズ発生が原因で圧縮破壊を起こしたものであると考えることが出来る。また、図-7 の結果より載荷応力（鉛直応力）が 200kPa 程度まで大きくなると凍上変位が抑制されると考えられる。しかし、35kPa の場合と 50kPa の場合では凍上速度に差異がないことがわかる。

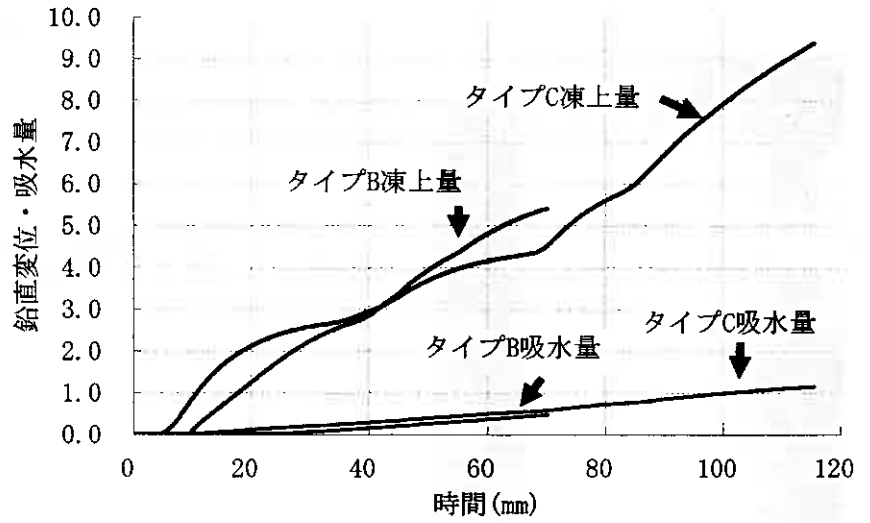


図-7 モルタルタイプB, Cの比較

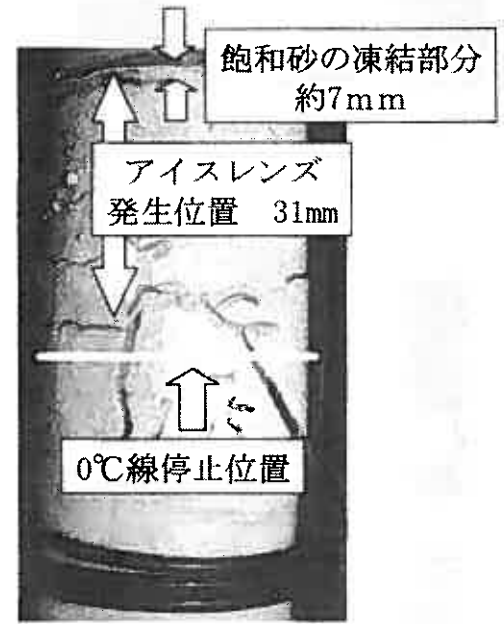


写真-3 タイプC (載荷重200kPa, 試験後)

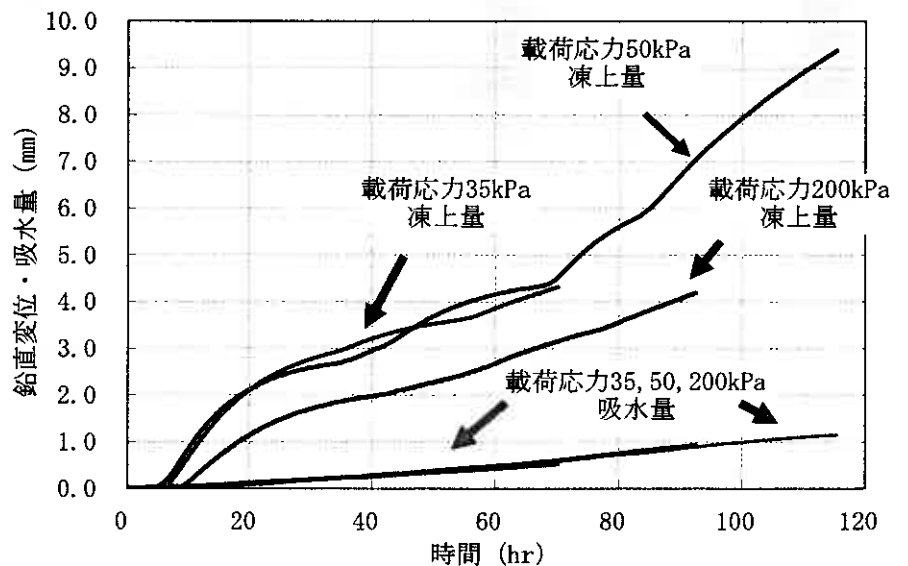


図-8 異なる載荷重による凍上試験の結果

6. まとめ

以上の結果をまとめると以下のようになる。

- 1) モルタルタイプ A の供試体の繰り返し凍結過程では微量な排水が起こった。また、凍結・融解履歴後の弾性波速度は、明確なアイスレンズの発生がなくとも履歴を受けない場合よりやや減少することがわかった。
- 2) モルタルタイプ A に凍結・融解履歴を 5 回与えた場合でもアイスレンズは確認できなかったが、5 回目で延べ凍結時間が約 800 時間後に微量の吸水挙動が始めて測定された。この事から凍結継続によるアイスレンズの発生が予見される。
- 3) モルタルタイプ B, C は物理特性がほぼ同じ結果となり、凍結試験結果においても同じ挙動を示した。また、鉛直変位はアイスレンズ発生前後に変則な非線形を示した。
- 4) モルタルタイプ C では 0°C 線が降下中と停止中にアイスレンズを複数確認することができた。これは、岩質材料においても土質材料と同様に凍結速度で凍上性の評価ができることを意味している。
- 5) 載荷応力を 35, 50, 200kPa と変えた試験では、載荷応力が 200 k Pa で凍上量の減少が観察された。
- 6) 今回用いたモルタルを擬似岩試料と考えると、P 波速度が 1.8km/s, S 波速度が 0.8km/s, 一軸圧縮強度が 3.1~3.6 MN/m²程度の場合で、凍結速度が 0.6mm/hour, 載荷重 50kPa の条件下では、第 1 回目の凍結履歴で明らかにアイスレンズが発生・成長することがわかった。

なお本報告において弾性波速度を測定するにあたり北海道土質試験協同組合に御協力を得た。ここに、関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 浅井大輔, 小林博亮, 石田良二, 矢野康明: 寒冷地における切土軟岩斜面の凍結融解挙動, 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, pp.147-152, 2001
- 2) Akagawa, S.: Studies on the process of frost damages to stone remains under cold environments and its preservation methods, Ph.D.Thesis, 1991
- 3) 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
- 4) 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, PP.1~9, 1996
- 5) 三木幸蔵 著: 岩盤力学入門, pp.193-196, 1986
- 6) 土質工学会 編: 堆積軟岩の工学的性質とその応用, pp.58-59, 1987
- 7) 小野丘, 三田地利之: 粘性土の軸対称三軸応力下における凍結・融解履歴について, 土木学会論文集, No.617/III-46, pp.275-282, 1999

冬期土工における締固め厚さと盛土品質の関係

北海道開発土木研究所 ○正会員 渡邊 栄司
" 正会員 西本 聡

1. はじめに

近年、北海道のような積雪寒冷地において、冬期に道路、河川工事をおこなうケースが多くみられる。その理由として、大規模な道路建設事業に伴い長期化する工期、河川工事の安全性、仮設費の軽減を考慮した温水時の施工などが挙げられる。一方、積雪寒冷地域は、外気温、雪、凍上などの自然影響が障害となり冬期時以外の施工に比べ土構造物の品質低下が問題となる。日本での冬期施工に関わる技術開発は昭和52年12月旧建設省により発足した「通年施工協議会」による積雪寒冷地に即した施工技術法が現在の手本となっている。しかし、その中の冬期盛土の品質確保については、施工前における盛土材の含水比など初期の物理的条件に依存されており、施工時における土質状態、施工管理方法などについては考慮されていない。そこで、本研究では冬期土工においても夏期施工と同等な盛土品質確保が可能である経済性、施工性に優れた工法開発を目的に、平成13年度より苫小牧市にある施工試験フィールド（写真-1）により継続的に実大盛土実験をおこなった。3年目の本研究では現場施工に即した対策工法の品質向上効果について検証実験を行った。本文はその内容および結果について報告する。



写真-1 苫小牧施工試験フィールド



写真-2 盛土材表面に生成した凍結土

2. これまでの実験概要

表-1はこれまでの苫小牧市における施工試験フィールドで行われた実大盛土を用いた実験概要である。実験1年目（以下1年目）は、盛土の施工時期、土質の違いによる品質比較実験より、冬期盛土の施工後の沈下、変状などの品質低下原因が凍結土（写真-1）の混入が大きく関与している点について明らかとした²⁾。実験2年目（以下2年目）は盛土内に混入した凍結土に着目し、1年目で得られなかった路体盛土の締固め度85%³⁾に近づけるため、盛土時の空気間隙率低下を期待し、最大粒径20cmまで細粒化した凍結土混入による品質比較実験を行った。その結果、凍結土の細粒化により、冬期施工時における盛土品質向上の有効性が確認出来た⁴⁾。今回、報告する実験3年目（以下3年目）は、盛土時に混入した凍結土の細粒化を図り、施工時における対策工法として盛土1層の締固め厚を20cmにした盛土品質向上効果について実験を行った。

表-1 1年目および2年目の実験概要

呼称	実験期間	実験目的	実験内容
1年目	2001.2 ～2001.10	・冬期土工における品質低下の原因究明	・夏、冬期施工および盛土材の違いによる盛土の品質比較実験
2年目	2002.3 ～2002.10	・冬期土工の品質向上に向けた対策法の検討	・凍結土を最大粒径20cmに細粒化し盛土混入した品質比較実験

Relation between compacted layer thickness and quality improvement of embankment in winter
Eiji WATANABE, Satoshi NISHIMOTO (Civil Engineering Research Institute of Hokkaido)

3. 実験内容

3. 1 苫小牧施工試験フィールドの概要

苫小牧施工試験フィールドは苫小牧市街から15km程、東に離れた苫小牧市東部の柏原地区に位置している。総面積約2.5haの敷地内には本実験の実大盛土以外に冬期に関する実験施設などがある。敷地内には2台のカメラがあり、当研究室からもパソコンを通じ、現地状況の確認、撮影が可能である。また、外気温、積雪量、風速などの、当地の正確な気象状況を把握するため気象観測装置も設置している。観測データは1時間単位で敷地内にある観測室のパソコンに自動保存され、当研究室からも電話回線を通じ回収が出来る。当地は全道的に冬でも降雪量が比較的少なく、観測データでは11月中旬から2月までは概ね氷点下以下が続き、最低気温はマイナス20℃以下を記録していることから、冬期に関する試験に適した場所といえる。

図-1の寒さを量的に表す凍結指数⁵⁾では、全道的に暖冬であった2年目を除き3年目と1年目とも凍結指数が600(℃・days)程度である。これは1年目と3年目の凍結土の発生量や凍上量などの気象条件がある程度近いと判断できる。

3. 2 実大盛土

実大盛土は大規模土工現場を想定し、1年目および2年目と同様に大型機械が作業可能な天端施工幅4m、高さ3mの盛土形状とした(図-2)。盛土材は表-2に示す、1年目および2年目に使用した火山灰質礫質砂、礫混じり粘性土質砂、砂質粘土の3種類の土質材料を流用した。盛土は仮置きした盛土材に凍結土が発生する2月上旬に施工をおこない、1年目の試験条件と同様に流用土に発生した凍結土を目視により確認、除去後、21t級ブルドーザーおよび8~20t級タイヤローラーにより盛土敷均し締固めをおこなった。締固め厚さは、図-3に示す、1年目の路体盛土の基準である1層30cmから路床盛土の基準値である20cmにより施工した。これにより完全に除去しきれない凍結土が盛土材に混入した場合、2年目から得られた盛土の品質向上に有効である凍結土の最大粒径が20cm以下に破碎されると考えられる。敷地内には3種類の土質試料ごとに計3体造成した。また、仕上がり厚の違いによる品質比較を行うため、盛土No.1の試料により1層の仕上がり厚30cmのNo.4盛土も同時に造成した。

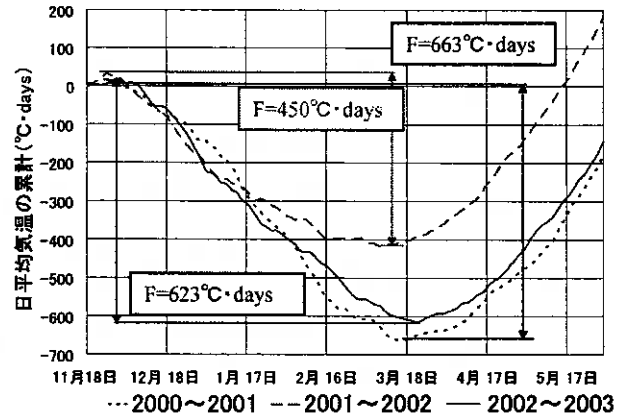


図-1 凍結指数の比較

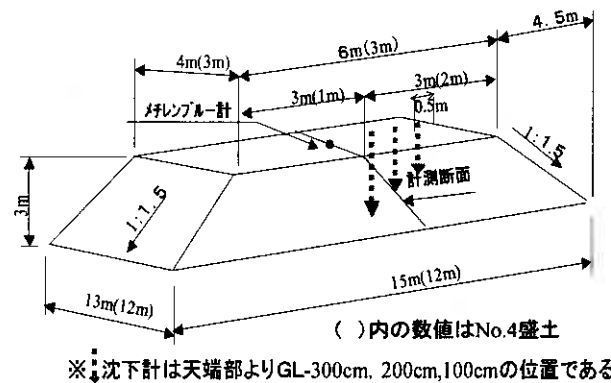


図-2 実大盛土形状

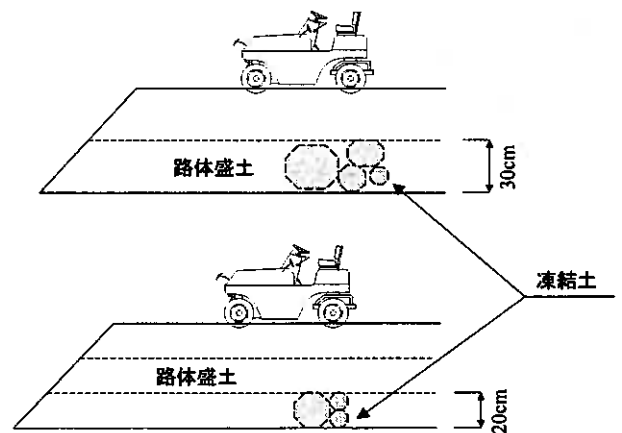


図-3 凍結土の細粒化イメージ図

表-2 盛土材の物性値

盛土No.	土質材料の工学的分類 (試料)	記号	自然 含水比 (%)	土粒子 の密度 (g/cm ³)	粒度分布(%)				最大乾燥 密度 ρ _{dmax} (g/cm ³)	最適 含水比 W _{opt} (%)
					礫分	砂分	シルト 分	粘土分		
盛土No.1	火山灰質礫質砂	SVG	57.79	2.462	29.9	48.8	9.0	12.3	0.958	57.7
盛土No.2	礫混じり粘性土質砂	SCs-G	29.49	2.668	13.2	49.9	19.0	17.9	1.480	24.3
盛土No.3	砂質粘土	CHS	32.26	2.657	4.7	22.9	35.5	36.9	1.470	25.5

表-3 現場計測内容

計測時期	名称	測定方法	計測回数	摘要
施工時	密度測定	砂置換	3回/盛土	
施工後	地中温度測定	熱電対	1回/hr	自動計測
	凍結深さの測定	メチレンブルー計	1回/月	
	盛土の沈下量測定	変位杭	1回/月	
	盛土の出来形測定	実測	1回/月	
取り壊し時	密度測定	砂置換		
年間	外気温	気象観測システム	1回/hr	自動計測

3.3 現場計測

表-3は実大盛土の現場計測の内容である。計測は施工時から7ヶ月経過後の盛土取壊しまで継続的におこなった。盛土沈下量の確認は盛土天端部の変位杭の他に、土中内の深度ごとの沈下量を計測するため、盛土天端から、100mm、200mm、300mmの位置に層別沈下計を設置した。また凍上および凍結土融解による経時的な土中温度変化を把握するため熱電対及びメチレンブルー深度計を土中内に埋設した。盛土締固め度の測定は、現場汎用性のある砂置換法により、1層の締固め厚の違いからNo.1、No.2、No.3盛土は天端部、GL-100、GL-200、No.4盛土は天端部、GL-100、GL-200ごとに現場密度測定を実施した。

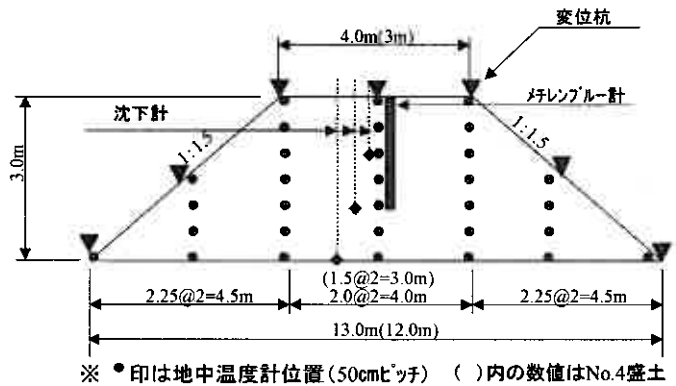


図-4 実大盛土の標準断面図

4. 試験結果と考察

4.1 沈下量の減少

図-5は3年目で1番沈下量の大きい盛土 No.3の施工後の沈下推移グラフである。基盤の圧密沈下を除く盛土沈下は深度の浅い天端部から100cm迄が本体の沈下量の約半分を占めており、他の3盛土も沈下量の差はあるが、同じ傾向を示している。盛土沈下は施工から2ヶ月経過後の4月頃から促進されている。これは図-6に示すように、盛土内の土中温度が大きく上昇した時期と近いことが解る。

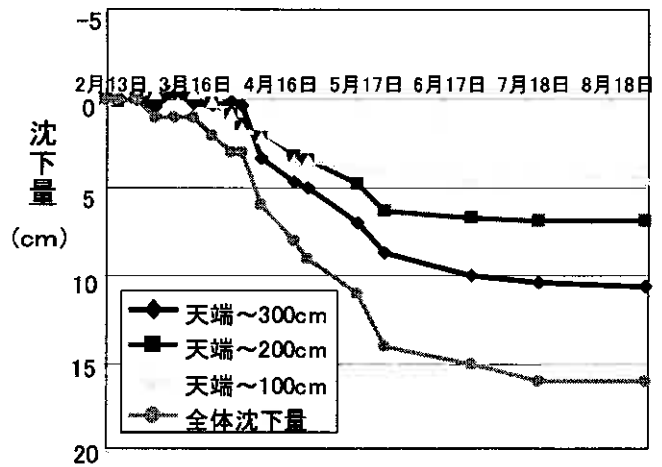


図-5 盛土沈下量の推移 (盛土No.3)

表-4に示す7ヶ月経過後の沈下量はすべての盛土で1年目と比較し40%程度小さくなっている。詳細は後述するが、施工時の凍結土の破碎による盛土締固め度の向上効果が窺える。3年目の締固め厚さを30cmで施工した盛土No.4の沈下量は20cmで施工した盛土No.1の沈下量とほとんど同じ値であるが、これは本実験で用いた火山灰質土は、図-7より2年目と同様に盛土深部では、土中温度が低いため、土中内に融解しきれない凍結土が部分的に残存した⁶⁾可能性があることが推察される。

表-4 施工から7ヶ月経過後の沈下量

冬期施工	1層の転圧厚さ	No.1盛土 (No.4盛土)	No.2盛土	No.3盛土
1年目 (凍結土混入なし)	30cm	16	13	24
3年目 (凍結土混入なし)	20cm	8	8	16
3年目 (凍結土混入なし)	30cm	(7)	-	-

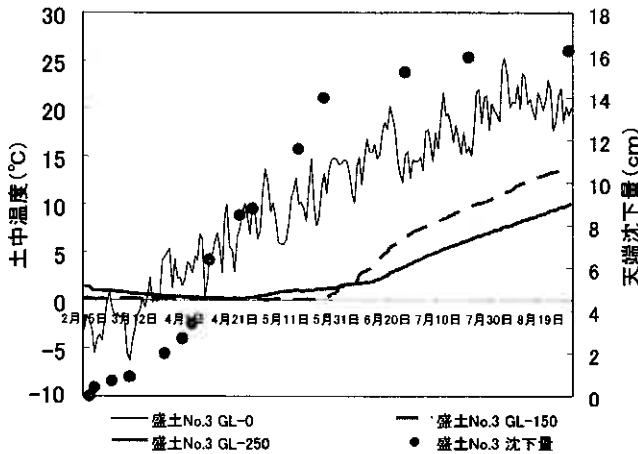


図-6 土中温度と沈下量の関係 (盛土 No. 3)

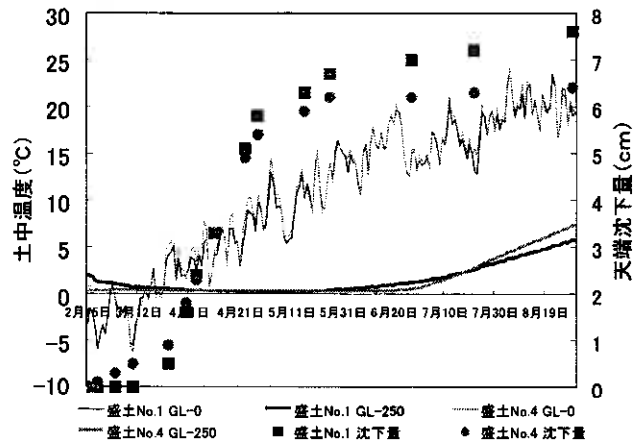


図-7 転圧厚さの違いによる土中温度と沈下量の関係 (盛土 No. 1, 4)

4. 2 施工条件ごとの締固め度の比較

図-8は盛土試料ごとの締固め度の比較グラフである。気象条件などの同一条件下の試験ではないが、1層の締固め厚さ20cmで施工することにより、3盛土とも、1年目の凍結土を混入しないケースで得られなかった施工時の締固め度85%が確保できた。同時期に同一試料を用い、1層の締固め厚さを20cmとした盛土No.1と30cmとした盛土No.4の締固め度では約5%の差が生じた。2年目の凍結土の細粒化による品質向上効果が現場施工時の締固め厚を20cmに施工することにより同様の品質向上効果が得られたと考えられる。これは、薄層化による盛土に伝わる締固めエネルギーの増加と同時に、盛土内の凍結土の細粒化により締固め度の向上効果があると推察される。

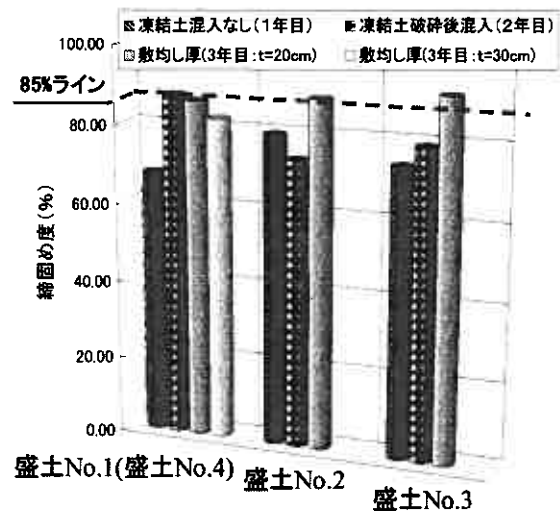


図-8 盛土ごとの締固め度比較グラフ

5. まとめと課題

今回の実大盛土実験により1層の締固め厚さを路体盛土の基準である30cmから路床盛土の20cmまで薄く施工することで、盛土品質基準である締固め度85%の確保が可能となった。気象条件による違いはあるが、盛土沈下量についても、すべて土質において小さくする効果があったと考えられる。今後はコストおよび盛土の重要度などから、現場使用条件を定めることが必要と考えられる。

参考文献

- 1) 川西 是・能登繁幸・奥田 稔; 土工の通年施工に関する研究(第5報), 第28回北海道開発局技術研究発表会論文集, pp.73-84, 1984.2
- 2) 櫻庭 満・西川純一; 冬期土工の品質と凍結土混入の影響, 第37回地盤工学研究発表会講演集, pp1163-1164, 2002.7
- 3) 北海道開発協会; 平成15年度版 北海道開発局 道路・河川工事仕様書, pp2-317, 2003.4
- 4) 渡邊栄司・西川純一; 凍結土混入による冬期土工の品質について, 第38回地盤工学研究発表会講演集, pp1323-1324, 2003.7
- 5) 日本道路協会; 道路土工・排水工指針, pp230-237, 1987.6
- 6) 櫻庭 満・西川純一; 冬期土工に及ぼす凍結土の影響, 第42回地盤工学会北海道支部技術報告集, pp267-272, 2002.1

堆積構造異方性地盤の流動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 正会員○川村 志麻
 北海道大学大学院 正会員 三浦 清一
 北日本港湾コンサルタント(株) 正会員 林 秀人
 室蘭工業大学大学院 学生員 佐々木徹也

1. はじめに

堆積構造異方性が地盤の支持力-側方変形特性に影響を及ぼすことは、多くの研究者(例えば 1),2),3),4))によって明らかにされている。筆者らは、単調中心載荷条件や単調偏心載荷条件下の支持力-側方変形特性に及ぼす堆積構造異方性の影響を定量化し、異方性、地盤密度及び構造物幅によらない変形パラメータを確立してきた^{5),6)}。そのパラメータに基づいて、沈下量から側方変形挙動や支持力動員度を推定できる式^{5),7)}を提案し、式の有効性を模型実験より確かめている。さらに、繰返し荷重場においても異方性の影響を把握することが重要であることを指摘した⁶⁾。

本研究では、まず単一方向から繰返し荷重を受ける構造物支持地盤の強度-側方変形特性に及ぼす異方性の影響を種々の異方性地盤を用いて明らかにし、その結果と単調載荷試験結果⁶⁾に基づいて、任意荷重条件下にある構造物-地盤系の異方性による繰返し強度(支持力)の変化を定量化した。次に、波浪のような繰返し荷重を受ける構造物がロッキングしながら沈下する場合についても同様な検討を行い、構造物-異方性地盤の流動変形方向を決定する支配要因を明らかにした。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具体的な方法を提案している。

現在、支持力向上のための1つの方法として、沿岸域ではサクション基礎⁸⁾やスカート基礎^{9),10)}のような根入れを有する基礎形状が広く用いられている。特に、ここでは実験で得られた側方流動変形の発達方向に基づいて、構造物下に側壁を付設し、その付設方向と付設効果との関係を調べている。同様に、矢板を設置した場合についても併せて検討している。得られた結果より、地盤の堆積条件を考慮した合理的な地盤破壊防止策が議論されている。

2. 試験装置と模型地盤作製方法

一連の試験は、繰返し載荷が可能な装置^{5),6)}を用いて行われている。その全体図を図-1に示す。この模型土槽の内寸法は幅 2,000mm、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。

模型地盤は豊浦砂($\rho_s = 2.65\text{g/cm}^3$, $\rho_{d\max} = 1.648\text{g/cm}^3$, $\rho_{d\min} = 1.354\text{g/cm}^3$)を昇降可能なサンドホッパー(高さ 640mm、頂角 30° 、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¹¹⁾。ホッパー底部には最大 20mm まで可変可能なスリットが取り付けられているので、その移動速度を 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¹²⁾。

- (1) 二次元平面ひずみ模型土槽を所定の角度 θ 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り付け、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

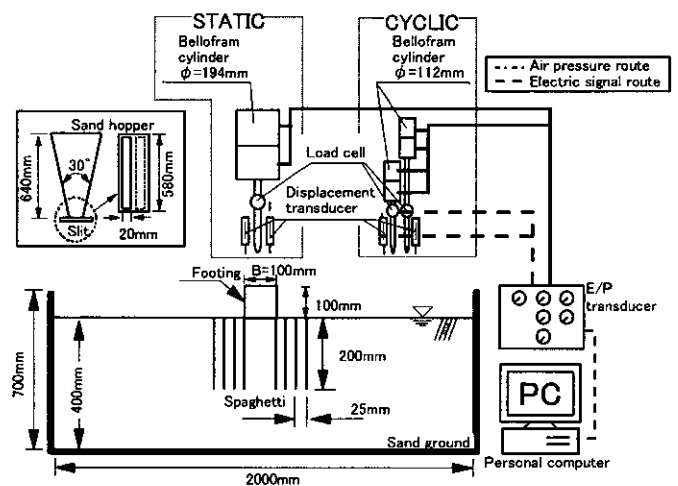


図-1 試験装置図

Characteristics of sand flow failure of anisotropic ground and a countermeasure method against its ground failure:
 Shima Kawamura (Muroran Institute of Technology), Seiichi Miura (Hokkaido University), Hideto Hayashi
 (North Japan Port and Harbor Consultant, Co., Ltd.), Tetsuya Sasaki (Muroran Institute of Technology)

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ので, Terzaghi の支持力解から得られる塑性流動域がこの範囲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 β (反時計回りを正) が 45, 60, 90 になるように地盤を作製した. なお, 相対密度 Dr 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¹³⁾. 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 50mm)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 100mm, 高さ 100mm, 奥行き 580mm, 質量 13.2kg 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.

繰返し鉛直載荷装置は 2 個のペロフラムシリンダーを有し, 模型構造物に任意の正弦波荷重を与えることが可能になっている. 各ロッドにはそれぞれ変位計とロードセルが具備され, 変位量および荷重が計測されている.

地盤内の側方変形量は, 直径 1.9mm のスパゲッティ^{9),14)}を模型構造物の底端点から鉛直方向に 25mm 間隔で左右対称に 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 25mm 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 は用いた変形量の定義を示している. まず, 鉛直載荷装置に設置されている変位計で測定される左右の鉛直変位量 Y_L , Y_R と変位した構造物との幾何学的関係から, 模型構造物の左右の沈下量 S_{VL} , S_{VR} を算出している. ここでは, これらの卓越した方の沈下量を S_{Vmajor} , それらの差を不同沈下量 S_{Vdif} ($=S_{VL}-S_{VR}>0$) と定義した. なお, S_{Vmajor} と S_{Vdif} は模型構造物の幅 B により正規化され, 用いられている.

本研究では, 左右のスパゲッティの変位量の最大値を δ_L , δ_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_δ (mm^3/mm), 沈下土量 V_ρ (mm^3/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_δ/V_ρ と称し, 地盤内変形の指標とした^{5),6)}.

また, 異方性を表す尺度として, 最大主応力方向 α (反時計回りを正, 図-3 参照) と堆積面 β とのなす角 ψ ($=|\beta - \alpha|$) を考察に用いている. 特に偏心載荷条件の場合では, 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 解から各応力値を算出し, 偏心載荷場の主応力方向 α を求めている⁶⁾. この α は深さ方向によって変化するので, 単調載荷試験で得られた塑性くさびの頂点が構造物直下約 100mm 地点であること^{5),6)}を考慮し, 100mm 地点の α を偏心載荷試験の代表値として用いている. なお, 本研究で対象となる $e/B=0.3$ の α は, $\pm 9.1^\circ$ である⁶⁾.

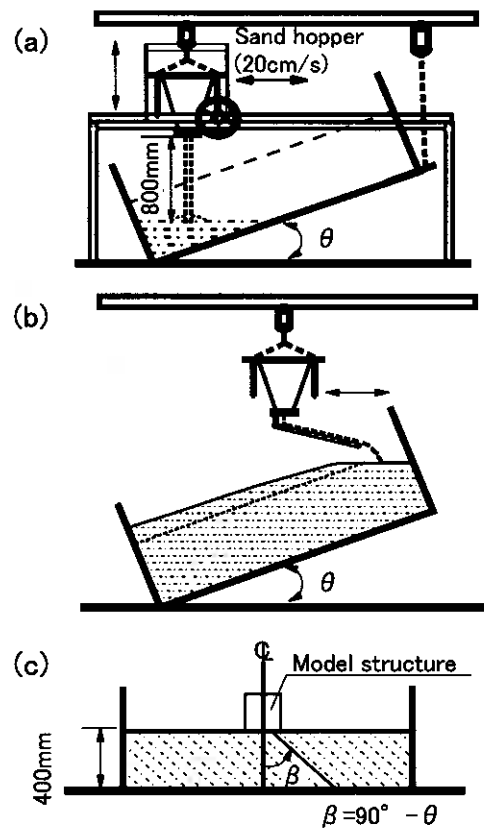


図-2 異方性地盤の作製方法

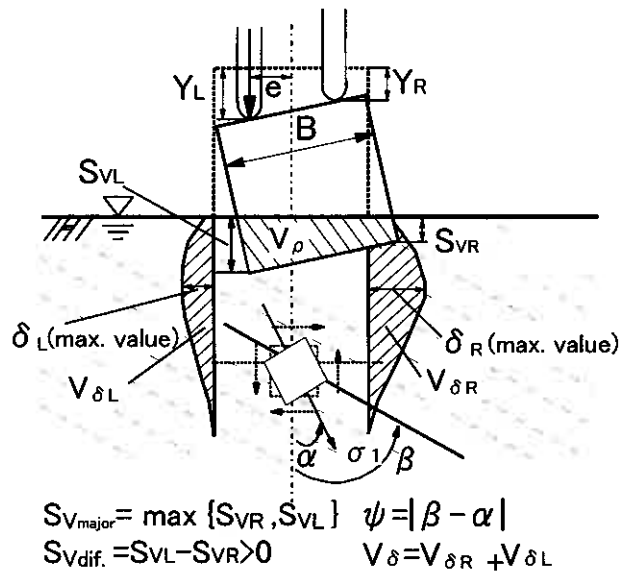


図-3 変形の定義

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、一連の繰返し載荷試験が実施された。中心載荷条件と偏心載荷条件の下で試験が行われている。

載荷方法を図－4 (a), (b)と(c)に示す。中心載荷試験 (Cyclic Central Loading Test:以下 CCL と略称) では、単一方向より半正弦波荷重 (片振幅応力: $\sigma_v = P_v/A$) を模型構造物に図示のように与えている ((a)図参照)。偏心載荷試験 (Cyclic Eccentric Loading Test:以下 CEL と略称) では、CCL 試験と同様、偏心度 $e/B=0.3$ の下で半正弦波荷重を与えている((b)図参照)。繰返し交互載荷試験(Cyclic Alternate Loading test:以下 CAL と略称)では半正弦波荷重 (片振幅応力: $\sigma_v = P_{vL}/A = P_{vR}/A$) を構造物に交互に与えている。 e/B は 0.3 である。なお、載荷 1 波目の方向が左側から始まる試験を CAL-L 試験(c)図参照)、右側から始まる試験を CAL-R 試験としている。各試験いずれも周期 T は 4 秒である。ここで偏心距離 e (図－3参照) は模型構造物の中心から載荷点までの距離として定義されている。

本研究では、支持力向上のための方法を提案するために、まず側壁基礎の力学挙動を調べている。過去の研究¹⁴⁾では、図－5 (a)に示すように根入れ深さ lw と根入れ幅 tw を変化した実験を行っている。その結果に基づいて、ここでは最も破壊防止効果の高い形状 (構造物の幅 100mm に対して、根入れ深さ $lw=50\text{mm}$, 根入れ厚さ $tw=3\text{mm}$, 奥行き 580mm の鉄板) を採用し、種々の異方性地盤における側壁付設効果を調べた。また、付設方向の相違による効果の変化を調べるために、片側のみ側壁を付設した条件 (CAL-LW: 左側, CAL-RW: 右側) と両側に付設した条件 (CAL-SW) の 3 ケースの試験を行っている。なお、これらの試験では載荷 1 波目の方向を左側に統一している。

また、矢板を挿入することによる設置効果も調べている。矢板は厚さ 3mm, 奥行き 580mm の鉄板であり、過去の研究¹⁴⁾でその設置効果が認められた塑性流動過渡領域のほぼ中間地点、すなわち構造物底端点から 70mm に設置されている。その根入れ深さは、実験で確認されたすべり線をカバーできるように、ここでは 100mm としている。本試験では、異方性による側方変形の相違に起因する設置効果の変化を明らかにするために、矢板を鉛直方向両側(CAL-SP)と右側(CAL-RP)に挿入した場合について試験を実施した((b)図参照)。なお、試験中の矢板の変位は拘束していない。

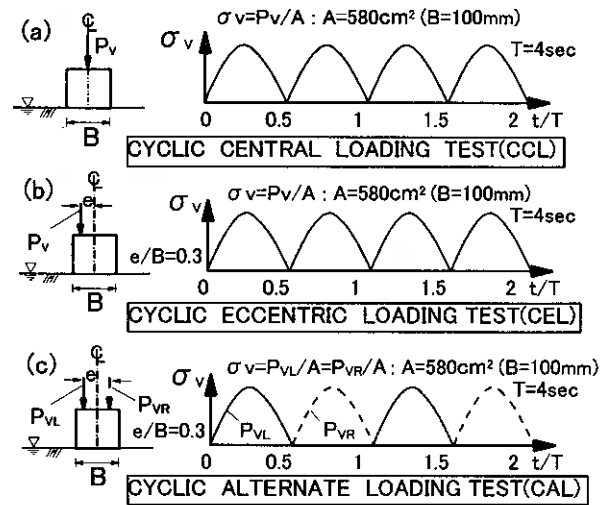
以下の考察では、偏心度 e/B は構造物設置時の初期値を採用している。なお、過去の単調載荷試験では構造物の幅 B に対する沈下量の比 $S_{v\text{major}}/B$ が 0.25 以上になると基礎端部の浮き上がりを生じ、初期の偏心度が満足できなくなるために、繰返し載荷条件においても $S_{v\text{major}}/B$ は 25% までとしている。

4. 試験結果と考察

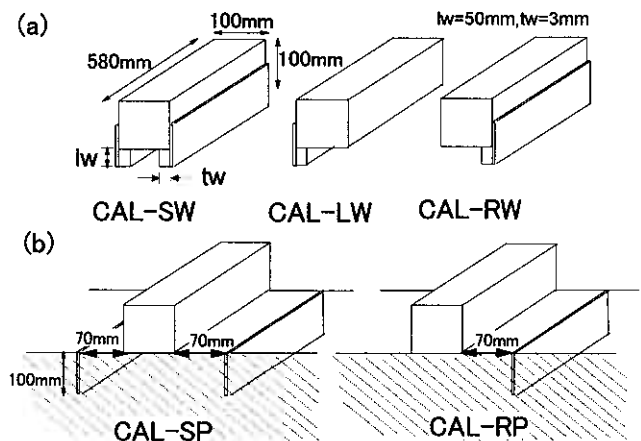
(1) 繰返し中心、偏心載荷条件下の強度－変形特性 (CCL, CEL 試験結果)

単一方向からの繰返し荷重を受ける地盤の強度－側方変形特性を明らかにするために、まず CCL 試験と CEL 試験の力学挙動について述べる。

図－6 (a)と(b)は、CCL 試験と CEL 試験における繰返し鉛直応力 σ_v と沈下量比が $S_{v\text{major}}/B=3, 5$ と 10% に至るに必要な繰返し載荷回数 N_c との関係を示したものである。なお、地盤の堆積角 β は 90, 60 と 45° である。両試験ともに異方性の違いによって、所定の沈下量比に至るに必要な載荷応力が変化している。このように繰返し荷重場では、同一回数で比較した場合、所定の変位レベルに至るに必要な繰返し応力に影響が現れている。以下では、沈下量比 $S_{v\text{major}}/B$ が 0.1 に至った点を基準とし、 $S_{v\text{major}}/B=10\%$ の曲線の収束値を繰返し強度 σ_{vu} と定義して考察に用いている。この定義は、水平層理地盤 (ここでは $\beta=90^\circ$ 地盤) に関する一連の模型試験結果^{13),14)}において、繰返し強度は所定の沈下量比曲線に収束することが示されていること、建築基礎構造設計指針¹⁵⁾において、基礎幅の 10% 程度にて極限支持力が発



図－4 試験方法



図－5 試験で用いた地盤破壊防止策: (a)側壁と(b)矢板の形状

揮されることが指摘されていることから、それらの事実に基づいて決定されている。

上述の繰返し強度に与える堆積構造異方性の影響は、次のようにまとめられる。図-7は、各試験における繰返し強度 σ_{vu} を各偏心率の $\beta=90^\circ$ の繰返し強度によってそれぞれ正規化した値と、堆積角 β と最大主応力方向 α とのなす角、すなわち ψ との関係を示している。併せて同一偏心率における単調载荷試験結果 θ も記載している。図より、CCL試験($e/B=0$ 条件)では、正規化支持力値は ψ の減少とともに低下する傾向にあることがわかる。

一方、偏心载荷試験では e/B が高くなることによって、支持力は $\psi=35\sim 45^\circ$ において最小値を示している。これは単調载荷試験で得られた結果 θ と同様であり、最大主応力方向と堆積面とのなす角が、ある角度で最小値を示す傾向 θ, θ, θ と類似している。このことは、本試験のような繰返し载荷条件下においても異方性による支持力の変化を ψ によって評価できることを示すものであろう。このように、例えば ψ と水平層理地盤($\beta=90^\circ$ 地盤)の繰返し強度が明らかになれば、任意荷重条件下の異方性地盤の繰返し強度は推定可能となる。

図-8(a)と(b)はCEL試験の代表的な地盤変形状況を示している。それぞれ沈下量 SV_{major} が10および20mm時の変形である。図より、地盤が側方に流動しながら変形する様子が伺える。しかしながら、異方性の度合いが異なることによって、その変形挙動に相違が認められる。例えば、 $\beta=90^\circ$ 地盤の δ_R は 45° 地盤のものより大きいようである。

この結果に基づいて、土量比 V_s/V_p と沈下量の関係を図-9に示した。異方性の違いや载荷条件の違いによって、その収束値は変化しているが、従来と同様 θ, θ 、増加(支持力の動員)から一定値になる(完全塑性流動が起こる)双曲線的な挙動を示している。

この土量比 V_s/V_p を ψ の関係として整理したのが図-10である。単調中心(SCL)と偏心(SEL)载荷試験結果 θ に加筆して示している。SCLとCCL試験以外では、 ψ の減少とともに土量比も減少する傾向にある。すなわち、ある ψ において最小値を示し、その後、増加に転じる傾向を示している。これは前述した繰返し強度や支持力の変化と一致している。SCL, CCL試験では $\psi < 45^\circ$ の地盤の試験が実施されてい

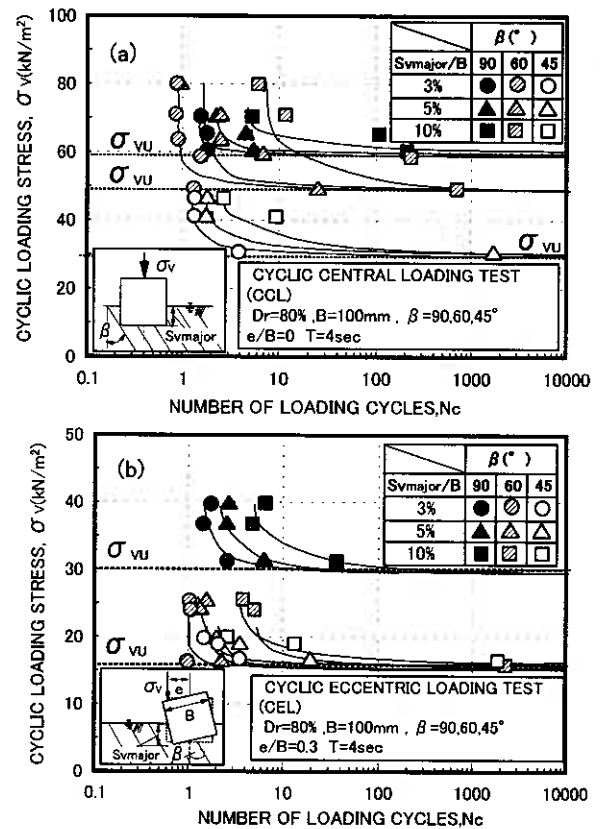


図-6 繰返し応力と回数の関係:(a)CCL試験、(b)CEL試験

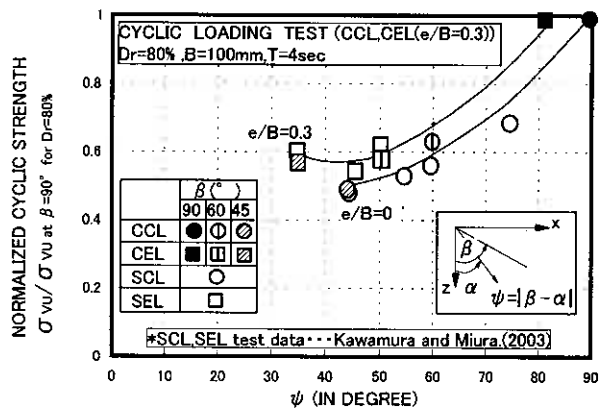


図-7 異方性に起因する繰返し強度の変化

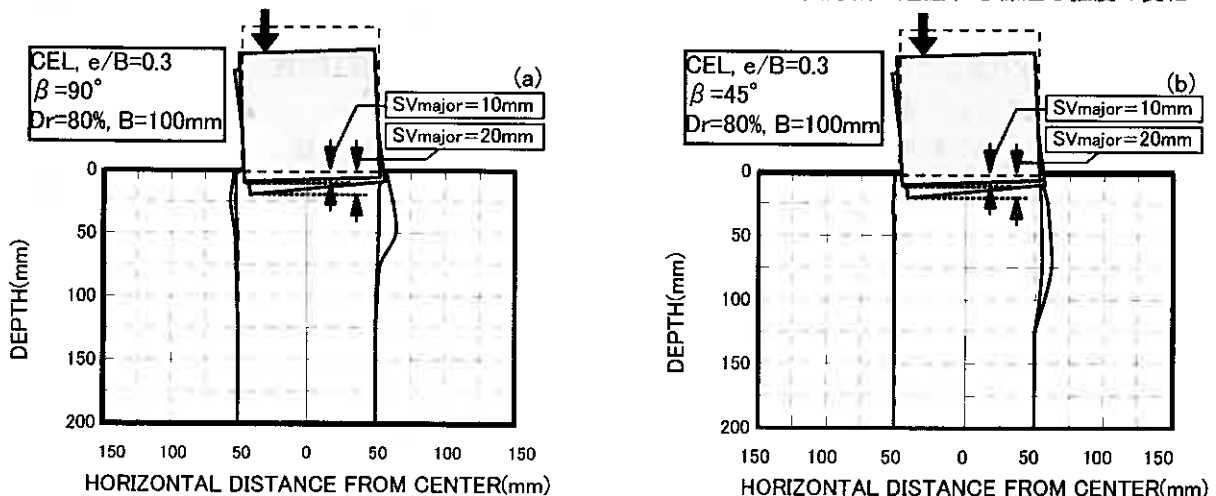


図-8 CEL試験の地盤の変形状況:(a) $\beta=90^\circ$ 、(b) $\beta=45^\circ$

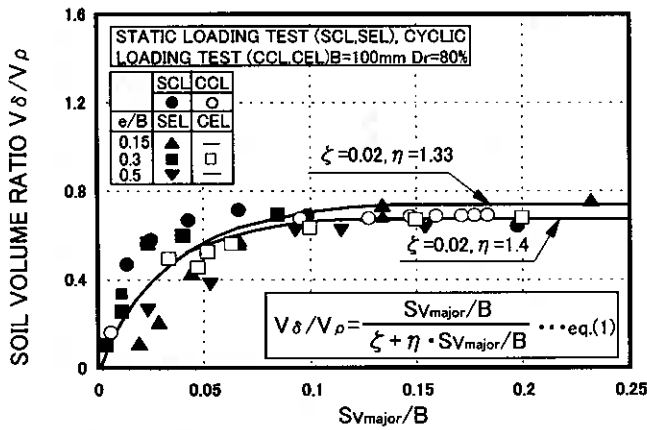


図-9 土量比と沈下量の関係

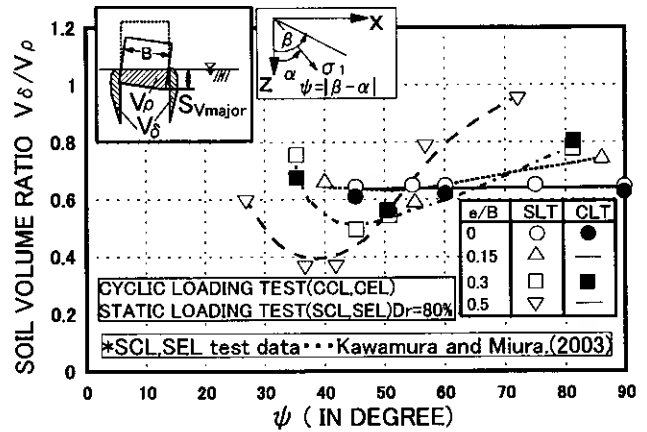


図-10 土量比とψの関係

いため、その詳細は不明だが、少なくとも繰返し強度と土量比の間には一義的な関係が存在するようである。それゆえ、土量比は繰返し強度の動員度の推定及び地盤破壊有無を判定するのに有効な指標になるようである。既往の研究^{6),7)}では、沈下量から土量比を図-9に示した近似式(1)より求め、支持力動員度と側方変位量を推定する式を提案している。今後は、これらの関係が実際のフィールドでも適用可能であるかを検討する必要がある。

(2)繰返し交互载荷条件下の強度-変形特性(CAL試験)

ここでは、繰返し荷重を受け、構造物がロッキングするような場合の地盤強度及び側方変形の特徴について調べた。

図-11は、β=90, 60と45°地盤における繰返し強度を示したものである。本研究では、载荷方向が地盤の強度-変形特性に影響を及ぼす可能性があるため、载荷1波目の方向を左右逆転させた2種類の試験(1波目の方向が左側: CAL-L, 1波目の方向が右側: CAL-R)を行っている。

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。これは異方性の影響が繰返し交互試験においても存在していることを示すものである。また、载荷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-12(a)と(b)は各試験の沈下量 Svmajor=10, 20mmにおける地盤内変形を示したものである。異方性の影響によって左右の側方変形挙動に差が認められるものの、両試験ともに同様な形状を示している。しかしながら、CAL-Lの側方変形はCAL-Rのものとは比べて大きくなっている。

左右の側方変位量 δL, δRと沈下量の関係を図-13に示した。各試験ともにδRに差は見られない。しかしながら、δLではCAL-Rのものが小さくなっている。すなわち载荷方向の違いによって左側の側方変形量に差が生じている。

図-14(a)と(b)は、β=60°地盤の沈下土量 Vp及び側方流動土量 Vδと沈下量の関係を示したものである。なお、単中心载荷(SCL)試験結果⁶⁾も加筆している。図より、VpはSCL, CCLとCAL-L試験においてほぼ同値を示しているが、CAL-R試験では他の試験と比べてVpは減少していることがわかる。また、側方流動土量 VδにおいてもCAL-R試験のものは減少している。このように载荷方向の相違によって、同一堆積条件においても沈下形態及び側方流動挙動に変化が現れるようである。

図-14で得られた結果に基づいて、土量比-沈下量の関係を示した(図-15参照)。強度の変化と同様、強度の低いCAL-Rの方が小さな値を示している。

次に、構造物の沈下方向と異方性の関係を調べてみた。図-16は各試験における载荷応力に対する不同沈下量 Svair/Bの関係を示したものである。ここで各データは载荷回数 Nc=2000回時のものを採用している。なお、構造物の不同沈下量は、Svair/B>0の条件では左側に、Svair/B<0では右側に進行するものとして定義されている。図より、β=45と90°の地盤では、载荷応力の増加に伴って右側に沈下していることがわかる。一方、β=60°地盤では载荷方向や载荷応力によらず、ほぼ左側に沈下している。特に、CAL-R試験では、载荷応力が増加するに従って不同沈下量は線形的に増加しており、より強い構造異方性の依存性を

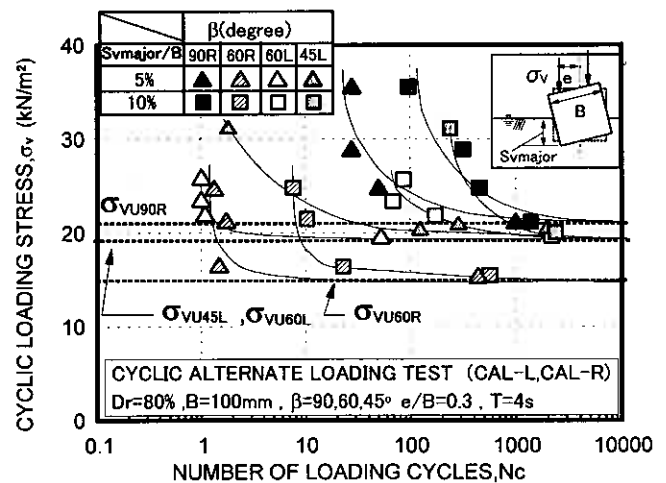


図-11 繰返し応力と回数の関係(CAL試験)

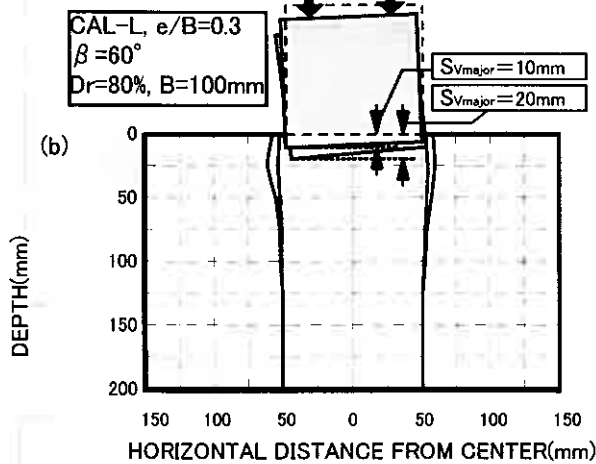
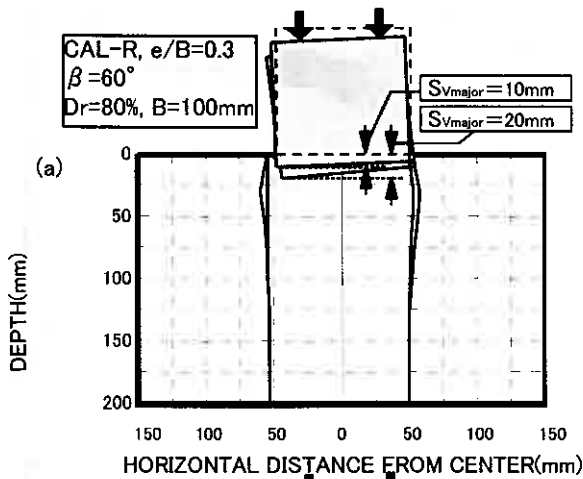


図-12 CAL試験の地盤の変形挙動：(a) CAL-R, (b) CAL-L

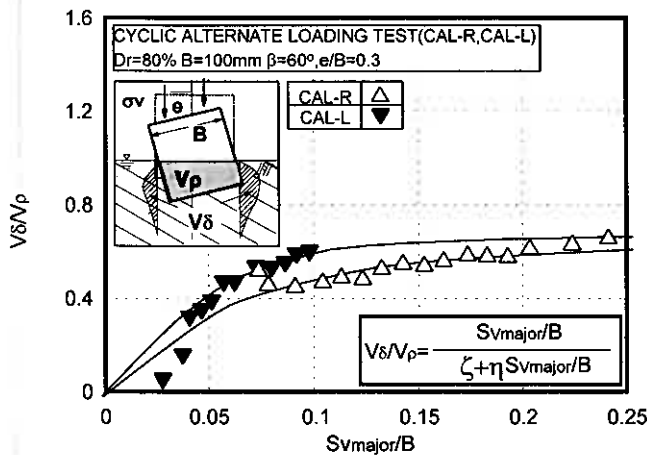


図-15 土量比と沈下量の関係

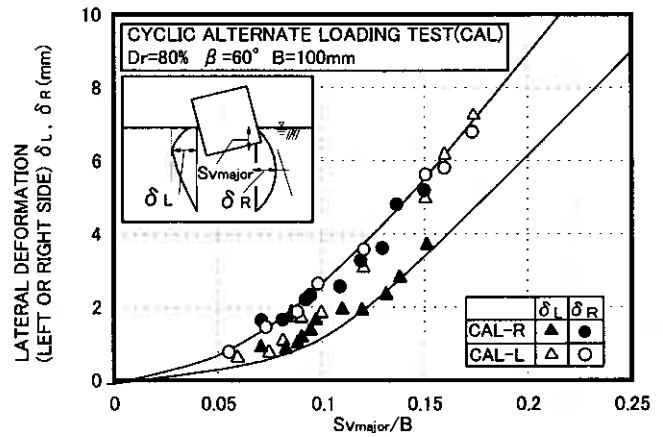


図-13 左右の側方変位量と沈下量の関係

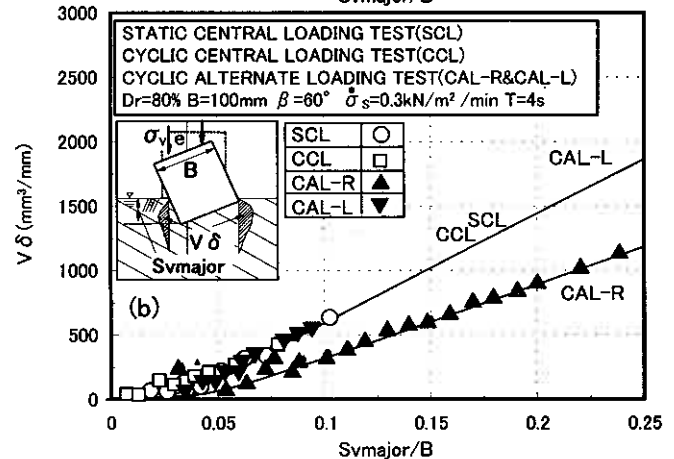
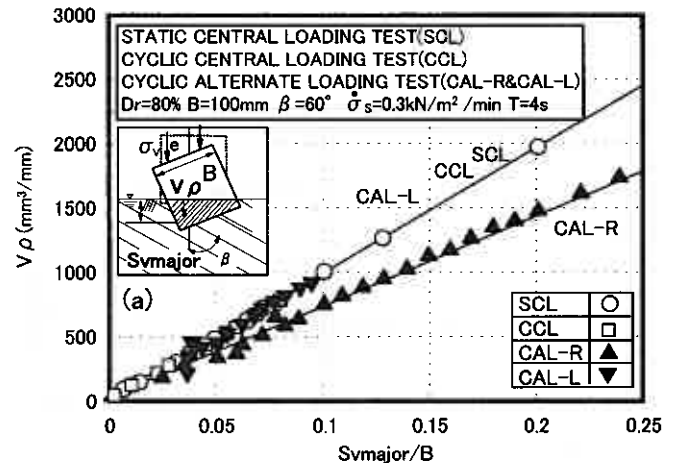


図-14 土量と沈下量の関係：(a) 沈下土量 $V\rho$, (b) 側方流動土量 $V\delta$

示すようである。このように構造物の沈下方向は、荷履歴と堆積構造異方性の影響によって変化するようである。

このことをさらに詳細に調べてみた。図-17 と図-18 は、各試験の不同沈下量、繰返し荷による地盤の変形係数 E (E_L :構造物下左側, E_R :構造物下右側) と沈下量の代表的な関係を示したものである。ここで変形係数は、各荷応力の増分 $\Delta\sigma_v$ をその時に生じる左右の鉛直ひずみ $\Delta(S_{vL}/H_s)$ または $\Delta(S_{vR}/H_s)$ (\because 各沈下量/地盤層厚 H_s , 本試験では $H_s=400\text{mm}$) で除した値として定義されている(図-18 挿入図参照)。図-17 より、 $\beta=90^\circ$ 地盤では荷1波目の影響により沈下は右側に進行するが、最終的に不同沈下はほとんど生じていないことがわかる。また $\beta=45^\circ$ 地盤では、沈下は堆積面の方向とは逆の右方向に進行し、一方、 $\beta=60^\circ$ 地盤では荷方向によらず、左側に進行している。これは、例えば図-18 に示すように、hardening が開始される左右の沈下量の相違に起因しているようである。一方、変形係数の比較では、左右の E の大小と側方変形方向の間に明確な正の相関は、本試験では認められなかった。

荷1波目の方向の ϕ と hardening が始まる時点の沈下量の関係を示してみた(図-19 参照)。同一 ϕ において沈下量

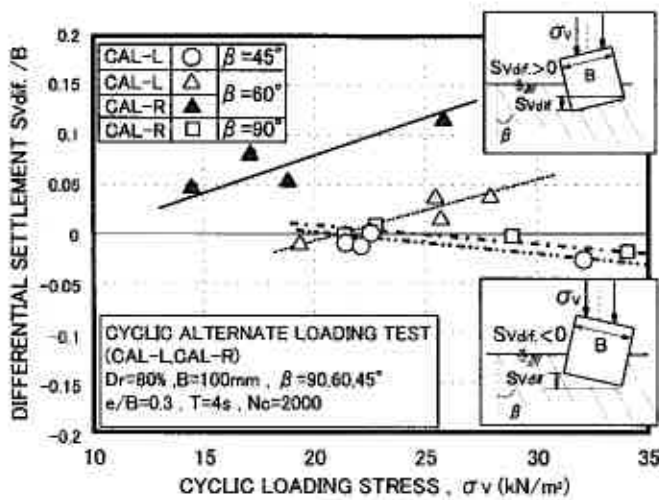


図-16 不同沈下量と載荷応力の関係

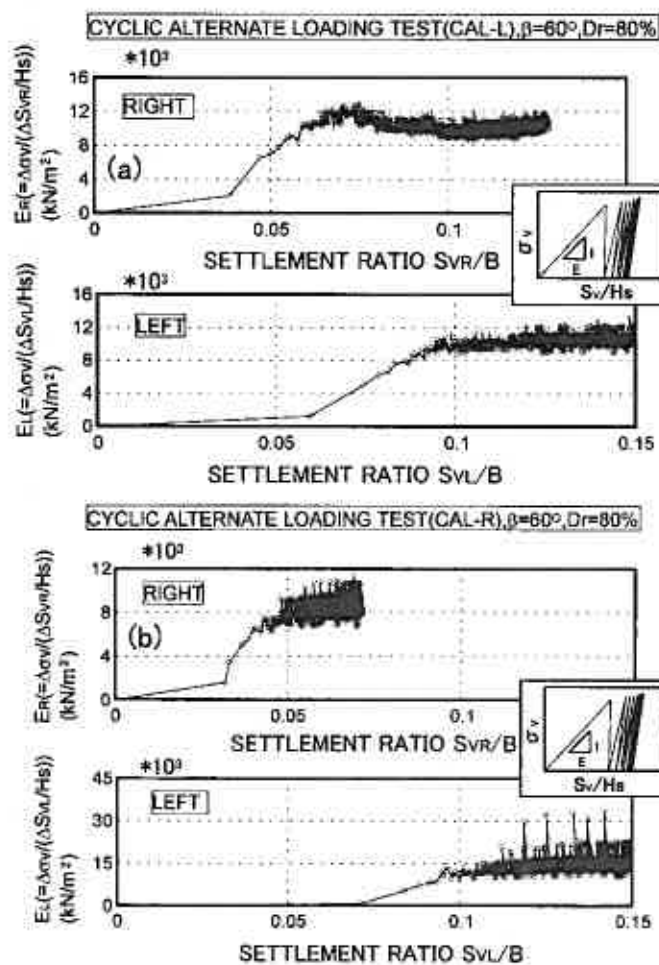


図-18 左右の変形係数と hardening 挙動の発生状況 ($\beta=60^\circ$): (a) CAL-L, (b) CAL-R

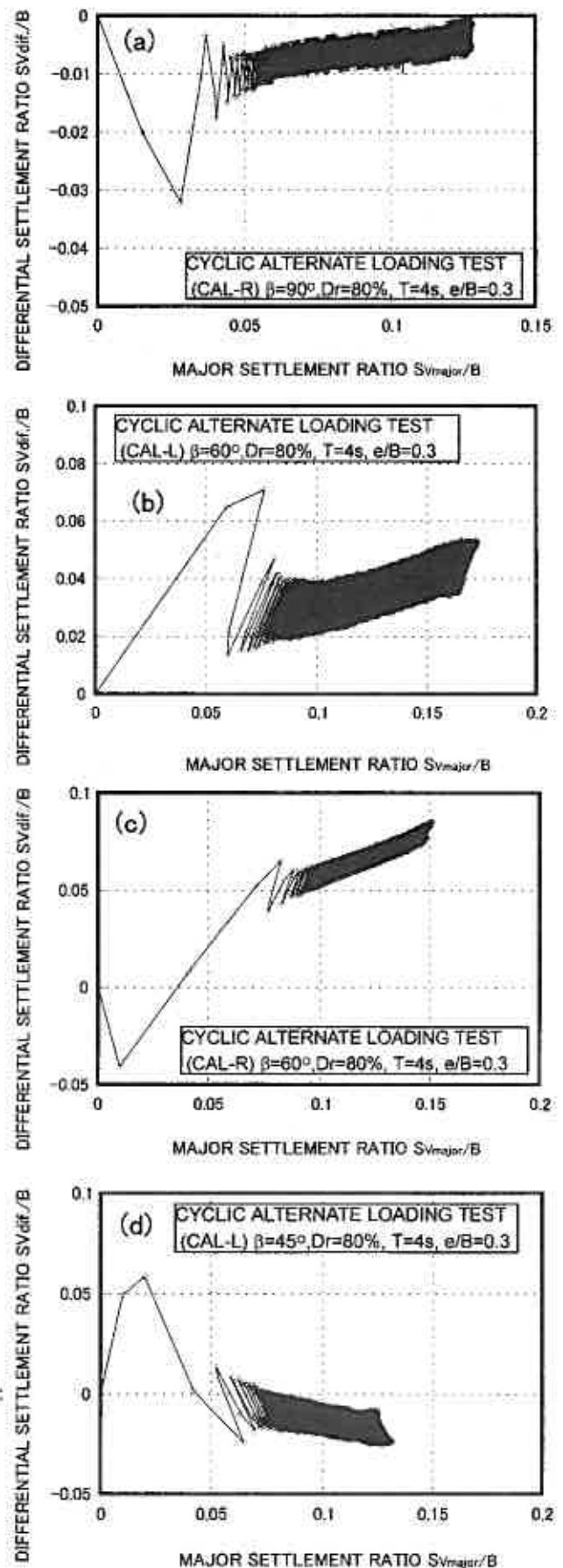


図-17 沈下の進行に伴う不同沈下量の発達状況:
(a) CAL-R, $\beta=90^\circ$, (b) CAL-L, $\beta=60^\circ$
(c) CAL-R, $\beta=60^\circ$, (d) CAL-L, $\beta=45^\circ$

にばらつきはあるが、これは載荷応力の大きさに起因したものであり、載荷応力が大きくなれば沈下量も大きくなる。例えば、各 ϕ における沈下量の最小値は、繰返し強度（収束値）におけるデータを示している。 ϕ が小さくなるにつれ、大きな沈下量で **hardening** が起っている。特に $\phi=50^\circ$ 付近では沈下量は最大値を示し、その後減少した。このことは、 $\beta=45^\circ$ の場合には構造物左側の地盤の ϕ が 35.9° であるのに対し、右側の ϕ は 54.1° になるので、沈下は ϕ の大きい方向（**hardening** 開始時の沈下量が大きい方向）、すなわち堆積方向とは逆側（右側）に進行することを意味している。

以上のことから、本試験の範囲では、構造物のロッキング沈下に起因する地盤の側方流動は、 β と α の関係によって変化する地盤内左右の ϕ のうち、 $50^\circ < \phi < 90^\circ$ では ϕ の小さい方に、一方で $\phi < 50^\circ$ であれば ϕ の大きい方向に進行することが明らかにされた。Park and Tatsuoka¹⁶⁾は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 ϕ が小さくなるにつれて大きくなり、ある値でピークを示すことを明らかにしている。本試験の変形と強度の定義が、彼らの研究の定義とは異なっているので正確な比較は出来ないが、いずれにしてもその傾向は本成果を支持するものであろう。

よって、構造物の沈下方向を推定することができれば、側方流動が起こるような構造物支持地盤の破壊を合理的に防止できることが可能になると言える。

(3)側壁基礎の力学挙動とその設置効果

ここでは、構造物基礎の支持力向上化のために設けられた側壁基礎の力学挙動を調べた。側壁基礎は、例えば神戸港に用いられているサクシオン基礎⁹⁾のような根入れを有する構造物基礎や、重力式プラットフォームに用いられているスカート基礎^{9,10)}のように、支持力や滑動に対する付設効果が期待できる。過去の研究成果¹⁴⁾に基づいて、異方性地盤における側壁基礎の設置効果を定量化し、地盤の堆積構造異方性を考慮した地盤破壊防止策を本模型実験より検討した。

図-20は、側壁を構造物の両側に付設(CAL-SW)した場合と片側に付設した場合(左下設置 CAL-LW と右下設置 CAL-RW)の試験で得られた繰返し応力 σ_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 σ_{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-LW では、沈下方向(側方流動方向→左側)に対して、流動阻止の方向(左側)に側壁を付設しているが、その強度は CAL-RW のものより低い。後述する図-22の挿入図に示すように、強度増加は少なくとも側壁に作用する受働抵抗側の堆積構造の違いに起因する変形阻止効果の変化によって影響を受けるようである。

一方、同一付設条件での堆積条件(異方性)の違いによる強度の比較(σ_{vULW})では、側壁付設によってその強度はほぼ

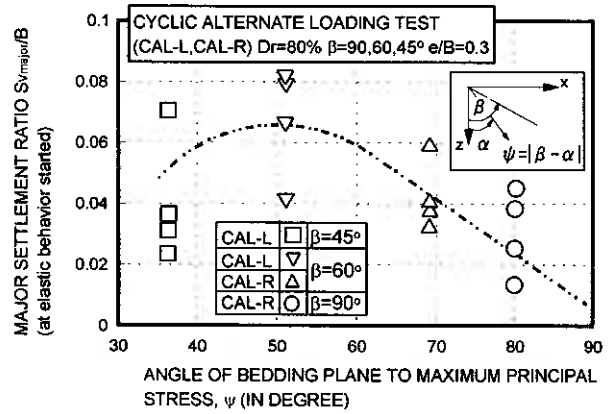


図-19 hardening 開始時の沈下量と ψ の関係

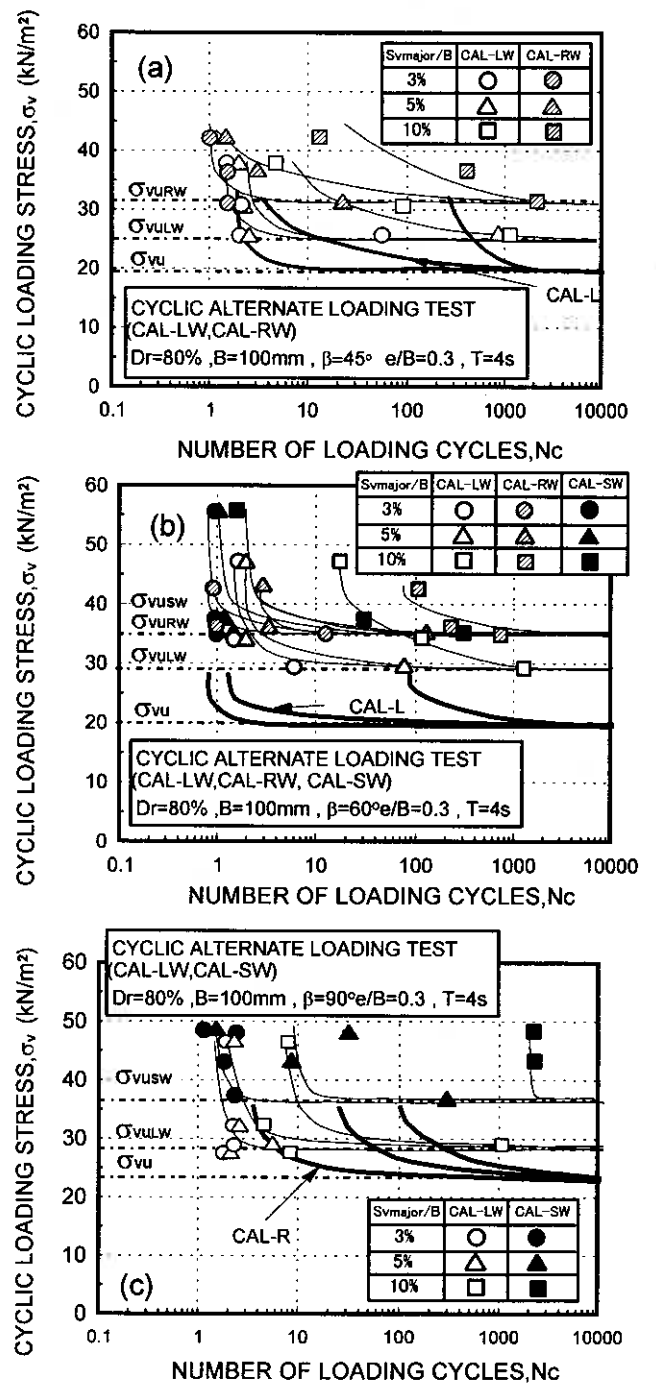


図-20 側壁有無による繰返し強度の変化: (a) $\beta=45^\circ$, (b) $\beta=60^\circ$, (c) $\beta=90^\circ$

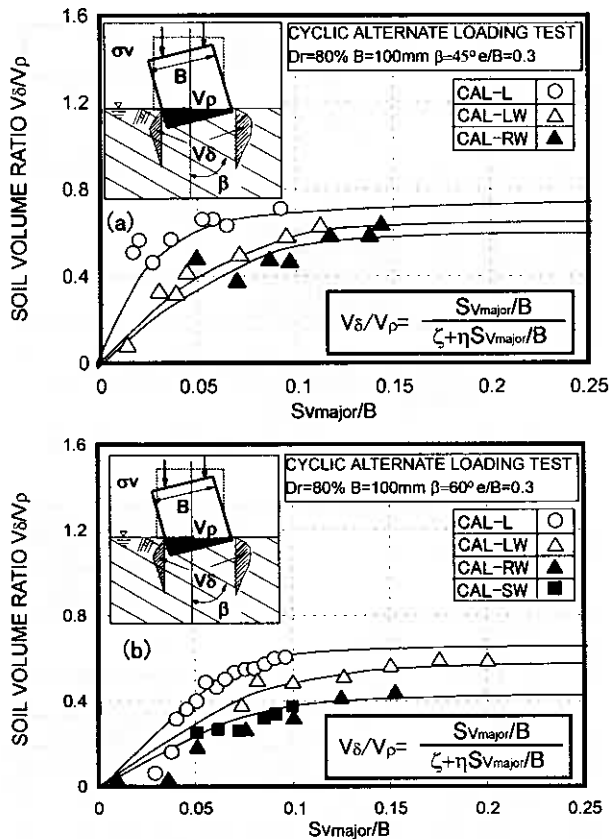


図-21 側壁有無による土量比の変化: (a) $\beta=45^\circ$, (b) $\beta=60^\circ$

同程度(25~28kN/m²)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-21 に土量比-沈下量比の関係を示した。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。既往の研究¹⁴⁾からも明らかなように、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。

図-22 は、繰返し回数 $N_c=500, 1000, 2000$ 時の繰返し強度 σ_{vu} を側壁無しの場合で正規化した値と、地盤の堆積面と側壁とのなす角 ω (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場合でかつ $\beta=60^\circ$ の場合には、挿入図(a)に示すように、 ω は 120° になる。また、両側側壁では左右の ω のうち、小さい値をとるものとする。図より、 ω が 45° から 90° に増加するとともに、強度増加率(σ_{vu}/σ_{vu} without side wall) は減少し、 ω が 90° 以上では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等の値になることは非常に興味深い。以上のことから、地盤の堆積構造異方性と側壁設置方向を考慮することで、構造物基礎のより合理的な設計が可能になると言える。

(4) 矢板の設置による強度増加

ここでは、矢板の設置による繰返し強度の変化を調べるために、2, 3 の模型試験(CAL-L)を行った。図-23 は $\beta=60^\circ$ 地盤における側壁有無の場合と側方変形方向に矢板を設置した場合の繰返し強度の比較を示したものである。矢板を設置することによって繰返し強度は増加している。両側設置の場合の強度(CAL-SP)は、側壁基礎における CAL-SW および CAL-RW 試験の結果とほぼ同値であった。一方、側方流動が卓越する方向に矢板を設置した場合(CAL-RP)では、両側に設置した場合の強度と比べて、その値は若干下回っているものの、その差は小さいようである。図-24 は矢板設置による土量比の変化を示している。矢板設置による強度増加の傾向とは逆に土量比の増加が認められ、 $\beta=90^\circ$ 地盤ものは逆の結果¹⁴⁾になった。このことは $\beta=60^\circ$ 地盤の矢板設置の場合では、沈下初期に側方への圧縮変形が矢板無しのものに比べて早く進行することを意味している。その結果、変形の進行に伴う土塊の硬化がより進行し、流

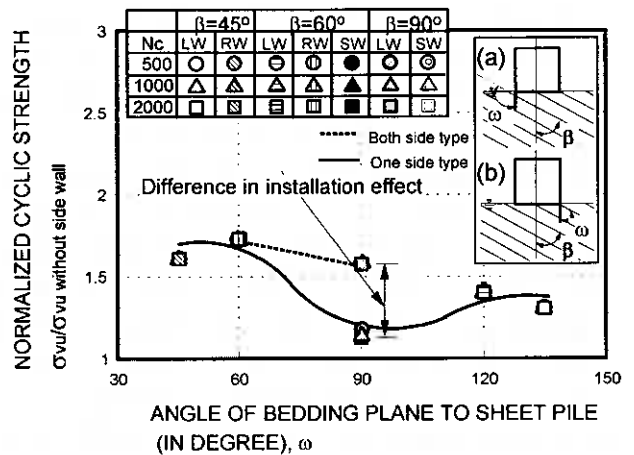


図-22 側壁設置条件の違いによる強度の変化

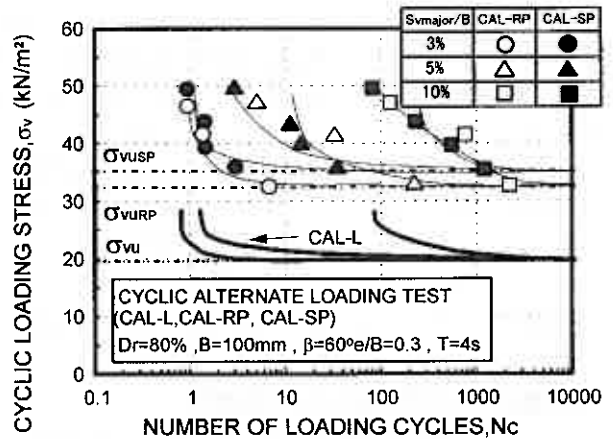


図-23 矢板の設置条件の相違による強度の変化

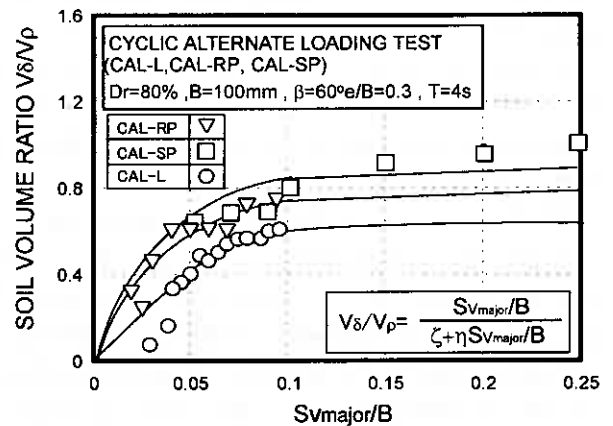


図-24 矢板の設置条件の相違による土量比の変化

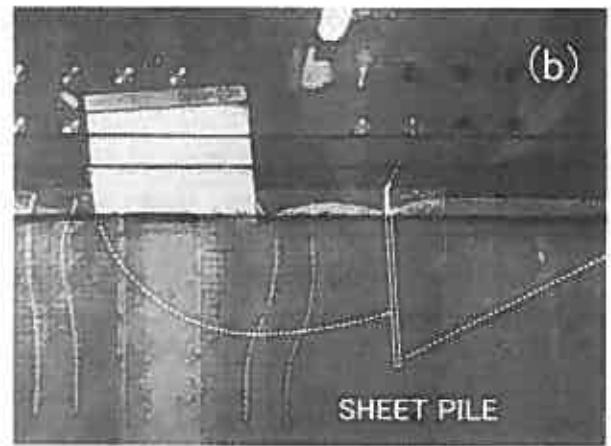
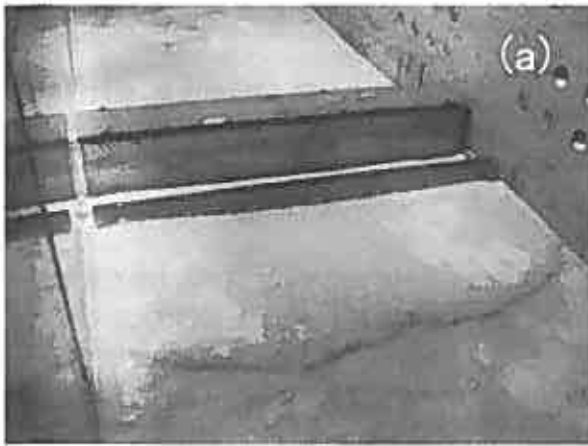


写真-1 すべり線の発生位置 ($\beta=60^\circ$, CAL-RP 試験) : (a) 地表面の状況, (b) 地盤内の側方変位状況

動防止効果が早くから現れたものと推測される。いずれにしても、これは地盤密度や異方性の影響及び矢板の設置の仕方によって変化する可能性があるため、さらなる検討が必要である。写真-1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。写真(b)に示した矢板の変位状況(実線)は写真撮影後に矢板の外側の地盤を掘削し、その状況を描いたものである。矢板は最深部で約8mm外側に移動していた。また写真(a)と(b)から目視できる不連続線と、スパゲッティの変位状況から推測できる線(破断が予想される点を結んだ線)をすべり線(点線)とした。写真(b)より、矢板設置方向のスパゲッティの変位は逆側のものと比べて大きいことがわかる。このことは $\beta=60^\circ$ 地盤で確認された結果と同様、構造物の沈下方向は矢板の設置に関わらず、 ϕ に依存することを示すものである。また矢板設置によってその内側と外側のすべり線(塑性流動域)に変化が現れていることにも注目できる。強度増加はこの変化に起因しているようである。両側と片側設置条件では強度に差があまり現れないことから、側方変位がどちらかに卓越し進行するような堆積構造を有する地盤では、その卓越方向に矢板を設置することによって、強度増加はかなり期待できるようである。

5. 結論

一連の実験と考察より次のような結果を得た。(1) 最大主応力方向と堆積面とのなす角 ϕ は繰返し荷重場においても異方性を表すパラメータとして有用である。特に本試験では、 $\phi=35\sim 45^\circ$ において繰返し強度の最小値がみられ、その後増加する傾向がみられた。(2) 本研究の範囲において、構造物が繰返し荷重を受け、ロックンクするような場合には、荷重方向によって強度や側方変形挙動に違いが現れる可能性がある。(3) 構造物支持地盤のロックンク沈下に起因する側方流動は、 $\phi=50^\circ$ 以上の場合では ϕ が最も小さい方向に、 $\phi=50^\circ$ 以下の場合では ϕ が最も大きい方向に変形が進行した。これは荷重履歴や異方性に影響によるhardening挙動の変化に起因している。(4) 支持力向上のために提案した側壁基礎と矢板工では、地盤の堆積条件を考慮することによって、より合理的な設計が可能になる。

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4年生 秋元智史、石井達也各君の協力を得た。末筆ながら記して感謝の意を表します。

参考文献(1) Arthur, J. R. F. and Menzies, B. K.: Inherent anisotropy in a sand, *Geotechnique*, Vol.22, No.1, pp.115-128, 1972. (2) Oda, M.: Initial fabric and their relations to mechanical properties of granular material, *S&F*, Vol.12, No.1, pp.17-36, 1972.(3) Tatsuoaka, F. et al.: Progressive failure and particle size effect in bearing capacity of a footing on sand, *Proc. of Geotech. Eng. Congress, Special Publication, ASCE*, No.27, Vol.2, pp.788-802, 1991. (4) Kimura, T. et al.: Geotechnical model tests of bearing capacity problems in a centrifuge, *Geotechnique*, Vol.35, No.1, pp.33-45, 1985. (5) 宮浦征宏ら: 荷重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. (6) 川村志麻, 三浦清一: 種々の荷重条件下にある構造異方性砂地盤の支持力-側方変形挙動, 土木学会論文集, No.736/III-63, pp.115-128, 2003. (7) 川村志麻ら: 海洋構造物を支持する砂地盤の側方流動破壊の推定法に関する基礎的研究, 海岸工学論文集, Vol.49, No.2, pp.856-860, 2002. (8) 善功企ら: 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. (9) Tani, K.: Stability of skirted gravity foundations on very soft clay, *Ph. D. Thesis, Dept. of Engineering, Manchester Univ.*, 1990. (10) Lacasse, S and D'Orazio, T. B.: Soil reaction stresses on offshore gravity platforms, *ASCE*, Vol.114, GT11, pp.1277-1299, 1988. (11) Miura, S. et al.: Cone penetration characteristics and its correlation to static and cyclic deformation-strength behaviors of anisotropic sand, *S&F*, Vol.24, No.2, pp.58-74, 1984. (12) Oda, M.: Anisotropic strength of cohesionless sands, *Jour. of Geotech. Eng. Div., ASCE*, Vol.107, No. GT9, pp.1219-1231, 1981. (13) 川村志麻ら: 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. (14) 川村志麻ら: 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実験, 土木学会論文集, No.624/III-47, pp.77-89, 1999. (15) 建築基礎構造設計指針, 日本建築学会, pp.72-73, 1988. (16) Park, C. S and Tatsuoaka, F.: Anisotropic strength and deformation of sand in plain strain compression, *Proc., XIII ICSMFE*, No.1, pp.1-4, 1994.

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 三島 英将

1. 研究の背景

波浪場等の厳しい外力条件においては、複雑な繰返し载荷によって海洋構造物が振動している。このような载荷条件では構造物・地盤間の動的相互作用によって下部地盤の安定性が低下していく可能性がある。特に波浪場にある支持地盤では洗掘や液状化現象、地盤内のせん断すべりや側方流動変形といった種々の変形が構造物・地盤系の安定性低下を引き起こす要因であると指摘されている。特に、地盤内の過剰間隙水圧の蓄積が顕著でないケースにおいても地盤に側方流動型の大変形が発生し上部構造物の沈下が進行する可能性がある。

海洋構造物・地盤系の変形挙動を評価するために、梅原ら¹⁾は砂の排水条件を変えた要素試験を行い、部分排水条件下にある砂の強度特性を正確に評価することが構造物・地盤系の安定性評価に有効であることを指摘している。また、川村ら²⁾は波浪場にある構造物・地盤系の変形挙動を模型試験によって調べている。特に、地盤内の側方流動変形と構造物の沈下挙動に着目し、地盤内の過剰間隙水圧の顕著な蓄積が見られない場合でも構造物の沈下や地盤の側方変形が進行的に発生するという試験結果が報告されている。これらの結果は、支持地盤が液状化に至らない場合での土の強度・変形特性を正確に調べる事が重要であることを示唆している。

本研究では、波浪場にある構造物・砂地盤系の変形挙動を調べるために、一連の要素試験と数値解析を行った。先ず、バンダーエレメントを設置した繰返し三軸試験機を用いて砂供試体内に発生した過剰間隙水圧とせん断剛性率との関係を調べた。次いで室内試験の結果に基づいた構造物・地盤系の変形解析手法を提案する。一連の解析結果と模型試験結果との比較を行い提案手法の有効性を検討している。

2. バンダーエレメントによる繰返し载荷後の砂のせん断剛性率測定

2-1 試験機概要

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（以下バ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）。バ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バンダーエレメントが取り付けられている。バ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、CO₂、脱気水の供給、パックプレッシャー（196kPa）供給の一連の手順によって供

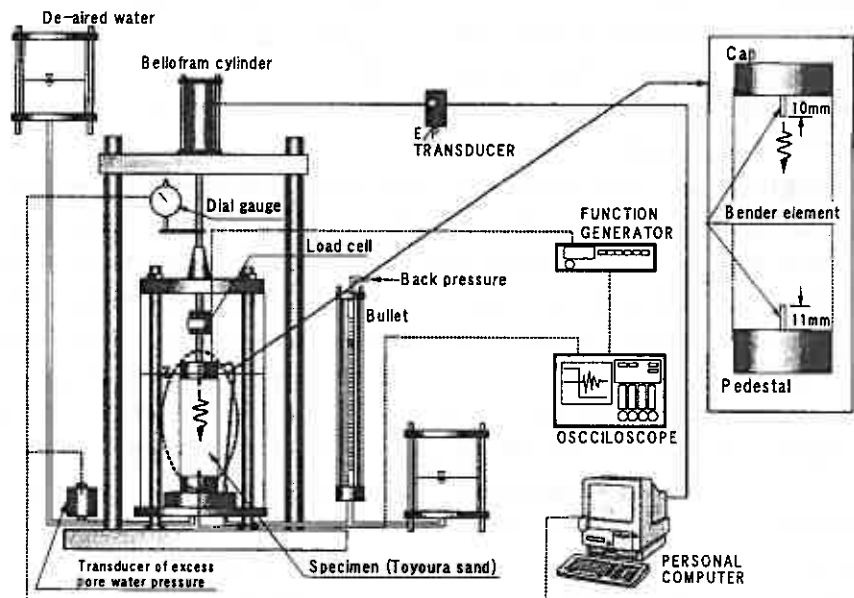


図-1 バンダーエレメント試験機

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せん断弾性波の到達時間を測定し、せん断剛性率 G_{BE0} を求めた。送信波には矩形波を用いた。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³⁾ を把握した上で測定を行う必要があるが、本研究では小林らによる火山灰粗粒土を対象としたせん断剛性率の測定方法³⁾ に準じた。

G_{BE0} 測定後、所定の軸差応力によって繰返し載荷を行った。載荷中、過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_c'$ が所定の値 (0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5) に達した際に繰返し載荷を中断し、その都度、ベンダーエレメントにより供試体のせん断剛性率 G_{BE} を測定した。なお、 G_{BE} の測定中には供試体内に発生した過剰間隙水圧の低下を防ぐために、発生した過剰間隙水圧と同じ大きさの圧力をバックプレッシャー経路を通じて供試体内に与えた。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。また載荷振動数は 0.1Hz とした。

3. 模型試験

3-1 2次元平面ひずみ模型試験装置

構造物・地盤系の力学特性を調べるために 2次元平面ひずみ条件の模型土槽と繰返し載荷装置を用いた。図-2 に試験装置の全体図を示す。模型土槽の内寸法は幅 2000mm、高さ 700mm、奥行き 600mm である。豊浦砂を頂角 60° のサンドホッパーから自由落下させる手法によって地盤を作製した。なお、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 18.76kN/m^3) とした。その後、土槽底部より地盤構造を乱さないようにゆっくりと通水した。地盤中央部に模型構造物 (仕様は幅 100mm、高さ 100mm、奥行き 580mm、重量 0.127kN) を静かに設置した。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 100mm、200mm、300mm 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²⁾。

3-2 繰返し載荷方法

本研究では繰返し交互載荷試験 (Cyclic Alternate Loading Test, CAL と略称)²⁾ を対象としている。繰返し載荷条件にある構造物・地盤系の支持力・変形特性を明らかにするために、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)。繰返し載荷周期は 4 秒とした。本載荷法によって構造物が振動沈下する場合の地盤の支持力および変形特性を評価可能である。

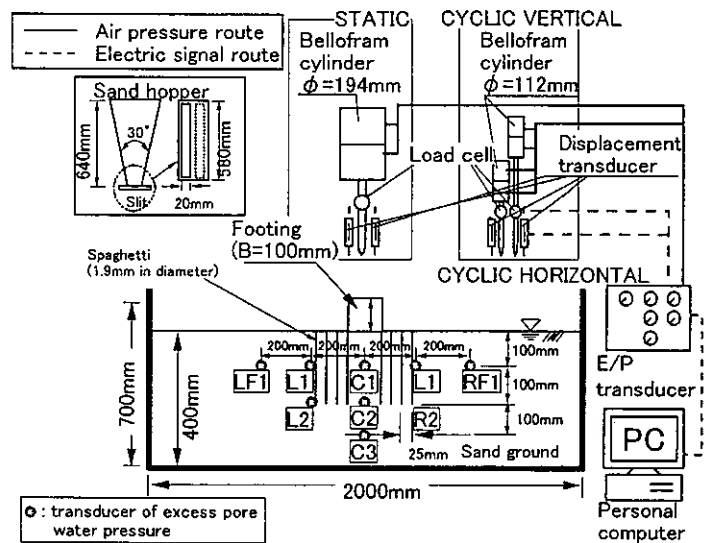


図-2 2次元平面ひずみ模型土槽装置

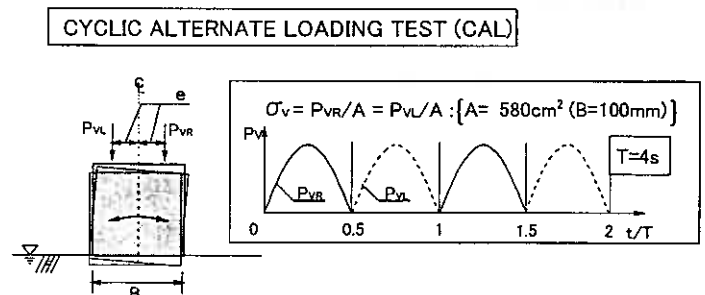


図-3 載荷方法(CAL 試験)

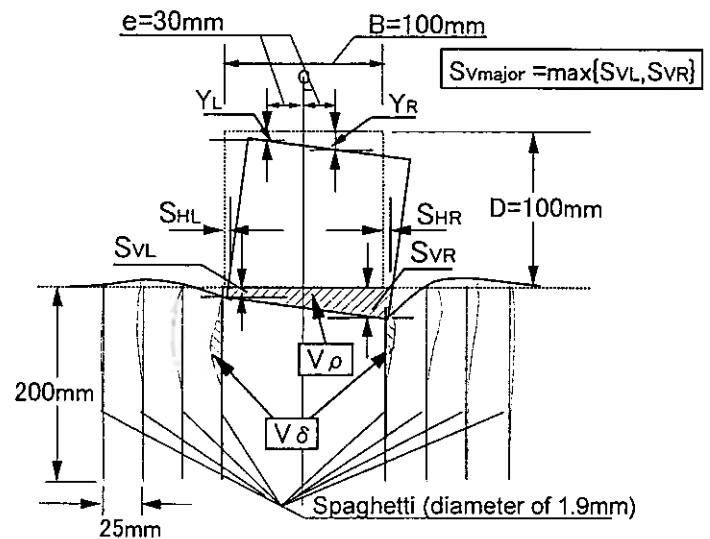


図-4 変形量の定義

3-3 変形量の定義

構造物・地盤系の沈下および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_{1L} , S_{1R} を算出した。ここでは卓越する方の沈下量を S_{1major} としている。

さらに、地盤内に直径 1.9mm のスパゲティ²⁾ 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側方変形挙動を把握している。なお地盤の変形を妨げないようにスパゲティが十分に柔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評価に用いている。

以上のような沈下量および地盤内の側方変位量に基づいて沈下土量 V_p 、側方流動土量 V_s を求めた (図-4 参照)。ここに、沈下土量 V_p は構造物が地盤内に沈下した部分の単位奥行当りの体積、側方流動土量 V_s は地盤が側方に変形した部分の単位奥行当りの体積である。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。

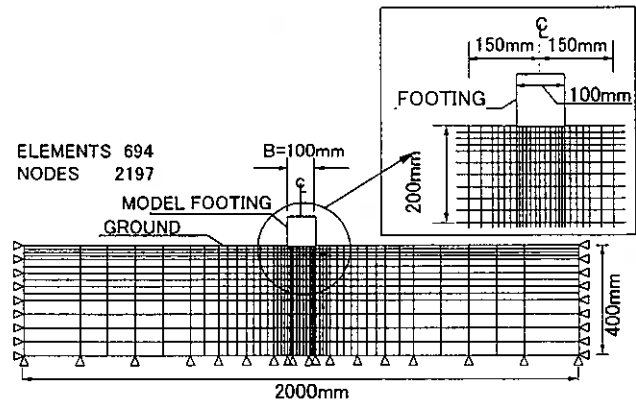


図-5 有限要素メッシュ

4. 数値解析

本研究では、繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の変形挙動を調べるために二次元平面ひずみ条件の有限要素法を行った。図-5 は解析に用いた要素分割を示している。要素数 694、節点数 2197 であり模型試験で用いた砂地盤および構造物と同サイズである。境界条件として、地盤の底面および左右側面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。また地盤上にある構造物は剛体とした。

本研究では降伏関数 F と塑性ポテンシャル関数 Ψ 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 $\{d\varepsilon\}$ 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。

$$\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon^e\} + \{d\varepsilon^p\} = [D_e]^{-1} \{d\sigma\} + \lambda \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial \{\sigma\}} \quad \cdots (1)$$

ここで $\{d\varepsilon^e\}$: 弾性ひずみ増分ベクトル, $\{d\varepsilon^p\}$: 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, λ : 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荷重の繰返し回数または構造物の沈下量の関数とすることにより、地盤の剛性が荷重の繰返しによって変化する様相を再現する解析⁵⁾ となっている。

本解析では Mohr-Coulomb の破壊規準を採用している。二次元平面ひずみ条件下では降伏関数 F と塑性ポテンシャル関数 Ψ は以下ようになる。

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin \phi - c \cdot \cos \phi \quad \cdots (2), \quad \Psi = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin \psi - c \cdot \cos \psi \quad \cdots (3)$$

ここで σ_1 , σ_3 はそれぞれ土要素に作用する最大および最小主応力である。 c は粘着力, ϕ は内部摩擦角, ψ はダイレイタンシー角であって、本解析では $\psi \neq \phi$ とした非関連流動則を用いている。ここでは $\psi = 0$ とした。このような比較的簡便な条件によって繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の変形解析を進めた。

5. 試験結果と考察

5-1 繰返し荷重を受ける砂のせん断剛性の測定

図-6 はベンダーエレメントを搭載した繰返し荷重試験結果の一例を示している。(a)図は軸ひずみ $\varepsilon_a - Nc$ 関係, (b)図は発生過剰間隙水圧 $\Delta u - Nc$ 関係を示している。圧密終了時の相対密度 D_{rc} は 79.3% (間隙比 $e_c = 0.68$) である。図より、荷重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、繰返し荷重を受けた砂のせん断剛性率の

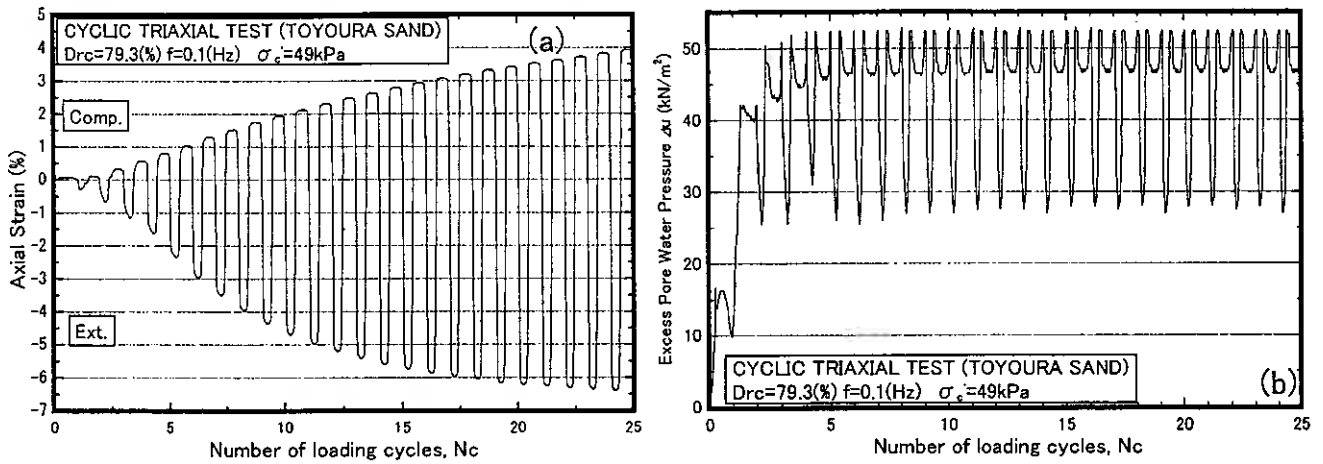


図-6 繰返し載荷試験結果(豊浦砂, Drc=79.3%) : (a)軸ひずみ, (b)過剰間隙水圧

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-7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_{BE} を圧密終了直後のせん断剛性率 G_{BE0} で正規化した G_{BE}/G_{BE0} 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。

$$G_{BE} \text{ or } G_{BE0} = \rho_i \cdot V_s^2 = \rho_i \cdot \left(\frac{L}{T_i}\right)^2 \quad \dots(4)$$

ここで ρ_i : 供試体の湿润密度, 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

砂供試体の圧密終了時の相対密度 Drc は 79.2%及び 58.6%である。また過剰間隙水圧の発生挙動を詳細に把握するために小さい応力で載荷を実施した。具体的には、豊浦砂の繰返し三軸試験において繰返し回数が 20~30 回程度で DA が 10%に達する軸差応力 σ_d を採用した。

図より過剰間隙水圧の蓄積に伴い砂のせん断剛性が低下する挙動が見られる。また砂の相対密度の違いによらず $\Delta u/\sigma'_c$ が 1.0 に達した時点で、せん断剛性率が初期値の 40% 近くまで低下するのが見られた。拘束圧, 載荷応力, 載荷周期等の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、発生する過剰間隙水圧の値が明確になれば、繰返し載荷を受ける砂のせん断剛性率の低下率を予測することが可能といえよう。この関係に基づき、波浪場のような条件にある構造物・地盤系の変形挙動を適切に評価可能と考えられる。

5-2 CAL 試験での構造物・地盤系の変形挙動

種々の繰返し載荷条件下にある構造物・地盤系の変形挙動を巨視的に調べるために、構造物の沈下量と地盤内の過剰間隙水圧の関係について考察する。2次元平面ひずみ条件の模型試験²⁾では、地盤内に間隙水圧計を設置し(図-2 参照),

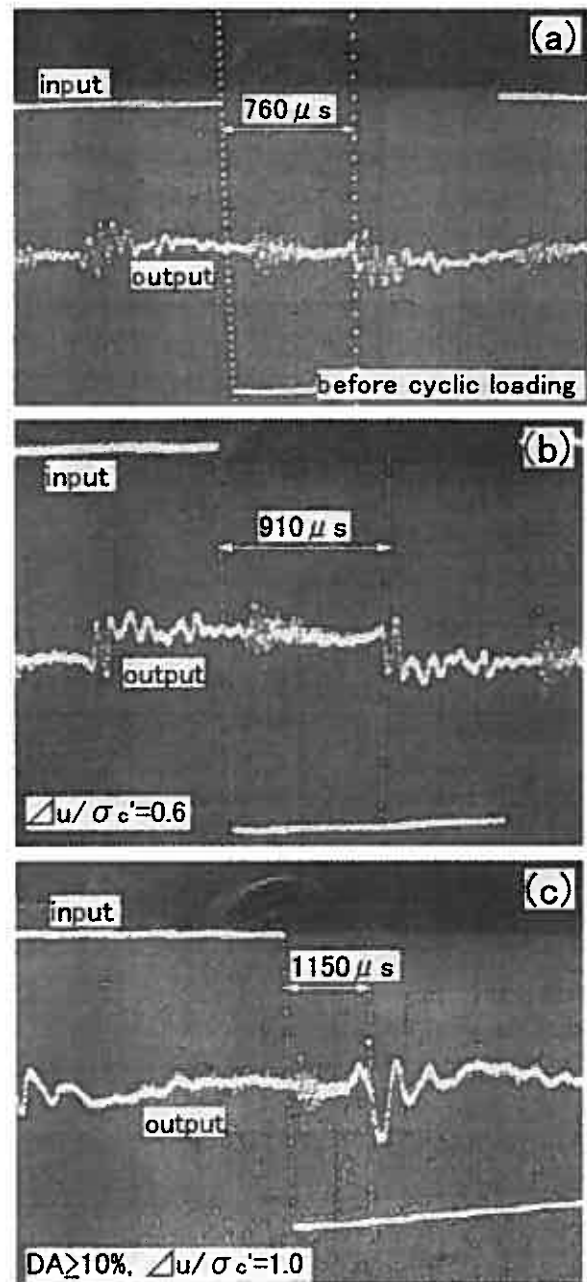


写真-1 ベンダーエレメント試験測定結果:

(a)等方圧密終了後, (b) $\Delta u/\sigma'_c=0.3$ 時点, (c)DA=10%時

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挙動について調べている。

図-8(a), (b)は過剰間隙水圧 Δu を初期有効土被り圧 σ'_{v0} で正規化した $\Delta u/\sigma'_{v0}$ と繰返し載荷回数 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、載荷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、構造物の沈下は繰返し回数の増加に伴い進行する挙動が見られた。これは、支持地盤内に液化が発生しない場合でも、繰返し載荷によって地盤の変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、外力によって海洋構造物のこのような不完全排水条件、いわゆる部分排水条件にある砂の変形によって構造物の沈下が進行することが考えられる。繰返し載荷を受ける構造物・地盤系の変形評価を行う場合には、模型試験で測定されたわずかな過剰間隙水圧の蓄積がせん断剛性変化に及ぼす影響を考慮することが有効であると思われる。以下、一連のベンダーエレメント試験と模型試験結果を考慮した変形解析を試みている。

5-3 地盤の軟化挙動を考慮した変形解析

模型試験及びベンダーエレメント試験で見られたような過剰間隙水圧と砂の変形特性の関係に基づき、繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の変形解析を試みた。本解析では地盤内の過剰間隙水圧の発生量に応じて地盤内のせん断剛性が低下するとした仮定を設けた。具体的には、

- (1) 図-9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50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50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せない

以上のような仮定に基づいて2次元平面ひずみ条件での解析を進めた。なお地盤条件は相対密度 $Dr=50\%$ 、繰返し荷重を構造物の断面積で除した載荷応力 σ_v は20kPaである。なお、本解析に用いた各パラメータは表-1のとおりである。構造物と地盤間にジョイント要素を設定した。ジョイント要素の剛性は地盤の弾性係数 E_0 の1/10の大きさとした。

図-10は構造物の沈下量 S_{Vmajor} を幅 B で正規化した沈下量比 S_{Vmajor}/B と繰返し回数 N_c の関係を示している。これより解析値は実測値を過大評価するが

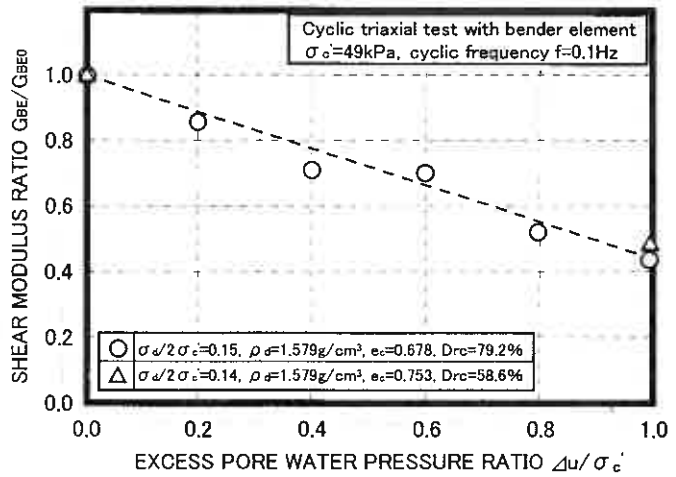


図-7 せん断剛性率と過剰間隙水圧の関係

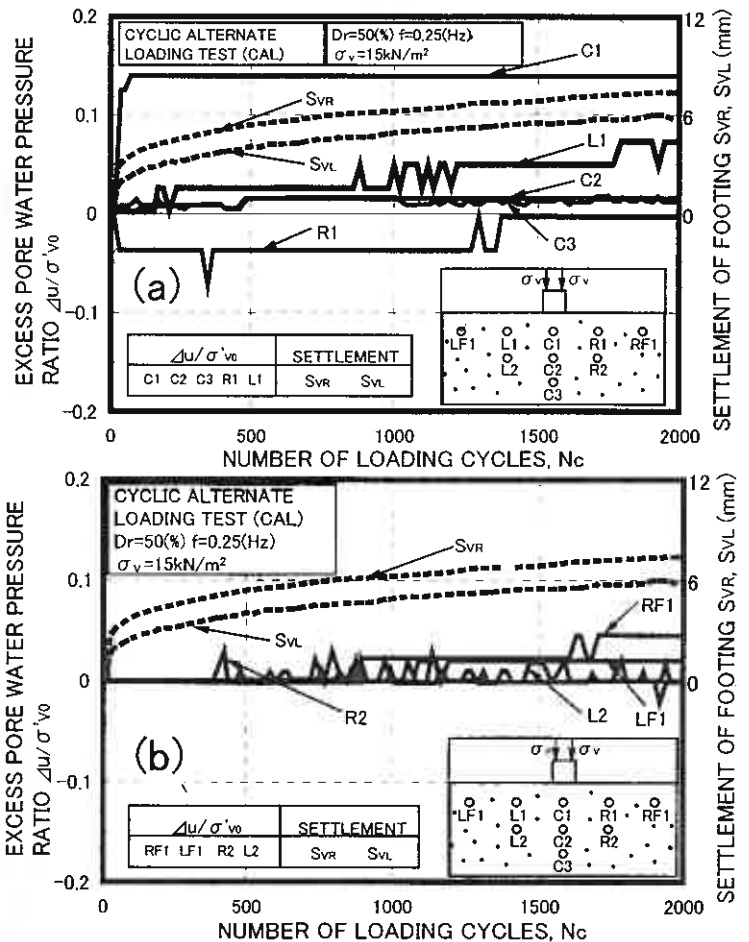


図-8 過剰間隙水圧発生挙動(CAL)²⁾: (a)構造物近傍, (b)周辺地盤

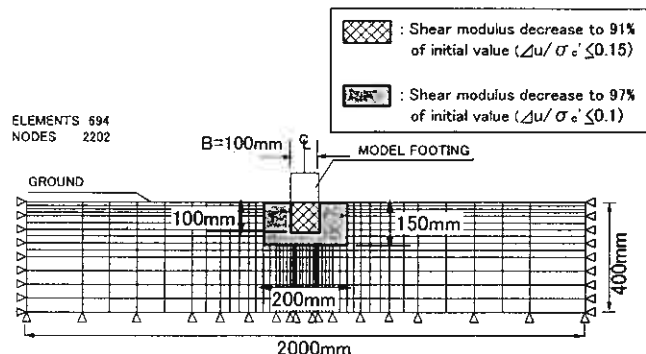


図-9 せん断剛性低下領域の設定

表-1 解析パラメータ

unit weight γ_t (kN/m ³)	18.76	cohesion c (kN/m ²)	0
Elastic modulus at initial E_0 (kN/m ²)	55000	parameter λ	1.0
Poisson's ratio ν	0.3	dilatation angle ψ (°)	0
internal friction angle ϕ (°)	35		

構造物の沈下傾向を表現できているようである。一方、地盤内の側方変形挙動に関して調べるために、図-11 は繰返し回数 $N_c=100$ 時点での地盤内側方変形量の分布図を示している。構造物直下の領域で側方変位量が卓越している挙動や側方変位量の最大値が発生している位置等、実測値と解析値の対応が良いようである。図-12 は発生した沈下土量 V_p 、側方流動土量 V_s と繰返し回数の関係を示したものである。図より、沈下土量 V_p に関して解析値は実測値より大きい予測値を与えている。一方、側方流動土量 V_s で比較すると、実測と解析の一致度が高いことが分かる。構造物の沈下挙動に関してはさらに実測値に近い評価を与える手法を見出すことが必要とされるが、本解析法によって構造物・地盤系の変形挙動を適切に評価可能といえる。

4. 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、提案法は構造物の沈下を過大評価するが、地盤内の側方変位量を適切に評価可能である。

参考文献

1)梅原ら：排水効果を考慮した飽和砂の液状化強度、港湾技術研究所報告, Vol.20, No.1, pp.3-33, 1981.
 2)川村ら：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. 3)小林ら：弾性波測定による火山性粗粒土の動的変形定数, 火山灰地盤の工学的性質の評価法に関するシンポジウム発表論文集, pp.115-120, 2002. 4)川口ら：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. 5)横浜ら：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.

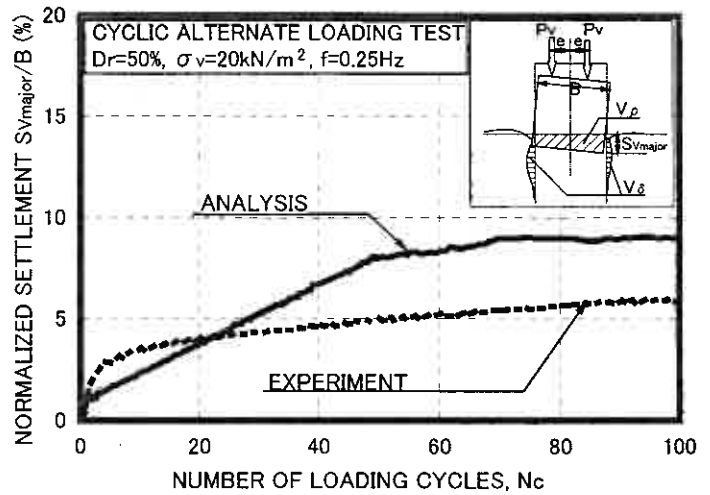


図-10 $S_{vmajor}/B-N_c$ 関係(CAL)

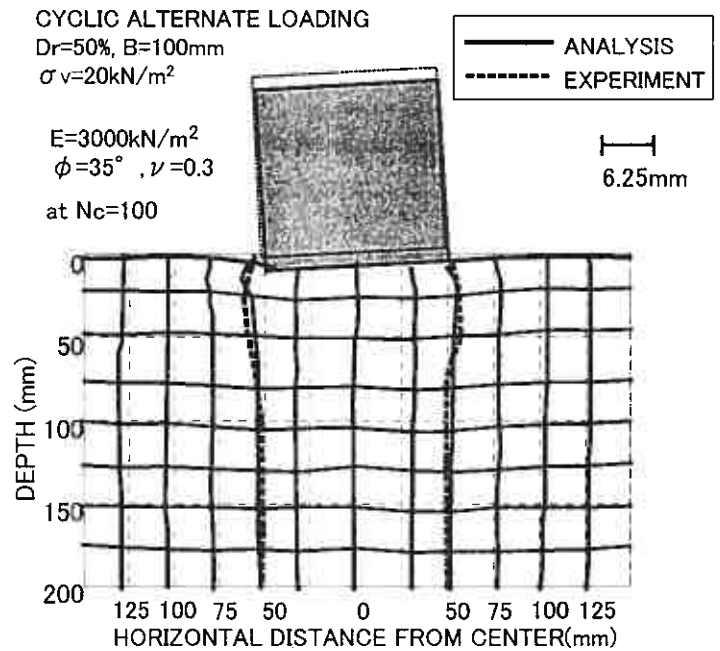


図-11 地盤内側方変位(CAL)

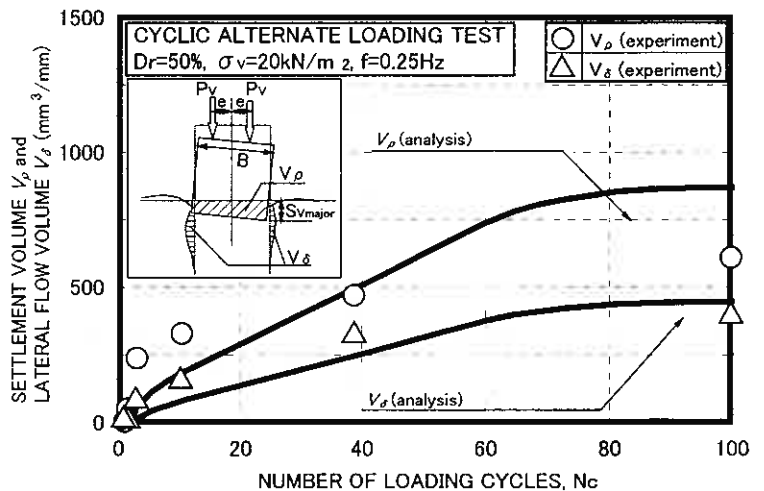


図-12 発生土量 V_p , V_s-N_c 関係(CAL)

— 透水に関する相似則の検証 —

北海道大学大学院○学生会員 梶原 大輔
北海道大学 学生 三上 純平
北海道大学大学院 国際会員 三田地利之
岩手大学 国際会員 大河原正文
北海道大学大学院 学生会員 中村 晃輔
北海道大学大学院 正会員 工藤 豊

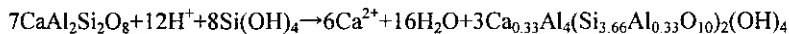
1.はじめに

地盤に起こる圧密や透水といった長期的現象を捉えるとき、短時間で実際の現象を再現するために遠心模型実験が有効であることが知られている¹⁾²⁾。ここで相似則により圧密・透水問題に関わる間隙水の移動時間は、N G 場では $1/N^2$ に短縮されるという関係があり、例えば、100G 場で遠心実験を行うことにより 10 年という長時間で起こる挙動を僅か 8.76 時間で再現することができる。ところで、数十年といった長期に亘る現象を考えると、実際の地盤は風雨にさらされ続けているために化学的、物理的な風化作用を受け、強度特性など諸物性が変化することが想定される。実際の事例として、岩盤崩落の機構解明と計測技術に関する研究委員会³⁾は、岩盤中を地下水が移動することにより水冷破砕岩との間で岩石-水相互作用が起これ、岩盤を構成する Ca 斜長石とガラス質物質が膨潤性粘土鉱物であるスメクタイトに変質すると報告している。このような地盤と水との反応による地盤構成物の変質/劣化現象を、現在の遠心実験ではほとんど取り扱っていない。つまり、遠心場で行う圧密もしくは透水実験は、間隙水の移動とそれに伴う圧密現象といった物理的現象を再現してはいるが、同時に起こっている地盤と水との相互作用すなわち地盤の化学的劣化現象は再現していない。

そこで、本研究では従来の遠心実験に地盤の劣化現象を取り入れることで、より長期の現象の再現精度の向上を図るものであり、そのための遠心場における模型地盤の「劣化促進実験方法」を確立することを目標にしている。具体的には、遠心場において模型地盤に条件を設定した劣化溶液を供給することで模型地盤の化学反応を促進させ、その反応速度が間隙水の移動速度と一致する状況を人工的に作り出すものである。ここで、劣化溶液を模型実験に供給するという意味では、供試体中を通過する溶液の透水問題が関わってくる。遠心加速度が大きくなると間隙水が乱流状態となり、前述の相似則が成立しなくなる。そのため、劣化溶液が層流状態を保つことのできる遠心加速度を把握する必要がある。本報告では、遠心場でダルシー則の成立する範囲として圧密・透水時間に関する相似則が成り立つ遠心加速度の範囲について検討した結果を中心に報告する。

2.実験試料

本研究では主造岩鉱物の一つである斜長石を用いている。斜長石は風化に対する安定性が低く、劣化による変質が確認しやすいため、劣化実験に適した試料である。斜長石の物理特性を表 1 に示す。斜長石はアノーサイト $\{CaAl_2Si_2O_8\}$ とアルバイト $\{Na(AlSi_3)O_8\}$ で表される 2 つの成分の固溶体であり、風化によって粘土鉱物等に変質することが知られており、次式のような反応でスメクタイトに変質する。



この反応では、斜長石はスメクタイトに変質する前に非晶質成分を介することが知られている。ここでの非晶質成分とは、斜長石の溶解過程で生じるゲル状無機物質である。

表 1 斜長石の物理特性

項目		数値
土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)		2.62
粒度分布	シルト分 (%)	63
	粘土分 (%)	37
均等係数 U_c		8.7
液性限界 (%)		NP
塑性限界 (%)		NP

Method for activating degradation of the ground by centrifugal model test

-Verification of the similarity rule on the permeability-

Daisuke KAJIWARA (Graduate Student, Hokkaido University)
Junpei MIKAMI (Undergraduate Student, ditto)
Toshiyuki MITACHI (Professor, Graduate School of engineering, ditto)
Masafumi OKAWRA (Associate Professor, Iwate University)
Kousuke NAKAMURA (Graduate Student, Hokkaido University)
Yutaka KUDOH (Research Engineer, Graduate School of engineering, ditto)

3. 実験装置

本研究室の遠心装置は最大積載質量 150kg, 有効回転半径 1.5m, 最大回転半径における遠心加速度が 150G である⁴⁾。CCD カメラの画像はスリップリングを介して送られるが, 計測機器類のデータはワイヤレスデータロガーを用いて伝送される。ダルシー則の成立範囲を調べるために遠心場で行った変水位透水試験では, プラットホーム脇に取り付けたスタンドパイプとプラットホーム上の透水円筒の間に電気制御可能なボールバルブを取り付けた。遠心場での変水位透水試験の概要図を図 1 に示す。遠心場での装置では越流水槽とスタンドパイプとの水頭差は最大で 60cm となっている。

4. 遠心場における変水位透水試験

実験手順

所定の含水比となるように調整した斜長石を攪拌し, 透水円筒内に 5 層に分けて突き固めて供試体を作製した。供試体作製後, 気泡の影響を除去するため, 透水円筒を脱気容器の中に沈め, 容器内の真空度を徐々に高めることにより供試体の飽和度を高めた。飽和作業終了後, まず重力場で変水位透水試験を行い, 透水係数 k を求めた。

重力場での透水実験の後, 同じ供試体を用いて 20G から 90G まで 10G ずつ遠心加速度を載荷して, 遠心場で重力場と同様の変水位透水試験を行った。なお, 所定の遠心加速度に到達したことを確認した後, 電動ボールバルブを開き, CCD カメラの画像よりスタンドパイプの水頭変化を測定し, 遠心場での透水係数 k_m を求めた。流体には脱気水を用いている。

遠心場で求めた透水係数 k_m と重力場で求めた透水係数 k を比較し, 相似則の成り立つ範囲を確認した。劣化実験の際, 遠心場では試料内を流れる劣化溶液の透水速度が遠心加速度に応じて速くなり, 土粒子との単位時間当たりの接触回数が増える結果, 劣化反応が短い時間で起こると考えられるため, 実験時間短縮の点から相似則の成り立つ範囲で最大の遠心加速度を採用する。

実験結果

重力場での透水試験より求めた間隙比と透水係数の関係を表 2 と図 2 に示す。初期含水比とは供試体作製時の含水比で, 同値のものがあるのは供試体作製時に間隙比にバラツキが見られたため, 複数の供試体を作製したことによる。また, 最終飽和度が 100% を超えているものは透水円筒中に存在するフィルター部 (豊浦標準砂) に浸透した水を供試体中に溶け込んだ水として計算してしまった可能性がある。なお, 図には圧密試験結果から算出される透水係数も示した。

相似則の成立する遠心加速度の範囲を調べるにあたり, 本研究では重力場での透水係数と遠心場での透水係数の比較を行い, 両者の関係が相似則に則った値になるかどうかを検討した。またダルシー則を成立させる範囲ということでレイノルズ数の観点から, 層流状態を満足するような遠心加速度を調べた。

表 2 実験条件

初期含水比 w %	最終間隙比 e	最終飽和度 S _v %	透水係数 k cm/s
23	0.832	100.1	2.03E-05
25	0.795	104.1	1.73E-05
23	0.880	99.2	2.23E-05
23	0.877	100.1	1.92E-05
20	0.978	87.0	2.01E-05
25	0.808	101.8	1.54E-05
25	0.872	94.6	1.43E-05
25	0.846	99.6	1.53E-05

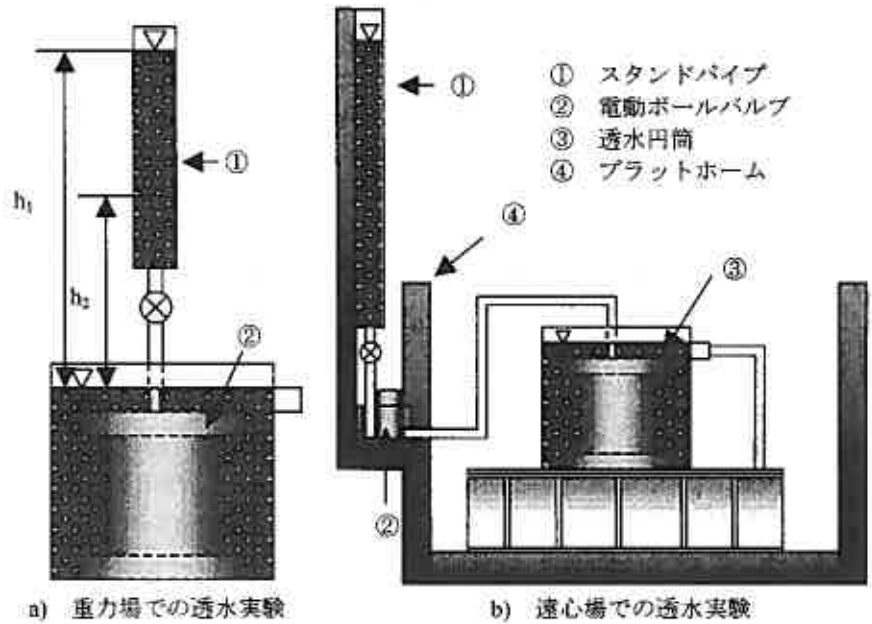


図 1 実験装置

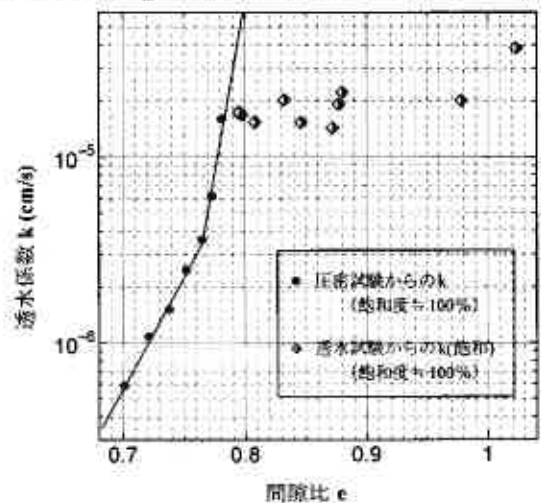


図 2 間隙比-透水係数

透水係数の比較

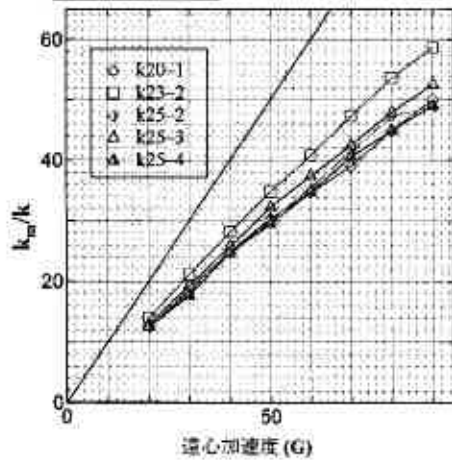


図3 遠心加速度- k_m/k 関係

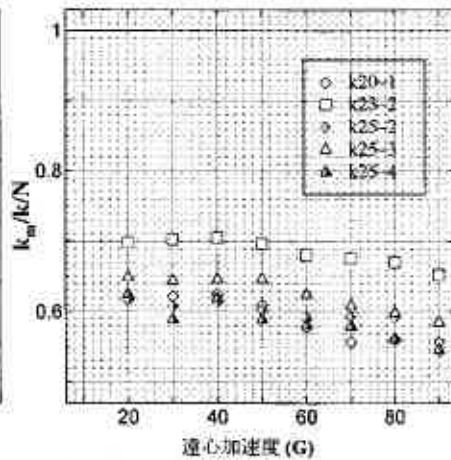


図4 遠心加速度- $k_m/k/N$ 関係

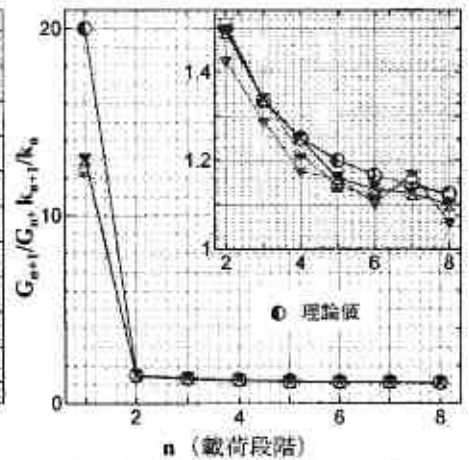


図5 遠心加速度を増加させたときのkの増加率

図3は遠心場での透水試験より求めた透水係数 k_m を重力場の透水係数 k で除した値を縦軸にとり、遠心加速度との関係を調べたものである。変水位透水試験を行ったとき、相似則が成立するとすれば $k_m/k=N(G)$ の関係が見られるはずであるが⁵⁾⁶⁾、図からは把握できなかった。図4は縦軸をさらに N で除したものである。 $k_m/k/N=1$ の関係は図より見られないが、50Gを超えたあたりから $k_m/k/N$ の値が小さくなり始めることが分かる。20Gの時点で $k_m/k/N=1$ の関係が成り立たず0.7程にしかならなかったのは、遠心加速度载荷直後に供試体が自重圧密することにより間隙比が減少し、それにより透水係数も減少した可能性がある。実際、1~20Gまでとそれ以降の $k_m/k=N$ の変化率に大きな差がある(図5)。図で横軸は载荷段階を示しており、1回目は重力場での透水試験を示している。それ以降は20Gから90Gまで10Gずつ遠心加速度を増加した遠心場での透水試験となっている。縦軸は現在の载荷段階での透水係数 k_n で次の段階の透水係数 k_{n+1} を除した値である。ここで $k_m=N \cdot k$ という関係があるため、例えば理論値では20~30Gでのkの増加率は $k_{30}/k_{20}=30 \cdot k / 20 \cdot k = 1.5$ となるはずである。なお、ここでの添字は载荷している遠心加速度である。図より20G以降の遠心加速度を载荷したときは k_{n+1}/k_n の実験値は理論値とよい一致を示したが、遠心加速度载荷直後、すなわち1~20Gでのkの増加率 $k_{20}/k_1=20 \cdot k / 1 \cdot k$ 値は理論値の20と大きく異なっている。このため、遠心加速度载荷直後に起こる圧密の影響を考慮しないと実験初期の透水係数を小さく見積もってしまうと考えられる。この圧密による影響を補正するため20Gの時点の $k_m/k/N$ の値が1.0となるように図4の全てのデータの縦軸の値を20Gの値で除して表したのが図6で示されるグラフである。図より50Gを過ぎたあたりから k_m とkの相似関係が乱れていることが、さらに明らかになった。

レイノルズ数からの検証

図7は以下の式で表されるレイノルズ数と遠心加速度の関係である。

$$Re = \frac{\rho \cdot d \cdot v}{\eta}$$

なお、 ρ は流体の密度、 d は有効径、 v は流速、そして η は流体の粘性係数である。この値が1を超えたときに層流状態から乱流状態に移行すると知られているが、斜長石を用いて遠心場で行った透水実験では図より90Gを超えてもこの値は1を超えることはなかった。よってレイノルズ数の観点からは、実験では層流状態を満たしていると考えられる。しかし、図6では50Gを超えた付近から $k_m/k/N$ が減少している。これは遠心加速度の増加によるさらなる圧密の進行、あるいはそれ以外の原因により相似則が成り立たなくなったものと考えられるが、原因の究明は今後の課題として、本研究の劣化促進実験では以後、50Gの遠心加速度を採用することとする。

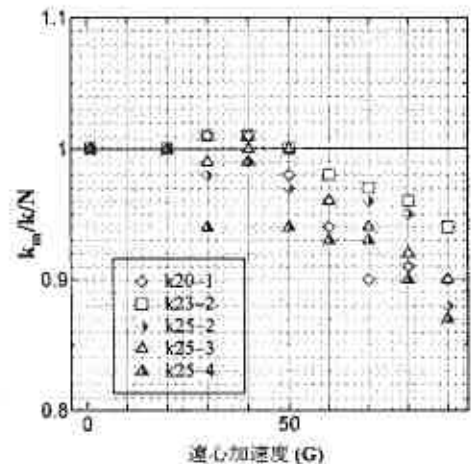


図6 遠心加速度-補正した $k_m/k/N$ 関係

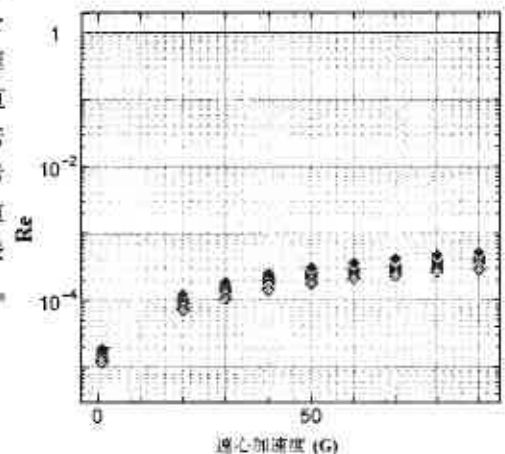


図7 遠心加速度-レイノルズ数関係

5.遠心場での劣化実験計画

原地盤で起きている化学的風化等の劣化の状況を再現するため、遠心場で高濃度・高温の劣化溶液を供給し、模型地盤の変質を調べることが本研究の最終目的である。遠心場で実験を行うことにより、劣化溶液の浸透速度が増加し、土粒子との接触回数が増えることになるが、一方で浸透速度が増加しているため溶液と土粒子の反応が困難になることが考えられる。そこで以下のように高濃度・高温の劣化溶液を供給する計画である。

実験条件

遠心加速度：50G 前述の透水実験結果より。
降雨強度：750mm/hr 遠心場では降雨強度はN倍で表されるため、実換算強度は15mm/hrに対応する。
温度：80℃ 高温で反応速度を早める。
劣化溶液：硝酸を用いる。

突き固めにより模型地盤を作製する。その後、所定の遠心加速度に到達したことを確認した後、温度を調節した劣化溶液を噴霧する。噴霧終了後、供試体を解体し、斜長石が非晶質成分に変質しているときの非晶質成分の含有量を調べるため SEGALEN 法を適用する。SEGALEN 法とは供試体を強酸・強塩基に繰り返しさらすことにより、非晶質成分の含有量を求める定量分析法である⁷⁾。

試験手順は110℃で24時間乾燥した試料に塩酸と水酸化ナトリウムを交互に加え、超音波分散することにより溶解を促し、110℃で24時間乾燥させ、秤量して初期からの減量を調べることを1回の流れとし、これを反応が落ち着くまで行う。

6.重力場での劣化実験結果

図8は、重力場において斜長石3.4:石英1の混合試料に1.5mol/lの硝酸を3週間透水した試料に対して、SEGALEN法に準じた0.5mol/l HCl-0.25mol/l NaOH 交互溶解を行った結果である。実験初期に急激な質量の減量が見られるが、この時に溶解しやすい非晶質成分が溶解し、その後、溶解しにくい結晶成分が徐々に溶け出していることがわかる。反応が落ち着いた点を結び0 cycleの点と交わるときの減量値が非晶質成分の初期含有量として算出される。4回行った定量分析の結果、平均で約5.2%の非晶質成分が生成していることがわかった。

今後、上記の方法を遠心場での劣化実験終了後の供試体に適用することにより、遠心場での斜長石の非晶質化の割合、すなわち模型地盤の劣化の進行状況について調べる予定である。

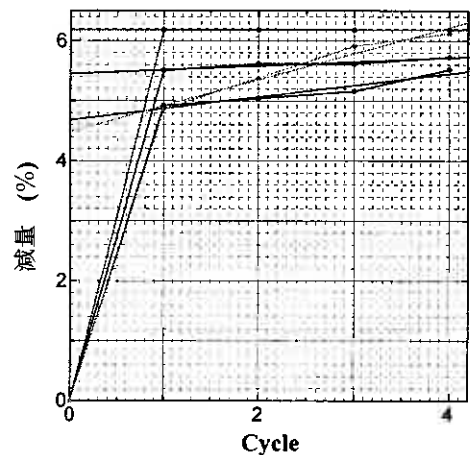


図8 0.5mol/l HCl-0.25mol/l NaOH 交互溶解法における斜長石混合試料の処理回数と処理による減量の関係

7.まとめ

- (1) 遠心場で行った斜長石の変水位透水試験結果より、50G程度までは透水に関する相似則が成立すると判断された。
- (2) 重力場で斜長石に硝酸を数週間透水することにより非晶質成分の生成を確認した。今回、斜長石3.4:石英1の混合試料に硝酸を3週間透水した試料を用いてSEGALEN法に準じた0.5mol/l HCl-0.25mol/l NaOH 交互溶解法を行った結果、平均で約5.2%の非晶質成分が生成していることを確認した。

参考文献

- 1) 木村孟：遠心模型実験，土と基礎，Vol.35, No11 (358)，pp.67-74，1987
- 2) 高田直俊・日下部治：遠心模型実験，土と基礎，Vol.35, No12 (359)，pp.89-94，1987
- 3) 岩盤崩落の機構解明と計測技術に関する研究委員会：岩盤崩壊の発生機構と計測技術，地盤工学会北海道支部，pp.90-93，pp.104-107，2000
- 4) 大河原正文・三田地利之・梶原大輔・工藤豊・中村晃輔・佐野彰：遠心模型実験における模型地盤内の加速度分布に関する実験的検討，土木学会北海道支部年次技術研究発表会論文報告集，
- 5) 2002Sakemi, T., Tanaka, M., Higuchi, Y., Kawasaki, K. and Nagura, K. : Permeability of Pore Fluids in the Centrifugal Field Proc. of 10th Asian Reg. Conf. on SMFE, pp. 481-484.1995
- 6) 柴田徹・上田孝行：遠心力場における飽和砂地盤の液状化実験，第26回土質工学研究発表会，pp.1045-1048,1991
- 7) 北川靖夫：土壤中のアロフェンおよび非晶質無機成分の定量に関する研究，農業技術研究所報告 B 第29号，pp.4-17，1977

切欠きを有する模擬岩盤の遠心力装置を用いた崩落実験 (その2)

北海道開発土木研究所○正会員 日下部祐基
 豊橋技術科学大学 正会員 三浦 均也
 北海道開発土木研究所 池田 憲二
 同 上 渡邊 一悟

1. まえがき

本研究では、積雪寒冷地における大規模岩盤崩落のメカニズム解明を目的として、亀裂進展の機構を明らかにするために一連の遠心力載荷実験を実施している。これまでに、所定の位置に設定した切欠きを有する模型供試体について自重（遠心加速度）を作用させて破壊に至らせる実験、および自重に加えて切欠き内に水圧を作用させて破壊に至らせる実験^{1) 2)}を行った。その結果は有限要素法および極限つりあい法によって解析した。また、切欠き位置を種々に変化させた供試体について同様な実験を行うとともに、より広い切欠きの条件を考慮した極限つりあい式を導いて、実験結果を分析することにより極限つりあい法に基づいた破壊推定法の適合性と問題点を把握^{3) 4) 5)}した。

ここでは、供試体強度に着目した実験と過去の実験結果で異常値と判断された実験ケースの再実験を行い考察した。さらに遠心力載荷実験で測定されたひずみ分布などをもとに、極限つりあい式の誘導仮定を再検討し、破壊条件をより正確に再現した推定式を誘導したので報告する。

2. 実験概要

本研究で用いた遠心力装置⁶⁾、実験供試体の形状やモルタル材料配合比は、これまでのものと同一である。

供試体強度に着目した実験では、これまでの目標強度（一軸圧縮強度 $qu=20.0N/mm^2$ ）よりも小さくすることとした。強度を小さくする方法には、材料配合比を変更せずに材令を21日から7日にして早期材令を用いた。実験に先立ち実施したモルタルの材令による一軸圧縮強度の変化を調べた試験では、図-1に示すように材令7日で $qu=17.0N/mm^2$ が得られた。実験ケース数は、この材令で進展亀裂角度 $\theta=10^\circ$ の供試体を2個と $\theta=-10^\circ$ のもの1個を作製して計3ケースの実験を行った。

また、過去の実験結果で異常値と判断された実験ケースとは、進展亀裂角度 $\theta=0^\circ$ のものである。再実験では、セメントや骨材の材質および材令強度のばらつきを少なくするために、1回のモルタル打設で2個の供試体を同時に作製し、実験日は材令21日を挟んで前後20日と22日に実施した。

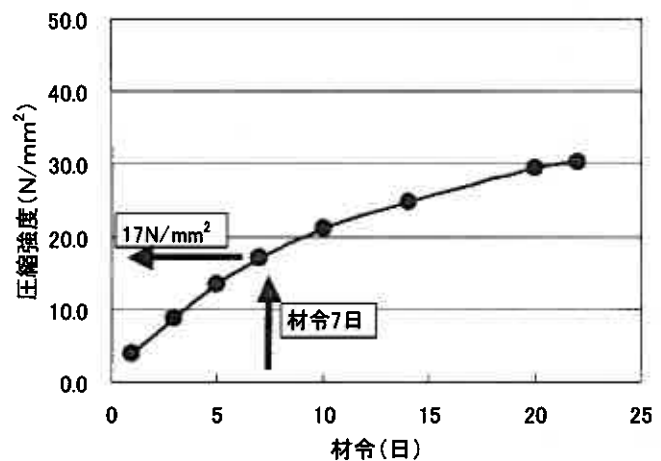


図-1 モルタルの材令と圧縮強度

3. 実験結果と考察

3. 1 実験結果

表-1 遠心力載荷実験および材料試験結果

実験番号	切欠き深さ L (mm)	進展亀裂 角度 θ	破壊 加速度 n (g)	テストピース試料			抜取り試料										
				材令 (日)	湿潤密度 ρt (g/cm^3)	一軸強度 qu (N/mm^2)	破壊ひずみ ϵf (%)	材令 (日)	湿潤密度 ρt (g/cm^3)	一軸強度 qu (N/mm^2)	破壊ひずみ ϵf (%)	静弾性係数 E_{50} (N/mm^2)	静弾性係数 E_s (N/mm^2)	ポアソン比 ν	引張強度 σ_t (N/mm^2)	強度定数	
																C_{uu} (N/mm^2)	ϕ_{uu} (度)
実験No.1	300	$\theta=10^\circ$	57	7	2.195	14.1	0.40	8	2.147	20.2	0.43	6.43×10^3	1.58×10^4	0.15	1.85	5.89	26.5
実験No.2	300	$\theta=10^\circ$	59	7	2.224	11.6	0.37	8	2.165	15.8	0.39	5.49×10^3	1.21×10^4	0.19	1.24	—	—
実験No.3	300	$\theta=-10^\circ$	57	7	2.149	11.5	0.37	8	2.114	15.5	0.34	6.04×10^3	1.23×10^4	0.15	1.34	2.99	35.1
実験No.4	300	$\theta=0^\circ$	65	20	2.209	29.5	0.45	21	2.198	28.5	0.48	7.76×10^3	1.63×10^4	0.15	2.60	5.40	40.4
実験No.5	300	$\theta=0^\circ$	63	22	2.214	30.2	0.45	23	2.211	27.4	0.46	7.54×10^3	1.77×10^4	0.21	2.66	—	—

Sudden fall experiment using centrifuge of rock mass with notch (Part 2)

Yuki KUSAKABE, Kenji IKEDA, Kazunori WATANABE (Civil Engineering Research Institute of Hokkaido)

Kinya MIURA (Toyohashi University of Technology)

表-1に今回の遠心力載荷実験および材料試験の結果を示す。供試体強度に着目した実験 No.1~3 では、No.1 の供試体強度が抜取り試料の一軸圧縮強度 20.2N/mm² で予想した強度よりも大きくなったが、その他の供試体は一軸圧縮強度 16N/mm² で予想強度程度になっている。実験 No.1 で強度が大きくなった原因としては、野外や実験室内の気温が影響して養生温度が他の実験に比べて高かったことなどが考えられる。再実験とした実験 No.4,5 では、供試体強度が抜取り試料の一軸圧縮強度 28N/mm² 程度で目標強度よりも大きくなったが、両供試体の強度および遠心載荷実験結果の破壊加速度がそれぞれほぼ同じ値になっていることから、材質や材令強度のばらつきを少なくできたと推察される。

これらの結果と過去のデータとの比較として、実測破壊加速度と良い相関が認められたモーメントによる極限つりあい式を用いて検討した。

モーメントによるつりあい式

$$n_f = \frac{2\kappa \{ (1-\eta)^2 + (\lambda-\zeta)^2 \}}{6\lambda^2 - (\lambda-\zeta) \{ \lambda(5+\eta) + \zeta(1-\eta) \}} \quad (1)$$

ここに、 $\eta = L/B$ 、 $\zeta = Z/B$ 、 $\lambda = H/B$ 、 $\kappa = \sigma_t / \gamma_t B$

γ_t : 供試体の単位体積重量 (N/m³)、 σ_t : 供試体の引張り強度 (N/m²)、 B : 供試体幅 (m)、 H : 供試体天端から切欠きまでの距離 (m)、 L : 切欠き深さ (m)、 Z : 供試体の自由面長さ (m)

図-2は、係数 κ (強度と単位体積重量が関係する係数) と破壊遠心加速度の関係について、進展亀裂角度 θ をパラメータにした計算値と実測値を示したものである。実測値には今回(H15)と過去(H14 or 13)のデータを示した。これらの関係から以下のことが分かる。

- 2) 切欠きが下側になる $\theta=10^\circ$ のケースでは、係数 κ が今回と過去で同値程度のところで破壊加速度が一致した。また、今回の係数 κ が小さい値のときの破壊加速度には、明確な低下がみられない。さらに実測値と計算値との関係では、今回および過去のデータとも実測値が大きくなり、良い一致がみられない。
- 2) 切欠きが上側になる $\theta=-10^\circ$ のケースでは、過去の係数 κ より小さい値が得られた今回の破壊加速度には低下がみられ、実測値と計算値とに相関が認められる。
- 3) 切欠きが中央になる $\theta=0^\circ$ のケースでは、過去の実測破壊加速度が計算値と大きく相違したのに対して、今回の実測値には良い一致が認められる。

これらのことから今回の実験結果は、これまでのものと同様に破壊加速度の実測値と計算値の関係に、切欠きが供試体高さの中央より上側に位置する $\theta=0^\circ$ 以下のケースで良い一致が認められ、 θ が 0° を越えると大きく相違することが分かる。

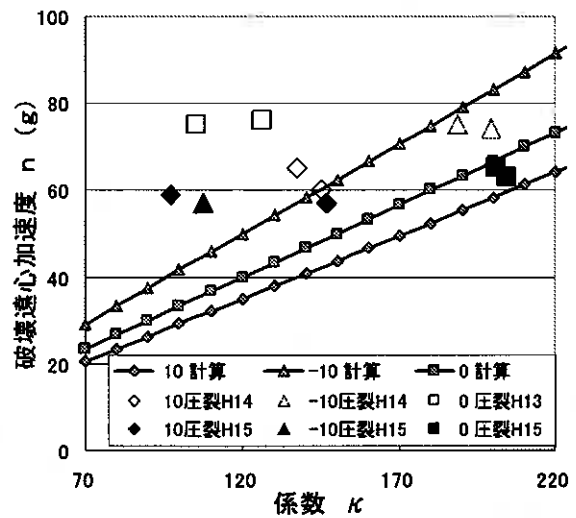


図-2 係数 κ と破壊遠心加速度の関係

3. 2 極限つりあい式の修正

ここでは、過去に示した方法⁷⁾と同様にして今回のデータを用い、 θ が 0° を超える場合の実測値と計算値の相違原因を以下のように想定して、あとに示す極限つりあい式の修正に用いる仮定を検討する。

- a) 仮定した進展亀裂面に垂直な反力にともなう応力分布が、実験と大きく異なった。
- b) 仮定した抵抗力以外の反力が作用した。

原因 a) の反力にともなう応力分布の検討として、測定された進展亀裂面付近の面垂直方向ひずみに静弾性係数を掛けて実験の応力分布を求め、式誘導で仮定した応力分布と比較した。応力データは供試体が破壊に至る直前のものである。図-3にその結果を示す。図より実験の応力分布は、切欠き先端からの距離が大きいところで圧縮側の応力が認められるが

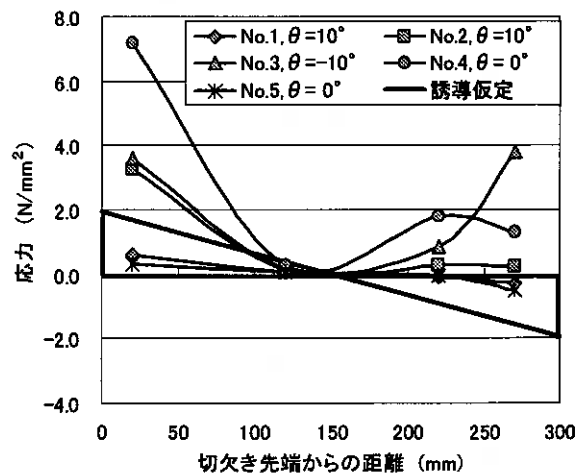


図-3 進展亀裂面付近の破壊直前応力分布

小さく、引張側の応力が認められる実験ケースがあること、および切欠き先端付近の引張応力が実験 No.2,3,4 で誘導仮定の引張強度よりも大きな値を示していることがわかる。このことから実験の応力分布は、進展亀裂面の破壊抵抗が全面あるいは切欠き先端から亀裂面の 1/2 程度の範囲で、引張抵抗のみによりつり合っていることが推測される。

また、計算に用いた引張強度よりも大きな値を示したことについては、ここでのひずみに塑性域が含まれていることが考えられるが、切欠き先端が拘束されているために圧裂引張試験の条件と異なって、引張強度が大きく出現していることが推測される。これらのことから、鉛直反力の応力分布を切欠き先端から進展亀裂面の 1/2 までの引張応力のみとし、切欠き位置により極限引張応力を割増す必要があることが推察される。

原因 b) の想定した抵抗力以外の反力としては、進展亀裂面にその面より遠心装置中心側の自重が作用したことが考えられる。

以上のことから、極限つりあい式誘導の修正には、次の事項を考慮する必要がある。

- 1) 進展亀裂面に垂直な反力の応力分布は、切欠き先端から進展亀裂面の 1/2 までとし、抵抗力は引張応力のみとする。
- 2) 亀裂先端部の極限引張応力は、圧裂引張試験により求められた引張強度を割り増す必要がある。
- 3) 進展亀裂面より遠心装置中心側の自重応力を進展亀裂面に作用させる必要がある。

上記の仮定を考慮して極限つりあい式を修正する。モーメントによる極限つりあい式は、1) の仮定を考慮して求めると、破壊加速度 n_f は、(1) 式の分子にある定数 2 が消去されて以下の式になる。

$$n_f = \frac{\kappa \{ (1-\eta)^2 + (\lambda-\zeta)^2 \}}{6\lambda^2 - (\lambda-\zeta) \{ \lambda(5+\eta) + \zeta(1-\eta) \}} \quad (2)$$

次に、2), 3) の仮定を考慮する。この仮定に関係する係数は κ のみである。他の係数は供試体形状から決まるものであるから、式を簡略化して以下のようにする。

$$n_f = K \kappa \quad (3)$$

ここに、

$$K = \frac{(1-\eta)^2 + (\lambda-\zeta)^2}{6\lambda^2 - (\lambda-\zeta) \{ \lambda(5+\eta) + \zeta(1-\eta) \}} \quad (4)$$

引張強度の割り増し係数を b 、切欠き先端に作用する自重応力を σ_p とすると係数 κ_t (係数 $\kappa = \sigma_t / \gamma_t B$ と区別する。) は以下のようになる。

$$\kappa_t = \frac{b * \sigma_t + \sigma_p}{\gamma_t * B} \quad (5)$$

また、これらを考慮した破壊加速度を n_n とすると自重応力 $\sigma_p = n_n \cdot L \cdot \gamma_t \cdot \sin \theta$ となり、上式に代入して(3)式と同様にして示すと以下のようになる。なお、過去の報告では $\sin \theta$ を絶対値 (恒に引張力に抵抗する力として作用) としたが、破壊移動する供試体部位の方向を考えると、進展亀裂面に作用する自重応力は θ が 0° を超える場合には亀裂を開こうとする引張力に抵抗する力になるが、 $\theta = 0^\circ$ 以下の場合には逆に亀裂を開こうとする引張力になると推測される。そのため、ここでは絶対値をはずした。

$$n_n = K \kappa_t = K \frac{b * \sigma_t + n_n * L * \gamma_t * \sin \theta}{\gamma_t * B} \quad (6)$$

上式を整理して破壊加速度 n_n について解くと、以下のようになる。

$$n_n = \frac{b * n_f}{1 - K \eta \sin \theta} \quad (7)$$

3. 3 実測値との比較

上式(7)において破壊加速度 n_n を求めるための未知数は、割り増し係数 b である。そこで、実験結果の破壊加速度を n_n とし、以下の式により係数 b を逆算して求めた。

$$b = \frac{(1 - K \eta \sin \theta) \cdot n_n}{n_f} \quad (8)$$

図-4 は、今回用いたデータ (H13 年 $\theta = 0^\circ$ データを除く) の逆算 b と進展亀裂角度の正弦 $\sin \theta$ との関係を示したものである。係数 b は $\sin \theta$ が小さくなるほど小さくなる傾向がみられ、2~4 程度の値を示した。この関係を指数近似させた結果、図にある回帰式が得られた。

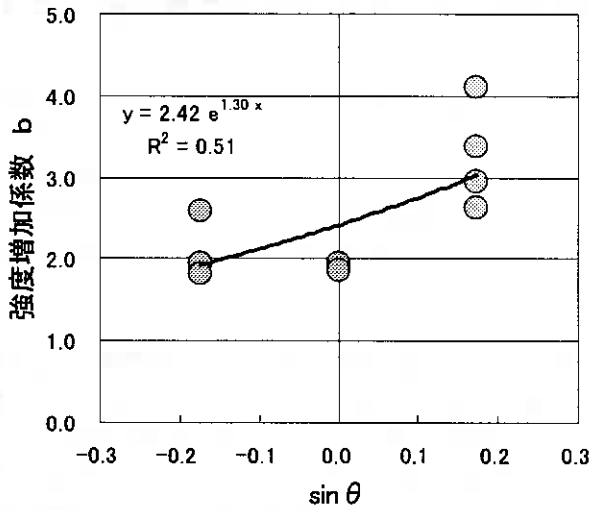


図-4 $\sin \theta$ と強度増加係数の関係

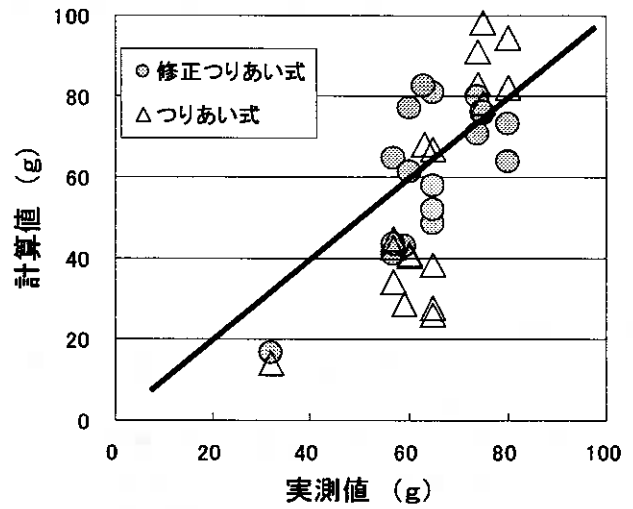


図-5 破壊加速度 n_{ft} の実測値と計算値

図-5は、回帰式により割り増し係数 b を求めて、修正したつりあい式による計算破壊加速度と実測値の関係を、過去のデータも含めて示したものである。図には、修正前の式による計算破壊加速度の値も示した。修正したつりあい式による計算破壊加速度は、実測値との相関が良好になっていることが分かる。

4. まとめ

以上をまとめるとつぎのとおりである。

- 1) 今回の実験結果では、これまでのものと同様に修正前の極限つりあい式の計算破壊加速度と実測値の關係に、切欠きが供試体高さの中央より上側に位置する $\theta=0^\circ$ 以下のケースで良い一致が認められ、 θ が 0° を越えると大きく相違することが確認された。
- 2) θ が 0° を越える場合（切欠きが下側にあるケース）の破壊については、引張強度の割り増し係数 b と進展亀裂面に作用する自重応力 σ_p を考慮して極限つりあい式の修正することにより、ある程度相関のある極限つりあい式が得られた。

5. あとがき

今回は、これまでの実験で不足していた条件および再実験が必要と考えられた補足実験を行い検討した。その結果、極限つりあい式を修正することにより遠心力载荷実験の破壊加速度をより精度良く推定できることが明らかになった。今後は、さらにより複雑な実験条件を取り込んで実際の現場条件に近い模型実験等を行い、防災工事などの現場に役立つ研究成果を得るよう努力する所存である。

参考文献

- 1) 日下部祐基, 池田憲二, 渡邊一悟, 三浦均也, 上堂菌四男, 原口哲朗(2002): 岩盤亀裂発生装置 (大型遠心力载荷装置) と遠心力载荷実験, 土木学会, 第57回年次学術講演会概要集第III部門, pp.779-780.
- 2) 日下部祐基, 池田憲二, 渡邊一悟, 三浦均也(2002): 切欠きを有する岩盤の遠心力場における崩落実験, 地盤工学会, 第47回地盤工学会シンポジウム論文集, pp.327-334.
- 3) 日下部祐基, 池田憲二, 畑山朗, 渡邊一悟, 三浦均也(2003): 切欠きを有する模擬岩盤の遠心力载荷装置を用いた崩落実験, 地盤工学会北海道支部, 技術報告集第43号, pp.153-160.
- 4) 日下部祐基, 池田憲二, 渡邊一悟, 三浦均也(2003): 岩盤崩落に関する遠心力载荷実験, 土木学会, 第58回年次学術講演会概要集第III部門, pp.459-460.
- 5) Yuki KUSAKAB, Kinya MIURA, Kenji IKEDA and Kazunori WATANABE(2003): EXPERIMENT ON THE SUDDEN FALL OF RCK MASS IN CENRIFUGAL ORCE FIEL, Technical Committee 34 of ISSMGE, Prediction and Simulation Methods in Geomechanics, pp.89-92.
- 6) 池田憲二・中井健司・日下部祐基・原田哲朗(2000): 岩盤亀裂発生装置 (大型遠心力载荷装置) の製作, 開発土木研究所月報, No.571, pp.31-39.
- 7) 日下部祐基, 三浦均也, 池田憲二, 渡邊一悟 (2004): 切欠きを有する模擬岩盤の崩落に関する遠心力载荷実験, 土木学会, 第33回岩盤力学に関するシンポジウム論文集

RQD(N), RCI(N)によるボーリングコアの定量的岩盤評価の試み

北海道開発土木研究所○正会員 伊東佳彦
 同 上 中川伸一
 同 上 橋本祥司
 東電設計㈱ 小林隆志
 京都大学名誉教授 正会員 菊地宏吉

1. はじめに

ボーリングコアの評価指標であるRQDと最大コア長は、計測が簡単で定量的なためボーリング調査時には必ず計測されるが、岩盤等級などとの対比が十分でないため、実際の岩盤評価や設計・施工等に活かされているとは言い難い。筆者らは簡便かつ定量的な岩盤評価法の構築を目的として、北海道内の各種ボーリングコアを対象にRQDや最大コア長の考え方を拡張したRQD(N)とRCI(N)を計測し、その有効性を検討した。また、RCI(N)の課題を改良した修正RCI(N)を考案・計測し、岩盤等級区分との関係を検討した¹⁾²⁾。今回、これらの結果について報告する。

2. 計測位置と数量

計測を行ったのは北海道開発局が北海道内で実施した各種調査におけるボーリングコアで、一般的なφ66で掘削されたものである。計測箇所、数量および地質を表1に示す。地質は火山岩類、深成岩類、正常堆積岩、および付加体堆積物と多岐にわたり、塊状岩や層状岩も含まれており、大部分の地質を網羅していると考えられる。なお、下記①～⑥の性状を示す区間は算出精度が低いと判断し、計測から除外した。

表1 計測箇所の数量と地質

箇所	対象	地質	数量(m)
新十津川町	ダム	新第三系安山岩、凝灰角礫岩類	235
鹿追町	ダム	付加体頁岩・砂岩類	234
三笠市	ダム	白亜系砂岩類	358
広尾町	トンネル	花崗閃緑岩類	202
北見市	道路斜面	付加体緑色岩類 (石灰岩、チャートを含む)	381
積丹町	トンネル	新第三系安山岩、凝灰角礫岩類	150
合計	.	.	1560

- ① 試料採取等によりコアが欠損している区間
- ② 岩盤等級区分がD級を含む区間
- ③ 計測区間の岩盤等級区分が一定しない区間
- ④ スレーキング等で状態が変化していると考えられる区間
- ⑤ 計測時にコアが凍結していた区間
- ⑥ 岩石の硬さが極端に軟質で割れ目の少ない区間

3. RQD(N)の計測と検討

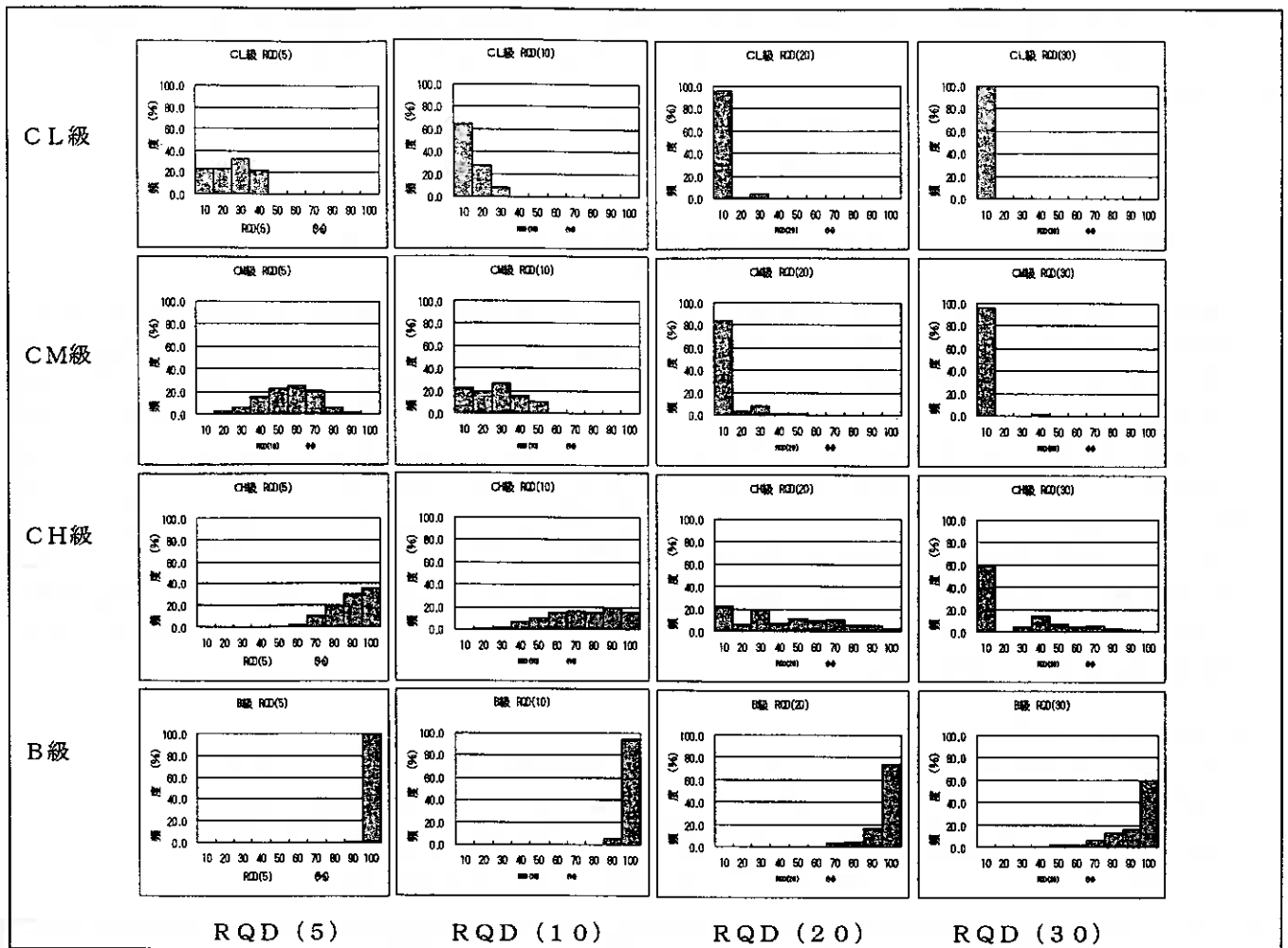
RQD(N)はRQDを拡張した考え方で、菊地ら³⁾が下記により定義している。

$$RQD(N) (\%) = \frac{\text{単位区間長における } N \text{ cm 以上のコア合計長}}{\text{単位区間長 (通常 1 m)}} \times 100$$

ここでN=10とすれば通常のRQDとなる。今回はN=5, 10, 20, 30について計測した。計測結果を図1に示す。

Quantitative estimation of bedrock by RQD(N) and RCI(N) of drilling core sample.

Yoshihiko ITO, Shin'ichi NAKAGAWA and Shoji HASHIMOTO (Civil Engineering Research Institute of Hokkaido), Takashi Kobayashi and Kohkichi Kikuchi (Tokyo Electric Power Services co., Ltd)



1 岩盤等級別のRQD(N)値の頻度分布図

RQD(5)値はCL級が0~40、CM級が40~70、CH級が70~100、B級が90~100に集中しており、岩盤等級毎に数値の分離が比較的良好。これはRQD(5)値から岩盤等級を概定できることを示す。RQD(10)値も岩盤等級毎の数値の分離は悪くないが、例えばCL~CM級の分離はRQD(5)より劣る。RQD(20)とRQD(30)はCL級とCM級のピークが共に0~10に重なり両級の判別は難しい。ただしCH~B級の重複はRQD(5)より少なく、良好な岩盤の判別には適している。このように判別しようとする岩盤等級に有効なRQD(N)値は異なる。

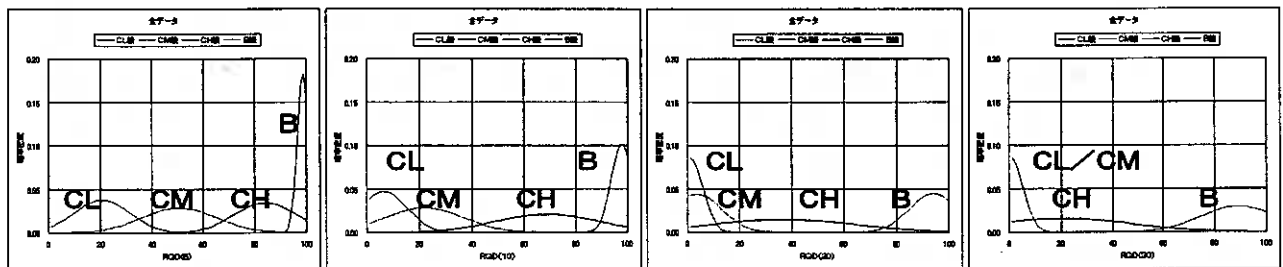


図2 RQD(N)の岩盤等級別確率密度分布図

上の結果をもとに、各RQD(N)の岩盤等級別の頻度分布が正規分布していると仮定した確率密度図を図2に、各岩盤等級の区分境界値を表2に示す。表2中、RQD(30)はCL~CM級の頻度分布の重複が大きく、境界値が設定できなかった。表2より、CL級とCM級の判別にはRQD(5)値の35を、CM級とCH級の判別にはRQD(10)値の44を、CH級とB級の判別にはRQD(30)の62を、それぞれ境界値とすると最も判別精度が高い。

表2 RQD(N)による岩盤等級の境界値

	CL~CM	CM~CH	CH~B
RQD(5)	35	68	94
RQD(10)	16	44	90
RQD(20)	7	19	76
RQD(30)	—	9	62

太字は岩級区分を最も良好に判定できるRQD(N)値

各RQD(N)を単独で使用した場合、RQD(N)値から推定した岩盤等級と実際に地質技術者が判定した岩盤等級がどの程度一致しているかをみるため、全体および岩盤等級別の適合率を下記のように定義し、各RQD(N)について比較、検討した(表3)。

$$\text{全体適合率 (\%)} = \frac{\text{コア鑑定結果と整合した数}}{\text{計測数}} \times 100$$

$$\text{岩級別適合率 (\%)} = \frac{\text{コア鑑定結果と整合した数}}{\text{当該岩級判定数}} \times 100$$

RQD(5)は、全体適合率が72%と今回計測したRQD(N)の中で最も高く、個別の適合率もB級を除き比較的高い。RQD(10)は、CH級の判別が95%と4者のなかで最高で全体適合率も70%と高かった。しかしCL,B級の判別精度が低く総合的にはRQD(5)に劣る。RQD(30)は区分境界値が設定できない岩級があるが、B級の判別には優れている。

以上より、単独の指標で岩級評価を行う場合はRQD(5)が最も優れていると考えられる。また、複数の指標で評価する場合は、RQD(5)でCL級とCM級、RQD(10)でCH級、RQD(30)でB級を判別すれば判別精度が最も高い。ただし、RQD(5)、RQD(10)、RQD(30)の3つを計測する必要があり、煩瑣である。

表3 RQD(N)の適合率(太字は適合率が70%以上)

岩級	RQD(5)	RQD(10)	RQD(20)	RQD(30)
全体	72	70	54	=
CL級	58	34	15	=
CM級	74	65	=	=
CH級	93	95	89	=
B級	35	46	56	56

3. RCI(N)による検討

RQD(N)より簡便な指標として下記の定義によるRCI(N)を考案し、N=1~5について計測した(図3)。N=1は最大コア長に、N=3は菊地ら³⁾が考案したRCI(岩盤区分指数、Rock Classification Index)に等しい。単位区間長(通常1m)における最長コアから順次N番目のコアの合計長(cm)

$$\text{RCI(N)} = \frac{\text{(cm)}}{\text{N (N-1番目までに単位区間長に達した場合はその数)}}$$

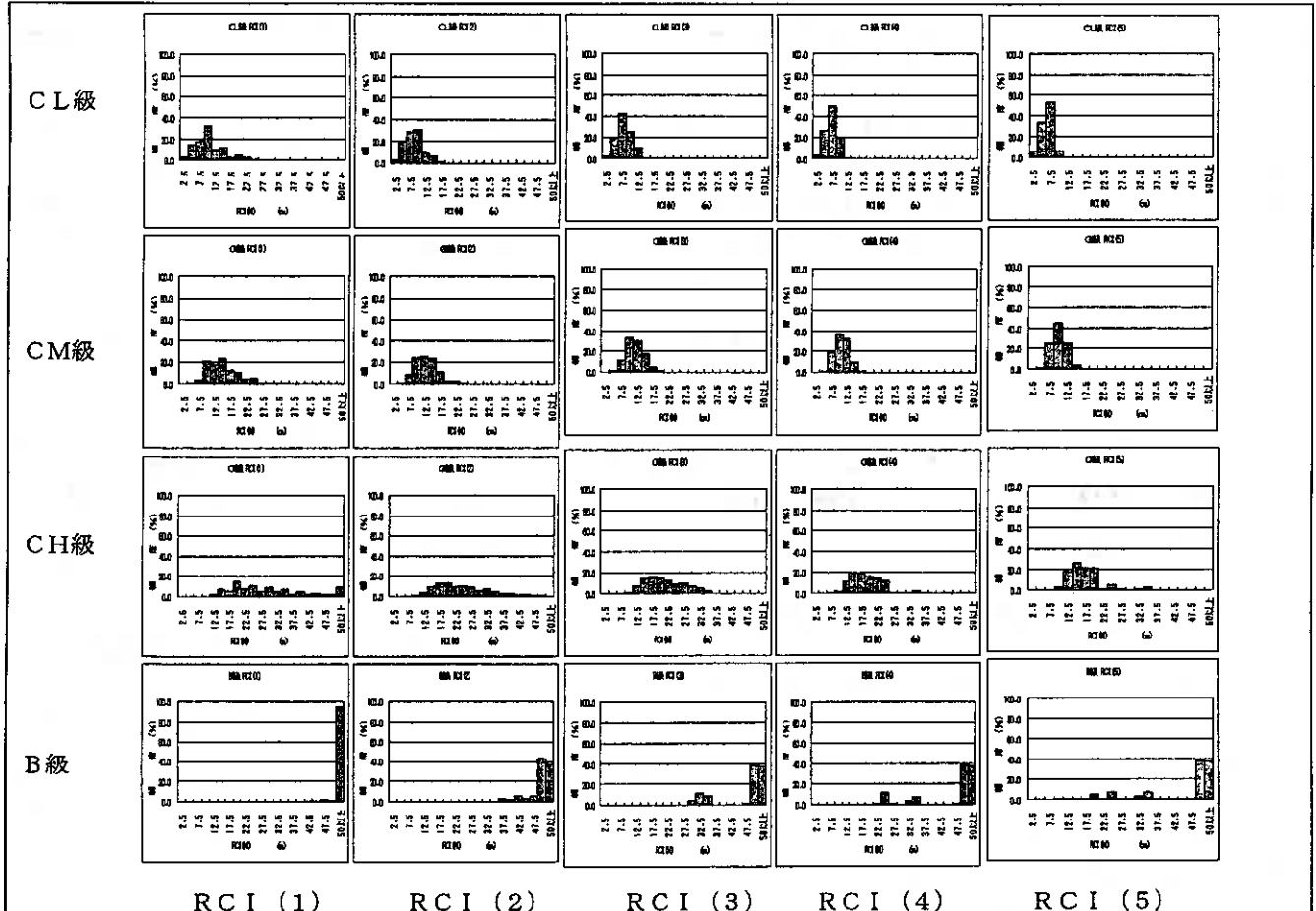


図3 岩盤等級別のRCI(N)値の頻度分布

RCI(1)値、すなわち最大コア長をみると、50cm以上ならB級と概定しても良いことが図3から読みとれる。各RCI(N)ともB級の分離は良いが、CL~CM級の分離が悪い。

RCI(N)の岩盤等級別の頻度分布が正規分布していると仮定した場合の確率密度分布図、区分境界値および適合率を、それぞれ図4、表4および表5に示す。Nの数が増すにつれ全体適合率は高くなるが、計測は煩瑣になる。N=3~5で全体の適合率は70%以上と高率だが、CL級では適合率は20~50%台、CM級でも適合率は30~60%台と低い。すなわち低い岩盤等級区分の判定に課題がある。これはRCI(N)がコアの良好な部分しか評価しておらず、低い岩盤等級を判別するにはコアの悪い部分も評価する必要があるためと考えられる。

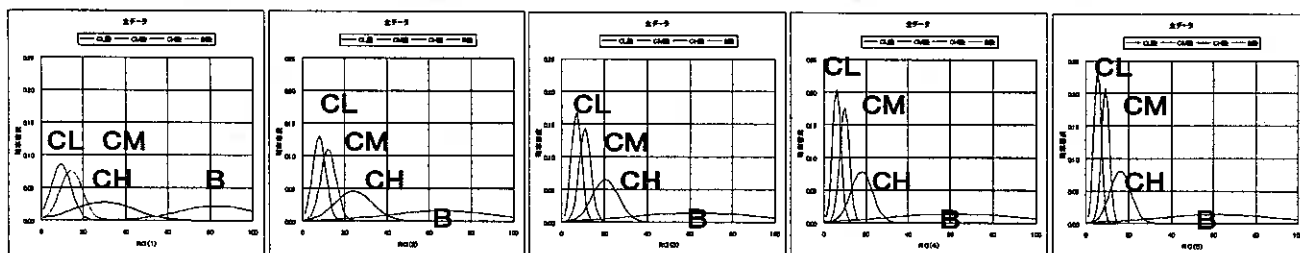


図4 RCI(N)の岩盤等級別確率密度分布図

表4 RCI(N)による岩盤等級境界値

データ	CL~CM	CM~CH	CH~B
RCI(1)	12	22	54
RCI(2)	10	18	40
RCI(3)	9	13	33
RCI(4)	8	13	29
RCI(5)	7	12	27

太字は岩盤等級区分が最も良好に判定できるRCI(N)値

表5 RCI(N)の適合率

岩級	N=1	N=2	N=3	N=4	N=5
全体	58	67	73	77	79
CL級	28	37	39	43	53
CM級	38	47	54	62	64
CH級	92	95	93	94	95
B級	62	70	89	76	76

太字は適合率70%以上

5. 修正RCI(N)による検討

RCI(N)はコアを長い順にカウントしていく方法であり、礫状部などコア性状の悪い部分は反映されない。しかし、岩盤等級評価では当然この部分を考慮し、岩盤等級が決まっている。RCI(N)の課題を改善するため、単位区間長中の礫状、岩片状、および長さ1cm未満のコア部を除いた部分の割合を柱状コア率、RCI(N)に柱状コア率を乗じた指標を修正RCI(N)と定義して、コアの計測を行った(図5および下の定義を参照)。計測を行った。計測結果を図6に示す。

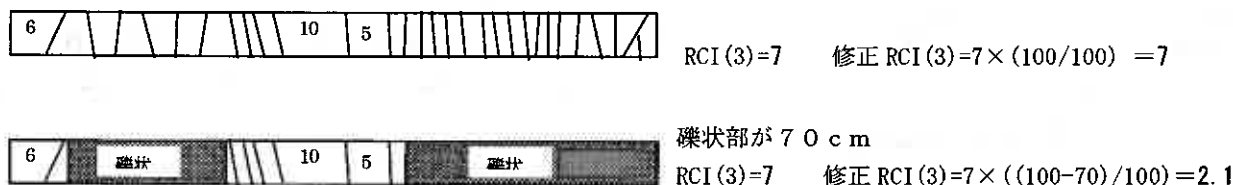


図5 RCI(N)と修正RCI(N)の計算例

(RCI(3)は上記2本のコアとも値は7で同じ評価となるが、修正RCI(3)なら上が7、下が2.1で区別が可能)

$$\text{修正RCI(N) (cm)} = \text{RCI(N)} \times \text{柱状コア率}$$

柱状コア率：単位区間長中の礫状、岩片状、および長さ1cm未満のコアを除いた部分の割合

図3と図6を比較すると、修正RCI(N)ではRCI(N)に比べCL~CM級の重複が少なくなり、指標の有効性が増している。修正RCI(N)の岩盤等級別の頻度分布が正規分布していると仮定した場合の確率密度分布図、区分境界値および適合率を、それぞれ図7、表6および表7に示す。

修正RCI(N)では全てのNで全体適合率は70%以上、特にN=3~5では80%を越え、RCI(N)の課題は大幅に改善されている。特に修正RCI(4)は、全体の適合率が80%を越え、かつ各岩盤等級区分の適合率が全て70%以上と高く、岩盤等級がかなりの確度で簡便かつ定量的に判定できることが判明した。

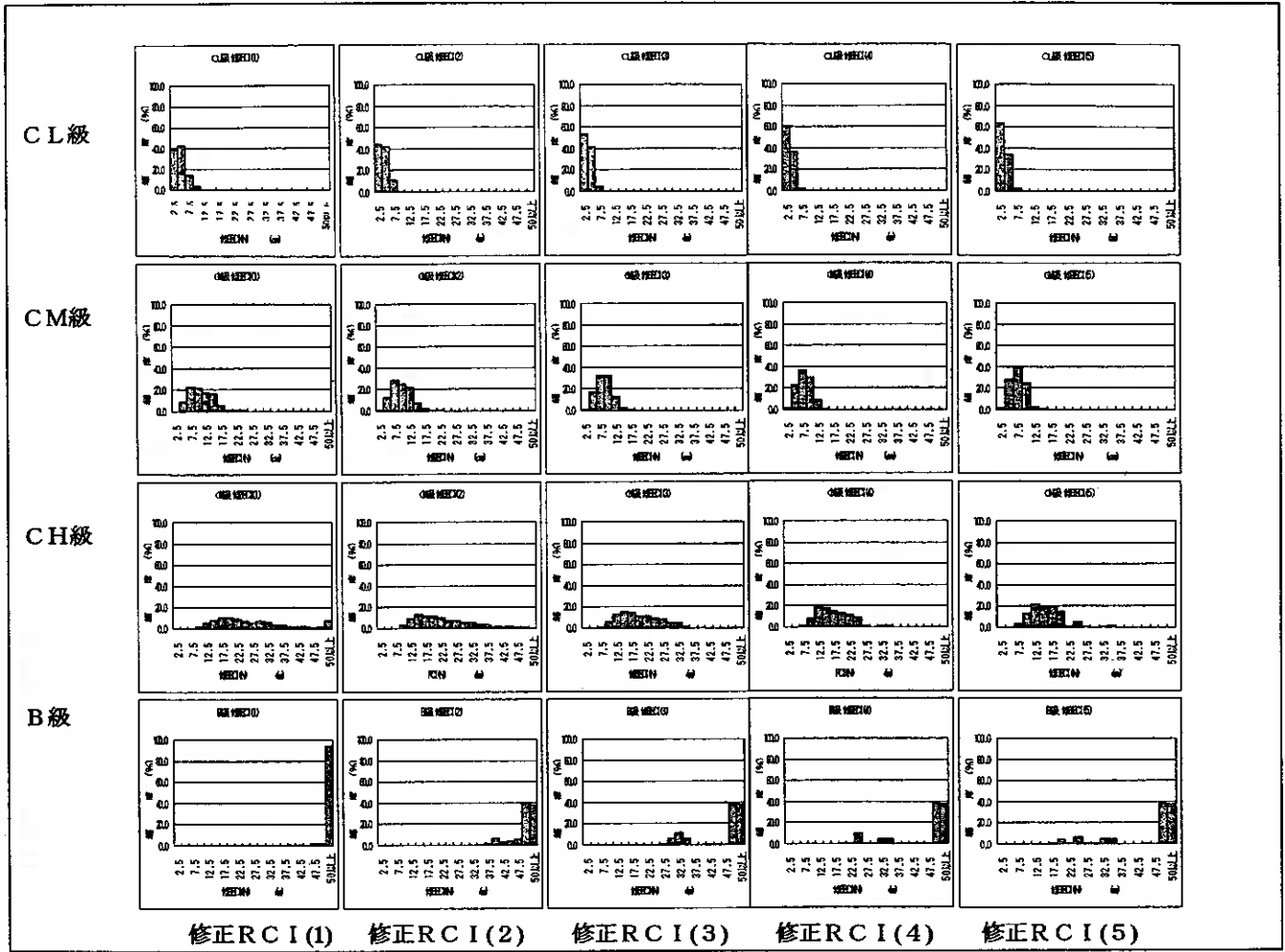


図6 岩盤等級別修正RCI(N)の頻度分布

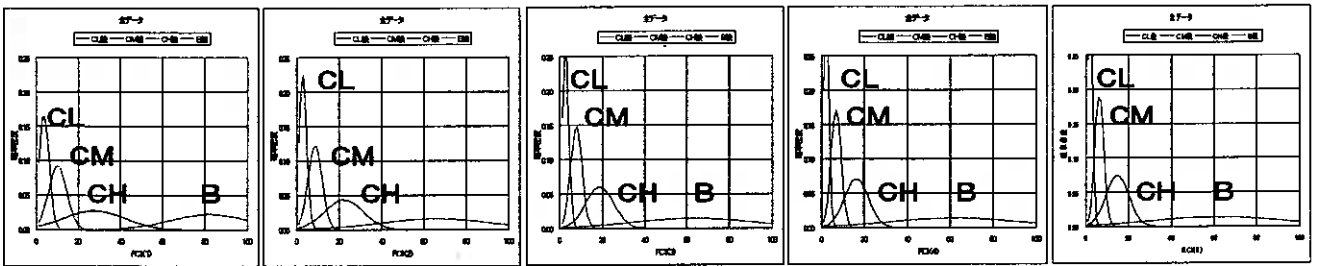


図7 修正RCI(N)の岩盤等級別確率密度分布図

表6 修正RCI(N)による岩盤等級の境界値(cm)

全データ	CL-CM	CM-CH	CH-B
修正RCI(1)	7	18	53
修正RCI(2)	6	14	38
修正RCI(3)	5	12	32
修正RCI(4)	4	11	29
修正RCI(5)	4	10	27

表7 修正RCI(N)の適合率(%) (太字は適合率70%以上)

全データ	N=1	N=2	N=3	N=4	N=5
全体	70	76	81	83	83
CL級	55	58	66	76	70
CM級	54	65	70	71	72
CH級	92	93	91	92	93
B級	69	75	92	82	82

太字は岩級が最も良好に判定できる修正RCI(N)値

6. RQD(N)、RCI(N)、および修正RCI(N)の比較・検討

以上、RQD(N)、RCI(N)、修正RCI(N)の、全体および岩盤等級別の適合率の一覧表を表8に示す。全体適合率が70%を越えるのは、RQD(5)、RQD(10)、RCI(3)、RCI(4)、RCI(5)、と全ての修正RCI(N)の10指標である。特に修正RCI(3)～修正RCI(5)の3指標は、全体適合率は80%以上と高い適合率を示す。このうち修正RCI(4)は、各岩盤等級区分の適合率も70%以上と高く、すべての指標のなかで最もバランス良く岩盤等級を評価でき、岩盤等級区分の簡便で定量的な指標として最も優れている。

表8 各指標の適合率（太字は適合率が70%以上）

	RQD(N)				RCI(N)					修正RCI(N)				
	5	10	20	30	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
全体	72	70	54	=	58	67	73	77	79	70	76	81	83	83
CL	58	34	15	=	28	37	39	43	53	55	58	66	76	70
CM	74	65	=	=	38	47	54	62	64	54	65	70	71	72
CH	93	95	89	=	92	95	93	94	95	92	93	91	92	93
B	35	46	56	56	62	70	89	77	77	69	75	92	82	82

7. まとめ

北海道各地のボーリングコアを利用してRQD(N)、RCI(N)、および修正RCI(N)を計測し、岩盤等級との関係を検討し、下記の結果を得た。

(1) RQD(N)

- ① 単独の指標を使うなら、RQD(5)が最もバランス良く岩盤等級を評価できる。
- ② 複数の指標を使うなら、RQD(5)でCL～CM級、RQD(10)でCH級、RQD(30)でB級を判定すると精度が最も高くなる。ただしRQD(5)、RQD(10)、RQD(30)と3つの指標を計測する必要があり、計測・判定が煩瑣となり「簡便に」という趣旨からは遠くなる。

(2) RCI(N)

- ① RQD(N)より簡便だが、低い岩盤等級(CL～CM級)の判別精度が悪く、岩盤評価の指標としては課題が多い。

(3) 修正RCI(N)

- ① コアの悪い部分を評価することによりRCI(N)の課題が大幅に改善された。
- ② 修正RCI(4)が、RQD(N)、RCI(N)、修正RCI(N)の3指標のなかで、全体及び各岩盤等級の適合率が最もバランス良く高く、岩盤等級の定量的評価指標として最も有効と考えられる。

8. 謝辞

計測に際し、北海道開発局の札幌、石狩川、小樽、帯広および網走の各開発建設部の皆様に大変御世話になりました。ここに深く感謝いたします。

参考文献

1. 伊東佳彦、中川伸一、橋本祥司、小林隆志、菊地宏吉：RQD(N)、修正RCI(N)を利用したボーリングコアの定量的岩盤等級区分の試み、資源・素材学会春季講演会、講演要旨、2003。
2. 伊東佳彦、中川伸一、橋本祥司、小林隆志、菊地宏吉：RQD(N)、RCI(N)によるボーリングコアの定量的岩盤評価の試み、日本応用地質学会全国大会、講演要旨、2003。
3. 菊地宏吉、藤枝誠、岡信彦、小林隆志：ダム基礎岩盤の耐荷性に関する地質工学的総合評価、応用地質、特別号、1984。

自己組織化マップ (SOM) を用いた大規模岩盤崩落斜面の分析

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 橋本 祥司
京都大学大学院工学研究科 正会員 齋藤 敏明
東電設計株式会社 正会員 菊地 宏吉

1. はじめに

豊浜トンネルに発生した岩盤斜面崩壊事故を契機として、道路斜面防災に対する技術向上の必要性の気運が高まっている。現在の道路防災に関するわが国の技術水準から考えると、崩壊危険箇所の評価・抽出は、最終的には斜面調査の熟達した専門技術者の判断に委ねざるを得ないところであるが、現状では熟達した専門技術者の数が限られている上に、調査対象道路の延長距離が膨大であるため、崩壊危険箇所の判定・抽出が十分に行えないという現状である。北海道においては過去にも幾例かの大規模岩盤崩落が発生しており、多くは新第三紀火山岩類および火山砕屑岩類の分布する日本海沿岸地域に集中している。岩盤崩落の発生原因は多岐にわたるが、一定の地域に限定した場合、その発生原因は比較的類似しており、その地域固有の何らかの傾向があるものと考えられる。

本研究は、北海道日本海沿岸地域においてこれまでに大規模岩盤崩壊が発生した斜面を対象とした「自己組織化マップ (SOM)」によるデータマイニングを行い、当該斜面における斜面調査項目間の類似性および大規模岩盤崩落の地形・地質的要素と崩壊規模の関係など、大規模岩盤崩壊発生機構に関する基礎資料を得ることを目的としたものである。

2. 分析対象地域

本研究は、『北海道日本海沿岸における大規模岩盤崩壊検討委員会』による、図-1 に示される北海道西南部沿岸地域(北は留萌から南は江差まで)における、過去に大規模岩盤崩壊(100m³以上)をおこした 141 箇所の既往崩壊箇所調査データを分析対象とした。対象地域の地形・地質状況および気象状況について順に述べる。

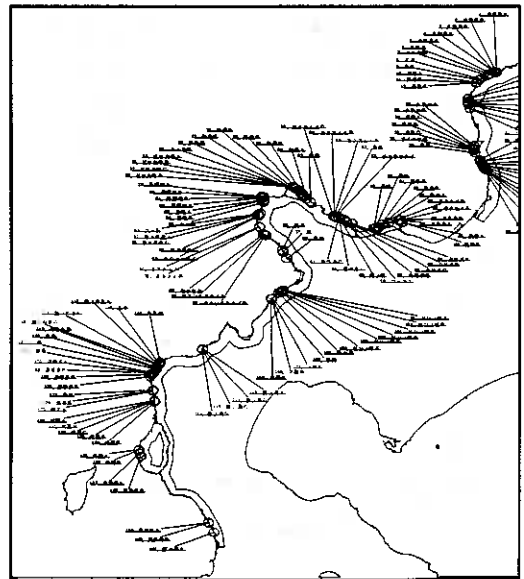


図-1 大規模岩盤崩壊位置図

2. 1 地形状況

地形は比高 50~150m の急崖をなして日本海に臨んでいるが、その背後の山体は比較的平坦な地形を呈している場合が多い。海岸線と接する自然斜面には海食によって形成されたノッチが点在しており、複雑な地形を形成している。その背面には、応力状態の変化に起因して崖面と平行にシーティング節理が生じる場合がある。このシーティング節理や構造的節理・冷却節理と海食面が連結したときに岩盤崩落が発生するが、現在の海岸線の地形もこのような崩落が繰り返されたことにより形成されたものと推定される。

2. 2 地質状況

地質はいずれも新第三紀の溶岩・貫入岩・凝灰角礫岩(水冷破碎岩を含む)等である。岩盤が露出している箇所では顕著な風化は認められず、概ね新鮮な岩相を示しているが火山岩類特有の熱水変質箇所も点在している。不連続面の分布状況は、一般に低角の地層形成時の初生的不連続面とこれに直交する高角の構造的節理群によって特徴づけられる。これらのほか溶岩および貫入岩には柱状節理・板状節理などの冷却節理が特徴的であり、凝灰角礫岩と比較して不連続面の分布密度が高い。一方、凝灰角礫岩に関しては、不連続面の分布は疎らであるものの、明瞭な層理面および、連続性の高い開口節理がしばしば存在するため、大規模な岩盤ブロックが生じやすい状況となっている。なお、低角の層理面沿いには、湧水が認められることが多く、地下水の主要な浸透経路になっていると推察される。

2. 3 気象条件

気象にも非常に類似している。日平均気温が0℃以下となるのは、12月初旬から3月中旬までの期間であり、年間で最低となるのは一般に1月の下旬である。降雪は10月下旬から4月上旬までの期間であり、月別の降水量は8月～12月の期間に多く、130～150mm程度である。融雪の最盛期は4月初～中旬である。また、本地域は風が強く、日最大風速が10m/s以上の日数は年間で100日程度あり、これらは冬期に集中している。

斜面調査情報を表-1のようなデータ形式でまとめ、解析データとして使用した。

表-1 解析用データ形式

No.	1	2	3	4	5	6	7	8
崩壊時期	古い	やや古い	新しい					
急崖形態	崖縁(除90°)							
急崖地質	堆積岩	深成岩	塊状火砕岩	層状火砕岩	溶岩	貫入岩		
崩壊形態	崩落	滑動	転倒					
崩壊位置	斜面上部	斜面内部	斜面全面					
崩壊高さ	～50m	50～100m	100～150m	150m～				
崩壊規模	10 ¹ オーダー	10 ² オーダー	10 ³ オーダー	10 ⁴ オーダー	10 ⁵ オーダー	10 ⁶ オーダー		
最大岩径	5m未満	5～10m	10m以上					
到達距離	～25	25～50	50～75	75～100	100～			
崖頭崩壊高	～50m	50～100m	100～150m	150m～				
急崖比高	～50m	50～100m	100～150m	150m～				
急崖傾斜	60～70°	70～80°	80～90°	90°				
拘束条件	拘束							
垂直形状	オーバーハング							
水深10m	100m未満	100～200m	200m以上					
地質時代	先第三紀	新第三紀漸新世	新第三紀中新世	第四紀更新世				
地質構造	受け盤	水平	流れ盤					
分離面間隔	0.5m未満	0.5～1m	1～5m	5～10m	10～15m	15～20m	20m～	
湧水状況	湿潤植生・跡	湧水あり	流水あり					
湧箇所	湧無	湧下	湧上					
氷箇所	氷無	氷下	氷上					
斜面向き	NE	E	SE	S	SW	W	NW	N

現地調査データの他に、土地分類図や気象データを地域情報として追加した。

- ① 20万分の1土地分類図の内、地形分類図、土壌図、表層地質図(平面的分類図)、表層地質図(垂直的分類図)、の4種類について検討。
- ② 気象データは、アメダスの過去30年の平年値データを用いた。観測地点は増毛、浜益、厚田、小樽、余市、美国、神恵内、岩内、寿都、瀬棚、熊石の計11箇所とし、検討項目を表-2にまとめた。

表-2 アメダス地点

地域	年総雨量	50mm以上 (日)	平均	最高気温平 均	夏季平均 (最高気温)	最低気温平 均	冬季平均 (最低気温)	max≥2°C min≤2°C	max≥1°C min≤1°C	平均風速	10m/s以上 (日)
増毛	1253	1	8	11	21.3	4.9	-4.7	36	12	2.3	7.5
浜益	1170	1	8.1	11.5	22.1	4.4	-5.5	21	54	3.8	73.9
厚田	1111	1	7.6	11.4	22.125	3.5	-6.4	29	53	3.8	38.9
小樽	1207	1.2	8.4	11.7	22.225	5.3	-4.2	13	42	2.6	8.7
余市	1373	1.5	8	11.9	22.75	3.7	-6.0	33	58	2	2.1
美国	1879	2.7	7.5	11	21.725	3.5	-5.6	24	46	1.8	4.9
神恵内	1199	1.7	8.7	11.5	21.775	6.1	-3.1	5	45	3.1	35.8
岩内	897	1.1	8.3	11.6	22.2	4.7	-4.8	18	52	3.9	62.4
寿都	1247	1.8	8.8	11.5	21.3	6.1	-2.9	8	51	3.3	13.6
瀬棚	1067	1.9	8.7	11.7	21.3	5.6	-3.2	25	57	4.2	39.7
熊石	1395	2.9	9.2	12.2	22.325	6.2	-3	29	58	1.9	3.6

3. 自己組織化マップの概要

3. 1 SOMとは

SOM(Self-Organizing Maps)は、「ソム」もしくは「エス・オー・エム」と読み、日本語訳すると「自己組織化マップ」である。Helsinki工科大学のTeuvo Kohonen教授によって1980年代に提案されたニューラルネットワークの一形態として位置付けられた人工知能技術で、外的基準を必要としない「教師なし競合学習ネットワーク」である。

SOMはデータの出力値がどの分類に属するか(QT2における外的基準)は与える必要がなく、データ中の隠れた特徴を自動的に抜き出すことが可能で、また、極めて大きな次元のデータからその類似性を見つけだし、似たもの同士を2次元平面(マップ)上の近くに配置するという特徴がある。学習時にどこに分類するかを入力する必要がないため、入力データの分類状態を素直に反映したマップ(入力データの順序性、類似性などを保存したマップ)をつくることにより高次元の情報を簡単に可視化できる。

「データ間の類似性(Similarity)」を把握するためには、この主観的な世界にしか存在しない量を、客観的な数値として表現する必要がある。「類似性」を数値として定義する際には、「空間的な距離」と対応付けるのが最も普通、かつ、分かりやすい方法といえる。例えば、二つの数値的属性を持ったデータをその数値に従って、データごとに二次元的に配置し、データ間の距離を定義することができ、この距離が小さいものを「類似性が高い」と判断する。各データが持つ数値を多数扱うSOMにおいても同様に、データ間の距離によって定義でき、「多次元空間上の距離」として類似度を表現することになる。

SOMの主な応用例は、複雑なデータの2次元表示への可視化(多次元データの2次元マップ化)にあり、多くのクラスタ化技術のように抽象化の応用にある。動くもの、動かないもの、そして、工学はもちろん、医学、能楽、さらには社会科学の領域まであらゆる分野に応用できる脳の機能を模した視覚的情報処理の決定版と言え、データマイニングの方法としても注目されている。

3. 2 SOMの特徴と手順

SOMの主な特徴としては、次に示すものがある(図-2参照)。

- ・高次元入力ベクトルの2次元への非線形マッピング(視覚化)が可能。
- ・2次元マップ上でのクラスタ化(分類)が可能。
(特定の成分の優先度を変えた分類も可能)
- ・変数ごとの分布マップによる感度分析が可能。
(外れ値(特異点)の検出が可能)
- ・[連想]; 過去に学習したマップによる、新たな(未知)データの判別が可能。
- ・[想起]; 過去に学習したマップによる、未知データの補間(欠損値の予測)が可能。

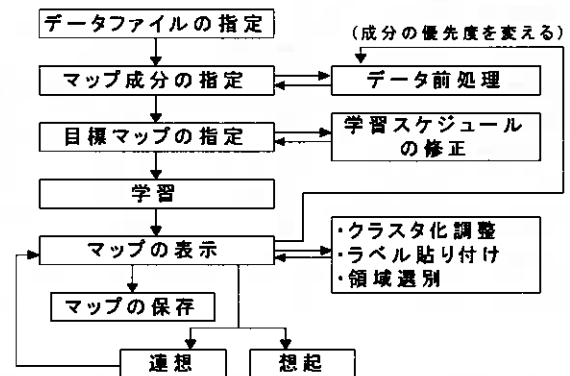


図-2 SOMの手順

3. 3 SOMのアルゴリズム

SOMは図-3(左図)のように入力層とマップ層がある2層構造ネットワークである。入力層のニューロンとマップ層のニューロンは、全てつながっているが、同じ層のニューロン間には互いに結合はない。出力層は、2次元平面に配置され、入力データは出力層に配置付けが行われる。SOMの学習アルゴリズムでは、図-3(右図)で示されるように競合に勝ち残ったニューロンだけではなく、その近傍に位置するニューロンを含めて集団で学習が行われるのが特徴である。

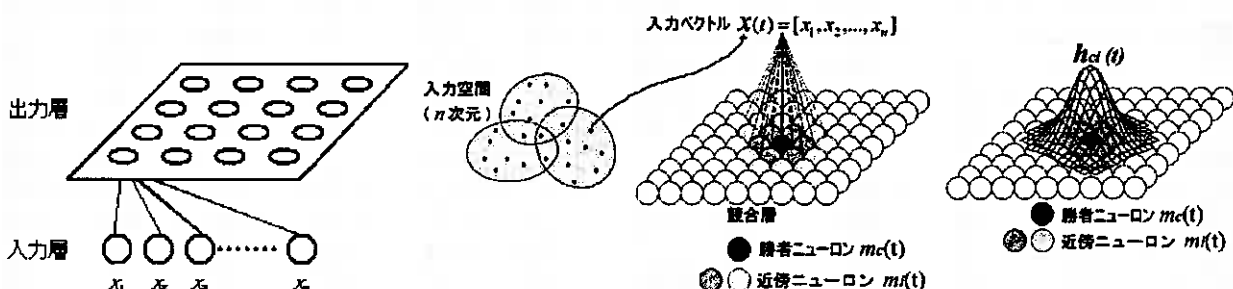


図2 SOM概念図

SOMの学習則を簡単にまとめると、次の通りである。図-4にSOM学習の説明図を示す。

step 1:初期化

入力データベクトル数をN, 繰返し数をT(>=N)とし, t=0とする。入力層と出力層とを関連付ける重みを参照ベクトル w_i として, その初期値を乱数で設定する。この w_i の i は各ニューロンを表す添え字である。

step 2:t=1, 2, ..., Tに対して次の操作を繰り返す。

step2-1:入力ベクトル $x(t)$ と各参照ベクトル $w_i(t-1)$ との間のユークリッド距離を求める。

ユークリッド距離; $\|x(t) - w_i(t-1)\|$

step2-2:ユークリッド距離を最小とするニューロン u_i を求め, 勝者ニューロンに決定。勝者ニューロンを c で表し, その参照ベクトルを $w_c(t)$ として表す。

step2-3:勝者ニューロンを中心とした近傍領域(図-5で赤色掛かったニューロン)が, 入力ベクトル $x(t)$ に対して学習を行う。つまり, 参照ベクトル $w_i(t)$ を次式により学習(修正)する。

$$w_i(t) = w_i(t-1) + h_{ci}(t) (x(t) - w_i(t-1)) \quad (6)$$

ここで, h は近傍関数と呼ばれ, 次の性質を持つ。

$$h_{ci}(t) = \alpha(t) \cdot \exp\left(-\frac{\|r_c(t) - r_{i(t)}\|^2}{2R^2(t)}\right) \quad (7)$$

$\alpha(t)$ の値を学習率係数と呼び, $0 < \alpha(t) < 1$ の値を持つ。 α_0 は α の初期値で, 0.2~0.5 の値を選ぶ。

$$\alpha(t) = \alpha_0 \left(1 - \frac{t}{T}\right) \quad (8)$$

・ t に関する単調減少関数で, t が無限大で h は 0 に収束する。

・ r_c と r_i の距離 $\|r_c - r_i\|$ に関して単調減少する。また, 単調減少の程度は t が増加するほど大きくなる。

(r_i はニューロン*の出力層上での座標)

step2-4: t が総学習回数 T になるまで繰り返す。

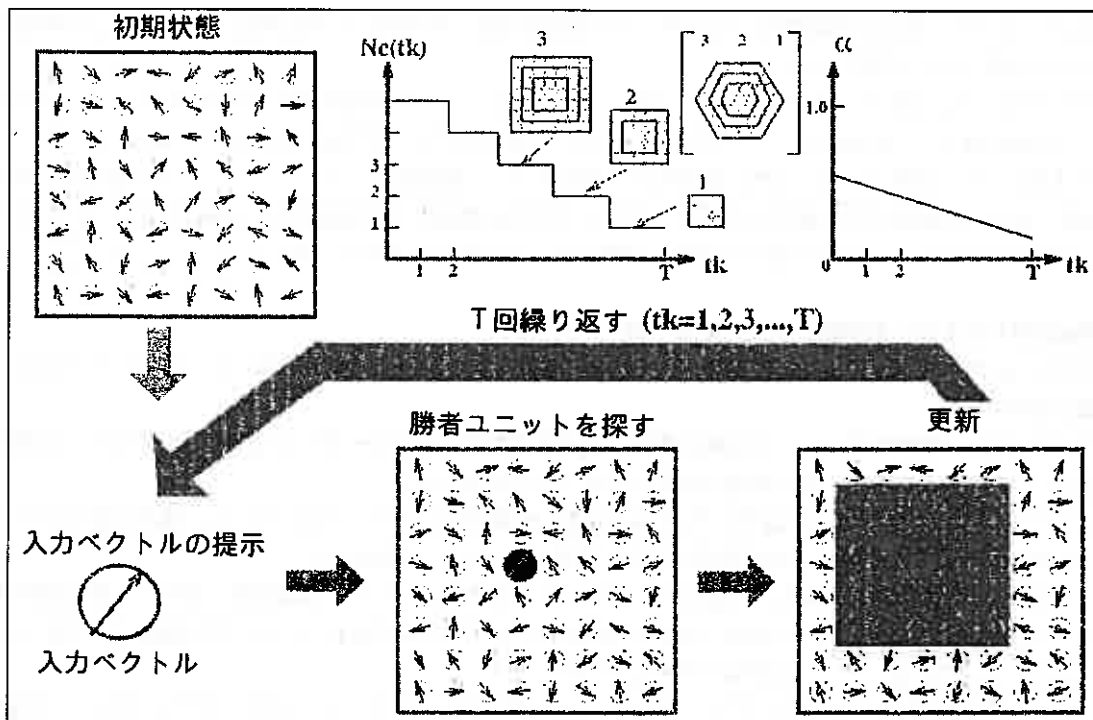


図-4 SOM学習の説明図(「自己組織化マップの応用」より抜粋)

4. 自己組織化マップを用いた斜面調査項目のクラスタ分類

過去に大規模岩盤崩壊(100^m以上)をおこした141箇所の『既往崩壊箇所調査データ』ならびに『気象データや地図などの地域情報』をSOMを用いて「斜面調査項目」をクラスタ分類し, 調査項目データの相対的位置関係を2次元マップ上で表現することにより, 「崩壊」をおこした斜面ではどの斜面情報(因子)の相対的な近しさを視覚的に把握する。

表-3 解析データ項目（地域情報および調査項目）

気象情報	(略)	地域情報	(略)	斜面情報①	(略)	斜面情報②	(略)
年総雨量	ame	(地形)山地	tik-san	崩壊時期	jk-	崖頂部傾高	g-taka
50mm以上(日)	50mm	(地形)火山地	tik-kaz	急崖形態	gsui	急崖比高	k-taka
平均気温	kion	(地形)丘陵地	tik-oka	(地質)堆積岩	tie-tai	急崖傾斜	kaieya
最高気温平均	high	(地形)台地・段丘	tik-dai	(地質)凝灰岩	ta-sins	拘束条件	kosoku
夏季平均(最高気温)	natu	(土壌)岩石地	soi-gen	(地質)凝灰岩	ta-ryo	崖頂形状	OH
最低気温平均	low	(土壌)未熟土	soi-mij	(地質)火砕岩	ta-kepai	水深10m	huka(10m)
冬季平均(最低気温)	huyu	(土壌)褐色森林土	soi-mori	(地質)浮岩	tis-yo	(地時)先三	age-pre
Tmax≥2℃, Tmin≤-2℃	2T	(土壌)赤黄土	sekio-soi-sekio	(地質)貫入岩	ta-kan	(地時)新三中	age-mio
Tmax≥1℃, Tmin≤-1℃	1T	(土壌)褐色低地土	soi-teti	(崩壊形態)崩落	type-raku	(地時)新四中	age-pli
平均風速	keze	(表層)半面結~固結堆積物	hyo-tai	(崩壊形態)滑動	type-katu	(地時)四夏	age-ple
10m/s以上(日)	10m/s	(表層)火山性岩	hyo-kezen	(崩壊形態)転倒	type-tou	(地時)受け盤	koz-uke
		(表層)凝成岩類	hyo-sinse	崩壊位置(上)	iti-ue	(地時)水平	koz-sui
		平-岩体硬さ	tai-h	崩壊位置(内)	iti-nai	(地時)流れ盤	koz-nag
		平-岩片硬さ	pen-h	崩壊位置(全)	iti-zen	分層面間隔	men
		直-岩体硬さ	tai-v	崩壊高さ	h-taka	湧水状況	yusui
		直-岩片硬さ	pen-v	崩壊規模	kibo	湧水所	mizu
		直-風化	huka	最大岩径	zenkei	水箇所	kori
				到達距離	kyori	斜面向き	muki

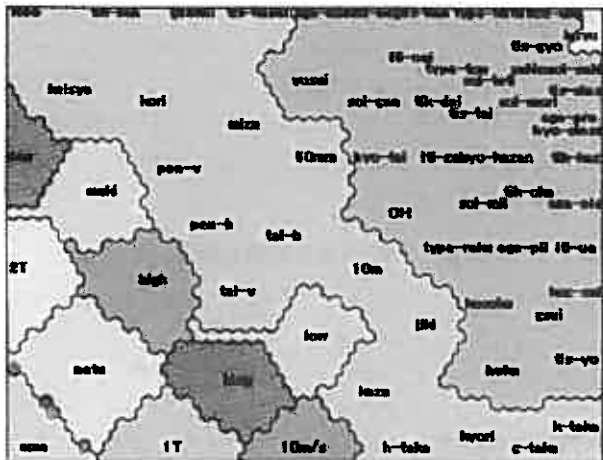


図-5 クラスタ分類図（地域情報および調査項目）



図-6 クラスタ分類図（調査項目のみ）

4. 1 地域情報を含めた斜面調査項目の分類（図-5参照）

考察；・大きく分けて、雑多な地域情報（左下部）と一般調査項目（中央部）と地質関係（右上部）と冬季最低気温平均（右上隅）の4区域に分かれる。

- ・左下部は、主に気象データであるが、その他に「斜面向き」と「不連続面構造」が含まれており、「気象データ」と「斜面向き」、「斜面向き」と「不連続面構造」の間には何らかの関係があるものと思われる。
- ・右上部には、(表層)地質、土壌、地質時代、崩壊タイプ、崩壊位置、オーバーハング、拘束条件、崖錐、湧水状況、水深10m距離等が配置されており、湧水と水深10m距離以外は地質あるいは崩壊関連で占められている。
- ・「冬季最低気温平均」だけが単独で地質・崩壊グループに隣接して存在している。

4. 2 地域情報を含めない斜面調査項目の分類（図-6参照）

考察；・大きく分けて、斜面向き（左下部）と不連続面構造（左下部）と（中央下部）と（左部）と（右部）の5区域に分かれる。

- ・左下部には、「斜面向き」と「不連続面構造」が単独の隣接したグループとして配置されており、分類区分は異なるものの距離が近いことから密接な関係にあるものと思われる。
- ・中央下部には、水箇所、湧水箇所、水深10m距離、崩壊時期がグループされている。湧水状況も別グループながら隣接していることから、水理関連の項目は似通っていることが分かる。
- ・左部には、崩壊高さ、崖錐高さ、急崖比高などの高さに関するものと、崩壊規模、傾斜、岩体到達距離、最大岩径などの崩壊に関するものに加え、地質（火砕岩）がグルーピングされている。主に崩壊に関するものの中に火砕岩だけが加わるという、火砕岩の特異性が現れている。
- ・また、崩壊規模に着目して述べると、データ特性の似たグループとして「高さに関するもの」、「急崖傾斜」、「到達距離」、「最大岩径」などがあげられ、別のグループとしては「不連続面間隔」、「斜面向き」などがあげられる。崩壊規模に関しては地質などの地域情報は「火砕岩」を除きデータ特性の類似性は認められなかった。

既往崩壊箇所（141箇所）の調査項目の成分分析を行った所、大きく分けて、①気象などの地域情報、②斜面調査項目（一般）、③地質関係、④冬季最低気温平均、の4分類がなされた。このことから、冬季の最低気温という項目が他の項目と異なり極めて強い特性を持つことが明らかになった。また、全体から読み取れるデータ特性としては、「斜面向き」と「不連続面の構造」の成分が隣接し、「斜面向き」と「気象データ（一般）」の成分が隣接したことから、これらの項目に何らかの関連がある事がSOMによる成分分析から示された。

5. 自己組織化マップを用いた調査地点のクラスタ分類

調査地点のデータ特性の類似性を位置関係として2次元マップ上で表現し、クラスタ分類することにより、地点間の相対関係を把握するとともに、入力データの欠損箇所の補間(推定)を行った。出力される2種類のマップは、①データの全体の配置状況およびクラスタ区分を示す「全体マップ」と、②調査項目の各成分ごとに値を色表示した「成分マップ」であり、地点間の相対的類似性および分類区分と各成分の影響の把握が視覚的に可能となった。

崩壊規模の優先度を他成分の優先度より高めたSOM分類を行った。クラスタ分類数を「3」、崩壊規模(m^3)の対数をデータラベルとした全体マップを図-7に示す。崩壊規模は $10^2 \sim 10^6 m^3$ の値をとり、大きいものが左上、低いものが右下と対角に配置される結果となった。本分析結果は崩壊規模を他成分より優先したケースであるので、崩壊規模の近いものが比較的近接して配置される傾向があるが、SOM分類では強調成分(崩壊規模)だけではなくその他の成分の影響も考慮して配置し境界線を引いてあるので、様々なデータ特性を総合的に評価した分類であるといえる。

また、141箇所のデータを学習したSOM分類結果を、新規の別データに適用すると、

- ・3章2節で述べたように、SOMの「連想」の機能により、現地調査時の欠損データなどの補間が行える。また、崩壊規模を欠損値とすることにより、他成分から崩壊規模を推定することも可能となる。
- ・3同様に「想起」の機能により、新規調査データが学習データの141箇所のどの斜面に似ているかを客観的に判断し、属する「クラスタ区分」を推定することが可能となった。

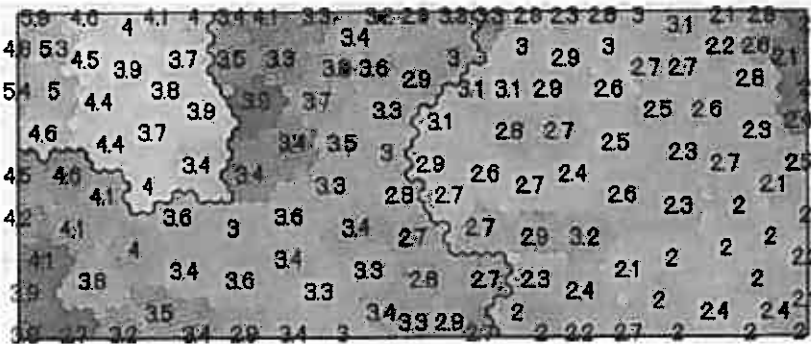


図-7 クラスタ分類図(3区分-ラベル; 崩壊規模(m^3)の対数)

図-7のようにSOMによる分類区分数を3にした場合、崩壊規模(m^3)の対数が「3.2」および「4.3」(崩壊規模でいうと約 $1500 m^3$ と約 $20000 m^3$)を閾値とみなすと、一致率が最も高くなり、80.1% (113/141)となった。このことは、崩壊規模が、①($100 \sim 1,500 m^3$)、②($1,500 \sim 20,000 m^3$)、③($20,000 m^3 \sim$)の3段階で崩壊斜面の全体特性が区分されることを示している。成分マップから読み取れた崩壊規模と他調査項目との関係を以下に示す。

- ・崩壊形態では、滑動の方が崩落より規模が大きい傾向にある。
- ・岩の到達距離が遠い方が規模が大きい傾向にある。
- ・岩体が拘束されている方が規模が大きくなる可能性がある。
- ・分離面間隔が大きい方が規模が大きい傾向にある。
- ・湧水がある方が規模が大きい傾向にある。

崩壊規模と他成分との関係を総括すると、気象情報や地図情報などの地域情報はデータ収集のサンプル地点が限られているため、全体的に顕著な傾向というものは認められなかった。

6. まとめ

『北海道日本海沿岸における大規模岩盤崩落検討委員会』による、北海道南西部沿岸地域における141箇所の大規模岩盤崩壊データを自己組織化マップを用いて分析し、マップ化することにより、視覚的に把握することが可能となった。

調査項目に関するSOM分類では、①地域情報、②一般の斜面調査項目、③地質関係等に大別することができ、今後はこれらの類似性および区分に適合した評価基準を設定する必要性が確認された。

崩壊規模に着目した調査斜面のSOM分類では、崩壊規模が大きい斜面の特徴としては、①滑動タイプである、②岩の到達距離が遠い、③岩が拘束されている、④分離面間隔が大きい、⑤湧水がある等が挙げられた。また、約 $1,500 m^3$ 、および約 $20,000 m^3$ が崩壊規模の閾値であり、現在の斜面情報のみからいずれ崩壊が起きるとしたらどの程度の規模であるかの目安を得ることができた。ただ、崩壊が発生する時の規模の推定ではあるが、崩壊の発生する時期や崩壊しやすさを予測することはできず、この点は専門技術者による崩壊危険度評価に頼らざるを得ない所である。

参考文献

1. 北海道日本海沿岸における大規模岩盤崩落検討委員会報告書(2000)
2. T. コホネン 著: 自己組織化マップ, シュプリンガー・フェアラーク東京(1996)

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

—北見市を中心として—

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

都市域では地震時の地盤の液状化、非常に緩い砂礫層・泥炭層などの軟弱地盤、急傾斜地、地下水汚染など地盤に関わる問題が多数ある。また、都市域の拡大に伴うジオフロントやウォーターフロントの開発の際にも地盤性状が問題となる。これら諸問題への対応に際して、事前に既存のデータを基に対象地域の地盤構造を把握し、その結果に基づき、より効果的な調査・解析を行う必要がある。

近年、各都市域において地盤情報データベースの構築が図られており、情報の共有化と多方面での活用が進んでいる。北海道では、地盤工学会北海道支部が札幌市を中心とする道央地域の地盤調査データを収集し、それらの電子ファイル化およびデータの検索ソフトの開発を行い、1996年に「北海道（道央地区）地盤情報データベース」を公開した¹⁾。その後、札幌市周辺市町での地盤調査データを追加収録し、2003年に「北海道地盤情報データベース Ver. 2003」として公開した²⁾。道東の市町村でも、これまでに多くの地盤調査や地下水調査を目的としたボーリングが実施されている。柱状図データに代表される膨大な量の地盤情報は諸機関に保管されているが、必ずしもそれらが整理、一括管理され、そして速やかに検索できる状況にはない。

2002年4月から網走・北見地域の地盤情報データベースの構築およびそれを基にした各地域の地盤構造を解析することを目的とした作業に着手した。本文では、道東オホーツク圏の中核都市である北見市中心部を対象とした地盤情報データベースの構築状況およびこのデータベースを基に解析した地盤構造について述べる。

2. 研究方法

本研究では、地盤情報データベース構築の作業と並行して地形解析および野外調査を行い、これらの結果をふまえて地盤構造を可視化し、地盤構造を解析した（図-1）。

地盤情報データベースの構築では、北見市中心部の地盤構造を解析する上で、まず基盤岩層の構造や特徴を把握することに主眼をおき、調査深度の深いボーリングに限定して、1958年から現在までに実施された地盤調査および地下水調査を目的としたボーリング75本の資料を収集し、整理した（図-2）。これらをボーリング柱状図ソフト Boring_Jr II / CALS および地図・ボーリング検索ソフト GeoPro_Map II を用いて電子ファイル化した。

地形解析では、空中写真判読によって、北見市中心部で認められる地形（段丘面、段丘崖、後背低地、自然堤防など）の区分を行った。これは、地形が平坦で地層の露出が少ない地域でボーリング柱状図を対比し、地盤構造の可視化および解析を行う上で有益な情報を提供するものである。

野外調査では、北見市中心部で確認される段丘面・段丘崖の様子や、露出状況は必ずしも良くはないが点在する各地層の露頭の観察を行った。

地盤構造の可視化では、空中写真判読で得た地形解析結果、野外での地形調査および露頭調査結果に基づいて、北見市中心部を流れる常呂川に直交する方向に3本の断面線を設定し、構築したデータベースを基にボーリング断面作成ソフト Boring_CD II、三次元断面作成ソフト Boring_CD/3D を用いて断面図およびパネルダイアグラムを作成した。

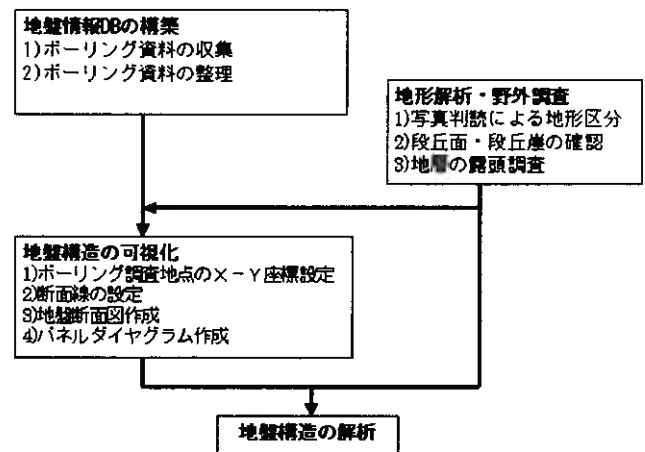


図-1 研究の流れ

Construction of Geo-Information database and investigation of ground condition in the Kitami urban area, Abashiri-Kitami area, Hokkaido. Eri MATSUDA (Graduate student, Kitami Institute of Technology), Yoji ITO (Kitami Institute of Technology), Teruyuki SUZUKI (Kitami Institute of Technology)



図-2 ボーリング調査位置 (図中の①～⑥は野外での地形調査箇所、a～cは露頭調査箇所を示す)

3. 地盤情報データベースの構築

収集・整理した75本のボーリング資料から位置(緯度・経度、深度、標高)、柱状図、記事(土質分類、色調など)、地下水水位およびN値を、また、ボーリング名を地形図メッシュコードに変換し、電子ファイル化した。このデータベースによって、パソコンのディスプレイの地図画面上でデータを検索し、表示することができる(図-3)。また、地図画面上でボーリング位置および断面線を任意に選択・設定して、設定した断面線上にボーリング柱状図を表示することが可能となった。

4. 空中写真判読による地形区分

北見市街地の地形は、北西側と南東側を標高200～500mの山地に挟まれた盆地状をなし、その盆地の南縁には常呂川が南西から北東に流下し、無加川および訓子府川が西から東へ流下している(図-4)。これら河川沿いには河岸段丘が発達しており、河岸段丘面は上位から古期面(標高250m以上)、大谷面(標高180～240m)、実郷面(標高120～200m)および北見面(標高50～120m)に4区分されている³⁾。

地形判読に用いた空中写真は、1971年国土地理院撮影のH0-71-2X C7-9～C7-18、H0-71-2X C8-9～C8-17およびH0-71-2X C9-10～C9-16である。

地形判読では、まず地域を山地、丘陵・台地、低地および人工地の4地域に区分した。山地では山腹斜面、崖斜面・麓斜面および傾斜遷緩線に、丘陵・台地では丘陵斜面、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て判読・分類を行った(図-5)。

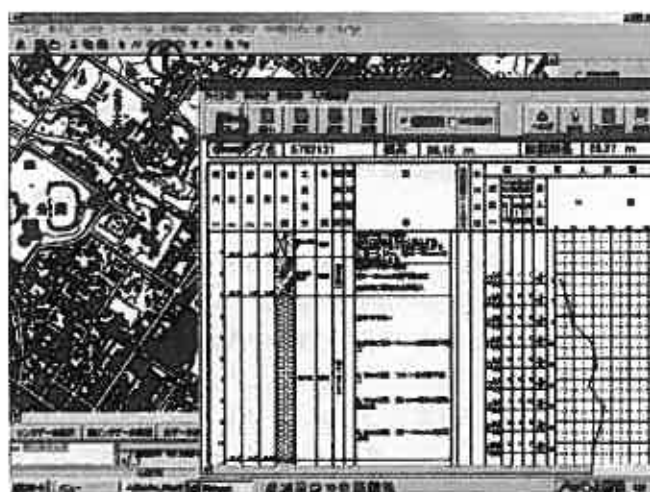
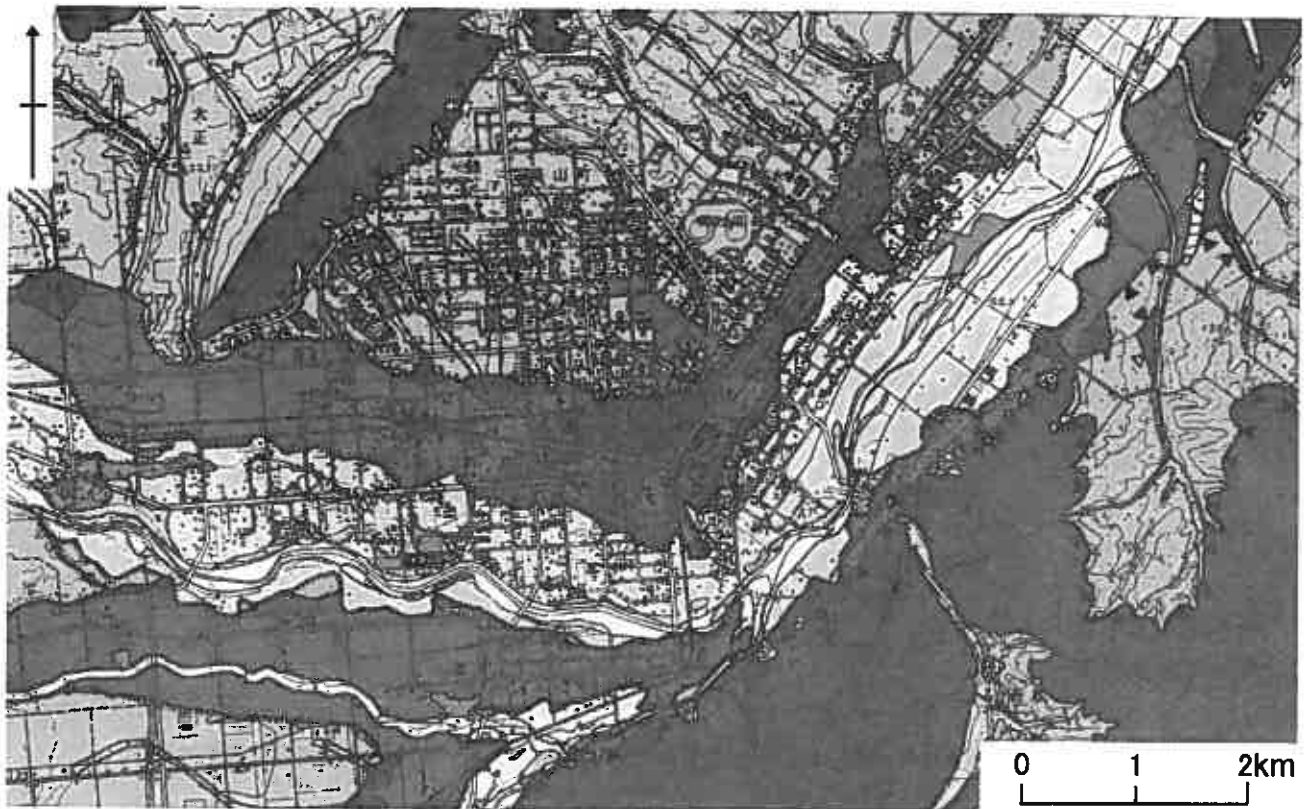


図-3 ディスプレイ上でのデータの検索・表示例

A: 地図画面での検索, ①はBのボーリング柱状図の位置。
B: ボーリング柱状図の表示画面。



図-4 北見市街地周辺の鳥瞰図(南西方向からの眺望)



山地：	■ 山腹斜面	▨ 崖錐斜面・麗屑斜面	▨ 傾斜遷移線
丘陵・台地：	■ 丘陵斜面	▨ 急斜面	▨ 地すべり斜面
	■ 段丘面Ⅱ	▨ 段丘面Ⅲ	▨ 段丘面Ⅳ
	▨ 沖積錐		
低地：	▨ 埋積谷	▨ 後背低地	▨ 自然堤防
	▨ 旧河道	▨ 流路州	▨ 破堤跡
人工地：	■ 埋立地		

図-5 空中写真判読による地形区分

山地地域は北見市街地の北西側と南東側であり、北西側は標高 225~270mの稜線が北東-南西に伸びる山地であり、南東側は標高 200m前後の稜線が連なる山地である。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・台地地域は北見市街地北西部や南西山地地域の北東部などであり、北見市街地北西部は住宅地となっている。丘陵・台地地域では主要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。また、常呂川および無加川沿いには北見面³⁾に対比される段丘面が発達しているが、小比高の段丘崖を指標として、この北見面を段丘面Ⅰ~Ⅳに細分した。段丘面Ⅱの範囲が国道 39 号や JR 石北線が通り、北見市の中心街となっている。

低地地域では、後背低地が現河川に沿って幅広く分布しており、部分的に破堤跡や旧河道も見られる。無加川-常呂川左岸の後背低地にはかつては水田が広がっていたが、現在では住宅地として開発されている。

人工地として、北見市街地北部に埋積谷を埋める埋立地が存在し、住宅地となっている。

5. 野外調査

空中写真判読によって把握した地形面を確認するため、市街地内 6 箇所で行った野外調査を行った(図-2の箇所①~⑥)。各箇所を確認された地形面は、次のようである。

箇所①：3 段の段丘面と後背低地面が階段状に配置している。段丘面は上位から国道 39 号が通る段丘面Ⅱ、段丘面Ⅲ、そして段丘面Ⅳである。段丘崖の比高は上位から 1.0m、0.5m、1.5m である。

箇所②：丘陵斜面から段丘面Ⅱに移行する比高 3.0m の段丘崖が見られる。段丘崖は比高 3.0~8.0m で国道 39 号に沿うように南西方向へ連続している。

箇所③：丘陵地から段丘面Ⅱに移行する比高 3.0m 程の段丘崖が見られる。箇所②で観察される段丘崖に連続している。

箇所④：段丘面Ⅱ、段丘面Ⅲおよび段丘面Ⅳが見られる。段丘面Ⅲは小範囲であり、段丘面Ⅱから比高 5.0m の段丘崖をもって段丘面Ⅳに移行している。

箇所⑤：上位から段丘面Ⅱ，段丘面Ⅲ，そして段丘面Ⅳを欠き，後背低地となっている。段丘崖の比高はそれぞれ 1.5m，1.0mである。

箇所⑥：段丘面Ⅱおよび段丘面Ⅲの 2 段の段丘面が見られ，その境界は比高 2.0m の段丘崖となっている。

また，市街地内では地質露頭は非常に乏しいが，周辺地域には地質露頭が点在しており（図-2 の露頭④～⑥），それらの観察を行った。各露頭での地質状況は次のようであり，地形解析結果もふまえて地質層序をまとめると表-1 となる。

露頭④：ジュラ～白亜系仁頃層群の玄武岩質ハイアロクラスタイト・同質溶岩で，暗緑色を呈し，不規則な節理が発達している。仁頃層群は北西山地に広く分布し，南東山地の一部にも存在している。

露頭⑤：常呂川河床の露頭で，古第三系漸新統栄森層の礫岩からなり，垂円礫～円礫が多いが，部分的には角礫に富む。礫種は仁頃層群に由来する岩石で，緻密堅硬である。南東山地に若松沢層とともに広く分布している³⁾。

露頭⑥：無加川河床の露頭で，新第三系中新統相内層の凝灰質シルト岩を主とし，泥岩や凝灰岩の薄層を伴う。走向 N-S で，東に緩く傾斜している。

露頭⑦：第四系更新統屈斜路火砕流堆積物で，灰白色，非溶結の火山灰・軽石である。層厚は 25～30m で，広く分布し，起伏の小さな丘陵を構成している。

露頭⑧：現河床堆積物で，粘土・シルト・砂・礫からなる。現在の河川の流路に沿って細長く分布している。

表-1 北見地域の地質総括表

地質時代	地層	構成岩・構成物	
第四紀	現世	現河床堆積物	粘土・シルト・砂・礫
	更新世	河岸段丘堆積物Ⅳ	粘土・シルト・砂・礫
		河岸段丘堆積物Ⅲ	粘土・シルト・砂・礫
		河岸段丘堆積物Ⅱ	粘土・シルト・砂・礫
		屈斜路火砕流堆積物	火山灰・軽石
	河岸段丘堆積物Ⅰ	粘土・シルト・砂・礫	
新第三紀	中新世	相内層	凝灰質シルト岩・泥岩・凝灰岩
古第三紀	漸新世	若松沢層，栄森層	凝灰質角礫岩・泥岩，礫岩・砂岩・泥岩
白亜紀～ジュラ紀		仁頃層群	玄武岩質ハイアロクラスタイト・玄武岩質枕状溶岩・石灰岩・チャート



図-6 断面線の設定

6. 地盤構造の可視化

地盤構造の可視化の過程は，ボーリング調査位置の X-Y 座標の設定，空中写真判読による地形解析の結果および野外調査の結果に基づいた断面線の設定，そして断面図およびパネルダイアグラムの作成である。

断面線の位置や線形は，どの様にでも設定できるが，仁頃層群，栄森層・若松沢層といった岩層の存在，段丘面・段丘崖の発達状況および周辺地域での地質状況をふまえて，北見市中心部の地盤構造の特徴がより現れやすいように，A-A'，B-B' および C-C' のいずれも北西-南東方向の断面線を設定した（図-6）。さらに，地形解析結果および露頭調査結果を基に，各ボーリング柱状図の対比を行い，各断面線での地盤断面図（図-7～図-9）および地盤パネルダイアグラムを作成した（図-10）。

7. 地盤構造の解析

A-A'，B-B' および C-C' 断面線での地盤断面図から，次のような地盤状況が推定できる。

1) A-A' 断面での地盤状況

A-A' 断面は，北見市中心部を北西山地から南東山地にいたる断面線である。主に，北西山地は仁頃層群(Ni)で，南東山地は栄森層・若松沢層(Sa)で構成されている。これら 2 つの山地に挟まれ，丘陵・低地の発達する北見市中心部では標高 67m 以下（深度では，丘陵地域で地表面から 80m 以深，国道 39 号が通る段丘面Ⅱの地域で地表面から 10m 以深）に，相内層(Ai)が基盤岩層として存在している。

国道 39 号の北西側では相内層を河岸段丘堆積物層Ⅰ(TⅠ)，そしてその上位を屈斜路火砕流堆積物層(KPIV)が覆っている。河岸段丘堆積物層Ⅰは屈斜路火砕流堆積物層に覆われており，北見市街地では地表に露出していない。河岸段丘堆積物層Ⅰの層厚は 10～65m であるが，北西山地の山麓では厚層をなしており，斜面部は仁頃層群からなる山地から供給された崖錐堆積物と思われる。屈斜路火砕流堆積物層の層厚は，最大 30m に達する。

国道 39 号の南東側では，相内層を河岸段丘堆積物層Ⅱ(TⅡ)，河岸段丘堆積物層Ⅲ(TⅢ)および現河床堆積物層(A)が覆い，常呂川の両岸では栄森層を層厚 5m 以下の現河床堆積物層が直接覆っている。

2) B-B' 断面での地盤状況

B-B' 断面は北見市中心部の丘陵から低地に移行する部分にあたり，標高 53m 以下（深度では，丘陵地域で 47～30m 以深，段丘面Ⅱ～Ⅳの地域で深度 7m 以深）に，相内層が基盤岩層として存在している。A-A' 断面と同様に，国道 39 号の北西側では層厚約 20m の河岸段丘堆積物層Ⅰおよび層厚 10～25m の屈斜路火砕流堆積物層が相内層を覆い，南東側では河岸段丘堆積物層Ⅱおよび現河床堆積物層がそれぞれ相内層を直接覆っている。

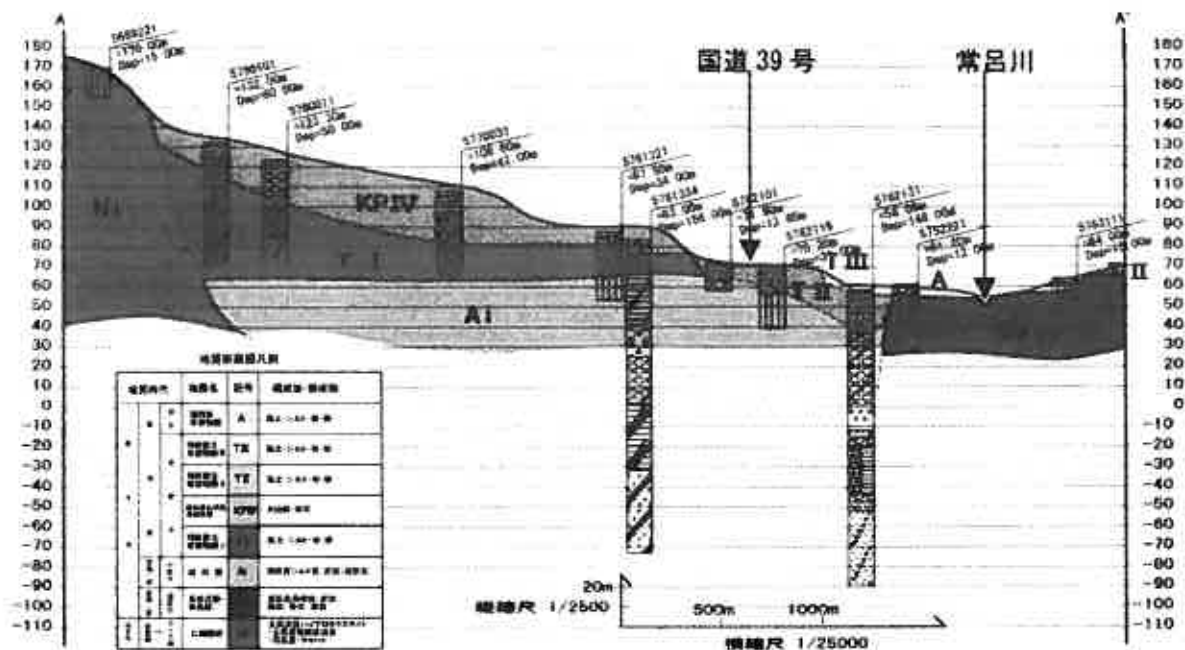


図-7 断面線A-A'での地盤断面図

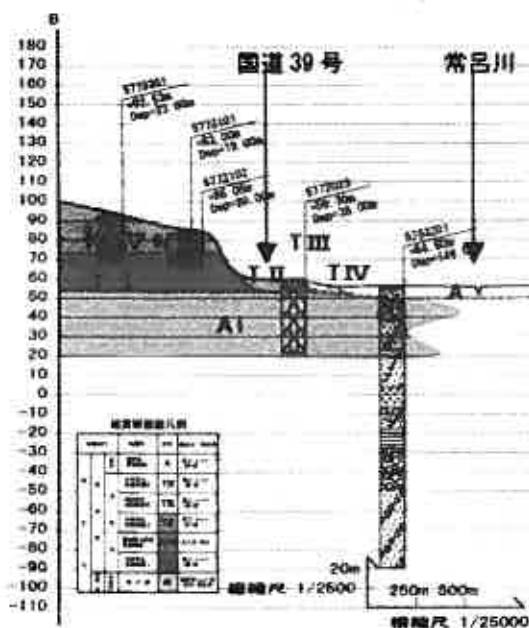


図-8 断面線B-B'での地盤断面図

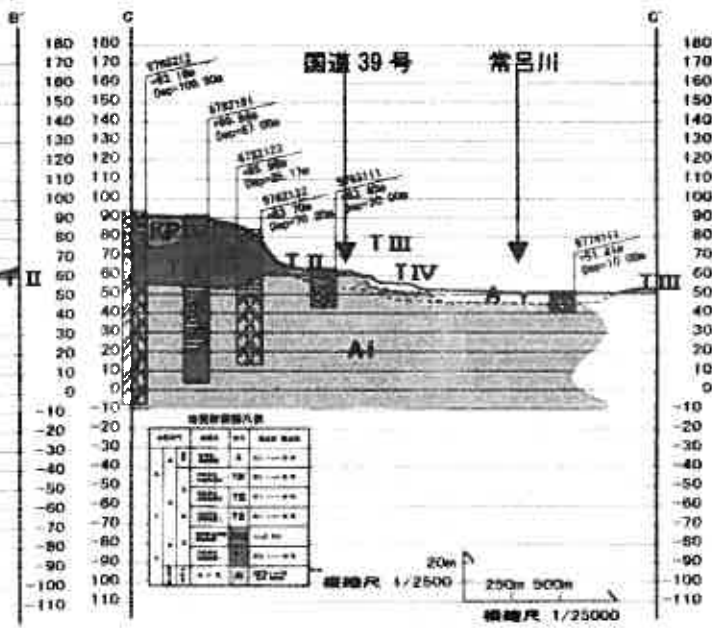


図-9 断面線C-C'での地盤断面図

3) C-C' 断面での地盤状況

C-C' 断面は北見市中心部北東側の丘陵から低地に移行する部分にあたり、基盤岩層は相内層である。相内層の層厚は少なくとも60m以上と見積られる。国道39号の北西側では層厚15~25mの河岸段丘堆積物層Iおよび層厚10~15mの屈斜路火砕流堆積物層が相内層を覆い、南東側では層厚約10mの河岸段丘堆積物層IIおよび層厚約5mの現河床堆積物層が相内層を直接覆っている。河岸段丘堆積物層IIIおよびIVの被覆状況は不明である。

4) パネルダイアグラムでの地盤状況

A-A', B-B' およびC-C' 断面図を三次元化することによって(図-10)、地盤構成の平面的

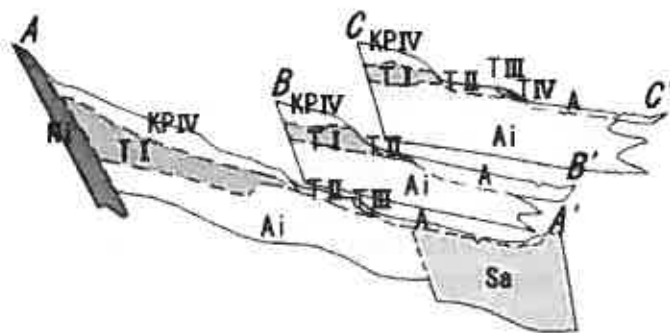


図-10 北見市中心部の地盤構造パネルダイアグラム

な広がりが見られる。大まかな特徴として、次のことが上げられる。

- (1) 北見市中心部は北西側を仁頃層群(Ni)からなる急峻な山地で、南東側を栄森層・若松沢層(Sa)からなる山地で挟まれ、この間の丘陵・台地地域および低地地域は相内層(Ai)を基盤岩層としている。
- (2) 北西半部の小起伏の丘陵地域では相内層を覆って河岸段丘堆積物層 I (T I), そして屈斜路火砕流堆積物層(KPIV)が分布する。国道 39 号や JR 石北線が通り、市街地中心部となっている段丘地域では河岸段丘堆積物層 II (T II) が相内層を直接覆っている。
- (3) 丘陵地域で、河岸段丘堆積物層 I (T I) で埋積されている相内層の旧地表面は、やや起伏に富んでいる。
- (4) やや起伏に富む相内層の地表面を埋めるように河岸段丘堆積物層 I が広がり、さらにその上を屈斜路火砕流堆積物層が覆ってなだらかな丘陵を形成している。
- (5) 常呂川沿いの低地では栄森層や相内層を直接覆って現河床堆積物層が広がっている。

8. まとめ

本研究では、北見市中心部の地盤構造を明らかにすることを目的として、まず、基盤岩層を把握するために調査深度の深いボーリング資料を収集・整理し、それらを電子ファイル化し、地盤情報データベースとした。次いで、地形区分や露頭調査の結果を基にボーリング柱状図を対比し、断面図およびパネルダイアグラムの形式で地盤構造の可視化を図り、基盤岩層を中心とした地盤構造の解析を行った。

現在、構築した地盤情報データベースへのさらなる情報の蓄積として、10~15mと調査深度の比較的浅いボーリング 600 本余りのデータを追加収録中であり、今後、これに基づいて丘陵地域表層部や段丘地域のより詳細な地盤構造を明らかにする予定である。

参考文献

- 1) 地盤工学会北海道支部「北海道地盤情報の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「北海道地盤情報の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) 石田正夫・沢村孝之助: 地域地質研究報告 5 万分の 1 図幅・北見地域の地質, 工業技術院地質調査所, 36p., 1968.

粒子状廃棄物を用いたL型擁壁の凍上対策

北見工業大学大学院 ○学生員 芮 大虎
 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
 北見工業大学工学部 正会員 平田広昭

1. 始めに

近年、産業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。

筆者らは土留め壁の凍上対策に関する屋外実験から、凍上し難い材料で置換する置換工法がもっとも有効であることを検証した^{2),3)}。今後は、良質な凍上抑制材料としての置換材料の開発と、その材料の有効性の確認が必要である。本研究は粒子状廃棄物をL型擁壁の凍上対策の置換材料として代替可能であるかを屋外実験で検証し、廃棄物の新たな利用方法を開発することを目的とした。廃棄物である粒子状ガラスカレットとEPS減容品を土のう袋に詰めて裏込めした既製コンクリートL型擁壁を北見工業大学構内に設置して、2002年11月から翌年4月までの地盤凍結期における背面盛り土の凍結状況、壁体変位などの動態観測を行った。その結果、これらの粒子状廃棄物で置換することの凍上防止の効果は確認された。しかし、壁体に少量の変位が認められ、置換材料の断熱性の評価、置換範囲の決め方にいくつかの工夫が必要であることも示唆された。

2. 実験の概要

1) 裏込め材料の特性

廃棄物を地盤材料として利用する場合は変形や破壊などに対する安定性を確保すると同時に、自然環境に悪影響を及ぼさないものでなければならない。また、凍上抑制置換材としてはこれらの条件を満足すると同時に凍上し難い材料であることが必要である。今回の置換材料の選定では粒子状廃棄物の凍上しにくい特性と断熱特性に着目してガラスカレット、EPS減容品、熔融スラグなどについて検討した。EPS減容品は使用済み発泡スチロール製品を溶かし、容積を減らして破碎したもので、軽量、高断熱性、低吸水性などの特性を持っている。ガラスカレットは廃ガラス瓶などを破碎したもので、熔融スラグは廃棄物の焼却灰を高温加熱して熔融した後に冷却したガラス質の粒状材料である。今回の実験では熱伝導率の違いなどを考慮してEPS減容品とガラスカレットを置換材料に選定した。

図-1に裏込め材料の粒径加積曲線を、表-1にはそれらの主な性質を示す。試験壁に用いた裏込め材料の凍上性を調べるために室内凍上試験を行った。試験は飽和状態で、上盤の循環水を0℃のまま低盤の循環水を一旦-7℃まで急激に下げることによってサマルショックを与えて過冷却を破った後、-1℃まで戻して0.1℃/hの温度降下速度で冷却した⁴⁾。凍上試験の結果を表-1に示している。この結果から分かるように、裏込めの一つとして選んだ粘性土は明らかに

表-1 試験壁に用いた裏込め材料の性質

裏込め材料	粒子密度 (g/cm ³)	最大粒径 (mm)	均等係数 U_c	曲率係数 U_c'	熱伝導率 (w/m.k)	凍上速度 ⁵⁾ (mm/hour)	凍結様式
粘性土	2.59	9.25	29.4	0.44	1.05	0.78	霜柱状凍結
ガラスカレット	2.44	9.52	4.80	1.28	0.14	0.05	コンクリート状凍結
EPS減容品	0.29	19.1	6.98	0.55	0.01	0.03	コンクリート状凍結

Effective utilization of granular waste for Countermeasure to Frost Heave of L-type Retaining Walls

Dahu RUI, Teruyuki SUZUKI, Satoshi YAMASHITA, Hiroaki HIRATA

Kitami Institute of technology

凍上性の材料であり、ガラスカレットと EPS 減容品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た⁶⁾。

ガラスカレットと EPS 減容品を中詰め材料として作製された土のうは透水性が良い。さらに袋詰めにすることで粒子の拘束強度を向上して構造物に働く土圧を軽減できるため補強土壁や擁壁等の裏込め材料としても適している⁶⁾。

2) 実験内容

筆者ら³⁾の研究室では1999年から2002年までの3シーズンにわたるL型擁壁の屋外凍上実験を通して置換工法の有効性を検証し、置換範囲の決定方法を提案した³⁾。この実験手法に合わせて本試験壁では、裏込め材料によって粘性土区間、ガラスカレット区間、EPS減容品区間を設けた。設置した試験壁の全体図を図-2に、試験壁断面の構成を図-3に示す。試験壁は幅2.0m、高さ1.5m、底版長1.7mの既設コンクリート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、厚さは各々40cm、70cmとして擁壁背面に設置し、それ以外は凍上性土で埋め戻している。また、隣接するブロック間の連結は行わず、三つの背面区間仕切りとして厚さ10cmの断熱材を用いた。各区間中央の壁体の立壁裏側に傾斜計

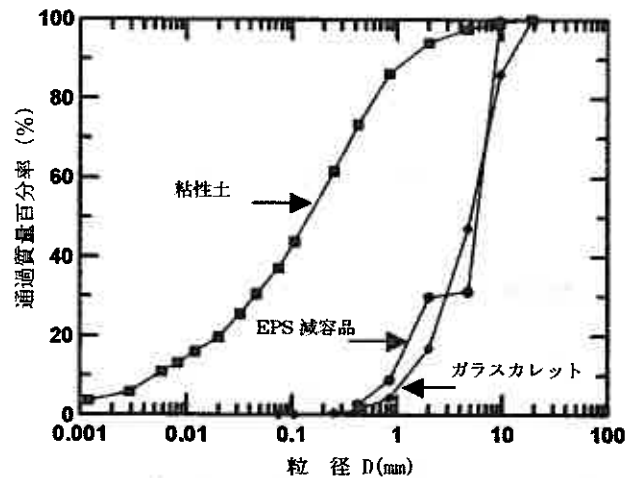


図-1 裏込め材料の粒径加積曲線

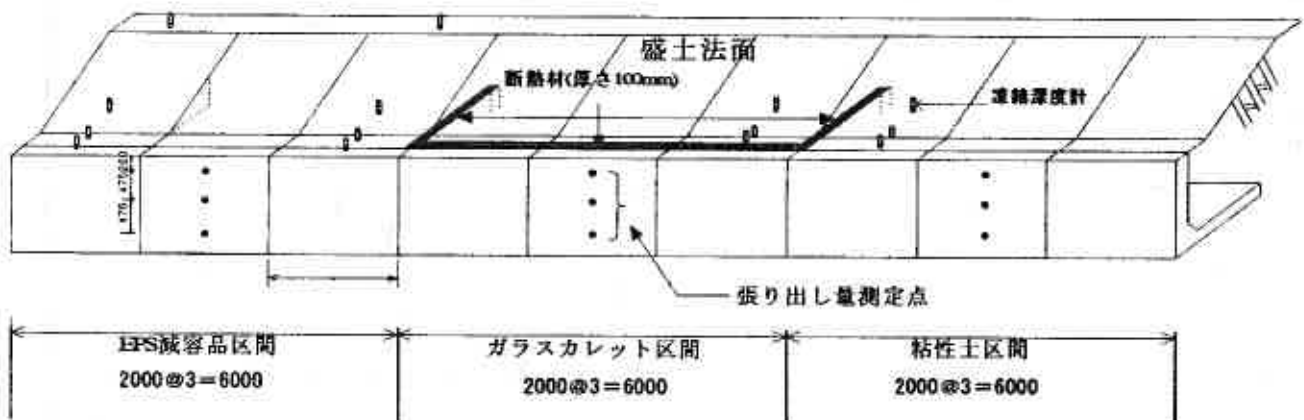


図-2 試験壁の全体概要

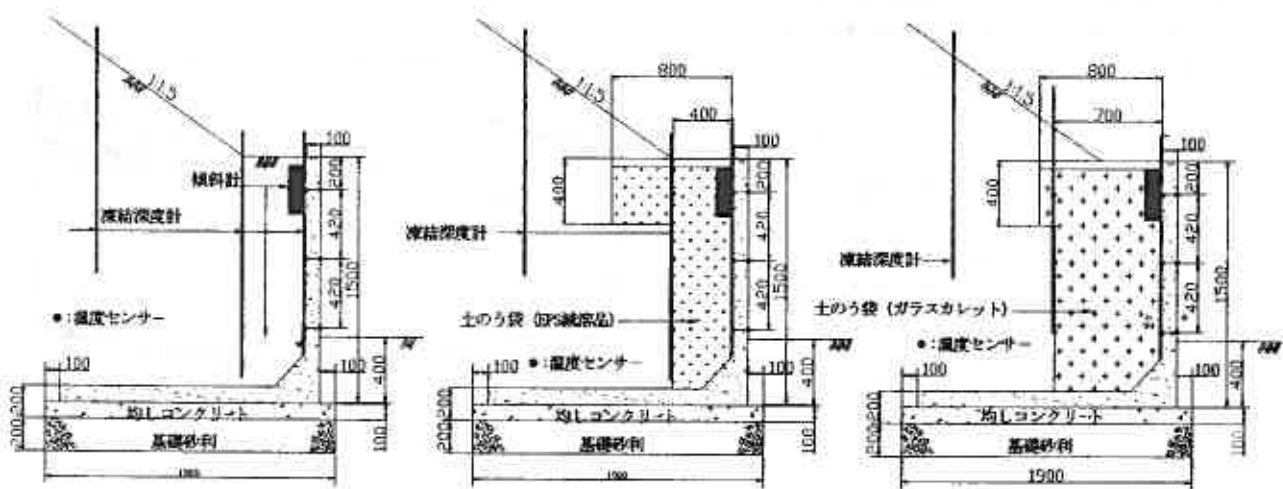


図-3 試験壁断面図

を設置して立壁部の傾きを調べた。この傾斜計はカレンチバー振り子にひずみゲージを貼り付け、ひずみ量として傾斜角が測定される形式で、定格容量は±5°、使用温度範囲は-20~70℃である。図-3に示すように立壁表面、立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の変化を計測した。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-3)によって一日に一回測定し、壁の持ち上がり量と立壁部の前方への水平の張り出し量は一週間に一回の測定によって測定した。

3. 実験結果

1) 実験シーズンの地盤凍結・凍上

図-4に試験壁から100m程離れた平坦地盤で測定された2002年11月から2003年3月までの日平均気温、凍上量、凍結深さ、及び凍上力をそれぞれ示す。実験シーズンの凍結指数は1030℃・dayで、ここ10年間でもっと寒いシーズンであった。地盤の凍結・凍上は11月下旬から認められ、12月から連続的な凍結侵入と凍上発生が始まっている。凍結深さは3月中旬に最大となり、その後は融解していく。

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。凍上力の発生は12月上旬から始まり、気温の変化に伴って変動するので1月末と二月末の二つのピーク値が現れた。

2) コンクリート壁の温度

図-5は図-3に示す立壁部表面と内側の温度測定点における積算寒度を示したものである。ここにおける積算寒度はマイナスとなる日平均温度を1シーズンに渡って積算した値であり、その意味と求め方は気温における凍結指数と同じである。三つの区間を比べるとコンクリート立壁の温度に関しては次のようなことが分かる。

- 粘性土区間の場合、積算温度は裏側より表面のほうが大きい。置換工法を行った二つの区間では下部を除いた上部、中部は裏側が表面より大きくなっている。断熱性のある置換材料によって裏込め土からの熱流出が遮られるために裏側の温度が低くなる。
- 積算温度は上方ほど大きく、下方で小さい。これは上部の方が下部よりも大気に曝された面が多く熱流出が多いことを示している。立壁下端では例外なく、裏側の積算寒度が表面に比べて極端に小さくなっている。これは壁体の下部地盤からの熱供給によると考えられる。
- 立壁の温度は粘性土-ガラスカレット-EPS減溶品区間の順に低い。これは裏込め材料の断熱性の違いによると考えられる。

3) 裏込め土中の凍結面形状

図-6は図-3に示したガラスカレット区間とEPS減溶品区間における置換材料裏側の温度と外気温の

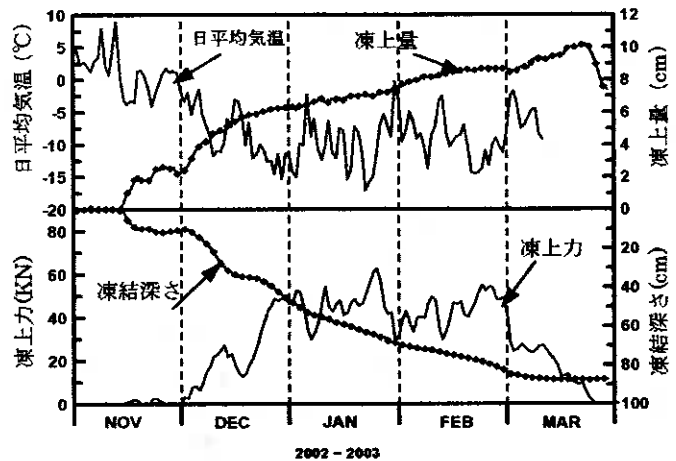


図-4 平坦地の気温、凍結深さ、凍上量、凍上力

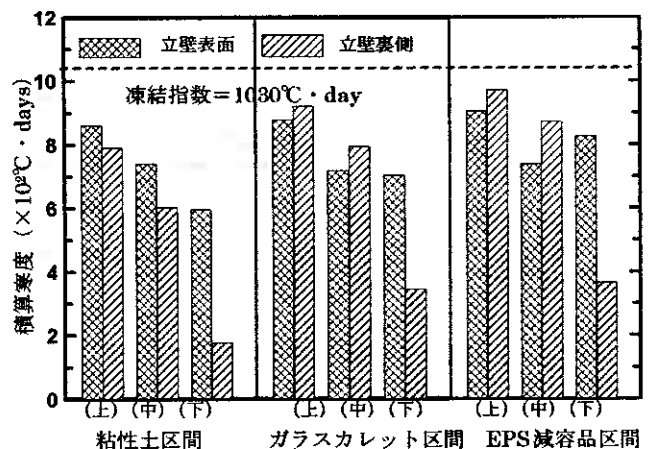


図-5 凍結指数と壁裏側、壁表面の積算寒度

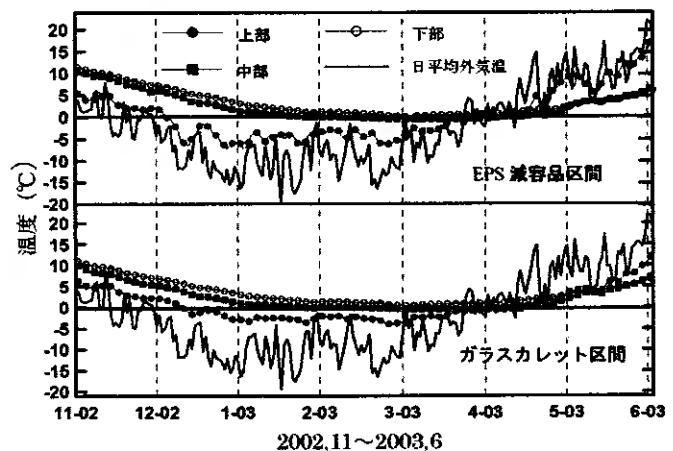


図-6 置換材料裏側の各位置の温度

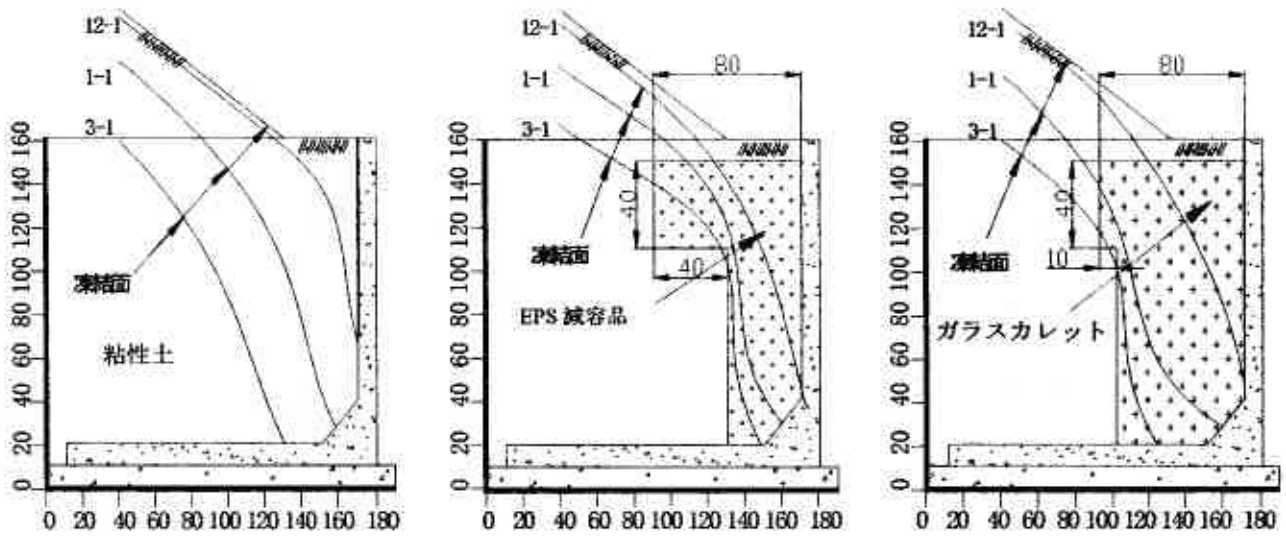


図-7 3区間における凍結面の推移

経時変化を示す。置換材料裏側上部の温度はマイナスになるが、中、下部の温度は常にプラスであり、凍上性の土には凍結が入っていない。中詰めが粒子状廃棄物である土のうの置換によって凍結はほぼ置換材料の中に抑えられていることが分かる。

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のは重要なことである⁷⁾。図-7はメチレンブルー凍結深度計の実測値と図-6の温度から求めた背面土中の凍結面形状を示す。これらの図から以下のようなことが分かる。

- 凍結面形状は地表面（熱流出面）の形状に支配される。壁体の上部と下部では熱流出面の条件が異なるため、立壁背後の凍結面は壁前面と平行にならない。
- 置換材料の断熱効果によって、立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いる。
- 壁体の挙動

図-8に各区間の傾斜計で測定された立壁の傾斜角の経時変化、図-9は傾斜角から計算された壁体天端の張り出し量とセオドライトによって測定された張り出し量の比較を示す。どの区間でも凍結が始まるとほぼ同時に立壁の傾斜の増加が始まっている。設置してから4シーズン目となる粘性土区間の立壁の傾斜の最大値は1シーズン目3.7°、2シーズン目5.4°、3シーズン目6.8°となり、4シーズン目は傾斜計の定格容量をオーバーしたので正確なピーク値は得られなかった。図-9はセオドライトによって測定された張り出し量を示す。3シーズン目までの天端の移動量は12cmであったが、4シーズン目に当たる本試験シーズンは17cmまで達した。EPS区間とガラスカレット区間の傾斜の最大値は各々1.4°、1.1°で、天端部の張り出し量は3cm、2.1cmになった。これらの値を粘性土区間と比較すると置

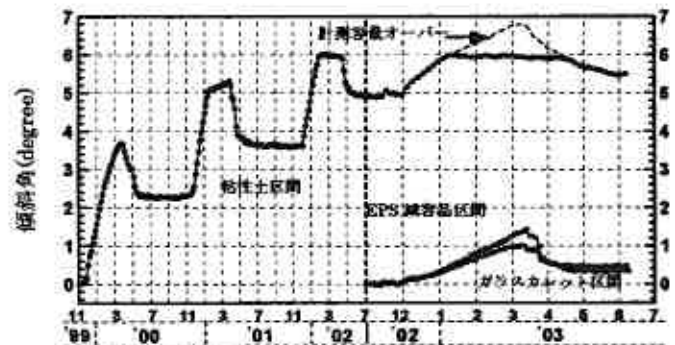


図-8 3区間における立壁の傾斜角の変化

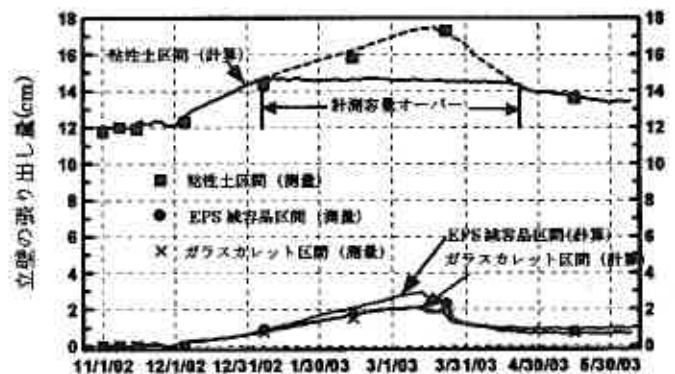


図-9 立壁張り出し量の計算と測量

換工法の効果は認められたが、粘性土区間と同様凍結土圧による壁の変位も認められた。また、立壁の傾斜は裏込めの融解が始まる3月下旬には一部が元に戻るが、裏込めの凍土が完全に無くなった夏以降も残留し、この残留量はシーズンを追うごとに累積している可能性もある。

4. 考察

今回行われた実験で、粒子状廃棄物を中詰めとした土のうの設置による置換工法の効果は確認されたが、ガラスカレット区間とEPS減溶品区間とも変位も認められた。壁の張り出しは粘性土区間と同様に、12月の月上旬から発生し、3月上旬に最大になっている。また、3月末から裏込め土の融解によって粘性土区間の張り出しは緩やかに戻るが、凍上対策をしたガラスカレット区間とEPS減溶品区間は急速に戻る事がわかる。

ガラスカレット区間とEPS減溶品区間の立壁の変位の発生原因について検討する。この両区間では、どの時期でも凍結面は置換材料の中にとどまり、置換材料より後の凍上性の土までは入っていない。置換材料は凍上試験から非凍上性材料と判定されており、置換材料の凍上によって立壁が変位したとは考え難い。さらに中詰めが粒子状廃棄物である土のうは透水性に優れるので置換材料中の水分の凍結膨張による凍結土圧の発生もないと考えられる。

図-10は置換工法を用いた試験壁で想定された張り出しのメカニズムを模式図で示したものである。試験壁裏の置換材料の上部b-c-e-dは緑化のために設置した厚さ10cm程度の芝生用の土である。b-c-e-d部分は断熱性の高い置換材料の設置によって、地盤からの熱流が遮断されるので、凍結初期にはのり面の土より早く凍結する。のり面での凍上発生による水平方向の凍上力成分がb-c-e-d部分の凍土を介して立壁天端部に伝わった可能性が考えられる。図-10に示されるように、地盤の融解と共に立壁の張り出しは戻るが、置換工法を施した区間では戻るのが速い。これはb-c-e-d部分が融解すると同時に凍上力が解放されるためと思われる。

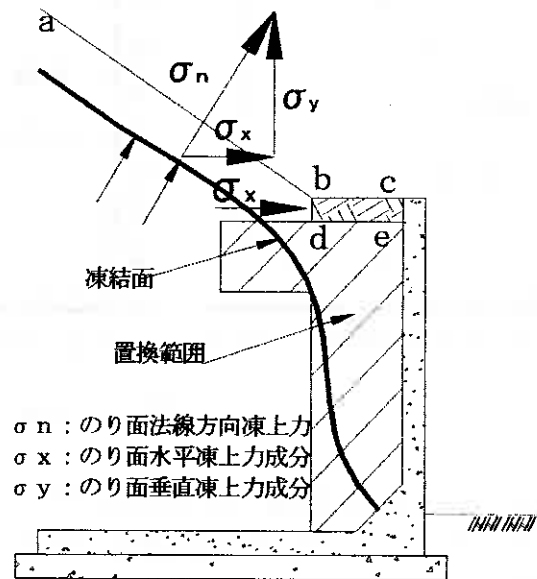


図-10 立壁の張り出しの模式図

5. まとめ

粒子状廃棄物を用いたL型擁壁の凍上対策の効果を検証するために粘性土区間、ガラスカレット区間、EPS減容品区間に分けて屋外凍上試験を行った。1シーズンの凍結期における動態観測と数値解析から得られた主な結果は以下のようになる。

- 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) 粒子状廃棄物である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、構造物の裏込めの設置方法に工夫を要するようである。

今回の実験では粒子状廃棄物を中詰め材料とした土のう袋を裏込めした凍上対策の効果は確実に認められたが、それぞれの立壁に無視できない変位発生が認められた。今後、これらの原因を明らかにして、粒子状廃棄物を利用する凍上対策手法を確立していきたい。

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

- 3) 藤田輝政, 鈴木輝之, 芮大虎, 竹本健、本堂直和: 既製コンクリートL型擁壁における凍上対策 -置き換え範囲の決定試案-, 第41回地盤工学会北海道支部技術報告集, 2003
- 4) 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, 地盤工学会, 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, pp. 53-60, 2001. 10.
- 5) 小島一宏, 鈴木輝之, 山下聡, 澤田正剛: 新しい凍上性判定試験法の適用性について, 第38回地盤工学研究発表会, pp. 333-334, 2003
- 6) ソルパック協会: ソルパックの実践(特集), 2000, 1
- 7) 土質工学会: 土の凍結—その理論と実際—

河川工事発生土の粒度調整による築堤盛土材料への有効利用

株式会社開発工営社 地質部 ○正会員 西村 右敏
 株式会社開発工営社 地質部 正会員 高橋 慶行
 北海道開発局 石狩川開発建設部 数田 茂
 北海道開発局 石狩川開発建設部 水嶋 稔

1. はじめに

河川工事で発生した不良土と判定される土砂は、そのほとんどが河川敷地内に存置されているのが現状である。一方で、近年、良質な築堤盛土材料の確保が困難な状況となってきた。

これらの状況を鑑み、石狩川開発建設部では混合土利用マニュアル(案)¹⁾を定め、単独では利用できない河川工事発生土を粒度調整によって改善し、築堤盛土材料としての積極的な利用を推進している²⁾。

本報告では、混合土利用マニュアル(案)における調査・検討方法とそれに基づき実施された施工例を紹介する。

2. 粒度調整による土質改良

混合土利用マニュアル(案)「以降、マニュアル(案)と記す」は、築堤材料としては不適切であると判定された河川工事発生土を粒度調整によって利用することを目的としている。

粒度調整による土質改良³⁾とは、図-1に示すように性質の異なる2種類以上の土を混合して、粒度分布を改善し所要の材料特性を得ようとするものである。

同図中の材料Aは、細粒分が少ないため透水性が大きく築堤材料としては不向きである。材料Bは、細粒分が多く乾燥収縮によりクラックの発生しやすい³⁾性質を有しており、また、その多くは含水比が高くトラフィカビリティが確保できないものである。

混合土の利用は、図-2に示すフローに従って検討を行っている。表-1に各検討の概略を記す。また、検討に際して必要な土質試験項目を表-2に示す。

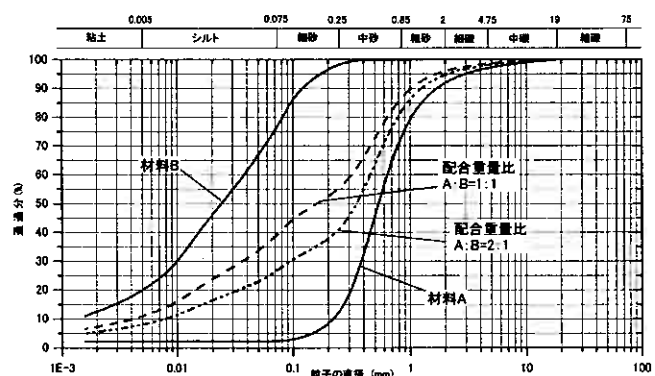


図-1 粒度調整例

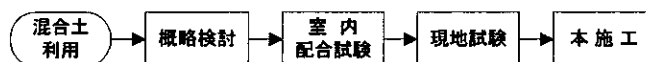


図-2 混合土利用の検討フロー

表-1 混合土利用検討の概略内容

検討項目	概略内容
概略検討	・不良土と判定されている土(粘土と砂)の粒度分布を合成 ・室内配合試験における配合割合を決定
室内配合試験	・代表試料を採取し、粒度調整を行い土質試験を実施 ・現地試験における配合割合を決定
現地試験	・小規模なヤードを造成し、攪拌機械による試験施工を実施 ・攪拌回数と混合状態、攪拌機械の処理能力等の確認 ・土質試験による混合土の品質確認 ・本施工で実施する配合割合を決定
本施工	・大規模攪拌施工 ・粒度分布による品質確認 ・通常5,000m ² に1回程度、小規模:全体で3回程度

表-2 各検討で必要な土質試験項目

試験項目	概略検討*1	室内配合試験	現地試験	本施工
土粒子の密度試験	○	○	○	○
土の含水比試験	○	○	○	○
土の粒度試験	○	○	○	○
土の液性限界・塑性限界試験		○	○	
突固めによる土の締固め試験		○	○	
締固めた土のコーン指数試験		○	○	
土の透水試験		○	○	
土の密度試験 (砂置換またはコアクター)	○			

*1 粒度試験結果、土の密度(単位体積重量)試験結果が無い場合に実施する。

Constructing Embankments of Mechanically Stabilized Dredged soils : NISHIMURA Mightoshi, TAKAHASHI Yoshiyuki (Kaihatsu Koei. Co., Ltd Geological Engineering Division), KAZUTA Shigeru, MIZUSHIMA Minoru (Hokkaido Regional Development Bureau Ishikari River development and construction department)

3. 築堤盛土材料の品質

混合土を築堤材料として用いる場合の品質は、築堤強化の観点から文献^{3)~5)}に準拠し表-3を目標としている。

河川堤防の透水性については、堤体材料や断面形状、基礎地盤および洪水継続時間等の組合せが考慮されて設計されるものであるが^{3),6),7)}、築堤盛土材料としての品質は、難透水性材料を当面の目標として透水性の低い⁸⁾ $k=1 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ 未満⁴⁾としている。

トラフィカビリティについては、湿地ブルドーザの走行に必要なコーン指数は $qc=300 \text{kN/m}^2$ 以上⁹⁾とされているが、マニュアル(案)では現地地盤状況や混合等の不確実性を考慮して、通常の施工性が確保される $qc=400 \text{kN/m}^2$ 以上⁵⁾としている。ただし、施工機械によってトラフィカビリティの要求値は異なるため、 qc 値は施工機械の選択の問題とあわせて判断しなければならない。

なお、混合土に求められる品質は、使用目的(河川、道路、宅地等)により異なるため、材料規定、締固め規定等は、各基準類または設計図書に従わなければならない。

また、品質目標を得る為の配合割合を決定する手がかりとして、目安となる粒度分布の範囲があれば便利である。そこで、マニュアル(案)では、築堤盛土材料として粒度調整する際の目標粒度分布範囲を図-3のように設定している。

この範囲は、石狩川下流域(KP30~42)の平成 11~14年度排泥池内の浚渫土砂を対象とした配合試験結果に基づき作成したもので、現時点では厳しい範囲としてある。今後は施工実績データの積み重ねによって、目標とする粒度分布の範囲を修正していく予定である。この範囲を決定した根拠は、5章に示す。

4. 浚渫土砂の特性

現在石狩川の浚渫工事に於いて排泥される浚渫土は年間 40~50 万 m^3 であり、その殆どが高水敷(排泥池)に存置されている状況にある。

石狩川下流域でポンプ浚渫された土砂は、排泥池内で分級され堆積する傾向にある。図-4は、昭和 62~平成 14年度排泥池内(石狩川 KP13~42)に堆積する浚渫土砂の粒度分布を示したものである。

ポンプ浚渫船から排出された排泥水は、排泥池(沈砂池)、遊水池を経由し、河川へ排出する河川環境への影響を配慮した処理が行われている。この排泥池に堆積する土砂は、粘土、シルト、砂質土、砂に概ね分類される。

なお、遊水池では、微細なコロイド粒子を凝集沈殿させているが、混合土利用マニュアル(案)では、このコロイド粒子の凝集堆積物(フロック)は、検討対象外としている。フロックの利用については、混合攪拌後に天日乾燥による処理利用が別途検討¹⁰⁾されている。

石狩川下流域における浚渫土砂の土質分類および性状は表-4に示すようであり、粘土、シルトはトラフィカビリティ不足で、砂は難透水性が確保できないことから、築堤材料への単独利用は困難である。

図-5に平成 11~14年度排泥池平面図を、図-6に平成 13年度排泥池における表層部の浚渫土砂堆積状況を示

表-3 混合土の品質目標(築堤材料)

品質	難透水性が確保される透水性係数	$k=1 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ 未満 ⁴⁾ (10^{-4} のオーダー以下)
	通常の施工性が確保されるコーン指数	$qc=400 \text{kN/m}^2$ 以上 ⁵⁾
材料	築堤材料として望ましい土 ³⁾	・細粒分が15%以上:不透水性の確保 ・細粒分が50%以下:乾燥時のクラック防止 ・土質分類的には(GF), (SF), (M), (C)に相当
	築堤材料として望ましくない土 ³⁾	・細粒分がほとんどない土 ・施工機械のトラフィカビリティの得られない土 ・高有機質土(PJ), (MK)

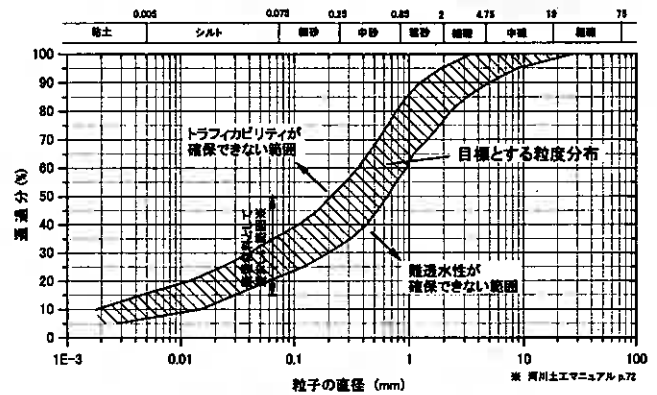


図-3 粒度調整で目標とする粒度分布(築堤材料)

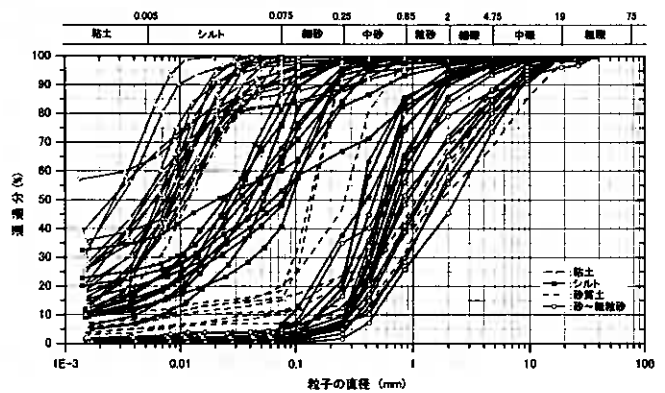


図-4 昭和 62~平成 14 年度排泥池における浚渫土砂の粒度分布(石狩川 KP13~42)

表-4 浚渫土砂の土質分類および性状

土質区分		土質性状				
土質名	記号	土粒子の密度 $\rho_s (\text{g/cm}^3)$	自然含水比 $w_n (\%)$	細粒分 $F_e (\%)$	コーン指数 $qc (\text{kN/m}^2)$	透水性係数 $k (\text{cm/sec})$
砂~粗粒砂	S	2.64~2.70	5~23	5以下	3000以上	1×10^{-2}
砂質土	SF	2.56~2.67	20~45	5~30	200~800	$1 \times 10^{-2} \sim 4$
シルト	M	2.61~2.67	26~60	30~70	3~170	1×10^{-4}
粘土	C	2.50~2.64	54~106	80以上	6~70	$1 \times 10^{-6} \sim 3$

す。

浚渫箇所の土質状況に大きく依存するが、ポンプ浚渫された土砂は、粒径の粗い砂は排出口の手前側に、細かい粘土は奥側に堆積する傾向にある。ただし、浚渫土砂の性質上、砂と粘土が明瞭に区分できない区間や、深度方向の分布が互層または土質が異なる場合があるため、堆積状況の把握には注意を要する。

石狩川における浚渫状況を写真-1に、ポンプ浚渫された排泥状況を写真-2に示す。



図-5 平成11～14年度排泥池平面図(石狩川 KP30～42 付近)

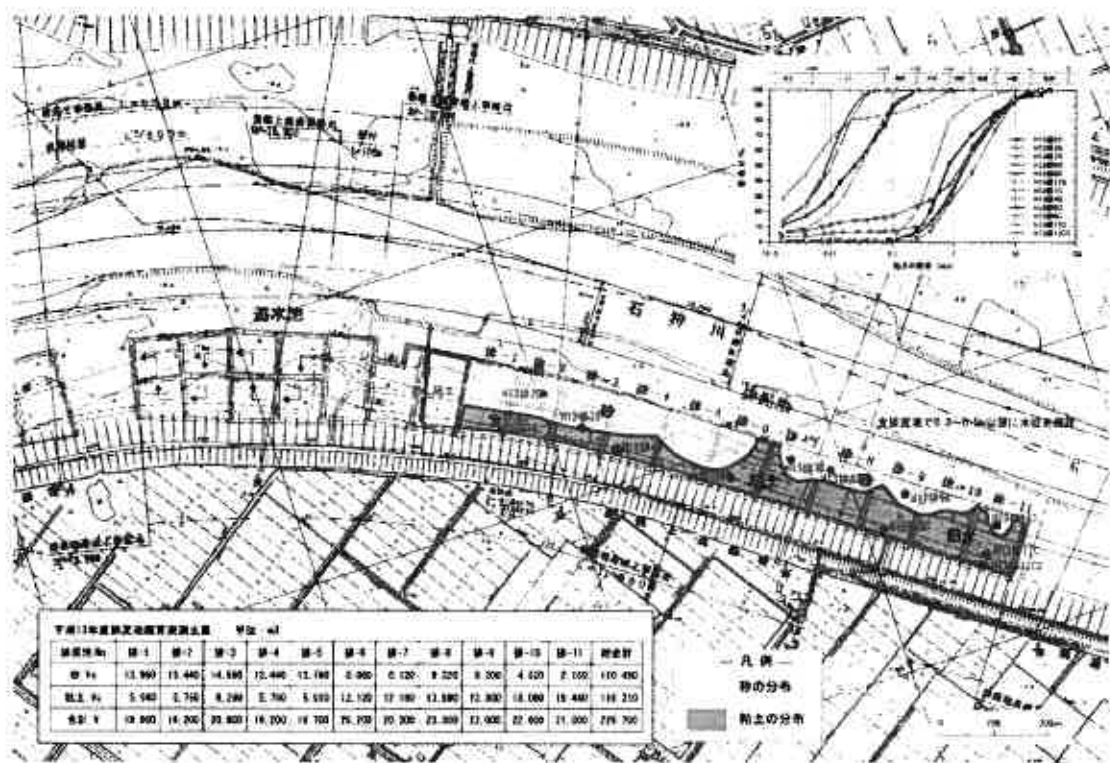


図-6 平成13年度排泥池における浚渫土砂堆積状況平面図(石狩川 KP38～39.5 付近)



写真-1 浚渫状況



写真-2 排泥状況

5. 概略検討および室内配合試験

先ず、土取場調査によって築堤材料として不向きと判定されている土(粘性土と砂質土)の粒度分布を合成し、目標粒度分布(図-3 参照)を得る配合割合の検討(概略検討)を行う(図-7 参照)。

次に、概略検討を基に実際に採取した試料を用いて、室内配合試験を実施する。

この試験結果から、現地試験で実施する配合割合を決定する(図-8 参照)。

主に、築堤材料としての透水性、施工時のトラフィカビリティを確保できると同時に、盛土材料としての条件(例えば③、④)~⑭)を満足する配合としなければならない。

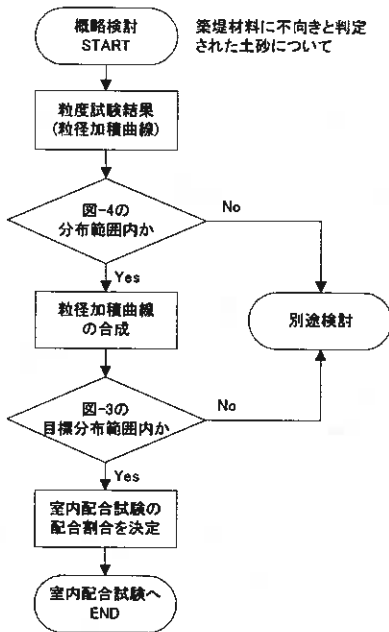


図-7 概略検討フロー

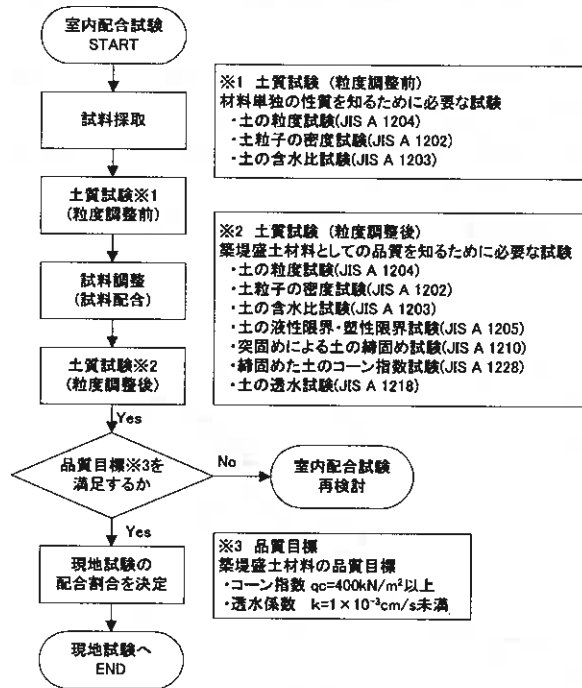


図-8 室内配合試験フロー

以下に室内配合試験による検討例を示す。

配合に用いた試料は図-9 に示す粒度分布で、表-5 の物性値を有するものである。代表試料の名称は便宜上のもので、各試料の粒度分布は、図-5 に示した浚渫土砂の粒度分布における粘土の上限値と下限値、シルトの中間値、砂の上限値と下限値にある。これらの組合せで、粒度調整による利用検討の配合条件を概ね網羅できると考えた。

図-9 には室内配合試験で粒度調整試料した粒度分布も示してある。図中の粒度曲線は、実線が品質目標を満足しているもの、点線が難透水性を満足しないもの、破線はトラフィカビリティを満足しないものである。

図-3 に示した粒度調整で目標とする粒度分布の範囲は、この図-11 によって決定されたものである。ただし、トラフィカビリティが満足しない配合については、混合対象土を最適含水比に近づける工夫によって、改善の余地がある。

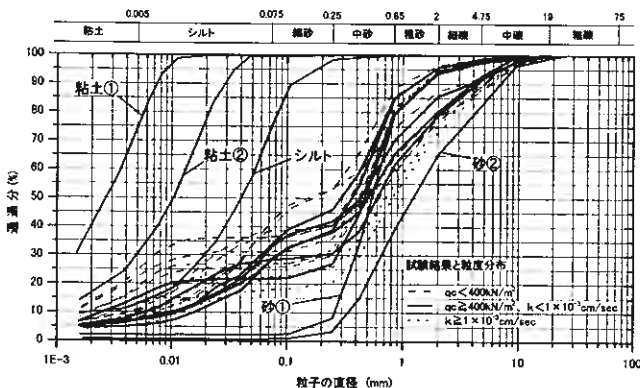


図-9 代表および配合試料の粒度分布

表-5 代表試料の土質試験結果

名称	粘土①	粘土②	シルト	砂①	砂②
湿潤密度(g/cm ³)	1.539	1.601	1.656	1.686	1.750
乾燥密度(g/cm ³)	0.911	0.993	1.098	1.570	1.574
自然含水比(%)	69.3	59.4	52.7	7.9	5.7
細粒分(%)	99.8	99.2	75.7	2.3	0.9
土質	粘土 (高液性限界)	シルト (高液性限界)	砂質シルト (低液性限界)	礫まじり砂	礫質砂
透水係数(cm/sec)	9.34×10^{-8}	7.20×10^{-6}	3.87×10^{-4}	6.64×10^{-3}	6.32×10^{-3}
コーン指数(kN/m ²)	87.3	8.8	3.4	823	524

配合試験結果の例を図-10(a)～(c)および表-6(a)～(c)に示す。なお、透水試験は、締固め度 90%⁶⁾で実施している。図-10(a)の砂②とシルトの配合は、互いの不足した粒度を補う最も良い粒度分布形状となる。

図-10(b)の砂②と粘土②の配合は、細砂分が少ないものの互いの不足した粒度を補っている粒度分布形状である。

図-10(c)の砂②と粘土①の配合は、シルトおよび細砂分の少ない幅広い階段状の粒度分布形状となる。このような中間粒径を補えない粒度分布の悪い配合は、表-6(c)で示されるように難透水性とトラフィカビリティの確保を満足することは難しいため、混合利用には不向きであると考えられる。

これらの試験結果によって、自然含水状態において品質目標を満足する配合割合の目安が得られる。しかし、施工時期等によって土取場の含水状態に変化が想定される場合は、施工時における現場状況を考慮して、配合割合を決定する必要がある。

また、配合検討に際して混合する土が、図-4に示す粒度分布の範囲から外れる場合、粒度分布曲線の形状が著しく異なる場合は、別途詳細な検討が必要である。

室内配合試験で品質目標を満足しない場合は、粒度調整で組み合わせる材料の変更、3種類の材料を組み合わせた粒度調整等の検討が必要となる。

なお、現地試験における配合割合は施工管理上、土取場の現場密度試験結果を基に、乾燥重量比から土量(体積)比へ換算する必要がある。

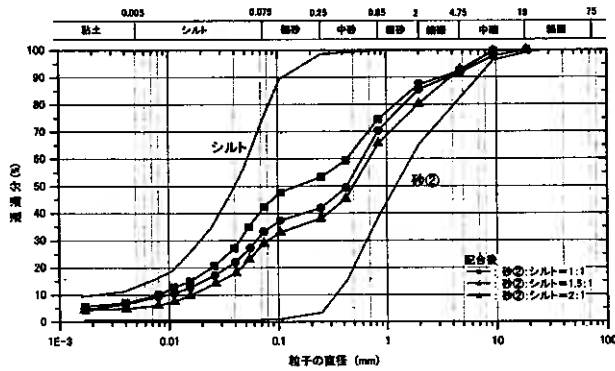


図-10(a) 配合試料の粒度分布(砂②+シルト)

表-6(a) 混合土の配合試験結果(砂②+シルト)

名称	砂②+シルト配合		
砂:粘土(乾燥重量比)	1:1	1.5:1	2:1
土粒子の密度(g/cm ³)	2.653	2.657	2.663
自然含水比(%)	27.6	23.4	21.9
細粒分(%)	42.2	33.2	29.0
土質	礫混じり粘性土質砂	礫混じり粘性土質砂	粘性土質礫質砂
透水係数(cm/sec)	6.37×10^{-5}	2.43×10^{-4}	2.74×10^{-4}
コーン指数(kN/m ²)	97.5	346	652

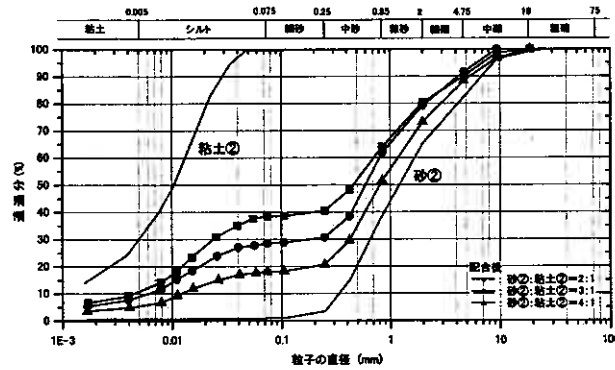


図-10(b) 配合試料の粒度分布(砂②+粘土②)

表-6(b) 混合土の配合試験結果(砂②+粘土②)

名称	砂②+粘土②配合		
砂:粘土(乾燥重量比)	2:1	3:1	4:1
土粒子の密度(g/cm ³)	2.661	2.663	2.666
自然含水比(%)	24.1	20.9	15.5
細粒分(%)	38.4	28.5	18.1
土質	粘性土質礫質砂	粘性土質礫質砂	粘性土質礫質砂
透水係数(cm/sec)	1.10×10^{-4}	4.04×10^{-4}	1.12×10^{-3}
コーン指数(kN/m ²)	259	416	1295以上

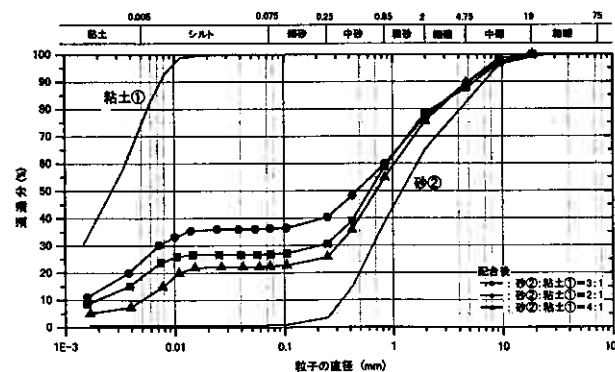


図-10(c) 配合試料の粒度分布(砂②+粘土①)

表-6(c) 混合土の配合試験結果(砂②+粘土①)

名称	砂②+粘土①配合		
砂:粘土(乾燥重量比)	2:1	3:1	4:1
土粒子の密度(g/cm ³)	2.675	2.677	2.678
自然含水比(%)	29.3	24.1	15.5
細粒分(%)	36.4	26.9	22.4
土質	粘性土質礫質砂	粘性土質礫質砂	粘性土質礫質砂
透水係数(cm/sec)	4.92×10^{-7}	4.82×10^{-4}	1.70×10^{-3}
コーン指数(kN/m ²)	90.7	225	541

6. 攪拌機械の選定

粒度調整では、できるだけ均質に混合することが重要であり、一方の性質の土が一部に集中して盛土されることがないように注意しなければならない。混合の方法としては、一般にバックホウ、スタビライザ等が用いられるが、粘性土の粉碎・混合効果の高いスタビライザを採用するのが望ましい³⁾。

攪拌機械の例として、その特徴を写真と共に紹介する。

ロータリー式スタビライザ(写真-3)は、ツインヘッドの回転翼により土砂を混合するもので、攪拌状況を直接確認できることから信頼性が高く、最も実績がある。攪拌する材料の堆積高さは、1m を超えると施工性が極端に低下するため、80～90cm 程度が妥当と考えられる。この時の土質改良処理能力は、40m³/h 程度である。

バケットミキシングスタビライザ(写真-4)は、バケット内に小型の回転翼を有している。ロータリー式に比べ攪拌能力は小さいが、施工規模等に応じた利用実績がある。

ロードスタビライザ(写真-5)は、ロータを地盤内で回転し混合するもので、処理能力が大きい。しかし、ロータおよび車体重量が重いので、軟弱地盤上での攪拌施工には注意を要する。また、クローラーが載る未改良部分には、補助機械としてスタビライザ等を併用する必要がある。

自走式土質改良機(写真-6)は、ホッパに投入された原料土をソイルカッタとロータリーハンマで粉碎混合するものである。混合する土質や混合割合に応じて、ホッパ内にある仕切板の高さ調節を行う必要がある。一度改良したものは、混合状況が不良な場合でも再改良が難しいため、現地試験における仕切板の高さの決定は重要である。土質改良処理能力は、43m³/h 程度である。

これら攪拌機械の選定にあたっては、混合土の品質確保、攪拌処理能力、経済性等を十分考慮して、実際の現場に適用したものを採用する必要がある。

このため現地試験において、処理能力、攪拌状況を直接確認することは重要である。



写真-3 ロータリー式スタビライザ



写真-4 バケットミキシングスタビライザ



写真-5 ロードスタビライザ



写真-6 自走式土質改良機

7. 現地試験

現地試験の目的は、本施工に先立ち現地で小規模な試験施工を実施し、攪拌機械の処理能力、混合状況等を確認すると共に、混合土が所定の品質を満足しているかを確認することにある。

図-11 に現地試験フローを示す。

以下に、ロータリー式スタビライザによる現地試験例を示す。

図-12 は、混合攪拌ヤードに 2 材料を搬入し攪拌した場合である(写真-7 参照)。

図-13 は、材料となる砂地盤に粘土を搬入し攪拌した場合である(写真-8 参照)。砂の土取場を攪拌ヤードとして利用できる場合は、この形状が合理的である。

このように材料搬入やヤード状況等を考慮した現地試験を実施し、施工上の問題点を把握することが重要である。

攪拌後は、混合土試料を採取し、室内土質試験によって盛土材料として所定の品質が得られているかを確認する。また、実際に使用する施工機械で敷均しを行うことによって、現地で直接トラフィカビリティの確認が行える(写真-9, 10 参照)。

これらの総合的な判断によって、本施工で実施する配合割合を決定する。

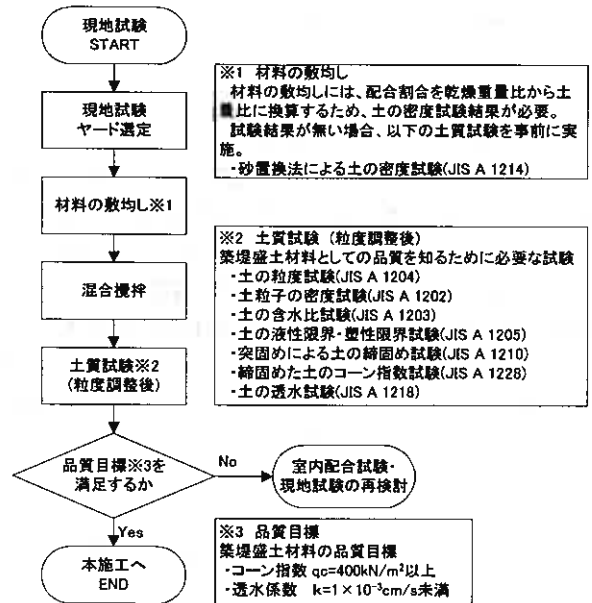


図-11 現地試験フロー

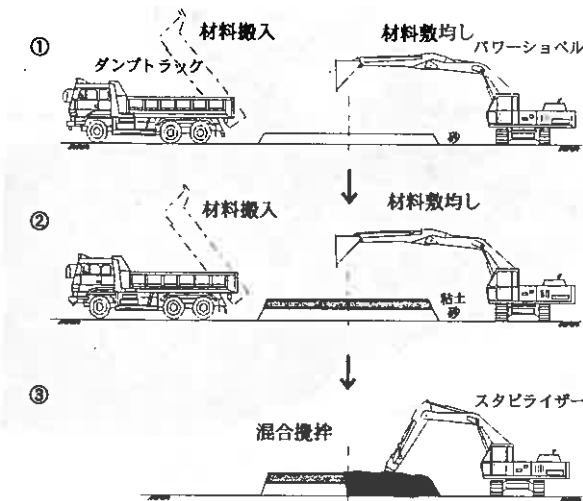


図-12 現地試験例-1 (2 材料搬入)

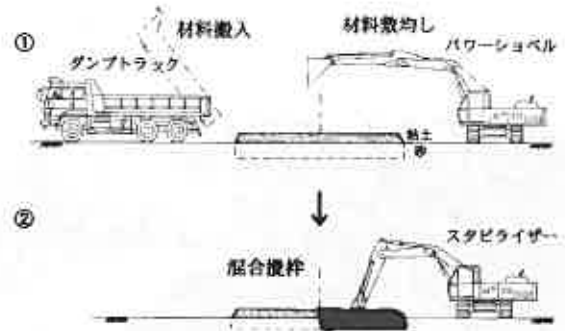


図-13 現地試験例-2 (1 材料搬入)



写真-7 現地試験例-1 (2 材料搬入)



写真-8 現地試験例-2 (1 材料搬入)



写真-9 トラフィカビリティの直接確認



写真-10 敷き均し困難な場合

8. 本施工

本施工は、現地試験で所定の条件を満足した配合割合で実施する。施工ヤードの堆積形状、規模は、工事規模、現地状況に応じて設定する必要がある。

本施工例として、石狩川 KP35 付近の平成 12 および 13 年度排泥池で行われている施工状況を図-14 に模式的に示す。この混合土は 18 万 m^3 造られ、幾春別川新水路築堤の盛土材料として利用されている。

施工は、排泥池内で砂の上に粘土を搬入敷均し、混合攪拌後、ダンプトラックで盛土場に搬出する一連の作業が行なわれている。1 層目がなくなれば、2 層目へと高水敷までこの作業を繰返し行っている。

本施工状況の全景を写真-11 に示す。排泥池内の砂の上に粘土を所定の厚さで堆積させている。同写真の手前右側は排泥池の枠堤で、枠堤に沿う形でトレンチ排水処理が施されている。

施工実施状況を写真-12 に示す。攪拌機械は、ロードスタビライザとロータリー式スタビライザを用いている。現地では、写真-12 のように丁張りやレーザーレベルによって攪拌深度(混合割合)が一定になる工夫が行われている。

なお、本施工における混合土の品質確認は、粒度試験によって、室内および現地試験の粒度分布範囲と比較している。その頻度は通常 $5,000m^3$ に 1 回程度とするが、小規模な場合は全体で 3 回程度としている。

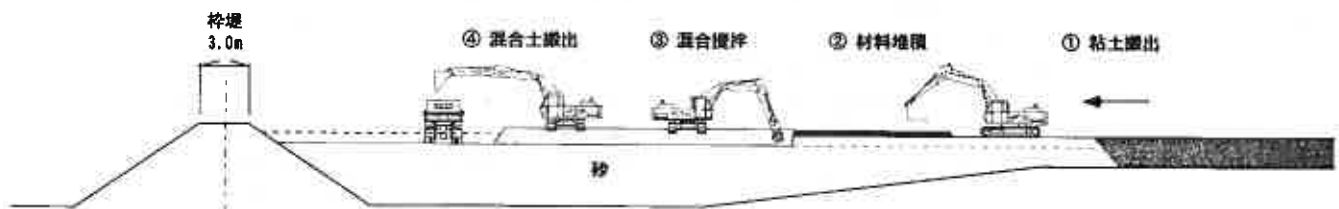


図-14 施工実施例模式図(岩見沢河川管内平成 13 年度排泥池)



写真-11 本施工ヤード全景



写真-12 本施工状況

排泥池の土砂を混合利用する場合は、事前に枠堤を開削して水位を低下させておく必要がある(写真-13 参照)。また、排泥池内ではトレンチ等により排水や曝気を行い、含水比を下げることも非常に重要である(写真-14 参照)。これら混合材料の含水比を低下する工夫によって、粒度調整がより一層効果的になり、また図-3 に示した粒度調整で目標とする粒度分布の上限も左側にシフトし適用範囲が広がるものと考えられる。

石狩川開発建設部管内で実施した混合土利用の主な施工実績を表-7 に示す。試験的な施工期間を経て平成 15 年度から本格運用され、総混合土量は 27 万 5 千 m³ に達している。



写真-13 枠堤開削



写真-14 トレンチ排水処理

表-7 混合土利用の主な施工実績

施工年度	工事名	利用用途	混合土量 V (m ³)
平成 12 年度	幌向川築堤工事	築堤盛土	4,000
	幾春別川新水路築堤工事	築堤盛土	10,500
平成 14 年度	幌達布砂浜下流築堤外工事	築堤盛土	5,500
	漁太東 4 線樋門改修工事	樋門埋戻、築堤盛土	10,000
平成 15 年度	今井幌達布 1 号樋門工事	樋門埋戻、築堤盛土	共通攪拌 180,000
	幾春別川新水路美唄達布築堤外工事	築堤盛土	
	幌達布砂浜下流築堤外工事	築堤盛土	
	厚別川上流築堤工事	築堤盛土	55,000
	漁川掘削工事	樋門埋戻、築堤盛土	10,000
		合計	≒275,000

10. おわりに

建設発生土のリサイクル推進の観点から、河川工事で発生する土砂を有効利用するための研究は重要である。本報告では、これまで単独では利用不能とされていた浚渫発生土(砂、シルト、粘土)に対して、粒度調整を行うことで築堤材料として利用する方法を紹介した。

特に混合利用を成功させるためには、以下の点に配慮する必要がある。

- ・混合する土量に見合ったヤードの確保が必要である。
- ・粒度調整によって良い品質の盛土材料を造るには、対象土砂を最適含水状態に近づける工夫が重要である。
- ・また、浚渫土砂を利用する場合、排泥池内には水が溜まっているため、枠堤開削などにより水位を低下させなければならない。
- ・本施工で大規模な混合を行う前に、現地試験で小規模な混合を必ず行い、築堤盛土材としての品質を確認する必要がある。

石狩川開発建設部では、今後も工事データを収集・整理し、以下の点について検討し、現場に即したマニュアルに改善して行く予定である。

- ・施工実績によって、粒度調整の適用土質と適正範囲の幅を検証する。
- ・計画時において、室内と現地の精度の高い配合割合の設定方法を検討する。

<参考文献>

- 1) 北海道開発局石狩川開発建設部工務課：混合土利用マニュアル(案)，平成 15 年 3 月。
- 2) 数田茂，水嶋稔，西村右敏：粒度調整による河川工事発生土の有効利用，北海道土木技術会土質基礎研究委員会地盤環境問題に関する技術報告会(その 2)報告集，pp.43～52，平成 15 年 11 月。
- 3) 国土開発技術研究センター：河川土工マニュアル，第 3 章 3.1.3 堤体材料の選定，pp.68～76，平成 5 年 6 月。
- 4) 北海道河川防災研究センター：河川堤防の漏水対策技術，第 5 章漏水危険度評価法，平成 15 年 6 月。
- 5) 建設大臣官房技術調査室監修：建設発生土利用技術マニュアル(第 2 版)，土木研究センター，3.土質区分基準および土質区分判定のための調査，pp.23～29，平成 9 年 10 月。
- 6) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き，平成 14 年 7 月。
- 7) 北海道開発局：漏水対策工設計施工指針(案)，昭和 59 年 1 月。
- 8) 地盤工学会：土質試験の方法と解説(第一回改訂版)，第 6 編第 2 章土の透水試験，pp.311～347，平成 12 年 4 月。
- 9) 日本道路協会：道路土工 施工指針，3-3-2 土質条件，pp.47，昭和 61 年 11 月。
- 10) 前北賀則，野重克，佐藤厚子：浚渫工事で発生するフロックの再生利用について，石狩川開発建設部部内資料，平成 15 年。
- 11) 建設省河川局監修：改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案)同解説 調査編，日本河川協会，第 17 章第 2 節河川堤防の土質調査，pp.401，平成 9 年 10 月。
- 12) 北海道開発局開発土木研究所：北海道における不良土対策マニュアル(案)，第 3 章不良土の調査と判定，pp.11～17，昭和 60 年 2 月。
- 13) 国土開発技術研究センター：通年施工化の手引き，平成 9 年 10 月。
- 14) 北海道開発局石狩川開発建設部工務課：築堤盛土冬期管理基準(案)，平成 14 年 9 月。

加水した石炭灰の有効利用に関する研究

北海道開発土木研究所 正会員 ○松田 正大
 正会員 西本 聡
 正会員 佐藤 厚子
 北海道電力株式会社 正会員 五十嵐 由一

1.はじめに

石炭火力発電所からは多量の石炭灰が発生し、その量は年々増加傾向にある。この石炭灰については、現在、土木材料への利用実績が増加傾向にあるが、まだ多くの石炭灰が埋め立て処分されていることから、有効利用の余地はかなりあると思われる。また石炭灰に関しては、地盤材料としての利用は未開発な面がかなり多く、今後の技術開発による有効利用の拡大が期待されている。石炭灰を地盤材料として用いる場合には、粉体であるために飛散しやすく、現場周辺の環境や作業従事者の健康の面で問題がある上、石炭の産地や燃焼ボイラにより性状、性質に違いがあることは知られており¹⁾、取り扱いが難しい。飛散抑制対策としては石炭灰を加工する方法や石炭灰プラントを用いる方法もあるがコスト高となるため、今後の更なる開発、対策が急務である。

そこで本研究では石炭灰の飛散抑制方法として、石炭灰に少量の水を加えることにより飛散を抑えることを試み、同時にその不良土改良効果について調べ、加水された石炭灰の地盤材料としての利用可能性を検討した。

2.石炭灰の現状

全国における石炭灰の発生量とその有効利用状況は図-1(a)の通りである。処分場の確保が難しくなる中、各方面での石炭灰有効活用の取り組みを反映して、有効利用率は増加しているものの、平成12年度の時点でも年間約150万t以上が埋め立てられている。またその有効利用の内訳はセメント・コンクリート、土木、建築、農林・水産の各分野で利用されているが(図-1(b))、現状はセメント・コンクリート分野の割合が約70%と高く、この分野に大きく依存している。しかし近年セメントの需要が減少していることから、今後セメントに依存しているこの状況が続くことは非常に厳しいと思われる。また社会全体が資源循環型社会を目指しつつあり、石炭灰のセメント以外の分野での有効利用の拡大が必須の課題となっている。

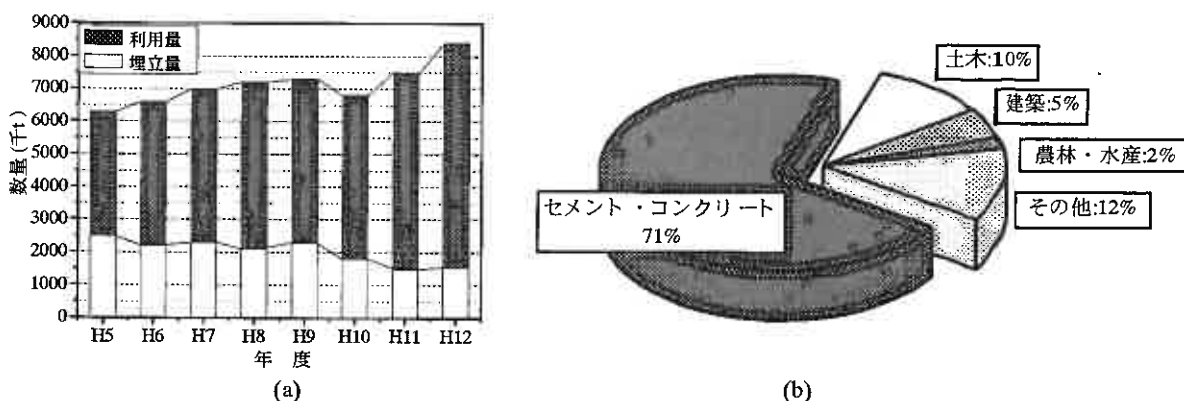


図-1 石炭灰の(a)有効利用状況と(b)有効利用の内訳²⁾

3.試験試料

今回の試験に使用した試料は、北海道電力株式会社の3種類の石炭灰(フライアッシュ)に重量比で25%のセメントを混ぜたものを使用した。以後、この石炭灰とセメントの混合物をFドライと呼ぶこととする。このFドライは不良土の含水比を低下させ、固めるという性質があるので不良土改良材としての利用が期待されている。Fドライの原料である石炭灰は北海道電力株式会社の石炭灰火力発電所の1号機と2号機から採取された3種類の石炭灰(TU80/BA20, MO100, WA100)であり、セメントには高炉B種セメントを用いた。また改良対象の土として、札幌市の丘珠空港内で採取した粘土(以下、丘珠粘土と呼ぶ)を用いた。3種の石炭灰と丘珠粘土の性状を表-1に示す。石炭灰の主成分は、SiO₂(二酸化ケイ素)、Al₂O₃(酸化アルミニウム)であり、両者を合わせると全体の70~80%を

Research on recycle of coal ash added a little water as soil materials.

Masahiro MATSUDA, Satoshi NISIMOTO, Atsuko SATO (Civil Engineering Research Institute of Hokkaido)
 Yuuichi IGARASHI (Hokkaido Electric Power Co.,Ltd)

占める。また、CaO₂（酸化カルシウム）はあまり含まれておらず、石炭灰自体に大きな長期強度発現性はないと思われる³⁾。石炭灰のpHは3種ともに強アルカリ性となっている。また、石炭灰には微量の重金属等が含まれていることは知られているが⁴⁾、これらの石炭灰については、ほとんど地盤汚染に関わる環境基準を満たしている。土粒子密度は一般的な土砂（2.5～2.7程度）と比較して若干小さい。強熱減量はWA100、MO100、TU80/BA20の順で大きくなっており、強熱減量が大きいほど未燃分が多くなっている。また、均等係数は4～5以下であるので、粒度分布はほぼ均等であると言える。一方、丘珠粘土は自然含水比が最適含水比の1.7倍以上あり、細粒分が多い。

4.試験フロー

図-2 は今回行った試験のフローである。最初にFドライの飛散抑制効果のある最低加水量を決定するため

に飛散試験を行った。次に最低加水量を含んだFドライに対して不良土改良効果を調べた。加水混合直後の各Fドライを添加率（重量比）を変えて丘珠粘土と混合し（10分）、トラフィカビリティ試験を行った。その後、トラフィカビリティ試験時試料の湿潤密度に一致するように一軸圧縮試験用供試体（φ50mm×h100mm）をJGS 0812-2000による「安定処理土の静的締固めによる供試体作製方法」に準じて作製し、7または28日間養生し、一軸圧縮試験を行った。これらの強度試験と並行して、加水したFドライを使用する際の地盤環境の関点から、試験後のpH試験と六価クロム化合物溶出試験も行っている。また、加水しないままのFドライについても同様の強度試験を行い、Fドライの加水することによる強度の変化を調べた。

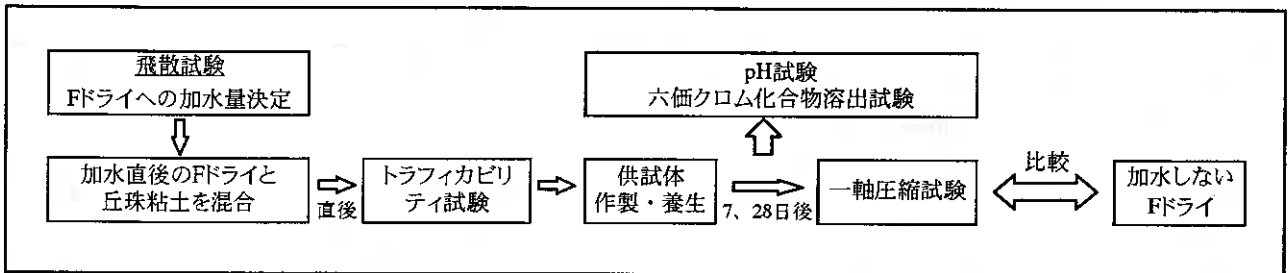


図-2 試験フロー

5.試験結果

5-1 飛散試験結果

Fドライへの加水量を変化させ、飛散抑制効果のある最低加水量を決定する。数値による評価が妥当であると考え、図-3のようなデジタル粉塵計を用いた飛散試験装置で試験を行った。上の試料落下口から試料を落下させ、その時の1分間当りの発塵量（CPM）を測定した。試料は2種類のFドライ（TU80/BA20、MO100）、比較材料として高炉B種セメントとテフロン固化材を用いた。テフロン固化材は粉体施工時の発塵を抑制し、作業環境を著しく改善する固化材として知られているために、この数値を目標値とした。なお、

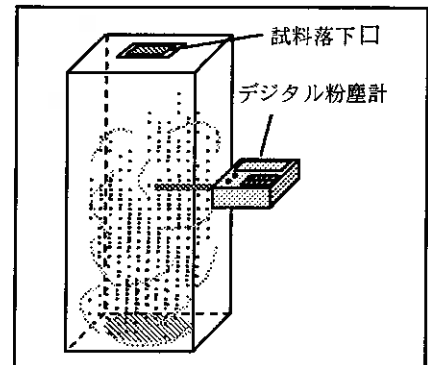


図-3 飛散試験装置

表-1 試験試料の性状

試験試料	灰種	1号灰	2号灰	2号灰	丘珠粘土	
		TU 80/BA20	MO100	WA100		
蛍光X線分析	二酸化けい素	%	55.7	48.4	64	-
	酸化アルミニウム	%	20.1	22.9	19.2	-
	酸化第二鉄	%	6.7	12.4	3.7	-
	酸化カルシウム	%	3.6	4.3	0.8	-
	酸化マグネシウム	%	1.4	1	1.3	-
	酸化ナトリウム	%	0.3	0.4	0.5	-
	酸化カリウム	%	1.4	2.4	1.3	-
	三酸化硫黄	%	0.5	0.2	0.2	-
	二酸化チタン	%	0.8	1.2	0.8	-
	酸化マンガ	%	0.07	0.08	0.02	-
pH			12.42	12.3	10.8	-
自然含水比		%	0	0	0	52
土粒子の密度		g/cm ³	2.284	2.42	2.5	2.622
強熱減量		%	5.8	3.3	2.5	6.9
粒度試験	礫分	%	0	0	0	0
	砂分	%	12.6	6.7	9	1.2
	シルト分	%	83.4	84.4	86	98.8
	粘土分	%	4	8.9	5	
最大乾燥密度		g/cm ³	1.224	1.488	1.305	1.465
最適含水比		%	24.6	18.3	24.6	30.3
液性限界		%	-	-	-	49.2
塑性限界		%	-	-	-	31.1
塑性指数		%	-	-	-	18.15

その飛散試験の結果が表-3である。この結果から Fドライに重量比で5%の水を加えれば、基準値であるテフロン固化剤の CPM を下回ることから、Fドライの加水量を5%と決定した。以後、Fドライに5%加水したものを加水石灰灰と呼ぶこととする。

5-2 加水石灰灰を用いた不良土安定処理

3種類の加水石灰灰を加水直後に丘珠粘土と攪拌混合して、攪拌直後のコーン指数(q_c)と7、28日間供試体養生後の一軸圧縮強度(q_{u7-28})を求めた。また、加水石灰灰の添加率は重量比で30、35、40%とした。さらに、 q_c 、 q_{u7} を共に満足する試料において pH 試験、六価クロム溶出試験を行った。なお、以下に示すグラフの凡例は、丘珠粘土に混合する Fドライの灰種で表している。なお、いずれの試験後の供試体湿潤密度は $1.80\sim 1.90\text{g/cm}^3$ となった。

①トラフィカビリティ試験

トラフィカビリティについて、一連のコーン指数試験を行うことで評価した。丘珠粘土に所定添加率(30、35、40%)の加水石灰灰を混合後、30分程度時間を置く。その後この混合試料を15cmモールドを使用し、2.5kgランマーで55回、3層に締固めた。そして締固めた土のコーン指数は、コーンペネトロメーターを用いて測定した。なお、今回のトラフィカビリティ試験における目標強度をコーン指数 500kN/m^2 (15tブルドーザーの走行が確保でき、施工できる安定強度)と設定した。図-4は種類別に表したコーン指数と加水石灰灰の添加率の関係である。図より加水石灰灰 MO100と混合した丘珠粘土のコーン指数が最も低いことから、石灰灰 MO100は他の2つの灰と比べトラフィカビリティを確保しづらい灰種であると思われる。また目標のコーン指数を満たす加水石灰灰の配合は、TU80/BA20はほぼ30%以上、WA100は35%以上、MO100は40%以上の添加率となった。

②一軸圧縮試験結果

改良の効果は一軸圧縮試験で評価されることが多い³⁾。一軸圧縮試験については、攪拌混合直後の供試体を作成し、7または28日間養生させた後、試験を行った。なお、7日養生後の一軸圧縮強度 150kN/m^2 (盛土の安定性を確保できる強度(すべり安全率 ≥ 1.2))を目標強度とした。図-5(a)(b)は種類別に表した一軸圧縮強度と加水石灰灰の添加率の関係である。図よりトラフィカビリティ試験結果のような灰種による大きな強度差は見られない。セメントの強度発現効果が一因だと思われるが、それでも加水石灰灰の添加率の増加に伴い、灰種間の強度差が多少広がっているのがわかる。目標の一軸圧縮強度を満たす加水石灰灰の配合は、7日強度において、3灰種共にほぼ添加率は30%以上である。また、28日強度においても強度が増加しており、強度を安定的に保てることが確認できた。以上から、加水石灰灰は所定の添加率で不良土改良効果が得られることがわかった。しかし加水石灰灰を使用する際には、灰種により強度差があることを考慮に入れなければならない。

③pH 試験結果

攪拌混合直後の試料と7日間養生した供試体の pH 試験結果を灰種と添加率別に図-6に示す。この結果、灰種、添加率における pH

表-3 飛散試験結果

加水率		0%	5%	10%	15%
試験試料	Fドライ(TU80/BA20)	405	4	1	-
	Fドライ(MO100)	276	0	0	-
	高炉セメントB種	175	-	-	-
	テフロン固化材	31	-	-	-

CPM: 1分当たりの粉塵量

混合直後、試料50g、減り混ぜ時間5分間

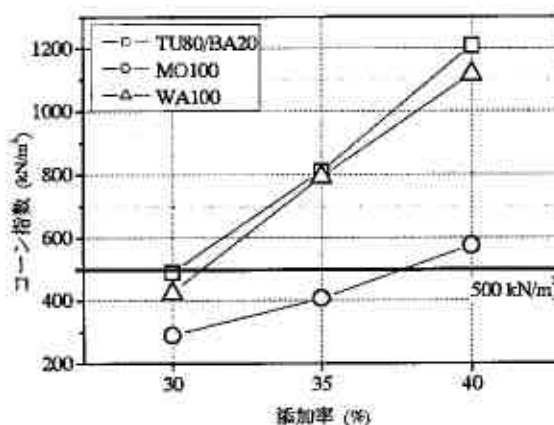


図-4 トラフィカビリティ試験結果

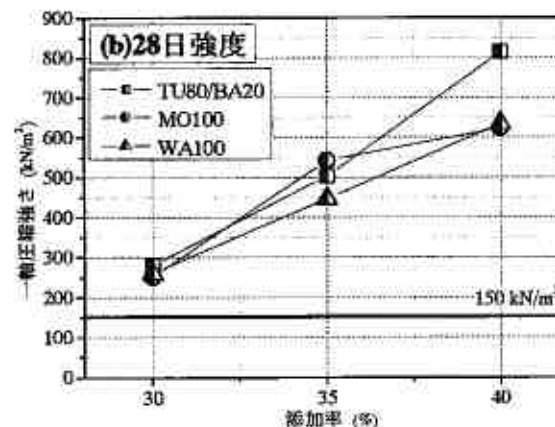
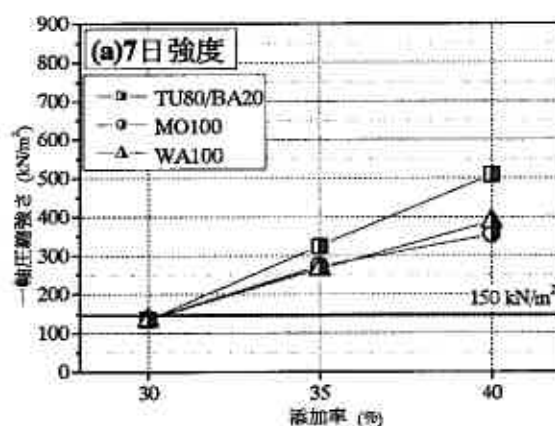


図-5 一軸圧縮試験結果
(a)7日強度、(b)28日強度

の違いがほとんど見られない。また、いずれの供試体も7日養生後のpHは養生前より若干小さくなっているものの、全体的に強アルカリ性の領域にある。このことから、加水石灰灰を用いて改良した盛土を緑化するためには、覆土などの対策が必要であると思われる。

④六価クロム化合物溶出試験

六価クロム溶出試験は、目標強度を満たし、かつ目標強度に近い添加率における7日間養生後の供試体を用いて実施した。試験結果を表4に示す。この結果から各添加率において、六価クロムの濃度数値が0.009(mg/l)以下となり、環境基準(0.05(mg/l))を満たしている⁶⁾。

5-3 加水しないFドライとの比較

次にFドライに重量比5%の水を加えることにより、どの程度改良効果が低減するかを確認するために、加水しないFドライに対して加水した時と同様の条件で丘珠粘土に混合し強度試験を行い、加水した時の結果(図-4、5)と比較した。図-7(a)(b)は図-4、5の加水石灰灰を丘珠粘土に混合した時のトラフィカビリティ試験と7日養生後の一軸圧縮試験結果に加水してないFドライの試験結果を載せている。どちらも加水することにより改良土の強度が小さくなっているが、その差はさほど大きくはない。また試験別に見てみると、(a)のトラフィカビリティ試験において、コーン指数は添加率の増加に伴いその強度差は小さくなっている傾向にあり、(b)の一軸圧縮試験(7日強度)においてはその強度差も多少大きくなっている種類もあるが、大きな開きではない。このことから、重量比5%分を加水したFドライは、Fドライそのものが持つ不良土改良効果をほとんど損なわないものと思われる。

6.まとめ

石灰灰とセメントを混合したFドライに対して、一連の室内試験を行ったところ、以下のような知見が得られた。

- ・ 飛散試験を行った結果、Fドライに対して重量比5%の水を加えれば飛散を抑制できる。
- ・ 加水石灰灰を不良土に添加したところ、所定の添加率で盛土の施工が可能で安全性を確保できる強度が得られ、かつ環境基準を満足することから、不良土改良効果が確認できた。しかも、加水石灰灰は加水した後すぐに不良土と混合すれば、Fドライそのものの改良効果をほとんど損ねていないことも確認できた。ただし、Fドライの種類によって強度特性が異なるので使用するには注意が必要である。
- ・ 攪拌混合後の供試体のpHは、強アルカリ性であった。このことから、加水石灰灰による盛土のり面の緑化のために覆土等の工夫が必要である。

【参考文献】

- 1)山澤文雄、西川純一、佐藤厚子:石灰灰による不良土改良の可能性、第42回北海道開発局技術研究発表会、1999
- 2)石灰灰有効利用シンポジウム講演集 2003、石灰利用総合センター
- 3)片岡哲之、緒方信英、岡本敏郎:貯蔵した石灰灰の強度および物理・科学特性の変化と土工材料への適用性、電力中央研究所報告、1998
- 4)石灰灰ハンドブック 1995:日本フライアッシュ協会、環境技術協会
- 5)セメント係固化剤による地盤改良マニュアル、セメント協会
- 6)環境庁:土壌の汚染に係る環境基準、環境庁告示、46号、1991

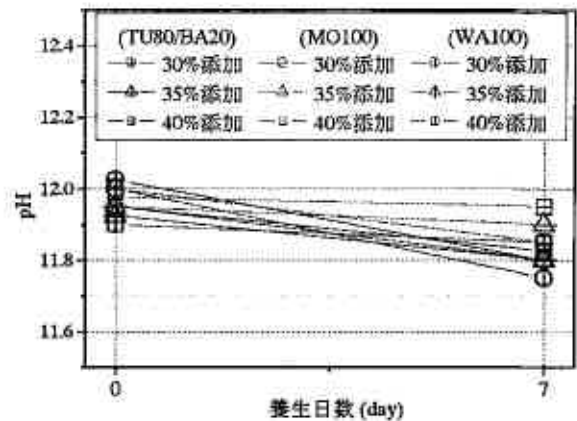


図-6 pH試験結果

表-4 六価クロム化合物溶出試験結果

加水F石灰灰	添加率	六価クロム濃度
TU80/BA20	35%添加	<0.005(mg/l)
MO100	40%添加	0.009(mg/l)
WA100	35%添加	<0.005(mg/l)

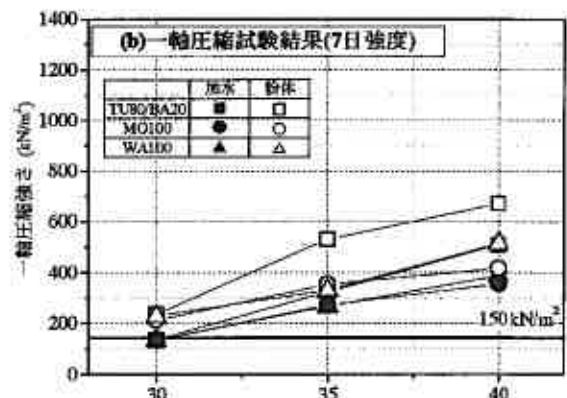
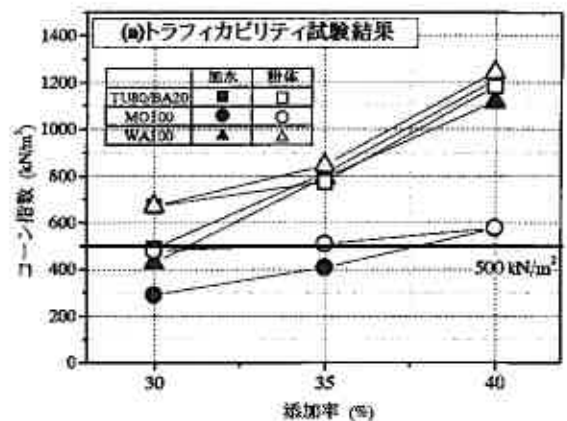


図-7 加水しないFドライとの比較

(a)トラフィカビリティ試験

(b)一軸圧縮試験(7日強度)

ホタテ貝殻（細粒粉碎物）の泥炭改良効果に対する実験的研究

北海道土質試験協同組合○正会員 山内 昇
 北海道土質試験協同組合 佐田 頼光
 北海道土質試験協同組合 場谷 悦江

1. はじめに

沿岸漁業が捕獲から栽培漁業に変わりつつある中、貝殻の処理対策は喫緊の課題として浮上している。すなわち北海道の水産廃棄物排出量は約45万tあり、全国の約半数を占める。中でも、道内におけるホタテ貝殻排出量は水産廃棄物全体の約50%を占め、ホタテ貝生産に伴う貝殻廃棄物の処理が大きな課題となっているのである。図-1に水産廃棄物の種類別発生量を示す。

北海道における水産廃棄物の特徴と課題は、ホタテ貝殻とその他の貝殻合わせて年間約20万tに達するホタテ貝殻の処理・利用対策である。各地域で取組みは行われているが、貝殻を大量に有効利用する決定的な方法および分野がなく保管場所での野積みなどで放置されているのが現状であり、保管のままだも環境上特に問題が起り難いことから低い処理意識が対策を遅らせる原因となり、野積み保管の量が増加しやすい傾向にある。有効利用としては、農業暗渠排水路の材料、ウニの養殖用保着器、道路資材（凍上抑制）として用いたり、粉碎などの物理的処理の後として土壌改良材や石炭の脱硫剤に利用するなどいくつか再利用しているが、膨大な排出量の有効利用は一部にとどまっている。このことからホタテ貝殻を近年の循環型社会への移行を背景とした環境リサイクルの観点における産業廃棄物の有効利用につなぐ処理対策が望まれる。

本研究は、貝殻が多く排出される地域には泥炭に代表される軟弱地盤が多く分布していることから、ホタテ貝殻（細粒粉碎物）の泥炭改良効果を実験的に確認するものである。

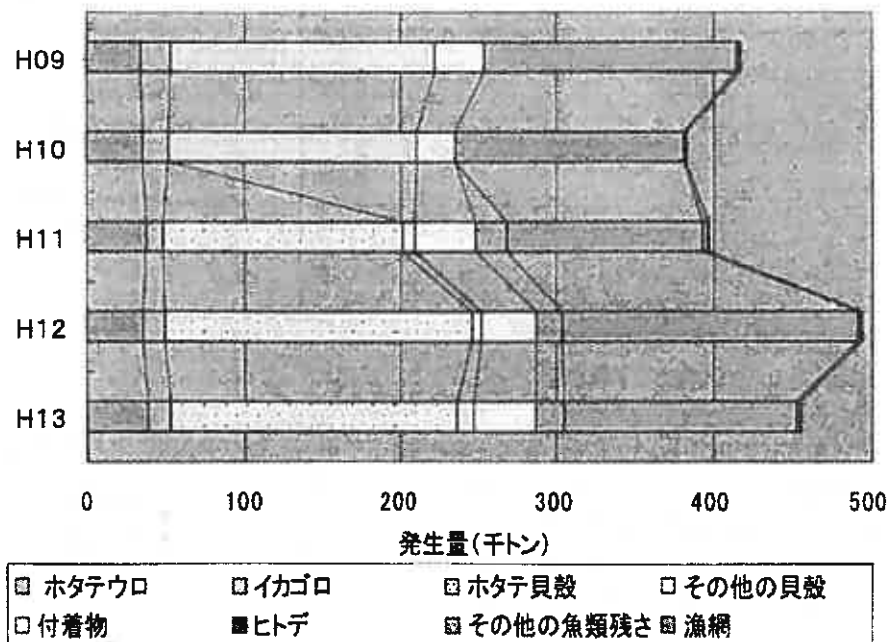


図-1 水産廃棄物の種類別発生量¹⁾

2. 実験概要

泥炭性軟弱地盤の対策工である固結工法の内、深層混合処理工法（機械攪拌工法：粉体混合方式 D J M）を考慮し室内配合試験を実施した。また、土壤環境基準を踏まえ六価クロム溶出試験を実施した。

2.1 使用材料および物性値

使用材料の物性値を表-1 に示し、混和材および増量材の粒度分布図を図-2 に示す。

○泥炭：当別町藪袋から搬出して置土されていた試料

○セメント：高炉セメントB種（日鐵セメント）

○混和材および増量材：ホタテ貝殻（細粒粉砕物）、石炭灰：（2号灰）、砂：（5号硅砂）

ホタテ貝殻（細粒粉砕物）は、北海道共同石灰株式会社で生成している粉砕物を使用した。生成されるホタテ貝殻は、主にオホーツク近海で行われている地撒き養殖方式と噴火湾等で行われている紐等の繊維でつるしている養殖方式があり、繊維などの不純物が少ない地撒き養殖方式のホタテ貝殻を使用し、200~300℃で焼却後クラッシャーにより粉砕して生成した一次生成物を使用した。また、一次生成物を1000℃で焼却した二次生成物²⁾ はすでに食品添加物などに利用されている。一次生成物成分の加熱温度に対する分析資料を表-2 に示す。

表-1 使用材料の物性値

項目	泥炭	ホタテ貝殻 (細粒粉砕物)	石炭灰	砂
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	1.776	2.687	2.253	2.639
自然含水比 Wn (%)	370.7	0	0	0
強熱減量 Lj (%)	62.3	—	—	—
pH(H ₂ O)	4.8	9.2	11.9	6.2
粒度特性	粒径(2~75mm) (%)	—	3	0
	砂分(0.075~2mm) (%)	—	78.6	9.1
	細粒分(0.075mm未満) (%)	—	18.4	90.9
	シルト分(0.005~0.075mm) (%)	—	12.5	81.8
	粘土分(0.005mm未満) (%)	—	5.9	9.1
土の分類および記号	高有機質土 (Pt)	粘性土質砂 (SCs)	砂混じり粘性土 C _s -S	分級された砂 (SP)

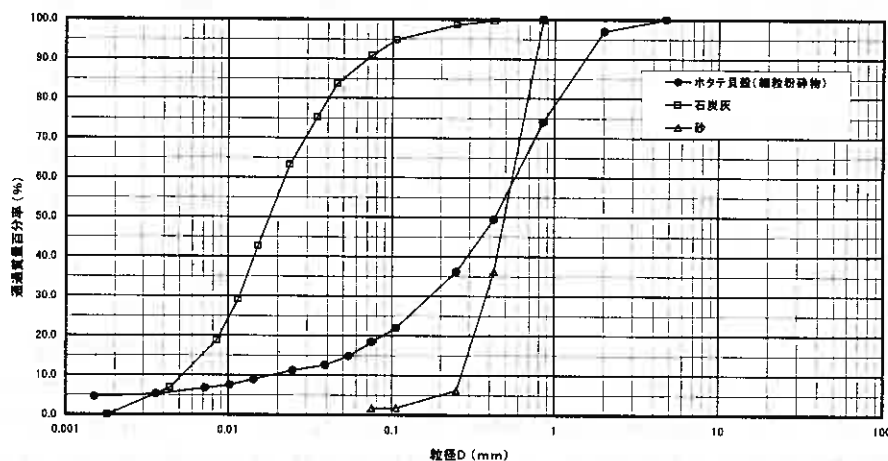


図-2 粒度分布図

表-2 一次生成物成分の加熱温度に対する分析資料³⁾

105°C—2時間の分析結果			1050°C—2時間の分析結果		
	元素	含有量		元素	含有量
酸素	O	40	酸化カルシウム	CaO	91
カルシウム	Ca	37	炭素	C	5.6
炭素	C	22	二酸化炭素	SiO ₂	1
ケイ素	Si	0.33	三酸化硫黄	So ₃	0.4
ナトリウム	Na	0.29	酸化ナトリウム	Na ₂ O	0.39
アルミニウム	Al	0.14	酸化アルミニウム	Al ₂ O ₃	0.35
鉄	Fe	0.14	三酸化二鉄	Fe ₂ O ₃	0.34
硫黄	S	0.11	酸化ストロンチウム	SrO	0.2
ストロンチウム	Sr	0.093	五酸化ニリン	P ₂ O ₅	0.14
リン	P	0.035	二酸化チタン	TiO ₂	0.051
チタン	Ti	0.023	酸化マンガン	MnO	0.043
マンガン	Mn	0.016	酸化カリウム	K ₂ O	0.036
カリウム	K	0.012	酸化クロム	CrO ₃	0.031
塩素	Cl	trace	塩素	Cl	trace
クロム	Cr	trace	酸化銅	CuO	trace
銅	Cu	trace	酸化マグネシウム	MgO	0.11
マグネシウム	Mg	0.086			

2.2 実験方法

配合試験は、原位置から採取した泥炭と粉体改良材を混合して供試体を作成し、湿潤養生後各材令においてpH試験・一軸圧縮試験・六価クロム溶出量試験を実施した。図-3に試験フローを示す。

供試体の作成は、地盤工学会基準「安定処理土の締固めをしない供試体作成方法」に準拠した。また六価クロム溶出量試験は、環境庁告示46号試験に準拠した。

配合ケースは、ホタテ貝殻を泥炭1m³に対して配合量400kg/m³単独で用いた場合と、高炉セメントB種を主体に混和材として内割で25%・50%混合した配合ケースを実施した。また、ホタテ貝殻を増量材として高炉セメントB種200kg/m³、300kg/m³、400kg/m³に対しそれぞれ100kg/m³・200kg/m³を添加した場合と、比較として高炉セメントB種300kg/m³において石炭灰および砂を増量材として100kg/m³・200kg/m³を添加した配合試験を実施した。

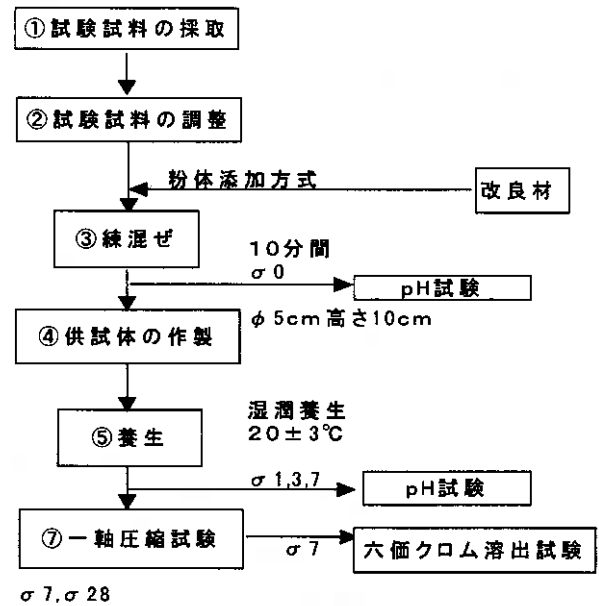


図-3 試験フロー⁴⁾

3. 実験結果および考察

3.1 pH試験

図-4に泥炭のpHおよび混合処理土(1m³当り400kg/m³) pHの経時変化を示す。pHは泥炭で4.8、ホタテ貝殻単独では9.2を示した。ホタテ貝殻単独400kg/m³では、練混ぜ直後から材令が経過することでのpHに変化はなく7.5~7.7の値を示した。高炉セメントB種とホタテ貝殻の混合処理土では練混ぜ直後から12.3~12.7を示し、材令が経過するごとにわずかながらpHの増加傾向が認められた。

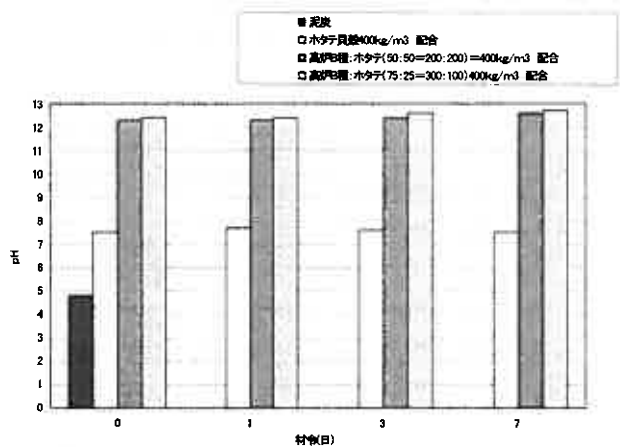


図-4 pHの経時変化

3.2 一軸圧縮強さ

配合量400kg/m³で高炉セメントB種を主体に混和材として内割で25%・50%混合した材令28日における一軸圧縮強さの結果を図-5に示す。ホタテ貝殻単独での強度発現はない結果となった。ホタテ貝殻25%混合で420.2kN/m²・石炭灰25%混合で410.6kN/m²とともに高炉セメントB種単独の約0.46~0.47程度であった。また、砂25%混合ではホタテ貝殻および石炭灰よりも低い強度338.8kN/m²を示し高炉セメントB種単独の約0.38程度であった。

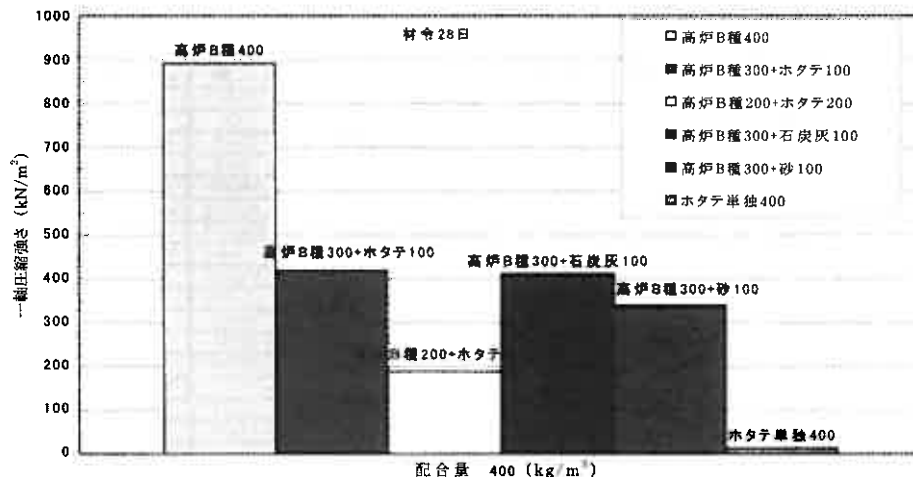


図-5 400kg/m³配合量での混和材(内割)としての一軸圧縮強さ

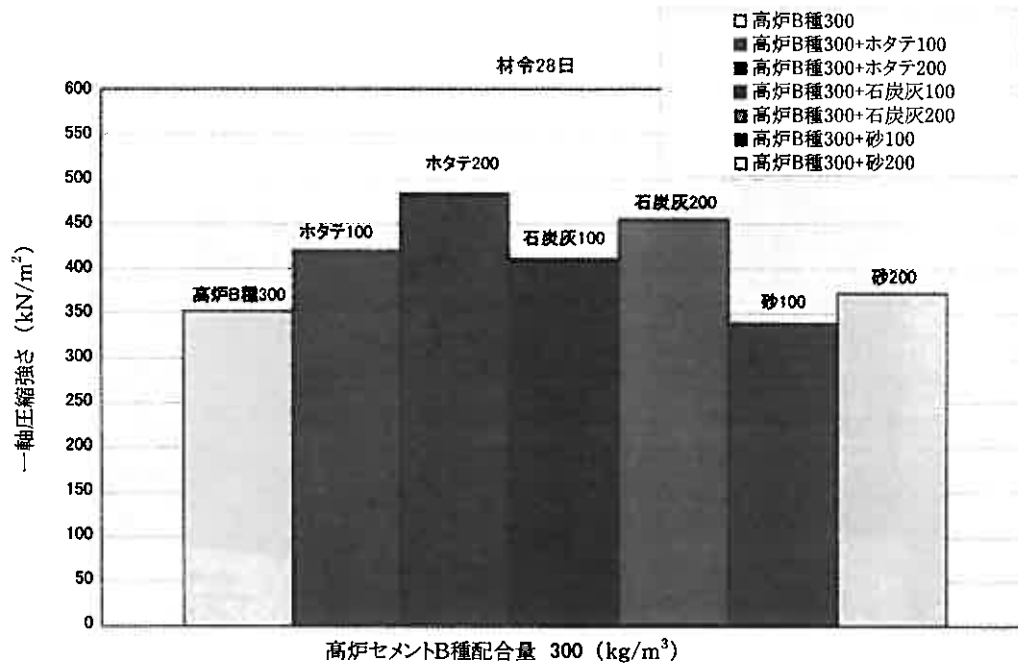


図-6 300kg/m³ 配合量での増量材としての一軸圧縮強さ

ホタテ貝殻を増量材として高炉セメントB種 300 kg/m³ で比較した結果を図-6 に示す。ホタテ貝殻・石炭灰・砂を増量することにより密度が増加し、強度は高炉セメントB種単独材をベースに増量材 100 kg/m³ では砂の 100 kg/m³ を除き全て増加し、強度増加率はホタテ貝殻で 1.19 倍、石炭灰で 1.17 倍と同程度であった。また、増量材 200 kg/m³ での強度増加率はホタテ貝殻で 1.37 倍と石炭灰で 1.29 倍を示すが各供試体の強度のばらつきから同程度の強度増加率と考えられる。砂の強度増加率は 1.06 倍と微量であることから、ホタテ貝殻は石炭灰と同様に強度増加に良好な影響を与える材料であることが判明した。

深層混合処理工法の陸上工事における改良体の設計基準強度 q_{uck} としては $q_{uck}=100\sim600$ kN/m² 程度が施工実績として多く用いられる⁵⁾ 中で、 $q_{uck}=200$ kN/m² とした場合の室内目標強度 $q_{ul1}=600$ kN/m² を確保する配合量を図-7 に示す。所用必要量の高炉セメントB種配合量は、320 kg/m³~345 kg/m³ であり増量材としてホタテ貝殻を混合することで高炉セメントB種を 10~20 kg/m³ 低減することができ、室内目標強度を十分確保することができる。

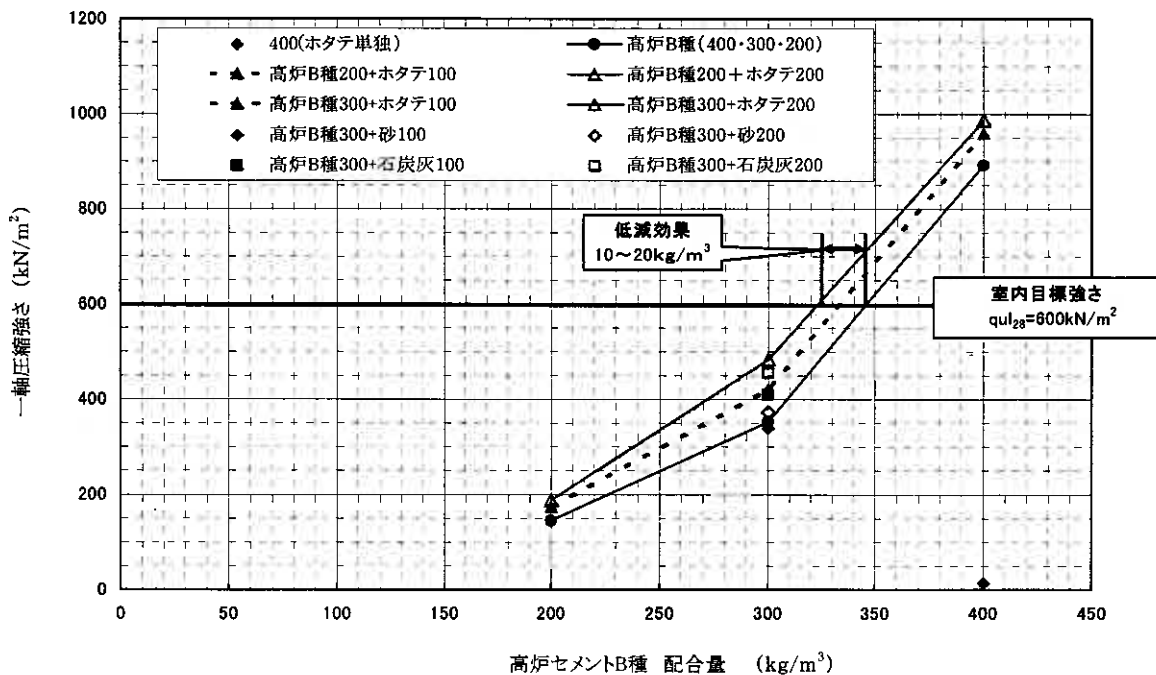


図-7 高炉セメントB種配合量と一軸圧縮強さ

セメント単独改良試料とホタテ貝殻混合試料の破壊状況の対比を写-1及び写-2に示す。また、図-8にセメント単独改良試料とホタテ貝殻混合試料の応力-ひずみ曲線図を示す。ホタテ貝殻混合試料は、セメント単独改良試料よりも弾性的性状を示した。

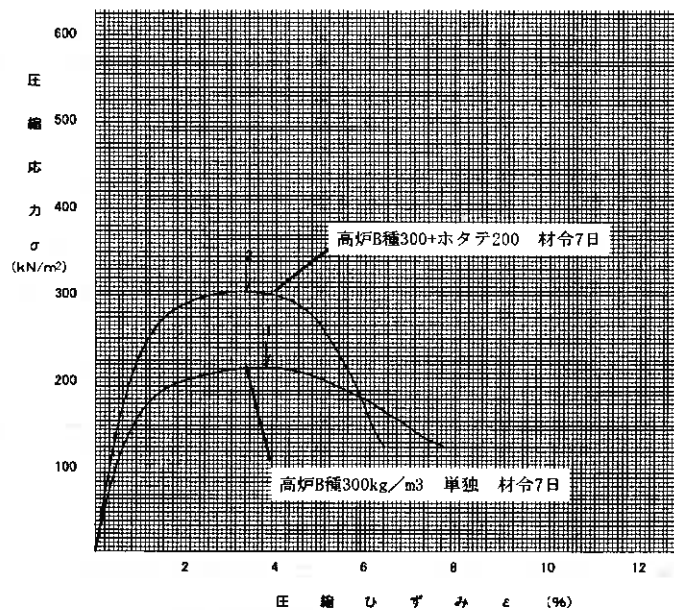
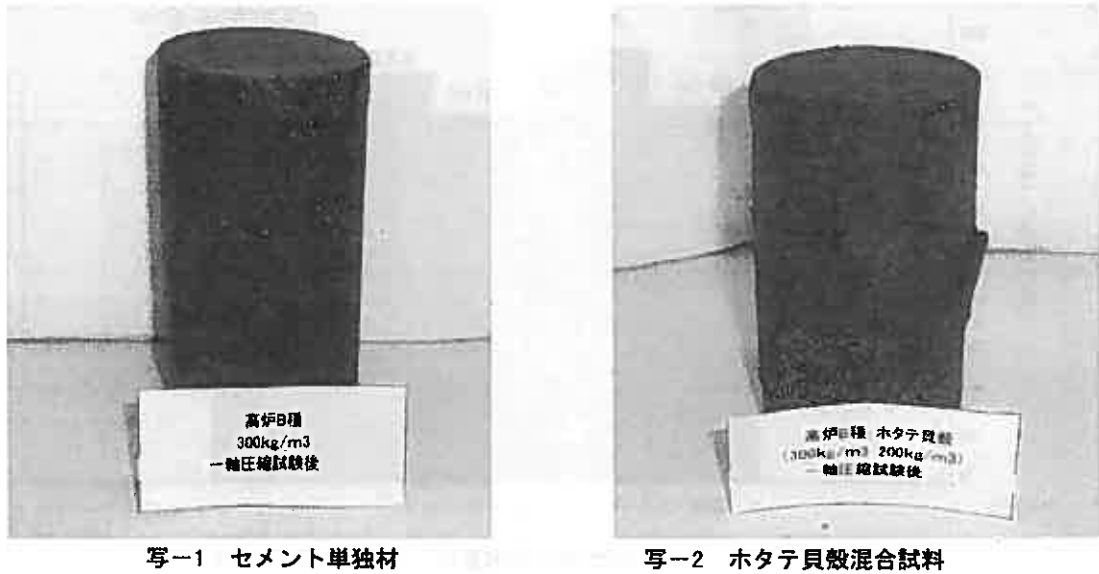


図-8 セメント単独改良試料とホタテ貝殻混合試料対比 応力-ひずみ曲線図

3.3 六価クロム溶出試験

セメントおよびセメント系固化材を使用した改良土に関しては、平成12年3月24日付の建設省技調発第48号及び同49号の通達によって六価クロム溶出試験を実施することが義務付けられ、土壌環境基準値を満足する固化材の選定が重要となった。また、地盤改良に用いる固化材の種類や添加量、対象となる土壌の種類や状態の変化等によって六価クロムの溶出傾向に違いが生じる⁴⁾ことを踏まえ、六価クロム溶出試験を実施した結果を図-9及び10に示す。この溶出試験の定量下限値は0.02mg/l未満である。

図-8より高炉セメントB種の添加量が少なくなるにつれ、強度が低下し六価クロム溶出量が大きくなる傾

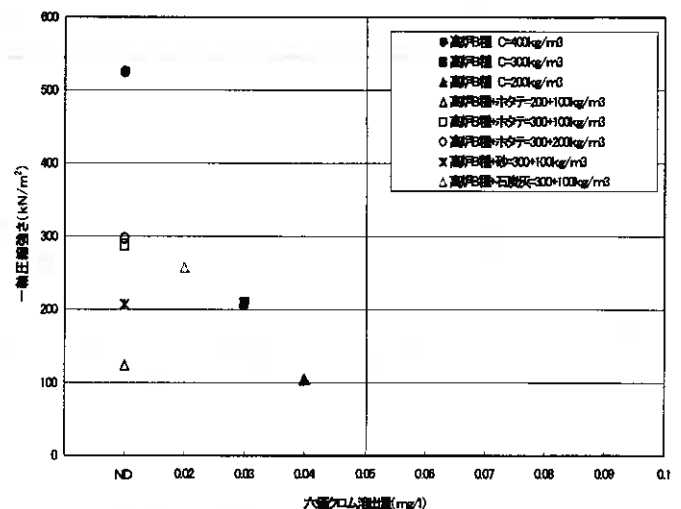


図-9 泥炭改良土の六価クロム試験結果

向を示すがいずれも土壌環境基準値 0.05 mg/l 以下であった。また、増量材ホタテ貝殻及び砂の強度は高炉B種 200 および 300 kg/m^3 と同程度あるが六価クロム溶出量はND（不検出）であった。セメント種別（高炉セメントB種・普通ポルト）のセメントミルクでの六価クロム溶出試験では普通ポルトランドセメントでは強度が低下するごとに溶出量が大きくなり、高炉セメントB種は強度に関係なく六価クロム溶出量はND（不検出）であった。

ホタテ貝殻を混入することでの六価クロム溶出量は、高炉セメントB種 200 kg/m^3 使用時にホタテ貝殻 100 kg/m^3 増量した場合の溶出量はND（不検出）となり、高炉セメントB種単独使用では溶出量が 0.04 mg/l だったことからある程度の抑制効果が期待されよう。ただし普通ポルトランドセメント

を使用したセメントミルクでのホタテ貝殻混入では強度が低くなると同時に六価クロム溶出量が基準値を満足しない結果となった。これらについては今後検討を加える必要があるものと判断される。

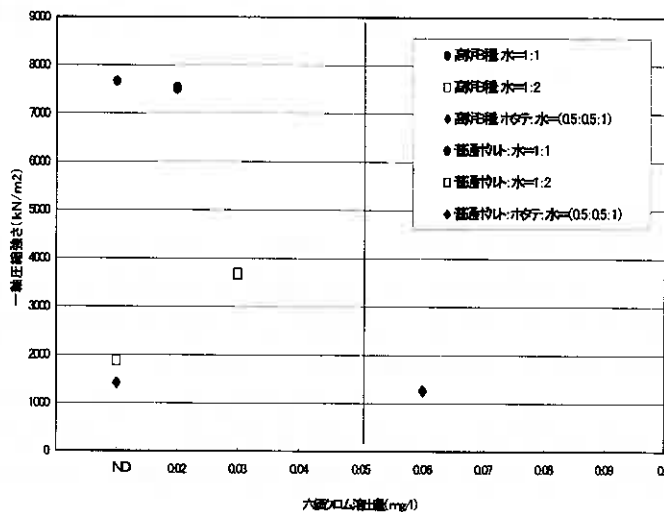


図-10 セメントミルクの六価クロム試験結果

4. まとめ

今回の実験で明らかになったことは以下のとおりである。

- ①ホタテ貝殻（細粒粉砕物）単独使用での強度増加はないが、酸性土（泥炭）を中和する改良効果がある。
- ②ホタテ貝殻（細粒粉砕物）を増量材として使用した場合、石灰と同等程度の強度増加が得られ改良効果がある。
- ③ホタテ貝殻（細粒粉砕物）を混合することで高炉セメントB種を $10\sim 20 \text{ kg/m}^3$ 低減することができ、深層混合処理工法で $q_{\text{ack}}=200 \text{ kN/m}^2$ とした場合の室内目標強度 600 kN/m^2 を十分確保することができる。
- ④ホタテ貝殻混合試料は、セメント単独改良試料よりもより弾性的性状を示した。
- ⑤六価クロム溶出量の抑制効果については、高炉セメントB種 200 kg/m^3 使用時にホタテ貝殻（細粒粉砕物） 100 kg/m^3 増量した場合の溶出量はND（不検出）となり、高炉セメントB種単独使用では溶出量が 0.04 mg/l だったことからある程度の抑制効果が考えられるが今後検討を加える必要がある。
- ⑥高炉セメントB種を使用したセメントミルクでは、強度に関係なく六価クロム溶出量はND（不検出）であったが、普通ポルトランドセメントを使用したセメントミルクでのホタテ貝殻（細粒粉砕物）混入では強度が低くなると同時に六価クロム溶出量が基準値を満足しない。今後の検討が必要である。

5. おわりに

本実験的研究では、泥炭に対してホタテ貝殻（細粒粉砕物）を高炉セメントB種の増量材として使用することで十分な改良効果が得られた。このことは、近年の循環型社会の構築へ向け環境リサイクルの推進が急がれているなか産業廃棄物の有効利用につながる有効な手段であると考えられる。また、今後の問題点としてホタテ貝殻（細粒粉砕物）の生成コストが高いことによりトータルコストが高くなるため、ホタテ貝殻（細粒粉砕物）の生成コスト改善が重要である。

また、泥炭の盛土材としての活用（表層混合処理）についても検討が望まれよう。

【参考文献】

- 1) 佐藤珠美・福田光男：水産廃棄物の有効利用について、北海道開発局土木研究所月報 No606. 2003年11月 pp29
- 2) 北海道共同石灰株式会社：廃棄物であるホタテ貝殻を原料とする高品位軽質炭酸カルシウム製造方法の工業化
- 3) 株式会社サンメディア：環境事業部資料
- 4) 北海道開発局土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策マニュアル pp118～119
- 5) 川崎廣貴：地盤改良工法の設計 (3)、基礎工 2003 Vol.31, No12 pp78
- 6) 谷中仁志・加藤喜則・武昌信：セメント改良土からの六価クロムの溶出特性および還元化特性等に関する一考察 地盤環境問題に関する技術報告会（その2）報告集 2003年11月 pp21～27

泥炭を材料とする固化破碎土の強度について

北海道開発土木研究所 ○正会員 佐藤 厚子
西本 聡

1. はじめに

北海道に分布する泥炭は、盛土材料として使用できない材料であるため捨土処分されている。しかし、今後、廃棄処分できる場所が限られてくること、循環型社会の構築への社会の関心の高まりなどから、泥炭の適切な利用方法の開発が望まれている。これまで、固化材により改良した泥炭を盛土材料として利用するための検討を行ってきたところ、泥炭を盛土材料として適用可能であることを示した¹⁾²⁾。

特に改良方法のひとつとして、固化材混合後に一定期間放置した材料を破碎してから締め固める固化破碎土は、改良に必要な固化材量をより低減できる方法であることが確認できている³⁾⁴⁾。今回、室内試験により固化破碎土の強度特性を求めるための実験をした。本報告は、その結果をとりまとめたものである。

2. 試験内容

2.1 試料

実験の対象とした試料は、北海道胆振地方東部より採取したものであり、その基本物性値を表-1に示す。採取箇所を試料名とした。一般の土砂と比較して⁵⁾土粒子密度が低く、自然含水比や強熱減量が高い。このままの状態では、施工機械のトラフィカビリティを確保できない材料である。この材料に対して固化土、固化破碎土を作製し下記の条件で実験した。なお、固化破碎土とは、対象土に固化材を混合し、適当な時間放置した後、固化が完了する前に破碎し締め固め可能な材料としたものである。また、固化土とは、対象土と固化材を混合し固化したものである。

表-1 試料の基本物性値

試料名	鷓川
採取箇所	北海道鷓川町
土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	1.582 ~ 1.910
自然含水比 $w_n(\%)$	582.3 ~ 746.9
強熱減量 $L_i(\%)$	82.2 ~ 86.5

2.2 試験方法

鷓川試料に高炉B種セメント（以降固化材と称する）を混合し、モールドに詰めて所定の期間養生したものが固化土である。固化破碎土は、固化材を混合した後、ビニール袋で密閉した状態で、恒温養生室内に一定期間（1、3、5、7日）放置し（以降放置時間と称する）、その後破碎したものである。固化土、固化破碎土について室内トラフィカビリティ試験を行い⁶⁾、コーン指数を求めた。この時の密度で、地盤工学会「安定処理土の静的締固めによる供試体作成方法」にしたがい一軸圧縮試験用および三軸圧縮試験用供試体を作製した。7日、28日後に一軸圧縮試験、7日後に三軸圧縮試験（非排水・非圧密条件）⁷⁾を行った。固化破碎土については、供試体作製直後にも一軸圧縮試験、三軸圧縮試験を行った。

2.3 目標強度

本検討では、固化土、固化破碎土の目標強度を、コーン指数と7日養生後の一軸圧縮強さとした。コーン指数は、建設機械の施工性の判定に用いられている指標であり、 $q_c=500\text{kN/m}^2$ あれば普通ブルドーザが走行できる。また、一軸圧縮強さは安定処理土の改良の目標値を示す指標として用いられることもあり、北海道の不良土マニュアル（案）⁸⁾では、7日養生後に $qu_7=150\text{N/m}^2$ 以上あれば、盛土の安定性を確保できるとしている。これらを目標値とした。

3. 試験結果

3.1 固化土の強度

固化土について、固化材混合率と転圧直後のコーン指数 (q_c) および7日養生後の一軸圧縮強さ (qu_7) の関係を求めた。固化材混合率を大きくすると qu_7 は大きくなる。目標値である $qu_7=150\text{N/m}^2$ となるには、約 40%の固化材を混合する。しかし、コーン指数に

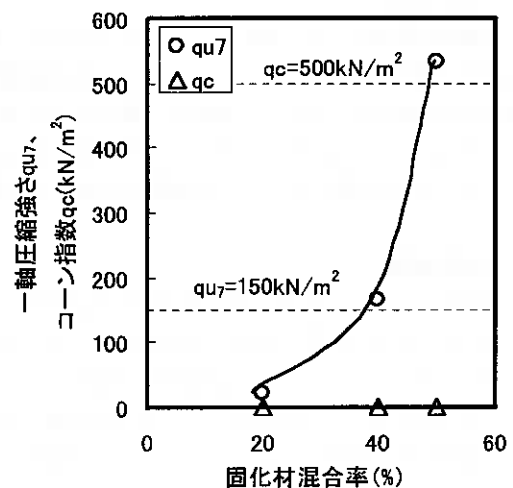


図-1 固化土の固化材混合率と一軸圧縮強さ、コーン指数

関しては 50%もの固化材を混合しても $q_c=0\text{kN/m}^2$ であり、普通ブルドーザが走行できる強度にはならない。鶴川泥炭は、50%の混合率では、固化土とした場合、転圧して盛土を施工することはできない。

3. 2 固化破碎土の放置時間と強度

①コーン指数

固化破碎土について放置時間と q_c の関係を求め、図-2に示す。固化破碎土の q_c は、放置時間が長くなるほど大きくなっている。また、固化材混合率を大きくすると q_c も大きくなっている。放置時間 1 日では、目標値である $q_c=500\text{kN/m}^2$ を得るためには 50%を超える固化材混合率を必要とするが、放置時間が 3 日を過ぎると、40%の固化材混合率で $q_c=500\text{kN/m}^2$ となり、鶴川泥炭は、固化破碎土とすることにより盛土を施工できる材料となる。

②7日養生後の一軸圧縮強さ

固化破碎土の放置時間と q_{u7} の関係を求め、図-3に示す。すべての混合率で、 q_{u7} は放置時間 1 日の時が最も大きく、その後小さくなり、放置時間が 3 日以降は q_{u7} の大きな低下はない。放置時間 1 日で締固めた場合には 40%の混合率で目標 $q_{u7}=150\text{N/m}^2$ を満足できるが、放置時間が 3 日以上になると 40%よりも大きな混合率が必要である。

③目標強度を満足する固化材混合率

固化土では、目標 $q_{u7}=150\text{N/m}^2$ を満足できる固化材混合率は 40%、目標 $q_c=500\text{kN/m}^2$ を満足できる固化材混合率は 50%ではまだ不十分で、いずれも満足するためには 50%を上回る固化材が必要となる。これと比べて、泥炭を固化破碎土に改良することにより、放置時間を 3 日以上、固化材混合率を 40%強とすれば、目標 $q_{u7}=150\text{N/m}^2$ および目標 $q_c=500\text{kN/m}^2$ をともに満足できる。固化土と比較して固化破碎土に改良することにより、改良に必要な固化材量は大幅に低減できる。

3. 3 固化破碎土の強度の推定

①コーン指数の推定

固化破碎土の q_c は、固化材を混合した試料を所定の時間放置し、その後試料を破碎して締固めて求める。どの放置時間で目標 q_c を確保できるかが明らかでないことから、泥炭に固化材を混合し放置時間を変えて作製した固化破碎土を締固めて、 q_c を求めなければならない。このため、試験の手間や時間がかかるとともに多量の泥炭が必要となる。固化破碎土の q_c を推定できれば、 q_c 測定の時間が不必要となり、用意する試料の量を少なくすることができる。

そこで、固化土の q_c から固化破碎土の q_c を推定することを試みた。固化土の q_c は、固化材を混合してから時間の経過とともに大きくなっていくことから⁴⁾、放置時間に相当する期間で養生した固化土（以降、養生した固化土と称する）の q_c と、固化破碎土の q_c との関係求めた。この関係を示した図-4より、固化破碎土の放置時間や固化材混合率にかかわらず、養生した固化土の q_c と固化破碎土の q_c は良い相関を示している。固化破碎土の q_c は、養生した固化土の q_c より推定可能で、養生した固化土の q_c の 1/2 である。

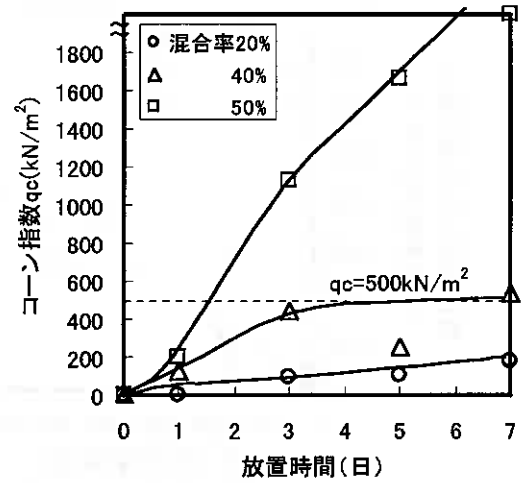


図-2 締固めた固化破碎土の放置時間とコーン指数

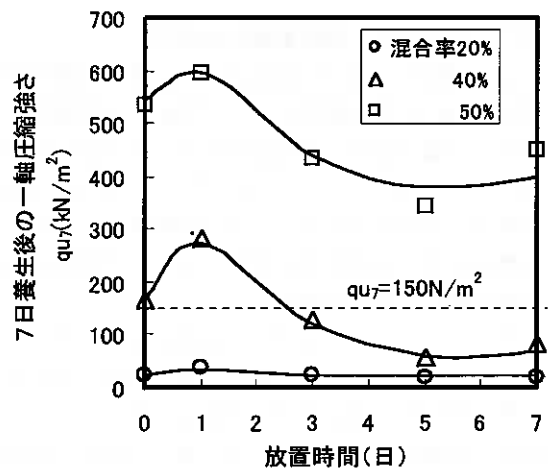


図-3 締固めた固化破碎土の放置時間と7日養生後の一軸圧縮強さ

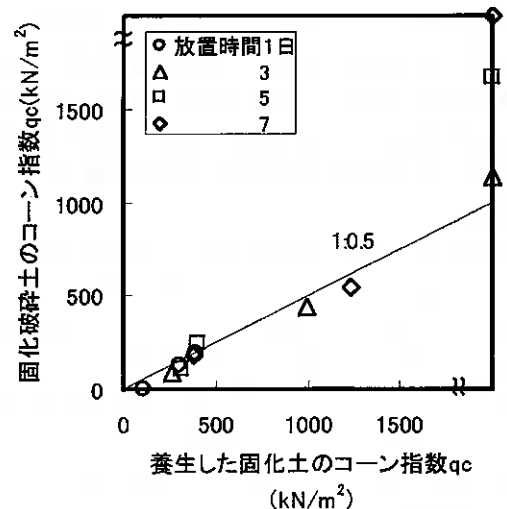


図-4 締固めた固化破碎土のコーン指数の推定

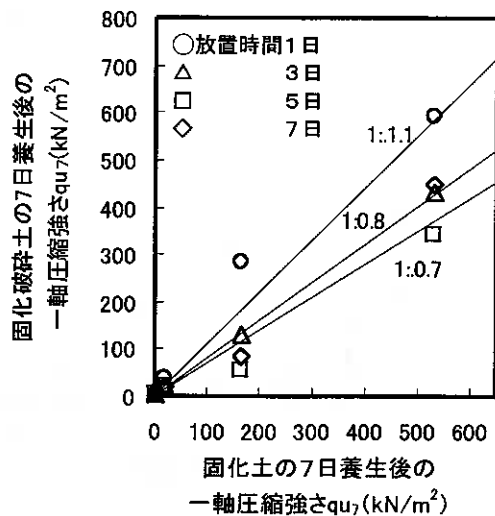


図-5 締固めた固化破碎土の7日養生後の一軸圧縮強さの推定

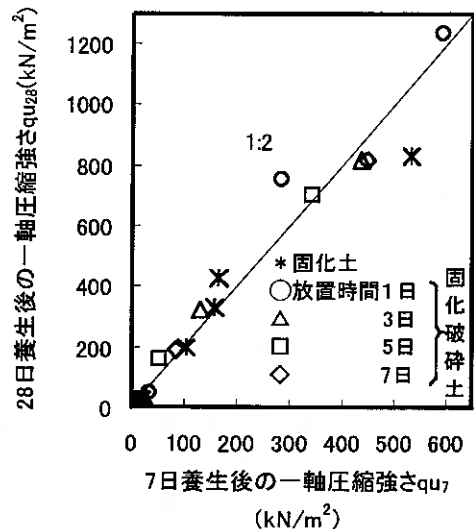


図-6 締固めた固化破碎土の7日養生後の一軸圧縮強さと28日養生後の一軸圧縮強さ

②7日養生後の一軸圧縮強さの推定

q_c を推定したように固化土の q_{u7} と固化破碎土の q_{u7} の関係を求めた。図-5 に示すように、固化土の q_{u7} と固化破碎土の q_{u7} は放置時間によって異なり、放置時間1日では、固化破碎土の q_{u7} は、固化土の q_{u7} の1.1倍となり、放置時間3日では0.8倍、放置時間5日以上では0.7倍となっている。高含水粘性土の固化破碎土⁹⁾では放置時間が1日で固化土の2/3倍、3日以上で1/3倍という結果と異なっている。鶴川泥炭では、放置時間を大きくしても固化破碎土の q_{u7} はあまり小さくならない。高含水粘性土を材料とする固化破碎土の q_{u7} と発現傾向が異なっているが、鶴川泥炭だけの性質なのか、泥炭特有の性質なのか、今後確認の必要がある。

③固化破碎土の強度増加

セメントによる改良では、長期にわたりポソラン反応が進行するとされている¹⁰⁾。そこで固化破碎土の q_{u7} と q_{u28} の関係を求め、図-6 に示す。放置時間、固化材混合率にかかわらず q_{u7} と q_{u28} とは非常に相関性が良く、 $q_{u28}=2q_{u7}$ の関係があり、強度増加する材料である。一方、高含水粘性土を材料とした固化破碎土では、 $q_{u28}=1.4q_{u7}$ の関係⁹⁾が、泥炭を固化処理した場合には、 $q_{u28}=1.5q_{u7}$ の関係¹¹⁾があり、鶴川泥炭とは異なっている。これらの要因については、今後調査の必要がある。

3.4 固化破碎土の三軸試験

一般に固化材で安定処理した材料は、一軸圧縮強さで強度を評価する材料とされており¹⁰⁾、これまで、粘着力、内部摩擦角を測定したことがない。しかし、固化破碎土は、固化材混合後に一定時間放置して固化が完了する前に破碎して締固め可能な材料としたものであることから、内部摩擦角を評価できる材料となりうる。そこで、非圧密非排水条件で三軸圧縮試験を行った。

①粘着力

固化破碎土の締固め直後および7日養生後の一軸圧縮強さと粘着力の関係を図-7 に示す。締固めから測定までの時間にかかわらず、固化破碎土の粘着力 c は、 q_u が 100kN/m^2 より小さいと $c=q_u/1.5$ の関係にあり、内部摩擦角を評価しない粘土の $c=q_u/2$ よりも若干大きな c を有している。一軸圧縮強さが 100kN/m^2 以上になると $c=q_u/2.5$ となり、 $c=q_u/2$ よりも若干小さな c である。この傾向は7日養生した固化土でも同様である。

②内部摩擦角

固化破碎土の締固め直後および7日養生後の一軸圧縮強さと内部摩擦角 ϕ の関係を図-8 に示す。 q_u が 200kN/m^2 より小さいと、 ϕ は 10° 以下であり、 ϕ を持たない材料として評価でき

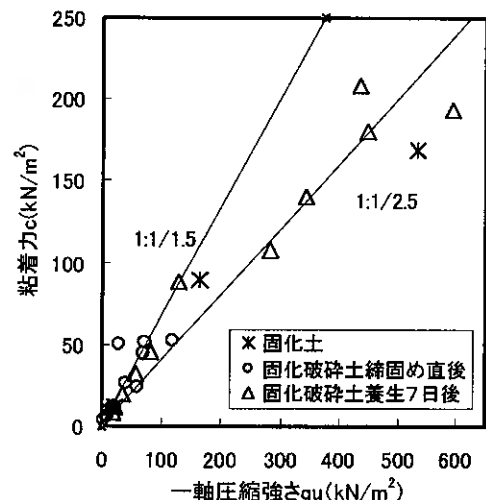


図-7 締固めた固化破碎土の一軸圧縮強さと粘着力

るが、 q_u が 200kN/m^2 以上になると、 ϕ は 20° 前後あり無視できない。固化破砕土は、放置時間が長くなると粘着力が小さくなり、内部摩擦角を有する材料となることが予測されたが、泥炭を材料とした場合、放置時間を長くしても固化材の固化反応が持続され、比較的大きな一軸圧縮強さが得られている。

q_u が大きいときに ϕ が求められるのは、ある程度の強度を持つようになるとせん断破壊したとき、破壊面に側圧が作用し、この側圧の大きさに抵抗して、破壊しようとする軸方向の応力が大きくなり、内部摩擦角が発生した可能性がある。

盛土の目標強度を $q_u=150\text{kN/m}^2$ とすると、この付近のデータが不足しており、盛土材の評価として内部摩擦角を考慮すべきか、今後の検討が必要である。

4. まとめ

今回の泥炭を材料とする固化破砕土の強度に関する検討により、固化破砕土の特性として以下のことがわかった。

- ① 固化土では転圧による盛土施工が不可能な材料であっても固化破砕土では、転圧により盛土を施工できる材料となり、固化材量を大幅に低減できる。
- ② 固化破砕土の q_c は、放置時間に相当する期間養生した固化土の q_c より推定することができ、(固化破砕土の q_c) = $1/2$ (養生した固化土の q_c) の関係がある。
- ③ 固化破砕土の強度は、 $q_u \approx 2q_u$ の関係があり、強度増加する材料である。
- ④ 固化破砕土の粘着力は、 $q_u=100\text{kN/m}^2$ より小さい材料は $c=q_u/1.5$ の関係にあり、内部摩擦角は評価できない。しかし、 $q_u=100\text{kN/m}^2$ 以上の材料は $c=q_u/2.5$ の関係にある。また、 q_u が 200kN/m^2 以上の材料は、 ϕ が 20° 前後ある材料である。

5. おわりに

今回の検討により、鶴川泥炭を材料とする固化破砕土について、高含水粘性土を材料とする固化破砕土とは性質が若干異なることがわかった。今後は、種類の異なる泥炭で検討を重ね、泥炭を材料とする固化破砕土の特性を明らかにしたいと考える。

<参考文献>

- 1) 佐藤厚子、西川純一、天野公人：泥炭の盛土材料としての利用、地盤工学会北海道支部技術報告集第 42 号、2002.1
- 2) 佐藤厚子、西川純一、天野公人：改良した泥炭を用いた試験盛土施工、第 37 回地盤工学会研究会発表会講演集、2002.7
- 3) 佐藤厚子、西川純一：泥炭を材料とする固化破砕土の強度特性について、地盤工学会北海道支部技術報告集第 3 号、2003.1
- 4) 佐藤厚子、西川純一、西本聡：改良した泥炭による盛土施工、地盤工学会第 5 回環境地盤工学シンポジウム発表論文集、2003.7
- 5) 土質工学会：土質試験法（第 2 回改訂版）、p.6、1980.10
- 6) 日本道路協会：道路土工土質調査指針、p.221、1986.11
- 7) 地盤工学会：土質試験の方法と解説—第一回改訂版—、pp.300-316、2000.3
- 8) 北海道開発局土木試験所第 3 研究部土質研究室：北海道における不良土対策マニュアル（案）、1985.2
- 9) 佐藤厚子、西川純一、北野初雄：固化破砕土の強度特性について、第 32 回地盤工学会発表会論文集、1997.7
- 10) 高速道路調査会：セメント、石灰による路床安定処理の計画、設計施工に関する研究報告書、1978.2
- 11) 林宏親、能登繁幸、島谷登：北海道泥炭のセメント安定処理について、地盤工学会高有機質土に関するシンポジウム発表論文集、1988.1
- 12) 土木研究センター：発生土利用促進のための改良工法マニュアル、1997.12

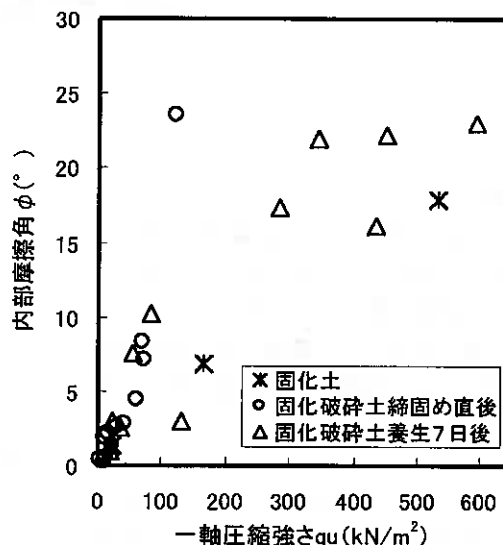


図-8 締め固めた固化破砕土の一軸圧縮強さと内部摩擦角粘着力

土壌・地下水汚染対策の現状と課題

大成建設(株) 正会員 今村 聡

1. はじめに

2003年2月から施工された土壌汚染対策法では、これまで水質汚濁防止法により考えられていた暴露経路すなわち地下水を經由して摂取する（地下水等の摂取によりリスク）以外に、汚染土壌中の有害物質を直接摂取する（直接摂取によるリスク）暴露経路が新たに取り入れられた。したがって、土壌・地下水汚染の対策では、双方の暴露経路に対して、その摂取を減少させ人への健康に係る被害を防止することがその目的である。直接摂取によるリスクが適用される物質は、重金属等の第2種特定有害物質であり、地下水等の摂取によるリスクが適用される物質は従来どおり、すべての特定有害物質に適用される。

土壌・地下水汚染の対策は本来、汚染土壌および汚染地下水の浄化（有害物質の分離・分解）を行って汚染される以前の土壌・地下水と同じ状態にすることが最も望ましいことである。しかし、土壌は水や大気と比べ移動性が低いため、土壌中の有害物質も拡散・希釈されにくい特性がある。したがって、土壌汚染は水質汚濁や大気汚染とは異なり、汚染土壌から人への有害物質の暴露経路を遮断することにより、直ちに汚染土壌の浄化を実施しなくても、人への健康に係るリスクを低減できる。このため、直接摂取によるリスクについては、汚染土壌の浄化以外に、指定区域への立入禁止、汚染土壌の覆土・舗装といった対策を適切に講じることによっても、リスクを管理する方法も選択可能である。また、地下水等の摂取によるリスクについても、汚染土壌の浄化以外に、有害物質が地下水等に溶出しないように、遮断又は封じ込め等の対策、あるいは、土壌は汚染されていても有害物質がまだ地下水には達していない場合には、指定区域内で地下水のモニタリングを実施し、必要が生じた場合に浄化又は遮断・封じ込めといった対策により、適切にリスクを管理する方法も選択可能である。表-1に特定汚染物質の種類ととりうる対策の一覧表を示した。土壌汚染対策法に基づく措置の適用範囲は、有害物質が含まれる汚染土壌に対してのみであり、周辺に拡散してしまった汚染地下水への対応は従来どおり水質汚濁防止法に基づく地下水浄化措置命令によることとなる。

本論では、重金属等に対しては直接および地下水摂取双方のリスク低減手法に対して述べ、揮発性有機化合物等では土壌および地下水の浄化対策を中心に述べる。揮発性有機化合物は現行の“土壌・地下水汚染に係わる調査・対策指針および運用基準”にもあるように、特別の場合例えば重金属汚染との複合汚染の場合等を除いて、浄化対策が望ましいと考えられるからである。

表-1 特定汚染物質の種類と対策

措置	重金属等		揮発性有機化合物		農薬等	
	溶出量値Ⅱ以下	溶出量値Ⅱ超	溶出量値Ⅱ以下	溶出量値Ⅱ超	溶出量値Ⅱ以下	溶出量値Ⅱ超
原位置不溶化 不溶化埋め戻し	○	×	×	×	×	×
原位置封じ込め	○	△ (不溶化して溶出 量値Ⅱ以下とした ものに限る)	○	×	○	×
遮水工封じ込め	○	△ (不溶化して溶出 量値Ⅱ以下とした ものに限る)	○	×	○	×
遮断工封じ込め	○	○	×	×	○	○
掘削除去 原位置浄化	○	○	○	○	○	○

2. 重金属等の土壌・地下水汚染対策

「土壌汚染対策法」で取り扱われる直接摂取に関する含有値が定められている重金属類はカドミウム、全シアン、鉛、6価クロム、ヒ素、総水銀、セレン、フッ素及びホウ素の9種類である。また「土壌・地下水汚染に係る調査・対策指針及び運用基準」ではいわゆる「土壌環境基準」及び「地下水基準」に基づいて上記9物質以外に有機燐、アルキル水銀、PCB、チラウム、シマジン及びチオベンカルブの計15種類の物質が対象となっている。ここでは直接摂取に係る重金属主体にその対策を述べる。重金属による土壌・地下水汚染は、古くは明治時代より鉱害などの事例があり、高度

成長期には、工場、鉱山廃水に起因する公害として、人体への健康被害を引き起こすほどの深刻な問題も発生した。昭和52年の「一般廃棄物の最終処分及び産業廃棄物の最終処分に係る技術上の基準を定める省令」や「金属を含む廃棄物の固形化に関する基準」とより、汚染土は産業廃棄物の汚泥に準拠して不溶化して管理型処分場に持ち込むか、固化を行うことが対策となってきた。

近年、めっき、精錬、製薬等の製造業の工場跡地及び産業副産物を用いて埋め立てた土地等で重金属汚染が発見される事例が相次ぎ、管理型処分場への持込以外の対策が望まれ、汚染物質を土壌及び地下水から取り除く浄化技術が開発され適用されている。また管理型処分地以外にもセメント資源化のように土壌を資源として再利用される場合や、埋め立て用の土壌として利用される場合も増えている。「土壌汚染対策法」では、重金属が地下水等に汚染が拡散しない場合は覆土等の直接摂取を防止する方法も対策として採用されている。また、もともと自然界に存在する重金属（ヒ素等）は、特定の地域では、自然由来（特殊な岩石、土壌）の形態で環境基準値を超える濃度に達している場合がある。この場合は重大な影響がない限り汚染対策は行わなくてもよいが、搬出は汚染土壌として取り扱われる。

対策技術には大別して浄化技術と封じ込め技術がある。どのような技術を採用するかは、技術性、経済性及び時間的制約等にて決定されるが、これ以外にもその土地の再利用条件等様々な検討が行われることが多い。採用される技術は一つではなく、汚染状況に応じて組み合わせられる。特に複合汚染に関しては汚染物質の種類、汚染状況、複合状況等を勘案して対策を採用することが必要である。

2-1 封じ込め技術

封じ込め技術は汚染物質を含む土壌を健全土壌から分離し、地下水を介したり飛散やガス化による汚染拡散を防止するものである。封じ込めには原位置で行う方法と掘削除去後に処分場等で行う方法があり、汚染レベルによって遮断構造と遮水構造とを使い分ける。「土壌・地下水汚染に係る調査・対策指針及び運用基準」では溶出量値Ⅱという環境基準値を10倍から30倍上回る基準値を定めて、溶出量値Ⅱを上回るものは遮断構造（遮断型処分場に相当）、これ以下で環境基準値以上のは遮水構造（管理型処分場に相当）にして封じ込めるように指針で示している。この溶出量値Ⅱは「金属を含む産業廃棄物に係る判定基準を定める総理府令」の「特別産業廃棄物の埋め立て処分に係る判定基準」と同一である。また固化不溶化を行い溶出値が溶出量値Ⅱを下回れば遮水構造の封じ込めが可能である。水銀、全シアンの場合は「金属等を含む廃棄物の固形化に関する基準」による固形化を行って遮断構造の封じ込めを行う。

「土壌汚染対策法」では含有値が要措置レベル以上の場合に表面を覆土することが義務付けられる。これらの覆土は封じ込め技術の目的とは異なるものであるが、重金属の含有値のみが高い場所での有効な手段として用いられるものとなる。なおこの方法の採用には溶出値が基準値以下であるか、基準値以上であっても将来にわたり付近に飲用に供する井戸がない場合に限られ、溶出の対策が必要な場合は封じ込め等の対策を実施することとなる。

固化・不溶化の技術は土壌中の汚染物質が地下水などの水中に溶解すること及び大気中に拡散することを防止するために行われる。この技術は汚染土壌にセメント等の固化剤を混入して固型化し物理化学的に安定な物質とする固化処理と汚染土壌に薬剤を混入して汚染物質を難溶性の物質に変えて安定化させる化学的不溶化処理に分けられる。いずれの技術も封じ込めの前処理技術として利用されることが多い。

2-2 浄化技術

土壌洗浄は水、薬剤等を地中に循環させ、汚染物質を回収して洗浄する原位置フラッシングと土壌中の汚染を溶媒や細かい粒子に移行させて分離するプラント洗浄の2種類があるが、重金属は比較的移動性が低く原位置フラッシングは不向きであり、ここではプラント洗浄について記述する。土壌洗浄法は汚染土壌を減容化し、大半の土壌を再利用することが可能となるので、汚染物質が洗浄分離できる土質の場合は浄化コストを低減できる有効な方法である。汚染物質は吸着、錯体形成、沈殿等により土の表面に多く存在している場合が多い。このため表面積の相対的に大きい細粒分の土粒子は粗粒子に比べて重金属の含有量が高い。そこで含有分の低い粗粒子を分級にて取り出し、汚染土壌の減容化を行う。この分級には1mm以下の分級が可能な湿式分級が用いられているが、土粒子が非常に粗い場合は乾式分級でも可能である。また物理力や化学的效果を利用して土壌中の有害物質を土粒子から水等の溶媒に分離する方法も用いられている。通常の土壌洗浄法は、細粒分が少ないほど技術的にも経済的にも有利となる。

熱処理技術には水銀等の比較的低温で気化しやすい物質で汚染された土壌を加熱し、汚染物質を気化後冷却して回収分離する熱脱着法、シアン等の物質を高温で分解する熱分解法、汚染物質を土壌と共に熔融して重金属を封じ込める熔融固化させる方法がある。炉の加熱方式には大別して、直接炉内に燃焼用の空気と燃料を送り込み加熱する直接加熱方式と炉外から加熱して炉内の気化した汚染物質を水蒸気等の搬出ガスにて取り出す間接加熱方式の炉があり、熱分解法では直接加熱方式が用いられる。また熱脱着法では間接加熱方式が多く採用されるが直接加熱方式も用いられる。土壌は温度上昇に伴い、含有水の蒸発乾燥、結晶水の離脱焼結、熔融スラグ化が起きる。これと重金属等の状態変化とを勘案して加熱温度、熔融方法の採用等を検討する。また熱処理では排気ガス中に重金属、不純物の燃焼灰、ダイオキシン

類が含まれる可能性があり、熱処理工程での有害物質の発生抑制、排気ガスの無害化処理を十分行うことが必要である。

以上重金属汚染土壌の主な対策技術について記述したが、これ以外に検討されている処理技術に電気移動法とがある。また修復技術ではないが、重金属汚染の多くの土壌は場外搬出されている。この搬出先は管理型処分場等の処分場もあるが昨今はセメント資源化での再利用や海洋埋め立ての土壌としての利用が多く見られる。

3. 揮発性有機化合物 (VOC) 系の土壌・地下水汚染対策

土壌汚染対策法で第1種特定有害物質(揮発性有機化合物等)に分類されているものは、ジクロロメタン、四塩化炭素、1,2-ジクロロエタン、1,1-ジクロロエチレン、シス-1,2-ジクロロエチレン、1,1,1-トリクロロエタン、1,1,2-トリクロロエタン、トリクロロエチレン、テトラクロロエチレン、ベンゼン、1,3-ジクロロプロパンの11種類である。そのうち、1,3-ジクロロプロパンは農薬として用いられているが、その性状から第3種特定有害物質(農薬等)に分類されず、第2種特定有害物質として分類されている。

揮発性有機塩素化合物は、電気、機械、半導体工場はもちろんのこと小規模のドライクリーニング工場、毛織物工場など脱脂洗浄過程に広汎に使われてきたことと、地盤中を速やかに移動する特性により、わが国のどこにでもかつ広範囲に存在する汚染といえる。トリクロロエチレンやテトラクロレチレン等の揮発性有機塩素化合物は、水より比重が重く、粘性が水より小さい揮発性物質であるために、DNAPL (Dense Non Aqueous Phase Liquid) と総称される。汚染源より溶出した DNAPL 原液は、さらさらした水より重い液体であるため、きわめて容易に不飽和地盤中に浸透し、地下水面に達する。地下水面に達した後も、漏洩量が大きければ、帯水層中に浸透していき、難透水性の水理学的基盤に達し滞留する。下方に降下浸透していく過程においても、DNAPL 原液は地盤中の間隙にトラップされ、汚染源として長期間存在することになる。このように地下深部にまで浸透した揮発性有機塩素化合物の浄化対策は、調査の困難さも手強い非常に困難で、多くの場合完全浄化は非常に難しい。経済性、合理性を考慮した上で、長期的戦略のもと次章で述べる汚染対策を組み合わせながら行うことは望ましい。

ベンゼンは環境中で単独で発見されることはまれで、多くの場合他の石油系炭化水素類と一緒に発見される。石油系炭化水素類は、分留過程においてガソリン、灯油、軽油、重油等に分類され、製品化されているが、実際には多くの有機化合物の集合体である。例えば、ガソリンの場合、販売会社や原油産地により成分は異なるが、主要な成分だけでも50種類を越す。n-ブタン、イソペンタン、ベンゼン、トルエン、キシレン、エチルベンゼン、トリメチルベンゼンと非常に揮発性の高い物質から、比較的低い物質までさまざまである。したがって、不飽和層・帯水層中における挙動も、揮発性の高いもの、生分解性の高いものは比較的汚染初期の段階において、濃度が減少するが、揮発性が低く、生分解性の低い物質ほど汚染後期まで残存することになる。また、いずれの物質も水に溶けにくいために、不飽和層、帯水層中では NAPL として移行し、水より軽い物質であることから LNAPL (Light Non Aqueous Phase Liquid) と浸透挙動から総称される。ベンゼン等の揮発性石油系炭化水素類の不飽和帯での浸透特性は速やかであり、漏洩量が多ければいずれ地下水面に達する。地下水面に達した後も、通常地下水位より深に原液が浸透することはない。ベンゼンの溶解度は1780mg/L と比較的他の炭化水素類に比較して高いために、地下水にもよく発見される。しかし、LNAPL の汚染は DNAPL の汚染に比較して、地下水変動帯より浅いところに存在するため、容易に汚染の存在位置があきらかになることや、生分解性が高いために、自然界の浄化速度も速く、汚染対策は容易である。

これらの汚染に対して、1990年初頭より、土壌・地下水汚染対策は行われてきた。現在までに最も多く行われてきた汚染対策は、土壌ガス抽出法と揚水ばっき法であり、いずれも1000件を越す実績がわが国には存在している。しかし、前述したようにこれらの方法特に揚水ばっき法では、完全な浄化は困難であるが、完璧な浄化と称して実施されている例もみられ、実績の割には浄化予測という意味からは完成しているとはいえない。

揮発性有機化合物を含む汚染の対策は、表-1に示したように、溶出量値Ⅱ以上の場合には原位置浄化もしくは掘削除去しか法律上許されていない。溶出量値Ⅱ以下の場合には、原位置封じ込めや遮水壁による遮断も許されているが、前節において述べられているので、ここでは原位置浄化対策を中心に述べる。原位置浄化対策は、汚染土壌の範囲および当該範囲内における汚染土壌の深さをボーリング調査により確認した後、原位置抽出法または原位置分解法等により汚染された地下水から原位置で有害物質を取り除き、汚染土壌中の有害物質が地下水を經由して摂取されることを防止するものである。原位置浄化対策は、サイトの土質条件、地下水面の位置、透水性、土の物理化学特性、汚染物質の生分解性等多くの要因が関わるため、その選定や計画策定にあたっては、経験のある専門家も交えその適用性について充分検討したうえで行う必要がある。さらに、汚染の状況や現地の状況、浄化の工法によっては対策の完了までかなりの時間が必要であることもあらかじめ考慮しておく必要がある。

3-1 原位置抽出法

液体や気体を介して対象汚染土壌の含有量および溶出量を低下させる方法であり、現在まで多くの実績があるが、間接的な方法であるため一般的には長い処理時間を必要とする。抽出方法の実施は、汚染源の有害物質の濃度の低減や周辺拡散防止などいくつかの目的で使われているが、土壌汚染対策法上は指定区域解除を目指すものであり、汚染土壌の

環境基準値を下回る必要がある。

土壌ガス抽出法は汚染物質の揮発性（蒸気圧 8mmHg 以下）を利用したものであり、不飽和帯に存在する揮発性有機化合物を強制的に吸引除去し汚染土壌の処理対策を行うものである。具体的にはボーリングにより土壌中に吸引井戸を設置し、真空ポンプ・ブロワーにより、その吸引井戸を減圧し気化した汚染物質を地上に導き、活性炭に吸着除去させる等適切に処理するものである。本工法は、不飽和帯の砂、礫およびシルト等の比較的透気係数が高い地盤に適用できるが、地層の状況や深さ、地表面の状況に応じて、吸引範囲、吸引圧等が異なるため状況に合わせて、適切に設計する必要がある。また、土壌ガス吸引法は、非常に多くの実績があり、国内でも一番良く用いられている工法であるために、多くの補助工法が開発されている。吸引井戸に水平井戸を用いる方法や、後述するように飽和帯に空気を注入して地下水からの揮発を促進するエアスパーキング法、生物分解を併用した方法などもその応用例の一つである。シルト質地盤、粘土質地盤では、実用的には適用できないが、深層混合処理法を応用して、生石灰を混入することにより、地盤の温度を上昇させるとともに、通気性を改良して汚染物質を抽出する工法も実用化されている。

地下水揚水法は、汚染地下水を揚水し汚染物質を除去、回収することにより地下水および汚染土壌の処理を行なうものである。揚水した地下水はそれぞれの有害物質の性質に応じた方法で処理する。本地下水揚水法については、一般的に敷地外拡散防止の意味合いでも用いられるが、浄化の目的からいえば、揚水井は、土壌ガス（揮発性有機化合物）または地下水汚染（重金属類、揮発性有機化合物、農薬類）の最高濃度付近に設置されることが必要である。汚染が深部までに及んでいる場合は、原液は地盤の間隙中にいたるところでトラップされているため、浄化には数年以上にわたる年月が必要である。不均質な帯水層では設計が難しく、三次元的な地下水の流向・流速を十分に把握した上で実施する必要がある。揚水した汚染地下水の処理方法としては、気液接触処理、化学的・光化学的分解など（揮発性有機化合物）、中和沈殿法、吸着処理法等（重金属類）、その他個別の処理法（農薬類も含む）などの方式で行われる。揚水循環法は、地下水揚水法と同様であるが、浄化した地下水もしくは清浄な水を注入し、循環させることにより浄化促進をはかるものである。水みちの存在等により、均質な浄化が進まない場合が多く、注入・揚水井戸の追加等の措置が必要な場合が多い。また、地上から散水を実施し、汚染土壌中にその水を通過させ、それをポンプアップし、排水処理装置で揚水した水から汚染物質を除去していくことにより、現地の汚染土壌中の汚染物質濃度を低下させていく方法もあり、ソイルフラッシングまたは原位置土壌洗浄法と呼ばれる。汚染物質を一旦液体の中に溶かし出すことが前提であるので、汚染土壌を通過した汚染物質を含む水が確実に集められるような、地質構造のもとで周辺の状況をモニタリングしながら行われる必要がある。

エアスパーキング法は飽和帯に空気を注入して地下水からの揮発性有機化合物の揮発を促進し、上部においてガス吸引法によって揮散ガスを捕集する方法である。帯水層以下の場合に用いられ、汚染地下水の浄化および汚染源土壌からの汚染物質の除去という意味で、地下水揚水単独の処理よりもふさわしい。この方法は地下に圧力をかけた空気を吹き込むことになるため、現地の地質構造などによっては、汚染を周辺に広げる可能性を否定できないため、現地対策範囲の広さ、地質構造などを踏まえて、適切な周辺拡散防止措置などを併用しながら実施することが必要である。実施にあたっては、吹き込み空気が浄化対象土壌に存在する汚染物質を汚染されていない周辺に移動させてしまうことがないように、遮水壁など周辺拡散防止措置を実施した上で行う必要がある。また、帯水層中にシルト層や粘土層等の挟み層が存在する場合には、吹き込んだ空気の流路（上向き）が挟み層により阻害され、DNAPL が浸透した経路上に存在するトラップあるいは滞留した原液と接触しないために効果がないこともある。帯水層の構造をよく理解することが必要である。LNAPL では上記のような問題が比較のない上に、空気に含まれる酸素も一緒に吹き込むことにより、周辺地下水の溶存酸素濃度をあげ、生分解性を活性化させる効果もある（バイオスパーキング）。

電気化学的方法としては、汚染土壌中に微弱な電流を流し、電気浸透現象によってイオン化している特定の汚染物質を陽極ないし陰極に集め、揚水処理などにより回収するものである。地質条件などによって結果が大きく左右されるものであり、また、電極付近で電気分解が起こり pH が変化し、他の物質の溶出特性を変化してしまう可能性もあり、設計には詳細な技術的検討が必要となる。

3-2 原位置分解法

原位置分解法は、現地の汚染土壌を掘削することなく化学的、生物的、あるいは熱的作用により汚染物質の分解を目指すものであり、その分解機構により多くの方法がある。一般に分解法は分解過程においての中間生成物や意図しない化学物質の生成がある場合があり、十分に事前のトリータビリティ試験などで分解経路や分解生成物の挙動確認を実施しておく必要がある。また、溶出値の変化（減少）だけでは、単なる揮散・拡散の場合も考えられ、一概に分解とは判断することができない。分解方法の場合には、対象物質がどのような分解経路によって分解され、分解に関して物量平衡が成り立っているかを十分に確認する必要がある。さらに地中への薬剤の注入を伴う方法においては、より安全な薬剤の使用を検討するとともに、浄化対象土壌に存在する汚染物質を汚染されていない周辺に移動させてしまうことがないように、遮水壁など周辺拡散防止措置を実施した上で行う必要がある。

化学的分解法は、汚染土壤中に薬剤を添加し、化学的に汚染物質の分解を行う。農薬類や揮発性有機化合物を含む汚染土壤に対して、次亜塩素酸や過マンガン酸処理、過酸化水素と鉄を使用するフェントン法等による酸化処理、揮発性有機化合物を含む汚染土壤に鉄粉を添加して分解を行う還元的な脱塩素処理などがある。この方法の適用できる対象は、分解が期待される農薬類、揮発性有機化合物、シアンなどに限定される。他の方法と比較して、比較的強力な処理で短期間での分解が可能である、対象物質の濃度や土質等にも比較的影響を受けにくいなどの特徴があるが、各物質ごとに適切な薬剤の検討が必要であるとともに、条件によっては想定しない有害物質の生成が起こる場合があるので、事前の試験結果を見て適用を判断されているかが必要となる。特にこのような方法の検討では汚染物質の減少だけから判断するのではなく、分解経路や分解生成物を確かめた上で、物質量の観点から議論することが重要である。

また、汚染地下水の拡散防止の観点から鉄粉等を用いた工法としては、透過性地下水浄化壁工法があげられる。本法は鉄粉を清浄な砂や砂礫に 10~20%程度混入し、現地の透水係数より 1 オーダー程度高い透水係数になるように、地盤中に杭状または壁状に現地土と置換する工法である。敷地境界や汚染地下流側に設け、汚染した地下水をこの浄化杭にて清浄にする工法である。本工法は六価クロムや砒素にも有効である。

生物的処理法は、汚染土壤に棲息する分解微生物を利用し、生物的に汚染物質の分解を行う。海外では油分に対する分解では確立されており、近年は農薬類や揮発性有機化合物を含む汚染土壤にも使用されるようになってきた。酸素を添加し、好氣的な微生物により分解を行う場合と酸素がない条件で嫌氣的な微生物を使って分解する場合がある油分（土壤汚染対策法の範囲ではベンゼンが該当）農薬類、揮発性有機化合物、シアンなどに対象物質は限定されるが、我が国の環境基準に示される農薬類は基本的に生分解性が悪いものとされているため、本方法の適用は比較的困難である。また、生物分解は濃厚な汚染源に対しては適用が難しく、トリクロロエチレンなどの原液が存在する部分は掘削除去措置などの汚染源対策との併用を考慮することも必要である。

方法としては、不飽和土壤中に空気を吹き込み、酸素濃度を挙げてやる方法(バイオベンティング)、帯水層中に空気もしくは酸素を吹き込み、酸素濃度を挙げてやる方法(バイオスパーミング)、揚水循環の注入水に酸素と栄養塩類を添加する方法等がとられている。上記のような方法は、原位置に存在する微生物を活性化する方法として、一括してバイオスティミュレーションと呼ばれている。それと対比する意味で、汚染物質の土着微生物に分解能力がない場合等に、すでに効果が認められている微生物を栄養塩・酸素とともに供給する方法(バイオオーギュメンテーション)もある。この方法は、土着微生物ではないことから生態系への配慮が必要であるとともに、汚染場所で活性化できるかどうかの評価が必要である。

原位置浄化ではないが、掘削除去した後のバイオレメディエーションも石油系汚染にはよく用いられている。一般的にわが国で行われている方法は、ランドファームিংと呼ばれている方法であり、掘削した土壤を通気管を敷設した上に、通常 2~3mの高さに盛土した上で栄養塩を添加攪拌し、微生物の活性化を促すものである。通気管のピッチ、栄養塩の組成、添加量、攪拌期間等は、掘削土壤の土質、油分濃度、油種、温度、水分量によって異なり、モニタリングしながら決定する。

3-3 科学的自然減衰 (Monitored Natural Attenuation)

地下水汚染浄化手法の選択肢の一つとして、Monitored Natural Attenuation(MNA)がこの数年の間で米国をはじめとした先進諸国で急激に話題となってきた。MNAは実際の浄化作業を行わずに、自然の浄化作用に期待し、その推移を科学的に評価しようとするものである。その背景には、最も一般的な浄化手法である揚水ばっ気法を始めとする積極的な浄化対策(Active Remediation)が必ずしも十分な効果を発揮していないことや、浄化対策に多大な予算が必要であり、積極的な浄化対策のみでは国土の経済的な保全が難しいことが明白になってきたことが大きな要因である。MNAは汚染サイトの総合的対策のひとつの浄化対策であり、地下水中の汚染物質の自然浄化(減衰)を期待するものである。

汚染現場の帯水層が保有する自然現象によって、地下水中の汚染物質の濃度が減少することは「Natural Attenuation(自然減衰)」と呼ばれる。この自然減衰には、①土壤粒子への吸着、②気相への揮発、③希釈・拡散、④化学分解、⑤微生物分解など、帯水層での様々な現象が関与する。地下水中の汚染物質濃度が移動距離や時間とともに減少することは実際のサイトにおいてよく見られることであるが、速度には違いがあれ、ほとんどすべての汚染サイトにおいて汚染物質の自然減衰が発生している。

科学的自然減衰の適用は、ややもすると「自然浄化」すなわち、「何も手を加えずに自然現象に任せて、汚染サイトが浄化されることを待つこと」と曲解される危険性がある。しかし、「科学的自然減衰」は決して消極的な浄化手法ではない。むしろ自然減衰をも含めた合理的な浄化計画により、積極的に人の健康や環境に与える影響を解消するための戦略的な手法であると考えべきである。例えば、米国等で報告されたMNAの適用例の多くは、汚染源の除去等の従来の土壤・地下水汚染対策技術との組み合わせで行われており、人為的な手法と自然減衰との組み合わせによる合理的な取り組みが行われていることがわかる。また、MNAの採用にあたっては、市民、行政とのリスクコミュニケーションの実施が必要であり、また、適用中には自然減衰が実際に機能していることや環境への影響が防げていることを確認するためのモニタリングの継続の実施が必要とされている。

このような考えの下、①土壤粒子への吸着、②気相への揮発、③希釈・拡散、④化学分解、⑤微生物分解などの自然

現象が汚染現場でどの程度働いているのかを各種の調査・分析・室内実験等で推定し、人の健康リスクが徐々に低下しているか、あるいは汚染の状況が将来にわたって悪化しないかといった観点で様々な項目で評価する。評価の結果、自然現象による汚染物質濃度の低下が十分に期待され、受容できるレベル以下に人の健康リスクを管理することが可能と判断された場合には、工学的な浄化対策を終了し、汚染現場のモニタリングのみを行う汚染状況の監視に切り替える。この後も汚染現場を放置するわけではなくモニタリングは汚染物質濃度が浄化目標値に到達するまで継続されるが、工学的な浄化対策の継続と比較して一般的には大幅な費用削減となること、及び制度上は浄化完了と見なされている点が特徴である。またモニタリングの結果、予測に反して汚染の状況が悪化した際の対応策を予め「緊急対策計画」として準備している点も重要である。

わが国における土壌・地下水汚染対策はようやく緒についたところであるが、現状においては土壌および地下水の環境基準を達成することに主眼が置かれている場合が多い。しかし、人の健康や周辺環境への影響を考える上で、地下水を移動媒体とした汚染物質の拡散が重要な要素であり、地下水質を問題の無いレベルにまで改善する必要があることはいうまでもない。土壌・地下水汚染対策の本来の目的に立ち返れば、土壌と地下水を一体なものとして扱い、人の健康や周辺環境への影響を回避しつつ、経済的に実行可能な地下水汚染浄化を推進していくことが望まれるが、そのための手法のひとつである科学的自然減衰の適用条件を定めることが不可欠な課題となってくると考えられる。

Enhanced Natural Attenuation と呼ばれる自然浄化作用を薬剤を注入することにより加速する方法も最近よく利用されている。ORC (Oxygen Release Compounds, 酸素除放剤) や HRC (Hydrogen Release Compounds, 水素除放剤) と呼ばれる生物分解に関連する薬剤を地盤中に注入して、地盤中の微生物の活性をあげベンゼン等の石油系炭化水素類の汚染物質を分解する工法である。ORC は過酸化マグネシウムに物理的処理を施したもので、徐々に帯水層中に酸素を供給できる薬剤である。帯水層中の溶存酸素濃度をあげることにより、帯水層中の微生物を活性化させ、好気分解を助長する。HRC は酪酸系の物質であり、嫌気条件下で微生物分解を受け水素を発生し、発生した水素によりトリクロロエチレン等の有機系塩素化合物の脱塩素を促進するものである。これらの方法は、自然サイトの条件に強く影響されるため、その適用にあたってはサイトにおける阻害物質等の影響をよく考慮することが必要である。

4. その他の物質の土壌・地下水汚染対策

フッ素は反応性の高い元素でフッ化物の形で存在する。ホウ素は陰イオン化しやすく水溶性で土中を移動しやすい重金属である。いずれも 2001 年に追加指定された物質である。この物質は自然にも存在するが、工業の精錬過程等にて使用されこの副産物の混入した埋め立て地等に汚染が発見される。この重金属の浄化方法は重金属等の汚染対策の土壌洗浄法、不溶化処理と処分場或いはセメント資源化等の対策が多く実施されている。ハイドロタルサイト等の新しい吸着剤を用いた工法も開発されている。

硝酸性窒素そのものの毒性は少ないが、水の汚染度の指標となっており、プランクトンの異常発生や稲の生育異常などの原因となる。硝酸性窒素による地下水汚染は生活排水、畜産廃棄物及び排水、肥料成分の地下水浸透が大きな原因である。特に肥料による汚染は近代農業のあり方との関連で重要な課題である。揚水された地下水中の硝酸性窒素の除去技術は従来の廃水処理で用いられて来た方法が利用可能である。しかし農地等の大量の地下水汚染に対しては適用が無理であり、水田土壌の還元脱窒作用を利用する方法や脱窒菌を利用する生物学的方法が研究されている。

ダイオキシン類は PCDDs、PCDFs、コプラナーPCB の総称ある。ダイオキシン類は自然界には存在しない人工の物質であり、農薬由来と焼却や精錬由来に大別できる。この物質は水に溶けにくく油に溶け易い性質を持ち、土壌や地下水中有機化合物に濃縮されやすい。またダイオキシンには数多くの異性体があり最も毒性の高い 2,3,7,8-TeCDD を基準に等価毒性を評価して合計の毒性が表示される。平成 11 年に大気と水質の基準併せて土壌の基準が設けられた。この基準は直接摂取による健康被害の検討に基づき決定され、重金属の要措置レベルと同一の考え方である。ダイオキシンの分解技術は熱分解を基本とし、熔融固化、低温ナトリウム脱塩素化法等が行われているが、大量の土壌を熱分解することは困難であり、土中からの抽出技術やバイオによる分解技術等の実用化が待たれるところである。一方 PCB は優れた熱的安定性や電氣的絶縁性を利用するため積極的に生産されてきた物質であり、生物蓄積性の高い物質であり、生態系に悪影響を与えることから 1972 年に製造販売が中止され回収が行われた。しかし回収後の焼却処分と等は分解施設の立地が出来ずに進んでいなかったが、ようやく一部の処理施設の建設が進んでおり、今後処分が進むものと期待されている。PCB の処理方法はアルカリ触媒分解法、化学抽出分解法、t-BuOK 法、触媒水素化脱塩素化法、超臨界水酸化法、金属ナトリウムによる脱塩素化法が認められており、金属ナトリウムによる脱塩素化法を採用した装置が多い。

4. おわりに

重金属と揮発性有機塩素化合物に対する浄化技術の現状を紹介した。現在我が国における土壌地下水汚染対策の投資は 1000 億程度と考えられるが、今後どの程度までの投資が適当かについて結論は出ていない。現状のように、地価に直結している限りは、全国的な汚染浄化は難しい。今後新たな枠組みが必要と考えている。

難透水性土への定ひずみ速度載荷圧密試験の適用について

函館高専 環境都市工学科 正員 ○ 佐野信房
同 上 正員 川口貫之
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、段階載荷による圧密(SL圧密)と定ひずみ速度載荷による圧密(CRS圧密)の2方法が標準化されている。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。CRS圧密を採用する場合ひずみ速度は、試料土の塑性指数から判定している。

いずれの圧密試験法も適用範囲は「細粒分を主体とした透水性の低い飽和土」と記載¹⁾され、不透水性の土、難透水性の土は必ずしも十分な保証対象になっていない。筆者らは先に難透水性の土を含めて、CRS圧密における適切なひずみ速度について検討を加えた²⁾。さらに、通常の粘性土の場合に、CRS圧密の速度を測定中に変化させることにより、測定時間を短縮させしかも圧密定数を適切に測定できる可能性について示した³⁾。

本研究室において、微小ひずみを従来よりも正確に与える、速い速度から非常に遅い速度までを同一機構により与える、自動化するなどの改良型CRS圧密試験装置を製作した。この装置により難透水性試料土の圧密特性値を測定して、SL圧密試験法による測定値と比較検討を加えた。ひずみ速度を遅くすることにより、圧密定数は収束するか、SL圧密測定値と一致するかについて報告する。

2. 試料と試験方法

定ひずみ速度載荷圧密試験はJIS A 1227:2000に準じて実施した。すなわち、試料直径6cm、高さ2cm、上面から排水、下面は非排水で間隙水圧を測定する。ピュレットを介して100kPaの背圧を負荷し、試料の飽和を確保とする。変位をメガトルクモーターにより与える。モーターの回転数から変位を計算する。鉛直力と間隙水圧、ピュレットの水位をひずみゲージ型変換器により測定する。これらの測定値をパソコンに取り込み、ひずみ速度に応じた時間間隔で格納する。鉛直応力は1260kPaまでを予定したが、間隙水圧計の限度は1000kPaであるので、1260kPa以下で除荷過程に移る事例がある。

本報告中のひずみ速度は表-1に示す0.02~0.001mm/分(NからSS)の4種類である。N、S、VSが基準における参考値であり、SSは本研究用の土のために設定した速度である。メガトルクモーターは、極めて短い時間間隔(10^{-6} ~ 10^{-7} 秒など)での回転・停止を繰返して、これらの速度を実現している。F、Mの速い速度は文献²⁾で用いられた速度である。

透水性の低い土として、笠岡粘土を準備した。文献²⁾におけるNo.2の試料であり、その一般的特性を表-2に示す。シルト分49%粘土分46%の細粒土である。日本統一土質分類法によると(M)、(MH)である。しかし透水性は著しく低い土である。SL圧密による圧密定数を図-1にまとめている。圧密の進行に伴い体積圧縮係数と透水係数は直線的に減少している一方、圧密係数は500kPaまでは一定であるものの、その後の圧力増加に対して値が低下する傾向を示している。文献¹⁾によれば、圧密係数はほぼ一定あるいはわずかに増大傾向を示すことが一般的と言われる。また、CRS圧密の解析前提条件では、圧密係数は一定となっている。試料土に蒸留水を加えて液性限界の2倍の含水比のスラリー状態として、85kPaの圧力により圧密した試料を切り出して供試体としている。

表-1 ひずみ速度の設定

呼称	ひずみ速度		参考値
	mm/分	%/分	
F	1	5	既往データ
M	0.1	0.5	"
N	0.02	0.1	$1p < 10$
S	0.01	0.05	$10 < 1p < 40$
VS	0.002	0.01	$40 < 1p$
SS	0.001	0.005	
T	段階圧密		

表-2 試料の性質

LL	PL	Ip	ρ_s
60.5	35.3	25.2	2.662
砂分	シルト分	粘土分	k cm/s
5	49	46	8.18×10^{-10}

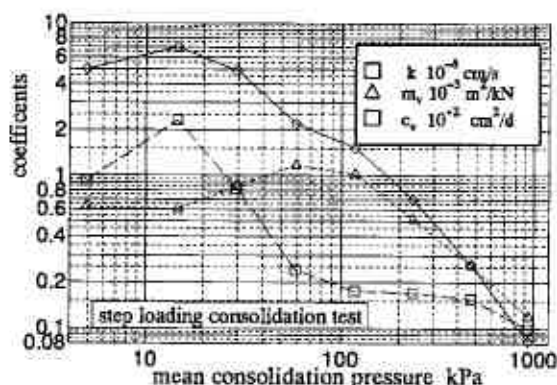


図-1 試料土の圧密特性

Application of constant rate of strain consolidation test for a very low permeable soil.

Y. SANO, T. KAWAGUCHI, & Y. IWABUCHI (HAKODATE National College of Technology)

3. 試験結果と考察

3.1 間隙水圧の発生

C R S 圧密試験結果によると、変形速度一定条件が十分に満足されている。鉛直応力は時間の経過に対して双曲線関数的な挙動を示す。間隙水圧は時間の経過に対して最終局で増加率が急増する。しかし、ひずみ速度がNやSなどの不適切な場合には増加が早期から始まり、双曲線的になり、目標の鉛直応力まで測定できないことになる。測定例を図-2に示す。

圧縮に伴い鉛直応力が増加し間隙水圧が発生する。しかし上端面が排水面として準備されているので間隙水圧の一部は消散する。図-3はその状況を表している。図-3(b)は載荷初期部の拡大図である。ひずみ速度が極度に速いと事実上非排水であり、1.0の傾きを示すことになる。比較のため文献2)より、FとM(1.0と0.1mm/分)の間隙水圧発生状況を再掲している。間隙水圧がほとんど消散されていないことが明らかである。さらに塑性限界から推定される適切ひずみ速度S 0.01mm/分であっても、F 1.0mm/分に匹敵するような間隙水圧発生状況であるので、本試料に対してS 0.01mm/分は不十分であることが示される。V S 0.002mm/分は基準中の推奨速度中最低速度であるが、4割程度の残留が見られるので間隙水圧消散の観点からは必ずしも十分であるとは言いきれない。S S 0.001mm/分になるとかなりの消散が見られる。この時の発生率(図中の測定曲線の傾き)は0.2~0.3である。先の研究結果²⁾によると、「この数値が0.20以下の場合には間隙水圧が十分に消散しつつC R S 圧密が進行している」ことになる。A S T M 中(D 4186-89)の「間隙水圧が圧縮応力の3~30%を越えないひずみ速度を選択することが望ましい」¹⁾にあてはまる事例である。

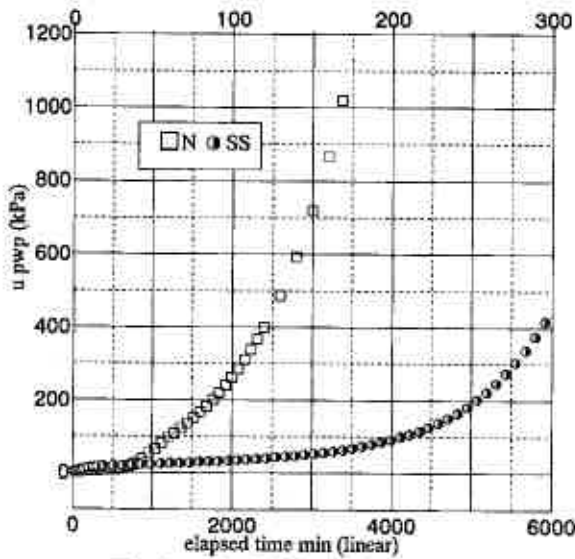


図-2 (a) 経過時間と間隙水圧

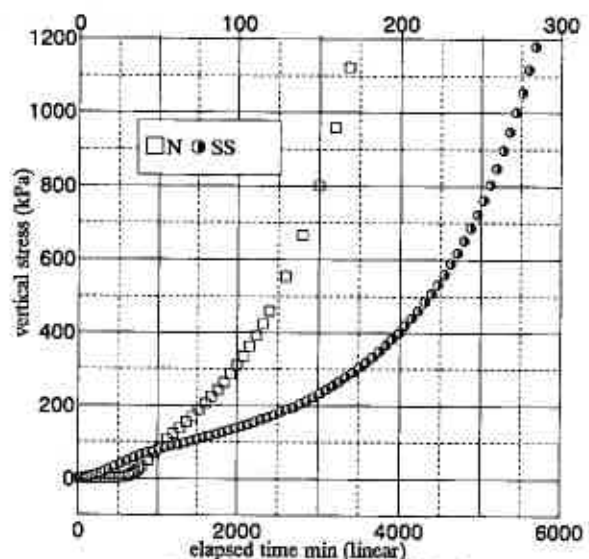


図-2 (b) 経過時間と鉛直応力

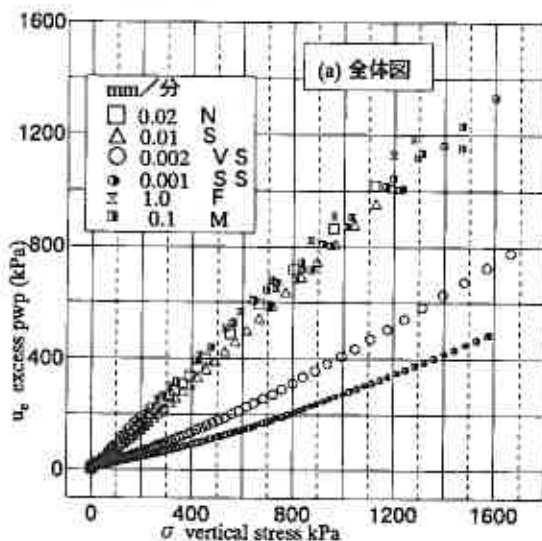
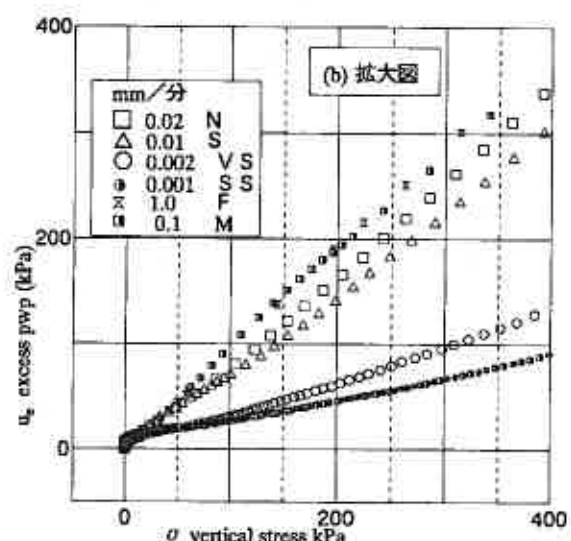


図-3 軸圧縮応力による間隙水圧の発生



3. 2 変形に関わる圧密定数とひずみ速度

圧密試験より得られる変形特性や圧密速度が、ひずみ速度の違いによりどのような影響を受けるかを検討する。変形特性として、間隙比～圧密応力関係(図-4)に着目する。破線はSL圧密のデータである。各試験の初期間隙比の不揃いが現われており、正規圧密領域に着目して整理する。低速のSS、VS2速度は初期含水比の違いに拘わらず正規圧密領域ではほぼ重なり合うように一致している。これに対して、NやSの普通速度では、初期間隙比が似ているにも拘わらずその後離れて他の傾きを示すようになる。この後者2例は間隙水圧が1000kPaを越えてしまうので、鉛直応力1260kPaまでの測定をせずに吸水膨張過程へ移った事例である。SL圧密は間隙比が0.1程度小さいままで推移している。位置が異なるものの、傾きは一致している。傾き(圧縮指数)だけに着目して、SL圧密による値を基準にすると図-5が得られる。N、Sは不適切であるが、VS、SSはSL圧密試験による値と一致することが示されている。

同じく変形特性を表現する定数として体積圧縮係数 m_v に着目すると状況が変わってくる。この係数は圧密応力により変化することが知られている。平均圧密応力に対して提示することが一般的であるので、平均圧密応力が200、400、800kPa時の値を用いて図-6を得た。これはSL圧密時の値との比を示している。ひずみ速度が速くなるにつれて係数が低下することが観察される。体積圧縮係数は(1)式により計算される。この中で、分子 ΔH は変形量であるから一定速度で増加するのに対して、分母の $\Delta\sigma$ は鉛直応力の増加である。圧密の進行につれて急速に増加することになる。しかも全応力表示であり、有効応力表示ではない。変形は有効応力に対する挙動である。それゆえ、速すぎる速度の場合にはこの係数は低く計算されていることになる。この試料の場合、Sは速すぎることになる。

$$m_v = \frac{\Delta H / H}{\Delta\sigma} \quad \dots(1)$$

同じく変形を取り扱う係数であるにも拘わらず、ひずみ速度に関する影響特性

が異なることについて検討してみる。圧縮指数の場合、SL圧密は24時間後という十分な消散が期待できる時点での数値が利用されている。これに対してCRS圧密の場合、正確な間隙水圧が測定されて有効応力が算出されている時点ならば妥当な曲線が描かれている。しかし体積圧縮指数の場合、既に指摘したように、(1)式において変位 ΔH は有効応力を受けての変形ではなく載荷板の移動の結果である。他方その時の応力は骨格以外に水圧によっても支えられている。(1)式使用の妥当性を再考して考えることが必要である。

3. 3 時間に関わる圧密定数とひずみ速度

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ので先述の

$$c_v = \frac{\Delta\sigma \bar{H}^2}{2u\Delta t} - 1440 \quad \dots(2)$$

3種の平均圧密応力に対す

る値に着目する。図-7に示すようにひずみ速度により大きく

変動していることが観察される。計算式は(2)式に示すように鉛直応力の変化 $\Delta\sigma$ とそれに応じる間隙水圧の平均値の影響を受けている。すなわち σ の変化に応じて底面間隙水圧が適切に反応していることを前提としている。

鉛直応力 σ の測定値へ誤差は入り込むことはできない。平均間隙水圧は計測間隔 Δt 間の平均の間隙水圧である。底面における間隙水圧測定に時間的遅れがあるとすれば平均値は低く測定され、その結果係数は大きく計算されることに

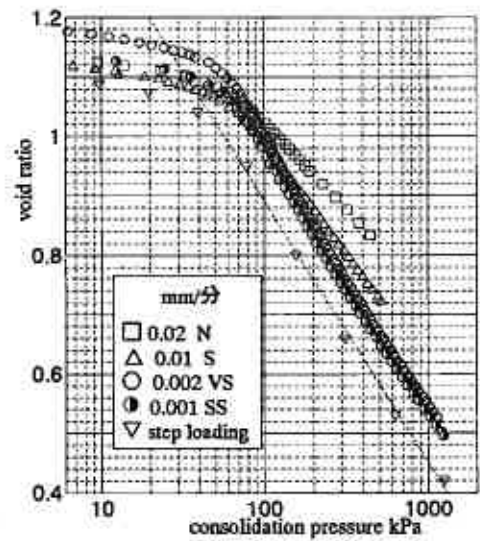


図-4 間隙比～圧密応力曲線

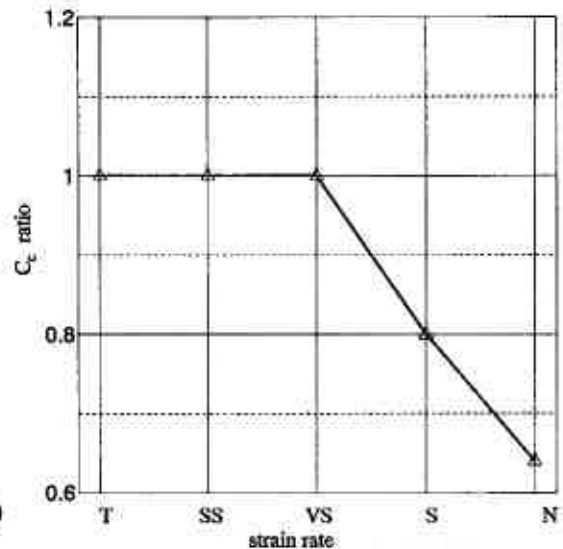


図-5 圧縮指数への影響

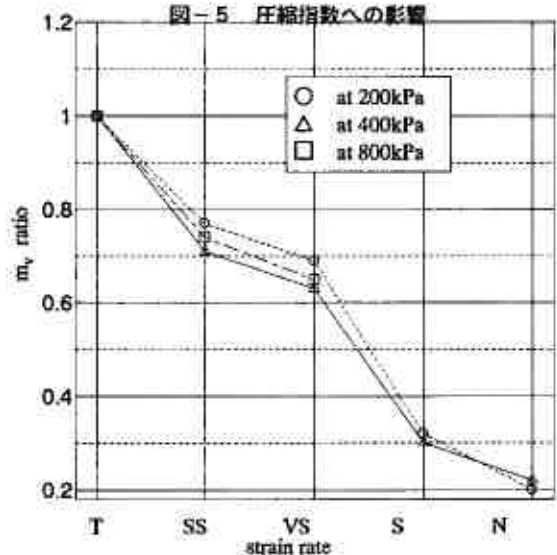


図-6 体積圧縮係数への影響

なる。速度Nにおける測定値の高いことは説明できるが、Sの値がほとんどSL値に近いことは予想外であり、間隙水圧の遅れだけでは説明できない。

SL圧密では間隙水圧は計測されていない。間隙水圧は十分に消散されつつ圧密が進行していると仮定されている。ひずみ速度を計算してみると図-8に示すように高速から低速まで幅広く低下している。20分経過後に0.01mm/分Sとなり、200分で0.001mm/分SSに到達している。圧密係数を√t法による求める時 t_{90} は概ね数分であって残留間隙水圧の著しく高い状態の数値であると推定される。本報告ではSL圧密における測定値をこの試料の基準値とみなしている。しかし、この数値は間隙水圧がまだかなり残留している時点の数値であることを認識し、平行して他の手法による比較検討を加えることが大切である。十分に過剰間隙水圧が発生しないひずみ速度におけるCRS圧密をまだ実施していないが、その時の数値との比較も望まれる。

透水係数kは(3)式により、すなわち前述の2つの係数から計算される数値である。したがって圧密の進行に伴って変化することは妥当である。ひずみ速度による透水係数の違いは図-9に示すように予測と大きく異なるものである。すなわち、SSやVSおよびS時の値がかなり小さく測定されるのに対して、N時の値がかなりSL圧密のそれに近いからである。N時には体積圧縮係数はかなり小さく、一方圧密係数は大きく測定されるので、両者の積である透水係数がSL時より離れず、むしろ近づいて計算される $k = c_v m_v \gamma_w \dots (3)$ ことになったと考えることもできる。しかし、SSとVSにおける値がお互い近いのに対して、SやNの値とは大きく離れていることが特徴的であることから、SL圧密の値が基準になるか再考の余地がある。

4 まとめ

著しく透水性の低い土について、いくつかのひずみ速度のもとでのCRS圧密試験を実施して、以下の知見を得た。

- ① ひずみ速度0.002mm/分より遅い速度でのCRS圧密が可能である。
- ② 同一手法により計算する各種圧密定数が収束する。
- ③ ひずみ速度が速くなると圧密定数値に違いが現われる。その違いは変形に関わる定数(圧縮指数、体積圧縮係数)より時間に関わる定数(圧密係数、透水係数)へ大きく現われる。
- ④ 段階荷重圧密試験による圧密定数値を基準値とすると、かなり遅いひずみ速度のCRS圧密試験による定数値に違いが見られる。逆にやや速いひずみ速度の定数値に近い。段階荷重圧密試験を難透水性土に適用するにあたり注意が必要である。

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), pp348-412
- 2) 佐野・川口・岩淵[Feb 2002]定ひずみ速度圧密試験におけるひずみ速度による間隙水圧測定と圧密係数決定への影響, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第42号, pp169-174
- 3) 佐野・川口・岩淵[Feb 2003]多段ひずみ速度による定ひずみ速度圧密試験における圧密特性の測定, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第43号, pp195-200

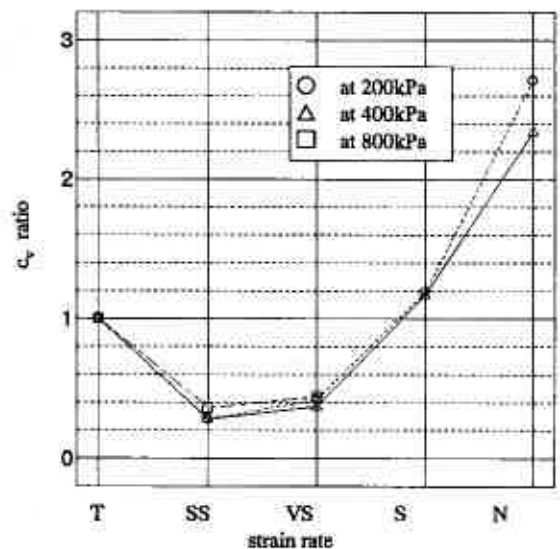


図-7 圧密係数への影響

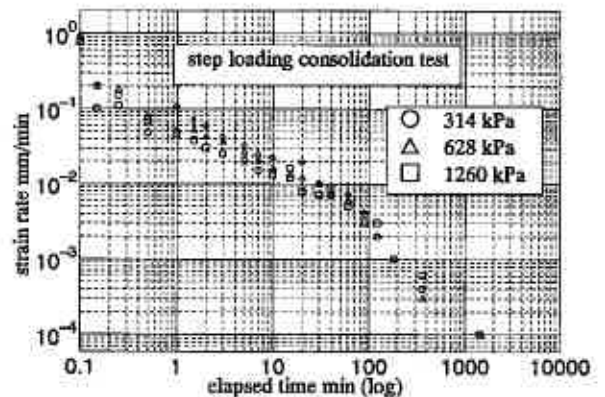


図-8 段階荷重圧密時の変形速度

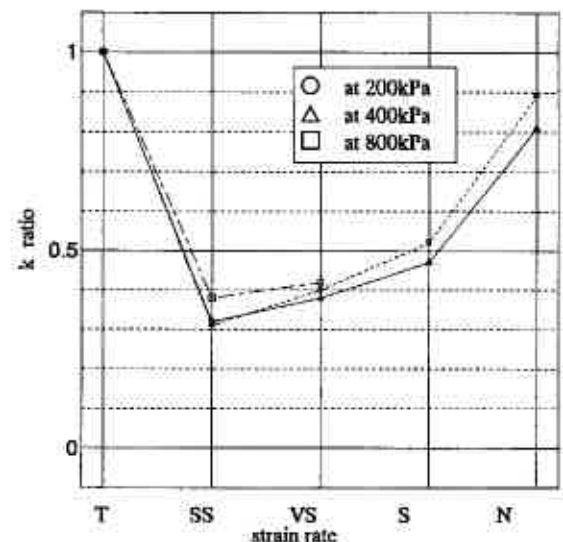


図-9 透水係数への影響

三軸試験による真空圧密工法のシミュレーション
 —負圧と盛土の載荷条件が地盤の変形・強度に及ぼす影響—

北海道大学大学院 学生会員 ○香 西 篤
 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
 北海道大学工学部 学生会員 三ツ川 文 彦

1. はじめに

真空圧密工法では、地盤に打設されたドレーン材を通して地盤内の空気と水とを真空ポンプで強制的に排出する結果、有効応力が増加し強度が増加することで、盛土施工を併用する（以下、「真空盛土載荷」と呼ぶ）場合に地盤の破壊の危険性が減少する。しかし高盛土の場合、真空解除後の有効応力の減少に基づく強度低下の見積もりを誤ると、崩壊に至る可能性を否定できない¹⁾。また、真空盛土載荷において、クラックの発生やせん断変形の抑制方法の開発が研究課題の一つとなっている。これらの課題の解決法を探る目的で、本研究では既報の研究の継続として新たな条件で三軸試験によるシミュレーションを実施した。

2. 試験条件

2-1. 試料および試験装置

試料は市販の NSF-clay($\rho_s=2.77\text{g/cm}^3$, $LL=56\%$, $I_p=28$)で、粉末状の試料に含水比が液性限界の2倍程度になるように蒸留水を加えて攪拌したのち、鉛直応力 150kPa で 10 日間一次元圧密し、直径 50mm、高さ 100mm に成形したものを用いた。また、試験には通常の三軸試験装置を用い、軸圧、セル圧および背圧の載荷は電空変換器を介してコンピュータ制御にて行った。背圧の載荷は二重管ピュレットから周面ろ紙を介して行い、供試体底部中央で間隙水圧を測定した。

2-2. 試験概要

原位置の初期応力状態は K_0 正規圧密状態とし、有効鉛直応力 $\sigma'_v=200\text{kPa}$ とした。真空圧密工法での応力状態において、負圧 Δu は予め供試体に作用している背圧を増減させることにより真空圧の載荷を再現した。真空圧密施工時の地盤の応力状態は、実験条件の単純化の都合上、全応力 σ_v 、 σ_h 一定で地盤に負の間隙水圧 Δu が作用して鉛直および水平有効応力 σ'_v 、 σ'_h が増加した状態とした。その後、供試体に作用する σ_h を一定のまま盛土荷重に相当する鉛直応力 $\Delta\sigma_v$ を載荷することにより、真空盛土施工を模擬した。真空解除後の応力状態は、それまで地盤に作用していた負圧 Δu が減少することにより、 σ'_v 、 σ'_h が減少するとした。圧密の打ち切りは、圧密未了の状態を再現するために目標応力到達と同時に打ち切った実験(Test-6の急速盛土のみ)以外は、3t 法により打ち切った。圧密終了後に非排水せん断強度を評価するため、すべての試験について 0.1(%/min)の速度で非排水せん断を行った。シミュレーション実験の内容を以下に示し、試験条件を表 1 にまとめた。

Test-1: 真空盛土載荷の後に真空除荷を再現したもので、載荷・除荷速度を $\pm 0.5(\text{kPa}/\text{min})$ に設定しており、本論文の他の試験の基準となる実験($\Delta u=-50\text{kPa}$)(図 1 の応力経路において A→B→D→F)。

Test-2: 負圧の大きさを変えて行った Test-1 と同じ内容の実験 ($\Delta u=-80\text{kPa}$)(A→C→E→F)。

Test-3: 真空載荷と盛土載荷を同時に載荷し、その後真空除荷を再現した実験($\Delta u=-50\text{kPa}$) (A→J→D→F)。

Test-4: 負圧の大きさを変えて行った Test-3 と同じ内容の実験 ($\Delta u=-80\text{kPa}$)(A→J→E→F)。

Test-5: 原位置応力状態から緩速盛土(載荷速度: $0.5\text{kPa}/\text{min}$)を行う場合を再現した実験(A→F)。

Test-6: 真空載荷をした後に急速盛土($\Delta\sigma_v=80\text{kPa}$, $5.0\text{kPa}/\text{min}$)を載荷し、その後急速に真空除荷($5.0\text{kPa}/\text{min}$)を再現した実験(図 5 において A→B→I→F)。

表 1 試験条件

Test	負圧載荷 載荷速度	盛土載荷 載荷速度	負圧除荷 載荷速度
1	-50(kPa) -0.5(kPa/min)	80(kPa) 0.5(kPa/min)	50(kPa) 0.5(kPa/min)
2	-80(kPa) -0.5(kPa/min)	80(kPa) 0.5(kPa/min)	80(kPa) 0.5(kPa/min)
3	負圧: -50(kPa), -0.5(kPa/min) 盛土: 80(kPa), 0.5(kPa/min)	80(kPa) 0.5(kPa/min)	50(kPa) 0.5(kPa/min)
4	負圧: -80(kPa), -0.5(kPa/min) 盛土: 80(kPa), 0.5(kPa/min)	80(kPa) 0.5(kPa/min)	80(kPa) 0.5(kPa/min)
5		80(kPa) 0.5(kPa/min)	
6	-50(kPa) -0.5(kPa/min)	80(kPa) 5.0(kPa/min)	50(kPa) 5.0(kPa/min)
7		50(kPa) 5.0(kPa/min)	50(kPa) 0.5(kPa/min)

LABORATORY SIMULATION OF VACUUM PRELOADING METHOD BY TRIAXIAL TEST

—The effects of vacuum and embankment loading conditions on the deformation and strength behavior of the ground—:

Atsushi KOZAI and Yoichi HASEGAWA (Graduate Student, Hokkaido University)

Toshiyuki MITACHI (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)

Fumihiko MITSUKAWA (Under graduate Student, Hokkaido University)

Test-7: 真空载荷をした後に急速盛土($\Delta\sigma_v=50\text{kPa}, 5.0\text{kPa/min}$)を载荷し 3t 法で打ち切って、その後に真空除荷(5.0kPa/min)を再現した実験(図5においてA→B→G→H).

以後 Test-3 および Test-4 の負圧と盛土の载荷方法を「真空盛土同時载荷」と呼ぶ。

3. 考察

3-1 真空盛土同時载荷

真空圧密と盛土载荷の併用は、真空圧密が十分に進んで軟弱地盤の強度増加がなされた後に盛り立てを開始する方法である。この場合、真空圧密工法を施工する際に、盛り立ての安全のために真空を最大限に载荷する結果、周辺地盤にクラックを発生させてしまう場合がある。そこで、真空と盛土を同時に载荷することで、安全に盛り立てを実施しつつ、かつ周辺地盤への影響を極力減少する方法の模索を実験で再現した。軟弱地盤に対して、真空载荷によってクラック(実験において $\epsilon_p > 0$)が発生しない程度の真空载荷速度で、かつ破壊を招かない载荷速度で盛土施工をするような载荷方法をとれば、クラックの発生を防ぐ真空盛土同時载荷ができるはずである。

図1にTest-1~5の応力径路を示す。Test-1およびTest-2は、原位置から真空圧密工法の施工によって、応力点が安全側に移動している。よって、その後の盛土载荷の応力径路は破壊線から離れた位置を出発し、安全に盛土荷重が载荷されたことが分かる。したがって、真空圧密と盛土载荷を併用することで、余裕をもって盛土施工が可能であるといえる²⁾。また、Test-3およびTest-4における真空盛土同時载荷では、応力点が K_0 ライン($K_0 \approx 0.55$)の延長線を通っている。今回の実験では、鉛直有効応力は負圧と盛土载荷により $1.0(\text{kPa/min})$ で増加し、水平有効応力は負圧载荷のみにより $0.5(\text{kPa/min})$ づつ増加したことになる。その結果、真空盛土同時载荷ではK値が K_0 値($=0.55$)に近い状態で圧密が進んだと考えられる。

真空盛土同時载荷において、载荷中のK値は以下のように計算される。真空盛土同時载荷開始からの時間を $t(\text{min})$ とすると、载荷開始時のK値が0.55ならば、その時点の有効応力は $\sigma'_v=200(\text{kPa})$ 、 $\sigma'_h=110(\text{kPa})$ であるので、K値の経時変化 K_t は式1で表すことができる。ただし、式1で t は、同時载荷中のみ有効である。

$$K_t = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_{h0} + \Delta\sigma'_h}{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v} = \frac{110 + 0.5 \cdot t}{200 + 1.0 \cdot t} \quad (1)$$

Test-3では負圧の载荷量が盛土の载荷量に対して小さいため、負圧と盛土が同時に载荷されている時間は $100(\text{min})$ となる。一方、Test-4では、負圧と盛土の载荷量が等しいので $160(\text{min})$ となる。本研究における真空盛土同時载荷時のK値の平均値0.55を式1に適用するとTest-3において $t=100(\text{min})$ でのK値は0.533であり、Test-4における $t=160(\text{min})$ でのK値は0.528となる。载荷開始時と载荷中のK値の差は僅かであり、载荷速度を考慮した真空盛土同時载荷は途中のK値にほとんど影響を与えないことになる。しかし、Test-3において $100(\text{min})$ 以降はさらに盛土荷重が $30(\text{kPa})$ 载荷されるので、その後の盛土载荷が終了した時点でのK値は0.49となる。

ここで、図2に時間~鉛直応力変化量およびK値関係を示す。図2より $t=100(\text{min})$ を境にTest-3およびTest-4の $\Delta\sigma'_v$ およびK値は、異なる値を示すようになることが分かる。図のK値は実測値であるが、負圧载荷終了のK値は式1で得られた K_t とは

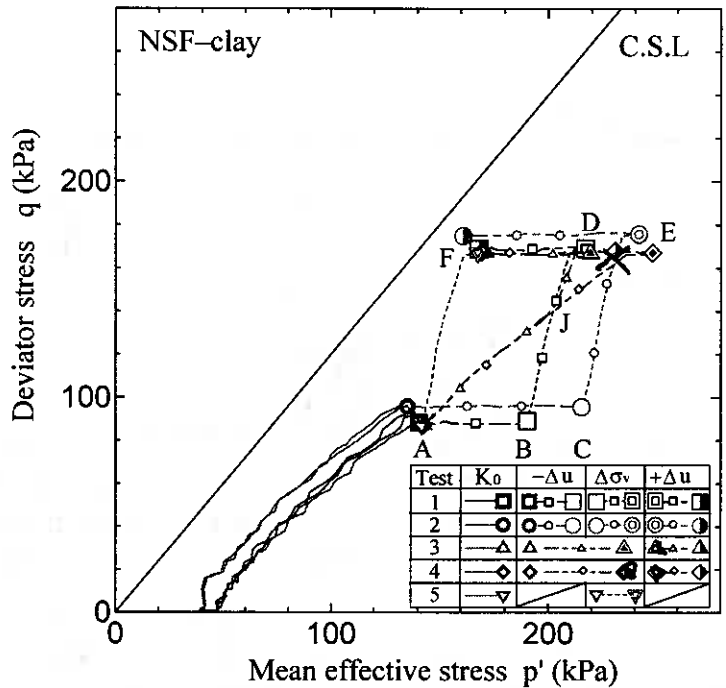


図1 応力径路

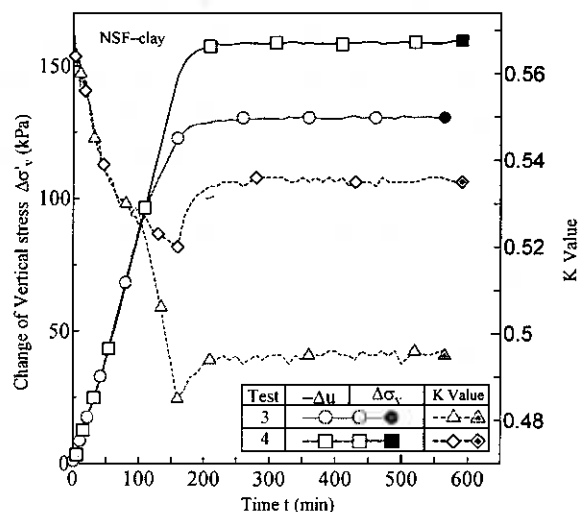


図2 時間~鉛直応力変化量およびK値関係

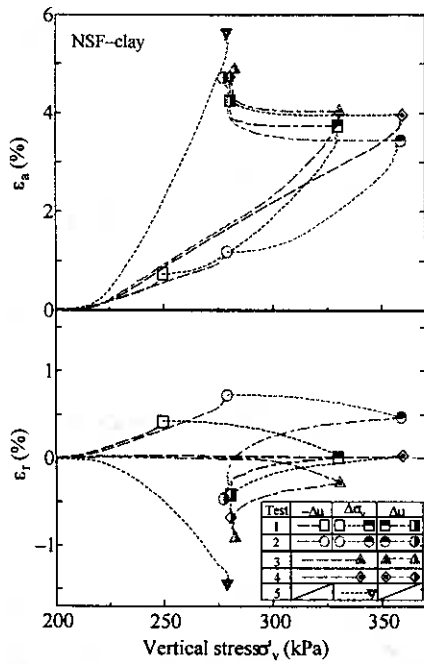


図 3-(a) 鉛直有効応力
～ひずみ(ε_a, ε_r)関係

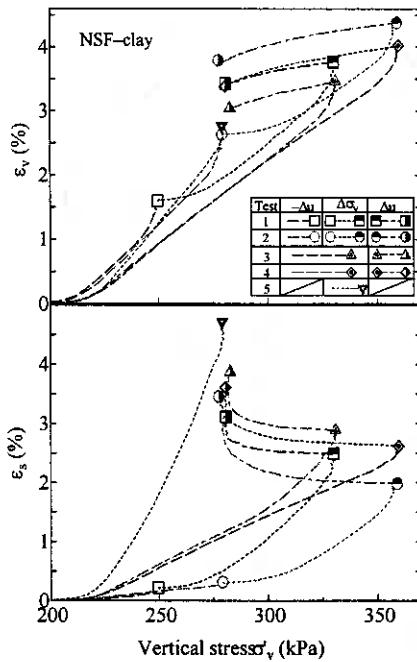


図 3-(b) 鉛直有効応力
～ひずみ(ε_v, ε_s)関係

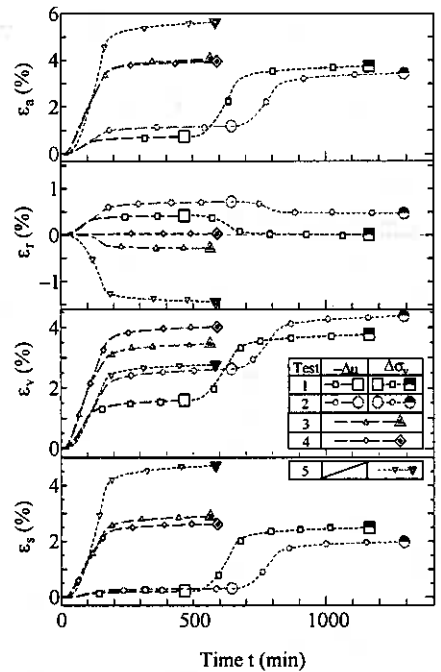


図 4 時間～ひずみ関係

とんど変わらない。以上のことにより、真空盛土同時載荷の場合、負圧と盛土の載荷速度の組み合わせで応力点の位置が決定されることから、Test-3、Test-4 ともに真空盛土同時載荷の応力径路が K_0 ラインの延長線上を通過し、Test-3 では最終的に応力点が K_0 ラインから外れる。本試験では、 K_0 ラインの延長線上を通過するような載荷速度を採用した結果、真空圧密による側方ひずみの収縮側への発生と盛土による膨張側への発生が相殺され、側方ひずみがほとんど発生せずに圧密が進行(後述図 3 参照)したと考えられる。

図 3-(a) に Test-1～5 の有効鉛直応力～ひずみ(ε_a, ε_r)関係を示し、図 3-(b) に Test-1～5 の有効鉛直応力～ひずみ(ε_v, ε_s)関係の拡大図を示す。ε_a, ε_r, ε_v, ε_s はそれぞれ軸ひずみ、側方ひずみ、体積ひずみおよびせん断ひずみである。Test-1 および Test-2 では真空圧密によって鉛直方向だけでなく水平方向にも圧縮するため、ε_a, ε_r ともに正の値を示す。実施工においてはこれが真空圧密施工周縁部でのクラックの発生原因となる。その後の盛土載荷によって ε_r は膨張側へ発生するので、真空盛土載荷時の側方ひずみの発生は圧縮→膨張となる。両図より Test-3 および Test-4 の真空盛土同時載荷では前述のように、 K 値が K_0 値に近い 0.55 となったため、結果的にひずみの発生が相殺されたこととなる。すなわち、 K_0 条件に近い応力比の変化で推移するように真空と盛土の載荷条件を選択すれば、クラックを発生させることなく施工可能であることが示される。

図 4 に時間～ひずみ関係を示す。この図に示された時間は、真空盛土同時載荷または真空載荷と盛土載荷の圧密の終了までである。ところで、真空盛土同時載荷の圧密は Test-1,2 と同様に 3t 法により打ち切った。そのため、Test-1,3 および Test-2,4 は載荷した応力がそれぞれ等しいが、その応力になるまでの時間は真空盛土同時載荷の方が早いことが分かる。すなわち、真空盛土同時載荷では、真空載荷と盛土載荷を独立して行う場合に比べて時間短縮を図れることを示唆している。また Test-3 の ε_r に関しては、比較的初期の段階で膨張側へ発生したことが分かる。これは、負圧載荷が終了(t=100min)してから負圧より載荷量の多い盛土荷重による変形が卓越したことによる。

以上のことにより、真空盛土同時載荷では、真空盛土載荷に比べて側方の圧縮ひずみがほとんど発生しないことからクラックの発生が抑制され、圧密時間が短いという利点がある。したがってこれを実務に置き換えて考えると、盛土荷重に適した真空載荷量とその適切な載荷速度を見いだすことができれば、クラックの発生を抑制しつつ、安全にかつ早期に盛り立てることができる。

3-2. 沈下とせん断変形

真空盛土載荷において、真空ポンプ停止後の地盤の挙動として、膨張せずに沈下が見られることがある³⁾⁻⁷⁾。真空解除後も盛土による圧密が進行していることによると考えられるが、一方で仮にその沈下量が大きければ、有効応力の減少により盛土荷重に耐えられなくなった地盤がせん断変形を起こしているとも考えられる。そこで、盛土による圧密が未了の状態、真空解除により有効応力を減少させる実験を行って、真空盛土載荷で十分圧密を行った実験(Test-1)と急速盛土を 3t 法で打ち切った実験(Test-7)と比較した。

Test-6 は盛り立て終了からそれほど時間をおかずに真空除荷した場合を想定した。真空圧密後に通常の 10 倍の

5.0(kPa/min)で盛土載荷を再現し、目標応力到達と同時に-5.0(kPa/min)で真空除荷を行った。図5にTest-1,Test-6およびTest-7の応力径路を示す。Test-6(径路 A→B→I→F)で採用した盛土載荷応力と載荷速度は、破壊に至るほどの大きさではなかった。Test-7(径路 A→B→G→H)では、Test-6とは異なり、盛土載荷が終了しても負圧が載荷され続けているので過剰間隙水圧の消散に伴って応力点は右(安全)側に移動している。Test-6でも急速盛土後に、盛土載荷によって発生した過剰間隙水圧の一部は消散するが、負圧解除により応力点は破壊に近づいている。図6に有効鉛直応力～ひずみ関係を示す。Test-1の負圧除荷時には ϵ_a , ϵ_r はほとんど変化しない。しかし、Test-6では負圧除荷時に ϵ_a が発生するとともに ϵ_r の膨張側への大きな発生が見られる。これは、盛り立て終了後の残留沈下ではなく、盛土による圧密で有効応力の増加が起こる前に負圧除荷されたので、地盤が盛土荷重に耐えられずせん断変形が大きく発生したからである。また、ひずみの発生は急激に起こっており、特に軸ひずみの急激な発生が顕著である。現場において、このような急速なひずみの発生は通常的设计・施工では起こらないと考えられるが、真空ポンプ停止後の沈下を単に残留沈下とは考えずに、せん断変形に基づく沈下の可能性を十分に認識すべきである。また、やむを得ず早期に真空ポンプを停止するような状況に至った場合、変位の発生に十分な注意が必要である。

4. 結論

三軸試験による真空圧密工法のシミュレーション実験の結果、負圧と盛土の載荷条件が地盤の変形・強度に及ぼす影響について以下のような知見が得られた。

- ①真空盛土同時載荷をすることで、原地盤のK値を変化させないような載荷速度を採用すれば、側方ひずみが圧縮側に発生することはない。その結果、クラックの発生を抑制することが可能となり、圧密時間の短縮を図ることができる。
- ②除荷後の沈下はせん断変形の可能性がある。その原因は、盛土荷重による有効応力の増加が十分ではない時に早期に除荷を開始することで、盛土荷重は変化しないにも関わらず除荷により有効応力が減少するためである。そのため、やむを得ず早期に真空ポンプを停止する場合は、側方変位の発生に十分な注意が必要となる。

【参考文献】

1) 香西篤, 三田地利之, 長谷川陽一: 真空圧密工法における真空解除後の地盤の強度予測, 第38回地盤工学研究発表会, pp.1093-1094, 2003. 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) 山添誠隆, 三田地利之, 福田文彦, 佐野彰: 真空圧密工法による改良深度の深い泥炭性軟弱地盤の変形・安定解析, 第38回地盤工学研究発表会, pp.1083-1084, 2003. 4) 長谷川陽一, 香西篤, 三田地利之, 塩野敏昭, 齊藤史哲: 真空圧密工法施工中の泥炭性軟弱地盤の動態観測, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第43号, pp.83-88, 2003. 5) 林宏親, 西本聡, 澤井健吾, 菅藤善之: 泥炭性軟弱地盤における真空圧密工法の改良効果とその評価, 第48回地盤工学シンポジウム, pp.449-456, 2003. 6) 北沢尚泰, 田中敏明, 塩野敏昭, 梅崎健夫: 真空圧密工法を用いた道路盛土の施工事例, 第33回地盤工学研究発表会, pp.2145-2146, 1998. 7) 岩館憲一, 高橋健二, 山本晃司, 千国博司, 神田一夫: 連成解析モデルにおける真空圧密工法のシミュレーション, 第36回地盤工学研究発表会, pp.1061-1062, 2001.

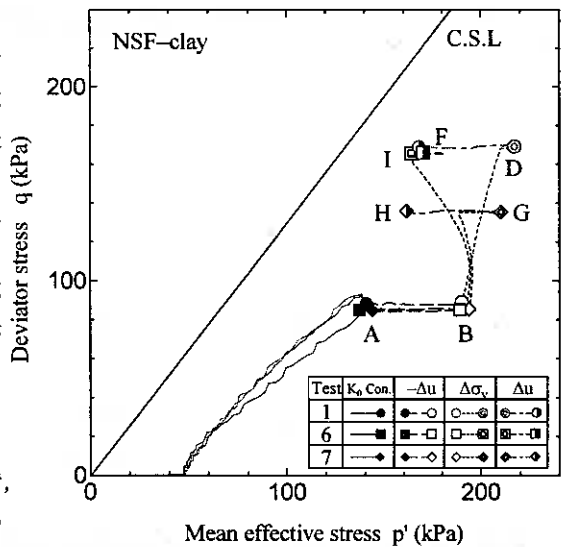


図5 応力径路

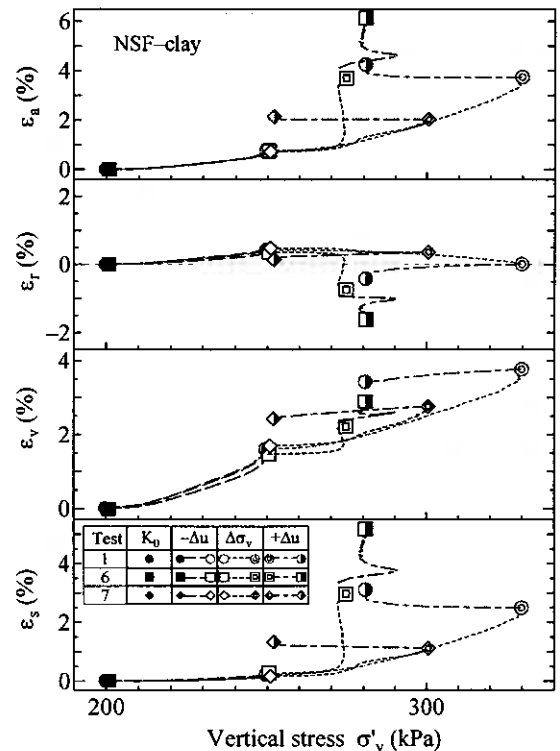


図6 有効鉛直応力～ひずみ関係

K₀ 圧密非排水三軸圧縮試験による釧路泥炭性軟弱地盤の力学特性

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
北海道大学大学院 学生会員 香西 篤

1. はじめに

平成 14 年度に実施された釧路インター線工事において、釧路湿原の軟弱地盤に真空圧密工法が施工された。この現場から採取した不攪乱試料を用いて実施した各種物理試験結果、段階載荷圧密試験結果および K₀ 圧密非排水三軸圧縮試験結果について考察を加えるとともに、泥炭性軟弱地盤の不攪乱試料について K₀ 圧密非排水三軸圧縮試験の適用性を検討した。なお、これらの試験から得られた土質定数を用いて真空圧密工法施工時の地盤の変形解析の実施を予定している。

2. 釧路泥炭性軟弱地盤の物理・力学試験結果と考察

真空圧密工法施工現場についての事前調査に基づく土層構成は概略図-1 に示すとおりである。深度 7~12m 間に砂層があり、その上部に泥炭性地盤、下部に粘性土地盤が堆積し、これらを合わせた軟弱地盤の全層厚は 23m におよぶ。泥炭性地盤は N 値 0~2 程度で含水比が 500% 以上、砂層は N 値 3~10 程度、粘性土地盤は N 値 0~2 程度で含水比が 81~111% 程度であった。

施工前の現場から不攪乱試料を採取し、各種物理試験、段階載荷圧密試験および K₀ 圧密非排水三軸圧縮試験を行った。サンプリング深度および試験結果を表-1 に示す。これより釧路の泥炭性軟弱地盤は上層に泥炭とシルト質粘土の互層があるが、泥炭の層厚は薄く繊維混じりのシルト質粘土が厚く堆積していることがわかる。またこのシルト質粘土は部分的に砂を含んでおり、その下層に砂層を挟んで軟弱な粘性土が堆積している。図-1 に示した土層構成の資料となったボーリングの位置と不攪乱試料のサンプリングを行った位置は距離にして 15m 程離れていることもあって、同一深度での試料の土質が必ずしも一致していない。表-1 のサンプリング深度の欄には図-1 に対応させた土層名を用いているが、実際にシンウォールサンプリングで採取された試料は土質分類名の欄に示したようなものであった。以下の記述においては表-1 中の呼び名欄の記号を用いることとする。なお試料に限りがあり十分な試験が行えなかった試料がいくつかある。

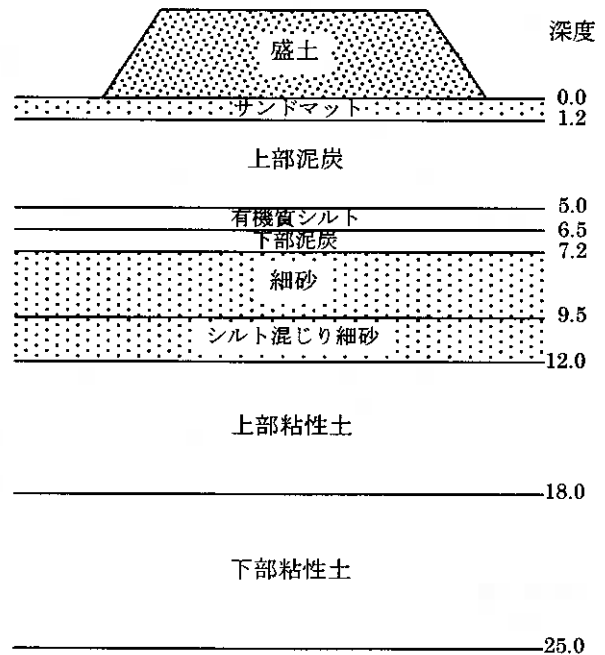


図-1 土層構成概略図

2.1. 物理試験結果

試料 A と試料 F の土粒子の密度 ρ_s は 1.83, 1.89 (g/cm³) で、強熱減量 Li は 60.8, 56.6 (%) という値が得られ、 ρ_s と Li の関係に関する既往の報告¹⁾に沿った結果を示している。この 2 試

表-1 サンプリング深度および試験結果

呼び名	サンプリング深度	土質分類名	ρ_s (g/cm ³)	ρ (g/cm ³)	ω (%)	WL (%)	Ip	Li (%)	粘土分 (%)	シルト分 (%)	砂分 (%)	k (m/day)	λ	κ	P_c (kN/m ²)	σ_{v0} (kN/m ²)	K ₀	M	ϕ'	s_v/ρ
試料A	-1.5~2.4m	上部泥炭	-	1.83	429.4	245.5	67.1	60.8	-	-	-	-	-	-	-	9.6	-	-	-	-
試料B	-1.5~2.4m	上部泥炭	1.48	2.48	180.2	82.9	25.2	9.3	43	33	23	1.82E-03	0.33	0.03	(43.2)	15.3	0.40	1.82	44.3	0.76
試料C	-3.5~4.4m	上部泥炭	1.66	2.48	101.4	85.3	26.2	6.6	44	52	3	1.90E-03	0.22	0.02	87.7	25.6	(0.43)	(1.83)	(43.4)	-
試料D	-3.5~4.4m	上部泥炭	1.56	2.63	59.9	47.0	17.0	4.7	47	19	33	8.99E-04	0.13	0.01	(305.9)	33.9	(0.37)	(2.01)	(48.8)	-
試料E	-5.5~6.4m	有機質シルト	1.48	2.60	143.7	88.8	31.0	8.6	57	40	2	9.87E-04	0.34	0.05	109.6	38.2	0.51	1.56	38.2	0.44
試料F	-5.5~6.4m	有機質シルト	1.09	1.89	207.7	342.0	148.0	56.6	-	-	-	1.10E-03	2.17	0.14	(64.7)	37.1	-	-	-	-
試料G	-14~15m	上部粘性土	1.50	2.63	81.1	105.9	68.3	6.1	66	31	2	2.86E-04	0.31	0.03	91.7	85.9	0.46	1.54	37.8	0.38
試料H	-18~19m	下部粘性土	1.37	2.64	111.0	133.3	85.3	8.6	82	14	3	8.87E-04	0.65	0.04	116.0	105.0	0.46	1.77	43.1	0.41

Mechanical properties of peaty soft ground in Kusiro by K₀-Consolidated Undrained Triaxial Compression Test. Yoichi HASEGAWA(Undergraduate Student, Hokkaido University), Toshiyuki MITACHI(Graduate School of Engineering, Hokkaido University), Atsushi KOZAI(Graduate Student, Hokkaido University)

料の液性限界 w_L および塑性指数 I_p がともに大きいのは有機物の含有量が多いことによる²⁾。また試料 B~E は繊維質を少量含んだ粘土であり、図-1 の土層名とはかけ離れている。試料 B および試料 D は砂分の含有量が多く、試料 D では他の試料よりも w_L および I_p が小さい値となっている。

2. 2. 段階載荷圧密試験

図-2 および図-3 に段階載荷圧密試験による圧密曲線および $\log e_v \sim \log m_v \sim \log p$ 関係を示す。圧密降伏

応力 p_e はキャサグランデ法により求めている。図-4 に各試料の $e \sim \log k$ 関係を示す。図中には圧密降伏応力下の間隙比に矢印がしてある。また、表-1 の透水係数 k は、代表値として真空盛土工法における盛土完了時の鉛直応力下における間隙比に対応する値をこの図-4 から求めて記載したものである。間隙比 e と透水係数 k の対数の間に比較的よい直線関係が得られている。図-2 に示した試料 C, E, G および H の圧密曲線は典型的な $e \sim \log p$ 関係を示しており、各曲線から圧密降伏応力 p_e と圧縮指数 λ が比較的容易に決定できた。しかし試料 B, D および F は勾配の急変点を見だしにくい圧密曲線が描かれており、段階載荷圧密試験に関する JIS 規格(JIS-A-1217, 2000)³⁾ ではこのような場合には無理に p_e を求めない方がよいとしているので、得られた値は参考程度に扱うこととする。圧縮指数 λ の値は従来より指摘されているように試料 F の泥炭の値は他の試料のおよそ 10 倍の値を示している。また、圧縮・膨張指数の比 κ/λ は粘土層の大部分(試料 B, C, G)でおよそ 1/10 の値を示しているが、泥炭と最下層

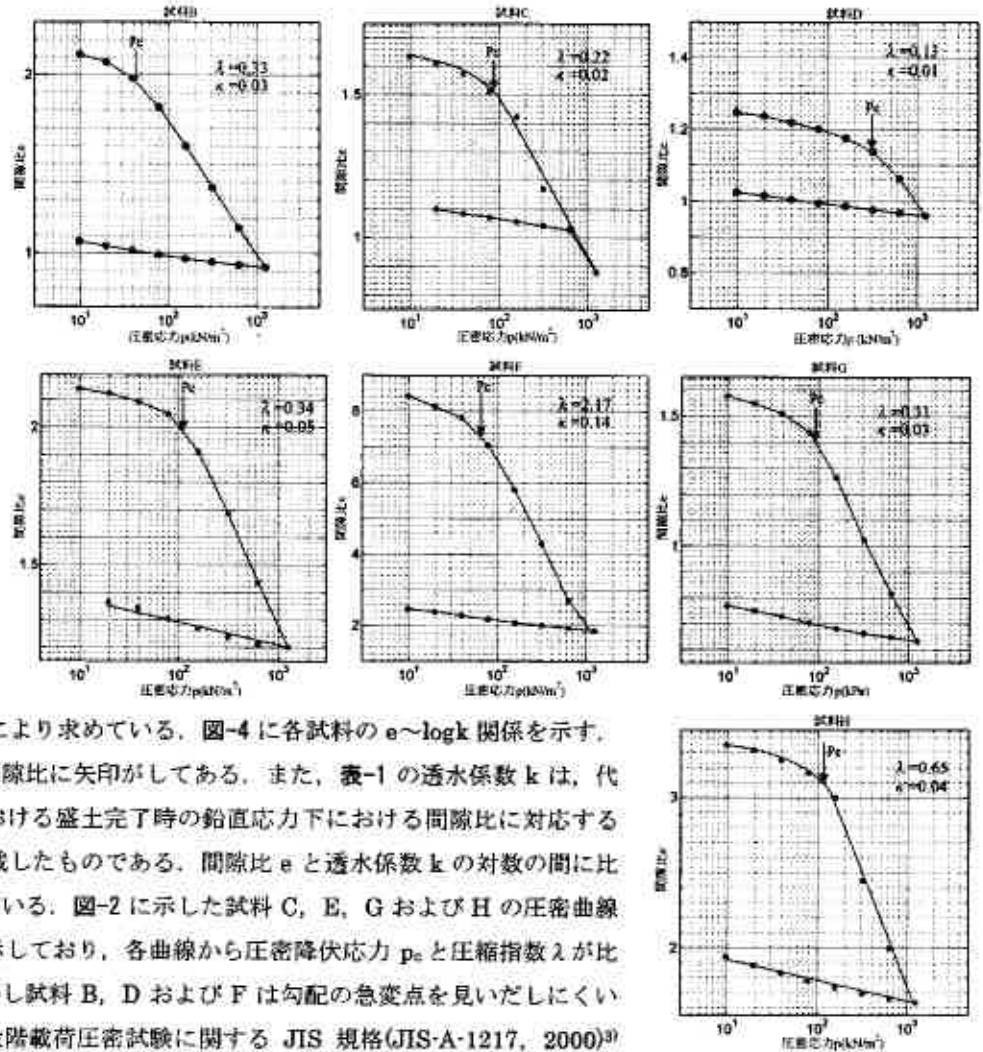


図-2 圧密曲線

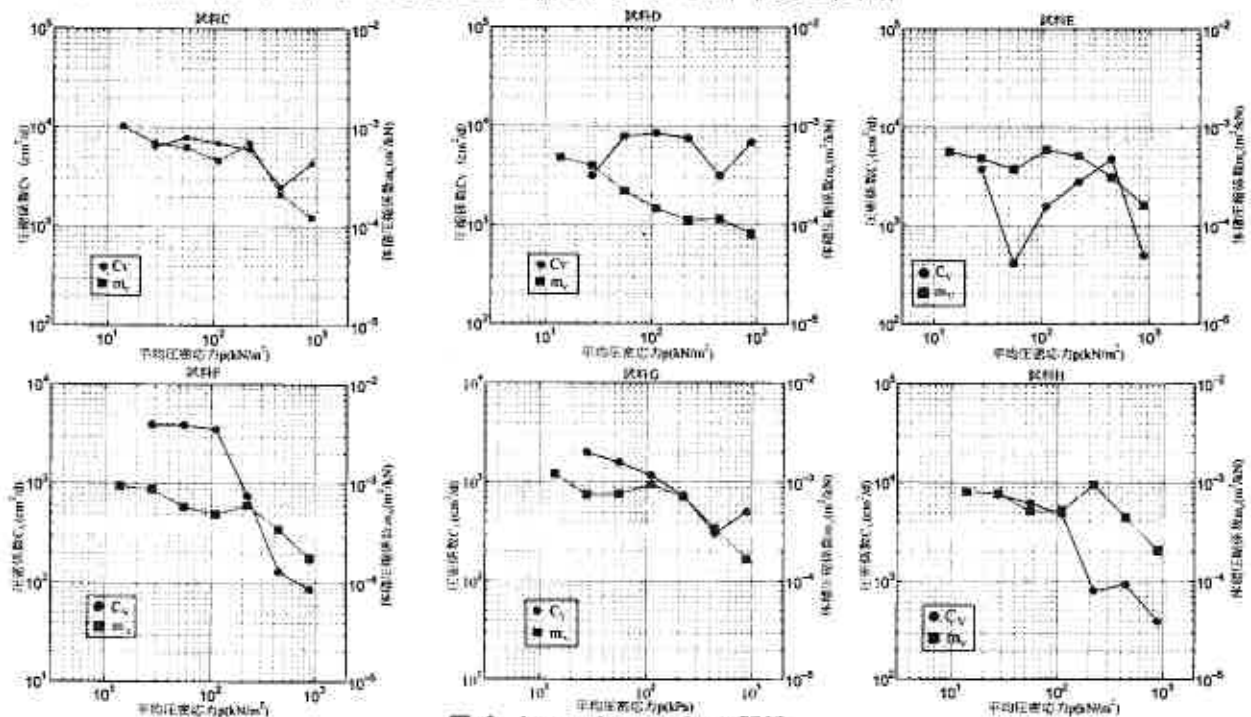


図-3 $\log e_v \sim \log m_v \sim \log p$ 関係

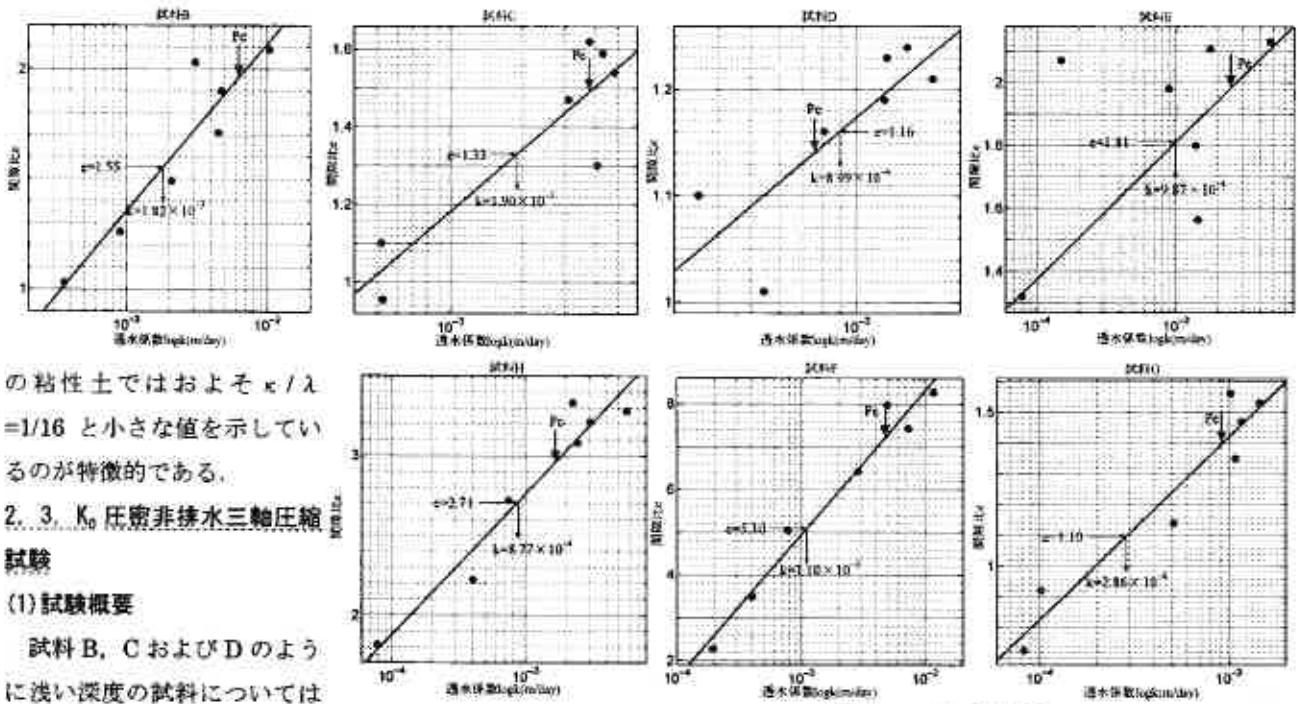


図-4 e~logk 関係

表-2 K_0 圧密非排水三軸圧縮試験(圧密速度 0.5kPa/min,せん断速度 0.1%/min)

	鉛直応力		鉛直応力
試料B	50kPa	試料G	150kPa
	100kPa		250kPa
試料C	150kPa		350kPa
試料D	100kPa	試料H	150kPa
試料E	100kPa		250kPa
	200kPa		350kPa
	300kPa		

の粘性土ではおよそ $e/\lambda = 1/16$ と小さな値を示しているのが特徴的である。

2.3. K_0 圧密非排水三軸圧縮試験

(1) 試験概要

試料 B, C および D のように浅い深度の試料については成形が難しいことから、直径 75mm のシンウォールから試料を抜き出し、そのままの直径で高さ 150mm にカットしたものを用いた。また試料 E, G および H は直径 75mm のシンウォールから抜き出して直径 50mm, 高さ 100mm に成形して試験を行った。

試験には通常の三軸試験装置を用い、軸圧、セル圧および背圧の载荷は電空変換器を介してコンピュータ制御により行った。背圧の载荷は二重管ピュレットから周面ろ紙を介して行い、供試体底部中央で間隙水压を測定した。

各試料について 0.5kPa/min の速度で軸方向応力を所定の応力

(表-2)まで増加させる一方で排水量と軸方向変位の計測値からコンピュータ自動制御により側方変位が生じない条件で K_0 圧密を行った。圧密終了後 0.1%/min の速度で非排水せん断を行った。圧密の打ち切りは 3 ϵ 法による。各試料における鉛直圧密応力は有効土被り圧 σ'_{v0} と圧密降伏応力 p_c の大きさを勘案して表-2 のように設定した。

(2) 試験結果および考察

図-5 に K_0 圧密非排水三軸圧縮試験による応

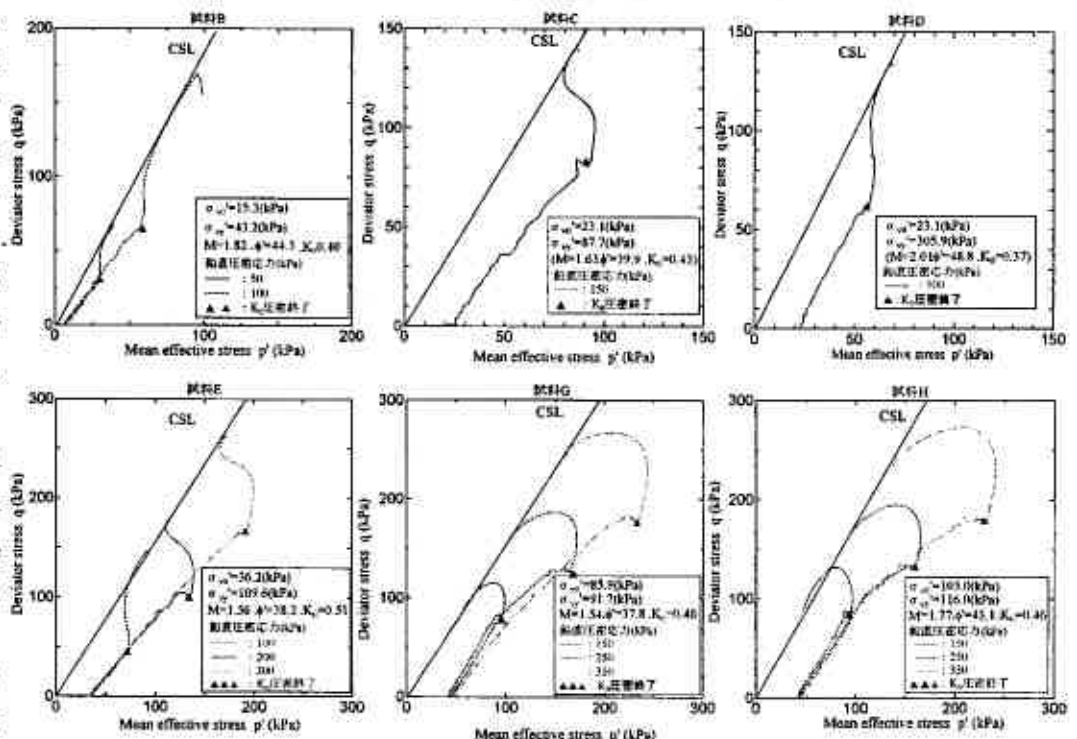


図-5 応力経路図

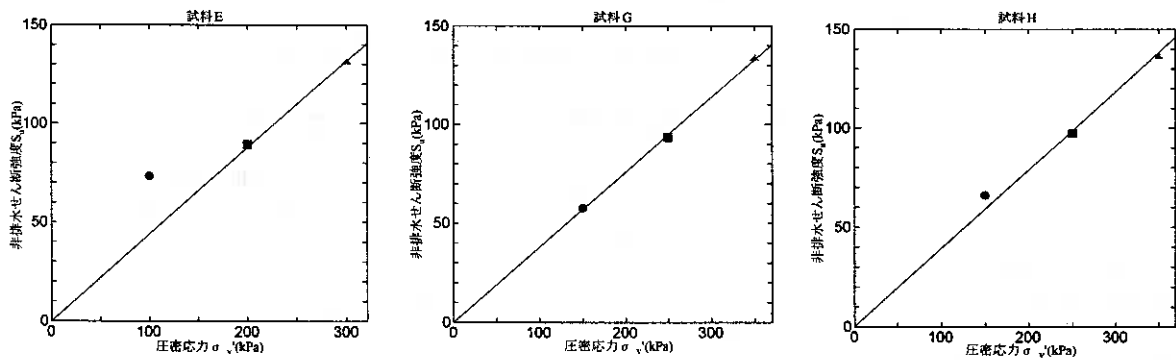


図-6 $s_u \sim \sigma'_v$ 関係

力径路図を示す。試料 C および試料 D については試料が少なく各々 1 供試体しか実験が行えなかったが、その他の試料では図-5に見られるように各供試体について K_0 圧密ラインが一致しており、破壊時の $q \sim p'$ 関係のばらつきも少ない。従来の研究により過圧密土のせん断時の応力径路は図-5の試料 B, C, D および E のように破壊線に近づくときと線に沿ってさかのぼるような径路をたどることが知られており⁴⁾、図-5の試料 B, C および D の全ての応力径路および試料 E の 100kPa の試験の応力径路は過圧密粘土の典型的な応力径路に類似の挙動を示している。

せん断時の最大軸差応力を q とし、非排水せん断強度 s_u を式 $s_u = q/2$ から求め、圧密応力 σ'_v との関係を示したのが図-6で、表-1に s_u/σ'_v の値を示す。前述のように試料 B, C および D の試験は過圧密領域で行われていることから s_u/σ'_v は大きな値を示している。過圧密状態にある粘土の s_u/σ'_v は過圧密比の増加とともに大きくなることわかっている⁵⁾。試料をサンプリングした位置の近傍に過去に石炭積み出し用の軌道敷があったことから、長年月の荷重履歴の影響により深度の浅い層は過圧密状態にあると考えられる。上層の泥炭性地盤試料 B, C および D で全体的に非排水せん断強度増加率 s_u/σ'_v と圧密降伏応力 p_c が大きいのは過圧密土としての特徴を表している。表-1に示すように圧密降伏応力 p_c と有効土被り圧 σ'_{vo} との関係からみると -6.4m 前後まではかなり強く過圧密された状態と考えざるを得ない。本実験の場合、 K_0 圧密三軸試験の鉛直圧密応力を有効土被り圧よりも高めに設定して正規圧密領域での試験実施を目標としていたが、結果として過圧密領域での試験となってしまう。一方、試料 G および H では s_u と σ'_v に明確な比例関係が現れるとともに正規圧密土の典型的結果が得られている。

以上述べてきたように、泥炭性軟弱地盤から採取された不攪乱試料でも再現性があり、かつ高い精度で K_0 圧密非排水三軸圧縮試験を行うことができることがわかった。しかし有機物含有量 50% 以上の高有機質土(試料 A および F)については試料の量が少なく三軸圧縮試験が行えなかった。これは 2. で述べたように、事前調査のボーリングによる土層構成とサンプリングチューブ内の土質がかなり異なっていたことによるものである。

3. まとめ

- 1) 釧路の真空圧密工法施工現場の泥炭性軟弱地盤は上層に泥炭とシルト質粘土の互層があるが、泥炭の層厚は薄く繊維混じりのシルト質粘土が厚く堆積している。またこのシルト質粘土は部分的に砂を含んでいる。
- 2) 釧路の当該地盤は過去の荷重履歴によって過圧密状態にあると考えられる。
- 3) 泥炭性軟弱地盤から採取された不攪乱試料でも、再現性のある精度の高い K_0 圧密非排水三軸圧縮試験を行うことができる。

【謝辞】 不攪乱試料を提供していただいた丸山工業㈱および現地調査結果を提供していただいた日鉄鉱コンサルタント㈱に感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 杏澤貞雄・溝口昭二：関東地方における泥炭の土質特性、有機質土に関するシンポジウム発表論文集、土質工学会、pp.17~20, 1977.
- 2) 藤田龍之・古河幸雄：液性限界・塑性限界における有機物含有量の影響、第30回土質工学会研究発表会講演集、pp.377~378, 1995.
- 3) 地盤工学会：土質試験の方法と解説 第一回改訂版、pp.348~355, 2000.
- 4) 例えば、土田孝・水上純一・森好生・及川研：一軸圧縮試験と三軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法、港湾技術研究所報告 Vol.28, No.3, pp.81~145, 1989.
- 5) Mitachi, T and Kitago, S : Change in undrained shear strength characteristics of saturated remolded clay due to swelling, Soils and Foundations, Vol.16, No.1, pp.45~58, 1976.

2D FINITE ELEMENT ANALYSIS OF SOFT GROUND IMPROVEMENT BY VACUUM-EMBANKMENT PRELOADING

Tuan Anh TRAN¹, Toshiyuki MITACHI², Nobutaka YAMAZOE³

¹Graduate Student., Div of Structural & Geotechnical Eng., Graduate School of Eng., Hokkaido University

²Professor., Div of Structural & Geotechnical Eng., Graduate School of Eng., Hokkaido University

³Engineer., C-way Engineering Co., Ltd

1. INTRODUCTION

Nowadays, soft ground improvement technology has reached surpassing progress and one of the most effective methods is combining vacuum pump with embankment preloading. However, the overall stress-strain painting of that method has not been elucidated completely yet. This research concerns the prediction's ability of FEM about displacement and variation of excess pore water pressure in soft ground under vacuum-embankment preloading. It also is a supplement for the research work of Mitachi., et al (2003) [1] by using a similar methodology of evaluating and estimating the soil properties and the same test embankment analyzed again. However, there are some differences between this research and that of Mitachi., et al (2003) [1] those are: 1. The modified Cam-Clay model has been used instead of the original Cam-Clay model; 2. The zero excess pore water pressure has been assigned at the far right boundary of sand layers to serve as a substitute for the drained condition of the sand 1 layer of that research; 3. Instead of starting simulation after the end of sand mat's consolidation as that of Mitachi., et al (2003), the simulation of this research is started from the beginning of adding sand mat.

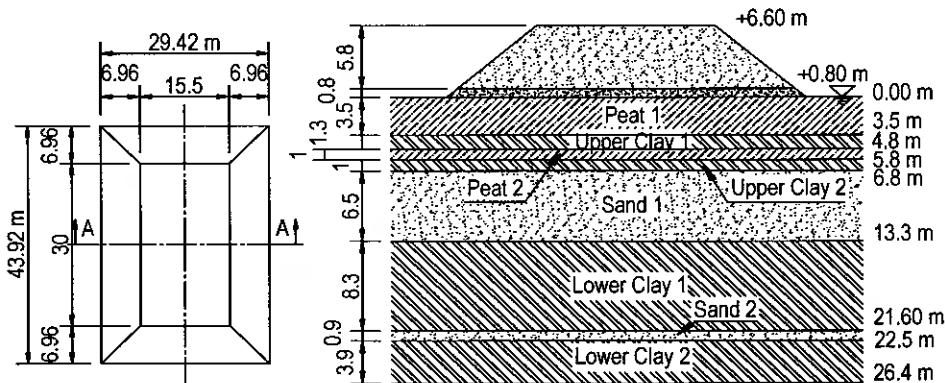


Fig.1 Plan view and cross section of soil profile of test

2. TEST EMBANKMENT AND SOIL PROFILE

FE analysis was made on the test embankment (43.92×29.42m) located on the suburb of Kushiro City, Hokkaido, Japan. The cross section of the soft ground is shown on the Fig.1. Field measurement was conducted for ground surface's settlement at 2 points on the bottom of sand mat beneath the embankment are one at center and one at 7.75 m from the center, and in the scope from 1.4 m to 76.5 m, from the toe, ground surface settlement at several points were also measured. For horizontal displacement, observation along the depth at location 1m apart from the toe of embankment carried out. Finally, at the center line of the embankment, the excess pore water pressure at mid depth of each layer was observed as well.

3. METHODOLOGY

3.1. Determination of stress history and soil properties for FE Analysis:

Since lack of some laboratory test results, a semi-experimental flow chart for the FE input data of Modified Camclay model was proposed, as shown in Fig.2, that is, in fact, modified from the flow chart for Camclay Model proposed by Mitachi, et al (1995)[2].

3.2. Modeling the ground:

Peat and clay layers were modeled by Modified Cam-Clay model. For sand layers, embankment and sand mat, the isotropic elastic model was applied.

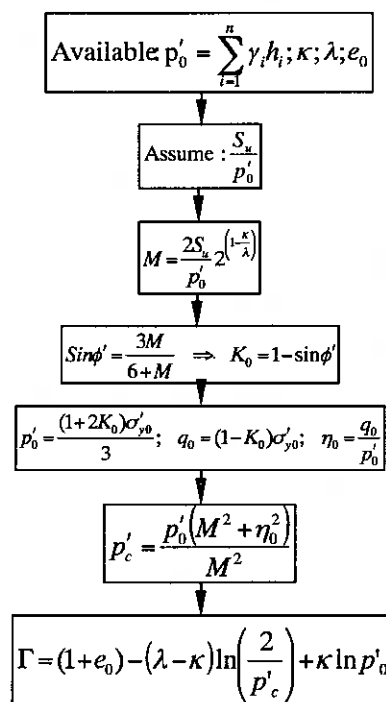


Fig.2 Flow Chart of input data for Modified Camclay

Table.1 Input parameters for finite element analysis

Layer	e_0	γ KN/m ³	λ	κ	Su/p'_0	M	$Sin\phi'$	$K'o$ ($1 - Sin\phi'$)	p'_c (mid)	Γ	k (m/day)	E KN/m ²	Model
Fill		17.7									8.64×10^0	28000	Elastic
Sandmat		17.7									8.64×10^0	14000	Elastic
Peat1	13.1	10.3	2.86	0.57	0.5	1.74	0.7	0.32	12.3	17.9	5.00×10^{-3}		MC
UClay1	2.1	14.7	0.28	0.06	0.35	1.21	0.5	0.50	64.8	3.9	1.00×10^{-3}		MC
Peat2	8.6	10.3	1.63	0.33	0.4	1.39	0.6	0.44	26.6	13.5	3.50×10^{-3}		MC
UClay2	2.0	14.7	0.28	0.06	0.3	1.03	0.4	0.56	67.4	3.9	9.50×10^{-4}		MC
Sand1		16.7						0.50			8.64×10^0	14000	Elastic
LClay1	2.2	14.7	0.36	0.07	0.3	1.05	0.4	0.55	65 to 104	4.6	2.75×10^{-4}		MC
Sand2		16.7						0.50			8.64×10^0	5600	Elastic
LClay2	2.2	14.7	0.39	0.08	0.25	0.87	0.4	0.62	200.5	5.0	8.00×10^{-5}		MC

At present, the analysis is conducted by 2D FEM through Sage Crisp 2D Version 4.02 software. The embankment filling was simulated by adding all elements of the full height embankment all at once but the total weight of the embankment was gradually increased with time. To simulate the vacuum loading, the gradual increase of the negative excess pore water pressure was assigned at the bottom of sand mat. In general, the construction sequence and the vacuum loading profile can be seen at Fig. 3.

Regarding PVD, at each layer, the PVD was assigned the same parameters with each respective soil layer but with one common permeability 8.64 m/day.

In construction site, the PVD was installed as 80 cm square configuration. In this analysis, the Shinsha's method [3] of converting the axisymmetric drainage case of PVD into the 2D laminar case was applied. The main idea of Shinsha's method is that the drainage distance was transformed with the condition of the time required for 50% consolidation by Terzaghi's equation to be equal to that of Barron's equation. According to this method, the equivalent drainage distance was determined to be 1.5 m. The general boundaries and the FE mesh can be seen on the Fig.4. Finally, the soil properties as well as the applied soil model are shown on the table 1

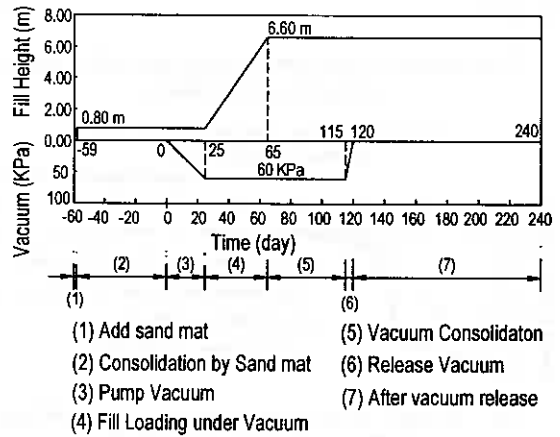


Fig.3 Construction sequence's profile

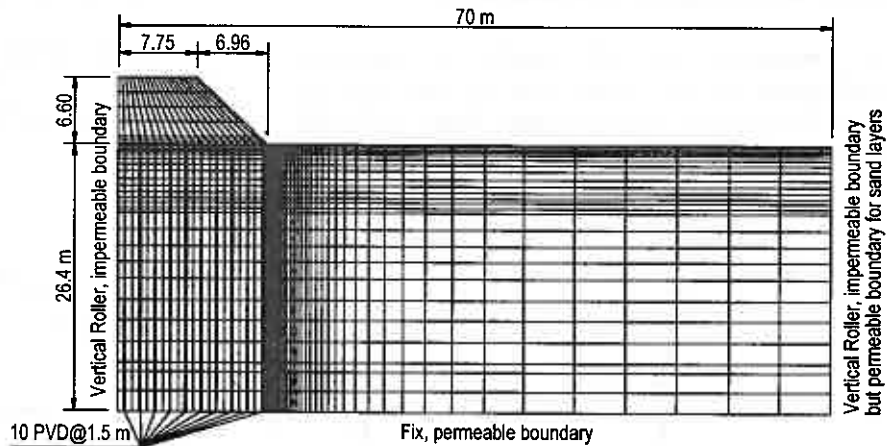


Fig.4 Finite Element Mesh

4. RESULTS & DISCUSSION

4.1 Vertical settlement of ground surface

In general, on Fig.5 the prediction of settlement by FEM overestimated; and the consolidation rate of FEM, at vacuum pump stage, is higher than that of the field in this case. This may be caused by the fact that the permeability of all soil layers and PVD was assumed to be constant on this FE research, whereas usually those by themselves are not constant but decreasing with time. In addition, after vacuum was released, the numerical result shows an expansion of the ground surface

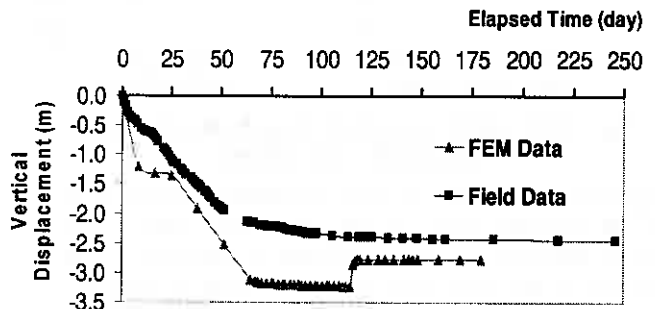


Fig. 5 Variation of Ground Surface Settlement at center of embankment with time

whereas there is no such a thing on the field itself. This problem might be proceeded from the fairly high slopes (Kappa values) of unloading lines, especially at Peat 1 layer, that obtained from Oedometer tests

The following Fig. 6 and Fig. 7 were included in order to clarify more the phenomena mentioned on Fig. 5

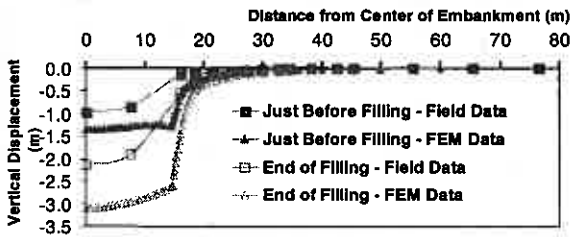


Fig.6 Ground surface settlement at just before filling and at the end of filling

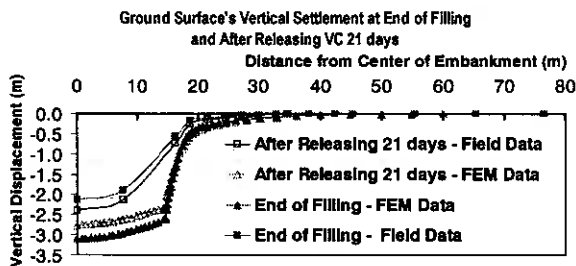


Fig.7 Ground surface settlement at the end of filling and after releasing vacuum 21 days

4.2 Horizontal displacement along depth

As settlement, the FE results of horizontal displacement are also greater than the field data, see Fig.8. However, to a certain degree, those results still represent the displacement tendency of the ground.

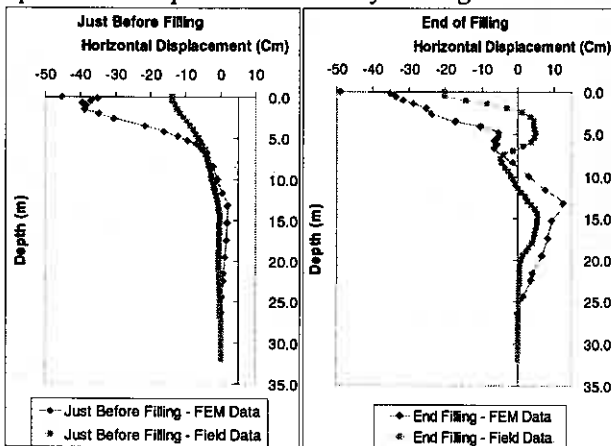


Fig. 8 Horizontal Displacement along depth at just before filling and at end of filling

It can be seen from Fig.9, the rebound phenomenon of FEM occurred most strongly on Peat 1 layer. This point can also be explained that, in addition to the reason of the slight high slope of unloading line, this layer is also the place where the highest minus excess pore water pressure concentrated most, therefore this layer had to be suffered suddenly a largest change of stress after releasing vacuum.

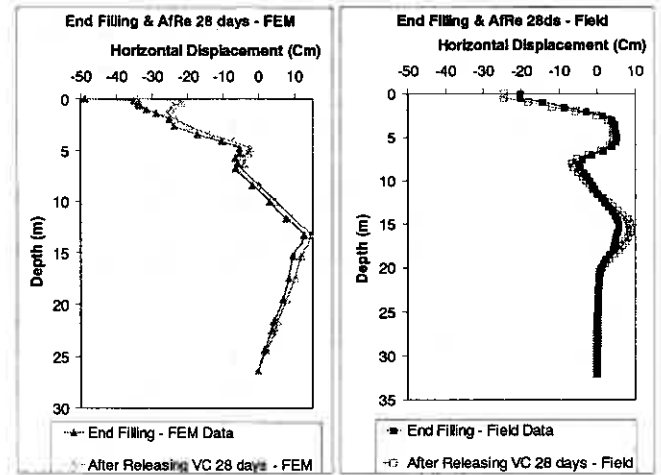


Fig. 9 Horizontal displacement along depth at the end of filling and after releasing vacuum 28 days

4.3 Excess Pore Water Pressure (ExpWP)

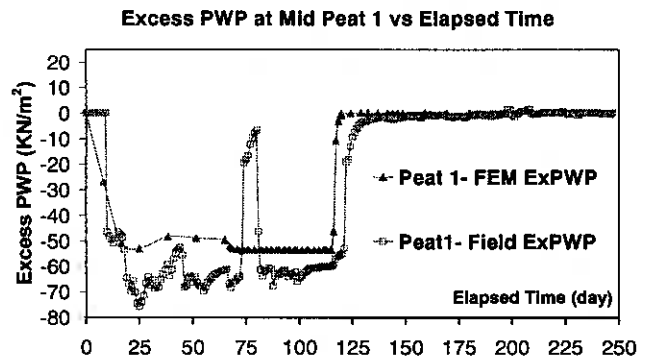


Fig.10 Variation of excess pore water pressure with time at Peat 1 layer

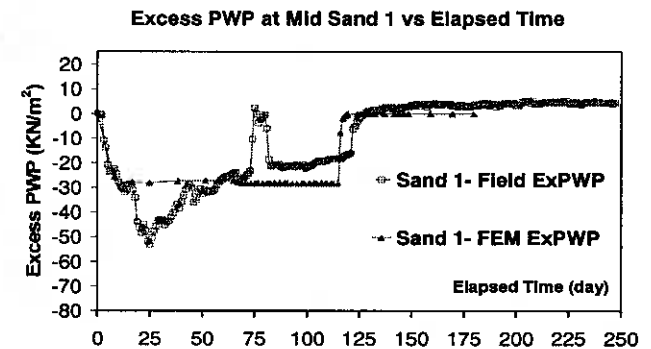


Fig.11 Variation of excess pore water pressure with time at Sand 1 layer

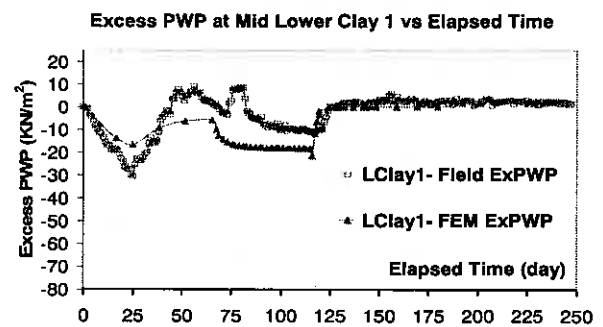


Fig.12 Variation of excess pore water pressure with time at Lower Clay 1 layer

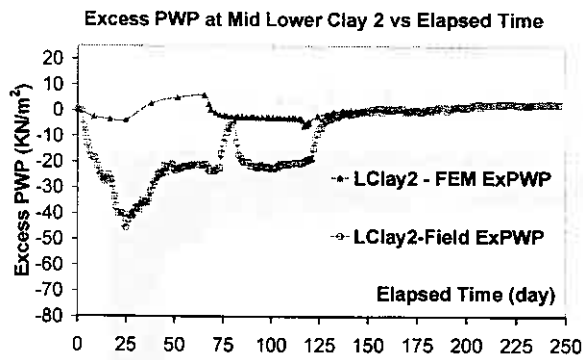


Fig.13 Variation of excess pore water pressure with time at Lower Clay 2 layer

Generally speaking, the FE calculation result has well represented the tendency of excess pore water pressure's variation in almost all layers, but at the bottom layer that is Lower Clay 2 layer, the FE result underestimated the value of the field data. Nevertheless, in this case the field data seems to become unreasonable since the oedometer test showed that the permeability of the Lower Clay 1 is higher than that of Lower Clay 2. This means that the excess PWP in Lower Clay 2 should be less than that of Lower Clay 1 but the field data has shown an opposite tendency. Therefore, in this case, it should be concluded that unreasonable high excess PWP was measured at Lower Clay 2 is due to some problems in the field.

The following figures show us an outline of the distribution of excess pore water pressure in underground at some important times.

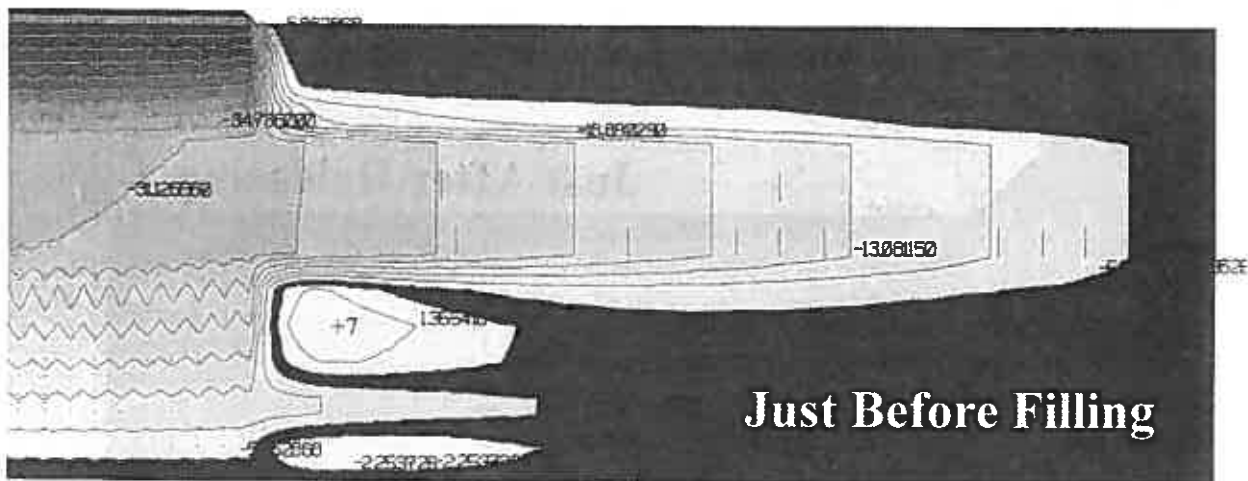


Fig.14 Distribution of excess pore water pressure at the stage: Immediately before filling
The grey color below the sand mat: -60 KN/m^2 ; White: $+7 \text{ KN/m}^2$; Black : 0 KN/m^2

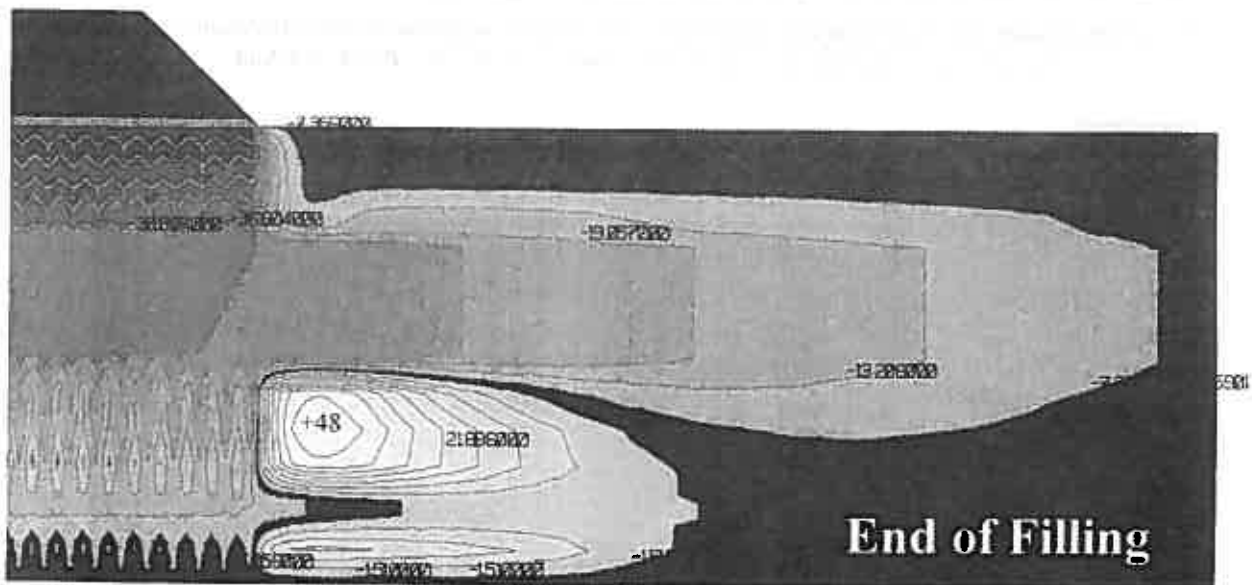
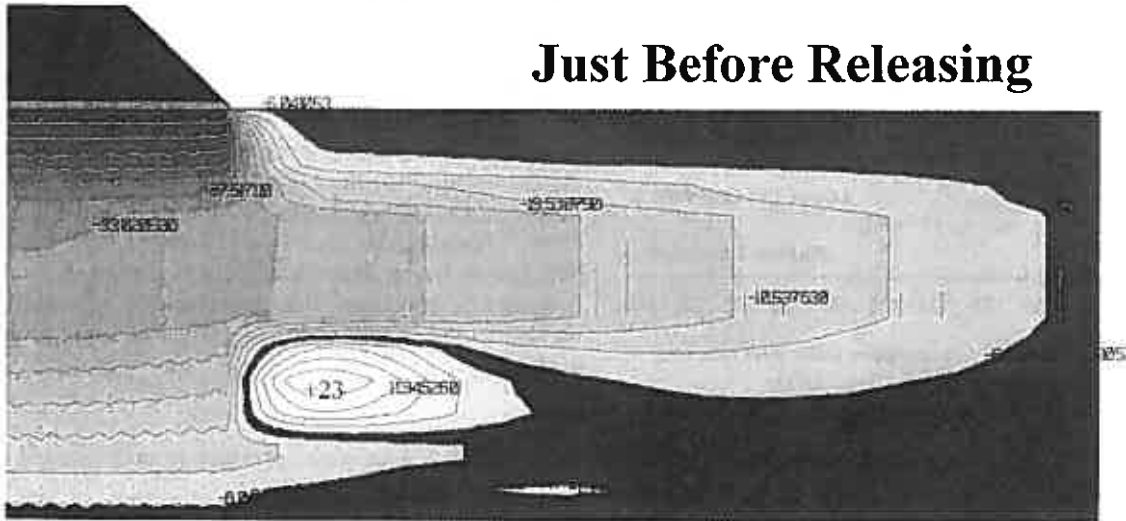


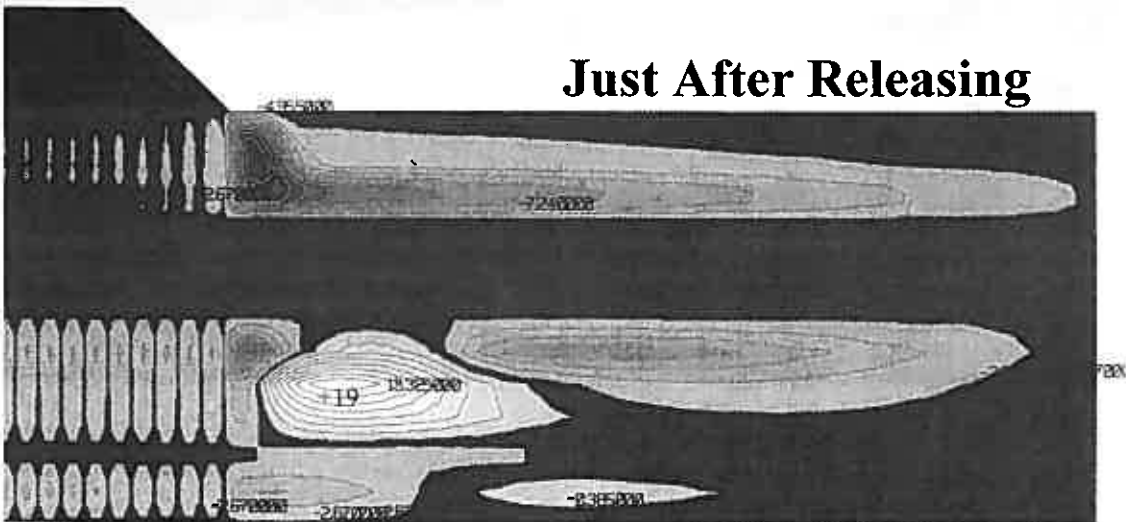
Fig.15 Distribution of excess pore water pressure at the stage: End of filling
The grey color below the sand mat: -60 KN/m^2 ; White: $+48 \text{ KN/m}^2$; Black : 0 KN/m^2

Just Before Releasing



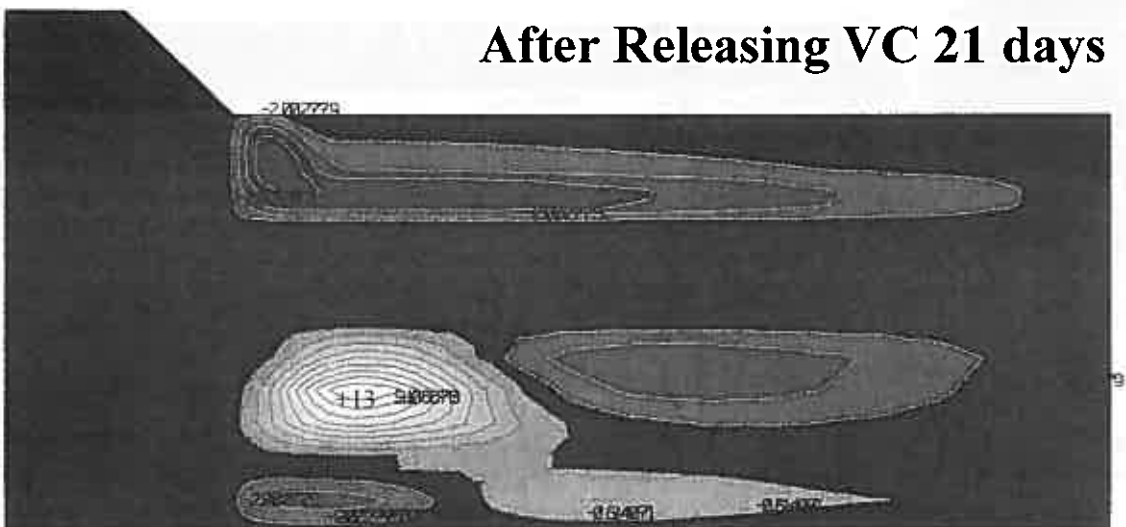
*Fig.16 Distribution of excess pore water pressure at the stage of immediately before releasing vacuum
The grey color below the sand mat: -60 KN/m^2 ; White: $+23 \text{ KN/m}^2$; Black: 0 KN/m^2*

Just After Releasing



*Fig.17 Distribution of excess pore water pressure at the stage of immediately after releasing vacuum
The grey color near the toe: -21 KN/m^2 ; White: $+19 \text{ KN/m}^2$; Black: 0 KN/m^2*

After Releasing VC 21 days



*Fig.18 Distribution of excess pore water pressure at the stage of after releasing vacuum 21 days
The grey color near the toe: -5 KN/m^2 ; White: $+13 \text{ KN/m}^2$; Black: 0 KN/m^2*

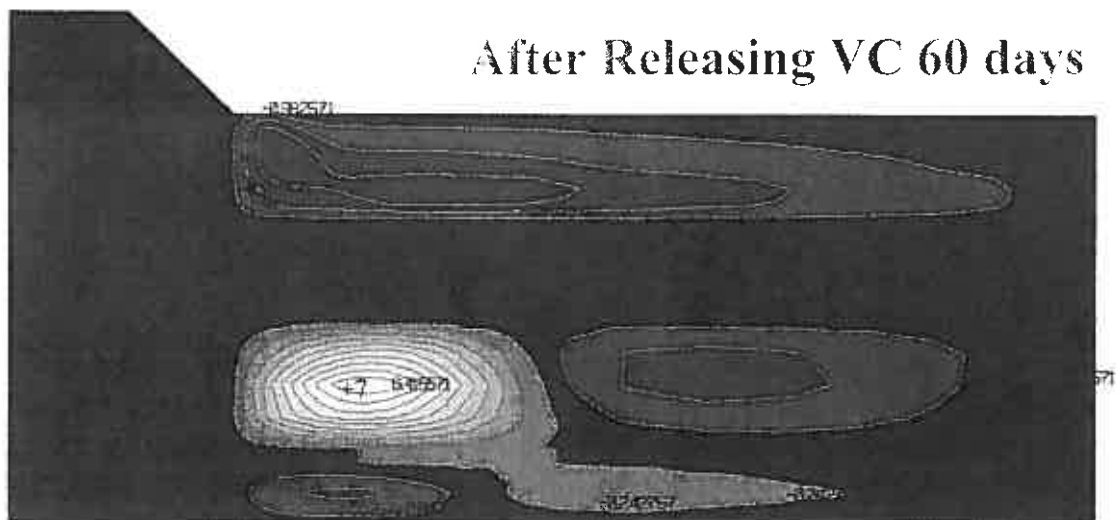


Fig.19 Distribution of excess pore water pressure at the stage of after releasing vacuum 21 days
The grey color near the toe: -2 KN/m²; White: +7 KN/m²; Black: 0 KN/m²

5. CONCLUSIONS

The following concluding remarks are finally drawn from this study:

1. Usually, excess pore water pressure can be predicted correctly by FEM.
2. It is difficult to predict exactly (before construction) the settlement and horizontal displacement by FEM, because there are several other factors exist on the construction site. However, in terms of engineering design, this method is qualified for applying to practice to reach a safe design.
3. The rebound phenomenon, maybe caused by the fairly high slopes of unloading lines. Therefore, the value Kappa should be taken from Oedometer test with caution
4. To simulate vacuum consolidation's problems, the time step for FE analysis should be increased larger to avoid the oscillatory phenomenon of excess pore water pressure, if any, at the stages of pumping and releasing vacuum.

REFERENCES

- [1]. Mitachi et al, 2003. **FE analysis of deep peaty soft ground during filling followed by vacuum preloading.** *Proc. 2nd Int. Conf on Soft Soil Engineering and Technology, Putrajaya, Malaysia, 2003.*
- [2]. Mitachi, T. & F. Fukuda 1995. **Deformation analysis of peaty soft ground.** *Proc. Int. Workshop on Engineering characteristics and behavior of peat, pp121-126. Sapporo.*
- [3]. Shinsha et al, 1982 **Consolidation settlement and lateral displacement of soft ground improved by sand-drains.** *Tsushi-to-Kiso, Japan Society Soil Mech. Found. Eng., Vol. 30, No.2, pp7-12.*
- [4]. Mitachi, T. & F. Fukuda 1998. **Applicability of Cam Clay model as a constitutive relation for consolidation-deformation coupled three dimensional FE analysis for highly organic soft ground.** *Proc.,of the international symposium on problematic soils, IS-TOHOKU'98/SENDAI/JAPAN/28-30 Oct., pp65-68.*
- [5]. Britto, A.M. & M.J. Gunn 1987. **Critical state Soil Mechanics via finite elements.** New York: Ellis Horwood Ltd. & Sons.

泥炭性軟弱地盤上の真空圧密併用盛土の安定性評価

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
シーウェイエンジニアリング 国際会員 佐 野 彰

1. はじめに

近年、公共事業をとりまく状況が大きく変化し、軟弱地盤改良工法にも「工費を掛けないで」、それでいて「早期の供用が可能」な工法の開発が求められるようになってきている¹⁾。真空圧密工法の有用性が省みられ広く普及しつつある背景には、こうした社会のニーズの変化が挙げられる。泥炭を含む軟弱粘土が深く堆積する地域の多い北海道では、そのため本工法の確立は今後の重要な課題の一つとなってくる。

今や真空圧密による改良効果自体を疑う者はいないように思われる。真空圧密を併用することでこれまで考えられなかった高盛土の急速施工が可能となった。

そのメカニズムについて、筆者の1人は以下のような解釈²⁾を行っている。

＜負圧载荷を行うと、 K 値 ($=\sigma'_{h}/\sigma'_{v}$) が増大し応力点は安全側に移動するため、その後の盛土载荷によるせん断変形が抑制される効果がある。その結果、盛土の急速施工が可能になる。＞

それでは、実施工ではどの程度の安定性が確保されているのであろうか。ドレーンの使用条件や泥炭の土性、そして負圧による応力状態の変化は、盛土や基礎地盤の安定性にどのような影響を与えているのであろうか。不安定化の兆候は観測的方法により読みとることが可能であるのか。

本文は、江別市美原地区で実施された試験施工を対象に、弾塑性有限要素法を用いて、それらを検討した。

2. 検討条件

美原試験施工の検討条件を以下に記載するが、地盤条件および施工状況、動態観測結果の詳細については、参考文献³⁾および⁴⁾を参照されたい。

2.1 周辺の地形・地質

江別市市街地と当別町市街地に挟まれる地域に位置する江別市美原は、石狩沖積低地帯に属する後背湿地堆積物の泥炭が厚く分布する地域として広く知られている。

石狩沖積低地帯には石狩川を始め、その支流である千

歳川、夕張川、当別川等の多くの河川が存在する。これらの各河川沿いには自然堤防などによって低湿地が形成されており、当該地区も石狩川と当別川の自然堤防との間に形成された低湿地であり、「篠路原野泥炭地」と呼称されている。

泥炭の下位には、三角州堆積物と考えられる粘土、シルト、砂からなる第四紀の沖積層が堆積し、その層厚は40mにも達する箇所もある。

以上のように、当該箇所は泥炭を含む軟弱粘土が主体で、道路構築において圧密沈下や盛土のすべり破壊といった大きな工学的問題を内包している。

2.2 施工概要

図-1は、試験施工箇所の平面図および横断図、盛土の形状を示したものである。当該箇所には沖積層が厚く堆積しており、表層から深度8.0m付近までは高含水比の泥炭と粘性土が主体となり、深度8.0~10.7m間にはN値7程度の細砂が連続性よく分布している。細砂の透水係数は、現場透水試験の結果、 $3.7\sim 4.2\times 10^{-4}$ cm/secであった。深度10.7~14.0m付近まではシルトと細砂が互層状になった砂質シルトが堆積しており、この下位に深度20.3mまで均質な粘性土が厚く堆積している。以深はN値10程度の洪積層の細砂である。地下水位は深度1.10mにあり、泥炭内に位置する。

事前調査結果を取りまとめて、図-2に示す。原位置調査として、標準貫入試験を伴うボーリング調査のほか、オランダ式二重管コーン貫入試験、ピートサンプリングなどが行われている。室内土質試験として、物理試験や強熱減量試験、圧密試験、一軸圧縮試験が実施された。地盤は、圧密降伏応力と有効土被り圧との関係から、若干過圧密状態にあることが分かる。

なお、オランダ式二重管コーン貫入試験は、強度の経時変化と横断方向の強度分布が確認できるように、真空単独载荷後の盛土施工直前と真空ポンプ停止後3週間後に、法肩部、法尻部においても実施された。

鉛直ドレーンは、80cmピッチの正方形配置で、洪積層の手前の深度19.9mまで打設された。

プラスチック樹脂と不織布を材料とする鉛直ドレーン材の諸元は、幅100mm、厚さ4mm、透水係数は 1×10^{-6} cm/secである。改良面積は約3200m²であり、2台の真空ポンプが設置され、各々1/2ずつの面積の排水を担った。

2.3 動態観測

各測定計器の配置状況は、図-1の平面図および横断面図に併せて記載している。

観測計器は、沈下板、層別沈下計、地表変位杭、傾斜計および間隙水圧計である。

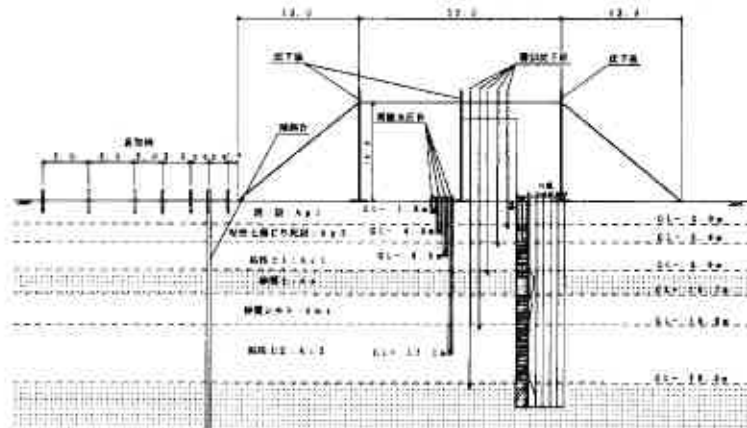
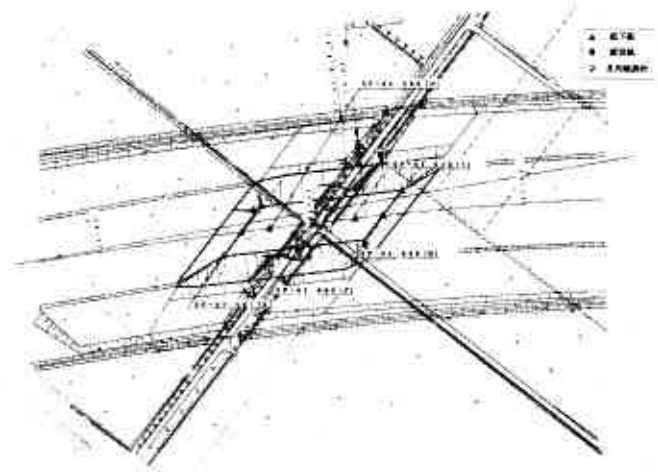


図-1 美原試験施工の断面図と測定計器の配置 (文献3)に加筆修正)

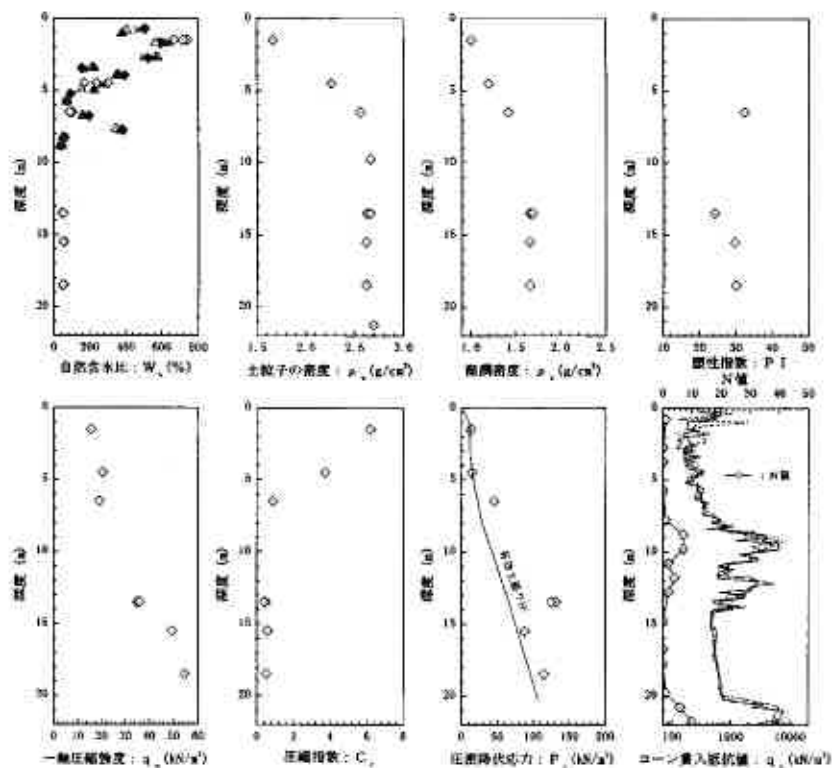


図-2 物性一覧

3. 変位計算

3.1 計算条件

計算断面の有限要素メッシュ図および境界条件は図-3に示すとおりである。

縦31.1m, 横100.0mの仮想モデルを考え, 基礎地盤として沖積堆積物のAp1~Ac2を均質な水平堆積層と仮定した。計算モデルは, 道路の縦断方向に平面ひずみ条件を仮定し, さらに横断図の対称性から片側半分を計算領域としている。

変位境界として, 左右端は水平方向固定, 下端は固定とした。水理境界としては, 地表面と下端では水の出入りを許しているが, 気密シート直下では負圧の载荷に応じて過剰間隙水圧を変化させた(とくに盛土中央部の地表面では, 負圧は三次元的に作用するため, この拘束条件との間に矛盾がないわけではないが, 安定性の評価が十分に出来ていない現状を打開するための糸口として, この問題点を承知の上であえて計算を試みる)。

地盤材料の構成モデルとして, 泥炭および粘性土はカムクレイモデルによる弾塑性体, 砂および盛土を弾性体とした。

3.2 物性値, 圧密履歴の設定方法

物性値および圧密履歴の設定においては, 仮定を設けることは極力避け, 室内土質試験結果から得られる情報をもとにできるだけ一貫性のある方針に沿って, 一部推定値を併用しながら設定した。

(1) 物性値

各物性値の設定方法を以下に列記する。

①密度 ρ

泥炭および粘性土の密度は, 一軸圧縮試験および圧密試験の供試体密度の平均値, 砂は, 粒度の組成状況と締まりの程度から一般値を用いた。また, 盛土材については, 砂置換法によって求められた密度の平均値を用いた。

②弾性係数 E

砂および盛土の弾性係数は, 適当な土質試験を実施していないので, N値を仮定し次式の経験式を用いた。

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

③ポアソン比 ν

弾性論に基づいて $\nu = K_o / (1 + K_o)$ によって算出した。

④圧縮指数 λ , 膨張指数 κ

圧密試験結果の圧縮指数 C_c および膨張指数 C_e から, 次式により求めた。

$$\lambda = C_c / 2.3 \quad \kappa = C_e / 2.3$$

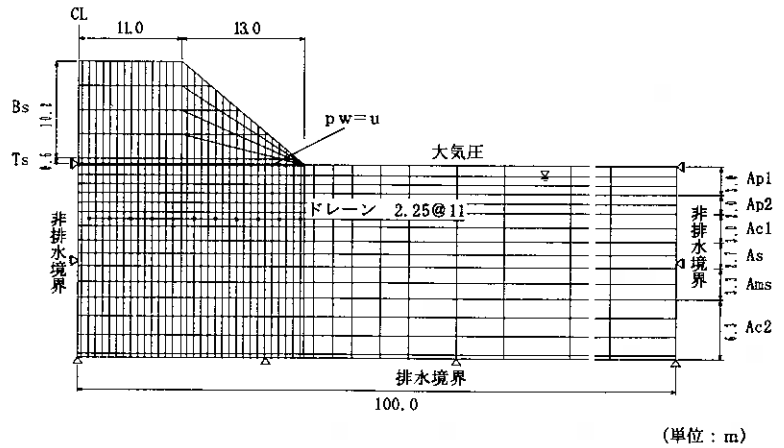


図-3 有限要素メッシュと境界条件

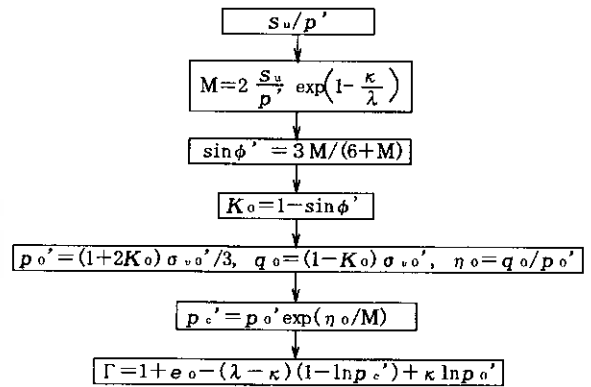


図-4 パラメータ設定フロー

⑤限界状態の応力比Mと静止土圧係数 K_o

せん断抵抗角 ϕ' が得られていないので, 泥炭については強度増加率 s_u/p' を仮定し λ と κ から⁵⁾, 粘性土では塑性指数 $P I$ より Kenney の経験式 $\sin \phi' = 0.81 - 0.233 \log P I$ を用いて, 図-4 によって K_o 値を推定した。砂および盛土については, せん断抵抗角 ϕ' を仮定して, Jaky の提案式 $K_o = 1 - \sin \phi'$ により推定した。

⑥ $p = 1$ における限界状態線上の間隙比 Γ

この値は, 図-4 の手順に従って算出した。ただし, e_o は対象地盤の初期間隙比であり, p_o' はこれに対応する有効平均主応力である。 p_o' は σ_{vo}' と K_o 値により算出されるが, ここでの σ_{vo}' は, 正規圧密状態であれば有効土被り圧が, 過圧密状態であれば圧密降伏応力がその値となる。

⑦透水係数 k

透水係数は圧密試験結果から, 有効土被り圧に対応する値を選定し, 一定値を与えた。

(2) 圧密履歴

初期応力と降伏応力の設定方法を次に示す。

①初期応力

初期有効水平応力 σ_{xo}' , 初期有効鉛直応力 σ_{vo}' , 静水圧 u は, $\sigma_{xo}' = K_o \cdot \sigma_{vo}'$, $\sigma_{vo}' = \sigma_{vo}'$, $u = \gamma_w h_w$ により算出した。ここで, σ_{vo}' は有効土被り圧, h_w は地下水面から対象点までの深さである。

②降伏応力

圧密試験から得た圧密降伏応力と土層中央の有効土被り圧を比較して、大きい方の値を用いて図-4により決定した。

本解析に用いたパラメータをまとめて、表-1に示す。

3.3 荷重履歴

荷重履歴は、図-5に示すように、実施工の施工記録に従い設定した。ただし、負圧载荷の約一ヶ月半前には0.6mの敷砂工が実施されているため、実際の計算はその時点から開始している。

3.4 ドレーン材の再現

ドレーン材の力学定数はまわりの土と同じにして、透水性の改良だけを考慮した。また、ドレーン材の二次元変換には、水平一次元流れの場合と放射流れの場合の50

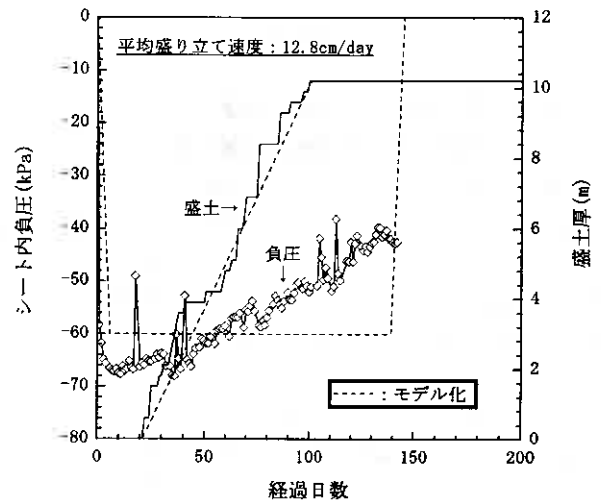


図-5 荷重履歴

表-1 パラメーター一覧表

土層名	記号	モデル ^{*)}	ρ (t/m^3)	E (kN/m^2)	ν'	λ	κ	S_u/p'	PI	M	Γ	K_o	$k_x=k_y$ (m/day)	p_c' (kN/m^2)
盛土(砂質土)	Bs	A	1.70	22400	0.37	—	—	—	—	—	—	0.58	8.64×10^0	—
敷砂(砂質土)	Ts	A	1.70	22400	0.37	—	—	—	—	—	—	0.58	8.64×10^0	—
泥炭上部 ^{*)}	Ap1-u	B	1.05	—	0.29	4.76	0.21	0.30	—	1.48	12.64	0.41	1.50×10^{-3}	35.2
泥炭下部	Ap1-l	B	1.05	—	0.24	6.20	0.23	0.35	—	1.75	15.17	0.32	1.50×10^{-3}	14.4
粘性土混り泥炭	Ap2	B	1.20	—	0.33	3.74	0.16	0.25	—	1.23	9.93	0.49	5.00×10^{-4}	15.5~20.4
粘性土 1	Ac1	B	1.40	—	0.35	0.90	0.07	—	32.4	1.08	3.44	0.54	1.75×10^{-4}	57.9
砂質土	As	A	1.70	19600	0.37	—	—	—	—	—	—	0.58	3.40×10^{-1}	—
砂質シルト	Ams	B	1.65	—	0.34	0.43	0.03	—	24.2	1.16	1.92	0.51	1.50×10^{-4}	108.0~156.9
粘性土 2	Ac2	B	1.60	—	0.35	0.56	0.03	—	30.0	1.10	2.30	0.53	1.00×10^{-4}	101.5~157.3

^{*)} A=弾性体, B=弾塑性体

^{**)} 泥炭上部(深度0.0~1.1m間)は $W_u=400\%$ と仮定し、統計曲線⁷⁾、 $C_u=0.00782W_u^{1.07}$ 、 $e=0.0137W_u+2.13$ から設定した。また、 $C_v=C_u/10$ とし、圧密降伏応力は $20kN/m^2$ と仮定した。ただし、 k は泥炭下部と同じにした。

%圧密に要する時間を一致させる新舎らの方法⁶⁾を採用した。

3.5 計算プログラム

計算プログラムには、単調载荷問題の計算プログラムCRISPを用いた。

3.6 計算ケース

変形計算は、次の3つのケースを考えた。

(1) Case 1

上記の計算条件に基づいて行われる、通常の計算がCase 1である。

(2) Case 2

ドレーンを打設すると、ドレーン周辺の粘土が攪乱され透水性が低下したスミアゾーンと呼ばれる攪乱帯ができるため、圧密過程に大きな時間遅れが生じる。

村らは⁹⁾、粘土が完全に攪乱されて練り返し状態になった領域と透水係数がドレーンとの距離に応じて低下す

る領域に分割し、透水係数の変化しない非攪乱帯と合わ得られたものであるから、鉛直方向の透水係数である。せて3つの領域で解析する方法を提案しており、スミアゾーンがプラスチックドレーンの有効幅の3倍、外部スミアゾーンの透水係数が不攪乱粘土の1/2、内部スミアゾーンのそれが1/5である場合には、50%圧密度に相当する時間係数はスミアゾーンが生じない場合の3.3倍に達することを示している。極めて大雑把ではあるが、泥炭も粘土と同じようにスミアゾーンの形成により3倍の時間遅れが生じると仮定し($T_v'=3T_v$)、Case 2の計算とする。

(3) Case 3

泥炭は、水平方向の透水性が鉛直方向のそれよりも大きい。宮川は、石狩泥炭について水平方向の透水係数を測定し、水平方向の透水係数が鉛直方向の3~6倍であったと報告している¹⁰⁾。

ところが、変形計算で用いる透水係数は圧密試験から得られたものであるから、鉛直方向の透水係数である。

Case 3は、スミアゾーンの形成に加え、繊維質で高含水のAp1について、水平方向の透水係数を鉛直方向の5倍とし ($k_h' = 5k_v$)、透水係数の異方性も考慮する。

4. 変形計算に基づく安定性の評価

4.1 強度発現の遅れと透水性の異方性

過剰間隙水圧 p_w の経時変化を、図-6に示す。

泥炭 (Ap1) では、負圧がよく作用しており、真空載荷直後に設計値の -60kPa よりやや小さな値を示している。盛土載荷時においても、高盛土の急速載荷ではあるが、過剰間隙水圧の上昇は僅かである。しかし、それより下位の粘性土については負圧は十分に作用せず、盛土施工前の過剰間隙水圧は -20kPa 程度である。また、盛土載荷時では正の過剰間隙水圧に転じており、施工完了時点でピークとなる無処理の場合と同じ傾向を示した。

通常の計算条件を取り入れたCase 1の結果が(a)図である。計算値は、泥炭 (Ap1) でのみ実測値と対応がみられるものの、それ以外の土層では負圧を大きく見積もっており、実測にみられる盛土載荷時の過剰間隙水圧の上昇も再現できていない。

実地盤ではドレーンの打設によりドレーン周辺の土は乱されているのではないかと、という意見がある。そこでその考えに沿って計算をし直した結果がCase 2の(b)図であるが、そのため負圧の作用速度は遅れ、計算値は実測の挙動に大分近づいてきた。しかし、Case 1ではよく再現できていた泥炭 (Ap1) の透水性を、やや小さく評価してしまう結果となった。

高含水で繊維質な泥炭では、透水性に異方性がある。そこで今度は、透水性の異方性を取り入れ、しかもスミアゾーンを考慮して計算をし直した結果がCase 3の(c)図であるが、結果は、盛土完了後の負圧載荷期間では過剰間隙水圧が急激に低下してしまうものの (Case 1およびCase 2についても同様であるが)、実測と近い結果となった。

以上を振り返って、いろいろな要因の中で、スミアゾーンの形成、泥炭の透水係数の異方性が、実地盤の挙動に大きな影響を与えていることが理解できる。

ちなみに、ウェルレジスタンスの影響については、プラスチックドレーンの場合、ドレーン長が50mまでは比較的小さいことが分かっている⁹⁾。

図-7は、Case 3での盛土中央における地表面沈下の経時変化について、サンプリング地点であるH Line (図-1参照)の実測値と、計算結果を比較したものである。実測値は、盛土完了時点で349cm、経過500日 (放置354日) では443cmにも達している。計算値は、透水係数を一定値として与えているため、沈下量をやや過大に評価しているが、実測を概ね再現できている。

計算値はこのように、“荷重～変形～時間”の関係を満足のいく程度にシミュレーションできている。このことから、次に示す非排水せん断強度 S_u の計算値は、信頼に足るものと解釈できる。

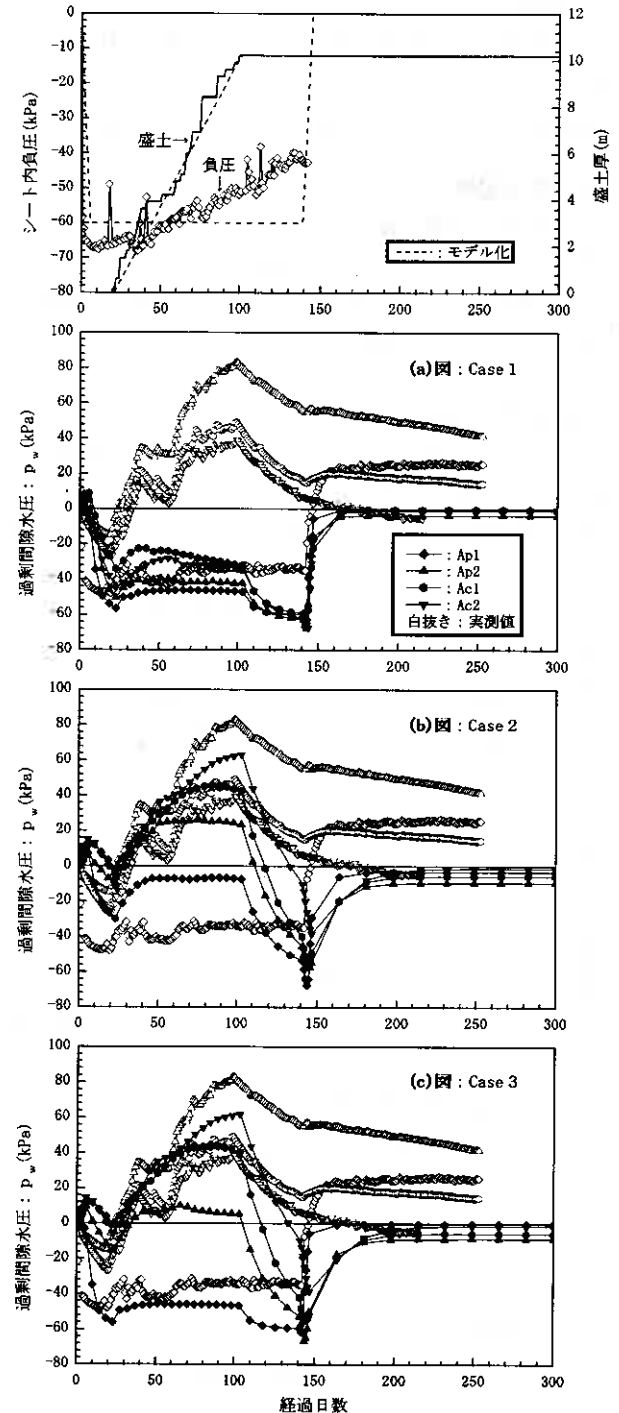


図-6 各Caseの過剰間隙水圧の経時変化

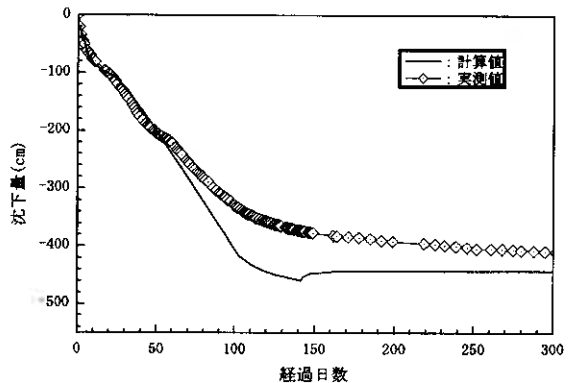


図-7 沈下量の経時変化: Case 3

図-8は、盛土中央位置における上部軟弱土層の各点で、ある時刻の有効応力から非排水径路を辿り、限界状態線との交点から計算した非排水せん断強度の経時変化である。ただし、Ap1とAp2については、繊維の絡み合いなど拘束圧とは無関係のせん断強さとして、それぞれ10kN/m²、5kN/m²を見込んでいる。

計算値は、Ap2ではやや大きいものの、コーン貫入抵抗値 q_c より $q_c/20^{1/3}$ として推定した非排水せん断強度と、概ね一致している。各Caseの違いに着目してみると、強度発現の遅れは（Case 1とCase 3の比較）、例えば盛土完了時点では、Ap2は9.3kN/m²、Ac1は11.7kN/m²の差となり、その強度差は十分に時間が経過した後も完全には狭まることなく平行線を辿っていることが分かる。また、Ap1の透水性の異方性の影響は（Case 2とCase 3の比較）、同じく盛土完了時点では、Ap1は12.5kN/m²、Ap2は8.1kN/m²の差となり、同様に強度差は残っていく。

4.2 応力経路

図-9は、Case 3の盛土中央におけるAp1の有効応力経路と全応力経路である。ただし、 p は全応力の平均主応力 p_c から静水圧 u を差し引いた値 $p = p_c - u$ である。また、OA線は、ドレーン工法のみを想定した一次元圧密時の応力経路であり、以下、これを一次元圧密線（K線）とする。

負圧が載荷される（①の時点）と、有効応力と全応力の差が大きくなる（②の時点）。有効応力経路を見ると、①から②の間で平均主応力が増加するが、主応力差は増加することなく、K線から離れる。次に盛土が施工される（②の時点）と、③の時点までは有効応力と全応力の差は小さくなり、K線から離れた状態が続くが、③の時点から施工が完了する④の時点までは有効応力と全応力の差はほぼ一定となり、K線に沿って変化する。③の時点からはこのように、 q/p' が一定の一次元圧密応力状態の有効応力経路へ移行する。その後、負圧が解除されることにより有効応力は減少し、負の過剰間隙水圧は無くなる（⑤の時点）。

図-10は、同じ要素のせん断応力 τ_{xy} 、過剰間隙水圧 p_w 、有効鉛直応力 σ_v' の時間変化をそれぞれ示している。③の時点から盛土完了時点の④までは、せん断応力は減衰振動し、④の時点ではほぼゼロの値を示す。また、有効鉛直応力は単調増加している。このことから地盤の応力が一次元圧密的な応力条件になっていることが分かる。また、負圧の解除に伴い、有効鉛直応力は大きく低下している。

以上の結果から、次のような考察ができる。

(1) 事前に負圧が載荷されると（①から②の間）、地盤は等方的な応力条件となり応力点は安全側に移動するため、その後の急速盛土載荷が容易になる。

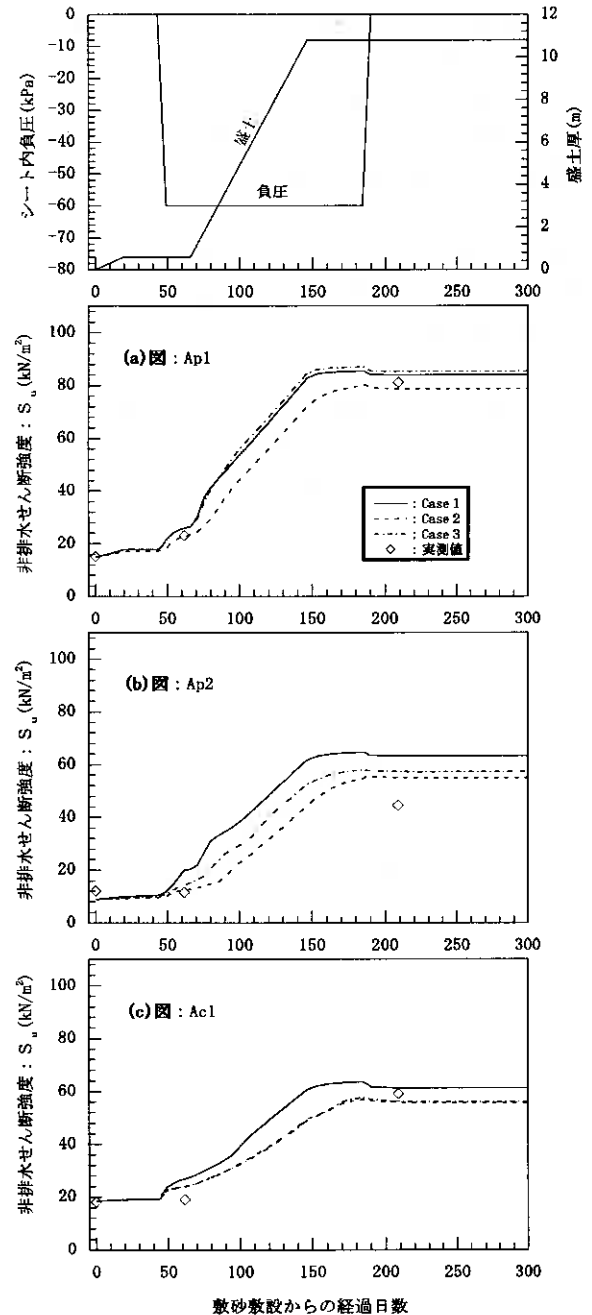


図-8 各Caseの非排水せん断強度の経時変化

(2) 盛土施工の初期段階である②から③の間の変形は、等方に近い応力状態からK線に近づく応力経路となるため、応力比 q/p' が変化することによって、平均主応力の増加に基づく圧密による塑性圧縮の過剰間隙水圧だけではなく、あらたにダイレイタンスーによる過剰間隙水圧が発生するため、負圧の低下は相対的に大きくなる。

(3) ③の時点から盛土載荷が完了する④の時点までは、急速載荷ではあるが、負圧を併用しているために q/p' が一定となり、一次元圧密変形以外の地盤のせん断変形は抑えられる。そのため、ダイレイタンスーは生じず、有効鉛直応力は単調増加し、一次元圧密に含まれるせん断変形のみが盛土と基礎地盤の安定性に

関わっていく。

(4) 最終的に真空が解除された⑤の時点では、最大有効応力を示す負圧解除直前の④'より地盤内有効応力は低下し、強度の減少が生じる。真空圧密の効果はそのまま強度増加につながっているわけではなく、地盤の強度増加は“過圧密効果”である、という指摘²⁾に対応する。

ちなみに、“過圧密効果”は、荷重除荷後の泥炭の長期沈下を防止する効果があると指摘されており、そのためOCRの値は、1.3~1.5付近の値を採用するのが適当との提案がなされている¹²⁾。負圧の解除により過圧密地盤となる本工法の特徴に着目して、残留沈下が抑制できるのではないかと期待があるが¹³⁾、本施工の場合、Ap1のOCRは図-10より1.35となることから、残

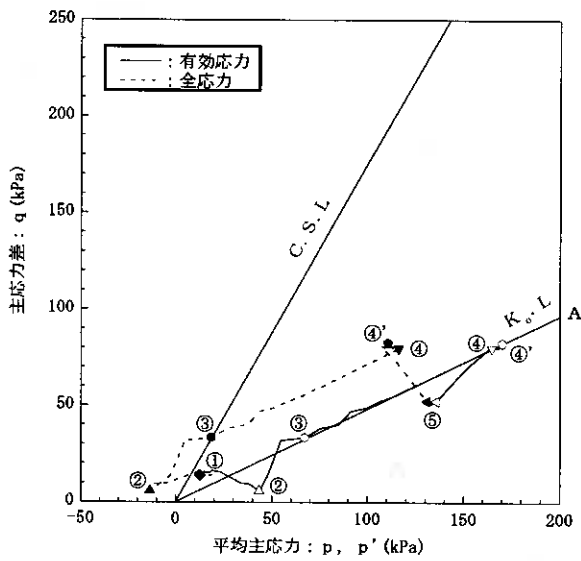


図-9 応力経路: Ap1

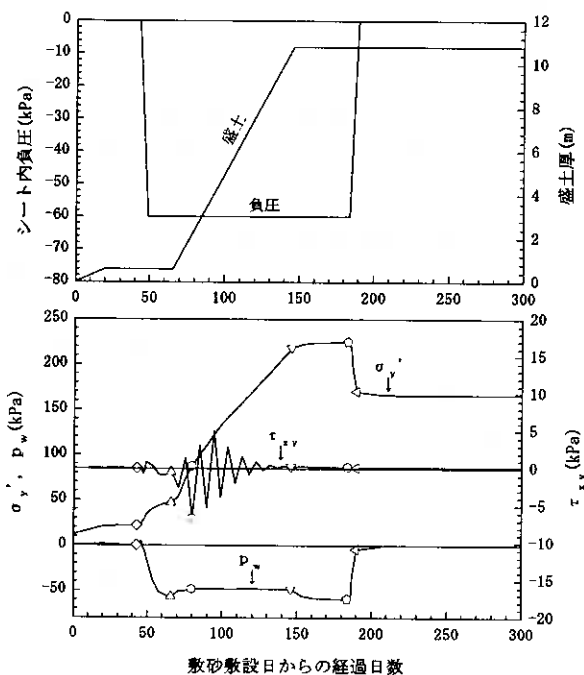


図-10 σ_y' , p_w , τ_{xy} の経時変化: Ap1

留沈下の発生は、小さく抑えることができたと推論される。

4.3 動態観測と変形計算の比較

ここで用いた変形計算手法は、すべりのような不連続面の発生を表現することはできない。しかし、そのことはまた、もしすべりのような不連続面が実際に生じていた場合には、計算と実測の大きな差となって、浮き彫りになるはずである¹⁴⁾。

図-11は、盛土中央と法肩部での地表面沈下の計算値と、C Line (図-1参照)の実測値を比較したものである。また、図-12には、非排水せん断強度の横断分布の計算と実測が比較されている。

沈下の実測値は、盛土中央および法肩部とも、計算曲線とほぼ同程度の滑らかな沈下曲線を示しており、計算曲線を大きく上回ることはない。また、非排水せん断強度についても、かなりのバラツキがあるものの、法肩部および法尻部の実測値は計算値を大きく下回ることもない。

本試験施工では、盛土の天端や斜面にクラックが生じなかったと報告されているが、以上からも基礎地盤には不連続面が生じていなかったことが分かる。

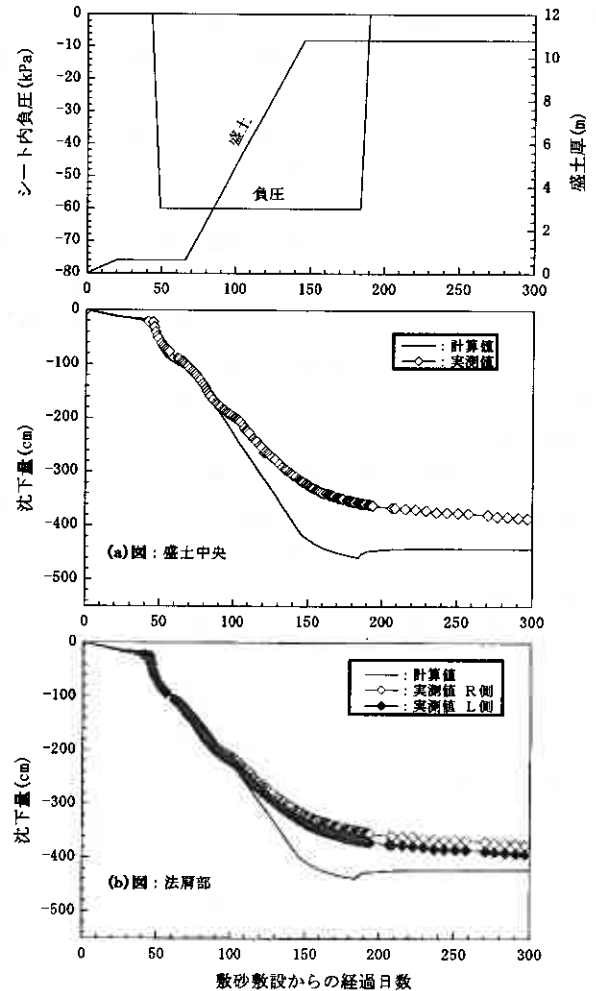


図-11 実測値と計算値の比較: 沈下量

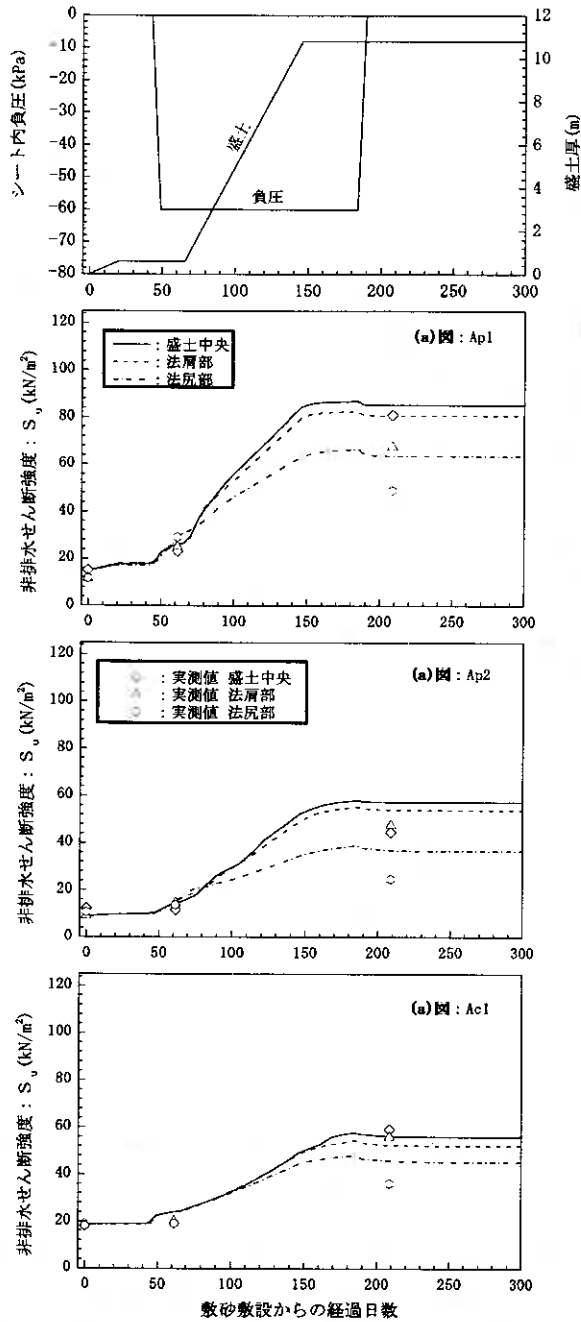


図-12 実測値と計算値の比較：非排水せん断強度

4.4 側方変位と沈下

真空圧密併用盛土では、法尻部の側方変位量が、盛土の安定性を表す指標となりうる可能性について、以下に見解を述べてみる。

図-13は、各計算ステップの地盤形状と応力変化からフェレニウス法で求めた安全率 F_s と限界盛土厚 H_l である。

安全率は、盛土厚3.6mの時点では3.29と大きいが、盛土厚が厚くなるにつれて徐々に低下し、盛土完了時点では1.24となる。その後、真空解除直前まで若干増加し1.34となるが、真空を解除することにより僅かに低下し、経過300日では1.30となる。基礎地盤や盛土は、盛土完成時点が最も安定性が低く、そして真空解除後は僅

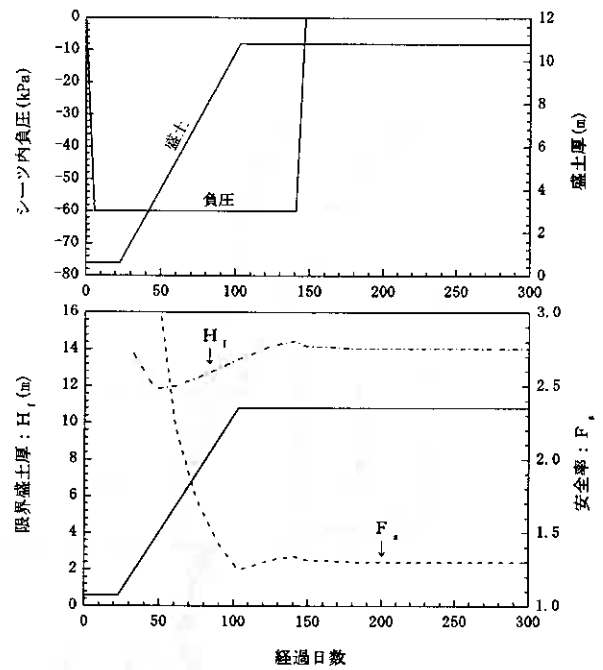


図-13 安全率と限界盛土厚

かだが安定性は失われる、という傾向がこの図より読みとれる。

図-14は、以下の本文で用いる記号の説明である。図-15は、側方変位 δ と沈下 S の関係の結果図である。

図-15の第3象限をみると、真空単独载荷では、体積収縮が生じるため変形は内向きとなっているが、盛土が施工されると、圧密による沈下とせん断による側方流動が発生するため、離れ3mより内側の変位杭では内向きの変形となるが、それより外側の変位杭と孔内傾斜計では、外向きの変形が生じている。真空圧密を併用すると、地表面付近がよく圧密されているため、少し深いところですべり領域が表れている、という塑性流れがその軌跡からも分かる。

図中の側方変位と沈下の傾き $\Delta\delta/\Delta S$ に着目すると、盛土厚8.4m（敷砂0.6mを除く）までの沈下量100～290cmでは ΔS と $\Delta\delta$ がある一定の割合で生じるが、盛土施工の完了前後である沈下量290～330cmでは傾きが急変し、 ΔS に対して $\Delta\delta$ が大きくなること、全ての変位杭で確認できる。しかし、その後、真空を解除するまでの沈下量330～380cmでは、傾きはまた折れ曲がり、 ΔS に対して $\Delta\delta$ は小さくなる。

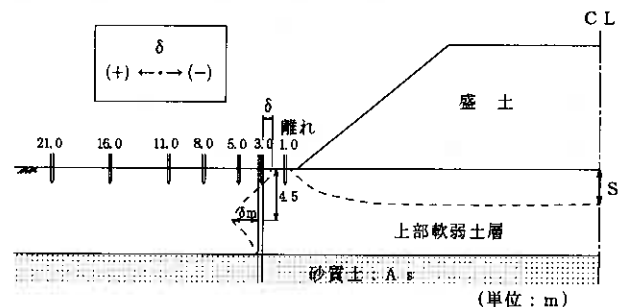


図-14 記号の説明

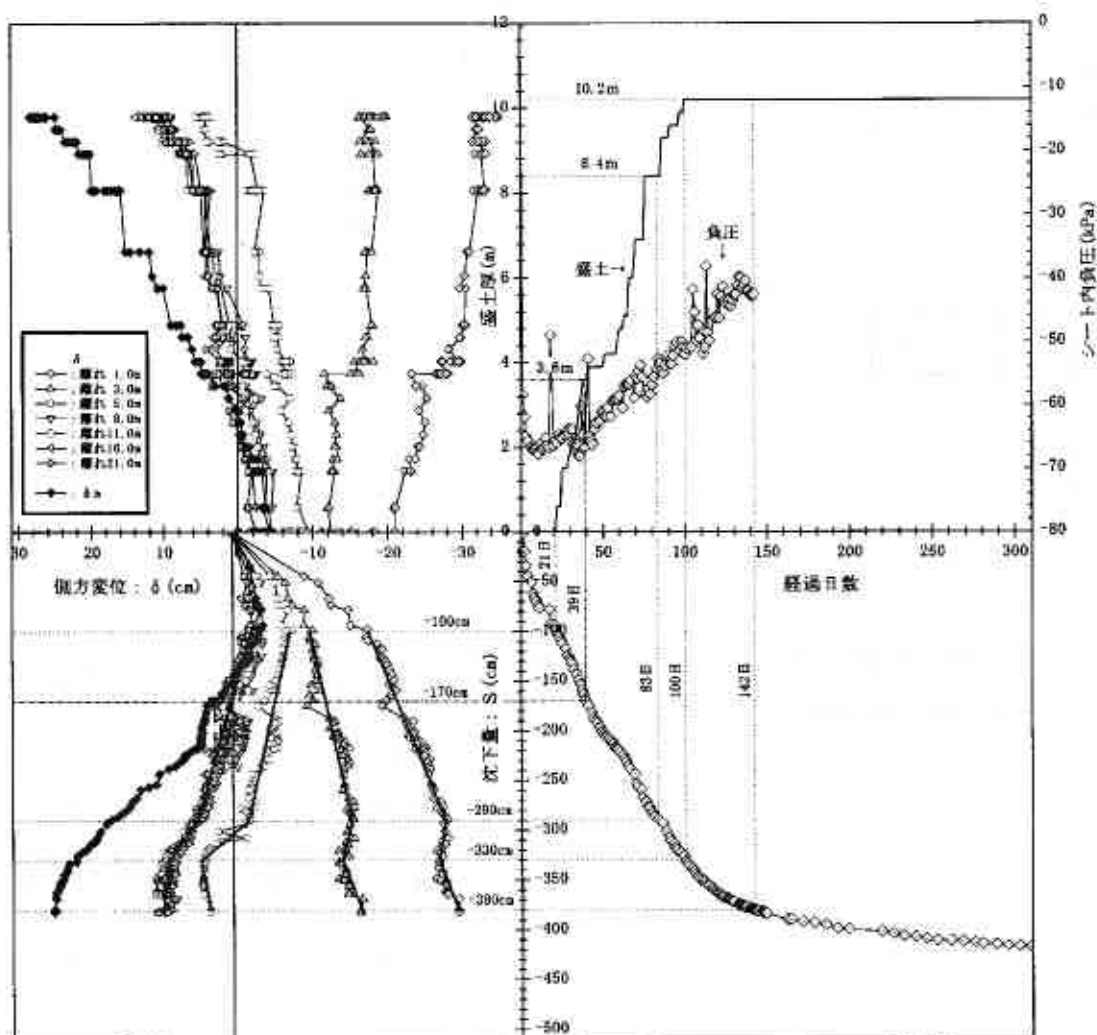


図-15 側方変位と沈下

なお、盛土厚約3.6mの沈下量170cm付近にみられる一時的な $\Delta\delta$ の増加は、地盤の応力条件が等方圧密からK。圧密に移行する際に発生するせん断変形によるものなのか、あるいは、泥炭の繊維質部分の破断なのか、いくつか原因は考えられるが、正確な理由はよく分からない。

この急変点は、安全率が、盛土载荷により刻々と低下し、盛土完了時点で最も小さくなるが、その後は若干大きくなる図-13の計算結果と、相関性があるものと思われる。

富永らは、 $\delta \sim S$ 関係にみられる傾きの急変点の特徴に着目して、盛土の破壊予測の観測的方法を提案しているが¹⁷⁾、地表面付近がよく圧密される真空圧密併用盛土についても、同じように急変点がみられ、それは地盤内で破壊が始まる状態と密接な関係があることが推論される。

5. 結論

真空圧密併用盛土が破壊した事例は、これまで国内では報告されていない。その事実を、真空圧密を併用する

ことで安定性が著しく向上することを意味しているが、そのことがまた、本工法の安定性の適正な評価を難しくしている。

本文では、スミアゾーンの形成や泥炭の透水係数の異方性などの要因が実地盤の挙動に影響を及ぼしており、その効果が盛土の安定性に含まれていることを、まず明らかにした。

次に、応力経路を調べることにより、事前の真空圧密は、応力点を安全側に移行させるため、その後の盛土载荷を容易にしており、また、盛土の载荷による過剰間隙水圧は、負圧によって一部相殺されて小さく抑えらるため、急速载荷ではあるが、盛土中央位置における泥炭では、一次元圧密状態に近い応力条件であることを示した。

また、動態観測と変形計算の比較から、すべりのような不連続面が本施工では発生していなかったことが、計算結果からも分かった。

側方変位～沈下関係については、その傾きの急変点が地盤内の破壊の兆候と関連があることが推論された。

6. 謝辞

本論文で使用したデータは北海道開発局 札幌開発建設部より提供されたものである。また、北海道開発土木研究所の林 宏親氏に適切な助言を戴いた。ここに記して、謝意を表します。

参考文献

- 1) 林 宏親：泥炭性軟弱地盤の特徴と最近の対策工法－真空圧密工法－，基礎工，Vol. 30, No. 9, pp. 18～22, 2002年9月
- 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. 12
- 3) 北海道開発局 札幌開発建設部・株式会社 構研エンジニアリング：平成13年度 道央圏連絡道路江別市美原バイパス地質調査業務，報告書，pp. 1-1～6-1, 平成14年2月
- 4) 林 宏親・西本 聡・澤井 健吾・菅藤 善之：泥炭性軟弱地盤における真空圧密工法の改良効果とその評価，第48回 地盤工学シンポジウム，pp. 449～456, 2003
- 5) 三田地 利之：高有機質土地盤の問題点を探る－6. 変形問題へのアプローチ，土と基礎，Vol. 42, No. 9 Ser. No. 440, pp. 81～88, 1994年9月
- 6) 新舎 博・原 久夫・安部 豊彦・田中 昭人：サンドドレーンによる部分改良地盤の圧密沈下と側方変位，土と基礎，Vol. 30, No. 5 Ser. No. 292, pp. 7～12, 1982年5月
- 7) 大平 至徳・木暮 敬二・松尾 啓：泥炭性軟弱地盤土の圧縮指数の一評価法，防大理工研報告，Vol. 15, No. 3, pp. 375, 1977
- 8) 泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル，独立行政法人 北海道開発土木研究所，pp. 51, 平成14年3月
- 9) 三浦 哲彦・朴 永穆・M. R. MADHAV：プラスチックボードドレーンの排水性能に関する基礎的研究，土木学会論文集，No. 481/Ⅲ-25, pp. 31～40, 1993. 12
- 10) 宮川 勇：泥炭地における土質工学上の2, 3の問題，土木学会北海道支部講習会資料，1962
- 11) 泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル，独立行政法人 北海道開発土木研究所，pp. 50, 平成14年3月
- 12) 深沢 栄造・山田 清臣・栗原 宏武：プレローディング工法で改良した高有機質土地盤の長期沈下挙動，土木学会論文集，No. 493/Ⅲ-27, pp. 59～67, 1994. 6
- 13) 高坂 敏明・五十嵐 勝・北村 章：泥炭地盤における真空圧密工法の沈下促進効果，第38回地盤工学研究発表会，K-03, pp. 1085～1086, 2003年7月
- 14) 飯塚 敦：地盤の変形解析の現状と将来展望，地質と調査，pp. 10～15, 2003年第3号
- 15) 富永 真生・橋本 正治：側方変位の現地計測による盛土の施工管理について，土と基礎，Vol. 22, No. 11, pp. 43～51, 1974年11月

真空圧密工法のポンプ停止時期と残留沈下に関する検討

北海道開発土木研究所 ○正員 林 宏親
同 正員 西本 聡
同 正員 澤井健吾
北海道開発局 札幌開発建設部 菅藤善之

1. まえがき

北海道の泥炭性軟弱地盤に対して、真空圧密工法が施工されてから数年が経過した。この間、動態観測結果に基づいて、改良効果に関する検討^{1) 2) 3)}が実施されている。さらに、室内試験⁴⁾ならびに数値解析⁵⁾をアプローチとした研究が行われており、様々な知見が得られている。その結果、泥炭性軟弱地盤では考えられないほどの早い盛り立て速度での盛土築造が可能であり、真空圧密工法の地盤強度増加に関する改良効果が高いことが明らかになっている。また、その定量的な評価として、泥炭独自の強度増加率が示されている³⁾。しかし、その一方で、設計・施工法に未だ不明確な点が残っているのも事実である³⁾。そのひとつに、真空ポンプ停止時期の判断基準やポンプ停止時期と残留沈下の関係などが挙げられる。

以上のことから、真空ポンプの停止時期を変化させた試験施工およびサーチャージを併用して残留沈下を抑制する試験施工を実施した。本報告では、試験施工結果に基づいて、ポンプの停止時期と改良された地盤の残留沈下について述べる。

2. 試験施工の概要

北海道開発局札幌開発建設部が建設を進めている一般国道 337 号（道央圏連絡道路）・美原バイパスにおいて、真空ポンプの停止時期を変化させた試験施工およびサーチャージを併用して残留沈下を抑制する試験施工を実施した。当該箇所においては、泥炭地盤上に高盛土を築造する必要があったため、安定性の確保ならびに残留沈下低減を目的に、真空盛土併用方式と呼ばれる方法が採られた。真空盛土併用方式とは、負圧のみの載荷を2週間程度実施し、地盤強度が増加した後に盛土施工を行う方法である。

2-1 試験施工のケース

表-1 に試験施工のケースを示す。真空ポンプの停止時期については、本工法の技術マニュアル⁶⁾に示される基本日数（盛土完成後 35 日）に若干の余裕日数（5 日間）を加えたケース（ケース 1）、盛土施工に伴って上昇した地盤内の間隙水圧を施工前の静水圧にまで低下させるケース（ケース 2：盛土完成後 145 日で停止）、同様に初期の負圧にまで低下させるケース（ケース 3：同 250 日）の 3 ケース設定した。ポンプの運転日数が長くなれば、施工費も増えることになるが、今回の事例で直接工事費を試算し、ケース 3 でもケース 1 の 3 割程度の増加で、本工法の経済性を大きく損なわないことが確認されている。

ケース 4 として、サーチャージ工法を併用し、残留沈下を低減させる方法を採用した。サーチャージによって、一次圧密の促進はもとより、泥炭の二次圧密の抑制が可能⁷⁾を利用したものである。一般に、泥炭性軟弱地盤においてサーチャージ工法を検討すると、地盤の安定性を確保できないことが多い。しかし、真空圧密工法を用いることによって、高い地盤強度の増加が得られることから、この考え方に可能性が出てきた。すなわち、真空圧密工法の特長をうまく利用して、残留沈下を低減する方法といえる。

表-1 試験施工の条件

ケース	盛土			ポンプ停止条件	盛土完成からポンプ停止までの日数 (days)	備考
	サーチャージ	盛土厚 (m)	施工速度 (cm/day)			
1	なし	10.3	13	マニュアル ⁶⁾ に準拠	40	—
2		10.7	24	初期静水圧まで	145	—
3		10.8	32	初期負圧まで	250	—
4	あり	14.0	26	初期静水圧まで	124	余盛土撤去後、盛土厚10.3mで一時的放置

Residual Settlement and Period of Pump Operation of Vacuum Consolidation Method: Hirochika HAYASHI, Satoshi NISHIMOTO, Kengo SAWAI (Civil Engineering Research Institute of Hokkaido) and Yoshiyuki KANTO (Hokkaido Development Bureau)

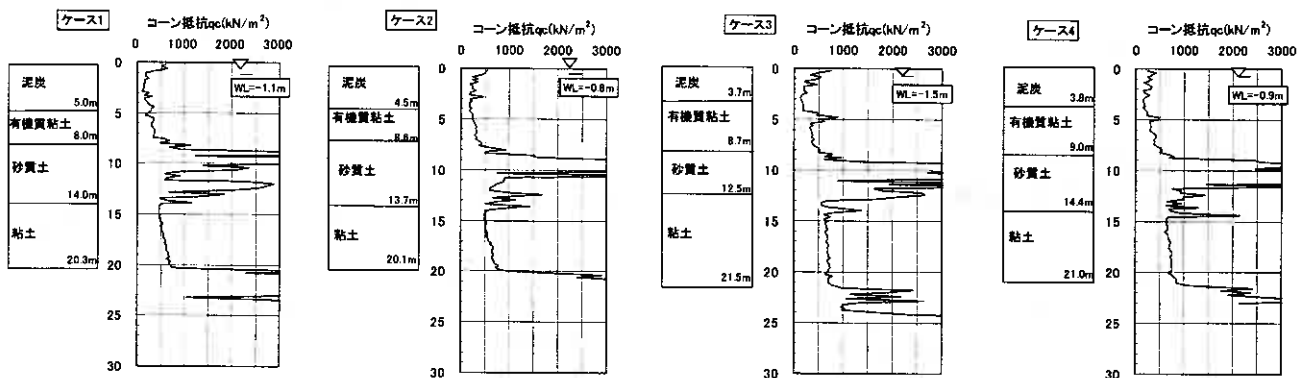


図-1 各ケースにおける土質柱状図とダッチコーン貫入抵抗の深度分布

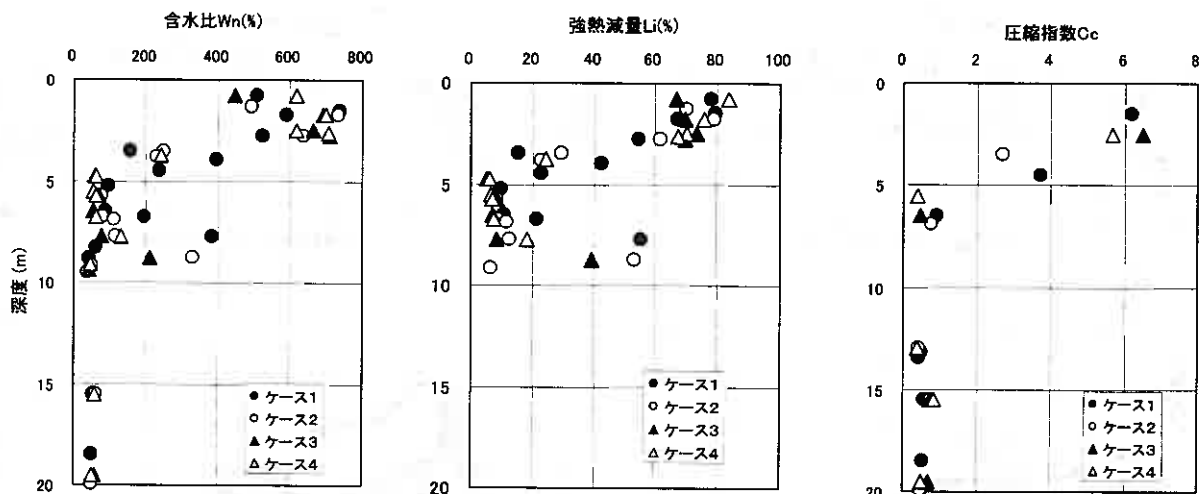


図-2 各ケースにおける物理試験結果ならびに圧縮指数の深度分布

2-2 地盤条件

図-1に各ケースにおける土質柱状図とダッチコーン貫入抵抗の深度分布を示す。ケース間で層厚に若干の違いはあるが、当該箇所地盤は、泥炭層の下位に有機物を含んだ粘土層（有機質粘土）、細粒な砂質土層、軟弱な沖積粘土層（粘土）、洪積層と考えられる砂質土層と続く構成であり、典型的な泥炭性軟弱地盤である。泥炭層のダッチコーン貫入抵抗は100～300kN/m²であり、せん断強さが極めて低いことがわかる。その下位の有機質粘土では、概ね250～500kN/m²のコーン貫入抵抗で、これも強度の低い層である。

図-2に物理試験結果ならびに圧縮指数の深度分布を示す。泥炭層の自然含水比は、いずれのケースにおいても、およそ400～800%の間に分布している。この値は、北海道泥炭の平均的な値である。有機質粘土層においては、大部分が自然含水比50～80%程度だが、局所的に自然含水比200～400%の泥炭が挟在しているのがわかる。シンウォールサンプリング試料の圧縮指数からは、有機質粘土の圧縮性は、下位の粘土層と大差ないように見えるが、泥炭を局所的に含んでいることから、層全体としての圧縮性は下位の粘土層より高いと考えられる。

また、圧密降伏応力と有効土被り圧の関係から、概ね正規圧密地盤なことが確認されている。現場透水試験を実施した結果、細粒砂層の透水係数は、 $2 \times 10^{-4} \sim 8 \times 10^{-4}$ cm/secであった。

2-3 施工状況と動態観測

いずれのケースにおいても、鉛直ドレーン材は80cmピッチの正方配置で、粘土と洪積砂質土層の境界（GL-20.1～21.5m）より1m程度浅い深度まで打設された。鉛直ドレーン材には、プラスチック樹脂と不織布を材料とするもの（幅100mm、厚さ4mm、鉛直方向の透水係数 1×10^0 cm/sec）を用いた。盛土材料は各ケースとも、同じものを用いている。地表面沈下板、層別沈下計、間隙水圧計、孔内傾斜計および変位杭を用いて地盤の挙動を観測したが、ここでは主に層別沈下計と間隙水圧計の測定結果について触れる。

各ケースとも、10mを超える高盛土が、泥炭性軟弱地盤上の盛土施工としては非常に急速な施工速度（13～32cm/day）で築造されている（表-1）。特に、ケース4では、14mもの高盛土が、約50日で盛り立てられた。それにもかかわら

ず、松尾・川村の方法と持永・栗原の方法を用いた安定管理において、十分な安定性が確認されている。盛土天端でのクラックなど地盤破壊を予見させる変状の発生は一切なかった。これらのことは、真空圧密工法の地盤強度増加に関する改良効果の高さを示すものである。

3. 試験施工結果と考察

3-1 ポンプ停止時期と沈下挙動の関係

ここでは、盛土厚がほぼ同一でポンプの停止時期が異なるケース1、2および3を比較する。盛土厚ならび各土層の層別沈下量の経時変化を図-3に、各土層の過剰間隙水圧の経時変化を図-4に示す。ケース1では、ポンプ停止後も各土層の沈下が徐々に進行している。このケースでは、真空圧密工法のマニュアル⁶⁾に示される標準的な日数でポンプを停止したため、その時点では盛土載荷に伴い地盤内に発生した過剰間隙水圧が残留した状態であり、ポンプ停止後も一次圧密による沈下が継続していると考えられる。

ケース2においては、間隙水圧が初期の静水圧まで消散したことを確認してポンプを停止している。ケース3では、

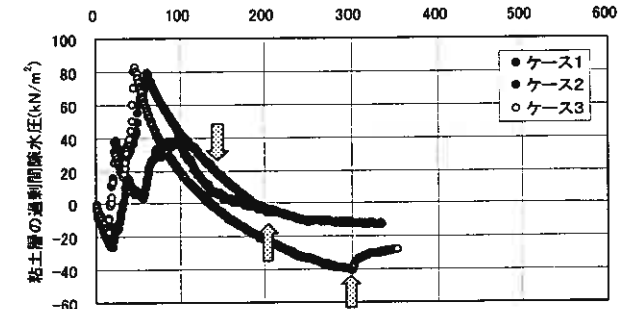
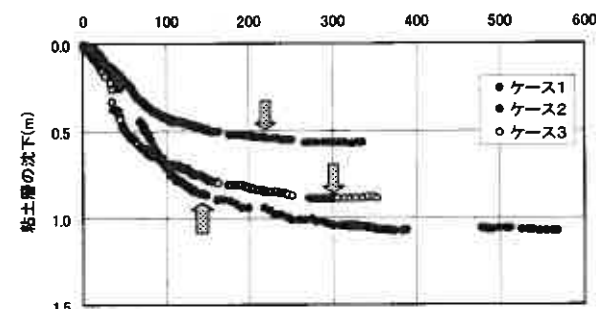
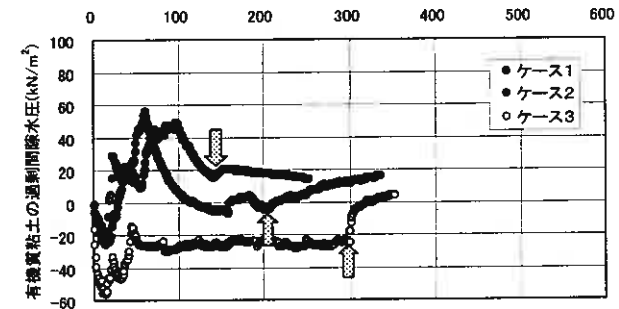
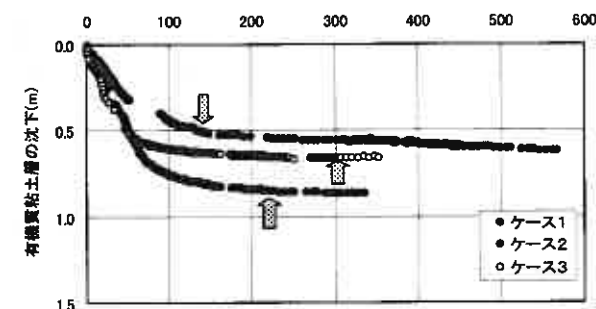
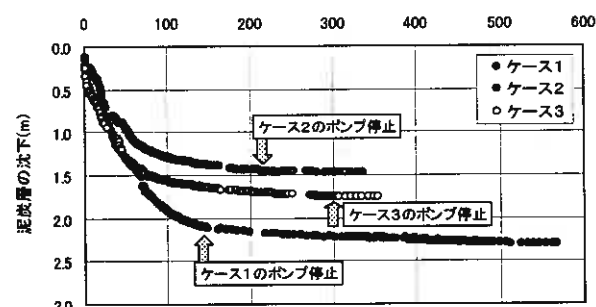
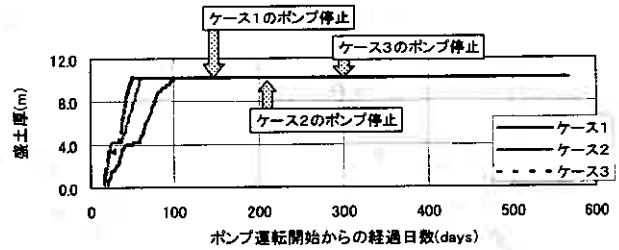
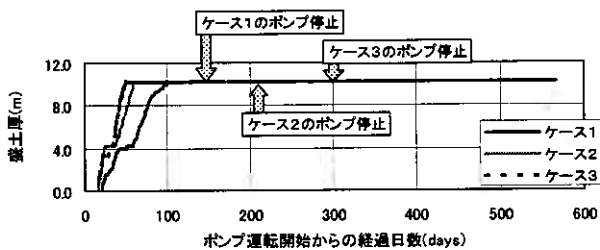


図-3 ポンプ停止時期が異なるケースにおける盛土厚と層別沈下量の経時変化

図-4 ポンプ停止時期が異なるケースにおける盛土厚と過剰間隙水圧の経時変化

さらに延長して、盛土施工前の負圧値まで水圧が低下した時点で、ポンプを停止している。過剰間隙水圧の消散は、一次圧密の収束を意味している。粘土層の沈下をみると、ケース2ならびに3とも、ポンプ停止時点で概ね沈下が収束しており、間隙水圧挙動と合致した沈下挙動となっている。泥炭層および有機質粘土層においては、ポンプ停止後もわずかではあるが沈下の進行が見られる。ポンプ停止時点で過剰間隙水圧が消散していることから、この沈下は二次圧密によるものと推測される。これについては、3節において詳細に検討する。

ケース2、3の過剰間隙水圧挙動を見ると、ポンプ停止後に水圧が上昇しているのがわかる。これは、地盤に作用していた負圧が除荷されたものと考えられ、負圧によるサーチャージ効果が生じていることを意味している。

3-2 一次圧密領域での沈下挙動とポンプ停止時期

ここでは、各土層の圧密度に基づいて検討することとする。同じ土層であっても、ケース毎で最終沈下量が異なることから、直接的に比較ができないためである。この際、一次圧密と判断される領域の沈下に対して双曲線法を用いて、一次圧密の最終沈下量を算出した上で、各段階の圧密度を求めた。表-2は、盛土完成時とポンプ停止時における各土層の圧密度を整理したものである。ポンプ停止時の圧密度は、ケース1の泥炭層と有機質粘土層で約

表-2 ポンプ停止時期が異なるケースにおける各土層の圧密度

ケース	盛土速度 (cm/day)	盛土完成からポンプ停止までの日数 (days)	土質	圧密度(%)	
				盛土完成時	ポンプ停止時
1	13	40	泥炭	83	91
			有機質粘土	75	87
			粘土	65	80
2	24	145	泥炭	75	96
			有機質粘土	68	94
			粘土	51	93
3	32	250	泥炭	76	98
			有機質粘土	78	99
			粘土	58	99

90%、粘土層で80%である。また、ケース2でも95%程度の圧密度となっている。実際の設計において、ポンプ停止時点で圧密度100%、すなわち沈下が完全に収束するような事例がまま見受けられる。沈下挙動は、地盤の物性や層厚によって異なるものではあるが、北海道の典型的な泥炭性軟弱地盤である当該地盤のような箇所では、このような沈下実態を踏まえて解析を行うべきであろう。真空圧密工法で改良された地盤の沈下挙動は、パロン式で表現可能なことが明らかになっている³⁾が、この際の圧密係数 C_v について、圧密試験結果からだけでなく、沈下実態を考慮して設定する必要があると考える。

次に、ポンプの停止時期が一次圧密挙動に与える影響を検討する。ポンプ停止時期と圧密度95%に達するまでの日数の関係を図-5に示す。各土層とも、ポンプの運転期間を長くすることで早期に圧密度95%に達することがわかるが、その傾向は直線的ではない。ポンプの運転コストを考えると、過剰間隙水圧が静水圧まで消散する程度のポンプ運転が妥当と判断される。

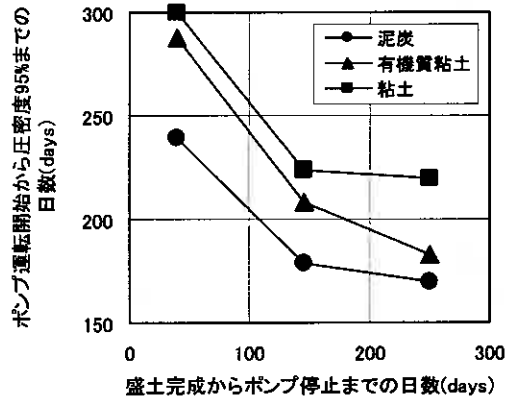


図-5 ポンプ停止時期と圧密度95%に達するまでの日数

3-3 ポンプ停止時期と残留沈下の関係およびその評価

ここでは、ポンプ停止後の残留沈下を詳細に検討する。図-6は、泥炭層および有機質粘土層の経過日数100日以降の沈下について、日数を対数で表示したものである。ケース1における泥炭層の沈下を見ると、経過日数200日を超えたあたりから時間の対数に直線的な挙動を示し、二次圧密が発生していることがわかる。ケース2および3では、ポンプ停止とほぼ同時点から二次圧密が生じている。二次圧密の大きさは、二次圧密係数 ϵ_{α} で表現される。

$$\text{二次圧密係数 } \epsilon_{\alpha} (\%) = \Delta S / (H \times \Delta \log t) \quad (1)$$

ここで、 ΔS : 沈下量の増分(m)

H : 土層の初期層厚(m)

$\Delta \log t$: 時間増分の対数

1)式を用いて二次圧密係数を算出したところ、ケース1 ($\epsilon_{\alpha} = 6.6\%$)と比較して、ケース2と3では低い数値(各々 $\epsilon_{\alpha} = 2.0\%, 3.2\%$)であった。有機質粘土においても、ケース1と2で二次圧密の発生が認められる。ケース3では、ポンプ停止前から沈下が収束しているが、その原因は不明である。ここでも、ケース1の二次圧密係数 ($\epsilon_{\alpha} = 4.6\%$)よりもケース2の方が小さな二次圧密係数 ($\epsilon_{\alpha} = 2.2\%$)であり、ポンプ運転の延長が二次圧密を低減させることがわかった。

二次圧密に関して、自然含水比が大きくなるに伴い二次圧密係数が大きくなることから、各土層の自然含水比の平均値と二次圧密係数の関係を図-7に整理した。能登⁸⁾は、泥炭の自然含水比と二次圧密係数の関係を2)式(以下、能登の予測式)で説明している。図中には、この関係を実線で併記した。

$$\text{二次圧密係数 } \epsilon_{\alpha} (\%) = 0.033 + 0.000043 W_n \quad 2)$$

ここで、 W_n : 自然含水比(%)

自然含水比が大きくなるにつれて二次圧密係数が大きくなる傾向が見られる。ただし、ケース1とそれ以外のケースでは、その傾向が異なる。ケース1の結果は、正規圧密領域での二次圧密係数を扱っている能登の予測式とはほぼ一致している。

深沢ら⁷⁾は、プレロード盛土の除荷より過圧密となった泥炭地盤の二次圧密係数が、除荷前のそれよりも小さくなることを明らかにしている。3-Iで述べた通り、ケース2および3では、負圧の除荷が確認されており、深沢らの研究と同様な効果が得られていると考え、ケース1に比べケース2と3で二次圧密係数が低減していることが説明できる。そこで、3)式で定義される過圧密比OCRと4)式の二次圧密係数低減率Rの関係を図-8に整理した。

$$\text{過圧密比 } OCR = (\Delta\sigma_E + P_N) / \Delta\sigma_E \quad 3)$$

ここで、 $\Delta\sigma_E$: 盛土による増加応力(kN/m²)

P_N : 実測された負圧 (泥炭層 50 kN/m²)
(有機質粘土層 30 kN/m²)

$$\text{二次圧密係数の低減率 } R = \epsilon_{\alpha i} / \epsilon_{\alpha 0} \quad 4)$$

ここで、 $\epsilon_{\alpha i}$: 各々のOCRにおける二次圧密係数(%)

$\epsilon_{\alpha 0}$: OCR=1.0(ケース1)における二次圧密係数(%)

負圧が作用することによって得られた過圧密比OCRが増加するに従って二次圧密係数が低減し、OCR1.2~1.3で二次圧密係数が0.4程度になることがわかる。

以上のことから、残留沈下を抑制するためには、過剰間隙水圧が静水圧まで消散する程度にポンプを運転することが適切と判断される。また、現場施工管理として間隙水圧計の設置が不可欠となる。泥炭層および有機質粘土層における沈下予測にあたっては、二次圧密を考慮する必要があることが明らかとなった。この際、能登の予

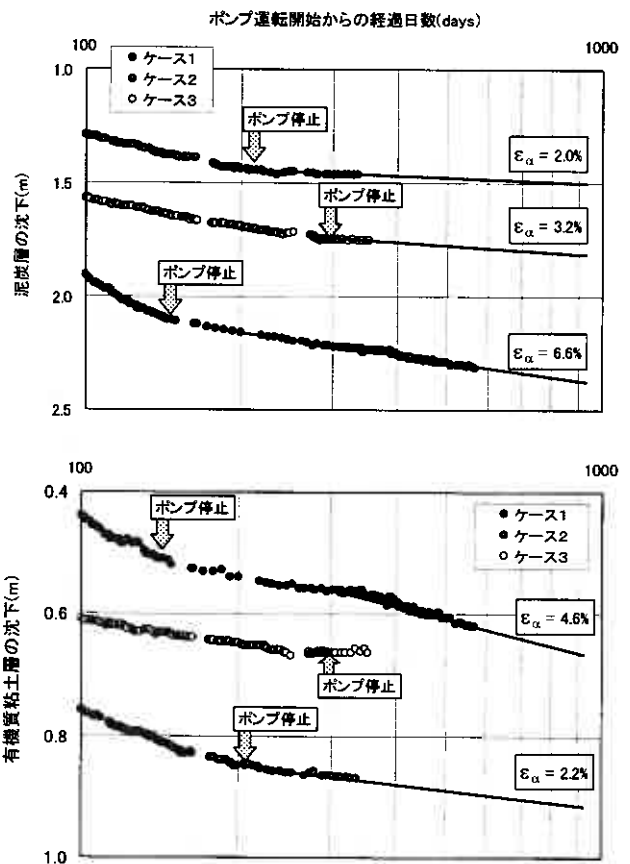


図-6 ポンプの停止時期が異なるケースにおけるポンプ停止後の残留沈下

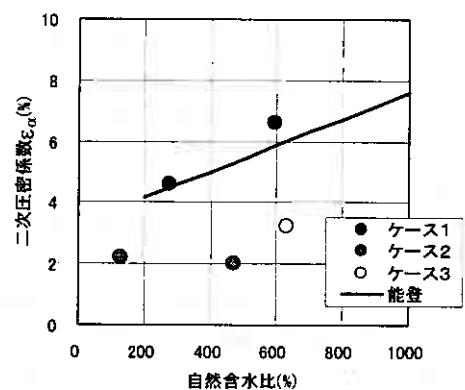


図-7 自然含水比と二次圧密係数

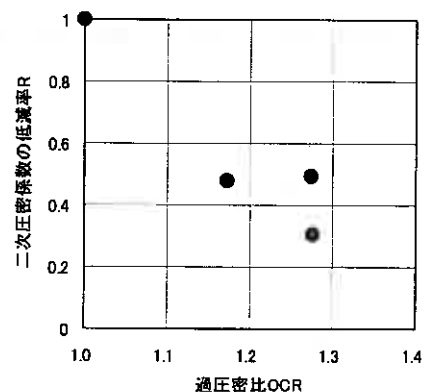


図-8 過圧密比と二次圧密係数の低減率

測式と負圧による二次圧密係数低減の考え方をを用いることによって評価可能と考えられる。

3-4 サーチャージ工法併用による残留沈下の低減効果

ここでは、サーチャージ併用による残留沈下の低減効果を検討する。前節までにおいて、過剰間隙水圧が静水圧まで消散する程度までポンプを運転することによって、残留沈下が相当低減できることを示したが、さらに残留沈下の低減が求められる現場にまで真空圧密工法の適用範囲を広げることが目的としている。

サーチャージを併用したケース4とポンプ停止条件が同一でサーチャージのないケース2における経過日数100日以降の沈下を図-9に示す。経過日数は対数表示である。泥炭層と有機質粘土層においてケース4では、ポンプ停止後に二次圧密が起こっているものの、余盛り撤去後にはリバウンドが発生し、残留沈下がほとんど生じていない。ケース2以上に残留沈下を抑制できることが確認できた。3)式の負圧に余盛り分の増加応力を加えて過圧密比を算出すると、泥炭層でOCR=1.59、有機質粘土層でOCR=1.50である。粘土層においても、ケース4では、余盛り撤去後にわずかにリバウンドの発生が認められ、残留沈下が生じていない。

以上のことから、残留沈下の制限が厳しい現場であっても、サーチャージ工法を併用することによって、真空圧密工法を適用できることが明らかとなった。

4. まとめ

真空圧密工法のポンプ停止時期の判断基準やポンプ停止時期と残留沈下の関係を明らかにする目的で、ポンプの停止時期を変化させた試験施工およびサーチャージを併用して残留沈下を抑制する試験施工を実施した。その結果を要約すると以下の通りである。

- ① 残留沈下を抑制するためには、盛土施工に伴って発生した過剰間隙水圧を静水圧まで消散させる程度のポンプ運転日数が適切と判断される。
- ② ポンプ停止時期の施工管理として、間隙水圧計の設置が不可欠である。
- ③ 泥炭層および有機質粘土層における沈下予測にあたっては、二次圧密を考慮する必要がある。この際、能登の予測式と負圧による二次圧密係数低減の考え方をを用いることによって評価可能と考えられる。
- ④ 残留沈下の制限が厳しい現場においても、サーチャージ工法を併用することによって、真空圧密工法を適用できる。

【参考文献】

- 1) 梅崎健夫・塩野敏昭・永山 勝・有田良治・二ノ宮秀彦・林 宏親：軟弱地盤改良における真空圧密工法の適用性、第44回地盤工学シンポジウム論文集、pp.217-222、1999。
- 2) 林 宏親・蛭澤 敦・秋元清寿・高坂敏明・五十嵐勝：一般国道38号創路新道における強制圧密脱水工法の適用について、第20回地盤工学会東北支部研究討論会講演概要集、pp.98-105、2001。
- 3) 林 宏親・西本 聡・澤井健吾・菅藤善之：泥炭性軟弱地盤における真空圧密工法の改良効果とその評価、第48回地盤工学シンポジウム論文集、pp.449-456、2003。
- 4) 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—、土木学会論文誌 No.772、III-61、pp.245-252、2002。
- 5) 山添誠隆・三田地利之・福田彦彦・佐野 彰：真空圧密工法による改良深度の深い泥炭性軟弱地盤の変形挙動解析、地盤工学会北海道支部技術報告集第43号、pp.73-88、2003。
- 6) 真空圧密技術協会：N&H強制圧密脱水工法技術資料、p.64、1999。
- 7) 深沢栄造・山田清臣・栗原宏武：プレローディング工法で改良した高有機質土地盤の長期沈下挙動、土木学会論文誌 No.493 III-27、pp.59-68、1994。
- 8) 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。

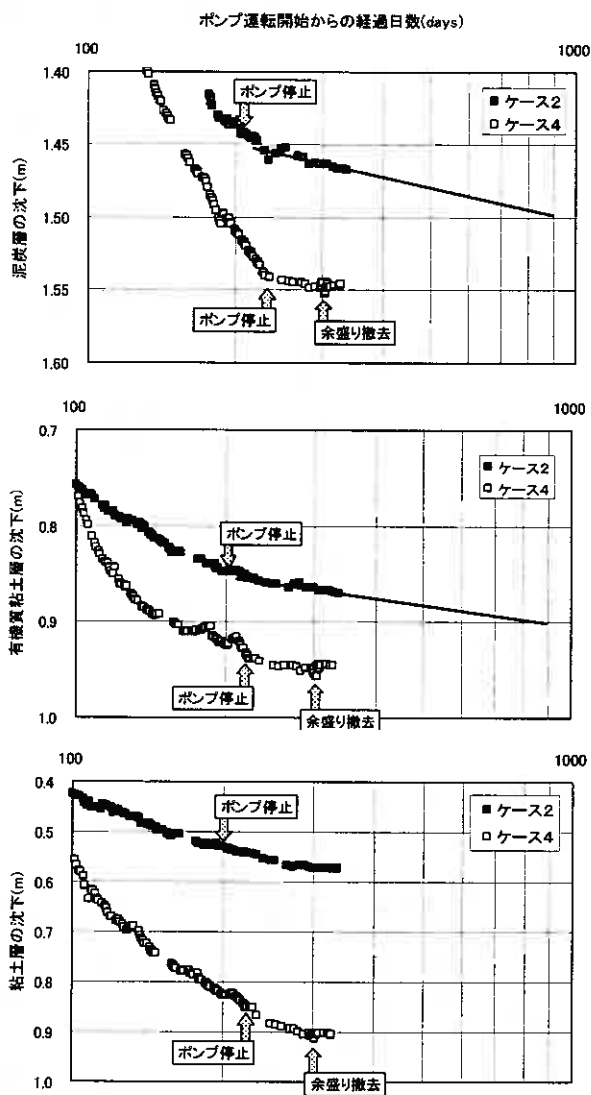


図-9 サーチャージを併用したケースの残留沈下

深層混合処理工法の変形遮断効果に関する遠心模型実験

北海道開発土木研究所 ○正員 澤井健吾
 同 正員 西本 聡
 同 正員 林 宏親

1. まえがき

泥炭地盤において盛土を施工する場合、盛土部の沈下に伴い周辺地盤で引き込み沈下を起こすことがある。引き込み沈下の抑制工法のひとつに、深層混合処理工法による壁状遮断施工がある。しかし、その設計では改良柱体の列数、ピッチ及び改良強度に明確な基準が無く、現場ごとに判断されているのが現状である。引き込み沈下の抑制に関する既往の研究では、森ら¹⁾が粘性土を対象とした遠心模型実験で、深層混合処理工法の変状抑止効果について確認を行っている。これによると、未改良と改良柱体ありのケースでは改良柱体ありの方が法先の沈下量が小さく、改良柱体が引き込み沈下の抑止に効果があることを明らかにしている。しかし、このような検討は粘性土を対象としたものがほとんどで、泥炭層を対象とした深層混合処理工法の変状抑止効果に関する検討は未だ行われていない。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、改良柱体の列数と引き込み沈下の遮断効果の関係について報告する。

2. 実験の概要

2-1 実験ケース

実際の 100 分の 1 の模型を作成して、100G の遠心力場で改良柱体の列数を変えた模型実験を実施した。遠心模型実験には当所の遠心力載荷装置を使用した。実験のケースを表-1 に示す。改良ピッチはいずれも改良率 50%となるピッチに設定した。また、引き込み沈下の遮断効果を確認するために無処理のケースも行った。模型の断面図を図-1 に示す。

表-1 各実験ケースと実験条件

ケース	列数	柱体強度kN/m ²	横ピッチ	奥行ピッチ	載荷方法	保持時間	備考
1	—	—	—	—	盛土厚 5cm 7.5cm 10cm 3段階施工	各段階 60分	無処理
2	1列	282	19mm	18mm			列数変化
3	2列	303	19mm	18mm			基本ケース
4	3列	323	19mm	18mm			列数変化
5	4列	260	19mm	18mm			"
6	2列	636	19mm	18mm			柱体強度変化

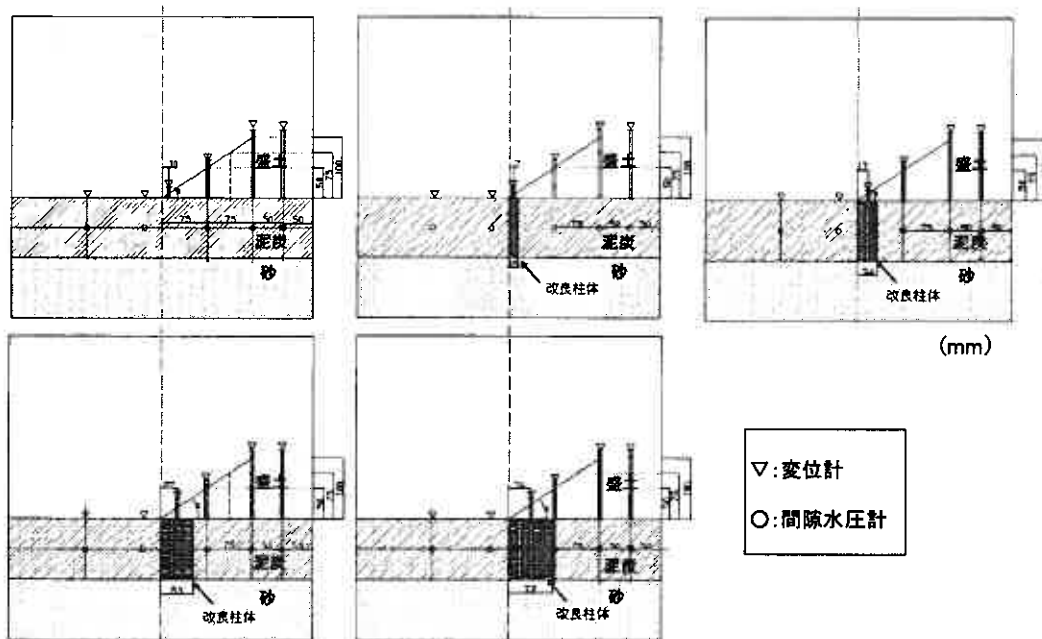


図-1 各ケースにおける模型地盤 (断面図)

The centrifuge model test about the deformation interception effect of deep mixing method ; Kengo SAWAI , Satoshi NISHIMOTO , Hirochika HAYASHI (Civil Engineering Research Institute of Hokkaido)

2-2 盛土の安定解析

実験を実施するに当たって、本試験ケースが実際の現場ではどのような位置付けとなるか、安全率 F_s を求めた。解析に使用した地盤と盛土の形状は模型を実物換算したものを使用し、強度定数および湿潤密度は室内試験で求めたものを使用した。表-2に各試験ケースの安全率を示す。一般的ではあるが、改良列数を増やすことにより、安全率が上がることが分かる。また、2列で改良強度を 600kN/m^2 に上げたものは改良列数4列よりも安全率が高いことが確認できた。通常、設計では橋台背面での側方流動対策のように、地盤のせん断変形を抑止する場合、安全率1.5以上に設定する。また、それ以外の一般部では安全率1.2以上に設定されるが、これは破壊に至らないまでも、ある程度のせん断変形は生じる恐れがある数値である。

表-2 各試験ケースにおける安全率

ケース	列数	柱体強度 (kN/m^2)	改良幅 (m)	盛土厚 (m)	安全率 F_s
1	—	—	—	5	1.189
				7.5	0.997
				10	0.902
2	1列	300	1.9	5	1.438
				7.5	1.162
				10	1.013
3	2列	300	3.8	5	1.588
				7.5	1.259
				10	1.090
4	3列	300	5.7	5	1.721
				7.5	1.343
				10	1.154
5	4列	300	7.6	5	1.839
				7.5	1.416
				10	1.207
6	2列	600	3.8	5	1.977
				7.5	1.512
				10	1.277

2-3 模型地盤と改良柱体の作成

遠心模型実験に使用する泥炭層の地盤材料は図-2に示す方法で作成された。材料としては 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。作成された泥炭層の物性値を表-3に示す。北海道の一般的な泥炭の物性値²⁾と比較した結果、含水比が非常に高いこと、土粒子の密度と湿潤密度が極端に低いこと、さらに大きな圧縮指数を有するところなど実際の泥炭地盤と同じ性質を有する地盤が作成されていることが分かる。改良柱体は泥炭層に用いた模型材料に高炉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。セメントの配合量は事前の配合試験から、目標柱体強度 300kN/m^2 については 350kg/m^2 、 600kN/m^2 については 465kg/m^2 のセメント配合量で調整した。作成された改良柱体の一軸圧縮強さ³⁾は概ね所定強度が出ており、各ケース間に大きなバラツキは出ていない (表-1)。改良柱体の模型地盤への設置は荷重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徐々に差し込み、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。

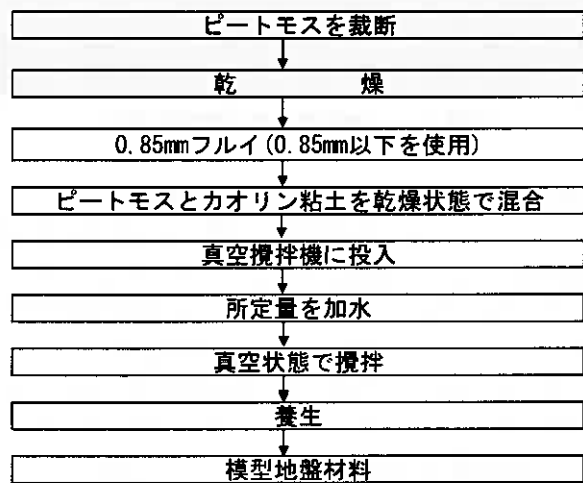


図-2 模型地盤材料の作成フロー

表-3 模型地盤の物性値

	模型地盤	北海道の泥炭の一般値 ²⁾
含水比 (%)	305	115~1150
土粒子の密度 (g/cm^3)	1.99	1.3~2.1
湿潤密度 (g/cm^3)	1.14	0.95~1.12
圧縮指数	2.3	2.6~5.3

2-4 遠心模型実験

図-3に遠心模型実験のフローを示す。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、遠心力荷重による自重圧密、予備荷重 (10kN/m^2) 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。荷重試験は 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、盛土高を 5cm 、 7.5cm 、 10cm (実物換算 5m 、 7.5m 、 10m) に段階施工を行った。

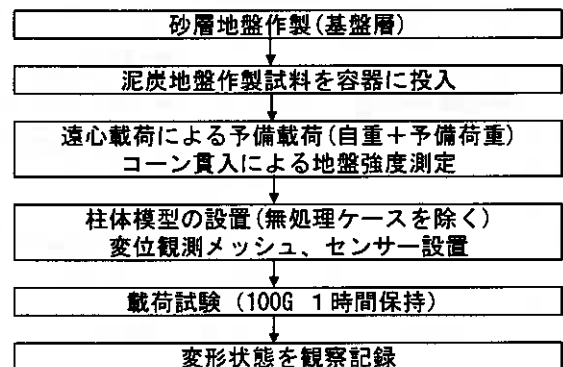


図-3 遠心模型実験フロー

3. 実験結果と考察

3-1 載荷試験の変形状況

写真-1、写真-2に無処理地盤と3列改良における実験の状況写真を示す。いずれも、盛土厚7.5cm(実物換算7.5m)で100G 載荷後の状況である。泥炭地盤の変形は模型地盤に入れたメッシュから確認できる。無処理地盤のケースについて、泥炭層の表層部法尻付近で右側に変形していることが確認できる。軟弱地盤上に盛土を施工した場合、様々な変形が複合的に生じているが、これは引き込み沈下の現象である。これに対して、3列改良のケースでは改良した範囲で鉛直方向と水平方向のいずれの変位も抑止されており、沈下が遮断されていることが分かる。その他の改良したケースでも、多少の差はあるものの、3列改良のケースと同様に、沈下が遮断されていることを確認した。

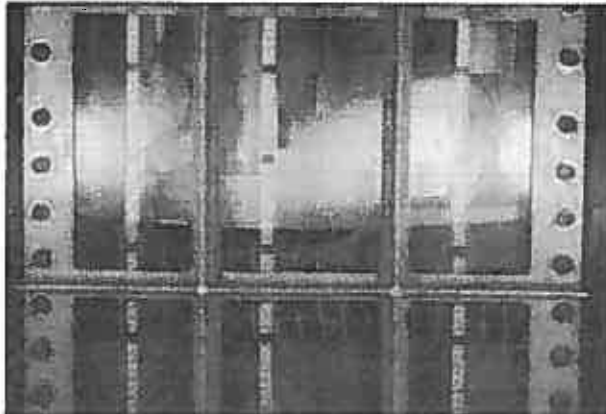


写真-1 無処理地盤の実験後状況

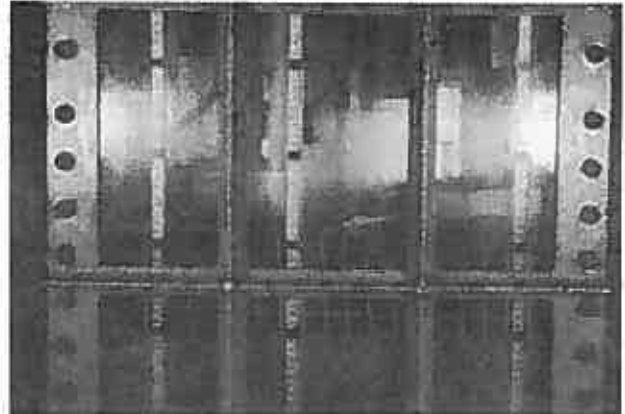


写真-2 3列改良の実験後状況

3-2 各試験ケースにおける泥炭地盤の鉛直変位

図-4から図-6に泥炭地盤に設置した変位計の値を横断的にまとめたものを示す。改良したケースはいずれも改良範囲を境に、沈下を遮断していることが分かる。それに対して、無処理のケースは法尻から周辺地盤に架けても引き込み沈下が生じている。2列改良については改良強度600kN/m²のケースも実施した。同じ2列改良で比較すると、ほとんど差が見られないが、改良強度600kN/m²が若干程度、引き込み沈下が小さい。ただし、盛土中央の沈下量では改良強度300kN/m²のケースの方が大きいため、再現性の確認を要する。盛土施工に伴い、盛土2層目と3層目の周辺地盤で鉛直変位の上昇(隆起)が見られた。改良柱体のあるケースの中で比較すると、1列のケースで特に著しい。1列のケースでの安全率が2層目の段階で、所要の1.2を下回っていることから考えても、これは盛土直下の泥炭層が圧密沈下をしているのと同時に、周辺地盤に側方流動や塑性変形が生じていることが原因と考えられる。

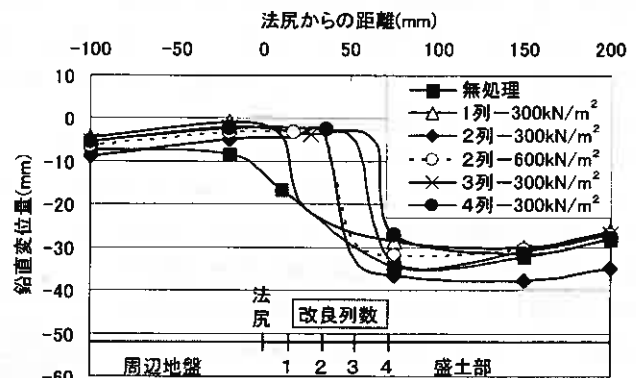


図-4 盛土1層目(盛土厚5cm)沈下横断面図

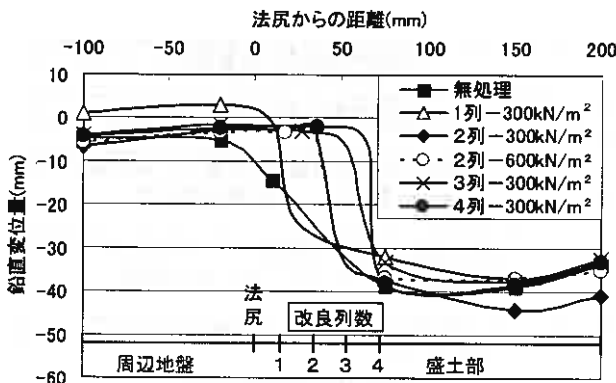


図-5 盛土2層目(盛土厚7.5cm)沈下横断面図

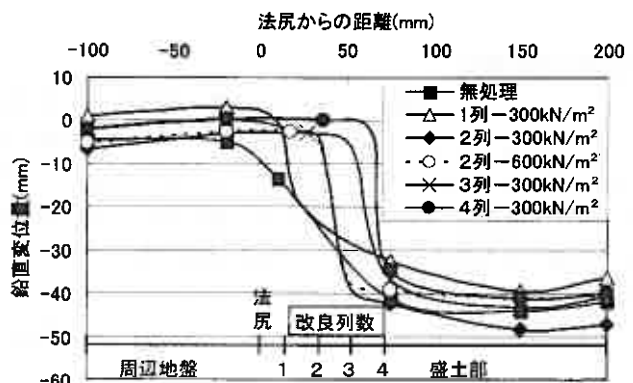


図-6 盛土3層目(盛土厚10cm)沈下横断面図

3-3 改良列数と引き込み沈下

図-7に法尻から2cm(実物換算2m)の位置での引き込み沈下量をまとめたものを示す。図中の白抜きのポイントは2列改良で改良強度を600kN/m²に上げたものを示している。尚、改良列数1列のケースは鉛直変位が極端に上昇しているため、ここでは記載していない。これによると、改良列数が多い程、引き込み沈下は小さいが、3列以上の改良ではほとんど差が出ていないことがわかる。また、2列改良で改良強度を600kN/m²に上げたものは盛土の段階施工に伴う引き込み沈下量の変化が他と比較しても小さい。前述の通り、盛土施工に伴って、盛土2層目と3層目では鉛直変位の上昇(隆起)が見られた。中でも無処理と改良列数2列のケースは盛土2層目(7.5cm)で、改良列数3列と4列のケースは盛土3層目(10cm)で大きく変位した。これはせん断変形が影響している可能性が高い。荷重試験後に改良柱体を観察したところ、改良列数1列と2列のケースは盛土の外側に傾き(約5°)、柱体の中央部付近で折れが生じていた。一方、改良列数3列と4列のケースでは柱体に折れは生じていないが、同様に盛土の外側に傾き(約5°)が見られた(図-8)。折れや傾きの生じたタイミングについては今回の試験で特定できなかった。しかしながら、これらの変状が鉛直変位の上昇(隆起)に直接的な原因となっている可能性が高い。

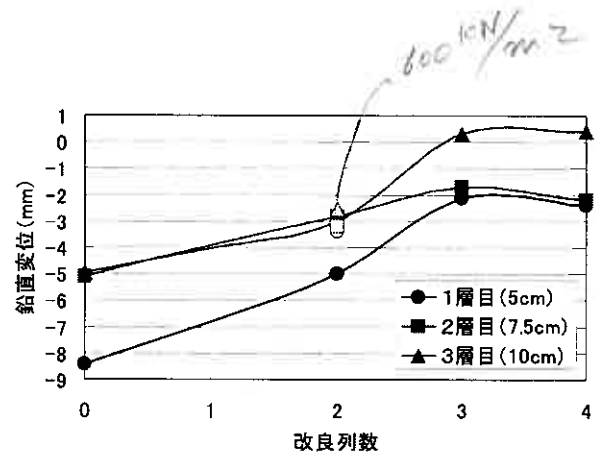


図-7 改良列数と引き込み沈下

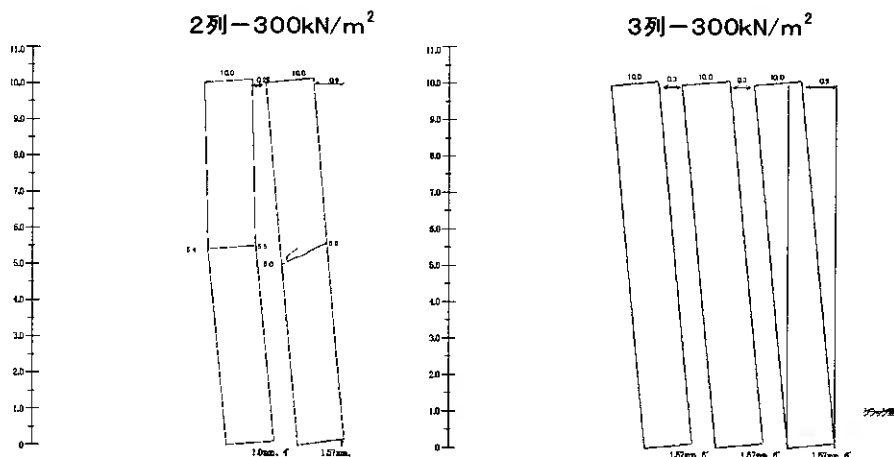


図-8 荷重実験終了後の改良柱体の変形状況

道路土工-軟弱地盤対策工指針⁴⁾によると、盛土法尻付近(厳密には軟弱層10mでは法尻から2m程離れた所)の沈下量は盛土中央の沈下量の約0.2倍としている。今回の計測結果を同様に求めた場合、改良列数によってどの程度、引き込み沈下を抑制したのを見る良い目安となる。図-9に盛土中央の沈下量に対する法尻から2cm(実物換算2m)離れた位置の鉛直変位の比(以降、C1とする。)を改良列数で比較したものを示す。このC1と盛土中央の沈下量Sとの関係から、C1位置での沈下量を導き出すことができる。関係式(1)は以下の通りである。

$$St = C1 \cdot S \quad (1) \quad S: \text{盛土中央の沈下量} \quad St: \text{C1位置の沈下量}$$

図中の白抜きのポイントは図-7と同様に、2列改良で改良強度600kN/m²に上げたものを示している。前述の通り、軟弱地盤対策工指針では法尻から2cm(実物換算2m)の計測位置でC1は約0.2としている。無処理のケースで見ると、平均的にはC1が約0.2となるが、盛土厚が高いほどC1は下がる傾向を示した。これは周辺地盤で鉛直変位の上昇(隆起)が生じていることに起因している。図8に記載されている鉛直変位の生データと同様に、改良列数の増加に伴い、C1の低下が見られるが、3列以上の改良はほとんど低下が見られない。このことから、盛土厚10cm(実物換算10m)の範囲内では、改良列数を3列より増やしても、引き込み沈下の低下にほとんど効果は上がらない。2列改良で改良強度を600kN/m²に上げたケースは同列数で見た場合、盛土厚の上昇によるC1の低下は小さい。これは側方流動や塑性変形を起因とする鉛直変位の上昇(隆起)が改良強度を600kN/m²に上げることによって、抑えられたことが原因として考えられ

る。前述の安定解析（表-2）で2列改良600kN/m²が他のケースより高いことや沈下横断面図（図-4～図-6）で周辺地盤の鉛直変位がほとんど変化していないこと等からもこの原因を読み取ることができる。今後、改良強度600kN/m²の2列以外のケースについても試験を実施し、同様の傾向が出るか確認を行いたい。また、引き込み沈下対策としての深層混合処理工法の設計には事前に、盛土中央での最終沈下量を求めて、その値にC1を積する事で引き込み沈下量を求める方法を提案していきたい。

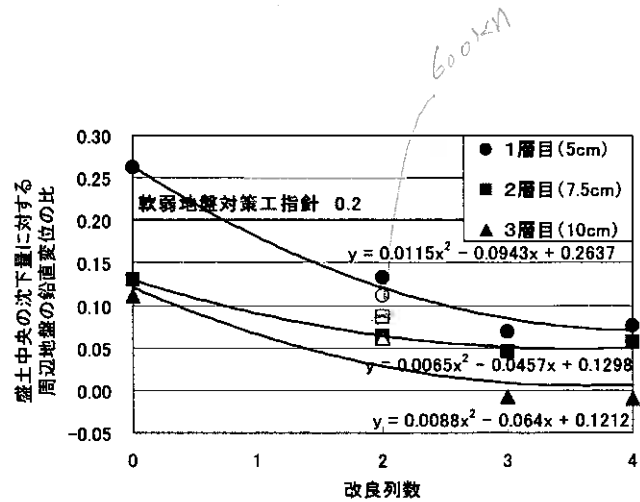


図-9 改良列数と引き込み沈下抑止効果

3-4 改良列数と水平変位

泥炭層の水平変位については装置の関係上、計測が困難である。しかしながら、水平方向の変形についても概略をつかむ必要があるため、載荷後のメッシュを観察することにより、泥炭地盤の地表面がどの程度変位したのか確認を行った。図-10に法尻から2.5cm（実物換算2.5m）離れた位置での泥炭地盤の地表面水平変位と改良列数との関係について示す。図中の水平変位は盛土厚10cm（実物換算10m）で除荷後に観察した結果を用いた。無処理のケースは引き込み沈下により、表面付近で盛土側に変位しているため、地表面水平変位は小さい。前述の状況写真からも表面付近で盛土側に変位していることが確認できる。一方、改良したケースは改良列数1列と2列では地表面水平変位が大きいが、改良列数が増加するにつれて、地表面水平変位は小さくなっていく。図-11に地中の水平変位と改良列数との関係について示す。計測位置は図-10と同様に、法尻から2.5cm（実物換算2.5m）離れた位置で、深さは泥炭層の中心位置である深度5cm（実物換算5m）で行った。これによると、無処理および改良列数1列と2列のケースでは地中水平変位に殆ど差がない。それに対して、改良列数3列と4列のケースでは半分程度の水平変位に抑えられていることが分かる。前述の改良柱体の観察結果では、改良列数1列と2列のケースで柱体の中央部付近に折れが生じている事を確認している。この改良柱体の折れが地中水平変位の挙動に影響を及ぼした可能性が考えられる。具体的には、改良柱体を施工したケースでも改良柱体に折れが生じた場合、無処理と同程度の地中水平変位が生じるのではないかとということである。今後、盛土の各施工段階においても、水平変位を計る手法を確立して、より詳細な解明を行いたい。

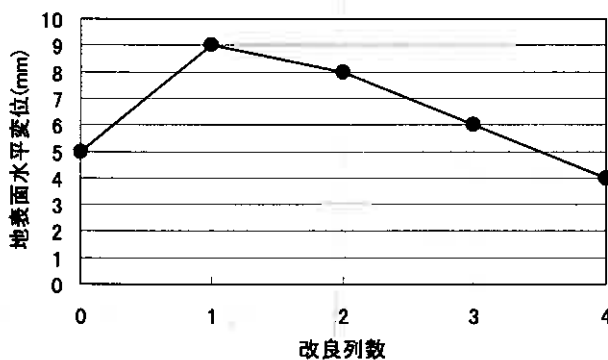


図-10 地表面水平変位と改良列数

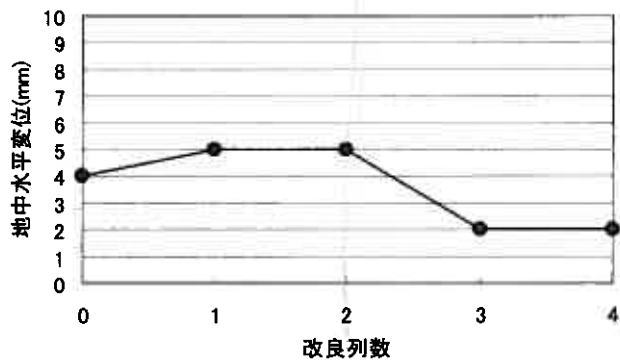


図-11 地中水平変位と改良列数

4. まとめ

遠心模型実験により、深層混合処理工法の変形遮断効果を確認した結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) 実験後の状況観察をした結果、無処理地盤のケースでは引き込み沈下が生じており、改良したケースでは鉛直方向と水平方向のいずれの変位も抑止されて、沈下が遮断されていることがわかった。
- (2) 変位計の結果から、無処理のケースは法尻から周辺地盤に架けて引き込み沈下が生じているのに対して、改良したケースはいずれも改良した範囲を境に、沈下を遮断していることが数値的に示された。
- (3) 変位計の結果から、盛土施工に伴い、どの試験ケースについても周辺地盤で鉛直変位の上昇（隆起）が見られたが、これは側方流動や塑性変形が原因と考えられる。

- (4) 引き込み沈下の検討から、盛土厚 10cm (実物換算 10m) の範囲内では改良列数を 3 列以上にすると、引き込み沈下の低下にほとんど効果の差が無いことがわかった。
- (5) 載荷試験後の観察から、無処理のケースは引き込み沈下により、表面付近で盛土側に変位しているため、地表面水平変位は小さいが、改良したケースでは無処理より大きめで、改良列数が増加するにつれて、地表面水平変位は小さくなっていることがわかった。
- (6) 載荷試験後の観察から、無処理および改良列数 1 列と 2 列のケースでは地中水平変位に殆ど差がないのに対して、改良列数 3 列と 4 列のケースでは半分程度の水平変位に抑えられていることがわかった。

【参考文献】

- 1) 森 拓雄、鳥井原 誠、細谷 芳巳、野津 光夫ら：深層混合処理 (DJM) 工法による低盛土の変位抑制 (縁切り) 対策の遠心実験 (その 1), 土木学会第 57 回年次学術講演会, pp115-pp116, 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、澤井 健吾：泥炭地盤における低改良率の深層混合処理工法について, 北海道開発土木研究所月報 No. 595, pp10-pp16. 2002.12
- 4) 社団法人日本道路協会：道路土工 軟弱地盤対策工指針, pp73-pp80. 1986

繊維材混合流動化処理土の三軸せん断特性

室蘭工業大学工学部 正会員 木幡 行宏
 室蘭工業大学大学院 ○学生員 對馬 広紀

1. はじめに

都市域の掘削工事で発生する建設発生土は、従来、産業廃棄物として処分場で埋め立て処分され、埋め戻しには他の場所で採取した山砂等の良質土が用いられてきた。近年、処分場の容量が限界に近づき、新たな処分地の確保も困難になってきたことに加え、山砂の採取により自然環境への影響が問題となってきている。このような社会状況に応じて、工事で発生した土砂にセメント等の固化材を混合し、再び埋め戻し材として利用する等の流動化処理土工法が広く取り入れられるようになってきた¹⁾。しかし、流動化処理土はセメント系安定処理土と同様に固化材添加量を増やして強度を大きくすると、脆性的な破壊を生じやすくなり、耐震性は向上するが粘り強い構造物にならないことが懸念される。また、強度の増加は再掘削が必要な箇所への適用を困難にさせる等の指摘がなされている。したがって、流動化処理土の脆性的な性質を改善し、靱性能を向上させる技術の開発が必要である。

これまで筆者らは、靱性能を向上させるために、古紙を粉碎したものを繊維質材料として流動化処理土に混合し、一連の配合試験、一軸圧縮試験を実施してきた^{3),4),5)}。その結果、粉碎した古紙を混合することにより流動化処理土の靱性能が向上することが明らかになったが、一軸圧縮試験では拘束圧などを考慮することができないため、実際に施工された処理土の基本特性を把握することは難しい。

そこで、本研究では、繊維質材料として粉碎した新聞紙を混合した流動化処理土を91日まで養生し、三軸圧縮試験を行い、その強度・変形特性に及ぼす繊維質材料の影響を検討した。

2. 試料と実験方法

本研究では、材料の均質性を考慮して、物理的性質が明らかになっている市販の粘性土 NSF-CLAY を原料として用いた。その物理的性質を表-1に示す。固化材には一般軟弱土用セメント系固化材（太平洋セメント、ジオセット10）を用いた。繊維質材料には、最も容易に入手できる新聞紙を綿状にしたものを使用した。新聞紙の加工手順を以下に示す。新聞紙を事務用のシュレッダーで適当な大きさに裁断し、その後調理用のフードプロセッサーを用いて水と共に攪拌する。それを炉乾燥したものを手でほぐし、再びフードプロセッサーで粉碎し綿状に加工した。なお、本研究での流動化処理土の作製方法は、検討するパラメーターを少なくするために、原料土に加水し泥水状にした後、固化材を加える泥水式流動化処理土を採用した。

配合は28日養生後の一軸圧縮強さ180kPa、流動性の指標であるフロー値250mmを目標として配合試験を実施し、固化材添加量を泥水1m³あたり200kg、泥水密度 $\rho_w=1.250\text{g/cm}^3$ に決定した。繊維質材料添加量は、泥水1m³あたり0、5、10、15、20kgの5種類とした。

供試体は、密度を調整した泥水に所定量の固化材を加え、ハンドミキサーにより混練して作製した。なお、作製過程では所定の密度となるように、AEモルタル容器と呼ばれる内容量400cm³のステンレス製の容器に処理土を充填し、余盛り部分をガラス板ですり切り、その質量を計測する方法で密度試験を行なった。繊維質材料を添加する場合は、固化材混合後に添加し、ハンドミキサーによってよく攪拌した。処理土作製後、流動性を検討するためにフロー試験（日本道路公団規格「エアモルタル及びエアミルクの試験方法、1.2 シリンダー法」、JHS A 313）を行った。なお、本研究の配合条件ではブリージングはほとんど生じなかった。繊維質材料を添加することにより処理土に多量の気泡が混入するこ

表-1 NSF-CLAYの物理的性質

土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.762
液性限界 $w_L(\%)$	60.15
塑性限界 $w_p(\%)$	35.69
塑性指数 I_p	24.46

表-2 密度試験の結果

Paper Content	$\rho_f(\text{g/cm}^3)$	$\rho_{1SS}(\text{g/cm}^3)$	$\rho_s(\text{g/cm}^3)$
0kg/m ³	1.251	1.367	1.403
5kg/m ³	1.250	1.368	1.402
10kg/m ³	1.249	1.365	1.400
15kg/m ³	1.250	1.366	1.401
20kg/m ³	1.250	1.366	1.401

Strength and deformation properties of liquefied stabilized soil mixed with fiber material observed in triaxial compression tests

Yukihiro Kohata (Muran Institute of Technology), Hiroki Tsushima (Graduate student, Muroran Institute of Technology)

とが予想されたため、スラリー状処理土に98kPaの負圧を10分間作用させ、処理土内の気泡を取り除いた。その後、直径50mm、高さ100mmの市販のプラスチック製モールドに余盛り用のカラーを取り付け、処理土を充填し上端面を高分子フィルムで被膜した。4時間後に余盛り部分を切り取り、上端面を平坦に整形した後、再び高分子フィルムで被膜し濡れタオルを被せて20±3℃のもとで湿潤気中養生を行なった。表-2に繊維質材料の添加量別の泥水密度 ρ_w 、繊維質材料添加前の処理土密度 ρ_{LSS} 、28日養生後の三軸圧縮試験時における供試体の湿潤密度 ρ_t を示す。 ρ_t については目標泥水密度1.250g/m³の±0.001g/m³の範囲内に収まっている。

作製した供試体に対して養生日数14、28、56、91日において、圧密非排水三軸圧縮試験(CU試験)を実施した。供試体の飽和は、二重負圧法で供試体に脱気水を通し、さらに背圧196kPaを加えて行なった。その結果、すべての供試体でB値は0.85前後を得た。その後、有効拘束圧 $\sigma'_c = 98\text{kPa}$ で等方

圧密を12時間行なった後、軸ひずみ速度0.05%/minで非排水三軸せん断を行なった。三軸圧縮試験装置の概略を図-1に示す。本試験では、供試体作製時における端面での乱れやゆるみ層に起因して生じるベディングエラーの影響を避けるために局所変形測定装置(Local Deformation Transducer, LDT)³⁾を供試体対角上に設置して軸変位量を測定した。なお、圧縮時に発生する過剰間隙水圧の影響でメンブレンと供試体の密着が緩み、LDTのパネ力によって、LDTが伸びてしまう恐れがあるため、供試体側面をわずかに削り、石膏を塗った上に瞬間接着剤を用いてメンブレンと供試体を接着した上で、LDTを設置した。また、LDTの測定領域は1%程度までであったため、LDTの測定範囲外については非接触変位計とダイヤルゲージを併用し、ベディングエラー量を補正した結果を用いた。

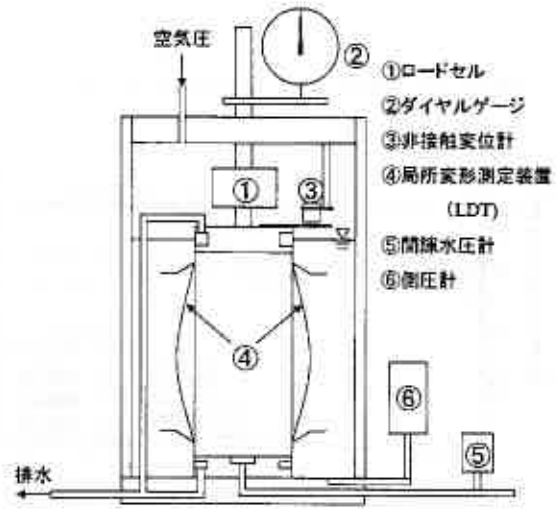


図-1 試験装置概略

3. 試験結果と考察

3-1 応力-ひずみ関係

図-2～6は、繊維質材料の添加量0～20kg/m³での所定の養生日数での拘束圧 $\sigma'_c = 98\text{kPa}$ におけるCU試験の軸差応力 $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ と軸ひずみ ϵ_a の関係である。図(a)は軸ひずみ ϵ_a が15%までの全範囲、図(b)は ϵ_a が0.01%までの小ひずみレベルでの試験結果を示している。

図-2～6(a)に示す養生日数28日以前のピーク後の $q-\epsilon_a$ 関係を見ると、無添加(図-2(a))ではピーク後 $\epsilon_a = 6\%$ 付近まで q の減少率が大きく、それ以降は緩やかに減少している。これに対して、繊維質材料を添加したケース(図-3～6(a))ではピーク後の減少傾向は試験終了まで緩やかである。養生日数56日以降では、無添加(図-2(a))と添加量5kg/m³(図-3(a))で、ピーク後の q は急減しており、脆性的性質が現れている。また、添加量10kg/m³(図-4(a))の養生日数91日では、 $\epsilon_a = 6\%$ 付近までは q の減少率が小さいが、その後、わずかに q の減少率が大きくなっていることから、10kg/m³の繊維質材料の添加でも、3ヶ月程度であれば、このひずみレベルまで脆性的性質が改善さ

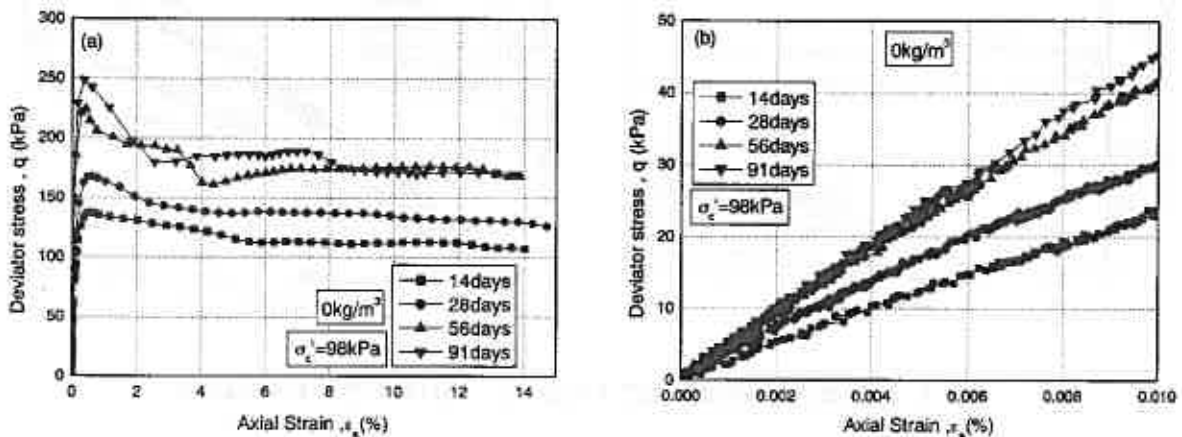


図-2 軸差応力と軸ひずみ関係 (0kg/m³), (a)15%まで, (b)0.01%まで

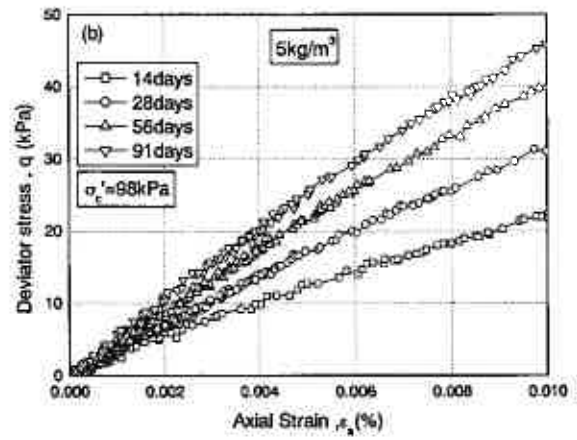
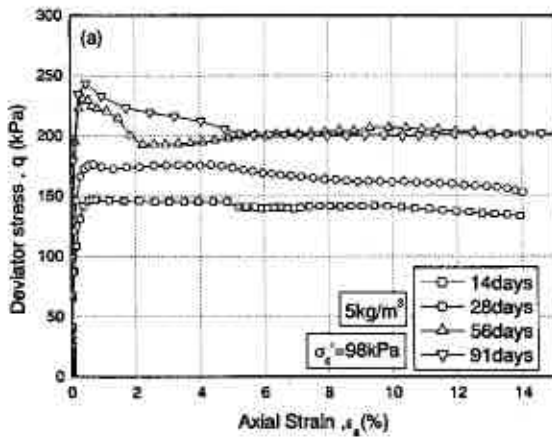


図-3 軸差応力と軸ひずみ関係 (5kg/m³), (a) 15%まで, (b) 0.01%まで

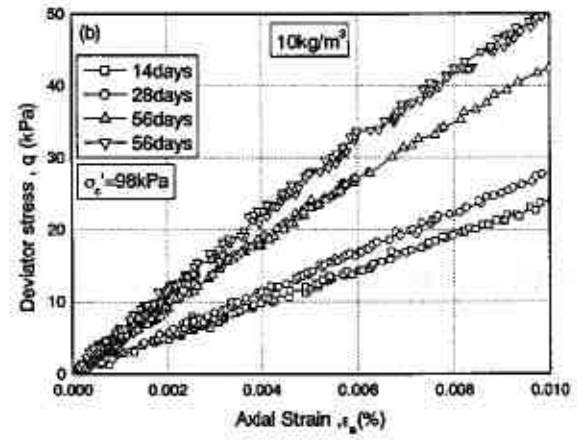
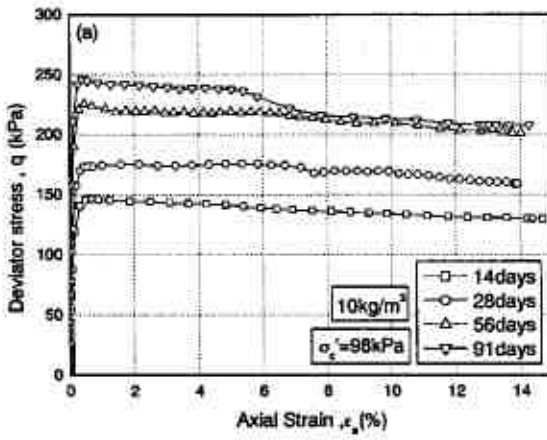


図-4 軸差応力と軸ひずみ関係 (10kg/m³), (a) 15%まで, (b) 0.01%まで

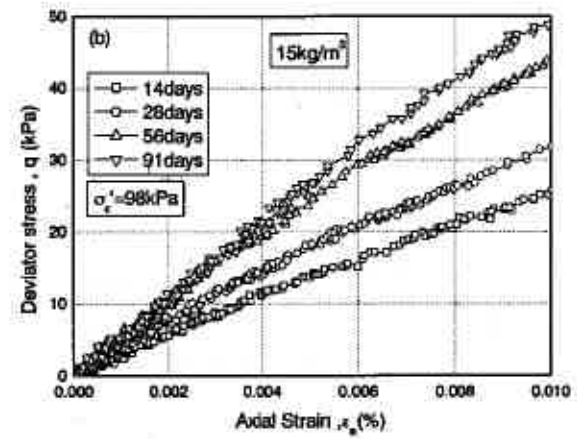
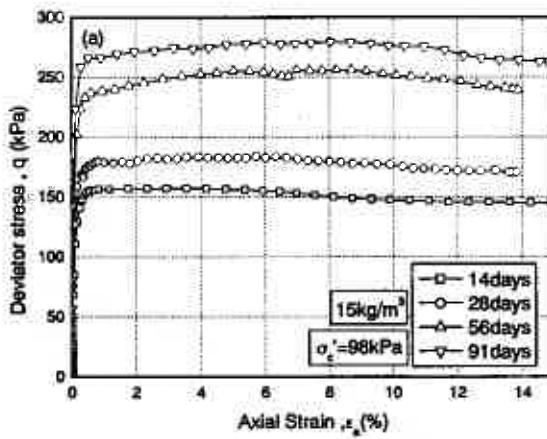


図-5 軸差応力と軸ひずみ関係 (15kg/m³), (a) 15%まで, (b) 0.01%まで

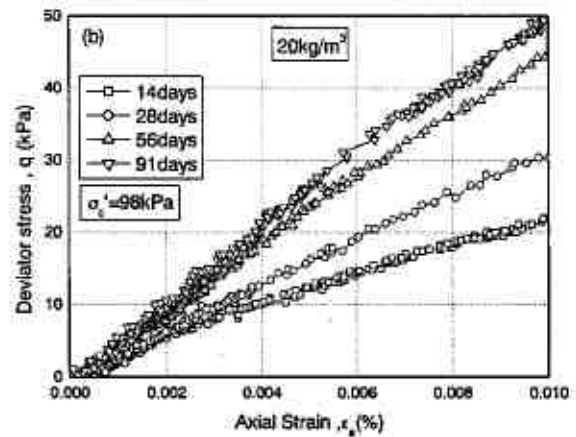
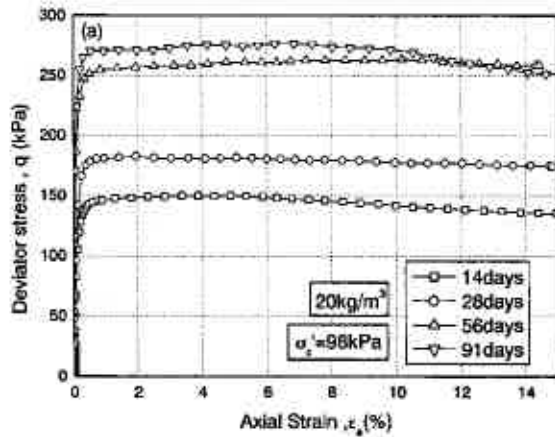


図-6 軸差応力と軸ひずみ関係 (20kg/m³), (a) 15%まで, (b) 0.01%まで

れたと言える。さらに、添加量が 15kg/m³ 以上のケース (図-5~6 (a)) では養生日数 91 日でもピーク後の q の急減が見られないことから、補強効果を維持して脆性的性質が大きく改善されたと言える。

図(b)の小ひずみレベルにおける q - ϵ_1 関係から、養生日数の増加とともにセメンテーションが増大し初期剛性が増加していることがわかる。また、養生日数 56 日以前では、どのケースでもほぼ同じ q - ϵ_1 関係を示しているが、養生日数 91 日では添加量が 10kg/m³ 以上のケース (図-4~6 (b)) の方が添加量 5kg/m³ 以下のケースよりやや剛性が大きくなっている。

図-7 は、ピーク時の軸ひずみ ϵ_1 と養生日数 t_c の関係を示している。養生日数 28 日以前での ϵ_1 は、繊維質材料無添加のケースに比べ、添加したケースの方が大きくなる傾向が見られる。一方、養生日数 56 日以降での ϵ_1 は、添加量 10kg/m³ 以下では無添加のケースと同程度となり、添加量 15kg/m³ 以上の場合は ϵ_1 が 6% 以上になっている。

本研究では、流動化処理土の脆性的性質を繊維質材料の添加によって改善することを目的としている。そこで、ピーク後の靱性能を検討するため、強度残留率 q_{res}/q_{max} を次のように定義した。ピーク後に、軸ひずみが 4% 生じた時点での軸差応力 q を残留強度 q_{res} とし、これを q_{max} で除した値 (q_{res}/q_{max}) を強度残留率とした。図-8 に強度残留率 q_{res}/q_{max} と養生日数 t_c の関係を示す。無添加のケースでは、繊維質材料を添加したケースに比べ、強度残留率 q_{res}/q_{max} は小さくなっている。無添加と添加量 5kg/m³ のケースでは、養生日数が増加するとともに、 q_{res}/q_{max} が減少傾向にあるが、養生日数 56 日でほぼ一定値に収束している。これに対し、添加量が 10kg/m³ 以上のケースでは、養生日数が増加しても $q_{res}/q_{max} = 0.95$ 以上を保ち続けている。特に、養生日数 91 日では、繊維質材料無添加のケースで $q_{res}/q_{max} = 0.70$ 程度であるのに対して、添加したケースでは、 $q_{res}/q_{max} = 0.80$ 以上となっており、繊維質材料の添加によって、強度残留率は大きくなる傾向があることがわかる。

以上より、三軸圧縮試験において、養生日数が増加した場合でも、繊維質材料の添加により流動化処理土の靱性能が向上することがわかった。また、この補強効果は繊維質材料の添加量が多いほど大きい。

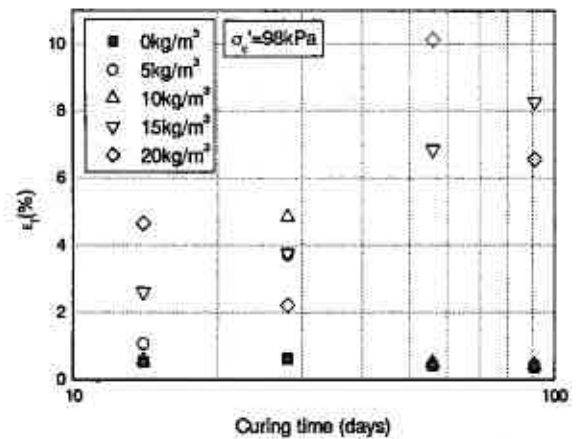


図-7 ピーク時ひずみ ϵ_1 と養生日数 t_c の関係

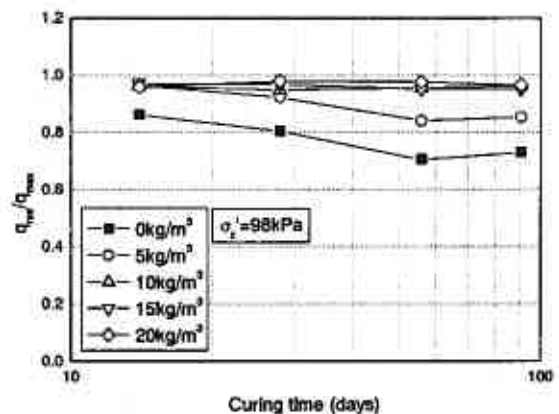


図-8 強度残留率 q_{res}/q_{max} と養生日数 t_c の関係

3-2 E_{1st}/E_{max} と軸差応力 q の関係

図-9 (a)~(e) に E_{1st}/E_{max} と軸差応力 q の関係を示す。 E_{max} は図-2~6 の $q-\varepsilon_s$ 関係における接線勾配で定義される接線変形係数であり、 E_{1st} は軸ひずみ $\varepsilon_s=0.002\%$ 以下の微小ひずみで定義される初期変形係数である。この接線変形係数は軸差応力 q のピークまでの定義である。養生日数 28 日以前の $E_{1st}/E_{max}-q$ 関係に注目すると、無添加及び 5kg/m^3 のケースでは、 $q=0\sim 60\text{kPa}$ の範囲で E_{1st}/E_{max} が急激に減少する傾向があるが、 10kg/m^3 以上のケースでは、 E_{1st}/E_{max} の減少傾向が小さくなっている。一方、養生日数 56 日以降では、添加量に関わらず、すべてのケースで、 載荷初期から q のピークまで $E_{1st}/E_{max}-q$ 関係は緩やかな減少傾向を示している。また、すべてのケースで、養生日数が増加するとともに $q=0\sim 30\text{kPa}$ の範囲における E_{1st}/E_{max} が一定値を示す傾向にある。さらに、養生日数 91 日における $E_{1st}/E_{max}-q$ 関係は、すべてのケースでほぼ一致する傾向にある。よって、養生日数の増加により載荷初期における変形特性はより線形的になると言え、この傾向はセメント改良砂質土と同様である⁹⁾。しかし、この線形性の増大には、繊維質材料の添加による顕著な傾向は見られなかった。

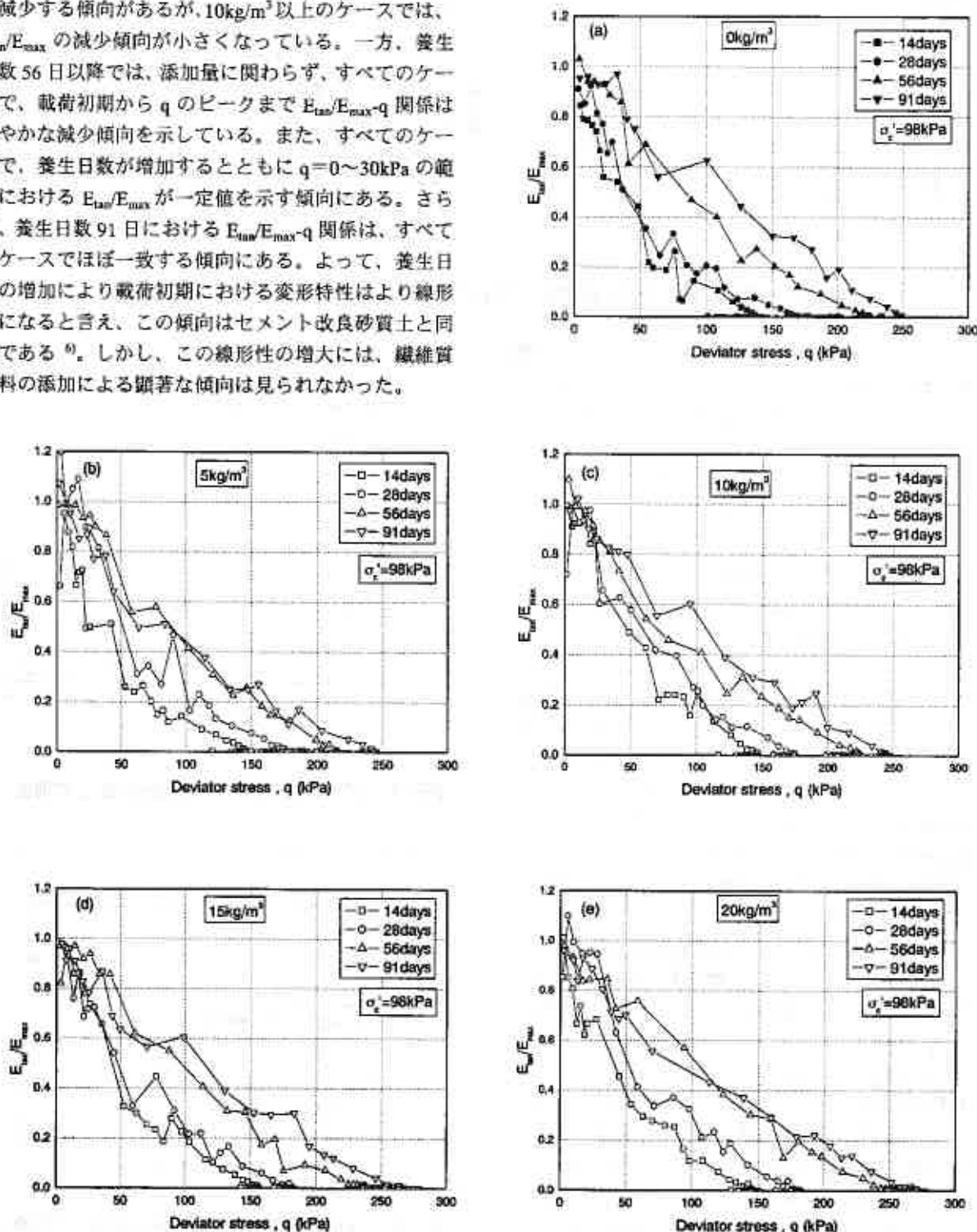


図-9 E_{1st}/E_{max} と軸差応力 q の関係

3-3 q_{max} および E_{max} と養生日数 t_c の関係

図-10 にピーク強度 q_{max} と養生日数 t_c の関係を示す。繊維質材料の添加量 5、10kg/m³ のケースでは、養生日数 28 日以前の q_{max} は、無添加と比べ、5%程度増加しているが、養生日数 56 日以降は無添加のケースとほぼ同程度となっている。これに対して、添加量 15、20kg/m³ のケースでは、養生日数が増加しても、無添加のケースより 10%程度高い値を保ち続けている。このことから、添加量が少ない場合、養生日数の増加に伴って増大する固化材のセメンテーション効果による影響が繊維質材料を添加する効果よりも大きくなることが推察される。

図-11 に初期変形係数と養生日数 t_c の関係を示す。養生日数 56 日以前については、繊維質材料の有無にかかわらず、養生日数の経過によって E_{max} は増加しているが、 E_{max} と添加量の関係に顕著な傾向は見られない。しかし、養生日数 91 日においては、無添加のケースに比べ、繊維質材料を添加したケースでは明らかに E_{max} が大きくなっている。このことから、長期養生すると、繊維質材料の添加により E_{max} は増加する傾向にあることが推察される。

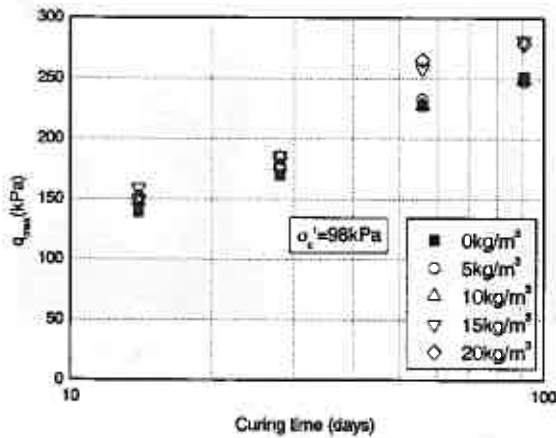


図-10 ピーク強度 q_{max} と養生日数 t_c の関係

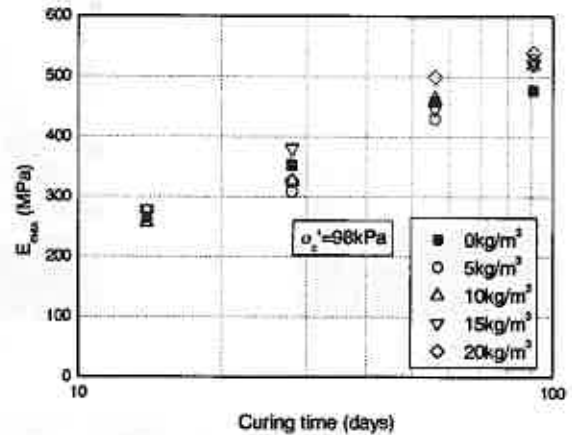


図-11 初期変形係数 E_{max} と養生日数 t_c の関係

3-4 初期変形係数 E_{max} とピーク強度 q_{max} の関係

図-12 は、初期変形係数 E_{max} とピーク強度 q_{max} の関係を示したものである。繊維質材料の添加量や養生日数にかかわらず、 $E_{max} \approx 2000q_{max}$ の関係となっており、長期養生における E_{max} と q_{max} 関係に及ぼす繊維質材料の影響は小さいことがわかる。また、この E_{max} と q_{max} 関係は従来のセメント改良土⁷⁾とほぼ同程度だと言える。

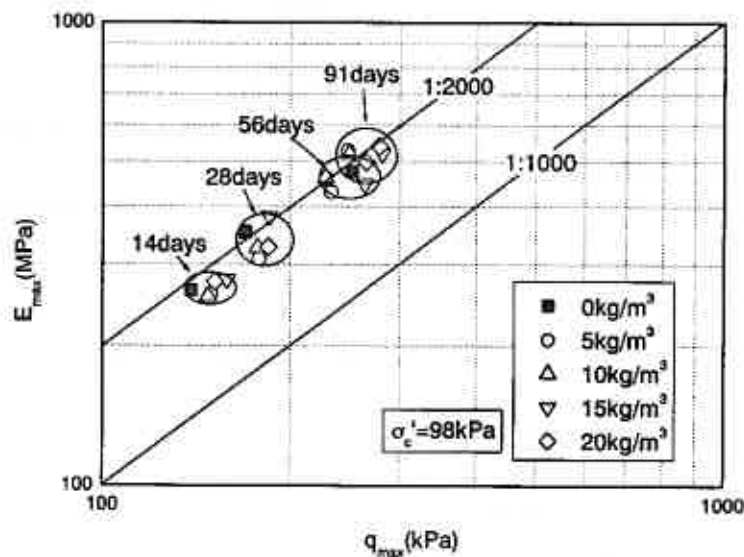


図-12 初期変形係数 E_{max} とピーク強度 q_{max} の関係

3-5 供試体の破壊状況

図-13は、養生日数56日、拘束圧 $\sigma_c' = 98\text{kPa}$ における添加量0、10、 20kg/m^3 の供試体の破壊状況写真である。繊維質材料の添加量に関係なく、斜め $30^\circ \sim 60^\circ$ の破壊面が確認できる。一方、繊維質材料無添加のケースと添加したケースを比較すると、添加したケースでは、破壊面に沿って、細かいひび割れが生じており、繊維質材料が破壊面の発達を妨げる効果として作用していることがわかる。

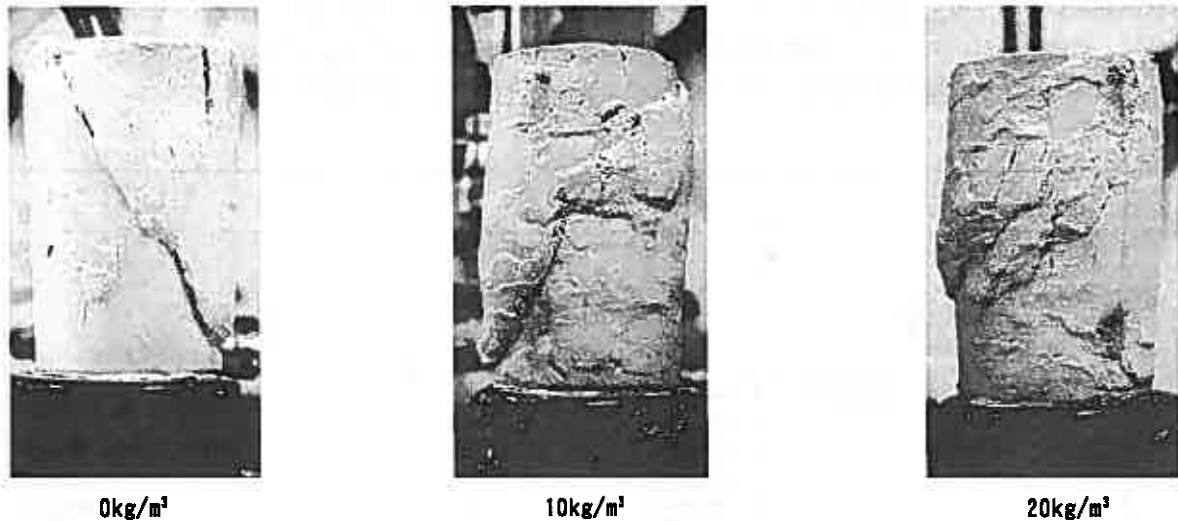


図-13 供試体の破壊状況 ($\sigma_c' = 98\text{kPa}$, $t_c = 56\text{days}$)

4. まとめ

流動化処理土の強度・変形特性に及ぼす繊維質材料の影響を検討するため、一連の三軸圧縮試験を実施した結果、以下のことが明らかになった。

- ① 三軸圧縮試験において、ピーク後の靱性能を検討するために定義した強度残留率 q_{res}/q_{max} は、繊維質材料を添加すると大きくなる傾向にある。特に、添加量が 10kg/m^3 以上のケースでは、養生日数が増加しても $q_{res}/q_{max} = 0.95$ 以上を保ち続けており、長期養生の場合でも、流動化処理土の靱性能を向上させることが確認できた。
- ② 養生日数の増加により荷初期における変形特性はより線形的になるが、この線形性の増大傾向には、繊維質材料の添加による顕著な違いは見られなかった。
- ③ 添加量 15 、 20kg/m^3 のケースでは、養生日数が増大しても、無添加のケースの q_{max} に比べて、1割程度大きい値を示す。
- ④ 長期養生すると、繊維質材料の添加により E_{max} は増加する傾向にあることが推察される。
- ⑤ 繊維質材料の添加量や養生日数にかかわらず、 $E_{max} \approx 2000q_{max}$ の関係となっており、長期養生における E_{max} と q_{max} 関係に及ぼす繊維質材料の影響は小さいことがわかった。
- ⑥ 供試体の破壊状況から、繊維質材料が破壊面の発達を妨げる効果として作用し、流動化処理土の靱性能を向上させていることが確認できた。

謝辞：本研究では、実験およびデータの整理に室蘭工業大学4年 加藤勇一 君の協力を得た。末筆ながら深甚なる感謝の意を表します。

《参考文献》

- 1) 久野悟郎編著：「土の流動化処理工法～建設発生土・泥土の再生利用技術」、技報堂出版、1997。
- 2) Goto,S., Tatsuoka,F., Shibuya,S., Kim,Y-S and Sato,T. : A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, Soils and Foundations, Vol.31,No.1,pp.169-180, 1991.
- 3) 木幡行宏・藤川拓・市原道三・神田政幸・村田修：繊維混合流動化処理土の強度特性について、第36回地盤工学研究発表会講演集、pp.635-636, 2001.

- 4) 藤川拓・木幡行宏：繊維質材料を混合した流動化処理土の変形特性、地盤工学会北海道支部技術報告集第 42 号、pp.199-208, 2002.
- 5) 木幡行宏・藤川拓・市原道三・神田政幸・村田修：一軸圧縮試験による繊維混合流動化処理土の強度、変形特性、第 36 回地盤工学研究発表会講演集、pp.651-652, 2002.
- 6) 木幡行宏・蔭関魯・龍岡文夫・緒方紀夫：セメント改良砂質土の変形・強度特性に及ぼす養生日数の影響、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、pp.137-142, 1996.
- 7) 澁谷啓・三田地利之・小澤裕：セメント混合砂の変形・強度特性における自硬性および拘束圧履歴依存性、土木学会論文集 No.687/Ⅲ-56、pp.249-257, 2001.

1. まえがき

2003年十勝沖地震による地盤崩壊は、社会基盤構造物や各種生活機能に甚大な被害を誘発した。本稿では、現在までに明らかとなっている地盤に係わる被災の状況について概説する。

今回の地震による地盤破壊の特徴として、道東の北見市や札幌市など、震央距離にして250kmを越える地点において、液状化による宅地や農地の大規模な崩壊が発生したことがあげられる。これらの地盤はいずれも火山灰造成地であった。また、泥炭層を含む軟弱地盤上に構築された河川堤防などの盛土が破壊している。橋梁関係では、支承の破壊等による橋桁の横ずれや橋台盛土背面の沈下に起因するダメージが生じた。道路盛土では、特に震源に近い十勝・釧路地方で被害が発生し、路面の亀裂や段差、陥没、法肩部のすべり崩壊などがもたらされている。

2. 北海道の地盤概要と地震による地盤変形

図-1は、国土地理院発表の地殻変動記録¹⁾に2003年十勝沖地震の震源位置を併せて示したものである。図から、地震直後の地盤変動は、えりも町で東南東に約95cm、広尾町では南東に約98cm水平方向に移動し、札幌でも東に11cm程の移動に至っていることがわかる。また鉛直変位は最大45cmにも及んでいる。この地盤変位はその後も継続していることが11月17日の観測値から明らかである。

このような永久変位がもたらされた北海道の地盤は、層厚に差はあるものの、火山灰層や泥炭などの特殊土で構成されているものが多い。図-2と図-3にそれぞれの分布図を示す。火山灰は北海道全土の50~60%を覆い²⁾、また、泥炭は主要河川の下流域に分布している³⁾。今回の地震では、これらの火山灰土や泥炭層が、甚大な地盤破壊に直接的あるいは間接的にかかわっている点が地盤動力学上の特徴として注目されている。

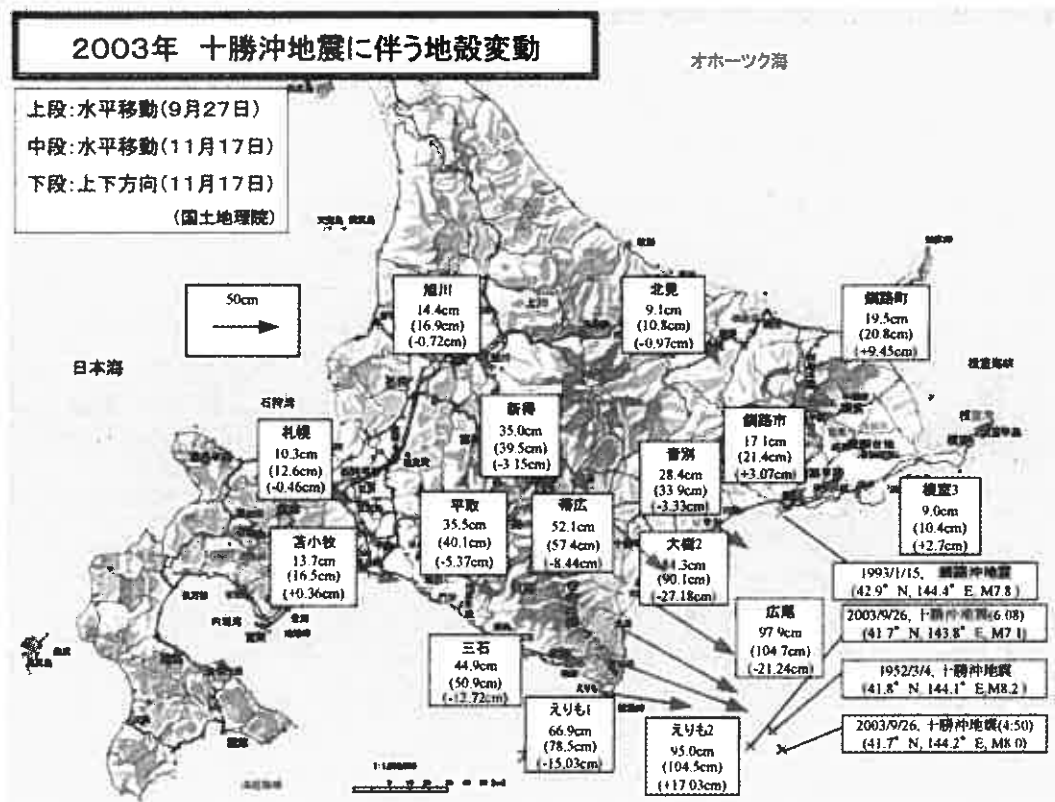


図-1 地震により誘発された地殻変動

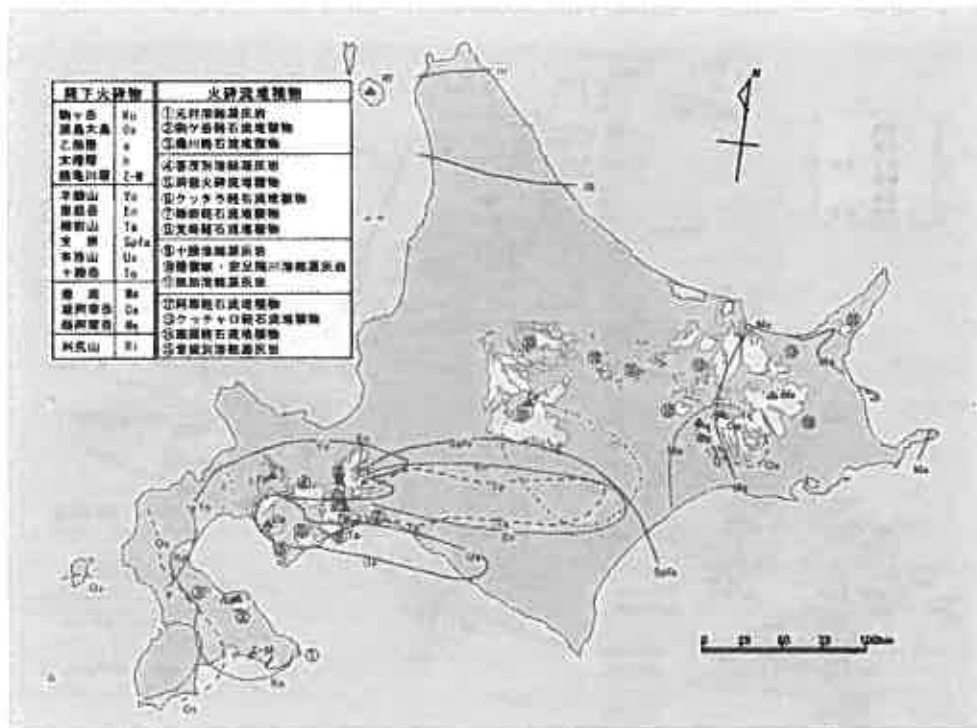


図-2 北海道における火山砕屑物の分布²⁾



図-3 北海道で見られる泥炭の概略分布³⁾

3. 液状化被害と範囲

図-4は、今回の地震で発生した液状化の概略的な範囲を示している。震源に近い太平洋岸域を中心に液状化が主因と見られる被害が港湾構造物やライフライン施設に生じた。また、液状化被害は震央から遠く離れた札幌や北見市などの内陸部でも発生している。今回の地震の気象庁マグニチュードM(8.0)と液状化が生じた限界震央距離Rの関係を、既存の地震⁴⁾との比較で示したのが図-5である。2003年十勝沖地震では、現在のところ、札幌市が最も震源から遠い地点であると推定しているが、この液状化発生は過去の事例と矛盾するものではないことを図-5は示している。

以下では、地域別あるいは被害種別ごとに被害概況を略述する。

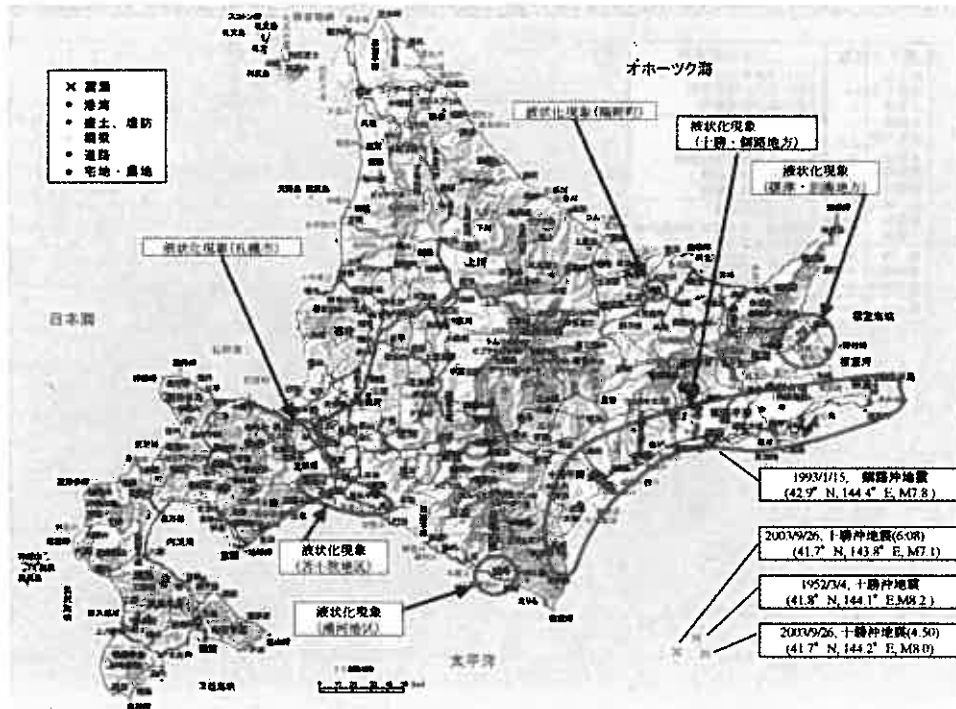


図-4 液状化が主因の地盤崩壊発生地域

4. 十勝・日高・釧路域における地盤災害

(1) 河川関係の被災状況

震源に近い太平洋岸域、特に豊頃・浦幌地区において被害が甚大であるが、今回の地震は、十勝川水系の総延長 26540m の堤防に被害を与えている。図-6 は泥炭層の上に構築された十勝川大津築堤の盛土崩壊状況を代表的に示している。これらの被災は、被災域・規模等で 1993 年釧路沖地震のそれを遙かに上回るものである。この理由として、今回の地震は釧路沖地震に比べて①震源が浅く地震動が大きい、②地震動の継続時間が長いこと、などが挙げられている。なお河川堤防の破壊周辺地盤の盛り上がりが見られないものが多いことから、液状化に伴う盛土体内の崩壊が主因とみられる。

図-7 は河口付近の築堤（堤内側）で見られた噴砂の状況を示す。これは地下水に没した盛土部の液状化によって天端および法面から噴砂が発生し、盛土全体が崩壊に至ったことを示唆している。しかし、地震動の慣性力そのもので堤防盛土が破壊された可能性も現時点では否定できないが、今後は、このような泥炭性軟弱地盤上の人工土構造物の被災範囲や程度を最小化するためにも、その動的破壊機構の詳細な調査・研究が急務である。河川堤防の関係では、石狩川水系清真布川の堤防（泥炭層上に構築）においても、天端の亀裂や沈下が発生している。

(2) 道路関係の被災状況

道路関係の被害としては、路面の陥没や沈下、橋梁被害、上部構造物の倒壊等、種々の地盤崩壊に起因する災害が発生した。図-8 は豊頃駅前の液状化による歩道の全面的破壊を示している。図-9 は国道 38 号(R38)で発生した路面の横断亀裂を示していて、舗装が隆起している様子がみられる。このほか道路盛土部を中心に被害が広がっている。この種の被害の多くは、特に沢地形や湿地上にある盛土区間で発生したが、被災箇所いくつかでは、盛土法尻の周辺地盤に噴砂が確認された。

他に橋梁構造物関係では、十勝河口橋（R336）や千代田大橋（R242）において、支承の破壊による橋桁の横ずれや橋脚の損傷、橋台盛土背面の沈下に起因する被害が生じた。

(3) 斜面崩落災害

R336（広尾～襟裳岬）では、20 数カ所で岩盤崩落あるいは落石が発生した。図-10 はえりも町庶野～広尾町（通称黄金道路）で発生した斜面崩壊の状況を示している。図のほぼ第 1 覆道では、崩石土は覆道を乗り越え海岸に達するとともに、覆道出口付近で覆道明かり部から道路面に崩石土が流入した。幸い人的被害は無かったものの、崩石量は約 2400m³に達した。当該箇所は広尾町寄り日高累層群（粘板岩および砂岩）、襟裳岬寄りで花崗岩類が主体の地質であった。なお当該地区では、地震発生から 3 日後（9 月 29 日）に連続雨量 69mm の降雨にみまわれたため、本地震およびそ

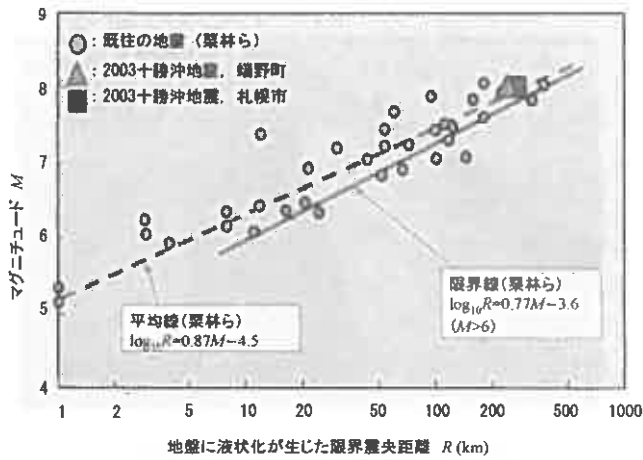


図-5 液状化発生の限界震央距離と地震マグニチュードの関係



図-6 十勝川 盛土崩壊状況 大津築堤



図-7 十勝川 大津堤防 堤内地での噴砂



図-8 豊頃駅前歩道の液状化 歩道北側 (帯畜大 土谷教授 撮影)

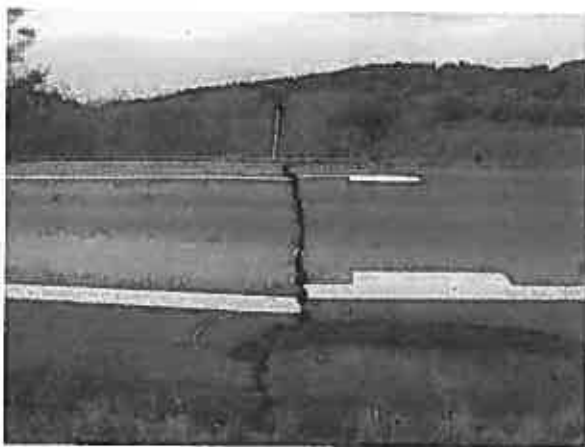


図-9 音別町 尺別橋付近 (国道 38 号線) 路面の横断亀裂



図-10 国道 336 号線 黄金道路斜面の土砂崩落

の後の降雨によってこのような斜面崩壊が誘発されたものと予想される。

5. 港湾関係の被災状況

十勝港 (広尾町), 苫小牧東港 (苫小牧市) および白老港 (白老町), 釧路港等の重要港湾において顕著な被災が見られた。地震発生時の各港湾の震度は十勝港や釧路港で震度 5 強, 苫小牧東港で震度 5 弱, 白老港で震度 4 とされ, 各港湾でかなり強い振動を受けたと考えられる。液状化による周辺道路の亀裂や陥没といった現象が各箇所で見られた (図-11, 12, 13 に代表的な被害例を示す)。いずれも, 液状化現象が発生しやすい条件がそろっていたことを示



図-11 苫小牧市東港 中央道路における噴砂
(室工大 木幡助教授 提供)



図-12 釧路港第4埠頭 段差発生



図-13 釧路港第4埠頭 周辺道路の液状化・噴砂

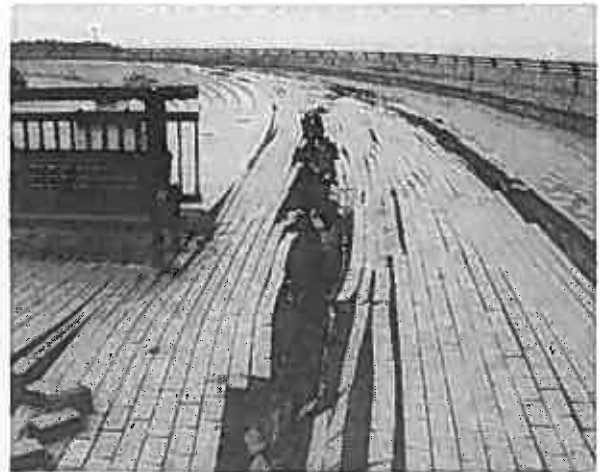


図-14 釧路市千代の浦漁港 南護岸崩壊

峻している。

釧路港では、図-12で見られるように西港第4埠頭の港湾施設用地で最大80cmの沈下(段差)が生じ、また西港区道路を中心に広範な液状化がもたらされている(図-13参照)。なお、この地点での強震観測記録(北海道開発局釧路開発建設部釧路港港湾建設事務所)は、表-1に示すように、10年前の釧路沖地震に比べて地震規模は小さいものの、震動成分が東西方向へ卓越していることを示している。この点は誘発されたケーソン岸壁・裏込め材の変形挙動の解析において留意すべき事項であると考えられる。

さらに釧路市では、千代の浦漁港においても全面的な液状化による施設の破壊が生じている(図-14)。

6. ライフライン関係の被害

ライフライン関連(主として下水道関連)の主たる被害は日高、帯広・十勝、釧路地方で見られている。これらの多数の地区では、地盤の液状化現象が発生した箇所とライフライン被害はほぼ一致している。以下に、代表的な被災状況について述べる。

図-15は、十勝川右岸河口付近にある大津浄化センターで発生したマンホールの浮き上がりを撮影したものである。地盤全体が沈下し、且つマンホールが浮き上がったため、被災後の地盤との相対的な高低差は1.5~1.7mにまで及んだ(安田教授・坪田氏 写真提供)。

このような被災が見られる中、埋戻し土に軽量材を適用した箇所では顕著な被害を免れたことが報告されている(たとえば音別町川東地区での下水道施設)。このような対策工は、そもそも液状化対策としてではなく、周辺地盤が泥炭層であったために、管路の静的な沈下防止対策として施工されたものである。しかし結果として、下水道施設の耐震性能の向上させるような貢献があったものと考えられ、今後この点について詳細な研究を展開する価値がある。

図-16は釧路町東陽団地近傍の代表的な地盤状況を示している。おおよそ地表面より深さ2.6mから4.8mまで軟弱な泥炭が分布している。当団地での典型的な被害状況として、道路陥没やマンホールの浮き上がりが見られた(図-17参



図-15 マンホール突出

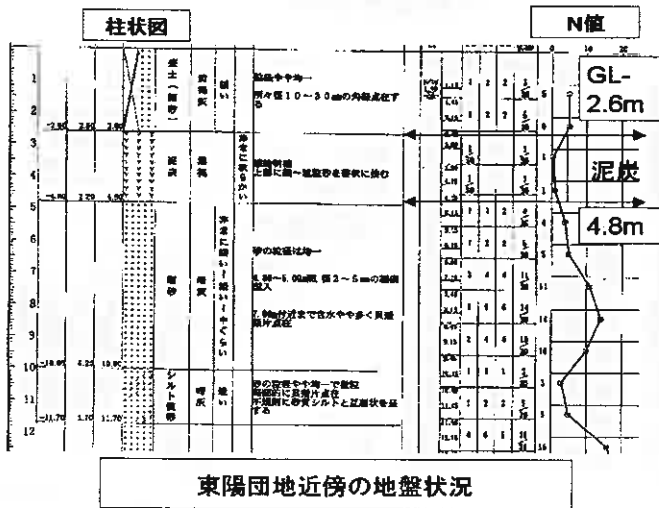


図-16 東陽団地の代表的地盤状況 (東電大 安田進教授・基礎地盤コンサル 坪田邦治氏 提供)

表-1 釧路港 最大加速度の比較 (国土交通省釧路開建 港湾建設事務所の強震観測記録より)

	平成5年釧路沖地震 (平成5年1月15日)		平成15年十勝沖地震 (平成15年9月26日)	
	地表(Gal)	基盤(Gal)	地表(Gal)	基盤(Gal)
東西方向	343	268	576	202
南北方向	450	203	347	154
上下方向	362	121	149	66
震度	6		5強	



図-17 東陽団地の地盤沈下とマンホールの浮き上がり

照)。当団地内の道路造成等は砂置換工法で施工されていたため、本地震により液状化の被害を受けたものと考えられる。一方、団地内の住宅は泥炭地盤上に木杭が打設されていたため、液状化による被害はほとんど生じていない。この種の簡易な泥炭地盤対策工が結果として耐震性能を向上させたことは、音別町の事例と共通することのように考えられる。

このような軟弱地盤対策工が耐震性能向上に果たす役割を力学的にも明確にしておくことが望まれる。

7. 火山灰地盤の液状化被害

今回の地震では十勝と道東地域に地盤被害が集中しているが、端野町(北見市近郊)と札幌市内で、火山灰地盤での液状化による破壊が発生した。北海道では、1993年釧路沖地震や北海道南西沖地震において火山灰層に顕著な被害をもたらされたが²⁾、今回の地震でもこれらの地盤の液状化破壊が無視できない被害をもたらしている。以下に、それらの概要を示す。

(1) 火山灰地盤の大規模な液状化と斜面崩壊(北見)

北見市広郷と端野町協和では、クッチャロ軽石流堆積物で埋め立てられた農地において、斜面崩壊や液状化による大規模な地盤流動が生じている(図-18, 19)。この地区では、本震時の震度は5弱、最大加速度は109.4gal(南北成分)、123.6gal(東西)、47.1gal(上下)を観測している。図-19に示した端野町協和の被災箇所はクッチャロ軽石流堆積物(Kcf1, 噴出年代12万年前と推定)からなる地盤で、後に切盛り土による農地転用がはかられたところである。今回の地震でこの火山灰層が大規模な液状化を起こし、たとえば図-19に示した地点では長さ約200m、幅約30~60mにわたって斜面の流動崩壊が生じ、最大3.4mの沈下・陥没がもたらされている。また、流動崩壊した随所で火山灰による噴砂が認められた(図-20)。

この地域の旧地形によれば(1971年の航空写真による)、強い流動域は以前水田やため池であったようである。なお、



図-18 北見市広郷 斜面崩壊



図-19 火山灰層で発生した液状化による農地の大規模崩壊（端野町協和地区，北見工大伊藤助教授 提供）



図-20 液状化により噴出した火山灰



図-21 札幌市清田区の火山灰層

この地点の被災前の斜面は平均約 3° 以下の緩勾配にあり、このような地形で、液状化による大規模な火山灰層の液状化・地盤流動が発生したことは注目される。現在、地形の精査、原位置試験・室内試験等が行われているので、近いうちにその破壊機構等の詳細が明らかになると思われる。

(2) 火山灰の液状化による住宅地の被害（札幌市）

札幌市清田区においても支笏カルデラを噴出源とする火砕流堆積物（Spf1：噴出年代3.0～3.4万年前）の液状化による住宅地の被害が発生している。震源よりおよそ260km（震央距離）の地点である。この種の火砕流堆積物は道央域（札幌～千歳～苫小牧）に広範囲に分布し、有効な建設材料として利用されてきた。札幌市内におけるその分布域は図-21に示される。

札幌市清田区における代表的な火山灰地盤の被害は図-22に示すように、三箇所である。図中の清田団地および美しが丘①は、沢部を火砕流堆積物で埋め立てたところであるが、液状化によって火山灰が地表面に噴出し（図-23参照）、道路や家屋の沈下・傾斜をもたらした。なお、清田団地は1968年の十勝沖地震の際にも同種の液状化被害が生じていることが報告されている⁵⁾。また美しが丘②では、住宅の基礎となる盛土で最大約30cmの沈下が生じた。

これらの火山灰地盤の液状化による被害の特徴は、①自然堆積状態の固結した火山灰地盤ではなく、切土によって乱された火山灰の盛土で生じていること、②河川などを埋め立てた集水し易い箇所に被害が集中していること、等があげられる。また液状化した火山灰は、③細粒分含有率が20～60%の範囲にある火砕流堆積物である。この細粒分は非塑性であるが、既往の研究⁶⁾から火山灰土に含まれる細粒分の含有率が増すと液状化強度は低下するというパターンに属するものである。なお、表-2にこれらの物理試験結果等を示す。いずれも北海道火山灰土のそれに近い値になっている⁶⁾。

8. おわりに

以上、執筆時点（2003年12月20日）までに得た地盤破壊の調査結果を基に紹介した。上述のように社会基盤施設である道路・河川・港湾・ライフラインや住宅・農地等に係わる地盤災害を中心に精査したが、



図-22 札幌市清田区の液状化と被災住宅



図-23 液状化により噴出した火山灰(札幌市)

表-2 2003年十勝沖地震で崩壊した火山灰・砂質土の物理・示標試験結果(噴砂試料による)

土質 噴出年代	採取地	ρ_s (g/cm^3)	ω_0 (%)	U_c (mm)	D_{50} (mm)	F_c (mm)	ω_L (%)	$\rho_{d\max}$ (g/cm^3)	$\rho_{d\min}$ (g/cm^3)
火山灰	美しが丘①	228	51.7	—	0.24	32.1	68.1	0.96	0.65
支筋軽石流 堆積物(Sopf)	美しが丘②	242	51.7	—	—	61.7	51.6	1.03	0.62
30~34 万年前	清田団地	239	59.4	—	0.11	42.6	61.2	0.99	0.65
砂	十勝河口①	259	43.5	2.58	0.19	7.9	—	1.51	1.15
	十勝河口②	265	35.3	2.50	0.16	9.9	—	1.36	1.01
	十勝河口③	268	16.4	4.14	0.48	5.1	—	1.69	1.29
火山灰 クツチャロ軽 石流堆積物 (Kcfl)	北見上段	250	45.4	—	0.15	32.1	48.2	1.21	0.85
12万年前?)	北見中段	249	61.4	—	0.26	23.2	42.2	1.31	0.92
	北見下段	241	52.7	—	0.14	29.3	56.2	1.10	0.84

表-3 2003年十勝沖地震緊急地盤災害調査団
団員構成

	氏名	所属
団長	三浦 清一	北海道大学大学院工学研究科
団員	石川 達也	北海道大学大学院工学研究科
"	横濱 勝司	北海道大学大学院工学研究科
"	伊藤 陽司	北見工業大学工学部
"	山下 聡	北見工業大学工学部
"	土谷 富士夫	帯広畜産大学畜産学部
"	木幡 行宏	室蘭工業大学工学部
"	吉澤 耿介	苫小牧工業高等専門学校環境都市工学科
"	西本 聡	北海道開発土木研究所土質基礎研究室
"	峯田 一彦	(株)ドーコン地質部
"	坪田 邦治	基礎地盤コンサルタンツ(株)北海道支社
"	八木 一善	(株)地崎工業土木部技術課
"	小飼 喜弘	不動建設(株)北海道支社
"	小西 康人	JR北海道(株)鉄道事業本部工務部

●被害は広範にわたっており、今後詳細な調査や解析を行わなければ原因究明に至らない事項がある、

●独自の考察や解釈を与えた事例も少なくない、

等、今回の地震による地盤被害とその機構の全容が正当に明らかにされているとはいえない点も懸念される。この調査結果をもとに、今後、被災原因の究明や被害軽減策に関する研究、また10年前の釧路沖地震(1993.1.15)後になされた耐震対策工の効果検証などに関する検討をより一層推進させることの必要性を強く感じている。

本報告の一部は地震発生直後に結成された(社)地盤工学会緊急地盤災害調査団(表-3)のレポートによっている。本稿ではごく限られた情報提供になっているが、現在、(社)地盤工学会に「2003年十勝沖地震地盤災害調査委員会(委員長 三浦清一)」が発足し活動中であるので、近い将来、それらの詳細を明確にできると思われる。

現地調査では、国土交通省北海道開発局を始め関係各機関にご配慮を賜った。また、種々の貴重なデータを提供いただいた。深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 国土地理院ホームページ: <http://www.gsi.go.jp/>
- 2) 三浦清一・八木一善: 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.
- 3) 日本の特殊土: 土質工学会, 1974.
- 4) 栗林栄一・龍岡文夫・吉田精一: 明治以降の本邦の地盤液状化履歴, 土木研究所彙報, No. 30, 1974
- 5) 北郷繁・土岐祥介: 地震による火山灰および砂地盤の沈下に関する土質工学的研究, 1968年十勝沖地震調査報告, pp. 463~494, 1968.
- 6) 八木一善・三浦清一: 火山灰粗粒土の繰返し非排水せん断特性に及ぼす破碎細粒分の影響, 土木学会論文集, No. 694/III-57, pp. 305~317, 2001.

○飛島建設技術研究所	正会員	三輪 滋
飛島建設技術研究所	正会員	沼田淳紀
飛島建設技術研究所	正会員	池田隆明
飛島建設札幌支店	正会員	柴田 登
飛島建設札幌支店	正会員	大槻政文
飛島建設札幌支店	正会員	貫洞 悟

1. はじめに

2003年9月26日4時50分頃に釧路沖の深さ42kmを震源とする気象庁マグニチュードMj=8.0の地震が発生し、十勝地方を中心に北海道内の南東部の広い範囲で河川堤防や道路、橋梁、また住宅などに大きな被害をもたらした。被害の大きさから、2003年十勝沖地震と命名された¹⁾。地震後の9月29日～10月4日と10月13日～10月15日に地盤災害を中心に被害調査を実施した。この地域は、ここ十年の間に1993年釧路沖地震、1994年北海道東方沖地震、2003年十勝沖地震と3度も大きな地震に見舞われている。そこで、被害調査では過去の地震の被害調査結果^{2),3),4),5)}に基づいて、過去の地震の被害地点、被害状況と対比できるような視点で調査を実施した。また、被害の原因解明に欠かすことができない地震動記録に関しても、近年、急速に地震観測体制が整備され、数多くの地震動記録が観測、公開されている。本研究では、まず、公開された地震動記録を用いて、地震動の分布や特徴ある地点の地震動記録と被害の関係に関して考察する。次に、地震被害調査結果から特徴的な被害に関して観測された地震動や過去の被害状況とあわせて分析を行う。さらに過去の地震被害の復旧工事で何らかの対策がなされた地点の今回の地震時の被害状況から対策効果の有効性を検証する。

2. 観測された地震動

2.1 地震の概要

2003年十勝沖地震は、1952年十勝沖地震(Mj=8.2)とほぼ同じ位置で発生し、発生メカニズムも同様にプレート境界で生じた低角逆断層型地震である。震源インバージョン^{6),7)}から、破壊開始点の北西側の領域で大きなすべりがあり、破壊は南側から北に進んだとされる。推定された最大のすべり量は6m～7mにもおよぶ。また、断層の大きさは東西140km、南北に160km程度とされている⁸⁾。地震調査研究推進本部地震調査委員会が2003年6月に発表した日本海東縁部の地震活動の長期評価によれば、M8クラスの十勝沖地震は、2003年1月からの今後10年以内の発生確率が10%～20%、30年以内の発生確率が30%とされていた⁹⁾。新冠から厚岸にかけて震央から200km以内で震度6弱が観測された。また、約1時間20分後の6時8分にはMj=7.1の現在までの最大余震が発生し、浦河で震度6弱を観測した。

2.2 地震動記録の概要

Webを通じて公開されている地震観測記録には、防災科学技術研究所のK-net⁹⁾、KiK-net¹⁰⁾、港湾地域強震観測システム¹¹⁾の記録、気象庁のHPを通じて公開されている気象庁および地方公共団体の震度観測点の観測記録¹²⁾などがある。本研究では、北海道内に密に配置されたK-netの記録を中心に一部港湾強震観測網、気象庁から公開された記録をあわせて検討する。

まず、K-netなどの観測記録および観測記録から求めた各地点の加速度最大値、速度最大値、計測震度を図-1、図-2、図-3に示す。北海道の太平洋岸である南部、東部を中心に大きな値を示している。K-netの記録で震度6弱を観測した地点は、十勝支庁内の広尾、大樹、池田、釧路支庁内の直別、釧路、根室支庁内の本別海、標津の7地点、5強の上限に近い観測点(5.45以上)が浜中、白糠、鶴川である。気象庁発表の計測震度で6弱であったのは、新冠町北星町、静内町ときわ、浦河町潮見、鹿追町東町、幕別町本町、豊頃町茂岩本町、忠類村忠類、釧路町別保、厚岸町尾幌村であり、広域的には同様の地域に分布するが、観測点の地盤条件などに左右されるために一致はしない。震度6弱の地域は、震源から北の内陸部よりも、海岸線沿いに東西に遠方に広がる。図-4に北海道の地質の概要¹³⁾を示す。白い部分は第四紀堆積物である。十勝川沿いの十勝平野、釧路から標津にかけての低地あるいは海岸沿いの低地など、軟弱な地盤が存在する地域では、比較的遠方でも地震動強度が大きくなっているのがわかる。道東では、標津、本別海、また襟裳岬から苫小牧にかけての海岸線上の浦河、静内、新冠、鶴川などがそうである。

地震動の各指標の距離減衰特性をみるため、断面最短距離と加速度、速度の関係を図-5に示す。加速度が200cm/s²

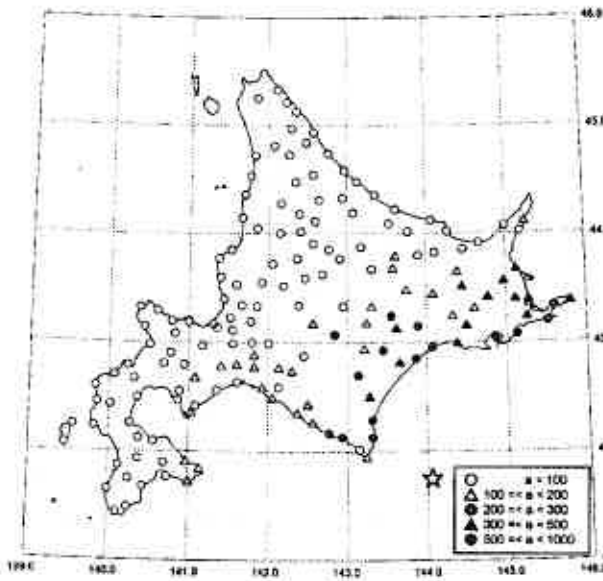


図-1 K-netで観測された加速度分布

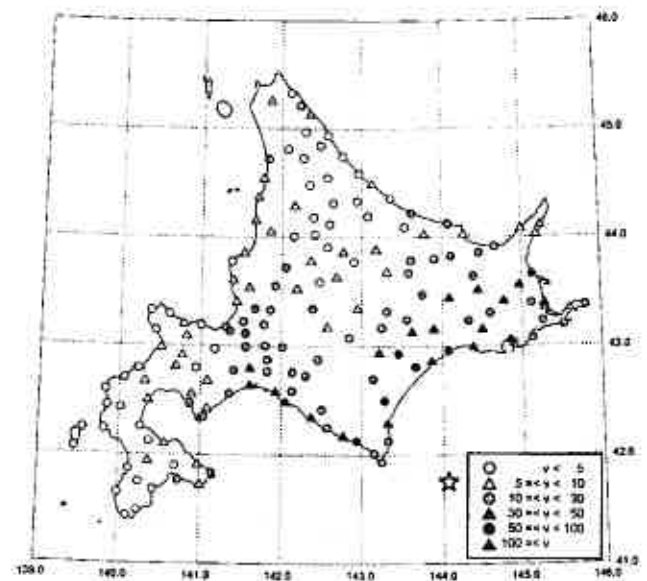


図-2 K-netで観測された記録から換算した速度分布

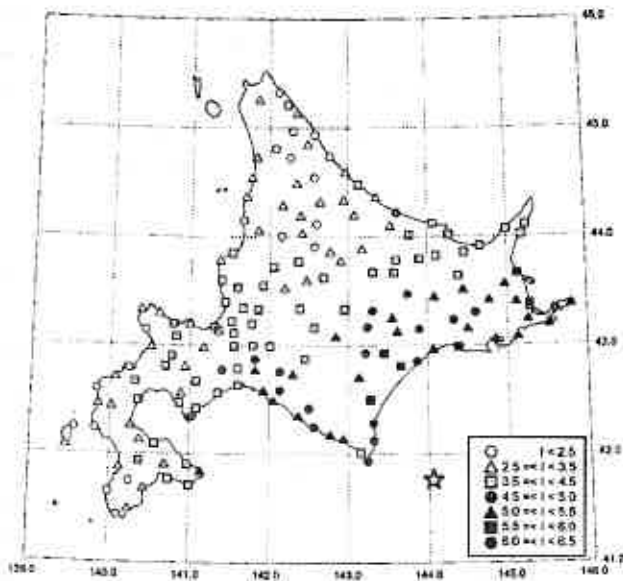


図-3 K-netで観測された記録から換算した計測震度分布

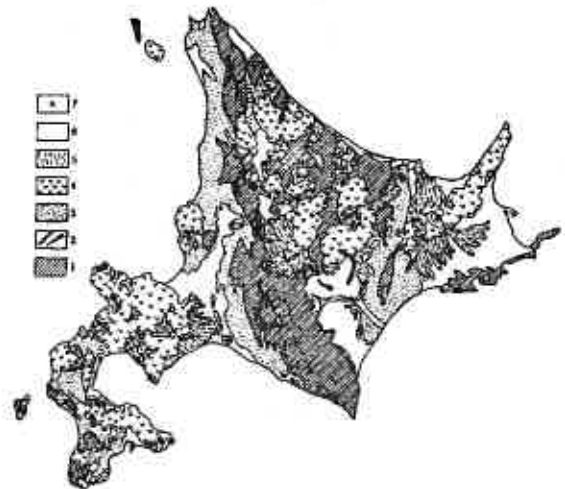
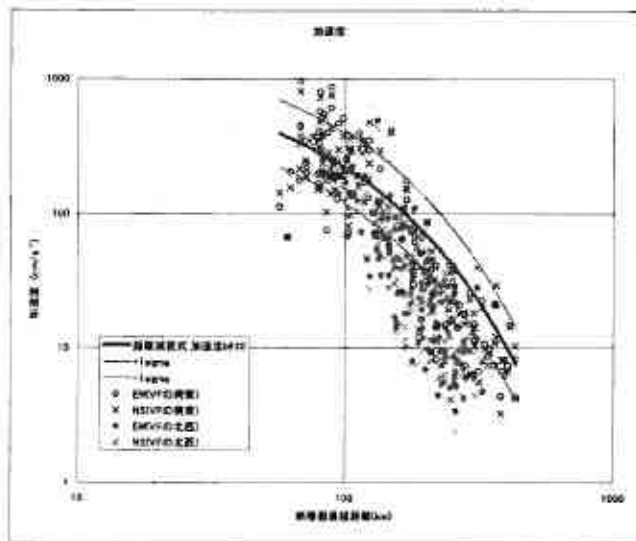
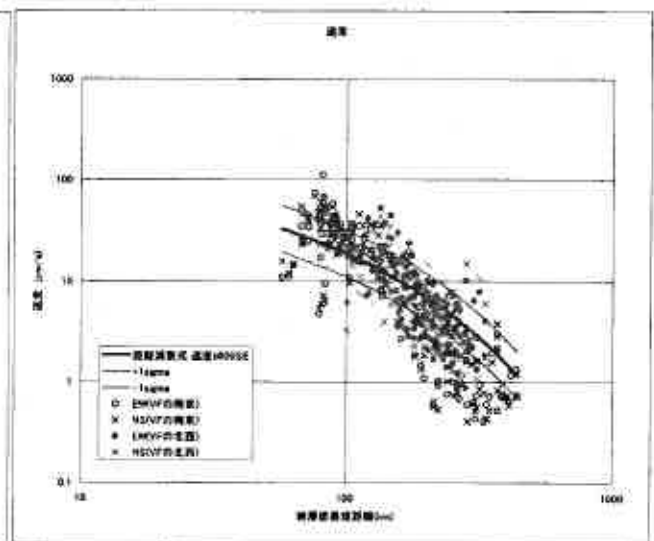


図-4 北海道の地質の概要¹⁾



a) 断層面最短距離と最大加速度の関係



b) 断層面最短距離と最大速度の関係

図-5 最大加速度, 最大速度の距離減衰特性

を越えるのは、断層面最短距離で 150km 以内となっている。また、速度で 30cm/s を越えるのはやはり 150km 以内である。図示していないが同様に計測震度が 6 弱を越えるのも 150km 以内である。水平 2 成分のうち比較的 EW 成分のほうが大きい場合が多い。

火山フロントの前後で地震動の減衰傾向が異なることは古くから指摘されている¹⁴⁾。武村は東北日本の太平洋プレートの潜り込みで起こる $M=7.5$ クラス以上の低角逆断層型地震に対して求めた火山フロントの両側での距離減衰式を求め、その違いを示している¹⁴⁾。火山フロントより北西側では上部マントルの Low-Q ゾーンの影響で、地震動の減衰傾向が著しい。高井ら¹⁵⁾は、1995 年 5 月 13 日の釧路管内の深さ 104km で発生した $M_j=6.4$ の地震に対し、最大加速度と震央距離の関係性を求め、火山フロントの西と東で距離減衰傾向が異なることを示している。断層面最短距離と加速度の関係性に、司・翠川の距離減衰式¹⁶⁾を重ねて示す。火山フロントの南西側と北東側で、距離減衰傾向が異なり、南西側では経験式とほぼ同程度の減衰傾向を示すのに対し、北西側では減衰の傾向が大きいことがわかる。もう一つは、個々の観測点の記録のばらつきが非常に大きいことである。同一距離においても距離が 100km 以内では加速度レベルが 100cm/s^2 から 1000cm/s^2 程度まで 10 倍程度違う場合もあり、個々の観測点の深い地盤構造、表層地盤構造、非線形特性などにより地震動強度が大きく異なることを示している。同様の関係を速度に関してみると、火山フロントの前後で明瞭な違いを見ることができない。また、断層面最短距離が近い場合には、既往の経験式よりも速度レベルが大きな地点が多く存在することがわかる。

2.3 強震動記録の過去に地震動との比較

震度 6 弱を観測した各観測点の加速度記録を図-6 に示す。観測されたデータをそのまま図示しているので開始時間の絶対時刻は一致しない。道東の標津、本別海、落石、浜中、釧路、白糠の記録、日高支庁・胆振支庁の様似から苫小牧にかけての太平洋岸の記録、十勝支庁の池田、広尾、大樹に加え、直別観測点の記録、様々な機関の記録の得られた釧路の記録、特徴的な記録の得られた苫小牧の記録に分けてそれぞれの最大値に会わせて示す。また、同様なグループ分けで求めた加速度応答スペクトル(減衰定数 5%、トリパタイト表示)を図-7 に示す。加速度応答スペクトルには比較のため、既往の強震動として 1995 年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台の記録¹⁷⁾、1993 年釧路沖地震の釧路気象台の記録¹⁷⁾をあわせて示す。

図-6a) の道東地域の地震動を見ると、震度 6 弱を記録した観測地点でも地点によりかなり異なった地震動が得られていることがわかる。落石や浜中は短周期の地震動が卓越し振幅が大きな時間が比較的短いものに対し、釧路、白糠は振幅の大きな地震動継続時間が長く、また、比較的周期の長い成分が卓越している。標津、本別海は比較的長周期成分が卓越するが強振幅地震動の継続時間は短い。図-7a) b) の応答スペクトルを比較すると標津、本別海、釧路、白糠は 1 秒以上の比較的長周期成分が卓越している。それに対し、落石、浜中は 1 秒以下の短周期成分が卓越する。速度応答のレベルは 1993 年釧路沖地震と同程度であるが、釧路沖地震の釧路気象台の記録が 1 秒以下の短周期成分が卓越しているのに対し、0.8 秒以上の周期成分が卓越する。良好な地盤では釧路沖地震と同様短周期が卓越するが、地震動レベルは相対的に小さい。このように、震度 6 弱を記録した地点でも地震動は異なる。地盤条件を見ると落石、浜中が G.L.-5m ~ G.L.-6m で S 波速度 300m/s ~ 400m/s の層が現れる良好な地盤上のサイトであるのに対し、他の地点は釧路が G.L.-17m で S 波速度 290m/s の層が現れる以外は、G.L.-20m でも S 波速度が 150m/s 程度の軟弱地盤上の観測点である。このように、表層地盤構造が地震動におよぼす影響は大きい。

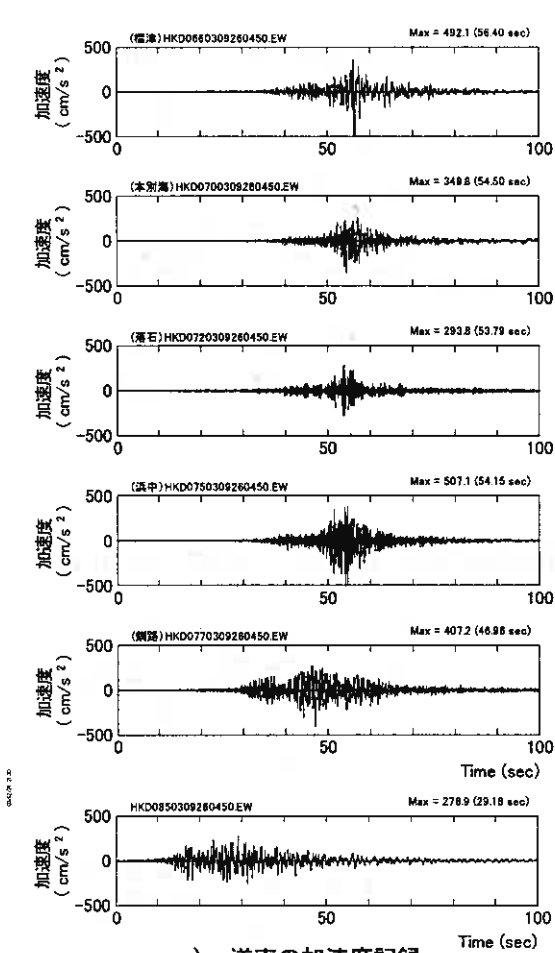
日高支庁から胆振支庁の太平洋岸の観測点について、震源からの地震動の伝播方向に並べて比較する。様似から門別までの観測点では、振幅レベルに違いはあるものの、図-6b) の加速度波形、図-7c) の応答スペクトルともよく似た地震動である。しかし、その先の勇払平野内の苫小牧では、振幅は相対的に小さいものの、主要動から地震動の後半にかけて、非常に長周期の地震動が卓越する。応答スペクトルの卓越周期は、7 秒から 8 秒付近で、伝播経路上観測点に比べて著しく長い。図-7f) に苫小牧内のいくつかのサイトの記録を比較するが、いずれの観測点でも周期の長い成分が卓越し、震源近傍の広尾とは対照的である。これらの観測点よりやや北の苫小牧液状化アレー観測点でも、周期の長い地震動が観測されたことが報告されている¹⁸⁾。このように苫小牧では広い範囲で長周期地震動が卓越しており、勇払平野の深い地盤構造が長周期地震動の生成に影響した可能性が高い。

図-6c)、図-7d) に震源近傍の十勝支庁内の地震動を示す。地点により地震動は異なるが、震源近傍では 800cm/s^2 を越える地震動が観測されている。応答スペクトルのレベルは、1993 年釧路沖地震や 1995 年兵庫県南部地震に匹敵する。

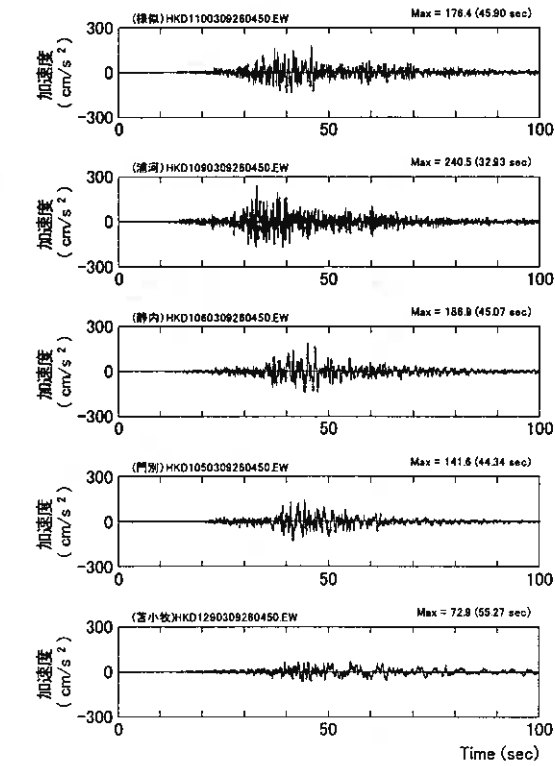
図-6d)、図-7e) に 1993 年釧路沖地震、1994 年北海道東方沖地震でも港湾などに大きな被害を受けた釧路の記録を示す。地震動は釧路沖地震とほぼ同等かやや大きいと考えられる。スラブ内地震とプレート境界地震という破壊形態の違いから、地震動の卓越周期に違いがあるが、速度レベルではほぼ同程度かやや大きい地震動であったと考えられる。短周期成分が卓越するといわれるスラブ内地震の釧路沖地震よりも、より長周期が卓越している。

3. 液状化

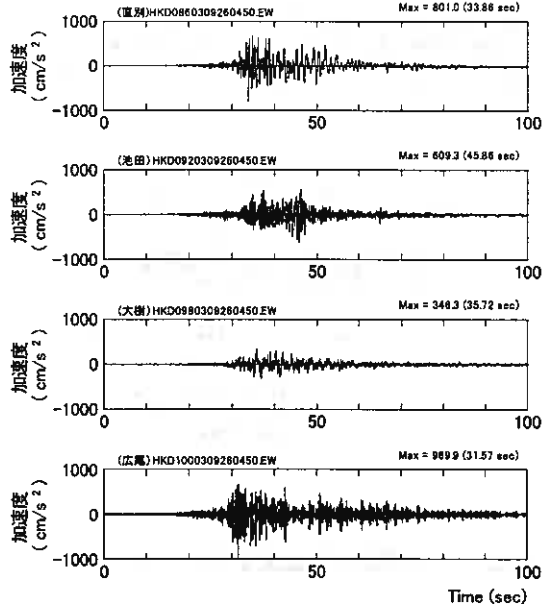
現地被害調査は地盤災害を中心に調査したが、ここでは、地盤災害のうち、液状化に関して示す。図-8 に 2003 年十勝沖地震の被害調査で液状化を確認した地点を示す。なお、十勝川河川堤防の堤体盛り土が液状化により大きな被害を



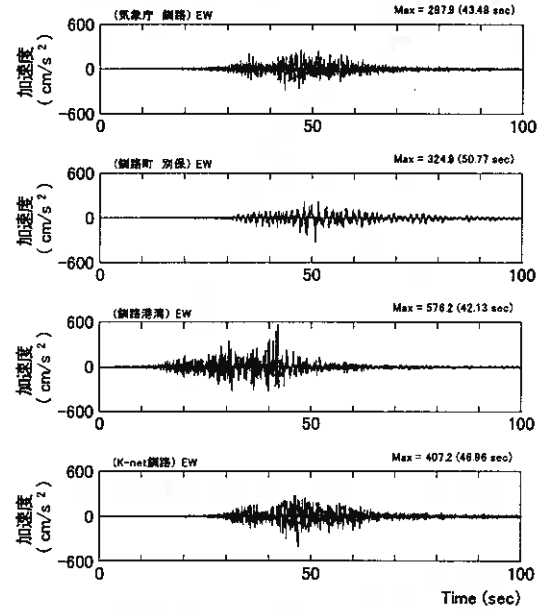
a) 道東の加速度記録



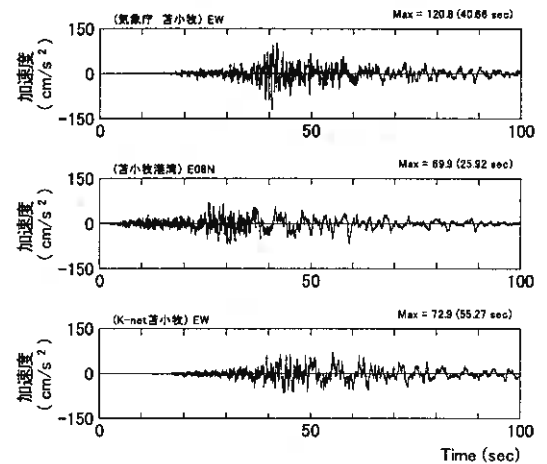
b) 様似から苫小牧にかけての加速度記録



c) 震源断層に近い地域の加速度記録道東の加

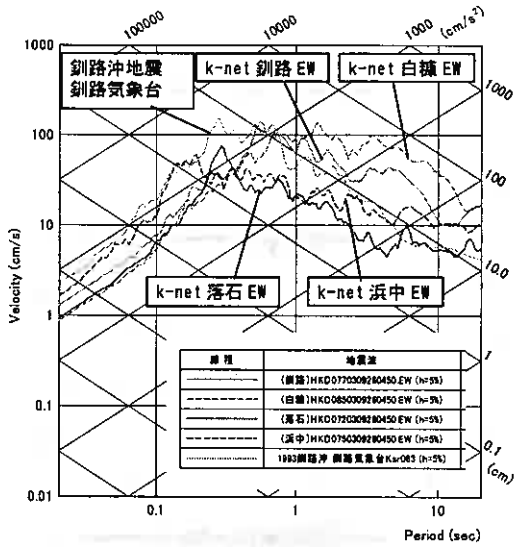


d) 鋼路で観測された加速度記録の比較

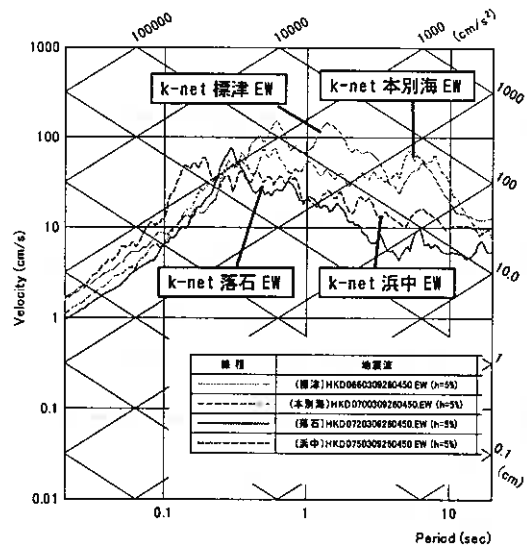


e) 苫小牧で観測された加速度記録の比較

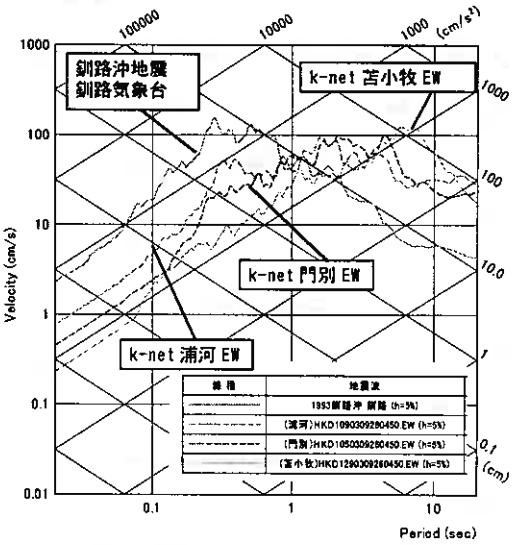
図-6 観測された加速度時刻歴波形



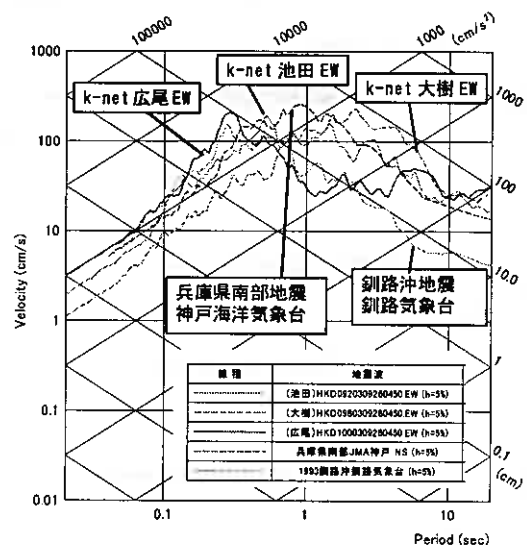
a) 道東で観測された記録の加速度応答スペクトル 1



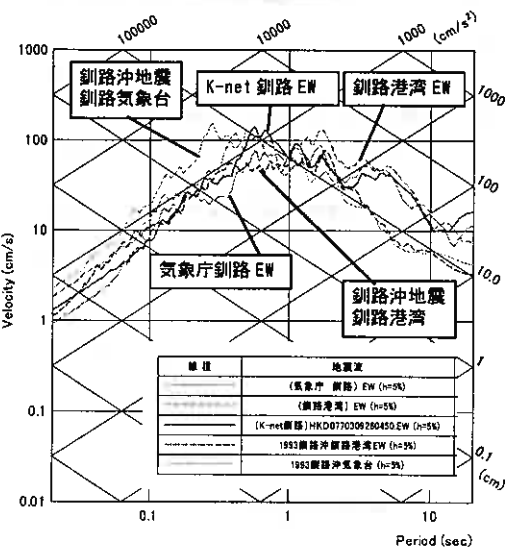
b) 道東で観測された記録の加速度応答スペクトル 2



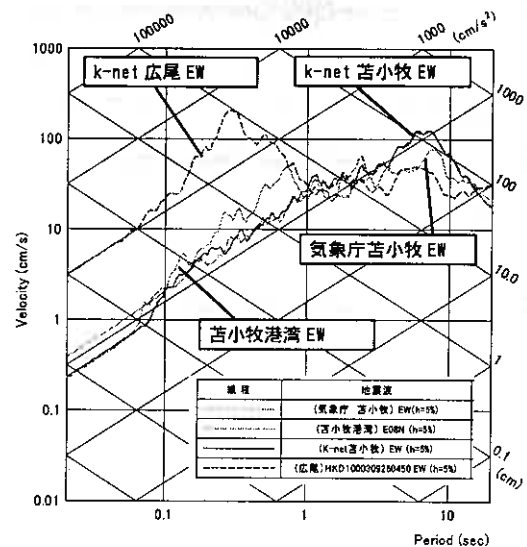
c) 日高，胆振支庁で観測された記録の加速度応答スペクトル



d) 十勝支庁で観測された記録の加速度応答スペクトル



e) 釧路で観測された記録の加速度応答スペクトル



f) 苫小牧で観測された加速度応答スペクトル

図-7 観測された記録の加速度応答スペクトル(減衰定数 5%, トリパタイト表示)

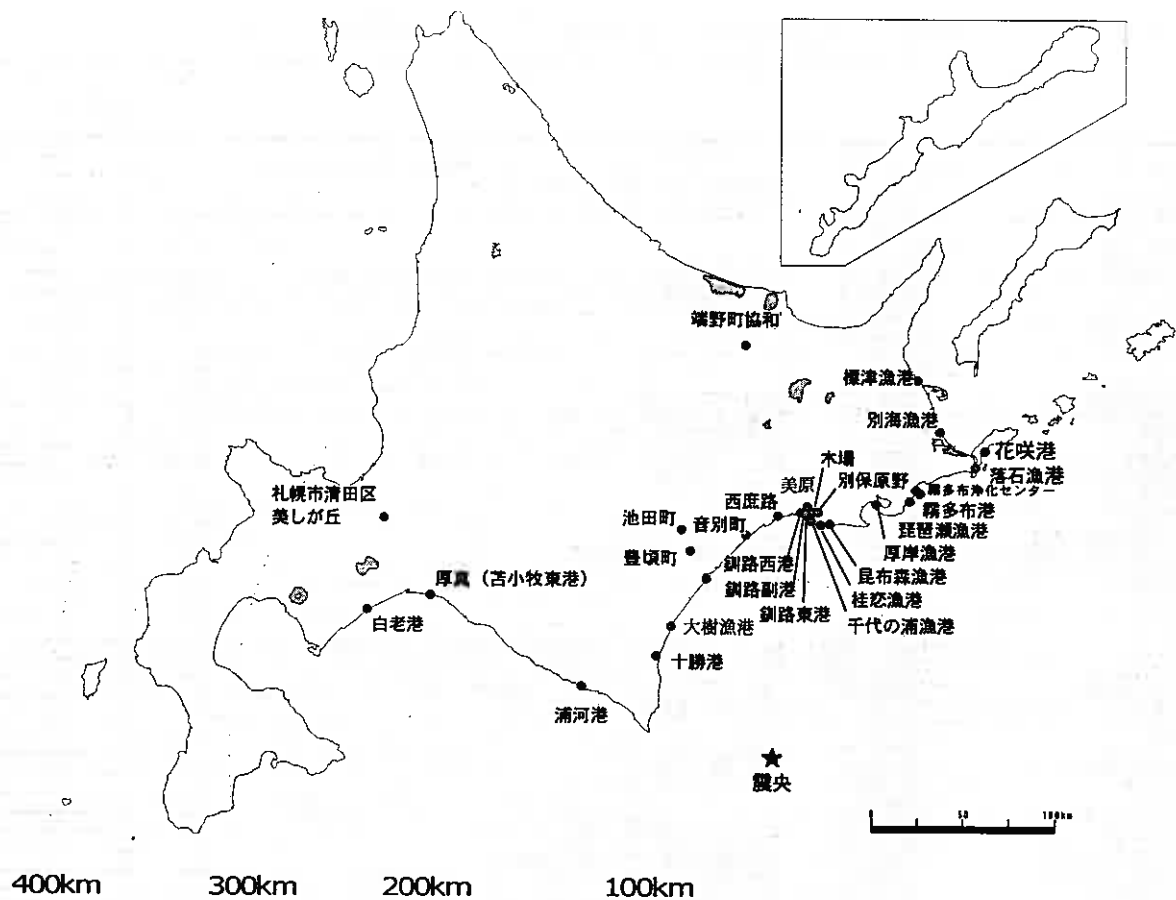


図-8 十勝沖地震による液状化地点

受けたとされているが、それに関しては図示していない。また、表-1 に液状化地点名を示す。1993 年釧路沖地震、1994 年北海道東方沖地震で液状化した地点^{19),20)}と対比し、再液状化の有無についても示す。1993 年以降の地震に関する液状化発生地点は、原則として液状化によって生じる噴砂を確認した地点である。

確認できた液状化地点の東端は根室市花咲港、北端は端野町協和、西端は白老町白老港である。また、震央からの最遠地点は、震央距離で 253km 離れた札幌市清田区美しが丘団地である。液状化地点の分布範囲は、釧路沖地震で震央から約 330km 離れた八戸港²⁾で、北海道東方沖地震において震央から約 380km 離れた十勝港で液状化が確認されたのに比べて狭い範囲に分布している。

釧路沖地震や北海道東方沖地震において、港湾構造物は液状化により大きな被害を受けた。今回の地震でもやはり、港湾、漁港を中心に海岸埋立地での液状化が顕著で液状化が発生し、被害が生じた。釧路西港では釧路沖地震後に液状化対策を行い復旧工事がなされた。第一埠頭から第三埠頭では、液状化対策の効果がみられ、背後地盤では液状化が発生したものの岸壁にはほとんど被害がないか軽微であった。しかし、近年埋め立てられた第 4 埠頭では大規模な液状化と岸壁の被害が生じた。また、釧路東港では前回の 2 回の地震では原型復旧であったため、漁業埠頭など同様の箇所でも被害が生じた。標津漁港では新しい埋立地で液状化し、また、液状化の西限の花咲港・落石漁港では、埋め立て年代の新しい埋立地で再液状化が生じた。

内陸部では、下水施設の液状化被害が各地で発生した。マンホールの突出量は釧路町の新東陽団地や音別町などで 1.0m 以上にもおよぶなど大きな被害をもたらした。沖積低地に広がる泥炭地盤にマンホールや管路を埋設し、砂で埋め戻したところでの液状化被害が多いと考えられる。釧路町の木場周辺では、過去の地震でも被害を受け、過去 10 年で 3 回もマンホールが突出した。復旧工事は砂で埋め戻す原型復旧がなされていたと考えられる。一方で、改良復旧で復旧工事がなされた標津町下水では、地震動強度は大きかったものの被害が生じていない。

もっとも震央距離が大きい札幌市清田区的美しが丘団地内では、古くは低地であったところを埋立て造成した部分が局所的に液状化し、住宅が大きく傾斜する被害が生じた。2000 年鳥取県西部地震の際に米子でも同様な被害が生じている²¹⁾。同じく震源から、200km 以上離れた端野町協和では、低地部を埋立て造成した緩傾斜の農地で広範囲な地盤の流動が発生した。以上のように、埋立てや造成後、年月を経っていないところは、震源から離れ地震動強度が比較的小さくても、液状化が発生する可能性がある。

表-1 十勝沖地震による液状化地点と過去の地震での液状化の有無

市町村名	地域名	地形	記事	液状化の有無		
				1993年 釧路沖	1994年 北海道東 方沖	2003年 十勝沖
浜里町	浜里港	砂丘間低地	×	○	×	
標津町	協和	造成地	低地に火山灰質の砂質土で埋立造成した緩傾斜の農地で地盤流動	×	×	○
標津町	標津漁港	海岸埋立地	標津漁港の新たに埋め立てられたところ	○	○	○
標津町	標津漁港	海岸埋立地	旧来からの漁港の船置き場	○	○	○
中標津町	中標津市街	造成地、埋戻土		×	○	×
別海町	尾岱沼漁港	海岸埋立地		○	○	×
別海町	別海漁港	海岸埋立地	埋立地	×	○	○
根室市	花咲港	海岸埋立地	東埠頭、西埠頭で液状化、東方沖地震と同じところで再液状化	○	○	○
根室市	碓石漁港	海岸埋立地	東方沖地震と同じところで再液状化	○	○	○
根室市	幌茂尻漁港	海岸埋立地		×	○	×
根室市	歯舞漁港	海岸埋立地		×	○	×
根室市	根室市街	造成地		×	○	×
根室市	散布漁港	海岸埋立地		○	○	○
根室市	昆布漁港	海岸埋立地	海岸からは少し陸側に入ったところ	○	○	○
根室市	霧多布港	海岸埋立地	霧多布港中央地区、本町地区	○	○	○
根室市	霧多布港	海岸埋立地	霧多布港西地区	○	○	×
根室市	霧多布浄化センター	造成地	新しい浄化センターで液状化、マンホールも浮上	○	○	○
根室市	霧多布町	埋め戻し土	マンホール浮上	○	○	○
厚岸町	床草漁港	造成地		×	○	×
厚岸町	炭炭港	造成地		×	○	×
厚岸町	厚岸漁港第二埠頭	海岸埋立地	厚岸町方キ種苗センター	○	○	○
厚岸町	厚岸漁港第三埠頭	海岸埋立地	厚岸漁港第三埠頭船置き場	○	○	○
標茶町	塘路	造成地		○	○	○
標茶町	茅沼	造成地		○	○	○
釧路市	国峯	造成地、埋戻土		○	○	○
釧路市	桂木	造成地、埋戻土		○	○	○
釧路市	木場2丁目	造成地、埋戻土	ホームマック西側ノ前の別保富原通の歩道はマンホールが浮上	○	○	○
釧路市	新東陽団地	造成地、埋戻土	マンホールがいたるところで浮上	○	○	○
釧路市	昆布森漁港	海岸埋立地	護岸には段差があるが小さい、漁協建物に被害	○	○	○
釧路市	美原	造成地	住宅地内の電柱の根元	○	○	○
釧路市	愛国	造成地		○	○	○
釧路市	桂木漁港	海岸埋立地	岸壁背後地盤での噴砂	○	○	○
釧路市	千代ノ浦漁港	海岸埋立地	岸壁背後地盤亀裂段差、マリパーク沈下陥没	○	○	○
釧路市	知人町	海岸埋立地	釧路東港南埠頭、新南埠頭	○	○	○
釧路市	フィッシャーマンズワープ	海岸埋立地	フィッシャーマンズワープ西側、釧路全日空ホテル出て左の公園前	○	○	○
釧路市	東港海運一丁目	海岸埋立地	中央埠頭、北埠頭間の護岸沿い	○	○	○
釧路市	北埠頭	海岸埋立地	倉庫周囲の段差、倉庫の被害	○	○	○
釧路市	東港 漁業埠頭	海岸埋立地	先端部第7魚場、駐車場、公園など	○	○	○
釧路市	副港波除堤	海岸埋立地	波除堤の先端	○	○	○
釧路市	副港	海岸埋立地	第1魚場、第2魚場、題号お上げ場付近	○	○	○
釧路市	浜町	海岸埋立地	東防波護岸積の埋立地	○	○	○
釧路市	西港1丁目	海岸埋立地	石油コンビナート周辺	○	○	○
釧路市	西港第一埠頭	海岸埋立地	基部の公園など	○	○	○
釧路市	西港第二埠頭	海岸埋立地	道路沿い、施設敷地内	○	○	○
釧路市	西港第三埠頭	海岸埋立地	道路沿い、施設敷地内	○	○	○
釧路市	釧路港西港第4埠頭基部	海岸埋立地	道路亀裂、段差、いたる所で噴砂	○	○	○
釧路市	釧路港西港第4埠頭	海岸埋立地	地盤崩壊地点背後	○	○	○
釧路市	川東	埋戻土	町営球場前マンホール浮上、埋戻土沈下	×	×	○
釧路市	海光3丁目	沖積地盤	アパート公園内、盛立土と思われる	○	×	○
釧路市	文化会館、周辺住宅地	造成地、埋戻土	マンホール浮上、浄化槽浮上	○	△	○
釧路市	海光、首別浄化センター	盛土	建物周囲沈下	○	○	○
白糠町	西岸路	盛土	地盤亀裂	○	○	○
白糠町	鷹路川下流	旧河道、河道		○	○	×
白糠町	和天別川下流	旧河道		○	○	×
池田町	1R利別川橋梁周辺	造成地	造成地道路で噴砂、埋戻土浮上	○	○	○
豊頃町	大津漁港	海岸埋立地	岸壁沈下、背後地盤で噴砂	○	○	○
豊頃町	大樹漁港	海岸埋立地	岸壁沈下、背後地盤で噴砂	○	×	○
豊頃町	豊頃駅周辺	造成地、埋戻土	下水道マンホール浮上、警務部沈下、周辺宅地で噴砂	○	○	○
豊頃町	茂岩	造成地		○	○	○
広尾町	十勝港	海岸埋立地	第3埠頭、第4埠頭で噴砂、第2、3埠頭では岸壁被害	○	○	○
浦河町	浦河港西部	海岸埋立地	岸壁背後地盤亀裂段差	○	×	○
浦河町	浦河町東町	埋め戻し土	下水施設	×	×	○
苫小牧市	苫小牧港東港	海岸埋立地	苫小牧真火発電所西部、道路脇に大量の噴砂、道路波打ち	×	×	○
白老町	白老港	海岸埋立地	岸壁背後地盤亀裂段差	×	×	○

グレー：2003年十勝沖地震での液状化地点

○：液状化、×：液状化なし、-：未確認、/：施設がなかった

4. 標津下水の液状化対策の効果

北海道東方沖地震で液状化により被害を受けた標津町の下水施設に関して、液状化対策の効果を検証する。標津町下水は一部地域で1993年釧路沖地震の際に液状化により被災した。原型復旧で復旧工事がなされたが、翌年の北海道東方沖地震では復旧箇所も含めより広範囲に、さらに大きな被害を受けた。標津港でも液状化被害が発生した。図-9に北海道東方沖地震の被害分布を示す²²⁾。国道244号沿いの歩道では、マンホールの突出と管路上地盤の沈下、電柱の沈下、噴砂が確認された。原地盤は比較的液状化しにくい地盤であり、被害の主な原因は、埋戻し砂質土の液状化と砂のマンホール下への回り込みによると推定された。推定された被災状況図⁵⁾を図-10に示す。被害の様子⁵⁾を図-11に示す。従来下水管理設では現地発生土が泥炭などであるため、砂での転圧埋め戻しがなされていた。釧路沖地震で被災した地域は、原型復旧がなされ砂で埋め戻されたが、1年もたたずして再び被災した。このような状況から、北海道東方沖地震の復旧工事では、埋め戻し土の液状化を防ぐために、図-12に示すような、いくつかの対策⁵⁾のうち、碎石による埋め戻しが採用された。なお、「下水道の耐震対策指針と解説」²³⁾には、周辺地盤の対策として過剰間隙水圧を速やかに消散させ、管路底面に作用する揚圧力の低減できる埋め戻し材、液状化のおそれのない埋め戻し材を用いることが示されている。

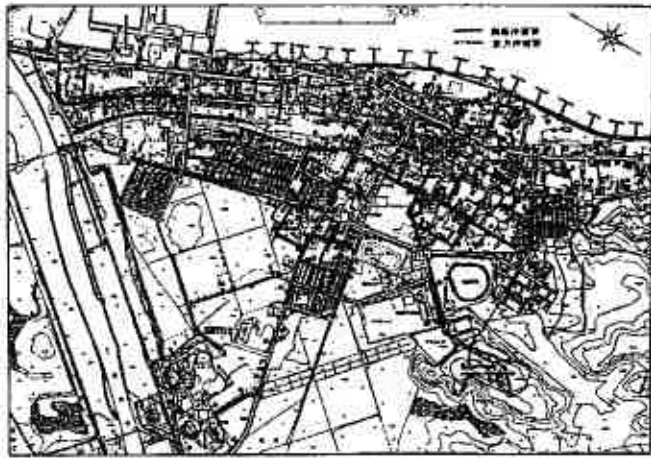


図-9 標津下水の被害分布図²²⁾

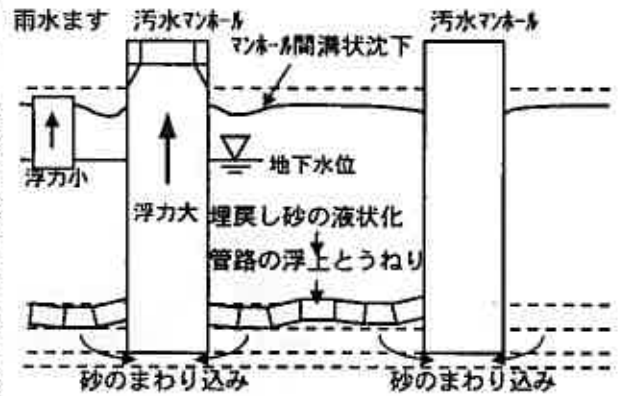


図-10 標津下水の被害状況推定図⁵⁾



a) 汚水マンホールの浮上と管路部の沈下⁵⁾



b) 汚水マンホールの浮上と管路部の沈下および噴砂⁵⁾

図-11 標津下水の被害状況

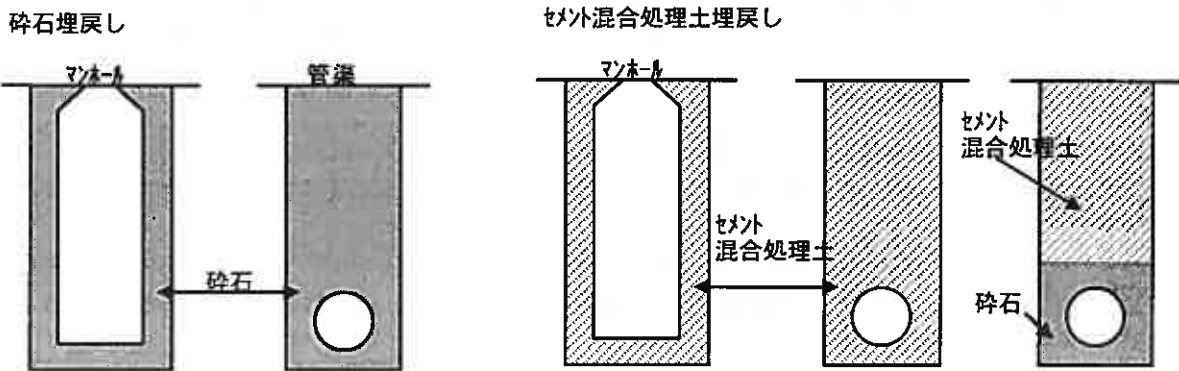


図-12 下水の液状化対策⁵⁾

今回の地震では、標津港ではやはり液状化が発生したが、東方沖地震で大きな被害を受けた国道244号沿いの歩道では下水マンホールはほとんど浮上がなかった。また管路部の沈下も見られなかった。これらの状況を図-13に示す。ここでは、被害と地震動の強さについて考察する。北海道東方沖地震の際には、地震観測網がそれほど充実していなかったため標津での記録がない。三輪ら²⁴⁾は、地震被害調査で墓石の転倒率を調べ、武村¹⁴⁾の墓石転倒率と震度の関係から、標津では震度5.3程度の地震動であったことを推定している。また、鏡味ら²⁵⁾の実施したアンケート震度調査からは5.6と推定されている。震度階では震度5強～震度6弱であったと推定される。今回の地震の地震動は5.9(震度6弱)を記録していることから、地震動強度は同等程度かやや大きいものであったと推定される。標津漁港では、新しい埠頭で、地盤の亀裂と岸壁のはらみだし、エプロンの沈下と30cm程度におよぶ段差が生じ、また船置き場では多くの噴砂が生じた。これらの被害の様相は前回の地震被害⁵⁾と比べて同等程度であったと考えられる。このように推定した地震動レベルはほぼ同程度であり、近接する施設での被害も同様であったことから、下水施設についても、液状化抵抗が同じであ



a)ほとんどの地点で無被害
(マンホール浮上や管路部の沈下は見られない)



b)汚水マンホールがわずかに浮上している
地点もあった

図-13 十勝沖地震における標津下水の被害

れば、液状化被害も同等程度であったと考えられる。しかし、液状化対策として砕石埋め戻しで改良復旧された下水道施設は、ほとんど被害がなかった。復旧工事により液状化抵抗が上がったために液状化を未然に防ぐことができたと考えられ、液状化対策効果の有効性が確認できた。今後の復旧工事や新設の場合には、あらかじめ他液状化対策を施すことが重要と考えられる。

5.まとめ

2003年十勝沖地震の地震動に関して考察し、被害調査のうち液状化に関して整理し、下水道施設の液状化対策効果について考察した。得られた結果は以下の通りである。

- 1)断層近傍の十勝支庁では 500cm/s^2 を越える地震動など大きな地震動が各地で観測された。釧路では釧路沖地震に匹敵する地震動が観測された。また、断層から離れた道東地域でも、大きな地震動を観測した。地震動は断層からの距離が同じであっても、表層地盤条件の違いで、増幅の程度や周期特性が大きく異なる。また、火山フロントの前後で距離減衰の傾向に違いが見られる。
- 2)勇払平野の苫小牧では、周期5秒～8秒の深い地盤構造に起因すると考える長周期地震動が卓越した。
- 3)液状化は海岸埋立地や内陸では埋立て造成地で数多く発生した。また、下水道施設など埋戻土の液状化による被害が各地で発生した。若齢の地盤では遠方でも液状化の可能性がある。液状化対策を施した地点では液状化に被害はないか軽微であった
- 4)北海道東方沖地震で大きな被害を受けた標津下水は、砕石埋め戻しによる改良復旧がなされていたために、地震動強度がほぼ同程度であった十勝沖地震の際にはほとんど被害がなかった。下水道の液状化他作の有効性が確認された。

謝辞：本研究には、K-net、港湾地域強震観測網、気象庁HPで公開されている気象庁と地方公共団体に観測された地震動を使用させていただきました。また、釧路沖地震、兵庫県南部地震の気象庁87型強震計による記録を使用させていただきました。関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1)気象庁：http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2003_09_26_tokachi/index.html, 2003.
- 2)土質工学会：1993年釧路沖地震・能登半島沖地震災害調査報告書，404p., 1994.
- 3)地盤工学会：1994年北海道東方沖地震災害調査報告書，260p., 1998.
- 4)飛島建設株式会社：1993年釧路沖地震被害調査速報，69p., 1993.
- 5)飛島建設株式会社：1994年北海道東方沖地震被害調査報告書，446p., 1994.
- 6)本多亮，青井真，森川信之，関口春子，功刀卓，藤原広行：近地強震動記録による北海道十勝沖地震(2003/09/26, 4:50)の震源インバージョン(暫定)，<http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/news/tokachi-oki/inv/>, 2003.
- 7)東京大学地震研究所 2003/09/26 十勝沖地震特集ページ：<http://www.eri.u-tokyo.ac.jp/topics/TOKACHI03/index-j.html>, 2003.
- 8)地震調査研究推進本部地震調査委員会：千島海溝沿いの地震活動の長期評価について，http://www.jishin.go.jp/main/chousa/03mar_chishima/hyoka.pdf, 2003..
- 9)防災科学技術研究所強震ネットワーク K-net：<http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>

- 10)防災科学技術研究所基盤強震観測網：KiK-net：<http://www.kik.bosai.go.jp/kik/>
- 11)港湾地域強震観測システム：<http://www.eq.ysk.nilim.go.jp/>
- 12) 気象庁：「平成 15 年 (2003 年) 十勝沖地震」の最大加速度値と強震波形，http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2003_09_26_tokachi/acc_data/index.html，2003.
- 13)加藤誠：北海道の自然環境と地形，地質 北海道の地質，土と基礎，Vol37, No.9, pp.11-15, 1989.
- 14)武村雅之：1993 年釧路沖地震の発生メカニズムと地震動—やや深発地震による地震動の特徴—，第 21 回地盤震動シンポジウム，日本建築学会，pp.3-14, 1993.
- 15)高井伸雄，岡田成幸：火山フロントを考慮した地震動の距離減衰式改善の試み，第 11 回日本地震工学シンポジウム，No.116, pp.605-608, 2002.
- 16)司宏俊，翠川三郎：断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度，最大速度の距離減衰式，日本建築学会構造系論文集，第 523 号，pp.63-70, 1999.
- 17)気象庁：87 型強震計記録.
- 18)西本聡，江川拓也，林宏親，三輪滋，池田隆明：2003 年十勝沖地震における液状化アレー観測記録，平成 15 年度地盤工学会北海道支部技術報告会(投稿中)，2004.
- 19)森伸一郎：1993 年 1 月 15 日釧路沖地震における液状化調査，第 28 回土質工学研究発表会発表講演集，pp.1091-1094, 1993.
- 20)沼田淳紀，森伸一郎，三輪滋：1994 年北海道東方沖地震における液状化，第 31 回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1221-1222, 1996.
- 21)飛島建設株式会社：2000 年鳥取県西部地震被害調査報告書，124p., 2000.
- 22)土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室：北海道東方沖地震による標津町における下水道管路施設の被災調査，土木研究所資料，第 3628 号，58p., 2000.
- 23)日本下水道協会：下水道の耐震対策指針と解説，1997.
- 24)三輪滋，森伸一郎，沼田淳記：1994 年北海道東方沖地震における道東地域の地震動強さ，第 31 回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1126-1126, 1996.
- 25)鏡味洋史，高井伸雄：1994 年 10 月 4 日北海道東方沖地震・1994 年 12 月 28 日三陸はるか沖地震の高密度震度調査，1995 年度日本建築学会大会学術講演梗概集(B-2, 構造-II)，pp.25-26, 1995.

2003年十勝沖地震における下水道管の被害と地盤の関係

基礎地盤コンサルタンツ(株) 正会員 森本 巖
 " ○ 長崎 淳
 " 坪田邦治
 " 橋本 勝
 北電総合設計(株) 正会員 斉藤和夫

1. はじめに

北海道においては、1993～1994年に発生した3つの地震(釧路沖地震、北海道南西沖地震、北海道東方沖地震)により多くの人的、物的被害が生じている。下水道関連施設においても同様に、震源に近い道東・道南都市部に特に大きな被害が生じている。この状況は今回の2003年十勝沖地震においても同様な被害を生じている。ここで報告する下水道関連施設における被害は、地中構造物が多いことから、地盤条件のよくない地域において、埋め戻し土や周辺地盤の液状化に伴う地中構造物特有の浮上りによる被害と陥没による被害に集約される^{1) 2)}。

今回の2003年十勝沖地震によっても、下水道関連施設の被害が顕著であった。特に音別町川東地区や豊頃町大津地区および釧路町東陽団地等では、下水道のマンホールが1m以上突出した他、下水管路を埋設した地盤の沈下・陥没が各所で発生した。ここで報告するのは、これらの音別町川東地区、十勝川右岸の大津地区、釧路町桂木地区・木場地区、その他(阿寒町、豊頃町、鶴川町、新冠町)を中心にして、被害状況と地盤状況の関係についてまとめたので報告する。

2. 音別町川東地区

図-1に示す音別町の川東地区では、歩道部に埋設されていた3基のマンホールが最大1.6m程度地上に突出する被害があった(写真-1～写真-4)。各マンホールの突出量(現地盤面とマンホール天端標高との差)と地盤の沈下・陥没量は表-1に示すとおりである。マンホール周辺には噴砂はなかったが、写真-4に示すように管路埋設部の地盤陥没地点で噴砂が見られた。噴砂の粒径は図-2に示すように細粒分が約50%を占めており、埋め戻し土に用いられた火山灰が液状化したものと思われる。周辺の住宅敷地の地盤でも若干の液状化や沈下は見られたが、マンホールおよび管路敷設地盤のような大きなものは見られなかった。このことから、これらの被害は、地盤全体が液状化したのではなく、管路およびマンホールの埋め戻し土が液状化したために起きたものと考えられる。なお、被害地点北側のマンホールおよび管路には被害がなかったが、その場所では泥炭地盤の沈下防止対策として、埋め戻し土に発泡ビーズを用いて軽量化し、かつセメントを添加して固化していたということである。なお、音別町では、この他にもマンホールが突出した地点があるようである。



図-1 音別町川東地区のマンホール調査位置

表-1 マンホールの突出量と地盤沈下量(音別町川東地区)

マンホールの位置	突出量	地盤沈下量	備 考
NO. 1 (南側)	160 cm	40 cm	
NO. 2 (中間)	100 cm	45 cm	
NO. 3 (北側)	150 cm	50 cm	傾斜浮上のため、マンホールの上部ブロックが落下

3. 大津地区(大津浄化センター)

十勝川右岸の大津地区において堤防の大きな崩壊が起こった場所の近隣にある下水道施設の大津下水浄化センター(図-3)でマンホールの突出、管路埋め戻し地盤の陥没、敷地地盤の全体的な沈下等の被害が発生した。写真-5に示すように、浄化センター敷地内のマンホールが地面から174cm突出し、同時に敷地内の地盤が20～30cm沈下していた。地盤の沈下を考慮してもマンホールは140～150cm程度は浮き上がったと考えられる。写真-6に示すように、浄化セン



写真-1 約1.6m突出した南側のマンホール（音別町）



写真-2 約1.5m突出した北側のマンホール（音別町）



写真-3 下水道埋設箇所の陥没（約55cm 音別町）



写真-4 陥没地点の噴砂状況（音別町）

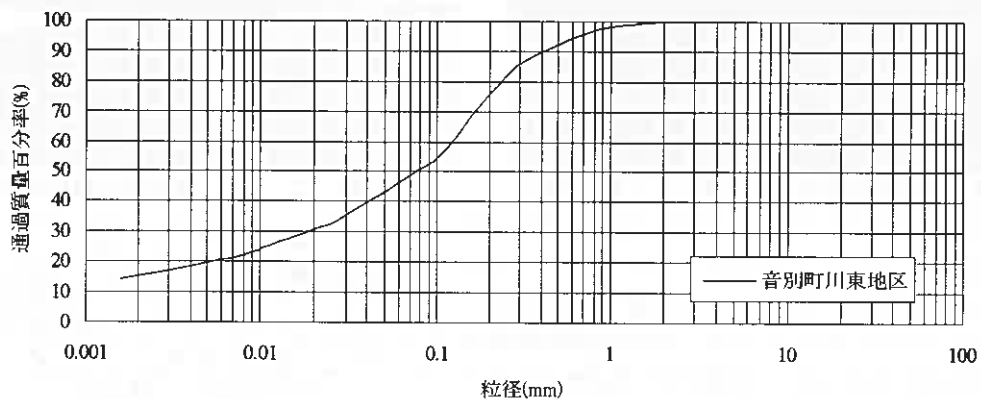


図-2 噴砂の粒径分布（写真-4地区の試料）

ターにつながる下水管路の埋設道路は大きく陥没していた。マンホールの突出のため、適切な管路勾配が維持できなくなったため、ポンプアップによって下水を処理していた。大津浄化センターへのアプローチ道路と直交する道路では、沈下とマンホールの突出がみられた。また、写真-7 は道路の陥没地点に見られた噴砂である。

4. 釧路町桂木・木場地区

1993年釧路沖地震では、図-4に示す旧釧路川右岸にある釧路町桂木・木場両地区（国道44号沿い）で下水道マンホールが大きく突出する被害があった。この地区は図-5に示すように、泥炭地の上に盛土施工して、工業団地・住宅地として利用されている所である。釧路沖地震で最大1.50mの突出が見られた桂木4丁目（図-4①）においては今回の地震で突出は見られなかった（写真-8）。一方、釧路沖地震で最大1.18mの突出が見られた木場2丁目（図-4②）では、今回の地震でも最大0.17m程度の突出があった（写真-9）。このルートでは、1994年北海道東方沖地震でも、ほぼ同じ場所のマンホールが最大20cm程度突出している（写真-10）。木場地区では程度の差はあるが、過去3度の地震でいずれもマンホールが突出したことになる。この原因究明は今後の検討を待つ必要があるが、道東地方において、マンホ



図-3 大津下水浄化センター位置図

500m 0 500 1000 1500



写真-5 浄化センター敷地内のマンホールの突出



写真-6 管路埋設部の陥没状況（浄化センター地区）

ールの突出現象が頻発するのは、泥炭層の存在、埋め戻し砂の液状化が原因の一端ではないかと考えられる。桂木・木場地区における釧路沖地震と今回の十勝沖地震の両地震の突出量を比較すると図-6 のようになり、今回の地震は釧路沖地震に比べると突出量が小さい。両地震での地震動の大きさ（最大加速度）は同程度で、継続時間は今回の地震の方が長かったと言われているが、その割にはほとんど被害がなかった原因については、釧路沖地震並びに北海道東方沖地震における復旧方法なども含めて今後検討していく必要がある。

5. 釧路町東陽団地

図-7 に示す釧路側の支流である別保川右岸に位置する東陽団地の西側の住宅地（造成中）で、下水道マンホールが軒並み突出する被害があった。中でも最も西側の道路周辺は、住宅もまだ疎らで、道路も舗装前であったが、その両側の

マンホールは図-8 に示すように、最大126cm突出した。

ただし、この突出量は、マンホールの蓋が地盤面と同じであると仮定して求めたものである。写真-11～写真-12に示すように、突出量が1mを超えるマンホールは3箇所であるが、他の多くのマンホールもかなり突出していたものが多かった。同地の地盤性状の詳細は分からないが、おそらく泥炭地



写真-7 陥没した箇所の噴砂状況



500m 0 500 1000 1500

図-4 釧路町下水道マンホール調査位置図

同地の地盤性状の詳細は分からないが、おそらく泥炭地

盤上に火山灰で盛土造成して住宅地を作ったと考えられる。 突出したマンホール周辺から噴砂(写真-12)が見られたが、周辺の家屋は特に痛みがないことから、マンホール浮上の原因は、埋め戻し土の液状化によるものと推定される。



1993年釧路沖地震
マンホールが1.5m突出



2003年十勝沖地震
マンホールの浮き上がり無し

写真-8 釧路町桂木4丁目における2003年十勝沖地震と1993年釧路沖地震の下水道マンホールの浮き上がりの比較



写真-9 2003年十勝沖地震におけるマンホールの突出(左)と1993年釧路沖地震におけるマンホールの突出(右)



写真-10 1994年北海道東方沖地震におけるマンホールの突出

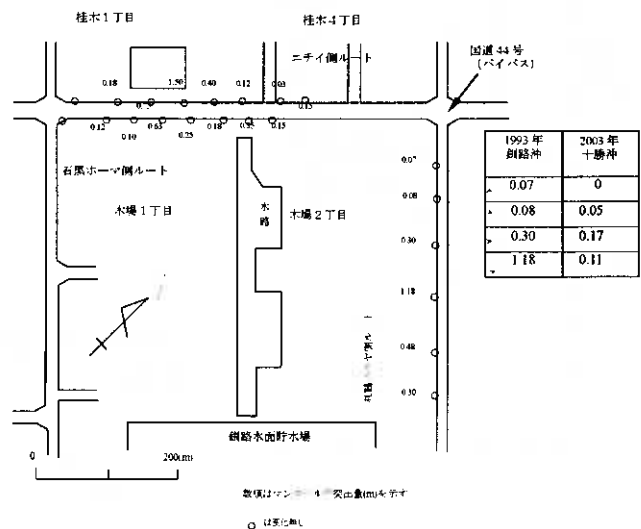


図-6 釧路町桂木地区・木場地区におけるマンホール突出量(m)の比較¹⁾に加筆

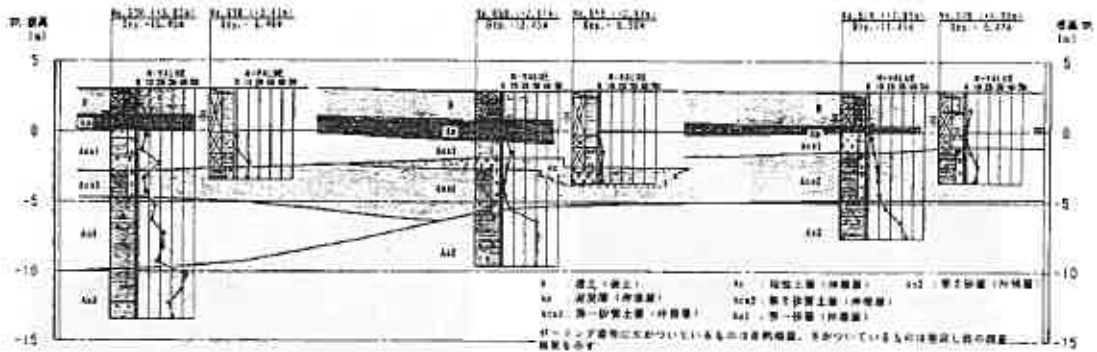


図-5 桂木町1丁目(国道44号沿い)地区地質断面図³⁾



図-7 釧路町東陽団地調査位置図

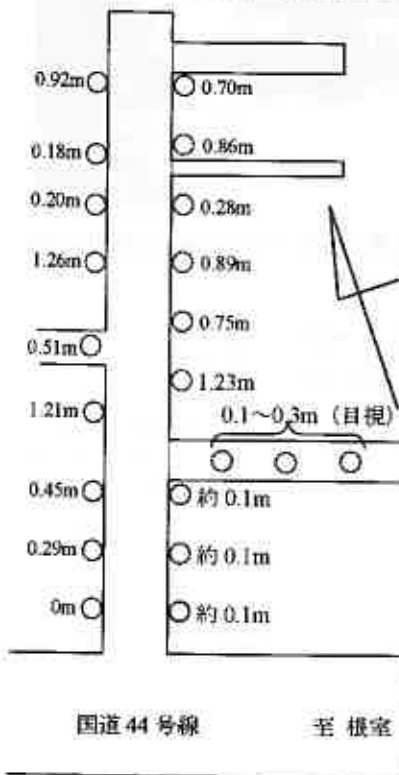


図-8 下水道マンホールの突出量(東陽団地)



写真-11 最大1.26m 突出した道路西側のマンホール列



写真-12 東側で最も突出したマンホールと噴砂(同上)と傾斜した電柱(東陽団地)

6. その他の下水道被害

(1) 阿寒町

阿寒町では1994年北海道東方沖地震で下水道が被害を受け、マンホール及び管路の周囲に埋め戻し材として切込砕石を用いて復旧した。今回の地震では、切込砕石による復旧区間ではほとんど変状はなかった。これに対して、対策した道路に直交する道路は、北海道東方沖地震の際に被害を受けなかったため、特に対策を行っていなかった。この区間では管路埋設道路が陥没するという被害を受けた(写真-13~14)。なお、陥没道路の隣にある阿寒町役

場の建物は、何の被害も見られなかった。被害区間と無被害区間は隣接しているため、地震動が大きく異なるとは考えにくく、対策の有無が被害の差に現れたとみてよいと考える。これによって、切込砕石がどのような地震にも有効であるとは断言できないが、周囲に砕石を入れるという簡単な工事で液状化被害が防止または軽減できるのであれば、簡単に（かつ経済的）有効な対策と言えるであろう。

(2) 豊頃町茂岩

十勝川右岸に近い豊頃町茂岩では、マンホールの突出はほとんど見られなかったが、管路埋設地盤の沈下が顕著であった。沈下区間は長いところで300m程度に及んでいた。沈下箇所には細かな砂が溜まっている箇所もあることから、このような沈下は埋め戻し土の液状化によるものではないかと考えられる。数百mにわたって沈下が起こった道路は通行止めにはなっていないが、通行にはかなり支障を来す状態であった。

(3) 鶴川町

日高支庁の鶴川町では福住や文京町で最大35cmに及ぶ管路埋設地盤の陥没が発生した（福住の町道における管路埋設道路の陥没）。マンホールは突出していないが、突出していてもその量は小さいが、管路部はかなり大きな陥没が起きている。管路の陥没部の一部から黄褐色の火山灰と見られる土が噴出していた。また、文京町においても、福住と同様に管路埋設道路が陥没していた。この被害も他と同様に埋め戻し土の液状化が原因と考えられる。

(4) 新冠町

新冠町ではサラブレッド銀座展望台の駐車公園トイレの浄化槽周囲の地盤が約20cm沈下し、浄化槽が浮き上がった格好になっていた。浄化槽も少しは浮き上がった可能性もある。



写真-13 北海道東方沖地震で対策を実施した区間（阿寒町） 写真-14 阿寒町役場近傍の下水道管理設道路の陥没

7. 今後の課題

過去3度の地震において下水道管渠施設（管渠、マンホール）の被害と地盤特性について報告されている。これらは、1993年～1994年に発生した釧路沖地震、北海道南西沖地震、北海道東方沖地震において下水道管渠関連施設の浮上量と地盤の関連が示されている⁴⁾。これによれば、浮上は埋め戻し土の液状化によって発生すること、周辺地盤の液状化挙動により被害の程度に影響がでること、管渠の浮上量と泥炭層の層厚には関連があることなどが示されている。これらの知見を検証する意味でも、今後、詳細な調査に基づく地盤データの集積と被害実態の把握・検討を行うことが望まれる。

現在、「下水道施設の耐震対策指針と解説」（1997）において、耐震性の向上の具体的な対策工法として、埋め戻し材に砕石を用いる砕石埋め戻し工法やセメント添加による固化工法が示されている⁵⁾。また、ここで報告したように、阿寒町では対策工法適用箇所と非適用箇所との間に対策効果を立証する事例が見られた。これらの貴重な事例の確認と、さらに効果的で経済的な対策工法の検討をするためにも、今後の詳細な調査と解析検討が必要と考えられる。

（引用・参考文献）

- 1) 基礎地盤コンサルタンツ（株）：平成5年（1993年）釧路沖地震調査報告書（社内技術報告書），1993。
- 2) 基礎地盤コンサルタンツ（株）：平成6年（1994年）北海道東方沖地震調査報告書（社内技術報告書），1994。
- 3) 建設省土木研究所：釧路沖地震により浮上した下水道マンホールの調査，土木研究所第3275号，1994。
- 4) 斉藤和夫：地震時における下水道管渠施設の被害（三地震における地盤液状化と浮上について），地盤工学会北海道支部技術報告集第39号，pp67～74，1999
- 5) 社）日本下水道協会：「下水道施設の耐震対策指針と解説」，1997。

北見地域における2003年十勝沖地震による地盤災害

○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 山下 聡
北見工業大学工学部 正会員 鈴木輝之
北見工業大学工学部 平田広昭

1. はじめに

2003年9月26日午前4時50分頃、襟裳岬沖、北緯 $41^{\circ} 46.7'$ ・東経 $144^{\circ} 04.7'$ 、深さ約42kmを震源とするマグニチュード8.0の地震が発生した。日本周辺でのマグニチュード8クラスの地震の発生は、1994年北海道東方沖地震以来である。2003(平成15)年十勝沖地震と命名されたこの地震では、北海道内では津波によるとみられる行方不明者2名、負傷者847名の人的被害が発生したほか、地震動はもとより地盤の変動・破壊、津波、そして火災に起因する社会基盤構造物・施設や生活・生産機能へのさまざまな被害や影響が生じた^{1), 2), 3)}。震央距離約230kmに位置する北見市や端野町では(図1)、火山灰地盤の液状化や地すべりによる災害が発生し、とくに端野町協和では農地が大規模に陥没するとともに、液状化した火山灰が広範囲に噴出して農地や小河川を埋める被害が生じた。

本文では、まず2003年十勝沖地震による北見地域での地盤災害を概観し、次いで端野町協和での大規模な火山灰流動・農地陥没を中心に、液状化発生域の地形的な特徴や変動の特徴について述べる。

2. 北見地域での地震動

気象庁⁴⁾、国土地理院⁵⁾、(独)防災科学技術研究所⁶⁾によれば、2003年十勝沖地震では北見市(北見市公園町、北緯 $43^{\circ} 49.2'$ ・東経 $143^{\circ} 54.6'$)で震度5弱、最大加速度109.4gal(南北成分)・123.6gal(東西成分)・47.1gal(上下成分)、そして南南東へ6cmの水平変動・-3cmの上下変動が観測された。北見市で観測された震度5弱は、北見・網走地域での観測史上最大の震度である。訓子府町でも震度5弱が観測されており、端野町、留辺蘂町、美幌町では震度4であった。この地震に引き続き、同日午前6時8分頃、北緯 $41^{\circ} 42.4'$ 、東経 $143^{\circ} 41.7'$ 、深さ約21kmを震源とするマグニチュード7.1の地震(最大余震と考えられている)が発生し、北見市や訓子府町で震度3、端野町、留辺蘂町や美幌町で震度2が観測された。

3. 北見地域での地盤災害

2003年十勝沖地震による北見地域での地盤災害は、現在までのところ北見市と訓子府町との境界付近の北見市広郷、北見市と端野町との境界付近の端野町三区および端野町協和の3地区、計8箇所が発生した(図2)。他に、北見市富里の牧草地でも地面陥没が生じていたと報じられており、農作物で隠された部分でも変状が発生している可能性がある。

地盤災害が発生した地域はいずれも台地～起伏の小さな丘陵地形をなし、台地・丘陵を刻む谷地形も発達しているが、埋積され、浅く、狭い埋積谷や低湿地となっている。

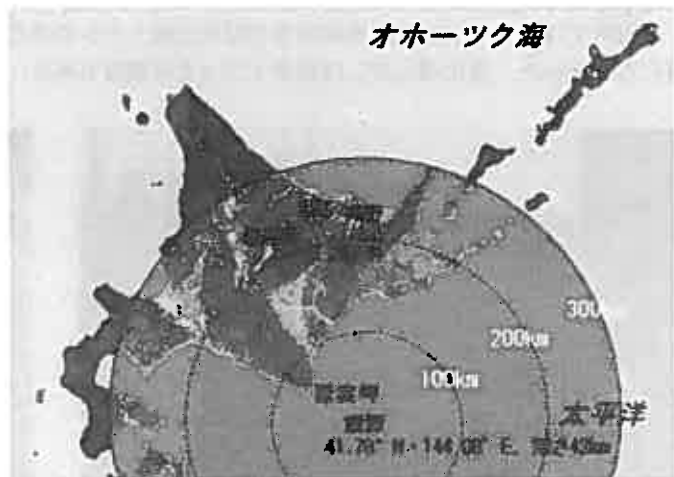


図1 北見市および端野町の位置

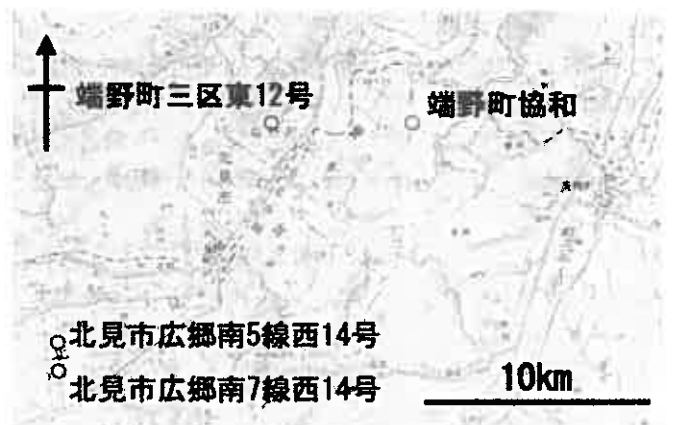


図2 北見地域での地盤災害発生箇所

Ground disasters induced by the 26 September 2003 Tokachi-oki Earthquake in the Kitami area, East Hokkaido, Japan. Yoji ITO, Satoshi YAMASHITA, Teruyuki SUZUKI and Hiroaki HIRATA (Kitami Institute of Technology)

台地・丘陵は主に屈斜路軽石流堆積物IV⁷⁾に対比される灰白色で、非溶結の火山灰・軽石で構成され、埋積谷・低湿地は礫・砂・シルト・粘土で構成される。台地・丘陵は畑作（小麦やビートなど）地や牧草地として利用され、埋積谷はかつては水田として利用されていたが、現在ではほとんどが畑作地に転換されている。

3. 1 北見市広郷での地盤災害

北見市広郷では広郷南5線西14号および広郷南7線西14号の2箇所で地盤災害が発生した（図3）。

(1) 広郷南5線西14号でのスランプ状崩壊

農業施設の地盤の法面が幅約28m、奥行き約35mにわたってスランプ（回転地すべり）状に変動し、最大比高4mの滑落崖が形成され、火山灰からなる土塊が南方へ約10m押し出された（図4）。被災箇所は、1971年撮影空中写真（HO-71-2X C9-9, C9-10）の判読では火山灰台地と小河川沿いの低湿地との境界部にあたり、2002年地形図の判読では台地端斜面の切土および低湿地への盛土によって平坦な施設地盤に造成されている。

滑落崖には乾燥状態のルーズな火山灰が露出し、移動土塊も高含水状態ではなく、その表面にも噴砂現象の痕跡は認められない。移動土塊内には逆傾斜の原地表面が階段状に配列しており、それらは順次背後の移動土塊によって覆われている。盛土斜面端の崩落が、盛土基底の低湿地堆積物の震動・液状化による移動土塊の伸長とともに次々と後背斜面へ波及し、後退型のスランプ状の変動形態となったことがうかがえる。

(2) 広郷南7線西14号での農地陥没・火山灰噴出

農地が幅（東西方向）約80m、奥行き（南北方向）約50mにわたって最大比高0.5mの崖を形成して陥没するとともに、側方（北側）へも0.5mほど移動した（図5A）。さらに、比高約2mの農地法面の脚部から液状化した火山灰が噴出し、隣接する堆肥置き場に幅6m、奥行き8mの規模で扇状に広がった（図5B）。噴出口では、厚さ約1mの火山灰ブロックが倒立するように押し出された。

被災箇所は、1971年撮影空中写真（HO-71-2X C9-9, C9-10）の判読では火山灰台地端の、スプーン状凹地と小沢地形が残る緩斜面であり、2002年地形図の判読では、



図3 北見市広郷での地盤災害発生箇所



図4 南東上空からみた北見市広郷南5線西14号でのスランプ状崩壊（農業施設裏の崖は切土法面）



図5 北見市広郷南7線西14号での農地陥没と火山灰噴出

A：農地の陥没と側方移動。

B：法面脚部での液状化した火山灰の噴出、噴出口では火山灰ブロックが転倒している。

その緩斜面は盛土によって平坦な農地に転換されている。陥没域は旧地形のスプーン状凹地の範囲、そして液状化火山灰の噴出口はそのスプーン状凹地内を南西から北東へ流れる小沢の出口にあたる。

3.2 端野町三区東12号での地盤災害

農地が幅（北東-南西方向）約60m、奥行き（北西-南東方向）約40mにわたって、最大0.5m沈下した（図6）。農地周囲の明渠法面の一部にわずかな孕み出し変形が認められるが、沈下域周縁には明瞭な崖は形成されず、大きく波打つように地表面が沈下したものである。

被災箇所は、1971年撮影空中写真（H0-71-2X C6-10, C6-11）の判読では火山灰丘陵地の切土、埋積谷の盛土によって農地に造成されている。沈下域の旧地形は明瞭な沢地形は認められないが、丘陵末端のスプーン状凹地である。



図6 端野町三区東12号での農地沈下

3.3 端野町協和での地盤災害

端野町協和では常呂川に流れ込む小河川（ポンチャシコツマナイ川）の中流域の5箇所（細分すると6箇所になる）で、液状化とそれによる地盤の変動・破壊が発生した（図7）。液状化域No.1は大規模な火山灰噴出・流下を伴う農地陥没および小規模な農地沈下、液状化域No.2およびNo.3は噴砂を伴う農地陥没、液状化域No.4はラテラルスプレッド（側方伸展、並進地すべり）、そして液状化域No.5は小規模な農地沈下である。

(1) 液状化域No.1

農地が幅（北西-南東方向）約35~62m、奥行き（北東-南西方向）約190mにわたって、最大3.4m陥没した（図8A）。この大規模な陥没域の北西側の農地（図8Aの①）もわずかに沈下しており、地表面の変動は最大幅（北西-南東方向）約80m、奥行き（北東-南西方向）約255mの範囲に及ぶ。液状化した火山灰は陥没域周縁の複数の噴出口から流れ出し、幅（北西-南東方向）約100m、奥行き（北東-南西方向）約150mにわたって農地、道路沿いの明渠および路面を埋め、さらにポンチャシコツマナイ川に流れ込んで、河道を下流側約900m、上流側約100mにわたって埋めた（図8B）。

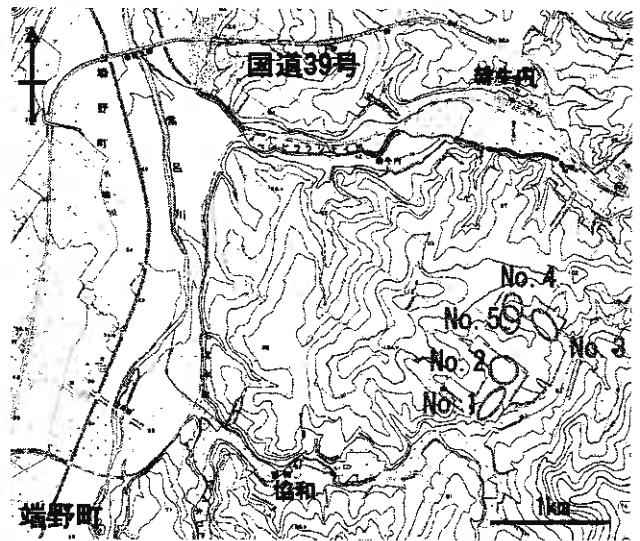


図7 端野町協和での地盤災害発生箇所

陥没域周縁には最大比高2mの崖やそれに沿う幅1~2mの開口部が形成され、崖面や開口部壁面には黒色畑土（厚さ0.3m）と乾燥状態の火山灰が露出した。陥没域内での噴砂現象は陥没域北東半部（図8Aでは右半部、図8Bでは手前側）では一部の開口部に限られており、陥没域南西半部（図8Aでは左半部、図8Bでは奥側）で数多くの噴砂丘が生じた。陥没域の南西縁や南東縁に沿って比高0.5~1.5mの隆起域が形成され、隆起域の外縁には液状化火山灰の噴出口が4箇所生じた（図8C）。それらのうち、噴出口B~Dはほぼ東西方向に配列している。噴出口では黒色畑土が押し上げられ、とくに大量の火山灰が流出したと思われる噴出口Dでは、厚さ0.3mの黒色畑土と厚さ1mの火山灰からなるブロックが倒立するように押し上げられた（図8D）。しかし、液状化火山灰が鉛直方向に吹き上げた痕跡は認められず、液状化火山灰層を殻のように被覆する乾燥状態の火山灰層を突き破るように低角度で噴出したことがうかがえる。噴出口の背後には南西-北東方向に伸長する幅数10cm、長さ数m~10mの開口亀裂が形成され、開口亀裂の壁面の一部には液状化火山灰が約10°の角度で吹き出した痕跡が残されている。

農地を埋めた火山灰の層厚は噴出口近傍で0.75~1.3m、道路沿いの明渠付近で0.5mである。ポンチャシコツマナイ川を埋めた火山灰の層厚は流入口近傍の協新橋（図8Bの③）で1.95m（図9A）、協新橋の約370m下流の第11号橋（図8Bの④）で1.05m、そして約600m下流の第9号橋（図8Bの⑤）で0.7mである（図9B）。また、協新橋の約55m上流の第12号橋（図8Bの⑥）でも厚さ1.5mの火山灰が河道を埋めた。

農地・明渠・路面を埋積した火山灰量は約6,500m³、河道を埋積した火山灰量は約3,500m³であり、液状化火山灰の噴出量は約10,000m³と見積もられる。さらに、この大規模液状化域に隣接する農地（図8Aの②）でも、幅（北西-南東方向）約35m、奥行き（北東-南西方向）約27mの範囲がスプーン状に沈下し、噴砂や亀裂が生じた。

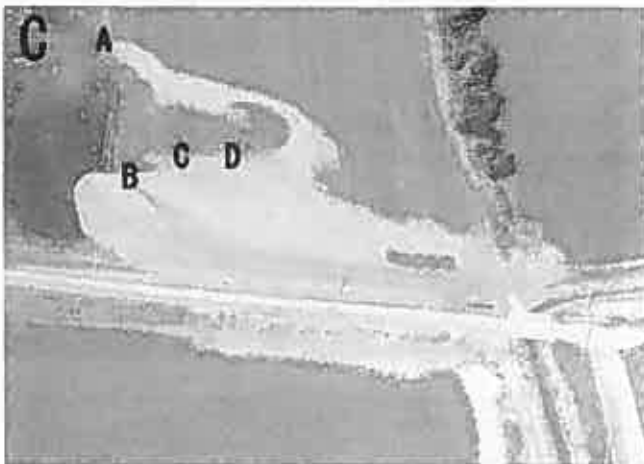
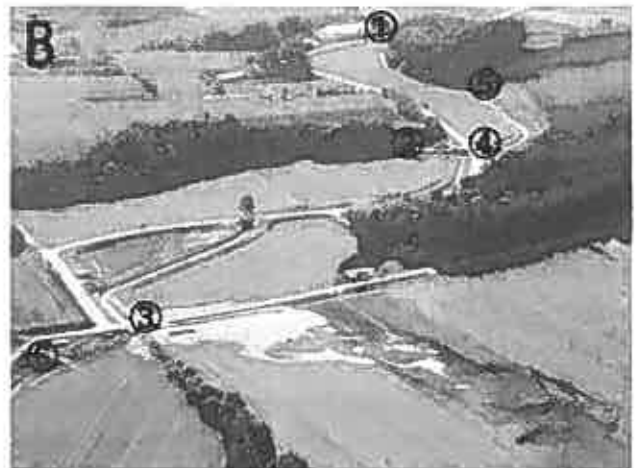


図8 端野町協和液状化域 No. 1 での農地陥没と火山灰噴出

A: 南東上空からみた液状化域 No. 1, ①および②は大規模陥没域北西側の沈下域。

B: ポンチャシコツマナイ川に流れ込んだ火山灰 (排土され, 河岸に積み上げられている), 液状化火山灰は①付近まで流下し, 上流側および支流の②付近まで遡上した。③協新橋, ④第11号橋, ⑤第9号橋, ⑥第12号橋。

C: 隆起域周縁の噴出口 A~D, 噴出口 B~D がほぼ東西方向に配列している。路面を埋めた火山灰は排土され, 河道を埋めた火山灰は河岸に積み上げられている。

D: 噴出口 D での押し上げられた土塊, スケール (スタッフ) は 2m。

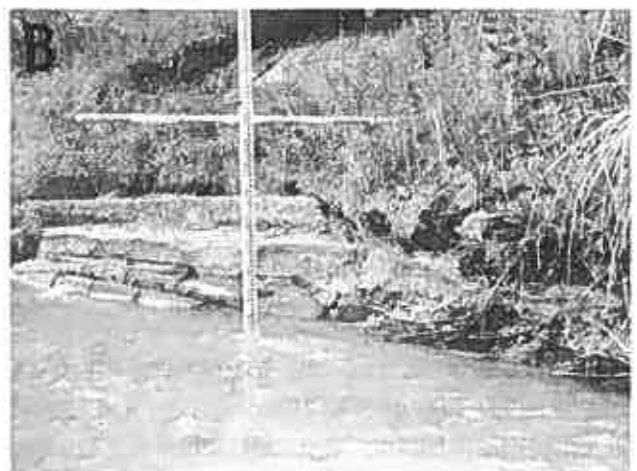


図9 ポンチャシコツマナイ川を埋めた液状化火山灰 (河道内は排土されている)

A: 協新橋 (図8Bの③) での河道埋積状況。 B: 第9号橋 (図8Bの⑤) での河道埋積状況。

(2) 液状化域 No. 2

液状化域 No. 2 は前述の液状化域 No. 1 の南東側に隣接し (図 10A), 農地が幅 (北西-南東方向) 約 160m, 奥行き

(北東-南西方向) 約95~125mにわたって、最大1m陥没した。陥没域の周縁には最大比高1mの崖とそれに沿う開口部(3列で、開口幅計1.3m)が形成されており(図10B)、表層の非液状化層が南西方に側方移動したことがうかがえる。崖面および開口部壁面には黒色畑土(厚さ0.3m)と乾燥状態の火山灰が露出し、開口部には液状化火山灰が充填し、噴砂丘も見られる。陥没域では噴砂現象は南東半部(図10Cの右半部)に限られており、その範囲では陥没域周縁の崖の比高は小さく、地表面はやや凸状をなしている。陥没域北西縁の一端(図10Cの①)では、幅(北東-南西方向)約20m・奥行き(北西-南東方向)約5mの規模でラテラルスプレッドが発生し、幅1~1.8mの開口部が形成され、農地法面が約5m、沢側(北西方)に押し出された(図10D)。

被災箇所は1994年北海道東方沖地震(端野町震度4)によっても液状化が発生し、延長約80m・最大比高1.3mの崖が形成された箇所であり、農地修復後、再び液状化災害に見舞われたことになる。

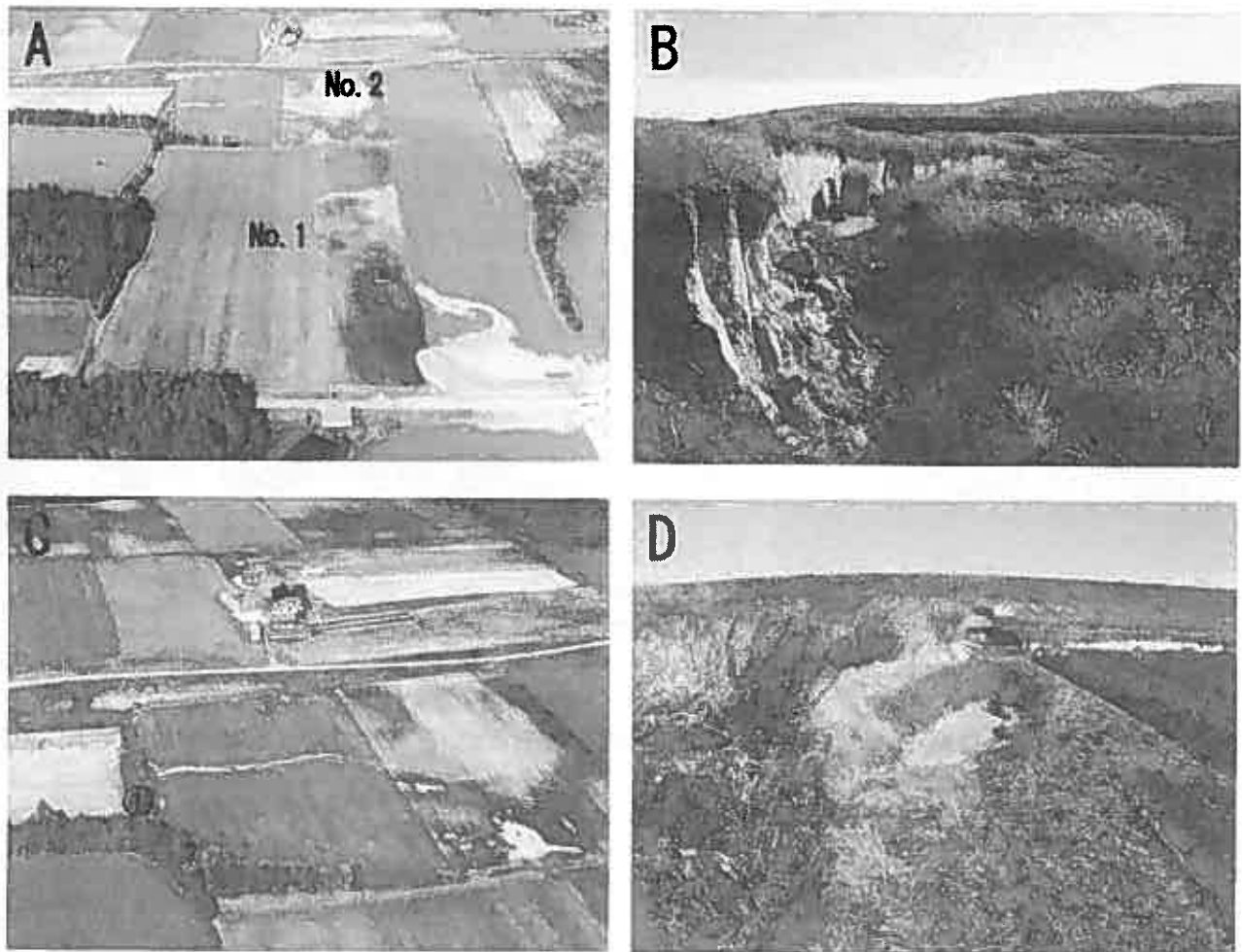


図10 端野町協和液状化域No.2での農地陥没

- A: 南西上空からみた液状化域No.1とNo.2.
- B: 陥没域周縁の崖とそれに沿う開口部、崖面には厚さ0.3mの黒色畑土と火山灰が露出する。
- C: 陥没状況と噴砂現象、①はラテラルスプレッド発生箇所。
- D: 陥没域北西縁(図10Cの①)でのラテラルスプレッド。

(3) 液状化域No.3

液状化域No.3~No.5は、ポンチャシコツマナイ川の右小沢沿いに存在する(図7, 図11)。液状化域No.3では、農地が幅(北西-南東方向)約210m, 奥行き(北東-南西方向)約55~110mにわたって、最大0.5m陥没した(図12A)。液状化域No.2と同様に、陥没域周縁には最大比高0.5mの崖が形成され、崖面には黒色畑土(厚さ0.3m)と乾燥状態の火山灰が露出した。部分的には崖に沿う開口部も生じており、液状化火山灰が充填している。陥没域内は大きく波打つように変動しており、地表面が凸状をなす範囲に噴砂現象が見られる。陥没域南西端の小沢沿いの農地~農地法面では幅約10m, 奥行き約8mの規模でスランプ状の変動が生じ、土塊が約8m押し出され、小沢が堰き止められた(図12B)。馬蹄形状をなす比高1~1.5mの滑落崖には黒色畑土(厚さ0.3m)と乾燥状態の火山灰が露出し、スランプ域内にも同様の火山灰ブロックが階段状に並び、それらブロックの間には液状化した火山灰が充填している。

(4) 液状化域 No. 4

緩傾斜の農地端で幅（北西—南東方向）約 80m（クラック発生域を含めると幅 103m）、奥行き（北東—南西方向）20~30mの規模のラテラルスプレッドが発生した（図 13A）。頭部には比高 1.8~2.0m・開口幅 1.0mの分離崖が、下方斜面には比高 0.5mの分離崖・幅 1.0mの開口部が 2列形成された。分離崖には乾燥状態の火山灰が露出し、開口部にはいずれも液状化した火山灰が充填し、噴砂丘も見られる（図 13B）。移動土塊末端はやや隆起し、樹木は山側に傾いている。地表面下 2~1mの火山灰層の液状化に伴い、その表層の厚さ 2~1mの盛土火山灰層が南西方に約 3m側方移動したものであり、末端は小沢沿いの狭い低湿地にスランプ状に押し出したことがうかがえる。

(5) 液状化域 No. 5

液状化域 No. 5 は液状化域 No. 3 および No. 4 が存在する小沢の右岸側にあり（図 11）、農地がスプーン状に沈下した。延長 6m、最大比高 0.1mの馬蹄形状の崖が形成されたが、



図 11 西方上空からみた端野町協和液状化域 No. 3~No. 5（樹林帯の中を小沢が流れている）

液状化域 No. 2~No. 4 とは異なり、崖に沿う開口部や噴砂現象は認められず、側方への変位も明確ではない。



図 12 端野町協和液状化域 No. 3 での農地陥没とスランプ状変動

A: 北東上空からみた液状化域 No. 3. B: 液状化域 No. 3 南西端でのスランプ状変動



図 13 端野町協和液状化域 No. 4 での変動

A: 北西上空からみたラテラルスプレッド.

B: 分離崖と開口部。開口部は液状化火山灰で充填され、径 10~15cm の噴砂丘が分離崖に沿うように配列している。

4. 端野町協和での液状化現象の特徴

4. 1 発生域の地形的特徴

端野町協和での液状化発生域は、1947年撮影空中写真(M588-79, -80)の判読では、いずれも起伏の小さな丘陵を刻む狭い埋積谷であり、その中央部を小沢が流れ、ほとんどは湿地が点在する雑木林となっている(図14)。1965年撮影空中写真(H0-65-1X C6-12, C6-13)の判読では、埋積谷内は水田に開発され始めている。1971年撮影空中写真(H0-71-2X C6-12~C6-14)の判読では、液状化域No.1~No.3はほぼ全域が水田となっており、用水確保のための溜め池・堰堤も見られる(図15)。また、液状化域No.4およびNo.5は埋積谷に流れ込む小沢・低湿地沿いの緩斜面で、雑木林となっている。これまでの間、丘陵末端斜面および埋積谷内での大規模な地形改変は見られない。1983年頃から丘陵は切土、埋積谷や低湿地は盛土され、畑作地に転換されていったようであり、1986年撮影空中写真(H0-86-2X C6A-25, C6A-26)の判読では、いずれの液状化域も緩傾斜の斜面となっている。

2000年撮影空中写真(H0-2000-4Y C8-13, C8-14)の判読では、液状化域No.1は勾配約3%で南西へ傾く凹形谷斜面、液状化域No.2や液状化域No.3も南西へ傾斜する等斉直線斜面であるが、液状化域No.1と比較すると傾斜は非常に緩い。また、液状化域No.4は南西傾斜、液状化域No.5は北東傾斜の緩斜面であり、斜面脚部を小沢が北西から南東へ流下している。

2000年撮影空中写真に埋積谷と液状化域を示すと、いずれの液状化域も旧地形の丘陵斜面に囲まれた谷底にあたる範囲に限られており(図16)、地表水が集水し易い地形条件にあることがうかがえる。また、液状化域No.2~No.5では緩斜面の脚部が小沢対岸の斜面によって拘束されているのに対して、液状化域No.1の旧地形は南西側が扇状にひらいている。このような旧地形による拘束の違いが液状化による地表面変動や噴砂現象の違いに現れたのであろう。



図14 1947年米軍撮影空中写真

いずれの被災箇所も埋積谷であり、その中央部を小沢が流れ、湿地が点在する雑木林である。小沢の出口部①は水田のようである。



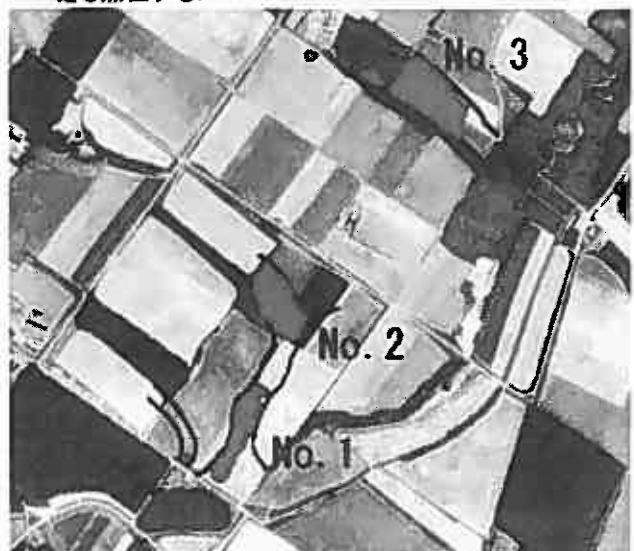
図15 1971年国土地理院撮影空中写真

埋積谷は開発され、水田となっている。ため池・堰堤も点在する。

図16 2000年国土地理院撮影空中写真

埋積谷は1971年撮影空中写真の判読結果を移写し、液状化発生域も示している。地域は丘陵の切土、埋積谷への盛土によって、緩傾斜の畑作地・牧草地に変貌している。

液状化によって広範囲が陥没した液状化域No.1~No.3は、周囲をかけたの丘陵斜面に囲まれた埋積谷内に位置する。



4. 2 側方噴砂

一般に、液状化による地表面での変動は、鉛直方向への噴砂現象と地表面陥没・沈下や液状化層を覆う非液状化層の側方移動で特徴づけられる。鉛直方向の噴砂現象や地表面陥没・沈下は、液状化域No. 2やNo. 3のように周囲が旧地形面（火山灰丘陵斜面）によって拘束された盛土域で生じた。また、非液状化層の側方移動は、液状化域No. 4のように傾斜した旧地形面への盛土域で発生しており、液状化域No. 2でも生じた。それらに対して液状化域No. 1では地表面陥没・沈下や陥没域南西半部での鉛直方向の噴砂現象も見られるが、噴砂現象に関しては緩傾斜の盛土斜面の一端に形成された隆起域の周縁から、液状化火山灰のみが約 10° という低角度で、その液状化層を殻のように覆う乾燥状態の火山灰層を突き破って流れ出す、側方噴砂と言えるような現象が特徴的である（図17）。

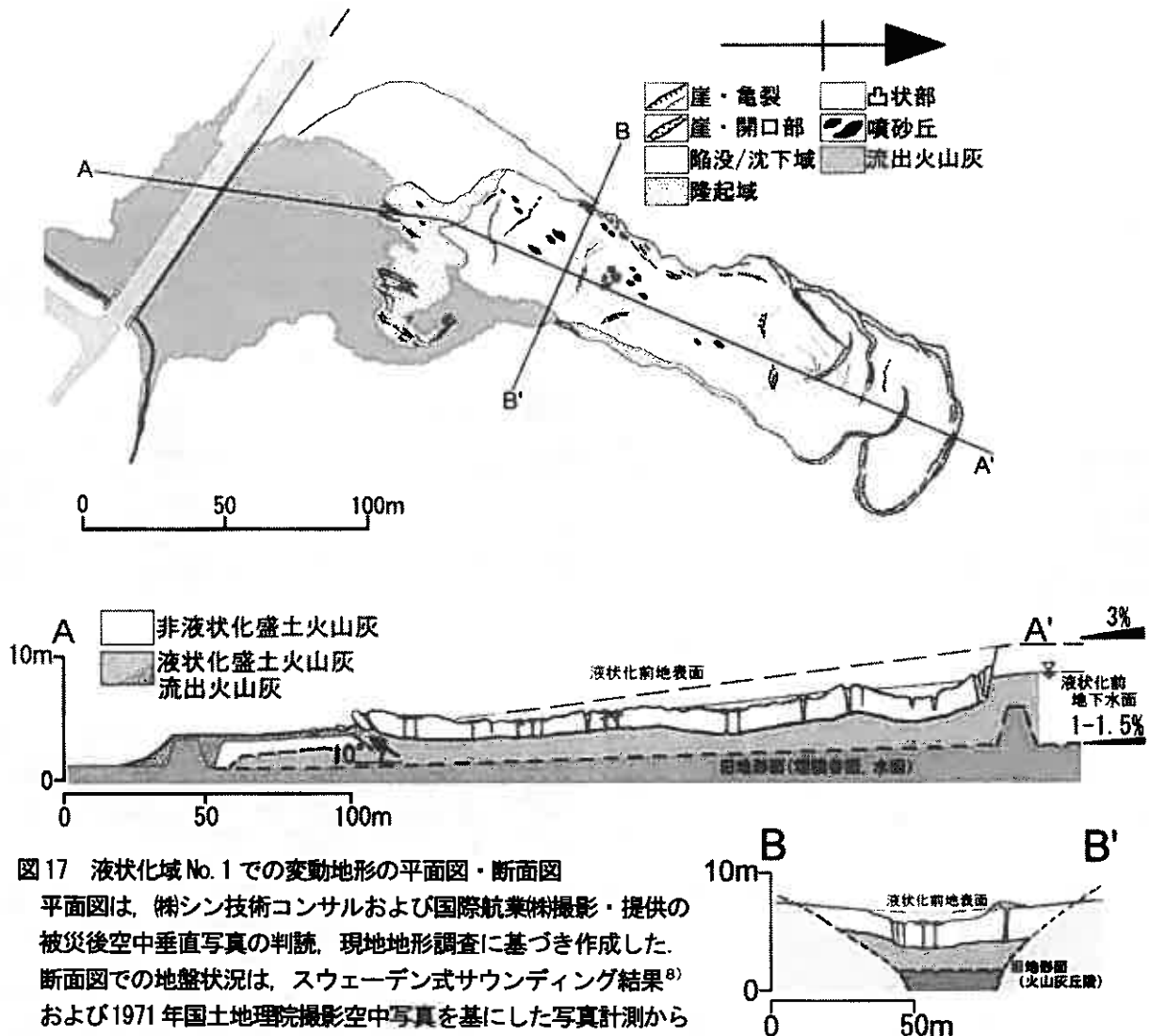


図17 液状化域No. 1での変動地形の平面図・断面図

平面図は、(株)シン技術コンサルおよび国際航業株撮影・提供の被災後空中垂直写真の判読、現地地形調査に基づき作成した。断面図での地盤状況は、スウェーデン式サウンディング結果⁶⁾および1971年国土地理院撮影空中写真を基にした写真計測から推定した。

前述のように、いずれの液状化域でも陥没域の周縁の崖や分離崖に露出する火山灰は乾燥状態にあり、液状化層とは明瞭な境界をなしていたことがうかがえる。また、噴出・流下した火山灰には埋積谷堆積物に由来する物質はほとんど含まれていない。したがって、埋積谷・低湿地に盛土された火山灰層のうち、地下水位以深から旧地形面（埋積谷面、かつての水田・低湿地）までの層準が液状化したと推定される。

液状化域No. 1を例にすると、別報⁶⁾で詳述するように、液状化発生前の地下水位は埋積谷の上流側にあたる陥没域北東側で地表面下2.5m付近にあり、埋積谷の下流側にあたる南西方向に向かって浅くなり、陥没域南西側では地表面下1.5m付近であったと推定される。また、液状化層は陥没域北東側では地表面下2.5mから7~8mまでの層準であり、南西方向に向かって浅くその層厚が薄くなり、陥没域南西端では地表面下1.5mから3.5mまでの層準であったと推定される。液状化域No. 1は地形的に、北東から南西に伸びる狭い埋積谷にあたり、その北西側および南東側は旧地形（火山灰丘陵斜面）によって、北東側は堰堤（写真計測では比高3m）によって拘束されており、埋積谷の

下流側にあたる南西側のみが開いた状況にあるが、その南西側も排水条件が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ているとみることができる。さらに、盛土基底の旧地形面（埋積谷面）は非常に緩いが、全体的に南西方に傾斜している。今回の地震では震源域から200km以上離れた勇払平野で、地盤構造の影響もあって大きな長周期地震動が発生したことが指摘されている⁹⁾。そのような地震動の特性、飽和状態のルーズな火山灰厚層とそれを貯える、底面が緩く傾斜し、北東-南西方向に細長く伸びるタンクのような旧地形、そして蓋のように覆う乾燥状態の火山灰層の緩斜面といった要因が複合して、液状化火山灰層の側方噴出が生じたと推定される。

4. 3 液状化の残象

液状化域 No. 1 では農地修復に向けて、被災後約1ヶ月が経過した10月28日から排水のための明渠が開削された(図18A)。道路に沿う既設の明渠から陥没域南西端までは、開削された明渠の法面は一応維持されるものの、陥没域内では開削直後から地表面下0.5~1.5mの火山灰が流動し始め、明渠法面が後退型スランプ状に次々に破壊する状況であった(図18B)。さらに、開削直後には維持されていた明渠法面も数時間後には大部分が変形・破壊した。また、陥没域南西端に生じた隆起域(図18Aの①)の開削後には、噴砂・噴水現象や明渠底面の盤腫れ現象も認められた(図18C)。11月1日には道路沿いの既設の明渠側約10mの区間を除いて、新たに開削された明渠の法面のほとんどは流動・破壊しており(図18D)、火山灰地盤では液状化の影響が長い時間残存することがうかがえる。

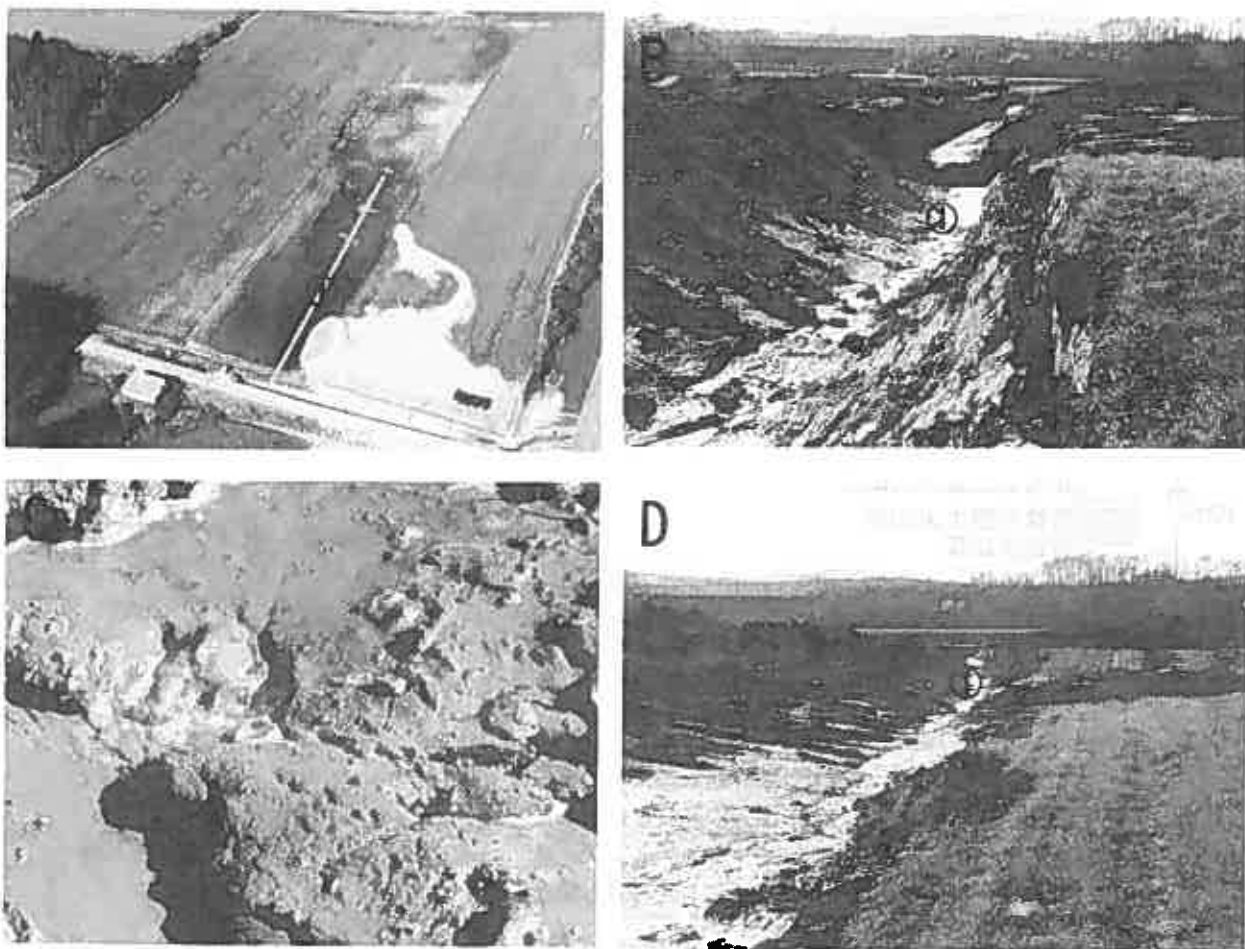


図18 液状化域 No. 1 での明渠開削と明渠法面・底面の破壊状況

- A: 明渠開削位置。①は陥没域南西端に生じた隆起域。
- B: 開削直後の明渠法面の状況。①は陥没域南西端に生じた隆起域(図18Aの①)にあたる。
- C: 明渠底面での噴砂・噴水現象。位置は図18Bの①付近。
- D: 11月1日時点での明渠法面の状況。大部分の法面は流動破壊している。①は図18AおよびBの①付近。

5. おわりに

2003年十勝沖地震によって震央距離約230kmに位置し、震度5弱~4の揺れに見舞われた北見地域では、北見市広郷南7線西14号、端野町三区東12号および端野町協和で盛土火山灰の液状化による地盤陥没・沈下やラテラルスプレッドが、北見市広郷南5線西14号では盛土基底の低湿地堆積物の液状化によると思われるスランプ状変動が発生した。

とくに、端野町協和の液状化域 No.1 では、約 10,000m³と見積もられる液状化火山灰が緩傾斜の地表面から側方に噴出する現象が生じた。また、北見市広郷南7線西14号でも小規模ではあるが、類似の現象が発生した。

緩傾斜の地盤での、液状化層の流動とともにそれを被覆する非液状化層も側方に移動するラテラルスプレッドは1994年北海道南西沖地震でも発生し¹⁰⁾、また、液状化層の流動に伴うその上部の盛土構造物の破壊は今回の地震でも十勝一釧路地域で多発した¹⁾。しかし、液状化層のみが側方へ流動・噴出し、液状化層を被覆する非液状化層が側方へはほとんど移動せず、地盤が陥没する現象は液状化に伴う新たな噴砂・地盤破壊現象と言え、地震防災上、重視しなければならない。また、端野町協和液状化域 No.2 は1994年北海道東方沖地震によっても被災しており、農地修復後、同一箇所が再び液状化被災したことも重視したい。

北見地域での液状化による地盤破壊箇所の旧地形は、火山灰の台地～小起伏の丘陵を刻む狭い埋積谷、台地・丘陵端のスプーン状凹地や小沢沿いの低湿地である。それらの多くはかつては水田や用水確保のための溜め池として利用されていたが、火山灰台地・丘陵端の切土と埋積谷・低湿地の盛土によって緩傾斜～平坦な畑作地などへ転換・拡張されている。地域には同様の地形条件および土地利用の場は多数存在し、都市域では住宅地となっている箇所もある。

今回の被災を教訓として今後の地震防災対策に生かすとともに、地域の旧地形、地形変遷および地盤性状に注目した調査・研究を行っていく必要がある。

今回の地震によって被災された皆様には、心からお見舞い申し上げます。

謝辞：端野町役場農林商工課石川武義課長ならびに浜田篤夫係長には現地調査での協力をいただきました。株式会社シン技術コンサルならびに国際航業株式会社には端野町協和の液状化被災後の垂直空中写真を提供していただきました。また、和光技研株式会社には写真計測に協力をいただきました。関係各位にお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 地盤工学会 2003年十勝沖地震緊急地盤災害調査団：9月26日発生の2003年十勝沖地震緊急地盤災害調査速報，土と基礎，Vol.51，No.12，pp.77-81，2003.
- 2) 田近 淳・石丸 聡・廣瀬 亘・伊藤陽司・志村一夫：2003年十勝沖地震により発生したランドスライド，地すべり，Vol.40，No.4，pp.79-81，2003.
- 3) 北海道：平成15年十勝沖地震対策・被害状況第30報，<http://www.pref.hokkaidou.jp/soumu/sm-bsbou/bousai/h15zishin/news30.pdf>.
- 4) 気象庁：http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2003_09_26_tokachi/index.html.
- 5) 国土地理院：<http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/kusirooki/index.html>.
- 6) (独)防災科学技術研究所：<http://www.hinet.bosai.go.jp/topics/tokachi0309/>.
- 7) 日本の地質「北海道地方」編集委員会編：日本の地質1，北海道地方，共立出版，pp.175-176，1990.
- 8) 山下 聡・堀 智仁・伊藤陽司・村田芳信・林 宏一・鈴木輝之：十勝沖地震で被災した火山灰造成農地の液状化特性，地盤工学会北海道支部技術報告集，No.44，2004.
- 9) 藤原 一：平成15年(2003年)十勝沖地震：地震動の特性，2003年(平成15年)十勝沖地震被害調査報告会概要集，日本地震工学会他，pp.1-4，2003.
- 10) 武藤 章・鈴木一成・高橋宣之・山本裕司：液状化地盤における緩い斜面の地塊運動について，地震による斜面災害-1993~1994年北海道三大地震から-，地すべり学会北海道支部編，北海道大学図書刊行会，pp.124-134，1997.

十勝沖地震で被災した火山灰造成農地の液状化特性

北見工業大学工学部 ○ 正会員 山下 聡
北見工業大学大学院 学生員 堀 智仁
北見工業大学工学部 正会員 伊藤陽司
応用地質株式会社 正会員 村田芳信
応用地質株式会社 正会員 林 宏一
北見工業大学工学部 正会員 鈴木輝之

1. はじめに

2003年9月26日に発生した十勝沖地震において、震央距離約230kmに位置する端野町協和地区の火山灰造成農地において液状化による大規模な地盤災害が発生した。本報告では、液状化した火山灰農地で行った種々の原位置試験結果から液状化発生域の地盤状況を把握するとともに、液状化試験やベンダーエレメント試験などの室内試験結果から被災地盤の動的力学特性を明らかにする。また、過去に行われた道内の火山灰土に対する液状化試験結果と比較し、北見地域の火山灰土の力学的特徴から大規模な液状化現象が発生した原因を推定しようとするものである。

2. 被災農地の概要

端野町協和地区では、大小含めて5箇所液状化に起因する斜面崩壊や陥没などの被害の発生が確認されている¹⁾。写真-1に示す今回種々の調査を行った地点は、その中でも最大の被害面積を有する地点で、長さ約190m、幅35~62mにわたって最大3.4m陥没した。液状化した火山灰は陥没域端部の複数の噴出口から流出し、農地、道路、明渠に埋設しさらに小河川に流れ込んだ。この地点は丘陵地を刻む狭い谷底平野であり、水田として利用されていた谷底部を約20年前に周辺丘陵地から切土した火山灰(屈斜路軽石流堆積物IV)を谷底部に盛土して畑地として造成した地盤である。なお、被害地点の地形的詳細等は別報¹⁾で報告する。

3. 原位置試験と室内試験の概要

3.1 原位置試験

地震発生から約3週間後の10月17, 18日に各種の原位置試験を行った。行った試験はスウェーデン貫入試験、小径電気式コーン貫入試験²⁾(コーン底面積2cm²、以下ミニコーンと略称)、小型動的貫入試験(ハンマー重量30kg、落下高さ35cm、以下ミニラムと略称)の3種類の貫入試験と表面波探査試験である。

写真-1には、原位置試験を行った地点(○)も示しており、スウェーデン貫入試験19箇所(写真-1ではSで標記)、ミニコーン試験3箇所(C)、ミニラム試験4箇所(R)の貫入試験との4測線(A~E測線)で表面波探査試験を行った。

3.2 試料採取と室内試験

写真-1に△マークで示す5箇所(A, B, C, L, O)から採取した試料に対して、種々の物理試験や締め固め試験

を行った。また、A(盛土)とO(切土)地点では、攪乱試料の採取とともに不攪乱試料の採取も行った。写真-2は、その状況を示したもので、径15cmのCBR試験用モールドを用いて深さ0.5~1mの深度から不攪乱試料を採取した。採取した試料は実験室に搬入後、凍結保存し液状化試験などの室内試験を行う際に所定の寸法に成形した。行った試験は、繰返し非排水三軸試験(液状化試験)とベンダーエレメントを用いたせん断波速度測定試験である。また、同様な試験を再構成供試体に対しても行った。再構成供試体の作製には、乾燥振動法³⁾を用いて、不攪乱試料と同程度の密度になるよう作製した。供試体寸法は、不攪乱供試体および再構成供試体ともに直径70mm高さ140mmである。

供試体作製後、拘束圧30kPaのもとでCO₂および脱気水により飽和させ、液状化試験では有効拘束圧 $\sigma'_c = 98$ kPa(背圧196kPa)で等方圧密を1時間程度行い、載荷周波数0.1Hzの正弦波荷重を与えて試験を行った。ベンダーエレメント試験では、 $\sigma'_c = 49, 98, 196, 392$ kPaの等方圧密状態で3方向³⁾(VH, HH, HV)のせん断波速度を測定しせん断剛性($G = \rho_t V_s^2$)を求めた。さらにそれぞれの等方応力状態で片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA} = 10^{-5}$ 程度の微小繰返し載荷を非排水状態で与え、繰返し載荷試験によるせん断剛性($G_{CTX} = E_{eq}/3$)も求めた。

4. 試験結果

4.1 物理試験結果

表-1と図-1は、採取した試料の物理的性質と粒度分布を示したものである。ここで、「盛土A~C」の内A, Bは、上流側の滑落崖において0.5~1.0mの深さの地盤から採取したもので、「盛土C」は、陥没部の中央部の表土(黒土約30cm)直下から採取したものである。また、「流

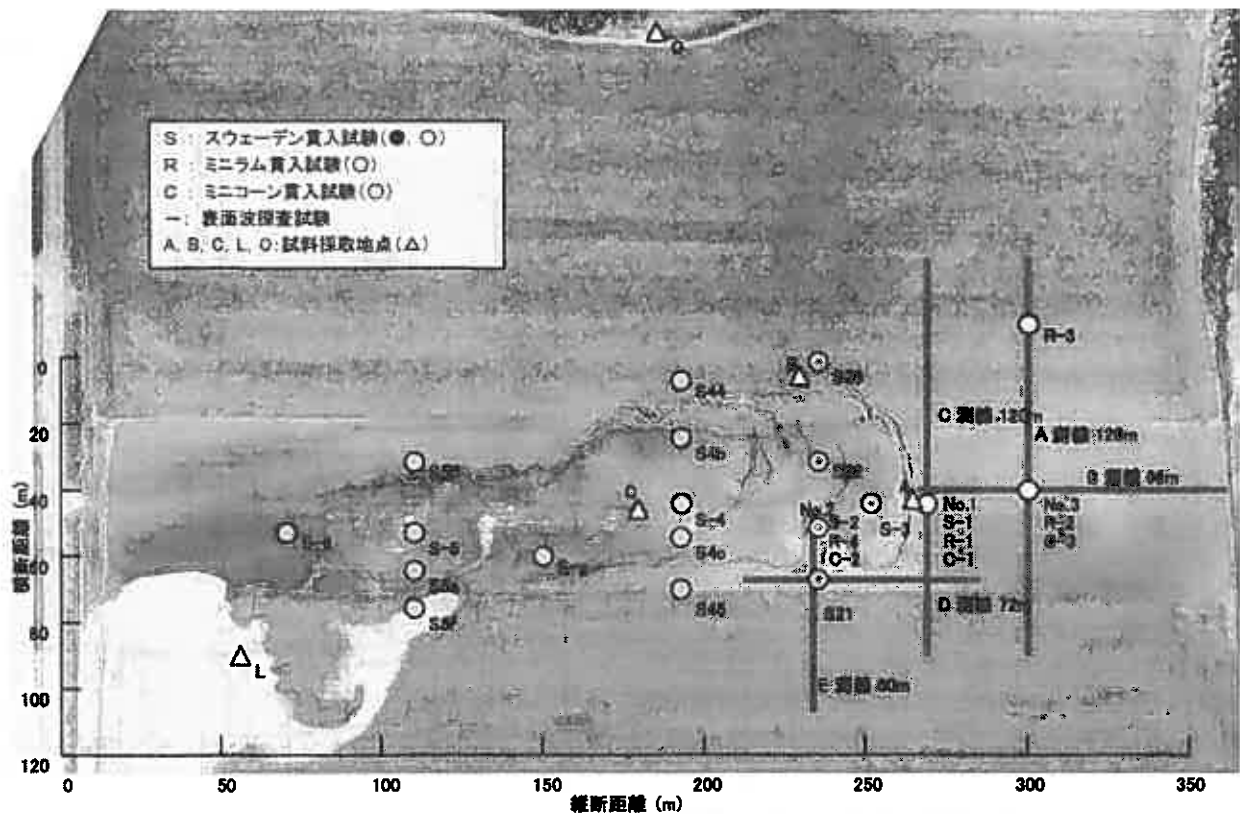


写真-1 調査地点

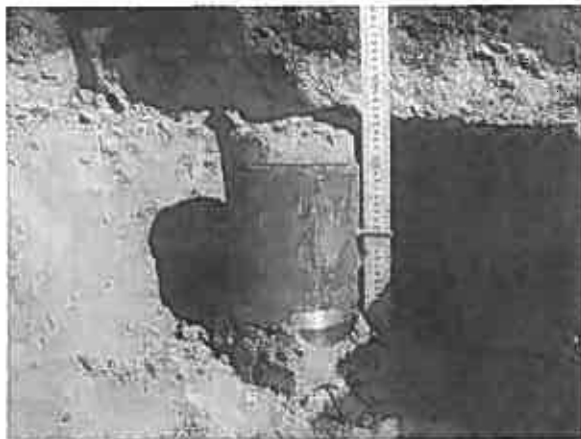


写真-2 不攪乱試料の採取状況

出土」は、液状化により流出した噴出口付近から採取したものである。「切土」は、被害地点北西側（写真-1では上部）約 100m に位置する切土斜面から採取した試料で、約 20 年前の盛土造成の際に使用された材料の一部と考えられる。なお、表-1 に示した盛土 A、切土試料での最大・最小密度試験は、2mm 以下の試料に対して行った試験結果で、原位置乾燥密度 $\rho_{d \text{ in-situ}}$ は CBR 試験用モールドで採取した不攪乱試料の平均値から求めたものである。

図-1 に示した粒度分布から、盛土 A、盛土 B、流出土の粒度分布はほとんど等しく、流出した火山灰は通常の液状化現象で見られる噴砂のように分級されることなく流出したと考えられる。また、盛土 C の細粒分がやや多くなっているが、これは採取深度が他よりも浅かったため盛土後の耕作等の影響により粒子破碎により細粒化し

表-1 採取した試料の物理的性質

試料	ρ_s (g/cm^3)	D_{50} (mm)	U_c	F_c (%)	$\rho_{d \text{ max}}$ (g/cm^3)	$\rho_{d \text{ min}}$ (g/cm^3)	$\rho_{d \text{ in-situ}}$ (g/cm^3)	D_r (%)
盛土(A)	2.493	0.20	28	30.3	1.190	0.811	0.984	55
盛土(B)	2.485	0.20	34	30.3				
盛土(C)	2.510	0.13	36	37.4				
流出土(L)	2.497	0.19	26	30.0				
切土(O)	2.507	0.38	19	19.4	1.217	0.872	1.102	74
屈斜路火山灰 ⁴⁾	2.505	0.42	26	19.8	1.156	0.832		

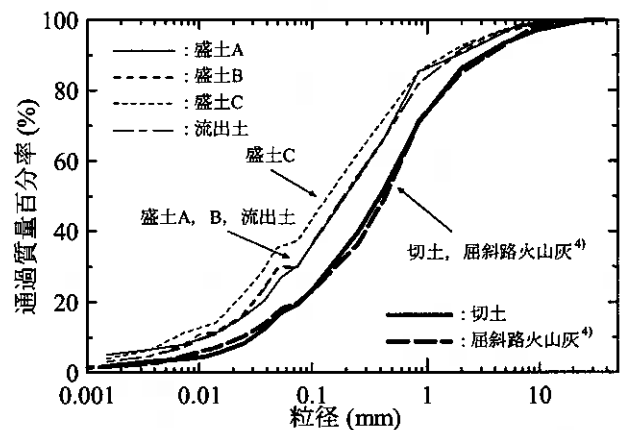


図-1 採取した試料の粒度分布

たものと考えられる。それに対して、切土斜面から採取した試料では他よりも粒径が大きくなっている。表-1 および図-1 には、液状化地点から西に約 7km 離れた土取り場から採取した同一起源の屈斜路火山灰土⁴⁾の物理的性質と粒度分布も示している。両試料とも切土斜面から採取したものであり、約 7km 離れているにもかかわらず粒度分布がほぼ一致したことは興味深い。また、液状化地点の粒度分布が切土よりも細粒なのは、盛土造成の際の

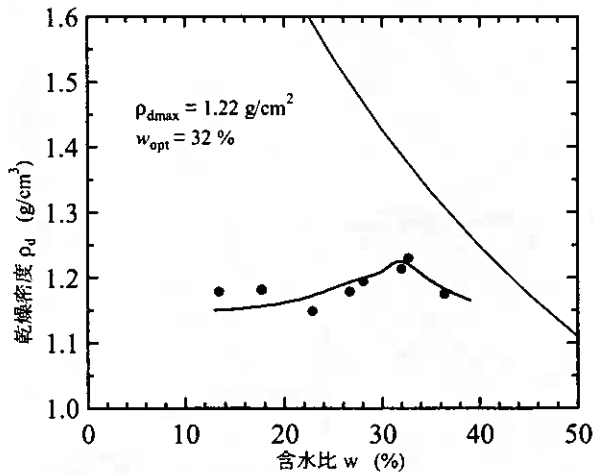


図-2 盛土 A 試料の締固め試験 (A-c 法)

粒子破碎が影響しているものと考えられる。

図-2 は、盛土 A 試料で行った締固め試験 (A-c 法) 結果を示したものである。最大乾燥密度 ρ_{dmax} は 1.22g/cm^3 であり、CBR 試験用モールドで採取した不攪乱試料の平均値から求めた盛土 A および切土の現場乾燥密度 $\rho_{d\text{ in-situ}}$ は表-1 に示したように、それぞれ 0.984 と 1.102g/cm^3 であった。したがって、その締固め度 D_c は 81% と 90% となる。また、現場の相対密度 D_r は 55% と 74% であり、盛土地盤は非常にゆるい堆積状態にあるといえる。なお、後述する原位試験結果から盛土 A の採取深度における貫入抵抗は、液状化が発生したより深い地盤の抵抗よりも高くなっており、液状化が発生した地盤はさらに非常にゆるい堆積状態にあったと考えられる。

4.2 スウェーデン貫入試験結果

図-3 は、写真-1 に示す陥没域縦断方向で行ったスウェーデン貫入試験結果を示したものである。図中には横断距離 40m での縦断標高 (地震後地表面) も示している。なお、縦断方向の試験は直線上の地点で行っていないため、地表面と試験結果の 0m 地点が一致していない。図中の S-1, 6 は液状化による陥没が生じていない地点での試験結果で、その他は陥没域内での結果である。陥没が発生していない地点では表層部 $1\sim 2\text{m}$ まで荷重により自沈しないやや貫入抵抗が高い層が存在し、その下層に非常に軟弱な層が堆積している。その境界は地下水位とほぼ対応しており、後述のミニコーン試験結果から陥没域上部の S-1 地点で約 2.5m 、下部の S-6 地点で 1m 程度である。また、陥没域内で行った S-3 \sim 5 では、表層部の貫入抵抗が他よりも低くなっている。これは、地表面の陥没によって地盤が乱されたことと、地下水位が地震後の地表面まで達したためと考えられる。また、S-6 で 3.5m 、S-1 で 7m 付近から貫入抵抗が高くなる層が存在している。これは、約 20 年前の盛土造成前の旧地形面と推定される。なお、図中にはその推定旧地形面も示した。ここで、S-1 では旧地形面よりも上部と推定される 4m 付近からやや貫入抵抗が高い層が存在している。この地点は

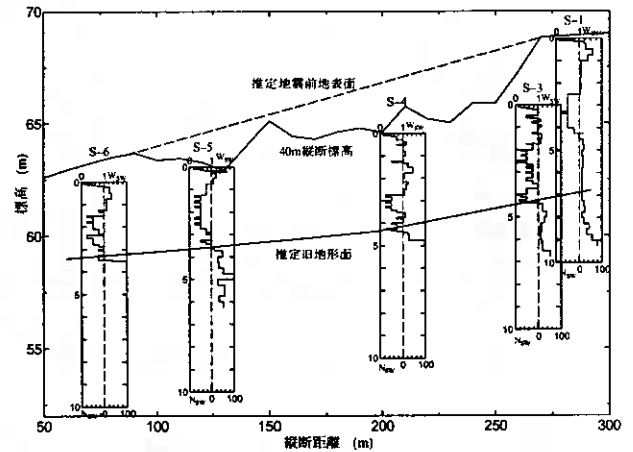


図-3 縦断方向でのスウェーデン試験結果

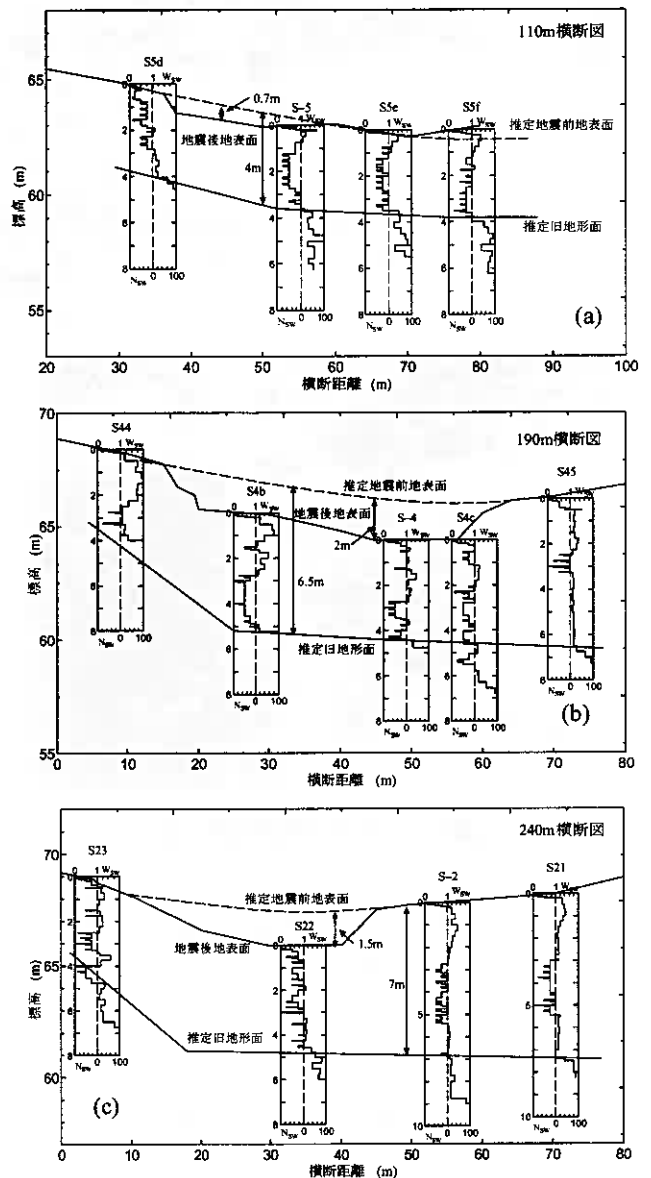


図-4 横断方向でのスウェーデン試験結果
(a) 110m, (b) 190m, (c) 240m

別報¹⁾に示した造成前の空中写真判読からため池の堰堤の存在が確認されており、そのため貫入抵抗が高くなったものと考えられる。

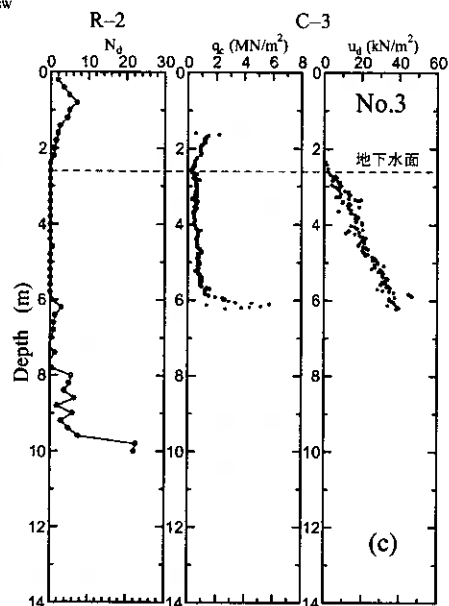
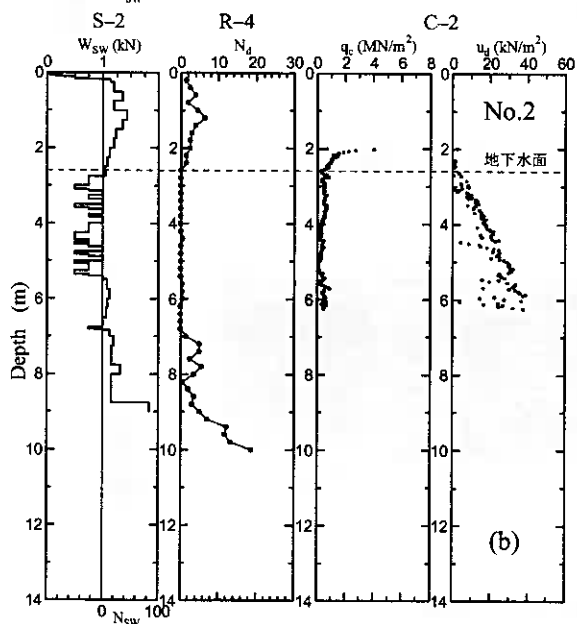
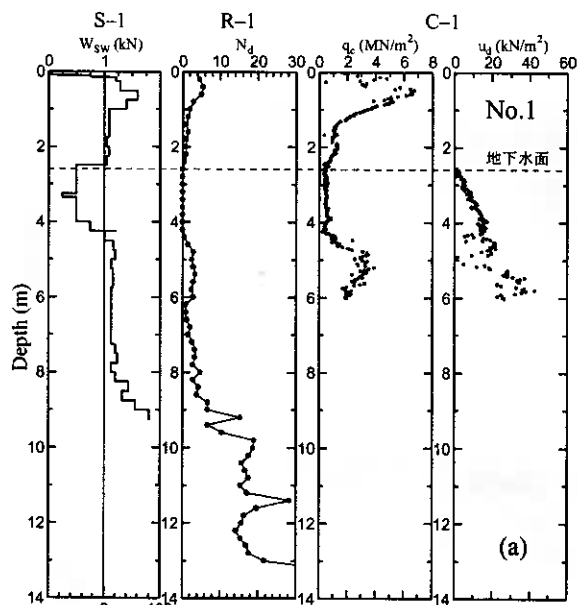


図-5 異なる貫入試験結果の比較
(a) No. 1 地点, (b) No. 2 地点, (c) No. 3 地点

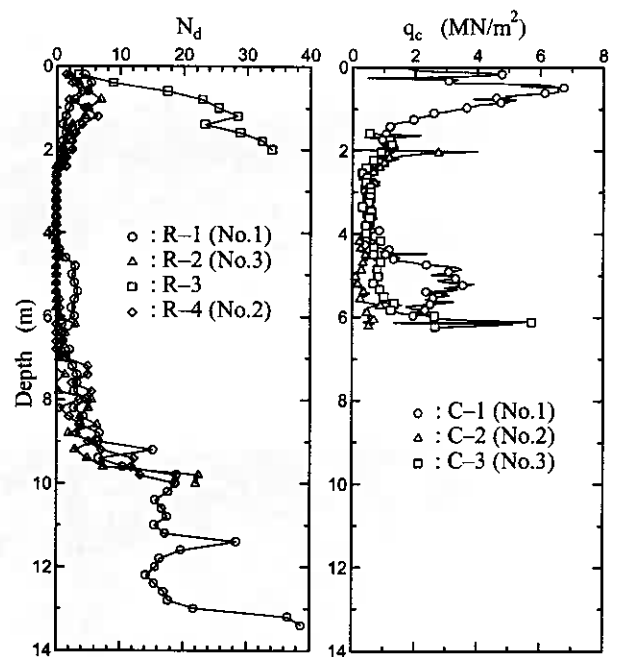


図-6 異なる地点での貫入試験結果の比較

図-4(a)~(c)は、写真-1に示した縦断距離110, 190, 240m地点で行った横断方向の試験結果を図-3と同様に示したものである。図中の両側での試験は陥没域外、内側は主として陥没域内で行った試験結果である。いずれの地点においても、図-3に示した縦断図と同様に、地表面から1~2mまでの地下水位以上の層でやや貫入抵抗の高い層が存在し、その下層の地下水位以下では非常に軟弱な層が堆積していることが分かる。また、貫入時にロッドの回転が必要となる N_{sw} が0以上の深度から求めた旧地形面の形状は横断図左側で高く、陥没域ではほぼ水平となっており、谷底平野を水田として利用していた様子がはっきりと分かる。また、陥没していない両側の地盤から推定した地震前の地表面と推定旧地形面までの深さは最大で7m程度と考えられ、大量のゆるい火山灰土が谷部に埋められ造成されたことが伺える。

4.3 異なる貫入試験での比較

図-5は、写真-1に示したNo.1~3の地点で行った複数の異なる貫入試験結果を比較したものである。なお、これらの3地点はすべて陥没が生じていない地点である。ここで、ミニラム試験の N_d 値は、実際の落下回数 N_m の2倍としている。ここで、ミニラム試験と標準貫入試験の打撃エネルギーの関係から $N_d (=2N_m)$ が標準貫入試験の N 値に相当する。

図に示した3種類の貫入試験において、その貫入抵抗の結果は同様な変化を示しており、地表から1m程度までは貫入抵抗が高い層が存在し、その後減少してミニコーン試験から得られた間隙水圧の値から求められた地下水位(約2.5m)以下では貫入抵抗が著しく低下している。その後、No.1地点で4.5m、No.2地点で7m、No.3地点で6mの深さから旧地形面に達したためか抵抗値の増加が

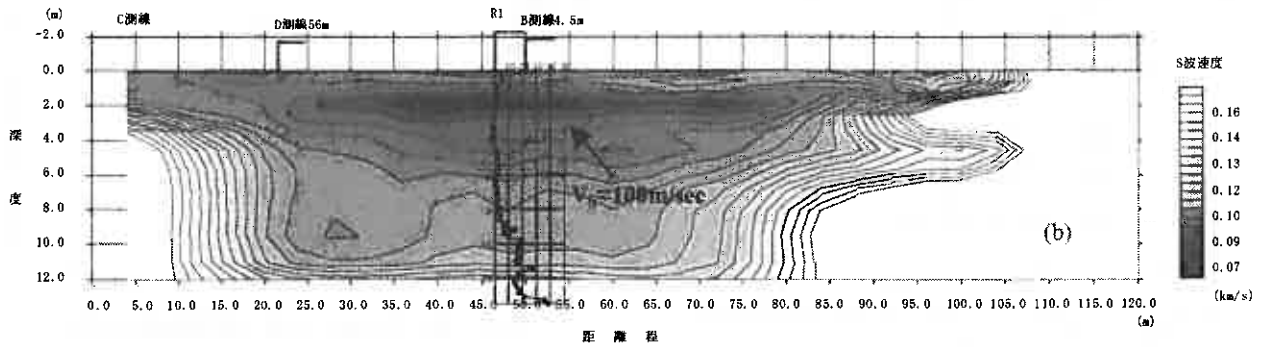
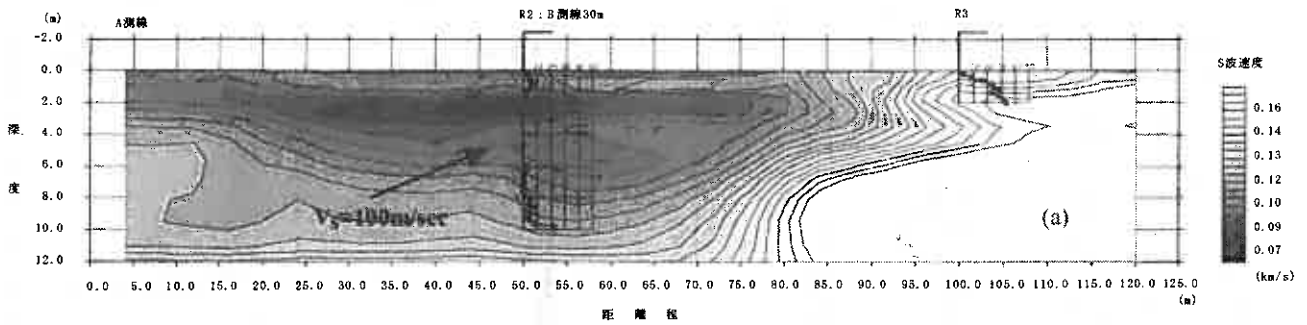


図-7 表面波探査試験結果 (a) A側線, (b) C側線

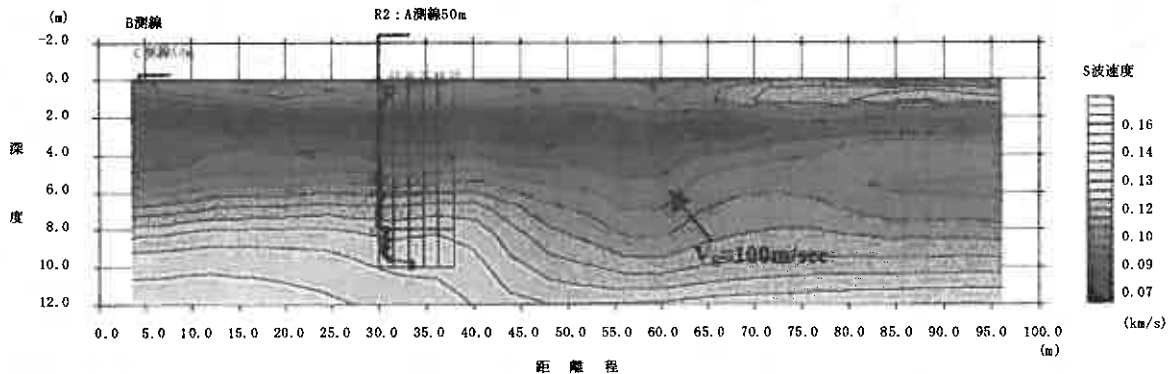


図-8 表面波探査試験結果 (B側線)

認められる。

図-6は、異なる地点で行ったミニラム試験およびミニコーン試験を比較したものである。ミニラム試験では、旧地形面が地表面付近に存在すると考えられるR-3を除いて、深度方向の N_d 値の変化は同様である。ただし、R-1のみ4.5~6mの深度でやや N_d 値が高くなっている。同様な傾向は同地点で行ったミニコーン試験(C-1)や図-5に示したスウェーデン貫入試験(S-1)でも確認される。この地点は、先にも述べたようにため池の堰堤が存在している地点であり、そのため貫入抵抗が他の地点での同一深度よりも高くなったと考えられる。

4.4 表面波探査試験

図-7は写真-1に示した横断方向のA、C側線での表面波探査試験結果を示したものである。貫入試験結果と同様に、地表面にせん断波速度 V_s が100m/sec以上のやや

速い層が存在し、2m地点において、 V_s が80m/sec程度の遅い層の存在が確認できる。その後、深度とともに V_s が高くなっているがC側線のほうが図中に示した $V_s=100\text{m/sec}$ の境界がやや浅くなっている。これは、貫入試験結果と同様に堰堤の存在によるものと考えられる。また、両端部、特に右側(写真-1では上部)に深度が浅いにもかかわらず $V_s=150\text{m/sec}$ 程度以上の層が存在している。ここは、これまでの貫入試験結果からも地山であった旧地形面と考えられ、表面波探査試験においてもおよそその地盤状況の確認ができる。

図-8は縦断方向のB側線での結果である。この側線はため池に盛土した地点で、全体的にほぼ速度分布が深度方向に平行となっており、旧地形面形状と一致している。このように表面波探査試験では、貫入試験などのように多くの試験を行わずに面的な地盤状況の把握が可能である。

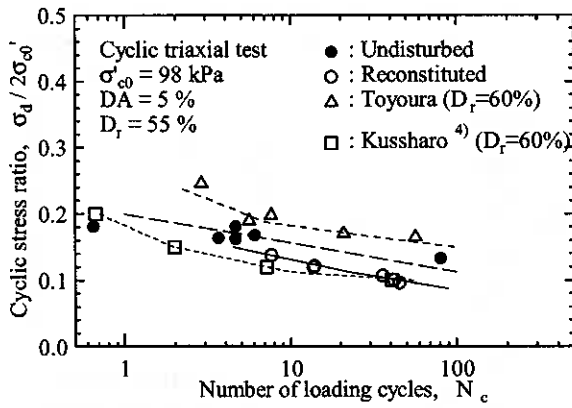


図-9 不攪乱試料と再構成試料の液状化強度の比較

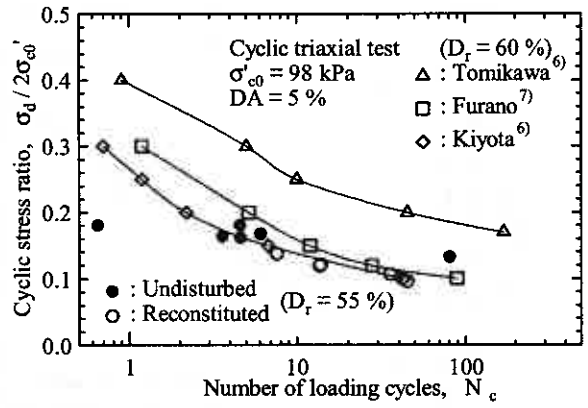


図-11 道内の他の火山灰の液状化強度との比較

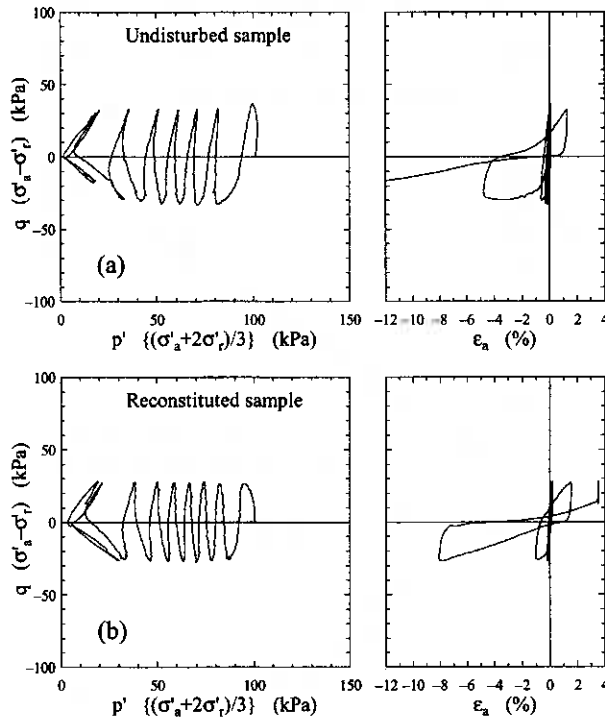


図-10 有効応力経路と応力-ひずみ関係
(a) 不攪乱試料, (b) 再構成試料

4.5 液状化試験結果

盛土A地点から採取した不攪乱試料とその再構成試料を用いて液状化試験を行った。

図-9は、不攪乱試料と再構成試料の結果に、相対密度 $D_r=60\%$ の豊浦砂、他の地点から採取した屈斜路火山灰土の再構成供試体での結果⁴⁾も示している。試験結果は両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ に達するまでの載荷回数と繰返し応力比との関係で示している。不攪乱試料(●)と再構成試料(○)の液状化強度を比較するとやや不攪乱試料の強度が高くなっているが、その差は僅かであり堆積後20年程度の年代効果による強度増加は少ない。また、豊浦砂の液状化強度よりも低く、非常に液状化し易い試料であるといえる。また、他の地点から採取した屈斜路火山灰土の液状化強度は、再構成試料の強度とほぼ同じであり、この被災地点の火山灰土の液状化強度が極端に低いわけではなく、屈斜路火山灰土としての通常の強度特

性と考えられる。また、図-10は不攪乱試料と再構成試料での液状化試験時の有効応力経路と応力-ひずみ関係を示したものである。間隙水圧の増加とともに有効応力が低下し、ゆるい砂に見られるような急激なひずみの発生が認められる。また、有効応力経路が厳密には原点に達しないという細粒分が多い試料や破碎性火山灰に見られる傾向⁵⁾に一致している。

このように、今回、液状化が発生した屈斜路軽石流堆積物の盛土または再構成試料の液状化強度が非常に低いものとなったが、この強度が火山灰特有の特性なのかを明らかにするために、道内で採取された他の火山灰土の液状化強度との比較を行った。

図-11は、門別町富川(富川)、上富良野町(富良野)、札幌市清田(清田)で採取された再構成火山灰土の液状化強度^{6,7)}と本研究結果を比較したものである。盛土から採取した不攪乱試料においても、他の火山灰よりも低く下限値となっており、屈斜路火山灰は他の道内の火山灰土と比較しても非常に液状化に対する抵抗力が弱い火山灰土であるといえる。そのため、震源から約230km離れ最大加速度が120gal程度の地震動でも液状化による地盤災害が北見地域で多く発生した一因であろう。また、屈斜路火山灰の液状化強度と同様に、清田火山灰の液状化強度が低くなっている。今回の地震では、札幌市清田地区でも液状化による被害が報告されており⁸⁾、その原因の一つは清田火山灰の液状化強度の低さであろう。

4.6 ベンダーエレメント試験結果

図-12は、盛土Aの不攪乱および再構成試料に対して有効拘束圧 $\sigma'_c=49, 98, 196, 392$ kPaの等方圧密状態のもとで3方向(VH, HH, HV)のせん断波速度から求めたせん断剛性と片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA} = 10^{-5}$ 程度の微小繰返し載荷を非排水状態で与え、ヤング率から求めたせん断剛性を示したものである。

液状化試験結果と同様に、せん断波速度および繰返し載荷から求めたせん断剛性に不攪乱試料と再構成試料の違いは大きくは認められず、堆積後20年程度の年代効果による剛性の増加はほとんど生じないといえる。

図-13は、3方向で求めたせん断波速度と繰返し載荷に

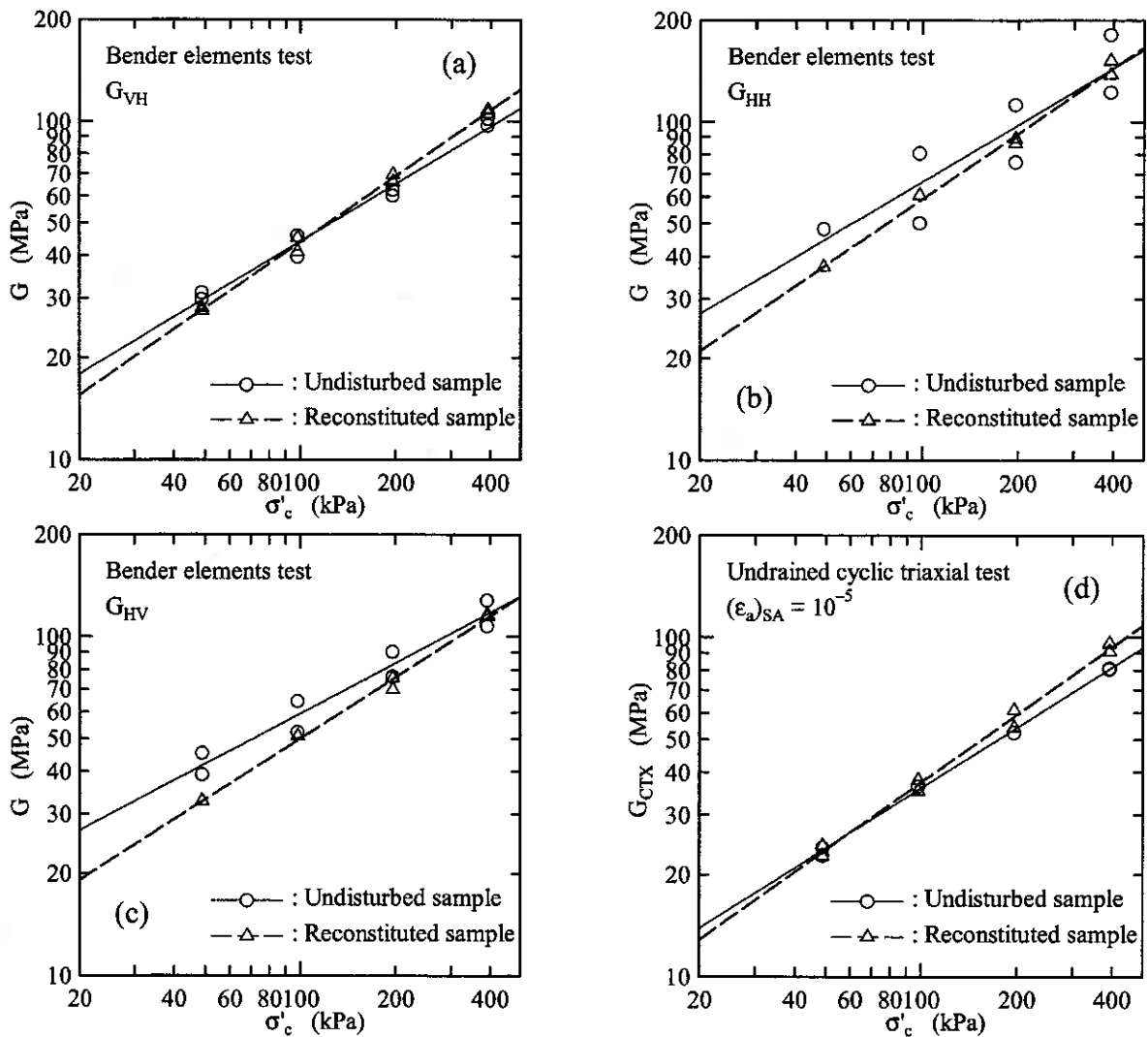


図-12 不攪乱試料と再構成試料のせん断剛性の比較 (a) G_{VH} , (b) G_{HH} , (c) G_{HV} , (d) G_{CTX}

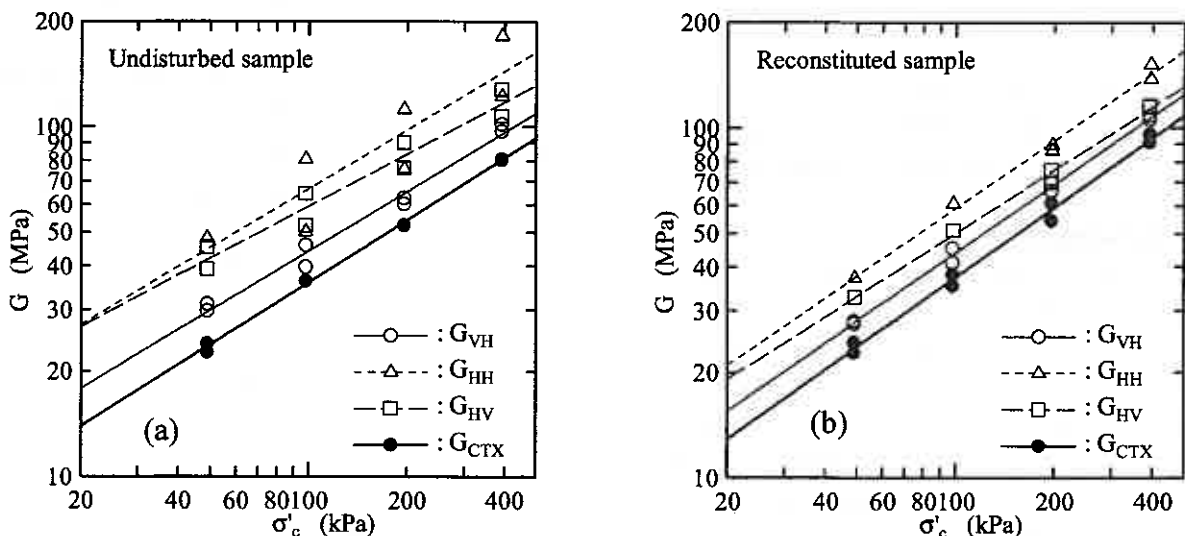


図-13 せん断波の伝播方向の影響 (a) 不攪乱試料, (b) 再構成試料

よるせん断剛性を比較したものである。不攪乱試料および再構成試料の両方において、繰返し载荷によるせん断剛性 G_{CTX} は鉛直方向に伝播し水平方向に振動するせん断波から求めた剛性 G_{VH} よりもやや低くなっている。これは、非排水三軸試験でのメンブレンペネトレーションやベディングエラーの影響、ひずみレベルの相違（三軸

試験では 10^{-5} ）の影響のためやや低くなったものと考えられる。また、3方向のせん断波から求めた剛性を比較すると、水平方向に伝播、振動するせん断波から得られ剛性 G_{HH} が最も高くなっている。この傾向は、粒度調整した屈斜路火山灰土に対して行った結果⁹⁾と同様であり、扁平な粒子で構成される屈斜路火山灰は、堆積構造の異

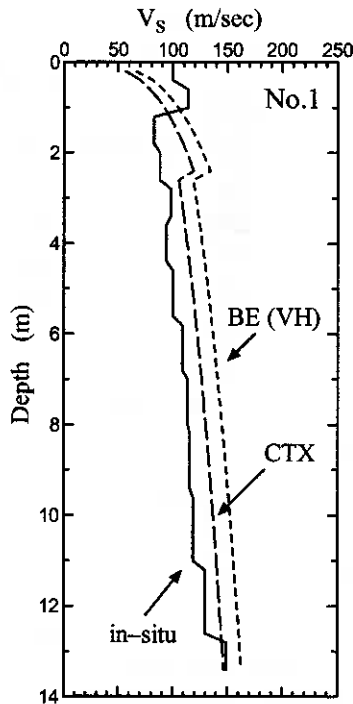


図-14 表面波探査試験と室内試験の比較

方性により G_{HH} が高くなったものと考えられる。

次に室内試験と原位置で行った表面波探査試験結果を比較する。図-14は、側線 C の No.1地点における表面波探査試験でのせん断波速度とベンダーエレメント試験の VH 波および繰返し載荷試験で得られた結果から推定したせん断波速度を示したものである。ここで、室内試験において異なる深度のせん断波速度を求めるために No.1地点でのミニコーン試験結果から地下水位を2.5mとし、その上層の湿潤密度 ρ_t を盛土 A の実測の湿潤密度から $\rho_t = 1.203 \text{g/cm}^3$ とし、地下水位以下では同じ乾燥密度の火山灰が飽和していると仮定し $\rho_{t(\text{sat})} = 1.589 \text{g/cm}^3$ とし密度および有効鉛直応力を求めた。

図から、表層部を除いて原位置試験よりも室内試験から予測したせん断波速度がやや高くなっている。これは、室内試験から求めたせん断波速度は0.5~1.0mの地点から採取した試料の結果のみから他の深度のせん断波速度を推定しているためと考えられる。この採取した深度の試料は、図-5(a)に示したようにやや貫入抵抗の高い層が堆積しており、その下層にはより軟弱な層が堆積しており、そのため室内試験による値が高くなったものと考えられる。しかし、室内試験と原位置試験から求めたせん断波速度に大きな違いは無く、ほぼ同様な結果が得られているといえる。

4.7 原位置試験結果による液状化強度の推定

N 値、コーン貫入抵抗、せん断波速度などの原位置試験結果に基づいて地盤の液状化強度を予測する方法がこれまで多く提案されている。ここでは、ミニコーン貫入試験での先端抵抗と表面波探査試験から得られたせん断波速度を用いて、いくつかの提案手法によって液状化強

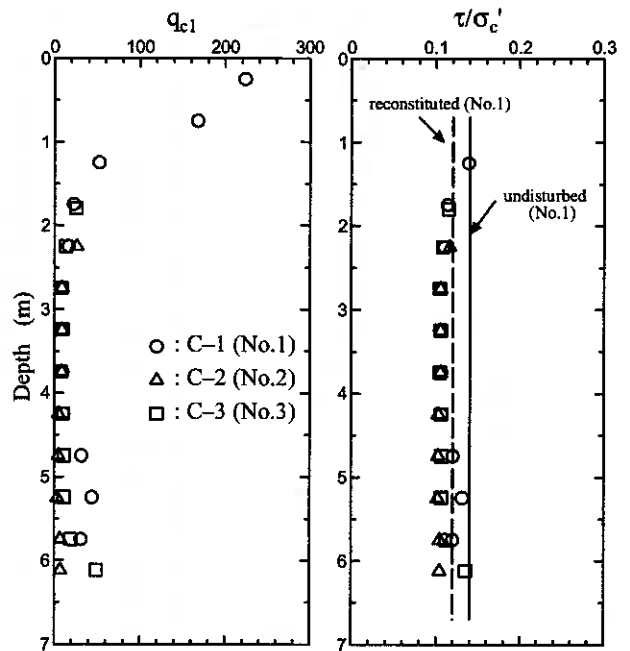


図-15 ミニコーン試験による液状化強度の予測 (Ishihara¹⁰⁾による方法)

度を求め比較を行う。

静的コーン貫入試験による液状化強度の評価方法は、多くの研究者によって提案され、いずれの手法も鉛直有効応力 σ_{v0}' により正規化した基準化コーン支持力 q_{c1} が用いられている。今回は比較的細粒分を含む砂への適用性が良いとされる Ishihara¹⁰⁾の提案する方法により液状化強度を推定した。なお、式(1)に示す q_{c1} 値は、深度0.5mごとの値を平均した値を用いた。

$$q_{c1} = (q_c / p_a) / (\sigma_{v0}' / p_a)^{0.5} \quad (1)$$

ここで、 p_a は100kPa、 q_c は先端抵抗で間隙水圧で補正した値(= q_0)である。

図-15は No.1~3地点で行ったミニコーン試験結果から Ishihara の方法を用いて液状化強度を推定したものである。図中には図-9で示した不攪乱試料と再構成試料に対する液状化試験での載荷回数20回の液状化強度も示している。

せん断波速度 V_S による液状化強度の予測は、Robertson¹¹⁾と Tokimatsu & Uchida¹²⁾の方法を用いた。

Robertson らの方法は Imperial Valley で実際に液状化を生じた地盤の計測結果に基づいて、式(2)に示すような鉛直有効応力 σ_{v0}' で正規化したせん断波速度 V_{S1} と強震記録から予測される地震動によるせん断応力比の関係から提案されたものである。

$$V_{S1} = V_S / (\sigma_{v0}' / p_a)^{0.25} \quad (2)$$

また、Tokimatsu & Uchida の方法は、繰返し三軸試験による微小ひずみにおけるせん断剛性 G_0 から式(3)に示す正規化せん断剛性 G_N を用いて液状化強度を予測したものである。今回は、表面波探査試験で求めたせん断波

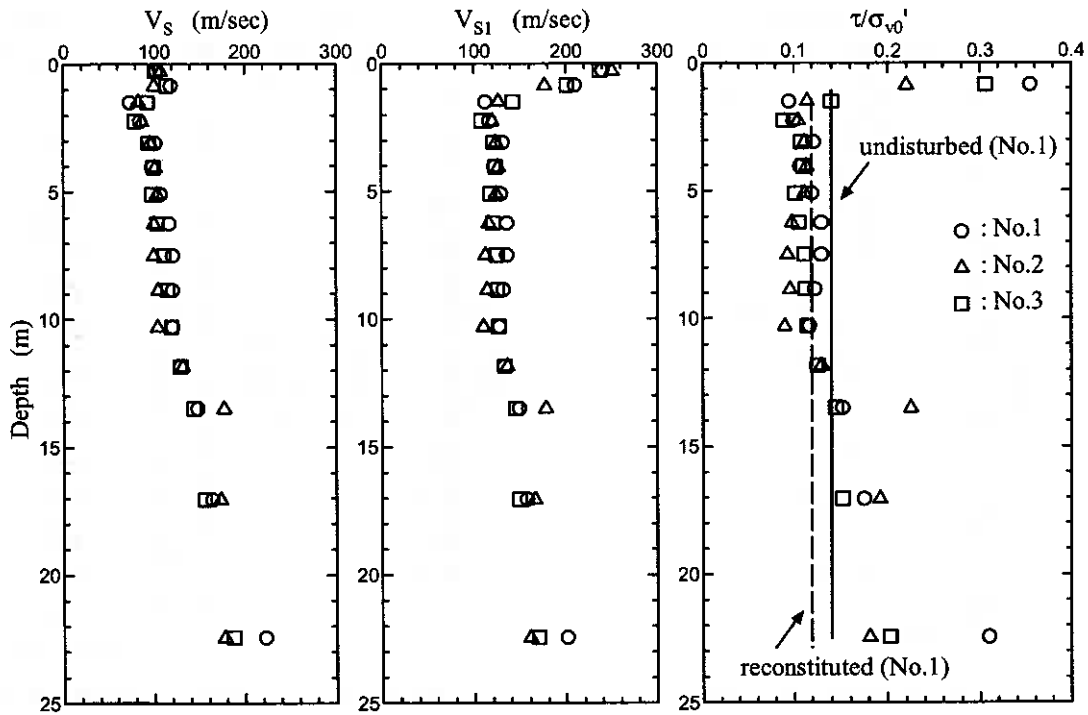


図-16 表面波探査試験による液状化強度($M=7.5$)の予測 (Robertson ら¹²⁾による方法)

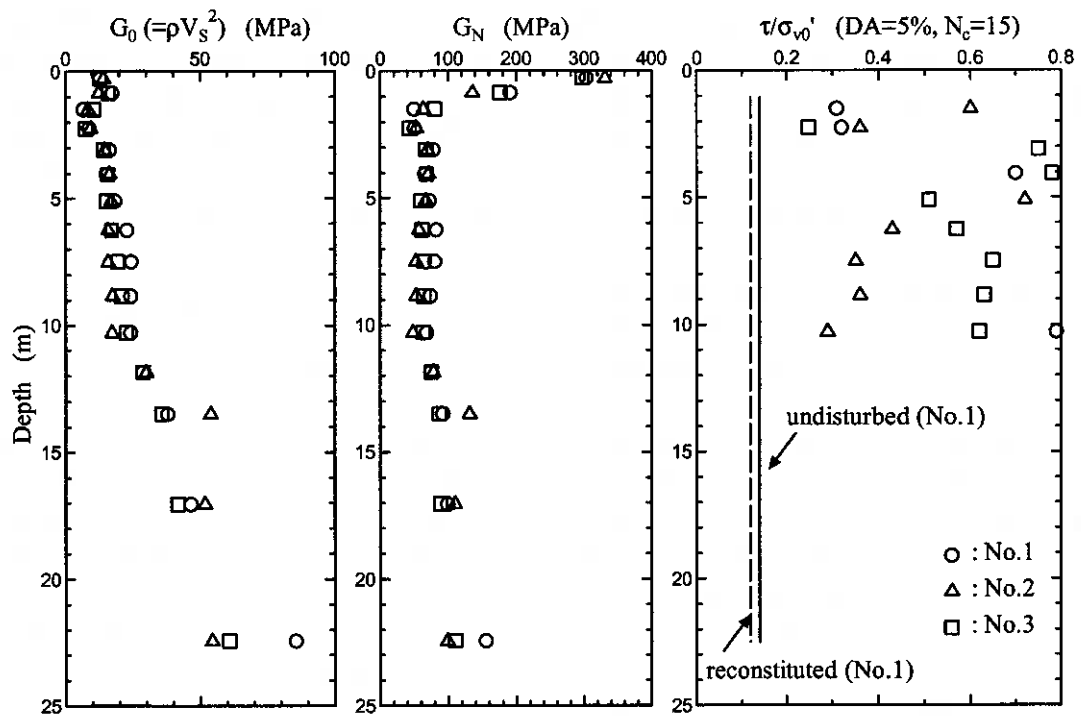


図-17 表面波探査試験による液状化強度の予測 (Tokimatsu & Uchida¹³⁾による方法)

速度より G_0 を求め、載荷回数15回で $DA=5\%$ に至るせん断応力比 (液状化強度) を求めた。

$$G_N = G_0 / [F(e_{min})(\sigma'_m / p_a)^n] \quad (3)$$

$$\sigma'_m = [(1+2K_0)/3]\sigma'_{v0}$$

ここで、 $F(e_{min})=(2.17-e_{min})^2/(1+e_{min})$ 、 σ'_m は平均有効主応力で静止土圧係数 $K_0=0.5$ と仮定して求めた。また、 n は $2/3$ とした。

図-16は、図-15に示したミニコーン試験を実施した地点での表面波探査試験のせん断波速度を用いて、Robertson らの方法で求めた正規化せん断波速度および液状化強度の深度分布を示したものである。また、図-17は、同様に表面波探査試験でのせん断波速度からせん断剛性 G_0 を求め、Tokimatsu & Uchida の方法から求めた正規化せん断剛性 G_N および液状化強度の深度分布を示したものである。

図-15～17に示した原位置試験結果から求めた液状化強度を比較すると、図-15に示した静的コーン貫入試験から予測した液状化強度と、図-16に示した表面波探査試験から求めた正規化せん断波速度を用いて予測した液状化強度はほぼ一致している。また、室内試験による液状化強度も、先に述べたようにやや硬質な表層に近い地盤から採取した試料での結果であることを考慮すれば、良く一致しているといえる。

一方、図-17に示した正規化せん断剛性を用いて予測した液状化強度は、上述の2方法より大きな液状化強度を示している。この原因は、Tokimatsu & Uchidaの方法は最小間隙比が0.61～0.91の範囲の砂質土を対象とした予測法であるのに対して、今回の対象地盤は砂地盤に比較して間隙の大きい火山灰地盤であり、その最小間隙比は表-1に示したように $e_{\min}=1.095$ と大きな値であるため液状化強度が高くなったと考えられる。なお、N値を用いた液状化強度の評価手法が一般的によく用いられているが、今回は図-6に示したようにN値が0の地盤を対象とすることから行うことができない。

5. 結論

平成15年十勝沖地震で端野町協和地区で発生した大規模な液状化域において、各種の原位置試験と室内試験を実施した。その結果をまとめると以下ようになる。

- (1)対象地域で行った各種原位置試験結果から、表層下1～2mにやや貫入抵抗の高い層が存在し、その下層に非常にゆるい状態で火山灰土が堆積していたと考えられる。その盛土高さは、推定された旧地形面から最大で約7m程度と推定される。
- (2)盛土された火山灰土の液状化抵抗は他の道内の火山灰土に比較しても非常に低く、非常に液状化しやすい材料であったことがわかった。
- (3)堆積後20年程度の年代効果によっては液状化強度やせん断剛性の増加は僅かであり、盛土当時と動的特性はほとんど変化していないと考えられる。
- (4)ベンダーエレメント試験結果から、せん断波速度の異方性が認められ、異方的な堆積状態にあったと推定された。また、原位置試験と室内試験から求めたせん断波速度は概ね一致した。
- (5)コーン貫入試験における貫入抵抗と表面波探査試験による正規化せん断波速度を用いて予測した液状化強度はほぼ一致した。また、室内試験による液状化強度とも一致した。しかし、最小間隙比を用いた正規化せん断剛性から推定した液状化強度は、間隙比が大きな火山灰地盤であるため過大に評価された。

今後、切土試料に対する各種室内試験や詳細な試験結果の吟味や解析を行って、流動現象が発生した原因を明らかにする予定である。

謝辞：端野町役場農林商工課石川武義課長には現地調査でのご協力をいただいた。スウェーデン貫入試験では、

東京理科大学塚本良道先生、中央大学原忠先生にご協力をいただいた。また、土地の所有者である亀田様には、調査地を提供していただいた。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 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技術報告集, No.44, 2004.
- 2) 伊藤義之, 竹森基, 堀之内富夫, 小川重之, 村田芳信: 小径電気式静的コーン貫入試験の地盤調査への適用性, 第38回地盤工学研究発表会, pp.605-606, 2003.
- 3) 山下聡, 堀智仁, 鈴木輝之: 異方応力状態でのせん断波速度に及ぼす伝播方向と堆積方向の影響, 土木学会論文集, No.722/III-61, pp.387-392, 2002.
- 4) 山下聡, 大城英嗣, 鈴木輝之: 火山灰質土の繰返しせん断特性に及ぼす粒度分布の影響, 地盤工学会北海道支部技術報告集, No.40, pp.129-134, 2000.
- 5) 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.
- 6) 青野哲成, 土岐祥介, 三浦均也: 2,3の火山灰の液状化特性, 土質工学会北海道支部技術報告集, No.29, pp.1-8, 1989.
- 7) 土岐祥介, 青野哲成, 三浦均也: 2,3の火山灰の動的特性, 土質工学会北海道支部技術報告集, No.30, pp.93-102, 1990.
- 8) 地盤工学会2003年十勝沖地震緊急地盤災害調査団: 9月26日発生の2003年十勝沖地震緊急地盤災害調査速報, 土と基礎, Vol.51, No.12, pp.77-81, 2003.
- 9) 山下聡, 喜多川俊介, 堀智仁, 鈴木輝之: 堆積構造と応力の異方性が砂質土の初期せん断剛性に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.694/III-57, pp.319-330, 2001.
- 10) Ishihara, K.: Stability of natural deposits during earthquakes, Proc. of 11th ICSMGE, San Francisco, Vol.1, pp.321-390, 1985.
- 11) Robertson, P.K., Woeller, D.J. and Finn, W.D.L.: Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading, Canadian Geotechnical Journal, Vol.29, pp.686-695, 1992.
- 12) Tokimatsu, K. and Uchida, A.: Correlation between liquefaction resistance and shear wave velocity, Soils and Foundations, Vol.30, No.2, pp.33-42, 1990.

2003 年十勝沖地震における液状化アレー観測記録

- 北海道開発土木研究所 正会員 西本 聡
- 北海道開発土木研究所 正会員 江川拓也
- 北海道開発土木研究所 正会員 林 宏親
- 飛鳥建設技術研究所 正会員 三輪 滋
- 飛鳥建設技術研究所 正会員 池田隆明

1. はじめに

2003年9月26日に発生した2003年十勝沖地震は、十勝地方を中心に河川堤防や道路、橋梁、また住宅などに大きな被害をもたらした。すでに様々な視点で調査が行なわれ、被害原因や対策に関して貴重な資料が収集分析されつつある。地震被害を詳細に分析するには欠かせない地震観測記録についても、近年、急速に地震観測体制が整備されたことから数多くの記録が得られた。しかし、いわゆる工学的基盤の地震動も含めて、地震計を集中的に配置し特定の構造物や地盤の挙動を観測する鉛直アレー観測はそれほど多く実施されていない。さらに、間隙水圧計を同時に配置し、液状化の影響を捉える液状化アレー観測は、観測事例が少ない上に、過剰間隙水圧が地盤挙動に影響を及ぼすほど大きく上昇した記録を観測した事例はさらに少ない。

北海道開発土木研究所では、苫小牧の軟弱地盤で地盤と道路盛土の液状化アレー観測を実施しており、2001年までに1993年釧路沖地震の際の水圧が上昇した記録など10地震の良好な記録を観測し、様々な角度から、分析検討している^{1),2),3)}。2003年十勝沖地震において、上昇が明瞭な間隙水圧記録と100cm/s²を超える加速度記録を観測することができた。ここでは、観測された記録の分析により、表層地盤の非線形増幅特性、間隙水圧上昇特性、記録に含まれる地震動の特徴などを明らかにする。

2. 液状化アレー観測の概要

2.1 地盤条件

地震観測は、苫小牧市の北東部にあるウトナイ湖の南に位置する、高規格道路である日高自動車道に沿う2地点で実施されている。観測地点は国道36号と交差する植苗高架橋近傍と、そこから東方の室蘭本線方面に約1.3km離れた沼ノ端西ICに近い明野南高架橋近傍に設置されている。観測地点に位置を図-1に示す。

この付近は石狩から苫小牧にかけての東西の幅40km~60kmの低地帯の南部に位置し、勇払平野の一部をなしている。観測地点付近は支笏火山の火砕堆積物台地が縄文海進期に海岸流で侵食された後に、河口付近に河川の堆積作用により海岸砂丘が形成され、その背後の後背湿地が徐々に堆積作用を受けて形成された低地で軟弱層が厚く堆積している。ウトナイ湖は形成過程の名残の海跡湖である。なお、両観測地点周辺は低湿地であり、2地点の1.3kmの間では標高は4.6mから5.3m程度であり標高差がほとんどない平坦な地形となっている。

図-2に観測地点付近の北西~南東方向の地質断面図を示す。図の西方には支笏火山灰で構成される火山灰台地があり、この台地を起源とする火山灰や軽石からなる2次堆積物が西側半分に多く堆積している。一方、東側半分には海浜性の砂や背後湿地性の粘性土が分布している^{4),5)}。西側の火山灰層(上層)や東側の砂層の締めり方は、緩い~中位であり液状化す

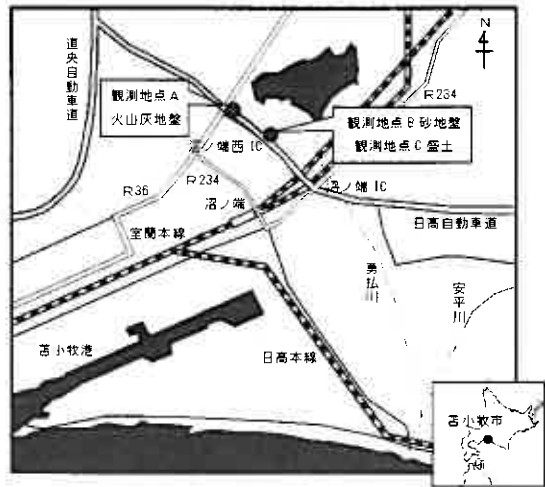


図-1 液状化アレー観測点

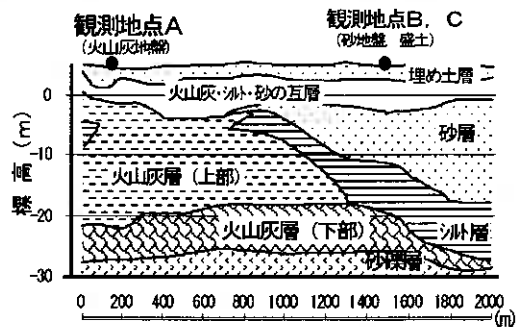
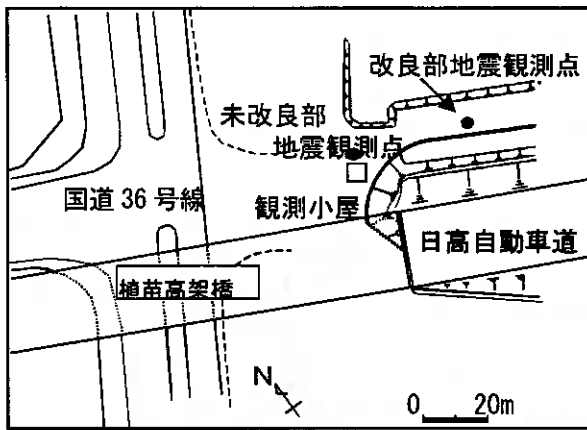
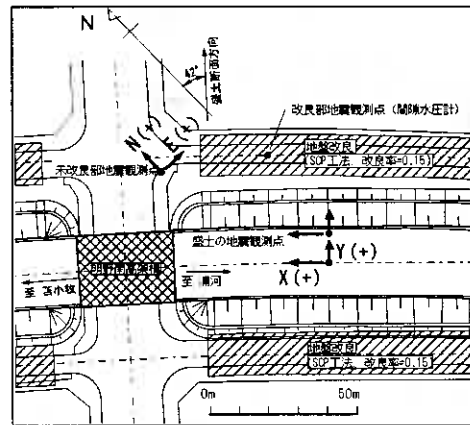


図-2 観測地点付近の地質縦断模式図³⁾

Liquefaction Array Observation Records on 2003 Tokachi-oki Earthquake,
 Satoshi Nishimoto, Civil Engineering Research Institute of Hokkaido, Takuya Edawa, ditto, Hirochika Hayashi, ditto, Shigeru Miwa, Tobishima Corporation, Takaaki Ikeda, ditto.



a) 観測地点 A



b) 観測地点 B, C

図-3 観測地点の平面図と地震計位置³⁾

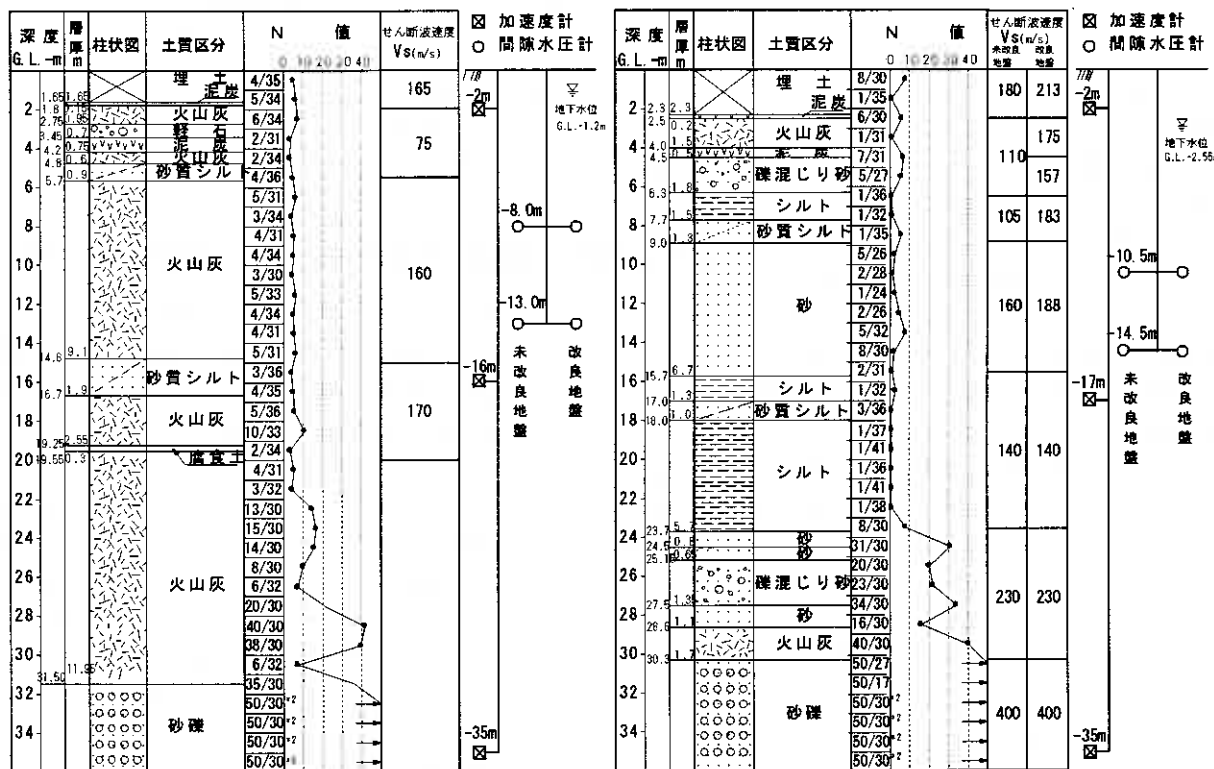


図-4 地盤柱状図と地震計、間隙水圧計の設置位置³⁾

る可能性が高いことから、道路盛土建設に先立って液状化対策としてサンドコンパクションパイル(SCP)工法による地盤改良が実施されている^{1),2),3)}。実際にこの地域では、1968年十勝沖地震と1982年蒲河沖地震の際に液状化の発生が確認されている⁹⁾。G.L.-26m~G.L.-28mからはS波速度も400m/s以上の締まった砂礫層(静川砂礫層)が広く分布している。文献7)によれば、この層は層厚10mから12mであるが、さらに深部にはニタツポロ層とよばれる洪積シルト層が現れる。この層は数十mの層厚を有する軟質な粘性土層とされている。なお、図-2に示す地盤構造の模式図は縦横の縮尺が違い、不整形性が強調された表現になっているが、最大でも層境界の傾斜は2/100程度であり、成層と見なせると考えられる。

2.2 液状化アレー観測システム³⁾

砂層・火山灰層の液状化特性の把握、道路盛土の液状化対策効果の確認、道路盛土の地震時挙動の検討、近接した地盤構成の異なる2地点の増幅特性の比較検討などを目的として、西側の「火山灰地盤」(観測地点A, 1991年より観測)と東側の「砂地盤」(観測地点B, 1990年より観測)の2地点において、液状化アレー観測を実施している。また、1996年からは、観測地点Bに近接した道路盛土(観測地点C)にも地震計を設置し、地盤と盛土の挙動を同時に観測可能なシステムとした。

図-3a)に観測地点A付近の平面図と地震計の設置位置、図-3b)に観測地点B付近の平面図と地震計の設置位置を示す。また、図-4)に2地点の地盤柱状図と地震計、間隙水圧計の設置位置を示す。図-5)には観測地点Cの盛土断面と盛土内の地震計の設置位置を示す。それぞれの地点では、盛土の両側に深さ15mの範囲で液状化対策としてSCP工法による地盤改良

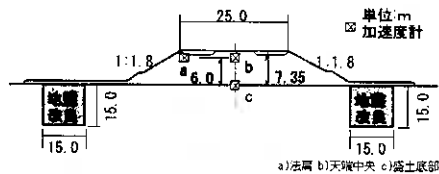


図-5 観測地点C(盛土)の地震計設置位置³⁾

が行われている。高架橋部分には地盤改良は施工されていない。SCP工法は、杭径70cmで地点により違いはあるが改良率10%~15%で施工されている。また、改良地盤の間隙水圧計は、SCPの杭間に設置されている。

観測地点Aは2次堆積の火山灰主体の地盤構成であり、特にGL.-6m~GL.-20mには火山灰層や砂質シルト層が緩く堆積し、N値は5以下で液状化の可能性も高いと考えられる。GL.-28m付近からは締まった火山灰層となり、GL.-31.5m付近からは砂礫層が現れる。観測地点Bは表層部分の火山灰、泥炭、シルトなどの互層、GL.-8m~GL.-16mの緩い砂層、GL.-16m~GL.-24mの軟弱シルト層などで構成され、緩い砂層

は液状化の可能性が高い。以下、N値20~30の火山灰主体の層、GL.-30.3mからはN値50以上の砂礫層となっている。2地点は比較的近接し、GL.-30m~GL.-35m付近に広く分布する砂礫層上に堆積しているが、表層の構成はかなり異なることが特徴である。観測地点BではPS検層が実施されており、その結果を図-4にあわせて示す。地盤改良によりS波速度は増加している。また、観測地点Aでは直近での値はないが、約200m離れた地点で地盤改良がなされていない時点で実施されたPS検層の結果を示す。表層部分のS波速度はせいぜい200m/s以下であり、N値分布と調和的である。

加速度計は液状化対策を施していない地盤(未改良地盤)内のGL.-2m、GL.-16m(地点BはGL.-17m)、GL.-35mの3深度に埋設されている。GL.-2m、GL.-35mは1台に水平2成分、鉛直1成分の合計3成分を内蔵したもので、GL.-16mおよびGL.-17mについては水平2成分である。水平2成分はそれぞれNS成分とEW成分方向に設置するように計画されているが、実際には、後に述べるように設置時の方位ずれが見られる。GL.-35mの加速度計は、この付近周辺に広く分布しS波速度が400m/sを超える砂礫層内に設置されている。間隙水圧計は、それぞれの地点における液状化対象層内の改良地盤部および未改良地盤部について、それぞれ2深度に設置されている。間隙水圧計の設置深度と対象層は、地点AではGL.-8.0mとGL.-13mの火山灰層、地点BではGL.-10.5mとGL.-14.5mの砂層である。

観測地点Cの盛土は高さ7.35m、天端幅25m、のり勾配1:1.8で、盛土材料は現地付近で発生する火山灰質土が用いられている。盛土内には、盛土中心の底面GL.±0mおよび路床面-1.35m、法肩付近の路床面-1.35m(いずれもGL.+6.0m)に加速度計が設置されている。加速度計は、道路縦断方向、断面方向、鉛直方向の3成分を測定できる。

以上のように液状化アレー地震観測システムは、地点Aでは加速度8成分、間隙水圧4成分、地点Bでは加速度8成分、間隙水圧4成分、地点Cの盛土では加速度計12成分、3地点で合計36成分(加速度計28成分、間隙水圧計8成分)から構成される。

3. 液状化アレーで観測された2003年十勝沖地震の地震動記録

3.1 観測された時刻歴

2003年には、9月26日に発生した2003年十勝沖地震のほか、同日6時8分に発生した、現在までの最大余震、また、5月26日の宮城県沖の地震の記録を観測している。十勝沖地震では、火山灰地盤、砂地盤、盛土のすべての地点で本震および余震の強震記録が得られた。本震記録は当観測点で得られたもっとも大きな加速度記録である。これらの新たに観測された地震の諸元⁸⁾と観測記録の最大値を、過去の観測記録と併せて表-1に示す。また、観測地点とそれぞれの地震の震央位置の関係を図-6に示す。十勝沖地震で推定された断層破壊面⁹⁾と観測点の関係も図-6にあわせて示す。十勝沖地震は震央距離で約220km、断層面最短距離で約126.5kmである。

観測された記録のうち、図-7に十勝沖地震における観測地点B(砂地盤)の加速度記録を、図-8に同地震による観測地点Bの間隙水圧記録を示す。S波速度が400m/s程度のGL.-35mのNS成分で約70cm/s²、GL.-2mのNS成分で約122cm/s²

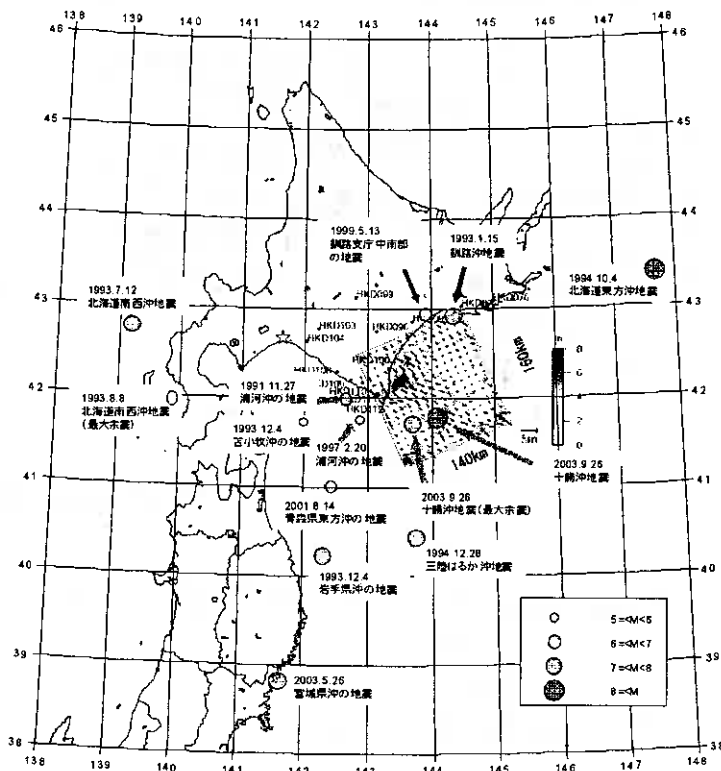


図-6 観測地点と観測された地震の震央(文献9)の図を一部に引用)

表-1 観測された地震の諸元と最大値

a) 観測地点 A (火山灰地盤) と観測地点 B (砂地盤)

No	地震の諸元 ¹⁾				震源距離 (km)	観測地点	観測開始日時	観測時間 (s)	観測記録の諸元															
	地震名 発生日時	震源 M	震源位置 緯度 経度	深さ (km)					震度			最大加速度 (cm/sec ²)									最大閉鎖水圧 (kN/m ²)			
									上段	高小枝	下段	GL-2m			GL-17m			GL-35m			4.0m		13.0m	
												NS	EW	UD	NS	EW	UD	NS	EW	UD	液状化地盤	未液状化地盤		
1	浦河沖の地震 1991.11.27 04:40:48.9	6.3	41° 59.8'	142° 39.9'	64	Y	火山灰	'91.11.27 04:41:08.73	217	11.6	13.1	4.4	6.9	9.7	6.0	8.8	3.9	1.30	1.54	2.38	- ²⁾			
2	釧路沖の地震 1993.01.15 20:06:07.2	7.5	42° 55.0'	144° 21.4'	101	Y	火山灰	計測できず ³⁾	309	100.3	103.8	46.6	68.0	66.7	63.2	53.1	23.0	20.20	9.36	82.91	21.91			
3	北海道高知沖の地震 1993.07.12 22:17:11.7	7.8	42° 46.8'	139° 11.0'	35	Y	火山灰	'93.07.12 22:18:11.46	283	13.0	13.8	5.9	11.9	12.7	10.5	10.7	4.4	1.70	2.09	3.38	- ²⁾			
4	北海道南西沖地震の余震 1993.08.06 04:42:43.6	6.3	41° 57.3'	139° 53.1'	24	Y	火山灰	'93.08.06 04:43:49.01	193	8.7	8.9	2.5	5.1	5.7	3.8	4.4	2.3	0.66	0.62	0.77	- ²⁾			
5	高小枝沖の地震 1993.12.04 18:20:14.2	5.4	41° 43.4'	141° 39.3'	80	Y	火山灰	'93.12.04 18:30:52.76	195	14.4	9.9	7.9	7.5	7.2	4.4	5.1	2.8	0.50	0.34	0.32	- ²⁾			
6	北海道東方沖の地震 1994.10.04 22:22:36.9	8.2	43° 32.3'	147° 40.7'	28	Y	火山灰	'94.10.04 22:24:29.08	343	44.3	51.1	24.8	29.6	23.3	20.8	11.9	4.81	3.65	6.51	- ²⁾				
7	三陸はるか沖の地震 1994.12.28 21:19:20.9	7.6	40° 25.0'	143° 44.9'	0	Y	火山灰	'94.12.28 21:21:10.90	305	61.6	61.0	10.1	32.7	30.7	27.6	21.5	7.8	3.05	4.42	5.90	- ²⁾			
8	岩手県沖の地震 1995.01.07 07:37:37.1	7.2	40° 13.2'	142° 18.9'	48	Y	火山灰	'95.01.07 07:38:53.33	258	15.9	23.6	4.9	10.9	13.2	8.2	11.1	3.8	1.51	1.58	2.84	- ²⁾			
9	浦河沖の地震 1997.02.20 16:55:00.3	5.9	41° 46.4'	142° 52.5'	49	Y	火山灰	'97.02.20 16:55:45.88	196	6.0	5.7	3.0	5.3	4.0	3.0	2.7	1.5	- ²⁾	- ²⁾	- ²⁾	- ²⁾			
10	釧路支庁中南部の地震 1999.05.13 02:59:23.1	6.3	42° 57.9'	143° 54.5'	106	Y	砂	'99.05.13 03:00:21.50	256	15.7	10.3	5.0	9.1	5.9	4.9	3.6	3.0	0.75	0.44	1.22	- ²⁾			
11	青森県東方沖の地震 2001.08.14 05:11:24.9	6.4	40° 59.5'	142° 26.4'	38	Y	火山灰	'01.08.14 05:12:19.03	224	8.5	8.7	2.6	13.8	8.6	8.8	6.2	3.3	1.48	1.09	1.54	1.03			
12	宮城県沖の地震 2003.05.26 18:24:33.4	7.1	38° 49.0'	141° 39.2'	72	Y	砂	'03.05.26 18:26:37.69	221	9.0	12.7	3.8	5.9	7.3	4.6	5.1	2.0	0.78	0.13	0.75	- ²⁾			
13	十勝沖の地震 2003.09.26 04:50:07.6	8.0	41° 46.7'	144° 4.7'	42	Y	砂	'03.09.26 04:50:56.00	384	10.0	9.3	3.0	8.1	7.2	6.6	6.7	2.5	11.9	16.1	24.1	- ²⁾			
14	十勝沖地震の余震 2003.09.26 06:08:01.8	7.1	41° 42.4'	143° 41.7'	21	Y	砂	'03.09.26 06:08:56.57	395	5.5	4.4	1.8	3.1	2.9	2.4	2.0	1.2	2.8	2.7	6.1	- ²⁾			

過剰閉鎖水圧計設置深度は火山灰地盤が GL-8m と GL-13m、砂地盤が GL-10.5m、GL-14.5m
 1) 震源情報: 気象庁震度情報 D B⁴⁾。2) なんらかの機械的原因で計測できず。3) トリガーレベルに達しなかった
 4) N34E 成分を表示。5) N02E 成分を表示
 6) 釧路支庁中南部の地震で震度 4 の地域: 足寄町上磯港、青森市東 4 条、十勝清水町南 4 条、本別町北 2 丁目、広尾町並木通、弟子屈町美里、釧路市船橋町、音別町尺別
 7) 青森県東方沖の地震で震度 4 の地域: 平内町小栗、石町上明堂、北町中央南、東北町塔ノ沢山、天間林村森ノ上、下田町中下田、五戸町古館、名川町平、福地村宮米地、青森南郷村市野沢、倉石村中市、二戸市福岡
 8) 宮城県沖の地震で震度 6 弱の地域: 大船渡市大船渡町、江刺市大通り、衣川村古戸、平泉町平泉、宮根村役場、石巻市泉町、涌谷町新町、築駒町岩ヶ崎、高清水町中町、全成町衣辺、桃生町中津山
 9) 十勝沖地震で震度 6 弱の地域: 新冠町北星町、静内町ときわ、浦河町朝豊、釧路町東町、幕別町本町、豊頃町茂岩本町、忠類村忠類、釧路町別保、厚岸町尾根村

b) 観測地点 C (盛土) の地震動

地震名	M	震央位置 上段 震度 下段 震度	深さ (km)	観測地点	最大加速度 (cm/s ²)																
					GL-2m			GL-17m			GL-35m			盛土							
					NS	EW	UD	NS	EW	UD	NS	EW	UD	矢張		法周		産筋			
浦河沖の地震 1997.02.20 16:55:00.3	5.9	41° 46.4' 142° 52.5'	49	火山灰	- ²⁾	- ²⁾	- ²⁾	6.1	6.9	4.7	6.1	7.2	4.6	4.7	5.1	2.8					
釧路支庁中南部の地震 1999.05.13 02:59:23.1	6.3	42° 57.9' 143° 54.5'	106	火山灰	15.7	10.2	5.0	9.1	5.9	4.9	3.6	3.0	21.9	19.0	8.5	22.7	18.9	7.0	19.1	17.1	5.6
青森県東方沖の地震 2001.08.14 05:11:24.9	6.4	40° 59.5' 142° 26.4'	38	火山灰	11.2	14.4	6.0	7.0	7.6	4.3	4.6	2.4	21.4	14.2	5.7	21.4	15.2	5.3	16.0	12.6	4.0
宮城県沖の地震 2003.05.26 18:24:33.4	7.1	38° 49.0' 141° 39.2'	72	砂	13.6	13.8	3.4	6.2	9.1	7.0	5.8	2.3	14.6	13.7	3.7	14.9	14.7	4.0	13.5	12.8	3.0
2003年十勝沖地震 2003.09.26 04:50:07.6	8.0	41° 46.7' 144° 4.7'	42	火山灰	100	93	30	81	72	66	62	25	124	131	65	119	139	62	112	127	44
十勝沖地震の余震 2003.09.26 06:08:01.8	7.1	41° 42.4' 143° 41.7'	21	砂	54	57	32	40	39	28	31	16	63	58	47	52	54	35	43	42	23

1) 震源情報: 気象庁震度情報 D B。2) トリガーレベルに達しなかった。3) なんらかの機械的原因で計測できず。4) N34E 成分を表示 盛土は1998年9月から観測開始

であり、表層の軟弱地盤内で約 1.5 倍に増幅している。これは、EW 成分でもほぼ同等である。観測地点 A(火山灰地盤)でも、加速度レベルで 100cm/s² 程度の地震動に対して初めて観測記録が得られた。観測地点 A(火山灰地盤)では GL-2m での加速度最大値はやや小さく 100cm/s² であるが、水平動は同様の増幅を示す。加速度記録を見ると、25 秒付近で地震動が到達し、50 秒付近から周期の短い成分も含む振幅の大きな主要動となる。60 秒付近から徐々に周期の長い成分が目

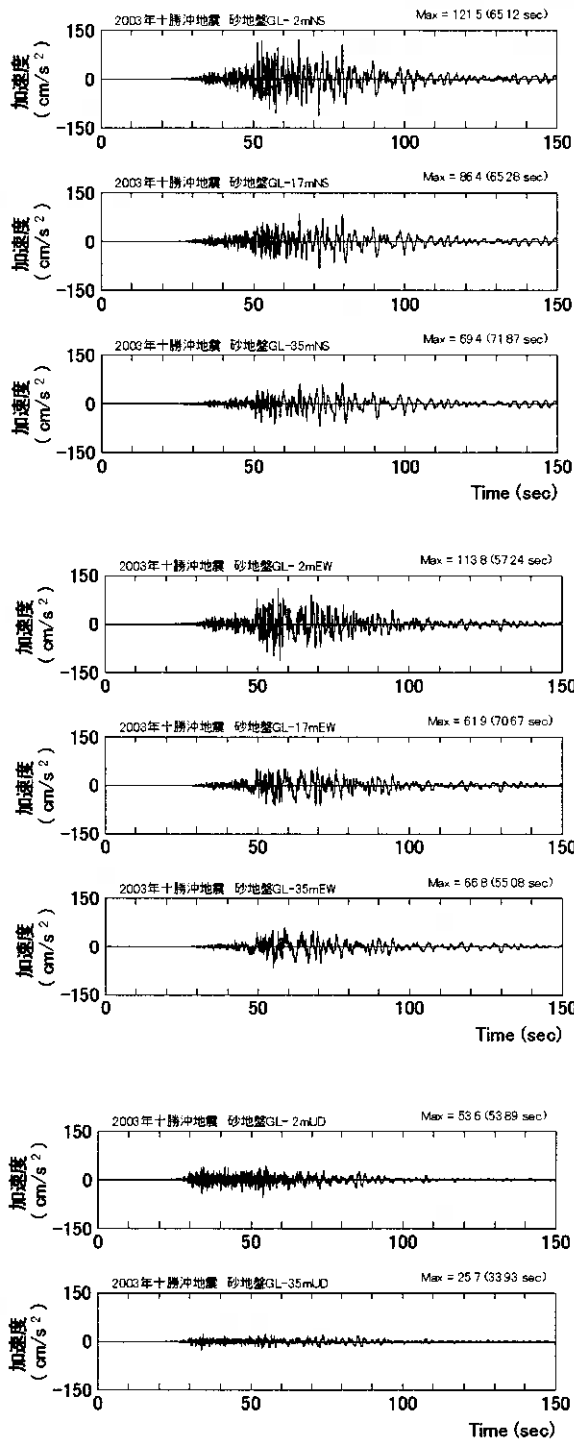


図-7 2003 十勝沖地震の加速度記録 (観測地点 B)

盤や盛土での記録にも共通して見ることができる。観測地点 B では鉛直動は GL-35m から GL-2m の間で 25.7cm/s^2 から 53.6cm/s^2 と 2 倍以上に増幅しているが、観測地点 A では 1.2 倍程度しか増幅が見られない。

過剰間隙水圧には、未改良地盤、改良地盤ともに明瞭な残留成分が見られる。未改良地盤では GL-10.5m において最大値で 32kN/m^2 、振動成分を除いた残留成分の最大値で約 20kN/m^2 、GL-14.5m においてそれぞれ最大値で 43kN/m^2 、振動成分を除いた残留成分の最大値で約 25kN/m^2 の上昇が見られた。初期有効上載圧はそれぞれ 74.5kN/m^2 、 97.1kN/m^2 であることから、振動成分を除いた残留成分の最大値との比で示される、過剰間隙水圧比はそれぞれ 27%、26% 程度の上昇であったことがわかる。液状化に至る上昇ではないものの、表層地盤の非線形増幅特性に影響を及ぼす可能性のある上昇量である。付近一帯では液状化の痕跡はなく、道路盛土にも被害は見られず、観測された過剰間隙水圧の状況とは調和的である。

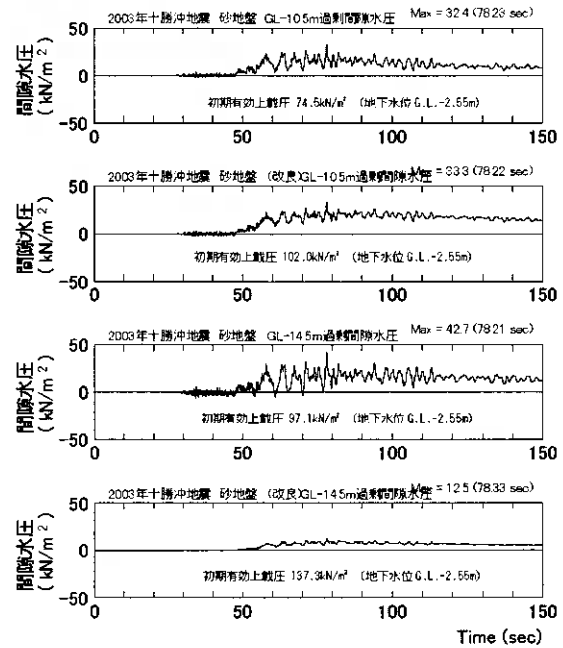


図-8 2003 十勝沖地震の過剰間隙水圧 (観測地点 B)

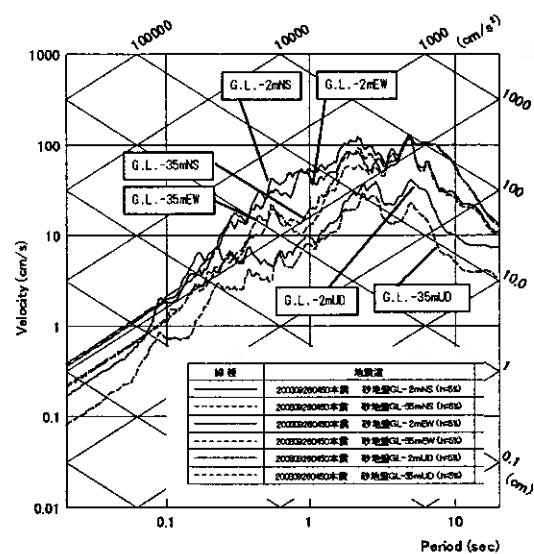


図-9 加速度応答スペクトルの比較 (観測地点 B)
(減衰定数 5%, トリパタイト表示)

立ち始め、80 秒を超えるあたりから長周期成分を主体とした地震動が長く継続する。これらの特徴は、火山灰地

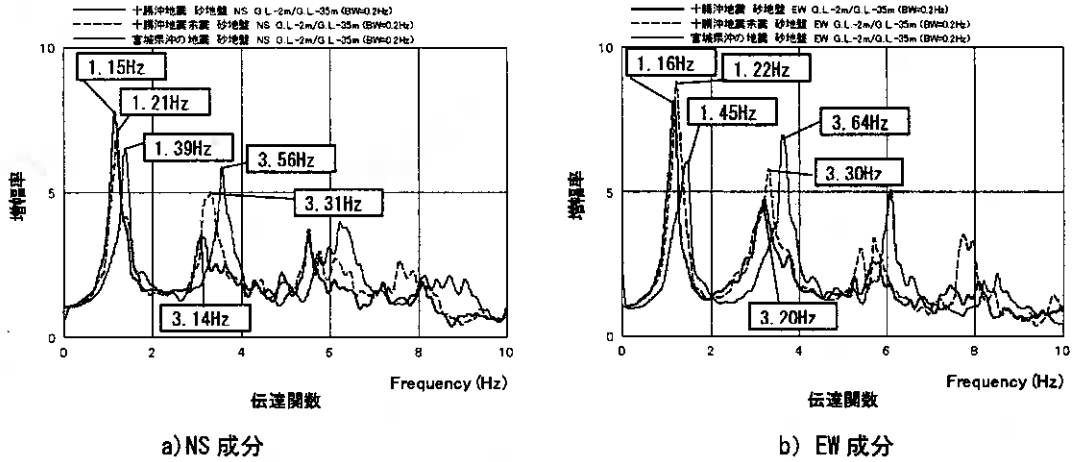


図-10 観測地点Bの伝達関数

改良地盤でも過剰間隙水圧に残留成分が見られた。GL.-10.5mで未改良地盤をやや上回る過剰間隙水圧を記録しているが、過剰間隙水圧比では、22%程度で未改良地盤よりも小さい。また、GL.-14.5mでは7%であり、地盤改良効果が現れていると考えられる。

観測地点Aでも水圧上昇が見られるが、未改良地盤の過剰間隙水圧比は15%程度であり、観測地点Bほど水圧上昇は見られない。

3.2 地震動の振動数特性の検討

地震動の振動数(周期)特性を見るために、図-9に観測地点AのGL.-35mとGL.-2mの加速度応答スペクトル(以下、本研究では加速度応答スペクトルはすべて減衰定数5%のものとし、図はトリパタイト表示とする。)を示す。1秒付近の成分を中心に0.2秒から3秒の間のスペクトルが地中から地表の間の表層地盤内で増幅していることがわかる。加速度レベルでは周期1秒付近で卓越している。速度レベルでは、3秒から8秒にかけて卓越が見られる。特にEW成分では、5秒以上8秒近くまでの周期帯が卓越していることがわかる。この周期での卓越は地中地表とも、周期・強度ともほとんど一致している。また、火山灰地盤においてもこの周期帯の卓越と強度はほぼ一致している。これらのことから、この周期帯での卓越は、それぞれの地点での表層地盤内の増幅ではなく、さらに深い地盤構造で励起された地震動であると考えられる。

4 表層地盤の非線形増幅特性

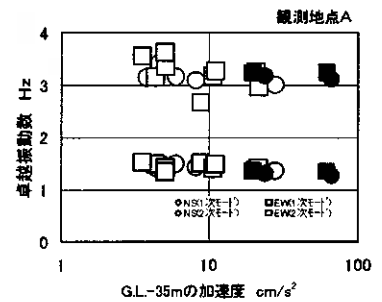
4.1 卓越振動数の低下

観測記録から表層地盤の非線形増幅特性に関する検討を行う。図-10に十勝沖地震、十勝沖地震の最大余震、また、比較的小さな地震動として宮城県沖の地震の地中(GL.-35m)に対する地表(GL.-2m)の振動数ごとの増幅率を示す。図中に1次と2次の卓越振動数を示す。1次卓越振動数を見ると、地震動レベルが大きくなるにしたがい、振動数の低下が明瞭である。図-11に地中の地震動レベルに対する卓越振動数の変化を示す。地震動レベルが大きくなるにしたがい、卓越振動数が低下しているのがわかる。十勝沖地震の場合の振動数の低下は、最も小さな地震動レベルの卓越振動数に比べ、観測地点Aで86%~89%程度、観測地点Bで84%程度であった。

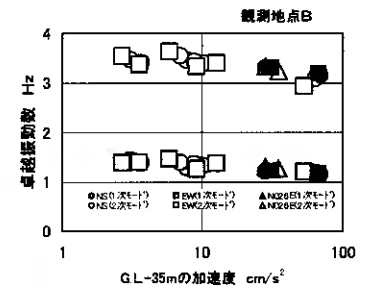
4.2 せん断剛性の低下

地盤の1次固有周波数を f_1 とし、微小ひずみレベルの f_1 を f_{1m} 、地震時の f_1 を f_{1e} とすると、 f_{1e}/f_{1m} で表されるそれらの比 r_f により、表層地盤の平均的な剛性低下が得られる。せん断剛性 G とせん断弾性波速度 V_s は、地盤の質量密度 ρ を介して $G = \rho \cdot V_s^2$ の関係にあり、1次固有周波数は1/4波長則より $f_1 = V_s/4H$ (H :層厚)で表されるので、地震時のせん断剛性 G_e と微小ひずみレベルでのせん断剛性 G_m の比で表される剛性低下率 G_e/G_m は、

$$G_e/G_m = (\rho \cdot V_{se}^2) / (\rho \cdot V_{sm}^2) = (f_{1e}/f_{1m})^2 = r_f^2 \quad (1)$$



a) 観測地点A



b) 観測地点B

図-11 地中地震動レベルに対する卓越振動数(文献3)の図に加筆)
(黒印:十勝沖地震とその余震)

で求められる³⁾。常時微動の水平鉛直スペクトル比から推定した f_{1m} は、おおむね $f_{1m}=1.35\sim 1.5$ Hzであり、地震動レベルの小さな地震の f_{1m} では同等程度であり、剛性低下はほとんどないと考えられる。この f_{1m} を基準として剛性低下率を見ると、観測地点Aでは70%~78%、観測地点Bでは64%程度にまで剛性低下していたと推定される。

せん断ひずみに依存した剛性低下に加えて、過剰間隙水圧の上昇に伴って、有効上載圧に依存した剛性低下も生じる。せん断剛性が有効上載圧の1/2乗に比例すると考えると、過剰間隙水圧の上昇に伴う有効上載圧の減少は観測地点Aで15%、観測地点Bで27%であり、これに伴う剛性低下はそれぞれ8%、15%程度となる。このように、観測された地震動から求まるせん断剛性低下には、過剰間隙水圧の上昇による影響が10%前後含まれていると考えられる。

4.3 増幅率の低下

このような剛性低下に伴って、表層地盤の非線形増幅特性がどのように変化するかを見るために、地中の地震動レベルに対する加速度や速度の最大値の増幅を検討したものを図-12に示す。図中に黒く示した点が、2003年十勝沖地震とその余震の記録である。水平動に関しては、加速度レベル、速度レベルが大きくなるにしたがい、増幅倍率が小さくなり、速度では、地中速度が1cm/sを越えると2倍以下、10cm/sを越えると1.5倍以下となる。加速度では、地中加速度が 30cm/s^2 を越えて2倍以下となる。十勝沖地震では、速度で1.1倍~1.3倍、加速度で1.5倍~1.7倍であった。

4.4 過剰間隙水圧の発生特性

図-13に地震動レベルと過剰間隙水圧の振動成分を除いた残留成分の最大値との関係を示す。地震動レベルが大きくなるにしたがい過剰間隙水圧の上昇程度は大きくなる。十勝沖地震の記録をくわえることで、これらの傾向がより明瞭となった。地表加速度が約 20cm/s^2 、地表速度が約5cm/sを越えると有効上載圧の2%程度の有意な残留成分が生じることに加えて、地表加速度が約 80cm/s^2 、地表速度が約15cm/sを越えると過剰間隙水圧の残留成分は急激に増加することがより明瞭となった。なお、1993年釧路沖地震では、十勝沖地震に比べやや小さい地震動が作用したが、有効上載圧の75%程度まで間隙水圧が上昇した。地震動レベルと過剰間隙水圧の関係図上では、特異な点と位置づけられるか、上昇量の上限に近い値と考えられるかは、今後の検討課題である。

4.5 せん断剛性とせん断ひずみ

発生するせん断ひずみとせん断剛性の関係を検討した。まず、GL-2mとGL-35mの観測記録を2階積分して得た変位記録の差から相対変位を求め、これを層厚で除して、各観測点の平均的なせん断ひずみを求めた。さらに、せん断ひずみの最大値の65%を有効最大せん断ひずみとした。有効せん断ひずみとせん断剛性の低下の関係を図-14に示す。有効ひずみが 1×10^{-5} を越えて剛性低下が見られ、 1×10^{-4} からは低下の程度が大きくなる。観測地点Bでは室内動の変形特性試験で得られた変形特性の一例をあわせて示す。観測記録から得られた関係は小さなひずみレベルではばらつきがあるが、 10^{-4} のオーダーでは、実験結果とおおむね一致している。実験結果をやや下回るのは、ひずみ依存の剛性低下に加えて、過剰間隙水圧の上昇による剛性低下の影響が現れているためと考えられる。

5. 長周期成分の卓越に関する検討

加速度時刻歴や加速度応答スペクトルでも見られるように、地震動の後半を中心に5秒~8秒の長周期成分の卓越が見られた。ここでは、この長周期成分について検討する。図-15に十勝沖地震のEW成分について非常定常スペクトル¹¹⁾を示す。地震動の広範囲にかけて長周期の成分が卓越しているのがわかる。余震でもほぼ同様である。このような長周期成分の卓越は、近接する苫小牧の港湾強震観測網やK-netの観測点においても観測されている^{11),12)}。また、震源から苫小牧に至る区間の観測網では、そのような長周期成分が見られないことが報告されている¹³⁾。さらに、長周期成分

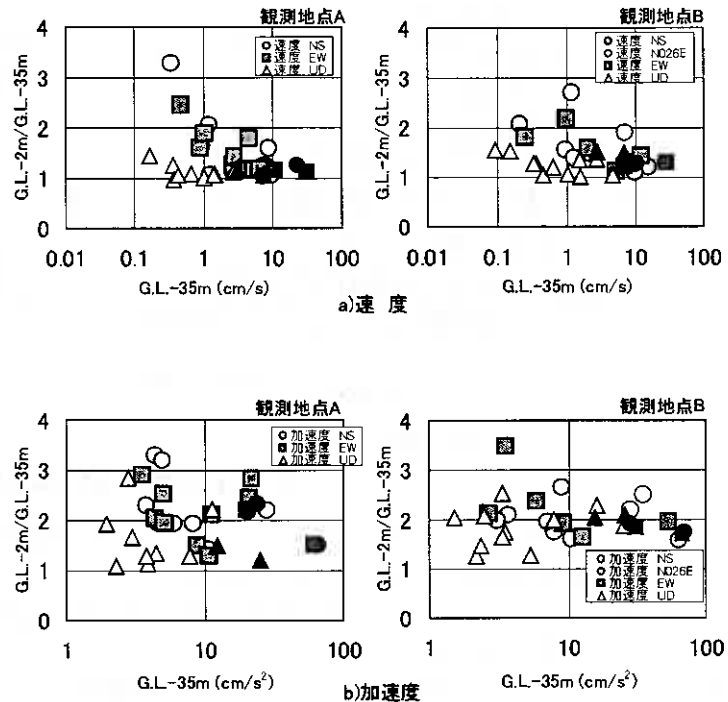


図-12 地中の地震動レベルに対する地震動増幅率最大値(文献3)の図に加筆
(黒印:十勝沖地震とその余震)

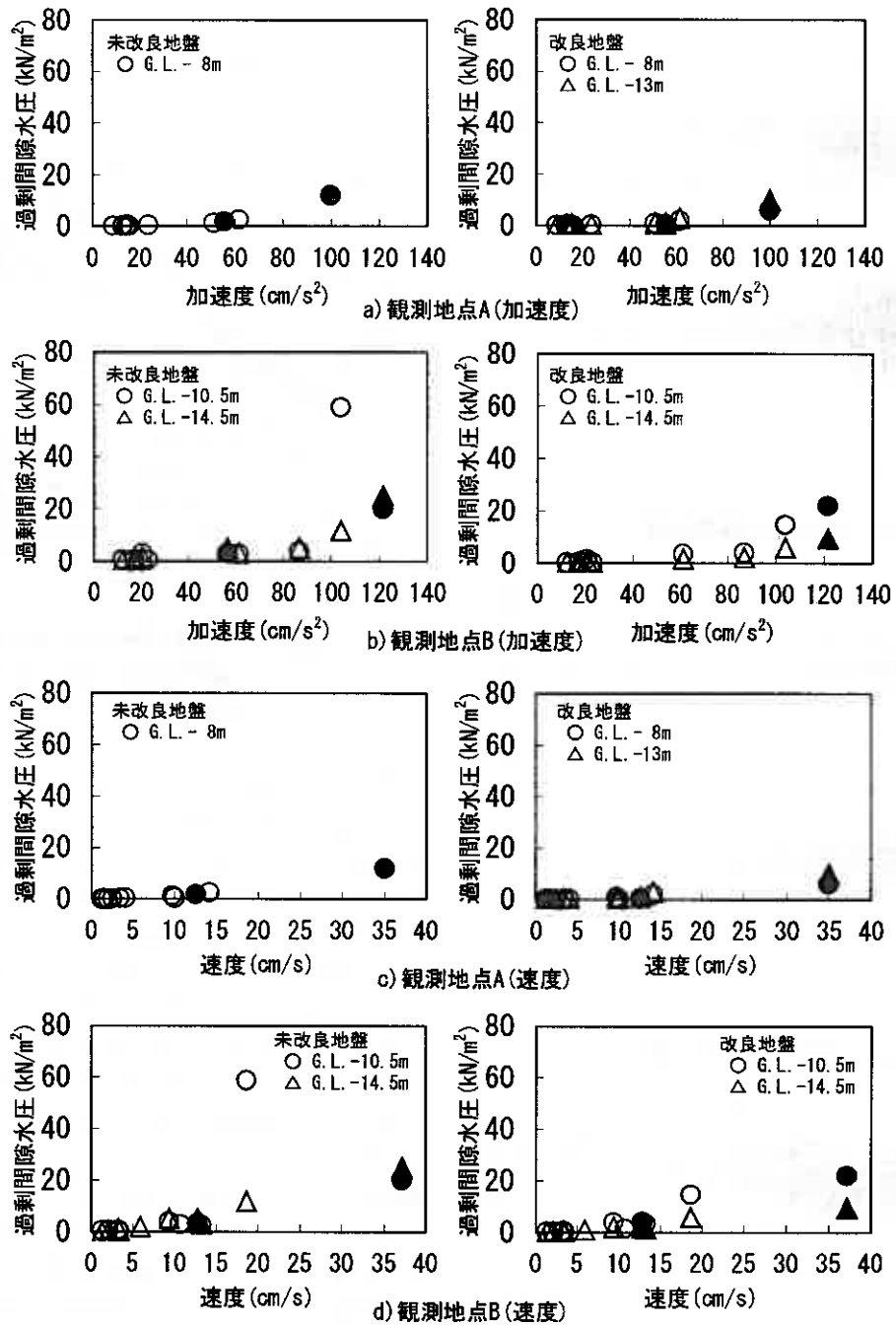


図-13 地表の地震動レベルに対する残留過剰間隙水圧の最大値の関係(文献3)の図に加筆)
(黒印: 十勝沖地震とその余震, グレー印: 1993年釧路沖地震)

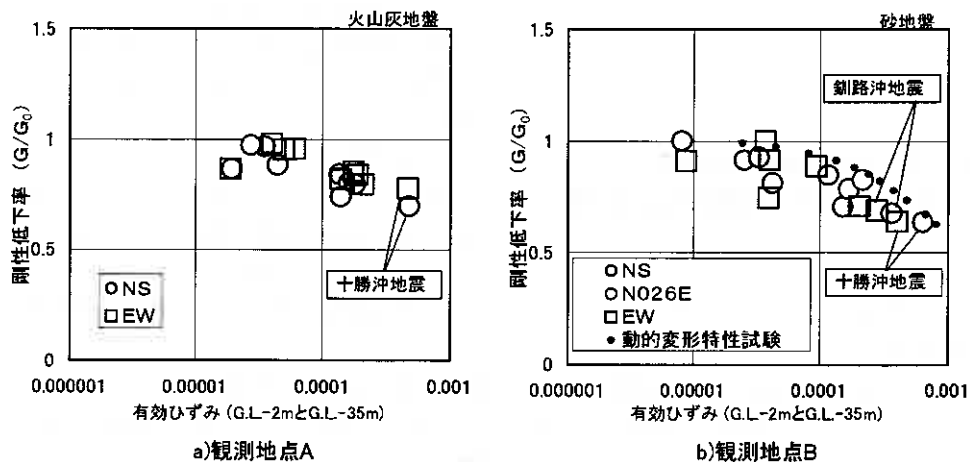
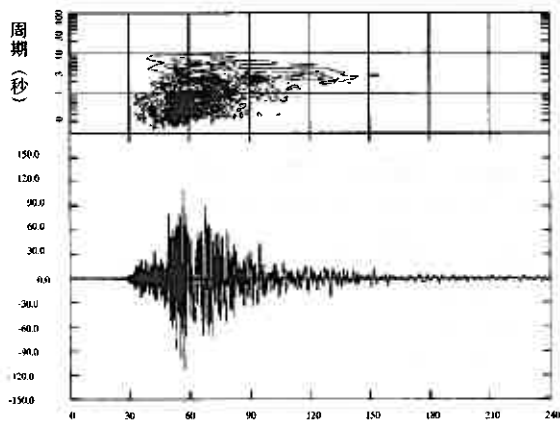
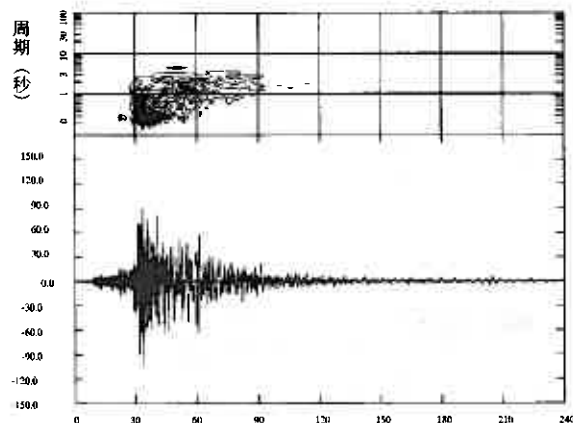


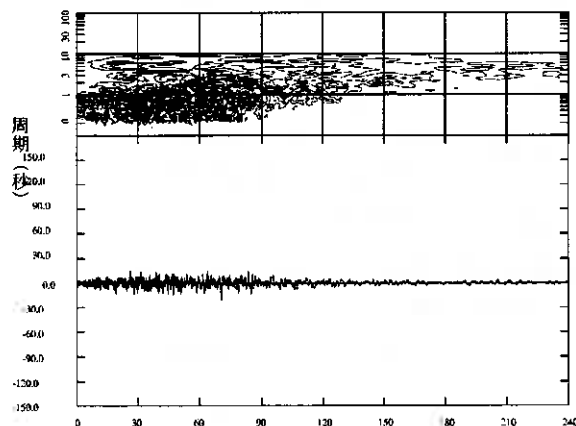
図-14 せん断ひずみとせん断剛性低下率の関係



a) 2003年十勝沖地震



b) 1993年釧路沖地震



c) 1993年北海道南西沖地震

図-15 非正常スペクトルの比較(観測地点 B EW)

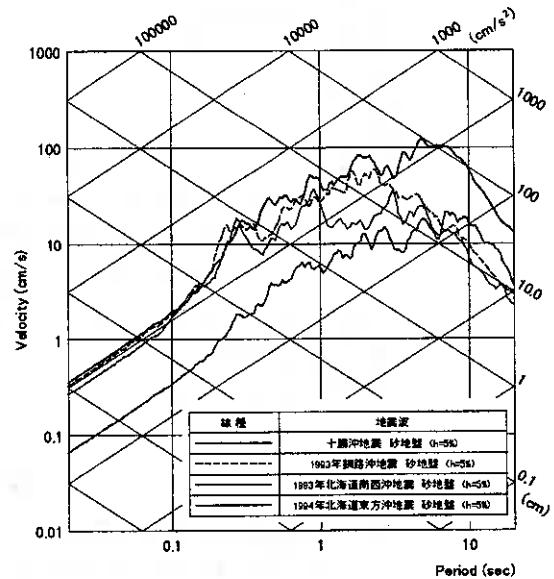


図-16 加速度応答スペクトルの比較
(観測地点 B G.L.-2m EW,
減衰定数 5%)

に関しては、地表と地中の応答スペクトル形状がほぼ一致することもすでに述べた。このようなことから、苫小牧観測点が位置する勇払平野の深い地盤構造によってそのような長周期地震動が励起されることが考えられる。

今までに観測された地震動のいくつかについて、そのような傾向が見られるかを検討する。十勝沖地震と地震動の到来方向はやや異なるが、同じ火山フロントの東側の地震として1993年釧路沖地震、1993年北海道東方沖地震、火山フロントの反対側の西側に地震として北海道南西沖地震の地震動について非正常スペクトルと地表の加速度応答スペクトルを求めて検討する。これらを図-15、図-16に示す。地震動の到来方向によって卓越する周期に違いが見られ、十勝沖地震では周期5秒～8秒の地震動が卓越するのに対し、釧路沖地震では2秒～4秒、東方沖地震では4秒～6秒、北海道南西沖地震では8秒～10秒の地震動が卓越する。これらの周期成分は地中GL.-35mと地表GL.-2mで大きさがほとんど変わらないことから表層地盤で増幅されたものではなく、勇払平野の深い地盤構造に起因した地震動と考えられ、その生成に関しては、深い地盤構造を考慮して検討する必要がある。

6. 結論

苫小牧液状化アレー観測点において、2003年十勝沖地震とその余震の記録が観測された。観測された地震動記録と過去の記録の分析から以下のことが明らかとなった。

- 1) 観測地点 A の火山灰地盤、観測地点 B の砂地盤および盛土において加速度で 100cm/s^2 を越え、過剰間隙水圧の明瞭な残留が見られる記録が得られた。
- 2) 地震動レベルの増加に伴い、表層地盤の増幅特性の非線形性が顕著となる傾向が明らかとなった。速度では、地中速度が 1cm/s を越えると 2 倍以下、 10cm/s を越えると 1.5 倍以下となる。加速度では、地中加速度が 30cm/s^2 を越えて 2 倍以下となる。十勝沖地震では、速度で 1.1 倍～1.3 倍、加速度で 1.5 倍～1.7 倍であった。

3)有効せん断ひずみは観測地点Aで 4×10^{-4} 、観測地点Bで $4 \times 10^{-4} \sim 6 \times 10^{-4}$ のレベルであり、剛性低下率は観測地点Aでは70%~78%、観測地点Bでは64%程度であった。

4)過剰間隙水圧比は観測地点Aで15%、観測地点Bで27%程度の上昇があり、地表加速度が約 80cm/s^2 、地表速度が約 15cm/s を越えると過剰間隙水圧の残留成分は急激に増加することがより明瞭に明らかとなった。

5) 苫小牧アレー観測点では、長周期の地震動が卓越する場合があります、地震動の到来方向によってその周期は異なる。勇払平野の深い地盤構造に起因した地震動の影響と考えられる。

謝辞：非定常スペクトルの計算には、東北工業大学 神山先生の方法を使用させていただきました。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 林宏親：自動化された液状化観測システムの設置—高規格幹線道路日高自動車道(北海道)—、土と基礎, Vol.39, No.1, pp.117-118, 1991.
- 2) 西川純一, 小田島大, 森伸一郎, 三輪滋：1993年釧路沖地震における液状化アレー観測, 土と基礎, Vol.42, No.3, pp.57-62, 1994.
- 3) 西川純一, 林宏親, 江川拓也, 三輪滋, 池田隆明, 森伸一郎：異なる2つの地盤における液状化アレー観測と記録の分析, 土木学会論文集第I部門, No.703/I-59, pp.327-343, 2002.
- 4) 日本の地質「北海道地方」編集委員会編：日本の地質「北海道地方」, 共立出版株式会社, 1993.
- 5) 曾屋龍典, 佐藤博之：千歳地域の地質, 地域地質研究報告, 5万分の一図幅, 札幌(4)第42号, 地質調査所, 1980.
- 6) 若松 加寿江：日本の地盤液状化履歴図, 東海大学出版会, p.314, 1991.
- 7) 近藤 務, 五十嵐 八枝子, 吉田 充夫, 井上 俊和, 平 信行, 山崎 正道, 岡村 聡, 前田 寿嗣, 嵯峨 山積, 菅原 誠, 国分 公貴, 安井 賢：石狩低地帯最南部地下の第四系—特に最終間氷期の相対的海水準変化の検討—, 地質学雑誌, 第102巻, 第4号, pp.312-329, 1996.
- 8) 気象庁：震度データベース, http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/shindo_db/shindo_index.html
- 9) 本多亮, 青井真, 森川信之, 関口春子, 功刀卓, 藤原広行：近地強震動記録による北海道十勝沖地震(2003/09/26, 4:50)の震源インバージョン (暫定), <http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/news/tokachi-oki/inv/>, 2003.
- 10) 神山真：強震動の非定常スペクトル特性とその理論的考察, 土木学会論文報告集, 第284号, pp.35-48, 1979.
- 11) 港湾地域強震観測システム：<http://www.eq.ysk.nilim.go.jp/>
- 12) 防災科学技術研究所強震ネットワークK-net：<http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>
- 13) 三輪滋, 沼田淳紀, 池田隆明, 柴田登, 大槻政文, 貫洞悟：2003年十勝沖地震における被害調査と地震動, 平成15年度地盤工学会北海道支部技術報告集(投稿中), 2004.

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
 北海道大学大学院 学生員 谷 村 匡 哉
 北海道大学工学部 学 生 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の緩衝材として、膨潤性・低透水性・力学安定性等の性質を持つベントナイト・珪砂混合土の利用が期待されている。筆者らはこれまで緩衝材としてのベントナイト・珪砂混合土の力学特性について、段階載荷圧密試験および圧密非排水三軸圧縮試験結果を基に検討してきた。本研究は従来の報告^{[22] [23] [24]}に最新の試験結果を加え、人工バリアーの変形に関する有限要素解析^[25]に必要な力学パラメータの提供を目的として考察を行い、また、新たに実施した膨潤応力測定試験結果に基づいて、発生最大膨潤応力に及ぼす諸要因について検討した。

2. 使用試料

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。(表 1 参照)

表 1 ベントナイト・珪砂の物性値

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

以下に供試体作製条件を示す。

∴ CIP(Cold Isostatic Press) Specimen

粉末混合土を静水圧 5MPa で等方圧縮後の試料を成形し、飽和容器に入れて3~5ヶ月間通水させることによって作製した供試体(以下、CIP)。

∴ Compacted(締め固め粘土) Specimen

粉末混合土を10層に分け、モールド内で側方拘束状態で1次元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)。

(飽和作業)^{[18] [25]}

地層処分する際、高レベル放射性廃棄物は300m^[25]以深の岩盤中に埋設され、ガラス固化体の周辺に充填されるベントナイト・珪砂混合土は周辺地盤からの地下水の供給により飽和状態であることが予想される。従って、本研究では図1のような飽和容器を用いて所定の初期乾燥密度に締め固められたCIP・COMを下部からは2.0MPaの高水圧、上部からは-90kPaの負圧を載荷することにより供試体に通水をして飽和度を高める作業を行っている。

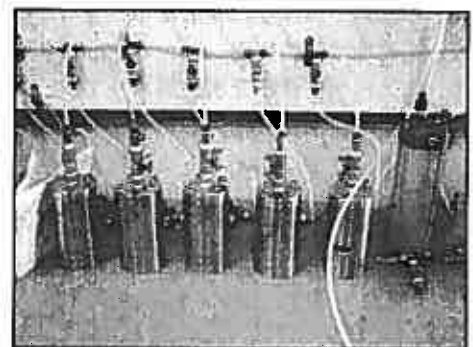


図 1 飽和作業の外観

3. 実験条件

∴ 段階載荷圧密試験 (IL-test)^{[5] [9]}

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できる。圧密容器は標準的なものを用い、上下の排水用の多孔板には荷重によるひずみが少ないポーラスメタルを使用している。供試体の微小な変位測定の誤差をなくするために、供試体の上下には圧縮性のあるろ紙ではなく、高分子薄膜を用いており、また、圧密容器ごとに容器のひずみ補正を行うことで、より正確な沈下量が測定可能である。使用する供試体はCOMで、従来ベントナイト配合率 50%としてきたが、本研究では新たにベントナイト配合率 70%の実験を加えている。供試体寸法は高さ 10mm、直径 60mm であり、供試体高さを小さくすることで圧密時間の短縮を図っている。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、荷重増分比にこだわらず、多段階の載荷・除荷を行っている。

(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/cm³)

Stress-strain-strength characteristics of bentonite-sand mixture obtained from laboratory tests:

Kenji KOMATSU (Graduate Student, Hokkaido University)
 Toshiyuki MITACHI (Graduate School of Engineering, ditto)
 Masaya TANIMURA (Graduate Student, ditto)
 Tomohiko TODATE (Undergraduate Student, ditto)

・圧密非排水三軸圧縮試験 (CU-test) [6] [7]

本研究で用いる三軸試験機は、高トルクデジタルサーボモーターを軸変位制御に用いているため、 10^{-6} mm以下の微小ひずみから大ひずみまでのひずみ制御による試験を行うことができる。また、高い拘束圧・軸力を発生させることができ、高強度地盤材料の試験に適している。三軸セル内は拘束液(脱気した蒸留水)で完全に満たし、供試体を覆っているメンブレンを介しての空気の進入を防ぐことができるため、長期試験に適している。さらに、下部のペDESTAL部分にフラッシュダイヤフラム型間隙水圧計を埋め込み、過剰間隙水圧をより正確に測定することができる。このように、本試験機は高い有効圧密圧力・低速のせん断速度・長期試験といったベントナイト・珪砂混合土に対して三軸試験を行う上で必要な条件を満たしており、高精度な三軸試験を行うことが可能である。使用する供試体はCIP・COMで、初期乾燥密度を 1.6g/cm^3 としている。従来ベントナイト配合率を50%としていたが、本研究ではCOMについては新たにベントナイト配合率70%の実験を加えている。

供試体寸法は高さ70mm、直径35mmであり、供試体周囲にろ紙を巻くことで圧密時間の短縮を図っている。以下に実験手順を示す。

〈圧密過程〉0~2.5MPaの圧密圧力域で等方圧密を行う。所定の圧密圧力になるまで拘束圧を4kPa/min.の割合で増加させ、軸変位量で2tを経過したら圧密過程を打ち切る。

〈せん断過程〉非排水条件のもとで、圧密過程終了時の供試体高さに対して軸ひずみ速度0.001~0.003%/min.の割合で載荷ロードを上昇させてせん断を行う。軸ひずみが15%になった時点で非排水せん断を終了する。

(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)

・膨潤応力測定試験 (SWELL-test) [13] [14] [15]

本研究で用いる膨潤応力測定試験機は背圧の載荷が可能で、上下の多孔板にはポーラスメタルを用いている。また、供試体の上下には段階載荷圧密試験同様、圧縮性のあるろ紙ではなく高分子薄膜を用いている。膨潤応力測定に関しては他の研究機関では一般的に、反力板に固定された軸荷重測定装置(ロードセル)で得られた軸荷重を膨潤応力として測定している。しかし、この試験法では膨潤応力によって反力板やロードセル、さらには試験容器にたわみが生じ、膨潤応力が過小評価されて測定される可能性がある。従って、本研究の膨潤応力測定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を採用している。(図2参照)これによって、試験中に生じる反力板のたわみ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載荷することができる。

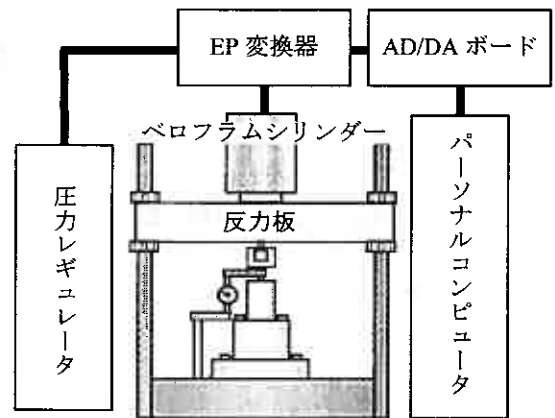


図2 膨潤応力測定システム

(試験名の略号)

SW 70 16
① ② ③

- ① 膨潤応力測定試験データを表す
- ② ベントナイト配合率 (%)
- ③ 初期乾燥密度 ($16 : 1.6\text{g/cm}^3$)

4. 各種室内試験の実験結果と考察

4.1. 段階載荷圧密試験 (IL-test)

(1) e-logp 関係

図3, 図4にそれぞれベントナイト配合率 $\alpha=50\%$, 70% の試料についての段階載荷圧密試験によるe-logp関係を示す。また、表2に同試験で得られた圧縮指数・膨潤指数を示す。 $\alpha=50\%$ のCOM5016とCOM5018は、低圧側の圧密降伏応力の他に1.3MPa前後に変曲点が見られ、正規圧密領域の粘性土に一般的に見られるような線形挙動を示

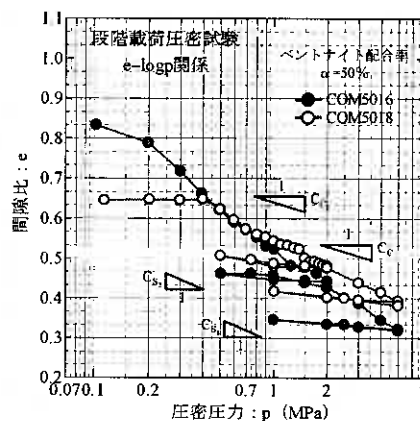


図3 e-logp 関係($\alpha=50\%$)

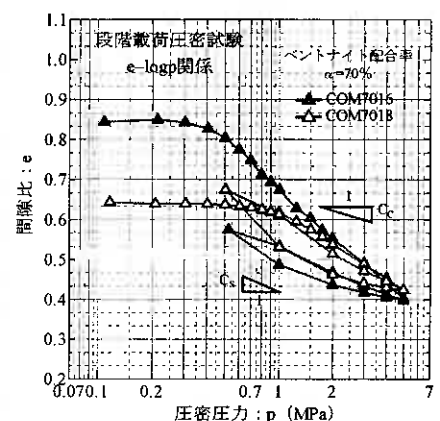


図4 e-logp 関係($\alpha=70\%$)

さなかった。圧密降伏応力から変曲点までの圧縮指数・膨潤指数を C_{c1} , C_{s1} 、変曲点以上の応力範囲での圧縮指数・膨潤指数を C_{c2} , C_{s2} として算出したところ、その違いがはっきり見て取れる。その理由として、変曲点が見られるときの間隙比は珪砂粒子同士が接し合う領域の間隙比 ($e=0.4638$) に相当することから、供試体の剛性が増し、間隙比の減少率が低下したことによると考えられる。それに対し、今年度新たに行った $\alpha=70\%$ の COM7016, COM7018 は正規圧密領域で線形挙動をとり、 C_c , C_s は図4に示すように一定値を示した。これはベントナイトの配合率が上がったことにより、珪砂粒子同士の接触がなされない領域で実験が行われたため、ベントナイト主体の挙動が現れたものと考えられる。

表2 圧縮指数・膨潤指数

	C_c	C_s
COM5016	$C_{c1}=0.370$ $C_{c2}=0.222$	$C_{s1}=0.074$ $C_{s2}=0.037$
COM5018	$C_{c1}=0.301$ $C_{c2}=0.092$	$C_{s1}=0.185$ $C_{s2}=0.016$
COM7016	$C_c=0.407$	$C_s=0.184$
COM7018	$C_c=0.271$	$C_s=0.257$

また、 $\alpha=50\%$, 70% の圧縮指数 C_c は配合率ごとに大きな違いはみられないが、膨潤指数 C_s は $\alpha=70\%$ のものの方が明らかに大きな値を示した。これは、ベントナイト配合率が上がったことで、供試体中のスメクタイト含有率が増加し、膨潤性が增大したことによると考えられる。

(2) e-logk 関係

図5、図6に段階荷重圧密試験によって得られた e-logk 関係を示す。本研究で得られた COM のデータの他に、参考のために図5には他の粘性土に関するデータも示してある。図より、ベントナイト・珪砂混合土の透水係数は間隙比の減少に伴い減少し、間隙比が比較的大きな状態であっても $10^{-12} \sim 10^{-14}$ cm/sec. と安定した値を示している。この値は他の粘性土の透水係数と比較すると、約 10000 倍以上も低い値であり、ベントナイト・珪砂混合土は緩衝材に必要な低透水性の条件を十分満たしていることが分かる。

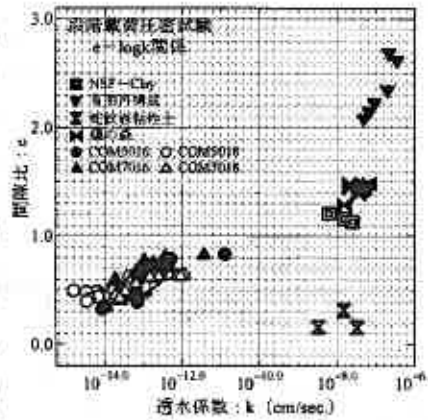


図5 e-logk 関係

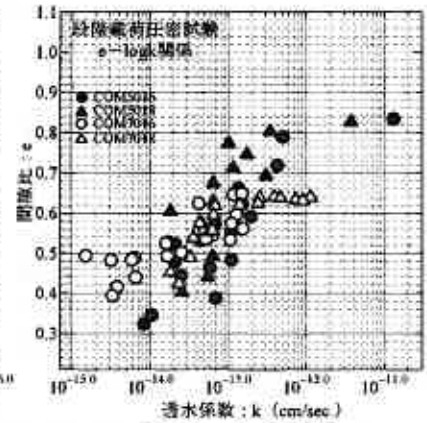


図6 c-logk 関係

珪砂の透水係数は約 $10^{-1} \sim 10^{-3}$ cm/sec. と、混合土の透水係数に比べてはるかに大きく、ベントナイトと珪砂を混合させた場合、混合土の透水係数の値は純粋なベントナイトと比較して、高くなるものと予測していた。しかし、本研究で得られた COM の透水係数は、ベントナイト配合率・初期乾燥密度によらずほぼ同様の値を示していることが分かる。それは、飽和したベントナイト・珪砂混合土は間隙に対するベントナイト量が多い場合には、ベントナイト粒子の膨潤によって間隙が充填されるため、混合土の透水性はベントナイトの透水性に強く依存するためと考えられる。以上のことから、本研究で行われた試験の結果から、ベントナイト配合率が 50% 以上で、かつ間隙比が 1.1 以下であれば、珪砂粒子間の間隙はベントナイト粒子自身が膨潤することで、その間隙が完全に充填されると推定される。

4.2. 圧密非排水三軸圧縮試験 (CU-test)

表3に本研究における圧密非排水三軸圧縮試験の実験条件および実験結果を示す。

表3 圧密非排水三軸圧縮試験の実験条件・結果

試験名	ベントナイト配合率 (%)	初期乾燥密度 (g/cm ³)	有効圧密圧力 (MPa)	せん断速度 (%/min.)	最大軸差応力 (MPa)	初期接線変形係数 (MPa)
CIP5005	50	1.67	0.51	0.003	0.42	117
CIP5010		1.71	0.99		0.8	334
CIP5015		1.64	1.43		0.95	365
CIP5020		1.68	1.96		1.21	635
CIP5025		1.71	2.32		1.53	759
COM5005		1.59	0.51		0.42	132
COM5010	70	1.60	1.01	0.001	0.68	229
COM5015		1.56	1.50		0.88	261
COM5020		1.58	2.01		1.29	440
COM5025		1.59	2.51		1.51	531
COM7010		1.60	0.99		0.44	151
COM7015		1.60	1.51		0.73	203
COM7020		1.59	2.01		0.94	293
COM7025		1.60	2.51		1.13	320

(1) q-ε_a 関係

図7, 図8に有効圧密圧力で正規化した q-ε_a 関係を示す。図7はCIP, 図8はα=50%, 70%のCOM供試体についての実験結果である。これより, すべての試験で軸ひずみが5%までは急激に軸差応力が上昇して, 強いひずみ硬化を示している。その後はほぼ一定値を示すか, 緩やかに上昇するかの挙動をとっている。ベントナイト配合率50%のものを比較すると, 同じ作製方法の供試体同士の挙動は近似しているがCIP5005, CIP5010, さらにCOM5005

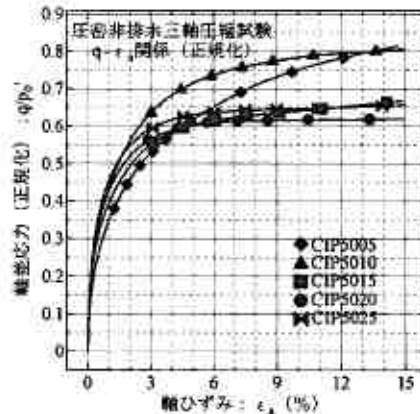


図7 q-ε_a 関係(正規化)(CIP)

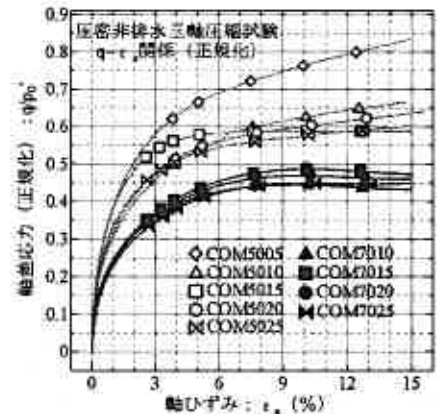


図8 q-ε_a 関係(正規化)(COM)

は特に大きな強度を示した。このような挙動は過圧密土によく見られるものであり, 供試体成形時(CIP:約5MPa, COM:約3MPa)と圧密圧力(0.5MPa, 1.0MPa)の大きさから判断してうなずける挙動である。また, α=70%の挙動は予想通り50%のCOMより小さな値を示している。α=70%のものは供試体作製時の成形圧が約9MPaで, α=50%の成形圧(約3MPa)の3倍近くであるため, 過圧密土的な挙動が予想されたが, 実測された挙動は正規圧密土の挙動に近いことが分かる。

(2) 有効応力経路

図9, 図10に有効応力経路を示す。図9はCIP, 図10はα=50%, 70%のCOM供試体についての実験結果である。せん断抵抗係数(M)に関して, CIPではM=0.84, COMではα=50%でM=0.77, α=70%でM=0.57と一定値を示し, 一般的な粘性土と同様の挙動をとった。CIP5005・CIP5010・COM5005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, 経路が立つ傾向を示している。これらは, 前述したように過圧密土の挙動に類似のものである。

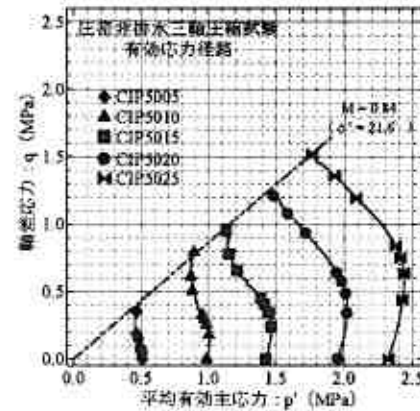


図9 有効応力経路(CIP)

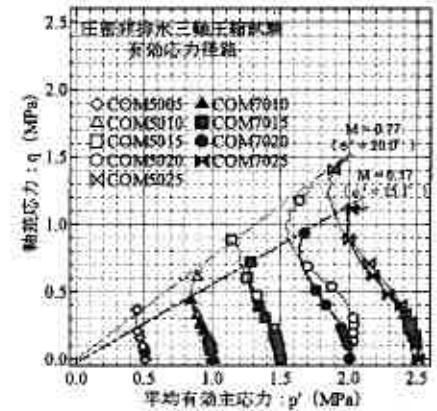


図10 有効応力経路(COM)

(3) 変形係数

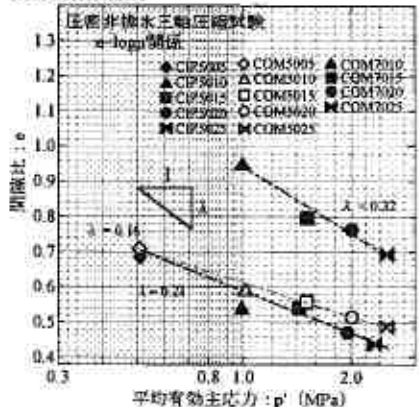


図11 e-log p' 関係

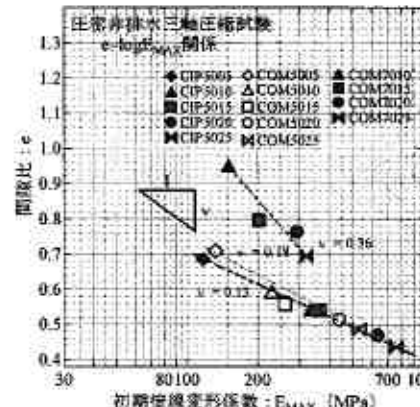


図12 e-log E_{MAX} 関係

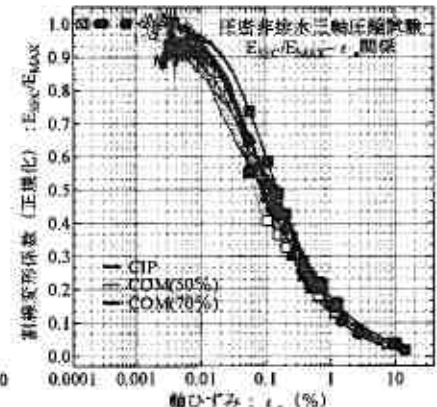


図13 E_{sec}/E_{MAX}-ε_a 関係

一般に, 粘性土の変形係数は, 軸ひずみが進行するに伴い低下することが知られており, 本研究でもこの特性を定量的に評価するために, 2種類のヤング率を定める。まず, E_{MAX} (初期接線変形係数) は q-ε_a 関係の微小ひずみ域 (ε_a=0~0.005%まで) における最大の傾きの値であり, E_{sec} (割線変形係数) は任意の点と原点とを結んだ直線の傾きとする。各供試体の E_{MAX} は表3に示す通りであり, 図11に e-log p' 関係, 図12に e-log E_{MAX} 関係を示す。両図間には強い相関があると見え, ベントナイト・珪砂混合土も一般的な粘性土が示す挙動と同様の傾向を示していると言える。また両図において, 同一の供試体作製方法のものは実験範囲の圧力領域において直線近似することができ, それぞれの直線の傾き

を入、 v として (v/λ) を算出すると、 $CIP(v/\lambda)=0.857$ 、 $COM50\%(v/\lambda)=0.812$ 、 $COM70\%(v/\lambda)=1.125$ となり、ベントナイト配合率が等しいCIPとCOM50%は近似した値を示している。

図13に $E_{sec}/E_{MAX}-\epsilon_s$ 関係を示す。これより、軸ひずみが 10^{-4} 付近においては多少ばらつきが生じているが、特に規則性が見られることはない。その後は、ひずみの進行に伴ってほとんどすべての試験結果が一本の曲線として表される。よって、ベントナイト・珪砂混合土のひずみ進行に伴う剛性低下の割合は、供試体作製方法や成形圧、圧力領域等の影響を受けないと言える。

(4) $\Delta u-\epsilon_s$ 関係

図14、図15にせん断時の $\Delta u-\epsilon_s$ 関係を示す。図14はCIP、図15は $\alpha=50\%$ 、70%のCOM供試体についての実験結果である。軸ひずみが3~5%までは過剰間隙水圧は急激に増加し、その後の挙動は供試体ごとに異なっている。CIPおよびCOMは過剰間隙水圧の変化がせん断速度に依存する傾向が見られる。せん断速度が $0.003\%/min$ のものはピーク後一定値を示すが、せん断速度が $0.001\%/min$ のものはピーク後減少傾向を示すことが分かる。この傾向は有効圧密圧力の高いもの(COM5025、COM5020、COM7025)では顕著に見られ、ピーク時より約 $0.1MPa$ 近く減少しているのが分かる。ただ、COM5015だけはこの傾向にあてはまらず、ピーク後は緩やかに上昇する傾向を示しているが、この挙動についてはまだ解明するにいたっていない。

図16、図17に有効圧密圧力で正規化した $\Delta u/p_0'-\epsilon_s$ 関係を示す。図16はCIP、図17は $\alpha=50\%$ 、70%のCOM供試体についての実験結果である。COMでは多少のばらつきはあるものの、ベントナイト配合率の大きさに応じてほぼ一定の傾向を示しているが、CIPの場合、低応力域での試験結果(CIP5005、CIP5010)と高応力域での試験結果の挙動に大きな差が見られる。これは、 $q-\epsilon_s$ 関係や有効応力径路について述べた過圧密土の挙動と共通のものである。

4.3. 膨潤応力測定試験 (SWELL-test)

膨潤応力測定試験に関する明確な基準は存在しないことから、既往の研究報告との比較検討を通じて、本研究における測定システムの妥当性を検証する。

表4に本研究の膨潤応力測定試験の実験条件および実験結果を示す。

表4 膨潤応力測定試験の実験条件・結果 ($\phi=60mm$, $H=10,20mm$)

試験名	高さ (mm)	ベントナイト配合率 (%)	初期乾燥密度 (g/cm^3)	最大膨潤応力 (kPa)	試験名	高さ (mm)	ベントナイト配合率 (%)	初期乾燥密度 (g/cm^3)	最大膨潤応力 (kPa)	
sw7014	20	70	1.40	351	SW7015	10	70	1.50	446	
sw7016			1.60	501	SW7016			1.60	549	
sw7018			1.80	691	SW7017			1.70	789	
sw5014		50	1.40	161	SW7018		50	1.80	920	
sw5016			1.60	263	SW5014			1.40	151	
sw5018			1.80	541	SW5015			1.50	259	
sw3016		30	100	1.60	131		SW5016	30	1.60	312
sw3018				1.80	211		SW5017		1.70	402
SW10014				1.40	522		SW5018		1.80	562
SW10015	10	70	1.50	729	SW3015	30	1.50	97		
SW10016			1.60	818	SW3016		1.60	123		
SW10017			1.70	980	SW3017		1.70	183		
SW7014			1.40	367	SW3018		1.80	206		

本研究の H=20mm のものは背圧 500kPa の下で脱気水を供給している。その後、背圧を載荷せずに脱気水の供給をしても高い飽和度を得られることが確認されたため、H=10mm のものは背圧を載荷せずに実験を行っている。なお、膨潤応力～経過時間関係における最大点を最大膨潤応力としている。

既往の研究として、小峯ら [13] [14] や IHI [15] において膨潤応力測定試験が行われている。測定システムは本研究とは異なり、図 18 のようにロードセルを反力板に直接固定した状態で供試体を変位拘束している。小峯らは、大気圧下で供試体に通水する方法をとっており、供試体直径は $\phi=60\text{mm}$ 、高さは本研究よりも低い H=5mm である。

IHI では CIP 供試体を所定のサイズに成形したものをを用い、図 18 のように変位拘束した状態で背圧 98kPa を載荷している。供試体は $\phi=60\text{mm}$ 、H=20mm である。

(1). 本研究で得られた結果と考察

図 19 に初期乾燥密度と最大膨潤応力との関係を表した $P_{smax}-\rho_d$ 関係を示す。図において実線は供試体高さ H=10mm、破線は H=20mm である。これらから、最大膨潤応力は初期乾燥密度、ベントナイト配合率の増加に伴い、増大する傾向が見られる。これは、初期乾燥密度、ベントナイト配合率の増加による供試体中のスメクタイト含有率の増加に起因するものと考えられる。

また、H=10mm の場合、20mm よりも大きな値を示していることが分かる。この理由として、供試体と供試体を拘束しているステンレスリングとの間に生じる周面摩擦の影響が考えられる。つまり、20mm の場合、10mm と比較して、ステンレスリングとの接触面が多いため、膨潤応力が過小評価された可能性がある。ベントナイト配合率が低く、初期乾燥密度が小さいといった低密度な供試体は周面摩擦の影響が小さいと考えられるため、10mm と 20mm で大きな差異は見られないが、ベントナイト配合率が高く、初期乾燥密度が大きい供試体では周面摩擦の影響が大きい結果、10mm と 20mm の実験結果に大きな差が見られたものと考えられる。特に、 $\alpha=70\%$ 、 $\rho_d=1.8\text{g/cm}^3$ の sw7018 は SW7018 の 75% 程度の値と大きな差異が生じており、供試体高さによって周面摩擦の影響を考慮する必要があると言える。

(2). 既往の結果との比較検討

図 20 に小峯らや IHI で過去に行われた試験結果を含めた $P_{smax}-\rho_d$ 関係を示す。なお、本研究のデータは供試体高さ H=10mm のものである。本研究と小峯らの試験結果を比較すると、最大膨潤応力は本研究の方がより大きな値を得る結果となった。周面摩擦の影響を考慮すると、供試体高さが 5mm である小峯らの方が本研究より大きな値をとるのが自然なはずである。しかし、本研究の方が大きな値を示した理由として、測定手法の違いが考えられる。小峯らの測定システムはロードセルを反力板に直接固定した状態で供試体を変位拘束し、そのロードセルで得た圧力を膨潤応力とするというものである。この手法では、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と考えられる。おそらくこのことによって膨潤応力が過小評価されたために、小峯らの試験結果は本研究より小さな値をとったと思われる。本研究の測定システムの方が妥当な結果を与えると考えられる。

次に IHI の試験結果との比較を行う。IHI の測定システムは小峯らと同様であり、供試体高さも本研究のものよりも高い 20mm のものをを用いている。反力版やロードセルのたわみの問題、および周面摩擦の影響を考慮すると、本研究より小さな値をとるのかのように考えられるが、最大膨潤応力は特に高密度供試体において、本研究や小峯らの結果より明らかに大きな値を示している。本研究や小峯らの供試体は一次的に締め固めて作製されたものであるが、IHI では CIP 装置で等方圧縮し、所定のサイズに成形したものを供試体として用いており、供試体作製条件の違いによる異方性や残留応力が試験結果の差異につながった可能性がある。

以上のべたように、膨潤応力測定方法には明確な基準がなく、測定システムや供試体条件などによって試験結果が異なるといった問題がある。従って、膨潤応力測定方法の基準化に向けてさらなる検討が必要である。

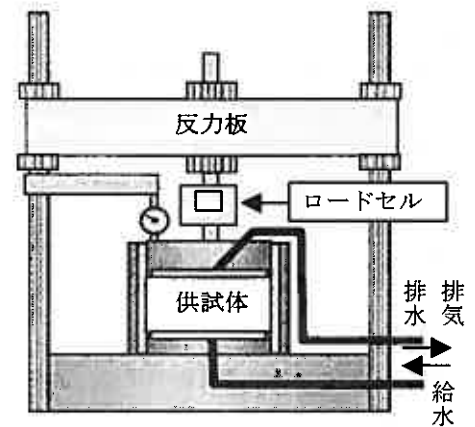


図 18 小峯らおよび IHI における膨潤応力測定システムの概要

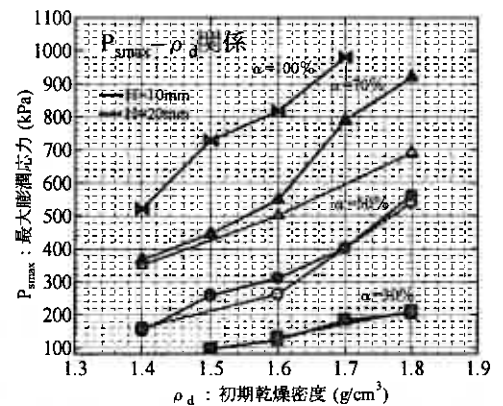


図 19 $P_{smax}-\rho_d$ 関係

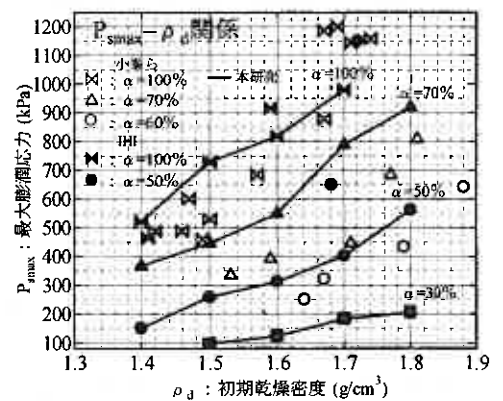


図 20 $P_{smax}-\rho_d$ 関係

5. まとめ

筆者らは各種室内試験の結果より以下のような知見を得た。

- ・段階載荷圧密試験，および圧密非排水三軸圧縮試験において，今年度より実施したベントナイト配合率 70%の試験に関して妥当な結果が得られ，人工バリアーの変形に関する有限要素解析に必要な力学パラメータ提供することができた。
- ・本研究の膨潤応力測定システムはコンピュータによって変位制御することで，試験機各部に生じるたわみを解消することができ，正確な膨潤応力を測定することが可能であると考えられる。

参考文献

- [1] 田中知：放射性廃棄物の処分，土と基礎，Vol.46 No.10 Ser. No.489，pp1-pp2，1998
- [2] 久保博・黒木泰貴・三原守弘：ベントナイト系緩衝材のコンクリート間隙水による長期変質の基礎研究，土と基礎，Vol.46 No.10 Ser. No.489，pp31-pp34，1998
- [3] 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
- [4] 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—総論レポート，1999
- [5] 並河努・菅野毅：圧縮成型したベントナイトの一次元圧密試験，第 32 回地盤工学会研究発表会，pp397-pp398，1997
- [6] 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
- [7] 並河努・白井克己：圧縮成型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
- [8] 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 回地盤工学会研究発表会，pp635-pp636，1999
- [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] 北郷繁・鈴木輝之・三浦清一・岡田光弘：砂と粘土の混合土の土質工学的特性，土木学会第 26 回年次学術講演会講演集第 III 部，pp29-pp38，1971
- [12] 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 回地盤工学会研究発表会，pp225-pp226，1998
- [13] 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
- [14] 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
- [15] 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 回地盤工学会研究発表会，pp2407-pp2408，2003
- [16] 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
- [17] 動力炉・核燃料開発事業団東海事業所（現、核燃料サイクル開発機構）（研究報告）：緩衝材の特性試験（Ⅱ）（1992 年 8 月）pp27-pp32，緩衝材の水分ポテンシャルと水分拡散係数（1996 年 3 月）pp50-pp52，緩衝材の圧密特性（1997 年 2 月）pp9，pp21
- [18] 川口貴之・三田地利之・渋谷啓：練り返し飽和粘土の小ひずみ域における変形係数の定式化，土木学会論文報告集 No.638/III-49，pp179- pp191，1999
- [19] 強瀬義輝・三田地利之・工藤豊・戎剛史：各種成型方法によるベントナイト・砂混合土の力学特性，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 41 号，pp89- pp96，2001
- [20] 戎剛史・三田地利之・強瀬義輝・谷村匡哉：ベントナイト・珪砂混合土の力学特性(第 2 報)，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 42 号，pp229- pp236，2002
- [21] 戎剛史・三田地利之・谷村匡哉・工藤豊・強瀬義輝：緩衝材としてのベントナイト・珪砂混合土のせん断特性，第 37 回地盤工学会研究発表会，pp231-pp232，2002
- [22] 戎剛史・三田地利之・谷村匡哉・小松賢司：緩衝材としてのベントナイト・珪砂混合土の力学特性(第 3 報)，地盤工学会

- 会北海道支部技術報告集, 第 43 号, pp206-pp214, 2003
- [23] 戎剛史・三田地利之・谷村匡哉・小松賢司: ベントナイト緩衝材の強度・変形特性: 第 38 回地盤工学研究発表会, pp193-pp194, 2003
- [24] 谷村匡哉・三田地利之・戎剛史・小松賢司: ベントナイト・珪砂混合土の膨潤特性, 土木学会北海道支部論文報告集, 第 59 号, pp500-pp501, 2003
- [25] 谷村匡哉・三田地利之・小松賢司: オーバー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, 地盤工学学会北海道支部技術報告集, 第 44 号, 投稿中, 2004
- [26] 強瀬義輝: 緩衝材としてのベントナイト・砂混合土の力学特性に関する研究, 北海道大学大学院 工学研究科 平成 12 年度修士論文, 2001
- [27] 戎剛史: ベントナイト緩衝材の強度・変形特性に関する研究, 北海道大学大学院 工学研究科 平成 14 年度修士論文, 2003

オーバーバ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

北海道大学大学院 ○学生会員 谷 村 匡 哉
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 小 松 賢 司

1. はじめに

本研究は、人工バリアとしてのベントナイト・珪砂緩衝材の力学的安定性について、解析・予測することを主旨としている。ベントナイト・珪砂混合土は、高レベル放射性廃棄物を深地層処分する際に必要となる緩衝材の構成材料であるが、その力学的性質、特に変形特性に関する研究発表は極めて限られている。そのため、本研究室では数年前から、ベントナイト・珪砂混合土の変形・強度特性に関する実験を別に行い、データの収集に努めてきた^{①,②}。そこで、そのようにして蓄積されたデータ等を基に、パラメータを設定し、対象をモデル化した上で、有限要素法を用いて変形挙動の解析を行い、その有効性を確認することとする。具体的には、安全評価上もっとも重要な事項であるとの認識の下に、深地層処分で想定しうる現象による応力状態の経時的な変化が、緩衝材・岩盤に与える影響について確認し、長期的な力学安定性を検討・評価する。

2. 解析対象

高レベル放射性廃棄物を安全に処分する方法として、現在最も有力とされる方法は、地下 300m 以深に埋設する地層処分の考え方である¹⁾。地層処分では廃棄物をオーバーバックおよび緩衝材を用いて（オーバーバックには炭素鋼が、緩衝材にはベントナイト・珪砂混合土がその材料として有力であり、これまでに材料特性や設計に関する様々な研究が行われてきた。²⁾ 放射性物質の漏洩を防ぎ、人間の生活圏から安全に隔離することを目的とする。この際、深地層処分において、緩衝材に作用する応力変化や変形に関して想定される現象は、複雑でかつ多数存在すると考えられ、そのすべてを予測・検討・評価することは困難である。そこで、応力状態の変化や変形挙動に大きな影響を及ぼすと考えられる現象の一つであるオーバーバックの腐食膨張を取り上げ、解析を行う。オーバーバック腐食膨張解析は過去にほぼ同様の研究が行われており、参考文献²⁾にその概要がまとめられている。しかしながら、1.でも述べたようにベントナイト・珪砂混合土の力学特性に関する研究発表が極めて限られているため、解析に用いられる入力パラメータの値が必ずしも現実に即していない。そこで本研究では、解析で使用するパラメータを実験結果に即して設定することとし、本研究室においてこれまで実施してきた強度変形特性に関する実験における供試体条件、すなわちベントナイト・珪砂混合比率 1:1、乾燥密度 1.6g/cm³とし、パラメータの詳細は 4.に記した。この実験で用いられた供試体は、粉末状のベントナイト（クニミネ工業製：クニゲル V1）と珪砂（珪砂 7 号）をモールド内で静的に締固め（約 3MPa）した後、飽和化のためにモールド内に拘束したままで約 3~5 ヶ月間にわたって通水させたものである。

3. オーバーバック腐食膨張解析

廃棄体（オーバーバック・ガラス固化体）を処分孔に定置埋設する方法には、いくつかの案が示されているが、本研究ではそのうちの一つの仕様例である処分坑道横置き方式を考える（図-1）。

地層処分の後、緩衝材は周囲の岩盤からの地下水の浸潤にともなって、徐々に飽和し、膨潤応力が発生する。オーバーバックは候補材料に、炭素鋼、銅、チタン等といった金属を想定している²⁾ため、地下水がオーバーバックに接触することにより、腐食膨張が進展すると考えられる。腐食膨張変形の開始は、飽和が終了した時点（緩衝材の設置から 100 年後と仮定）とし、炭素鋼の 1000 年間の侵食深さとして評価された値の最大値 31.8mm³⁾を基にした腐食代 40.0mm⁴⁾から、オーバーバックの腐食速度を 0.04mm/year と設定、190mm のオーバーバック厚さが全量腐食する時間を 4750 年と仮定する²⁾。解析では、腐食生成物が体積の 3 倍膨張する⁵⁾ものとして、150mm の膨張量を想定し変形を与える。

腐食膨張により発生する圧力は、緩衝材だけでなく、オーバーバック、周辺岩盤にも反力として作用し、その程度によりオーバーバックの破損、岩盤の引張破壊が発生し、人工バリアの安定性を確保できなくなる。よって、このような破損や破壊が生じると、人工バリアシステムに有意な影響を与えることとなる。この影響を解析によって調べる。

緩衝材の構成モデルとしては、粘性土の代表的な構成式であるカムクレイモデルを用いているが、後に述べるように、モデル選定に関して妥当性の検討が不十分であるといえ、修正を行う余地を残す。

周辺岩盤は、一軸圧縮強度の分布傾向に現れるように、ポアソン比など一部の力学特性をのぞいて、硬岩系岩盤と軟

Deformation analysis of bentonite-sand mixed buffer material due to the corrosion of overpack

Masaya TANIMURA (Graduate Student, Hokkaido University) Toshiyuki MITACHI (Graduate School of Engineering, ditto)

Kenji KOMATSU (Graduate Student, ditto)

岩系岩盤のほぼ2グループに分類できることが確かめられている²⁾。このうち、解析を単純化するため、クリープ変形の影響を無視できる硬岩系岩盤での解析を行う。

4. 解析条件

解析モデルを図2に示す。解析の都合上、平面ひずみ状態を仮定するとともに、緩衝材とオーバーバックの幾何学的対称性から1/4断面で有限要素近似を行った。拘束条件は図示の通りであり、また、ベントナイト・珪砂混合土の透水係数(本研究では $5.8 \times 10^{-13} \text{m/s}$ に設定、表2参照)に比べ、岩盤の透水係数(断層破碎帯や割れ目の集中帯を除き、おおむね $10^{-8} \sim 10^{-10} \text{m/s}$)は大きいと考えられているため、岩盤との接触部である緩衝材外周(図の下部)を排水条件(過剰間隙水圧 $u=0$)とする土-水連成解析を行った。オーバーバックと緩衝材の接触部には上記で示したような変形量を腐食膨張が終了する4850年まで(腐食膨張開始から4750年後まで)常時一定量を強制的に与える。緩衝材が飽和するまでの不飽和状態をモデル化することはせず、100年間の飽和に要する時間を便宜的に設け、飽和終了時点から解析を開始する。要素は飽和終了時点で膨潤しているとし、本研究室内で行われた膨潤圧測定試験の結果⁹⁾より得られた320kPaを与えることとする。評価期間は緩衝材設置時点から10000年とする。なお、実際のオーバーバックの腐食膨張や緩衝材の膨潤、緩衝材の圧密変形挙動の現象は、緩衝材の不均質性や地圧の異方性等によって必ずしも一樣に起こるものとは限らないが、これらを評価設定することは困難であるため、すべて均一な現象としてとらえることとしている。

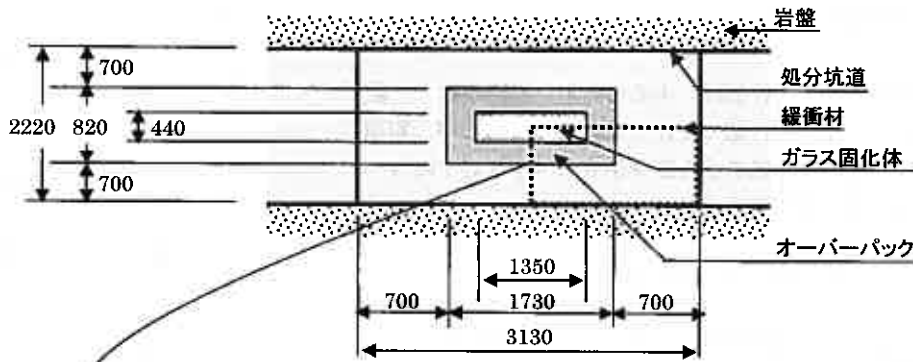


図1 処分坑道横置き方式の仕様⁹⁾(単位はmm)

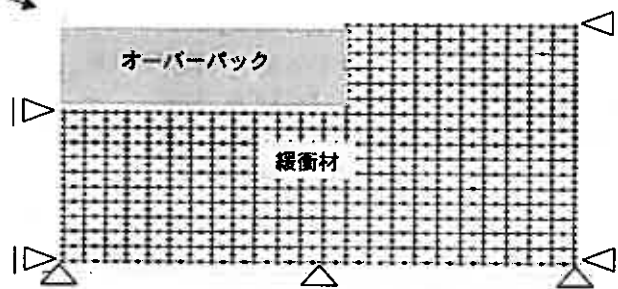


図2 解析モデル

解析に必要な物性値は、実験で求めることが難しいポアソン比を除き、極力仮定を設けず、本研究室で得られた圧密試験結果および圧密非排水三軸圧縮試験結果⁹⁾より設定する。以下に各物性値の設定方法を、表1、2に物性値を示す。

- ① 圧縮指数 λ 、膨潤指数 κ
 圧密試験結果の圧縮指数 C_c および膨潤指数 C_s から次式により求めた。
 $\lambda = C_c / 2.3$ $\kappa = C_s / 2.3$
- ② 限界状態応力比 M
 圧密非排水三軸圧縮試験結果より得られた M を用いた。
- ③ 初期間隙比 e
 圧縮成型時の空隙比として、ベントナイト・珪砂混合土の土粒子密度 ρ_s と乾燥密度 ρ_d から次式より求めた。

$$e = \rho_s / \rho_d - 1$$
- ④ 圧密降伏応力 p_c
 圧密試験より得られた p_c を用いた。
- ⑤ 透水係数 k
 圧密試験結果から、得られた値を平均し、一定値を与えた。
- ⑥ ポアソン比 ν
 ポアソン比を求める方法が確立されていないため、0.4前後の値を用いてパラメトリックスタディーを行った。

表1 ベントナイト・珪砂混合土の物性値

	ベントナイト	珪砂	ベントナイト・珪砂混合土
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.799	2.692	2.745

表2 解析で用いた物性値

圧縮指数 λ	膨潤指数 κ	限界状態応力比 M	初期間隙比 e	圧密降伏応力 p_c	透水係数 k	ポアソン比 ν
0.165	0.055	0.77	0.716	300 (kPa)	5.8×10^{-13} (m/s)	0.4

5. 圧密非排水三軸圧縮試験結果とカムクレイモデルによる計算結果との比較

解析に用いる緩衝材の構成則を選定するに当たって、圧密非排水三軸圧縮試験の応力-ひずみ関係を適切に表現できる構成則を用いることを念頭に、粘性土の代表的な構成則であるカムクレイモデルについて検討することとした。

圧密非排水三軸圧縮試験結果とカムクレイモデルによる計算結果の比較として、応力比 η と軸ひずみ ϵ 関係を表したものが図3、有効応力経路 (p' - q 関係) を表したものが図4である。なお、 $\eta = q/p$ 、 $q = \sigma_1' - \sigma_3'$ 、 $p = (\sigma_1' + 2\sigma_3')/3$ である。

カムクレイモデルで使用した各物性値は、圧縮指数 λ 、膨潤指数 κ 、限界状態応力比 M に関しては 4.の①、②で記述したとおりであるが、初期間隙比 e は、圧密非排水三軸圧縮試験のせん断開始直前（圧密終了時点）の間隙比を用いた。表3に物性値を示す。

表3 カムクレイモデルで用いた物性値

圧縮指数 λ	膨潤指数 κ	限界状態応力比 M	初期間隙比 e
0.165	0.055	0.77	0.56

図3では、オリジナルよりも、修正カムクレイモデルの方が実験値と比較的よく一致していることがわかる。詳しく見ると、軸ひずみ 2.5%程度までは修正カムクレイモデルが若干応力比の過大評価をし、軸ひずみ 2.5%程度以降は若干過小評価する。構成則は土の種類や応力履歴等に強く影響を受けるものと考えられるが、この応力-ひずみ関係を見るに修正カムクレイモデルの方が実験結果をよく説明できることがわかった。

図4でも、実験値とオリジナルカムクレイモデルとでは大きな開きを生じる。修正カムクレイモデルでは応力比 0.4程度まではほぼ一致するが、 $\eta - \epsilon$ 関係に比べると有効応力経路は挙動後半部分で一致しない。

これらを見るに、どちらの比較図にせよ、実験値はオリジナルより修正カムクレイモデルでの挙動に近いことがわかる。以上より、解析に用いたソルバープログラムでは構成則として修正カムクレイモデルを採用している。しかしながら、先にも記述したとおり、修正カムクレイモデルでもベントナイト・珪砂混合土の応力-ひずみ挙動を十分にとらえているとは言い難い。これは、ベントナイト・珪砂混合土が通常の粘土と定性的に同じ力学挙動をとるものの、非常に大きな膨潤特性を示すことが他の粘土と異なるため、圧密試験で得られる $e - \log p$ 関係における除荷・再載荷曲線の傾き κ が大きく設定されることによる影響を含んでいるものと思われる。また、修正カムクレイモデルは正規圧密粘土の挙動を割合正確に予測しようとされているが、いくつかの仮定の上に立ったモデルであり、本研究室では、Roscoeらが仮定した、状態境界面の概念を基にしたモデルでは粘土の降伏挙動や非排水せん断中の有効応力経路を説明することが難しいこと⁸⁾、降伏関数の硬化パラメータに塑性体積ひずみではなく、最小主応力面の面積ひずみを用いた降伏関数による新たな構成モデルの方がよい予測結果を示すこと⁹⁾を発表している。以上のことから、今後、その他のモデルを含めた妥当性の検討をさらに行う必要があると思われる。

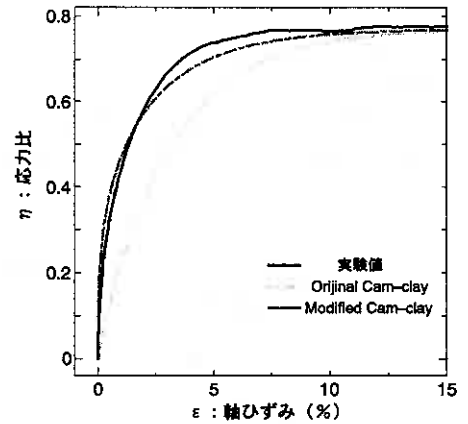


図3 $\eta - \epsilon$ 関係

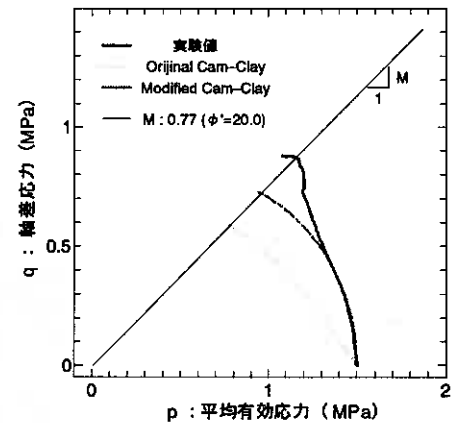


図4 有効応力経路

6. 解析結果・考察

図5は10000年後の変形状況をベクトルで図示したものである。図よりオーバーバック蓋部中心付近では図の右側方向にのみ変形が進み、オーバーバック胴部中心付近では図の下側方向にのみ変形が進む。また、オーバーバック隅角部付近では図の右隅方向に変形が進んでいることがわかる。オーバーバックが相似形で膨張する条件で解析を進めた結果から、オーバーバック隅角部付近で最大変形が生じる結果となったことが、図5より確認することができる。

平均有効主応力、せん断応力、応力比（せん断応力/平均有効主応力で算出）はそれぞれ、腐食膨張の開始とともに大きくなり、終了する4850年（図6(a)~(c)）以後は、岩盤クリープの影響を無視した影響から、ほぼ同じ大きさに推移する。図7(a)~(c)はそれぞれオーバーバック腐食開始から10000年後の平均有効主応力分布、せん断応力分布、応力比分布である。分布状況はいずれもオーバーバック隅角部付近でもっとも大きな値を示し、それを囲むような形で値が減少する。せん断応力はオーバーバック隅角部付近のみ突出した値を示し、その他の部分では0に近い値で推移する。緩衝材の応力比が限界状態（本研究室で行われた圧密非排水三軸圧縮試験結果より、限界状態応力比 $M=0.77$ ）の応力比 M に至ると破壊を示すものであるが、オーバーバック隅角部付近で最大の応力比を示した。各年代における最大の応力比はそれぞれ1100年後（腐食膨張開始1000年後）:0.54、4850年後（腐食膨張開始4750年後、腐食膨張終了時）:0.75、10000年後:0.75となり、破壊には至らないが限界状態に近いことがわかる。

特に大きな応力比を示したオーバーバック隅角部の有効応力経路に関しては、1100年後（腐食膨張開始1000年後）にC.S.L（限界状態線）に近づき、その後C.S.Lに漸近するように径路が延びていることが確認された（図8）。このことから、オーバーバック隅角部付近では破壊に近い挙動を示しているといえる。しかしながら、この挙動を示すのは、オーバーバック隅角部付近のごく限られた部分であり、緩衝材全体で考えれば、その他大部分（隅角部を除く部分、図8では蓋部で代表させた）の応力比は小さくかつ、有効応力経路を確認してもC.S.Lに沿う形で径路が延びるということはない。オーバーバック隅角部のごく限られた付近での影響は全体に対して極めて小さいと考えられることから、緩衝材全体としては安定しているといえることができる。

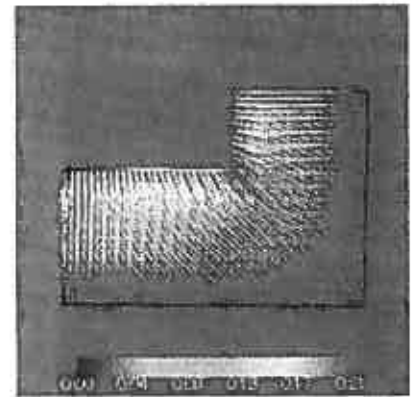


図5 変形ベクトル（10000年後）
（単位はcm）

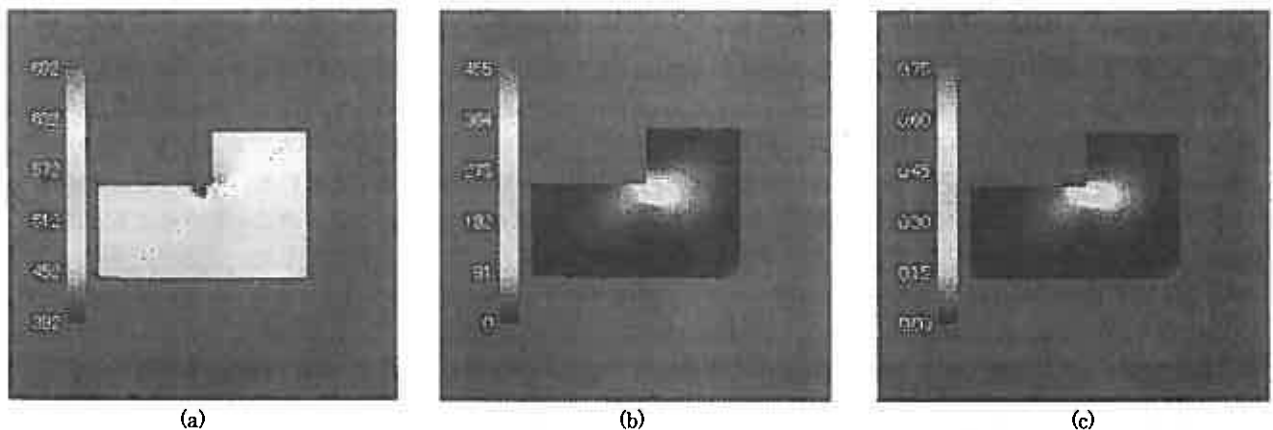


図6 4850年後の (a)平均有効主応力 (b)せん断応力 (c)応力比 の分布（単位はkPa）

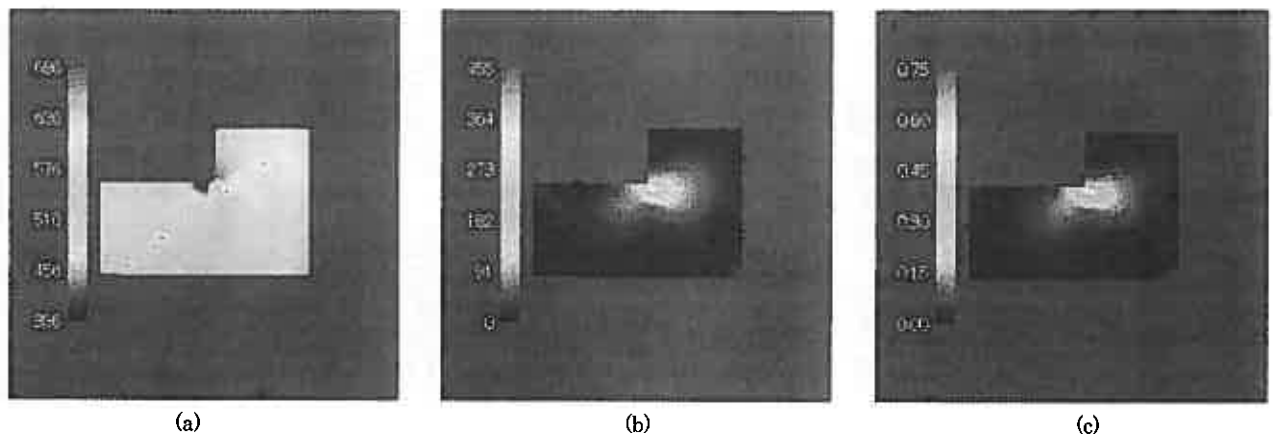


図7 10000年後の (a)平均有効主応力 (b)せん断応力 (c)応力比 の分布（単位はkPa）

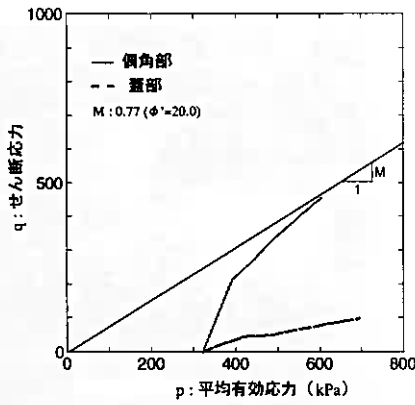


図 8 有効応力経路

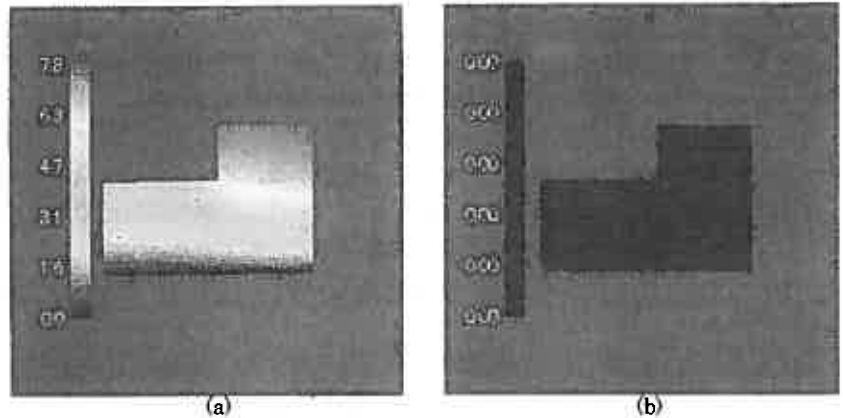


図 9 過剰間隙水圧分布 (a)4850 年後 (b)10000 年後 (単位は kPa)

図 9(a)は腐食膨張終了時における過剰間隙水圧分布である。過剰間隙水圧は排水経路の長さが大きく影響し、排水境界までの距離が長いほど大きな値を示していることがわかる。オーバーバック胴部中心、隅角部(図 10)、蓋部中心における過剰間隙水圧の経時変化に関しては、腐食膨張の開始とともに上昇をはじめ、腐食膨張開始およそ 100 年後にピークに達した後、徐々に減少していき、腐食膨張終了後直ちに消散し、10000 年までにはほぼ 0kPa をとる経路をとっている。最大値は排水距離が最も長い蓋部中心で約 9.0kPa (腐食膨張開始後約 100 年)を示すが、地表 300m 下での静水圧 (3MPa) と比べると極めて小さい値であるといえ、このことにより緩衝材の強度が著しく低下するということはないと言える。

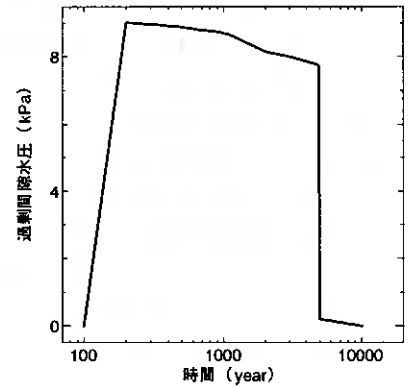


図 10 過剰間隙水圧経時変化 (隅角部)

解析に用いた物性値のうち、ポアソン比 ν は変形特性に及ぼす影響が大きいと考えられるが、実験にてポアソン比を直接求めることは難しい。本研究では、まず初めに、ポアソン比を 0.4 として解析を行った。ただ、この値自体は、土質材料によく用いられる経験値的なものであって、ベントナイト・珪砂混合土における実測データではない。よって、ポアソン比の値を変化させることにより解析結果にどのような影響を与えるかの評価を行う目的でパラメトリックスタディーを行った。具体的には、ポアソン比の値を 0.3、0.35、0.45 と変化させることにより、その影響を調べた。図 11(a)~(c) はポアソン比を変化させた時の腐食膨張開始から 10000 年後の平均有効主応力であるが、図 6 と比較して、一部、応力増加が見られたところもあるが特に目立った変化は生じていないように思われる。同様にせん断応力、応力比、過剰間隙水圧についても比較したが、特筆すべき変化は見受けられない。これらのことを考慮するとポアソン比の値を 0.3 から 0.45 まで変化させることによる影響は、応力状態の経時的な変化に対して、さほど大きくはないということがわかる。ゆえに、ポアソン比の値を 0.4 に設定した仮定は特に乱暴なものではなく、上記の解析結果とそれにより得られた考察についても、ポアソン比に関する影響は小さいと思われる。

以上の結果より、圧密非排水三軸圧縮試験から得られるパラメータを用いた解析の結果、緩衝材の長期的な力学安定性を損なうには至らないことがわかり、人工バリアシステムに有意な影響を与えるとはいえないことが示された。

ところで、本研究室では、非排水条件下での弾性係数 E_u および排水条件下での弾性係数 E_d を用いることにより、

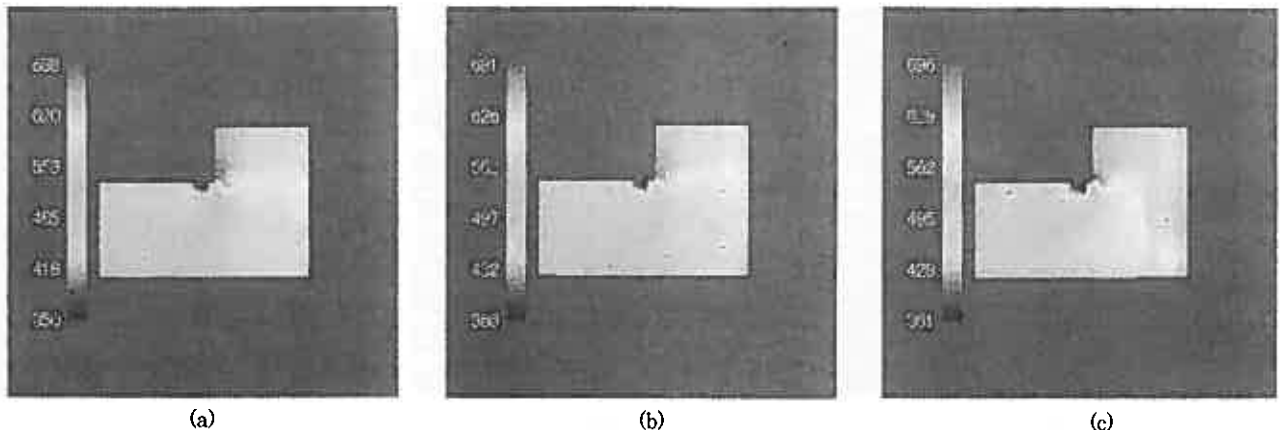


図 11 平均有効応力分布のポアソン比変化 (10000 年後) (a) $\nu=0.3$ (b) $\nu=0.35$ (c) $\nu=0.45$ (単位は kPa)

間接的にポアソン比 ν_d を算定する方法を検討しており等方弾性を仮定すれば、ポアソン比 ν_d を $\nu_d=3 \cdot E_d/2/E_u-1$ から求め得ることを示している¹⁰⁾。しかし、ベントナイト・珪砂混合土を対象としてこれまで実施してきた実験は圧密試験と膨潤圧測定試験ならびに圧密非排水三軸圧縮試験¹¹⁾であって、排水条件下での三軸試験を行っていない。これは、排水条件下での三軸試験そのものが一般に長期間を要する上、ベントナイトの低透水性も重なって極めて長期間の試験になると考えられる（非排水試験でさえも20~30日）ことから、実施を見送ってきたためである。しかし、試験実施上の問題が解決され、かつ、ポアソン比に関する特性の研究が進めば、実験的に求められたポアソン比を本研究での物性値として用いることにより、さらに現実に即した解析ができるものと期待できる。

他方、本研究室で行われたベントナイト・珪砂混合土の力学特性に関する実験は、10000年のような長期挙動を再現できているわけではなく、また拘束圧の範囲も最大で2.5Mpaと限られている。さらに、深地層処分環境においては、緩衝材が地熱やガラス固化体からの発熱により高温環境下におかれるが、得られたデータは室温条件下（24度）での値である。よって、本研究室で得られた実験結果を物性値として用いた本解析結果が、現実の現象を必ずしも適切に捉えることができるとは言い難い。これらの影響が、実際の緩衝材の挙動に多少なりともあるものと予測されることから、実際の場合と比較してどの程度のものかを把握するため、より長期間かつ高温、高圧の実験データをそろえていくことも重要である。

6. まとめ

ベントナイト・珪砂混合土を緩衝材として使用した場合の、オーバーパックの腐食膨張による解析を行った結果、以下のような知見が得られた。

- ①正規圧密状態のベントナイト・珪砂混合土の応力-ひずみ挙動は、ある応力レベルまでは修正カムクレイモデルで予測できるが、全体的な一致には新たな構成則の検討が必要である。
- ②修正カムクレイモデルを構成則として行った解析の結果、緩衝材中の平均有効主応力、せん断応力、応力比はオーバーパック隅角部付近で、過剰間隙水圧はオーバーパック蓋部中心付近で最大となり、この付近の状態に特に注目する必要がある。
- ③緩衝材は、一部で限界状態に近い応力状態となるが、緩衝材全体で見た場合、その影響は小さく、長期的に安定する。

参考文献

- 1) 原子力安全委員会：高レベル放射性廃棄物に係る安全規制の基本的考え方について-第1次報告-、2000。
- 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2 地層処分の工学技術、1999
- 3) 谷口直樹、本田明、川崎学、水流徹：圧縮ベントナイト中における炭素鋼の腐食形態と腐食速度の評価、サイクル機構技術資料、JNC TN8400 99-003、1999。
- 4) 本間信之、千葉恭彦、棚井憲治：オーバーパック設計の考え方、サイクル機構技術資料、JNC TN8400 99-047、1999。
- 5) 須田久美子、Sudhir.M、本橋賢一：腐食ひび割れ発生限界腐食量に関する解析的検討、コンクリート工学年次論文報告集、Vol14、No.1、pp.751-756、1992。
- 6) 谷村匡哉、三田地利之、戎剛史、小松賢司：ベントナイト・珪砂混合土の膨潤特性、土木学会北海道支部論文報告集、第59号、pp500-501、2003。
- 7) 戎剛史、三田地利之、谷村匡哉、小松賢司：緩衝材としてのベントナイト・珪砂混合土の力学特性（第3報）、地盤工学会北海道支部技術報告集、第43号、pp209-216、2003。
- 8) 福田文彦、三田地利之、澁谷啓：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、pp69-78、2002。
- 9) 福田文彦：粘土の変形挙動に及ぼす載荷履歴の影響の実験的解明とその定式化に関する研究、北海道大学学位論文、2003。
- 10) T.Kawaguchi、T.Mitachi、S.Shibuya、S.Sato：Evaluation of deformation modulus. of clay at small strains based on isotropic elasticity、IS Lyon、Balkema、pp211-219、2003。
- 11) 小松賢司、三田地利之、谷村匡哉、外館友彦：各種室内試験によるベントナイト・珪砂緩衝材の変形・強度特性、地盤工学会北海道支部技術報告集、第44号、2004。（投稿中）

繰り返し一面せん断試験による

残留強度に及ぼす諸要因と強度パラメータの評価

北海道大学大学院○学生会員 伊藤 裕之
 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 鷺 隼人
 北海道大学工学部 学生会員 中田 直樹

1. はじめに

粘土のせん断抵抗力 τ は、せん断変位が進むにつれ、粒子構造の破壊とともに増加し、その後、粒子の再配列により値が低下し、一定値に収束すると言われている(図1)。せん断抵抗力のピーク時の強度をピーク強度(再構成粘土では完全軟化強度)、収束した値を残留強度と呼ぶ。残留状態では、長期間のせん断により粒子構造が破壊されているので、ageingによる構造の発達は解消されており、また粒子の再配列が完了すれば体積変化が起きないので、間隙比の変化に基づく強度成分が存在せず、残留強度は有効垂直応力 σ_v のみに依存する摩擦係数 ϕ_r で表現出来ると考えられ、粘土の純粋な摩擦力としての意味を持つと仮定できる³⁾。

地すべりなどの地盤が長期にわたり大変位せん断を受ける現象において、地盤の強度は残留状態近くまで低下していると考えられ、残留強度は地すべり対策工設計上の重要な要素となる。また、地すべり安定解析に用いる地盤材料の強度パラメータは、すべり面に存在する土を乱さずに採取して、土質試験を行い、そこから決定すべきであるが、すべり面から試料を乱さずに採取することが困難なこと、すべり面の層厚は一般的に薄く(1cm程度)、十分な量の試料が採取できないこと、対策に緊急を要すること等の理由から、実務では室内試験によらず、逆算法($c' \cdot \tan \phi'$ 線)に経験則($c'_0 = d$, $c'_0: kN/m^2, d: m$)を用いた強度パラメータ決定法($c'_0 = d$ 法: 図2)が用いられているが、この決定法は地盤材料の強度特性を無視しており、理論的根拠もないことが指摘されている。一方、室内試験より地盤材料のピーク、完全軟化、残留強度パラメータを求め、そのプロット点を結ぶ折れ線と $c' \cdot \tan \phi'$ 線との交点より強度パラメータを求めるより信頼性の高い決定法(SPLICE法: 図2)が提案されており¹⁾、これに対応して迅速かつ適切な残留強度測定のための試験方法の確立が求められている。残留強度測定方法としては、リングせん断試験、繰り返し一面せん断試験が挙げられるが、試験に必要な試料の量、供試体成型の容易さの点から繰り返し一面せん断試験が有利である。

以上のことを踏まえて、本研究では試験期間の短縮と少量の試料での適切な残留強度パラメータ決定を目的として、パーソナルコンピュータにより自動制御・記録されるH-III型繰り返し一面せん断試験装置²⁾を用い、残留強度に及ぼす圧密履歴、せん断速度変化による影響を調べるとともに、一つの供試体のみを用いて段階的に垂直応力を変えてせん断試験(多段載荷せん断試験)を行うことにより、残留強度の推移を調べた。また、しばしば指摘されてきた残留状態強度線(残留強度 τ_r ~ 垂直応力 σ_v 関係)の湾曲性について調べ、残留強度パラメータの応力レベルごとの評価について検討した。加えて、前報⁶⁾⁷⁾に引き続き、スメクタイトと残留状態せん断抵抗角 ϕ_r との関係について対象試料を増やして調べた結果を報告する。

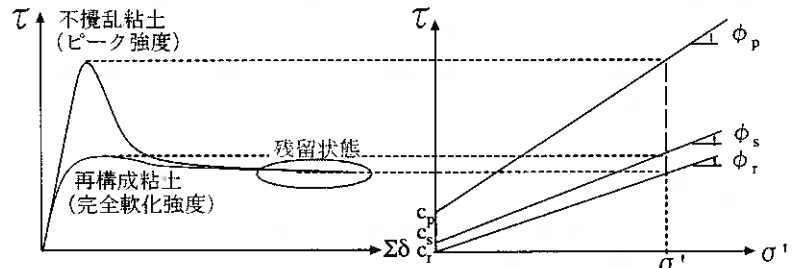


図1. せん断抵抗力~累積変位関係 せん断抵抗力~垂直応力関係

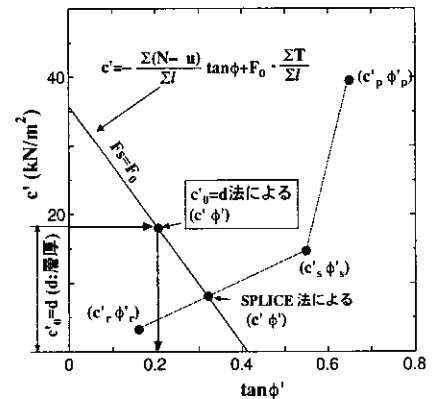


図2. 地すべり強度パラメータ決定法

Factors affecting the residual strength and strength parameters obtained by reversal direct box shear test.

Hiroyuki ITO(Graduate Student, Hokkaido University)

Toshiyuki MITACHI(Graduate School of Engineering, Hokkaido University)

Hayato Washi(Graduate Student, Hokkaido University)

Naoki Nakata(Under Graduate Student, Hokkaido University)

2. 試験条件

本研究で行った繰り返し一面せん断試験の試験条件は次の通りである。供試体寸法（高さ 30mm, 直径 60mm の円盤状）、圧密条件（载荷速度 2.0kPa/min（膨張時の除荷速度・1.0 kPa/min）、両面排水）、せん断条件（定圧、せん断箱間隔 0.2mm、片振幅 6mm、繰り返し回数 5 回）であり、圧密の打ち切りは 3t 法による。

試料は市販の NSF-clay、北海道内で採取された大森粘土（記号：OMA）、夕張粘土（YUA）、篠路粘土（SI）、日高粘土（HI）、谷地地すべり現場（秋田県）においてすべり面上部より採取された谷地上部凝灰岩試料（YAU）、すべり面下部より採取された谷地下部凝灰岩試料（YAL）、および井川泥岩（IGA）粉末試料であり、試料はすべて 425 μm ふるい通過後、スラリー状態から予圧密したものである。

各試料の物性値、メチレンブルー吸着法により測定したスメクタイト含有量の結果を表 1 に示す。

表 1. 試料の物性値と鉱物分析結果

試料名	NSF-clay	大森粘土	夕張粘土	篠路粘土
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.77	2.74	2.74	2.72
WL (%)	54	183.0	55.7	79.0
IP	22.2	91.4	31.7	45.8
スメクタイト含有量 (%)	0	11.4	26.4	19.2

試料名	日高粘土	谷地上部凝灰岩	谷地下部凝灰岩	井川泥岩
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.71	2.76	2.78	2.57
WL (%)	64.4	109.2	75.2	90.3
IP	33.9	71.6	43.7	60.8
スメクタイト含有量 (%)	15.0	59.9	54.2	25.7

3. 試験方法に関する検討

3-1. 残留強度に及ぼす圧密履歴の影響について

正規および過圧密状態の粘土試料のピーク時のせん断抵抗力を比較すると、過圧密状態にある試料が大きな値を示すことが知られている。しかし、残留状態でのせん断面付近の粘土は、長期間のせん断により粒子構造が破壊、再配列されているので、圧密履歴による影響が解消されていると考えられる。そこで、150kPa で 10 日間予圧密した大森粘土、夕張粘土、篠路粘土を用いて、繰り返し一面せん断試験を行い、それぞれ正規圧密状態、過圧密状態で得られるせん断強度を比較した。

図 3 は大森粘土において、正規圧密状態と過圧密状態（OCR:2）のせん断抵抗～累積変位関係を比較した結果である。図より、せん断の初期（変位 0～6mm）においては、過圧密状態のせん断強度が正規圧密状態のせん断強度より大きく、ピークも早く発生している。しかしせん断が進むと両者のせん断抵抗曲線はほとんど重なり、残留状態でのせん断強度は一致している。なお、せん断が進んだあと、せん断強度が一定値を維持せず、水平変位の移動と共に値が変化しているのは、形成されたせん断面に凹凸が存在するためと考えられる。図 4 は夕張粘土における正規圧密状態と過圧密状態（OCR:2）のせん断抵抗～累積変位関係を比較した結果であるが、夕張粘土においてもせん断抵抗のピークは過圧密状態の試験が早く発生しており、残留状態でのせん断強度は一致している。

表 2 は 3 種類の試料の正規および過圧密状態の供試体で得られた残留強度を比較したものである。表より、3 種類の試料とも、正規および過圧密状態で得られた残留強度はほとんど一致している。すなわち、残留強度が圧密履歴の影響を受けないことを示している。

表 2. 残留強度に対する圧密履歴の影響について

試料名	NO.	σ'_v (kPa)	τ_r (kPa)	OCR [stress history] (kPa)
大森粘土	OMA01	200	42.4	1
	OMA02	200	40.7	2 [400 → 200]
	OMA03	100	26.7	4 [400 → 100]
	OMA04	100	26.1	4 [400 → 40 → 100]
夕張粘土	YUA01	200	85.2	1
	YUA02	200	85.6	2 [400 → 200]
篠路粘土	SI01	200	108.3	1
	SI02	200	103.9	2 [400 → 200]

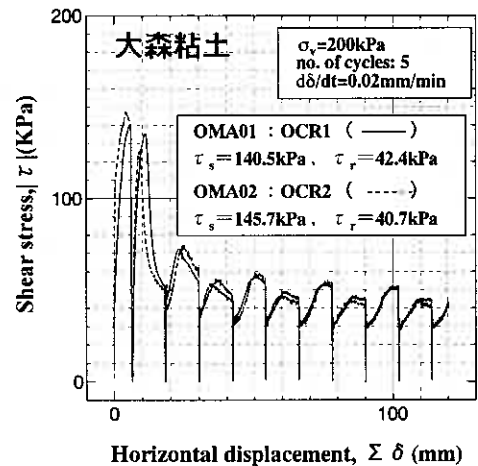


図 3. 圧密履歴によるせん断特性の比較

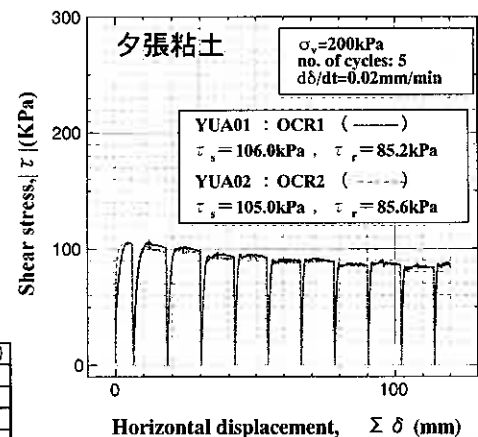


図 4. 圧密履歴によるせん断特性の比較

3-2. 残留強度に及ぼすせん断速度の変化による影響について

従来、筆者らは定圧繰り返し一面せん断試験におけるせん断速度に、単調载荷の試験に関する地盤工学会基準 (JGS 0561-2000) ⁵⁾ に定められている速度 0.02mm/min を用いてきたが、筆者らは繰り返し回数 5 回目の値により残留強度を決定することにしてきているため、この目的に限れば繰り返しせん断 2~4 回のせん断データはそれほど重要ではない。そこで、完全軟化強度を求めるために必要な繰り返しせん断一回目のせん断速度を 0.02mm/min で行い、その後、繰り返しせん断 2~4 回目においてせん断速度を 0.1mm/min と早め、また繰り返しせん断 5 回目でせん断速度を 0.02mm/min に戻すといったように、試験中にせん断速度を変化させ、試験期間の短縮を図った。用いた試料は 150kPa で 10 日間予圧密した NSF-clay である。

図 5 は垂直応力 200kPa のもとで行った、従来の試験 (TEST1) と速度を変化させた試験 (TEST2) のせん断抵抗~累積変位関係を比較したグラフである。TEST1 と TEST2 のせん断強度は、せん断速度の違う繰り返しせん断 2~4 回においては若干の差がみられるものの、せん断速度を同じに戻した繰り返しせん断 5 回目でのせん断抵抗曲線は重なっている。TEST1 の残留強度 τ_r は 99.0kPa, TEST2 の τ_r は 97.8kPa であり、事実上一致すると言ってよい。

筆者らは、前報 ⁷⁾ において、残留強度は試料によってせん断速度の変化に依存するもの、しないものがあるが、その増減はわずかであり、その影響は無視できることを報告している。また、既往の研究において、極端に早いせん断速度でなければ残留強度に与える影響は小さいため、試験速度を速めることにより試験期間の短縮が可能であると報告されている ⁴⁾¹¹⁾¹²⁾。今回の実験結果から、残留強度は途中のせん断速度の変化に影響を受けないものと考えられ、繰り返し一面せん断試験途中のせん断速度を速めることにより、試験期間を大幅に短縮できる (TEST1 で約 5 日, TEST2 で約 3 日)。

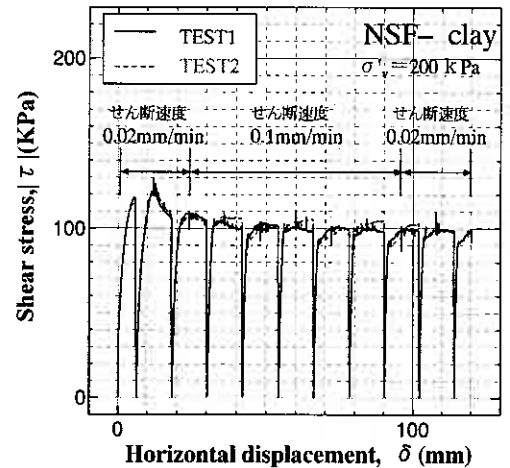


図 5. せん断抵抗~累積変位関係

3-3. 残留状態強度パラメータを求めるための試料の量についての検討

従来、筆者らは各垂直応力に対しての残留強度を求める際、各垂直応力でのせん断試験毎に、それぞれ供試体を使用してきた。しかし、粘土の残留強度が圧密履歴によらないことが言える (本論文 3-1) 以上、一つの供試体で段階的に垂直応力を変えてせん断試験を行うことにより、残留強度パラメータ c_r , ϕ_r を決定できるはずである。そこで一つの供試体において、まず所定の垂直応力のもと繰り返しせん断試験を行い、せん断終了後、垂直応力を変化させて所定の応力まで達したら、再び繰り返しせん断試験を行う、といった多段载荷せん断試験を行い、適切な残留強度が得られるかどうか確認した。

図 6 は 150kPa で 10 日間予圧密した NSF-clay を用いて、400kPa まで垂直応力をかけて圧密したあと、繰り返しせん断 (せん断速度 0.02mm/min, 繰り返し回数 5 回) を行い、除荷して所定の応力に達したら、また繰り返しせん断 (せん断速度 0.02mm/min, 繰り返し回数 3 回) を行うといった除荷方向の多段载荷せん断試験の結果を示したものである。図 6 より、除荷後のせん断試験のせん断強度はせん断開始時からほぼ一定値を保っていることがわかる。

表 3 は NSF-clay について、供試体を変えて行った従来の試験 (せん断速度 0.02mm/min, 繰り返し回数 5 回) の残留強度と多段载荷せん断試験の残留強度を比較したものである。垂直応力 300kPa~50kPa での試験において、多段载荷せん断試験の τ_r が従来の試験の τ_r に比べ、若干であるが、低めの値を示していることが確認できる。多段载荷せん断試験の τ_r が若干低めに出た原因として、低い応力域でのせん断より、高い応力域でのせん断のほうがせん断面の発達が進んでいることが理由として考えられる。すなわち、高い応力域でいったんせん断され、残留状態に至ったのちの除荷後のせん断試験では、高い応力でのせん断において発達したせん断面が維持されたままの状態、せん断が行われているために強度が低く測定されると考えられる。

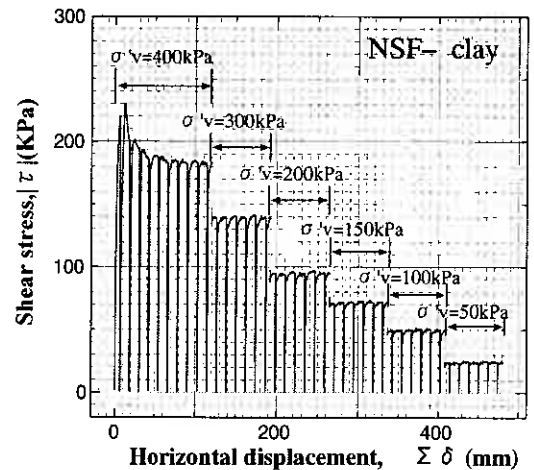


図 6. せん断抵抗~累積変位関係

表 3. 試験方法による残留強度比較

σ'_v (kPa)	従来の試験 τ_r (kPa)	多段载荷試験 除荷方向 τ_r (kPa)
400	181.7	183.2
300	140.4	138.5
200	99	94.4
150	74.6	71.3
100	50.3	49.3
50	27	24.5

図7は100kPaで10日間予圧密した井川泥岩について、NSF-clayと同様の条件で400kPaから除荷方向に行なった多段載荷せん断試験のせん断抵抗～累積変位関係である。井川泥岩においても除荷後のせん断試験のせん断強度はせん断開始時からほぼ一定値を保っていることがわかる。

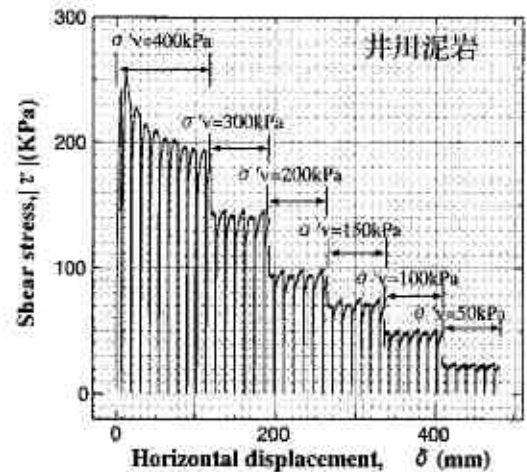


図7. せん断抵抗～累積変位関係

図8は100kPaで10日間予圧密した谷地下部凝灰岩について、まず、50kPaで繰り返しせん断（せん断速度0.02mm/min、繰り返し回数5回）を行い、垂直応力を増加して所定の応力に達したら、また繰り返しせん断（せん断速度0.02mm/min、繰り返し回数3回）を行うといった圧密方向の多段載荷せん断試験を行い、その後、除荷方向の多段載荷せん断試験（せん断速度0.02mm/min、繰り返し回数3回）を行った結果である。図8より、圧密方向の多段載荷せん断試験では、せん断強度はせん断開始時から減少していく傾向を示すのに対し、除荷方向の多段載荷せん断試験ではせん断開始時からせん断強度はほぼ一定値を保っている。これは、圧密方向の多段載荷せん断試験では、それぞれのせん断において、せん断面がそれぞれの垂直応力に適応した状態に発達していくが、除荷方向の多段載荷せん断試験では、高い垂直応力のもとでのせん断により発達したせん断面が除荷後のせん断試験においても維持されており、せん断強度が一定値を保つといった傾向が見られたものと考えられる。

図9は谷地下部凝灰岩についての圧密・除荷両方向の多段載荷せん断試験において得られた各垂直応力での残留強度を表したものである。図9より、圧密方向の多段載荷せん断試験より得られた残留強度より、除荷方向の多段載荷せん断試験から得られた残留強度の方が低いことがわかる。

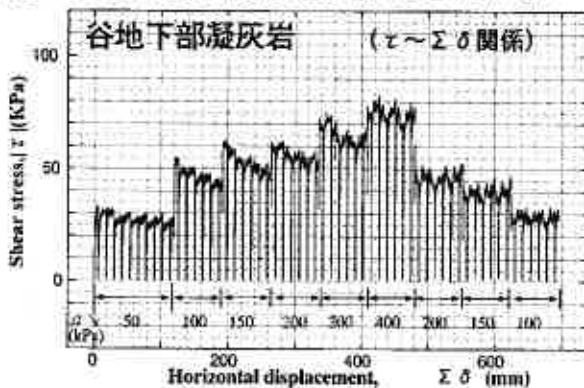


図8. せん断抵抗～累積変位関係

図10は80kPaで4日間予圧密した谷地上部凝灰岩についての圧密、除荷両方向の多段載荷せん断試験において得られた各垂直応力での残留強度を表したものである。この試験では、試験速度を速めるために第1段階の垂直応力下でのせん断試験ではせん断速度を0.02mm/min（1回転）、1.0mm/min（3回転）、0.02mm/min（1回転）に設定し、第2段階以降の垂直応力下でのせん断試験では1.0mm/min（2回転）、0.02mm/min（1回転）で行った。図10より、圧密および除荷方向の多段載荷せん断試験での残留強度に大きな差は見られない。

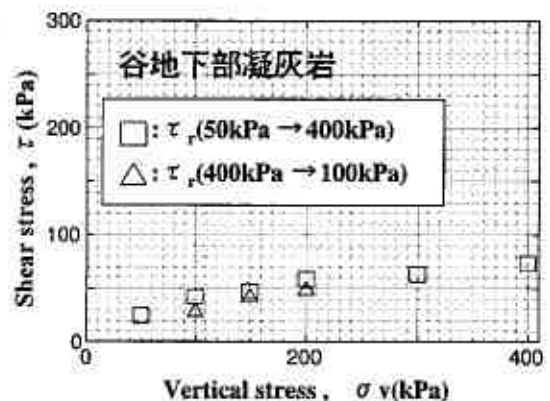


図9. 残留強度～垂直応力関係

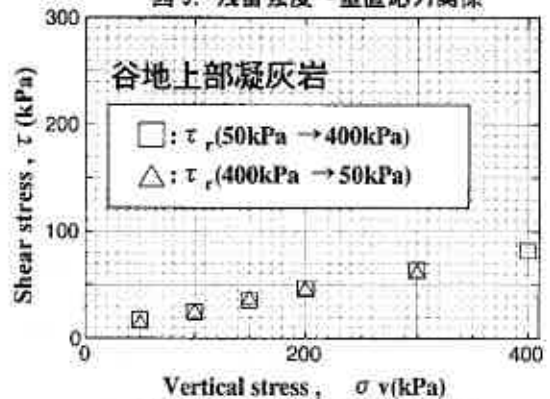


図10. 残留強度～垂直応力関係

既往の研究においては、せん断過程の垂直応力の履歴により、すべり面上での粘土粒子の配向度合いが異なるので、残留強度が幾分変化するという報告⁹⁾¹⁰⁾、および垂直応力の履歴に残留強度は依存しないという報告¹¹⁾があるが、本研究の結果では、除荷方向の多段載荷せん断試験の残留強度が圧密方向の多段載荷せん断試験より得られる残留強度より低めの値を示す傾向が見られた。

4. 残留強度パラメータの応力レベル毎の評価

粘土のせん断抵抗力 τ はせん断面に作用する垂直応力 σ' と比例関係にあることが知られている（Mohr-Coulombの破壊基準 $\tau = c + \sigma' \tan \phi$ ）。しかし、残留状態強度線（ $\tau_r \sim \sigma_v$ 関係）については、その湾曲性についてしばしば指摘されている。この湾曲化現象は、本論文3-3で示されたとおり、残留状態において、高い応力域のせん断におけるせ

ん断面では、粒子配向の度合いが低応力域のせん断におけるせん断面に比べて進んでおり、せん断面が発達しているため(鏡肌(写真1)が出来る)、せん断面で発揮されるせん断抵抗力が低くなるのが原因だと考えられる。これは高い垂直応力域での試験後の供試体がせん断面で分割しやすく、鏡肌を確認しやすいということからも推測される。既往の研究において、垂直応力の低い領域において粘土粒子の配向の度合いが低いことがX線回折試験により定量的に示されており⁹⁾、応力レベルに対応した残留強度パラメータ決定の必要性が指摘されている⁸⁾。



写真1. 鏡肌

図11は50kPaおよび150kPaで10日間予圧密した NSF-clay について、各垂直応力においてせん断速度 0.02mm/min, 繰り返し回数5回の繰り返し一面せん断試験から得られた残留強度～垂直応力関係を表したグラフである。試験条件および得られた残留強度を表4にまとめる。各垂直応力について得られた残留強度を応力レベル毎(30～50kPa, 200～400kPa, 30～400kPa)に最小二乗法により直線近似することで残留強度パラメータ(c'_r, ϕ'_r)を決定すると残留状態の強度定数は応力レベルの違いにより、変化していることが分かる(図11)。また、残留状態では粘着力 c'_r は存在しないとされているが⁴⁾、低応力域(30～50kPa)のデータを用いて決定した強度パラメータでは粘着力 c'_r がほとんど0kPaなのに対し、高い応力域(200～400kPa)で決定した強度パラメータでは c'_r が16.3kPaと高い値を示している。これは高い応力域ではせん断面の発達により発揮される強度が低下したことによる影響だと考えられる。

表4. 試験条件 (NSF-clay)

予圧密応力(kPa)	σ'_v (kPa)	τ_r (kPa)	OCR[stress history](kPa)
50	30	16.2	3[90→30]
50	40	25.6	2.5[100→40]
50	50	32.2	2[100→50]
50	60	32.9	1
50	70	38.9	1
50	80	41.9	1
50	90	47.3	1
150	100	56	4[400→100]
50	120	61.6	1
50	130	67.4	1
150	150	74.5	2.67[400→150]
150	200	99	1
150	300	140.5	1
150	400	181.6	1

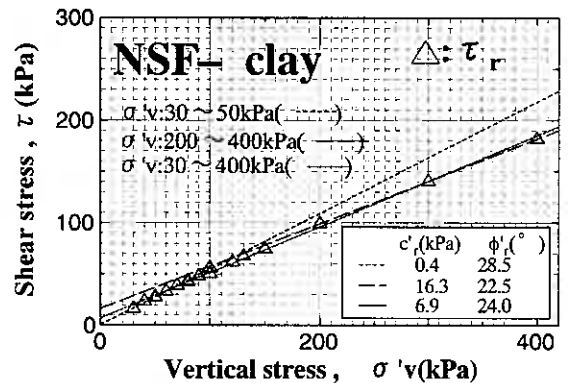


図11. 残留強度～垂直応力関係

図12, 13は150kPaで10日間予圧密した日高粘土, 篠路粘土における各垂直応力においてせん断速度 0.02mm/min, 繰り返し回数5回の繰り返し一面せん断試験から得られた残留強度～垂直応力関係を表したグラフである。日高粘土, 篠路粘土においても NSF-clay と同様に各垂直応力について得られた残留強度を基に、応力レベル毎に残留強度パラメータを決定すると、残留状態の強度定数は応力レベルの違いにより変化しており、低応力域(50&100kPa)のデータを用いて決定した強度パラメータでは粘着力 c'_r がほとんど0kPaなのに対し、高い応力域(200～400kPa)で決定した強度パラメータでは c'_r が値を持つ。

これらの結果より、残留状態強度パラメータは評価する応力レベル毎で得られる値が大きく異なり、現地の応力レベルに対応した評価をする必要があることを示している。

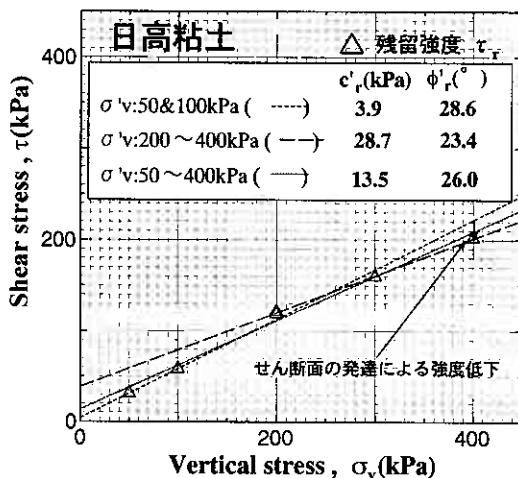


図12. 残留強度～垂直応力関係

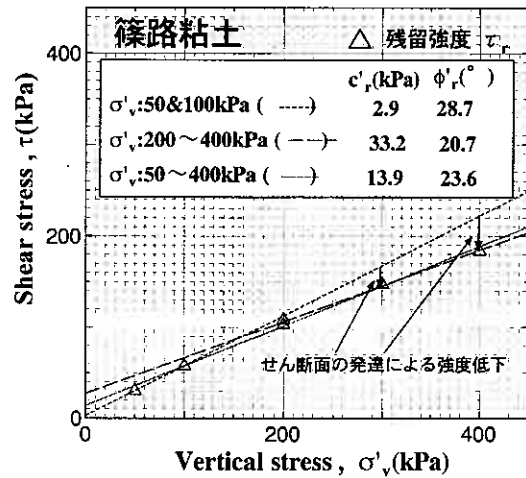


図13. 残留強度～垂直応力関係

5. スメクタイト含有量と残留状態せん断抵抗角 ϕ'_r との関係

スメクタイトは地下水の浸透による化学的作用等により生成され、地すべり面付近に存在する粘土に多く含まれており、粘土のせん断強度低下との関係が指摘されている。実験に用いた粘土のうち、X線回折による鉱物分析によりスメクタイトの存在が示された試料についてメチレンブルー吸着法によりスメクタイト含有率を測定し、それぞれの粘土について残留状態せん断抵抗角 ϕ'_r とスメクタイト含有量の相関について調べた結果を前報のデータに加えて示したのが図13である。図中の OMA, OMB, OMC は北海道大森地区における地すべりにおいて採取された試料であり、OMA, OMB は再構成試料、OMC は不攪乱試料である。OMA, OMB, OMC は同じ地すべり現場から採取されたものであるが、それぞれの物性値は大きく異なり (OMA (wL:183.0%, I_p :91.4%, 粘土含有率:50.2%), OMB (wL:67.0%, I_p :38.9%, 粘土含有率:22.1%), OMC (wL:77.6%, I_p :43.9%, 粘土含有率:79.1%)), これらは全く異なる試料である。図より、スメクタイト含有量が大きくなるにつれ、 ϕ'_r の低下傾向が見られ、既往の研究報告¹³⁾と同様にスメクタイト含有量が25%を超える粘土は極端に ϕ'_r が低下している。

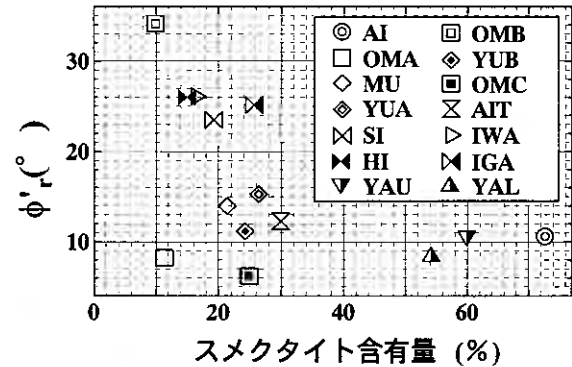


図13. ϕ'_r ~スメクタイト含有量関係

6. まとめ

本研究より得られた結果を以下にまとめる。

- 1) 残留強度は圧密履歴の影響を受けない。
- 2) 残留強度は繰り返しせん断途中のせん断速度の変化に影響を受けないので、せん断速度を速めることにより、試験期間の大幅な短縮が可能である。
- 3) 多段載荷繰り返しせん断試験を行う場合、高い応力から除荷していく試験では、高い応力域のせん断において発達したせん断面が除荷後も維持されるため、垂直応力を増加させていく試験よりも残留強度が低めの値をとる。
- 4) 残留状態強度線 (残留強度 τ_r ~ 垂直応力 σ_v 関係) は湾曲性を持つため、残留状態強度パラメータは現地の条件に対応させた応力レベル毎の評価が必要である。
- 5) スメクタイト含有量が25%を超える粘土は残留状態せん断抵抗角 ϕ'_r が大幅に低下し、 10° 以下の値をとる傾向がみられる。

<参考文献>

- 1) T.Mitachi et al: Determination of Strength Parameters for Landslide Slope Stability Analysis by Laboratory Test and Inverse Calculation Engagement, 地すべり学会誌, Vol.40, No.2, pp.150-116, 2003
- 2) 三田地利之・九田敬行・大河原正文: 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回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.265-268, 2000.
- 3) Hvorslev, M.J.: Physical components of the shear strength of saturated clays, Proc ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, pp.169-273, 1960.
- 4) Skempton, A.W.: Residual Strength of Clay in Land-slides, Folded Strata and the Laboratory, Geotechnique, Vol.35, No.1, pp.3-18, 1985.
- 5) 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
- 6) 九田敬行・三田地利之・石橋正弘: 逆算法と繰り返し一面せん断試験による地すべり安定解析用強度パラメータの決定法, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第42号, pp.1-10, 2002.
- 7) 石橋正弘・三田地利之・九田敬行・伊藤裕之: 逆算法と室内試験による地すべり対策工設計用強度パラメータの決定法, 地盤工学会北海道支部技術報告集, pp.249-254, 2003.
- 8) 宜保清一・中村真也・周亜明: 地すべり土の残留強度定数決定の検討, 第37回日本地すべり学会研究発表講演集, pp.351-354, 1998
- 9) Gibo, S., Egashira, K. and Ohtsubo, M.: Residual strength of smectite-dominated soils from the Kamenose landslide in Japan, Canadian Geotechnical Journal, Vol.24, pp.456-462, 1987.
- 10) 八木則男・矢田部龍一・石井朋紀・榎明潔: 強度定数のばらつきを考慮した地すべり地の安定性の検討, 土木学会論文集 No.523/III-32, pp.59-67, 1995.9.
- 11) 鈴木素之・梅崎健夫・川上浩・山本哲郎: 直接型せん断試験における土の残留強度, 土木学会論文集 No.645/III-50, pp.37-50, 2000.3
- 12) 中村浩之・清水清文: すべり面におけるセン断強度決定のための土質試験法, 地すべり第15巻第2号, pp.25-32, 1978.
- 13) 山崎考成: 再活動地すべりにおけるせん断帯の構造と土質特性に関する研究, 佐賀大学博士論文, 2000.

北海道大学大学院 ○正 会 員 福 田 文 彦
 同 同 三 田 地 利 之
 同 同 澁 谷 啓
 同 学生会員 増 島 賢 児
 同 同 土 田 智 聡

1. はじめに

粘土の降伏挙動を理解するにあたり間隙比(e)はその鍵になるパラメータと考えられている。例えば圧密試験においては上載圧と間隙比を座標軸とする平面上の正規圧密線が粘土が到達できる状態とできない状態の境界の役割を果たしているのと同時に、非可逆ひずみの発生が卓越する弾塑性状態と可逆ひずみの発生が卓越する弾性状態の境界の役割を果たしていることが明らかである。また正規圧密線は載荷履歴の影響をほとんど受けないことが知られている。ケンブリッジグループ¹⁾は正規圧密線を間隙比、平均有効応力($p' = (\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')/3$)および主応力差($q = \sigma_1' - \sigma_3'$)を座標軸とする空間の中で定義される状態境界面と呼ばれる弾塑性境界面へと拡張し、三軸条件下における降伏挙動の説明を試みている。しかし載荷履歴を受けた粘土の構成関係に関する研究の進展にもなって正規圧密線や状態境界面のような単純な弾塑性境界面、すなわち弾塑性状態と塑性ひずみの発生が全くない純粋な弾性状態の境界面であると同時に載荷履歴や排水条件などの影響を受けない境界面、の存在は徐々に否定されてきている。例えばWrothらは等方過圧密粘土の非排水せん断試験を行っており²⁾、清水は等方過圧密粘土の p' 一定排水せん断試験を行っているが³⁾、彼らの実験結果によれば等方過圧密粘土の降伏が等方正規圧密粘土の間隙比~応力関係によって与えられる弾塑性境界面(状態境界面)の内部において生じていることが明らかである。現在このような挙動のモデル化にあたっては弾塑性境界面の内部においても塑性ひずみの発生を許容する非古典的弾塑性モデルが用いられている^{例えば4)}。

このように間隙比と応力の関係を基本として降伏挙動を論じようとするれば非古典的弾塑性モデルのような複雑かつ抽象的な概念の導入が不可避であるにもかかわらず、今なお間隙比は降伏挙動を論じる上での鍵となるパラメータであると思なされており、間隙比以外のパラメータを導入することによって降伏を論じようとする試みはほとんど行われていない。そこで筆者らは等方正規圧密粘土および等方過圧密粘土を試料とする一連の排水せん断試験と非排水せん断試験を行い、実験から得られた間隙比変化について改めて検討を行うとともに、新たなひずみパラメータである最小主応力面の面積ひずみを導入することによって降伏挙動をよりよく説明できる可能性について調べた。

2. 面積ひずみ $\tilde{\omega}_3$

最小主応力面の面積ひずみ($\tilde{\omega}_3$)について説明するため図-1を示す。

図(a)は変形前の供試体の中に設定した基準球であり、図(b)は変形後の基準球(ひずみ楕円体)である。 \tilde{x}_1, \tilde{x}_2 および \tilde{x}_3 軸はそれぞれ σ_1', σ_2' および σ_3' 軸と一致しており、また楕円体の切断面 \tilde{c}_3 は、楕円体の中心を通り、かつ \tilde{x}_3 (σ_3')軸に対して垂直である。なおこのような主応力軸を軸とする座標系を主応力座標系と呼ぶこととし、特に主応力座標系によって測定される量についてはその記号に $\tilde{\sim}$ を付すものとする。ここで \tilde{c}_3 面の面積ひずみ $\tilde{\omega}_3$ を次式のように定義する。

$$\tilde{\omega}_3 = -\frac{d\tilde{A}_3 - dA_0}{dA_0} \quad (1)$$

dA_0 および $d\tilde{A}_3$ はそれぞれ変形前・後における \tilde{c}_3 の面積である。図(c)は変形前および後の \tilde{c}_3 面であり、 x_1 および x_2 軸はそれぞれ変形後の楕円の単軸および長軸と一致しているのに対し、 \tilde{x}_1 および \tilde{x}_2 軸はそれぞれ σ_1' および σ_2' 軸と一致している。ここで x_1 および x_2 軸方向の直ひずみをそれぞれ ϵ_{11} および ϵ_{33} とおけば、式(1)は次のように書き換えることが可能である。

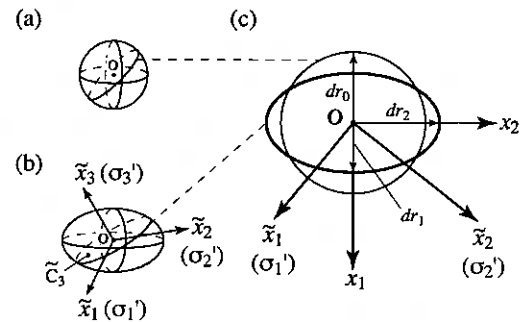


図-1 ひずみ楕円体と面積ひずみ $\tilde{\omega}_3$

$$\tilde{\omega}_3 = -\frac{\pi dr_1 dr_2 - \pi dr_0^2}{\pi dr_0^2} = -\{(1-\varepsilon_{11})(1-\varepsilon_{22})-1\} \quad (2)$$

dr_1 および dr_2 はそれぞれ変形後の楕円の単軸および長軸方向の半径であり、 dr_0 は基準球の半径である。ここで微小変形状態を仮定すれば式(2)の右辺は次のようになる。

$$\tilde{\omega}_3 = -\{(1-\varepsilon_{11})(1-\varepsilon_{22})-1\} \cong \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} \quad (3)$$

3次元のひずみの第1不変量は3つの直ひずみの和によって与えられるのに対し、2次元の第1不変量は2つの直ひずみの和によって与えられる。したがって $\tilde{\varepsilon}_1$ および $\tilde{\varepsilon}_2$ 軸方向の直ひずみをそれぞれ $\tilde{\varepsilon}_{11}$ および $\tilde{\varepsilon}_{22}$ とおけば、次が成立する。

$$\tilde{\omega}_3 \cong \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} \cong \tilde{\varepsilon}_{11} + \tilde{\varepsilon}_{22} \quad (4)$$

ここで三軸圧縮試験の $\tilde{\omega}_3$ について考える。図-2(a)に示すように三軸圧縮試験の場合には σ_1' 軸と供試体鉛直軸が常に一致しており、また σ_2' 軸と半径軸が常に一致する。したがって式(4)は次のように書き換えが可能である。

$$\tilde{\omega}_3 \cong \tilde{\varepsilon}_{11} + \tilde{\varepsilon}_{22} = \varepsilon_{zz} + \varepsilon_{rr} \quad (5)$$

ここで ε_{zz} と ε_{rr} はそれぞれ鉛直軸と半径軸方向の直ひずみである。また三軸伸張試験の場合には図(b)に示すように σ_1' 軸と σ_2' 軸がともに供試体半径軸と一致する。したがって式(4)は次のように書き換えが可能である。

$$\tilde{\omega}_3 \cong \tilde{\varepsilon}_{11} + \tilde{\varepsilon}_{22} = \varepsilon_{rr} + \varepsilon_{rr} \quad (6)$$

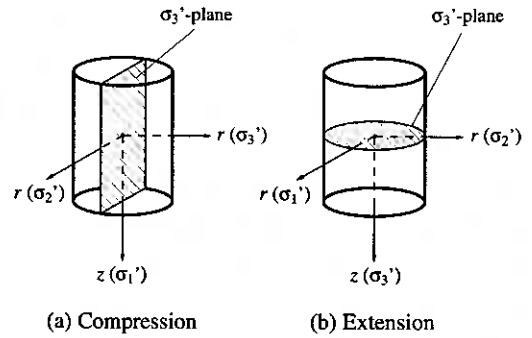


図-2 三軸圧縮および伸張試験の面積ひずみ

3. 実験

この研究で行った実験の一覧を表-1に、またその応力経路を図-3・4に示す。UC-1.00を除く全ての実験は応力制御の三軸試験であり、UC-1.00のみがひずみ制御の三軸試験である。表-1のDC-1.00~DC-2.00は等方正規圧密(DC-1.00)および等方過圧密(DC-1.25~DC-2.00)の p' 一定排水圧縮せん断試験、DE-1.00~DE-2.00は p' 一定排水伸張せん断試験、UC-1.00~UC-2.00は非排水圧縮せん断試験、UE-1.00~UE-2.00は非排水伸張せん断試験である。実験に用いた粘土試料は予圧密法によって作成したNSF-CLAYである。この試料の物性値は $\rho_s=2.75\text{g/cm}^3$, $LL=55\%$, $I_p=23$, 粘土分の含有率100%であり、予圧密応力(鉛直応力)150kPa, 予圧密期間10日間である。三軸試験装置は装置本体とパーソナルコンピュータを利用した自動制御装置から構成されており、予め規定した任意の応力経路に沿って載荷と除荷が可能である。供試体寸法は高さ12cm, 直径5cmであり、供試体の上下両端部と試験器の間にはシリコングリースを塗布したメンブレ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⁹⁾。また試験中には軸力, セル圧, 背圧, 軸変位および排水量の測定を行っており、供試体の半径方向の直ひずみ(ε_{rr})については軸変位と排水量から算出している。

表-1 実験一覧

Test No.	等方圧密応力 (B点, 図-3, 4)	等方圧密過程 完了点の 間隔比(e_p)	等方圧縮応力 (C点, 図-3, 4)	過圧密比	せん断過程の 排水条件と 変形モード
DC-1.00	400 kPa	1.08	-----	1.00	排水圧縮
DC-1.25		1.08	500 kPa	1.25	
DC-1.50		1.07	600 kPa	1.50	
DC-1.75		1.06	700 kPa	1.75	
DC-2.00		1.06	800 kPa	2.00	
DE-1.00	300 kPa	1.10	-----	1.00	排水伸張
DE-1.25		1.10	375 kPa	1.25	
DE-1.50		1.11	450 kPa	1.50	
DE-1.75		1.10	525 kPa	1.75	
DE-2.00		1.12	600 kPa	2.00	
UC-1.00	400 kPa	1.07	-----	1.00	非排水圧縮
UC-1.75	300 kPa	1.10	525 kPa	1.75	
UC-2.00		1.11	600 kPa	2.00	
UE-1.00	300 kPa	1.10	-----	1.00	非排水伸張
UE-1.25		1.09	375 kPa	1.25	
UE-1.50		1.10	450 kPa	1.50	
UE-1.75		1.11	525 kPa	1.75	
UE-2.00		1.12	600 kPa	2.00	

(1) p' 一定排水圧縮せん断試験(DC試験) 実験DC-1.00は等方正規圧密粘土の p' 一定排水圧縮試験であり、等方圧密(経路AB, 図-3)と p' 一定排水圧縮せん断(経路BD)の2過程から構成されている。また実験DC-1.25~DC-2.00は等方過圧密粘土の p' 一定排水圧縮せん断試験であり、等方圧密, 排水条件のもとで行われる等方応力の載荷・除荷(経路BCB), p' 一定排水圧縮せん断(経路BD)の3過程から構成されている。等方圧密過程の圧密応力は400kPaであり、40kPaの初期等方応力状態から $\dot{p}=dp/dt=1.0\text{kPa/min}$ で載荷を行い、3t法によって圧密を打ち切った。等方応力載荷・除荷過程の最大載荷応力は500~800kPaであり、 $\dot{p}=\pm 0.087\text{kPa/min}$ 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400kPaであり、除荷終了時における過圧密比は1.25~2.00の範囲の値をとる。せん断過程の p' は400kPaで一定であり、

$\dot{q}=dq/dt=0.087$ kPa/minでせん断応力を载荷する。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、等方応力载荷・除荷過程および排水せん断過程で発生する過剰間隙水圧の最大値は1kPa未満である。

(2) p' 一定排水伸張せん断試験 (DE試験) 実験DE-1.00は等方正規圧密粘土の p' 一定排水伸張せん断試験であり、等方圧密(経路AB, 図-3)と p' 一定排水伸張せん断(経路BD)の2過程から構成されている。また実験DE-1.25~DE-2.00は等方過圧密粘土の p' 一定排水伸張せん断試験であり、等方圧密(経路AB), 排水条件のもとで行われる等方応力载荷・除荷(経路BCB), p' 一定排水伸張せん断(経路BD)の3過程から構成されている。等方圧密過程の圧密応力は300kPaであり、等方応力载荷・除荷過程の最大载荷応力は375~600kPaであり、除荷終了点の p' は等方圧密過程終了点と同じ300kPaであり、除荷終了時の過圧密比は1.25~2.00の範囲の値をとる。またせん断過程の p' は300kPaで一定である。この試験の他の条件はDC試験と同じである。

(3) 非排水圧縮せん断試験 (UC試験) 実験UC-1.00は等方正規圧密粘土の非排水圧縮せん断試験であり、等方圧密(経路AB, 図-4)と非排水圧縮せん断(経路BDおよびBD')の2過程から構成されている。この実験の等方圧密応力は400kPaであり、等方圧密終了後、側圧(全応力)一定条件の下、ひずみ制御にて圧縮せん断を行う。せん断過程における軸圧縮ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{zz} = d\epsilon_{zz}/dt$ は0.01%/minである。実験UC-1.75~UC-2.00は等方過圧密粘土の非排水圧縮せん断試験であり、等方圧密, 排水条件のもとで行われる等方応力载荷・除荷(経路BCB), 非排水圧縮せん断(経路BDおよびBD')の3過程からなる。等方圧密過程の圧密応力は300kPaであり、等方応力载荷・除荷過程の最大载荷応力は525~600kPaであり、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。応力制御にて行われる非排水圧縮せん断過程の p (全応力)は300kPaで一定であり(経路BD'), せん断応力载荷速度($\dot{q}=dq/dt$)は0.087kPa/minである。この試験の他の条件はDC試験と同じである。また圧密過程の開始点において測定した間隙水圧係数 B は全実験において0.98以上である。

(4) 非排水伸張せん断試験 (UE試験) 実験UE-1.00は等方正規圧密粘土の非排水伸張せん断試験であり、等方圧密(経路AB, 図-4)と非排水伸張せん断(経路BDおよびBD')の2過程から構成されている。また実験UE-1.25~UE-2.00は等方過圧密粘土の非排水伸張せん断試験であり、等方圧密, 排水条件のもとで行われる等方応力载荷・除荷(経路BCB), 非排水伸張せん断(経路BDおよびBD')の3過程から構成されている。等方圧密過程の圧密応力は300kPaであり、等方応力载荷・除荷過程の最大载荷応力は375~600kPaであり、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。非排水伸張せん断過程の p (全応力)は300kPaで一定であり(経路BD'), せん断応力载荷速度($\dot{q}=dq/dt$)は0.087kPa/minである。この試験の他の条件はDC試験と同じである。また圧密過程の開始点において測定した間隙水圧係数 B は全実験において0.98以上である。

4. 等方圧縮時における面積ひずみ挙動

実験DC-1.25~DC-2.00の等方応力载荷・除荷過程における p' と $\bar{\omega}_3$ の関係を図-5に示す。ここで等方圧密過程(経路AB, 図-3・4)を経た粘土試料が等方性を示すと仮定すれば、等方応力载荷

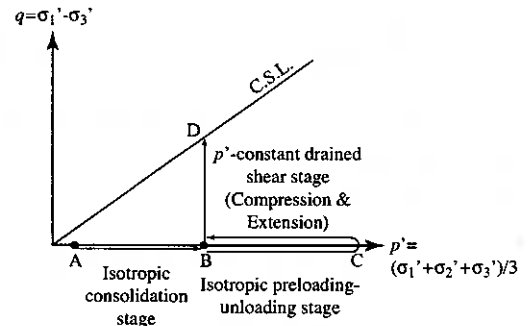


図-3 p' 一定排水せん断試験の応力経路

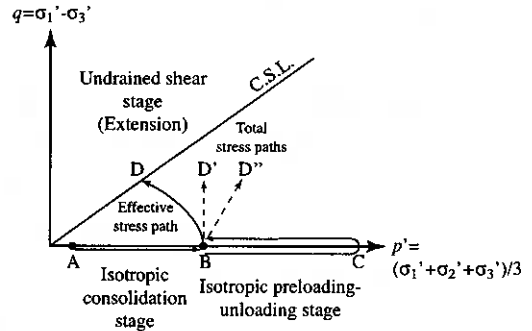


図-4 非排水せん断試験の応力経路

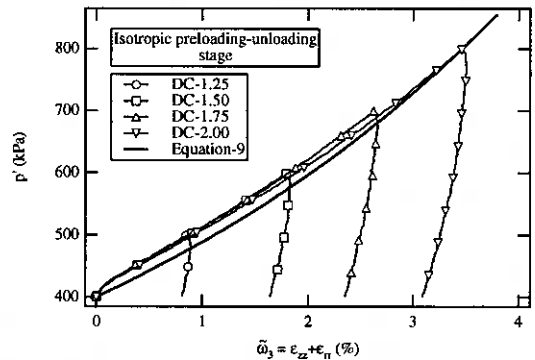


図-5 等方応力载荷・除荷過程における $\bar{\omega}_3$ 挙動

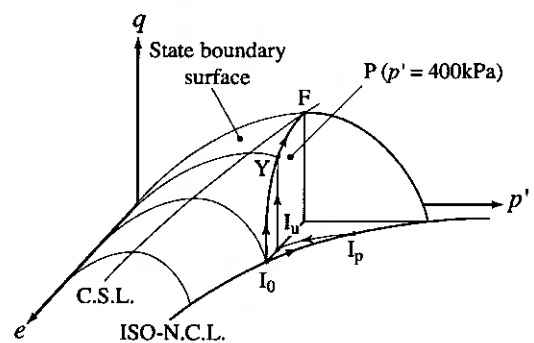


図-6 状態境界面の概念と排水せん断時における過圧密粘土の降伏

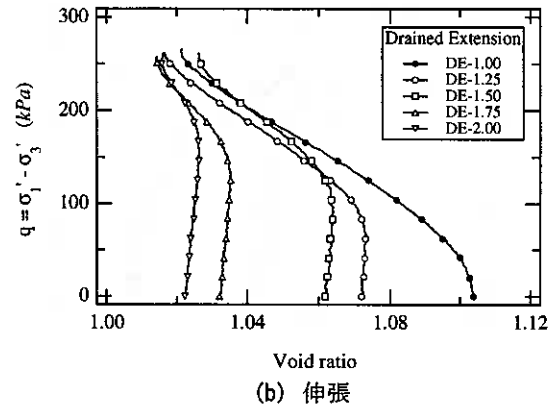
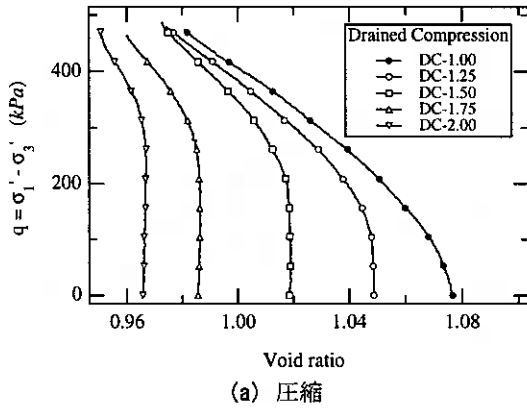


図-7 p' 一定排水せん断時の間隙比変化

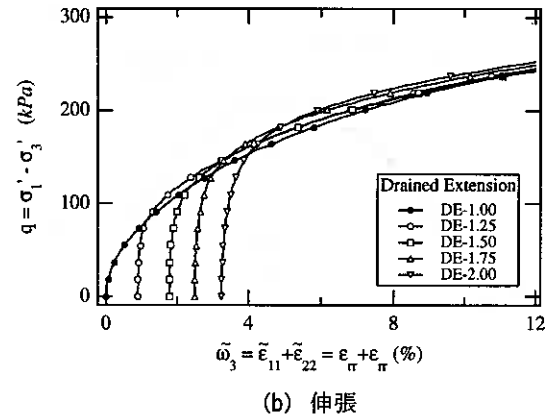
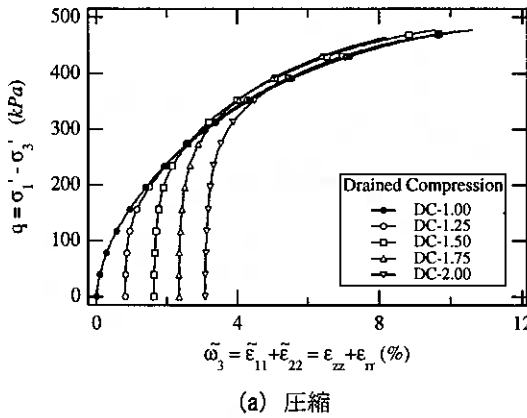


図-8 p' 一定排水せん断時の $\bar{\omega}_3$ 挙動

過程(経路BC)において $\epsilon_{zz} = \epsilon_{rr}$ となり、面積ひずみ(式(4)~(6))、体積ひずみ($v = \epsilon_{zz} + 2\epsilon_{rr}$)および間隙比の間には次の条件が成立する。

$$\bar{\omega}_3 = \frac{2}{3} v = \frac{2(e_0 - e)}{3(1 + e_0)} \quad (7)$$

また等方正規圧密中における間隙比と p' の関係は次によって表される。

$$e = e_0 - \lambda \log_e \frac{p'}{p'_0} \quad (8)$$

したがって $\bar{\omega}_3$ と p' の間には次の関係が成立する。

$$\bar{\omega}_3 = \frac{2\lambda}{3(1 + e_0)} \log_e \frac{p'}{p'_0} \quad (9)$$

式(7)~(9)において p'_0 と e_0 はそれぞれ基準状態の p' と e であり、また λ は $e \sim \log_e p'$ 面上における等方正規圧密線の傾きである。図-5上の実線は式(9)によって与えられる $p' \sim \bar{\omega}_3$ 関係であり、実験結果とよく一致している。なお式(9)の e_0 と λ についてはそれぞれ1.07と0.155を使用しており、 e_0 はDC試験の等方圧密過程終了点における間隙比の平均であり、 λ はDC試験の等方応力載荷過程から得られたものの平均である。

5. 平均有効応力一定排水せん断時における間隙比と $\bar{\omega}_3$ の挙動

(1)間隙比変化 DC試験の状態経路の模式図を図-6に示す。点 I_0 は等方圧密過程終了点(B点、図-3)、 I_1 は等方応力載荷過程終了点(C点)、 I_2 は除荷過程終了点(B点)である。面Pは $p' = 400\text{kPa}$ の平面であり、せん断過程(経路BD)の p' が常に400kPaであることから、この過程の状態点は常にこの面上にあることになる。また曲線 I_0YF は正規圧密粘土(DC-1.00)のせん断過程における状態経路である。ここで状態境界面の概念によって過圧密粘土の降伏挙動が説明できるものと仮定すれば、過圧密粘土(DC-1.25~DC-2.00)のせん断過程における状態経路は正規圧密粘土の状態経路に必ず到達しなければ

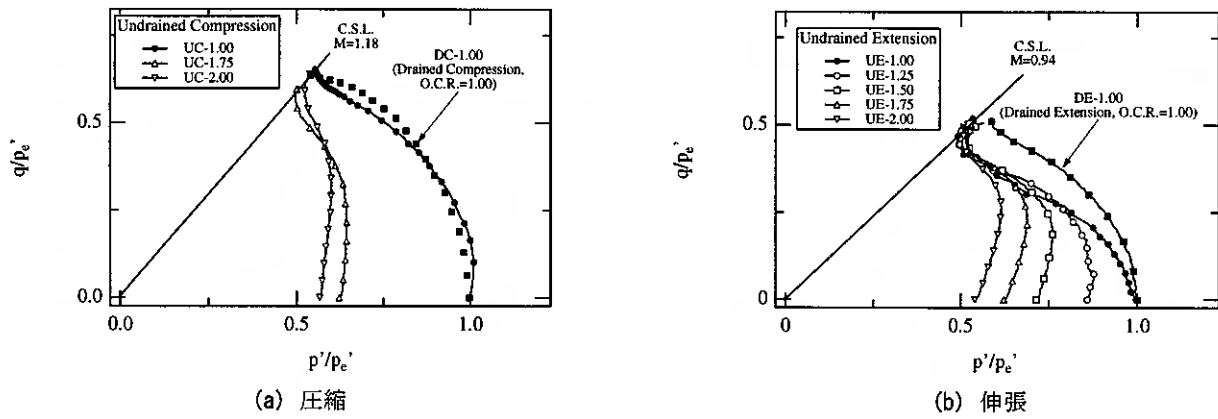


図-9 p_e' で正規化した有効応力経路

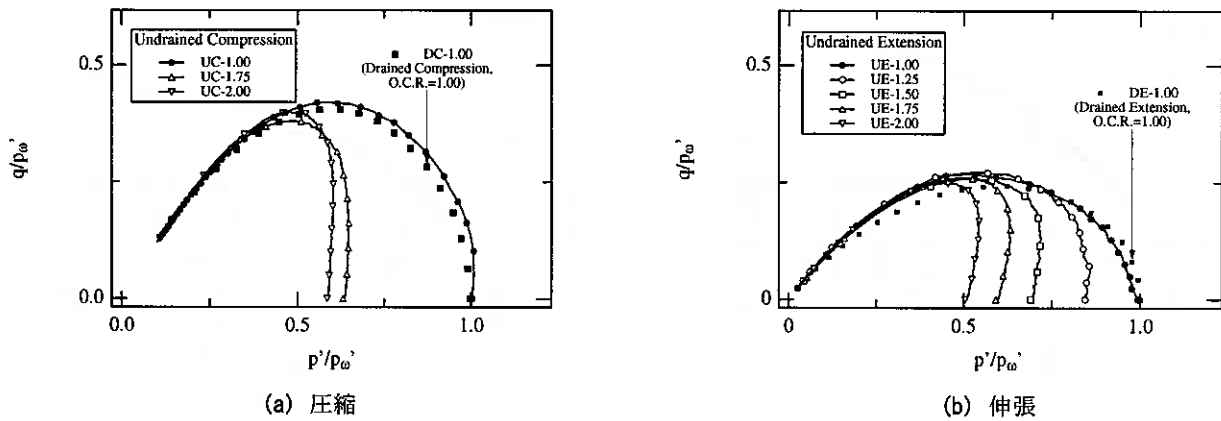


図-10 p_w' で正規化した有効応力経路

ばならず(点Y), この到達点が降伏点になり, 降伏点以降, 過圧密粘土の状態経路と正規圧密粘土の経路が完全に一致する. 実際のDC試験のせん断過程における $q \sim e$ 経路を図-7(a)に示す. 過圧密粘土の状態経路には降伏点(経路の折れ曲がり点)が認められるものの, これらの降伏点は正規圧密粘土の状態経路の内側に位置しており, 降伏点以降の状態経路と正規圧密粘土の経路は全く一致していない. DE試験のせん断過程における $q \sim e$ 経路を図(b)に示す. 伸張せん断時においても同様な挙動が認められる.

(2) $\tilde{\omega}_3$ の挙動 DC試験のせん断過程における $q \sim \tilde{\omega}_3$ 関係を図-8(a)に示す. 正規圧密粘土の $q \sim \tilde{\omega}_3$ 線が弾塑性境界面の役割を果たしていることが明らかである. すなわち過圧密粘土はせん断初期において高い剛性を示しており, $q \sim \tilde{\omega}_3$ 経路が正規圧密粘土の経路に到達する点付近で降伏しており, 降伏後の経路と正規圧密粘土の経路はほぼ一致している. DE試験のせん断過程における $q \sim \tilde{\omega}_3$ 関係を図(b)に示す. 伸張せん断時においても同様な挙動が認められる.

6. 等価圧密応力で正規化された有効応力経路

(1) 間隙比にもとづく等価圧密応力 せん断応力と平均有効主応力がともに変化する条件下における間隙比と応力の関係について議論するためには, 本来であれば $e, p',$ および q を座標軸とする3次元空間の中で状態経路の挙動を調べる必要がある. しかし等方圧縮時の間隙比変化にもとづく等価圧密応力(p_e')⁶⁾を用いることにより, 空間の経路の挙動を q/p_e' と p'/p_e' を座標軸とする平面上で調べることが可能である. p_e' とはその時点の間隙比に対応する等方正規圧密応力である. 等方正規圧密時における e と p' の関係が式(8)によって与えられることから, p_e' は次によって与えられる.

$$p_e' = p_0' \exp\left(\frac{e_0 - e}{\lambda}\right) \quad (10)$$

p_e' の定義から, 等方正規圧密粘土の非排水せん断時(間隙比一定)における任意の時点の p_e' とその圧密応力が一致することは明らかである. また正規圧密粘土の非排水せん断時の有効応力経路をその圧密応力によって正規化することにより圧密応力に依存しないユニークな経路が得られることが知られている. したがって $e \sim p' \sim q$ 空間の中に状態境界面が定義できるとすれば, 言い換えれば弾塑性状態にある粘土の間隙比が p' と q の値のみによって決まるとすれば,

排水条件の任意の経路の試験についても、正規化有効応力経路の弾塑性状態にある部分は、圧密応力で正規化した正規圧密粘土の非排水有効応力経路と一致することになる。

UC試験とDC-1.00のせん断過程における正規化有効応力経路を図-9(a)に示す。正規圧密粘土の非排水せん断試験と排水せん断試験の応力経路はほぼ一致している。しかしこれらの経路は過圧密粘土に対する状態境界面の役割を果たしておらず、過圧密粘土の応力経路が正規圧密粘土の応力経路に到達することはなく、過圧密粘土の応力経路と正規圧密粘土の応力経路が一致する部分も存在していない。UE試験およびDE-1.00のせん断過程における正規化有効応力経路を図(b)に示す。ここで議論を非排水せん断のみに限定すれば正規圧密粘土の応力経路が状態境界面の役割を果たしていることは明らかである。しかし正規圧密粘土の非排水せん断試験と排水せん断試験の応力経路は異なっている。

(2) $\bar{\omega}_3$ にもとづく等価圧密応力 ここでは p'_o にならって等方圧縮時の $\bar{\omega}_3$ の変化にもとづく等価圧密応力 (p'_o) を定義し、 $\bar{\omega}_3$ 、 p' および q を座標軸とする空間の中における経路の挙動を、 q/p'_o と p'/p'_o を座標軸とする平面上で調べることにする。等方正規圧密時の $\bar{\omega}_3$ と p' の関係が式(9)によって与えられることから、 $\bar{\omega}_3$ に対応する等価圧密圧力 p'_o は次によって与えられる。

$$p'_o = p'_o \exp\left\{\frac{3(1+e_o)}{2\lambda} \bar{\omega}_3\right\} \quad (11)$$

ここで弾塑性状態にある粘土の $\bar{\omega}_3$ の値が p' と q のみによって決まっていると仮定すれば、 p'_o で正規化した有効応力経路のうち弾塑性状態にある部分は、載荷履歴や排水条件などにかかわらず一本の曲線となるはずである。

UC試験とDC-1.00のせん断過程における正規化有効応力経路を図-10(a)に示す。正規圧密粘土の非排水せん断試験と排水せん断試験の応力経路が一致しており、これらの経路が過圧密粘土に対する弾塑性境界面の役割を果たしていることが明らかである。UE試験とDE-1.00のせん断過程における正規化有効応力経路を図(b)に示す。まず非排水せん断についてみてみれば、正規圧密粘土の応力経路が過圧密粘土に対する弾塑性境界面の役割を果たしている。また正規圧密粘土の非排水せん断試験と排水せん断試験の応力経路は狭い範囲に収束している。

7. 結論

再構成粘土を試料とした一連の三軸圧縮試験を行い以下の結論を得た。

- 1) 弾塑性状態にある粘土の e が p' と q のみに依存することを前提とする状態境界面の概念では、粘土の降伏挙動を説明することは難しい。
- 2) 弾塑性状態にある粘土の面積ひずみ ($\bar{\omega}_3$) が応力状態のみによって一義的に決まっており、正規圧密粘土の $\bar{\omega}_3$ と応力の関係を利用して過圧密粘土の降伏挙動の解釈が可能である。

参考文献

- 1) Roscoe, K. H., Schofield, M. A. & Wroth, C. P.: On the yielding of soils., Géotechnique, Vol.8, No.1, pp.22-53, 1958.
- 2) Wroth and Loudon.: The correlation of strains within a family of triaxial tests on overconsolidated samples of kaolin. Proc. Geotechnical Conf. Oslo on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks, pp159-163, 1967.
- 3) Shimizu M.: Effect of overconsolidation on dilatancy of a cohesive soil., S & F, Vol.22, No.4, pp.121-135, 1982.
- 4) 関口秀雄: カムクレイとその後の発展(2), 土と基礎, Vol.41, No.12, pp.97-104, 1993
- 5) Bishop, A. M. & Green, G. E.: The influence of end restraint on the compressional strength of a cohesionless soil., Géotechnique, Vol.15, No.3, pp.243-266, 1965.
- 6) Burland, J. B.: The yielding and dilation of clay., Correspondence, Géotechnique, Vol.15, No.1, pp.211-214, 1965.

繰返し載荷を受ける粒状体の体積変化特性に及ぼす粒子破碎の影響

北海道大学大学院工学研究科 ○学生員 堀田大介
 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 正会員 石川達也

1. はじめに

一般に砂のような比較的硬質な粒子で構成される粒状体の応力ひずみダイレイタンス特性は、粒度組成や粒子形状、密度状態や圧密・せん断履歴によって多大な影響を受けることが知られている。一方、粗粒材料や脆弱粒子からなる粒状体においては圧密・せん断過程において粒子破碎が生じ、初期粒度分布が逐次変化してゆく。特に、せん断に伴い進展する粒子破碎はその時々々の構成粒子の指標的性質に変化を及ぼし、強いては、粒状体に特有な現象であるダイレイタンス特性に少なからず影響を及ぼすことが考えられる。

著者らは、北海道に広く分布する種々の火山性粗粒土を対象として、粒度構成、圧密条件、載荷条件、ひずみレベルを変化させた一連の要素試験を行い、その力学特性および破碎特性を詳細に調べてきた。その結果、せん断中に平均有効主応力が増加する試験では火山灰土の構成粒子の破碎が顕著となること¹⁾、主応力固定場に比べ主応力回転場において粒子破碎が卓越すること²⁾、などが明らかにされてきた。

本研究では、中空ねじりせん断試験機を用い、繰返し主応力回転を受ける粒状体の粒子破碎が体積変化特性に及ぼす影響について詳細に調べた。また、塑性仕事による粒子破碎評価³⁾の有効性についても検討している。

2. 試験試料

本研究では北海道に広く分布する火山灰土の中でも粒子破碎性が顕著である当幌火山灰土(TOUHORU VOLCANIC SOIL)を用いた。当幌火山灰土は多孔質で脆弱な粒子からなる火山灰土であり、既往の研究⁴⁾において圧密・せん断過程における粒子破碎特性が詳細に調べられている。今回用いた試料は噴出年代が1.1~1.3万年前と推定される北海道中標津町当幌地区の摩周火山起源降下軽石層のうち、土被り約1~2mの地盤でより強い風化を受けた部分から採取したものである。本研究においては次節に述べる供試体寸法の制約のため、9.5mmふるい通過分を自然粒度分布当幌火山灰土(NATURAL DISTRIBUTION)、ふるい分けにより5.6mmふるいを通過し4.75mmふるいに残留したものを、0.425mmふるいを通過し0.25mmふるいに残留したものをそれぞれ単一粒度分布当幌火山灰土A、B(UNIFORM DISTRIBUTION "A", "B")と呼称する。

また、比較のための非破碎性粒子として水洗いしたのちに炉乾燥させた豊浦砂(TOYOURA SAND)と、直径5mmで一様なガラスビーズ(GLASS BEADS)を用いた。それぞれの試料の物理的性質を表-1に示し、粒径加積曲線を図-1に示す。ただし、ここで行った最大・最小密度試験の一部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、この試験から求められた値については参考値と見なすべきである。

表-1 試料の物理的性質

SAMPLE NAME	TOYOURA SAND	GLASS BEADS (D=5mm)	TOUHORU VOLCANIC SOIL		
			NATURAL DISTRIBUTION (D ₅₀ ≒5mm)	UNIFORM DISTRIBUTION "A"	UNIFORM DISTRIBUTION "B"
ρ_s (g/cm ³)	264	250	255	255	255
ρ_{max} (g/cm ³)	1.651	1.485	0.654	0.277	0.488
ρ_{min} (g/cm ³)	1.342	1.395	0.485	0.236	0.334
D ₅₀ (mm)	0.22	5.00	4.48	5.17	0.33
U _c	21	1.0	35	1.1	1.3
F _c (%)	0.0	0.0	22	0.0	0.0

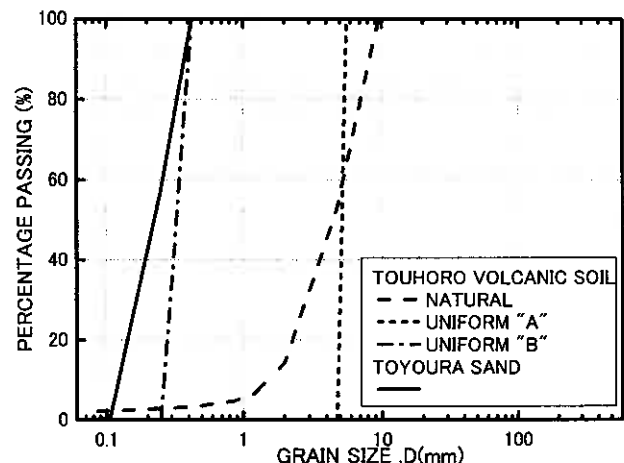


図-1 試料の粒径加積曲線

3. 供試体作製および試験方法

本研究で用いた中空ねじりせん断試験機²⁾は2台のダイレクトドライブモータ(Direct Drive Motor)を用いることにより、中空円筒供試体(標準寸法:外半径 $r_o=50\text{mm}$, 内半径 $r_i=30\text{mm}$, 高さ $H=200\text{mm}$)の上部端面に鉛直荷重 F (または鉛直変位 ΔH), ねじりトルク T (または回転角 $\Delta\theta$)を独立かつ精度良く载荷することができる。また、供試体側面には内外2枚のメンブレンを介し、外側圧 p_o , 内側圧 p_i を独立に与えることが可能となっている(図-2 (a)参照)。供試体の上下端面条件は6枚の鋼製リブをポーラスストーンに取り付けることにより、ポーラスストーンと試料間のすべりを防止している。

供試体はすべて空中落下法により堆積させている。試料堆積後、二酸化炭素、脱気水を通し、 196kPa の背圧供給を経て供試体の飽和化を図った。この方法によりすべての供試体において間隙水圧係数 B 値が 0.96 以上であることを確認したのち、有効拘束圧 98kPa で等方圧密(図-2 (c)参照)を行った。所定の圧密時間(当幌火山灰土においては4時間、豊浦砂、ガラスビーズにおいては2時間を基準とした)が経過したのち、排水条件下で繰返しねじりせん断試験(DRAINED CYCLIC TORSIONAL SHEAR TEST: 図-2 (d)参照)を行った。試験は内外側圧一定、鉛直変位固定、両振幅せん断ひずみ一定、载荷周期10秒で任意の繰返し载荷回数を与えた。なお、試験に用いた試料は粗粒な粒子を含むためメンブレンペネトレーションの影響は少なくないが、これに対する補正は行っていない。また、メンブレン力については龍岡らの方法³⁾を用いて補正を試みた。

一連の試験終了後、試験後の当幌火山灰土に対してふるい分析を行い、試験前後の粒度変化を調べている。ふるい分析は十分な時間をかけて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、必要に応じて手でふるいをたたくなどの軽い衝撃を与えるようにしている。本研究ではこうして得られた粒徑加積曲線より細粒分増加量 ΔF_c を算出し、これを粒子破碎評価指標として用いている(図-3参照)。細粒分増加量 ΔF_c は初期状態の細粒分含有率 F_{ci} と試験後の細粒分含有率 F_{cf} との差により求められ、既往の研究よりその有用性が確かめられている⁴⁾。

本研究で用いた主な応力-ひずみパラメータを右式に示す。ねじりせん断試験においてはせん断応力 $\tau_{a\theta}$ (式-(1)), せん断ひずみ $\gamma_{a\theta}$ (式-(2))の半径方向における非一様性が問題となる⁶⁾が、せん断応力は供試体の物性を剛塑性体と仮定して求めた値、せん断ひずみは平均半径における値を用いることとした。また、本研究においては繰返しねじりせん断中の軸変位を固定しているため、载荷回数の増大とともに粒子の充填化が進展し、鉛直方向の応力緩和が起こっている。このため、繰返しせん断中の中間主応力パラメータ b および主応力回転角 α (式-(5))の振幅は一定とはなっていない。

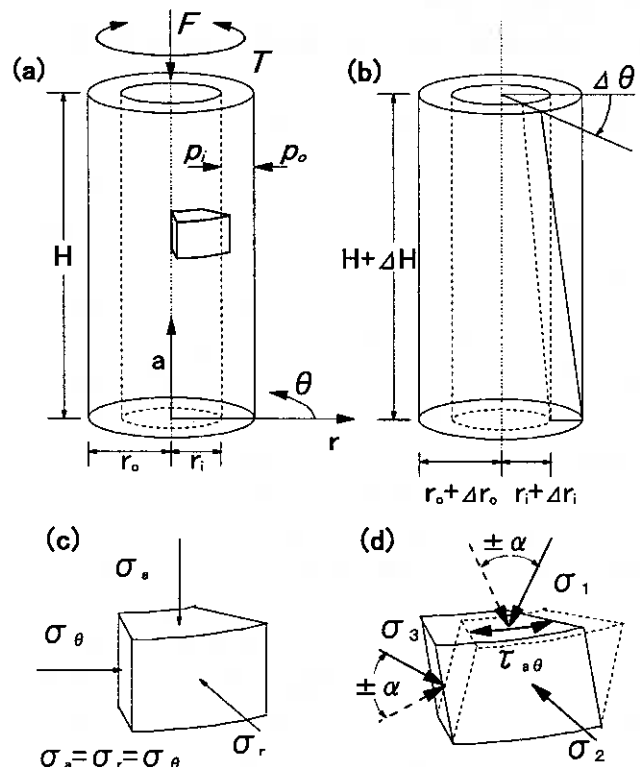


図-2 荷重および応力-変位の定義

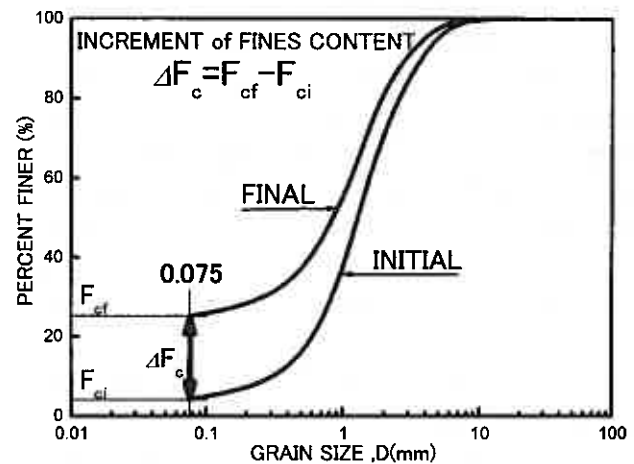


図-3 細粒分増加量の定義

$$\tau_{a\theta} = \frac{3T}{2\pi(r_o^3 - r_i^3)} \quad (\text{kPa}) \quad -(1)$$

$$\gamma_{a\theta} = \frac{\Delta\theta(r_o + r_i)}{2H} \times 100 \quad (\%) \quad -(2)$$

$$\sigma_1, \sigma_3 = \frac{\sigma_a + \sigma_\theta}{2} \pm \frac{\sqrt{(\sigma_a - \sigma_\theta)^2 + 4\tau_{a\theta}^2}}{2} \quad (\text{kPa}) \quad -(3)$$

$$\sigma_2 = \sigma_r \quad (\text{kPa}) \quad -(4)$$

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} = \cos^2 \alpha \quad -(5)$$

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (\text{kPa}) \quad -(6)$$

$$p' = p - u \quad (\text{kPa}) \quad -(7)$$

4. 試験結果と考察

4.1. 排水繰返しねじりせん断試験から得た体積変化特性

図-4 (a), (b), (c)に排水繰返しねじりせん断試験における体積変化の代表的な挙動を示した。これらによると粒子破碎性、粒子形状、密度状態に関わらず常に体積収縮傾向を呈していることが判る。これは主応力回転を伴う繰返し載荷により粒子が間隙に落ち込み、充填化が起こるためと考えられる。また、非破碎性の粒子群に比べ、破碎性を有する当幌火山灰土の体積変化挙動が顕著である。これは既報で示した単調ねじりせん断試験結果⁷⁾と同様に粒子破碎とこれに伴う粒子再配列に起因した体積変化が、粒状体が生得的に保持するダイレイタンシー特性をはるかに上回るためと考えられる。

ここで、破碎性を有する当幌火山灰土と非破碎性粒状体の豊浦砂において、図-4 (a)に示すような挙動差がどのような要因によってもたらされるのか考察を試みた。まず初めに考えられる要因として、両者の粒度分布が大きく異なることが挙げられる(図-1参照)。粒度分布の違いは均等係数によっても明らかであり、豊浦砂に比べて自然粒度分布の当幌火山灰土は良配合であることが判る。良配合試料は充填性が高いことから貧配合の豊浦砂に比べて卓越した体積収縮挙動を示している可能性があるため、直径5mmのガラスビーズおよびこれに等しい粒度に調整した単一粒度分布Aの当幌火山灰土に対して排水繰返しねじりせん断試験を行った。この結果を図-4 (b)に示す。両者の体積変化挙動は図-4 (a)に示す結果ほど明瞭な差が現れないものの、繰返し載荷回数 $N_c=1000$ 回目においておよそ2倍の体積ひずみ差が生じている。ただし、ここで用いた試料は粒径および粒度分布が近似しているが、個々の粒子形状という面においては隔たりが大きい。

そこで、アンギュラーな粒子を数多く含む当幌火山灰土⁴⁾を用いて、同様にややアンギュラーな粒子からなる豊浦砂⁸⁾の最大粒径に調整した単一粒度分布試料Bを作製した。この単一粒度分布Bの当幌火山灰土と緩詰め豊浦砂に対して排水繰返しねじりせん断試験を行った。この結果を図-4 (c)に示す。ここでも図-4 (b)で得られた結果と同様に、繰返し載荷回数 $N_c=1000$ 回目においておよそ2倍の体積ひずみ差が生じている。これらの事実から、粒子破碎およびこれに伴う粒子再配列によってもたらされる体積変化の存在が定性的に示されたと言える。

次に、当幌火山灰土の自然粒度分布試料および単一粒度分布試料A, Bについて比較することにより、粒度組成が体積変化特性に及ぼす影響について考察してみた。まず初めに、単一粒度分布試料A, Bについて比較すると、両者の圧密後間隙比が異なる(図-4 (b), (c)参照)にも関わらず体積ひずみ発生挙動に有意の差が認められない。このことは、破碎性を持たない豊浦砂の密度の異なる供試体においても同様の事実を指摘することが出来る(図-4 (a), (c)参照)。つまり、材質的に同質で、同一または相似な粒度分布を持つ試料においては、本研究で対象とした密度状態の範囲において同一の体積変化特性を示すようである。また、自然粒度分布試料と単一粒度分布試料における差異については、先に述べたように粒度分布または均等係数に依存するものと考えるのが妥当であろう。

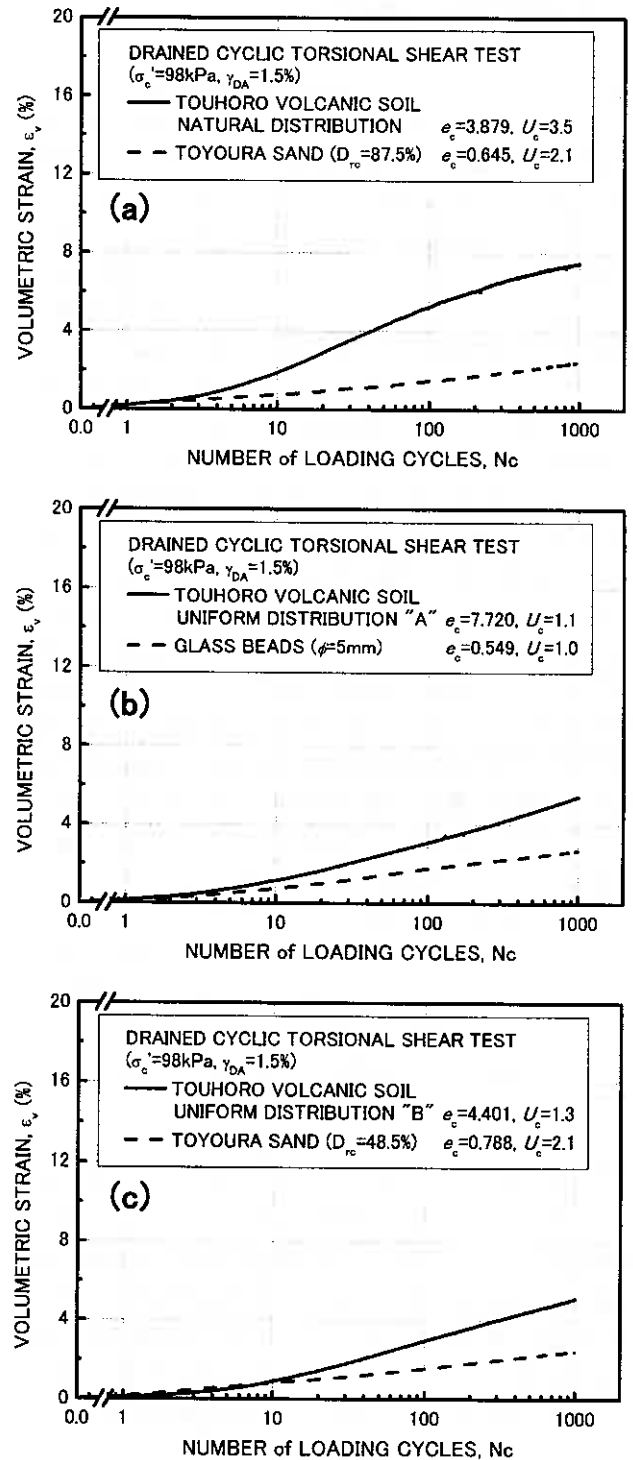


図-4 排水繰返しねじりせん断試験の体積変化挙動

(a) 自然粒度分布当幌火山灰土、密詰め豊浦砂

(b) 単一粒度分布当幌火山灰土A、ガラスビーズ

(c) 単一粒度分布当幌火山灰土B、緩詰め豊浦砂

4.2. 排水繰返しねじりせん断試験から得た鉛直応力緩和特性

先述のように、本研究で行われた一連の排水繰返しねじりせん断試験は、繰返し载荷中の鉛直変位を固定しているため粒子の充填化に伴う鉛直応力緩和が引き起こされる。この応力緩和は主応力回転角の大きさに変化を与えることから、試料の粒度分布や、圧密後の供試体密度の違いが応力緩和に与える影響について検討を試みた。

図-5 (a), (b)には、各試料における繰返し载荷回数と鉛直応力の推移の関係についてまとめた。ここで用いた鉛直応力値は、繰返し载荷回数 N 回目の载荷終了時点(せん断ひずみ $\gamma=0\%$ のとき)における値を代表値として用いている。図より载荷初期($N_c=1\sim 10$)における鉛直応力値にバラツキが見られるが、この中には载荷に伴い発生した過剰間隙水圧の影響を含むものもある。したがって、载荷初期の鉛直応力緩和特性については、間隙水圧を制御しうる条件下で試験を行う必要性を指摘するにとどめたい。

図-5 (a)に示す粒度分布の異なる当幌火山灰土における応力緩和挙動を比較すると、粒度分布の違いによらず繰返し载荷回数が増大するにつれてほぼ一定の値へと収束している。また、図-5 (b)に示した密度の異なる豊浦砂においても繰返し载荷回数 $N_c=10$ 回目以降において同一の値に収束しているが、その収束値は当幌火山灰土における値と比して大きい。密度や粒度分布が異なる場合においても当幌火山灰土、豊浦砂の収束値はそれぞれ固有の値を示していることから、豊浦砂に比べて当幌火山灰土の粒子充填化が著しいといえる。同じく図-5 (b)に示したガラスビーズについては当幌火山灰土、豊浦砂に見られるような応力緩和は見られなかった。ガラスビーズと豊浦砂の体積ひずみがほぼ等しいにも関わらず、ガラスビーズ供試体において応力緩和が認められなかった点について考えると、均等係数、平均粒径、粒子形状という理由が指摘できる。均等係数が1.0であるガラスビーズは個々の粒子径が均一であるため、せん断変形に伴う粒子の再配列が起こりにくい。また、豊浦砂に比べて平均粒径が大きいガラスビーズはメンブレンペネトレーションの影響を受けやすく、体積ひずみが過大に評価されているかも知れない。さらには、球形粒子であるガラスビーズでは粒子間の噛み合わせ(インターロッキング)が殆ど期待できないため、他の粒子のように充填化が見られなかったと考えられそうである。

図-6 (a), (b), (c)には、各繰返し载荷回数における主応力回転角の大きさを比較してみた。図-6 (a)に示した当幌火山灰土は载荷回数の増大とともに主応力回転角が減少しており、先に示した鉛直応力緩和の影響を反映している。一方、図-6 (b)に示した豊浦砂は载荷回数が増大しても、当幌火山灰土のような主応力回転角の大幅な減少は確認できない。図-5に示すように当幌火山灰土と同様に豊浦砂でも鉛直応力緩和が確認されたが、主応力回転角の減少にはそれほど影響を与えていないようである。また、図-5 (a)において異なる粒度分布を持つ当幌火山灰土の鉛直応力緩和が

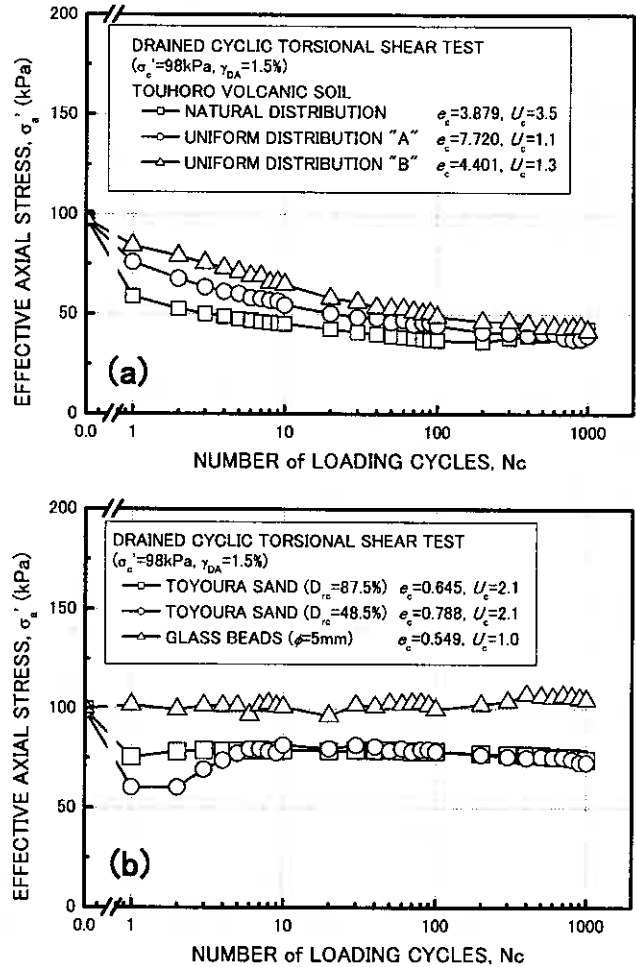


図-5 排水繰返しねじりせん断試験中の鉛直応力緩和
(a) 粒度分布の異なる当幌火山灰土
(b) 粒度分布の異なる当幌火山灰土

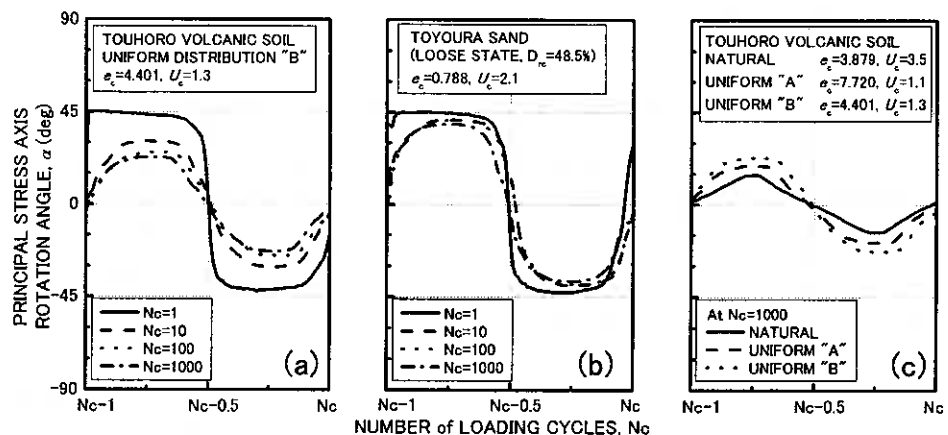


図-6 排水繰返しねじりせん断試験における主応力回転角の大きさ
(a) 単一粒度分布当幌火山灰土 (b) 緩詰め豊浦砂 (c) 粒度分布の異なる当幌火山灰土

同じ収束値を持つことが示されたが、このとき(繰返し载荷回数 $N_c=1000$ 回目)の主応力回転角の大きさは図-6(c)に示すように若干のバラツキがあるもの一様に減少している。これらの事実から、繰返しねじりせん断中の鉛直応力緩和と主応力回転角の減少に及ぼす粒度分布や供試体密度の影響は小さく、試料固有の特性を有していることが指摘できる。また、当幌火山灰土において主応力回転角の減少が著しいことから、繰返し载荷に伴う粒子破碎が鉛直応力緩和に影響を及ぼしていることが推察できる。

4.3. 排水繰返しねじりせん断試験から得た粒子破碎特性

前節において当幌火山灰土の著しい鉛直応力緩和が確認された。ここでは当幌火山灰土と豊浦砂の鉛直応力緩和および主応力回転角の減少に差異が生じる原因として、粒子破碎が及ぼす影響について考察を試みた。図-7(a), (b)には任意の繰返し载荷回数における当幌火山灰土の粒子破碎挙動を示した。図-7(a)から繰返し载荷回数の増加と共に細粒分増加量 ΔF_c が増加していることが読み取れる。しかし、自然粒度分布を持つ当幌火山灰土の等方圧密試験において生じる細粒分増加量 ΔF_{c-iso} は 2.1% である³⁾ことを考慮すると、繰返し载荷回数 $N_c=1$ 回目にもたらされる粒子破碎が卓越していることがわかる。すなわち、繰返し载荷回数の増加が粒子破碎に及ぼす影響度は繰返し载荷回数 $N_c=1$ 回目が最も大きく、それ以降の影響度はこれに比して小さいといえる。このことは図-7(b)に示した繰返しせん断ひずみ振幅を変えた試験においても指摘できる。つまり、繰返しせん断ひずみ振幅 6.0% の繰返し载荷回数 $N_c=1$ 回目と $N_c=60$ 回目における細粒分増加量 ΔF_c がほぼ同値であることから、比較的大きなせん断ひずみ域では、 $N_c=1$ 回目における粒子破碎が卓越しこれに伴う鉛直応力緩和も大きくなる。このため繰返し载荷回数 $N_c=2$ 回目以降における粒子破碎は殆ど進展しないものと考えられる。

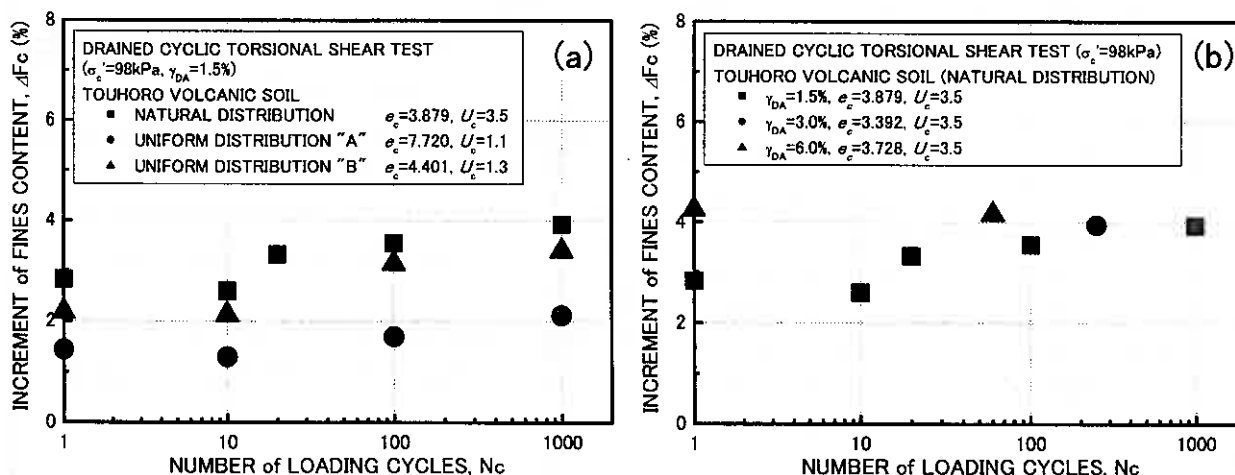


図-7 排水繰返しねじりせん断試験中の粒子破碎
(a) 粒度分布の異なる当幌火山灰土 (b) 異なるせん断ひずみ振幅を与えた当幌火山灰土

4.4. 塑性仕事を用いた粒子破碎特性評価

繰返しせん断試験中に生じる粒子破碎は、繰返し载荷によって供試体に与えられる累積エネルギーの総和によって表される³⁾ことが知られている。また、ここでいう累積エネルギーとは繰返し载荷を受けた供試体が塑性変形で費やす塑性仕事の累積³⁾であり、この塑性仕事は応力-ひずみ関係を示す履歴曲線の面積として表される。本研究ではこれらの関係を用いることにより塑性仕事による粒子破碎特性評価を試みた。なお、塑性仕事量は次式で定義される。

$$W^p = \int \sigma'_a d\varepsilon_a^p + \int \sigma'_\theta d\varepsilon_\theta^p + \int \sigma'_r d\varepsilon_r^p + \int \tau_{a\theta} d\gamma_{a\theta}^p$$

ここで、本試験は排水条件下で行われているため体積変化に費やした仕事量を考慮すべきであるが、先述のように当幌火山灰土における体積変化には粒子破碎の影響が及んでいるため本研究においてはこれを補正していない。また、上式右辺における第一項から第三項は第四項に比べて極めて微小な値しか示さないため、本研究においては便宜的にゼロとして扱うこととした。こうして求められる繰返し载荷回数 N 回目の塑性仕事量 W^p を繰返し载荷回数 1 回目の塑性仕事量 $W^p_{atN_c=1}$ で正規化した値を塑性仕事比 $W^p/W^p_{atN_c=1}$ と定義し以下の考察に用いる³⁾。

図-8(a), (b)には任意の繰返し载荷回数における塑性仕事比の変化を示している。なお、両図中には比較のために行った豊浦砂のデータも併記している。異なる粒度分布を有する当幌火山灰土(図-8(a)参照)の挙動について比較すると、自然粒度分布試料の塑性仕事比が载荷回数の増加と共に緩やかな減少を示しているものの、単一粒度分布を有する試料群においては複雑な挙動を示している。特に、繰返し载荷回数 $N_c=100$ 回目以降においては同じ単一粒度分布試料間においてもその挙動に統一性が見られない。しかしながら、繰返し载荷回数 $N_c=10$ 回目付近まで塑性仕事比が 1.0 以

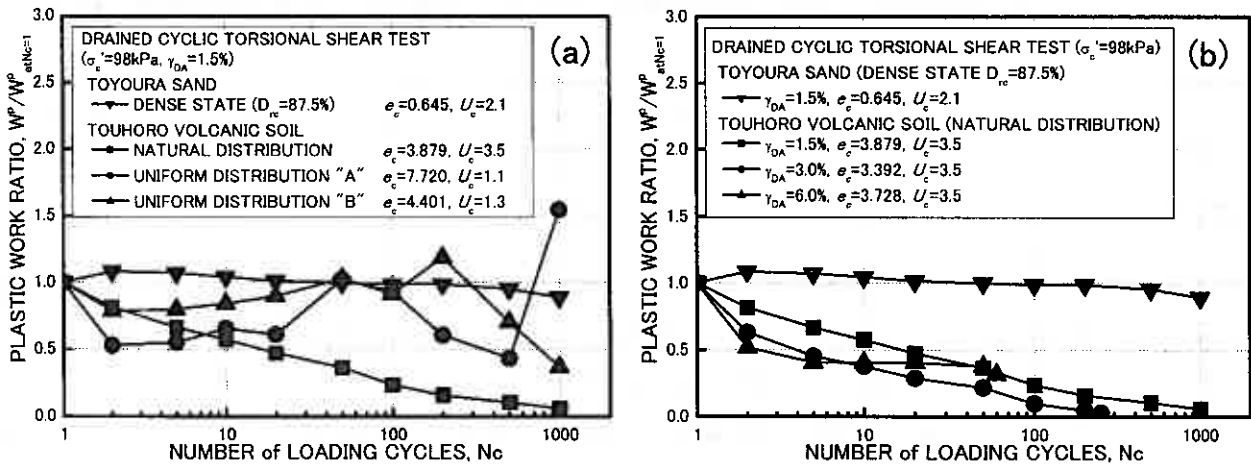


図-8 繰返し載荷回数と主応力回転角の大きさ

(a) 粒度分布の異なる当幌火山灰土 (b) 異なるせん断ひずみ振幅を与えた当幌火山灰土

下の値を示すことは、図-7 (a)において繰返し載荷回数 $N_c=1$ 回目と $N_c=10$ 回目の細粒分増加量 ΔF_c にほとんど差異が見られなかった事実を説明する。すなわち、繰返し載荷回数 $N_c=1\sim 10$ 回目までの塑性仕事において $N_c=1$ 回目の塑性仕事量が最も大きいことから、 $N_c=2\sim 10$ 回目の各繰返し載荷回数において生じる粒子破碎は $N_c=1$ 回目で生じるものより少ないことを示している。図-8 (b)には繰返しせん断ひずみ振幅が異なる試験の塑性仕事比の変化を示しているが、こちらは全て自然粒度分布試料の供試体であることから比較的類似した挙動を示しているといえる。このように、本研究で定義した塑性仕事比を用いることで粒子破碎挙動を定性的に説明することが可能と思われる。

5. 結論

一連の排水繰返しねじりせん断試験から得られた結果と考察により以下の結論を得た。

- (1) 体積ひずみ発生挙動に及ぼす粒子破碎の影響は、豊浦砂、ガラスビーズおよびこれらと近似した粒度分布を持つ当幌火山灰土の体積変化特性を比較することにより定性的に示すことができる。
- (2) 試料の粒度分布や圧密後の供試体密度が、繰返しねじりせん断を受ける粒状体の鉛直応力緩和、主応力回転角減少に及ぼす影響は少ない。また、繰返し載荷に伴う鉛直応力緩和特性は試料固有のものであり、破碎性粒状体においては粒子破碎の影響も相俟って著しい充填化を引き起こしていると考えられる。
- (3) 繰返し載荷による粒子破碎は載荷回数 1 回目において卓越する。また、鉛直応力緩和、主応力回転角の減少のため載荷回数 2 回目以降は顕著な粒子破碎は見られない。このような粒子破碎特性は塑性仕事を用いることによって説明可能である。

謝辞

本研究の遂行にあたり、実験およびデータ整理において北海道大学工学部 4 年 柏谷匡胤君の協力を得た。また、試験に用いた試料のサンプリングにおいて地崎工業 (株) 八木一善氏、元北海道大学大学院生 市川和宏氏 (現 川崎重工業 (株)) の協力を得た。末筆ながら記して深甚なる感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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，土木学会論文報告集，No.547/III-36, pp.159-170, 1996. 2) 江口浩敬・三浦清一・堀田大介：火山灰質粒状体の強度-破碎特性に及ぼす応力系の影響，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，地盤工学会北海道支部，pp.121-126, 2002. 3) 堀田大介・三浦清一：繰返し応力を受ける破碎性粒状体の力学挙動，土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集，DISC 1, III-386, 2003. 4) 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，土木学会論文報告集，No.561/III-38, pp.257-269, 1997. 5) Tatsuoka, F., Sonoda, S., Hara, K., Fukushima, S. and Pradhan, T. B. S.: Failure and deformation of sand in torsional shear, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.4, pp.79-97, 1986. 6) Miura Kinya: Study on deformation behavior of anisotropic sand under principal stress axes rotation, doctor thesis, Hokkaido University, 1985. 7) 堀田大介・三浦清一：主応力回転場における火山灰質粒状体の破碎特性，地盤工学会北海道支部技術報告集第 43 号，pp.305-311, 2003. 8) 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/III-59, pp.161-173, 2002. 9) 風間基樹・柳澤栄司・増田昌昭：定ひずみ制御繰返し三軸試験による液状化強度評価の可能性，土と基礎，Vol.46, No.4, pp.21-24, 1998.

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

北海道大学大学院 工学研究科 ○学生会員 保田 龍太郎
 北海道大学大学院 工学研究科 国際会員 三浦 清一

1. はじめに

粒状土の締め具合を表す指数である相対密度 D_r は、そのせん断強さを支配する最大の因子として密実化を評価する適切なパラメーターと言える。しかし、破碎性の高い火山灰粗粒土ではその相対密度を決定する最大・最小間隙比を求めることは困難である。そのため相対密度による強度評価に関しては不明な点が多い。そこで本研究では、砂質土や火山灰土について一定拘束圧下での様々な密度で一連の繰返し非排水三軸試験を行い、間隙比変化に基づく火山灰質土の液状化特性の評価法の確立を目指すものである。

2. 試験に用いた試料

本研究では、豊浦標準砂、及び北海道内に分布する 4 種類の降下火山灰を用いて液状化試験を行っている。火山灰粗粒土ではあるが非破碎性材料として、森町字姫川において採取された火山性粗粒土（以下、森火山灰土と略称）を使用した。この火山灰土の堆積層は 1929 年の駒ヶ岳噴火による降下性生成物で構成されると考えられる。空中運搬時の分級作用により粒度はかなり均一であるが、軽石と黒色のスコリアが散在している。また、破碎性材料として、門別町富川において採取された火山性粗粒土（以下、富川火山灰土と略称）を使用した。この火山灰土の堆積層は支笏火山を噴出源とする降下生成物で構成されている。粒度は比較的均質な軽石で構成され、黒色を呈したスコリアが幾分散在している。また、9月26日に起きた「2003年十勝沖地震」により北海道内各地で液状化や沈下流動などの地盤災害が発生した。そこで北見端野町協和地区(写真-1)の(A)地点でサンプリングを行った試料を使用した。この火山灰土の堆積域は非溶解の屈斜路軽石流堆積物IVからなる起伏の小さな丘陵地を刻む狭い谷底平野であり、1983年頃までは水田と用水確保のためのため池として利用され、その後、火山灰丘陵地の切土と谷底平野の盛土によって畑作地へと転換された農地である。また、軽石材料の内部空隙の影響を調べるために中標津町当幌の均質な堆積状態にある火山灰層において採取した火山性粗粒土（以下、当幌火山灰土と略称）も用いている。この火山灰土は富川火山灰土よりさらに脆弱で強い破碎性を示す粒子が主体となっている。また、その噴出年代は約1.1~1.3万年前とされ、摩周の降下生成物と推定されている。

図-2 に、それぞれの試料の粒径加積曲線を示す。また、表-1 には、各試料の物理的性質を示している。富川火山灰

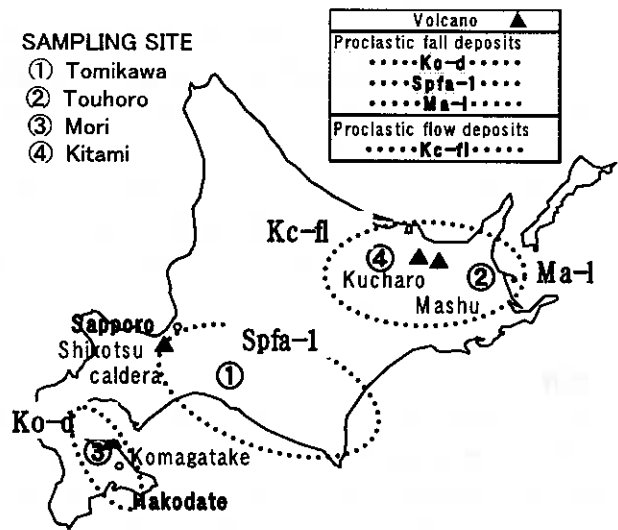


図-1 各火山灰土の採取地点



写真-1 端野町(北見)上空写真

sample name	ρ_s	ρ_{max}	ρ_{min}	ρ_{min}	D_{50}	U_c	F_c
	(g/cm^3)	(g/cm^3)	(g/cm^3)	(g/cm^3)			
Toyoura Sand	2.64	1.651	1.361		0.18	1.3	0
Tomikawa	2.32	0.522	0.426	0.49	1.29	2.9	1.46
Mori	2.82	1.589	1.310	1.490	0.56	2.42	0.43
Touhoro	2.437	0.522	0.461	0.41	6.54	45	1.94
Kitami	2.48	1.210	0.88	0.102	0.315	-	32.10

表-1 各試料の物性値

Parts of relative density and soil structure of constitutive particle for liquefaction strength of volcanic coarse-grained soils: Ryoutarou YASADA, Seiichi MIURA(Hokkaido University, Graduate School of Engineering)

主、当幌火山灰土や北見火山灰土は、豊浦砂と比べて非常に粗粒であり、粒子内に空隙を内包しているため、その乾燥密度は豊浦砂に比較してかなり小さい。
 また、森火山灰土の土粒子密度は黒色鉱物を多く含むため、他の火山灰土に比べて高めの値である。なお、表-1に示した最大・最小密度は地盤工学会基準¹⁾に基づいて求めたものであるが、試料の最大粒径は試験法の適用範囲を越えているので、この種の粒状体についてはあくまで参考値として評価すべきである。

3. 軽石材料の内部空隙について

3-1 内部空隙の影響

軽石材料の内部空隙概要図を図-3に示す。内部空隙には(A)で示される粒子内間隙(開口)、(B)で示される粒子内間隙(閉塞)、そして一般に間隙と呼ばれている(C)で示される粒子間隙が存在する。軽石材料を用いるに際して内部空隙の影響は無視できない。その影響としては以下に列挙されるものが存在する。

物理的特性として、

- ・ 土粒子の密度が小さい
- ・ 乾燥密度・湿潤密度が小さい
- ・ 含水比が粒子内の保水性により大きい

力学的特性として、

- ・ 粒子の破碎性によりせん断強さが低下する
- ・ 粒子内に保水していた水が繰返し荷重により排出し流動化が起きる

などがあげられる。

本研究においては土粒子密度を直接表すパラメーターである乾燥密度 ρ_d は非常に重要である。しかし、上に述べたように内部空隙の影響は無視できない。そこで粒子の持つ内部空隙(特に粒子内間隙(閉塞))の保水性に着目し、様々な条件下での含水比を計測することにより、乾燥密度の正当性を考察したい。

3-2 試験方法及び試験結果

本試験においては、内部空隙を多く含む自然含水比 ω_0 の高い当幌火山灰土を用いて以下の試験を行った。

内包されている、また打撃により内部から流出した水の出入りが無いように、試料全体を直接炉乾燥が可能な金属製の容器に試料を入れ、規定の回数の打撃(10, 20, 30, 40, 50回)を2.5kgランマーで加えた。その後に11時間の炉乾燥を行い、打撃後(図-4(C))の含水比 ω_{0c} を計測する。その後粒子内空隙の影響を除くため、粒子を完全に細粒化し、当初の自然含水比となるよう蒸留水を加え、約24時間放置した後に炉乾燥を行い粉碎後(図-4(D))の含水比 ω_{0fc} を計測する。一連の試験結果を図-5に示す。縦軸に粉碎後の含水比と打撃後の含水比との差を、横軸は加えた打撃回数で表している。多少のばらつきはあるが、何れの試験に関しても打撃回数と含水比変化の間に相関関係は見られなかった。打撃回数に比例して、粒子内に保水していた間隙

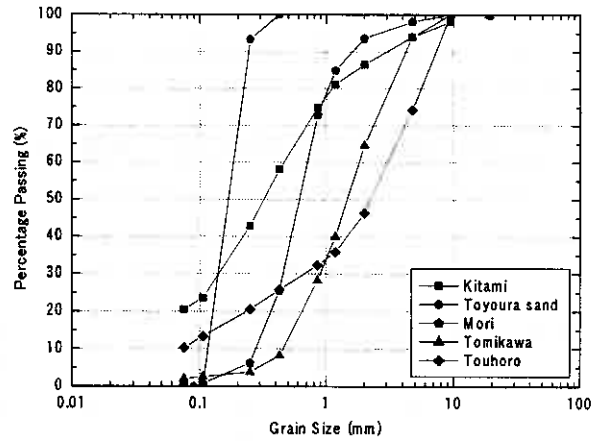


図-2 粒径加積曲線

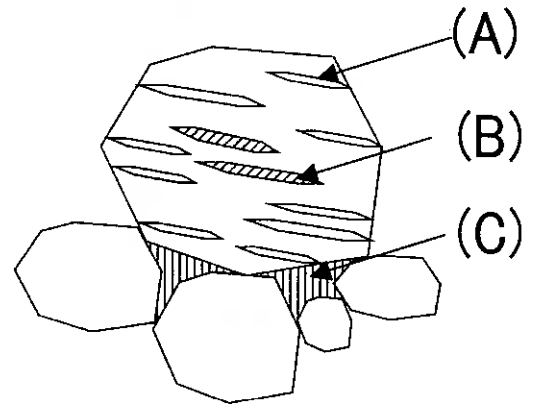


図-3 軽石材料の内部空隙概要図

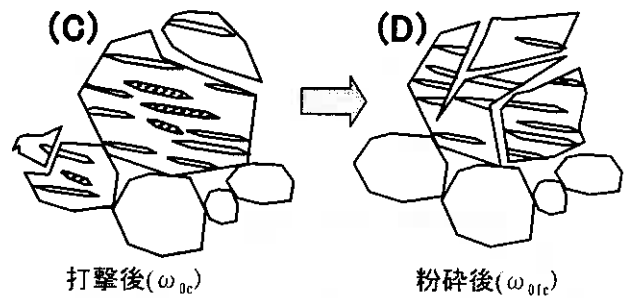


図-4 軽石材料の打撃後及び粉碎後模式図

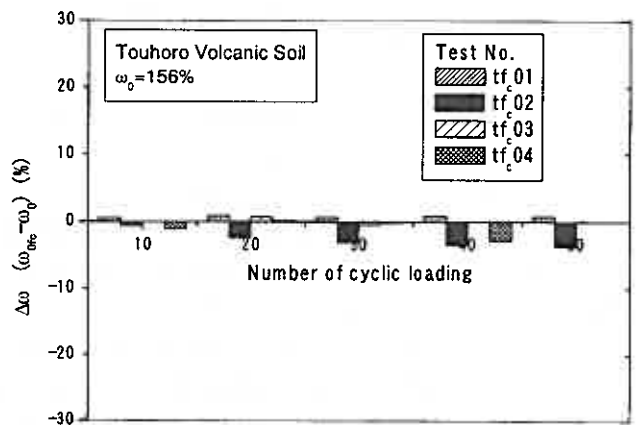


図-5 打撃による含水比変化の比較図

水が、自由水として流出し、高い保水性を示した。しかし、11時間の炉乾燥を行うことにより、粒子内空隙(閉塞)内に保持されていた水も完全に乾燥していることが確認された。

3-3 土粒子内部空隙の乾燥密度に及ぼす影響のまとめ

一連の試験による明確な含水比の上昇または減少は見られなく、ほぼ一定値であった。ゆえに内部空隙が乾燥密度 ρ_d に与える影響はほぼ無いものと考えられる。よって今後論じられる液状化強度の密度依存性についての乾燥密度は信頼できるものとする。

4. 非排水繰返し三軸試験方法

各火山灰土の再構成供試体の作製は、以下の方法によっている。試験に用いた供試体は全て乱した原位置試料を用いて、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おり、 ρ_d の低い富川火山灰土、北見火山灰土については AP 法で堆積させた後に Tapping を行い目標とする密度に設定している。既往の研究により AP 法で作製した堆積砂層は、粒子長軸が水平方向に卓越配列された異方的な構造特性を有していることが確認されている。全ての再構成供試体の密度は目標値に対して $\pm 5\%$ 以内の範囲にある。なお、三軸供試体の寸法は直径 70mm、高さ 170mm の円柱供試体で、用いたメンブレンの厚さは 0.2mm と 0.3mm である。

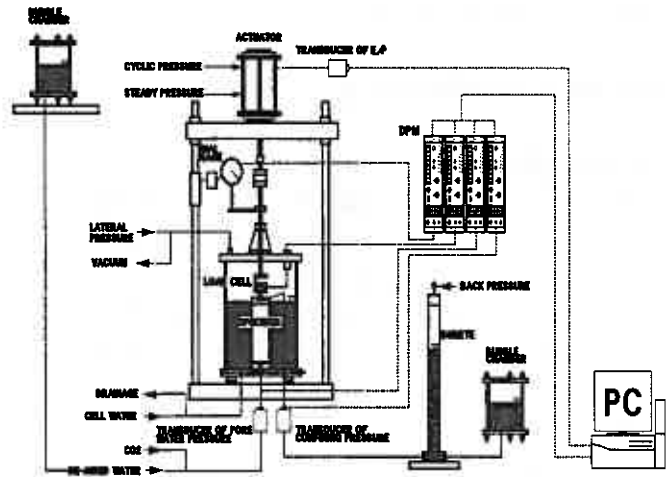


図-6 繰返し三軸試験機系統図

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。この方法により、全ての供試体の間隙水圧係数 B として 0.96 以上の値を得ている。その後、 $\sigma_c = 49\text{kPa}$ で等方圧密を行った。なお、圧密に関しては 10~24 時間の等方圧密を行い、体積ひずみの変化率が $1.0 \times 10^{-4} \%/ \text{min}$ 以下であることを確認してから圧密終了としている。その後、空圧制御による軸差応力振幅一定、載荷周波数 0.1Hz の正弦波のもとで繰返し非排水せん断を行っている。

5. 試験結果と考察

5-1 豊浦標準砂の液状化強度

図-7 は、火山灰粗粒土との比較対象として用いる豊浦標準砂に関して行った繰返し非排水三軸試験結果について、既往の試験結果³⁾と本試験結果とをあわせて示したものである。図には、両振幅ひずみ DA が 5% 生じるときの繰返し回数 N_c と $DA=1\%$ に至るまでの繰返し応力比 SR ($=\sigma_d/2\sigma'_c$) の関係で表している。相対密度の増加に伴い、密な砂の液状化強度曲線は、緩い砂のそれに比べ右上方に位置し、繰返し載荷回数が小さくなると急激に立ち上がる。

このような液状化強度の増加の要因は、もともと緩づめに比べて密づめの供試体の方が正のダイレイタンス (膨張) 特性を保持しており、相対密度が高くなるにつれて、より正のダイレイタンス (膨張) 傾向を示して過剰間隙水圧が発生しにくく、また正の過剰間隙水圧の発生が抑制されることによって液状化強度が増加したと考えられる。

図-8 (a)~(f) は初期有効拘束圧 $\sigma_c = 49\text{kPa}$ での緩づめ ($SR=0.12$) および密づめ ($SR=0.42$) 供試体の典型的な偏差応力、過剰間隙水圧、軸荷重の時刻暦を示したものである。図に示すように、緩づめの場合、過剰間隙水圧が初期有効拘束圧に達すると同時に両振幅ひずみが急増している。一方、密づめ供試体の場合、過剰間隙水圧が初期有効拘束圧に達した後でも、軸ひずみの発達は緩やかである。つまり、初期液状化に達した後 (有効応力が 0 になった後) も負の過剰間隙水圧が卓越するサイクリックモビリティを示している。このことから、密づめ供試体は極めて強いダイレイタンス傾向にあることがわかる。

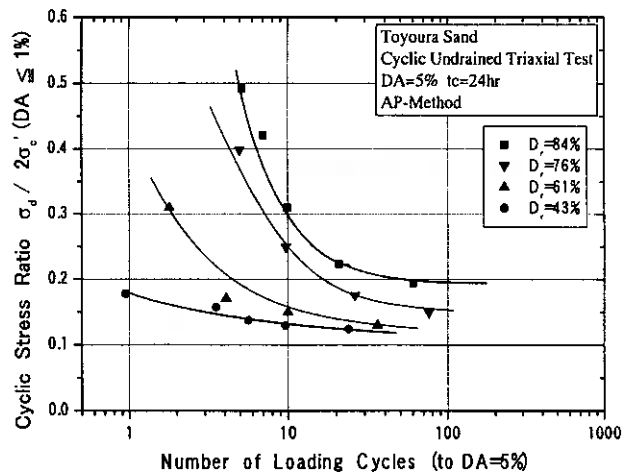


図-7 豊浦砂の液状化強度特性

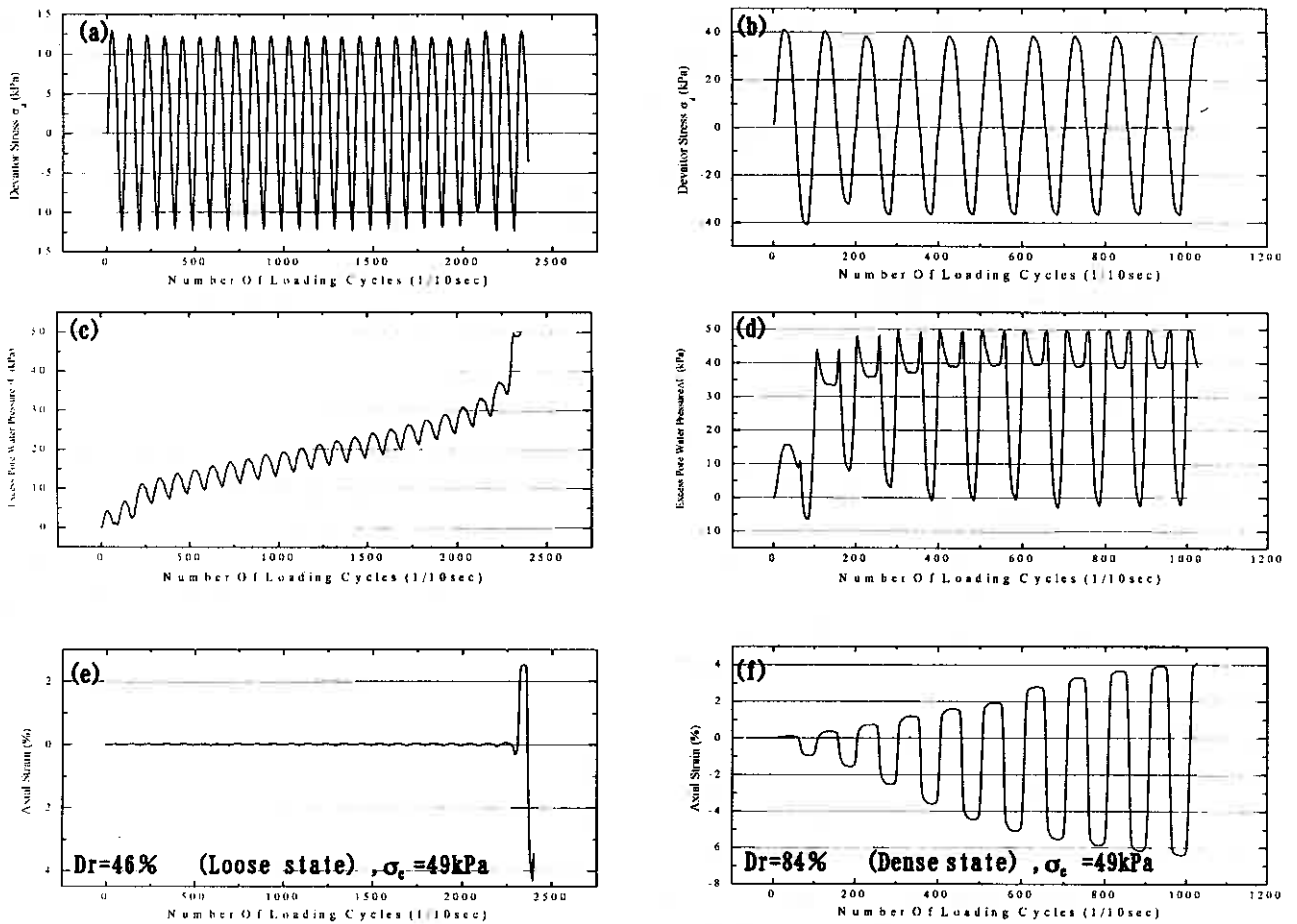


図-6 緩づめおよび密づめの豊浦砂の時刻歴 (偏差応力 (a), (b)、過剰間隙水圧 (c), (d)、軸ひずみ (e), (f))

5-2 森火山灰土の液状化強度

粗粒材料ではあるが破碎性の無い森火山灰土を用いて一連の繰返し非排水三軸試験を実施した。図-9は液状化強度 ($\rho_{dc}=1.34, 1.43, 1.53, 1.58, 1.64\text{g/cm}^3$)の例を示している。縦軸は繰返しせん断応力比を、横軸は破壊時の繰返し回数をとっている。尚、 ρ_{dc} は供試体の圧密後の乾燥密度を示している。供試体密度の増加に伴い、液状化強度曲線の勾配が穏やかなものから急なものへと立ち上がりが起こっている。また、密な豊浦砂に比べると同様にサイクリックモビリティを示していたことなどから、豊浦砂と同様の傾向を示すと考えられる。

このような液状化強度の変化は従来の見解¹⁾のように、密度の増加により、供試体はより高い正のダイレイタンスーを保持することにより正の過剰間隙水圧の発生が抑制され液状化強度が増加したものと考えられる。つまり、通常のクリーンな砂のような粒状体と同じである。

5-3 富川火山灰土の液状化強度

豊浦砂と比べて高い破碎性を有する粗粒材料の富川火山灰土を用いて一連の繰返し非排水三軸試験を実施した。図-10は液状化強度 ($\rho_{dc}=0.46, 0.51, 0.56, 0.63\text{g/cm}^3$)の例を示している。 $\rho_{dc}=0.63\text{g/cm}^3$ の場合の液状化強度は最大・最小密度 $\rho_{dc}=0.559\sim 0.459\text{g/cm}^3$ のそれよりも上位にあり、 ρ_{dc} が高

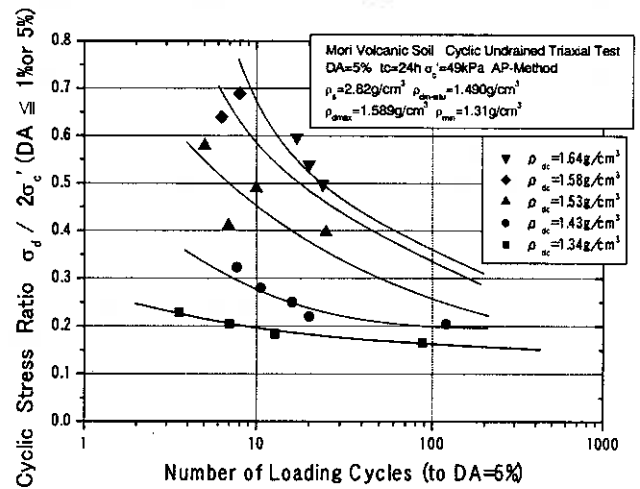


図-9 森火山灰土液状化強度

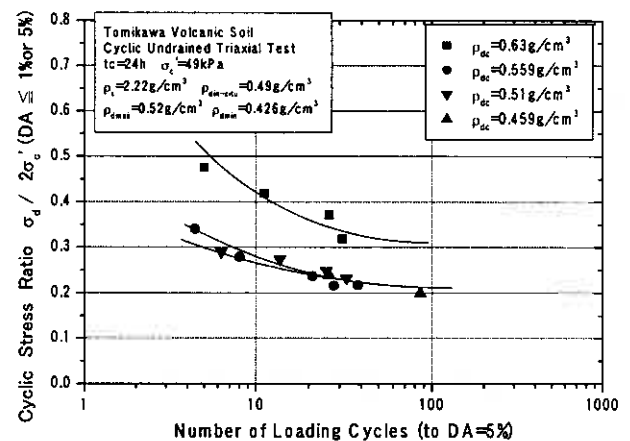


図-10 富川火山灰土液状化強度

いほど液状化強度は大きくなる。また液状化強度曲線の勾配は ρ_{dc} が高いほど急であり、逆に ρ_{dc} が低いほど緩やかである。また富川火山灰土に関しては $\rho_{dmax} \sim \rho_{dmin}$ の範囲内においては ρ_{dc} の変化にかかわらず液状化強度の変化は見られなかったが、 ρ_{dmax} を超えたあたりから大幅な強度増加が見られた。

5-4 北見火山灰土の液状化強度

9月26日に起きた「2003年十勝沖地震」では北海道内各地で液状化や沈下流動などの地盤災害が発生した。そこで北見地方野幌町協和(写真-1)の(A)地点においてサンプリングを行い、この試料を用いて一連の繰り返し非排水三軸試験を行った。この火山灰土は表-1の物理的特性で示したとおり細粒分含有率が非常に高い、その一方で粒度分布が良く、粗粒な部分では森火山灰土と、細粒な部分では当幌火山灰土と粒形分布が類似しているといった特徴をもつ火山灰土である。これを用いて一連の繰り返し非排水三軸試験を実施した。図-11は北見火山灰土の液状化強度($\rho_{dc}=0.0, 0.97, 1.08, 1.21\text{g/cm}^3$)の例を示している。全体として液状化強度が非常に低いという特徴が見られる。また密度の増加に伴い液状化強度は増加しているが、森、富川火山灰土のような急激な増加は見られなかった。

あわせて、シンウォールサンプリングによる不覚乱試料を用いて行った試験結果を図-12に示す。図-11の再構成試料を用いて行った試験の液状化強度曲線と比較すると、相対密度33%と67%の間に不覚乱試料を用いた液状化強度曲線が入っていることが見て取れる。これより、この不覚乱試料は応力履歴および年代効果の影響が少ない試料であるといえよう。

5-5 液状化強度に及ぼす密度の影響

図-13には、工学的に良く用いられる繰返し回数 $N_c=10$ 回及び20回のときに、縦軸を両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ に達する時の繰返し応力比を、横軸に圧密後乾燥密度 ρ_{dc} をとり、豊浦標準砂の液状化強度として表したものである。クリーンな砂特有の ρ_{dc} の増加に伴い、急激な強度曲線の立ち上がりが見られる。高密度になるにつれ $N_c=10$ 回と20回との強度差が大きくなっているのが図より見て取れる。図-14は横軸に相対密度をとり液状化強度を表したものであるが、相対密度が100%に向かうにつれ漸近的に強度曲線が急勾配になっており、正のダイレイタンス傾向が顕著であることがわかる。

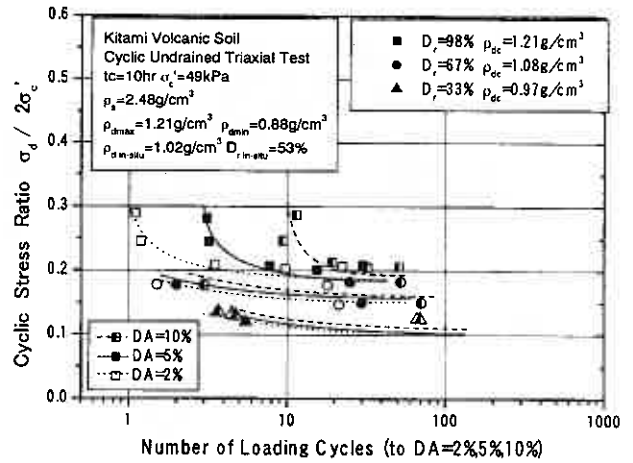


図-11 北見火山灰土の液状化強度

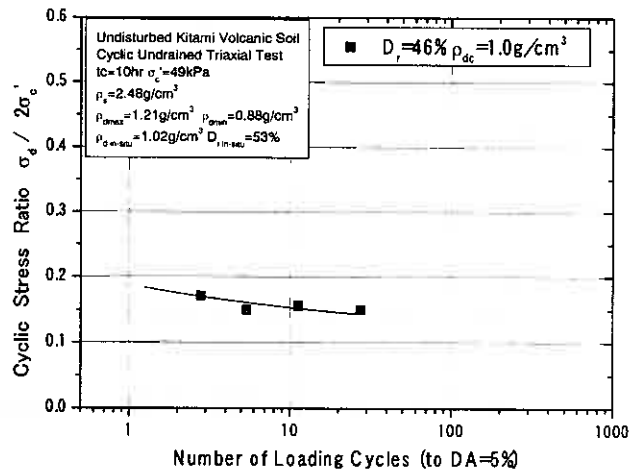


図-12 不攪乱北見火山灰土の液状化強度

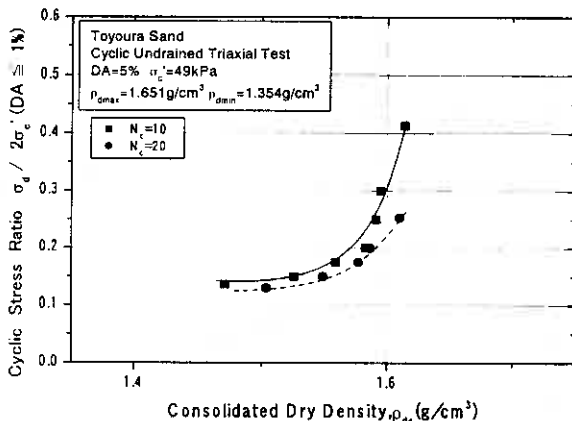


図-13 豊浦標準砂の密度依存性 (ρ_{dc})

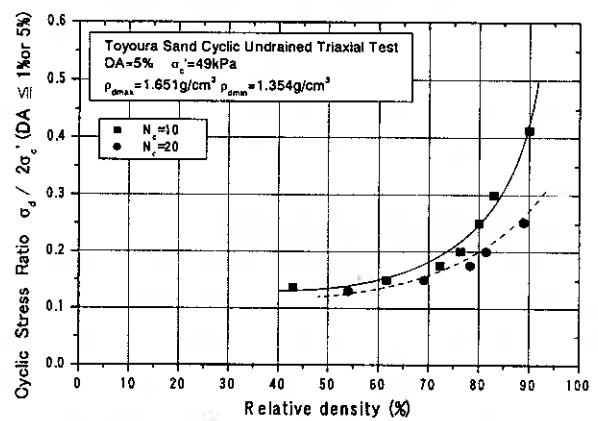


図-14 豊浦標準砂の密度依存性 (D_r)

図-15には森火山灰土の結果をまとめたものである。豊浦砂と同様に乾燥密度の増加に伴い液状化強度が大きく立ち上がっていることが図より確認できる。また、図-16の相対密度で評価したものでは、100%をやや超えている点が存在するものの、相対密度0~100%の範囲内では豊浦砂と類似した液状化強度線の立ち上がりが確認できる。以上より、森火山灰土の液状化強度は初期密度の依存が顕著であると考察される。

図-17は、富川火山灰土に対応する結果である。豊浦砂、森火山灰土と比べると、乾燥密度の増加に伴う強度線の勾配の立ち上がりが緩やかである。富川火山灰土の液状化強度は初期密度の依存性が小さいことがわかっている²⁾が、最大密度を超えた密度域では緩やかではあるが液状化強度は増加している。しかし豊浦砂、森火山灰土のように乾燥密度が増加しても、繰返し回数 $N_c=10$ 回と20回との強度差に大きな変化は見られなかった。図-18は横軸を相対密度で表したものである。相対密度0~100%の範囲では液状化強度に変化は見られなく、ほぼ一定値を取っている。最大・最小密度のレンジの狭さ、また乾燥密度が1以下と非常に低い、といったことに起因していると考えられる。

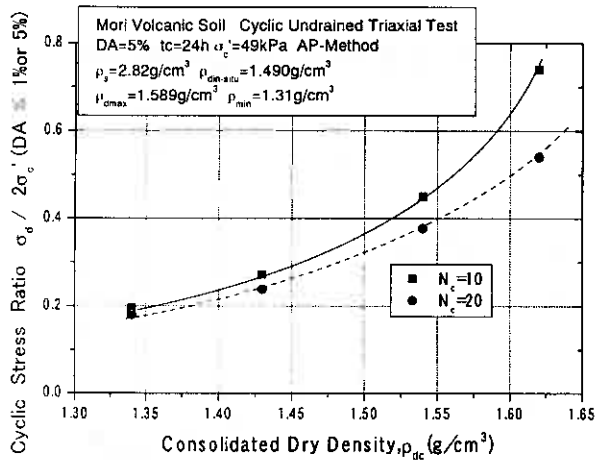


図-15 森火山灰土の密度依存性 (ρ_{dc})

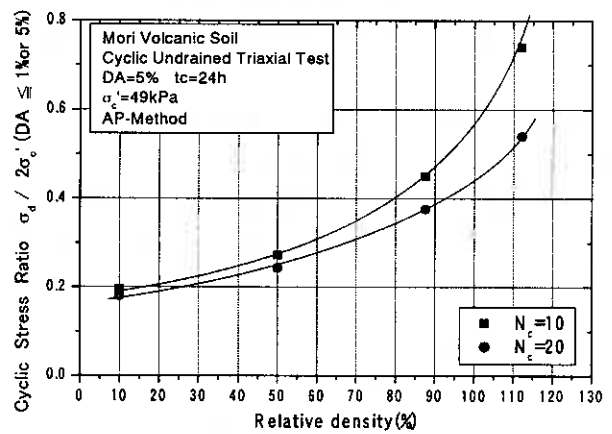


図-16 森火山灰土の密度依存性 (D_r)

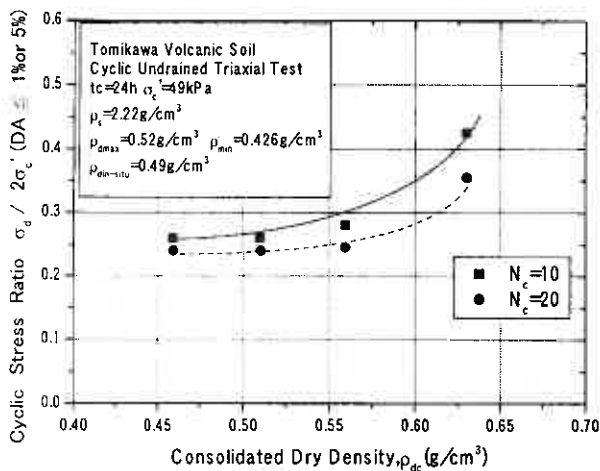


図-17 富川火山灰土の密度依存性 (ρ_{dc})

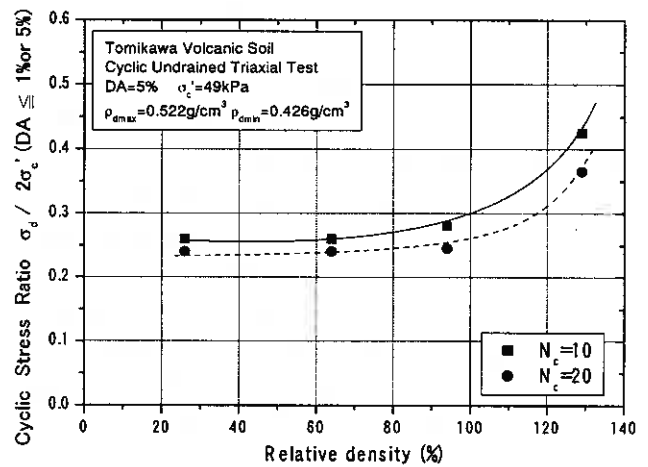


図-18 富川火山灰土の密度依存性 (D_r)

図-19は北見火山灰土についての試験結果をまとめたものである。乾燥密度の増加に対する液状化強度の増加は、富川火山灰土よりもさらに緩やかである。また図-20でも相対密度0~100%の密度域では顕著な密度の増加は確認できない。富川火山灰土と同様に北見火山灰土についても初期密度の依存性の低さが指摘されよう。これについても乾燥密度が非常に軽量であることが影響しているものと考えている。

また、不攪乱試料については、図-11での繰返し回数 $N_c=10$ 及び20での液状化強度と、図-20の相対密度依存性に着目すると、確かに不攪乱試料を用いた液状化強度と相対密度の間には、矛盾は無い。年代効果及び応力履歴を受けていない地盤であったものと想定される。

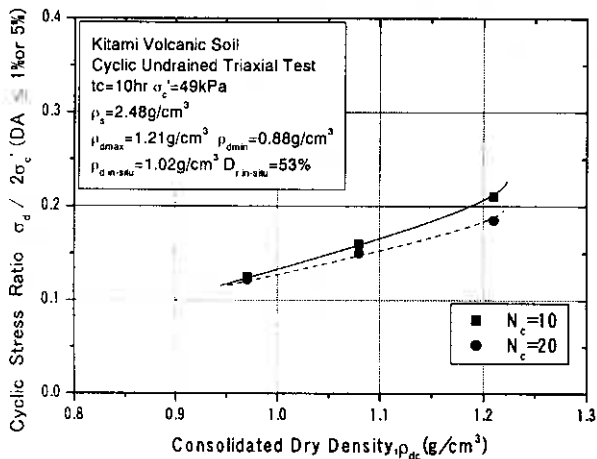


図-19 北見火山灰土の密度依存性 (ρ_{dc})

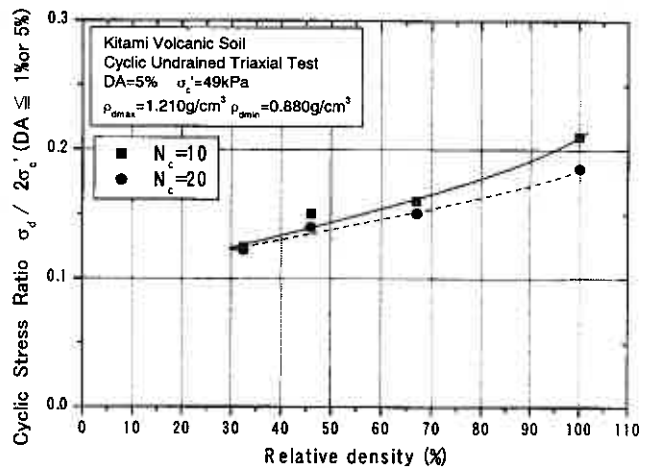


図-20 北見火山灰土の密度依存性 (D_r)

図-21 は豊浦砂、森火山灰土、富川火山灰土、北見火山灰土について繰返し回数 $N_c=10$ および 20 において、縦軸に両振幅 $DA=5\%$ に到る繰返し応力比を、横軸に圧密後乾燥密度とり、まとめて示したものである。傾向別に整理すると、森火山灰土、富川火山灰土は乾燥密度の増加と共に液状化強度が急激に増加するという豊浦標準砂とほぼ類似の傾向を示している。それに対し北見火山灰土は、その液状化強度の低さより乾燥密度の増加による他の火山灰土のような高い強度の増加は見られなかった。横軸を乾燥密度で液状化強度を評価した場合には、豊浦標準砂、森火山灰土、そして最大密度は大きく越えてはいるが、試料が締まっている状態になれば、富川火山灰土も急激な勾配の立ち上がりがあった。

図-22 は繰返し回数 $N_c=10$ および 20 において、縦軸に両振幅 $DA=5\%$ に到る繰返し応力比を、横軸に相対密度とり、まとめて示したものである。森火山灰土は図-21 と同様に豊浦標準砂とほぼ同様な挙動を示すのに対して、富川火山灰土は北見火山灰土とほぼ同様な挙動を示すことが図より確認できる。そして相対密度 $0\sim100\%$ の範囲内では、森火山灰土は豊浦標準砂と同様に相対密度依存性があるといえる。一方、富川火山灰土は図-21 での挙動とは異なった傾向となり、相対密度依存性は無いものと考えられる。相対密度で評価した場合には、最大・最小密度の影響が増大し、そして乾燥密度の低さが因子となって、富川火山灰土、北見火山灰土は密度依存性が非常に小さくなっているものと思われる。

また、類似した挙動を示す豊浦標準砂と森火山灰土、また富川火山灰土と北見火山灰土の強度差に関しては、平均粒径 D_{50} に影響されている可能性もある。

6. まとめ

- (1) 軽石材料の内部空隙の液状化強度に及ぼす影響を無視できるものではないが、粒子内間隙(閉塞)に関しては、乾燥密度 ρ_{dc} に与える影響は無視できる程度と考えられる。
- (2) 破碎性の無い森火山灰土においては豊浦標準砂とほぼ同様な挙動を示した。森火山灰土に関しては相対密

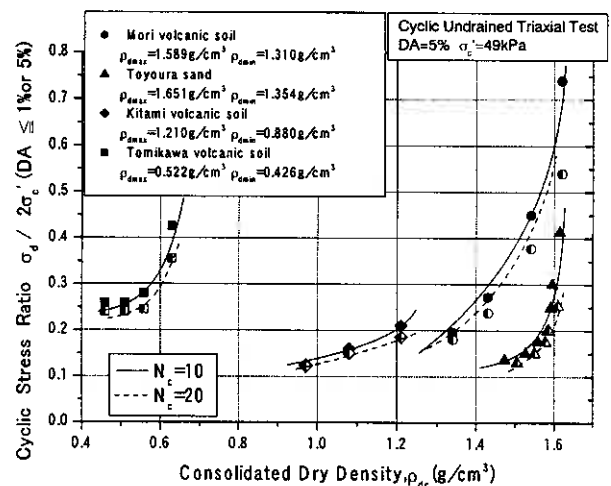


図-21 乾燥密度による液状化強度の評価

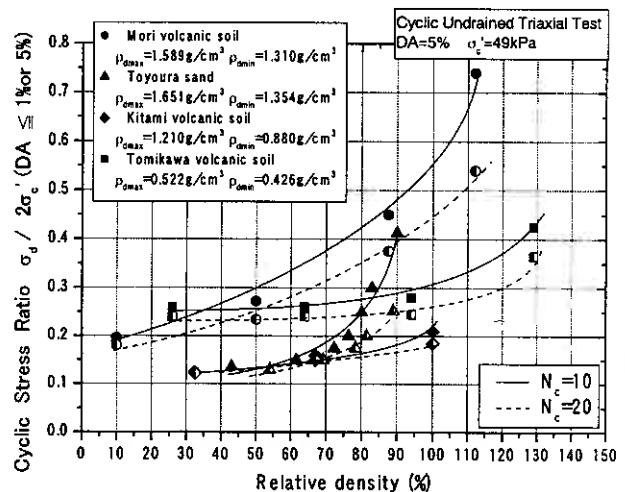


図-22 相対密度による液状化強度の評価

度での評価が可能であると考えられる。

- (3) 富川火山灰土に関しては、最大・最小密度範囲内においては液状化強度に大きな変化はなかったが、しかし最大密度を大きく超えた密度域では強度増加が確認された。
- (4) 乾燥密度の低い富川火山灰土、および北見火山灰土については、相対密度 0~100% の範囲内では液状化強度の増加傾向は確認されなかった。この両火山灰土の繰返し非排水強度に及ぼす相対密度の影響は、豊浦標準砂、森火山灰土よりも小さい。
- (5) 相対密度で評価した際、類似した挙動での液状化強度差は粒径加積曲線の違いに依存しているものと考えている。

参考文献

- 1) 土質工学会：土質試験の方法と解説、1990
- 2) 三浦清一、八木一善：火山性粗粒土の動的変形特性に及ぼす応力履歴の影響、火山灰質土の性質とその設計・施工に関するシンポジウム発表論文集、地盤工学会、1995
- 3) 山崎雅仁：火山灰質土の液状化強度を支配する要因とその評価法、北海道大学修士論文、2001
- 4) 山下聡、大城英嗣、成田純、鈴木輝之：粒度調整火山灰質土の液状化特性と相対密度依存性、地盤工学会北海道支部技術報告集第 39 号、1999

- | | |
|--------------------|---|
| ○ Timpong Sahaphol | Graduate School of Engineering, Hokkaido University |
| Seiichi Miura | Graduate School of Engineering, Hokkaido University |
| Koji Yara | Graduate School of Engineering, Hokkaido University |
| Tatsuya Ishikawa | Graduate School of Engineering, Hokkaido University |

1. Introduction

Volcanic coarse-grained soils which distributed widely in all the regions of Japan, are the one of the problematic soils for studying in soil dynamic behavior and earthquake engineering, because their mechanical properties are different from other geomaterials such as usual sand, gravel and cohesive soils. Some researches on deformation-strength properties of crushable volcanic coarse-grained soils have been investigated [2,8,9]. Recent large earthquakes around Hokkaido in the 2003 Tokachi-Oki Earthquake (M=8.0), generated the most serious damage in the volcanic soils ground, embankment structures, road pavement, harbor, and various of facilities. These damages motivate researches to understand more accurately in the evaluation of mechanical behaviors of volcanic coarse-grained soils. Shear modulus of soils at small strain region from strain of about 10^{-6} % to 10^{-3} % is normally a required parameter in many aspects such as in the seismic response and soil-structure interaction analyses. A series of bender element tests and cyclic triaxial tests were performed on specimens of volcanic coarse-grained soils in order to evaluate shear modulus at small strain level. The objective of this study is to determine the correlation between shear modulus measured by two test methods. The effects of particle breakage, relative density, effective confining stress, consolidation time, and fines content on shear modulus of volcanic coarse-grained soils were investigated and discussed in detail. Empirical equations for evaluating shear modulus were also proposed based on the results of laboratory tests.

2. Test materials

Four kinds of volcanic coarse-grained soils; Mori, Tomikawa, Touhoro and Kitami volcanic soil, which taken form natural deposits layers in Hokkaido, Japan were used for evaluating shear modulus at small strain level by bender element and cyclic triaxial tests. In addition, some tests on Toyoura sand were also conducted to compare with the volcanic coarse-grained soils. Reconstituted (RE) and undisturbed (UN) samples (thin-walled) of Kitami volcanic soil were taken from the damage ground area in Kitami city due to the 2003 Tokachi-Oki earthquake (M = 8.0). Figure 1 shows the sampling sites of volcanic coarse-grained soils, the physical properties and grain size distribution are given in Table 1 and Fig. 2, respectively.

3. Testing apparatus

The bender element test developed by Shirley & Hampton [11], is a simple technique to determine the small strain stiffness of a soils by measuring the shear wave velocity prorogated through a soil specimen. Several researchers had studied to evaluate the small strain shear modulus in clayey materials and sandy soils by bender element test [1,3,5,11,12]. The shear modulus, G of soils can be evaluated from the shear wave velocity, V_s by

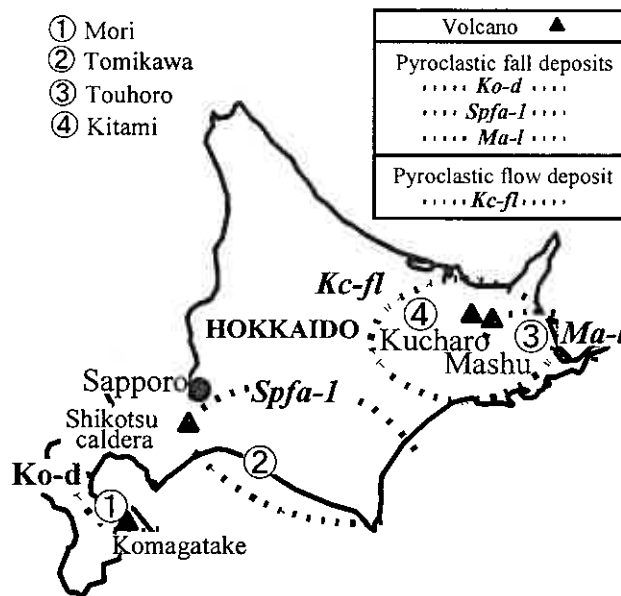


Fig. 1. Location of the sampling sites

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad (1)$$

$$V_s = L / T_t \quad (2)$$

where ρ is the wet density of soil, L is the effective distance between the tip to tip of bender elements [12] and T_t is the travel time of the shear wave.

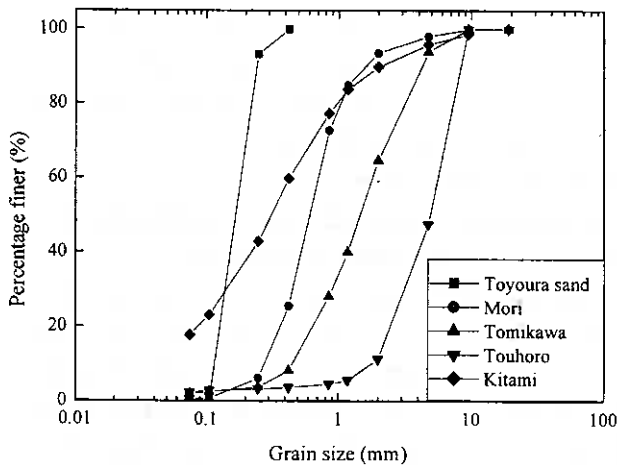


Fig. 2. Grain size distribution curve

Table 1. Physical properties for test materials

Sample name	ρ_s (g/cm ³)	ρ_{dmax} (g/cm ³)	ρ_{dmin} (g/cm ³)	D_{50} (mm)	U_c	F_c (%)
Toyouira sand	2.65	1.651	1.354	0.18	1.50	-
Mori	2.82	1.589	1.249	0.60	2.40	0.30
Tomikawa	2.22	0.562	0.465	1.40	4.00	2.00
Touhoro	2.55	0.727	0.573	5.10	3.30	2.40
Kitami	2.47	1.209	0.868	0.32	-	17.7

The shear modulus calculated from Eqs. (1) is shear modulus at very small strain since the strains generated by the propagation of shear wave are very small, generally less than 0.001 % [3]. In this study, a piezoceramic bender element is installed in the top cap as a transmitter and mounted in the pedestal as a receiver in a triaxial apparatus. A NI-FGEN, function generator provided excitation voltage to the transmitter element. The input and output electric voltages were continuously recorded in a personal computer with digital oscilloscope software, NI-Scope (commercially available from National Instruments Corporation, US).

A strain controlled type apparatus for cyclic undrained triaxial test, which can control the single amplitude axial strain, $(\epsilon_a)_{SA}$ of 0.001 to 10 % [2] was performed to evaluate the dynamic mechanical behavior, i.e. shear modulus and damping ratio of volcanic coarse-grained soils at wide range of shear strain. Cyclic loading at frequency of 0.1 Hz was imposed to the eleven cycle for each stage in a strain-controlled manner under the undrained condition. Before the next stage with a similar cyclic loading using a value of $(\epsilon_a)_{SA}$ of about twice that used in the first stage, the specimens were fully drained and measured the changes in the height and volume of the specimens. Equivalent shear modulus, G_{eq} and single amplitude shear strain, $(\gamma)_{SA}$ were determined as $E_{eq} / 3$ and $1.5 \times (\epsilon_a)_{SA}$, respectively.

4. Interpretation of travel time

The shear wave velocity can be calculated from Eqs. (2), the travel time can be determined by “start-to-start” and cross-correlation methods, which will be described later. Typical input and output signals of volcanic coarse-grained soils in bender element tests at $\sigma'_c = 98$ kPa are shown in Fig. 3, the output wave was clearly identified when using square waveform, the travel time of shear wave can be determined from “start-to-start” between input and output wave [6]. Figure 4 shows the typical results from bender element test, shear modulus was calculated by using four different definitions of travel time which equal to time lag between A-1, A-2, A-3 and A-4. It can be found that the shear modulus coincided most closely to that of cyclic triaxial test result when the travel time taken as the time between A-3 (start-to-start between input and output wave).

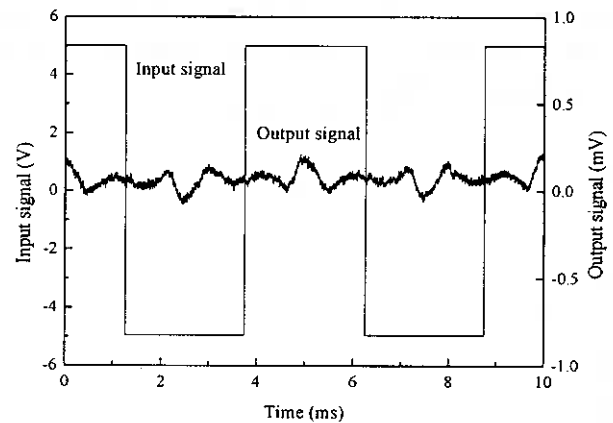


Fig. 3. Typical input and output signals in bender element test

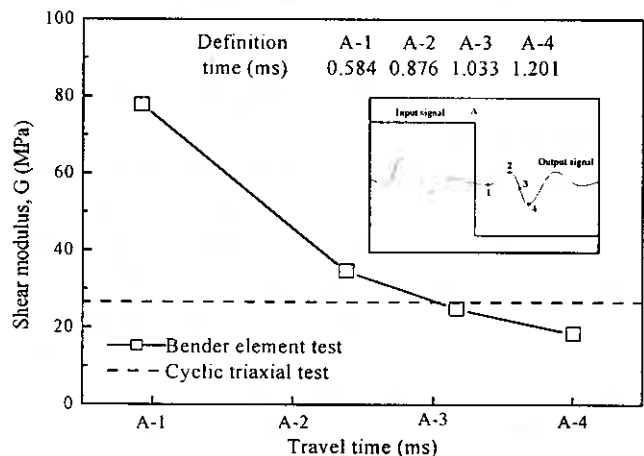


Fig. 4. A comparison of shear modulus in two test methods using different definitions of travel time

In order to ensure the correct of travel time, the numerical analyses of waveforms by using cross-correlation method, which based on Fast Fourier Transform (FFT) [10] was also carried out on the input and output wave. The cross-correlation function is a measure of the degree of correlation between input

signals, $X(T)$ and output signals, $Y(T)$. The analytical expression of the cross-correlation function is

$$CC_{xy} = \lim_{T_r \rightarrow \infty} \frac{1}{T_r} \int_{T_r} X(T)Y(T+T_i)dT \quad (3)$$

where T_r is the time record and T_i is the time shift between the input and output signals or travel time of shear wave. The cross-correlation will be large at some value of T_i if the input signal $X(T)$ is a close copy to the output signal $Y(T)$ but lags it in time by T_i .

The cross-correlation of the input and output signals (Fig. 3) normalized with respect to the maximum of the absolute cross-correlation value, $CC_{xy\max}$ is illustrated in Fig 5. The test results showed that the travel time of shear wave using cross-correlation method was consistent with the travel time measured by start-to-start between input and output wave (time lag between A-3). In this study, shear modulus by bender element tests were calculated from the travel time which taken as the average value obtained by these interpretation methods.

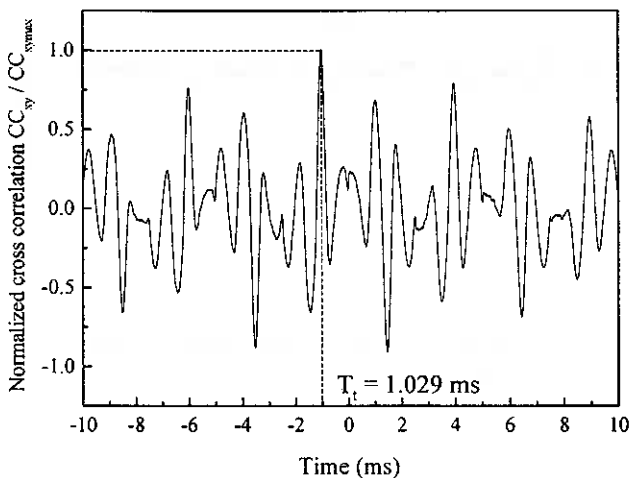


Fig. 5. Cross-correlation of input and output signals

5. Test procedure

The triaxial specimens were 70 mm in diameter and 170 mm in height and all reconstituted specimens were prepared by the air-pluviation method. After each specimen was set up in the triaxial cell, a cell pressure was raised up to 19.6 kPa, carbon dioxide was percolated through the specimen and then de-aired water was permeated into the voids at a small differential head (4.9 kPa). Thereafter, a back pressure of 196 kPa was applied to ensure the specimen will be saturated with the Skemton's B-value was equal to or more than 0.96. In the case of undisturbed specimens, the frozen specimens were trimmed to the same size of the reconstituted specimens, and set up in the cell chamber. The specimens were thawed at $\sigma'_c = 19.6$ kPa for 2 hours and then the specimens were saturated using the similar procedure used for the reconstituted

specimens. After isotropic consolidating under an effective confining pressure, $\sigma'_c = 49-196$ kPa, a series of bender element test and strain-controlled undrained cyclic triaxial test were performed.

6. Laboratory test results

Comparison of small strain shear modulus between cyclic triaxial and bender element tests

Figure 6 shows the comparison between shear modulus obtained by bender element tests, G_{BE} and shear modulus corresponding to the single amplitude shear strain, $(\gamma)_{SA} = 10^{-6}$ obtained by undrained cyclic triaxial tests, G_{CT} . From the test results, good agreement between two tests can be found in various kinds of volcanic coarse-grained soils, therefore, it can be said that the small strain shear modulus of volcanic coarse-grained soils can be evaluated by bender element test.

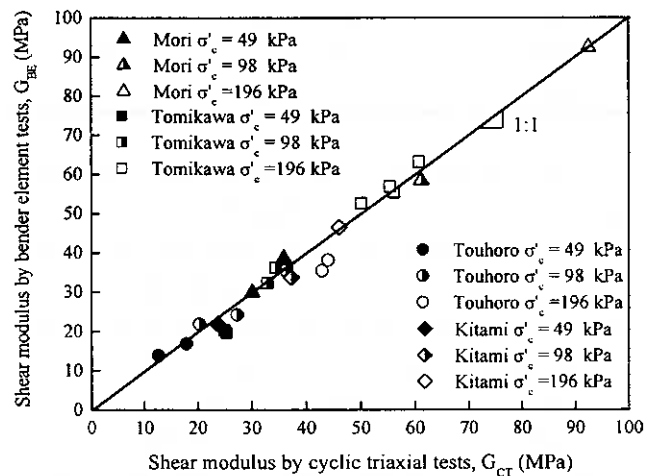


Fig. 6 Comparison between shear modulus by cyclic triaxial and bender element tests

Cyclic undrained shear behavior

Figure 7 and 8 illustrates the variations of shear modulus ratio, G_{eq}/G_0 and damping ratio, h with the single amplitude shear strain, $(\gamma)_{SA}$ for each volcanic coarse-grained soils and Toyoura sand, respectively. The shear modulus decrease and damping ratio increase with increasing shear strain level. The degradation rate of G_{eq}/G_0 with shear strain for Touhoro and Tomikawa tended to be slightly slower than that of Toyoura sand, Mori and Kitami volcanic soil. This behavior could be attributed to the fact that the damping ratio for Tomikawa and Touhoro is lower in comparison with Toyoura sand and other volcanic coarse-grained soils.

The relationship between G_{eq} and h with $(\gamma)_{SA}$ for undisturbed (UN) and reconstituted (RE) specimens of Kitami volcanic soil are shown in Figure 9. It can be indicated that there is no cementation effect exhibited among constituent particle of in-situ Kitami volcanic

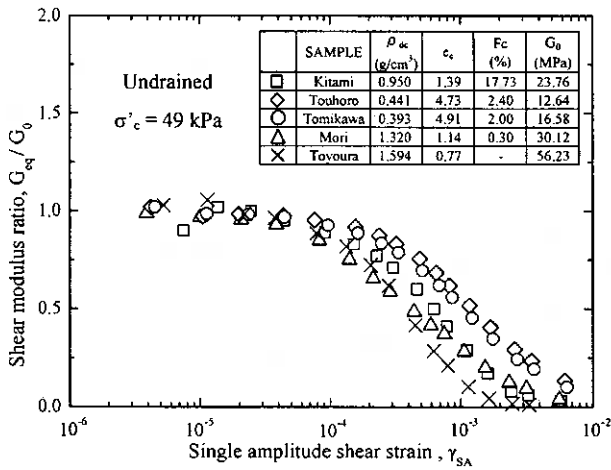


Fig. 7. Relationship between G_{eq}/G_0 and $(\gamma)_{SA}$

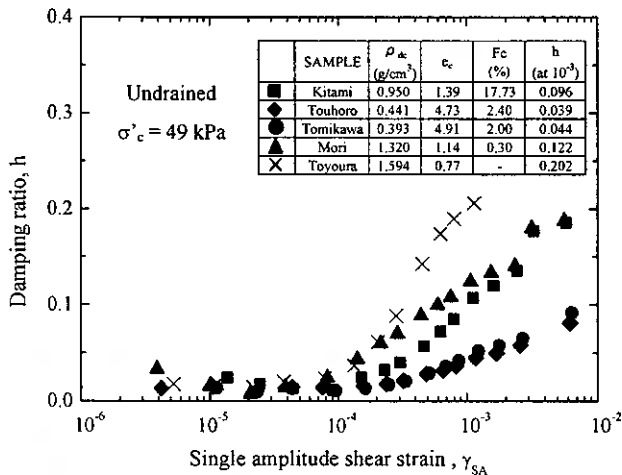


Fig. 8. Relationship between h and $(\gamma)_{SA}$

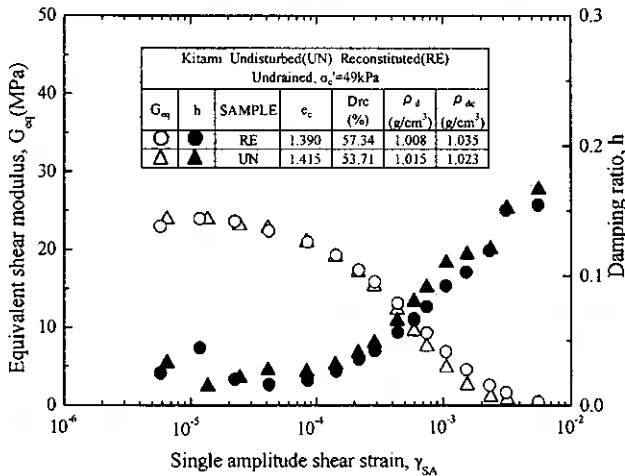


Fig. 9. Cyclic deformation properties for Kitami volcanic soil

soil, since the difference in the shear modulus between reconstituted and undisturbed specimens was not significant.

Effect of particle breakage on shear modulus

Particles breakage is an important phenomenon of the mechanical behaviors of volcanic coarse-grained soils, since their particles contain of porous and fragile materials with start breakage at low stress level. The degree of particle breakage for volcanic coarse-grained soils can be measured by the increment of fines content

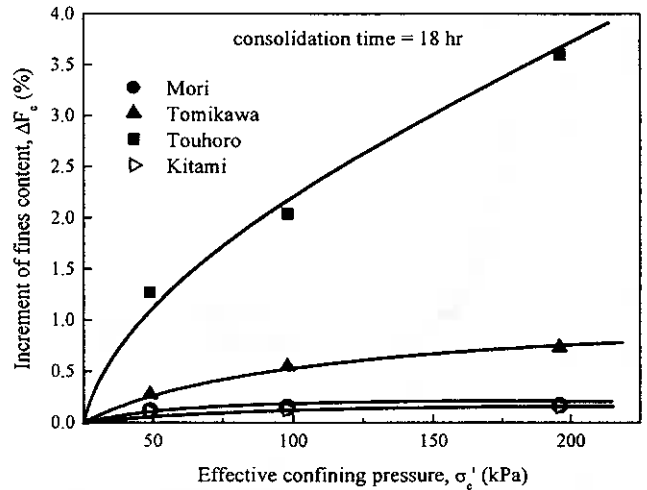


Fig. 10. Typical increment of fines content for volcanic coarse-grained soils

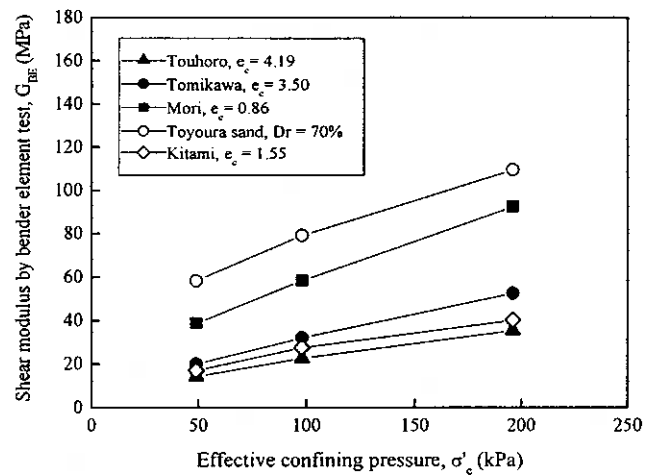


Fig. 11. Comparison of shear modulus for volcanic coarse-grained soils and Toyoura sand

ΔFc , which estimated by sieve analysis before and after tests [8]. The typical increment of fines content under effective confining pressure, $\sigma'_c = 49-196$ kPa are presented in Fig. 10. It can be observed that, the increment of fines content and hence the degree of particle breakage is high in Touhoro and seems to be insignificant in case of Mori and Kitami volcanic soil.

Figure 11 shows the small strain shear modulus obtained from bender element tests, which were performed on reconstituted specimens of volcanic coarse-grained soils and Toyoura sand. Shear modulus of Toyoura sand which non-particle breakage is higher than that in volcanic coarse-grained soils. It can be concluded that, shear modulus in volcanic coarse-grained soils is depend on the degree of particle breakage. However, shear modulus of Kitami volcanic soil seems to be low comparing to that of Mori volcanic soil, since their degrees of particle breakage are almost the same. This is probably due to that the amount of fines content in Kitami volcanic soil is large.

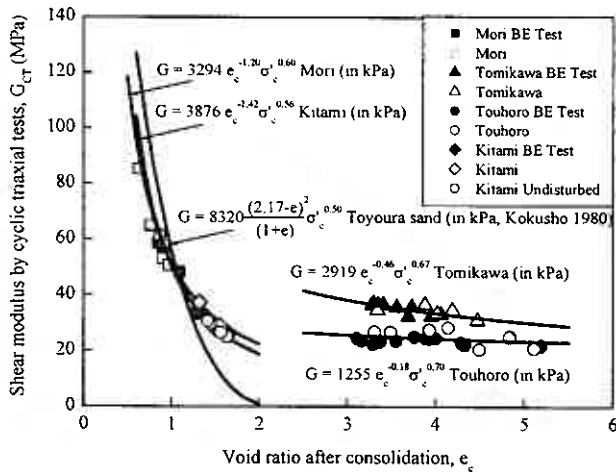


Fig. 12. Small strain shear modulus related to void ratio for volcanic soils at $\sigma'_c = 98$ kPa

Influence of effective confining pressure and void ratio on shear modulus

Shear modulus in volcanic coarse-grained soils increases in proportion to the effective confining pressure as can be seen in Fig. 11. The variation between small strain shear modulus, G and void ratio after consolidation, e_c for volcanic coarse-grained soils comparing with Toyoura sand are presented in Fig. 12. The decrease in shear modulus of volcanic coarse-grained soil and Toyoura sand with increasing void ratio can be seen in this figure.

The influence of effective confining pressure and void ratio on shear modulus can be expressed by the following equation [4,7]

$$G = A \cdot e_c^m \cdot \sigma'_c{}^n \quad (4)$$

where A is a constant value, m and n are power coefficient of void ratio and effective confining pressure, respectively. The following empirical equations based on the test results are proposed for evaluating shear modulus of volcanic coarse-grained soils:

$$G = 3294 \cdot e_c^{-1.20} \cdot \sigma'_c{}^{0.60} \quad \text{Mori} \quad (5)$$

$$G = 2919 \cdot e_c^{-0.46} \cdot \sigma'_c{}^{0.67} \quad \text{Tomikawa} \quad (6)$$

$$G = 1225 \cdot e_c^{-0.18} \cdot \sigma'_c{}^{0.70} \quad \text{Touhoro} \quad (7)$$

$$G = 3876 \cdot e_c^{-1.42} \cdot \sigma'_c{}^{0.56} \quad \text{Kitami} \quad (8)$$

where G (in kPa) is the shear modulus obtained from bender element tests and cyclic triaxial tests. The test results can be described with reasonable accuracy using the proposed equations. As can be seen in Eqs. (5) to (8), the exponent m of e_c^m decrease in the order of Kitami, Mori, Tomikawa, and Touhoro volcanic soil. It is indicated that the effect of void ratio on shear modulus is greatly significant for Mori and Kitami volcanic soil. On the other hand, the dependence of shear modulus on void ratio is less significant in case of Tomikawa and Touhoro volcanic soil, because their void

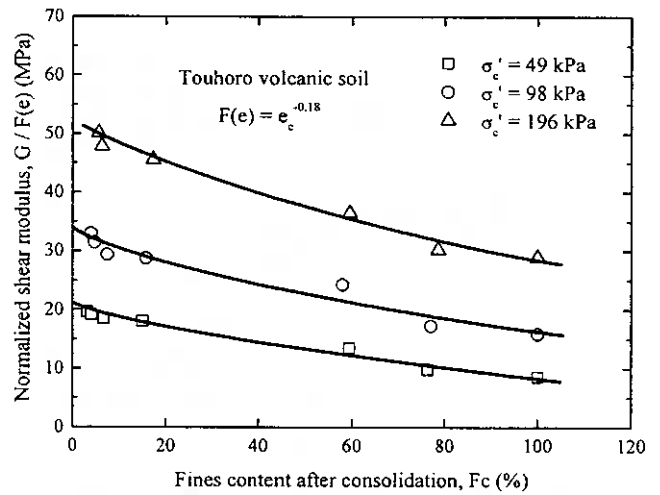


Fig. 13 Effect of fines content on shear modulus

ratios are extremely high due to the existence of many intra-particle voids. The G - e relations of Kitami seem to resemble closely to Mori volcanic soil and Toyoura sand. However, shear modulus of Kitami is extremely lower due to the existence of many fines content. The effect of fines content on shear modulus will be discussed later.

Effect of fines on shear modulus

The effect of fines content on shear modulus was investigated by bender element test on Touhoro volcanic soil with different amount of fines. To eliminate the effects of the difference in void ratio among soil samples, the shear modulus was normalized by using void ratio function, $F(e) = e_c^{-0.18}$, which is obtained from the value of Eqs. (7). The dependence of the normalized shear modulus of Touhoro-fines mixtures on amount of fines content after consolidation is demonstrated in Fig 13. It can be observed that, the shear modulus decrease with increasing fines content and shear modulus decreased to about a half of the initial value at fines content of 100 %.

The possible reason for the decrease in shear modulus with increasing fines content is that the shear wave has a tendency to propagate faster through the stiff parts than weak parts (fines content) of the soil specimens. To clarify this behavior, a series of bender element tests on a uniform size glass beads-fines mixture were conducted. Fig. 14. shows the test results and it can be found that, shear wave velocity and hence shear modulus decreases with increasing fines content.

Effect of consolidation time on shear modulus

The effect of consolidation time on shear wave velocity in Mori, Tomikawa and Touhoro volcanic soils at $\sigma'_c = 98$ kPa are showed in Fig. 15. The shear wave velocity increased significantly at the early stages of consolidation, however the increase in shear wave velocity becoming more gradual as the consolidation

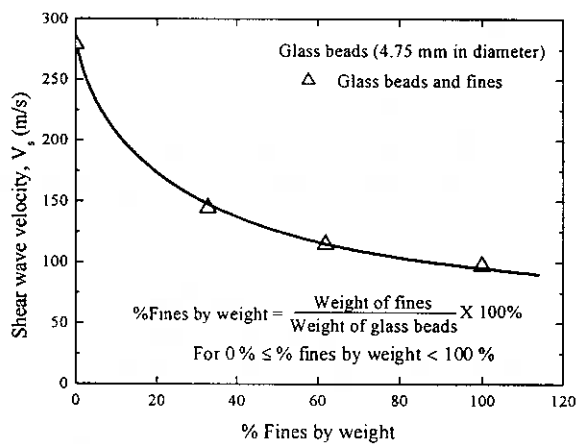


Fig. 14. Bender element tests on glass bead-fines mixture at $\sigma'_c = 98$ kPa

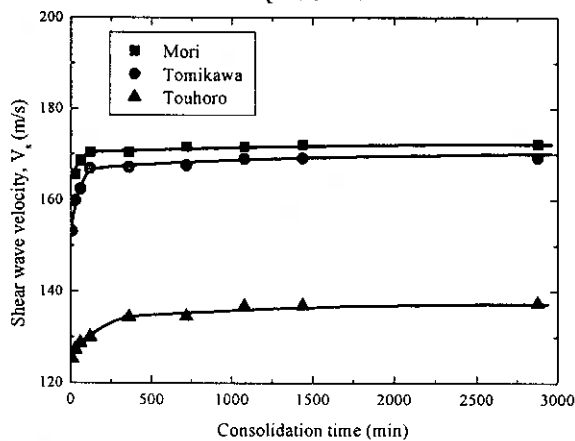


Fig. 15. Dependency of V_s and consolidation time

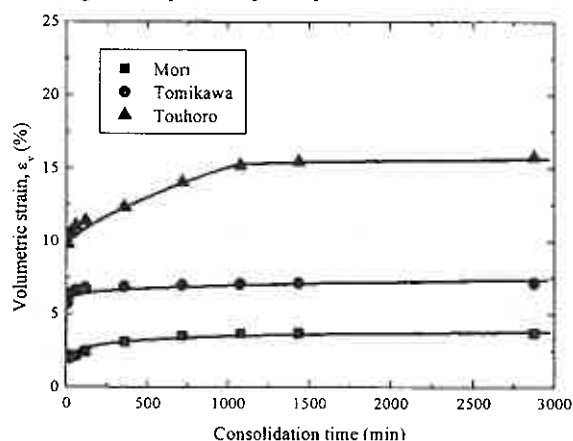


Fig. 16. Dependency of ϵ_v and consolidation time

progressed to about 18 hour, which could be attributed to the end of consolidation process as can be observed by the constant value of volumetric strain, ϵ_v in Fig. 16.

7. Conclusions

- A reasonable agreement between small strain shear modulus, which obtained by bender element and cyclic triaxial tests can be observed. Therefore, shear modulus evaluated by bender element test can be applied to the volcanic coarse-grained soils.

- The shear modulus of volcanic coarse-grained soils is basically depending on the effective confining pressure and void ratio. The proposed equations as the

function of effective confining pressure and void ratio are useful for evaluating small strain shear modulus of volcanic coarse-grained soils.

- The shear wave velocity and shear modulus increases with consolidation time but tends to decrease with increasing fines content.

- From the test results of undisturbed and reconstituted samples of Kitami volcanic soil, it can be pointed out that the cementation effect seems to be insignificant.

References

- [1] Arulnathan R, Boulanger RW, Riemer MF. Analysis of bender element tests. *Geotechnical Testing Journal* 1998; 21(2): 120-131.
- [2] Asonuma T, Miura S, Yagi K, Tanaka H. Dynamic deformation characteristics of volcanic soils and their evaluation methods. *Journal of Geotechnical Engineering, JSCE* 2002; 708/III (59): 161-173.
- [3] Dyvik R, Madshus C. Laboratory measurements of G_{max} using bender elements. *ASCE convention: Advance in the art of testing soils under cyclic conditions*, Detroit, Michigan 1995.
- [4] Hardin BO, Richart FE. Elastic wave velocities in granular soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. of ASCE* 1963; 89 (SM1): 33-65.
- [5] Jovicic M, Coop R, Simic M. Objective criteria for determining G_{max} from bender element tests. *Geotechnique* 1996; 46(2): 357-362.
- [6] Kawaguchi T, Mitachi T, Shibuya S. Evaluation of shear wave travel time in laboratory bender element test. *Proc. of The Fifteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 1.*; 2001. p. 155-158.
- [7] Kokusho T. Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range. *Soils and Foundations* 1980; 20(2): 45-60.
- [8] Miura S, Yagi K. Particle breakage of volcanic coarse-grained soils and its evaluation. *Journal of Geotechnical Engineering, JSCE* 1997; 561/III (38): 257-269.
- [9] Miura S, Yagi K, Asonuma T. Deformation-strength evaluation of crushable volcanic soils by laboratory and in-situ testing. *Soils and Foundations* 2003; 43(4): 47-57.
- [10] Press WH, Flannery BP, Teukolsky SA, Vetterling WT. *Numerical Recipes in C, The art of scientific computing*, Cambridge University Press, 1992.
- [11] Shirley DJ, Hampton LD. Shear wave measurements in laboratory sediments. *Journal of Acoustic Society of America* 1977; 63(2): 607-613.
- [12] Viggiani G, Atkinson J.H. The interpretation of bender element tests. *Geotechnique* 1995; 45(1): 149-155.

砂と粘土のベンダーエレメント試験に及ぼす諸因子

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

1. はじめに

近年、室内試験で小ひずみレベルでのせん断剛性を求める方法として、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の特徴として、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計測することができることや、PS 検層等の原位置試験との比較が容易であること、小型で軽量であるため種々の試験装置に簡単に取り付けることができる等の利点がある。

筆者らのこれまでの研究から、ベンダーエレメント試験で求めた剛性は、PS 検層やサイズミックコーン試験等の原位置試験結果とよく対応しており、サンプリング試料の品質評価の指標となることや¹⁾、3 方向のせん断波速度を測定することによって、構造異方性を評価できることが明らかになった²⁾。しかし、ベンダーエレメントによる研究は端緒に終わったばかりであり、測定方法（波形、周波数、せん断波の伝播距離等）や、せん断波速度の伝播時間の同定法に関して、near-field-effect 等の問題を有している。near-field-effect とは、せん断波の波長に比べて、伝播距離が短い場合にのみ生じる現象であり、伝播距離を長くすることによって near-field-effect の影響を防ぐことができるが、室内試験では供試体の大きさに限界があり、また、伝播距離を大きくすると減衰によって受信波が不明瞭になる。

そこで、本研究では、near-field-effect の影響が大きいと考えられる、供試体高さが比較的低い圧密容器を用いて、波形、周波数、送信電圧、伝播距離を変化させてベンダーエレメント試験を行い、それらの因子が試験結果に与える影響を検討した。

2. 試料と試験方法

2.1 試料と供試体作製法

本研究に用いた試料は、豊浦砂と NSF clay である。表-1 にそれぞれの物理的性質を示す。豊浦砂供試体の作製方法には、漏斗を用いて試料を堆積させたのち、電動パイプレーターで所定の密度(Dr=80%)に締め固める乾燥振動法(dry-vibration method: DV method)を用いた。NSF clay 供試体の作製は、液性限界の2倍程度になるよう、蒸留水を加えてスラリー状にし、真空に近い状態で1時間攪拌したのち、24時間放置して再び1時間攪拌してから大型予圧密セルにて、鉛直応力 $\sigma_v=150\text{kPa}$ で10日間予圧密を行った。供試体の寸法は、直径6cm、高さ2cm、4cm および6cm である。

2.2 試験装置と試験方法

ベンダーエレメント（以下、BE と記す）は、圧密試験装置の上下端面に設置されており、BE の突出量はそれぞれ約5mm である。せん断波は鉛直方向に伝播し、水平方向に振動する VH 波を測定した。

BE 試験は供試体設置後、鉛直応力 $\sigma_v=49\text{kPa}$ 、 98kPa 、 196kPa 、 392kPa の K_0 圧密状態の各段階において、送信電圧±10V の sin 波($f=5\sim 120\text{kHz}$)および pulse 波($f=5\text{Hz}$)のせん断波速度を測定した。さらに、電圧増幅器を用いて送信電圧を6倍(±60V)にして試験を行った。また、せん断剛性は式(1)によって求めた。

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad (1)$$

ここで、 ρ は供試体の湿潤密度、 V_s はせん断波速度である。

なお、豊浦砂は乾燥状態で試験を行った。

表-1 試料の物理的性質

	ρ_s (g/cm^3)	e_{\max}	e_{\min}	w_L (%)	w_P (%)	I_p
豊浦砂	2.650	0.980	0.615	-	-	-
NSF clay	2.724	-	-	58.2	29.9	28.3

Some factors on bender element tests of sand and clay.

Tomohito Hori, Satoshi Yamashita, Teruyuki Suzuki (Kitami Institute of Technology)

3. 試験結果

3.1 BE 試験結果の一例

図-1 は、豊浦砂の BE 試験による送・受信波の電圧の時刻歴を示したものである。試験条件は、供試体高さ $H=6\text{cm}$ 、鉛直応力 $\sigma_v=98\text{kPa}$ である。せん断波の到達地点を▲マークで示した。図中には、せん断波の到達地点をわかりやすくするために、位相を 180° 変えて行った試験結果を薄い線で示している。

図より、送信周波数の違いによるせん断波の到達地点に大きな差がないことがわかる。また、受信波形の特徴として、送信周波数が高くなるに従い減衰が大きく、受信波の振幅が小さくなっている。さらに、送信周波数の違いにより、near-field-effect の影響が異なることがわかる。特に、 $f=15\text{kHz}$ 、 20kHz および 40kHz で near-field-effect による影響が大きい。

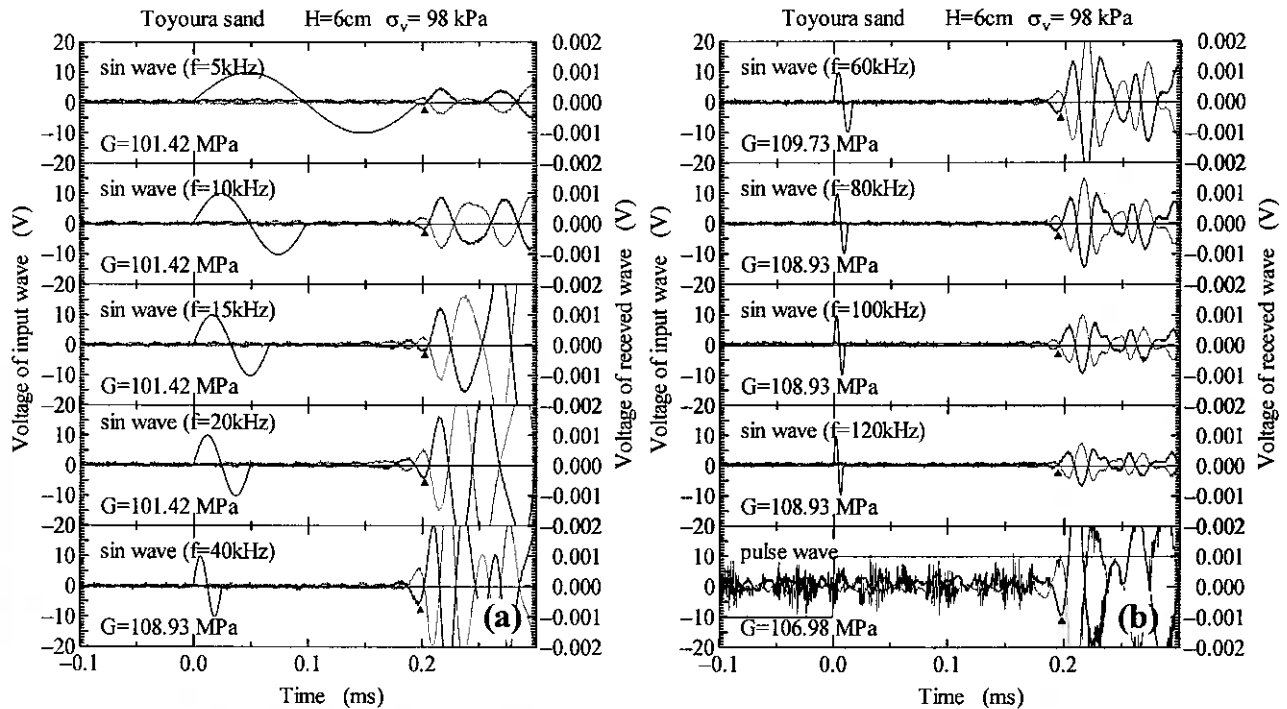


図-1 BE 試験結果の一例 (豊浦砂, 供試体高さ 6cm, 鉛直応力 98kPa)
(a) sin 波 ($f=5\sim 40\text{kHz}$) (b) sin 波 ($f=60\sim 120\text{kHz}$), pulse 波

3.2 せん断波の伝播距離が初期剛性に及ぼす影響

図-2 は、豊浦砂と NSF clay のせん断波の受信波形に及ぼす伝播距離の影響を示したものである。試験条件は、鉛直応力 $\sigma_v=98\text{kPa}$ 、送信周波数 $f=15\text{kHz}$ である。

図より、豊浦砂と NSF clay において、せん断波の伝播距離の違いによって到達地点付近の波形に乱れが生じている。これは near-field-effect の原因とされている P 波の影響であると考えられる。図-2(b)に示した NSF clay の結果では、伝播距離 $d=1\text{cm}$ ($H=2\text{cm}$) と $d=3\text{cm}$ ($H=4\text{cm}$) では受信波の初動の向きが異なっている。豊浦砂では、せん断波の伝播速度が速いため、P 波と S 波の速度の差は小さい。それに対して、NSF clay は伝播速度が遅く、P 波と S 波の到達時間の差が大きくなるため、伝播距離の違いによって受信波の初動の向きが異なったものと考えられる。

そこで、near-field-effect と P 波の関係を調べるために、S 波の到達時間から P 波の到達時間を推定した。S 波と P 波の間には次の関係がある。

$$V_p = V_s \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad (2)$$

ここで、 V_p は P 波の伝播速度、 V_s は S 波の伝播速度、 ν はポアソン比である。なお、豊浦砂のポアソン比を $\nu=0.2$ 、NSF clay のポアソン比を $\nu=0.3$ と仮定した。(2)式に、それぞれのポアソン比を代入すると以下ようになる。

$$V_p = 1.63299 \cdot V_s \quad (3) \quad \text{豊浦砂}$$

$$V_p = 1.87083 \cdot V_s \quad (4) \quad \text{NSF clay}$$

次に、 $V=d/t$ の関係から、次式が得られる。

$$t_p = \frac{t_s}{1.63299} \quad (5) \quad \text{豊浦砂}$$

$$t_p = \frac{t_s}{1.87083} \quad (6) \quad \text{NSF clay}$$

ここで、 t_p は P 波の到達時間、 t_s は S 波の到達時間である。上式を用いて、それぞれの P 波の到達時間 t_p を求めた。図-2 より、豊浦砂の場合には、 t_p は波の乱れている部分の変曲点とよく一致している。NSF clay の結果においても同様に、変曲点とほぼ一致しているため、near-field-effect は P 波の影響によって生じると考えられる。

図-3 は、せん断波の伝播距離がせん断剛性 G に及ぼす影響を示したものである。図-3(a)の豊浦砂の結果には、相対密度 $D_r=80\%$ の三軸試験装置で行った等方($K=1.0$)および異方応力状態($K=0.5$)での BE 試験の結果も追加している。図-3(a)より、豊浦砂の結果では、供試体高さ $H=4\text{cm}$ と 6cm の剛性はほぼ等しいのに対し、 $H=2\text{cm}$ の剛性はそれらに比べ非常に高くなっている。

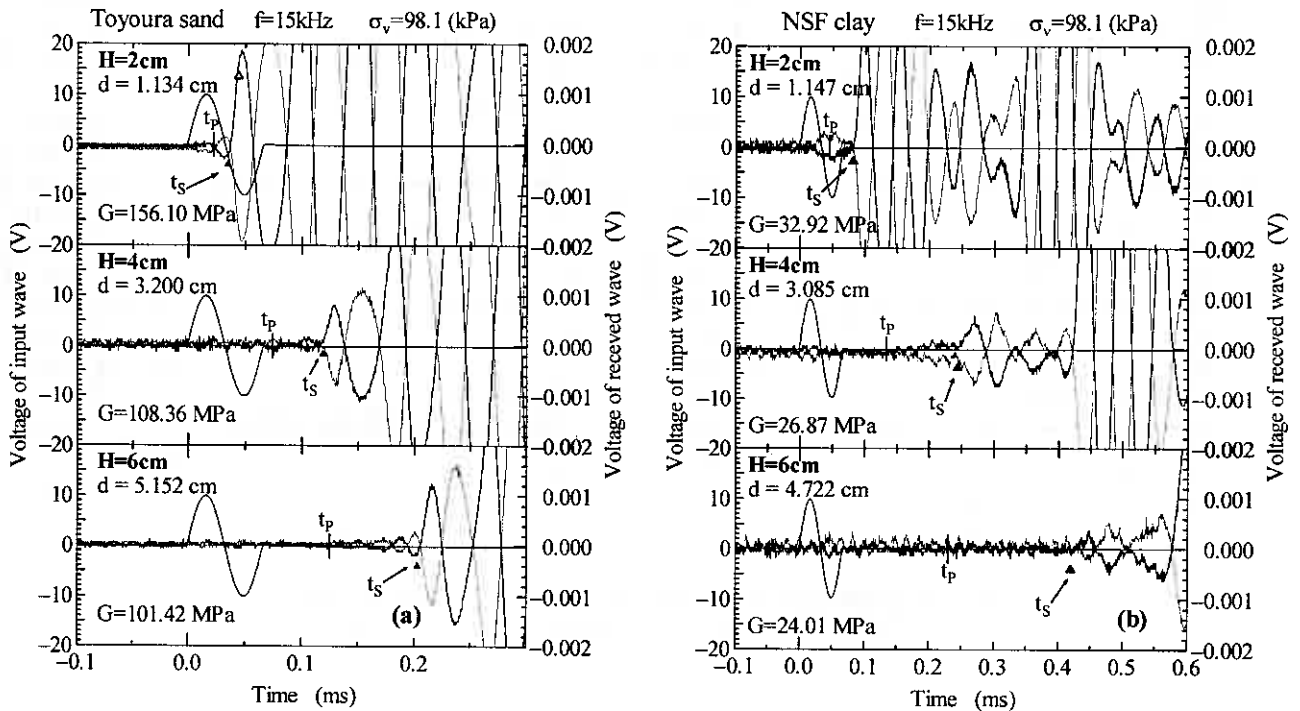


図-2 せん断波の伝播距離が受信波形に及ぼす影響 (a)豊浦砂 (b)NSF clay

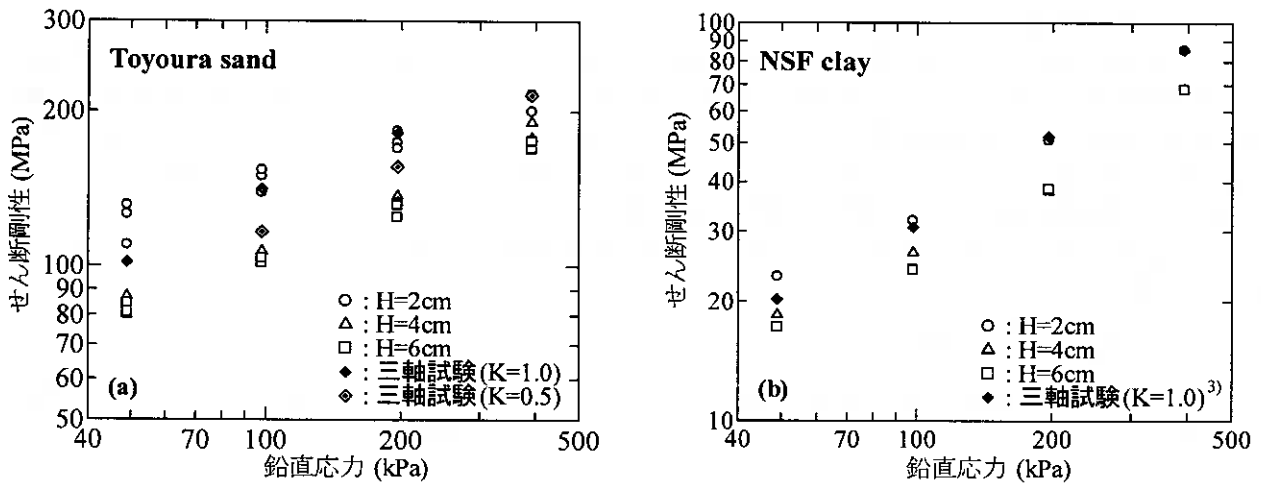


図-3 鉛直応力とせん断剛性の関係 (a)豊浦砂 (b)NSF clay

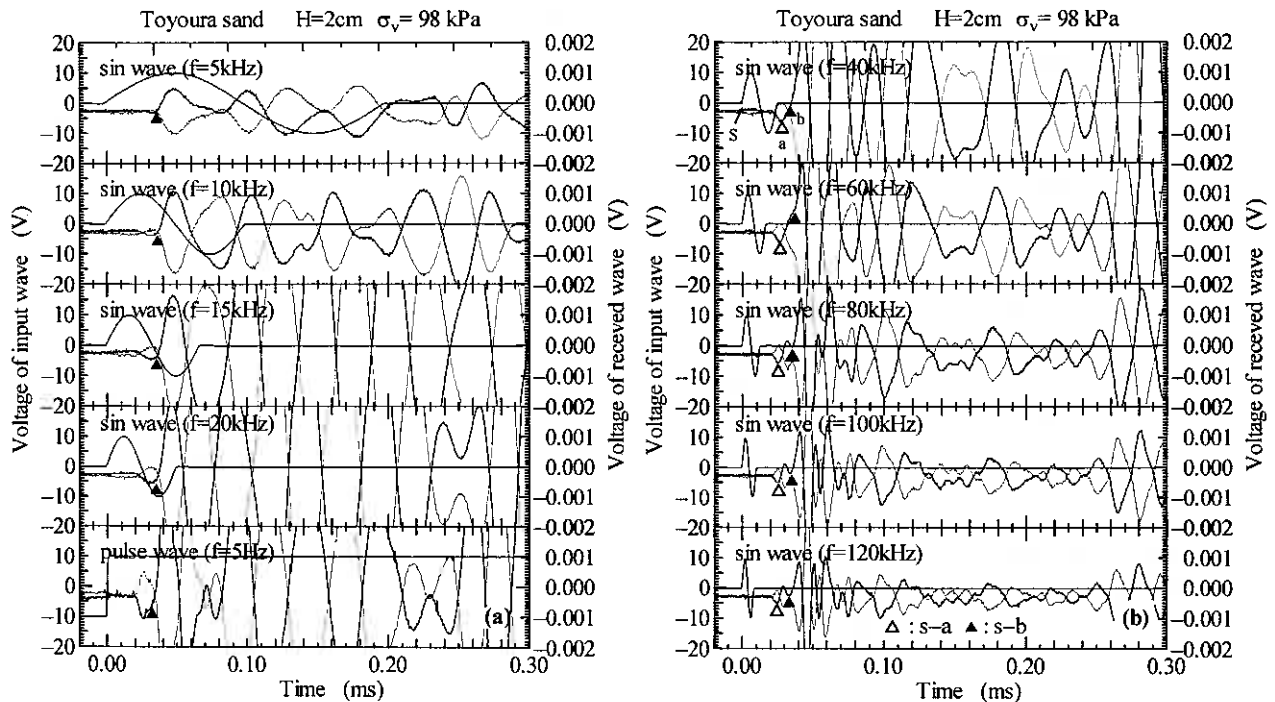


図-4 送信周波数が受信波形に及ぼす影響 (豊浦砂)
 (a) sin波($f=5\sim 20\text{kHz}$), pulse (b) sin波($f=40\sim 120\text{kHz}$)

三軸試験の結果と比較すると、 K_0 圧密状態での剛性は、異方応力状態($K=0.5$)の剛性に比べ、 $H=4\text{cm}$ と $H=6\text{cm}$ の結果はやや低いが大きな差はない。しかし、 $H=2\text{cm}$ の結果は、 $K=0.5$ の結果に比べ剛性が高く、 $K=1.0$ の剛性よりもやや高いことから、near-field-effect の影響により過大評価された可能性がある。図-2(a)において、 $H=4\text{cm}$ と $H=6\text{cm}$ の結果と同じになるせん断波の到達地点を求めたのが Δ マークであるが、せん断波の到達地点として読みとることは困難である。図-3(b)で示した NSF clay の結果も同様に $H=2\text{cm}$ の剛性がやや高くなっている。三軸試験の結果と比較しても、等方応力状態($K=1.0$)の結果とほぼ等しいことから $H=2\text{cm}$ の剛性が高いことがわかる。

以上のことから、せん断波の伝播距離が小さい場合、near-field-effect の影響を強く受け、せん断波の到達地点の読み取りが困難になるため、せん断剛性が過大評価される可能性がある。

3.3 せん断剛性に及ぼす送信周波数の影響

図-1に示したように、送信波の周波数が低い場合、例えば、 $f=5\text{kHz}$ では、波の立ち上がりが緩やかであるため、受信波形は減衰によって振幅が小さくなる。また、 $f=120\text{kHz}$ のような高い周波数では、電圧の変化に BE の動きが追従できないため、受信波の振幅が小さくなる。従って、ベンダーエレメント試験を行う上で、送信周波数の設定は非常に重要な問題になる。

図-4は送信周波数が受信波形に及ぼす影響を示したものである。図では、豊浦砂の供試体高さ $H=2\text{cm}$ 、鉛直応力 $\sigma_v=98\text{kPa}$ の結果を示している。図-4より、送信周波数が高くなるに従い near-field-effect の影響が強くなり、周波数が $f=60\text{kHz}$ より大きくなると、波形が二つに分かれている。この場合、せん断波の到達地点をどこに設定していいのかわからない。そこで、図-4(b)に示したように、送信開始時を s 点とし、最初の波の立ち上がり地点を $s-a$ (Δ マーク)、次の波の立ち上がり地点を $s-b$ (\blacktriangle マーク) として、せん断剛性を求めたのが、図-5である。図より、 $s-a$ 地点で求めた剛性は明らかに高い。一方、 $s-b$ 地点で求めた剛性は、 $f=20\text{kHz}$ 以下の低い周波数の結果と整合しているため、せん断波の到達地点は $s-b$ 地点 (\blacktriangle マーク) であると考えられる。

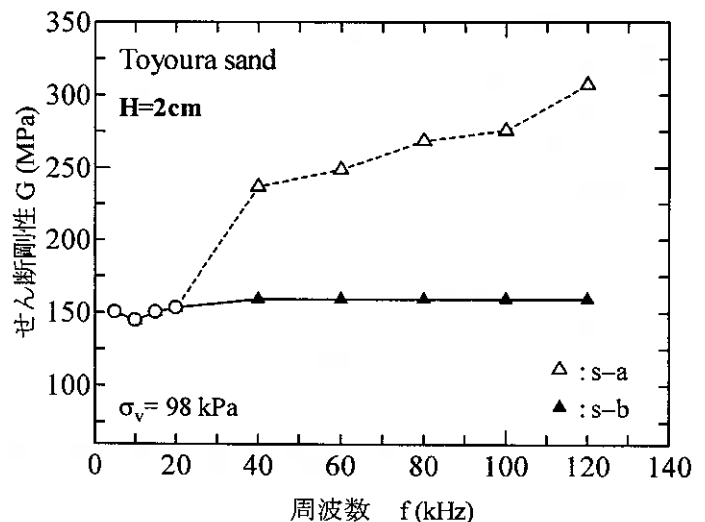


図-5 波の到達時間の違いによる剛性への影響

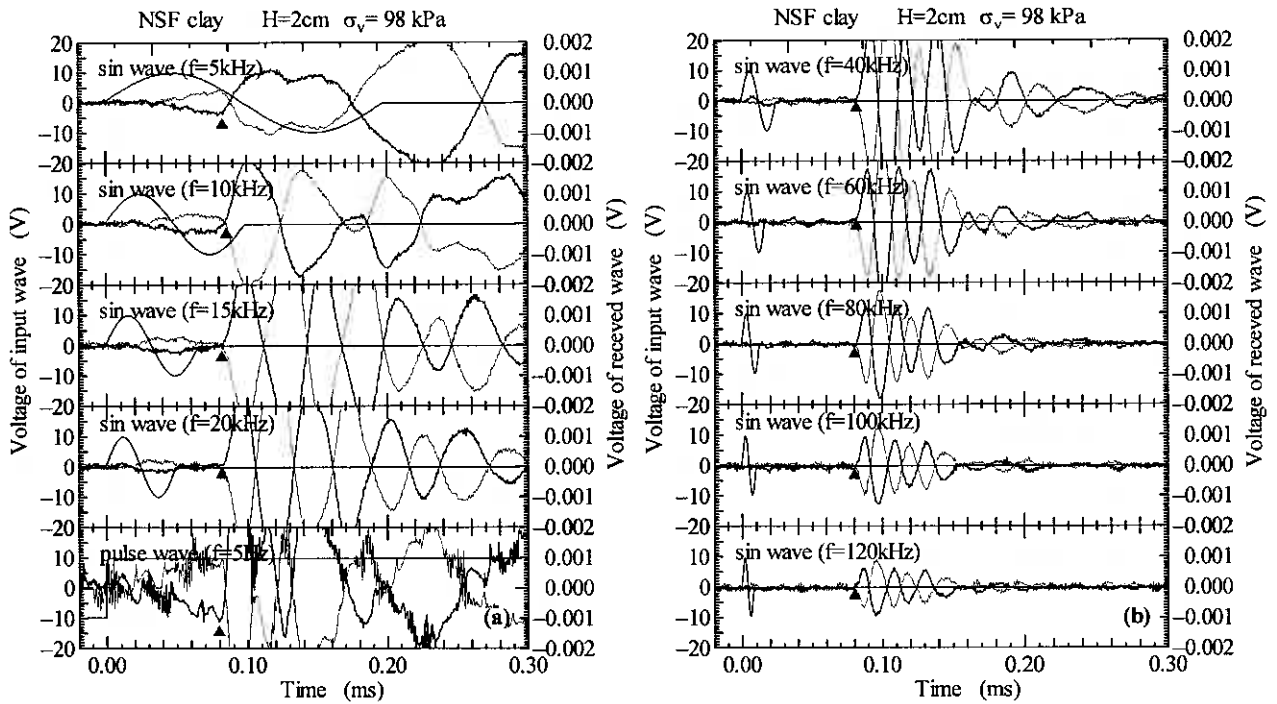


図-6 送信周波数が受信波形に及ぼす影響 (NSF clay)
 (a) sin 波($f=5\sim 20\text{kHz}$), pulse 波 (b) sin 波($f=40\sim 120\text{kHz}$)

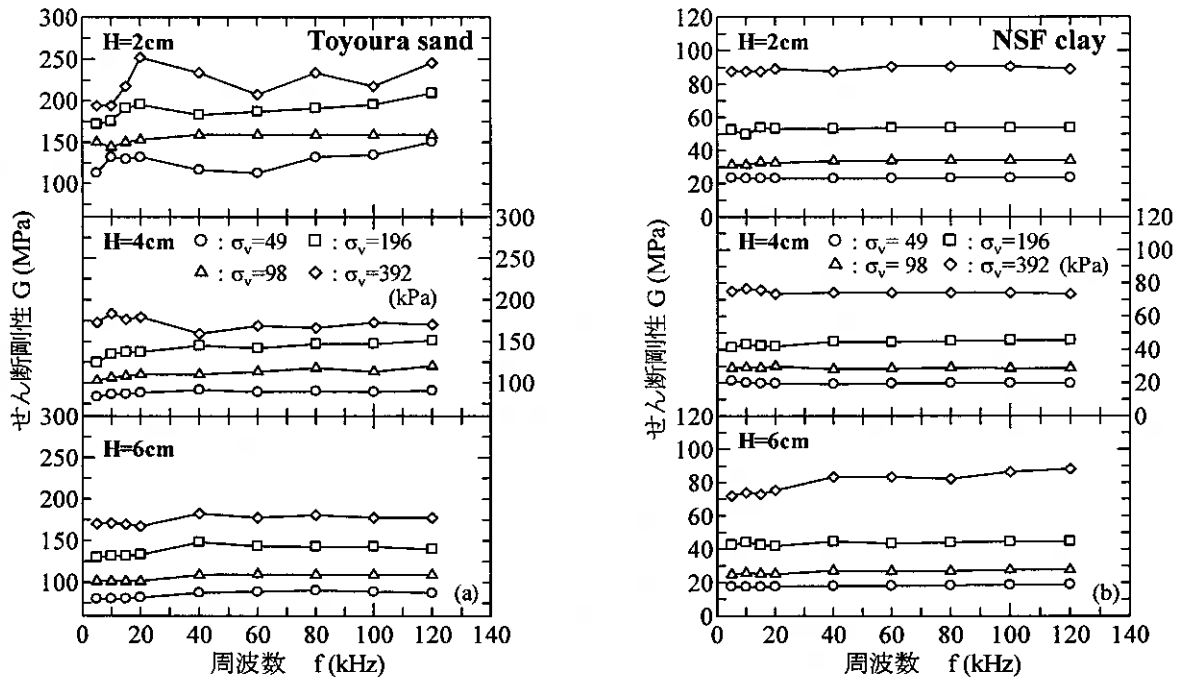


図-7 送信周波数とせん断剛性の関係 (a)豊浦砂 (b)NSF clay

図-6 は、NSF clay の結果を示したものである。NSF clay の結果は、 $f=5\text{kHz}$ および 10kHz の低い周波数では、near-field-effect の影響があるものの、 $f=15\text{kHz}$ より高い周波数では、波の立ち上がりが非常に明確である。これは、豊浦砂の結果とは相反する結果である。

図-7 は、豊浦砂と NSF clay の送信周波数とせん断剛性の関係を示したものである。図-7(a)より、豊浦砂の $H=2\text{cm}$ の結果は、図-3 に示したように $H=4\text{cm}$ および 6cm の剛性よりも高く、near-field-effect の影響によって結果にばらつきが生じている。また、 $H=4\text{cm}$ および $H=6\text{cm}$ の結果においても、鉛直応力 $\sigma_v=392\text{kPa}$ の結果が多少ばらついている。

図-8は、鉛直応力と受信波形の関係を示したものである。図-8(a)より、鉛直応力 $\sigma_v=49\text{kPa}\sim 196\text{kPa}$ までは受信波形に異常は見られない。しかし、 $\sigma_v=392\text{kPa}$ の波形は、near-field-effectの影響とは異なる特異な波形である。図-8(b)に示したNSF clayの結果からは、豊浦砂のような波形の異常は見られない。この原因として、鉛直荷重の増加に伴い、ベンダーエレメント先端に応力集中が生じて、特殊なノイズが発生したことが推測される。三軸試験においては、拘束圧が増加してもこのような波形は認められないことから、側面が拘束された圧密容器で、せん断波の伝播距離が短い場合の砂特有のものであると考えられる。

以上のことから、送信周波数はnear-field-effectに大きく影響し、せん断波の伝播距離が短い場合、豊浦砂では周波数が高いほどnear-field-effectの影響を受け、反対にNSF clayでは、周波数が低いほどnear-field-effectの影響が大きいということがわかった。したがって、near-field-effectを回避する方法として、様々な周波数でBE試験を行い、総合的にせん断波の到達地点を決定する方法は非常に有用であると考えられる⁴⁾。

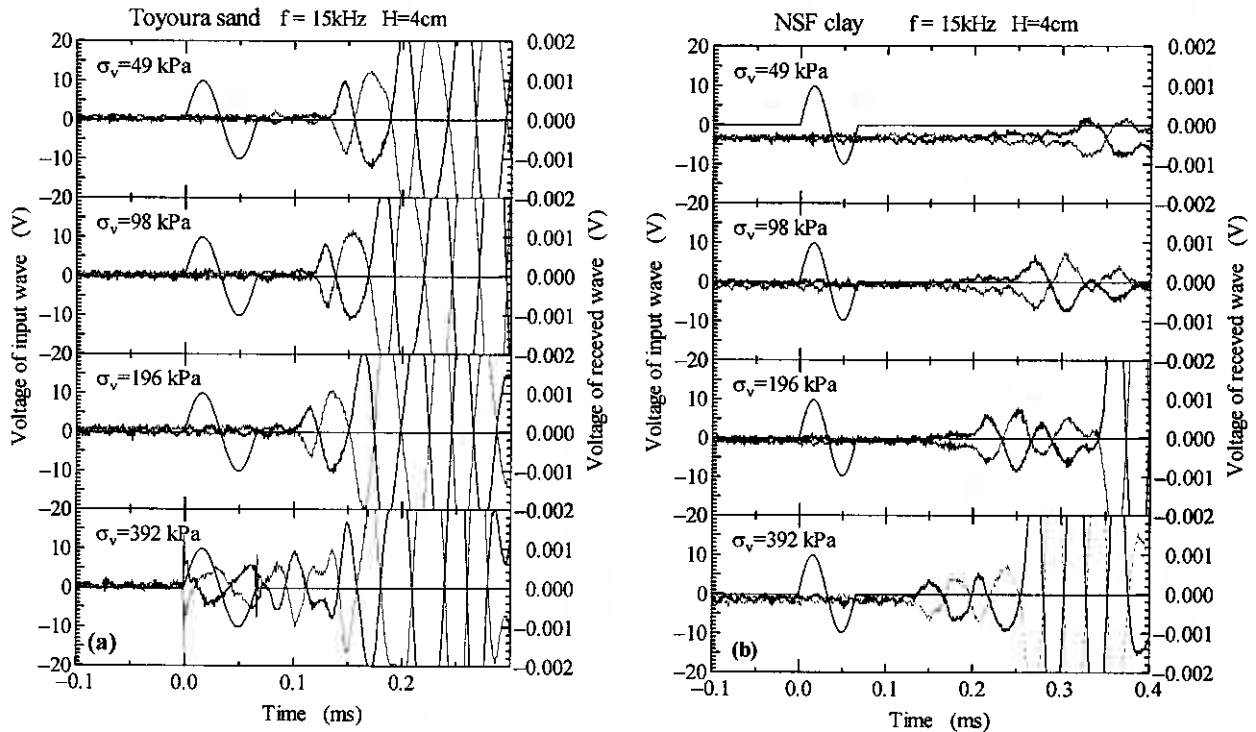


図-8 鉛直応力が受信波形に及ぼす影響 (a)豊浦砂 (b)NSF clay

3.4 伝播距離と波長の関係

near-field-effectの有無を評価する方法として、せん断波の伝播距離に占める波長の割合 R_d が用いられている⁵⁾。 R_d は次式で表される。

$$R_d = \frac{d}{\lambda} \quad (7)$$

ここに、 d はせん断波の伝播距離、 λ はせん断波の波長である。

ほぼ等しい R_d に対する送受信波形の一例を示したのが図-9である。near-field-effectの基準として、せん断波の到達地点が明確なものを“影響小”，near-field-effectの影響を受けているが、せん断波の到達地点がわかるものを“影響中”，せん断波の到達地点がわからないものを“影響大”とした。せん断波の到達地点は、すべての周波数の結果を比較して決定したものである。豊浦砂の結果を示した図-9(a)では、 R_d がほぼ等しいのに対し、 $H=6\text{cm}$ と $H=2\text{cm}$ で、near-field-effectの影響が異なり、 $H=2\text{cm}$ では、せん断波の到達地点を特定することが困難である。 $H=2\text{cm}$ の結果は、せん断波の到達地点が明確であるように見えるが、図-4(b)および図-5の結果からせん断波の到達地点ではないことがわかる。図-9(b)で示したNSF clayの結果も同様に、 R_d がほぼ等しいのに対し、受信波のnear-field-effectの影響が異なる。

図-10は R_d と送信周波数 f の関係を示したものである。図中の黒いマークは、図-9の比較に用いたデータである。この図より、 $R_d=5$ より小さい範囲で、豊浦砂とNSF clayの結果は異なっている。 $H=2\text{cm}$ の結果では、先述したように豊浦砂では周波数が高くなるとnear-field-effectの影響を強く受け、NSF clayは低い周波数でnear-field-effectの影響を受けるためである。しかし、 R_d が大きい場合($R_d>8$)、near-field-effectの影響が小さいことがわかる⁶⁾。このことから、送信周波数を高くすると、near-field-effectの影響が小さくなると言える。

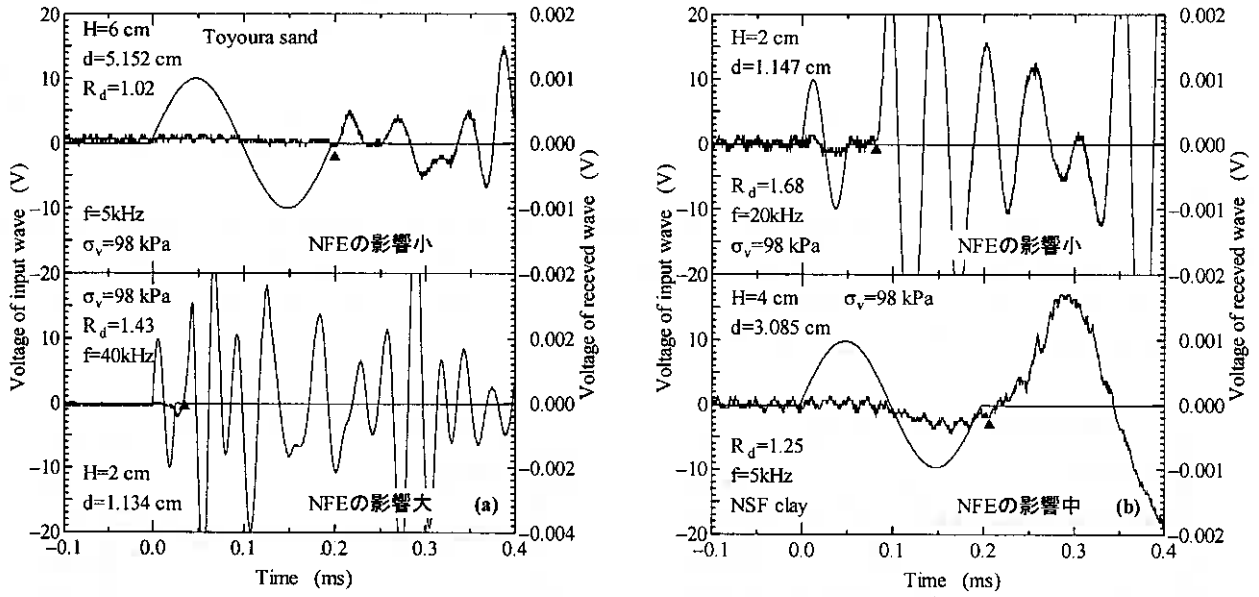


図-9 R_d とnear-field-effectの関係 (a)豊浦砂 (b)NSF clay

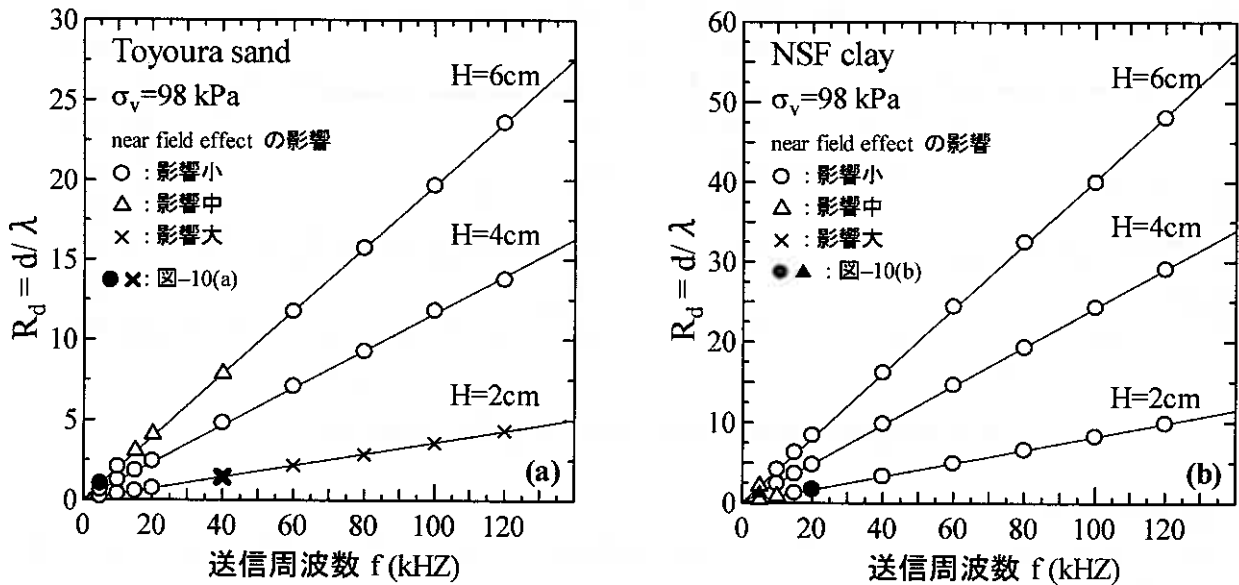


図-10 R_d と送信周波数の関係 (a)豊浦砂 (b)NSF clay

3.5 電圧増幅器の利用

3.3節および3.4節で述べたように、BE試験でsin波によってせん断波速度を測定する場合、高い周波数を用いるとnear-field-effectの影響を回避できることがわかった。しかし、高い周波数では、電圧の変化にBEの動きが追従できないため、受信波の振幅が小さくなるという問題がある。そこで、受信波の波形を大きくするために、電圧増幅器を用いて送信電圧を20V(±10V)から120V(±60V)にして試験を行った。

図-11は、受信波の応答が最も低い鉛直応力 $\sigma_v=49\text{ kPa}$ において電圧増幅器を使用した試験結果の一例である。図-11(a)に示した送信電圧20Vの結果では、周波数 $f=40\text{ kHz}$ および 60 kHz では、かろうじてせん断波の到達地点を確認することができるが、 $f=80\text{ kHz}$ より高い周波数では到達地点が不明瞭である。一方、図-11(b)に示した送信電圧120Vの結果では、図-11(a)よりもせん断波の到達地点が明確である。また、図-11(a)および(b)のせん断剛性を比較すると大きな違いはない。したがって、拘束圧が低い、伝播距離が大きい、周波数が大きい等の受信波の減衰が大きい場合、電圧増幅器を使用することによって、受信波形が明瞭になり、BE試験の適用範囲が広がることが考えられる。

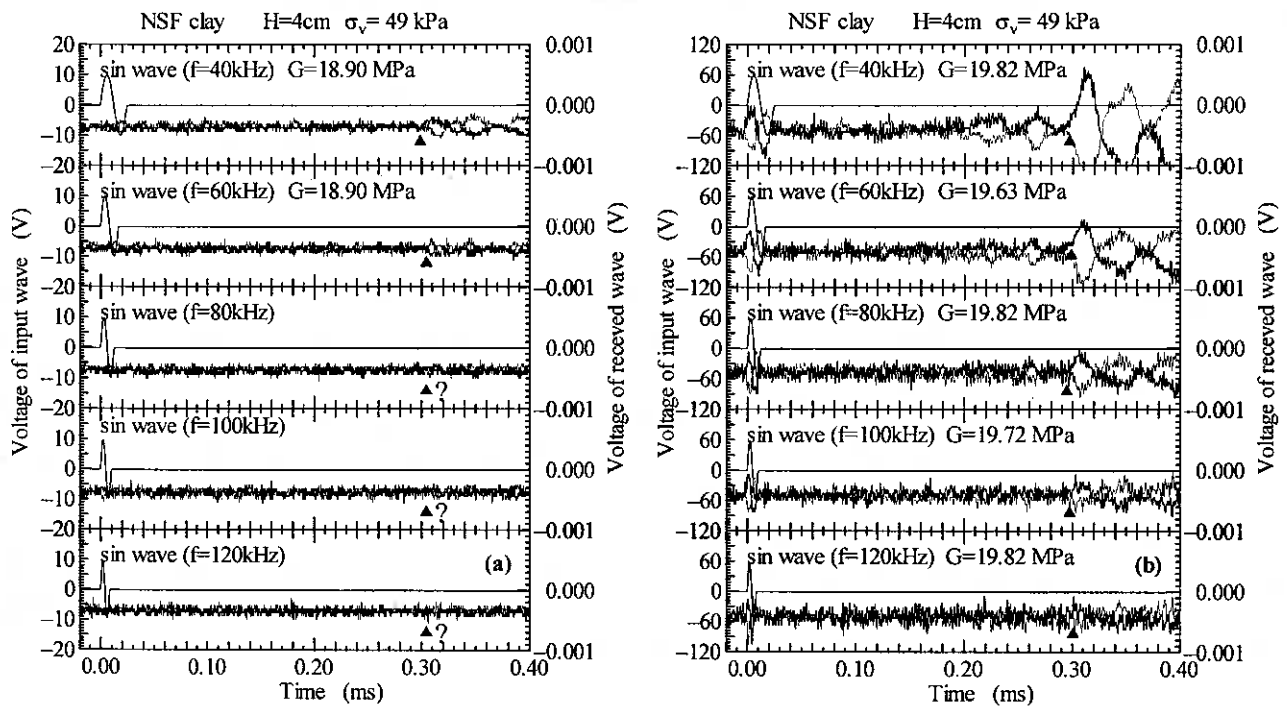


図-11 電圧増幅器の使用例 (a)送信電圧 20V (b)送信電圧 120V

4. 結論

- (1) せん断波の伝播距離 $d=1\text{cm}$ の結果は、near-field-effect の影響によりせん断波速度を過大評価する恐れがあるため、少なくとも、伝播距離は $d=3\text{cm}$ 以上必要であると考えられる。
- (2) 送信周波数により、near-field-effect の影響は異なる。したがって、near-field-effect を回避する方法として、様々な周波数で BE 試験を行い、総合的にせん断波の到達地点を決定する方法は非常に有用であると考えられる。
- (3) 豊浦砂において鉛直応力 σ_v が大きくなると、せん断波の受信波形に特殊なノイズが発生した。これは、側面が拘束された圧密容器を用いた場合、せん断波の伝播距離が短い時に生じる砂特有のものであると考えられる。
- (4) せん断波の伝播距離に占める波長の割合 R_d によって、near-field-effect の影響を評価する場合、 $R_d < 5$ では、砂と粘土で結果が異なるため、分けて評価する必要がある。また、 $R_d > 8$ では、砂と粘土で near-field-effect の影響は小さい。したがって、sin 波で BE 試験を行う場合、周波数を高くすることによって near-field-effect の影響を小さくすることができる。
- (5) NSF clay では、受信波の減衰が大きいため、電圧増幅器を使用し送信電圧を大きくすることによって、受信波形の読みとりが容易となる。さらに、電圧増幅器を使うことによってせん断波の伝播距離を大きくすることができるため、BE 試験の適用範囲が広がる。

参考文献

- 1) 堀智仁, 山下聡, 鈴木輝之: 凍結サンプリング試料の室内試験と原位置試験による初期剛性の比較, 第 48 回地盤工学シンポジウム平成 15 年度論文集, pp.69-76, 2003.
- 2) 山下聡, 堀智仁, 鈴木輝之: 異方応力状態でのせん断波速度に及ぼす伝播方向と堆積方向の影響, 土木学会論文集, No.722/III-61, pp.387-392, 2002.
- 3) 山口岳志, 山下聡, 堀智仁, 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, No.44, 2004.
- 4) 川口貴之: 粘性土の弾性係数の測定および評価方法に関する研究, 北海道大学, 博士論文, 2002.
- 5) Salinero, I. S., Roesset, J. M., and Stokoe, K. H.: Analytical studies of body wave propagation and attenuation, Report GR86-15, University of Texas at Austin, 1986.
- 6) Jovicic, V., Coop, M. R., Simic, M.: Objective criteria for determining G_{max} from bender element tests, Geotechnique, Vol.46, No.2 pp.357-362, 1996.

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

北見工業大学大学院 学生員 ○ 山口 岳志
北見工業大学工学部 正会員 山下 聡
北見工業大学大学院 学生員 堀 智仁
北見工業大学工学部 正会員 鈴木 輝之

1. はじめに

構造物の建築や掘削による地盤内応力の変化に伴う変形問題や地震時における地盤挙動を推定するため、初期せん断剛性率は必要不可欠なパラメータである。室内試験から初期せん断剛性率を求めるために、最近急速に普及しつつある方法の一つとして、ベンダーエレメントと呼ばれる圧電セラミックスを三軸試験装置に取り付け、せん断波速度を測定し、初期せん断剛性率を求める方法が挙げられる。この方法では、一般に等方圧密した供試体を伝播する鉛直方向のせん断波速度 V_{VH} の測定が行われている。しかし、筆者ら¹⁾が過去に砂や火山灰を用いて行った研究から、鉛直方向に伝播するせん断波速度 V_{VH} と、水平方向に伝播するせん断波速度 V_{HH} および V_{HV} は異なっており、 V_{HH} が他の方向のせん断波速度よりやや早くなることが明らかになった。

このように砂や火山灰を用いた研究により、堆積構造の異方性が初期せん断剛性率に影響を及ぼすことが明らかになったが、粘土試料についてはせん断波の伝播方向の影響に関する研究は少ない。そこで本研究では、NSF粘土を用いて、予圧密した試料から供試体の切り出し方向を変え、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せん断波速度を直行する3方向から求めることで、初期せん断剛性率に及ぼす構造異方性の影響を詳細に調べた。

2. 試料と試験方法

2.1 試料と供試体作製方法

実験に用いた試料は豊浦砂($\rho_s=2.650\text{g/cm}^3$, $e_{\max}=0.980$, $e_{\min}=0.615$, $D_{50}=0.182\text{mm}$)および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。

豊浦砂は、多重ふるい落下凍結法(MSP-F法)によって、コンテナ内に砂試料を相対密度 $D_r=80\%$ で水平に堆積させ、凍結後、供試体軸方向が堆積面と直行するV-Sampleと平行なH-Sampleを直径70mm、高さ70mmで作製した。

NSF粘土は、液性限界の2倍の含水比になるように蒸留水を加えて、負圧をかけながら1時間攪拌し、その後、24時間負圧をかけ続け、再度1時間攪拌し、スラリー状になった粘土試料を大型予圧密セルに移し、鉛直応力 $\sigma_v=150\text{kPa}$ で10日間予圧密を行った。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を直径70mm、高さ70mmで作製した。

2.2 ベンダーエレメント試験

試験は3対のベンダーエレメントを用いて3種類のせん断波速度を測定した。1対の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。他の2対のベンダーエレメントは供試体作製後、ベンダーエレメント設置部分に予め小さな切れ目を入れて銅版を貼り付けておいたメンブレンをかぶせ、30kPaの負圧を与えた状態で、瞬間接着剤により取り付けた。なお、NSF粘土供試体については、メンブレンをかぶせる前に、側面から排水できるように細長い紙を供試体側面に貼ってある。この際、ろ紙の表面積が供試体表面積の半分以下になるようにした。3対のベンダーエレメントから送受信される波を図-1に示すようにVH波、HH波、HV波とした。VH波は波の伝播方向が鉛直、振動方向が水平である。HH波は伝播、振動方向が水平、HV波は伝播方向が水平、振動方向が鉛直である。

ベンダーエレメント設置後、セルを組み立て、豊浦砂ではCO₂および脱気水で、NSF粘土では脱気水のみを十分に通し、供試体を飽和させ、有効拘束圧 $\sigma'_c=49, 98, 196, 392\text{kPa}$ で等方圧密し、各段階で3方向からせん断波速度を測定した。

せん断波速度は、±10Vの電圧変化を発信側ベンダーエレメントに与え、受信側ベンダーエレメントに到達する時間を測定することで求めた。ベンダーエレメント間を伝播するせん断波伝達有効距離は2つのベンダーエレメントの先端距離とし、到達時刻は発信波と受信波の立ち上がり点の時間差とした。また、発信電圧は複数の周波数による正弦波($f=2\text{kHz}\sim 20\text{kHz}$)とパルス波を用い、せん断波速度は立ち上がり点の読み取りが容易な発信周波数 $f=10, 15, 20\text{kHz}$ で得られたせん断波速度の平均値から求めた。

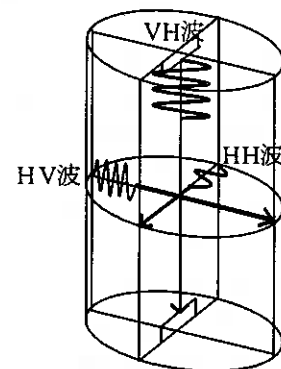


図-1 ベンダーエレメントの設置位置とせん断波の伝播、振動方向

3. 試験結果

3.1 せん断波の伝播、振動方向が初期せん断剛性率に及ぼす影響

本実験では、豊浦砂および NSF 粘土を用いて V-Sample と H-Sample を作製した。図2 に示すように、供試体の堆積面とベンダーエレメントの設置方向によって、V-Sample、H1-Sample、H2-Sample がある。これら 3 種類の供試体について 3 方向のせん断波速度を測定し、せん断波の伝播、振動方向が初期せん断剛性率に及ぼす影響を調べた。

G_{VH} : VH 波から求まる初期せん断剛性率

G_{HH} : HH 波から求まる初期せん断剛性率

G_{HV} : HV 波から求まる初期せん断剛性率

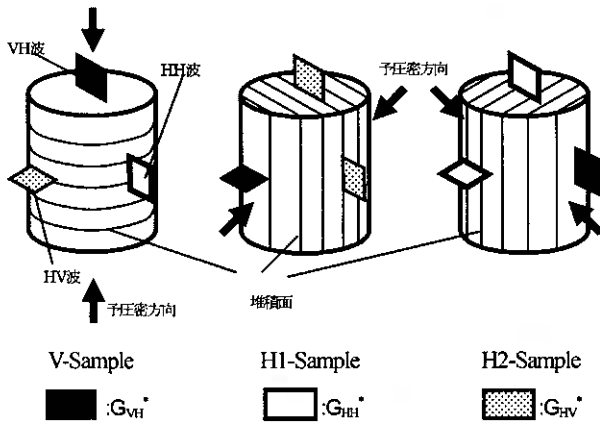


図2 ベンダーエレメントの貫入方向と堆積面の関係

図3(a), (b)は豊浦砂および NSF 粘土の各供試体についての 3 方向の初期せん断剛性率を比較したものである。V-Sample は、図3(a) に示すように、豊浦砂で G_{VH} と G_{HV} が同程度となり、これに比べて G_{HH} が僅かに高い。また、図3(b)に示すように、NSF 粘土についても G_{VH} と G_{HV} は同程度であるが、 G_{HH} はかなり高くなっている。H1-Sample では、図3(a), (b)に示すように、豊浦砂、NSF 粘土ともに 3 方向の初期せん断剛性率は同程度となっている。また、H2-Sample では、図3(a)に示すように、豊浦砂で G_{VH} と G_{HV} が同程度となり、 G_{HH} に比べて僅かに高い。図3(b)に示すように、NSF 粘土についても G_{VH} と G_{HV} は同程度で、 G_{HH} に比べてかなり高くなっている。

図4(a), (b), (c)は NSF 粘土の各供試体を $\sigma'_c = 98 \text{ kPa}$ で圧密したときの 3 方向の発信波と受信波を示したものである。図4(a)に示した V-Sample では、HH 波の立ち上がりがベンダーエレメント間距離のほぼ等しい HV 波よりかなり速くなっている。また、図4(b)に示した H1-Sample ではベンダーエレメント間距離が短い VH 波を除いて HH 波、HV 波の立ち上がりがほぼ等しくなっている。また、図4(c)に示した H2-Sample では、VH 波および HV 波が HH 波よりもかなり早くなっている。

このように、砂に比べて NSF 粘土はせん断波の伝播方向によってせん断波速度(初期せん断剛性率)が大きく異なっている。これは、粘土粒子が砂粒子に比べて薄板状や薄片状など扁平な形状であることが一因であると考えられる。

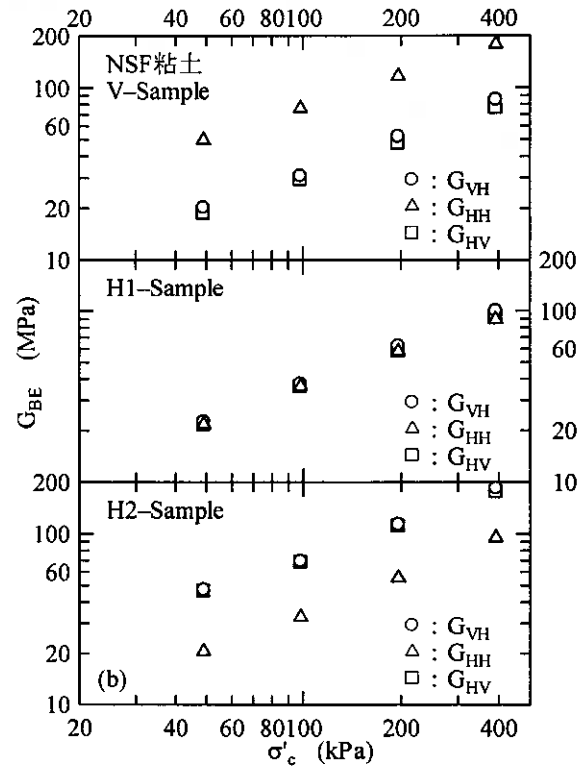
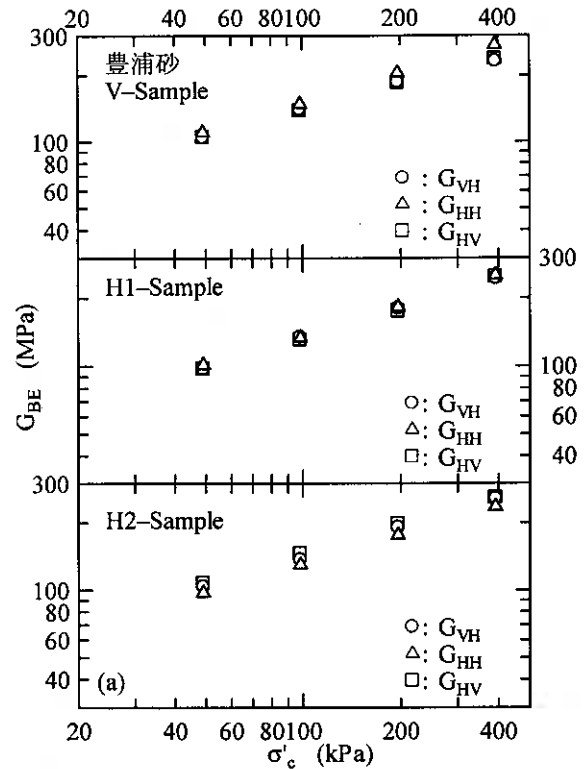


図3 切り出し方向が異なる供試体の初期せん断剛性率: (a)豊浦砂、(b)NSF 粘土

3.2 構造の異方性が初期せん断剛性率に及ぼす影響

砂において、筆者らの過去の研究から初期せん断剛性率は堆積構造により異なることが分かっている。粘土試料についても同様に、堆積構造の異方性により初期せん断剛性率は異なると考えられる。そこで、VH波、HH波、HV波から得られる初期せん断剛性率 G_{VH}^* 、 G_{HH}^* 、 G_{HV}^* とは別に、供試体の堆積面とベンダーエレメントの設置方向によって、図-2 および表-1 に示すように以下の3種類の初期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初期せん断剛性率

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初期せん断剛性率

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初期せん断剛性率

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}^*

このように、堆積面に対するせん断波の伝播、振動方向で初期せん断剛性率を定義することによって、堆積構造の異方性が初期せん断剛性率に及ぼす影響を詳細に調べた。

図-5(a)、(b)は、MSP-F法で作製した豊浦砂供試体およびNSF粘土供試体を有効拘束圧 $\sigma'_c = 49, 98, 196, 392 \text{ kPa}$ で圧密後、堆積面に対するせん断波の伝播、振動方向で定義した3種類の初期せん断剛性率を比較したもので、VH波、HH波、HV波の違いによってまとめられている。

図-5(a)に示すように、豊浦砂では、HV波、HH波において、 G_{HH}^* が僅かに高くなっている。VH波については、 $\sigma'_c = 49, 98 \text{ kPa}$ の低い拘束圧では初期せん断剛性率にばらつきがある。これは、ベンダーエレメントを埋め込むため、供試体に溝を作る際に生じるベンダーエレメント周辺の構造の乱れや密度の低下が原因と考えられる。しかし、 $\sigma'_c = 196, 392 \text{ kPa}$ と拘束圧が高くなるとHV波、HH波と同様に G_{HH}^* が僅かに高くなった。また、VH波、HH波、HV波すべてで G_{VH}^* と G_{HV}^* は同程度となっている。

図-5(b)に示すように、NSF粘土ではVH波、HH波、HV波すべてにおいて G_{HH}^* がかなり高く、上述したように粒子の形状によって、粘土の初期せん断剛性率の異方性は砂に比べて強い。また、 G_{VH}^* と G_{HV}^* は豊浦砂と同様にすべて同程度となっており、堆積構造の異方性によらずに等しいことが分かった。

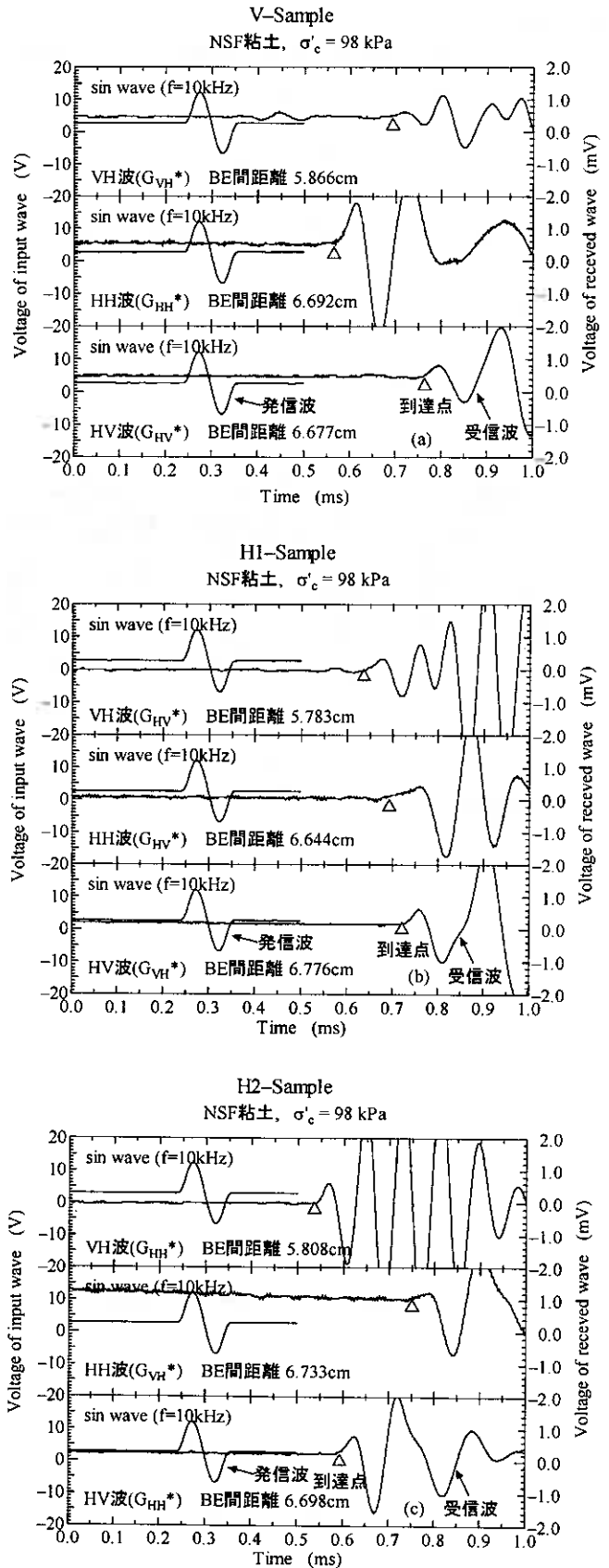


図-4 3方向の発信波と受信波:
(a)V-Sample、(b)H1-Sample、(c)H2-Sample

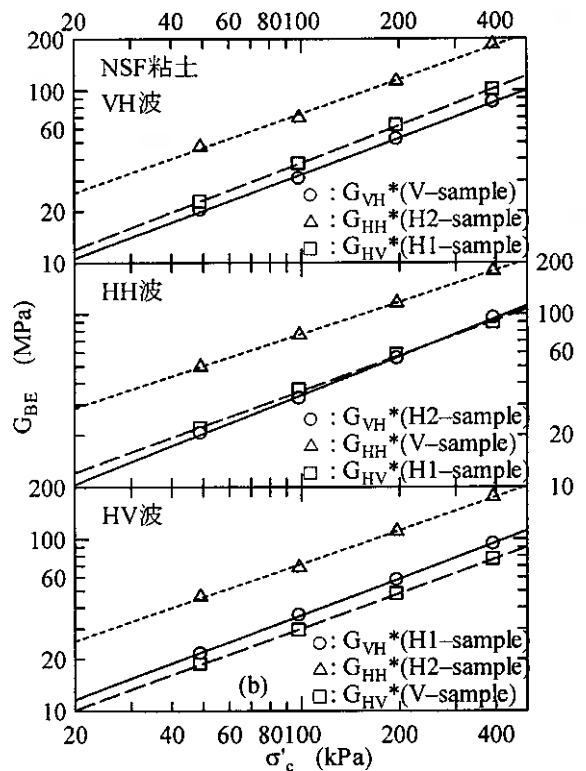
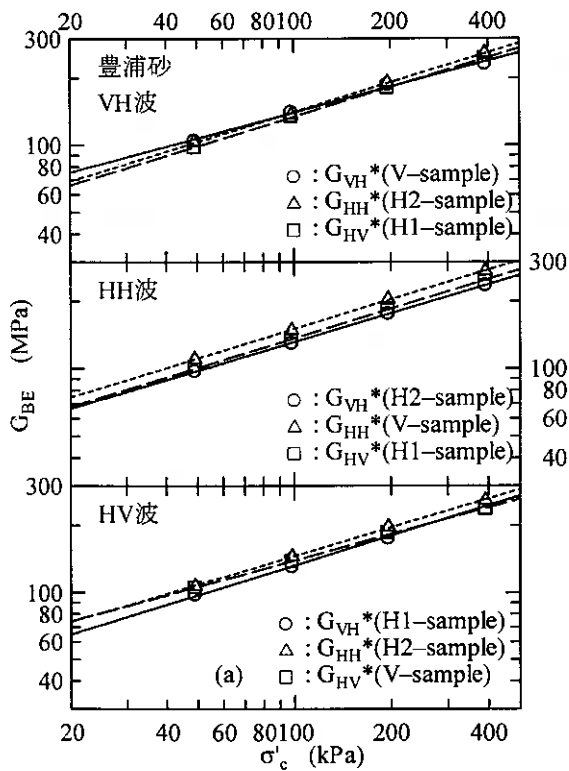


図5 初期せん断剛性率に及ぼす堆積構造の異方性: (a)豊浦砂、(b)NSF粘土

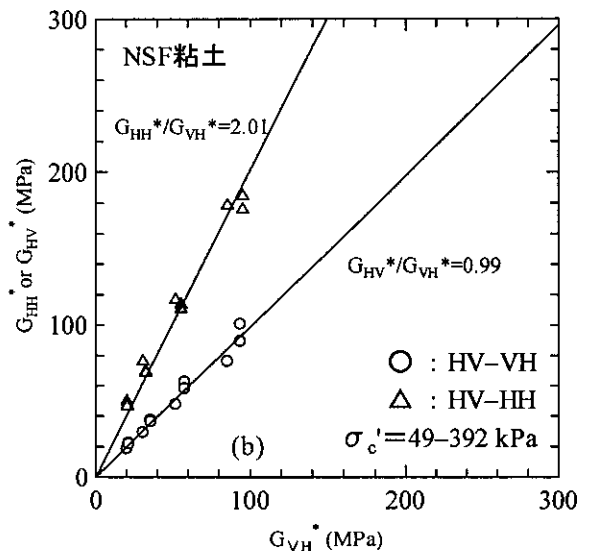
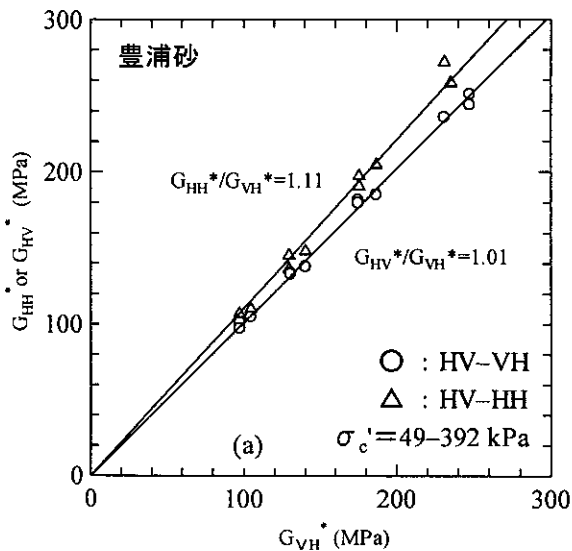


図6 G_{VH}^* と G_{HH}^* および G_{HV}^* との関係: (a)豊浦砂、(b)NSF粘土

図-6(a)、(b)は、せん断波が堆積面に対し垂直に伝播したときのせん断剛性率 G_{VH}^* とせん断波が堆積面に対し平行に伝播したときのせん断剛性率 G_{HH}^* および G_{HV}^* との関係を示したものである。図-6(a)に示すように、豊浦砂では G_{HH}^* が G_{VH}^* より1割程度高く、 G_{VH}^* と G_{HV}^* は同程度となっている。一方、図-6(b)に示したNSF粘土では、 G_{HH}^* は G_{VH}^* の2倍程度となっている。また、豊浦砂と同様に G_{VH}^* と G_{HV}^* は同程度となっている。

3.3 過圧密の影響

表-2 粘土の初期せん断剛性率の異方性(Yimsiri and Soga)

試料	試料の状態	試験方法	応力状態	初期せん断剛性率の異方性	文献
Panigaglia clay	不攪乱	ベンダーエレメント 圧密試験	一次元圧密	$G_{HH}/G_{VH}=1.4$ (正規圧密)	Jamiolkowski et al. (1995)
				$G_{HH}/G_{VH}=1.5$ (OCR=1.7-5)	
				$G_{HH}/G_{VH}=2.0$ (OCR=12-27)	
				$G_{HH}/G_{VH}=1.7$ ($K_0=1.0$)	
Pisa clay	不攪乱		一次元圧密	$G_{HH}/G_{VH}=1.3$ (正規圧密)	
				$G_{HH}/G_{VH}=1.4$ (OCR=1.5-4)	
				$G_{HH}/G_{VH}=1.6$ (OCR=8-16)	
				$G_{HH}/G_{VH}=1.4$ ($K_0=1.0$)	
Gault clay	再構成	三軸ベンダーエレメント試験	$p'=50-500\text{kPa}$ で等方圧密	$G_{HH}/G_{VH}=1.5$ (正規圧密および過圧密 OCR<10)	Pennington et al. (1997)
	不攪乱 OCR>30		原位置応力で圧密	$G_{HH}/G_{VH}=2.0$	
Speswhite kaolin clay	再構成 (正規圧密)	三軸ベンダーエレメント試験	σ_v' で K_0 圧密後、 $p'=\sigma_v'$ で等方圧密	$G_{HH}/G_{VH}=1.7$	Jovicic and Coop (1998)
London clay	不攪乱 (heavily OC)		原位置応力 p' で等方圧密	$G_{HH}/G_{VH}=1.5$	
	再構成 (正規圧密)		σ_v' で K_0 圧密後、 $p'=\sigma_v'$ で等方圧密	$G_{HH}/G_{VH}=1.24$	
	再構成 (OCR=3.75)		K_0 圧密後、OCR=3.75 で等方圧密	$G_{HH}/G_{VH}=1.5$	
Gault clay	不攪乱 (heavily OC)	三軸ベンダーエレメント試験	原位置応力で圧密	$G_{HH}/G_{VH}=2.25$	Ling et al. (2000)
		排水三軸試験		$E_H/E_V=4.0$	

表-2²⁾は Yimsiri らが過去に行われた粘性土に対する初期せん断剛性率の異方性をまとめたもので、図-7 はそれをグラフにしたものである。図-7 に示すように、すべてのケースで G_{HH} は G_{VH} より大きい。また、圧密方法に相違はあるが、全体的に G_{HH}/G_{VH} は正規圧密供試体よりも過圧密供試体のほうが大きい。

図-8 は、各圧密段階における G_{VH}^* と G_{HH}^* の関係を示したものである。本実験では、NSF 粘土を 150kPa で予圧密した供試体を用いて、 $\sigma_c'=49, 98, 196, 392\text{kPa}$ の各段階で等方圧密後、ベンダーエレメント試験を行っている。このため、 $\sigma_c'=49\text{kPa}$ では過圧密比 OCR=3.0、 $\sigma_c'=98\text{kPa}$ では OCR=1.5 の過圧密状態である。なお、 $\sigma_c'=196, 392\text{kPa}$ では正規圧密状態である。図-8 に示すように、圧密応力の増加とともに G_{HH}^*/G_{VH}^* は減少し、異方性が低下している。これは、図-9 に示すように、予圧密をした際に、ある程度配向していた構造が等方圧密時に、ランダム化して構造異方性が低下したためと考えられる。

このように、等方圧密状態での初期せん断剛性率の異方性は OCR が高いほど強い。また、正規圧密状態でも圧密応力が増加するほど異方性が低くなることが明らかになった。

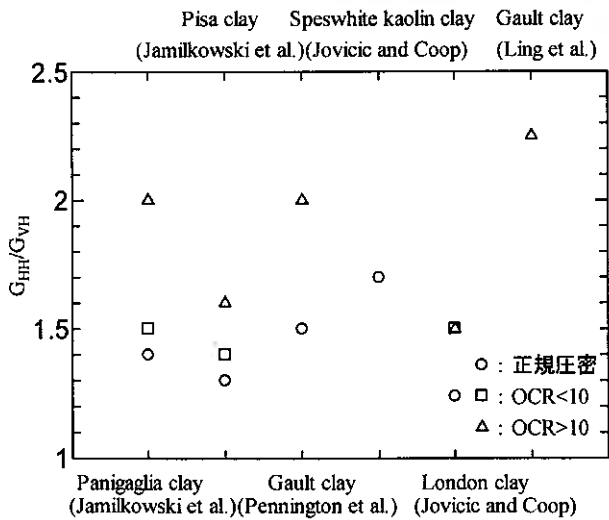


図7 粘土の初期せん断剛性率の異方性

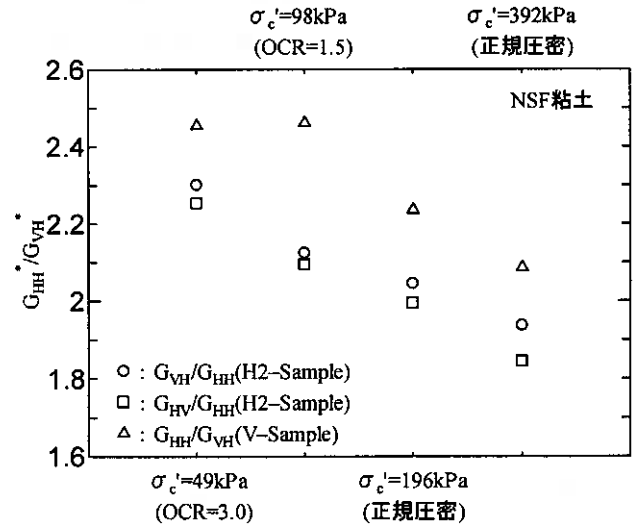


図8 初期せん断剛性率の異方性の変化

4. 結論

(1) 等方応力状態において、堆積面に対して平行に伝播、振動するせん断波から得られた初期せん断剛性率 G_{HH}^* は他の方向での初期せん断剛性率 G_{VH}^* および G_{HV}^* より高い。その比は、豊浦砂で 1.1、NSF 粘土で 2.0 程度となった。

(2) 粒子形状の相違により豊浦砂よりも NSF 粘土の方が初期せん断剛性率に及ぼす構造異方性の影響が大きい。

(3) 堆積面に対して垂直または平行に伝播し、平行または垂直に振動するせん断波から得られた初期せん断剛性率 G_{VH}^* と G_{HV}^* は粘土試料においても等しい。

(4) NSF 粘土において、圧密応力の増加とともに初期せん断剛性率の異方性は低下する。これは、等方圧密によって堆積構造がより等方的な構造に変化するためと考えられる。

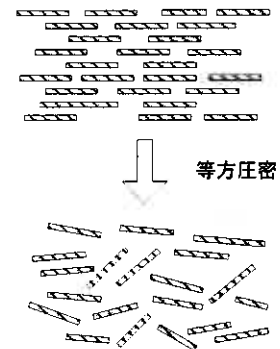


図9 等方圧密による粘土の構造変化

【参考文献】

- 1) 山下聡・喜多川俊介・堀智人・鈴木輝之: 堆積構造の異方性が砂質土の初期せん断剛性に及ぼす影響, 土木学会論文集 No.694/III-57, pp.319-329, 2001.
- 2) Yimsiri, S. and Soga, K.: Application of micromechanics model to study anisotropy of soils at small strains, Soils and Foundations Vol. 42, No.5, pp.15-26, 2002.
- 3) Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. and Lo Presti, D. C. F.: Remarks on the Stiffness at small strains of six Italian clays, Pre-failure Deformation of Geomaterials (eds. by Sibuya and Miura), Balkema, Rotterdam, pp.817-836, 1995.
- 4) Pennington, D. S., Nash, D. F. T. and Lings, M. L.: Anisotropy of G_0 shear stiffness in Gault Clay, Geotechnique, Vol.47, No.3, pp.391-398, 1997.
- 5) Jovicic, V. and Coop, M. R.: The measurement of stiffness anisotropy in clays with bender element tests in the triaxial apparatus, Geotech. Testing J., ASTM, Vol.21, No.1, pp.3-10, 1998
- 6) Ling, M. L., Pennington, D. S. and Nash, D. F. T.: Anisotropic stiffness parameters and their measurement in a stiff natural clay, Geotechnique, Vol.50, No.2, pp.109-125, 2000.

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

大日本土木 (株) ○正 伊藤 秀行
三井化学産資 (株) 正 弘中 淳市
三井化学産資 (株) 谷津 淳
北見工業大学 正 鈴木 輝之

1. はじめに

筆者らは補強土壁の壁面部分に改良土を配置し、ジオグリッドと組み合わせる新しいタイプの補強土壁の開発を進めてきた。土地の有効利用や土地の購入費の軽減によるコスト削減の観点から盛土のり面の急勾配化のニーズはいつそう高まると考え、合理的でより経済的な補強土工法の開発を目的として取り組んできたが、開発の背景は主に以下の点にあった。

- ・補強土工法の工事費の中で、材料費の占める割合が大きい → 材料費を軽減することでいつそうのコストダウンができないか？
- ・補強土工法の原理から、盛土材が砂質土に限定される場合が多い → 広範囲な土質に対応できないか？
- ・土のうの製作、運搬、積み上げなどといった、人力での苦渋作業を無くしたい → できるだけ機械化できないか？
- ・壁面近傍は転圧不足となりやすい → 壁近傍の土をどうやったら強くできるか？

以上の観点から、盛土材に改良土を用いることに着目して基本的な構造仕様を構築し、全く新しいタイプの補強土壁を提案した。その間、改良土の強度特性試験や現場での混合実験、改良土とジオグリッドの引抜き実験、模型載荷実験、現場施工実験¹⁾などによる開発を進め、工法として確立し、現在では実施工例も20例（平成15年12月現在）にのぼっている。

2. 工法概要

2.1 概要

本工法の概念図を図-1に、完成状況の一例を写真-1に示す。補強土壁は主に補強材の種類（例えば鋼材 or ジオテキスタイル）と壁面工の仕様（例えばコンクリートパネル形式＝直壁 or 緑化タイプ＝勾配有り）により分類されるが、本工法は補強材にはジオテキスタイル（ジオグリッド）を用い、壁面工はコンクリートパネル形式となる補強土壁に分類される。本工法の特長は以下の点が挙げられる。

- ・改良土を補強土壁の壁面部分に用い、改良土の強度を補強土の設計に取り入れる
- ・改良土の幅は盛土高さや土質に応じて1.5m～5m程度となり、必要強度は、 $\tau (=c) = 100 \sim 500 \text{ kN/m}^2$ 程度

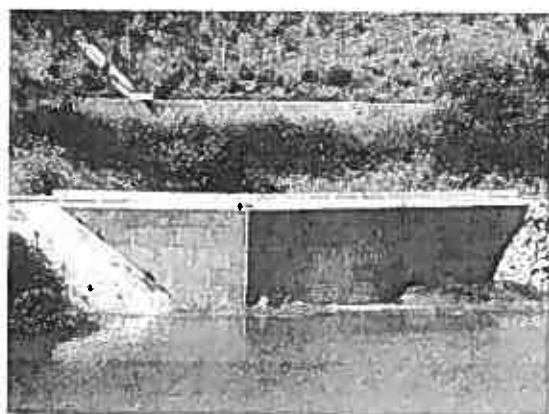


写真-1 完成状況の一例

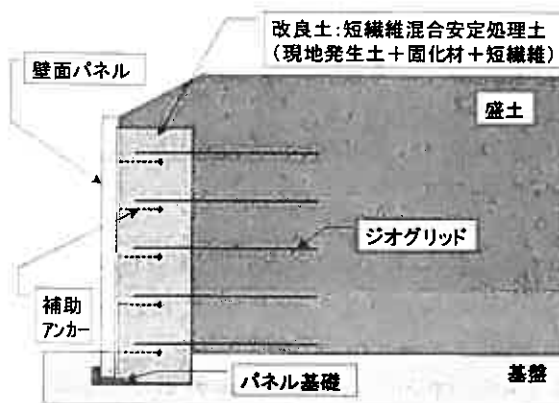


図-1 概念図

A study on frost heave counter measures in geogrid-reinforced wall combined with fiber-reinforced soil cement and it's cold region construction.

Hideyuki ITO (Dai Nippon Construction), Junichi HIRONAKA, Atsushi YATSU (Mitsui Chemicals Industrial Products, LTD) and Teruyuki SUZUKI (Kitami Institute of Technology)

- ・改良土には短繊維（ビニロン製, 太さ約43 μ , 長さ30mm）を混合し、じん性や耐浸食性の向上を図る（図-2）
- ・パネルとジオグリッドは連結せず、ジオグリッドは改良土中に定着させる
- ・改良土の効果により壁面パネルには土圧が作用しないため、簡易な構造のプレキャストコンクリートパネルを使用でき、建設コストの縮減につながる
- ・壁面部分を高強度の改良土とするため、壁面部分の安定性に極めて優れる
- ・改良土の効果によりジオグリッドの使用量が減る
- ・盛土材は砂質土に限定されず現地発生土が有効利用できる
- ・壁面パネルは補助アンカーで改良土と一体化させる
- ・直壁から5分までののり面勾配に対応

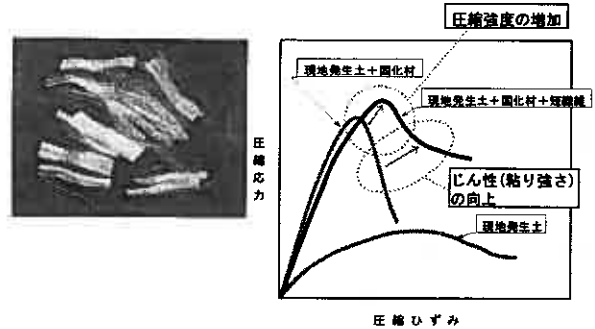


図-2 短繊維および短繊維を混合した改良土の強度特性の概念図

2.2 留意点

- ・事前に実際に使用する盛土材料を用いて配合試験および六価クロム溶出試験が必要
- ・施工エリア内に改良土の攪拌・混合ヤードが必要

2.3 適用範囲

主な適用範囲は、道路工事(新規, 改良, 拡幅など), 造成工事, 橋台土留め(ウイング部)などである。

3. 本研究の目的

本工法の適用事例は徐々に増加しているが北海道を代表とする寒冷地への適用はまだない。寒冷地への適用に当たっての技術的課題としては、主として凍上対策および施工環境への適用性が挙げられる。そこで本研究では、以下の2点を確認することを目的に室内実験を行った。

①凍上対策工の検証

本工法の凍上対策工としては、改良土の最低幅を1.5mとしていることから改良土そのものを非凍上性土で改良することとしている。理論的には妥当なものであると認識しているが、これを凍上性土による改良土との比較を含め、室内凍上試験により検証する。

②厳寒期施工時の改良土の強度発現性

基本的には品質確保の面から厳寒期の土工事は行わないあるいは行えないものと考えられるが、諸条件によりその必要性が求められる場合もある。そこで、セメント系固化材による改良土の強度発現性に、施工時の氷点下環境や初期材齢での凍結の影響を確認することを目的に、室内で厳寒状態を模擬して供試体作製を行い一軸圧縮試験を行った。

4. 実験および考察

4.1 実験に用いた材料

①土質

表-1に各種実験に用いた土質材料の物理試験結果と対応する実験項目を示す。ここで、非凍上性土である切込砕石(KS)としては「道路用粒度調整砕石M-40」を用い、砂(S)は「珪砂」である。

②固化材

高炉セメントB種を用いた。主たる選択理由としては六価クロムの溶出対応である。

③短繊維

図-2の写真に示すもので、ビニロン製で太さ約43 μ m, 長さ30mmである。

4.2 非凍上性土の配合試験

非凍上性土とは砕石などに代表されるように基本的に粒径の大きな土質材料であり、

表-1 実験に用いた土質材料の物理試験結果

	非凍上性土		凍上性土		
	砂(S) 「珪砂」	切込砕石(KS) 「道路用粒度調整砕石M-40」	粘性土	砂質土	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.691	2.713	2.727	2.708	
自然含水比 w_n (%)	0.1	1.1	25.3	8.3	
粒度特性	れき分 (%)	0	85	0	17
	砂分 (%)	100	10	18	70
	シルト分 (%)	0	3	63	8
	粘土分 (%)	0	2	19	5
	均等係数 U_c	—	21.6	—	—
	曲率係数 U_c'	—	2.141	—	—
	最大粒径 mm	2	37.5	2	19
締固め特性	試験方法	B-b	B-b	B-b	
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (t/m ³)	1.523	2.060	1.652	1.851
	最適含水比 w_{opt} (%)	20.5	5.4	18.4	12.5
非凍上性土の配合試験	○	○	—	—	
凍上試験	○	○	○	○	
厳寒模擬試験	—	○	—	—	

かつ、自然状態での含水量が少ない。このような土質材料が固化材混合により必要強度に固化するか懸念される。そこで、非凍上性土による配合試験を実施し、強度発現性を確認した。

(1) 実験方法

1) 実験条件

表-2に実験条件をまとめる。

表-2 実験条件

① 供試体寸法, 本数	φ10cm×高さ20cm, 3本/ケース
② 最大粒径	26mm
③ 試験含水比	最適含水比を基本とする
④ 供試体作製方法	2.5kgランマー, 3層, 突固め回数=38回
⑤ 養生条件	6日気中(密封状態)+1日水中(裸)

2) 実験ケース

表-3に実験ケースを示す。

表-3 非凍上性土の配合試験ケース

Case.	対象土含水比 (%)	固化材混合量 (kg/m ³)			短繊維混合量 (%: 乾燥重量比)		
		40	70	100	0	0.05	0.1
S-1	ω _{opt} = 20.5	○			○		
S-2			○		○		
S-3					○	○	
KS-1-1	ω = 3.3 (任意含水比)	○			○		
KS-1-2			○		○		
KS-1-3					○	○	
KS-2-1	ω _{opt} = 5.4	○			○		
KS-2-2			○		○		
KS-2-3					○	○	

3) 供試体作製方法

それぞれの試料を試験含水比に調整し1日おいた後、試料に固化材と短繊維がむらなく均一に混合されるように目視により混合状態を確認しながら混合を行う。混合終了後、表-2④に示す突固め方法により供試体を作製する。写真-2に切込碎石:KSの供試体状況を示す。

(2) 実験結果および考察

図-3に非凍上性土の配合試験結果をまとめる。これより以下の点が確認できた。

- ・粒径の大きな「道路用粒度調整碎石M-40」でも、現実的な固化材の混合量で本工法の改良土として必要な強度を発現する。
- ・ただし、改良対象土の含水比が3.3%と5.4%で強度発現性がはっきりと異なり、3.3%の場合は明らかに反応に必要な水分量が足りないと考えられ、固化材混合量を増やしても強度の増加が見られない。これに対し、5.4%では固化材混合量の増加に応じて強度は大きくなっている。「道路用粒度調整碎石M-40」の自然含水比は1%程度であり、適切に強度発現を促すためには5%以上の含水比に調整する必要がある。



写真-2 非凍上性土の配合試験供試体 (切込碎石:KS)

4.2 凍上試験

改良土に用いる非凍上性土としては、材料供給の安定性から規格品であることが望ましい。ところが碎石などの規格品も厳密にみると道路公団設計要領で示される凍上抑制層の品質に必ずしも合致しない場合もある。そこで、非凍上性土として用いる碎石などが本当に凍上しないのか、また、それを改良しても凍上しないのかを凍上性土(砂質土, 粘性土)との比較も含めて実験的に確認した。

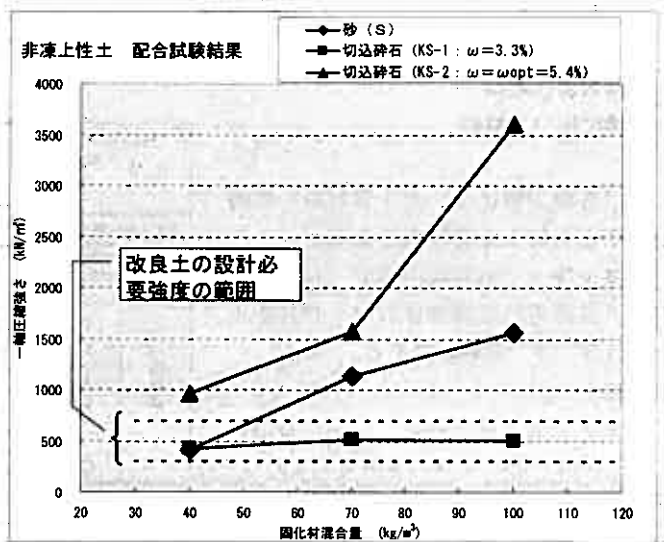


図-2 非凍上性土の配合試験結果

(1) 実験方法

凍上試験は基本的に日本道路公団規格「土の凍上試験方法」(JHS-112-1992)に準じる。供試体の作成は「4.2非凍上性土の配合試験」と同様とした。

(2) 実験結果および考察

表-4に凍上試験結果をまとめる。これより以下の点が確認できた（評価は道路協会「道路土工排水工指針」昭和62年6月による）。

- ・ 砕石（KS）＝「道路用粒度調整砕石M-40」は、原土および改良しても凍上判定は合格である。改良することで凍上率は小さくなっている。すなわち凍上しない。
- ・ 凍上性土として用いた砂質土は、原土でも凍上率は3.9%、凍上様式は5：コンクリート状凍結であり凍上判定は合格であった。ただし、改良することで凍上率はほぼ0となった。
- ・ 粘性土の原土は凍上判定不合格（凍上様式より）。
- ・ 粘性土を改良すると、凍上率は大きく減じるが（23.1%→1.1%）凍上様式により（4：霜降状凍結）凍上判定は不合格であった。ただし、ある種の土では、原土が凍上性土であっても固化材による改良で凍上性を大きく減じる可能性の高いことがうかがえる。

表-4 凍上試験結果

Case.	対象土質	試験含水比 (%)	固化材混合量 (kg/m ³)	短繊維混合量 (%:乾燥重量比)	凍上試験		CBR					
					凍上率 (%)	凍上様式	非凍結		凍結 ↓ 融解後			
凍上性土	Case. 1-1 (原土)	$\omega_n=25.3$	—	—	21.0	23.1	5：霜柱状凍結	—	—	—	—	
					24.8		5：霜柱状凍結	—	—			
					23.5		5：霜柱状凍結	—	—			
	Case. 1-2 (固化材のみ)	ω_n を改良	100	—	0.9	1.1	4：霜降状凍結	—	—	—	—	
					0.9		4：霜降状凍結	—	—			
					1.4		4：霜降状凍結	—	—			
	Case. 1-3 (固化材、短繊維)	ω_n を改良	100	0.1	0.7	1.0	1：コンクリート状凍結	36.4	33.0	—	33.9	
					1.2		1：コンクリート状凍結	33.5		36.5		
					1.0		1：コンクリート状凍結	29.0		31.3		
	Case. 2-1 (原土)	砂質土	$\omega_{opt}=12.5$	—	—	3.8	3.9	1：コンクリート状凍結	—	—	—	
						4.1		1：コンクリート状凍結	—			
						3.8		1：コンクリート状凍結	—			
0.1						1：コンクリート状凍結		—				
0.0						1：コンクリート状凍結		—				
0.1						1：コンクリート状凍結		—				
Case. 2-2 (固化材のみ)	ω_{opt} を改良	70	—	—	0.1	0.1	1：コンクリート状凍結	—	—	—		
					0.0		1：コンクリート状凍結	—				
					0.1		1：コンクリート状凍結	—				
Case. 2-3 (固化材、短繊維)	ω_{opt} を改良	70	0.1	0.1	0.1	0.1	1：コンクリート状凍結	265.7	287.1	337.7		
					0.2		1：コンクリート状凍結	308.3			337.7	
					0.1		1：コンクリート状凍結	287.3			337.7	
非凍上性土	Case. 3-1 (原土)	$\omega=5.4$	—	—	0.0	0.0	1：コンクリート状凍結	—	—	—		
					0.0		1：コンクリート状凍結	—				
					0.0		1：コンクリート状凍結	—				
	Case. 3-2 (固化材、短繊維)	$\omega=5.4$ を改良	40	0.05	0.05	0.2	0.2	1：コンクリート状凍結	100.8	99.2	151.7	
						0.2		1：コンクリート状凍結	91.3			161.0
						0.2		1：コンクリート状凍結	105.5			142.4
	Case. 4-1 (原土)	砕石 (KS)	$\omega_{opt}=5.4$	—	—	2.6	2.8	1：コンクリート状凍結	—	—	—	
						2.9		1：コンクリート状凍結	—			
2.8						1：コンクリート状凍結		—				
Case. 4-2 (固化材、短繊維)	ω_{opt} を改良	40	0.05	0.05	0.1	0.2	1：コンクリート状凍結	291.0	314.9	300.1		
					0.2		1：コンクリート状凍結	330.0			316.9	
					0.2		1：コンクリート状凍結	323.7			283.2	

4.3 厳寒模擬配合試験

一般論に低温下での改良土の強度発現は低いと言われている。そこで、非凍上性土での改良土においても厳寒状態（-10℃）で攪拌混合、締固めおよび養生を行い、強度発現性を定量的に確認することとした。

(1) 実験方法

1) 実験条件および手順

実験条件（養生条件除く）および試験手順は基本的に「4.2 非凍上性土の配合試験」に準じる。その他の実験条件を表-5にまとめる。供試体作製は-10℃の冷凍室において改良土の攪拌混合、締固めおよび養生を行う。試験手順の中で、固化材は1日以上-10℃においたものを使用する。土と短繊維は混合直前に冷凍室に持ち込む。

表-5 実験条件

① 試料	切込砕石：KS（道路用粒度調整砕石M-40）
② 試験含水比	最適含水比（ $\omega_{opt}=5.4\%$ ）
③ 供試体作製環境	-10℃
④ 固化材混合量	40kg/m ³ 、70kg/m ³ 、100kg/m ³
⑤ 短繊維混合量	0.05% / m ³ （乾燥重量比）

2) 実験ケース

表-6に実験ケースを示す。

表-6 厳寒模擬配合試験ケース

Case.	固化材混合量 kg/m ³			養生条件			養生日数			融解日数		
	40	70	100	-10℃	外気	20℃	3	7	14	1	3	7
Case. 1-3-1	○			○			○			○		
Case. 1-3-3	○			○			○				○	
Case. 1-3-7	○			○			○					○
Case. 1-7-1	○			○				○		○		
Case. 1-7-3	○			○				○			○	
Case. 1-7-7	○			○				○				○
Case. 1-14-1	○			○					○	○		
Case. 1-14-3	○			○					○		○	
Case. 1-14-7	○			○					○			○
Case. 2-7-1		○						○		○		
Case. 2-7-3		○						○			○	
Case. 2-7-7		○						○				○
Case. 3-7-1			○					○			○	
Case. 3-7-3			○					○			○	
Case. 3-7-7			○					○				○
Case. 4-3	○				○		○					-
Case. 4-7	○				○			○				-
Case. 4-14	○				○				○			-
Case. 5-3	○					○	○					-
Case. 5-7	○					○		○				-
Case. 5-14	○					○			○			-

(2) 実験結果および考察

図-3に厳寒模擬配合試験結果をまとめる。これより以下の点が確認できた。

- ・-10℃環境下に保存された固化材を用いて-10℃環境下で改良土を作製すると（土と短繊維は20℃状態から搬入）、固化材混合量が40kg/m³の場合、一軸圧縮強さ（qu）は20℃状態（固化材保存、供試体作製、養生）でのquに比較して、養生条件を同じ（20℃）にしても1/2以下となった。すなわち、quは固化材の温度と改良土作製時の気温に影響を大きく受ける。

- ・-10℃環境下での供試体作製でも固化材混合量の増加とともにquも大きくなることは確認できた。

- ・融解日数とともにquの増加が確認できた。特に固化材混合量が増えるほど、融解日数によるquの伸びが大きい。

- ・融解後のquには固化材混合量が同じなら凍結日数による差はあまりない。

- ・今回の実験では、供試体作製環境や初期材齢時の凍結の影響があっても本工法の改良土に必要な強度（qu≒400~700 kN/m²）を十分に満足できるとは言えなかった。

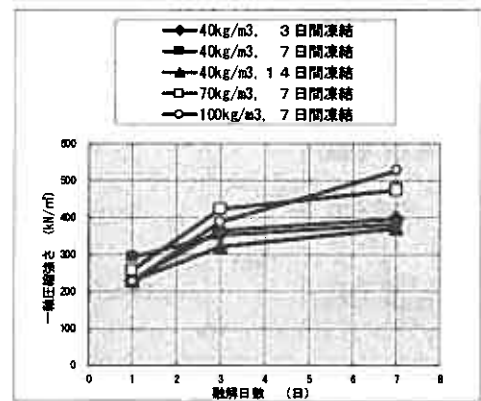
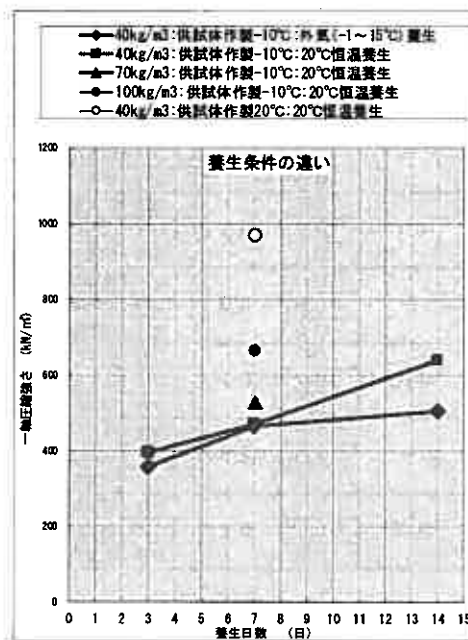


図-3 厳寒模擬配合試験結果

しかし、今回の実験条件は現実的な条件と比較してもかなり厳しいものと考えられ、実用上は固化材の現実的な混合量で必要な強度満足できるものと推察する。すなわち、厳寒期の施工となる場合の本工法の適用においては、配合試験の段階で現場条件を考慮した供試体作製や養生条件を設定したり、その結果の評価時点で何らかの係数をかけるなどの配慮をすることで適用可能と考える。

5. まとめ

今回の実験から得られた結果を以下にまとめる。

- ・非凍上性土を改良土として用いることで凍上対策工となる
- ・非凍上性土としては規格品である「道路用粒度調整砕石M-40」を用いてよい
- ・ただし、混合時に含水量調整が必要であり、5%以上の含水比とする
- ・改良土作製直後に凍結の影響を受けても、固化材混合による強度発現効果は得られる。ただし、その発現性は通常状態に比べて低い

・厳寒期の施工の場合、改良土に必要な強度を得るために現場条件を考慮した適切な固化材の混合量を設定する必要がある

6. 施工事例：国土交通省の試験フィールド工事への適用例

本工法は平成14年度に国土交通省北陸地方整備局において試験フィールド事業として適用された。本現場では各種計測や原位置での施工実験などを実施したがここでは施工概要について紹介する³⁾。

路線名：一般国道8号金沢東部環状道路事業
 工事場所：石川県金沢市月浦町地内
 工期：平成14年3月～平成15年2月
 工事内容：道路改良工事一式
 補強土壁（ハイビーウォール）の規模
 : 施工延長≒90m
 最大高さ≒9.8m
 平均高さ≒8.5m
 壁面積≒800㎡

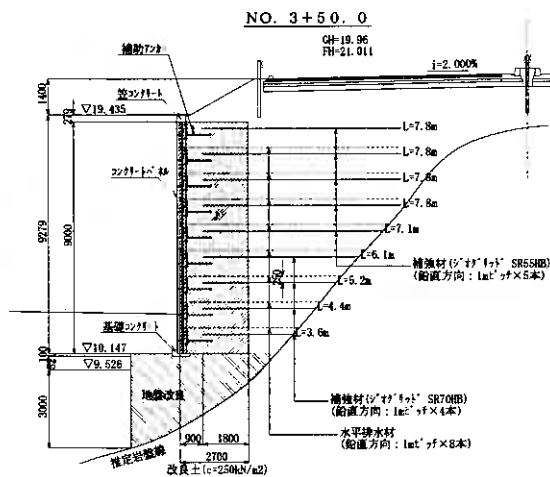


図-4 代表断面図



写真-3 バックホリによる改良土の攪拌混合状況



写真-4 ハネと補助アッカー



写真-5 改良土の転圧状況



写真-6 ジョグリッド敷設状況



写真-7 ジョグリッドの原位置引抜き実験状況



写真-8 完成状況

7. おわりに

改良土を補強土の壁面部分に用いる新しい発想の補強土工法の開発を進め、そのコスト縮減効果や適用土質の範囲の広さなどから施工事例も増加している。今回は寒冷地適用に当たっての課題を室内実験的に検証したが、現在、非凍上性土による改良土について、原位置での凍上性を実験中である。一方、耐震性の確認実験も行っており、遠心力模型による振動台実験を実施し、本工法の地震時挙動特性や耐震性能を明らかにできてきて²⁾、実験結果についてはここでは詳述しないが、本工法の耐震性能は非常に高いものであることを確認できている。これらをふまえ、今後、寒冷地においても本工法の適用を進めていきたいと考えている。

<参考文献>

- 1) 伊藤秀行ほか：改良土とジョグリッドを組み合わせた補強土壁の開発，ジオシンセティクス論文集，第16巻，pp.103-110，2001.12.
- 2) 斎藤知哉ほか：改良土とジョグリッドを組み合わせた補強土壁の遠心振動台実験，ジオシンセティクス論文集，第17巻，pp.5-12.2002.12.
- 3) 沢田次郎：一般国道8号金沢東部環状道路月浦IC（仮称）建設工事における試験フィールド事業－改良土とジョグリッドを組み合わせた補強土壁－ハイビーウォール工法の施工事例，北陸の建設技術，VOL.45，7，pp.16-19，2003.7.

冬期現場計測による擁壁背面の土中温度分布

株式会社 ドーコン ○正会員 林 啓二
北海道開発局網走開発建設部 林 実雄
北見工業大学 正会員 鈴木 輝之
株式会社 ドーコン 正会員 小林 修司

1. はじめに

寒冷地における道路構造物（擁壁・小型クリト水路・カルバート・切土法面等）に対する凍上凍結及び凍結融解による被害¹⁾については、あまり公にされることはなく、被災箇所についてはその都度補修されているようである。したがって、その対策工についても一部の構造物を除き、ほとんど指針化されておらず、設計時に凍上凍結対策が実施されていないのが実状である。

本報告は、これら構造物の凍上凍結対策の必要性を検証するための基礎データの収集を目的にしたものの一つで、実際に施工された擁壁の背面土中に温度センサーを配置し、その温度分布状況の現場計測（2002年11月～2003年6月）を行った結果を報告するものである。計測箇所は、図-1の位置図と図-2の平面図に示すように、現在建設中の旭川紋別自動車道（白滝丸瀬布道路）P=68,330の白滝大橋 A-1 橋台左側に設置された高さ約 8m の補強土壁を選定し、土中温度分布計測、壁面変位量計測、外気温計測、背面土の室内土質試験を実施したものである。

2. 計測内容とその目的

(1) 外気温計測

現地の外気温の推移を把握することと、今シーズンの凍結指数並びに過去のデータとの比較を目的に実施した。計測は1時間に1回の頻度で自動計測とした。

(2) 擁壁背面土の室内土質試験

擁壁背面土について、その物理的特性（土粒子の密度・含水比・粒度・液性限界・塑性限界）と締固め、並びに凍上性試験を実施した。これについては、図-3に示す補強土壁背面の厚さ 1m の裏込材（φ0～80mm 級切込砂利）²⁾と盛土材の2材料を採取した。

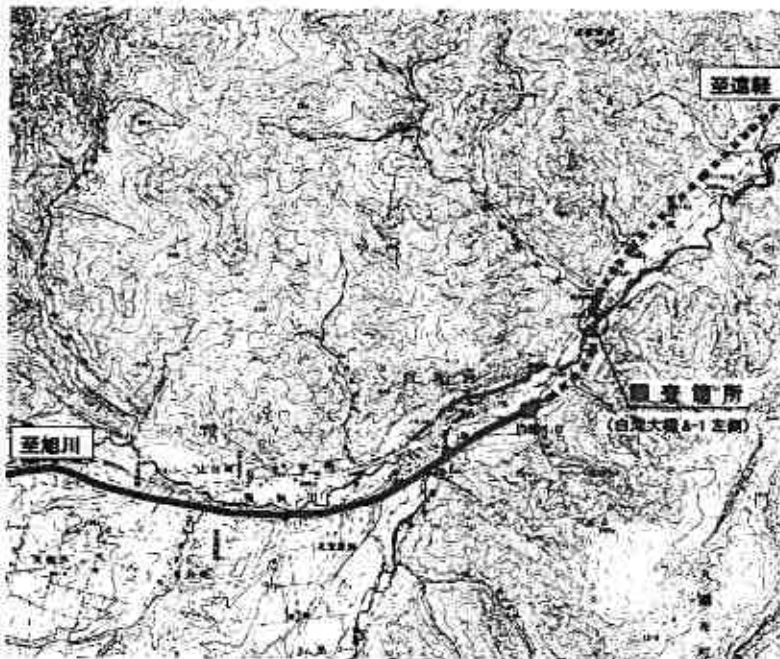


図-1 計測箇所位置図

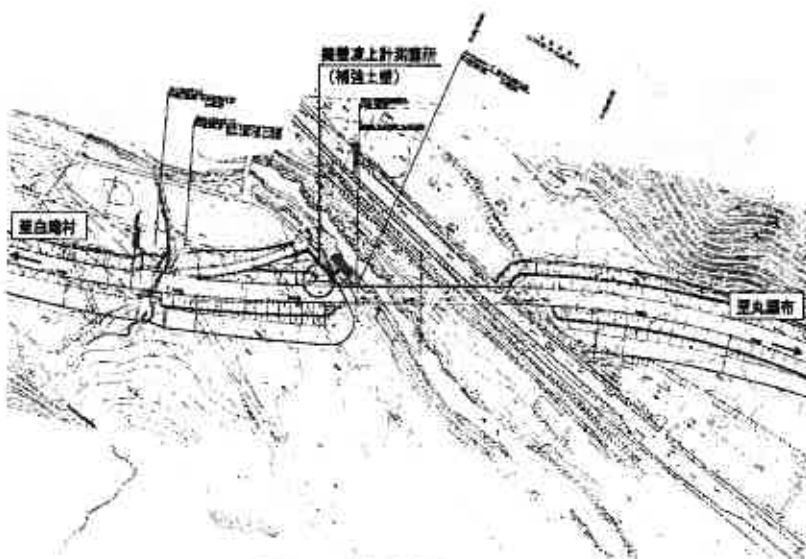


図-2 計測箇所平面図

Distribution of Temperature into Retaining Wall Rear by Field Measure of Winter Period
Keiji Hayashi, Shuuji Kobayashi (Docon Co., Ltd.)
Jituo Hayashi (Abashiri Development and Construction Department, Hokkaido Development Bureau)
Teruyuki Suzuki (Kitami Institute of Technology)

(3) 擁壁背面の土中温度計測^{3), 4), 5)}

壁面及び地表面から進行する寒気の状態と凍結線の経時的変化、並びに補強土壁背面盛土内の土中温度分布の経時的な推移を把握するものである。この計測については、T熱電対を用いて、図-3に示すような配置センサーの配置とし、これも1時間に1回の頻度で自動計測した。

(4) 壁面変位量計測

凍結線が地盤内に進行すると、その凍結線に直角方向に凍結土圧と呼ばれている構造計算には反映されていない応力が作用することは周知である。ここでは、その壁面への影響を確認するために光波測距儀(マンモス)を用い、図-4の計器配置正面図に示すように壁面に9箇所のターゲットを設置し、その変位を1カ月に1回の頻度で計測した。図-5には計器配置側面図を示した。

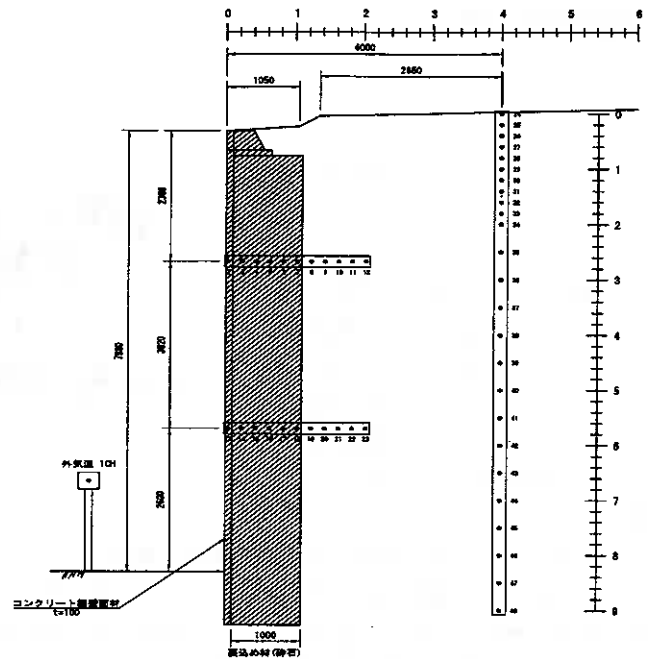


図-3 温度センサー配置図

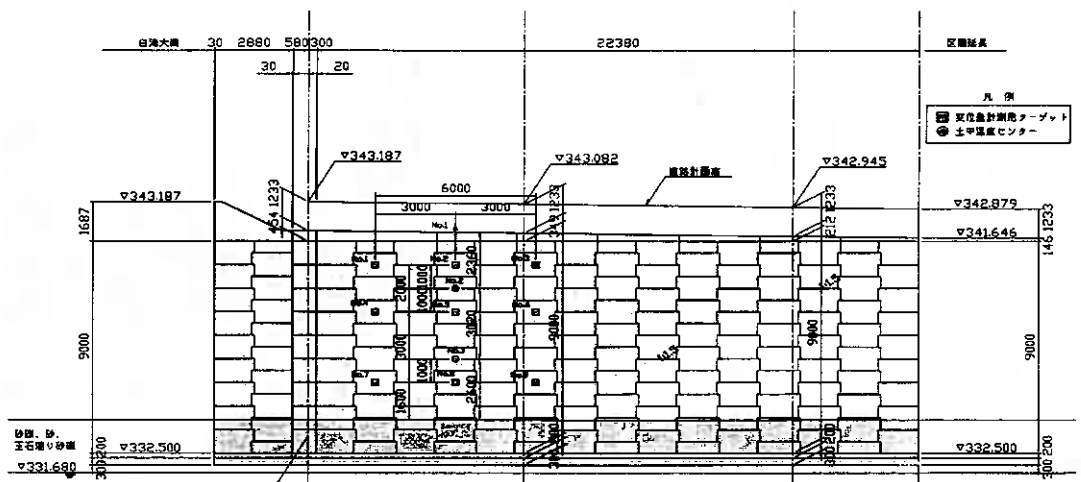


図-4 計器配置正面図

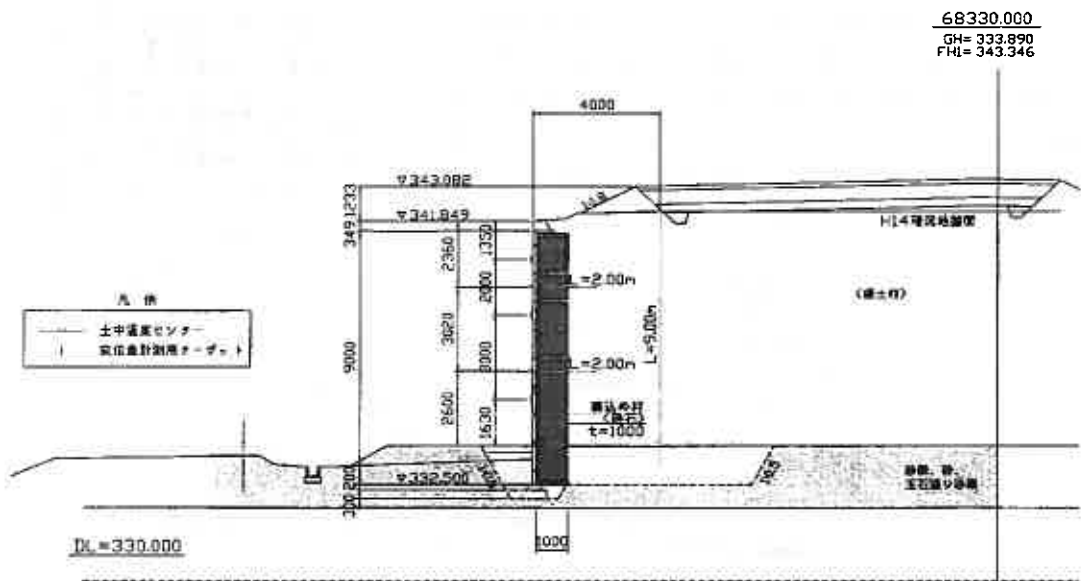


図-5 計器配置側面図

3. 測定結果と考察

(1) 外気温

図-6 に現地とアメダス（白滝観測所）による外気温を1時間毎に示した。また、平均気温の推移と現地の凍結指数を算出したものを図-7に示した。

現地観測により、地盤の凍結が本格的に進行し始める日平均気温が連続してマイナスになったのが11月上旬で、逆にプラスになり始めたのが3月下旬となっており、凍結期間130days、凍結指数 $F=950.1^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ が得られた。

白滝アメダスデータから過去20年間の凍結指数を算出してみると、図-8に示すように、最大で $F_{\text{max}}=1161.6^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 、凍結日数147days（1982～1983年）となっており、最大値に対して8割以上の凍結指数となっており、このシーズンも比較的寒波が厳しかったものと判断でき、今回得られた凍結深さや温度分布データについては、最大級に近いものと考えてもそれほど大きな差異は無いものと考えられる。

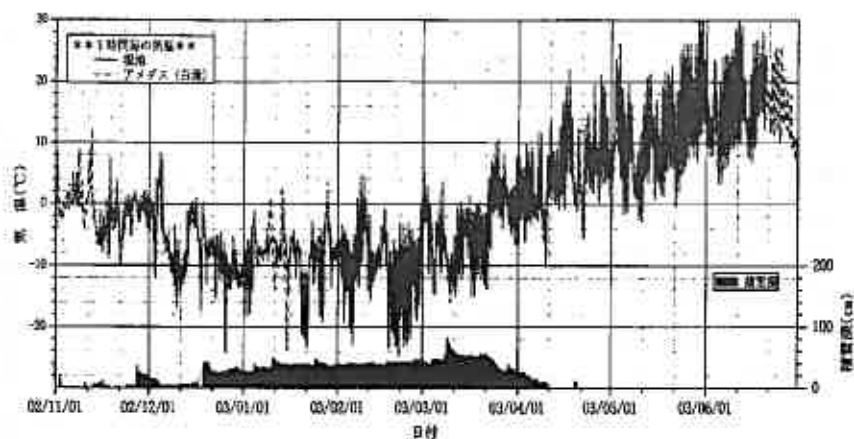


図-6 外気温の推移

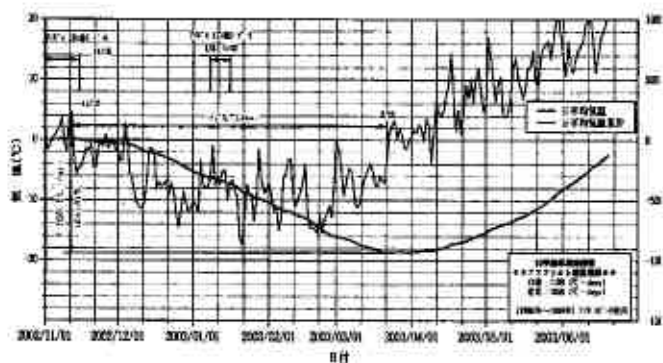


図-7 日平均気温から求めた凍結指数

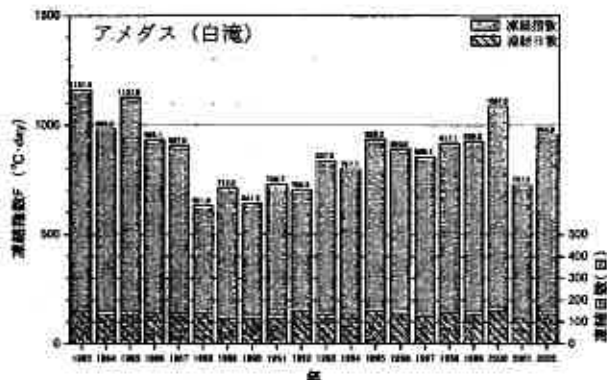


図-8 過去20年間の凍結指数と凍結日数

(2) 擁壁背面土の土質試験結果

背面土については、裏込材（厚さ1m、 $\phi 0\sim 80\text{mm}$ 級）²⁾と盛土材について各種試験を行った。その結果を表-1に示した。また、図-9にそれぞれの粒径加積曲線図と写真-1,2に凍上試験結果を示した。また、図-10には壁背面の含水比の分布を示した。この結果、背面土の盛土材は凍上性材料 ($W_n \leq 20\%$) で、裏込材は非凍上性材料 ($W_n \leq 5\%$) となっており、これにより、今回凍結指数も比較的大きいことより、裏込材の効果がなければ擁壁壁面は凍結土圧により前面に押し出されてしまう可能性があることになる。

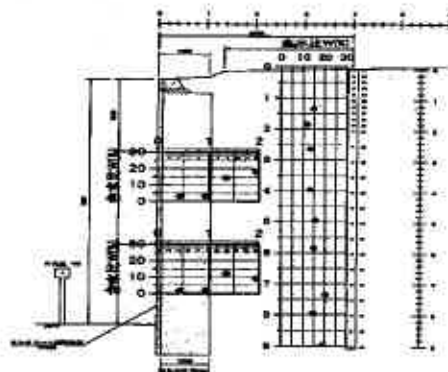


図-10 凍結前の背面土の含水比分布

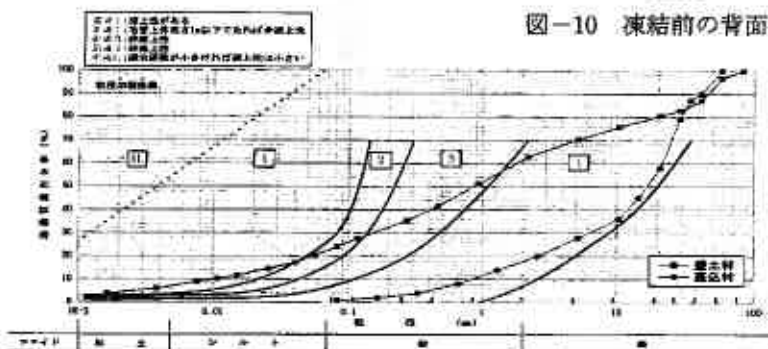


図-9 擁壁背面土の粒度分布



写真-1 盛土材凍上試験結果



写真-2 裏込材凍上試験結果

表-1 擁壁背面土の土質試験結果

試験名	土質名	採取場所	第一土質分類		第二土質分類										物理的性質				シフト係数		凍上試験 (凍上土凍上試験用土)	凍結時の凍結率 (%)				
			分類	記号	土質の 組成		液性 指数		塑性 指数		圧縮 係数		圧縮 率		圧縮 率		凍上 試験	凍上 試験								
					砂	シルト	液性 指数	塑性 指数	圧縮 率	圧縮 率	圧縮 率	圧縮 率														
					(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)														
盛土材	大田川土	擁壁 盛土 天端	大田川河 畔砂	26	2.717	18.68	-	37.2	38.1	35.9	7.4	100.75	1.34	0.28	37.10	11.37	1.4 ⁴⁾	1.710	18.34	1.710	36.7	33.1	197	15.17 25.17 15.20 平均17.45	凍結 試験	-
裏込材	砂-5.0cm層 砂-5.0cm層 (10%混)	大田川河 畔砂 大田川河 畔砂	-	-	1.724	1.81	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.4 ⁴⁾	2.150	6.90	2.150	37.1	22.1	真入不可	14.28 10.20 11.00 平均11.83	凍結 試験	0.13	

4) 凍結時の凍結率: 凍結率、凍結し、47%、4500+
5) 凍結時の凍結率: 凍結率、凍結し、41%、4500+

(3) 擁壁背面の土中温度分布と凍結深

壁背面の土中温度分布については、図-12~13に2002年12月1日から半月毎に2003年6月15日まで、14断面の土中温度分布状態を示した。これより、寒気による背面盛土内への凍結線の進行は、壁面からのものと地表面からのものがあり、壁面上部においては、地表面からのものと干渉し合うように背面方向に凍結が進行している状態となっている。これに対し、壁面下部においては、素地盤部及び盛土下部の熱容量により、背面土への凍結進行が上部より遅れた状態となっており、厳寒期(1月上旬~2月下旬)においては、凍結線が擁壁面に対して概ね3~6°程の勾配となっており、最大値は3月下旬で10°程の勾配となっていることがわかる。したがって、擁壁上部においては、裏込材(t=100cm)を大きく越えて170cm以上まで凍結線が進行した状態となっている。これについて図-11に地盤面からと壁面上下2箇所の土中温度計測地点での凍結線の推移を表してみた。これからは壁面上部

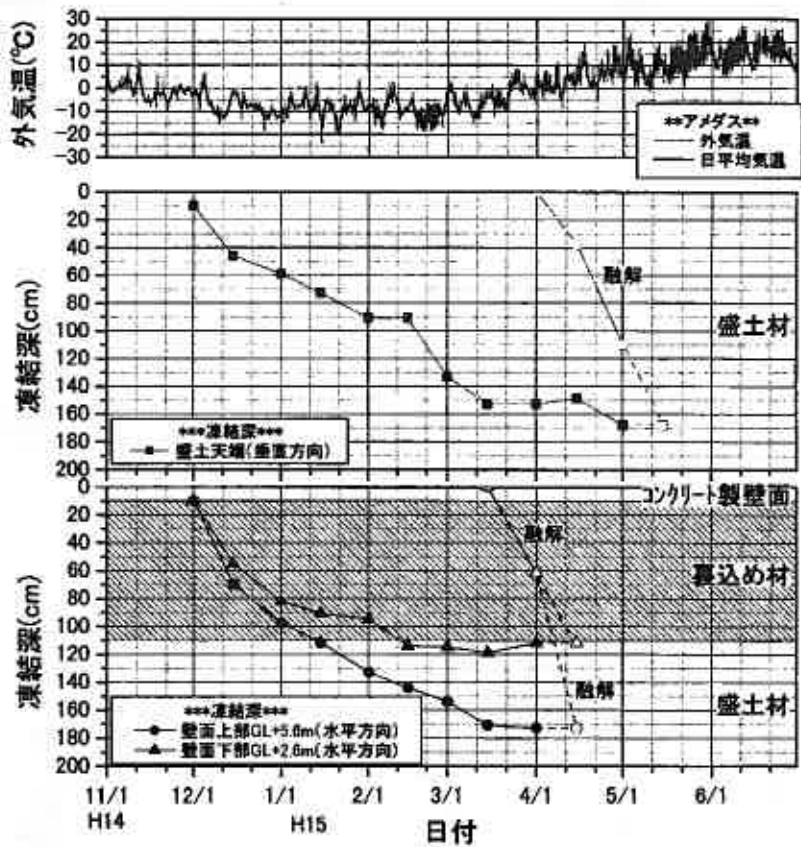


図-11 凍結線の推移

においては、凍結線が裏込材を大きく越えて盛土材に進行していることがわかる。また、この図の凍結線の推移について、壁面上部水平方向(裏込材から盛土材への進行)と天端からの垂直方向(盛土材への進行)をみると、2月中旬までは裏込材と盛土材の熱伝導率の相違から50cm以上凍結深に差があり、壁面方向からの凍結深が大きく上回っていたが、3月中旬~4月初旬には20cm程度の差しかなくなっていることがわかる。その後、壁面方向からの凍結は、平均気温がプラスになる4月上旬になると一気に壁面側から融解しており、これに対し、天端からの凍結は5月上旬まで徐々に進行しており、最終的には壁面からの凍結深と同等の170cm程まで到達していることがわかる。したがって、盛土材が凍上性材料であることより、天端部は応力解放状態であるから凍結土圧は発生しないが、壁面にはある凍結土圧が作用していることになり、壁面を前面に押し出す変位が発生していても不思議ではないことになる。

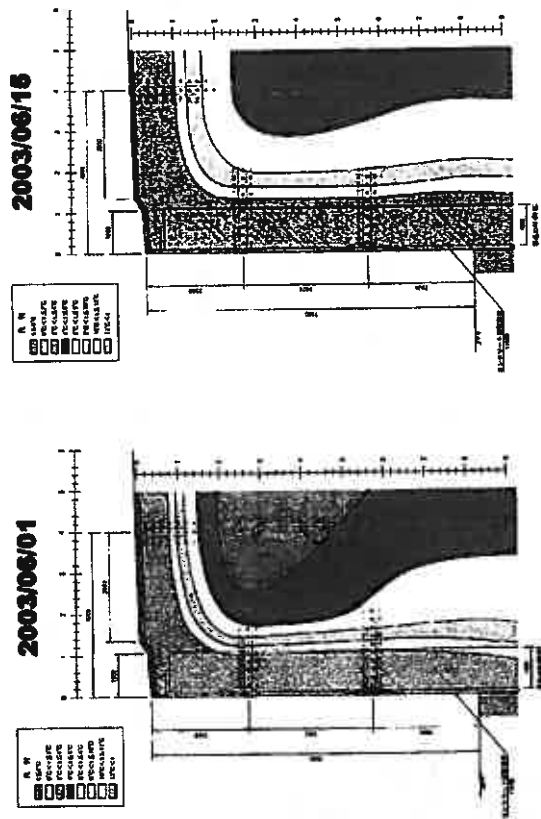
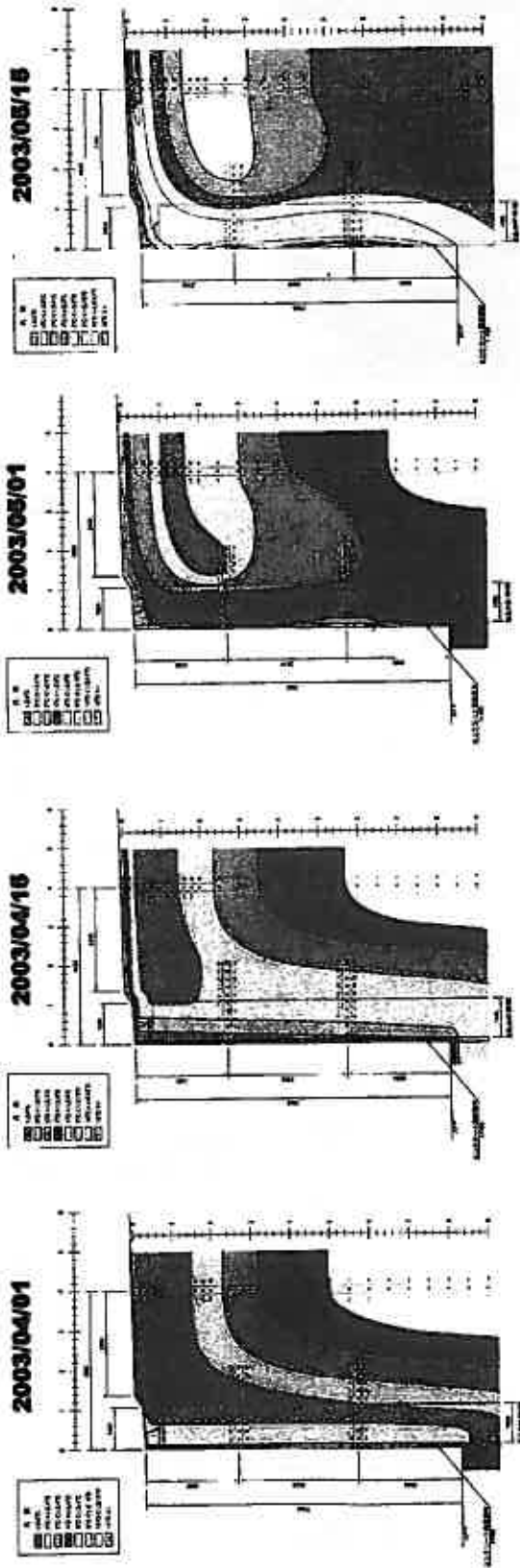


図-13 擁壁背面の土中温度分布 (2/2)

(4) 凍結土圧による壁面の変位量

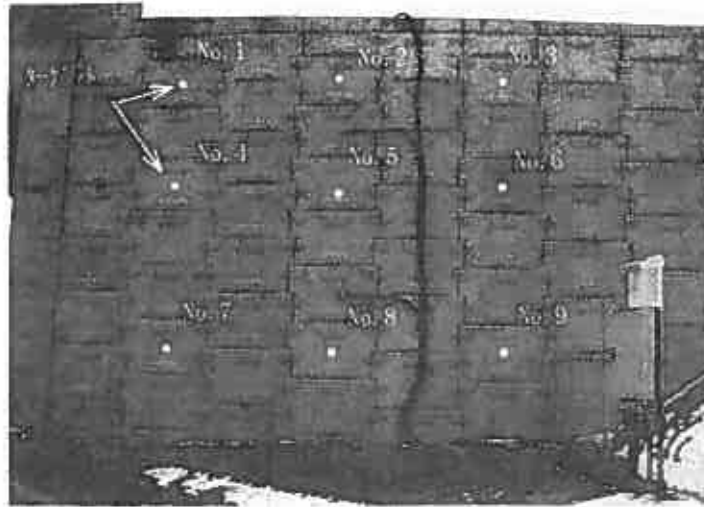


写真-3 壁面変位量測定ターゲット

壁面の凍結土圧による変位量については、写真-3 に示した測定用ターゲットの縦方向を一つにして、列毎に上中下段の変位量の推移を図-14 に示した。

この結果、壁面の変位は、厳寒期(1~2月)の凍結線の進行とともに前面に変位し、寒気の緩みとともに元に戻る傾向がみられるが、その量は2mm以下のオーダーで、光波測距儀の持つ誤差も考えられるため、壁面の変形だけを考えた場合には特に問題とはならないものと判断される。ここでの変位の戻りについては、計測データがないので推測の域を脱せないが、今回の補強土壁の構造が、図-15 に示すアンカー補強土壁であり、壁面への土圧をアンカープレート付き鉄筋で補強したタイプであり、その鉄筋の弾性力が関係しているものと考えられる。

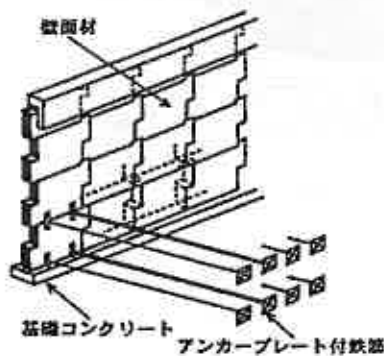


図-15 アンカー補強土壁⁶⁾

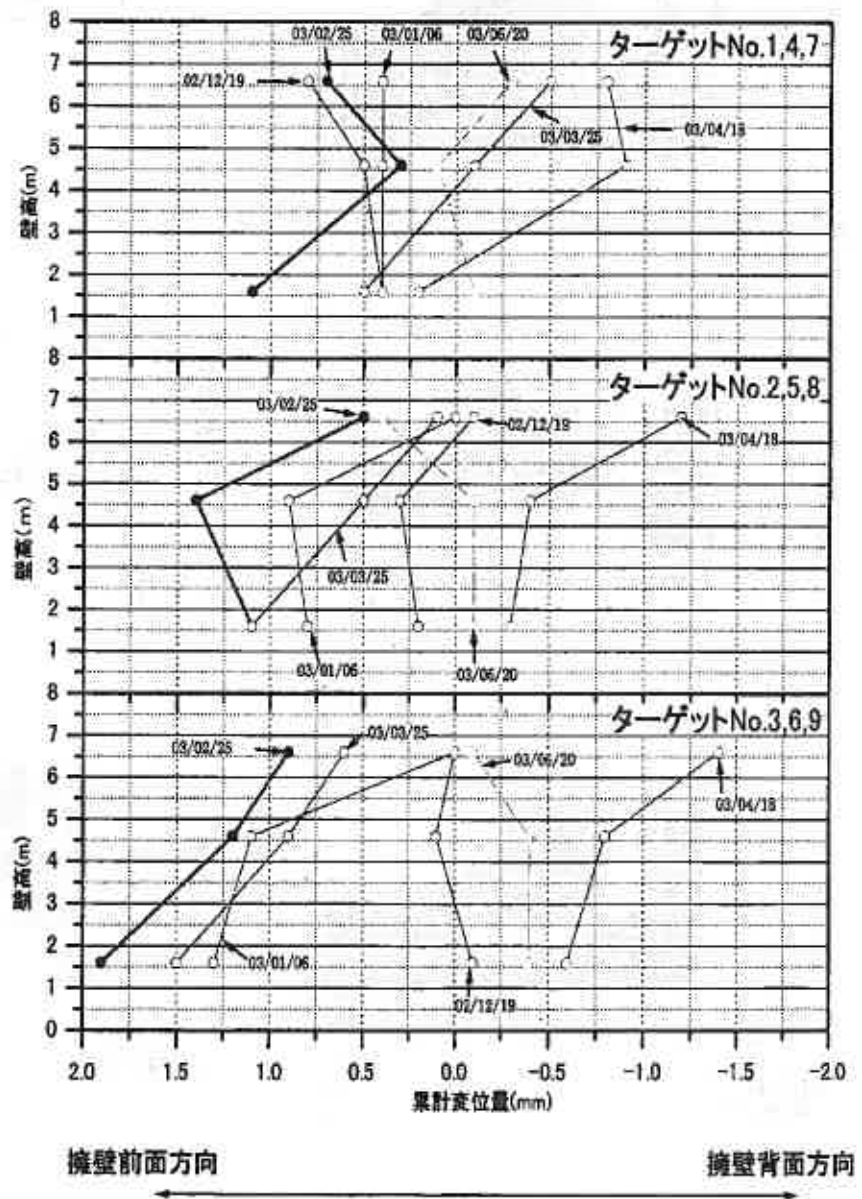


図-14 壁面の変位量の推移

4. 計測結果のまとめ

高さ8mの実際に施工されている擁壁の冬期間の各現場計測結果を以下にとりまとめた。

① 擁壁背面の土中温度分布及び凍結線の浸入については、寒気の浸入が壁面側からと地表面からの2方向になること、素地盤部及び盛土材の熱容量により、壁面上部（凍結深約170cm）において下部（凍結深120cm）の1.4倍程度凍結深が進行した状態となり、壁面に対して最大で10°程の勾配を持った凍結線の形状となった。この傾向については、北見工業大学における高さ3mのL型擁壁での試験施工結果⁷⁾でも同様の形状となっており、対策工法を採択する際の基礎的データとなるものといえる。

② 盛土材が凍上性の材料であることより、凍結線が進行するとそれに直角方向に凍結土圧が作用することになり、壁面が前面に迫り出す動きを示すことになる。しかし、今回の壁面変位量の計測結果によると、その動きは2mm以下となっており、ほとんど変状が確認できない状態であった。これは、厚さ1.0mの裏込材（φ0~80mm級切込砂利）の対策工の有効性を示すものであると考えられるが、今回計測した補強土壁の構造上の特徴も起因している可能性もあり、背面部材と盛土材の摩擦力で壁面を補強する帯鋼補強土壁やジオテキスタイル補強土壁での妥当性についてはここで明言することは難しく、今後施工箇所での計測や継続的な迫り出し状況の推移を確認していく必要がある。

③ ここで得られた擁壁背面の温度分布形状を北見工業大学から提案されている裏込材適用範囲と対比させてみた。この詳細については参考文献⁷⁾によるものとするが、その計算結果を今回の土中温度分布に対応させたものが図-16である。

これは、あくまでも凍上対策として置換工法を採用するとした場合のもので、その範囲については現在検討段階のものであるが、高さ3mの擁壁から得られた置換範囲が、今回の高さ8mの場合での擁壁背面の低温域（2℃以下）を包括した状態となっており、その置換範囲の妥当性を証明するものとなる。しかし、擁壁下部や上部の置換範囲に不経済となることもみられるようで、施工性・経済性を考慮した置換範囲を今後再検討していきたいと考えている。

5. あとがき

構造物に対する凍上凍結対策については、以前より徐々に注目されるようになってきており、構造物の計算に加味されていない凍結土圧について、フルーム水路や補強土壁については一部裏込材を採用するなどの対策も施されるようになってきている。これらについては寒冷地でしか発生しないことよりローカルルールとしかならないものであるが、実際、土留め構造物に限らず、様々な凍上被災が起きていることは事実で軽視できないものとする。この現場計測については、2年間の通年計測を行っており、そのデータも含めて次回シミュレーション解析結果を発表したいと考えている。

最後に、現場の選定、準備及びデータ整理等にご協力いただいた、網走開発建設部道路第1課課長 小原康信氏、同遠軽道路建設事業所第1建設係長 庄司宣可氏、大北土建工業株式会社札幌支店 伊藤清治氏、測機舎商会株式会社 長谷川徹氏、井口直哉氏に感謝の意を表す。

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) 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発行
- 3) ボックスカルバ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
- 4) ボックスカルバ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
- 5) 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
地盤工学会北海道支部年次報告会報告集第40号 p27~36
- 6) 道路土工 擁壁工指針：日本道路協会、平成11年3月、p132
- 7) 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：
土木開発工学科 鈴木 輝之、平成15年3月、2-1~2-4

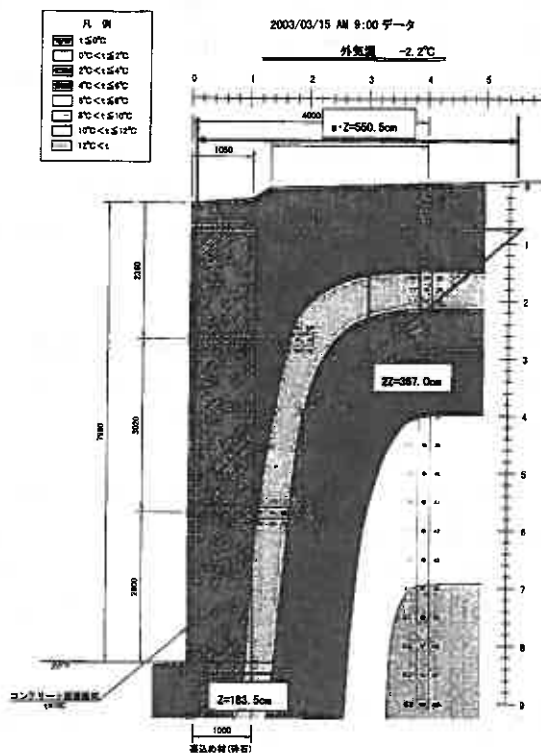


図-16 置換工法適用範囲の検証

クリープ変形を考慮した補強土設計法に関する考察

苫小牧高専 ○ 国際会員 中村 努
北大院工学研究科 国際会員 三田地 利之
苫小牧高専 正会員 吉澤 耿介
苫小牧高専 小林 慎之介

1. はじめに

ジオグリッドを用いた補強土工法が永久構造物に対しても広く適用されるようになるとともに、クリープを考慮した設計が重要となってきた。しかし現行の設計法においては土中クリープ変形を考慮した設計を行う場合でも、ジオグリッドの気中クリープ挙動から推定したクリープ限度強さあるいはクリープ破断強さを土中のジオグリッドの設計強度として用いているのが現状である^{1),2)}。また補強土構造物の安定性に関しては極限釣り合い法に頼っており、構造物の変形を考慮しておらず、ジオグリッドの引抜けに対して安全率を大きく採ることによって変形を軽減しようとするものである。このような背景のもと、国際ジオシンセテックス学会日本支部が進めている補強土工法の限界状態設計法の導入に関して、多くの機関によって調査・研究が始まった。本来、土とジオグリッド間の相対変位を考慮した上で、補強土構造物の施工時に生じる塑性的な変形およびその後のクリープ変形を適切に予測すべきものと考えられるが、構造物の安定性に関する研究と比較して、変位量の予測については十分な成果が得られていない。一方、筆者らはこれまでジオグリッドの土中変形挙動に着目し、その予測方法および土中クリープを加味した設計法の提案を行った^{3),4),5)}。本研究では著者らが提案した設計法について設計計算例を用いて検証を行い、計算結果に及ぼす諸要因をについて調べた。また、ジオグリッドの引抜けに関して、施工中および供用後の変形に分けて考察することによって、安全性および経済性についての検討を行った。

2. 土とジオグリッドの相対変位を考慮した設計法

筆者らはこれまで、すべり土塊の変位に伴い敷設されたすべてのジオグリッドが等しい量だけ引抜かれ、その変位量に見合った張力がそれぞれ敷設位置の異なるジオグリッドに発生するという考え方にに基づき、以下に示す設計法を提案した⁵⁾。

はじめに対象とする補強盛土の用途、規模、重要度等を考慮してメンテナンス可能な変位量、すなわち土塊に許容される変位量(2D)を設定する。ここで2Dとしたのは図-1に示すように、引抜き力のかかったジオグリッドはすべり土塊および地山側の双方から引抜けてくるからである。設定した引抜き量(D)が生じるときの、敷設計画されたジオグリッドそれぞれに作用する張力(f)を以下の式(1)~(4)によって計算する。このとき用いるパラメータ τ_r, u_p, S, α はそれぞれ室内試験から求めることができる。

$$D = \frac{\tau_r}{S} (L_e - x_p)^2 + \left(\frac{T_{xp}}{S} + \alpha \cdot \log t \right) (L_e - x_p) + u_p \quad (1)$$

$$f = T_{xp} + 2\tau_r (L_e - x_p) \quad (2)$$

$$T_{xp} = \frac{2ku_p}{a \cosh(ax_p)} \sinh(ax_p) \quad (3)$$

$$a = \sqrt{2k/S} \quad (4)$$

- τ_r : 土とジオグリッド間の残留せん断応力
 u_p : τ_r にいたる土とジオグリッド間の相対変位
 S : 単位幅あたりのジオグリッドの剛性
 α : クリープ係数
 L_e : ジョグリッドの定着長
 x_p : 土とジオグリッドの相対変位が $u=u_p$ となる点の土中端からの距離

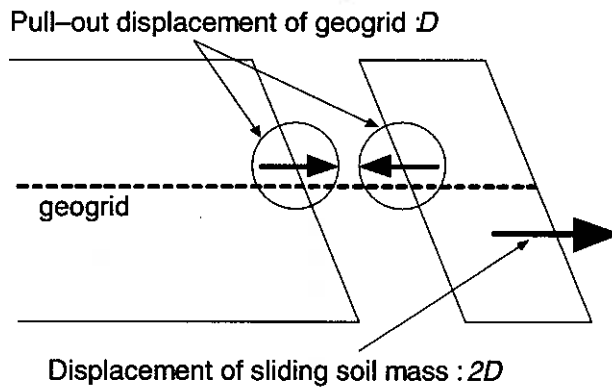


図-1 ジオグリッドの引抜きの概念図

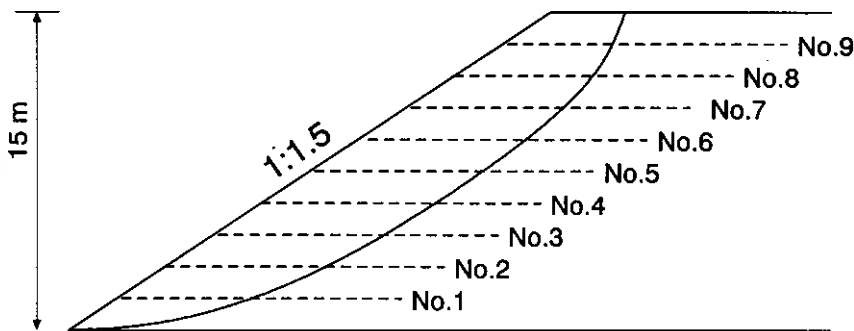


図-2 盛土形状

上式により得られる、各ジオグリッドに生じる張力 f の合計をジオグリッドの発揮可能引張強さ T_{avail} の合計として用いる。以上の方法により求まる $\sum T_{avail}$ が(5)を充たしているとき、すなわち各層のジオグリッドに要求される張力の合計の最大値 $(\sum T_{req})_{max}$ よりも大きいときに安定といえる。

$$\sum T_{avail} \geq (\sum T_{req})_{max} \quad (5)$$

この方法によって、例えば図-2 に示すような補強盛土について提案法を適用してみる。この例は「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル（改訂版）」に記述されている設計計算例であり、現行設計法では「安全」とされるものである。 $(\sum T_{req})_{max} = 189.5 \text{ kN/m}$ に対して、ジオグリッドの設定引抜き量 (D) を 5 mm としたときの各ジオグリッドの発揮可能引張強さの総和 $\sum T_{avail}$ は、

$S = 550 \text{ kN/m}$ のとき
 $\sum T_{avail} = 138.5 \text{ kN/m}$

となり、必要引張力の総和 $(\sum T_{req})_{max}$ よりも小さい。したがって、変位量 $(2D)$ が 1 cm 以内という条件を満たしていないことが分かる⁵⁾。そこで次節では計算結果に及ぼす各パラメータの影響について調べる。

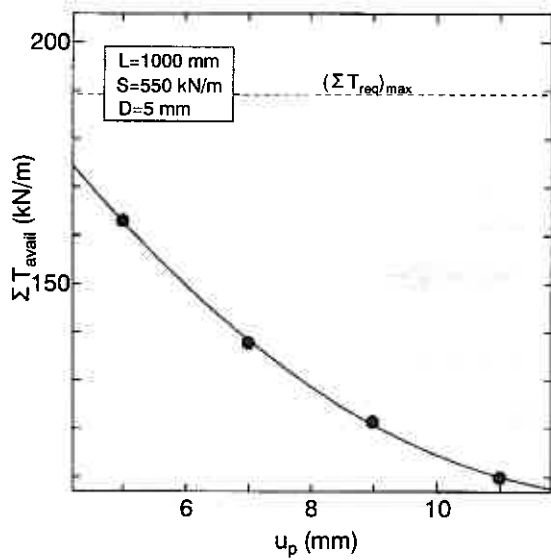


図-3 u_p の影響

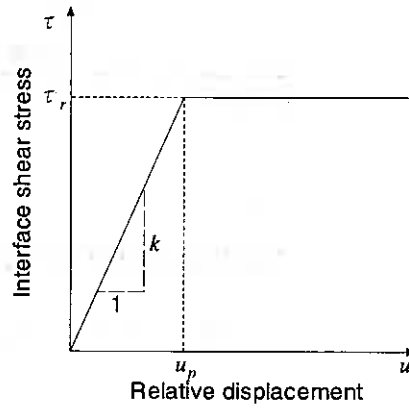


図-4 土とジオグリッドの摩擦特性

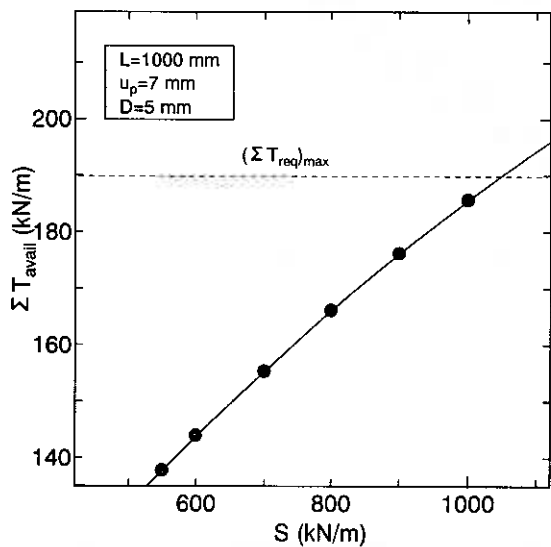


図-5 ジオグリッドの剛性の影響

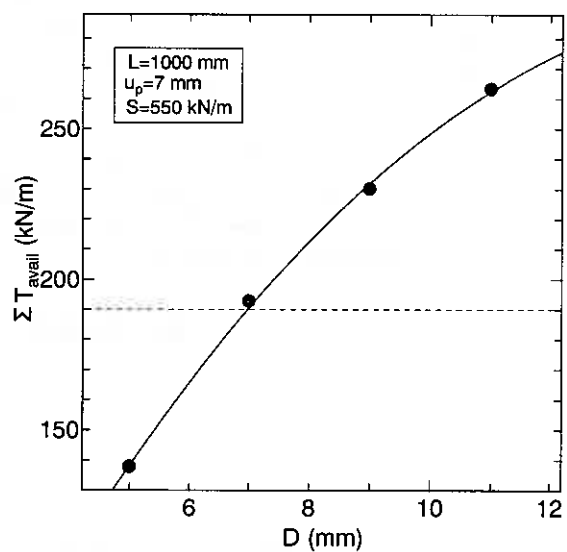


図-6 許容引抜き量の影響

3. 各パラメータの影響度の検討

図-3は先述の補強盛土(図-2)に対して経過時間： $t=10^6$ h(約100年)での設定引抜き量： $D=5$ mm、としたときの発揮可能引張強さの合計(ΣT_{avail})と、図-4に示すようにせん断応力がピークとなるときの土とジオグリッド間の相対変位： u_p との関係を示したものである。図-3より u_p のわずかな違いが発揮可能引張強さに影響を及ぼし、 u_p が大きいほど発揮可能引張強さは小さくなる事が分かる。 u_p はジオグリッドの目合いの大きさ、用いる土質材料のほかにジオグリッドにかかる応力条件によっても変化するため、対象とする実現場でのジオグリッドの敷設条件を考慮し、正確に把握することが重要である。

図-5は $u_p=7$ mmとしたときの発揮可能引張強さの合計(ΣT_{avail})とジオグリッドの剛性(S)との関係を示したものである。図より、ジオグリッドの剛性を大きくするほど発揮可能引張強さの合計は大きくなるが、対象とする補強盛土内に敷設されたジオグリッドに要求される引張力(189.5 kN/m)を満たすためには、 $S=1000$ kN/m以上の剛性を持つジオグリッドを使用する必要がある。一般的に剛性の大きなジオグリッドを用いるほどコストが上がるため、ジオグリッドの敷設枚数を変えずにコストを抑えるためには補強盛土の許容される変形量を大きく設定する必要がある。

表-1 発揮可能引張力の計算結果

設定引抜き量(D)	発揮可能引張力 (kN/m)			
	5mm	7mm	9mm	11mm
No.9	9.26	12.98	15.11	17.08
No.8	12.65	17.69	20.94	<u>23.87</u>
No.7	15.15	21.20	<u>25.28</u>	<u>28.90</u>
No.6	16.17	<u>22.59</u>	<u>26.97</u>	<u>30.95</u>
No.5	16.86	<u>23.62</u>	<u>28.25</u>	<u>32.46</u>
No.4	17.38	<u>24.26</u>	<u>29.16</u>	<u>33.30</u>
No.3	17.45	<u>24.44</u>	<u>29.26</u>	<u>33.60</u>
No.2	17.11	<u>23.94</u>	<u>28.70</u>	<u>32.88</u>
No.1	15.72	<u>22.05</u>	<u>26.35</u>	<u>30.14</u>
合計	137.75	192.77	230.05	263.19

図-6 はジオグリッドの剛性 S を 550 kN/m として、発揮可能引張強さと許容される引抜き量の関係を示したものである。他のパラメータは図-3, 5 と同じ値を用いて計算を行った。この図より本研究で対象とした現行設計法で最適とされた補強土構造物例の場合は、提案法では 7 mm の許容引抜き量で計算した場合と等価であることが分かる。すなわち図-1 で示すように構造物の変形は引抜き量の 2 倍の 14 mm に達する可能性がある。ただし、この変形量は施工中から 10⁶ h 後までの変形量の総和であり、施工中に生じた変形であればある程度は補修可能である。このことから本研究で行った計算は、もっとも危険な状態を想定したものと見える。施工中および供用後の変形については次節で述べる。

表-1 は図-6 の計算過程を示したものであり、設定引抜き量(D)を変化させたときの図-2 の各ジオグリッドの発揮可能引張力およびその合計の計算結果である。一方、現行の設計法では式-(6)によって設計引張強さを計算し、その値を超えないようにジオグリッドを選択し配置計画を立てている¹⁾。

$$T_A = \frac{T_{\max}}{F_{cr}F_D F_C F_B} = \frac{T_{cr}}{F_D F_C F_B} \quad (6)$$

$$T_{cr} = \mu T_{\max} = \frac{T_{\max}}{F_{cr}} \quad (7)$$

- ここに、 T_A : ジオテキスタイルの設計引張強さ(kN/m)
 T_{\max} : ジオテキスタイルの最大引張強さ (製品基準強度)
 F_{cr} : クリープを考慮した材料安全率
 F_D : 耐久性 (耐候性, 耐薬品性等の長期的な劣化特性) を考慮した材料安全率
 F_C : 施工中の損傷を考慮した材料安全率
 F_B : 接合部の強度低下を考慮した材料安全率
 T_{cr} : クリープを考慮したジオテキスタイルの限界引張強さ(kN/m)
 μ : クリープ低減係数

上式を用いる際に、多くの場合 F_D, F_C, F_B は 1.0 が用いられており、設計引張強さは μ あるいは F_{cr} の数値のみによって決まる。本研究で取り上げた設計例では $\mu=0.4$ が用いられており、ジオテキスタイルの設計引張強さ(T_A)は 22.0 kN/m とされている¹⁾。表-1 中の数値のアンダーラインの部分は 22.0 kN/m を超えているものであり、式-(6)による設計引張強さを採用する現行の設計法では $D=7$ mm 以上の変位は許されないことになる。この様にジオグリッドの引抜き量を考慮した設計を行う場合、現行の設計引張強度の制限は非常に大きくなる。しかし、現行設計法で用いられるクリープ低減

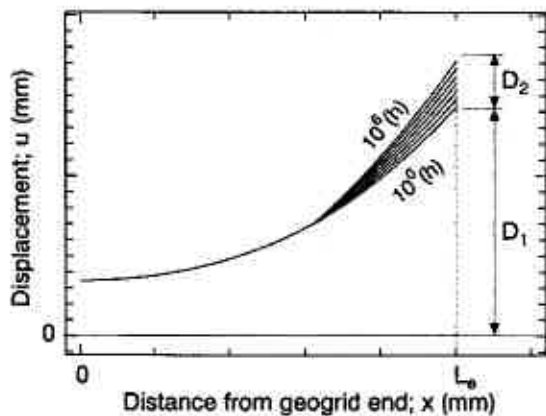


図-7 土中のジオグリッドの変位分布

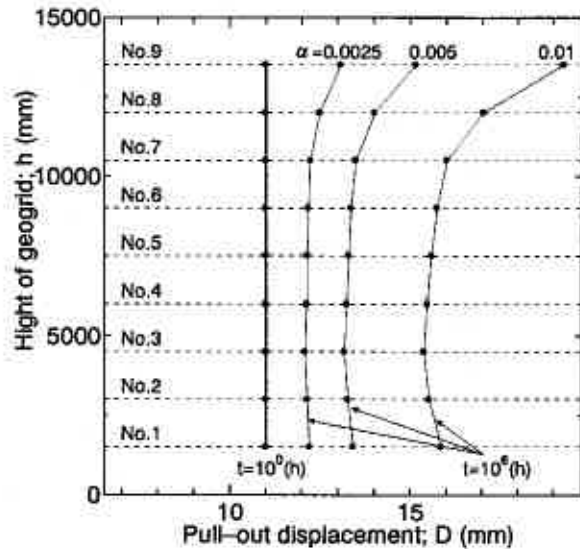


図-8 各ジオグリッドの引抜き量

係数(μ)は、ある経過時間 (50 年~100 年) 後のジオグリッド自体のひずみが、ある規定ひずみ (例えば 10%) を超えないようにあるいは規定時間後にクリープひずみによる破断が生じないように設定されたものである。最近このような考え方で設定された設計引張強度は安全すぎる可能性があることを指摘した報告⁶⁾もある。一方、補強土構造物の変形は直接ジオグリッドのひずみによるものではなく、ジオグリッド自体のひずみが引張方向に蓄積することによって生じる土とジオグリッド間の相対変位によるものである (もちろん地盤材料自体の変形も生じている)。このことから、現行の設計法で用いられるクリープ低減係数は土とジオグリッド間の相対変位を考慮していないため、許容される補強盛土の変形次第で安全側にも危険側にもなりうる。今後、さらに安全かつコスト面で優れた補強土構造物の設計を行うためには、土とジオグリッド間の相対変位を考慮した設計法の確立とともに、新たな設計破断強度の決定法の確立が必要である。

4. 施工時および供用後の変形に関する考察

現在の土の巻き込み工法や壁面材を用いた補強土工法では施工中の変形に対しては無視、あるいは現場技術者の経験等によって補修を加えており、明確な設計法が確立されているわけではない。逆に施工時に補修できるレベルの変形も発生しないように抑えようとするれば、過剰な設計にならざるを得ない。図-7 は一定荷重がかかった状態でのジオグリッドの土中変位分布を模式的に示したものである。経過時間は $10^0 \sim 10^6$ h までを示している。図中の L_0 はジオグリッドの土中端からすべり面までの距離を示している。ここで施工終了時を 10^0 h とすると (実際には施工期間によって $10^1 \sim 10^3$ h となる)、施工中に発生するジオグリッドの引抜き量は D_1 、施工終了時から 10^6 h (約 100 年) までにジオグリッドのクリープひずみによって生じる引抜き量を D_2 と表すことができる。設計段階で正確に D_1, D_2 を予測することによって、より安全かつコスト面で優れた設計を行うことが可能になると考えられる。ちなみに施工時の補強盛土の変形に大きな影響を及ぼすジオグリッドの剛性については現行の設計法に直接取り入れられてはいない。

図-8 は本研究で提案する設計法を用い、施工終了時 (10^0 h 後) の引抜き量 (D_1) を 11 mm、すなわち施工時に許容される土塊の変形量を 22 mm としたときの 10^6 h 後の各ジオグリッドの引抜き量を計算したものである。設計条件は前章までと同じ値を用い、ジオグリッドの No. は図-2 に対応している。また、参考のため、3 種類のクリープ係数 (α) で計算を行った。この図で施工終了時から 10^6 h までにジオグリッドのクリープひずみによって生じる引抜き量 (D_2) は $t=10^0$ h の線とそれぞれのクリープ係数 (α) の $t=10^6$ h の線との距離で表される。この図から、土かぶり圧の小さな No.9 のジオグリッドで大きな引抜き量が生じていることが分かる。このことから、補強土構造物の変形に対して土かぶり圧がジオグリッドに十分かかるように施工時にしっかりと締め固めることが重要である。また、ジオグリッドの土中端を固定することも有効であると考えられる⁴⁾。一方、この図はクリープ係数が大きいものほど大きな引抜き量を示している。このことから、特にクリープ係数の大きな補強材を用いる場合には、供用後のクリープによる補強土構造物全体の変形を設計段階で考慮する必要があることが分かる。逆にクリープ係数が小さいジオグリッドを用い、供用後の変形が地盤材

料自体の変形に比べて小さいことが予想できる場合には、ジオグリッドの引抜き量に関しては無視できる可能性がある。以上のことから、対象とする補強土構造物の用途や重要度を考慮して施工中および供用後に許される変形量を決定し、土とジオグリッド間の相対変位を設計に加味することで、より安全で経済的な設計を行うことができる。これを実用化するためには、施工時から供用時までを含めた長期間の観測データの蓄積が重要である。

4. まとめ

本研究では筆者らが提案している設計法による計算結果に及ぼす諸要因の影響割合について調べた。また、ジオグリッドの引抜きに関して施工中および供用後の変形に分けて考えることによって、安全面および経済性の両面から考察を行った。得られた知見をまとめると以下ようになる。

- 1) 対象とする実現場でのジオグリッドの敷設条件を考慮し、 μ_p を正確に把握することが重要である。
- 2) 安全かつコスト面で優れた補強土構造物の設計を行うためには、土とジオグリッド間の相対変位を考慮した設計法の確立とともに、新たな設計破断強度決定法の確立が必要である。
- 3) 対象とする補強土構造物の用途や重要度を考慮して施工中および供用後に許される変形量を決定し、土とジオグリッド間の相対変位を設計に加味する必要がある。

謝辞

本研究は、科学研究費補助金若手研究(B)「ジオグリッドの土中クリープ変形挙動の推定に関する研究」によるものである。

参考文献

- 1) ジオテキスタイル補強土工法普及委員会:ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル(改訂版), 2000.
- 2) 斜面・盛土補強土工法技術総覧編集委員会:斜面・盛土補強土工法技術総覧, 1995.
- 3) 中村努, 三田地利之: ジオグリッドの土中クリープ変形挙動の推定方法, 土木学会論文集, No.722/III-61, pp.265-273, 2002.
- 4) Nakamura, T., Mitachi, T. and Ikeura, I.: Estimating method for the in-soil deformation behavior of geogrid based on the results of direct box shear test, *Soils and Foundations*, Vol.43, No.1, pp.47-57, 2003.
- 5) 中村努, 三田地利之, 吉澤耿介: ジオグリッドの土中変形を加味した設計法, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第43号, pp.231-240.
- 6) 龍岡文夫, 平川大貴, Warat, KONGKITKUL, 内村太郎: ジオテキスタイルのクリープ変形と引っ張り強度に対するクリープ補正係数についての考察, ジオシンセティックス論文集, 第18巻, pp.167-174, 2003.

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 年に改定された道路橋示方書 (IV 下部構造編)・同解説 (以下、道示) の改定では、直接基礎底面地盤の極限支持力算定式に支持力係数の寸法効果に関する補正係数が導入された¹⁾。この補正係数は、基礎幅の増加が極限支持力を低下させる傾向にあることから、この基礎形状による寸法効果を適正に考慮するよう設定されたものである。一方で、設計に用いる土質定数 (c および ϕ) は一般的な物性値や推定式等から求める場合が少なくないため、その値は小さく評価される傾向にある。このことから支持力が過小評価され過大な構造物が設計される可能性があるため、適正な構造物設計のためには寸法効果を踏まえた、より正確な設計定数 (c, ϕ , 補正係数等) の把握が必要とされている。

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

2. 直接基礎極限支持力式の寸法効果

2-1 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が低減する現象は 1940 年代から指摘され、1960 年代には De Beer²⁾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³⁾。

この現象は Terzaghi の支持力理論においては、支持力係数 (N_γ) が基礎幅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 ϕ の減少⁴⁾
- 2) 破壊の進行に伴うすべり線上で発揮される ϕ の場所毎での差異⁵⁾
- 3) 砂粒子と基礎幅との比の影響⁶⁾

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¹⁾。

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

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

この補正係数により、従来（平成8年道示）の支持力式⁷⁾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,φ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φ）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λ, υ, μについても現状では現場条件によらない一般値が与えられているのみであり、各種条件毎での適用値の確認・設定が必要と考えられる。

したがって本検討では、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レキ質土地盤および岩砕盛土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。

3. 地盤反力係数と基礎幅寸法の関係

道示において、地盤反力係数の推定式として、次式が与えられており、地盤反力係数が基礎幅の-3/4乗に比例するとの考え方を採用している⁸⁾。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、 k_v : 地盤反力係数(kN/m³)

k_{v0} : 直径0.3mの剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

B_v : 基礎の換算載荷幅(m)

これは、砂地盤および関東ローム層を対象地盤に、平板寸法を300mm~1200mmで変化させて実施した載荷試験結果より導出された関係式である⁹⁾。

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

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11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直径300mm,900mm,1500mmの円形載荷板を3種類、同式における形状係数の確認のため一辺の長さが1500mmの正方形載荷板を用意した。

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）。

載荷方法は、地盤工学会「地盤の平板載荷試験方法・同解説」¹⁰⁾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。



写真-1 載荷試験実施状況（岩砕盛土）

表-1 試験ケース一覧

実施年度	地盤種類		ケース数	円形				正方形
				300	600	900	1500	1500
H15	レキ質土		4ケース	○	○	○	○	
H14	岩砕盛土	無補強土	4ケース	○		○	○	○
		ジオグリッド補強土	3ケース	○		○	○	

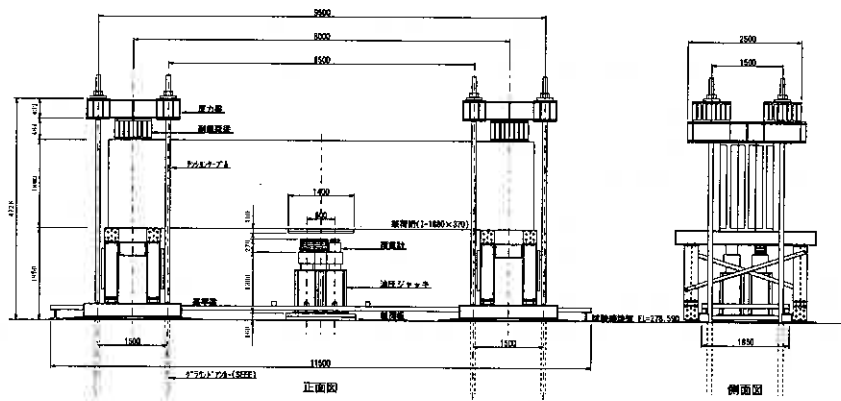


図-1 载荷装置概要

4-2 試験結果

表-2に、ケース毎の平板载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、载荷装置の傾倒等により極限状態まで载荷することができなかつたため、本検討においては宇都らの方法¹¹⁾によって極限支持力を推定した。

地盤反力係数の算出は、宇都らの方法から算出される、降伏加重、降伏変位を基準として算出した。

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) レキ質土の粘着力は、地質調査結果より 50kN/m^2 とした。
- 4) 補正係数のパラメータ λ , μ は、道示の一般値 ($-1/3$) を適用する
- 5) ϕ および B^* , c^* が、道示の適用範囲 ($\phi \leq 45^\circ$, $1 \leq B^*$, $1 \leq c^* \leq 10$) から外れてもそのまま適用する。

表-2 平板载荷試験結果一覧

		円形				正方形	
		300	600	900	1500	1500	
レキ質土	極限支持力	Q_u (kN)	619	1,506	4,163	14,843	-
		q_u (kN/m ²)	8,761	5,326	6,543	8,399	-
	土質定数	ϕ (°)	$\phi = 44.9$	$\phi = 42.8$	$\phi = 43.7$	$\phi = 44.7$	-
		c (kN/m ²)	$c = 50$	$c = 50$	$c = 50$	$c = 50$	-
地盤反力係数	k (kN/m ³)	143.5	15.3	24.7	28.6	-	
岩砕盛土 無補強	極限支持力	Q_u (kN)	193	-	1,878	4,504	4,581
		q_u (kN/m ²)	2,735	-	2,952	2,549	2,036
	土質定数	ϕ (°)	$\phi = 51.1$	-	$\phi = 48.4$	$\phi = 46.3$	$\phi = 45.3$
		c (kN/m ²)	$c = 0$	-	$c = 0$	$c = 0$	$c = 0$
地盤反力係数	k (kN/m ³)	149.5	-	54.0	37.0	31.2	
岩砕盛土 補強土	極限支持力	Q_u (kN)	316	-	2,539	5,266	-
		q_u (kN/m ²)	4,476	-	3,992	2,980	-
	土質定数	ϕ (°)	$\phi = 51.1$	-	$\phi = 48.4$	$\phi = 46.3$	-
		c (kN/m ²)	$c = 2.8$	-	$c = 2.3$	$c = 1.0$	-
地盤反力係数	k (kN/m ³)	175.1	-	51.8	37.2	-	

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

5. 考察

5-1 支持力係数 N_{cy} の寸法効果

(1) 正規化した極限支持力度による整理

各調査地盤における極限支持力を次式で正規化し、
 載荷板寸法との関係で整理した (図-2)。

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

N_{cy} : 複合支持力係数 (正規化した極限支持力度)

どのケースにおいても、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、おおむね次式に示す道示の補正係数 S_{γ} と同様の直線関係にあり、地盤種別によって補正係数のパラメータ μ に大きな違いは見られなかった。

$$N_{cy} = N_{cy0} (B/B_0)^{\mu}$$

N_{cy0} : 基準支持力係数 ($B=B_0$ における支持力係数)
 $B_0: B_0=1.0\text{m}$

(2) 岩砕盛土における寸法効果

岩砕盛土 (無補強) のケースは、粘着力 c を無視できると考えられるため、正規化した極限支持力度 N_{cy} は、Terzaghi の支持力式の N_{γ} に等しい。すなわち、 $N_{\gamma} = 380.2 (\phi=47.4^\circ)$, $\mu = -1.11$ の関係にあり、補正係数のパラメータ μ 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。

また、岩砕盛土 (補強土) のケースについて、ジオグリッドによる支持力増加分を見かけ上の粘着力 c と仮定し、粘着力 c の推定を行った (図-3)。推定は、正規化した Terzaghi の支持力式と載荷板寸法との関係から最小二乗法によって求めた。粘着力の補正係数は基礎幅寸法と無関係で、載荷板寸法の変化からは推定できないため、寸法効果のパラメータは道示と同様に $\lambda = -1/3$ とした。この時、粘着力は $c = 3.3 (\text{kN/m}^2)$ と推定された。

(3) レキ質土における寸法効果

レキ質土の試験結果から、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、正規化した Terzaghi の支持力式について載荷板寸法と補正係数の乗数 μ を変数に最小二乗法によって求めた (図-4)。データが4点と少ないことから、粘着力については、平成8年道示より洪積世砂レキの値 $c=50\text{kN/m}^2$ と仮定した¹²⁾。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、 $N_{\gamma} = 252.0 (\phi=45.6^\circ)$, $\mu = -1.18$ の関係にあり、今回調査したレキ質土についても、補正係数のパラメータ μ 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。

表-3に推定結果の一覧を示す。

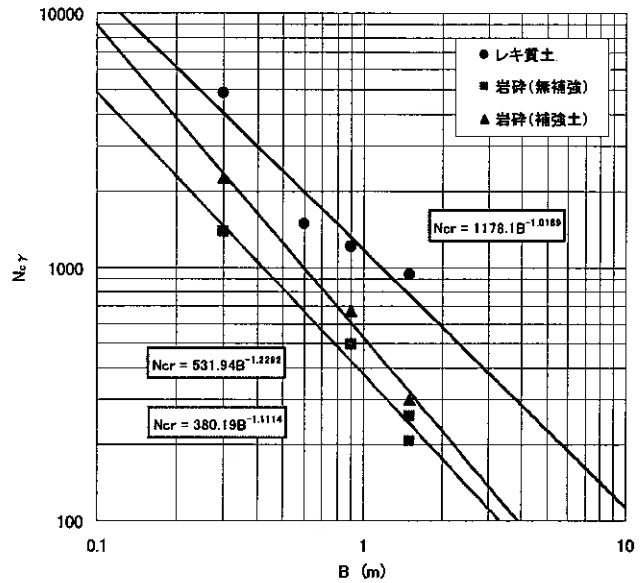


図-2 載荷幅 B と複合地盤反力係数 N_{cy} の関係

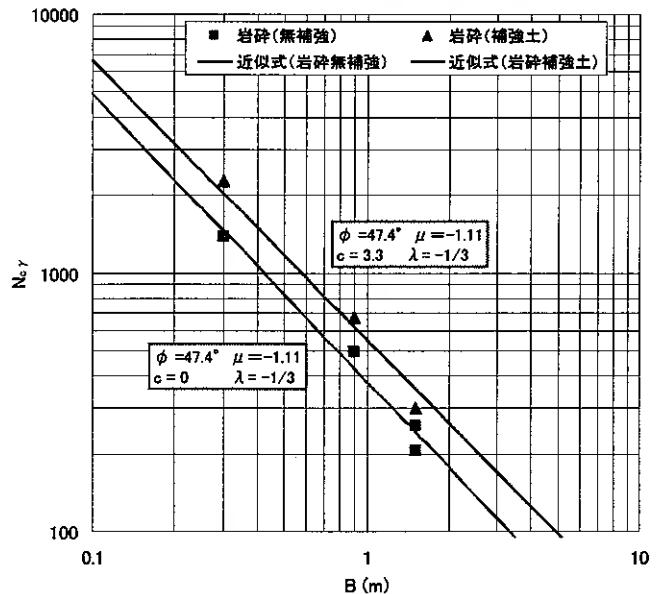


図-3 岩砕盛土における試験値と近似式の関係

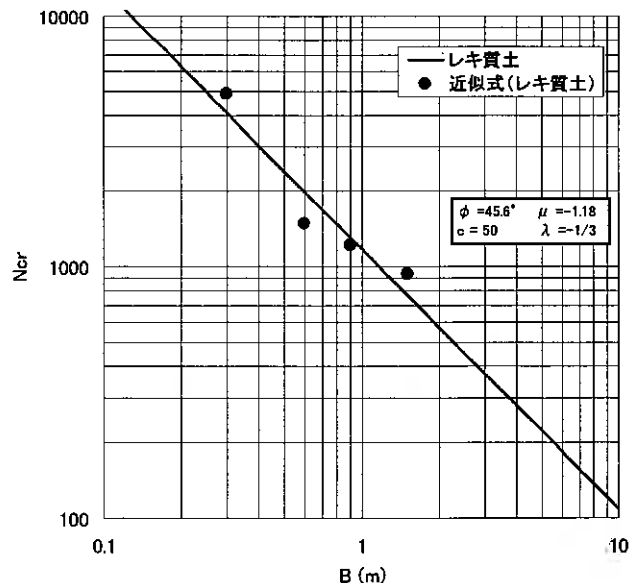


図-4 レキ質土における試験値と近似式の関係

表-3 推定結果一覧

		ϕ	c	N_c	λ	N_γ	μ	近似式
レキ質土		45.6	50.0	144.6	-1/3	252.0	-1.18	$q_u = 1.3cN_c \left(\frac{c}{10}\right)^{-1/3} + 0.3B\gamma N_\gamma \left(\frac{B}{1.0}\right)^{-1.18}$
岩砕盛土	無補強	47.4	-	-	-	380.2	-1.11	$q_u = 0.3B\gamma N_\gamma \left(\frac{B}{1.0}\right)^{-1.11}$
	補強土	47.4	3.3	-1/3	184.4	380.2	-1.11	$q_u = 1.3cN_c \left(\frac{c}{10}\right)^{-1/3} + 0.3B\gamma N_\gamma \left(\frac{B}{1.0}\right)^{-1.11}$

N_γ の補正係数のパラメータ μ は、道示の一般値-1/3 に対して推定値が -1 程度と、大きな開きがあった。道示における寸法効果のパラメータ μ の一般値(-1/3)は、砂質土を対象とした実験結果を参考に算出されていると考えられ⁴⁾¹³⁾¹⁴⁾、本試験が対象地盤とは地盤条件が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、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。

5-2 地盤反力係数と載荷板寸法の関係

図-5に、300mm 載荷板の地盤反力係数により正規化した、地盤反力係数と載荷板寸法の関係を示す。油圧ジャッキが大きく傾倒し、正確な沈下量が計測できなかったレキ質土の600mmと900mmのケースを除いて、次に示す道示で提案される近似式と同様の関係がみられた。

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

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

しかしながら本試験ケースにおいては、おおむね $n=1$ 付近に分布し、必ずしも道示で提案される $n=3/4$ とは合致しなかった。

図-6に地盤反力係数と載荷板寸法の関係を示す。また、岩砕盛土のケースについて最小二乗法により近似曲線を推定した。その結果、それぞれ $n=0.986$ 、 $n=0.920$ と弾性体($n=1.0$)に近い関係が認められた。

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

表-4 地盤反力係数の関係式

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

※レキ質土は異常値($B=600, 900$)を除いた値

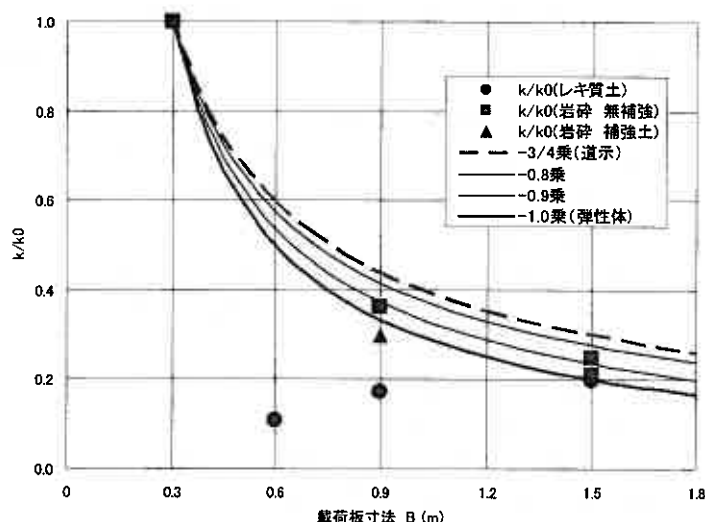


図-5 載荷幅 B と正規化地盤反力係数の関係

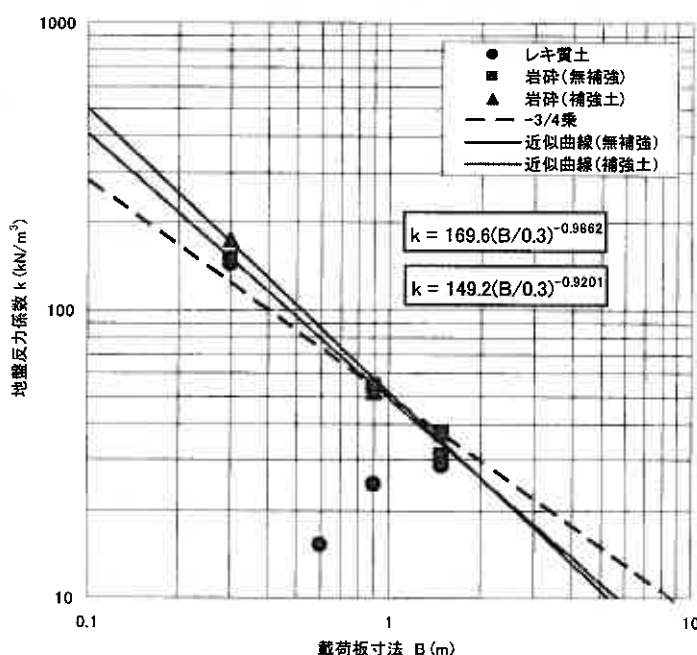


図-6 載荷幅 B と地盤反力係数の関係

6. まとめ

載荷板寸法を変化させた平板載荷試験結果を、レキ質土および岩砕盛土地盤において実施し、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 μ 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 ϕ) の調査・算定が必要となる。
- 3) 試験結果からえられた地盤反力係数値に、道示の推定式と同様の近似関係がみられた。しかしながら、パラメータは必ずしも道示の値 (3/4 乗) とは一致しなかった。
- 4) 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

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 (硬岩、軟岩、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) 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.
- 3) 地盤工学会：支持力入門 pp. 102 - 103, 1990.11
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 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.254 - 257, 2002.3.
- 9) 吉中竜之進：横方向地盤反力係数, 土木技術資料 Vol.10, No.1, pp.32 - 37, 1968.1.
- 10) 地盤工学会：地盤の平板載荷試験方法・同解説, pp.41 - 45, 1983.1
- 11) 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
- 12) 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.236, 1996.12.
- 13) 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.
- 14) 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.

厚層締固め道路盛土構造物の力学挙動と耐震性能解析法に関する研究

北海道大学大学院 工学研究科 ○学生会員 中村 貴久
 北海道大学大学院 工学研究科 国際会員 三浦 清一
 日本道路公団試験研究所 正会員 加藤 喜則
 益村測量設計株式会社 正会員 益村 公人

1. はじめに

社会基盤整備に関する各種技術基準は、国際標準化に対応するべく性能規定化へ移行しつつあり、盛土構造物においてもそのような要求性能を明確にすることが急務な課題となっている。そこで本研究では、これまでの仕様規定で構築された盛土構造物のパフォーマンスを明らかにするため、通常盛土（締固め層厚 30 cm）と厚層盛土（締固め層厚 60 cm）に対して原位置試験を実施し、その力学特性及び盛土体の圧縮沈下挙動を詳細に調べた。その結果から道路盛土の性能規定化に関する検討を行った。

また先の兵庫県南部地震以降、各種構造物の耐震設計基準等の見直しが順次行われている。そこで、レベル2地震動に対する耐震設計をする上で、耐震性能を変位量にて評価する方法が合理的であると考え、簡便的予測手法である円弧すべり面法と Newmark 法を組み合わせた解析を用いて、本試験盛土を対象とした耐震性能に関する評価を試みた。

2. 調査概要

調査した盛土は北海道縦貫自動車道と寒地区の一部区間（延長 200m）で 2000 年 8 月から 2001 年 8 月にかけて施工された試験盛土である。盛土概要図を図 1 に、盛土材の物性値を表 1 に示す。盛土高さは最大 10m、のり面勾配 1:1.8 である。盛土施工は同一断面の深さ方向に対し、転圧力 320kN 級振動ローラーにより、締固め層厚 30cm（通常盛土）、60 cm（厚層盛土）の 2 通りで締固めを行っている。ここで、筆者らは転圧締固めにより生じた層内の密度勾配は材料特性の相違や締固め層厚の違いにより様々な勾配を呈することを明らかにしている¹⁾。さらに一連の室内試験の結果から、盛土の圧縮沈下に対する密度勾配の影響は、締固め層内の平均密度を増加させることにより抑制できるという知見が得られている²⁾。

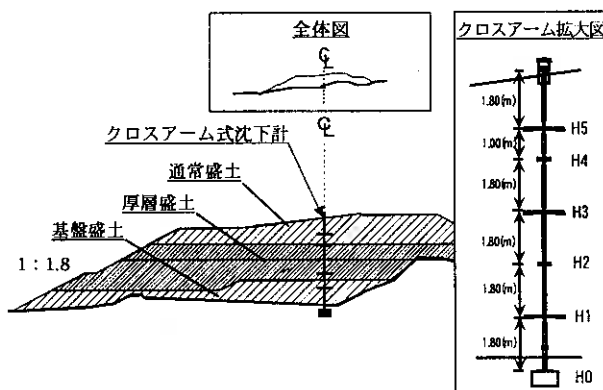


図 1 盛土概要図

表 1 盛土材の物性値

材料名称		砂礫質粘土
地盤材料の工学的分類		(CL-SG)
一般	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.684
	自然含水比 w_n (%)	22.1
粒度特性	最大粒径 D_{max} (mm)	75
	細粒分含有率 F_c (%)	51
	均等係数 U_c	248
コンシステンシー特性	液性限界 w_L (%)	43.3
	塑性限界 w_p (%)	21.7
	塑性指数 I_p	21.6
締固め特性	最大乾燥密度 ^{*1} ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.555
	最適含水比 ^{*1} w_{opt} (%)	23.2

※1: JIS A 1210(B 法)

3. 調査結果

図 2 は各種地盤調査の結果を示している。図は縦軸に盛土天端からの深度を、横軸に標準貫入試験、せん断弾性係数、湿潤密度、弾性波速度、粒度組成となっている。N 値に関しては、通常盛土で N=5 と 11、厚層盛土で N=5~18(平均 $N_{ave}=12$) であり、厚層盛土において若干のばらつきが見られた。特に、厚層盛土の深度 5.85~6.15m で測定した N 値が 5 と、他の値に比較して低い値を示している。その要因としては粒度組成等から、礫分の含有量の違いに起因していると考えられる。この値を除去すると、厚層盛土の N 値では N=10~15 (平均 $N_{ave}=13$) となり、比較的均質な状態にあるといえる。また、材料成分の異なる基盤盛土を除いた N 値、湿潤密度の深度方向の分布は、当盛土においては深度による傾向があまり明確に見られない。

一方、弾性波速度 V_s 、 V_p は通常盛土で $V_s=0.17\sim 0.19$ km/sec、 $V_p=0.40\sim 0.56$ km/sec、厚層盛土で $V_s=0.24\sim 0.37$ km/sec、 $V_p=0.77\sim 1.25$ km/sec であり、N 値と同様に厚層盛土の 5.50~6.00m 付近の低い値を除くと $V_s=0.36\sim 0.37$ km/sec、 $V_p=1.15$

Mechanical behavior of embankment with thick layer compaction and the analytical study on seismic resistant performance of that embankment; Takahisa Nakamura, Seiichi Miura(Graduate School of Engineering, Hokkaido University), Yoshinori Kato (Japan Highway Public Corporation), Kimihito Masumura (Masumura Survey and Design Co.Ltd.)

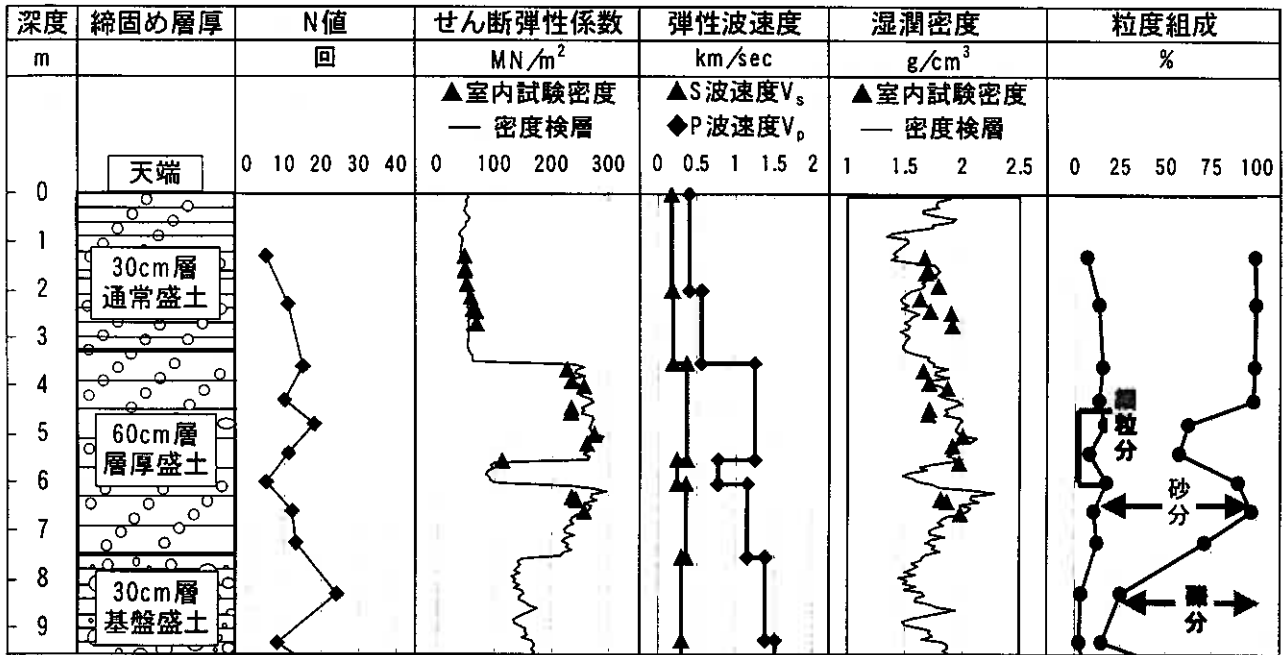


図2 北海道縦貫自動車道と寒地区 試験盛土 柱状図

~1.25 km/sec で締固め層厚の違いによる相違はあるが、それぞれで深度方向にほぼ均質な値であった。今回現地で測定した弾性波速度 V_s と、標準貫入試験で得られた試料を用いて、室内試験で求めた湿潤密度の結果を利用してせん断弾性係数 G を求めた。せん断弾性係数 G は (1) 式から求められることが一般に知られている⁴⁾。

$$G = \rho_t \cdot V_s^2 \quad (1)$$

G : せん断弾性係数、 ρ_t : 湿潤密度、 V_s : S波速度

式 (1) より算出したせん断弾性係数 G は、48~265MPa の範囲にあり、通常盛土で $G=50$ MPa 前後、厚層盛土で $G=200$ ~300MPa である。N 値と S 波速度には相関があることが知られている⁴⁾。そこで、N 値から剛性を推定することは、今後有効に利用できると考え、N 値とせん断弾性係数 G の相関関係を精査した (図3 参照)。参考のために、同様な調査を行った他の盛土調査結果⁵⁾ についてもプロットした。他の盛土における N 値およびせん断弾性係数 G は、脆弱岩にて施工された山口県小郡地区盛土 (■) で $N=7$ ~55、 $G=30$ ~250MPa、しらすにて施工された宮崎県清武地区盛土 (▲) で $N=5$ ~33、 $G=25$ ~110MPa の範囲であった。この図の整理から、盛土の N 値とせん断弾性係数 G との間に材料別の相関関係が伺える。

4. 盛土の圧縮沈下挙動

試験盛土の動態観測結果から、盛土高さ、各クロスアーム間の圧縮量、降雨量と経過日数の関係を図4に整理した。経過日数は施工開始時 2000.8.25 から計測を開始し、2002.9.14 まで約 750 日間の計測結果をまとめたものである。各層毎の施工時期としては、基盤盛土 2000.8~9、厚層盛土 2000.9~2001.7、通常盛土 2001.7~8 となっている。クロスアーム式沈下計の圧縮沈下量から、施工開始時~50 日と 250 日~350 日の 2 期間で急激な沈下が発生していることが認められる。沈下が生じた期間ではどちらも盛土施工が行われている。また施工が行われていない期間における圧縮沈下は微小である。このことから、急激な

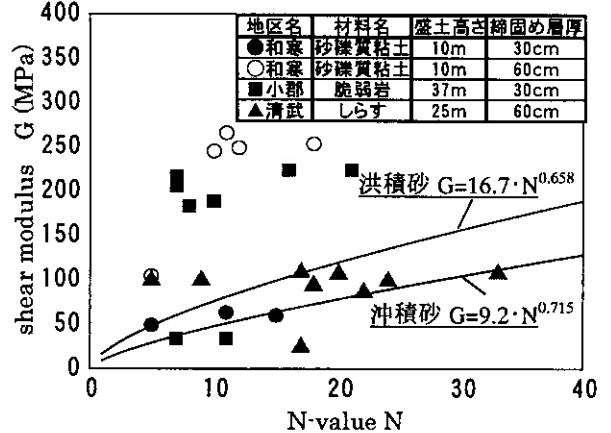


図3 N 値とせん断弾性係数 G の関係

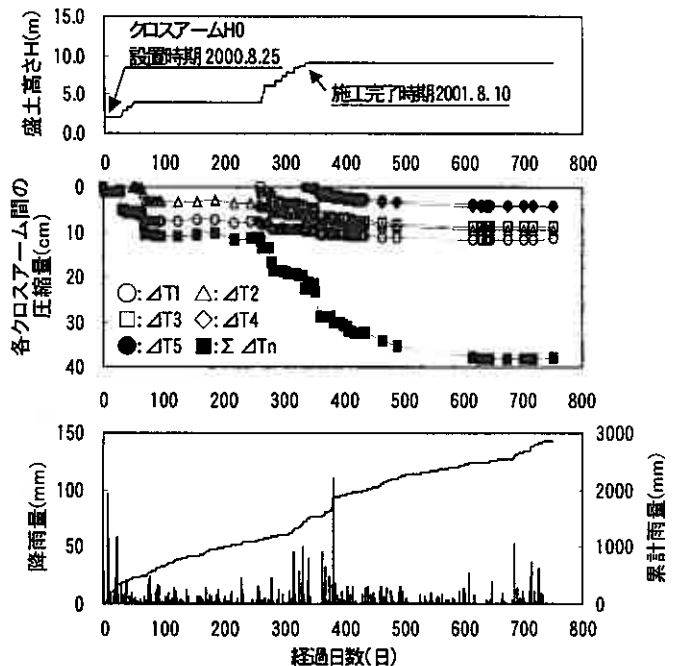


図4 圧縮沈下挙動

沈下は施工時における即時的な沈下であると考えられる。さらに、計 750 日までの全層圧縮量 ΔT_n は、約 40cm と全クロスアームの初期層厚に対して 4% 程度のひずみとなっている。一方、盛土全体での変形では特に卓越する領域は見られず層ごとに区分した場合においても全層で均一な圧縮量となっており、降雨量が多い時期においても沈下に影響が見られない。これは密実な施工がなされ、施工時においても表面水処理が適切になされたことを示しており、盛土の圧縮性に対して高品質なパフォーマンスを有しているといえよう。また、施工が完了した 330 日以降では、緩やかではあるが沈下の進行が認められる。これは残留沈下および計測区域内で大型車が土砂等を運搬する際に通過した荷重増加に起因するものと思われる。

5. 三軸圧縮試験結果

現場にて採取した材料を用いて静的不飽和三軸圧縮試験を実施した。試験条件は圧密非排水試験 (CU) であり、せん断方法はひずみ制御、寸法は高さ 170×直径 70mm である。供試体作製方法は、2mm 粒径以下に粒度調整した試料を、自然含水比で突固めにより作製した。密度は空気間隙率 $V_a=3, 5, 7, 10, 15\%$ に調整し、拘束圧は 29.4, 58.8, 117.6kPa に設定した。図 5 に応力-ひずみ関係の一例として $V_a=3\%$ の結果を示す。図から拘束圧の増加とともに主応力差も増加するという、一般的な三軸力学挙動を示していることがわかる。また、軸ひずみの増加に対して主応力差はなだらかに増加し、明確なピーク強度は発生せずに収束する傾向が見られた。この傾向は、他の V_a においても同様であった。図 6 には V_a と内部摩擦角 ϕ ・粘着力 c の関係を示した。同図から多少のばらつきはあるものの内部摩擦角は V_a の減少にともない増加する傾向にある。また、粘着力においても同様の傾向が認められる。

6. 地震時変位計算法の理論

解析方法は地震時における盛土斜面のすべり量を簡便に予測する方法として、Newmark 法を用いた。

従来盛土の地震時安定性評価法 (震度法) は、地震時慣性力を擬似静的に与えて極限平衡法により滑動モーメント (土塊がすべる時に発生するせん断応力) に対する抵抗モーメント (土塊のすべりに対するせん断抵抗応力) の比で定義される地震時安全率を算定し、耐震性を評価するものである。しかし、この方法では盛土材の大きいひずみ領域においても所定の残留強度が持続されるため、局所的な破壊が直ちに盛土全体の破壊にはつながらないことや、安全率が 1 を下回ることで盛土変形すると判断することからレベル 2 地震動のような大地震に対しては合理性に欠ける。そこで安全率によらず盛土の塑性変形をある程度許容し、盛土の耐震性能を直接的に表現できる変位・変形量を照査する設計法が合理的であると考えられる。本解析は図 7 に示すように盛土の地震時破壊形態を円弧すべりと仮定して、すべり土塊を剛体と見なすことで、剛体の回転に対する運動方程式を数値積分して地震時変位を算定する手法である。地震時安定計算において算定される滑動モーメント τ から滑動に対する抵抗モーメント T を差し引いた不釣り合いモーメントに対する運動方程式を解いて滑動変位量 δ_{hc} を算定する。この方法は Newmark の剛体ブロックの滑動論が基礎になっている。

6.1 Newmark 法の理論

Newmark は並進運動する剛体ブロックに地震時入力波形を矩形パルスの系列として与えて変位量を簡便に算出する方法を提案している⁹⁾。以下にその計算手順を示す。

図 8 に示すように、重量 W 、質量 M 、を持つ土塊が剛体と仮定し変位 x だけ動く場合を考える。その塊が停止するまでの地表面の挙動は $y(t)$ で表され、 y は時間 t の関数である。その塊の相対的な挙動は地表面と比較すると u によって式 1 のように表される。

$$u = x - y(t) \quad (1) \quad u: \text{相対変位量}$$

地震挙動に対する抵抗はせん断抵抗によって評価され、重量 W に比例する関係で表現でき、大きさは $N \cdot W$ となる。これは大きさ $N \cdot g$ の地表面加速度に一致しており、地表面に対して相対的に動く土塊に起因している。

Newmark は簡潔にとらえるため地盤の加速度を図 9 に示すように最大値が $A \cdot g$ の長方形パルスを、継続時間 t_0 という

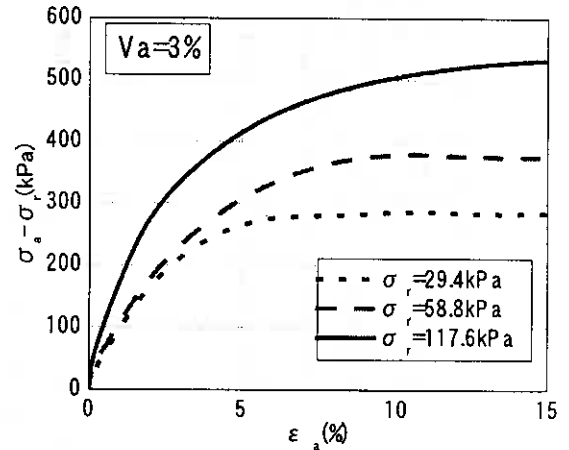


図 5 応力-ひずみ関係 ($V_a=3\%$)

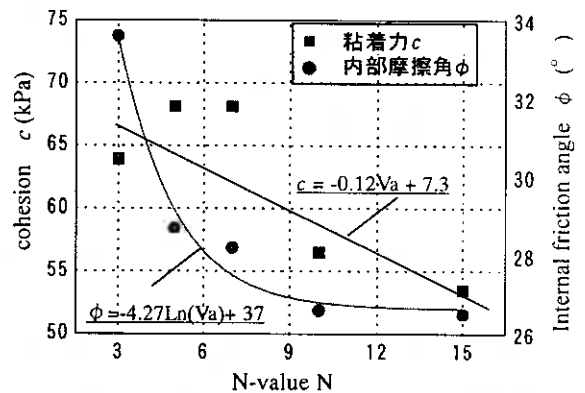


図 6 V_a と c, ϕ の関係

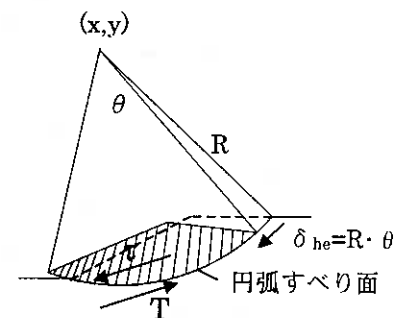


図 7 円弧すべり概念図

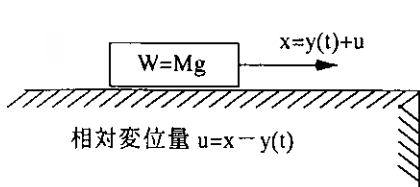


図8 Newmark法の概念図

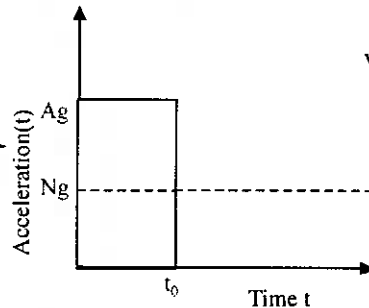


図9 長方形加速度パルス

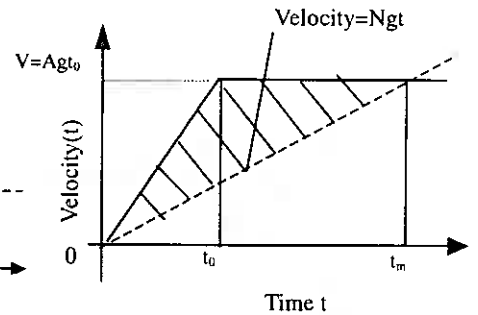


図10 応答速度

範囲で与えた。土塊運動に抵抗する力は $N \cdot g$ で表され、図8の破線で示される。ここでの抵抗力とは土塊と地盤の摩擦力に相当するものである。土塊に作用する慣性力は短時間で t_0 まで続くが、運動に抵抗する力は土塊の運動方向が変わるまで一定である。図10は速さを慣性力と抵抗力の両方の時間関数で表している。加速度力による最大速度は $V = A \cdot g \cdot t_0$ で表現され、大きさ v を持つ。時間 t_0 に到達した後、加速度力による速度は一定となる。抵抗加速度による速度は大きさ $N \cdot g \cdot t$ を持つ。時間 t_m で二つの速度は等しくなり、相対速度はゼロになる。時間 t_m における変形は速度 v を抵抗力による速度 $N \cdot g \cdot t$ に等しくすることによって式2のように表される。

$$t_m = v / Ng \quad (2)$$

時間 t_0 に到達した後、加速度力による速度は一定となる。抵抗力による速度は大きさ $N \cdot g \cdot t$ を持つ。地表面 u_m に関係したかたまりの最大変位は図10の斜線部分の面積を計算することで得られる(式3参照)。

$$u_m = \frac{1}{2} V t_m - \frac{1}{2} V t_0 \quad (3)$$

Newmark は土塊の並進運動に加速度を矩形パルスにて与え、運動方程式から滑動変位量を算出したが、Ling らはこの理論をさらに発展させ、より実情に近い理論を提案した⁷⁾。それは土構造物のすべり面を想定した、対数螺旋形状をなす滑動を正弦波のパルスで与えられた加速度波形を用いて滑動変位量を導く手法である(図11参照)。静止した盛土斜面が変位 u だけ一方向に動く時、すべり線上の土塊には逆向きに \ddot{u} の加速度が作用し、これに質量を乗じた慣性力が作用する。自重と慣性力によって生じるすべり面上にはせん断力 τ がすべり面のせん断抵抗力 T を超えると土塊が滑動する波形で表すと、図12に示される。まず、加速度波形を重力加速度で除した波形を入力地震動として、ある時間領域で降伏震度を超える波形を回転加速度とする。それは式4のように与えられ、それを積分することで回転速度 $\dot{\theta}$ 、回転角 θ を次式のように求めることができる。

$$\ddot{\theta}_{i+\Delta t} = \frac{(A(t)/g - k_y) \cdot \Delta M_{i+\Delta t}}{J} \quad (4)$$

$$\dot{\theta}_{i+\Delta t} = \dot{\theta}_i + \frac{1}{2} (\ddot{\theta}_i + \ddot{\theta}_{i+\Delta t}) \Delta t \quad (5)$$

$$\theta_{i+\Delta t} = \theta_i + \dot{\theta}_i \Delta t + \frac{1}{6} (2\ddot{\theta}_i + \ddot{\theta}_{i+\Delta t}) \Delta t^2 \quad (6)$$

そして、回転角と発生した円弧すべりの半径とを掛け合わせることで滑動変位量を得る(式7参照)。

$$\delta_{he} = R \times \theta \quad (7)$$

δ_{he} : 滑動変位量、 R : 円弧半径、 θ : 回転角

ここで、降伏震度とは地震時安全率を求めるためにモーメントによる運動方程式を組み立てるときに設定した水平震度が安全率=1となるときの値を指している。(式9、10参照)

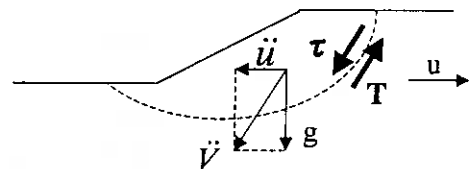


図11 円弧すべりの概念図

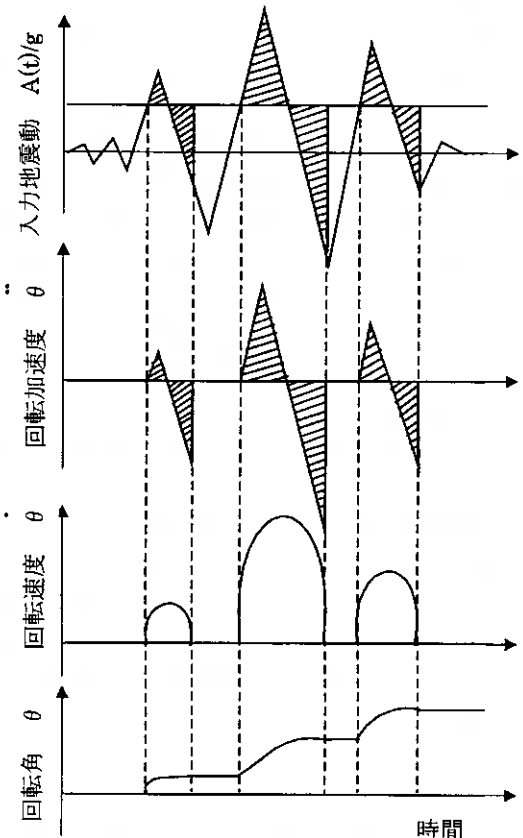


図12 滑動変位量の算出法

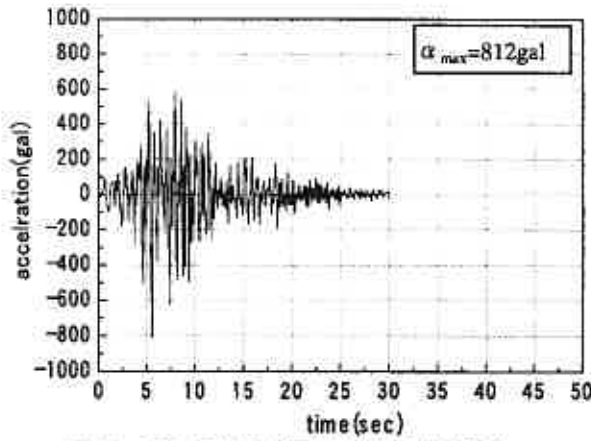


図13 I種 気象庁神戸海洋気象台地盤上 MKN

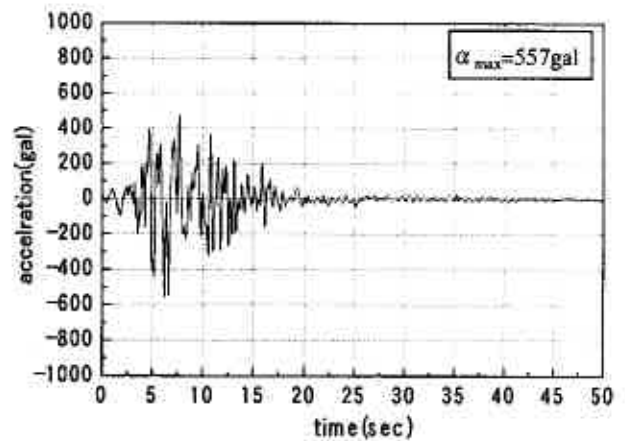


図14 III種ポートアイランド地盤上 PIN

$$k_{H1} = \frac{M_{RW} + M_{RC} - M_{DW}}{M_{DK} + M_{RK}} \quad (9)$$

$$F_s = \frac{M_R - \frac{M_{RW} + M_{RC} - k_{H1} M_{RK}}{M_D}}{M_{DW} + k_{H1} M_{DK}} \quad (10)$$

降伏震度: k_{H1} , F_s : 円弧すべり地震時安全率, M_R : 転倒に対する抵抗モーメント, M_D : 転倒モーメント, M_{RW} : 自重によるすべり面の摩擦による抵抗モーメント, M_{RC} : すべり面の粘着力による抵抗モーメント, M_{RK} : すべり面の摩擦力による抵抗モーメントの地震慣性力成分(単位水平震度当り), M_{DW} : 自重による転倒モーメント, M_{DK} : 地震慣性力による転倒モーメント(単位水平震度当り), k_H : 水平震度

6.2 Newmark 解析

6.2.1 解析手順

本解析で必要となる土質パラメータは粘着力 c , 内部摩擦角 ϕ , 密度 γ の 3 つである。用いた地震波は 1995.1.17 の兵庫県南部地震における地表面の観測波である。地震波形は地盤種類別に 2 波設定した。I 種気象庁神戸海洋気象台地盤上 NS 成分 (以下 MKN という) と, III 種ポートアイランド地盤上 NS 成分 (以下 PIN という) である。図 13, 14 にその地震波形¹⁰⁾を示す。I 種地盤波形は強震動ではあるが周期が短く, III 種地盤波形は載荷継続時間が長い特徴をもつ。

和寒試験盛土における耐震性能を解析的に検討するために試験盛土断面を想定した盛土モデルを用いた (図 15 参照)。盛土勾配は 1:1.8, 地下水位はボーリング調査結果から天端から深さ 9m の位置に設定した。またすべり面は降伏震度が最小となるように設定し, 盛土本体での崩壊を検討するため, 原地盤内にすべりが発生しない条件とした。

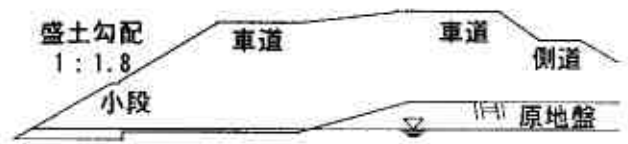


図15 和寒試験盛土断面のモデル化

6.2.2 解析結果

本解析の目的は滑動変位量に及ぼす影響要因を検討することであり, 主に和寒の材料と断面形状に着目して解析を行っている。

a) 空気間隙率 (V_a) の違いによる影響

道路盛土の締固め管理基準は, 将来受けるであろう地震等の外力に対しても恒久的な安定確保を条件に規定されている。しかし, 兵庫県南部地震に代表されるような大規模地震動に対しては, 現状の締固め管理基準により構築された盛土の耐震性能がいかなるパフォーマンスを発揮するか未解明な部分が多い。

そこで, ここでは締固め管理指標の一つである空気間隙率 V_a の違いが滑動変位量にどの程度影響を及ぼすかを検討する。なお解析で用いる土質パラメータ c 及び ϕ は, 前述の空気間隙率を変化させ実施した三軸圧縮試験の結果より得られた近似式 (図 6 参照) より算出し, $V_a=3\sim 30\%$ に対する滑動変位量を求めている。図 16 には, 解析から得られた空気間隙率と滑動変位量の関係を示す。図より, いずれの地震動に対しても V_a の変化に伴う滑動変位は発生しない。これは, 検

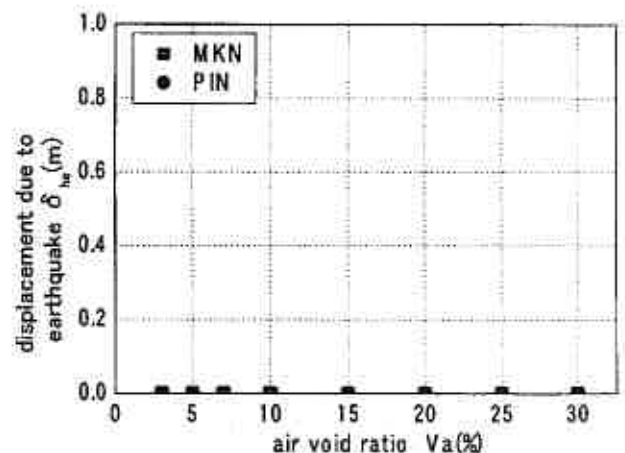


図16 空気間隙率による影響

討した和寒試験盛土の盛土高さが 10m 程度と低く、入力した土質パラメータも $\phi=23.1\sim33.5^\circ$ 、 $c=35.1\sim63.9\text{kPa}$ の範囲を示していたため、検討した断面に対しては十分に安定が確保される値であったものとして考えられる。しかし、これまでの震度法による耐震照査では盛土内水位や盛土高さ等の違いにより盛土の安定性は大きく左右されることは明らかである。この要因については、次項において検討する。

b) 盛土内水位による影響

雨水等による盛土内水位の発生が、滑動変位に与える影響を検討するため、盛土内水位を変化させた一連の解析を実施した。盛土内水位 L は原地盤より盛土高さ H に対し、 $1/3H$ 、 $2/3H$ 、 H の 3箇所に設定した。図 17 に盛土内水位をパラメータにした、空気間隙率と滑動変位量の関係を示した。解析結果から、 $V_a=15\sim20\%$ を境に盛土内水位が高くなるにつれ、 V_a の増加にともない滑動変位が発生するようである。また、水位を天端まで上げた場合には滑動変位量が $V_a=30\%$ で 2cm 程度となる。日本道路公団では、盛土の締固め基準⁹⁾を材料および部位ごとに定めており、今回の試験盛土材料($F_c=53\%$)では、 $V_a\leq 8\%$ としている(表 2 参照)。解析においては、この V_a の範囲内での滑動変位が認められないことから、現要領で定められている管理基準値はレベル 2 地震動に対しても非常に有効な基準であると思われる。しかし、盛土内水位の上昇にともない滑動変位量は確実に増加するため、盛土設計における地下排水工の役割が非常に重要となろう。

c) 盛土高さの違いによる影響

ここでは、和寒盛土材料においてどの程度までの高盛土が施工可能であるかを検討してみる。検討した盛土断面は、和寒盛土の断面形状を盛土高さのみを変化させたモデルとした。図 18 には、空気間隙率と滑動変位量の関係を盛土高さ及び盛土内水位をパラメータに整理した。図より、盛土内水位 $L=0$ の場合、締固め管理基準値内($V_a\leq 8, 13\%$)ではいずれの盛土高さにおいても滑動変位量は 0.04m 以下と非常に小さな変位を示す。しかし、盛土内水位が上昇することにより滑動変位は大きく変化する。 $V_a=15\%$ で比較すると、盛土高さ 30m では盛土内水位 $L=0$ で $\delta=0.01\text{m}$ が $L=2/3H$ で $\delta=0.1\text{m}$ と約 10 倍の変位が発生する。この傾向は、盛土高さに依存しており、盛土高さ 50m では $L=0$ の場合の滑動変位に対し $L=2/3H$ では約 11 倍の変位が生じることになる。さらに、盛土内水位の変化に対する滑動変位量は V_a が大きくなるほどより顕著に生じる結果となっている。

このように、盛土高さが及ぼす影響は、盛土内水位の変化が敏感に反応するため、盛土設計上、盛土内水位を生じさせない排水対策が重要な位置付けとなる。しかし高盛土となる程、盛土体の応答加速度は断面形状や盛土材料の違いにより種々異なると予想されるため、一概に Newmark 手法による解析結果を拡大的に適用することは設計上合理性を欠く恐れがある。そのため、高盛土においては盛土本体を含めた地震応答解析による詳細な検討が必要と思われる。

d) 地震動の違いによる影響

2003 年十勝沖地震の地震動において、レベル 2 地震動と比較して最大加速度が小さな地震波であっても、土構造物の要求性能を損なう甚大な被害報告がなされている¹⁰⁾。これは地震時の荷重継続時間が比較的長いことがその要因の一つと考えられる。兵庫県南部地震では短周期に強震動の地震が発生して被害が発生したが、十勝沖地震においては、最大加

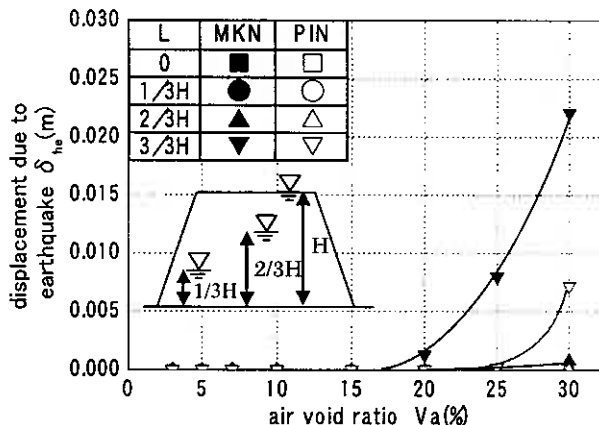


図 17 盛土内水位による影響

表 2 盛土の締固め管理基準(日本道路公団)

		上部・下部路体	
締固め度		$-75\mu\text{m} < 20\%$	$D_c \geq 92\%$
		$20\% \leq -75\mu\text{m} < 50\%$	$V_a \leq 13\%$
施工含水比		$50\% \leq -75\mu\text{m}$	$V_a \leq 8\%$
施工層厚		30cm以下	
		$V_a \leq 13\%$ (R計器)	$-75\mu\text{m}$: 細粒分

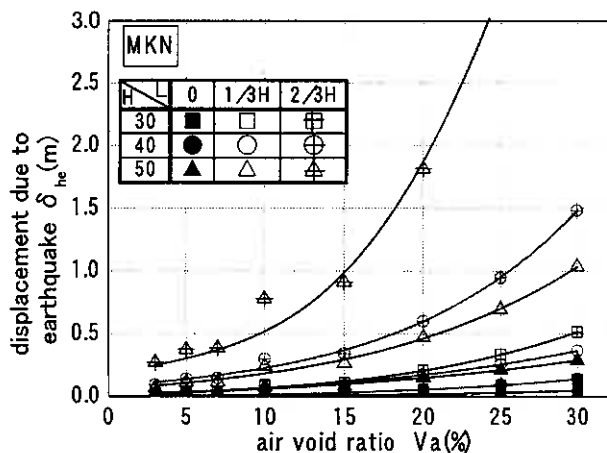


図 18 滑動変位量に及ぼす盛土高さの影響

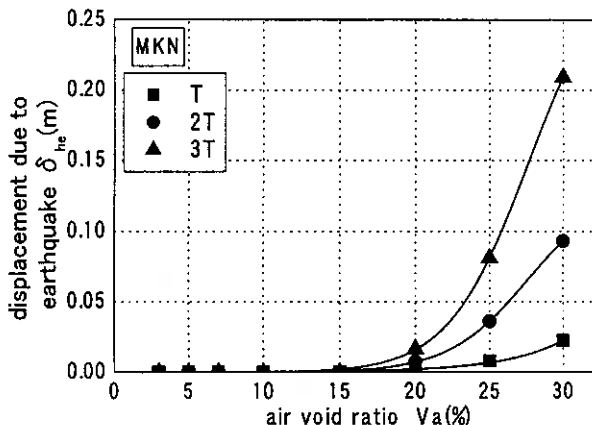


図 19 地震動の違いによる影響

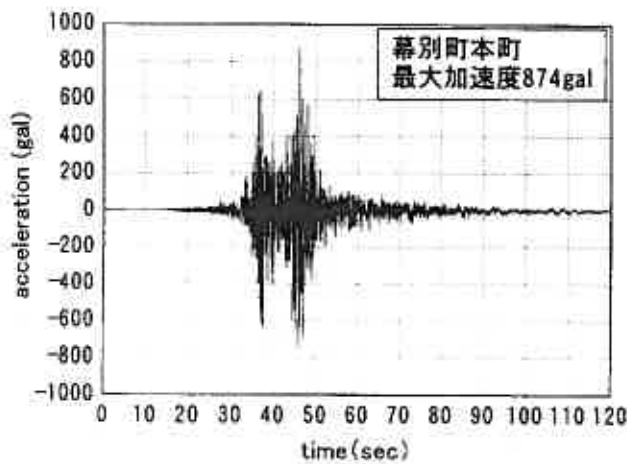


図 20 2003 十勝沖地震 幕別町本町

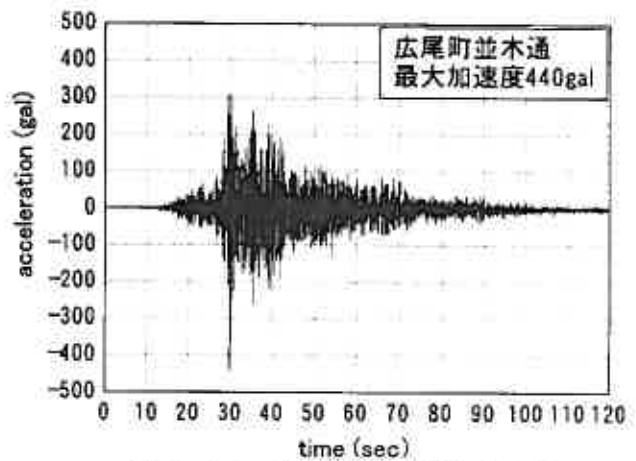


図 21 2003 十勝沖地震 広尾町並木通

加速度 123.6gal¹¹⁾) であっても、地すべりなどの被害が発生している。そこで地震動の周期および載荷継続時間の影響を調べるため、上述の 1 種地盤波形を最大加速度は一定のまま、周期 (T) を 2 倍 (2T) および 3 倍 (3T) した波形を用いて解析を行なった。図 19 は空気間隙率 V_a と滑動変位量 δ_{se} の関係を示している。図から $V_a < 15\%$ においては、いずれの地震動に対しても変位は生じないが、 $V_a \geq 15\%$ では周期の増加に伴い滑動変位量が急増していることが分かる。これは、Newmark 法による解析においても載荷周期が長時間にわたる地震動に対して、変位量が大きくなる傾向にあることを示しており、今回の十勝沖地震のような地震動に対しても、実現象にある程度シミュレーションできる可能性を示唆するものである。また、現行の締固め管理基準値 ($V_a \leq 8.13\%$) は、載荷周期の変動による変位量の増加を抑制し得る値であると評価できる。

さらに、2003 年十勝沖地震にて観測された地震波を用いて周期による影響を検討した。用いた波形は 2003.9.26 幕別町本町 (以下、「幕別町」という)、広尾町並木通 (以下、「広尾町」という) にて観測された地震波であり、それぞれ EW 方向に最大加速度 874gal、440gal を記録している。その地震波形を図 20、21 に示す。なお、幕別町は兵庫県南部地震と同様な傾向を示す波形であり、広尾町は載荷継続時間が比較的長い波形である特徴を持つ。

解析結果を図 22 に示す。図から、幕別町での変位量は $V_a = 30\%$ で 2cm 程度であるのに対して、載荷継続時間の長い広尾町では変位の発生が認められなかった。これは、幕別町の地震動は試験盛土が有する降伏震度をわずかに越えていたのに対して、広尾町の地震波形には降伏震度に到達するパルスが存在しなかったためである。

e) のり面勾配の違いによる影響

道路盛土では使用する盛土材料の物性や地形条件等を勘案し、標準的な土工定規を定めている。例えば、高速道路では盛土高さが約 20m 以下の場合では、砂質土、礫質土が主体となる材料に対し、のり面勾配は 1:1.8 を標準とし、また安定が確保できない材料(軟弱ローム等)を使用する場合には 1:2.0 を標準としている。しかし、今後レベル 2 地震動に対する検討の結果、アンカー工や補強土工等の変形を抑制するための対策工に膨大なコストが費やされる可能性もある。そこで、ここではこれまで標準とされてきた土工定規(のり面勾配)の軽微な修正により、どの程度まで耐震性が向上するものかを検討する。

解析条件は、和寒試験盛土ののり面勾配を 1:1.0~2.0 と設定し、入力した地震動は図 13、図 14 に示したものである。また、同時に盛土内水位を変動させ解析を行っている。図 23 にのり面勾配と滑動変位量の関係を示す。図から、地下水位の上昇により、滑動変位量が増加する傾向にあるが、のり面勾配を緩くすることで、地下水位の上昇に対し滑動変位量は抑制される傾向にあることがわかる。つまり、盛土内水位の変

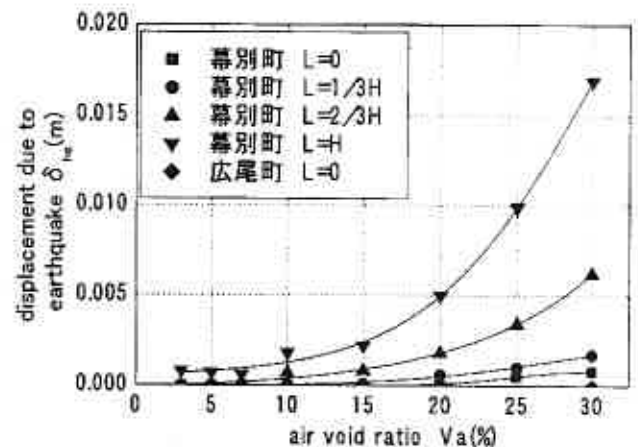


図 22 空気間隙率と滑動変位量の関係
(地震動：2003 年十勝沖地震、幕別町・広尾町)

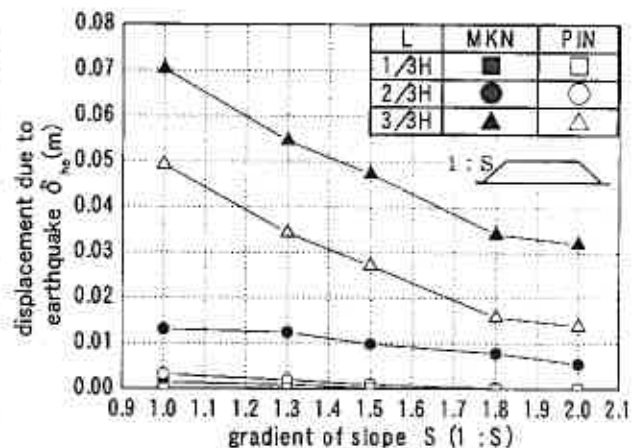


図 23 のり面勾配と滑動変位量の関係

化は、耐震性に大きく影響する要因であるが、盛土のり面勾配による対応で、耐震性は相当に向上するものと思われる。また、一般道(国道クラス)の標準的なり面勾配は1:1.5が一般的であるが、この解析結果から、レベル2地震動の対応としてはのり面勾配の修正を検討することも非常に有効な方法であることを示唆するものである。

f) 施工方法の違いによる影響

本試験盛土は従来施工と厚層締固め施工の2通りの施工方法で構築した盛土であり、動態観測、各種原位置試験、および室内試験により施工方法の違いを検討してきた。そこで施工方法の影響を考慮することで合理的な設計が可能となることから、厚層盛土、通常盛土それぞれを想定した強度定数を設定することで施工方法による滑動変位量の影響を解析的に検討した。それぞれの層内において、調査結果から平均密度を算出して V_a を求め、CU三軸試験結果より土質パラメータである強度定数を算出した。表3にそのデータ一覧を示す。解析結果として、滑動変位量は0mとなり、盛土内が均質であると仮定した場合との相違は認められず、施工方法の違いによる影響は無いようである。

表3 データ一覧

締固め層厚	30cm	60cm
$\rho_{\text{ave}}(\text{g/cm}^3)$	1.75	1.83
$V_a(\%)$	7.49	2.98
$c(\text{kPa})$	6.38	6.95
$\phi(^{\circ})$	28.46	32.11

7. まとめ

本研究では、通常盛土および厚層盛土の力学性能について検討を行い、さらに滑動変位量を考慮した地震時解析に及ぼす影響要因について調べた。

和寒試験盛土における動態観測及び原位置力学試験から得られた結果は次のようにまとめられる。

- 1) N値および密度分布から、通常盛土、厚層盛土ともに盛土深度方向に均質な力学的性質を有していることが明らかにされた。また厚層盛土は通常盛土より高い剛性を示した。
- 2) 本試験盛土には重要視すべき沈下は認められず、盛土施工完了から一年が経過した時点で沈下は収束する傾向にある。しかし、今後高速道路の要求性能に応じた平坦性の確保や維持・補修等、長期的な安定性を検討するためには更なるデータ収集が必要である。
- 3) N値とせん断弾性係数Gの施工方法による差異は礫混入の影響が大きいと推定されるが、その点を除けば盛土材料別に相関関係を見出すことができた。また、これらの相関関係は、既存盛土のパフォーマンス評価や今後の性能規定化に向けた指標を検討する上でも、非常に有益な情報になると思われることから、継続した調査が必要である。
Newmark法を用いた盛土の地震時変形解析から得られた結果は次のようにまとめられる。
- 4) 和寒試験盛土の盛土断面に対しては、いずれの地震動に対しても V_a の変化に伴う滑動変位は生じない。これは、盛土高さが10m程度と低く、三軸圧縮試験から得られた土質パラメータの値が $\phi=23.1\sim 33.5^{\circ}$ 、 $c=35.1\sim 63.9\text{kPa}$ の範囲を示していたため、検討した断面に対しては十分に安定が確保されると考えられる。
- 5) 盛土内水位の変化による影響を検討した結果から、 $V_a=15\sim 20\%$ を境に盛土内水位が高くなるにつれ、 V_a の増加に伴わない滑動変位は発生し、水位を天端まで上昇した場合では滑動変位量が $V_a=30\%$ で2cm程度となる。一方 $V_a\leq 15\%$ における滑動変位は全く生じない。このことは、高速道路で定められる締固め管理基準値 ($V_a\leq 8, 13\%$)においては、レベル2地震動に対しても非常に有効な基準であることを示唆するものである。
- 6) 盛土高さの違いによる影響を検討した結果から、滑動変位は盛土内水位の変化によって V_a が大きくなるほど盛土高さの変化に大きく依存することが明らかにされた。これは、盛土内水位を生じさせないための排水対策や十分な締固めを行なうことが、レベル2地震動に対する滑動変位を抑制するための有益な対策となり得ることを示唆するものである。
- 7) 地震動の違いによる影響を検討した結果から、滑動変位量は地震加速度だけではなく載荷継続時間や周期にも大きく影響されることが明らかにされた。
- 8) 盛土のり面勾配の違いによる影響を検討した結果から、のり面勾配を緩やかにすることにより、盛土内水位の上昇に伴う滑動変位の発生は十分に抑制できる。このことは、大規模地震動に対する対策工の一手法として土工定規の新たな見直しも視野に入れるべきことを示唆するものである。

参考文献) 1) 益村・三嶋・三浦：道路盛土の締固め層厚に関する現場転圧試験、土と基礎、Vol48、pp.28-30、2000
 2) 浦嶋ら：厚層締固め盛土の動態観測と安定評価における密度勾配の影響、地盤工学会、北海道支部、技術報告集、第42号、p151~p160、2002
 3) 益村・三嶋・三浦：厚層締固めによって生じる道路盛土内の密度勾配と圧縮沈下挙動に及ぼす影響、土木学会論文集、No.672/Vol50、pp.155-167、2001
 4) 地盤工学会：地盤調査法、第4編第6章速度検層、pp.89~95、1995
 5) 日本道路公団 静岡建設局：第二東名高速道路大規模土工情報化施工検討報告書、2002
 6) N.M.Newmark: Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Geotechnique, 1965
 7) H.I.Ling and D.Leshchinsky: Seismic Performance of Simple Slopes, Soil and Foundations, 1995
 8) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、2002
 9) 日本道路公団：設計要領第1集、1998
 10) 三浦：北海道の火山灰地盤での地震災害、2003年十勝沖地震被害調査報告会
 11) 気象庁：http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2003_09_26_tokachi/acc_data/index.html

各種離散化解析手法による模型バラスト軌道の繰返し塑性変形挙動解析

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 河野昭子
 北海道大学工学部土木工学科 学 小林慶祐

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ふ不可避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構造解析手法が提案されてきた^{1) 2)}。これらの解析手法の多くは、道床部をマクロな構造体として扱うバネ・ダッシュポッド・質点系モデル(図2参照)であり、粘弾性論を理論的骨子にしている。このため、これらの理論では、理論の核となる道床部の繰返し塑性変形特性を塑性変位量が道床部に作用する圧力(レール圧力 P_r)と振動加速度(道床振動加速度 \ddot{y})に比例するという実験式で表現しており、解析モデル自体は塑性学的な理論展開をせずに構築されている。しかし、道床部塑性変形の本質と考えられる道床バラスト粒子の移動傾向がまくらぎや道床部の形状等軌道構造の幾何学形状に依存して変化すると推定されることから、道床バラストの材料特性を充分考慮していない実験式の一般性は保証されたものではなく、道床部の繰返し塑性変形機構の解明には至っていない。

本研究では、このような状況を踏まえ、道床バラストの材料特性を考慮した新しい軌道構造解析手法を構築するために、道床部の変形挙動解析に対する各種離散化解析手法の適用性について検討する。このため、まず、FEM (Finite Element Method) の2次元平面ひずみモデルを用いて荷重載荷時の道床部の静的線形弾性解析を行い、道床バラストの累積ひずみ特性を考慮した FEM 解析による道床部の塑性変形量の推定方法について検討する。次に、DDA (Discontinuous Deformation Analysis) の2次元平面ひずみ解析により繰返し載荷時の道床部の塑性変形挙動を解析し、解析モデルや解析条件等の解析方法に関する検討を行い、道床部の変形挙動解析に対する DDA 解析の適用性について検討する。

2. 連続体解析手法の適用性に関する検討

2.1 解析方法

(1) 解析モデル

本研究では、連続体解析手法の一種である有限要素法(FEM)を用いて解析を行う。解析には、汎用有限要素法解析プログラム MSC.NASTRAN を用いる。模型バラスト軌道の繰返し一点載荷試験³⁾を模擬した線路縦断面方向の2次元平面 FEM 解析モデルの概略を図3に、解析メッシュ図を図4に示す。同図に示すように解析モデルは、模型まくらぎ中心線を対称軸とした1/2対称モデルであり、境界条件は、路盤底辺完全固定・2側辺スライド拘束(側辺と直角方向のみ固定)である。また、解析モデルは、まくらぎ部、道床部、路盤部から構成されているが、本研究では、模型試験における道床部と異なりまくらぎ下面以下の模型道床のみをモデル化した。なお、まくらぎ下面および路盤部と道床部の境界には、ジョイント要素を挿入し、両者と道床バラスト間の不連続性を考慮した。

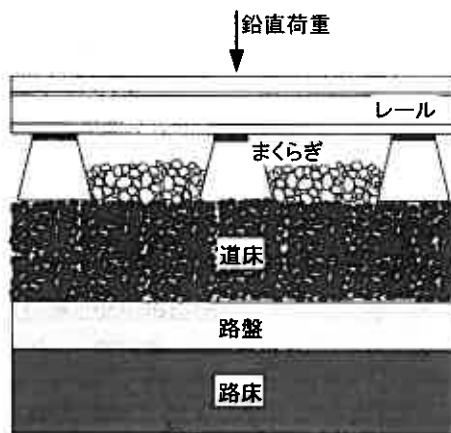


図1 バラスト軌道の縦断面図

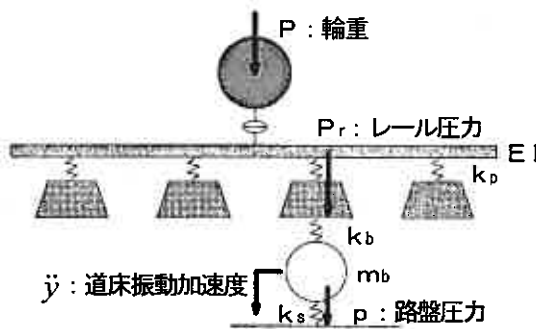


図2 従来の構造解析モデル

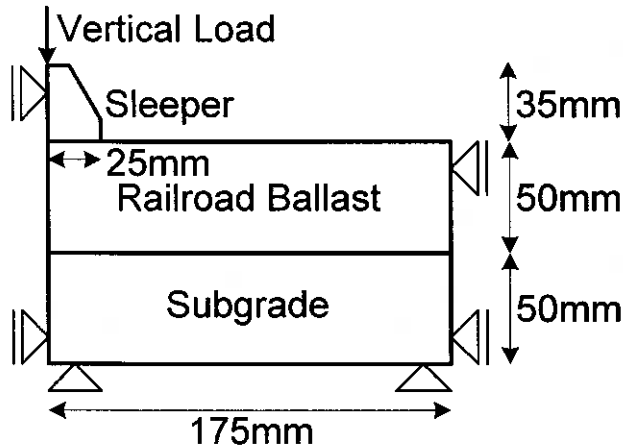


図3 FEM解析モデルの概要

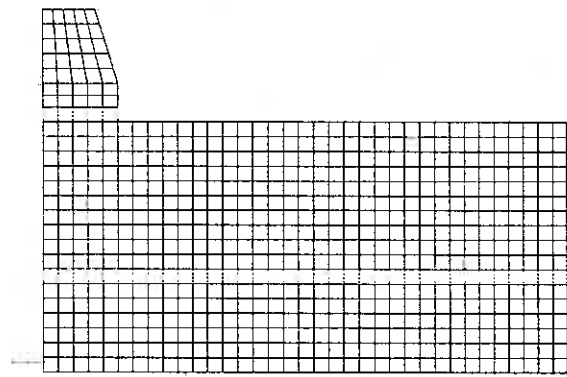


図4 FEM解析メッシュ図

(2) 解析条件

FEMの静的線形弾性解析で用いる解析パラメータを表1に示す。このうち、まくらぎおよび路盤部の材料定数（密度 ρ 、ヤング率 E 、ポアソン比 ν ）については、模型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、それぞれ異なる材料定数を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、道床部の密度とポアソン比、および初期安定解析・初期応力解析時のヤング率については、模型試験の試験条件と模型試験の道床部の応力状態を想定した繰返し三軸圧縮試験結果³⁾を参考にして設定した。ただし、道床部の材料定数については、文献3の模型バラスト軌道の繰返し一点載荷試験で用いた試料のうち粗粒な粒度分布A ($D_{50}=8.1\text{mm}$ 、 $D_{max}=13.2\text{mm}$ 、 $U_c=1.52$)をもつ「1/5試料A」を想定して設定した。なお、初期応力解析以降の道床部のヤング率の設定方法については、累積損傷度理論の適用手順と併せて次節で詳しく説明する。また、ジョイント要素のばね定数については、模型試験で得られた路盤圧力分布（まくらぎ直下近傍の路盤面でのせん断力分布と鉛直力分布）と荷重載荷時のまくらぎ部上面での弾性鉛直変位量（図5参照）がほぼ一致するように設定した。

荷重条件は、模型試験との整合性をとるため、繰返し一点載荷試験の最大鉛直荷重強度 $P_{max}=2.0\text{kN}$ 相当の鉛直線荷重（解析上の単位奥行き当たりの最大鉛直荷重強度 P_{max2D} ）を、対称軸に沿ってまくらぎ上面に載荷した。最大鉛直荷重強度 P_{max2D} の値設定にあたっては、道床部の荷重支持状態についてまくらぎ側面とまくらぎ底面の応力分担率の比が1:3程度になる⁴⁾ ことおよび1/2対称モデルであることを考慮した。なお、累積損傷度理論を適用する過程では、初期安定解析、初期応力解析、永久変形解析が行われるが、初期安定解析では重力 $1G$ (9.8m/s^2) のみを考慮し、初期応力解析・永久変形解析では、鉛直線荷重と重力を載荷した。

2.2 累積損傷度理論の概要

(1) 累積ひずみ特性

繰返し荷重載荷時の砂質土盛土の破壊形態は、繰返し荷重強度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強度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。このため、

表1 FEM解析に用いたパラメータ

Material	Unit mass γ t/m ³	Young's Modulus E_0 GPa	Poisson's Ratio ν
Sleeper	2.38	33.0	0.20
Ballast	1.40	0.07	0.49
Roadbed	7.85	210.0	0.30

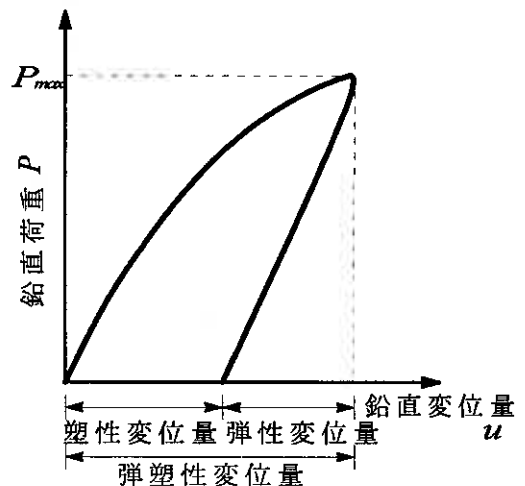


図5 変位量の定義

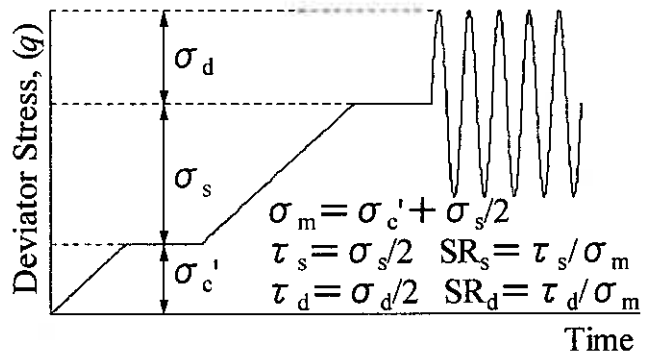


図6 各応力の定義

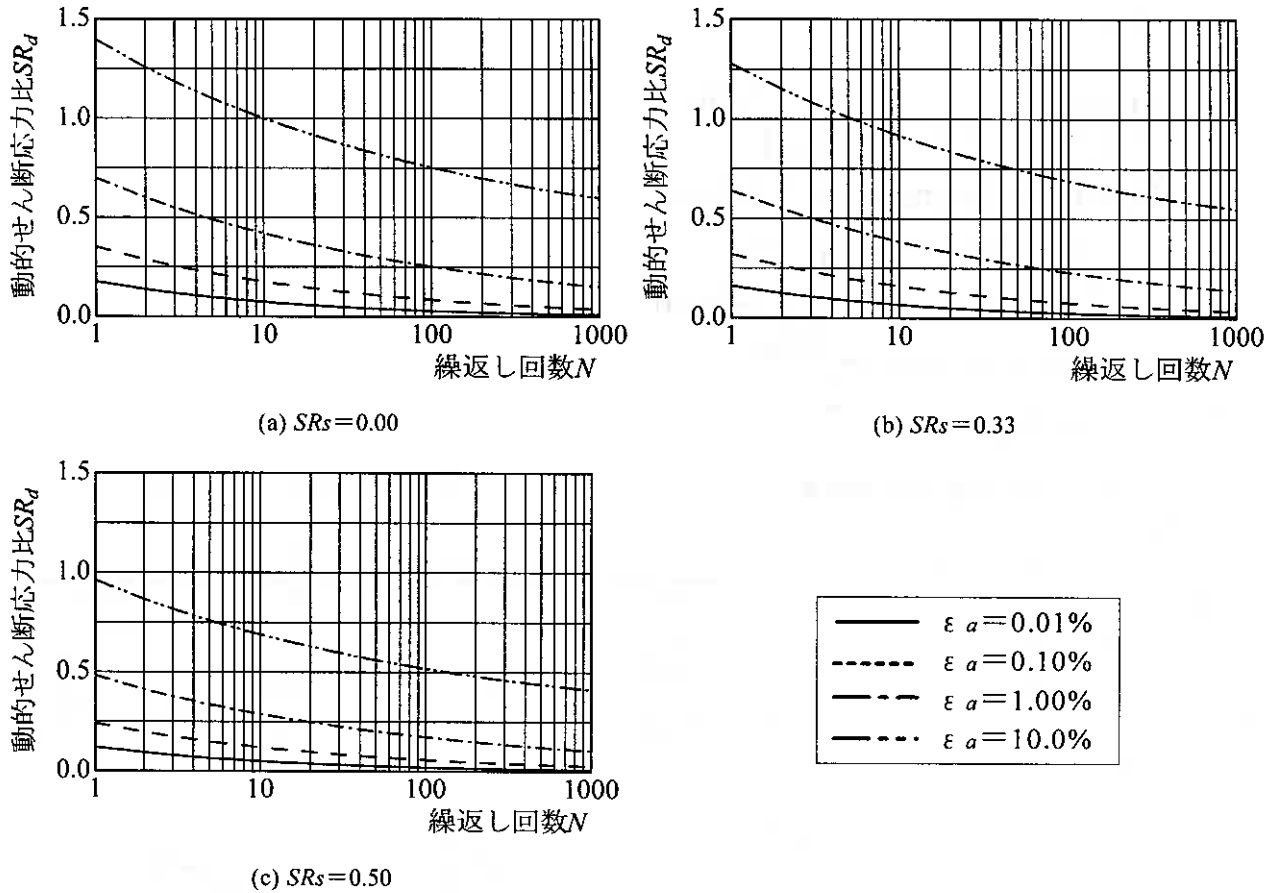


図7 $SR_d \sim N_c$ 関係の近似曲線

平野らは、系統立てた盛土材料の繰返し三軸圧縮試験を実施し⁵⁾、その結果から、初期せん断応力 τ_s 、繰返し応力（動的せん断応力 τ_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を式(1)のように定式化している⁶⁾。なお、各応力の定義を図6に示す。

$$(\epsilon_a)_{\max} = \left(\frac{SR_d}{a1 \cdot (1 - a2 \cdot SR_s^{a3}) \cdot N_c^{a4}} \right)^{a5 \cdot N_c^{a6}} \quad (1)$$

ここに、 SR_s ：初期せん断応力比、 $SR_s = \tau_s / \sigma_m = \sigma_s / (2\sigma_m)$ 、 SR_d ：動的せん断応力比、 $SR_d = \tau_d / \sigma_m = \sigma_d / (2\sigma_m)$ 、 σ_s ：初期軸差応力、 σ_d ：繰返し応力振幅、 σ_m ：平均主応力、 $(\epsilon_a)_{\max}$ ：累積軸ひずみ、 $a1 \sim a6$ ：係数

式(1)に基づく累積ひずみ特性の一例として、平野らが砂質土盛土材に対して行った繰返し三軸試験結果⁵⁾より得られた $SR_d \sim N_c$ 関係の近似曲線を $(\epsilon_a)_{\max}$ 別に求め、図7に示す。図から、累積ひずみ特性に関して以下のことがわかる。

- ①初期せん断応力比 SR_s と動的せん断応力比 SR_d が一定の場合、累積軸ひずみ $(\epsilon_a)_{\max}$ は繰返し載荷回数 N_c の増加とともに増加する。
- ②初期せん断応力比 SR_s と繰返し載荷回数 N_c が一定の場合、累積軸ひずみ $(\epsilon_a)_{\max}$ は動的せん断応力比 SR_d の増加とともに増加する。
- ③動的せん断応力比 SR_d と繰返し載荷回数 N_c が一定の場合、累積軸ひずみ $(\epsilon_a)_{\max}$ は初期せん断応力比 SR_s の増加とともに増加する。

(2) 累積ひずみの算定方法

鉄道構造物等設計標準「耐震設計」⁷⁾では、L2地震動に対する盛土構造物の変形性能の照査に、累積ひずみ特性を考慮した盛土の揺り込み沈下量の算出方法を採用している。これは、地震動による盛土の揺り込み沈下量を算定する場合、盛土の形状特性から初期せん断応力の影響による変形を無視できないためである。地震動のような不規則波形に対する累積ひずみの算定方法としては、山田らの方法⁸⁾を適用して算定する。概略の計算手順は以下のとおりである。

- ①初期せん断応力比 SR_s および動的せん断応力比 SR_d の系列が与えられる。 SR_d の系列データは、 SR_d の時刻歴図からゼロクロスする時刻を求めて、その間の最大値を拾い、半波ごとのデータとする（図8参照）。
- ②半波の個数 $n=1$ の場合： SR_s 、 $SR_d(1)$ 、 $N_c=0.5$ を式(1)に与えて $\epsilon_a(1)$ を算定する。
- ③ $n=n+1$ ($n \geq 2$) の場合： SR_s 、 $SR_d(n)$ 、 $\epsilon_a(n-1)$ を与えて図9から N_c を算定し（図9の手順I）、これを $N_c(0)$ （半

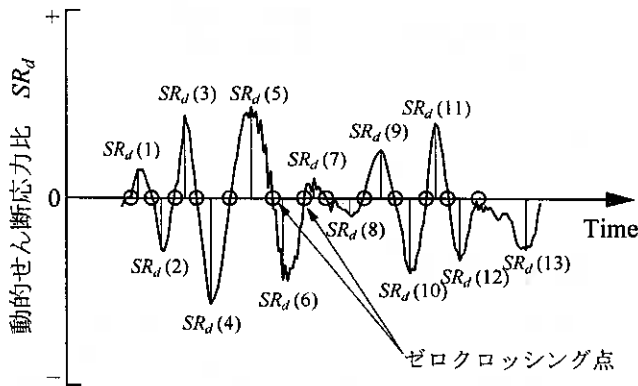


図8 動的せん断応力比の時刻歴

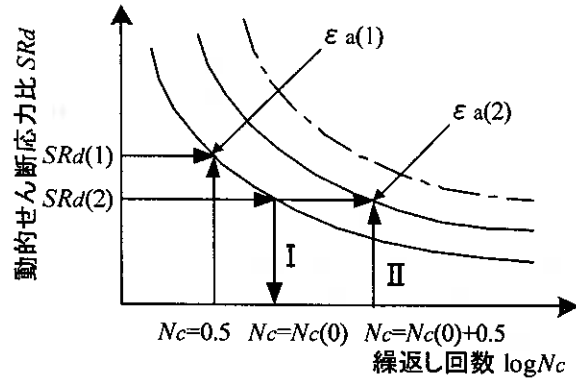


図9 累積ひずみの算定法

波前の累積ひずみに対応する当該半波回数の初期値) とする。次に、 $N_c = N_c(0) + 0.5$ とし、 SR_s 、 $SR_d(n)$ 、 N_c を与えて n 半波で発生する $(\epsilon_a)_{\max}(n)$ を求める (図9の手順II)。

④③の手順を終わりまで繰り返す。

(3) FEMによる永久変形解析

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形を推測する理論を、「累積損傷度理論」と称することにする。ここでは、累積損傷度理論を応用した FEM 解析を用いた繰返し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。まず、推定方法の概略について説明する (図10参照)。

①盛土試料に対する系統立てた繰返し三軸圧縮試験を行い、初期せん断応力比 SR_s 、動的せん断応力比 SR_d をパラメータとして、繰返し載荷回数 N_c と累積軸ひずみ $(\epsilon_a)_{\max}$ の関係を求める。

②損傷していない状態の変形係数 E_{ud} を用いた自重による初期安定解析を行い、盛土・地盤の初期軸差応力 σ_s 、自重変位 u_i を算定する。なお、計算には FEM の静的線形弾性解析を用いる (図10の処理手順I)。

③損傷していない状態の変形係数 E_{ud} を用いた自重と載荷荷重による初期応力解析を行い、盛土・地盤の繰返し応力振幅 σ_d 、初期変位 u_0 を算定する。なお、計算には FEM の静的線形弾性解析を用いる (図10の処理手順II)。

④累積損傷度理論を用いて盛土・地盤の要素ごとに累積軸ひずみ $(\epsilon_a)_{\max}$ を算定し、損傷後の変形係数 (低減変形係数) $E_d(n)$ を次式により算定する (図10の処理手順III)。

$$E_d(n) = (\sigma_s + \sigma_d) / (\epsilon_a)_{\max} \quad (2)$$

⑤低減変形係数 $E_d(n)$ を用いた自重と載荷荷重による永久変形解析を行い、自重と載荷荷重による永久変位 u_a を算定する。なお、載荷による最終的な弾塑性変位量 u_p は、永久変位 u_a から自重変位 u_i を差し引いて算定する (図10の処理手順IV)。

⑥繰返し載荷を行う場合には、②の手順から⑤までを繰り返す。

以上のような算定過程でまず問題になるのは、初期軸差応力 σ_s 、繰返し応力振幅 σ_d 、平均主応力 σ_m の決定方法である。累積損傷度理論では、 σ_s 、 σ_d 、 σ_m が決まれば式(1)に基づき累積軸ひずみ $(\epsilon_a)_{\max}$ を算定し、低減変形係数 $E_d(n)$ を求めることができる。しかし、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、ある方向から荷重が載荷されれば、その方向の応力状態が変化するだけでなくそれと直交する他の2方向の応力状

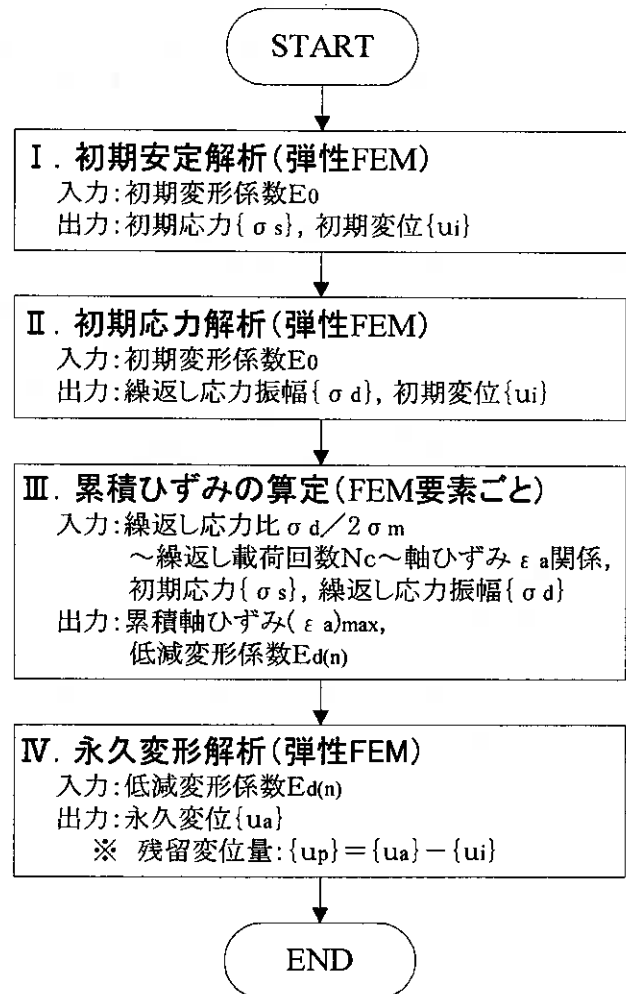


図10 永久変形解析の手順

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、地盤中の自重のみが負荷された場合の応力状態と自重と載荷荷重が負荷された場合の応力状態で、三軸圧縮試験の等方圧密状態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、初期安定解析および初期応力解析の解析結果から以下のような近似方法を提案する。また、各応力状態の最大主応力・最小主応力と σ_s 、 σ_d 、 σ_m の関係を図 11 に示す。

$$\begin{aligned}\sigma_s &= (\sigma_1^{SP} + \sigma_1^S) / 2 - \sigma_3^S \\ \sigma_d &= (\sigma_1^{SP} - \sigma_1^S) / 2 \\ \sigma_m &= (\sigma_1^{SP} + \sigma_3^S) / 2\end{aligned}\quad (3)$$

ここに、 σ_1^{SP} ：自重と載荷荷重負荷時の最大主応力、 σ_1^S ：自重負荷時の最大主応力、 σ_3^S ：自重負荷時の最小主応力

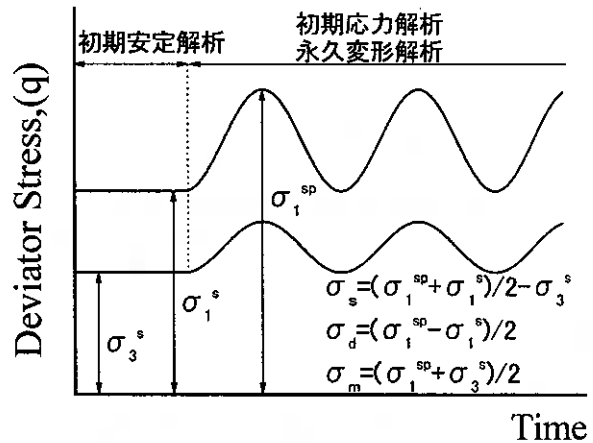


図 11 最大主応力・最小主応力と σ_s 、 σ_d 、 σ_m の関係

次に問題になるのは、損傷発生の方向性である。例えば、三軸圧縮試験では、軸圧の荷重方向と最大主応力 σ_1 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 σ_1 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のではなく、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。

2.3 解析結果

前節で提案した累積損傷度理論を応用した FEM の永久変形解析を用いて、模型バラスト軌道の繰返し一点載荷試験の解析を行い、道床バラストの累積ひずみ特性を考慮した FEM 解析による道床部の弾塑性変形量の推定方法の適用可能性について検討する。まず、道床バラスト (1/5 試料 A) に対する繰返し三軸圧縮試験結果をもとに式(1)の係数を同定し、 SR_s 、 SR_d 、 N_c と累積軸ひずみ $(\epsilon_a)_{max}$ の関係を求めた。図 12 は、繰返し三軸圧縮試験 (供試体初期乾燥密度 1.39t/m³、軸差応力振幅 $q_a=100\text{kPa}$ ($q_{max}=110\text{kPa}$, $q_{min}=10\text{kPa}$)、載荷周期 0.25Hz、拘束圧 $\sigma_c'=29.4\text{kPa}$) から得られた軸ひずみ ϵ_a と繰返し載荷回数 N_c の関係を示したものである。ただし、三軸圧縮試験の試験装置および試験方法については、文献 3 に準じた。なお、図中の ϵ_{max} は繰返し載荷中に最大軸差応力 q_{max} を負荷した状態を、 ϵ_{min} は最小軸差応力 q_{min} を負荷した状態をそれぞれ表している。図から、繰返し載荷に伴い軸ひずみは増加する傾向にあるものの、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。この $\epsilon_a \sim N_c$ 関係を式(1)で近似した結果を図 12 中に実線で示す。本来であれば、同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 12 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して検討を行う。次に、損傷していない状態の変形係数 E_{nd} を用いた自重による初期安定解析および自重と載荷荷重による初期応力解析を行い、道床各部の初期軸差応力 σ_s 、自重変位 u_i 、初期変位 u_0 、繰返し応力振幅 σ_d を算定した。この際、損傷していない状態の道床部の変形係数 E_{nd} としては、道床バラスト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 0.001%程度の微小ひずみ領域で定義される初期接線変形係数 E_0 を採用した。続いて、解析結果から得られる道床各部の最大・最小主応力 σ_1 、 σ_3 を式(3)に代入して σ_s 、 σ_d 、 σ_m を求めるとともに、それらと $N_c=0.5$ として式(1)より累積軸ひずみ $(\epsilon_a)_{max}$ を算定した。さらに、1回目載荷による損傷後の変形係数(低減変形係数) $E_d(1)$ を式(2)より算定した。最後に、低減変形係数 $E_d(1)$ を用いた自重と載荷荷重による永久変形解析を行い、自重と載荷荷重による永久変位 u_o を算定し、永久変位 u_o と自重変位 u_i の差を載荷による最終的な弾塑性変位量 u_p とした。なお、永久変形解析の際、変形係数以外の材料定数は変更しないで FEM 解析を行う。

以上の検討から次のような解析結果が得られた。まず、初期応力解析より得られるまくらぎ部上面での弾性鉛直変位量について検討する。弾性変位量 u_e については、解析結果の路盤圧力分布と荷重載荷時のまくらぎ部上面での弾性鉛直変位量が模型試験の測定値とほ

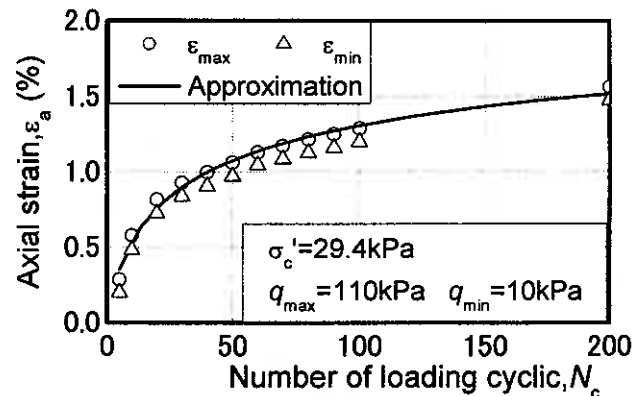


図 12 繰返し三軸圧縮試験結果

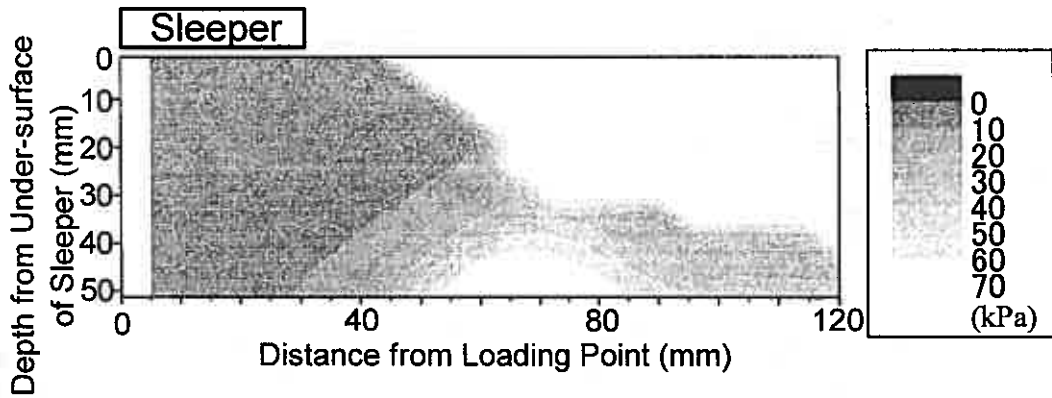


図 13 低減変形係数の分布

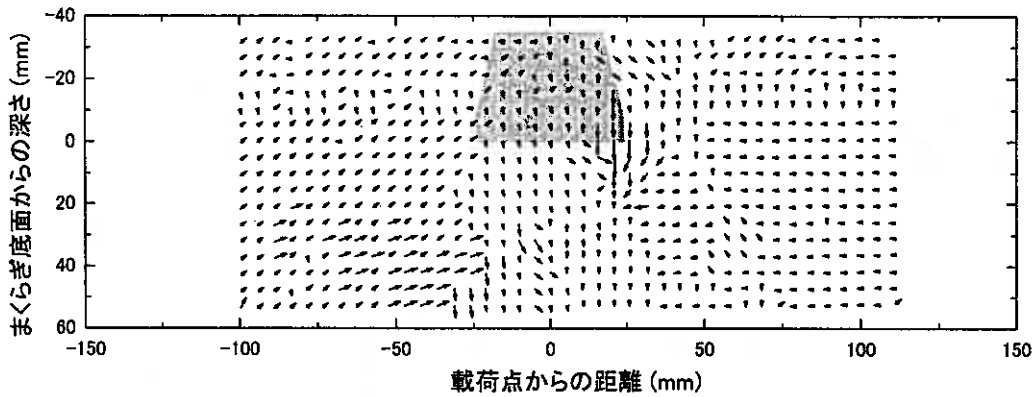


図 15 模型試験における道床バラストの変位ベクトル図 (粒度分布 A)

ば一致するようにジョイント要素のばね定数を設定したこともあり、試験結果 0.08mm に対して解析結果 0.07mm という値が得られた。ただし、弾性変位量 u_e とは、初期変位 u_0 と自重変位 u_i の差である。したがって、模型道床の弾性挙動については FEM 解析で実現象を充分再現できたと考えられる。次に、永久変形解析より得られるまくらぎ部上面での弾塑性鉛直変位量について検討する。図 13 は、累積損傷度理論より得られた低減変形係数 E_d/E_0 の分布をコンター図にしたものであり、図 14 は、まくらぎ下面から同一深さにある要素ごとに、損傷度 (低減変形係数 E_d/E_0 / 初期接線変形係数 E_0) と載荷点からの水平距離の関係を示したものである。図 13 から、鉛直荷重の載荷による要素の損傷 (剛性の低下) が激しいのはまくらぎ直下とまくらぎ端部周辺域であり、載荷点より離れた道床部の要素は鉛直荷重を載荷しても剛性が変化しないこと (損傷しないこと) がわかる。この傾向は図 14 でも確認でき、同一深さにある場合、要素の損傷は載荷点直下から外周部に向けて比較的緩やかに伝搬していることがわかる。また、載荷点からの水平距離が等しい場合、まくらぎ下面に近いほど損傷度が大きくなることわかる。これらの傾向は試験結果と定性的に一致するものであると考えられる。実際、模型試験で模型まくらぎ付近の道床バラスト粒子の移動傾向を観測したところ、模型まくらぎ直下および端部近傍の道床部では粒子の移動が顕著に見られたが、模型まくらぎより離れた外周道床部ではほとんど移動が見られなかった (図 15 参照)。剛性の低下と道床バラスト粒子の移動には相関関係のあることが明らかになっていること⁴⁾ から、模型試験における道床バラスト粒子の移動傾向は累積損傷度理論による道床部の損傷傾向の推定が妥当であることを証明するものである。このような低減変形係数の分布をもつ FEM 解析モデルに対して、自重と載荷荷重による静的線形弾性解析を実施したところ、弾塑性変位量 u_p については、試験結果 0.58mm に対して解析結果 0.47mm という値が得られた。以上のことから、累積損傷度理論を応用した FEM の永久変形解析を用いた場合、簡易な線形弾性解析でも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。

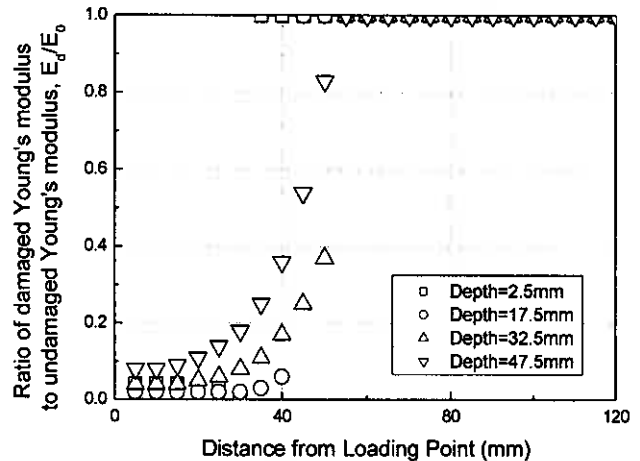


図 14 損傷度と載荷点からの水平距離の関係

ば一致するようにジョイント要素のばね定数を設定したこともあり、試験結果 0.08mm に対して解析結果 0.07mm という値が得られた。ただし、弾性変位量 u_e とは、初期変位 u_0 と自重変位 u_i の差である。したがって、模型道床の弾性挙動については FEM 解析で実現象を充分再現できたと考えられる。次に、永久変形解析より得られるまくらぎ部上面での弾塑性鉛直変位量について検討する。図 13 は、累積損傷度理論より得られた低減変形係数 E_d/E_0 の分布をコンター図にしたものであり、図 14 は、まくらぎ下面から同一深さにある要素ごとに、損傷度 (低減変形係数 E_d/E_0 / 初期接線変形係数 E_0) と載荷点からの水平距離の関係を示したものである。図 13 から、鉛直荷重の載荷による要素の損傷 (剛性の低下) が激しいのはまくらぎ直下とまくらぎ端部周辺域であり、載荷点より離れた道床部の要素は鉛直荷重を載荷しても剛性が変化しないこと (損傷しないこと) がわかる。この傾向は図 14 でも確認でき、同一深さにある場合、要素の損傷は載荷点直下から外周部に向けて比較的緩やかに伝搬していることがわかる。また、載荷点からの水平距離が等しい場合、まくらぎ下面に近いほど損傷度が大きくなることわかる。これらの傾向は試験結果と定性的に一致するものであると考えられる。実際、模型試験で模型まくらぎ付近の道床バラスト粒子の移動傾向を観測したところ、模型まくらぎ直下および端部近傍の道床部では粒子の移動が顕著に見られたが、模型まくらぎより離れた外周道床部ではほとんど移動が見られなかった (図 15 参照)。剛性の低下と道床バラスト粒子の移動には相関関係のあることが明らかになっていること⁴⁾ から、模型試験における道床バラスト粒子の移動傾向は累積損傷度理論による道床部の損傷傾向の推定が妥当であることを証明するものである。このような低減変形係数の分布をもつ FEM 解析モデルに対して、自重と載荷荷重による静的線形弾性解析を実施したところ、弾塑性変位量 u_p については、試験結果 0.58mm に対して解析結果 0.47mm という値が得られた。以上のことから、累積損傷度理論を応用した FEM の永久変形解析を用いた場合、簡易な線形弾性解析でも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。

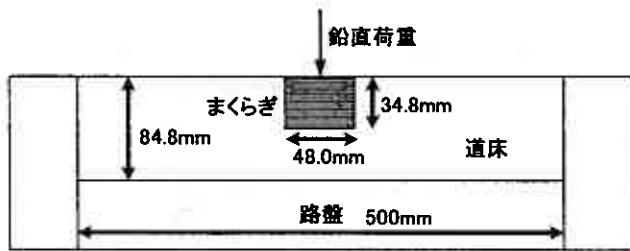
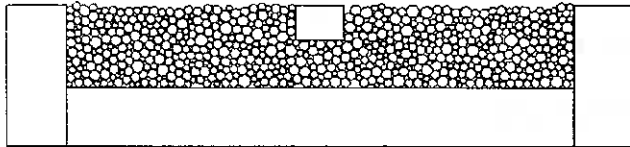
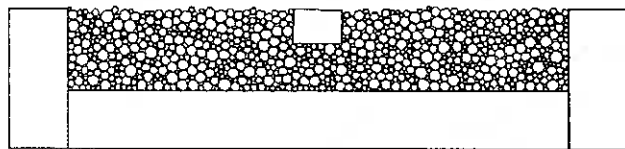


図 16 DDA 解析モデルの概要



(a) 1/5 解析 A



(b) 1/5 解析 B

図 17 DDA 解析ブロック図

表 2 道床ブロック群の粒度特性

解析モデル	平均粒径	均等係数	間隙率	密度
1/5 解析 A	8.1mm	1.52	18.5%	2.26 t/m ³
1/5 解析 B	6.2mm	1.71	18.1%	2.27 t/m ³

表 3 DDA 解析に用いたパラメータ

種別	まくらぎブロック	道床ブロック	路盤ブロック
密度 ρ	2.38t/m ³	2.70t/m ³	2.20t/m ³
ヤング率 E	30.0GPa	20.0GPa	200.0GPa
ポアソン比 ν	0.20	0.10	0.40
摩擦角 ϕ μ	37°	55°	37°
粘着力 C μ	0	0	0

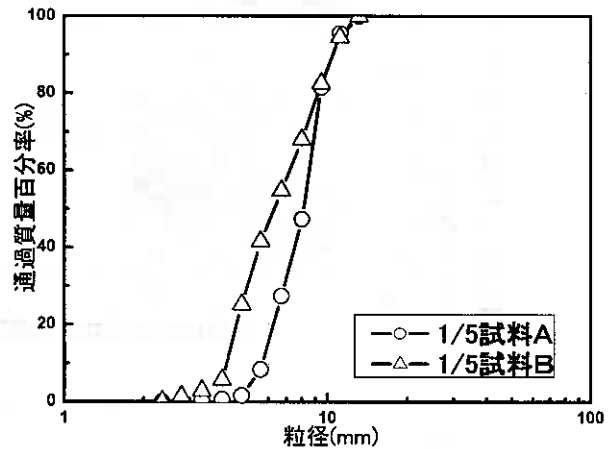


図 18 道床バラストの粒度分布

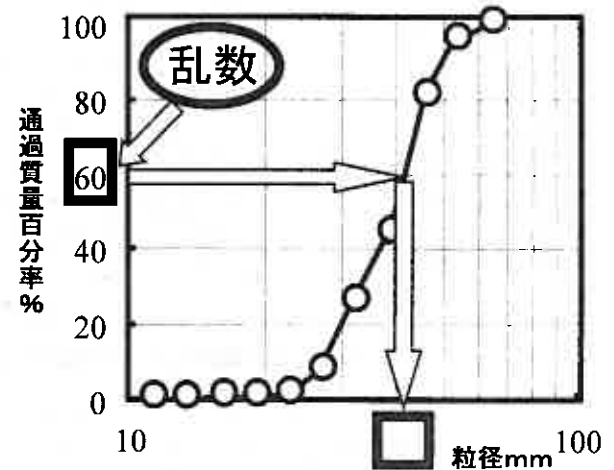


図 19 道床ブロックの粒径決定法

3. 不連続体解析手法の適用性に関する検討

3.1 解析方法

(1) 解析モデル

本研究では、不連続体解析手法の一種である不連続変形法 (DDA)⁹⁾ を用いて解析を行う。DDA は、任意形状の多角形で構成された弾性ブロック群の動的および準静的な挙動を解析する数値解析手法である。模型バラスト軌道の繰返し一点載荷試験を模擬した線路縦断面方向の DDA 解析モデルの概略を図 16 に示す。また、本研究では粒度分布の異なる 2 種類の解析モデルを用いるが、両解析モデルの解析ブロック図を図 17 に示す。両図を比較するとわかるように、解析モデルは、道床部の道床碎石粒子を表現する「道床ブロック」、まくらぎを表現する「まくらぎブロック」、路盤を表現する「路盤ブロック」から構成されており、個々のブロックはブロック境界で不連続となっている。図 17 の各解析モデルは、模型試験における道床部の締固め状態、特に粒子間空隙や粒子配列のランダム性を表現するため、まくらぎブロックおよび道床ブロックを重力 1G 作用下で道床部の所定断面形状に積み上げる解析を行うことにより作成した。また、道床ブロックは、模型試験における道床バラストの粒度分布 (図 18 参照) を考慮して、以下のように作成した。

- ① 道床ブロックの粒度分布が道床バラストの粒度分布に従うとして、0~100 の乱数を必要な道床ブロックの個数だけ発生させる。
- ② 発生させた乱数が図 18 の縦軸の通過質量百分率であると考え、対応する粒径を読み取る (図 19 参照)。
- ③ 読み取った半径の円を外接円とする正多角形で置き換える。本研究では、道床バラスト粒子の形状を正二十角形ブロックで近似する。
- ④ 作成した正二十角形ブロックおよびまくらぎブロックを平面上に配置する。重力 1G 作用下で初期安定解析を行い、全てのブロックが静止した時点で終了し、これを初期解析モデルとして採用する。

各解析モデルの道床ブロック群の平均粒径 D_{50} 、均等係数 U_c 、密度 ρ 、道床ブロック部の間隙率 n をまとめて表 2 に示す。なお、本研究では、図 18 に示す 2 種類の粒度分布のうち、粗粒な粒度分布 A (均等係数 $U_c=1.52$) の解析モデルを「1/5 解析 A」と称し、細粒な粒度分布 B ($U_c=1.71$) の解析モデルを「1/5 解析 B」と称する。表 2 に基づき 1/5 解析 A と 1/5 解析 B の粒子構造を比較すると、1/5 解析 A の間隙率が 1/5 解析 B より若干大きく 1/5 解析 A の密度が 1/5 解析 B より若干小さいことから、1/5 解析 A の粒子構造はブロック間空隙の多い緩い構造であることがわかる。

(2) 解析条件

DDA の静的解析で用いる解析パラメータを表 3 に示す。本研究で用いたブロックは 2 次元平面ひずみ要素で、その要素特性は線形弾性である。DDA 解析では、ブロック境界の力学特性としてブロック間の摩擦角 ϕ_μ と粘着力 C_μ を用いるが、本研究では C_μ はすべてゼロに設定し、 ϕ_μ だけを道床ブロックと接触するブロックの材料特性に応じて表 3 のように設定した。ここで、粘着力 $C_\mu \cdot$ 摩擦角 ϕ_μ は粒子間の解析パラメータであることから μ の添字を付した。なお、道床ブロック同士が接触する場合の ϕ_μ については、文献 10 に示されている $\phi_\mu=55^\circ$ を採用し、道床ブロックと道床ブロック以外のブロックが接触する場合の ϕ_μ については、文献 11 に示されている $\phi_\mu=37^\circ$ を採用した。一方、ブロックの入力定数 (密度 ρ 、ヤング率 E 、ポアソン比 ν) については、模型試験の試験条件に合わせて過去の材料試験結果¹²⁾ や解析条件¹³⁾ 等を参考にして設定した。なお、道床部の解析パラメータが DDA 解析と FEM 解析で異なるのは、前者では道床バラスト原石の試験結果に基づきそれらを設定しているのに対し、後者では道床バラストの繰返し三軸圧縮試験結果を参考にして設定したことによる。

繰返し载荷解析では、初期安定解析終了後の初期解析モデルを用いて、模型試験の繰返し荷重強度 $P_{max}=2.0\text{kN}$ に相当する荷重条件で鉛直線荷重の繰返し载荷を行った。ただし、模型試験の荷重条件と 2 次元解析で用いる荷重条件の対応をとるため、模型試験で得られた载荷 1 回目の P_{max} 負荷時のまくらぎ部上面での弾塑性鉛直変位量 (図 5 参照) がほぼ一致するように、解析上の単位奥行き当たりの繰返し荷重強度 P_{max2D} を設定した。鉛直線荷重の载荷点は、解析領域中央のまくらぎブロック中央とした (図 16 参照)。载荷周波数は、解析時間の関係から模型試験より速い 1.0Hz とし、繰返し荷重強度の負荷・除荷を正弦波波形で 10 回繰り返した。なお、繰返し载荷解析中はこの他に常時重力 1G が作用

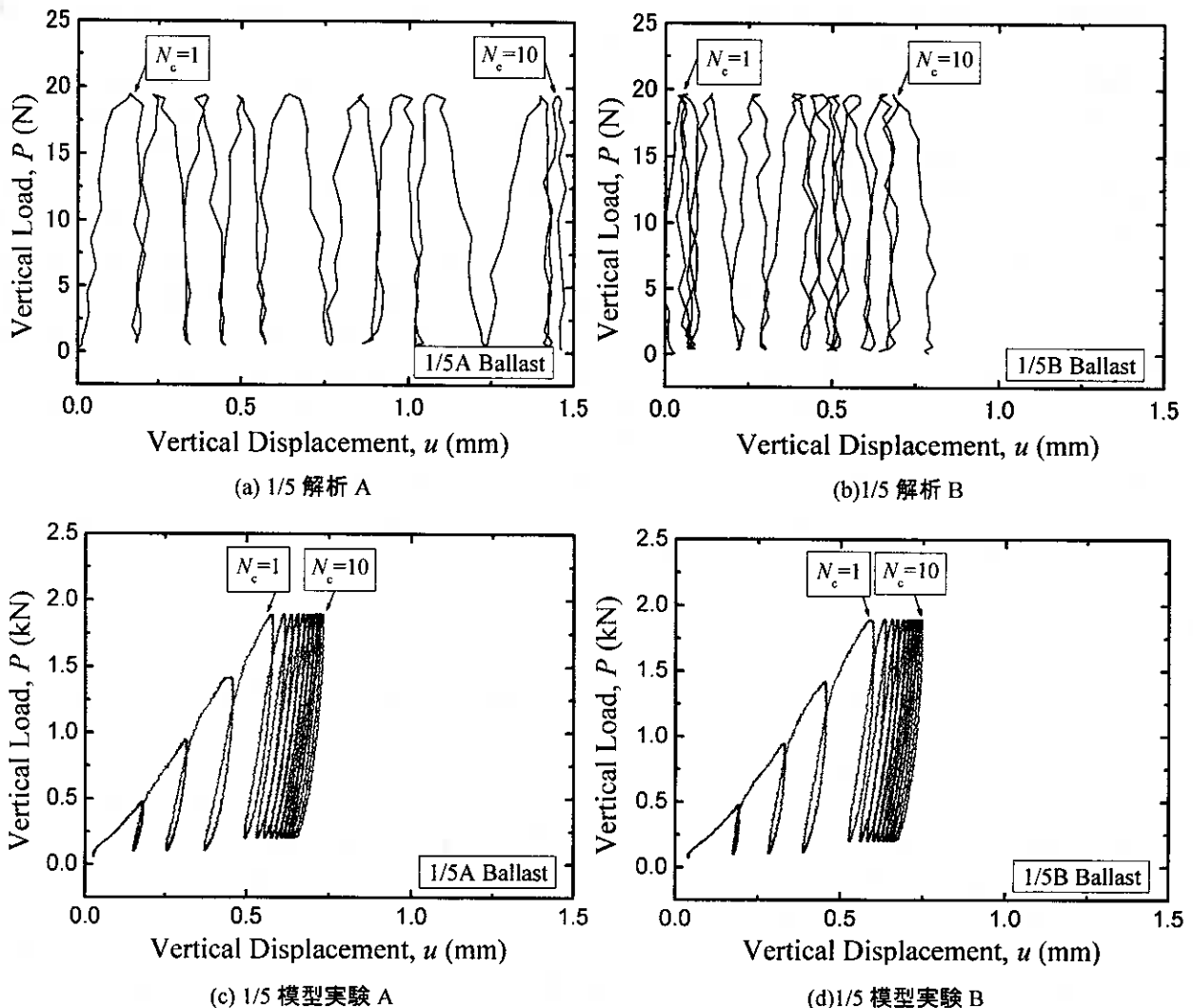


図 20 繰返し载荷解析および模型試験の荷重～変位関係

している。

3.2 解析結果

繰返し荷重解析の荷重～変位関係および繰返し荷重に伴う鉛直変位量の推移を模型試験結果と比較する。図 20 は、粒度分布の異なる解析モデル 1/5 解析 A と 1/5 解析 B の繰返し荷重回数 $N_c=1$ から 10 回までの P_{max2D} 荷重・除荷時の荷重～変位関係を模型試験結果と比較したものである。ただし、解析結果の縦軸の値は、前述のように模型試験結果のまくらぎ部上面での弾塑性鉛直変位量と解析結果がほぼ一致するように繰返し荷重強度 P_{max2D} を設定したため、模型試験の実荷重と比較して DDA 解析の繰返し荷重強度 P_{max2D} は 100 分の 1 程度の値になっている。なお、鉛直変位量と

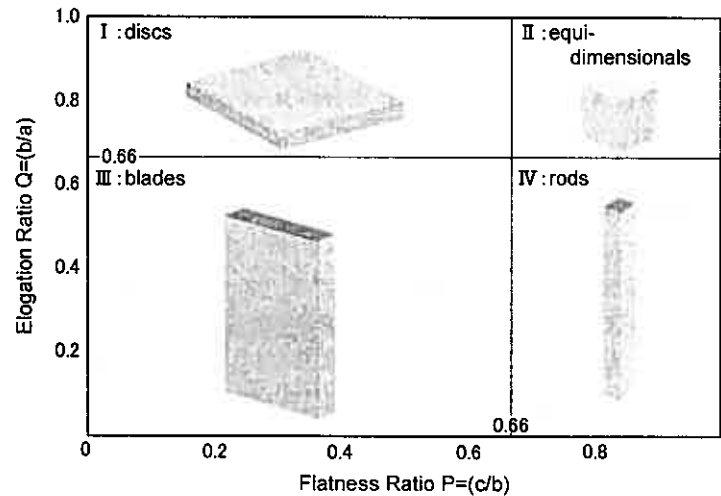


図 21 Zingg の方法

は荷重載荷点の鉛直変位量から路盤ブロック部の鉛直変位量を差し引いたものである。図から、両解析モデルの荷重～変位関係は、 P_{max2D} の載荷・除荷により残留変位量が次第に蓄積されることがわかる。また、解析モデル 1/5 解析 A と 1/5 解析 B の解析結果を比較した場合、ブロック間空隙が多く緩い粒子構造の 1/5 解析 A の方が 1/5 解析 B に比べ、残留変位量が大きく弾塑性変形は進行することがわかる。このことは、模型試験の試験結果と一致するものであり、道床部の繰返し塑性変形挙動解析に対する DDA 解析の有用性を示すものである。特に、不連続体解析の一種である DDA 解析は、特殊な構成則を用いることなく道床部の繰返し塑性変形特性を評価できるため、実現象のモデル化を比較的簡易に行うことができるという点で利用価値が高いと考えられる。なお、道床バラストの塑性を評価する構成則を導入していない DDA 解析で道床部の繰返し塑性変形挙動を再現できることから、DDA 解析における繰返し塑性変形挙動は、繰返し荷重に伴って粒子構造が再配列した結果生じるものであると推定される。

一方、解析手法自体にはまだ改善の余地があると推定される。例えば、模型試験の荷重～変位関係は、載荷 1 回目には大きな履歴ループを描き、残留変位量の増加は大きく塑性傾向の強い弾塑性状態を示すものの、 $N_c=2$ 回以降の繰返し荷重では履歴ループの面積や各回での残留変位量の増加量は急激に減少し弾性化するとともに、履歴ループはほぼ一定の経路をとる。これに対し、解析結果の荷重～変位関係は、両解析モデルとも $N_c=1\sim 10$ 回の範囲において、履歴ループの面積や各回での残留変位量の増加量はほぼ一定であり、試験結果のような急激な減少傾向は確認できない。これは、解析上の荷重強度が試験の荷重強度に比べかなり小さくなることも関係すると考えられるが、DDA 解析の模型道床に十分な支持力がないことから、荷重載荷によりまくらぎブロック近傍の道床ブロック部が塑性流動状態になるためであると推定される。この原因については、道床ブロックを正二十角形で近似した影響が強いと考えられる。実際の道床バラスト粒子を Zingg の方法¹⁴⁾ (図 21 参照) で分類した場合、円形 (Equi-dimensionals および Discs) に近い粒子形状は全体の 65%程度しかなく、それ以外は扁平あるいは棒状の粒子形状をしている。このため、本研究のようにすべての道床ブロックを正二十角形で近似した解析結果と実現象がかい離する可能性は否定できない。DDA 解析のような不連続体解析手法は、粒子形状や粒子間空隙が地盤材料の力学的特性に及ぼす影響を直接的に評価できるという利点を有する反面、粒子形状や粒子間空隙を実現象に即してモデル化することが解析精度を左右することになる。現象のモデル化に起因する解析精度の向上については、今後さらに検討を要する。

4. まとめ

本研究で得られた知見をまとめると以下ようになる。

- (1) 道床バラストの累積ひずみ特性を考慮した FEM の静的線形弾性解析を構築して、荷重載荷時の道床部の弾塑性変位量の推定方法を提案した。この結果、従来の軌道構造解析手法では十分な検討が行えなかった道床部塑性変形量に対する軌道構造各部材の形状効果や材料特性の影響を簡易に評価できるようになった。
- (2) 道床バラストの粒度分布を考慮した乱数発生による正二十角形要素メッシュを採用した DDA の 2 次元平面ひずみ解析を構築して、提案した。この結果、粒子形状や粒子間空隙の影響評価等の道床バラスト粒子レベルでの解析を可能にし、繰返し荷重時の道床部の繰返し塑性変形挙動を実現象に即して解析可能になった。

本研究では、繰返し荷重時の道床部の変形挙動に対するケーススタディを行い、道床部の繰返し塑性変形挙動に対する離散化解析手法 (FEM・DDA) の適用性について検討した。その結果、粗粒材の強度・変形特性という道床部の材料特性に論拠を置く離散化解析手法を応用した汎用的な軌道構造解析手法を提案し、軌道構造各部材の複雑な幾何学的形状や材料物性の空間的分布を有する境界値問題を扱うことが可能になったことは、今後有道床軌道構造の設計手法を保

守の経済性を考慮して合理化する上で、また多様化する軌道構造各部材の設計値を理論的根拠を明確にして合理的に決定する上で意義のある成果になると考える。しかし、実務レベルで離散化解析手法を利用するには、現象のモデル化方法や解析自体の適用方法に関してまだ多くの課題があり、今後解析の適用性や解析精度の向上に関する研究を、実データを用いたケーススタディにより一層深化させる予定である。

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圧縮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) 尾高達男, 佐藤吉彦: 軌道破壊理論(Ⅲ)の提案と車両条件の影響の検討, 土木学会第40回年次学術講演概要集, IV-37, pp.73-74, 1985.
- 2) 三浦重: 軌道構造の動特性モデルの構築, 鉄道総研報告, Vol.9 No.12, pp.7-12, 1995.
- 3) 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.
- 4) 石川達也, 大西有三, 堀池高広: 不連続変形法(DDA)による道床バラスト部繰返し塑性変形機構の検討, 土木学会論文集, No.645/Ⅲ-50, pp.15-28, 2000.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 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」, 鉄道総合技術研究所, 1999.
- 8) 山田勝彦, 真鍋進, 龍岡文夫: 大型橋梁基礎の地震時変位の予測, 第25回土質工学会研究発表会, No.349, pp.951-954, 1990.
- 9) Shi, G.H.: Block System Modeling by Discontinuous Deformation Analysis, Univ. of California, Berkeley, Dept. of Civil Eng., 1989.
- 10) 石川達也, 大西有三: 道床バラストの繰返し変形挙動に対する不連続変形法(DDA)の適用, 土木学会論文集, No.589/Ⅲ-42, pp.205-217, 1998.
- 11) 佐藤吉彦, 宮井徹: 各種道床まくらぎ軌道の道床横抵抗力とその特性, 鉄道技術研究所速報, No.76-150, 1976.
- 12) 桜井孝, 高橋昭教: 三軸圧縮試験における硬岩の変形特性, 鉄道技術研究所速報, No.82-155, 1982.
- 13) 須長誠: 鉄道強化路盤の合理的設計法に関する研究, 鉄道総研報告, 特別第6号, 1996.
- 14) Zingg, T.: Beitrag zur Schotteranalyse, Schweiz. Min. Petrol. Mitt., 15, pp.39-140, 1935.

水平変位制限を緩和した橋脚鋼管杭設計の試験的検証

北海道開発土木研究所 ○正 富澤 幸一
国土交通省北海道開発局 三田村 浩
構研エンジニアリング 伊藤 雄二

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。これは国際化への対応を強く意識したものであり、基礎構造物設計においても現場条件に適合した新技術・新工法が今後有効活用されていくものとする。性能規定化に基づく建設コスト削減を目的に、平成14年3月に改訂された道路橋示方書IV下部構造編¹⁾(以下 道示)では、一定の条件下において水平変位制限を緩和する杭基礎設計法が規定が新たに追加された。

そのため、上記規定に基づき、杭許容水平変位量および水平変位制限を緩和した杭基礎設計法の基本的考え方を整理した。本報では、平成15年度に北海道開発局内で建設コスト削減の新技術として採用した杭許容水平変位量を杭径4%まで緩和する橋脚鋼管杭設計法に対して現場杭水平載荷試験により検証した事例を報告する。その際、特に設計法の妥当性を含め、地盤の非線形性を考慮した実杭の水平地盤反力特性について考察した。

2. 設計法の基本的考え方

2-1. 許容水平変位量

杭基礎における許容水平変位量は、上部工から決まる許容水平変位量と下部工から決まる許容水平変位量に分類される。このうち、上部工から決まる許容水平変位量は上部構造の機能を損なわないための限界の変位量であり、一義的に決定するものではなく上部工形式や規模により変化する。一方、下部工から決まる許容水平変位量については、弾性体基礎を工学的に安定な状態に保ちつつ有害な残留変位を防止するために制限する変位量と定義されている。つまり、杭基礎の許容水平変位量は、常時、暴風時およびレベル1地震動において過度の変形とならない弾性地盤反力の適用範囲内に設定されることになる。

ただし、軟弱地盤中に設置される杭基礎の設計では、道示に統一規定されている杭径1%(杭径1.5m以下では $y=15\text{mm}$)の許容水平変位量のみを満足するように杭剛性を確保させた場合、杭体応力が著しく小さくなり経済性が損なわれるケースがある。このような杭基礎にあつては上部工構造の機能と安全性を考慮した水平変位量の許容値のみを規定し、杭設計地盤面における変位量は特に規定せず杭前面の水平地盤反力の塑性化を考慮する弾塑性解析法の適用が考えられる。

一般的な杭水平載荷試験の実施結果では、各載荷サイクルの徐荷後の杭頭残留変位量 S_y と徐荷前の杭径 D に対する杭頭変位量 S の比率(杭頭ひずみ S/D)の関係は、ある変位レベルを境界に杭頭残留変位量 S_y が急激に増加する傾向を示すとされている²⁾。そのため、この残留変位量の急増点より杭頭の変位量を小さく、すなわち許容水平変位量を抑えれば基礎の過大な残留変位を防止することが可能となる。水平荷重に対する杭頭変位量および残留変位量の関係については、多数の杭水平載荷試験結果に基づき杭種別に整理されている。この成果に基づき、地盤相対密度のヒストグラムと S_y/D の関係を杭種別の度数分布で表したのが図-1である³⁾。この度数分布は対数正規分布に比較的適合する結果である。図によれば、杭頭残留変位量 S_y /杭径 D の平均値は、鋼管杭で4.1%、PC・PHC杭で3.7%、場所打ち杭で1%強程度である。場所打ち杭の S_y/D が非常に小さいのは、水平抵抗が小さいというよりもむしろ杭体のひび割れ発生が降伏点の判定に影響を与えているためと考えられる。

これらの成果より、改訂前の従来道示では杭許容水平変位量は安全側の統一した指標として杭径の1%(\geq 最大15mm)一定としている。また、杭基礎の挙動を弾性領域から塑性領域にわたり表現する際に基準となる水平変位量(基準変位量)は、弾性限界を示すと考えられる許容水平変位量と同等値として扱っている。このように、杭基礎の種類に関係なく許容水平変位量を一定とすることは一見合理的であるが、一部については過小評価になる場合もあり、建設コスト削減を考慮し杭種条件に応じた適正な許容水平変位量を設定する必要がある。

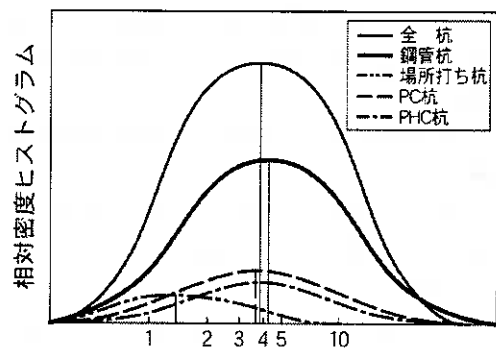


図-1 S_y/D の確率密度分布³⁾

2-2. 水平変位の設計緩和条件

前記の既往研究成果を踏まえ、平成15年度より北海道開発局 道路橋設計施工要領⁴⁾(以下 要領)では、杭応力と杭反力に著しく余裕がある場合の以下の現場条件下で、常時、暴風時およびレベル1地震時に対する杭の水平変位量の制限値つまり杭許容水平変位量を、橋脚の鋼管杭基礎に限り杭径の4%まで緩和するよう規定した⁵⁾。

- ①. 比較的軟弱な地盤(表層深さ $1/\beta$ 程度までの地盤平均N値10程度以下、また液状化の可能性のある地盤)
- ②. レベル1地震時において杭体が弾性体として扱える鋼管杭

なお、この設計規定の留意事項の説明は以下の通りとした。

(1). 鋼管杭のみを4%許容水平変位量とする事由

鋼管杭は他の杭種に比べ曲げ剛性が小さく、許容水平変位量を杭径の1%または15mmに抑えた場合、支持力および杭体応力に余裕があるにもかかわらず下部工の規模が決定してしまい不経済となるケースが多く生じる。また、杭水平載荷試験の統計的な検討³⁾によれば、PC杭、PHC杭についても設計許容水平変位量を見直すことも可能となるが、PC杭、PHC杭の試験検証事例は必ずしも多くなく、現時点での設計運用は鋼管杭の許容水平変位量の見直しのみとする。

(2). 橋脚設計で運用する事由

道示によれば、水平変位の制限を緩和する条件は、地盤抵抗の非線形性を考慮して解析照査する橋脚の杭基礎のみとしている。これは、杭変位量に関わる基礎安定設計が、橋脚を主体とした地震時保有水平耐力照査法に基づき決定されるためである。そのため、この規定は橋脚設計での運用とし、杭断面力、杭頭反力および変位に関する設計照査は、杭と地盤の特性を適切に考慮し、条件に応じ杭基礎を非線形性の地盤反力モデルとし実施する¹⁾。

(3). 設計水平地盤反力係数K値の設定

地盤工學理論に従えば、杭変位の変動に応じ地盤反力は変化する。つまり、杭(許容)水平変位量は大きくなるに従い水平方向地盤反力係数K値は低下することになる。ただし、鋼管杭の許容変位量4%の緩和は、あくまでも杭の残留変位が過大とならない弾性挙動の範囲内を条件に設定されたものである。また、変位が大きくなる場合の杭設計は上層に受働土圧を最大とする塑性域を設定した複合地盤反力法によりおこなわれ、地盤反力は境界面以深の弾性域に設定されることから、道示において基準変位量(杭径の1%相当)に対して算定される現行の水平方向地盤反力係数K値を、許容水平変位量を4%とした設計でそのまま運用しても実用上問題ないものと判断する。

今後、本設計法を条件に従い運用することにより、合理的かつ経済的な杭基礎設計が可能となると考える。

3. 現場および設計法

3-1. 現場概要

上記の要領規定の条件に従い、北海道開発局内で新たに杭基礎の水平変位の制限を緩和する設計法を採用した橋梁は、平成15年度施工した道央圏連絡道路 当別町 篠津運河橋である。篠津運河橋は篠津運河・町道との交差箇所に架橋予定の橋長 $L=249.6\text{m}$ の橋梁である。上部工形式は7径間連続合成版鋼桁とし、従来橋の多主桁に対し3主桁の合理化橋とした。また、支承形式は従来方式の分散支承ではなく、橋脚6点固定式の粘性せん断型ダンパーとしている。

下部工形式については、軟弱地盤上の比較的長尺な支持杭基礎とした。橋脚および橋脚基礎には鋼管杭杭(杭径 $\phi 800\text{mm}$)を採用しているが、P-1~6の6基の橋脚鋼管杭は杭反力・本体応力に大きく余裕をもつことから杭許容水平変位量 y を杭径4%($y=32\text{mm}=800\text{mm} \times 4\%$)まで緩和する設計法を採用した。

本設計法の採用により、従来設計法に対し、各橋脚基礎で杭本数を概ね1列減らし下部工躯体を縮小することができるため、全体下部工施工費を15%程度建設コスト削減することが可能となる。

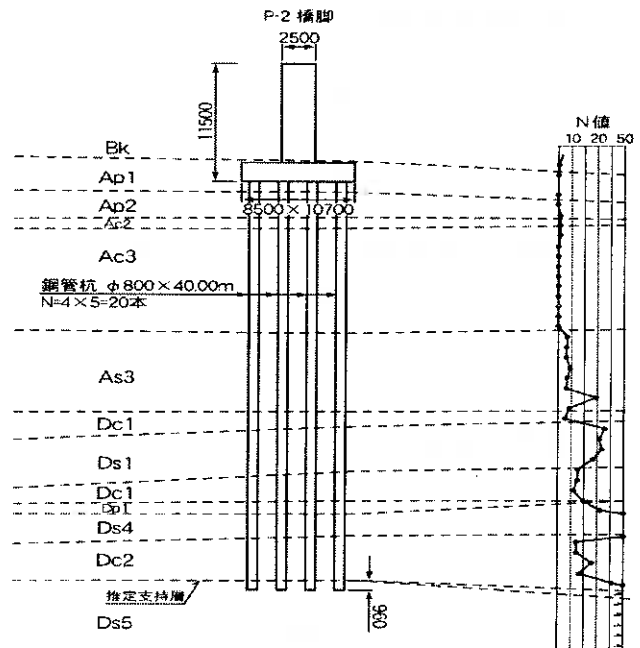


図-2 P-2橋脚構造図・土質柱状

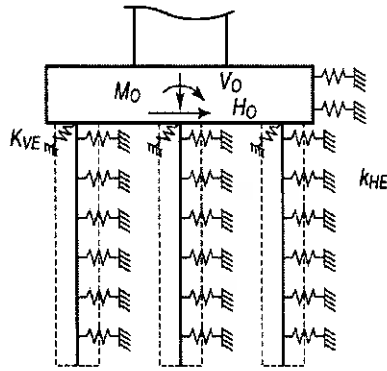


図-3 杭解析モデル図³⁾

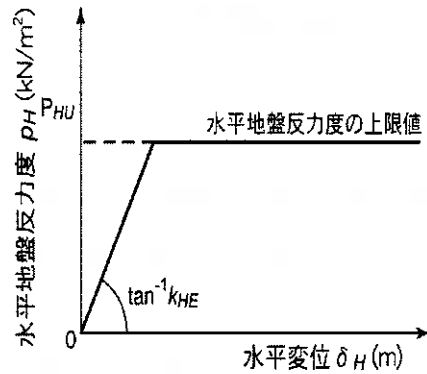


図-4 杭の水平方向抵抗特性¹⁾

当該箇所の地盤柱状は、地表面から深度 30~40m 付近まで軟弱な沖積の泥炭層・粘性土層および緩い砂質土層が厚く堆積しており、支持層はそれ以深の N 値=40 以上の D_s (砂質土層) が対象である。代表的な土質柱状として後述の現場杭水平載荷試験の対象とした P-2 橋脚位置のボーリング成果を杭諸元 (杭径 $\phi 800\text{mm}$, 板厚 $t=16\text{mm}$, 杭長 $L=40\text{m}$, 杭本数 $n=20$ 本=4 行 \times 5 列) と合わせて図-2 に示す。P-2 橋脚位置の柱状は 28m 位置に砂層の中間層が存在するが 2m 程度と薄く支持層には不適と判断した。また、当該の杭設計では、土質性状から液状化層に対しては低減係数 (DE) を乗じた地盤定数設定および圧密対象層では負の周面摩擦力 (NF) を考慮した設計をおこなった。

3-2. 弾塑性解析

橋脚鋼管杭の群杭諸元の決定は概ね震度法 (レベル 1 地震動) の変位法安定解析による。また、レベル 2 地震動に対しては地震時保有水平耐力法^{6),7)} の設計照査によった。その際、杭許容水平容変位量を杭径 4% まで緩和した手法としたことから、変位レベルに応じて杭頭から地盤反力を最大受働土圧に置き換える弾塑性解析をおこなった。解析上、地盤抵抗の非線形性を考慮したラーメン構造とした杭基礎をモデル化した¹⁾ (図-3)。

その際、杭の軸方向の抵抗は、地震時保有水平耐力法に用いる杭軸方向バネ定数 K_{TE} を初期勾配として、鉛直支持力の上限值 P_{UN} および引き抜き力の上限值 P_{TU} を定めた。また、杭水平方向の抵抗特性は、杭水平変位量を緩和した弾塑性解析として水平地盤反力度を上限值 P_{HU} とした図-4 に示すバイリニア型に設定した。鋼管杭本体については曲げモーメント~曲率の関係を全塑性モーメントを上限として照査した。その結果、図-2 に示した P-2 橋脚鋼管杭の設計照査では、杭頭反力および本体応力に一定の余裕を確保され、水平地盤反力特性に支配された震度法設計において橋軸方向の地震時杭頭水平変位量 (実設計杭水平変位量 $y=28.7\text{mm} < \text{許容水平変位量 } 32\text{mm}=\phi 800\text{mm} \times 4\%$) により橋脚基礎杭の安定性が確定した。

3-3. 杭水平載荷試験法

杭基礎の弾塑性挙動を解析するためには、地盤および杭体の非線形性表現とその計算モデル (図-3) を的確に設定する必要があり、道示では杭水平載荷試験などの結果に基づく検討を推奨している。

杭許容水平変位量を緩和した設計法の妥当性、特に水平地盤反力特性を照査する目的で、P-2 橋脚鋼管杭において杭水平載荷試験を実施した (写真-1)。現場杭水平載荷試験法は、地盤工学基準「杭の水平載荷試験方法・同解説」⁸⁾ に準拠した荷重制御による多サイクル方式の静的正負交番載荷法とした。計画最大荷重 H_{max} は杭変位量 y が杭径 4% の $y=32\text{mm} (\phi 800\text{mm} \times 4\%)$ までを想定した $H_{max}=300\text{kN}$ 程度に設定した。試験杭は、代表的位置の橋脚中央の杭とし隣接杭を反力とした。試験杭にはひずみゲージは設定していないが、試験時に得られる水平荷重 H ~ 杭変位量 y 、傾斜角 θ 、残留変位量 y_s の関係から設計と対比した地盤反力特性が検証される。

4. 水平載荷試験成果

P-2 橋脚鋼管杭で実施した現場杭水平載試験の結果得られた水平荷重 $\text{Log}H$ ~ 杭水平変位量 $\text{Log}y$ および水平荷重 H ~ 杭全変位量 y 、杭残留変位量 y_s 、杭弾性戻り量 y_b 曲線の関係を図-5、図-6 に示す。

交番水平載荷方式のため、Right ジャッキ作動時と Left ジャッキ作動時の 2 種の水平荷重 H ~ 杭変位量 y のデータが得られる。図-5 に示す杭水平変位量 y は載荷点位置 ($h=50\text{cm}$) の処女水平荷重時の値であるが、 $\text{Log}H$ ~ $\text{Log}y$ は

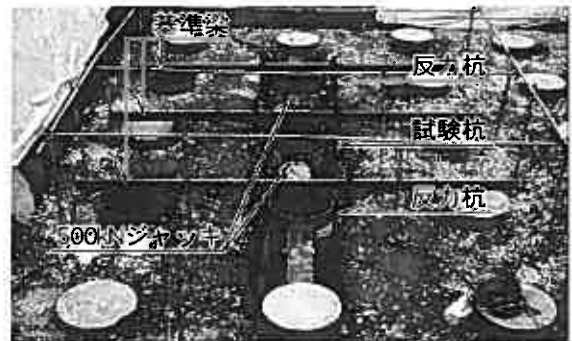


写真-1 現場杭水平載試験の実施状況

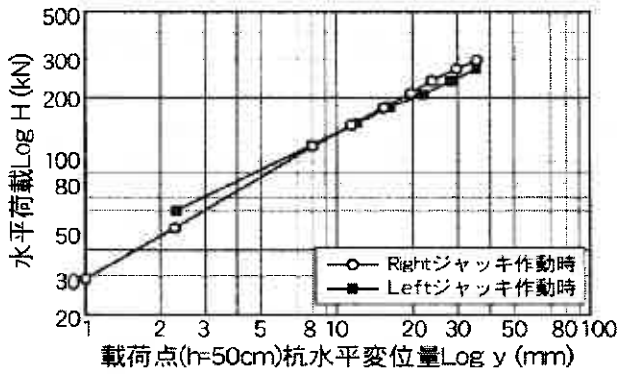


図-5 水平載試験杭の $\text{Log}H \sim \text{Log}y$ の関係図

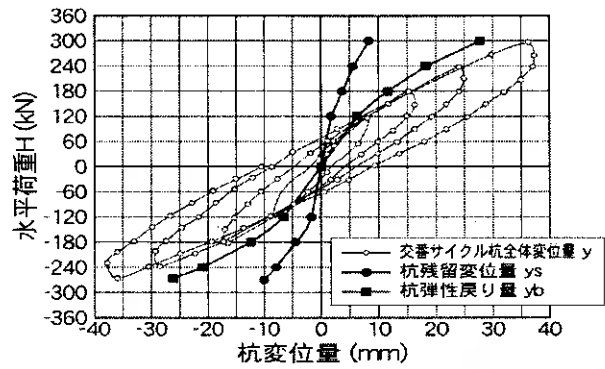


図-6 水平荷重 $H \sim$ 杭全水平変位量 y 、杭残留変位量 y_s 、杭弾性戻り量 y_b 曲線

直線的な関係を示しており最大水平荷重に至っても地盤の降伏（極限水平抵抗）には至っていないと判断された。Right ジャッキ作動時と Left ジャッキ作動時交替荷重の $\text{Log}H \sim \text{Log}y$ の関係はほぼ合致しており、現場試験の再現性に問題はないと考える。その結果、Right ジャッキ作動時の最大水平荷重 $H_R=299.1\text{kN}$ に対し荷重点位置(高さ $h=50\text{cm}$)杭変位量 $y_R=36.32\text{mm}$ 、Left ジャッキ作動時の最大水平荷重 $H_L=269.0\text{kN}$ に対し荷重点杭位置変位量 $y_L=35.90\text{mm}$ である。また、各水平荷重時の杭頭傾斜角 θ を定置型傾斜計 (KB-10E) で計測したが、杭水平変位量と同様に水平荷重に対し比例的な増加関係を示した。図-6 に示す交替水平荷重による杭全変位量 y 曲線から、水平地盤反力の履歴および減衰状況が確認された。残留変位量 y_s については、水平荷重が大きくなるに従い増加の傾向を示すが最大値で $y_s=8 \sim 10\text{mm}$ 程度であり、杭は弾性挙動内にあると判断される。最大荷重時でも杭弾性戻り量 y_b は残留変位量 y_s を大きく上回るが、水平荷重増加に伴い水平地盤反力は徐々に弾塑性領域に移行していくものと想定される。

5. 試験検証

5-1. 弾性地盤反力法

現位置における水平地盤反力特性を確認するため、弾性地盤反力法(1)式により、水平荷重試験で得られた水平荷重 $H \sim$ 杭水平変位量 y の関係から水平地盤反力係数 K 値 (逆算 K 値) を算定した。

$$y = H \cdot [(1 + \beta \cdot h)^3 + 1/2] / (3EI\beta^3) \quad (1)$$

ここに、特性値 $\beta = \sqrt[4]{KD/4EI}$ 、 h : 突出長(mm)、 y : 杭変位量(mm)、 H : 水平荷重(N)、 D : 杭径(mm)、 E : 杭ヤング係数(N/mm²)、 I : 杭断面二次モーメント(mm⁴)である。

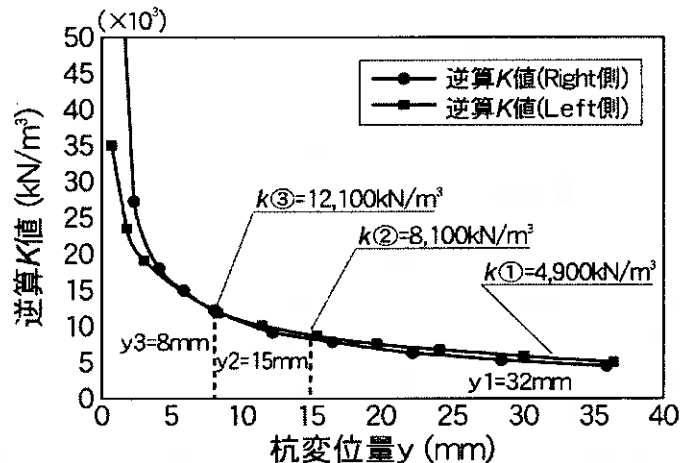
各水平変位における逆算 K 値の関係を図-7 に示す。その結果、①本設計での緩和許容変位量杭径 4% (=32mm)、②従来設計の許容変位量(15mm)、③基準変位量杭径 1% (8mm) に相当する水平地盤反力係数 K 値は、それぞれ $K①=4900\text{kN/m}^3$ 、 $K②=8100\text{kN/m}^3$ 、 $K③=12100\text{kN/m}^3$ と算出される。これらは、変位レベルに応じ概ね地盤反力 $P=K \cdot y^{1/2}$ の関係にある。

現位置における実地盤変形係数 E_0 より、(2)式により地盤変形を弾性領域内として扱った場合の設計上の水平地盤反力係数 K_h を算定する。

$$K_h = K_h o (BH/0.3)^{-3/4} \quad (2)$$

ここに、基準水平地盤反力係数 $K_h o = \alpha E_0 / 0.3$ 、換算荷重幅 $BH = \sqrt{D/\beta}$ 、 E_0 : 地盤変形係数(kN/m²)、 α : 推定係数である。

当該の現場地盤において、杭の水平抵抗の関与範囲とされる $1/\beta$ 区間(深さ 6.18m)の粘性土層の平均変形係数は $E_0=699\text{kN/m}^2$ である。その結果、弾性地盤反力法として解析した際、(2)式より水平地盤反力係数 $K_h=2070\text{kN/m}^3$ が算定される。この値に対する水平荷重試験から算定された $K①=4900\text{kN/m}^3$ 、 $K②=8100\text{kN/m}^3$ 、 $K③=12100\text{kN/m}^3$ は、2.4~5.8 倍の値を有している。道示によれば(2)式より算出される水平地盤反力係数 K_h は弾性領域内の基準変位量に相当



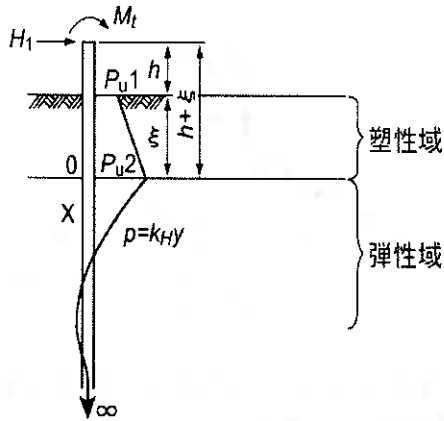


図-8 複合地盤反力法モデル

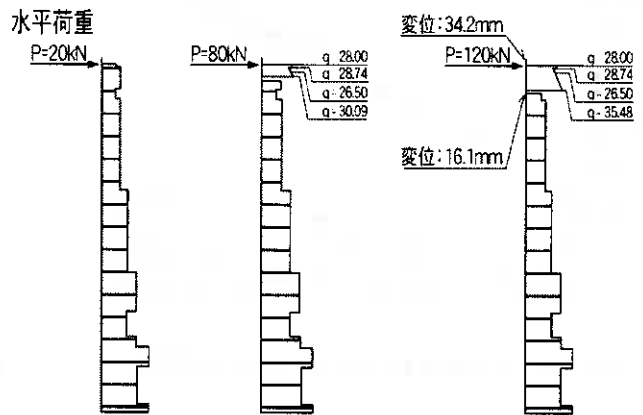


図-9 各水平荷重レベルの地盤反力

するものであることから、微小変形内の試験値 $K③=12100\text{kN/m}^3$ と対比(5.8 倍=試験値 $K③=12100\text{kN/m}^3$ /計算値 $Kh=2070\text{kN/m}^3$)することになる。その結果、弾性地盤反力法として設計を照査した場合、現場杭水平載荷試験の実施により、静的レベルにおいて杭水平支持機構上有利となる地盤反力特性が検証されたものとする。

5-2. 複合地盤反力法

当該の橋脚鋼管杭の設計は、杭変位量の緩和条件に従い非線形性を考慮した複合地盤反力法により設計される。複合地盤反力法の基本モデル図を図-8に示す。本設計法は、杭頭荷重・変位レベルに応じ地盤反力 P が極限抵抗土圧強度 P_u に達した後上層地盤に塑性域を設定しそれ以降は弾性域として境界条件を定める手法である。

水平地盤反力係数 Kh を一定して扱う完全弾塑性法では、地盤を深さ z までの塑性域とそれ以降の弾性域に分割し、杭頭外力 H_t 、 M_t に対する釣り合いは以下の式(3)(4)で表される。

$$H_t = Q(h+\xi) = -D(Pu1+Pu2) \xi/2 \quad (3)$$

$$M_t = R(h+\xi) = -D(2Pu1+Pu2) \xi^2/6 \quad (4)$$

この際、塑性反力と弾性反力が等しくなる深さ z の境界面は、(5),(6)式の杭水平変位量 y_0 および地盤反力 P_0 が満足するよう z を逐次変化させて設定される。

$$y_0 = 1 + \beta h o [H_t + Q(h+\xi)] / (2EI\beta^3) \quad (5)$$

$$P_0 = Kh \cdot y_0 = 2\beta(1 + \beta h o) [H_t + Q(h+\xi)] D \quad (6)$$

ここに、 $h o = [H_t(h+\xi) + M_t + R(h+\xi)] / [H_t + Q(h+\xi)]$ 、 Q :せん断力(kN)、 R :モーメント(kN-m)である。

上記手法は複合地盤反力法の基本的な考え方であるが、当該の原地盤は多層系であることから、現設計に対し水平載荷試験の各水平荷重を想定した場合には水平地盤反力分布は図-9に示す形状となる。概ね水平荷重 $H=80\text{kN}$ を境界に塑性域が発生し、その後の水平荷重の増加に伴い塑性化領域が徐々に下層に及ぶ傾向を示す。これは、作用外力に対し、原地盤が軟弱であることから杭剛性に比べ水平地盤反力が過小のためである。

非線形性を考慮して算定した水平荷重 H に対する杭頭水平変位量 y の関係を、水平載荷試験値(Right ジャッキ側)と合わせて図-10に示した。図中には、線形弾性解析として試算した割線も示したが、杭頭変位量 $y=15\text{mm}$ 以上で当該地盤の非線形性が表れていることが分かる。このため、前項の弾性解析で設計値と対比して $K③=12100\text{kN/m}^3$ は線形内として扱える水平地盤反力と考えることができる。

非線形域における設計地盤反力と水平載荷試験から得られた実測地盤反力の対比は、現設計の変位法計算で算定された実際の設計杭変位量($y_{\max}=28.7\text{mm}$)を考慮すれば、杭径4%の許容変位量32mmに対しておこなうのが妥当と考える。この結果、非線形設計における $y=32\text{mm}$ 相当の設計水平地盤反力係数 $K④$

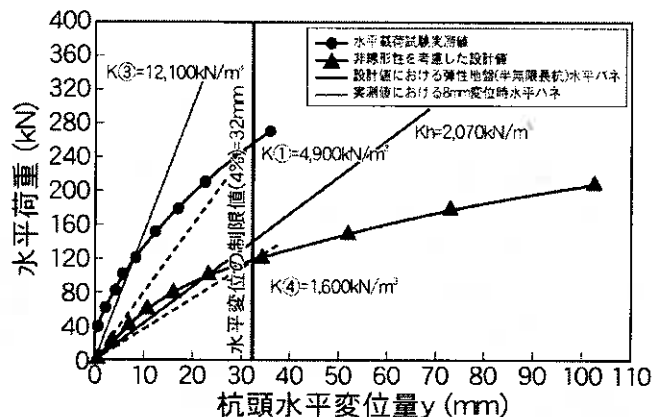


図-10 非線形性を考慮した水平地盤反力係数

=1600kN/m³と算定される。これに対し水平載荷試験の実測 $K_{\text{①}}=4900\text{kN/m}^3$ であり、実測値は設計値の約3倍程度の地盤抵抗を有したことになる。これは、当初設定された設計地盤反力がさほど大きくないことも考慮すれば、線形域と同様に非線形域においても過大でない範囲の水平地盤反力特性と考えられる。また、3倍の地盤抵抗を有する実測 K 値を用いた耐震性を照査した結果、レベル2地震動作用時では軟弱地盤の上層は塑性領域（受働土圧）となるため、現設計に対する照査結果に大きな差異はない。その結果、杭水平載荷試験の実施により、当該現場における水平変位制限を緩和した橋脚鋼管杭の設計法の妥当性が検証されたものと判断する。

6. 結論

本報における水平変位制限を緩和した橋脚鋼管杭設計法に対する現場杭水平載荷試験成果の検証から、以下の知見が得られた。

- ①水平変位制限を緩和した杭設計法により、下部工諸元を縮小化できることから大きな建設コスト縮減が可能となる。
本設計法の採用条件は、既往の研究成果より、橋脚の鋼管杭基礎に限り支持力・杭応力に余裕がある場合で許容水平変位量を杭径4%まで緩和するよう規定される。
- ②杭水平載荷試験の実測杭変位量 y は、杭径4%(32mm)相当時で杭残留変位量 y_s は最大値で $y_s=8\sim 10\text{mm}$ 程度と小さく、当該の杭基礎の変形特性は水平変位制限を緩和した杭設計法の運用条件を満たす弾性挙動内にあると考えられる。
- ③当該現場の杭水平載荷試験成果に対する弾性解析から、基準水平変位量(杭径1%相当=8mm)の杭微小変形内において、杭水平支持機構上有利と考えられる比較的大きな水平地盤反力(試験値 12100kN/m^3 /解析値 $2070\text{kN/m}^3=5.8$ 倍)が検証された。
- ④現設計法である弾塑性解析から、非線形域の許容水平変位量(杭径4%=32mm)において、静的レベルの水平地盤反力は実測値(試験水平地盤反力係数 4900kN/m^3)が設計値(設計水平地盤反力係数 1600kN/m^3)に対し、弾性解析と同様に杭水平抵抗として有利に作用する、過大でない範囲の約3倍程度の水平地盤反力特性を示した。この実測水平地盤反力を用いたレベル2地震動照査では杭基礎耐震上問題ない結果となった。

本現場における杭水平載荷試験成果の水平地盤反力特性の考察より、当該現場における水平変位制限を緩和した杭基礎設計法の妥当性が検証された。今後、本設計法が地盤条件に応じ活用されていくものとする。

7. おわりに

基礎構造物設計法は性能規定基準の実施に伴い、限界状態設計法への移行が主流になると考える。そのため、今後新工法・新技術が広く活用されていくものと考えられるが、それらの現場採用に当たっては一定の実検証をおこなうことも必要である。本報では新技術として杭水平変位制限を緩和した設計法を採用した現場検証事例を紹介したが、今後も現場条件を考慮した的確な設計・施工法を実施していくことが重要と考える。

また、本報で検証した水平地盤反力の非線形は、地震時保有水平耐力法で用いるバネ特性も考慮したが主に静的レベルの考察であり、今後基礎杭の耐震性を考慮した非線形の動的水平地盤反力特性についても検証していく考えである。

参考文献

- 1). 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
- 2). 岡原美智夫・高木章次・中谷昌一・田口敬二・坂本昭夫 載荷試験データによる杭の水平抵抗特性に関する調査 土木研究所資料, 第 2721 号, 1989.
- 3). 日本道路協会：杭基礎設計便覧 pp.173~177, 平成 4 年 10 月
- 4). 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：道路橋設計施工要領 平成 14 年 3 月 F. 平成 14 年度の道路橋示方書・同解説に関する質問・回答集 付-67
- 5). 西谷雅弘・瀧田昌毅：水平変位の制限を緩和した杭基礎の設計例 総合土木研究所基礎工 pp.55~57 2002.5
- 6). 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
- 7). 中野正則・木村嘉富・石田雅博・大越盛幸：道路橋の杭基礎の耐震設計 土木技術資料 39-2 pp56-61 1997
- 8). 地盤工学会：杭の水平載荷試験方法・同解説 1984.10.

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

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

北海道には 40 を越える第四期火山・火山群が存在し、そこから供給された火山噴出物により北海道総面積の約 40% が覆われている¹⁾。現在、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は、火山灰土が砂質土に近い密度ならびにせん断特性を有することから砂質土に準じて算出される²⁾。しかし、火山灰土は拘束圧に対し破砕性の性質を有し砂質土とはせん断特性の詳細も異なる¹⁾とのこともあり、杭周面摩擦力ならびに杭先端支持力の実測値が設計値を下回る事例もある^{3) 4) 5)}。このように、火山灰地盤における杭基礎の鉛直支持力発現機構には不明瞭な部分が多く、現在のところ火山灰地盤における明確な杭基礎設計法ならびに施工管理法は確立されていない状況にあるといえる。道路橋において性能規定型設計の導入にともない、今後、地盤性状の実態を的確に評価した合理的な杭基礎設計を実施することがより重要となる。そのため著者らは、北海道の火山灰地盤における杭鉛直支持力発現機構の検証ならびに杭基礎設計法の確立を目的として、火山灰種・杭種別の杭の鉛直載荷試験を実施し、あわせて実施した電気式静的コーン貫入試験 (CPT) 結果から杭周面摩擦力発現の評価を試みている。

本報では、北海道内 3 箇所の火山灰地盤において橋梁基礎杭として場所打ち杭 (CCP) が施工された 3 橋、打込み鋼管杭 (SPP) が施工された 3 橋を対象に実施した現場試験結果に基づき、杭の鉛直支持力特性、特に杭周面摩擦力の発現機構について考察を行った。

2. 試験調査箇所の概要

北海道の降下火砕堆積物・火砕流堆積物分布図に試験調査箇所をあわせて図-1に示す。

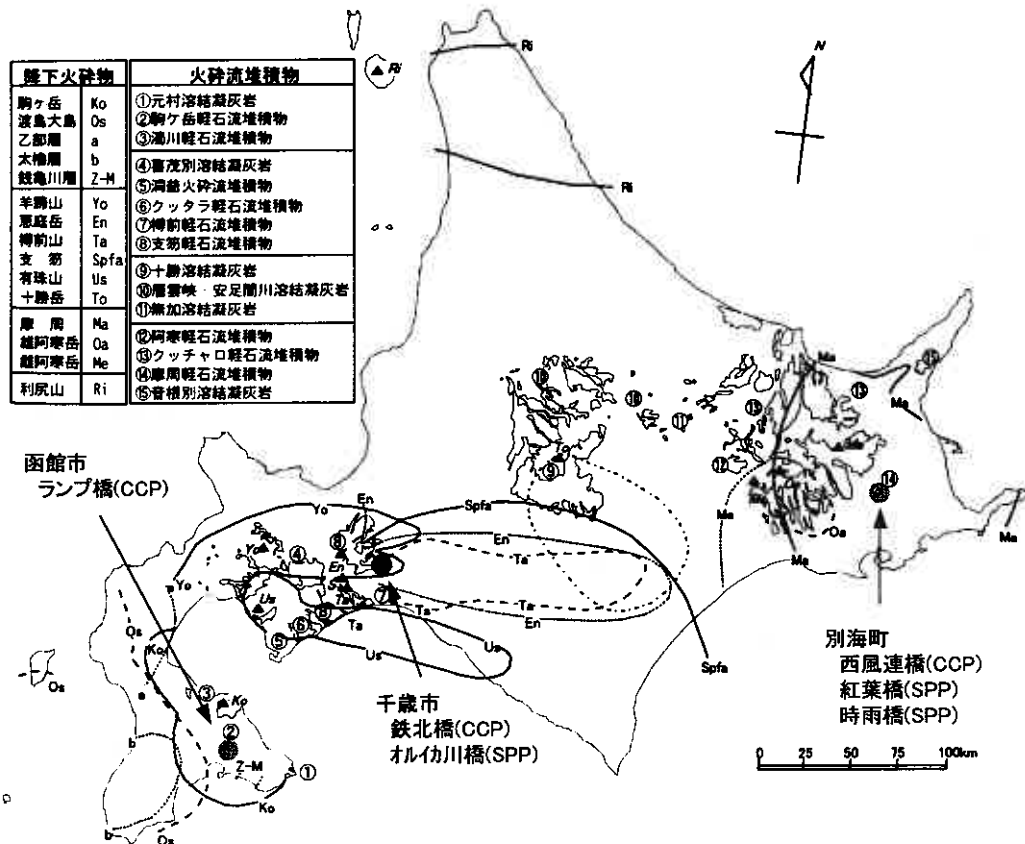


図-1 北海道の降下火砕堆積物・火砕流堆積物分布と試験調査箇所の位置(文献¹⁾の図 2-2-1 に加筆)

試験調査の対象箇所は、千歳市鉄北橋、別海町西風連橋、函館市ランプ橋の場所打ち杭基礎3現場、ならびに、千歳市オレイカ川橋A1橋台、同A2橋台、別海町紅葉橋、別海町時雨橋の打込み鋼管杭基礎4現場である。図-2に、場所打ち杭が施工された3現場、図-3に、打込み鋼管杭が施工された4現場の杭諸元、土質柱状図、N値、試料採取箇所、ならびに杭の鉛直載荷試験から得られた杭周面摩擦力度の区間分布を示す。それぞれ対象となる火山灰土は、既存のデータ(例えば6)7)などから千歳市における3現場では、恵庭降下火砕物(En-a)、支笏軽石流堆積物(Spfl)、支笏降下火砕物(Spfa)が堆積しており、別海町における3現場では、茶内火山灰層と名付けられた降下火砕物に分類されると思われる火山灰土(ここでは、Chfaと表記した。)と屈斜路軽石流堆積物(Kcfl)が堆積しているものと判断した。函館市ランプ橋における火山灰土はやや風化しており定かではないが駒ヶ岳を噴出源とした降下火砕物(Ko)に相当するものと思われる。表-1~表-3に、試験調査箇所毎における火山灰土の物性を試料採取深度別に示す。各現場の火山灰土の粒土特性は比較的細粒分が多いが、いずれも砂質土に近い土粒子密度、せん断強度を示しており、かつ、北海道における火山灰土に示される物性の範疇にある。特徴的な物性を示した箇所として、函館市ランプ橋については粘性土に近いせん断特性を示しており、別海町西風連橋では試料採取深度により物性が異なり間隙比が0.7程度と小さくせん断強度が大きなN2では溶結がやや強く¹⁾かなり締まった状態にあると判断される。

表-1 千歳市における各現場の火山灰土(En-a, Spfl, Spfa)の物性

橋梁名 (杭種別)	試料名	採取深度 GL-(m)	土粒子密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	乾燥密度 $\rho_d(\text{g}/\text{cm}^3)$	粒度組成		間隙比 e	強度定数	
					礫分(%)	細粒分(%)		Ccd(kN/m ²)	$\phi_{cd}(^\circ)$
鉄北橋 (CCP)	T1	10.3-11.3	2.345	0.847	18	28	1.770	0.0	44.7
	T2	19.3-22.3	2.365	1.054	8	42	1.247	0.0	56.3
オレイカ川橋 (SPP)	O1	13.0-15.0	2.332	0.920	8	41	1.541	0.0	48.4
	O2	20.5-23.5	2.727	1.289	4	45	1.120	0.0	30.6

※強度定数Ccd、 ϕ_{cd} は、正規圧密領域での値を示す。

表-2 別海町における各現場の火山灰土(Chfa, Kcfl)の物性

橋梁名 (杭種別)	試料名	採取深度 GL-(m)	土粒子密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	乾燥密度 $\rho_d(\text{g}/\text{cm}^3)$	粒度組成		間隙比 e	強度定数	
					礫分(%)	細粒分(%)		Ccd(kN/m ²)	$\phi_{cd}(^\circ)$
西風連橋 (CCP)	N1	7.9-10.2	2.454	1.044	4	33	1.352	0.0	48.8
	N2	11.6-14.0	2.513	1.436	3	51	0.751	0.0	54.1
紅葉橋 (SPP)	M1	10.0-12.0	2.501	1.143	10	42	1.206	0.0	47.6
	M2	20.5-22.5	2.513	1.229	17	25	1.045	0.0	46.5
時雨橋 (SPP)	S1	8.0-10.0	2.564	0.954	5	62	1.706	0.0	36.7
	S2	11.0-14.0	2.572	0.736	6	43	2.503	0.0	39.2

※強度定数Ccd、 ϕ_{cd} は、正規圧密領域での値を示す。

表-3 函館市における現場の火山灰土の物性

橋梁名 (杭種別)	試料名	採取深度 GL-(m)	土粒子密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	乾燥密度 $\rho_d(\text{g}/\text{cm}^3)$	粒度組成		間隙比 e	強度定数	
					礫分(%)	細粒分(%)		Ccd(kN/m ²)	$\phi_{cd}(^\circ)$
ランプ橋 (CCP)	L1	11.0-14.4	2.615	1.119	4	64	1.344	0.0	34.6
	L2	14.4-17.5	2.696	1.151	12	47	1.348	0.0	12.2

※強度定数Ccd、 ϕ_{cd} は、正規圧密領域での値を示す。

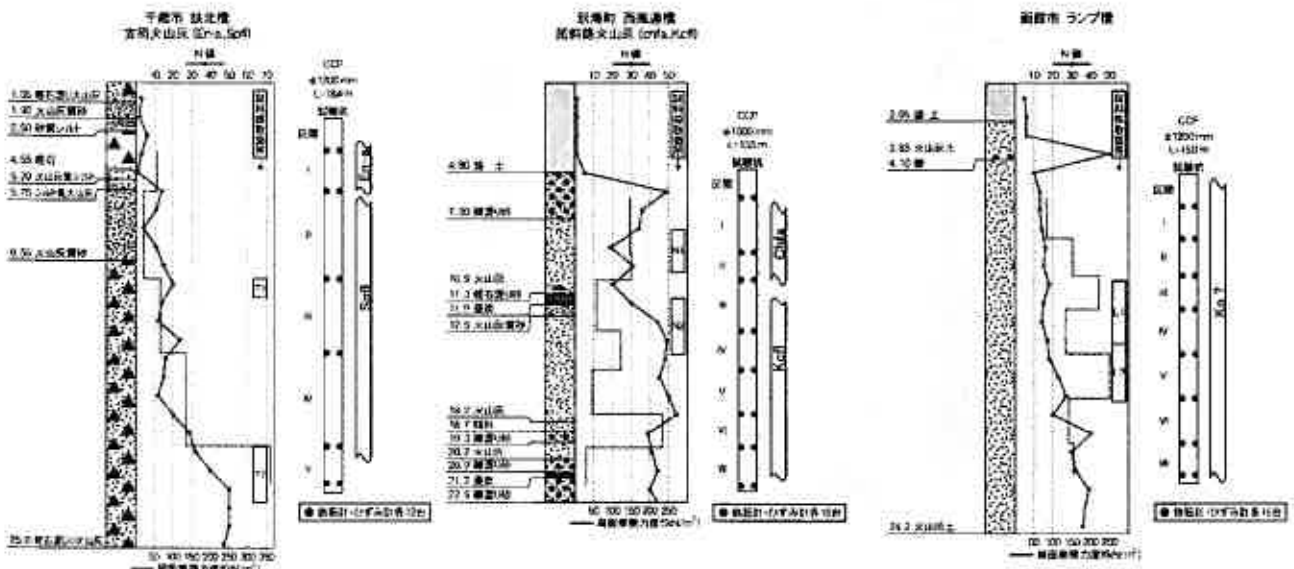


図-2 場所打ち杭が施工された3現場の火山灰種別、杭諸元、土質柱状図、N値、試料採取箇所、試験杭の関係と杭周面摩擦力度の区間分布

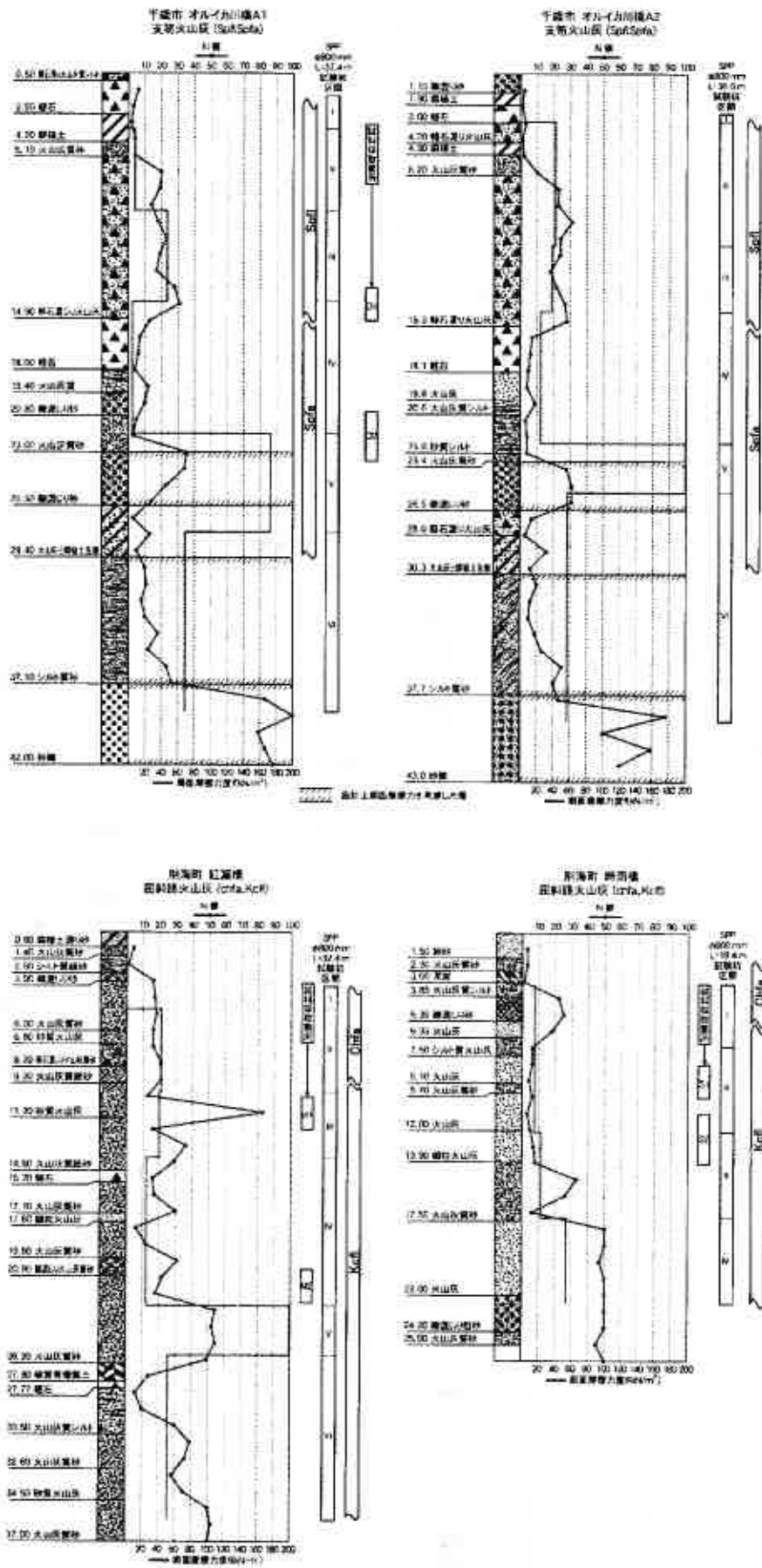


図-3 打込み鋼管杭が施工された3現場の火山灰種別、杭諸元、土質柱状図、N値、試料採取箇所、試験杭の関係と杭実測周面摩擦力度の区間分布

3. 杭の鉛直載荷試験結果

杭の鉛直載荷試験は、火山灰地盤における杭基礎の鉛直支持力発現状況を明らかにするとともに現場支持力確認試験の目的で各現場で実施した。

3.1 杭の押込み試験

場所打ち杭が施工された3現場では、地盤工学会基準に準拠した杭の押込み試験⁹⁾を実施した。各現場とも橋梁基礎本杭を試験杭として、反力杭、油圧ジャッキ、載荷桁反力装置によって構成される反力載荷法とし、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段階載荷方式とした。計画最大荷重は各現場の杭設計極限支持力を確保できる荷重とした。試験杭には、押込み荷重載荷時の杭周面摩擦力ならびに杭先端支持力の発現を確認するため杭体内に鉄筋計・コンクリートひずみ計を深さ方向に設置している。なお、押込み試験は各現場とも基準に準拠した所要の養生期間を設けた後に実施している。

表-4に、杭の押込み試験の結果得られた各現場杭1本あたりの極限支持力を設計値と比較して示す。各現場とも、杭1本あたりの極限支持力は必要な値を全て確保する結果が得られ、橋梁基礎構造物としての安全性を有していることが確認された。しかし、各現場の杭の鉛直支持力発現状況は異なっており、鉄北橋では杭先端支持力・杭周面摩擦力ともに設計値を確保しているが、西風連橋では杭周面摩擦力が、ランプ橋では杭先端支持力が設計値を確保していない結果となった。

表-4 場所打ち杭が施工された各現場杭1本あたりの極限支持力の設計値と実測値の比較

橋梁名 (火山灰種別)	杭諸元	地盤から決まる杭1本あたりの極限支持力(kN)			杭1本あたりの 周面摩擦力発現比
		極限支持力Ru =	杭先端極限支持力Rp +	杭周面最大摩擦力Rf	
鉄北橋 (Spfl)	φ1200mm	9,140	3,021	6,119	1.29
	L=18.4m	15,708	7,787	7,921	
西風連橋 (Kcfl)	φ1000mm	8,289	2,356	5,933	0.87
	L=15.5m	9,499	4,269	5,180	
ランプ橋	φ1200mm	8,479	3,393	5,086	1.81
	L=15.0m	12,000	2,805	9,195	

(上段:設計値, 下段:実測値)

(実測値÷設計値)

3.2 杭の衝撃載荷試験

打込み鋼管杭が施工された4現場での試験方法は、国内において平成14年度に実用的試験法として基準化された杭の衝撃載荷試験⁹⁾を実施した。杭の衝撃載荷試験は、鉛直に設置された1本の基礎杭に打撃用のハンマーを用いて軸方向衝撃力を作用させ、杭頭で得られる動ひずみ・加速度の計測値から波動理論に基づく解析により動的抵抗力を算定する試験である。この試験は、杭打設と同時に進行することができるため、静的な杭の押込み試験に比べ試験に要する装置・時間・費用を縮小することができる。杭の軸方向に衝撃による短時間の荷重を加えた場合、応力波が杭体内を軸方向に伝搬するが、この波動現象は(1)式の1次元波動方程式で表される。

$$\delta^2 u(x,t) / \delta t^2 = c^2 \cdot \delta^2 u(x,t) / \delta x^2 \quad (1)$$

ここに、 c : 応力波伝播速度(m/sec²) u : 変位(m)

x : 位置(m) t : 時間(sec)

動ひずみならびに加速度の計測値から得られるこの一次元波動理論の一般解を用いて、杭頭に与えた打撃による入力波とそれが杭体を1往復して戻ってくる反射波との和が地盤抵抗と釣り合うものとした(2)式で表されるCASE法により全抵抗 R_t (= 静的抵抗成分 R_s + 動的抵抗成分 R_d) を算定する。

$$R_t(x_0, t) = F_d(x_0, t - L_m/c) + F_u(x_0, t + L_m/c) \quad (2)$$

$$R_s(x_0, t) = R_t(x_0, t) - R_d(x_0, t)$$

$$R_d(x_0, t) = J_c \cdot Z \cdot v_b(t)$$

$$v_b(t) = \{ F_d(x_0, t - L_m/c) - F_u(x_0, t + L_m/c) \} / Z$$

ここに、 $R_t(x_0, t)$: 全抵抗(kN) $R_s(x_0, t)$: 静的抵抗成分(kN)

$R_d(x_0, t)$: 動的抵抗成分(kN) L_m : 杭全長(m)

$F_d(x_0, t - L_m/c)$: 打撃入力波(kN)

$F_u(x_0, t + L_m/c)$: 縦波反射波(kN)

J_c : CASE ダンピング Z : 杭体インピーダンス

$v_b(t)$: 杭先端速度(m/sec)

このうち、杭の極限支持力に相当する静的抵抗成分は、CASE ダンピングを用いて全抵抗のうち動的抵抗成分を除去することにより求めることができる。この際、動的抵抗成分算定のためのCASE ダンピングは、地盤条件・杭仕様により異なることから、抵抗成分をダッシュポットでモデル化した特性曲線を用いた波形マッチング解析により決定される。

表-5に、杭の衝撃載荷試験ならびに波形マッチング解析結果から得られた各現場杭1本あたりの極限支持力を設計値と比較して示す。オルイカ川橋では、A1・A2ともに杭先端支持力・杭周面摩擦力が大きく発現し、杭1本あたりの極限支持力は設計値の約2.5倍の値が得られた。これは、過去に近隣の火山灰地盤に施工された打込み鋼管杭の周面摩擦力が、N値30以下の火山灰土ではほとんど発現していないとの検討結果⁴⁾から、オルイカ川橋の杭基礎鉛直支持力算出にあたり、図-3にハッチングにて示した土層のみ周面摩擦力の発現を期待した設計が行われたためである。このとき、現行の設計方法に基づき全ての土層において周面摩擦力を考慮した試算の結果、実測された周面摩擦力は試算結果の約1.7倍と過大でない範囲で現行の設計方法に基づく周面摩擦力を確保していた。一方、紅葉橋、時雨橋においては、杭先端支持力は設計値相当発現したものの杭周面摩擦力が約40%~60%過小に発現したため杭1本あたりの極限支持力が設計値を下回る結果となった。しかし、橋梁基礎構造物としての安定性上必要な鉛直支持力は得られており、橋梁基礎構造物としての安全性を有していることが各現場において確認された。

表-5 打込み鋼管杭が施工された各現場杭1本あたりの極限支持力の設計値と実測値の比較

橋梁名 (火山灰種別)	杭諸元	地盤から決まる杭1本あたりの極限支持力(kN)			杭1本あたりの 周面摩擦力発現比
		極限支持力 $R_u =$	杭先端極限支持力 $R_p +$	杭周面最大摩擦力 R_f	
オルイカ川橋A1 (Spfl,Spfa)	$\phi 800\text{mm}$	3,830	2,497	1,333	4.01
	L=37.4m	9,700	4,350	5,350	
オルイカ川橋A2 (Spfl,Spfa)	$\phi 800\text{mm}$	3,810	2,437	1,373	3.79
	L=36.9m	9,800	4,600	5,200	
紅葉橋 (Kcfl)	$\phi 800\text{mm}$	7,614	1,931	5,683	0.43
	L=32.4m	5,540	3,110	2,430	
時雨橋 (Kcfl)	$\phi 800\text{mm}$	5,042	2,776	2,266	0.63
	L=19.4m	4,190	2,770	1,420	

(上段:設計値, 下段:実測値)

(実測値÷設計値)

4. 火山灰地盤における杭周面摩擦力の評価

杭の鉛直載荷試験の結果、各試験杭における杭周面摩擦力は各現場毎に異なった発現を示していることがわかった。ここでは、各試験杭において得られた杭実測周面摩擦力を、各計測区間毎の区間長、杭周長で割り返した杭周面摩擦力度として整理した。実測された各試験杭の周面摩擦力度の区間分布を、図-2、図-3に現行の設計におけるN値との関係(場所打ち杭でN値の5倍、打込み杭でN値の2倍)で示したが、その発現傾向は各現場で異なっており様ではない。図-4に、各現場における試験杭計測区間毎の区間平均N値と杭実測周面摩擦力度の関係を杭種別に示す。図には、杭種別に現行の設計値をあわせて示したが、実測された周面摩擦力度にはばらつきが大きい。場所打ち杭における周面摩擦力度は、鉄北橋において概ね設計値相当の発現が確認されるが、西風連橋では試料採取箇所N2に相当する火山灰の区間で設計値を下回る発現を示している。また、対象となる火山灰土が粘性土に近い物性を示したランプ橋では、現行の粘性土における設計値($f=10\text{N}$)相当の発現を示し、火山灰土の物性に応じた周面摩擦力度の発現傾向が窺われる。

一方、打込み鋼管杭が施工された各現場での対象となる火山灰土の物性には明瞭な違いは見られず、周面摩擦力度も概ね設計値相当の発現を示し明瞭な発現傾向の違いは見られない。しかし、紅葉橋、時雨橋においては周面摩擦力度がほとんどの区間で設計値を下回った発現を示しており、このことから杭1本あたりの周面摩擦力が設計値を確保しなかった。

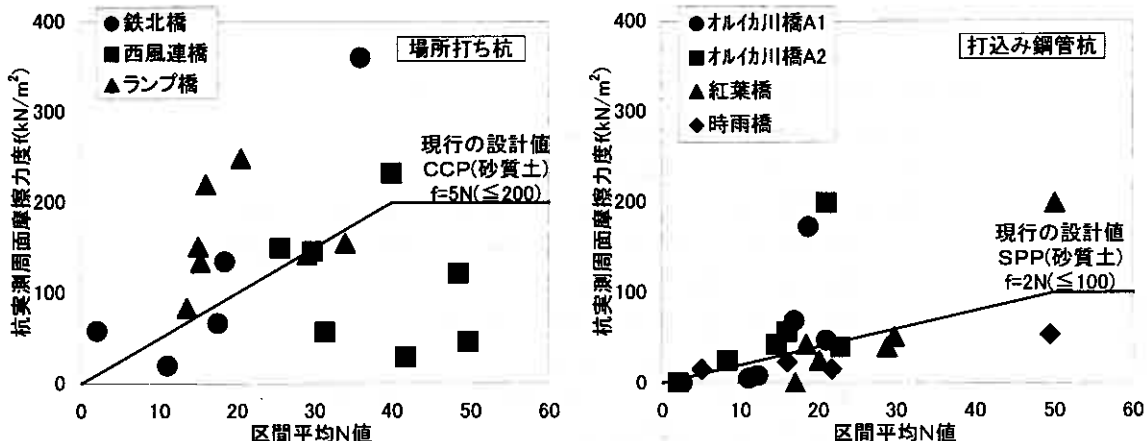
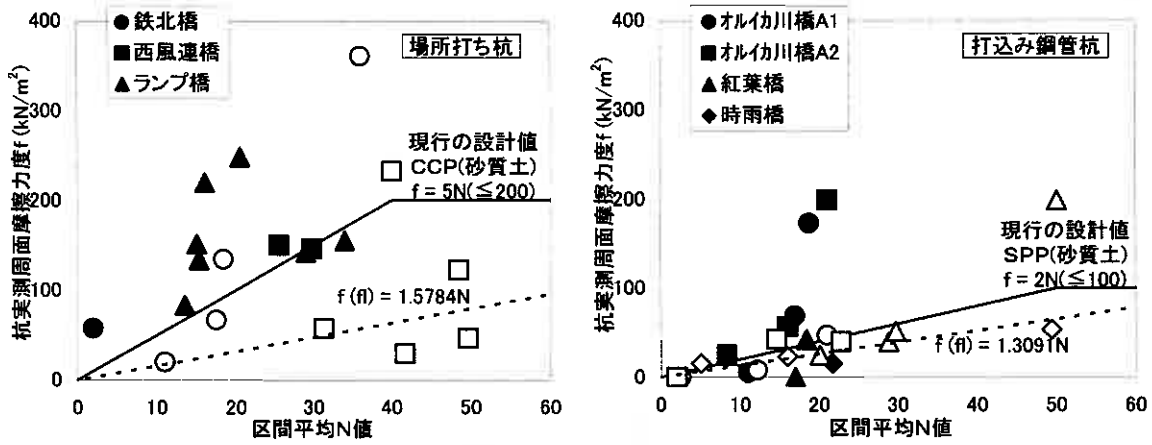
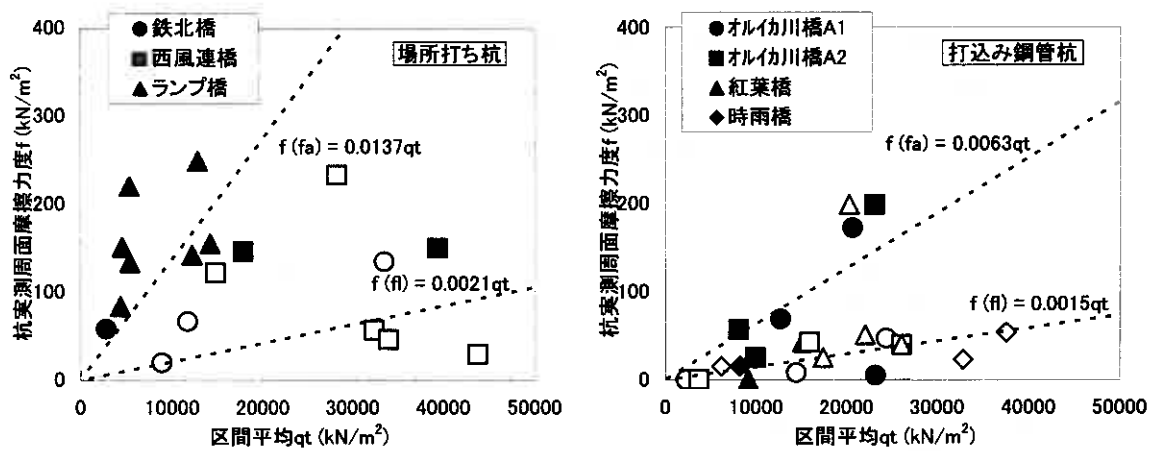


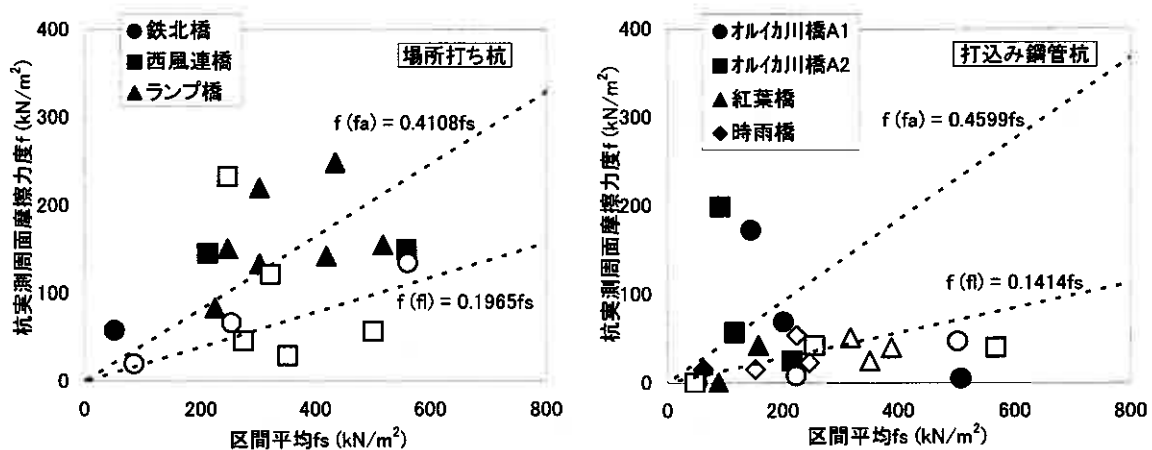
図-4 各現場の試験杭計測区間毎の区間平均N値と杭実測周面摩擦力度の関係



(a) 各現場の試験杭計測区間毎の区間平均N値と杭実測周面摩擦力度の降下火砕物・流下火砕物別の関係



(b) 各現場の試験杭計測区間毎のCPTによる区間平均qtと杭実測周面摩擦力度の降下火砕物・流下火砕物別の関係



(c) 各現場の試験杭計測区間毎のCPTによる区間平均fsと杭実測周面摩擦力度の降下火砕物・流下火砕物別の関係

図-5 各現場の試験杭計測区間毎の区間平均N値、CPTによる区間平均qt、fsと杭実測周面摩擦力度の降下火砕物・流下火砕物別の関係 (色塗り; 降下火砕物 (fa)、色抜き; 流下火砕物 (f))

そこで、北海道に分布する火山灰土は、図-1に示されるように噴火様式、堆積様式等によって降下火砕物 (fa) と流下火砕物 (fi) に大別される¹⁾ ことから、図-4の関係を降下火砕物、流下火砕物別に分類し図-5(a)に示した。その結果、場所打ち杭、打込み鋼管杭ともに流下火砕物において周面摩擦力度の発現が過小となる傾向が見られた。図中にそれぞれの流下火砕物における区間平均N値と実測周面摩擦力度の直線近似式を示したが、それぞれ現行の設計値に対し場所打ち杭で約70%、打込み鋼管杭で約15%程度過小な発現を示しており、今後の火山灰地盤における杭周面摩擦力度設計の目安となるものとする。

また、図-5(b)(c)には、杭の鉛直載荷試験とあわせて実施したCPTから得られた先端抵抗 (qt)、周面摩擦力 (fs) の区間平均値と杭実測周面摩擦力度を同様の関係で示したが、降下火砕物、流下火砕物と実測周面摩擦力度の関係がN値によるその関係よりも明瞭に見られた。これは、動的な貫入により得られるN値に比べ静的な貫入によるCPTから得られる各諸値のほうが火山灰土の破碎しやすい性質の影響を受けづらいことによるものと思われる。なお、図中に示したそれぞれの降下火砕物、流下火砕物別の直線近似式を、過去に砂質土地盤、粘性土地盤において検討した同様の関係¹⁰⁾と比較して表-6に示したが、杭実測周面摩擦力度に対する砂質土、粘性土の関係式とは異なっており、北海道における火山灰土特有の関係式が見いだされたものとする。

表-6 杭実測周面摩擦力度とCPTによるqt、fsとの関係式

地盤種別	杭種別	
	場所打ち杭 (CCP)	打込み鋼管杭 (SPP)
砂質土 ¹⁰⁾	0.010qt または 1.2fs	0.003qt または 0.5fs
粘性土 ¹⁰⁾	0.028qt または 1.8fs	0.029qt または 1.6fs
降下火砕物 (fa)	0.013qt または 0.410fs	0.006qt または 0.459fs
流下火砕物 (fi)	0.002qt または 0.196fs	0.001qt または 0.141fs

5. まとめ

北海道の火山灰地盤における杭基礎鉛直支持力発現機構の検証ならびに合理的な杭基礎鉛直支持力設計法の確立を目的に、北海道内3箇所7現場を対象にした火山灰種・杭種別の現場試験を実施した。その結果、北海道の火山灰地盤に施工された杭基礎の鉛直支持力特性、特に杭周面摩擦力の発現機構について考察を行った結果、以下のことが明らかとなった。

- 1) 杭の鉛直載荷試験結果から火山灰地盤に施工された杭基礎の周面摩擦力度発現傾向は、現行のN値による設計値に対し必ずしも一様な発現を示しておらず、その詳細は不明であるが火山灰土の物性に依りて異なった発現傾向を示した。
- 2) 北海道に分布する火山灰土は降下火砕物と流下火砕物に大別されることから、試験調査の対象となる火山灰土を降下火砕物、流下火砕物別に分類し比較した結果、杭周面摩擦力の発現は流下火砕物において過小となる傾向が見られ、今後、流下火砕物における杭周面摩擦力度の設計にあたっては、場所打ち杭では約70%、打込み鋼管杭では約15%現行の設計値から低減した検討の必要性が見られる。
- 3) 降下火砕物、流下火砕物別の杭周面摩擦力度発現傾向の違いは、N値による評価に比べCPTにより得られる先端抵抗 (qt)、周面摩擦力 (fs) との関係において比較的明瞭に見られ、これは、動的貫入により得られるN値より静的な貫入であるCPTから得られる各諸値が火山灰土の破碎しやすい性質の影響を受けづらいことによるものと思われる。

6. おわりに

現在、火山灰地盤における明瞭な杭基礎設計法は確立されておらず、早期に留意する必要がある。本報での一連の検討により北海道の火山灰地盤における杭周面摩擦力度は、降下火砕物、流下火砕物別にその発現傾向が異なることが概ね明らかとなった。これら一連の成果は今後の北海道の火山灰地盤における杭基礎設計法確立にあたっての基礎的資料となるものとする。ただし、限られた検討範囲内での成果であり北海道に広く分布する火山灰地盤においては不明瞭な部分も多く残されており、今後より多くの現場データを集積し検討する必要があるものとする。

参考文献

- 1)火山灰地盤の工学的性質の評価法に関する研究委員会；委員会報告，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.3-84，2002.9
- 2)日本道路協会；道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，pp.348-433，2002.3
- 3)赤井公昭，辻本有一，佐久間彰三，半沢武志；支笏火山灰層における鋼管杭の支持力機構，土と基礎，Vol.32，No.3，PP41-68，1975.7
- 4)富澤幸一，西川純一；打込み鋼管杭の火山灰地盤における鉛直支持力特性，地盤工学会北海道支部技術報告集第41号，pp.29-34，2001.2
- 5)江川拓也，西川純一，富澤幸一；北海道の火山灰地盤における場所打ちコンクリート杭の鉛直支持力特性，第38回地盤工学研究発表会，平成15年度発表講演集(CD-ROM)
- 6)曾屋龍典，佐藤博之；千歳地域の地質，地域地質研究報告(5万分の1図幅)，地質調査所，pp.1-92，1980
- 7)嵯峨山積，松下勝秀，山岸宏光；茶内原野地域の地質，地域地質研究報告(5万分の1図幅)，地質調査所，pp.1-47，1985
- 8)地盤工学会；杭の鉛直載荷試験方法・同解説，第一回改訂版，第2編 杭の押込み試験，pp.19-59，2002.5
- 9)地盤工学会；杭の鉛直載荷試験方法・同解説，第一回改訂版，第7編 杭の衝撃載荷試験，pp.223-271，2002.5
- 10)玉田隆志，西川純一，野並光昭，日下部祐基；三成分コーン貫入試験を用いた杭周面摩擦力の推定法，開発土木研究所月報，No.497，pp.2-10，1994.10

平成14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
”	高橋 耕平	北海道電力(株)土木部長
”	武田 覚	(株)ドーコン地質部長
”	鈴木 哲也	北海道開発土木研究所構造部長
”	石川 慎一	日本道路公団北海道支社副支社長

選考経過

平成15年3月18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3編を授賞論文として選考した。

論文名 高速道路盛土の圧縮沈下挙動と原位置力学特性に関する研究
著者 益村 公人

論文名 函館江差自動車道における軟弱地盤対策について
著者 本田 周作

論文名 長期養生した繊維混合流動化処理土の強度・変形特性
著者 木幡 行宏

論文名 高速道路盛土の圧縮沈下挙動と原位置力学特性に関する研究

著者 益村 公人 北村 佳則 加藤 喜則 三浦 清一 中村 貴久

受賞者 益村 公人

選考理由

近年の道路土工工事の大規模化にともない大型施工機械が積極的に導入され、施工の効率化が図られてきている。著者らは、その中でも特に盛土締固めに関する効率化を図るために、締固め層厚を 30 cm から 60 cm へと、これまでの 2 倍の層厚となる厚層締固め施工を実現するための研究を行ってきた。一般に、転圧機械による原位置締固めでは、転圧表面から深度方向へ締固めエネルギーが減衰し層内の密度分布には勾配が生じるため、厚層締固めでは更にその傾向が顕著になる。そのため、厚層締固めによって生じる密度勾配の程度とそれが盛土の力学挙動に及ぼす影響を明らかにする必要があり、大型締固め機械（転圧力 300kN 振動ローラ）の締固め効果の検証、原位置締固めによる異なる材料特性ごとの層内密度分布の実態把握、現地試験盛土、強度・変形特性に関する各種室内力学試験及び数値解析を実施した。その結果から、土構造物としての恒久的な安定性の確保、走行路面への有害な沈下発生の抑制等、道路盛土に要求される機能を保証するための品質管理基準を提案した。

本論文では、提案された管理基準に基づき実施工レベルで構築された高速道路盛土の動態観測結果から、厚層締固め盛土の圧縮沈下挙動を示すとともに、実測値から残留圧縮沈下ひずみの推定を行い、既存盛土における圧縮沈下挙動と比較した。さらに当該盛土材料による締固め密度を変化させた三軸圧縮試験から盛土材料の安定評価を行っている。また、盛土完成後に標準貫入試験及び地盤の弾性波速度検層を実施し、厚層締固め盛土の原位置力学特性を調べ、他の既存盛土との比較検証を行った。これら一連の検討から、①厚層締固め盛土の残留圧縮沈下ひずみは盛土構築 1 年後で概ね収束し、その後の有害な沈下は発生しないこと、②原位置力学特性から、厚層締固め盛土においてもこれまでの仕様に基づき構築された盛土と同様なパフォーマンスを有していることが明らかにされ、提案した品質管理基準の妥当性が示されている。

以上のように、本研究の成果は、従来の工事仕様等で定められている 30 cm の締固め層厚規定を 2 倍の 60 cm とした厚層締固めの実現可能性を合理的に示すものであることから、本論文は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 函館江差自動車道における軟弱地盤対策について

著者 本田 周作 和泉 孝夫 米谷 正次 中岡 大介

受賞者 本田 周作

選考理由

近年、建設事業費が削減され道路建設においても事業凍結およびコスト縮減が提唱される中で様々な対策工が提案され施工されている。泥炭性軟弱地盤上における道路建設では盛土の残留沈下軽減・周辺地盤変位、すべり安定性確保のため対策工費が高価となるのも事実である。また、限られた地盤情報によって一般的な解析手法を用いた場合、対策工法の比較検討は行われるものの、結果的に原地盤に対して最適な対策工が選定されているか疑問となるような高価なものが提案されることになってしまうこともある。一方、性能設計を求めるがために地盤の性状を過大評価し解析することで、施工時において危険側の対策工を実施されることも考えられる。このように不均一性を有する地盤条件下で理論と実レベルでの経験を駆使し最適な対策工法を選定し施工せざるをえないのが現実である。

これらの背景のもと、著者らは性能設計およびコスト縮減を意識し、道内における道路盛土工事の過去の経験や実績などを踏まえて、地盤定数を精査し、解析ではより実際に近い、沈下を見込んだ盛土のすべり安定解析や強度増加に至る沈下時間の推定をとりまとめ、地盤の性質を最大限に利用する押え盛土併用緩速段階荷重工法を提案している。また、これらの事前予測値の妥当性を確認するため、路線内での代表箇所を実物大試験施工を実施して、盛土の沈下量・経時変化・安定性・周辺地盤への変位などに関するデータを収集し、本施工における盛土の安定管理の基礎的挙動を確認している。その結果、盛土に関してはすべり破壊などの変状を起こすことなく安全に施工することに成功した。また、軟弱地盤を扱う技術者にとって試験盛土の重要性および本対策工法のように十分な時間を要するものと想定される場合、少なくとも1～2年の余裕を持つことが重要であることを指摘している。

これらの成果は今後の軟弱地盤上の道路建設において実物大試験盛土の有効性およびコスト縮減等に関して有用な知見を与えており、地盤工学の発展に寄与するところが大きい。

よって、著者は地盤工学会北海道支部賞を授与される資格があるものと認める。

論文名 長期養生した繊維混合流動化処理土の強度・変形特性

著者 木幡 行宏 對島 広紀 藤川 拓

受賞者 木幡 行宏

選考理由

近年、各種廃棄物・産業副産物の排出量を減らすためにリサイクル法の制定と廃棄物処理法の改正が行われるなど、社会的な時流として産業副産物の再利用が求められるようになってきた。このような社会的情勢の中で、建設分野においては、コンクリート廃材を再利用した再生砕石の有効利用や掘削発生土の再利用に関する研究等が多方面で取り組まれている。特に、大都市などでは建設発生土の処分地の確保や埋戻し用山砂の入手などについて、環境の面からも社会的問題となってきた。

流動化処理土工法は、建設発生土の有効な活用的一方策として注目され、都市土木における地下鉄、共同溝、ガス管など地下埋設物の埋戻しや裏込めなどに、広く適用されるようになってきている。流動化処理土は、建設現場で発生した土砂に水およびセメント等の固化材を混合して作製され、一般的な埋戻し工法である「山砂」＋「水締め」に比べて、転圧が不要である、狭隘な部分にも適用できるなどの利点があるが、①セメント系安定処理土と同様に強度が増加するのに伴って脆性的な挙動を示し耐震性能の低下が懸念される、②固化材による強度の増加は、地下埋設物周辺における再掘削が必要な箇所への適用を困難にする恐れがある等の指摘がなされている。したがって、埋戻し材としての流動化処理土について、これらの力学挙動を改善し靱性の向上をはかることは重要な課題である。

著者らは、これまで、靱性の向上をはかる目的で流動化処理土に繊維質材料として、粉碎した古紙を混合する方法に着目し、一連の配合試験、一軸圧縮試験を行ってきた。その結果、粉碎した古紙を混合することによって、流動化処理土の靱性が大きく改善されることが実験的に明らかにされた。従来、問題とされていた強度増加に伴う靱性の低下を抑止する方法を開発・提案した点で注目されることであり、工学的に極めて有益なデータを提示している。しかし、長期養生した場合に、混合した繊維質材料が流動化処理土の強度・変形特性に及ぼす影響については未解明であった。

本論文では、上記課題を解明するために、繊維質材料を混合した流動化処理土を長期養生し、ベディングエラーを含まない正確な軸変位測定による一連の一軸圧縮試験を実施し、強度・変形特性を比較検討した。その結果、長期養生の場合でも、繊維質材料を添加することにより流動化処理土の脆性的な性質が改善されることが明確となった。

以上のように、本研究は、流動化処理土の靱性能を向上させるための一手法として、繊維質材料を混合する方法の有効性を明示したのみならず、今後の流動化処理土工法の新たな展開を示唆する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。

第 28 回地盤工学懇話会

日 時：2003 年 1 月 31 日（金）15:30～17:10

場 所：苫小牧道新ホール（苫小牧市）

テーマ：調査・計測

参加者：50 名

第 28 回地盤工学懇話会は、年次技術報告会の特定テーマである「調査・計測」を題材に、話題提供者による発表と参加者からの質疑を交えたディスカッションという形式で行われた。

座長および話題提供は、以下の方々をお願いした。

座 長：折笠 章氏（北海道土質試験協同組合）

話題提供

「地盤情報データベースの紹介」

林 宏親氏（北海道開発土木研究所）

地盤工学会北海道支部における地盤情報のデータベース化活動について、今までの経緯と平成 15 年 3 月に公開される「北海道地盤情報データベース（Ver.2003）」のシステム内容の紹介があった。あわせて、昨年の地盤工学会全国大会（大阪）において開かれた「地域地盤情報の現状と将来展望」ディスカッションセッションでの討論内容について話題提供があった。全国の各地域で地盤情報のデータベース化の取り組みがされており、その情報量、事業主体、有料・無償などにバラエティーがあることが報告された。また、北海道の事例については、学会が事業主体ことや一般に公開を行っていることなどが、非常に先駆的で全国からも注目されていることが示された。

「表面波探査の河川堤防調査ほかへの適用事例」

坂下 晋氏（応用地質）

比較的新しい地盤調査法である表面波探査について、河川堤防調査などの実際の調査事例紹介があった。効果のあった事例として、地盤改良（サンドコンパクションパイル）の施工範囲の推定や広域な宅地地盤の調査結果が示された。従来のものと比較して、計測装置が簡易で現場作業も簡便な特徴を持っており、より効率の良い地盤調査法のひとつとして期待される。また、ボーリング、標準貫入試験ならびに各種サウンディングと組み合わせることでさらに効果的な調査となることを強調された。

「デジカメ写真を利用した斜面変状抽出」

関根達夫氏（ドーコン）

斜面変状の新しいモニタリング方法として、デジタルカメラを用いた手法について話題提供があった。定点から経時的に斜面のデジタル写真を撮り、それらをパソコン上で重ね合わせることで変状箇所や程度を判定する方法である。近年のデジタルカメラの性能向上によって、斜面のモニタリング手法として活用可能となった。技術の応用としては、斜面の変状抽出のほか、望遠レンズによる微小な変化の抽出、工事進捗度合いの記録、構造物の経年的劣化状況把握などがあることが示された。

「施工者から見た新しい施工管理 —建設情報モデルの必要性と今後の展望—」

古屋 弘氏（大林組）

コスト削減を視野に入れた新しい施工管理システムに関する話題提供があった。従来のような単一目的の情報化は、単なる電子化にとどまっており、マネージメントに利用されていないことや受発注者間の連携不足、施工者間の情報連携不足もある現状を指摘した上で、ライフサイクルを考慮した情報の取得や施工管理、監督・検査、積算・契約・決裁、機械施工、環境保全・安全に適用するシステムを皆で考えようという提案がなされた。この際、情報化による受益者は誰かということを常に念頭に置く必要性が強調された。

以上の話題提供に引き続き、「情報収集」をキーワードに活発な意見交換がされた。その要旨は、次の通りであった。

- 地盤情報データベースについて、行政側も情報を公開して共有化することに理解を示している。
- 新しい地盤調査手法の普及には、各業者間で囲いを作るのではなく、情報をオープンする必要がある。
- 実務の手法と研究技術とのギャップを感じるが、現場と研究機関の連携が不足しているのでは。
- 新技術を導入して、コストアップでは意味がない。大型プロジェクトだけではなく、小さな現場にも適用できる新技術が望まれる。

最後に、北見工大・鈴木先生から、以下のような総括があった。

- 東大の最上先生は、研究者に対し「現場に学びなさい」とおっしゃられていた。大学の持っているノウハウが利用できる機関がやっとなり始めたところである。「産・官」はそれを理解して「学」に教えてほしいし、「学」は、現場に学ぶということを再度考えるべき時代になったと思う。

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)

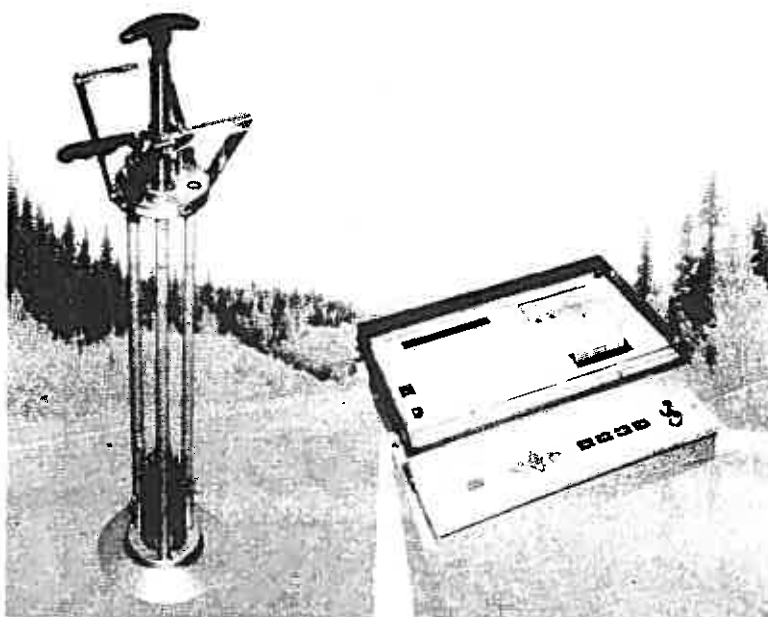
株式会社 ジャコム	1
株式会社 北日本ソイル総合研究所	2
株式会社 ダイヤコンサルタント	2
株式会社 ドーコン	3
飛島建設 株式会社	3
西松建設 株式会社	4
パシフィックコンサルタンツ 株式会社	4
株式会社 早水組	5
北海道共同石灰 株式会社	5
北海道土質コンサルタント 株式会社	6
益村測量設計 株式会社	6
三井住建道路 株式会社	7
宮坂建設工業 株式会社	7
稚内建設協会	8

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

農業土木建設

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



株式会社 ダイヤコンサルタント 北海道支社

支社長 竹瀬 靖久

業務内容

■ 計画・設計及び施工管理

道路 橋梁 コンクリート構造物
 土質・基礎 トンネル 河川・砂防
 港湾・空港 防災 都市計画

■ 耐震

■ 環境保全に関する調査・設計、景観設計

■ 測量

■ 調査

資料調査 地表調査 ボーリング等調査
 物理探査 地化学探査 原位置試験
 計測 水文調査 室内試験
 環境調査

■ ISO事業

ISO9001・14001 コンサルティング

■ GIS

GIS構築および数値解析

〒001-0010 札幌市北区北10条西2丁目13-2

TEL (代) 011 (729) 2701 番

FAX 011 (729) 2687 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、緑

世代を越えて、都市に、自然の中に生きつづける「建設」。
トビシマは、そんな建設の仕事に携わる社会の一員として
「緑に対する配慮」にも、積極的に取り組んでいます。

ダムや高速道路の建設工事後で
自然植生を再現する「法面緑化工法」など、
様々な技術開発に取り組み、
一歩ずつ着実な成果として
送り出しています。



 **飛島建設**

札幌支社 札幌市中央区北1条西19丁目1番地 〒060-0001 TEL011) 642/3112
ホームページ <http://www.tobishima.co.jp>

毎日ふれあう技術



西松建設

代表取締役社長 國 澤 幹 雄

常務取締役支店長 吉 川 邦 彦

本 社/東京都港区虎ノ門1丁目20番10号 ☎(代表)03-3502-0232

札幌支店/札幌市北区北7条西2丁目20番東京建物札幌ビル4階 ☎(代表)011-728-0211



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 早水 憲
 取締役社長 早水 均

本社 / 網走市潮見1丁目356番地2 TEL(0152)43-4551
 支社 / 札幌市豊平区西岡2条1丁目2-6 第3早水ビル TEL(011)853-6551
 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、液状土、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成分系固化材)	石灰単体では効み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、液状土、汚泥等
ベストキーパー-PC	石灰系(多成分系固化材)	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、液状土等、
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ない) 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、火山灰質土性土、砂質シルト、液状土

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 952



JAB
ISO Accredited



ISO 9001
JSAO 627



JAB
CG Accredited

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業務及び土木施工管理

代表取締役 益村清子
常務取締役 木村 忠

専務取締役 益村公人
取締役技術部長 山本雅由

☆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)

☆補償コンサルタント登録 (土地調査部門)


☆測量業登録

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

ISO 9002
認証取得

私たちは、生活・産業基盤の整備事業などを通じ、
社会に貢献します。

 **三井住建道路株式会社 北海道支社**

取締役副社長 高橋 陽一
北海道駐在

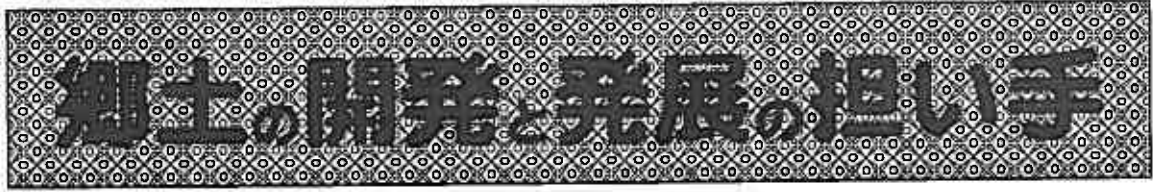
〒064-8512 札幌市中央区南1条西25丁目1番1号
TEL (011)642-0881 (代表) FAX (011)642-9911
URL <http://www.mitsui-road.co.jp>

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	☎064-0807	札幌市中央区南7条西10丁目1027番地
		はなぞのビル3階
		TEL (代表) 011-561-2035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
		ホームページアドレス http://www.miyasaka-cc.co.jp



稚内建設協会

〒097-0001 稚内市末広4丁目4-2 ☎(代)0162-33-5364 FAX0162-33-5353

会 長	石 塚 宗 博
副会長	坂 本 敦 敦
副会長	藤 田 幸 洋
副会長	中 田 伸 也

05-A-3

