

技術報告集

第 38 号

平成10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	ジオテキスタイルを使用した毛管遮水による凍上抑制	帯 広 畜 産 大 日本道路公団静岡建設局	○土屋富士夫 横田聖哉	1
②	廃棄ビニールシートの凍上防止材への活用に関する研究	北 海 学 園 大 大 学 院 北 海 学 園 大 工 学 部 北野コンクリート(株)	○伊藤智明・佐渡知典 久保 宏 北野隆春	7
③	廃棄タイヤチップの水路裏込め材への適用に関する研究	北 海 学 園 大 大 学 院 北 海 学 園 大 工 学 部 北野コンクリート(株)	○佐渡知典・伊藤智明 久保 宏 北野隆春	13
④	道路盛土部における置換厚さを低減した凍上対策のあり方と現場検証試験	札幌道路エンジニア(株) 日本道路公団北海道支社	○外塚 信 武田勇光・北谷和博	19
⑤	石灰安定処理土の水分特性が凍上性に与える影響(第二報)	北 海 道 工 大 利 根 地 下 技 術 (株)	○川端伸一郎・神谷光彦 中村宏彰	29
⑥	土の凍上性判定試験装置の開発(2)	北 見 工 大 大 学 院 北 見 工 大	○酒井 晃・宇野裕教 鈴木輝之・澤田正剛	35
⑦	凍上試験法の問題点と改良法の提案	日本道路公団北海道支社 日本道路公団試験研究所 日本道路公団静岡建設局	○武田勇光 益村公人 横田聖哉	41
⑧	自然凍結現象を対象とした凍上試験の現況と課題	北 海 学 園 大 工 学 部	○小野 丘	47
⑨	土の細粒分含有率と凍上率の相関について	鹿 島 技 術 研 究 所 ケミカルグラウト(株)	○田中益宏 中飯 勇・柏木智文	53
⑩	凍結・融解履歴を受けた砂の繰返しせん断特性	北 見 工 大	○成田 純 鈴木輝之・山下 聡 太田佳之・高村 均	55
⑪	飽和粘性土の凍結・融解履歴とその影響について	北 海 学 園 大 大 学 院 北 海 学 園 大 工 学 部	○加藤幸輝 武市 靖・小野 丘	63
⑫	地下水位の影響を考慮した土の凍上性評価	撰 南 大 学 工 学 部	○伊藤 譲	71
	特別講演：「土の凍上災害と寒さ利用」	帯 広 畜 産 大 学	土谷富士夫	75
⑬	多数アンカー式補強土壁背面土の凍結シミュレーション	北 見 工 大 大 学 院 北 見 工 大 岡 三 興 業 (株) C S プ ラ ン ニ ン グ	○宇野裕教 鈴木輝之・澤田正剛 安達謙二 上野邦行	83
⑭	アンカーの凍上力に関する室内実験(その2)	北海道開発局開発土木研究所	○金田 尚・西川純一 多田秀一	87
⑮	大断面シールド地中接合におけるシールド機の凍上及び解凍沈下について	東 京 湾 横 断 道 路 (株) 鹿 島 東 京 支 店 鹿 島 土 木 設 計 本 部 鹿 島 技 術 研 究 所 (株)精研凍結本部	山田憲夫 ○大島 博・阿部 功 船本一伸 田中益博 渡辺恒方	91

⑩	土の凍結・融解プロセスにおける比抵抗及び自然電位の変化	北海道立地下資源調査所 帯広畜産大学 北海道立地下資源調査所	○高見雅三 Galagedara, L. W. 土谷富士夫 和氣 徹	101
⑪	火山灰斜面の凍結・融解による土砂生産	室蘭工大	○河内邦夫・武藤 章	109
⑫	石炭灰による不良土改良効果	北海道開発局開発土木研究所	○山澤文雄・佐藤厚子 西川純一	119
⑬	深層および浅層混合処理工法の併用による改良率の低減について	北海道電力(株) ダイシン設計(株) 北海道建設部	田中則和・藤田秀悦 ○福内 久・恒川 晃 川端達雄 小原賢哉	125
⑭	高圧噴射攪拌工法の施工に伴う河川堤防の変状	北海道開発局開発土木研究所 北海道開発局網走開発建設部	○山口 悟・西川純一 林 宏親 渡辺秀紀・西村弘之	133
⑮	三成分コーン貫入試験機による堤防調査	北海道開発局開発土木研究所	○佐藤厚子・西川純一 北野初雄・山澤文雄	137
⑯	地震による道路盛土の被害要因に関する考察 その2	北海道開発局開発土木研究所	○谷口啓二郎・西川純一 林 宏親	141
⑰	動的載荷試験を用いた大口径鋼管矢板の施工管理	北海道開発局札幌開発建設部 清水建設(株)	○伊東靖彦・本田幸一 赤石浩司・並松由克 佐々木慎一 大貫浩幸	145
⑱	標準貫入試験用サンプラーの規格の違いと問題点	北海道土質コンサルタント(株)	○桐本嘉記・遠藤秀博 新庄久尊	149
⑲	礫材の土圧測定におけるスケール効果	北大院工学研究科 北海道開発局開発土木研究所 応用地質(株) 北日本港湾コンサルタント(株)	○三浦均也・小濱英司 明田定満 平林 剛・佐藤謙司 大塚夏彦	153
⑳	重力式岸壁の地震被害のメカニズムについての実験と解析	北大院工学研究科 北日本港湾コンサルタント(株) 北海道開発局開発土木研究所 佐藤工業(株)	○小濱英司・三浦均也 大塚夏彦 明田定満 吉田 望	163
㉑	遠心模型実験による盛土の地震時挙動(その2)	北海道開発局開発土木研究所	○林 宏親・西川純一 谷口啓二郎	173
㉒	地震時地盤における側壁に対する深さ方向の動的土圧分布の模型実験	苫小牧高専	○澤田知之・近藤 崇 能町純雄	179
㉓	変位制御液状化試験の適用性	北見工大	○山下 聡・鈴木輝之	183
㉔	円筒形基礎の支持力の模型実験と数値解析	北大院工学研究科	○安藤洋介・西村右敏 三浦均也	193
㉕	傾斜層状軟岩地盤上の模型基礎の支持力および変形特性	北大院工学研究科 北海道大工学部	○西村右敏・三浦均也 土岐祥介 大塚裕介	203
㉖	消波構造物を支持する砂地盤の側方流動特性に関する模型実験	室蘭工大大学院 室蘭工大 専修大短大	○宮浦征宏・長谷一矢 川村志麻・三浦清一 横浜勝司	211

③③	波浪場にある地盤及び構造物の変位量 推定法	室蘭工大大学院 専修大道短大	○川村志麻・三浦清一 宮浦征宏・長谷一矢 横浜勝司	219
③④	異なるせん断試験方法によるジオグ リッドの土中挙動の推定結果について	苫小牧高専 北大院工学研究科	○中村 努・池浦 勲 三田地利之	229
③⑤	粘性土の非排水せん断試験における ダイレイタンスー特性	苫小牧高専	○池浦 勲・中村 努	235
③⑥	海外および国内の不攪乱粘土の変形と 非排水強度特性	北海道大工学部 北大院工学研究科	○黄 聖春・館市弘達 三田地利之・渋谷 啓	241
③⑦	不攪乱支筋系火山灰粗粒土の動的力学 挙動	室蘭工大大学院 室蘭工大 (株)地崎工業	○笠井隆治 三浦清一 八木一普	249
③⑧	中空ねじり試験から得られる応力 -ひずみ-強度特性の実験的検討	北大院工学研究科 東急建設(株)	○福田文彦・三田地利之 渋谷 啓 永埜宗孝	257
③⑨	統一仕様によるフォールコーン法により 得られたコンシステンシー限界の再現性	函館高専	○佐野信房・岩渕祐一	263
④⑩	光ファイバひずみセンサにおける計測 対象区間の特定方法	NTTアクセス網研究所	○倉嶋利雄・内山泰臣 野引 敦・成瀬 央 須田裕之・増田順一	269
④⑪	光ファイバセンサによる杭の軸力分布 測定	北海道開発局開発土木研究所 NTTアクセス網研究所 北海道開発局旭川開発建設部	○日下部祐基・佐藤昌志 倉嶋利雄・野引 敦 高見和弘	271
④⑫	杭頭荷重とNF荷重の作用経路を変化 させた単杭の解析的研究	室蘭工大大学院 室蘭工大	○浜田 治 土屋 勉	275
④⑬	ボーリング土質記録の間隔尺度化が可 能な深度区間	室蘭工大	○朝日秀定 武藤 章・中村精次	283
	第18回 地盤工学懇話会			287
	第19回 地盤工学懇話会			288
	平成8年度地盤工学会北海道支部賞選考経過報告			289

ジオテキスタイルを使用した毛管遮水による凍上抑制

帯広畜産大学 正会員 ○土谷富士夫
日本道路公団 正会員 横田 聖哉

1. はじめに

寒冷地域における道路建設では、その工事費に占める凍上対策の割合は増加傾向にある。車道の路体ばかりでなく、その付帯構造物、たとえばボックスカルバート、路面排水溝、のり枠や斜面排水溝などに対する凍上対策も必要である近年、北海道東北部の厳寒地域で農畜産物の迅速出荷や地域活性化の要請から、高速縦貫自動車道路や高規格化道路など、従来と異なる高速輸送道路の建設が盛んに行われている。

一般に、土の凍上対策には、置換工法、断熱工法、遮水工法、安定処理工法、氷点降下法などが存在するが、経済的で長期的に安定している理由から、路床土を非凍上性の物質に置き換える置換工法がほとんどである。しかし、寒冷地域の道路網の整備や延長により、非凍上性の自然材料の欠乏、捨て土用地の確保などの難しさなどから、現地発生土を用いた工法が求められている。安定処理工法や断熱工法は局部的に採用されているが、土の種類や環境に制約され置換に比べ必ずしも経済的でないことが分かっている。

そこで、ジオテキスタイル（不織布または土木繊維）を盛土の最大凍結深さの直下に敷設し、アイスレンズに吸引される毛管上昇水を遮断することにより、凍上が抑制されることがわかってきた。ここに、室内凍上抑制試験で得られた良好な結果をもとに、屋外実験を行い、その有効性と経年変化に着目し、研究を以下に紹介する。

2. ジオテキスタイルの毛管遮水効果

ジオテキスタイルは、本来は地盤の補強、分離、排水、濾過を目的とて敷設される透水性の繊維材料を意味するが、現在は不透水性の膜（ジオメンブレン）や鋼鉄性の網材（ジオグリッド）も含めた解釈をされる場合がある。正確には Koerner が定義するように総称して「ジオシンセティックス（Geosynthetics）」と呼んでいる。

毛管を遮断する方法として、かつて遮水シートによる遮水工法が試みられたが、雨水などの上部からの浸透水を遮断し、シート上に滞水層を形成し凍上を助長する逆効果となった。1980年代になって、米国でジオテキスタイルが凍上抑制に有望であることが示唆され、オレゴン州立大学や米国陸軍寒地工学研究所（CRREL）でジオテキスタイルの凍上性抑制試験が開始された。わが国では日本道路公団と帯広畜産大学で共同研究を行ってきたが、最近フィンランドや中国黒龍江省などでも同様なジオテキスタイル研究が報告されている。

毛管遮断として働く能力は、ジオテキスタイルの横断方向の透水係数（hydraulic conductivity）、目詰まり（logging）と目隠し（blinding）に対する抵抗性、しきい圧（threshold pressure）および分離作用（seperating effect）などが上げられている。織布の遮水効果は期待できないが、ポリプロピレン系の不織布で、親水性の低い表面性質を持ち、比較的高い透水性を持つものが候補材料に適しているといわれている。しかし、その表面性質を決定する基準となる室内試験方法はいまだ確立されていず、繊維のぬれの角度から材料の疎水性を判断せざるを得ないのが現状である。ここに、凍上を抑制するためのジオテキスタイルの選定方法の確立と実際に屋外での凍上性抑制の年次の安定性を問題として、室内と屋外試験結果を述べるものとする。

Frost Heave Mitigation by means of Capillary Breaks using Geotextiles: Fujio TSUCHIYA (Obihiro University of Agr & Vet Med), Seiya YOKOTA (Japan Highway Public Cooration)

3. 試験材料、施設および試験方法

(1) ジオテキスタイルの種類と供試土

使用したジオテキスタイルの工場生産物性値を表-1に示す。いずれも、分離、先掘防止、表面侵食防止、排水、暗渠等の被覆材などの目的に利用されているジオテキスタイルであるため、毛管遮断用に製造されたものではない。

表-1 使用ジオテキスタイルの物性値

名称	構造	厚さ(mm)	重さ(g/m ²)	素材	製造法
A	シート状	1.5	140	ポリエステル	スパンボンド法
B	シート状	3.3	400	ポリエステル	スパンボンド法
C	盤状	10.0	648	プラスチック+ポリエステル	芯体を不織布で被覆
D	シート状	7.5	570	ポリエステル	繊維三重構造
E	マット状	10.0	400	ポリエステル	樹脂で接着し成層
F	シート状	0.38	100	ポリエステル	熱圧着

実験には、次の凍上性の大きい火山灰土と凍上性の小さい砂質土の2種類を使用した。①長流枝内砂質土—高速道路沿線の音更町長流枝内（おさるしない）で採取された砂質土であり、日本道路公団型の凍上試験では凍上性材料と判断された土である。②畜大火山灰土—畜産大学実験圃場から採取した火山灰質粘性土I型であるが、凍上性が大きく、特に団粒構造を多く造り、粘土鉱物アロフェンが多いことも知られている。

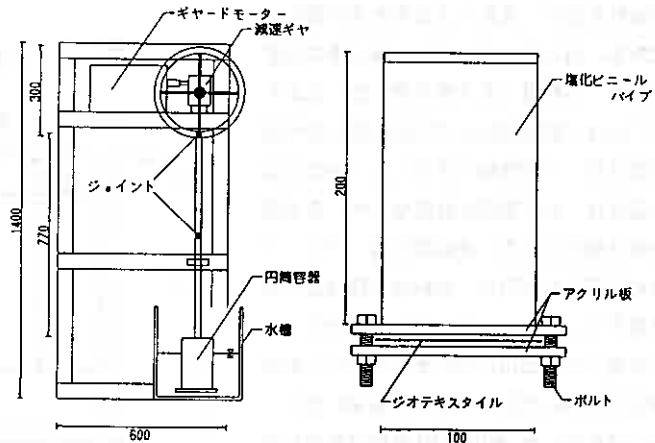


図-1 ジオテキスタイル開孔径の湿式試験機

(2) 開孔径試験等と毛管上昇室内試験

- ①開孔径試験 — ジオテキスタイルの物理性を調べるために、図-1に示す湿式開孔径試験法と図-2に示す乾式開孔径試験を行い見かけの開孔径を求めた。学会基準案にもとづく標準ガラスビーズ径を用いた。
- ②飽和透水試験 — 突固めによる土の締固め試験法により最適含水比に近い供試土を作成し、ジオテキスタイルを突固め1層目と2層目の間に敷設した。
- ③表面の疎水性試験
メチレンブルー溶液を高さ10cmから滴下させ、溶液の挙動を写真撮影し、疎水性の判断を行った。
- ④毛管上昇試験—室温で行った毛管上昇試験装置を図-3に示す。内径122mm、高さ400mmのアクリル製円筒を使用し恒温循環水槽内で、2種類の供試土に関

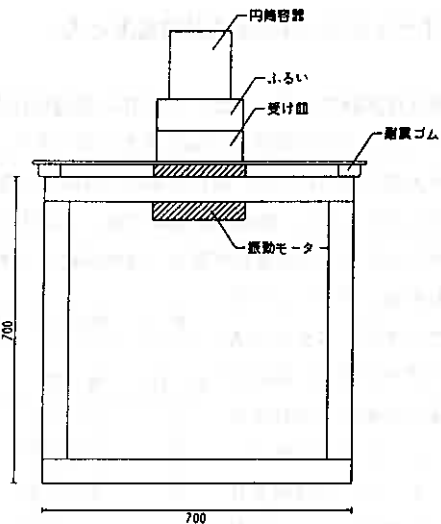


図-2 ジオテキスタイル開孔径の乾式試験機

して毛管上昇速度と終了時の含水比分布の測定を行った。円筒内のジオテキスタイルの位置は、恒温水槽の水面とほぼ等しく設定した。

(3) 屋外試験用の土槽と計測項目

屋外凍上試験に使用した土槽は、帯広畜大実験圃場に水収支測定用に設置されたライシメータである。この16基のコンクリート製土槽は、幅2.0m×2.0m×深さ1.5mの寸法からなり、冷却条件は周辺原野と同等にみなせるものである。このライシメータは底部から給水および排水管理が可能で、隣接する実験室の地下室で自動的に水位調整を行い、凍結による吸水量の測定が可能である。図-4に示すように、凍上量の地表面変位はレベル測量(各3箇所週1度)により、路盤直下の地中変位量はヒズミ式変位計を埋設して自動計測(3時間毎)を行った。地表および地中温度は、各6箇所温度センサーを埋設して自動計測を行った。凍結深さは、メンプルー凍結深度計を使用し、凍結吸水量は地下室の給水量カウンターにより、毎日計測を行った。試料土の施工含水比は自然含水比を用い、敷ならし厚さを15cm(仕上がり厚さ10cm)とし、タンパーで転圧した。密度はRI計器で管理しながら各層が一定になるように施工した。

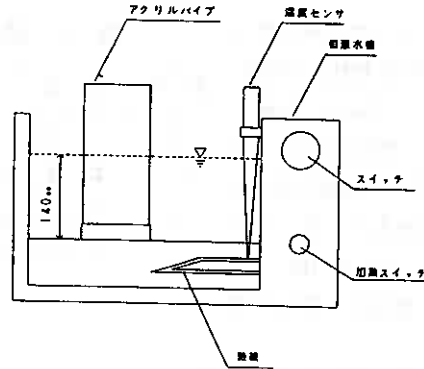


図-3 毛管上昇試験装置

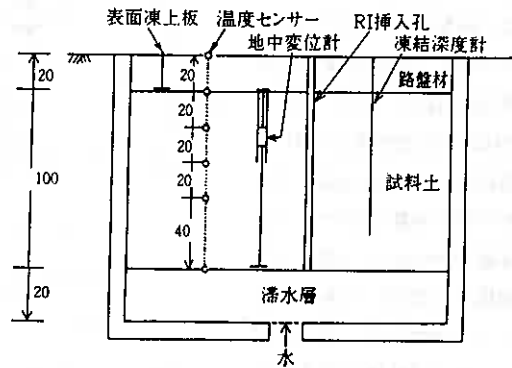


図-4 ライシメータ断面と各種測定位置

4. ジオテキスタイルの室内試験結果と考察

湿式開孔径試験ではガラスビーズの95%通過粒径を見かけの開孔径 O_{P95} とし、乾式開孔径試験では残留率95%に対して見かけの開孔径 O_{P95} とするものである。表-2に示すように、短繊維のマット構造や層状構造が他に比べ大きい事がわかる。乾式と湿式とは差は少ないが、湿潤状態で使用されることが多い事から、湿式法が妥当と考えられる。飽和透水試験では、火山性土のほうが砂質土より明らかに透水性が良くないが、一般にジオテキスタイルを敷設すると、透水係数は1オーダー難透水性になるが、2オーダーになると問題が生じると思われる。メチレンブルー溶液をジオテキスタイル表面に滴下させた直後、溶液の弾ける様子や染み込み程度などから、D、Fは疎水性で、A、B、C、E、Gは親水性と考えられるが、E、Gは横方向の透水性が低いため内部に吸収補足され、横に拡散することはなかった。

表-2 使用したジオテキスタイルの物理性の測定結果

名称	構造	見かけ開孔径		透水係数	
		乾式フルイ	湿式フルイ	砂質土	火山灰質粘性土
A	シート状	0.210	0.180	2.2×10^{-6}	2.4×10^{-6}
B	シート状	0.097	0.084	2.4×10^{-6}	7.2×10^{-6}
D	シート状	0.400	0.230	3.8×10^{-6}	1.2×10^{-6}
E	マット状	0.460	0.210	1.7×10^{-6}	1.5×10^{-6}
F	シート状	0.160	0.160	1.7×10^{-6}	2.0×10^{-6}
G	マット状	N.P.	0.055	4.0×10^{-6}	4.3×10^{-6}

毛管上昇試験による速度試験結果によると、畜大火山性土において、遅い速度となったのは、ジオテキC、DおよびGの3種であった。この傾向は試験終了後の含水比の分布にも反映されていることがわかった。他方、長流枝内砂質土の実験では、この様な結果は見られず、ジオテキスタイル間の差が識別できないことが分かった。この原因は、使用供試土の平均間隙径よりジオテキスタイルの開孔径が2オーダー程度大きくないと、毛管遮断効果が発揮できないものと推測される。

5. 野外凍上試験結果と考察

(1) 過去3か年の実験地の冬期気温

実験地の1990年12月から1996年4月にかけて、6か年の冬期の凍結指数、月平均気温、最低気温などを表-3に示す。畜産大学における過去10年間の凍結指数の平均は938℃・日であるから、試験初年度の1989年から1990年の冬（以下1989年度冬季と呼ぶ）が平均的な冬であり、次年度以降は暖かい近年稀な暖冬であることがわかる。

表-3 実験年の冬期間の寒さの特徴

年次	凍結指数 (℃・日)	月平均気温 (℃)					年最低 気温 (℃)	真冬日 (日)
		12月	1月	2月	3月	4月		
1990～	576	-1.2	-5.3	-9.0	-1.8	6.0	-31.0	36
1991～	723	-3.6	-10.0	-7.8	-1.0	5.6	-28.6	48
1992～	637	-4.8	-7.3	-6.1	-1.4	4.5	-27.0	45
1993～	645	-3.8	-10.3	-4.0	-2.1	5.5	-28.2	43
1994～	658	-4.0	-8.2	-6.9	-1.1	5.8	-30.4	41
1995～	654	-2.7	-7.6	-7.8	-2.3	4.3	-26.2	46

(2) 地下水位と凍上量の関係

地下水位の高低が凍上量に与える影響を調べるため、地下水位なし、地表から120cmに設定した低地下水位、そして60cmに設定した高地下水位の凍上量と凍結深さの推移を図-5に示す。1991年度の例であるが、帯広土は凍上性と判定されたように、高地下水位では最大36mmの地中変位計による凍上が記録された。凍上は12月中旬より開始され、3月中旬に最大となるが、凍結深さは2月下旬に90cmを越えた。低地下水位の凍上では11mmの最大値を記録したが、地下水位なしはほとんど凍上しないことから、水分供給が極めて重要であることが判断される。凍結深さと凍上量の関係は必ずしも明確でなかった。

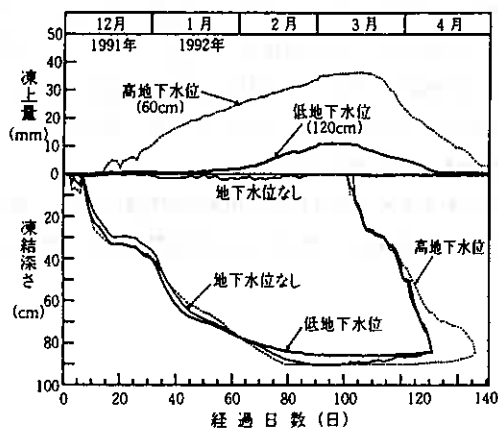


図-5 凍上量と凍結深さの推移事例

(3) ジオテキスタイルによる凍上抑制効果

表-4にジオテキスタイル単体を使用した場合の凍上量、使用しなかった場合の低地下水位120cmと高地下水位60cmの凍上量の推移を示す。平均するとマット構造Eが最も小さい凍上量を示し、次にシート状のDが小さい凍上量を示すことがわかった。板状構造を持つジオテキスタイルCは年次による変動性が大きく、目詰まりの可能性が大きいと思われる。無処理の場合と比較するとジオテキスタイルの凍上抑制効果が認められるのは、C、D、Eの三種である。表面が疎水性で薄いタイプのA、Bについては抑制効果は見られず、むしろAは無処理より大きな凍上量を示した。土の荷重による断面の収縮や目詰まりなどによる湛水化などが原因とも考えられる。

表-5に凍結による吸水量の経時的変化を示す。無処理の場合は凍上量が小さければ、吸水量も小さいと考

えられるが、ジオテキスタイルを使用した場合は多少の変動を示す。この実験からみると、凍上量が 10mm 以下で、総凍結吸水量が 40mm 以下であるなら、凍上抑制のためのジオテキスタイルとして良好と判断される。

ジオテキスタイルの代わりに砂利層を使用した効果は、設置初年度には発揮されないが、2年次以降は抑制効果が明白にみられ、ジオテキスタイル単体より凍上抑制効果が大きくなる。しかし、ジオテキスタイルの価格が制限要因となるので、より安価な素材の開発が不可欠である。

表-4 ジオテキスタイル試験各区の最大凍上量(mm)

年次	ジオテキなし 水位低	ジオテキなし 水位高	ジオテキ スタイル A	ジオテキ スタイル B	ジオテキ スタイル C	ジオテキ スタイル D	ジオテキ スタイル E
1990~	7.5	40.1	11.5	8.9	8.5	9.1	7.6
1991~	5.7	43.0	11.2	8.4	2.4	8.2	8.5
1992~	11.1	36.4	14.8	13.8	5.5	8.1	8.7
1993~	8.7	27.0	7.0	9.3	14.3	4.7	6.3
1994~	6.4	13.2	5.5	4.1	3.2	3.6	3.4
1995~	9.5	27.2	12.7	10.3	8.5	4.4	3.8
平均値	9.5	31.2	10.5	9.1	7.1	6.4	6.1

6. まとめ

ジオテキスタイルを使用した毛管遮断による遮水工法の野外試験から、以下のことが明白になった。比較的断面の厚いジオテキスタイルを単体で使用すると、凍上抑制効果が認められる。断面の薄いジオテキスタイルの単体使用は凍上抑制効果がないが、砂利層と併用すると分離材としての効果が認められる。開孔径の大きい

表-5 ジオテキスタイル試験各区の総凍結吸水量(mm)

年次	ジオテキなし 水位低	ジオテキなし 水位高	ジオテキ スタイル A	ジオテキ スタイル B	ジオテキ スタイル C	ジオテキ スタイル D	ジオテキ スタイル E
1990~	28.3	77.1	13.8	13.3	28.2	24.1	54.6
1991~	38.0	134.2	43.6	42.2	23.5	13.0	33.6
1992~	56.8	57.2	46.1	62.1	60.2	19.1	40.9
1993~	50.0	50.8	41.6	43.3	0.2	16.0	14.9
1994~	53.0	32.1	50.6	58.4	47.0	17.3	13.9
1995~	64.9	40.5	54.7	79.4	62.3	44.3	22.9
平均値	48.5	65.2	41.7	49.8	37.2	22.3	30.1

ジオテキスタイルが長期間の年次的変化も少なく、凍上を抑制することが明白となった。今後も実験を継続するが、値段が安く、使用土の平均間隙径より明確に大きい開孔径のジオテキスタイルの開発を期待する。

引用文献

- 1) 土谷富士夫, 三嶋信雄: ジオテキスタイルを使用した遮水工法による凍上抑制試験, 第6回寒地技術シンポジウム, pp.65~68(1990)
- 2) 三嶋信雄, 横田聖哉: ジオテキスタイルを用いた遮水工法, 舗装 27(4), pp.29~34 (1992)
- 3) 土谷富士夫: 新しい土木資材・ジオテキスタイルの重要性とその用途, 農業土木北海道 14, pp.62~71(1992)
- 4) Koerner, R.M.: Designing with geosynthetics, 2nd ed., Prentice-Hall Inc. New Jersey, pp.1~9(1990)

- 5) Bell, J.R., Allen T. and Vinson T.S.: Properties of geotextiles in cold regions applications, 4th Conf. on Permafrost, pp.51-56(1983)
- 6) Henry K.S.: Laboratory investigation of the use of geotextiles to mitigate frost heave, CRREL Report 90-6, pp.1~28(1990)
- 7) 土谷富士夫, 辻修, 三嶋信雄, 横田聖哉: ジオテキスタイルの毛管遮断効果による凍上抑制, 農業土木学会誌, 第60巻12号, pp.1123~1126(1992)
- 8) F.Tsuchiya, O.Tsuji, S.Yokota; Effect of geotextiles as capillary breaks on frost heave reduction, Proc. of the Inter. Symposium on Ground Freezing 97, Sweden, pp.293-296(1997)
- 9) 小暮敬二, 軽部大蔵: 新規制定の学会基準案「ジオテキスタイルの見掛けの開孔径試験方法」について, 土と基礎, 第42巻3号, pp.10~105(1994)
- 10) T. Allan Haliburton, Jack D. Lawmaker, Verne C. McGuffey (田中茂, 山岡一二, 廣田泰久訳); ジオテキスタイル設計マニュアル, 土木工学社, pp.9-10(1987)
- 11) P.R. Rankilior (山岡一二, 西形達明訳); 土木繊維—ジオテキスタイルの利用法—, 森北出版, pp.3-8(1984)

廃棄ビニールシートの凍上防止材への活用に関する研究

北海学園大学大学院 ○学生員 伊藤智明
北海学園大学工学部 正会員 久保宏
北海学園大学大学院 学生員 佐渡知典
北野コンクリート (株) 北野隆春

1. まえがき

現在、農業用の温室ビニールハウスに使用されているポリ塩化ビニールが大量に投棄され、その処理が問題となっている。主に、水稻、メロン、スイカ等の栽培施設で使用されている塩化ビニールシートは、日射透過率の低下や風などによる破損のためおよそ2年に1回の割合で交換し廃棄に至っているのが現状である。北海道における農林業での廃プラスチック年間排出量は、平成7年で総排出量2万トンに対し塩化ビニールは平成7年には1万トンと全体の半分以上を占めている。この塩化ビニールシートの年間廃棄量は地域によって異なるが、例えば空知管内の南部1町村だけでも500トン以上、メロン等の果菜類の栽培地帯では1000トン以上にもなっており今後この種の廃棄量は増大するものと思われる。

廃棄物処理法が改正され、産業廃棄物特定施設整備法では農業用育苗施設で使用されている塩化ビニールシートを埋立による処理から、その特性を考慮した利用方法を考える必要性が生じた。また一方、北海道では農業用排水路の裏込め材や道路などの路盤材の凍上対策に用いられる置換材料としての良質な砂利、砕石等が枯渇化傾向にあり、その代替材料が求められている^{1)~4)}。

本研究は、廃棄物処理困難な温室ハウス等の使用済み塩化ビニールシートの道路路盤材としてのリサイクル材料(廃ビペレット材と略称)の利用と道路凍上抑制層材としての置換材料の枯渇化への対応、この2つの技術的問題を同時に解決することを目的としている。本研究は廃ビペレットの基礎的性質を室内実験によって確かめるとともに、空知郡栗沢町の農道においてその凍上抑制層としての特性を調査した。

2. 廃ビペレットの製造方法

廃ビペレット材の具体的な生産方法は、まず温室ハウス等の使用済み塩化ビニールシートを回収して、大きく裁断する。

次にこれらを水洗いし、表面に付着している土砂などを除去する。それらをさらに細かく切り刻んで再び水洗いし、145℃程度まで加熱し、液体化させペレット状に成形する。

また、昨年度の野外試験において経験した、施工時における転圧時の困難さの改善について、廃ビペレット表面の摩擦力の増大を図った。今回から試験を開始したフライアッシュ入り廃ビペレット(改良廃ビペレットと略称)は、ビニールを液体化させた段階でフライアッシュを加えて、同様にペレット状に成形したものである。廃ビペレットの製造方法を図-1に示し、完成した廃ビペレットは写真-1に示す。

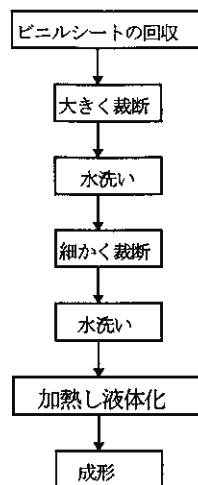


図-1 廃ビペレットの製造方法

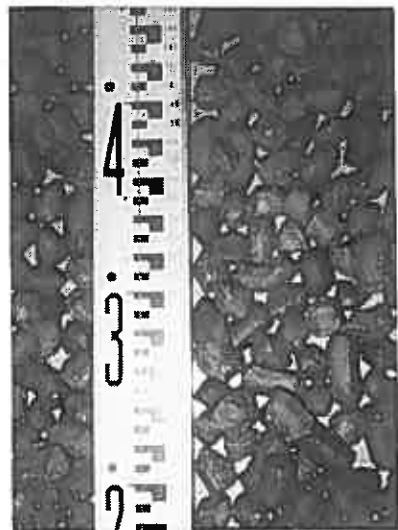


写真-1 廃ビペレット

3. 廃ビレットの基礎的性質に関する室内実験

この廃ビレットを道路下層路盤材、凍上抑制層材、水路裏込め材などに使用する場合必要な性質として粒度、比重、単位容積質量、熱伝導率、有害物溶出性、圧縮特性があげられる。本研究では、まずこれらの項目について室内試験を行った^{1)~4)}。

(1) 粒度分布

ふるい分け試験の結果、廃ビレットと改良廃ビレットはともに最大粒径 30mm で粒径がほぼ 20mm 前後の均等な材料といえる。ただ製造過程が同じなのにも関わらず、粒径 20mm の通過質量百分率が廃ビレットと改良廃ビレットとで大きく違っているのは、これらの製造日が違うことからのばらつきと考えられるが、いずれにしても粒径 20mm 前後においてのみの差であり、最大粒径 30mm ということは変わっていない。また、粒度分布における廃ビレットの粗粒率は 7.7、改良廃ビレットの粗粒率は 7.1 とこの試料においては若干ではあるが廃ビレットの方が大きい粒径のものが多くなっている。廃ビレットの粒度分布は図-2に示す通りである。

(2) 比重

廃ビレットの比重は 1.21、改良廃ビレットの比重で 1.26 とフライアッシュを混ぜ込んでいることで若干大きくなってはいるが、一般的な砂や砂利が 2.50~2.70 であることから廃ビレット材はそれらの材料の 1/2 程度の比重であることがわかる。また、吸水率についても他の材料に比べ小さい値であることもわかる。廃ビレットの比重及び吸水率の測定結果は表-1に示す通りである。

(3) 単位容積質量

廃ビレット材の単位容積質量の測定はジッキング試験の要領で容器の各側3回交互に、全体で6回落下させて締固めて測定した。廃ビレットの単位容積質量は 0.74 g/cm³、改良廃ビレットの単位容積質量は 0.78 g/cm³ とこれもフライアッシュを混ぜ込んだことで若干大きな値となったが、一般的に使用されている路盤材が 1.5~1.9 g/cm³ 程度であることから廃ビレット材はその約 1/2 程度の軽量な材料であることがわかる。

(4) 有害物溶出性

廃ビレット材を長期間使用したとき有害物の溶出が心配である。これについて土木学会基準「コンクリートの凍結融解試験方法」に従ってゴム製袋に廃ビレットを入れて水道水で満たし、外側から水中凍結時-18℃、融解時+5℃で300サイクルの凍結融解試験を行い、その融解水の分析を財団法人日本食品分析センターに依頼して行った。その結果、僅かに鉄分、マンガンが検出された以外はシアン、水銀などの有害成分は検出されず、土壌水に対する環境基準に合致するものであった。

(5) 熱伝導率

熱伝導率の測定は、北海道立寒地住宅都市研究所に依頼し、およそ90cm四方の木枠に廃ビレットを入れ、その間に砕石くずによる充填材を混ぜ、現場で使用された場合を想定し測定を行った。これから廃ビレット材は砂利、砕石の 1/15~1/20 程度の熱伝導率であり、熱を通しにくい材料であることがわかる。熱伝導率の測定結果は表-2に示す通りである。

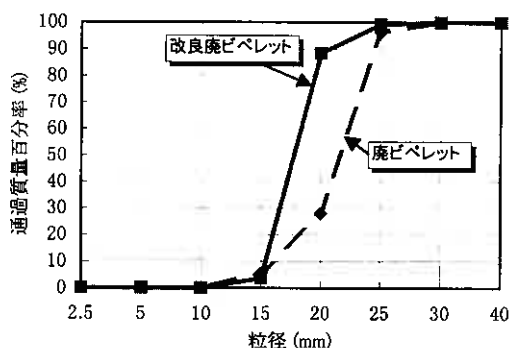


図-2 廃ビレットの粒度分布

表-1 廃ビレットの比重及び吸水率

材料の種類	比重	吸水率
砂	2.50~2.65	1.0~5.0%
砂利	2.55~2.70	0.5~3.5%
廃ビレット	1.213	0.39%
改良廃ビレット	1.262	0.91%

表-2 廃ビレットの熱伝導率

置換材料の種類	熱伝導率 (W/m℃)	置換材料の状態
切込砕石	2.13	$\rho_d=2.0, w=5, n=4.8$
切込砂利	2.51	$\rho_d=2.0, w=7, n=6.5$
砂	1.97	$\rho_d=1.7, w=15, n=13$
廃ビレット	0.12	$\rho_d=0.9, w=2, n=4.0$

ρ_d : 乾燥密度(g/cm³), w: 含水比(%), n: 空隙率(%)

(6) 圧縮特性

圧縮試験にはCBR試験用モールドを用い、3回までの繰り返し载荷で行った。廃ビレットの圧縮特性はおよそ7.3 kgf/cm²までの繰り返し応力で最大13%程度の変位であったが、今年行った改良廃ビレットにおいてもほぼ同様の結果が得られた。その改良廃ビレットの圧縮試験の結果は図-3に示す通りである。廃ビレット中にフライアッシュを混ぜ込むことで多少変位が減るように思えたが、今回の試験結果では大きな違いが見られず、廃ビレットと改良廃ビレットにおいて圧縮特性はほぼ同等であると考えられる。

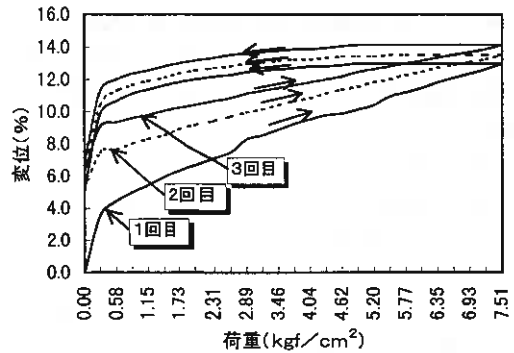


図-3 廃ビレットの圧縮特性

4. 野外実験

4.1 空知郡栗沢町での野外試験

空知郡栗沢町岐阜地区において廃ビレットを農道の凍上抑制層材として野外実験を行った。図-4に野外実験平面図及び断面図を示す。凍上抑制層材として廃ビレット17cmと33cm、この地域で標準工法として切込砂利60cmを設置した。施工時に各路盤に熱電対温度計を設置し、平成8年12月16日から翌年3月30日までの冬期間の地中温度を1時間間隔で測定し、各置換深さについて冬期間における各層の地中温度の比較検討を行った。なお、図中の番号は温度計設置位置を示す。また、野外試験の施工前の状況を写真-1に、施工後を写真-2に示す。

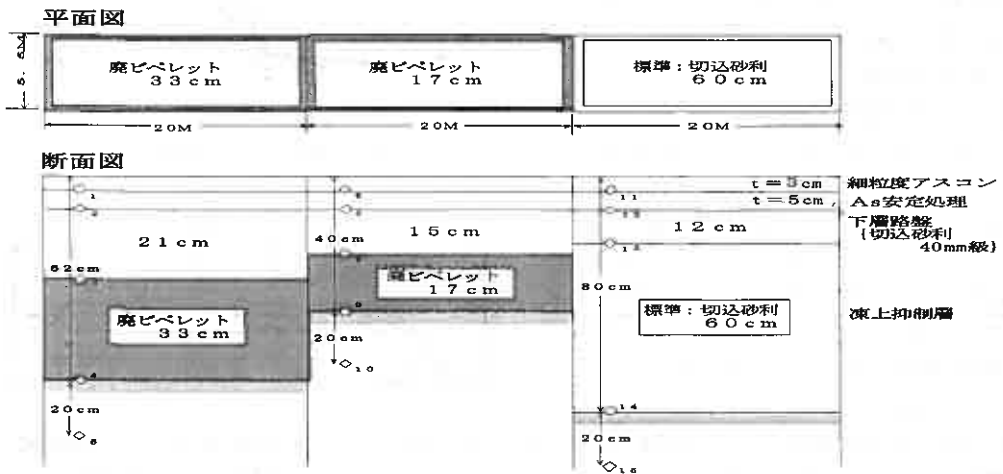


図-4 栗沢町農道野外実験の平面図及び断面図



写真-2 野外実験の施工前



写真-3 野外実験の施工後

4.2 栗沢町野外試験観測結果と考察

図-5は凍上抑制層下面温度を示したものである。これを見ると廃ビペレット33cmの温度は常にプラスであり、路床土に凍結は入っていない。また、標準断面である砂利60cmでは1月中旬から温度はマイナスになっており若干凍結が入っているものと考えられる。廃ビペレット17cmは、1月下旬からマイナスになっているが標準の砂利60cmと比較すると、僅かではあるが高い温度を示しており砂利の約1/3の層厚を考えると砂利より断熱効果が大いといえる。

図-6は凍上抑制層下面温度の積算値を示したものである。これを見ると廃ビペレット33cmは、積算温度は常にプラスであるが、標準の砂利と比較すると最大で約150℃・daysの差があり凍上抑制層上面からの寒気の侵入を廃ビペレットはよく遮断していることがわかる。また、廃ビペレット17cmは1月中旬以降緩やかにマイナスに移行しているが、標準工法の砂利60cmと比較すると約20℃・days上回っており廃ビペレットの断熱効果の大いことがわかる。

図-7は凍上抑制層上面及び下面の温度差の積算値を示したものである。これを見ると廃ビペレット33cmが標準工法である砂利60cmより高い温度差積算値を示していることがわかる。これは凍上抑制層上下間での熱の移動が少ないことを示しており、同時に廃ビペレットの熱伝導率の低さを示している。よって、廃ビペレット33cmは砂利の約1/2の厚さで同等以上の凍上抑制効果が期待できるといえる。

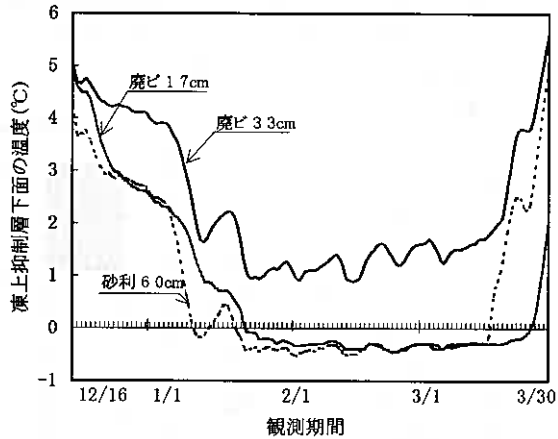


図-5 凍上抑制層下面の温度変化

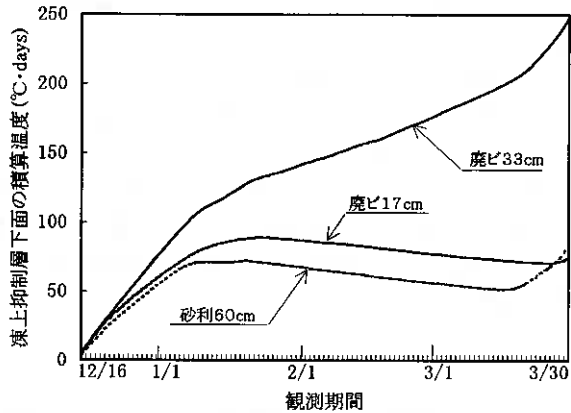


図-6 凍上抑制層下面温度の積算値

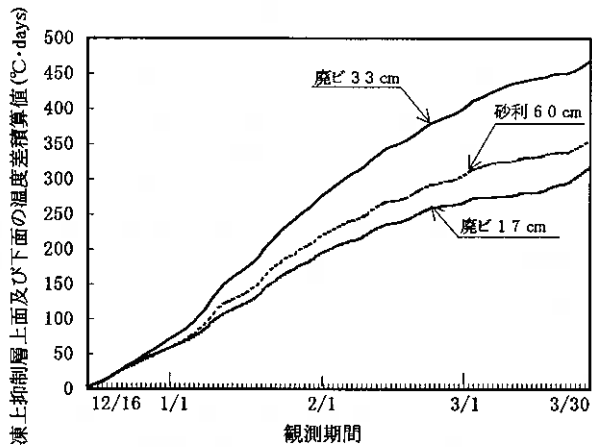


図-7 凍上抑制層上面及び下面の温度差の積算値

図-8は平成8年12月27日から翌年5月7日までの路面累積沈下量を示したものである。これを見ると平成8年12月末から翌年3月末までの期間では、廃ビペレット33cmの沈下量は約0.2cm、廃ビペレット17cmは0.6cmであるのに対し、標準工法である砂利60cmは1.2cmと2～6倍の沈下量を示している。また、平成8年12月27日から平成9年5月7日の期間での総沈下量は廃ビペレット

33cmでは0.5cm、廃ビペレット17cmでは1.0cm、標準断面の砂利60cmでは1.8cmであり、約2～4倍の沈下量である。これは、廃ビペレットが砂利より比重が小さいためであり、軟弱地盤における圧密沈下量を低減できると考えられる。今回の空知郡栗沢町での試験施工から廃ビペレット材は粒子表面の摩擦が小さく、比重も小さいという性質から凍上抑制層厚が大きくなると転圧時の施工性に問題が生じることがわかった。

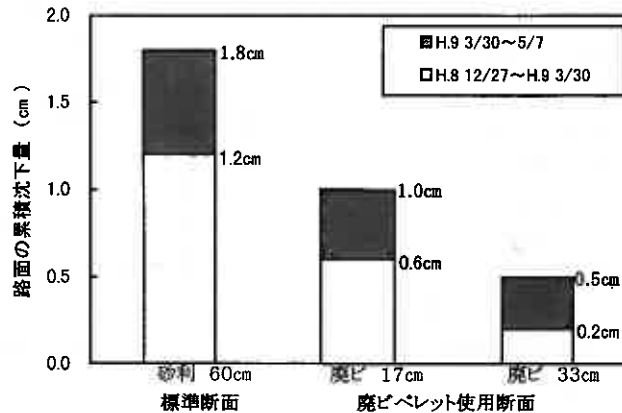


図-8 路面の累積沈下量

4.3 空知郡三笠市における野外試験

空知郡三笠市塩化ビニール樹脂再生工場構内において廃ビペレットを凍上抑制層材として野外実験を現在行っている。凍上抑制層材として、廃ビペレット10cm、15cm、20cmとこの地域での標準工法として砂利52cmを設置した。また、この野外試験現場ではアスファルト安定処理をしない区間も作り、その箇所には廃ビペレット10cmと砂利17cmを凍上抑制層として設置した。全体の施工面積は約700 m²である。施工時に各路盤に熱電対温度計を設置し、平成9年12月2日から翌年の3月末日までの冬期間の地中温度を1時間間隔で測定し、各置換深さについて冬期間における各層の地中温度の比較検討をする。

5. 結論

廃ビペレット並びに改良廃ビペレットの基礎的性質に関する室内実験及び空知郡栗沢町での野外実験の結果をまとめると次のようになる。

- (1) 廃ビペレット並びに改良廃ビペレットの最大粒径はともに30mm、比重は1.3程度、熱伝導率は0.12 W/m²°C程度である。
- (2) 廃ビペレットの単位容積質量は0.74 g/cm³程度、改良廃ビペレットは0.78 g/cm³程度、7.5 kgf/cm²までの繰り返し応力で廃ビペレットと改良廃ビペレットともに最大13%程度の変位である。
- (3) 廃ビペレットは標準工法より大きな温度差積算値を示していることから、凍上抑制層材として使用可能である。
- (4) 廃ビペレットは比重が砂利の約1/2程度であるので、軟弱地盤での圧密沈下量を低減できる。
- (5) 廃ビペレットの粒子表面の摩擦が小さく、比重も小さいことから凍上抑制層厚が大きくなると転圧時の施工性に多少の困難さを伴うため、今期の試験施工では施工性の改善をねらい、廃ビペレット中にフライアッシュを混ぜ込んだ改良廃ビペレットを使用した。

6. 今後の研究方向

本研究の空知郡栗沢町での野外実験において、廃ビペレットを用いた凍上抑制層厚は17cm及び33cmで行ったが、廃ビペレット17cmが標準工法より僅かに小さな温度差積算値を示していることから、施工地域での気温、積雪量を考慮した置換厚の決定が必要となる。また、施工性の問題では廃ビペレットの表面摩擦を高めるため、今年度は廃ビペレット中にフライアッシュを混ぜ込んだ改良廃ビペレットを用いて三笠市において野外実験を行っている。また、来年度からは廃ビペレットを複数接着し、一枚の板状にしたものを用いることで施工性を改善して、室内試験並びに野外試験でその

基礎的性質の把握や施工性の改善を目的として実験を続けていく必要がある。

廃ビレット材は施工性など、まだ多くの問題を抱えているがビニールハウスなどの塩化ビニールシートは年々確実に増加するものと思われる。つまり、これらの諸問題が塩化ビニールシートのリサイクル問題の解決、寒冷地での砂利、碎石等の枯渇化問題の解決につながるものと思われる。なお、本研究は住友財団1996年度環境研究助成の交付を受けて行ったものである。

〈参考文献〉

- 1) 伊藤、久保、佐渡：廃棄ビニールシートの農道路盤材への活用に関する研究、平成9年度農業土木学会大会講演会講演要旨集、pp.674～pp.675、1997、藤沢市
- 2) 佐渡、久保、伊藤：廃棄ビニールシートの道路等の凍上抑制層材への活用に関する研究、平成9年度土木学会第52回年次学術講演会講演概要集 第5部、pp.120～pp.121、1997、八王子市
- 3) 伊藤、久保、佐渡、北野：廃棄ビニールシートの農道凍上防止への適用に関する研究、農業土木学会北海道支部研究発表会講演集、pp12～pp17、1997、札幌市
- 4) 佐渡、久保、伊藤、北野：廃棄ビニールシートの道路路盤材への活用に関する研究、寒地技術シンポジウム'97寒地技術論文・報告集Vol. 13、pp181～pp186、1997、苫小牧市

廃棄タイヤチップの水路裏込め材への適用に関する研究

北海学園大学大学院 ○学生会員 佐渡 知典
北海学園大学工学部 正会員 久保 宏
北海学園大学大学院 学生会員 伊藤 智明
北野コンクリート(株) 北野 隆春

1. まえがき

現在、自動車用廃タイヤが1年間に大量に投棄され社会問題化している。この廃タイヤの年間発生量は約1億本に及び、廃棄物処理法の改正により、これら廃タイヤはタイヤメーカーが適正に処理しなければならなくなった。この処理に関しては燃料、再生ゴム等に再利用されているが、増大する発生量を吸収するほどの再利用量の拡大は困難である。そのため、回収された廃タイヤは空き地等に山積みされ、放置されているのが現状である。この山積みタイヤには次に示すような社会的問題が指摘されている。すなわち、①万一山積みタイヤに引火した場合、消火が極めて困難であり、有毒ガスを発生させ大きな災害となる、②山積みタイヤの中に水が溜まり、蚊などの害虫の発生源となる、③大きく山積みされた廃タイヤは付近の景観を害う、などである。このようなことから、増え続ける廃タイヤの有効利用について、早期解決が望まれている^{1)~3)}。

一方、北海道の東部のような冬の寒さが厳しく、積雪の少ない地域では農業用の用排水路等の凍上対策に用いられる良質な砂利、砕石等の枯渇化とそれに伴う材料費の高騰により、その代替材料が求められている。本研究では増加し続ける廃タイヤの有効利用と用排水路の凍上対策に必要な砂利、砕石等の枯渇化への対策、この2つの社会的問題を同時解決を目的としている。具体的には廃タイヤを切削して作製した廃棄タイヤチップの基礎的性質に関する室内実験及び用排水路裏込め材として適用性について十勝管内芽室町での野外実験にて検討を行った。

2. 廃棄タイヤチップの基礎的性質に関する室内実験

廃棄タイヤチップとは、まず廃タイヤを大きく裁断し太いワイヤーを取り除いた後、シュレッダーで3~5cmに裁断する。さらにその一部を1~3cmに再裁断し両者を混合して生産したものである。そのため、ラジアルタイヤに含まれるナイロンネットや細いワイヤーを含むものである。写真-1がこうして生産された廃棄タイヤチップである。この廃棄タイヤチップは札幌市近郊にあるこの種の裁断機では一日15t程度の生産能力である。この廃棄タイヤチップについて粒度分布、単位体積質量、圧縮特性、熱伝導率、透水係数、有害物溶出性について室内実験を行った。

(1) 粒度分布

廃棄タイヤチップは最大粒径50mmとし、寒冷地道路舗装等の路盤材に一般的に用いられている「40mm級切込砂利」と20mm以上で同等の粒径である。また、廃棄タイヤチップの均等係数は3.5である。これは、図-1の粒径加積曲線を見てもわかるように、ほぼ5mm以上の均等の材料と言える。また、図-1に示す凍上抑制層用粒状材料の粒度範囲と比較すると、これより粗い材料であることがわかる。

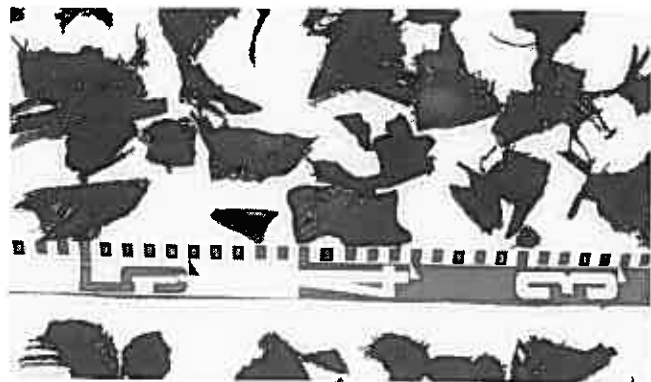


写真-1 廃棄タイヤチップ

Experiments on Waste Tire Chips as Insulating Backfill Materials behind Drainage Channels,
Tomonori Sado, Hiroshi Kubo, Tomoaki Ito, Takaharu Kitano

これは、廃棄タイヤを裁断するシュレッダーの性能とコストを考慮してのことであり、アメリカで道路凍上抑制層や軟弱地盤対策に使用されている廃棄タイヤチップと同等の粒径でもある^{4), 5)}。

(2) 単位体積質量

廃棄タイヤチップの単位体積質量は内径24.5cm、高さ22.1cm、容積10430cm³の鉄製モールドと質量4.5kg、落下高45cmのランマーを用い、7日水浸の廃棄タイヤチップを容器に入れて3層67回で締固めを行った。この締固めエネルギーによる廃棄タイヤチップの湿潤状態での単位体積質量は0.6g/cm³程度である。

(3) 圧縮特性

廃棄タイヤチップの圧縮試験は、内径15cm、高さ22.5cmのCBRモールドを用い、3回までの繰返し载荷により行った。これは用排水路の裏込め材として使用したときの、圧縮変形特性を求めるためである。7日吸水の廃棄タイヤチップについて、 $2.1 \times 10^5 \text{ Pa}$ (2.17 kgf/cm^2)までの圧縮応力を3回繰返し加えたときのひずみ率の関係を示した試験結果の一例は図-2に示す通りである。これによるとこの圧縮応力の範囲ではひずみ率が約22%のほぼ一定値となった。

(4) 熱伝導率

廃棄タイヤチップは主成分がゴムであるため、熱を伝えることが予想されるが室内実験で測定した結果は表-1の通りである。

なお、熱伝導率の測定は道立寒地住宅都市研究所に依頼して行ったものである。これによると廃棄タイヤチップはスタイロフォーム等の断熱材より約4倍と大きいですが、通常裏込め材として用いられる切込砂利や切込碎石の1/15~1/20程度であり、廃棄タイヤチップは凍上対策置換材料として好ましい材料といえる。

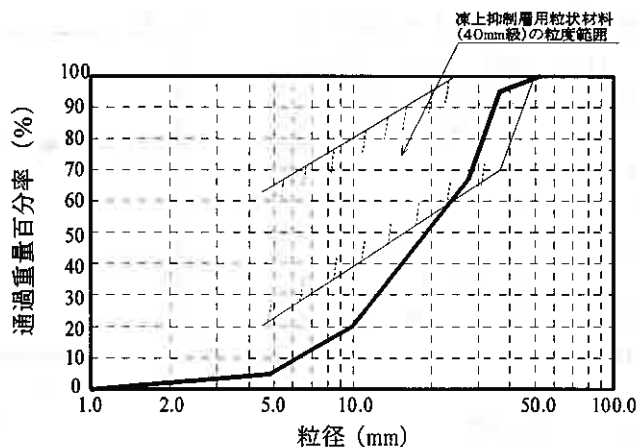


図-1 廃棄タイヤチップの粒度分布

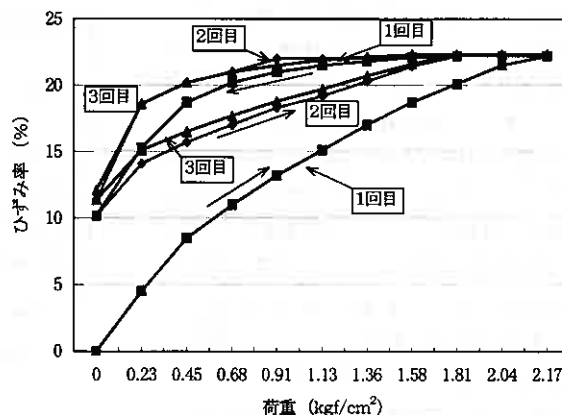


図-2 廃棄タイヤチップの圧縮特性

表-1 切込砂利、碎石、廃棄タイヤチップの熱伝導率

材料名	熱伝導率 W/m°C	材料の状態
切込砂利	2.51	$\rho_d=2.0, w=7, n=6.5$
切込碎石	2.13	$\rho_d=2.0, w=5, n=4.8$
断熱材	0.03	$\rho_d=0.035$
廃棄タイヤチップ	0.14	$\rho_d=0.61, w=5, n=4.8$

ρ_d :乾燥密度(g/cm³)、w:含水比(%）、n:空隙率(%)

(4) 透水係数

廃棄タイヤチップを用排水路裏込め材として使用する場合を想定して、透水係数を定水位透水試験によって求めた。タイヤチップの吸水期間と透水係数の関係を示すと図-3のようになる。廃棄タイヤチップの透水係数は $9 \sim 11 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$ であり、約 0.1cm/sec と見ることができる。この値は土質では「きれいな砂、きれいな砂と砂利の混合物」に相当する材料である。

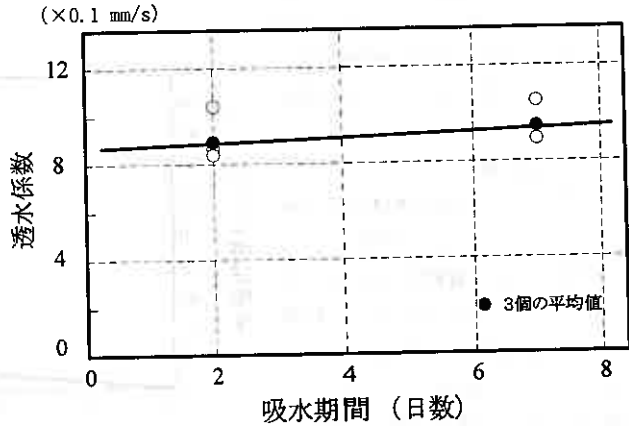


図-3 廃棄タイヤチップの透水係数

(5) 有害物溶出性

農業用の用排水路裏込め材として使用する場合、長期使用時の有害物の溶出が心配である。廃棄タイヤチップをゴム製の袋に入れ水道水で満たし、300サイクルの凍結融解試験を実施して試験水の化学分析を(財)日本食品分析センターに依頼して行った。表-1は凍結融解試験の試験水分析結果である。凍結融解試験は土木学会基準「コンクリートの凍結融解試験方法」にしたがってゴム製袋の外側から水中凍結時 -18°C 、融解時 $+5^\circ\text{C}$ のサイクルで行った。検出限界は水質汚濁のものを使用した。この分析結果から、土壌中における環境基準として法令で規定する有害成分であるシアン、水銀、鉛、六価クロム、カドミウム、ヒ素、PCBは全く検出されなかった。僅かに検出されたのはラジアルタイヤのワイヤーに含まれる鉄分のみで環境基準上、何ら問題はなかった。

表-2 凍結融解試験分析結果

分析試験項目	結果	検出限界
シアン	検出せず	検出されないこと
水銀	検出せず	検出されないこと
鉄	0.37mg/L	—
マンガン	検出せず	—
鉛	検出せず	0.05mg/L
六価クロム	検出せず	0.05mg/L
カドミウム	検出せず	0.01mg/L
ヒ素	検出せず	0.01mg/L
PCB	検出せず	検出されないこと

- 1) 凍結融解試験は北海学園大学工学部にて行った
- 2) 試験水の分析は(財)日本食品分析センターに依頼

3. 農業用排水路での野外実験

十勝管内芽室町での野外実験ではV700と呼ばれている農業用V型コンクリート製トラフ(高さ70cm、幅70~112cm)を図-4のように配置し、その背面に凍上対策裏込め材としてこの地域で標準工法である切込砂利(置換厚50cm)と廃棄タイヤチップ(置換厚30cm)を設置した。なお、この廃棄タイヤチップは施工性を考慮して厚さ30cm、幅40cmの土嚢袋に詰めて設置した。トラフ表裏面の冬期間の地中温度は、熱電対温度計によって1時間間隔で測定した。同時に、気温、地表面温度、日射量も測定した。なお、図-4に示す茶色トラフとは酸化第二鉄を主成分とした茶色顔料をセメント質量の4%を普通トラフに混合したものであり、太陽熱吸収性、農村景観を考慮したものである。また、図-4に示す番号は地中温度計の平面位置を示す。

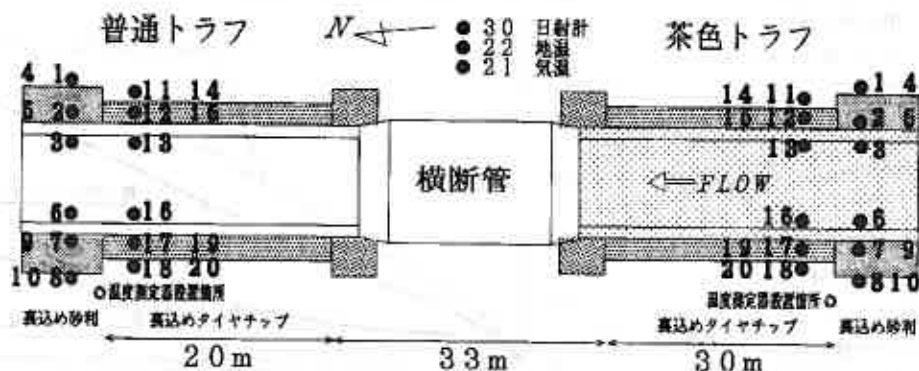


図-4 十勝管内芽室町での野外実験平面図

3.1 野外実験観測結果及び考察

野外実験の観測結果について、裏込め材の種類と凍上抑制層厚の異なるコンクリート製トラフの冬期間における裏込め材表面温度と裏込め材背面温度を測定し、比較検討を行った。

図-5は茶色トラフについて裏込め材表面温度を平成8年11月末から翌年4月まで積算して示したものである。この図から、12月中旬から各観測点での積算温度は0℃以下を推移し、観測深さ25cm、50cmとも裏込め材が砂利の場合タイヤチップより高い積算値を示している。トラフにおける寒気の侵入はトラフ側壁部からであるため、裏込め材表面温度は低温になりやすい。つまり、裏込め材表面温度が低い積算値を示している、裏込め材が寒気をよく遮断していることを示している。裏込め材タイヤチップは標準工法である切込砂利より低い積算値を示していることからトラフ表面からの寒気及び裏込め材背面からの熱の補給をよく遮断していることがわかる。標準工法は裏込め材背面からの熱の補給があるために裏込め材表面温度が高くなると考えられる。

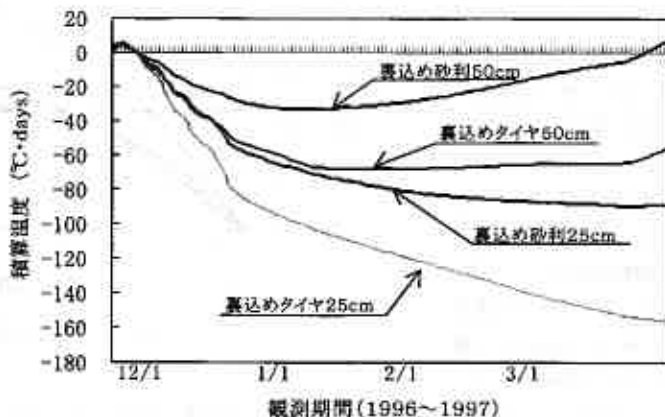


図-5 裏込め材表面温度の積算値

深さ方向では裏込め材切込砂利、タイヤチップとも観測点50cmが高い積算値を示している。これはトラフ底部部に積雪が認められることから、積雪による断熱効果のため寒気が侵入せず、裏込め材表面温度が高くなる考えられる。これについても、標準工法は、裏込め材背面からの熱の補給があるために裏込め材表面温度が高くなると考えられる。

図-6は冬期間における裏込め材背面温度の積算値を示したものである。裏込め材がタイヤチップの場合、各観測点の積算値は常にプラスになっており、裏込め材背面上に凍結が入っていないことを示している。裏込め材別では裏込め材表面温度と同様、タイヤチップが高い積算値を示している。これは、切込砂利が裏込め材表面に熱を補給しているためである。深さ方向では観測点50cmが高い積算値を示している。これは観測点が深いため、地熱により裏込め材背面温度が高くなると考えられる。

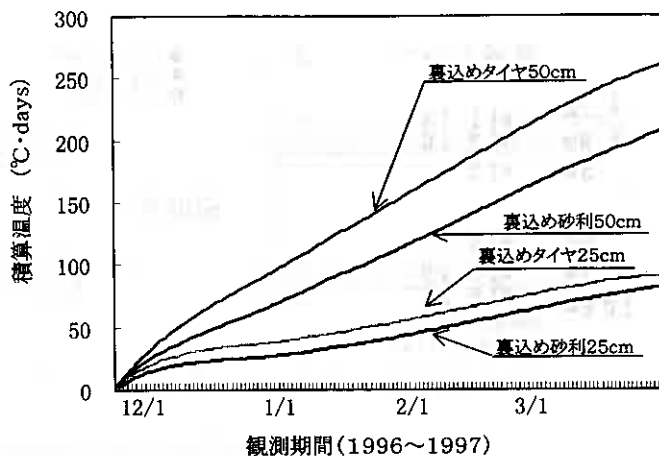


図-6 裏込め材背面温度の積算値

図-7は裏込め材表裏面での温度差の積算値を示したものである。この観測値では裏込め材表面温度が寒気で低くなり、裏込め材背面温度は地熱のため高い温度を示す。そのため、温度差が大きいほど裏込め材の断熱効果が大きいといえる。図を見ると観測深さを問わず、裏込め材タイヤチップが高い温度差積算値を示している。これは、タイヤチップが表面からの寒気と背面からの熱の補給をよく遮断していること

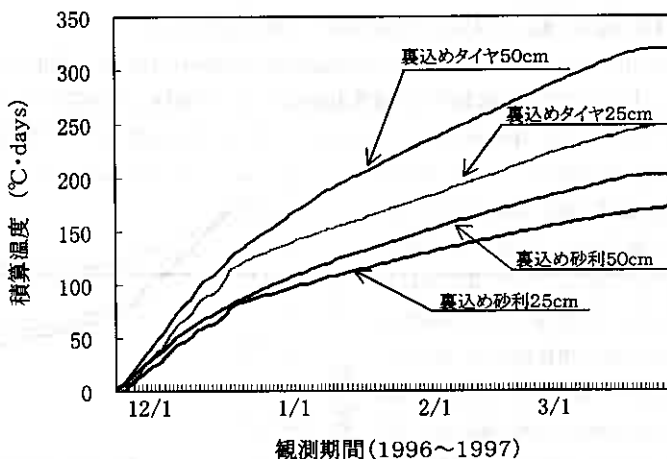


図-7 裏込め材表裏面温度差の積算値

とであり、標準工法は背面からの熱の補給があるために温度差が小さくなると考えられる。また、深さ方向では観測点50cmが高い温度差積算値を示しているが、これは観測深さが深いため地熱の影響を受けているためと考えられる。従って、この図から裏込め材タイヤチップは標準工法と比較して裏込め厚が約1/2で同等以上の凍上抑制効果が期待できる。

4. 結論

自動車用廃タイヤから生産された廃棄タイヤチップの基礎的性質に関する室内実験並びに十勝管内芽室町での野外実験の結果をまとめると次のようになる。

- 1) 廃棄タイヤチップは最大粒径50mmであり、一般的に用いられている「40mm級切込砂利」と同等のものである。
- 2) 廃棄タイヤチップの単位体積質量は0.6g/cm³、熱伝導率は0.14W/m℃、透水係数は0.1cm/secである。
- 3) 廃棄タイヤチップは2.1×10⁵Paまでの繰返し荷重を加えたとき、最大で22%のひずみ率である。
- 4) 長期使用時の有害物の溶出もなく、建設材料として使用可能である。
- 5) 用排水路凍上対策として、廃棄タイヤチップを用いることで切込砂利による標準工法の約1/2の置換厚で同等以上の凍上抑制効果が期待できる。

5. 今後の研究方向

十勝管内芽室町での野外実験では廃棄タイヤチップを土嚢袋に詰めて施工を行った。これはタイヤチップのみで扱う場合、型枠を必要とするなど施工性に問題があるためである。これを改善するために現在では土嚢袋の使用やタイヤチップをウレタンで固めてボード状にしたタイヤチップボードを使用している。このタイヤチップボードは用排水路裏込め材や駐車場凍上抑制層としての試験施工実績があり、良好な結果が得られている。今後はこのタイヤチップボードを用排水路裏込め材や駐車場凍上抑制層だけでなく、住宅のガス、水道管の断熱材やロードヒーティング等への適用性についても検討する必要がある。

〈参考文献〉

- 1) 久保、宮下、佐渡、北野：使用済み古タイヤの排水路裏込め材への適用に関する研究、平成8年度農業土木学会北海道支部研究発表会講演要旨集、pp.44～49、1996年10月、札幌市
- 2) 久保、佐渡、北野：古タイヤチップの水路裏込め材への適用に関する研究、平成8年度地盤工学会北海道支部技術報告集 第37号、pp.163～168、1997年2月、札幌市
- 3) 佐渡、久保、武市、北野：古タイヤチップの凍上対策裏込め材への適用に関する研究(3)、第32回地盤工学会研究発表会平成9年度発表講演集 2分冊の1、pp.1177～1178、1997年7月、熊本市
- 4) D. N. Humphrey and R. A. Eaton: Tire Chips as Insulation beneath Gravel Surfaced Roads, Proc. of 2nd International Symposium on Frost in Geotechnical Engineering, pp.137～149、(1993)、Anchorage, U. S. A
- 5) D. E. Newcomb and A. Drescher: Engineering Properties of Shredded Tires in Lightweight Fill Applications, Transportation Research Board, 73rd Annual Meeting, preprint (1994)、Washington D. C.、U. S. A

道路盛土部における置換厚さを低減した 凍上対策のあり方と現場検証試験

札幌道路エンジニア（株）○正会員 外塚 信
日本道路公団北海道支社 正会員 武田勇光
同 上 土谷和博

1. はじめに

積雪寒冷地では、路床及び路盤が凍結・凍上作用を受けると、舗装表面に不陸が発生して走行に支障をきたしたり、また、春先の融雪期には路床の支持力が低下して舗装表面に亀甲状のクラックが発生するなどの凍上被害が現れる。このため、これらの凍上対策は、道路建設やその後の維持管理上の大きな課題の一つとなっている。

一般に凍上対策には、凍上性土壌を地中凍結の起きる深さ付近まで凍上を起こしにくい材料で置き換える置換工法が採用されており、高速道路では現在、盛土・切土の別に関わらず同等の凍上対策が実施されている。しかし、①現行の設計法で施工されている一般の高盛土部（高さ6m以上）には凍上被害の発生がほとんど報告されていない実態結果¹⁾、②室内大型凍上試験²⁾や旭川鷹栖・帯広北明両地区の現場凍上試験³⁾～⁶⁾から、凍上現象が地下水位に大きく依存して変化するという検証結果が得られている。この結果から、高速道路のような高盛土部の低水位条件では従来の置換厚さを低減施工できる可能性が高い事が示唆される。

今後、約1,000kmの高速道路が寒冷地に計画されており、それらの多くは冬期間の寒さの厳しい地域への延伸となっている。こうした地域では、凍上対策のための置換厚さも厚くなり、現地発生材では供給できない多量の置換材料を購入して使用せざるを得ない状況になる事が予想される。そのため、上記の試験結果等に基づけば、盛土・切土ともに同一の置換厚さを採用する現行の置換工法は、経済的に見ても必ずしも得策ではなく、道路構造別の地下水位や日射条件の違いを考慮した置換厚さの見直しが必要であると考えられる。

本論文は、実際に置換率を低減したモデル道路を供用中の高速道路本線上に試験施工して、種々の土質条件や施工含水比の違いによる地表面凍上量の現れ方を本線スケールで検証した結果に基づいて、今後の寒冷地における高速道路建設の合理的で且つ経済的な凍上対策の設計手法を提案するものである。

2. 現場凍上試験ヤードにおける検証試験

2-1. 現場凍上試験ヤードの現在までの調査経緯

現行の室内凍上判定試験法では、供試体長に比べて水面が非常に近く設定されるため、高速道路のような地下水位の非常に低い条件下の高盛土部では、土の凍上性を過大に評価しがちとなる。このため、現行の凍上試験で凍上性と判定される材料でも、地下水位を低く設定した大型凍上装置の実験では、大幅に凍上量が減少する試験結果が得られている。また、土の凍上のしやすさは、凍上試験の冷却条件に大きく左右されるため、現行の凍上試験法だけで現場の土の凍上性を評価することは困難である。

日本道路公団試験研究所の室内大型凍上実験では、地下水位の深さが凍上現象に大きく影響しており、土の凍上量が地下水位の低下に伴ってベキ乗則で減少することが報告されている。そこで、大型凍上実験で得られた凍上量の地下水位への依存性を実際に自然の気象条件のもとで現場検証して、従来の置換工法で採用されている置換厚さの検討など、今後の寒冷地における凍上対策の道路設計の基礎資料を得るために、旭川鷹栖ヤード、帯広北明ヤードには実際の道路構造条件（盛土・切土）を想定して、地下水位条件に応じた置換厚さ及び路床材料の異なる種々の凍上試験ヤードを造成して、継続的な現場検証を実施してきた。両試験ヤードの断面構成は表1のとおりである。

In-situ Field Study on Reasonable Material Replacing Method for Frost Heave Prevention
at Expressway Embankments S.Tozuka (Sapporo Road Engineering Co.,Ltd)
Y.Takeda, K.Tuchiya (Japan Highway Public Corporation)

これらの試験ヤードでは、室内大型凍上試験で得られた凍上量に対する地下水位の影響を現場検証するため、凍上量・凍結深、気温・地中温度、地下水位測定等の追跡調査を実施し、置換工法における地下水位条件に応じた①凍上性路床への凍結侵入量と凍上量の関係、②置換率と凍上量の関係等の検討を行った。試験期間は、旭川鷹栖ヤードが1989～1992年度までの4年間、帯広北明ヤードが1991～1995年度までの5年間である。

名称	置換厚さ 40cm&70cm (盛土タイプ：地下水位=4m)	置換厚さ 40cm&70cm (盛土タイプ：地下水位=5.5m)
旭川鷹栖ヤード	(cm) 0 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200 置換率 30%	(cm) 0 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200 置換率 50%
帯広北明ヤード	置換厚さ 70cm&100cm (切土タイプ：地下水位=4m)	置換厚さ 40cm&70cm&100cm (盛土タイプ：地下水位=7m)
	(cm) 0 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200 置換率 50%	(設計断面) C-100 (設計断面) B-40 B-70 (設計断面) B-100 (設計断面) B-100 置換率 70%
音更帯広本線ヤード	置換厚さ 100cm (盛土タイプ：地下水位=11m)	置換厚さ 65cm (盛土タイプ：地下水位=11m)
	(cm) 0 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200 置換率 70%	(設計断面) B-100S (設計断面) B-100C B-65S B-65A B-65B B-65C 置換率 45%

表1 現場凍上試験ヤードの断面構成図

(a) 旭川鷹栖試験ヤード

旭川鷹栖ヤードでは、盛土高さや置換率の異なる盛土構造の試験ヤードを4ヤード造成し、凍上量、地中変位量・地中凍結深、気温、地中温度及び地下水位等の追跡調査を実施した(凍上性下部路床材は粘土質砂)。

(b) 帯広北明試験ヤード

帯広北明ヤードでは、盛土・切土部の地下水位条件及び路床材料の土質の違いによる凍上現象の関連性を検証するため、盛土構造4ヤード、切土構造2ヤードを造成して、同上項目の追跡調査を実施した(下部路床の凍上性土質は砂質系粘性土)。

(c) 音更帯広試験ヤード(3章に後述)

上位2地区の検証結果を踏まえて、試験的に置換厚さの違いと下部路床に用いる凍上性材料の土質及び施工含水比の条件を変えた盛土構造6ヤードを造成して、地表面凍上量への影響度を検討している。

2-2. 地表面凍上量に及ぼす地下水位の影響

地中凍結が凍上性路床へ侵入した時の地下水位条件の違いによる凍上量を把握するため、図1には地表面凍上量と路床侵入量（＝凍結深さ－路床深さ）の関係を試験ヤードの地下水位及び置換厚さ別に表す。

地中凍結が進行して凍上性路床に侵入すると、地表面凍上量は顕著に増加するとともに、その傾向は地下水位が浅いヤードほど大きい事が認められる。さらに、地下水位の違いによる影響に比べて、置換率の違いによる凍上量の差が比較的小さいことから、置換率よりも地下水位条件が凍上現象に大きく寄与することが現場検証試験から得ることができた。

上記の試験結果から、置換率と地表面凍上量の関係を図2にまとめた。図では、置換厚さに対する置換後の実測凍結深さの比を置換率と定義する。通行車両の走行安定性から地表面の起伏の許容範囲を維持修繕基準に基づき3cmと仮定した場合、旭川鷹栖ヤードでは下部路床材が凍上性粘性土の時でも、4m以深の地下水位条件であれば50%の置換率まで置換厚さを低減しても、10年最寒冷年の凍上量が許容範囲に収まるものと考えられる。一方、下部路床材が砂質ロームである帯広北明ヤードの場合、地下水位が4m以深であれば、40%の置換率でも許容凍上量に十分収まる事が推定される検証結果となっている。

この事は、地下水位及び土質条件によっては置換厚さを大幅に低減できる事を示唆する検証結果であり、仮に置換厚さを60cmにした場合、10年最寒冷年における理論最大凍結深さに対応する値は置換率50%で120cmまで、置換率40%の時に150cmまでの凍上対策工で十分であることが予想される。第3章で述べる音更帯広本線ヤードの置換厚さ65cmは、帯広地区の理論最大凍結深さ150cmの40%置換を満足する対策工であり凍上抑制に効果を発揮するものと推定される。

3. 高速道路盛土部における置換厚さ低減工法の検証試験

95年度冬季からは、音更帯広ICから池田方向に向かう高盛土区間に新設した全長600mの本線凍上試験ヤードでは、種々の異なる土質・施工含水比の条件のもとで、置換率の違いに応じた凍上現象に伴う地表面凍上量（不陸量）の現れ方を本線スケールで現場検証する追跡調査を、現在まで2冬季間、継続実施している。ヤード構成は前述の表1に示すように、65cm置換4ヤード（各100m×12m）、100cm置換2ヤード（各70m×12m）から構成される。

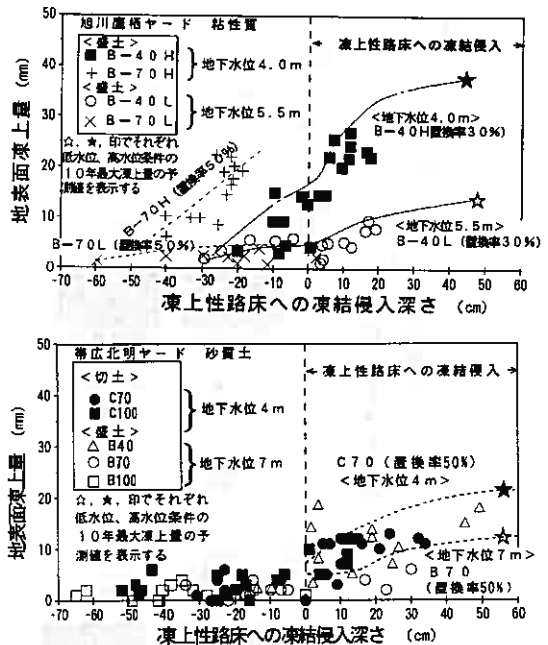


図1 凍上性路床土への凍結侵入量と地表面凍上量の関係

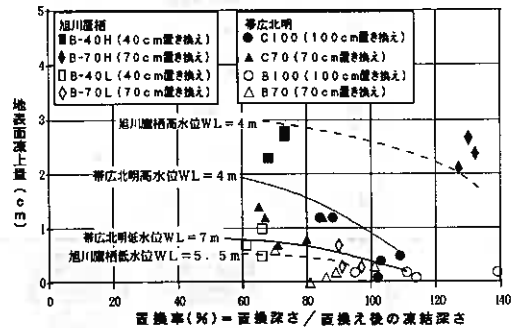


図2 地下水位の違いによる置換率と地表面凍上量の関係

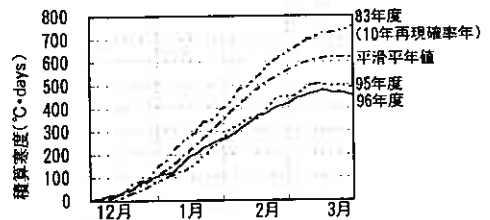


図3 帯広測候所における積算寒度比較(95,96年度)

3-1. 調査年度における寒冷度

図3には音更帯広本線ヤードに近接する帯広測候所における調査2冬期間の積算寒度、表2には過去12年間の凍結指数をまとめた。95、96年度2冬期ともに、凍結指数は平年値に比べて約100°C・days少ない480~500°C・daysでほとんど大差なく、1988年冬期以降、9年続きの暖冬年に位置付けられる。

95年度冬期は1月中旬~2月初旬の厳冬期、-7~-10°Cの日平均気温の日々が連続して出現して、この時期の地中凍結の進行が早まった結果、2月中旬に最大凍結深さに達しているのに対して、96年度冬期はこの期間に比較的暖かい日が多く出現したために地中凍結はほとんど進行せず、2週間以上速い1月下旬の時期に年最大凍結深さに達した後、2月初めには融解が始まって凍結深さが減少した年である。

表2 音更帯広本線ヤード周辺地区の凍結指数

(単位: °C・days)

年度	帯広測候所 (標高38m)	音更帯広IC 盛土トド	備考
1982~1983	625.8		10年再現確率相当年
1983~1984	757.1	(757)	
1984~1985	701.7		
1985~1986	871.5	(840)	
1986~1987	684.4	-	
1987~1988	636.6	-	"10年最寒冷年"
1988~1989	316.1	-	
1989~1990	537.8	-	
1990~1991	425.5	-	
1991~1992	552.4	-	
1992~1993	433.0	-	
1993~1994	489.0	-	
1994~1995	531.2	-	
1995~1996	504.6	520.3	
1996~1997	477.9	496.0	
多年平均	593.5	—	"記録的暖冬"
多年最大	871.5	—	
5年再現確率値	704.0	(675.0)	
10年再現確率値	789.0	(757.0)	"暖冬年"
			() 付き値は帯広測候所から推定した最寒冷年の凍結指数

3-2. 土質、含水比に違いによる地表面凍上量

調査2カ年度の年最大凍結深、年最大凍上量を土質・含水比別に表3に、65cm置換各ヤードの地表面凍上量(不陸量)を土質別に図4に示す。

下部路床土の施工含水比(初期含水比)が高い粘性土B、Cヤードの場合、同一ヤード内で凍上量の差が比較的大きい傾向が認められる。特にB-65Bヤードでは95年度冬季には最大凍上量が平均13mm(最大不陸量25mm)に達したが、96年度冬期には平均10mm(同17mm)に収まっている。その他のヤードでも、96年度冬季には、置換厚さ・下部路床の土質条件(砂質土、粘性土)の違いによる地表面凍上量の顕著な差異はほとんど生じておらず、凍上による平均凍上量、最大凍上量ともに95年度冬期に比べて比較的小さな値に収まっている。なお、音更帯広IC試験ヤードにおける冬期間の地下水位は、2冬期間を通してほとんど季節的変化はなく、11m以下のかかなり深い地下水位に保たれている。

表3 土質、含水比別の年最大凍結深、年最大平均凍上量

(上段: 95年度、下段: 96年度)

砂質土系	年最大凍結深 (cm)	最大平均凍上量 (mm)	粘性土系		
			年最大凍結深 (cm)	最大平均凍上量 (mm)	
B-65S ($\omega_1=10\sim 20\%$)	104	0	B-65A ($\omega_1=14\sim 17\%$)	75 6.8	6 4
	96	3	B-65B ($\omega_1=22\sim 30\%$)	79 7.2	13 1.0
			B-65C ($\omega_1=22\sim 33\%$)	91 7.9	5 6
B-100S ($\omega_1=10\sim 20\%$)	109	3	B-100C ($\omega_1=22\sim 33\%$)	103	4
	103	2		89	5

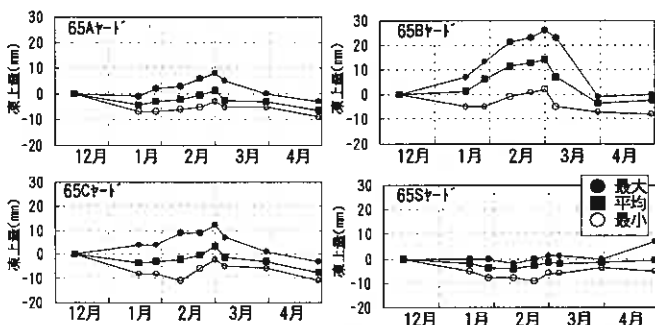


図4 土質別の地表面最大凍上量(不陸量)比較図(95年度: 65cm置換ヤード)

図5には95、96年2冬期間にこれらの試験ヤードで測定された凍結深さの進行に伴う土質・置換厚さ別の地表面凍上量と凍上性路床への凍結深さ侵入量の関係を表した。凍結侵入量は、95年度冬季には15cm

(65cm 置換ヤード) ~ 10cm (100cm 置換ヤード)、96 年度冬季には 65cm 置換ヤードで 15~20cm 現れているが、それに伴う顕著な地表面凍上量の増加はほとんど現れていない。

置換厚さ 100cm (置換率約 70%) のヤードでは、凍上性下部路床内部に 10cm の凍結侵入があったが、凍上性路床材の違いによる影響は小さく、凍上量は 5mm 程度と非常に小さい値であった。調査 2 カ年度共、各ヤードで供用性に支障もなく経過している。

一方、置換厚さ 65cm (同 40%) のヤードでは、施工含水比が 30% を越える粘性土を使用した B-65B と B-65C ヤードでは、凍上性下部路床内部に 10cm 以上の凍結侵入深さが認められ、B-65B ヤード (粘性土質の下部路床) の地表面凍上量が最大 25mm (平均 14mm) とやや大きめの値を示す傾向が調査 2 カ年度共に見られたが、各ヤードとも許容凍上量内の値で走行上の支障もなく経過している。また、施工含水比が 20% 以下の B-65A ヤードや B-65S ヤード (砂質土の下部路床) は、年最大凍上量が 10mm 程度以下に収まっており、良好な結果となっている。これは、高盛土で地下水位が 11 m にある低水位では、地下水面からの補給水の影響がほとんどなく、土中に含まれる水分の凍結膨張に伴う凍上現象が主体的であるためと推定される。

3-3. 地中含水比の違いによる置換厚さと地表面凍上量の関係

図 6 は地中埋設の TDR 7^μ7^μ (Time Domain Reflectometry の略) による地中凍結の進行に伴う体積含水比の変化を表す。地中凍結の進行に伴って凍結面付近の地中含水比に変化が認められないことから、地下水位の非常に低い水位条件にある高盛土部では凍上現象の進行による地下水位面からの水の移動・供給はほとんど無視できると考えられる。なお、地中凍結の進行に伴って、凍結した路盤・路床内の体積含水比が数%程度減少、再び融解後に回復している原因は、地中水分の凍結に伴う水と氷との誘電率の違いに起因する変化であり、土中水分移動とは無関係であると推察することができる (2/6 の測定例)。

図 7 の凍上量-置換率関係図には、帯広北明ヤードと音更帯広盛土ヤードの測定結果を合わせて表示した。北明ヤードでは低水位にある盛土部 (地下水位 7 m) は、高水位にある切土部 (同 4 m) の半分程度の地表面凍上量しか現れていないことから、地下水位条件が凍上現象を大きく支配する要因である事は明らかである。さらに、地下水位が 11 m にある本線ヤードの場合、かなりの低水位条件にあるとはいえ、B-65B ヤードのような高含水比 (22~24%) で施工されたケースでは土中内に既に保持する高い水分量ゆえに、高水位条件と同規模、あるいは局所的に水分量の高い箇所ではそれ以上の地表面凍上量が現れることがわかる。

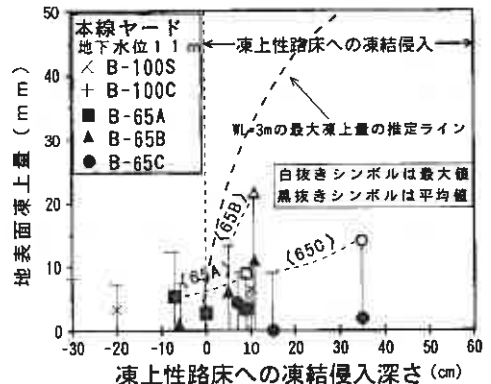


図 5 凍上性路床土への侵入量と地表面凍上量の関係

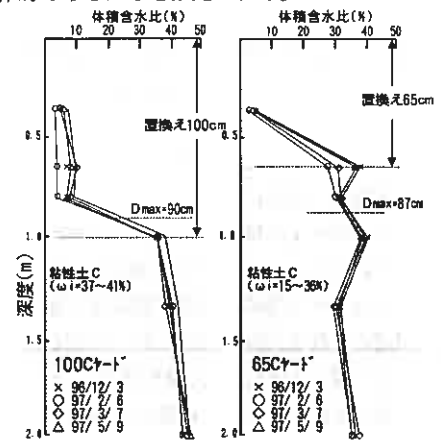


図 6 地中凍結の進行に伴う地中含水比の変化 (96 年度: 粘性土 C ヤード)

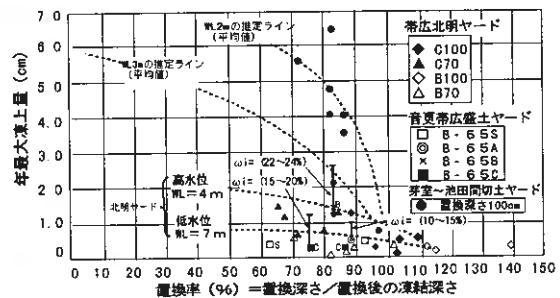


図 7 地表面凍上量に及ぼす地下水位、施工含水比の影響 (帯広北明、音更帯広ヤード)

表4には、95年度冬期に同一ヤード内で不陸現象が現れた65cm置換ヤードについて、下部路床土の施工(初期)含水比と施工後2年経過した現在の含水比をボーリング調査した結果を

表4 ヤード別下部路床土の地中含水比の経年変化

	B-65A	B-65B			B-65C	B-65S
	平均箇所	最大箇所	平均箇所	最小箇所	平均箇所	平均箇所
施工(初期)含水比(95年施工前)	14~18%	22~30%			22~32%	10~20%
ボーリング時の含水比(97.11)	10~20%	22~24%	20~25%	15~18%	15~36%	15~18%
下部路床土質分類	礫混じりシルト	粘土質シルト			シルト質	粗粒砂質土

を表す。全般的に各ヤードとも施工時の含水比に比べて乾燥傾向にあるのは、盛土部では雨水などの地中への浸入が少なく、土中に保有する自由水が時間経過とともに重力の作用で徐々に下方移動するためと考えられる。95年度冬季に最も大きな不陸量が現れたB-65Bヤードでは、凍上量が最小となった箇所付近の含水比が、施工時の平均値に比べて、実際には同一ヤード内でも4~7%小さい15~18%になっている事がわかる。この調査結果から、地表面凍上量(あるいは地面不陸量)が凍上性土壌に含まれる土中水分量の大小に大きく依存する現象である事が、現場検証試験からも確認された事を示唆するものである。

このように、高盛土のような低地下水位の箇所においては、地下水面からの毛管上昇による水分移動の影響がほとんど無視できる事が現場検証試験で明らかになった。また、地下水位が深い同一水位条件で凍上量に違いがあった要因は、施工含水比の高い土壌の凍上量が大きく現れる傾向が顕著に見られる事から、凍上性土壌そのものに含まれる地中水分の凍結膨張に伴う凍上現象が地表面凍上量に大きく影響を与える可能性が高いと推定される。さらに、置換率の違いによる比較では、B-100SとB-65Sとの差はほとんど見られない事は、同一水位条件では置換率よりも凍上性材料の施工含水比の違いが凍上現象に大きく影響を及ぼす結果であり、室内大型凍上試験結果を現場検証するものと考えられる。

4. 道路構造別の気象条件を考慮した凍結深さの推定手法の検討

4-1. 道路構造の違いによる凍結指数(気温、路温)と凍結深さとの関係

図8には、帯広地区の盛土、切土部の道路構造条件の違いによる冬季間の日平均気温と日平均路温(深さ1cm)との関係を表す(測定期間12~3月を日射量の少ない12~2月、及び日射量が次第に大きくなる3月以降の2分類のシンボルで区別)。構造別の気温-路温間の相関関係は以下の通りである。

音更帯広IC試験ヤードのような日中に日射が当たりやすい盛土構造では、1冬季間を通して気温よりも路面温度の日平均温度が2~3℃高くなるのが一般的傾向である。一方、切土部の場合、日射が当たりづらく日中を通して日陰になりやすいため、太陽高度が低い厳冬期12~2月の期間には、日平均気温に比べて日平均路温が平均2~3℃低いことが多く、特に東西方向に延びる道東自動車道では北向きのり面の影響で日陰になりやすい札幌に向かう上り車線側でこの傾向が顕著に現れる。この結果、図9、10に示すように、 $n\text{-factor} [= \text{路温積算寒度}(F_s) / \text{気温積算寒度}(F)]$ は、盛土部では0.5程度であるのに対して、切土部では気象・地形条件によっては1を幾分上回る値になる事も明らかとなった⁷⁾。

このように、同じ気温条件の時でも、切土部は盛土部よりも非常に地中凍結が進行しやすい気象条件にあり、96年度冬季のケースで明らかのように、年最大凍結深さに達する時期は盛土部(1月下旬~2月初旬)に比較して、2月下旬(下り線)~3月上旬(上り線)に大きくずれ込み、融解時期の開始も遅れる傾向が顕著に認められる。

Aldrich式で凍結深さを簡易的に推定する場合、1冬季間の寒さの指標として気温凍結指数、路温凍結指数のどちらを使用すると実測凍結深さに近い推定値が得られるかは、現地の種々の気象条件に大きく左右される。このため、現行手法による推定値は実測値とかなり大きな相違が見られる事が多い。道路構造別の気象条件(主に日射量、気温、風速)を考慮した凍結深さの推定手法が必要であるゆえんである。

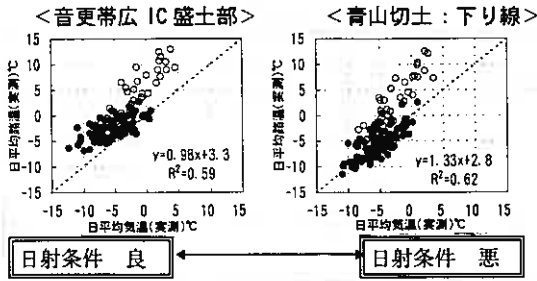


図8 道路構造別の日平均路温と日平均気温の相関

凡例：●(12~2月)
○(3月)

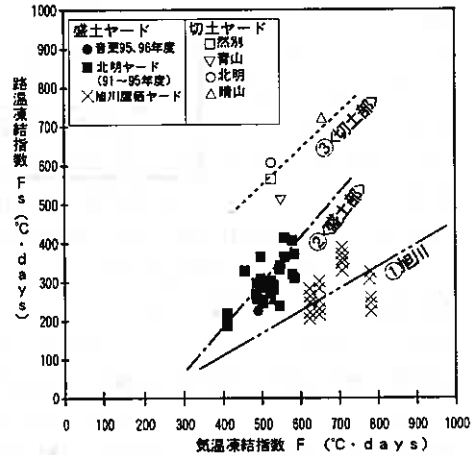


図10 道路構造別の凍結指数(気温、路温)の比較
①旭川鷹栖盛土ヤード
②帯広盛土部：帯広北明ヤード、音更帯広ヤード
③同切土部：北明、然別、晴山、青山地区

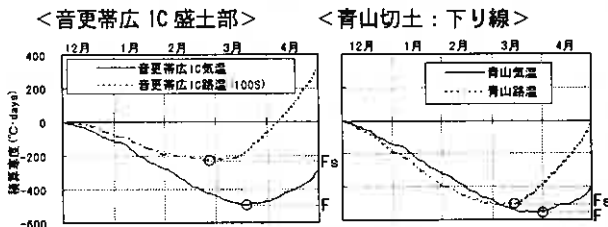


図9 道路構造の違いによる気温積算寒度と路温積算寒度の比較(96年度冬季)

4-2. 地表面付近の熱収支解析手法を用いた地中凍結深さ推定結果の推定

従来、凍上対策の基準となる凍結深さの推定には、気温算出の凍結指数を基にしたAldrich式による推定手法が採用されている。しかし、実際には同一凍結指数でも現地の気象条件などにより凍結深さは大きく異なる場合が多く、凍結深さの推定値と実測値の間にはかなり大きな相違が見られてきた^{7)~8)}。

そこで、凍結深さ予測のための地表面付近の熱収支解析手法として、①放射収支量の実測値を用いる基本解析手法、②現地に近隣する既存アメダスの気象データ(気温、風速、日射量)から現地の放射収支量を推定する簡易推定手法(現地の10年最大凍結深さ推定に利用)の2種類の推定手法を用いて、年最大凍結深の推定計算を行い、それらの推定手法の有効性について旭川地区、帯広地区で現場検討を行ってきた^{8)~9)}。

従来の気温のみから凍結深さを推定するのではなく、気温以外の日射や風速などの気象要素から地表面温度を求め、より近似度の高い熱収支解析手法を用いた凍結深さの推定手法は以下の通りである。図11は解析プログラムの計算流れ図

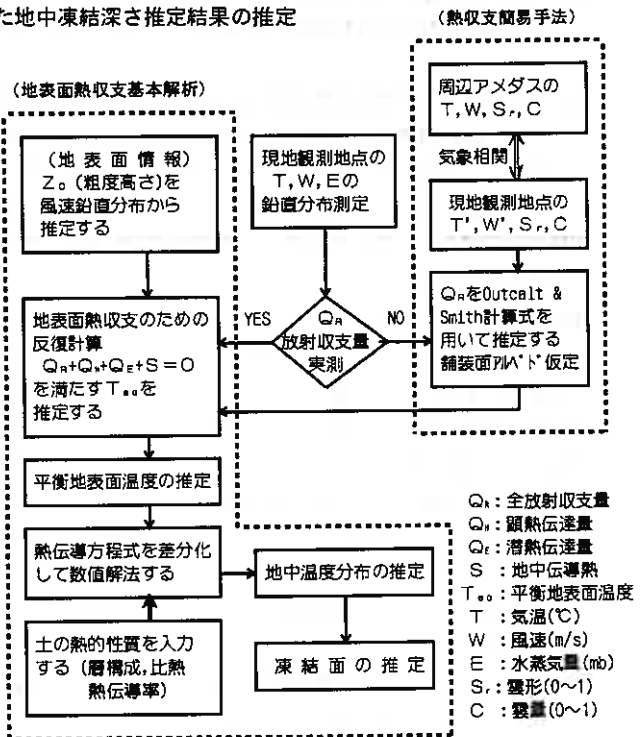


図11 地表面熱収支解析による凍結深さ推定モデルの計算流れ図

の流れ図を表す。凍結深さを推定するために入力するデータは、土の熱的性質や地表面情報、気象要素データである。これらのデータを用いて、ある時刻における地表面での熱収支式 ($Q_R + Q_H + Q_E + S = 0$) を成立させる反復計算を行い、与えられた気象条件での平衡地表面温度が決定される(図12の熱収支模式図を参照)。一定の深さを地温の年恒温層(6mの深さを年平均気温の恒温層と仮定)であるとすれば、潜熱を考慮した熱伝導方程式を差分式に置き換えて解くことで地中温度分布、すなわち凍結面位置が決定される。以上が解析の原理と手法の概要である。

ここで、 Q_R :全放射収支量、 Q_H :大気と地表面との温度差による顕熱伝達量、 Q_E :地表面からの水蒸気輸送による潜熱伝達量、 S :地中伝達熱流量である。

図13には、熱収支解析法(基本解析手法、簡易推定手法)で計算された音更帯広IC盛土試験ヤードにおける過去2カ年間の年最大凍結深さの推定値を実測凍結深さと比較するとともに、10年最大凍結深さを簡易手法を用いた推定した。図14には気象条件の異なる3地区で実測値との相関を表す。推定値と実測値の間には、気象条件や置換厚さの違いによらず、10cm(簡易手法)、15cm(基本手法)の範囲で非常に高い相関が認められる。このことから、熱収支解析法は現行Aldrich計算法に比べてかなり高い精度で10年最大凍結深さの推定が可能である事が示唆された。

置換工法では、気温凍結指数を用いてAldrich式から計算される理論最大凍結深さの70%($F > 500^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$)までを非凍上性材料で置換する事になっている。しかし、同図に示すように現行の計算法は、現地の気象条件に影響されて実測値から大きく異なる場合が多いため、一概に70%の一定値を乗じて置換厚さを決定する事は正確とは言えない。熱収支解析法は実測値により近い計算値を与える推定法と言えるので、70%(砂質系単一構造)、または80%(実際の多層舗装構造)の値を乗じて置換厚さを決めるのが妥当と考える。

4-3. 切土部における凍結深さの推定

過去の調査で、同一地域で道路構造別の凍結深さを計測した例は少ないが、切土部や over-bridge 真下部は盛土部に比べて日射条件が悪いため、切土部の凍結深さは1割程度深くまで進行すると予想されてきた。

96年度冬季、寒冷度がほぼ同程度と考えられる音更帯広IC盛土部とその近隣に位置する切土部(芽室~池田間)の凍結深さを比較した結果、日射条件の悪い切土部では、盛土部に比べて日中・夜間を通して舗装路面から放出される長波長エネルギー放射が多いため、切土部(東西方向に延びる道東道では特に上り車線側)では盛土部の20~30%深くまで地中凍結が進行することがわかった。

そこで前項に示した熱収支簡易手法を用いて、10年再現確率寒冷年における切土部の凍結深さの推定を行った。調査年度に切土部の日射量が測定されていないため、道路構造の違いに応じた実測凍結深の差が計算される切土部の日積算日射量を逆算する手法で、日射量の違いによる凍結深の計算を行った。盛土部に比べて切土部では日積算値当たり約 $2.5\text{MJ}/\text{m}^2\cdot\text{day}$ 程度小さい日射条件(冬季間、日向部における日積算日射量

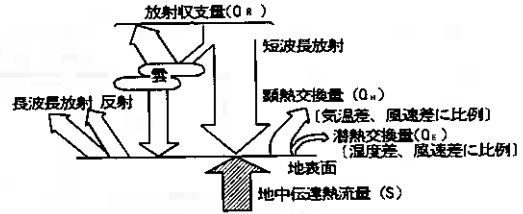


図12 地表面付近の熱収支模式図

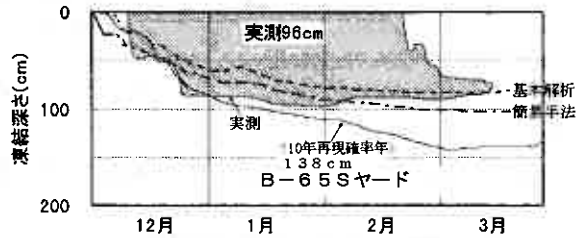


図13 音更帯広IC試験ヤードにおける年最大凍結深さの実測値-推定値の比較(96年度:65cm置換ヤード)

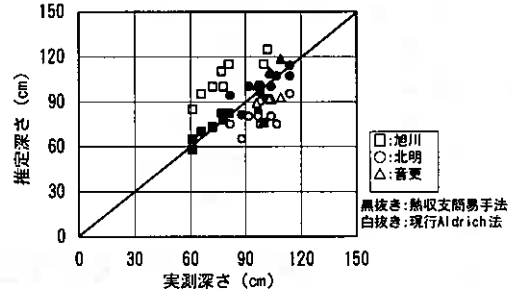


図14 年最大凍結深さの実測値-推定値の相関

の平均 $6 \text{ MJ/m}^2 \cdot \text{day}$ のほぼ 60% の日射量)を仮定した場合、切土部の 10年再現確率凍結深さは表 5 のように推定できる。この仮定では、10年最寒冷年には切土部では盛土部よりも約 10% 深くまで凍結が進行する事が予想されるが、日射量測定などの詳細調査を踏まえてさらに道路構造条件に応じた凍結深さの違いを検討する必要がある。この推

表 5 熱収支解析法(簡易手法)を用いた盛土切土別の年最大凍結深さの推定値と実測値 比較一覧表 (単位: cm)

	凍結指数 ℃・days	実測深さ	推定深さ ²⁾	実測深さ	推定深さ ²⁾	備考
		(N _R 推定時)		(N _R 推定時)		
		音更帯広 IC 盛土部		然別・音更 上り線 切土部		
83年	(757)	—	—	—	137	10年再現確率年
85年	(840)	—	137	—	147	10年最寒冷年
96年	496	90	98	115	123	

注: 1) () は近隣アメダスの日平均気温から推定した気温凍結指数を表す
 2) 簡易手法による推定法: 帯広測候所の気象データから現地の N_R を推定
 但し、N_R: 日積算放射収量
 3) 100 cm 置換、粘性土系下部路床構造で計算

定手法は、今後の切土部の効果的凍上対策を検討する際、基礎資料としての有用性は非常に高いと思われる。

5. 盛土部における合理的な凍上対策の設計

今後積雪寒冷地に建設が計画される高速道路盛土部(延長約 600km)では現行の設計基準で約 160 億円の凍上対策費用が必要となる。仮に盛土部の低減工法を採用した場合、その半分程度的大幅な建設コスト削減が可能になる。そこで、日本道路公団では現在建設中の旭川鷹栖～和寒間を中心に、今後建設が予定されるすべての区間の盛土部では積極的に低減工法を採用する予定である。

図 15、表 6 には、上記の試験結果(盛土部低減工法、凍結深さ熱収支解析法)に基づいて改訂された、盛土部の高さ(地下水位)別の凍上対策の設計指針(H 9 年 10 月改訂)をまとめた¹⁰⁾。

表 6(a) 盛土部における凍上対策

盛土高さ	凍上対策の実施方法	
	置換厚さ	置換率
3m未満	切土部と同じ深さを検討	70% (80%)
3m以上6m未満	凍上対策あり(置換厚さ 15cm)	60%
6m以上	凍上対策なし	50%以下

表 6(b) 置換厚さ(置換率)の計算

凍結深さの推定方法	置換厚さの計算
実測調査による方法	置換厚さ = 理論最大凍結深さ × 70%
気温データによる方法	置換厚さ = 理論最大凍結深さ × 70%
熱収支解析による方法	置換厚さ = 理論最大凍結深さ × 80%

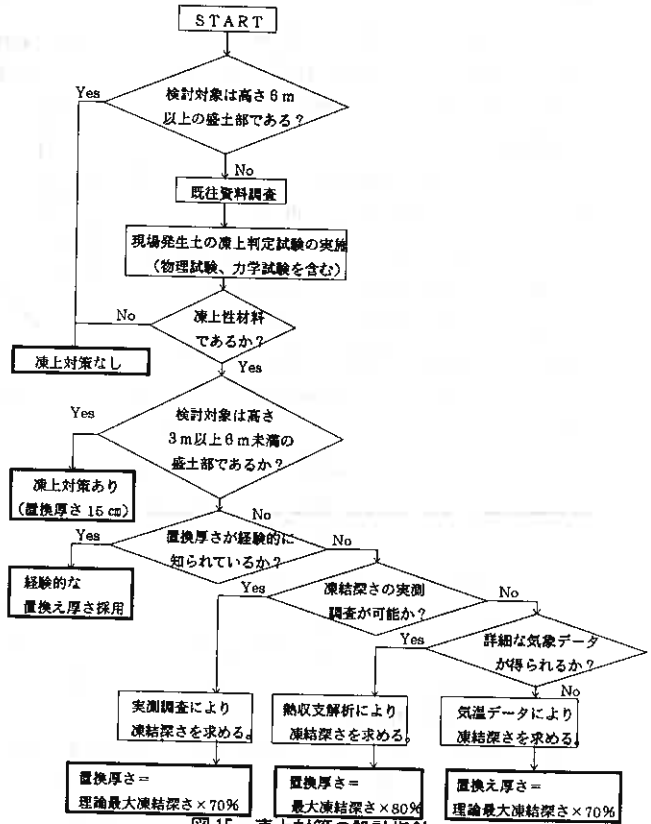


図 15 凍上対策の設計指針

ここで、今後の施工時にさらなる検討が必要と考えられる主要な課題を以下に挙げる。

- ①従来の置換率 70% を基準としながら、盛土高さに応じて置換率を 50% 以下まで低減する事になっている。6m 以上の盛土高さでは“凍上対策なし”とされているが、凍結融解後に下部路床の強度低下が生じる可能性も考えられる。支持力確保のために現行の CBR 規定値を満足できるよう、最低深さ 65cm までの置き換えを行うべきか、今後検討が必要と考える。
- ②置換厚を低減できる盛土高さの限界を 3m としているが、置換率 60% では凍上量が最大 3 cm を上回る可能性がある。今後、詳細な現場検証データの集積をもとに盛土高さの低減限界を検討する必要がある。

③下部路床に使用する現地発生土の土質、含水比の適用規定が必要と思われる。現段階では、粘性土の場合、現場で検証済みの施工含水比 25%以下を適用範囲とするのが妥当と考えられる。それ以上の含水比は検証データがないので適用の上限値は不明であるが、施工含水比 35%以上の土では路床土としては軟弱で路床材としての CBR 強度規定を満足しないと予想される。25%を越える現地発生土の場合、下部路床材として安定処理して使用可能かどうか、今後、現場検証試験を押し進める必要があると思われる。

以上のように、盛土部における低水位条件の置換率低減対策では、置換率の低減可能となる地下水位条件や下部路床に使用する凍上性材料の施工含水比の適用条件などについて、さらに詳細検討が望まれる。

6. 調査結果のまとめ

旭川鷹栖ヤード、帯広北明ヤード及び音更本線ヤードにおける現場凍上試験の調査結果から、凍結深さを求める方法及び地下水位条件、土質条件と凍上量との関係について判明した事項は以下にまとめられる。

(1) 近隣の既設気象観測所との気象データの相関関係をもとに現地における地表面付近の熱の出入りから凍結深さを推定する熱収支解析手法は、現地の気象条件を変数として考慮できるため、凍結指数から凍結深さを計算する現行手法に比べて、はるかに実測凍結深さに近い推定結果が得られる。また、盛土部と日射などの気象条件が大きく異なる切土部の凍結深さを求める手法として非常に有効な手法といえる。

(2) 盛土箇所では 4 m 以深の地下水位条件では、置換後の置換率換算で置換厚さを 50%程度まで低減可能であり、凍上性路床土の施工含水比が 25%以下の場合には、10 年最大凍上量が路面起伏 3 cm 以内に収まる。

(3) 凍結深度内にある凍上性材料は、施工含水比が 25%以下の砂質土であれば凍上被害の心配はないが、約 25%以上の高含水比の粘性土等では、地下水の補給ではなく土の保有水が凍上に大きく影響するため、置換厚さ 65cm の時には地表面に不陸が発生する危険性がある。

これらの現場凍上試験の結果から、地下水位が低水位条件にある盛土部では置換工法の置換厚さの低減が十分可能であるとともに、一定基準値以下の施工含水比の現地発生土を下部路床材に使用しても走行上問題となる路面不陸現象は現れない事が現場検証された。

7. 今後の検討課題

盛土部の凍上対策工における置換厚さの低減工法は、現在建設中の高速道路の土工工事で暫定的に実施している段階に過ぎない。高速道路盛土部では、今冬期から室蘭地区も加えた現場検証試験を開始しており、最終的な対策工法の確立をめざして積極的な調査・研究に取り組んでいく方針である。しかし、凍上対策工法の経済的かつ合理的な設計等を確立して、建設時の凍上対策に反映させるために、今後、さらに調査・研究すべき検討課題は多いと思われる。

高水位条件にある切土部の凍上対策としては、置換厚さの検討及びジオテキスタイル等の新材料による遮水工法、あるいは断熱工法、並びに置換工法との併用工法などの検討を現場条件で試験研究して、切土部の有効かつ経済的な凍上対策工法を確立する事が、当面、早急な対応が必要な大きな課題と考えられる。

参 考 文 献

- 1) 瀬在武 他：寒冷地における路床の凍上対策、日本道路公団試験所報告、Vol.22、p.13-33、1985
- 2) 横田聖哉：盛土部における凍上対策軽減の提案、第 25 回日本道路公団試験研究発表会概要集
- 3) 問谷邦利、豊田邦男：盛土部（低水位条件）の置換率を低減した凍上対策について、日本道路公団第 36 回業務研究発表会論文集
- 4) 菊池弘 他：北海道における現場凍上試験、ハイウェイ技術、No. 7、1997 年 4 月
- 5) 横田聖哉 他：盛土部における現地凍上試験、土木学会論文集、1997 年 11 月
- 6) 日本道路公団北海道支社：平成 8 年度北海道横断自動車道現場凍上試験追跡調査報告書、1997 年 7 月
- 7) 外塚信 他：モデル道路を用いた凍結深さのための地表面熱収支観測、凍害対策と寒さの利用に関するシンポジウム発表論文集、平成 4 年 10 月
- 8) 日本道路公団札幌建設局：道央自動車道旭川鷹栖現場凍上凍結解析報告書、1993 年 11 月
- 9) 「道路における凍結深さの予測手法に関する研究」共同研究報告書、1996 年 3 月、日本道路公団試験研究土工試験研究室
- 10) 「凍上対策の設計方法について」（技術基準等改訂の動向）：EXTEC、NO.43、1997 年 12 月、高速道路技術センター

石灰安定処理土の水分特性が凍上性に与える影響（第二報）

北海道工業大学 正会員 ○川 端 伸一郎
北海道工業大学 正会員 神 谷 光 彦
利根地下技術㈱ 中 村 宏 彰

1. まえがき

土の凍上性に影響する因子のうち土の性状としては種類、密度、含水比などが挙げられ、これらは土の熱的性質や土中の水分特性に関連するものである。すなわち、熱的性質は熱流の移動、水分特性は凍結面への水分移動を支配する。水分特性は土の透水性と土中水分のエネルギー状態に大別でき、透水性は凍結面への水分移動に対する動水抵抗を表し、土中水分のエネルギー状態とは土中水の水分保持力の違いによる凍結面への水分移動力である。

筆者らはこれまで石灰安定処理の凍上抑制効果について研究を行い、安定処理が土の凍上抑制に効果的であることを確認している。一般に安定処理土の凍上抑制の原理は、ポゾラン反応による粒子間力の増大や透水性の低下が主因として説明されているが¹⁾、未だ不明確な点も多い。このようなことから前報では安定処理土の水分特性に着目して、透水性や pF 特性と凍上性について関連性を調べた²⁾。これらの結果から一般に考えられている透水性の変化は凍上性との関連は薄く、pF 特性から考察される水分保持能力いわゆるサクションが固化材の添加率の増加や養生日数の延長に伴い変化し、凍上性と関連することを確認した。本報告はこれらの研究の継続であり、新たな結果を紹介するとともに、養生方法を変化させた試験について安定処理土の凍上特性を考察したものである。

2. 試験試料と試験方法

表-1 に試料の基本的性質を表-2 に試験条件の一覧を示す。供試体密度は地盤工学会基準の C 法による締固め曲線の自然含水比に対応する密度であり、試験含水比は自然含水比とした。改良材は自然含水比が最適含水比より湿潤側にあるため、含水比の低下を目的に生石灰を用いた。改良材の添加率は土

表-1 試料の基本的性質

土粒子の密度	自然含水比	コンシステンス	含有粘土鉱物	礫分含有率	砂分含有率	細粒分含有率	最大乾燥密度	最適含水比	土質分類
2.710	26.8	NP	クローライト, カオリナイト, 雲母	6	59	36	1.651	22.0	SM

表-2 試験条件一覧

試験条件	試験含水比：自然含水比		供試体乾燥密度：1.55 g/cm ³		改良材：生石灰	
試験項目	試験方法	供試体径	締固め方法	添加率(%)	養生日数	養生方法
透水試験	変水位法	10cm モールド	4.5kg ラマー	0, 3, 5, 7, 10	最大 30 日	水中養生
pF 試験	砂柱法 (pF0~pF1.8) 加圧板法 (pF1.8~pF4.2)	円筒マシナ [®] ラ [®] φ 5cm, H 2.5cm	静的締固め	0, 3, 5, 7, 10	0, 5, 7, 14, 28	気中養生 締固め養生
pF 試験	砂柱法 (pF0~pF1.8) 加圧板法 (pF1.8~pF4.2)	円筒マシナ [®] ラ [®] φ 5cm, H 2.5cm	静的締固め	3, 7, 10	0, 7, 14	気中養生 混合養生
凍上試験	開式凍上試験	φ 8cm, H 7cm	静的締固め	0, 3, 5, 7, 10	0, 3, 5, 28, 42	気中養生 締固め養生
凍上試験	開式凍上試験	φ 8cm, H 7cm	静的締固め	3, 7, 10	0, 7, 14	気中養生 混合養生

Effect of Water Retention on Frost heave Characteristics of Lime Stabilized Soil (part 2);

Shin-ichiro KAWABATA, Mitsuhiro KAMIYA (Hokkaido Institute of Technology), Hiroaki NAKAMURA

の乾燥重量に対して3～10%の範囲とし、養生方法は石灰混合直後に供試体を静的に締め固めて作成する締め固め養生と混合後に締め固めを行わず所定日数養生した後、供試体を作成して直ちに試験に供する混合養生の2種類とした。なお、両養生方法ともに養生期間内は水分蒸発や吸水がないよう密封し、20±1℃の恒温室での気中養生とした。

行った試験は、pF試験と透水試験および凍上試験である。pF試験は砂柱法(pF0～pF1.0)と加圧板法(pF1.8～pF4.2)の2種類の試験法の組み合わせで行った³⁾。透水試験は変水位法(JGF T 311)で行い、透水係数の測定は供試体作成直後から24時間間隔で最大30日まで測定した。凍上試験は開式凍上で、筆者らが考案したアクリル製二つ割りモールドを用いて行った⁴⁾。

3. 結果と考察

図-1に養生日数と凍上量の関係を示す。凍上量は養生日数の延長および添加率の増加に伴って減少している。また、養生方法の違いによる凍上抑制効果は締め固め養生に比べて混合養生が顕著である。

図-2は締め固め供試体による養生日数と透水係数の関係である。一般に安定処理土はポソラン反応による反応生成物が間隙を充填することにより、透水性が減少すると考えられているが、本結果からは透水係数の減少傾向は5日程度でほぼ終了し、30日まで延長した場合でもほとんど変化していない。それゆえ、図-1の関係から養生日数が凍上抑制に大きく影響していることから、安定処理土の凍上抑制原理として透水性との関連性は薄いことが予想される。同様な結果は生頼らが行ったセメント安定処理土の研究でも報告されており、安定処理土の凍上抑制原理として一般に考えられている透水性の減少は凍上抑制にはあまり寄与せず、セメント混合による吸水能力の低下が影響することを示唆している⁵⁾。

このようなことから前報では凍上の発生メカニズムの一つである凍結面への水分供給能力をpF特性から調べてきた。ここで土中水の一般的な分類として非毛管水(pF=0～1.8)、毛管水(pF=1.8～4.2)、吸着水(pF>4.2)を定義する⁶⁾。非凍上性材料の砂質土などでpF試験を行うとpF=1.8以下の非毛管水の割合が多く、凍上性に影響を与える毛管水や吸着水などが極端に少なくなる。すなわち各水量は粒径に依存する部分が多く、毛管水までは間隙構造や間隙径に影響され吸着水量は土粒子の比表面積と比例関係にある⁷⁾。特に凍上性に関しては吸着水(不凍水)の量が問題となりやすく、未凍結部分から毛管力によって移動した

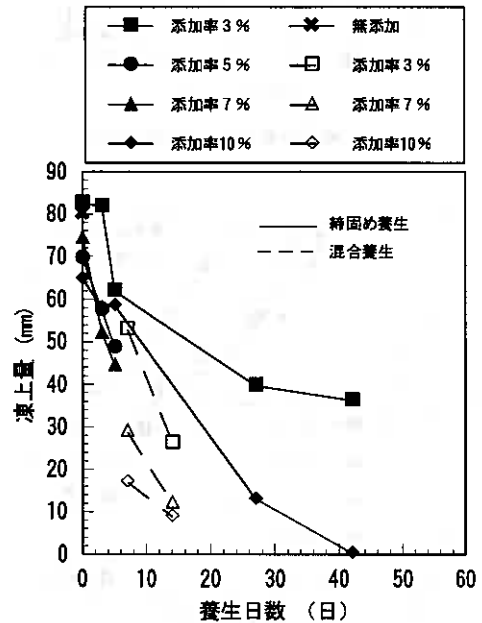


図-1 養生日数凍上量の関係

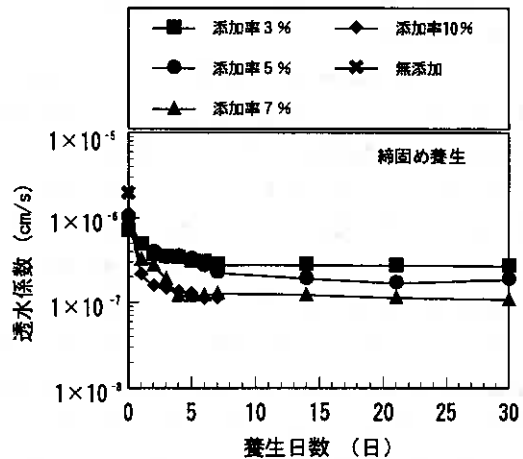


図-2 養生日数と透水係数の関係

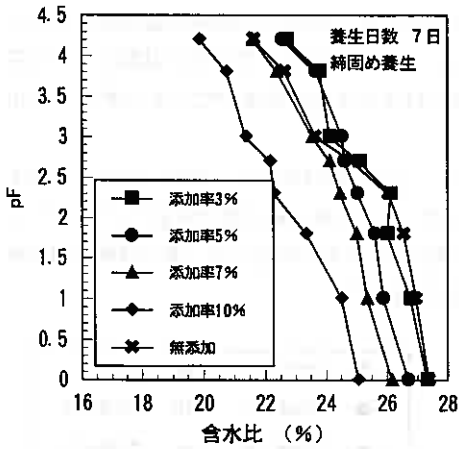


図-3 縮固め養生の水分特性曲線

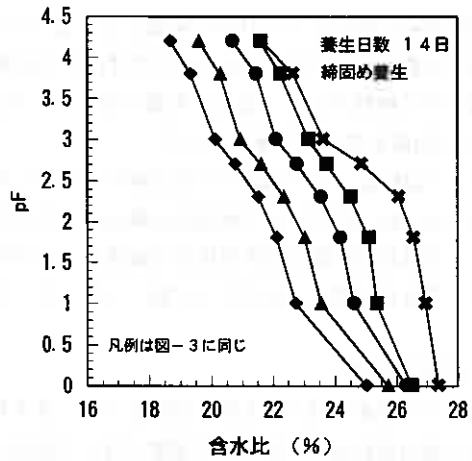


図-4 縮固め養生の水分特性曲線

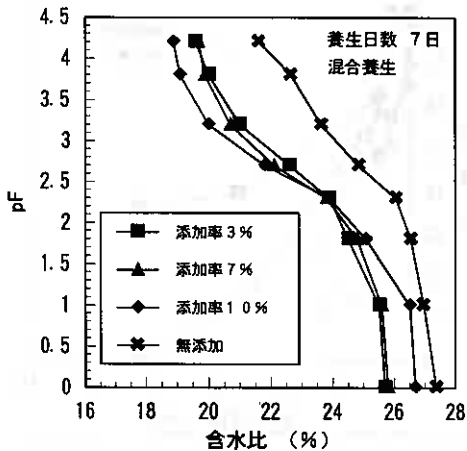


図-5 混合養生の水分特性曲線

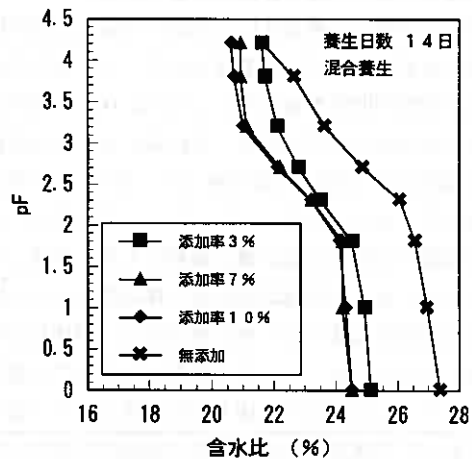


図-6 混合養生の水分特性曲線

水は不凍水を経由して凍結面へ供給される⁸⁾。このため不凍水量，すなわち吸着水量が多いものほど強い凍上性を示す。

図-3～4は縮固め養生供試体の，図-5～6は混合養生の水分特性曲線である。これらの関係は養生方法の違いによって異なった傾向を示し，縮固め養生では無添加に比べ明確な変曲点を持たないような直線的な変化傾向を示している。これに対し，混合養生は $pF=2.0\sim 3.0$ 程度の含水比が多く，無添加に比べると $pF>3.0$ の含水比が少ないことがわかる。さらに高 pF 域($pF>3.0$)の含水比は養生日数の延長に伴い減少する傾向にある。一般に水分特性曲線は一定の pF に対する保水量の検討には適しているが，各 pF 値における水分の分布状態を連続的に知るためには水分特性曲線を微分して得られる水分分布曲線を用いるのが適当である。そこで図-7～12に養生日数と添加率毎の水分分布曲線を示す。無添加では $pF=1.8$ 以上の水分量が多く，毛管水や吸着水が多く含まれている。養生方法による違いは混合養生が $pF=2.5$ 程度で唯一のピークを持つのに対して，縮固め養生では養生日数や添加率によって複数のピークを有している。これは混合養生の場合，石灰安定処理の早期効果である土粒子へのカルシウムイオンの吸着によって形成された団粒子が供試体作成時の縮固めによっても破壊されずに維持され，

間隙構造が単粒構造に類似した形態となったことが原因と考えられる。この曲線形状は典型的な砂などに多く見られるが、それらのピーク位置は非毛管間隙である $pF=1.8$ 以下に現れる。このような結果は間隙構造が単純であることと、団粒子内に比較的小さな毛管力で保持された水分があることを意味している。また、養生日数で比較すると混合養生の14日ではピーク値が低くなっており、これはボゾラン反応による反応生成物が団粒子の微細な孔隙を充填し、毛管水を拘束したことが原因と考えられる。さらに、締め養生は複数のピーク値を有する複雑な間隙構造であり、特に養生日数が延長されると低 pF 域の水分量が増加する特徴がある。

これらのことから、養生方法の違いは供試体の間隙構造に差異を生じさせ、これに関連して毛管力なども試験条件によって複雑に変化することが確認された。

凍上性は養生方法の影響を受けており、このような間隙構造に起因する毛管力の大小関係も安定処理土の凍上抑制効果に影響する因子の一つと予想される。つぎに図-13は $pF=4.2$ の含水比（本研究ではこの含水比を吸着水量と定義した）と凍上量の関係である。

この関係では、ばらつきは見

られるが吸着水量が少ないものほど凍上量が小さくなる一般的な傾向が確認される。ただし、一部に特異的な点も存在しており、間隙の性状（毛管力など）なども複合的に影響している可能性も残している。前述したように吸着水量は粒子の比表面積に比例する。しかし、石灰安定処理土の比表面積は改良効果

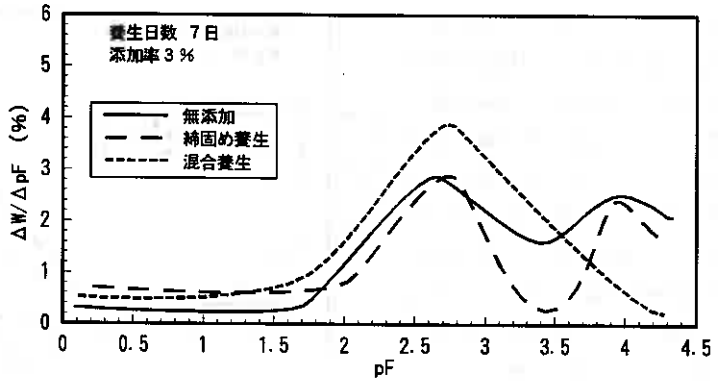


図-7 養生日数7日の水分分布曲線

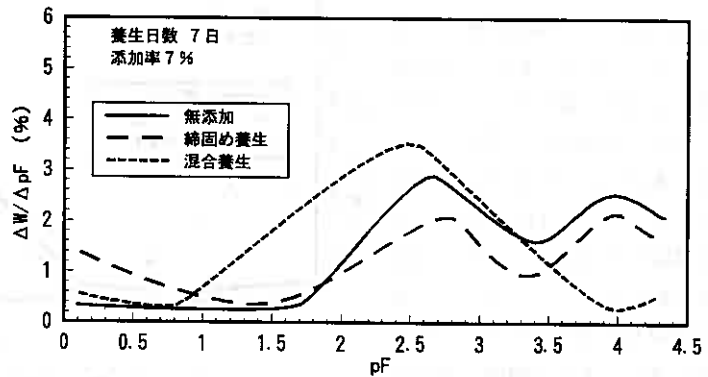


図-8 養生日数7日の水分特性曲線

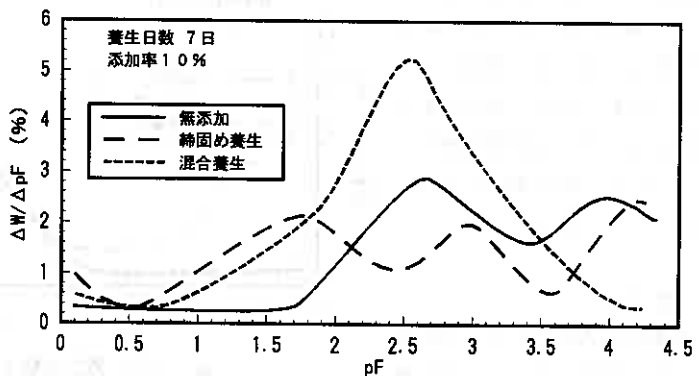


図-9 養生日数7日の水分分布曲線

の進行によって増大すると報告されており⁹⁾、土の構造を単粒子の集合と考えると吸着水量の関係と逆になる。本試験の結果のみからこのような問題点を説明することは困難であるが、推論として団粒化による見かけの比表面積の減少、もしくは反応生成物による土粒子表面の活性の変化などが考えられる。

おわりに、石灰安定処理土の凍上性は養生日数や添加率に依存し、これは強度特性と同様である。従って、締固め養生によって作成された一般的な安定処理土は凍上を抑制すると同時に大きな強度も有するようになる。筆者らのこれまでの研究ではCBRで100以上を有したものは凍上性を示さないことが確認されている¹⁰⁾。しかし、安定処理の基本的な考え方から改良層に著しく大きな強度を持たせることは周囲の地盤との構造的な連続性が保たれないため、土構造物としては望ましくない。従って凍上抑制工法としての安定処理は必要以上の強度を与えず凍上抑制のみを引き出すような改良方法が最も重要であり、その点からも混合養生が有効であると考えられる。

4. まとめ

前報に引き続き石灰安定処理土の凍上抑制効果に与える影響因子を明確にするため土中の水分特性に着目し、養生方法を変化させた条件でpF試験および凍上試験を行った。

固化材による安定処理は通常、土の強度増加を目的とするため改良材混合後に短時間内で締固めることがその後の強度発現に有利に作用するという常識がある。しかし、今回得られた結果からは石灰混合後に締固めて養生した供試体と混合後に締固めを行わない養生方法で両者とも凍上抑制効果が確認さ

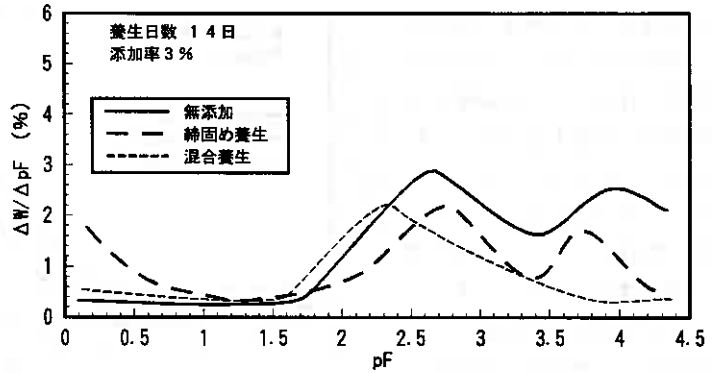


図-10 養生日数14日の水分分布曲線

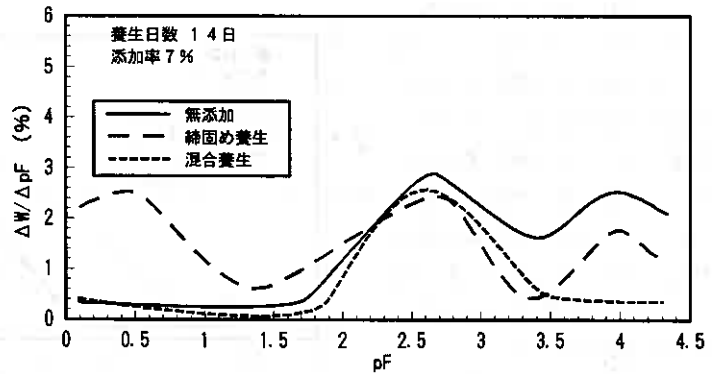


図-11 養生日数14日の水分分布曲線

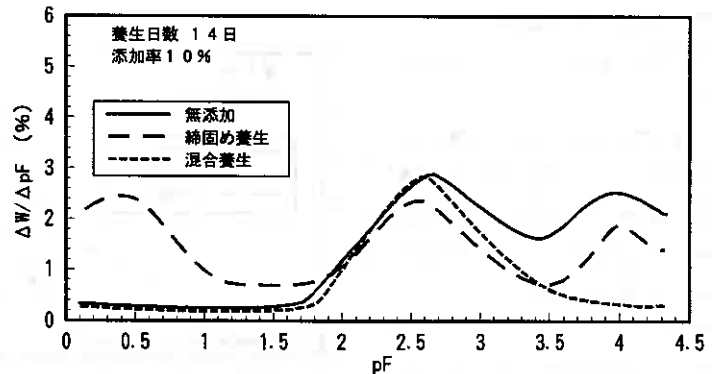


図-12 養生日数14日の水分分布曲線

れた。凍上性と関連づけて毛管水量や吸着水量を pF 特性から判定すると養生方法の違いによって間隙構造に差異がみられ毛管力などは複雑に変化している。しかし、吸着水量を指標として凍上量の関係を整理すると養生方法の違いによらず一義的な関係を見いだすことが可能であった。

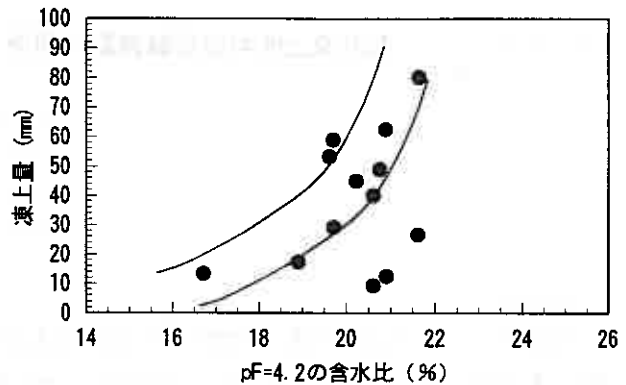


図-1 3 $pF=4.2$ の含水比と凍上量の関係

参考文献

- 1) 土質基礎工学ライブラリー 23 : 土の凍結 - その理論と実際 -, 土質工学会, pp. 196 ~ pp.197
- 2) 中村宏彰・川端伸一郎他(1997): 「石灰安定処理土の水分特性が凍上性に与える影響」, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 37 号, pp. 141~146
- 3) 土壌標準分析・測定委員会編: 土壌標準分析・測定法, 博友社, pp.36~54
- 4) 川端伸一郎・神谷光彦他(1992): 「土の凍上試験法と凍上特性について」, 凍害対策と寒さの利用に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.99~102
- 5) 生頼孝博・山本英夫他(1984): 「セメント混合による土の凍上及び解凍沈下抑制に関する実験的研究」, 雪氷, Vol. 48, No. 4, pp. 189~pp. 197
- 6) 土壌物理測定法委員会編(1980): 土壌物理測定法, 養賢堂, pp. 109~110
- 7) 田中弥寿男・高橋悟(1982): 「比表面積を尺度としたまき土の風化度と水分特性について」, 第 17 回土質工学研究発表会, pp. 73~76
- 8) 土質基礎工学ライブラリー 23 : 土の凍結 - その制御と応用 -, 土質工学会, pp. 24
- 9) 下田正雄・松好成一他(1969): 「生石灰処理土中の水の挙動」, 土と基礎, Vol. 17, No. 7, pp. 27~32
- 10) 川端伸一郎・神谷光彦(1997): 「石灰系固化材を用いた安定処理土の強度と凍上性」, 農業土木学会論文集, 192 号, pp. 105~111

土の凍上性判定試験装置の開発 (2)

北見工大院 学員 ○酒井 晃
北見工大 正員 鈴木輝之
北見工大 正員 澤田正剛
北見工大院 学員 宇野裕教

1. はじめに

土の凍上性判定は土構造物の凍上対策を行ううえで最も重要な作業の1つである。物理試験の結果などを用いて凍上性を間接的に判定する方法もいくつかあるが、凍上試験で判定するのが最も望ましい。現在我が国で実用されている土の凍上試験としては、道路用土の凍上性判定を目的とした道路土工排水工指針¹⁾と日本道路公団試験法²⁾、および低温ガスタンクにおける凍上被害の防止を目的とするLNG地下式貯蔵指針³⁾があり、それぞれの分野でその役割を果たしている。しかし、凍上対策手法の確立が必要な新たな構造物が増加していること、さらに構造物の種類や試験方法に関わらず凍上の基本原理は1つであることなどを背景として、汎用性のある標準化された土の凍上性判定試験の確立が急がれている。

本研究は標準化を目指した凍上性判定試験装置の開発と適用規準の作成を目的としている。既にこれまでの研究で試作された装置が標準的な凍上試験装置として十分用い得ることが確認されている⁴⁾。今回は装置の性能に関する詳細を検討し、具体的な凍上性判定試験方法を規定していくためのデータを得ようとするものである。

自然凍上の対策工法を設計するうえで必要な試験は、土が凍上性であるか否かを定性的に調べる凍上性判定試験である。より進んだ凍上対策設計を行うには、凍上力や凍上変位を定量的に評価できるような凍上試験の確立が必要であるが、これは将来の課題である。本研究で扱うのは、現在実務的に必要とされている定性的な土の凍上性判定試験である。

2. 実験概要

(1) 実験装置

実験装置のセル部分を図-1に示す。この装置の基本コンセプトは、高志ら⁵⁾が行った人工凍結地盤の挙動を明らかにするための凍上試験装置と類似である。セルは透明なアクリルの円筒であり、内径100mm、外径160mm、高さ200mmである。供試体への水分供給はビュレットからポーラスストーンを介して行い、供試体の両端面温度は上盤、底盤を流れる循環水によって制御している。

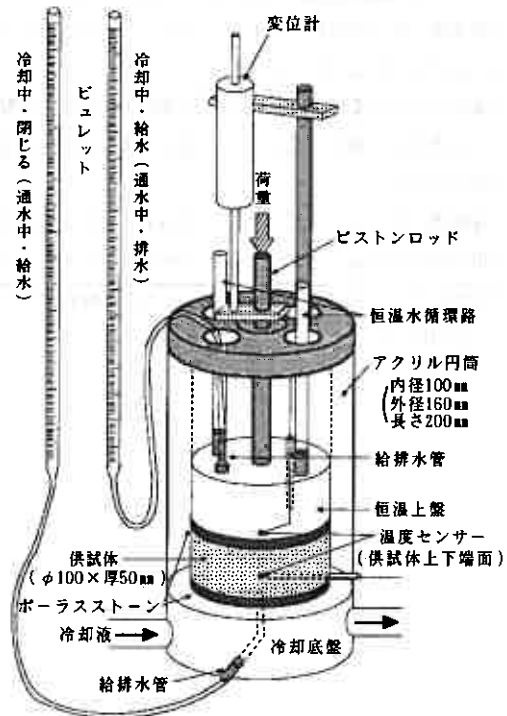


図-1 凍上試験セル部

(2) 実験方法

土の凍上を支配するのは、土質、温度、水分、荷重の4つとされている。したがって、土質試験としての凍上試験方法を規定するためには、供試体作成法の他に、a)温度条件、b)水分供給条件、c)荷重条件の3つの条件を設定する必要がある。両端面温度一定試験は凍結面が停滞するので実地盤で発生する凍結を正確にシミュレートしていないなどの難点を有するが、定性的凍上性判定試験としては比較的簡単な方法であり、実験も単純かつ確実に行うことが出来る。本研究は実務的な土の凍上性判定試験の標準化を目的としており、その第1段階として今回の実験では両端面温度一定試験を基本とした。

供試体の作成は、最適含水比に調整した試料をセル内で3層に分けて突き固めた。この締固め仕事量は標準締固め試験の値 $E_c \approx 5.6 \text{ cm} \cdot \text{kgf/cm}^3$ に合わせた。供試体高さは50mm（一部40mmを含む）に調整した。セル内壁にはシリコングリースを塗布して凍上中の供試体とセルの間の摩擦を軽減させた。また供試体とセルとの凍着の影響を少なくするため供試体の下端から冷却し、未凍土側を変位させる実験とした。

今回の実験で用いた試料は凍上性であることが既に確認されている風化火山灰土である⁴⁾。ちなみに、道路土工排水工指針による凍上試験の結果では、凍上率109.4%、霜柱状凍結である。また一部TC-8試料（TC-8の国際一斉凍上試験で用いた粘土）での結果を含むが、この試料はスラリー状態からの圧密（圧力100kPa）により供試体を作成した。

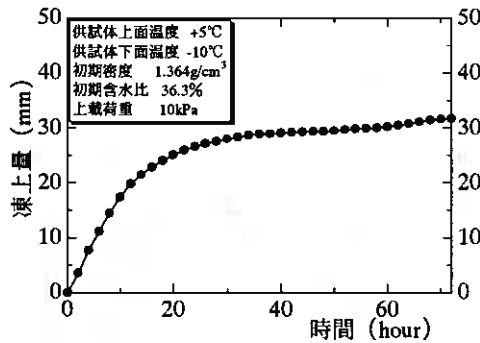


図-2 時間-凍上量関係

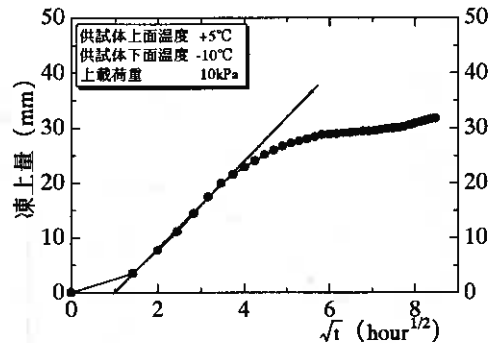


図-3 \sqrt{t} -凍上量関係

3. 実験結果

(1) 凍上量-時間関係

図-2は時間と凍上量との関係の一例を示したものである。供試体の両端面の温度を一定に保った場合、凍上は初めに大きく発生するが、その後凍結面が停滞して小さな凍上発生が長時間継続する。したがって時間-凍上量関係は全体的に曲線のグラフとなる⁷⁾。

そこで時間軸を \sqrt{t} (t は経過時間)に置き換えてみると、図-3に示すように直線部分が認められるようになり、この部分の傾き(凍上量/ \sqrt{t})は凍上速度を表す1つの指標と見なすことが出来る⁸⁾。

図-4は1つの実験で経時的に実測された凍上量と凍上率の関係の一例である。この場合の凍上量は実測された持ち上がり量であり、凍上率は凍上量を凍結した部分の初期高さで割った値である。一方、行われた全実験について、それぞれの72時間後の凍上量と凍上率の関係をまとめると、図-5のようになる。個々の実験で刻々と変化していく凍上量と凍

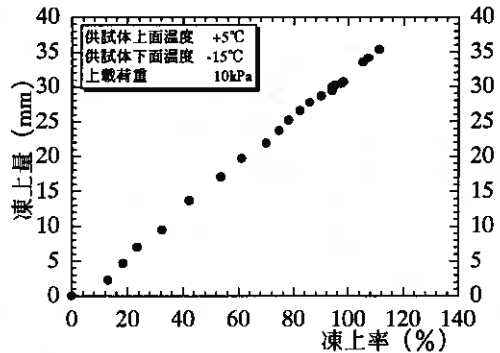


図-4 凍上量-凍上率関係(経時変化)

上率の関係は1本の直線で表せるが、試料、温度、荷重などの試験条件によって、両者の関係は全く違ったものとなる。実際の試験では凍上量と凍上率はどちらかを用いることになるが、それならば直接的に計測する数値である凍上量を用いる方が便利である。

(2) 温度条件

凍上性判定試験の規準を作成するうえで温度条件の設定は非常に重要である。図-6に24時間後凍上量と冷却温度の関係を示す。冷却温度が低いほど凍上量は大きくなるが、 -10°C 以下になると増加は小さくなる傾向が認められる。また供試体上面温度は $1^{\circ}\text{C}\sim 9^{\circ}\text{C}$ の間で所定の値に設定したが、図-6の凍上量-冷却温度関係にそれほど大きな影響を与えていない事が分かる。

図-7に凍上量 \sqrt{t} と冷却温度との関係を示す。冷却温度が低いほど凍上量 \sqrt{t} は大きくなるが、 -10°C 以下になると増加は小さくなる傾向があり、図-6の凍上量-冷却温度関係と類似している。この結果の範囲で大きな凍上が見れる冷却温度を設定するとすれば、 -10°C 程度となる。

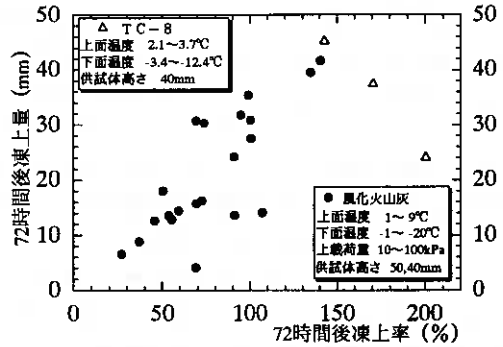


図-5 凍上量-凍上率関係(72時間後)

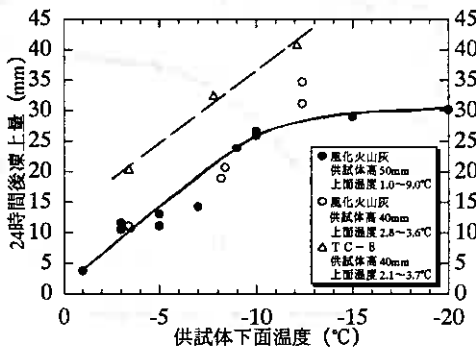


図-6 冷却温度-凍上量関係

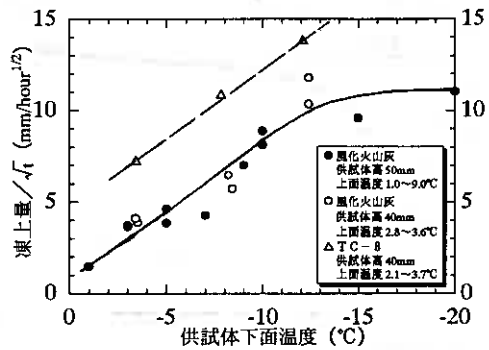


図-7 冷却温度-凍上量 \sqrt{t} 関係

土の凍上を基本的に支配する温度条件は、冷却温度そのものよりも温度勾配である。しかし、供試体中の温度勾配を正確に測定することは非常に困難である。本実験では凍結面の温度を 0°C とし、冷却面の温度との差を凍土厚さで割った値を凍土中の平均温度勾配(以後これを温度勾配と呼ぶ)と見なしている。凍土厚さは、一部の試験においては所定時間ごとに透明セルの外から実測し、他の試験では試験終了時(72時間後)に測定した。図-8に実験開始からの温度勾配、凍上速度、Segregation Potential (SP) 値の経時変化を示す。温度勾配は最初大きな値で徐々に小さくなっていき、約24時間以降からはほぼ一定の値に落ち着く。これは24時間後までには凍上のほとんどが発生してしまい、凍結面が停滞して凍土の厚さの変化が小さくなるからである。本報告中では、72時間後の温度勾配は24時間後のそれに等しいと見なして考察を進めている。両端面温度一定試験での温度勾配は時間とともに一定の値に落ち着くが、凍上速度は低下し続けるので、SP値(凍上速度/温度勾配)は時間とともに変化することとなる。この場合、SP値を凍上性判定の指標とするのは難しいといえる。また図-8の比較からSP値は荷重による影響は少ないことも分かる。しかし、図では示していないが冷却温度には強く支配される事が分かった。

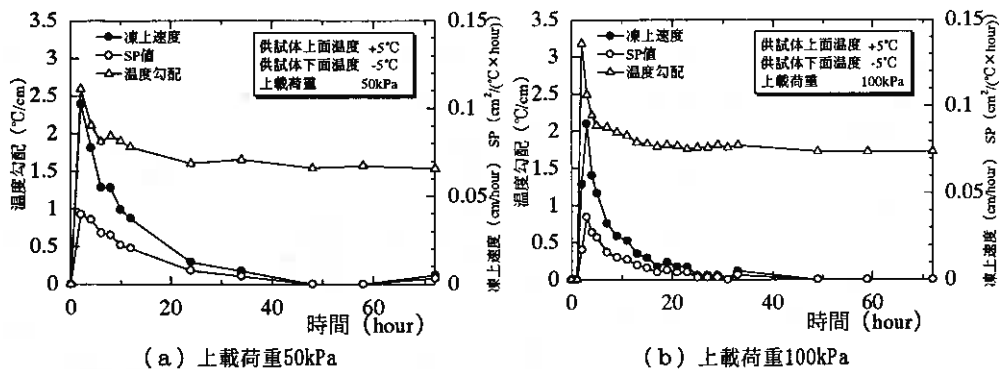


図-8 温度勾配，凍上速度，SPの経時変化

また図-9に72時間後の温度勾配と冷却温度の関係を示す。この結果から温度勾配と冷却温度は1つの曲線上に並ぶようによく対応した関係であるといえる。それを裏付けるように図-10での凍上量と温度勾配の関係は図-6の凍上量と冷却温度の関係と類似している。冷却温度と同じように温度勾配が増加すると凍上量が増加していき、温度勾配が1.5°C/cm程度を越えると凍上量の増加が少なくなる傾向が認められる。また図-10の場合も供試体上面温度の違う結果が含まれており、供試体上面温度の影響は大きくないものと考えられる。

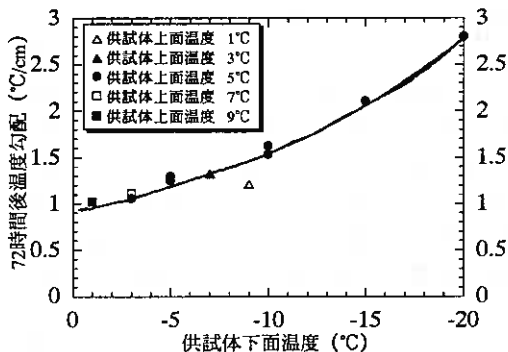


図-9 冷却温度-温度勾配関係

図-11は凍上量/ \sqrt{t} と温度勾配との関係である。凍上量/ \sqrt{t} も温度勾配に対して、凍上量と同様の変化を示すことが分かる。凍上の発生が温度勾配の増加に対して、上限値を示すであろうことは想定される。図-10,11からこの上限値を明確にすることは出来ないが、凍上がある程度以上発生するような温度勾配としては1.5~2.0°C/cm程度が想定される。

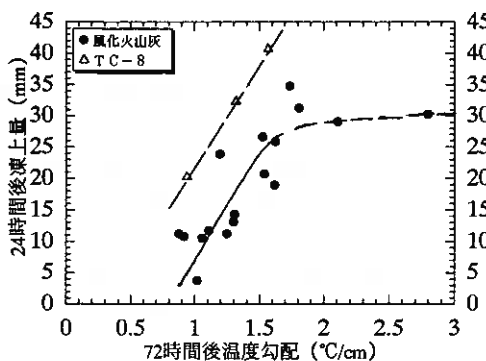


図-10 温度勾配-凍上量関係

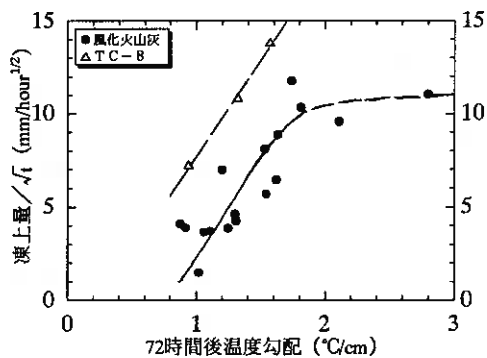


図-11 温度勾配-凍上量/ \sqrt{t} 関係

(3) 荷重の影響

図-12は、上載荷重と凍上量の関係を示している。凍上量は上載荷重が大きくなると減少し、上載荷重を10kPaから100kPaにすることによって、凍上量は半分以下になっていることが分かる。土の凍上性判定試験では上載荷重を小さくして、凍上量が大きく現れるようにするのが適当と考えられる。しかし、冷却ピストンの重量、及びピストンと供試体の接触面の落ち着きなどを考慮すると、上載荷重をゼロに規定することは出来ない。図-12の結果から、上載荷重は10~20kPa程度（土層厚さに換算して0.5~1m程度）でよいと思われる。

図-14は供試体の下面から冷却を行った実験と上面から冷却を行った実験との凍上量の比較を行ったものである。このときの上載荷重は10kPa、低温側-5℃、高温側+5℃である。図から分かるように供試体上面から冷却を行った場合は、下面から冷却を行った場合よりもかなり凍上量が押さえられている。これは明らかに供試体とセルとの間に凍着が起これ、その影響が凍上量に反映した結果と思われる。この凍着の影響は見方を変えれば、上載荷重を加えることに相当すると見なせる。

図-13中に供試体上面から冷却したときの凍上量を破線で書き込んでみると上面冷却したときの凍上量は、上載荷重70~85kPa程度のときの凍上量に相当している。上面冷却での実験は上載荷重10kPaで行ったので、凍着による摩擦の影響は差し引き60~75kPa程度の上載荷重に相当することが分る。この側面凍着の強さは、冷却温度、セル内面の材質および平滑性、更に供試体の含水比など、多くの因子に支配される。いずれにしても、上面冷却の場合には無視し得ない影響が出てしまうことは確かである。理想的には凍着力も含めた側面摩擦力はゼロにすることであり、それに近付けるためにも下面からの冷却が適当と考えられる。

4. まとめ

提案した凍上試験装置について、土の定性的凍上性判定試験法を規定するうえで必要な基礎データを得る実験を行った。得られた結果のうち、主なものをまとめると以下の通りである。

- (1) 供試体上下端面温度を固定する凍上試験では、初期に大きな凍上が発生し、その後凍結面の停滞に伴って凍上量発生は小さくなっていくが長時間継続する。したがって、時間-凍上量関係は全体として上凸の曲線となる。
- (2) 時間-凍上量曲線の時間軸を \sqrt{t} に置き換えることで直線部分が現れる。その部分の傾き（凍上量/ \sqrt{t} ）は1つの凍上速度を表す値と見なすことが出来るが、凍上性を判定する指標としても使える可能性がある。
- (3) 試験の条件が変わると、凍上量と凍上率は必ずしも一定の関係にはない。土の凍上性判定の指標としてはどちらかをういればよく、直接計測する数値である凍上量の方が便利である。
- (4) 凍上量は冷却温度に強く支配され、プラス側の温度の影響は小さい。本実験の範囲では-10℃程度の

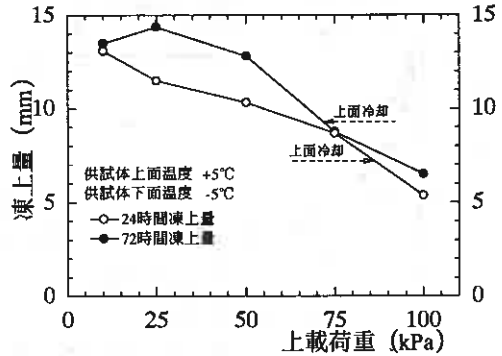


図-12 凍上量-上載荷重関係

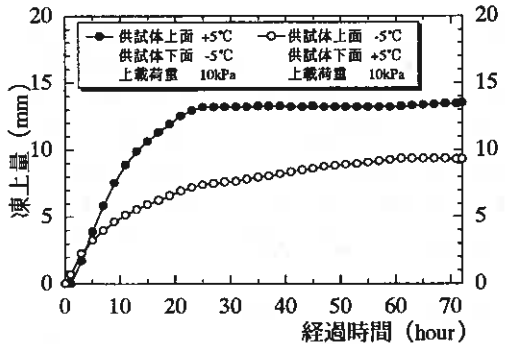


図-13 冷却面による凍上量比較

冷却温度で大きな凍上量となることが分かった。

- (5) 土の凍上発生を基本的に支配する温度条件は温度勾配である。本実験の範囲では24時間以後の温度勾配はほぼ一定値に落ち着き、この値が1.5~2.0°C/cm程度のときに大きな凍上量となった。
- (6) 上載荷重によって凍上量は大きく変化する。装置の特性からしても、土の凍上性判定試験での上載荷重は10~20kPa程度で良いと思われる。。
- (7) 供試体の上面から冷却を行うと供試体とセルとの間に凍着が起こり、一例として60~75kPaの上載荷重に相当する影響が見られた。土の凍上性判定試験では下面からの冷却が適当である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路土工排水工指針
- 2) 日本道路公団：日本道路公団試験方法，土の凍上試験方法（KODAN 112-1985）
- 3) 日本瓦斯協会：LNG地下式貯蔵指針
- 4) 北村、鈴木、澤田：土の凍上性判定試験装置の開発，地盤工学会 北海道支部 技術報告集 第37号 pp.131~134, 1997
- 5) 高志 勤、益田 稔、山本英夫：土の凍結膨張率に及ぼす凍結速度、有効応力の影響に関する研究，雪氷，36巻2号，pp.1~20, 1974
- 6) 劉、鈴木、澤田：砂利および透水性断熱材を用いる遮水槽の凍上抑制効果，土木学会論文集，NO.487/III-26, pp.265~270, 1994
- 7) 福田正己、金 學三、金 玲鎮：標準サンプルを使った凍上実験について，第12回寒地技術シンポジウム，1996
- 8) J.LIVET：Experimental method for the classification of soils according to their frost susceptibility, France, FROSTIJORD NR.22, NOVEMBER 1981

凍上試験法の問題点と改良法の提案

日本道路公団北海道支社 ○正会員 武田 勇光
日本道路公団試験研究所 正会員 益村 公人
日本道路公団静岡建設局 正会員 横田 聖哉

1. まえがき

高速道路の凍上対策工は、施工性や経済性から凍上を起こしにくい材料により、理論最大凍結深さの 70～100%を置き換える、いわゆる置換工法が主体である。道路公団における凍上対策工の設計は、従来、置換深さが同一であれば切土部と盛土部は同じ厚さで行っていたが、長年に亘る調査・研究の結果から盛土部の低水位条件では凍上現象が極めて小さいことが判明したため、盛土高さによって置換深さを大幅に低減することに設計要領の改定がなされたところである。^{1), 2), 3)}

凍上対策工に用いる土質材料は、経費節減等の観点から現地発生材の有効利用を図ることが重要であり、舗装路面等に有害な凍上被害を起こさせないためにも土の凍上性に対する正確な評価が必要である。また、設計要領の改定に伴って、置換えを必要としない盛土部での凍結深内の路床に用いられる凍上性材料の土質や含水比等の違いによる凍上現象への影響などを把握するために、土の凍上判定試験はより精度の高い定量的な評価が望まれる。

道路公団における現行の土の凍上性判定試験は、道路土工指針による凍上判定方法や北海道開発局による試験方法を基に改良し、かつ路床の強度保持のための凍結融解後のCBR規定を設け、凍上判定試験とCBR試験とを一連の作業として実施するために、供試体の直径15 cm、高さ12.5 cmを用いている。そして土の凍上性の判定は、凍上率及び凍結様式により行っているが、凍上試験は地下水条件や気温条件などの現地状況等を必ずしも踏まえたものではなく、また、凍上性判定の重要事項である凍結様式は個人的主観が入りやすいなどの課題を抱えている。

本文は、現行の凍上判定試験の課題について分析・評価し、現行の試験装置を基に新たな試験方法を提案するとともに、バラツキの少ない凍上性判定試験の可能性について検討した結果を報告するものである。

2. 現行公団式凍上試験方法の問題点

2-1 現行法凍上試験の概要と試験土の物性値

道路公団における凍上試験は、昭和60年に「KODAN 112-1985 土の凍上試験方法」として制定されている。その試験方法は、一定温度で冷却された空気の循環で供試体上面を冷却して供試体の上部から凍結させ、供試体下部は一定温度の水に浸けておく方法を用いている。試験法には上部冷却槽内は -6°C 、下部冷却水槽内は $+3^{\circ}\text{C}$ と定められ、この条件が最も凍上しやすいという過去の研究から決められている。

図1に供試体のセット状況を、図2に試験研究所の凍上試験装置の例を示す。これらの凍上試験装置は、一度に数個の供試体を同時に試験できるように改良しているため、数多くの試験を必要とする時には効率的である。以下に、上記試験装置を用いた土の凍上試験方法と、実験に使用した現地発生土の物理試験結果の概要について記述する。

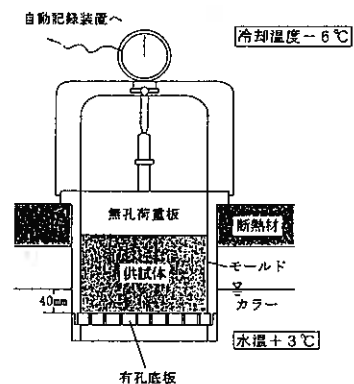


図1 供試体セット状況

①供試体作成（同一試料により供試体を3個作製）

- ・モールド寸法=内径15cm×高さ17.5cm（供試体長12.5cm）
- ・許容最大粒径=37.5mm
- ・突固め方法=ランマー重量4.5kgf、落下高さ45cm、突固め回数3層42回/1層
- ・含水比=Wopt又はWnで作成

①吸水膨張試験

96時間（4日間）水中静止

②凍上試験前の養生

上部冷却室及び下部水槽とも+3℃に保ち24時間養生をする。

③凍上試験

養生終了後、上部冷却槽温度を-15℃に急速に下げ1時間保持する（サーマルショック）。その後、上部冷却槽温度を-6℃、下部水槽を3℃とし、サーマルショックの時間を含め144時間（6日間）凍上試験を行う。

今回の実験には7種類（長都土、町田ローム、混合土、苫小牧土、旭川土、千歳土、十和田土）の試料を用い、土粒子の密度、含水比、粒度及び液塑性試験を行った。その物理試験結果一覧表を表1に、粒径加積曲線を図3に示す。

2-2 現行凍上試験結果と考察

(1) 供試体の設置位置の違いによる凍上への影響

図4に供試体上下面温度の経時変化の代表例を示す。図から冷却水の設定温度+3℃に対して供試体下面温度は2℃程度の一定温度になっているが、供試体上面温度は時間の経過とともに徐々に低下しており、凍結が進行していることがわかる。

図5に7土質全ての上下面温度分布と供試体設置位置の関係を示す。供試体上部温度は-6℃の設定値に

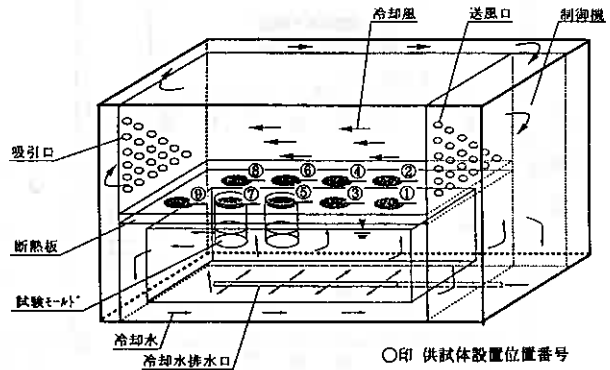


図2 凍上試験装置の冷却室内部概要

表1 使用材料物理試験結果一覧表

試料名	長都土	町田ローム	混合土	苫小牧土	旭川土	千歳土	十和田土
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.612	2.719	2.654	2.583	2.649	2.696	2.437
自然含水比 %	45.56	81.6	21.0	26.54	20.73	17.87	27.9
レキ分 2~75mm %	4.6	0.0	0.0	17.0	27.1	0.0	21.5
砂分 75 μ m~2mm %	70.8	13.9	62	50.3	32.3	58.2	43.1
シルト 5~74 μ m %	21.9	58.3	22.4	21.8	18.8	25.3	22.4
粘土 5 μ m未満 %	2.7	27.8	15.6	10.9	21.8	16.5	13.0
均等係数 U_c	30.41			113.39			432.0
曲率係数 U_c'	1.57			3.48			3.25
D 50 mm	0.3896	0.016	0.1283	0.2321	0.2167	0.1142	0.2657
クレーガー cm/s	2.50E-04		1.76E-05	5.49E-03	3.00E-06	9.15E-06	2.38E-05
液性限界 WL %	116.97	98.14	25.21	NP	39.61	27.44	NP
塑性限界 WP %	71.77	64.75	19.19	NP	19.85	20.28	NP
塑性指数 IP %	45.20	33.39	6.02		19.76	7.16	

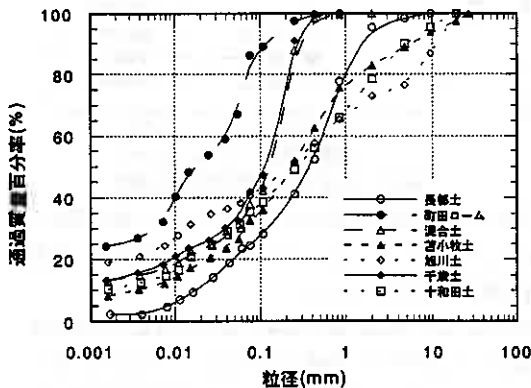


図3 粒径加積曲線

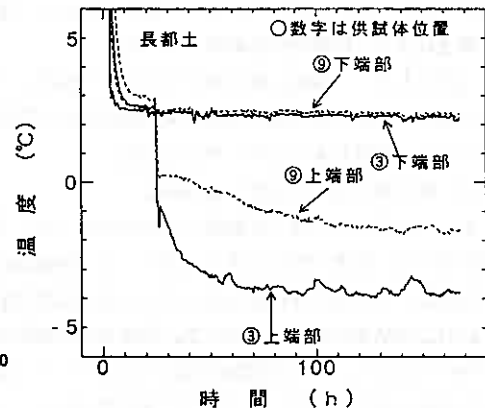


図4 供試体内温度の経時変化

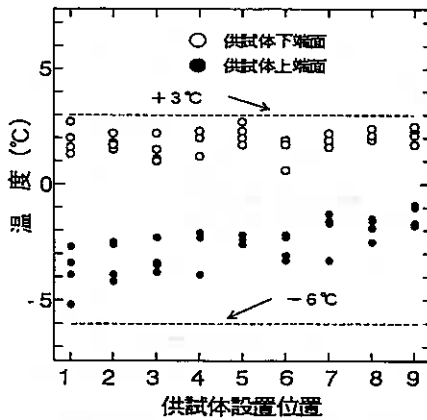


図5 供試体上下面温度分布

対して $-5 \sim -0.9^{\circ}\text{C}$ と幅のある値となった。温度分布は図2に示す冷風の吹き出し口に近い1の点が最も低く、9の点に向かって徐々に高い温度を示している。上部冷却室内温度に対し供試体上面の温度分布の違いが生じているのは、吹き出し口から離れるにつれて供試体の熱抵抗が大きくなるためと考える。一方、供試体下面はわずかに温度分布があるものの、上面温度と比較すると非常に小さい。

図6に各土質の凍結深さと設置位置との関係を示す。凍結深さは、供試体設置位置の違いにより上面温度が異なることから、吹き出し口から離れるほど浅くなり、1の点では凍結深さが8cmに対し、9の点では3cmと3倍程度の違いが現れた。このように、設置位置による凍結深さの違いは、凍上性判定に大きな影響を及ぼすものとする。

(2) 凍上率に及ぼす凍結深さの影響

図7に凍上率(供試体長で凍上量を除した値)と凍結深さの関係を示す。凍上率は、町田ロームを除き凍結深さが深くなるに連れて小さくなる傾向を示し、凍結深さに大きく影響を受ける結果となった。

これらから、一義的に凍上率を5%以下と規定している現行の凍上性判定基準では、凍上性の正しい評価をするには問題があるものと考えられる。

(3) 凍上率に及ぼす温度勾配の影響

図8に温度勾配(凍上試験終了時の供試体上面と下面の温度差を供試体長で除したもの)と凍結深さの関係を示す。温度勾配が大きくなるにつれて凍結深さも大きくなっていることがわかる。土質によって若干勾配はことなるが凍結深さが大きくなると温度勾配の影響が減少している。

図9に凍結深さに対する凍上率と温度勾配の関係を示す。凍上率は、温度勾配が大きくなると小さくなる傾向を示した。現行の試験方法は上面がマイナス温度で下面がプラス温度に設定されているため、常に凍結速度は変化し最終的には極端に凍結速度が低下する。このため、凍上を大きく支配する凍結速度と温

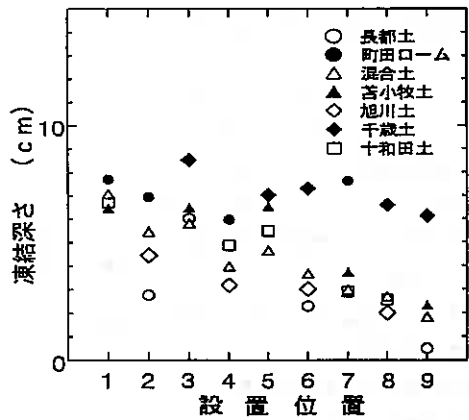


図6 凍結深さと設置位置の関係

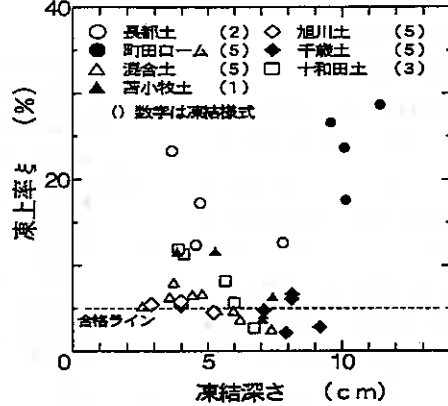


図7 凍結深さと凍上率の関係

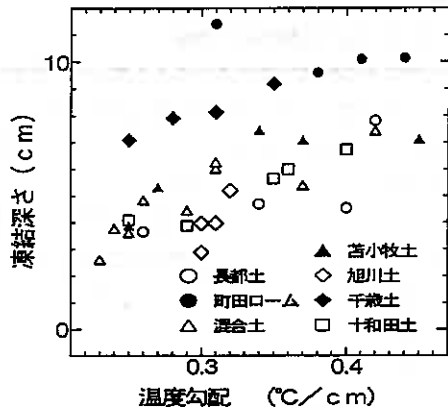


図8 温度勾配と凍結深さの関係

度勾配の関係は、刻々変化するため一義的には決定できない特徴を持っているものと考えられる。

3. 改良型凍上試験による土の凍上性判定試験

3-1 改良型試験の目的と試験概要

前項において凍上判定試験についての問題点を指摘したが、既存の凍上試験装置をそれほど大きく改良せずに、バラツキの少ない凍上性判定試験の可能性として、供試体長と温度条件を変更し凍結速度を一定にするような試験方法について検討を行なった。

以下に土の凍上試験方法の試験概要を示し、図10に改良型凍上試験の供試体容器を示す。

①供試体作成（同一試料により供試体を3個作製）

- ・モールド寸法=内径15cm×高さ12.5cm
(供試体長50mm、ポーラスストーン75mm)
- ・突固め方法=ランマー重量4.5kgf、落下高さ45cm、突固め回数51回/1層
- ・含水比=W_{opt}又はW_nで供試体作成

②吸水膨張試験

72時間（3日間）水中静止

③凍上試験前の養生

上部冷却室及び下部水槽とも+1℃に保ち24時間養生をする。

④凍上試験

養生終了後、上部冷却槽温度を-15℃に急速に下げ1時間保持する（サーマルショック）。その後、上部冷却槽温度を所定温度（-4℃、-6℃、-8℃、-10℃）下部水槽を1℃とし、サーマルショックの時間を含め72時間（3日間）凍上試験を行う。

3-2 改良型凍上試験結果と考察

(1) 供試体内上下面温度分布

図11に上部冷却槽の温度が-6℃（下部水槽+1℃）の温度条件における、上部冷却槽、下部水槽及び供試体上下面温度の経時変化を示す。図から上部冷却槽内及び下部水槽内の温度はほぼ一定に保持し、供試体上面温度は徐々に低下し凍上試験開始後約2.6時間程度で一定温度に収束している。また同時刻において供試体下面温度が-0℃付近まで低下しており、この頃に供試体全体が凍結したものと考える。供試体を凍結線が進行している時間内では、ほぼ直線的に温度低下が見られ、改良型凍上試験では近似的に一定の凍結速度の実験がされていたと見なすことができる。

(2) 凍上量の経時変化
図12に凍上量の経時変化を示す。凍上量は凍上開始後一定の速度で増加し、その後凸の変曲点が現われ凍上は停止している。この変曲点が供試体全体の凍結した点であり、これ以上供試体を冷却しても水分

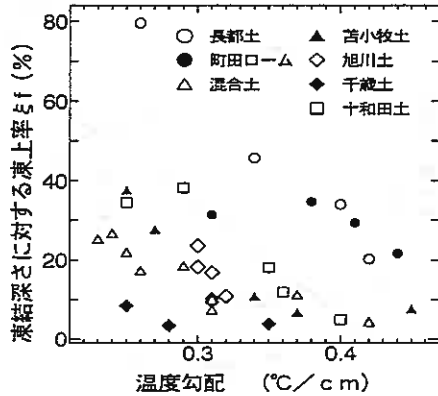


図9 凍上率と温度勾配の関係

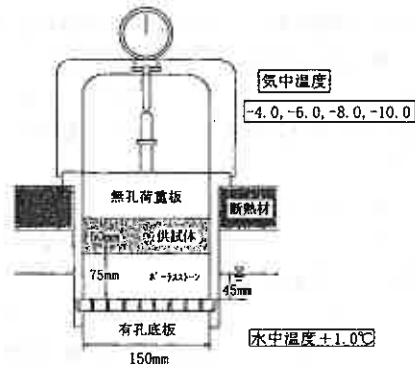


図10 改良型凍上試験供試体容器

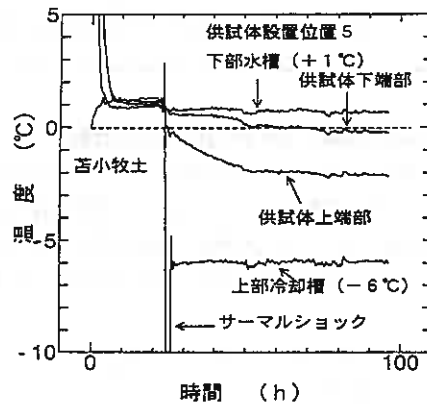


図11 供試体の温度変化

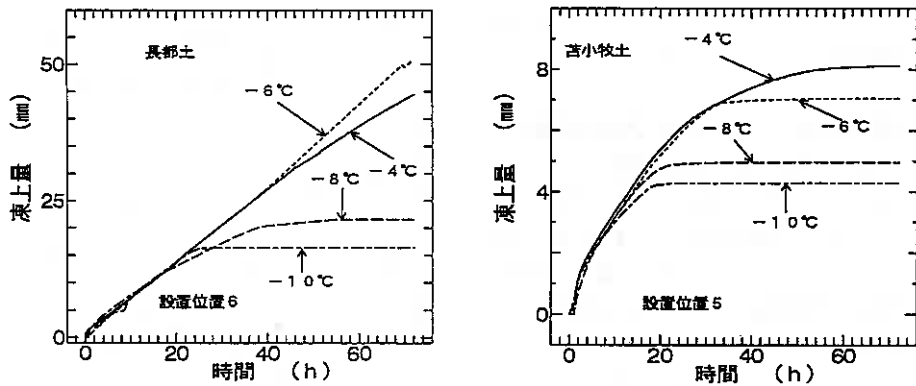


図12 改良型試験による凍上量の経時変化

の供給がないため凍上は起きない。すなわちこの現象は凍上には水の供給が必要不可欠であることを意味しており、実験時間、温度条件及び供試体長さはほぼ妥当な値であると考えられる。

(3) 凍上率と温度勾配の関係

図13に冷却温度 $-4 \sim -10^{\circ}\text{C}$ における凍上率と温度勾配との関係を示す。いずれも温度勾配が大きくなると凍上率は双曲線的に小さくなる傾向を示し、現行の凍上試験方法に比べて相関性が高くなったものと考えられる。

(4) 凍上速度と温度勾配の関係

凍上率については高志らの既往の研究結果⁴⁾から、次の関係式が提案されている。

$$\xi = \xi_0 + \delta_0 / \delta (1 + \sqrt{V_0/V}) \dots\dots (式1)$$

但し、 ξ_0 、 δ_0 、 V_0 は土固有の凍上係数

この関係式に基づき、凍結速度の平方根の逆数との関係で整理した結果を図14及び表2に示す。これらの結果から判るように凍結速度の平方根の逆数と凍上率には良い相関が得られた。

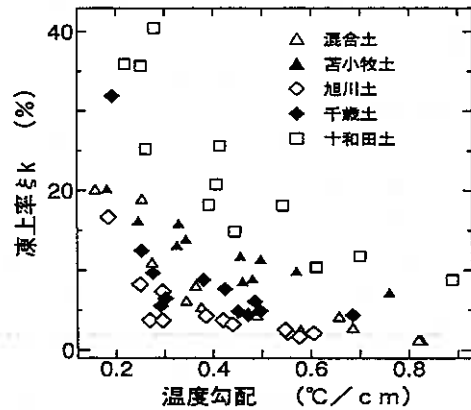


図13 温度勾配と凍上率の関係

4. 改良型試験方法と現行試験方法の比較

両試験方法の比較を温度勾配によって行った結果、図15に現行試験方法による凍上率と温度勾配及び改良型試験方法による温度勾配と凍結速度の平方根の逆数並びに凍上率の関係を示す。前項より得られた実験

表2 凍結速度の逆数の平方根と凍上率の関係式の定数

土質	係数		相関係数
	A	B	
長都土	19.90	-11.70	0.934
町田ローム
混合土	8.70	-6.80	0.985
苫小牧土	6.80	-4.80	0.949
旭川土	6.00	-4.60	0.967
千歳土	11.10	-11.70	0.940
十和田土	12.10	-6.70	0.878

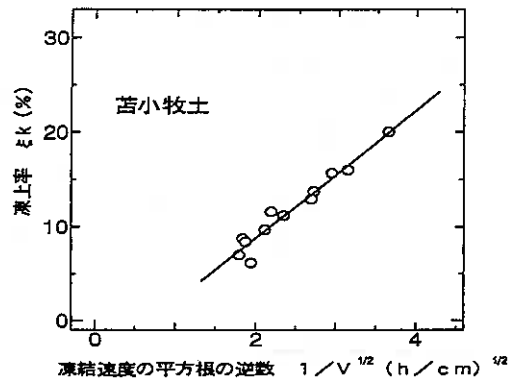


図14 凍結速度の平方根の逆数と凍上率の関係

結果について、温度勾配をパラメータとして比較するため同一の図にプロットした。図から現行試験方法で5%であれば、改良型試験方法では8～10%に相当するものと考えられる。なお、供試体長が5cmでは下部水槽温度が+1℃の条件であれば、上面冷却温度は-2.5℃前後必要であり、上部冷却槽の温度は-6℃前後にセットする必要がある。また、供試体全体を凍結させるためには温度勾配で0.35程度必要であると考えられる。

路床に用いられる材料は過去に実施した凍上判定試験結果から、非凍上性材料と判定される材料は凍結融解後のCBR値が10%以上を充分確保しているため、凍上性の判定にCBR試験を実施する必要はないものと思われる。

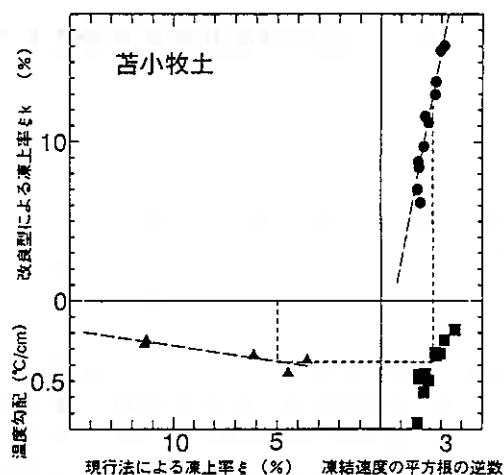


図15 現行法による凍上量と改良型試験法による凍上率との比較

5. 試験結果のまとめ

現行の試験方法と改良型試験方法による凍上性判定試験結果から、以下のことが明らかとなった。

- (1) 現行の試験方法では、凍上現象を左右する温度条件において供試体上面の温度に誤差が大きく現われ、風の吹き出し口から供試体が離れるほど温度が高く、これに伴い凍結深さも同様に小さくなる傾向を示した。
- (2) 現行の試験方法による凍上率は、凍結深さが深くなるにつれて小さくなる傾向を示した。逆に凍結深さが決定されないと一義的に凍上率は決定されないため、現行試験による凍上率の求め方では客観性に欠けることが判明した。
- (3) 改良型試験方法では凍上率と温度勾配は双曲線の関係にあり、良い相関がある。また、凍上率は凍結速度Vが大きくなると急速に小さくなる傾向にある。つまり、凍結速度の逆数の平方根が大きくなると、凍上率はほぼ直線的に増加する傾向を示し、相関関係も良好であった。
- (4) 現行試験方法と改良型試験方法の対比では、現行法による凍上率5%が改良型の試験方法の8～10%程度に相当するものと考えられる。

6. あとがき

凍上対策工の設計に関しては、盛土部での置換深さの低減など合理的な設計手法のための調査・研究は積極的に進められてきたが、道路材料の適否に関する根本的な部分である凍上判定試験方法の研究等は立ち後れている状況にある。現行の凍上判定試験の問題点等が判明したが、より高精度で定量的な凍上判定ができる試験方法が早期に望まれる。

今後は、今回提案した改良型試験方法による実験は特定の材料に限られていることから、現場で発生する多種多様な材料についても広範囲に亙る調査・研究を実施するとともに、凍上判定試験に関する課題等についても引き続き検討していきたいと考えている。

参 考 文 献

- 1) 横田聖哉、三嶋信雄、三浦清一：地下水位を考慮した実用的な凍上量の設定方法、土木学会論文集、No. 574, VI-36, 1997
- 2) 三嶋信雄、他：盛土部での凍上対策の設計方法に関する研究、JH試験研究所報告、Vol. 32, pp. 24-32, 1995
- 3) 横田聖哉、三嶋信雄、三浦清一：道路盛土における現場凍上実験、土と基礎、Vol. 45, No. 11, 1997
- 4) 高志勤、益田稔、山本英夫：土の凍結膨張率に及ぼす凍結速度・有効応力の影響に関する研究、雪氷、Vol. 36, No. 2, pp. 1-20, 1974

自然凍結現象を対象とした凍上試験の現況と課題

北海学園大学工学部 ○正会員 小野 丘

1. まえがき

気温の季節変動に伴う地盤の自然凍結を対象とした土の凍上性判定を行うために現在実施されている凍上試験は(社)日本道路協会の「道路土工-排水工指針-」による方法およびそれを改良した方法によっている。しかしながら、これらの試験方法によって得られる凍上試験の結果は、ばらつきが大きく、そのデータによる凍上性の判定には不確定なものが含まれているのが現状である。このことはすでに多くの関係者から指摘され続けてきているが、未だに本質的な事情は変わっていない。このような状況を受けて、最近、多くの研究者や実務者により土の凍上試験に関する研究会を発足させ、凍上試験の在り方や結果のばらつきの原因を精力的に研究しはじめたところである。これまでに国内で2回実施された一斉凍上試験(土質工学会「凍害対策と寒さの利用に関する研究委員会」による一斉凍上試験:平成元年11月~平成4年5月およびTC8による一斉凍上試験:平成7年11月~平成8年10月)の結果や土の凍結・凍上のメカニズムから見た解析から、排水工指針やその改良型による試験法が持つ構造的な欠点とそのばらつきの主たる原因であることがはっきりしてきた。具体的には、試料の上下端の温度制御方法、温度勾配の与え方、冷却方向、上載圧力、吸排水制御法、試料の準備方法、試料の寸法などである。

本報告では現在自然凍結を対象に実施されている凍上試験の現況を総括し、将来「土の凍上試験機・試験方法」を標準化するために解決しなければならない課題の一端を述べるものである。

2. 凍上試験方法・試験装置

現在室内で実施されている3つの土の凍上試験法を表1に比較して示した^{1)、2)、3)}。また、それぞれの装置を図1~図3に示した。この3つを選んだ理由は、ここに示した試験方法は最も実務上で利用されているか、または利用されてきたと考えられるからである。

三者を比べると試料作成方法、冷却方法、冷却方向および載荷圧力はほぼ同じであるが、供試体寸法、設定温度、給水方法に違いが見られる。大まかに言うと、開発土木研究所改良案は排水工指針の装置で得られる試験値を安定させるために工夫がされた結果であり、道路公団規格は最大粒径を大きくし、かつCBR試験に対応できるようにした、と見ることができる。以下にそれぞれの試験法の持つ特徴と課題を示す^{4)、5)、6)、7)、8)、9)、10)}。

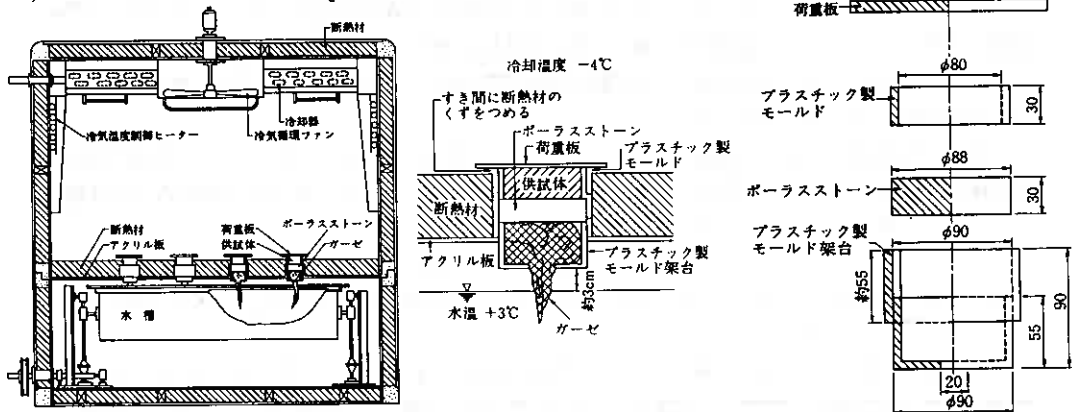


図1 凍上試験装置 (道路協会-排水工指針-)

The present situation and problems of the laboratory frost heave tests for a natural frost heaving,
 Takashi Ono (Faculty of Engineering, Hokkai-Gakuen University)

表1 現在ある3つの凍上試験法の比較

	道路土工 —排水工指針—	北海道開発局 開発土木研究所改良案	日本道路公団規格 —土の凍上試験方法—
直径・高さmm	φ80、H30	φ80、H50	φ150、H125
試料作成方法	4.75mm以下を最適含水比で静的に締固めて24時間吸水させる	5mm以下を最適含水比で静的に締固める	37.5mm以下を自然含水比または最適含水比で突き固めにより締固めて96時間水浸する
冷却方法	上部が冷風による冷却室、下部が恒温水槽	上部が冷風による冷却室、下部が恒温水槽	上部が冷風による冷却室、下部が恒温水槽
冷却方向	上から下へ	上から下へ	上から下へ
冷却温度	冷却室：-4.0±0.2℃ 水温：+3.0±0.2℃ (一定)	冷却室：-6.0±0.5℃ 水温：+1.0±0.5℃ (一定)	冷却室：-6.0±0.2℃ 水温：+3.0±0.2℃ (一定、温度測定位置指定)
冷却時間	供試体の凍上が止まるまで	72時間	144時間を原則とする
給水方法	ガーゼと30mm厚のポーラスストーンを通じ3cm離れた水槽から自由に	約200ccの水で満たされた30mm厚のスポンジと60mm厚のポーラスストーンから直接	水深40mmの水中で有孔底板から直接
載荷重(圧力)	φ150、重さ1.2kgfの金属製の円板の載荷(約2.3kPa)	φ90、重さ1.2kgfの金属製の円板の載荷(約2.3kPa)	重さ5kgfの荷重板(約2.8kPa)
測定項目	冷却室の温度と水槽の水温を連続的に、凍上量は最大値の確認、凍結様式	凍上率および増加含水比の6個の平均値	凍上量、上部冷却室および水槽の温度の経時変化、見掛けの凍結深さ、凍結様式、含水比
特徴	ガーゼの毛管作用による給水をさせることで、自然状態に近づけた	下部の温度はプラスチック製モールドを介して水温を間接的に伝える。供試体上面にラップフィルムを掛ける。ポーラスストーンの様を規定	3℃で24時間養生後、-15℃のサーマルショックを与える。φ80、H30、最大粒径4.75mmの試験も規定されている

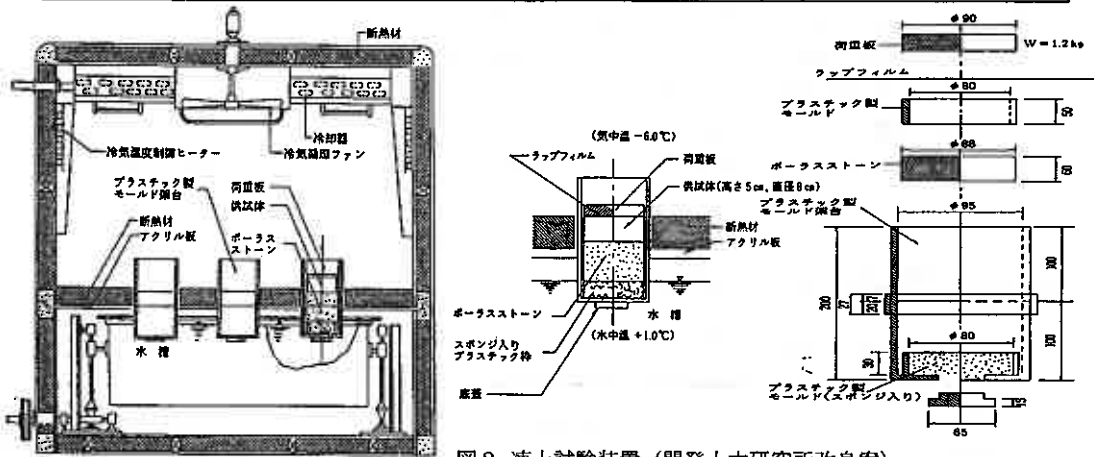


図2 凍上試験装置 (開発土木研究所改良案)

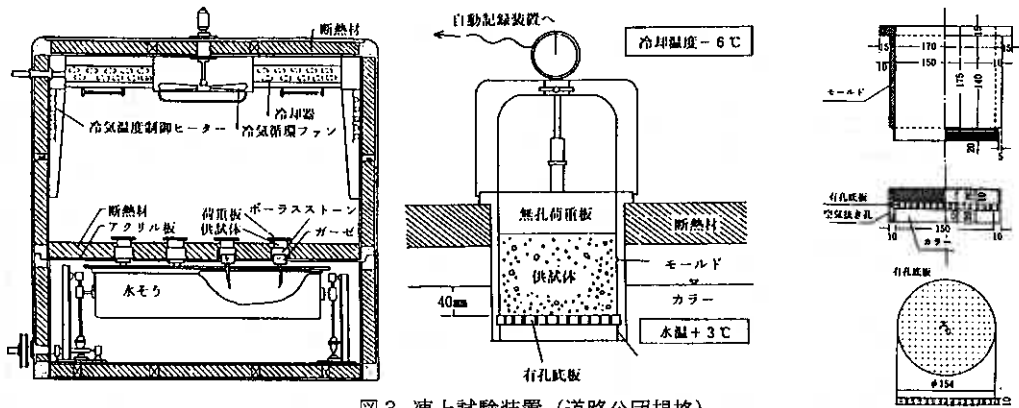


図3 凍上試験装置（道路公団規格）

2. 1 道路土工—排水工指針—

排水工指針で示されている凍上試験機は、自然状態での凍上を少ない試料でシミュレーションしようとしたものとされているが、φを80mmとした理由は明らかではない。指針が刊行されたのは昭和48年9月である。その後2回改訂されているが、土の凍上試験方法（資料）の部分は変わっていない。この装置と極めて類似している凍上試験装置がその15年前の1958年（昭和33年）にHigashiによって発表された論文¹¹⁾の中にある。このあたりがこの装置の源流であると考えられることもできよう。この指針で示されているガーゼの毛管作用による給水方法は、Higashiによれば地下水位が（地表面より）数フィート（約1m）下にあることに相当する¹¹⁾、ということになる。つまり、この装置は自然状態に近い不飽和地盤での凍上試験を想定している訳である。

これまでに指摘されているこの試験装置・方法の問題点を整理すると以下ようになる。

1. 現行の荷重板（1.2kgf）が凍上性判定に適切かどうか不明。
2. 凍結後、荷重板が供試体に凍着して測定が正確に出来ない。
3. 設定温度を指針にある±0.2℃の精度で保持するのが困難。
4. 設定温度の組み合わせ（-4℃、+3℃）が適切かどうか不明。
5. 試料を締固めて作成するので、密度に差異が出る。
6. 凍上中に断熱材のすきまから冷気が侵入し、吸水が抑制される（ポーラスストーンが凍結する）。
7. 凍上中にポーラスストーンとガーゼが完全に密着せず、分離することもある。
8. 凍上の進行で供試体の伸びた部分が乾燥し、土粒子の脱落および含水比が変動する。
9. 凍上中に供試体に変形し、凍上率の測定に誤差が出る。
10. 凍上中の吸水に影響するポーラスストーンの品質および使用基準がない。
11. 凍結様式の判定が微妙であり、個人差がある。
12. 定量的な数値表現による判定ができない。

このように排水工指針の凍上試験法は多くの問題を抱えており、凍上性の“判定”のみに利用する上でも信頼性が低いと言わざるを得ない。

2. 2 北海道開発局開発土木研究所改良案

この試験装置は基本的に排水工指針と変わらないが、装置や方法の欠点を改良するための努力がなされ、工夫がされている。特に試験データのばらつきを抑えるために、

- ア. ポーラスストーンの品質、温度設定値、試験時間を規定した。
- イ. 飽和したスポンジとポーラスストーンから直接給水させた。
- ウ. 温度むらを防止するためにモールド全体を低温庫の中で回転させた。

などが改良され、ある程度試験結果のばらつきを少なくすることができている。

しかしながら、以下のような課題が指摘されている¹⁰⁾。

1. 冷気が供試体下端に廻り込むため、供試体が上下から冷却され初期の凍結進行速度が速くなる。
2. ポーラスストーン自体が凍結し、吸水が停止する。
3. 凍上量が多くなるとモールドから試料がはずれる¹²⁾。

この試験法により試験結果のばらつきを少なくすることができる成果があったが、凍上中に供試体の温度境界条件を正確に制御できていない面が伺われる。

2. 3 日本道路公団規格—土の凍上試験方法—

この規格にはφ15法とφ8法があるが、基本的には道路土工排水工指針と同じであると考えられる。改良・変更されている点は、

- ア. 径を大きくして、切り込み砂利・CBRに対応できるようにした。
- イ. 供試体への吸水は有孔底板を通して直接行い、水位は供試体下面より40mm上に保つこととした。
- ウ. モールドにフランジをつけて、冷気の侵入を防いだ。
- エ. 荷重板の重さを5kgfとした。

という点である。

また、この試験法の持つ課題は以下のようである^{8)・13)}。

1. 冷却室内のモールドの設置位置により冷却側温度に最大3℃の差がでる。
2. 温度のばらつきによりモールド間の凍結深が異なってしまう。
3. モールドと供試体の間の摩擦が無視できないほど大きい。

このように、この試験法も排水工指針の場合と本質的に変わらないので、この方法で土の凍上性を判断するのは困難である¹³⁾と言わざるをえない。

2. 4 現行の規定における共通の問題点

以上に示したように、現行の3つの凍上試験法には考慮すべき課題がある。それらの共通点をまとめると次のようになる。

1. (冷却室や水温ではなく) 供試体の上下端の温度制御が正確にできていない。したがって凍上中に試料に与えられる温度勾配もしくは温度勾配の変化が明確でない。
2. 凍上試験開始時の試料全体の初期温度をそろえる過程がないので、初期温度条件が不明確である。
3. 凍上初期にサーマルショックを与えて確実に氷晶を形成する操作をしていないので、過冷却が破られずに試験が始まっている可能性がある。
4. 試料をモールドの中で上から凍結させているので、凍結した試料とモールドとの間の凍着により凍上が妨げられている可能性がある。(開発土木研究所改良案ではテフロンシートを使って摩擦を軽減している)
5. 対象とする供試体の飽和条件が明確に認識されていない。

これらの問題点を解決するためには、土の凍上試験機・方法を基本的に見直す必要がある。特に土の凍上性を表す物理指標を得ることのできる精密な凍上試験方法を検討しなければならない。

3. 一斉凍上試験結果による比較

国際土質基礎工学会にある凍上に関する技術委員会(TC8)が実施した一斉凍上試験(平成7年11月~平成8年10月)の日本国内でのデータから前述の試験法による結果を抜き出して比較する。この一斉試験はすでに報告してある¹⁴⁾ように、粉碎した石英とカオリナイトを4:6で混合して人工的に作成した試料を飽和状態で凍上させるもので、試験中の載荷重の値以外の試験方法は各試験機関に任せられた自

由度の高い凍上試験である。

図4は開発土木研究所改良案による凍上試験の時間-温度および時間-凍上量の結果を示している。また、図5は日本道路公団による同様の結果であるが、これは前述の道路公団規格による試験ではなく、高さ40mm、直径100mm、供試体の上端および下端の温度がそれぞれ+1℃、-4℃で、下から凍結させる方法である。排水工指針による試験も実施されたが、時間-温度や時間-凍上量のデータは得られていない。表2に凍上試験結果をまとめた。

図4を詳細に見ると、低温側の供試体上面の温度(□)は凍上開始当初から一定値を示しているのではなく時間とともに降下しており、凍上もそれに対応して発生していることがわかる。一方、図5では供試体温度は凍結当初からほぼ一定であり、凍上も10時間程度で収束している。この例でわかるように、供試体に与える温度降下条件の違いは試料の凍上特性を大きく左右する。また、表2で凍上率(初期高さに対する凍上量の比率)を比較すると最大で4倍近くの差があることがわかる。同一の試料でも試験法が異なると、これだけ大きな差が生ずるという状況は何としてでも是正すべきであると考えている。

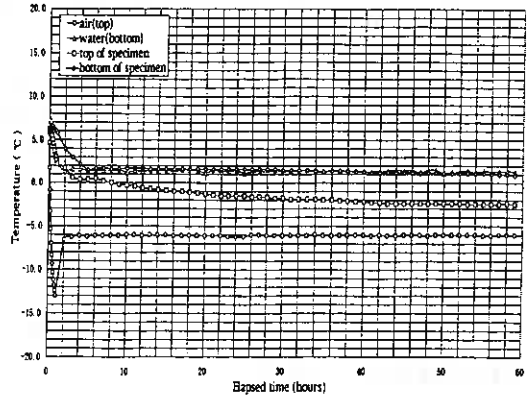


図4 時間-温度および時間-凍上量
(開発土木研究所改良案による)

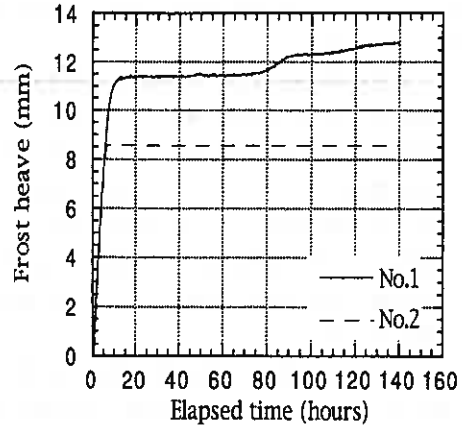
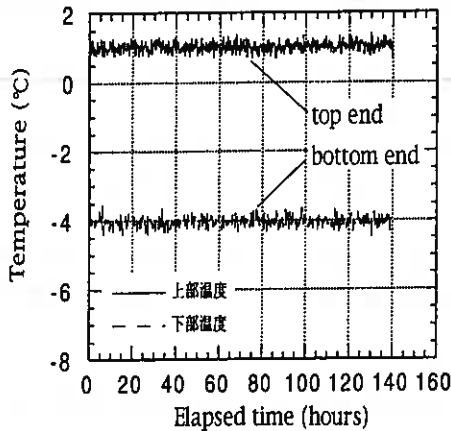


図5 時間-温度および時間-凍上量(道路公団φ100mm, H40)

表2 同一試料による凍上試験結果の差の例¹⁴⁾

	道路土工 排水工指針	道路公団 (φ100,H40)	開発土木研究所 改良案
凍上量 mm	3.8	12.9	27.5
凍上率 %	12.7	32.6	43.8

4. 標準的な凍上試験機・試験法が満たすべき条件

以上のことより信頼できる、安定したデータが得られる土の凍上試験機および試験法が満たすべき条件の一部を考えてみると、以下ようになる。

1. 供試体の上下端面の温度制御を正確に行う。そのためには冷媒循環方式による温度制御装置などを供試体に個別に上下独立に備える必要がある。
2. 上下端面の温度および温度降下方法を明確にする。
3. 初期温度条件をそろえるために凍結前に一定温度での養生（予冷）期間をを設ける。
4. 0℃以下で確実に氷晶を存在させるために凍結に先立って供試体にサーマルショックを与える。
5. 凍上凍着に伴う供試体側面の摩擦を軽減するための工夫をする。例えばモールドと試料の間の縁を切る、供試体厚さをできるだけ薄くする、下から冷却する、など。
6. 凍上中の吸水条件を明確にし、吸排水量測定装置を設ける。
7. 試料が飽和試料か否かを明確に認識する（飽和試料で試験を実施する）。

5. まとめ

本報告で述べた事柄をまとめると以下ようになる。

1. 道路土工—排水工指針、開発土木研究所改良案および日本道路公団規格による土の凍上試験方法の内容をまとめ、課題を整理した。
2. 上記の試験法が共通に持っていて、凍上試験結果に影響を与えると考えられる問題点を示した。
3. 試験法・試験装置の違いによって凍上量に大きな差が発生することを、同一の試料を用いて実施した一斉凍上試験の試験結果の例によって示した。
4. 標準的な凍上試験機・試験法が満たすべき条件の一部をまとめた。

参考文献

- 1) 日本道路協会：土の凍上試験方法（資料-10）、道路土工—排水工指針（改訂第7版）、pp238-243、1990
- 2) 水島達朗・熊谷茂樹・佐藤繁治・斉藤敏彦：凍上試験方法の改良に関する実験—改良案による凍上試験—、第30回北海道開発局技術研究発表会資料、1987.2
- 3) 日本道路公団規格：土の凍上試験法、JHS112-1992、pp(1-244)-(1-249)
- 4) 山田了士・熊谷茂樹・上田正昭・有田政博：凍上試験方法の改良について—現状と方向—、第28回北海道開発局技術研究発表会資料、pp199-204、1985.2
- 5) 水島達朗・熊谷茂樹・上田正昭・五十嵐光徳：凍上試験方法の改良に関する実験、第29回北海道開発局技術研究発表会資料、pp296-303、1985.2
- 6) 斉藤敏彦・川村和幸・水島達朗：室内凍上試験の改良について、第34回北海道開発局技術研究発表会資料、pp85-90、1991.2
- 7) 常松 哲：現行凍上試験の問題点について、土木学会第42回年次学術講演会講演概要集、pp672-673、1987
- 8) 伊藤 譲・若槻良行・瓦川善三・了戒公利：道路の凍上対策に関する研究（その1）、第24回土質工学研究発表会講演集、pp1051-1052、1989
- 9) 水島達朗・川村和幸・斉藤敏彦・石田 樹：室内凍上試験の改良について、第26回土質工学研究発表会講演集、pp1095-1096、1991
- 10) 川端伸一郎・神谷光彦・多田哲司：土の凍上試験法と凍上特性について、凍害対策と寒さの利用に関するシンポジウム発表論文集、pp99-102、1992.10
- 11) Akira Higashi：Experimental Study of Frost Heaving, U. S. Army Snow Ice and Permafrost Research Establishment, Research Report 45, pp1-20, 1958
- 12) 小野 丘：T C 8による一斉凍上試験—国内の結果—、1996.10
- 13) 日本道路公団試験研究所土工試験研究室：土の凍上性判定に関する実験—検討報告書、1997.3
- 14) 小野 丘・福田正己：T C 8による一斉凍上試験の国内での結果について、地盤工学会北海道支部技術報告集第37号、pp135-140、1997

土の細粒分含有率と凍上率の相関について

鹿島建設(株)技術研究所 ○ 正 田中 益弘
 ケミカルグラウト(株) 正 中飯 勇
 同 上 柏木 智文

1. はじめに

土の凍上率を簡易的に求める方法のひとつに土の粒度分析結果から推定する方法がある。筆者らは最近の大深度凍結工事における予備検討での凍上予測や凍結土圧の算定に用いる凍上率については土の細粒分含有率から推定する方法で対応している。

この報文は自然堆積地盤の細粒分含有率と凍上率から求めた相関式を示すと共にその取扱いについて述べるものである。

2. 土の粒度分析結果による凍上率の推定

凍上性を簡易的に判定する方法としては、これまで粒径 0.002mm 以下の粘土含有率、0.02mm 以下の粒子含有率、0.075mm のシルト分以下の含有率(細粒分含有率)またその組み合わせとの関係で土の凍上のしやすさを表すことで粒度分析結果を用いてきた。^{1) 2)}

筆者らは、土の判別分類を行うために実務的によく行われている簡易な粒度試験として細粒分含有率すなわち 0.075mm ふり通過質量だけを目的として制定された JSFT135-1990「土の粒度試験方法」による結果を適用できるものとして、凍上率を定量的に推定できる相関式を求めることとした。

土の細粒分含有率と凍上率の関係については文献 3)に示す凍上定数と粒度分布より求めた。すなわち、凍上率 ξ について次に凍結速度 $U=1\text{mm/hr}$ (凍結工法における標準速度)と凍上定数を代入し、拘束圧 σ に見合った ξ を算出した。

$$\xi = \xi_0 + \sigma_0 / \sigma (1 + \sqrt{U_0 / U}) \dots\dots\dots (1)$$

その結果を既往データとして●印で図-1の細粒分含有率 F_c と凍上率 ξ との関係として示してある。

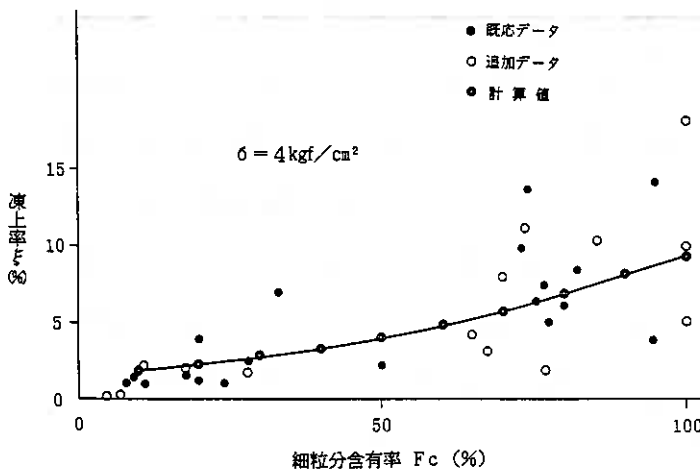


図-1 細粒分含有率 F_c と凍上率 ξ の関係

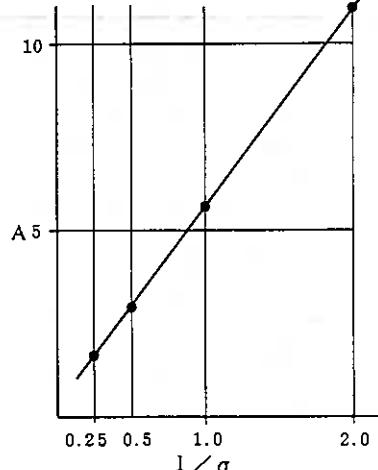


図-2 A と $1/\sigma$ の関係

The relationship between fine fraction of soil and frost heaving ratio : M.Tanaka Kajima Corp.
 I.Nakai and T.Kashiwagi Chemical Grouting Co.

筆者らは、図-1の傾向からFcとξの関係を次式で表した。

$$\xi = A * EXP (B * Fc) \dots\dots\dots (2)$$

ここに、Aは拘束圧σに依存する定数であり、Aと1/σは図-2に示すように比例関係にある。

Bは凍結速度Uに依存する定数であるが凍結工法の標準凍結速度はU=1mm/hrであるので一定値。

筆者らは、(1)式を基本としてその後の凍結工事で実施した凍上試験データを追加し相関の見直しを行った。図-3に開放方凍上試験装置を、また表-1に試験データの概要を示す。

表-2の結果を追加データとして○印で図-1に示してある。また、図中の◎印は(2)式による計算値である。ちなみに、σ=4kgf/cm²におけるA=1.64、B=0.018であり、相関係数R=0.72となる。

以上の結果より、(2)式で推定した凍上率とその取扱については次のように考えることとする。

- 1) 凍上率のバラツキは細粒分含有率が多くなるほど大きくなる傾向が見られ、バラツキを考慮すると凍上率は(1 ± 0.5) ξ %で表わせる。細粒分含有率のみで凍上率を精度よく推定することに限界があり、特に凍上性の大きい細粒分含有率の土については、凍上試験の実施が必要である。
 - 2) (2)式は細粒分含有率Fc ≤ 7%の土には凍上性がないものとして適用しないものとする。
- なお、(2)式で推定した凍上率は細粒分含有率の少ないところでは大きめの値となっている。

表-1 追加試験結果

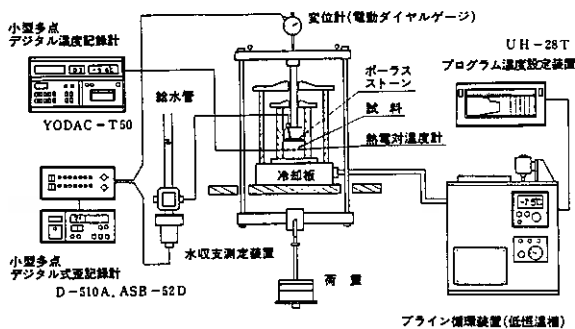


図-3 凍上試験装置

試料	試料番号	細粒分含有率 Fc (%)	凍上率 ξ (%)	σ=4kgf/cm ² U=1mm/hr
F-S	1	3.9	0.15	(0~0.2)
Na-S	1	7.0	0.26	(0.1~0.4)
F-S	2	11.2	2.10	(0.1~5.7)
H-G	1	18.0	1.96	(0.7~2.9)
Na-S	2	28.0	1.68	(0.8~2.0)
S-C	1	66.0	4.20	(-)
O-C	1	67.5	3.10	(2.0~4.5)
N-C	1	70.0	7.90	(5.2~10.1)
F-C	1	73.6	11.24	(8.6~14.0)
Na-C	1	77.0	1.80	(-)
S-C	2	86.0	10.30	(-)
O-C	2	100.0	5.00	(3.5~7.5)
N-C	2	100.0	19.10	(17.1~21.7)
N-C	3	100.0	9.60	(9.35~8.66)

3. おわりに

凍上率の推定を簡易的に行う方法として細粒分含有率との相関式(2)および定数A、Bを示した。この相関式で推定される値は(1 ± 0.5) ξ %である。細粒分含有率のみで凍上率を精度よく推定することに限界があるが、(2)式の相関性を高めるため今後もデータの集積と相関の見直しを行う所存である。

参考文献：

- 1)Gaskin,P.:Review of frost susceptibility of classification, frost I JORD, No.22,1981.10
- 2)Kujala,K.:Assessment of frost susceptibility of soils,6th ISGF, 1991.9
- 3)中村ほか：土の凍結膨張性と粒度・比表面積との相関について、第14回土質工学研究発表会 1979

凍結・融解履歴を受けた砂の繰返しせん断特性

北見工業大学工学部	正会員	山下	聡
北見工業大学大学院	学生会員	○ 成田	純
北見工業大学工学部	正会員	鈴木	輝之
同上	学生会員	太田	佳之
同上		高村	均

1. まえがき

室内せん断試験で用いる乱さない砂試料を採取する場合、通常はチューブサンプリングを行い、現場でサンプルチューブから脱水を行った後に凍結させる。これは、脱水することによって試料を不飽和状態にし、凍結による膨張を防ぐためである。また、より高品質の乱さない試料を採取する場合は、原位置凍結サンプリングが行われる。凍結サンプリングにおいては、凍結管から円周方向に地盤を凍結し、土中の水が凍結するときに生じる体積膨張分を側方に排水することによって地盤の膨張を防いでいる。何れのサンプリング方法においても、乱さない砂試料を採取して室内試験を行う場合、供試体は凍結・融解履歴を受ける。

また、チューブサンプリングでは、試料内にシルト分や粘土分が介在している場合、十分な脱水が行われずと試料が膨張する場合がある。また、凍結サンプリングにおいても、細粒分が多い地盤では凍結速度が速ければ地盤を膨張させる恐れがある。したがって、凍結・融解時の拘束状態、凍結条件、土質材料の種類、粒度分布、密度、飽和度等の違いによって凍結・融解履歴が試験結果に及ぼす影響は異なると考えられる。

これまで、凍結・融解作用が液状化強度特性に及ぼす影響については、後藤¹⁾が精力的に研究を行っている。後藤は、凍結サンプリングの信頼性を高める目的で、豊浦砂や細粒分を含有させた砂試料に対して、セル内で種々の条件の下で凍結・融解履歴を与え、液状化強度特性に及ぼす影響を調べている。後藤の実験では、供試体に 10^3 程度のひずみレベルの微小なせん断履歴を1万回与え、密度を増加させずに液状化強度を意図的に増加させた供試体に対して凍結・融解履歴を与え、その後の液状化強度の変化を調べている。これは、高品質の乱さない試料を採取して調べた沖積および洪積地盤の液状化強度は、乱した試料に比較して密度が同一でも極めて高い液状化強度を示すという研究結果に基づいて意図的に強度を増加させている。しかし、地震時に大きな液状化被害を受けるのは、埋立地盤や盛土地盤である。埋立地盤では凍結サンプリング法で採取した乱さない試料と室内で同密度に再構成した試料の液状化強度や微小ひずみでの変形特性に変化がないことが指摘されているおり^{2, 3)}、埋立地盤のように年代効果による強度増加が発達していない地盤から採取した試料での、凍結・融解履歴が繰返しせん断特性に及ぼす影響は明らかにされていない。

そこで、本研究では、せん断履歴を与えない豊浦砂供試体を用いて、凍結・融解時の拘束圧、排

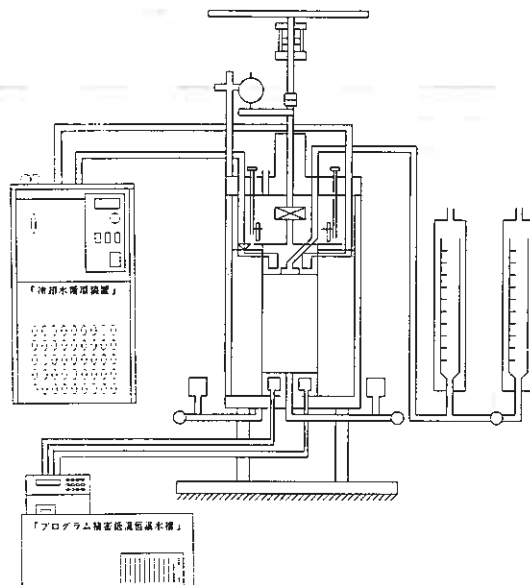


図-1 凍結・融解三軸試験装置

Cyclic shear properties of sand subjected to freeze and thaw histories

Yamashita,S., Narita,J., Suzuki,T., Ohta,Y. and Takamura,H. (Kitami Institute of Technology)

水条件、飽和度を変え、液状化強度特性および微小変形特性に及ぼす凍結・融解履歴の影響を調べた。また、意図的に凍結により体積を膨張させた乱れた供試体も作製し、凍結による乱れが繰返しせん断特性に及ぼす影響も調べた。

2. 試験装置

試験装置は凍結・融解三軸試験装置で、全体のシステムを図-1に示す。供試体を凍結させるためのキャップおよびペDESTAL内に冷媒を循環させるルート以外は、通常の空圧式繰返し三軸試験装置と同一である。図中の二つの低温循環水槽は循環する冷媒(クーラント)の温度を任意にプログラム制御できるもので、冷媒をキャップとペDESTAL内を循環させることによって、供試体に対して任意の温度勾配を与えることが可能な装置である。

3. 試料および試験方法

用いた試料は、豊浦砂($\rho_s=2.635g/cm^3$, $D_{50}=0.19mm$, $U_s=1.22$, $e_{max}=0.964$, $e_{min}=0.613$)である。

供試体は電動パイプレータでモールド側面に振動を与えて作製した。供試体は直径7cm、高さ15cmの円柱供試体で、凍結・融解履歴を与える前の相対密度を $D_r=80\%$ とした。供試体作製後、寸法を測り、 CO_2 および脱気水を通して飽和させた後、種々の条件の凍結・融解履歴を与えた。凍結時間は約17時間で、凍結時のキャップおよびペDESTAL温度、拘束圧、排水条件、飽和度などの異なる以下に示す5ケースについて試験を行った。ケースごとの凍結条件を表-1

表-1 凍結条件と凍結による密度変化および含水比分布

テストケース	飽和条件	CAP温度(°C)	凍結時排水条件	σ_{cr} (kPa)	ΔD_r (%)	D_r (%)	ω (%)	S_r (%)	
CASE-1	飽和	-2	排水	30	-0.9	79.5	-	-	
				98	-0.3	78.8			
CASE-2		-2	非排水	30	-10.2	70.9	-	-	
				98	-3.5	75.9			
				196	-1.1	79.7			
CASE-3	飽和	-15	非排水	30	-20.2	59.9	上 24.2 中 28.1 下 26.6	-	
				98	-19.8	60.6			
				196	-19.8	60.5			
CASE-4		不飽和	-2	排水	30	-0.5	79.6	上 18.0 中 18.1 下 17.8	69.5 69.9 69.0
CASE-5		不飽和	-15	非排水	30	-2.6	77.9	上 19.9 中 20.8 下 19.2	76.8 80.3 73.7

に、試験手順のフローを図-2に示す。

CASE-1~3は飽和供試体を凍結させ、CASE-4, 5は不飽和供試体を凍結させた。CASE-0は、凍結・融解履歴を与えない実験ケースで、相対密度は $D_r=60\%$ および 80% である。不飽和供試体を作製する場合は、脱気水を通して、供試体上部に5kPaの負圧を15分間与えて脱水し、凍結させた。その後は飽和供試体と同様な試験手順である。なお、ペDESTAL内を循環させる冷媒の温度は、すべてのケースで $-30^\circ C$ で一定とした。また、凍結時の温度制御は循環する冷媒の温度を制御し、凍結は室温でセル全体を断熱材で覆って行った。

CASE-1はペDESTALに $-30^\circ C$ 、キャップに $-2^\circ C$ の冷媒を循環させ、キャップにつながる排水経路を開けた排水状態で供試体下部から一次的に凍結させた。凍結時には等方的に $\sigma_{cr}=30kPa$ または $98kPa$ の拘束圧を与えた状態で凍結させた。なお、キャップに $-2^\circ C$ の冷媒を循環させた場合、供試体下部からの凍結が進行するまで供試体上部は凍結しなかった。

CASE-2はCASE-1と同じ温度条件

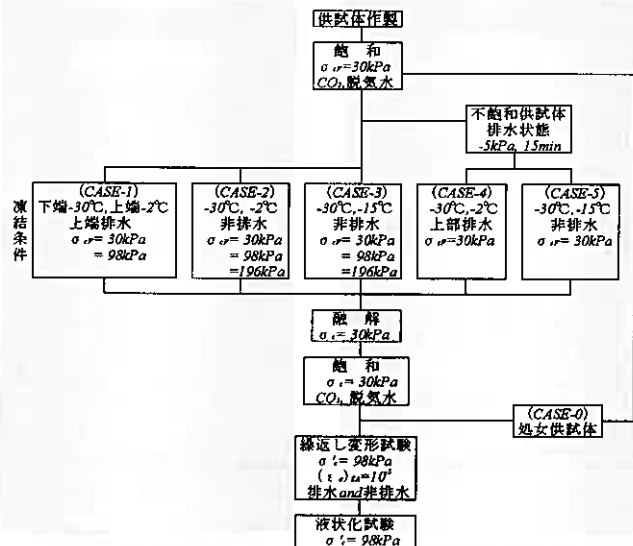


図-2 試験手順

で、キャップにつながる排水経路を閉じた非排水状態で供試体下部から凍結させた。この時に $\sigma_{cr}=30kPa$, $98kPa$, $196kPa$ の何れかの拘束圧を与えて凍結させた。

CASE-3はペDESTALに $-30^{\circ}C$, キャップに $-15^{\circ}C$ の冷媒を循環させ、キャップにつながる排水経路を閉じた非排水状態で供試体の上部および下部の両方から凍結させた。この時に $\sigma_{cr}=30kPa$, $98kPa$, $196kPa$ の何れかの拘束圧を与えて凍結させた。

CASE-4はCASE-1と、CASE-5はCASE-3と同じ凍結条件で、不飽和の供試体を凍結させた。

供試体の融解方法は、凍結後一旦側圧を開放し、セルをはずして凍結時の供試体寸法を測定し、再びセルを被せセル水を入れ、拘束圧 $30kPa$ のもとで2時間放置して解凍させた。その後、再び CO_2 および脱気水を通し飽和させ、有効拘束圧 $\sigma'_{v}=98kPa$ ($B.P.=98kPa$) で等方圧密して試験を行った。この解凍方法は、通常の凍結試料を用いて室内試験を行う場合の解凍条件⁶⁾と同一である。なお、融解による体積変化は測定していないが、融解時にほとんど軸変位が変化しなかったことから、融解による体積変化は凍結による体積変化と比べるとほとんど生じていないと考えられる。

繰返し試験は、最初に片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{sa}=10^3$ 程度の微小振幅の繰返し載荷を11サイクル、排水および非排水状態で与え等価ヤング率 E_{eq} を求め、引き続いて非排水繰返し三軸試験を行った。繰返し載荷は、振幅一定、周波数 $f=0.1Hz$ の正弦波荷重である。

4. 凍結による供試体形状の変化

凍結による体積変化を測定するために、凍結後の供試体寸法を測定し、凍結による体積ひずみ ϵ_v および凍結時の相対密度 D_r を求めた。また、供試体の含水比の変化を調べるために、同じ条件で凍結した供試体を上、中、下に3分割し、それぞれの部分の含水比を測定した (CASE-3, 4, 5)。各ケースごとの相対密度変化 ΔD_r の平均値と供試体の含水比の分布を表-1に、凍結による体積ひずみをケースごとに図-3に示している。また、写真1~3はCASE-1, 2, 3の条件で凍結させた供試体の凍結時の形状を示したものである。

写真1は、CASE-1の条件で拘束圧 $30kPa$ で凍結させた供試体を示したものである。凍結・融解履歴を与えていない処女供試体と比べて変化は見られなかった。また、図-3に示すように凍結による体積膨張もほとんど認められなかった。これは供試体上部から排水可能な条件下で下部から一次的に凍結させたため、凍結による体積膨張分の間隙水が供試体下部から上部へ、上部から排水経路を通して供試体外部へと排水されたた

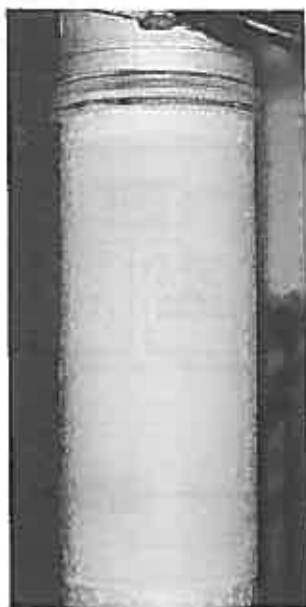


写真1 CASE-1

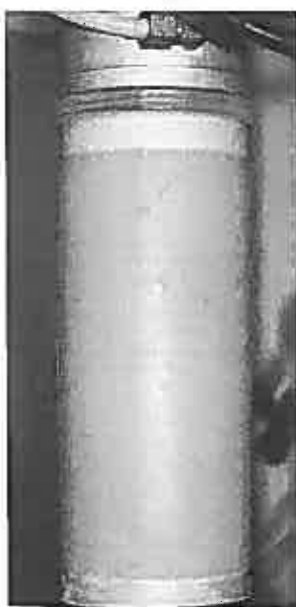


写真2 CASE-2



写真3 CASE-3

めと考えられる。

写真2は、CASE-2の条件で拘束圧30kPaで凍結させた供試体を示したものである。すなわち、CASE-1と同じ温度条件で非排水状態で凍結させたものである。写真からわかるように供試体上部がやや膨らんでいる。これは、凍結時に間隙水が供試体下部から上部へと移動するものの非排水状態であるため、最終的には外部に排水できず、供試体上部で未凍結部の間隙水圧が上昇して膨張したためと考えられる。また、凍結時の拘束圧を変化させた場合は、図-3に示すように拘束圧が高いほど膨張量が少なくなっている。また、表-1に示したように拘束圧30kPaで凍結した場合は、凍結を与える以前に比べて約10%相対密度が低くなっているが、98kPaで凍結させた場合は4%程度、196kPaの場合はほとんど相対密度に変化はなかった。

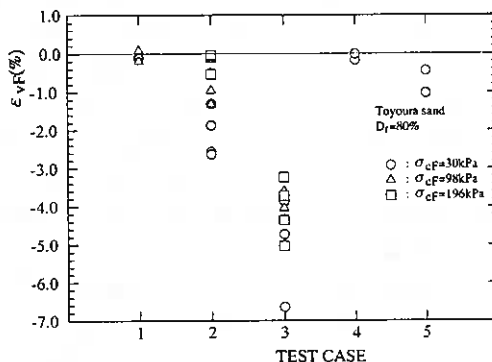


図-3 凍結による体積ひずみ

写真3は、CASE-3の条件すなわち供試体の上下両方向から凍結させたときのものである。写真からわかるように明らかに供試体中央部が膨れた形に変形している。このCASE-3では、凍結時の拘束圧によらずすべての供試体の中央部が膨張した。このように、供試体中央部が膨張するのは、供試体の上下両方向より凍結させているため、凍結の進行とともに間隙水が中央に追いやられ、中央部の間隙水圧が上昇するため有効拘束圧が低下し、最終的には側圧と等しくなり砂の自重により側方向に膨らみ、中央部になるに従って体積膨張量が大きくなったと考えられる。ここで含水比と拘束圧ごとの相対密度の変化を比較してみると、表-1に示したように含水比は中央がやや高くなっており、供試体全体で求めた相対密度は拘束圧に関わらず約20%程度減少している。なお、供試体は凍結時に側方向に膨張したため、上下方向には膨張せず逆に圧縮した。

CASE-4, 5は凍結前に供試体に5kPaの負圧を与えて15分間脱水し、不飽和状態にした後、凍結・融解履歴を与えたケースである。これらのケースで凍結させた場合はCASE-1で凍結させた場合と同様に供試体に変化はなかった。ここで含水比を比較してみると表-1に示したように、CASE-4の方がCASE-5に比べてやや低くなっている。これは、CASE-4では不飽和状態であってもCASE-1と同様に間隙水が凍結時に排水経路より外部に排水されたため、CASE-5よりも低くなったと考えられる。また、CASE-5で中央部分の含水比がやや高くなっているのは、凍結によって間隙水がCASE-3と同様に中央に集中したためと思われる。凍結による体積ひずみは図-3に示したように、非排水状態で凍結させたCASE-5において、僅かに膨張している程度である。このように、不飽和供試体の場合に体積が膨張しないのは、間隙に空気が存在するため凍結による間隙水の膨張分が空気が圧縮することによって供試体の体積膨張が抑制されたためと考えられる。

5. 液状化強度に及ぼす凍結・融解履歴の影響

図-4は、処女供試体(CASE-0)とCASE-1すなわち下端から一次元的に凍結させた供試体に対して行った液状化試験結果を、両振幅軸ひずみDA=5%の時の繰返し応力比と載荷回数との関係で示したものである。図から、凍結時の拘束圧によらず処女供試体と凍結・融解履歴を与えた供試体の液状化強度に相違が認められない。したがって、従来からいわれているように排水可能な条件で凍結させた場合は、凍結・融解履歴は液状化強度にまったく影響を及ぼさないといえる。

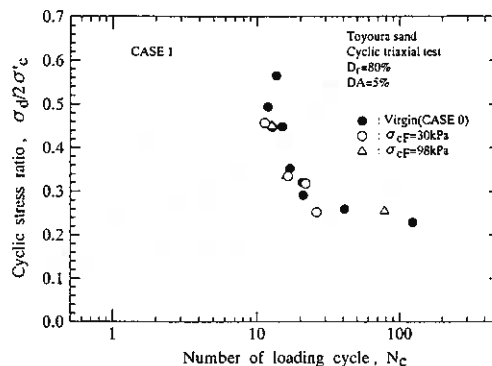


図-4 液状化強度に及ぼす影響 (CASE-1)

次に、図-5はCASE-2すなわちCASE-1と同じ温度条

件で非排水状態で凍結させた供試体の液状化強度の変化を示したものである。図中には、 $D_r=60\%$ の処女供試体の結果も示している。凍結時の拘束圧が $30kPa$ および $98kPa$ の場合は、 $D_r=80\%$ の処女供試体よりも液状化強度が低くなっているのに対し、 $196kPa$ の拘束圧で凍結した供試体では、処女供試体にほぼ重なっている。凍結時の拘束圧によって液状化強度が異なるのは、表-1および図-3に示したように、拘束圧が $30kPa$ および $98kPa$ の場合は、凍結によって体積が膨張し相対密度が低下したが、拘束圧が $196kPa$ の場合は凍結によって供試体の膨張が起らず相対密度に変化がなかったためと考えられる。このように、十分に高い拘束圧を与えた場合には、非排水状態であっても一次的に凍結させた供試体では、凍結による構造変化が少なく凍結・融解履歴の影響を受けにくいといえる。ただし、 $196kPa$ の拘束圧で凍結した場合、過圧密比 $OCR=2$ の過圧密履歴を受けているので、その影響を考えると実際には液状化強度がやや低くなっているのかもしれない。また、拘束圧 $30kPa$ で凍結した場合は、凍結によって相対密度が 70% 程度にしか低下していないにもかかわらず、応力比が低いところでは、 $D_r=60\%$ の処女供試体の液状化強度よりもやや低くなっていることから、密度低下のみの原因で液状化強度が低下したとはいえない。

図-6は、CASE-3すなわち供試体上部および下部の両方から凍結させた供試体の液状化強度の変化を示したものである。この場合、凍結・融解履歴を受けることによって大きく液状化強度が低下している。また、CASE-2と異なり、 $196kPa$ という大きな拘束圧を与えた場合でも処女供試体より液状化強度がかなり低くなっている。これは先に述べたように供試体の体積膨張によって相対密度が低下したことが一因であると思われる。表-1に示したようにCASE-3では、凍結時の拘束圧によらず相対密度が約 20% 低下し 60% 程度になっている。図中には $D_r=60\%$ の処女供試体での液状化強度も示しているが、応力比の高いところでは、凍結時の拘束圧が 98 、 $196kPa$ の場合、 $D_r=60\%$ の処女供試体とほぼ同じ液状化強度を示しているが、凍結時の拘束圧が $30kPa$ および応力比の低いところでは、凍結時の拘束圧によらず処女供試体よりも低くなっている。ただ

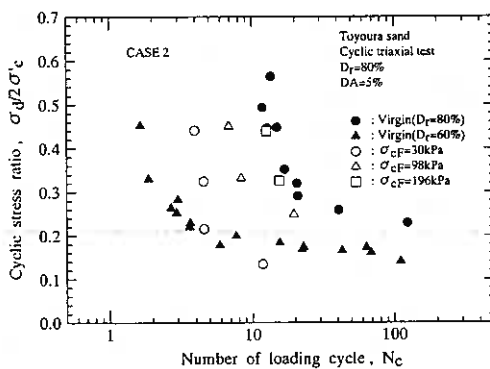


図-5 液状化強度に及ぼす影響 (CASE-2)

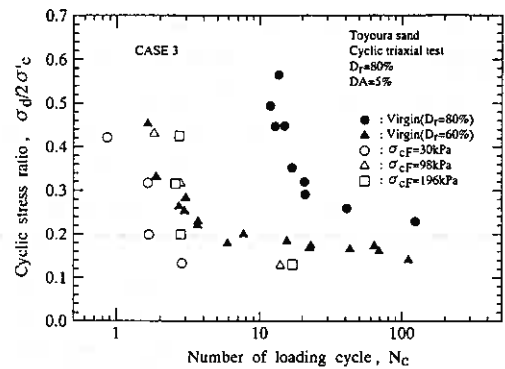


図-6 液状化強度に及ぼす影響(CASE-3, DA=5%)

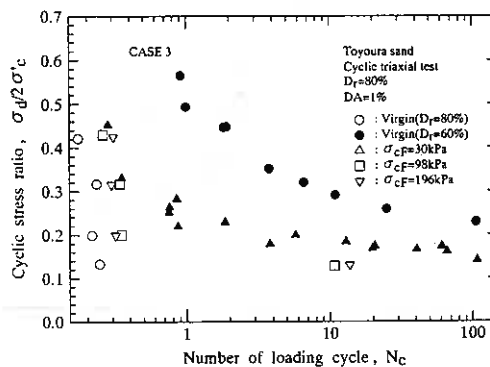


図-7 液状化強度に及ぼす影響(CASE-3, DA=1%)

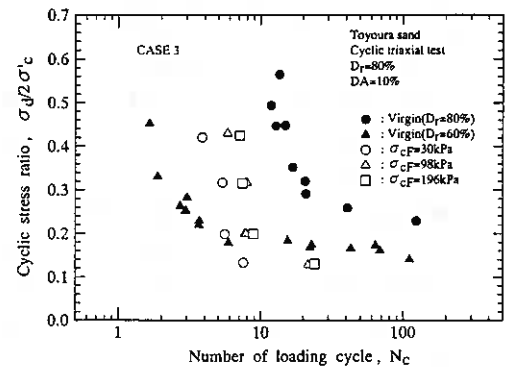


図-8 液状化強度に及ぼす影響(CASE-3, DA=10%)

し、凍結によって同じ相対密度に低下しても、凍結時の拘束圧が高いほど、液状化強度はやや高くなっている。

図-7, 8には, 図-6と同様な関係を $DA=1\%$ および $DA=10\%$ で比較したものである。図-7から $DA=1\%$ で比較した場合, 応力比の高いところでは $D_r=60\%$ の処女供試体とほぼ同一の強度を示すのに対し, 低い応力比では, 60% の処女供試体よりも液状化強度が低くなっている。一方, 図-8に示す $DA=10\%$ で比較すると, 高い応力比では処女供試体よりもやや液状化強度が高く, 低い応力比では $DA=1\%$ および 5% での比較と同様に凍結した供試体の方が低くなっている。このように, 比較するひずみレベルおよび応力比によって, 凍結によって相対密度が 60% に低下した供試体と 60% の処女供試体とでの液状化強度にやや相違が認められる。通常, 密度が低い供試体の場合, 繰返し載荷とともに有効拘束圧が低下すると急激にひずみが進行する。CASE-3では, 凍結・融解履歴後の相対密度は 60% であっても, 低い応力比の時は 60% の処女供試体よりも液状化強度が低くなったことから, 間隙水圧の発生は処女供試体よりも速いが, 変形に対しては, 有効応力低下後もより密度が高い供試体のように急激にひずみが進行しないと見える。これらのことから, 密度の影響のみで供試体の液状化強度が低くなったものではなく, 凍結による供試体の構造特性の変化, もしくは密度分布の不均質さによって処女供試体と異なる液状化強度を示したと考えられる。実際に, 拘束圧 $30kPa$ で凍結させた供試体を3分割して含水比から相対密度を推定した場合, 上部で 80% , 中央部で 43% , 下部で 51% 程度となり大きく異なっていた。

図-9は, 不飽和供試体のCASE-4, 5の場合の液状化強度を処女供試体と比較したものである。図に示すようにCASE-4の凍結時に排水可能な条件はもちろん, CASE-5の非排水条件においても液状化強度に変化は認められない。このことから, 十分脱水し不飽和にした供試体では, 凍結条件によらず凍結・融解履歴は液状化強度に影響を及ぼさないことがわかる。

6. 微小変形特性に及ぼす凍結・融解履歴の影響

これまでに述べたように, 凍結によって供試体が膨張したときのみ, 凍結・融解履歴が液状化強度に影響を及ぼすことがわかった。次に, 凍結・融解履歴が微小ひずみ時の変形特性に及ぼす影響について調べる。

図-10~12は $(\varepsilon_a)_{5\%}=10^3$ 程度のひずみレベルでの排水および非排水状態での等価ヤング率 E_{eq} と凍結時の体積ひずみとの関係を拘束圧ごとに比較したものである。これらの図から, 同じ拘束圧で凍結を行っても凍結条件によって微小ひずみ時のヤング率が異なっていることがわかる。液状化強度に及ぼした凍結の影響と同様に, 飽和供試体のCASE-1および不飽和供試体のCASE-4, 5では, 凍結・融解履歴が微小変形特性に及ぼす影響はほとんど認められず, 凍結によって体積が膨張したCASE-2, 3の供試体のみ凍結による膨張量が大きいほどヤング率が低下している。

図-13~16は, 同じ凍結条件で凍結時の拘束圧が異なる場合の微小ひずみのヤング率を処女供試体(CASE-0)と比較したものである。図-13は, CASE-1に対して示したものであるが, 凍結時の拘束圧によらず処女供試体のヤング率とほぼ等しい。

図-14は, CASE-2に対して示したものである。凍結時の拘束圧が低く体積膨張が大きい供試体ほどヤン

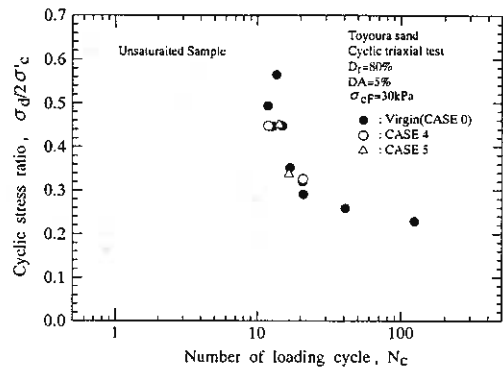


図-9 液状化強度に及ぼす影響 (CASE-4, 5)

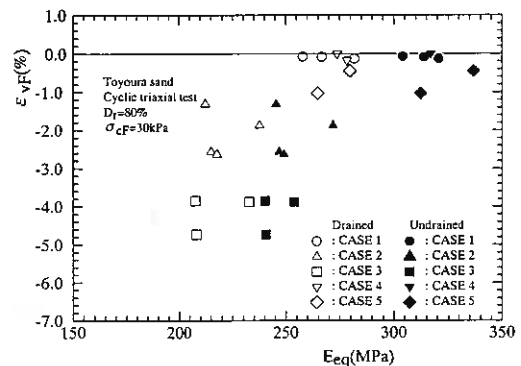


図-10 微小変形係数に及ぼす影響 ($\sigma_{cp}=30kPa$)

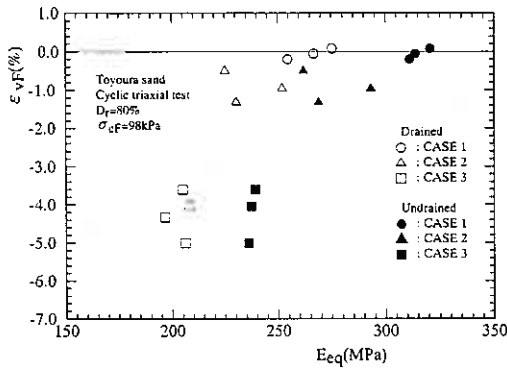


図-11 微小変形係数に及ぼす影響 ($\sigma_{cF}=98kPa$)

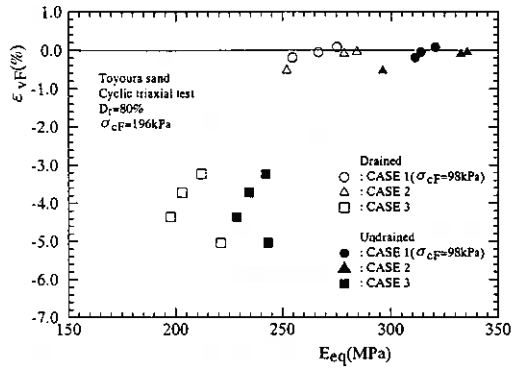


図-12 微小変形係数に及ぼす影響 ($\sigma_{cF}=196kPa$)

率も低下している。ただし、拘束圧196kPaで凍結した場合は、体積膨張が起らず液状化強度と同様にヤング率の変化も認められない。なお、196kPaで凍結させた場合は、OCR=2の過圧密履歴を受けていることになるが、豊浦砂の場合、過圧密履歴は微小ひずみの変形係数に影響を及ぼさない⁹⁾ので、凍結した場合でも過圧密履歴の影響は生じないと考えられる。

図-15は、最も乱れた形に変形したCASE-3に対して示したものである。すべての供試体において大きな体積膨張がみられ、ヤング率が低下し相対密度 $D_r=60\%$ の処女供試体よりも低くなっている。しかし、凍結時の拘束圧の相違による差は認められない。この結果は、液状化強度に及ぼした影響とやや異なっている。これは、液状化強度は同じ相対密度であっても、供試体の構造特性の違いによってダイレタンシー特性が異なるため液状化強度は異なる⁹⁾。すなわち、凍結時の拘束圧の違いによって構造特性の変化が異なりダイレタンシー特性も変化したため、同じ相対密度に低下した場合でもあっても液状化強度に変化が認められたのに対して、微小ひずみ時のヤング率はダイレタンシー特性の影響を受けないので凍結時の拘束圧の違いによる変化が認められなかったと考えられる。ただし、 $D_r=60\%$ の処女供試体のヤング率よりも低くなっていることから、密度の低下のみならず凍結膨張による構造の乱れや密度の不均質さによってもヤング率が低下したと考えられる。

図-16は、不飽和供試体に凍結・融解履歴を与えた場合のヤング率の変化を示したものである。CASE-4の排水可能な条件では膨張は起きず、またCASE-5の非排水状態で凍結させた場合においてもほとんど膨張していないため、ヤング率もほとんど変化していない。

このように、液状化強度に凍結・融解履歴による影響が認められなかったCASE-1, 4, 5は、排水、非排水条件での微小ひずみレベルでのヤング率にもほとんど影響が認められなかった。また、CASE-2では、液

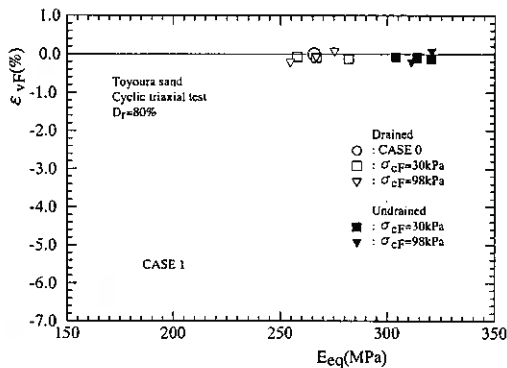


図-13 微小変形係数に及ぼす影響 (CASE-1)

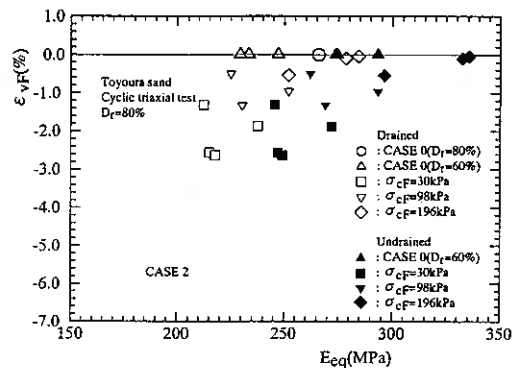


図-14 微小変形係数に及ぼす影響 (CASE-2)

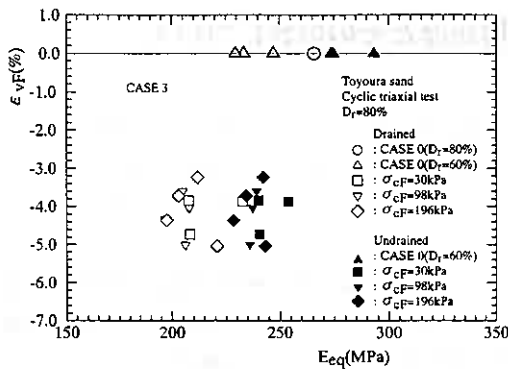


図-15 微小変形係数に及ぼす影響 (CASE-3)

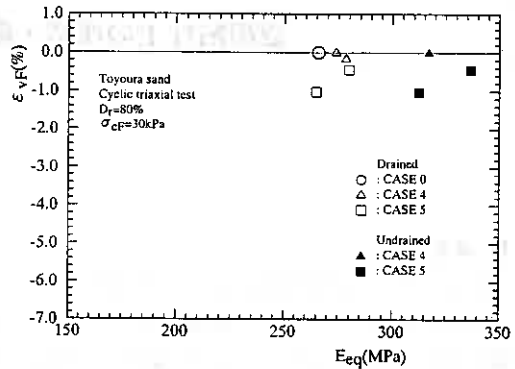


図-16 微小変形係数に及ぼす影響 (CASE-4, 5)

状化強度に及ぼした影響と同様に、凍結時の拘束圧が低く体積膨張量が大きくなり相対密度が低下した供試体ほどヤング率も低下した。一方、CASE-3は、液状化強度は同じ相対密度であっても凍結時の拘束圧によってやや異なる液状化強度を示したのに対し、微小ひずみでのヤング率は凍結時の拘束圧によらずほとんど同程度となった。

7. 結論

豊浦砂に種々の条件で凍結・融解履歴を与え、液状化強度および微小ひずみのヤング率に及ぼす影響を調べた。その結果、以下のような結論が得られた。

- 1) 凍結によって間隙水圧が発生しないように凍結による水の膨張分を供試体外部に排水させた場合、および不飽和供試体の場合は、凍結・融解履歴は液状化強度に影響を及ぼさない。
- 2) 凍結によって体積が膨張し密度が低下した供試体では、膨張量が大きいほど液状化強度が低下する。特に、上下両方向から凍結させた供試体では、供試体中央部が大きく膨張し、密度が大幅に減少する。これにともない液状化強度も大きく低下する。ただし、凍結によって液状化強度が低下するのは密度低下のみの影響ではなく、凍結時の拘束圧の違いによる供試体の構造特性の変化の相違および密度分布の不均質さも原因の一つと考えられる。
- 3) 凍結・融解履歴は、微小ひずみレベルの変形特性においても液状化強度とほぼ同じ影響を及ぼす。ただし、微小ひずみの変形特性は、凍結によって同じ相対密度に低下した場合は、凍結時の拘束圧に依存しない。

謝 辞

凍結・融解三軸試験装置の製作にあたって、北海学園大学 小野 丘 助教授からご助言を頂いた。記して謝意を表します。

【参考文献】

- 1) Goto, S. (1993): Influence of a freeze and thaw cycle on liquefaction resistance of sandy soils, *Soils and Foundations*, Vol.33, No.4, pp.148-158.
- 2) 窪田洋司, 時松孝次, 神田禮輔, 鈴木康嗣 (1995): 緩い埋立て砂地盤から採取した原位置凍結試料の液状化強度, 第30回土質工学研究発表会, 金沢, pp.893-894.
- 3) Yamashita, S., Shibuya, S. and Tanaka, H. (1997): A case study for characterizing undrained cyclic deformation properties in young sand deposit from in-situ and laboratory tests, *Soils and Foundations*, Vol.37, No.2, pp.117-126.
- 4) 地盤工学会基準案 (1997): 土のねじりせん断試験用中空円筒供試体の作製・設置方法, *土と基礎*, Vol.45, No.12, pp.67-70.
- 5) 山下聡, 成田純, 鈴木輝之 (1997): 種々の砂試料の繰返しせん断特性に及ぼす過圧密履歴の影響, 第32回地盤工学研究発表会, 熊本, pp.713-714.
- 6) Yamashita, S. and Toki, S. (1993): Effects of fabric anisotropy of sand on cyclic undrained triaxial and torsional strengths, *Soils and Foundations*, Vol.33, No.3, pp.92-104.

飽和粘性土の凍結・融解履歴とその影響について

北海学園大学大学院 ○学生員 加藤 幸輝
北海学園大学工学部 正会員 武市 靖
同 上 正会員 小野 丘

1. まえがき

筆者らは圧密・凍結・融解およびせん断過程を三軸セル内で制御できる軸対称三軸凍上試験装置を用いて、凍結・融解履歴が粘性土に与える影響についての実験を実施してきている^{1), 2), 3)}。これまでの実験結果から凍結・融解履歴は間隙比を減少させ、その後の圧密特性が未凍土の場合と異なることを $e - \log p$ 上で確認している^{4), 5)}。

本報告ではまず吸排水速度を定義することで、凍上率は有効拘束圧力と吸排水速度に依存することを示した。また、凍上量と吸排水量に着目し、凍結・融解中の水収支を調べた結果、凍上量と圧縮指数を用いて凍結・融解後の間隙比が予測できることを示した。

2. 実験試料および実験過程

- ・**試料**: 実験に用いた試料は市販の粉末粘土を液性限界の2倍の含水比でスラリー状に調整した後、充分脱気してから予備圧密セルで一次的に圧密した飽和粘性土である(圧密圧力=100kPa)。物理的性質を表1に示す。

表1 試料の物理的性質

土粒子の密度	2.742 g/cm ³	液性限界	73%	初期飽和度 (平均)	97%	圧縮指数
粘土分 (5 μm以下)	74%	塑性指数	43	初期間隙比 (平均)	1.560	Cc=0.55

供試体は予備圧密で得られた粘土ブロックを高さ100mm、直径50mmにトリミングし、三軸試験装置にセットした。また三軸試験装置は+2℃の恒温室に置いた。なお、本実験での応力範囲は正規圧密状態であると考えられる。

- ・**実験過程**: 実験過程は「圧密過程」、「凍結・融解過程」、「凍結融解後の圧密過程」に分けることができる。(図1)

- ①圧密過程 : 圧密は等方的に行い、24時間おきに圧密圧力を載荷した。圧密中、供試体の両端面および周辺の温度は+2℃を保持している。
- ②凍結・融解過程 : 本実験では圧密が終了したのを確認してから凍結・融解履歴を与えている。
凍結 : -5℃のサーマルショックを与えた後、50時間かけて上端面温度を0℃から-10℃へ下端面温度を+10℃から0℃へ降下させる。この方法により、温度勾配を一定に保ちながら供試体に凍結作用を与えることができる。凍結速度は-0.2℃/hourである。そして5時間、凍結状態を維持させた後、融解過程に入る。
融解 : 50時間または24時間かけて両端面温度を+2℃に戻す方法とした。
- ③凍結・融解後の圧密過程 : 融解による沈下、排水が終了したのを確認した後、圧密を継続した。圧密圧力は24時間おきに載荷した。

実験条件を表2に示す。

表2 実験条件

有効拘束圧力 (kPa)		150	200	250	300			
背圧	100 kPa	供試体寸法	φ=50mm h=100mm		圧密	凍結	融解	
凍結速度	-0.2℃/hour	凍結時間	50 +凍結維持 5 hours		上端面温度	+2℃	0→-10℃	-10→+2℃
温度勾配	±1.0℃/cm	融解時間	50hours or 24hours		下端面温度	+2℃	+10→0℃	0→+2℃

Freeze/thaw history and its effect on a saturated clay

Takaki KATOH (Graduate student ,Hokkai-Gakuen Univ.) , Kiyoshi TAKEICHI (Faculty of engineering ,Hokkai-Gakuen Univ.) and Takashi ONO (ditto)

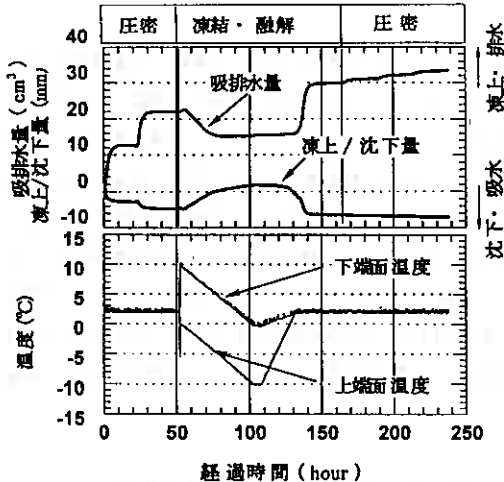


図 1 実験過程

3. 実験結果および考察

3. 1 凍上量と吸排水量の関係

図2に凍上量と経過時間の関係、また図3に吸排水量と経過時間の関係をそれぞれ試験時の有効拘束圧力別に示した。図2のa~gは図3のa~gに対応している。

これらの図から、吸排水量が大きい程、凍上量は大きい傾向が分かる。また図2より凍上量はある程度、拘束圧に依存していることも分かる。本実験から拘束圧力と吸排水量は、凍上量に大きく影響を及ぼすことが判明した。そこで、このような凍上量と吸排水量および有効拘束圧力の関係を整理するために以下のように吸排水速度を定義した。

$$\text{吸排水速度} : \frac{dw}{dt} \quad (\text{cm}^3/\text{hour}) \quad (1)$$

ここに、 dw ; 凍結開始50時間後の全吸排水量 (cm^3) 【吸水を-】

dt ; 凍結開始後温度降下が終了するまでの時間=50hours

図4に式(1)で定義した吸排水速度と凍上率 ξ_1 の関係を示す。ここでいう凍上率とは圧密終了時の供試体高さに対する凍上量の比である(式(2))。図4が示すように、吸排水速度と凍上率は直線関係にあることが分かった。吸排水速度は透水係数や温度勾配などに影響されると考えられるが、本実験においては温度勾配を一定にして実験を行っているため、温度勾配以外の要因によって吸排水量、つまり凍上量が変化したと考えられる。そこで吸排水速度を用いて凍上率と有効拘束圧力との関係を整理したのが図5である。この図は一定の拘束圧力条件においても、吸排水速度が異なれば、凍上率も異なることを示唆している。

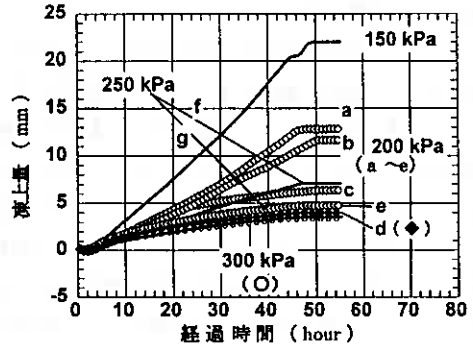


図 2 凍上量と経過時間の関係

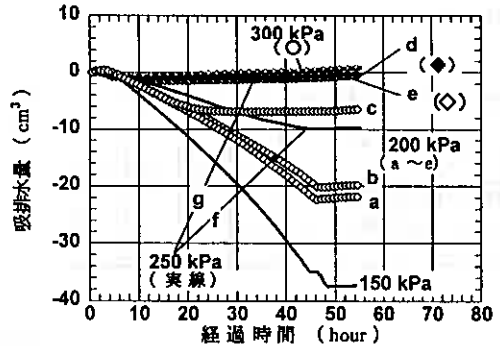


図 3 吸排水量と経過時間の関係

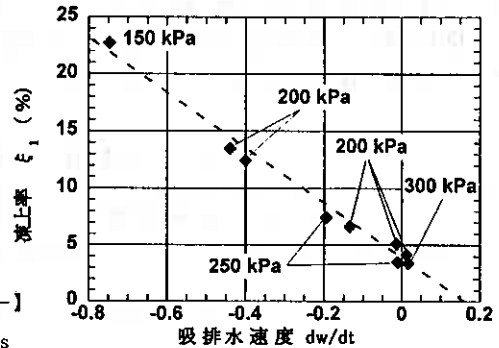


図 4 吸排水速度と凍上率の関係

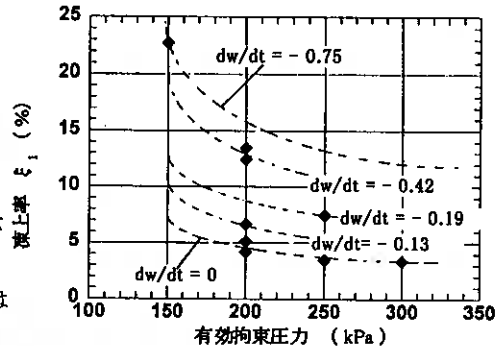


図 5 有効拘束圧力と凍上率、吸排水速度の関係

3. 2 体積凍上量

ここでは、凍結・融解中の吸排水量と、体積凍上量 (= 生成した氷の体積) を水に換算した量を用いて、水収支から、凍結・融解が粘土に与える影響を調べる。そのためにはできるだけ正確に、凍結により生成した氷の体積を求めることが必要である。軸対称三軸応力条件の下で凍結作用を与えると、熱流方向だけでなく熱流直角方向にも凍結膨張が起こり、凍上が三次元的に起こるため本実験ではその考慮が必要になる (図 6)。この熱流直角方向の膨張について山本らは藤の森青粘土などの試料を用いて三軸凍上試験を行っている⁶⁾。その報告によれば、等方応力条件下でも凍結膨張に異方性があり、熱流直角方向よりも熱流方向の膨張が起こり易いことが示されている。筆者らはこれまでの実験で熱流直角方向の膨張を確認しているが測定はしていない。そのため山本らの報告から、熱流方向と熱流直角方向の凍結膨張率の比を、それぞれの拘束圧力について採用し、体積凍上量を求めることとした。採用した数値を表 3 に示す。この値を用いて、体積凍上量 V_{ice} は以下のように求めた。

表 3 熱流方向と熱流直角方向の凍結膨張率の比 熱流方向の凍上率 ξ_1 と熱流直角方向の凍上率 ξ_3 ($= \xi_2$)

有効拘束圧力 kPa	150	200	250	300
熱流方向と熱流直角 方向の凍結膨張率の比 ξ_3/ξ_1	0.14	0.15	0.16	0.21

は次式で定義する。

$$\xi_1 = \frac{dH}{H_0} \times 100 (\%) \quad (2)$$

$$\xi_3 = \frac{dr}{r_0} \times 100 (\%) \quad (3)$$

ここに dH は凍上量、 H_0 は圧密終了時の供試体高さである。

また、 dr は熱流直角方向の凍上量、 r_0 は圧密終了時の供試体の半径である。

体積凍上量 V_{ice} を熱流方向の凍上量①と、熱流直角方向の凍上量②に分けて求める。(図 7)

熱流方向の凍上量 V_{ice} ①は式 (2) を用いて次のように表すことができる。

$$V_{ice} \text{①} = A_0 dH = A_0 H_0 \frac{\xi_1}{100} = V_0 \frac{\xi_1}{100} \quad (4)$$

ここに、 A_0 は圧密終了時の供試体の断面積、 V_0 は圧密終了時の供試体の体積である。

一方、熱流直角方向凍上量 V_{ice} ②は、 r_0 を圧密終了時の供試体半径、 dr を膨張量とすると、

$$V_{ice} \text{②} = (\pi r_F^2 - \pi r_0^2) dH \quad (5)$$

$$r_F = r_0 + dr \quad (6)$$

となる

式 (6) は式 (3) を用いて次のように表すことができる。

$$\begin{aligned} r_F &= r_0 + r_0 \frac{\xi_3}{100} \\ \therefore r_F &= r_0 \left(1 + \frac{\xi_3}{100} \right) \end{aligned} \quad (7)$$

したがって式 (7) を式 (5) に代入すれば、 V_{ice} ②は

$$V_{ice} \text{②} = \pi r_0^2 dH \left\{ \left(1 + \frac{\xi_3}{100} \right)^2 - 1 \right\}$$

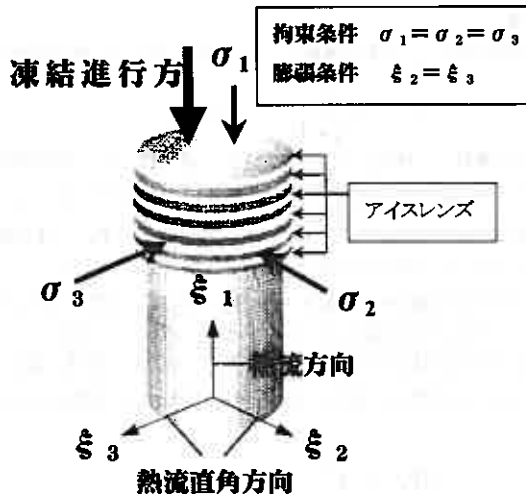


図 6 凍結中の供試体の形状と諸条件

$$\therefore V_{ice} \textcircled{2} = A_0 dH \left\{ \left(1 + \frac{\xi_3}{100} \right)^2 - 1 \right\} \quad (8)$$

よって、全体積凍上量 V_{ice} は式(4)と式(8)から

$$V_{ice} = V_{ice} \textcircled{1} + V_{ice} \textcircled{2}$$

$$\therefore V_{ice} = V_0 \frac{\xi_1}{100} + A_0 dH \left\{ \left(1 + \frac{\xi_3}{100} \right)^2 - 1 \right\} \quad (9)$$

となり、凍上量、凍上率、凍結膨張率の比から全体積凍上量を求めることができる。

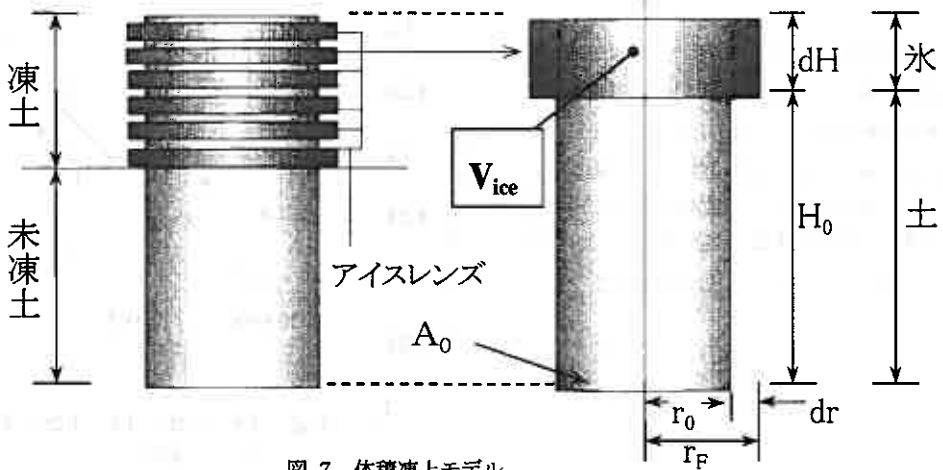
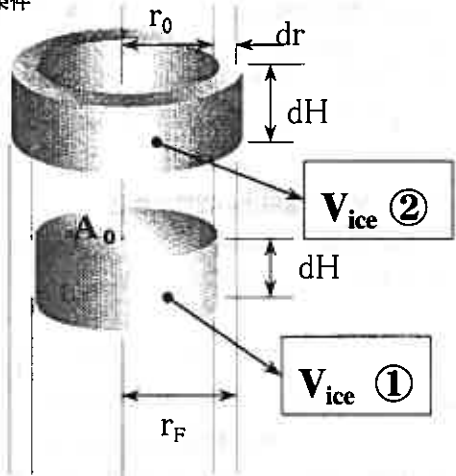


図 7 体積凍上モデル

3.3 凍結・融解中の水取支

3.2で示した式(9)による体積凍上量 V_{ice} を水の体積 V_{iw} に換算する場合は次式を用いる。

$$V_{iw} = \frac{V_{ice}}{1 + \Gamma} \quad (10)$$

ここに、 V_{iw} は体積凍上量を水に換算した体積、 V_{ice} は体積凍上量、 Γ は水の凍結膨張率0.09である。

図8のa~dは有効拘束圧力ごとに凍結開始時を基準として、吸排水量の測定値と式(10)による V_{iw} を示した図である。 V_{iw} を破線で、実測吸排水量を実線で示してある。図中の V_w は凍結終了時(=凍結開始から55時間後)における全吸排水量を示してある。なお、図に示す符号は、吸水を-、排水を+としてある。

図8より、凍結過程では測定された吸水量よりも体積凍上量を水に換算した量 V_{iw} の方が多いことが分かる。特に有効拘束圧力が300kPa(図8(d))の場合は初期の吸水を除いて、排水しながら凍上している。また融解過程ではどの拘束圧力の場合でも凍結前よりも余分に排水が起こり、結果として供試体の体積が減少することがわかる。融解過程での排水量を式(10)による V_{iw} のみで考えた場合、凍結・融解履歴による体積変化 dV_w は次式で表すことができる。

$$dV_w = |V_{iw} - V_w| \quad (11)$$

ここに V_w は式(10)により体積凍上量を水に換算した量、 V_w は凍結終了時における実測吸排水量

図中の融解過程に示してあるプロット(■)は、 V_{iw} が融解時に全て排水されたとして、式(11)によって、融解終了時に V_{iw} の値を示したものである。このプロット(■)が測定排水量(実線)と一致しないことの意味は、 V_{iw} が全て排水されるだけでなく、さらなる排水が生じているということである。つまり、実際の凍結・融解後の体積変化は式(11)の dV_w だけでは説明できないようである。

3.4 凍結・融解後の間隙比変化

凍結・融解後の間隙比を V_w のみの体積変化で考えた場合、その間隙比を求める式は式(11)を用いて次式のように表すことができる。

$$e'_{F/T} = e_{BF} - \frac{dV_w}{(m_s / \rho_s)} = e_{BF} - de_{iw} \quad (12)$$

ここに、 $e'_{F/T}$:凍結・融解後の間隙比、 e_{BF} :凍結前の間隙比、 de_{iw} :体積凍上量 V_{ice} が全て排水されたとしたときの間隙比変化、 m_s :土粒子の質量、 ρ_s :土粒子の密度、 dV_w は式(11)による。

図9は式(12)で求めた間隙比 $e'_{F/T}$ を縦軸に、測定排水量から得られた間隙比 $e_{F/T}$ を横軸にとり、両軸を同スケールで表した図である。 $e'_{F/T}$ と $e_{F/T}$ が一致すれば、直線に載るはずである。しかし、3.3で説明したように、融解時の排水が体積凍上量 V_{ice} を水に換算した量である V_{iw} よりも多いため、 $e'_{F/T}$ の方が大きい値を示した。

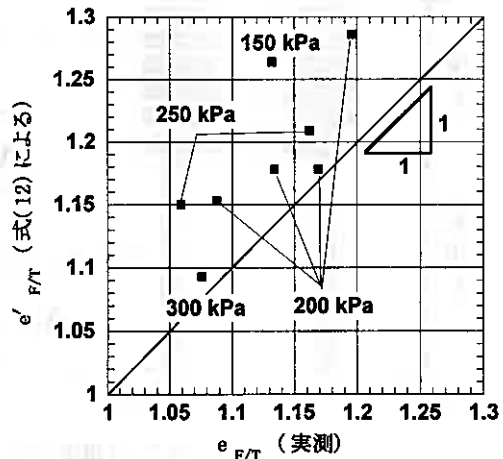


図9 実測値による間隙比と式(12)から求めた間隙比

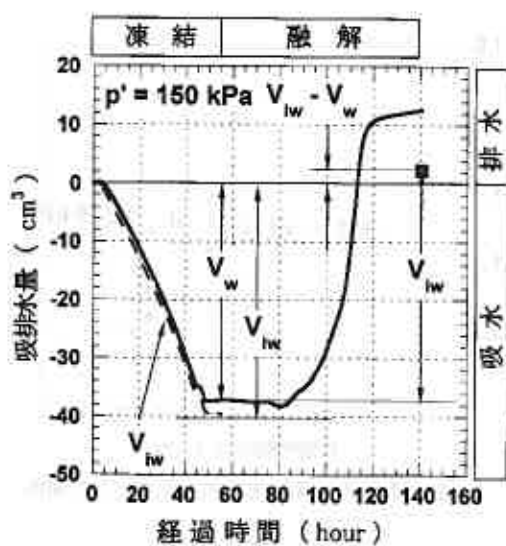


図 8-a

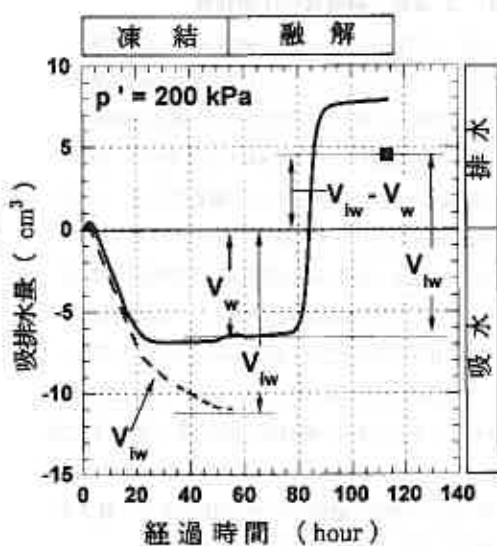


図 8-b

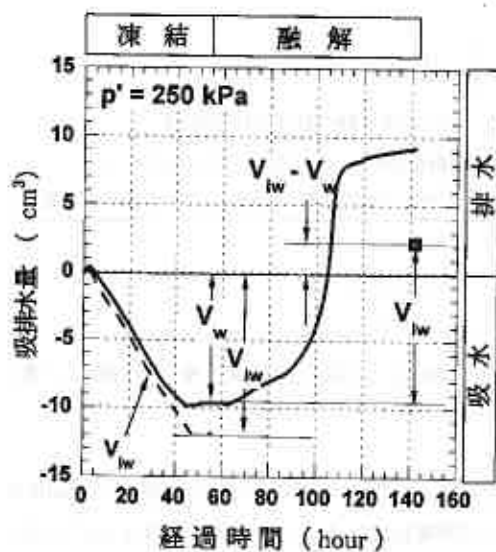


図 8-c

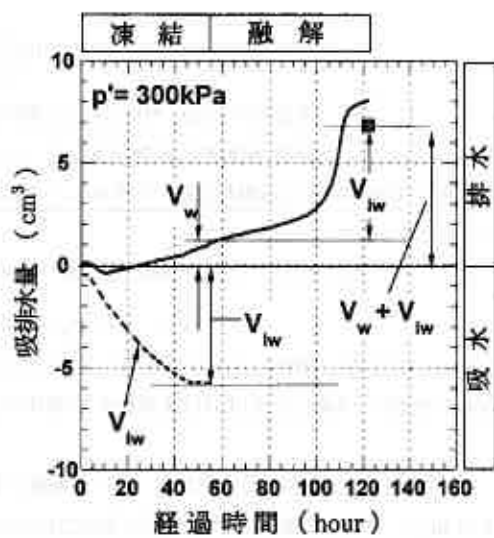


図 8-d

図 8 実測された吸排水量 V_w と氷を水に換算した体積 V_{iw}

3. 5 凍結・融解後の圧密特性

図10は凍結前から凍結・融解後までの間隙比変化の一例を示している。図から凍結・融解履歴により間隙比の減少が確認される。凍結・融解後さらに圧密を続けると、ある降伏点で曲がり、過圧密領域にあるかのような様子が観察できる。この先行圧密圧力に相当する降伏点を p_{cf} と呼ぶことにする。この p_{cf} は、凍結・融解履歴時の有効拘束圧力よりも70~80kPa程度大きいこと、有効拘束圧力の値に依存しないことが実験から分かっている⁵⁾。

本実験では正規圧密領域の下で凍結・融解履歴を与えており、凍結・融解は全応力を一定の下で実験している。したがって、凍結・融解後の圧密で観察される p_{cf} は凍結・融解中に供試体が受けた最大有効応力(サクション)であると推定される。

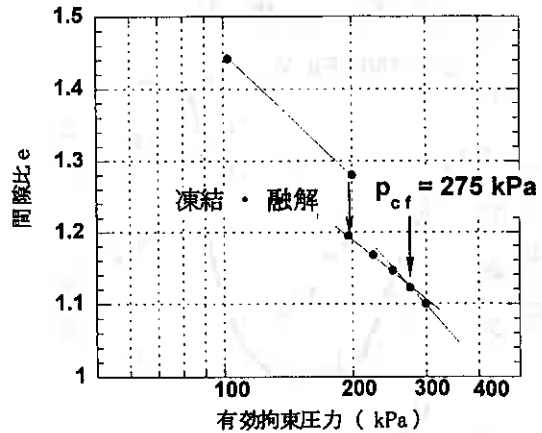


図10 融解後の間隙比と有効拘束圧力の関係

3. 6 有効応力増分を考慮した間隙比変化

前節で示したように、供試体は凍結中に80kPa程度の有効応力増分を経験する。そこでこの応力増分により間隙比が減少すると考える。つまり、凍結中に受けた最大有効応力 p_{cf} による間隙比変化量を求めると次式となる。

$$de_p = Cc \times \log \left(\frac{p_{cf}}{p_{FIT}} \right) \quad (13)$$

ここに、 de_p ：凍結時の有効応力増分による間隙比変化、 Cc ：未凍結時の粘土の圧縮指数、

p_{FIT} ：凍結・融解時の有効拘束圧力、 p_{cf} ：凍結・融解履歴による先行圧密圧力(図10)

式(13)で未凍結時の圧縮指数を用いた理由は、「未凍結の粘土が凍結・融解作用を受ける。」という過程を考慮したことによる。

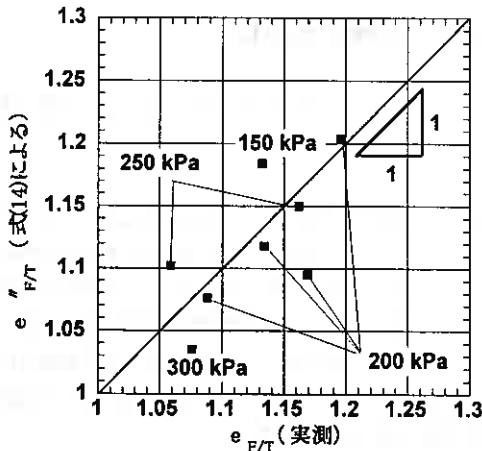
したがって、式(12)と式(13)より凍結・融解後の間隙比を表すと次式となる。

$$e''_{FIT} = e_{BF} - de_{iw} - de_p \quad (14)$$

式(14)で計算した間隙比を図10と同様に比較したものが図11である。この図から体積凍上量が水に換算した量と有効応力増分を考慮した式(14)は実測値をよく説明できると言える。

図12は式(14)を説明した図である。凍結・融解後の間隙比 e''_{FIT} は凍結中に受けた有効応力増分による間隙比変化 de_p と、体積凍上量が融解により全て排水されることで生じる間隙比変化 de_{iw} を凍結前の間隙比 e_{BF} から減じたものである。実際は、図12のように間隙比を明確に区別できないが、凍結・融解後の間隙比は de_p と de_{iw} によって生じると考える上で敢えて分けて示してある。

以上のように、予め未凍土の圧縮指数 Cc を知っておき、体積凍上量と凍結・融解後の先行圧密圧力 p_{cf} を用いることで、融解後の間隙比を予測できることが分かった。



実測値による間隙比と式(14)から求めた間隙比
図 11

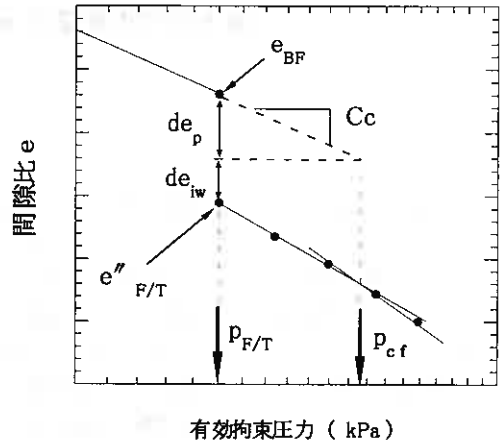


図 12 式(14)による凍結・融解後の間隙比

4. まとめ

本研究は以下のようにまとめることができる。

1. 吸排水速度 dW/dt が大きい程、凍上率が大きく、有効拘束圧力だけが凍上を支配しているわけではないことを示した。
2. 熱流直角方向の凍上率を仮定して、体積凍上量 V_{ice} を求めた。またこの凍上量を水に換算した量 V_w を求めて凍結・融解過程における吸排水量と比較した。その結果、融解過程での排水量は V_w に一致しないことが分かった。
3. 凍結・融解後の間隙比変化は、体積凍上量 V_{ice} と未凍結の粘土の圧縮指数 C_c および凍結中に受けた最大有効応力 p_{cf} を用いることで、式(14)によりある程度予測できることが分かった。

謝 辞

本研究を進めるに当たって、北海学園大学工学部の高橋 徳名氏には日頃からご支援頂いている。記して感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 小野 丘・三田地 利之 (1996): 凍結・融解三軸試験装置による粘性土の非排水せん断試験、第51回土木学会年次学術講演会概要集 3B、pp. 732-733
- 2) 小野 丘・三田地 利之 (1996): 凍結・融解作用を受けた粘性土の非排水せん断定数について、第31回地盤工学研究発表会講演集2-2、pp. 1347-1348
- 3) 小野 丘・三田地 利之 (1997): 正規圧密飽和粘性土の三軸凍結・融解・せん断特性、第32回地盤工学研究発表会講演集2-1、pp. 1179-118
- 4) 小野 丘・三田地 利之 (1997): 凍結・融解履歴を受けた飽和粘性土の圧密過程、第52回土木学会年次学術講演会概要集 3B、pp. 646-647
- 5) 加藤 幸輝・小野 丘 (1997): 飽和粘性土の凍結・融解後の圧密特性、1997年度日本雪氷学会全国大会講演予稿集、pp. 45
- 6) 山本 英夫、上田 保司、伊豆田 久雄 (1994): 飽和土の三軸凍結膨張に関する実験的研究、雪氷56巻4号、pp. 325-333

地下水位の影響を考慮した土の凍上性評価

摂南大学工学部 正会員 伊藤 譲

1 はじめに

土の凍上性評価のため、凍上試験が行われる。自然凍上を扱う道路関係の機関では、独自に開発された凍上試験を実施して、主として凍上率と凍結様式による評価を行っている。そして、試験から土質材料が凍上性と判定されると、材料の置換等の何らかの凍上対策が実施される。このような凍上性評価の方法は、長らく現場で採用されて来ており、寒冷地での道路建設に大きく貢献している。ところが、近年は建設費の削減も厳しく迫られ、従来この評価のボーダーライン上に位置するような材料でも、何らかの工夫を施して有効利用するよう要請されることも多い。特に、地下水の供給が少ない盛土箇所では、いわゆる“凍上性材料”でも使用可能でないかと期待されている。しかし、従来の凍上試験では地下水位の影響を評価することはできない。

その理由は、これまでの凍上試験が何らかの凍上理論を基礎とするものではなく、むしろ、凍上現象のミニチュア実験とも呼べるものであるためである。それで、試験機関や装置により材料の評価が異なることもある。つまり、個々の試験方法による固有の反応を凍上特性と誤判断していることがあると懸念される。一方、現場や大型の実験装置による凍上実験も行われ、その結果は統計的に整理されてはいるが、ここでも何らかの理論的な裏付けが必要であろう。このように、凍上性の評価において、益々高度な判断が要求されているが、従来の方法では対処できないことが明らかである。

今回は、地下水位の影響を考慮した土の凍上性評価のため、凍上モデルに裏付けられた凍上試験方法の一例を紹介する。この方法では、簡単な両端面温度一定の凍上試験（以下「ステップ凍上試験」）において、上載荷重を変化させ、試験中の供試体の温度分布、凍上量と給水量等を測定するだけで、土の凍上性を地下水位との関係で整理することが可能である。

2 凍上モデル

ここで紹介する凍上モデルは、当初 Gilpin, Konrad らにより提案され、後に Nixon が *Discrete Ice Lens Theory* (DIL モデル)として統合したものである。

このモデルは、自然凍上を受ける地盤を対象とする。自然凍上では、凍結面の進行が非常に遅く、そのような場合には、地盤中の温度分布は直線で近似できると仮定された（図1）。これは、ステップ凍上試験においては、凍結面の進行が止まり、最後のアイスレンズが成長を開始する時とされる。この時の、フローズンフリッジ両端での熱平衡を考える。

まず、アイスレンズとフローズンフリッジの境界では、

$$K_f G_f - K_{ff} G_{ff} = L V_{ff} \quad \dots (1)$$

次に、フローズンフリッジと未凍土の境界では、

$$K_{ff} G_{ff} - K_u G_u = n_f L \frac{dz}{dt} \quad \dots (2)$$

ここで、 K_f , K_{ff} , K_u は凍土、フローズンフリッジ、未凍土部分の熱伝導率、 G_f , G_{ff} , G_u は凍土、フローズンフリッジ、未凍土部分での温度勾配、 L は水の潜熱、 V_{ff} はフローズンフリッジ中の水流、 n_f はフローズンフリッジと未凍土の境界で相変化する土（水）の割合である。また、 V_{ff} はフローズンフリッジ中で *Clausius-Clapeyron* 式が成立すると仮定され、次式で示される。

$$V_{ff} = k_0 (-T)^{-\alpha} \frac{d}{dx} (1.09 P_i + \beta T) \quad \dots (3)$$

ここで、 k_0 は -1°C における凍土の透水係数、 α は凍土の透水係数に関する定数、 P_i はアイスプレッシャー、 β は熱力学定数、 T は無次元の温度である。代表的な V_f を求めるため、フローズンフリンジ中で新たなアイスレンズが成長を始めている箇所注目すると、そこでは $dP/dx=0$ 、 $T=T_i$ であるため(図2)、

$$\frac{V_f}{G_f} = k_0 (-T_i)^{-\alpha} \beta \quad \dots \quad (4)$$

となるが、これはKonradの提案したSP(Segregation Potential、 $=V_f/G_f$)が T_i とフローズンフリンジの透水係数(k_0 と α)の関数であることを示す。

次に、式(3)を変形して、フローズンフリンジの両端間で積分を行う。アイスプレッシャー P_i は、フローズンフリンジの上端(温度 T_i)で上載荷重 P_o 、下端(温度 T_f)では $(P_u - \beta T_f) / 1.09$ に等しくなり、次の関係が明らかとなる。

$$\frac{1}{\alpha + 1} \frac{V_f}{k_0 G_f} (-T_i)^{\alpha+1} + \beta T_i = P_u - 1.09 P_o \quad \dots \quad (5)$$

これらから、 T_i を消去し、式(2)の関係も考慮すると次の関係が導かれる。

$$SP = \frac{V_f}{G_f} = \frac{k_0 \beta^{\alpha+1}}{\left\{ \frac{\alpha + 1}{\alpha} (1.09 P_o - P_u) \right\}^\alpha} = \frac{1}{\frac{K_f}{K_f} \left(\frac{G_f}{V_f} - \frac{L}{K_f} \right)} \quad \dots \quad (6)$$

式(6)は、SPがフローズンフリンジの透水係数、上載荷重とサクシヨンのみの関数であり、凍上試験において、供試体の温度勾配と凍上速度等から求められることを理論的に示すものである。また、フローズンフリンジの透水係数を表す材料固有のパラメーター k_0 、 α も両対数グラフから読取れることが理解される。

この関係において、さらに重要な点は、上載荷重とサクシヨンのみ(荷重項)にまとめられたことである。すなわち、サクシヨンを地下水面からの距離とすれば、地下水位の凍上に及ぼす影響を上載荷重を変化させた実験から予測できることを示している。あるいは、土の凍上性は、この荷重項の関数として定量的に求められるとも言える。しかも、このためには、簡単なステップ凍上試験を行うだけで良いのである。

3 ステップ凍上試験による凍上性評価

3-1 試験装置

凍上性評価の方法を具体的に示すため、Calgaryシルトによるステップ凍上試験と、式(6)によるその結果の整理方法を示す。試験装置は、サーミスターを埋め込んだテフロン製2つ割セル(内径10cm)、温度制御バス(2組)、氷核形成バス、載荷装置、電子天秤、マリOTT給水瓶、変位計、荷重計、記録装置等からなる(図3)。この装置は通常のステップ凍上試験装置と比較して、氷核形成バス、給水量測定のため電子天秤を加えているため、自然界に近い、ごく緩い温度勾配での試験も容易であり、また、給水量の測定精度が凍上量のそれに近い、などの特徴を有する。

3-2 試験方法

試験に用いたのはCalgaryシルトである。試料土は $425\mu\text{m}$ のふるいを通させたもので($\rho_s: 2.65\text{g/cm}^3$ 、砂分: 16%、シルト分($75\sim 2\mu\text{m}$): 58%、粘土分($2\mu\text{m}\sim$): 26%、 $w_L: 23.7\%$ 、 $w_p: 15.4\%$)で、液性限界の1.5~2倍でスラリー状に練り混ぜ、真空下で時々振動を与えながら1昼夜放置した後、300kPaまで段階載荷で圧密した。圧密リングから取出し、整形された後、メンブレンで覆われ、2つ割セル内に設置された。セルの外側はガラスワールとスタイロホームで断熱された。低温室(冷蔵庫)に入れられ、給排水と冷却系統が接続された後、所定の上載荷重が加えられ、高温側の温度に設定された冷却水(不凍液)が供試体の上下プレートに循環された。給水量の変化と供試体側面の温度変化が安定するまで待ち(約12~24時間)、給排水系統を切替え、

透水試験を行った。凍上試験は、 -10°C に冷却された不凍液を下部の冷却プレートに循環することで開始された。通常 3～5 分後に、モニターされている上載荷重と給排水量に微小な変化が現れる。これが氷核の形成の瞬間であり、その後、直ちに下部プレートは、設定冷却温度の不凍液の循環に切替えられた。試験は、約 48 時間行い、温度分布、凍上量、給水量等を 5～15 分間隔で測定した。

3-3 結果の整理と考察

ここに報告する 15 ケースの試験では、温度境界条件（下部： $-4.6\sim-1.3^{\circ}\text{C}$ ，上部： $+0.4\sim+1.6^{\circ}\text{C}$ ），上載荷重（ $10\sim 195\text{kPa}$ ），供試体長（ $80\sim 119\text{mm}$ ）を変化させている。

SPによる凍上性評価の計算手順は図4に示すとおりである。凍上速度から計算される V_f と、給水瓶の重量変化から求まる給水速度（ v ）が一致した時に凍結面の前進が止まり、最終アイスレンズの成長が始まるとし、この時のSPの値を上載荷重（ P_0 ）と凍結面でのサクション（ P_f ）で整理した。SPの計算において、 G_f は供試体側面の温度分布を2次曲線で近似し、フローズンフリンジの中央と予想される位置における温度勾配を用いた。 G_r では冷却プレートの測定温度を凍土長（ 0°C から冷却側）で除した。 P_0 は、給水速度、未凍土長とその透水係数から計算した。また、式（6）右辺による整理において、土の熱伝導率（ K_r 、 K_f ）は不凍水量を考慮してJohansenの方法より推定した。

図5にSPによる整理結果を示す。SPは2本の直線で囲まれた領域で、荷重項の増加に伴い減少している。また、道路など上載荷重の影響の少ない場合には、荷重項は地下水面からの距離と解釈できるので、地下水位によるSPの変化として評価できる。実際には、地下水面から遠く離れると、土は不飽和状態となり、透水係数が減少するので、さらに凍上し難くなると考えられる。すなわち、これは安全側の評価と言えよう。

図6に図5の結果と式（6）右辺による評価を比較した。式（6）右辺では、直接の測定が困難な G_f に代わり、測定の比較的容易な G_r と K_f などを用いているが、ほぼ同じ結果が得られ、式（6）の妥当性が確認された。ところで、これらの結果は対数用紙上で整理されているが、依然としてばらつきが認められる。この原因のひとつは、上載荷重により凍土中の不凍水量が変化し、フローズンフリンジの透水係数に影響するためと考えられる。例えば、図5において、SPの小さなA-line付近では不凍水の割合は20～40%であるが、SPの大きなB-line付近のケースでは60%前後と実験結果から計算されている。

4 おわりに

地下水位の影響を考慮した凍上性の評価方法が紹介された。この方法は地下水位の代用として、取扱いの容易な上載荷重を変化させるため、小型の室内凍上試験装置で十分にその要求に応えられる。そして、SP等による定量的な凍上性の評価が、地下水条件と荷重条件をまとめた荷重項の関数として表されることが示された。

本報告が、凍上性の評価方法の改善に貢献できれば幸いである。今後は、現場データとの比較を報告する予定である。

<参考文献>

- 1) Gilpin, R. R., "A Model for the Prediction of Ice Lensing and Frost Heaves in Soils." Water Resources Research. Vol.16, No. 5, pp.918-930, 1980.
- 2) Konrad, J. M., "Frost Heaves Mechanics." Ph. D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, 1980.
- 3) Nixon, J. F., "Discrete Ice Lens Theory for Frost Heave in Soils." Canadian Geotechnical Journal. Vol. 28, pp.843-859, 1991.
- 4) 伊藤 譲：地下水位の影響を考慮した土の凍上予測法，高速道路と自動車，第38巻，第2号，pp.20-30，1995.
- 5) 横田聖哉・三嶋信雄・三浦清一：地下水位を考慮した実用的な凍上量の設定法，土木学会論文集，No.574 /VI-36，pp.21-31，1997.

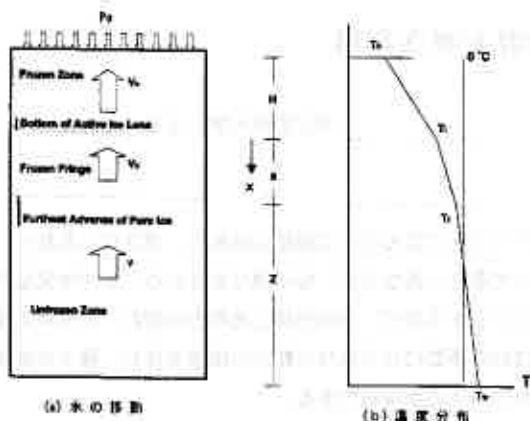


図1 自然凍上の概略図

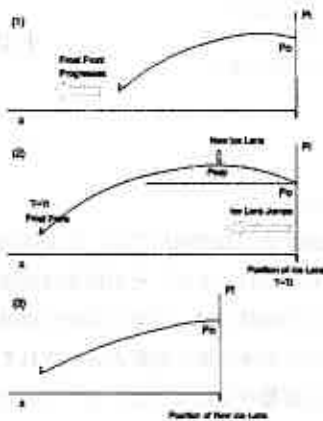


図2 アイスレンズの発生

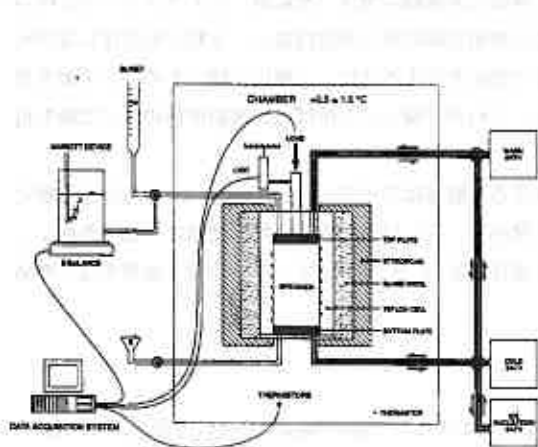


図3 凍上試験装置

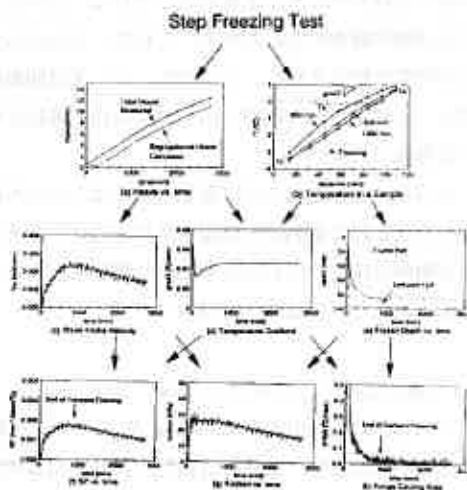


図4 SPによる凍上試験の整理

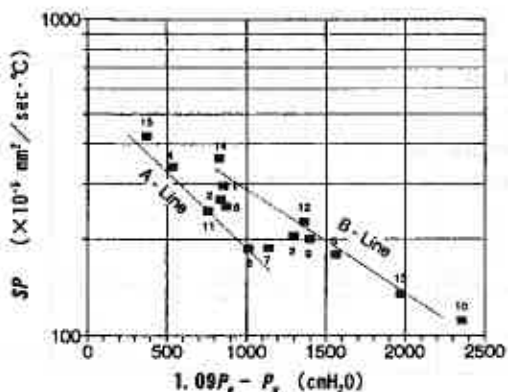


図5 SP (v/G_{ii}) と荷重項の関係

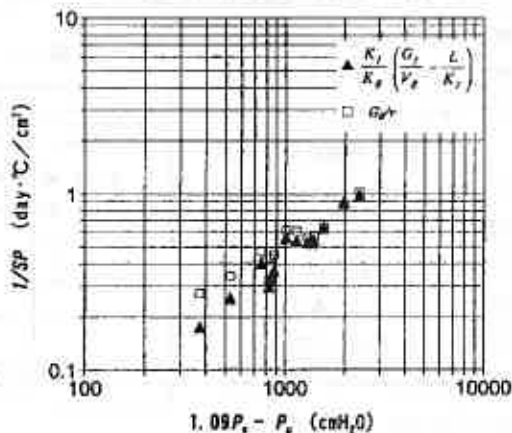


図6 1/SP と荷重項の関係

土の凍上災害と寒さ利用

帯広畜産大学 土谷 富士夫

1. はじめに

北海道のような寒冷地では、冬期間気温が低下し0℃以下になると土は凍結し始める。寒さにもなつて土の凍結は進行するが、その程度は地域や年次によつて著しく異なるが、毎年繰り返される。年平均気温が0℃以上の地域では、春季には凍土は融解して消失してしまうので、季節的凍土地帯と呼ばれ、年平均気温が0℃以下の永久凍土地帯と区別される。土の凍結は他の季節に見られない数々の現象を伴い、種々の産業に害的な影響を及ぼすことから、その対策に悩まされているのが現状である。

土の凍結とは、地温が0℃以下になると、土中の水分が凍結し液体の水から固体の氷に相変化が起る現象である。しかし、この単純そうに見える相変化は、土中に水分平衡に変動を生じさせ、下層から凍結土層に向かって緩やかな水分上昇を生じさせる。このとき、凍結と未凍結の境界（凍結線）にアイスレンズと呼ばれる分離氷層が形成される。これが、下方からの水分供給を得ながら発達成長し、土粒子を排斥しながら土の間隙を膨張させる。このため、レンズは間隙構造に変化を与える共に、土層中に幾つものレンズ層を形成し、土粒子を上方に押し出して地表面を隆起させる。これが「凍上」と呼ばれ、凍結作用のなかで最も厄介な現象である。

さらに、凍結した土のが春期に多くは上方より融解する。融解はアイスレンズを解かし、下方の凍結層に排水を阻まれて過剰水分状態となり、過剰間隙水圧が発生し、著しい土のせん断抵抗強さの低下を導く。土の融解は凍結そのものより大きな問題を与えている場合が多い。したがって、季節的凍土地帯では、凍結問題は融解と切り離せない現象である。

2. 輸送現象としての土の凍結

土の物理的問題の多くは、物質(水、イオン、懸濁物質)とエネルギー(熱、電気)の流れである。これらの流速、時間的変化、物質の透過性、流れる物質の成分や性質の変化などに対して数多くの研究があり興味深い。水の流れは非常に重要であり、浸透、乾燥、排水、圧密など早くから注目されており、特に物質の透水性や通気性について多くの研究がなされてきている。近年、化学的、熱的および電氣的流れに関心が増大している。特に、熱移動は凍結作用を解析する上で不可欠な現象であり、凍結地帯での構造物の建築、断熱、地下貯蔵、熱侵食、地盤の一時

の安定と関連して研究がなされてきている。
ところで、この物質やエネルギーの流れの法則は、ある面では類似しており、その関係性を表-1に示す。これらは、それ自身のポテンシャル勾配Iによつて生じる。土のなかではこれらは連成流となつて相互に依存しあつて流れる。土の凍結におい

表-1 輸送現象の類似性

	液体	熱	電気	イオン
ポテンシャル	全水頭 h	温度 T	電 圧 V	濃 度 C
貯蔵物質	液体の質量	熱エネルギー	電 荷	分子数
伝 導 率	透水係数 K	熱伝導率 λ	電気伝導率 σ	拡散係数 D
流 れ	q_h	q_t	電 流 I	J_D
勾 配	I_h	I_t	I_e	I_c
伝 導 式	$q_h = -K \frac{\partial h}{\partial x}$	$q_t = -\lambda \frac{\partial T}{\partial x}$	$I = -\sigma \frac{\partial V}{\partial x} \Lambda$	$J_D = -D \frac{dC}{dx} \Lambda$
名 称	ダルシー	フーリエ	オーム	フィック

水の流れがもっとも重要であり、さらに土粒子の移動が問題となる

3. 凍結および融解が与える災害

北海道のような季節的凍土地帯での、土の凍結・凍上および融解によって生じる災害を簡単に列挙すると、図-1に示すような植物的あるいは農業的問題と工学的問題に分けられる。

寒地農業において熱的被害に凍結害がある。凍結が深く侵入すると地温が大きく低下し、越冬性の植物体内の細胞の凍結が発生し、耐寒性または耐寒性の弱い植物が枯死する被害がある。また、凍結が深い年は、農地の融解

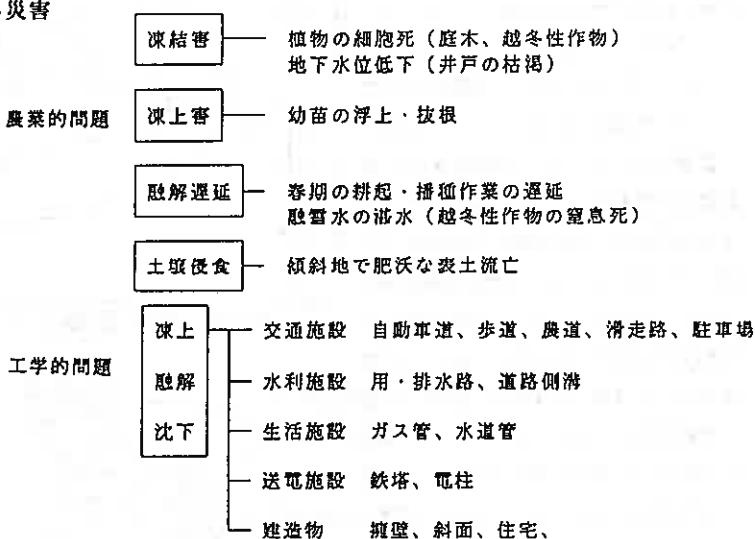


図-1 土の凍結・融解による災害

が遅れ耕起時期や播種時期が遅延し、生育期間が短縮されるためビートなどの作物に減収が生じる。傾斜地での肥沃な表土の流亡が多発し、土壌侵食が拡大する。また、小麦や越冬性牧草地での融雪水の湛水が起こり、窒息による部分的な枯死被害が生じる。さらに凍上による主根型牧草や若い苗木の浮上および抜根の被害が報告されている。

しかし、土の凍結として大きな問題は構造物凍上被害であり、力学的あるいは工学的な被害とその対策が極めて重要なのである。なかでも、一般自動車道路、滑走路、農道、歩道、駐車場など交通施設、近年では高速自動車道、高規格道路などの高盛土構造物、農業用水路と排水路、道路側溝などの水利施設、水道管、ガス管などの生活施設、鉄塔、電柱などの送電施設、擁壁、斜面、建物の基礎などの作工物あるいは建築施設、スキー場などのレジャー施設などで、凍上と融解沈下の対策問題が多数生じている。

アラスカ、北方カナダ、ロシアなどの厳寒地域では、暖房などの熱を持つ構造物の地盤加熱による沈下や、自然の凍結融解サイクルによる道路や滑走路などの沈下、凍上力による隆起、上下水道の凍結など、そして氷を多量に含む凍結地盤上に作る構造荷重の長期変形が問題となっている。

しかし、土の凍結はかならずしも害的とは限らない。自然状態では走行できない所では、凍結すると地耐力が増加するため、冬期間に木材の搬出に凍結は利用されている。また、軟弱で浸透水の多い地盤を人工的に凍結して掘削する地盤凍結工法がある。さらに、ヒートパイプを使用し永久凍土を構築して農産物の低温貯蔵システムに利用している。したがって、土の凍結を有効的に利用することも将来重要な課題である。

4. 積雪が土の凍結深さに与える影響

土の最大凍結深さを推定するためには地盤の熱解析が行われる。一般に、裸地の凍結深さは、冬の寒さの程度（凍結指数）の平方根に比例する。Neumann 解の修正式によると Aldrich らの、均質で均等な土の最大凍結深さ X は、次式で推定される。

$$X = \lambda \sqrt{7200 \text{ kn I} / L} \quad (1)$$

ここに、 k_n は土の平均熱伝導率、 I は凍結指数、 L は土の潜熱である。 λ は補正係数で熱比と融解パラメータによって決定される。

しかし、常に除雪を行う道路とは異なり、自然の農地、林地やノリ面では積雪の影響を受ける。図-2は畜産大学の実験圃場で観測された土の凍結、積雪深および積算寒度（凍結指数）の推移を示す。積雪の時期によってその年の凍結推移は著しく異なることから、自然積雪下の凍結深さは(1)式では推定することができ

ない。図-3は1989年の十勝地方の積雪深と土の凍結深さの分布図である。これによると、東大雪山系から日高山脈沿いの広尾にかけて、凍結が比較的浅いことが分かる。他方、足寄・本別の東部から、土幌・音更の中央部に向かって深い凍結が見られる。このことから、寒さよりは積雪深さが凍結深に大きな影響を示すことが分かる。図-4は、畜産大学で毎年観測されている最大凍結深さと積雪が20cmになるまでの積算寒度との関係を示す。この結果より(1)をもとに次の単純な経験式が得られる。

$$D = 2.4 \sqrt{F_{20}} \quad (2)$$

ここに、 D は積雪下の最大凍結深さ、 F_{20} は積雪20に達するまでの積算寒度である。また、図-5に、畜産大学で測定した、凍結が完全に消失する日数と最大凍結深さの関係を示す。明らかに、凍結が深いほど融解が遅れることが分かる。

しかし、積雪に限らず地表面の植生の被覆状態でも凍結深さは異なるが、道路の切り盛土のような場合はさらに複雑と思われる。図-6は人工的に作られた高さ2m程度の盛土斜面の凍結深さの推移である。平坦な圃場の凍結深さに比べ、日当りの悪い北向き斜面の凍結深さは大きく、逆に日当りの良い南向き斜面が極めて凍結が浅いことが分かる。したがって、現在はこのような複雑な条件での土の凍結の推定法がないのが現状である。今後は、多くの凍結深さの測定と盛土内の温度分布の解析が必要である。

5. 道路および滑走路の凍上

舗装道路の破損の様式は、繰り返される荷重によるクラック、路盤や路床の凍結による凍上と不整凍上による破損、融解時の

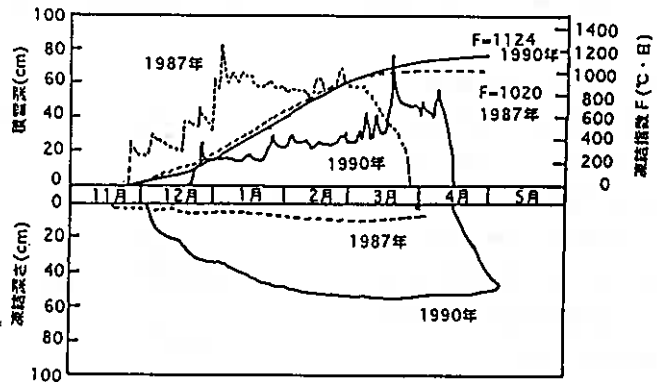


図-2 畜大圃場での凍結深さと積雪

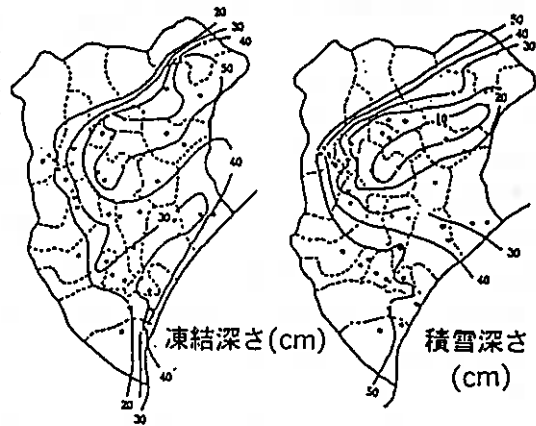


図-3 十勝地方の凍結と積雪分布

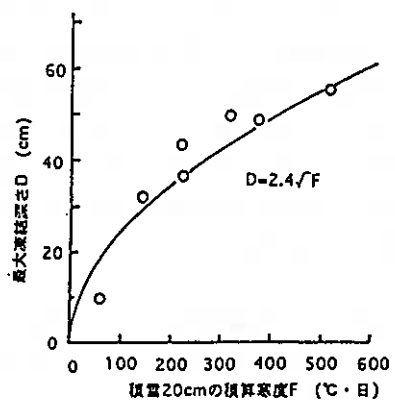


図-4 積雪下の最大凍結深さと積算寒度

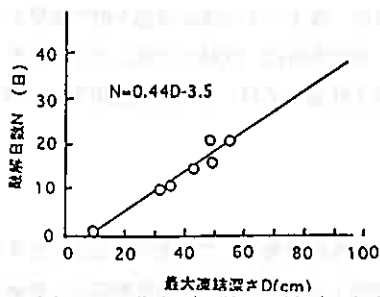


図-5 融解日数と最大凍結深さ

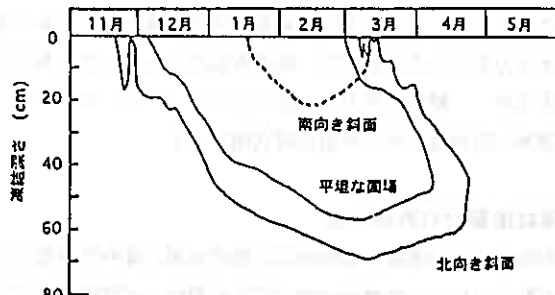


図-6 盛土斜面の向きと凍結深さ

流動による陥没などの完全な崩壊がある。寒冷地域において、凍結作用は道路建設に影響を与える主要な要因であり、凍上だけではなく、融解期の支持力低下まで含めた意味と解釈される。したがって、道路設計において、凍上性の土の分類が必要であり、各国では土の粒度から細粒分(0.02mm以下)の割合で、いくつかのカテゴリに分類している。また、室内凍上試験による結果から判定している。いずれにせよ、凍上性土の破棄であり、かなり安全側に解釈される場合が多く、現地で凍上しなくとも凍上性と判断して見捨てられている問題が多い。

他方、設計に対し経済的理由から、1)完全凍上防止、2)限られた路床のみ凍上防止、そして3)路床土の強度削減の3つが考えられる。わが国では2)を採用し、凍上性路床土の70%以上を置換することとしている。しかし、使用道路の用途や交通量により、置換率をもっと大きくしたり、春期の支持力の弱い時期のみ通行止めにする政策の検討の余地がある。

6. 地盤内の基礎構造の凍上

道路凍上の次に重要視されているのは構造物基礎の凍上である。一般に季節的凍上にある基礎は、適切な深さまで埋設するか、凍結作用から基礎を保護するかのどちらかである。基礎が凍上するためには、凍上性の土に凍結が侵入しなければならない。そして十分な水の供給がアイスレンズの形成と成長を維持するために、有効でなければならない。アイスレンズは通常凍結線に平行に形成されるので、力や土の動きは凍結線に垂直である。この力は非常に大きく、土が凍結すると出現し、基礎の隆起や沈下を導くがその力の決定は難しい。凍上を制約するのは現実的ではないので、適切な設計でそれを削除するが、実際には、凍上性土と断熱して凍結させないか、凍結線への排水によつて水の移動を減少させるべきである。他方、土を掘削して非凍上性材料に置き換えることも多く使用されている。

構造物基礎の凍上被害は、基礎の壁、支柱および杭のように接近した基礎凍上の形成によるもので、水平せん断力によつて生じる櫛の凍上効果は、振り曲げられた鎖連結フェンスや電柱にみられる。水平凍上力による隆起は基礎の重さによつ

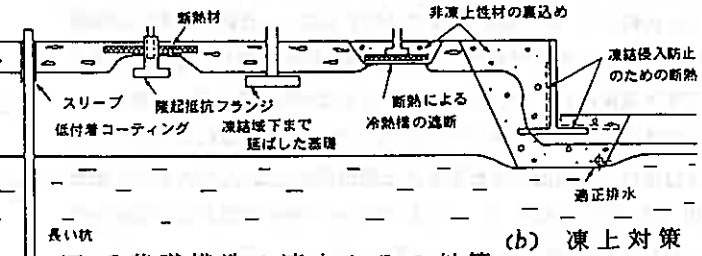
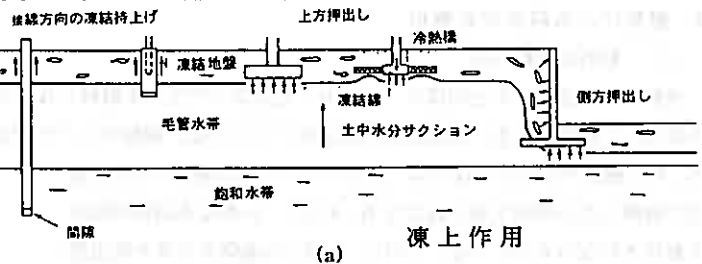


図-7 基礎構造の凍上とその対策

電柱にみられる。水平凍上力による隆起は基礎の重さによって防げる。凍上性土の凍結は地下壁や擁壁を歪める水平力を生じさせるので、荷重を加えるかアンカーをつくる。支柱や杭は、凍結に対抗したアンカーをしようするが、一般に付着力の小さいコーティング、スリーブ、非凍上性裏込め材、断熱材を使用する。図-7に基礎凍上の形態とその対策の模式図を示す。

7. 凍結地盤での斜面安定

わが国では凍結地盤の斜面安定に関する関心度がや少ないよう思えるので強調して記述することとする。凍結融解作用によって寒冷地では斜面の細粒土に移動が生じる。凍結土と融解土内の斜面移動はセン断破壊過程を生み出し、その結果として流動、滑動および崩落、またその複合体による崩壊が生じる。斜面崩壊の原因となる因子を知ることによって、凍結地盤の斜面不安定性と同様に、融解土の移動について多大な関心もたれる。

凍土地盤内に融解を起こさせる因子は2つあり、(1)は表面の植生マットの破壊、除去、変更および被覆による土の表面のカク乱であり、(2)は整備中の地盤温度を0℃以上に上昇させるような加熱構造物から凍結地盤に与える熱投入である。季節的凍土地帯では、春期の表面からの融解に相当する。これらのカク乱はしばしば、道路建設、加熱石油パイプライン建設、自然植生被覆あるいは積雪被覆の除去によつて起り、下方の土層の温度変化を増加させる。また、カク乱は年平均地盤温度を高めたり、地表面温度における季節的変動や振幅を増大させる。凍結地盤の融解に含まれる主要変数は、地表面温度、土質の熱的性質、そして凍結土内の不凍水量である。シルトのような凍上性の融解土、氷を多量に含むシルト質土や細粒土の融解土が最も問題となる。

凍土が融解し始めたとき、融解バルブ（融解でできた土塊）ができ融解水が発生する。そして、過剰間隙水圧が生じ、セン断強さが減少する。さらに、融解中のバルブ内の不安定性は、融解速度が水の流れ速くなったときに発生すると思われる。さらに、融解時のセン断強さの損失が、弱められた土に過剰なひずみを加える。特に、過剰間隙水圧の消失と透水係数が遅いとき、細粒土において融解期間に生じるセン断強さの減少または完全消失が生じる。それ故、融解土の強度損失は土中の氷量、土質そして融解速度と過剰間隙水圧の消失速度とのバランスに主として依存している。

8. 融解による斜面安定解析

1) 一般的な単純方法

地盤へ熱が浸入すると同様、表面カク乱によつて生じる融解バルブの安定性は、図-8の典型的な幾何形を使用して解析される。地盤傾斜が重要なところでは、融解バルブの安定性に限界があることは明らかである。もし融解が発生したならば、発生するいかなる過剰水も同じ速度で融解土から流出すると仮定する。そして、いかなる過剰間隙水も維持されないものとする。しかし、融解土の過剰水を排水除去能力と比較して、より速い速度で発生するなら、過剰間隙水圧は融解線近くに発生するであろう。融解速度、排水の流れ、過剰間隙水圧の発生現象はいくつかの因子、たとえば凍結土の氷量、圧縮性、および透水性などに関係している。安定性解析に選ばれる物理的モデルは単位長さ断面の平衡を考える無限斜面となる。考えるべき融解深さは、種々の要因、たとえば土質とその熱的性質および表面温度に依存する。融解バルブの安定解析は次の4つの手順から成り立つ。

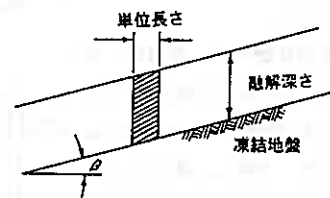


図-8 半無限斜面
(典型的融解幾何形)

(1) 解析のための手法と物理的モデルの樹立。

(2) 不安定性を起す傾向にある駆動力に抵抗するためのせん断応力の決定。これらの駆動力は考えられる単位断面の重力と水平方向に働く地震力の合力である。

(3) 融解面での極限有効せん断強さの決定、すなわちこの強さは融解バルブの流動条件に依存する。

(4) 安全係数の決定、これは駆動力に対する抵抗力の比、あるいは平衡を維持するために必要な応力に対する有効せん断強さの比である。

可能な崩壊方向内の地盤傾斜に対する、融解バルブの平衡を維持するために必要なせん断応力は、融解バルブの大きさ、形および単重に依存、また維持すべき最大地震力に依存する。融解バルブを不安定にする重力は、単位断面長の融解バルブの傾斜角のコサインを掛けた土の重さに等しい。水平地震力の効果は、設計水平震度 K に接片 W を掛け、さら傾斜角 β のコサインを掛けたものとして計算される。

融解面上のせん断強さを求める室内試験は、非圧密非排水(UUあるいはQ)、圧密非排水(CUあるいはR)そして圧密排水(CDあるいはS)の三軸圧縮試験がある。この3つの強度値において、UU強度は最も小さく、CU強度は中間で、CD強度は最も大きい。

しかし、融解バルブの境界に適用される全せん断応力のかなりの部分は地震作用に課せられる動的応力である。このため、融解バルブの安定性を推進するためには非排水せん断強さを使用することが妥当であり、最も保全的である。さらに、融解線で達成する圧密の程度に依存しながら、現地の非排水強さはUU値とCU値の間にある。もし、融解が過剰間隙水圧が認められないような速度で融解がゆっくりと行われ所のように、融解中に十分な圧密がなされるなら、CU値が採用される。他方、もし細粒土内で急激な融解が行われ、重大な圧密が融解中に達成されないなら、UU強度が適用される。図-9に示すように浸潤水が傾斜に平行で、水位が地表面にあると仮定すると、安全率 F は次のように表される。

$$F = \frac{CP + \rho_b \cos^2 \beta \tan \phi}{(\sin \beta \cos \beta + K \cos^2 \beta) W} \quad (3)$$

ここに、 C は粘着力、 P は融解バルブの周辺長、 K は水平震度、 W は土塊の重さ、 ρ_b は水中単位体積重量、 β は傾斜角、 ϕ は内部摩擦角である。

2) 融解斜面の圧密を考慮した解析

McRobertとNixonによる解析方法で、図-9に示すようにA-A面上で浸潤傾斜がある場合の安全率 F は、

$$F = \frac{\rho_b \tan \phi}{\rho \tan \beta} \quad (4)$$

となる。ここに ρ は土の単位体積重量である。図-8に示すように融解斜面がA-A面にある場合、移動する融解境界 d は次のStefan式で求められる。

$$d = \sqrt{\frac{2 k_u T_s}{L}} \sqrt{t} = \alpha \sqrt{t} \quad (5)$$

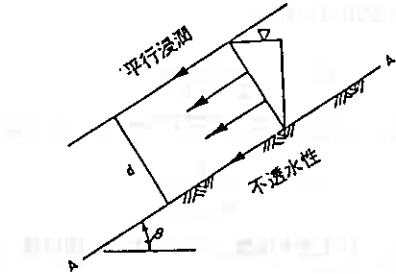


図-9 浸潤線が傾斜している斜面

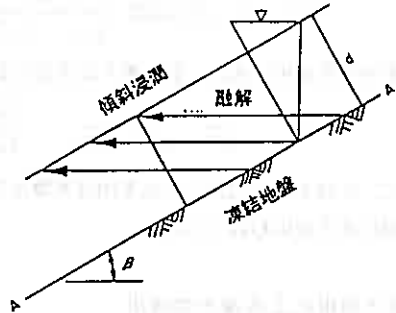


図-10 浸潤線が水平な融解斜面

ここに、 T_s は融解を起す平均温度、 K_u は融解土の熱伝導率、 t は時間である。この解法では次の融解圧密係数 R が使用される。

$$R = \frac{\alpha}{2 \sqrt{C_v}} \quad (6)$$

ここに、 $\alpha = \sqrt{2 K_u T_s / L}$ であり、 C_v は圧密係数と呼ばれ、次式から求める。

$$C_v = \frac{k}{m_v \rho_w} \quad (7)$$

ここに、 k は透水係数、 m_v は体積圧縮係数、 ρ_w は水の単位体積重量である。A-A面の過剰間隙水圧は次式で表される。

$$U = \rho_b d \cos \beta \frac{1}{1 + 1/2R^2} \quad (8)$$

力学的平衡を適用すると、安全率 F は次式のように表現される。

$$F = \frac{\rho_b}{\rho} \frac{1}{1 + 2R^2} \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (9)$$

ここに、 ϕ' は有効応力表示による内部摩擦角である。 C_v の値は砂質土の $10\text{-}1\text{cm}^2/\text{s}$ から細流土の $10\text{-}5\text{cm}^2/\text{s}$ の範囲にあるといわれている。

9. 寒さ利用による凍土の活用

寒冷な大気は河川、湖沼、海を凍らせ氷をつくり、上空の雲を雪に変えて降雪をもたらす。寒さ利用を考える場合、寒さの産物の雪、氷、凍土の利用があるが、ここでは紙面の関係で凍土の活用について述べることにする。自然の永久凍土はその強度を利用してトンネルに、その冷熱を利用して食糧貯蔵に古くから活用された。季節凍土を人為的に活用する事例を次に紹介する。

(1)地盤凍結工法 土木工事の一時的仮構造物として利用するもので、土留壁・遮水壁として利用する。すでに多くの実績があり、地下鉄・上下水道・電力・通信などの地下トンネル建設工事でもちいられ、300件以上の施工例が存在する。

(2)凍結サンプリング 砂・砂礫地盤で乱さないように試料をサンプリングするために利用され、人工凍結して凍結工法と同じく冷凍機で凍結させる場合と、液体窒素で凍結させる場合とがある。

(3)汚泥の凍結融解脱水処理 都市の排出汚泥を凍結融解の履歴を与え、脱水効果を高めてから、加圧濾過処理される。公害防止や環境保全が問題となる地域に適すが、無機汚泥にのみ効果を示す反面、有機汚泥には効果が少ない。

(4)人工永久凍土低温貯蔵庫 ヒートパイプを用いて自然の冷熱を地下に伝達し、人工永久凍土層を構築し、その周囲の空間に職量などを貯蔵する方法である。電気エネルギーを使用しないので、ランニングコストがかからず、環境にもやさしい方法であるが、積算寒度が $400^\circ\text{C}\cdot\text{日}$ 以上の地域でないとい建設が難しい問題がある。図-11に畜産大学構内に建設されたモデルプラントの構造図を示す。

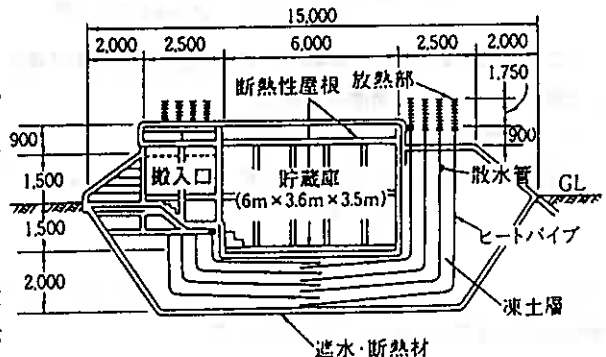


図-11 永久凍土低温貯蔵庫の構造

(5)凍結アンカー 地下構造物を構築する際、山留めや載荷試験の反力を取るために、アンカーとして凍土を利用しようとするものである。凍土の強度と地山との摩擦抵抗が大きい利点から、アンカー力が得られることと、解凍よってアンカーロードを容易に引き抜くことができる。

(6)凍土運搬路 寒冷地では冬期の季節凍土の地盤強度を利用し、農地の客土事業や林業での木材の搬出路として積極的に利用しているが、夏季に人工的に凍結してトラフィカビリティを維持するには高価過ぎるため、我が国では事例がない。

(7)凍土止水壁 冬期間や融雪期に冷水を地下に貯蔵するために、帯水層となる地盤に凍結管を埋設し、熱効率のよい冬期に凍土を造成し、止水壁を造成する。厳寒地のロシアでアースダムの中心コアにヒートパイプを埋設し、止水壁を構築した事例がある。

(8)冬期土工 積雪寒冷地における冬期土工は困難とされているが、積雪の混入がなければ、凍土地盤のトラフィカビリティの向上効果が期待できる。そして、高含水比の粘性土の巻出しで、凍土の吸水能力を増加し脱水厚密効果が発揮でき、地盤強度が増加する盛土が構築できることが報告されている。

参 考 文 献

- 1) Andersland, B. and Anderson, M. (1975): Geotechnical Engineering for Cold Region, McGraw-Hill
- 2) 土質工学会(1992): 凍害対策と寒さ利用に関するシンポジウム発表論文集、土質工学会
- 3) 土質工学会編(1994): 土の凍結—その理論と実際 (第1回改訂版)、土質基礎工学ライブラリー23
- 4) Phukan, A. (1985): Frozen Ground Engineering, Prentice-Hall, Inc.
- 5) Peter J. William and Michel W. Smith (1989): The Frozen Earth, Cambridge University Press
- 6) Orland B. Anderson and Branko Ladanyi (1994): An Introduction to Frozen Ground Engineering, Chapman & Hall Inc.
- 7) 土谷富士夫(1983): 農地の土壌凍結作用とその現状、北海道の農業気象 35号, 39-44
- 8) 土谷富士夫(1986): 十勝地方における火山灰土壌の凍結、凍上が農地に及ぼす影響に関する研究, 学位論文
- 9) 土谷富士夫・了戒公利(1998): 冷熱エネルギーを利用した凍土低温貯蔵システム、農業土木学会誌第64巻 6号、231-235
- 10) R.D. Miller (1980): Freezing Phenomina in soils, In Applications of soil physics (ed. Daniel Hillel), Academic Press
- 11) James K. Mitchell (1993): Fundamentals of Soil Behavior, John Willey & Sons, Inc.

多数アンカー式補強土壁背面土の凍結シミュレーション

北見工大院 学員○宇野 裕教
北見工大 正員 鈴木 輝之 沢田正剛
岡三興業(株) 安達 謙二
CSプランニング 正員 上野 邦行

1. まえがき

寒冷地における擁壁の凍上被害とその対策に関する検討は非常に少なく、凍上対策についての基準等の整備はほとんど進んでいないのが現状である。

筆者らは北見工業大学構内に多数アンカー式補強土壁を試験設置し、4シーズンにわたって裏込めの凍結状況や壁面への凍結土圧などの動態観測を行ってきた¹⁾。これらの実験結果を一般化して設計に取り込んでいけるようにすることを目的として、本研究では背面土の凍結面形成のコンピューターシミュレーションを行い、実測結果との比較検討を行った。

2. 試験壁での計測内容

試験壁は、支圧板と壁面ブロックをタイロッドにより連結して垂直壁を形成する多数アンカー式補強土壁である。

幅1.2mの試験壁を3つの区間に区切り、裏込めに凍上性粘性土を使った粘性土区間、壁面ブロック後方に断熱材を配置した断熱材区間、裏込めに非凍上性火山灰土を使った火山灰区間としている¹⁾。図-1は、試験壁の断面の一般図である。各区間に対して、凍結面の形状を

計測するために、6本のメチレンブルー凍結深度計を、所定の間隔で配置した。測定項目は、1)凍結深度、2)温度(気温、背面土中、ブロック表面等の30カ所)、3)タイロッド張力(26カ所で計測)、4)壁面ブロックの張り出しの4項目を4シーズンにわたって行った。また、2シーズン目には、夏季にも測定を行い1年間通しての計測を行った。

3. 屋外測定結果

図-2に2シーズン目の粘性土区間の凍結面の推移を表す。

粘性土区間では断熱材を用いていないため、背面土表面と壁面ブロック表面の2面から凍結が入

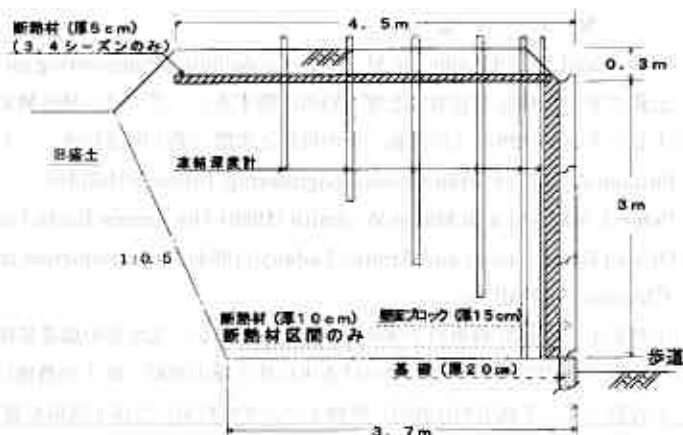


図-1 試験壁の断面図

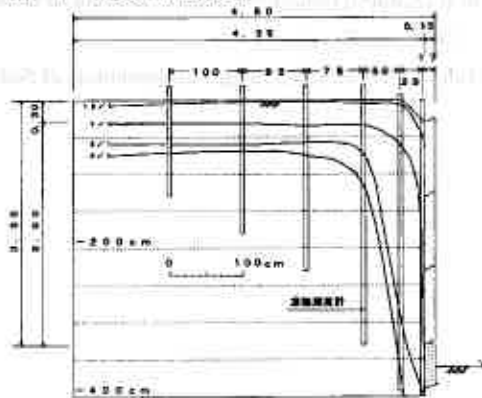


図-2 粘性土区間の凍結面の形成(2シーズン目)

る。背面土表面からの寒気の進入によって、表面に平行に凍結面が形成されているが、壁面ブロック側からの寒気によっては傾いた形で凍結面が形成されている。なお、この年の凍結は3月初旬に最も深くなった。

図-3に2シーズン目の断熱材区間の凍結面の推移を示す。断熱材区間では、壁面ブロック背面に断熱材(厚さ100mm)を埋設しているため、そこからの熱伝達は少なく、上方からの熱伝達の影響だけを強く受ける。したがって、凍結面は背面土表面に平行に形成される。

図-4は、3シーズン目の断熱材区間の凍結線の推移を示す。²⁾

3シーズン目の断熱材区間においては背面土上部から25cmの深さに断熱材(厚さ50mm)を埋設しているため、背面土上方からの凍結侵入も緩和され、背面土表面に平行に凍結面が形成されているが、図-3の2シーズン目よりもさらに凍結深が小さくなっている。

以上のように、設置条件とくに断熱材の設置状態が変わる事により、凍結面の進行状況や、形状が大きく変化している。

これらのデータをもとにシュミレーションを行い、計算上で何処まで実測された凍結面の形状を再現できるかを検討して行く。

4. シュミレーション手法³⁾

実測された気象データと仮定された壁体材料の物性値をもとにパソコンにより凍結面のシュミレーションを行った。

今回使用したシュミレーションプログラムでは、壁体の形状や断熱材設置などの、設置条件にかなり自由に対応できる。基本的には凍結潜熱を考慮した2次元非定常熱伝導方程式を差分法を用いて数値計算するものである。シュミレーションは2次元で表現し、各断面間では奥行き方向の熱伝達は無いと仮定している。実測を行った試験壁では各区間の境界には厚さ50mmの断熱材を設置して奥行き方向の熱流を遮断している。現段階でのシュミレーションプログラムでは、年間通しての気温、地中温度、風速、さらに壁体材料の物性値(熱伝導率、体積比熱、体積含水率)、日当たりの有無のデータを必要とする。この中で

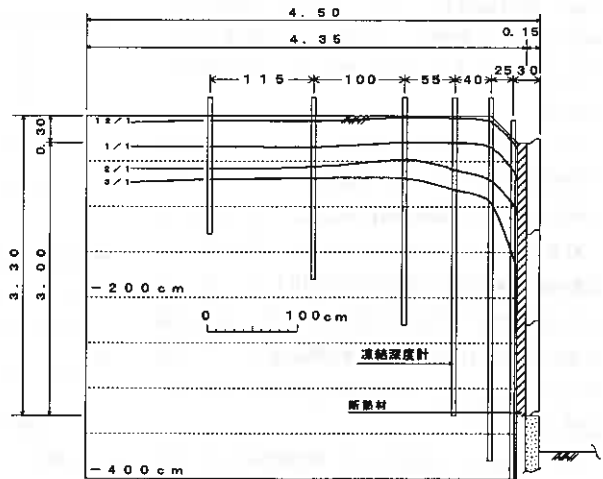


図-3 断熱材区間の凍結面の形成(2シーズン目)

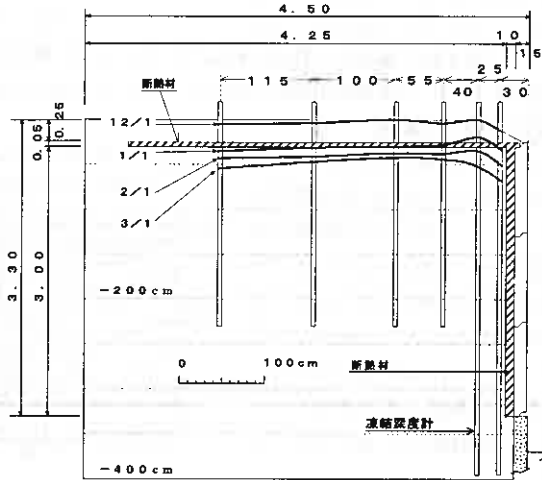


図-4 断熱材区間の凍結面の形成(3シーズン目)

	熱伝導率 (kcal/mh°C)	体積比熱 (kcal/m ³ °C)	体積含水率 (%)
コンクリート	1.4	480	0
土	1.5	620	50
断熱材	0.04	8.5	0

表-1 シュミレーションで用いた物性値

	土中の平均温度
1.0m	9.0
2.0m	8.9
5.0m	9.0

表-2 各深さの土中温度

気温、地中温度は、2シーズン目（1992/1/1～1993/4/30）の実測データを使い、風速のデータは北見工業大学内で計測している気象データを使った。

表-1は、今回のシュミレーションで使った物性値を示す^{21)~24)}。試験壁で用いられた土の熱伝導率と体積比熱は測定していないので一般的と思われる値を仮定した。含水比は、試験壁の凍結前の測定値を使用した。表-2に大学構内年平均地中温度を示す。本来は深さ毎の年平均地中温度を初期温度として入力するのであるが、今回は深さ方向に9℃で一定値としている。

図-5はモデル図を示す。境界条件としては、a-c面、c-f面、f-g面を寒気に影響されて熱伝達の生じる面と仮定し、a-d面、d-h面、g-j面、h-j面を断熱状態と仮定した。また、試験壁での計測条件に合わせて、日射はa-b面のみが当たると仮定し、さらに壁周辺の積雪はないと仮定した。

このシュミレーションではまず、大きくブロック（a b e d、b c f e、d f i h、f g j i）に分け、各ブロック毎に格子状に細分化（接点と呼んでいる）して、接点ごとに温度表示する。この温度分布から0℃の分布を結んでいくと凍結面の形状が出てくるという方法である。

5. シュミレーション結果

図-6は、粘性土区間で2シーズン目の凍結深が最大になった時を想定しシュミレーションを行った結果である。設定条件としては図-2の3/1の凍結面にほぼ対応するものである。0℃面すなわち凍結面の形状は実測値にほぼ近いものになっていることが分かる。しかし、背面土表面（水平部分）からの凍結深さは実測値より多少大きめにしている。

今回のシュミレーションでは、土中の初期温度を9℃の一定値と設定したこと、接点数に限界があったことなどいくつかの課題がある。今後さらに壁体材料の物性値の取り方なども含めて検討しより正確なシュミレーションとしていく必要がある。

図-7は、2シーズン目の断熱材区間で凍結深が最大になった時の凍結シュミレーションである。凍結面は壁面ブロック裏側の断熱材を通過することなく、背面土表面に平行した形状となっている。全体的には図-3の凍結面形状を良く表しているが、この場合も凍結面の位置（凍結深さ）には実測値と

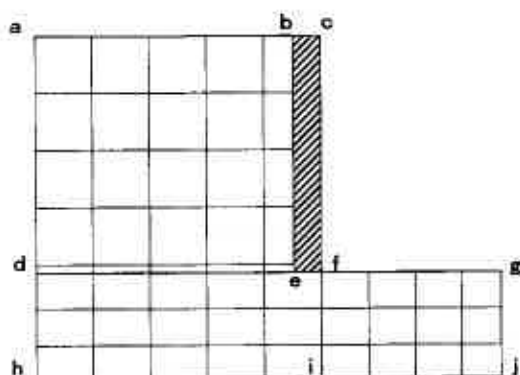


図-5 シュミレーションモデル図

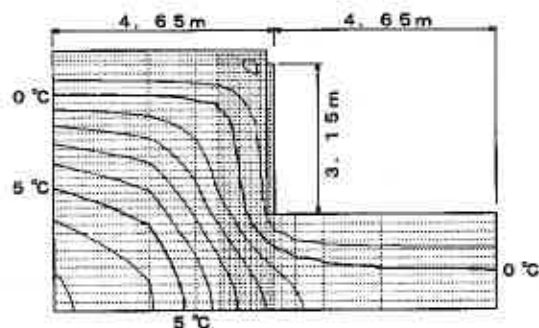


図-6 粘性土区間の凍結シュミレーション（2シーズン目）

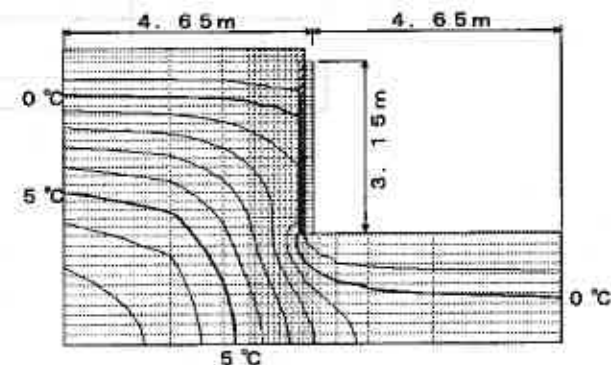


図-7 断熱材区間の凍結シュミレーション（2シーズン目）

の差が多少認められる。

6. まとめ

試験設置した多数アンカー式補強土壁で行った凍結計測の結果を設計に取り入れていくための第1段階として、コンピューターによる凍結シュミレーションを行い、実測値との比較を行った。

現在のところシュミレーションプログラムそのもの、さらに入力情報の質など工夫すべき点は多く残されているが、少なくとも凍結面の形状についてはかなり正確に実測結果をシュミレートできることが確認された。今後シュミレーション手法を完成させ、種々の気象条件、壁体構造条件の下での凍結シュミレーションを進めて凍上対策の設計指針の作成に結び付けていきたい。

最後に、本論文で使用しているシュミレーションプログラムは、北海道立寒地住宅都市研究所、月舘 司氏によるものであり、プログラム上の操作及びプログラム改変に多くのご指導を頂きました。ここに感謝の意を表記します。

参考文献

- 1) 宇野 裕教、鈴木 輝之、沢田 正剛、山下 聡、上野 邦行、安達 謙二；多数アンカー式補強土壁の凍結土圧：第32回地盤工学研究発表会 pp.1185、1997
- 2) 鈴木 輝之、宇野 裕教、上野 邦行、沢田 正剛；地盤凍結期における多数アンカー式補強土壁の挙動(2)：土質工学会北海道支部 技術報告集 第35号
- 3) 玉井環境システム；フリューム（擁壁）裏側の凍結範囲の期間シュミレーションによる予測
- 4) 土質工学会；土質基礎工学ライブラリー（23）土の凍結—その理論と実際—

アンカーの凍上力に関する室内実験 (その 2)

北海道開発局開発土木研究所 ○正員 金田 尚
北海道開発局開発土木研究所 正員 西川純一
北海道開発局開発土木研究所 多田秀一

1. はじめに

凍上現象がアンカーに与える影響は、地盤の持ち上がりによって、アンカー引っ張り部の緊張力が増大するものである。最悪の場合、凍上力がアンカー各部の許容力を越えるとアンカーは破壊されてしまう。このような被害を無くすことを目標に、凍上を考慮したアンカーの設計をするための基礎資料として、室内での凍上実験を実施している。

前回、異なる性質の土3試料について凍上実験を行い、土質による、凍上量・凍上力の違いを確認した。さらに、凍上を許容することによって凍上力が抑制されることも確認した¹⁾。この実験で凍上を起こしやすい土質で得られる最大の凍上力は 15kgf/cm^2 程度であった。

今回は、凍上しやすい試料を用いて、温度、供試体高さ、給水の条件を変え、最大凍上量・凍上力を求める実験を行った。

2. 室内実験

2.1 実験装置

凍上量・凍上力の測定装置を図-1に示す。実験装置自体は前回の実験¹⁾と同じであり、6個の供試体の同時実験が可能である。水槽の周りには断熱材を設け、自然地盤が地表面から冷やされる状態を模している。凍上量は段階的に荷重を変化させた条件化で測定できる。また、凍上力は、試料容器の周りにフレームを設け、反力板で凍上による変位を拘束して計測している。試料は所定の高さで最大乾燥密度になるように締め固め、24時間水に浸した後、装置に取り付けている。

2.2 実験方法

実験に使用した試料は、前回の実験で一番凍上性の強かった試料と同一採集場所から採集した試料を用いた。その物性と凍上試験²⁾結果を示す(表-1)。前回の試料と比べると砂分が増加し、凍上性がいくぶん弱くなっている。

実験は、条件を変化させて3通り行った。実験条件を表-2に示す。実験1では外気温を北海道の月別平均気温の最低値に近い $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$ とした。水槽内の水温は、 $2\text{ }^{\circ}\text{C}$ に保ち、供試体の高さは 20cm とした。そして、凍上量を測定する No.1~No.5 の供試体には、それぞれ 0.008kgf/cm^2 、 0.094kgf/cm^2 、 0.180kgf/cm^2 、 0.264kgf/cm^2 、 0.354kgf/cm^2 の上載荷重を与えた。また、No.6 では凍上力を測定した。実験2では、供試体の高さを 10cm 、 20cm 、 30cm と変化させた。凍上量を測定する供試体には、 0.008kgf/cm^2 の荷重を載せ、最大凍上量を測定した。また、各供試体の凍上力も測定した。実験3では、給水を遮断して凍上量・凍上力を測定した。各実験は凍上量、凍上力が収束した段階で終了とした。

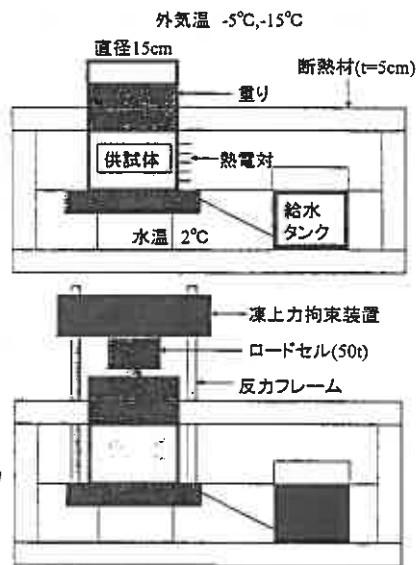


図-1 実験装置

Experiments on Frost Heaving Force of Ground Anchor (Part 2) ;

Hisashi KANETA, Jun'ichi NISIKAWA, Shuichi TADA (Civil Engineering Research Institute)

表-1 試料土の性質

	本実験	前回 ¹⁾
粒度分布(%)		
砂分	12.5	3.5
シルト分	41.8	28.5
粘土分	45.9	68.0
凍上試験 ²⁾		
凍上率	66.4	71.8
凍上様式	霧柱状	霧降状
判定	不合格	不合格

表-2 実験条件

実験名	外気温	水温	供試体高さ	載荷重(10^{-3} kgf/cm ²)	給水	
実験1	-15°C	2°C	H=200mm	No.1~No.5=8~350, No.6拘束	有	
実験2	-5°C	2°C	No.1 100mm	8	有	
			No.2 200mm			8
			No.3 300mm			8
			No.4 100mm			拘束
			No.5 200mm			拘束
			No.6 300mm			拘束
実験3	-5°C	2°C	H=200mm	No.1~No.5=8~350, No.6拘束	無	

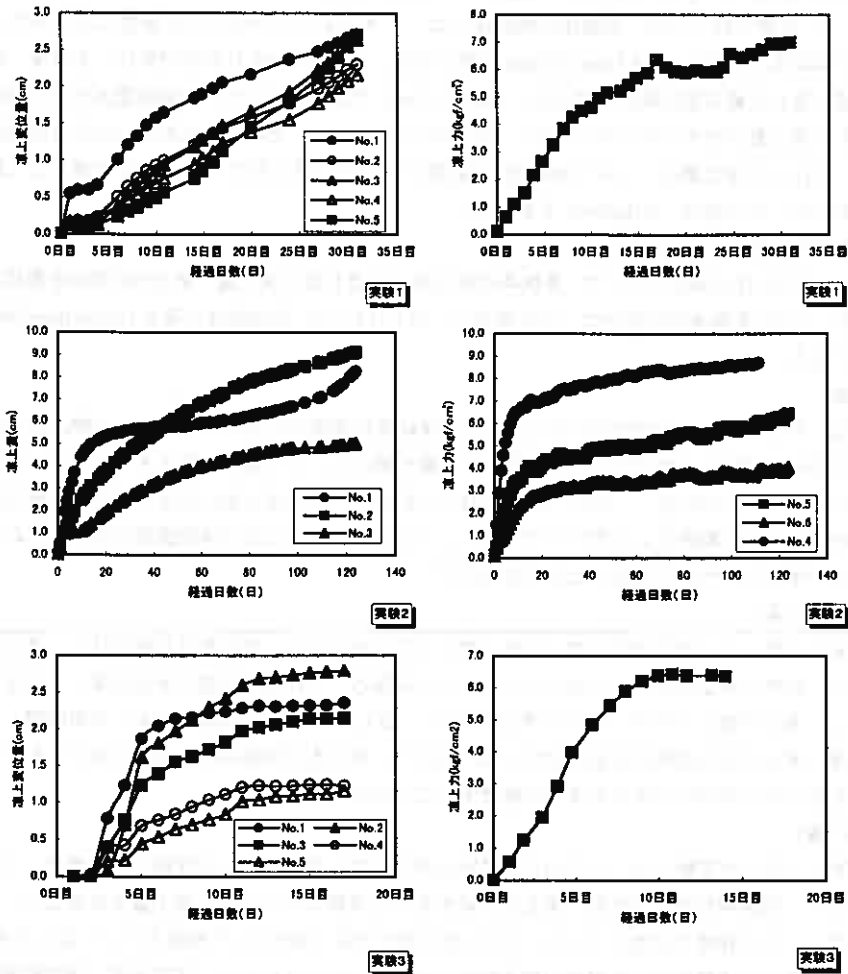


図-2 各実験における日数の経過と凍上量、凍上力の変化

3. 実験結果と検討

3.1 実験結果

実験1は、32日目に循環ポンプの停止により凍上量凍上力が収束しないうちに途中終了した。実験後の供試体を見ると、上載荷重に関係なく凍結線が表面から深さ18.5cmの付近に進行していた。また、アイスレンズはNo.6以外の供試体で、凍結面付近に少量発生した。図-2に凍上量や凍上力の経時変化の関係を示す。凍上量は、途中終了時で、上載荷重に関係なくNo.1-5の供試体すべてが、2.5cm程度になっている。

また、凍上力は 17 日目まで急激に伸び、それ以降は、なだらかになっている。この時の最大凍上力は、 7.0kgf/cm^2 であった。

実験 2 は、124 日間で終了したが、凍上量・凍上力ともに収束しなかった。実験後の供試体は、供試体の高さが高いほど、未凍土の範囲が厚くなっている。凍上を許容している供試体は、凍上を拘束している供試体より、未凍土の範囲が厚かった。No.2 と No.3 では、アイスレンズが厚く成長したが、No.1 では凍結面が供試体の上面に近く、霜柱が 8 cm ほどの厚さで発生した。凍上量は実験開始後 30 日間ぐらいは、供試体の高さが低いほど大きくなっていったが、No.1 の供試体は、途中で一度変化が小さくなり、その後、再び大きくなるという変則を示した。最大凍上量は、No.2 で 9 cm 程度だった。凍上力は供試体の高さが低い供試体ほど、大きな値となり、No.4 で最大の 8.8kgf/cm^2 程度になった。

実験 3 は、21 日間で終了した。実験後の供試体には、アイスレンズがほとんど発生しなかった。凍結線は、すべての供試体で表面から 15.5cm~18.5cm の間にある。凍上量は 10 日目まで伸び、その後、収束傾向を示した。凍上量と上載荷重の関係を見ると、No.1 と No.2 で逆転していて、上載荷重が大きい No.1 が小さい No.2 より凍上量は大きくなっているが、そのほかの供試体は、上載荷重が大きい方が凍上量は小さくなっている。これらの凍上量は、1~3 cm 程度の範囲になった。凍上力は、10 日目まで増加しており、それ以降は収束した。その値は、 6.5kgf/cm^2 であった。

3. 2 実験結果の検討

実験開始から約 30 日の期間について、実験条件変化毎に経過日数と凍上量、凍上力の関係を整理した(図-3)。比較している実験条件の変化は、①外気温(-5℃と-15℃)、②供試体の高さ(10cm,20cm,30cm)、③給水の有無である。

①外気温の違い

外気温が低い方は、凍上量の増加が小さい。これは凍結進行速度が大きいため、土粒子間の水が急速に凍結し、土粒子間の水の動きを妨げてしまったため吸水量が減少し、その結果、アイスレンズが少量しか生成されなかったためと考えられる⁹⁾。また、30 日経過した段階で、外気温の低い方は、凍結線の進行速度が大きく、実験終了時の凍土範囲もより広がっていた。このことから、凍上力は凍結速度に依存しており、凍結進行の早い方が凍上力が大きく発生したと考えられる⁹⁾。

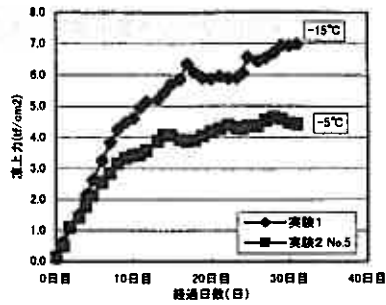
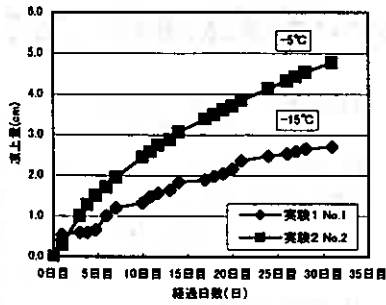
②供試体の高さの違い

供試体の高さの違いは、地下水位の違いと言い換えることができる。地下水位が高いほど、凍上量は大きくなっており、同時に凍上力も大きくなっている。この結果は、これまでの地下水位が高いと土中水の補給がされやすく、凍上が起こりやすいという考え方⁹⁾に一致している。この実験は 4 ヶ月間継続したが、最終的に凍上量、凍上力とも収束には至らなかった。これは、常に水が供給される状態にあり、かつその他の凍上条件がそろっていればいつまでも凍上が継続することを示唆している。

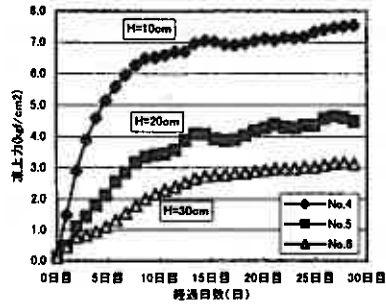
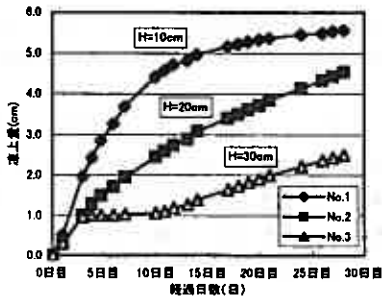
③給水条件の違い

給水を遮断して行った実験では、あらかじめ試料土内に含まれる水分のみが試料土内で移動して凍上を発生させたわけで、実験開始後 7 日程度で凍上は、給水をした実験に比べ小さい凍上量で収束している。凍上力の発生も同じく 7 日程度で収束している。このときの凍上力は、給水をした実験よりいくぶん大きかった。これは給水を遮断した実験の方の外気温が結果的にやや低かったことにより、凍結速度、凍結範囲が異なっていたからと解釈される。

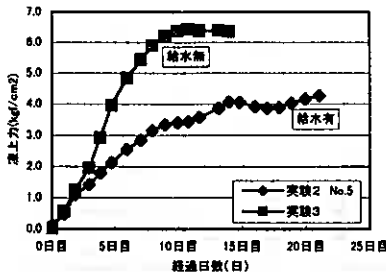
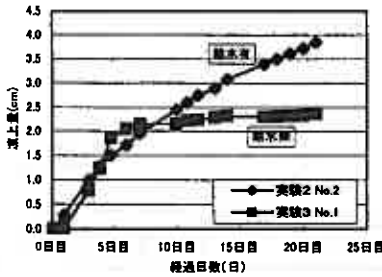
上述のように今回の実験では、外気温と水の供給が凍上量と凍上力に大きく影響を与えることが確認された。しかし、このような室内における凍上実験で得られる凍上量、凍上力が自然状態の地盤におけるそれらに換算するのは難しい。実験で得られた凍上力が実現場の斜面においても同じようにアンカーの凍上力として表れるとすると、その最大凍上力は 10 ~ 15kgf/cm^2 程度になる。ところが、現場の試験アンカーでは最大で 1.5kgf/cm^2 という凍上力が計測されている。この大きな違いは実験条件と自然条件の相違に由来すると考えられる。この点を今後きちんと検討する必要がある。



① 供試体の高さ一定、給水有りで温度による凍上量、凍上力の違い



② 温度一定、給水有りで供試体の高さによる凍上量、凍上力の違い



③ 温度、供試体の高さ一定で給水の有無による凍上量、凍上力の違い

図-3 実験条件の変化と凍上量、凍上力の違い

4. まとめ

外気温、地下水位条件を変えた凍上実験から、これらの条件と凍上量、凍上力の関係を明らかにした。

- ① 外気温が低いと凍上量は小さく、凍上力は大きくなる傾向がある。
- ② 供試体の高さが小さい、すなわち地下水位が高いと、凍上量、凍上力とも大きくなる。
- ③ 水の供給を遮断すると凍上量は小さくなる。

今後、このような実験結果と現場におけるアンカーの凍上計測の結果と合わせて検討し、アンカー凍上対策をまとめたい。

参考文献

- 1) 金田尚、西川純一、多田秀一、アンカーの凍上力に関する室内実験、第37回地盤工学会北海道支部技術報告集、pp147-150、1997.2
- 2) (社) 日本道路協会；道路土工-排水工指針-、pp238-243、1987.6
- 3) 土質工学会編；土の凍結-その理論と実際-[第1回改訂版]、土質工学ライブラリー No.23、pp62-66、1994
- 4) 木下誠一、凍上力実験、低温科学 物理編、第30輯、1972
- 5) 伊藤部宗夫、北海道における道路の凍上・凍結深さおよび置換率に関する研究、北海道開発局土木試験所報告、26号、1962
- 6) 木下誠一・鈴木義男・堀口薫・田沼邦雄、凍上と地下水位との関係1、低温科学 物理編 第27輯、1969

大断面シールド地中接合におけるシールド機の凍上及び解凍沈下について

東京湾横断道路(株) 技術部 山田 憲夫
(現:日本道路公団 東京第一建設局)
鹿島建設(株) 東京支店 ○正会員 大島 博
鹿島建設(株) 東京支店 阿部 功
鹿島建設(株) 土木設計本部 船本 一伸
鹿島建設(株) 技術研究所 正会員 田中 益弘
(株)精研 凍結本部 渡辺 恒方

1. はじめに

東京湾横断道路のシールド工事は、約6Kgf/cm²の高水圧下で外径14.14mの大口径シールド機による施工である。浮島取付部～川崎人工島(川崎トンネル)、及び木更津人工島～川崎人工島(中央トンネル)を2機づつが向かい合って、計8機のシールド機がそれぞれの立坑から発進し、トンネルの中央付近まで掘進して地中接合を行なった。

シールドトンネル工事では、シールド機が立坑よ

り発進する際の防護工(8所)と、シールドを地中接合する際の防護工(4所)に地盤凍結工法を採用した。

本文では、川崎トンネル北工区(浮島北、川人北)の地中接合防護凍結工におけるシールドトンネルの凍上及び解凍沈下変位実績を報告する。また、凍上現象を把握する目的で解析を行ったのでその内容について報告する。

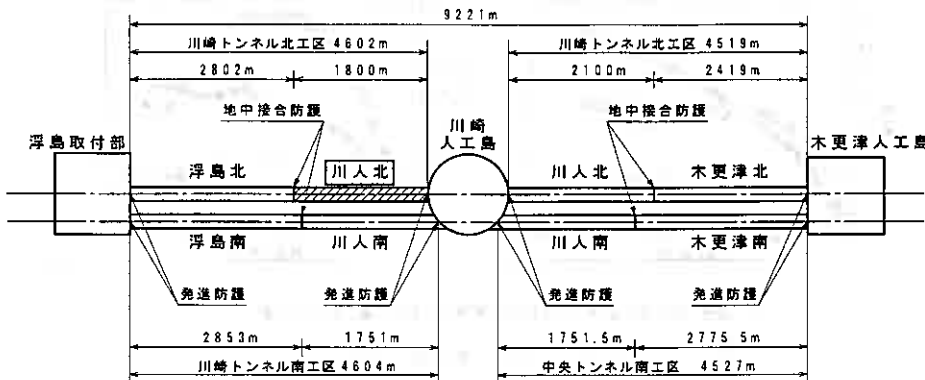


図-1.1 シールドトンネル工事概要図

2. 凍結工の基本計画

従来の地中接合工は、シールド機械のカッターディスク全てを撤去し、両シールド機のスキンプレー

ト間を一次覆工する施工方法が採られてきた。本トンネルの如く、大口径でしかも高水圧下での

On Frost Heaving and Thaw Settlement Two Large Diameter Shield Machines Underground Connection.

Norio Yamada :Trans-Tokyo Bay Highway Corporation
(present : Japan Highway Public Corporation)

Hiroshi Ooshima :Kajima Corporation

Isao Abe :Kajima Corporation

Isshin Funamoto :Kajima Corporation

Masuhiko Tanaka :Kajima Corporation

Tsunekatu Watanabe :Seiken Co.,Ltd

地中接合工事を従来施工方法と同じように行おうとすると造成凍土量が非常に多くなる。

そこで、本工事では造成凍土量を縮減し、凍上量を極力少なくする為に下記の方法を採用した。

- ①シールド機到達時、センターカッターを引き込み
 面板間距離を少なくし、必要凍土厚を最小限に抑

えた。

- ②シールド機同士の接合精度を上げるために、探査ボーリングを行って修正掘進しながら接合した。
 ③シールド機械面板外周部は土水圧を受ける構造物として残置した。

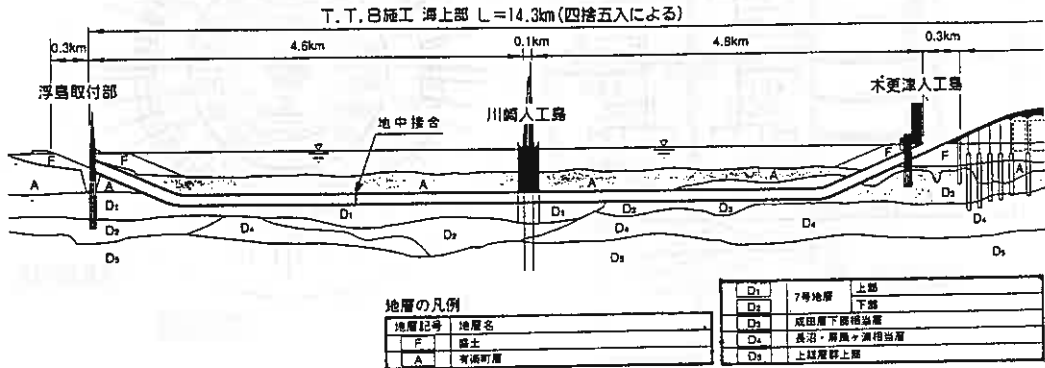


図-2.1 土質断面図

2.1 設計条件

(接合条件)

接合地点における両シールド機の到達誤差は、芯ズレ50mm、角度ズレ0.8°、面板間距離0.5mとした。

(土質条件)

接合位置の土質は粘性土と砂質土の互層であるが、強度計算に関して

は砂質土を想定し
 塩分濃度3%、凍
 土平均温度-10°C
 の時の値である

表-2.1 設計基準強度(耐力)

凍結対象土質	砂質土
圧縮強度(kgf/cm ²)	14.0
曲げ強度(kgf/cm ²)	4.0
剪断強度(kgf/cm ²)	5.5

表-2.1の設計基
 準強度(耐力)を設定した。

2.2 造成凍土厚の設定

(必要凍着長)

止水に必要な凍着長の算定方法はまだ確立されていないため、これまでの施工実績等から2.5mとした。

(必要凍土厚)

面板間の離隔部分の土水圧は凍土によって受ける。凍土を、面板外周部を支点とする両端固定梁とみなし、前記設計条件に基づき凍土厚を算定した。

支点間距離 0.5m、安全率 3.0として求められた必要凍土厚は 1.10 mとなる。これに接合時の芯ズレ・角度ズレ、フード厚、溶断の影響による解凍厚

等を考慮し、造成凍土厚 1.4mとした。

2.3 凍上量・沈下量の推定

粘性土においては、凍結時の凍土膨張による凍上作用、及び解凍時の解凍土収縮による沈下作用が顕著に発生する。凍上等による変位はトンネルに対する悪影響が懸念される。

シールド断面の下半部を粘性土と仮定し、既施工部分の川入発進防護工の凍結試験データを基に最大凍上量及び最大解凍沈下量を表-2.2のように算定した。

表-2.2 凍上量・沈下量の推定

	凍上量	沈下量
凍結膨張率(%)	8.5	—
凍上率(%)	4.25	—
解凍収縮率(%)	—	1.0
沈下率(%)	—	5.25
最大変位量(cm)	13.2	16.3

この凍上変位によるセグメントへの影響を吸収するために、接合部前後45Rには積層ゴムを用いた弾性ワッシャーを使用した。沈下変位は、凍結範囲の下部90°を強制解凍し、解凍土にCB充填して沈下を抑えることとした。(表-2.2の沈下量はCB充填による沈下抑制していない値)

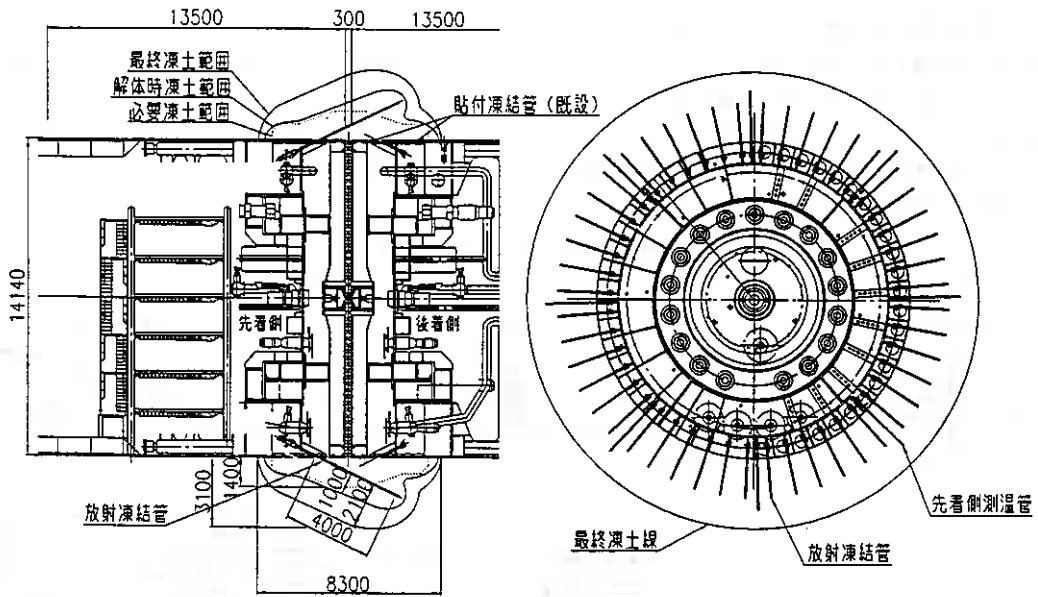


図-2.2 地中接合防護凍結工図

3 凍結工の施工

3.1 凍土造成

凍土造成運転及び維持運転時の温度計測項目を、表-3.1に示す。

表-3.1 温度計測項目

計測項目	計測位置・数
①ブライ温度	先着側、後着側 凍結ユニット送り送り温度・2点
②地中温度	先着側(A~F)×8本=48点 後着側(G~I)×8本=24点
③凍着面温度	先着側(AA~AJ, BA~BJ) 20点 後着側(AA~AJ, BA~BJ) 20点
④雰囲気温度	先着後着トンネル内(DA~DD) 4点 先着後着二次解体部(CA~CH) 8点

温度計測位置及び凍土造成状況を図-3.1に示す。

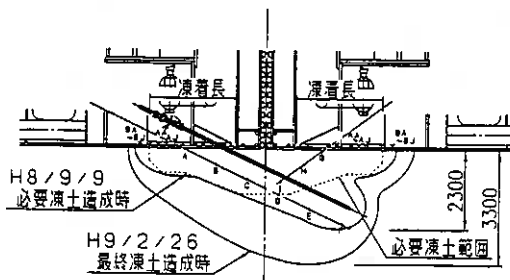


図-3.1 凍土造成状況図

3.2 シールドトンネルの挙動計測

凍土造成、特に凍上によるシールドトンネルへの影響を把握するために計測を実施した。

図-3.2に、浮島北と川人北のシールド機前部の凍上・沈下経時グラフを示す。

川人北における最大凍上量は30.6mmで計画時の推定凍上量の約23%に収まった。

4 凍上の挙動解析

4.1 解析方針

解析に当り、以下の方針に基づいて実施した。

- 1) 解析の検討ケースは、川人北トンネルとした。
- 2) 解析モデルは、トンネル縦断方向の弾性床上の梁モデルとする。
- 3) 凍土造成の経過に応じて、①必要凍土厚造成時(凍土厚2.3m)、②最終凍土厚造成時(凍土厚3.3m)の2ステップで解析を行い、それぞれ計測値と比較する。

4.2 解析モデル

1) 解析モデルの寸法

解析モデルはトンネル縦断方向の弾性床梁モデルとし、接合部からセグメント100リングまでの片側トンネルのモデルとする。

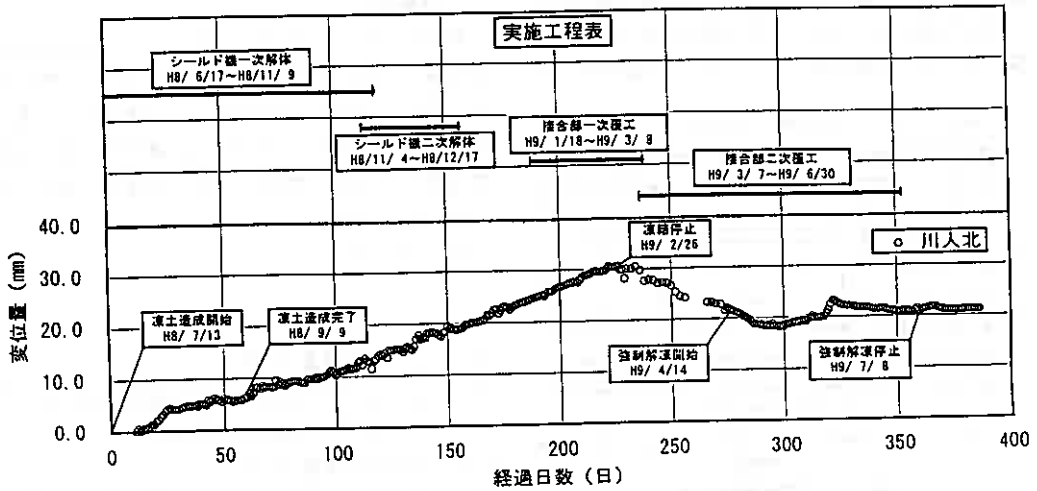


図-3.2 シールド機前部凍上・沈下経時グラフ

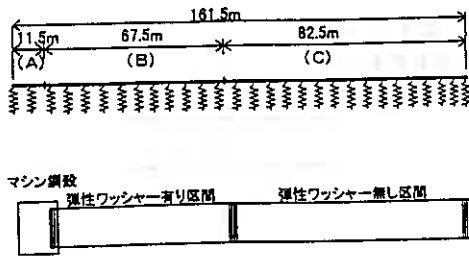


図-4.1 検討モデル図

トンネルは、構造的に(A)マシン鋼殻部、(B)弾性ワッシャー有りRCセグメント部、(C)弾性ワッシャー無しRCセグメント部に分けられるため、解析モデルも3種類の部材特性に区別する。解析モデルの寸法を表-4.1に示す。

表-4.1 モデルの寸法

		セグメント数	長さL (m)
A	マシン鋼殻部	—	11.5
B	RCセグメント (ワッシャー有り)	45リング	67.5
C	RCセグメント (ワッシャーなし)	55リング	82.5
合計		100リング	161.5

2) 断面積

モデル設定した各部位の断面積を表-4.2に示す。施工状況を考慮し、(B)弾性ワッシャー有りRCセグメントは一次覆工まで、(C)弾性ワッシャー無しRCセグメントは二次覆工までの断面積とした。

表-4.2 モデル各部位の断面積

		ϕ (m)	t (m)	A (m ²)
A	マシン鋼殻	14.14	0.08	3.54
B	RCセグメント (ワッシャー有)	13.9	0.65	27.1
C	RCセグメント (ワッシャー無)	13.9	1.0	40.5

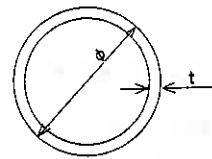


図-4.2 モデル断面図

3) 剛性

解析方針でも述べた通り、RCセグメントの剛性は、発生する曲げモーメントに応じた等価剛性とす

る。等価剛性の算定は、トンネルの耐震詳細設計時に用いた曲げモーメント-等価剛性曲線(図-4.3)を用いた。マシン鋼殻部については、フル剛性とした。

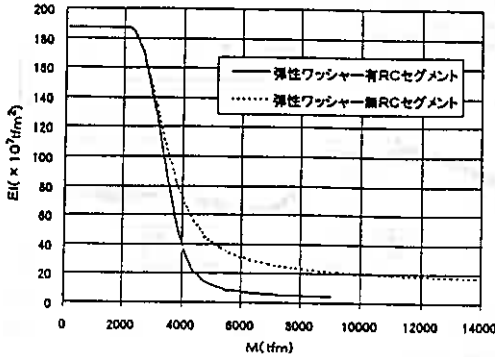


図-4.3 等価剛性曲線

4.3 荷重条件

1) 土層状態及び凍結膨張率

設計時における凍結膨張率の算定にはシールド下部土質は粘性土と仮定したが、実施工における土層は図-4.4に示すごとくシールド下部土質は砂質土と粘性土の互層であった。

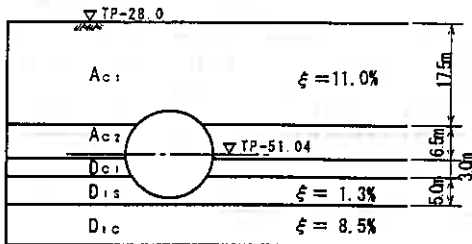


図-4.4 実施工土層図

シールド断面の上部粘性土(Ac1)とシールド断面の下部砂質土(Dis)、粘性土(Dic)の凍結室内試験データを表-4.3に示す。

表-4.3 各土層の凍結体積膨張率

	体積膨張率(%)
上部粘性土(Ac1)	11.0
下部砂質土(Dis)	1.3
粘性土(Dic)	8.5

2) 荷重条件

検討ケースは、川人北トンネルで、①必要凍土厚造成時、②最終凍土厚造成時の2ステップで解析を行うので、2ケースの荷重ケースを検討する。凍土膨張によるトンネルへの荷重は、凍土の鉛直方向の膨張変位 δ_v に鉛直地盤バネ値 k_v を乗じた値とする。

$$P_u = k_{vT} \times \delta_{vT}$$

$$P_d = k_{vL} \times \delta_{vL}$$

ここで、

P_u : 上方への荷重(tf/m)

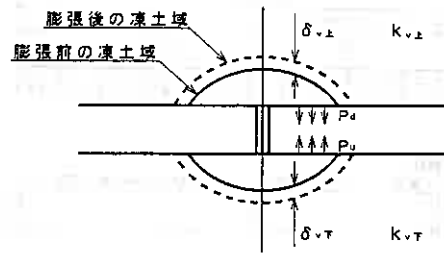
k_{vT} : シールド下半周辺地盤の鉛直地盤バネ(tf/m²)

δ_{vT} : シールド下半凍土の膨張変位(m)

P_d : 下方への荷重(tf/m)

k_{vL} : シールド上半周辺地盤の鉛直地盤バネ(tf/m²)

δ_{vL} : シールド上半部凍土の膨張変位(m)



膨張変位は、凍土の土層厚 h に土質試験より得た土層の体積膨張率 ξ と係数 α を乗じて求める。係数 α は体積膨張率を一次元鉛直方向への膨張率に換算する係数である。

$$\delta_v = \alpha \times \xi \times h$$

ここで、 δ_v : 凍土の鉛直方向への膨張変位(m)

α : 係数(=1/3 3次元→1次元)

ξ : 体積膨張率

h : 凍土厚(m)

例として、必要凍土厚造成時の荷重の計算を下記に示す。

・凍土上部

$$\delta_{vL} = \alpha \times \xi \times h$$

$$= 1/3 \times 0.11 \times 2.3m = 0.084m$$

$$P_d = k_{vL} \times \delta_{vL}$$

$$= 476tf/m^2 \times 0.084m = 40.0tf/m$$

・凍土下部

$$\delta_{vT} = \alpha \times \xi \times h$$

$$= 1/3 \times (0.013 \times 1.85 + 0.085 \times 0.45)$$

$$= 0.0208\text{m}$$

$$P_v = k_{vT} \times \delta_{vT}$$

$$= 7.840\text{tf/m}^2 \times 0.0208\text{m} = 163.1\text{tf/m}$$

凍土形状を図-4.5に、モデルに与えた荷重図を図-4.6に示す。

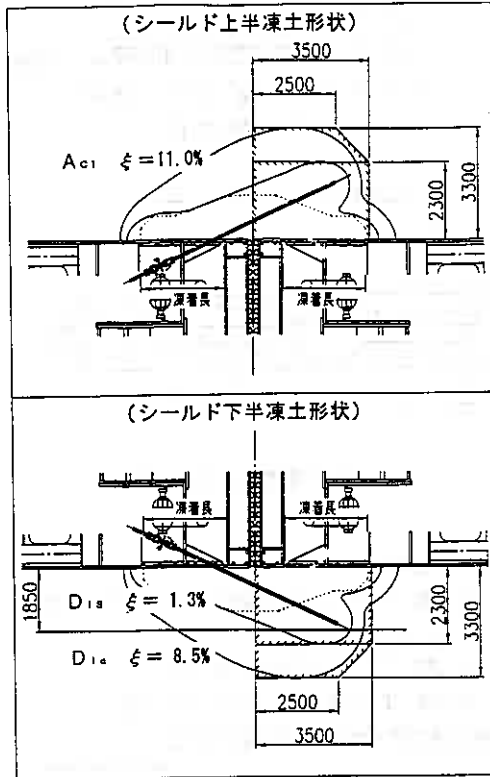


図-4.5 凍土形状図

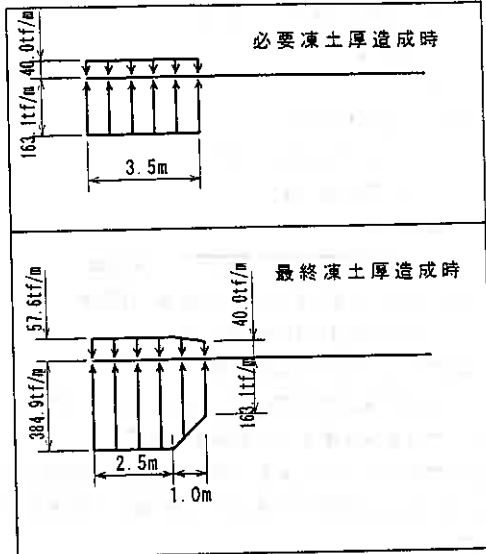
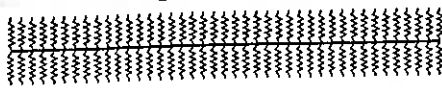


図-4.6 モデル荷重図

表-4.4 川人北トンネルモデルの地盤バネ値

	上半部 (tf/m ²)	下半部 (tf/m ²)
①鉛直地盤バネ	476	7.840
②土のフリクションによるバネ	1.736	—
合計	2.212	7.840

$$k_{v上} = 2.212\text{tf/m}^2$$



$$k_{v下} = 7.840\text{tf/m}^2$$



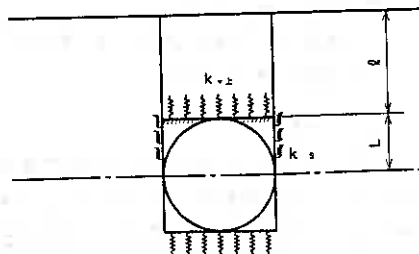
4.4 境界条件

地盤バネ値は、表-4.4に示した値とする。設定根拠を以下に記述する。

1) シールド上半部の地盤バネ

シールド上半部は、以下の2つの地盤バネを考慮した。

- ①鉛直方向バネ
- ②土のフリクションによるバネ



①鉛直地盤バネ

鉛直地盤バネ k_{v1} は、原設計で用いている算定式より求めた弾性係数 $E_0^{*1)}$ より求めた地盤反力係数 k_v に奥行き14mを乗じた値とする。

$$k_v = k_{v0} (B_v/30)^{-3/4}$$

$$= 0.615 \text{kgf/cm}^3 \times (1,400 \text{cm}/30)^{-3/4}$$

$$= 0.034 \text{kgf/cm}^3$$

ここで、

$$k_{v0} = \alpha \times E_0/30$$

$$= 4 \times 4.61 \text{kgf/cm}^3/30$$

$$= 0.615 \text{kgf/cm}^3$$

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

$$= \sqrt{(1,400 \text{cm} \times 1,400 \text{cm})} = 1,400 \text{cm}$$

$$k_{v1} = k_v \times B = 0.034 \text{kgf/cm}^3 \times 1,400 \text{cm}$$

$$= 47.6 \text{kgf/cm}^2 = 476 \text{tf/m}^2$$

②土のフリクションによるバネ

シールドが凍上する際には、シールド上半部に土のフリクションが働くことが考えられる。

土のフリクションによるバネ値 k_s に乗じる側圧係数 λ は、川入北の解析では $\lambda = 1/3$ が良く合う結果となった。

$$k_s = \lambda \times k_H$$

$$= 1/3 \times 0.373 \text{kgf/cm}^3 = 0.124 \text{kgf/cm}^3$$

ここで、水平方向地盤応力係数 k_H は、以下の式で求める。なお、弾性係数 $E_0^{*1)}$ は原設計で用いている変形係数の算定式により求める。

$$k_H = k_{H0} (B_H/30)^{-3/4}$$

$$= 6.667 \text{kgf/cm}^3 \times (1,400 \text{cm}/30)^{-3/4}$$

$$= 0.373 \text{kgf/cm}^3$$

ここで、

$$k_{H0} = \alpha \times E_0/30 = 4 \times 50/30$$

$$= 6.667 \text{kgf/cm}^3$$

$$B_H = \sqrt{A_H} = \sqrt{(1,400 \text{cm} \times 1,400 \text{cm})} = 1,400 \text{cm}$$

土のフリクションによるシールド上半部の両サイドの抵抗幅は $B = L + L$ とした。

$$k_{s1} = k_s \times B = 0.124 \text{kgf/cm}^3 \times 2 (1,400 \text{cm}/2)$$

$$= 173.6 \text{kgf/cm}^2 = 1736 \text{tf/m}^2$$

2) シールド下半部

シールド下半部では、鉛直地盤バネのみ考慮する。鉛直地盤バネ k_{v2} は、原設計で用いている D_{c1} 層の変形係数 E_0 より求めた地盤反力係数 k_v に奥行き14mを乗じた値とする。

$$k_v = k_{v0} (B_v/30)^{-3/4}$$

$$= 10.00 \text{kgf/cm}^3 \times (1,400 \text{cm}/30)^{-3/4}$$

$$= 0.56 \text{kgf/cm}^3$$

ここで、

$$k_{v0} = \alpha \times E_0/30 = 4 \times 75 \text{kgf/cm}^3/30$$

$$= 10.00 \text{kgf/cm}^3$$

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{(1,400 \text{cm} \times 1,400 \text{cm})} = 1,400 \text{cm}$$

$$k_{v2} = k_v \times B = 0.56 \text{kgf/cm}^3 \times 1,400 \text{cm}$$

$$= 784 \text{kgf/cm}^2 = 7,840 \text{tf/m}^2$$

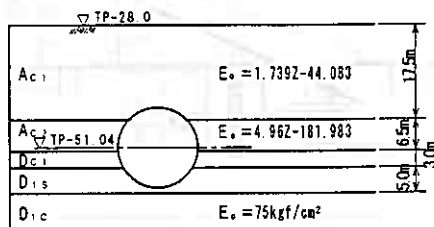


図-4.7 土層構成及び弾性係数

*1) 弾性係数 E_0

Ac_1 層、 Ac_2 層の弾性係数は深さによって変化をし、以下の式で求める。

$$Ac_1 \text{層} : E_0 = 1.739Z - 44.083 \quad (1)$$

$$Ac_2 \text{層} : E_0 = 4.962Z - 181.983 \quad (2)$$

各位置での弾性係数は下表となる。

位置	土質	算定式	深さ Z (T.P)	弾性係数 E_0 (kgf/cm ²)
海底面	Ac_1	(1)	28.0	4.61
シールド上部	Ac_1	(1)	44.0	32.4
シールド中心部	Ac_2	(2)	51.0	68.2

よって、シールド上半部の鉛直地盤バネを求める弾性係数は、土被りを考慮しバネ値が弱い海底面の値とした。

また、土のフリクションによるバネ値を求める弾性係数は、シールド上部とシールド中心位置での平均値とした。

$$E_0 = (32.4 + 68.2) / 2 = 50 \text{kgf/cm}^2$$

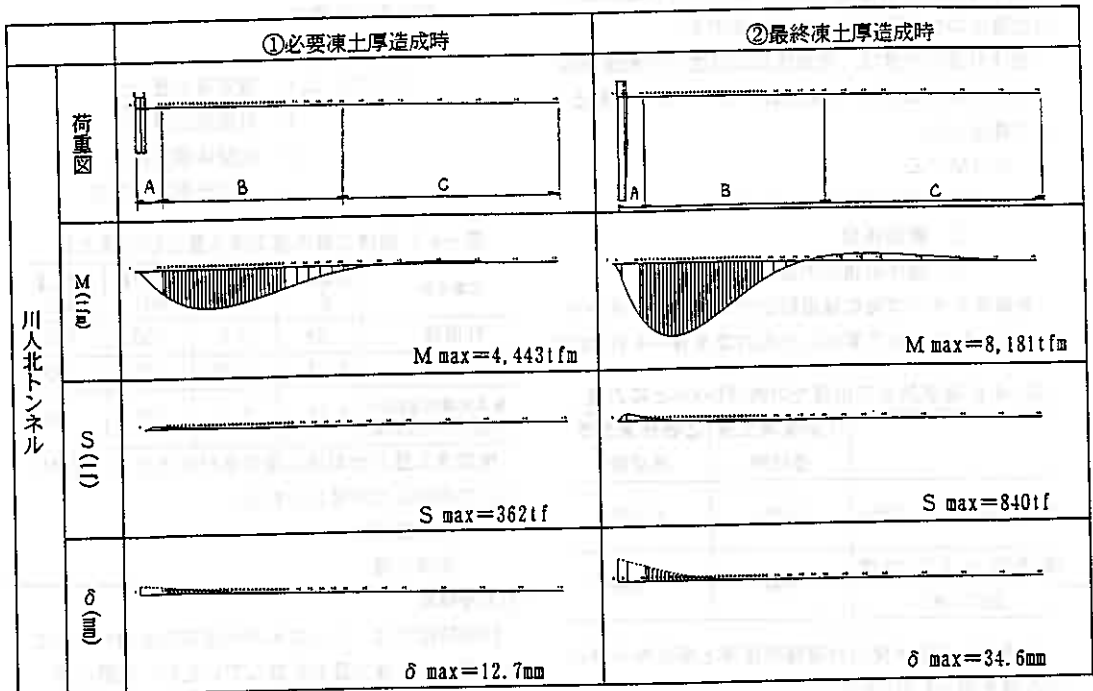
4.5 解析結果

本解析では、RCセグメント部の剛性を等価剛性としているため、各部材ごとに発生する最大曲げモーメントに対応する剛性となるように剛性を変化させ、繰り返し計算する。解析結果の各部位の剛性を表-4.5に示す。

表-4.5 各部位の剛性EI 単位: tfm^2

	①必要凍土厚造成時	②最終凍土厚造成時
(A) マシン鋼殻部	1.83×10^9	1.83×10^9
(B) RCセグメント (ワッシャー有り)	5.67×10^9	2.50×10^9
(C) RCセグメント (ワッシャー無し)	1.87×10^9	1.87×10^9

荷重図、曲げモーメント図、剪断応力図、変形図を以下に示す。



4.6 計測値との比較

(1) 凍上量

凍上変位の解析結果と計測値を比較して、図-4.8に示す。

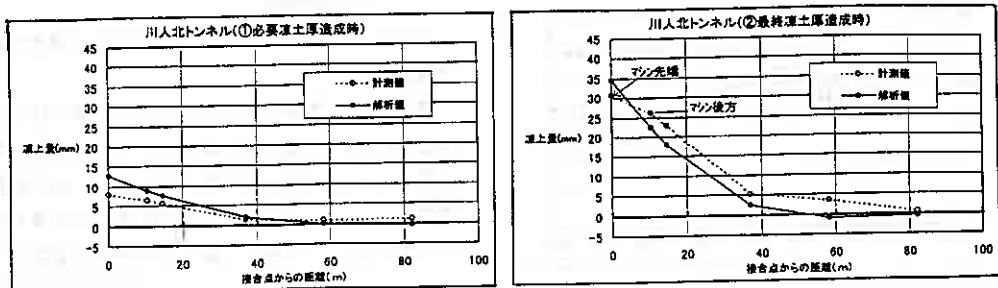


図-4.8 凍上変位の計測値との比較

解析の結果、解析値が計測値と良く合うことがわかりモデル化が妥当であることが確認できた。

ここで最終凍土厚造成時でのマシン先端での変形勾配が計測値よりかなり大きな値となったが、これは実際には凍土の造成に応じて双方のマシン先端（シールド接合部）が結合される形となり、拘束条件が変化した結果、マシン先端の凍上変位が抑えられたものと考えられる。

(2) 後退防止工応力度

解析結果より得た曲げモーメントから後退防止工の位置での曲げ引張応力度を算定する。

曲げ引張応力度は、後退防止工位置での断面係数 ($Z=1,936,685\text{cm}^3$) で発生曲げモーメントを割ることで算出した。

$$\sigma = M / Z$$

M: 発生曲げモーメント

Z: 断面係数

σ : 曲げ引張応力度

各解析ステップ毎の後退防止での発生曲げモーメントとそれによって算出した応力度を表-4.6に示す。

表-4.6 後退防止工位置での曲げモーメントと応力度

	①必要凍土厚	②最終凍土厚
	造成時	造成時
曲げモーメント (tfm)	2,935	6,375
後退防止工応力度 (kgf/cm ²)	152	329

後退防止工応力度の計測値の推移と解析から得られた値を図-4.9に示す。

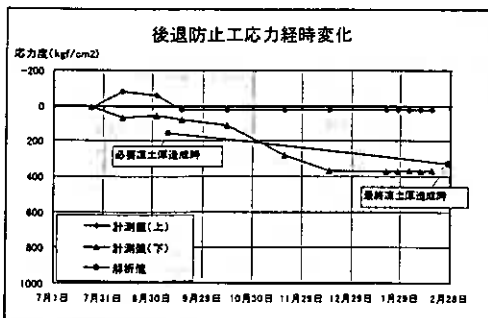


図-4.9 後退防止工応力度の計測値との比較

4.7 考察

計画凍上量との差について

東京湾横断道路シールド工事（川人北トンネル）では、実際に計測された凍上量は30.6mmであったが、計画凍上量は132mmとしていた。計画凍上量は以下に示す一次元凍上計算法によって得られた値であるが、他の実績工事と比較すると実際の凍上量と計画凍上量との差が大きいといえる。表-4.7に実績工事の一次元凍上計算法による推定凍上量と計測凍上量を示す。

一次元凍上計算法

$$\Delta t = t \times \xi \times \alpha$$

ここで、 Δt : 推定凍上量 (m)

t: 計画凍土厚 (m)

ξ : 地盤体積膨張率

α : 上方出現率 (=1/2)

表-4.7 実績工事の推定凍上量と計測凍上量

工事名称	体積膨張率 ξ	計画凍土厚 t (m)	推定凍上量 (mm)	計測凍上量 (mm)
N現場	6%	3.5	100	110
O現場	6.6%	3.65	120	100
東京湾横断道路川人北トンネル工事	8.5%	3.1	132	30

推定凍上量と計測凍上量の差が大きかった理由について次の2点が考えられる。

①土層構成

②凍土幅

①土層構成

計画段階では、トンネル下半周辺の地盤がすべてD₁₀層として凍上量を計算していたが、実際にはD₁₀層も存在していた。実際の地盤構成で、一次元凍上計算法によって凍上量を推定すると、

$$\begin{aligned} \Delta t &= (1.85\text{m} \times 0.013 + 1.45\text{m} \times 0.085) \times 1/2 \\ &= 0.0736\text{m} \end{aligned}$$

しかし、これでも計測値と2倍以上の開きがある。

②凍土幅

東京湾横断道路シールド地中接合工事では他の実績工事に比べて凍土幅が狭いといえる。次表に実績工事のシールド径と片側凍土幅を示す。他の実績工事では、シールド径と同程度の長さの片側凍土幅をとっているが、今回の工事での片側凍土幅はシールド径の1/3以下である。

工事名称	シールド径 φ (mm)	片側凍土幅 L (mm)
N現場	9,700	8,500
O現場	8,210	8,800
東京湾横断道路川 人北トンネル工事	14,140	4,100

川人北工事が、N現場と同等な凍土幅であると仮定し、今回の検討モデルで凍上量を推定した。

仮定した凍土幅形状を図-4.10に示す。最終凍土厚3.3mを変更せずに他の実績工事と同様にジャッキの後ろから凍結管を出すように仮定した。その結果、片側凍土幅は13mとなり、シールド径とほぼ同程度となった。

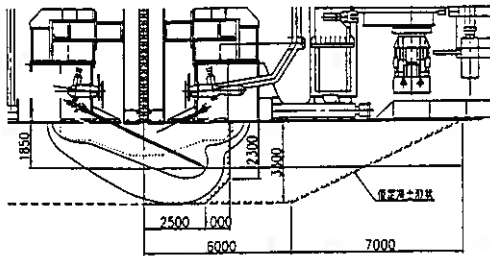
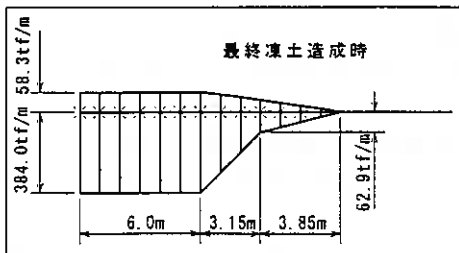


図-4.10 仮定凍土形状

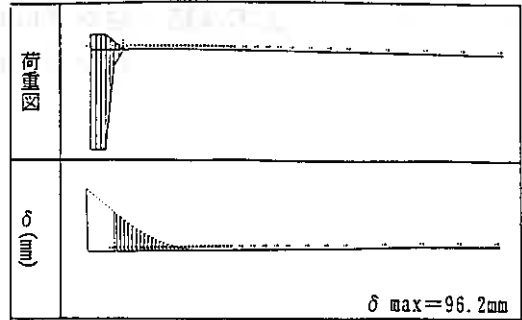
仮定した凍土形状からモデルに与える荷重を設定した。モデルの寸法、断面積、境界条件は、前述解析と同じとした。モデルに与えた荷重を示す。

(モデル荷重)



解析の結果、最大変位量が96mmとなり、正しく地盤を評価した1次元凍土計算法の結果より多少大きい値となった。

以下に解析結果の荷重図、変形図を示す。



5. 強制解凍充填工

接合工終了後の凍土を自然解凍させた場合、解凍まで長期間(約15ヶ月)を要し、打設後の二次覆工への影響が懸念された。そこで下半部の凍結管内に温ブラインをまわして短期間で強制的に解凍させ、生じた空隙部にはC/B材を充填した。結果、解凍沈下は凍上したレベルから9mmで収束した。

6. まとめ

本検討の結論を以下にまとめる。

1. 地中接合凍結工による凍上量は、シールドトンネル及び地盤を梁～バネモデルに置き換え、解析することにより評価が可能であった。
2. 解析の結果、凍上量には凍土幅が影響することが明確となり、今後、凍土幅を小さくすることにより、凍上量の抑制が可能であることがわかった。
3. 解析においては、トンネル周囲の地盤状況・性状に基づく地盤バネの設定、及び体積膨張率に基づく作用荷重の設定を適切に行う必要がある。

地盤バネの設定に関しては、本検討では道路橋示方書に従い設定したが、状況に応じFEM解析による設定も有効と考える。

また、作用荷重の設定に関しては、地盤の体積膨張率の設定が重要であることから、今後、地盤状況と体積膨張率との関連データの蓄積が必要と考える。

4. 凍土解凍時の沈下状況を解析で評価することは難しいが、解凍過程で空隙を適切に充填していくことにより、解凍時の沈下量を凍上量の30%程度に抑えることが可能であった。

最後に、これまでシールドトンネル接合時の凍上についての報告は少なく、また解析的な検討が成された例はほとんど無い。今回、東京湾横断道路工事においての実績をもとに解析手法の一提案を行ったが、今後同種工事の参考になれば幸いである。

土の凍結・融解プロセスにおける比抵抗 及び自然電位の変化

道立地下資源調査所 ○会員 高見 雅三
帯広畜産大学 会員 土谷富士夫
帯広畜産大学大学院 Galagedara, L.W.
道立地下資源調査所 和 氣 徹

1. はじめに

寒冷環境下にある北海道では、これまでは冬期の「寒さ」は、生活の場において凍害等を引き起こすデメリットとして悪い印象を与えていたが、最近、冬期の自然冷熱エネルギーを夏場の冷熱源として利用する研究が、道内各地で盛んに行われてきている。帯広畜産大学ほかは、最もはやくからこの研究に取り組み、帯広畜産大学構内の実験圃場に世界で初めてヒートパイプを利用した人工凍土実験プラントを造り、ジャガイモ、長いも、米、リンゴ等の貯蔵に関する研究が現在も継続して行われている。また、冬期の自然冷熱エネルギーを利用した道内の最新の施設は、沼田町にある雪を用いた種もみの米穀低温貯留乾燥調製施設である。

北海道農業は、我が国最大の食料生産基地としての役割を担って着実に前進しており、出荷が収穫時期のみならず長期間あるいは周年的な供給を可能とする体制が求められている。このような状況のもとで、産地において自然冷熱エネルギーである雪・氷の潜熱を活用した低コストな貯蔵システムの実用化を促進すべく、北海道開発局により「潜熱利用冷温化システム開発調査報告書（平成6年3月）」が取りまとめられた（北海道開発局長官房開発調査課，1994）¹⁾。一方、道でもこれらの冷熱エネルギーを含めた北海道新エネルギー・ローカルエネルギービジョン検討委員会を組織し、現在、積極的に検討しているところである。

北海道開発局では、資源エネルギー開発利用調査（冷熱エネルギー利用調査）で、氷室、人工凍土、水温貯蔵、アイスシェル、トンネル貯蔵、雪中貯蔵の貯蔵方式について、冷熱エネルギーの有効活用、ランニングコスト、維持管理の容易性、保守・点検の容易性などの項目で有利性を検討した結果、人工凍土が極めて有利・有効だと報告されている²⁾。北海道の冬期では、除雪下においては最大で1m程度土が凍結することが知られており、このような冷熱エネルギーを用いて人工凍土をつくるには最適な条件下にあるといえる。

このように極めて有利・有効だと報告³⁾されている凍土を冷熱源として利用する場合、貯蔵施設の維持管理・運営・保守上、どの程度凍結しているか、どの程度融解しているかをモニタリングできるかどうか重要な要素の1つとなる。一般に施設の凍結・融解状況を把握する場合、温度センサーが最も用いられる。温度センサーは、凍結・融解状況を把握する場合、最適ではあるが、ポイントしか把握できないことや、予め建設時に埋設しなくてはならず、腐食によりセンサーが破損したり断線した場合、交換が出来ないなどの問題が生じる。また、貯蔵施設には鉄筋やヒートパイプなどが数多く使われるため、電気探査による方法⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾は利用できない。

このような問題を解決するために、新たに自然電位を用いた。そして、凍結・融解プロセスを専門的な知識なしに簡便に把握できるかどうかを検討するために行った結果について報告する。

Study of Freeze-thaw Process of Ground by Apparent Resistivity and Self Potential.

Masazo Takami*, Fujio Tsuchiya**, Galagedara, L.W.**, Toru Wake*

*Geological Survey of Hokkaido **Obihiro University

2. これまでの研究概要

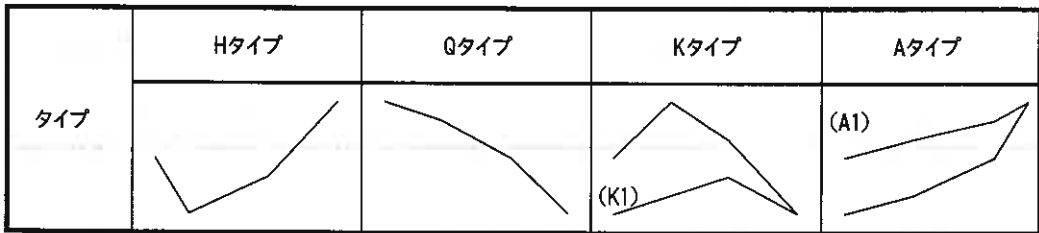
(1) 探査手段と測定場所

一般に凍結深さ（凍結・融解）を観測する方法として、メチレンブルー溶液を用いた凍結深計が多く用いられている。この方法以外に、凍結深さを把握できる方法があるかどうかを検討するために、非破壊的な調査法の1つである物理探査法に着目し、その中でも地下探査に最もよく利用されている電気探査法³⁾を取り上げ、そして試作機を製作した⁴⁾。これは、凍結状況を把握するために開発した機器で、融解状況を把握するために設計・開発していなかったため、その後、ハード・システム共に改良を加え、凍結・融解プロセスが把握できる応用機を完成させた⁵⁾⁶⁾。さらにシステムに改良を加え、自然電位も同時に測定できるシステムを完成させた。

計測は、これまでの結果を比較する上で必要な地中温度(5,10,20,40,60,100cm の計 6 点)と凍結深計による凍結深さの観測に加え、土の比抵抗値(0.25,0.5,0.75,1,1.25,1.5,2,2.5,3,5,5m の計 10 点)と自然電位(同左)を継続測定した。調査地は、これまで通り、積雪の少なく厳寒で気象データが豊富な帯広畜産大学実験圃場で行った。

(2) 凍結・融解プロセス及び凍結深さの算出方法について

これまで、電位探査による凍結・融解プロセスは、見掛比抵抗曲線の曲線タイプの境界で知ることができると報告した⁵⁾⁶⁾。要約すると実験圃場では凍結が開始すると K タイプから H タイプに変わり、その後、H タイプから Q タイプに変化し、最大凍結の発生日になると Q タイプから K タイプに変わる。表層から融解が開始すると K タイプから K1 タイプに、さらに融解が進み、地中に残存する凍結層が電極間隔（この場合は 0.25m）よりも薄くなった時点から凍結層が消失するまで A1 タイプになり、その後 A タイプや K タイプになる。このように曲線タイプを監視していれば、凍結・融解プロセスが把握できると報告した⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾。



第1図 3層構造の場合の曲線パターン

一方、凍結深さの算出方法については、継続測定で得られた見掛比抵抗曲線を H, Q, K, A タイプ毎に分類し、3次スプライン補間や外挿法などから曲線上のピーク位置や変極点を計算し、その結果と凍結深計による観測結果を非線型最小二乗法により、各タイプ毎に補正係数(ピーク位置等→凍結深さに変換する式)を導き出す方法やその結果について報告した⁴⁾。

しかし、この方法では融解時に地中に残存する凍結層の厚さを算出することができなかったため、その後、これまでどおり継続測定で得られた見掛比抵抗曲線を Q, H, K, K1, A, A1 タイプ毎に細分した後、3次スプライン補間や外挿法などから曲線上のピーク位置や変極点を計算する数値計算処理に加え、曲線の形状をより詳細に定量的に表現するための手段として、新たにある電極間隔で見掛比抵抗値を微分する方法を採用した。この数値微分値と凍結深計で得られた観測結果との間に相関があることを導き、各タイプ毎に、凍結深さやこれまで求めることが困難だった融解時に地中に残存する凍結層の厚さを求めることができることを報告した⁵⁾⁶⁾⁷⁾。Takami et al(1997)⁷⁾で報告した相関式(一部加筆)は、以下のとおりである。

H Type: 計算上の凍結深さ[cm] = $5.9875\ln(x) - 28.248d$

Q Type: 計算上の凍結深さ[cm] = $0.0019x + 37.694d$

K Type: 計算上の凍結深さ[cm] = $-0.0003x + 58.061d$

K1Type: 地中に残存する計算上の凍結層の厚さ[cm] = $-0.0707x + 20.25d$

A1Type: 地中に残存する計算上の凍結層の厚さ[cm] = $-0.1156x + 23.393d$

ここで、 x は電極間隔に関して見掛比抵抗値を微分した値(Ohm-m/cm)である。また、第1図に示したように K1 タイプは、K タイプよりもピーク位置が深いタイプで、A1 タイプは A タイプに比べ緩やかな傾斜を示すタイプである。共に、融解時期に見られるタイプである。 d は凍結深さ係数(仮称)で帯広畜産大学を1とした。

以上に示したように凍結・融解プロセスは見掛比抵抗曲線のタイプで、また、凍結深さ及び融解時に地中に残存する凍結層の厚さは相関式で精度良く求まることができる⁹⁾¹⁰⁾。

3. 自然電位測定について

自然電位は、分極性鉱物を含む硫化鉱などの鉱物の存在、鉱染状に硫化鉱物が散在している場合、珪酸に富む熱水溶液の作用を受けた場合、あるいは全く硫化鉱と無関係な珪化作用などを受けた場合などに発生すると言われ、また、地下水の流れや温泉水の化学成分が浸透する地層においても発生すると言われている⁹⁾。さらに、自然電位分布状態は、地形及び地下構造の比抵抗分布にも影響されると言われている⁹⁾。

測定方法は、2極法電気探査と同様、測定区域外に設けた電位基準電極 P2(電気探査でいう遠電位電極：固定電極)と測定区域内の各点を移動する電位電極 P1n(n=1,2,...)との間の電位差(mV)を測定する。

一般に電気探査(比抵抗法)の場合、矩形波あるいは休止波形からなる交替電流を流し、その±直流部分に対応する±電位を電位差として求める。本システムでは、通電しない時に得られる電位を自然電位(V_{sp})とし、SN比の向上のため、50～100回程度総加算平均(平均値 $V_{sp} = 1/n \sum V_i; i=1,2,\dots,n$; n は加算回数で50～100)によるスタッキングを施した。また、なんらかの条件で突然大きな電位が生じた場合は、その値のみを取り除いたり、あまり分散が大きき場合は再度読み込みを行うなどの処理を施した。測定周辺には、交通量の多い道路、変電所や鉄工所など大容量に電気を使用するところ(アース設置)がないため、比較的に日変化が少ない地域であった。

なお、電極に関しては、一般に素焼きの壺に硫酸銅溶液を入れた非分極電極を利用するが、冬期では硫酸銅溶液が凍結するために使用できないことから、比較的分極の小さい炭素棒電極を用いた。

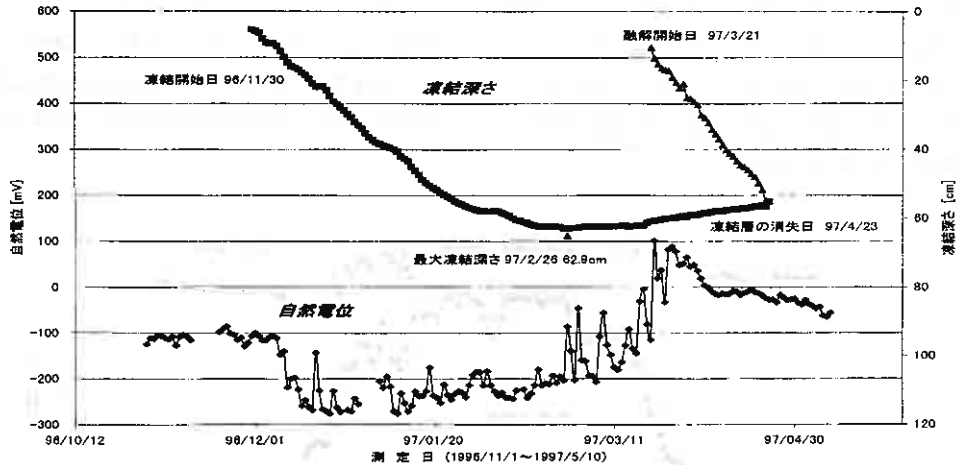
4. 測定結果

自然電位測定結果から、自然電位は土の凍結・融解と共に変化するが、一般的な発生機構のように、冬期だけ分極性鉱物を含む硫化鉱などの鉱物が存在したり、鉱染状に硫化鉱物が散在したり、珪酸に富む熱水溶液の作用を受けたり、あるいは全く硫化鉱と無関係な珪化作用などを受けたりすることは考えにくい。また、冬期は夏期に比べて比較的地下水位も低く、直接的な地下水の流れによる原因とは考え難い。さらに、調査地近くには温泉のような高濃度(化学成分)の水が湧出しているところはなく、かつ表層は凍土の分布により表層水が地下に浸透できないことから、一般的な発生機構は考えにくい。

このように、一般的な発生機構では説明できないが、発生要因の一つとして、地盤の比抵抗が極端に高くなることによる自然電位の発生が考えられる⁹⁾。すなわち、未凍土と凍土との比抵抗差は高いところでは数十倍⁹⁾にも達し、境界付近には高比抵抗と低比抵抗の接触による電位が生じている可能性は高い。また、もう一つの要因として、凍結開始時にアイスレンズが形成されるとき、毛管現象により土の水分が移動す

ることによる電位発生、融解時に表層部から地下への入り込む融解水や潜熱により凍結層の最下部から融解した融解水の移動に伴う電位発生の可能性も考えられる。しかし、自然電位の変化は、地中温度が+から-（凍結時）、-から+（融解時）の変換点の方が変化が大きいことから、これら以外による発生要因の可能性も考えられる。いずれにせよ、測定で得られた自然電位の大きさについては、何を意味しているかについては現在解析中であり、今のところ、定性的な解析しかできないが、96/11/1～97/5/10における凍結深さ、見掛比抵抗値、地中温度との関係について、その概要を以下の述べる。

(1) 凍結深さと自然電位との関係



第2図 凍結深さと自然電位との関係

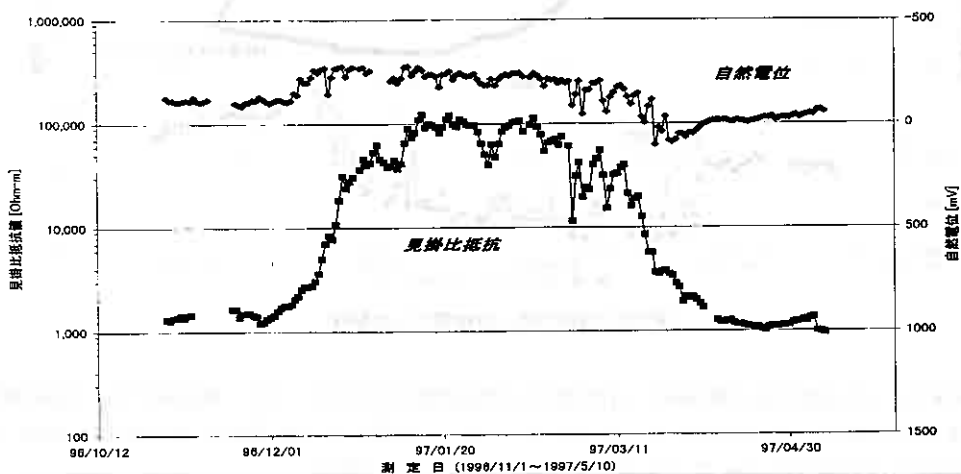
凍結深計による凍結深さの観測結果と自然電位の測定結果を第2図に示す。凍結深計による凍結開始日は96/11/30(5.3cm)、最大凍結の発生日は97/3/26(62.9cm)、表層からの融解開始日は97/3/21(10.4cm)、凍結層の消失日は97/4/23(55.2cm深)である。凍結指数は639℃・日である。

自然電位は、凍結前までは、約-110±10mVでほぼ横這いであるが、凍結が開始(96/11/30)した後の96/12/7(-111mV)から下がり始め、96/12/10には-218mV、96/12/17には-268mVまで約-14mV/日の傾きで低下する。その後、約±20mVの幅で凹凸(97/1/10は測定期間中最小の-276mVに達する)しながら、97/2/25(204mV)まで約0.9mV/日の傾きで徐々に高くなる傾向を示す。最大凍結の発生日の97/2/26(-86mV)から変化は約±90mVと大きくなり、約17mV/日の傾斜で極端に高くなる傾向を示し、地表からの融解が開始する97/3/21の翌日には電位の符号はプラス(102mV)に変わる。その後、-7mV/日の傾きで低下し、97/4/6には再びマイナス電位(-1mV)となり、97/4/10(-14mV)まで低下した後、97/4/12(-14mV)まで横這いとなる。97/4/18まで97/4/13(-8mV)、97/4/18(-4mV)で凸状を97/4/15(-17mV)で凹状を示し、その後、97/4/18(-4mV)から凍結層の消失日を過ぎた97/4/25(-33mV)まで約-4mV/日の傾きで一時低下するが、97/4/26に-17mVまで上昇したのち再び徐々に約-3mV/日の傾きで低下する傾向を示す。

(2) 見掛比抵抗値と自然電位との関係

第3図に2極法電気探査による見掛比抵抗値(電極間隔25cm)と自然電位との関係を示す。共に冬期においては、電気探査ではプラス側に、自然電位ではマイナス側に頂点をもつ凸なる形状を示す(電気探査の凸形状に合わせて、第2図の自然電位の軸を反転させた)。大まかには自然電位の変化は、見掛比抵抗値の変化と調和的ではあるが、各イベントの期日は若干異なるようである。

見掛比抵抗値の変化は、第3図には示していないが、夏期の土は約750(96/7/10～96/9/30の平均値)～790Ωm(97/8/5～97/8/5の平均値)を比抵抗値を示す。温度と比抵抗の関係は、温度の低下とともに高くなり、0℃を境に極端に高くなることが知られている。従って、既に外気温の低下と共に96/11/20までに1646Ωmまで高くなっている。96/11/29には一時1225Ωmまで低くなる傾向を示すが、96/11/30(1315Ωm)から97/1/1(62223Ωm)まで極端に高くなる。97/1/2(45471Ωm)から97/1/8(40707Ωm)までは逆に下がる傾向を示すが、97/1/9には64943Ωmと再び高くなり97/1/14には測定期間中最高の121537Ωmを示した後、97/1/29(95563Ωm)まで約98000±9000Ωmで横這いとなる。97/2/2に一時凹状に39661Ωmまで低下するが、再び97/2/7(92008Ωm)から97/2/15(111287Ωm)まで約98000±8500Ωmで横這いとなり、97/2/25(60809Ωm)まで徐々に低下し始める。97/2/26(11457Ωm)前後から97/3/17(19670Ωm)までは約±12000Ωmの幅で大きく変化しながら徐々に低下し、97/3/17から極端に低くなる中、逆に一時97/3/23(3599Ωm)から97/3/25(3847Ωm)までやや高くなる箇所が存在する。その後は緩やかな傾斜で1010Ωm(97/4/23)まで下がり、再び97/5/7(1369Ωm)まで緩やかに高くなる傾向を示すが、97/5/8(992Ωm)には再度下がり97/5/10まで1000Ωm前後を示す。



第3図 見掛比抵抗値と自然電位との関係

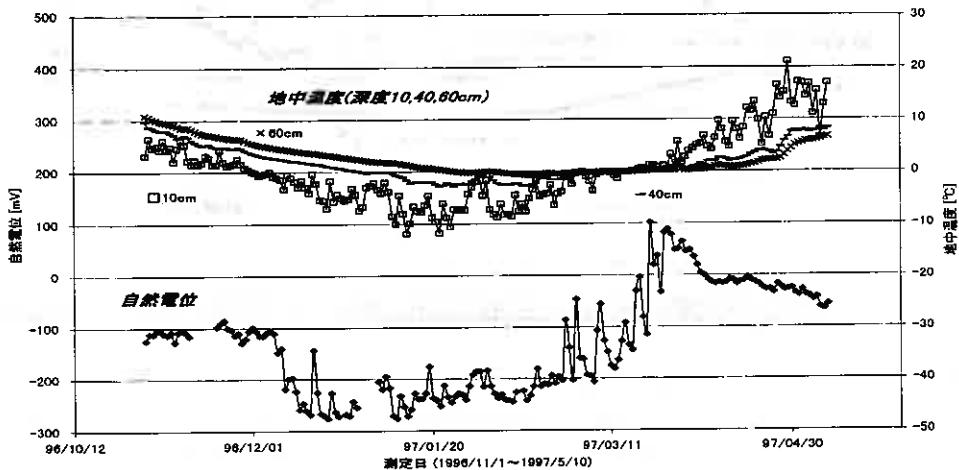
一方、96/11/20頃までは見掛比抵抗値と共に際だった変化はなく、見掛比抵抗値が高くなった96/11/30(1315Ωm)以降の96/12/7(-111mV)までは-110mV前後を示す。その後は見掛比抵抗値の増加と共に、96/12/10以降-250mV前後まで極端に低くなり、見掛比抵抗値が最大を示す97/1/14の前に最小の-276mV(97/1/10)を示す。見掛比抵抗値が、97/1/2(45471Ωm)から97/1/8(40707Ωm)までは逆に下がる傾向を示す時はそれに対応するように自然電位も増加しているような傾向がみえる。また、見掛比抵抗値が一時39661Ωmまで凹状に低下する97/2/2前後にも、それに対応するように自然電位も凹状(97/2/4 -183mV)を示す。その後、見掛比抵抗値にも見られた97/2/26～97/3/17までの大きな変化は、自然電位では97/2/26～97/3/27までみられ、これらの変化は共に調和的で、見掛比抵抗値が高くなると自然電位は低くなる傾向にある。次に、見掛比抵抗値で低下時に逆に一時97/3/23(3599Ωm)から97/3/25(3847Ωm)までやや高く示す頃、自然電位はプラス電位97/3/22(102mV)となる。97/4/6(-1mV)から再びマイナスに戻るが、それに対応する電気探査データが欠損しているため詳細は不明である。その後、見掛比抵抗値が1010Ωm(97/4/23)まで下がるのに対応して、自然電位はその周辺で変化が見られるが、明白な対応をつけることはできない。ただ、見掛比抵抗値と同様に97/5/7(-43mV)と97/5/8(-62mV)の間に変化がみられる。

(3) 地中温度と自然電位との関係

第4図に地中温度(深度 10,40,60cm)と自然電位の関係を示す。なお、地中温度測定はこの他に5cm,20cm,100cm の計6点を測定しているが、すべてを図示すると重なりわかりづらくなるため、便宜上深度10,40,60cm の3深度のみ図示した。

地中温度は各深度毎に大まかにU文字形を示し、特に深度の浅い10cmの地中温度は外気温の影響により、変化が激しい。図示していないが大局的に96/9月中旬から徐々に低下し、96/11末から0℃以下の温度となり、再び97/3下旬から0℃以上の温度を示し、その後、外気温の上昇に伴い徐々に高くなる傾向を示す。10,40,60cmの深度毎の期間中の最高地中温度は、97/6/20の27.2℃、97/7/27の21.0℃、97/7/29の18.1℃で、最低地中温度は97/1/13の-11.9℃(深度5cmも同日で-12.7℃)、97/1/26の-2.9℃、97/2/24の-0.8℃である。なお、深度20cmは97/1/14の-7.5℃、深度100cmは97/4/10前後の1.0℃である。

地中温度から判断した凍結(地中温度が0℃以下)開始日は、図示していないものを含め5,10,20,40,60cmの深度順に96/11/30、96/12/2、96/12/16、97/1/1、97/1/27で、融解(地中温度が0℃以上)開始日は97/3/14、97/3/17、97/3/20、97/3/22、97/3/18である。表層の融解水が地中に入り込んだ(5,10cmは97/2/26,97/3/3,97/3/11、20cmは97/2/27,97/3/5、40cmは97/3/6)と見られる地温低下は深度5cmでは97/2/28(-2.1℃)、97/3/6(-3.3℃)、97/3/13(-1.5℃)、10cmでは97/2/28(-2.5℃)、97/3/6(-3.7℃)、97/3/13(-1.4℃)、20cmでは97/3/6(-1.5℃)、40cmでは97/3/7(-0.7℃)に見られ、深度60cm及び100cmでは顕著な変化は見られなかった。また、図示していないが深度100cmでは凍結(0℃以下を示さない)していないことがわかっている。



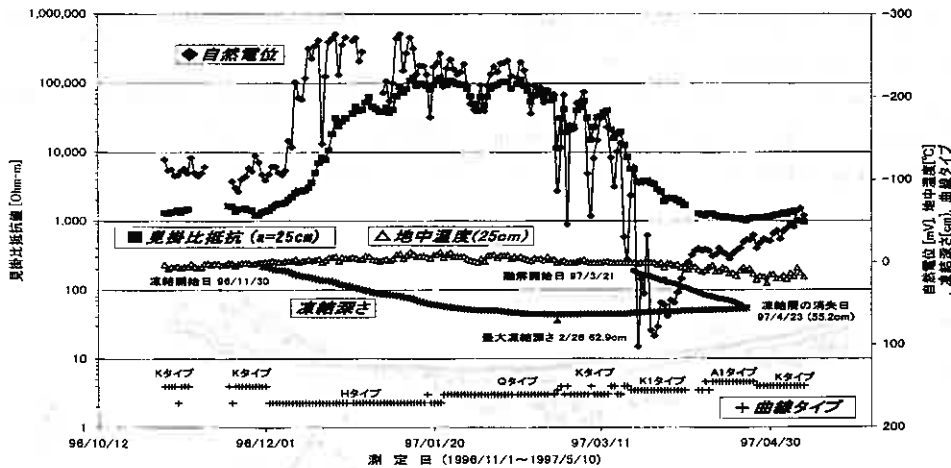
第4図 地中温度と自然電位との関係

深度5,10,20cmでは、97/2/25までは変化に富むが97/2/26以降地中温度はほぼ一定(5cm 0.1℃、10cm -0.5℃、20cm-1.1℃)を示し、その他の深度でも変化が小さい傾向を示す。その後、深度5cmでは97/3/27(0.3℃)、10cmでは97/3/21(0.1℃)、20cmでは97/3/20(-0.2℃)、40cmでは97/3/22(0.1℃)から温度の上昇が良くなる。また、97/3/30に全測点とも高い地温を示し、97/4/6(5,10,20,100cm)、97/4/10(全測点)、97/4/13(5,10,20,40cm)、97/4/14(5,10cm)、97/4/16(5,10cm)、97/4/20(5,10cm)で温度変化が顕著に見られる。特に、97/4/26以降の温度上昇は、20cm 1.03℃/日、40cm 0.63℃/日、60cm 0.4℃/日、100cm 0.2℃/日と高い。

自然電位は、地中温度が低下している状況でも、-110mV前後とほぼ横這いであるが、10~20cm(電極棒の埋設深度は約10cm)程度凍結した頃の96/12/7(-111mV)から下がり始め、96/12/10には-218mV、96/12/17には-268mVと約-14mV/日の傾きで低下した後、深度10cmの地中温度と調和的に凹凸に対応しながら-250mV前後まで低下する。また、97/1/10に測定期間中最小の-276mVの値に達した頃(97/1/13)に深度10cm

の地中温度も最低(-11.9℃)となる。その後、約±20mV程度の幅で緩やかに深度10cmの地中温度と相関があるように凹凸に変化しながら97/2/25まで0.9mV/日の傾きで-200mVまで高くなる傾向を示す。97/2/26以降、自然電位は約±90mVの幅で大きく変化しながら17mV/日の傾きで急激に高くなる傾向を示すが、逆に地中温度(5,10,20cm)は、上述したようにほぼ一定の値を示すようになる。また、融解水が入り込み、地中温度が一時的に低下する97/2/28,97/3/6,97/3/13頃に、自然電位もそれに対応するように低下する傾向を示す。地中温度では検出できなかったが、97/3/17,97/3/21にも融解水の影響と思われる変動が見られる。電位の符号がプラス(102mV)に変わる97/3/22頃、ほぼ一定だった地中温度も上昇し始め(10,20,40cm)、自然電位が再びマイナスに戻る97/4/6頃にも、それに対応して地中温度に変化が表れる。さらに、深度100cmの地中温度が最低(1.0℃)となる97/4/10前後にも自然電位に変化が見られ、地中温度の上昇が良くなる97/4/26と自然電位の変化が良く対応している。

(4) 自然電位、凍結深さ、見掛比抵抗値、曲線タイプとの関係



第5図 自然電位、凍結深さ、見掛比抵抗値、曲線タイプとの関係

自然電位、凍結深さ、見掛比抵抗値、曲線タイプの関係を第5図に示す。晩秋から初冬にかけて、地中温度は外気温の低下と共に低下し、自然電位、見掛比抵抗値(曲線タイプはKタイプ)はほぼ一定の値を示す。土の凍結(96/11/30)が始まると自然電位は96/12/7から下がり始め、見掛比抵抗値は、96/11/30(1315Ωm)から極端に高くなる。地中温度は、96/11/28頃0℃以下となり、曲線タイプも凍結開始頃にKタイプからHタイプに変わる(96/12/2)。その後、深度60cmの地中温度が最低(-2.9℃)になる頃(97/1/26)、曲線タイプは、97/1/23にHタイプからQタイプにかわる。最大凍結の発生日(97/2/26 62.9cm)から、自然電位・見掛比抵抗値共に凹凸変化が急に大きくなるが、逆に地中温度(5,10,20cm)はほぼ一定の値を示すようになる。最大凍結の発生日を過ぎてから自然電位・見掛比抵抗値・地中温度の変化は、融解水が地中に入り込んだと見られる期日と調和的で、低温の融解水で地中温度が低下すると自然電位は低く、見掛比抵抗値は高くなる傾向を示す。曲線タイプは、最大凍結の発生日からKタイプが出現し始め、その後QタイプとKタイプとが97/3/17まで錯綜する。次に、地表から融解が開始(97/3/21)するとほぼ同時に自然電位の符号はプラス(97/3/22 102mV)に変わり、曲線タイプもKタイプからK1タイプに変わる(97/3/20)。この時、ほぼ一定だった地中温度も深度5cmでは97/3/27、10cmでは97/3/21、20cmでは97/3/20、40cmでは97/3/22から上昇し始める。凍結層の消失日の97/4/23(55.2cm深)には、地中温度は急激に高くなり(97/4/26)、曲線タイプはK1からAタイプへ(97/4/26)変わる。また自然電位・地中温度は、97/4/26付近で変化がみられる。

5. おわりに

以上の結果を要約すると、以下のようである。

- (1)凍結開始日は、凍結深計による凍結深さでは 96/11/30、地中温度では 96/11/28 頃(センサー間隔が広く精度がないため推測)、曲線タイプでは 96/12/2、自然電位では 96/12/7 となる。
- (2)最大凍結の発生日は、凍結深計では 97/2/26、地中温度では 97/2/26、曲線タイプでは 97/2/26、自然電位では 97/2/26 となる。
- (3)融解開始日は、凍結深計では 97/3/21、地中温度では 97/3/20 ~ 22 頃、曲線タイプでは 97/3/20、自然電位では 97/3/22 となる。
- (4)凍結層の消失日は、凍結深計では 97/4/23、地中温度では 97/4/26、曲線タイプ 97/4/26 では、自然電位では 97/4/26(97/4/6)となる。
- (5)地中温度による凍結・融解プロセスを把握するには数多くのセンサーが深度方向に必要とするが、電気探査及び自然電位では、数十 cm から数m間隔の広いデータでも精度よく把握できる。

これまで電気探査による凍結・融解プロセスの解析及び凍結深さの算出するには有効であることを報告した⁹⁾¹⁰⁾が、定電圧低電流装置を備えた送信機、操作・解析するパソコンそして受信機など¹¹⁾を必要とするため、初期投資はやや多くなる。しかし、自然電位による方法は、今のところ電気探査のような凍結深さを解析できる方法は見いだしてはいないが、定性的な解析だけでも、凍結開始日、最大凍結の発生日、融解開始日、凍結層の消失日などは電気探査とほぼ一致することから、凍結・融解プロセスを専門的な知識なしで簡便に把握できることが判明した。また、送信機を必要としない分、電気探査に比べて装置はコンパクトで済み初期投資も安価である。

このように自然電位による方法が、温度測定や電気探査よりもさらに有効な手段であるかどうかを検討するために、自然電位の発生機構の解明及び凍結深さなどの定量的な解析を今後の課題としたい。

参考文献

- 1)北海道開発局長官房開発調査課(1994)：北海道開発計画調査・地域技術開発促進調査 潜熱利用冷温化システム開発調査報告書，北海道開発局長官房開発調査課，pp.1-107.
- 2)北海道開発局長官房(1990)：平成元年度北海道開発計画調査年報，北海道開発局長官房，pp.74-77.
- 3)和氣 徹・高見雅三・河内邦夫・武藤 章・後藤典俊(1991)：凍土用リアルタイム処理物理探査機器の開発研究，北海道立地下資源調査所・室蘭工業大学，課題番号 17，pp.1-33.
- 4)和氣 徹・高見雅三・河内邦夫・武藤 章・後藤典俊(1993)：凍土用リアルタイム処理物理探査機器の開発研究，北海道立地下資源調査所・室蘭工業大学，課題番号 5，pp.1-31.
- 5)高見雅三・和氣 徹・河内邦夫・後藤典俊・武藤 章・土谷富士夫・小柳俊郎(1996a)：表層における電気探査解析について(2)－ 2 極法による凍土解析を例として－，第 7 回日本情報地質学会講演会ジオインフォラム'96 講演予稿集，pp.31-32.
- 6)高見雅三・土谷富士夫(1996b)：電気探査による土の凍結・融解プロセスの解析試み，第 31 回地盤工学研究発表会，平成 8 年度発表講演集，No.673，pp.1345-1346.
- 7)Takami,M., Wake,T. and Tsuchiya,F.(1997)：.Measurement of electrical prospecting method for seasonal frost depth and Freeze-Thaw process of ground, Proceedings of 7th International Conference on Thermal Energy Storage MEGASTOCK'97, Volume 2, pp.623-628.
- 8)物理探査技術協会(1979)：物理探査用語辞典，pp.141-143.
- 9)佐々宏一・芦田 譲・菅野 強(1993)：建設・防災技術者のための物理探査，森北出版，pp.191-193.

火山灰斜面の凍結・融解による土砂生産

室蘭工業大学工学部○正会員 河内 邦夫
室蘭工業大学工学部 正会員 武藤 章

1. はじめに

近年、山岳や台地における土木・建設工事に伴う切り土工事は盛んに行われ、その法面の多くは、侵食や崩壊を防止するため、緑化や保護工が施されている。また一方、表面を保護していない切り土法面や自然斜面、河川の両岸に形成された斜面などでは、裸地を形成している場合も多い。裸地斜面は、放置しておくとならば侵食(風化等)を受ける。侵食による土砂生産を見積もることは、土砂災害の防止にとっても重要と考えられる。しかし、松倉¹⁾が言っているように斜面を構成する岩石・岩盤の風化速度を見積もることは容易ではない。松倉は、その研究の困難さの最大の理由に、「(1)一般に、岩石・岩盤の風化量は数年では計測できないほど小さい、(2)風化の開始時期や継続時間の認定が難しい」などをあげているが、同時にその研究の重要性も述べている。

筆者らは、1983年の8月と9月に登別地方を襲った局地的豪雨で生じた裸地斜面²⁾が年々後退しているのは、主に凍結・融解の繰り返し作用によることを明らかにした。³⁾⁴⁾また、その時の豪雨は、登別市海岸平野部に土砂災害をもたらした。当該地域の斜面は、登別市東北部にあるクッタラ火山起源の火山噴出物で構成されている。一般に火山噴出物は、松倉の示した岩石や岩盤と比べると風化速度(侵食速度)が速いいわゆる軟岩や土に属し、しかも当該地域では凍結・融解作用の影響で数年でその変化を計測できるほど侵食量が多い。⁵⁾特に近年は当該地域も暖冬傾向が見られ⁶⁾、その影響で凍結・融解現象の繰り返し回数が増し土砂生産が増加していることも考えられる。

今回、筆者らは、以前に火山灰斜面の侵食形態を定性的に6タイプに分類した⁵⁾斜面に属する11斜面を選びその土砂生産を凍結・融解によるものとそれ以外によるものに分け1988年から1997年にかけての土砂生産を侵食速度で定量的に整理したので報告したい。図-8に6タイプの侵食形態を示す。

2. 測定地点

測定地点は、登別市の北部に広がる札内台地を刻する岡志別川・サト岡志別川の河岸にある裸地斜面内でその測定地点を図-1に示す。

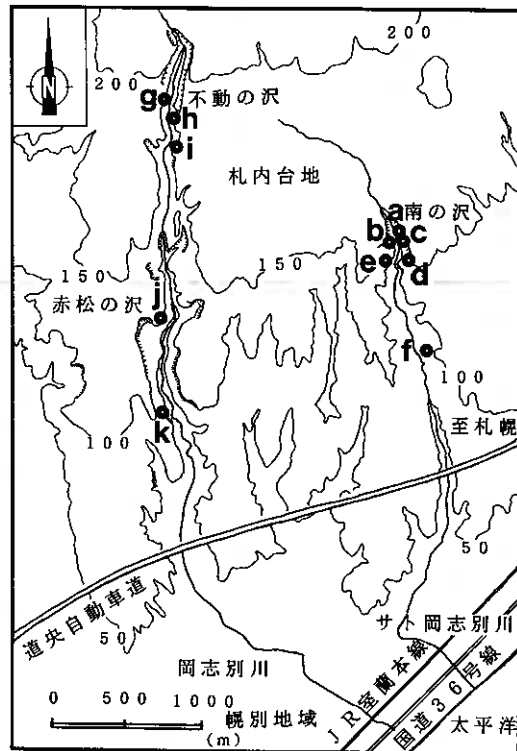


図-1 測定地点の案内図

Slope failure volumes due to freeze-thaw action on volcanic ash : Kunio Kawauchi, Akira Muto (Muroran Institute of Technology)

3. 測定地点の地質

当該地域の地質の模式柱状図を、図-6に示し、各測定地点にあたる地質をa~kで図中に示す。



写真-1 地点aの現場の様子

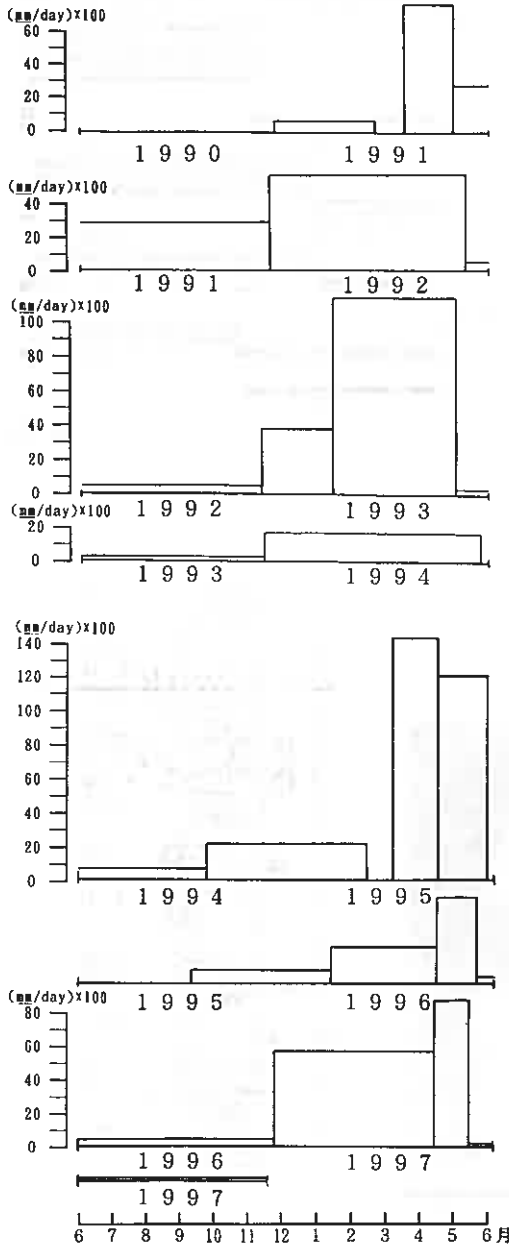
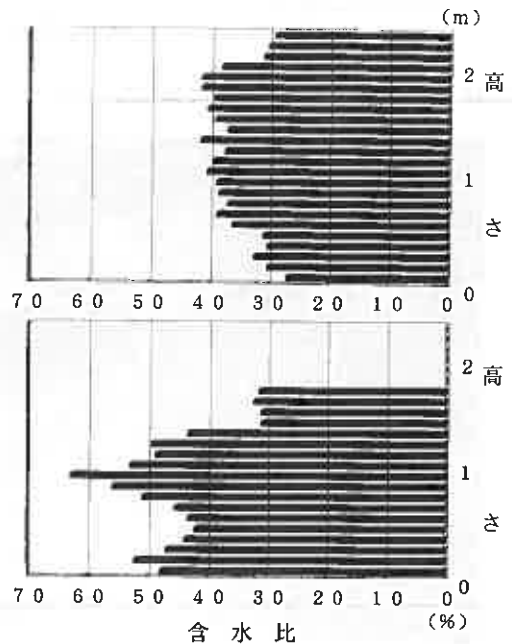


図-2 地点aの土砂生産の季節変化



上: 凍結前('96/10/8); 下: 凍結時('96/12/10)

図-3 測定斜面表面付近の高さと含水比の関係(地点a)

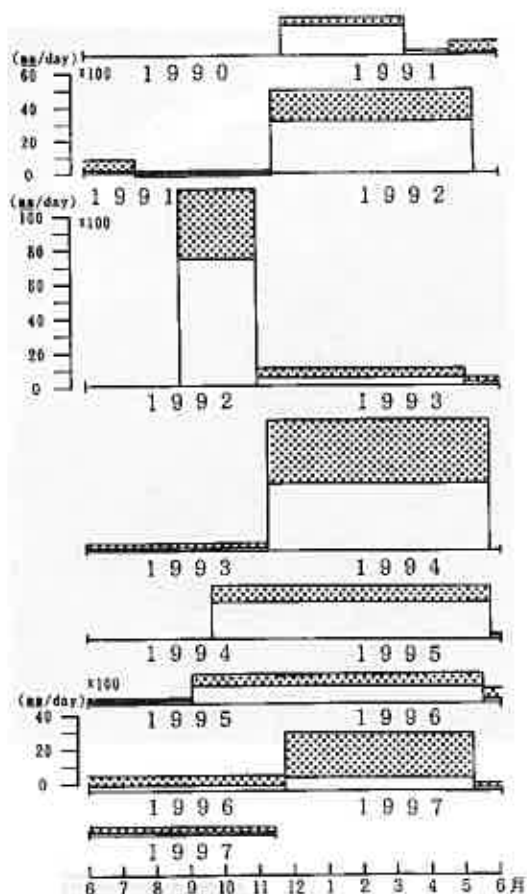


図-4 地点bの土砂生産の季節変化



写真-2 地点bの現場の様子

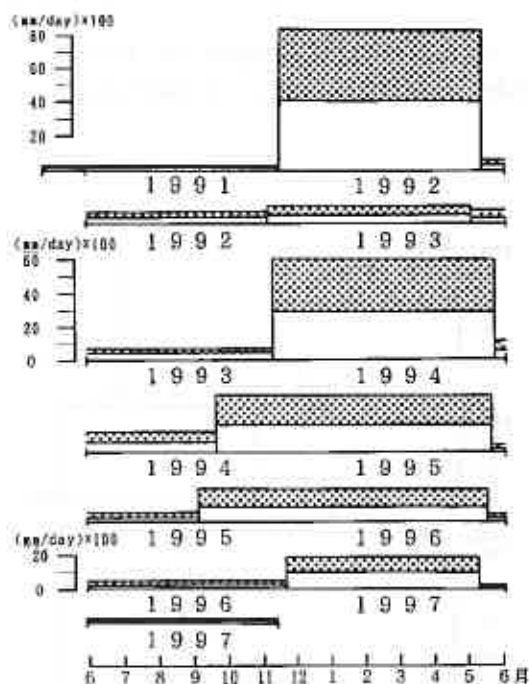


図-5 地点cの土砂生産の季節変化

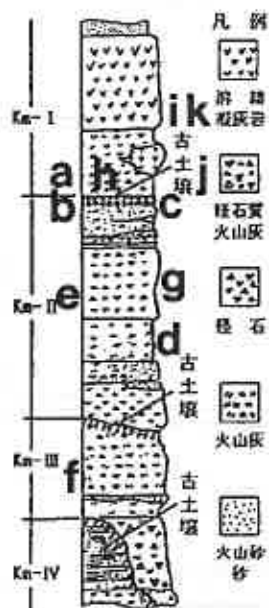


図-6 当該地域の模式柱状図



写真-3 地点dの現場の様子

4. 測定方法

斜面からの土砂生産量は、侵食量測定用ベグを斜面に予め打ち込み、その頭が斜面の後退により突出した量を計る事によって求めた。計測の詳細は、すでに発表している⁴⁾ので省略するが、計測は、原則として夏季(4~8月)・冬季(9~11月)の年2回行った。

侵食量測定用ベグによる計測の模式図を図-10に示す。

また、地点a、g、hでは、凍結による斜面表面付近の水の移動を調べる目的で、斜面の高さ方向の10cm毎に試料を凍結前後2回採取し、それぞれの含水比を測定した。

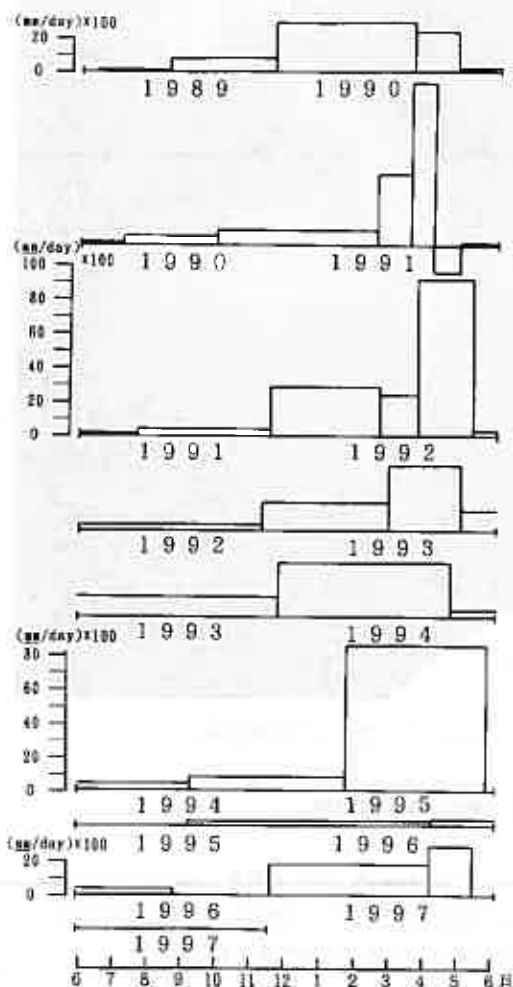


図-7 地点dの土砂生産の季節変化

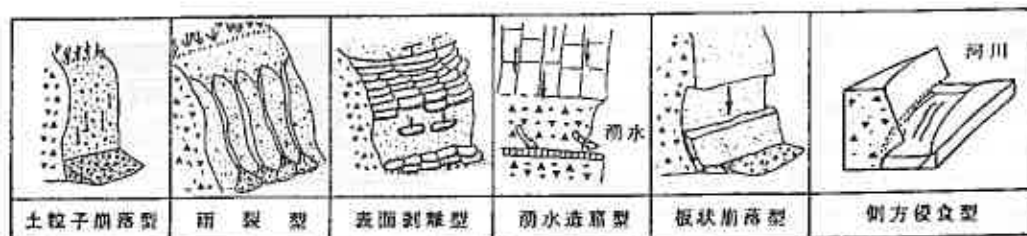


図-8 計測斜面の侵食形態



写真-4 地点eの現場の様子

5. 測定結果及び考察

ここでは斜面の土砂生産量を、前に筆者らが提案した侵食指数 E_i ⁵⁾ で整理した。侵食指数 E_i (mm/day×100)は、次式で表される。

$$E_i = \frac{\text{斜面の平均侵食量(mm)} \times 100}{\text{侵食日数【前回の計測日からの日数】(day)}}$$

ただし、上式の平均侵食量は、《各ペグの侵食量の総和》を《ペグの本数》で割った値である。

測定地点 a～k の土砂生産の季節変化をそれぞれ図2、4、5、7、9、11、13、14、16、17、18に示す。各図の縦軸は、上式の侵食指数 E_i (mm/day×100)、横軸は計測期間(day)を表している。

本研究で言う土砂生産量とは、図中の□の面積で表され、面積が大きいほどその期間の生産が多いことを示す。

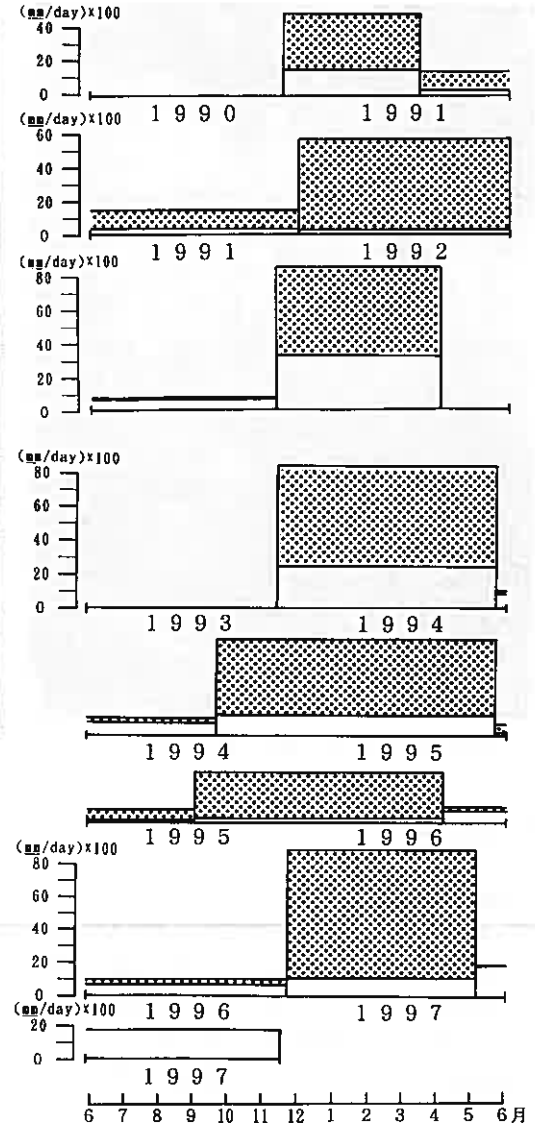
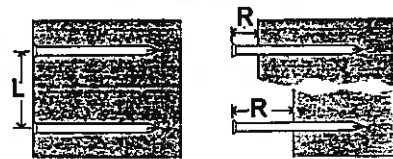


図-9 地点eの土砂生産の季節変化



L : ペグ打設の格子間隔 R : 侵食量

図-10 侵食量計測用ペグによる計測模式図

図-3、12、15は、地点a、g、hの凍結前後の斜面地表付近の含水比の変化を高さ10cm毎に測定した結果を示す。

各測定点の土砂生産の特徴を考察すると次の様な事が言える。

(地点a)斜面の侵食形態は、初冬～厳冬期は土粒子崩落型で、晩冬～春は板状崩落型を示す。土砂生産も板状崩落による場合が多い傾向を示し、夏季土砂生産は、春に完全に崩落しなかった場合(1991)以外は少なく、主に土粒子崩落型である。

図-3から冬季には斜面の裾部と高さ1m付近で含水比が増加している。これは、前者が、裾部の積雪、後者は、表面付近の凍結による水分の内部からの地表付近への移動による増加と考えられる。

(地点b・c)この斜面は向かい合いどちらも上下2層の異なる地質で構成されている。その土砂生産の違いを、上層を図中の□で、下層を□で示す。斜面の侵食形態は、上層が主に下層で止水されることによる湧水(造窟)型で、下層が主に表面剥離型、場合によっては板状崩落型を示す。どちらも春先の土砂生産が多く夏季は少ない。厳冬期は、表面に湧水が凍った氷や氷柱が張り付き土砂は崩落しない。

(地点d)斜面の侵食形態は、冬季の土粒子崩落型と夏季の雨裂型が主で、場合によっては、春先に小規模な板状崩落型を示す。土砂生産は、冬季がほとんどで、夏季には豪雨でもなければほとんどなく、表面に苔が生じ安定している

(地点e・f)両地点の地質は異なるが、斜面の侵食形態は、似ていて春先の板状崩落型がほとんどで、地点eは特に土砂生産が他に比べて多い。どちらも夏季は表面に薄い苔類が生じ安定している。ここで、図-9の□は計測斜面上部分、□は下部分の土砂生産を示す。ただし、上下とも地質は同じである。

(地点g)斜面の侵食形態は、下部の河川に接している部分が側方侵食型、上部が主に土粒子崩落型を示す。

□が上部、□が下部を示し、冬季は上部の土砂生産が多く、夏季は下部の河川による侵食が多い。

図-12から凍結前は、河川水に近い(高さが低い)方が含水比が大きいが、凍結時は全体的に含水比が増加し、特に河川に近い袖部と霜柱の成長が盛んな高さ1.5~2m付近では増加の割合が多くなっている。
(地点h)斜面の侵食形態は、春先の板状崩落型、豪雨時の側方侵食型とそれに伴う板状崩落型の複合侵食を示す。従って、土砂生産も、冬季に多い年夏季に多い年がありどちらが多いかは、決められず、その量も今回の測定斜面中で、最も多い。図-15の斜面の含水比変化をみると、夏季は、地点g同様河川に近い裾部か



写真-5 地点fの現場の様子

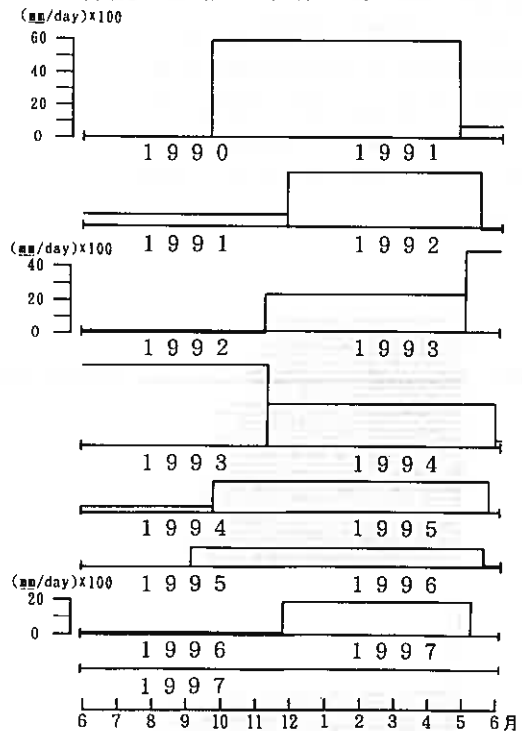
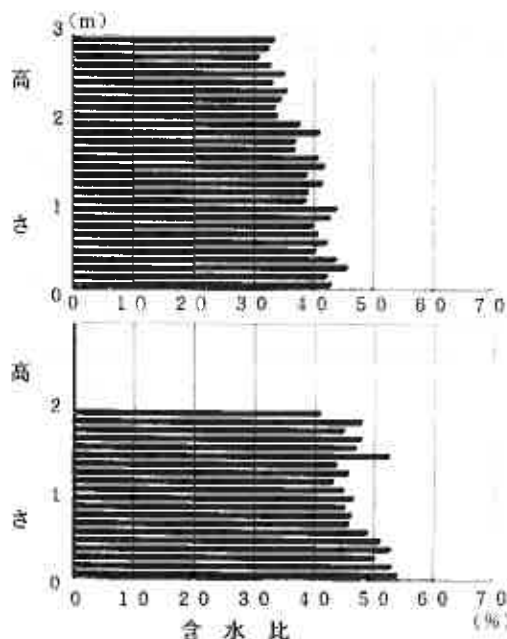


図-11 地点fの土砂生産の季節変化

ら高さ2 m付近までは40%から30%へ徐々に減少しそれ以上は30%程度で推移している。冬季は高さ1 mより低い部分の含水比が増加し、霜柱や氷柱の発達が盛んな0.5 m前後では50~60%にも達している。

(地点i)斜面の侵食形態は、表面剥離型であるが、土砂生産は他の斜面に比べて少ない。ここは、地点k同様、今回の計測斜面中では最も硬く、山中式硬度計で調べると硬質しらすに分類される。また、ここは河川が曲がりいわゆるアタックサイドにあたる斜面で、夏季の高水位時には、側方侵食型の土砂生産を示す。

(地点j)斜面の侵食形態は、湧水造窟型で写真-9の下部中央に湧水で生じた穴とそこから流れ出る水の跡がわかる。この斜面は冬季は、表面付近の僅かな凍結や霜柱の形成による内部からの地下水の滲出で土粒子崩落型の土砂生産が絶えず起こっている。夏季は、ほとんど土砂を生産しない。



上：凍結前('97/11/14)；凍結後('96/12/28)

図-12 測定斜面表面付近の高さと含水比の関係(地点g)



写真-6 地点gの現場の様子

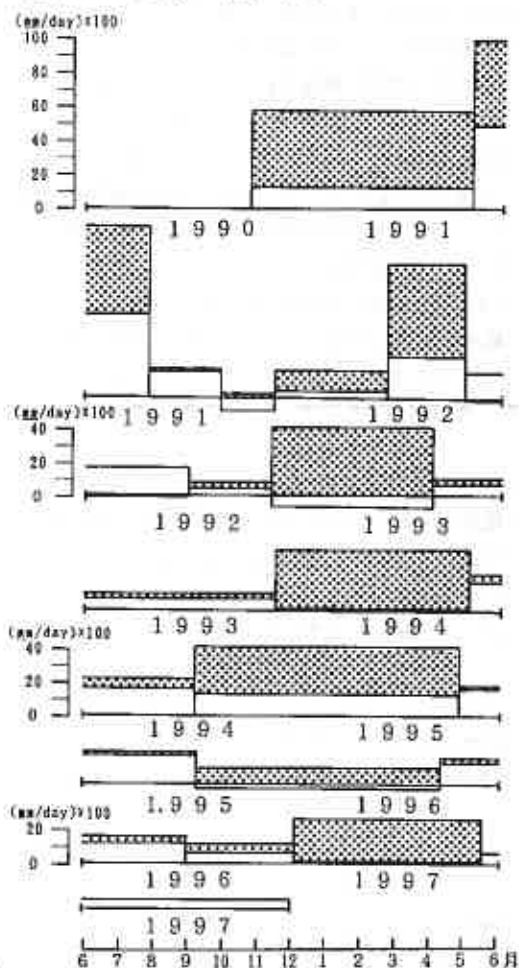


図-13 地点gの土砂生産の季節変化

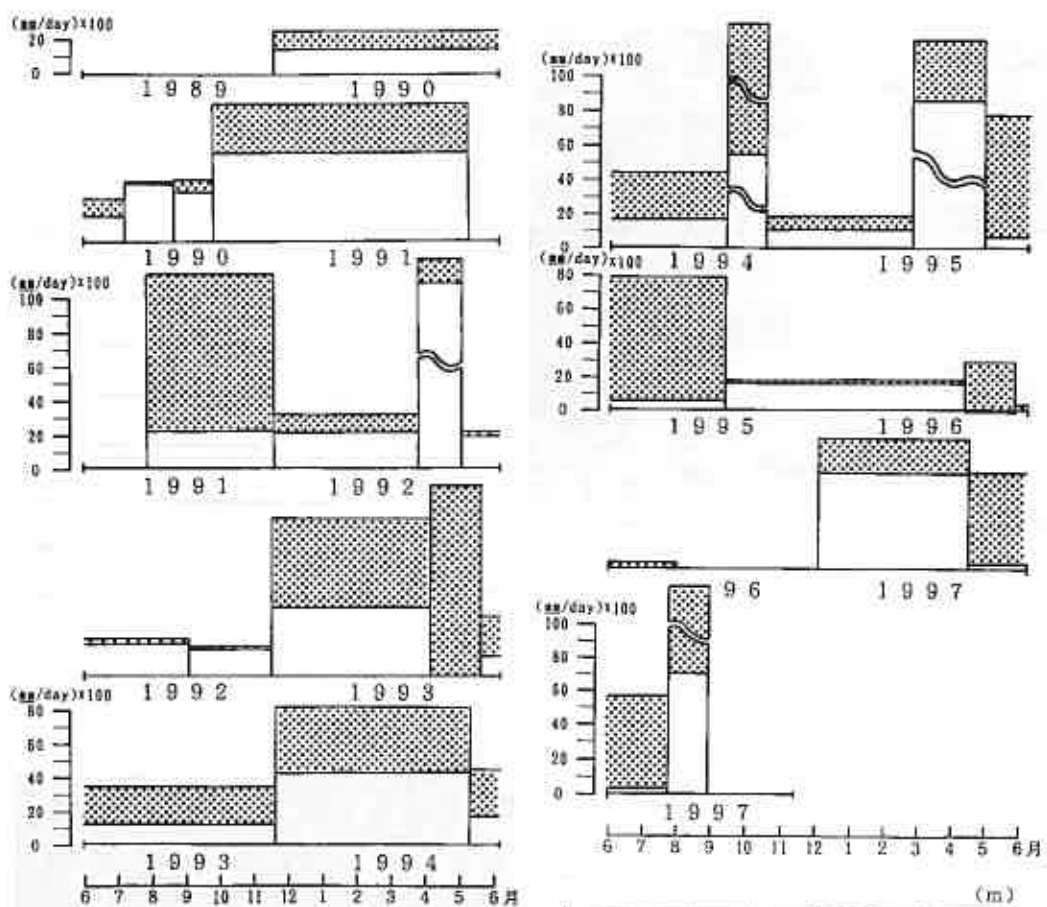
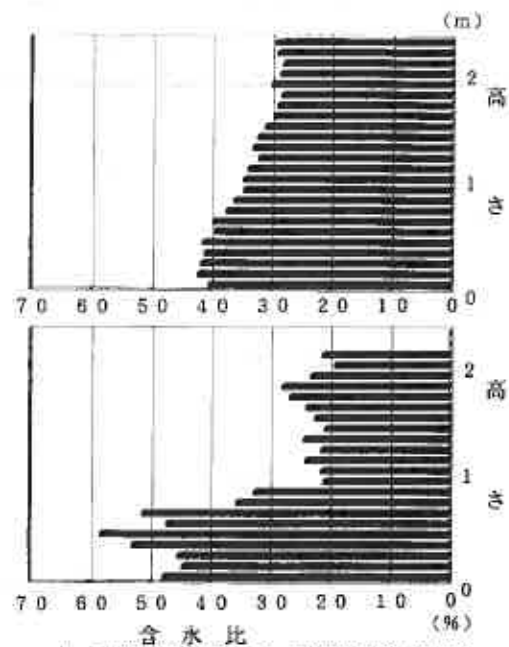


図-14 地点hの土砂生産の季節変化



写真-7 地点hの現場の様子



上: 凍結前(96/8/31); 凍結後(96/12/28)
 図-15 測定斜面表面付近の高さと含水比の関係(地点h)



写真-8 地点iの現場の様子

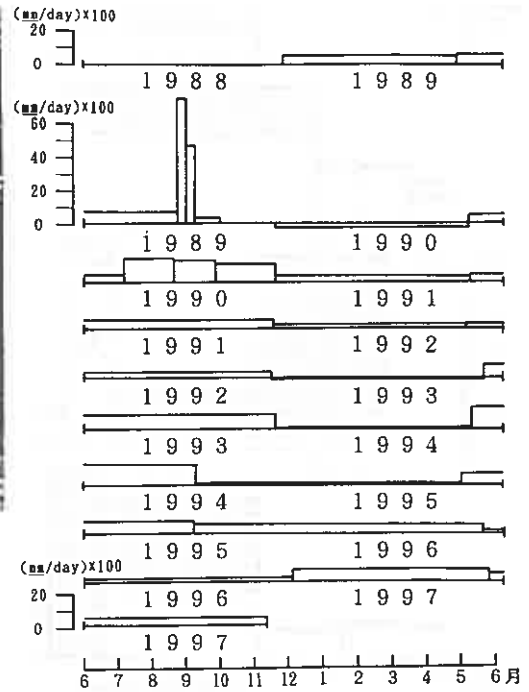


図-16 地点iの土砂生産の季節変化

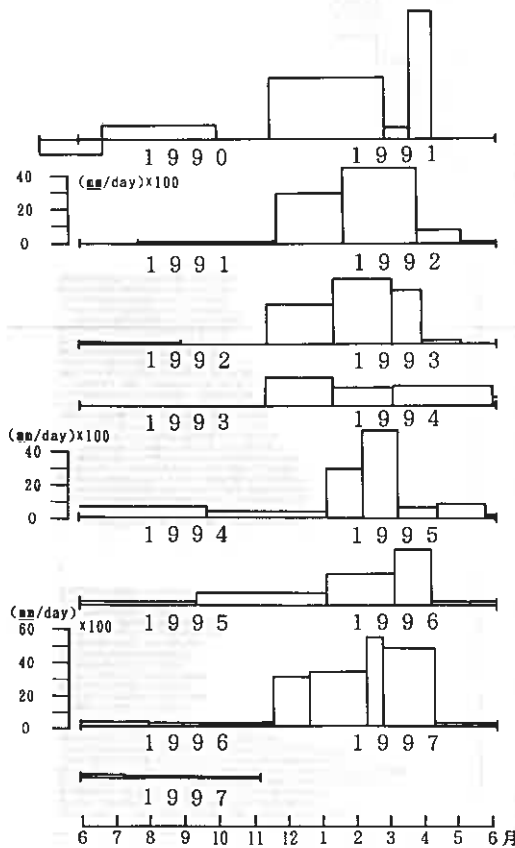


図-17 地点jの土砂生産の季節変化



写真-9 地点jの現場の様子



写真-10 地点kの現場の様子

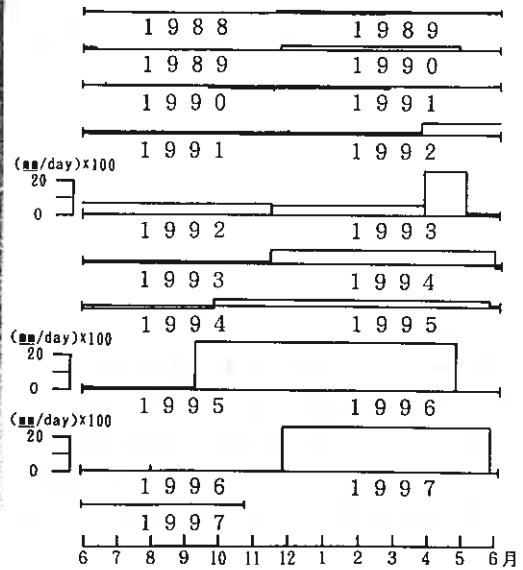


図-18 地点k 土砂生産の季節変化

(地点k)斜面の侵食形態は、写真-10の

右半分の様子、通常は表面剥離型で徐々に侵食されるが、中央から左側に見られる硬質な部分が数年残っていると(図-18の土砂生産の季節変化の'88~'95)'96年の春の様に一度に剥かれ落ちる板状崩落型に近い形態を示す。'97年春にも前年同様の量の土砂生産を示しているのは、前年の板状崩落時に後ろ側に残った鱗片状の土砂が一度に表面剥離し土砂量を増加させたことを示している。

6. まとめ

火山灰斜面II地点で原則として夏季・冬季に分けて侵食量の計測を行い、次の様なことが判った。

- 1)計測したほとんどの斜面で、夏季より冬季の土砂生産が多い。
- 2)夏季の土砂生産が比較的多い斜面(地点g,h,i)は、全て河川水の直接の影響を受ける側方侵食型に含まれる。
- 3)唯一夏季の土砂生産が多い地点iは、構成される火山灰の硬度が硬く、冬季の凍結・融解作用の影響が春先すぐには現れず、夏季の流水の影響で土砂生産されると判断できる。
- 4)凍結前後の斜面地表付近の含水比変化から、表面の凍結は、内部水を地表付近に活発に移動させ地表付近の擾乱を促進させていると考えられる。

以上ことから、当該地域の土砂生産は、冬季の凍結・融解作用が関係し、その量を増加させている。

【参考文献】

- (1)松倉公憲(1997) : 斜面を構成する岩石・岩盤の風化速度, 応用地質, vol. 38, No. 4, pp. 224-231.
- (2)宮坂省吾他(1985):北海道登別市付近における斜面崩壊の特徴と降雨型, 地すべり, vol. 22, No. 3, pp. 28-33.
- (3)梅村順他(1988) : 登別市札内台地における火山灰斜面の侵食について, 地すべり学会北海道支部昭和63年度研究発表会予稿集, pp. 29-32.
- (4)河内邦夫他(1993):クッタラ火山灰斜面の侵食性状, 北海道応用地学合同研究会論文集, No. 4, pp. 7-12.
- (5)河内邦夫他(1994):クッタラ火山噴出物の侵食特性, 日本応用地質学会平成6年度研究発表会講演論文集, pp. 73-76.
- (6)河内邦夫他(1996):クッタラ火山灰斜面の凍結深度, 雪氷学会北海道支部
- (7)辻野敏文他(1990):現場計測データによるクッタラ火山灰の工学的分類の試み, 土質工学会北海道支部技術報告集, vol. 30, pp. 111-120.

石炭灰による不良土改良効果

北海道開発土木研究所 正会員 ○山澤文雄
同 上 正会員 西川純一
同 上 正会員 佐藤厚子
北海道電力(株) 正会員 田中則和
同 上 藤田秀悦

1. まえがき

高含水土は、土の強度が低く転圧機械の走行が不可能であり、盛土材としての利用ができないものが多い。一方、石炭火力発電所から排出される石炭灰は、セメント生産などに利用されているが土木材料としての利用は未開発な面も多い。そこで石炭灰の有効利用を推進する研究の一環として、石炭灰による不良土の改良を試みた。石炭灰はその含水比がほぼゼロであることと、転圧後時間経過とともに強度発現するものもある¹⁾²⁾ことから、高含水比不良土に混合し、含水比の低下や土性の改善を検討した。その結果、良好な改良効果を確認することができたので報告する。

2. 試験概要

2.1 試料

試験に用いた不良土は、オーバーコンパクションを起こす高含水火山灰の北空知土(以下、北空知と称する)と高含水粘土の長沼土(以下、長沼と称する)と江別土(以下、江別と称する)である。長沼は千歳川、江別は石狩川の浚渫土砂である。石炭灰は、苫東厚真発電所の1号機及び2号機より排出された外国炭の3試料である。

1号機と2号機は、ボイラの形式・燃焼状態などが異なる。以下、1号機より排出されたものを1号灰、2号機より排出されたものを2号灰とする。表-1に不良土と石炭灰の基本物性値を示す。不良土はいずれも自然含水比が最適含水比の1.6倍以上あり、細粒分が多く、トラフィカビリティ試験によるコーン指数は3kgf/cm²以下となっている。今回使用した石炭灰は、炉により大きく性状が異なっているものの含水比はほぼ0%、コンシステンシー

表-1 不良土、石炭灰の基本物性値

項目	不良土			石炭灰		
	長沼	江別	北空知	MO/OB ^{*1)} (1号灰)	大同 ^{*2)} (2号灰)	WA/OB ^{*3)} (1号灰)
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.652	2.634	2.590	2.184	2.501	2.196
自然含水比 $w_n(\%)$	204.11	35.70	62.77	0.30	0.30	0.09
粒度 (2000 μm 以上)	0.0	4.7	0.0	0.0	0.0	0.0
特 性 (75 μm 以下)	0.0	33.3	10.0	19.0	7.0	18.0
最大粒径(mm)	100.0	62.0	90.0	81.0	93.0	82.0
液性限界LL(%)	0.075	4.75	2.0	1.0	0.425	2.0
塑性限界PL(%)	90.8	42.7	73.8	N.P.	N.P.	N.P.
塑性限界PI(%)	35.2	25.1	32.0	N.P.	N.P.	N.P.
日本統一土質分類	CH	CL	VH _h	ML	ML	ML
補 綴 性	最適含水比 $w_{opt}(\%)$	43.2	18.8	37.6	43.0	18.6
	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}(\text{t/m}^3)$	1.065	1.617	1.136	0.982	1.553
pH	6.0	5.5	6.0	12.6	12.3	12.2
強熱減量(%)	—	—	—	14.3	2.3	11.3
コーン指数 $qc(\text{kgf/cm}^2)$	0.11	0.22	2.02	—	—	—

*1) MO/OB オーストラリア(モーラ)50%とカナダ(オヘット)50%の混炭

*2) 大同 中国の単一種

*3) WA/OB オーストラリア(ワホ)40%とカナダ(オヘット)60%の混炭

Improvement effect of soft soil with coal ash

Fumio Yamasawa, Jun'ich Nishikawa, Atsuko Sato(Hokkaido Development Bureau)

Norikazu Tanaka, Shuetsu Fujita(Hokkaido Electric Power Co., Inc.)

限界はN.P.、pHが12程度の強アルカリである。1号灰の土粒子の密度は、2.2程度で一般の土に比較して小さい。2号灰は締固め曲線より最大乾燥密度を明確に求めることができる。

2.2 試験方法

高含水比の不良土に対し、石炭灰を加えたときの基本物性値と強度の変化を求めた。石炭灰の混合は、コーン指数の変化に着目して、表-2の配合表のとおりにし、各試験を行った。

不良土と石炭灰はホバート型ミキサにより10分間混合した。締固め試験はc(湿潤)法によったが、乾燥・加水は、不良土と石炭灰の混合後に行った。トラフィカビリティ試験は、10cmモールド、2.5kgランマーを使用し、1層当たり25回、3層突固めた供試体の中心1箇所のコーン指数(qc)を測定した。一軸圧縮試験は、トラフィカビリティ試験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製方法」に準じて作製した直径5cm、高さ10cmの供試体について、作製直後、7、28日養生後に一軸圧縮強さ(qu)を測定した。

また、締固め試験以外は、混合後1時間以内に試験した。なお、石炭灰の混合率は不良土の湿潤重量に対する割合を示している。

3. 試験結果及び考察

3.1 基本物性

各不良土に3種類の石炭灰を混合したときの含水比の変化を図-1に示す。石炭灰の混合率を大きくすると含水比が低下する。混合率と含水比の関係曲線は、石炭灰の種類とは関係なく、土ごとの曲線となっている。石炭灰を混合することで含水比に影響を与える反応の有無を確認するため、混合直後の含水比と計算による含水比と比較した。この関係を図-2に示す。実測と計算値がほぼ等しいことから、混合直後には含水比に影響を与える反応はして

表-2 配合表

石炭灰 不良土	配合表			
	MO/OB (1号灰)	大同 (2号灰)	WA/OB (1号灰)	
混合率	混合率	混合率	混合率	
長沼	0	○△		
	50	○△□◇	50	○□◇
	75	△□◇	100	△□◇
	100	○△□◇	150	○□◇
	125	△□◇	200	△□◇
	150	○△□◇	250	○□◇
	175	△□◇	300	△□◇
江別	0	○△□		
	15	□◇	20	□◇
	20	○	40	○
	30	□◇	50	□◇
	45	△□◇	80	△□◇
	50	○	110	□◇
	60	□◇	120	○
	75	△□◇	140	△□◇
	80	○	200	○
北空知	0	○△□		
	10	□◇	20	○□◇
	20	○△□◇	50	□◇
	30	□◇	80	○□◇
	40	○△□◇	110	□◇
	60	○	140	○□◇
	80	○	140	○□◇

○は物理試験(土粒子の密度、土の含水比、液性・塑性限界試験、粒度特性、pH)

△は締固め試験 □はトラフィカビリティ試験 ◇は一軸圧縮試験
※0%の一軸圧縮試験について、自立できるもののみ0日のquを測定した。

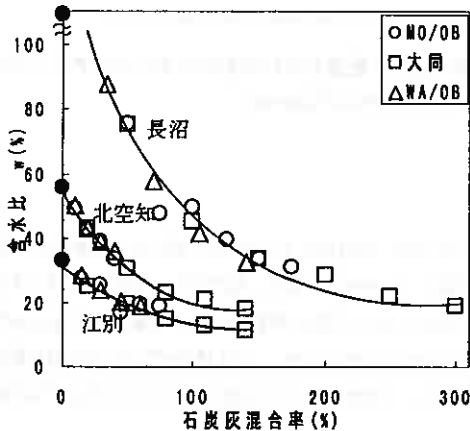


図-1 混合率による含水比の変化

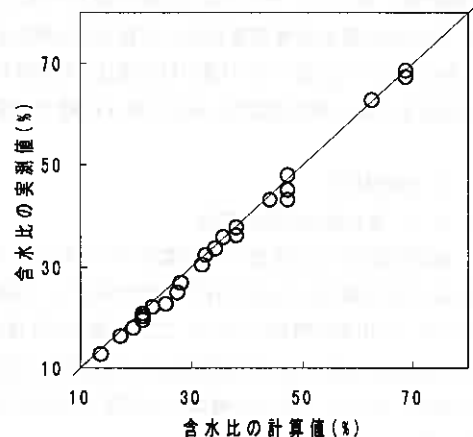


図-2 含水比の計算値と実測値の関係

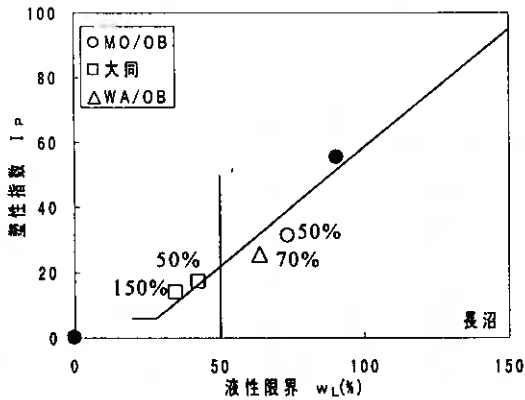


図-3 長沼の試料と塑性図の関係
図中の数字は石炭灰の混合率を示す。

いないことがわかる。

不良土に石炭灰を混合することによるコンシステンシー境界の変化を求めた。図-3は長沼の試料に3種類の石炭灰を混合した時の液性限界 w_L と塑性指数 I_p を塑性図上にプロットしたものである。石炭灰混合率を増やすと、元の不良土の塑性・液性限界がともに低くなり、さらに増やすとN.P.となる。他の不良土についても同様である。

次に、石炭灰混合による締固め曲線の変化を求めた。図-4は江別の試料にMO/OBを混合したときの締固め曲線の変化を示したものである。石炭灰の混合率を大きくすることによって、最大乾燥密度が小さくなり、混合土の締固め曲線が石炭灰の締固め曲線に近似してくる。不良土と石炭灰の最大乾燥密度の差が大きいと、最大乾燥密度が元の不良土と石炭灰の間に位置する。

また、北空知の試料にMO/OBを混合したときの締固め曲線を図-5に示す。不良土に石炭灰を混合することにより、混合土の最大乾燥密度が元の不良土と石炭灰よりも大きくなっている。図-4との違いは不良土と石炭灰の最大乾燥密度と最適含水比の差が小さいことである。このように混合土の最大乾燥密度が、元の不良土の最大乾燥密度より大きくなるものもあった。

3.2 強度特性

3.2.1 混合直後の強度変化

石炭灰混合による強度への影響をトラフィカビリティ試験によるコーン指数により求めた。図-6は3種類の不良土にMO/OBを混合したときの石炭灰混合率とコーン指数の関係を示したものである。石炭灰の混合率を大きくするに伴いコーン指数が増加している。ここで、強度の目標を湿地ブルドーザーで走行可能なコーン指数 $q_c \geq 3 \text{ kgf/cm}^2$ とすると北空知、江別では石炭灰混合率がほぼ同じである。長沼は他の不良土に比べて目標強度となる石炭灰混合率が非常に大きい。不良土の種類により同じ石炭灰混合率でも、コーン指数の大きさが異なる。他の石炭灰でも同様であった。

次に、混合土の強度を一軸圧縮強さで比較した。3種類の不良土にMO/OBを混合したときの混合率と混合直後

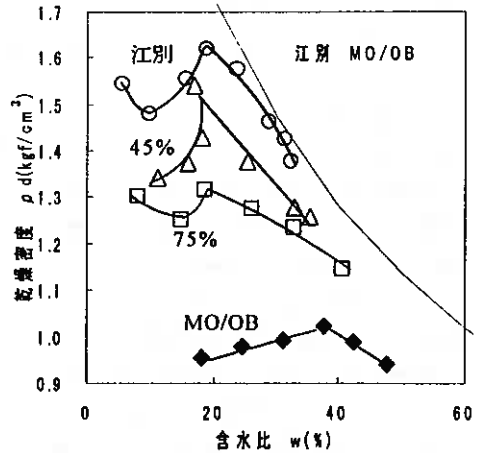


図-4 混合土の締固め曲線(江別・MO/OB)
図中の数字は石炭灰の混合率を示す。

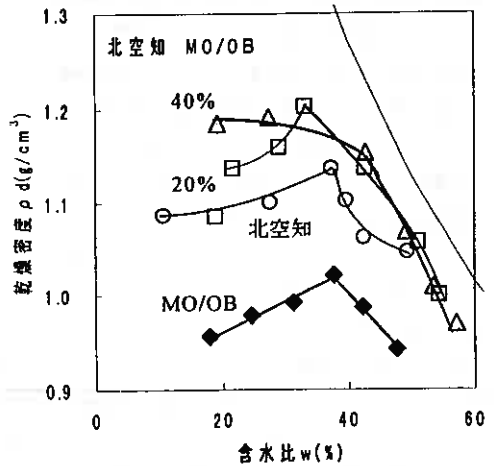


図-5 混合土の締固め曲線(北空知・MO/OB)
図中の数字は石炭灰の混合率を示す。

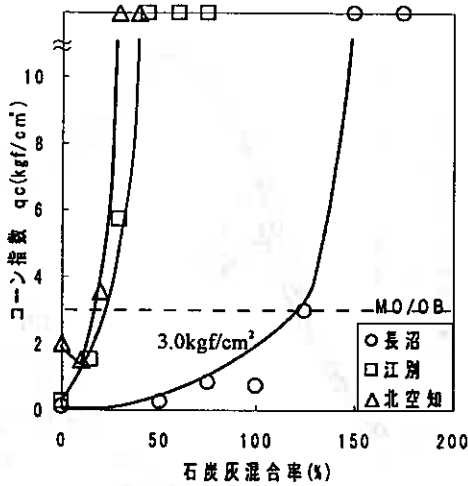


図-6 試料の違いによる混合率とコーン指数の関係

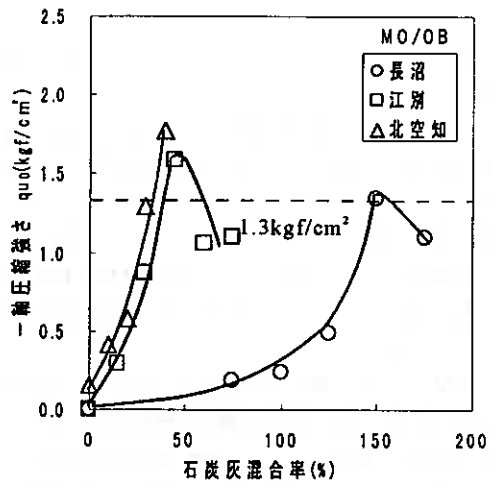


図-7 試料の違いによる混合率と混合直後の一軸圧縮強さの関係

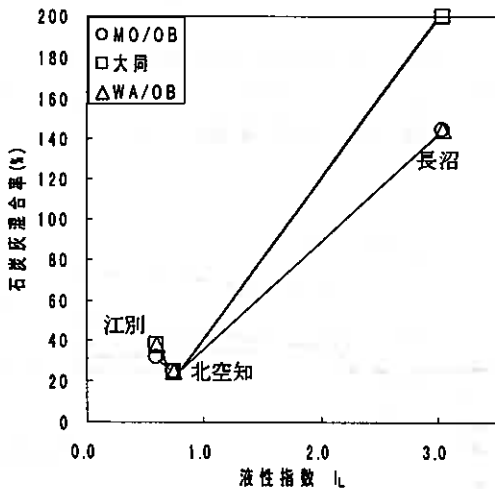


図-8 液性指数と石炭灰混合率の関係

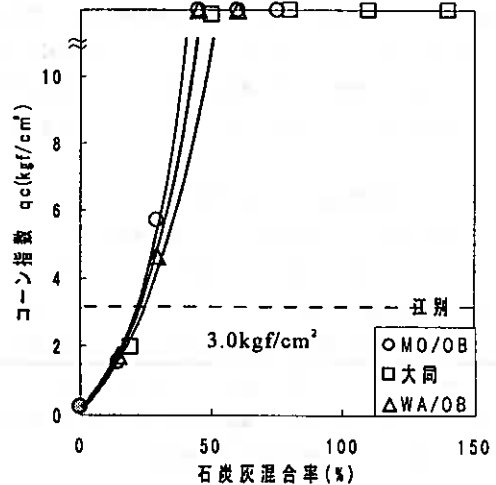


図-9 石炭灰の違いによる混合率とコーン指数の関係

の一軸圧縮強さの関係を図-7に示す。石炭灰の混合率を大きくすると一軸圧縮強さも増加し、ある混合率でピークとなる。それより混合率を大きくすると、一軸圧縮強さは小さくなる。目標を安定処理土により盛土を施工する場合の強度である7日養生後の一軸圧縮強さ 1.3kgf/cm^2 とすると石炭灰混合率は、北空知、江別はほぼ同じであるが、長沼は石炭灰混合率が非常に大きくなっている。これは、石炭灰混合率とコーン指数の関係曲線から求めた同じコーン指数を得る石炭灰混合率と同じ傾向である。

このことから、混合土の強度は対象となる不良土の性質に大きく依存するといえる。そこで、表-1の不良土の含水比と比較した。長沼は含水比が非常に高いので石炭灰混合率が大きくなるのはわかるが、江別の含水比は35.70%、北空知は62.77%と2つの不良土の含水比に差があるのに対し、目標強度になる石炭灰混合率がコーン指数や一軸圧縮強さではほぼ同じであることから、単に強度は含水比の影響だけとは限らないと考えられる。

そこで、細粒分の自然含水比状態における相対的な硬軟の度合いを示す量である液性指数と混合直後の一軸圧縮強さが 1.3kgf/cm^2 となる石炭灰混合率との関係を図-8に示す。これを見ると北空知と江別の液性指数がほぼ同じ

になっている。また、液性指数が大きくなると石炭灰の混合率が大きくなっており、石炭灰によっても混合率が異なっている。

そこで、灰による違いを確認するために江別の試料に3種類の石炭灰を混合した時の石炭灰混合率とコーン指数の関係を図-9に示す。同じコーン指数を得るための混合率ほぼ同じである。目標強度での石炭灰混合率は北空知の試料でも、ほぼ同じであるが、液性指数が大きい長沼の試料については大同炭の石炭灰混合率が大きくなっている。

同様に、江別の試料に3種類の石炭灰を混合した時の石炭灰混合率と一軸圧縮強さの関係を図-10に示す。混合率の増加に伴い一軸圧縮強さは大きくなる。一軸圧縮強さがピークとなる混合率があり、それ以上混合率を大きくすると一軸圧縮強さは小さくなる。江別と北空知の試料については、ピークとなる混合率よりも小さい範囲では、どの石炭灰でも混合率と一軸圧縮強さの関係がほぼ等しくなっている。長沼の試料では、同一強度を得るための大同での石炭灰混合率が他の石炭灰より大きい。また、石炭灰の種類により一軸圧縮強さのピーク値は異なり、MO/OB、WA/OBがほぼ同じで、大同が大きい。これは全ての不良土についていえる。したがって、不良土だけでなく、石炭灰の性質も強度に影響を与えるといえる。

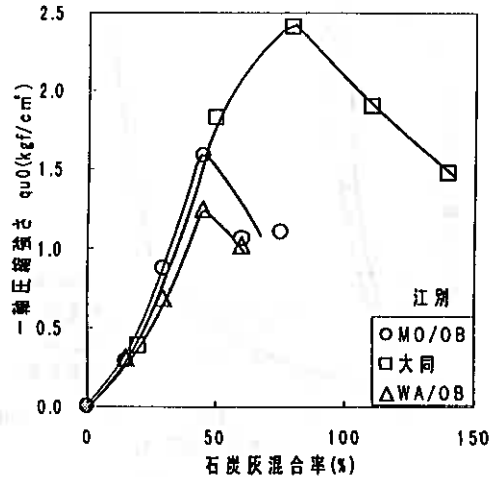


図-10 石炭灰の違いによる混合率と混合直後の一軸圧縮強さの関係

3.2.2 時間経過による強度変化

時間経過による強度変化を一軸圧縮強さにより求めた。江別の試料にWA/OBを混合した時の養生日数と一軸圧縮強さの関係を図-11に示す。石炭灰混合率15%の試料以外は、時間の経過により一軸圧縮強さが増加している。また、他の不良土と石炭灰でも同様であり、混合率が低く一軸圧縮強さが低いもの以外は、時間とともに一軸圧縮強さが増加する。

不良土のみでは時間経過による強度発現はないことから、混合土の強度発現は石炭灰によるものであり、この特性を取り入れた有効利用も可能である。

この時間経過による含水比の変化を確認した。図-12に混合直後と7、28日養生後の含水比の関係を示す。混合直後の含水比と比較して7、28日養生後の含水比は、ともに減少しているが、7日と28日養生後の含水比には大きな差はなく、7日までに含水比に影響する何らかの反応、すなわち強度を増加させる反応が発生したと考えられる。

また、強度発現を期待する材料として利用する場合には、混合直後の一軸圧縮強さから7、28日養生後の一軸圧縮強さの推定ができれば合理的な設計ができる。そこで、石炭灰混合直後と7、28日養生後の一軸圧縮強さの関係を図-13に示す。混合直後と7、28日養生後の一軸圧縮強さを比較すると7日養生後では混合直後の1.4倍、28日養生後では2.0倍となっている。また、7日養生後の一軸圧縮強さに対する28日養生後の一軸圧縮強さの比は1.4倍程度である。

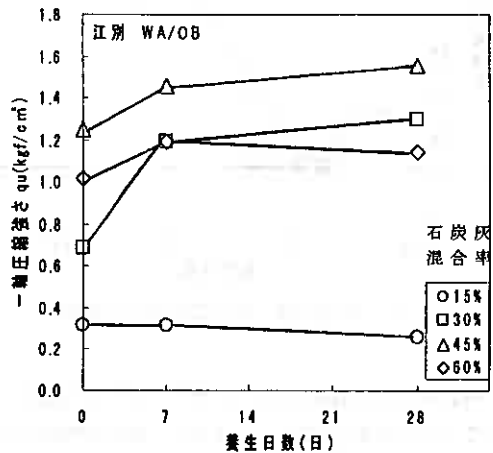


図-11 時間経過による一軸圧縮強さの関係

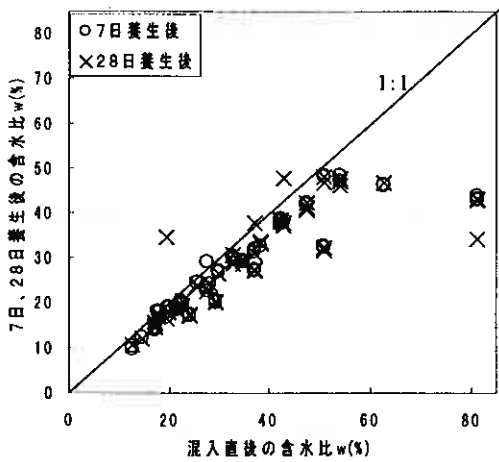


図-12 混合直後と7、28日養生後の含水比の関係

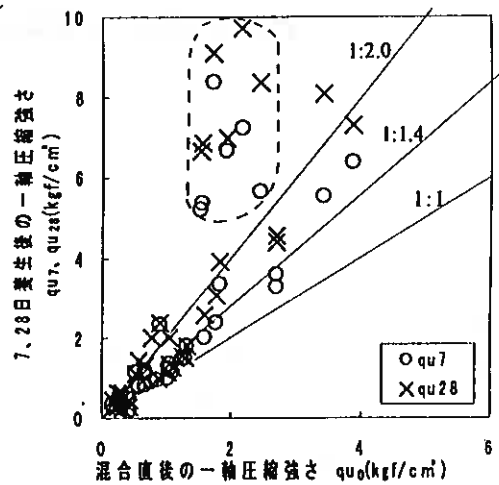


図-13 混合直後と7、28日養生後の一軸圧縮強さの関係

これらの線と大きく異なる点線内の点は、混合率と混合直後の一軸圧縮強さの関係図において、石炭灰を大同としたときの混合率が一軸圧縮強さのピークとなる石炭灰混合率よりも大きな混合率とした場合である。不良土と大同炭の混合土は他の石炭灰との混合土よりも大きな一軸圧縮強さとなり、石炭灰の性質が関係している。

4. まとめ

基本物性試験、強度試験の結果をまとめると次のことがいえる。

- (1) 高含水比の不良土に石炭灰を混合することにより、含水比を低下させることができ、コーン指数、一軸圧縮強さなどの強度特性も改善できる。
- (2) 高含水不良土と石炭灰の混合土の強度は、不良土の性質と石炭灰の種類により変化し、対象とする不良土と石炭灰の組み合わせには最適な混合率が存在する。
- (3) 高含水不良土に石炭灰を混合した土は、時間経過とともに強度増加を期待できる。さらに、石炭灰のなかにはこの強度増加の著しいものがあることがわかった。

5. あとがき

今回の試験により、石炭灰は不良土を有効利用できる材料に改良できるものであることがわかった。今後、不良土と石炭灰のどの性質が強度に影響を与えるのかを検討したい。また、必要強度を得ることのできる混合率を求めるための方法を見いだしたいと考えている。

<参考文献>

- 1) 片岡哲之、岡本敏郎、田中幸久: 石炭灰の土工材料への有効利用に関する実験的研究—締固めた石炭灰の工学特性—, 第20回土質工学研究発表会, 昭和60年6月
- 2) 北海道開発局土木試験所土質研究室: 石炭灰の強度特性の改良について, 昭和61年3月

深層および浅層混合処理工法の併用による改良率の低減について

ダイシン設計㈱ ○正会員 福内 久
正会員 恒川 晃
川端 達雄
北海道建設部 小原 賢哉

1. まえがき

本報告は、石狩地区高等学校新築工事にともなって施工された敷地造成工事のうち、バス回転場の軟弱地盤対策工として採用された深層および浅層混合処理工法の併用工法とその効果について述べるものである。バス回転場は、前庭部の端部に位置し、 30×70 mの広さを占めるが、市道との取付の関係から施工高が制約され、 $GL + 0.3 \sim 0.5$ mの低盛土となっている。造成地一帯の地盤は後述するように、泥炭と粘性土からなる超軟弱地盤であり、残留沈下の低減と車輛荷重による路床部の安定確保のための対策工が必須である。

泥炭地盤の盛土対策工としては、土構造物としての規格や水準に対応して、杭等を用いた構造的対策工や地盤改良が採用されているが、当該造成地のような極めて低い盛土では、路床部の支持力確保がとくに問題になるため、対策工選定に当って十分考慮する必要があった。対策工については、置換工法、プレロード工法、構造的工法、混合処理工法などについて検討したが、時間的制約、プレロードに流用する土量不足、泥炭排土の困難さおよび周辺地盤への影響などから深・浅層混合処理工法の併用工法が採用されるに至った。浅層混合処理により、路床部の支持力を確保するとともに、表層部の強度増加を考慮して深層混合杭への応力集中を増大させ、改良率の低減を計った。

2. 造成工事の概要と土層構成

工事箇所は、札幌市中心部から北東に9 kmの白石区米里に位置する。かつて野津幌原野と呼称されたこの付近一帯は、厚別川や野津幌川が蛇行を繰返した氾濫原の一隅に当り、河川運積土であるシルトや粘土を泥炭が覆ういわゆる後背地としての地貌を呈する。土質調査によれば5.5 m前後の厚さで堆積する泥炭層の下部には、細砂、シルト、粘土が互層状をなして続き、深さ1.8 m付近に至っては火山灰に変わり支持力的

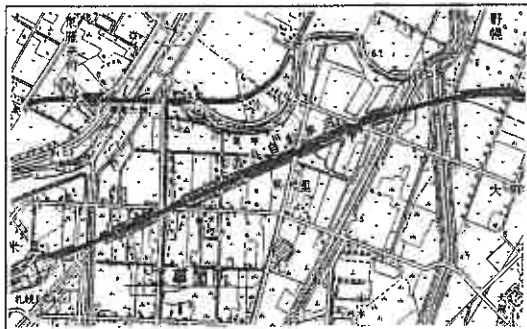


図1. 工事箇所位置図 (5万分の1地形図より複写)

条件が良くなってくる。1.8 m以浅の土性は、図4に示したように泥炭層をはじめいずれも極めて軟弱な物性を示して、基礎地盤としては不利な条件下にある。こうした低湿軟弱地盤上に学校敷地として一定の水準を確保するために図3の盛土が造成されたが、当該バス回転場はこれら造成地の南端部に位置する。回転場の舗装構成と現地盤との関係を図4に示した。

Reduction of Improvement Ratio for Deep Mixing Method by means of Shallow

Soil Stabilization - : Hisasi FUKUCTI, Akira TUNEKAWA, Tatu KAWABATA (Daisin Consultant Co.), Kenya OBARA (Government House and City Department, Hokkaido)

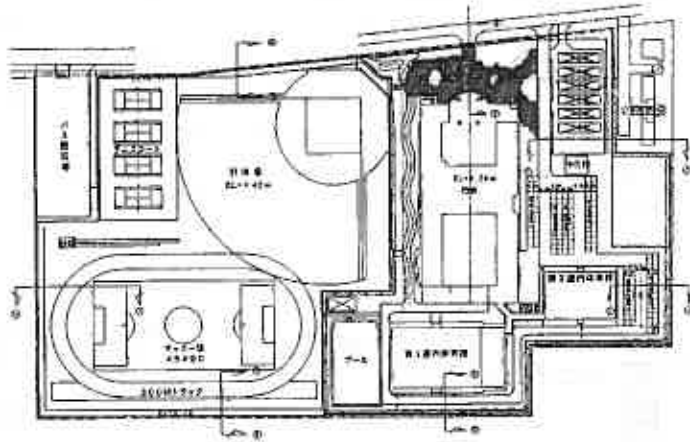


図3 石狩地区高等学校敷地造成図

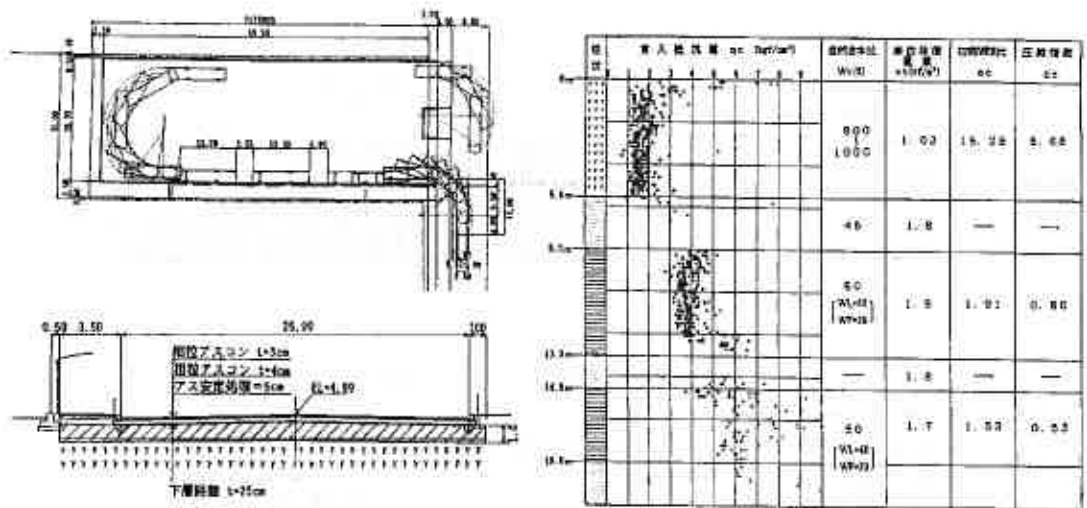


図4. バス回転場の舗装構成と土層分布の関係

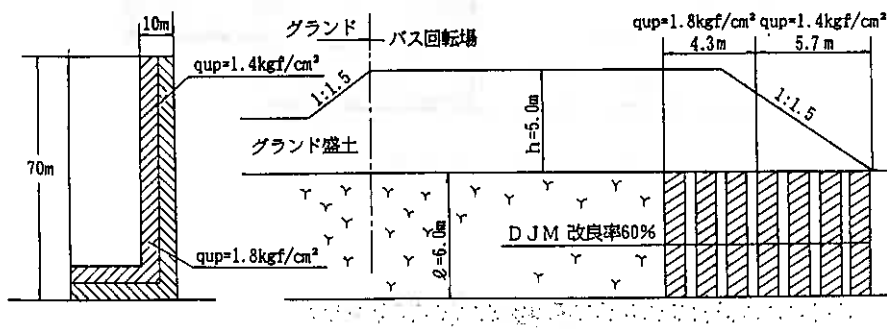
3. 工法諸元の決定

工法検討の結果、深層および浅層混合処理工の併用工法が最適であるとの結論に至ったが、ここではこれらの経緯と工法諸元の検討について述べる。

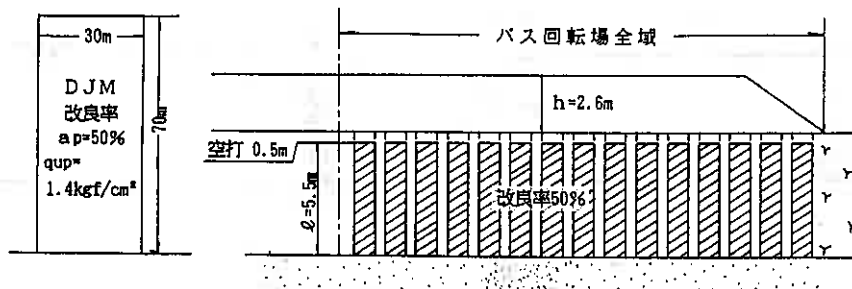
まず、杭で舗装体を支持させる構造的工法については、輪荷重の分散をはかるための路体が必要となることと凍上抑制層の形成などのために表層部の泥炭を掘削排土しなければならない。最近の情勢では、泥炭を

捨土する場所を確保することが極めて困難であることに加えて、グラント部盛土との接合に問題が生じることが懸念されるなどの理由で構造的工法の採用は不可能となった。泥炭を排土することなく、低盛土の舗装体を築造するには地盤改良以外に採り得る工法は見当たらない。したがって、当該地で対象となる対策工は、①深層混合処理による部分的改良とプレロード工の併用工②深層混合処理による全面改良とプレロード工の併用工③深層および浅層混合処理工の併用工のいずれかであると判断された。これらの各工法の諸元、施工法の検討に当っては、時間的制約下（約1年）における路床支持力の確保と残留沈下（30cm）の低減、周辺地盤への影響の抑制と経済性などに配慮した。最終的に採用し得る工法の概要は図5のとおりである。各工法の諸元について直接工事費を試算した結果、①：②：③=1.08：1.27：1.00となり、経済性の観点から③の工法を採用することとした。

①深層混合処理による部分改良とプレロード工の併用工法



②深層混合処理による全面改良とプレロード工の併用工法



③深層および浅層混合処理工の併用工法

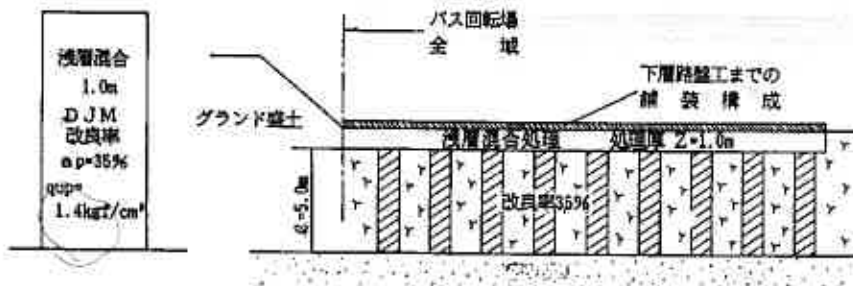


図5. 3工法の施工諸元概要図

③の併用工法が経済的に有利になった要因は、深層混合処理の改良率を通常よりも低い3.5%に押さえたことにある。これは改良杭への応力集中の評価と密接に関連する土質工学上の重要な問題を包含していると考えられるので、これらの詳細について以下に触れる。

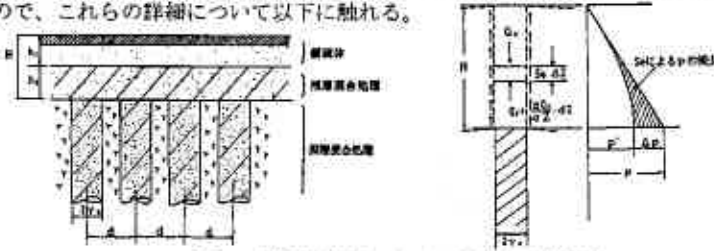


図6. 併用工法③における応力集中概念図

図6を参照して内部摩擦角 (ϕ_b)、粘着力 (C_b) を有する盛土体 (H) の下に改良杭が施工された状態を想定する。改良杭と周辺部では剛性の差によって、杭直上部円筒面に摩擦力が働き、その分周辺部の鉛直応力が減少することになる。このような状態は、剛性の高い管やカルバートが地中に埋設された時の土圧を評価する場合と類似している。

$$\text{円筒面に作用する摩擦応力} \quad Se = \frac{1 - \sin^2 \phi_b}{1 + \sin^2 \phi_b} \cdot \tan \phi_b \cdot p' + C_b \quad (1)$$

$$Se \text{ による円筒体の圧縮力} \quad Q_i = 2\pi r_o \frac{1 - \sin^2 \phi_b}{1 + \sin^2 \phi_b} \cdot \tan \phi_b \left\{ \int_0^H pdz - \int_0^H \Delta pz \right\} + 2\pi r_o \int_0^H C_b dz \quad (2)$$

結局、 Se による鉛直応力の減少分 Δp_i は、 $Q_i / (1 - \alpha)d^2$ に等しく、 $\int_0^H \Delta p \cdot dz \approx (1/3)\Delta p \cdot H$ とすれば、

$$\int_0^H \Delta pz = \frac{Q_i \cdot H}{3(1 - \alpha)d^2}, \quad \int_0^H pdz = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2, \quad \int_0^H C_b dz = C_b \cdot H$$

となる。ここには α はいわゆる改良 ($\alpha = \pi r_o^2 / d^2$)である。これらの関係を用いて(2)式に代入すると、

$$Q_i = 2(\alpha \pi)^{1/2} d \cdot \eta \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 - \frac{Q_i H}{3(1 - \alpha)d^2} + \frac{C_b \cdot H}{\eta} \right) \quad (3)$$

$$\eta = \frac{1 - \sin^2 \phi_b}{1 + \sin^2 \phi_b} \cdot \tan \phi_b, \quad 2\pi r_o = 2(\alpha \pi)^{1/2} \cdot d$$

Q_i による改良杭の増加応力(p_i)は $Q_i / \alpha d^2$ であるから、

$$p_i = \frac{3(1 - \alpha)(\pi / \alpha)^{1/2} \cdot \eta (pH + 2C_b H / \eta)}{3(1 - \alpha)d + 2(\alpha \pi)^{1/2} \eta H} \quad (4)$$

改良杭への全直応力 (p_p) は、 $p + p_i$ であるから、

$$\frac{p_p}{p} = 1 + \frac{\left(\frac{1}{\alpha} - 1\right) B (1 + 2\chi)}{1 + \frac{2}{3} B - \alpha} = I_p < \frac{1}{\alpha} \quad (\text{杭応力比}) \quad (5)$$

$$\boxed{(\alpha \pi)^{1/2} \cdot \eta \frac{H}{d} = B}$$

$$\boxed{\frac{C_b}{\eta \cdot p} = \chi}$$

一方、改良杭周辺素地部の全直応力(p_c)は、 $p \cdot Q / (1 - \alpha) d^2$ であるから、

$$\frac{p_c}{p} = 1 - \frac{B(1+2\chi)}{1 + \frac{2}{3}B - \alpha} = I_c \quad (\text{素地応力比}) \quad (6)$$

結局 p_r/p_c で定義される応力分担比 (n) は、(7) 式で示される。

$$n = 1 + \frac{B(1+2\chi)}{\alpha \{1 - \alpha - B(\frac{1}{3} + 2\chi)\}} \quad (7)$$

当然ながら n は、(7) 式から理解されるように、改良率 (α)、摩擦角函数項 (η)、盛土厚杭間隔比 (H/d)、粘着力応力比 (C_b/p) などから構成されるパラメータ (B, χ) によって支配される。したがって (7) 式を適用して n を合理的に評価するには、改良杭上の盛土部に対する諸定数 (ϕ_b, C_b, γ) を適切な土質試験によって決定することが必要になる。

バス回転場の舗装および、車輛荷重に対する泥炭層と粘土層の圧密沈下量は、それぞれ 9.5 cm と 1.4 cm と予測されるが、残留沈下量 (S_r) 3.0 cm 以下を確保するためには深層混合処理工を施した泥炭層の沈下量を 1.6% 以下に低減する必要がある。図 7 は沈下低減式を適用した場合の n と S_r の関係であり、これより所要の n は $\alpha = 0.35$ に対して 1.6 ~ 2.0 の範囲に包含される。なお、粘土層については処理工を施さないの沈下低減は考慮していない。

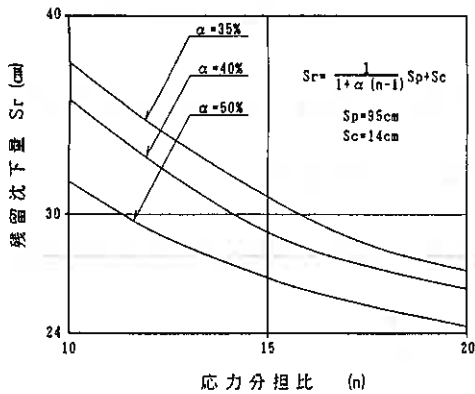


図 7 残留沈下量 (S_r) と応力分担比 (n)

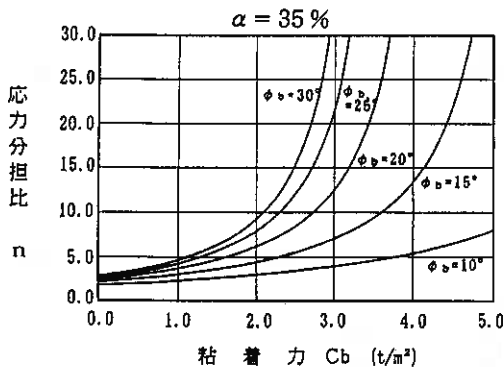


図 8 盛土材のせん断定数と応力分担比 (n)

n の所要値 1.6 ~ 2.0 を得るために、必要な盛土材のせん断定数は、(7) 式を適用して図 8 の関係となり、これより $\phi_b = 15^\circ$ ($C_b = 4.4 \text{ t/m}^2$) ~ 30° ($C_b = 2.7 \text{ t/m}^2$) の範囲になる。深層混合処理杭への応力集中を増大させて沈下低減を計り、路床支持力を確保する上から、泥炭層上部 1 m の安定処理は極めて重要となる。

以上の検討を経て③の併用工法の諸元をつぎのように決定した。

〔深層混合処理工、D J M〕

- ・ 固化材 アースタイト 201B ($q_{sp} = 1.4 \text{ kgf/cm}^2$)
- ・ 改良杭径 1.0 m 杭長 5.0 m、ピッチ 1.5 m
- ・ 改良率 (α) 35%

〔浅層混合処理工〕

- ・ 固化材 アースタイト 201B
- ・ 添加量 250 kg/m^3 (砂 20% 混合)
- ・ 改良厚 泥炭層上部 1 m
- ・ 混合方法 履帯式スタビライザによる

当併用工法の成否は、想定した改良効果の実現できるかどうかで左右される。とくに n を通常より大きく評価し、 α を低く押さえた経緯から試験施工によって混合方法の良否や改良効果を確認することが必須であると判断した。

4. 浅層混合処理工の試験施工による改良効果の確認

混合処理工の施工に当っては、予め室内配合試験を実施するのが一般であるが、泥炭のように高繊維質の材料では室内と現地との混合条件が大きく異なり、室内配合試験結果の信頼性は低いと考えなければならぬ。したがって慎重を期するためには、実施工と同一条件下における改良効果を確認する必要があると判断した。写真1,2および3は、バス回転場敷地の一部において実施した試験施工の状況である。当初、混合をバックフォースタビライザーで行なったが、改良深度1mの確保に難点が認められたため、ドーザスタビライザー（改良深さ1.2m、混合能力100m³/hr）に変更した。



写真1. 固化材の敷均し



写真2. ドーザスタビライザーによる混合



写真3. 転圧・締固め

混合作業後に行なう転圧・締固めは、作業機械のトラフィックビリティー確保のため通常コーン貫入抵抗値が3kgf/cm²になるのを目安として実施するが、当試験施工の場合においては混合後5時間経過した時点で転圧可能となった。改良ゾーンの処理効果の確認は、コーン貫入試験、サンプリング供試体による一軸および三軸圧縮試験によることとし、処理後から28日経過時（材令）までの強度を測定した。図9は、固化材添加量を、250および300kg/m³で混合した改良土（泥炭）の材令と強度の推移である。材令7日においては、一軸圧縮試験のほかに三軸圧縮試験（UU）によるせん断定数を測定したが、強度は材令とともに増加していくことが確認された。なお、このような強度の顕著な増加は800～1000%の自然含水比が混合処理によって100%以下

（材令7日）に減少する結果においても裏づけされるものである。また、改良厚1mの範囲における混合のムラとこれにともなう強度のバラツキの傾向を把握するために、表層部（上）、中間部（中）および下層部（下）での一軸圧縮強度を比較したが、相互のバラツキは5%程度でありほぼ均質に改良されていることが判明した。1mの範囲が所期の強度で均質に改良されることが当該併用工法の妥当性を左右することにかんがみ、本施工においてもこれらについて確認することとした。

以上の試験施工から得られたデータを検討した結果、固化材（アースタイト201B）を用いる浅層混合処理工の添加量は、砂20%を混入することを条件として250kg/m³で所期の路床支持力と沈下低減を確保することができるとの結論に至った。

なお、深層混合処理工についても、試験施工と併行して改良杭の強度確認を実施したが、これらについては妥当な結果が得られているので報告は省略する。

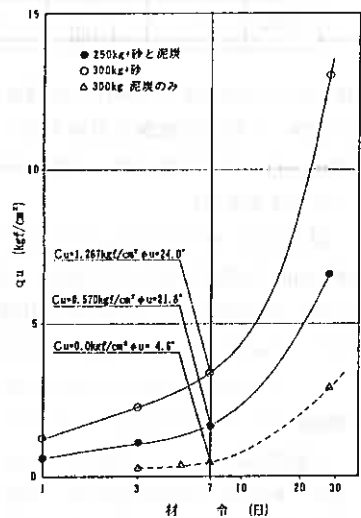


図9 固化材添加量と一軸圧縮強度 (改良厚上中下3個の平均値)

表1 ①固化材250kg/m³+砂20%供試体の凍上試験

供試体番号	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	凍上半 (%)	凍結様式	判定
1	86.2	1.364	0.733	2.3	1	合格
2	95.1	1.324	0.679	6.7	2	要注意
3	86.8	1.367	0.734	7.3	2	要注意
4	93.7	1.347	0.695	5.7	1	合格
平均値	90.3	1.351	0.710	5.5	—	総合判定 要注意

(凍上様式・判定は道路土工排水工指針による)

表2 固化材250kg/m³+砂20%
供試体材令7日の一軸圧縮強度

位置	qu (kgf/cm ²)	\bar{qu} (kgf/cm ²)	破壊歪み (%)
上	1.88	1.67 (1.05)	1.61 [#]
	1.62		2.57
	1.51		3.10
中	1.60	1.53 (0.94)	1.77
	1.53		1.93
	1.46		1.34
下	1.82	1.64 (1.04)	3.93
	1.69		2.64
	1.41		2.53
平均	—	1.61 (1.00)	—

5. 本施工における管理試験

本施工は、改良強度の発現が予想以上に早く、全体としては順調に進行したが、深層混合処理工の施工にとまなう過剰水圧が残存している場所があって、一部の箇所では湧水処理のトレンチ等が必要となった。また、泥炭地盤上に直接スタビライザーが走行して原位置混合することは不可能であるため、20～30cmの敷砂を必要としたが、これは固化材と砂の混合を前提とする今回の仕様と符合して好都合となった。

本施工の管理は、改良層厚と強度発現の確認、路床支持力の確保および不陸発生の有無などを調査するために、サンプリング供試体による一軸圧縮試験のほか、現場CBR試験、平板載荷試験を実施するとともに、素地と改良杭(D.J.M)上における路床面の沈下を継続して観測した。尚、慎重を期して当初計画になかったプレロードを1mの盛土で行った。

(写真4差参照)

図11は、材令7日および28日の一軸圧縮強度(qu)を整理したものである。両材令のquは、いずれも所要強度1.4kgf/cm²を超過しており、満足すべき結果となっている。また図12に示すように、quの深さ方向の分布から見ても、混合処理層内でのバラツキはあるものにとくに問題視すべき脆弱部はないようである。quの深さ方向の変化で特徴的と思われるのは、下部の値が上部のそれよりも幾分か大きいことであり、この傾向は混合処理層によって改良杭への応力集中を増大させることに対してむしろ有利な性状といえるであろう。

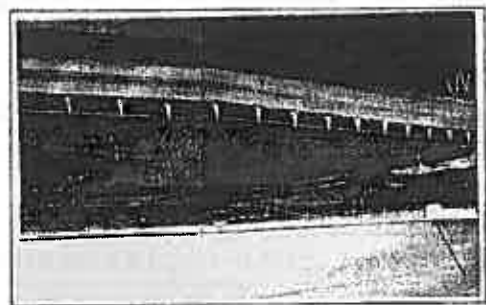


写真4 地盤改良工事が完了したバス回転場

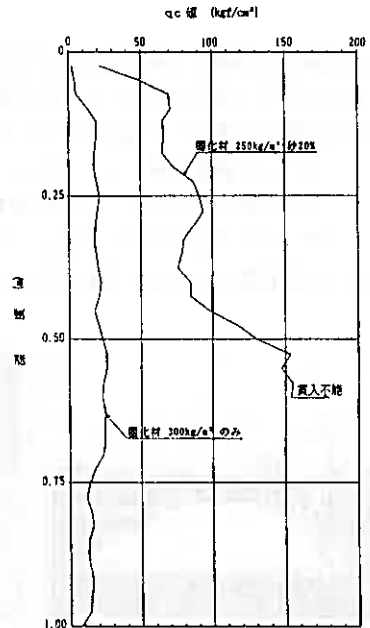


図10 混合処理のqc分布

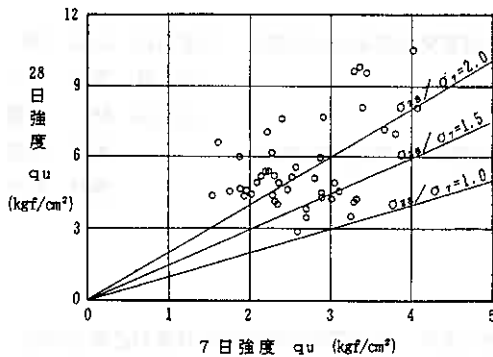


図 1.1 材令 7 日と 28 日の q_u の関係

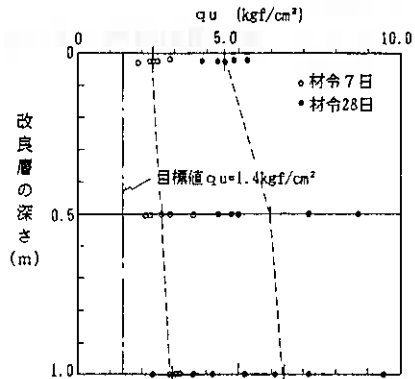


図 1.2 改良層中の q_u の分布

いずれにしても、本施工で得られた処理層中の q_u は、試験施工時に得た強度よりも高い値を示しており施工規模が大きくなることにより泥炭土と固化材の混合度が向上するものと判断される。

表 3 は、表層部の現場 CBR 値であるが、平均値で 18% となっており所要の路床 CBR 値 3% を充分満足するものである。また、表 4 には素地部と改良杭部における沈下推移を示したが、測定結果では大きな不等沈下は認められなかった。

表 3 現場 CBR 試験結果

試験箇所	CBR 値 (%)			
	1	2	3	平均
1ヤード	10.2	18.0	8.0	12.1
2ヤード	15.3	29.9	38.0	27.7
3ヤード	21.2	19.3	8.8	16.4
平均	—	—	—	18.7

表 4 改良地盤の沈下推移 (プレロード砂 1 m)

年月日	位置	改良杭部	素地盤	改良杭部
		(cm)	(cm)	(cm)
11/11		0	0	0
11/22		0.6	0.3	0.6
11/28		3.0	1.1	2.4
12/5		3.6	2.3	3.3
3/20		4.1	2.7	3.7
4/11		4.1	2.8	3.8

6. むすび

浅層部の改良効果を深層部の改良に反映させて経済性を高めるには、混合改良杭への応力集中について浅層部の剛性を考慮した評価が必要と思われる。ただし改良率 (α) の低減については、浅層部の曲げ破壊や不等沈下に対する検討を十分行う必要がある。

また泥炭地での施工上の問題として、施工機械のトラフィカビリティー確保や固化材混合度を向上させるために、砂を添加することが極めて有効であることが今回の施工でも確認することができた。

今回併用した泥炭土の混合処理工法については、これまでの施工例が多くはないので設計・施工上解決されるべき問題も少なくない。本報告がこれらについて何らかの寄与ができるならば幸いである。

—参考文献—

セメント系固結材による地盤改良マニュアル (社団法人セメント協会), 泥炭地盤工学 (能登繁幸著), 泥炭性軟弱地盤対策工指針 (北海道開発技術センター監修)

高圧噴射攪拌工法の施工に伴う河川堤防の変状

北海道開発局開発土木研究所 ○正会員 山口 悟
正会員 西川 純一
正会員 林 宏規
北海道開発局網走開発建設部 渡辺 秀紀
西村 弘之

1. はじめに

河川堤防の地震による液状化被害は、破堤に及ぶ可能性もあり、対象箇所では早急な対策が必要となる。網走川大曲の河川堤防(鋼矢板護岸による特殊堤)も「河川堤防耐震点検マニュアル・解説」¹⁾に基づく調査により、地震時の液状化発生に伴い、堤体部および鋼矢板護岸とも安定性が確保できず、液状化対策²⁾が必要と判断された。

この現場における液状化対策工事の際、施工ヤードが狭い、堤体部や鋼矢板護岸への変状を最小限に抑えることができるなどの条件にあった工法を選択する必要があった。検討の結果、機械重量が軽く、施工による発生変位量が最も少ない高圧噴射攪拌工法による地盤改良が選定された。しかし、高圧噴射攪拌工法においても施工により変位の発生がみられることから、仕様の異なる改良柱体の施工および打設手順の工夫による変位抑制の検討を行った。同時に、セメント量を減じた経済的な施工についても検討を行った。

2. 工事概要

大曲築堤は、網走川下流の網走湖とオホーツク海を結ぶ区間、網走川河口より約6.0km遡った右岸に位置する(図-1)。堤外地が網走国定公園と隣接し、堤内地には市の公営住宅群が隣接している。また、国道39号やJ R石北本線とも隣接しており、築堤での新たな工事には手狭な条件となっている。

この築堤は、前面の鋼矢板と控えH型钢とをタイロッドで結んだ、特殊堤である。地盤の上層部はN値が10以下と緩い状態であり(図-2)、液状化抵抗率(FL)から鋼矢

板護岸背面のW.L. -1~9m、鋼矢板前面のW.L. -3~9mが液状化層と判定された。地震時に砂質土層が液状化した場合、堤体および鋼矢板護岸とも安定性が確保できず、液状化対策が必要と判断された。

当該現場における制約条件を含めて対策方法を検討した結果、改良幅 $W=6.0\text{m}$ 、改良長 $H=10.0\text{m}$ 、改良率80%の地盤改良(図-3)を行うと、所要の安定が確保できることがわかった。地盤改良の工法としては、深層混合処理工法の中から、機械重量が軽く、発生変位が最も少ない高圧噴射攪拌工法が選定された。しかし、

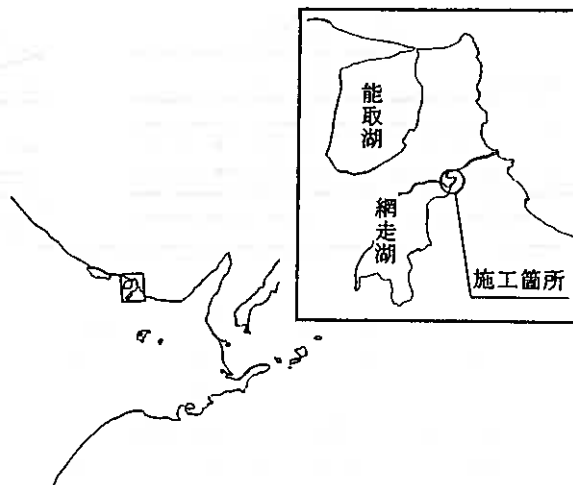


図-1 施工位置図

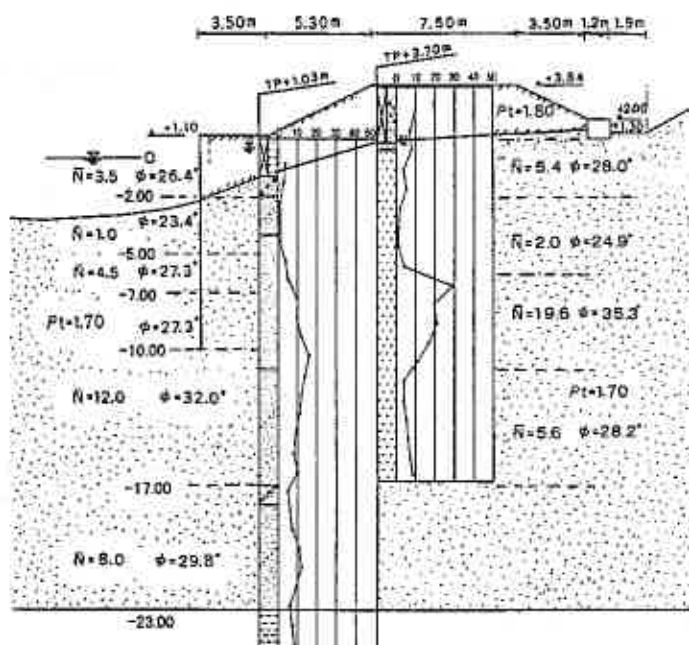


図-2 当地区の土質柱状図

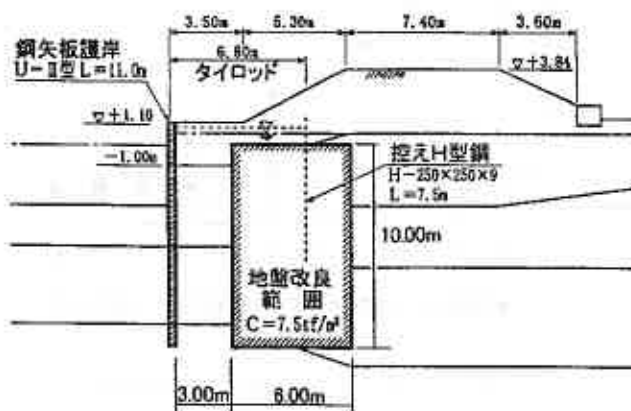


図-3 築堤の地盤改良横断面図

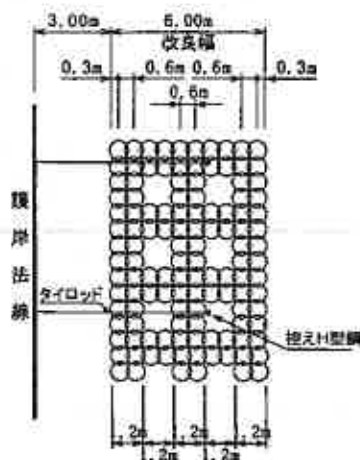


図-4 地盤改良平面図

鋼矢板護岸と改良柱体が3mまで近接し、地盤改良範囲に控えH型钢が存在している(図-4)ため、鋼矢板護岸の変状が懸念された。そのため、変位の発生をさらに小さくするため、事前に排土を行う工法の採用も検討されたが、築堤の安全を確保できない可能性があるため見送られた。そこで、変位を抑える目的で、ふとん管と植生土のう(W=3.0m, H=4.0m)が鋼矢板護岸の前面に設置された。

3. 改良柱体の仕様と水平変位

この現場での地盤改良の施工にあたっては、鋼矢板護岸への影響を極力小さくすることが求められる。そこで改良柱体を形成する際の施工仕様を変えることによって、この影響を小さくする条件を調べた。これは、

鋼矢板護岸に一番近接する改良柱体配置位置において、仕様を変えた21本の柱体を護岸から等距離に施工し、鋼矢板護岸頭部の水平変位を計測するものである。各柱体は互いの影響を排するように十分な間隔を保った。共通する施工条件は、使用するセメントが高炉B種、セメントスラリーの注入量が $0.08\text{m}^3/\text{分}$ である。仕様を変えた条件は、水セメント比(1.5と2.0)、削孔水の有無、噴射時間(2.5~5.0分/m)である。

噴射時間と施工翌日に測定された護岸の水平変位の関係を整理すると(図-5)、噴射時間が長いほど護岸の水平変位も大きい傾向がある。これは噴射時間が長いとセメントスラリーの注入量が多くなるためと解釈される。また、水セメント比1.5の改良柱体の方が2.0のそれより水平変位が小さい傾向がみられる。粘性の小さいスラリーの方が地盤内に浸透しやすいという可能性が考えられる。さらに、噴射時間の短い場合には、削孔水を用いた施工の方が、用いない場合より変位が小さい。これは削孔水が存在することにより施工中に排泥が進むためと考えられる。

施工した仕様の中では、噴射時間2.5分/m、水セメント比1.5、削孔水を用いる場合がいちばん護岸の水平変位が小さかった。実際の施工においてもこの仕様に近づけるのが地盤の変位を抑制する上で望ましいが、より経済的な水セメント比2.0の改良柱体でも許容できる変位に留まっており、形成された改良柱体自体も所要の改良径、改良強度を満たしていた。そこで、その後の実施工ではこの水セメント比2.0が採用され、噴射時間2.5分/m、削孔水を用いて排泥を行うこととされた。

4. 地盤の変位を抑制した施工手順

今回の検討以前に施工が済んでいた区間では、改良柱体の打設は分散的に行なわれ、打設毎に鋼矢板護岸頭部の3点で水平変位が計測されていた(図-6)。

打設位置は、護岸に近い方から築堤横断方向に順に、1から10の番号が付されて表現されている。この計測では、鋼矢板護岸に近い

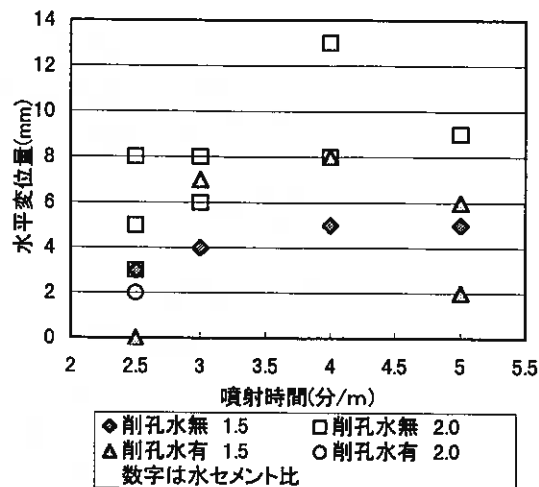


図-5 噴射時間と護岸の水平変位量

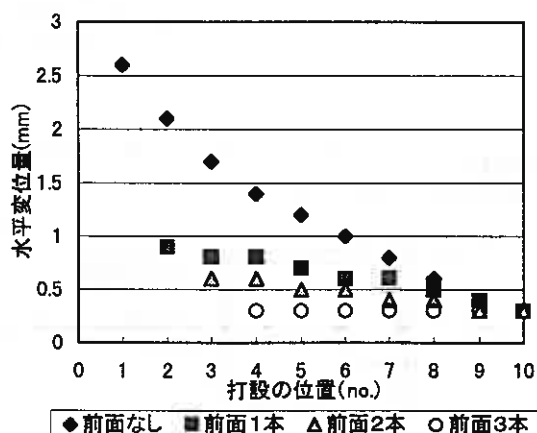


図-6 分散施工の際の改良柱体打設位置と護岸の水平変位量

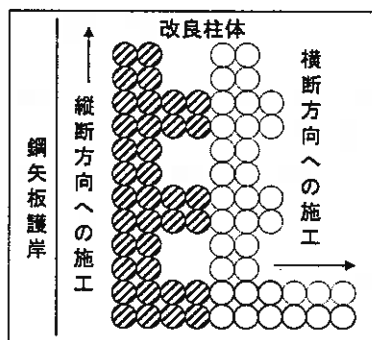


図-7 改良柱体の打設手順

位置に改良柱体が打設されるほど水平変位が大きくなっており、とりわけ護岸側に打設済みの柱体がない場合は、ある場合に比べてかなり大きな変位を示している。既に打設された改良柱体の内側（護岸とは反対側）に打設される場合は、既存の改良柱体が存在するために新たな変位が小さくなっているとみられる。

今回の施工では、過去の施工結果と施工仕様決定の経過を踏まえ、矢板護岸にできるだけ変位を与えない施工順序として、鋼矢板護岸にいちばん近い改良柱体列を築堤縦断方向に打設し、堤内地側に順次1列毎に壁を設けていくかのような施工手順とした。

施工に伴う護岸の水平変位の許容量については、「災害復旧工事の設計要領」⁹⁾における地震時の許容変位量75mmを参考に、その80%の60mmを設定した。ただし、前述の改良柱体の仕様試験を実施現場で行っていたため、引き続いて実施工に移る時点で、10数mmの変位が既に発生していた。1列目の施工を終了した段階で鋼矢板護岸の変位は25mm、2列目が終了した時点では累積30mmに増加し、3、4列目終了時点では累積50mmに達した。このように比較的大きい変位が発生したのは、改良柱体列の形成による地盤変位抑制の効果が何らかの理由で当初の期待ほどではなかったためと考えられる。この時点で以後の施工を横断方向に実施する(図-7)ように計画を変更した。これは護岸から逐次離れる方向に施工することにより、地盤の変位が大きく表れないことを期待したものである。その結果、施工終了後の最終的な変位は累積70mmであった。目標の60mmを越える結果となったが、先の75mmに対しては収まる数値であった。ただし、今回の施工は、地盤の変位の抑制に対して最も効果的な施工順序について、さらなる検討の必要性を示した。

5. まとめ

試験施工と本施工の結果より、以下のことがわかった。

1. これまで高圧噴射攪拌工法の水セメント比は1.0か1.5による施工が一般的であったが、試験施工の結果、当該現場の砂質土地盤においては水セメント比2.0でも所要の改良径、改良強度を満足した改良柱体が形成できた。
2. 高圧噴射攪拌工法の施工に伴い発生する水平変位の抑制を目的に現場試験を実施した。噴射時間を短くし、削孔水を用いて排泥を行うことにより変位をかなり小さくすることができることがわかった。
3. 鋼矢板護岸と近接する高圧噴射攪拌工法の施工手順は、築堤から遠ざかる方向に進めることによって地盤の変位を小さくすることができるが、さらに検討が必要である。

参考文献

- 1)建設省河川局治水課：河川堤防耐震点検マニュアル・解説，平成7年3月
- 2)建設省土木研究所 耐震技術研究センター 動土質研究室：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)，平成7年8月
- 3)社団法人全国防災協会：災害復旧工事の設計要領（平成7年度版），平成7年7月

三成分コーン貫入試験機による堤防調査

北海道開発局開発土木研究所 ○ 正 佐藤厚子
正 西川純一
北野初雄
正 山澤文雄

1. はじめに

堤防は、河川の流水を一定の流路内に流下させ氾濫を防止するための重要な河川工作物の一つであり、主に盛土によって築造される。近年、河川沿岸部への人工の集中が著しく、防災構造物としての堤防の重要性が高まっている。このため、一度破堤すると、その被害は莫大なものになるので堤防の一層の安定性の向上が必要である。

北海道では、過去、周辺に分布する多様な土により堤防整備を急いできた経緯がある。このため、堤防が不均質、不規則であることが推定され、堤体の強度は不明確である。

そこで、堤防の構造を明らかにする目的で、簡易な調査法である三成分コーン貫入試験機を用いて河川堤防を調査し、過去のデータと比較した。その結果、三成分コーン貫入試験により、堤防をより詳細、簡易にしかも早く調査できることが分かった。

2. 調査方法

2.1 三成分コーン貫入試験機

調査に用いた三成分コーン貫入試験機は、オランダ式コーン貫入試験機のコーン先端部を、先端抵抗力と周面摩擦、間隙水圧を同時に測定できる電気式コーンにしたもので、貫入速度は約 2 cm/sec である。使用したコーンの構造を図-1 に示す。測定は 5 cm ごとで、その結果を判別土質名や推定 N 値とともにリアルタイムに画面表示できる装置である。

また、各データ収録後、有効土被り圧、相対密度、内部摩擦角、非排水せん断強度を自動計算するプログラムが組み込まれている。

2.2 調査箇所

調査対象箇所は、いずれも石狩川流域の堤防で、石狩市街堤、篠津築堤、砂川築堤の 3 地点で、いずれも堤内地 (cpt-1)、堤体中央部 (cpt-2)、堤外地 (cpt-3) の 3 箇所を調査した。

3. 結果

三成分コーン貫入試験機のプリントアウト例を図-2 に、深度方向ごとの先端抵抗力と周面

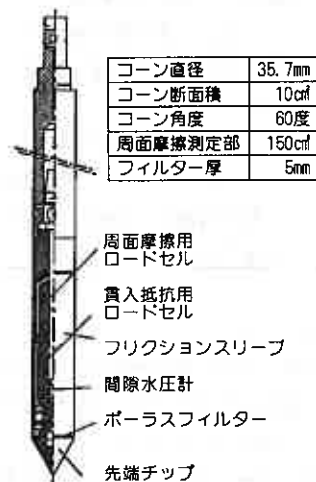


図-1 三成分コーン断面図

摩擦、間隙水圧の測定例を図-3 に示す。測定中、図-2 の各項目の数値がリアルタイムで連続的に画面表示さる。また、各項目を選ぶことにより、深さと各項目の関係図に切り替えて表

深度	先端荷重	修正先端荷重	周面摩擦	摩擦率	間隙水圧率	間隙水圧	傾斜	土質判別	推定 N 値
meters	Qc ksc	Qt ksc	Fs ksc	Fs/Qc %	Pw ksc	Pw/Qc %	l deg	SOIL TYPE	SPT
0.05	4.4	4.4	0.463	10.53	-0.00	-0.09	0.1		?
0.10	29.4	29.4	0.408	1.39	-0.01	-0.02	0.0	silty clay to clay	9
0.15	7.6	7.6	0.424	5.58	0.19	2.54	0.1	clayey silt to silty clay	8
0.20	9.5	9.5	0.433	4.55	0.23	2.39	0.1	clay	9
0.25	9.3	9.4	0.492	5.26	0.23	2.48	0.1	clay	9

図-2 三成分コーン貫入試験機プリントアウト例

Embankment Research Using Three-Sensor Cone Penetrometer Test ; Atsuko SATO , Jun'ichi NISHIKAWA , Hatsuo KITANO , Fumio YAMASAWA(Hokkaido Development Bureau)

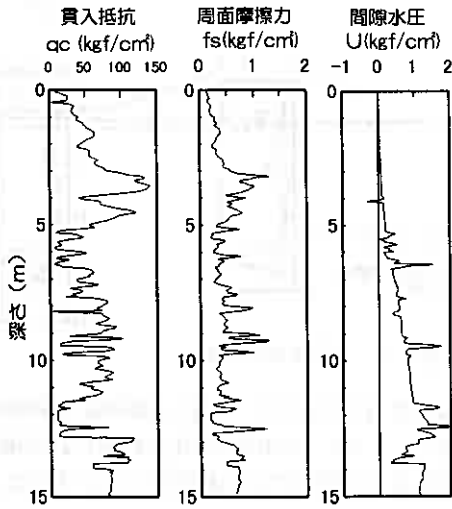
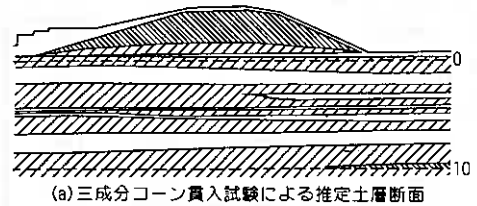
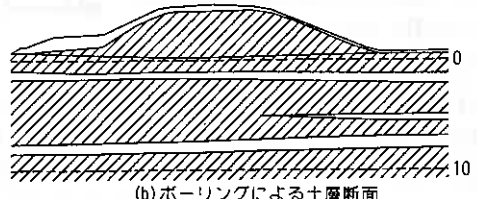


図-3 先端抵抗力、周面摩擦、間隙水圧の測定例



(a) 三成分コーン貫入試験による推定土層断面



(b) ボーリングによる土層断面

図-4 堤防断面の比較 (石狩市街堤)

示することができる。

3.1 土層断面

本調査で使用した三成分コーン貫入試験機には、先端抵抗力と摩擦率（周面摩擦／先端抵抗力）の関係より土質を分類するチャート¹⁾が組み込まれており、試験箇所²⁾の土質が推定できる。

そこで、この三成分コーン貫入試験により推定した土層断面とボーリング調査による堤防断面を比較した。図-4は、石狩市街堤の土層断面である。石狩市街堤の土層は、堤防、地盤ともに砂質土と粘性土で構成されている。三成分コーン貫入試験により推定した堤防土層断面とボーリング調査による堤防土層断面とはほぼ同じ傾向であり、三成分コーン貫入試験により簡単に土層の推定ができる。

一方、篠津築堤では、堤防の土質判定ができなかった。篠津築堤は、石狩川沿いに広く発達した氾濫原低地に位置し、泥炭地が広範囲に分布している箇所である。土層分類チャートは、先端抵抗力が1~1000Mpa、摩擦率が0~8%の範囲で土質を推定するものである。しかし、泥炭のコーン支持力は0.5~3 kgf/cm²程度²⁾、周面摩擦力が0.1kgf/cm²程度^{3) 4)}であり、チャートの適用範囲からはずれるので土質の判別が不能となった。北海道には、泥炭がかなり広く分布することから、チャートに先端抵抗力と周面摩擦力の小さい土質についての判定が可能となるような補足が必要である。

3.2 N値

標準貫入試験によるN値と三成分コーン貫入試験で得られた推定N値を比較した。3か所の堤防の堤体中央部での深さとN値の関係を図-5に示す。石狩市街堤は、材料土が砂質土、粘性土であり、三成分コーン貫入試験での推定N値は、標準貫入試験によるN値よりも若干大きめの値となっている。これとは反対に篠津築堤では、三成分コーン貫入試験の推定N値は標準貫入試験によるN値よりも若干小さめである。

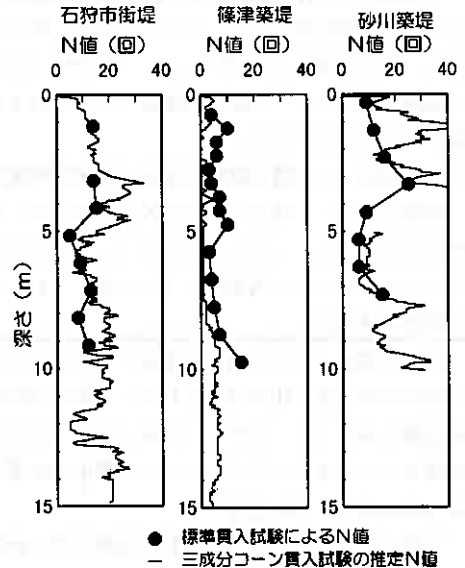


図-5 標準貫入試験によるN値と三成分コーン貫入試験の推定N値の比較

篠津築堤の土質は泥炭と粘性土が主体である。また、砂川築堤は、材料土が砂礫、砂質土、粘性土であるが、三成分コーン貫入試験の推定N値と標準貫入試験によるN値がほぼ同じとなっている。

三成分コーン貫入試験の推定N値は、先端抵抗力を過去のデータに基づいて得られている土質の係数で割って計算したものである。このデータは、外国の土質を対象として決め

られたものであるが、砂礫、砂質土では、標準貫入試験によるN値と三成分コーン貫入試験の推定N値がほぼ等しくなっているので、このデータをそのまま適用できる。しかし、北海道の泥炭や粘性土などの軟弱土では、三成分コーン貫入試験の推定N値と標準貫入試験によるN値が異なった傾向となっているので、今後、北海道の土質に合わせた係数を求める必要がある。

3.3 地下水位の推定

三成分コーン貫入試験では、間隙水圧が測定できる。その結果をもとにして地下水位を推定した。図-6は、篠津築堤のボーリングにより求めた地下水位と間隙水圧分布より推定した地下水位を示したものである。堤内地側のcpt-1でボーリングのデータよりも1m程度地下水位が低くなっているものの、標準貫入試験と三成分コーン貫入試験より求めた地下水位とはほぼ一致しており、三成分コーン貫入試験により地下水位が推定できる。

3.4 三成分コーン貫入試験による土質定数の推定

調査に用いた三成分コーン貫入試験機では、先端抵抗力と周面摩擦、間隙水圧の各データを収録後、必要な土質定数を入力することにより、有効土被り圧、相対密度、内部摩擦角、非排水せん断強度を自動計算できる。その出力例を図-7に示す。これらと実測のデータを比較した。

a) 有効土被り圧

深さと間隙水圧の分布より推定した地下水位と、土の単位体積重量とを入力することにより25cmごとの平均の有効土被り圧が計算される。3.3よりほぼ正確な地下水位を入力できるが、全土層の平均の単位体積重量を入力することから、おおよその有効土被り圧しか求めることができない。各土層ごとの単位体積重量を入力できるようなシステムの導入が必要である。

b) 内部摩擦角、相対密度

調査に用いた三成分コーン貫入試験では、砂質土のみを対象として、a)の有効土被り圧と先端抵抗力と

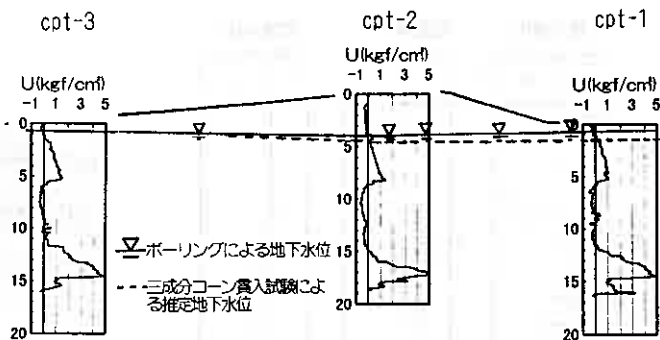


図-6 地下水位の推定

```
Operator      :k.yamauti
On Site Loc  :ishikari
Job No.      :cpt-2
Tot. Unit Wt. (avg) : 14.7 kN/m^3
CPT Date    :09-11-97 13:15
Cone Used   :578
Water table (meters) : 3
```

DEPTH (meters)	Qc (avg) (kg/cm ²)	Fs (avg) (kg/cm ²)	RF (avg) (%)	SIGU* (kPa-jgl)	SOIL BEHAVIOUR TYPE	Eq - Dr (%)	PHI deg.	SPT N	Su kPa-jg2
0.25	18.43	0.15	0.81	1.84	sandy silt to clayey silt	UNDFND	UNDFD	7	180.53
0.50	24.61	0.16	0.64	5.51	silty sand to sandy silt	60-70	46-48	8	UNDEFINED
0.75	32.69	0.19	0.59	9.18	silty sand to sandy silt	60-70	46-48	11	UNDEFINED
1.00	35.06	0.21	0.61	12.86	silty sand to sandy silt	60-70	44-46	11	UNDEFINED
1.25	42.36	0.29	0.67	16.53	silty sand to sandy silt	60-70	44-46	14	UNDEFINED
1.50	53.14	0.33	0.62	20.20	sand to silty sand	70-80	44-46	13	UNDEFINED

図-7 土質定数推定の出力例

の関係から内部摩擦角と相対密度を求めることができる⁵⁾。三成分コーン貫入試験で得られたデータと、ごく近傍でサンプリングにより得られた試料の内部摩擦角のデータと比較した。図-8は、サンプリング試料の内部摩擦角と三成分コーン貫入試験による推定値とを示したものである。サンプリングの試料の粘着力はすべて0である。三成分コーン貫入試験による推定値は、実測の内部摩擦角と比較して5°程度大きくなっている。先端抵抗力は試験により直接求まるものであるが、有効土被り圧が土質を同一と仮定した結果であることから、サンプリングの試料と異なった結果になったものと思われる。

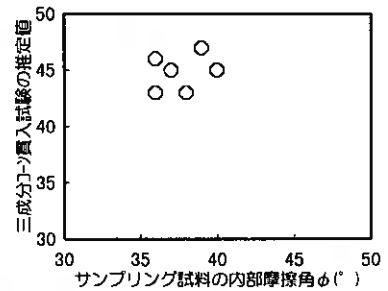


図-8 リリカソ試料と三成分コーン貫入試験による内部摩擦角

相対密度についても直接測定したデータはないが、内部摩擦角の推定と同様に、有効土被り圧が土質を同一と仮定した結果であるので、実測値と異なった結果になることが予測される。

c) 非排水せん断強度

非排水せん断強度は、先端抵抗力と全土被り圧の差を係数 N_k で割ったものである。この N_k は、ベンゼン断試験、せん断試験、三軸圧縮試験などの結果から決定するものである。今回の解析では、地盤調査法の塑性指数と N_k の関係⁶⁾より $N_k=10$ として計算した。粘性土の粘着力が先端抵抗力(q_c)の1/20程度である²⁾とされているが、試験結果では、 q_c の1/20よりも大きな値となった。 N_k は、計算の性質上、土層ごとに変えなければならないものであるが、一律の数値であったため結果と考えられるので、土の単位体積重量の入力と同様に土層ごとに入力できるように改良が必要である。

4. まとめ

今回の調査の結果では、三成分コーン貫入試験機による堤防調査は、従来からあるボーリング調査と比較して、経費が小さく、簡単、短時間にしかもリアルタイムに堤防の状態を把握できることが分かった。また、若干土質により異なる場合もあるが、土質や N 値などの堤防の情報がほぼ実測値と一致した。さらに、有効土被り圧、内部摩擦角や相対密度、非排水せん断強度など土質定数がある程度推定できることから、三成分コーン貫入試験機により堤防を調査することは有効な方法であるといえる。

将来的には、かさあげ、はらづけなどの堤防履歴を確認するとともに、三成分コーン貫入試験で推定した土質定数により堤防の安定性を検討したり、地震時の液状化の予測、沈下計算などの検討に利用する予定である。

5. おわりに

今回の調査で使用した三成分コーン貫入試験機には、深度の測定や、のり勾配の大きい箇所での測定、軟弱な地盤で反力装置など機械的な改良が必要なところがある。今後、これらの改良を提案したいと考える。また、土質定数の推定に必要な土の単位体積重量および N_k についても検討したいと考えている。

最後になりましたが、各堤防の調査データを提供して頂きました石狩川開発建設部の関係者の皆様に対し、心から謝意を表します。

<参考文献>

- 1) Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespi, D. and Grieg, J.: Use of Piezometer Cone Data, Proc. of In-situ', 86. ASCE, Speciality Conference, Blacksburg, Virginia, 1986
- 2) 泥炭性軟弱地盤対策工指針編集委員会: 泥炭性軟弱地盤対策工指針、1988年10月
- 3) 高柳美樹人、前田徹二、中川範彦、日下部祐基: 多成分コーンによる軟弱地盤の土質判別、全地連「技術フォーラム91大阪編」、1991年
- 4) 玉田隆、西川純一、日下部祐基: 三成分コーン貫入試験による抗の周面摩擦力の推定法の提案、第34回土質工学会北海道支部技術報告集、1994年2月
- 5) Robertson, P. K. and Campanella, R. G., 1983a, "Interpretation of Cone Penetration Tests - Part I (Sand)", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, No. 4., pp. 718-733.
- 6) 地盤工学会: 地盤調査法、平成7年9月1日

地震による道路盛土の被害要因に関する考察(その2)

北海道開発局開発土木研究所 ○正会員 谷口啓二郎
同 上 正会員 西川 純一
同 上 正会員 林 宏親

1. はじめに

地震における被害の一つに道路盛土の崩壊がある。被害の原因を考察することは、耐震性を考慮した盛土を施工し、災害時の交通を確保するために重要である。筆者らは、道路盛土の耐震設計、あるいは既存の道路盛土についての維持管理および安全性判定のための安価・簡便な手法を提案することを目標としている。

これまでに道東地方の2本の国道の一定区間を対象に、釧路沖地震および北海道東方沖地震による被災箇所を含む全盛土箇所について調査し、被害と被害をもたらす要因との関連を考察した¹⁾。

本論文では、複数の被害要因を考慮するために、多変量解析の一手法である数量化Ⅱ類を用いた解析の試みの結果を報告する。

2. 地震による釧路地方の道路盛土の被害調査および集計結果など

2-1. 実施した被害調査の概要

著者らがこれまでに行った調査の概要について記す。

対象とした地震は、1993年1月15日に起こった釧路沖地震、および1994年10月4日に起こった北海道東方沖地震の2つである。

調査を行った路線は、図-1に示すとおり。

○ 国道272号:国道44号との交点(釧路町)～国道243号との交点(別海町)、L=58.0km

○ 国道391号:国道44号との交点(釧路町)～国道243号との交点(弟子屈町)、L=66.8km

で、それぞれ連続した区間の全盛土箇所である。盛土箇所は、被災・非被災を問わず、一連の盛土においては盛土の要因が変化する地点で区切り、国道272号で197箇所、国道391号で215箇所、合計412箇所とした。

調査項目は、2つの地震におけるそれぞれの被害規模、被害形態という「結



この地図は国土院発行の
50万分の1地方図「北海道I」
を使用したものである。

—— 調査路線

図-1 調査実施路線図

A Study of Road Embankment Damages Caused by Earthquakes (Part 2):
Keijiro TANIGUCHI, Jun'ichi NISHIKAWA, Hirochika HAYASHI
(Civil Engineering Research Institute, Hokkaido Development Bureau)

果」と、各調査箇所における地形、盛土高さなどの、被害に対する「要因」とみられる項目についてである。昨年度までに行ったものに加え、本年度新たに実施したものも含めた調査項目を、表-1に示す。

表-1 データの種類と形式

項目	被害規模	被害形態	推定震度 (簡地震)	盛土高さ	天端幅	のり勾配	盛土方向	盛土形状	のり面保護
カテゴリー	A(通行止め) B(通行規制) C(補修) N(被害無し)	I(クラック) II(のり面破壊) III(車線破壊) IV(全体破壊) V(全体沈下) VI(背面盛土沈下)	V- V ₀ V ₁ VI ₁ VI ₀ VI ₂	0-29m	8-19m	1.2 1.3 1.5 1.8 2.0	西-東 北西-南東 北-南 北東-南西	平坦面盛り 傾斜面盛り 傾斜片盛り	張ブロック 張芝 張芝・フトン籍 張芝・編工 張芝・法面ネット 張芝・擁壁

排水施設	排水施設の機能障害	橋台取付盛土	基礎角度	基礎地盤	地下水の地表面分布	湧水	地形	集水地形	地形変換点
横断 側溝 無し	有り 無し	該当有り 該当無し	0-33°	火山灰 岩盤 洪積 泥炭地 氾濫原	有り 無し	有り 無し	丘陵地 湿地 沢地 低地	明瞭で大きい 明瞭で小さい 不明瞭で大きい 不明瞭で小さい 無し	有り 無し

2-2. 集計の方法と結果

まず、全体のおおよその傾向を把握するために、調査対象区間の全盛土を対象に、各地震における被害と各被害要因との関係を集計した。ここで、盛土高さ、基礎地盤、地形などの被害要因において、最も重要な被害要因と考えられる地震力の大きさを区別せず全体を集計しても、被害の傾向が読み取れた。すなわち、低盛土より高盛土の方が被害を多く受けていること、泥炭地盤での被害が多いこと、表流水および地下水が盛土被害に何らかの影響を与えていると推測されること、などである。同時に、東方沖地震では泥炭地盤よりも火山灰地盤の方が被害を多く受けたことも分かった。

また、被害の有無・程度を区別して盛土箇所を路線に沿って並べてみると、震源からの距離に因らない被害分布を示す区間、連続して被害を受けている区間、あるいは受けていない区間が存在するなど、地域によって被害の分布に特徴があることが読み取れた。このことから、盛土の被害には、地域的に偏りのある被害要因の影響がある可能性が考えられた。

そして、全調査盛土箇所のうち、地震力が比較的類似していると考えられる、連続する数十箇所程度の区間に区切って、被害と各被害要因との関係を集計した。その結果、各区間では全体で集計した場合よりも明確に被害の傾向が読み取れた。

3. 多変量解析による被害要因把握の試み

これまでの集計では、1つの地震の被害に対して1つの被害要因の関係のみを考察してきた。しかし、実際には複数の被害要因が重なって影響を及ぼしていると考えられるので、正しく被害要因を評価できていない恐れがある。そこで、複数の要因を同時に扱う多変量解析を被害の解析に用いることにした。既に一部のケースについて試みている²⁾が、以下はその後引き続き条件や対象を検討して行った解析である。

3-1. 多変量解析～数量化Ⅱ類について

盛土の被害要因の解析には、多変量解析の一手法である数量化Ⅱ類を適用した。

多変量データを基にして、目的変数(ここでは被害規模)が最も良く判別されるように複数の説明変数(ここでは地形などの被害要因)の各カテゴリー(例えば地形の場合の丘陵地、湿地など)に重み付けを行う手法を判別分析という。そして判別分析において目的変数および説明変数が数量データでなく質的データで表現されるものを数量化Ⅱ類という。

解析の性格上、判別するために目的変数を2つに分類する必要がある。今回は被災と非被災を分ける被害要因の検討を目的としており、「災害時の交通の確保」に着目して、被害規模A(通行止め)およびB(通行規

制)を「被災」に、被害規模C(要補修)およびN(被害無し)を「非被災」と設定した。

数量化Ⅱ類において良く判別出来たか否かの評価指標の一つに、判別の中率がある。カテゴリ毎に計算によって求められたスコア(重み付けの数値)の合計値から求められる被災・非被災の判別の推定値と、調査によって得られた実際の被災・非被災の実績値がどれだけ合致しているかを示す判別の中率は確かに重要な指標である。しかし一方で、土木において過去に得られている知見がある。そこで、各説明変数の意義を再吟味し、被害要因を取捨選択して組み合わせを変えたりして何通りも解析を行ったものうち、被害要因として相応しいものを変数に選び、比較的判別結果が良好で、かつ得られたカテゴリースコアが過去の知見と大きく反さないものを採用する、という手法(ステップワイズ法)を採った。

その他、数量化Ⅱ類による解析を可能にするために、盛土高さなど、数量データで与えられている要因をカテゴリーに分類したり、カテゴリー毎にデータ数が大きく偏った変数を除いたりするなどの作業を行った。

3-2. 釧路沖地震・全調査区間における数量化Ⅱ類の適用結果

釧路沖地震における全調査区間の盛土の被害について、数量化Ⅱ類による解析を行った。対象とした道路盛土は合計412箇所、うち被災は63箇所である。被害要因のうち、排水施設については、機能障害の有無は排水施設有りの盛土にのみ該当する項目のため、施設の有無と機能障害の有無を統合した指標を用いた。また、基礎地盤における岩盤・洪積層の区分を一つにまとめ、集水地形については明瞭・不明瞭の区別を廃して大きい・小さい・無しの3種類とした。解析結果のカテゴリースコアグラフを図-2に示す。スコアが正の方向に大きいほど非被災側、負に大きいほど被災側に影響を及ぼす。

判別の中率は72.8%、相関比は

0.1950、判別中点は-0.0772だった。

誤判別112箇所のうち危険側に誤判別したもの(解析で非被災と判別したが実際には被災していたもの)は15箇所であり、盛土の被災のうち76.2%を解析によって説明できているといえる。

おおよそ各カテゴリとも過去の知見通りの解析結果が得られたと考えられる。具体的には、盛土高さが高いほど被災側に値を示している点、排水施設の有無と機能障害が被災と関連していると思われる点、泥炭地盤が著しく被災側に影響を及ぼしている点などで、これらは過去の集計結果からの考察と矛盾しない。しかし、最も重要であると考えられる推定震度については、「大きいほど被災側に値を示す」という予想を、必ずしも反映しない結果となった。

3-3. 国道391号「茅沼～五十石」間における釧路沖地震での数量化Ⅱ類の適用結果

釧路沖地震における国道391号「茅沼～五十石」間の盛土の被害について、数量化Ⅱ類による解析を行った。対象とした道路盛土は合計27箇所、うち被災は15箇所である。なお、この区間の盛土では釧路沖地震における推定震度はいずれもVだった。解析結果のカテゴリースコアグラフを図-3に示す。

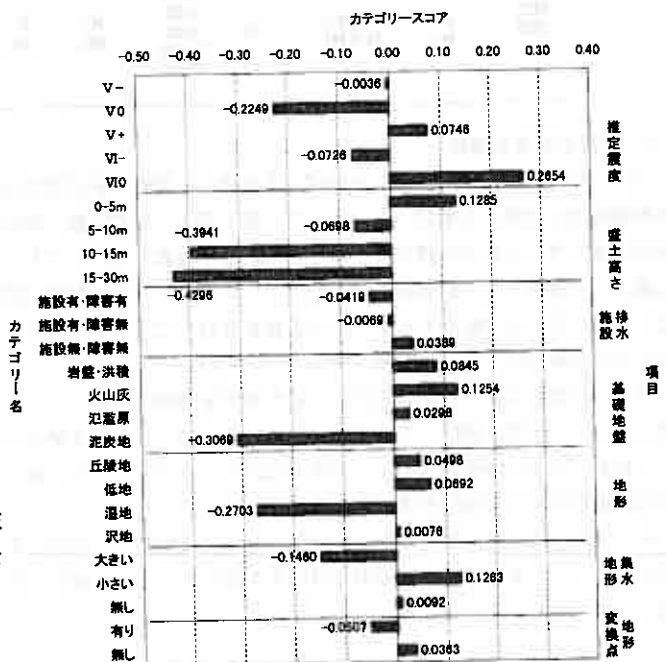


図-2 釧路沖地震・全調査区間の被害要因のカテゴリースコアグラフ

判別の中率は 92.6%，相関比は 0.6737，判別中点は 0.0167 だった。誤判別の 2 箇所はいずれも危険側に誤判別していた。

図-2 と比較すると傾向が大きく異なっている。例えば、この区間においては盛土高さや地形変換点はほとんど判別に影響を与えていない。この区間は釧路湿原の東端に相当し、基礎地盤を見ると箇所数では泥炭地が卓越しているが、解析結果ではそれほど被災に影響を与えていない。地形では湿地が多く、こちらは沢地と並んで被災に影響を与えていると示す結果が得られた。

この他の区間でも同様に解析を行ったが、被災・非被災の傾向は区間によって異なった。

4. まとめと今後の課題

地震による道路盛土の被害要因の説明に数量化Ⅱ類を用いて解析を試みた。個々の被害要因のカテゴリー分

類、独立性の検定、何をもちて良い解析結果とするか、などの問題もあり、最も適切な解析法を発見するには至っていない。数量化Ⅱ類のみでは、全ての被害を説明すること、また全ての道路盛土で統一的な被害の傾向を把握することは難しいようである。しかし一定区間に限って適用した場合は被災・非被災を比較的良く説明でき、また区間によって特徴のある傾向が見られた。これについては、「被害の要因は地域によって異なる」のか、あるいはフローチャートを活用した場合分けなどの他の手法を併用することで説明できる可能性を示すものなのか、今後より多くのケースについて解析を進めることで明確にしたい。

今後の予定の一つとして、地震力をより重要な被害要因として考慮した解析を試みたいと考えている。今回行ったような概略の調査からの結論と、崩壊箇所の詳細な調査からの結論とをどうやって関連づけ、道路盛土の耐震性判定に役立てていくかは今後の課題である。

参考文献

- 1) 谷口啓二郎・西川純一・林宏親：地震による道路盛土の被害要因に関する考察，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 37 号，pp.239-246，1997 年 2 月
- 2) 谷口啓二郎・西川純一・林宏親：地震による道路盛土の被害要因について，開発土木研究所月報，No.531，pp.46-49，1997 年 8 月

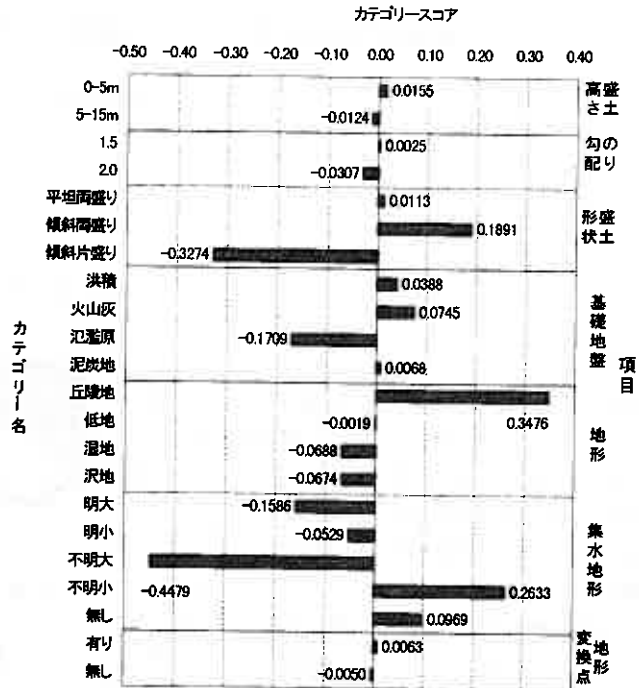


図-3 釧路沖地震・茅沼～五十石間の被害要因のカテゴリースコアグラフ

動的載荷試験を用いた大口径鋼管矢板の施工管理

札幌開発建設部 ○ 正会員 伊東 靖彦
本田 幸一
赤石 浩司
並松 由克
佐々木 慎一
清水建設(株) 正会員 大貫 浩幸

1. はじめに

杭の支持力の確認には静的載荷試験が用いられてきた。しかし杭が長尺・大口径になるにつれ費用が増加していることから、それに代わり比較的安価で短時間に実施可能な動的的手法を用いた推定法が利用され始めている。ここでは「美原大橋」での「動的載荷試験」を用いた長尺・大口径の鋼管矢板の支持力の確認と施工管理について述べる。

「美原大橋」は道央圏連絡道路において建設中の一級河川石狩川を渡河する橋長 972m の橋梁である。架橋位置を図-1に示す。主橋梁部は全長 652m の一面吊り鋼斜張橋形式であり、2 基の主塔基礎には大規模な仮締切兼用方式井筒型鋼管矢板基礎を採用している。使用している鋼管矢板は直径 1,200mm で、施工は支持地盤条件から油圧ハンマにより 55~65m 打込む必要があり、1 本当たりの極限支持力は 950 tf となる。



図-1 美原大橋架橋位置

本文は、平成 9 年度 P-1 橋脚工事の施工中に行った動的載荷試験の結果と問題点について報告するものである。

2. 動的載荷試験

2.1 試験の目的

本基礎においては、主に先端支持力の確認のために動的載荷試験を実施した。その理由を以下に示す。

- ① 施工中の杭の支持力確認方法として、「道示の打止め管理式」(以下「道示の式」)で動的支持力を算出する方法が一般的に用いられているが、長尺・大口径の鋼管矢板における先端閉塞効果や継手の抵抗

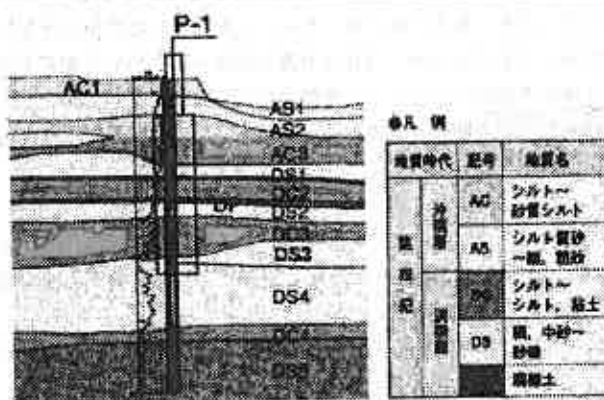


図-2 地層縦断面

Pile Driving Management of The Large Steel Pipe Sheet Pile with Dynamic Loading Test

Yasuhide ITO, Koichi HONDA, Koji AKAISHI, Yoshikatsu NAMIMATSU, Shin'ichi SASAKI, Hiroyuki ONUKI

が打込み時の貫入量、リバウンド量にどのように影響するのが明確でない。

- ② 支持層が傾斜している（図-2）ため 2 種類の異なる地層を支持地盤として設計しているの、より確実な支持力確認が要求される。
- ③ 平成 7 年度試験工事（以下「試験工事」と記す）での静的載荷試験の結果では周面摩擦支持力がほぼ「道示の式」による推定値であったが、先端支持力が道示推定値の 50%であった。
- ④ 動的載荷試験で解析される周面摩擦支持力には継手のせり抵抗が含まれており、地盤の周面摩擦支持力との分離が困難である。

また、本試験を杭の支持力確認のほか、以下のような目的で用いた。

- 打撃時の杭体損傷のモニタリング
- 打撃時の杭体応力を把握することによる杭体の破壊防止

2. 2 試験概要

(1) 計測・解析システム

計測・解析システムは、TNO（オランダ国立応用科学研究所、建設工学研究所）のFPDS（Foundation Pile Diagnostic System）を用いた。

(2) 試験箇所

載荷試験は鋼管矢板全本数 219 本のうち 24 本について行った。支持層が急激に傾斜しているため、鋼管矢板の長さを変化させている箇所については頻度を高くした。

(3) 鋼管矢板諸元

鋼管矢板の諸元を表-1に示す。A杭は長さ55m、B杭は65mである。鋼管矢板の長さが2種類となっているのは、前述のとおり支持層が傾斜しているためである。

表-1 鋼管矢板諸元

種別	鋼管矢板長(m)	鋼管径(mm)	肉厚(mm)	継手管径×肉厚(mm)	材質	試験数量(本)	施工数量(本)
A杭	55.0	1200	19	165.2×11	SKY490	17	171
B杭	65.0	〃	〃	〃	〃	7	48

※ 継手管の形状はP-P型

(4)ハンマ諸元

試験に使用したハンマの仕様を表-2に示す。

表-2 ハンマ仕様

形式名称	最大打撃エネルギー(tf・m/回)	打撃回数(回/分) (最大打撃エネルギー時)	ラム重量(tf)	
S-200	20.4	45	10.0	IHC 油圧ハンマー (オランダ)

3. 試験結果

3. 1 打撃時先端支持力

動的載荷試験の解析結果により得られたハンマの伝達エネルギーと杭の打撃時先端支持力の関係を図-3に示す。エネルギーの増加に伴って支持力が増加しており、打撃時先端支持力が最大値に達していないことが考えられる。

そこで同一の鋼管矢板についてハンマー能力を4段階に変化させて動的載荷試験を行った。その解析結果を図-4に示す。伝達エネルギーと打撃時先端支持力が比

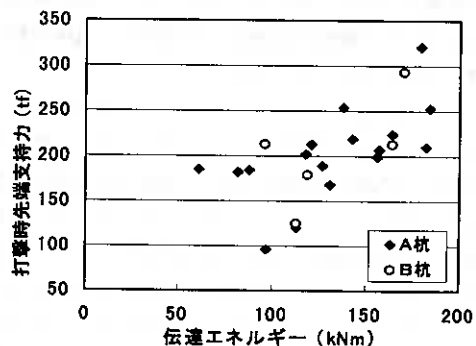


図-3 伝達エネルギーと打撃時先端支持力

例関係であるとわかる。また、この時の貫入量は 1~2mm 程度である。これらから本試験に使用しているハンマでは、ハンマの持つ最大エネルギーで打撃を行っても地盤の極限支持力が確認できないと考えられる。

この結果から、本基礎では 160kNm までは伝達エネルギーと打撃時先端支持力が比例関係にあることを確認できたので、160kNm のエネルギーを加えた場合を想定して打撃時先端支持力を補正し算出した。

3. 2 根入れ比と先端支持力の関係

鋼管矢板の支持層への根入れ比と qd/N の関係を図-5 に示す。データの近似直線は「試験工事」による結果から得られたものにほぼ一致しており、道示による推定値を 50%程度減じた値となっている。これは、鋼管矢板の先端閉塞効果が十分に発揮されていないことが原因と考えられる。

3. 3 リバウンド量

動的載荷試験で求めた静的先端支持力と打込み時のリバウンド量から「道示の式」により求めた先端支持力の比較を行った。結果を図-6 に示す。「道示の式」による値が相対的に低い結果となっている。この原因は明確になっていないが、動的載荷試験の値は「試験工事」で静的載荷試験により確認していることから「道示の式」を本基礎のような長尺・大口径の鋼管矢板に用いることは適当でないといえる。

3. 4 杭体応力分布

同一の杭で、ひずみゲージによって測定した打撃時の杭体の応力と動的載荷試験データの解析によって得られた杭体の応力とを比較した。結果を図-7 に示す。動的載荷データの解析値とひずみゲージの実測値とはほぼ一致していることから、動的載荷試験を用いて打撃時の杭体応力を解析し、杭体の健全性を把握することができる。

また、伝達エネルギーが 184kNm と最も大きかった杭における打撃時応力を図-8 に示す。比較のため鋼管の肉厚を 16mm、14mm と変化させた場合の換算値をあわせてプロットした。これによると、打撃時の応力は許容値に対して若干の余裕があり、正常な打撃を行っていれば杭体の座屈などは発生しないといえる。また、仮に本基礎に $t=14$ 、もしくは 16mm の鋼管矢板を用いた場合は許容値を上回る応力が発生することとなり、 $t=19$ mm の使用が妥当であったとい

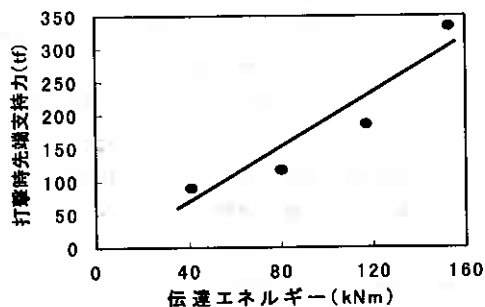


図-4 伝達エネルギーと打撃時先端支持力の相関

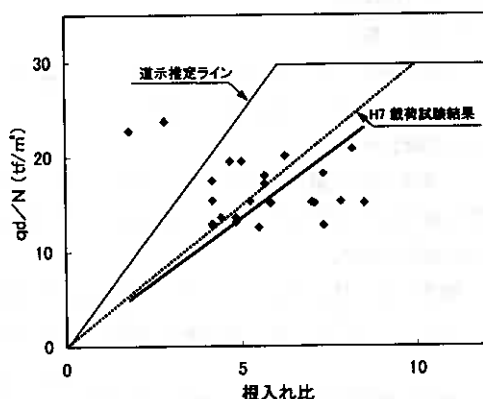


図-5 qd/N と根入れ比

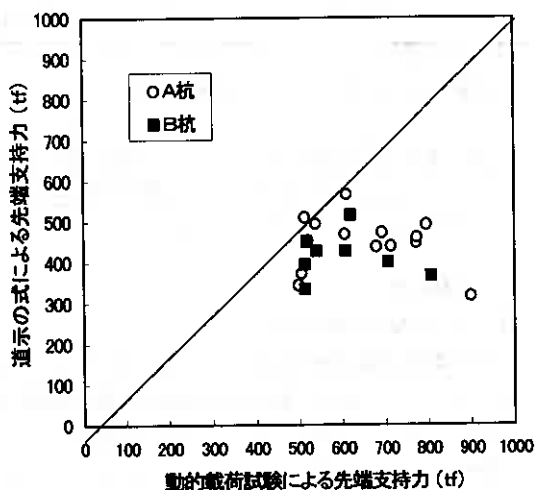


図-6 リバウンド量による支持力との比較

える。

4. まとめ

本試験で得られた結果について以下にまとめる。

1. 打撃時先端支持力と伝達エネルギーには比例関係が認められた。このことから、今回の動的載荷試験では地盤の極限支持力を確認するに至っていないと考えられる。
2. 根入れ比と先端支持力の関係から、「試験工事」での静的載荷試験結果と同様に、本鋼管矢板の先端閉塞は50%程度と推定された。
3. 打込み時のリバウンド量から「道示の式」を用いて推定した支持力は、動的載荷試験による支持力と比較して小さくなる傾向にあった。
4. 動的載荷試験によって打撃時に発生する杭体応力を把握することで杭の破壊を防止することができる。

また、

1. 長尺・大口径杭の極限支持力の確認、杭体の健全性の保持等の条件を満たしたハンマの選定手法
2. 大口径鋼管矢板における打ち込み時のリバウンド量と支持力との関係
3. 動的載荷試験により得られる周面摩擦支持力からの継手抵抗の分離方法

が今回明らかにできなかった点であり、今後の課題といえる。

5. おわりに

鋼管矢板の動的載荷試験は実用段階へ移行し、動的載荷試験の有効性や問題点が徐々に明らかになってきている。本文では美原大橋での鋼管矢板の施工管理への動的載荷試験の適用とそれに伴う問題点を述べたが、類似する他の現場や関連した研究の一助となれば幸いである。現在、美原大橋はP-2橋脚の施工も始まっており、本試験で明らかとなった結果や問題点についてさらに検討していく予定である。

最後に、本試験を実施するに当たり多大な協力をいただいた関係各位に謝意を表します。

<参考文献>

- 1) 本間富美夫, 並松由克, 鶴東俊哉: 美原大橋における試験結果報告, 第40回北海道開発局技術研究発表会 発表概要集(2), 平成9年2月
- 2) 鋼管杭協会支持力推定委員会: 動的載荷試験による鋼管杭の支持力推定法, 平成7年3月

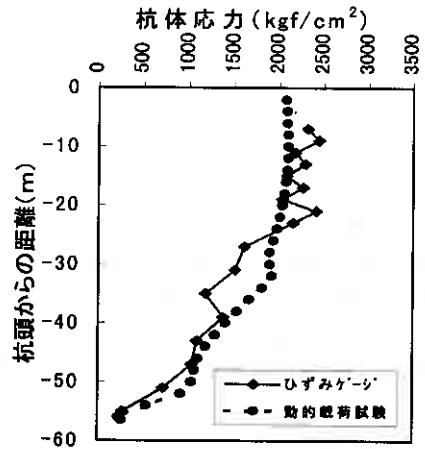


図-7 打撃時杭体応力

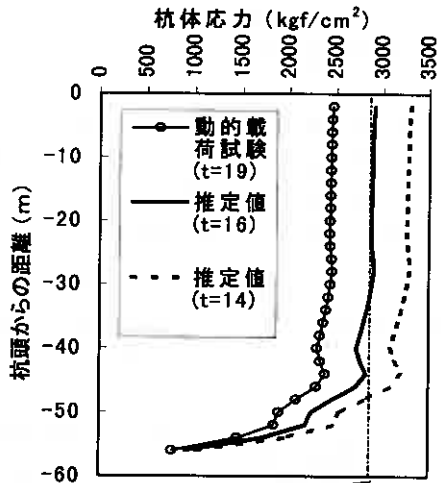


図-8 打撃時杭体応力の検証

標準貫入試験用サンプラーの規格の違いと問題点

北海道土質コンサルタント株式会社

○正会員 桐本 嘉記
 正会員 新庄 久尊
 正会員 遠藤 秀博

1. はじめに

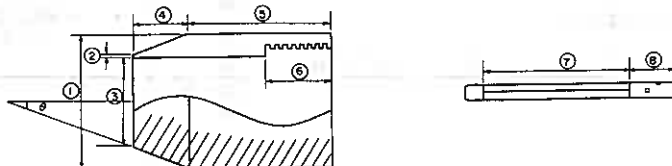
標準貫入試験から得られるN値は、構造物の基礎設計を始め各種の地盤特性を推定する基礎データとして多方面で利用されている一方、ばらつきが大きく信頼性が低いことが指摘されている¹⁾。既報告²⁾ではN値のばらつきの原因は、ボーリングの掘削方法や落下方法、使用する試験器具など試験条件の相違であることを比較試験により実証している。本研究は、標準貫入試験用サンプラー（以下サンプラーと呼ぶ）の規格の違いに着目し、各種サンプラーを用いた比較試験を行いN値に多大な影響を与えるのはどの部分の規格なのかを詳細に調べることを目的に実施した。

2. サンプラーの違いがN値に及ぼす影響

2. 1 試験条件

比較試験は、以下に示す4種類のサンプラーを用いた。なお、サンプラーの寸法と構造的特徴を図-1に示す。

- ① K社製, 旧型 (材質は剛性の低いもの), 新品 : Kon
- ② K社製, 仕様は①と同じもので使い込まれたもの : Koo
- ③ K社製, 新型 (剛性の高いもの*1), 新品 : Knn *1 ボーリングロッドに用いられる材料を使用
- ④ Y社製, 新型 (剛性の高いもの*2), 新品 : Ynn *2 トラックの板バネに用いられる材料を使用



サンプラー略称	寸法(mm)								シュー角度 θ	構造		
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧		ねじ山	水抜き孔	スチールボール
Kon	51.00	0.68	35.06	20.60	54.58	25.20	559	175	9° 29'	角ねじ8山 25.20mm	2孔	19.05mm
Koo	51.08	0.66	35.14	20.80	54.50	25.30	560	175	9° 21'	角ねじ8山 25.30mm	2孔	19.05mm
Knn	51.00	0.68	35.06	20.62	54.50	25.20	562	175	9° 28'	角ねじ8山 25.20mm	2孔	19.05mm
Ynn	50.94	0.40	35.10	20.86	59.24	40.00	560	170	9° 49'	角ねじ6山 40.00mm	4孔	25.00mm
JIS規格 ^{a)}	51.00	1.15	35.00	19.00	56.00	25.40	560	175	9° 47'	角ねじ8山 25.40mm	4孔	—

※ 網掛けはJIS規格と大きく異なる部分

図-1 試験に用いたサンプラーの寸法と構造的特徴

Difference of the standard and Problems Related to Standard Penetration Test Sampler:

Yoshinori Kirimoto, Hisataka Shinsyo, and Hidehiro Endo (Hokkaido Doshitsu Consultant Co., Ltd.)

各サンプラーの大きな特徴として、次の二点が挙げられる。

一つは、シューの刃先の肉厚（図-1の②で示す部分）である。いずれのサンプラーもJIS規格に比べて刃先が薄く、特にYnnではJIS規格の約3分の1になっている。

もう一つは、ねじ山の構造である。K社製のものは8山 25.2mmでJIS規格に従っているが、Y社製のものは8山 40.0mmで、ねじ山の数減らし長さを長くして、ねじ山部分の強度を高めている。

試験地には、札幌市手稲区内の、均質な海浜性砂地盤を選んだ。試料観察や粒度試験の結果では、深度10mおよび14m付近は場所によって粘土を挟んだり粗砂分や貝殻を混入する不均質地盤であったが、その他の深度は、水平方向に均質地盤であることを確認した。比較試験は当社調査部の3班により実施した。ボーリングの削孔方法には循環泥水を用い、試験地盤の乱れによる影響を取り除いた。ハンマーの落下方法は同一規格の自動落下装置を用いた。試験の際には採取された試料の長さから、大まかな採取試料の密度を測定した。

2.2 試験結果

各サンプラーのN値の分布を図-2に、各サンプラーの平均N値とKonを基準にしたN値の差分を表-1に示す。

サンプラーの相違点のうち、水抜き孔の数とスチールボールの大きさはN値に影響を与えるとは考えにくいので、ここでは、考察の対象から除外する。また、シュー長およびコネクターヘッド長の違いは、ねじ山の構造の違いと連動するものであり、長さそれ自体のN値との関連は薄いと考える。

その上で、N値に影響を及ぼしている可能性のあるサンプラーの以下の四つの相違点について、試験結果に鑑み一つ一つ検討していく。

① シューの刃先の肉厚

試験の結果、刃先より薄いYnnが明らかに小さいN値を示した。刃先の厚みが同じであるK社製の3つのサンプラーではN値に有意な差がなかった。このことから、シューの刃先の違いでN値に差が出ている可能性が考えられる。図-3、図-4は、採取した試料の長さおよび密度を、KonとYnnと比較したものである。

この結果、Ynnのサンプラーの方が採取される試料は長く、その試料の密度は小さいことがわかった。

標準貫入試験において予備打ちと後打ちを含めて50cm貫入させていることを考えれば、理想的には試料長が50cmになるはずであるから、本測定結果は、Konの方がYnnより、試料を圧縮して採取していることを表している。

試料の圧縮の程度は、試料の採取口であるシューの刃先が大きく関与しているものとする。すなわち、シューの刃先が厚いサンプラーの方が、貫入抵

表-1 各サンプラーの平均N値と差分

サンプラー略称	平均N値	Konを基準としたN値の差分
Kon	12	—
Koo	12.5	+4.2%
Knn	12.6	+5.0%
Ynn	10.4	-13.3%

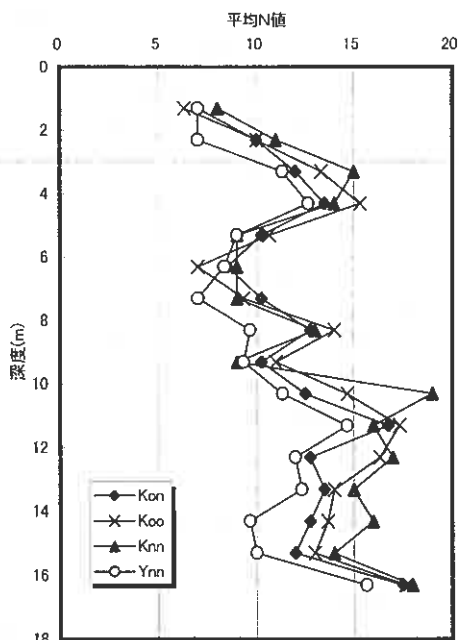


図-2 各サンプラーのN値の分布図

抗が大きいため試料の圧縮を起しやすく、N値が大きくなると思えば調和的に理解できる。

以上のように、シューの刃先の肉厚がN値に影響を与えている可能性は非常に大きいといえる。

② ねじ山の数と長さ

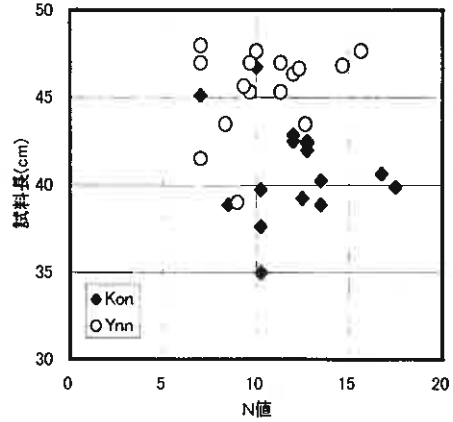
Konの方がYnnより試料を圧縮して採取しているという本試験の傾向は、ねじ山の構造とは無関係であると考えられる。なぜなら、サンプラーをいったん組み立ててしまえば、採取されてくる試料とねじ山の部分とは接点がないからである。こう考えれば、ねじ山の数と長さはN値に影響を与えていないと言えそうだ。しかしながら、ねじ山の構造の違いは、サンプラーの強度の違い、すなわちハンマーの落下エネルギーの伝達効率に関わる問題と捉えるべきであろう。そういった観点で、ねじ山については、更なる検討が必要であろう。

③ 材質

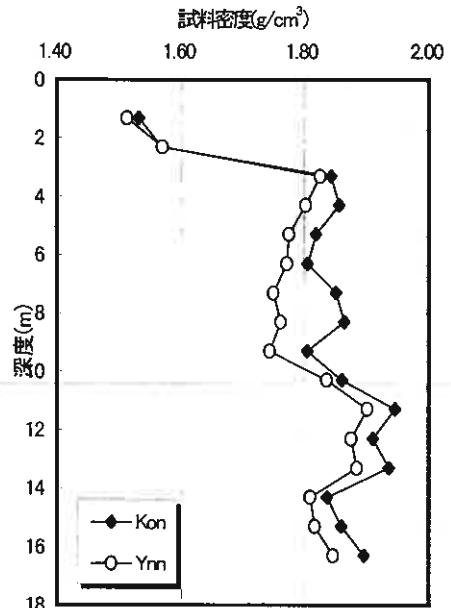
K社製品では、特別な材料指定のない鋼材を用いたサンプラー(Kon,Koo)と、ロッド材を使用して強度を高めたサンプラー(Knn)とがあるが、本試験では、これらのN値にはほとんど差がなかった。このことから、材料の多少の成分の違いでは、N値に影響は出ないと思われる。しかし、サンプラー全体の剛性を考えると、サンプラーの構造(スプリットバレルのかみ合わせ等)が問題となってくるため、前述したねじ山と併せて検討が必要であろう。また、特に粘土地盤で、サンプラー内部の周面摩擦力の増大とともに先端閉塞効果が起こりN値が増大するという報告があり⁴⁾、そのような観点で、サンプラーの材質や内部の仕上げの違いに着目する必要もある。

④ 使い古したもの、新品の違い

サンプラーが新品であるか使い古したものであるかは、本試験の結果ではN値に大きな差が見られなかったため、N値に影響を与えないと判断する。ただし、①のシューの刃先の肉厚がN値と関連している可能性が大きいため、もし、シュー先端部分に著しい摩耗・変形・破損などがあれば、N値に影響が出ることも大いにあり得るだろう。



図—3 N値と平均試料長との関係



図—4 KonとYnnの試料密度の比較

3. シューの貫入試験

サンプラーによるN値の比較試験結果を受けて、シューの刃先の肉厚でN値にばらつきが出ているという確証を強める目的で、サンプラーのシュー部分のみを静的に貫入させる室内試験を試みた。(図—5)

3. 1 試験方法

15cm モールドの中に、絶乾状態の珪砂を水平打撃法により、一層 90 回の打撃で5層に分けて密度一定(1.65 g/cm³)に締め固め供試体とした。これにシューを乗せ荷重装置にセットし、一定速度(2mm/min)でシューを貫入させ、貫入量と荷重を測定する。

3. 2 試験結果

この試験でも、K社のサンプラーには大きな違いが出なかったで、Kon と Ynn の2種類のシューを比較して結果を図-5に示す。

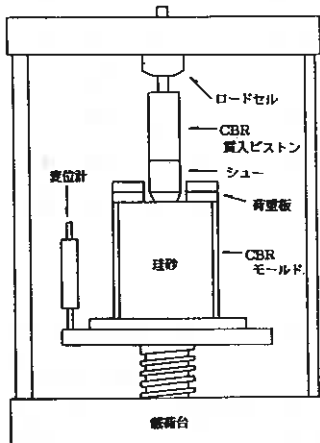


図-5 試験装置

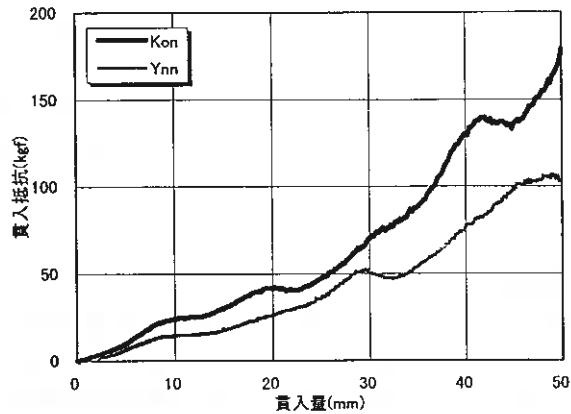


図-6 シューの貫入抵抗曲線

結果は明らかに、同じ貫入量に対し、Kon の方の貫入抵抗が大きかった。これは、シューの刃先の肉厚によって、貫入しやすさが変わることを表している。したがって、N値の比較試験の結果とも併せて考えれば、シューの刃先の肉厚の違いはN値に影響すると結論づける。ただし、この試験はあくまでも静的な試験であるので、動的な試験方法で有効なものがあれば、それを用いて確認する必要があるだろう。

4. おわりに

始めに述べたようにN値は多方面にわたって使用されている基礎データである。このため、N値のばらつきは重要な問題となる。本研究の結果、より信頼の置ける標準貫入試験を行うためには、サンプラーの規格の統一が必要であると言える。しかし、現状では、サンプラーはJISで定められた規格があるにもかかわらず、JIS規格外の製品が数多く出まわっている。しかも、同一の製品を使用しているのならまだしも、規格の異なる複数の製品をそれと気付かずに使用していることも決して稀ではないようである。その原因は、製造者側がサンプラーの耐久性や現場での作業性を追求していったためであろう。また、製造者によっては、砂礫用、粘土用として厚肉、薄肉の2種類の刃先のシューを出しているところもある。砂礫地盤のN値については、礫障害の影響が強く、シューの刃先の影響は無視して良いと考えるが、これらのシューを混同して用いてもN値に深刻な影響が出るだろう。

サンプラーの規格の違いによるN値のばらつきの問題を解決するためには、JIS規格を見直して、全国的に規格を統一することが必要と考える。ただし、その際には、現場の実状をよく考慮する必要がある。

参考文献

- 1) 藤田圭一：土質調査試験結果の解釈と適用例 第2章標準貫入試験，pp.33～90，1979.8.
- 2) 遠藤秀博他：標準貫入試験の問題点を探る，全地連「技術フォーラム'95」講演集，pp.469～472，1995.9.
- 3) 地盤工学会編：地盤調査法，pp.193～207，1995.9.
- 4) 西川 均他：予備打ちがN値に及ぼす影響について，全地連「技術フォーラム'90」講演集，pp75～78，1990.9.

礫材の土圧測定におけるスケール効果

北海道大学院工学研究科	○正会員	三浦 均也
北海道大学院工学研究科	学生会員	小濱 英司
北海道開発局開発土木研究所		明田 定満
応用地質 (株) 札幌支社	正会員	平林 剛
応用地質 (株) 札幌支社	正会員	佐藤 謙司
北日本港湾 コンサルタント (株)	正会員	大塚 夏彦

1. ま え が き

土圧および間隙水圧を測定する目的は、対象とする基礎地盤または土構造物の応力状態や作用外力を知ることによって設計手法や解析手法の妥当性やその適用限界を検証することであり、また、観測施工法などにおいては、施工中あるいは施工後における安全管理や経済性を加味した最適設計を目指すことである。近年における建設工事の巨大化と複雑化および有効応力に基づいた解析手法の発展を考えると、土圧および間隙水圧の測定の重要性は今後も増すものと考えられる。

適切な測定を実施するためには、計器の選定・開発および設置に際して、測定対象の構造物や地盤に合わせて種々の工夫がなされている。本研究では擁壁やケーソンのような剛な構造物に作用する土圧の測定について検討するが、その中でその主要な影響因子である土圧計の剛性と設置精度の影響を考慮し、さらに、土圧計の寸法を地盤を構成する土の粒子寸法に合わせて適切に選定することも重要である。地盤が礫で構成される場合には、土圧計の寸法の設定は特に重要な問題である。土圧計と土粒子の間に十分な数の接点を確保し、接点力を平均化した値として圧力を安定して測定するためには、土粒子寸法に対応した相対的に大きな土圧計を用いなければならない。同じような状況は礫材の場合だけでなく、近年盛んに行われるようになってきた遠心力載荷試験等の小型模型においても見られ、小型化した計測機器の砂などの粒状材料への適用限界についても知っておく必要がある。礫材の粒子寸法と土圧計の必要寸法の関係は多分に経験的あるいは直感的に設定されており、その関係を裏付ける良好な観測データが無いのが現状である。その中で、フィルダム等の設計に関連して、粗粒材の変形・強度特性を求める場合の粒子寸法と供試体寸法の望ましい比率は、一面せん断試験（せん断方向の寸法）で 1/50 あるいは 1/30、三軸試験（直径）で 1/5～1/6 という報告がある。（土質工学会：1986）。しかし、このような数値が土圧測定の場合に、どの程度の目安となるのかは不明である。

本研究では、寸法の異なる 2 タイプ 4 個の土圧計を用いて、粒子寸法の異なる比較的均等な砂（1 種類）と礫（4 種類）の合計 5 種類の材料における水平コンクリート床に作用する土圧を測定した。実験結果を比較・検討することによって、安定し、信頼できる土圧測定のために必要な土圧計の寸法を求めている。

礫材に限らず、土は本質的に不連続な材料である。しかし、このような粒状体の挙動を理解して設計に反映させるには、材料を連続体と見なし粒子間接点力の平均値としての圧力（応力）で議論せざるを得ないのが実状である。本研究の成果が、この様な粒状体の本質に関わる課題の理解の一助にもなると期待している。

2. 実験方法

実施した一連の実験では、土槽内において寸法の異なる 4 種類の土圧計をコンクリート床版に埋め込み、

Scale Effect on the Measurement of the Earth Pressure in Gravelly Soils: Kinya MIURA, Eiji KOHAMA, (Geo-Mechanics Group, Hokkaido University), Sadamitsu AKEDA (Civil Engineering Research Institute, Hokkaido Development Bureau), Tsuyoshi HIRABAYASHI, Kenji SATHO (Sapporo Branch, Oyochishitsu Co.), Natsuhiko OHTSUKA (North Japan Port and Harbor Consultant)

表1 土圧計の仕様

土圧計	受圧面直径 (mm)	構造	測定方法	容量	非線形性とヒステリシス
A1	200	3個のひずみゲージタイプ ロードセルから測定	直接作動型	166kPa	< 0.15% < 0.15%
A2	300			208kPa	< 0.15% < 0.15%
B1	160	媒体である水銀の 流体圧力を測定	間接作動型	196kPa	< 0.19% -----
B2	300			98kPa	< 0.50% -----

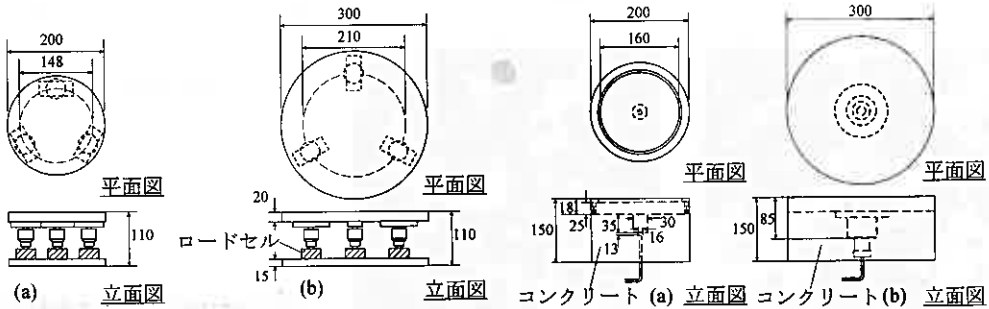


図1 土圧計 (a) A1 (b) A2 (単位: mm)

図2 土圧計 (a) B1 (b) B2 (単位: mm)

砂と粒子寸法の異なる4種類の礫、合計5種類の粒状材料を介して作用する鉛直土圧を測定している。

〔土圧計〕 土圧計は表1に示した4種類である。その内2種類はステンレス製の円盤の間に3個のひずみゲージタイプのロードセルを取り付けたもので、直径が異なる2つの土圧計、土圧計A1(受圧面直径D=200mm)と土圧計A2(D=300mm)を用いた。これらは本研究のために試作したもので、図1(a,b)に寸法を示している。他の2種は既製品で、封入した水銀を媒体として土圧を流体圧力に変換した後、ダイヤフラムの変形をひずみゲージまたは差動トランスで検知している。

図2(a,b)にこれら2つの土圧計、土圧計B1(D=

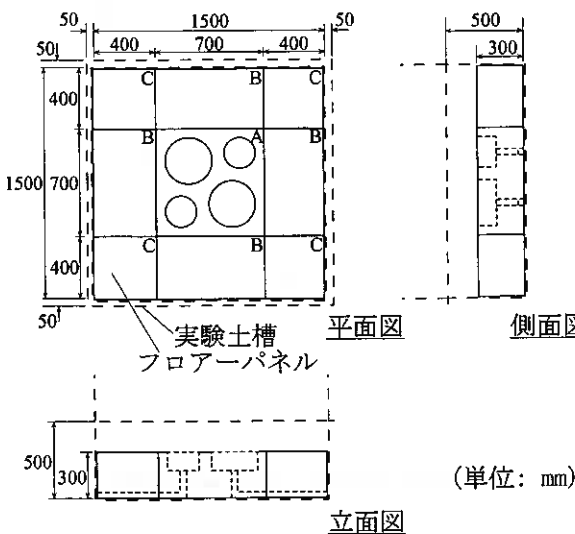


図3 実験土槽底面のフローパネル

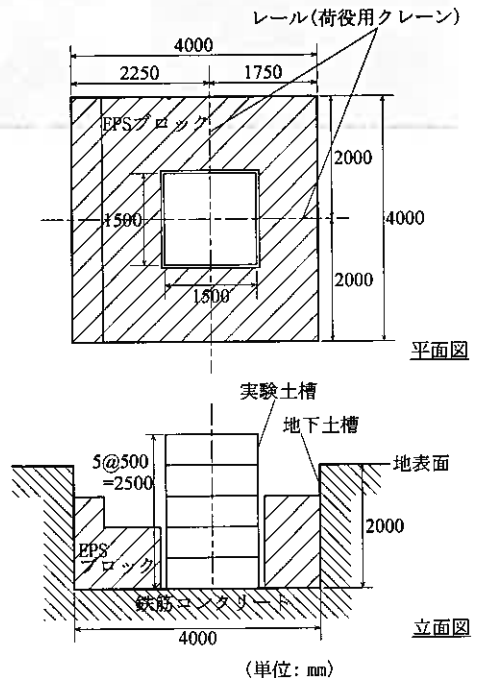


図4 実験土槽

表2 砂および礫の物理的性質

材料	土質	最大粒径 D_{max} (mm)	10%粒径 D_{10} (mm)	均等係数 Coefficient, U_c
材料A	砂	4.75	0.26	3.85
材料B	礫	15.9	5.00	1.60
材料C	礫	31.7	13.20	1.69
材料D	礫	50.8	21.20	1.45
材料E	礫	(80)	(61.7)	(1.15)

材料Eの値は、 D_{max} を80mm、 D_{10} を60mmとして概算した

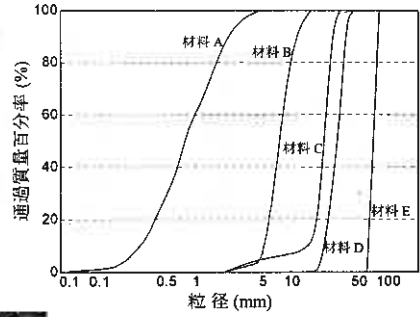
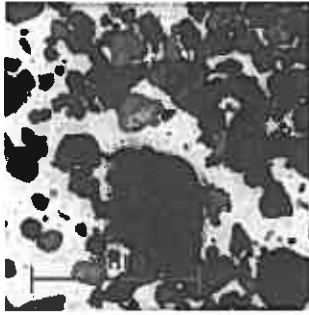
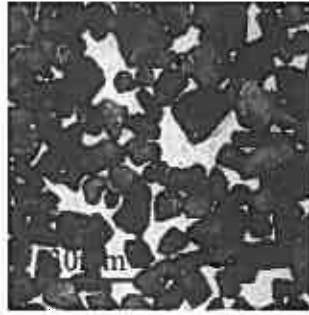


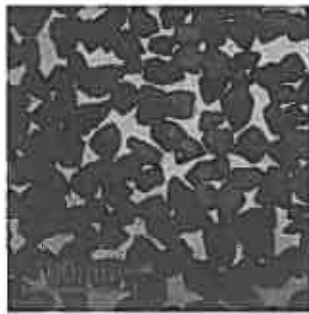
図5 砂および礫の粒度分布



(a) 材料 A (砂)



(b) 材料 B (礫)



(c) 材料 C (礫)



(d) 材料 D (礫)



(e) 材料 E (礫)

写真1 砂および礫の粒子形状

160mm) と土圧計 B2 (D = 300mm) を示している。ロードセルタイプのもので直接作動型と言うのに対して、圧力媒体を用いるものは間接作動型と言っている。間接作動型の場合には、集中荷重が作用したり、土圧計の背後の支持が均等に行われない場合には、

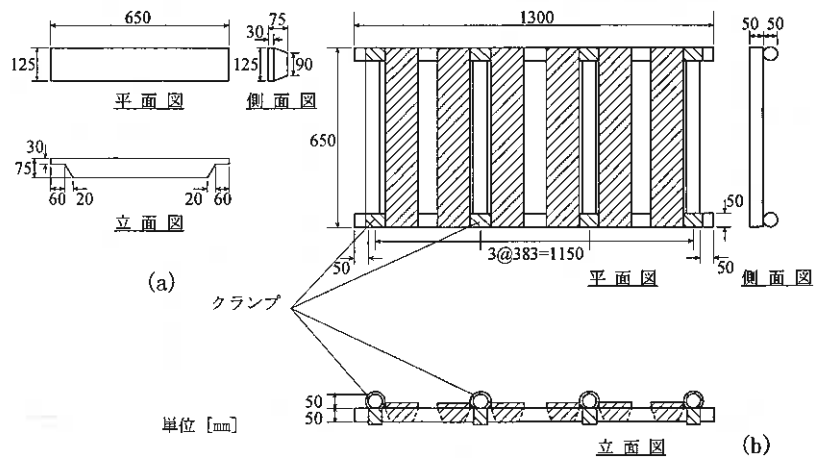


図6 (a) 鉛棒と (b) 鉛ユニット

実験	材料	砂または礫の質量 (kg)
ケース A	材料 A	2,000
ケース B	材料 B	
ケース C	材料 C	
ケース D	材料 D	
ケース E	材料 E	
ケース Esb	材料 E(砂袋使用)	2,000
ケース Atl	材料 A	4,000

表 3 実験ケース

表 4 (a) ケース A, B, C, D, E における載荷ステップ

載荷段階	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
材 料	---	砂または礫					土のう					
高さ (m)	0	0.53-0.65 [0.53-0.65]					1.72-1.86 [1.15-1.25]					
質量 (t)	0.00	0.50 [0.50]	1.00 [0.50]	1.50 [0.50]	2.00 [0.50]	2.50 [0.50]	3.00 [0.50]	3.50 [0.50]	4.00 [0.50]	4.50 [0.50]	5.00 [0.50]	5.50 [0.50]
上載圧 (kPa)	0.00	2.18 [2.18]	4.36 [2.18]	6.54 [2.18]	8.72 [2.18]	10.90 [2.18]	13.08 [2.18]	15.26 [2.18]	17.43 [2.18]	19.61 [2.18]	21.79 [2.18]	23.97 [2.18]

12	13	14	15	16	17
鉛ユニット				鉛 袋	
2.14-2.28 [0.42]				2.44-2.58 [0.30]	
6.12 [0.62]	6.74 [0.62]	7.36 [0.62]	7.98 [0.62]	8.49 [0.51]	8.99 [0.50]
26.67 [2.70]	29.37 [2.70]	32.08 [2.70]	34.78 [2.70]	37.00 [2.22]	39.18 [2.18]

表 4 (b) ケース Atl における載荷ステップ

載荷段階	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
材 料	---	砂または礫								土のう			
高さ (m)	0	0.92 [0.92]								1.65 [0.73]			
質量 (t)	0.00	0.50 [0.50]	1.00 [0.50]	1.50 [0.50]	2.00 [0.50]	2.50 [0.50]	3.00 [0.50]	3.50 [0.50]	4.00 [0.50]	4.50 [0.50]	5.00 [0.50]	5.50 [0.50]	6.00 [2.18]
上載圧 (kPa)	0.00	2.18 [2.18]	4.36 [2.18]	6.54 [2.18]	8.72 [2.18]	10.90 [2.18]	13.08 [2.18]	15.26 [2.18]	17.43 [2.18]	19.61 [2.18]	21.79 [2.18]	23.97 [2.18]	26.15 [2.18]

13	14	15	16	17	18
鉛ユニット				鉛 袋	
2.07 [0.42]				2.37 [0.30]	
6.62 [0.62]	7.24 [0.62]	7.86 [0.62]	8.48 [0.62]	8.99 [0.51]	9.49 [0.50]
28.85 [2.70]	31.56 [2.70]	34.26 [2.70]	36.96 [2.70]	39.18 [2.22]	41.36 [2.18]

土圧計の本体に曲げが生じ測定値が異常値を示す特性が有る。後節で説明するように、本研究では本体が薄い方の土圧計 B1 においてそのような特性が表れてしまった。

【実験土槽】 4種類の土圧計を厚さ 300mm、一辺が 700mm の正方形のコンクリート製フローパネル (A) に組み込んで固定した。フローパネルを図 3 に示すが、土圧計はボルトで固定し、パネル表面の凹凸は 0.5mm 以下に抑えた。

図 4 に示す実験土槽は底面が 1 辺 1,500mm の正方形、高さが 2,500mm で、厚さ 3mm の鉄板と補剛材によって製作され、高さ 500mm の 5 段に分割されている。深さ 2,000mm の鉄筋コンクリート製地下土槽内で実験を実施し、作業の効率と安全のために、実験土槽の周囲には実験土槽の高さに合わせて EPS ブロックを階段状に設置した (図 4 参照)。

【砂、礫、土のう、鉛ユニット、鉛袋、砂袋】 実験で用いた砂および礫は表 2 に示すようで、その粒度分布を図 5 に、粒子形状を写真 1 に示す。材料はすべて碎石採取場において生産されたもので、砂を除く礫は粒度が均等で、粒子は硬く角張っている。試料はすべて気乾状態で使い、フローパネルの上にて手作業で慎重に撒き出した。この時、振動等による締め固めは行わなかった。

土槽内における載荷のために用意した土のうは乾燥した砂 (材料 A) を詰めたもので、20kg の土のうを

200 個準備した。試験土槽内では一段当たり 25 個並べ、7 段あるいは 4 段積み重ねた。一本当たり約 50kg の棒状鉛インゴットを、鉄パイプを組んだ架台の上に 6 本ずつセットしたユニットを 8 台準備した (図 6 参照)。ユニットの平均質量は 320kg で、試験土槽内では 2 ユニットの一段に並べて、4 段積み上げた。鉛袋は鉛の粒子 (直径約 0.5mm) を 5kg ずつビニール袋に詰めて、200 袋準備した。鉛袋は、鉛ユニットの最上面にプラスチック製の箱を 6 個載せ、その中に合計 100 袋ずつ 2 回に分けて投入した。

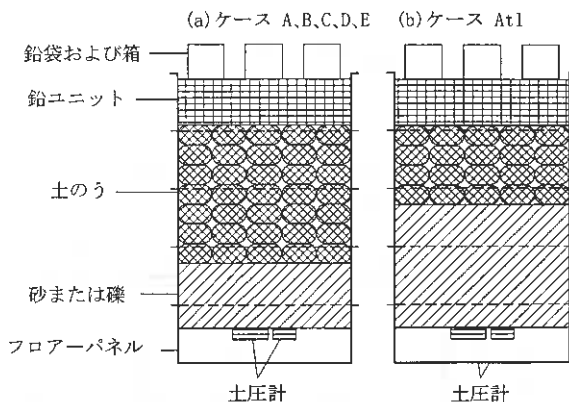


図 7 土槽内における載荷状態



土圧計設置時



材料 E (礫) 撤き出し時



材料 E (礫) 撤き出し終了時



土のう積載時

写真 2 各載荷段階での実験土槽の様子

〔載荷および測定方法〕 実験は、表 3 に示す 5 種類である。各試験における載荷段階を表 4 (a,b) に、荷重の土槽内の状況を図 7 に示し、各載荷段階の詳細を表 3 に示す。ケース A,B,C,D,E では、載荷条件は全く同じで、用いる材料のみが異なっている。これらの実験結果を整理し比較検討することによって、土圧測定に及ぼす礫材粒子寸法の影響を評価することができる。ケース At1 はケース A と同様に材料 A (砂) を用いているが、材料の質量が 4t とケース A の 2 倍である。これらの実験結果を比較することによって、材料の

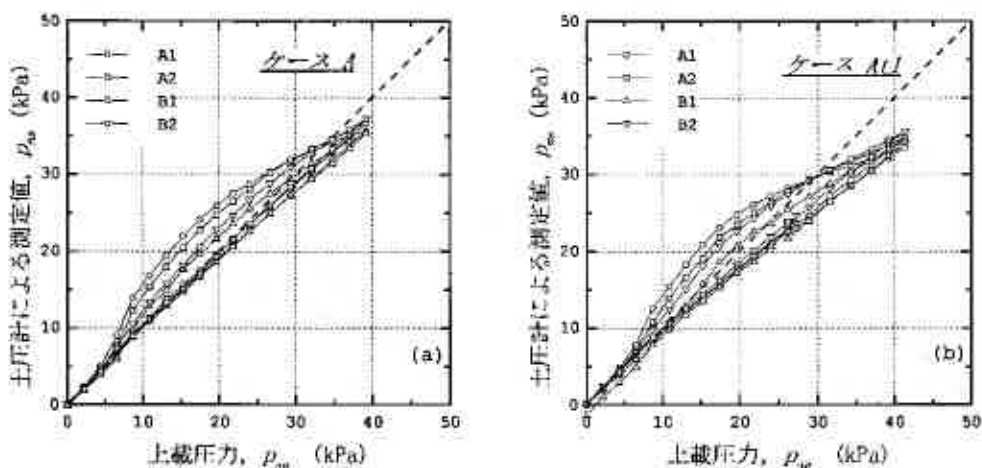


図8 ケースAとケースA1における載荷・除荷時における土圧特性

厚さを変化させた場合の実験結果への影響を検討した。さらに、ケースEsbでは、ケースEと同様に最も粒径の大きな材料Eを用いているが土圧計の表面を小型の砂袋で覆っている。この実験では、砂袋による接点力の分散効果を検討する。

砂や礫と土のう等を積載する際に発生する壁面との間の摩擦を低減するため、すべての実験において、ビニールシート（厚さ 0.3mm）を2重にして壁面に用いた。このシートは実験中に緊張しないように十分に弛ませた。本報告では、粒状材料や土のう等の合計載荷重量を試験土槽の底面積で除した値を上載圧力 p_{ap} として定義している。各段階の載荷が終了後、速やかに3秒以内に採取した各々の土圧計の5点のデータを平均し、得られた平均値を測定値 p_m として整理した。

3. 実験結果および考察

3. 1. 測定結果に及ぼす土圧計の剛性と側壁との摩擦の影響

砂を用いたケースAとケースA1においてロードセルタイプの土圧計A1とA2で測定された実験結果を図8(a,b)に示している。ここでは、両試験において測定された土圧 p_m を上載圧力 p_{ap} に対してプロットしている。図8では、除荷課程でバラツキが若干多いものの、土圧計による差異は載荷課程では特に小さく、

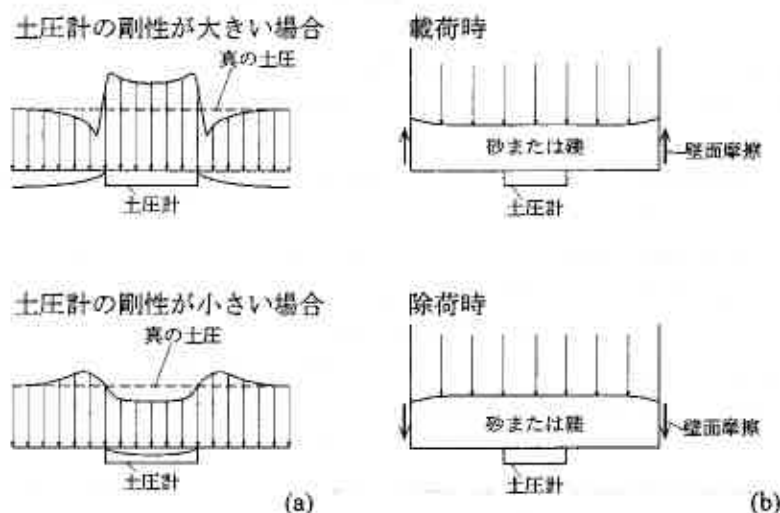


図9 土圧計の剛性と壁面摩擦の影響

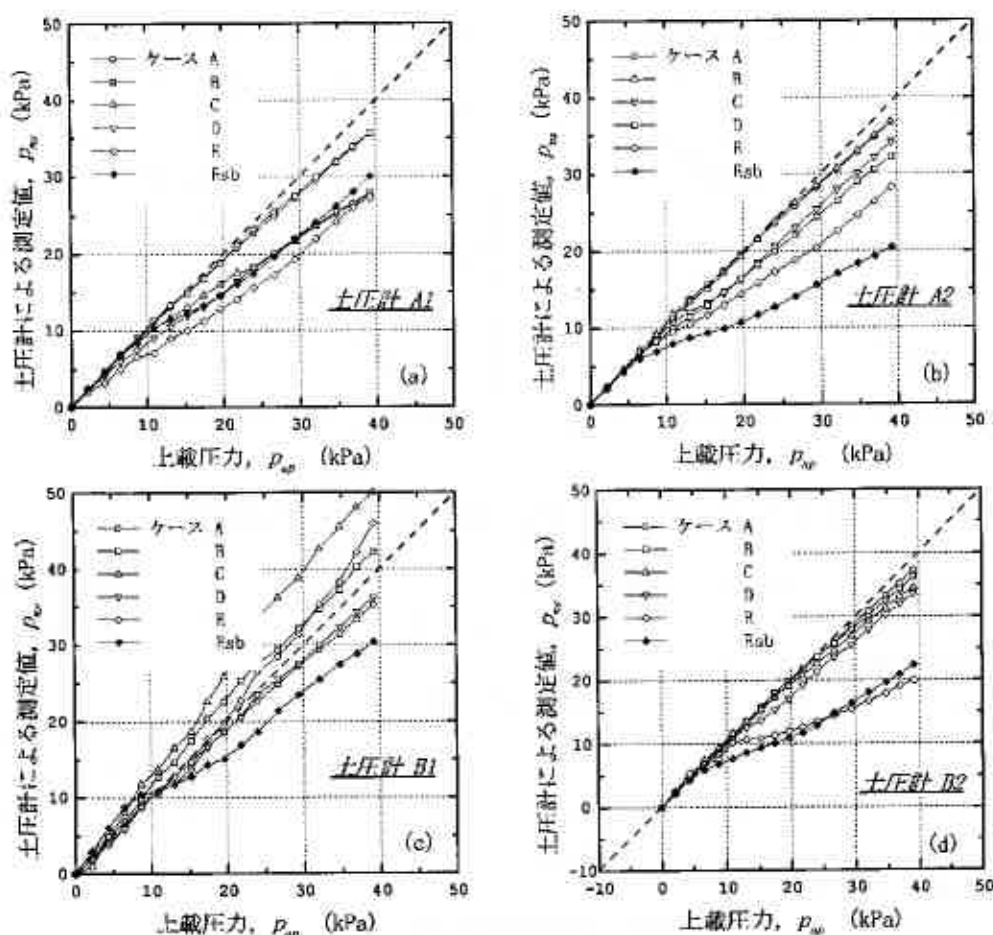


図10 載荷時における各土圧計での測定値

有意な差は認められない。ただし共通の傾向として、載荷過程では後半部分において測定値 p_m は上載圧力 p_{ap} を過小に評価する傾向がある。一方、除荷過程においては過大となる傾向にあり、除荷終了時 ($p_{ap} = 0$) に測定値 p_m はゼロに戻るものの、全体として図示のようなヒステリシスを形成している。ここで説明したような非線形性とヒステリシスは、図9(a,b)に模式的に示す土圧計の剛性と壁面摩擦という2つの因子が影響していると考えられる³⁾。

土圧計の剛性を評価するために、アムスラーを使ってロードセル型の土圧計の剛性を調べた。土圧計全体を一様な弾性体と見なした場合に換算されたヤング率はロードセルを組み込んでいる土圧計 A1 と土圧計 A2 ではそれぞれ 1.44×10^5 kPa と 0.639×10^5 kPa と得られた。床版コンクリートのヤング率はおおよそ 2.75×10^7 kPa と推定され³⁾、土圧計の相対的に小さな剛性が実験土槽の床に局所的な沈下（最大載荷時において土圧計 A1 で 0.030mm、A2 で 0.067mm 程度）を生じ、図8に見られる載荷過程における過小評価とヒステリシスの一因になったと思われる。ただし、この程度の不同沈下がどの程度の応力集中をもたらすのか、定量的な評価は不明である。しかし、土圧計の厚さが薄いため不同沈下量が比較的小さかったと考えられる土圧計 B1 と B2 では、図8(a,b)に示されているヒステリシスループが土圧計 A1 と A2 より小さいことから、土圧計の剛性に起因する応力集中は無視できないと考えなければならない。

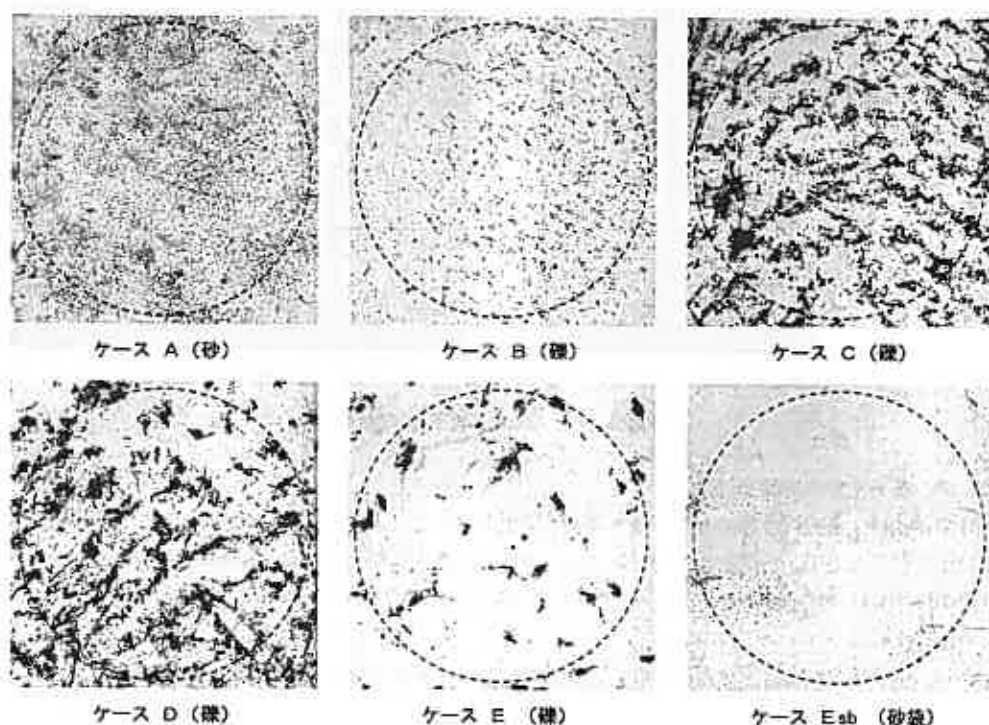


写真3 感圧紙上に記録された粒子接点 (円の直径は20cm)

試験土槽壁面には2重のビニールシートを用い、また、砂や礫の層の上には自立性のある土のうや鉛棒ユニット、鉛袋を用いることによって試験土槽壁面との摩擦の低減を図った。しかし、図8が示すように、過圧密状態に対応する除荷課程では測定値は大幅に過大となり、砂層の厚さが減少する終了近くの段階（ケースaでは $p_{m1} < 8.74$ kPa、ケースAIIでは $p_{m1} < 17.43$ kPa）になると測定値 p_{m1} が急激に減少する傾向が見られている。このように、除荷時において材料が膨張する場合には壁面摩擦は下向きに作用し測定値を増大させるが、載荷時には壁面摩擦は上向きであり、土圧の測定値を減少させる向きである。載荷時における摩擦の影響も、図8(a,b)において明瞭に認められている。図が示すように、その傾向は砂層の厚さが暑かったケースAIIでより顕著である。以上のことから、土槽側壁の摩擦もこの実験で得られた上載圧 p_{m1} と測定値 p_{m1} 間のヒステリシスの一因となっていると考えられる。

以上のように、土圧計の剛性と壁面摩擦両者の無視し得ない影響が認められた。この影響を排除あるいは低減することによって、実験の信頼性はより高まると考えられる。ロードセル型土圧計においては、剛性を高めるためにより剛なロードセルを用いる必要がある。しかし、このことは、ロードセルの感度を低下させ、ひいては土圧計の測定精度を低下させることに繋がる。また、試験土槽の平面形状をより大きくすることによって壁面摩擦の影響はある程度低減することが可能であろう。しかし、そのことは、実験施設の大型化と作業量の増大を意味し、簡単には解決できない問題である。また、適切な潤滑剤を用いることも有効な対策と考えられたが、潤滑剤の粘性は実験の長期化などの別な問題を起こす可能性が懸念された。

以上のように、図8(a,b)で確認された、土圧計の剛性と壁面摩擦の影響は実験環境の制約も有り、容易には克服できない問題である。したがって、本研究では材料の異なるケースA~Eの実験手順と条件を完全に統一し、さらに、ヒステリシスの影響がより小さい載荷過程での測定結果にのみ基づいて比較・検討することによって、本研究の目的である粒子寸法の影響を相対的に評価することとした。



(a) 実験前の砂袋



(b) 実験終了後の砂袋

写真4 ケース Esb での砂袋の状態

3. 2. 粒子寸法の影響

図10(a-d)は、各土圧計毎に載荷課程の試験結果をまとめて示している。ケース A (砂) では、載荷過程においてすべての土圧計で得られた測定値には有意な差が見られなかった(図8(a,b)参照)。これは土圧計の寸法に比べて砂の粒子寸法が十分小さいからであり、土圧計には十分な数の粒子との接点が確保されていると考えられる。

しかし、粒子寸法が大きくなるにつれてこの傾向は次第に薄れ、測定値には大きなバラツキが目立つようになる。礫(材料C)程度($D_{max} = 31.7\text{mm}$)になると、受圧面寸法の小さな土圧計 A1 と土圧計 B1 ではすでに大きなばらつきが見られている。材料 D と材料 E では粒子寸法の影響はさらに顕著で、すべての土圧計で測定値は大きくばらついている。写真3は感圧紙で記録した各試験における粒子接触点の分布を示している(破線で描いた円の直径は 20cm)。載荷除荷の過程で粒子の配列構造が変化し、接点が移動するかもしれないし、材料を撒き出す際や回収する際に、材料が感圧紙上で水平に動くのを完全に防ぐことはできない。したがって、感圧紙上には接点が移動した軌跡が示されている。材料 A (砂) の場合には、十分な接点数が得られているが、粒子寸法の増大に伴って粒子接点が急激に減少しているのが明瞭に観察できる。

土圧計 B1 は小寸法で B2 よりも薄型の水銀を圧力媒体とする土圧計であるが、このタイプの場合には粒子寸法が大きくなり接触力が集中し偏ると、土圧計が曲げなどの構造変形を受けて可逆的ではあるが異常に大きな測定値を示す特性を有している(図10(c)参照)。土圧計 B1 はこのような特性によって異常な値を示していると判断し、以下の考察では土圧計 B1 による測定値を例外値としている。

ケース Esb は土圧計の前面を小型の砂袋で覆って行った実験である。図10(a-c)にはこのケースも合わせて示している。実験結果を比較すると砂袋を入れることにより、測定値が著しく改善されるとは言えない状況に有る。土圧計 B 2 では砂袋を入れていないケース E とほぼ変わらない測定値が得られ、それ以外の土圧計ではケース E と比較して測定値が大きく減少しているのがわかる。写真4(a,b)は実験前後の砂袋の状態を示しているが、実験後の砂袋の表面には礫が接触した跡が明瞭に見られ、砂袋を入れることによって礫材の剛性が均一でなくなり、砂袋の周辺で圧力の低下が生じ、周辺にはアーチ作用生じている可能性が高いと考えられる。砂袋を入れることによって土圧計の測定値が低下する傾向がみられるのは、このような応力が不均質化するメカニズムによっているものと想像できる。

3. 3. 礫材の粒子寸法と土圧計の受圧面寸法との比率

土圧の信頼できる測定のために必要な土粒子寸法と土圧計寸法の比率を求めるため、図11(a-c)に所定の載荷段階で選られたすべての測定値を整理した。載荷段階 4, 11, 17 step において(表2参照)、得られた土

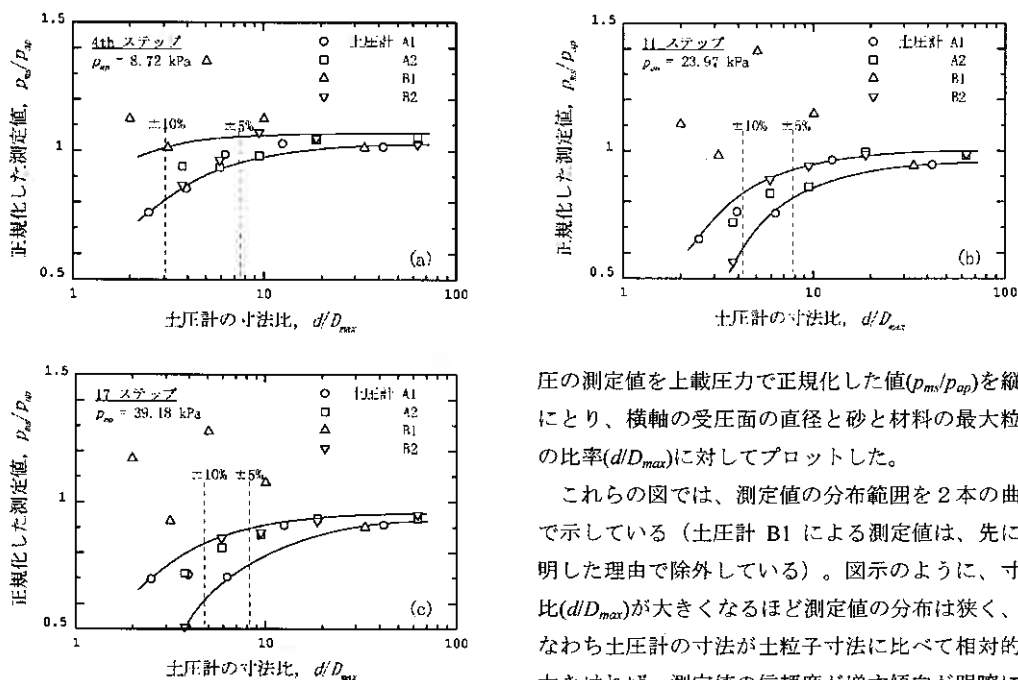


図 1 1 測定精度と土圧計と粒子寸法の比率との関係

±5%と±10%それぞれについての寸法比(d/D_{max})は荷重段階が進むにつれて大きくなり、要求される条件は厳しくなる傾向がある。本研究における実験条件では測定値のバラツキを±10%とするためには寸法比を(d/D_{max})=5程度、±5%とするためには(d/D_{max})=8としなければならないことが分かった。

4. あとがき

本研究で得られた結論は以下のようである。

— 砂の場合には用いたすべての土圧計による測定値の間に有意な差は認められなかったが、礫の寸法が大きくなるに従い、土圧計による測定値は不安定になりバラツキが増す傾向が確かめられた。

— 本研究における試験条件で得られたデータから判断すると、測定値のバラツキを±10%程度に抑えるためには土圧計寸法と礫の最大粒径との比率を5以上、±5%程度に抑えるためには8以上としなければならないと言える。

本研究は、現在北海道開発局の委員会「港湾構造物の耐震性調査検討委員会（委員長 井合 進）」で計画している岸壁の地震時挙動の現地観測において、製作する土圧計の仕様を決定するための基礎データを得るために実施したものである。北海道開発局開発土木研究所土質基礎研究室（西川純一室長）のご厚意により、この実験は研究室の地下土槽において実施した。また、礫材の選定と選別に関しては(株)札幌硬石 安保典秋氏に有用な助言と配慮をいただきました。この実験は人力に頼る部分が多く、西村右敏氏、永野太一君、大江宏治君、間宮力君をはじめとする北海道大学大学院工学研究科地盤解析学研究室の仲間に協力して頂いた。これらの方々に、深甚な謝意を表します。

圧の測定値を上載圧力で正規化した値(p_m/p_{ap})を縦軸にとり、横軸の受圧面の直径と砂と材料の最大粒径の比率(d/D_{max})に対してプロットした。

これらの図では、測定値の分布範囲を2本の曲線で示している（土圧計 B1 による測定値は、先に説明した理由で除外している）。図示のように、寸法比(d/D_{max})が大きくなるほど測定値の分布は狭く、すなわち土圧計の寸法が土粒子寸法に比べて相対的に大きければ、測定値の信頼度が増す傾向が明瞭に読み取れる。これらの図中には、測定値のバラツキが±5%と±10%に相当する寸法比(d/D_{max})を求めている。

重力式岸壁の地震被害のメカニズムについての実験と解析

北海道大学大学院工学研究科 ○学生員 小濱 英司
 北日本港湾コンサルタント(株) 正会員 大塚 夏彦
 北海道大学大学院工学研究科 正会員 三浦 均也
 北海道開発局 正会員 明田 定満
 佐藤工業(株) 正会員 吉田 望

1. はじめに

筆者らはこれまでに、重力式岸壁での背後地盤の液状化と岸壁の被害との関係を明らかにするために、重力場での一連の振動台模型実験を行ってきた。これらの実験では、背後地盤の液状化の影響は大きく、液状化の有無によってケーソンの変位量は異なることが明らかになった。この報告では、原位置での実大岸壁で行った常時微動計測の結果と関連させてケーソンや背後地盤の振動特性について考察し、ケーソンと背後地盤の振動の相互作用に基づいて動的な土圧変動特性について検討する。

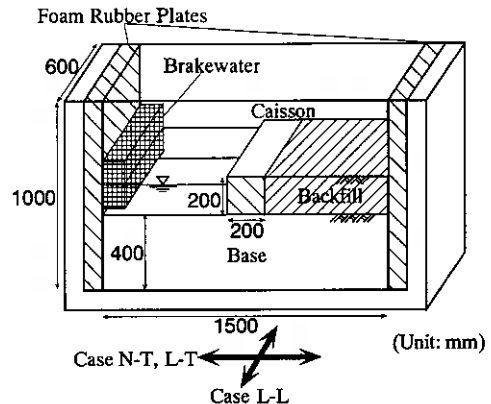


図1 土槽および岸壁模型

2. 振動台による模型実験の結果

重力場で行った振動台模型実験で用いた土槽、模型岸壁と計測器の配置箇所を図1、2に示す。模型ケーソンは鋼製の箱で、中に鉛を詰めて $2.2t/m^3$ に調節した。模型のガラスに接する両端面にはフォームラバーを貼り付けている。模型地盤を作成した試料は一度水洗いした市販の珪砂(7号; $D_{50}=0.18mm$)で、基盤と背後地盤は同じ試料によって作成した。地盤は水中落下法により作成している。基盤では、試料を落下堆積後、 $5Hz200Gal$ の正弦波で5分以上加振して締め固め、 D_r を95%以上とした。基盤では、実験中に剛性の著しい低下や変形は認められなかった。実験方法についての詳細は参考文献¹⁾を参照して頂きたい。

著者らが行った実験の中で、同じ加振加速度・振動数で加振して背後地盤が液状化発生・未発生であった2ケース(表1)において、計測さ

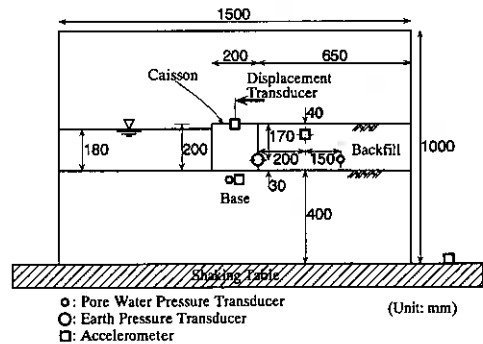


図2 岸壁模型の断面および計測器の配置箇所

表1 集中的に検討するケース

Test Case	Density	Vibration Direction	Notes	Displacement
Case N-T	Dense	ケーソン軸直行方向	No Liquefaction	3mm
Case L-T	Loose	ケーソン軸直行方向	Liquefaction	12mm

Frequency: 2.5Hz, Amplitude of Acc.:220Gal

Duration Time: 20sec

Experiment and Analysis on the Damage to Gravity Type Quay Walls during Earthquake: Eiji KOHAMA (Hokkaido Univ., Graduate Student), Natsuhiko OHTSUKA (North Japan Port Consultants Co., Ltd.), Kinya MIURA (Hokkaido Univ., Graduate School of Engineering), Sadamitsu AKEDA (Hokkaido Development Bureau) and Nozomu YOSHIDA (Sato Kogyo Co., Ltd.)

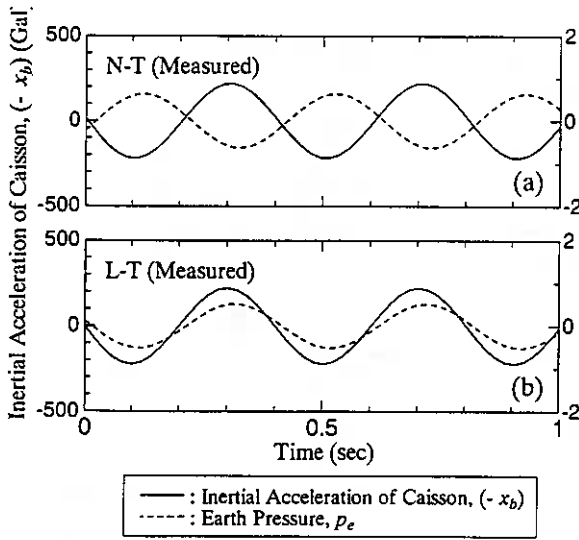


図 3(a, b) 慣性加速度と土圧の卓越周期成分

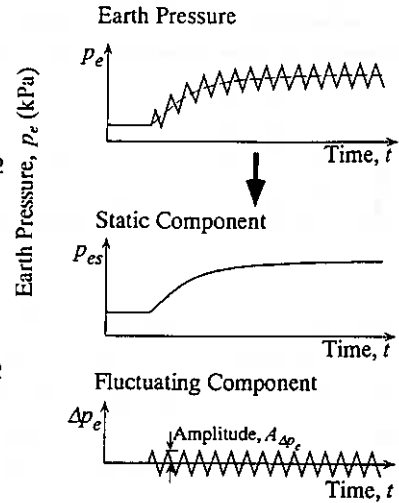


図 4 土圧の静的成分と動的変動成分

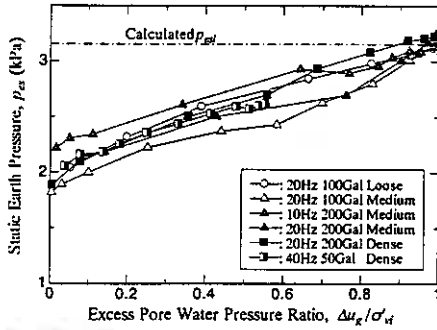


図 5(a) 液状化発生過程における土圧の静的な増大

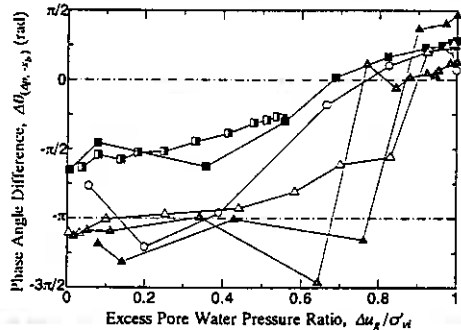


図 5(b) 液状化発生過程における慣性力と土圧の位相差

れた土圧と慣性力方向の加速度についてフーリエ解析を行い、卓越周期 0.402 秒の成分を抽出したものを図 3(a, b)に示す。この図から、背後地盤の液状化発生・未発生で慣性力と動的な土圧変動成分の関係が異なり、液状化未発生時には慣性力と土圧変動成分の向きは常に反対で位相差が π となるが、液状化発生時には同じ向きで位相差は 0 となっていることが確認できる。よって、液状化未発生時には慣性力が海側向きの際に土圧は最小となるが、液状化発生時には最大となりケーソンの変位を増大させる一因となっている。

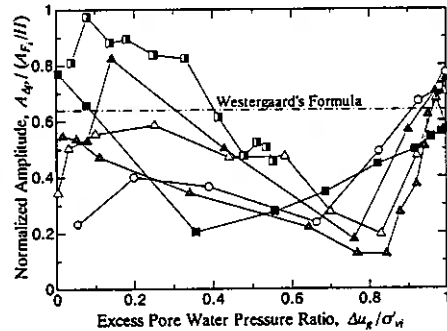


図 5(c) 液状化発生過程における土圧変動成分の振幅

一連の実験の中から表 2 に示した数ケースを選び、背後地盤で間隙水圧が蓄積して液状化状態に至るまでの過程における土圧の変動特性を図 5(a-c)に示す。ここでは図 4 に示すように振動時に変動する土圧を静的成分と振動成分に分離して示している。図 5(a-c)は背後地盤で測定された間隙水圧の初期有効土被り圧に対する比を横軸に取り、静的な土圧の大きさと振動成分の慣性力に対する位相差、土圧の振動成分の大きさをプロットしている。液状化の発生に伴い、横軸の間隙水圧比は大きくなり、完全に液状化が達成されると

表2 間隙水圧と土圧の関係を検討するケース

Symbol	Density	Friquency	Acc.
○	Loose	17	100
△	Medium	17	100
△	Medium	8	220
▲	Medium	17	220
■	Dense	17	220
■	Dense	33	50

1.0 となる。

図 5(a)のように、土圧の静的成分は過剰間隙水圧比に対して、線形的に増加している。この傾向は比較的ばらつきが少なく、地盤の密度や加振条件などに影響されないことが分かる。液状化が達成されて過剰間隙水圧比が 1.0 となった状態では、図 6 に示すような土圧が静的な液体圧として評価される値に一致している。初期状態から完全液状化状態まで、間隙水圧の発生に伴い静的な土圧が線形的に増大しているのが明らかである。

図 5(b)では、土圧の振動成分の位相差にはばらつきが有るものの、密な地盤を除いては位相差はほぼ $-\pi$ 周辺に集まっている。しかし、間隙水圧の発生に伴い増大し、過剰間隙水圧比が 0.8 程度になると位相差は急激に変化して、0 に近づいている。先に述べたように、液状化発生の有無によって慣性力と土圧の位相差は大きく異なる。すなわち、液状化が発生しなければ土圧の振動成分は慣性力と位相差を有してほぼ逆向きになるが、液状化が発生すると位相差は無くなり慣性力と同じ向きになり、この特性によって背後地盤の液状化によって岸壁の被害が拡大することが分かった。図に示した関係を見ると、そのような位相の変化は背後地盤において液状化が発生する過程で生じ、その変化はある特定の過剰間隙水圧比で急激に発生していることが明らかになった。このように位相差が急激に変化する間隙水圧比は岸壁のスケールや構造によって異なると考えられるが、この実験条件に限っては加振条件や地盤にはあまり依存せず、過剰間隙水圧比がおおよそ 0.8 であるといえる。

図 5(c)では土圧の振動成分の振幅も過剰間隙水圧比に依存して大きく変動していることが分かる。式における振動成分の振幅は大きくばらついてはいるが、背後地盤の密度が大きいほど振幅は大きいとい

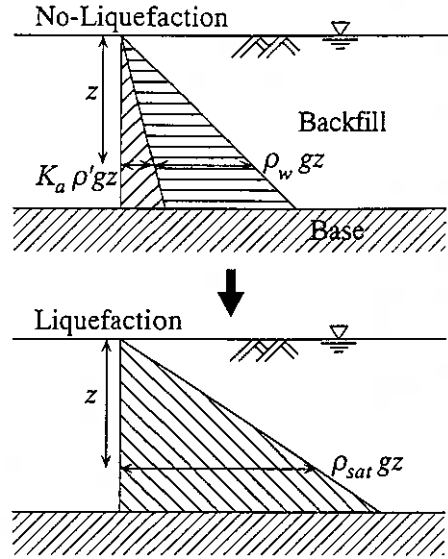


図6 液状化による土圧の静的な増大

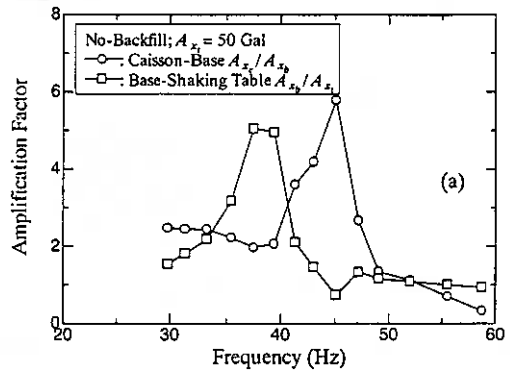


図7(a) 模型岸壁の振動特性 (背後地盤なし)

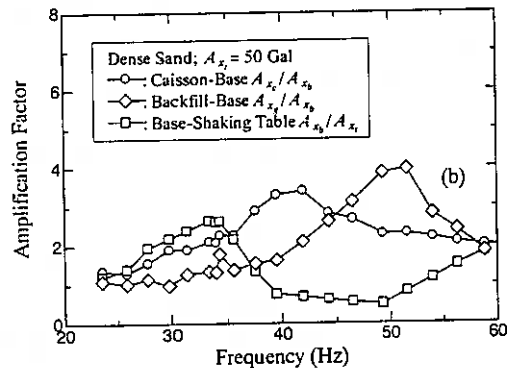


図7(b) 模型岸壁の振動特性 (背後地盤あり)

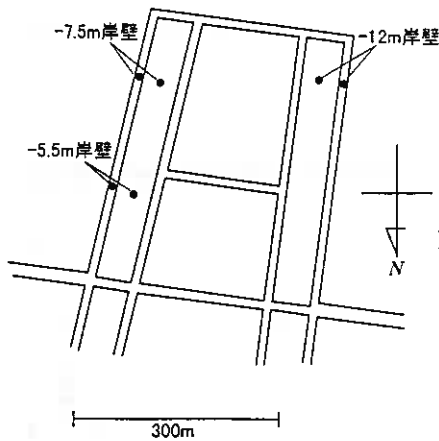


図8 釧路西港第三埠頭

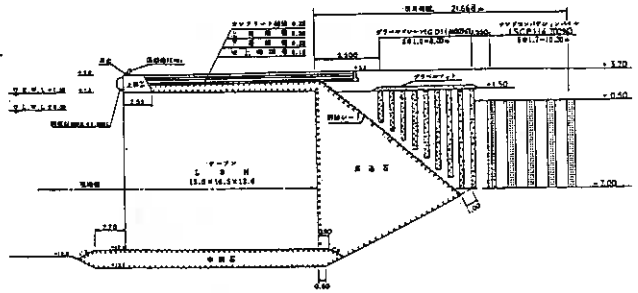


図9(a) -12m岸壁

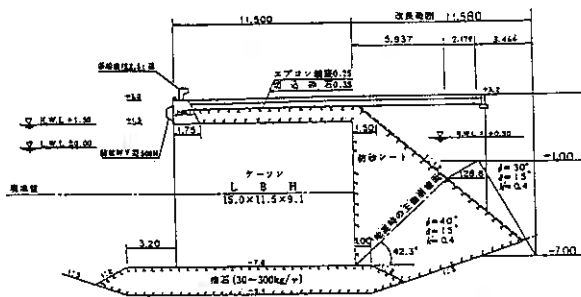


図9(b) -7.5m岸壁

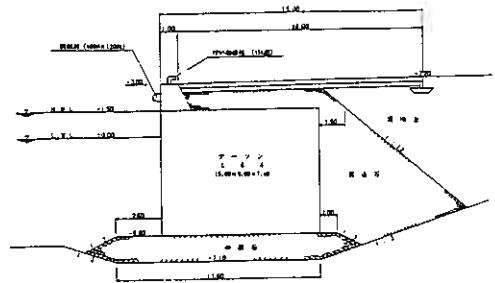


図9(c) -5.5m岸壁

う傾向を読み取ることができる。土圧の振幅は過剰間隙水圧比とともに減少し、振動成分の位相差が急激に変化する過剰間隙水圧比が0.8程度で最小値を示している。その後完全液状化に向けて間隙水圧比が増大すると振幅は一転して増大し始め、最終的には Westergaard のダムに作用する動水圧の式で与えられる振幅まで増大している。以上の傾向は地盤の密度にあまり依存せず、著者がすでに示したように¹⁾、密度によらず液状化した地盤は Westergaard 式で評価できるという傾向を支持している。

ここで示したような土圧の変動は、過剰間隙水圧の発生に伴う背後地盤の剛性の低下および振動特性の変化によって引き起こされていると考えることができる。次節では、ケーソンと背後地盤の振動特性を明らかにするために、振動台模型実験による共振測定と原位置における実大岸壁の常時微動観測を行っている。

3. 振動台模型実験と常時微動の計測による岸壁の振動特性

3.1. 振動台模型実験による検討

図7(a, b)は重力場での模型実験において得られた種々の加振振動数に対する振動振幅の増幅率を示している。図7(a)は背後地盤を設置しない条件で、すなわち基盤にケーソンが置かれている状態で測定された結果を、図7(b)は背後地盤を設置した通常の実験条件において測定した結果を示している。加振は約50gal程度

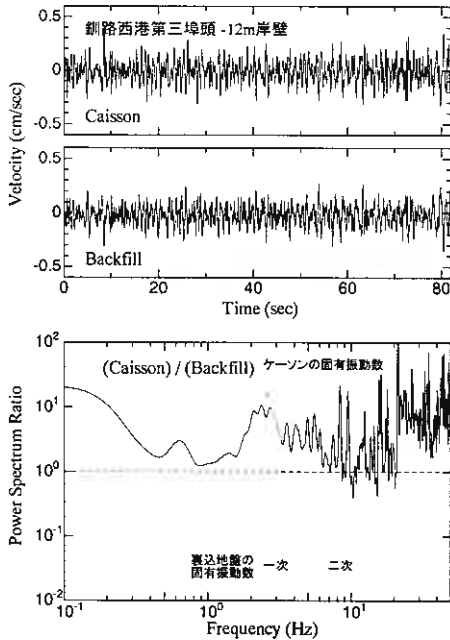


図 10(a) 常時微動計測結果 (-12m 岸壁)

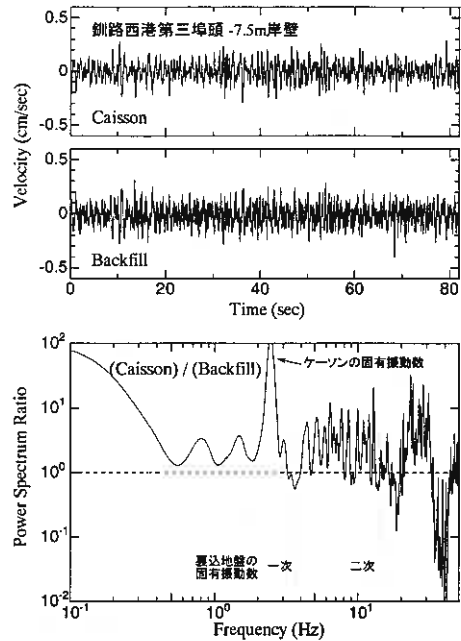


図 10(b) 常時微動計測結果 (-7.5m 岸壁)

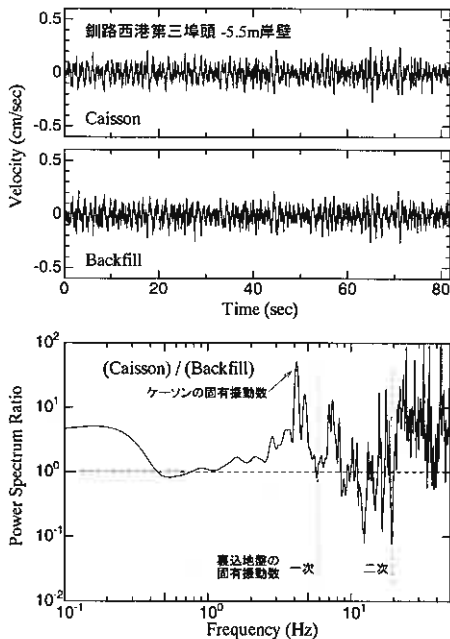


図 10(c) 常時微動計測結果 (-5.5m 岸壁)

と比較的小さくし、変形が小さな領域における弾性的な振動特性を対象とした。図示のように、ケーソンと背後地盤は基盤の振動に対して明瞭な共振特性を示し、この結果から、ケーソンの固有振動数は背後地盤が無い場合で 37Hz、背後地盤がある状態では 43Hz 程度であることが分かった。また、背後地盤の固有振動数はおよそ 50Hz と言える。

3.2. 常時微動測定による実大岸壁の振動特性の検討

振動特性は構造物の大きさに直接的に依存すると考えられるので、実際の岸壁において常時微動の計測を実施し、その振動特性を検討した。計測を行ったのは図 8 に示す釧路港西港区第 3 埠頭における、水深の異なる岸壁 3 地点である。岸壁の断面は図 9(a-c) に示す。常時微動の測定は 2 セットの観測器を用いて、ケーソン上と背後地盤上の 2 箇所ですべて同時に鉛直上下とケーソンの長軸方向、長軸直行方向の 3 成分ずつの計測を行った。データレコーダーに保存されたアナログデータをサンプリング周波数 100Hz で A/D 変換し、81.92 秒間のデータを用いてフーリエ

解析をしている。測定はすべて深夜に実施したが車両等の生活雑音によるノイズの影響が小さくないので、ケーソン上での測定値のフーリエパワースペクトルを背後地盤上のもので正規化して整理している。

図 10(a-c) には、ケーソンの長軸と直角水平方向での測定値を示している。この図中のパワースペクトル比

は、100 サイクルの Hanning ウィンドウをもちいて平滑化している。このような整理では、ケーソンの固有振動数では極大値、背後地盤の固有振動数では極小値となるはずである。図中にはそれらの共振振動数と思

表3 実岸壁のケーソンと背後地盤での固有振動数

岸壁		測定値 (Hz)	計算値 (Hz)
-12m 岸壁	ケーソン	2.3	
	一次	3.7	3.0
	二次	10.3	8.4
-7.5m 岸壁	ケーソン	2.4	
	一次	3.6	4.7
	二次	13.8	13.3
-5.5m 岸壁	ケーソン	4.2	
	一次	5.7	4.4
	二次	19.5	15.0

われるところを示している。ケーソンは剛体としての振動特性を示すと考えられるが、背後地盤は弾性波の基盤と地表面の間での反射により、数次の固有振動数が認められた。これらの値は表3に示している。

図 11(a-c)には測定地点の背後地盤の柱状図を示している。柱状図に示されている情報から N 値を介して微小領域に相当するせん断剛性を算出し、重複反射法によって応答関数を求め、固有振動数を推定した。計算では、ケーソンと同じ深さまでの地盤の情報をもとに応答関数を求めた。表3には測定値との比較を示している。結果には水深の影響が認められ、水深が大きくなりケーソンの寸法が増大し、背後地盤の層厚が増大すると、ケーソンと背後地盤の固有振動数はともに大きくなっている。そして、背後地盤における測定値と推定値の対応はそれほど悪くなく、測定値がある程度の精度を有していることを裏付けていると考えられる。

原位置での実大岸壁における常時微動計測では、いずれの岸壁でも背後地盤の固有振動数よりもケーソンの固有振動数のほうが小さい、という結果になった。これは重力場の振動台実験での模型岸壁の振動特性によく対応するものである。地震時において液状化が発生する場合、過剰間隙水圧の発生にともない背後地盤の剛性は低下し、固有振動数が低減することが考えられる。次節では二質点-バネモデルを用いて液状化発生過程におけるケーソン・背後地盤の振動と土圧の関係について検討する。

4. 二質点-バネモデルを用いた考察

用いたモデルは図 12 に示す。ここでケーソンと背後地盤の質量はそれぞれ m_c 、 m_g であり、これらはバネ (k_c) とダ

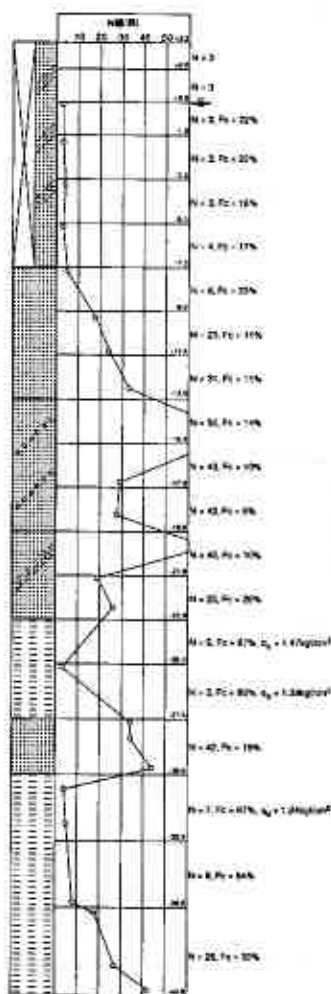


図 11(a) 土質柱状図 (-12m 岸壁)

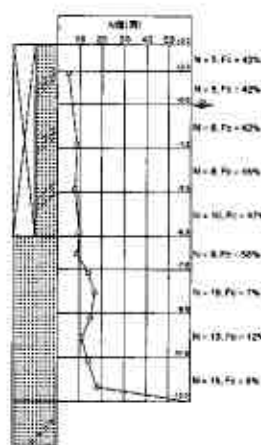


図 11(b) 土質柱状図 (-7.5m 岸壁)

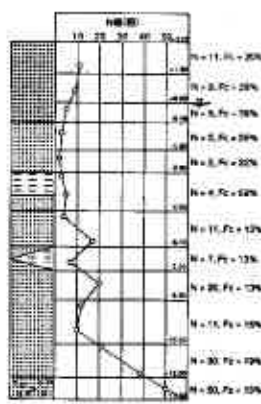


図 11(c) 土質柱状図 (-5.5m 岸壁)

シュポット (c_i) で繋がれている。基盤の振動 $x_b (=X_b \exp(i\omega_b t))$ はバネ (k_c, k_g) とダッシュポット (c_c, c_g) を通じてケーソンと背後地盤を振動させる。角振動数 ω 、減衰比 h 、複素バネ剛性は以下のように定義する。

$$\omega_c = \sqrt{k_c/m_c}, \quad h_c = c_c / \sqrt{4m_c k_c}, \quad K_c = k_c + i\omega_b c_c \quad (1)$$

$$\omega_g = \sqrt{k_g/m_g}, \quad h_g = c_g / \sqrt{4m_g k_g}, \quad K_g = k_g + i\omega_b c_g \quad (2)$$

$$\omega_i = \sqrt{k_i/m_c}, \quad h_i = c_i / \sqrt{4m_c k_c}, \quad K_i = k_i + i\omega_b c_i \quad (3)$$

ここで添字 b, c, g, i はそれぞれ基盤、ケーソン、背後地盤、ケーソンと背後地盤の間を示している。この振動系の運動方程式は以下のように与えられる。

$$\begin{bmatrix} -\omega_b^2 m_c + K_c + K_i & -K_i \\ -K_i & -\omega_b^2 m_g + K_g + K_i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_c \\ X_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \omega_b^2 m_c X_b \\ \omega_b^2 m_g X_b \end{Bmatrix} \quad (4)$$

ここで、 $x_c (=X_c \exp(i\omega_b t))$ と $x_g (=X_g \exp(i\omega_b t))$ はそれぞれケーソンと背後地盤の相対変位を示している。

著者らは今まで、ケーソンに作用する土圧変動成分について検討する場合、慣性力との関係に着目してきたが、ここでは土圧変動成分とケーソン底面でのせん断力（摩擦力）との関係について整理する。これは、加振振動数によっては慣性力がケーソンの滑動の一因にならない場合があるためである。図 13 に示すように、一自由度系のバネモデルを考えたとき、A のように固有振動数よりも小さい振動数で振動させる場合には物体の相対変位と慣性力の向きは同じで、慣性力は物体の振動を増幅させる向きに働く。しかし B のように固有振動数よりも大きい振動数で加振する場合には、慣性力は物体の相対変位と反対向きになり、振動を抑制する向きに働く。したがって、慣性力は常に振動を増幅させる力ではなく、土圧との方向の比較をする場合に適したものではない。一方バネによって物体の底面に作用する力を考えた場合、この向きは常に物体の相対変位とは逆向きになり、振動を抑える向きに働く。これはケーソンの底面に作用するせん断力（摩擦力）に相当するものであり、土圧の向きを考える場合にこの底面でのせん断力の向きとの相対的な比較を行うことは、有意である。よって本節では、土圧変動成分とケーソン底面でのせん断力の関係に着目して整理する。

ケーソンに作用する底面せん断力 F_s とケーソンと背後地盤の間で発生する力 ΔF_c 、

(土圧) は以下の式で計算できる。

$$\begin{aligned} F_s &= k_c X_c \exp(i\omega_b t), \\ \Delta F_c &= -k_i (X_c - X_g) \exp(i\omega_b t) \end{aligned} \quad (5)$$

用いたパラメーターは、表 4 にまとめている。重力場での振動台実験の結果では、ケーソンの固有周期は 45Hz、背後地盤は 50Hz であ

表 4 モデルでの計算に用いたパラメーター

ω_g / ω_c	0.0 ~ 0.3
m_g / m_c	4.0
ω_i / ω_c	0.25 ~ 2.0
ω_b / ω_c	0.22 (= 10 / 45)
$h (= h_c = h_g = h_i)$	0.2

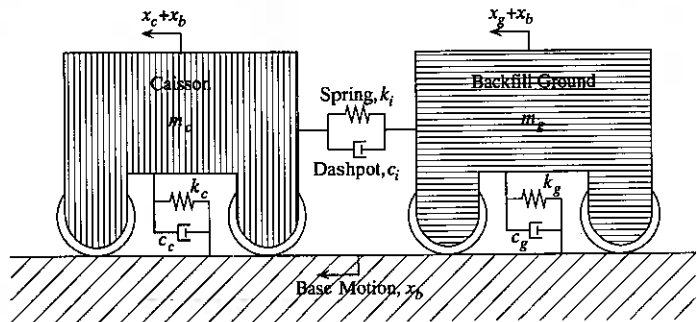


図 12 二質点-バネモデル

り、これに基づいてパラメーターを決定した。減衰比はすべてのダッシュポットで等しくしている。

図 14(a, b)は加振振動数がケーソンの固有振動数よりも小さい場合についてであり、重力場の振動台実験での加振条件に対応したケースである。図14(a)には、土圧の振幅を底面せん断力の振幅で正規化したものと、ケーソンと背後地盤の固有振動数の比の関係を示している。土圧の振幅は ω_g / ω_c が減少するにしたがって最初は減少するが、途中 $\omega_g / \omega_c = 1$ のときに0となってから再び増大する。図14(b)には、底面せん断力と土圧の位相差と ω_g / ω_c の関係を示しているが、位相差は $\omega_g / \omega_c > 1$ の場合はほぼ0であるが、土圧の振幅が最小となる $\omega_g / \omega_c = 0$ で $-\pi$ に変化する。図 13 に示したように、加振振動数がケーソンの固有振動数よりも小さい場合には、底面せん断力と慣性力の向きは反対となる。よって慣性力と土圧の位相差は、 $\omega_g / \omega_c > 1$ の場合は $-\pi$ 、 $\omega_g / \omega_c < 1$ の場合は0となる。

背後地盤の固有振動数 ω_g の減少は、液状化発生過程における間隙水圧の増大による地盤の軟化に対応させることができるので、この図を見るにあたって図の左側は液状化未発生、右側は液状化発生と見ることができる。最初に述べた振動台実験の結果では、間隙水圧が増大するにしたがって土圧は一度小さくなってから増大し、この最小値をとるときに慣性力と土圧の位相差は0に変化するという現象が見られた。この実験結果はモデルを用いた計算結果で見られた現象と良く対応するものである。したがって、間隙水圧の増大による地盤の軟化が背後地盤の振動特性を変化させ、動的な土圧の性質を変化させるということが理解できる。

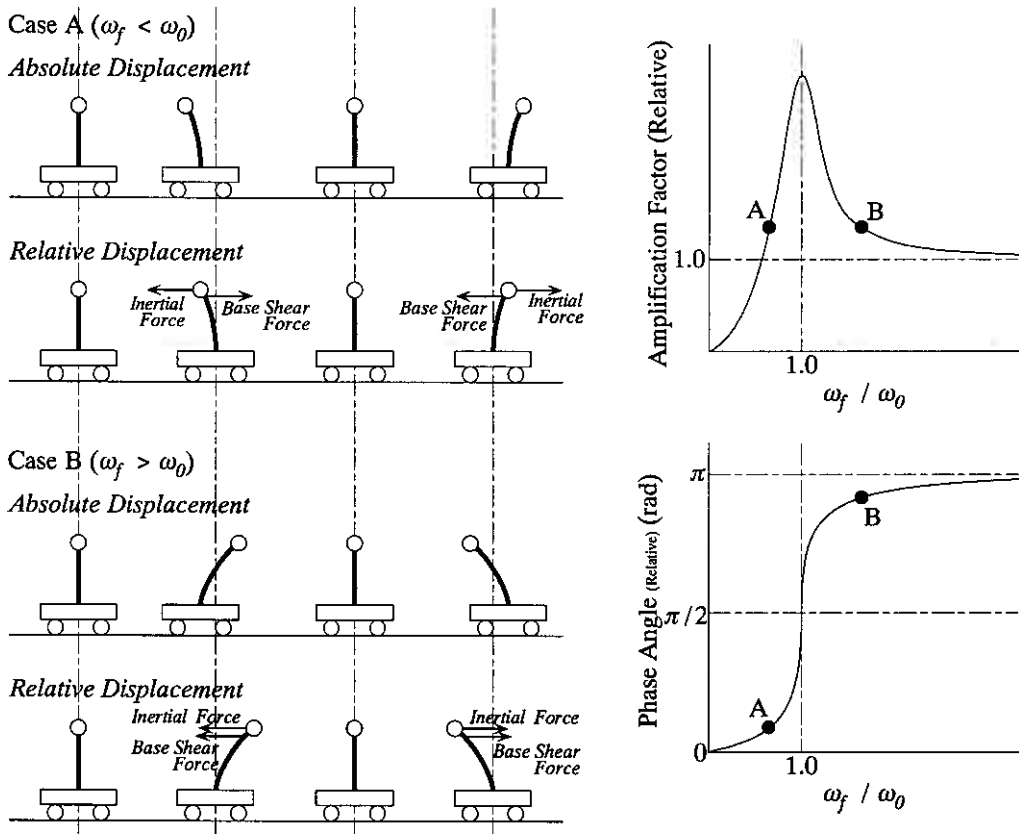


図 13 加振振動数による振動の変化

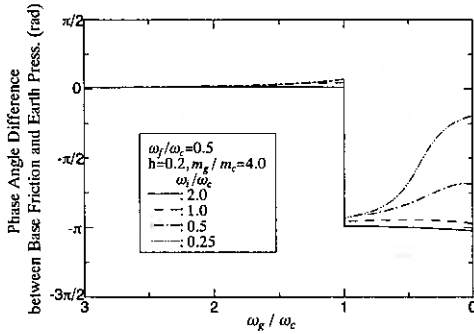


図 14(a) 固有周期の比と土圧振幅の関係
($\omega_f / \omega_c = 0.5$)

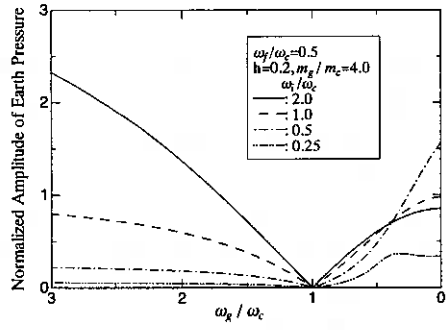


図 14(b) 固有周期の比と底面せん断力と土圧との位相差の関係
($\omega_f / \omega_c = 0.5$)

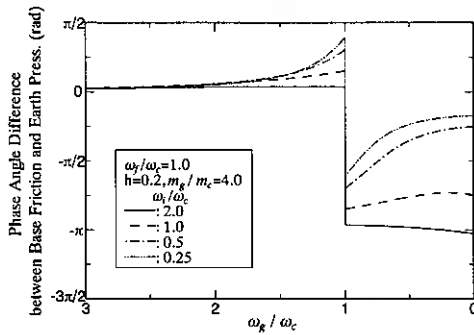


図 15(a) 固有周期の比と土圧振幅の関係
($\omega_f / \omega_c = 1.0$)

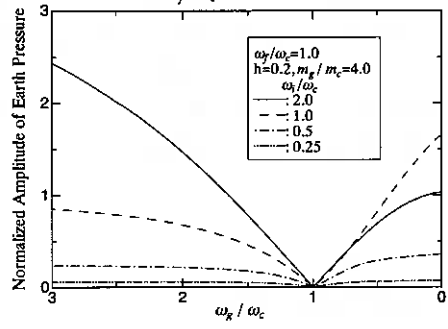


図 15(b) 固有周期の比と底面せん断力と土圧との位相差の関係
($\omega_f / \omega_c = 1.0$)

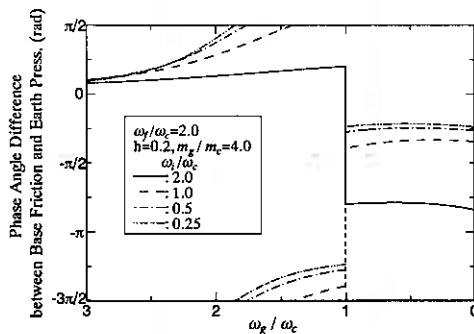


図 16(a) 固有周期の比と土圧振幅の関係
($\omega_f / \omega_c = 2.0$)

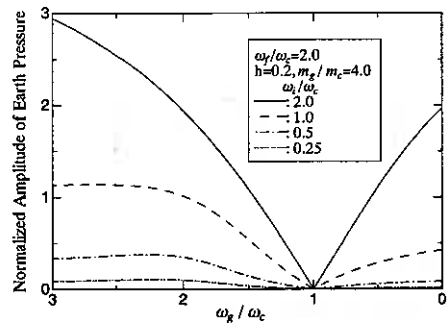


図 16(b) 固有周期の比と底面せん断力と土圧との位相差の関係
($\omega_f / \omega_c = 2.0$)

図 15(a, b), 16(a, b)はそれぞれ加振振動数がケーソンの固有振動数に等しい場合、ケーソンの固有振動数よりも大きい場合について、底面せん断力の振幅で正規化した土圧変動成分の振幅、土圧と底面せん力との位相差を示している。図 15(a), 16(a)のように、どちらの場合にも最初は背後地盤の固有振動数が減少するにつれて土圧の振幅も減少し、 $\omega_g / \omega_c = 1$ のときに 0 となり、さらに固有振動数が減少すると土圧の振幅は増大する。図 15(b), 16(b)より、底面せん断力と土圧の位相差は $\omega_g / \omega_c \gg 1$ の場合 0 であり土圧はケーソンの振動を抑制する方向に働くが、背後地盤の固有振動数 ω_g の減少ともなつて位相差は変化する。 $\omega_g / \omega_c \ll 1$ のときは、ケーソンと背後地盤を繋ぐバネの剛性 k_i が大きき ω_f / ω_c が大きい場合には底面せん断力と土圧

の位相差は π に近く、土圧はケーソンの振動を増幅させる向きに働くが、バネ剛性 k_i が小さく ω_i / ω_c が小さいときの位相差は 0 に近く、土圧はケーソンの振動を抑制させる向きに働く。しかしケーソンと背後地盤間のバネ剛性 k_i が小さい場合は、図15(a)、16(a)のように土圧の振幅も小さい。

重力場での実験条件にあわせて用いた二質点-バネモデルでの土圧は、実験で観察された土圧変動成分と定性的に類似するものであった。振動台実験の模型岸壁では、加振振動数はケーソンの固有振動数よりも小さいという条件であった。しかし、常時微動計測の結果ではケーソンの固有周期はおおよそ2~4Hzであり、実際の地震波の主要成分はこれに前後する値となり、固有振動数よりも大きい加振振動数も考慮する必要がある。二質点-バネモデルを用いた考察では、加振振動数が固有振動数よりも大きい場合、ケーソンと背後地盤間のバネの剛性により土圧の方向が異なるが、この値の持つ意味についてはまだわからないことが多い。したがって加振振動数が大きい場合での土圧変動成分については、より詳細に検討すべきである。

5. おわりに

本報告ではまず、振動台を用いた重力式岸壁の模型実験の結果を紹介し、地震時における液状化過程での土圧の変化特性を示した。土圧の静的成分と動的成分はともに、背後地盤の間隙水圧発生量に強く依存していることが明らかになった。静的成分は線形的に増加する反面、動的成分は過剰間隙水圧比が0.8程度で急激に変化し、慣性力との位相差は π から0へ急激に変化し、振幅は極小値を採ることがわかった。このような特性をケーソンと背後地盤の振動特性とその液状化過程における変化から説明するために、共振実験と常時微動観測を行って振動特性を把握するとともに、質点-バネモデルを用いて実験結果を分析した。このような単純化したバネモデルでの定量的な検討は難しいが、定性的には土圧の変動特性を比較的良く説明することができた。すなわち、

- 初期においては背後地盤の方が固有振動数が高いが、間隙水圧の発生とそれともなう剛性の低下により、地盤の固有振動数は液状化過程において減少し、ケーソンの固有振動数と一致した時点で振動成分の位相の変化が急激に発生する。またこのとき、振幅は極小となる。
- 以上のことから、液状化対策等によって間隙水圧の発生を抑制し、背後地盤の固有振動数をケーソンの固有振動数よりも高い領域に保持できればケーソンの極端な不安定化は避けることが可能であると言える。
- ただし、加振振動数と岸壁の固有振動数の関係によっては土圧の性質が異なることが考えられるので、今後更に検討を続ける必要がある。また加振振動数が固有振動数より大きい場合には、土圧と慣性力との比較で結果を整理することは困難であるので、土圧とケーソン底面に作用するせん断力との比較により、動的な土圧を整理すべきであることがわかった。

本研究では背後地盤内の間隙水圧と土圧の変動成分との関係について整理を行ったが、この関係がさらに明白になれば、背後地盤の地盤改良の効果をケーソンの設計に生かすことができると考えられ、土圧の動的な変動成分を考慮したより合理的な設計の可能性を示している。本研究を実施するに当たって、東京電機大学理工学部安田進先生に実験方法についてご指導頂いた。また、北海道大学土岐祥介教授には、本研究を進めるに当たってご支援頂いた。また、当時北海道大学4年生の間宮力君と大学院生長澤正明君には実験、データの整理などに協力して頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

[参考文献] 1) 小濱(1997): 北海道大学修士論文

遠心模型実験による盛土の地震時挙動 (その2)

北海道開発局開発土木研究所 ○正員 林 宏規
正員 西川 純一
正員 谷口啓二郎

1. まえがき

道路盛土や河川堤防などの土構造物は、標準のり勾配で良好に施工された場合、ある程度の耐震性を本来的に有していることが経験的にわかっている。また、仮に被害が発生しても復旧が容易なことなどから、設計にあたって地震時の安定を考慮しないのが一般的である。

しかしながら、ここ数年の北海道におけるいくつかの大地震によって、土構造物に大きな崩壊が発生しており^{1) 2) 3)}、これらの地震被害を契機に、道路盛土においても耐震性についての検討が進められている。

以上の背景を受けて、本研究では、盛土の地震時における挙動を把握し、耐震性の検討に資する目的で、動的遠心模型実験を実施した。遠心模型実験は、実物と同じ応力状態を再現することが可能であり、特に土のように強い応力依存性を持つ材料の挙動を把握するのに有効である。具体的には、盛土の強度、盛土内浸透水の有無および入力加速度などのパラメーターと盛土内の応答加速度、盛土の沈下量などの関係について検討を行った。

2. 道路盛土の被害事例

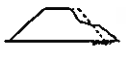
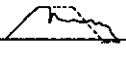
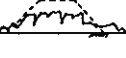
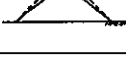

北海道においては、1993年に釧路沖地震と北海道南西沖地震、その翌年の1994年に北海道東方沖地震が発生し、各方面に甚大な被害をもたらした。これらの地震では、道路盛土の被害も数多く発生し、長期にわたる通行止めなど交通に大きな影響を与えた。

西川・松田⁴⁾は、各地震による大きな道路盛土被害の特徴について以下のように総括している。

- ① 釧路沖地震では、沢地形ないし集水地形の盛土で崩壊が生じた。
- ② 北海道南西沖地震では、のり尻に軟弱地盤がある盛土が崩壊した。また、通行止めには至らなかったが、砂地盤の液状化によって低盛土が長い区間にわたって崩壊した。
- ③ 北海道東方沖地震では、高盛土、橋梁の取付盛土における崩壊、変状が目立った。

これら代表的な道路盛土の被害事例を表-1に従って分類すると、釧路沖地震ならびに北海道東方沖地震では、盛土本体の崩壊によるⅡおよびⅤ型の被災パターンが多く、北海道南西沖地震では、軟弱な基礎地盤あるいは基礎地盤の液状化に起因するⅢ型の被災パターンであった。ここで注目すべきは、釧路沖地震、北海道東方沖地震の場合のように盛土本体の崩壊であっても、交通に支障をきたすほどの大きな被害が生じたことである。

表-1 盛土の被害形態⁵⁾

被災パターン	被災模式図	被害形態
I型		のり面の流出、崩壊またはきれつ段差の発生が道路車線まで及ばず、のり尻にかざられるもの。
Ⅱ型		盛土のすべり崩壊またはきれつ、段差の発生が道路車線まで及ぶもの。
Ⅲ型		破壊が基礎地盤および盛土形状が原形をとどめないもの。
Ⅳ型		盛土の一般的な沈下に伴って、盛土形状をある程度保ちつつ変形したもの。
Ⅴ型		構造物背面の盛土が沈下及びきれつを起こしたもの。

西川・吉田⁶⁾は、釧路沖地震での国道盛土被害箇所を調査した結果、沢地形もしくは集水地形の盛土において被害が生じ、その崩壊面に湧水が観察されたとしている。また、通常の斜面崩壊よりも崩土の到達距離が大きく、盛土の一部が浸透水によって飽和していた可能性を指摘している。さらに、これらの被害箇所をモデル化し、すべり安全率を計算した結果においても、盛土の地震時安定性に対して盛土強度と盛土内浸透水が大きく影響を与えるとしている。

本研究では、以上の被害事例の特徴を踏まえ、基礎地盤を含まない主に盛土本体の破壊もしくは変形を想定した実験条件とした上で、盛土の強度と盛土内浸透水の有無および入力加速度を変化させて動的遠心模型実験を実施し、盛土の地震時挙動を再現することとした。

3. 実験方法

遠心模型実験は、遠心力を模型に作用させることにより、実物の応力状態を再現し、模型実験としての相似則を満足させるものである。今回は、実物の 1/50 縮尺である模型盛土を作成し、50g (g : 重力加速度) の遠心加速度場において加振実験を実施した。実験装置は、能登・日下部の報告⁷⁾に記載されているものと同様である。

実験ケースの一覧を表-2に示す。盛土形状を統一し、盛土強度、盛土内浸透水および入力加速度を変化させて実験を行った。

3.1 模型盛土および計測センサー

模型盛土と計測センサー配置を図-1に示す。盛土形状は、標準的な道路盛土を想定したもので、半断面とした。加振方向の両端面には、緩衝材として厚さ 20mm のシリコンラバーを設置した。

(1) 模型盛土

模型盛土の材料は、豊浦標準砂とカオリンを乾燥重量比で 8 : 2 に混合し、シリコンオイルによって最適含油比に調整した土である。ここで、最適含油比とは、土の締固め試験での最適含水比に相当するものであ

表-2 実験ケース

ケース名	盛土高さ	のり勾配	盛土強度 (締固め)	浸透水	加振条件
ケース 1	10.0cm (5.0m)	1:1.5	高強度 (90%)	なし	連続 3 回加振
ケース 2	10.0cm (5.0m)	1:1.5	低強度 (80%)	なし	連続 3 回加振
ケース 3	10.0cm (5.0m)	1:1.5	高強度 (90%)	あり	連続 3 回加振
ケース 4	10.0cm (5.0m)	1:1.5	低強度 (80%)	あり	連続 2 回加振

盛土高さ欄の () は実物換算値である

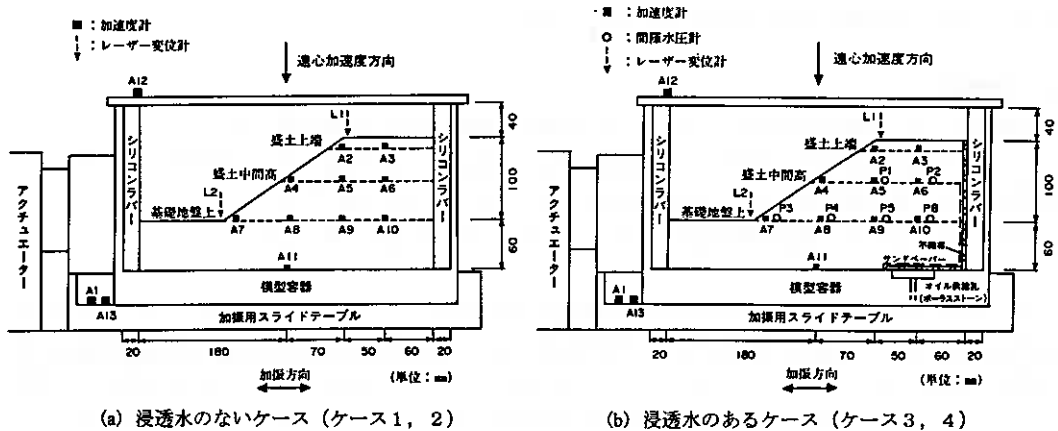


図-1 模型盛土と計測センサー配置

る。盛土内の浸透水は、間隙流体の透水速度に関する相似則を満足させるために、水の 50 倍の粘度を持つシリコンオイルを用いた。浸透水としてのシリコンオイルは、脱気をした上で、50g 場において模型盛土の側方上部から供給し、所定の高さまで水位が達したことを間隙水圧計で確認した後、加振を行った。図-2 に盛土内浸透水の状況（ケース 3）を示す。

盛土強度は、締固め度を 80%と 90%の 2 種類設定することによって変化させた。各々の物性を表-3 に示す。盛土強度が高いケース（締固め度 90%）の内部摩擦角は、 33.5° を示した。これは、通常設計で用いられる砂質盛土の値である 30° より若干大きい。盛土強度が低いケース（締固め度 80%）では、わずかであるが粘着力成分が表れた。

表-3 における透水係数は、相似則に基づいて実物に換算した値であるが、強度の高いケースでは中位の透水性、低いケースでは高位の透水性を示した。いずれも砂から礫相当の透水性である。

基礎地盤は、締固め度 90%に統一した。盛土模型の作成にあたっては、基礎地盤、盛土とも、均一となるよう何層かに分けて突き固めた。また、加振後の変形状態を把握するために、模型盛土の観測面に 20mm 間隔でマーキングをした。

(2) 計測センサー

盛土内部の応答加速度は、盛土への影響を考慮し、超小型の圧電型加速度計 (A2 ~ A11) によって計測した。間隙水圧計も同様に、超小型のもの (P1 ~ P8) を使用した。盛土のり肩ならびにのり尻に生じる鉛直変位量を測定するために、レーザー式変位計 (L1, L2) を設置した。

3.2 加振方法

入力する加速度波形は、全て周波数 100Hz (実物換算 2 Hz) の正弦波とし、加振時間は 0.2 秒 (同 10 秒) とした。加振方法は、入力加速度を 3 段階に分けて、同一模型盛土に対して連続して加振する方法をとった。ただし、ケース 4 においては、加振を 2 回で終了した。

4. 実験結果

各実験ケースでの結果を整理し、パラメーターが盛土の挙動に与える影響を調べた。

ここで、地盤内加速度の応答波形は、時間軸に対して対称かつ一定の振幅を示すとは限らないことから、波形の最大値と最小値を読みとり、その平均値をもって、応答加速度の値とした。

また、入力加速度は、模型容器底面 (A11) において計測された加速度の値とした。

4.1 盛土の変形

図-3 から 6 は、各ケースでの模型盛土の最終変形状況である。いずれのケースにおいても、変形は盛土本体内で生じており、基礎地盤ではほとんど発生していない。変形が生じた部分と生じていない部分との境界線は、円弧に近い形状となっている。しかし、その変形モードは、円弧すべりよりは、盛土外側への流動に近い。また、盛土強度の低いケースの方が、大きな円弧で変形していることがわかる。盛土強度が低く、浸透水のあるケース 4 では、加振を 2 回で終了したにもかかわらず、最も大きな変形を示しており、天端面

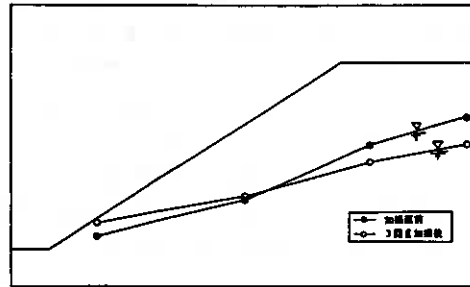


図-2 盛土内浸透水の状況

表-3 材料土の物性

試験名称	高強度	低強度
模型盛土の締固め度	90%	80%
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.672	
塑性限界 PL (%)	NP	
液性限界 WL (%)	NP	
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.903	
最適含油比 W_{opt} (%)	11.8	
湿潤密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.915	1.702
有効応力強度 C' (kg/cm ²)	0	0.05
ϕ'	33.5	15.6
透水係数 k (cm/sec)	2.4×10^{-5}	1.8×10^{-1}

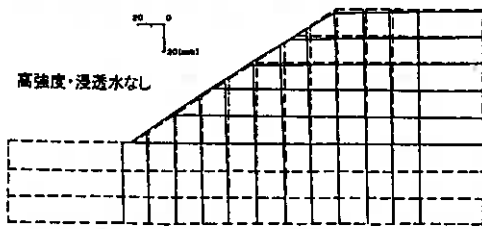


図-3 ケース1での最終変形

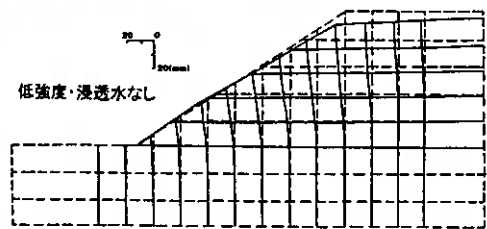


図-4 ケース2での最終変形

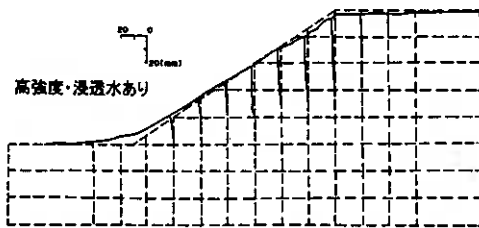


図-5 ケース3での最終変形

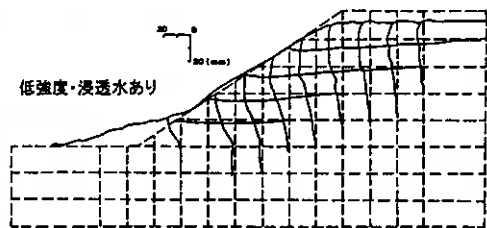


図-6 ケース4での最終変形

に無数のクラックが生じていた。観測面からのスケッチには表れていないが、浸透水があるケースにおいては、のり面中央部が大きく崩壊しており、崩土がのり尻付近に流出していた。

図-7は、入力加速度とのり肩において各加振段階毎に生じた沈下量を表している。ここで、加速度、沈下量とも実物換算している。また、低強度盛土・浸透水なしのケースでは、レーザー変位計の不調により加振3回目の計測が出来なかった。盛土強度が高いケースにおいては、浸透水の有無に関係なく沈下量が比較的少なく、入力加速度 300gal 程度の加振を与えても 100mm 程度の沈下となっている。一方、強度の低いケースでは、大きな沈下が生じており、その傾向は浸透水があるケースの方が著しい。浸透水のあるケースでは、加振1回目から 150mm 程度の沈下が生じており、加振2回目では 220gal 程度の入力加速度に対し約 300mm もの沈下が発生した。このことから、地震時の盛土安定性には、盛土強度が大きく影響を与えることが明らかとなった。さらに、盛土強度が低い場合は、浸透水の有無が影響することもわかった。

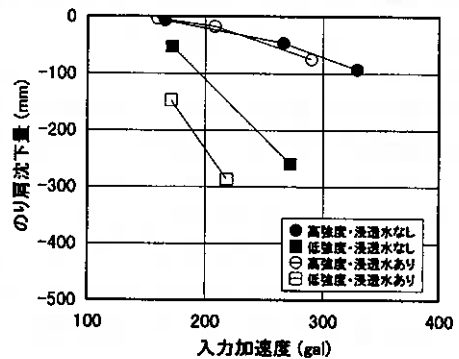


図-7 入力加速度とのり肩沈下量

4.2 応答加速度および間隙水圧

図-8は、実物換算した応答加速度を鉛直方向に整理したものである。応答加速度は、同じ深度のセンサーから得られた値を平均している。盛土内における加速度の増幅傾向には、浸透水の有無によって違いが表れている。浸透水のないケースにおいては、地表面での加速度に比べ盛土内での加速度が概ね大きく、盛土内で加速度の増幅が認められる。盛土強度の高いケースの加振3回目では、入力加速度 330gal に対し、地表面では 550gal、盛土天端では 900gal にも達している。この傾向は、入力加速度が大きくなるに伴い著しくなることから、加速度増幅は、入力加速度の大きさに依存しているといえる。また、ここでは、盛土強度

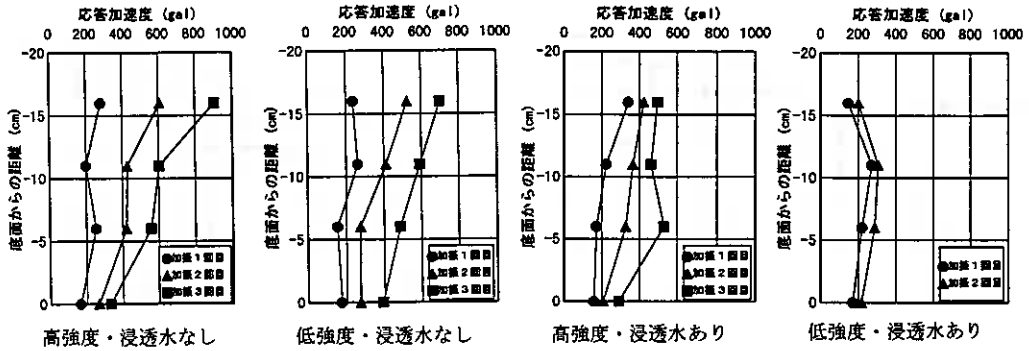


図-8 各ケースにおける応答加速度

の大小による明瞭な相違はなかった。

一方、浸透水のあるケースにおいては、盛土内での加速度の増幅が小さい。盛土強度が高いケースでは、加振1回目、2回目において盛土内加速度の増幅があるが、3回目では、逆に減衰している。強度が低いケースでは、この傾向がより顕著に表れており、加振1回目において入力加速度 170gal が地表面で 220gal、盛土中間で 270gal に若干増幅しているが、盛土天端では 150gal に減衰している。これらは、浸透水が存在することにより、盛土の応答性が減少したことに起因すると考えられる。

盛土強度が低く浸透水があるケースの加振2回目における加速度および間隙水圧の時刻歴の一部を図-9に示す。加振によって、過剰間隙水圧が発生しており、加振が終了した時点で間隙水圧が最大となっている。これは、他のケースにおいても同様である。また、間隙水圧の上昇に伴って、盛土天端での加速度が漸減している。このことから、盛土の応答性の減少は、過剰間隙水圧の上昇と密接な関係があると推測できる。

加振によって生じた過剰間隙水圧の最大値を有効上載圧で除した過剰間隙水圧比を、図-10に示す。過剰間隙水圧比は、同じ深度の平均値である。盛土強度の高いケースの地表面では、過剰間隙水圧がほとんど生じておらず、有効上載圧の 0.04 程度以下となっている。同じく盛土中間では、入力加速度 290gal に対し、0.3 程度の過剰間隙水圧比を示した。強度の低いケースでは、入力加速度 170gal に対し、地表面で 0.28、盛土中間で 0.58 の過剰間隙水圧比となっている。入力加速度 220gal に対しては、地表面で 0.44、盛土中間で 0.62 であった。すなわち、液状化には達していないものの、過剰間隙水圧の上昇に伴い有効応力が減少しており、それによって、盛土が大きく変形したものと考えられる。また、先に述

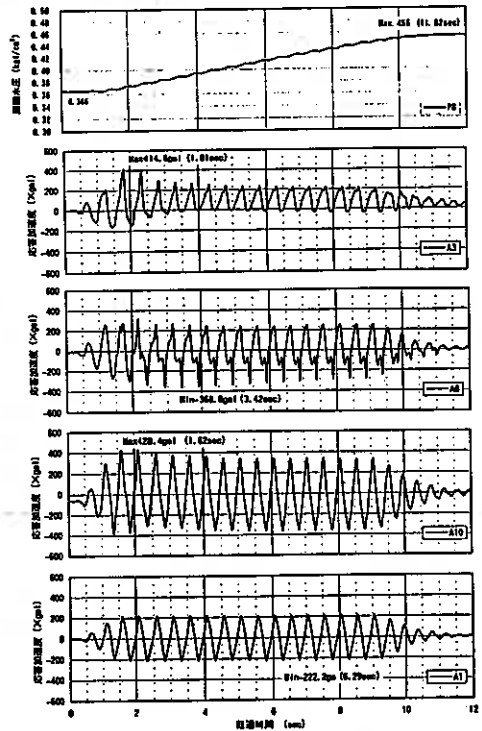


図-9 加速度と間隙水圧の時刻歴 (ケース4)

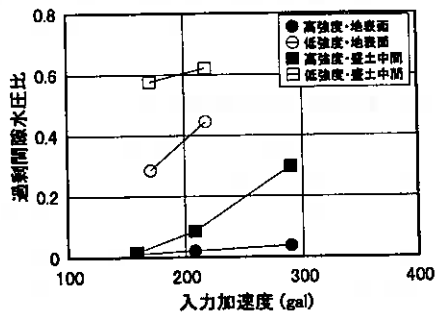


図-10 入力加速度と過剰間隙水圧比

べた盛土内における加速度の減衰は、過剰間隙水圧比が概ね 0.3 を越えたケースで発生していることがわかる。

5. 結論

盛土の強度、浸透水の有無などを変化させて動的遠心模型実験を実施し、盛土の耐震性を検討した。その結果、本実験の範囲内において以下の結論が得られた。

- ①地震時における盛土の安定性には、盛土の強度が大きく影響を与える。盛土の強度が高い場合は、盛土内に浸透水が存在しても大きな崩壊には至らなかった。一方、盛土の強度が低い場合、浸透水が存在すると大きく崩壊する恐れがある。
- ②盛土内に浸透水が存在しない場合、盛土内において加速度が増幅する。その度合いは、入力加速度の大小に依存する。
- ③盛土内に浸透水がある場合、盛土内での加速度増幅が低減あるいは減衰する。この現象は、過剰間隙水圧の上昇と密接な関係があると推測され、過剰間隙水圧比が概ね 0.3 を越えたケースにおいて発生している。
- ④盛土強度の低いケースにおいて、最大 0.6 程度の過剰間隙水圧比が生じた。すなわち、液状化には達していないものの、過剰間隙水圧の上昇に伴い有効応力が減少しており、それによって、盛土が大きく変形したものと考えられる。

ただし、今回の実験は、盛土材料として人工材料を用いていること、実地震波ではなく正弦波を与えていることなどがあり、盛土の地震時挙動を明らかにするためには十分とはいえない。今後は、盛土の地震時安定解析手法の確立を視野に入れて、動的遠心模型実験を実施していく考えである。

—参考文献—

- 1) 西川純一；1993年釧路沖地震被害調査報告，開発土木研究所報告第100号，pp.13-40，1993.9
- 2) 西川純一；1993年北海道南西沖地震被害調査報告，開発土木研究所報告第101号，pp.21-40，1994.1
- 3) 西川純一、小田島大、玉田隆志、松田泰明；1994年北海道東方沖地震被害調査報告，開発土木研究所報告第108号，pp.7-24，1995.3
- 4) 西川純一、松田泰明；北海道内の地震被害例に基づく道路盛土崩壊の危険箇所予測，第21回日本道路会議論文集，pp.460-461，1995.10
- 5) 日本道路協会；道路震災対策便覧（震災復旧編），pp.54，1988.2
- 6) 西川純一、吉田望；本当に盛土は崩れやすいのか？，第29回土質工学会研究発表会特別セッション，pp.13-14，1995.7
- 7) 能登繁幸、日下部祐基；—新技術紹介—遠心力載荷装置，コンサルタンツ北海道第74号，pp.23-30，1994.10
- 8) 松田泰明、西川純一、大江祐一；盛土の動的遠心力模型実験について，地盤工学会北海道支部技術報告集第36号，pp.199-202，1996.2
- 9) 林宏親、西川純一、谷口啓二郎；遠心模型実験による盛土の地震時挙動，地盤工学会北海道支部技術報告集第37号，pp.109-114，1997.2

地震時地盤における側壁に対する深さ方向の動的土圧分布の模型実験

苫小牧高専 ○正員 澤田 知之
正員 能町 純雄
苫小牧高専 正員 近藤 崇

1. まえがき

地震時には、地盤に水平方向の大きな慣性力が作用し、擁壁や岸壁に作用する土圧の深さ方向の分布形態や強度は常時の状態と異なると考えられる。

現在、広く用いられている震度法は、物部・岡部によって提案された地震時土圧の計算法¹⁾の根拠となっている。この方法によると地震時土圧の計算は、クーロンによる静止土圧の計算と同じ方法で行うことができる。本研究では、振動時受働・主働土圧とは区別される、深さ方向の地盤の動的土圧分布の振動台模型実験を行って静止土圧との差で示される慣性力分布の検討を行うものである。

2. 実験概要

写真-1及び図-1に示す実験装置において、供試体は縦70cm、横85cm、深さが55cmの亚克力製砂槽内に豊浦標準砂(単位体積重量 1.52g/cm^3)によるモデル地盤である。まず予備実験として、砂槽壁が振動実験中に、孕み変位等が発生していない点を写真-2のひずみゲージで確認しつつ、供試体及び砂槽を含んだ実験装置全体の固有振動の影響を受けるか否かの観点から本実験装置における周波数特性を求めた(図-2)。モデル砂層厚さが各々20cm、30cm、および40cmについて振動振幅を1.5cmに規定して入力波を1Hzきざみ(5.0Hzからは5.5Hz、5.7Hz、5.9Hz、6.0Hz、6.5Hzおよび7.0Hzの各Hzときざみを変えている)で振動実験を行い、砂箱に取り付けた小型加速度計(KYOUWA AS-5GA)により働歪測定器(PPM-710A)、記録計(THERMAL ARRAY CORDER)を通して加速度測定を行った。

結果より、いずれも、ほぼ6Hzで卓越していることが示され共振現象を起こす可能性を避ける為に6Hz近傍の実験は行わないこととした。



写真-1 実験概要



写真-2 土圧計及び、ひずみゲージ位置

On Depth Distribution of Seismic Earth-Pressure Model-Test to Side Wall on Shaking Table:
Tomoyuki SAWADA(Tomakomai National College of Tecchnology), Sumio G.NOMACHI and Takashi KONDO
(Tomakomai National College of Tecchnology)

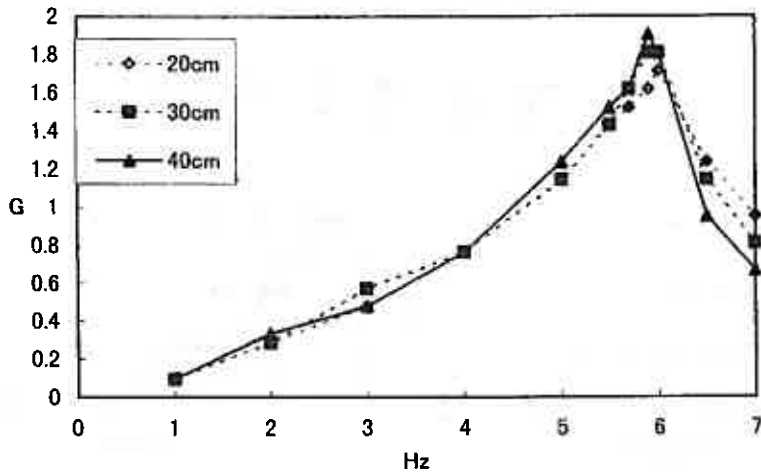


図-2 周波数特性

3. 実験結果及び考察

入力波の周波数が2 Hz、3 Hz、4 Hz、5 Hz、8 Hzおよび10 Hzの深さ方向の動的土圧分布と静止土圧との比較を図-3～8に示す。各図では入力加速度を0.1 G～0.6 Gと順次増加させた場合を示しており、静止土圧との差が慣性力分布と考えられる。これ等から入力周波数が高い時より低いほうが、また入力波の加速度が大きい方が動的土圧は大きく表われ、工学的に妥当な傾向を示している。

すなわち、各々入力加速度が小さい場合には、深さ方向に、慣性力の分布が一定という震度法を裏付ける分布を示すが、一方、入力加速度が大きくなるに従い、分布は非線形を呈し、低周波入力の場合は、繰応力の存在を伺わせる2次元モードとな

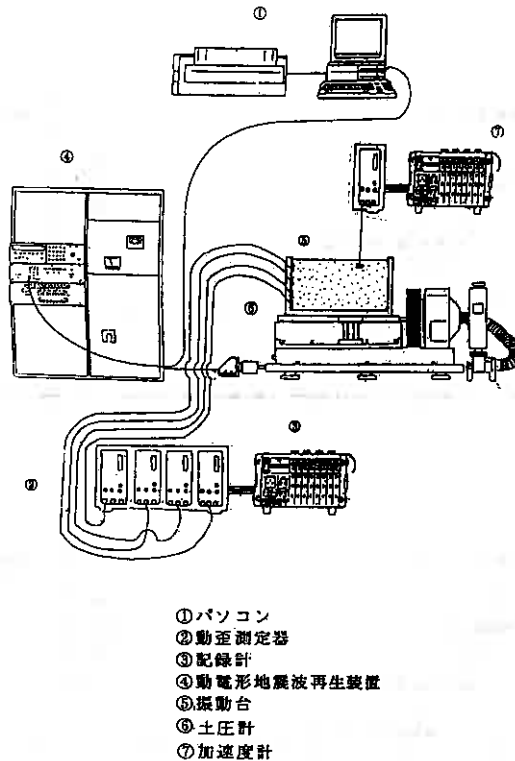


図-1 実験装置全体図

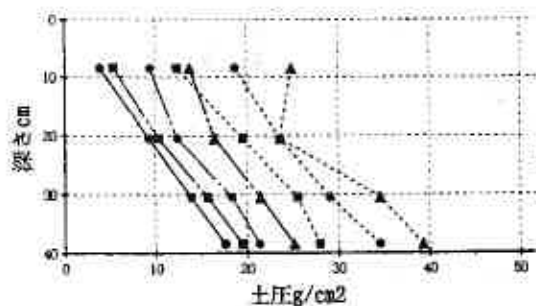


図-3 入力波 2 Hz の場合 (砂層厚 4.0 cm)

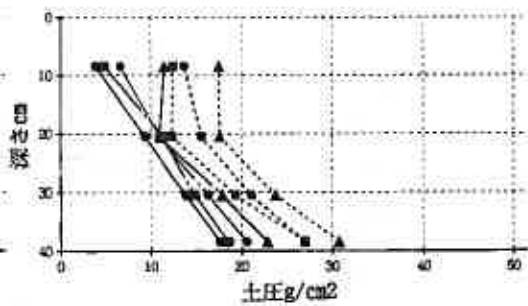


図-6 入力波 5 Hz の場合 (砂層厚 4.0 cm)

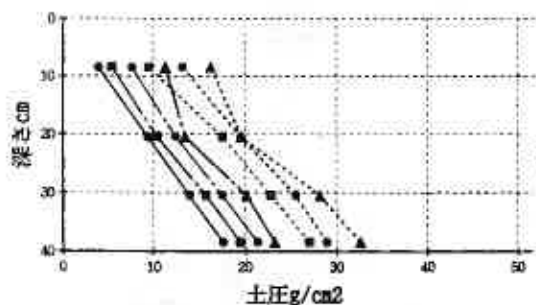


図-4 入力波 3 Hz の場合 (砂層厚 4.0 cm)

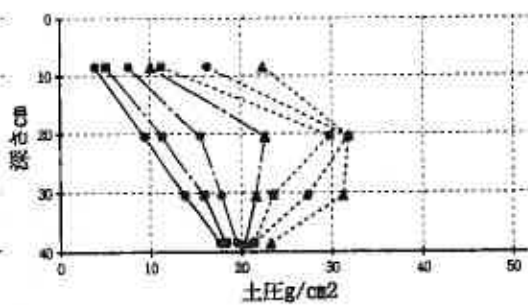


図-7 入力波 8 Hz の場合 (砂層厚 4.0 cm)

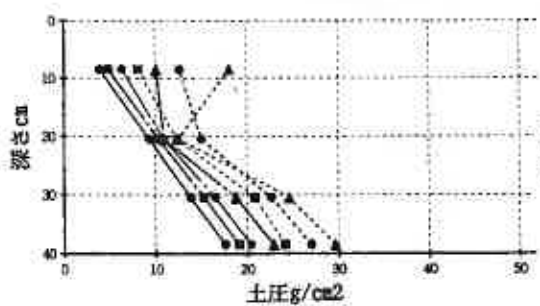


図-5 入力波 4 Hz の場合 (砂層厚 4.0 cm)

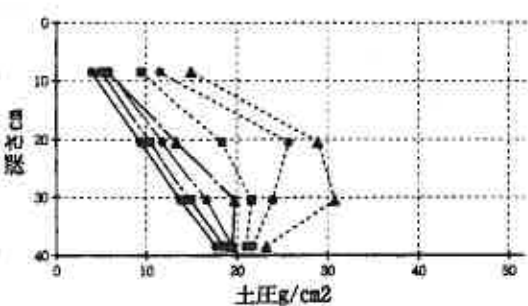


図-8 入力波 10 Hz の場合 (砂層厚 4.0 cm)

ることが見受けられ、本実験における高周波領域（8 Hz～10 Hz）の入力波では、動的土圧分布は中央部にピークを持つ1次的モード分布となり違いができた。これは入力波の周波数が低い程、ゆれる変位が大きくなることから、地盤表面での砂の動きが大きくなり深さ方向の中間部分で、一旦減少するような3次的モードや、2次的モードの土圧分布を示すと考えられる。

一方、入力周波数が、10 Hzに近づくに従って、表面での砂の動きは小さくなり、地盤表面では壁面土圧として表われないと考えられる。

よって、入力加速度が小さい場合には、入力周波数が変化しても深さ方向にはほぼ一定な動的土圧分布となり、耐震設計計算における震度法の適用の妥当性が示されている。一方、入力加速度が大きくなる場合（今回の模型実験では、0.3 Gより大きい場合）では、深さ方向の分布が大きく変化し、震度法を適用することに検討を要すると考えられる。

尚、その他の実験結果、および地盤の動的土圧分布の弾性解²⁾との比較検討は当日発表の予定である。

謝辞：本稿作成にあたっては、中嶋幸子氏（アルファ技研）、神馬充匡氏（岩倉建設）の多大な御協力をいただいた、ここに記して深く謝意を表すものである。

参考文献

- 1) 物部長稲：地震上下動に関する考察ならびに振動雑論、土木学会誌、Vol. 10, No. 5, pp. 1063-1094、1924.
- 2) 澤田・能町・近藤：振動台上の砂箱内地盤モデルにおける動的応力と変位の弾性解、苫小牧工業高等専門学校紀要、第32号、pp95-112、1997.
- 3) Ichihara, M. AND Matsuzaka, H. :Earth Pressure during Earthquake, Soils and Foundations, Vol. 13, No. 4, pp. 75-86, 1973.
- 4) 大原資生：耐震工学、森北出版社、p85, 1974.
- 5) 澤田・能町・小室：砂で充たされた振動台の箱における振動時側壁圧について、土木学会北海道支部論文報告集、第51号（A）、pp. 116-121, 1995.
- 6) SAWADA, T. and NOMATI, S. G. : On Dynamic Pressure to Side Wall of a Box Filled Sand, 苫小牧高専紀要、第30号、1995.

変位制御液状化試験の適用性

北見工業大学工学部 正会員 ○ 山下 聡
同 上 正会員 鈴木 輝之
同 上 海部 友和
同 上 竹内 裕喜

1. まえがき

土の液状化強度を室内試験から求める場合、実際の地震波は不規則であるがそれと等価な一定振幅の繰返し応力(荷重)を供試体に与え、所定のひずみ振幅に至るまでの載荷回数と応力比との関係から、例えば載荷回数20回での繰返し応力比を液状化強度と定義している。これは、液状化に対する安定性を地震時に地盤内に発生するせん断応力と非排水繰返しせん断強度(液状化強度)との関係から判定するという応力を主体とした考えに基づいているためである。その一方で、荷重振幅を一定とした液状化試験を行った場合、どのような土質材料であっても加える応力が大きければ(想定する地震力が大きければ)液状化が発生すると判定される恐れがある。例えば、粘性土のような繰返し載荷に伴って過剰間隙水圧が初期有効拘束圧まで上昇しなくても変形が卓越する材料においても、砂質土と同様な液状化が発生すると判断される危険がある。しかし、実際の粘性土地盤で通常の砂地盤で発生するような流動現象や破局的な崩壊が報告された例はほとんどない。これは、粘性土の場合、有効応力が低下しても粘着力成分のため砂のような液体とはならずある程度の強度を維持するためと考えられる。藤の森粘土を用いた一斉試験結果¹⁾によれば、荷重振幅一定の非排水繰返し三軸試験から求めた液状化強度は静的非排水せん断強度の約59%であったことが報告されており、荷重振幅一定の液状化試験から液状化が発生すると判定されても、全ての土質材料で砂質土のような液状化が生じるわけではない。

一方、荷重振幅を一定とする代わりに変位(ひずみ)振幅を一定とした液状化試験も液状化判定法の一つとして提案されている。ひずみ制御の液状化試験は、例えばSilverら²⁾、Dobryら³⁾、Liangら⁴⁾、風間ら⁵⁾によって行われている。Silverらは、ひずみ制御試験結果から応力制御での液状化強度を推定できることを示している。著者らも、既報⁶⁾でひずみ制御の液状化試験結果からある程度、応力制御で得られる液状化強度が推定可能であることを報告した。また、Dobryらは応力制御試験で求められる液状化強度は、供試体の密度、構造、応力履歴等の影響を大きく受けるのに対し、ひずみ制御試験ではそれら因子の影響が少ないことを指摘し、ひずみ制御試験法の優位性を主張している。さらに、ひずみ制御液状化試験では間隙水圧が蓄積しないThreshold Strainが存在し、それ以上にひずみで発生する間隙水圧は上記因子の影響が少ないことを示し、地震時に発生するせん断ひずみとの関係からひずみ制御試験による液状化判定法を提案している。一方、風間らは繰返し載荷に伴う剛性の低下に着目したひずみ制御液状化試験の有効性を提案している。

そこで本研究では、変位(ひずみ)振幅を一定とした液状化試験を三軸試験装置とねじり試験装置を用いて種々の砂試料に対して行い、通常の荷重振幅一定の液状化試験との比較、およびひずみ制御試験による土の強度低下の評価を行い、その適用性を検討した。

2. 試料と試験内容

用いた試料は、'93年産および'97年産豊浦砂、珪砂3, 5, 7号(以下K-3, 5, 7砂)、と豊

表-1 試料の物理的性質

Sample name	D_{50} (mm)	F_c (%)	U_c	ρ_s (g/cm ³)	e_{max}	e_{min}
Toyoura'93 sand	0.20	0	1.30	2.635	0.968	0.606
Toyoura'97 sand	0.19	0	1.22	2.635	0.964	0.613
To93+Kaolin5%	0.195	5	1.4	2.641	-	-
To93+Kaolin10%	0.190	10	2.8	2.647	-	-
K-3 sand	1.25	0	1.27	2.620	0.953	0.680
K-5 sand	0.60	0	1.38	2.610	1.053	0.665
K-7 sand	0.13	15.4	2.54	2.650	1.178	0.633

Application of the strain-controlled liquefaction test

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

浦砂にカオリン粘性土を重量比で5% (以下TK5) および10% (以下TK10) 加えた合計7種類である。用いた試料の物理的性質を表-1に、粒度分布を図-1に示す。

供試体は、全ての試料を圧密後の相対密度 $D_r=80\%$ (TK5, 10試料では $D_r=80\%$ の豊浦砂と同じ乾燥密度 $\rho_d=1.570g/cm^3$) になるように、電動パイプレータでモールドに振動を与え作製した。供試体の寸法は、三軸試験では直径7cm, 高さ17cm, ねじり試験では、外径10cm, 内径6cm, 高さ20cmである。

試験は CO_2 および脱気水で飽和させた供試体を、有効拘束圧 $\sigma'_v=98kPa$ (B.P.=98kPa) で等方圧密して行った。一部、平均有効主応力 $\sigma'_m=(\sigma'_1+2\sigma'_3)/3=98kPa$,

主応力比 $K=0.5, 2.0$ の異方圧密状態での繰返しねじり試験も行った。繰返し載荷は、側圧一定で周波数 $f=0.1Hz$ の正弦波荷重(トルク)(応力制御試験)または三角波の軸変位(回転角変位)(ひずみ制御試験)を与え行った。

用いた試験装置は、軸方向およびねじり方向の荷重装置としてそれぞれダイレクトドライブトルクモータ

を採用した試験装置⁵⁾と、応力制御の三軸試験のみ空圧式繰返し三軸試験装置を用いた。

3. 応力制御とひずみ制御による液状化試験

図-2~5は、荷重振幅一定および変位振幅一定の非排水繰返し三軸試験から得られた、繰返し応力比、過剰間隙水圧、軸ひずみの時刻歴と、有効応力経路、応力-ひずみ関係の一例を豊浦砂で行った試験について示したものである。

図-2, 4に示す通常の応力制御の液状化試験では、一定振幅の繰返し荷重を与えることによって、間隙水圧が上昇しそれに伴い変形が卓越し液状化に至る。一方、図-3, 5に示すひずみ制御の液状化試験では、一定振幅の繰返し変位を与えることによって間隙水圧の上昇

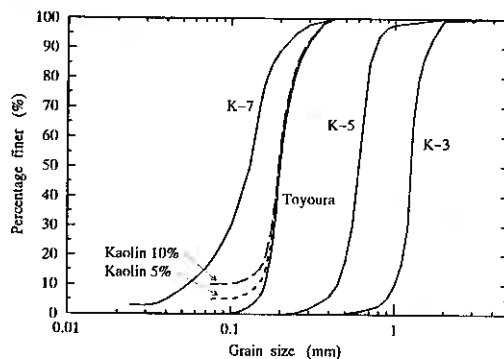


図-1 用いた試料の粒度分布

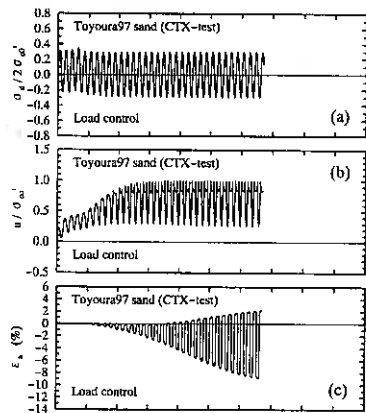


図-2 応力制御試験での時刻歴の例

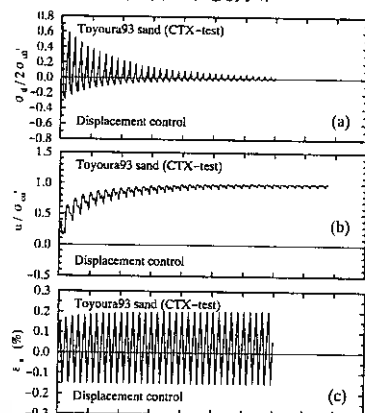


図-3 ひずみ制御試験での時刻歴の例

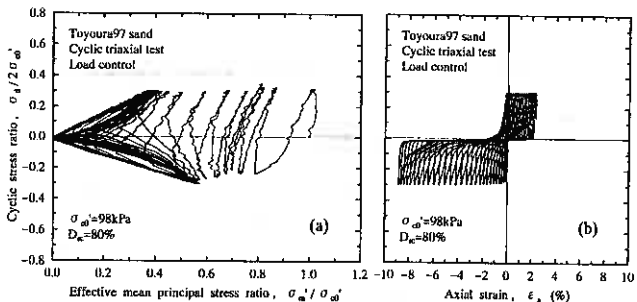


図-4 応力制御試験での有効応力経路と応力比ひずみ関係の例

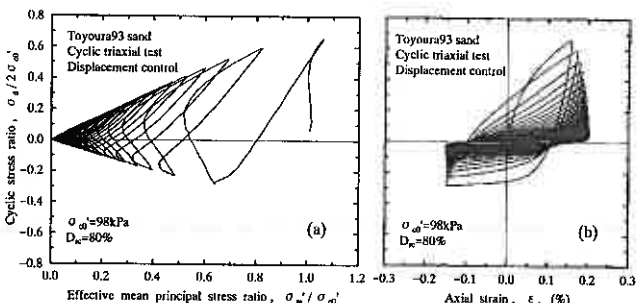


図-5 ひずみ制御試験での有効応力経路と応力比ひずみ関係の例

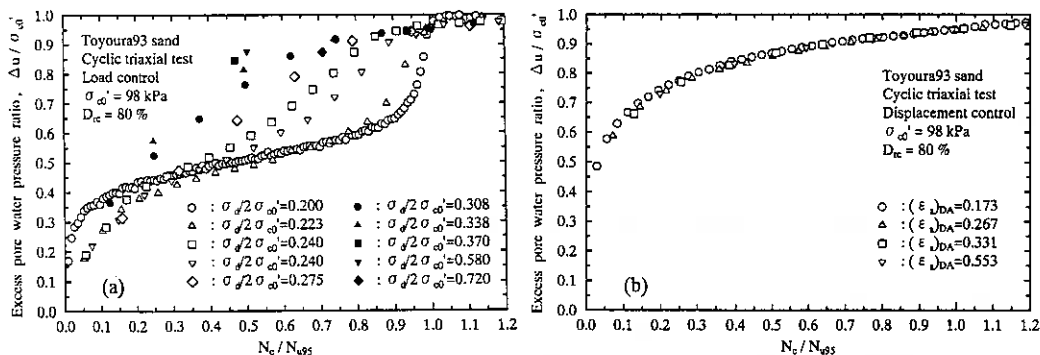


図-6 繰返し載荷時の間隙水圧の発生特性 (a) 応力制御三軸試験 (b) ひずみ制御三軸試験

と伴に繰返し応力比(繰返し強度)が徐々に低下して液状化に至る。また、例示したような三軸圧縮条件よりも伸張条件に弱い構造特性を有する供試体の場合、荷重振幅一定試験では繰返し載荷とともに伸張側に变形が卓越するが、変位振幅一定試験の場合は圧縮条件に強い供試体に加わる軸応力は伸張側よりも圧縮側の方が大きくなっている。

図-6は、繰返し載荷に伴う過剰間隙水圧の発生状況を応力制御試験とひずみ制御試験について示したものである。繰返し回数 N_c は過剰間隙水圧が初期有効拘束圧の95%発生するまでの載荷回数 N_{95} で正規化して示している。

図-6(a)に示す応力制御試験の場合、間隙水圧の上昇曲線は繰返し応力の大きさに依存しており、繰返し応力が低いほど間隙水圧はなだらかに上昇している。それに対し、図-6(b)に示すひずみ制御試験では繰返しひずみ振幅の大きさによらずば間隙水圧の上昇曲線が類似している。また、ひずみ制御試験の場合は載荷初期に加わる荷重が最も大きい間隙水圧の発生量も載荷初期に顕著である。

応力制御試験での液状化強度の判定は、所定の両振幅ひずみあるいは初期液状化に至るまでの載荷回数と応力比との関係で表示される。それに対して、ひずみ制御試験では同様な液状化強度線を描くために以下のような定義を行った。間隙水圧に関しては、通常の応力制御の液状化試験と同様、過剰間隙水圧が初期有効拘束圧の95%に達するまでの載荷回数 N_{95} と繰返しひずみ振幅との関係で、応力に関しては繰返し応力比(強度)(三軸: $\sigma_d/2\sigma'_v$, ねじり: τ_d/σ'_v)が0.20, 0.15, 0.10, 0.05に低下するまでの載荷回数と繰返しひずみ振幅との関係で求めた。

図-7はその結果の一例を示したもので、繰返しひずみ振幅が大きいほど液状化に至る繰返し載荷回数が減少し、応力とひずみの定義を変換することによって、通常の応力制御の液状化試験と同様な液状化強度線が得られる。以下では、この定義にしたがって応力制御とひずみ制御の液状化試験の比較を行った。

4. 粒径の影響

試料の粒径により液状化強度は異なり、一般に同相対密度の場合、平均粒径 $D_{50}=0.1\sim 0.2\text{mm}$ 程度の範囲の砂質土の液状化強度が最も低くなるのが知られている。図-8は、応力制御の三軸試験とねじり試験による液状化強度をすべての試料に対して比較したものである。図-8(a)に示す三軸試験では、豊浦砂、K-3、5砂の液状化強度が同程度で、K-7砂、TK5砂、TK10砂の順に液状化強度が低くなっている。一方、図-8(b)に示すねじり試験では、粒径の大きなK-3、5砂の液状化強度が豊浦砂よりもやや高くなっている。粒径による液状化強度の変化をよりわかりやすく示すために、図-9には、試料の平均粒径 D_{50} と載荷回数20回で所定の両振幅ひずみまたは N_{95} に至るときの繰返し応力比との関係を示している。この図からも明らかのように、三

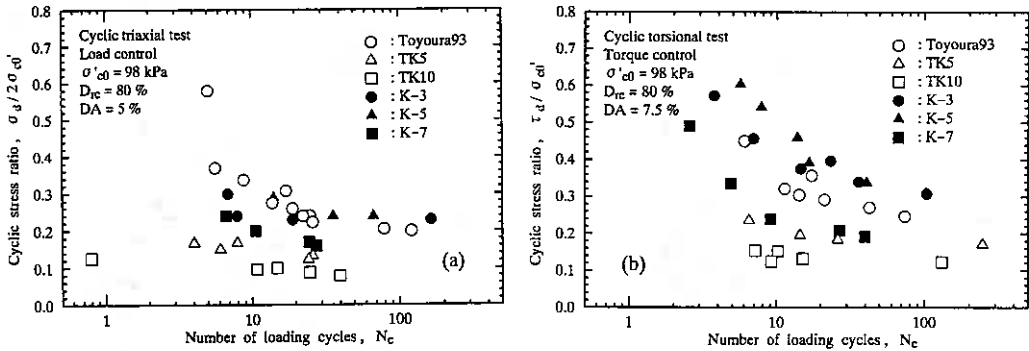


図-8 応力制御試験での液状化強度に及ぼす粒径の影響 (a)三軸試験 (b)ねじり試験

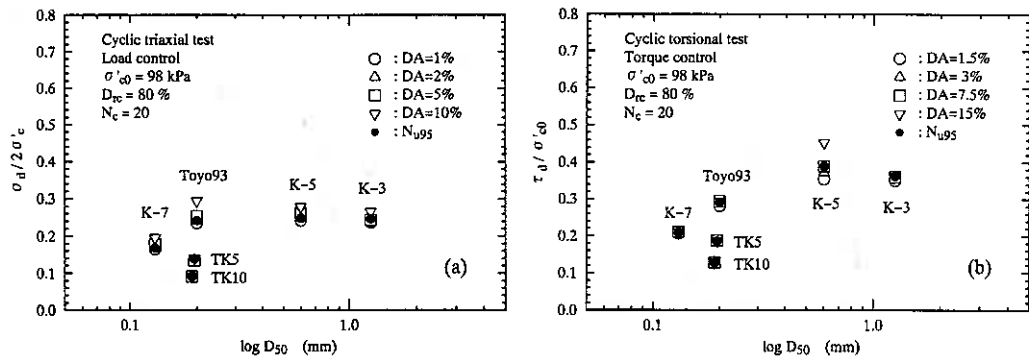


図-9 応力制御試験での液状化強度と平均粒径との関係 (a)三軸試験 (b)ねじり試験

軸試験では豊浦砂, K-3, 5砂の液状化強度に大きな差は認められず, 細粒分を含有しているTK5, TK10試料のみ液状化強度が低くなっている。それに対し, ねじり試験では明らかに粒径の大きなK-3, 5砂の液状化強度が高くなっている。この原因の一つは, ねじり試験の方がメンブレンペネトレーション(MP)の影響が大きくなるためと考えられる。ただし, MPの影響のみでねじり試験での粒径による差が大きくなるのであれば, K-3砂の液状化強度が最も高くなると考えられるがそれほど大きくはなっていない。

また, 両試験においてカオリン粘性土を含有した試料の液状化強度が特に低くなっている。これは, 10%程度以下の細粒分(主として粘土分)を含有させた場合, 砂粒子と細粒分の土粒子径の差が非常に大きいため, 砂粒子のみで骨格構造を維持し細粒分は液状化強度に寄与しないためと考えられる⁹⁾。なお, 砂分のみから相対密度を求めた場合, TK5試料で $D_r=55%$, TK10試料で $D_r=30%$ 程度となる。

一方, ひずみ制御の液状化試験では応力制御の液状化試験と異なる傾向を示した。図-10は, ひずみ制御の三軸試験とねじり試験による液状化強度を試料によって比較したものである。図では, 繰返し応力比が0.10まで低下したときの繰返し回数と両振幅ひずみとの関係を示している。ひずみ制御の場合は応力制御と異なり, 三軸試験ではカオリン粘性土を含有した試料を除いて, 粒径の増大とともに液状化強度が高くなっている。また, ひずみ制御のねじり試験でも同様に粒径の大きな試料の方が液状化強度が高くなっている。図-11には, 図-9と同様に平均粒径 D_{50} と載荷回数20回で所定の繰返し応力比に低下または $N_{L_{50}}$ のときの両振幅ひずみとの関係を示している。この図からも明らかのように, 応力制御の液状化試験とは異なり, カオリン粘性土を含有させた豊浦砂を除き, 三軸試験, ねじり試験両方において, 粒径の大きな試料ほど液状化強度が高くなっている。この原因はMPの影響のみでは説明することができず, 載荷方法の違いによるものと考えられる。

応力制御の三軸試験は側圧一定のもとで軸方向に対称振幅の繰返し荷重を与えるため, 三軸圧縮条件よりも三軸伸張条件で動員される摩擦角が大きくなり, その破壊は三軸伸張条件下の強度特性に主として支配さ

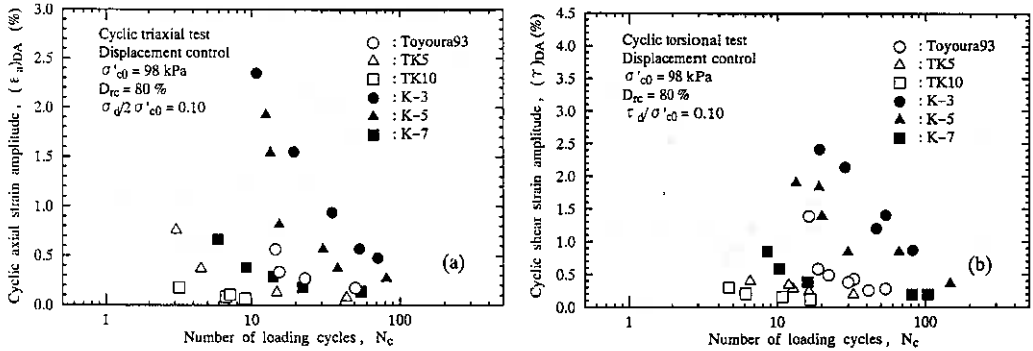


図-10 ひずみ制御試験での液状化強度に及ぼす粒径の影響 (a)三軸試験 (b)ねじり試験

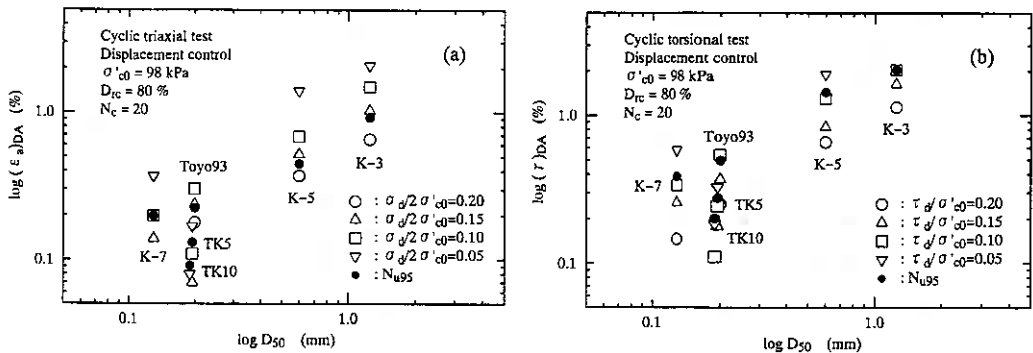


図-11 ひずみ制御試験での液状化強度と平均粒径との関係 (a)三軸試験 (b)ねじり試験

れる。同じ試料の場合、堆積構造の違いによって三軸伸張条件に弱い供試体ほど液状化強度が低くなることを第一著者ら⁹⁾は指摘している。図-12は、K-3, 5, 7砂での応力制御の三軸試験における軸ひずみの発生状況の時刻歴を示したものである。同じ方法で作製した供試体にもかかわらず、その変形特性が大きく異なっている。粒径の大きなK-3砂では、圧縮側よりも伸張側の変形量が大きく圧縮側にはほとんど変形していない。それに対し、粒径が小さなK-5, 7砂となるにしたがって圧縮側での変形量が大きくなっていく。

このことから、ひずみ制御三軸試験で粒径が大きほど液状化強度が高くなった一因は、ひずみ制御試験では変位振幅を一定としているため、その破壊が応力制御のように三軸伸張条件下の強度特性に主として支配されるのではなく、三軸圧縮条件での強度特性にも支配されるため、三軸伸張条件に弱い供試体の液状化強度が低くなるという傾向が生じなかったと考えられる。このことは、通常の応力制御の液状化試験は、三軸伸張条件下での強度特性に液状化強度が支配され、伸張条件に弱い供試体では液状化強度を過小に評価する恐れがあるといえる。

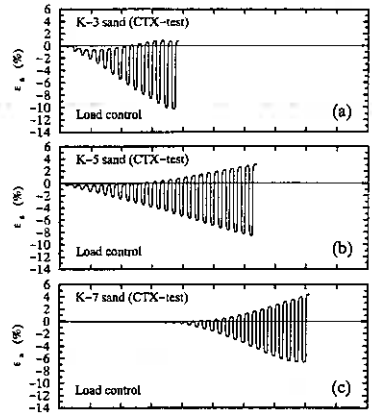


図-12 応力制御三軸液状化試験での軸ひずみの時刻歴の例 (a)K-3砂 (b)K-5砂 (c)K-7砂

5. 三軸試験とねじり試験の比較

次に、三軸試験とねじり試験による液状化強度を比較する。図-13(a)は、応力制御試験での豊浦砂およびK-3砂の液状化強度を比較したものである。粒径の小さな豊浦砂($D_{50}=0.20\text{mm}$)では、両試験による液状化強度

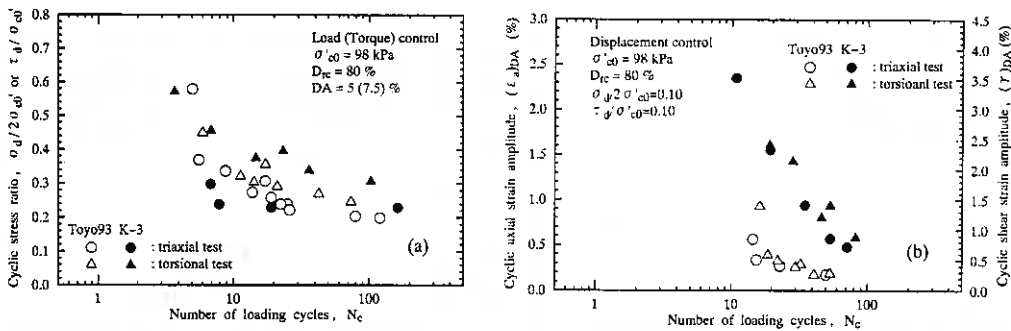


図-13 三軸試験とねじり試験による液状化強度の比較 (a) 応力制御試験 (b) ひずみ制御試験

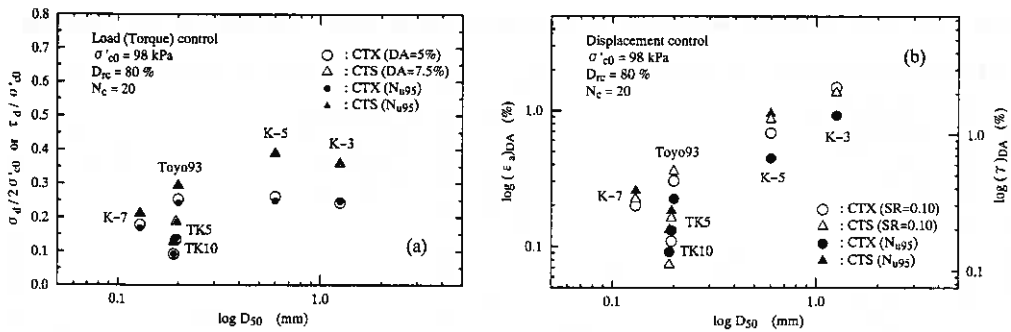


図-14 三軸試験とねじり試験による液状化強度と平均粒径の関係 (a) 応力制御試験 (b) ひずみ制御試験

度の差は小さいが、粒径の大きなK-3砂 ($D_{50}=1.25$ mm)では三軸試験よりもねじり試験による液状化強度が高くなっている。この理由の一つは、先に述べたように両試験におけるMPの影響が粒径によって異なることによるものであろう。さらに、K-3砂では三軸伸張条件に弱い供試体であるため、三軸試験による液状化強度がねじり試験よりも低くなったと考えられる。

一方、図-13(b)はひずみ制御の試験結果を同じ試料に対して示したものである。この場合は、両試料ともねじり試験による液状化強度がやや高くなっているものの、応力制御で認められたような粒径の違いによる大きな差は認められない。ひずみ制御試験では、図-6(b)に示したように載荷初期での間隙水圧の発生量が大きく、液状化に至るまでの有効応力が低い状態が応力制御試験よりも長い。したがって、MPの影響が応力制御試験よりも少なくなり、粒径の相違による三軸試験とねじり試験の差が生じにくくなったとも考えられる。

図-14は、三軸試験とねじり試験による液状化強度の比較を応力制御では載荷回数20回で両振幅ひずみ $DA=5\%$ (ねじり試験では両振幅せん断ひずみ $DA=7.5\%$) および N_{95} のときの繰返し応力比と平均粒径 D_{50} との関係、ひずみ制御では載荷回数20回で繰返し応力比0.10に低下および N_{95} のときの繰返しひずみ振幅と平均粒径 D_{50} との関係をそれぞれ示したものである。応力制御試験の場合は、粒径が大きいほどねじり試験による液状化強度の方が高くなっている。それに対してひずみ制御試験では、三軸試験とねじり試験による液状化強度に応力制御試験ほどの差は生じていない。また、 N_{95} で比較した場合は、ややねじり試験の方が高くなっているが、繰返し応力比0.10までに低下する時のひずみ振幅で比較した場合は、ほとんど液状化強度に差が生じていない。

このように、ひずみ制御の液状化試験では、応力制御のように供試体の構造や粒径の違いによる三軸試験とねじり試験の液状化強度が異なるという傾向が現れにくいといえる。この結果は、Dobryらが指摘するように、ひずみ制御の液状化試験結果は供試体の構造特性の影響が現れにくいという結果に一致している。

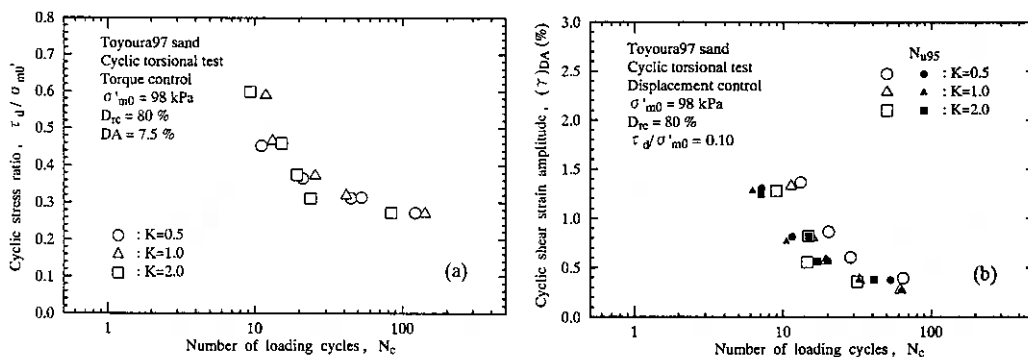


図-15 平均主応力で評価した液状化強度に及ぼす異方圧密の影響 (a)応力制御試験 (b)ひずみ制御試験

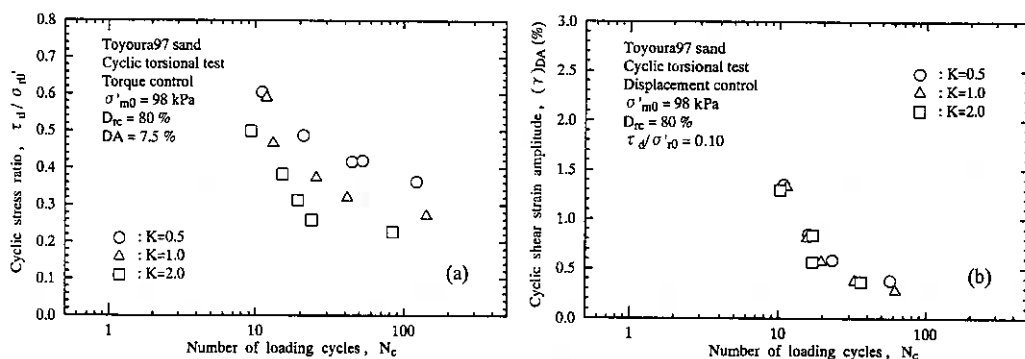


図-16 側方向応力で評価した液状化強度に及ぼす異方圧密の影響 (a)応力制御試験 (b)ひずみ制御試験

6. 異方圧密の影響

等方圧密した供試体の液状化強度から地盤の液状化強度を評価する場合、原位置の異方応力状態での液状化強度に補正するための係数として $(1+2K)/3$ が用いられる。これは、異方圧密した供試体に対して行ったねじり試験において繰返しせん断応力を初期平均有効主応力 σ'_m で正規化した場合、異方圧密比によらず液状化強度が一致するという石原ら¹⁰⁾の実験結果に基づいている。

図-15(a)は、応力制御のねじり試験を $K=0.5, 1.0, 2.0$ の応力状態でを行い、繰返し応力を初期平均有効主応力で正規化して示したものである。石原らが示したように、繰返しせん断応力を圧密時の平均有効主応力で正規化した場合には、圧密応力比 K によらず液状化強度がほぼ一致している。一方、図-15(b)はひずみ制御での液状化試験結果を、初期平均有効主応力で正規化した繰返し応力比が所定の値まで低下または N_{avg} のときの繰返し載荷回数とひずみ振幅の関係で示したものである。応力制御の試験結果と異なり、平均主応力で評価した場合やや液状化強度に相違が認められる。

一方、図-16は両制御条件の試験において繰返し応力を初期側方向有効応力で正規化して示したものである。応力制御の場合は、明らかに液状化強度に差が認められるが、ひずみ制御の場合は側方向応力で正規化した方が異方圧密の影響が現れていない。軸変位を固定し側圧一定の条件で異方圧密した供試体に対してねじり試験を行った場合、間隙水圧の増加とともに軸応力が変化し、液状化時には間隙水圧および軸方向応力は側方向応力に等しい等方応力状態に達する。その時の間隙水圧の発生状況は、ひずみ制御試験の場合、図-6(b)に示したように、載荷初期での間隙水圧の発生量が大きい。そのため、応力制御の液状化試験よりも等方応力状態に達するのが早く、載荷開始時に異方圧密状態であっても、繰返し載荷中は応力制御試験の場合よりも間隙水圧および軸方向応力が側方向応力に近い等方応力状態の継続時間が長いと考えられる。そのため、ひずみ制御試験では繰返し応力比を側方向応力で正規化した場合の方が異方圧密の影響が現れにくかったものと考えられる。それに対して、応力制御の場合は図-6(a)に示したように、液状化に至るまでの載

荷回数が多い試験では、ひずみ制御よりも初期の間隙水圧の発生量が少なくなだらかに増加する。そのため、平均主応力で正規化した方が異方圧密の影響が現れにくかったと考えられる。ただし、初期に間隙水圧の発生量が大きい高い応力比を与えた場合には、図-16(a)に示すように側方向応力で正規化した場合でも、異方圧密の影響が少なくなっている。なお、図-15(b)中に示したようにひずみ制御試験結果を N_{50} で比較した場合は、異方圧密の影響は認められない。

ここで、実際の地盤での応力状態を考えると、鉛直応力が一定であるため地震時には側方向応力が増減し液状化に至ると考えられる。したがって、異方圧密の影響を実地盤で考えると、大きな地震動によって初期に過剰間隙水圧の発生が大きく、 $K < 1$ の場合の異方圧密条件に対する補正係数 $(1+2K_0)/3$ は、液状化強度を過小評価する恐れがあることになる。一方、ひずみ制御試験を原位置の応力-変形条件に一致するように軸応力一定で側方変位を拘束した条件で行った場合は、繰返しせん断応力を鉛直応力で正規化した場合の方が異方圧密の影響が現れにくいと推定される。また、間隙水圧の発生から液状化を判定すると異方圧密の影響が認められないことから、ひずみ制御試験でのひずみ振幅と地震時に発生する地盤内のせん断ひずみとの関係から液状化判定が可能であれば、異方圧密状態に関する補正係数は必要ではないと考えられる。

7. 繰返し载荷による強度低下の評価

ひずみ制御液状化試験の利点の一つは、繰返し载荷に伴う剛性の低下傾向を評価できることである。図-17は、豊浦砂に対して種々のひずみ振幅で行ったひずみ制御の三軸試験での繰返し载荷に伴う繰返し応力比(繰返し強度)の低下傾向の一例を示したものである。加えるひずみ振幅が大きいほど、初期の繰返し強度は高いが、回数の増加とともにひずみ振幅が大きいほど強度の低下が著しい。

図-18(a)は、三軸試験においてほぼ同一の繰返しひずみ振幅を与えた場合の強度の低下傾向を異なる試料に対して示したものである。また、図-18(b)はその関係を繰返し载荷1回目での繰返し強度で正規化したもの示したものである。1回目の繰返し強度はそのひずみレベルにおける静的な非排水せん断強度と類似するものとする、試料によって静的強度に比較してどの程度強度が低下するかを判断することができる。

また、図-19は载荷回数5, 10, 20, 30回ときの繰返し強度を同様に第1回载荷時の繰返し強度で正規化した値と加えたひずみ振幅との関係を、三軸試験とねじり試験に対して示したものである。この関係を载荷回数20回ときの値をすべての試料に対して示したのが図-20である。図より、ひずみレベルが異なっても強度の低下傾向は、各試料においてほぼ並行となっており、どのひずみレベルにおいても試料の

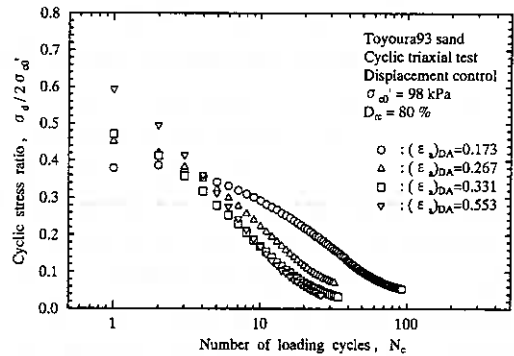


図-17 繰返し载荷に伴う強度低下傾向の一例

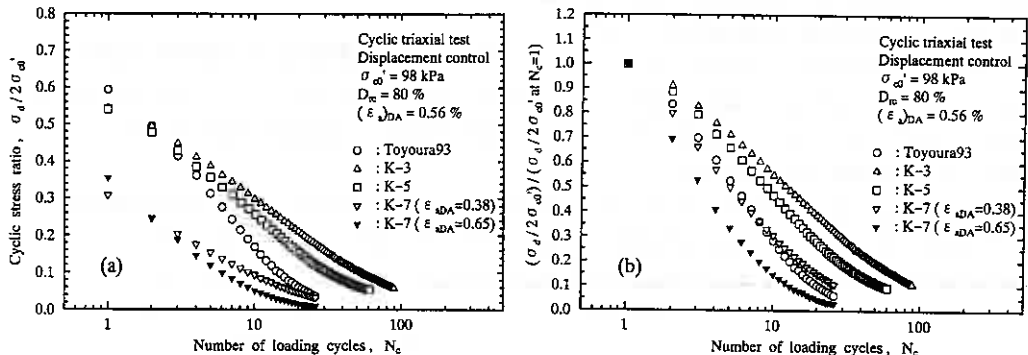


図-18 異なる試料での比較 (a) 繰返し応力比の低下 (b) 正規化繰返し応力比の低下

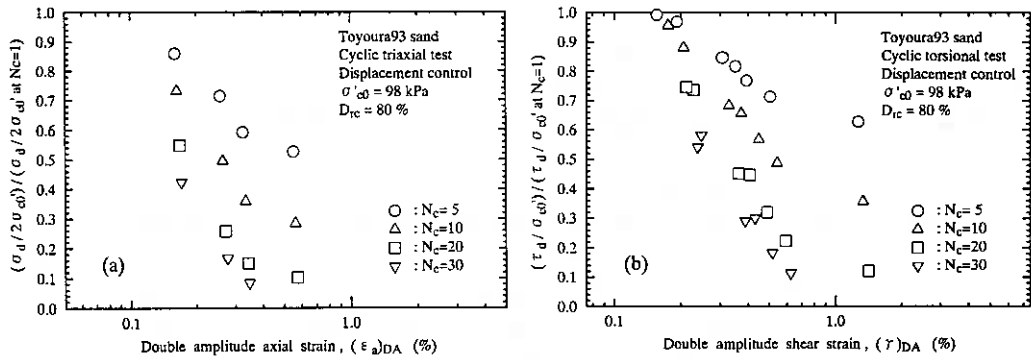


図-19 強度低下とひずみ振幅の関係の例 (a)三軸試験 (b)ねじり試験

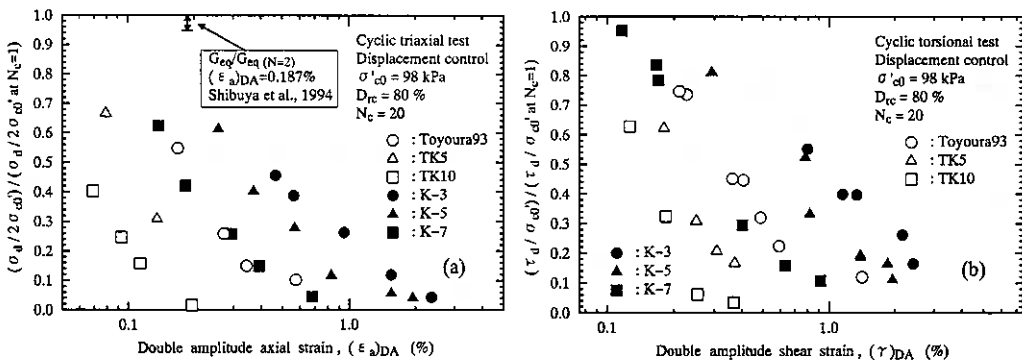


図-20 試料の相違による強度低下の比較 (a)三軸試験 (b)ねじり試験

違いによる強度低下の大小関係は同じになっている。したがって、 $10^3 \sim 10^2$ 程度のひずみ振幅を供試体に与えることによって、通常の液状化しやすい砂(例えば豊浦砂)に比較して対象とする土の強度低下傾向を判断することが可能である。また、地震時に発生するひずみ振幅が既知であれば地震時にどの程度強度低下が発生するかも推定可能となる。図-20 (a)中には、澁谷ら¹⁰⁾が粘性土に対して変位振幅一定の繰返し三軸変形試験(ステージ試験)を行った際の 10^3 レベルでの剛性の低下($G_{eq}/G_{eq}(N=2)$; 等価せん断剛性率/2サイクル目の等価せん断剛性率)を示している。図に示すように粘性土の場合は、ほとんど剛性が低下しておらず、砂のように繰返し荷重によって破局的な液状化が生じないことをひずみ制御試験から判断することができる。また、三軸試験とねじり試験での試料の相違による強度低下傾向はほぼ同一であり、試験法によらず強度低下を評価できる。

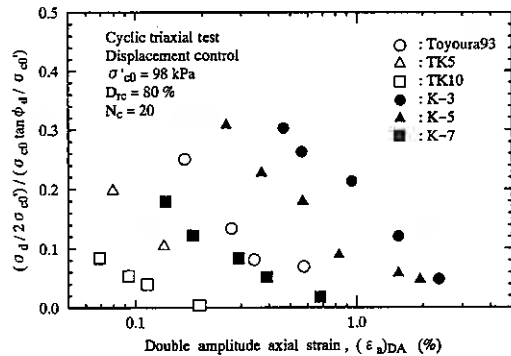


図-21 静的せん断強度に対する繰返し強度の低下

図-21は、繰返しに伴うせん断強度の低下傾向を側圧一定の排水三軸試験から求めたせん断抵抗角 ϕ'_a ¹⁰⁾を用いて静的せん断強度 $\tau = (\sigma'_a \tan \phi'_a)$ を推定し初期有効拘束圧で正規化して示したものである。すなわちこの図は、静的な設計時の強度に比べて繰返し荷重を受けた場合、せん断強度が試料によってどの程度低下するかを判断する材料となる。なお、等価線形解析などの全応力解析で求められる地震時に地盤内に発生するひずみレベルとひずみ制御試験でのひずみレベルとの対応関係の検討は今後の課題である。

8. 結 論

応力制御とひずみ制御の液状化試験を行い、ひずみ制御液状化試験の適用性を検討した。その結果、

- 1) 応力制御三軸試験による液状化強度は、供試体の構造特性の影響により三軸伸張条件で弱い供試体ほど液状化強度が低くなるが、ひずみ制御試験では構造特性が液状化強度に及ぼす影響は少ない。
- 2) 供試体の構造特性および粒径の違いによる三軸試験とねじり試験での液状化強度の相違は、ひずみ制御試験では現れにくい。
- 3) 応力制御試験では、異方圧密した供試体の繰返しせん断応力を初期平均有効主応力で正規化した場合、異方圧密比によらず液状化強度は一致する。一方、ひずみ制御試験では異方圧密比の相違の影響が現れにくい。
- 4) ひずみ制御の液状化試験によって、土の繰返し载荷に伴う強度低下傾向を判断することができ、全ての土質材料に対して適用が可能である。また、粘性土の場合のように通常の応力制御の液状化試験では判断できない流動現象が発生しない試料の判別が可能である。

【参考文献】

- 1) 地盤工学会「粘性土の動的性質に関する研究委員会」(1995):委員会報告,粘性土の動的性質に関するシンポジウム発表論文集, pp.1-132.
- 2) Silver, M. and Park, T.K. (1976): *Liquefaction potential evaluated from cyclic strain-controlled properties tests on sands*, *Soils and Foundations*, Vol.16, No.3, pp.51-65.
- 3) Dobry, R., Ladd, R.S., Yokel, F.Y., Chung, R.M. and Powell, D. (1982): *Prediction of pore water pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method*, NBS Building Science Series 138, U.S. Department of Commerce, U.S. Governmental Printing Office, Washington.
- 4) Liang, L., Figueroa, J.L. and Saada, A.S. (1995): *Effect of the amplitude of shear strain on the energy density at the onset of liquefaction*, 7th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering VII*, pp.133-146.
- 5) 山下聡, 鈴木輝之 (1996): 多機能中空ねじり試験装置の開発とひずみ制御液状化試験の適用性, 地盤工学会北海道支部技術報告集, No.36, pp.203-210.
- 6) 風間基樹 (1997): 累積損失エネルギーに基づく新たな液状化強度指標の提案, 第32回地盤工学研究発表会(熊本), pp.723-724.
- 7) 増田昌昭, 風間基樹, 柳澤栄司 (1997): ひずみ制御繰返し三軸試験による土の非排水繰返し強度評価, 第32回地盤工学研究発表会(熊本), pp.725-726.
- 8) 桑野二郎, 中澤博志, 杉原弘一, 矢部浩史 (1996): 細粒分を含む砂の非排水繰返しせん断強度, 第31回地盤工学研究発表会(北見), pp.993-994.
- 9) Yamashita, S. and Toki, S. (1993): *Effects of fabric anisotropy of sand on cyclic undrained triaxial and torsional strengths*, *Soils and Foundations*, Vol.33, No.3, pp.92-104.
- 10) Ishihara, K., Iwamoto, S., Yasuda, S., and Takatsu, H. (1977): *Liquefaction of anisotropically consolidated sand*, *Proc. of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Vol.2, pp.261-264.
- 11) 澁谷啓, 三田地利之, 出越貴弘, 三野秀作 (1994): 正規圧密粘性土の繰返し変形特性に及ぼすせん断ひずみ速度の影響, 「地盤および土構造物の動的問題における地盤材料の変形特性—試験法・調査法および結果の適用—」に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.223-228.
- 12) 山下聡, 鈴木輝之 (1997): 過圧密履歴を受けた種々の砂試料の繰返しせん断特性, 地盤工学会北海道支部技術報告集, No.37, pp.115-120.

円筒形基礎の支持力の模型実験と数値解析

北海道大学院工学研究科 正会員 三浦 均也
北海道大学院工学研究科 ○学生員 安藤 洋介
北海道大学院工学研究科 正会員 西村 右敏

1. まえがき

本研究の目的は水平地盤上における円筒形基礎の支持力特性を実験的および解析的に明らかにすることである。通常、支持力理論は帯基礎を基本として2次元平面ひずみ条件で検討されているが、図1に示すような円環状の底面を有する円筒形基礎では軸対称条件において支持力を議論しなければならない。この際、地盤の破壊現象においては「中間主応力の影響」や「基礎内部における塑性領域の干渉」が問題であり、支持力の発現にそれらがどのように影響するのかを明らかにしなければならない。実際問題においてこのような基礎を取り扱うケースは少ないと思われるが、本研究の成果は円筒形ニューマチックケーソン基礎の発進時における地表面での支持力や鋼管杭の先端閉塞の問題に関して有用な情報を与えると考えられる。

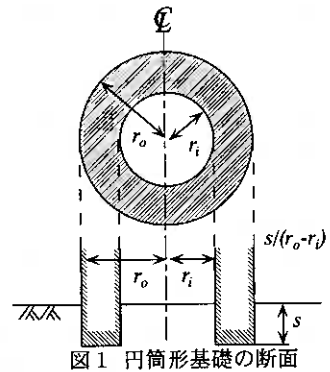


図1 円筒形基礎の断面

本研究では、まず、室内実験によって支持力が発揮される過程および地盤の破壊状態を観察している。実験では室内において作成した正規圧密粘土水平地盤と人工軟岩地盤、砂およびグラスビーズで作成した水平地盤において模型フーチングの荷重試験を実施した。これによって、基礎の荷重-沈下関係および極限支持力を実験的に検討している。

次に、円筒形基礎の支持力特性をすべり線法と弾塑性有限要素法の二つの数値解析手法によって解析している。すべり線法では地盤を剛塑性体と仮定し、地盤が荷重を受けたときの塑性平衡状態を地盤の平衡条件と破壊条件から得られる特性方程式を差分法によって数値的に解析する手法である。したがって、この手法では極限支持力を解析することが可能である。弾塑性有限要素法解析では、地盤材料の適切な構成式を用いることによって、地盤が破壊に至る過程を追跡して計算することが可能である。しかし、本論文では、パラメトリックな解析を行うことによって、極限支持力を議論している。また、解析結果と模型実験結果の比較検討を行うことによって、解析手法の妥当性を検討している。

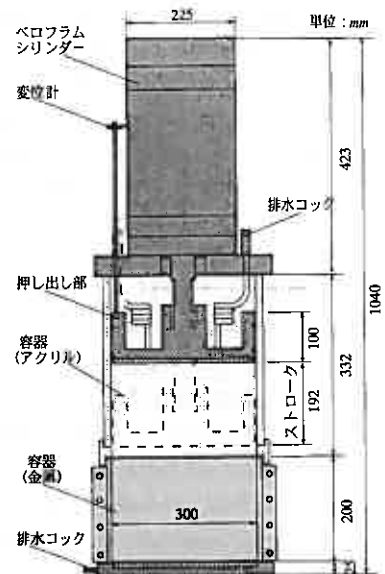


図2-1 予圧密装置図

表2-2 珪砂7号およびグラスビーズの力学特性

	珪砂7号	グラスビーズ
比重	2.717	2.5
最大乾燥密度 (g/cm^3)	1.610	1.627
最小乾燥密度 (g/cm^3)	1.255	1.470
50%粒径 (mm)	0.18	0.15
内部摩擦角 (deg.)	46.1	33.4

表2-1 粘土の力学特性

液性限界(%)	61.2
塑性限界(%)	35.9
密度(g/cm^3)	2.86
圧縮指数	0.34

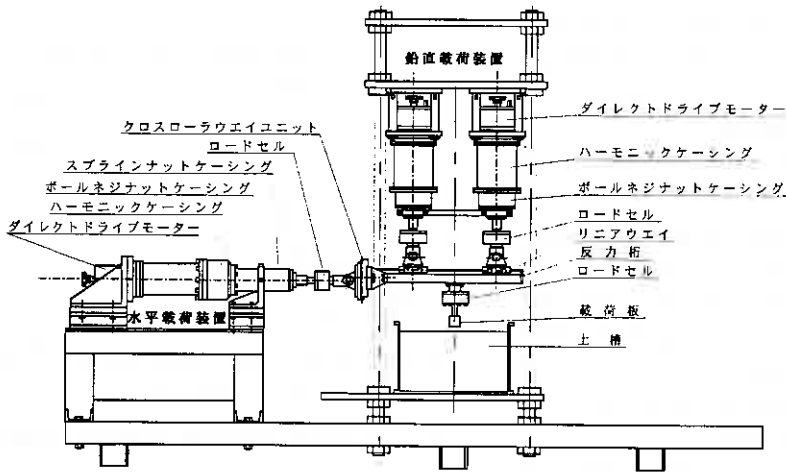


図 2-2 載荷装置

2.1. 実験方法 模型土槽は直径 30cm、深さ 20cm の鋼製円筒容器中に NSF カオリン、人工軟岩、珪砂 7 号、ガラスビーズ(J-90)を用いて計 4 種類の模型地盤を作製した。模型粘土地盤は 2 日間真空脱気し 3 種類の圧密応力 p_c (160, 240, 320kPa) で 5 日間一次的に両面排水で予圧密した。図 2-1 には、予圧密するために開発したシリンダーで鉛直に載荷する方式の装置を示している。粘土と人工軟岩では作製した地盤から採取した供試体に一軸圧縮試験および三軸圧縮試験によって非排水強度を求めた。表 2-1 に粘土の物性を示す。また人工軟岩の作製法および特性の詳細は別報¹⁾で説明している Case-A 地盤と同じである。砂地盤は空中落下法により相対密度を約 80%に、ガラスビーズは容器に投入しハンマーで水平に打撃することを十数回に分けて繰り返し相対密度を約 85%に調整して準備した。珪砂 7 号とガラスビーズの力学特性は、それぞれ相対密度が 80%と 85%の条件下で三軸圧縮試験(CD-Test)を行って求めた。基本的な物性と試験結果を表 2-2 に示す。模型基礎は鋼製で寸法はすべて直径 $2r_o=2 \times 20mm$ 、内側半径が $r_i=0$ (円形基礎)、10, 15, 19mm の 4 種類である。砂およびガラスビーズについては実験では基礎底面に試料を接着剤で付着させて底面が粗の状態にした。載荷装置は図 2-2 に示すようである。載荷装置は高トルクモータを 3 基備えており、鉛直と水平 2 方向の合計 3 成分で載荷することが可能であるが、本研究では鉛直成分のみの実験を行っている。鉛直載荷速度は変位制御で粘土地盤に対し 5.0mm/min、人工軟岩に対し 0.1mm/min、砂とガラスビーズに対しては 1.0mm/min に設定した。荷重を計

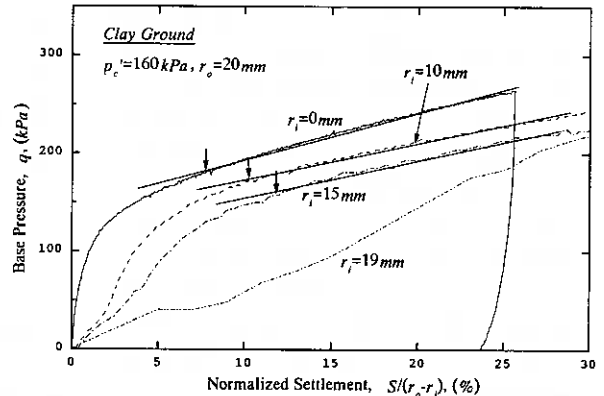


図 2-3 粘土地盤における荷重-沈下曲線

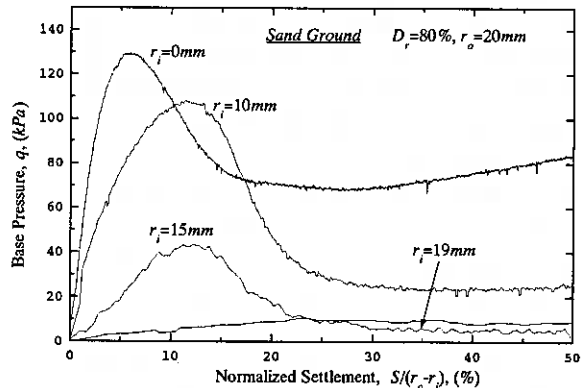


図 2-4 砂地盤における荷重-沈下関係

測するために、人工軟岩地盤では容量 $2f$ のロードセルを、その他の地盤では基礎に応じて 200kgf と 20kgf のロードセルを用いた。

2.2. 実験結果および考察

2.2.1. 荷重-沈下関係 図 2-3 には、圧密応力 160kPa で作製した粘土地盤上での載荷実験から得られた荷重-沈下関係を、荷重強度と沈下 S を基礎の厚さ $(r_0 - r_i)$ で割り正規化した値の関係で示している。実験の最終段階においても地表面の変化はほとんど見られず、また、載荷重のピークが現われれないという典型的なパンチングせん断破壊が見られた。 $S/(r_0 - r_i)$ が 10% 前後から荷重の増加率が一定になっている。これは、地盤と基礎側面との摩擦および基礎の根入れ効果により荷重が沈下にとまって増加しているためと考えられる。ピークを示さないというパンチング型破壊に特徴的な挙動は、破壊強度に比較して大きい圧縮性を示す間隙比を有する軟岩地盤においても同様であった。以下では、 $S/(r_0 - r_i)$ が 30% までの曲線において傾きが一定になり始める点における荷重を極限支持力として評価した(図中の矢印)。粘土地盤における $r_i=19\text{mm}$ 基礎の曲線では、図示のように極限支持力を決めることができなかった。地盤の圧密応力が 160kPa の地盤と比較して、 240kPa や 320kPa の結果においても荷重-沈下曲線は同様の傾向を示していた。

図 2-4 には砂地盤上における実験から得られた荷重-沈下曲線を示す。図示していないが、ガラスビーズ地盤についても同様な曲線が得られた。各基礎で明確なピークが現れており、砂地盤においては荷重低下後はほぼ一定あるいは基礎の根入れ効果による若干の増加が見られている。砂地盤とガラスビーズ地盤の共通した特徴として、ピーク発生時には、地表面には内部に発達したすべり面の先端が現れて盛り上がり、その時の相対的な沈下量 $S/(r_0 - r_i)$ は基礎の厚さが薄くなるほど大きくなっている(写真 1, 2 参照、基礎真上から撮影)。これにより典型的な全せん断破壊が生じたものと分かる。荷重測定の精度上、ガラスビーズ地盤において $r_i=19\text{mm}$ 基礎の実験は実施できなかった。

2.2.2. 極限支持力と基礎形状の関係 図 2-5 には、粘土と軟岩地盤についての実験結果を極限支持力 q_u を一軸圧縮試験における破壊強度 c_u で正規化した値と内半径との関係を示している。縦軸に示した正規化した支持力は粘土地盤では支持力係数 N_c に相当すると考えられるが、軟岩地盤では内部摩擦による成分を含んで

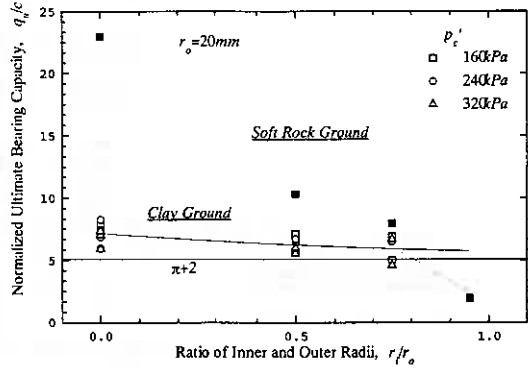


図 2-5 粘土地盤と軟岩地盤における極限支持力

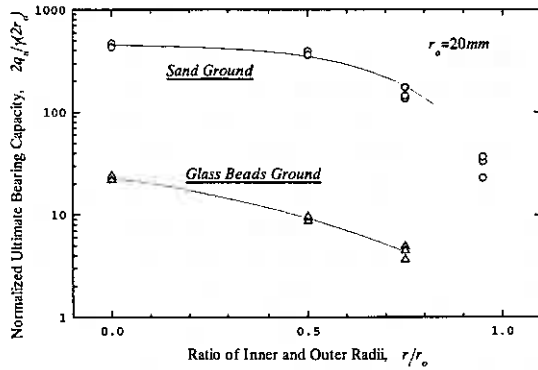


図 2-6 砂地盤とガラスビーズ地盤における正規化極限支持力

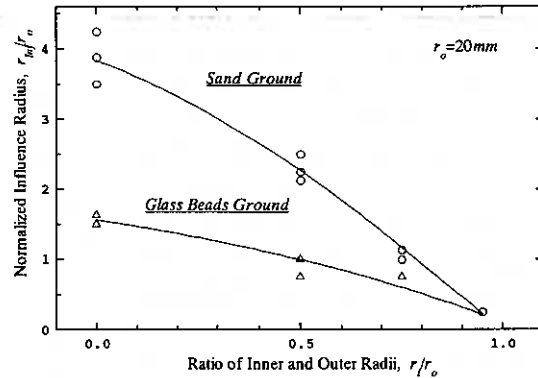


図 2-7 砂地盤とガラスビーズ地盤における影響半径

いる。内半径 r_i の外半径 r_o に対する比率 r_i/r_o を横軸にとっている。実験結果にはある程度のばらつきがあるものの、粘土地盤の圧密応力に依存した傾向は見らず、基礎形状にのみ依存していると言われている。粘土地盤では内径が大きくなるに従って N_c は減少し、飽和粘土地盤の非排水時のように $r_i/r_o = 0$ 条件において帯基礎に対して解析的に得られる $\pi + 2$ に近づく傾向を示している。基礎の内半径が大きくなるに従って基礎形状の曲率（軸対称条件）の影響は小さくなり、基礎の破壊メカニズムは平面条件ひずみ条件に遷移していると考えられる。軟岩地盤では円形基礎での実験値 N_c が非常に大きく、基礎の内半径が大きくなるにつれて直線的に減少する。

図 2-6 には、砂およびグラスビーズ地盤についての実験で得られた極限支持力度を基礎の直径 $2r_o$ と地盤の単位体積重量 γ の積で正規化した無次元量 $2q_u/(\gamma(2r_o)) (=N_v)$ と r_i/r_o の関係を片対数関係で示している。どちらの地盤でも実験値に大きなばらつきはなく、基礎の厚さが薄くなるにつれて N_v が大きく減少する特徴を持っている。

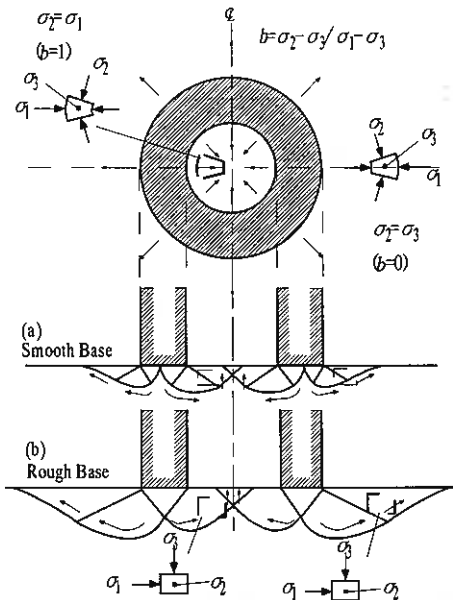


図 3-1 円筒形基礎における地盤の破壊メカニズム

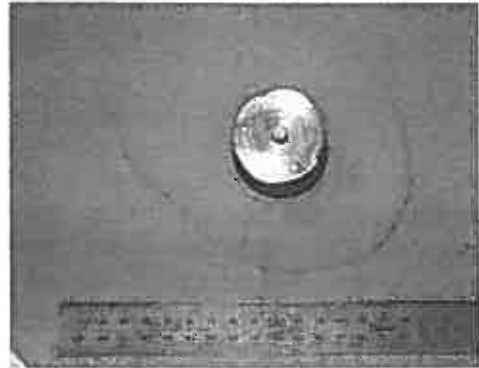


写真 1 円筒形基礎 $r_i/r_o = 0.5$ における砂地盤の破壊形状



写真 2 円筒形基礎 $r_i/r_o = 0.5$ におけるグラスビーズ地盤の破壊形状

2.2.3 地盤の破壊性状 写真 1, 2 に示すように砂とグラスビーズ地盤への載荷実験ではほぼ円形のすべり線が地表面に出現した。図 2-7 では、発生したすべり線から基礎の外側の端までの距離の各試験での平均

値を影響半径 r_{inf} とし、 r_{inf} を外半径 r_o で正規化した値と r_i/r_o との関係を示している。内部摩擦角の大きさの違いによりすべての条件において砂地盤の方が大きな r_{inf} を示している。内半径が大きくなるに従いどちらの地盤でも破壊領域は小さくなり、 $r_i/r_o = 1$ で $r_{inf} = 0$ になる方向へ向かうものと考えられる。

3. すべり線法による剛塑性数値解析

すべり線解析手法は、地盤を剛塑性体と仮定して破壊状態における地盤内の応力条件を解析する手法である。以下に示す地盤内における平衡条件と破壊条件に基づいて、与えられた境界条件の下での破壊領域とその領域での応力条件を求めることが可能である。この手法は剛塑性解析であるので、極限状態しか求めることが出来ず、したがって本

節では極限支持力を対象として検討している。

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_z}{r} &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{\tau_{rz}}{r} &= \gamma \end{aligned} \quad (1)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2c \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi$$

ここでは、軸対称条件における支配方程式を示している。これらの連立偏微分方程式を数式的に解くことはある限定された単純な条件でしか可能ではなく、壁面摩擦角や壁面の傾斜を考慮した土圧問題や支持力問題、斜面の安定問題などでは一般的に差分法に展開してから数値的に解かれている。本研究でも、連立偏微分方程式(1)をKotterが提案した方法に基づいて、軸対称条件下において差分法を用いて数式解を求めた。差分法への展開、近時解の求め方は参考文献²⁾に詳しいので、紙幅の関係でここでは説明しない。

3.1. 円筒形基礎による地盤の破壊性状および中間主応力 本研究においては地盤の破壊メカニズムを図 3-1 に示すように仮定した。図示のように、円筒形に荷重された地盤では円筒形の内側および外側に向かう 2 つの異なる地盤の破壊形態が共存している。図 3-1(a) に示す基礎底面が滑らかな場合には基礎底部から塑性状態が発現するのに対して、図 3-1(b) に示す基礎底面が粗い場合には基礎直下に弾性楔をともなって地盤が破壊すると考えるのが一般的である。以下では破壊が進展する方向に応じて、破壊状態を内側破壊問題 (Inside Failure Problem) と外側破壊問題 (Outside Failure Problem) として解析している。

図 3-1 (a,b) が示すように、内側破壊問題においては地盤は基礎の中心軸に向かって上方へ絞り出されるように塑性流動化する。この場合は周方向ひずみは圧縮側で、周方向応力 (中間主応力) は増大すると考えられる。したがって、この場合の中間主応力は最大主応力と同じレベルまで増加すると考えられる。したがって、この場合の中間主応力の相対的な大きさを表すパラメータ b は 1.0 と見なしてもよさそうである。これとまったく逆の理由によって、外側破壊問題において周方向応力は減少すると考えられる。したがって、この場合には中間主応力は最小主応力と同じレベルまで減少するので $b=0.0$ と見なしてもよさそうである。実際問題においては、 b 値は初期応力状態などの影響を受け複雑に変化していると思われるが、本研究では b 値を一定と見なし、内側破壊問題と外側破壊問題それぞれについてパラメトリックスタディーを実施した。図 3-2(a, b) は滑らかな基礎の粘着項のみに着目した内部摩擦角が $\phi = 30 \text{deg}$ のケースについての解析結果を示している。図示のように、内側破壊問題においては、 $b=1.0$ 以外のケースでは計算が破綻し、外側破壊問題では $b=0.0$ 以外のケースでは応力が負になるなどしてやはり計算が破綻している。このように、内側破壊問題では $b=1.0$ 、外側破壊問題では $b=0.0$ としなければ、塑性平衡条件と破壊条件を同時に満足できないことは明らかで、本研究ではこの値を採用した。このような仮定が妥当であることは、次節で説明する弾塑性有限要素法解析においても確かめることが出来た。

3.2. 円筒形基礎の内側における地盤の破壊領域の干渉 図 3-3 は内径の異なる円筒形基礎

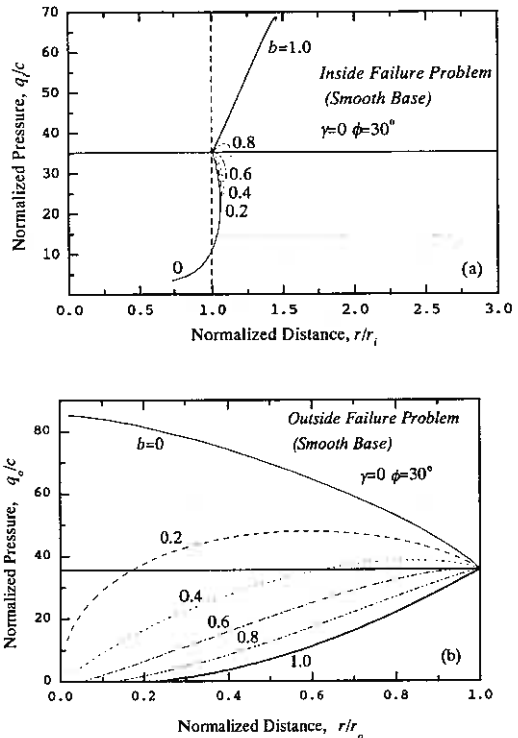


図 3-2(a, b) 種々の b 値における基礎底面応力の分布

(底面滑らか)の破壊性状を模式的に示している。図 3-3(a)のように内半径が小さい場合には、内側への破壊領域はでは内部で塑性領域の干渉が起こり、内側破壊によって決定される支持力度の範囲は図示のように r_i から r_{im} までに限定される。一方、内半径が大きくなると、内側破壊のメカニズムは干渉されないが、内側破壊によって得られる支持力度 q_i と外側破壊によって得られる支持力度 q_o の大小によって破壊領域が決定される。図示のように $q_i = q_o$ に対応する r_c を境界としてメカニズムが分かれる。このような破壊領域の干渉は近接する複数の基礎の間でも発生し、West and Stuart^{3),4)}が実験的および解析的に検討している。採用した図 3-3 に示す仮定は、既往の研究成果と矛盾していない。

3.3. 支持力度の算定および検証 図 3-4(a, b)は地盤の単位体積重量を無視して、基礎底面が滑らかな場合について内側破壊による支持力度 q_i と外側破壊による支持力度 q_o を算定した結果を一例として示している。帯基礎の場合にはこのような条件では支持力度は一定値になるが、図示のように支持力度は内側破壊と外側破壊それぞれにおいて半径 r_i または r_o から遠ざかるに従って増大している。基礎寸法の異なるケースについて予備的に検討した結果、支持力度 q_i と支持力度 q_o (基礎底面における応力) はそれぞれ以下の式で表示できることが分かった。

$$\begin{aligned} q_i &= c \cdot n_{ci}(\phi, r/r_i) + \gamma(r_i - r) \cdot n_{yi}(\phi, r/r_i) \\ q_o &= c \cdot n_{co}(\phi, r/r_o) + \gamma(r - r_o) \cdot n_{yo}(\phi, r/r_o) \end{aligned} \quad (2)$$

ここで、 n_{ci} と n_{co} 、 n_{yi} 、 n_{yo} はともに内部摩擦角 ϕ だけの関数ではなく距離 r の基礎の内半径あるいは外半径に対する相対値にも大きく依存している。

また、基礎底面の支持力の平均値 q_u は、通常的支持力公式と同様に次式で与えられるものとする。

$$q_u = \frac{\int_{r_i}^{r_c} 2\pi \cdot q_i \cdot dr + \int_{r_c}^{r_o} 2\pi \cdot q_o \cdot dr}{\pi(r_o^2 - r_i^2)} = c \cdot N_c(\phi, r_i/r_o) + \gamma r_o \cdot N_\gamma(\phi, r_i/r_o) \quad (3)$$

図 3-5 には支持力係数 N_γ の値を底面の粗い円筒形基礎に対して支持力度と基礎の寸法比を示している。図示のように、支持力係数は基礎の内径と外径の比 r_i/r_o に大きく依存していることが分かる。図には砂とグラスビーズ地盤における模型実験の結果も示しているが、内径の変化に対して実験結果と解析結果は良い傾向を

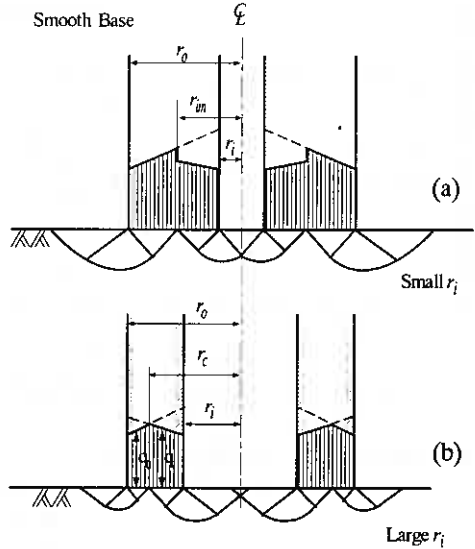


図 3-3 基礎の内側における破壊領域の干渉

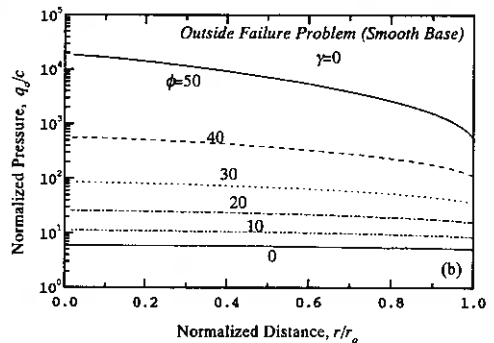
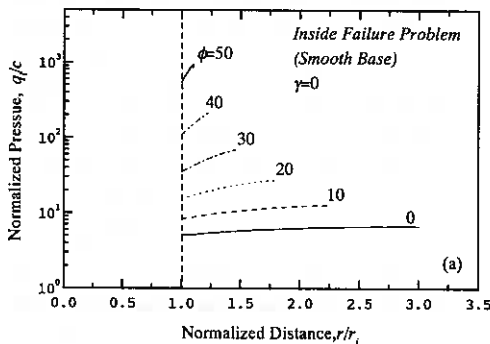


図 3-4(a, b) 内側破壊と外側破壊による基礎底面応力の分布

示している。砂や礫などの粒状材料の場合、拘束圧の増大に伴う内部摩擦角の低下が認められるが、これを考慮しても良好な対応が認められた。図 3-6 には支持力係数 N_c を、正規圧密粘土地盤と人工軟岩地盤での実験値と解析値と比較して示している。

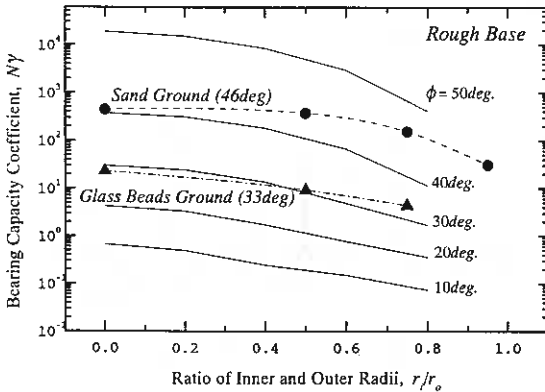


図 3-5 非粘性土地盤における解析結果と実験結果の比較

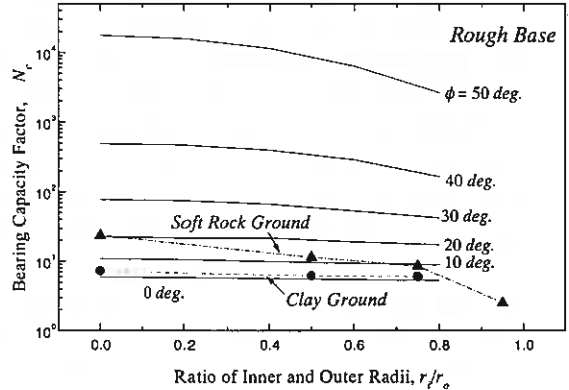


図 3-6 粘性土地盤における解析結果と実験結果の比較

4. 有限要素法による弾塑性性数値解析

「中間主応力の影響」と「基礎内部における塑性領域の干渉」の2つの問題について述べてきたが、すべり線法による解析では、あらかじめ中間主応力係数を定めておかなければならず、地盤を剛塑性体と仮定しているため、地盤内の破壊状態を特定することが難しい。一方、弾塑性有限要素法では変形の適合を考慮した解析で、応力状態と破壊状態が解析の結果として得られる。ここではまず、実験結果およびすべり線法による解析結果との比較・検討を行っている。

解析対象は、円形基礎を含めた内半径 r_i の異なる5種類の円筒形基礎であり、軸対称場で解析している。構形式では、降伏基準にはMohr-Coulombの破壊条件を、塑性ポテンシャルにはDrucker-Pragerの条件を採用し(MC-DP Model)、非関連流れ則を仮定した(参考文献⁵⁾参照)。このモデルは地盤を弾完全塑性体と仮定

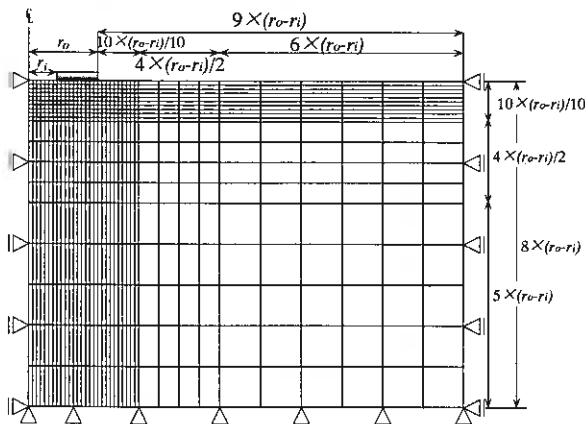


図 4-1. 円筒形基礎($r_i/r_o=0.4$)の解析に用いたメッシュ

表 4-1 要素数・節点数

解析対象	要素数	節点数
円形基礎	620	672
円筒形 $r_i/r_o=0.2$	680	735
$r_i/r_o=0.4$	760	819
$r_i/r_o=0.6$	840	903
$r_i/r_o=0.8$	940	1008

している。材料非線形に伴う反復計算は、修正Newton-Raphson法を用いている。使用した要素は4節点四角形要素で、要素数・節点数は基礎の種類により異なっていて、表4-1および図4-1に典型的な値を示している。基礎接地部分は鉛直方向に強制変位させ、基礎底面が粗い場合は水平方向固定、滑らかな場合は自由である。初期応力は土かぶり圧であらかじめ設定している。解析に用いた材料定数として、非粘性土地盤の場合は単位体積重量 $\gamma=15kN/m^3$ 、粘着力 $c=0kN/m^2$ 、ポアソン比 $\nu=0.3$ 、ヤング率 $E=40000\sim 120000kN/m^2$ 、粘性土地盤の場合は自重の無い基礎土を仮定し、 $c=10kN/m^2$ 、 $\nu=0.495$ 、 $E=10000kN/m^2$ を代表値とした。ダイレイタンシー角の値はすべての解析にお

いて内部摩擦角の半分と設定した。

4.1. 計算結果 有限要素解析により得られた荷重-沈下関係の一例として、 $\phi = 30\text{deg}$ の非粘性土地盤における各基礎（底面粗い）の場合を図 4-2 に示す。荷重-沈下曲線は弾完全塑性体としての特徴を示しており、荷重が沈下に対しほぼ一定になる点を極限支持力として決定した（図 4-8）。他の解析結果から、極限支持力はポアソン比やヤング率の影響は受けないが、ダイレイタンシー角が小さくなるとわずかに小さくなるのが分かった。

図 4-3,4 には $\phi = 30\text{deg}$ の非粘性土地盤における円筒形基礎 $r_i/r_o = 0.2$ と $r_i/r_o = 0.6$ による最大せん断ひずみの分布をそれぞれ示している。基礎の内径と外径の比 r_i/r_o が大きいときは、せん断ひずみの大きい領域（塑性領域）が 1 つの独立した基礎の場合に等しいが、 r_i/r_o が小さくなるにつれて内側に塑性領域が広がり、 r_i がある程度の大きさのうちから円形基礎の場合に類似した状態になる。

最大せん断ひずみが図 4-3,4 の状態に達したときに対応する中間主応力係数 b の分布を図 4-5,6 に示す。内側端部から中心にかけての地表面近くでは、中間主応力が最大主応力にかなり近い値を持っている。この傾

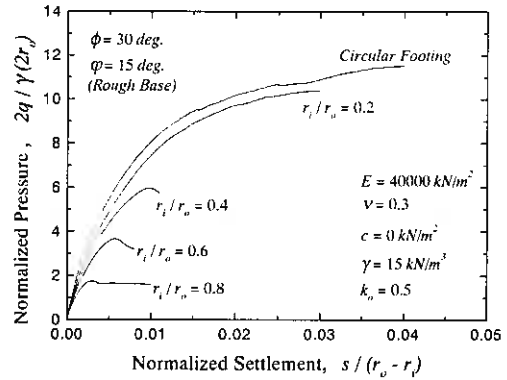


図 4-2 FEM 解析から得られた荷重～沈下曲線

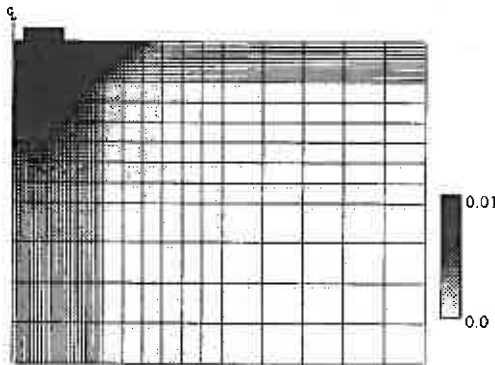


図 4-3 最大せん断ひずみ分布 ($r_i/r_o = 0.2$)

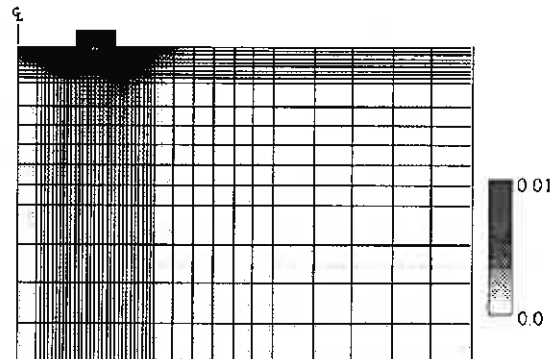


図 4-4 最大せん断ひずみ分布 ($r_i/r_o = 0.6$)

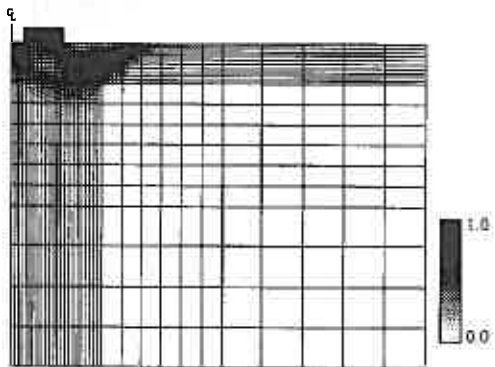


図 4-5 中間主応力値分布 ($r_i/r_o = 0.2$)

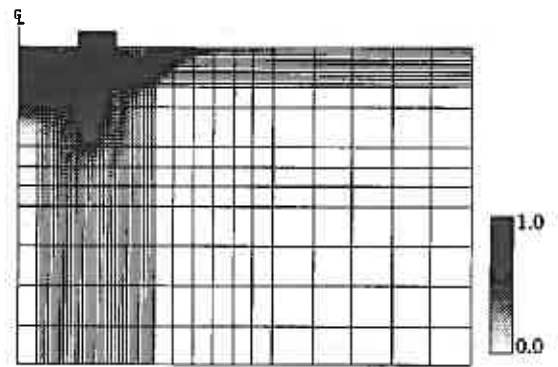


図 4-6 中間主応力値分布 ($r_i/r_o = 0.6$)

向は、基礎の形状やポアソン比、ダイレイタンシー角などに関係なく、円形基礎には $b=1$ に近い領域は現われない。また図 4-5,6 では、基礎から外側の塑性領域になる部分でも中間主応力が最小主応力よりも大きくなっている領域が、塑性領域に沿って現われる。図示はしていないが他の解析結果から、この部分の中間主応力はダイレイタンシー角に依存することが分かった。図示の条件（ダイレイタンシー角が内部摩擦角の半分）では $b=0.5$ に満たない値であり、ダイレイタンシー角の減少により中間主応力も小さくなっていく。ダイレイタンシー角が 0 deg. では最小主応力にほぼ等しくなる。基礎外側の b 値が全般に小さいので、すべり線での仮定は妥当であることが有限要素法により確かめられた。内部摩擦角の違いにより中間主応力係数 $b=1$ に近い領域の範囲はほとんど変わらない。この傾向は粘性土地盤・非粘性土地盤ともに同じである。

図 4-7 には $\phi=30 \text{ deg.}$ の非粘性土地盤における、各基礎の底面の支持力度を示している（底面粗い）。 r_i/r_o が大きいときは左右対称の分布を示すが、円形基礎に近づくに従いピークが中心側に偏心していく。図示はしていないが、内部摩擦角が大きくなるほど r_i/r_o が大きいても偏心が生じる。このことから内側破壊と外側破壊に分けて仮定したすべり線解析による支持力度と同様の傾向が認められる。

（図 4-3-7 は図 4-2 の荷重-沈下曲線終了時における状態を示している。）

4.2. 実験値・すべり線法との比較 図 4-8 には非粘性土地盤で基礎底面が粗い場合について、FEM による解析結果、すべり線解析による結果、実験結果から得られた支持力係数を併記してある。FEM による解析から得られた極限支持力はすべり線解析による結果よりも小さく、内部摩擦角が大きくなるにつれて差も大きくなる。また、実験値よりも小さいことが分かる。支持力係数は基礎の内径と外径の比 r_i/r_o に大きく依存し、解析手法の違いに関係なく実験値の傾向に一致している。粘性土地盤においても支持力係数は同様の傾向を示し（図 4-9、

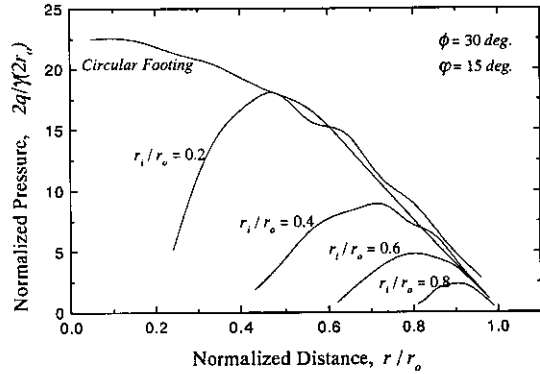


図4-7 FEM解析から得られた基礎底面応力の分布

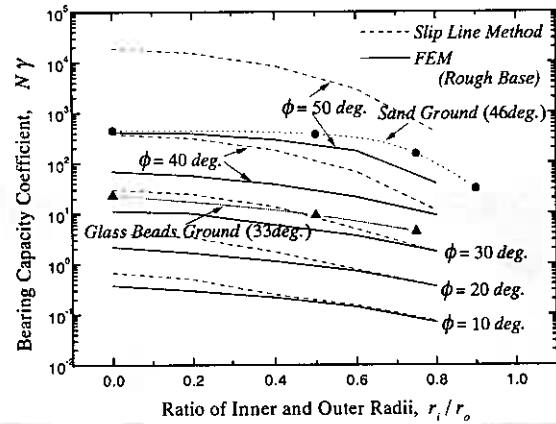


図 4-8 非粘性土地盤における実験・解析結果比較

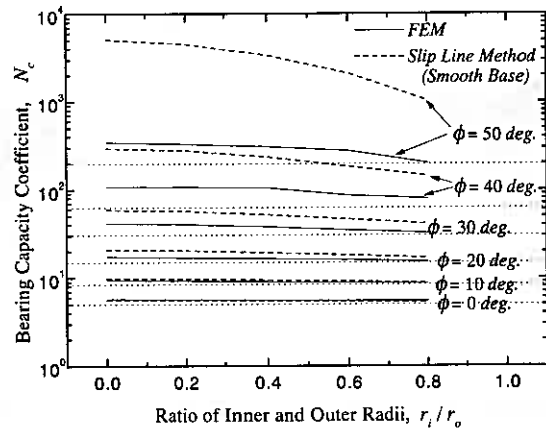


図 4-9 粘性土地盤における解析結果比較

底面滑らか)、基礎の内径と外径の比 r_i/r_o が小さくなるに連れて平面ひずみ条件で FEM 解析により得た支持力係数(図中点線)に近づいている。

5. あとがき

本研究では、円環状の底面を有する円筒形基礎の支持力について、実験的および解析的に検討した。正規圧密粘土、人工軟岩、砂、グラスビーズによって作成した水平地盤について内半径の異なる4種類の模型基礎について鉛直荷重載荷実験を実施し、基礎の荷重-沈下関係や極限支持力を整理した。さらに、すべり線法と弾塑性有限要素法によって数値的に基礎の支持力特性を検討した。本研究の結論は以下のようにまとめられる。

- 粘土地盤と軟岩地盤は典型的なパンチング型の破壊特性を示し、基礎の沈下に伴う地盤表面の変状は見られず、荷重-沈下曲線にも明瞭なピークは認められなかった。一方、砂地盤とグラスビーズ地盤の場合に全般せん断型の破壊特性が認められ、地盤表面には基礎と同心円状のすべり面が観察された。
- 粘土地盤において観察された極限支持力を粘着力で正規化した場合には、粘土の圧密応力に依存せず基礎の内半径と外半径の比率のみに依存する正規化極限支持力度(帯基礎の場合の N_c に相当)に一義的な関係が得られた。正規化極限支持力度は内半径の増大にともなって減少する傾向を示し、帯基礎の場合の極限支持力度に漸近する傾向が認められた。一方、人工軟岩地盤の場合には内部摩擦角の影響が顕著に現れるため、帯基礎の場合と同様に、極限支持力度は内半径と外半径の比(帯基礎の基礎幅に対応)に対して強い依存性が認められた。
- 砂地盤とグラスビーズ地盤の場合には粘着成分が認められなかったため、得られた極限支持力を地盤の単位体積重量と外半径によって正規化して整理した。正規化極限支持力度(帯基礎の場合の N_γ に相当)は内半径の増大にともなって大きく減少する特性が得られた。
- すべり線解析では、基礎の内部に向かって生じる地盤の破壊と外側に向かって生じる破壊の2つのモードを設定し、地盤の変形性状を考慮して中間主応力は内側破壊問題では最大に $b=1$ 、外側の破壊問題では最小に $b=0$ に設定した。また、内側破壊問題では内半径が小さい場合に基礎中心軸上で生じる破壊領域の干渉を考慮した。その結果得られた極限支持力は、地盤の材料によらず極限支持力の実験値と良い対応を示していることが確かめられた。
- 弾塑性有限要素法解析では地盤の破壊性状および荷重-沈下関係が得られた。破壊の形式および中間主応力値 b は破壊時におけるダイレイタンスー角に依存するが、すべり線法で仮定した地盤の破壊性状は妥当であることが確認された。
- 有限要素法によって得られた極限支持力はすべり線法解析による値よりも小さくなる傾向があるが、両解析法とも基礎の内半径の変化に対応する極限支持力の変化傾向をうまく説明できることが分かった。

本研究を行うに当たっては、本学卒業生田中祐樹君に模型実験の実施、データの整理、数値解析結果の整理等で協力して頂いた。末筆ながら、記して深甚なる感謝の意を表します。

参考文献:

- 1) 西村右敏、三浦均也、土岐祥介、鳴海英樹(1997): 斜面軟岩地盤上の直接基礎の支持力模型実験、地盤工学会北海道支部技術報告集、第37回地盤工学研究発表会。
- 2) 石原研而、木村孟(1980): 土木工学大系8土質力学、pp149-pp180。
- 3) West, J. M. and Stuart, J. G. (1965): Oblique Loading Resulting from Interference between Surface Footings on Sand. Proc. 6th int. Conference of Soil Mechanics, Montreal, Vol.2, pp.214-pp217.
- 4) Stuart, J. G. (1962): Interference Between Foundation with Special Reference to Surface Footing in Sand, Geotechnique 12 No.1, pp15-pp22.
- 5) 田中忠次、鶴飼恵三、河邑眞、阪上最一、大津宏康(1996): 地盤の三次元弾塑性有限要素解析、pp55-pp61.

傾斜層状軟岩地盤上の模型基礎の支持力および変形特性

北海道大学大学院工学研究科 ○正会員 西村 右敏
北海道大学大学院工学研究科 正会員 三浦 均也
北海道大学大学院工学研究科 正会員 土岐 祥介
北海道大学工学部 大塚 裕介

1. まえがき

山岳部における道路の建設に際しては、傾斜した軟岩地盤上に橋梁などの構造物の基礎を建設する機会が多い。この比較的良好な支持地盤として期待される軟岩地盤の支持力特性を明らかにするために、筆者らは、水平および傾斜を有する単一層の人工軟岩地盤に対して載荷実験を行うことにより、軟岩地盤の物性の違いや斜面傾斜角および天端余裕幅が、変形・破壊特性に及ぼす影響を調べてきた^{1), 2)}。

しかし、実務において基礎を設置する場合は、地盤が多層でなおかつ層が傾斜していることが多く、このような地盤の三次元的な変形・破壊特性に関しては不明な点が多い。

本研究の目的は水平および傾斜地盤における成層軟岩地盤の支持力特性を明らかにすることであり、三次元的な基礎の破壊現象を対象としている。

本研究では、単純化の為、地盤モデルを物性の異なる二層系地盤とし、層境界が水平、流れ目、受け目の3パターン、地盤表面が水平、傾斜の2パターンの組み合わせによる成層軟岩地盤を作成し、模型支持力載荷実験を行っている。

2. 模型軟岩地盤の力学的性質 2.1. 人工軟岩の作製方法

前報¹⁾で用いた4種類の軟岩地盤は、力学的性質の相違による支持力特性の変化を明らかにするため用意したもので、それぞれ特徴的な応力~ひずみ挙動を示すものであった。しかし、本研究の目的は、成層地盤が支持力特性におよぼす影響を明らかにすることであり、互いの層によりコントラストを持たせる必要がある。そこで、新たに強度の高く密な地盤を作製した。人工軟岩地盤の強度の増加法については、締め固める方法³⁾と圧密による方法⁴⁾が考えられるが、石膏を用いているため硬化時間の問題から、急速な圧密を行う方法を採用した。用いた試料の物理的性質および人工軟岩の作製方法は前報と同様であるが、石膏および水の配合割合を大きくし、試料打設後に約100kPaの圧密を行い供試体密度の増加を行った点が異なっている。このように作製した地盤ケースをCase-Eとする。また対照とする地盤ケースを前報のCase-Cとした。表-1に人工軟岩の配合条件を示す。

表-1 人工軟岩の配合条件(重量百分率) 単位：(%)

	試料名	Case-C	Case-E
試料砂	幌延砂	68.0	60.0
固結材	焼石膏	9.0	14.5
混和材	カオリン	3.0	0.5
練混水	水道水	20.0	25.0

2.2. 一軸および三軸圧縮試験

三軸圧縮 CD 試験は、0.5%/min の軸ひずみ速度でせん断を行った。図-1 および 2 は、Case-C および E における一軸圧縮試験と三軸圧縮試験により得られた応力~ひずみ関係をあわせて示したものである。これにより得られた基本的性質は、表-2 のとおりである。表中の三軸試験結果における強度定数はピーク時の強度から求めたものである。

Model Loading Tests of Shallow Foundation on Sloped Layered Soft Rock Grounds:

Migitoshi NISHIMURA, Kinya MIURA, Shosuke TOKI (Hokkaido University, Graduate School of Engineering),
Yusuke OTSUKA (Hokkaido University, Undergraduate Student)

図-1 より Case-C は、拘束圧の低い範囲では脆性的な挙動を示すが、拘束圧の増加に伴い延性的な挙動へと移行して行く拘束圧依存性を示している。これとは対照的に図-2 の Case-E では、明瞭なピーク強度が見られる脆性的な挙動を示している。また、Case-C では、連続的な滑らかな曲線が描かれているが、Case-E は不安定な滑りが応力~ひずみ関係に現れているのも特徴である。

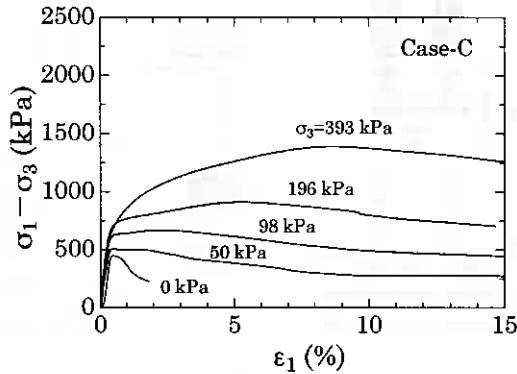


図-1 主応力差~軸ひずみの関係(Case-C)

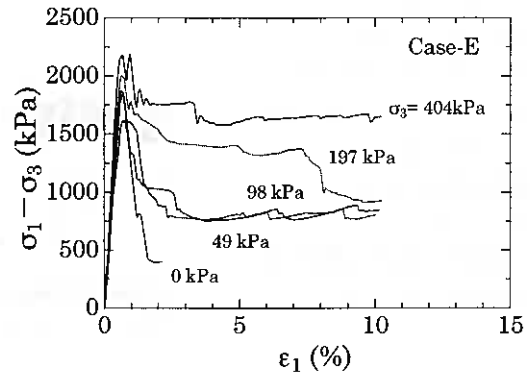


図-2 主応力差~軸ひずみの関係(Case-E)

表-2 人工軟岩の力学的性質

	単位	Case-C	Case-E
湿润单位体積重量 γ_t	gf/cm ³	2.02	1.99
乾燥单位体積重量 γ_d	gf/cm ³	1.66	1.59
一軸試験結果	—	—	—
一軸圧縮強度 q_u	kPa	447.0	1615.7
破壊ひずみ ϵ_u	%	0.318	0.933
変形係数 E_{50}	MPa	93.1	179.5
三軸試験結果	—	—	—
粘着力 c	kPa	111.4	663.2
内部摩擦角 ϕ	deg	33.7	19.4

3. 支持力実験概要

実験に用いた装置を図-3に示す。前報で使用した载荷駆動部を新たに作製したフレームに載せ替えることにより、鉛直方向に39kNの耐荷力を有し、また、水平载荷や傾斜地盤の鉛直载荷に起因する曲げに対し有効な構造となっている。模型基礎部分は容量19.613kN(2tf)ロードセルを用いて鉛直荷重を計測している。また、鉛直および水平ロードセルによって、フーチングに作用するモーメントを算出することが可能である。

実験に用いた円筒形土槽は直径386mm、深さ300mmの鋼製である。フーチングは、直径B=40.0mmの底面滑な円形で、鋼製である。载荷ロッドとフーチングは剛結されている。また、载荷方式は変位制御で、载荷速度は0.1mm/minである。

模型地盤の作製にあたっては、石膏、砂、カオリンの混合試料に水を加えミキサーで5分間攪拌した後、土槽内でパイプレータを用いて、脱気するとともに締固めている。Case-E地盤については約100kPaで圧密を行っている。石膏が硬化し強度の発現が終了した後、ストレートエッジを用いて所定の模型地盤を作製した。

図-4に水平地盤および傾斜地盤の地盤条件模式図とともに試験ケース名の一覧をあわせて示す。二層地盤の上層の層厚はフーチングの中心直下で40.0mmとした。また、層の傾斜角度は15°としている。傾斜地盤では斜面の傾斜角度を45°、載荷位置をのり肩として実験を行った。

載荷終了後は、地盤内部の観察を行っている。

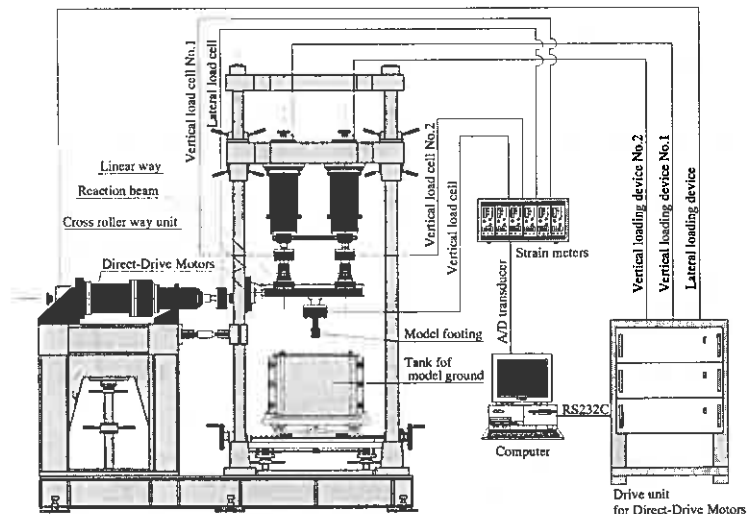


図-3 支持力実験装置システム図

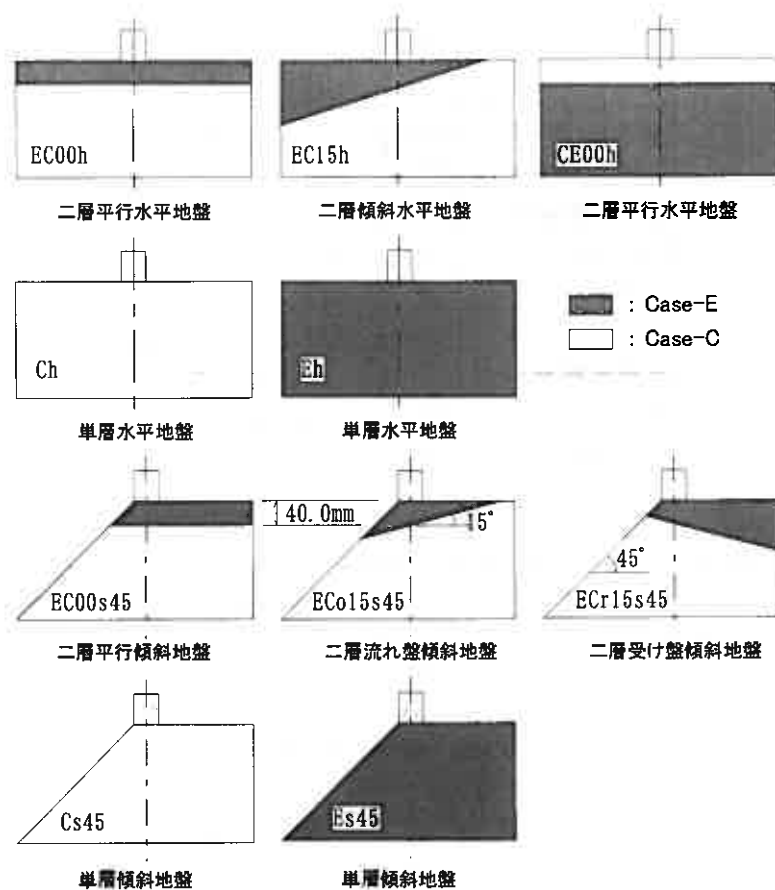


図-4 実験ケース模式図

4. 荷重強度～沈下量関係

以下に載荷試験で得られた鉛直荷重強度と沈下量の関係を示し、観察された定性的な傾向を説明する。

4.1. 単層地盤

図-5 は単層地盤の荷重強度～沈下量関係を示したものである。同一地盤形状で比較すると水平地盤では初期の立ち上がりはかなり異なっており、Case-E 地盤の剛性の高さが顕著に表れているが、非線形挙動を示し始めると Case-C 地盤とほぼ平行な荷重増加に移行している。

同一地盤ケースで斜面の有無について着目すると Case-C 地盤は載荷初期から挙動に差が現れるのに対し、Case-E 地盤では初期の挙動はほぼ同じである。このことから地盤剛性の小さな地盤では載荷初期段階から斜面の影響を敏感に受けまた載荷の進行に伴い延性的な挙動を示すのに対して、地盤剛性の大きな地盤では斜面の影響を地盤自体の剛性が受け持ち水平地盤と同様に振る舞うが、載荷の進行に伴い終局状態では急激な脆性破壊に至っている。

4.2. 水平地盤

図-6 は二層平行地盤と比較のため単層地盤をあわせて示したものである。CE 地盤は載荷初期において上層の影響を受け、基礎幅の 50%程度 の沈下量までは C 地盤と同様な挙動を示すが、載荷の進行に伴い剛性の高い E 地盤の挙動に移行して行く様子が観察された。それとは逆に EC 地盤は、基礎幅の 25%程度 の沈下量でピークを迎え E 地盤から C 地盤の挙動へ移行して行く様子が観察された。

図-7 は二層傾斜地盤と比較のため二層平行地盤をあわせて示したものである。両者とも基礎幅の 25%程度 の沈下量でピークを迎え、C 地盤と同様な延性的な挙動を示している。

4.3. 傾斜地盤

図-8 は二層地盤と単層地盤をあわせて示したものである。全体的な傾向として全ての二層地盤は載荷初期では E 地盤の挙動を示し、ピーク後にほぼ平行に C 地盤の挙動に移行している様子が観察された。

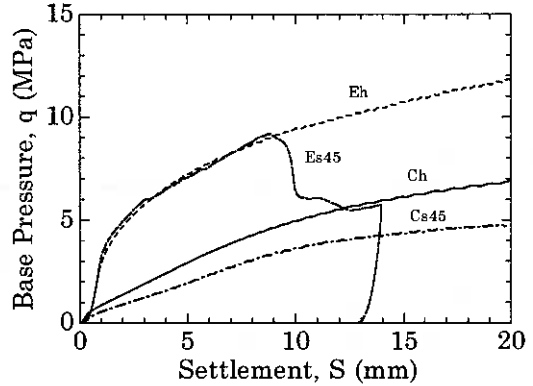


図-5 単層地盤の荷重強度～沈下量関係

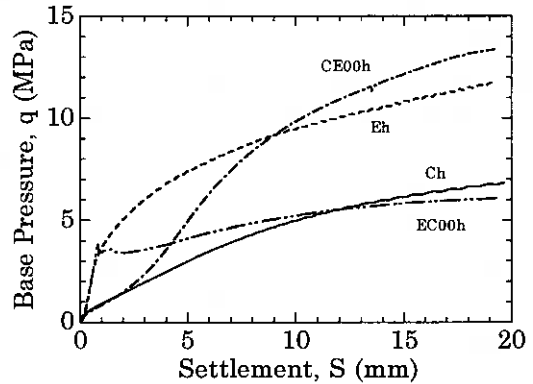


図-6 二層平行地盤の荷重強度～沈下量関係

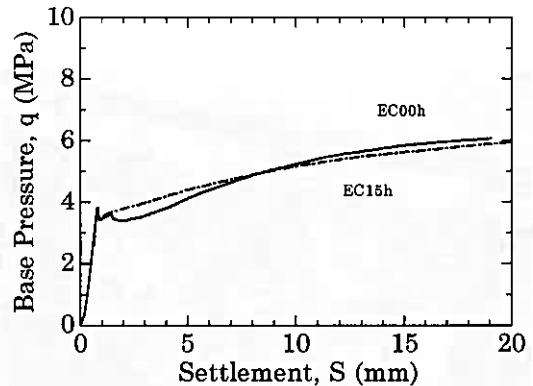


図-7 二層水平地盤の荷重強度～沈下量関係

図-8の荷重初期部分に着目すると、二層地盤のピーク強度は流れ盤、平行、受け盤の順で観察された。

図-9は二層傾斜地盤について水平地盤とあわせて示したものである。水平地盤はひずみ硬化しているが、傾斜地盤では流れ盤、受け盤ともにほぼ一定の強度で変形が進行している様子が観察された。

5. 地盤表面の破壊状況

以下に試験終了後の地盤表面に観察された破壊状況を示す。また一例として、二層平行傾斜地盤を写真-1に示す。

5.1. 水平地盤

図-10は水平地盤における地盤表面で観察された破壊性状を示したものである。二層平行CE地盤のみ亀裂および盛り上がりが見られた。他の水平地盤は地盤表面に変状は認められなかった。

5.2. 傾斜地盤

図-11は単層地盤の破壊性状である。両者とも斜面前面が押し出されるような破壊形態が観察されたが、図-5に示したCase-C地盤の荷重～沈下量関係では明瞭なピークが見られなかった。

図-12は二層地盤の破壊性状である。平行および流れ盤は、受け盤にくらべて広い範囲で影響が現れている。



写真-1 二層平行傾斜地盤の破壊状況

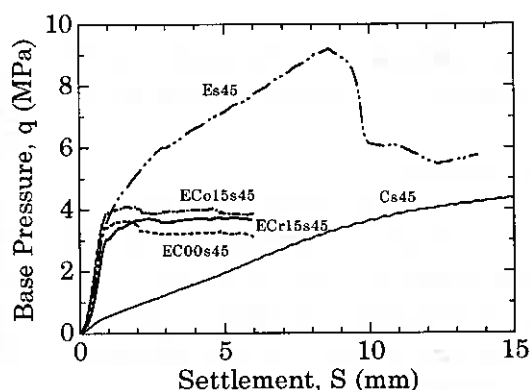


図-8 傾斜地盤の荷重強度～沈下量関係

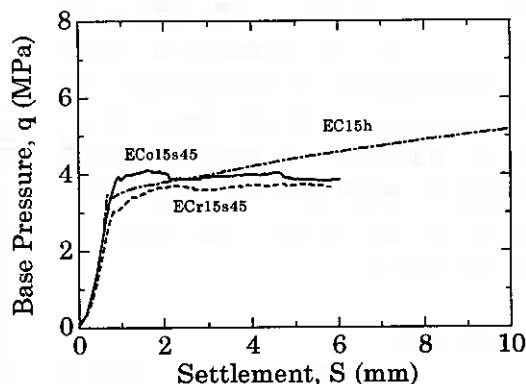


図-9 二層傾斜地盤の荷重強度～沈下量関係

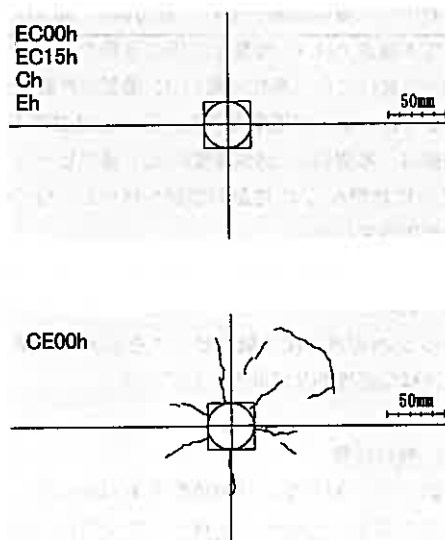


図-10 二層傾斜地盤の荷重強度～沈下量関係

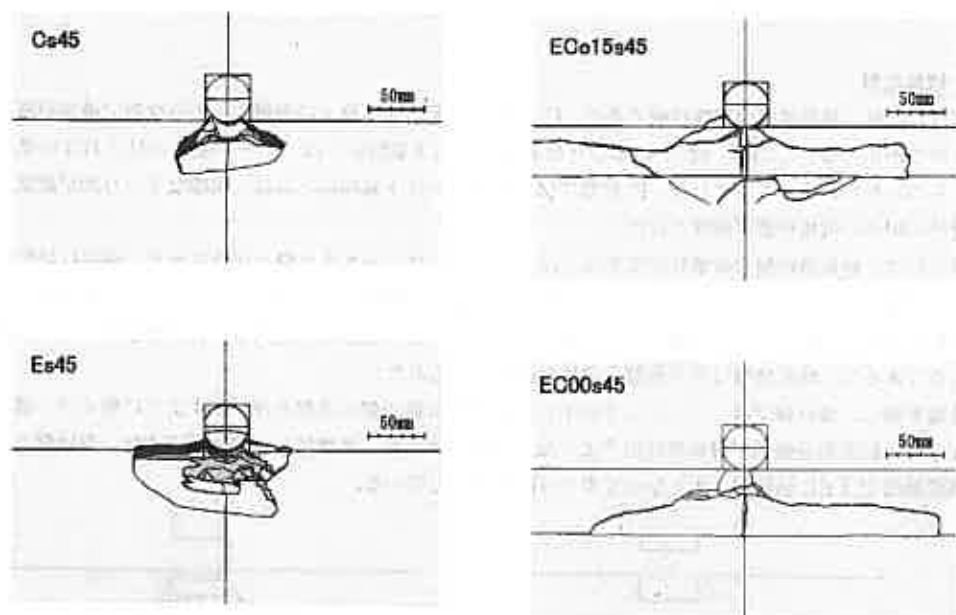


図-11 単層地盤の破壊状況

6. 地盤内部の破壊状況

試験終了後に断面を切り出し内部の破壊状況を観察した。一例として写真-2 に二層平行傾斜地盤の観察状況を示す。観察方法は前報⁹⁾を参照されたい。

6.1. 水平地盤

図-13 は水平地盤の地盤内部の破壊状況を示したものである。E 地盤では押し抜かれるような破壊が観察され、押し込まれたフーチングの体積分は直下で吸収されているようである。他の地盤ケースのような乱れは見られなかった。

EC 地盤は層平行、傾斜ともに上層が放射状に押し抜かれるように破壊して体積変化はC 地盤に吸収されているようである。削り出し時の感触ではフーチング直下はかなり乱されて脆くなっていた。また、層傾斜地盤では層傾斜面に直交する形で破壊がおきていることが観察された。

CE 地盤では、地盤表面に亀裂と盛り上がりが観察されたが、載荷に伴う体積変化は約 20% が下層の E 地盤で吸収されるが、残りは C 地盤の圧縮および亀裂や盛り上がりに吸収されたものと思われる。また、フーチング直下は密度

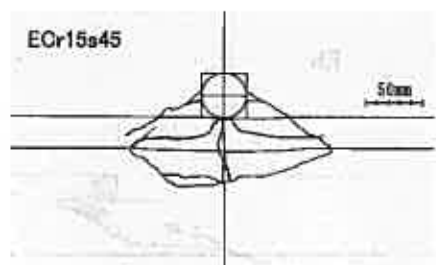


図-12 二層地盤の破壊状況

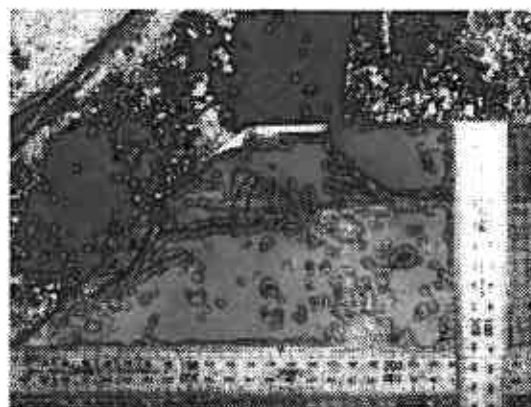


写真-2 二層平行傾斜地盤の内部破壊状況

増加が削り出し時に認められた。

6.2. 傾斜地盤

図-14 は単一傾斜地盤の破壊状況である。C 地盤は斜面前面が徐々に剥離するような形で破壊が進行したことがうかがえる。この為、図-5 に示した荷重強度～沈下量関係では、ピーク強度の見られない挙動を示したものと思われる。これに対し、E 地盤では荷重強度～沈下量関係と同様、明瞭なすべり面が観察される全般せん断型の破壊形態が観察された。

図-15 は二層傾斜地盤の破壊状況である。図-13 に示した二層水平地盤と比較すると、層平行地盤では斜面側の地盤に乱れが生じているものの、層に直交するように荷重応力が作用していることが観察された。

層傾斜地盤と比較すると、破壊状況から荷重応力の作用方向は層の直角より若干層傾斜方向に流れているようであるが、傾斜地盤は水平地盤と同様な傾向が見られた。

破壊形態は、流れ盤では、フーチング直下の圧縮領域は斜面側の地盤を押し出すように働くが、層境界が弱面となり斜面側受働部が層境界に沿うような形で押し出されて破壊に至っている。また、受け盤では、斜面側受働部では EC 地盤が一体となつてすべり面が発達している。

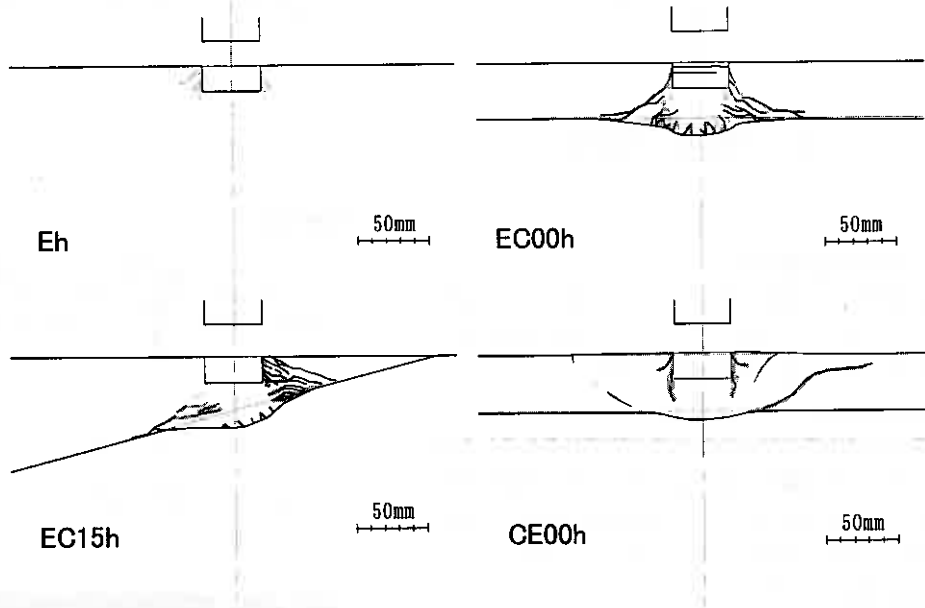


図-13 水平地盤の地盤内部の破壊状況

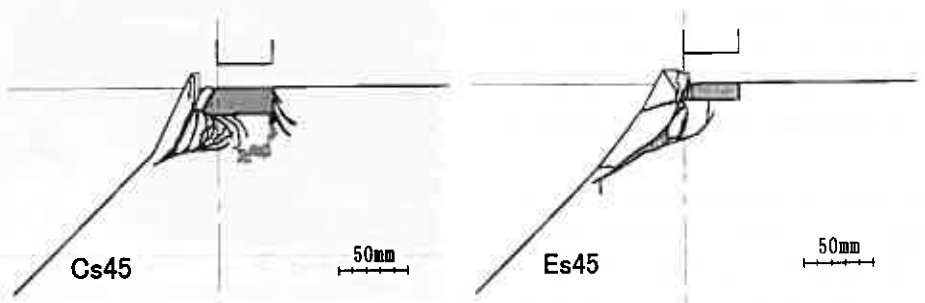


図-14 単一傾斜地盤の地盤内部の破壊状況

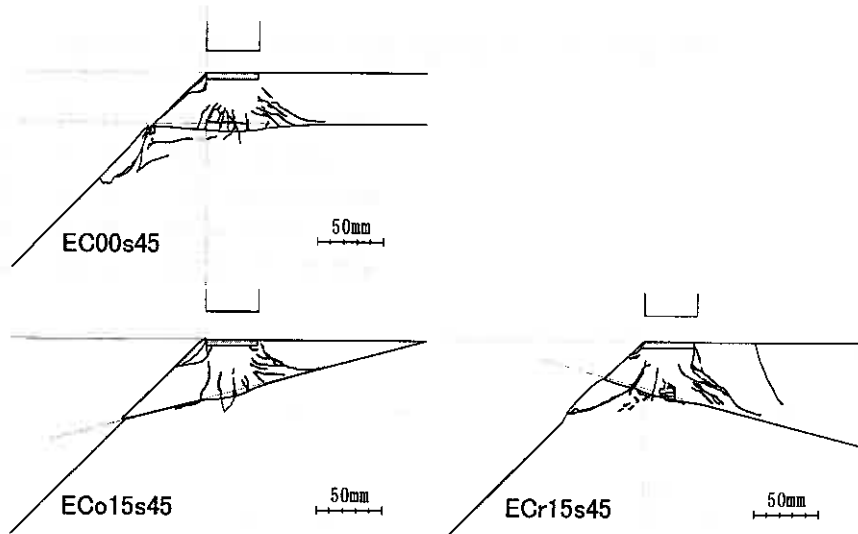


図-15 二層傾斜地盤の破壊状況

7. あとがき

物性の異なる層状軟岩模型地盤を製作し載荷実験を行った。本研究で用いた地盤および載荷条件において得られた結果を以下に示す。

- (1) 二層水平地盤では、荷重～沈下曲線の形状は載荷の進行に伴い上層地盤から下層地盤の挙動への移行がみられた。このとき、上層が硬い地盤では上層が緩い地盤よりも早い段階で降伏を迎えており、載荷応力の伝播過程に大きな差が見られた。断面の観察からも上層が硬い地盤では載荷部直下が塑性化して下層地盤に応力を伝達しているが、上層が軟らかい地盤は載荷部直下が密度増加する傾向が観察された。
- (2) 二層平行と二層傾斜の水平地盤では、荷重～沈下量関係に有意な差は見られなかった。地盤内部の破壊形態の観察から二層傾斜地盤では載荷部直下から層の傾斜面に直交するような応力が作用しているものと思われる。
- (3) 二層流れ盤、平行、受け盤の各傾斜地盤では、全てのケースで荷重～沈下曲線の形状に小さなピークが見られ、その後非線形な挙動を示し、残留状態に落ち着く傾向が観察された。初期の小さなピークが現れるまでの挙動は、上層地盤材料のみの単層傾斜および単層水平地盤に見られる弾性挙動の領域の範囲内であり、その後上層地盤が塑性化し、下層地盤へと挙動が移行しているものと思われる。
- (4) 断面の観察から二層流れ盤、平行、受け盤の各傾斜地盤においても二層傾斜水平地盤と同様、載荷部直下の応力の作用方向は、層の傾斜に依存している傾向が観察された。しかし、その作用方向の角度は斜面の存在により減少するようである。また、荷重強度～沈下量関係において、初期のピークおよびその後の挙動は、斜面側上層地盤の厚さ、および下層地盤の破壊状況に依存しているようである。

参考文献

- 1) 西村右敏, 三浦均也, 土岐祥介, 鳴海英樹: 傾斜軟岩地盤上の直接基礎の支持力模型実験, 地盤工学会北海道支部技術報告集, Vol.37, 1997, pp.55-64
- 2) Migitoshi NISHIMURA, Kinya MIURA: FAILURE MECHANISM IN SOFT ROCK GROUND OBSERVED IN MODEL FOOTING TEST: International Symposium on Deformation and Progressiv Failure in Geomechanics, 1997, pp.187-192.
- 3) D.Z.Gu, M.R.Jafari and G.Mostyn: An artificial soft rock for physical modelling, Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks, Vol.1, 1993, pp.517-524
- 4) 谷和夫, 西好一, 吉田保夫: 模型実験用に開発した人工軟岩の力学特性, 岩盤力学に関するシンポジウム, Vol.26, 土木学会, 1995, pp.529-533

消波構造物を支持する砂地盤の側方流動特性に関する模型実験

室蘭工業大学 大学院 ○学生員 宮浦 征宏
 室蘭工業大学 工学部 正会員 川村 志麻
 専修大学北海道短期大学 正会員 横浜 勝司
 室蘭工業大学 大学院 学生員 長谷 一矢
 室蘭工業大学 工学部 正会員 三浦 清一

1 はじめに

動的外力による被害は、陸上の構造物のみならず、波浪のような地震動に比べて比較的長周期な外力を繰返し受ける消波構造物、およびそれらを支持する海底地盤において極めて重大な問題となっている。このため、地盤の動的力学挙動の解明と被害防止に関する対策を明らかにすることが急がれている。過去の研究^{1) ~ 8)}から、波浪場にある構造物を支持する地盤は、側方流動破壊にいたる場合が多いことが明らかにされている。本研究では、消波構造物を支持する海底地盤の流動化破壊を解明するために、二次元平面ひずみ土槽と任意の波浪場を再現可能な試験装置を用いて室内模型実験を行った。また1G場の模型実験において、波浪再現に必要な事項の検討とこれらを考慮した波浪再現試験も行い、消波構造物・地盤の支持力-変形特性を調べた。

2 試験装置

波浪条件下にある砂地盤を再現可能な試験装置の全体図を図-1に示す。模型土槽の内寸法は長さ2000mm、高さ700mm、奥行き600mmであり、前面には厚さ20mmの強化ガラスが設置されており模型地盤の変形挙動が観察できるようになっている。

模型地盤は、頂角30°、高さ640mmのサンドホッパーにより豊浦標準砂を空中落下させて作製した¹⁾。ホッパー底部には最大20mmまで可変可能なスリットが取り付けられており、ホッパーの移動速度を20cm/s、砂の落下高さを800mmと一定に保った条件の下でスリット幅を変化させることで、任意の相対密度が得られるようになっている。本研究では相対密度 $D_r=50\%$ と80

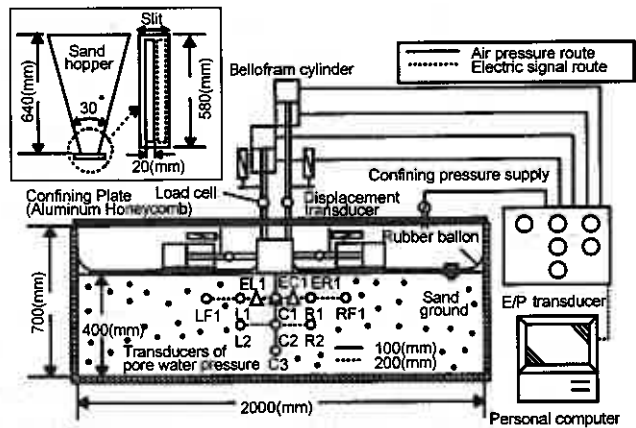


図-1 試験装置図

%の地盤を作製している。砂層作製後は土槽底部に設置した8個のポーラス・ストーンにより通水し飽和化を図った。模型載荷板は幅100mm、高さ100mm、奥行き580mm、重量13.2kgfの直方体であり、地盤との接触面を完全粗とするため底面にはサンドペーパー(G120)を貼り付けている。また、模型地盤内には間隙水圧計を模型載荷板直下に100mm間隔で3個、それらを中心として左右対称に200mm間隔で6個の計9個、土圧計は模型載荷板直下100mmを中心に左右対称に100mm間隔で一個づつ計3個設置し、側方流動に伴う間隙水圧

Model experiment on flow failure of sand ground bearing wave dissipating structures : Masahiro Miyaura, Shima Kawamura, Seiichi Miura, Kazuya Hase (Faculty of Engineering, Muroran Institute of Technology), Shoji Yokohama (Hokkaido College, Senshu University)

挙動と地盤内の土質の変化を追跡できるようにしている。

繰返し載荷装置は、波浪による外力を再現するための分担力を載荷する鉛直、水平載荷装置および波浪による変動水圧をシミュレートする変動拘束圧載荷装置からなる。鉛直・水平載荷装置は、それぞれ2本のベロラムシリンダーから2本の鉛直ロッドを介し、模型構造物に偏心正弦波荷重が載荷されるようになっている。また、各ロッドにはそれぞれ変位計とロードセルが設置され、変位量及び荷重は鉛直方向と水平方向の計4本のロッドにより測定している。また、模型地盤上部に変動水圧が載荷できるように、拘束板（アルミ・ハニカムサンドイッチパネル）が設置可能であり模型土槽内を密閉できるようにになっている。変動水圧は、E/P変換器によって設定圧から任意の振幅で正弦波変動荷重として空圧を載荷している。なお、模型地盤上にRubber ballonを設置することにより模型地盤を圧密することが可能である。

3 試験方法

本研究で行った試験は非水圧場での繰返し鉛直、水平載荷試験（Cyclic Vertical or Horizontal Loading Test、以下CVL、CHLと略）、一定水圧場での繰返し鉛直、水平載荷試験（Cyclic Vertical or Horizontal Loading Test under Water Pressure、以下CVW、CHWと略）、変動水圧場での繰返し鉛直、水平載荷試験（Cyclic Vertical or Horizontal Loading Test under Oscillating Water Pressure、以下CVO、CHOと略）及び変動水圧試験（Oscillating Water Pressure Test、以下OWPと略）である¹⁾。載荷方法は図-2(a)、(b)に示すようであり、例えば一定水圧場及び変動水圧場の試験では、実波浪場と同様に構造物直下のせん断応力がすべて両振りの条件になるように荷重を与え、そのような条件の下で静水圧及び変動水圧に相当する応力が載荷された状態をシミュレートしている。なお、図中には各ロッド及び変動水圧の載荷法と載荷周期を併せて示している。

ここで、

- CVL、CHL試験では左右の鉛直、水平ロッド2本により半正弦波荷重を交互に与える（図-2(a)参照）、
- CVW、CHW試験は一定水圧 $\sigma_0 = 10 \text{ kN/m}^2$ または $\sigma_0 = 30 \text{ kN/m}^2$ を載荷した下でCVL、CHL試験を行ったもの（図-2(b)参照）、
- CVO、CHO試験は一定水圧 $\sigma_0 = 10 \text{ kN/m}^2$ を載荷した後さらに応力振幅 $\sigma_d = 1 \text{ kN/m}^2$ の変動水圧を載荷し、CVL、CHL試験を行ったもの（図-2(b)参照）、
- OWP試験では一定水圧 $\sigma_0 = 10 \text{ kN/m}^2$ を載荷した状態で変動水圧 σ_d を変化させた試験であるが、ここではロッドによる載荷は行わず、変動水圧のみが地盤の強度特性に与える影響を調べる、ような試験である。

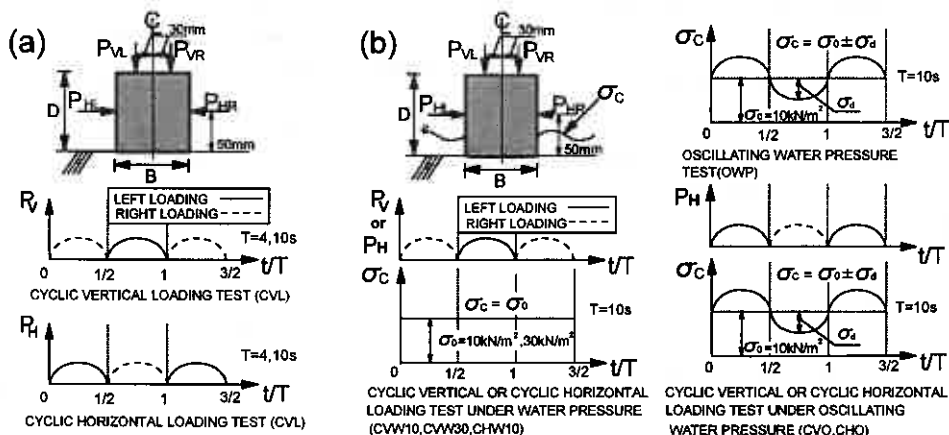


図-2 各試験の載荷法 (a)非水圧場 (b)一定、変動水圧場

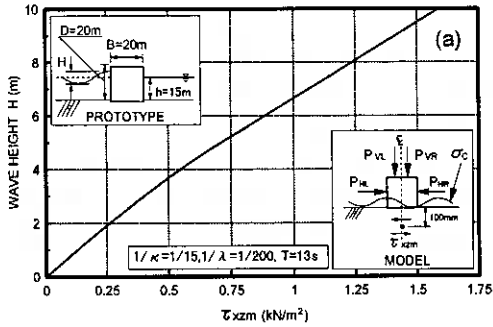


図-3 (a) 波高Hとせん断応力 τ_{xzm} の関係

なお、CVW、CHW 試験の略称後の数字は载荷した水圧値 (kN/m^2) を示している。各試験ごとに载荷周期は異なっているが、本模型実験においてこの程度の周期の変化 ($T=2\sim 10\text{ s}$) は、動的特性に影響を与えないことが過去の研究⁶⁾によって示されている。

また、本研究では波浪条件にある地盤-構造物系の破壊形態を詳細に解明するために、波浪場を再現した試験 (Wave Reproduction Test、以下 WRT と略) を行った。

WRT 試験では、実波浪場で誘発される地盤内応力が模型実験で生じる任意点の地盤内応力と相似関係になるような相似則^{7, 8)}を考慮し、構造物に作用させる外力を本模型試験装置の鉛直、水平ロッド及び変動水圧に分担させることによってその再現を試みている。

図-3 (a)は、水深 15m の海底地盤に設置された高さD、幅Bともに20mの構造物に、波高Hの波浪が作用したときの地盤内応力を模型地盤に再現させるために、応力の相似比 $1/\kappa=1/15$ 、幾何学的な相似比 $1/\lambda=1/200$ を模型と実物の間に導入して算定した波高Hと、模型実験において生じさせるせん断応力 τ_{xzm} (一例として模型構造物直下 100mm 地点) の関係を示したものである。波高が増加するにつれて、模型地盤に発生させるせん断応力 τ_{xzm} も大きくなる傾向が伺える。

この関係を基に、実際の波高Hとせん断応力 τ_{xzm} を発生させるのに必要な鉛直、水平ロッドおよび変動水圧の分担力の関係を算出した結果が図-3 (b)である。これらの分担力の相互関係を満たすことができれば、任意の波高に対する地盤内応力の再現が可能であると言える。そこでこの関係を考慮し、波高を変化させて WRT 試験を行った。载荷方法の一例として、消波構造物に波高 7.5m、周期 13 s の波浪が作用した条件を再現する各ロッドの分担力及び変動水圧の経時変化を図-3 (c)に示す。

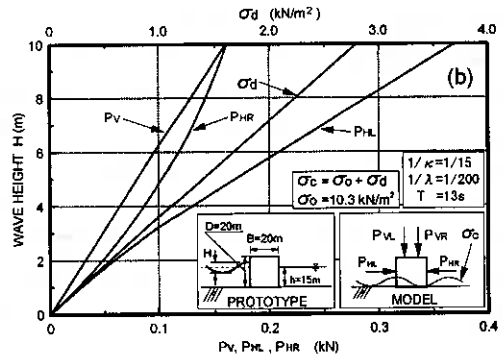


図-3 (b) 波高と各分担力の関係

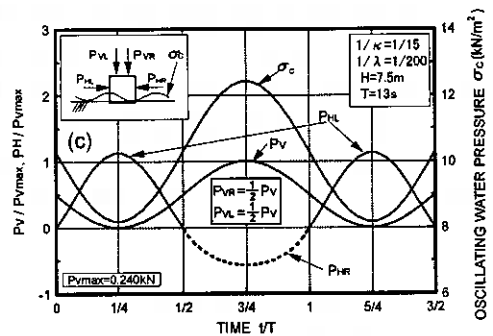


図-3 (c) 载荷方法一例 (WRT 試験, $H=7.5\text{ m}$, $T=13\text{ s}$)

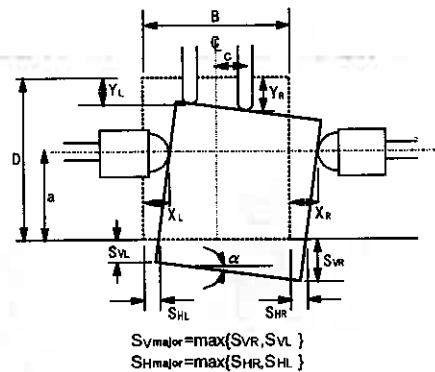


図-4 模型構造物の幾何学的関係

また各試験における地盤の変形挙動の指標は、図-4で示している模型構造物の沈下量 $S_{V_{major}}$ 、水平移動量 $S_{H_{major}}$ を採用している¹⁾。これらの値は載荷ロッドに取り付けられている左右の変位計の値から幾何学的計算⁶⁾により算出されている。

4 試験結果と考察

4-1 一定水圧場および変動水圧場での繰返し鉛直、水平載荷試験

静水圧及び変動水圧が砂地盤の動的力学挙動に与える影響を調べるために、一定水圧および変動水圧を載荷しながら繰返し鉛直、水平載荷試験を行い、地盤の変形特性の変化を検討した。

図-5は、非水圧場と一定水圧場での繰返し鉛直載荷試験 (CVL, CVO, CVW10, CVW30) における繰返し応力 σ_v と沈下量比 $S_{V_{major}}/B$ が3%、5%、10%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。相対密度 D_r は50%である。繰返し鉛直載荷試験では水圧の有無または水圧が増加($\sigma_o = 10 \text{ kN/m}^2, 30 \text{ kN/m}^2$)することによる繰返し強度の変化は現れていないようである。これより、構造物に鉛直方向の荷重だけが繰返し載荷される条件では、構造物周辺に一定および変動水圧が作用しても地盤の挙動にそれほどの変化がみられないようである。

さらに載荷方法を変化させて静水圧および変動水圧の影響を調べるために、図-6は、繰返し水平載荷試験 (CHL, CHO, CHW) における繰返し水平応力 σ_H と沈下量比 $S_{V_{major}}/B$ が3%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。なお、図には変動水圧試験 (OWP) の結果も併せてプロットしており、この結果は変動水圧振幅 σ_o により、同様な整理を行った。繰返し鉛直載荷試験とは異なり、繰返し水平載荷では、一定水圧、変動水圧が作用することにより動的強度に変化が生じていることがわかる。すなわち、同一の繰返し水平応力レベルにおいても、一定および変動水圧が作用することによって、地盤の繰返し強度が増加する傾向がみられる。また、OWP試験のように比較的小さい変動水圧のみが作用する場合においても、繰返し応力と繰返し回数 N_c の関係に無視できない影響があるようである。

このことを詳細に調べるために、図-7は図-5、6で得られた結果を模型構造物直下100mm地点で生じるせん断応力 τ_d を初期有効土被り圧 σ'_{v0} で正規化した値と沈下量比 $S_{V_{major}}/B$ が3%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。OWP試験のように変動水圧のみが作用する場合は、CHL, CHW試験と同レベルのせん断応力が作用しているこ

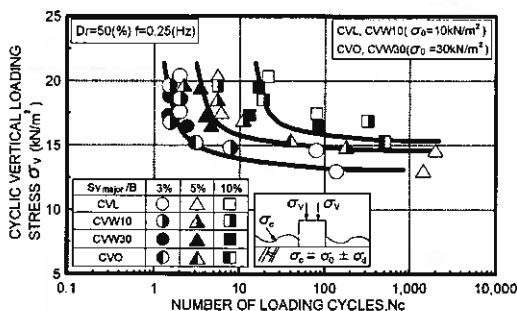


図-5 強度特性 (繰返し鉛直載荷試験)

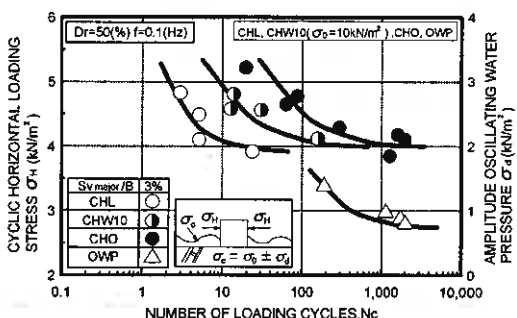


図-6 強度特性 (繰返し水平載荷試験)

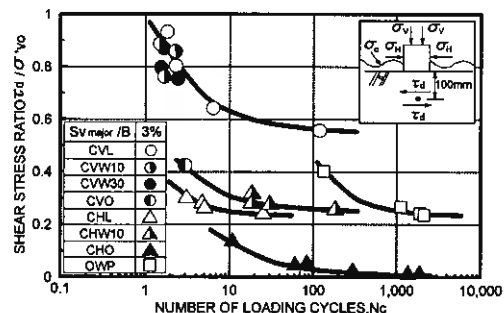


図-7 繰返し回数とせん断応力の関係

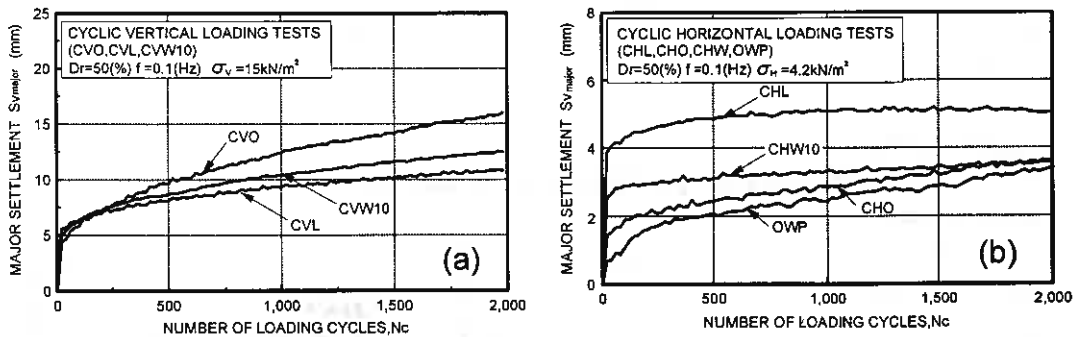


図-8 構造物沈下量の経時変化：(a)繰返し鉛直載荷試験(CVO, CVW10, CVL 試験)、
(b)繰返し水平載荷試験(CHL, CHW10, CHO, OWP 試験)

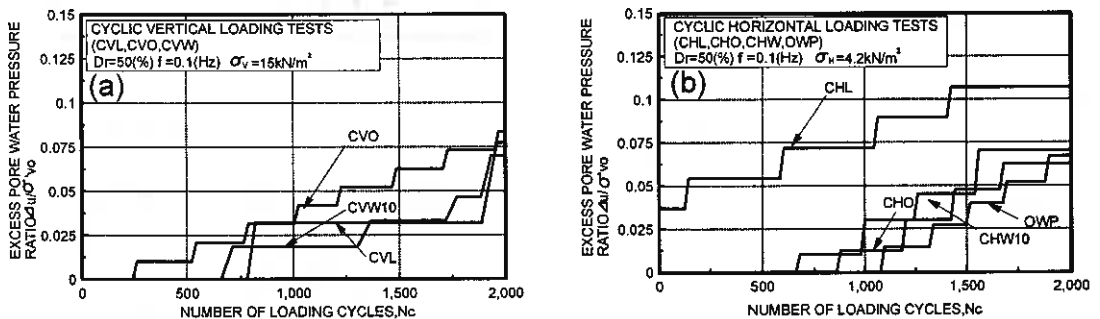


図-9 間隙水圧比の経時変化：(a)繰返し鉛直載荷試験(CVO, CVW10, CVL 試験)、
(b)繰返し水平載荷試験(CHL, CHW10, CHO, OWP 試験)

とがわかる。また、変動水圧と繰返し鉛直、水平載荷のような組合せ条件の CVO、CHO 試験ではせん断応力は低下する傾向にあり、せん断応力が同一レベルでもその値が小さい場合には繰返し回数に差が生じていることが明らかである。一方 CHO 試験と OWP 試験では、前述の傾向と異なり結果が逆転していることがわかる。

以上の結果は、変動水圧のような外力の作用が地盤内のせん断応力の発生に無視できない影響を与えていることを示すものであって、変動水圧の有無が地盤内の動的強度の変化に確実に影響を与えていることを示唆するものである。また CHW 試験のように、せん断応力振幅が小さい場合には一定水圧の影響も無視できないようである。このように水圧を載荷することによって、地盤の繰返し強度特性が変化する事実を考慮すれば、動的力学挙動を評価するには静水圧及び変動水圧の影響を無視できないことと言える。

図-8 (a)、(b)は、各条件下での鉛直、水平載荷試験における同一応力レベルで得られた沈下量 $S_{v\text{major}}$ の経時変化の比較を示している。(a)図の繰返し鉛直載荷の場合では、載荷回数の増加に伴い、変動水圧場の CVO 試験における $S_{v\text{major}}$ の増加率が CVL、CVW 試験のものに比べて若干高いようであるが、各試験ともに載荷初期の挙動に変化は現れていない。一方(b)図のようにせん断応力レベルが小さい水平載荷の CHL、CHO、CHW 試験では、一定水圧が載荷されることによって沈下量に明確な差が現れている。特に載荷初期段階における差は顕著であり、一定水圧が載荷されると載荷初期段階の構造物の沈下が進行しない傾向がみられる。また変動水圧が載荷された場合には、一定水圧載荷時よりもさらに載荷初期段階の沈下量が発生しにくい傾向にある。いずれにしても、一定水圧や変動水圧のような小さい水圧が沈下挙動に影響を与えている事実は、波浪場の力学挙動を把握する上で水圧を載荷することは非常に重要であることを示している。

図-9 (a)、(b)は、図-4 の沈下量に対応する構造物直下 C1 地点の間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_{v0}$ の経時変化を

示したものである。前述の傾向と同様に、繰返し鉛直載荷試験では一定水圧、変動水圧が作用することによって非水圧場との間にあまり差がみられていないが、繰返し水平載荷試験では、一定水圧または変動水圧が作用することによって、非水圧場のものに比べ蓄積のパターン及び水圧値に変化が現れていることが注目できる。このことから、繰返し鉛直載荷試験のようにせん断応力が大きく発生する場合は、地盤の変形が大きく現れるために間隙水圧の変化に差がみられないようである。しかし、繰返し水平載荷試験のように発生するせん断応力が小さい場合は、一定水圧が載荷されることにより沈下の進行や間隙水圧の上昇が抑えられるものと考えられる。

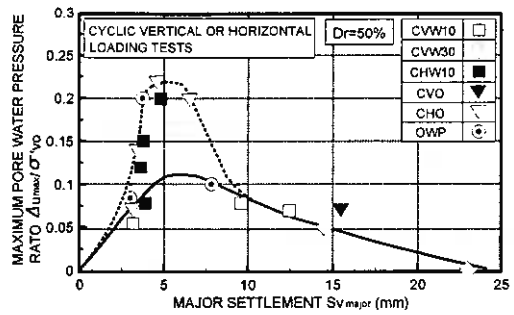


図-10 間隙水圧最大時の沈下特性

このことをさらに調べるために、一定水圧場、変動水圧場における各試験結果を、発生最大間隙水圧比 $\Delta u / \sigma'_{v0}$ とその時の沈下量 $S_{v.major}$ との関係として図-10 に示した。 $S_{v.major}$ がある値に達すると間隙水圧値のピークがみられ、 $S_{v.major}$ がさらに増加すると $\Delta u / \sigma'_{v0}$ が急激に減少するというような傾向がみられる。これは非水圧場の過去の結果⁶⁾と同様な関係にあり、一定水圧または変動水圧の作用は構造物の沈下特性と間隙水圧挙動の関係にそれほど影響を及ぼさないと考えられる。

4-2 波浪場を再現した試験

図-11(a), (b)は、相対密度 $Dr=50, 80\%$ の地盤での波浪再現試験(WRT)における波高 H と沈下量比 $S_{v.major}/B$ が 3%、5%、10%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。両図より波浪再現試験においては、地盤の相対密度の違いによる繰返し強度および構造物の沈下挙動に明確な変化はみられない。この結果から、外力の作用方向にも影響はあると考えられるが、構造物-地盤系の動的挙動は地盤の相対密度の相違による影響を受けず、波高の大きさおよび繰返し回数によって異なることがわかる。なお、WRT試験においては、構造物に載荷させる外力が水平方向に卓越するものであり(図-3参照)、この条件では地盤の破壊モードが底面滑動モード⁶⁾になっていることが相対密度 Dr の影響を受けないことの原因になっていると考えられる。

次に、図-12(a), (b), (c), (d)は沈下挙動と発生間隙水圧挙動を調べるために載荷回数 $N_c=2000$ 回までの沈下量 S_{VR} 、 S_{VL} と発生間隙水圧比 $\Delta u / \sigma'_{v0}$ の経時変化を示している。(a)図は相対密度 $Dr=50\%$

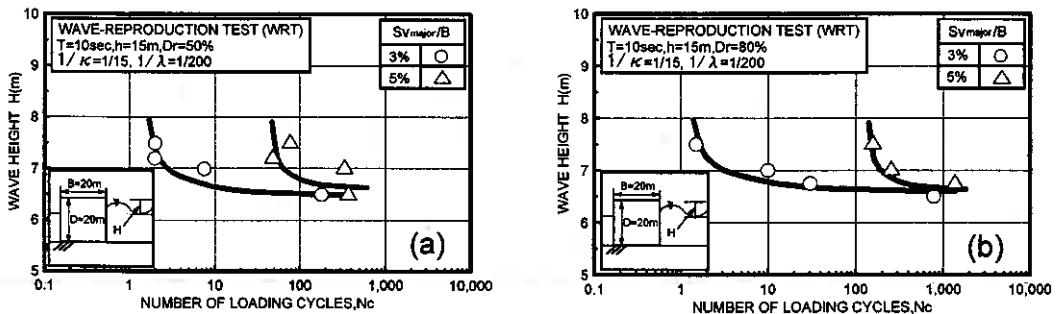


図-11 繰返し強度特性(WRT試験)：(a)相対密度 $Dr=50\%$ 、(b)相対密度 $Dr=80\%$

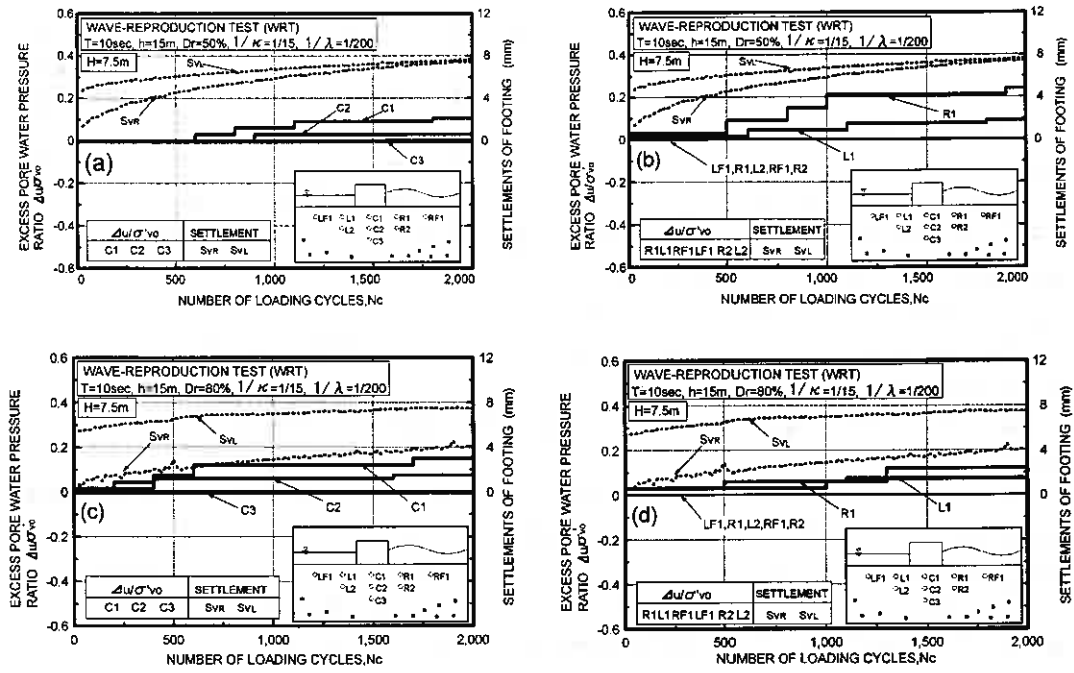


図-12 間隙水圧経時変化：(a) 相対密度 $D_r=50\%$ (C1, C2, C3)、(b) 相対密度 $D_r=50\%$ (R1, L1, RF1, LF1, R2, L2)
 (c) 相対密度 $D_r=80\%$ (C1, C2, C3)、(d) 相対密度 $D_r=80\%$ (R1, L1, RF1, LF1, R2, L2)

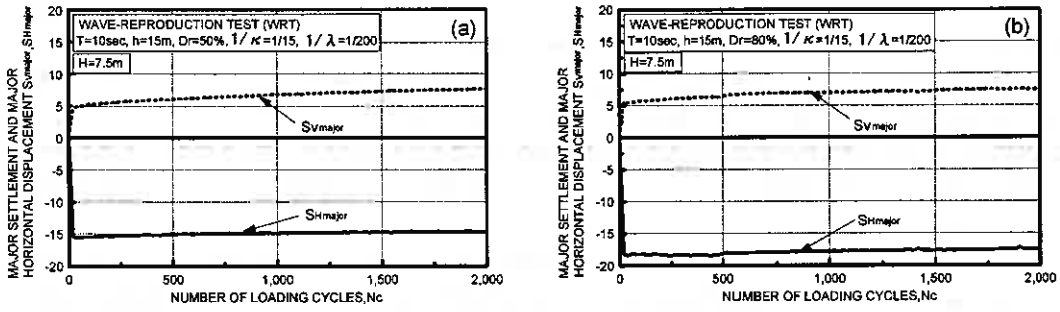


図-13 構造物沈下量と水平移動量の関係：(a) 相対密度 $D_r=50\%$ 、(b) 相対密度 $D_r=80\%$

時の模型構造物直下の測定点 (C1, C2, C3) での測定結果、(b) 図はそれ以外の 6 つの測定点 (R1, RF1, L1, LF1, R2, L2) の測定結果である。また (c)、(d) は相対密度 $D_r=80\%$ 時の測定結果である。これらの図より、相対密度の違いに関わらず、载荷の進行による間隙水圧の顕著な蓄積はみられない。また (b)、(d) 図から、構造物は左側に傾いて沈下している時には構造物より右側の R1 点の間隙水圧値が、構造物より左側にある L1 点のものより蓄積されていることが認められる。これは過去の実験結果⁴⁾と同様、左右に設置した間隙水圧計 (L1, R1) の間隙水圧挙動は、卓越した沈下方向とは逆の方向に蓄積される傾向があることを示すものである。これより、WRT 試験においても構造物の変形と間隙水圧の発生状況の関係が地盤の流動破壊時のパターンと類似していることが伺える。

図-13(a)、(b)は、载荷回数 $N_c=2000$ 回までの沈下量 S_{vmajor} 、と水平移動量 S_{Hmajor} の関係を示し

ている。沈下量、水平移動量は载荷初期に急激な変化を示していることがわかる。水平移動量はその後一定値になり、载荷回数が増加にともない沈下が進行している。また相対密度の違いによる挙動の変化はそれほどないが、相対密度が増加することにより水平移動量は増加する傾向にある。

さらにこのことを詳細に調べるために、図-14では水平移動量が一定になったときの模型構造物の回転角 α 、沈下量 $S_{V_{major}}$ および水平移動量 $S_{H_{major}}$ と波高 H との関係が示されている。図より、地盤の相対密度に関わらず、波高が高くなると、構造物の回転角及び水平移動量が増加している様子を伺い知ることができる。しかし、沈下量はある波高を越えるとそれ以上進行していないことが明確である。このことは、波高の高さによって破壊機構が変化し、波高がある値以上になると構造物の沈下が進行するよりも、構造物の水平移動および傾斜が急激に増加することを示唆するものである。以上より、水平方向および鉛直方向の外力が組合わさりながら繰返し作用する波浪条件下の地盤-構造物系の安定性を論じる際は、破壊モードを把握することが極めて重要であるといえる。

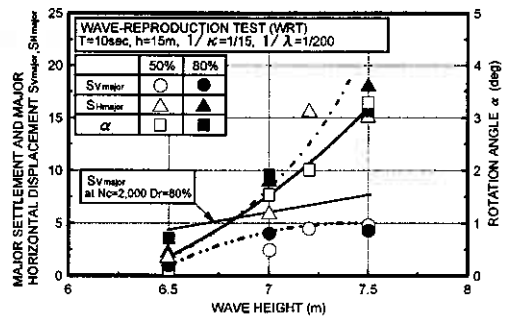


図-14 波高と構造物変形量の関係

5 まとめ

- (1) 波浪のような静水圧、変動水圧が作用することによって、地盤の動的力学特性は変化することがわかった。本模型実験において波浪場を再現するには、一定水圧、変動水圧によって生じるせん断応力の的確な評価が必要である。
- (2) 波浪場を再現した実験では、波高の大きさと繰返し回数には一義的な関係が認められた。またこのような地盤の破壊は、徐々に進行する進行性型の側方流動破壊となる。
- (3) 構造物-地盤系は、波力の大きさによって破壊型式が変化する。よって波浪場にある地盤-構造物系の安定性を論じる際は、破壊モードを把握することが極めて重要である。

《謝辞》 本研究の実験・データの整理に本学4年生である飯田和弘、高橋朋代、根本信二各君の協力を得た。記して深なる感謝の意を表します。

《参考文献》

- 1) 川村・三浦・横浜(1997)：消波構造物・地盤系の破壊とその評価に関する実験的研究、海岸工学論文集第44巻(2)、pp.936~pp.940、
- 2) 川村・三浦・横浜・宮浦・長谷(1997)：変動水圧にある地盤・構造物系の動的力学特性、第52回土木学会年次講演会講演集Ⅲ部門、(A)pp.144~pp.145、3) 横浜・三浦・川村・宮浦・長谷(1997)：繰返し荷重を受ける砂地盤の側方流動阻止に関する実験、第52回土木学会年次講演会講演集Ⅲ部門、(A)pp.142~pp.143、4) 川村・横浜・宮浦・三浦(1997)：波浪を受ける構造物・地盤系の流動破壊阻止に関する実験、地盤工学会北海道支部技術報告集第37号、pp.89~pp.98、5) 川村・三浦・宮浦・横浜・長谷(1998)：波浪場にある地盤及び構造物の変位量推定法、地盤工学会北海道支部技術報告集第38号、(投稿中)、6) 三浦・川村・田中(1996)：波浪を受ける消波構造物・地盤系の流動破壊とその評価、海岸工学論文集第43巻(2)、pp.1016~pp.1020、7) 萩原・三浦・川村・横浜(1996)：構造物を支持する地盤の波浪による流動化に関する実験、地盤工学会北海道支部技術報告集第36号、pp.177~pp.186、8) 川村・三浦・横浜・宮浦(1997)：消波構造物を支持する地盤の動的力学挙動に関する模型実験、土木学会論文集(投稿中)

波浪場にある地盤及び構造物の変位量推定法

室蘭工業大学工学部○正会員 川村 志麻
室蘭工業大学工学部 正生員 三浦 清一
室蘭工業大学大学院 学生員 宮浦 征宏
専修大学北海道短大 正会員 横浜 勝司
室蘭工業大学大学院 学生員 長谷 一矢

1. まえがき

実海域にある構造物と地盤の変位量を推定することは、施工管理面または構造物の安定性を評価する上で非常に重要である。特に地盤内で生じている変形量を把握することができれば、地盤の不安定化の兆候を知る1つの手掛かりになりうると言えよう。陸上地盤では軟弱地盤上に盛土または構造物の構築時に地盤変位の計測が原則になっているが、海洋構造物を支持する地盤ではそのような計測管理体制は未だ確立されていないのが現状のようである。

従来、海底地盤では地盤内に測定管（たわみ性パイプ）を挿入し、傾斜計プローブで測定管の傾斜角を測り、地盤内変形量を計測する方法¹⁾が用いられているようである。しかしながら施工管理面に限らず、海洋構造物の長期安定性を考慮すれば、暴風時における変形挙動の把握が極めて重要であり、従来の方法による計測方法では変形量を経時的に測ることはかなり困難であると予想される。

このような背景から筆者らは、簡便な計測が可能である構造物の天端での2点間の変位量から地盤内で生じる変形量を推定する方法を検討^{2), 3), 4)}している。なお、この方法は模型実験から得られた地盤の側方流動特性を基に導かれたものである。本研究では、波浪場で起こる構造物-地盤系の変形挙動を再現した一連の模型実験結果から、破壊形態の違いによる側方流動特性の変化と本推定法の適用性を調べている。

2. 構造物-地盤系の変位量推定式の誘導

本研究では、地盤内で生じる変形量として構造物の左右の卓越した方の沈下量と水平移動量を $S_{V_{major}}$ 、 $S_{H_{major}}$ と定義し（他方の沈下量を $S_{V_{minor}}$ としている）、変形のパラメータ⁵⁾とした。特に海底地盤の変形が破壊形態の如何に関わらず、沈下一側方流動的に進行⁶⁾するのであれば、これらの値を求めることによって地盤内における任意点の変形挙動は推定可能であると言えよう。ここでは、波浪により消波構造物が図-1に示すように変形・傾斜するものとし、この変形パラメータの推定を試みた。図に示すように構造物は鉛直方向 (Y_L , Y_R) と水平方向 (X_L , X_R) 各々2点、計4点の変位量が計測されている。これらの4つの計測値から次のような幾何学的な関係⁷⁾を導くことができる。

$$S_{V_{major}} = Y_R + (B/2 - C + X_R)(Y_R - Y_L)/2C \dots (1)$$

$$S_{H_{major}} = X_R - a(Y_R - Y_L)/2C \dots (2)$$

$$S_{V_{diff}} = S_{V_{major}} - S_{V_{minor}} \\ = B(Y_R - Y_L)/2C \dots (3)$$

ここで、 $S_{V_{diff}}$ は不同沈下量を表す。なお、 a と $2C$ は地表面と水平方向の計測点との距離及び鉛直方向の計測間の距離であり、 B は構造物の幅を示している。

Estimation of Wave-Induced Flow Deformation of Seabed Bearing Structure: Shima KAWAMURA, Seiichi MIURA (Faculty of Engineering, Muroran Institute of Technology), Shoji YOKOHAMA (Hokkaido College, Senshu University), Masahiro MIYAURA, Kazuya HASE (Graduate student, Muroran Institute of Technology)

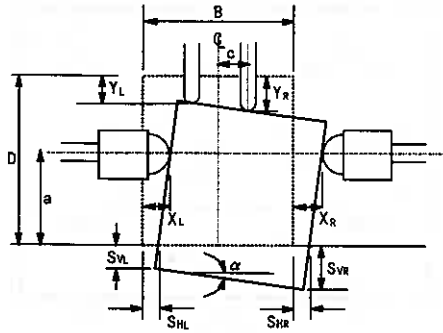


図-1 本試験における変形の定義

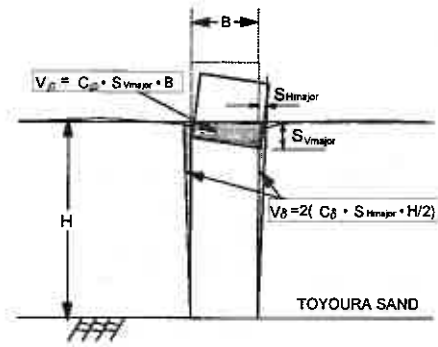


図-2 沈下土量と側方流動土量の定義

ここで海洋構造物が波浪により沈下・傾斜した場合、地盤内には構造物の沈下によって側方流動的な変形が生じると仮定すれば、次のような関係式が得られる。

$$V_{\rho} = C_{\rho} (B \cdot S_{V_{major}}) \dots (4)$$

$$V_{\delta} = C_{\delta} (H \cdot S_{H_{major}}) \dots (5)$$

ここに、沈下土量 V_{ρ} (mm^3/mm) は図-2に示すように構造物の沈下した部分の単位奥行き当たりの体積 (mm^3/mm)、側方流動土量 V_{δ} (mm^3/mm) は側方流動分布が直線的に変化しているものとして、その単位奥行き当たりの体積 (mm^3/mm) とした。また式中の C_{ρ} 、 C_{δ} は沈下と側方流動に関する一種の変形パラメータであり、 H は側方流動の生じる土層厚である。さらに(4)、(5)式より $S_{V_{major}}$ と $S_{H_{major}}$ は、次のような関係にある。

$$S_{H_{major}} = (V_{\delta}/V_{\rho}) (C_{\rho}/C_{\delta}) (B/H) S_{V_{major}} \dots (6)$$

(1)、(2)、(6)式を用いて、 $S_{V_{major}}$ と $S_{H_{major}}$ は鉛直方向2点の測定値 Y_L 、 Y_R により、次のように表される。

$$S_{V_{major}} = \{Y_R + (B/2 - C)(Y_R - Y_L)/2C + a((Y_R - Y_L)/2C)^2\} / \{1 - (V_{\delta}/V_{\rho})(C_{\rho}/C_{\delta})(B/H)(Y_R - Y_L)/2C\} \dots (7)$$

このように比較的簡便な位置、例えば構造物の天端における2点間の変位量を経時的に把握することができれば、地盤内で生じる変形挙動を随時推定することが可能であることが示された。しかしながら、推定式(6)、(7)は、側方流動特性に強く依存していることが指摘されている³⁾。本研究では、これらの特性値を模型実験により調べ、側方流動特性に影響を与える種々の載荷条件を検討した。

3. 試験方法

試験は、従来から用いている二次元平面ひずみ模型土槽と波浪の再現が可能な載荷装置を用いて繰返し鉛直載荷試験、繰返し水平載荷試験及び波浪を再現した波浪場再現試験を行った。模型土槽の詳細は別報⁶⁾に詳しい。模型地盤は、豊浦砂 ($\rho_s = 2.65 \text{g/cm}^3$, $\rho_{dmax} = 1.648 \text{g/cm}^3$, $\rho_{dmin} = 1.354 \text{g/cm}^3$) を頂角 30° 、高さ 640mm のサンドホッパーにより空中落下 (Air Pluviation Method) させて作製⁶⁾した。この方法により、本試験では相対密度 $D_r = 50\%$ と 80% の地盤を作製した。模型地盤作製後は、土槽底部より通水し飽和した。また、模型地盤内には直径 1.9mm のスパゲッティを鉛直方向に構造物の底端点から 25mm 間隔に左右対称に 8

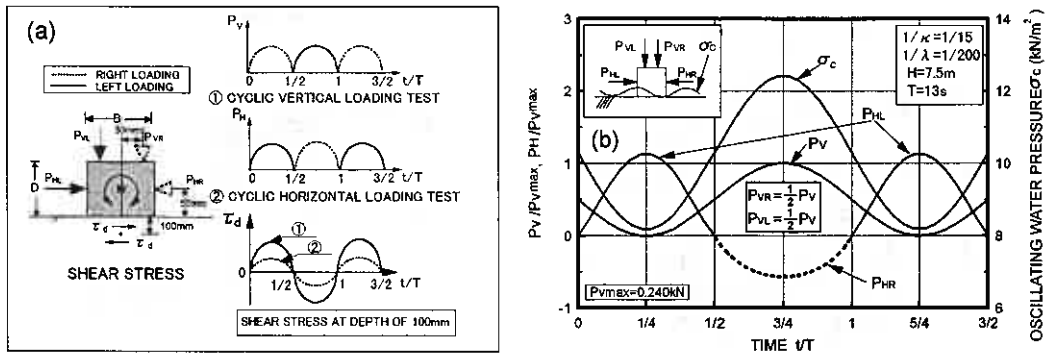


図-3 本試験の荷荷方法：(a)繰返し鉛直、水平荷荷試験、(b)波浪再現試験

本挿入している^{3),7)}。試験中、これらのスパゲッティの変形量を繰返し回数 $N_c=100, 200, 500, 1000, 2000$ 回時に測定し、地盤内の変形挙動を調べた。模型荷荷板は、幅 100mm、高さ 100mm、奥行き 580mm、重量 13.2kgf の直方体であり、地盤との接触面を完全粗とするため底面にはサンドペーパー (G120) を貼り付けている。

図-3 (a), (b)は行った試験の荷荷方法を示している。繰返し鉛直荷荷試験 (CYCLIC VERTICAL LOADING TEST:以下 CVL と略称) では繰返し半正弦波荷荷を左右交互に荷荷周期 4 秒で 2 本の鉛直ロッド (左側ロッド: P_{VL} , 右側ロッド: P_{VR}) により与えた。繰返し水平荷荷試験 (CYCLIC HORIZONTAL LOADING TEST:以下 CHL と略称) は、水平ロッド (左側ロッド: P_{HL} , 右側ロッド: P_{HR}) により CVL 試験と同様な方法で荷荷している。同図には構造物直下のせん断応力 τ_d の経時変化も併せて示している。また波浪場を再現した試験 (WAVE REPRODUCTION TEST:以下 WRT と略称) は、波浪と構造物の相互作用で生じる地盤内鉛直応力、水平応力及びせん断応力が模型地盤内応力と相似関係になるように相似率を与え、模型実験に荷荷させる力を算出している。なお、詳細は別報⁸⁾に詳しい。本研究では、波浪場で生じる外力を鉛直方向と水平方向及び変動水圧に分担させ、それらを適切に組合わせることにより再現を試みている⁸⁾。(b)図は水深 $h=15m$ に設置された高さ及び幅が 20m の構造物に波高 $H=7.5m$, 周期 $T=13sec$ の波が作用した場合の荷荷分担力を示したものである。なお波力、揚圧力は *Sainflou* 式から求めている。相似則は幾何学的相似比 $1/\lambda=1/200$, 応力の相似比 $1/\kappa=1/15$ の 2 つの相似則を模型と実物の間に導入した。ここで 2 つの相似率を用いているが、地盤内応力の相似性は満たされている。図より、鉛直方向の分担力 (P_{VL}, P_{VR}) と水平方向の分担力 (P_{HL}, P_{HR}) 及び変動水圧 σ_c を、図示したように荷荷することによって、波浪場の再現が可能であると考えた。試験では加わる波浪力を波高 H として変化させて実験を行っている。これら 3 ケースの試験を行い、地盤の側方流動特性を調べた。

4. 試験結果と考察

図-4 (a), (b), (c), (d)は、相対密度 $D_r=50\%$ における CVL, CHL 試験と相対密度 $D_r=50\%, 80\%$ における WRT 試験の変形挙動を繰返し回数 $N_c=100, 2000$ 回時の側方流動変位で表したものである。試験法の違いによらず、荷荷回数の増加に伴う地盤の変位が認められるが、構造物の移動の相違によって変形挙動に差が生じていることが明確である。すなわち、CVL, CHL 試験では構造物直下においてスパゲッティのはらみ出しが顕著に現れている。WRT 試験では構造物が移動した方向にスパゲッティの変位が認められる。また、地表面の変位は CVL, CHL 試験ではそれほど顕著には現れていないが、WRT 試験では構造物の移動方向に変位する傾向がみられた。特に WRT 試験は外力の主たる作用方向が、CHL 試験と同様に、水平方向であるにも関わらず、両者に差が現れていることは非常に興味深い。このように構造物の移動に伴い地盤内の変形挙動に差が現れ

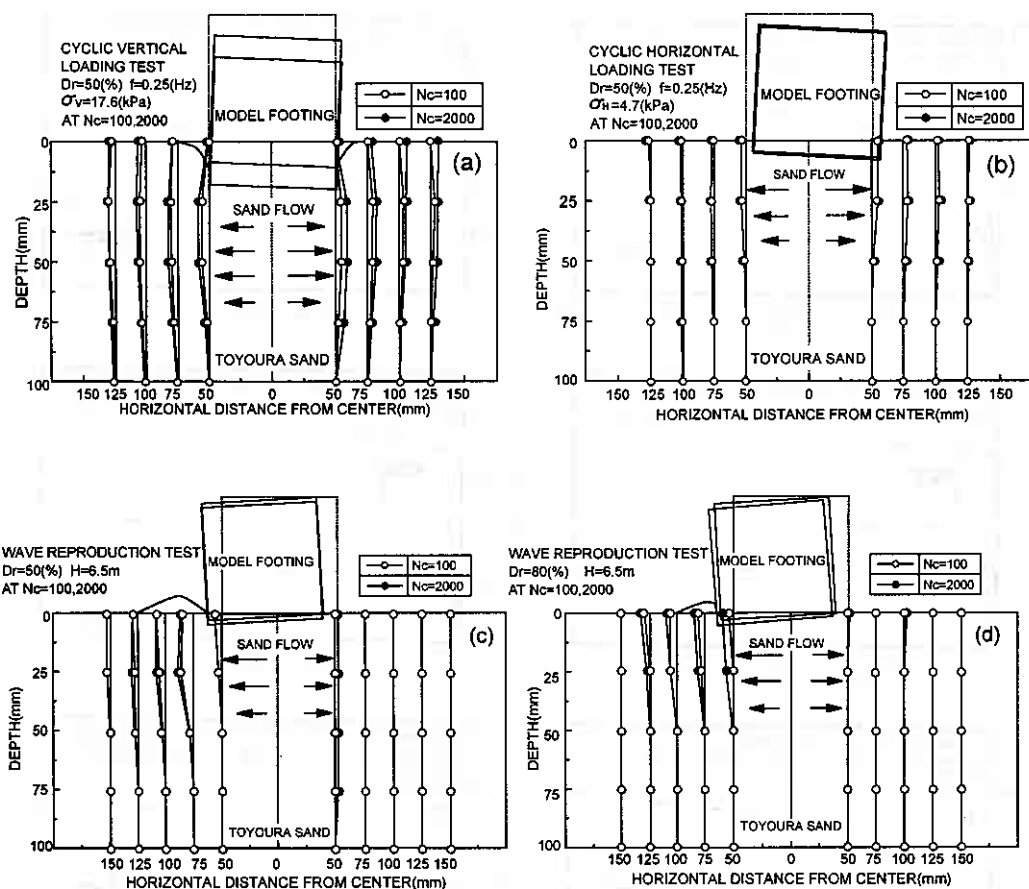


図-4 各試験における側方流動変位の経時変化：(a)CVL試験($D_r=50\%$), (b)CHL試験($D_r=50\%$), (c)WRT試験($D_r=50\%$), (d)WRT試験($D_r=80\%$)

ている事実は、破壊モードの把握が極めて重要であることを示唆するものであろう。

図-5 (a), (b), (c), (d), (e), (f)は各試験における沈下土量 V_s と側方流動土量 V_f の経時変化を示したものである。各試験ともに土量は比較的初期に急激に発生していることがわかる。その後は、 $N_c=2000$ 回まで徐々に増加する傾向にある。このことは、荷重方向の違いがあっても荷重初期段階の挙動が全変形挙動の支配的な要因であることを示しており、初期挙動を把握することができれば波浪場にある構造物-地盤系の破壊を阻止する1つの手段^{1), 3), 9)}となりうると指摘できよう。なおWRT試験では、CVL, CHL試験と比べて側方流動土量がかなり少なくなっていることも注目できる。

図-6 (a), (b)は側方流動土量と沈下土量の比 V_f/V_s を経時変化で示したものである。図より、CVL, CHL試験ではその値は約0.6程度になっている。一方、WRT試験ではその値はさらに小さく、約0.2程度になっている。これは水平方向に卓越する荷重でもCHL試験のような左右対称な荷重(図-3(a)参照)であれば沈下量の増加に伴い側方に土量が流動する傾向にあることを示すものである。しかしながら、WRT試験のように非対称な荷重(図-3(b)参照)であれば沈下の進行よりも水平滑動に変形が費やされ、側方に流動する土量が減少し、この比が小さく現れたと推定できる。例えば、波浪場では砕波のような衝撃的な波浪力よりも重複波の方が沈下量は卓越してくるという報告¹⁰⁾や逆に滑動量は砕波の方が卓越するという報告¹⁰⁾もあるこ

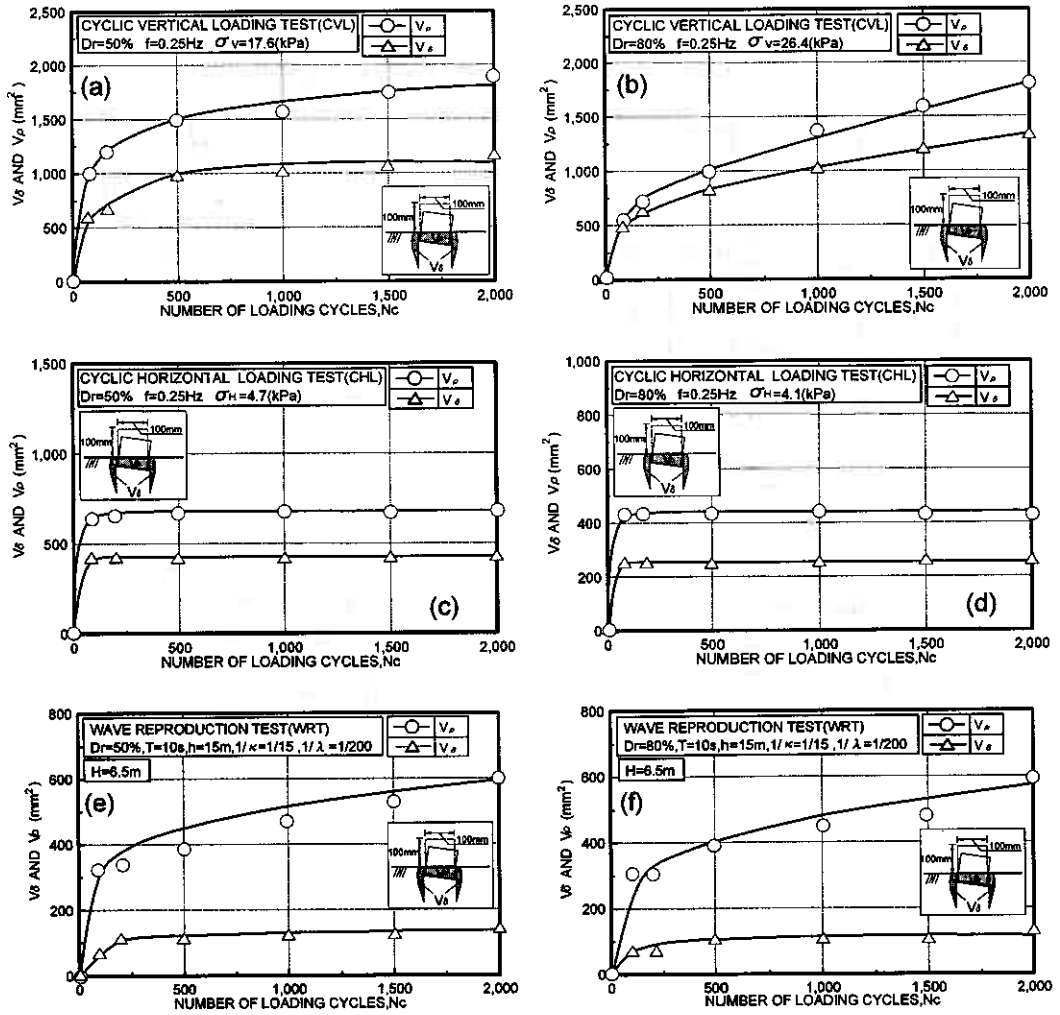


図-5 各試験における沈下土量、側方流動土量の経時変化：(a)CVL試験($Dr=50\%$), (b)CVL試験($Dr=80\%$), (c)CHL試験($Dr=50\%$), (d)CHL試験($Dr=80\%$), (e)WRT試験($Dr=50\%$), (f)WRT試験($Dr=80\%$)

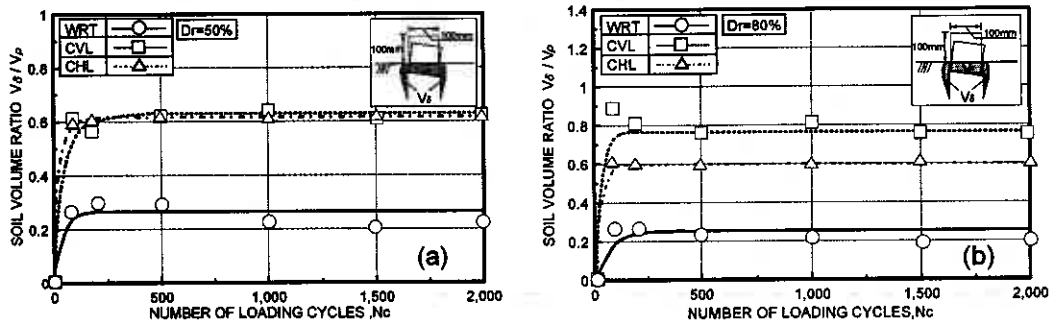


図-6 側方流動土量と沈下土量の比 V_s/V_p の経時変化：(a) $Dr=50\%$, (b) $Dr=80\%$

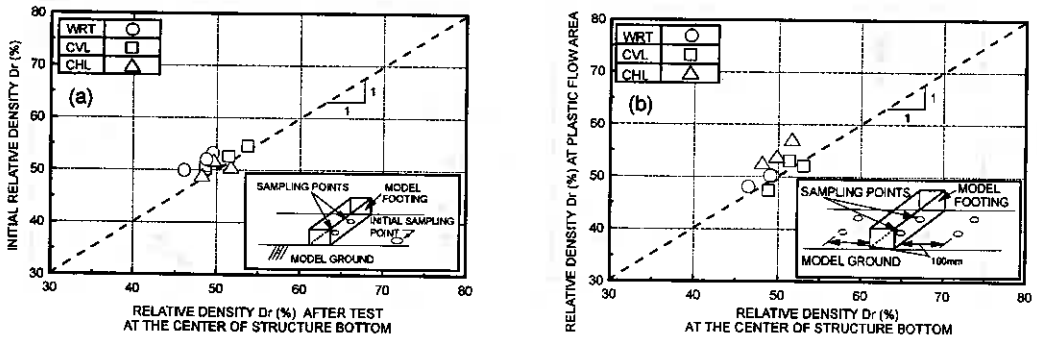


図-7 (a)試験前後における構造物直下の相対密度の変化, (b)試験後における構造物直下と塑性流動域の相対密度の変化

とから、沈下の進行に影響を与える繰返し荷重の載荷条件も破壊モードと同様に重要であると言える。

ここで、この特性をさらに明確にするために、試験前の地盤密度と試験後の模型地盤直下及び塑性流動域における密度の変化を調べた。試験後、直径25mm、深さ40mm、厚さ1mmのプラスチック製の容器を構造物直下中心に2個、構造物から左右対称100mm地点に2個ずつ挿入し、密度変化が起らないように各容器を慎重に採取することにより密度チェックを行った。得られた密度は平均値として示している。図-7(a)は、模型地盤作製時の相対密度と試験後の構造物直下の密度、及び図-7(b)は試験後の構造物直下と塑性流動域における相対密度を示している。(a)図より密度は各試験ともに若干のばらつきはあるものの、ほぼ1対1の関係にあることがわかる。なお、密度差は最大で5%程度であった。また、(b)図より構造物直下と塑性流動域の密度に差は現れていないことが明確である。すなわち、これは沈下および側方流動に伴う密度の変化はないことを示すものである。このことから、Tatsuoka and Haibara¹²⁾が示しているように、1G場の支持力実験における土槽壁面と試料との摩擦が本実験結果にかなりの影響を与えており、上述のような値($V_s/V_p=0.6$ または 0.2)になったものと考えられるべきかもしれない。いずれにしても、このような繰返し荷重を受ける地盤の変形は、揺込み沈下現象よりは沈下と側方流動が1対1に対応する側方流動的な変形特性を有していることを示唆するものであろう。

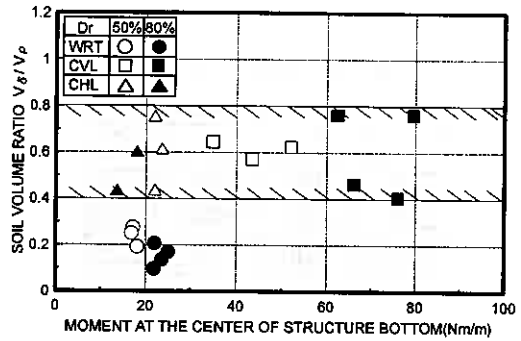


図-8 構造物のモーメント M と土量比 V_s/V_p

次に、この流動特性と外力の関係を調べるために、図-8は構造物底部中心に生じる最大モーメント M と土量比 V_s/V_p の関係を繰返し回数 $N_c=2000$ 回時で示した。モーメントの大きさに関わらず、CVL, CHL 試験では、ほぼ一定の値を示している。一方、WRT 試験では CHL 試験とモーメントはほぼ同値であるにも関わらず、その差が明確に現れている。上述のように外力の大きさよりも構造物の挙動の相違によって差が生じているようである。

以上のことから、破壊モードの違いによって差はあるものの、波浪場にある地盤での沈下は側方流動的に誘発されるようであり、この特性値を把握することができれば、地盤内の変形挙動が推定可能であると言える。

次に、上述の実験で得られた土量 V_s 、 V_p に基づいて、沈下及び側方流動に関する変形パラメータ C_o 、 C_s

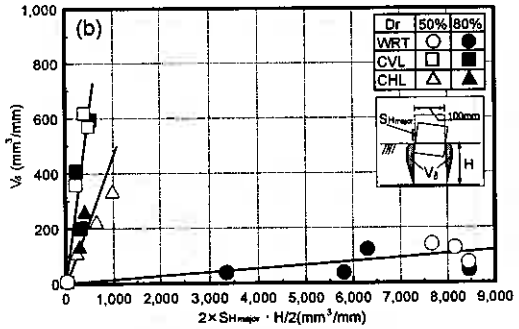
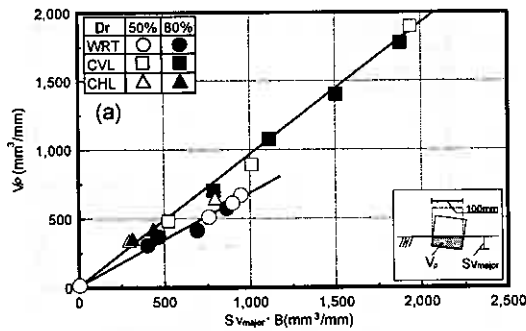


図-9 (a) 沈下土量 V_s と沈下量 $S_{V_{major}}$ の関係, (b) 側方流動土量 V_δ と水平移動量 $S_{H_{major}}$ の関係

表-1 変形パラメータ

	C_ρ	C_δ	C_ρ/C_δ
CVL	0.950	1.200	0.792
CHL	0.950	0.500	1.900
WRT	0.600	0.017	35.29

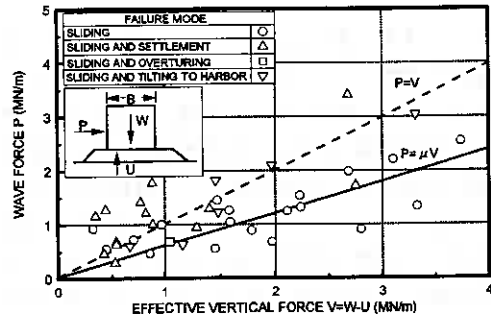


図-10 被災事例での波力と有効鉛直力の関係

を算出した。図-9 (a), (b) は、図-2 に示すような仮定の有効性を検討するために、沈下土量 V_s と沈下量 $S_{V_{major}}$, 側方流動土量 V_δ と水平移動量 $S_{H_{major}}$ の関係を示したものである。図において、直線の傾きが変形パラメータ C_ρ , C_δ を示している。図より各土量と沈下量及び水平移動量の間には右上がりの関係が存在していることがわかる。側方流動に関する勾配すなわち C_δ は、各試験によって顕著な相違を見せている。なお、 C_ρ , C_δ は試験法によって差はあるものの、一定値を示すようであり、このことは図-2 で示された仮定がほぼ満足されていることを示すものである。これらの結果から変形パラメータ C_ρ , C_δ 及び C_ρ/C_δ 値は表-1 に示すようになる。一般に盛土の場合の C_ρ/C_δ 値は 1 となるようである¹³⁾。本研究では CVL 試験の場合、 C_ρ/C_δ 値は 0.792 となり、盛土の場合とほぼ同等の値を示すようであるが、CHL, WRT 試験のように滑動が卓越するようなケースでは、これらの値はかなり大きくなるようである。例えば、CHL 試験では C_ρ/C_δ 値は 1.900, WRT 試験では 35.29 になる。このように地盤の変形特性に関わるパラメータ C_ρ , C_δ は、破壊形態と密接に関係するようである。

そこで波浪場にある破壊形態と変形パラメータ C_ρ , C_δ の関係を検討してみた。図-10 はケーソン混成堤の被災事例を基に 4 つの破壊形態に分類し、波浪力 P と有効鉛直力 V との関係で整理したものである⁴⁾。図より、水平滑動破壊は $P=\mu V$ 付近において生じており、また沈下が生じるような破壊では $P=V$ 以上になる場合に起こるようである。このように破壊モードによって波力と有効鉛直力の間には一義的な関係が認められる。このことから、外力の大きさや作用方向を把握すれば破壊モードの推定が可能であるようである。また、図-11 は本模型実験における破壊形態の変化を調べるために、CHL 試験における最大水平移動量をその時の沈下量で正規化した値 $(S_{H_{major}})_{max} / S_{V_{major}}$ と水平応力 σ_H を模型構造物の自重 σ_w で正規化した値 $\sigma_H /$

σ_w との関係を示したものである。図より、ある応力比を境に沈下モードから滑动モードに移行することが明らかである。これらの事実から、鉛直方向と水平方向の外力を把握すれば、破壊形態はある程度推定できるのではないかと考え、水平方向の応力 σ_H と鉛直方向の応力 σ_V の比 σ_H/σ_V と変形パラメータの関係を検討した。図-12は C_p 、 C_s と σ_H/σ_V との関係を示している。斜線で示しているように各試験ともに C_p 値は相対密度に関わらず、ほぼ定値を示すようである。一方、側方流動に関する C_s 値は各試験により明確な違いが認められる。特にWRT試験ではその値が極めて小さな値となっている。このように、地盤の変形パラメータは応力比に関わらず、載荷方法の相違による影響が極めて大のようである。このことから、これらの特性値を正確に求めることができれば、波浪場にある地盤の変形特性は把握できると言えよう。

これらのパラメータを基にして、本推定式の有効性を検討した。図-13(a), (b), (c), (d), (e), (f)は各試験で得られた沈下量 S_{Vmajor} 、水平移動

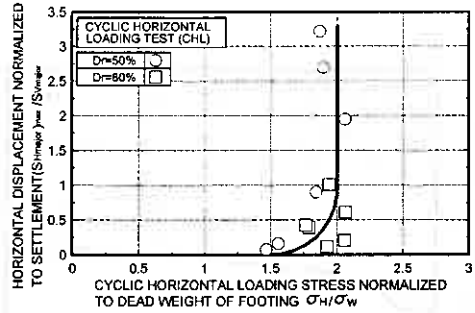


図-11 荷重組合せの違いによる破壊形態の変化

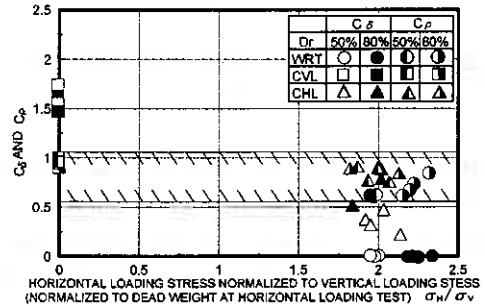


図-12 C_p 、 C_s と σ_H/σ_V との関係

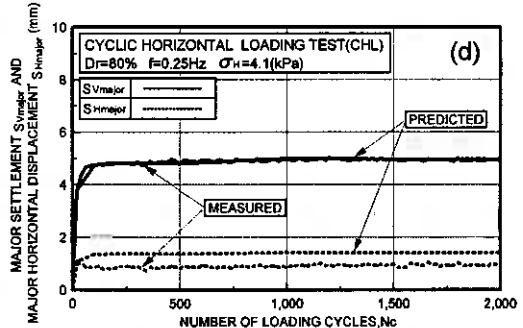
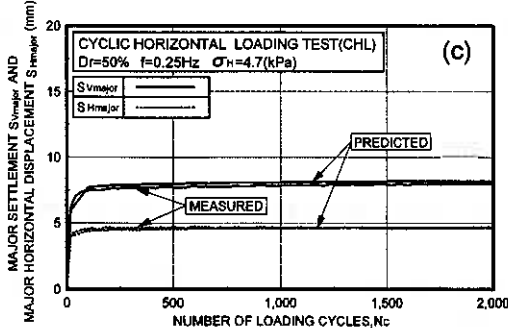
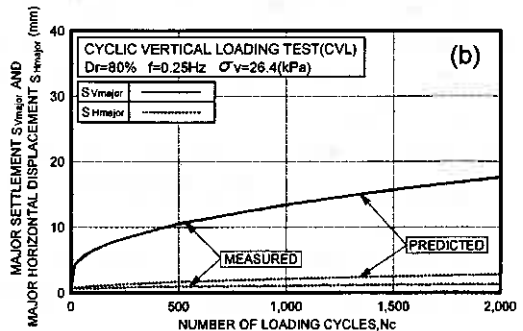
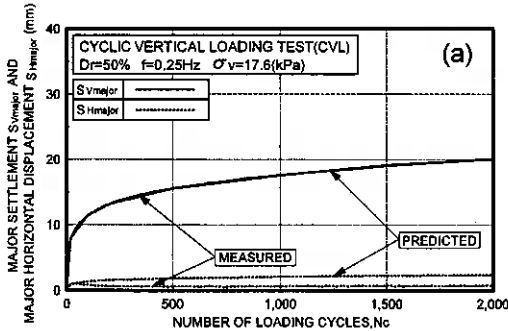


図-13 各試験における沈下量及び水平移動量と推定した沈下量及び水平移動量の経時変化：(a)CVL試験(Dr=50%)、(b)CVL試験(Dr=80%)、(c)CHL試験(Dr=50%)、(d)CHL試験(Dr=80%)

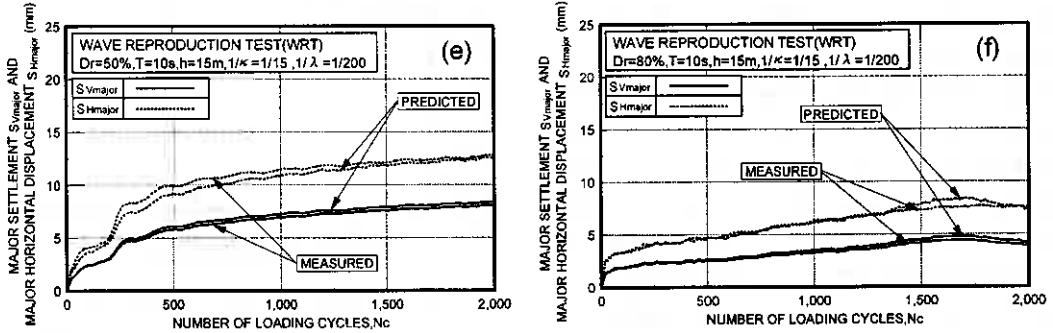


図-13 各試験における沈下量及び水平移動量と推定した沈下量及び水平移動量の経時変化：(e) WRT 試験 ($D_r=50\%$),
(f) WRT 試験 ($D_r=80\%$)

量 S_{Hmajor} と推定した沈下量及び水平移動量の関係を経時変化で示したものである。なお、算出に用いた各パラメータは表-1に示した値を用いた。図から、各試験ともに相対密度に関わらず、推定値は計測値を良く表現しているようである。このことから地盤の側方流動特性に基づいた本推定式は、地盤の変形パラメータ C_p 、 C_s を適確に把握することができれば、有効であると考えられる。

4. まとめ

一連の解析及び模型実験より次のような結果を得た。

- (1) 試験前後の構造物直下の地盤密度を調べた結果、密度の明確な変化は認められなかった。このことは、波浪場にある構造物-地盤系の沈下現象は、揺込み沈下現象ではなく、側方流動的に進行することを示唆するものである。
- (2) 天端面などの簡便な2カ所の変位データのみによって、経時的に消波構造物と周辺地盤の沈下量、水平移動量を予測できる式を地盤の側方流動特性を考慮して求めた。予測値は破壊形態に関わらず、実験値を良く表現していた。
- (3) 沈下・側方流動に関するパラメータは、破壊モードによって著しく変化するが、もしこれらのパラメータを把握できれば、地盤内で生じている変形性状を推定することができる。

《謝辞》最後に本研究の実験・データの整理に本学4年生 飯田 和弘、高橋 朋代、根本信二各君の協力を得た。記して深甚なる感謝の意を表します。

《参考文献》

- (1) 柴田徹・関口秀雄 (1995) : 地盤の支持力, 鹿島出版社, pp. 166-169.
- (2) 三浦・川村・田中(1996) : 波浪力を受ける消波構造物・地盤系の流動破壊とその評価 : 土木学会海岸工学論文集, Vo. 43, pp. 1016-1020.
- (3) 三浦・横浜・川村・田中(1997) : 波浪場にある消波構造物を支持する砂地盤の流動特性とその防止に関する研究, 土木学会海岸工学論文集, Vo. 44, pp. 921-925.
- (4) 川村・三浦・横浜(1997) : 消波構造物・地盤系の破壊とその評価に関する実験, 土木学会海岸工学論文集, Vo. 44, pp. 931-935.

- (5) 川村・横浜・三浦・萩原(1996): 波浪を受ける地盤・構造物系の動的挙動評価のための試験法と解析法, 地盤工学会北海道支部技術報告集第 36 号, pp. 187-194
- (6) 宮浦・川村・横浜・長谷・三浦 (1998) : 消波構造物を支持する砂地盤の側方流動特性に関する模型実験, 地盤工学会北海道支部技術報告集第 38 号(投稿中)
- (7) Tani, k. (1990): Stability of skired gravity foundations on very soft clay, Ph.D. Thesis, Dept. of Engineering, Manchester Univ., 327p.
- (8) 川村・三浦・横浜・宮浦 (1997) : 消波構造物を支持する地盤の動的力学挙動に関する模型実験, 土木学会論文集 (投稿中)
- (9) 川村・三浦・横浜・宮浦 (1997) : 波浪場にある消波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 (投稿中)
- (10) 金谷・西・榊山・吉田・小笠原(1996): 碎波力を受ける海底砂地盤上のケーソン基礎の安定性に関する実験的研究, 海岸工学論文集, Vol. 43, pp. 1046-1050.
- (11) 下迫・高橋(1997): モンテカルロ法を用いた混成堤防波堤の期待滑動量の計算, 海岸工学論文集, Vol. 44, pp. 831-835.
- (12) Tatsuoka, F and Haibara, O. (1985): Shear resistance between sand and smooth or lubricated surface, Soils and Foundations, Vol. 25, No. 1, pp. 89-98.
- (13) 地盤の側方流動(1994) : 土質基礎ライブラリー, No. 38, 土質工学会

異なるせん断試験方法によるジオグリッドの 土中挙動の推定結果について

苦小牧高専 ○ 正会員 中村 努
 北大院工学研究科 正会員 三田地 利之
 苦小牧高専 正会員 池浦 勲

はじめに

現在ジオグリッドを用いた補強土工法が広く行われているが、ジオグリッドが開口部を持つという特性上、実現場における破壊メカニズムとせん断試験との関連性、せん断試験から得られたデータの設計への適用方法、せん断試験装置内における土とジオグリッドの相互作用など明らかにされていないことが多く、通常はより大がかりで複雑な引抜き試験の結果が設計に用いられている。しかし引抜き試験にも試験装置の周面摩擦、敷設幅の影響、引抜き口からの土試料のこぼれ出し等、様々な問題があり、試験機関によって様々な方法で行われているのが現状である^{1)・2)・3)}。筆者らはこれまで土とジオグリッドの摩擦特性を評価するための要素試験として一面せん断試験に着目し、試験結果に及ぼす諸要因の影響を調べた。そして、摩擦特性試験と現場の破壊メカニズムの関係を図-1の様に考え、引抜き現象を引抜き試験によってではなく、片面要素試験としてダミー供試体にアクリル板のような摩擦の少ない素材を用いた一面せん断試験の提案を行った⁴⁾。引抜き現象の摩擦抵抗機構をジオグリッドの中心を通る面を上下に二分した面として一面せん断試験によって再現するためには、理論的にはジオグリッドを半分の厚さに成形して用いるべきであるが技術的に困難であったため、そのままダミー供試体に貼り付けて使用してきた(図-2 type (a))。そこで本研究では、図-2 type (b)の様にジオグリッドの開口部に横リブの半分の厚さのアクリル板を貼り付け、開口深さを1/2としてせん断試験を行った結果と従来の方法によるものとの比較を行い、その結果を用いて、ジオグリッドの土中での変形挙動の予測結果の比較を行ったものである。

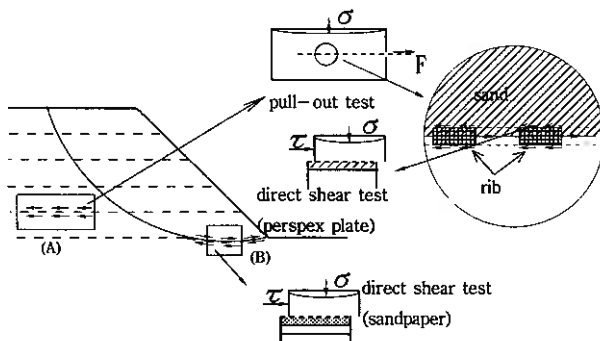


図-1 盛土の挙動と摩擦特性試験

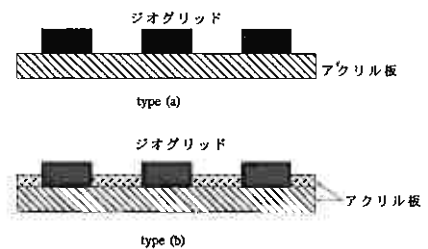


図-2 供試体

Comparative calculations of in-soil behavior of geogrid using the parameters obtained by different types of direct shear test. Tsutomu NAKAMURA & Isao IKEURA (Tomakomai National College of Technology), Toshiyuki MITACHI (Hokkaido univ.)

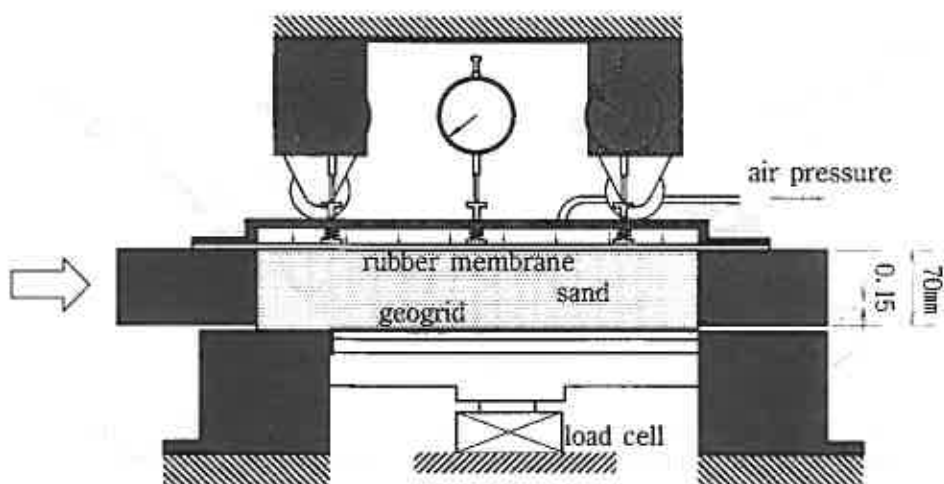


図-3 一面せん断試験装置

試験概要

試験装置はせん断箱のサイズが上箱410×350mm、下箱350×350mmの上面載荷、上部可動型（垂直応力は下部で測定）の大型一面せん断試験装置を用い、せん断速度は1mm/minで行った。試験装置の概略を図-3に示す。土試料は乾燥勇払砂を用い、 $D_r=85\%$ となるように試験装置内に設置したジオグリッドの上に堆積させ、ジオグリッドはリブ厚4mmの一軸延伸系ポリマーグリッドSR2および繊維系ジオグリッドCG-8をアクリル板に全面接着¹⁾させて用いた（type (a)）。さらに、ジオグリッドの開口深さを1/2とするため、開口部に2mmのアクリル板を貼り付けた供試体（type (b)）による比較実験を行った。それぞれのジオグリッドの形状を図-4に、物性を表-1に示す。また行った試験条件は図-5のそれぞれの組み合わせで計12である。

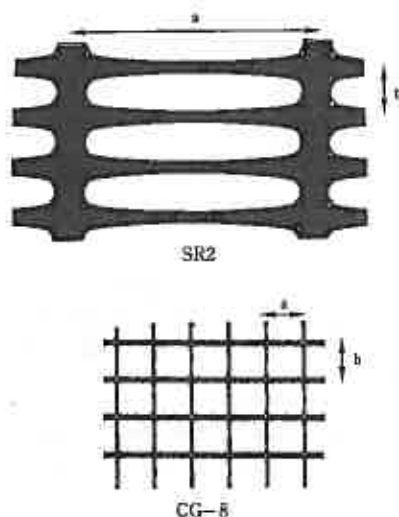


図-4 ジオグリッド

表-1 ジオグリッドの物性

grid	size (mm)		tensile strength (kN/m)
	a	b	
SR2	110	22	80
CG-8	17	17	80

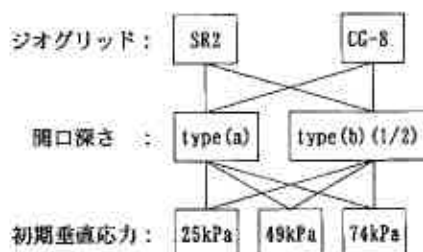


図-5 試験条件

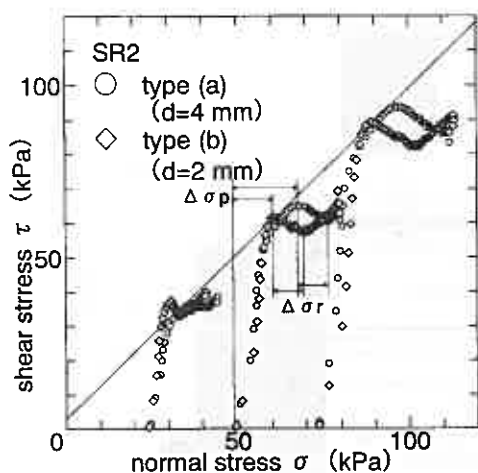


図-6 $\tau \sim \sigma$ 関係 (一面せん断試験結果)

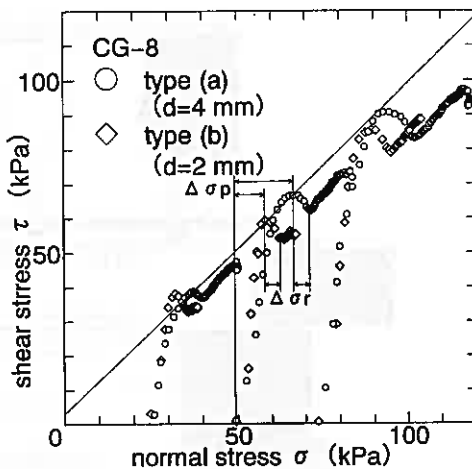


図-7 $\tau \sim \sigma$ 関係 (一面せん断試験結果)

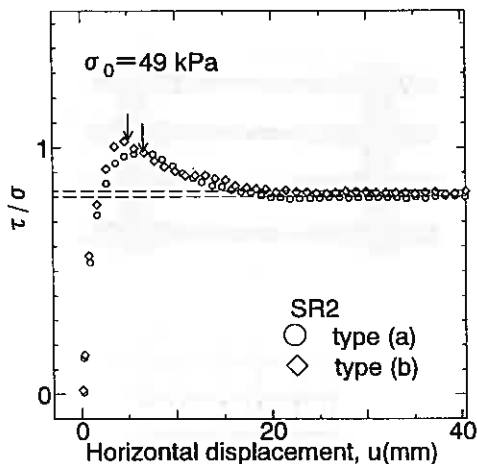


図-8 $\tau/\sigma \sim u$ 関係 (一面せん断試験結果)

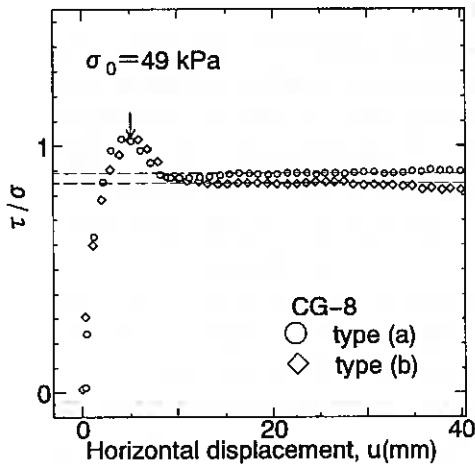


図-9 $\tau/\sigma \sim u$ 関係 (一面せん断試験結果)

試験結果と考察

図-6、図-7はそれぞれSR2、CG-8を用いジオグリッドの開口深さ d を4mm (type (a))、2mm (type (b))の2種類に変えて行った一面せん断試験から求まる「せん断応力～垂直応力」の関係を示したものである。どちらのジオグリッドを用いた場合でも応力経路の形状から、type (a) ($d=4\text{mm}$)を用いた場合、ピークに至るまでの垂直応力の増分(図-6、7中の $\Delta\sigma_p$)は、type (b) ($d=2\text{mm}$)に比較して大きく、その結果せん断応力も大きく測定されている。これは開口深さが深い方が、ジオグリッドの横リブが厚くなった場合と同じ効果を示し、せん断に伴いより大きなダイレイタンスが発生したためと考えられる。一方ピークから残留状態にかけての垂直応力の増分(図-6、7中の $\Delta\sigma_r$)に着目すると、ピークに至るまでの垂直応力の増分と比べると開口深さの影響は顕著には見られない。図-8は上述のSR2を用いた試験結果(初期垂直応力： $\sigma_0=49\text{kPa}$)を「 $\tau/\sigma \sim$ 水平変位」で整理したものである。この図からは、type (b)を用いた場合の方がより短いせん断距離でtype (a)よりも若干大きなピーク応力比を示すことが分かる。残留強度については両者でほとんど変わらない。一方CG-8について同様に整理した図-9では、type (a)、type (b)の双方とも同程度の水平変位で

ピークに至っているが、残留強度については開口深さが深い方 (type (a)) がやや高い値が得られた。これらの試験結果から得られた残留状態でのせん断・垂直応力比 τ_r/σ 、ピーク強度に至るまでの水平変位 u_p を用いてジオグリッドの土中変形挙動の推定を行う。

土中変形挙動の推定結果

一面せん断試験結果を用いて土中のジオグリッドの変形挙動を計算によって求めるために以下のような仮定を設けた。

1) ジオグリッド自身の引っ張り力～ひずみ関係は線形とし、その傾きをスティフネス S とする。

$$\epsilon = \frac{du}{dx} = \frac{T}{S} \quad (1)$$

2) 土中の微小部分で生じているジオグリッドと土の摩擦特性は、一面せん断試験によって評価できるものとし図-10のように単純化する。

$$\begin{aligned} \tau &= ku \quad (u \leq u_p) & k &= \tau_r / u_p \\ \tau &= \tau_r \quad (u > u_p) \end{aligned} \quad (2)$$

3) 土中に敷設されたジオグリッドについて図-11のように x をとると、伸び変形の式は(3)のようになる。なお τ が2倍となっているのはジオグリッドの上下面に τ が働くとしているためである。

$$\frac{dT}{dx} = 2\tau \quad (3)$$

(1)～(3)式より以下の微分方程式が得られる。

$$\frac{d^2u}{dx^2} = \frac{2k}{S} u \quad (u \leq u_p) \quad (4-1)$$

$$\frac{d^2u}{dx^2} = \frac{2\tau_r}{S} \quad (u > u_p) \quad (4-2)$$

4-1, 4-2式を解くことによって、土中に敷設されたジオグリッドの相対変位、摩擦抵抗力、張力分布を計算することができる⁶⁾。

この算定法を用いるに当たってせん断試験方法の選択は重要である。そこで前述の開口深さの異なる2種類の試験方法による結果を用いて引抜き力～引抜き量関係を定着長 $L=50, 300\text{cm}$ の2つのケースについて計算し、開口深さが算定結果に与える影響を検討する。

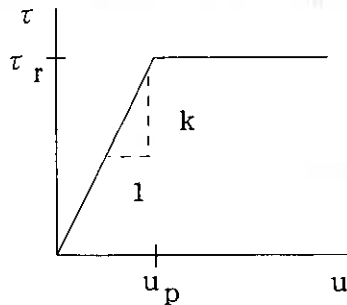


図-10 土とジオグリッドの摩擦特性

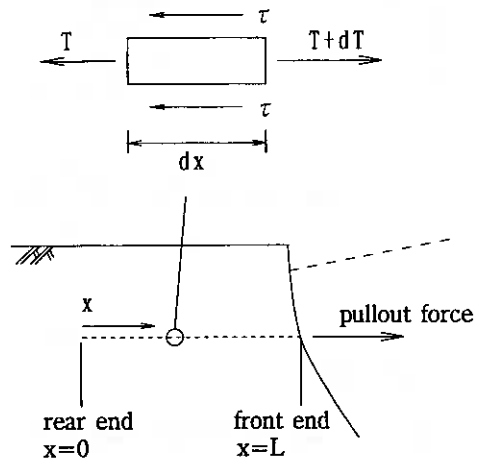


図-11 微小要素での釣り合い

表-2 計算条件

ジオグリッド	SR2	CG-8
u_p (type (a))	5mm	5mm
u_p (type (b))	7mm	5mm
τ_r/σ (type (a))	0.80	0.89
τ_r/σ (type (b))	0.82	0.87
S	637kN/m	608kN/m

前述の試験結果として図-8、図-9に示した残留状態での応力比 τ_r/σ 、ピークに至るまでの水平変位 u_p を用い、ジオグリッドの定着長 $L=50\text{cm}$ 、垂直応力 $\sigma=49\text{kPa}$ 、およびジオグリッドの変形係数 $S(\text{SR2}:637\text{kN/m}$ 、 $\text{CG-8}:608\text{kN/m})$ を与えて(表-2参照)計算した結果が図-12、13である。これらの図から、 u_p の違いが引抜け状態に至るまでの引抜き量に、また τ_r/σ の違いが残留引抜き力(引抜け状態での引抜き力)の大きさに影響を与えているように見える。しかし実施工においては定着長 L が 50cm とは考えにくく、現実的な値として $L=300\text{cm}$ として計算した結果が図-14、15である。計算上は引抜け状態が存在し図中に参考として示しているが、ジオグリッド自体の引っ張り強度(破断強度)付近までを図-14、15に示している。この図から、実施工での定着長の規模を考えると、せん断試験から得られる u_p 、 τ_r/σ のわずかな違いは無視し得ることが分かる。

以上の結果から、土とジオグリッドの一面せん断試験結果に基づいて「引抜き力 \sim 引抜き量」関係を予測する場合、摩擦の少ないダミー供試体にジオグリッドをそのまま貼り付けて用いても問題ないことが確認された。

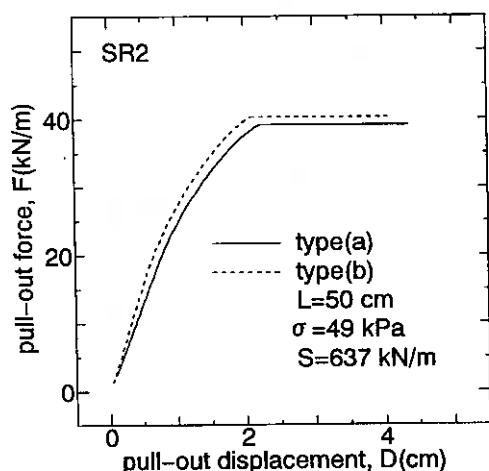


図-12 F \sim D関係 (計算結果)

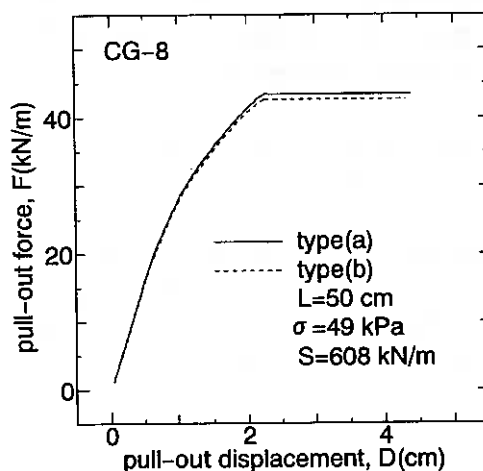


図-13 F \sim D関係 (計算結果)

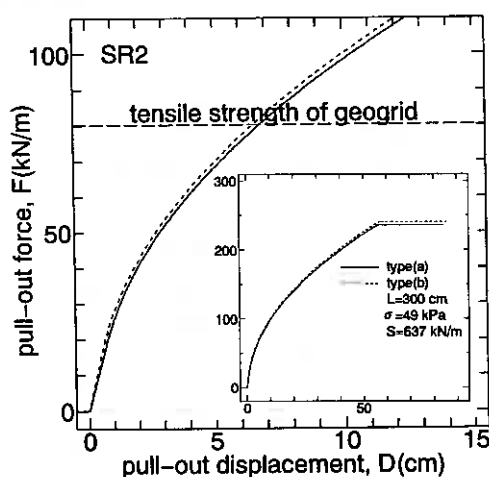


図-14 F \sim D関係 (計算結果)

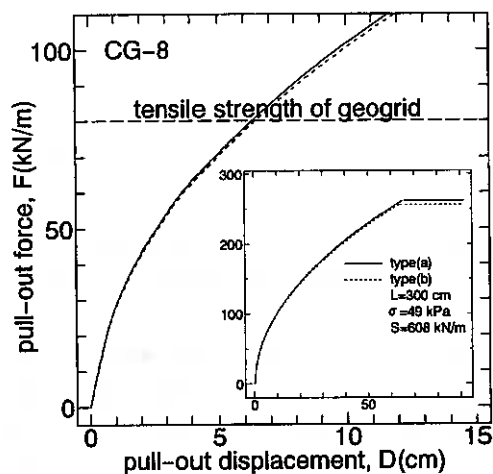


図-15 F \sim D関係 (計算結果)

まとめ

2種類のジオグリッドを用い、開口深さを変えた一面せん断試験を行い、その結果を用いてジオグリッドの土中挙動の計算を行った結果から、以下の知見が得られた。

- 1) ジョグリッドの開口深さの違いは明らかにせん断試験結果に影響を及ぼす。
- 2) せん断試験結果を用いて「引抜き力～引抜き量」関係を予測すると、せん断試験から得られる残留状態での応力比 τ_r/σ は引抜き力に、ピークに至るまでの水平変位 u_o は引抜けに至るまでの引抜き量に影響を与えるが、実施工での敷設長の規模で予測する場合には、 τ_r/σ 、 u_o のわずかな違いは無視することが出来るため、一面せん断試験を行う際にはジオグリッドをそのまま摩擦の少ないダミー供試体に貼り付けても問題はない。

[参考文献]

- 1) 中村、他：砂とジオグリッドの摩擦抵抗機構とその試験方法について、ジオテキスタイル試験方法に関するシンポジウム、1994
- 2) Hayashi, S. et. al: Dilatancy effects of granular soil on the pullout resistance of strip, IS Kyushu'96, 1996
- 3) Palmeira, E.M. & Milligan, G.W.E.: Scale and other factors affecting the results of pull-out test of grids buried in sand, Geotechnique, Vol.39, No.3, 1989
- 4) Nakamura, T. et. al: Some factors affecting the results of soil-geogrid direct shear test, IS Kyushu'96, 1996
- 5) 林、他：「土とジオテキスタイルの摩擦特性試験方法」について、ジオテキスタイル試験方法に関するシンポジウム、1994
- 6) Mitachi, T. et. al: Estimation of in-soil deformation behavior of geogrid under pull-out loading, IS Kyushu'92, 1992

苫小牧高専環境都市工学科 ○正会員 池浦 勲
同 上 正会員 中村 努

1. まえがき

筆者らはこれまで主に、一方向の変位を拘束したいわゆる K_0 圧密履歴を与えた粘性土を対象とした各種応力経路のもとでの排水せん断試験結果を報告してきた^{1)~3)}。それらは K_0 圧密状態にある自然地盤が、多様な経路の応力を受けた場合の変形を予測することが目的であり、ダイレイタンシーを明確に捉えるために排水せん断条件下で実験を実施してきた。

しかしながら粘性土は透水性が低いことから、実際地盤は非排水条件下でせん断されることが多い。

そこで今回は排水せん断試験とともに非排水せん断試験も実施して、ダイレイタンシーの間接的指標と考えられる間隙水圧がどの程度までダイレイタンシーを表示できるかを考察した。

2. 実験

2.1 応力及びひずみパラメータ

以下において用いる応力パラメータは平均有効主応力 p 、軸差応力 q と応力比 η であり、それぞれ次式で表される。

$$p = \frac{\sigma_1' + 2\sigma_3'}{3}, \quad q = \sigma_1 - \sigma_3, \quad \eta = \frac{q}{p} \quad (1)$$

ここに σ_1' : 有効軸圧=最大主応力 ($=\sigma_1 - u$)

σ_3' : 有効側圧=最小主応力 ($=\sigma_3 - u$)

u : 過剰間隙水圧

ひずみパラメータは体積ひずみ ε_v と、せん断ひずみ ε であってそれぞれ次式で表される。

$$\varepsilon_1 = 100 \ln \left(\frac{H_0}{H} \right), \quad \varepsilon_v = 100 \ln \left(\frac{V_0}{V} \right), \quad \varepsilon = \varepsilon_1 - \frac{\varepsilon_v}{3} \quad (2)$$

ここに ε_1 : 軸ひずみ (%)

ε_v : 体積ひずみ (%)

H_0, H : 初期および試験中の供試体高さ

V_0, V : 初期および試験中の供試体体積

2.2 試料および実験の種類

実験に用いた試料は勇払郡早来町から採取した自然粘性土をスラリー状態にした後、鉛直圧力80kPaで再圧密したものである。その物理的性質は液性限界 $w_L=63\%$ 、塑性指数 $w_I=30$ 、土粒子密度 $\rho_s=2.68\text{gr/cm}^3$ である。

実験の条件は、1) 等方圧密試料の非排水せん断試験・平均主応力 p 一定排水せん断試験・応力増分比一定排水せん断試験、2) K_0 圧密試料の非排水せん断試験・ p 一定排水せん断試験である。

2.3 圧密

等方圧密は所定の σ_3 まで1日の時隔で3段階に分けて载荷を行った。

K_0 圧密は前報で報告した⁴⁾ コンピュータ制御法によった。それは、まず $\sigma_3' = 30\text{kPa}$ の圧力で等方圧密した後、目標の σ_1' を漸増させつつ、軸方向変位量 ΔH と体積変化量 ΔV とが常に K_0 圧密条件を満足するようにパソコンとアクチュエータによって σ_1 と σ_3 を調節するものである。

σ_1' の増加速度は0.2から0.6(kPa/min)まで時間とともに漸増させ、 p が所定の値(圧密圧力 p_c)に達した後は σ_1 を一定に保った。

結果的に圧密圧力 p_c は等方圧密試料で200kPa、 K_0 圧密試料で260kPaであったが、非排水せん断試験は $p_c = 160\text{kPa}$ (等方圧密試料)、350kPa(K_0 圧密試料)の実験も実施した。

間隙水圧 u は供試体下端中心部で測定し、体積変化量 ΔV は供試体周面に巻いた濾紙を通しての吸・排水量として差圧計で測定した。この際に σ_3' の増加による濾紙自身からの排水量の補正を施した⁵⁾。

また供試体の飽和度を高めるために、全試験過程を通して100kPaの背圧を负荷した。

2.4 せん断

非排水せん断試験は側圧 σ_3 を一定に保ちながら一定軸ひずみ速度(0.04mm/min)でせん断するものであり、排水せん断も K_0 圧密と同様にコンピュータによる応力制御方式で実施した。具体的には、応力増加度を指定して(p 一定試験では $\Delta q/\Delta p = \infty$ 、応力増分比一定試験では $\Delta q/\Delta p = 3$)、目標の σ_1' と σ_3' の値を漸増させていき、測定された応力が目標値と等しくなるようにペロフラムシリンダー上室圧力用及び側圧用アクチュエータをパソコンで制御する操作を繰り返すというものである。

σ_1' の増加速度は、発生する間隙水圧 u の大きさにより0.02kPa/min($u \leq 1\text{kPa}$)から0($u > 4\text{kPa}$)まで遞減させた。

3. 実験結果と考察

3.1 K_0 圧密過程

(1) K_0 値の時間経過

図-1は圧密過程における $K_0 (= \sigma_3' / \sigma_1')$ 値、および ε_1 と ε_v から逆算した ε_3 を示す。

K_0 圧密は側方変位ゼロの圧密方式を指すのであるから ε_3 は K_0 圧密の誤差を示すものであるが、図のように全期間を通して最大 $\pm 0.04\%$ ($\pm 0.02\text{mm}$)程度の ε_3 が生じるのみであり、パソコン制御法は十分な精度で K_0 条件を満たしているといえよう。

K_0 値については、 p_c が大きいゆえに圧密時間の長い試料では一旦乱れが認められるものの、圧密終了時の K_0 値は0.46から0.48程度である。

(2) 圧縮特性

図-2は K_0 圧密中の ε_v と $\log p$ の関係を示す。

$p \geq 40\text{kPa}$ では両者はほぼ直線関係にあることが分かる。図中の直線の傾きは16.7(ε_v :%表示)程度であった。なおこの傾きは圧縮指数 C_c で表せば0.40に相当する。

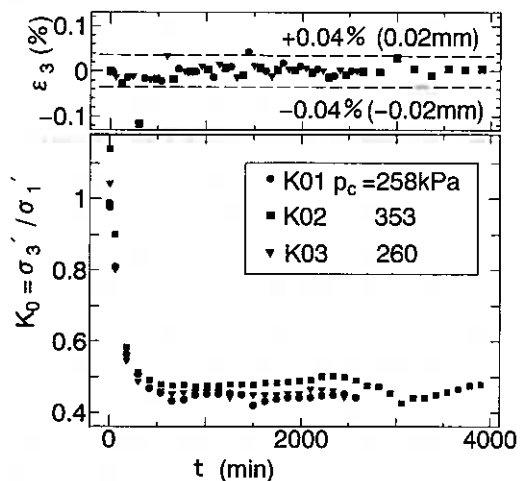


図-1 K_0 および ε_3 と時間の関係

(3) σ_a および u の時間経過

図-3は σ_1 と u の発生状況を示す。 u は圧密開始後500分まで上昇を続けて最大100kPa程度に達しており、この時間帯における載荷速度をさらに工夫する必要がある。

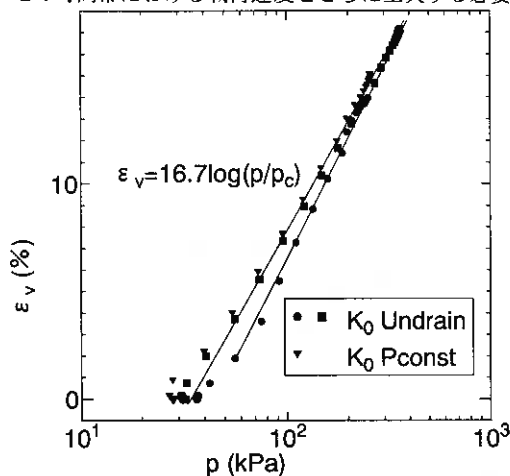


図-2 ϵ_v と $\log p$ の関係

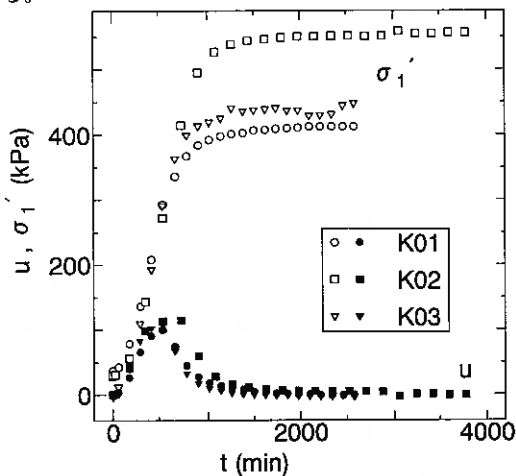


図-3 σ'_1 および u の発生状況

3.2 せん断過程

(1) 応力経路

図-4は実験での圧密、せん断を通しての応力経路を示す。

圧密原点 O_c から出発して、等方圧密では $q=0$ を保ったまません断原点 O_{s1c} に至り、 K_0 圧密ではほぼ一定の傾き(0.82)を保って O_{sk0} に至っている。

せん断過程をみると、排水せん断試験では p 一定試験、応力増分比 $\Delta q/\Delta p$ 一定試験ともに指定通りに応力の載荷がされていると見なすことができる。

一方、非排水試験では、等方圧密試料が滑らかな曲線を辿りながら q が増加していくのに対して、 K_0 圧密試料ではせん断初期に q が増加から減少に反転する。したがって q が最大となる時の η から計算される有効せん断抵抗角 ϕ' は等方試料の 35.7° に比して K_0 圧密試料は 25.4° とかなり小さい値である

せん断終了時($\epsilon_1=15\%$)の傾き M は1.45(等方)と1.30(K_0)であった。

また、圧密圧力 p_c が大きくなるにつれて非排水経路は扇形に拡大していくことから、 q, p を p_c で正規化した応力経路が図-5である。等方圧密試料では2本の経路は一致していないものの、 K_0 圧密試料ではほぼ一致しており正規化の意義が認められるので、以下では応力諸量を正規化して考察を進めることとする。

(2) 間隙水圧 u の発生状況

図-6は非排水せん断試験における ϵ_1 と u との関係を示す。

同じひずみレベルでは K_0 圧密試料は等方圧密の半分以下の u しか発生していない。これは前者が圧密時からせん断応力を受けており、 ϵ_1 が小さいうちにせん断応力が減少に転じるためと解される。

(3) u と体積ひずみ ϵ_v の関連

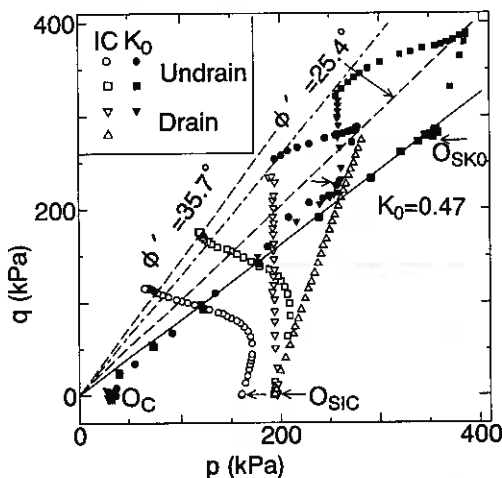


図-4 応力経路

排水せん断では土粒子間隔の接近等の土構造の変化の結果として ε_v が観測されるが、非排水せん断では ε_v の発生が抑制されるために u が生じる。したがって非排水せん断時の u と排水せん断時の ε_v とは表裏一体の関係とされる。

一般に ε_v は Δp によるものとせん断応力によるものとの和として考えられ、それぞれ圧密成分・ダイレイタンシー成分と呼ばれている。

u も同様の成分から構成されると考えれば、 ε_v や u のダイレイタンシー成分 ε_{vd} 、 u_d は次式で与えられる。

$$\varepsilon_{vd}(\%) = \varepsilon_v - 16.7 \log\left(\frac{p}{p_c}\right) \quad u_d = u - \Delta p \quad (3)$$

ここで第一式は図-2に示す圧密中の関係がせん断中でも成り立つと仮定したものである。

図-7には ε_{vd} および正規化した u_d と η との関係を示す。

ε_{vd} を直接表す p 一定試験(逆三角記号)の結果は既報^{2) 3) 4)}で示したものとほぼ一致している。

等方圧密試料(白抜き記号)においては、応力増分比一定試験で得られた ε_{vd} と p 一定試験の測定値 ε_{vd} とはほぼ一致しており(3)式の妥当性がうかがえる。また、 $\Delta\eta$ の小さい内はダイレイタンシーが小さく、ある η からはほぼ直線的に増加する傾向にある。

一方、 K_0 圧密試料(塗りつぶし記号)においてはせん断初期に負の u_d がみられるなどダイレイタンシーの発生の遅れは顕著であるが、以降は等方圧密試料の約1.5倍の傾きで増加している。

また図に見るように u_d/p_c の傾きは ε_{vd} の場合よりも小さい。ちなみに図-8(等方圧密)と図-9(K_0 圧密)のように u_d を2.2倍すると ε_{vd} とほぼ同じ曲線となる。すなわちダイレイタンシーを u_d で表したり、 η の変化によって生じると捉えることは妥当であると考えられる。

次に図-7において等方圧密と K_0 圧密試料のダイレイタンシーがほぼ平行な関係と思われるので、図-10には K_0 圧密試料の曲線を u_d では0.6、 ε_{vd} では0.8だけ左方に移動させたものを描いた。

図にみるように、それらはそれぞれが等方試料のものと同じであり、 K_0 圧密試料は単にせん断時の η の変化が小さいためにダイレイタンシーが小さいということが出来よう。

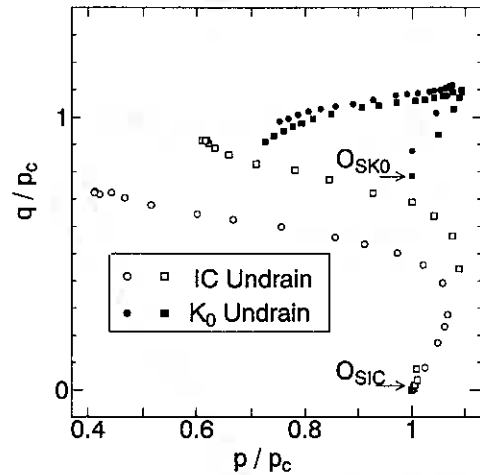


図-5 正規化応力経路

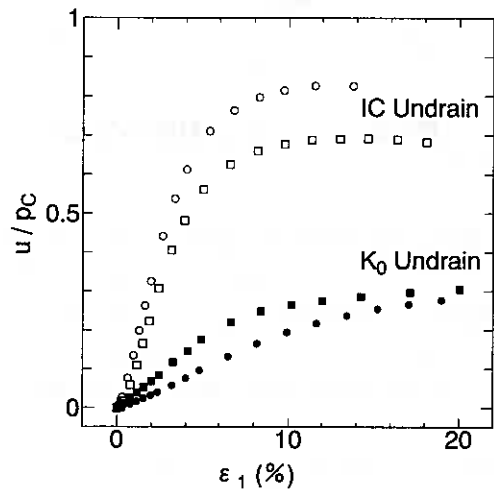


図-6 ε と u の関係

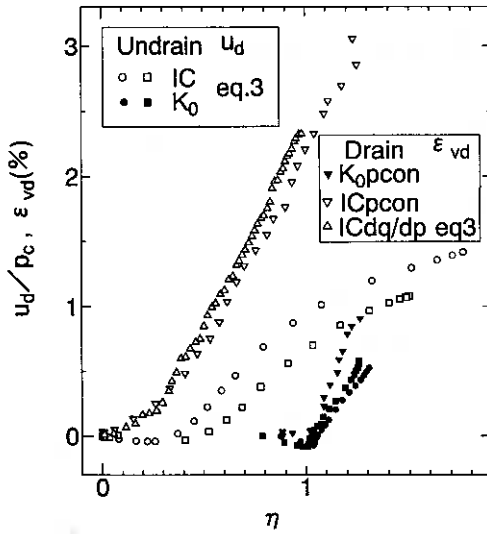


図-7 η と u_d, ϵ_d の関係

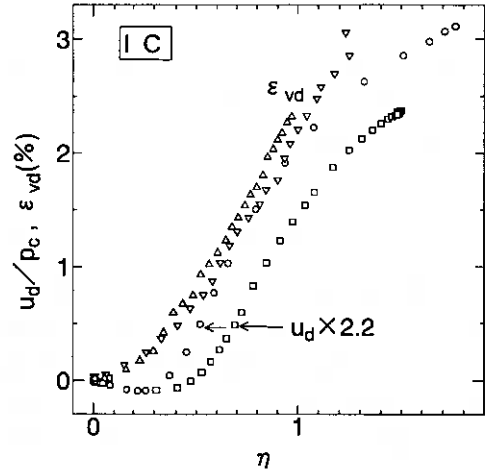


図-8 η と u_d, ϵ_{vd} の関係(等方圧密)

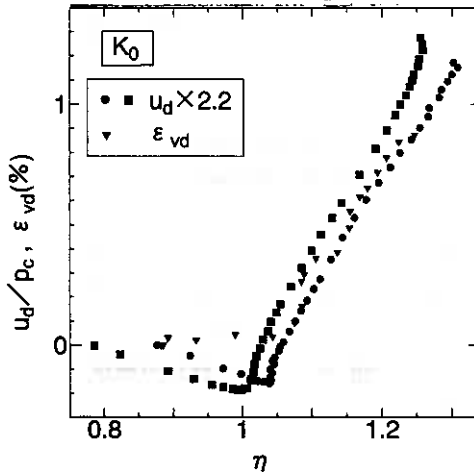


図-9 η と u_d, ϵ_{vd} の関係(K_0 圧密)

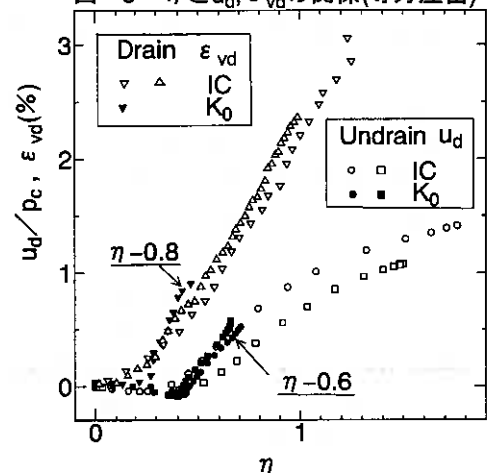


図-10 η と u_d, ϵ_{vd} の関係(平行移動)

4. まとめ

飽和粘性土の等方圧密や K_0 圧密試料の非排水せん断試験と2、3の経路による排水せん断試験を実施して、主としてダイレイタンスーに関して考察を加えた。考察の要点をまとめると以下のようである。

- 1) 体積ひずみや間隙水圧は p 成分と η 成分の和とするのが妥当である。
- 2) その内のダイレイタンスー成分 (η 成分) の ϵ_{vd} と u_d はほぼ等価と見なすことができる。
- 3) K_0 圧密試料は等方圧密試料に較べて有効せん断抵抗角 ϕ' が小さい。

今後は、せん断ひずみ ϵ や塑性ひずみ増分比に関する考察を進めるとともに、圧密・せん断経路を変えた実験等によって本報告を発展させていきたい。

結びにあたり、装置や制御プログラムなどご指導を頂いている北海道大学三田地利之教授、福田文彦助手、実験を実施した本校卒業生の櫻庭宏宇(中部電力株式会社)、谷口浩二(北海道大学大学院)両氏に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 北郷繁、池浦勲、三田地利之、下越仁；異方圧密粘土の変形特性について、土質工学会北海道支部技術報告集、第22号(1982)
- 2) 池浦勲、三田地利之；異方圧密粘土の応力-ひずみ関係に及ぼす応力経路の影響、土質工学会論文報告集、第26巻 3号(1986)
- 3) 池浦勲、小野丘；異方圧密粘土の応力-ひずみ挙動について（第4報）、土質工学会北海道支部技術報告集、第29号(1989)
- 4) 池浦勲、小野丘；粘性土の変形特性に及ぼす応力履歴の影響、土質工学会北海道支部技術報告集、第34号(1994)
- 5) 三田地利之、成田孝；三軸試験の体積変化測定におよぼす紙の圧縮性およびゴム膜の透水性の影響、第20回土質工学研究発表会(1985)

海外および国内の不攪乱粘性土の変形と非排水強度特性

北海道大学大学院 学生員 ○黄 聖春
北海道大学大学院 正会員 三田地 利之
同 上 澁谷 啓
北海道大学大学院 学生員 館市 弘達

1. まえがき

原位置から採取された乱さない試料は、市販の粉末粘土はもちろん実地盤の粘土を室内で練り返して再構成した試料とは異なる変形・強度特性を示す。この原因としては、粘性土地盤の堆積履歴から由来する年代効果が挙げられる。年代効果によって地盤は擬似過圧密状態になっていて、再構成試料とは異なる変形・強度特性を表すことが明らかになってきた。また室内試験から変形および強度特性を求めようとする際、原位置試験とは異なり、様々な原因によって必ず発生する試料の乱れが試験結果に望ましくない影響を及ぼす。すなわち、年代効果によって作られた固有の構造が乱れの原因で多かれ少なかれ破壊され、変形係数および強度が実地盤より過小評価されることになる。

このような問題に着目して、強度の観点から、乱れの影響を極力除いて、原位置の強度を評価する方法として、SHANSEP 法¹⁾および再圧縮法²⁾が提案され、使われてきた。しかし、SHANSEP 法の場合一連の試験のプロセスにおいて粘性土試料がもっている固有の構造を破壊し、真の強度を評価出来ないという指摘がなされてきた。また、変形の観点からは、試験時に起りうるベディングエラーによって原地盤の変形を過小評価するおそれがあると言われる。既往の研究によれば、特に硬質粘性土の場合には、かならずベディングエラーが生じると報告されている³⁾。

そこで、本論文では、サンプリングの方法を変えて原位置から採取された乱さない試料（国内1種、海外2種）および室内再構成試料を用いて一連の試験を行い、試料の採取から試験までに発生した乱れが変形・強度にどのような影響をもたらすか、また、既存の非排水強度決定法が抱えている問題点は何かなどに関して取りまとめたのでその内容を報告する。

2. 用いた試験装置と試料および実験方法

2.1 試験装置

本実験に用いた装置はK○圧密非排水試験が可能な三軸試験装置であり、特徴としては、粘性土試料の局所ひずみ測定が可能であることと、バンダーエレメントシステムを装着することで供試体のせん断波測定ができること⁴⁾である。

Stress-Deformation Characteristics and Undrained Shear Strength of Natural Clays, Seong Chun HWANG (Graduate student, Hokkaido Univ.), Toshiyuki MITACHI (Faculty of Eng., Hokkaido Univ.), Satoru SHIBUYA (ditto) Koutatsu TATEICHI (Graduate student, Hokkaido Univ.)

2.2 試料および実験方法

本実験に用いた試料は運輸省港湾技術研究所地盤調査研究室から提供された Drammen Clay、有明粘土および Bangkok Clay の三つの乱さない試料とこれらを室内で再構成した試料である。

表-1 実験条件および実験結果
(有明粘土)

試験名	深さ (m)	圧密終了 時の間隙比	q_{max} (kPa)	圧密圧力 σ'_{vc} (kPa)	土被り圧力 σ'_{vo} (kPa)	K_0 値 (せん断直前)
A-1.0-3-2*	9.76~9.89	2.496	88.36	124.20→63.41	41.40	0.68
A-1.0-2-2	8.00~8.80	2.925	50.86	72.26→36.00	36.13	0.58
A-1.0-2-1	5.00~5.80	2.959	36.36	25.00→50.00	25.03	0.50
A-1.4-1-1	15.76~15.83	2.423	62.52	51.0	51.0	0.49
A-1.0-1-1⑥	9.76~9.89	3.182	42.52	41.460	41.40	0.43
A-R.C-1-1	—	2.328	108.69	150	150(Lab)	0.51
(Drammen Clay)						
D-Q.C-1-1①	7.00~7.80	1.127	72	72	73	0.51
D-Q.C-1-1②	11.00~11.80	1.094	100	106	107	0.51
D-Q.C-1-1③	14.00~14.80	0.985	111	131	133	0.50
D-Q.C-2-1	7.00~7.80	1.053	102	144	74	0.52
D-Q.C-3-1	11.00~11.80	0.925	213	308	108	0.53
D-Q.C-4-1	4.00~4.80	0.992	123	181	47	0.52
D-R.C-1-1	—	0.902	104	150	150(Lab)	0.50
(Bangkok Clay)						
T-O.C-2-2①	3.20~3.35	2.577	42.86	48.20→23.00	22.93	0.56
T-1.0-2-2②	8.25~8.40	2.419	64.26	117.00→59.70	59.49	0.65
T-1.0-1-1①	13.25~13.40	1.694	99.45	143.31	143.22	0.53
T-R.C-1-1	—	1.692	98.80	150.00	150(Lab)	0.57

*記号法; サイト(A;有明, D; Drammen, T; Bangkok)-原位置の OCR 値(Q;C; 疑似過圧密, R.C; 再構成)- α 値-OCR 値

《Drammen Clay》

乱さない試料および練り返し後予圧密して作成した再構成試料について、応力比一定($K=0.5$)で所定の有効鉛直応力まで漸増載荷($d\sigma_a/dt=0.5\text{kPa}/\text{min}$)し、鉛直圧密応力 σ'_{vc} を原位置の有効土被り圧(再構成試料の場合は予圧密圧力)に一致させた供試体($\alpha=1$)、また、2、3、4 倍まで圧密した供試体 ($\alpha=2, 3, 4$)を用意した。これらの供試体について微小ひずみ領域(10^{-5} 以下)で非排水繰返し載荷試験を行った後、一定軸ひずみ速度($d\varepsilon_a/dt=0.1\%/ \text{min}$)の非排水単調載荷試験を行った。

《有明粘土および Bangkok Clay》

乱さない試料および再構成試料について、 K_0 条件で所定の有効鉛直応力まで漸増載荷($d\sigma_a/dt=0.2$ または $0.5\text{kPa}/\text{min}$)し、鉛直圧密応力 σ'_{vc} を原位置の有効土被り圧(再構成試料の場合は予圧密圧力)に一致させた供試体($\alpha=1$)、また、2、3 倍まで圧密した供試体 ($\alpha=2, 3$)および $\alpha=2$ で圧密の後、過圧密比 2 までリバウンドした供試体($\alpha=2, \text{OCR}=2$)と $\alpha=3$ で圧密の後、過圧密比 2 までリバウンドした供試体($\alpha=3, \text{OCR}=2$)および再構成供試体を用意した。これらの供試体について微小ひずみ領域(10^{-5} 以下)で非排水繰返し載荷試験を行った後、一定軸ひずみ速度($d\varepsilon_a/dt=0.1\%/ \text{min}$)の非排水単調載荷試験を行った。

表-1 は Drammen Clay、有明粘土および Bangkok Clay の採取深度および原位置土被

り圧、試験条件、結果などを簡単にまとめたものである。

3. 試験結果および考察

3.1 SHANSEP 法によって得られる非排水強度の概念

図-1は、SHANSEP 法による圧密およびせん断過程の有効応力経路を模式的に描いたものである。もし、採取した試料が乱れのない完全な試料(Perfect Sample)であれば(図中 σ'_{v0} 点)、①堆積年代の古い粘土(Aged 粘土)は、より顕著なピークを表す(図中「AGED」線)。また、②堆積年代が若い粘土(Young 粘土)であれば、ピーク後の急激な応力の低下は起こらないと考えられる(図中「YOUNG」線)。SHANSEP 法によって乱れおよび応力解放の影響を軽減した試料を室内で生み出そうとする過程で、粘土試料の構造に何らかの変化を与えたとしたら、 σ'_{vc} を始点とする破線のような挙動を示し、 σ'_{v0} を始点とする破線の応力経路と相似形になるはずである。逆に、粘土試料の構造に変化が生じていない場合は、 σ'_{v0} を始点とする実線に近似した挙動を示すはずである。すなわち、乱れおよび応力解放の程度によって、 σ'_{vc} 点から K_f -Line に至るまでの経路は破線の経路に接近、もしくは離れることになる。

図-2は、CKoU 試験のせん断前の状態において、膨潤(除荷)過程を考慮せずに、先行圧密圧力(σ'_{vc})の値の変化によって有効応力経路がどのように変化するかを表したものである。いわゆる、SHANSEP 法の「正規化(Normalized Soil)」過程の説明である。この図において、有効土被り圧の値で、もしくは、有効土被り圧の値を越えて圧密する場合、応力経路 b-c は各々破線から 2 点鎖線へと形状が著しく変化すると考えられる。これは「構造破壊(Destructuration)」と呼ばれ、セメンテーション等によって構造が発達した粘土試料ほどその傾向が著しい。なお、図中の一点鎖線は再圧密によって構造がある程度破壊された土にみられるであろう中間的な挙動を概念的に示したものである。結局、図-1、図-2は、SHANSEP 法によって原位置の非排水強度を求めようとする場合、①圧密(荷重)過程で有効土被り圧の値を越えて圧密することによって、構造破壊を生じるかどうかを確認する必要があり、また、②もし、粘土試料の構造破壊が起こり得ることであれば、膨潤(除荷)過程によって回復ができるか、③そのとき、影響を及ぼす主な因子は何かを確認する必要があることを示している。

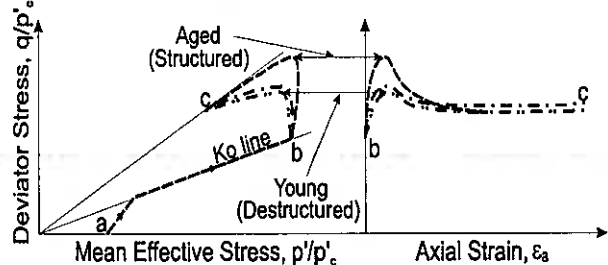
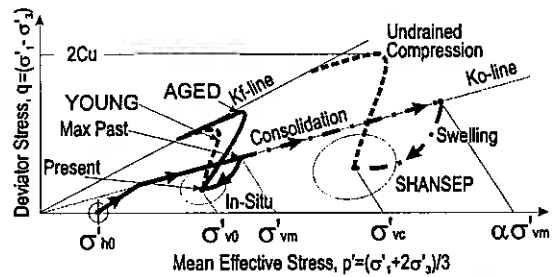


図-2 正規化された応力経路および軸ひずみ関係の概念図



- Specimen Consolidated to $\alpha\sigma'_{vm}$ ($\alpha=1.5\sim 2.0$)
- In-Situ OCR = $\sigma'_{vm}/\sigma'_{v0}$
- $\sigma'_{vc} = \frac{\alpha\sigma'_{vm}}{OCR}$ ● σ'_{vm} = Maximum Past Pressure

図-1 SHANSEP 法の概念図

3.2 試験結果および考察

《Drammen Clay》

図-3 は Drammen 試料の非排水せん断中の有効応力経路と応力-ひずみ曲線である。限界状態線 ($M=1.48, \phi=36.4^\circ$) は有効土被り圧の値で圧密した試料と有効土被り圧の値を越えて圧密した試料あるいは再構成試料によらず同一である。 $\alpha=1$ の3つの試料の軸ひずみと偏差応力の関係から共通にピーク後の偏差応力の著しい低下が見られる。 $\alpha=2, 3, 4$ に比べてみると、この偏差応力の著しい低下が構造破壊を表す一つの指標として考えられる。 $\alpha=2, 3, 4$ の場合および再構成試料の有効応力経路は、ピーク後の偏差応力の減少が少なく、すべての有効応力経路は相似形を示している。すなわち、構造を完全に無くした再構成試料(図中一線)と $\alpha=2, 3, 4$ の試料の有効応力経路が相似形を示しているのは、すでに、 $\alpha=2$ から粘土試料が固有の構造を失っていることを表す。

Bjerrum は室内試験で年代効果を再現するために、Skabo Clayを用いて一連の三軸試験によって3日間異方圧密した試料よりも2週間さらに4ヶ月圧密された試料の方がピーク後のより著しい偏差応力の低下を生じることを究明している⁵⁾。アプローチの方法は逆であるが、本実験から同様のことが類推できる。

《有明粘土》

①有効応力経路および偏差応力-軸ひずみ関係

図-4 は、圧密および非排水せん断過程を通じての有明試料の有効応力経路と軸ひずみ-偏差応力関係である。考察に入る前に、この地盤は-13.3mで過圧密($OCR=1.4$)状態にあることを念頭にしておく必要がある。この図において、乱さないおよび再構成を問わず、また、深さ、 α 、OCRによらず破壊時の応力比 M はほぼ一定($M=1.64$)である。また、この図から、A-1.0-2-1($\alpha=2, OCR=1$)試料と再構成試料であるA-R.C-1-1の有効応力経路が相似形をなしていることがわかる。前述した Drammen 試料についての実験結果でも(図-3)同じことが示されているが、有明

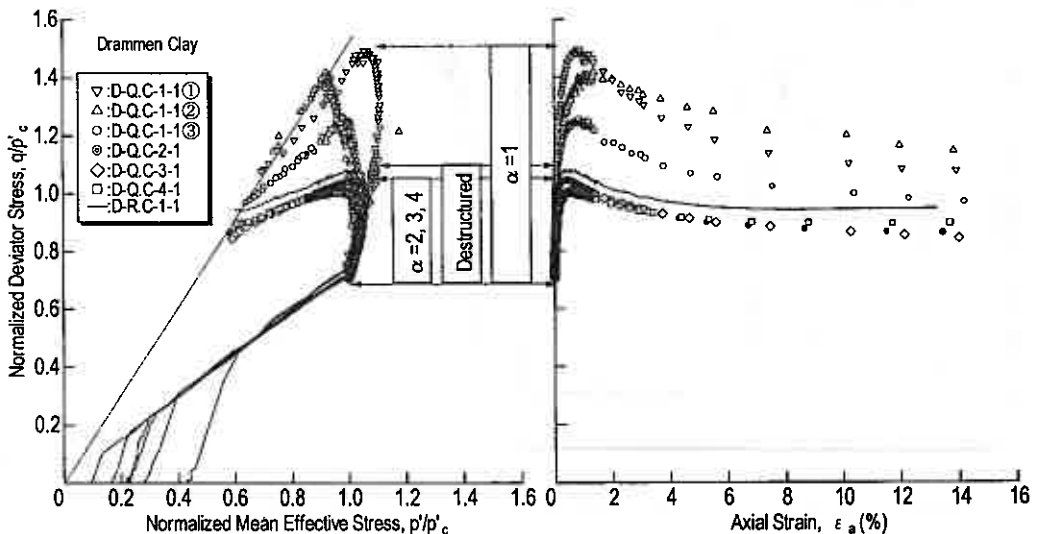


図-3 Drammen Clay の正規化された有効応力経路と応力-ひずみ関係

試料でも構造が圧密によって破壊されていることを示すものと考えられる。軸ひずみの変化も全く同じ経路をたどることが分かる。

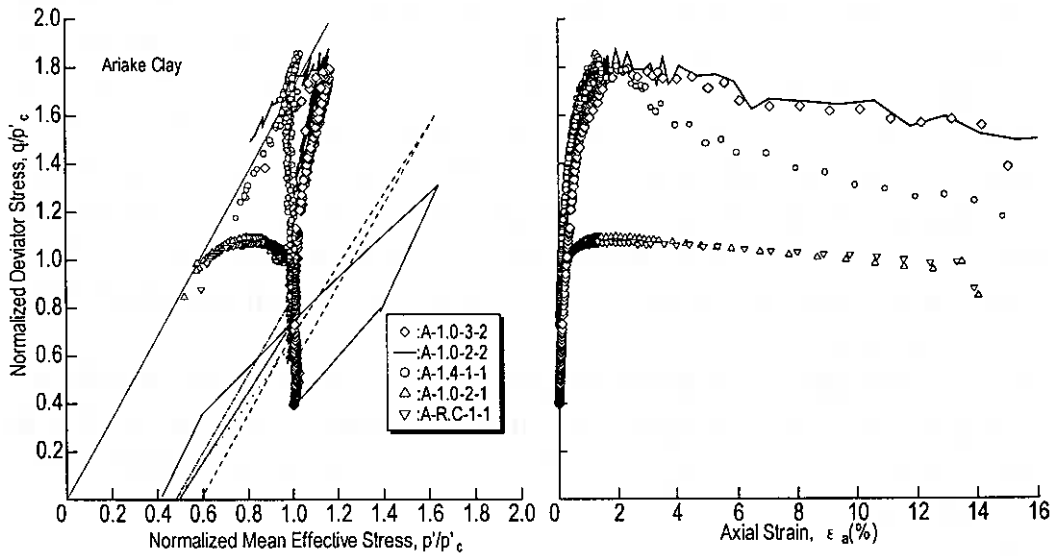


図-4 有明粘土の正規化された有効応力経路と応力-ひずみ関係

つぎに A-1.0-3-2 と A-1.0-2-2 の試験結果に注目する。両者は $\alpha = 2$ および 3 で圧密のもの、 $OCR = 2$ になるように室内で過圧密状態を作り出したものであるが、応力経路・応力-ひずみ関係ともにほとんど一致している。前述のように、最初の圧密段階 ($\alpha = 2$ および 3) で構造はほとんど破壊されていると考えられるが、 OCR が同じであれば正規化した応力経路・応力-ひずみ関係は α

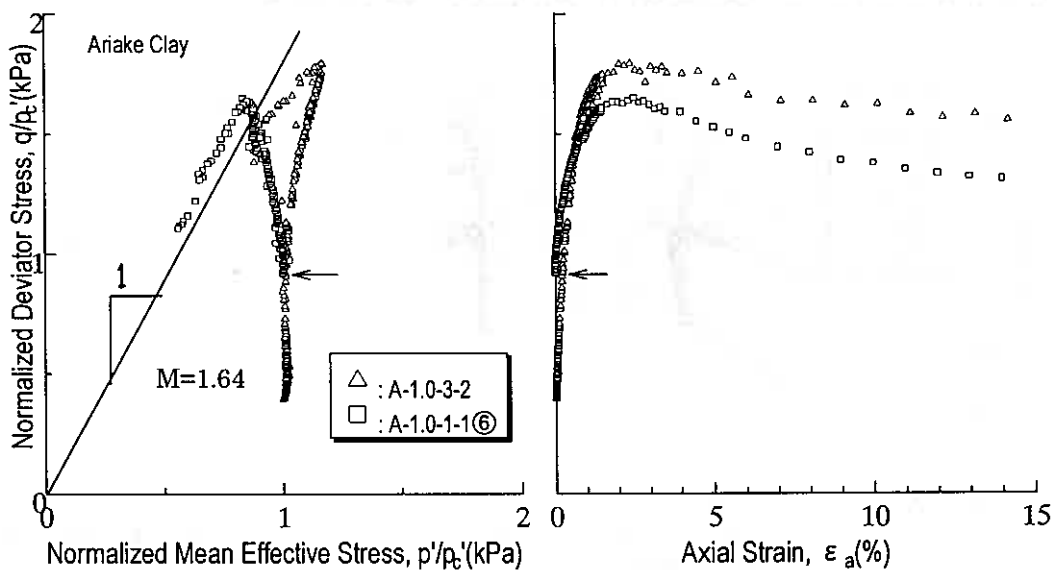


図-5 同一深度から採取した試料の正規化された有効応力経路と偏差応力-ひずみ関係

によらず、一致すると言える。また、正規化した応力経路の形状は、原位置で過圧密状態 ($OCR=1.4$) にあった試料を有効土被り圧で再圧密 (K_0 条件) 後の試験結果 (A-1.4-1-1) と近似している。したがってこれらの試験結果から、室内で再圧密 ($\alpha > 1$) する段階で構造の破壊が生じて、その後過圧密状態を作り出すことによって、原位置で過圧密状態にある土の非排水せん断時の応力経路に近似した結果が得られることが分かる。すなわち、一見 SHANSEP 法が有効であるかのように見える。

しかし、看過できない重要なことは、軸ひずみと偏差応力の関係において、A-1.0-3-2 試料と A-1.0-2-2 試料ではピーク後の偏差応力の低下が少なく、およそ同じ傾向を示しているが、A-1.4-1-1 の試料では、ピークは上の2つの試料と同じであってもピーク後の偏差応力の低下が著しいことである。すなわち、これは、SHANSEP 法を用いることによって、乱れおよび応力解放などに起因して低下した強度の補正は期待できるが、破壊された構造の回復は不可能なことを示している。なお、 $OCR=2$ の試料である A-1.0-3-2 と A-1.0-2-2 試料および A-1.4-1-1 がピーク付近での応力の変動が激しいことが分かる。このことは、室内で過圧密されたかあるいは原位置で過圧密状態にあったかを問わずに過圧密試料に特有の現象のように見える。

②サンプリング方法の違いが有効応力経路および偏差応力-軸ひずみ関係に及ぼす影響

サンプラーの品質が一番優れていると言われるラバル (Laval) サンプラーを用いて同じ深度から採取した二つの試料を用いて行った試験結果を図-5 に示した。すなわち、室内再構成試料と同様に α および OCR のみ異なるように設定し、 α および OCR のみの違いの影響を議論できる環境で行った試験例である。

まず、この図では、両方とも $M=1.64$ のほぼ同じ線上にある。しかし、応力経路は全く異なっ

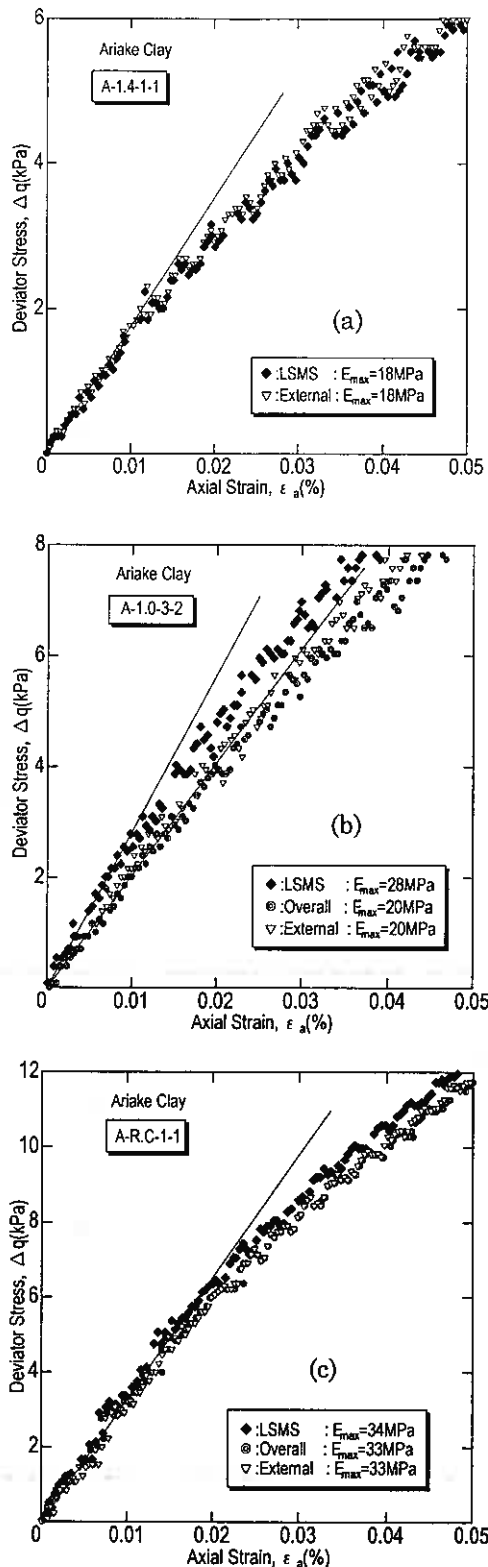


図-6 微小ひずみ領域での応力-ひずみ

ている。これは、有明地盤が受けている年代効果を α およびOCRによっては再現不可能であることを明らかにしている。

③微小ひずみ測定システムの有用性

図-6 は、有明粘土の非排水せん断過程における微小ひずみ領域での偏差応力と軸ひずみの関係である。再構成試料であり、 $\alpha = 1$ 、OCR=1 の A-R.C-1-1 と乱さない試料 A-1.4-1-1 の試料は微小ひずみ測定システム(以下 LSMS)⁴⁾で測った供試体中央部のひずみと 1 個の非接触変位計で測った全体ひずみ(以下 Overall)による応力-ひずみ曲線の傾きが全く同じであるが、膨潤過程を含む $\alpha = 3$ 、OCR=2 の A-1.0-3-2 試料では

LSMS による E_{max} が 28MPa に対し、Overall による E_{max} が 20MPa と測定され、Overall で測った E_{max} と LSMS で測った E_{max} に約 40% の差が生じることを示している。A-R.C-1-1 や A-1.4-1-1 の試験が正規圧密状態で行われるのに対し、A-1.0-3-2 は過圧密状態で行われることから、上記の原因はおそらく膨潤(除荷)の際に供試体の中央部と両端部において生じたひずみの非一様性によるものと思われる。圧密・膨潤過程での供試体から(へ)の水の流出入は半径方向に行われる。膨潤(除荷)時の伸びひずみは半径方向はもちろん長軸方向にも生じるが、 K_0 条件を満足するように軸方向応力を減少させる過程で、供試体両端部と中央部で必ずしも一様なひずみの発生が保証されない可能性がある。

従来、粘土試料の三軸試験における微小ひずみの測定にあたって、供試体の剛性が高い場合には特に、局所(供試体の中央部)でのひずみを検出することの重要性が指摘されてきた。本実験の結果は、これに加えて圧密およびせん断過程での供試体の変形条件(圧密・膨潤、圧縮・伸張など)をも考慮に入れてひずみの測定方法を選択することの必要性を示唆している。

④試料の品質

図-7 は、表-1 の 6 試料に加えてカナダのラバルサンプラー(▶、▼印)イギリスの ELE サンプラーを用いたディスプレイ方式(●印)による試料についての試験結果をまとめたもので、非排水せん断直前の鉛直有効応力で正規化したせん断強度と OCR の関係を表したものである。同一の OCR に対して大きな Cu/σ_{vc} を与えることからラバルサンプラーによって採取された試料は高品質であることが分かる。相対的に ELE のディスプレイメントサンプラーによって採取された試料は品質がさほどよくないことがうかがえる。

《Bangkok Clay》

図-8 は、乱さない試料および再構成試料について土被り圧まで圧密($\alpha = 1$)した後せん断を行った結果と乱さない試料について $\alpha = 2$ 、OCR=2 で圧密した後せん断を行った結果の有効応力経路および偏差応力-軸ひずみ関係である。T-O.C-2-2①を除けば有明粘土と同様の考察が可能である。地盤調査結果によれば、T-O.C-2-2①の試料は原位置の OCR が 3~4 であり、室

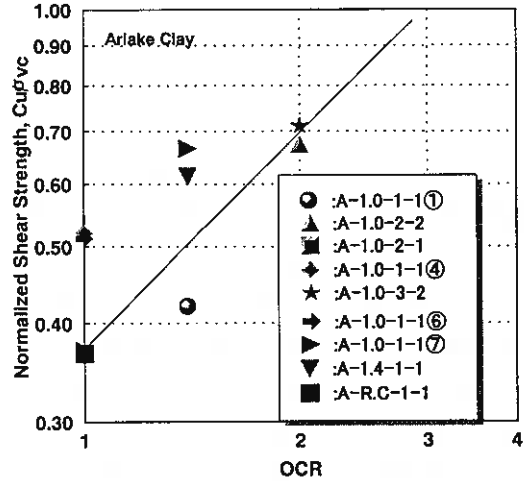


図-7 非排水せん断強度と OCR の関係

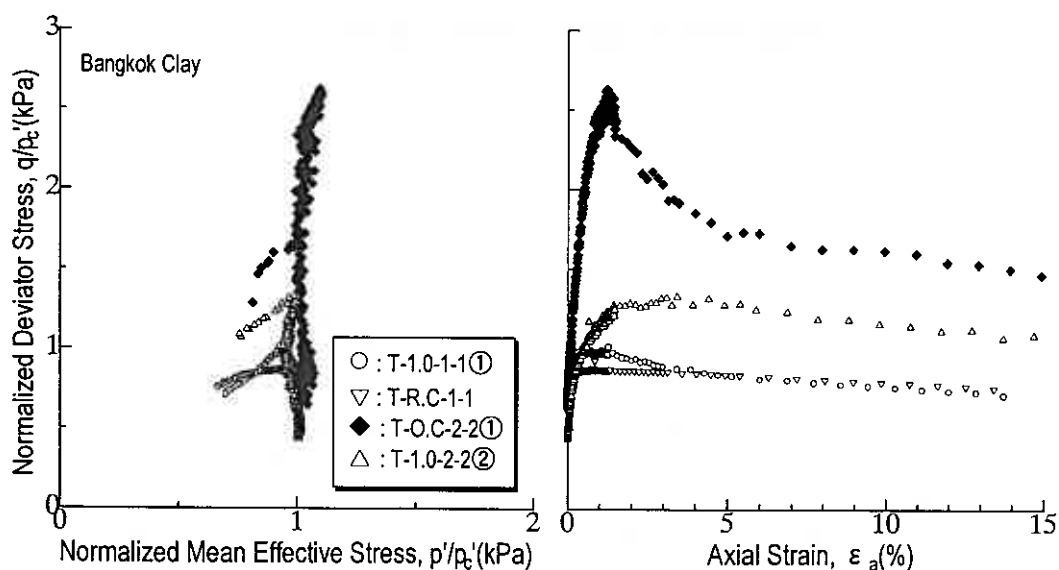


図-8 Bangkok Clay の正規化された有効応力と偏差応力-ひずみ関係

内で $\alpha = 2$ 、 $OCR = 2$ で圧密を行っても構造および年代効果が確実に保持されていることが分かる。すなわち、室内試験時の OCR が原位置の OCR より小さいことに由来する。このことから、原位置調査から得られた情報は室内試験の条件の設定において極めて重要であることが分かる。

4.まとめ

以上のことから、以下のように整理することができる

- ① SHANSEP法は現在圧密が進行中であるか、もしくは若い地盤に適用可能であるにしても Drammen Clay、有明粘土、Bangkok Clay のように年代効果を受けている地盤には適用できない。
- ② 微小ひずみ測定にあたっては圧密およびせん断過程での変形条件を考慮に入れて測定方法を選択する必要がある。

参考文献

- 1) Ladd, C. C. and Foott, R. 1974, "New Design Procedures for Stability of Soft Clays," *Journal of Geotechnical Engineering Div., ASCE*, Vol. 100, No. GT7, pp. 763-786.
- 2) Berre, T. and Bjerum, L. 1973, "Shear Strength of Normally Consolidated Clays," *Proceedings, 8th I.C.S.M.F.E.*, Vol. 1, Moscow, U.S.S.R, pp. 39-49.
- 3) Tatsuoka, F. and Kohata, Y., 1995, "Stiffness of Hard Soils and Soft Rocks in Engineering Applications," *Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Vol. 2, pp. 947 - 1063.
- 4) 黄聖春・館市弘達・三田地利之・澁谷啓：粘性土の圧密およびせん断過程での微小ひずみ測定システムを備えた三軸試験装置の試作、地盤工学会北海道支部技術報告集、第37号、pp. 191-200、1997.
- 5) Bjerrum, L. and Lo, K. Y., 1963, "The Measurement of Soil Stiffness in the Triaxial Apparatus," *Geotechnique*, Vol. 13, No. 2, pp. 147-157.

不攪乱支笏系火山灰粗粒土の動的力学挙動

室蘭工業大学 大学院 ○学生員 笠井 隆治
室蘭工業大学 工学部 正生員 三浦 清一
(株)地崎工業 技術開発部 正会員 八木 一善

1. まえがき

一般に、火山性粗粒土は多孔質で破碎されやすかつ火山碎屑物に特有な固結・溶結作用が存在する。つまり通常の砂のような粒状体とは異なり、火山性粗粒土は生成過程に起因する特異な力学的性質を有している。このような火山灰土の動的力学挙動に影響を及ぼす要因の解明は、有効な原位置試験と室内試験結果の蓄積が必要であるが、その研究成果は未だ限られているようである。

筆者らは、これまでいくつかの火山性粗粒土を対象とした室内試験結果から、原位置火山灰土の動的力学特性やその粒子破碎特性などを明らかにしてきた^{1), 2), 3)}。本研究では、支笏カルデラを噴出源とする新たな火山性粗粒土(苫小牧市ウトナイで採取)の不攪乱供試体が得られたことから、噴出源を同一とする他の火山性粗粒土との動的力学挙動の比較を行なった。また、これらの火山性粗粒土の不攪乱供試体と再構成供試体との強度-変形特性の比較を行って、年代効果がもたらした火山灰地盤のセメンテーションを評価しようと試みた。さらに、再構成供試体に関する室内試験結果から明らかにされている粒子破碎特性の評価法³⁾について、不攪乱供試体でのその適用性も検討した。

2. 試験に用いた試料

対象地盤は、図-1に示した支笏カルデラを噴出源とする4地区の火山性粗粒土である。図に示される富川、柏原、美々、ウトナイ火山灰土の採取地は、それぞれ門別町富川、苫小牧市柏原、千歳市美々、苫小牧市ウトナイである。

富川火山灰土の採取は、地表面下2m、幅15mの均一な堆積層において行なった。不攪乱試料のサンプリング方法は、刃先を有するシンウォールサンプラー(φ75 × H 240mm)の静的押し込みによるもの⁴⁾で、シンウォールサンプラーは両端面を密封し、凍結させた後に運搬した。柏原および美々火山灰土の不攪乱試料の採取は表土より約1.5m下層について行われ、柏原火山灰土についてはブロックサンプリング⁴⁾を実施している。なお、富川、柏原、美々火山灰土はいずれも支笏降下軽石堆積物(Spfa 1)である。その噴出年代は3.1万~3.4万年前と推定されている。

ウトナイ火山灰土は、高規格幹線道路日高自動車道のSP483(ウトナイ火山灰土(1989))⁵⁾と今回新たにSP870.5(ウトナイ火山灰土(1997))で採取された二次堆積火山灰である。当地区では、1968年の十勝沖地震や1982年の浦河沖地震の際に液状化の発生が確認されている。当地区の地質縦断面を図-2に示す。上位には、第四紀完新世の泥炭層および軽石・火山灰からなる樽前降下軽石堆積物が分布し、その下位に今回対象とした支笏火砕流堆積物(Spf1)が厚く堆積している。その噴出年代はSpfa 1とほぼ同時期と推定されている。なおこの二次堆積層のN値は、概ね10以下の低い値を示す。ウトナイ火山灰土(1997)の採取地点では、電気式静的コーン貫入試験(CPT)、ダイラトメータ試験(DMT)およびサイスマックコーン試験による地盤調査が行われており、その結果は別報に示されている⁶⁾。

表-1、表-2に不攪乱および再構成火山灰土の物理的性質を、図-3、図-4にそれぞれの粒径加積曲線を示す
Cyclic shear behavior of undisturbed Shikotsu volcanic soils: Ryuji Kasai, Seiichi Miura
(Murooran Institute of Technology) and Kazuyoshi Yagi (Chizaki Kogyo Co., Ltd.)

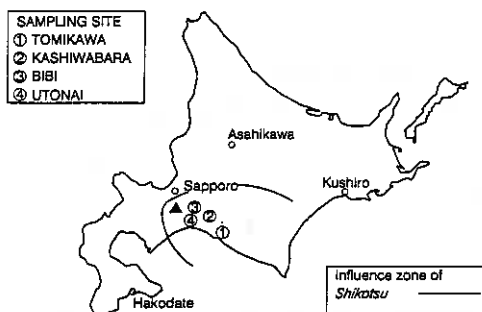


図-1 サンプリング位置

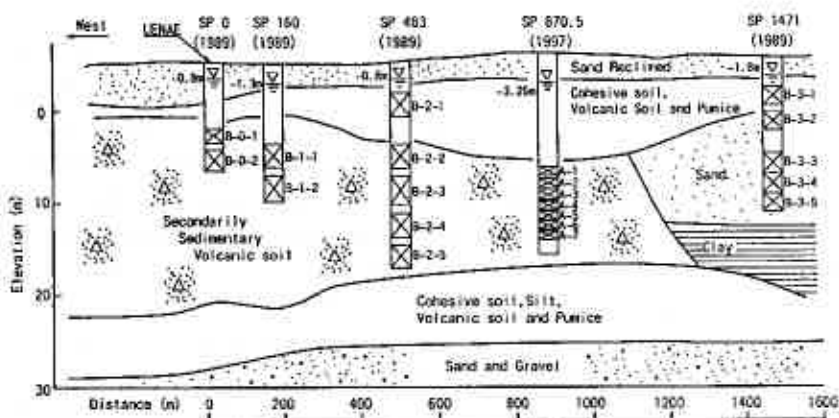


図-2 ウトナイ地区の地質縦断面図

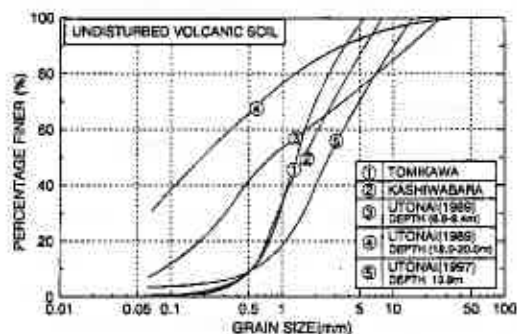


図-3 不攪乱火山灰土の粒徑加積曲線

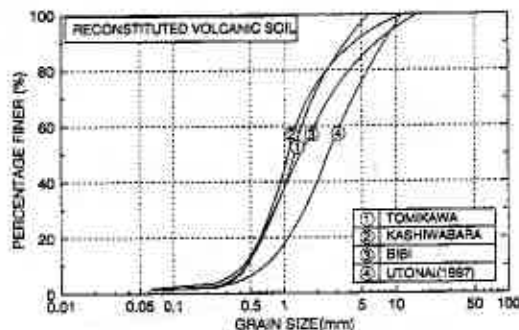


図-4 再構成火山灰土の粒徑加積曲線

表-1 不攪乱火山灰土の物理的性質

SAMPLE NAME	DEPTH (m)	ρ_s (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_{dc} (g/cm ³)	D ₅₀ (mm)	U _c	F _c (%)	ω (%)
TOMIKAWA	2.0	2.05~2.27	0.43~0.51	0.44~0.52	1.30~1.50	2.76~3.50	Ave. 0.81	57~61
KASHIWABARA	1.5	2.35~2.43	0.51~0.55	0.52~0.55	1.53~1.87	4.09~4.80	0.37~0.58	84~86
UTONAI (1989)	6.9~9.4	Ave. 2.51	0.75~0.92	0.76~0.92	Ave. 0.75	Ave. 19.14	Ave. 9.20	62~61
UTONAI (1989)	18.0~20.0	Ave. 2.42	0.83~0.95	0.84~0.98	Ave. 0.17	—	Ave. 33.40	56~75
UTONAI (1997)	12.6~14.2	2.10~2.93	0.54~0.61	0.54~0.62	2.10~3.45	3.39~6.91	1.50~2.70	87~110

表-2 再構成火山灰土の物理的性質

SAMPLE NAME	ρ_s (g/cm ³)	ρ_{dc} (g/cm ³)	D ₅₀ (mm)	U _c	F _c (%)
TOMIKAWA	2.22	0.50	1.25	3.05	1.07
KASHIWABARA	2.38	0.59	1.68	2.79	1.03
B I B I	2.29	0.59	1.38	3.75	1.83
UTONAI (1997)	2.02	0.55	2.80	5.00	1.80

す。降下生成物である富川、柏原、美々火山灰土の物理的性質は類似し、細粒分は2%以下と少ない。一方、トリプルチューブサンプラーにより採取されたウトナイ火山灰土は、採取位置や深度によって物理的性質が異なっている。特に、新たに採取したウトナイ火山灰土(1997)は、ウトナイ火山灰土(1989)に比べて密度が小さく、細粒分含有率も2%前後で平均粒径は全ての火山灰土のなかで最も大きい。

3. 試験方法

試験手順は地盤工学会基準⁷⁾によっている。全ての再構成供試体は、圧密後の密度 ρ_{dc} が表-3に示した値になるように多重ふるい落下法⁸⁾(MSP法)によって作成された。なお、これらの ρ_{dc} は目標値に対して $\pm 5\%$ の範囲内にある。ドライアイスにより原位置で凍結させた不攪乱供試体は、冷凍庫内で所定の供試体寸法となるように注意深くトリミングを行った。以上のように用意した凍結供試体は、三軸セル内で有効拘束圧 $\sigma'_c = 19.6\text{kPa}$ のもとで2時間以上放置し融解させている。なお供試体寸法は、 $D=70\text{mm}$ 、 $H=170\text{mm}$ 、 $H/D=2.4$ となっており、シンウオールサンプラーから採取した供試体の直径のみ $D=75\text{mm}$ である。

供試体を設置後、二酸化炭素、脱気水を通し、引続き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た。ただし、ウトナイ火山灰土については CO_2 法により所定の飽和度が得られないため、二重負圧法を採用した。これらの方法により、全ての供試体の間隙水圧係数 B は確実に0.96以上の値を得ている。その後、所定の有効拘束圧 σ'_c のもとで2時間以上等方圧密した後にせん断を与えている。

静的試験では、三軸圧縮試験装置を用いて排水条件のもとで側圧一定、ひずみ制御(0.20%/min)のせん断を行っている。繰返し非排水せん断は、空圧式の繰返し非排水三軸試験装置を用いて軸差応力振幅一定、載荷周波数0.1Hzの正弦波のもとで行っている。また繰返し非排水せん断試験では、軸荷重、軸変位及び間隙水圧の変化がモニターされ、試験結果は繰返し偏差応力の片振幅 σ'_d に基づいて整理されている。

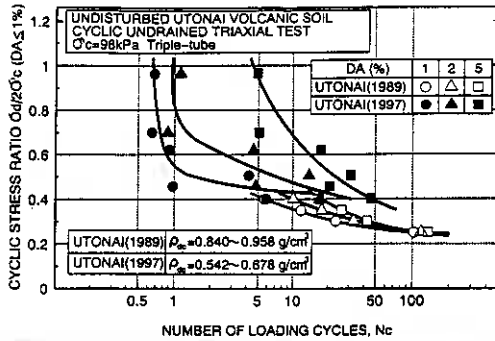


図-5 ウトナイ火山灰土の液状化強度

4. 試験結果と考察

4-1. ウトナイ火山灰土の動的力学挙動

図-5は、ウトナイ地区で採取された2地点の不攪乱供試体に対する繰返し非排水三軸試験(液状化試験)を行った結果を、両振幅軸ひずみ $DA=1, 2$ および5%が生ずるに必要な繰返し載荷回数 N_c と両振幅軸ひずみ DA が1%に至るまでの繰返し応力比 $SR (= \sigma'_d / 2 \sigma'_c)$ との関係(いわゆる液状化強度線)として示している。それぞれ、ウトナイ火山灰土(1989)はSP483の深度18.0~20.0m(B-2-5)、ウトナイ火山灰土(1997)はSP870.5の深度12.6~14.2m(A-1, A-2)において、トリプルチューブサンプラーにより採取

されたものである(図-2参照)。なお図は、有効拘束圧 $\sigma'_c = 98\text{kPa}$ について整理している。

図に示されるように、原位置密度を比較するとウトナイ火山灰土(1989)のほうがはるかに高いものの、液状化強度はウトナイ火山灰土(1997)の方が高くなっている。この原因は、それぞれの火山灰土の粒度分布がかなり異なることに起因していると思われる。例えば、表-1で示したウトナイ火山灰土(1989)の細粒分含有率 F_c は約33%であるが、ウトナイ火山灰土(1997)の F_c は2%前後となっており、平均粒径もウトナイ火山灰土(1997)の方がかなり大きい。このように、採取地点が極めて近接しかつ噴出源が同一の二次堆積火山灰土においてもその液状化強度にはかなりの相違が認められ、その要因についてさらなる調査が必要である。

4-2. 支筋系火山灰粗粒土の動的力学挙動

図-6(a)、(b)は、それぞれ不攪乱供試体の液状化強度を有効拘束圧 $\sigma'_c = 49\text{kPa}$ と 98kPa について整理したものである。図で明らかなように、それぞれの火山灰土の液状化強度にかなりの差異が認められる。各火山灰土の圧密後の密度 ρ_{dc} は異なっているが、液状化強度の大小に密度は関係していない。このことから、強度差は密度の影響ではなく堆積環境や物理的性質の差異により生じたものと考えられる。また液状化強度は降下生成物の柏原火山灰土が最も高く、次いで二次堆積物であるウトナイ火山灰土となっている。

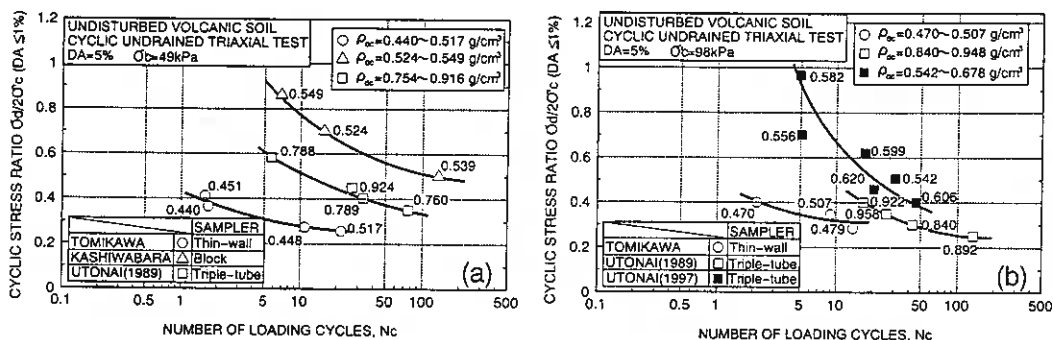


図-6 不攪乱火山灰土の液状化強度: (a) $\sigma'_c = 49$ kPa, (b) $\sigma'_c = 98$ kPa

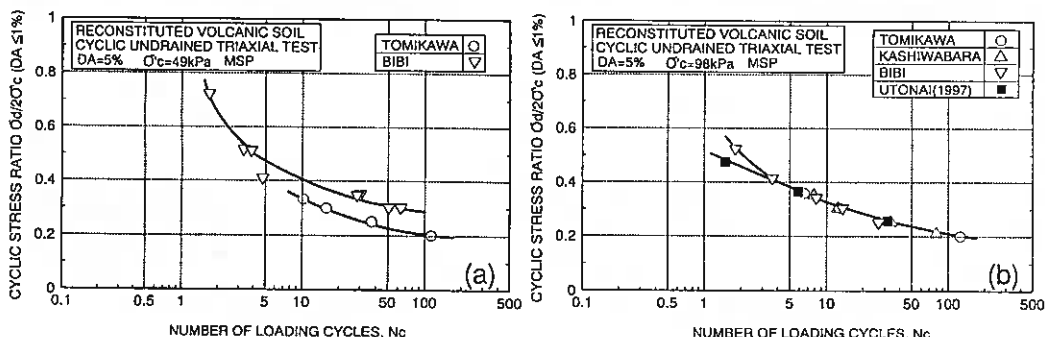


図-7 再構成火山灰土の液状化強度: (a) $\sigma'_c = 49$ kPa, (b) $\sigma'_c = 98$ kPa

さらに、柏原火山灰土と同じ降下生成物である富川火山灰土の液状化強度が最も低くなっているが、これは後述のシンウォールサンプリングにおける供試体の乱れによるものと考えられる。

次に図-7(a)、(b)は、富川、柏原、美々火山灰土およびウトナイ火山灰土(1997)の再構成供試体の液状化強度を、有効拘束圧 $\sigma'_c = 49$ kPaと98kPaについて図示したものである。図では美々火山灰土の液状化強度が若干高い値を示しているものの、降下生成物、二次堆積物に関係なく噴出源を同一とする各火山灰土の液状化強度はほぼ同等であることが注目される。

ここで、不攪乱火山灰土と再構成火山灰土の液状化強度を比較したのが表-3である。表の R_{SR} は、繰返し回数 $N_c = 10$ 回あるいは20回にDAが5%生ずる時の繰返し応力比SRを、それぞれ不攪乱供試体 (SR_{UN}) と再構成供試体 (SR_{RE}) について求め、 $R_{SR} = (SR_{UN}) / (SR_{RE})$ として定義している。表-3に示されるように、トリプルチューブサンプラーで採取されたウトナイ火山灰土(1997)の不攪乱供試体の液状化強度は、再構成供試体よりもかなり高いことがわかる。一方、シンウォールサンプラーによって採取した富川火山灰土の不攪乱供試体の液状化強度は再構成火山灰土とほぼ同程度の値となっている。これはシンウォールサンプラーではサンプラーから抜き出した試料をそのまま供試体として用いているため、サンプリング時の周辺の乱れが試験結果に影響していることを示しているためと考えられる⁸⁾。

表-3 不攪乱供試体と再構成供試体の強度比較 (DA=5%)

SAMPLE NAME	σ'_c	Nc=10			Nc=20		
		SR_{UN}	SR_{RE}	R_{SR}	SR_{UN}	SR_{RE}	R_{SR}
TOMIKAWA	49kPa	0.280	0.335	0.84	0.260	0.295	0.88
TOMIKAWA	98kPa	0.315	0.330	0.95	0.310	0.290	1.07
UTONAI (1997)	98kPa	0.670	0.330	2.03	0.515	0.290	1.78

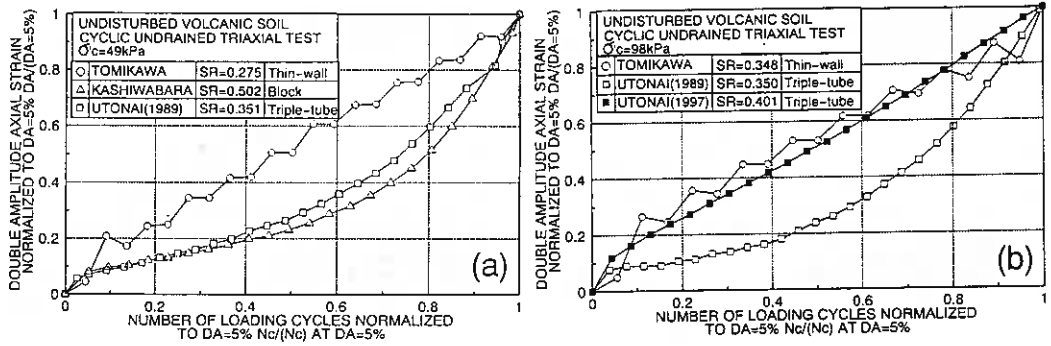


図-8 不攪乱火山灰土の発生軸ひずみ挙動; (a) $\sigma'_c = 49\text{kPa}$, (b) $\sigma'_c = 98\text{kPa}$

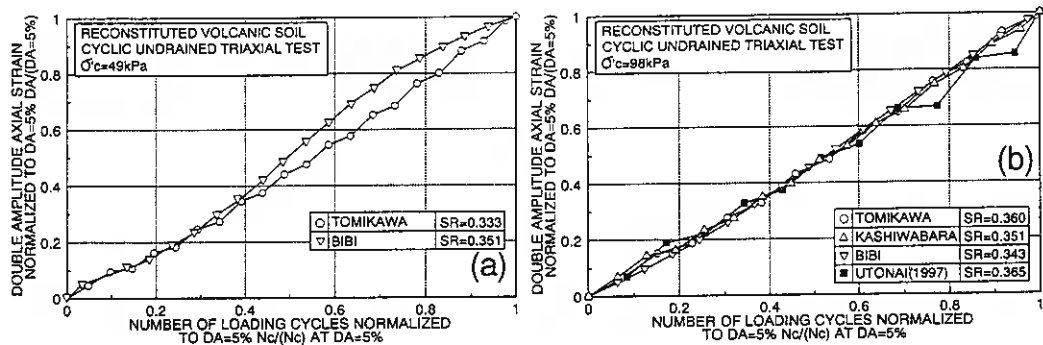


図-9 再構成火山灰土の発生軸ひずみ挙動; (a) $\sigma'_c = 49\text{kPa}$, (b) $\sigma'_c = 98\text{kPa}$

図-8、9は、それぞれ不攪乱火山灰土と再構成火山灰土における軸ひずみの発生特性を示したものである。これらの図は、両振幅軸ひずみDAをDA=5%で正規化した値と繰返し回数NcをDA=5%に達したときの繰返し回数 $N_{c \text{ at DA=5\%}}$ で正規化した値との関係で示している。図は基本的に繰返し応力比SR=0.35について整理しているが、この応力比によるデータのない火山灰土においては、最も近い応力比のデータをプロットしている。図-9より、再構成されたすべての火山灰土の変形挙動に明確な相違は認められず、これらは密な砂の挙動に類似しているようである。図-8の不攪乱火山灰土においては、各火山灰土においてひずみの発生特性に若干ながら差が現れており、柏原火山灰土とウトナイ火山灰土(1989)がやや緩い砂に近い変形挙動を示している。しかし、これらの火山灰土の軸ひずみ挙動は緩い砂の特徴である両振幅軸ひずみの急激な上昇までは示しておらず、他の不攪乱火山灰土や再構成火山灰土と同様に、載荷初期の段階からゆるやかに軸ひずみが発生するという類似した傾向を示している。

図-10、11は、発生間隙水圧 Δu を初期有効拘束圧 σ'_c で正規化した値($\Delta u / \sigma'_c$)と繰返し回数NcをDA=5%に達したときの繰返し回数 $N_{c \text{ at DA=5\%}}$ で正規化した値との関係として示した。図-11の各再構成火山灰土では、軸ひずみ挙動と同様にいずれも載荷初期の段階から間隙水圧が急激に上昇するという同じ傾向を示している。また不攪乱火山灰土においては、いずれの火山灰土も過剰間隙水圧比が1には達していない。これは再構成火山灰土でも認められるが、その傾向は不攪乱火山灰土においてより顕著である。一方、図-11における不攪乱ウトナイ火山灰土(1989)の発生間隙水圧は、他の火山灰土よりも遅れているのが特徴的である。軸ひずみ挙動でも認められたように、間隙水圧は徐々に上昇して緩い砂の挙動に近いものとなっている。このウトナイ火山灰土(1989)の間隙水圧の発生特性は、ウトナイ火山灰土(1989)が二次堆積火山灰であり、原位置密度が他の火山灰土よりも高いことがまず考えられる。しかし、ウトナイ火山灰土(1989)

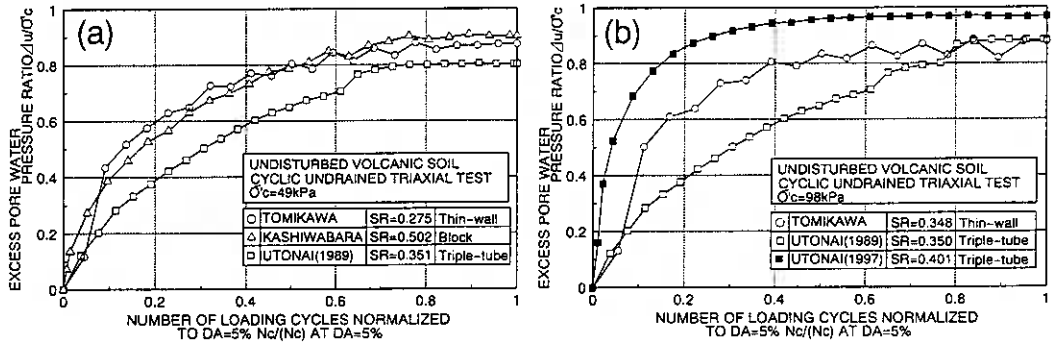


図-10 不攪乱火山灰土の発生間隙水圧挙動; (a) $\sigma'_c = 49 \text{ kPa}$, (b) $\sigma'_c = 98 \text{ kPa}$

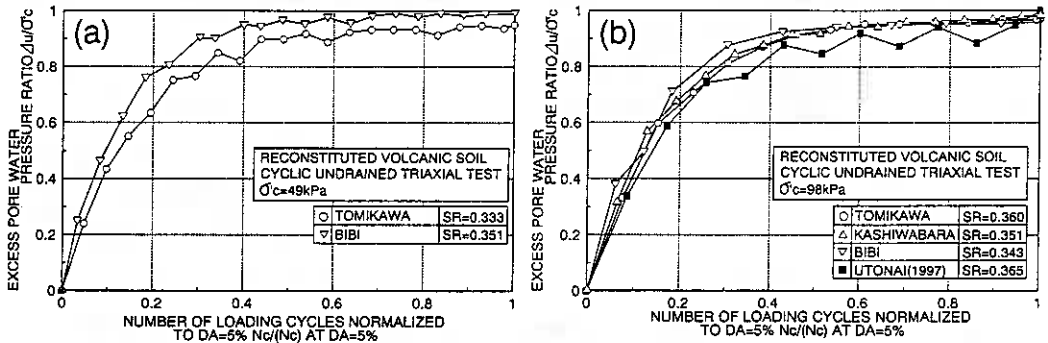


図-11 再構成火山灰土の発生間隙水圧挙動; (a) $\sigma'_c = 49 \text{ kPa}$, (b) $\sigma'_c = 98 \text{ kPa}$

の液状化強度は同じ二次堆積物であるウトナイ火山灰土(1997)よりも低く、またウトナイ火山灰土(1997)ではこのような間隙水圧の緩やかな上昇は認められないことから、むしろ細粒分を多く含んでいることの影響を多分に受けたためといえよう。

以上のことから、噴出源を同一とする原位置火山灰土であっても堆積条件や物理的性質の相違によってそれぞれセメンテーションの度合いが異なり、強度-変形-間隙水圧特性に差異が生ずると指摘できる。一方再構成火山灰土においては、セメンテーションが失われるために各火山灰土の強度や変形および間隙水圧特性に大きな差は認められない。このことは、掘削等の土工事などにより火山灰土が乱された場合、セメンテーションによる粒子間力が失われて上記の動的力学特性が変化することを示している。なお、既往の研究¹⁾で明らかにされているように、有効応力が低減する繰返しせん断過程のみでもたらされる粒子破碎は、いずれの火山灰土でもほとんど生じていない。

4-3. 支筋系火山灰粗粒土の静的力学挙動

図-12(a), (b)は、 $\sigma'_c = 98 \text{ kPa}$ における不攪乱火山灰土と再構成火山灰土に対する排水三軸圧縮試験から得た主応力比(σ_1/σ_3)と主ひずみ $\epsilon_a (= \epsilon_1)$ 、 $\epsilon_r (= \epsilon_3)$ との関係を比較している。図-12(a)の不攪乱火山灰土においては、図-6(a), (b)で示した各火山灰土の動的強度の大小関係と同様に、シンウォールサンプラーで採取された富川火山灰土の強度がブロックおよびトリプルチューブサンプリングで採取された柏原、ウトナイ(1997)火山灰土よりも低い主応力比を与えていることが分かる。一方、図-12(b)の再構成火山灰土においては、美々火山灰土が最も変形しずらく高い主応力比を示している。不攪乱と再構成火山灰の応力-ひずみ関係を比較すると、再構成火山灰土の破壊時の軸ひずみ $\epsilon_a (= \epsilon_1)$ は不攪乱火山灰土よ

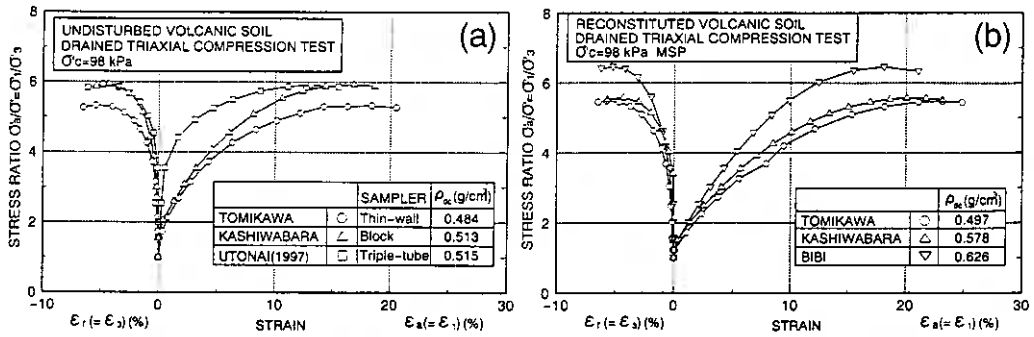


図-12 応力-ひずみ関係 ($\sigma'_c=98\text{kPa}$) ; (a)不攪乱火山灰土、(b)再構成火山灰土

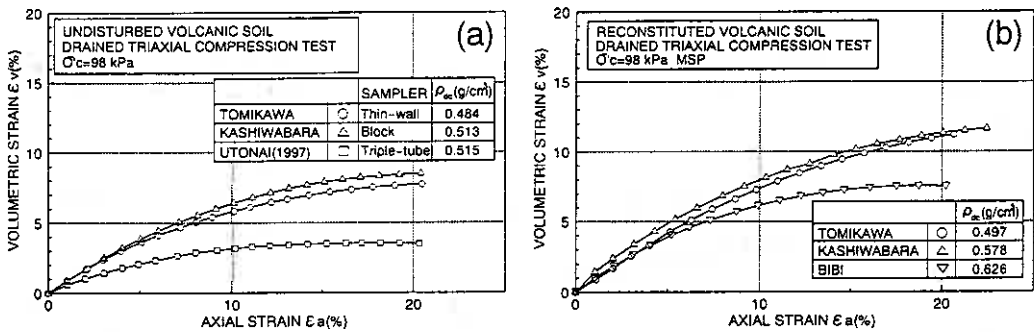


図-13 ダイレイタンスー特性 ($\sigma'_c=98\text{kPa}$) ; (a)不攪乱火山灰土、(b)再構成火山灰土

りも大きくなるようである。また再構成、不攪乱問わず、軸ひずみ $\epsilon_a (= \epsilon_1)$ の発達に比べ、側方ひずみ $\epsilon_r (= \epsilon_3)$ の発達が極めて小さく、いずれの火山灰土も半径方向の変形が非常に拘束された条件下で破壊に至っていることが着目される¹⁾。

図-13(a)、(b)は、不攪乱および再構成火山灰土でのダイレイタンスー挙動を、軸ひずみ ϵ_a と体積ひずみ ϵ_v の関係として示したものである。図より、いずれの火山灰土もせん断の開始とともに単調な体積収縮が生じていることがわかる。ウトナイ(1997)および美々火山灰土においては、せん断による体積収縮が富川、柏原火山灰土よりも小さくなっている。また、不攪乱火山灰土の体積収縮量は再構成火山灰土よりもやや小さくなるようであり、図-12の応力-ひずみ関係での差異を反映した結果となっている。

以上のような強度-変形特性の相違が、堆積過程で生じたセメンテーションの影響だけではなく、その構成粒子の破砕性の違いに起因するのかを以下に考察する。

4-4. 支筋系火山灰粗粒土の粒子破砕特性

再構成火山灰土に関する既往の研究結果^{1),3)}から、火山性粗粒土の粒子破砕を評価するパラメーターとして、圧密およびせん断過程でもたらされる細粒分含有率の増加量 ΔF_c を用いることが有効であること、その ΔF_c は各せん断試験時の排水条件や応力系に関係なく、有効平均主応力 p' とユニークな関係があることがわかっている。図-14に各支筋系火山灰土に対するその関係を示す。図では、破壊時の有効平均主応力 p'_f で結果を整理しており、また不攪乱ウトナイ火山灰土(1997)の三軸圧縮試験結果で得られたデータもプロットした。データは限られているが、本研究が対象とした応力レベルにおいて、二次堆積された不攪乱ウトナイ火山灰土(1997)の粒子破砕量は富川、柏原火山灰土よりも少なく、美々火山灰土と同程度の値となっている。このような粒子破砕性の相違が、せん断時の強度-変形特性に少なからず影響を及ぼして

いるものと考えられる。

5. ま と め

本研究では、支笏カルデラを噴出源とする数種類の火山灰土の不攪乱および再構成供試体に対するいくつかの試験結果から、それらの静的・動的力学特性と粒子破碎特性の比較を試みた。得られた結論は以下の通りである。

- (1) 降下および二次堆積火山灰を問わず、不攪乱供試体と再構成供試体には明確な強度差があることから、粒子間接点での溶結作用ならびにセメンテーションは火山性粗粒土の力学特性を解明する上で重要な問題となる。
- (2) 噴出源を同一とする原位置火山灰土は、堆積条件や物理的性質の相違によってそれぞれセメンテーションの度合いが異なり、変形-強度-間隙水圧特性に差異が生ずる。一方再構成火山灰土においては、そのセメンテーションが失われるためにそれらの特性に大きな差は認められなくなる。
- (3) 再構成火山灰の圧密・せん断過程で生ずる粒子破碎量 ΔF_c は、有効平均主応力とユニークな関係にあることがわかっている^{1),2)}。データは限られているものの、本研究で対象とした不攪乱二次堆積火山灰(ウトナイ(1997))においてもその関係は満足するようである。

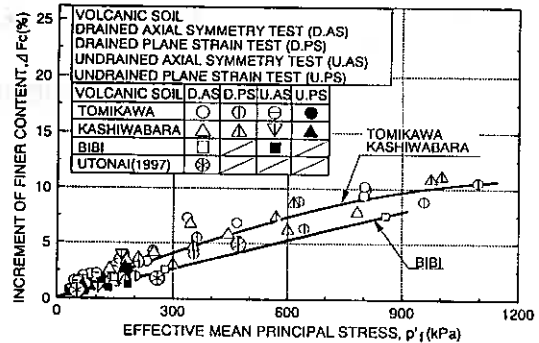


図-1 4 支笏系火山灰土の ΔF_c - p'_f 関係

謝 辞

本研究では、実験およびデータ整理において室蘭工業大学4年、萱場信弘、伝馬啓輔両君の協力を得た。またウトナイ火山灰土のサンプリングにおいては、田中洋行、田中政典、三島理(運輸省港湾技術研究所)および川村志麻(室蘭工業大学)各氏の協力を得た。末筆ながら、記して深甚なる感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 三浦清一, 八木一善, 川村志麻; 北海道火山性粗粒土の静的および動的力学挙動と粒子破碎, 土木学会論文集, No. 547/III-36, pp. 159-170, 1996.
- 2) 三浦清一, 八木一善, 川村志麻; 破碎性粗粒火山灰土の繰返し非排水変形-強度特性に及ぼす応力履歴の影響, 土木学会論文集, No. 547/III-36, pp. 221-229, 1996.
- 3) 三浦清一, 八木一善; 火山灰質粒状体の圧密・せん断による粒子破碎とその評価, 土木学会論文集, No. 561/III-38, pp. 257-269, 1997.
- 4) 三浦清一, 宮永孝志, 益村公人; 不攪乱火山灰質粒状体の非排水せん断挙動, 地盤工学会北海道支部技術報告集, Vol. 30, pp. 83-92, 1990.
- 5) 三浦清一, 益村公人, 峯田一彦, 真田英夫; 北海道火山灰土の繰返し非排水強度の評価法に関する研究, 地盤工学会北海道支部技術報告集, Vol. 31, pp. 117-126, 1991.
- 6) Mishima, S., Tanaka, H., Tanaka, M. and Miura, S.; Site investigation of Tomakomai volcanic ash by SPT, CPT, DMT and seismic cone test, Proc., International Symposium on Problematic Soils, 1998(投稿中).
- 7) 地盤工学会; 土質試験の方法と解説, 1990.
- 8) Miura, S. and Toki, S.; A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand, Soils and Foundations, Vol. 22, No. 1, pp. 61-77, 1982.
- 9) 三浦清一, 八木一善; 火山成粗粒土の動的力学特性に及ぼす応力履歴の影響, 火山灰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, pp. 229-236, 1995.

中空ねじり試験から得られる

応力-ひずみ-強度特性の実験的検討

北大大学院 正会員 ○福田 文彦
同 同 三田地利之
同 同 滋谷 啓
東急建設 同 永莚 宗孝

1. はじめに

1.1 中空ねじり試験

中空ねじり試験は図-1(a)に示すように中空円筒供試体に載荷する軸力(W)、トルク(M_t)、外側圧(P_o)及び内側圧(P_i)をそれぞれ独立して制御することにより、図-1(b)中の4つの応力成分 σ_z 、 σ_r 、 σ_θ 、 $\tau_{z\theta}$ の独立した制御を可能とした試験であり、試験材料の応力-ひずみ-強度特性を最大・中間・最小の3主応力の大きさとその方向をそれぞれ独立に制御した条件の下で調べることが可能である。特に試験中の主軸方向の独立した制御が可能な試験が現在のところArthurらによって開発されたDSC¹⁾とこの中空ねじり試験以外にはないことから、地盤材料の誘導異方性に関する研究²⁾や主軸が連続的に回転する条件の下における地盤材料の力学的な物性を調べた研究³⁾のほとんどがこの試験機を使って行われてきた。

1.2 応力及びひずみの非一様分布の問題

(1)ねじりにより生じるひずみの非一様分布 中空ねじり試験では供試体の下端部を固定した状態で供試体の上端部をねじるわけであるが、このねじりにより生ずるせん断ひずみ($\gamma_{z\theta}$)は図-2に示すように半径方向(r)に沿って線形に変化する非一様分布となる。

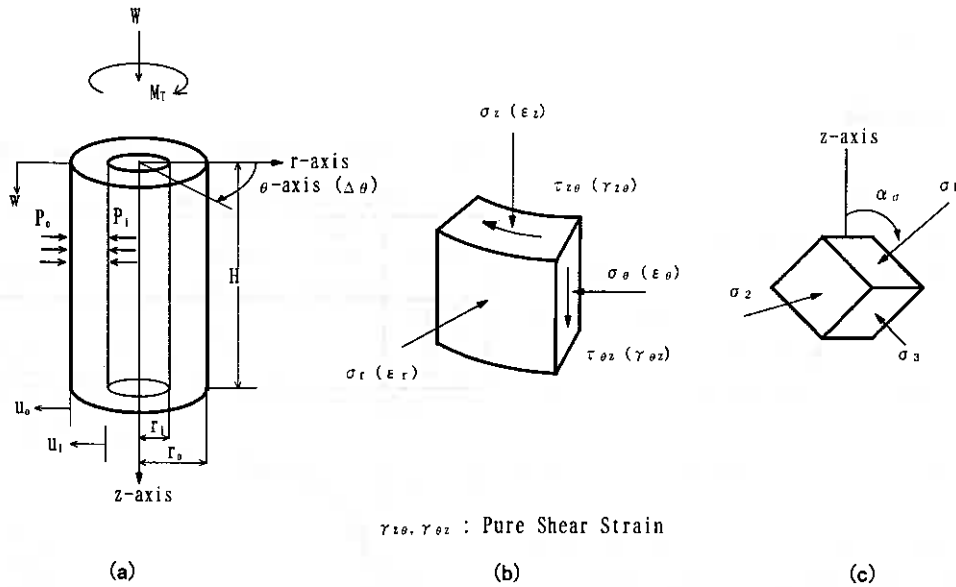
(2)外・内側圧差により生じる応力の非一様分布 供試体に外側圧(P_o)及び内側圧(P_i)を載荷すれば、載荷された圧力と釣合いを保つように σ_r および σ_θ が生じるが、図-3に示すように P_o および P_i が供試体外周部及び内周部におけるそれぞれの σ_r の値を与えることから、 P_o と P_i が異なれば σ_r および σ_θ は半径方向に沿って非一様に分布することになる。

上記二つの理由により生じる $\gamma_{z\theta}$ 、 σ_r 及び σ_θ の非一様分布は、それぞれのひずみと応力成分に対応する応力とひずみ成分の非一様分布を引き起こすのみではなく、試験試料の構成則に応じて他のひずみと応力成分の非一様分布も引き起こす。例えば $\gamma_{z\theta}$ の非一様分布により外・内側圧が等しい条件の下でも σ_r と σ_θ が非一様に分布する可能性がある。

(3)端部拘束により生じる非一様分布 中空ねじり試験機では供試体をねじるため金属製の刃が取り付けられているポーラスストーン製の試料キャップが使用される。このキャップにより生じる摩擦は供試体端面の自由な動きを非常に強く拘束し、非一様分布の原因になる。

Experimental Investigation of Stress - Strain - Strength Characteristics obtained from Hollow Cylinder Torsional Shear Test

Fumihiko Fukuda (Graduate School of Engineering, Hokkaido Univ.), Toshiyuki Mitachi (ditto), Satoru Shibuya (ditto), Munetaka Nagano (Tokyu Construction Co. Ltd.)



$\gamma_{z\theta}, \gamma_{\theta z}$: Pure Shear Strain

図-1 中空ねじり試験

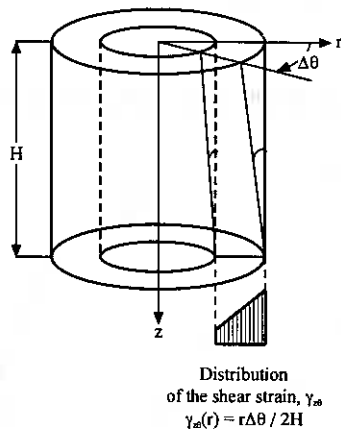


図-2 ねじりにより生じるひずみの非一様分布

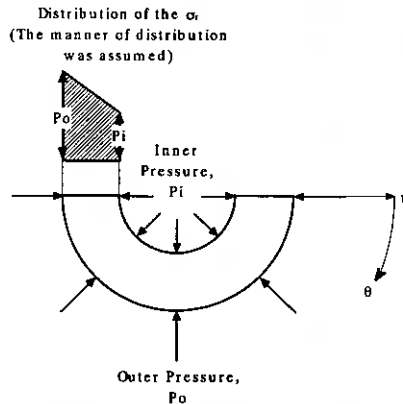


図-3 外・内側圧差による応力の非一様分布

1. 3 中空ねじり試験の応力とひずみ

中空ねじり試験から得られる応力とひずみは図-1 (a) の荷重、圧力および変位から推定した供試体内で非一様に分布する応力とひずみの平均値であり、これらの推定平均値により表される試験試料の応力-ひずみ-強度特性が試料本来の特性と一致するのかがまず問題である。そこで最初にこの問題の実験的検討を行うことにする。

2. 中空ねじり試験から得られる応力-ひずみ-強度特性と試料本来の特性の比較

2. 1 応力とひずみ

これまでに数種類の推定平均応力とひずみの算定方法³⁾⁴⁾が提案されているが、この研究では Hight らの方法⁴⁾

を使用した。なお今後特に断りのない限り応力及びひずみはすべて Hight らによる推定平均応力とひずみであり、応力は有効応力である。

2.2 実験の概要

予め等方性が確認されている繰り返し粘土を試料として主応力軸方向($\alpha_o = (\tan^{-1}(2\tau_{z\theta}/(\sigma_z - \sigma_\theta)))/2$)が 0° 、 45° 、 90° の三種類の等方圧密排水せん断中空ねじり試験を行い(表-1)、等方的な試験結果が得られるのか否かによって中空ねじり試験から得られる力学特性と試料本来の特性との比較を行う。試料は市販の NSF-Clay に蒸留水を加えて練り返した後、鉛直応力150kPa で10日間にわたり一次元予圧密を行って作成したものであり、その物性値は $\rho_s = 2.76\text{g/cm}^3$ 、 $LL = 54\%$ 、 $I_p = 26$ 、粘土分が100%である。この実験では外半径5cm、内半径3cm、高さ12cmの L(Large) 供試体を使用し、試験機²⁾と供試体の接触部分にはステンレス製の刃が付いたポラスストーンを取り付けてあることから、端部拘束による非常に強い応力・ひずみの非一様分布が生じるものと推定される。

等方圧密圧力は400kPa であり、40kPa の初期等方応力状態から毎分1kPa の増加速度で圧力を載荷し、いわゆる3t法によって圧密を打ち切り直ちに次の排水せん断へと進む。この400kPa の等方圧密によって予圧密による異方性の消失を確認するため、同一の予圧密ブロックから鉛直(V)と水平(H)の2つの方向に切り出した中実供試体による等方圧密非排水三軸圧縮試験の結果を図-4(a)(b)に示す。三軸の等方圧密圧力は中空ねじり試験にあわせて400kPa に設定し、非排水せん断中の側圧は400kPa で一定である。この実験から400kPa の等方再圧密により、予圧密によって生じた異方性の消失が確認できる。

排水せん断過程の初期応力状態は400kPa の等方応力状態であり、平均主応力($p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$)および中間主応力パラメーター($b = (\sigma_2 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)$)をそれぞれ400kPa および0.5の一定値に保ちつつ主応力比(σ_1/σ_3)を毎分0.0005づつ増加させ、供試体の破壊を確認して実験を終了する。この応力条件の下、 $\alpha_o = 0^\circ$ でせん断を行う場合、ねじりトルクが載荷されない条件の下で外側圧は減少するのに対し内側圧は増加する。また $\alpha_o = 90^\circ$ でせん断を行う場合、トルクが載荷されない条件の下で外側圧は増加するのに対し内側圧は減少する。したがってこれらの実験結果は外・内側圧差と端部拘束の影響を受けることになる。一方 $\alpha_o = 45^\circ$ でせん断を行う場合、外・内側圧が常に等しくかつ一定の条件のもとで供試体がねじられることから、実験結果はねじりと端部拘束の影響を受ける。

表-1 中空ねじり試験から得られる力学特性を検討するために行った実験

Test No.	Outer Radius (r_o , cm)	Inner Radius (r_i , cm)	r_i/r_o	α_o (Deg.)
L-00	5.0	3.0	0.60	0
L-45				45
L-90				90

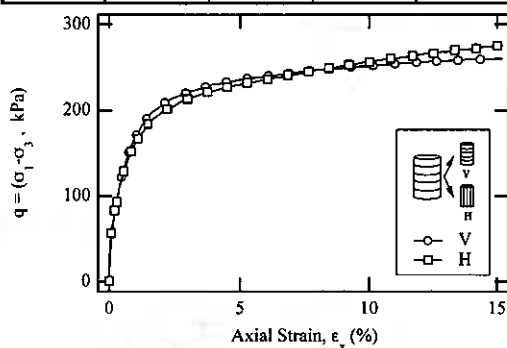


図-4(a) 等方再圧密による異方性の消失(変形挙動)

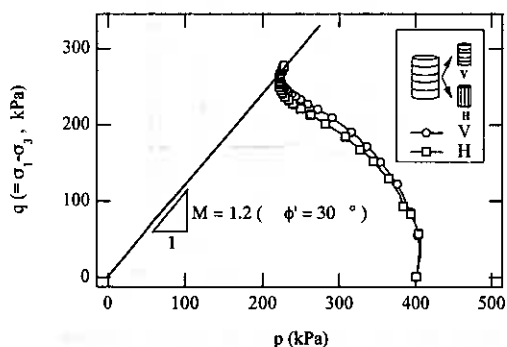


図-4(b) 等方再圧密による異方性の消失(有効応力経路)

実験では試料の飽和度を高めるために 200kPa のバックプレッシャーを使用した。また別に行った予備実験によれば中空ねじり試験の排水せん断中に発生する過剰間隙水圧は最大で約 3kPa (せん断中の平均応力 400kPa の 0.75%) であった。

2.3 実験結果

図-5に L-00, L-45, L-90から得られた最大せん断応力が生じる面上のせん断応力($\tau_{max}=(\sigma_1-\sigma_3)/2$)と各主ひずみ($\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$)との関係を、また表-2には τ_{max} が最大値に達したときの排水せん断抵抗角(ϕ_d)とその時点における含水比をまとめる。前述の確認実験から判断して等方性を示すと見られる試料を使用したにもかかわらず試験結果が非等方性を示すことから、中空ねじり試験から試料本来の特性が得られるとは言い難い。

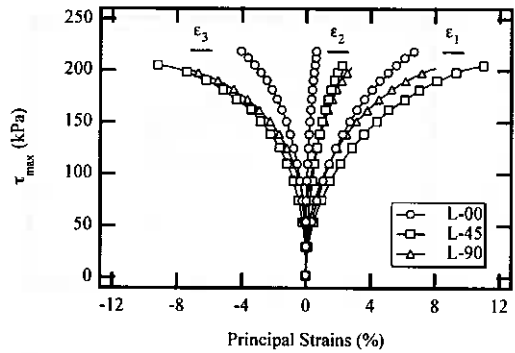


図-5 中空ねじり試験から得られた変形特性

表-2 中空ねじり試験から得られた強度特性

Test No.	ϕ_d (Deg.)	Initial Water Content (%)	Water Content at Failure (%)
L-00	33	48.4	38.2
L-45	31	47.8	38.1
L-90	30	47.9	37.4

3. 応力とひずみの非一様分布が中空ねじり試験結果に及ぼす影響

中空ねじり試験結果が非等方性を示す原因を探るため、1.2 の三つの問題のうち、ねじりと外・内側圧差の二つの原因によって生じる応力とひずみの非一様分布が試験結果に及ぼす影響を実験的に検討した。

3.1 非一様分布の程度と供試体寸法の関係

ねじりによって生じる非一様分布の程度と供試体寸法の関係、及び外・内側圧差により生じる非一様分布の程度と供試体寸法の関係については既に Hight らの研究⁴⁾が存在する。しかし筆者らはそれぞれの非一様分布の程度と供試体寸法の関係を表わす式(3)と式(6)を独自に誘導した。

(1)ねじりにより生じる非一様分布の程度と供試体寸法の関係 非一様分布の程度を表すインデックスとして分布する $\gamma_{z\theta}$ の最大値から最小値を引いた分布幅を考える。この分布幅は供試体上端の回転角($\Delta\theta$)の関数として次のように表わされ、(図-2)

$$\gamma_{z\theta(\max)} - \gamma_{z\theta(\min)} = \gamma_{z\theta(\text{outer})} - \gamma_{z\theta(\text{inner})} = \frac{r_o - r_i}{2H} \Delta\theta \quad (1)$$

また Hight らの推定平均ひずみ($\bar{\gamma}_{z\theta}$)は式(2)により与えられるので、

$$\bar{\gamma}_{z\theta} = \frac{\Delta\theta(r_o^3 - r_i^3)}{3H(r_o^2 - r_i^2)} \quad (2)$$

式(1)に式(2)を代入すれば $\gamma_{z\theta}$ の分布幅と $\bar{\gamma}_{z\theta}$ の関係を表わす次式が得られる。

$$\frac{\gamma_{z\theta(\max)} - \gamma_{z\theta(\min)}}{\bar{\gamma}_{z\theta}} = \frac{3\left[1 - \left(\frac{r_i}{r_o}\right)^2\right]}{2\left[1 + \frac{r_i}{r_o} + \left(\frac{r_i}{r_o}\right)^2\right]} \quad (3)$$

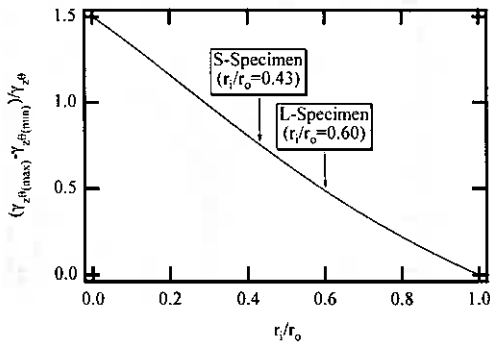


図-6 ねじりによるひずみの非一様分布の程度と供試体寸法の関係

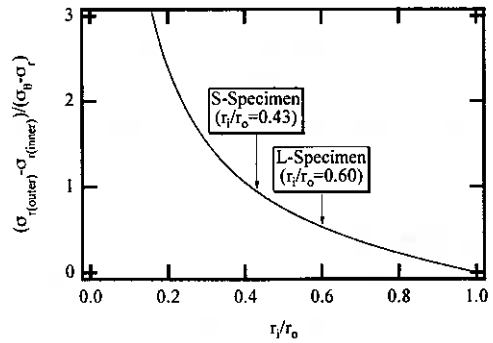


図-7 外・内側圧差による応力の非一様分布の程度と供試体寸法の関係

式(3)より $\gamma_{z\theta}$ の分布幅は $\bar{\gamma}_{z\theta}$ に対して常に一定の割合を保つこと、およびこの割合は供試体の内・外半径比(r_i/r_o)により一義的に決まることが分かる。図-6は式(3)のグラフであり、 r_i/r_o が1に近づくにつれてひずみ分布幅の割合が0に近づくことから、供試体の肉厚を薄くすることにより $\gamma_{z\theta}$ の非一様分布が改善されることがわかる。

(2)外・内側圧差により生じる応力の非一様分布の程度と供試体寸法の関係 外・内側圧差により生じる非一様分布の程度を表わすインデックスとして外・内側圧差を考える。 σ_θ と σ_r の推定平均値 $\bar{\sigma}_\theta$ と $\bar{\sigma}_r$ は式(4)(5)により与えられることから、

$$\bar{\sigma}_\theta = \frac{P_o r_o - P_i r_i}{r_o - r_i} \quad (4)$$

$$\bar{\sigma}_r = \frac{P_o r_o + P_i r_i}{r_o + r_i} \quad (5)$$

外・内圧差と応力差($\bar{\sigma}_\theta - \bar{\sigma}_r$)の間には次の関係が成り立つ。

$$\frac{P_o - P_i}{\bar{\sigma}_\theta - \bar{\sigma}_r} = \frac{1}{2} \left(\frac{r_o}{r_i} - \frac{r_i}{r_o} \right) \quad (6)$$

式(6)より $\bar{\sigma}_\theta$ と $\bar{\sigma}_r$ が異なる条件の下で実験を行う場合に外・内側圧差による非一様分布が生じること、及び応力差に対する外・内側圧差の比は常に一定でありその値は供試体の内・外径比により一義的に決まることが明らかである。図-7は式(6)のグラフであり供試体の肉厚を薄くすることにより非一様性が改善されることがわかる。

3.2 非一様分布が中空ねじり試験結果に及ぼす影響

ねじりあるいは外・内側圧差による応力・ひずみの非一様分布が試験結果に影響を与えるとすれば、内・外径比が異なる供試体から得られる試験結果はそれぞれ違ったものとなるはずである。そこで2.とは異なる外半径3.5cm、内半径1.5cm、高さ12.0cmのS(Small)供試体を使用した3種類の実験(表-3)を行った。2.

表-3 非一様性の影響を調べるために行った実験

Test No.	Outer Radius (r_o , cm)	Inner Radius (r_i , cm)	r_i/r_o	α_θ (Deg.)
S-00	3.5	1.5	0.43	0
S-45				45
S-90				90

でも述べた通り α_θ が0°および90°の実験結果には外・内側圧差による非一様分布の影響が現れるのに対し、 α_θ が45°の実験結果にはねじりによる非一様分布の影響が現れる。またこれらの実験の諸条件は供試体寸法を除き2.の実験と同じである。

表-4 非一様分布の影響 (強度特性)

Test No.	ϕ_d (Deg.)	Initial Water Content (%)	Water Content at Failure (%)
L-45	31	47.8	38.1
S-45	31	48.1	38.6
L-00	33	48.4	38.2
S-00	33	47.1	41.7
L-90	30	47.9	37.4
S-90	30	47.2	38.5

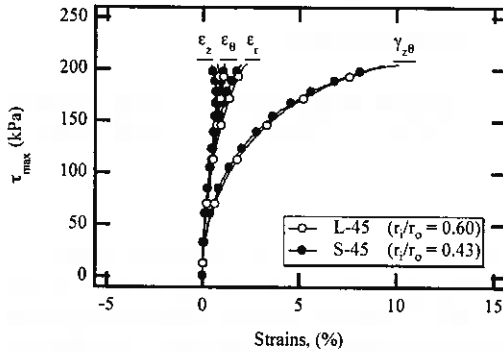


図-8 ねじりによる非一様分布の影響 ($\alpha_0 = 45^\circ$, 変形特性)

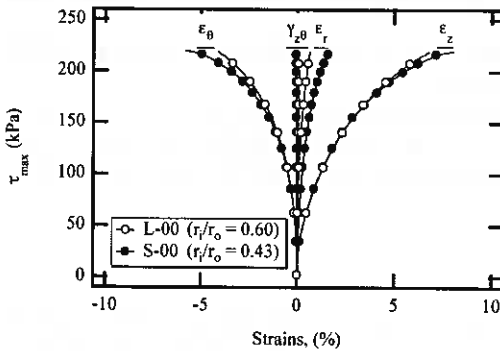


図-9(a) 外・内側圧差による非一様分布の影響 ($\alpha_0 = 0^\circ$, 変形特性)

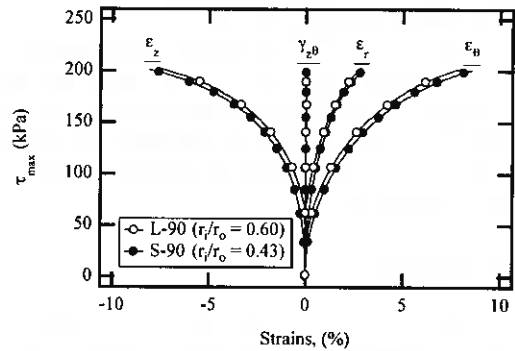


図-9(b) 外・内側圧差による非一様分布の影響 ($\alpha_0 = 90^\circ$, 変形特性)

- (1) ねじりによる非一様分布が試験結果に及ぼす影響 図-8と表-4に実験 L-45および S-45の実験結果をまとめる。内外径比が0.43と0.60のみの結果ではあるが、ねじりによる非一様分布の影響は認められない。
- (2) 外・内側圧差による非一様分布が試験結果に及ぼす影響 図-9(a) (b)および表-4に実験結果をまとめる。外・内側圧差による非一様分布の影響もほとんど認められない。

5. 結 論

- (1) 等方性を有すると考えられる試料の実験結果から、中空ねじり試験により得られる力学特性と試料本来の特性が必ずしも一致しないことを明らかにした。
- (2) ねじり試験における応力及びひずみの非一様分布の程度と供試体寸法の関係式を誘導し、非一様分布の程度が供試体の内・外径比によって一義的に決まることを明らかにした。
- (3) 内・外径比が0.43と0.60の供試体を用いた中空ねじり試験によれば、地盤材料について通常用いられる供試体寸法の中空ねじり試験結果はねじりと外・内側圧差による非一様分布の影響をほとんど受けない。

参 考 文 献

- 1) J.R.F.Arthur, K.S.Chua and T.Dunstan (1977): Induced Anisotropy in Sand, Geotechnique, Vol.27, No.1, pp13-30
- 2) 福田文彦、三田地利之、澁谷啓 (1997): 繰り返し粘土の変形および強度特性に発現する誘導異方性「地盤工学会論文報告集 第37巻 第4号」pp.139-148
- 3) K.Miura, S.Miura and S.Toki (1986): Deformation Behaviour of Anisotropic Dense Sand under Principal Stress Axes Rotation, Soils and Foundations, Vol.26, No.1, pp.36-52
- 4) D.W.Hight, A.Gens and M.J.Symes (1983): The Development of a New Hollow Cylinder Apparatus for Investigating the Effects of Principall Stress Rotation in Soils, Geotechnique, Vol.33, No.4, pp 355-383

統一仕様によるフォールコーン法により得られた コンシステンシー限界の再現性

函館高専 環境都市工学科 ○ 正員 佐野侑房
同上 同上 正員 岩淵祐一

1. まえがき

キャサグランデ法によるコンシステンシー限界測定法 (JIS A 1205-1995) と並んで、フォールコーン法により液性限界を決定する方法が地盤工学会基準 (JGS T 142-1997) とし て制定された。しかし、塑性限界を同時にフォールコーン法により決定することは、基準には盛り込まれ ず、さらに状況を見守ることとされた。キャサグランデ法による測定値との適合性が低いことが理由とし て挙げられている。

筆者らはこのフォールコーン法によりコンシステンシー限界を決定する方法について継続的に研究を進 めている^{1) 2)}。それらの研究成果より、フォールコーン法による塑性限界の変動が大きくなる場合の原因 とその縮小方法を提唱している^{2) 3)}。

他方、キャサグランデ法の有する欠点や曖昧さ、基準に含まれていないが規定することが必要と主張さ れている事項がある⁴⁾。その一つは、試料の取り扱い方である。

筆者の一人を含む地盤工学会の研究委員会および自発的な共同研究グループが、キャサグランデ法およ びフォールコーン法に関する一斉試験をいくつか実施した。それらの資料を考察することにより、フォール コーン法による塑性限界の測定が妥当であること、試料の取り扱い方法の規定がどのような意味合いを 持つかを検討した。

2. 研究方法

キャサグランデ法によるコンシステンシー限界値のばらつきの原因は、試料の取り扱い方法に起因する 事項、試験装置の操作方法に起因する事項に分けられる。前者については、最初の練返し程度、加水後の 練返し時間、加水方向と乾燥方向など、後者については、試料厚さ、溝切り、皿落下速度、合流の判定の 不確実性、ひも状にころがす時の圧力、ひもの直径と切れることの判定の不確実性などを挙げることで できる。さらに、液性限界、塑性限界の定義方法、すなわち皿落下 25 回で 15mm 合流する時、直径 3mm の ひも状になると切れ切れになることがそれぞれの境界であることに理解の飛躍が存在する。

日本の場合、皿の落下するゴム台の硬さと反発係数は規定されていない。後述する CS94 一斉試験中 での調査によると、「硬さ」の変動係数は 0.051、「反発弾性」の変動係数は 0.206 であった。また、皿の取り付け角度が規定されていないこと、皿上の供試体の位置が任意であることから、落下衝撃を 受ける溝が水平面となす角度が一定ではなく、毎回異なることになる。

これに対して、フォールコーン法は各限界を非排水せん断強さで規定していることになり、曖昧さは入 り込まない。測定方法に関しては、低含水比域において飽和状態の供試体を準備することに難しさは残る もの、取り扱い可能範囲内で確実な貫入曲線を得ての外挿法であり無理はない。貫入量や含水比の測定 は確実である。一方試料取り扱い方法はキャサグランデ法と全く同一であり、変動の要因は解消されてい ない。

地盤工学会の「土のコンシステンシーに関する研究委員会」(H4.4~H7.3)では、研究の一項目 として、コンシステンシー限界の測定法に関する研究のため以下に示すいくつかの一斉試験を実施した。 その大要はシンポジウム論文集に紹介されている⁵⁾。また、筆者の一人を研究代表者とする国内の土質工 学研究者 7 人は、文部省科学研究費の補助を受けて「フォールコーン法による粘性土のコンシステンシー 限界測定の実用化に関する研究」を企画し、その中で新たな観点から詳細な一斉試験を実施した⁶⁾。

Reproducibility of consistency limits measured by fall cone method
based on unified handling procedures.

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

本研究報告に用いる測定データーは以下の4シリーズに分類される。

1 (GS92) 共通試料を送付する。各機関で通常行なっている処理方法で準備し、一般的仕様でキャサグランデ法を行なう。フォールコーン法は、各機関の理解している仕様により行なう。市販粘土6種類(粉末状態)、自然採取粘土6種類(湿潤状態、事前練り混ぜ無し)。参加機関数キャサグランデ法7機関、フォールコーン法6機関。土のコンシステンシーに関する研究委員会のワーキンググループ内の機関で担当しており、フォールコーン法についての経験が深い。

2 (NS93) 前段の一斉試験を受けての全国一斉試験。試料としてセメント生産過程からの粘土、海成粘土、市販粘土の計3種類。キャサグランデ法はJISに準拠し、硬ければ加水、柔らかければ乾燥して開始する、粉末試料は加水して十分練り混ぜることを付記。フォールコーン法は、飽和するように試料を容器につめる、コーンを試料表面から自由落下させる、貫入時間は5秒、最初の貫入量は7mmを目標、これ以外は各機関の判断による。参加機関数キャサグランデ法53機関、フォールコーン法24機関。試料1と2は十分に練り混ぜて均質化して配付した。フォールコーン試験装置を保有しているものの、平常ほとんど使用していない機関を多く含んでいる。

3 (CS94) 試料を取り扱う仕様を統一しての一斉試験。試料はすべて事前に練り混ぜ、均質化させて配付。試験する試料の分取量、最初の練り混ぜ時間、毎回の加水量と練り返し時間を設定。乾燥は禁止し、そのため測定点が少数になることを容認。皿落下回数差は10%以内の誤差、貫入量差は5%以内の誤差に納まるまで測定を繰り返す。試料はNS93の試料2海成粘土を他地点の沖積粘土と交換した計3種類。参加機関数キャサグランデ法16機関、フォールコーン法7機関。フォールコーン法の容器として半球を使用。試料取り扱い仕様の一例を挙げると以下のとおりである。試料A、土量240g、初期練返し5分間、空気の入らないように手早く詰め込む、容器上縁に沿って平らに仕上げる、5秒後の貫入量を記録、2回の貫入量の差が5%以下になるまで繰り返す、加水量2.5g、加水後の練返し5分間。

表-1 一斉試験結果の変動

	試料A			試料B			試料C		
GS92	試料GS95-7			試料GS92-5			試料GS92-8		
デ-ター数6個	W_{LL}	W_p	I_p	W_{LL}	W_p	I_p	W_{LL}	W_p	I_p
max	76	36.4	47.3	189.9	86.1	120.6	99.2	71.6	57.5
min	65.4	25.9	32.4	157.2	51.1	84.2	86.3	39.9	24
平均M	70.4	31.2	39.2	173.7	70.6	103.1	94.7	50.9	43.8
分散 σ	3.93051	3.36997	4.51577	10.7492	15.1026	11.6392	4.13038	10.4102	11.8177
変動係数S	0.056	0.108	0.115	0.062	0.214	0.113	0.044	0.205	0.27
NS93	試料NS93-1			試料NS93-3			試料NS93-2		
デ-ター数24個	W_{LL}	W_p	I_p	W_{LL}	W_p	I_p	W_{LL}	W_p	I_p
max	77.9	38.6	52.8	199.9	134.2	119.6	147.9	102	73.5
min	55.9	23.5	31.5	140.5	46.6	46.6	105.7	48.4	30.8
平均M	66.9	29.1	37.8	165.7	74.8	90.9	126.9	73.1	53.9
分散 σ	4.24066	4.03229	4.77993	14.1065	24.7095	17.2658	11.1478	16.432	12.9038
変動係数S	0.063	0.139	0.126	0.085	0.33	0.19	0.088	0.225	0.239
CS94	試料CS94-1			試料CS94-3			試料CS94-2		
デ-ター数7個	W_{LL}	W_p	I_p	W_{LL}	W_p	I_p	W_{LL}	W_p	I_p
max	71.1	38.9	40.3	213.8	182.2	108.3	75.9	46.5	39.9
min	60.1	30.8	21.2	196	96.1	29.7	69.3	35.7	22.8
平均M	64.5	34.1	30.4	206.3	134.2	72.2	72.5	41.2	31.3
分散 σ	3.5805	2.96785	5.47171	5.93843	31.2166	27.7124	2.50884	3.39826	5.25707
変動係数S	0.056	0.087	0.18	0.029	0.233	0.384	0.035	0.082	0.168
SS95							試料SS95-2		
デ-ター数7個							W_{LL}	W_p	I_p
max							96.4	64.3	42.1
min							78.5	47.3	31.2
平均M							91.3	55.4	35.9
分散 σ							6.49726	5.93094	4.00729
変動係数S							0.071	0.107	0.112

4 (SS95) 試料の取り扱いの仕様を統一すると共に、測定装置を共通化しての一斉試験。測定仕様はCS94と同一。試料は自然採取土3種類、すべて事前に練り混ぜ、均質化させて配付。測定装置はキャサグランデ法国産1種類、フォールコーン法国産2種類、スウェーデン製1種類、英国製1種類、さらに各機関保有の計7種類。参加機関数は7機関。フォールコーン法は英国製が30・80gである他は60・60g、容器はそれぞれ付属の容器を使用、スウェーデン製は半球(内径6.5cm、体積60cm³)、英国製は円筒(内径5.5cm、体積95cm³)、その他は円錐台(上部内径6.0cm、体積59cm³)。

シリーズ1～3中、セメント生産過程からの粘土、市販粘土(モンモリロナイト系)の2試料は共通である。考察ではそれぞれ試料A試料Bと呼称する。これらの一斉試験はJGS T 142が制定される前の実施である。

3. 調査結果と考察

3.1 コンシステンシー限界の変動

土質試験に限らずおよそ計測というものには、色々の要因によって測定値に違いが現われる。土のコンシステンシー限界の場合、影響の存在が指摘されているもののその性質上、測定基準に明記されず測定者に任せられている項目がある。また、測定装置についても基準からはずされている部分もある。

フォールコーン法による液性限界、塑性限界、およびそれらから算出される塑性指数の変動について検討する。表-1は4シリーズの一斉試験における最大値max、最小値min、平均値M、分散σ、変動係数Sである。変動係数は分散を平均値で除した値である。煩雑さを回避するため、3試料を抽出している。

セメント生産過程からの粘土(GS92-1, NS93-1, CS94-1)を試料A、市販粘土(モンモリロナイト系, GS92-5, NS93-3, CS94-3)を試料B、GS92から試料8(沖積粘土LL=100%)を選定し、NS93から試料2の海成粘土、その他の一斉試験から沖積粘土(CS94-2, SS95-2)とグループ化して試料Cとする。SS95のデータは各機関保有装置による測定値を使用する。

フォールコーン法により得られたコンシステンシー限界の変動係数Sが、一斉試験の中でどのように異なるかを図-1に見ることができる。図1(a)は液性限界についてである。いずれの一斉試験においても予想以上に変動が小さい。測定仕様が詳細に提示されていなくとも液性限界は必ずしも大きく変動しない。

図1(b)は塑性限界について示す。NS93の変動が大きいこと、試料Bの変動が大きいこと、各試料中CS94、SS95の変動が相対的に小さいことが読み取れる。フォールコーン法による塑性限界測定の見点は、貫入曲線(logw~logp)を正確に決定して、基準貫入量 $p_{NL}=1.4\text{mm}$ に対応する含水比を外挿することにある。そのためには、筆者らが推奨する^{7) 8)}ように、小さい貫入量や大きい貫入量避けて中間域の貫入量(6~12mm)を、途中の欠落無く万遍無く、6~8点の測定点を得ることが不可欠である。練り混ぜや供試体作成にやや努力を要する6~8mm領域での測定点は特に大切である。NS93に参加機関の中には、含水比幅の狭い事例、小さい貫入量(6mm前後)を欠くこと、大きい貫入量を多く含むなどの事例があるため変動が大きくなっている。フォールコーン法による液性限界決定のみを意識して塑性限

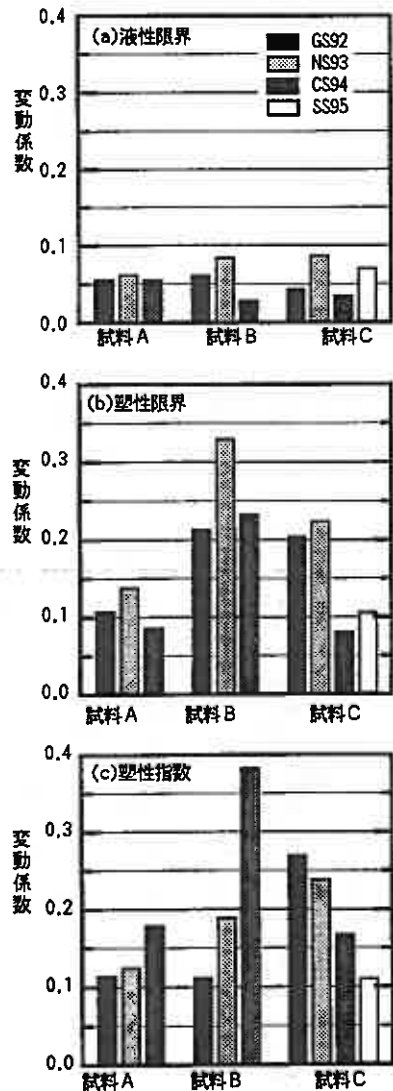


図-1 コンシステンシー限界の変動係数

界も合わせて決定しようとの意識を有していないので、液性限界を中央にした狭い領域で測定していること、内挿法であれば測定曲線の変動は影響が低いとの認識のためであろう。CS94では、塑性限界を決定しようとしていること、送付された状態から測定し小貫入量付近もデータが存在することから、NS93に比して改善が見られる。ただし、試料Bについては改善が見られるものの絶対値として $S > 0.2$ であり不満足である。この原因については、後段で検討する。

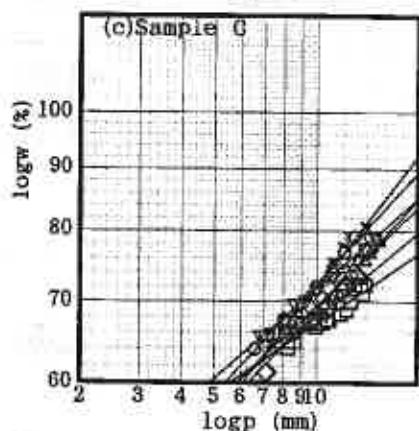
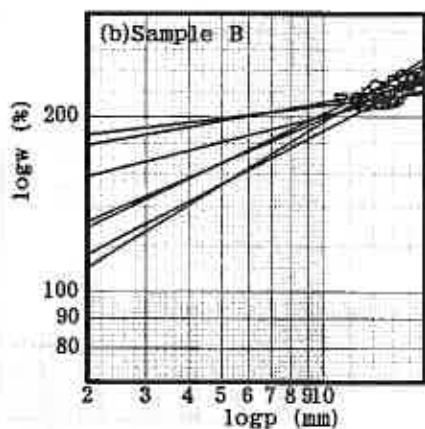
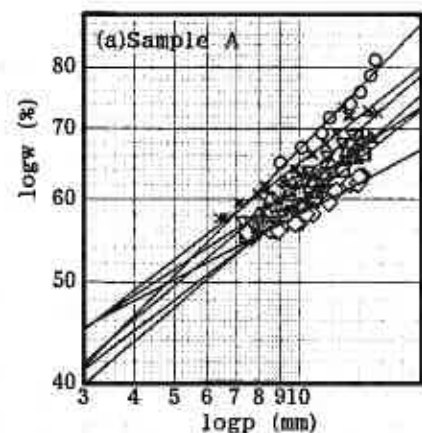


図-2 CS94シリーズの貫入曲線

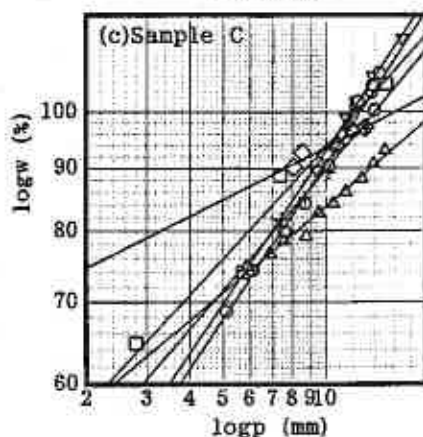
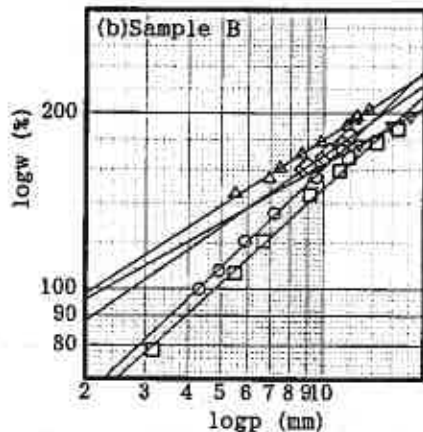
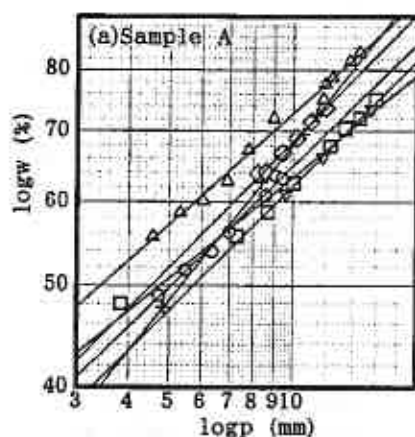


図-3 GS92シリーズの貫入曲線

塑性指数は図1(c)に示されている。塑性指数は液性限界と塑性限界の差であるから、塑性限界と同じく貫入曲線の決定に強く影響される値である。図1(c)によると、試料取り扱いの仕様を設定したCS94が試料AとBの場合最も大きな変動を与え、仕様を設定しない場合よりもむしろ悪化している。しかし試料Cの場合には改善が見られ、変動係数は0.2未満に納まっている。SS95はさらに低い0.107である。CS94一斉試験では、配付試料は予め練り混ぜ含水比を調整しており、加水するだけで乾燥しないこと、加水量を指示値に統一する、そのために測定点が少なくとも良いとしている。この結果、試料Bについて測定点が3点のみの事例、含水比幅がわずか4%（全機関平均は14%）の事例が出現した。この2事例を除いた場合の変動係数Sは0.268、さらに含水比幅8%の機関を除いた残り4機関による変動係数Sは0.092である。計測範囲を広くとる（必ずしも低い貫入量域を含めるのではなく、含水比幅を広げること）ことにより変動を縮小できることが分かる。もちろん狭い範囲の測定であっても、広い範囲の測定によるコンシステンシー限界と同一値を得る場合も存在するであろうが、狭い範囲の測定の場合には変動が大きくなる可能性が高いということである。

3.2 測定値の分布と貫入曲線

試料取り扱い仕様を細かく指示したCS94シリーズにおいて、試料Bの液性限界に関する変動が小さいにも拘わらず、塑性限界と塑性指数に予期せぬ大きな変動が現われたことについて検討する。

図-2はCS94フォールコーン試験のプロットと最適曲線を示す。図2(a)の試料Aの場合、7~15mm、図2(c)試料の場合7~14mmの測定点がある。しかし図2(b)試料Bの場合12~16mmの測定点のみである。送付された試料Bが極度に柔らかいために小さい貫入量はもちろん、中位の貫入量の測定点が欠落する一方、液性限界よりずっと高い含水比の領域のみでの測定を行なう機関や、測定点の少ないまま測定を打ち切る機関が現われた。その結果、測定点群は極度に狭い領域に分布することとなり、それらの直近である液性限界の変動は小さいものの、塑性限界は基準貫入量が1.4mmであるから貫入曲線の違いが塑性限界に大きな変動を与えている。上位の2本あるいは3本を除外した場合の塑性限界の変動係数が0.384から0.268や0.092へと極度に縮小することは前節で述べたとおりである。

特別な仕様を設定しないにも拘わらず極度に大きい変動を示さなかったGS92について検討してみると、測定範囲、含水比幅を広くすることの重要性が明確になる。図-3はGS92の貫入曲線である。試料Bは図3(b)に示されている。粉末の状態で送付されたので、測定領域に各機関の判断特徴が見られる。小貫入量の欠落事例(▽印)の傾きが異なること、領域の狭い事例(◇印)は視察ならば直線をあてはめにくいことが分かる。

図3(c)試料Cの◇印は、小さい貫入量の測定が欠落していることに加えて含水比の幅が7%程度しかなく他機関に比して狭いことが重なっている事例である。このデータを除いた時の変動係数は液性限界では変わらず、塑性限界で0.205から0.112へ、塑性指数で0.270から0.180へと著しく改善されることとなる。

図3(c)試料Cの△印は、6mmからの測定点があり含水比幅が18%もあるにも拘わらず、図に見られるような違いが出ている。後者のような事例があり、単に広いことのみで変動を無くすることはできないものの、少なくとも6mm程度から最大12mm程度の貫入量範囲で、大きな間隔は避けて万遍無く、6~8点を得て貫入曲線を決定することが、コンシステンシー限界の変動を小さくすることになる。

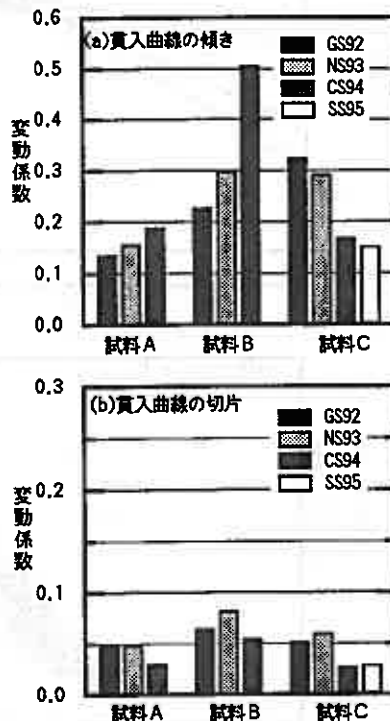


図-4 貫入曲線の変動係数

3.3 貫入曲線の変動

フォールコーン法によるコンシステンシー限界の決定、なかんずく塑性限界や塑性指数の決定には貫入曲線が重要であるとこれまでに述べてきた。ここでは貫入曲線の傾きと切片の変動について検討する。

図-4が3試料に関する変動係数である。仕様を設定するか否かによる貫入曲線の傾きの違いは必ずしも明確ではない。試料Aでは同じ程度、試料Bでは逆に大幅な悪化、試料Cでは少し改善が見られる程度である。しかし3.1節で検討したように、CS94一斉試験の中で試料Bについて測定範囲の不十分な事例を除外した場合に変動係数Sが0.507から0.286や0.131へ変わり、仕様設定の効果が出ることになる。切片については、変動係数Sの絶対値が小さいのであるが、仕様を設定する場合の方が仕様を設定しない場合に比して変動係数Sが小さくなっている。やはり仕様を設定することが変動を縮小することに効果を有することになる。

4. 結論

フォールコーン法によるコンシステンシー限界測定に関する一斉試験の資料を分析して以下のような知見を得た。

1. フォールコーン法による液性限界に関して、試料の取り扱い方法を細かく規定することにより、変動を小さくすることができる。
2. フォールコーン法による塑性限界および塑性指数に関して、試料の取り扱い方法を細かく規定することは変動の縮小に効果はあるものの、測定曲線を適切に決定することが前提条件である。
3. 測定曲線の傾きと切片を適切に決定するためには、含水比の幅の広いこと、貫入量の幅の広いこと、測定時の貫入量の領域の適切さ、小さ過ぎる貫入量あるいは大き過ぎる貫入量は不適であること、色々の貫入量の測定点が万遍無く存在することが必要である。

本研究に用いたデータは、地盤工学会の支援を得た「土のコンシステンシーに関する研究委員会」の中で企画、実施され、筆者らの機関以外にも多くの機関に一斉試験を担当して頂いた。また、文部省からは科学研究費補助金の支援を得た。試料の準備、測定、討議を重ねて頂いた6機関の研究者の皆さんに対して、ここに記して深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 佐野信房・鈴木輝之・北郷繁[Nov 1975] フォールコーン法による液性・塑性両限界の測定、土と基礎、23-11、pp39-46
- 2) 佐野信房[Mch 1997] 測定値の表示方法、フォールコーン法による粘性土のコンシステンシー限界測定の実用化に関する研究、文部省科学研究費補助金研究成果報告書、pp67-71
- 3) 佐野信房・岩淵祐一[Mch 1992] 両対数紙上におけるフォールコーン貫入量と含水比関係の直線性、新しい土の物理試験方法に関するシンポジウム論文集、pp193-200
- 4) 齊藤幸雄・鈴木恵三[Jan 1995] 委員会報告、現行試験方法の問題点、土のコンシステンシーに関するシンポジウム論文集、pp36-37
- 5) 窪田洋司・齊藤幸雄・佐野信房・下辺悟[Jan 1995] 委員会報告、一斉試験、土のコンシステンシーに関するシンポジウム論文集、pp44-62
- 6) 古河幸雄[Mch 1997] 一斉試験、フォールコーン法による粘性土のコンシステンシー限界測定の実用化に関する研究、文部省科学研究費補助金研究成果報告書、pp44-62
- 7) 佐野信房・岩淵祐一[Mch 1992] フォールコーン貫入試験における含水比～貫入量関係に及ぼす試料初期状態の影響、第27回土質工学研究発表会論文集、pp291-292
- 8) 佐野信房・藤田龍之[Jan 1995] 委員会報告、フォールコーン法によるコンシステンシー限界の決定、土のコンシステンシーに関するシンポジウム論文集、pp39-41

光ファイバひずみセンサにおける 計測対象区間の特定方法

NTTアクセス網研究所

内山泰臣
○正会員 倉嶋利雄
野引 敦
成瀬 央
須田裕之
増田順一

1. まえがき

光ファイバ自体をセンサとして用いる光ファイバセンサ[1]の一種として、OTDR (Optical time domain reflectometry) の測定手法を利用し、損失分布[2]、温度分布[3]、ひずみ分布[4]を計測する手法が提案されている。これらの光ファイバセンサを構造物と一体化することにより、構造物に発生する損傷[5]やひずみ[6]を計測する手法が検討されている。光ファイバセンサは、光ファイバの長さ方向の任意の点が、それぞれ外部の物理量に対してセンサ機能を有しているため、光ファイバに沿った物理量を連続的に計測することができ、広範囲な計測を容易に行うことが可能である。また、光ファイバセンサは、光ファイバ自体がセンサと伝送媒体とを兼ねているため、計測対象から離れた任意の位置で計測、監視を行うことが可能である。しかし、通常これらの光ファイバセンサでは、センサ部分である計測対象区間と、その前後の伝送媒体部分である配線区間とが、同一の光ファイバで構成されているため、計測対象区間の特定を行わなければならない。本報告では、光ファイバを用いて構造物に発生するひずみを計測する光ファイバひずみセンサを用いる際の、計測対象区間の特定方法について提案し、実験により有効性を確認する。

2. 計測対象区間の特定原理

光ファイバひずみセンサ[4]は、光ファイバ中に発生するブリルアン散乱光の光周波数がひずみに比例してシフトする特性を利用している。図1に、光ファイバひずみ計測の概念図を示す。図1は長さLの光ファイバの区間[Z1、Z2]にひずみεが生じた場合について表している。この時ブリルアン散乱光の光周波数がf1からf2に変化している。このシフト量(f2-f1)と光周波数のひずみ係数を用いることにより、ひずみεを求めることができる。光ファイバひずみセンサにおける計測対象区間の特定方法として、施工時の初期状態において計測対象区間と配線区間とでブリルアン散乱光の光周波数が異なるように光ファイバを施工する方法を提案する。これにより、計測対象区間と配線区間とでブリルアン散乱光の光周波数、すなわち、ひずみが異なって計測され、施工時に計測対象区間を特定することができる。具体的には、以下のような手法が考えられる。

- 計測対象区間と配線区間とでブリルアン散乱光の光周波数が異なる光ファイバを用いる。
- 計測対象区間の前後区間で光ファイバにあらかじめ張力を加えることにより、ブリルアン散乱光の光周波数が異なる様に施工する。
- 計測対象区間の前後区間で光ファイバに温度を変化させる機構を設置することによりブリルアン散乱光の光周波数が異なる様に施工する。

ここでは、(a)と(b)の手法について実験を行い、その有効性を確認する。

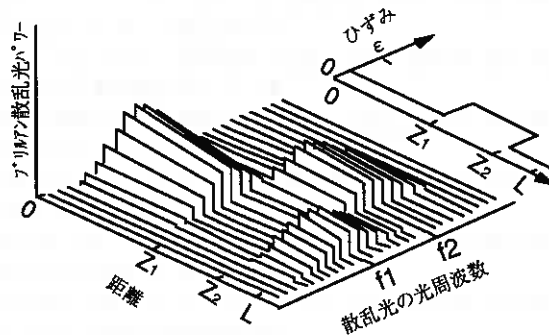


図1. 光ファイバひずみ計測の概念図

A Method of Specifying Measurement Sections for an Optical Fiber Strain Sensor

Yasuomi UCHIYAMA, Toshio KURASHIMA, Atsushi NOBIKI, Hiroshi NARUSE, Hiroyuki SUDA
Jun-ichi MASUDA

NTT Access Network Systems Laboratories.

3. 実験

3-1. 実験(a)

図2に実験(a)の模式図を示す。センサ用光ファイバとして計測対象区間と配線区間とを識別するため、光ファイバ構造の異なる $1.3\mu\text{m}$ 用、 $1.55\mu\text{m}$ 用の2種類の光ファイバを用いた。それぞれのブリルアン散乱光の光周波数差が 334MHz であることから、計測対象区間を特定できると考えられる。これは、ひずみに換算すると 6642μ に相当する。計測器から融着点1までの 13.06m を $1.55\mu\text{m}$ 用、融着点1から融着点2までの 4.13m を $1.3\mu\text{m}$ 用、融着点2からの 11.0m を $1.55\mu\text{m}$ 用の光ファイバとし光ファイバ全体のひずみ分布を計測した。このとき計測対象区間となるのは $1.3\mu\text{m}$ 用の区間で、 $1.55\mu\text{m}$ 用区間は配線区間となる。計測条件は、距離分解能 1m 、サンプリング間隔 0.1m である。図3に実験結果を示す。この結果、融着点1までの配線区間が 13.0m 、融着点1から2までの計測対象区間が 4.0m 、融着点2以降の配線区間が 11.0m で特定することができた。これより、光ファイバ構造の異なる光ファイバを用いることにより、光ファイバひずみセンサを用いて計測対象区間を特定できることが確認できた。

3-2. 実験(b)

図4に実験(b)の模式図を示す。計測器から 10.50m を配線区間とし、そこから 4.0m を計測対象区間と配線区間との境界区間、以遠の 10.37m を計測対象区間とした。光ファイバは $1.55\mu\text{m}$ 用のものを用いた。境界区間に張力(200gf)を加えて施工することにより、境界区間と配線区間、および、計測対象区間とがひずみに換算して 2000μ 程度異なることから、計測対象区間を特定できると考えられる。ひずみ分布計測の計測条件は実験(a)と同様の計測条件とし、光ファイバ全体のひずみ分布を計測した。図5に実験結果を示す。この結果、計測器から境界区間までが 10.30m 、境界区間が 4.20m 、境界区間以降の計測対象区間が 10.50m で特定することができた。これより、境界区間の光ファイバに張力を加えることにより、光ファイバひずみセンサを用いた計測対象区間を特定できることが確認できた。

4. まとめ

光ファイバひずみセンサにおける計測対象区間の特定方法として、ブリルアン散乱光の光周波数が異なる光ファイバを用いる手法と光ファイバに張力を加える手法を提案するとともに、実験によってその有効性を確認した。今後、これらの手法が実際の構造物へ適用可能かどうか検討を進めていく予定である。

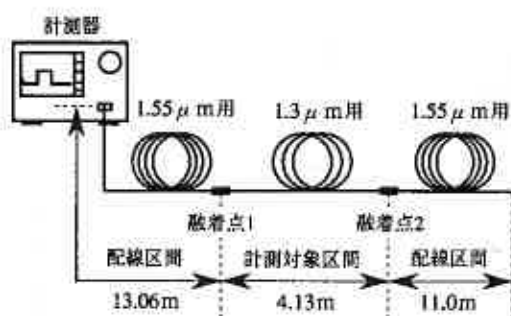


図2. 実験模式図

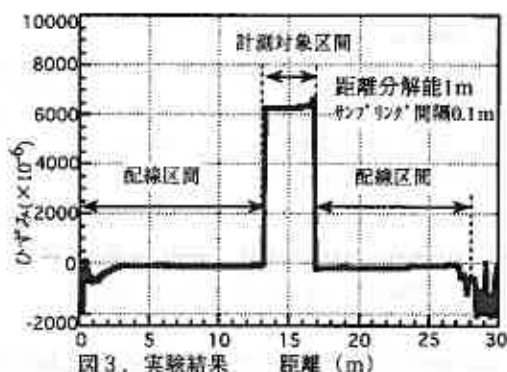


図3. 実験結果

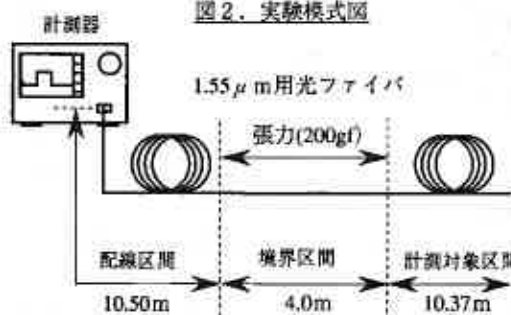


図4. 実験模式図

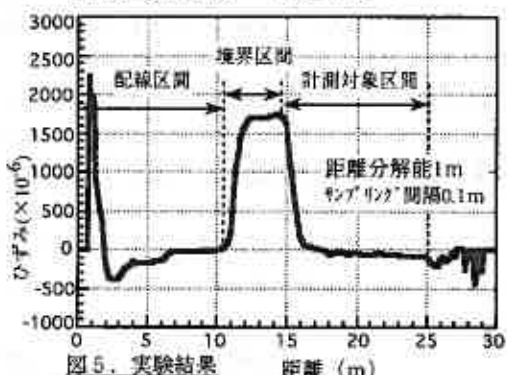


図5. 実験結果

参考文献

- [1]大越編著, “光ファイバセンサ”, オーム社
- [2]M. K. Barnes et al., Appl. Opt., Vol. 15, No. 9, pp. 2212-2215, 1976.9.
- [3]J. P. Dakin et al., Electron. Lett., Vol. 21, No. 13, pp. 569-570, 1985.6.
- [4]T. Kurashima et al., ECOC'96, Vol.2TuD.3.7, 1996
- [5]影山他, 日本造船学会論文集, Vol. 178, pp. 583-591, 1995.
- [6]倉嶋他, 地盤工学会北海道支部 技術報告集, Vol.37, pp. 41-46, 1998.2.

光ファイバセンサによる杭の軸力分布測定

北海道開発局開発土木研究所 正会員○日下部祐基・佐藤昌志
 NTT アクセス網研究所 正会員 倉嶋利雄・野引教
 北海道開発局旭川開発建設部 高見和弘

1. まえがき

構造物の基礎として用いられる杭の支持力機構を調査するためや、設計支持力を確認する目的から載荷試験を実施する場合がある。載荷試験では、杭の支持力となる周面摩擦力や先端支持力を調査するために、軸力分布を測定することが多い。杭の軸力を測定する方法としては、地層境界および杭先端付近の深度に、鋼管杭ではひずみゲージ等を貼付して、場所打ちコンクリート杭ではひずみ計や鉄筋計を埋め込んで測定する方法が一般的に用いられる。この方法では、各計測器を設置した深度の軸力のみ測定となるため、その間の軸力は直線分布するとして推定される。したがって、連続した真の軸力分布を求めることができない。

NTT アクセス網研究所は、通信用光ファイバケーブルの保守監視等を目的にケーブルのひずみ分布測定技術を開発¹⁾した。筆者らは、現在この技術を利用して、光ファイバケーブルをセンサとして急崖斜面や道路構造物に貼り付け、そのひずみ変化を監視するシステムの開発²⁾を行っている。ここでは、このシステム開発を兼ねた研究の一環として、光ファイバセンサを杭に埋め込んでその軸力を連続して測定する方法を検討したので報告する。

2. 試験概要

杭の載荷試験は、一般国道450号上川町のような壁基礎として施工された場所打ちコンクリート杭で実施した。試験杭は、杭径1.2m、杭長9.0mでオールケーシング工法により打設された支持杭である。

試験現場の地形は、傾斜30度内外の様な山腹斜面からなる山岳地である。地層は、表層に崖錐が堆積し、その下層に角礫凝灰岩と安山岩が存在する。図-1にボーリング柱状図とN値分布、および杭打設深度を示す。

杭の載荷方法は、地盤工学会基準「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」³⁾に準じて実施し、4サイクルで試験最大荷重1600tfとした。杭の載荷は、反力装置の故障により載荷荷重1300tf以上と未満の2回に分けて実施している。

試験時の計測は、杭頭荷重については油圧ジャッキに付属したひずみ型圧力変換器で、杭頭の沈下量は地表面より1.0m上に4点設置した変位計で、杭の軸力は4深度

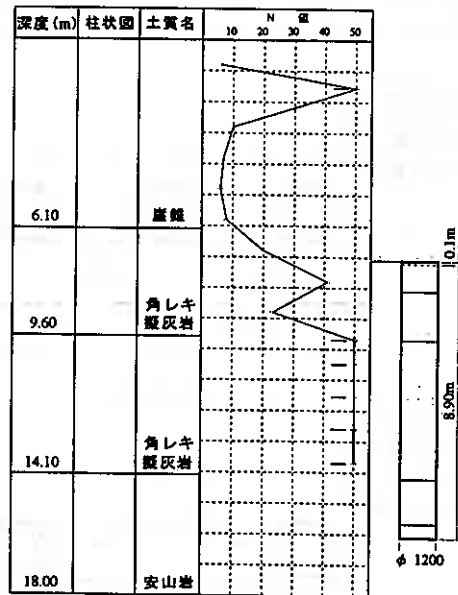


図-1 ボーリング柱状図とN値分布

(1深度2点)に鉄筋計およびコンクリートひずみ計を設置して行った。また、地表面より0.1mと1.7m上にコンクリート用ひずみゲージを貼付した。杭の軸力を測定するための光ファイバセンサには、今回初めての試験であることから、特殊な改良をしていない一般の通信用光ファイバケーブルを用いた。光ファイバセンサは、16mmの異形鉄筋に貼り付けた後、場所打ちコンクリート杭の鉄筋かごに結束して、左右対称

Measurement of Axial Force Distribution of a Pile Using an Optical Fiber Sensor

Yuki KUSAKABE, Masashi SATO, Kazuhiro TAKAMI (Hokkaido Development Bureau)

Toshio KURASHIMA, Atsushi NOBIKI (NTT Access Network Systems Laboratories)

2カ所に埋め込んだ。この他に、鋼棒を挿入したガス管を杭体に埋め込み、鋼棒の沈下量を変位計で測定することにより、杭先端の沈下量を実測した。図-2に試験杭の計測器配置図を示す。

3. 試験結果と考察

今回の試験では、鉄筋に光ファイバセンサを5芯貼り付けたが、測定できたセンサは1芯片側のみである。その他のセンサは、杭打設後にすべて測定不能になっていた。今後、杭施工時に光ファイバセンサを保護する方法を検討する必要がある。

図-3は、光ファイバセンサによるひずみ測定結果を示したものである。全体的な傾向としては、ひずみは深度が深くなるほど小さくなっている。これは、杭に周面摩擦力が作用して軸力が小さくなる現象と一致している。各載荷荷重のひずみを比較すると、載荷初期の200tfと400tfの各深度のひずみには差が見られない。同様に、載荷荷重が大きい1200tfと1400tfのひずみにも差がみられない。

載荷初期の荷重でひずみに差が見られないのは、杭体のひずみが小さいためと考えられる。実験室内での計測結果ではあるが、光ファイバ自体のひずみは 3×10^{-6} まで測定できている⁴⁾ので、ここで生じている杭頭付近のひずみ量は計測可能な範囲にある。しかし、深度が深いところでは、ひずみが小さくなり光ファイバセンサがそのひずみを捉えられない、あるいは貼付方法に問題があって追従できない等の原因で、結果的に誤差を多く含んだ測定値になったと考えられる。したがって、今後光ファイバセンサの測定精度の向上と、杭体ひずみに対する追従性を増した貼付方法の開発が必要である。

載荷荷重の大きい1200tfと1400tfのひずみに差が見られないのは、荷重0tf時の初期値の違いが原因している。前述したように杭の載荷は、1300tf以上の荷重段階を1日おいて別途実施している。この際に光ファイバセンサの値は、温度が大きな誤差要因になるので、同一条件にするために初期値を取り直した。したがって、この初期値は、前回の載荷により生じた杭体の残留ひずみがキャンセルされている。このことから1300tf以上の荷重段階のひずみ量は、それ未満の荷重段階の値より小さく計測されていることになる。今後、このような場合の対処法を検討する必要がある。

図-4~7は、代表荷重段階として400tf、800tf、1200tf、1400tfのひずみ計（地表面より上方はひずみゲージ）および鉄筋計から求めたひずみと光ファイバセンサの値を比較したものである。1200tf以下の荷重段階では各ひずみがある程度一致しているが、1400tfの荷重では光ファイバセンサのひずみが他の測定値に比べて小さくなっている。これは、前述した初期値の影響と推察される。

光ファイバセンサのひずみ測定値は、深度方向に10cm間隔で得られる。したがって、2点間のひずみを

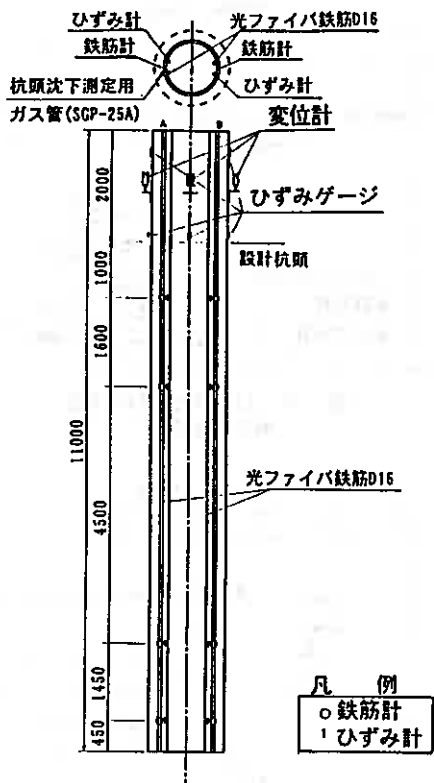


図-2 計測器配置図

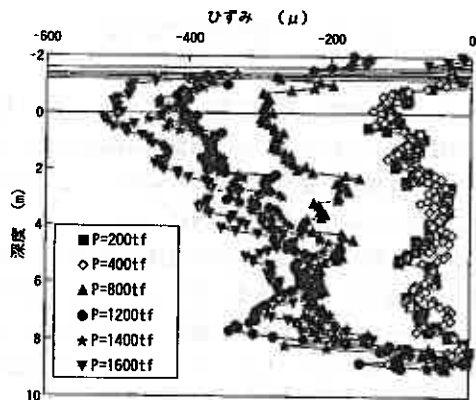


図-3 光ファイバセンサによるひずみ分布測定結果

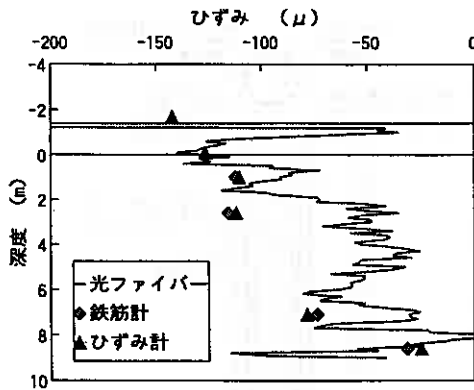


図-4 ひずみ分布の比較
載荷荷重400tf

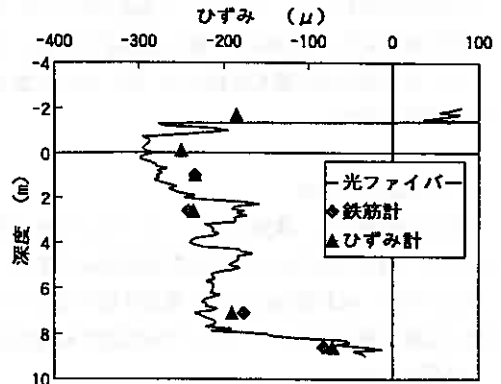


図-5 ひずみ分布の比較
載荷荷重800tf

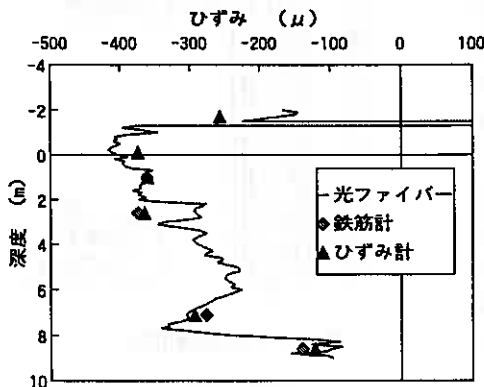


図-6 ひずみ分布の比較
載荷荷重1200tf

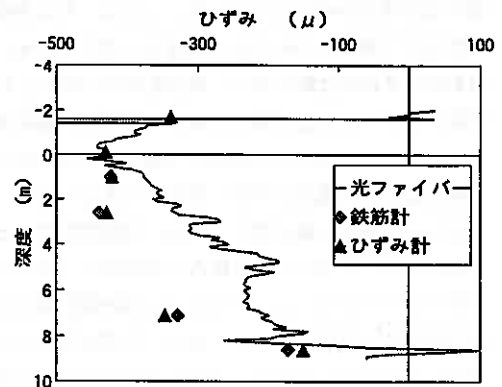


図-7 ひずみ分布の比較
載荷荷重1400tf

平均して測定間距離を乗じて累計することにより、杭体の圧縮量が求められる。この圧縮量を杭頭沈下量から差し引くと杭先端沈下量が得られる。同様にひずみ計の測定値からも得られる。図-8は、杭体に挿入した鋼棒による杭先端沈下量の実測値と杭体ひずみから求めた計算値を比較したものである。光ファイバセンサのひずみ測定値から求めた杭先端沈下量は、ひずみ計による値より誤差が大きくなっている。また、杭先端沈下量が小さいところでは、光ファイバセンサによる値が小さくなっている。このことは、換言すると光ファイバセンサによるひずみ測定値は、ひずみが小さいところで実際の値よりも大きく測定されていることになる。

図-9は、地表面より10cm上方の光ファイバセンサ

のひずみ測定値を用いてコンクリートの弾性係数を逆算して求め、ひずみ測定値との関係を示したものである。同図には、杭頭上方に貼付したひずみゲージの値から求めた弾性係数も示した。両値を比較すると、ひずみが大きいところでは一致しているが、ひずみが0に近づくとき光ファイバセンサによる弾性係数は減少する傾向が見られる。この傾向は、杭先端沈下量の比較で得られた傾向と一致する。

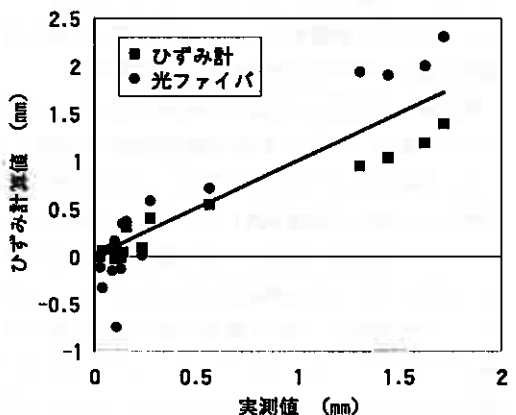


図-8 杭先端沈下量の比較

図-10は、光ファイバセンサのひずみ測定値と弾性係数の関係を1次回帰して式化し、杭の軸力分布を求めた1例として、載荷荷重800tfの軸力分布を示したものである。同図には、ひずみ計と鉄筋計の測定値から求めた軸力分布も示している。この結果では、両軸力にある程度の一致が見られるが、他の載荷荷重の軸力分布では、前述した測定誤差や初期値の扱いなどの影響でばらつきがみられた。今後、光ファイバセンサとして用いるケーブルの改良やケーブルの貼付方法の開発を行って、ひずみ測定値の精度を向上させる必要がある。

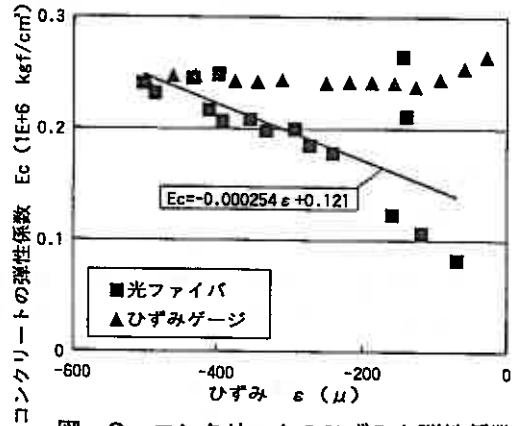


図-9 コンクリートのひずみと弾性係数

5. まとめ

- (1) 杭施工時の光ファイバセンサ保護方法を検討する必要がある。
- (2) 光ファイバセンサによるひずみ測定結果の深度分布は、深度が深くなるほど小さくなる傾向がみられた。この傾向は、杭に周面摩擦力が作用して軸力が小さくなる現象と一致する。
- (3) 光ファイバセンサによるひずみ測定値は、ひずみが小さいところで大きく測定される傾向がみられた。これは、センサの測定精度や貼付方法に問題があると考えられる。
- (4) 載荷試験が一度に実施できない場合に、初期値の取り扱いに対する検討が必要である。
- (5) ひずみ測定値から杭の軸力を求める場合に、コンクリートの弾性係数を逆算して補正する方法が有効と考えられるが、今回の試験では、ばらつきが大きい結果も得られた。センサなどの改良や貼付方法の開発が必要である。

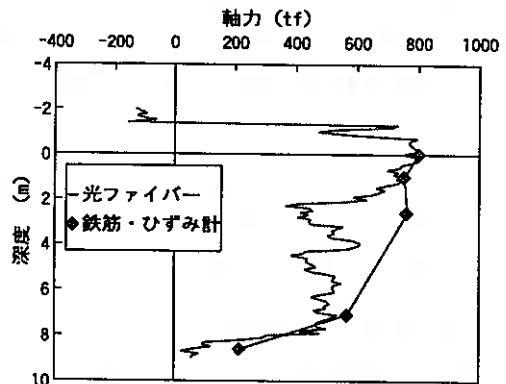


図-10 軸力分布の比較
載荷荷重800tf

6. あとがき

今回の試験は、過去に例がない試みであることから、測定方法や結果の整理方法などに多くの問題があることが分かった。今後、これらの問題を解決して、実用化を図りたいと考えている。

参考文献

- 1) T.Kurashima, M.Tateda, K.Shimizu, T.Horiguchi, and Y.Koyamada : A high performance OTDR for measuring distributed strain and optical loss, European Conference on Optical Communication (ECOC'96), TuD.3.7, 1996.9
- 2) 須田修司, 後藤雪夫, 倉嶋利雄, 中井健司, 日下部祐基: コンクリート構造物を用いた OTDR による歪み測定に関する基礎実験, 土木学会北海道支部論文報告集第 54 号, 1998.2
- 3) 地盤工学会: 杭の鉛直載荷試験方法・同解説, 1993.6
- 4) 倉嶋利雄, 薄知規, 田中郁昭, 岩淵武: 光ファイバ歪み・損失統合型 OTDR の高性能化に関する検討, 土木学会第 52 回年次学術講演会, pp712 ~ 713, 1997.9

杭頭荷重とNF荷重の作用経路を変化させた単杭の解析的研究

室蘭工業大学大学院 ○学生会員 浜田 治
 室蘭工業大学 正会員 土屋 勉

1. はじめに

地盤沈下地帯に建設される構造物の基礎杭には、a)上部構造自重による杭頭荷重、及びb)地盤沈下によるNF荷重が作用するが、これらの荷重による杭の周面摩擦力は、一般に互いに逆方向となる。したがって、両者の進行度合いが杭体変位や軸力分布に影響を及ぼすものと考えられる。

a)の後にb)が作用する例としては、泥炭地や沖積粘性土等の軟弱地盤地帯に建つ既存構造物の近くで、地下鉄建設やライフラインの敷設、建物の地下工事が実施される場合等である。また、b)の後にa)が作用する例としては、地盤沈下の激しい埋立て地で、杭打設後ある程度の時間が経過してから上部構造が建設される場合や、NFの現場実験終了後、その杭を利用して上部構造を支持させる場合等がある。

建築学会や土木分野の各機関における設計手法では、上記のような作用経路には全く触れられておらず、NF荷重の最大値(中立点軸力)に杭頭荷重を単に加算する方式を採用している。一方、各機関で限界状態設計法を導入する準備が進められているが、地盤沈下地帯の基礎杭の軸力を合理的に評価することが重要であり、荷重要素と抵抗要素が影響し合う機構(中立点の移動現象)等を早急に明らかにする必要があるものと考えられる。

しかしながら、NFに関するこれまでの研究の大部分は、杭頭荷重が無い状態での実験的・理論的研究であって、上記のように、杭頭荷重とNF荷重の作用経路による問題については、ほとんど検討されていない。そこで本論文では、手始めとして過剰間隙水圧の消散過程を考慮した軸対称有限要素法解析を行い、杭頭荷重とNF荷重の作用経路を変化させた場合について、杭体沈下や軸力分布性状の比較検討を試みる。

2. 解析モデル及び解析方法

解析の対象は、図1に示すような沖積粘性土地盤に設置された単杭に、杭頭荷重 P_0 及び支持層の水頭低下量 ΔH に伴うNF荷重が作用する場合である。設定したモデルは、図2の作用経路をたどる2ケース(X, Y)の他に、作用経路を無視したケース(W)を加えた次の3種類である。

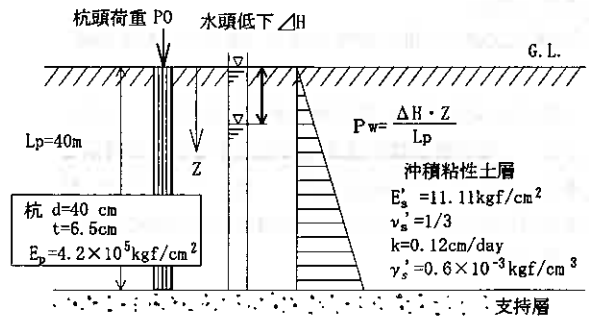


図1 解析モデル

(X)モデル: $0 \rightarrow a \rightarrow c$ の経路であって、最初に杭頭荷重 P_0 を加えた後、水頭低下量 ΔH を作用させたケース。

(Y)モデル: $0 \rightarrow b \rightarrow c$ の経路であって、最初に水頭低下量 ΔH を加えた後、杭頭荷重 P_0 を作用させたケース。

(W)モデル: $0 \rightarrow a$ の杭頭荷重 P_0 と、 $0 \rightarrow b$ の水頭低下量 ΔH をそれぞれ独立に作用させて、これらの結果を単純に加算したケース。

解析は軸対称有限要素法¹⁾であって、地盤には有効応力理論と一次圧密現象を導入した軸対称3角形要素を組み合わせた長方形要素、杭には円筒シェル要素を用いた。本論文における要素分割例を図3に示す。

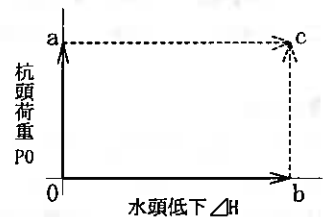


図2 作用経路図

An analytical study of single pile due to pile head load and negative skin friction

Osamu HAMADA(Graduate Student, Muroran Inst. of Tech.)
 Tsutomu TSUCHIYA(Faculty of Eng., Muroran Inst. of Tech.)

杭周面と地盤の境界には、以下に示すような弾塑性のリンケージ要素（図4参照）を用いた。

$$k_s = \beta \cdot \sigma' \cdot v' / W_{slf} \quad \text{-----}(1)$$

k_s : せん断バネ常数

β : 比例係数(粘性土 0.3)

$\sigma' v'$: 地盤の鉛直方向有効応力度

W_{slf} : 杭周面摩擦力がフルモビライズ (FML) 状態に達するときの滑り量

なお、FML状態に達するときの滑り量 W_{slf} については、NF実測値を整理した文献³⁾から、 $W_{slf} = 5 \cdot f_{max}$ (単位: $W_{slf}(\text{cm})$, $f_{max}(\text{kgf/cm}^2)$) とした。

杭先端部には、図5に示すような弾塑性バネ（極限支持力に達する時の貫入量 W_{puf} が杭径の10%に相当する）を設けた。これらの弾塑性バネ係数 k_v は、半無限地盤に円形等分布荷重が作用する問題として、次式に基づいている。

$$W_{pu} = P(1 - \nu^2) / E \cdot d \quad \text{-----}(2)$$

W_{pu} : 沈下量, P : 杭先端に作用する荷重, d : 杭直径

E : 先端地盤のヤング係数, ν : 先端地盤のポアソン比

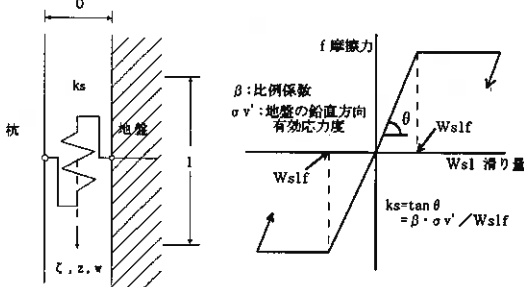


図4 杭周面と地盤の境界モデル

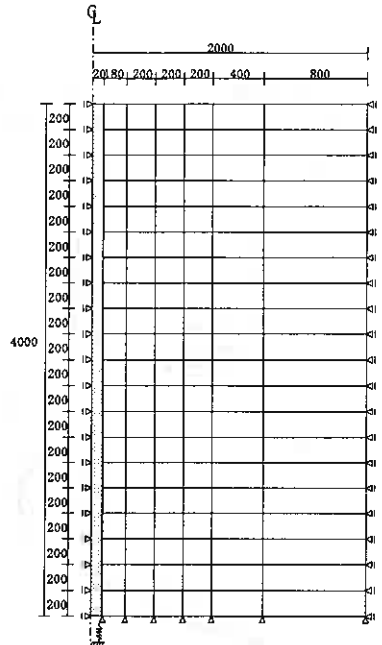


図3 要素分割例(cm)

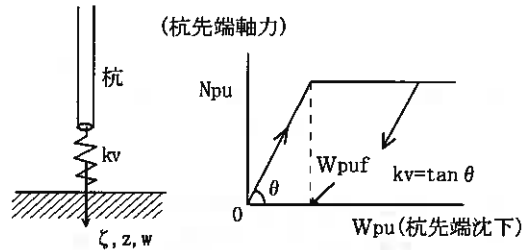


図5 杭先端部モデル

杭の種類は、表1に示すA～Cの3種類であって、想定される杭先端地盤に応じて設定された杭先端部バネ係数 k_v を有している。

表1 杭種及び先端地盤常数

杭種	N値	E (kgf/cm ²)	kv (kgf/cm ³)
A 摩擦杭	0~2	0	0
B 不完全支持杭	20	280	10
C 支持杭	50	1400	50

3. 過剰間隙水圧の消散過程の影響

ここでは、過剰間隙水圧の時間経過に伴う消散過程を考慮した解析値（時間因子有）と、それを無視して過剰間隙水圧を一律に強制排水した解析値（時間因子無）とを比較検討する。

表2は、杭頭荷重とNF荷重の作用経路を変化させたモデルの終局時（図2のc点）について、杭位置の地盤沈下量（ S_s ）、杭頭沈下量（ S_o ）及び杭頭抜け上がり量（ $S_s - S_o$ ）を示したものである。なお、いずれも杭頭荷重 $P_0 = 100tf$ 及び水頭低下量 $\Delta H = 5m$ を作用させた場合である。それによると、時間因子の有無は地表面地盤沈下量の大きさにはほとんど影響していない。また、時間因子

表2 地表面における杭と地盤の沈下状況 単位(cm)

杭種	時間因子	(X) モデル			(Y) モデル			(W) モデル		
		S_s	S_o	$S_s - S_o$	S_s	S_o	$S_s - S_o$	S_s	S_o	$S_s - S_o$
A	有	59.2	47.6	11.6	60.8	36.5	24.3	59.7	34.3	25.5
	無	59.3	48.3	11.0	60.8	37.0	23.8	59.7	34.7	25.0
B	有	58.7	39.0	19.7	60.4	27.0	33.4	59.2	24.2	35.0
	無	58.7	39.4	19.3	60.3	27.8	32.6	59.2	24.9	34.2
C	有	57.7	5.7	52.1	58.6	5.1	53.5	58.6	5.1	53.4
	無	57.7	5.7	51.9	58.5	5.2	53.3	58.5	5.2	53.3

無の場合が時間因子有の場合に比べて、杭頭沈下量についてはわずかに大きく、杭頭抜け上がり量についてはわずかに小さいに過ぎない。これらの傾向は、杭種及び作用経路が異なるモデルでも同様であり、時間因子の有無の影響は最大でも5%未満である。

図6は、杭体軸力について同様に比較したものであるが、時間因子の有無による軸力分布の違いはほとんど見られない。

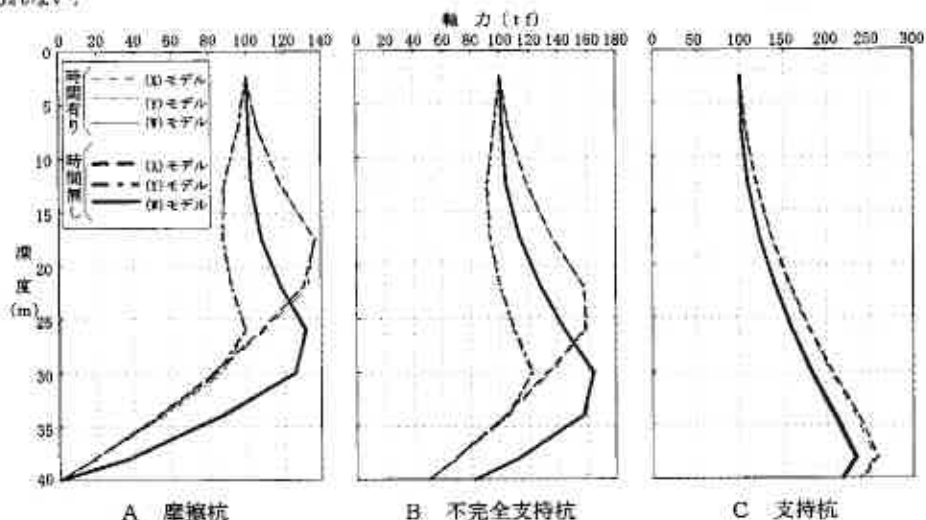


図6 杭体軸力分布

以上のことから、少なくとも終局時の値に関する限り、過剰間隙水圧の消散過程の影響は極めて小さく、解析の際には時間因子を無視したより簡単な条件が成立することが明らかになった。したがって、以降の解析値は全て時間因子無の条件を採用した結果である。

4. 作用経路による沈下及び軸力特性

4.1 深度方向の沈下分布及び中立点深度

図7は、前節と同様に $P_0=100tf$ 及び $\Delta H=5m$ が作用する場合について、杭沈下と杭に隣接する位置の地盤沈下を深度方向に示したものである。これらの地表面地盤沈下量は作用経路モデルによってあまり変わら

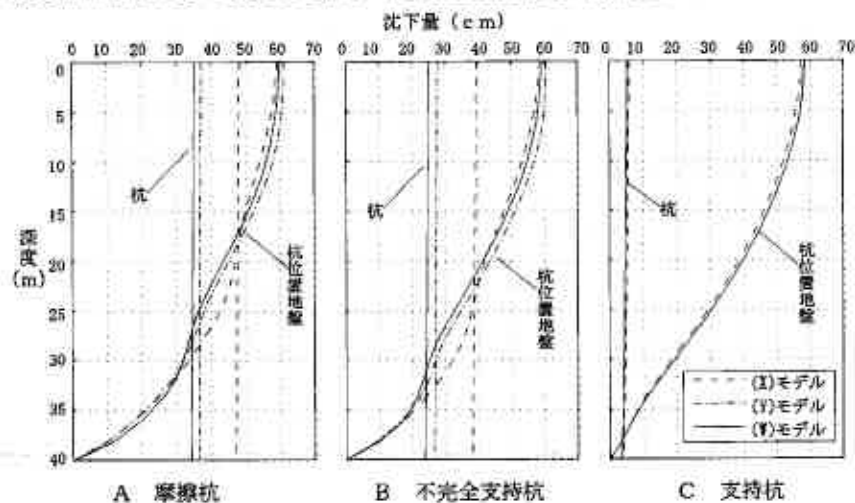


図7 杭及び地盤の深度方向沈下分布

ないが、杭沈下分布と交わる深部での沈下量は(X)と(Y)モデルによって異なっている。地盤沈下分布形状は、一般に深度の増大につれて2次曲線的に減少する分布となるが、杭沈下と交わる付近では、沈下が少なくなりS字型の分布形状となる。一方、杭体沈下量を見ると、A及びB杭では(X)モデルが(Y)モデルに比べて1.3~1.5倍にもなっており、明らかな作用経路の影響が生じている。なお、作用経路を無視した(W)モデルの沈下量は最小となるが、(Y)モデルの値に比較的近似している。

表3は、図7の沈下分布を基に、中立点Ln/L (Ln:中立点深度, L:層厚)を示したものである。支持杭Cでは、いずれの作用経路でも0.95となっており、現行の日本建築学会基礎指針⁴⁾に示されているN値50程度の

表3 中立点 Ln/L

杭種	(X)モデル	(Y)モデル	(W)モデル	指針
A 摩擦杭	0.47	0.65	0.67	0.70
B 不完全支持杭	0.60	0.75	0.78	0.75
C 支持杭	0.95	0.95	0.95	0.95

地盤に支持される場合にほぼ近似している。それに対して、摩擦杭A及び不完全支持杭Bでは、作用経路による影響が明確に表れている。特に、杭頭荷重の後に水頭低下する(X)モデルにおいては、大幅に中立点が小さくなって、現行指針の値よりもかなり小さくなる。

4.2 杭体軸力分布

図8は、上記と同じモデルにおける杭体軸力分布である。(X)モデルでは、正の摩擦力PF及び負の摩擦力NF共に、ほとんどFML状態に近い分布となっている。そして中立点が浅くなっているため、最大軸力もその分だけ小さくなる。それに対して、A杭及びB杭の(Y)モデルについてみると、深部のPFはFML状態になっているが、中立点より浅部ではNFの大きさが小さく、表層近くではPFが発生している。このように、 $\angle H=5m$ によってNFがほとんどFML状態になっている杭体に、長期荷重程度の杭頭荷重が作用する場合には、NFからPFまで移行する領域がそれ程深部まで広がらない結果になっている。NF状態にPFが加わる(Y)モデルにおいては、中立点は(X)モデルよりも深部にあるものの、最大軸力が比較的小さいことが注目されよう。

以上のように、(X)モデル及び(Y)モデル共に、現行の指針にみられるようなNF荷重と杭頭荷重を加算する方式よりは、小さな杭体軸力を与える結果になっており、合理的なNF設計法に向けてこれらの点を配慮すべきと考える。なお、図中に太線で示した杭頭荷重とNFが独立に作用する軸力分布を加算した(W)モデルでは、摩擦杭と不完全支持杭において、中立点以深の正の摩擦力分布がFML状態を越えているという不合理さが認められる。

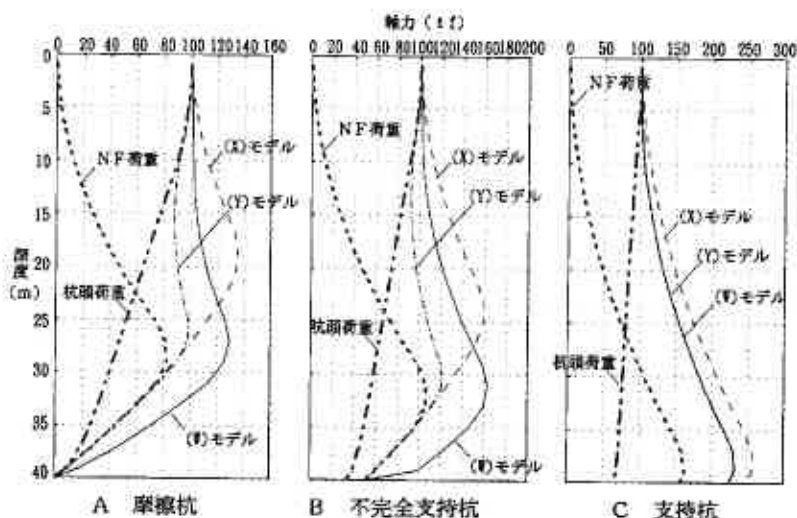


図8 杭体軸力分布

5. 水頭低下量 ΔH の影響

5.1 杭体軸力分布

図9は、杭種別毎に計算された極限荷重の約1/3を長期荷重とみなし、A杭：60tf、B杭：80tf、C杭：150tfの杭頭荷重を作用させた場合について、水頭低下量を $\Delta H=0\sim 10\text{m}$ まで変化させたときの杭体軸力分布を比較したものである。それによると、 ΔH の増加に伴って軸力が増大するものの、その増加割合は徐々に小さくなる。その傾向は(Y)モデルで顕著であり、 $\Delta H=3\text{m}$ を超えると軸力増加はほとんど停止している。その結果、 $\Delta H=10\text{m}$ での(X)モデルの最大軸力は、杭種にかかわらず杭頭荷重の約2.0倍となるのに対して、(Y)モデルのそれはA杭及びB杭で約1.5倍、C杭で1.7倍に過ぎない。

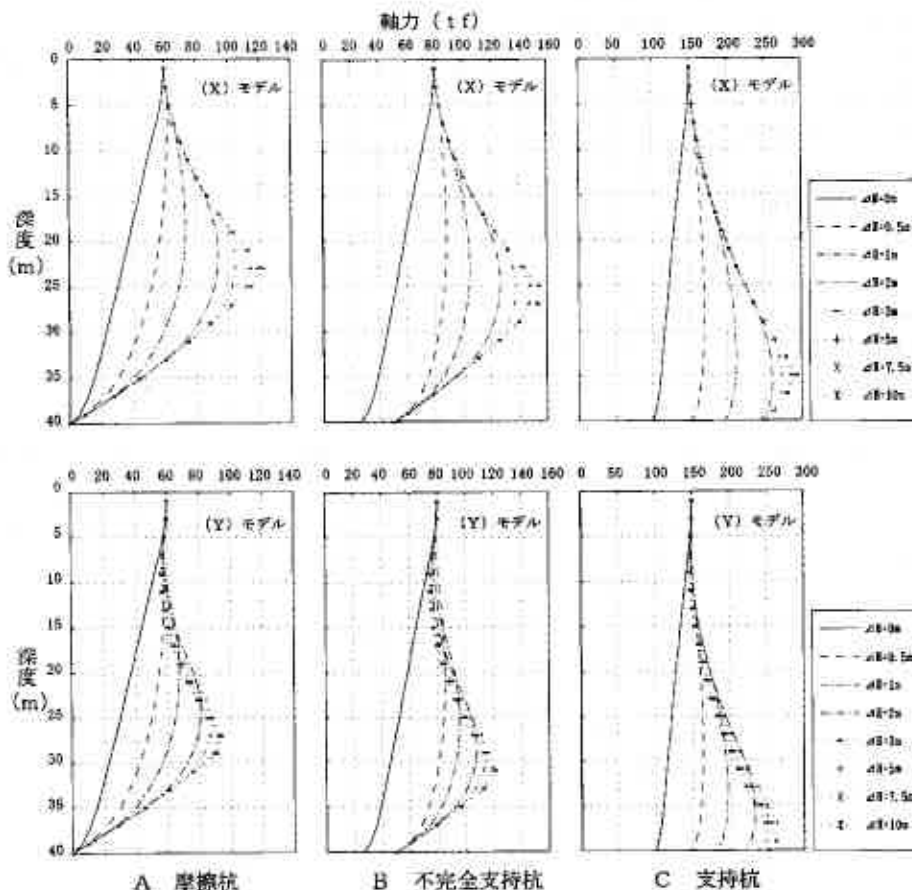


図9 杭体軸力分布

5.2 最大軸力、中立点及び杭頭抜け上がり量

図10は、長期荷重及び短期荷重(長期荷重の2倍)を作用させた場合について、最大軸力と ΔH の関係をプロットしたものである。長期荷重状態では、(X)モデル及び(Y)モデル共に、 ΔH の増加に伴って軸力が増大しながらある値に収束している。短期荷重状態についてみると、(X)モデルでは ΔH の増加に伴う収束傾向は長期荷重状態に比べてわずかに遅れる傾向がある。なお、(Y)モデルで一定値となっているのは、最大軸力が杭頭部に発生していることによるものである。

図11は、中立点と ΔH の関係を図10と同様にプロットしたものであるが、 ΔH の増加に伴っていずれも中立点が深くなってある値に収束する傾向がある。なお、(Y)モデルの短期荷重時にも中立点が表れてい

るのは、ここでの中立点を杭と地盤の沈下量が一致する深度（軸力曲線の極大値）として求めているために生じたものであって、必ずしも杭体の最大軸力深度を意味しているのではないことに注意されたい。

図12は、杭頭抜け上がり量（ $S_0 - S_0$ ）と ΔH の関係を図10と同様にプロットしたものである。杭頭抜け上がり量は、 ΔH の増大に伴って直線的に増加しており、杭先端地盤が硬くなる程大きくなる。(Y)モデルでは長期荷重時の杭頭抜け上がり量が、短期荷重時のそれに比べてわずかに大きめに過ぎない、それに対して、(X)モデルでは長期荷重時の杭頭抜け上がり量が、短期荷重時のその約2倍にもなっている。なお、 $\Delta H=0\sim 2\text{m}$ と小さい摩擦杭の場合には、杭頭抜け上がりは生じない。しかし、 ΔH が大きくなると杭先端支持力が0である摩擦杭Aであっても、杭頭抜け上がり量は支持杭Cの約50%にも達することに注意する必要がある。

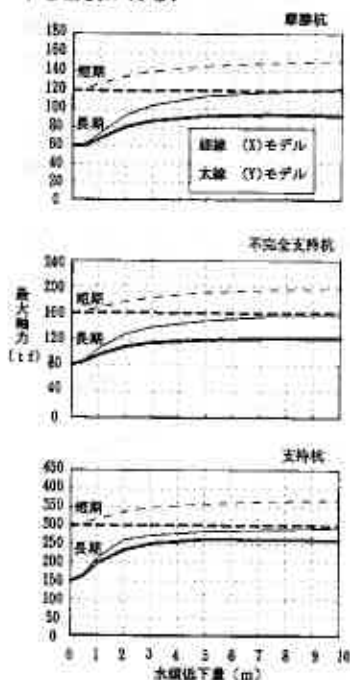


図10 最大軸力と ΔH の関係

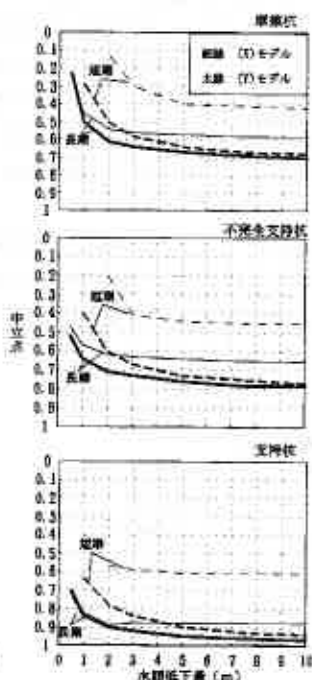


図11 中立点と ΔH の関係

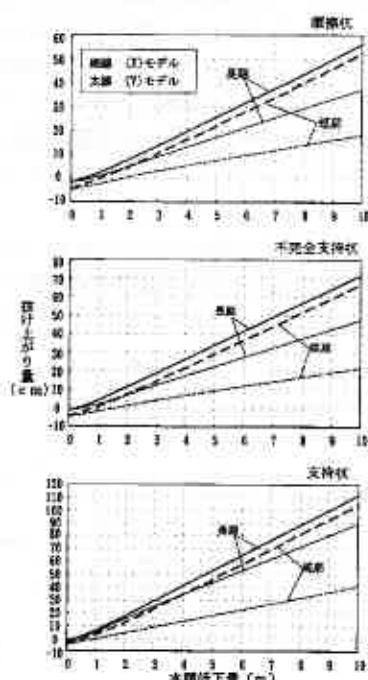


図12 杭頭抜け上がり量と ΔH の関係

6. 杭頭荷重P0の影響

6.1 杭体軸力分布

図13は、水頭低下量 $\Delta H=5\text{m}$ と一定にして、杭頭荷重 P_0 を0、杭種別毎に計算された長期荷重（極限荷重の約1/3）、短期荷重（極限荷重の約2/3）及び極限荷重を作用させた時の杭体軸力分布を比較したものである。

当然のことながら、 $P_0=0$ 時及び極限荷重時では、(X)モデルと(Y)モデル

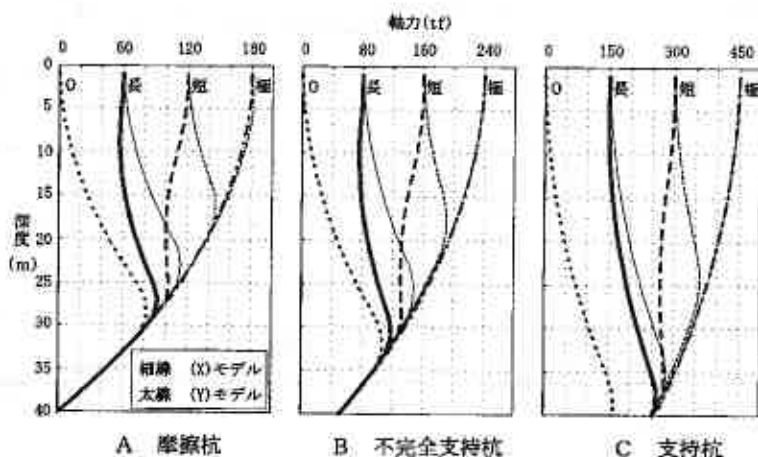


図13 代表的な P_0 における杭体軸力分布

は同じ軸力分布となるが、その間の長期や短期荷重時では、両モデルに特徴的な差が表れている。すなわち、(X)モデルでは杭頭部から下部にかけてNFがFML状態の曲線をたどり、極限荷重状態の軸力曲線に到達した深度で最大軸力となり、それ以降では極限荷重状態に一致している。それに対して、(Y)モデルでは $P_0 = 0$ と極限荷重時の分布曲線の間を杭頭荷重に応じて補間するような曲線となっている。

6. 2 最大軸力、中立点及び杭頭抜け上がり量

図14は、水頭低下量 $\Delta H=5\text{m}$ の場合(NFが概ねFML状態)について、杭頭荷重 P_0 を0から極限荷重まで変化させたときの、最大軸力と P_0 の関係をプロットしたものであるが、6.1で述べた(X)モデルと(Y)モデルの特徴が明確に表れている。すなわち、(X)モデルでは $P_0=0$ における最大軸力と極限荷重時における杭頭軸力をほぼ直線で結ぶラインで表せる。それに対して、(Y)モデルでは $P_0=0$ における最大軸力が杭頭荷重の増加に伴ってあまり増大することなく推移する。そのため、特に摩擦杭や不完全支持杭では、 $P_0=0$ における最大軸力を越えるような杭頭荷重が作用する場合、最大軸力は杭頭荷重となる傾向がある。

図15は、中立点と ΔH の関係を図14と同様にプロットしたものであるが、(X)モデルでは P_0 の増大に伴って中立点が浅くなるのに対して、(Y)モデルではほとんど変化しない傾向があり、前述の杭体軸力分布形状を明確に表している。

図16は、杭頭抜け上がり量($S_s - S_0$)と ΔH の関係を図14と同様にプロットしたものである。(X)モデルの杭頭抜け上がり量は P_0 の増大に伴って減少して、極限荷重時には抜け上がりが発生しなくなる。それに対して、(Y)モデルでは P_0 の増大に伴う杭頭抜け上がり量の減少が小さい。

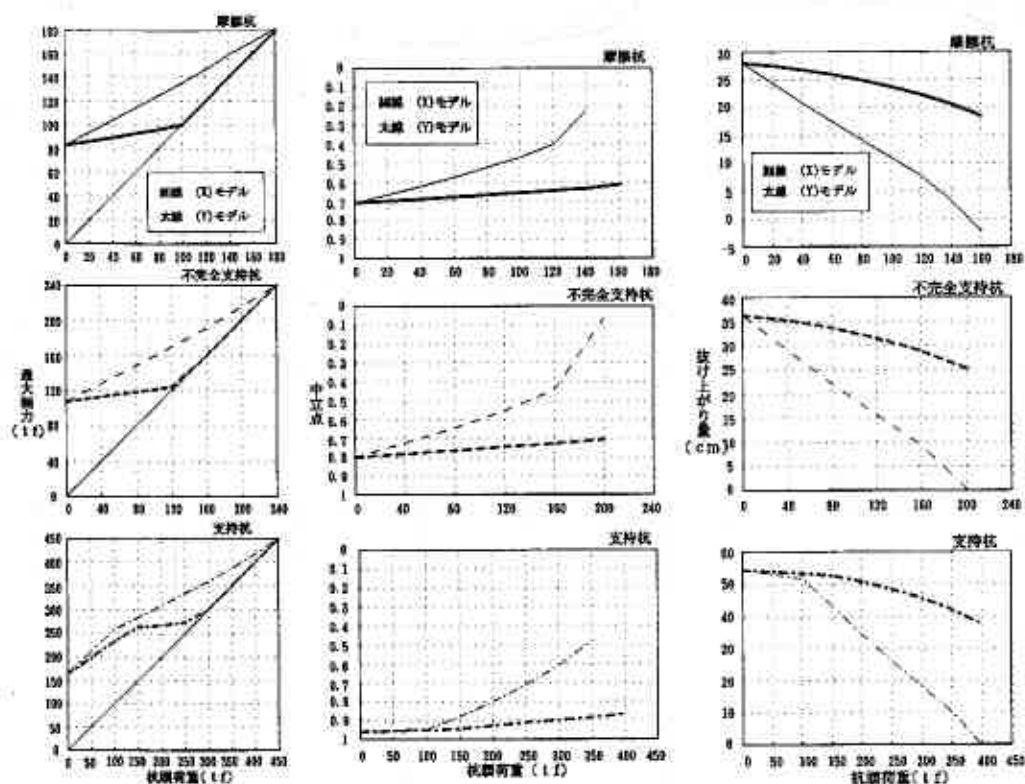


図14 最大軸力と P_0 の関係

図15 中立点と P_0 の関係

図16 杭頭抜け上がり量と P_0 の関係

7. まとめ

以上、本論文では杭頭荷重とNF荷重が作用する場合について、有限要素法解析を行ってきたが、その検討結果は次のようにまとめられる。今後は、模型実験を実施して、これらの現象を検証していく予定である。

- ①. 杭周面に分布する粘性土層の時間経過に伴う過剰間隙水圧の消散過程は、終局時における杭の沈下や軸力分布に及ぼす影響が小さい。
- ②. 地表面沈下量は杭頭荷重とNF荷重の作用経路にほとんど影響を受けないが、杭体沈下量は杭頭荷重が作用した後NF荷重が作用する(X)モデルが、その逆の順序の(Y)モデルより大幅に大きくなる。
- ③. (X)モデルの中立点深度は、NF荷重のみが作用する場合のそれより大幅に浅くなる。NFが概ねFML状態にある場合には、杭頭荷重が作用する頭部から下部へ描いたNF曲線が、極限荷重状態の杭体軸力曲線と交わる点が、解析で得られる最大軸力に近似する。
- ④. (Y)モデルの中立点深度は、NF荷重のみが作用する場合よりわずかに浅くなるのみである。最大軸力は、NF荷重のみが作用する場合の中立点の値、或いは杭頭部の作用荷重となる。
- ⑤. したがって、杭頭荷重とNF荷重が作用する場合の軸力評価方法としては、現行指針のような両荷重による最大軸力を単に合算する方式は極めて不合理であって、作用経路に応じた上記のような評価法を検討するべきと考える。

参考文献

- 1) 土橋希和子・土屋勉：過剰間隙水圧の消散過程を考慮した単杭のFEM解析－I，日本建築学会北海道支部研究報告集，No.70，pp.189－192，1997.3
- 2) 土屋勉・土橋希和子：杭頭荷重とNF荷重が同時に作用する単杭の解析的研究，第32回地盤工学研究発表会，pp.1487－1488，1997.7
- 3) 土屋勉・岸田了：ネガティブフリクションを受ける建築構造物の沈下過程解析，日本建築学会構造系論文報告集，No.416，pp.135－143，1990.10
- 4) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，丸善，1988

ボーリング土質記録の間隔尺度化が可能な深度区間

室蘭工業大学 正会員 ○ 朝日 秀定
 " 正会員 武藤 章
 " " 中村 精次

1. はじめに

筆者等は土質ボーリング記録における土質名を数値(尺度値)に置き換え、この数値の演算処理結果を利用して地盤区分を行ったり、解釈する方法を示した¹⁾²⁾。例えば、土質ボーリング記録の土質名を数値に置き換えると、深度方向に変化する土質に対応する数値の変化は方形波になる。方形波を直交方形波関数系によってフーリエ式変換をおこない、スペクトルに変換して、地盤図を作成して結果の解釈をおこなうことができる。直交方形波関数系によるフーリエ式変換スペクトルは、例示する図-1の方形波関数の形状より判るように、被解析区間の平均やその差を表現している。この場合、尺度値の全てが正であれば、平均値にあたる直流成分が方形波の情報量の多くを占める。よって、このような利用にあたって、平均値がどのような種類の尺度によっても同一の内容を示さなければ土層を尺度化して解釈するには問題を生ずる。例えば、尺度 A である区間の平均を求め、他の区間の平均と比較して値が大きいのに、尺度 B では小さくなるというような結果が得られては、区間平均の差をとるような演算結果の解釈に困難が生じる。本報告では、土質カテゴリをいくつかの尺度値で数値化し、土層の様々な区間(厚さ)での平均を求め、各区間での平均が間隔尺度として一意性を示す度合いを岩見沢市で得られた土質ボーリング資料で例示する。特に等現間隔尺度による一定区間の平均の尺度としての一意性を中心に検討する。

2. 一意性

同じ対象について2つの尺度 f, g があり、 f と g の間に変換 ϕ

$$g = \phi \circ f$$

が常に成り立つとき尺度は一意性を持つ³⁾。Stevens S.S.の尺度の分類による間隔尺度⁴⁾では ϕ として線形変換関係

$$\phi(s) = ls + m \quad (l, m : \text{定数}, l > 0, s ; \text{尺度})$$

が可能な変換として知られ、この変換が成り立つことが間隔尺度としての必要条件となっている。この変換が成り立つとき、これらの尺度は間隔尺度として一意性をもつ。身近な例としては、温度の尺度である摂氏と華氏の尺度が挙げられる。

3. ボーリングの評価値

カテゴリに対応する尺度値を第1図のように数直線上に表現するとき、各ボーリングの数直線上の位置を

$$s = \sum_{c=1}^m x_c \times p_c = \sum_{c=1}^m x_c \times L_c / L$$

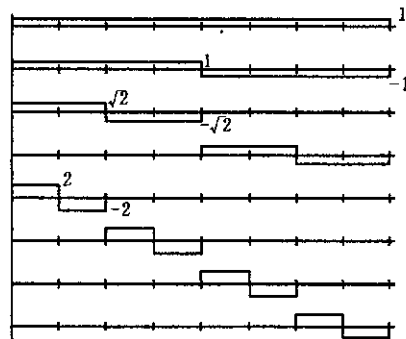


図-1 Haar 関数系(8次)

Scalable and Applicationable Soil Thickness in Drilling-logs as Interval Scale.

Hideyasu ASAH, Akira MUTO and Seiji NAKAMURA.

Department of Materials Science and Engineering, Muroran Institute of Technology.

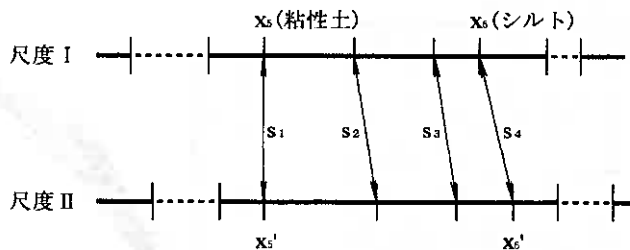


図-2 尺度上におけるボーリングの評価値

ここに x_c : カテゴリ c の尺度値, p_c : カテゴリ c の比率, m : カテゴリ数,
 L_c : カテゴリ c の占める長さ, L : ボーリングの長さ(評価値計算区間)
 で求めることにする。

このとき, 異なる尺度値による評価値(尺度)の間に線形関係が成り立てば, 図-2のように評価値の大きさの順番と間隔の比率が同じになる. この評価値を尺度と考え, 評価値の間に線形関係があれば, 評価値によるボーリング資料比較は, どの尺度による評価値でおこなわれても良いと考えられる. しかし, 評価値を求めるボーリング記録の区間(L)が変わると評価値も変わるため, 一意性を示すような線形関係が成り立つかどうか知られていない. 極端な場合には各カテゴリごとの尺度値が評価値に相当する. 以下では平均をとる区間 L の変化に伴って評価値間の線形性がどの程度保たれるかを知ることで, 評価値の尺度としての一意性を検討する.

4. 解析資料と解析方法

解析には北海道建築士会空知支部岩見沢分会で編纂された土質ボーリング資料集⁴⁾を用いた. 図-3に収録されている資料の掘削深度とそのひん度を示す. この地域では, 掘削深度20m のボーリング記録が最も多い. よって, 解析には深度20m までの記録をもつ資料229本分を利用する. この資料に記載されている土質名を地質⁵⁾を加味して表-1に示す20のカテゴリにまとめた. 各カテゴリに与える尺度値(得点)に等間隔尺度値と累積評定法, 双対尺度法により求めた値を1~20の領域に変換した尺度値を用いた. これら尺度値より得られる評価値が尺度として一意性を示す区間を具体的には以下のように検討する.

深度20m までの土質記録を20のカテゴリにまとめ, カテゴリにあてはめる尺度値(第1表)に置き換

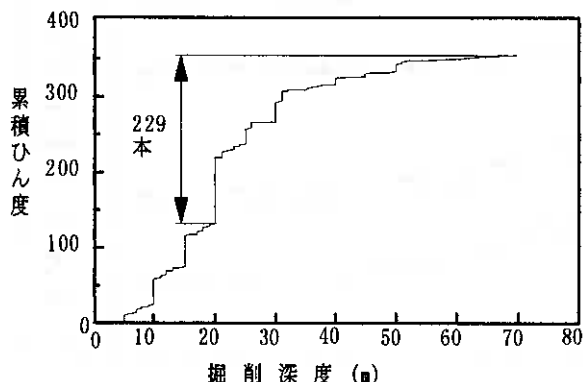


図-3 掘削深度-累積ひん度

える. 1本ごとに深度方向に20m までの資料の評価値, 20m を2等分し, 上部の10m と下部の10m の評価値, 4等分して上から5m ごとと評価値と言う具合に1, 2, 4, ..., 256等分での各区間の評価値を尺度値ごとに求めた. 次に, 各ボーリングの20m 全体の異なる尺度での評価値同士に線形関係を仮定し, 相関係数を求める. 同様に2, 4, 8, ..., 256等分でもおのおの尺度値で得られた評価値間の対応する区間に線形関係を仮定して相関係数を求める.

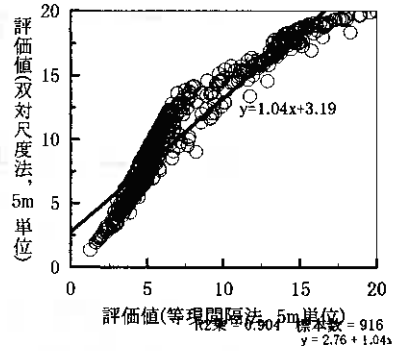
表-1 土質カテゴリと尺度値

カテゴリ		EQ	DU	AS	AL	AN
第四紀 (沖積層)	表土	1	1.0	1.0	1.0	1.0
	泥炭	2	2.5	3.4	4.5	5.0
	火山灰質粘性土	3	3.4	4.9	5.9	6.6
	有機質土	4	3.6	5.1	6.1	6.8
	粘性土	5	6.8	7.3	8.1	8.4
	シルト	6	11.3	11.0	10.9	10.3
	砂質土	7	13.6	12.8	12.2	11.9
	砂	8	14.1	13.2	12.5	12.2
	礫	9	14.6	13.5	12.8	12.4
	第四紀 (洪積層)	泥炭	10	14.7	13.6	12.9
火山灰質粘性土		11	14.9	13.8	13.0	12.6
有機質土		12	15.0	13.9	13.1	12.7
粘性土		13	16.3	15.0	14.0	13.5
シルト		14	18.2	16.9	15.8	15.1
砂質土		15	18.8	17.7	16.6	15.9
砂		16	19.1	18.0	17.1	16.4
礫質土		17	19.3	18.3	17.4	16.8
新第三紀	礫	18	19.5	18.7	18.0	17.4
	硬質土	19	19.7	19.2	18.7	18.3
	岩	20	20.0	20.0	20.0	20.0

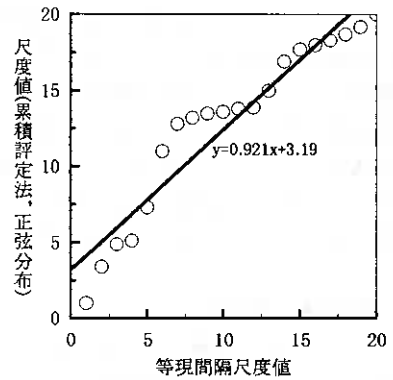
注) EQ:等現間隔尺度, DU:双対尺度法

A:累積評定法(S:正弦分布, N:正規分布,

L:ロジスティック分布), 以下の図表でも利用。



(a)



(b)

図-4 評価値の散布図例

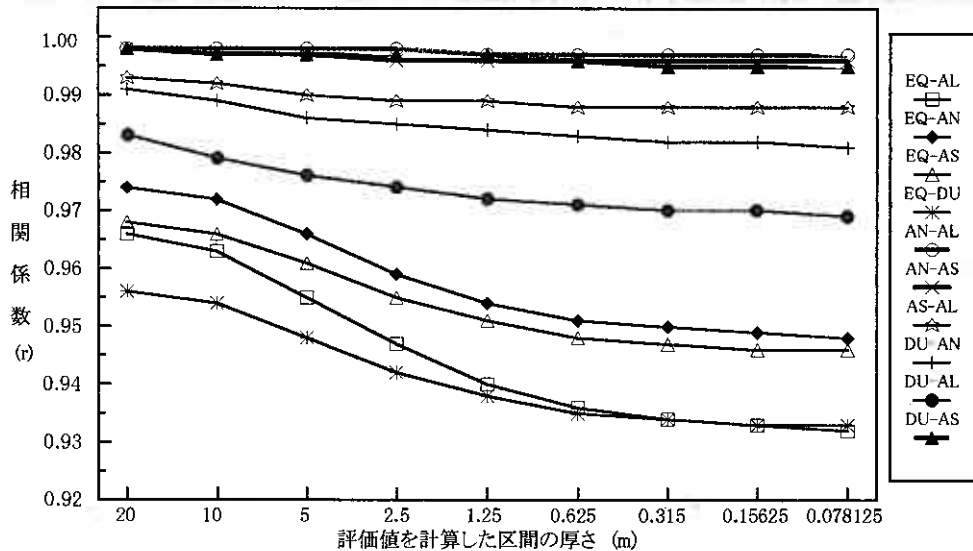


図-5 層の厚さを変えて求めたカテゴリ尺度値の異なる評価値間の相関係数

5. 評価値の比較

図-4(a)に解析深度20mの1/4(L=5m)ごとに等現間隔尺度値と双対尺度法の尺度値から求めた評価値の散布図を示す。同(b)には等現間隔尺度値と累積評定法(正弦分布)の尺度値の対をそれら尺度値より深度20mの1/256(L=0.076815m)ごとに求めた評価値間の散布図に代えて示す。評価値を求めるための計算区間Lが0.076815mと極めて狭いため、得られる評価値のほとんどはカテゴリにあてはめた得点(尺度値)と一致するからである。これらの図より、評価値を求める区間が狭くなると、尺度化に用い分布関数の累積分布の形に似てくる。図-5に示すように相関係数は累積評定法と双対尺度法の尺度値より求めた評価値間の相関係数は0.97以上である。等現間隔尺度値より求められる評価値と他尺度値より求められる評価値との相関係数は0.975~0.932である。いずれの評価値間の相関係数も、評価値を求める土層の区間が狭くなるほど低下するが、相関係数が最も低い場合でも0.932である。

6. 考察

双対尺度法および3種類の分布関数を用いて累積評定法で求めた尺度値から求めた評価値間の相関係数は、評価値を求める区間(L)の広狭にかかわらず極めて高く、ほぼ完全な線形関係にある。いずれの評価値でもを求める区間Lの幅をそれほど考慮せずに一意性を示すと考えてよい。これに比べて等現間隔尺度値と他尺度値による評価値は間の相関係数は多少低くなる。等現間隔尺度による評価値と他尺度による評価値との間の相関係数が低いと考えるか高いと考えるかは利用の仕方による。例えば、図-1に示す直交関数系でスペクトルに変換し、土質資料を数値として圧縮して記録するだけであるならば、どのような尺度値でも逆変換が可能であり、評価値間の線形関係は保証されなくてもよい。スペクトルの大きさを基に地盤の土層構成を解釈しようとする場合は、評価値はある程度線形性をもたなければ解釈が困難になる。しかし、図-4(b)にみるように、評価値を求める区間が極狭く、カテゴリに与える尺度値の差が解釈されるような場合は、評価値の種類に限られるので、解釈にそれほど過誤はないであろう。むしろ、評価値を求める区間が2.5m~0.3mで行われる場合の解釈に困難を伴う。また、評価値を求める区間が5m以上であれば図-5で示されるように相関係数が高くバラツキが小さいので、等現間隔尺度で土質構成を解釈しても過誤は小さいと考えられる。

7. まとめ

- 1) 累積評定法、双対尺度法のいずれの尺度値から求めた評価値も線形関係にあり、一意性を示す。よって、累積評定法、双対尺度法の尺度値からの評価値は間隔尺度として扱う区間の制限はない。
- 2) 等現間隔尺度値による評価値が他尺度値による評価値との間にやや線形性に欠けることを許容するならば、等現間隔尺度による評価値を間隔尺度みなすことができる。
- 3) 評価値が求められる区間が5m以上もしくは約0.3m以下の場合に、等現間隔尺度値を利用する評価値の解釈は大きな過誤を見ない。

参考文献

- 1) 朝日秀定：数量化ボーリング土質名のスペクトル解析による地盤区分
—スラント変換による場合—、土質工学会北海道支部技術報告集、第30号、pp.207-212、1990
- 2) 朝日秀定：数量化ボーリング土質名のスペクトル解析による地盤区分
—使用数値について—、土質工学会北海道支部技術報告集、第31号、pp.223-226、1991。
- 3) 朝日秀定・他：土質名を数値化したボーリング資料のスペクトル解析
—スペクトル地盤図の土質柱状図推定への利用—、情報地質、第6巻、1号、pp.1-12、1995。
- 4) 北海道建築士会空知支部岩見沢分会(編)：岩見沢市の地盤調査資料、岩見沢建設業協会、1989。
- 5) Stevens S.S. : Mathematics, Measurement, and Psychology, in Stevens S. S. (ed.), *Handbook of Experimental Psychology*, John Wiley & Sons, 1951.
- 6) Suppes S.S. and Zinnes J.L. : Basic Measurement Theory. in Luce R.D. & et al. (ed.), *Handbook for Mathematical Psychology*, 1, John Wiley & Sons, pp.1-76, 1963.
- 7) 松野久也, 田中啓策, 水野篤行, 石田正人 : 5万分の1地質図「岩見沢」, 北海道開発庁, 1964.

第18回地盤工学懇話会

日時：平成8年11月22日

会場：KKR札幌

テーマ：泥炭地盤の広域沈下に関する諸問題

参加者：16名

北海道においては泥炭性軟弱地盤が広く分布しており、多くの分野において研究が進められている。しかし、近年の宅地整備の進む都市周辺部において種々の要因において発生する泥炭地盤の広域的な沈下問題が顕在化してきている。沈下現象は広範囲に発生すること、原因が複合的であること、被害が民家等の建築物から道路などの公共施設と多岐に及んでいることが問題を複雑にしている。懇話会では出席された方から泥炭地盤の沈下に関する話題を提供していただき、情報交換と併せて沈下の実態についての意見交換が行われた。

話題提供は以下の6名の方にしていただいた。

北海道における泥炭地の分布とその特性	井上 京氏 (北海道大学農学部)
泥炭地盤の工学的性質	神谷 光彦氏 (北海道工業大学)
泥炭地盤における施工事例	林 宏親氏 (開発局開発土木研究所)
泥炭地盤におけるトラブル事例開発コンサル	真田 真氏 (北海道開発コンサル)
泥炭地盤における沈下のメカニズム	二ツ川 健二氏 (北海道土質コンサル)
泥炭地盤における沈下防止対策	立石 光一氏 (小野田ケミコ)

井上先生の話題提供は道内泥炭地の中から道東における別寒別牛湿原の泥炭層の沈下測定の実例である。これによれば泥炭層の形成には川の影響を強く受けること、沈下は水位変動の影響を強く受けること、8年間で1mを超える沈下量の実測事例などが紹介された。

神谷先生からは、特殊土とされる泥炭層は一般的な土質と比較した場合、工学的にどこが異なるのか、基礎研究の分野からの話題提供であった。その中で泥炭層は荷重によって圧密係数が大きく低下することや、載荷時間によってもこれらの値が大きく異なる点が示された。その特徴を端的に示せば沈下の大半は非常に早く進行し、その後、わずかな沈下量がダラダラ継続する特性があることである。

開発土研の林さんからは泥炭地盤において過去の不同沈下の実態についての紹介があった。その中で札幌市内の泥炭地盤に対策工法として実施されたパイルスラブ工法についての話題が提供された。その中で泥炭地盤に対する対策の考え方は、事前に対策工法に初期投資をするか、あるいは供用後のメンテナンスを前提にするかのどちらかであるが、今後は両者をどう調整するかが問題となることが示された。

開発コンサルの真田さんからは地盤沈下に絡んで、裁判にまで発展した事例の紹介がされた。地下水低下が沈下の原因になったに実例や、宅地造成時の盛土による沈下で一般家屋に被害がでた実例など、裁判の経過も併せた事例が紹介された。

北海道土質コンサルの二ツ川さんからは札幌市東部の泥炭地盤において沈下が実測された事例が示された。これによれば地下水位の変動と地盤沈下との関連が明らかであることが示された。ただし、地下水位は全体的には低下傾向にあるが、年間を通してかなり変動があり水位が上下動することによって沈下は累積してゆく傾向があること、積雪についても沈下に影響がある可能性などが示された。

またこれらの挙動は、さらに詳細に結果を検討してゆくことの必要性が強調された。

最後に小野田ケミコの立石さんから泥炭地盤における対策工法の紹介があった。これによれば、混合処理を行う場合、かなり高価な改良費がかかるため、表層にネットを敷いて改良率の低減を図った事例などが紹介された。

以上の話題提供を含めて、一般社会に対して泥炭地盤の実態を紹介する必要性について議論が交わされ地盤工学会として泥炭地盤の広域沈下に関する委員会の必要性が討議された。

第19回地盤工学懇話会

日時：平成9年2月6日

会場：札幌市民会館

テーマ：斜面安定

参加者：約50名

岩盤崩落は多くの犠牲者がでた豊浜トンネル、白糸トンネル崩壊事故が記憶に新しい。当懇話会はシンポジウム形式で進められ、安定問題を理論と実際の面からどうアプローチしたらよいか、積雪寒冷地の斜面崩壊特性、傾斜した軟岩を支持層とした場合の模型実験に関する件について紹介があった。以下に話題提供者とテーマを示した。

DDA（不連続変形法）解析の考え方と適用
積雪・寒冷地における斜面災害
軟岩地盤の支持力の模型実験による検討

陳 光斎氏（基礎地盤コンサルタンツ（株））
高橋 輝明氏（北海道開発コンサルタンツ（株））
西村 右敏氏（北海道大学工学部）

陳氏の内容は不連続変形法（DDA）を用いて豊浜トンネルのシミュレーション解析を実施した事例の紹介であった。経時的に岩盤が崩壊する様子がアニメーションとして編集されており感覚的にもわかりやすいものであった。ただし、当解析はシミュレーションであり事前予測法としては今後解決しなければならない問題点があることが示された。

高橋氏の話提供は技術発表会に関連したものであり、積雪寒冷地の斜面崩壊には地盤凍結や融雪水の影響といった気象要因が密接に関係していることが示された。それ以外の要因として斜面の傾斜角度、凸型斜面となっていること、柱状節理が発達して冷気が亀裂に入りやすい状態になっている箇所などが示された。また、このような箇所の崩壊時期は12月～4月に多い傾向があることも示された。今後はさらに被害事例を集積して事前予測法を確立することの必要性が述べられた。

西村氏の話提供も技術発表会に引き続くものであった。軟岩地盤における支持力の模型実験による検討を行い、支持力は斜面の傾斜角、天端の余裕幅により種々の破壊モードが現れることが示された。討議の中で実務レベルでは地盤のせん断強度はどのように求めているのかが議論された。その中でN値から ϕ を推定することの問題点が示され、現行のN値→ ϕ →支持力係数→支持力算定の方法に対してN値→支持力算定と直接求める方法はないのか？との質問があった。そのほか、風化の早い軟岩の試験方法などが質疑された。

懇話会幹事 ○三浦均也、斉藤和夫、佐野信房、前浜光爾、藪 正樹、柚木政基（○はチーフ幹事）

文責 斉藤和夫

平成8年度 地盤工学会北海道支部賞選考経過報告

選考委員

委員長	三田地利之	北海道大学工学部教授
委員	小林 俊介	日本道路公団北海道支社建設部長
〃	田中 富男	北海道開発コンサルタント(株)取締役
〃	谷藤 和三	北海道電力(株)土木部長
〃	能登 繁幸	北海道開発局開発土木研究所構造部長
〃	林 勝朗	北海道立寒地住宅都市研究所環境科学部長

選考経過

平成9年3月6日支部事務局において、支部賞授与規定により審議した結果、つぎの3編を授賞論文として選考した。

論文名 PS検層による深層混合処理の改良評価について

著者 山口 悟 西川純一 林 宏親

受賞者 山口 悟

選考理由

軟弱地盤の地盤改良工法として近年、深層混合処理工法が広く用いられている。この工法による改良柱体の強度評価は、サンプリングされた試料の一軸圧縮強さによって行われるのが一般的である。しかし、この方法では、改良柱体の原位置における亀裂性状が把握出来ないことや、改良不十分な部分の試料が採取できないことなどが考慮されていないため、改良柱体の強度をよりの確に把握できる方法の開発が望まれており、いくつかの機関において、各種サウンディングやPS検層などの手法を用いた新たな評価手法について検討が行われている。

著者らは、これまでPS検層を用いた深層混合処理工法の改良効果に関する研究を継続して来たが、本研究では過去に実施された室内における超音波伝播速度試験の結果を整理するとともに、道内数ヶ所の現場における改良柱体について種々の方法によるPS検層を実施した。その結果、改良柱体の評価のためのPS検層には、1m区間での測定が可能な孔内起振受振方式が有効であることを確認し、PS検層による改良柱体の評価は、改良柱体から試料採取が不可能な場合に特に有効であることを実証した。また、孔内起振受振方式をはじめとするPS検層による速度測定と一軸圧縮強さとの関係式を直接的に求めることにはやや難しさがあるものの、PS検層は一軸圧縮強さによる評価ができない区間に適用でき、かつ改良柱体を1m区間あるいはそれより長い区間にわたって総体的に評価可能な方法であることを明らかにした。

これらの成果は、深層混合処理工法によって改良された地盤の改良度の評価を、現行の手法に比べ、より広範囲に実施可能な方法を示唆するものとして、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 斜面軟岩地盤上の直接基礎の支持力模型実験

著者 西村右敏、三浦均也、土岐祥介、鳴海英樹

受賞者 西村 右敏

選考理由

山岳部における道路の建設に際しては、傾斜した軟岩地盤上に橋梁などの構造物の基礎を建設する場合が多い。しかし、支持力についての研究は粘土や砂地盤については蓄積があるが、比較的良好な支持地盤として期待される軟岩地盤の支持力特性についての研究は少ないのが現状である。岩盤を構成する岩石は、その成因や構成鉱物により力学的特性が異なるのが一般である。また、基礎の形態についても、実際には基礎形状のみならず地盤の幾何学的条件および破壊形態も3次元적であり、2次元帯基礎に比べ支持力の解析的な取り扱いはより一層困難である。

そこで著者らは、力学的性質の異なる4種類の人工軟岩地盤を作成し、一軸および三軸圧縮試験による応力一ひずみ挙動と3次元的基礎を対象とした支持力模型実験による荷重一沈下挙動とを比較、検討することにより、要素試験によって基礎の支持力一変形挙動を推定できる可能性を示唆している。

さらに、破壊後の地盤内部断面を観察することにより、地盤形状（斜面傾斜角）と基礎設置条件（天端余裕幅）が同じ条件下の載荷でも地盤物性が異なれば、その破壊性状は大きく異なることを明らかにしている。また、同一地盤材料で斜面傾斜角と天端余裕幅の組み合わせを変化させた斜面地盤の支持力実験を行い、支持力一変形挙動および地盤の破壊性状に及ぼす影響を明らかにしている。

本研究は、斜面傾斜角や天端余裕幅、地盤物性の違いが支持力一変形挙動と破壊形態に及ぼす影響を系統的に調べた数少ない研究の一つであり、載荷の進行に伴う基礎底面下の地盤密度の増加や拘束条件の変化を含めて、進行性破壊現象のメカニズムについても詳細に捉えたものであり、地盤工学の発展に寄与するところが大きい。

よって、著者は地盤工学会北海道支部賞を授与される資格があるものと認める。

論文名：ボックスカルバート上の道路凍上現象(2)

著者：林 啓二、本間 公康、櫻庭 満、鈴木 輝之

受賞者：林 啓二、櫻庭 満

選考理由

北海道のような寒冷地においては、道路の凍上対策として、主として、置換工法や断熱工法等が多く用いられている。ところが、カルバート等の道路横断構造物が比較的小さい土被りで設置された場合、一般盛土区間の凍結の進入とは異なり、カルバート内部からの低温域と路面からの低温域とが干渉し合う様な状態となり、その直上の路面に凍上が発生するため、これに伴って発生した舗装体の引っ張りクラックの維持補修が必要となる例が多い。また、これら構造物の背面の埋め戻しには透水性の良質材を用いることとしているが、その上部の材料についての規定は設けられておらず、概念的には判っていてもその対策工を設計時に反映することができずにいるのが実情である。

著者らは試験箇所を設けて現場計測を実施することで、凍上量、凍結深及び土中温度分布を計測し、上記現象が実際に発生していることを証明するとともに、断熱材を用いて対策工を施した箇所との比較を行い、その効果を立証している。さらに、凍上性材料を盛土材に用いる場合の設計条件や施工条件によるカルバート上の凍上対策選定フローチャートを提案している。

本研究における現場計測結果は、全国的にも希で貴重なデータの蓄積であるとともに、研究の成果は今後のカルバート設計時に検討条件の一つとして加えるべきことを示しており、地盤工学の発展に貢献するところが大きい。

よって著者らは地盤工学会北海道支部賞を授与される資格あるものと認める。

本書刊行に際して広告掲載協賛者ご芳名録

目 次

(五十音順)

土木・建設

か	鹿島建設株式会社	11
た	大成建設株式会社	12
み	宮坂建設工業株式会社	10

コンサルタント・その他

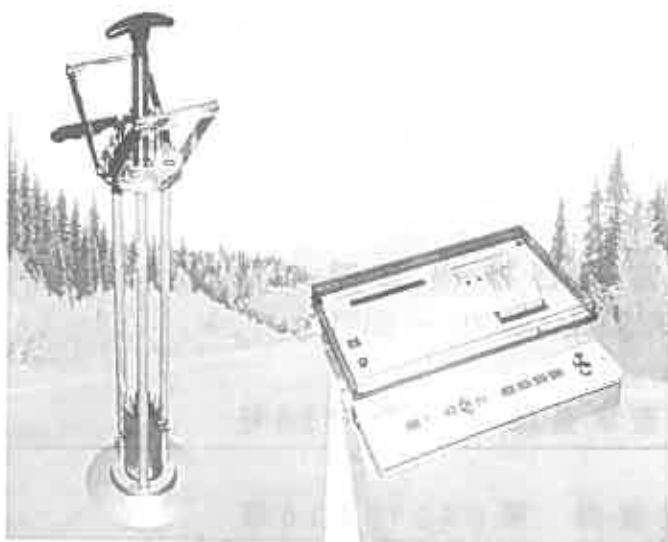
お	応用地質株式会社	3
か	株式会社開発工営社	3
	社団法人寒地港湾技術研究センター	11
き	基礎地盤コンサルタンツ株式会社	4
こ	株式会社構研エンジニアリング	4
さ	サンコーコンサルタント株式会社	5
し	株式会社ジオテック	11
	株式会社ジャコム	1
す	住鋳コンサルタント株式会社	5
た	株式会社ダイヤコンサルタント	6
ち	千葉ボーリング工業株式会社	6
と	トキワ地研株式会社	7
は	パシフィックコンサルタンツ株式会社	7
ほ	北電興業株式会社	2
	北海道開発コンサルタント株式会社	8
	北海道共同石灰株式会社	8
	北海道士質コンサルタント株式会社	9
	北海道土地改良事業団体連合会	9
	北海道農業土木コンサルタント株式会社	12
ゆ	株式会社ユニオン・コンサルタント	10

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、水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 北海道札幌市中央区大通東8丁目1番地

TEL 011-241-7656

21世紀への確かな未来を拓く高い技術力

北電興業株式会社

技 術 部

登 録 業 種

・建設コンサルタント業登録 建6第2542号

港湾及び空港部門

電力土木部門

造園部門

地質部門

土質及び基礎部門

鋼構造及びコンクリート部門

・地質調査業登録 質6第1526号

・測量業登録 第(4)11276号

取締役社長 酒 井 賢 一 (技術士)

常務取締役 小山田 博

技術部長 湯 浅 健 二 (技術士)

〒060-0031 札幌市中央区北1条東3丁目1番地

TEL 011-261-1476 FAX 011-210-7180



知る。考える。活かす。

 応用地質株式会社

〒102 東京都千代田区九段北4-2-5 TEL (03) 3234-0811

札幌支社

〒003 札幌市白石区南郷通1丁目北9-20

TEL (011) 863-6711 FAX (011) 864-5162

支店長 平田 啓一

防災を
見すえる
応用地質です。

どこまで小さくできるだろうか、災害とその被害。
人間にとつてのとても重要なテーマに取り組む応用地質です。

私達は、

21世紀を創造します

建設コンサルタント登録 測量業者登録 地質調査業登録 一級建築士事務所登録



株式会社 開発工営社

KAIHATSU KOEI CO., LTD

代表取締役社長 阿部 洋七郎

〒060-0004 札幌市中央区北4条西5丁目1番地 アスティ45ビル

TEL (011) 207-3666 番 FAX (011) 218-5777 番

当社は地盤工学をベースとした建設分野のコンサルタント

として、技術開発と技術力の向上に努力しております

基礎地盤コンサルタント株式会社

代表取締役社長 森 研 二

技術顧問 北海道大学名誉教授 北 郷 繁

京都大学名誉教授 赤 井 浩 一

東京理科大教授 石 原 研 而

北海道支社支社長 三 浦 盛 男

〒003-0807 札幌市白石区菊水7条2丁目7番1号SEビル

電話 011-822-4171(代)・FAX 011-822-4727

ゆたかな未来を

道路・橋梁・河川・環境・地質調査・計画・設計

KOHKEN



株式会社 構研エンジニアリング

取締役会長 仲 保夫

代表取締役社長 南 隆

専務取締役 斎藤 紘

専務取締役 大島 紀房

〒065-8510 札幌市東区北18条東17丁目1番1号

Tel. (011)780-2811(代表)

Fax. (011)785-1501

総合建設コンサルタント 計画・調査・設計・測量・建築

調査と技術力



サンコーコンサルタント株式会社 札幌支店

札幌支店長 高岩 勝

〒060-0001 札幌市中央区北1条西13丁目4番地
(タケダ札幌ビル)

TEL 011-251-8551 FAX 011-251-8110



“信用を重んじ確実を旨とする”
社会開発に貢献する

住鉱コンサルタント株式会社札幌支店

〒060-0006 札幌市中央区北6条西22丁目2番3号

TEL011-615-1520

取締役副社長支店長 小林 雄一

— 営業品目 —

1. 地質・土質・水文・物理探査・地すべりの調査解析
2. 道路・トンネル・橋梁・河川・砂防の計画・設計
3. 環境・地熱・温泉・鉱床・測量その他の調査



株式会社 ダイヤコンサルタント札幌支店

取締役社長 佐藤 俊典
専務取締役支店長 長尾 俊雄

本社 171-0014 東京都豊島区池袋3丁目1番2号 光文社ビル
電話(代表) (03) 3986-5191番
札幌支店 060-0001 札幌市中央区北1条西7丁目1番プレスト1・7
電話(代表) (011) 272-2701番
FAX (011) 272-2688番



CHIBA
BORING
INDUSTRY

大地と水の総合コンサルタント

千葉ボーリング工業株式会社

代表取締役社長 山 水 惟 久

本社 旭川市4条西2丁目
〒070 TEL: 0166-22-7341(代)・FAX: 0166-22-9333
札幌支社 札幌市中央区北2条東1丁目札幌北2条サンマウンテンビル7F
〒060 TEL: 011-222-4909
FAX: 011-222-4306

都市へ、自然へ、人間へ。



建設コンサルタント

トキワ地研株式会社

代表取締役 社長 小林 扶

業務内容 : 地質及び土質調査、解析業務、
地熱温泉・さく井調査、土木設計・測量

本社/〒065-0028 札幌市東区北28条東2丁目 TEL011-751-4841 FAX 011-741-5960

分室/〒090-0817 北見市常盤町1丁目5番9号 TEL0157-26-1616 FAX 0157-22-5124

- 登録 建設コンサルタント（地質部門）、地質調査業、測量業
- 許可 建設業（とび・土工・コンクリート工事・さく井工事）



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 川 口 敏 夫

札幌市北区北7条西1丁目2番地6

NSS・ニューステージ札幌

TEL(011)700-5222 FAX(011)700-5220

道東事務所 釧路市栄町9丁目9番1号

TEL(0154)25-6781 FAX(0154)25-6681

道南営業所 函館市若松町6番7号

TEL(0138)23-3361 FAX(0138)23-3363



総合建設コンサルタント

北海道開発コンサルタント株式会社

取締役会長 佐藤 幸男
 代表取締役社長 大串 國弘
 代表取締役副社長 青木 弘

本社 〒004 札幌市厚別区厚別中央1条5丁目4番1号
 ☎ 011-801-1500



軟弱地盤を变身させる!

安価、迅速に工事が進められます。

□土質安定材ベストキーパーシリーズ

種別	製品名	仕様	特徴
石灰	ベストキーパー-L	生石灰	高強度の軟弱土・砂・砂礫土等を改良。地下水による膨張防止。改良土の自立性・安定性確保。
	ベストキーパー-LP	生石灰	高強度の軟弱土・砂・砂礫土等を改良。地下水による膨張防止。改良土の自立性・安定性確保。
石灰・セメント	ベストキーパー-LP20	生石灰・セメント	高強度の軟弱土・砂・砂礫土等を改良。地下水による膨張防止。改良土の自立性・安定性確保。
	ベストキーパー-LP30	生石灰・セメント	高強度の軟弱土・砂・砂礫土等を改良。地下水による膨張防止。改良土の自立性・安定性確保。
乾燥固結材	ベストキーパー-LP20P	生石灰・セメント	「ベストキーパー」の特長を改良することにより安定材の劣化を防止し、「乾燥固結材」として、作業現場、取付環境の改善に効果的。セメント系の施工も可能。
	ベストキーパー-LP30P	生石灰・セメント	「ベストキーパー」の特長を改良することにより安定材の劣化を防止し、「乾燥固結材」として、作業現場、取付環境の改善に効果的。セメント系の施工も可能。
	ベストキーパー-LP20OP	生石灰・セメント	「ベストキーパー」の特長を改良することにより安定材の劣化を防止し、「乾燥固結材」として、作業現場、取付環境の改善に効果的。セメント系の施工も可能。
	ベストキーパー-LP30OP	生石灰・セメント	「ベストキーパー」の特長を改良することにより安定材の劣化を防止し、「乾燥固結材」として、作業現場、取付環境の改善に効果的。セメント系の施工も可能。
セメント系	ベストキーパー-LP	セメント	セメント系以外の軟弱土に効果的。

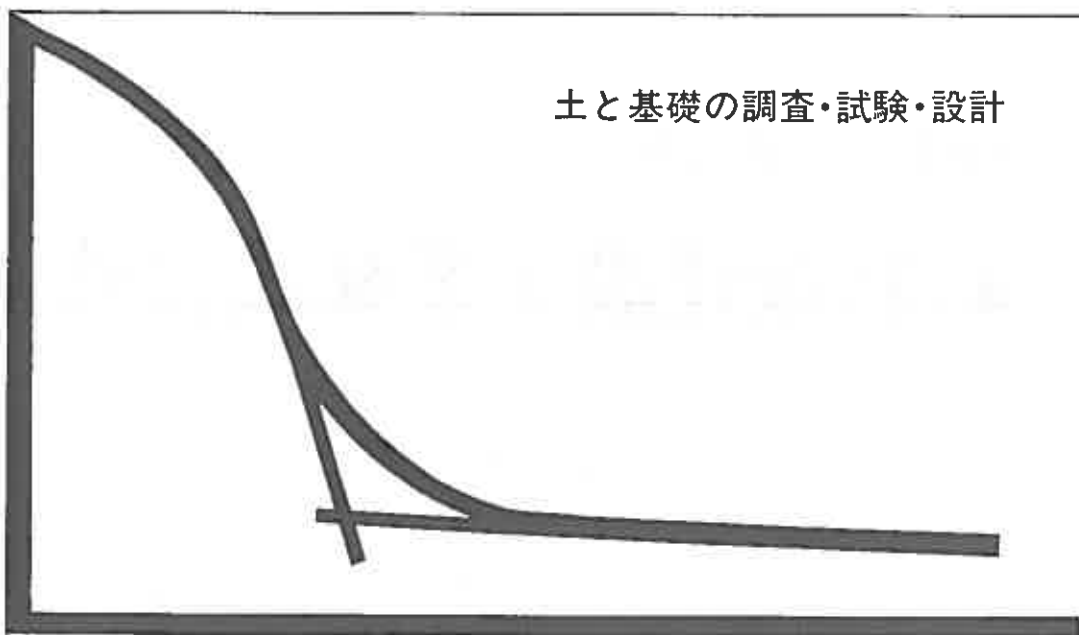


北海道共同石灰株式会社

本社 〒055 苫小牧市新中野町3丁目1番12号
 電話 (0144) 32-7522/80
 FAX (0144) 32-7535

代表取締役社長 藤原 充浩

土と基礎の調査・試験・設計



北海道土質コンサルタント株式会社

本社試験所／札幌市豊平区平岸1条2丁目 TEL(011)841-1466



「土・人・水」のハーモニー
農業農村整備

豊かで活力ある農村づくりをめざす

事業計画—実施設計—施工管理—
維持管理の技術指導まで一貫した
技術援助、指導を行います。

北海道土地改良事業団体連合会

総合技術センター

〒061-12 北 広 島 市 輪 厚 83

TEL(011)376-3111 FAX(011)376-3287

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
営業所 出張所	☎085-0046	釧路市新橋大通3丁目2番126号 旭川・苫小牧・占冠・東京

UNIGON

よりよい調査で
住みよい国土を目指す
総合地質コンサルタント

地質・土質・水・地熱温泉の調査と地通り対策調査・環境アセスメント
物理探査・物理検層・地化学探査・試錐・土木設計と測量
水質汚濁・土壌汚染の調査解析と対策

登録／建設コンサルタント・地質調査業・測量業
許可／さく井業

株式会社 **ユニオン・コンサルタント**

代表取締役 理学博士 齋藤 昌之
技術士

〒001 札幌市北区麻生町7丁目3番12号U. C. BLD.
電話 (011) 746-8281 (代表)
FAX (011) 746-8284

快適な環境を創造する

鹿島

KAJIMA CORPORATION

取締役支店長 鷓 飼 進

札幌支店 ● 札幌市中央区北3条西3丁目1-4

電話 ● 011(231)5181(代)

運輸大臣許可

社団法人 寒地港湾技術研究センター

会長 尾 崎 晃

積雪寒冷地の港湾は厳しい自然条件におかれております。この条件を創意工夫により制御及び利用し、質の高い構造物の設計施工技術の開発研究を推進する研究センターです。積雪寒冷地域が今後一層発展し豊かな社会を形成するため積極的な諸活動を行っております。

● 主な事業内容 ●

● 寒地港湾技術の調査研究受託 ● 資料の収集 ● 出版物の刊行 ● 講演会、講習会、シンポジウムの開催

〒060 札幌市北区北7条西2丁目8番地
北ビル9F

TEL 011-747-1688

FAX 011-747-0146

建設コンサルタント業登録(建9第4888号) 地質調査業登録(質9第1386号)

自然と対話する



株式会社 ジオテック

営業種目

- 地質と土質に関するコンサルティング業務
- 地質と土質にかかわる現位置調査試験・室内試験
- 地盤と構造物にかかわる計測業務
- 施工管理業務

〒062 札幌市豊平区月寒東4条9丁目5番27号

Docon月寒ビル

TEL(011)854-2994 FAX854-9841

代表取締役 田 中 富 男



カモメの星

海辺の景色にカモメが溶け込んでゆく

この星の七の、こんな光景が、

いつまでも、いつまでも、続きますように。

私たちは、道や、ビルや、街が生まれるそのそばで、

静かないのちが精一杯生きていることを

忘れずにいたいと思っています。

豊かな北の大地を拓く土地改良
農業土木の総合コンサルタント

北海道農業土木コンサルタント株式会社

代表取締役社長 堀 井 健 次

特別顧問 塚 本 健 二

〒060 札幌市北区北7条西6丁目2番地5NDビル

☎代表011(747)7321