

技術報告集目次

- 1) 泥炭の動的変形特性に及ぼす圧密条件の影響 1
寒地土木研究所 ○林 宏親, 西本 聡, 橋本 聖, 梶取 真一
- 2) 泥炭地盤の圧密沈下に関する諸問題の検討 —当別試験盛土の例— 7
シーウェイエンジニアリング ○山添 誠隆
北海道大学大学院 田中 洋行
寒地土木研究所 林 宏親
日本大学 三田地 利之
- 3) CPT と SCPT による泥炭地盤の荷重履歴の影響 17
北海道大学 ○稗田 教雄
北海道大学大学院 田中 洋行, 金子 広明
応用地質 河内 誠, 田村 展明
ダイヤコンサルタント 小泉 和弘
- 4) 未圧密地盤における強度試験方法の検討 21
北海道大学大学院 ○金子 広明, 田中 洋行
東亜建設工業 平林 弘, 松岡 達也
- 5) 厚真の原位置及び室内試験から得られた強度特性 29
北海道大学 ○服部 直
北海道大学大学院 田中 洋行, 金子 広明
東亜建設工業 平林 弘, 松岡 達也
- 6) 泥炭地盤における斜杭基礎の適用性に関する実験的検討 33
寒地土木研究所 ○富澤 幸一, 西本 聡
北海道大学大学院 三浦 清一
- 7) 石狩川流域の堤防盛土における泥炭性軟弱地盤の原位置強度特性について 41
ドーコン ○大久保 達郎, 佐野 弘毅
室蘭工業大学大学院 木幡 行宏
- 8) 積雪寒冷地にある現地斜面の計測結果とその評価 45
室蘭工業大学大学院 ○五十嵐 はるか, 川村 志麻, 照井 秀幸
北海道大学大学院 三浦 清一
- 9) 凍結融解履歴を有する破碎性火山灰質土斜面の崩壊機構に関する模型実験 53
室蘭工業大学大学院 ○奥田 健太, 川村 志麻
北海道大学大学院 三浦 清一
室蘭工業大学大学院 芦原 真志
- 10) 切土法面における小段排水の凍上メカニズムと耐凍上性の検討 63
寒地土木研究所 ○安達 隆征, 西本 聡, 佐藤 厚子
- 11) 凍上被害が多い地域における帯鋼補強土壁の実物凍上実験 69
ヒロセ ○高尾 浩司郎, 相原 啓一
沖田コンクリート 宮越 一男

- 12) 大型土のうを用いた高含水比土の凍結脱水効果について 73
 寒地土木研究所 ○佐藤 厚子
 北見工業大学 鈴木 輝之
 北見工業大学 中村 大
 寒地土木研究所 西本 聡
- 13) 岩石の凍上圧に関する基礎的研究 ―凍上発生位置の強度依存性― 79
 北見工業大学 ○中村 大, 後藤 隆司, 伊藤 陽司, 山下 聡, 鈴木 輝之
- 14) 寒冷地の高速道路トンネルにおける地山の凍上対策に関する検討 85
 東日本高速道路 谷藤 義弘, 川島 正人
 ネクスコ・エンジニアリング北海道 ○山内 智
- 15) Dependency of shear behavior of base coarse materials on moisture content evaluation by multi-ring shear testing 95
 北海道大学大学院 ○イナム アッシム, 石川 達也, 三浦 清一, 瀬川 宙郷
- 16) 小型 FWD 試験による K 値に及ぼす気温変化と現場密度の影響 103
 室蘭工業大学大学院 ○石田 孟, アーマッド シャフィーク, 木幡 行宏
 道路工業 山本 健一, 齋藤 昌之
- 17) アッシュストーンを用いた HDPE ジオグリッドの引抜き試験について 111
 苫小牧高専 ○中村 努, 吉澤 耿介
 苫小牧高専専攻科 遠藤 貴将
- 18) ジオテキスタイルおよびジオテキスタイルシートの垂直方向透水性に関する考察 119
 室蘭工業大学大学院 ○蒲生 夏希, 木幡 行宏, 加藤 祥子
 三井化学産資 弘中 淳一, 平井 貴雄
- 19) 静的締固め杭の水平間距離と応力変化・地盤変形の関係 125
 北海道大学大学院 ○西村 聡
 ジオデザイン 竹花 和浩
 港湾空港技術研究所 森川 嘉之
 国土交通省関東地方整備局 高橋 英紀
- 20) 繊維材混合流動化処理土の力学特性に及ぼすセメント系固化材の影響 131
 室蘭工業大学大学院 ○伊藤 企陽司, 木幡 行宏, 小山 雄大
- 21) セメント改良地盤の凍結深さの推定に関する一考察 137
 寒地土木研究所 ○梶取 真一, 西本 聡, 林 宏親, 橋本 聖
- 22) 低温養生条件におけるセメント改良泥炭の強度発現 145
 寒地土木研究所 ○橋本 聖, 西本 聡, 林 宏親
- 23) 気泡混合処理土の強度発現に関する基礎的研究 151
 函館高専 ○片岡 沙都紀, 川口 貴之
 函館高専専攻科 堀田 崇由
 港湾空港技術研究所 田中 政典
 興亜開発 富田 龍三, 中島 美代子

24) オホーツク海サハリン沖メタンガス含有堆積土の土質特性	159
北見工業大学大学院 ○森脇 友裕 北見工業大学 山下 聡, 八久保 晶弘, 南 尚嗣, 庄子 仁	
25) 自然由来による重金属等(ヒ素)汚染盛土の処理工法と溶出特性に関わる短期現場試験	169
イーエス総合研究所 ○植松 えり子, 小口 智久, 松本 勲, 常松 哲	
26) 石膏粉添加による土壌中の自然由来ヒ素の不溶化ー石膏共存下ヒ酸カルシウムの溶解度ー	177
イーエス総合研究所 ○齋藤 謙一, 植松 えり子, 田村 紘基, 常松 哲	
27) 岩石ずりからの重金属類溶出特性についてー河川水などの周辺環境水を用いた溶出試験ー	183
寒地土木研究所 ○田本 修一, 伊東 佳彦, 阿南 修司	
28) 粘性土の非排水強度におよぼす試料の乱れの影響	189
北海道大学大学院 ○福田 文彦, 近藤 雄大	
29) 除荷時における粘性土の圧縮挙動	195
北海道大学大学院 ○大橋 多朗, 田中 洋行, 堤 彩人	
30) 種々の地盤材料の圧縮曲線に対するひずみ速度依存性の比較(第三報)	199
北海道大学大学院 ○堤 彩人, 田中 洋行 函館高専 川口 貴之	
31) 波の侵食による斜面崩壊とその評価法に関する遠心力載荷実験	207
室蘭工業大学大学院 ○宮越 晃大, 川村 志麻 北海道大学大学院 三浦 清一	
32) 火山灰質地盤における杭基礎の水平抵抗特性に関する検討	215
寒地土木研究所 ○江川 拓也, 西本 聡, 富澤 幸一	
33) 雪堆積場としての適用性に関する火山灰地盤の透水性評価	221
宮浦興業 ○宮浦 征宏 上山試錐工業 中田 隆文 四国ボーリング工業 木村 充宏 北海道大学大学院 横浜 勝司	
34) 堤防締固め土の動的せん断挙動に及ぼす締固め度の影響とその評価法	229
北海道大学大学院 ○松村 聡, 横浜 勝司, 三浦 清一, 伊藤 啓介	
35) BEによる締固め土のせん断剛性率の測定とその利用法について	237
北海道大学大学院 ○泉 信太郎, 横浜 勝司, 三浦 清一, 細野 雄太	
36) 堤防盛土の透水係数に及ぼす締固め条件および間隙構造の影響	241
北海道大学大学院 ○横浜 勝司, 三浦 清一, 細野 雄太, 泉 信太郎	
37) 平板載荷試験による地盤の支持力推定法に関する研究	247
寒地土木研究所 ○福島 宏文, 西本 聡, 富澤 幸一 北海道大学大学院 三浦 清一	
38) ボーリング調査時の騒音・振動計測結果の一事例について	255
イーエス総合研究所 ○城山 正詞, 浦波 幸雄, 十鳥 恭一	
平成21年度地盤工学会北海道支部賞選考経過報告	259

泥炭の動的変形特性に及ぼす圧密条件の影響

土木研究所 寒地土木研究所 国際会員 ○林 宏親
同上 国際会員 西本 聡
同上 正会員 橋本 聖
同上 正会員 梶取 真一

1. まえがき

室内において繰返し試験を実施して、土の動的変形特性（せん断剛性率あるいは履歴減衰率のひずみ依存性など）を求める際には、原位置での応力状態をできるだけ忠実に再現する必要がある。ただし、砂質土や粘性土の場合、平均有効応力 p' ($= (1+2K)\sigma_v'/3$: K は異方圧密応力比 ($=\sigma_h'/\sigma_v'$)、 σ_h' は水平圧密応力、 σ_v' は鉛直圧密応力) を一定にすれば、異方圧密応力比が動的変形特性に与える影響は無視できることが確認されている¹⁾²⁾。このことより無機質土に関する実務では、試験を単純にするため、原位置での静止土圧係数 K_0 を測定または推定した上で、有効土被り圧から p' を求めて、等方圧密することが多い。

一方、泥炭は構造異方性が強く、無機質土と比べて異なる K_0 特性を持つことが明らかとなっている³⁾。しかし、泥炭の動的変形特性に関する既往研究のほとんど⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾は、等方圧密条件の実験結果に基づいて議論がされている。異方圧密の影響については、荻野ら⁸⁾が秋田において採取された泥炭のベンダーエレメント試験と繰返し三軸試験結果を示しているにとどまっている。そこで、本研究では、北海道の不攪乱泥炭に対して等方および異方圧密条件における繰返しねじりせん断試験を行い、異方圧密応力比の違いがせん断剛性や履歴減衰率に与える影響などを調べた。

2. 実験概要

2.1 試料

江別市美原および共和町梨野舞納において、シンウォールサンプリングした不攪乱泥炭を用いて実験を行った。物性値を表 1 に示す。江別市美原において採取した泥炭（以下、江別泥炭）は、やや分解した有機物が主体であり、自然含水比 300%~468%、強熱減量 44%~61%であった。共和町梨野舞納の泥炭（以下、共和泥炭）は、未分解な植物遺骸を多く含み繊維質に富んでいた。共和泥炭の自然含水比は 834%~935%と北海道に分布する泥炭の中では比較的高い含水比の領域にある。強熱減量は 90%以上であり、ほとんどが有機物であったことを示している。江別泥炭と共和泥炭の圧密特性を比較すると、共和泥炭の圧密降伏応力が比較的小さく、かつ初期間隙比や圧縮指数から非常に大きな圧縮性を持つことがわかる。

なお、泥炭地盤は極めて不均質に堆積しているため、同一箇所から採取した試料であっても、各供試体で物性がばらつく恐れがある。そのため、採取した試料のうち繊維質の含有や分解の度合いが大きく変わらない部分から、各試験の供試体を作製するよう努めた。さらに、試験後の供試体の強熱減量を測定し、物性が大きく変わらないことを確認した。

表 1 実験に用いた泥炭の物性

項目	江別泥炭	共和泥炭
土粒子の密度 (g/cm^3)	2.09	1.54
自然含水比 (%)	300~468	834~935
強熱減量 (%)	44~61	91~94
初期間隙比	7.2	14.5
圧縮指数	4.1	9.5
圧密降伏応力 (kN/m^2)	26	14
分解度 (水洗い法) (%)	82	-
分解度 (フォンポスト法)	H8	-

2.2 実験条件と方法

(1) 実験条件

等方圧密のほか、軸方向応力 σ_a' を 30kPa と一定にして異方圧密応力比 K ($K=0.4, 0.6, 0.8,$) を変化させたシリーズと平均有効応力 ($p'=30\text{kPa}$) を等しくし K ($K=0.4, 0.6, 0.8$) を変えたシリーズの繰返しねじりせん断試験を実施した。表 2 に実験条件を示す。なお、江別

泥炭では軸方向応力一定のシリーズにおいて、 $K=0.4$ のケースは実施していない。

ここで、設定した圧密条件と今回試験を実施した箇所における原位置での静止土圧係数 K_0 値ならびに平均有効応力 p' の関係が重要になる。よって、式(1)³⁾を用いて強熱減量 $Li(\%)$ と過圧密比 OCR から推定した原位置の K_0 値および有効土被り圧と K_0 値から求めた原位置の p' を表 3 に示す。

$$K_0 = (0.5 - 0.004Li) \times OCR^{(0.005Li + 0.45)} \quad (1)$$

まず、原位置での K_0 値は、実験において設定した異方圧密応力比 ($K=0.4 \sim 1.0$) の範囲に入っている。また、実験において設定した p' (18~30kPa) は、江別泥炭の原位置 p' の 1.6~2.7 倍、共和泥炭の 5~8 倍であり、正規圧密状態で実験を行ったことが確認できる。

(2) 実験方法

繊維質を多く含む泥炭の場合、供試体の作製・設置方法が重要となるので、ここで詳細に記述する。基本的には、地盤工学会基準「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 (JGS 0550)」に従った。まず、押し抜き器を用いて慎重にシンウォールチューブから試料を取り出し、ワイヤソーで適当な長さに切断した後、ワイヤソーとストレートエッジを使用して供試体側面を整形した。この際、根や茎などの繊維を切断することが困難な場合には、はさみとカッターナイフを用いた。次にモールドを取り付け、上下端面を丁寧に整形し、ドリルガイドを取り付け、ドリルで内孔を整形するための先行孔を空けた。先行孔にワイヤソーを通し、供試体内側を少しずつ慎重にくり抜いたが、繊維を切る際にはさみやカッターナイフを併用した。最後に内孔をストレートエッジで整形した。使用した泥炭は、繊維質を多く含むものだったが、以上の手順を慎重かつ手早く行うことで所定の供試体を成形することができた。なお、供試体の寸法は、外径 70mm、内径 30mm、高さ 70mm とした。

供試体の設置では、圧密時間の短縮を図るため、供試体内孔面および外周面にろ紙 (0.5cm×8cm) を等間隔に各々 6 枚使用した。供試体の飽和に際しては、まず供試体内部の空気を徐々に二酸化炭素へ置き換えた上で、脱気水を供試体に流し入れ、間隙を脱気水で満たした後に、100kPa の背圧を載荷した。0.98~1.0 の B 値が確認されている。このように作製・設置された供試体に対して、地盤工学会基準 (JGS 0543) に従い試

表 2 実験条件

圧密条件	軸方向応力 σ_a' (kN/m ²)	側方向応力 σ_r' (kN/m ²)	異方圧密応力比 $K (= \sigma_r' / \sigma_a')$	平均有効応力 p' (kN/m ²)
等方圧密	30	30	1.0	30
軸方向応力 σ_a' 一定で 応力比 K 変化	30	12	0.4	18
	30	18	0.6	22
	30	24	0.8	26
平均応力 p' 一定で 応力比 K 変化	50	20	0.4	30
	41	25	0.6	30
	35	28	0.8	30

表 3 原位置の静止土圧係数と平均有効応力

項目	江別泥炭	共和泥炭
強熱減量 (平均値) Li (%)	52	93
過圧密比 OCR	1.5	2.5
静止土圧係数 K_0 値	0.46	0.51
有効土被り圧 p_v' (kN/m ²)	17.2	5.4
原位置の平均有効応力 p' (kN/m ²)	11.0	3.6

験した。供試体を所定の圧力で等方圧密 ($K=1.0$) あるいは異方圧密 ($K=0.4, 0.6, 0.8$) し、3t 法により圧密を打ち切った後、非排水条件下で正弦波 (0.05Hz) の繰返しねじり力を 1 載荷段階につき 11 波載荷した。

3. 実験結果と考察

3.1 軸方向応力一定のシリーズにおける異方圧密応力比の影響

ここでは、軸方向応力一定 ($\sigma'_a=30\text{kPa}$) で異方圧密応力比 K が異なるシリーズについて述べる。等価せん断剛性率とせん断ひずみ関係を図 1 に示す。共和泥炭の一部にデータのばらつきはあるものの、同じひずみレベルにおけるせん断剛性は、異方圧密応力比が大きくなるほど大きな値を示した。このような傾向は、粘性土においても確認されている²⁾。江別泥炭と共和泥炭を比較すると、同じ異方圧密応力比におけるせん断剛性は、美原泥炭の方が若干大きいようである。泥炭のせん断剛性は、含水比に依存することが明らかとなっている⁴⁾⁷⁾ことから、江別泥炭と共和泥炭のせん断剛性の差は、含水比の違いによるものと考えられる。

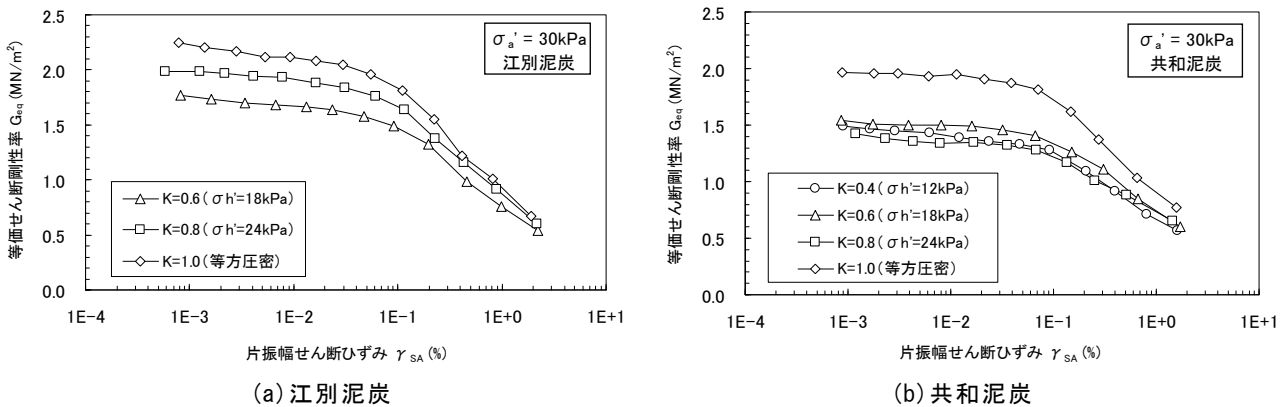


図 1 等価せん断剛性率とせん断ひずみの関係 (軸方向応力一定シリーズ)

図 2 に初期のせん断剛性率 G_0 で正規化した等価せん断剛性比 G/G_0 とせん断ひずみの関係を示す。 G/G_0 で整理すると、異方圧密応力比に関係なく、せん断剛性とせん断ひずみの関係は一義的なものとなった。このことは、異方圧密応力比はせん断剛性の大小には影響を与えるものの、せん断剛性のひずみ依存性には影響を与えないことを意味している。

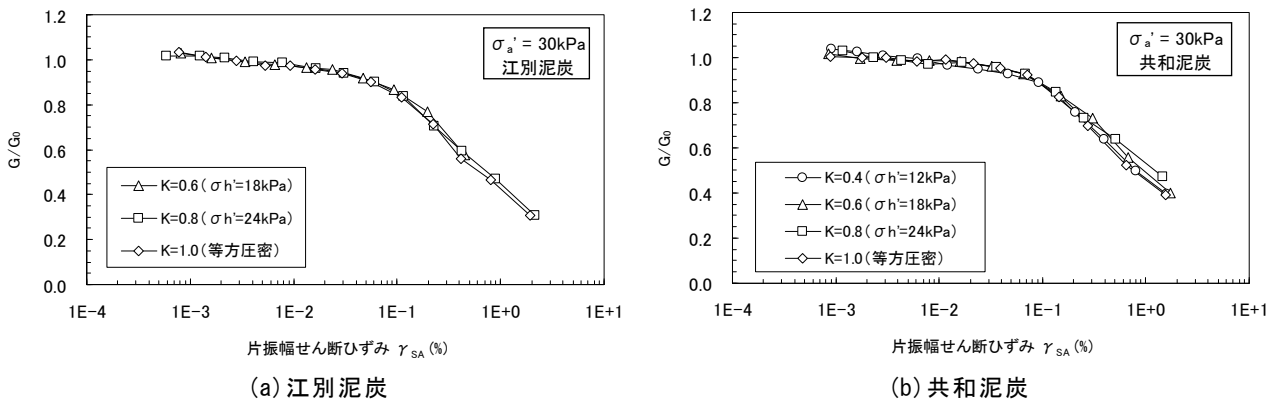


図 2 等価せん断剛性比とせん断ひずみの関係 (軸方向応力一定シリーズ)

以上の結果は、初期のせん断剛性率と異方圧密応力比の関係を整理しておくことの重要性を示している。そこで、図 3 に異方圧密応力比と等方圧密したときの G_0 に対する異方圧密時の G_0 の比の関係を示す。能登・熊谷⁴⁾は、泥炭の G_0 が平均有効応力の 0.55 乗に比例したと報告している。図中にその関係も併記した。データにばらつきはあるものの、異方圧密応力比が小さくなるに伴い初期のせん断剛性率が小さくなった。そ

の傾向は、能登・熊谷の報告よりも顕著なことから、異方圧密応力比がせん断剛性に与える影響が強いことがわかる。異方圧密応力比 0.4 の時のせん断剛性は、等方圧密の場合の 70~80%程度であった。したがって、原位置の有効土被り圧を軸方向応力として等方圧密で室内試験をした場合、 K_0 値が小さい泥炭ほど初期せん断剛性率を過大に見積もることになる。

履歴減衰率とせん断ひずみの関係を図 4 に示す。同じ試料であれば、異方圧密応力比が違っていても履歴減衰率の大小、あるいはそのせん断ひずみ依存性に大きな差は認められなかった。つまり、履歴減衰率は異方圧密応力比の影響をほとんど受けず、泥炭試料の物性に支配されると判断できる。

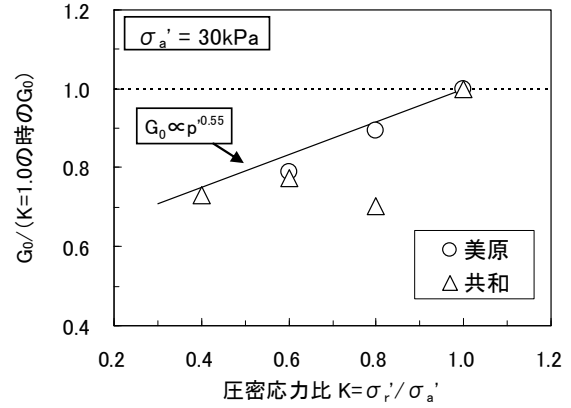
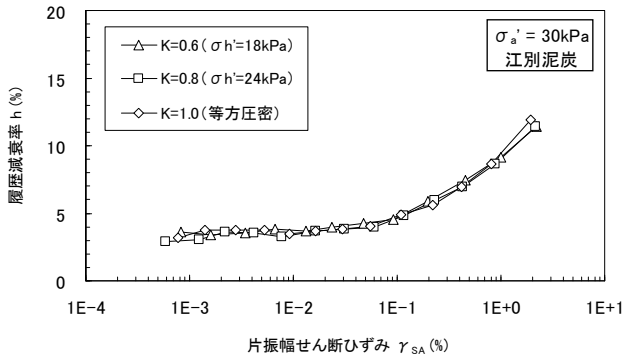
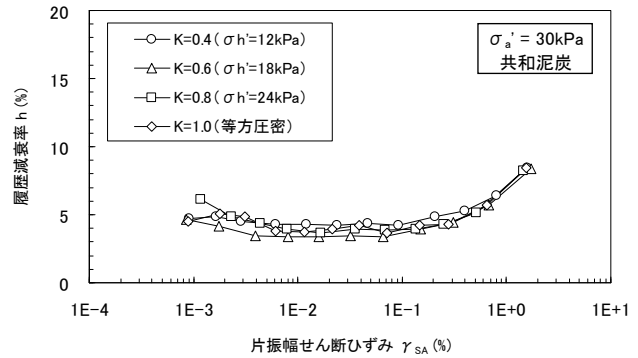


図 3 軸方向応力一定の場合の異方圧密応力比と初期せん断剛性の比率



(a) 江別泥炭

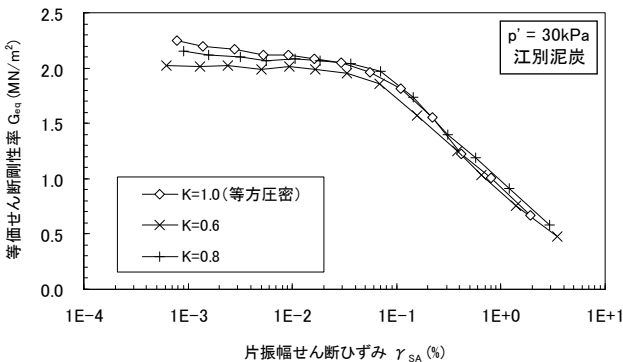


(b) 共和泥炭

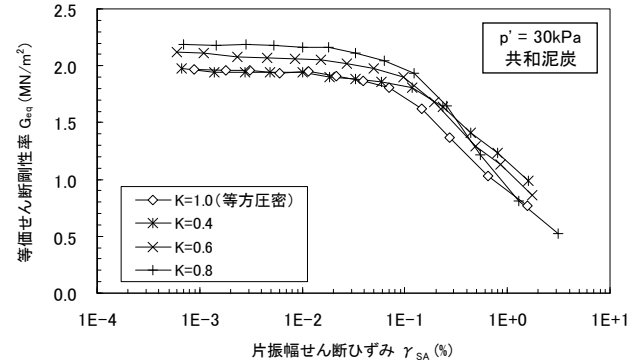
図 4 履歴減衰率とせん断ひずみの関係 (軸方向応力一定シリーズ)

3.2 平均有効応力一定シリーズにおける異方圧密応力比の影響

ここでは、平均有効応力 ($p'=30\text{kPa}$) が等しくて異方圧密応力比 K が異なるシリーズの結果について述べる。等価せん断剛性率とせん断ひずみ関係を図 5 に示す。平均有効応力が等しい場合、軸方向応力を一定とした場合 (図 1) と比べて異方圧密応力比の違いが等価せん断剛性率に与える影響は小さかった。江別泥炭と共和泥炭を比較すると、ここでも含水比の違いに応じて美原泥炭のせん断剛性の方が若干大きいようである。



(a) 江別泥炭



(b) 共和泥炭

図 5 等価せん断剛性率とせん断ひずみの関係 (平均有効応力一定シリーズ)

図6に異方圧密応力比と等方圧密したときの G_0 に対する異方圧密時の G_0 の比の関係を示す。異方圧密応力比に関係なく G_0 の比率は 0.93~1.1 の範囲にあった。今後、この程度の G_0 の違いが地震応答解析結果などに与える影響を調べてから、最終的な結論を得る必要はあるが、異方圧密時の圧密応力比が変化しても平均有効応力を等しくすれば、得られる等価せん断剛性率に違いはほとんどないと考えられる。

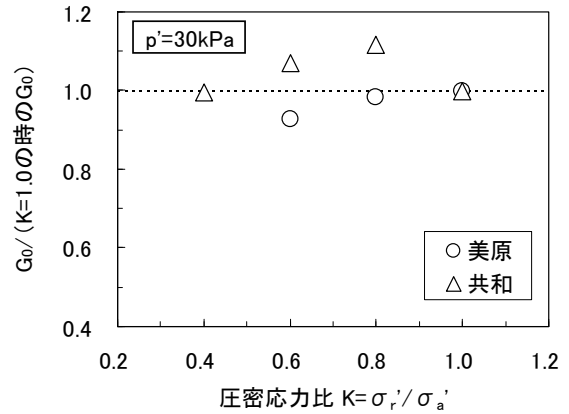
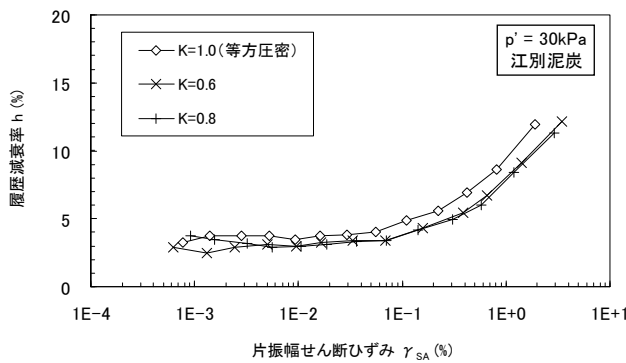
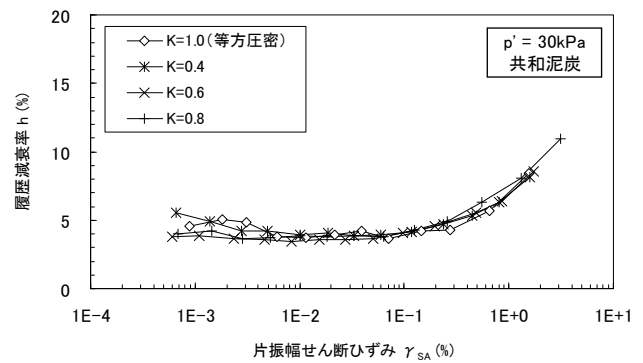


図6 平均有効応力一定の場合の圧密応力比と初期せん断剛性の比率

図7に履歴減衰率とせん断ひずみの関係を示す。平均有効応力が等しければ、異方圧密応力比が違って履歴減衰率の大小やそのひずみ依存性に大きな差は認められなかった。一方で、物性が異なる江別泥炭と共和泥炭では傾向が異なった。つまり、平均有効応力一定の条件においても、履歴減衰率は異方圧密応力比の影響をほとんど受けず、泥炭試料の物性に支配されると判断できる。



(a) 江別泥炭



(b) 共和泥炭

図7 履歴減衰率とせん断ひずみの関係 (平均有効応力一定シリーズ)

なお、写真1は等方圧密のケースと平均有効応力一定で異方圧密応力比 0.4 のケースの実験後の供試体状況である。異方圧密のケースでは、設定した異方圧密応力比が原位置の静止土圧係数と概ね等しいため、供試体の側方変形の発生が比較的少ないことがわかる。一方、等方圧密のケースでは、側方の圧縮が認められ、初期の形状と若干異なっている。泥炭は極めて圧縮性が高いことから等方圧密では供試体の側方変形が大きく、試験が成立していないとの指摘がしばしばあるが、今回の変形程度では、等方圧密と異方圧密の試験結果に大きな差がないことは興味深い。



(a) 等方圧密



(b) 異方圧密 (K=0.4)

写真1 実験後の供試体状況 (平均有効応力一定シリーズ)

以上、本検討において実施した一連の実験結果から、泥炭の繰返しねじりせん断試験を実施する場合の圧密条件として以下の方法が妥当と考えられる。

①単位体積重量と地下水位から計算される原位置の有効土被り圧 p_v' に応じた軸方向応力 σ_a' 、ならびに推定もしくは計測された原位置の静止土圧係数 K_0 値と p_v' から求まる側方向応力 σ_r' ($= K_0 p_v'$) で異方圧密する。

②原位置の p_v' と K_0 値から計算される平均有効応力 p' ($= (1+2K_0)p_v'/3$) で等方圧密する。

この際、泥炭の K_0 値を得るための試験を実施できない場合は、式(1)から推定することが可能である。

なお、今後、地震応答解析のパラメトリックスタディを実施し、②の方法の妥当性を検証する必要があると考えている。

4. まとめ

本検討では、北海道の不攪乱泥炭に対して等方および異方圧密条件における繰返しねじりせん断試験を行い、異方圧密応力比の違いがせん断剛性や履歴減衰率に与える影響などを調べた。得られた主な結論を要約すると以下の通りである。

①軸方向応力一定のシリーズにおいて、異方圧密応力比 0.4 の時の初期せん断剛性率 G_0 は、等方圧密の場合の 70~80%程度であった。原位置の有効土被り圧を軸方向応力として等方圧密で室内試験をした場合、 K_0 値が小さい泥炭ほど G_0 を過大に見積もることになる。

②平均有効応力一定のシリーズにおいては、異方圧密応力比に関係なく G_0 の比率は 0.93~1.1 の範囲にあった。今後、この程度の G_0 の違いが地震応答解析結果などに与える影響を調べてから、最終的な結論を得る必要はあるが、異方圧密時の圧密応力比が変化しても平均有効応力を等しくすれば、得られる等価せん断剛性率の違いはほとんどないと考えられる。

③いずれのシリーズにおいても、異方圧密応力比は、せん断剛性率のひずみ依存性や履歴減衰率に大きな影響を与えないことが確認された。

④以上の結果から、泥炭の繰返しねじりせん断試験を実施する場合の圧密条件を原位置での応力状態を再現した異方圧密とするか、もしくは原位置と平均有効応力を等しくした等方圧密とするのが良い。

【参考文献】

- 1) Tatsuoaka, F., Iwasaki, T., Fukushima, S. and Sudo, H.: Stress Conditions and Stress Histories Affecting Shear Modulus and Damping of Sand under Cyclic Loading, Soils and Foundations, Vol.19, No.2, pp.29-43, 1979.
- 2) 上野恭宏、プラダンテージ：粘性土の繰返し変形特性に及ぼす圧密条件の影響、第 30 回土質工学会研究発表会発表講演集、pp.915-918、1995.
- 3) 林 宏親、三田地利之、田中洋行、西本 聡：泥炭性軟弱地盤の静止土圧係数とその評価、土木学会論文集 C、Vol. 62、No. 1、pp.127-138、2006.
- 4) 能登繁幸、熊谷守晃：泥炭の動的変形特性に関する実験的研究、土木試験所月報、No.393、pp.12-21、1986.
- 5) 石原研而、國生剛治、堤 千花、石田寛和：高有機質土の動的変形特性に関する研究、土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集（Ⅲ部門）、pp.167-168、2003.
- 6) Wehling, T. M., Boulanger, R. W., Arulnathan, R., Harder Jr., L. F., Torres, R. A., Driller, M. W. :Nonlinear dynamic properties of a fibrous organic soil, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.129, No.10, pp.929-939, 2003.
- 7) 近江健吾、森 友宏、風間基樹、渦岡良介、仙頭紀明：宮城県における高有機質土の動的変形特性、第 42 回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.719-720、2007.
- 8) 荻野俊寛、高橋貴之、及川 洋、三田地利之、対馬雅己：ベンダーエレメント試験および繰返し載荷による泥炭のせん断弾性係数、地盤工学ジャーナル、Vol.4、No.1、pp.125-133、2009.

○(株)シーウェイエンジニアリング 正会員 山添 誠隆¹
北海道大学大学院工学研究院 国際会員 田中 洋行²
土木研究所 寒地土木研究所 国際会員 林 宏親³
日本大学 生産工学部 国際会員 三田地 利之⁴

1. はじめに

泥炭地盤の沈下予測、とくにその時間変化を正確に予測することは非常に難しいとされている^{1), 2), 3)}。このことは、泥炭地盤の沈下予測式に、Terzaghi の圧密理論の代わりに地盤設計実務では「泥炭式」と呼ばれる実務経験式⁴⁾が提案され、これが現行設計法⁵⁾として採用されていることに端的に表れている。すなわち、泥炭地盤では Terzaghi による沈下予測の精度は低いと認識されている。ところが、Biot の圧密方程式と、 e - $\ln p'$ 関係 (e : 間隙比, p' : 平均有効応力) に基づくカムクレイ系の弾塑性構成式を用いて多次元 FEM 解析を行うと、沈下挙動のみならず周辺地盤への変形や間隙水圧の経時変化まで良好に再現できることが多い(最近の解析事例では、例えば文献 6), 7))。したがって、泥炭に対して圧密理論で想定されているメカニズムが成り立たない、ということは少なくともなさそうである。

泥炭地盤の圧密沈下予測は上記のとおり困難であるが、その理由を調べるために、本論文では、泥炭地盤の沈下予測に大きな影響を与えていると考えられる主要な要因のなかから以下の 4 点に絞った上で、試験盛土を対象に一次元・二次元水～土連成微小/有限変形弾塑性 FEM 解析を実施した。

- 透水係数：泥炭地盤の透水性は、構成する植物や混入する灌木類が水みちとなって、圧密試験によって得られる透水係数よりも大きい可能性が高い。したがって、原位置の透水係数を適切に評価し、それを解析に反映させる必要がある。
- 層厚変化：粘土地盤の沈下解析では通常、層厚

を一定とする微小変形解析を行うことが多い。しかし、圧縮ひずみが 50%を超える場合がある泥炭地盤では、圧密沈下に伴う層厚の減少と排水距離の短縮の効果を考慮できる有限変形解析が適当である。

- せん断変形：超軟弱な泥炭地盤では、荷重載荷に伴い圧密沈下とともに側方流動が生じる。盛土中央直下でも、一次元圧縮条件 (K_0 条件) とは異なっている可能性がある。
- 圧密係数 c_v の圧密圧力依存性：泥炭では、圧密圧力の増加に伴い c_v が大きく低下する。したがって、 c_v 一定を前提とする Terzaghi 圧密理論の適用が難しい。

本論文では、これらの要因を考慮した解析結果を示すとともに、圧密圧力による c_v の低下度合いを変えた一次元解析を実施し、圧密沈下挙動に及ぼす影響を調べる。また、以上の検討成果に基づき、「泥炭式」に含まれる工学的な意味の解明を試みる。

2. 泥炭式と本論文の目的

2.1 泥炭式とこれが必要とされた背景

泥炭地盤の沈下解析に際し、当初は粘土地盤と同じ Terzaghi の圧密理論の適用が試みられた。しかし、持永¹⁾、能登²⁾、及川³⁾などに代表される詳細な検討から、 Δe 法または m_v 法によって計算された最終沈下量は誤差が大きいこと、現地で観測される沈下速度は室内土質試験(圧密試験)に基づく予測よりもはるかに速いことが明らかにされた。そこで、実測値と一致するように、泥炭式と称される経験式が提案され、実務に供されるよ

Examination on the problems related to the consolidation settlements of peat ground -An example of Tobetsu test embankment-

¹ Nobutaka YAMAZOE: C-way Engineering Co. Ltd., ² Hiroyuki TANAKA: Graduate School of Engineering, Hokkaido University., ³ Hirochika HAYASHI: Civil Engineering Research Institute for Cold Region, Public Works Research Institute., ⁴ Toshiyuki MITACHI: Dept. of Civil Eng., College of Industrial Technology, Nihon University.

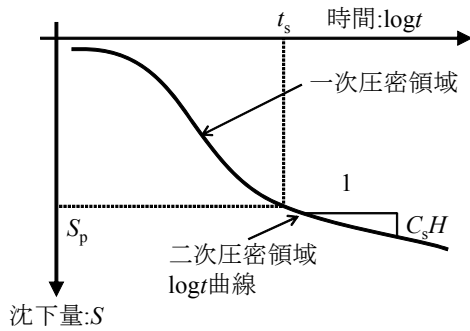


図 1 泥炭式の沈下曲線の概念図

うになった。

北海道で泥炭地盤の沈下計算で広く用いられている泥炭式とは、無処理地盤の単調載荷問題に対して、実測された沈下一時間曲線を適当な関数形で近似した方法で、双曲線法に属するものと考えられる。

泥炭式は、図 1 の概念図に示すように、(1)式で与えられる時間 t_s を境に一次圧密と二次圧密に分けて、沈下量 S を求めている。

$$t_s = 0.0055H^2 \quad (1)$$

①一次圧密領域 ($t < t_s$)

$$S = \frac{\varepsilon_f}{1 + C_p \cdot t^{-0.62}} H \quad (2)$$

$$\varepsilon_f = \frac{1}{1 + \frac{2.74 \times 10^4}{w \cdot P^{0.8}}} \quad (3)$$

$$C_p = 0.0044H^{1.25} \quad (4)$$

②二次圧密領域 ($t \geq t_s$)

$$S = S_p + C_s H \log \frac{t}{t_s} \quad (5)$$

$$C_s = 0.033 + 0.000043 w \quad (6)$$

ここで、 ε_f ：一次圧密の最終ひずみ、 C_p ：一次圧密速度に関わるパラメータ、 t ：時間 (day)、 H ：層厚 (cm)、 w ：含水比 (%)、 P ：荷重 (kN/m^2)、 S_p ：①で $t = t_s$ のときの沈下量、 C_s ：二次圧密係数である。

泥炭式は、含水比と層厚のみから沈下挙動を予測するという極めて簡便かつ実用的な手法であり、北海道においては設計マニュアル⁵⁾にも採用され、広く利用されている。

2.2 本論文の目的

本研究の目的は、泥炭式に含まれる工学的意味を解明することである。泥炭式に限らず一般的に

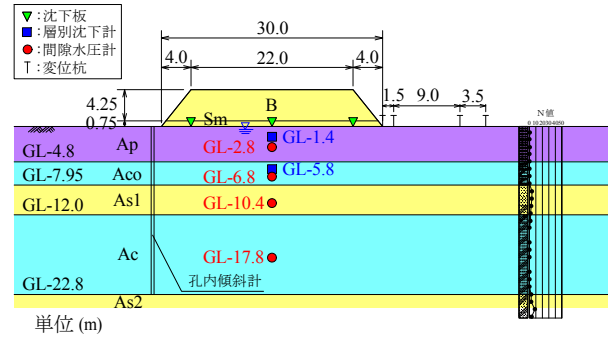


図 2 試験盛土箇所の横断面図

経験式は、同じような地盤条件・施工条件の現場についてはある程度妥当な結果が得られるが、それが成立する条件から外れると精度が保証できない可能性がある。したがって、泥炭式をより適切に用いていくためには、そこに含まれる工学的意味を正しく把握することが重要である。また、現在、北海道でのみ使用されている泥炭式が、その他の地域に対しても適用されるためには、その理論的な裏付けが不可欠である。

3. 試験盛土の概要

本章以降、圧密係数 c_v および透水係数 k の表記を統一するために、圧密試験から得られた値は下添え字 1 (例えば c_{v1}) を、原位置の値は下添え字 f (例えば c_{vf}) を、また初期値は 0 (例えば k_0) を付ける。

3.1 地盤物性

本論文で解析の対象とした試験盛土は、石狩郡当別町で行われた試験盛土である。試験盛土箇所の盛土と地層構成を図 2 に、その地盤の特性値を図 3 に示す。当該地は北海道に見られる典型的な泥炭性軟弱地盤であり、軟弱層厚は 20m 以上と厚い。表層は泥炭 (Ap) および有機質粘土 (Aco) により構成され、中間に砂層 (As1) が堆積し、以深は均質な正規圧密粘土 (Ac) である。Ac の下位は N 値 3~8 の砂層 (As2) である。

Ap は、層厚 5m 程度と厚く、自然含水比 w_n は 500~800%程度と非常に高含水である。強熱減量が $L_f=60\sim90\%$ 程度を示すことから、未分解な植物繊維が主体であることがわかる。

上部軟弱層 (Ap, Aco) の N 値およびオランダ式二重管コーン貫入試験から求められた抵抗値 q_c は非常に小さい。したがって、この地盤上に盛土等の構造物を築造すると、沈下とともに大きなせ

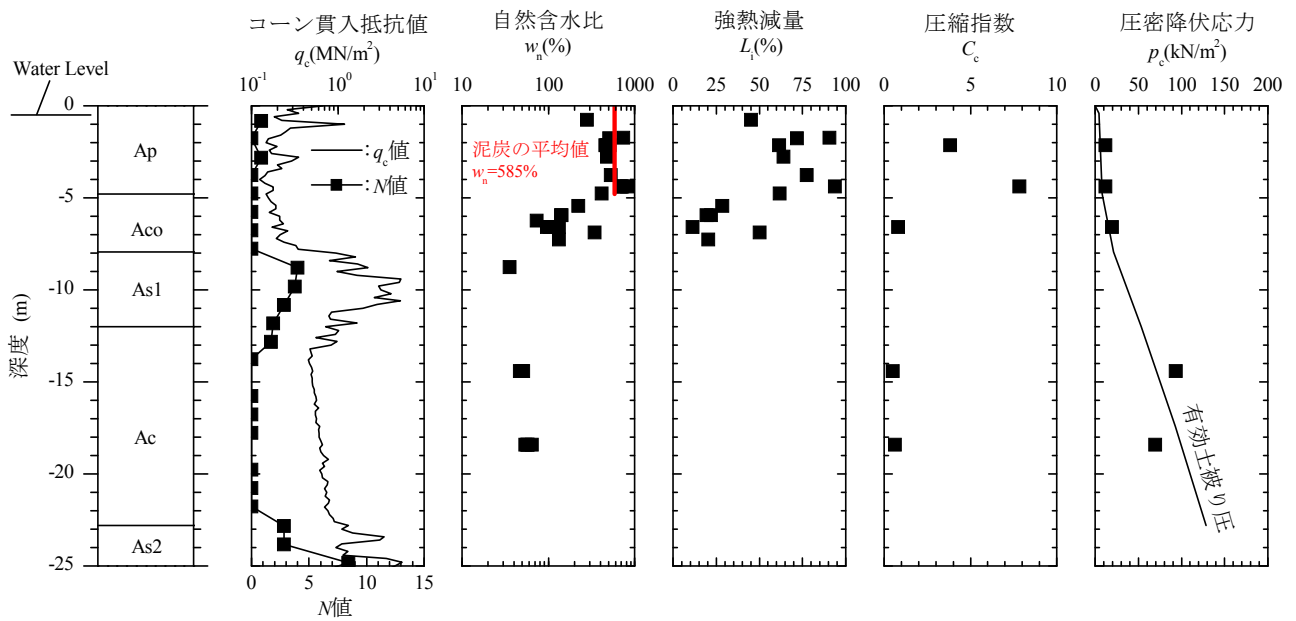


図3 地盤の特性値

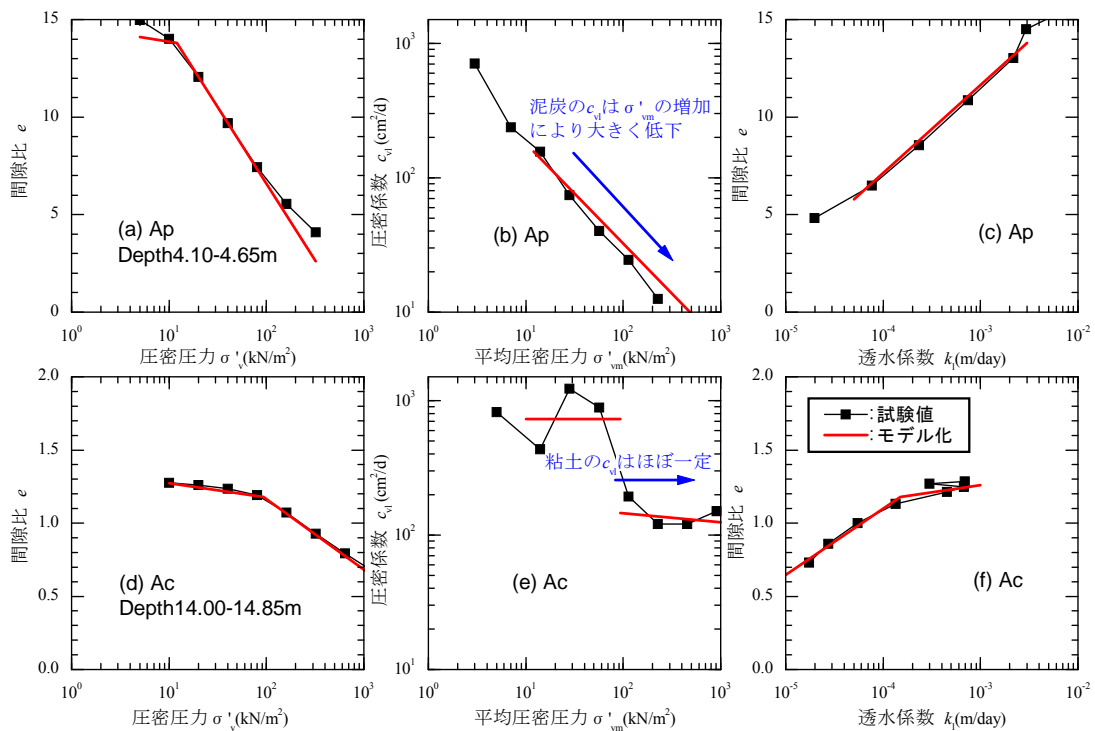


図4 代表試料の圧密試験結果およびそのモデル化

ん断変形が生じることが想像される。

図4は泥炭（Ap）および粘土（Ac）の圧密試験（段階載荷）結果であり，図中には解析において設定した圧密曲線のモデル化も記されている。なお，圧密係数は，一次圧密領域の沈下曲線から得たものである。図4(a)，(d)より，ApはAcと比較し，初期間隙比 e_0 および圧縮指数 C_c が非常に大きい。したがって，この地盤上に盛土施工を行うと大きな沈下が発生する。また，図4(b)，(e)から，正規圧密領域での c_{v1} は，Acではほぼ一定である

のに対して，Apでは圧密圧力の増加に伴い大きく低下，すなわち「 c_v の圧密圧力依存性」が顕著である。泥炭の透水係数 k_1 においても， e と $\log k_1$ に線形関係が認められるが，泥炭の場合には空隙比 e が大きい割には k_1 が小さく， e の低下によりその値は急激に減少する（図4(c)）。

3.2 施工概要

図5に盛土施工の履歴を示した。盛土に先立ちサンドマットが敷設され，その3ヶ月後（経過86日）から盛土が施工された。盛土の最終厚さは

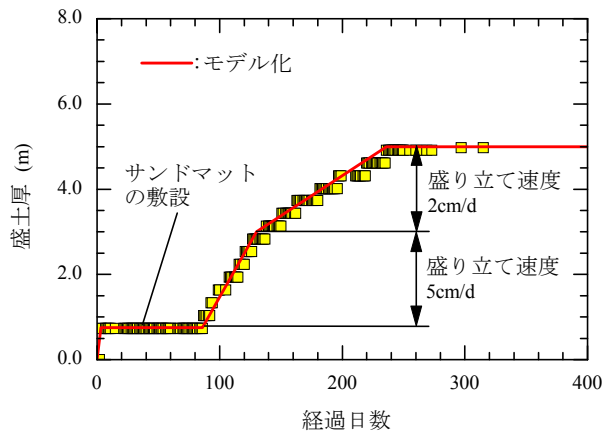


図5 施工過程

5.0m で、1 日あたりの盛り立て速度は盛土厚 3m までは 5cm/d であり、盛土厚が 3m を超えると 2cm/d で行った。

4. 解析条件

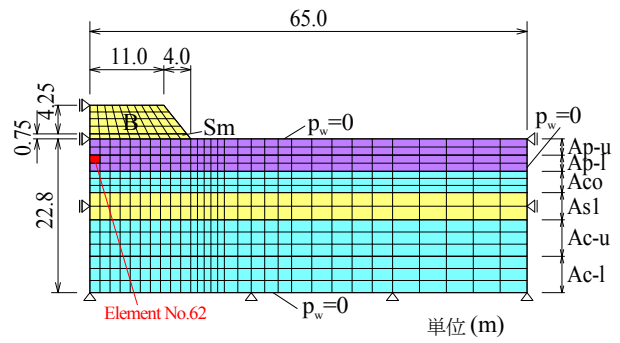
4.1 有限要素メッシュと境界条件

図 6 に、解析に用いた有限要素メッシュと境界条件を示した。法線方向に平面ひずみ条件を仮定し、盛土の対称性から片側半分の二次元解析のモデルで解析を行った (図 6(a))。変位境界として、左右端側面は水平方向固定、下端は固定とした。また、地表面、下端および右側側面では排水条件とした。

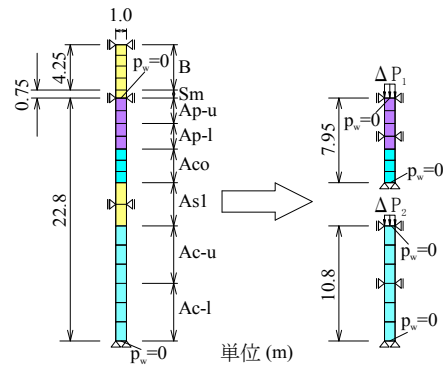
中間砂層 (As1) は、図 8(c) (後掲) の実測された過剰間隙水圧からもわかるように、排水層と見なすことができる。そこで、一次元解析のモデル (図 6(b)) では、地盤を上部層と下部層とに別け、As1 層に接していた上部層の下端面と、下部層の上端面を排水条件にして、上部層の上端面に盛土荷重 ΔP_1 を、下部層の上端面には Boussinesq 解より求めた盛土中央部に相当する地盤内増加応力 ΔP_2 を載荷させた。地表面沈下量は、As1 層の圧縮性が泥炭および粘土と比較して十分に小さいため、上部層と下部層の沈下量の合計として実測値と比較する。

4.2 構成モデルと解析手法

土の構成モデルとして、泥炭および粘土には修正カムクレイモデルを、盛土および砂には線形弾性体を適用した。泥炭に関しては、とくに伸張条件下での強度・変形特性の表現に修正カムクレイモデルが優れていることが実証されている⁷⁾。有限変形解析は Updated Lagrange 形に基づく定式と



(a) 二次元解析モデル



(b) 一次元解析モデル

図 6 有限要素メッシュと境界条件

し、構成モデルにおける応力速度には客観性を満たす Cauchy 応力の Jaumann 速度を用い、ストレッチングテンソルをひずみ速度とする。なお、有限変形に対応した修正カムクレイモデルについては、文献 8), 9)を参考にした。

4.3 地盤パラメータ

当該箇所では、各土層について、物理試験のほか、圧密試験 (段階載荷) および三軸圧縮試験 (CU) が実施された。これらの試験結果を基に、文献 7)に示す方法および理論的な根拠に基づき、表 1 に示す地盤パラメータを設定した。

4.4 解析ケース

解析は、表 2 に示す 6 ケースについて行った。Case1~4 は一次元解析であり、荷重および排水条件はすでに 4.1 で示した。また、Case5, 6 は二次元解析であり、鉛直方向の圧縮だけではなく、せん断変形による側方変位も考慮している。また、解析手法として Case1, 2, 3, 5 は層厚を一定とした微小変形解析、Case4, 6 は圧密排水に伴う地盤の幾何学的非線形性も考慮した有限変形解析である。

沈下速度を支配している大きな要因として、圧密係数あるいは透水係数がある。林ら¹⁰⁾は、北海道内の泥炭地盤に対して現場透水試験を実施し、原位置の透水係数 k_{0f} と圧密試験から得られた透水係数 k_{0l} の関係を調べた。その結果、原位置では、

表 1 地盤パラメータの設定値

	Depth (m)	Model	γ_t (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	λ	κ	e_0	M	OCR	K_{0NC}	K_{0OC}	k_0 (m/d)	λ_{kl}	$C_c/C_k (= \lambda/\lambda_{kl})$
B	5.00~0.75	B	17.0	5600	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sm	0.75~0.00	B	17.0	5600	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ap-u	0.00~2.40	A	10.9	-	0.22	1.67	0.167	7.8	1.90	2.0	0.28	0.50	1.5E-03	1.11	1.50
Ap-l	2.40~4.80	A	10.6	-	0.22	3.41	0.340	13.8	1.90	1.5	0.28	0.39	3.0E-03	1.96	1.74
Aco	4.80~7.95	A	14.1	-	0.30	0.35	0.035	2.35	1.38	1.3	0.44	0.50	4.0E-04	0.29	1.19
As1	7.95~12.00	B	18.0	9100	0.34	-	-	-	-	-	0.52	-	1.4E+00	-	-
Ac-u	12.00~17.40	A	17.3	-	0.32	0.21	0.021	1.18	1.30	1.3	0.47	0.54	1.5E-04	0.20	1.07
Ac-l	17.40~22.80	A	16.6	-	0.36	0.27	0.027	1.43	1.03	1.0	0.56	0.56	1.5E-04	0.26	1.03

Model-A: Modified Cam-clay Model Model-B: Elastic Material γ_t : 単位体積重量 E : 弾性係数 ν : ポアソン比 λ, κ : 圧縮、膨張指数 e_0 : 初期間隙比 M : 限界状態応力比 OCR: 過圧密比 K_{0NC}, K_{0OC} : 正規圧密、過圧密領域の静止土圧係数 k_0 : 透水係数の初期値で、泥炭および粘性土は $k_0=k_{0i}$ 、砂は $k_0=k_{0f}$ $\lambda_{kl}, \kappa_{kl}$: 正規圧密、過圧密領域の透水係数指数 ($\kappa_{kl}=\kappa$ と仮定)

表 2 解析ケース

Case	透水係数 (泥炭のみ)	c_v の圧密 圧力依存性	幾何学的非線形性 (層厚変化)	解析次元
1	圧密試験	c_v 一定	微小変形	1
2	原位置	c_v 一定	微小変形	1
3	原位置	c_v 変化	微小変形	1
4	原位置	c_v 変化	有限変形	1
5	原位置	c_v 変化	微小変形	2
6	原位置	c_v 変化	有限変形	2

表 3 原位置透水係数の設定値

土層 記号	k_{0i} (m/d) (Case1)	k_{0f} (m/d) (Case2~6)	k_{0f}/k_{0i}	備考
Ap-u	1.5×10^{-3}	1.5×10^{-2}	10	文献 10)による
Ap-l	3.0×10^{-3}	3.0×10^{-2}	10	
Aco	4.0×10^{-4}	3.0×10^{-3}	7.5	泥炭を挟むため
Ac-u	1.5×10^{-4}	3.0×10^{-4}	2	実測された過剰間隙 水圧挙動と一致する ように調節
Ac-l	1.5×10^{-4}	3.0×10^{-4}	2	

k_{0i}, k_{0f} : 圧密試験、現場透水試験による透水係数の初期値

構成する植物や混入する灌木類が水みちとなって、圧密試験によって得られる透水係数よりも大きな値を示し、 $k_{0f}/k_{0i}=10\sim30$ の範囲にあったことを報告している。Case1 では圧密試験による k_{0i} を用いたが、Case2~Case6 ではこれを受けて表 3 の k_{0f} を設定した。

正規圧密領域の c_{v1} は次のように導かれる¹¹⁾。

$$c_{v1} = \frac{k_{0i} \exp\left(\frac{\lambda}{\lambda_{kl}} \ln \frac{p'_0}{p'}\right)}{\gamma_w} (1 + e_0) \frac{p'}{\lambda} \quad (7)$$

ここで、 γ_w : 水の単位体積重量である。

式(7)において、 $\lambda/\lambda_{kl} (=C_c/C_k)$ は平均有効応力 p' に対する c_{v1} の傾きを表し、 $\lambda/\lambda_{kl} > 1$ では p' の増加に対して c_{v1} が低下し、泥炭に特徴的な圧密圧力依存性が記述される。一方、 $\lambda/\lambda_{kl}=1$ とすると、粘土のように c_{v1} は p' によらず一定値となる。上記に従いモデル化した圧密曲線は図 4 に示すとおりである。なお、原位置の透水係数指数 λ_{kl} は、圧密後の盛土施工地盤に対して λ_{kl} を調査した林らの研

究成果¹⁰⁾に基づき、 $\lambda_{kl}=\lambda_{kl}$ とする。

Case1, 2 では、現行設計法を模擬した解析として層厚および c_v を一定とする。 c_v は相加平均 $p'_0 + \Delta p'/2$ (p'_0 : p' の初期値, $\Delta p'$: p' の増分) に対応する値である。

5. FEM 解析結果および考察

5.1 解析結果

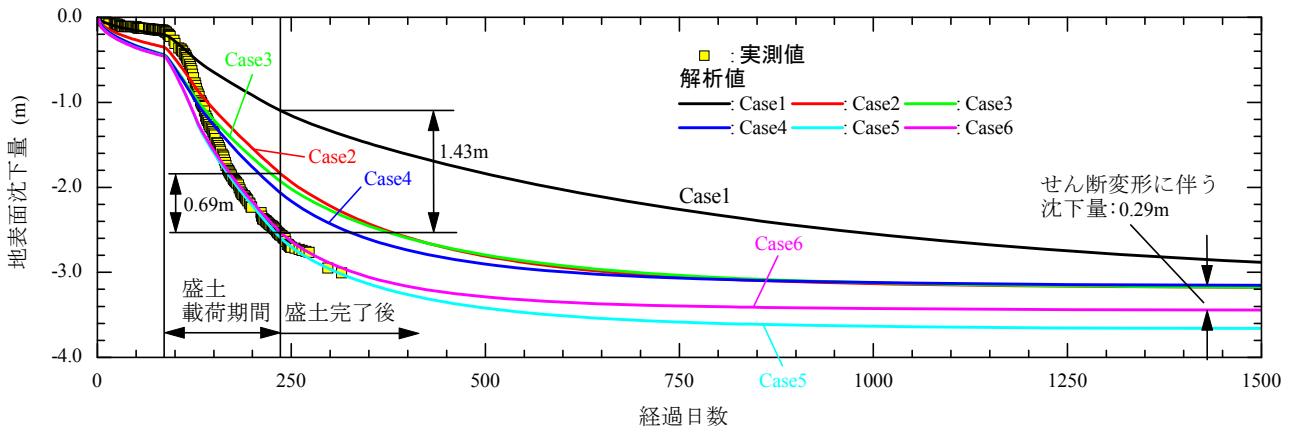
盛土中央における地表面沈下量の経時変化を図 7(a) に示す。また、盛土中央の各土層における過剰間隙水圧の経時変化は図 8 に示すとおりである。

(1) 実測挙動

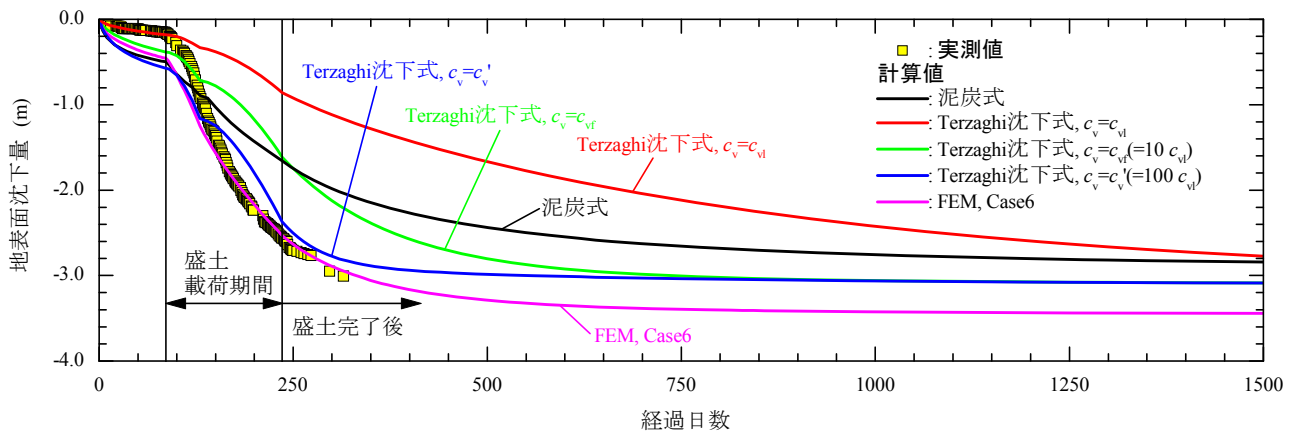
図 7(a) の実測された沈下が示すように、サンドマット敷設に伴い盛土開始時点(経過 86 日)では 0.15m の沈下量が発生しており、その後の本体盛土の施工により、盛土完了時点(経過 236 日)において 2.6m、経過 315 日では 3.0m を超える大きな沈下量が継続的に生じている。また、図 8 に示すように、中間砂層(As1)を除いて、各土層の過剰間隙水圧は、盛土载荷とともに上昇し、盛土完了後は消散に向かっていくが、350 日経過した後も土層内には残留しており、過剰間隙水圧の消散に伴う圧密沈下はまだ進行していくのがわかる。

(2) 解析結果

解析による盛土中央の沈下量(図 7(a))の時間変化を見ると、圧密試験の透水係数を用いた Case1 は、実測値および他の解析ケースと比較して、沈下速度が非常に小さい。Case1 と実測値に近い沈下量を示した Case6 とでは、盛土完了時点(経過 236 日)の沈下差は 1.4m にも及ぶ。原位置試験から求められた透水係数を用いた Case2~Case6 の解析結果と実測挙動とを比較すると、有



(a) FEM 解析



(b) 現行設計法

図7 盛土中央地表面における沈下量の経時変化

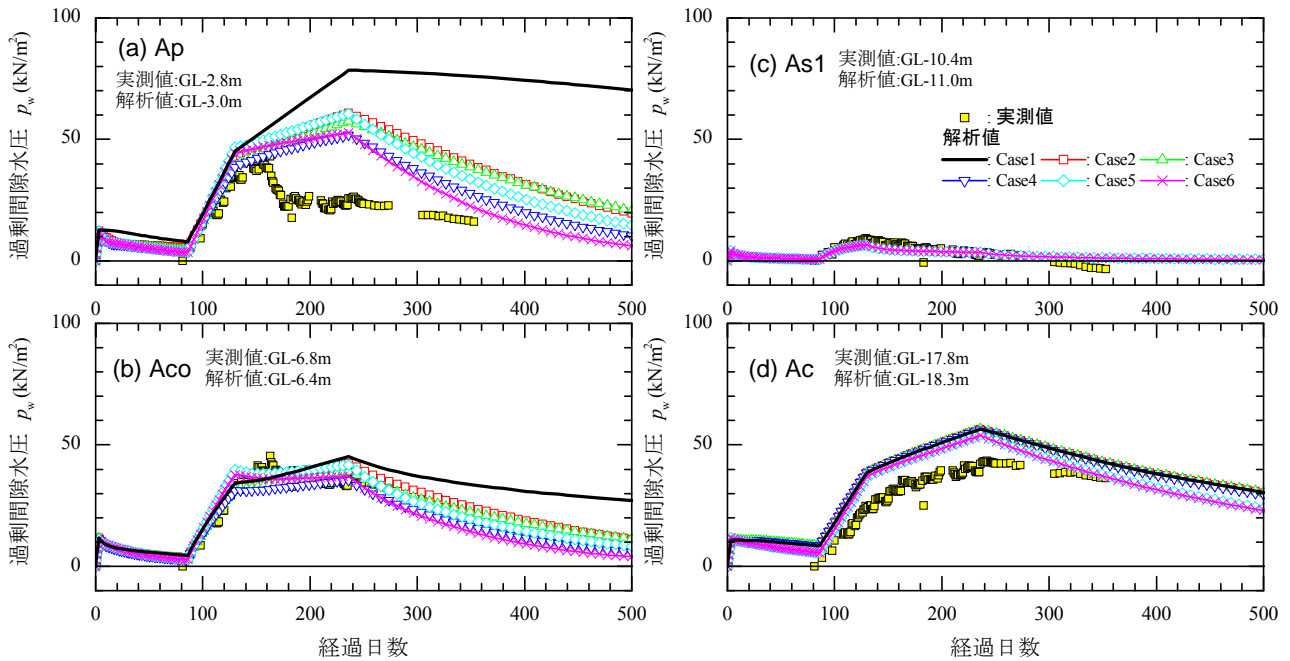


図8 各土層の過剰間隙水圧の経時変化

限変形の導入 (Case4) やせん断変形による鉛直方向の変形 (Case5, 6) によって、圧密沈下速度に大きな差が生じている。Case2 と実測値の再現性に

優れている Case6 とでは、盛土完了時点 (経過 236 日) で 0.7m の沈下差が生じている。この沈下差の大部分は泥炭 (Ap) で発生している。

最終沈下量は、一次元解析 (Case1~4) では 3.2m であるが、二次元有限変形解析の Case6 では、側方流動による沈下も生じるため、一次元解析より 0.3m 大きな値が得られた。すなわち、一次元解析は二次元解析より 10%程度過小評価する。

なお、サンドマット敷設時 (経過 0~86 日) の解析値は、Case1 を除いて実測値よりも大きい。これは解析に使用した圧密降伏応力 p_c が試料の乱れの影響を受け実際よりも小さく評価されていたことが原因ではないかと推測される。

解析による過剰間隙水圧は、とくに A_p 層では、図 8(a) からわかるように、解析ケースによって時間変化が大きく異なる。しかし、それ以外の土層 (A_{co} , A_{s1} , A_c) については、図 8(b)~(d) に示すように、解析ケースによらず解析値は実測値とほぼ一致している。

5.2 解析結果の考察

以下に各解析ケースの結果について詳しく考察する。

(1) 原位置透水係数

泥炭層について、圧密試験から得られた c_{vf} を用いた Case1 と、原位置試験で得られた透水係数を参照して 10 倍大きな c_{vf} を用いた Case2 とを比較すると、Case2 の方が実測値にかなり近づく。すなわち、圧密試験における透水係数は原位置の透水係数をかなり過小評価していることが、これらの解析結果からもわかる。

(2) c_v の圧密圧力依存性

c_v を一定とした Case2 と、圧密圧力の増加に伴い c_v が低下する Case3 とを比較すると、Case2 の沈下速度は早期の経過時間においては小さく、時間の経過に伴い大きくなる。しかし、その差は小さい。これは、対象とした泥炭の圧密圧力による c_v の低下度合いが比較的小さいことが要因と考えられる。この点については、6.3 で詳しく述べる。

(3) 層厚変化

層厚の変化を考慮している Case4 は、層厚を一定とする Case3 と比較し、沈下速度が大きくなる。図 8(a) の A_p 層の過剰間隙水圧の時間変化からわかるように、Case4 では発生する過剰間隙水圧が小さく消散も速いため、沈下速度が大きくなる。解析の対象とした地盤のように圧縮ひずみが大きくなる現場では、層厚減少による排水距離の短縮を表現できる有限変形解析の実施が有効であることがわかる。

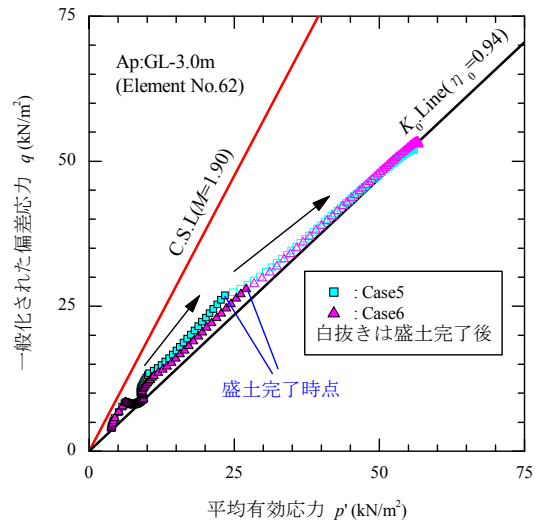


図 9 盛土中央直下の泥炭層 (A_p) の有効応力径路 (4) せん断変形

せん断変形の影響は、有限変形解析の Case4 (一次元) と Case6 (二次元) を比較することによって明らかにできる。二次元解析では、盛土による地盤の圧密沈下とともに側方流動も考慮することができるので、一次元解析結果よりも沈下速度が大きく、また、最終沈下量も大きく生じる。

図 9 は、盛土中央の GL-3.0m (図 6(a) Element No.62) における A_p 層の要素の有効応力径路を示した図である。なお、図中の K_0 Line は、降伏曲面の形状から決まる K_0 値から描いたものである (K_0 値の求め方は文献 12) を参考にした)。図に示すように、盛土中央直下の要素であっても、盛土载荷によるせん断の影響を受け、盛土施工中の応力径路は K_0 Line から限界状態線 (C.S.Line) に近づくのがわかり、一次元圧縮条件 (K_0 条件) を満足していないことがわかる。また、せん断応力の増加 (応力比 q/p' の増加) に伴い負のダイレイタンスが発生するため、盛土载荷による過剰間隙水圧は、図 8(a) に示すように、二次元解析の方が一次元解析よりも大きく発生する。

また、今回対象とした盛土のように、軟弱層厚に対して盛土载荷幅が比較的小さい場合には、過剰間隙水圧の消散は鉛直方向だけではなく水平方向の影響も強くなるので、盛土完了後 (経過 236 日~) の消散速度は、二次元解析の方がやや大きくなる。

(5) 幾何学的非線形性

実務設計において使用する多次元汎用解析ソフトのほとんどの解析手法は、Case5 の解析例に示すように微小変形理論に基づいている。微小変形

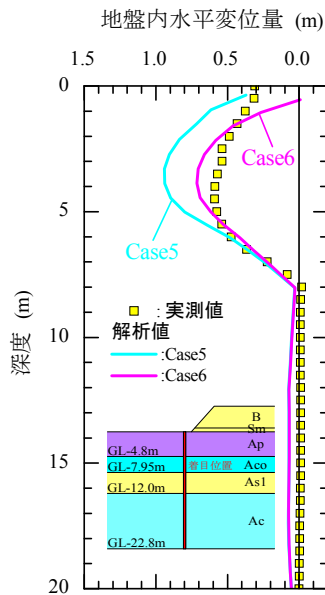


図 10 盛土完了時点の地盤内水平変位

解析では、圧密沈下に伴う盛土載荷面の変形によって生じた傾きを考慮できず、また、層厚減少による圧密排水距離の短縮が表現できないため、強度増加が遅れる。したがって、図 9 に示した有効応力径路からわかるように、Case5 (微小変形) は Case6 (有限変形) よりもさらに C.S.Line に接近し、せん断変形の影響が顕著となる。また、盛土完了時点の p' は、Case5 の方が小さく、圧密による強度増加が進んでいないことがわかる。したがって、Case5 は盛土によるせん断変形を過大に評価するので、Case6 と比べて、図 7(a) に示したように地表面沈下量は大きくなる。この現象を端的に示しているのが、図 10 に示す盛土完了時点 (経過 236 日) の盛土状況の地盤内水平変位分布である。Case6 (有限変形) は、地表面付近の水平変位の引き込みをやや大きく評価しているものの、実測値との対応は比較的良好である。一方、Case5 (微小変形) は、過大な水平変位を与えているのがわかる。

6. 現行設計法による結果との比較

5 章の解析結果より、原位置の泥炭の透水性を適切に評価した上で、圧密係数の圧密圧力依存性およびせん断変形の影響を考慮し、幾何学的非線形性を解析に反映すれば、Case6 の二次元有限変形解析結果が示すように、実挙動をかなり正確に予測できることが示された。しかし、このような解析は、高い精度が期待できる反面、解析に要す

る手間やコストが増加するので、解析技術の普及が十分に進んでいるとは言えない現状では、実務における計算手法になりえないと考えられる。

そこで、今後も地盤設計法の主流になると考えられる現行設計法の泥炭式および Terzaghi 沈下式の予測精度を検証するとともに、それぞれの沈下式の適用性について述べる。

6.1 計算条件

泥炭式で用いた含水比は、泥炭層の平均含水比とし、Ap 層では $w=585\%$ (図 3) とした。Terzaghi 沈下式として、本論文では Δe 法を使用することにする。地盤パラメータは、FEM 解析と同じ表 1 に示す値である。

6.2 計算結果と考察

図 7(b) に、泥炭式および Terzaghi 沈下式によって求められた沈下曲線と実測値とを比較した。参考までに、二次元有限変形 FEM 解析の Case6 の解析値も載せた。

圧密試験から求められた圧密係数 c_{v1} を用いて Terzaghi の圧密理論にしたがった Δe 法による計算結果 ($c_v=c_{v1}$) は、沈下速度をかなり過小評価する。Terzaghi の圧密理論が適用できないかのような印象を与えるもので、既往の検証事例や報告^{1), 2), 3)}とも符合する。

一方、泥炭式による沈下時間曲線は、この計算結果と比較すると実測値にかなり近づく。含水比のみをパラメータとして、これほどの精度が期待できる泥炭式の実務性の高さが改めて理解できる。

FEM 解析の結果から、原位置における透水性は圧密試験から得られる値よりも大きいことが示された。Terzaghi 沈下式に原位置の圧密係数を用いた計算結果 ($c_v=c_{vf}=10c_{v1}$) は、圧密試験の c_{v1} を用いた計算値 ($c_v=c_{v1}$) よりも実測挙動に近づき、沈下予測精度はかなり向上する。したがって、Terzaghi の圧密理論では、沈下予測精度向上のために原位置の圧密係数 (c_{vf}) の適切な評価が必須である。

Terzaghi 沈下式に圧密試験による圧密係数 (c_{v1}) ではなく原位置の圧密係数 (c_{vf}) を用いると、泥炭式の沈下時間変化に近づくが、このことは、泥炭式では原位置の透水性が適切に評価されていることを意味する。

しかし、泥炭式および原位置透水性を評価した Terzaghi 沈下式 ($c_v=c_{vf}$) を用いても、盛土載荷中の沈下速度を過小評価してしまう。また、最終沈

下量も実測値と比較すると小さい。

実測沈下カーブから逆算された圧密係数 (c_v') は、軟弱層厚が大きくなるにつれ増加し、圧密試験から得られた圧密係数 (c_{v1}) の 10~100 倍であったとの報告¹⁾がある。そこで、泥炭層 (Ap) の圧密係数を 100 倍 ($c_v'=100c_{v1}$) にすると、盛土载荷中の沈下時間曲線は実測値とほぼ一致する。しかし、FEM 解析から求めた図 7(a)の Case4 (一次元) と Case6 (二次元) を比較するとわかるように、盛土载荷中の沈下速度が大きくなるのは、基礎地盤のせん断変形の影響である。したがって、100 倍した c_v は見かけ上のもので、泥炭の真の圧密係数を表現しているとは言えない。

軟弱地盤設計では、一次元圧密沈下計算結果から圧密度を推定し、対象土層の強度増加を求め、円弧すべり計算によって施工途中の基礎地盤の安定性を検討する。したがって、沈下予測は安定性評価にも関係し、せん断変形の影響を含んだ実測沈下曲線にフィッティングするように逆算された圧密係数 ($c_v'=100c_{v1}$) は、実際よりも圧密度、すなわち強度増加を大きく評価するので、基礎地盤の安定性を過大に見積もる可能性が高く、設計上危険となる。

6.3 c_v の圧密圧力依存性と泥炭式

図 7(b)における泥炭式と原位置圧密係数を用いた Terzaghi 沈下式 ($c_v=c_{v1}$) の沈下時間曲線を比較すると、泥炭式では盛土载荷中の沈下速度が大きいが、その後沈下速度は小さくなり、緩やかに沈下が進行する特徴がある。

圧密圧力の増加に対する c_v の低下の度合いは、式(7)からわかるように、 $C_c/C_k (=λ/λ_{kl})$ の大きさにより変わり、この値が大きいほど c_v は圧密圧力の増加によって大きく低下する。

図 11 は、北海道内の泥炭について、 C_c/C_k と強熱減量 L_i の関係をプロットしたものである¹⁰⁾。 L_i が増加、すなわち有機分が多くなるほど C_c/C_k が線形的に大きくなる傾向が認められる。表 2 に示したとおり、当該箇所の泥炭は、 $C_c/C_k=1.50\sim 1.74$ を示し、一般的な関係式 ($C_c/C_k=0.029L_i(\%)+1.0$) よりも下側にプロットされ、 c_v の圧密圧力依存性の影響が比較的小さい泥炭であることがわかる。Terzaghi 沈下式 ($c_v=c_{v1}$) による沈下予測の精度が比較的高いのは、このことから説明できるものと考えられる。

c_v の圧密圧力依存性が圧密沈下挙動に及ぼす影

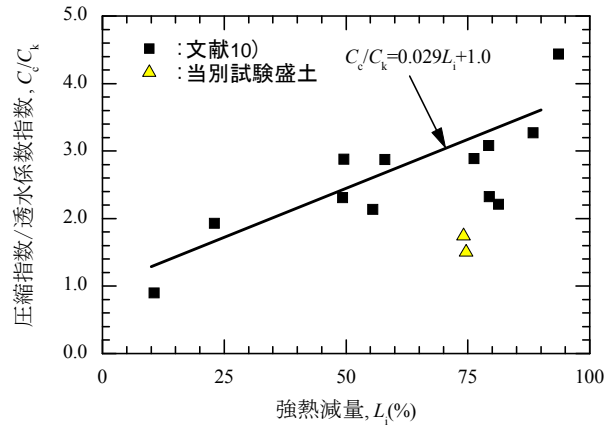


図 11 強熱減量と C_c/C_k の関係 (文献 10)に加筆)

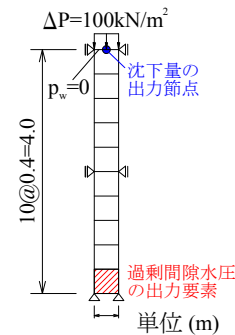


図 12 有限要素メッシュと境界条件

: 圧密係数の圧密圧力依存性

表 4 地盤パラメータの設定値

: 圧密係数の圧密圧力依存性

圧縮指数	λ	2.0
膨張指数	κ	0.2
限界状態応力比	M	2.0
間隙比	e_0	10
ポアソン比	ν	0.2
静止土圧係数	K_0	0.39
有効土被り圧	σ'_{v0} (kN/m ²)	10
初期透水係数	k_0 (m/d)	1.0×10^{-1}

響と、泥炭式との関連を調べるために、図 12 に示す層厚 4m の片面排水下にある正規圧密泥炭に対して、一次元解析を実施した。上载荷重は $\Delta P=100\text{kN/m}^2$ (盛土厚: 5m に相当) とし、载荷速度は一日あたり $1\text{kN/m}^2/\text{d}$ (盛り立て速度: 5cm/d に相当) である。地盤パラメータは表 4 に示すとおりで、 $C_c/C_k=3.0$ とした。これは、図 11 より $L_i=70\%$ に相当する。解析ケースは、Terzaghi 圧密理論のように c_v を一定とした場合と、 c_v の圧密圧力依存性を考慮した 2 ケースである。解析手法には微小変形解析を採用する。なお、泥炭式の含水比は $w=500\%$ とした。

図 13 は解析結果であり、沈下量および沈下速度、過剰間隙水圧の時間変化を示している。

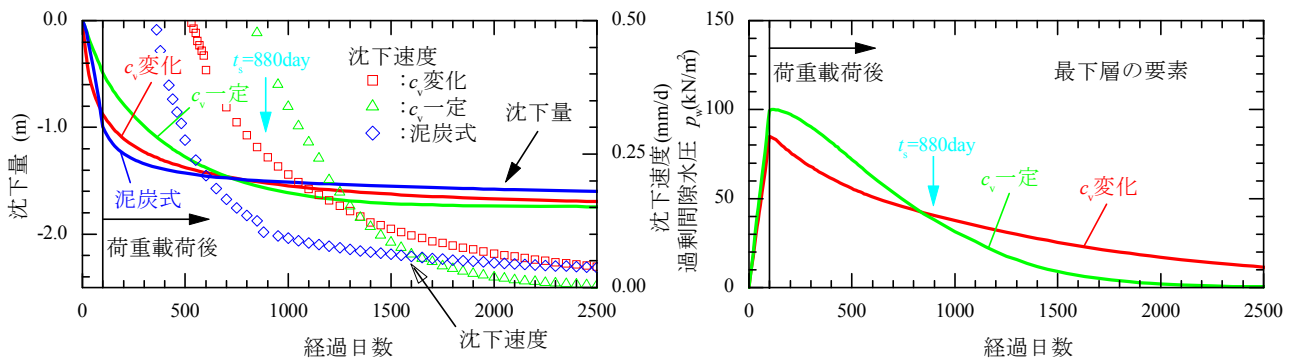


図 13 圧密係数の圧密圧力依存性が圧密沈下挙動に及ぼす影響 $C_c/C_k=3.0$ の場合

解析結果から、解析ケースによる違いが大きく、 c_v を一定とした解析値は、圧密初期の沈下速度を小さく評価する。また、 c_v の低下を表現していないため、圧密終盤の沈下速度が大きい。したがって、このような泥炭地盤に対して、 c_v 一定を前提とする Terzaghi 沈下式を適用することは適切ではない。

泥炭式の沈下時間変化は、圧密初期の沈下速度が大きい、圧密終盤では緩やかに沈下が進み、長期沈下が継続的に発生する。この沈下挙動は、荷重載荷時の c_v が大きく、圧密に伴い c_v が小さくなる c_v の圧密圧力依存性を考慮した解析値 (c_v 変化) と、よい対応関係にある。このことから、泥炭式には c_v の圧密圧力依存性の影響が含まれていると推測できる。

7. 結論

泥炭地盤の圧密沈下挙動の解釈とその予測を目的として、試験盛土を対象に一次元・二次元水～土連成微小/有限変形弾塑性 FEM 解析を実施し、原位置透水係数や層厚変化、せん断変形による鉛直方向の変形、および圧密係数 c_v の圧密圧力依存性が沈下挙動に及ぼす影響を検討した。また、これらの解析結果と、北海道の泥炭地盤の沈下予測に広く用いられている泥炭式と Terzaghi 沈下式の計算結果とを比較することで、泥炭式に含まれる工学的な意味について検討した。得られた主要な結論をまとめると次のようである。

- a) 原位置の泥炭の透水係数を用い、さらに c_v の圧密圧力依存性を考慮した二次元有限変形解析を実施すれば、時間変化を含む泥炭地盤の変形挙動を正確に予測できる。
- b) 原位置の透水係数は、圧密沈下予測に与える影響が大きい、この値は圧密試験から得られた

値の 10 倍であることが確かめられた。

- c) 泥炭式は、原位置の透水性と c_v の圧密圧力依存性の効果を経験式の形で取り込んだ沈下予測式であると推測される。
- d) Terzaghi 沈下式は、圧密圧力の増加に対して c_v の低下が小さい泥炭には適用できる。ただし、圧密係数には原位置の値を用いる必要がある。

謝辞

本論文で使用した当別試験盛土についてのデータは北海道開発局 札幌開発建設部より提供されたものである。ここに記して、謝意を表します。

参考文献

- 1) 持永 竜一郎; 北海道縦貫自動車道における泥炭性地盤の処理について、土木学会昭和55年度全国大会研究討論会講演概要, No.3, pp.1~4, 1980.
- 2) 能登 繁幸; 泥炭地盤工学, 技報堂出版(株), pp.7-9, pp.55-59, 1991.
- 3) Oikawa, H., Ishikawa, G and Y.P.Vaid; Settlement rates during one-dimensional consolidation of peat, *Proc. of the Int. symposium on compression and consolidation of clayey soils*, Vol.1, pp.149-154, 1995.
- 4) 能登 繁幸; 「修正された泥炭地盤の沈下予測式」の簡略化, 開発土木研究所月報, No.460, pp.37-41, 1991.
- 5) (独)北海道開発土木研究所; 泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル, pp.55-56, 2002.
- 6) 石垣 勉, 尾本 志展, 竹山 智英, ピパットボンサー ティラボン, 飯塚 敦, 太田 秀樹; 土/水連成解析を用いた道路アセットマネジメント支援の試み, 土木学会応用力学論文集, Vol.10, pp.971-982, 2007.
- 7) 三田地 利之, 山添 誠隆, 林 宏親, 荻野 俊寛; 泥炭性軟弱地盤の変形解析への各種構成モデル・解析手法の適用性, 土木学会論文集 C, Vol.66, No.1, pp.1-20, 2010.
- 8) Yatomi, C., Yashima, A., Iizuka, A. and Sano, I.; General theory of shear bands formation by a non-coaxial Cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol.29, No.3, pp.41-53, 1989.
- 9) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.; Soil-Water Coupled Behaviour of Saturated Clay near / at Critical State, *Soils and Foundations*, Vol.34, pp.91-106, 1994.
- 10) 林 宏親, 三田地 利之, 西本 聡; 原位置透水試験および圧密試験による泥炭地盤の透水特性の評価, 土木学会論文集 C, Vol.64, No.3, pp.495-504, 2008.
- 11) 山添 誠隆, 三田地 利之; 真空圧密併用盛土下における泥炭地盤の変形挙動解析, 地盤工学ジャーナル, Vol.1, No.4, pp.143-156, 2006.
- 12) 野田 利弘, 高稲 敏浩, 浅岡 顕; 水～土連成計算による土留めに作用する力の時間依存性挙動の解析, 土木学会論文集, No.617/III-46, pp.125-138, 1999.

CPT と SCPT による泥炭地盤の荷重履歴の影響

北海道大学	学生会員	○稗田 教雄
北海道大学大学院	国際会員	田中 洋行
北海道大学大学院	学生会員	金子 広明
応用地質株式会社	正会員	河内 誠
応用地質株式会社	非会員	田村 展明
(株)ダイヤコンサルタント	正会員	小泉 和弘

1. はじめに

北海道には軟弱な泥炭地盤が広く分布しており、構造物を構築する際に問題が生じる場合が多い。泥炭地盤は、低気温地域の沼地に植物遺骸が十分分解されずに堆積して形成される、北海道特有の地盤である。通常の地盤と比べて、泥炭は植物繊維を多く含むため、極めて不均質であり、また室内試験用の供試体作成が困難であるので、泥炭地盤の工学的特性が明らかにされているとは言い難い。筆者らは、泥炭地盤への雪荷重の影響を捉えるために、静的コーン貫入試験とサイスミックコーンによる原位置試験を行った。本論文では、その試験結果について述べる。

2. 調査地点

調査地点は、札幌市近郊石狩川支流の豊平川の河川敷である(図.1)。調査は4か所で行ない、サイト1から順に上流方向に約2.5km間隔で位置している。各調査地点の泥炭層は地表から、おおよそ深さ3mまで堆積している。サイトの概要は以下の通りである。

サイト1:および2:雪荷重の応力履歴がないサイト

サイト3:真空圧密と雪荷重による載荷を行ったサイト

サイト4:札幌市が雪捨て場として使用しているサイト

サイト3は、北海道開発局が、河川敷の地盤高を低下させ洪水時の排水能力の増加を目的とした試験工事を行った箇所である。この工事では、PBD(プラスチックボードレーン)を併用した真空圧力と雪荷重による載荷を行った。

真空圧力をおおよそ80kPaほど加え、

さらに雪を5~6m載荷した(測定した雪の単位体積重量 $\gamma_{\text{snow}}=6\text{kN/m}^3$ であったので、載荷重に換算すると30~36kN/m²となる)。また、サイト4は雪荷重(サイト3と同程度)のみ作用した場所である。各サイトの泥炭層の特性を把握するために、深さは1.0~1.8mの層を対象としてサンプリングを行った。表-1に各サイトの物理特性を示す。



図.1 調査地点

表-1 地盤条件

	サイト1	サイト2	サイト3	サイト4
湿潤密度 $\rho(\text{g/cm}^3)$	0.988	0.980	1.052	1.104
強熱減量 $Li(\%)$	88.0	89.5	68.1	51.2
自然含水比 $\omega_n(\%)$	940.6	762.5	504.3	359.4
間隙比 e	15.436	12.719	8.828	6.971

Influence of loading history of the peat ground by CPT and SCPT:

Norio Hieda, Hiroyuki Tanaka, Hiroaki Kaneko(Hokkaido University)

Makoto Kawachi, Nobuaki Tamura(Oyo Corporation) Kazuhiro Koizumi(Dia consultants)

3. 試験方法

(1) 静的コーン貫入試験

断面積が 10cm^2 の通常の静的コーン貫入試験(CPT)の他に、コーン先端に断面積が $50\text{cm}^2, 100\text{cm}^2$ の球を取り付けたボールコーンを実施した（以下、それぞれ MiniBPT, BPT と呼ぶ）。ボールコーンの長所は断面積が大きくなる分だけ先端抵抗 q_t の測定精度が増加すること、土被り圧の影響を小さくすることにある。BPT を用いた試験では、泥炭の鋭敏比を求めるために、所定の深度に対して、50cm ほど7往復上下させて q_t の低下割合を測定した¹⁾。

(2) サイスマミックコーン貫入試験 (SCPT)²⁾

泥炭地盤のせん断波速度 v_s あるいは剛性率 G を求めるために SCPT を実施した。コーン先端にジオフォンを 1m 間隔で2か所取り付け、板たたき法により地表面で発生したせん断波を計測し、 v_s を求めた。

(3) 一軸圧縮試験およびベンダーエレメント試験

泥炭は成形が難しいので、サンプリングチューブから抜き出した状態で、上下端面のみ成形した状態で一軸圧縮試験の供試体とした。すなわち、供試体の直径は 75mm 、高さは 150mm で行った。軸ひずみ速度は通常の粘性土と同様に $1\%/\text{min}$ とした。また、一軸圧縮試験を実施する前に、無拘束の状態、供試体の上下端面にベンダーエレメントを取り付け、 v_s を測定した。測定方法の詳細は3)を参照されたい。

4. 試験結果

4.1 CPT の試験結果

図.2,3,4 はそれぞれ CPT, MiniBPT, BPT による先端抵抗の測定結果をサイトごとに比較したものである。なお、先端抵抗は(1)式で表すことができる実質先端抵抗 q_{net} で表示している。

$$q_{\text{net}} = q_t - \beta \sigma_{\text{vo}} \quad (1)$$

ここに β は断面係数(CPT, MiniBPT, BPT では、それぞれ、1.0, 0.5, 0.1)である。

図より、いずれのコーンにおいても、サイト 1,2 はサイト 3,4 に比べ q_{net} の値が小さいことが分かる。すなわち、真空圧力または雪荷重が作用したので、地盤の強度が増加していることを示している。しかしながら、真空圧密を行ったサイト 3の方が、雪による荷重のみ載荷されていたサイト 4より真空圧力と雪荷重の差の分だけ大きな q_{net} が発現するはずであるが、明確な違いは認められず、逆にサイト 4の方が大きな傾向にある。この原因として、載荷前の強度の違いが考えられるが、載荷前の調査を行っていないので断言はできない。

コーンの種類による q_{net} の違いを見るために、図.2,3,4 を比較してみると、CPT, MiniBPT, BPT の順でグラフが滑らかになっていることが分かる。すなわち、コーン先端の断面積が小さな CPT の場合には、局所的な地盤の強度が q_{net} として反映されるが、BPT のような大きな断面積を有するコーンでは、より広い範囲での強度の平均値に対応して q_{net} が測定さ

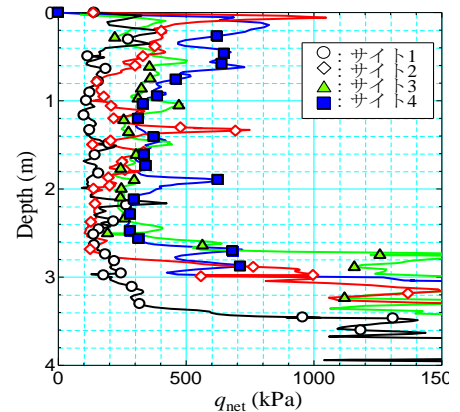


図.2 CPT

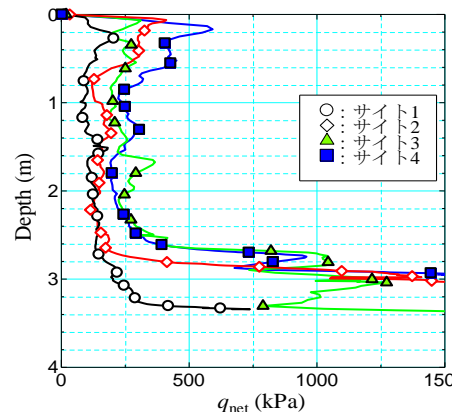


図.3 MiniBPT

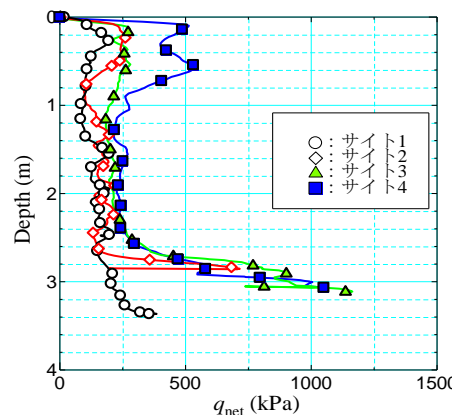


図.4 BPT

れるので、局所的な強度の変化に鈍感な値が計測される。
したがって、基礎の設計としてコーン貫入試験を用いる場合には、軟弱地盤ではBPTによる試験が有効であると考えられる。

図.5にBPTにより求めた鋭敏比を比較してみる。図の縦軸は1回目の q_{t1} に対して(処女載荷)、 n 回繰り返し貫入試験を行った時の q_{tn} の比を鋭敏比としてプロットしている。筆者らが過去に行った粘性土を対象とした地盤では、鋭敏比は4.0~5.0程度が得られたのに対し、今回の値は1.5~3.0であり、粘性土と比べて小さな値となった。また、サイト3,4はサイト1,2に比べ値が小さいことから、真空圧力あるいは雪荷重による影響で含水比が低下し、鋭敏比が低下したと考えられる。この結果が、他の泥炭地盤でも適応できるか否かは、今後の研究課題としたい。

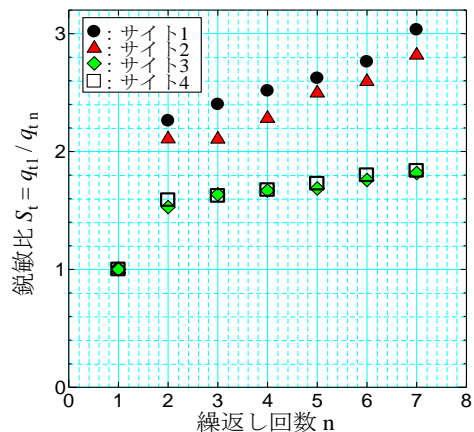


図.5 鋭敏比

4.2 サイスマックコーンの結果

各サイトでSCPTによって測定された v_s を図.6に示す。泥炭の v_s は40~70m/sと通常地盤と比べて非常に小さい。CPTで得られた q_{net} と比べて、真空圧密および雪荷重による v_s の増加は明確には認められない。

各サイトのサンプリングを行った深度の v_s の値と無拘束状態で行ったベンダーエレメント試験から求められた v_s を表2に掲載する。表から、サイト1を除いて、泥炭地盤の $v_{s(BE)}$ と $v_{s(SCPT)}$ の比はほぼ一定で約0.85となった。図.7に今回の泥炭地盤と粘性土試料(有明, 拓北, 厚真での調査によるデータ)から得られた $v_{s(BE)}$ と $v_{s(SCPT)}$ の比較を示す。一般に泥炭地盤の方が粘性土地盤よりサンプリングによる試料の乱れが大きいので、 $v_{s(BE)}$ 値が小さくことが予想された。しかしながら、図に示すように、試料品質が良好と考えられる粘性試料で得られた関係と、今回の泥炭での結果とほぼ同じ傾向が得られた。この原因として、泥炭の場合はサンプリングが難しいので試料品質は悪いものの、泥炭層は粘土層より浅い深度にあるので、そもそも有効土被り圧が小さく、このためサンプリングによる拘束圧変化の影響がほとんどなかったため、結果的に粘性土と同様な v_s の低下が生じたと考えられる。

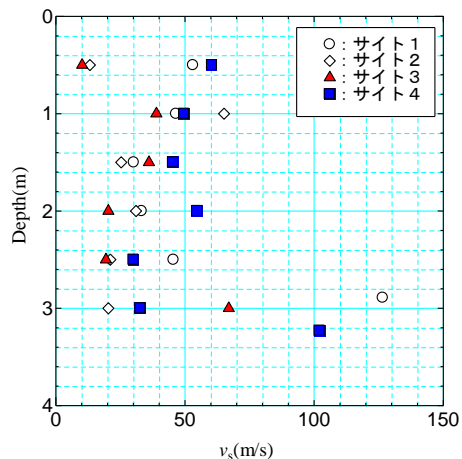


図.6 v_s の比較

表-2 室内試験の結果

	サイト1	サイト2	サイト3	サイト4
一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	7.38	8.76	33.16	60.70
$v_{s(BE)}$ (m/s)	15.87	21.48	31.26	38.20
$v_{s(SCPT)}$ (m/s)	30.13	25.30	36.05	45.34
$v_{s(BE)}$ と $v_{s(SCPT)}$ の比	0.527	0.849	0.867	0.843

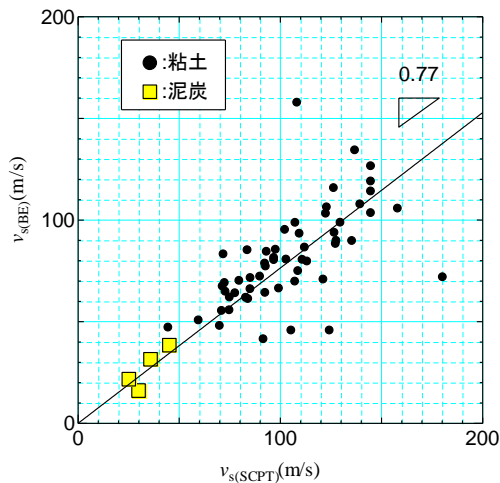


図.7 $v_{s(BE)}$ と $v_{s(SCPT)}$ の比

SCPTの結果からせん断剛性率 $G_{f(SCPT)}$ は以下の式で求められる。

$$G_{f(SCPT)} = \rho_t \cdot v_s^2 \quad (2)$$

田中, 他⁴⁾はCPTから測定される q_t と G との間に下記の式を提案している。

$$G_{f(SCPT)} = 50(q_t - \sigma_{vo}) = 50q_{net} \quad (3)$$

この式は粘性土に用いられる経験式であり, 本研究で対象とした泥炭地盤に対しても適用を試みた。結果を図.8に示す。図から泥炭地盤における関係は, 粘土地盤とは全く異なり, q_{net} に対して $G_{f(SCPT)}$ がかなり小さい。今回の調査は豊平側河川敷だけであり, この傾向が泥炭地盤に共通に認められか否かについては, 今後同様な調査を行う必要がある。

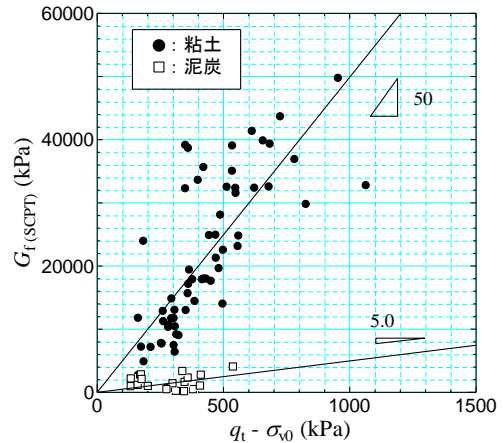


Fig.8 G と $q_t - \sigma_{vo}$ の関係

5.まとめ

泥炭地盤に対して, コーン貫入試験およびサイスミックコーンを用いて調査を行った。得られた主な結果は以下の通りである。

- ・ 载荷履歴に影響はCPTから得られる先端抵抗の方が v_s より顕著に表れる。
- ・ 泥炭地盤では粘性土地盤に比べ, 鋭敏比が小さい。
- ・ 泥炭の v_s は粘性土地盤と比べてかなり小さい。
- ・ 泥炭地盤で得られたサンプリングされた試料に対して行った無拘束状態での v_s と原位置で測定された v_s の比は, 良質の粘性土試料で得られた比とほぼ同じである。
- ・ 粘性土地盤と比べて, $q_t - \sigma_{vo}$ に対して $G_{f(SCPT)}$ は小さい。

[参考文献]

- 1) Randolph, M. F.: Characterization of soft sediments for offshore application, Proc. of ISC-2 on geotechnical and Geophysical Site Characterization, pp.209-232, 2004.
- 2) 金子広明, 田中洋行, 平林弘, 小泉和弘, 松山雄介: 原位置におけるせん断剛性率の測定, 地盤工学会北海道支部技術報告集第50号, pp.45-48, 2010.
- 3) 小林慎之介, 田中洋行: セメント安定処理土の養生初期におけるせん断波速度, 地盤工学会北海道支部技術報告集第48号, pp.31-34, 2008.
- 4) 田中洋行, 田中政典, 井口弘, 西田薫, 韓光: サイスミックコーンで計測された軟弱粘性土のせん断剛性率, 「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, 調査方法および結果の適用—」に関する発表論文集, 土質工学会, pp.235-240, 1994.

未圧密地盤における強度試験方法の検討

北海道大学大学院 学生会員 ○金子 広明
同上 国際会員 田中 洋行
東亜建設工業 正会員 平林 弘
同上 国際会員 松岡 達也

1.はじめに

軟弱粘土地盤において、変形特性および強度を求めることは重要である。特に、圧密時の強度増加を期待する段階荷重工法において、これらの値は極めて重要となる。段階荷重工法における強度の推定は、サンプリングされた試料に対して一般的に一軸圧縮試験(UCT)だけ行われており、強度の異方性等などを調べた研究は少ない。さらに、一軸圧縮強さ(q_u)は試料の残留有効拘束圧(p'_r , サクション)によって大きく変化し、その結果大きなバラツキが生じる¹⁾。一方、再圧縮(Recompression)法と呼ばれる方法では、供試体を一旦原位置の有効応力まで再圧密するので、UCTに見られる p'_r に起因する強度のバラツキは回避することができる。また、圧縮試験の他に伸張試験などの種々の条件におけるせん断特性を調べることができる。しかし、圧密途上の地盤では、過剰間隙水圧が生じているので、有効応力、特に水平方向の有効拘束圧の設定が困難である。そこで、本研究では圧密途上の地盤に対して、再圧縮法を適用した場合の有効応力設定法を提案し、その試験方法について検討を行った。

本研究で対象とした地盤は、美原サイトと拓北サイトとである。美原サイトは、プラスチックカードボードドレーン(PBD)を用いた軟弱地盤改良工が施された場所で、盛土荷重の荷重前後で地盤調査を行った。また、拓北サイトは施設建設に伴って敷設された表層土による荷重により、圧密途上の地盤である。

2.調査地点の概要

両サイトにおいて、原位置試験である電気式静的コーン貫入試験(CPT)と原位置ベーンせん断試験(FVT)を行った。また、CPTによる水圧消散試験も併せて実施し、地盤内の過剰間隙水圧を測定した。拓北サイトにおいては、原位置の微小ひずみレベル下のせん断剛性率を測定するサイスミックコーン貫入試験(SCPT)²⁾も行った。また、採取した試料を用いて、物理試験、定ひずみ圧密(CRS)試験および一軸圧縮試験(UCT)を行った。

2.1 美原サイト³⁾

北海道江別市郊外美原地区においてPBDにより地盤改良された地盤に道路

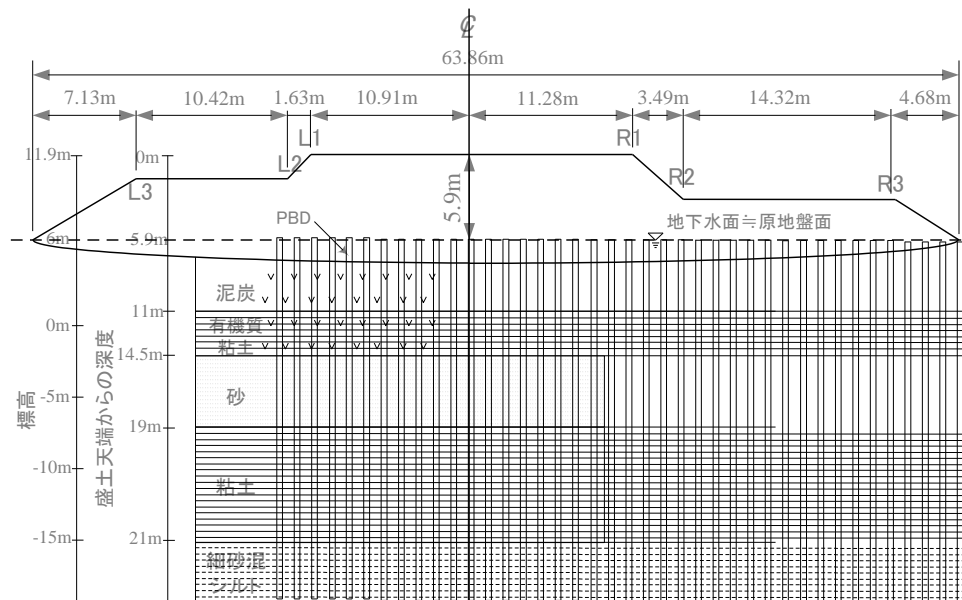


図-1 盛土の形状と土性図

Study on testing methods for evaluation of strengths and deformations on under consolidation ground.

Hiroaki KANEKO & Hiroyuki TANAKA (Hokkaido University)

Hiroshi HIRABAYASHI & Tatsuya MATSUOKA (Toa Corporation)

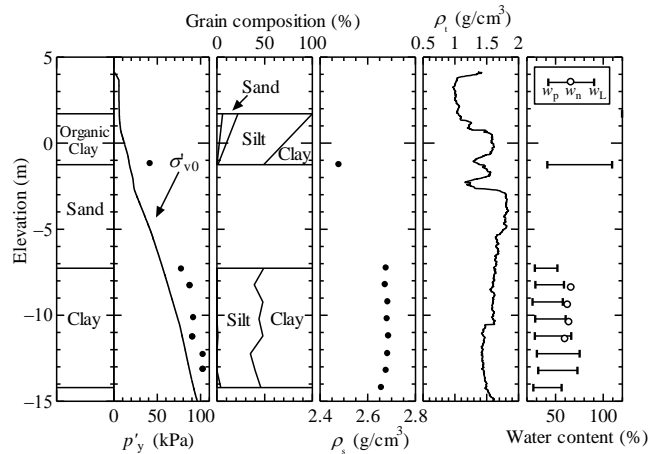
盛土の建設が行われた。図-1に調査地点（盛土完了後）の土層図および盛土厚を示す。施工完了時の盛土厚は約9mで、調査時の盛土天端のレベルは原地盤面より5.9mであった。地下水面は盛土载荷前の原地盤面とほぼ一致している。PBDの寸法は厚さ 3.9 ± 0.5 mm、幅 94 ± 2 mmの製品が用いられており、打設ピッチは1.2mの正方形配置である。盛土天端は、盛土施工開始直後から、盛土荷重による圧密沈下により経時的に変化しており、調査時においても圧密沈下は収束していなかった。

盛土载荷後に実施した原位置試験とサンプリングは全て盛土天端のセンターライン上で実施し、調査孔は打設されたPBDの中央となるように設けた。地盤調査の報告では土質は深度に対して整理されるのが一般的であるが、原地盤面からの深度と盛土天端からの深度と混同するため、本文中の表記では深度の代わりに標高を用いた。

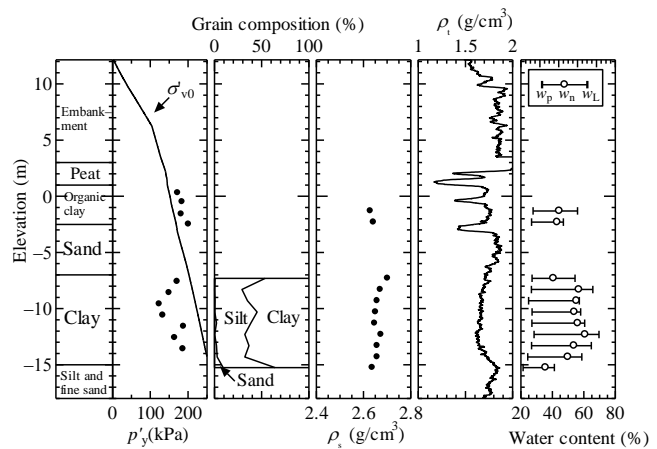
図-2に調査地点の盛土前と盛土後の物理特性を示す。盛土後の地盤では各層が沈下しているため、盛土前後の結果の比較には、沈下量だけ層圧が小さくなっている事に留意しなければならない。標高0.0m付近までは泥炭および有機質粘土であり、湿潤密度(ρ_t)に若干のばらつきが確認される。一方、標高-6.0m以深の粘土層において盛土前後を比較すると、全体的に若干の ρ_t の増加が確認できる。これは、盛土载荷に伴う圧密現象に起因した結果だと考えられる。

図-3は同じ標高の試料に対して行ったCRS試験から得られた $e - \log p$ 関係である。盛土によって圧密が進んでいるので、 e は減少しているが、圧縮指数(C_c)は盛土前後でほとんど変化せず約0.7である。圧密降伏応力(p'_y)も盛土によって増加しているが、盛土荷重程増加していない。図2-bに示している有効土被り圧は、ラジオアイソトープCPT(RI-CPT)によって求められた土被り圧(σ_{v0})から静水圧(u_0)を差し引いて求めた。そのため、過剰間隙水圧を考慮していない。 σ_{v0} と p'_y を比較すると、粘土層において $\sigma_{v0} > p'_y$ となっている。すなわち、盛土後の地盤は調査時において過剰間隙水圧が消散しておらず、圧密途上の地盤だと言える。

CPTから得られた、先端抵抗(q_t)、周面摩擦(f_s)、貫入時の間隙水圧(u_d)を図-4に示す。 q_t は圧密に伴う強度増加により確実に増加していることがわかる。盛土後に実施したCPTの消散試験によると地盤内の間隙水圧は、泥炭・有機質粘性土および砂質土ではほぼ静水圧と同等であるが、粘性土層の中央(標高-11.5m)で測



a)美原サイト盛土前



b)美原サイト盛土後

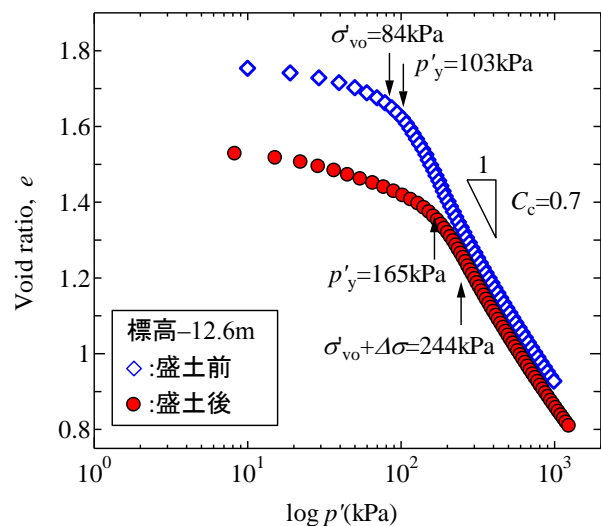


図-3 CRS結果

定した消散試験結果では静水圧より大きく、過剰間隙水圧が $u_e=54\text{kPa}$ 生じていることがわかる。粘性土部分は圧密途中であると判断される。ここで、盛土荷重を Bousinesque によって応力分散を考慮した試験深度における有効鉛直応力増分と比較すると圧密度 (U_p) は約 68% である。

図-5 に FVT により求めた強度増加率 (s_u/p) を示す。盛土前の粘性土地盤は Aging により過圧密比 (OCR) が 1.2~1.4 の正規圧密粘土であるため、強度増加率を表すために図-4 の横軸を有効土被り圧ではなく圧密降伏応力にした。盛土前に実施したベーン試験結果を圧密降伏応力で整理すると $s_{u(FVT)}/p=0.275$ となる。この値を用いて、盛土荷重載荷後の強度増加量および調査時の盛土後の s_u の予測を試みた。盛土後の s_u は次式によって算出することが出来る。

$$s_u = s_{u0} + (s_u/p) \times (p'_y - p'_{y0}) \quad (1)$$

ここに、 s_{u0} : 盛土前の非排水せん断強度, s_u/p : 強度増加率, p'_{y0} , p'_y はそれぞれ盛土前と後の圧密降伏応力である。

FVT の結果を実測値として示し、上式から求めた予測値と比較したものが図-6 である。予測値の計算では、 s_{u0} と s_u/p はベーン試験から求めた盛土前の $s_{u(FVT)}$, $s_{u(FVT)}/p$ を用いており、 p'_{y0} と p'_y は、深度ごとに行った CRS 試験結果を用いた。図より、標高-11m の盛土後の $s_{u(FVT)}$ の実測値が極端に小さい値を示しているが、それ除けば予測値と実測値はほぼ等しいことがわかる。したがって、圧密中における原地盤の拘束圧は、CRS 試験によって求められると考えられる。また、盛土後の $s_{u(FVT)}$ のばらつきが多い原因としては、粘土層 10m の層厚に対し約 1m の沈下が生じており、PBD が地盤内で湾曲し側方へ変形していることが想定されれば、ベーンと p'_y を求めた供試体の採取位置が必ずとも一致していないことが考えられる。

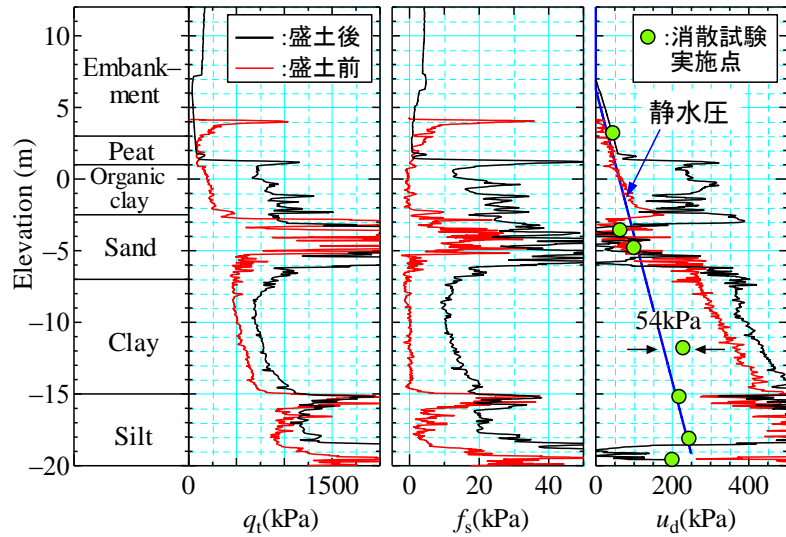


図-4 CPT 結果

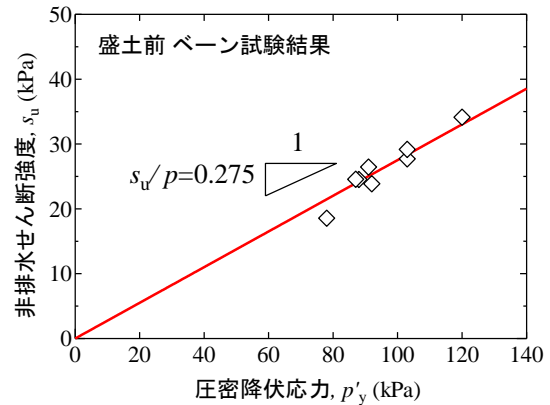


図-5 強度増加率 (美原サイト)

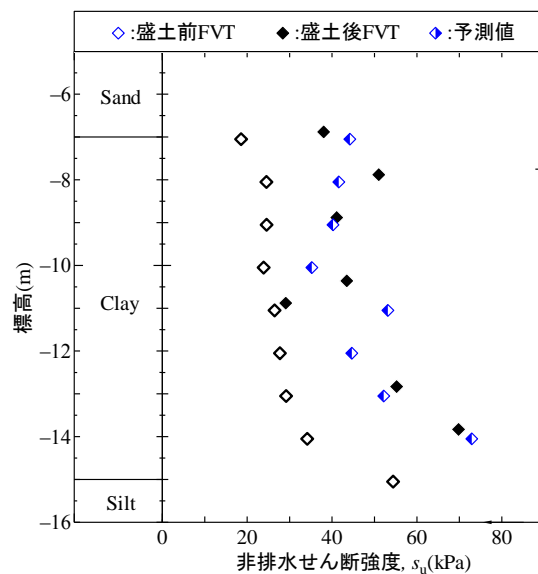


図-6 FVT の強度予測

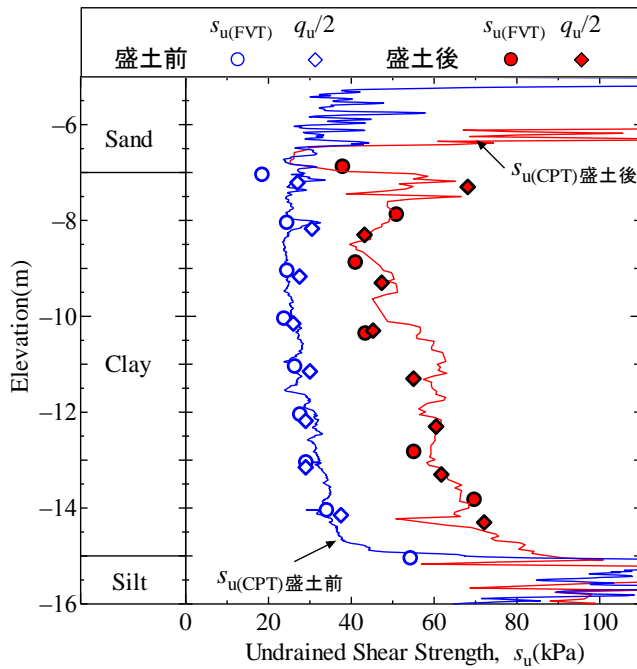


図-7 UCT と FVT 分布

図-7にFVTの結果から得られた $s_{u(FVT)}$ とUCTにより求めた $q_u/2$ を示す. 経験的にUCTから求まる $s_{u(UCT)}=q_u/2$ は, 強度の異方性と試料の乱れの影響が相殺し, ベーン試験から得られる $s_{u(FVT)}$ と等しい値になるといわれている. 今回の美原サイトにおいても, 盛土前後で強度が一致していることがわかる.

図-7にCPT結果による $s_{u(CPT)}$ も併せて示す. $s_{u(CPT)}$ は次式によって算出できる.

$$s_{u(CPT)} = (q_t - \sigma_{v0}) / N_{kt} \quad (2)$$

ここに, q_t は先端抵抗, σ_{v0} は土被り圧, N_{kt} はコーン係数である.

図-8に s_u と $q_t - \sigma_{v0}$ との関係を示す. N_{kt} は $s_{u(FVT)}$ と $q_u/2$ から決めた. 盛土前と盛土後の N_{kt} はおよそ9~15の範囲にあり, 図-7は $N_{kt}=11.9$ として $s_{u(CPT)}$ を求めた. これから, N_{kt} は盛土によって圧密し土構造が変化しても, 変化しないと考えられる.

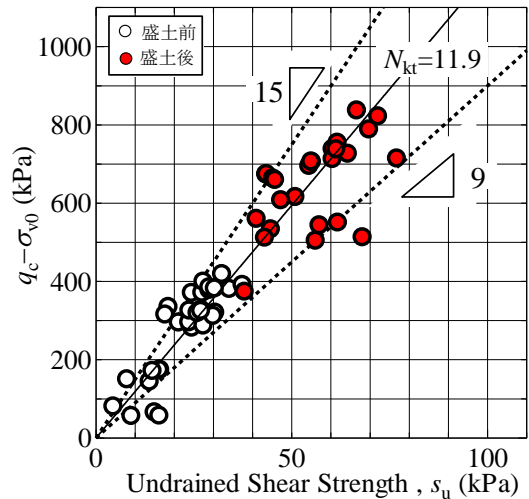


図-8 コーン係数, N_{kt}

2.2 拓北サイト^{4, 5)}

図-9に拓北サイトの物理特性を示す. 美原サイト同様, 圧密降伏応力(p'_y)が間隙水圧を静水圧として計算した有効土被り圧(σ'_{v0})より小さいことがわかる. 図-10には, 施設建設によって増加した Δp による圧密が完全に終了した場合($U=100\%$)と, 圧密が全く生じていない場合($U=0\%$)の σ'_{v0} とCRS試験から求めた p'_y を示す. p'_y は $U=0\sim100\%$ の範囲に分布していることがわかる. したがって, 調査時において地盤は圧密途中であると考えられる. また, 実線は, 次式によって $\sigma'_{v0(CPT)}$ を求めた.

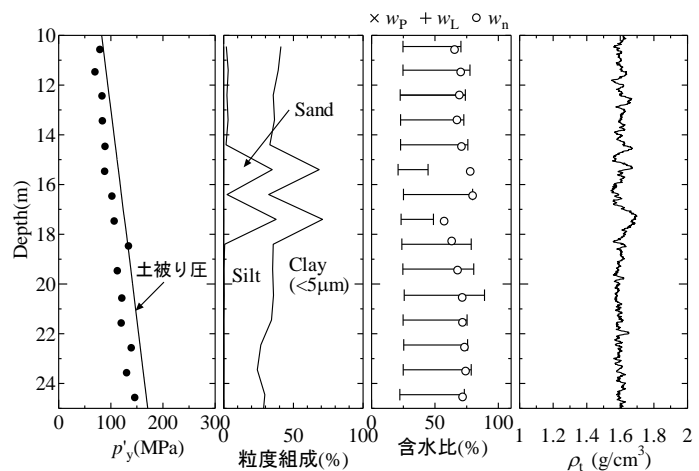


図-9 物理特性 (拓北サイト)

$$\sigma'_{v0(CPT)} = s_{u(CPT)} / (s_u/p) \quad (3)$$

ここで、 $s_{u(CPT)}$ は美原と同様に FVT および UCT から $N_{kt}=10.9$ として計算した。また、図-11 に FVT と p'_y から求めた s_u/p を示す。 s_u/p は美原に比べて小さく、0.250 であった。図-10 に示すように、CPT から求めた $\sigma'_{v0(CPT)}$ は CRS 試験から求めた p'_y と良い対応をしていることから、CPT から圧密過程を調べることができると考えられる。

3.再圧縮法による検討

3.1 再圧縮法

我が国で設計に多く用いられている一軸圧縮強さ(q_u)は乱れによって強度が変化する。一方、再圧縮法による三軸試験や一面せん断試験(DST)は、一旦供試体を原位置の有効拘束圧で圧密するため、原位置の強度を精度良く測定でき、またせん断開始時の有効応力が一定であるので、強度のバラツキも少なくなる。しかしながら、圧密途中にある地盤では、過剰間隙水圧が生じているので、 σ'_v 、 σ'_h を正確には設定できない。

再圧縮法を実施するにあたり、本研究では表-1 に示すような圧密圧力(σ'_{vc})を設定した。美原の盛土前の試料は一般的な方法と同じく、原位置の有効土被り圧(σ'_{v0})で再圧密を行った。盛土後の試料は未圧密地盤から採取したので、原位置の鉛直方向の拘束圧は σ'_{v0} ではなく p'_y であると仮定し、 $\sigma'_{vc}=p'_y$ とした。拓北の粘土も、 σ'_{vc} に p'_y 値を用いることにした。しかし、CRS は比較的速いひずみ速度で実施される試験であるため、速度効果により p'_c を過大に評価している可能性がある。そこで、 p'_y の9割の値が σ'_{vc} として妥当であると考え、この値を採用した。

また、三軸試験のセル圧と鉛直応力の応力比は、美原の盛土前から採取した試料には $K=0.5$ とした。盛土後から採取した試料と拓北の試料には、同深度の別試料で予め実施した K_0 圧密試験より得られた正規圧密状態での K_0 値を用いて異方圧密を行った。

3.2 非排水せん断強度

図-12、13 は粘土層の再圧縮法による三軸試験および一面せん断試験から求めた s_u と、他の試験から得られた s_u とを比較したものである。なお、三軸試験の結果は強度の異方性を考慮し、圧縮強度と伸張強度の平均値とした(図中、mean として表記)。美原の盛土前も含めて、通常の粘性土地盤では、再圧縮法による $s_{u(mean)}$ と $s_{u(DST)}$ は UCT や FVT から得られた値と一致することが知られているが、圧密途上の地盤においても、今回行った再圧縮法による $s_{u(mean)}$ と $s_{u(DST)}$ は他の強度試験の値と良い対応していることがわかる。したがって、圧密途中にある地盤の強度を推定する上で、今回設定した圧密圧力(p'_y あるいは $0.9 \times p'_y$)を用いた再圧縮法は、原位置の強度を精度よく求めるのに有効であることがわかる。

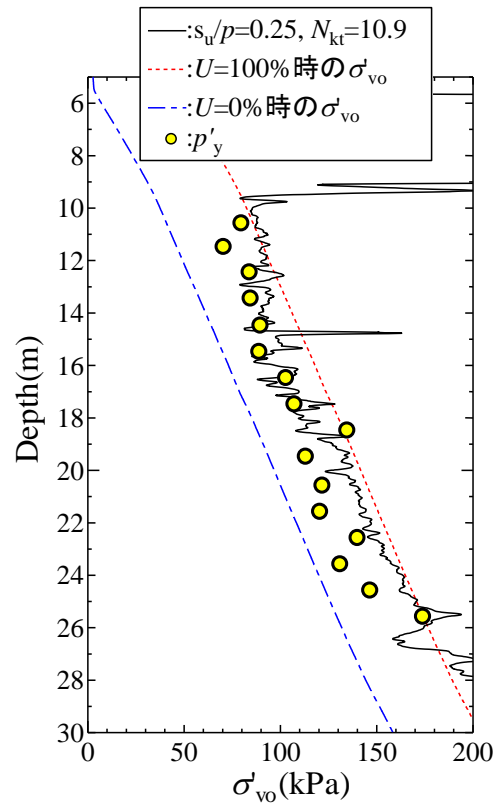


図-10 有効土被り圧

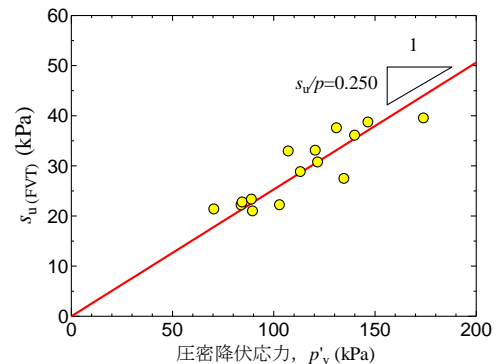


図-11 強度増加率 (拓北サイト)

表-1 三軸試験・定体積一面せん断試験の応力条件

採取時	試験方法	OCR	鉛直応力 σ'_{vc}	応力比 K
美原サイト 盛土前	DST	1.2~1.4	原位置の有効土被り圧 σ'_{v0}	—
	CUC/CUE			0.5
美原サイト 盛土後	DST	1.0	圧密降伏応力 p'_y	—
	CUC/CUE			同深度の K_0 値
拓北サイト	CUC/CUE	1.0	圧密降伏応力の0.9倍 $0.9 \times p'_y$	同深度の K_0 値

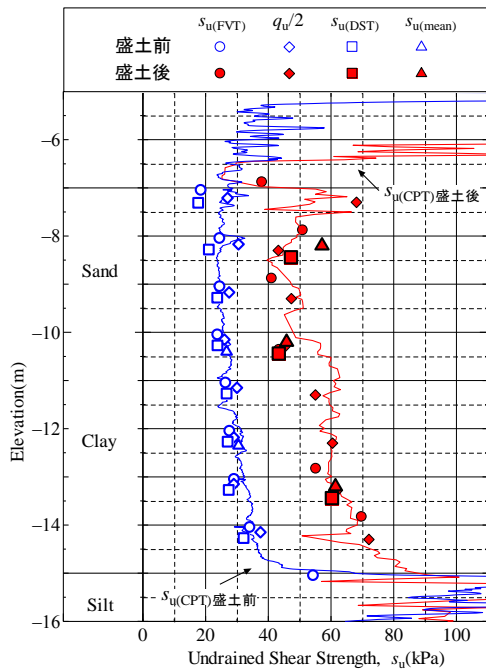


図-12 非排水せん断強 (美原サイト)

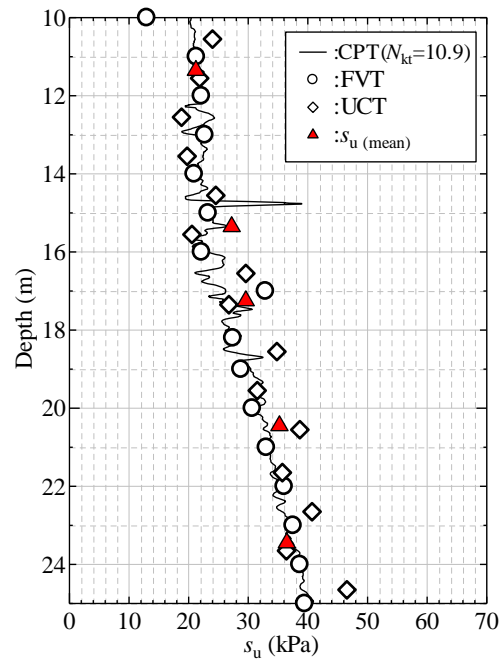


図-13 非排水せん断強 (拓北サイト)

図-14 に美原の再圧縮法を用いた三軸試験による異方性 (三軸伸張試験と三軸圧縮試験との比) の変化を示す。図より、盛土前後で異方性はあまり変化していないことがわかる。図-15 には、一軸圧縮試験から得られる応力～ひずみ関係の一例で、縦軸を一軸圧縮強さで正規化している。図-16 に三軸圧縮および伸張試験の圧密圧力(σ'_{vc})で正規化した応力経路および応力～ひずみ関係の一例を示す。試料はどちらも同じ標高から得られたものである。一軸試験、三軸試験ともに応力～ひずみ曲線において、破壊ひずみまでの挙動は盛土前後で大きな違いが認められないが、ピーク後の残留強度に違いが見られる。一方、応力経路では両社とも同じ挙動を示している。このように盛土前後によって強度増加するが、応力～ひずみ曲線や異方性の大きな変化は認められず、これが盛土前後によって CPT の N_{kt} が変化しなかった大きな原因と考えられる。

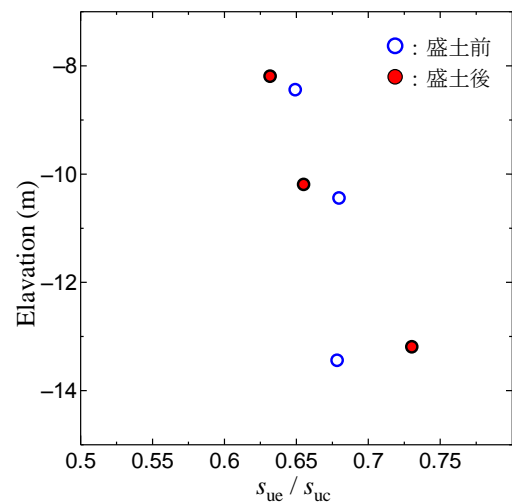


図-14 異方性の変化 (美原サイト)

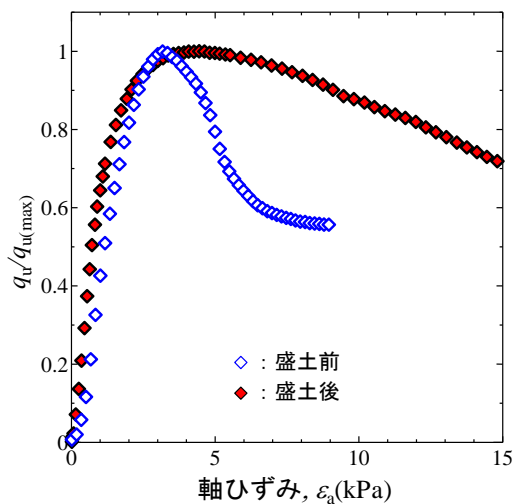


図-15 一軸圧縮試験結果

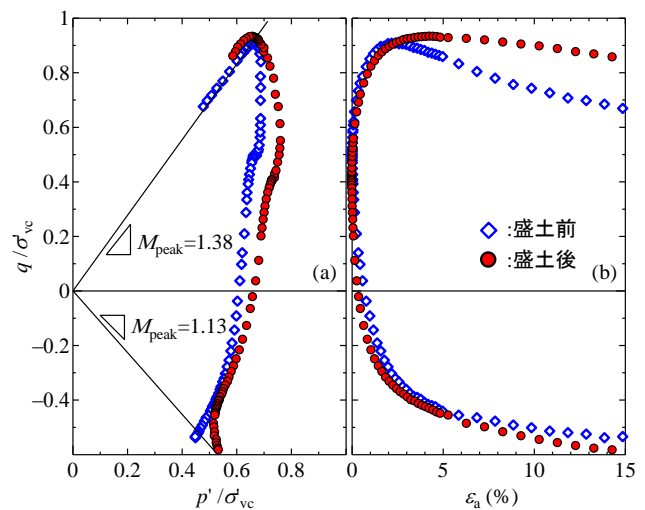


図-16 三軸圧縮、伸張試験結果 (標高-10m)

3.3 せん断剛性率

拓北においてサイスミックコーン(SCPT)による原位置のせん断剛性率 G を計測した。図-17 に、原位置試験と室内試験により求めたせん断剛性率(G)の分布を示す。SCPTは、コーン先端に1m 離れて取り付けられた上下2箇所のレーザによる受信電圧変化の時間差 Δt を利用してS波速度を測定するものである²⁾。 G_f は次式より算出した。

$$G_{f(SCPT)} = \rho_t \cdot V_s^2 \quad (4)$$

ここで、 ρ_t : 密度(g/cm^3)、 V_s : せん断弾性波速度(m/s)
また、田中ら⁶⁾による粘性土地盤の G_f と CPT の先端抵抗 ($q_t - \sigma_{vo}$)に関する次の経験式で求めた G_{CPT} を図中に示した。

$$G_{f(CPT)} = 50(q_t - \sigma_{vo}) \quad (5)$$

一方、室内試験の G_{labo} は、ベンダーエレメント(BE)試験によって求めた。BE試験は一軸圧縮試験と同様な無拘束状態と原位置の応力状態を再現(再圧縮法)した三軸セル内で行った。トップキャップおよびペDESTALに装着したBEの先端間距離(tip-to-tip)をS波の伝播距離 Δs とし、送信波と受信波の電圧変化点の時間差を伝播時間 Δt としている(start-to-start)。再圧縮法を適用したのは4深度のみで、試料は様々なシンウォールサンプラーで採取することにより人為的に乱れを与えた⁴⁾。それ以外の無拘束状態で測定した G_{labo} は、すべて標準サンプラーで採取した試料のものである。

図から、 G_{labo} (無拘束)は、 G_f に比べ小さな値を示していることがわかる。しかし、再圧縮法を適用した三軸BE試験による G_{labo} は G_f と良く一致していることがわかる。したがって、試料が応力解放によって G (無拘束状態で測定)が低下しても、原位置の有効応力を載荷することによって G_{labo} は G_f と同等の値まで回復することがわかる。特に、試料が乱されていて、再圧縮による体積変化が顕著な場合でも G_{labo} と G_f に差異はほとんどないことから、 G_{labo} は間隙比には依存せず、有効応力のみ支配されていると考えられる。

図-18は、再圧縮過程における G_{labo}/G_f の変化の一例を示す。標高11.35m(Good)の試料は標準サンプラーで採取した試料である。一方、標高20.45m(Poor)の試料は、チューブの肉厚が10mmと断面積比が非常に大きいことに加えて、先端に刃先がないため、試料は非常に大きい乱れを受けていると考えられる。詳しくは参考文献を4)を参考されたい。標高20.45m(Poor)の試料は、11.35m(Good)の試料に比べ乱れの影響を大きく受けているので、サクシオン(有効拘束圧)の低下が考えられる。そのため、20.45m(Poor)の G_{labo}/G_f の初期値が11.35mに比べ小さくなったと考えられる。圧密中の G_{labo}/G_f は、過剰間隙水圧が消散し、原位置の有効拘束圧となった6時間付近で一定値に収束しているのがわかる。このことから、 G_{labo} は有効拘束圧によって大きく影響され、有効応力が一定となった後に続く二次圧密による時間効果の影響は小さいといえる。したがって、原位置の G_f を推定するにあたり、ベンダーエレメントを用いた再圧縮法は非常に有効であることがわかった。

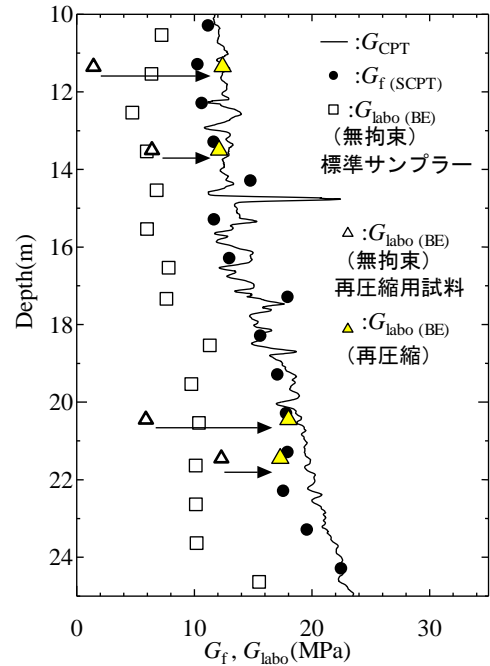


図-17 せん断剛性率分布

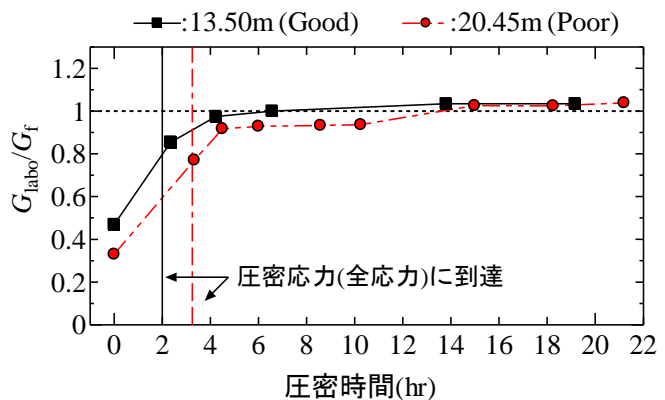


図-18 せん断剛性率の時間変化

5. 結論

圧密途上の地盤において行った様々な原位置試験および室内試験結果から、以下のことが明らかになった。

- (1) 経験的に UCT から求まる $s_u(UCT) = q_u/2$ は、強度の異方性と試料の乱れの影響が相殺し合い、ベーン試験から得られる $s_u(FVT)$ と等しい値になるといわれている。圧密途上の地盤においても、この関係が成立することがわかった。
- (2) 盛土前後ではコーン係数 (N_{kt}) は変化しないと考えられる。したがって、盛土前に対して設定したコーン係数を用いて、圧密途上の地盤でも CPT を実施することにより非排水せん断強を確認することができる。
- (3) 未圧密地盤における再圧縮法は有効土被り圧ではなく、CRS で求めた圧密降伏応力 (p'_y) を用いて、 $0.9 \times p'_y \sim p'_y$ で再圧密することによって適用出来る。
- (4) 一軸圧縮試験、原位置ベーンせん断試験と再圧縮法を適用した三軸試験によって得られた非排水せん断強度に、大きな違いはなかった。しかし、再圧縮法は強度異方性やせん断挙動やせん断剛性率を求めるにおいて、非常に有効な方法であることがわかった。

参考文献

- 1) 三田地利之, 工藤豊, 遠藤大輔: 残留有効応力による一軸圧縮試験結果の評価と q_u 値の補正, 土木学会論文誌 No.589/III-42, pp.231-237, 1998.
- 2) 金子広明, 田中洋行, 平林弘, 小泉和弘, 松山雄介: 原位置におけるせん断剛性率の測定, 地盤工学会北海道支部年次技術報告集第 50 号, pp.45-48, 2010.
- 3) 小原隆志, 平林弘, 三枝弘幸, 田中洋行, 西田浩太: 原位置および室内試験を用いた盛土荷重による強度増加, 地盤工学会北海道支部技術報告集第 48 号, pp.227-230, 2008.
- 4) Vuthy, H., TANAKA, H., & OBARA, T.: Effects of sampling tube geometry on soft clayey sample quality evaluated by nondestructive methods, *Soils and foundations*, Vol.50, No.1, pp.93-107, 2010.
- 5) 松山雄介, 田中洋行, 小原隆志, 平林弘, 富田龍三: 札幌市拓北の原位置及び室内試験から得られた強度特性, 地盤工学会北海道支部技術報告集第 49 号, pp.159-162, 2009.
- 6) 田中洋行, 田中政典, 井口弘, 西田薫, 韓光: サイスマックコーンで計測された軟弱粘性土のせん断剛性率, 「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・調査方法および結果の適用—」に関する発表論文集, 土質工学会, pp.235-240, 1994.

厚真の原位置及び室内試験から得られた強度特性

北海道大学 学生会員 ○服部 直
北海道大学大学院 国際会員 田中 洋行
北海道大学大学院 学生会員 金子 広明
東亜建設工業 正会員 平林 弘
東亜建設工業 正会員 松岡 達也

1. はじめに

筆者らは、石狩平野に分布する軟弱粘性土地盤の工学的特性を明らかにするため、夕張側河川敷¹⁾、美原²⁾および札幌拓北³⁾で地盤調査を行ってきた。今回は厚真で地盤調査を行った。本論文では、厚真における粘性土の特性を、過去の地盤調査と比較しながら、原位置および室内試験から得られた強度特性について述べる。

2. 調査地点

今回、地盤調査を行った地点は苫小牧の東に位置する厚真である。調査地点の土層構成は、表層付近の泥炭混じりの粘土層(0~5m)と、その下に堆積している粘土層(5~30m)から成る。今回の調査では、この粘土層を対象とした。なお深度15m付近に貝殻の層が堆積していた。



図-1 調査地点

3. 試験内容

表-1に実施した試験項目を示す。原位置試験である静的コーン貫入試験は、先端が投影面積10cm²の円錐を有する通常のCPTの他に、投影面積50cm²の球状のコーン(以下、miniBPT)と投影面積100cm²の球状のコーン(以下、BPT)を用いて行った。

室内試験は、一軸圧縮試験の他に、三軸圧縮・伸張試験およびフォールコーン試験を行った。サンプラー

から取り出した試料(直径75mm, 高さ100mm)を、無拘束状態で飽和させたセラミックディスクを用いて残留有効応力(サクション, p_r)を計測した。三軸試験の試験方法は、予め測定したサクション(p_r)を初期等方圧密応力とし、背圧を50kPaずつ増加させ、最終の背圧は200kPaとした。さらに、応力比 $K=0.55$ で原位置の有効土被り圧 σ_{vo} の下で、12時間異方圧密を行った。その後、非排水条件の下で、せん断速度0.1%/minで目標軸ひずみ $\pm 15\%$ までせん断試験を行った。鋭敏比を求めるためにフォールコーン試験を行った。試験装置および方法は、フォールコーンを用いた液性限界のJGS基準に従い、不攪乱試料および充分練り返した試料に対して行った。

表-1 試験内容

原位置試験	静的コーン貫入試験 (CPT, BPT, miniBPT)
	サイスミックコーン貫入試験
	原位置ベーン試験
室内試験	再圧縮法を用いた三軸圧縮・伸張試験
	一軸圧縮試験
	サクション測定
	フォールコーン

Characterization of Atuma clay measured by in situ and laboratory tests.

Hattori, T., Tanaka, H., Kaneko, H. (Hokkaido University), Hirabayashi, H., Matsuoka, T. (Toa Corporation)

4. 試験結果

4.1 物理試験

図-2aに物理試験の結果を示す。図における湿潤密度(ρ_i)はRI-CPTから得られた値を実線で表わしたものである。また比較のために、図-2bに札幌拓北での結果を示す。両サイトを比較すると、厚真の試料から得られた塑性指数(I_p)は35程度であり、拓北の塑性指数(I_p)45程度よりも小さかった。両サイトの粘土含有量に大きな差異が認められないので、厚真の方が活性度は小さいことになる。今後、X線回折を行い粘土鉱物の同定を行う予定であるが、札幌拓北とは主要な粘土鉱物が異なると思われる。我が国の海成粘土と比べると、厚真の I_p 、すなわち w_L が小さく、したがって自然含水比 w_n も小さい。

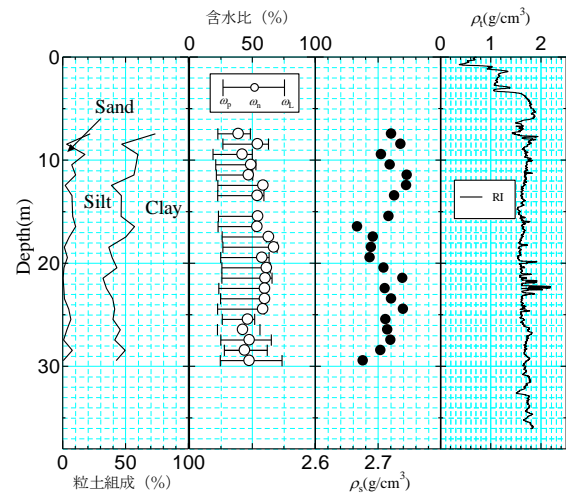


図-2a 物理特性 (厚真)

4.2 非排水せん断強さ

図-3に今回の試験で得られた非排水せん断強さ s_u を示す。静的コーン貫入試験から s_u は(1)式から求めることができる。

$$s_u = (q_t - \beta \sigma_{v0}) / N_{kt} \quad (1)$$

ここで、 q_t は有効面積による先端抵抗、 N_{kt} はコーン係数、 σ_{v0} は全応力による土被り圧、 β はロッドの断面とコーン先端の投影面積の比である。今回行った貫入試験の β を求めると、CPTは1、miniBPTは0.2、BPTは0.1となる。我が国では一軸圧縮試験が多用されているので、(1)式の N_{kt} を算出するために $q_u/2$ が多く用いられている。しかしながら、図-3に示すように $q_u/2$ 値は大きくばらついているため、再圧縮法の三軸試験から得られた値を用いた。強度の異方性を考慮するため、圧縮強度 s_{uc} と伸張強度 s_{ue} の平均値($(s_{uc} + s_{ue}) / 2$)を基準強度とした。各コーン貫入試験から $q_t - \beta \sigma_{v0}$ と $(s_{uc} + s_{ue}) / 2$ の関係を図-4に示す。過去の研究⁴⁾では、 N_{kt} をCPTでは12、BPT・miniBPTでは10となるとされている。今回の調査でも同様な値が得られ、図-3では、CPTの N_{kt} を11.67とした。貫入試験で得られた s_u が深度5mおよび15m付近が大きいのは、前者が砂層、後者は貝殻混じりの粘土があるためである。ベーン試験および一軸圧縮試験から得られた値も、コーン貫入試験から求められた値に分布していることから、三軸試験から設定した N_{kt} は妥当な値を示していると考えられる。

図-5に厚真と拓北で得られた強度の異方性を示す。厚真の s_{ue}/s_{uc} は拓北より小さい、すなわち異方性が顕著であることがわかる。我が国の海成粘土は I_p の増加に伴い、 s_{ue}/s_{uc} が大きくなる傾向があるが、厚真および拓北についても同じ傾向が認められる。すなわち厚真の s_{ue}/s_{uc} が小さいのは、厚真の I_p が小さいためと考えられる。

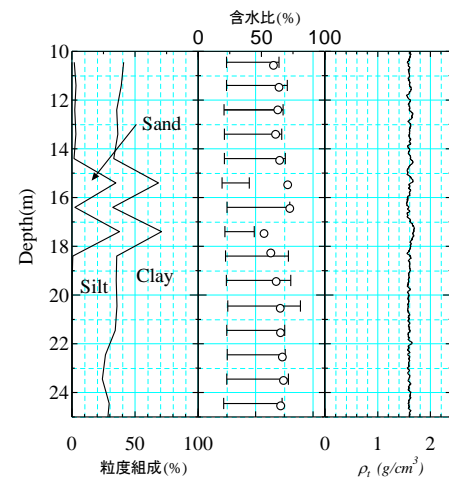


図-2b 物理特性 (拓北)³⁾

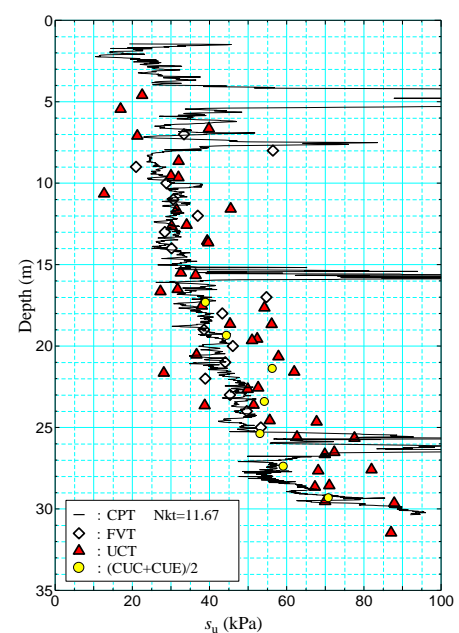


図-3 非排水せん断強さ

4.3 一軸圧縮強さ

すでに述べたように、図-3 に示す $q_u/2$ は深度に比例して増加する傾向は認められるものの、他の試験から得られた s_u に比べ、バラツキが大きい。図-6a に一軸圧縮試験の前に行った供試体のサクシジョンの値を示すが、 $0.07\sigma_{v0} \sim 0.3\sigma_{v0}$ の間で値がかなりばらついている。図-6b に示す札幌拓北の例と比べると、厚真でのバラツキの度合いがかなり大きいのがわかる。サクシジョンの値は試料の品質に大きく左右され、また試料の品質はサンプリング方法に大きく影響されると言われている。しかしながら、今回の厚真も前回は行った札幌拓北でもサンプリングを行ったオペレーターは同一人物であり、サンプラーもサンプリング方法も大きく異なるとは考えにくい。したがって、図-7 に示すサクシジョンのバラツキの原因は地盤の特性によるものと考えられるが、どのような要因がサクシジョンの値を決めるのかは現在のところ不明である。

4.4 鋭敏比

図-7 に、FVT, BPT および FCT から求めた鋭敏比を示す。FVT では、 $6^\circ/\text{min}$ の回転速度でピーク強度を求めた後、ペーンを 30 回転させて地盤を攪乱状態とした後、再度 $6^\circ/\text{min}$ の回転速度でペーン強度を求め、これらの強度の比を鋭敏比とした。FCT では、不攪乱と攪乱の試料に対しコーンを貫入させ、それぞれの貫入量の二乗の比を鋭敏比とした。BPT では、所定の深度で 50cm ほど、最初の処女状態 で得られた貫入抵抗と、貫入試験を 7 往復行った後の貫入抵抗の比を鋭敏比とした。図から、BPT, FVT から得られた鋭敏比は深度に対してほぼ一定であるのに対し、FCT から求めた鋭敏比は、他の試験から求めた値と比べて大きく、また

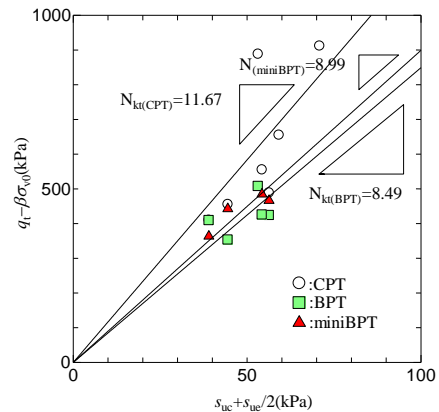


図-4 $q_t - \sigma_{v0}$ と $(s_{uc} + s_{ue}) / 2$ の関係 (三軸)

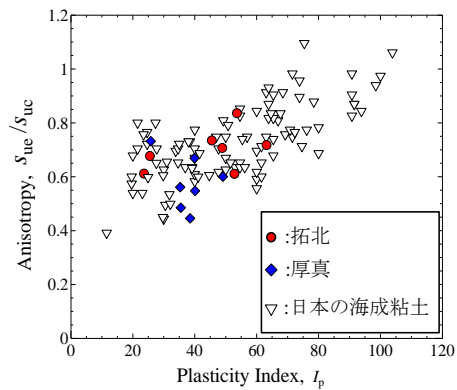


図-5 $I_p - s_{ue}/s_{uc}$

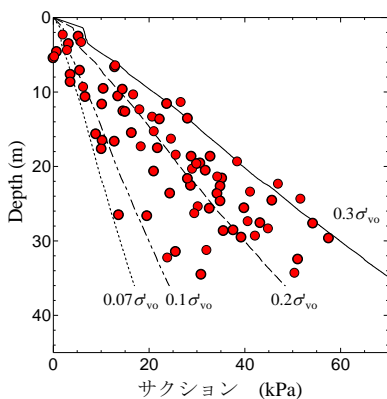


図-6a サクシジョン測定 (厚真)

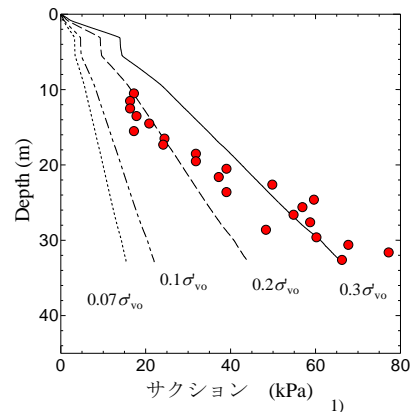


図-6b サクシジョン測定 (拓北)³⁾

明らかに層中央で大きな値を示している。原位置試験と室内試験で値が異なった理由として、原位置試験である BPT や FVT と、FCT で行った室内で攪乱の度合いが異なることが挙げられる。鋭敏比は土木施工にとって重要な値であるが、残念なことに我が国では鋭敏比を規定する規格や基準が整備されておらず、早急に試験方法を検討する必要があると思われる。

5. まとめ

- ・物理試験の結果から、我が国の海成粘土に比べて、厚真の粘土含有量は大きな違いは認められないものの I_p は小さいことがわかった。早急に、粘土鉱物を調べる必要がある。

- ・厚真のコーン貫入試験におけるコーン係数は

$N_{kt} = 11.67(\text{CPT}), 8.49(\text{BPT}), 8.99(\text{miniBPT})$ で、これらの値は筆者らが過去に行ったサイトで得られた値と同等である。

- ・非排水せん断強度の異方性は、厚真、拓北ともに我が国の海性粘土と同様な傾向にある。

- ・一軸圧縮試験よりも再圧縮法による三軸試験の結果の方が強度のバラツキが少ない。

- ・FVT, BPT および FCT から鋭敏比を求めた。前者 2 つの試験から同様な値が得られたが、後者の試験から得られた鋭敏比はかなり大きな値を示した。

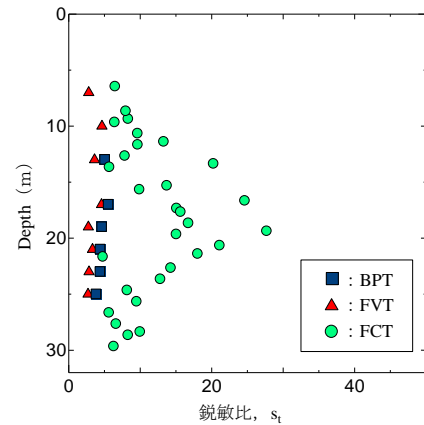


図-7 鋭敏比

[参考文献]

- 1) 田中洋行, 林宏親, 深沢健, 中村明教, 西田浩太, 吉村貢, 小泉和広, 中島睦: 夕張川河川敷の地盤調査結果, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 46 号, pp.239-246, 2006.
- 2) 西田浩太, 田中洋行, 林宏親, 深沢健, 中村明教, 三田地利之, 小原隆志: 江別市美原の原位置試験および室内試験結果, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 47 号, pp.145-150, 2007.
- 3) 松山雄介, 田中洋行, 小原隆志, 平林弘, 富田龍三: 札幌市拓北の原位置及び室内試験から得られた強度特性, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 49 号, pp.159-162, 2008.
- 4) 金子広明, 田中洋行, 平林弘, 深沢健: 軟弱地盤におけるボール貫入試験の適用性, 最近のサウンディング技術と地盤評価シンポジウム, 2009.

泥炭地盤における斜杭基礎の適用性に関する実験的検討

土木研究所寒地土木研究所

○国際会員 富澤 幸一

同上

国際会員 西本 聡

北海道大学大学院工学研究科

国際会員 三浦 清一

1. はじめに

斜杭基礎は直杭基礎に比べて水平力作用時の水平変位量を抑制することができ、終局耐力を大きく確保することが可能となる。例えば偏土圧が作用する橋台基礎や地震時に大きな水平力・曲げモーメントが作用する基礎においては、斜杭を適用することで直杭に比べて杭本数を減じるなどの建設コスト縮減が期待される。そのため、これまでに斜杭基礎メカニズムや地盤種別の適用性について多く研究されてきた。既往研究として、軟弱粘土の圧密沈下による斜杭の曲げ応力について、佐藤ら^{1), 2)}が東名高速道路の鋼管杭基礎で地盤の圧密沈下に伴う斜杭実験の理論的研究を行い、設計手法を提案しており、杭基礎設計便覧^{3), 4)}では斜杭設計法に同手法を採用している。また、高橋ら^{5), 6)}は圧密沈下による斜杭の曲げ剛性に関する実大規模実験を実施し、従来設計法の検証や数値解析による理論的検討を行っている。一方、斜杭の静的水平支持力特性について、木村ら⁷⁾が砂地盤を用いた実験的・解析的研究が行い斜杭の力学挙動の検証および水平支持効果について確認している。

斜杭基礎は杭水平抵抗が過小な泥炭地盤に適用した場合、基礎の水平抵抗向上や耐震性確保など多くの有用性が期待される。ただし、斜杭は軸心に斜角を有することから杭の曲げ剛性や耐震性能が技術的懸案である。そこで、上記の既往研究はいずれも砂地盤や軟弱粘土地盤を対象としたものであることから、本研究では、泥炭地盤を対象に遠心力模型実験を行い、地盤の圧密沈下に伴う斜杭の曲げ応力について照査し、レベル1およびレベル2地震動の動的加振実験で耐震性を確認することで泥炭地盤における斜杭基礎の適用性について検証した。

2. 遠心力模型実験

2.1 模型実験の概要

遠心力模型実験は、40G 場での斜杭基礎と直杭基礎の組杭静的水平載荷実験および動的加振実験とした。図-1 および図-2 にそれぞれ斜杭および直杭の遠心力模型実験のセットアップ状況を示す。

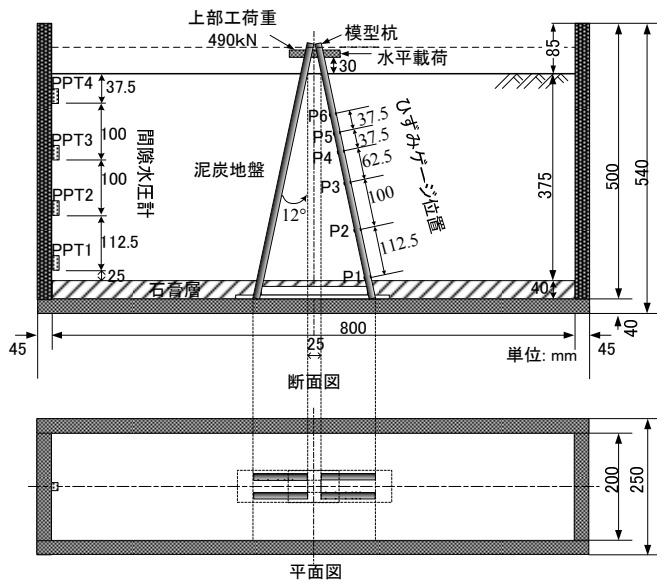


図-1 斜杭の模型実験（斜杭：12度）

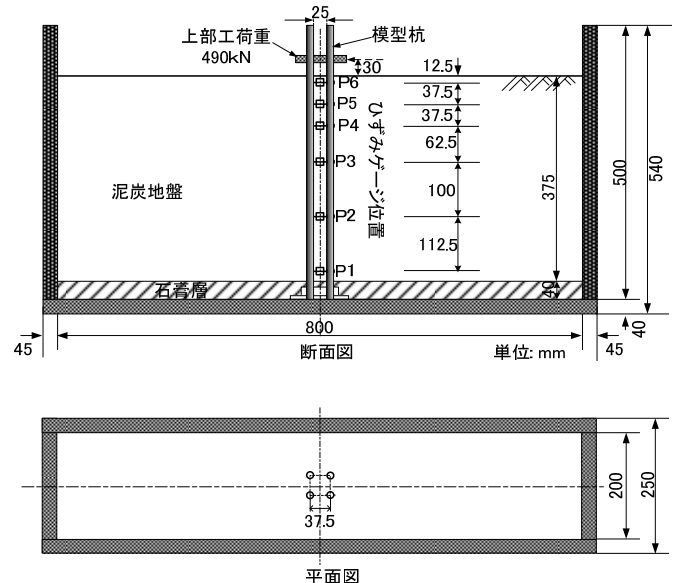


図-2 直杭の模型実験（組杭：杭間隔 3D, D は杭径）

Centrifugal Model Test of Batter Pile Foundation in Peat Ground and its Applicability
Koichi TOMISAWA (Civil Engineering Research Institute for Cold Region, CERl)
Satoshi NISHIMOTO (Civil Engineering Research Institute for Cold Region, CERl)
Seiichi MIURA (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)

模型杭は鋼管杭を想定して、スチール材(SS400)を用いて外径 12.5mm, 厚さ 0.25mm, 長さ 500mm(実物換算径 500mm, 肉厚 10mm) とした。杭は支持杭として下端を石膏で固定した。杭の中心間隔は一般的な $3D$ (D : 杭径) とし, 斜杭のケースでは斜角を 12° とした。杭配列は図-1 および図-2 に示すように 2 本×2 本の組杭とした。また, 模型実験では上部工荷重を想定し 490kN 相当の錘を杭頭に固定した。模型地盤は泥炭地盤を想定して乾燥重量比 1:1 のピートモスとカオリン粘土の混合材料とし, 初期含水比 $w=300\%$ の飽和地盤とした。泥炭地盤は初期高さを 375mm (実物換算 15m) とした。模型地盤の物理特性および入力加速度条件を表-1 に示す。

遠心力模型実験は直杭・斜杭ともに, ①40G 場で泥炭地盤の自重圧密の後, ②組杭静的水平載荷実験, ③レベル 1 (150gal) 加振実験, ④レベル 1 加振後の組杭静的水平載荷実験, ⑤レベル 2 (700gal) 加振実験, ⑥レベル 2 加振後の組杭静的水平載荷実験という手順で実施した。なお, 斜杭の実験では泥炭地盤の圧密沈下に伴う杭体の曲げ応力の影響を検討するために, 自重圧密過程で長時間に圧密させるとともに地盤の地表面沈下と杭の曲げひずみを計測した。

表-1 実験ケース

ケース	模型地盤	入力加速度波形	備考
斜杭	泥炭地盤 ($w=300\%$)	正弦波 (周波数: 2.5Hz)	自重圧密後, 静的水平載荷実験, レベル 1 およびレベル 2 加振
直杭			

3. 実験結果

3.1 組杭静的水平載荷実験

直杭および斜杭の組杭静的水平載荷実験より得られた載荷重-水平変位の関係を図-3 に示した。図によれば, 同一変位に対して斜杭の水平荷重は直杭と比べて大きくなり (例えば $\Delta=0.02\text{m}$ の時で 9 倍程度), 斜杭は直杭よりも非常に大きな水平抵抗が發揮されていることが分かる。この結果は, 斜杭基礎の有用性であり, 既往研究成果^{1),5)}と概ね同様の傾向である。

次に, 留意事項である杭体に発生する断面力に注目した。図-4 に水平荷重別の直杭と直杭の発生曲げモーメントを対比して示した。同様に, 図-5 に水平荷重別の直杭と直杭の発生軸力の関係を示した。図によれば, 直杭と比べて斜杭の発生曲げモーメントは小さくなっており, これは斜杭の水平変位抑制効果の根拠といえる。また, 軸力の比較では同一水平荷重に対して斜杭と直杭の差は概ねなく, 同程度の軸力値を示していることが分かる。

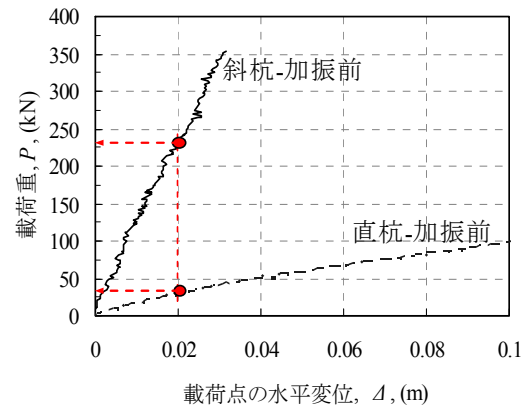


図-3 直杭と斜杭の載荷重-水平変位

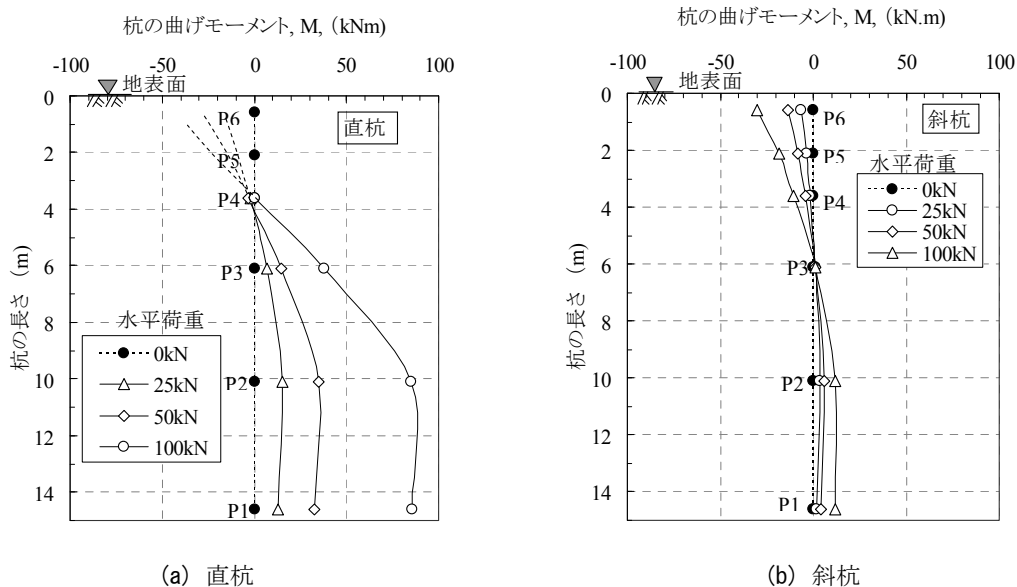


図-4 直杭と斜杭の発生曲げモーメント

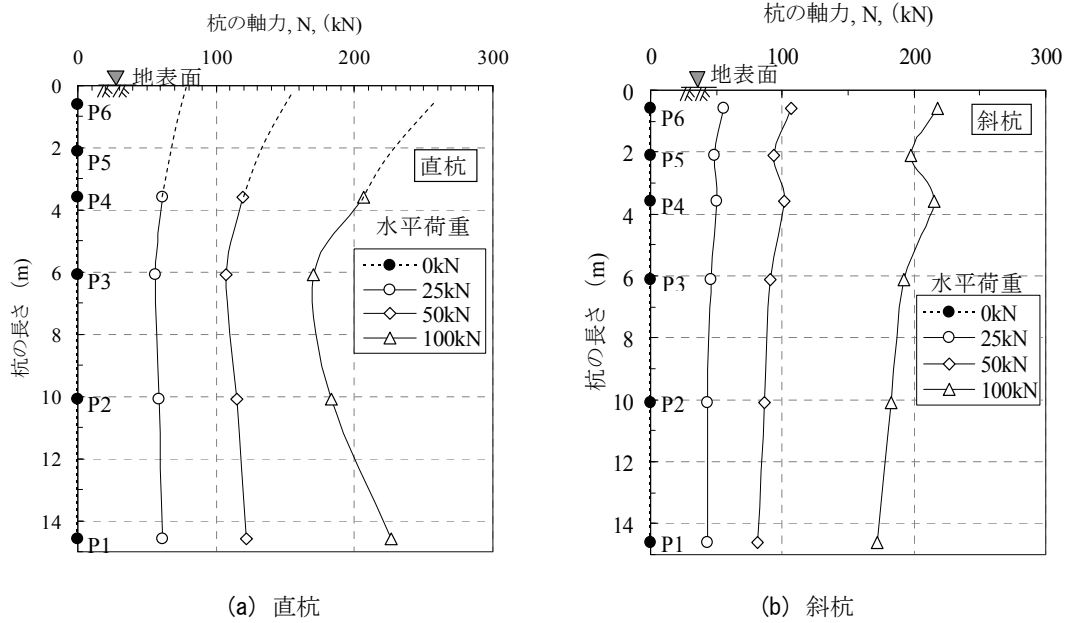
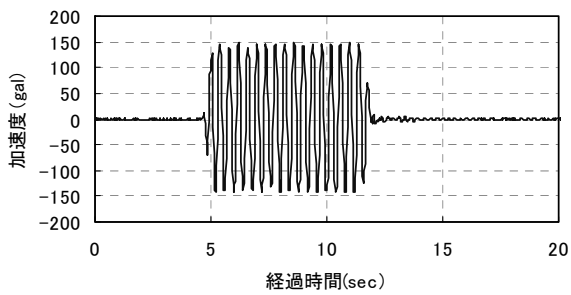


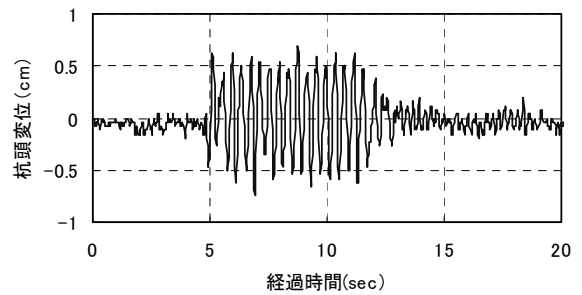
図-5 直杭と斜杭の発生軸力

3.2 加振実験結果

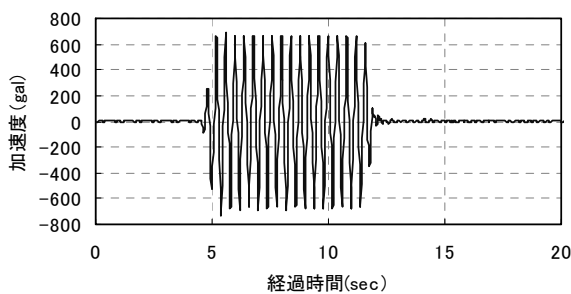
遠心力加振実験におけるレベル1およびレベル2地震動の入力波形を図-6に示した。入力波形は20波の正弦波とし、周波数は 2.5Hz とした。この加振に伴う斜杭の杭頭の応答水平変位履歴を図-7に示す。



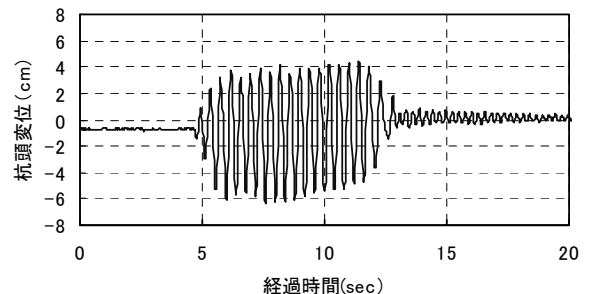
(a) レベル1地震動による応答加速度



(a) レベル1地震動による応答変位



(b) レベル2地震動による応答加速度



(b) レベル2地震動による応答変位

図-6 遠心力加振実験の入力加振波形

図-7 加振実験の斜杭の杭頭応答水平変位

それぞれの図によれば、レベル1加振による斜杭の杭頭水平変位は通常で設定されている許容水平変位量（一般に15mm）より小さく、斜杭の水平変形の抑制効果を示している。また、レベル2加振による斜杭の杭頭変位でも最大変位量は6cm(5D)程度と比較的小さく時刻歴応答での乱れは認められない。この結果より、泥炭地盤において斜杭基礎は地震時に所要の耐震性能および健全性が確保されるものと考えられる。

レベル1およびレベル2地震動に対する斜杭の水平抵抗の変化を確認するため、それぞれの加振後に斜杭の組杭静的水平載荷実験を実施した。載荷実験で得られた斜杭基礎の載荷重-水平変位の関係を図-8に示した。図からも分かるように、レベル1およびレベル2地震動の加振前後で斜杭の水平抵抗に差異はなく、杭体にも損傷がないことから、斜杭基礎は大規模地震に対し十分な耐震性を持つと判断される。

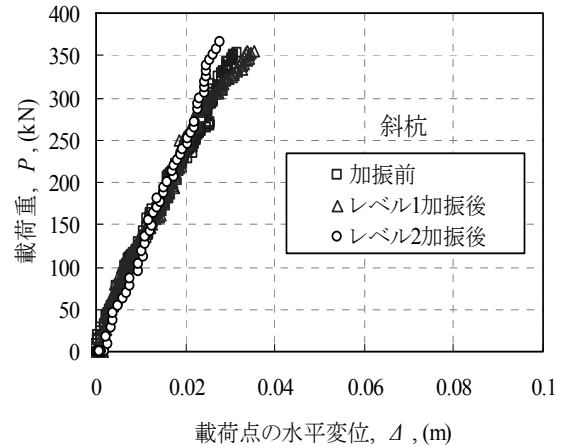


図-8 加振前後の斜杭の静的水平載荷実験

3.3 斜杭の曲げ応力

(1) 時系列

遠心力模型実験により自重圧密過程から得られた時間-沈下関係を図-9に示す。図によれば、3t法による圧密の判定ではほぼ50日のところで圧密が終了し、その後2次圧密による沈下が続いていることが分かる。

図-10に圧密沈下による杭に発生する曲げモーメントを時系列で整理した。40G到達後に曲げモーメントが増加する傾向を示した。図-11は1G場から40G場の100日、500日、1000日における曲げモーメントと軸力を杭長方向で整理したものである。その結果、圧密沈下による斜杭に発生する最大曲げモーメントは1G場から考慮しても杭中部で約80kN.mであり、最大軸力は杭下部で250kN程度であった。

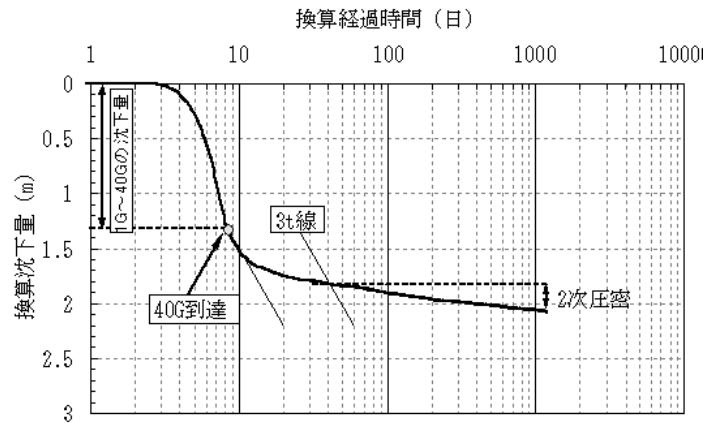


図-9 泥炭地盤の自重圧密による時間-沈下量

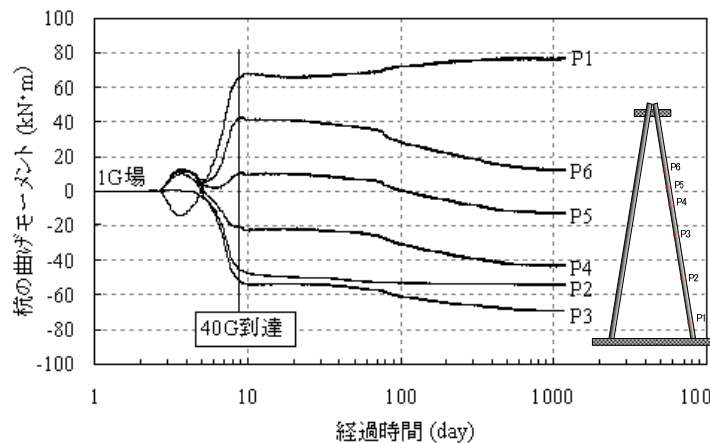


図-10 泥炭地盤の自重圧密による斜杭の発生曲げモーメント-経過時間

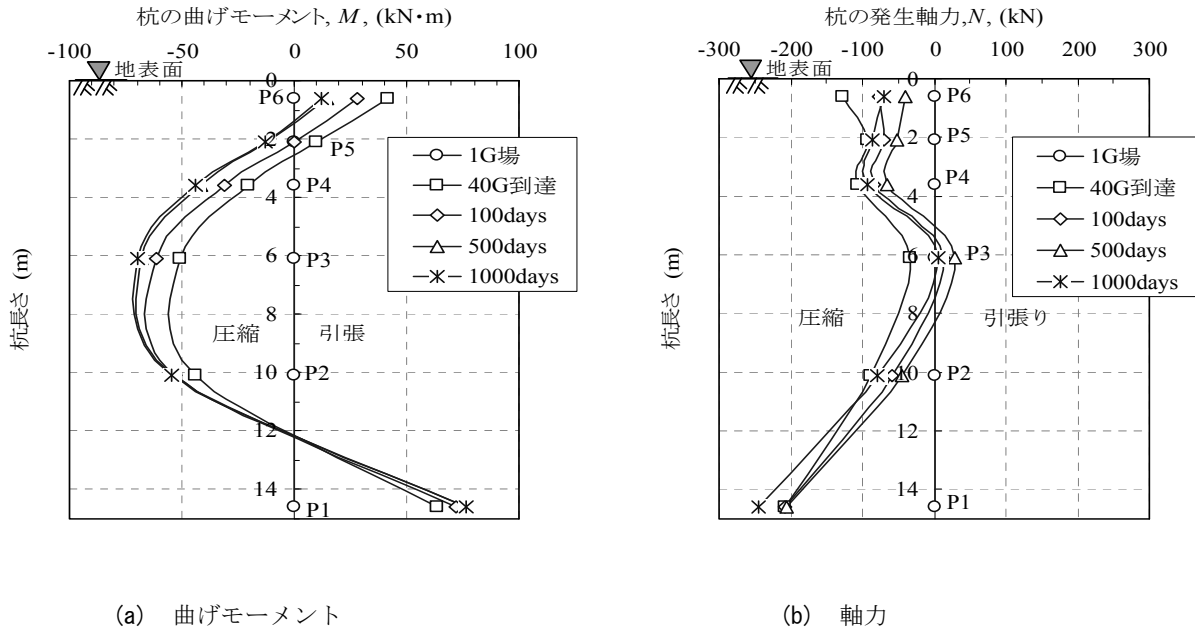


図-11 杭長方向の発生曲げモーメントと軸力

(2) 圧密沈下による斜杭の曲げ応力

斜杭の曲げ応力は、杭基礎設計便覧^{3), 4)}に従い照査することになるが、同書では圧密沈下による杭体への影響を佐藤ら¹⁾の方法を用いて検討することとしている。そこで、泥炭地盤の圧密沈下による斜杭の曲げ応力を照査するために、同提案式²⁾を用いて杭の曲げモーメントを計算し、遠心模型実験より得られた結果と比較検討した。

図-12 に佐藤らが提案した圧密による荷重分布の考え方の概念を示す。式(1)は斜杭にかかる自重圧密荷重である。

$$p = \alpha D \cdot U \cdot \gamma \cdot h \sin \theta \quad (1)$$

ここに、 α : 荷重分布係数 ($\alpha \cdot D$ の値は杭中心間隔であり、 α の最大値は 3 とされる)、 D : 杭径、 U : 圧密度、 γ : 単位体積重量、 h : 深さ、 θ : 杭の斜角である。計算モデルは図-12 に示すように杭頭固定・他端が弾性床バネとされ、杭の曲げモーメントは式(2)で導かれる。

$$M_x = M_A \frac{x}{l} + M_B \left(1 - \frac{x}{l}\right) + \frac{p \cdot l^2}{6} \left(\frac{x}{l} - \frac{x^3}{l^3}\right) \quad (2)$$

M_A は式(3)より求められる。

$$M_A = \frac{2EI}{l} \left(2\theta_A + \frac{3\delta_A}{l}\right) + C_{AB}, \quad M_B = -\frac{2EI}{l} \left(\theta_A + \frac{3\delta_A}{l}\right) - C_{BA} \quad (3)$$

θ_A と δ_A は式(4)と式(5)より求められる。

$$-\left(\beta + \frac{2}{l}\right)\theta_A + \left(\beta^2 - \frac{3}{l^2}\right)\delta_A = \frac{C_{AB}}{2EI} \quad (4)$$

$$-\left(\beta^2 - \frac{3}{l^3}\right)\theta_A + \left(2\beta^3 + \frac{6}{l^3}\right)\delta_A = \frac{V_{AB}}{2EI} \quad (5)$$

C_{AB} 、 C_{BA} 、 V_{AB} は式(6)より、 β は式(7)より求められる。

$$C_{AB} = -\frac{1}{20}pl^2, \quad C_{BA} = \frac{1}{30}pl^2, \quad V_{AB} = \frac{7}{20}pl \quad (6)$$

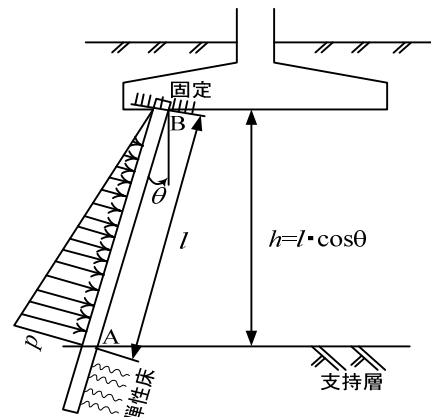


図-12 斜杭の解析モデル (佐藤ら¹⁾)

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{k_H D}{4EI}} \quad (7)$$

ここに、 k_H : 弾性床の水平方向地盤反力係数、 D : 杭径、 EI : 杭の曲げ剛性、 l : 杭のスパン、 θ_A : A 点の回転角、 δ_A : A 点の変位、 M_A : A 点の材端モーメント、 M_B : B 点の材端モーメントである。なお、杭のスパン l については計算上、杭実長の 8 割とされている。

図-13 は実験と計算から得られた斜杭の曲げモーメント分布を比較したものである。図-13 において、佐藤らの式(1)で示される α の値は、杭間隔の $\alpha=3$ と杭間隔の $1/3$ の $\alpha=1$ の計算結果を示した。佐藤らによれば $\alpha=3$ (杭間隔) を用いた計算結果が実験結果と概ね一致するとされているが、今回の実験結果では、 $\alpha=3$ の計算結果と比べてかなり小さい。これに対して、 $\alpha=1$ の計算結果は実験結果と近似していることから、同手法を用いて泥炭地盤の圧密沈下による斜杭の曲げを検討する場合は式(1)に示す圧密荷重分布を $1/3$ 程度に設定することが望ましいと考えられる。

以上より、泥炭地盤の圧密沈下による斜杭の曲げ応力の影響は一般地盤と比べて小さく、適用の可能性が示唆された。

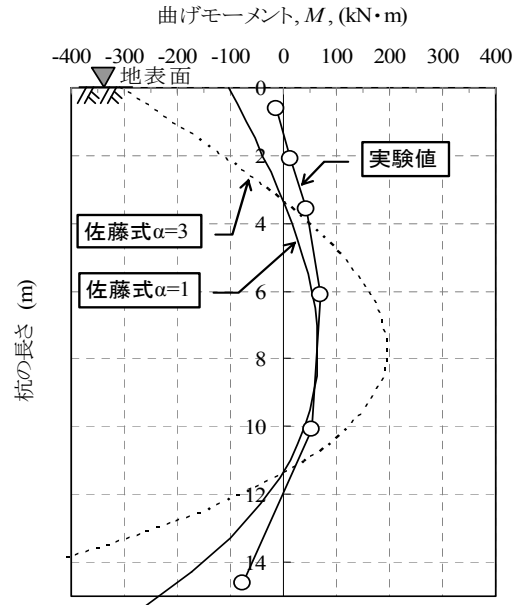


図-13 実験結果と佐藤らの式との比較

3.4 杭の許容応力

(1) 常時

算定された曲げ応力を用い杭体の許容応力(常時)を次に示す式(8)と式(9)で確認した²⁾。

$$\frac{N_0 \pm \frac{M_0 + M_{oc}}{Z}}{A_p} < \sigma_a \quad , \text{ 杭頭部} \quad (8)$$

$$\frac{N_0 + N_{NF} \pm \frac{M_{\max} + M_{c\max}}{Z}}{A_p} < \sigma_a \quad , \text{ 地中部} \quad (9)$$

ここに、 N_0 : 杭頭の軸力(kN)、 M_0 : 杭頭曲げモーメント(kNm)、 A_p : 杭断面積(m^2)、 Z : 杭の断面係数(m^3)、 σ_a : 杭材の許容応力度(kN/m^2)、 M_{oc} : 圧密沈下による曲げモーメント(kNm)、 M_{\max} : 地中部最大曲げモーメント(kNm)、 $M_{c\max}$: 圧密沈下による地中部の曲げモーメント(kNm)、 N_{NF} : 負の周辺摩擦力による杭先端伝達荷重(kN)である。

図-14 および図-15 に泥炭地盤の自重圧密および水平載荷実験から得られた最大曲げモーメントと最大軸力の分布を示す。水平載荷実験結果は水平変位が杭径 D の 1%(0.005m)の結果を示したものである。表-2 の実験値は、図-14 と図-15 に示す自重圧密実験および組杭静的水平載荷実験から得られた結果より決定したパラメータである。

表-2 計算パラメータ (常時の場合)

パラメータ	N_0 (kN)	M_0 (kNm)	M_{oc} (kNm)	M_{\max} (kNm)	$M_{c\max}$ (kNm)	N_{NF} (kN)	A_p (m^2)	Z (m^3)	σ_a (kN/m^2)
実験値	177.4	-24.2	-12.5	9.4	69.5	246	0.0154	0.01649	140000

表-2 のパラメータを式(8)および式(9)に代入し、次に示すように杭体の許容応力が計算し、杭体が健全であることを判定した。

杭頭部【式(8)】: $\sigma_1 = 13719.1kN/m^2 < \sigma_a = 140000kN/m^2$ 判定: OK

地中部【式(9)】: $\sigma_2 = 32278.2kN/m^2 < \sigma_a = 140000kN/m^2$ 判定: OK

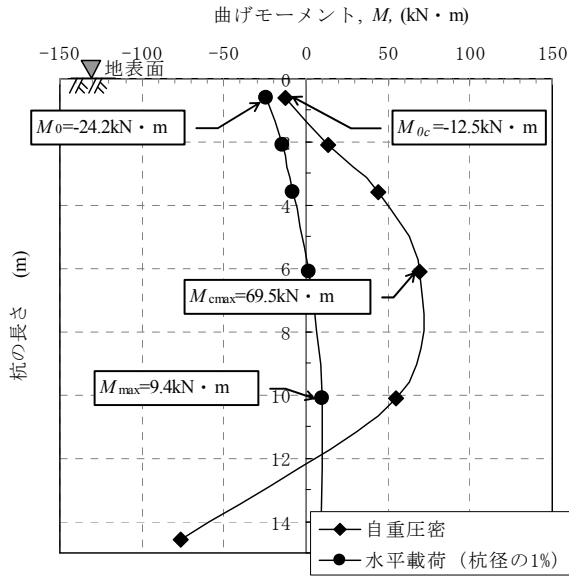


図-14 杭の最大曲げモーメント

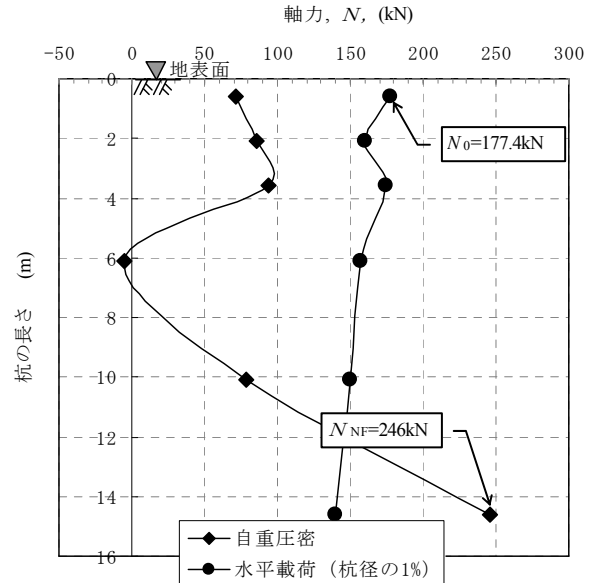


図-15 杭の最大軸力

(2) 地震時

常時と同様に、最大加振であるレベル 2 地震動における杭体応力の照査を実施した。地震時における杭体の許容応力度のチェックは、杭頭部が式(10)で地中部が式(11)で行われる²⁾。

$$\frac{N'_0}{A_p} \pm \frac{M'_0 + M_{0c}(1 \pm K_v)}{Z} < \sigma'_a \quad , \text{ 杭頭部} \quad (10)$$

$$\frac{N'_0}{A_p} + \frac{M'_{\max} + M_{c\max}(1 \pm K_v)}{Z} < \sigma'_a \quad , \text{ 地中部} \quad (11)$$

ここに、 N'_0 ：杭頭の軸力(kN)、 M'_0 ：杭頭曲げモーメント(kNm)、 A_p ：杭断面積(m²)、 Z ：杭の断面係数(m³)、 σ'_a ：杭材の許容応力度(kN/m²)、 M_{0c} ：圧密沈下による曲げモーメント(kNm)、 M'_{\max} ：地中部最大曲げモーメント(kNm)、 $M_{c\max}$ ：圧密沈下による地中部の曲げモーメント(kNm)、 K_v ：鉛直震度である。表-3の実験値は図-16、図-17、図-18に示すレベル 2 加振実験より得られた結果から求めたパラメータである。

表-3 計算パラメータ (地震時の場合)

パラメータ	N'_0 (kN)	M'_0 (kNm)	M_{0c} (kNm)	M'_{\max} (kNm)	$M_{c\max}$ (kNm)	K_v	A_p (m ²)	Z (m ³)	σ'_a (kN/m ²)
実験値	600	145	-12.5	150	69.5	0.1	0.0154	0.01649	140000×1.5

表-3に示すパラメータを用いて、式(10)と式(11)に代入すると地震時の杭体の許容応力度を次のように求めることができる。その結果、レベル 2 加振に対しても杭体が問題ないことを実験結果より判定された。

杭頭部【式(10)】： $\sigma_1 = 48588 \text{ kN/m}^2 < \sigma'_a = 140000 \times 1.5 = 210000 \text{ kN/m}^2$ 判定：OK

地中部【式(11)】： $\sigma_2 = 52694 \text{ kN/m}^2 < \sigma'_a = 140000 \times 1.5 = 210000 \text{ kN/m}^2$ 判定：OK

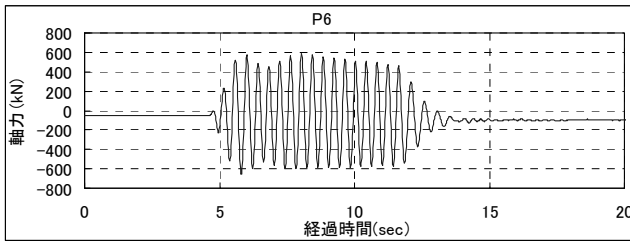


図-16 レベル 2 加振による杭頭の軸力

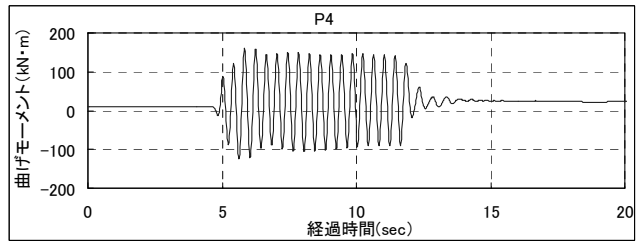


図-17 レベル 2 加振による杭頭の曲げモーメント

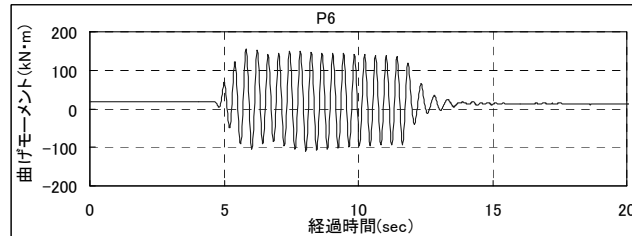


図-18 レベル 2 加振による地中部杭の最大曲げモーメント

4. まとめ

一連の遠心力模型実験により、本研究から泥炭地盤における斜杭の活用性に向け概ね以下の知見が得られた。

- 1) 遠心力模型実験の組杭静的水平載荷実験より、斜杭は直杭よりも非常に大きな水平抵抗(本実験では約9倍)が発揮されることが確認された。斜杭は同一水平荷重に対して、直杭と軸力は同等であるが、発生曲げモーメントは小さくなっており、これは斜杭の水平変位の抑制効果の根拠と考えられる。
- 2) 遠心力加振実験より、レベル 1 地震動に対して斜杭の水平変位は通常で設定されている許容水平変位量(一般に15mm)以下で、レベル 2 地震動に対しても最大変位量は6cm(5D程度)と比較的小さい応答変位であった。また、レベル 1 およびレベル 2 地震動の加振前後で斜杭の水平抵抗に差異はなく、杭体にも損傷がないことから、斜杭基礎は泥炭地盤において十分な耐震性能を有すると考えられる。
- 3) 泥炭地盤の圧密沈下に伴う斜杭への自重圧密荷重は、従来の設計法の佐藤らの手法に対して 1/3 程度に低下する傾向を示した。その結果より、常時および地震時における杭曲げ応力の照査で斜杭基礎に問題ないことが検証された。

一連の実験による斜杭のメカニズムを検証した結果、泥炭地盤における適用性が示唆され、設計手法についても概ね考察された。今後、データを補完(杭間隔・角度)することで斜杭の新たな具体的設計法を策定する考えである。

参考文献

- 1). 佐藤 昭, 赤井公昭, 舟崎恒義: 負の周面摩擦力と斜ぐいに発生する曲げの計算法に関する研究 —その1, 負の周面摩擦力と斜ぐいに発生する曲げの計算法—, 日本道路公団試験所報告, pp.76-82, 1969.
- 2). 佐藤 昭, 赤井公昭, 舟崎恒義: ネガティブスキンプリクシオンと斜杭の曲げモーメントについて —袋井地区鋼管杭の歪測定—, 日本道路公団試験所 業務研究発表会論文集, pp.375-379, 1969.
- 3). 日本道路協会: 杭基礎設計便覧, pp.410-416, 1987.
- 4). 日本道路協会: 杭基礎設計便覧 平成 18 年度改訂版, pp.414-429, 2007.
- 5). 高橋邦夫, 沢口正俊: 地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, 第 17 巻, 第 4 号, pp.121-167, 1978.
- 6). 高橋邦夫: 地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する実験的研究, —野外実大実験—, 港湾技術研究所報告, 第 20 巻, 第 2 号, pp.127-168, 1981.
- 7). 木村 亮, 牧野洋志, 大川賢紀, 亀井宏之, 張 鋒 : 斜杭を有する群杭基礎の静的水平支持力特性, 土木学会論文集 No.722/III-61, pp.97-107, 2002.

株式会社ドーコン 正会員 大久保 達郎
株式会社ドーコン 正会員 佐野 弘毅
室蘭工業大学 正会員 木幡 行宏

1.はじめに

石狩川流域には、泥炭層が 3～5 m 程度、その下には軟弱粘性土層が厚く堆積する泥炭性軟弱地盤が広く分布している。このような地盤上に盛土を施工する場合、基礎地盤の破壊に対する安定性は地盤の初期強度と盛土荷重による圧密に伴う地盤の強度増加率に依存する。地盤の安定性により、限界盛土高や施工速度が決定されるため、設計時には圧密に伴う地盤の強度増加率を的確に推定することが重要となる。

一般に、圧密による土の強度増加率は、圧密非排水三軸圧縮試験もしくは施工前後のオランダ式コーン貫入試験等の原位置試験あるいは一軸圧縮試験による粘着力の増分 c と増加応力 P の比により算出される。石狩川流域の泥炭性軟弱地盤における長年の堤防盛土の施工管理等により、盛土施工前後のオランダ式コーン貫入試験から把握した強度増加率 m の実測値を整理した結果、実測による強度増加率は文献等に示される一般的な強度増加率(泥炭： $m = 0.35 \sim 0.50$ ，粘性土： $m = 0.30 \sim 0.45$ (「道路土工 軟弱地盤対策工指針」(社)日本道路協会))と比較して小さい値を示す傾向が確認された¹⁾。

そこで本報告は、石狩川流域の泥炭性軟弱地盤において、盛土施工前後のオランダ式コーン貫入試験により強度増加率を求め、強度増加率に対して影響を及ぼす要因について検討を行ったものである。

2.強度増加率 m の算出方法

土は圧密されることによって有効拘束圧の増加に対して一定の割合で強度が増加する。このとき、増加応力に対する強度(粘着力)の増加の割合を強度増加率という。強度増加率 m および増加応力 P は以下のとおり求めた。

強度増加率 m

$$m = \frac{c - c_0}{U \cdot \Delta P} \dots \dots \dots (1)^2$$

ここに、

c : 盛土施工後の粘着力 (kN/m²) c_0 : 素地部の粘着力 (kN/m²)

U : 圧密度 P : 増加応力 (kN/m²)

c : 粘着力

盛土施工前後に実施したオランダ式コーン貫入試験から得られた抵抗値 q_{cmin} 値を用いて c 及び c_0 を $q_{cmin} / 20$ として算出した。この場合の q_{cmin} は、図-1 のように対象とする軟弱層の範囲で異常値や表土などを除く q_c の下限平均値とする³⁾。

増加応力 P

$$P = (\gamma_t \cdot H_b + (\gamma_t - 1) \cdot H_b') \cdot I_z \dots \dots \dots (2)$$

ここに

γ_t : 盛土の単位体積重量 (kN/m³) H_b : 地下水位より上の盛土厚 (m)

H_b' : 地下水位より下の盛土厚 (m)

I_z : オスターバーグの図表から求めた影響値

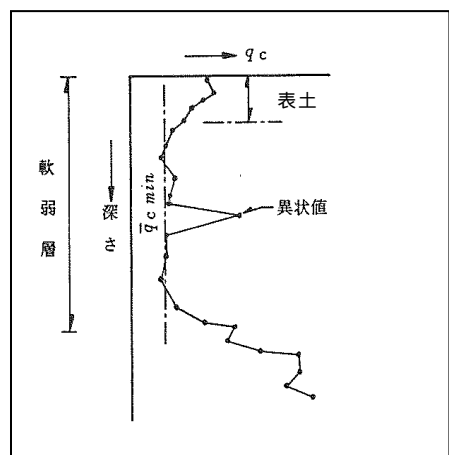


図-1 q_{cmin} の考え方

圧密度 U

本報告における盛土施工前後の調査としては、大きく 2 パターンに分けられる。一つは、腹付け盛土や構造物基礎調査などで素地部と施工後の十分な期間が経過した既設盛土の盛土下の強度を調査した場合であり、施工後 1 年以上経過している (図-2 参照)。もう一つは、多年度段階施工において各段階盛土施工前の前年度盛土による強度増加確認調査であり、概ね、施工後 1 年未満に行う (図-3 参照)。

既設盛土での調査では、施工後十分な期間が経過してい

ると考えられるため、一次圧密はほぼ終了しており、概ね圧密度 U は 100 % と考えられる。一方、段階施工での強度確認調査は、主に施工後数ヶ月～1 年でされており圧密度 U が 100 % ではない可能性も考えられる。しかし、施工管理等で

は施工中の沈下量は計測しているが、盛土完成後長期にわたって沈下量 (圧密度) を把握している例は少ないため、圧密度が明確に把握できないものがほとんどである。このため、圧密度 U についてはいずれのパターンについても 100 % と仮定して強度増加率を求め、図中では施工後 1 年以上のデータと施工後 1 年未満のデータを区別して表示するものとした。

3. 試験結果と考察

3-1. 実測値から得られた強度増加率 m

石狩川流域の泥炭性軟弱地盤の原位置試験から得られた粘着力の増加量 c ~ 増加応力 P の関係を図-4 および図-5 に、強度増加率 m ~ 増加応力 P の関係を図-6 および図-7 に泥炭と粘性土に分けてまとめた。

その結果、石狩川流域の施工後 1 年以上における泥炭および粘性土の強度増加率の範囲は、泥炭において $m = 0.10 \sim 0.40$ 、粘性土において $m = 0.10 \sim 0.35$ となり、平均値では、泥炭では $\bar{m} = 0.27$ 、粘性土では $\bar{m} = 0.22$ と、いずれも強度増加率の一般的な範囲 (泥炭: $m = 0.35 \sim 0.50$ 、粘性土: $m = 0.30 \sim 0.45$) に比べて小さいことが分かった。

強度増加率と P の関係 (図-6 および図-7) では、泥炭、粘性土ともに、顕著な傾向や違いは見られず、 m と P には、相関が確認されなかった。

また、盛土施工後 1 年以上の強度増加率に比べ、盛土施工後 1 年未満の強度増加率は、やや小さい傾向が見られ、泥炭、粘性土ともに 6 割程度に減少していることが分かる (表-1 参照)。なお、強度増加率と圧密度の関係については 3-3. で検討する。

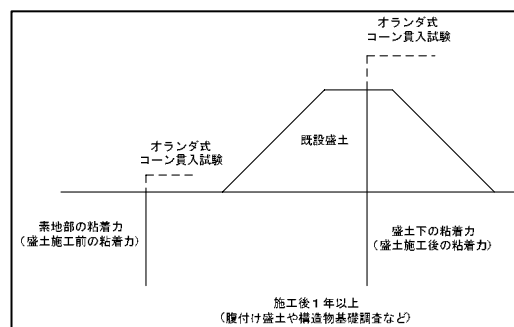


図-2 盛土施工後 1 年以上の場合

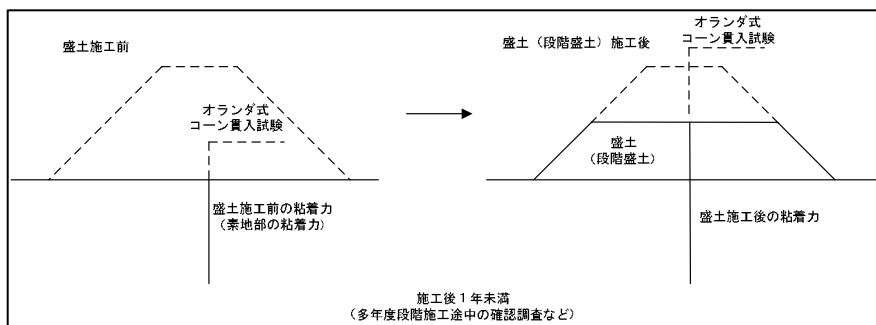


図-3 施工後 1 年未満の場合

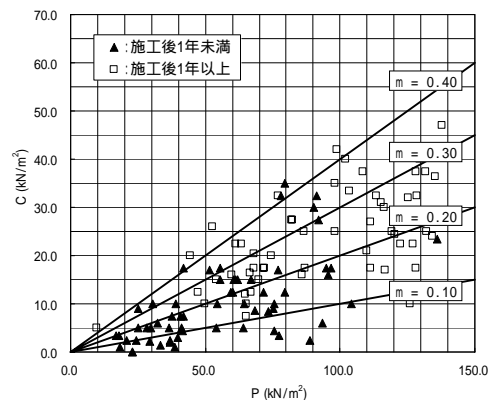


図-4 $c \sim P$ の関係 (泥炭)

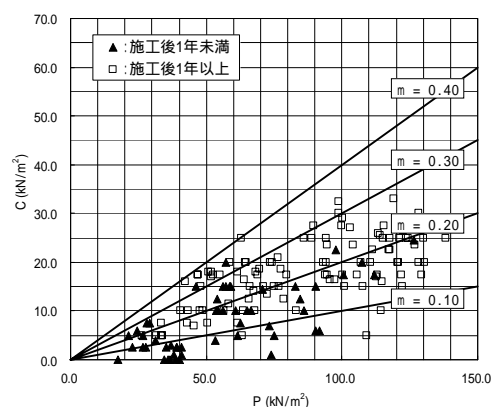


図-5 $c \sim P$ の関係 (粘性土)

表-1 一般値および実測値から得られた強度増加率

土層	強度増加率 m			備考
	一般値 「道路土工 軟弱地盤対策指針」より	原位置試験結果より		
		範囲	平均値	
泥炭	0.35 ~ 0.5	0.05 ~ 0.30	0.18	盛土施工後1年未満
		0.10 ~ 0.40	0.27	盛土施工後1年以上
粘性土	0.30 ~ 0.45	0.05 ~ 0.20	0.14	盛土施工後1年未満
		0.10 ~ 0.35	0.22	盛土施工後1年以上

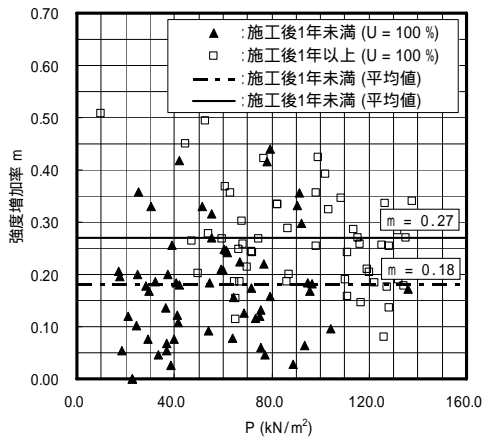


図-6 $m \sim P$ の関係 (泥炭)

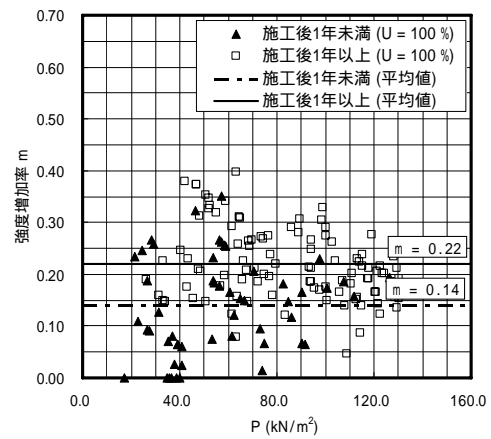


図-7 $m \sim P$ の関係 (粘性土)

3-2. 水平変位量と強度増加率の関係について

石狩川流域の軟弱地盤において、原位置試験より得られた強度増加率 m が、一般的な値より小さい値を示す傾向が見られた要因として盛土荷重による地盤の側方変形 (せん断変形) の影響について検討した。地盤が側方変形した場合、非排水せん断強度が低下し、強度増加率の実測値が小さい値を示すことが考えられる。検討には施工中の盛土安定管理の際に実施したのり尻付近の地すべり計測による水平変位量 $\Sigma\delta$ を用い、強度増加率 m との関係を整理した (図-8、図-9 および表-2)。

その結果、施工後 1 年未満において、泥炭では、 < 25 (cm) の場合、 $m = 0.05 \sim 0.35$ ($\bar{m} = 0.18$)、 25 (cm) の場合、 $m = 0.05 \sim 0.20$ ($\bar{m} = 0.11$)、粘性土では、 < 25 (cm) の場合、 $m = 0.05 \sim 0.35$ ($\bar{m} = 0.21$)、 25 (cm) の場合、 $m = 0.05 \sim 0.15$ ($\bar{m} = 0.07$) となり、水平変位量 が大きくなるにつれて、強度増加率は小さくなる傾向が見られ、さらに、泥炭より粘性土で、その傾向が著しいことが分かった。

以上より、水平変位量が大きい場合には、盛土直下の地盤が側方へ移動 (せん断変形) することで非排水せん断強度が低下し、強度増加率の実測値が見かけ上小さくなることが示唆されており、その傾向は泥炭より粘性土で顕著であった。

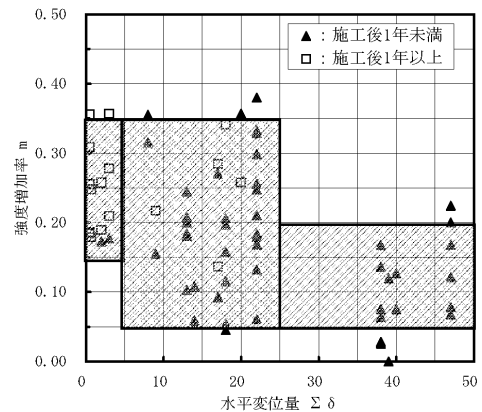


図-8 $m \sim P$ の関係 (泥炭)

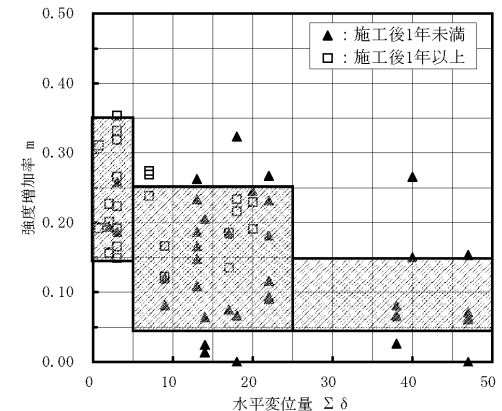


図-9 $m \sim P$ の関係 (粘性土)

3-3. 強度増加率と圧密度の関係

3-1. で報告した強度増加率 m の関係において、施工後 1 年未満の強度増加率は一般的な値と比べて極めて小さい結果となった。これは、強度増加率を求める上で圧密度を 100 % と仮定し圧密度を過大評価したことが要因となった可能性も考えられる。そこで、施工後 1 年未満の圧密度については、土層構成にもよるが、過去の施工実績等から概ね 80 ~ 100 % の範囲である場合が多いことから、最低値の 80 % と仮定して整理し直した (図-10 および図-11)。

表-2 水平変位量 と強度増加率の関係

土層	圧密期間	水平変位量 $\Sigma\delta$ (cm)	強度増加率	
			範囲	平均値
泥炭	施工後1年未満	0 δ 5	0.15 ~ 0.20	0.18
		5 < δ 25	0.05 ~ 0.35	0.20
		25 < δ	0.05 ~ 0.20	0.11
	施工後1年以上	0 δ 5	0.15 ~ 0.35	0.25
		5 < δ 25	0.15 ~ 0.30	0.22
		25 < δ	-	-
粘性土	施工後1年未満	0 δ 5	0.20 ~ 0.25	0.21
		5 < δ 25	0.05 ~ 0.25	0.15
		25 < δ	0.05 ~ 0.15	0.07
	施工後1年以上	0 δ 5	0.15 ~ 0.35	0.23
		5 < δ 25	0.15 ~ 0.25	0.20
		25 < δ	-	-

これより、圧密度 80 %と仮定した施工後 1 年未満の強度増加率の平均値は、泥炭において $\bar{m} = 0.22$ 、粘性土において $\bar{m} = 0.17$ であり、圧密度を小さめに仮定した場合でも一般値より低い傾向が見られた。また、施工後 1 年以上も含めた平均的な強度増加率は泥炭で $m = 0.25$ 、粘性土で $m = 0.20$ となる。

施工後 1 年未満のデータが小さい値を示す要因としては、上記のように圧密度の実測値が得られておらず、不確定要素が大きいことに加えて、応力の圧密度がひずみの圧密度より遅れるため⁴⁾、盛土施工後十分な期間がたっていない場合、応力の圧密度の遅れにより十分な強度増加が得られていないことが考えられる。

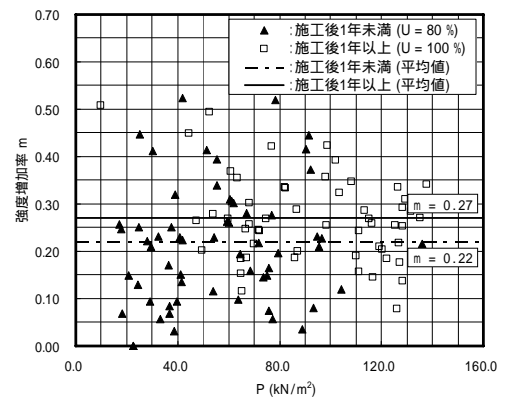


図-10 $m \sim P$ の関係 (泥炭)

4. まとめ

石狩川流域の泥炭性軟弱地盤において堤防盛土施工前後の原位置試験により強度増加率を実測し、その実測値に対して影響を及ぼす種々の要因について検討した。得られた結果をまとめると以下のとおりである。

原位置試験により得られた強度増加率 m の実測値は、一般値と比べると、粘性土、泥炭ともに小さい値を示すことが分かった。盛土施工後 1 年以上のデータでは、強度増加率は概ね泥炭で $m = 0.15 \sim 0.35$ ($\bar{m} = 0.27$)、粘性土で $m = 0.15 \sim 0.30$ ($\bar{m} = 0.22$) が得られた。

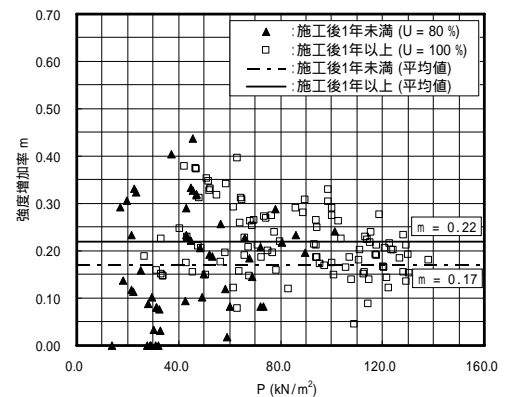


図-11 $m \sim P$ の関係 (粘性土)

盛土施工後 1 年未満のデータでは、強度増加率は概ね泥炭で

$m = 0.05 \sim 0.30$ ($\bar{m} = 0.18$)、粘性土で $m = 0.05 \sim 0.20$ ($\bar{m} = 0.14$) となったが、施工後 1 年未満のデータでは、圧密度の実測値が得られていないことや、応力の圧密度はひずみの圧密度と比較して遅れることが影響し、圧密度を過大評価することで強度増加率が小さい値を示している可能性がある。

大きな水平変位量が生じた場合には、概ね 25 cm 以上で強度増加率の実測値が低減する傾向がある(泥炭: $m = 0.11$, 粘性土 $m = 0.07$)。盛土直下の地盤に大きなせん断変形が生じた場合、非排水せん断強度が低下し、強度増加率が見かけ上小さくなると考えられ、その傾向は泥炭より粘性土で顕著である。

以上より、石狩川流域の泥炭性軟弱地盤における堤防盛土の設計においては、施工実績等を考慮し、一般値よりも小さめの強度増加率を使うことが妥当であると考えられる。また、大きな水平変位が生じた場合や盛土施工直後の圧密度が小さい期間においては、解析上想定した強度増加が得られていない可能性があることに注意する必要がある。

謝辞：本論文の執筆にあたり、北海道開発局札幌開発建設部から貴重なデータを頂きました。末筆ながら、深甚なる感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路土工 軟弱地盤対策工指針, pp.34-35, 1986. 2) (独) 寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル, pp.50-51, pp.53-54, 2002. 3) (財) 北海道開発協会：泥炭性軟弱地盤における河川堤防の設計・施工指針 北海道開発局建設部河川工事課編, pp.31-32, 1982. 4) (社) 地盤工学会：地盤工学用語辞典, pp.148, 2006.

積雪寒冷地にある現地斜面の計測結果とその評価

室蘭工業大学大学院 学生会員 ○五十嵐はるか
室蘭工業大学大学院 国際会員 川村 志麻
室蘭工業大学大学院 学生会員 照井 秀幸
北海道大学大学院 国際会員 三浦 清一

1. はじめに

近年、地球温暖化に起因すると考えられるゲリラ豪雨や台風などの異常気象によって、土石流、斜面崩壊に代表される土砂災害が急増している。元来、台風等の被害の少ない北海道においても、2003年や2006年の台風10号によって土砂災害が多発している^{例え1)}。特に、急峻な地形を有する我が国においては斜面崩壊に対する精緻な対策法の提案が急務になると言えよう。

このような斜面災害に対する対策の1つとして、災害発生を未然に防ぐ予知・予測法が多く提案されている^{2)~6)}。例えば、時間雨量や累計雨量などの雨量指数を用いた広域危険度評価手法もその1つである。しかしながら、広域危険度評価では地域特性や降雨特性が異なることから、その適用には上述の特性を考慮する必要があることが指摘されている^{例え7)}。

一方、個々の斜面の危険度評価では、実際に計測機器を設置し、各種データをモニタリングすることによって、斜面の変状や危険度を把握することができる。現在では、計測機器・技術の向上によって、より精度の高いデータの収集が可能となってきた。しかしながら、崩壊時の計測データを収集することの困難さにより、崩壊を予知する方法の確立^{例え8)}とその妥当性の評価はかなり立ち遅れていると言える。また、北海道のような積雪寒冷地では、冬期から春期に起こる凍上・凍結・融解によって斜面構造の力学的劣化が指摘されており、春期以降の降雨に起因する崩壊が高まることが指摘されている。それゆえ、積雪寒冷地にある斜面の危険度評価を行う上では、凍上・凍結融解履歴の影響評価が温暖地域の斜面と比べて極めて重要になる。

本研究では、凍結融解作用を受けている実斜面に、土壌水分計、テンシオメータ、層別沈下計などの計測機器を設置し、長期間、データを収集し、斜面内で生じている変形、土壌水分の変化、間隙圧の変化の特徴を把握した。また、得られたデータに基づいて、危険度評価を行う上での1手法について詳細な検討を行ったので、それを報告する。

2. 計測斜面の状況と気象・地形の特徴

2. 1 計測斜面の状況

計測地点は、伊達市南黄金町にある国道37号線沿いの高さ23m、斜面勾配40°程度の法面である。対策工として高さ1.2~1.6mのコンクリート擁壁と軽量のり枠が既設されている^{9),10)}。

計測斜面の位置と様子を図-1に示す。計測機器の種類は、層別沈下計(4本)、傾斜計(1本)、誘電率型の土壌水分計(4本)、テンシオメータ(2本)、温度計(3本)、降雨計(1個)、積雪深計(1個)であり、それらの配置平面図を図-2、計測機器の断面図を図-3に示す。なお、図中の付記した数値は設置深さを示している。

2. 2 気象・地形の特徴

計測は、2008年12月1日から継続して行っている。この斜面は、表層(深さ20cm程度まで)は客土で、それ以深はシルト混じり角礫(強風化土)・凝灰角礫岩から構成されている。なお、計測期間中の豪雨や冬期中の積雪・凍上融解の影響によって表層部の客土が流動し、下部のシルト混じり角礫が露出している箇所が多く確認されている。

Evaluation of slope stability for cold region based on field monitoring : Haruka Igarashi, Shima Kawamura, Hideyuki Terui (Graduate School of Engineering, Muroran Institute of Technology) and Seiichi Miura (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)

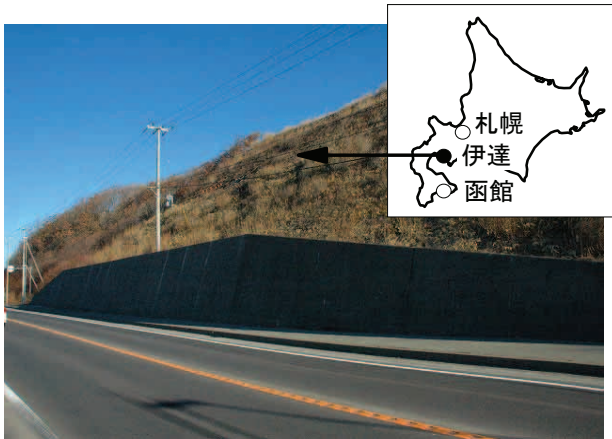


図-1 計測位置

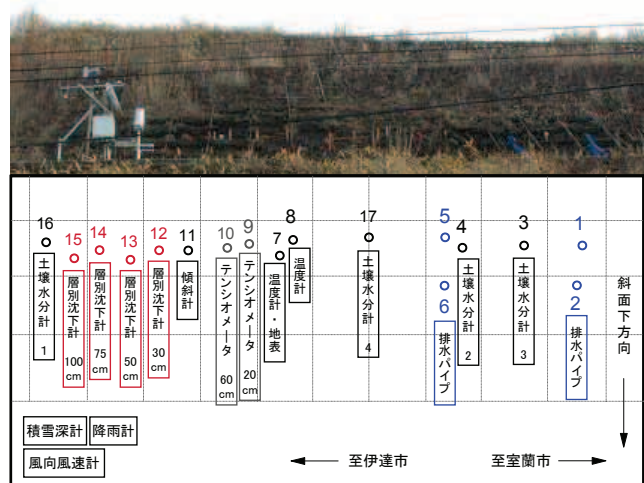


図-2 計測機器配置平面図

斜面表層から採取した試料と土壌水分計1設置点における深さ方向の試料の示標特性を表-1に示す。表より、常時においても自然含水比 w_n は液性限界 w_L にかなり近い値であることがわかる。このことは、この斜面が1年を通して表面水ならびに地下水の影響が大であることを示している。

図-4は最大集水地点(図-5参照)での最大集水量の2009年4月からの経時変化を示している。2009年、2010年の両年も降雨後は集水量が増加する傾向にある。特に2010年は、夏期の記録的な豪雨により最大集水量が2143ml/minになった。なお、この斜面から排出された湧水・表面水により計測機器設置点下部の小段は、1年を通して泥濘状態となっていることを現地調査で確認している。また、融雪期における集水量は、2010年度が2009年度より1ヵ月ほど遅れて減水している。これは、2010年度が比較的厳冬であり、融雪期になっても気温が上がらず、雪や地中の凍った土壌の融解が遅かったことに起因していると考えられる。

この原因を地形的に考察してみた。図-6は計測斜面の天端部の地形を3次元表記したものである。この図は測量データをもとにKriging法^{11), 12)}によって推定したものである。また、図中には現地調査においても確認された水道とその流出方向も示している。図より、計測斜面天端部は室蘭岳方面において地盤が急激に高くなっており、またその周辺も同じように高くなっている。すなわち、窪地のような地形を有していることがわかる。また、確認された水道については測量結果ならびに現地調査の結果から、大部分が計測斜面の方向へ流出・浸透していることが明らかにされた。天端

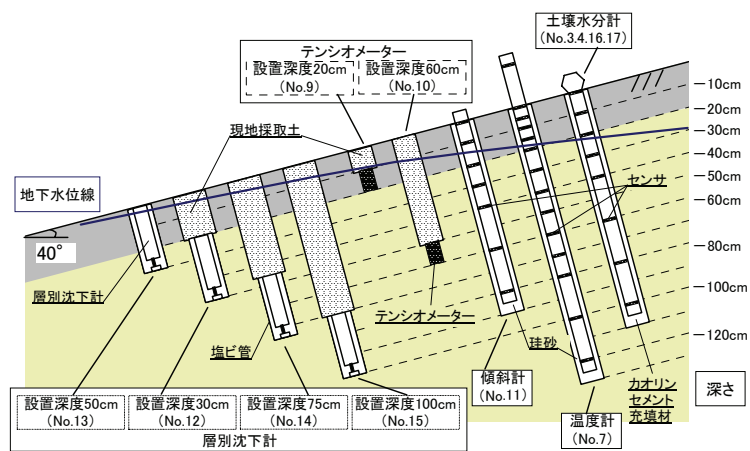


図-3 計測機器配置断面図

	自然含水比 w_n (%)	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_p (%)
土壌水分計1 表層	76.46	60.25	43.02
沈下計 表層	69.62	65.27	46.90
土壌水分計3 表層	75.26	56.80	41.36
土壌水分計4 表層	78.44	58.73	33.03

土壌水分計1 設置点における深さ方向の試料	深さ (cm)	w_n (%)	ρ_s (g/cm ³)	ρ_{dmax} (g/cm ³)	ρ_{dmin} (g/cm ³)	D ₅₀ (mm)	U _c
裏込め土	0-20	64.07	2.59	1.09	0.827	0.30	5.25
シルト混じり角礫 (強風化土)	20-40	40.43	2.73	1.13	0.861	0.62	8.09
	40-60	45.77	2.78	1.04	0.810	0.70	7.58
凝灰角礫岩	60-80	47.47	2.75	1.06	0.822	0.51	7.00
	80-100	47.96	2.78	1.02	0.793	0.89	8.46
	100-120	52.69	2.79	0.960	0.752	0.72	8.17

表-1 示標特性

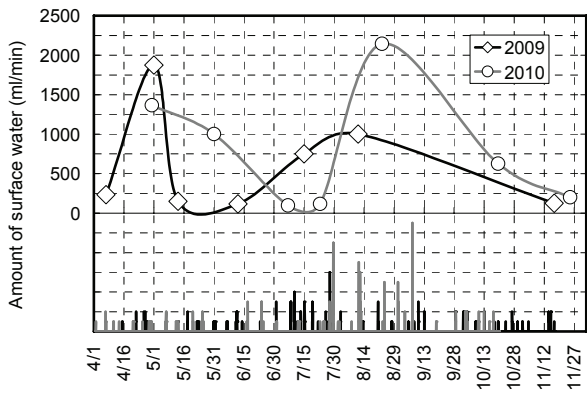


図-4 最大湧水量の経時変化

部も計測箇所と同様に、シルト混じり角礫（強風化土）で構成されていると考えられるため、降雨・融雪水が直接水道を通り、最終的に斜面内に浸透していると推測される。いずれにしても、このような地形特性が本計測斜面の湧水・表面水に影響を及ぼしているようである。

当該斜面の気温（TA）・地温（TG）の変化を図-7に示す。2008年12月から2009年3月では凍結融解履歴は44回、2009年12月から2010年3月では、それは41回となっている。特に、2009年度では0℃以下の凍結期間が9日間と長く、深さ10cm地点の地温においても0℃以下になっており、より厳しい気象条件であった。

写真-1に、冬期間中の斜面状況を示す。写真から分かるように、この影響（凍結・凍上、融解）によって表層部分の隆起・流動が激しいことが確認されよう。

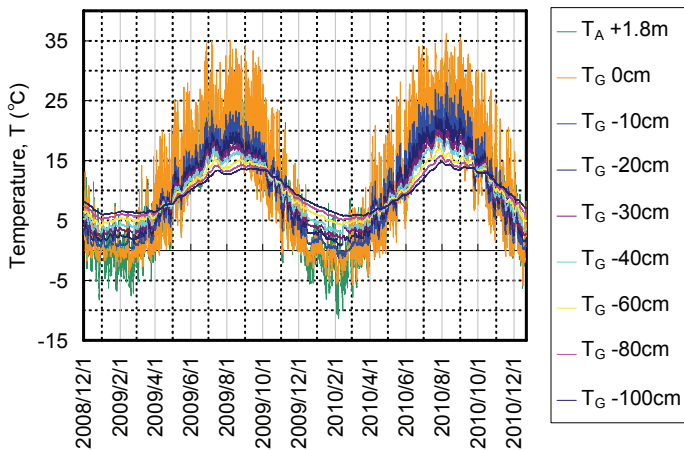


図-7 気温・地温の変化

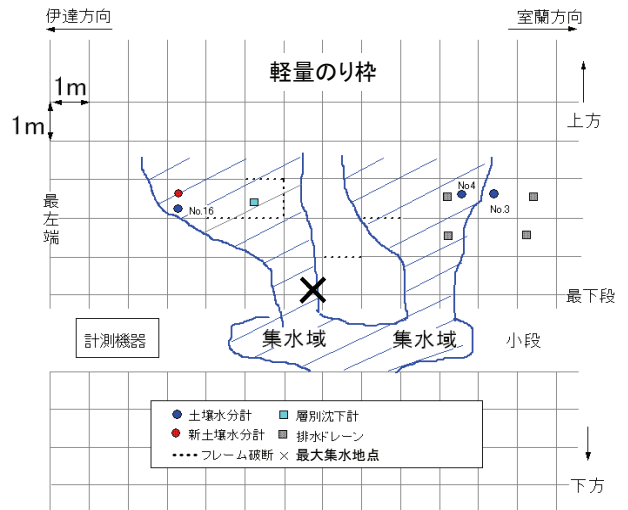


図-5 集水域と最大集水地点（平面図）

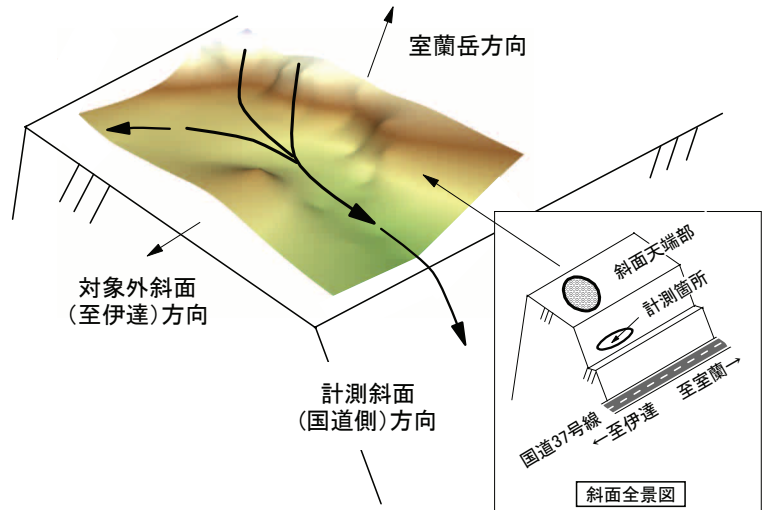


図-6 計測斜面天端部の地形図



写真-1 計測斜面の冬期間の状況

3. 計測結果と一考察

3. 1 計測結果

はじめに長期計測を行った各データの経時変化について述べる。

テンシオメータによる斜面内の間隙圧の変化を示す(図-8 参照)。図より、間隙圧は地温と連動していることがわかる。深さ 60cm 地点では負圧から 0 程度の値を示し、深さ 20cm 地点の値は常に正圧を示している。このことから、計測斜面は常に飽和に近い状態であり、斜面表層部分において変状を起こす可能性が高いことがわかる。

図-9 (a) ~ (d) はコンシステンシー指数 I_c と降雨との関係を示したものである。コンシステンシー指数は土壌水分計の計測値から含水比を算出し、表-1 の w_L と w_p から求めている。図より、すべての土壌水分計において、深さ 20~30cm 地点のコンシステンシー指数が 0 に近い値を示していることがわかる。このことから表層から深さ 20~30cm 程度では、降雨によって、より不安定化に向かう可能性があることが指摘される。

図-10(a) と (b) は、気温変動にともなう沈下量の変化を示したものである。沈下量は、正が斜面垂直下方向に沈下し、負が斜面垂直上方向に浮き上がることを意味する。図より、計測期間中、沈下量の変化はあまりみられないが、深さ 100cm 地点の値が 2010 年 2 月 18 日から斜面下部方向へ大きく変動していることがわかる。

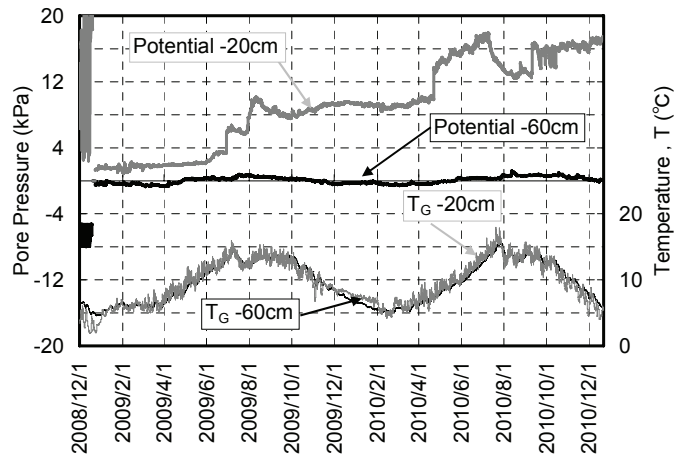


図-8 間隙圧と地温の関係

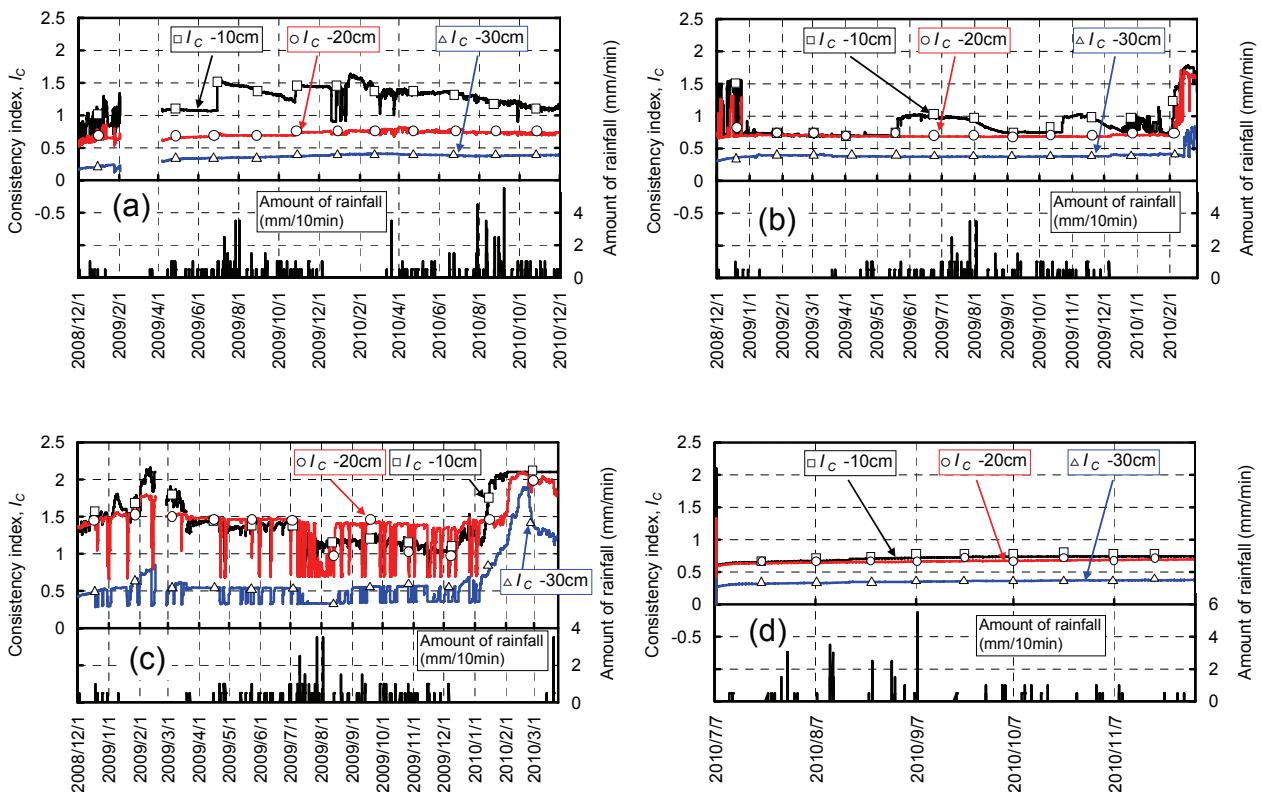


図-9 コンシステンシー指数 I_c と降雨の関係

(a) 土壌水分計 1 (b) 土壌水分計 2 (c) 土壌水分計 3 (d) 土壌水分計 4

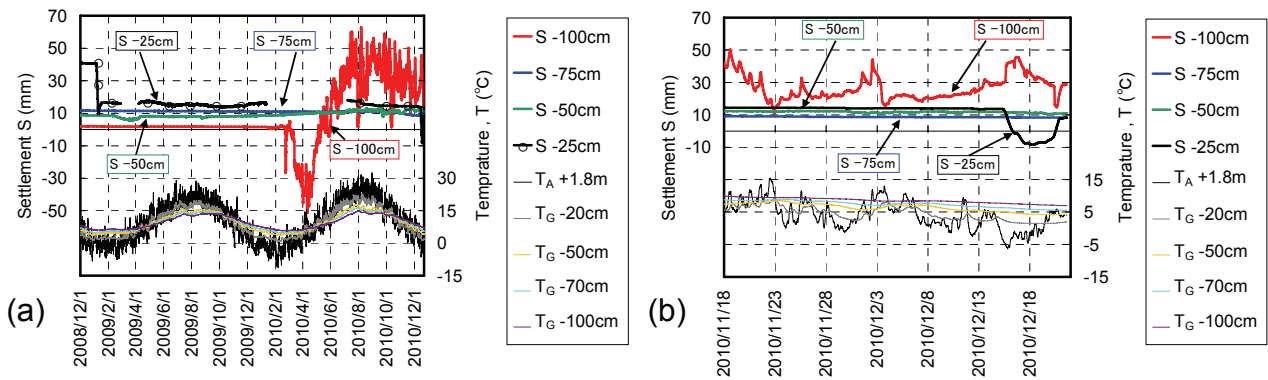


図-10 沈下量と気温の関係

(a) 2年間の経時変化 (b)2010年11月18日～2010年12月21日までの詳細図

2010年11月18日～2010年12月21日までの詳細図(図(b)参照)から確認すると、それは気温と同様の変動を示している。このように気温変動が何らかの影響を与えていると考えられるものの、現在のところ、その原因については不明であり、検討中である。

図-11は、2年間で生じた斜面断面方向の変位を示したものである。傾斜計の変位量は、負が斜面上方向の変位、正が斜面下方向の変位を示す。図より、変化量としては小さいものの、確実に斜面下方

に変位していることがわかる。特に、深さ20～30cm地点の変位量が多い。また、冬期(12月から3月)と夏期(4月から11月)の比較では、2008年度、2009年度ともに約7倍大きい。このことから、冬期間に起こる斜面の力学的劣化は無視できないと言えよう。

次に、計測斜面の測量結果を示す。斜面平面の変位図を図-12、各断面の変位図をそれぞれ図-13、図-14、

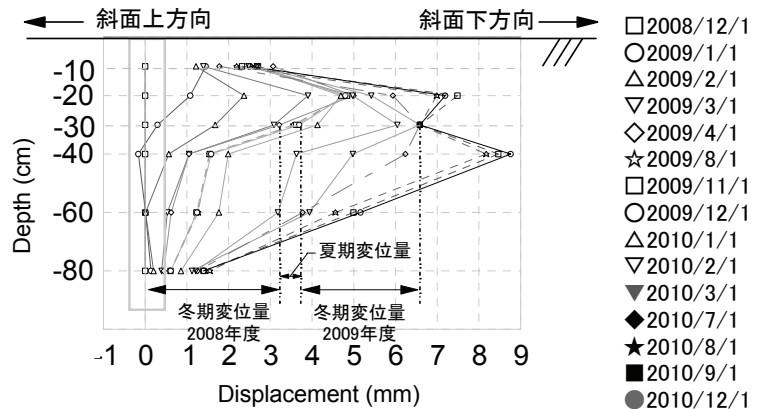


図-11 傾斜計による斜面断面方向の変位量

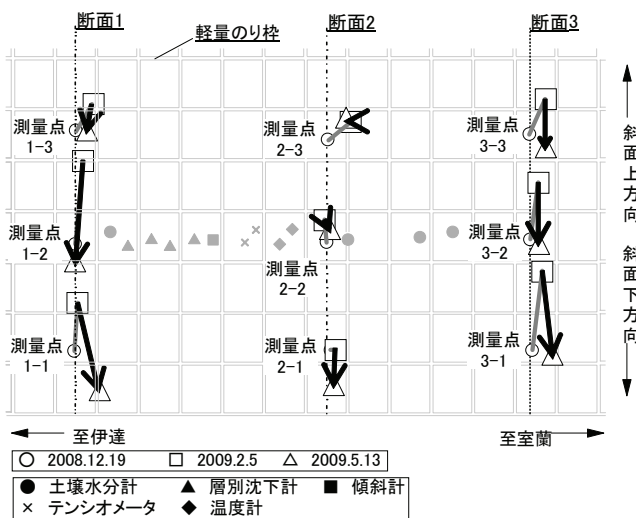


図-12 測量による斜面平面の変位量

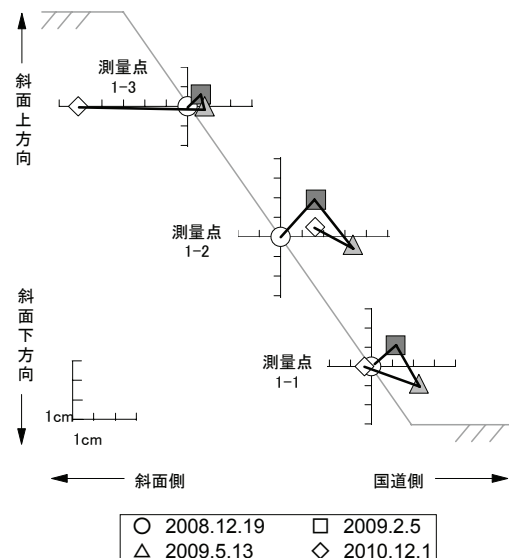


図-13 測量による断面1の変位量

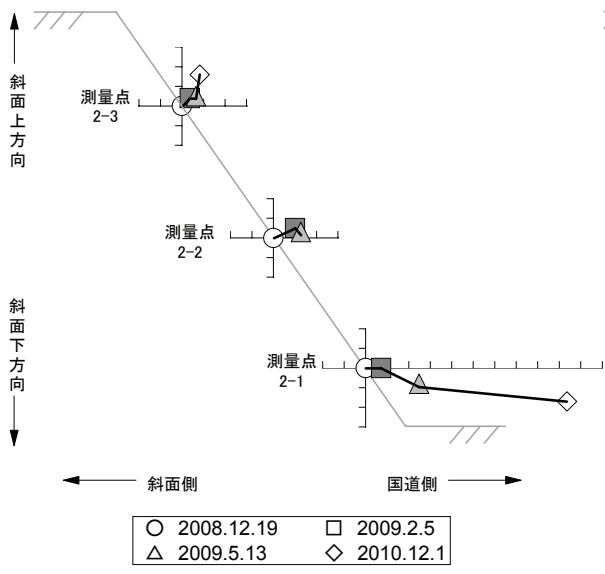


図-14 測量による断面 2 の変位置

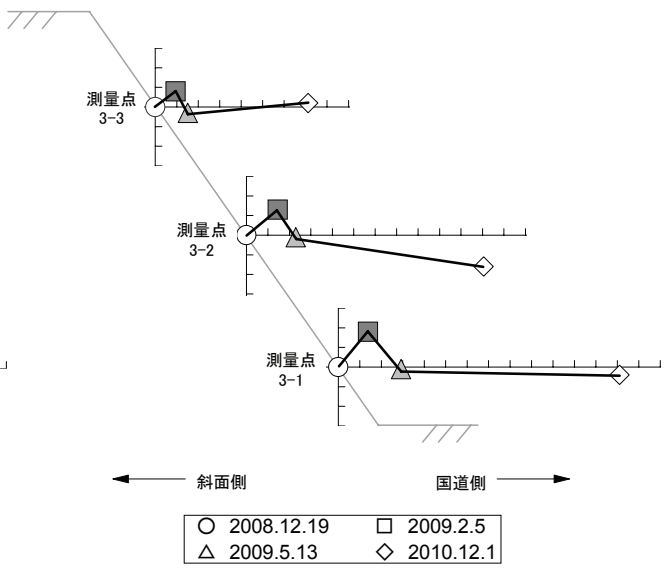


図-15 測量による断面 3 の変位置

図-15 に示す．平面における変位置量を見ると，全体的に約 1cm と微小あるが斜面右方向に変位置していることがわかる．断面における変位置量を見ると，冬期間中（2009 年 2 月 5 日）の測量では初回（2008 年 12 月 19 日）の測量から，すべての測量点において 1～2cm の浮き上がりが測定された．その後，融雪期後（2009 年 5 月 13 日）の測量では初期の位置に戻り，斜面下部への流動が併せて確認された．このことから冬期における凍上・凍結が，表面部分の隆起・流動に影響を及ぼしていることが明らかである．また，断面 3 の測量点では 3 回とも国道側に変位置していることがわかる．断面 1 の測量点では，1 回目の冬期間中に斜面前方に浮き上がった後，斜面平面の変位と同じように当初の位置に戻っている．このことから，冬期間中の凍結融解現象が 1 シーズンの間に起こっていることが定性的に示された．前述した傾斜計による斜面断面方向の変位置量（図-11）と測量による斜面断面方向の変位置量（図-15）の比較においても，両者ともに斜面下方向に傾斜し，同様な動きをしていることが明らかである．

いずれにしても，この斜面は凍結融解履歴の影響や豪雨による降雨特性の影響は無視できないことが示されたと言える．

3. 2 土壌水分量を用いた安定性評価

筆者らは，一連の降雨模型実験において，崩壊時の含水比 w_f と初期含水比 w_0 の間には一義的な関係^{13),14)}があることを提案している．すなわち，以下のような式で表現される．

$$w_f = \beta w_0^\gamma \tag{1}$$

ここで， β と γ は斜面構成材料に依存する形状係数である．この式によれば，はじめに斜面の初期含水比を把握し，土壌水分計などによって含水比の変化を把握すれば，崩壊予測を行うことができるようになる．以下では，現地計測結果の土壌水分量の変化に着目して，さらなる考察を行った．

図-16 と図-17 は，夏期（2009 年 8 月 15 日から 2009 年 9 月 14 日）と冬期（2008 年 12 月 1 日から 2008 年 12 月 31 日）における気温・降雨の変化にともなう土壌水分の変化の代表例を示している．なお，土壌水分は体積含水率として整理している．図より，夏期では降雨時に土壌水分が上昇後，深さ 20cm までは急激に減少し，深さ 30cm 以降はゆるやかに減少する傾向が見られる．このような排水特性は砂を対象とした模型実験結果からも示されており⁸⁾，本実測値は既往の研究成果と同様の傾向を示しているようである．

一方，冬期ではバラツキはあるものの，夏期と同様，深さ 30cm までの値は気温の変化にともない敏感に反応している．凍結にともなう計器の誘電率低下の影響も含まれていると考えられるが，土壌水分の増加・減少パターンは夏期のものと基本的に同じであると推察される．

また、図中には増加－減少過程で斜面内変位が生じた時点を●印で示している。図より、それぞれ排水（減少）過程で変位が進行するようである。これは、崩壊現象がどの過程において生じるかを示すものであり、崩壊を予知する上では有用な情報である。さらに、夏期・冬期に関わらず、各変位は体積含水率が38%（含水比では42%）程度のときに発生している。得られた変位量は数mm程度とかなり小さい値ではあるが、その後の変位量は増加傾向にある（図-17参照）。崩壊がひずみの蓄積によって進行することを考慮すれば、変位と体積含水率（含水比）に一義的な関係が存在することは非常に興味深い。

以上のことを総合すると、本研究の範囲内では、模型実験等で得られる(1)式のような関係にもとづいて、崩壊時の含水比（量）を把握し、現地計測において土壌水分の変化をモニターすることによって、その値に対応した排水（減少）過程のポイントを規定すれば、簡易的に崩壊を予知することができることになる。しかしながら、これらの事実は、土質材料等によっても変化することから、今後更なる情報の収集は必要である。いずれにしても、冬期・夏期における土壌水分の評価は斜面の安定性を評価する上では極めて重要であることが示唆された。

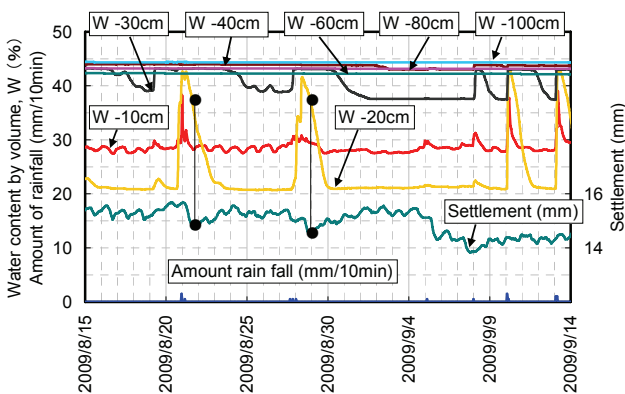


図-16 夏期における体積含水率と降雨強度の関係

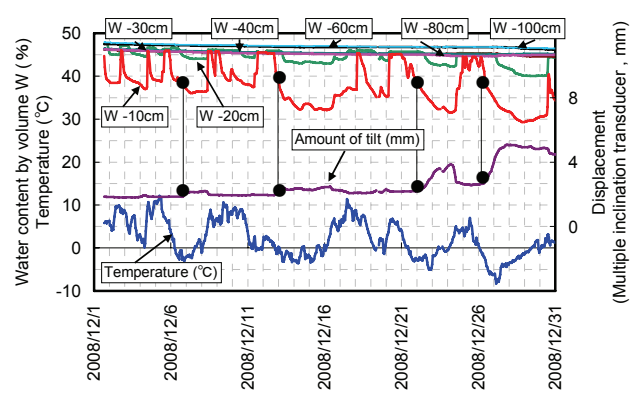


図-17 冬期における体積含水率と気温の関係

4. まとめ

現地計測を通して、気象の変化にともなう土壌水分、間隙圧の変化を確認するとともに、土壌水分と斜面の不安定性を定量的に提示した。特に、斜面が受けている自然外力の個々の評価は、対象となる斜面によって種々変化することから、現地計測の重要性が改めて示された。得られた結果は以下のようである。

- (1) 計測斜面は、冬期・春期における凍上・凍結融解履歴を受け、斜面内構造の劣化を引き起こしている。
- (2) 積雪寒冷地にある斜面の体積含水率の変化は、夏期は降雨と地下水、冬期は気温の変化を含む凍結融解に影響を受けている。
- (3) 斜面の変位の進行は、斜面内の土壌水分量の増加-減少過程の減少（排水）過程において顕著になる。また、その時の体積含水率（本斜面の場合、体積含水率38%程度）はほぼ定値を示す。

謝辞

本研究を進めるにあたり、国土交通省道路局新道路技術会議「道路政策の質の向上に資する技術研究開発（平成19年度採択 No.19-1：代表 三浦清一）」から研究補助が与えられた。また、現地の斜面管理に関して（財）北海道道路管理技術センターから協力を得た。さらに、実験及びデータ整理に室蘭工業大学4年生 蛸星優君の協力を得た。末筆ながら記して謝意を表します。

参考文献

- (1)長谷川和義 他21名：平成15年台風10号北海道豪雨災害調査団報告書，土木学会水工学委員会，pp.1-181，2004.

- (2)豪雨時における斜面崩壊のメカニズムおよび危険度予測, 地盤工学会, pp.114-116, 2006.
- (3)岡田憲治: 土壌雨量指数, 天気, Vol.48, No.5, pp.349-356, 2001.
- (4)鈴木修, 山村啓一, 島村誠: 実効雨量指数を用いた降雨時運転規制に関する研究, Technical review, JR East, Vol.21, pp.42-49, 2007.
- (5)里見知昭, 酒匂一成, 安川郁夫, 深川良一: 主成分分析を用いた降雨に対する重要文化財後背面のリアルタイム崩壊危険度評価, 土木学会論文集 C, Vol.65, No2, pp.564-578, 2009.
- (6)酒匂一成, 里見知昭, 深川良一, 安川郁夫, 石田優子: 現地計測結果に基づく降雨による危険度指数と土中の間隙水圧の関係について, 降雨と地震に対する斜面崩壊機構と安定評価に関するシンポジウム発表論文集, pp.291-294, 2009.
- (7)大久保佳美, 善功企, 陳光斉, 笠間清伸: 北九州を対象にした土壌雨量指数と実効雨量の土砂災害危険度, 降雨と地震に対する斜面崩壊機構と安定評価に関するシンポジウム発表論文集, pp.287-290, 2009.
- (8)田中良平, 内村太郎, 山田卓: 降雨時のモニタリングデータを用いた斜面の排水特性評価, 第45回地盤工学研究発表会, pp.1747-1748, 2010.
- (9)三浦清一: 凍結融解作用を受ける斜面の崩壊予知・災害危険度評価システムの確立, 国土技術政策総合研究所 平成19年度受託研究報告書, 2008.
- (10)玉置和美, 安達讓二: 斜面現地計測に基づく降雨時の土壌水分の変化と排水パイプの影響, 第45回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1823-1844, 2010.
- (11) Cressie, N.A.C: Statistics for Spatial Data, John Wiley and Sons, Inc, pp.900, 1991.
- (12) Journel, A.G, and Huijbregts, C: Mining Geostatistics, Academic Press, pp.600, 1978.
- (13) S. Kawamura, S. Miura and S. Yokohama: Rainfall-induced failure of volcanic slope with crushable particles subjected to freeze-thaw action, Advances in Geotechnical Engineering, GeoFrontiers2011, Geotechnical Special Publications, ASCE, CD-ROM, 2011. (in press)
- (14)奥田健太, 川村志麻, 三浦清一, 芦原真志: 凍結融解履歴を有する破砕性火山灰質土斜面の崩壊機構に関する模型実験, 第51回年次技術報告集, 地盤工学会北海道支部, 2011. (印刷中)

室蘭工業大学大学院 学生会員 ○奥田 健太
室蘭工業大学大学院 国際会員 川村 志麻
北海道大学大学院工学研究科 国際会員 三浦 清一
室蘭工業大学大学院 学生会員 芦原 真志

1. まえがき

近年、北海道では、1999 年 4 月の融雪期に起こった道央自動車道黒松内地区の大規模な切土のり面崩壊や 2003 年台風 10 号による斜面崩壊・表層すべりなどの斜面災害が多発している。

北海道は、積雪寒冷地特有の融雪期における多量の融雪水や凍結融解作用に起因する構成地盤の力学的劣化の影響などによって斜面災害が生じやすい自然環境にあると言われている¹⁾。また、比較的歴史の新しい未風化火山灰土（火山性粗粒土）地帯が、道内の約 40%を覆っており²⁾、そのことがさらに災害多発の誘因となっていると指摘されている。特に、誘発される斜面表層崩壊の多くは、春季では、凍結層が不透水層として作用することによって誘発されること、また夏季では、凍結層が融解することによって斜面内の構造劣化によって誘発されることが指摘されており^{3),4)}（図-1 参照）、それゆえ、凍結融解作用による斜面の力学挙動の影響を定量的に評価した総合的な検討が必要である。

過去の研究^{5),6)}では、支笏を噴出源とする柏原火山灰土を用いた模型斜面において降雨時の斜面崩壊に及ぼす諸要因の影響を定量化し、力学的見地から表層崩壊の誘因を明らかにしている。また春季、夏季に起こる斜面崩壊現象を把握するために、一連の凍結融解履歴を与えた模型実験を実施し、その履歴の有無が降雨時の斜面力学挙動に及ぼす影響を定量的に評価している。得られた結果より、降雨による斜面崩壊と斜面内の保水特性の変化ならびに体積変化（ダイレイタンス特性）にもとづいて崩壊機構が説明されている。併せて、破砕性・凍上性・保水性が高い摩周を噴出源とする当幌火山灰土を用いた同様の模型実験を実施し、土質条件が異なる場合の斜面内保水量と凍結融解履歴の影響の評価を行っている⁷⁾。

本研究では、道内火山灰土を代表する柏原火山灰土ならびに当幌火山灰土を用いて、降雨と凍結融解履歴を受けた火山灰質土斜面の複合型斜面災害に対する影響因子の定量化を行うことを目的とする。具体的には、斜面の幾何学的条件、地質条件などの素因、降雨履歴、凍結融解履歴、地下水位変動に対する総合的な影響評価を行った。

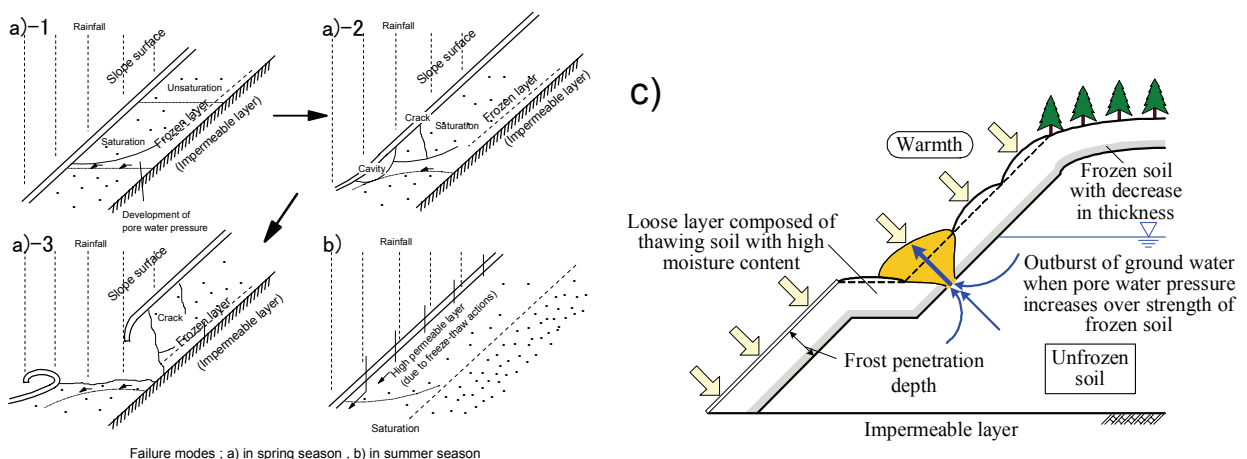


図-1 積雪寒冷地にある火山灰質土斜面（切土）の崩壊モード^{3),4)}

(a)春型崩壊, (b)夏型崩壊, (c)融雪時崩壊（内部侵食型）

Failure mechanism of crushable volcanic slope subjected to rainfall and freeze-thaw action : Kenta Okuda (Graduate student, Muroran Institute of Technology), Shima Kawamura (Muroran Institute of Technology), Masashi Ashihara (Graduate student, Muroran Institute of Technology) and Seiichi Miura (Hokkaido University).

2. 試験装置と用いた試料

本研究で用いた試験装置の全体図を図-2 に示す。模型土槽の寸法は幅 2000mm, 高さ 700mm, 奥行き 600mm である。前面には厚さ 20mm の強化ガラスが設置され, 人工降雨に伴う斜面の変形挙動が観察できるようになっている。なお, 本研究ではグリース塗布などによる土槽側面の摩擦除去は行っていない。

本研究で用いた試料は, 火山性粗粒土に分類される摩周カルデラを噴出源とする当幌火山灰土 ($\rho_s=2.59 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{d\max}=0.85 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{d\min}=0.52 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{d\text{ in-situ}}=0.44 \text{ g/cm}^3$, $D_{50}=7.60 \text{ mm}$, $U_c=7.0$, $F_c=1.3\%$) ならびに支笏カルデラを噴出源(支笏第一テフラ (Spfa-1))とする柏原火山灰土 ($\rho_s=2.34 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{d\max}=0.553 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{d\min}=0.352 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{d\text{ in-situ}}=0.53 \text{ g/cm}^3$, $D_{50}=1.25 \text{ mm}$, $U_c=3.1$, $F_c=1.3\%$) である。当幌火山灰土は, 低応力条件下においても他の火山灰質土より顕著な破砕性を有することが指摘されている。また, その粒子は比較的大きく, 多孔質であり, 自然含水比は $w_0=106\sim 204\%$ と高含水比である。なお当幌火山灰土の物理・力学特性は既往の研究^{8),9)}に, 柏原火山灰土の物理・力学特性は三浦ら⁹⁾に詳しい。

後述するように, 本研究では所定の含水比に調節した試料を目標密度(当幌火山灰土: $\rho_d=0.44 \text{ g/cm}^3$, 柏原火山灰土: $\rho_d=0.48 \text{ g/cm}^3$, 密度のバラツキ 5%以内)になるように空中落下させ, 模型斜面を作製した。なお, 初期含水比の違いが崩壊挙動に及ぼす影響を極力小さくするために, 初期飽和度のバラツキは約 5%以内を目標としている。

3. 試験ケース, 模型斜面作製方法と試験方法

実施した降雨実験は, 当幌火山灰土と柏原火山灰土を用い, それぞれ凍結融解履歴無のケースと凍結融解履歴有のケースである(表-1 参照)。当幌火山灰土では, 斜面角を変化させたケース (Case1~Case4) と初期含水比を変化させたケース (Case3~Case4), 細粒分含有率 F_c を 5% に調整したケース (Case5), 凍結融解履歴回数を変化させたケース (Case6~Case8) を実施している。柏原火山灰土では, 地下水位を与えたケース (Case9~Case11), 凍結融解履歴回数を変化させたケース (Case12) の実験を行っている。具体的には, 斜面角を変化させたケース (Case1~Case4) では 2 種類の斜面角 ($\alpha = 55, 65^\circ$) と 2 種類の初期含水比 ($w_0 = 45, 80\%$) を採用し, 凍結融解履歴の有無による力学挙動の変化を調べた。初期含水比を変化させたケース (Case3~Case4) では初期含水比を 30, 45, 80% に変化させて実験を実施している。また凍結融解履歴回数を変化させたケース (Case6~Case8, Case12) では, 履歴回数を 1 回と 2 回に変化させている。また, 細粒分含有率 F_c を 5% に調整したケース (Case5) では, $F_c = 0\%$ との比較を行い, 細粒分の影響を調べている。地下水位を与えたケース (Case9~Case11) では, 凍結融解履歴無では斜面角を 60, 65° に変化させた試験を, 履歴有では 60° 斜面において融解時間を 0, 4, 8 時間に変化させた試験を行っている。

斜面の作製方法を以下に示す。

【斜面作製方法】

- 所定の斜面形状になるようにアルミサッシを設置し, あらかじめ初期含水比を調整した試料を空中より落下させて堆積させる。その後, 粒子破砕が起こらないように, ローラーで 1 層(当幌: 各含水比ともに層厚 10cm 間隔あたり往復 20 回, 柏原: 層厚 10cm 間隔あたり往復 1 回)の締固めを行う。
- 所定の高さまで試料を堆積させ, その後, アルミサッシ上に鋭利な刃先を有する鉄板を滑らせながら, 余分な試料を取り除く。

凍結融解履歴有のケースでは, 斜面作製後, その表面を斜面と同形状の鉄板で覆い, その上にドライアイスを設置して 8 時間凍結させている。融解は室温 20 °C, 湿度 60% で与えている。なお, 融解過程における斜面内からの水分供給(移動)は初期含水比の状態下における保水分によるものであり, 地下水面を設定するなどの操作は行っていない。本試験で言う融解履歴とはこのような履歴を指す。

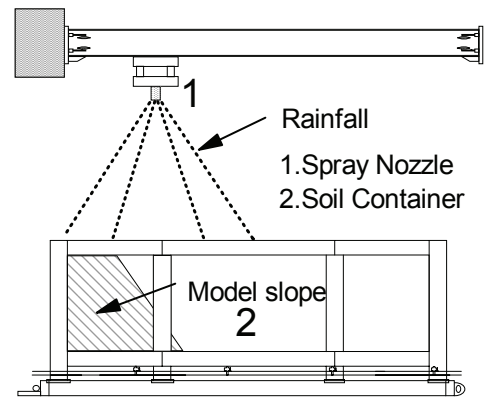


図-2 試験装置

降雨実験の代表的な斜面形状・計器配置図を図-3に、試験条件を表-1に示す。なお地下水位を与えたケース（Case9～Case11）では、給水槽（図-3参照）から水を浸透させることにより、斜面内の地下水位を上昇させている。

本研究では、斜面崩壊機構を把握するためのパラメータとして、間隙水圧、飽和度、Particle Image Velocimetry (PIV) 解析¹⁰⁾によって算出される斜面内のせん断ひずみ及び体積ひずみが用いられている。なお、凍結融解時の斜面内の温度は熱電対センサーによって測定されている。間隙水圧及び飽和度は間隙水圧計（pw1～pw5）と誘電率型の土壌水分計（sm1～sm7）によって計測されている。また、試験後に、ふるい分析による粒度試験を実施している。また、Case5以外は粒度調整を行い、原位置試料から75 μ mふるい残留分を取り除いた試料を使用し、 $F_c=0\%$ に調整している。

試験手順を以下に示す。

【試験手順】

- ① G.L.+2.6 m に設置したスプレーノズルの種類、位置、水圧を変化させて、所定の降雨強度（100 mm/h）になるように調節する。
- ② 模型斜面作製後、図-2 に示すスプレーノズルから水を噴霧すると同時に、土壌水分、間隙水圧の測定を開始する。凍結融解履歴を与えるケースでは、凍結開始と同時に土壌水分計および熱電対センサーにより斜面内の温度の測定を開始している。
- ③ 降雨を開始してから斜面形状に明瞭な変形（崩壊）が現れるまで、または1時間の降雨履歴を与えるまで、実験を継続する。

降雨によって浸透した水は、底部に設置したポンプから強制的に排水されている。斜面以外の降水については、全土槽エリアをシートで覆い、雨樋を通じて集水されている。この降雨量（スプレーノズルから噴霧した全水量）とポンプから排水した水量及び雨樋より集水した全水量の差を斜面内保水量 V_w と定義している。なお、以下では飽和度と間隙水圧ならびに変形挙動について検討することにする。

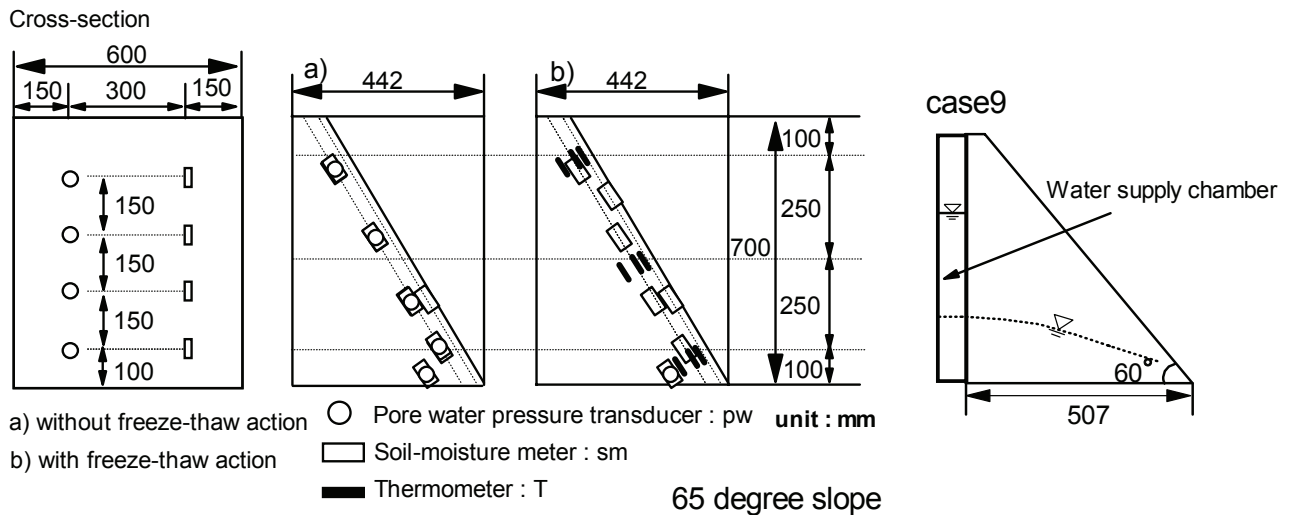


図-3 代表的な模型斜面の形状と計器配置図

表-1 試験ケース

	case1	case2	case3	case4	case5	case6	case7	case8	case9	case10	case11	case12	
Sample name	Tohoro volcanic soil								Kashiwabara volcanic soil				
Slope condition	Without freeze-thaw action				freeze-thaw action				Without freeze-thaw action		freeze-thaw action		
Freeze-thaw action cycles					1,2		1				1, 2		
Angle of inclination($^{\circ}$)	55		65		55		65		60	65	60	65	
Initial water content(%)	45	80	30,45	80	65	45	80	45,80	70				
Length of base B(mm)	572		442		572		442		507	442	507	442	
Density(g/cm^3)	0.44								0.48				
Rainfall intensity(mm/h)	100								100				
Thaw time(hr.)	12										0,4,8		12
Other condition									Change in ground water level				

【斜面崩壊の定義】

過去の研究^{5),6),7)}では、飽和度がピークに達した時にせん断ひずみが4~6%発生している。本研究においても、この時点を目録として斜面崩壊と定義している。また、凍結融解履歴回数の違いならびに地下水位を上昇させて融解時間を変化させた場合において崩壊パターンに変化が現れていた。よって以下では、はじめに生じた崩壊を1次崩壊、その後生じた崩壊を2次崩壊と称して議論することにする。

4. 結果と考察

4-1. 初期含水比の違いにおける斜面表層崩壊に及ぼす影響

既往の研究⁷⁾では、初期含水比の違いは、降雨による浸透特性、崩壊形状ならびに力学的安定性に影響を与え、斜面崩壊機構の変化をもたらすことが明らかにされている。ここでは、さらに広範囲な初期含水比条件において検討を行った。

はじめに、斜面の初期含水比を2種類変化させたケース (Case1~Case2) における表層崩壊の特徴について述べる。試験条件は、斜面角 55°, 降雨強度 100mm/h である。

図-4に、初期含水比の違い ($w_0=80, 45\%$) による崩壊後の斜面形状の変化を示す。既往の研究⁷⁾では初期含水比の違い ($w_0=65, 45\%$) によるすべり線の変化に明瞭な違いは確認できなかった。本ケースの場合、初期含水比が低いほどすべり線は斜面表層付近で発生していた。なお、PIV解析によって算出された飽和度ピーク時のせん断ひずみ分布からも確認されている。このことは、斜面の本来保持している水分量と保水特性ならびに降雨による自重増加との相互作用によって、斜面表層崩壊が誘発されていることを示唆している。以上のことは、柏原火山灰土においても同様に確認されており⁵⁾、土質条件の違いにかかわらず、斜面の保水状態を把握することは重要であることが示された。

次に、初期含水比の違い ($w_0=80\%, 45\%$) による飽和度の経時変化を示す (図-5 参照)。図より、初期含水比が高いほど、全体的に飽和度が上昇していることがわかる。また、飽和度上昇率は初期含水比の低下

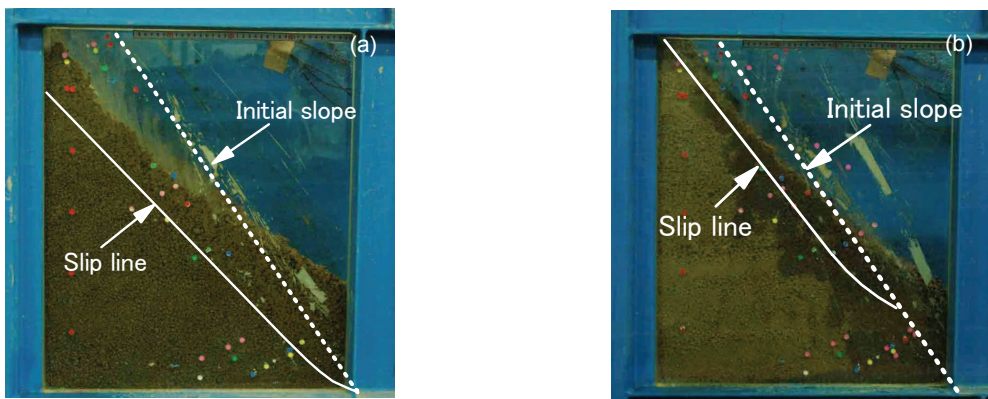


図-4 初期含水比の違いによる崩壊後の斜面形状の変化 ($\alpha=55^\circ$, 凍結融解履歴無)

(a) $w_0=80\%$, (b) $w_0=45\%$

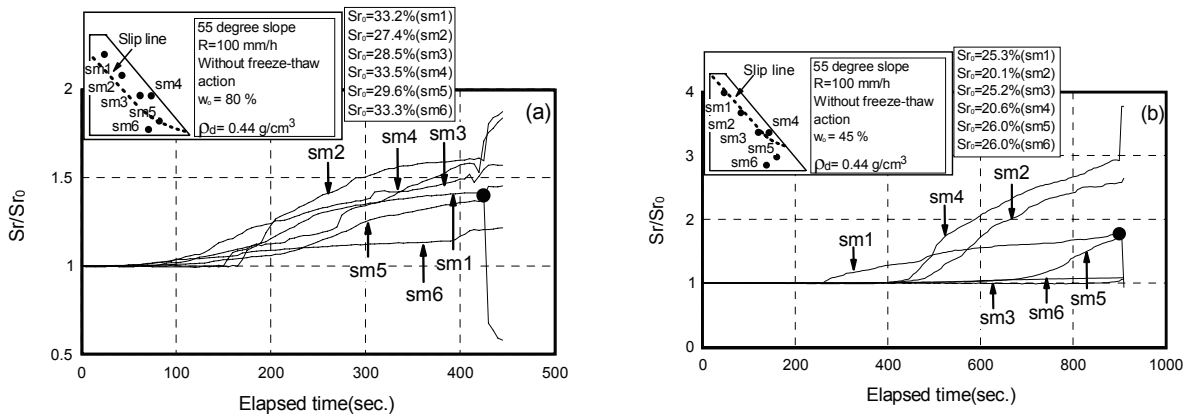


図-5 初期含水比の違いによる飽和度の変化 ($\alpha=55^\circ$, 凍結融解履歴無)

(a) $w_0=80\%$, (b) $w_0=45\%$

に伴い、その上昇率が高い。また、崩壊に至るまでの時間は初期含水比が低い方が遅くなるようである（図中●印参照）。このことは、当幌火山灰土は高含水比で多孔質であり降雨による水分を粒子内に保水しやすいことから、崩壊に至るまでの時間が遅くなったことを示したものであろう。

以上のことから、初期含水比の違いは降雨による浸透特性、崩壊形状に影響を与えていることが明らかにされた。

4-2. 凍結融解履歴回数の違いにおける斜面表層崩壊に及ぼす影響

北海道のような積雪寒冷地では、冬季間の気温の低下によって地盤の凍結や凍上現象が起こり、春季の気温上昇で地盤が融解するといった凍結融解現象が繰返し起こっている。特に、積雪寒冷地では凍結融解履歴を経年受けていることから、自然斜面やのり面の安定性に及ぼす凍結融解履歴回数の影響を定量的に評価する必要がある。ここでは、凍結融解履歴回数の違いが変形特性に及ぼす影響を検討した。なお、山木ら⁸⁾は、2007年12月8日~2008年4月1日の札幌市内の観測データにおいて冬期間の凍結融解履歴回数は6回であること、また一連の要素試験から凍結融解履歴回数の増加にともなう初期せん断剛性の変化は履歴1-2回程度で収束することを示している。この事実にもとづいて、本試験では履歴回数を2回とした。本研究では、凍上性が高く、破碎性が高い当幌火山灰土斜面に対して凍結融解履歴回数を変化させて与え、初期含水比80%、45%の試験結果をもとに、崩壊モードの変化を検討した（Case6~Case8）。

はじめに、斜面の凍結融解履歴を1回与えたケース（Case6~Case8）における表層崩壊の特徴について述べる。試験条件は、斜面角55°、降雨強度100mm/hである。既往の研究⁷⁾では、斜面角65°において凍結融解履歴を与えることによって初期含水比にかかわらず融解過程で崩壊が発生していた。本実験では融解過程で崩壊が発生しない条件（ $\alpha=55^\circ$ ）を対象に検討を行った。

図-6に、凍結融解履歴回数1回におけるPIV解析によって算出された飽和度ピーク時のせん断ひずみ分布を示す。せん断ひずみ4-6%以上について着目してみると、初期含水比が高いほど、斜面表層からより深い

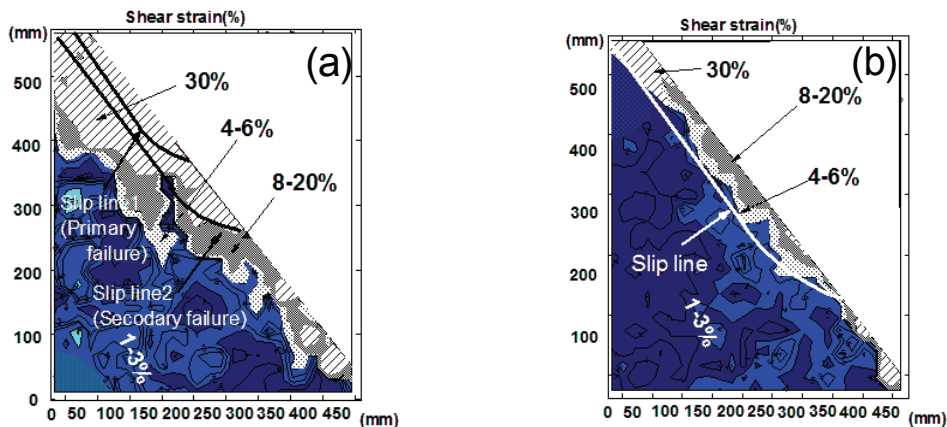


図-6 初期含水比の違いによる崩壊後の斜面内変形挙動の変化（凍結融解履歴1回）

(a) $w_0=80\%$, (b) $w_0=45\%$

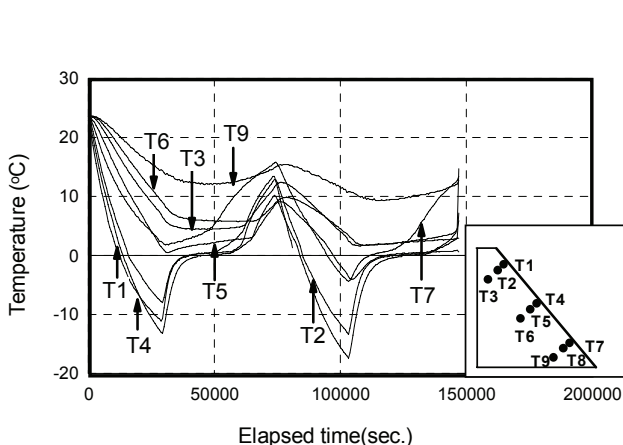


図-7 凍結融解過程における斜面内の温度変化
（凍結融解履歴2回）

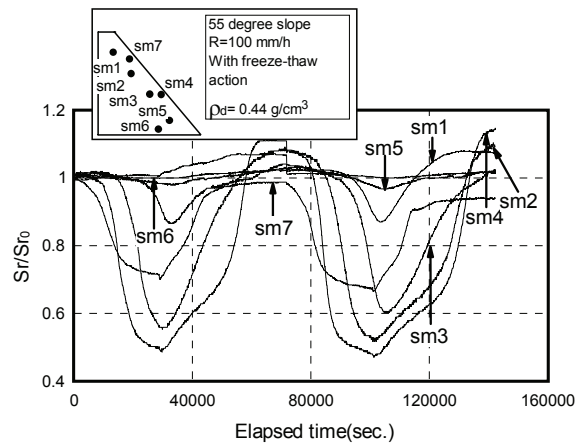


図-8 凍結融解過程における飽和度の変化
（凍結融解履歴2回）

位置まで上記のせん断ひずみ域が拡大していることがわかる。また、初期含水比が高い場合では、はじめに1次崩壊に至った後、2次崩壊に至っている。その2次崩壊は初期含水比が低い場合の最終すべり線と基本的に同様の深さであること、ならびに凍結層とほぼ同様の厚さであった。一方、凍結融解履歴の有無(図-4、図-6参照)による崩壊後の斜面形状の変化を比較すると、初期含水比が高い(図-4(a)と図-6(a)参照)ほど、凍結融解履歴の影響は大きく、初期含水比が低くなればその影響は小さくなっている(図-4(b)と図-6(b)参照)。

図-7に、初期含水比 $w_0=45\%$ の凍結融解過程(凍結融解履歴2回)における斜面内の温度変化を示す。試験条件は、斜面角 55° 、ドライアイスで8時間凍結させた後、 20°C の室温で融解させたケースである。なお、融解時の室温も計測している。図より、凍結開始から8時間(28800秒)後に、斜面表層から25mmの深さ(T1, T2, T4)まで 0°C 以下に達し、凍結していることがわかる。また、融解開始から4時間(凍結融解過程で43200秒)後に温度センサーの値は、 0°C 以上になっている。予備実験では温度計の値が 0°C 以上になっても、センサー周辺には凍結層が存在していたことから、凍結層が完全に融解する8時間後、すなわち融解開始から12時間後で1サイクルとした。なお、凍結融解履歴を2回与えたケースはこのサイクルを2回与えて降雨実験を開始させた。

図-8に、このときの凍結融解過程における飽和度挙動を示す。凍結過程において、凍結層付近の飽和度は減少している($sm1\sim sm5$)。また、融解過程においては凍結部で保持されていた水分が融解によって周囲に移動⁶⁾するため、凍結層の飽和度は再び上昇している。他の凍結融解試験においても同様の結果が得られている。さらに、凍結融解履歴回数の違いにおける凍結融解過程の飽和度挙動の変化は、基本的に違いはないようである。なお、凍結層付近であった $sm1, sm2, sm4$ の凍結融解過程終了時の飽和度について着目すると、試験開始時の初期値 Sr_0 よりそれが上昇しているが、このことは凍結融解過程により凍結層付近に水分移動が生じて高含水状態となっていることを示唆したものであろう。

図-9に、凍結融解履歴有無における斜面角の違いによる崩壊時間の変化を示す。図より、斜面角の違いにかかわらず凍結融解履歴を与えると崩壊時間が短くなっている。また、凍結融解履歴により融解過程で崩壊が発生した斜面角 65° のそれによる影響以上に、斜面角 55° においては融解過程で崩壊が発生しなかったため崩壊時間に明確な差があることに注目できる。このことは、斜面角 55° における初期含水比 $w_0=80\%$ の場合では凍結過程で凍上した表層部分が融解後には高含水状態になるとともに、凍上による斜面の構造劣化・空洞化が発生し緩んだ状態となることで、崩壊時間が短くなったことが原因であろう。

図-10に、凍結融解履歴回数2回におけるPIV解析によって算出された飽和度ピーク時のせん断ひずみ分布を示す。せん断ひずみ $4\sim 6\%$ 以上について着目してみると、初期含水比にかかわらず凍結融解履歴1回目における挙動とほぼ同様であることがわかる。

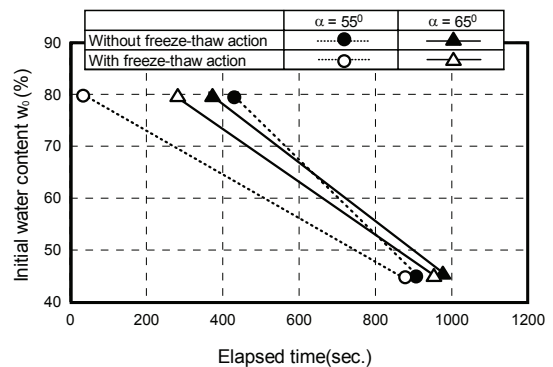


図-9 凍結融解履歴有無における斜面角の違いによる崩壊時間の変化

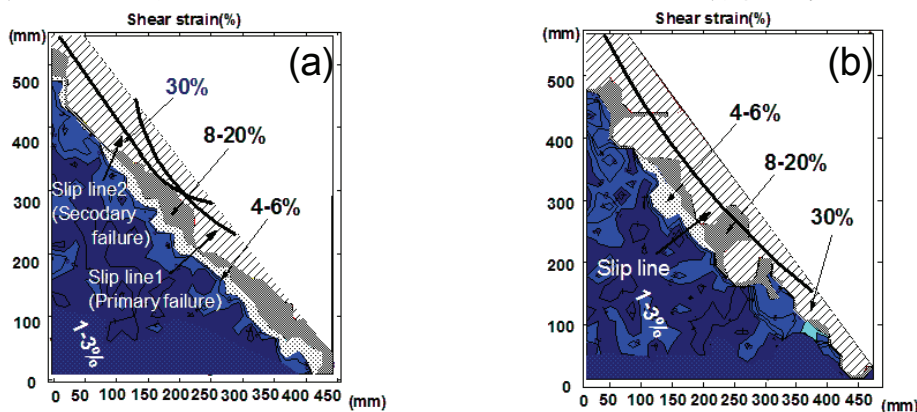


図-10 初期含水比の違いによる崩壊後の斜面内変形挙動の変化(凍結融解履歴2回)

(a) $w_0=80\%$, (b) $w_0=45\%$

このことから凍結融解履歴の影響度は履歴回数1回目が支配的であるといえる。

図-11に、凍結融解履歴回数の違いにおける飽和度の経時変化を示す。表記したデータは降雨により崩壊したすべり線の近傍のものであり、代表的な挙動がみられた斜面表層部付近 sm4 の飽和度を試験開始時の初期値 Sr_0 によって正規化して示している。図より、凍結融解履歴無と比較して、凍結融解履歴有の場合は履歴回数の違いにかかわらず飽和度上昇率が大きくなっていることがわかる。このことは、履歴を受けることによって斜面の構造劣化が生じ、それにより保水しやすくなっていると考えられる。なお、既往の研究によると柏原火山灰土において同一サクションを与えたときの飽和度は凍結融解履歴を与えたほうが高くなるとの報告¹¹⁾からも、本模型実験はそれをよく表現したものであろう。

図-12に、凍結融解履歴回数による崩壊時間の変化を示す。図より、初期含水比が低い場合は凍結融解履歴の影響は小さいことがわかる。しかしながら、初期含水比が高い場合はその影響により崩壊時間が短くなっている。このことは、凍結融解による強度低下は含水比が高くなるにつれて大きくなる^{12), 13)}と報告されていることから、本模型実験はそれをよく説明したものであろう。

次に、凍上性に影響を及ぼす細粒分含有率 F_c に着目し、その増加量 ΔF_c ¹⁴⁾ による更なる考察を行った。図-13に凍結融解履歴回数における細粒分含有率の変化を示す。図より、本実験で用いた破砕性試料は初期含水比にかかわらず凍結融解履歴によって粒子破砕が生じていることが明らかである。また、その影響は凍結融解履歴1回目による影響の方が大である。以上のことから、凍結融解履歴による影響は、凍上による斜面骨格構造の変化のみならず、土質条件によっては土粒子の破砕量増加に影響を及ぼすことが本模型実験からも明らかにされた。

4-3. 斜面内に地下水位が存在する場合における斜面表層崩壊に及ぼす影響

次に斜面内に地下水位が存在するケース (Case9~Case11) における表層崩壊の特徴について述べる。試験条件は、凍結融解履歴無は斜面角 60° , 65° , 履歴有は 60° であり、それぞれ柏原火山灰土、初期含水比 70% である。地下水位は斜面背面に設置したスケールで計測している。なお、この斜面内の水位変動は、給水槽の側面に開孔率 0.04% (全開孔面積/全面積) の孔を空け、そこからの浸透によって与えている。この開孔

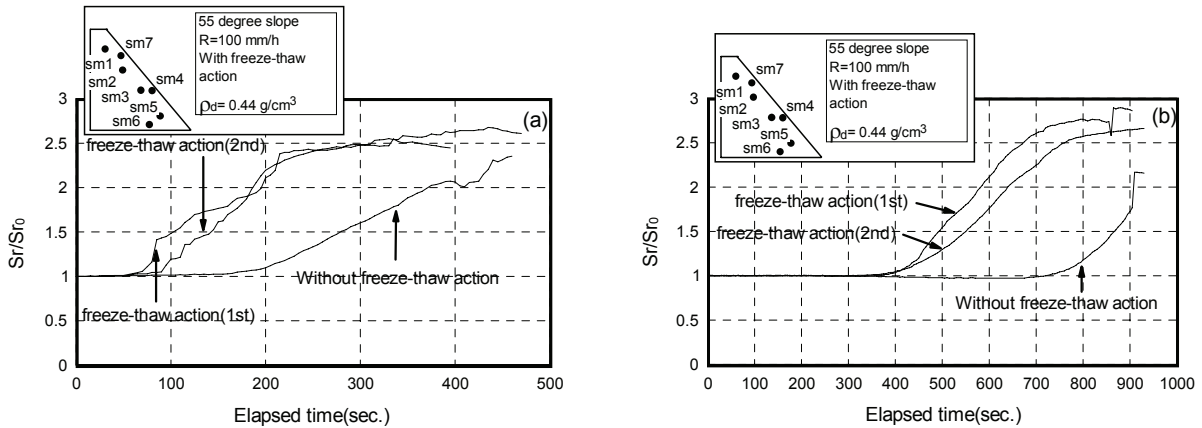


図-11 凍結融解履歴有無の違いにおける飽和度の変化 ($\alpha=55^\circ$)

(a) $w_0=80\%$, (b) $w_0=45\%$

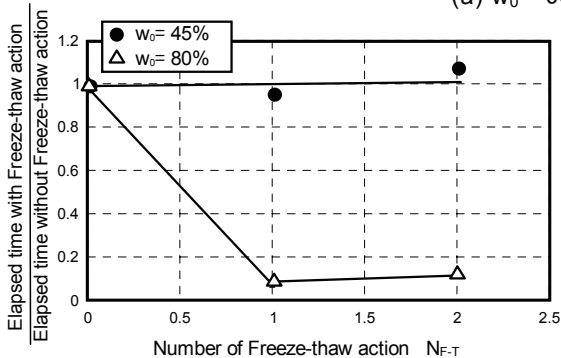


図-12 凍結融解履歴回数における崩壊時間の変化 ($\alpha=55^\circ$)

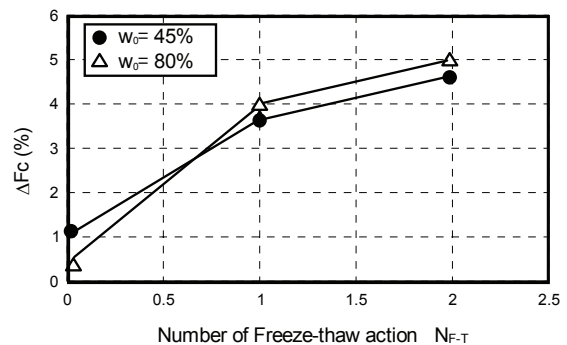


図-13 凍結融解履歴回数による細粒分含有率の変化 ($\alpha=55^\circ$)

率は、予備試験において浸透力により法先部の侵食やパイピング現象が起こらないように決定されたものである。また、斜面角によらず動水勾配は1に設定している。

図-14に、凍結融解履歴無の斜面角の違い ($\alpha = 60^\circ, 65^\circ$) ならびに履歴条件の違い (地下水位, 降雨履歴) による崩壊後の斜面内変形挙動の変化を示す。図より、ひずみ分布は斜面角が大きいほうが深くなっていることがわかる。斜面角 60° においては目視による明瞭な崩壊は確認できなかったものの、斜面角 65° においては明瞭な崩壊が確認できた。また、地下水位を与えた場合のせん断ひずみは、降雨履歴を与えた場合によるそれより深くなっている。このことは、降雨履歴を与えた場合よりも地下水位を与えたほうがより崩壊規模が大きいことを示している。同条件における間隙水圧の経時変化を示す (図-15 参照)。図より、斜面底部に設置した地下水位近傍に位置する pw5 は地下水位の上昇に伴い値が大きくなっていることがわかる。

図-16に、凍結融解履歴有における地下水位を与えた場合の融解8時間後の崩壊後の斜面内変形挙動 ($\alpha = 60^\circ$) を示す。なお、柏原火山灰土の場合では融解開始から8時間後においても凍結層が完全に融解せず存在していた。よって、ここでは融解8時間後のケースで比較を行った。

前述の通り、履歴無のケース (Case9) では地下水位を与えても崩壊が発生しなかったが、融解履歴8時間後に地下水位を上昇させることにより崩壊が発生した。履歴無との比較では、履歴有 (Case10) のせん断ひずみはより深くなっていることがわかる。また、履歴無のケースでは崩壊時地下水位は70mmであったのに対して、融解8時間後のケース (Case11) の崩壊時地下水位は180mmであった。これは凍結層の存在が地下水位の上昇をもたらしたことを示唆したものであろう。

上述の崩壊規模を具体的に示してみた。降雨履歴と地下水位上昇の外力履歴の違いによる土量の変化を図-17に示す。なお、崩壊土量 (V_f) ならびに流出土量 (V_r) は全土量で正規化して示している。

図より、降雨履歴に比べて地下水位を与えた場合は崩壊時間が短く、またその崩壊土量ならびに流出土量は2~3倍大きくなっていることが明らかである。

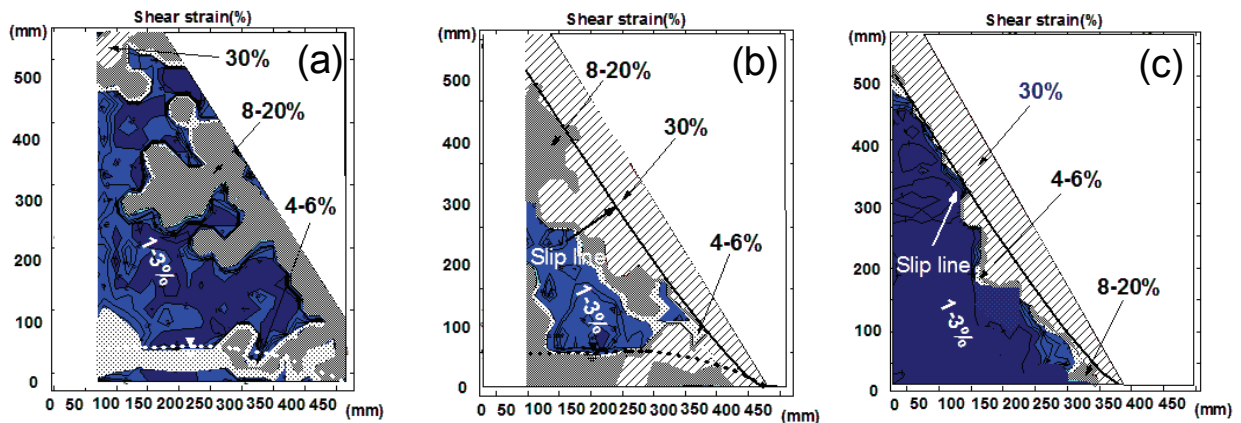


図-14 斜面角ならびに履歴条件の違いによる崩壊後の斜面内変形挙動の変化 (凍結融解履歴無)

(a) $\alpha = 60^\circ$ (地下水位), (b) $\alpha = 65^\circ$ (地下水位), (c) $\alpha = 65^\circ$ (降雨履歴)

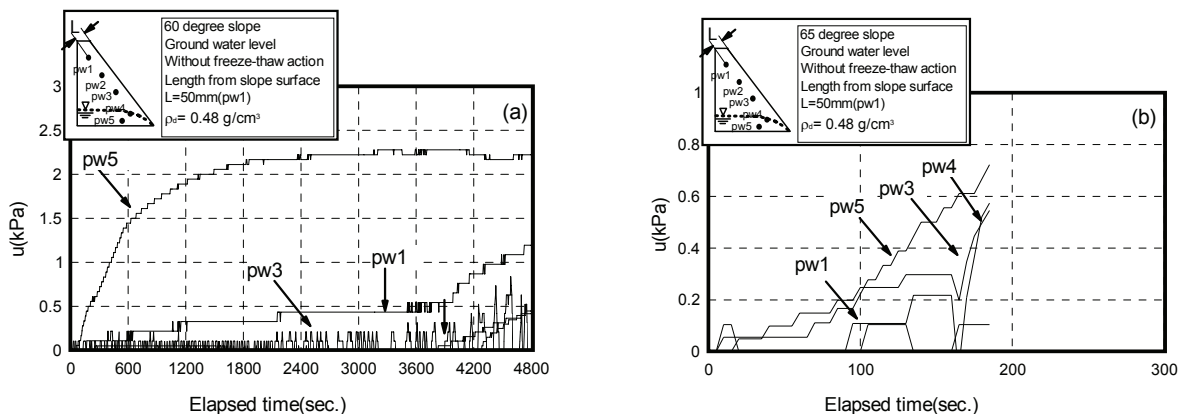


図-15 斜面角の違いにおける間隙水圧の変化 (凍結融解履歴無, 地下水位有)

(a) $\alpha = 60^\circ$, (b) $\alpha = 65^\circ$

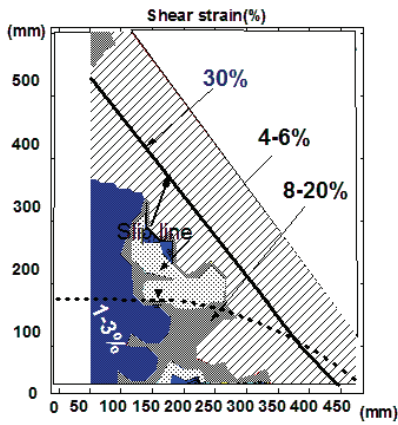


図-16 融解 8 時間後の崩壊後の斜面内変形挙動
(凍結融解履歴有, 地下水位有, $\alpha = 60^\circ$)

以上のことを総合すると、凍結融解後、降雨履歴のみを与えた場合には凍結層と非凍結層の境界部で崩壊が発生していたのに対し、凍結融解後に地下水位を上昇させた場合には凍結層自体がすべり崩壊を起こし、その規模は前者よりも大きいことが明らかとなった。その原因として、地下水位を上昇させたケースでは凍結層背面の地下水位が上昇しており、融雪期における急激な気温上昇に伴う地下水位の上昇（降雨履歴も含む）は、より大規模な斜面崩壊を誘発する可能性があることが示唆された。このような内部侵食型（図-1参照）に起因する崩壊は実際の被災例においても確認されており⁴⁾、積雪寒冷地にある斜面では非常に重要な評価事項となると言える。

4-4. 斜面表層崩壊と保水量の関係

既往の研究^{6), 7)}では、斜面内に本来保持されている初期保水量と崩壊時の斜面全体に保持される水量（崩壊時含水比）の間には一義的な関係が存在することが明らかにされている。本研究では、当幌火山灰土において、融解中に崩壊が発生しなかった斜面角 $\alpha = 55^\circ$ のケースについて検討を行った。

図-18 は崩壊時含水比と初期含水比の関係を凍結融解履歴の有無によって示したものである。なお、図中には初期保水量を併せてプロットしている。また、既往の研究⁶⁾より得られた柏原火山灰土の保水量の変化も併せて示している。図より、履歴有無にかかわらず、初期含水比と崩壊時含水比の間にはユニークな関係があることがわかる。なお、この関係を表現すると以下ようになる。

$$w_f = \beta w_0^\gamma \quad (1)$$

ここで、 β と γ は土質材料に起因する形状係数である。このように、(1)式のような式を用いれば、斜面崩壊予知が簡易的に可能となる。

凍結融解履歴の有無ならびに細粒分含有率の違いによる崩壊時含水比の変化を示す（図-19参照）。図より、崩壊時間ならびに崩壊時含水比に与える凍結融解履歴の影響は細粒分含有率が高い方が大きいことがわかる。このことから、図-18に示す崩壊時含水比は細粒分の増加によって影響を受けるようである。いずれ

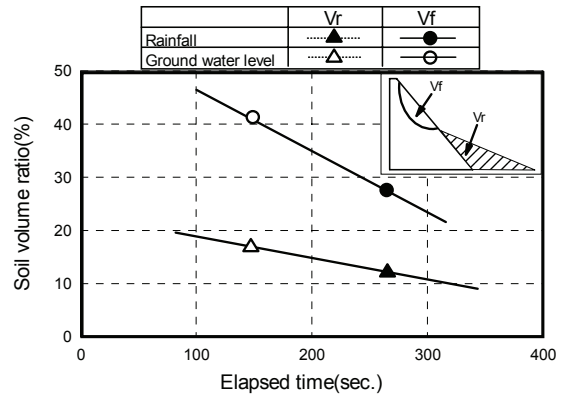


図-17 履歴条件の違いにおける土量の変化
(凍結融解履歴有, $\alpha = 60^\circ$)

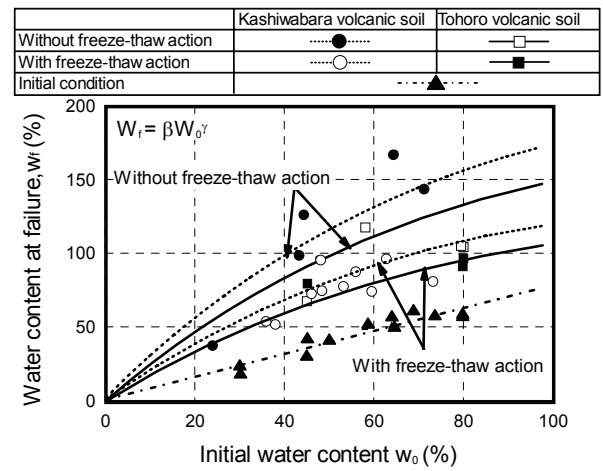


図-18 初期含水比の違いによる崩壊時含水比の変化

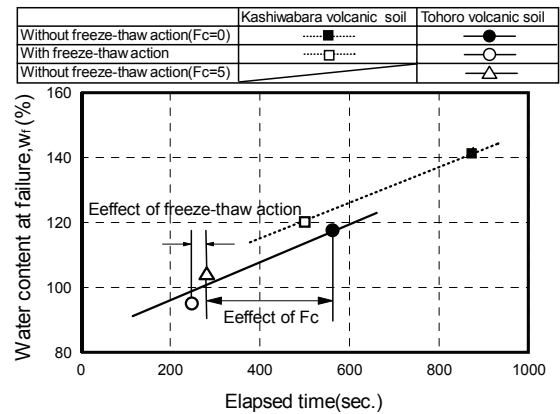


図-19 凍結融解履歴有無ならびに細粒分含有率の違いによる崩壊時含水比の変化

にしても、保水量を左右する斜面材料の物性評価の重要性が指摘された。

以上のことから、土質条件が異なる場合においても、斜面内の含水状態（保水状態）の把握と凍結融解履歴の影響の定量的な評価は重要であることが示された。

5. 結論

当幌・柏原火山灰質土の両試料を用いた一連の模型実験より、本研究の範囲内では次のような結果を得た。

- (1) 凍結融解履歴を受けた破砕性斜面は確実に構造の劣化ならびに粒子破砕を引き起こし、その影響は高含水比ほど大きくなる。また、凍結融解履歴回数の影響度は1回目が支配的である。
- (2) 凍結融解後に地下水位を上昇させた斜面は凍結層背面の地下水位が上昇しており、凍結層自体がすべり崩壊を起こすなど、融雪期における急激な気温上昇に伴う地下水位の上昇（降雨履歴も含む）は、より大規模な斜面崩壊を誘発する可能性がある。
- (3) 土質条件が異なる場合においても、斜面内の含水状態（保水状態）の把握と凍結融解履歴の影響の定量的な評価は重要である。

謝辞：本研究を進めるにあたり、国土交通省道路局新道路技術会議「道路政策の質の向上に資する技術研究開発（平成19年度採択 No.19-1：代表 三浦清一）」から研究補助が与えられた。また、実験及びデータ整理に室蘭工業大学 高田 康平 君の協力を得た。末筆ながら記して謝意を表します。

参考文献

- (1) 鈴木輝之，根岸正充：北海道の道路工事における凍害－特に斜面，トンネル，側溝について，土と基礎，Vol.37, No.9, pp.65-70, 1989.
- (2) Miura, S., Yagi, K., and Asonuma, T.: Deformation-strength evaluation of crushable volcanic soils by laboratory and in-situ testing, *Soils and Foundations*, Vol.43, No.4, pp.47-57, 2003.
- (3) 実務家のための火山灰質土－特徴と設計・施工，被災事例－：北海道火山灰質土の性質と利用に関する研究委員会：地盤工学会北海道支部，pp.122-128, 2010.
- (4) 斜面の凍上被害と対策のガイドライン：斜面の凍上被害と対策に関する研究委員会，地盤工学会北海道支部，pp.16-21,45-76. 2010.
- (5) 川村志麻，三浦清一，石川達也，横浜勝司：寒冷地にある不飽和火山灰質土斜面の降雨模型実験による崩壊現象とその評価，土木学会論文集 C，vol.66, No.3, pp.577-594, 2010.
- (6) 川村志麻，三浦清一，奥田健太，中野博貴，石川達也：凍結融解履歴が火山灰質土斜面の降雨時力学挙動に及ぼす影響，降雨と地震に対する斜面崩壊機構と安定性評価に関するシンポジウム論文集，pp.231-236, 2009.
- (7) 川村志麻，奥田健太，中野博貴，三浦清一，横浜勝司：破砕性火山灰質土斜面の降雨時力学挙動に及ぼす諸要因の影響，地盤工学会北海道支部技術報告集，第50号，pp.127-136, 2010.
- (8) 山木正彦，三浦清一，横浜勝司：破砕性火山灰土の変形特性に及ぼす凍結融解履歴の影響，土木学会論文集，No.1/C-65, pp.321-333, 2009.
- (9) 三浦清一，八木一善，川村志麻：北海道火山性粗粒土の静的および動的力学挙動と粒子破砕，土木学会論文集，No.547/ III -36, pp.159-170, 1996.
- (10) D. G. White, W. A. Take and Bolton, M. D.: Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry, *Geotechnique*, Vol.53, No.7, pp.619-631, 2003.
- (11) 石川達也，所哲也，伊藤康平，三浦清一：柏原火山灰土の不飽和力学特性に及ぼす凍結融解作用の影響，第44回地盤工学研究発表会，pp.685-686. 2009.
- (12) 土の凍結－その制御と応用：土質基礎工学ライブラリー(23)，土質工学会，pp.73-76, 1982.
- (13) 青山清道，小川正二，川澄修，田村富雄，福田誠：凍結-融解を受けた土の性質，土と基礎，土質工学会，Vol.25, No.7, pp.41-46, 1977.
- (14) 八木一善：破砕性火山灰地盤の力学挙動とその評価法に関する研究，北海道大学博士学位論文，pp.129-141, 2004.

切土法面における小段排水の凍上メカニズムと耐凍上性の検討

土木研究所 寒地土木研究所
同
同

正会員 ○安達 隆 征
国際会員 西本 聡
国際会員 佐藤 厚子

1. はじめに

近年、切土小段排水の破損被害が北海道各地から報告されている。寒冷地での切土小段排水の破損の多くは、凍上や凍結融解が原因であることが考えられる。これまでの研究¹⁾で、寒冷地における切土小段の凍上対策について検討がなされてきたが、指針や要領などでの取り扱いが確立されていないため、十分な対応ができていない状況である²⁾。そこで、耐凍上性のある排水構造を用いて切土小段排水の凍上被害を防ぐことを試みた。

本報告は、これらの新たな小段排水構造と従来のコンクリート小段排水の切土小段の凍上メカニズムについて報告するものである。

2. 耐凍上性の確保に向けたアプローチ

切土小段排水の凍上被害状況を写真-1、2に示す。

凍上被害を防ぐためのアプローチとしては2つ考えられ、ひとつは凍上自体を起こさないようにすることである。凍上は「土質、水、気温」の3要素がある条件を満たしたときに起こる。言い換えれば、この3要素のうちのひとつでも欠くことができれば、凍上は起こらない³⁾。この中で最も現実的なのが、水を排除することである。そこで、湧水処理の機能を有した切土小段排水構造（縦断暗渠型小段排水）を検討し、試験施工を実施した。

もうひとつのアプローチは凍上が起きても、その被害を最小限に食い止めるということである。これは凍上による圧力（凍上力）を受けてもフレキシブルに変形し、かつ、排水機能を保てるものでなくてはならない。切土小段排水にはコンクリート製品が使用されている⁴⁾が、フレキシブル性に乏しいので、凍上力を回避することができず、凍上被害の対象になりやすい。そこで、コンクリート製品を使用しない小段排水構造（アスファルト性遮水シート型小段排水）を検討し、試験施工を実施した。

3. 凍上のメカニズムと地域性



写真-1 切土小段の凍上被害 1

U型トラフとコンクリートシールに隙間ができ、ひびが入っている。



写真-2 切土小段の凍上被害 2

U型トラフが山側に傾き、ズレが生じている。

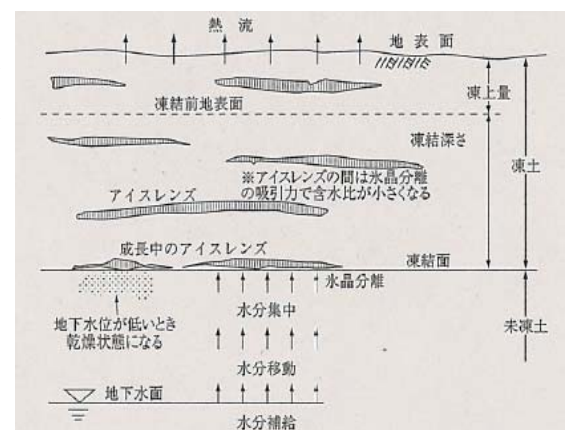


図-1 地盤の凍上機構⁵⁾

Cut Berms by New drain structure

Takayuki ADACHI, Satoshi NISHIMOTO and Atsuko SATO

Civil Engineering Research Institute for Cold Region

3. 1 凍上のメカニズム

地盤中の凍上メカニズムは、図-1のように説明できる。気温の低下によって地盤の表面温度が低下し、地盤中に凍結面（0℃等温面）ができる。そのとき、土中の未凍土側から水分が凍結面に向かって移動していき、凍結面に集まった水分が凍結するときに土粒子表面から氷が分離する。この氷が薄い層を成長させて地盤を押し上げる。このような氷の層を形成する現象は氷晶分離、形成された氷の層はアイスレンズと呼ばれる。このような凍結面に移動した水分の氷晶分離によるアイスレンズの発生が凍上発生メカニズムである。

以上のように、アイスレンズの形成が凍上発生の機構そのものであるが、基本的なメカニズムは極めて複雑であり、未だ物理化学的にも十分に解明されていないのが現状である⁵⁾。

3. 2 凍上被害の地域性と分布

図-2は、道内各地の主要な気象特性⁶⁾を示している。積雪寒冷地域における凍上発生の特徴は、「低温・少雪」で多くの発生が見られるが、「低温・多雪」では少ない傾向にある。これは、凍上発生条件に積雪が密接に作用していると考えられるためである。その理由は、積雪は空気をたくさん包み込んでいることで断熱材の役割を果たし、凍上の3要素のうちの「気温」を抑制することで、凍上の発生を抑えているからである。

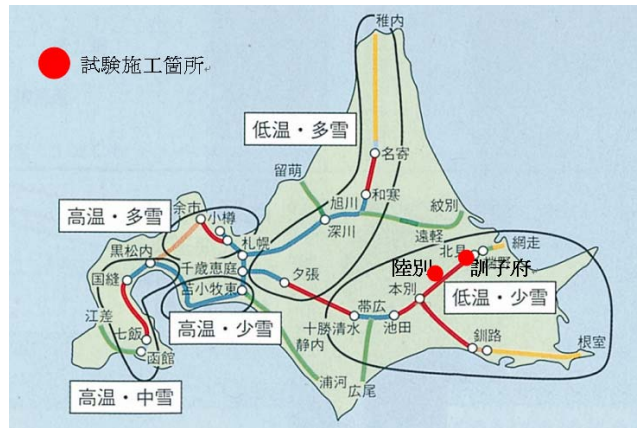


図-2 道内各地の主要な気象特性と試験施工箇所
(文献6の図に加筆)

4. 試験施工の概要

切土小段の凍上メカニズムの解明と、凍上被害を軽減できる構造を確立するために、とくに凍上被害が多い「低温・少雪」の2箇所⁷⁾で新たな排水構造を用いた切土小段排水を試験施工し、凍上量測定器と地中温度計を設置した。

表-1 試験施工箇所のn年確率凍結指数⁶⁾(°C・day)

	n年確率凍結指数		気象特性
	n=10	n=20	
訓子府	1010	1080	低温・少雪
陸別	1250	1320	低温・少雪

4. 1 試験施工設置箇所

図-2に試験施工箇所を示す。H21年度に、「低温・少雪」の訓子府、陸別の2箇所⁷⁾に設置した。表-1は、試験施工箇所のn年確率凍結指数⁷⁾を示しており、道内で凍結指数が高い地域である。表-2は、試験施工箇所における土質の基本物性値を示している。粒度による凍上性判定法⁸⁾により、粒径曲線から領域1と見なし、凍上性のある土質であると言える。

表-2 土質の基本物性値

試料名	訓子府	陸別
自然含水比(g/cm ³)	32.72	27.26
土粒子の密度(%)	2.726	2.743
液性限界(%)	55.45	56.60
塑性限界(%)	29.91	29.61
塑性指数(%)	25.54	26.99
礫(%)	42.2	37.3
砂(%)	26.1	32.4
シルト(%)	5.0	7.6
粘土(%)	26.7	22.7
土質分類	細粒分質砂質礫(GFS)	細粒分質砂質礫(GFS)

4. 2 試験施工断面

従来のU型トラフに加え、2種類の新たな断面で試験施工を行った。表-3にそれぞれの断面図と設置状況を示す。

①縦断暗渠型小段排水

水処理によるアプローチとして、法面からの湧水と降雨や融雪水による表面水を縦断暗渠管で処理する。

②アスファルト性遮水シート型小段排水

凍上被害を回避するアプローチとして、凍上被害を受けづらいフレキシブル性のあるアスファルト性遮水シートを表面水処理として用いる。

4. 3 調査方法

新たな小段排水構造と従来のコンクリート小段排水の凍上メカニズムを解明するために、訓子府と陸別の試験施工箇所に地中温度計と凍上量測定器を設置し、測定を行った。

①地中温度計

凍上のメカニズムを知るためには、凍結面の挙動を把握する必要がある。それは

図-1で説明したように、凍結面の位置(凍結深)は、アイスレンズの発生と密接な関わりがあるためである。凍結面は地盤中の温度が0℃となる点を結んだ面のことをいい、地中温度計で自動観測により求める。

②凍上量測定器

凍結深と凍上量の関係を把握するため、凍上量測定器により、凍上量を測定する。

写真-3は、凍上量測定器と地中温度計の設置状況である。また、表-4は計器の設置位置を示している。

地中温度計は、縦断暗渠型、アスファルト性遮水シート型、U型トラフのそれぞれに、谷側、中間、山側の3箇所設置した。

凍上量測定器は、縦断暗渠型では谷側に1箇所、アスファルト性遮水シート型、U型トラフでは、谷側と山側に2箇所設置した。

表-3 切土小段の試験施工断面

数字の単位は mm

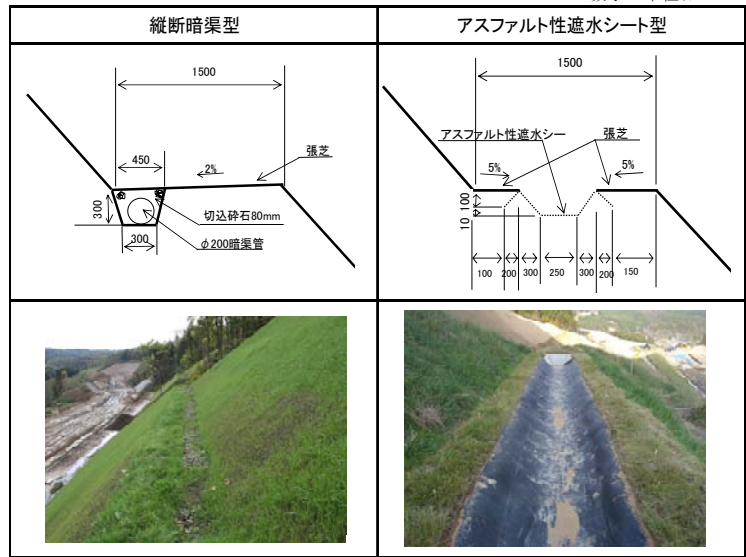
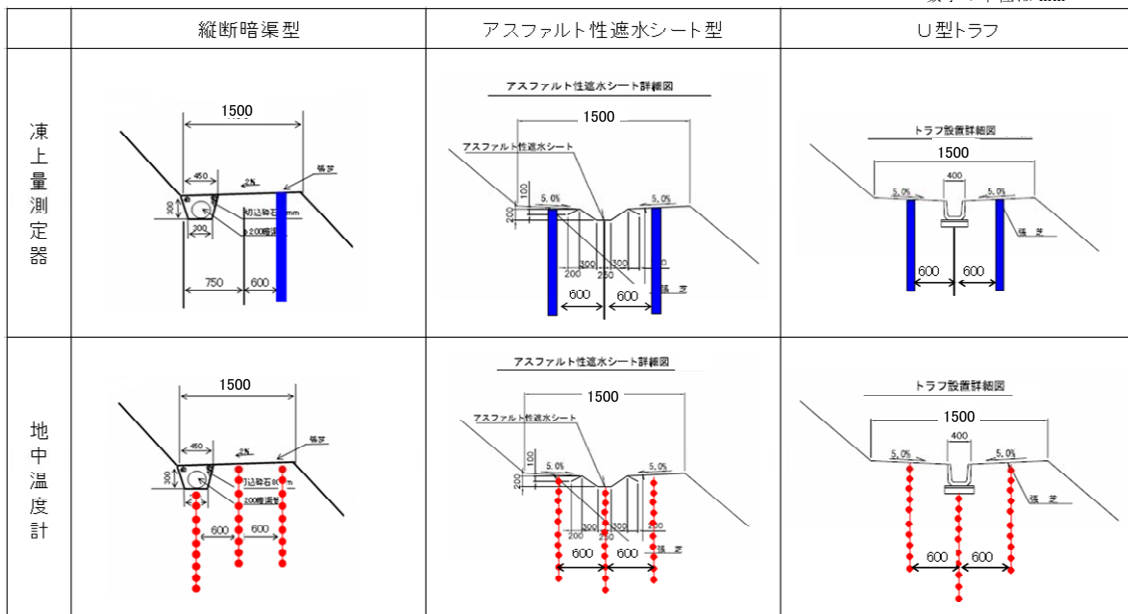


写真-3 計器設置

表-4 計器設置位置

数字の単位は mm



5. 試験結果と考察

5. 1 地中温度計測

図-3に「低温・少雪」の訓子府、陸別における地中温度計測結果から求めた凍結深の推移を示す。図-4に凍結深を結んだ凍結面の推移を示す。なお、凍結深は小段面を0としている。これらの図から次のことが言える。

①山側、中間、谷側の順に凍結深は深くなる。

法面から寒気が入るため、谷側に近づくにつれ、凍結深が深くなるものと考えられる。

ただし、U型トラフやアスファルト性遮水シート型の初期段階においては、谷側より中間のほうが凍結深が深くなる。これは中間にある排水部から寒気が入るためだと思われる。初期段階ではこのよう

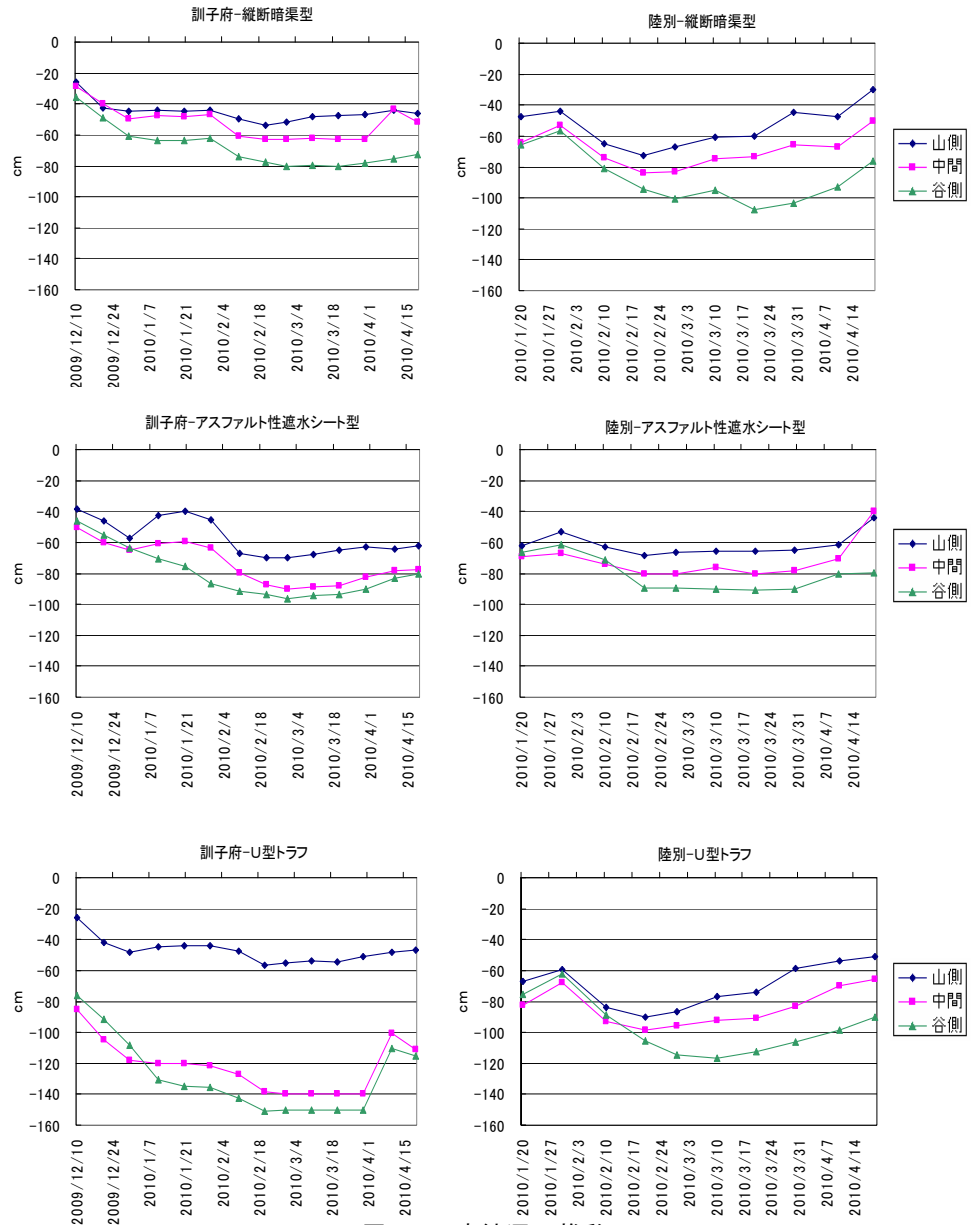


図-3 凍結深の推移

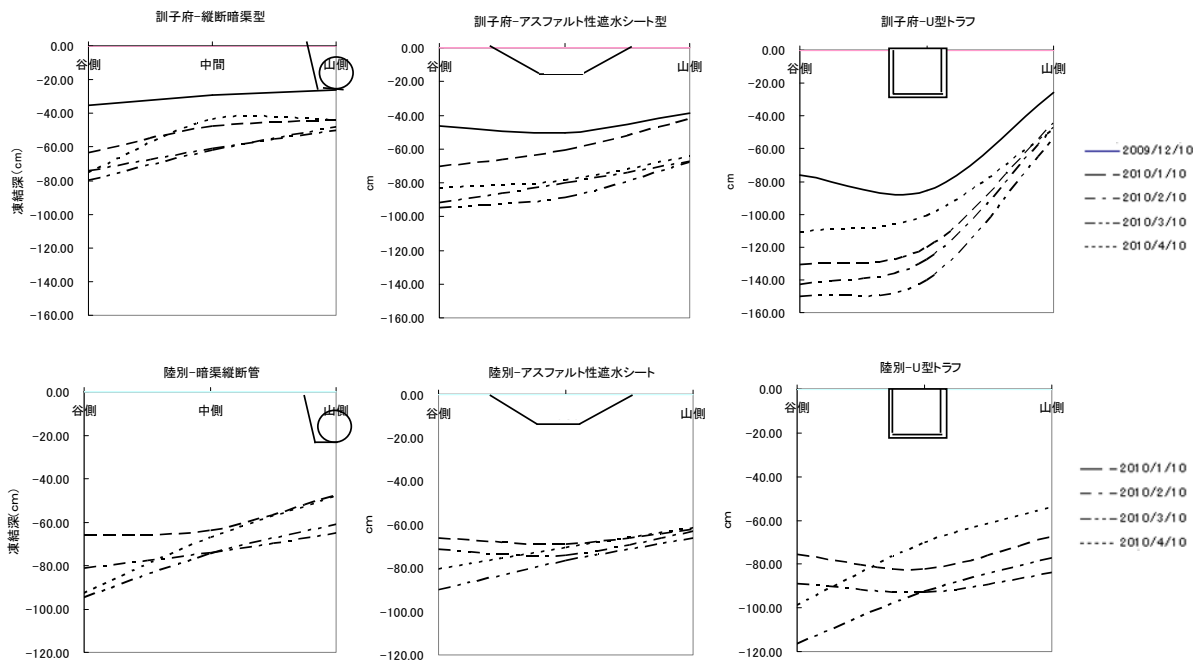


図-4 凍結面の推移

な現象が起こるが、一定の深さまで凍結深が下がると、山側、中間、谷側の順に凍結深は深くなる。

②アスファルト性遮水シート型や縦断暗渠型は、U型トラフに比べ、凍結深が浅くなる。最大凍結深で34～53%減となった。U型トラフでは内空から入る寒気の影響が大きいと思われる。

5. 2 凍上量計測

訓子府では、図-5に示す凍上量測定結果が現れた。また、陸別は設置時期が工事工程の関係から厳寒期であったため、設置時期にはすでに凍上が起こっていたと思われる、正確な凍上量を求めることができなかった。

図-5の結果から、次のことが言える。

- ①谷側は山側に比べ、凍上量が多くなる。法面から入る寒気の影響であると推測される。
- ②U型トラフは、アスファルト性遮断シート型や縦断暗渠型に比べ、凍上量が多くなる。U型トラフ内空から入る寒気の影響であると推測される。

③凍上量は凍結深と同じ挙動を示し、凍結深が深いほど、凍上量が多くなるのがわかる。

以上のことから、アスファルト性遮水シート型や縦断暗渠型は、U型トラフに比べ、凍上による影響が少ないと思われる。

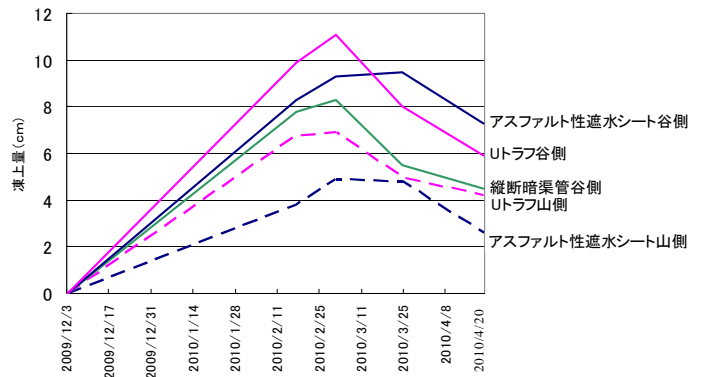


図-5 凍上量の推移(訓子府)

6. 切土小段の凍上メカニズムについて

以上の試験結果から、切土小段の凍結深と凍上量の関係がわかった。そこで、切土小段のU型トラフにおいて、凍上被害のメカニズムを推測した(図-6)。

①凍結前

気温が下がると寒気が入り込む。特にコンクリートトラフやコンクリートシールは熱伝導率が高いため、寒気が入り易い。

②凍結進行時

寒気が地中に入ると、凍結面を形成する。凍結面付近では、地中の水分がアイスレンズを形成する。アイスレンズが成長し、発生させる力(凍上力)はコンクリートトラフやコンクリートシールに作用し、変位を与える。

凍結進行時では、谷側は山側に比べ凍結面が深くなる。これは、谷側法面からの寒気の影響が大きいためである。アイスレンズは凍結面に平行して成長していくため、このときのトラフに作用する力は、凍結面に垂直に働き、図に示すベクトル方向となる。一方、山側は凍結面が浅いためアイスレンズの発生

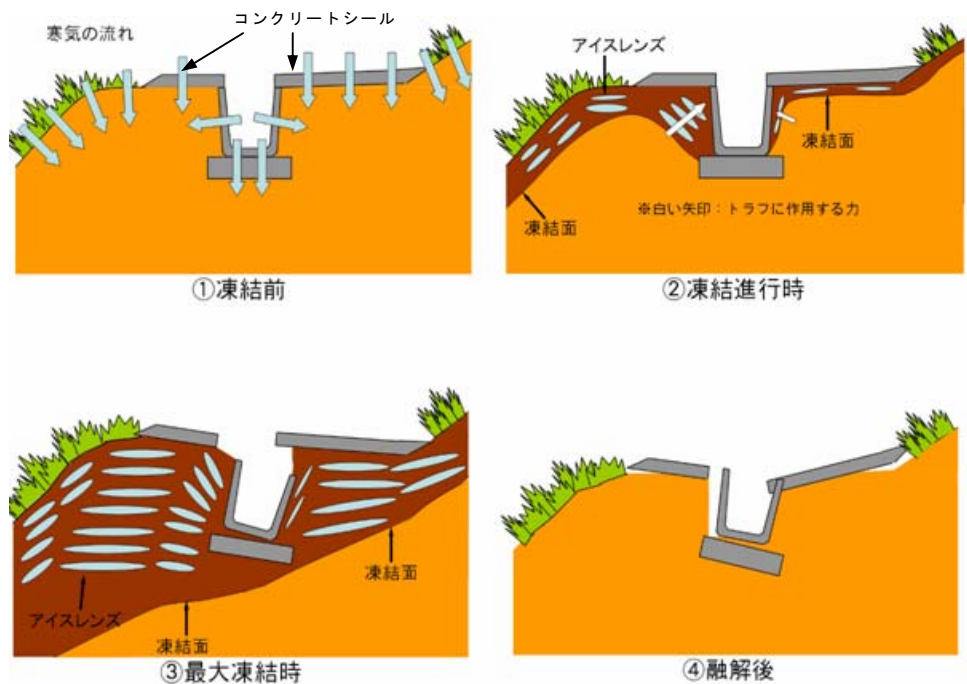


図-6 切土小段におけるU型トラフの凍上被害メカ

は少なく、トラフに作用する力は小さい。

③最大凍結時

②凍結進行時のトラフに作用する力から、トラフは山側に傾く変位現象が起きる。

最大凍結時に向かうにつれ、山側も谷側と同様にアイスレンズが発生し、地盤を押し上げコンクリートシールに変位を与える。このときが、最大凍上量となり、地盤の最大変位量となる。

④融解後

春先の融雪時期に入ると、地表面から徐々にアイスレンズは溶け、小段全体が脆弱化する。押し上げられたコンクリートトラフやコンクリートシールは、傾きを保ったまま、自重により垂直に下がろうとする。したがって、コンクリートトラフやコンクリートシールは完全に元の位置に戻らず、そのまま山側に傾きを伴ってしまう。場合によっては、②～③の段階で、変位だけではなく、破損をもたらすこともある。

以上のように、切土小段で凍上が起こる場合、U型トラフは山側に傾くことがわかった。このことは、写真-1、2が裏付けている。

7. まとめ

切土小段排水の計器計測結果から以下のことがわかった。

- ①切土小段では、山側、中間、谷側の順に凍結深は深くなり、凍上量も多くなる。
- ②アスファルト性遮水シート型や縦断暗渠型は、U型トラフに比べ、凍結深が浅くなり、凍上量が軽減される。
- ③凍結深が深いほど、凍上量が多くなる。
- ④切土小段で凍上が起こる場合、U型トラフは山側に傾く。

8. 今後の課題

今回の試験結果で、新たな排水構造を用いた小段排水および従来のコンクリート小段排水における切土小段の凍上メカニズムを把握することができた。今後は新たな排水構造を用いた小段排水が、凍上に追随することが可能で、凍上被害を回避できるかについて、調査を継続する必要がある。

9. おわりに

今回の研究で、切土小段の凍上メカニズムがある程度解明できた。凍上対策としては、まだ課題はあるが、耐凍上性のある切土小段の計画や設計の参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 外塚信、豊田邦男、水野津予志、佐藤幸久、萬隆：寒冷地における切土のり面小段工の凍上対策に関する検討、(社)地盤工学会北海道支部：技術報告集第46号、pp.291-296、2006.
- 2) (社)地盤工学会北海道支部 斜面の凍上被害と対策に関する研究委員会：斜面の凍上被害と対策のガイドライン、p.4、2010.
- 3) (社)地盤工学会北海道支部：寒冷地地盤工学、p.83、2009.
- 4) (社)日本道路協会：切土工・斜面安定工指針、p.172、2009.
- 5) (社)日本道路協会：道路土工要綱、p.200、2009. (社)地盤工学会北海道支部 斜面の凍上被害と対策に関する研究委員会：斜面の凍上被害と対策のガイドライン、p.14、2010.
- 6) 日本道路公団 北海道支社札幌技術事務所：ライラック15号 凍上特集、2003.
- 7) (社)日本道路協会：道路土工要綱、pp.382-383、2009.
- 8) (社)土質工学会：土の凍結、pp.116-117、1994.

凍上被害が多い地域における帯鋼補強土壁の実物凍上実験

ヒロセ株式会社 正会員 高尾 浩司郎
ヒロセ株式会社 正会員 相原 啓一
沖田コンクリート株式会社 宮越 一男

1. はじめに

北海道のような寒冷地では、冬期に土の凍上により路面やのり面、構造物等に変状が発生する。

寒冷地に帯鋼補強土壁を構築する場合、壁背面にフィルター層¹⁾を設置し、当該地域における凍結深以上の凍上抑制層で凍上対策を実施することを基本としている。

しかし、過去に構築した帯鋼補強土壁の中で、凍上対策が十分に実施されていないケースで多少の変形事例が報告されている。また、帯鋼補強土壁が凍上の影響より、どのような機構で破壊に至るか十分に解明されていないのが現状である。

本実験では、帯鋼補強土壁の変形や変状のメカニズムを把握するため、凍上3要素²⁾の温度条件と土質条件、水分条件を設定し、2シーズン(約1年半)にわたる実物凍上実験を行った。その結果、気温と壁面材の鉄筋の応力度との関係や、壁面の傾斜度とコンクリートの破損限界との関係、凍結深と補強材の張力との関係等、帯鋼補強土壁の基礎的な変形・変状メカニズムを把握した。

2. 実験条件

場所：北海道中川郡池田町

期間：2008/12～2010/4

構造：両面構造(A壁西向き

・B壁東向き)

壁面積 A=12 m²

壁高 H=1.5m

壁延長 L=7.5m

壁間距離 L=5.0m

壁面厚 0.14m

補強材長 L=2.5m

補強材寸法 4×60mm

補強材質 SM490A

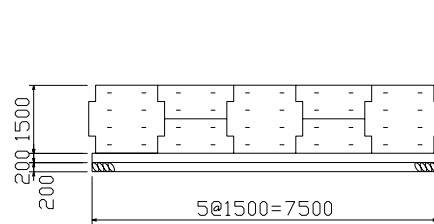


図-1 実験正面図(A壁西向き)

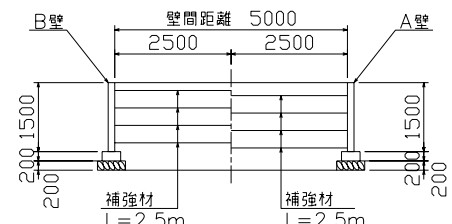


図-2 実験断面図



写真-1 施工完了状況(A壁西向き)



写真-2 盛土施工状況

3. 実験方法

(1)計測項目

帯鋼補強土壁の計測項目を、表-1・図-3に示す。壁面材は、袖部の背面側鉄筋にひずみゲージを2点設置し鉄筋の応力度を測定した。また、定規と傾斜計により、壁面材の水平変位と傾斜度を計20点(2箇所/パネル)測定した。補強材は、土被り0.2mの位置にひずみゲージを2点(壁から0.5mと1.5m)設置し張力を測定した。盛土材中には熱電対を設置し、外気温と土中温度(土被り0.0m～1.6m,@0.2m)の計10点を測定した。

表-1 計測項目

項目	測定内容	測定機器	測定方法	測定頻度
壁面材	鉄筋の応力度	ひずみゲージ	自動	1日
	水平変位	定規	手動	不定期
	傾斜度	傾斜計		
補強材	鋼材の張力	ひずみゲージ	自動	1日
盛土材	外気温	熱電対		
	土中温度			

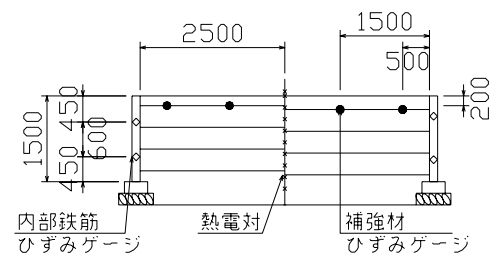


図-3 計測断面図

Full-scale model tests of the reinforced earth in the area of frost heave damages

Kojiro Takao(Hirose & Co.), Keichi Aihara(Hirose & Co.), Kazuo Miyakoshi(Okita Concrete & Co.)

(2)温度条件

地域気象観測網(AMeDAS)の十勝地方池田観測点における日平均気温と累計を、図-4 に示す。凍結指数と凍結期間³⁾は日平均気温の累計から求め、530.8 ・days・95日(2008年), 683.3 ・days・122日(2009年)となった。また、現地で計測した外気温と土中温度の測定結果を、図-5 に示す。土中温度は、土被りが浅くなるとともに凍結期間が増加し、寒暖の変動幅が大きく外気温の影響を受けていることが確認できる。

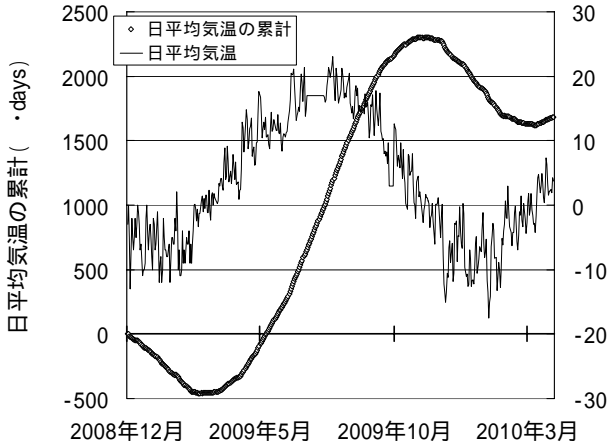


図-4 凍結指数と凍結期間(AMeDAS 池田)

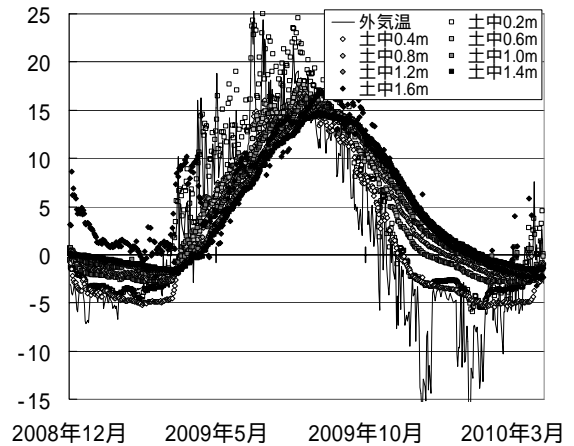


図-5 外気温と土中温度(測定値)

(3)土質条件・水分条件

盛土材料の基本物性値を、表-2 に示す。この土は、高含水比でシルト分を多く含む細粒分含有量 46%の凍上性材料である。通常、このような凍上性材料は、帯鋼補強土壁の盛土材料としては不適であるが、凍上が発生しやすいよう、本体の盛土材料として使用し壁背面のフィルター層は設置していない。また、水分条件については、水を常時供給できなかったため、盛土天端は敷砂と碎石のまき出しを行って開放し、降雨により雨水が盛土内に浸透するよう工夫した。

表-2 盛土材料の基本物性値

工学的分類	記号	自然含水比 (%)	土粒子密度 (g/cm ³)	礫 (%)	砂 (%)	シルト (%)	粘土 (%)	最大乾燥密度 (g/cm ³)	最適含水比 (%)	凍上率 (%)
細粒分質礫質砂	(SFG)	27	2.63	20	34	33	13	1.64	19	53

4. 実験結果

(1)壁面材の鉄筋の応力度

壁面材袖部の配筋と応力測定位置を写真-3 に、測定結果を図-6 に示す。鉄筋の応力度は、外気温の上昇に対して減少し下降に対して増加している(A 壁 B 壁ともに)。その値は初期状態から 20N/mm² 内を推移しており、許容値 160N/mm²(B 壁初期値 54N/mm²)を満たしている。また、外気温が 0 以下では鉄筋は背面側引張、0 以上では背面側圧縮に推移している。以上より、気温の上昇下降に連動して鉄筋の応力度が減少増加し、寒暖の繰り返しにより応力度が大幅に増加せず、かつ残留応力が発生しないことが確認できた。



写真-3 応力測定位置(袖部背面側鉄筋)

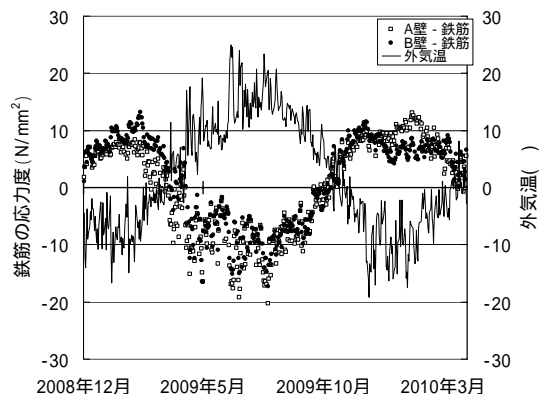


図-6 鉄筋の応力度と外気温

(2)壁面材の水平変位

壁面材の水平変位の測定結果を、図-7に示す。また、壁面の変形状況を写真4～5に示す。

壁面材の水平変位は、施工完了時点を初期値とした水平変位を計7回測定した。計測最終時点(2010/4)での水平変位は、A壁で最大53mm(測点5)・B壁で最大83mm(測点15)と大きい変位が見られた。

図-7の水平変位の折れ線グラフは平均値を示す。水平変位の傾向は、盛土完了からしばらく増加した後、変位が完全に元に戻らないまま安定期に入り、最終的には水平変位が増加した。

以上より、夏期は水平変位の変化は見られないが、冬期には水平変位が増加する傾向がある。また、水平変位は完全に元に戻らず、累積増加する傾向があることが確認できた。

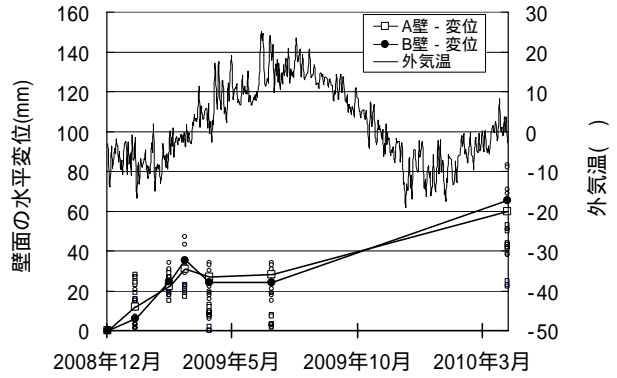


図-7 壁面の水平変位



写真-4 壁面の変形状況(A壁西向き)



写真-5 壁面の変形状況(B壁東向き)

(3)壁面材の傾斜度と破損限界

壁面材の傾斜量の測定結果を、図-8に示す。傾斜量の最大値(B壁)は、施工完了の初期値で142mm・計測最終時点で225mmであった。また、傾斜度の最大値(B壁)は、初期値で11%・最終時点で18%であった。傾斜度の施工管理規準3%を大きく上回っている理由は、細粒分の多い盛土を使用したことにより、土と補強材の摩擦が確保できなかったことが影響していると考えられる。

また、隣り合う壁面材の傾斜差により、袖部の接合部が接触し合い、損傷する状況が確認できた(図-9・写真-6)。壁面接合部の損傷状況と傾斜差の平均値を、表-3に示す。破損は0.2mm以上のひび割れと定義した。以上より、袖部のコンクリートが破損する状況は、隣り合う壁面材間の傾斜度の差が5%(平均値)で発生した。

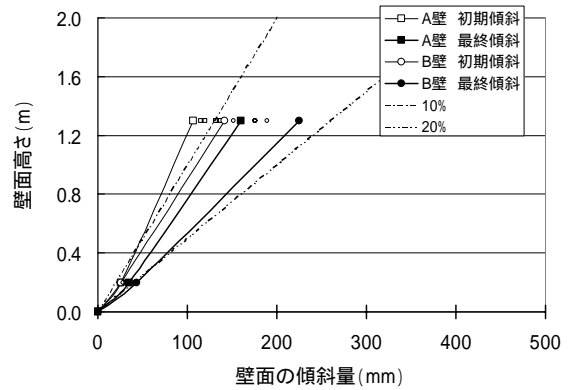


図-8 壁面の傾斜量

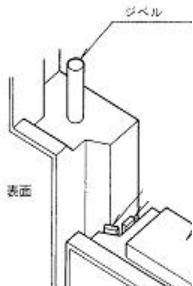


図-9 壁面の接合部



写真-6 壁面の破損状況(A-2)

表-3 パネル同士の傾斜度の差

損傷状況	箇所	傾斜差	平均値
破損	A-2	4.7%	5.0%
	A-3	2.9%	
	B-2	3.9%	
	B-3	7.0%	
	B-5	6.5%	
クラック	A-5	6.5%	3.3%
	A-8	2.8%	
	B-1	0.7%	
割れなし	A-1	2.2%	2.0%
	A-4	0.4%	
	A-6	1.2%	
	A-7	2.5%	
	B-4	2.4%	
	B-6	0.5%	
	B-7	3.7%	
	B-8	3.3%	

(4)補強材の張力

凍結深と補強材の張力測定結果を、図-10 と図-11 に示す。

凍結深は、0.2m ごとに測定した熱電対温度境界深度の上下の測点から、測定点間隔で比例配分して 0 位置を算出した。凍結深は、盛土完了時点(2008/12)から凍結が進行し、約 4 ヶ月後(2009/3)には地表面深さ 1.6m の地盤底面に到達した。参考値として、理論最大凍結深さ³⁾は $D_{max}=71\text{cm}$ 、舗装における路線別置換厚⁴⁾は 100cm(帯広市 236 号、設計期間 10 年)であった。一方、外気温が 0 になる時点(2009/4)と同時に、地表面から融解が進行し、約 1 ヶ月後に完了した。2 シーズン目も同じように、外気温が 0 の時点(2009/11)と同時に、地表面から凍結が進行し、約 3 ヶ月後(2010/2)に地盤底面に到達した。

補強材の張力は、盛土完了からしばらくの間(2008/12~2009/3)は上下動が見られ、土中温度(土被り 0.2m 位置)の上昇(2009/4)とともに張力が増加した。その後、補強材の張力は変化なく推移したものの、土中温度の下降(2009/11)とともに張力が増加した。これは、気温下降の影響で地表面から凍結が進行し、凍結膨張圧となって張力が徐々に増加したものと推測する。

以上より、補強材の張力は、凍結が進行するに従って張力が増加する傾向が確認できた。

5.まとめ

現段階において、帯鋼補強土壁は全て凍上対策を実施しているが、過去に構築した現場においては十分に実施されていないケースもわずかではあるが見受けられる。これまで構築した帯鋼補強土壁の健全性を逐次評価する手法が求められる中、凍上による変形や変状の発生予測や、発生後の原因を解明するためには破壊メカニズムの把握が必要である。

本実験では 2 シーズンにわたって、以下に示す 4 つの基礎的なデータが収集できた。

- (1)壁面材の鉄筋の応力度は、気温の寒暖と連動して増減を繰り返すが、残留応力は発生しない。
- (2)壁面の水平変位は、凍結(夏場は変化しない)の影響により累積増加する傾向がある。
- (3)壁面袖部のコンクリートが破損する状況は、隣接する壁面材の傾斜度の差が 5%(平均値)で発生した。
- (4)補強材の張力は、凍結の影響により増加する傾向がある。

以上の結果は、あくまで本実験の範囲のものであるため、今後は、寒冷地に構築した実構造物において、壁面材や補強材と凍上との関係について更にデータを収集・分析し、帯鋼補強土壁の健全性評価手法を確立する必要があると考える。

6.参考文献

- 1)補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル第 3 回改訂版,pp.138~139,(財)土木研究センター
- 2)斜面の凍上被害と対策のガイドライン 平成 22 年 3 月 31 日,p.5,(社)地盤工学会北海道支部
- 3)道路土工要綱 平成 21 年度版,pp.377-378,pp.206~211(社)日本道路協会
- 4)北海道開発局道路設計要領 平成 22 年 4 月,p.1-5-57,国土交通省北海道開発局

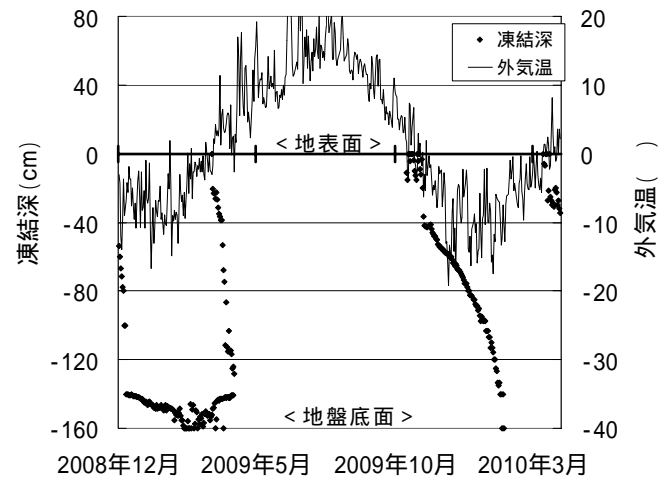


図-10 凍結深

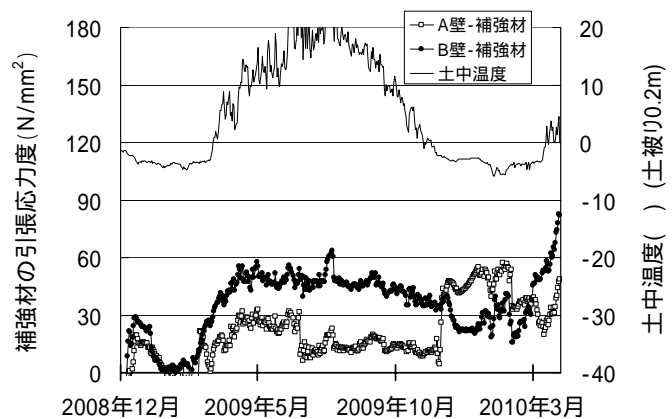


図-11 補強材の張力

大型土のうを用いた高含水比土の凍結脱水効果について

土木研究所 寒地土木研究所 正会員 ○佐藤 厚子
北見工業大学 正会員 鈴木 輝之
北見工業大学 正会員 中村 大
土木研究所 寒地土木研究所 正会員 西本 聡

1. はじめに

地盤が地表面から冷却され凍結が侵入することにより未凍土側の水分が凍結面に移動してアイスレンズを生成させていくことが知られている¹⁾。このとき水分が移動した未凍土側では含水比が低下する。この原理により北海道の冬期の寒冷な気候を利用して、高含水比の浚渫土砂の含水比を低下させることができれば、一般的な改良方法である曝気乾燥、粒度調整、固化材による改良よりかなりコストを低く押さえることができる。そこで、2シーズン、4試料について大型土のうを用いて、冬期間の凍結による含水比低下実験を行った²⁾³⁾。その結果、寒冷気候のもとで大型土のうを用いることにより、簡易で経済的な脱水が可能であることが分かった。さらに、凍結脱水により土中の成分排出の可能性が明らかになった。

2. 実験内容

凍上性の材料を含む地盤が凍結する場合、未凍土側から移動してくる水分によって凍結面付近でアイスレンズが形成される。これまで、この原理を利用して、大型土のうを用いて北海道の冬期の低い気温で高含水比の地盤を凍結させ、アイスレンズを発生させることにより、含水比を低下させる実験を行ってきた。

本研究に使用した高含水比土は、網走湖と釧路港湾で浚渫土砂である。網走湖の浚渫土砂は女満別で、釧路港湾の浚渫土砂は釧路港埠頭で、それぞれ2回、計4回の試験を行った。対象土砂の基本物性値を表-1に試験を実施した期間を表-2に示す。試験箇所を試料名とした。女満別1、2、釧路1は粒度による凍上性判定法¹⁾では、凍上性材料と判断され、釧路2は非凍上性と判断される材料である。

試験時には全体を攪拌して使用した。女満別1、2と釧路1は、高含水細粒土である。釧路2は、コンシステンシー限界を求めることのできないシルト質土である。いずれも締固め不能な軟弱な材料である。これらの土砂をポリエステル製で体積 1m^3 の大型土のう⁴⁾に投入し、土のう内の温度を計測するとともに、土のうを開削して含水比を測定した。なお、女満別は排泥池に約1年間仮置きした土砂で、土のうに投入したとき自立できた。釧路は排泥池に投入してか

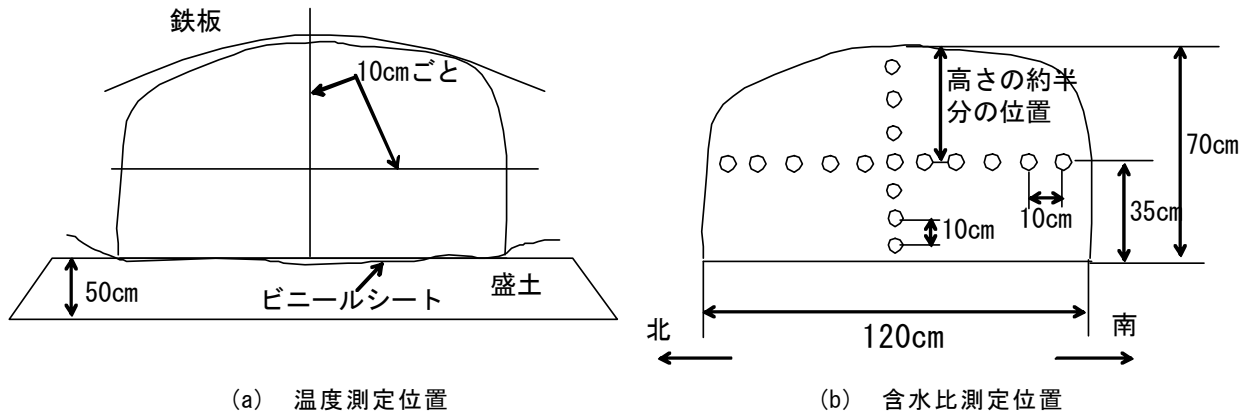
表-1 対象土砂の基本物性値

試料名		女満別		釧路	
		1	2	1	2
浚渫後経過時間		1年	1年	1週間	直後
土粒子密度 $\rho_s(\text{t}/\text{m}^3)$		2.457	2.475	2.567	-
自然含水比 $w_n(\%)$		100.87	107.59	124.64	67.05
粒度特性	2mm以上 (%)	0.0	0.0	0.0	-
	75 μm ~2mm(%)	10.9	0.0	9.8	-
	75 μm 以下(%)	89.1	100.0	90.2	-
コンシステンシー限界	液性限界 $w_L(\%)$	106.0	90.6	N.P.	N.P.
	塑性限界 $w_P(\%)$	65.6	58.9	N.P.	N.P.
地盤材料の分類記号		MH	CH	ML	S

表-2 試験の実施期間

試料名	女満別		釧路	
	1	2	1	2
名称	1シーズン目	2シーズン目	1シーズン目	2シーズン目
実施期間	2008-09年	2009-10年	2008-09年	2009-10年

Effect of the frozen dehydration of the high moisture weight percentage soil that uses a large-scale breastwork
Atsuko Sato(Civil Engineering Research Institute for Cold Region), Teruyuki Suzuki(Kitami Institute of Technology),
Dai Nakamura(Kitami Institute of Technology), Satoshi Nishimoto(Civil Engineering Research Institute for Cold Region)



(a) 温度測定位置 (b) 含水比測定位置

図-1 温度計測定位置と含水比測定位置（女満別）

ら約1週間後または浸漬直後の土砂で、土のうに投入したとき、土のうから水分がしみ出す状態で土のうは自立できなかった。

それぞれについて、同じ状態で土砂を投入した土のうを8個作製し、その中の1つを温度測定用とし、残りを含水比測定用とした。表-3に試験条件と測定位置を示す。

表-3 試験条件と測定位置

試料名	女満別		釧路	
	1	2	1	2
土のうに試料を投入した日	2008.11.15	2009.5.21	2009.1.7	2009.12.16
盛土	火山灰	礫	無し	無し
ビニールシート	有り	無し	有り	無し
屋根	無し	有り	無し	無し
温度測定位置 (地面に対して)	水平	水平 垂直	垂直	水平
含水比測定位置 (地面に対して)	水平(中心)	水平(中心) 垂直	水平(上下) 垂直	水平(中心) 垂直

女満別1、釧路1、2は凍結直前に土砂を土のうに投入した。女満別2は、自然の曝気乾燥の状態を確認する目的で、5月下旬に土砂を土のうに投入した。

図-1に女満別2の温度計設置位置と含水比測定位置を示す。土中の温度は気温とともに1時間ごとに自動計測した。含水比は約1か月ごとに土のうを1個ずつ開削して測定した。地面と平行な南北方向に地面から35cmの位置で10cmごとに温度計を設置し、さらに、土のう中心部で鉛直方向に地面から10cmごとに温度計を設置した。温度計設置位置と同じ位置で含水比を測定した。女満別1は、地面と水平な方向に温度計を設置し、同位置で含水比を測定した。釧路1は、地面と垂直な方向で温度計を設置し、同位置の含水比と地面と水平な方向の土のう上部と下部で含水比を測定した。釧路2では、地面と水平方向に温度計を設置し、同位置と土のう中心部の垂直方向で含水比を測定した。いずれも地面と水平な位置では、南北方向とした。

女満別では、降雨や、春先の融雪水が、土のうに流れ込まないように、火山灰や礫で高さ50cmの盛土を施工し、その上に土のうを設置した。さらに、女満別1は、土のうの下に、下方の地盤からの水分供給がないようにビニールシートを敷いた。また、女満別2は、降雨や融雪が土のうの上方から浸透しないように、土のうの上に鉄板を設置した。釧路1では、土のうの下にビニールシートを敷いたが、釧路2では直接地面に土のうを置いた。

また、自然状態での含水比変化として、女満別2を採取した排泥池の含水比変化を求めた。

3. 試験結果

3.1 排泥池の含水比変化

図-2は、女満別2を採取した排泥池の含水比分布を示したものである。5月21日に採取したときは、約110%の含水比であった。8月測定時には、表面から50cm程度まで徐々に含水比は低下している。5月21日の試料採取時には、排泥池表面にはひび割れはなかったが、8月には、深さ50cm程度の亀甲状のひび割れが

発生していた。8月と10月には地表面にひび割れの深さと同程度まで相対的に含水比低下が見られる。10月中旬の測定では8月とほぼ同じ含水比分布を示しており、地表面からの乾燥のみで、8月以降には降雨と乾燥がバランスして結果的に含水比の低下はほとんどなかったと考えられる。12月18日の測定では表面から20cm程度含水比が高くなり、その直下では含水比が急激に低くなっている。30cmよりも深い箇所では10月中旬の含水比分布とほぼ同じである。排泥池付近では11月下旬から気温がマイナスとなっており、排泥池に堆積した土砂の表面が凍結することにより、凍結した箇所より下方の未凍結部分から水分が移動して含水比が高くなり、水分が上方に移動した位置では含水比が低くなったと考えられる。

3. 2 土のうの温度変化

女満別1,2の土のう内の温度変化のうち北側表面、南側表面、中央部の温度変化を図-3に示す。また、釧路1の土のう中心部の上部からの温度と、釧路2の土のう内の温度変化のうち北側表面、南側表面、中央部の温度変化を図-4に示す。女満別は1週間の平均値を示し、釧路は、1日の平均値を示している。女満別1,2、釧路2では、冬期は南側よりも北側の温度が低い。土のう表面は北側、南側ともに日射の影響を大きく受け、温度変化が大きい。土のう中央部では、外気温の影響が少ない。釧路1では、土のう上部の温度は気温とほぼ同じ様な変動を示す。冬期は、土のう中央部、土のう下部になるほど温度が高くなっている。

3. 3 土のうの含水比変化

女満別1,2の含水比変化を図-5に示す。女満別1の含水比は2008/11/15の試料投入から、7回測定した。女満別1には目視で確認した凍結部分も合わせて示した。図-3より12月中旬から3月上旬までは土のう全体がマイナス温度であり凍結していると考えられたが、実際は、2008/12/10では北側の表面から13cm程度凍結していただけでこれより内部は凍結していなかった。また、2008/1/16は、北側で40cm、南側で20cmまで凍結し、内部は凍結していなかった。2009/2/13、2009/3/2、2009/3/26は土のう全体が凍結していた。土のう内の土砂にはアイスレンズが確認された。2009/5/1には全体が融解した。図-5に示す含水比分布では、土のうが凍結していた2008/12/10から2009/3/26の時期は、土のう中心部と比較して表面に近い箇所では含水比が高くなっている。また、北側が南側よりも若干ではあるが、含水比は高くなっている。土のう内の試料が完全に融解した2009/5/1以降は、

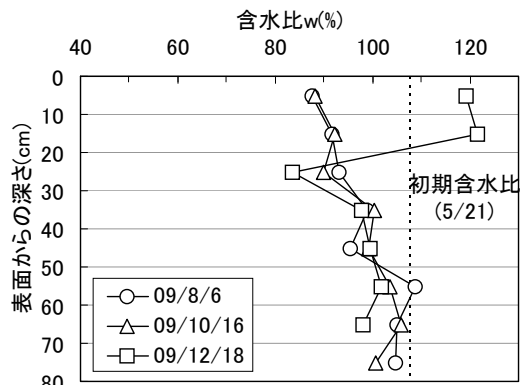


図-2 排泥池の含水比分布

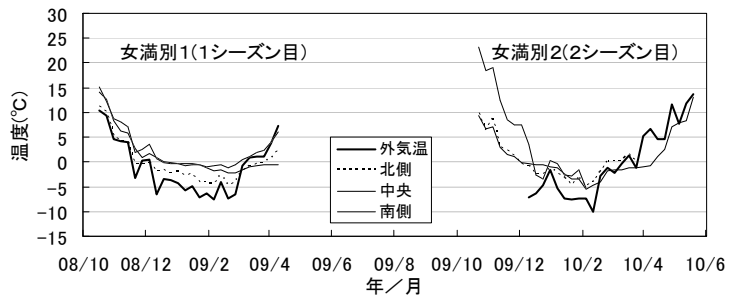
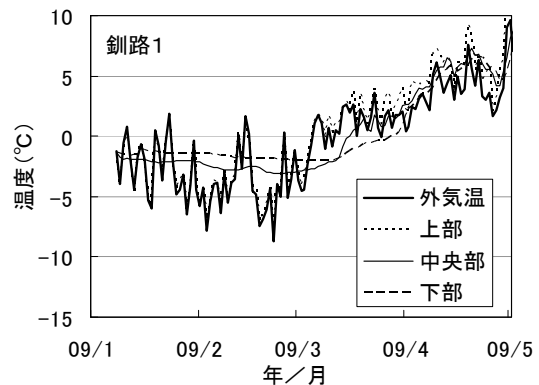
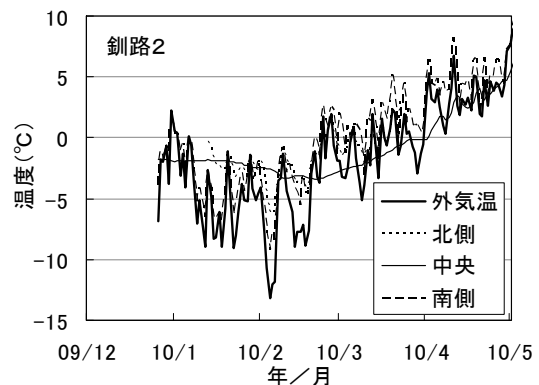


図-3 大型土のう内の温度変化（女満別）



(a) 釧路1 垂直方向



(b) 釧路2 水平方向

図-4 大型土のう内の温度変化（釧路）

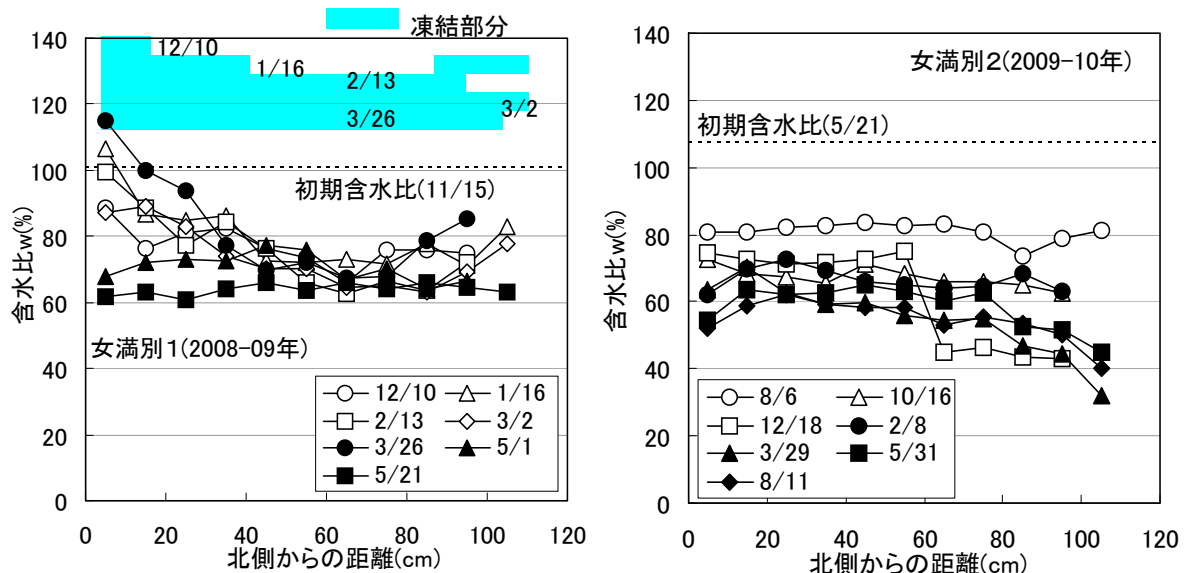


図-5 大型土のう内の含水比変化（女満別）

土のう中心部の含水比はほとんど変化しないが、土のう表面に近い箇所の含水比が急激に低くなり、2009/5/21では土のう全体がほぼ同じ含水比となった。

上部からの降雨や融雪水を遮断した女満別2は、時間の経過とともに土のう全体の含水比が低下している。遮水していない女満別1では、凍結期に土のう表面の含水比が高く土のう内部の含水比が低い。しかし、遮水した女満別2では凍結期であっても土のう表面の含水比が土のう内部よりも低く、相対的に南側の含水比低下が著しい。図-6に女満別2の土のうの垂直方向の含水比分布を示す。未凍結期では、土のうの表面からの深さにかかわらず、時間とともに一様に含水比が低下している。

2010/2/8から2010/5/31の期間で表面から15cm付近で含水比の高い部分があり、上部は低い含水比であった。著者らの実験結果⁵⁾では、乾燥による含水比の低下は表面付近で大きく、表面から深い箇所では時間が経過してもほとんど変化がなく、凍結期の含水比低下を示した図-6と異なった含水比の分布を示している。

また、女満別2は凍結前の含水比低下が大きく、凍結前に土のう内の土砂が乾燥により大きく収縮していた。この場合、凍結による含水比低下の効果が明確に現れなかった。凍結脱水に効果の大きな含水比状態があるものと考えられる。なお、凍結による脱水効果の違いが、乾燥によるものか、屋根の有無によるものかは本実験では明らかにできないことから、今後の測定が必要と考えられる。

次に釧路1、2の土のう内の含水比変化を図-7に示す。含水比は2009/1/7の試料投入から5回測定した。図-4に示すように試料投入直後から土のう全体がマイナス温度となっていたが、実際は試料投入時に凍結していなかった。釧路1の2009/1/7から2009/3/9の凍結期間では、土のうの上面の含水比が下面よりも高く、凍上により土のう下部の水分が土のう上部へ移動したのと考えられる。土のう内の試料が完全に融解した2009/6/8には土のう上部の方が、下部よりも低い含水比となった。また、釧路2は2009/12/25から2010/2/9の間土のう端部での含水比が大きくなっている。この期間、釧路2は粒度分布からは非凍上性材料と判断されたが、土のうの表面から20cmの間にアイスレンズが確認され、凍結による脱水効果があった。

図-8に釧路1、2の地面から垂直方向の含水比分布を示す。釧路1、2ともに凍結期間では、土のうの上面の含水比が高く凍上により土のう底部の水分が上部へ移動したのと考えられる。土のう内の試料が完全に

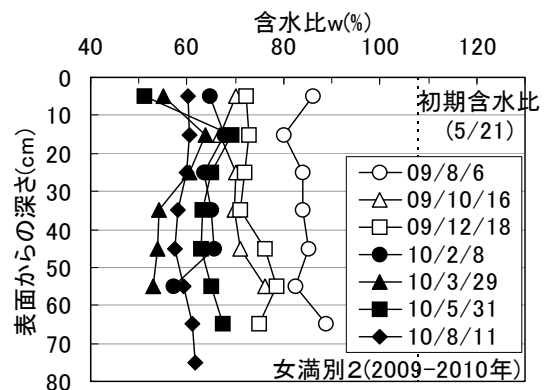


図-6 大型土のう内の含水比変化（女満別2 垂直方向）

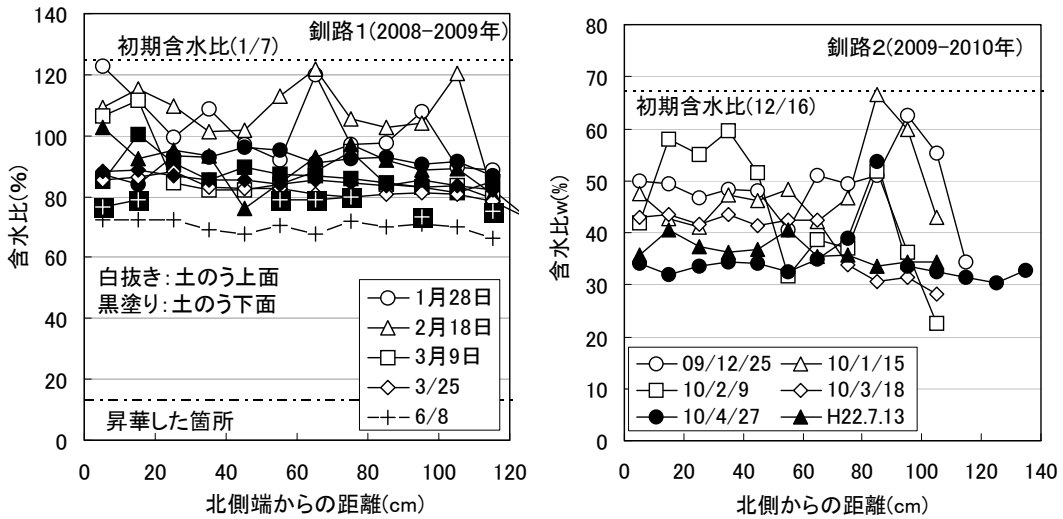


図-7 大型土のう内の含水比変化 (鈎路)

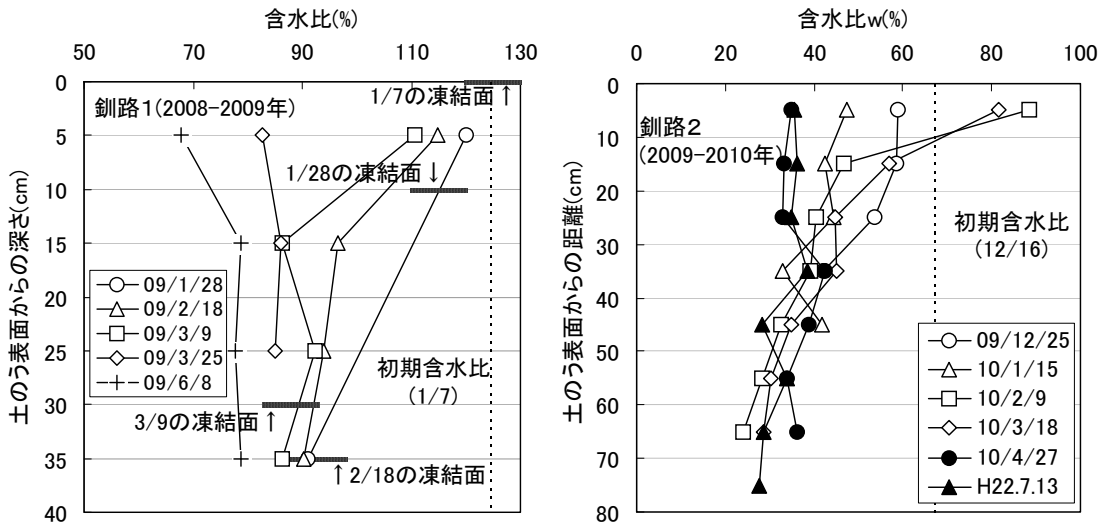


図-8 大型土のう内の含水比変化 (鈎路 垂直方向)

融解すると土のう上部の含水比が低くなり、土のう全体の含水比がほぼ等しくなった。鈎路2では、遮水シートを敷設しなかったことから、土のうの下からの水分が移動できる状態であったが、凍結期に含水比が大きくならなかったことから、土のうの下からの凍結による水分移動がなかったと考えられる。

一方、土のう内部の土砂の表面の含水比の確認も行った。すべてで、気温がマイナスとなっている期間では20%程度と低い含水比であった。昇華による含水比低下の効果であると考えられる。乾燥した空气中で気温がマイナスの場合、水分は昇華しやすい。

3. 4 凍結による土中成分の移動

女満別1、鈎路1、2では、凍結が進むにしたがって白い粉が付着した状態となった。写真-1に女満別1の土のうの状態を示す。脱水とともに白い粉は厚くなっていった。この物質について、成分分析したところ、水溶性の塩化物であり、塩分と考えられる。女満別1の浚渫箇所は海水がオホーツク海から網走湖へ流れ込んだ箇所であり、鈎路1、2は海水を含んだ試料であることから、土のう内の土砂は塩分を含んでいる。土のうを設置したときは、写真-1(a)に示すように塩が析出していなかったが、その後時間の経過とともに土のう表面に白い部分が発生しており、凍結による水分移動とともに塩が土のう表面に析出したものと考えられる。これまでの研究事例からも凍結による成分溶出について報告されているとおり^{6) 7)}、凍結脱水は水の移動だけでなく土中の水溶性成分を移動させることが確認できた。この現象を利用して土中に含まれる水溶成分を



(a) 試料投入時 (08. 5. 21)



(b) 融雪時期 (09. 3. 26)



(c) 1. 5 年後 (09. 12. 10)

写真-1 大型土のうー表面に析出した塩分

排出できる可能性があると考えられる。側面から凍結させる土のうで効果が大きいと考えられる。

4. まとめ

今回の高含水比土の凍結脱水実験により次のことが分かった。

- ① 高含水比土に含まれる多量の水分を、大型土のうを用いて凍結脱水することは、外気との接触面を増やすことができ、土のう内部から表面への広範囲な水分移動と、土のう表面部全体からの昇華を促すことが可能になると考えられる。
- ② 凍結脱水により、土中に含まれる水分や水溶成分が表面に移動した。これを利用することにより土中の水溶成分を排出できる可能性がある。
- ③ 粒度分布により非凍上性材料であっても凍結脱水の効果があることが分かった。

5. おわりに

今回の実験により、寒冷気候を利用した不良土改良の実用性を見いだした。また、土中の成分排出の可能性も明らかになり、凍結脱水の効果が期待できる。今後、上部からの水分供給を遮断することの効果、改良した材料の性状について確認したいと考える。最後になるが、本実験にご協力いただいた国土交通省北海道開発局網走開発建設部、釧路開発建設部の関係各位に感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 地盤工学会：土の凍結—その理論と実際—、1994.6
- 2) 佐藤厚子、鈴木輝之、西本聡：大型土のうを用いた凍結脱水実験について、第 51 回地盤工学会北海道支部技術報告集、2011.2
- 3) 佐藤厚子、鈴木輝之、中村大、西本聡：寒冷気候を利用した凍結脱水による含水比低下技術、日本材料学会、第 9 回地盤改良シンポジウム論文集、pp.207-210、2010.11
- 4) 前田工織 HP <http://www.maedakosen.jp/product/new/n-2t.html>
- 5) 佐藤厚子、中村大、鈴木輝之、西本聡：自然冷却下での凍結融解過程における高含水比土の水分挙動、地盤工学ジャーナル、Vol. 4、No. 2、2009.6
- 6) 渡辺 晋生：方向凍結法による土壌浄化、マテリアルインテグレーション Vol.17 No.5、2004
- 7) 鳩裕幸・伊藤謙・嘉門雅史、凍結融解現象を利用した新しい土壌洗浄工法と揚水工法との比較実験、第 57 回土木学会年次学術講演会、2002

岩石の凍上圧に関する基礎的研究 — 凍上発生位置の強度依存性 —

北見工業大学 正会員 ○中村 大
北見工業大学 後藤 隆司
北見工業大学 正会員 伊藤 陽司
北見工業大学 正会員 山下 聡
北見工業大学 正会員 鈴木 輝之

1. はじめに

岩石、岩盤の凍上問題は、今後に明らかにしなければならない重要な課題である。このような背景から、2010年には、ガイドラインとしては初めて、「斜面の凍上被害と対策のガイドライン（斜面の凍上被害と対策に関する研究委員会）」¹⁾において、岩盤斜面の凍上現象が取り上げられ、注意喚起がなされた。以上のようにより、近年、岩石の凍上性を把握することの重要性が高まっている。

しかしながら、凍上に関する研究は、その多くが土の凍上に関するもので、岩石の凍上に関する研究、報告例はまだまだ少ない。土の凍上に関する研究の進展に較べて、非常に遅れているのが現状である。特に、岩石の凍上圧に関しては、報告例が非常に少ない。

筆者らは、これまでに岩石の内部構造、物性値の比較を基にした凍上メカニズム²⁾、岩石の凍上現象と土の凍上現象との差異³⁾について報告してきた。本研究では、この2つの研究を踏まえて、岩石の凍上圧を推測することに取り組んだ。凍上圧の推測には、高志らの研究⁴⁾によって確認されている、一般化された Clausius-Clapeyron 式を用いた。

2. 岩石の凍上現象のプロセス

筆者らは、赤川⁵⁾の提案する「凍上現象におけるアイスレンズの発生条件」を参考に、岩石の凍上現象のプロセスを考えた²⁾。以下にその概要を示す。

①温度勾配の発生

冬期、岩石は表面から寒気によって冷却され、岩石内部には温度勾配が生じる。これに伴い、0°C 線が熱流方向に直交して深部へ移動するが、寒気の影響と地熱の影響とが釣り合う部分で停滞する。

②亀裂の伸展による主亀裂の形成及びアイスレンズの発生

停滞した 0°C 線より上方の凍結部分では、潜在する亀裂や空隙中の水分が凍結して間隙氷となるが、一部は不凍水となって間隙氷と共存する。間隙氷は時間の経過と共に不凍水を吸収しながら成長するが、この際に発生する体積膨張は、潜在する亀裂や空隙中に亀裂を押し広げる方向の間隙氷圧 P_i を発生する。この間隙氷圧 P_i の増加によって、亀裂が伸展、結合し、岩石が割れる。

本研究では、凍上の抗力として、岩石の湿潤状態における引張強度 σ_w と上載加重 P_0 の和を用いることとした。つまり、本研究で想定した亀裂の発生条件は以下の式で表される。

$$P_i > P_0 + \sigma_w \quad (1)$$

前述の高志ら⁴⁾の研究は、この時に発生する間隙氷圧 P_i を想定して行われた研究である。本研究で推測する凍上圧も、この岩石が割れる際に発生する間隙氷圧 P_i である。

③アイスレンズの成長

未凍結部分から、フローゼンフリンジを介して不凍水が亀裂へと流入し、潜熱を発生しながら氷へと相変化する。

3. 高志らの最大凍上力に関する研究

高志ら⁴⁾は、土を一定荷重のもとに密閉系で部分凍結し、間隙水圧と上載荷重とから定義される有効応力の変化を凍上力の変化として捉える実験を行った。実験結果から、最大凍上力 P_{max} と冷却面温度 θ_c との間に、以下の直線関係が成り立つことを明らかにした。

$$P_{max} = -1.09\theta_c \quad (2)$$

ここで、 P_{max} は最大凍上力(MPa)、 θ_c は冷却面温度(°C)である。

この式は、一般化された Clausius-Clapeyron 式から得られる以下の式と良い一致を示す。

$$P_i = -1.12\theta_f \quad (3)$$

ここで、 P_i は凍上圧（間隙水圧）(MPa)、 θ_f はアイスレンズ発生位置の温度(°C)である。

4. 実験概要

(1) 使用した岩石

本研究には、過去の研究²⁾で凍上性を有することが明らかとなっている以下の2種類の岩石試料を用いた。

- ・大谷石

栃木県宇都宮市大谷町付近一帯で採掘される流紋岩質角礫凝灰岩

- ・来待砂岩

島根県宍道町来待地区周辺で採掘される凝灰質砂岩

ただし、岩石は不均質な材料であるため、今回使用した岩石が過去に使用した岩石と同種類のものであったとしても、物性は多少異なっていると考えられる。このため、各種の基本的な物性については、再度、測定を行った。ここでは、基本的な物性として、吸水率、空隙率、かさ比重、乾燥状態、湿潤状態における引張強度の5項目について記す。乾燥状態は、供試体を 100°C のオーブンに 24 時間入れ、重量変化がなくなった絶乾状態である。湿潤状態は、供試体を蒸留水中に入れて真空ポンプで 24 時間脱気した後、数日放置し、重量変化がなくなった状態で、飽和度は約 90%以上である。

表 1 に、今回使用した 2 種類の岩石の基本的な物性を示す。なお、基本的な物性の測定方法については中村ら²⁾を参照されたい。

(2) 供試体

岩石ブロックの堆積面に対して垂直にボーリングを行い、供試体を採取した。供試体は円柱形で、その寸

表 1 岩石の基本的な物性

岩種	大谷石			来待砂岩		
	平均値	標準偏差	試験本数	平均値	標準偏差	試験本数
吸水率(%)	30.2	0.9	20	10.9	0.6	20
空隙率(%)	42.5	1.7		21.7	0.7	
かさ比重	1.39	0.04		2.02	0.03	
引張強度 (MPa)	乾燥 σ_d	1.03	10	3.84	0.24	12
	湿潤 σ_w	0.44		0.15	1.53	0.46

法は、直径が 55mm、長さは 70mm である。供試体は蒸留水中に入れて真空ポンプで 24 時間脱気した後、数日放置し、重量変化がなくなった湿潤供試体を使用した。全ての供試体において飽和度は約 90%以上である。

(3) 岩石の凍上実験装置

本研究で使用した岩石の凍上実験装置を図 1 に示す。この実験装置を、室温約 +25°C の実験室内に設置して実験を行った。試験装置の詳細については、中村ら²⁾を参照されたい。

図の実験装置の上下盤を、独立した 2 台の恒温水槽で、岩石の上面は寒気を想定したマイナスの温度、下面は地熱を想定したプラスの温度で制御する。ただし、供試体の下には、厚さ 5mm のポーラスストーンが設置されているため、供試体の下面温度と下盤温度は、異なる温度となってしまう。

下盤には給水管が設置されており、地下水を想定した、水分供給を行うことが可能である。また、供試体の下にポーラスストーンを設置することによって、水分が供試体下面へと一様に供給されるようにした。さらに、供試体の側面をゴムスリーブで被い、給水管を通過して供給される水分が漏れないようにした。

供試体の側面は、セル内に充填された粒状の発砲スチロールによって、断熱した。このため、室温の影響を受けずに実験を行うことが可能である。また、粒状の断熱材で供試体側面を直接断熱するため、供試体と断熱材との凍着によって凍上量の測定に誤差が生じるのを防ぐことができる。

実験中、供試体の上方からは、常に、上盤の重量分だけ圧力がかかっていることとなる。しかしながら、これらの圧力は、発生する凍上圧や岩石の引張強度と較べて無視できるほど小さい。つまり、本実験では、(1)式の P_0 は 0MPa と考えることができる。

凍上量は装置上方の変位計によって計測される。また、供試体には 5 本の温度センサ（熱電対）を供試体の中央から 10mm の間隔で設置した。また、これとは別に、上下盤と供試体との境界部分にも 2 本の温度センサ（白金抵抗体）を設置した。以上の凍上量と温度のデータは、データロガーによって、1 分毎に収集される。

(4) 凍結方法

実験はまず、上下盤をコントロールする冷媒の温度をプラスに設定し、供試体の内部温度をプラスで一樣にした。その後、下盤の冷媒温度はプラスのまま一定に制御し、上盤の冷媒温度をマイナスに下げ、供試体の上面から凍結を進行させた。

本研究で設定した具体的な実験装置の温度条件を表 2 にまとめた。それぞれの温度条件で実験を 1~3 回行い、その再現性を確認した。

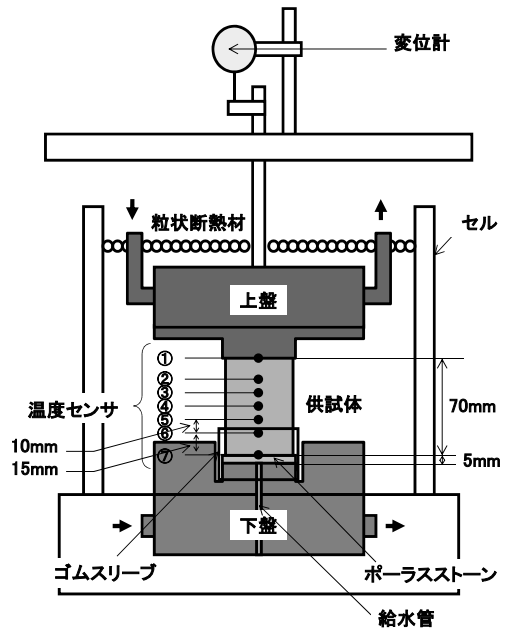


図 1 岩石の凍上実験装置

表 2 温度条件

温度条件	上盤温度(°C)	下盤温度(°C)	計算上の温度勾配 (°C/mm)	計算上の 0°C 線位置 (mm)
①	-5	+5	0.14	35
②	-10	+10	0.29	
③	-15	+15	0.43	
④	-20	+20	0.57	

5. 実験結果と考察

筆者らは、既に、過去の研究^{2), 3)}において、岩石の凍上時の挙動について多くの議論を行ってきた。本研究では、特に、アイスレンズ発生位置 H_f を測定し、その温度 θ_f を算出することに取り組んだ。

(1) アイスレンズ発生位置の温度 θ_f の算出方法及びアイスレンズ発生位置 H_f の測定方法

本研究では、アイスレンズ発生位置の温度 θ_f を算出する目的で、実験中の供試体の内部温度及びアイスレンズ発生位置 H_f を測定することに取り組んだ。ここでは、大谷石の実験結果を例に、アイスレンズ発生位置の温度 θ_f の算出方法について、説明する。

図2に、上下盤の温度差（温度勾配）の最も大きい温度条件④における大谷石の凍上実験結果の一例を示す。図は、凍上量、供試体の内部温度、吸水量の経時変化を表しており、図中の丸数字は図1の温度センサ番号と一致している。温度条件④では、大谷石の凍上量は150時間で9.7mmにまで達していた。

次に、供試体の内部温度に着目する。供試体の内部温度は、実験開始から約5時間後には、ほぼ定常状態に達している。本研究で推測する凍上圧（間隙氷圧） P_i は、この供試体の内部温度が定常状態に達した後に発生する圧力である。そこで、図3に実験開始から5時間目におけるセンサの設置位置とその温度の関係を示す。図中の丸数字は図1の温度センサ番号と一致しており、近似直線は温度センサの設置位置とその温度から求めたものである。また、この近似直線の傾きは温度勾配を表しており、この場合、求めた温度勾配は $0.521^\circ\text{C}/\text{mm}$ であった。上記の近似直線から得られた式に、以下で示すアイスレンズ発生位置 H_f を代入するとアイスレンズ発生位置の温度 θ_f が求まる。

図4に各温度条件における大谷石の凍上実験後の様子、図5に各温度条件における来待砂岩の凍上実験後の様子を示す。図は、凍上実験終了後の供試体を室内乾燥してから撮影したものである。図から、亀裂が供試体を二分するように発生していることが確認できる。供試体の下面から、この亀裂の位置までの距離を、ノギスを用いて測定した。また、図のように、凍上が発生している供試体の破断面は、直線にはならず、折

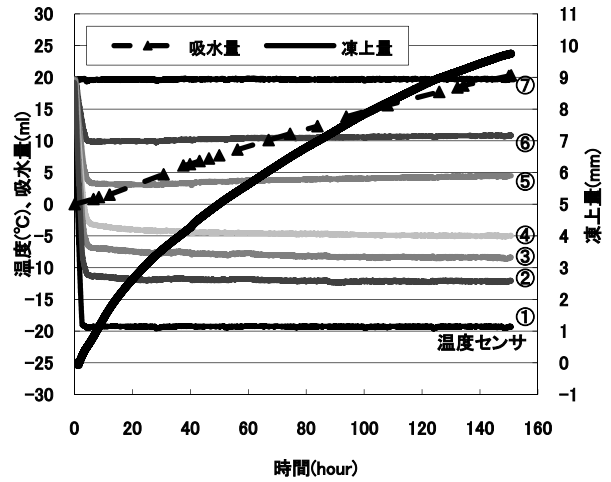


図2 温度条件④における大谷石の凍上圧、供試体の内部温度、吸水量の経時変化

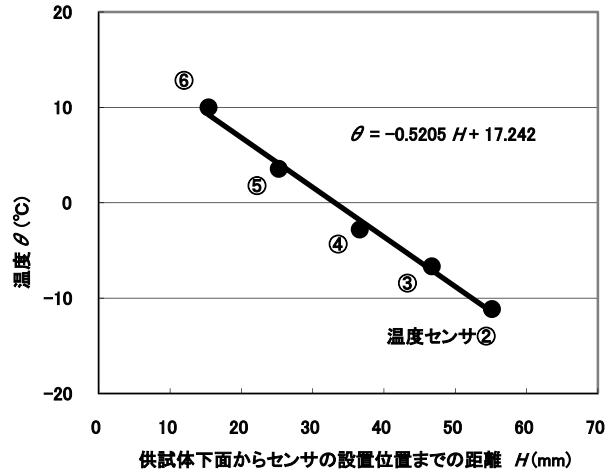


図3 温度条件④における大谷石の実験開始から5時間目の内部温度

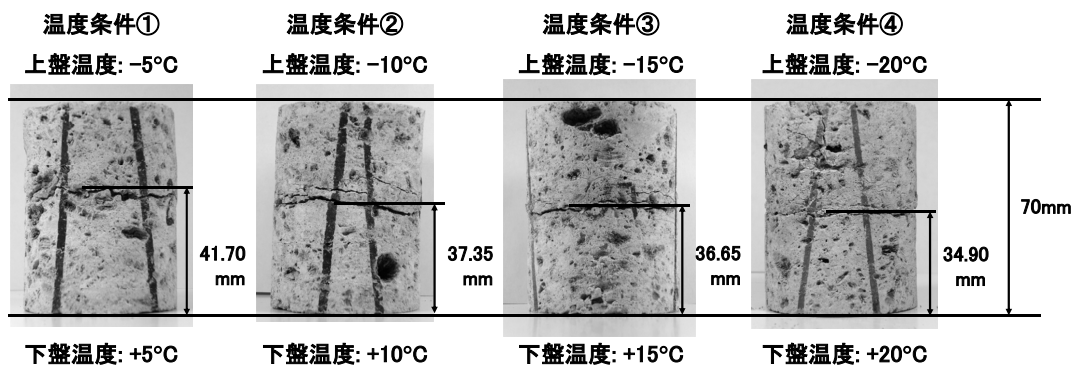


図4 各温度条件における大谷石の凍上実験後の様子

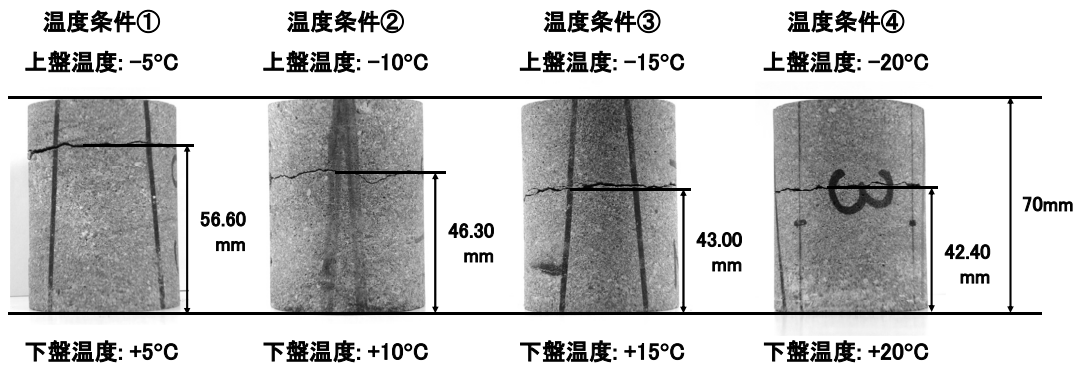


図5 各温度条件における来待砂岩の凍上実験後の様子

れ線状になっていることから、4箇所測定を行った。アイスレンズ発生位置 H_f は、この4箇所のデータの平均値とした。

(2) アイスレンズ発生位置 H_f

図4、図5から、大谷石、来待砂岩、共に、上下盤の温度差（温度勾配）が小さくなるに従って、亀裂の発生位置が上方の低温側へとシフトしていく傾向を見て取ることができる。

図6に、大谷石、来待砂岩の各温度条件における温度勾配とアイスレンズ発生位置 H_f との関係を示す。図6からも、図4、図5と同様に、温度勾配が小さくなるに従って、アイスレンズ発生位置 H_f が上方の低温側へとシフトしていくことが確認できる。また、いずれの温度条件においても、来待砂岩のアイスレンズは、必ず、大谷石のそれよりも、上方の低温側で発生していることも確認できる。

(3) アイスレンズ発生位置の温度 θ_f

図7に、大谷石、来待砂岩の各温度条件における温度勾配とアイスレンズ発生位置の温度 θ_f との関係を示す。図中の近似直線は、温度勾配とアイスレンズ発生位置の温度 θ_f の関係について、岩石の種類別に求めたものである。多少のデータのばらつきや、イレギュラーなデータを含むものの、大谷石、来待砂岩、共に、その傾きは小さく、X軸とほぼ平行な直線関係であることが確認できる。このことから、アイスレンズ発生位置の温度 θ_f は、凍結時の温度勾配に依らず、岩石の種類によって決まることが明らかとなった。

それぞれの岩石におけるアイスレンズ発生位置の温度 θ_f は、大谷石で平均 -0.92°C 、来待砂岩で平均

-2.70°C であった。両岩石のアイスレンズ発生位置の温度 θ_f を比較すると、湿潤状態における引張強度 σ_w が大きい来待砂岩のほうが、引張強度 σ_w の小さい大谷石に較べて、より低い温度で凍上していることがわかる。このことから、引張強度の高い岩石ではより温度の低い位置で凍上が発生し、引張強度の低い岩石では温度の高い 0°C 付近で凍上が発生することが明らかとなった。

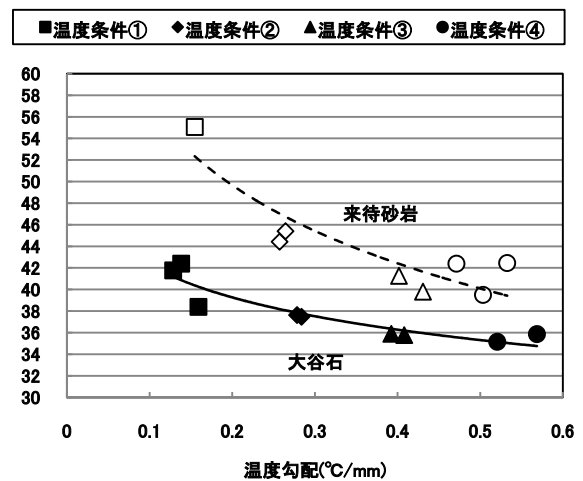


図6 大谷石、来待砂岩の各温度条件における温度勾配とアイスレンズ発生位置 H_f との関係

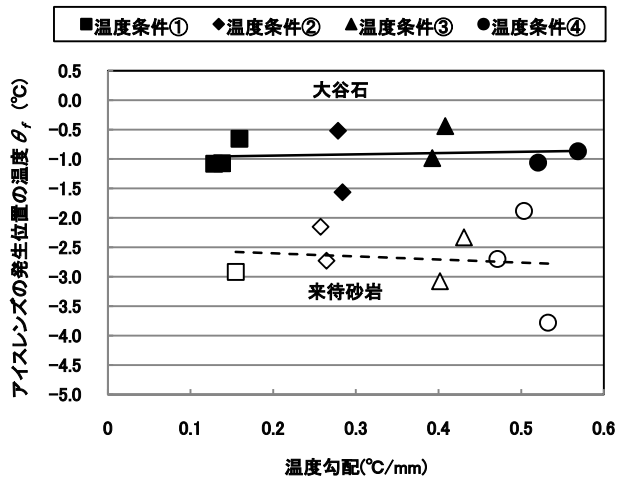


図7 大谷石、来待砂岩の各温度条件における温度勾配とアイスレンズ発生位置の温度 θ_f の関係

(4) 岩石の凍上圧 P_i

図 8 に、(3)式を用いて算出した大谷石、来待砂岩の各温度条件における凍上圧 P_i とアイスレンズ発生位置 H_f との関係を示す。図中の近似直線は、アイスレンズ発生位置 H_f と凍上圧 P_i の関係について、岩石の種類別に求めたものである。多少のデータのばらつきや、イレギュラーなデータを含むものの、大谷石、来待砂岩、共に、その傾きは小さく、X 軸とほぼ平行な直線関係であることが確認できる。このことから、凍上圧 P_i は、アイスレンズ発生位置 H_f に依らず、岩石の種類によって決まることが明らかとなった。

大谷石の凍上圧 P_i は平均 1.03MPa で、湿潤状態における引張強度 σ_w の 0.44MPa を上回っている。同様に、来待砂岩の凍上圧 P_i は平均 3.02MPa で、こちらも湿潤状態における引張強度 σ_w の 1.53MPa を上回っている。

いずれの岩石においても、一般化された Clausius-Clapeyron 式から得られる(3)式を用いて算出した凍上圧 P_i は、湿潤状態における引張強度 σ_w を上回っており、亀裂の発生条件である(1)式を満たしている。

以上の議論から、アイスレンズ発生位置 H_f とその温度 θ_f は、岩石の強度によって決まることが推測できる。

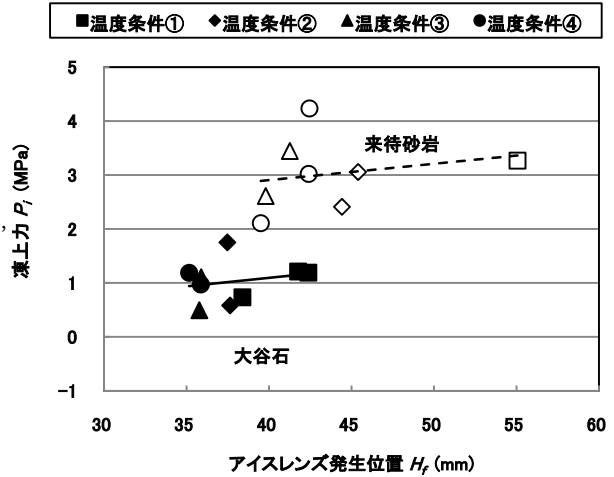


図 8 大谷石、来待砂岩の各温度条件におけるアイスレンズ発生位置の温度 θ_f と凍上力 P の関係

6. 結論

本研究で得られた知見について以下にまとめる。

- (1) 上下盤の温度差（温度勾配）が小さくなるに従って、アイスレンズ発生位置 H_f が上方の低温側へとシフトしていくことが確認された。
- (2) アイスレンズ発生位置の温度 θ_f は、凍結時の温度勾配に依らず、岩石の種類によって決まることが明らかとなった。
- (3) 引張強度の高い岩石ではより温度の低い位置で凍上が発生し、引張強度の低い岩石では温度の高い 0°C 付近で凍上が発生することが明らかとなった。
- (4) 大谷石、来待砂岩、共に、一般化された Clausius-Clapeyron 式から得られる(3)式を用いて算出した凍上圧 P_i は、湿潤状態における引張強度 σ_w を上回っており、亀裂の発生条件である(1)式を満たすことが明らかとなった。

以上の議論から、アイスレンズ発生位置 H_f とその温度 θ_f は、岩石の強度によって決まることが推測できる。

参考文献

- 1) 斜面の凍上被害と対策に関する研究委員会：斜面の凍上被害と対策のガイドライン，地盤工学会北海道支部，2010.
- 2) 中村 大，後藤 隆司，鈴木 輝之，伊藤 陽司，山下 聡：岩石の凍上に関する基礎的研究－岩石の内部構造，物性値の比較を基にした凍上メカニズムの解明－，Journal of MMIJ, Vol. 124, No. 4, 5, pp.231-239, 2008.
- 3) 中村 大，後藤 隆司，伊藤 陽司，山下 聡，鈴木 輝之：岩石と土の凍上特性の差異に関する実験的検証，土木学会論文集 C, Vol. 66, No. 3, pp.472-486, 2010.
- 4) 高志 勤，生瀬 孝博，山本 英夫，岡本 純：土の最大凍上力に関する実験的研究，雪氷，43 巻，4 号，pp.207-215, 1981.
- 5) 赤川 敏：凍上現象におけるアイスレンズ発生条件，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 41 号，pp133-138, 2001.

寒冷地の高速道路トンネルにおける地山の凍上対策に関する検討

東日本高速道路(株)北海道支社 正会員 谷藤 義弘
東日本高速道路(株)北海道支社 川島 正人
(株)ネクスコ・エンジニアリング北海道 正会員 ○山内 智

1. はじめに

これまで北海道の高速道路トンネルでは、凍上現象による被災事例は殆んど確認されていないのが現状である。トンネル内における凍上対策は、インバート埋戻し材に非凍上性材料を選定して用いることで抑制することが可能であった。現在、建設中の北海道横断自動車道は、北海道内の路線において、冬期の気象特性が最も厳しい地域であり、とくに寒冷度が高い占冠地区では冬期の凍結指数が $1,200^{\circ}\text{C}\cdot\text{Days}$ にもおよぶ区間である。近年、北海道横断自動車道の供用後のトンネルで、冬期にトンネル内の路面隆起が発生した。この原因を調査したところ、インバートのない区間の車道直下の地山部で凍上現象が発生していることが判明した。そこで、延伸区間の建設トンネルにおいて、地山の安定性および施工性等を考慮し、断熱工法による凍上対策工を採用した(写真1)。

本報文は、トンネル内の路面凍上の抑制検討として、凍上原因の究明、地山の凍上性評価、対策範囲選定および供用後の対策効果等を行った結果について報告するものである。

2. トンネル内の凍上現象の発生

平成 19 年度に供用を開始した道東自動車道トマム I C ~ 十勝清水 I C 間のトンネル(延長 2,576m, 最高標高 571m)において、供用後の冬期より凍上現象と思われる路面隆起が発生した。路面隆起状況を写真2に、発生位置と路面隆起量の関係を図1にそれぞれ示す。路面隆起量とはコンジット舗装天端と円形水路天端の段差量から算出したものである。路面隆起は1月23日より確認され、3月18日に最大隆起量 70 mm を示した。また、隆起範囲はトンネル西坑口から 205m ~ 755m までの 550m の範囲で連続的に発生している。そして西坑口付近のインバート区間約 200m では路面隆起は認められず、インバート無し区間に集中して発生する傾向となった。

トンネル周辺の寒冷度は、トンネル近傍の高速道路本線観測局の気象データより凍結指数 $835^{\circ}\text{C}\cdot\text{Days}$ 、坑内温度は西坑口から 500m の位置で最低温度 -15°C を記録しており、坑内に入っても低温環境下であることがわかる。また、隆起箇所周辺の地下水位は、路面から約 1m の深度で推移しており比較的高水位に位置する。

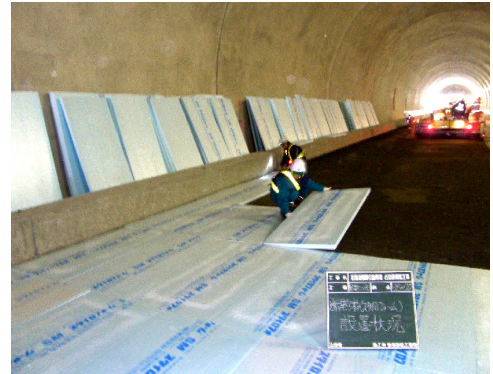


写真1 トンネル内の断熱材敷設



写真2 トンネル内の路面隆起

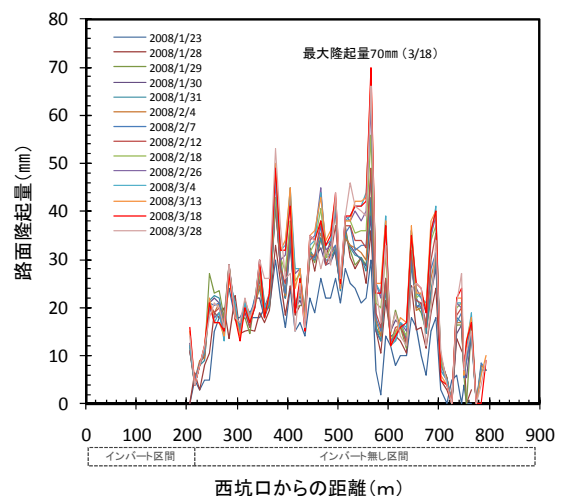


図1 西坑口からの距離と路面隆起量の関係

3. 検討概要

これまで寒冷地の高速道路トンネルでは、坑内温度の著しい低下も確認されず、インバート埋戻し材に非凍上性材料を選定して使用することで路面隆起を抑制することが可能であった。しかし、インバートのない区間で路面隆起が発生したことにより、寒冷度が極めて高い地域のトンネルでは、地山の凍上の影響も懸念される。そこで、本検討では、路面隆起の原因究明を行い、その発生原因をもとに延伸の建設区間のトンネルにおいて、凍上性の評価方法と対策工法の検討を行うこととした。また、施工後には対策工の効果に関する検証を行うこととした。

4. 路面隆起の原因究明

4. 1 開削調査

路面隆起発生区間の非常駐車帯において開削調査を行った。調査時期は隆起量が増加する2月29日に実施した。開削断面を図2に示す。開削範囲は長さ2.0m、幅0.75m、深さ約1.1mの範囲を調査した。開削断面の構成は上位から半たわみ性舗装4cm、コンクリート舗装版25cm、粒状路盤（切込砕石40～0mm）25cm、地山片麻岩約60cmの順で構成されている。粒状路盤および地山断面の観察結果からはアイスレンズの生成は確認されなかった。また、地山の上層50cmは未固結の片麻岩が存在し、表層部には不陸整正に使用した細粒試料の混入が見受けられた。

開削調査終了後、開削範囲を切込砕石40～0mmで埋戻し表層を常温合材で復旧したところ、数日後より開削調査範囲だけが隆起をお越し始め、最大3cmの隆起量を示した。

4. 2 採取試料の凍上性判定

開削調査時に採取した試料を用いて物理試験および凍上性判定試験を行った。各試験結果を表1に示す。凍上性判定試験はNEXCO試験法102¹⁾と地盤工学会基準JGS0172²⁾の2つの判定法を用いて評価している。粒状路盤の凍上性はNEXCO試験法で凍上率4.0%、凍結様式1となり、地盤工学会基準では凍上速度0.06mm/hrとなり非凍上性材料と判定された。一方、地山上層部の凍上性はNEXCO試験法で凍上率7.4%、凍結様式4となり、地盤工学会基準では凍上速度0.48mm/hrとなり凍上性材料と判定された。

4. 3 地山が路面隆起に及ぼす影響

開削調査および採取試料の試験結果より、路面隆起に及ぼす影響は粒状路盤との関連性は見られず、地山の上層に位置する片麻岩が起因しているものと判断される。また、開削箇所復旧後に路面隆起が発生したことから、掘削範囲より深部に位置する地山の凍上が起因しているものと判断される。

地山の上層に位置する片麻岩は、トンネル掘削時に採取した攪乱試料の凍上性判定試験で非凍上性の傾向を示していた。そのため、上層片麻岩が凍上性を示した要因としては、掘削後の工事用車両等による荷重や片理に沿って細粒化が進行したことなどが影響しているものと推察される。一方、深部の地山に関しては、当初、十分な強度がありインバートを必要としない良質な岩石が凍上性の傾向を示すとは想定していなかった。そのため、本調査結果よりインバートのない断面の地山評価には、岩の凍上性判定を考慮した対策設計

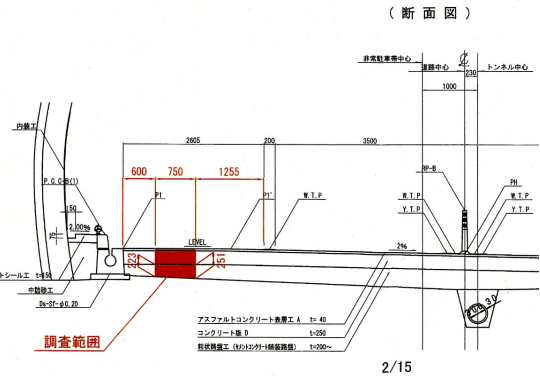


図2 開削調査断面図

表1 試験結果一覧

試験区分	粒状路盤	地山	備考	
試料名	切込砕石40～0	片麻岩 (ざり破砕材含む)		
採取深度 (m)	0.3～0.5	0.5～1.1		
自然含水比 (%)	4.4	11.7		
強熱減量 (%)	1.7	3.1		
スレーキング率 (%)	2.9	5.9		
NEXCO試験法	締固め試験方法	E-c	E-c	
	最大乾燥密度 (g/cm ³)	2.113	2.150	
	最適含水比 (%)	5.5	6.9	
	凍上率 (%)	4.0	7.4	5%以上凍上性材料
	凍結様式	様式1 (コンクリート状凍結)	様式4 (霜降状凍結)	
	凍上性判定	非凍上性	凍上性	
凍結融解後CBR (%)	103.0	12.6		
地盤工学会基準	締固め試験方法	A-c	A-c	
	最大乾燥密度 (g/cm ³)	1.958	2.090	
	最適含水比 (%)	5.5	10.6	
	凍上速度 (mm/hr)	0.06	0.48	0.3mm/hr以上凍上性高い
	凍結膨張率 (%)	2.6	20.5	
	凍上性判定	凍上性低い	凍上性高い	

が重要であると考える。

5. 地山の凍上対策の検討

5. 1 対策工の比較検討

インバートの無い断面の地山の凍上現象を抑制するには、凍上の3要素である「土質」、「温度」、「水分」のいずれか1つ以上を除去または改善する必要がある。北海道の高速道路における明り部も含めた過去の対策実績からは、凍上性材料を非凍上性材料に置換える置換工法が優位と考えられる。しかし、検討対象の北海道横断道自動車道の各トンネルは、ある程度掘進が進捗しているため、置換工法では断面の大きな見直しや手戻りが必要となることや、密実な支保脚部を再掘削することにより乱れが生じる。また、地下水などの水分の抑制については、現トンネル設計において湧水等の対策として横断排水工や中央排水工を配備しているため、抜本的な対策には至らない。そこで、本検討では、現行断面を大きく変えることなく凍結深さが抑制可能な断熱工法に着目し検討を行った(図3)。また、補助工法として、湧水量の多い区間では地下排水工および横断排水工を増設することを検討した(図4)。なお、今後掘削するトンネルでは、支保パターンの選定検討時において凍上対策が必要と判断される場合には、インバートを設けて対応する方法もある。

5. 2 岩石の凍上性評価検討

トンネル地山の凍上性を合理的に評価する明確な基準は制定されていないのが現状である。そこで、本検討では実地盤の凍上現象を再現するために、不攪乱の岩石試料を用いて冷却温度条件を2種類設定し、必要に応じて凍結融解繰返し履歴を与えて凍上性を総合的に評価する方法を試みた。

試験条件および判定方法を表2に示す。供試体はサンプラーにて採取した棒状コアを高さ50mm程度に端面整形し、JGS0172「凍上性判定のための土の凍上試験方法」の凍上試験装置に準じて行った。また、冷却温度条件は予備試験結果を基に、凍結速度を一定とするランプ式(両端面温度降下一定式)と凍結線を固定するステップ式(両端面温度一定式)を採用し、ランプ式凍上試験では凍結融解を1回繰返して行った。凍上性の判定方法は試験終了時のアイスレンズおよびクラックの観察結果、試験中の凍上量および吸水量の増加傾向から、評価ランクをAからDまで4段階に区分し判定した。なお、岩石の物理指標として一軸圧縮試験、超音波速度測定、密度試験等も併せて実施しているが、総合的な判定は凍上性判定試験の結果を基礎として行った。

5. 3 対策工選定の基本的な流れ

凍上対策工法および地山の凍上性評価方法の検討結果から、

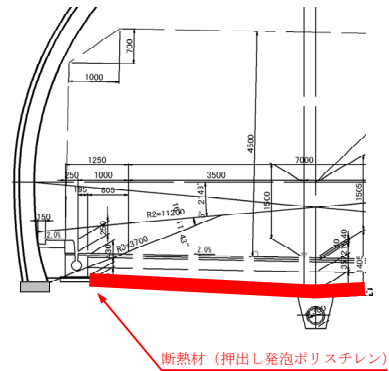


図3 断熱工法の概略図

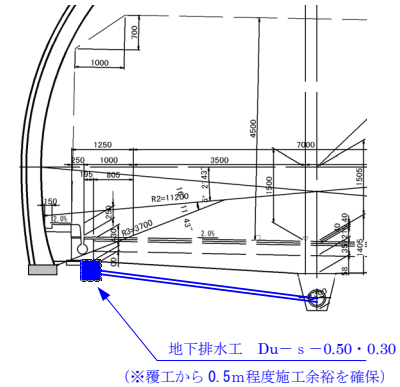


図4 追加排水工の概略図

表2 試験条件および判定

試験項目	試験条件	
	ランプ式 (両端面温度降下一定式)	ステップ式 (両端面温度一定式)
試料採取	ロータリー式スリーブ内蔵二重管サンプラー(φ116mm)	
凍上試験装置	JGS0172-2009	
供試体寸法	φ100mm×高さ50~70mm	
上端面冷却温度	5.5°C → 0.5°C (温度降下速度-0.5°C/Day)	+5°C
下端面冷却温度	-0.5°C → -5.5°C (温度降下速度-0.5°C/Day)	-5°C
冷却時間	264hr	264hr (状況により500hrまで確認)
凍結融解履歴	有り	なし
凍上性判定	< ランクA-非凍上性 > 供試体にアイスレンズ及びクラックの発生が認められず、凍上量及び吸水量の増加傾向も認められない	
	< ランクB-凍上の可能性あり > 供試体にアイスレンズ及びクラックの発生は認められないが凍上量および吸水量の増加傾向が認められる	
	< ランクC-凍結融解による岩盤の劣化で凍上の可能性あり > 供試体に亀裂の発生が認められる	
	< ランクD-凍上性 > 供試体にアイスレンズの発生が認められる	

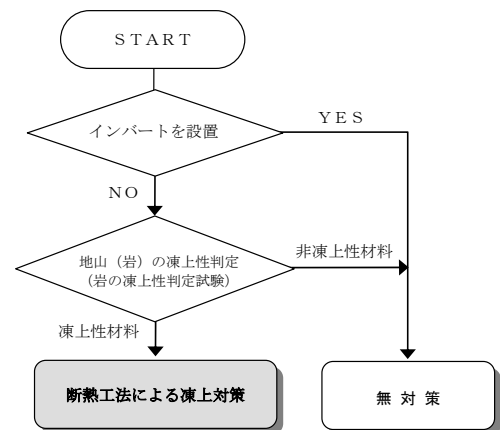


図5 対策工選定フロー

建設中トンネルにおける対策工の基本的な流れをまとめると図5に示すとおりとなる。また、細部の検討として地山の湧水対策、坑内温度の推定による対策範囲の選定、許容凍結深さおよび耐荷力から求めた断熱材種別の選定についても考慮し検討することとした。

表3 各トンネルの概要

トンネル名	延長(m)	インバート無区間延長比(%)	主な地質(インバート無区間)
東占冠TN	2,493	28.5	泥岩、ハイアロクラスタイト
滝の沢TN	999	59.3	砂岩・泥岩互層、混在岩(黒色片岩、砂岩)
ホロカトмамTN	1,989	77.3	混在岩(黒色片岩)、ハイアロクラスタイト
下トмамTN	754	80.4	ハイアロクラスタイト

6. 検討結果

6.1 対象トンネルの概要

検討対象のトンネルは、北海道横断自動車道占冠IC～トмамIC間に位置する4本のトンネルである。各トンネルの概要を表3に示す。最も延長が長いのは東占冠トンネルで2,493mである。また、インバートのない区間の延長比が最も多いのは下トмамトンネルで80.4%である。インバートのない区間の主な地質として砂岩・泥岩やハイアロクラスタイトが多く分布している。

6.2 地山(岩石)の凍上性判定

各トンネルのインバートのない区間の代表地質箇所より試料をサンプリングし、岩石の凍上性判定試験を実施した。各トンネルの岩質と凍上性判定結果を表4に示す。試験結果は滝の沢トンネルで分布する砂岩・泥岩互層および混在岩、ホロカトмамトンネルで分布する混在岩は凍上性の傾向を示した。また、3トンネルで分布するハイアロクラスタイトは全ての試験で非凍上性の傾向を示した。なお、東占冠トンネルの泥岩については非凍上性と判定されたが、滝の沢トンネルの砂岩・泥岩互層と同一地質の中世代白亜紀の中部蝦夷層群であることや、評価試料数が少ないことなども考慮し、非凍上性とは判断できないと総合的に評価した。

表4 各トンネルの岩質と凍上性判定結果

トンネル区分	東占冠TN				滝の沢TN				ホロカトмамTN				下トмамTN	
	泥岩		ハイアロクラスタイト		砂岩・泥岩互層		混在岩		混在岩		ハイアロクラスタイト		ハイアロクラスタイト	
冷却条件	ランプ式	ステップ式	ランプ式	ステップ式	ランプ式	ステップ式	ランプ式	ステップ式	ランプ式	ステップ式	ランプ式	ステップ式	ランプ式	ステップ式
凍結融解履歴 (回)	1	-	1	-	1	-	1	-	1	-	1	-	1	-
吸排水量 (ml)	-4.87	-0.13	-3.63	0.14	0.03	2.52	-0.18	1.68	-3.87	-3.60	-6.60	0.10	-7.00	2.44
凍上量 (mm)	0.03	0.04	0.10	0.05	0.29	0.04	0.07	0.10	0.32	0.21	0.13	0.03	0.04	0.02
亀裂の有無	無し	無し	有り (凍上でない)	無し	有り	無し	無し	有り (凍上でない)	無し	有り	無し	無し	無し	無し
アイスレンズの有無	無し	無し	無し	無し	無し	無し	無し	無し	無し	無し	無し	無し	無し	無し
凍上量の推移	増加なし	増加なし	増加なし	増加なし	一部増加	若干増加	一部増加	若干増加	若干増加	増加傾向	増加なし	増加なし	増加なし	増加なし
吸排水量の推移	増加なし	増加なし	増加なし	増加なし	増加なし	増加傾向	増加なし	増加傾向	増加傾向	増加傾向	増加なし	増加なし	増加なし	増加なし
総合評価	供試体にアイスレンズ及びクラックの発生が認められず、凍上量及び吸水量の増加傾向も認められない		供試体にアイスレンズ及びクラックの発生が認められず、凍上量及び吸水量の増加傾向も認められない		供試体に亀裂の発生が認められる		供試体にアイスレンズ及びクラックの発生は認められないが凍上量および吸水量の増加傾向が認められる		供試体に亀裂の発生が認められる		供試体にアイスレンズ及びクラックの発生が認められず、凍上量及び吸水量の増加傾向も認められない		供試体にアイスレンズ及びクラックの発生が認められず、凍上量及び吸水量の増加傾向も認められない	
評価ランク	A (非凍上性)		A (非凍上性)		C (凍結融解による岩盤の劣化で凍上の可能性あり)		B (凍上の可能性あり)		C (凍結融解による岩盤の劣化で凍上の可能性あり)		A (非凍上性)		A (非凍上性)	

6.3 トンネル延長の違いによる坑内温度分布と対策範囲

検討対象の4トンネルはトンネル延長が大きく異なるため、坑内温度分布に差異が生じることが想定される。そこで、トンネル延長の違いが坑内温度に及ぼす影響について検討を行った。近傍の供用トンネルの冬期坑内温度の調査から求めた狩勝第一トンネル(延長2,351m)と広内トンネル(延長944m)の日平均気温が最も低い日における日最高・日平均・日最低温度の坑内分布を図6、図7にそれぞれ示す。比較的延長の長い狩

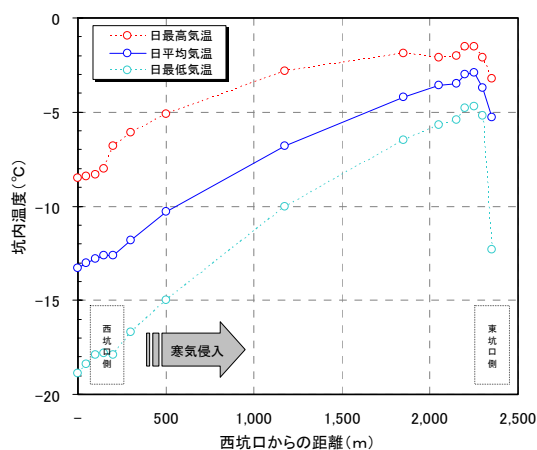


図6 狩勝第一TN (2,351m) の温度分布

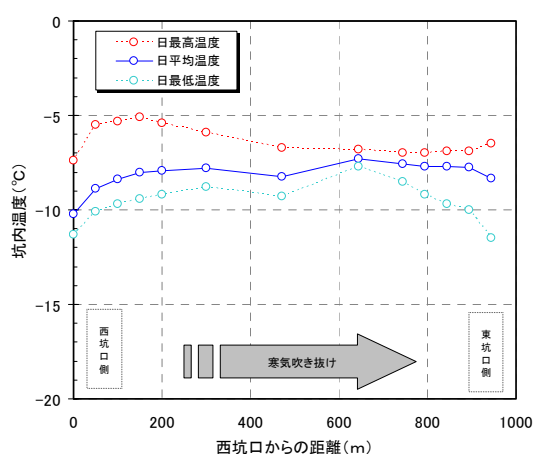


図7 広内TN (944m) の温度分布

勝第一トンネルは両坑口付近の温度差が大きく、東坑口側の坑内温度が中心部よりも高い。これは卓越風の影響により西坑口から寒気が侵入し、東坑口側に進むにつれて坑内風が減衰するために温度上昇しているものと推定される。一方、延長の短い広内トンネルはトンネル全線の温度差が小さく、坑内温度は全線で均一に温度低下している。これは、西坑口から侵入した寒気が坑内全体で吹き抜けるため均一に低下しているものと推定される。

これらの実測調査結果より対策範囲を大きく区分すると、トンネル延長が1 km程度以上の東占冠トンネルおよびホロカトマムトンネルは、トンネル中心付近から東坑口までを対策範囲とし、トンネル延長が1 km程度未満の滝の沢トンネルおよび下トマムトンネルは、トンネル全線を対策範囲として分類することができる。また、対策範囲を抑えることで対策工の建設コスト縮減にも繋がると考えられる。

6. 4 材料種別の選定

断熱工法を用いた場合の地山への凍結抑制効果を把握するために、材料規格別に凍結深さを推定し材料種別の選定を行った。選定指標としては置換工法と同等以上の性能が得られる材料を検討した。

凍結深さの算定にあたっては Aldrichi の修正 Berggren 式を用い、各トンネル坑口部および坑内各地点における凍結指数は、北海道土木技術会トンネル研究委員会の理論式³⁾を用いて推定を行った。凍結深さの推定結果の一例を表5に示す。地山の推定凍結深さは、最も断熱材規格の高い3種b、厚さ10 cmを用いても坑口部で若干凍結が侵入する結果となった。また、西坑口からトンネル延長方向に進むにしたがい凍結深さが浅くなる結果となった。これらの結果より、断熱材の規格および厚さについては、最も規格の高い材料を用いても、凍結指数の高い坑口付近の範囲において僅かに地山に凍結が侵入することから、「3種b、厚さ10 cm」が妥当と考えられる。なお、理論最大凍結深さと対策深さから求めた断熱材の置換率は、切土部相当の置換率である80%を上回る値となっている。

表5 断熱材種別と地山推定凍結深さ

トンネル名	下層路盤厚	断熱材種別	地山 (PH-cm)	西坑口からの距離と地山推定凍結深さ(cm)					
				坑口部	100m	200m	300m	500m	1,000m
東占冠トンネル (2,493m)	下層路盤15cm (敷設深さ40cm)	XPS:3種b-厚さ10cm	55	11 (66)	6 (61)	4 (59)	—	2 (57)	1 (56)
		XPS:3種b-厚さ5cm	50	32 (82)	22 (72)	19 (69)	—	15 (65)	12 (62)
		XPS:1種b-厚さ10cm	55	20 (75)	13 (68)	11 (66)	—	8 (63)	5 (60)
		XPS:1種b-厚さ5cm	50	47 (97)	34 (84)	30 (80)	—	24 (74)	20 (70)
	下層路盤20cm (敷設深さ45cm)	XPS:3種b-厚さ10cm	60	11 (71)	6 (66)	4 (64)	—	2 (62)	1 (61)
		XPS:3種b-厚さ5cm	55	31 (86)	22 (77)	18 (73)	—	14 (69)	11 (66)
		XPS:1種b-厚さ10cm	60	20 (80)	13 (73)	11 (71)	—	8 (68)	5 (65)
		XPS:1種b-厚さ5cm	55	45 (100)	33 (88)	29 (84)	—	23 (78)	19 (74)

※ XPSとはJIS A 9511「押出法ポリスチレンフォーム保温板」を示す
 ※ ()内の値は路面からの凍結深さを示す

また、耐荷力の照査として断熱材上面に作用する応力について計算した。応力計算は「E P S設計・施工基準書（案）－発泡スチロール土木工法開発機構」に準じて行った。応力計算に用いた式を下記に示す。

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2$$

ここに σ : 断熱材表面に作用する応力度 (kN/m²)
 σ_1 : 舗装・路盤等による鉛直荷重 (kN/m²)
 σ_2 : 活荷重 (kN/m²)

$$\sigma_2 = \frac{P \cdot (1+i)}{(B+2 \cdot Z \cdot \tan \theta) (L+2 \cdot Z \cdot \tan \theta)}$$

ここに P : 輪荷重 (100 kN)
 B : 車輪輪帯幅 (0.5m)
 L : 車輪接地長 (0.2m)
 Z : 路面から X P S 最上面までの深さ (0.40 または 0.45 cm)
 θ : 荷重分散角 (45°)

応力計算結果を表 6 に、判定結果を表 7 のそれぞれ示す。下層路盤が 15 cm, 20 cm における断熱材上面に作用する応力はそれぞれ 109.1, 94.5kN/m²となった。判定結果は断熱材の許容圧縮応力が最も小さい X P S 1 種 b (密度 24 kg/cm³) は不適となったが、これ以外の X P S 1 種 b の中で密度が 29 kg/cm³ 以上のものと X P S 3 種 b の全ての材料は耐荷力に関して問題がないことがわかった。

表 6 応力計算結果

区分	断面構成	単重 γ (kN/m ³)	厚さ (m)	荷重 (kN/m ²)
《下層路盤t=15cm》				
鉛直荷重 (σ_1)	コンクリート版(25cm)	24.5	0.25	6.1
	下層路盤(15cm)	20.0	0.15	3.0
	小計			9.1
活荷重 (σ_2)	(上記式より)			100.0
応力度 ($\sigma_1 + \sigma_2$)				109.1
《下層路盤t=20cm》				
鉛直荷重 (σ_1)	コンクリート版(25cm)	24.5	0.25	6.1
	下層路盤(20cm)	20.0	0.2	4.0
	小計			10.1
活荷重 (σ_2)	(上記式より)			84.4
応力度 ($\sigma_1 + \sigma_2$)				94.5

表 7 路盤厚さ別の応力度照査

断熱材種別	許容圧縮 応力 (kN/m ²)	応力度照査	
		路盤15cm	路盤20cm
XPS3種b	115	適合	適合
XPS3種b(高強度タイプ)	165	適合	適合
XPS1種b(密度35kg/m ³)	200	適合	適合
XPS1種b(密度29kg/m ³)	140	適合	適合
XPS1種b(密度24kg/m ³)	85	不適	不適

6. 5 各トンネルの対策断面と対策範囲

各検討結果より採用した凍上対策工の概略断面を図 8 に示す。断面構成は上位よりコンクリート舗装 25 cm, 下層路盤 20 cm, 上部保護砂 5 cm, 断熱材 (X P S 3 種 b) 5 cm, 下部保護砂 5 cm で構成される。断熱材の厚さは、本施工に先立ち実施した下層路盤試験施工において断面を比較した結果、路盤の要求性能である締固め度 97% および平板載荷試験の支持力係数 200Mpa/m を満足する断面を選定し、最終的に本対策断面を決定している。

各トンネルの対策範囲の選定については表 8 に示すとおりであり、インバートのない区間を基本とし、岩石の凍上性判定で地山が凍上性を示した区間、地山湧水量が多い区間および坑内温度の推定結果から凍結指数が大きくなる区間等を抽出し、総合的に判断して範囲選定を行った。

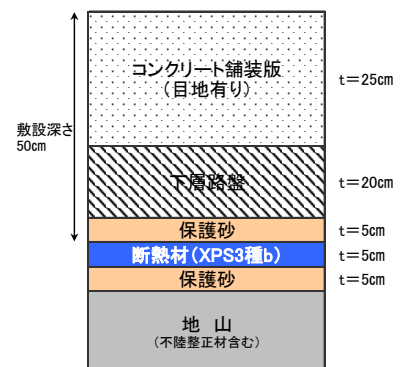


図 8 対策工概略断面図

表 8 各トンネルの対策範囲選定

	東占冠トンネル (L=2,493m)	滝の沢トンネル (L=999m)	ホロカトマムトンネル (L=1,989m)	下トマムトンネル (L=754m)
インバート無区間延長 (全延長に対する比率)	712.5m(28.5%)	592.6m(59.3%)	1538.2m(77.3%)	606m(80.4%)
地質	砂岩、泥岩/ハイロクラスタイト /蛇紋岩(一部ハイロ/泥岩)	砂岩・泥岩互層/混在岩(黒色片岩・砂岩)	混在岩(黒色片岩)/ハイロクラスタイト	ハイロクラスタイト
地山(岩)の凍上性判定	泥岩:△(非凍上性だが 滝の沢と同一地質) ハイロクラスタイト:○(非凍上性材料)	砂岩・泥岩互層:×(凍上性材料) 混在岩:×(凍上性材料)	混在岩:×(凍上性材料) ハイロクラスタイト:○(非凍上性材料)	ハイロクラスタイト:△ (亀裂等の凍結膨張の可能性あり)
湧水量(インバート無区間)	△ (少)	△ (少)	○ (多)	◎ (多-とくに路盤付近)
TN貫通後の変状		インバート無区間の覆土付近の路盤(地山) で凍上による縦断ひび割れ発生		
推定坑内温度	西坑口>TN中心>東坑口	西坑口≒TN中心≒東坑口 (寒気が坑内全体を吹抜ける)	西坑口>TN中心>東坑口	西坑口≒TN中心≒東坑口 (寒気が坑内全体を吹抜ける)
対策範囲の選定概要	地山の凍上性が懸念されるため、下記の断面において凍上・凍結対策を実施 ・インバート無区間 ・地質が泥岩区間	地山の凍上現象が確認されたため、下記の断面において凍上・凍結対策を実施 ・インバート無区間全延長	地山の凍上性が懸念されること、および推定トンネル温度分布から下記の断面において凍上・凍結対策を実施 ・インバート無区間 ・地質が混在岩区間 ・中心から西側の範囲	路盤付近の湧水量が多いことおよび推定トンネル温度分布(寒気吹抜け)から下記の断面において凍上・凍結対策を実施 ・インバート無区間全延長
対策延長	計64m (西側32m、東側32m)	計593m (西側から東側まで)	計721m (西側からTN中心部)	計606m (両側坑口付近以外全て)

7. 供用後の対策効果検証

7. 1 調査概要

各トンネルで実施した凍上対策工の供用後の対策効果を検証するため、平成 21 年度冬期に断熱材施工区間および未対策区間の代表地点において地中温度、地下水位および坑内温度分布の調査を行った。

各トンネルの調査内容と測点を表 9 に示す。また、地中温度の測定断面を図 9 に示す。滝の沢トンネルの断熱材設置区間の測定位置は、断熱材の上面(深さ 50 cm)および下面(深さ 60 cm)、深さ 85 cm、深さ 110 cm で測定した。一方、ホロカトマムトンネルでは、深さ 25 cm、深さ 60 cm、深さ 110 cm に設置し、滝の沢トンネルと対比できる位置としている。測定頻度は 1 時間に 1 回の頻度で自動計測した。地下水位の測定箇所は両トンネルの地中温度測定箇所と同一箇所でも測定し、調査深度は路面から深さ 1.5m までの範囲となっている。水位計は圧力センサー式で、センサーにかかる圧力を水位に換算して測定を行っている。

7. 2 調査年度の寒冷度

調査年度冬期の寒さの度合いを把握するために、アメダスデータをもとに調査年度と過去の気象データとの比較を行った。使用したデータは当該箇所の西側に位置する占冠観測所のデータである。過去 10 年間におけるアメダス占冠観測所の凍結指数を図 10 に示す。今冬期の凍結指数は 921°C・Days を示している。また、過去 10 年間の凍結指数と比較すると、過去 10 年間で 6 番目の凍結指数となり、最寒冷年の平成 12 年度冬期の 1,233°C・Days よりも 312°C・Days 小さい指数となっている。

表 9 調査内容および測点

トンネル名	対策区分	調査内容および測点
滝の沢TN	凍上対策区間	地中温度4点、地下水位1点、坑内温度11点
ホロカトマムTN	無対策区間	地中温度3点、地下水位1点、坑内温度11点

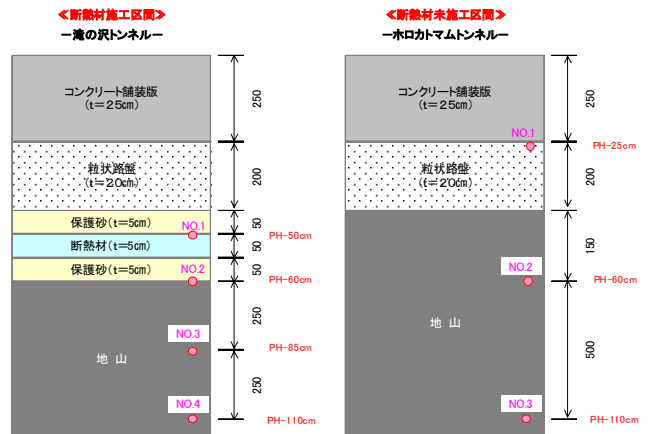


図 9 地中温度測定断面

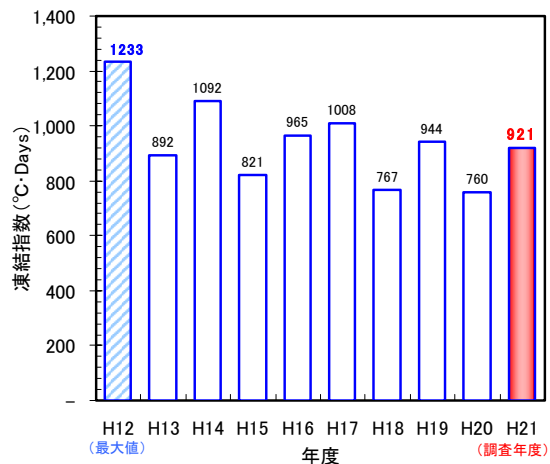


図 10 年度別凍結指数

7. 3 地中温度

4月下旬までの滝の沢トンネル断熱材設置箇所およびホロカトマムトンネル無対策箇所における各地中温度の推移を図11、図12にそれぞれ示す。滝の沢トンネルの各測定温度は外気温および坑内温度の低下に伴って徐々に温度低下し、2月上旬に最低温度を示している。調査箇所の覆工側壁部坑内温度は2月4日に最低気温-17.4℃を記録した。一方、地中温度の最低値はそれぞれ、深さ50cm〔断熱材上面〕で-8.8℃、深さ60cm〔断熱材下面〕で-0.5℃、深さ85cmで0.9℃、深さ110cmで0.7℃まで低下した。凍結深さは地中温度から深さ60cm（断熱材下面）付近と推定される。

ホロカトマムトンネルの各測定温度は、外気温および坑内温度の低下に伴って徐々に温度低下する傾向を示しているが、滝の沢トンネルよりも温度低下が遅く、全体的に高い傾向にある。調査箇所の覆工側壁部坑内温度は、12月26日に最低温度-10.8℃を記録した。一方、地中温度の最低値はそれぞれ、深さ25cmで-1.2℃、深さ60cmで1.0℃、深さ110cmで2.9℃であった。凍結深さは地中温度から深さ40～50cm付近と推定される。なお、ホロカトマムトンネルの地中温度が滝の沢トンネルよりも全体的に高い要因は、調査箇所付近の坑内温度が滝の沢トンネルよりも高く、現地温度環境の違いが影響しているためと推定される。

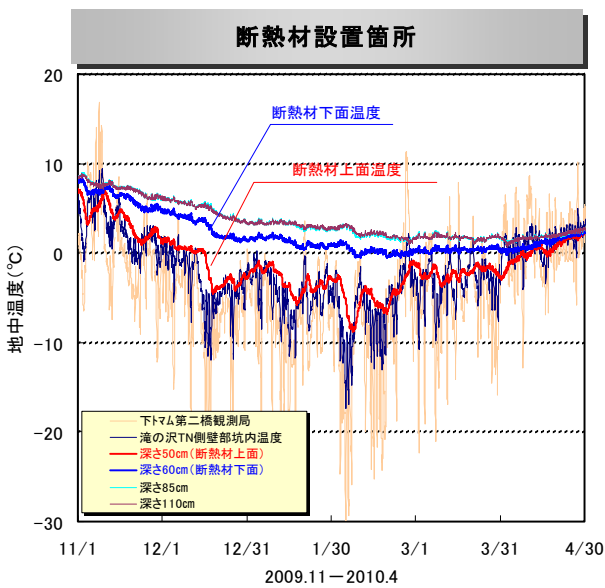


図11 滝の沢TN地中温度の推移

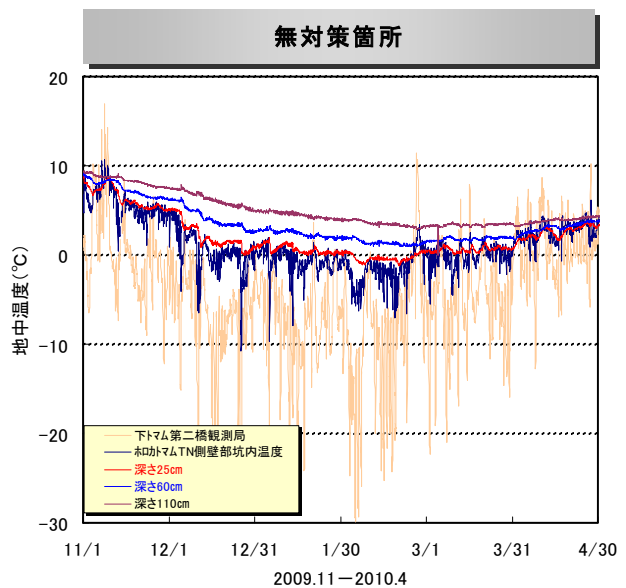


図12 ホロカトマムTN地中温度の推移

7. 4 地下水位

4月下旬までの滝の沢トンネルおよびホロカトマムトンネルの地下水位の推移を図13に示す。滝の沢トンネルの地下水位は深さ104～121cmの範囲で推移しており、最も坑内温度が低下する2月上旬頃に地下水位が最も深くまで低下し、4月に上昇傾向を示している。一方、ホロカトマムトンネルの地下水位は深さ123～129cmの範囲で推移しており、滝の沢トンネルよりも平均13cm程度深い位置で推移している。また、冬期前から4月下旬までの水位に大きな変化は見られない。

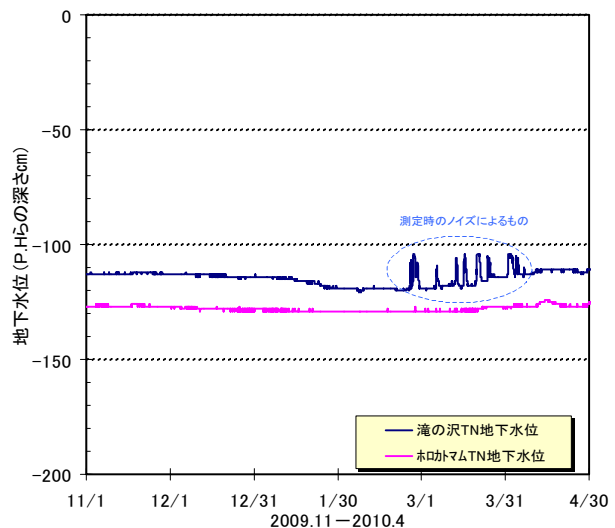


図13 各トンネルの地下水位の推移

7. 5 坑内温度分布

滝の沢トンネルとホロカトマムトンネルの西坑口の日平均気温が最低温度を記録した2月4日（今冬期の最寒冷日）の日最高・日平均・日最低温度の坑内温度分布を図14、図15に示す。両トンネルの日最高・日

平均・日最低温度は、西坑口ではほぼ同様な温度を示しているが、トンネル中心部から東坑口までの区間は、ホロカトマムトンネルの方が坑内温度は上昇する傾向を示している。これは、トンネル周辺の寒気が、トンネル延長の短い滝の沢トンネルでは、西坑口から東坑口へ吹き抜けるのに対し、延長の長いホロカトマムトンネルでは、寒気が西側から侵入してもトンネル中心部から東坑口側に達するまでに減衰していることが要因と推定される。

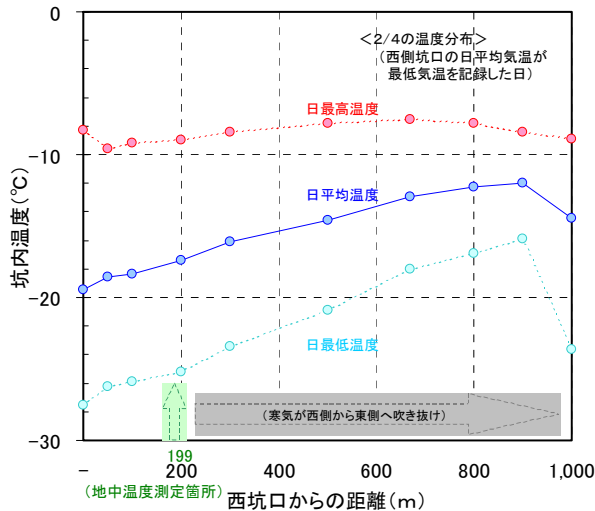


図 14 最も寒い日の滝の沢 T N 温度分布

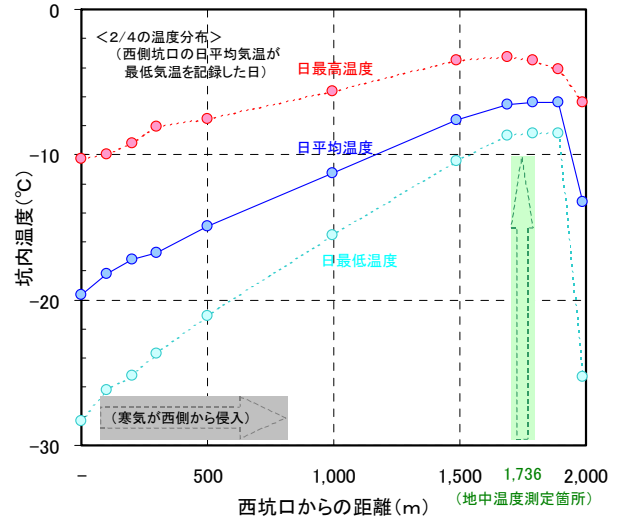


図 15 最も寒い日のホロカトマム T N 温度分布

7. 6 凍上抑制効果

断熱材施工区間である滝の沢トンネルの断熱材上面・下面の地中温度および測定箇所付近の坑内温度の推移を図 16 に示す。断熱材上面温度（深さ 50 cm）は、地中温度測定箇所の坑内温度が低下するにつれて比較的早く温度低下し、12 月 16 日より氷点下となっている。それ以降も氷点下が継続し、2 月 6 日に最低温度 -8.8°C を記録している。一方、断熱材下面温度（深さ 60 cm）は緩やかに温度低下し、2 月 6 日に 0°C まで達したが、その後、殆ど温度低下はなく 2 月 7 日に最低温度 -0.5°C を示した。また、同時刻における断熱材上面と下面の温度差は最大 8.8°C となっている。

これらの結果より、断熱材上面温度が 12 月中旬から 4 月上旬にかけて氷点下となり、最低温度は -8.8°C まで低下しているのに対し、断熱材下面温度はほぼ 0°C 付近で推移し、凍結深さが断熱材で停滞していることから、断熱材の設置による地山への凍結の侵入が抑制されているものと判断される。

7. 7 舗装版の隆起調査

供用後の冬期における各トンネルのコンクリート舗装版隆起状況を確認するために、毎月、坑内温度分布データ測定と併せて、連続的にコンクリ

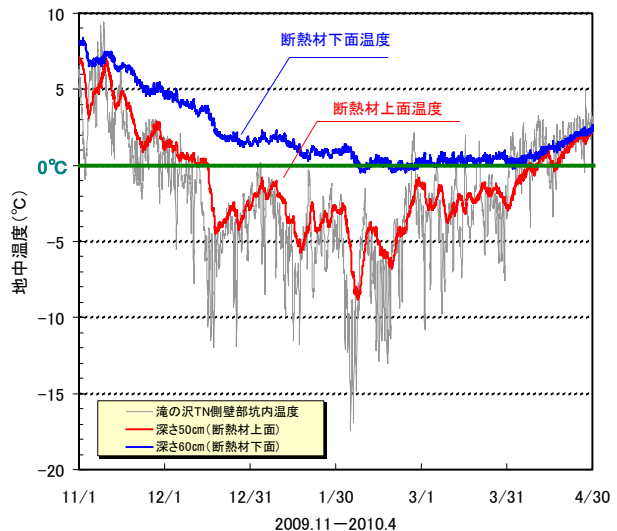


図 16 断熱材上面・下面温度の推移

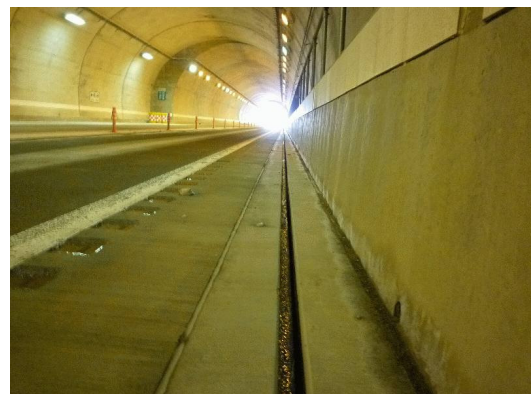


写真 3 滝の沢 T N の舗装版状況 (2/10 調査)

ート舗装版と円形水路との段差の有無を目視調査した。その結果、冬期間を通じてコンクリート舗装版の隆起は確認されなかった（写真3）。また、インバート設置区間についても目視調査を行ったが、同様にコンクリート舗装版の隆起は確認されなかった。

8. まとめ

トンネル内の路面凍上の抑制検討として、凍上原因の究明、地山の凍上性評価、対策範囲選定および供用後の対策効果検証等を行った結果をそれぞれまとめると下記のとおりである。

- (1) 開削調査結果および埋戻し後の路面隆起状況から、インバートのない区間における冬期の路面隆起は、地山の岩石の凍上が原因であることがわかった。
- (2) 岩石の凍上性判定を新たに試み、凍結速度を一定とするランプ式（両端面温度降下一定式）と凍結線を固定するステップ式（両端面温度一定式）冷却条件で判定した結果、凍上性および凍結融解による岩盤劣化の傾向を再現できたと考えられる。
- (3) 対策工の検討検討から、建設中区間のトンネルでは現行断面を大きく変えることなく凍結深さの抑制が可能な断熱工法が有効であった。また、追跡調査結果から供用後の凍結抑制効果と路面の健全性が示された。
- (4) 対策選定の一つとして、今後掘削するトンネルでは、支保パターンの選定検討時に凍上対策が必要と判断された場合には、インバートを設けて対応する方法も有効である。
- (5) 近傍の供用トンネルの冬期坑内温度測定結果より、延長1 km程度で坑内温度分布の傾向を大きく区分することができ、1 km程度以上のトンネルは中心から西坑口側で温度低下し、1 km程度未満のトンネルでは全線で均一に温度低下する傾向が示された。そのため、対策範囲は延長の違いにより区分することが可能となった。

謝辞

路面凍上の原因究明、岩石の凍上性判定試験方法およびその評価にあたっては、北海学園大学小野丘教授に貴重なるご助言・ご指導をいただいた。末筆ながらここに記して深甚なる謝意を表します。

<参考文献>

- 1) 東日本高速道路㈱：NEXCO試験方法 第1編土質関係試験方法，pp.26-36，2010.
- 2) 公益社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，pp.230-258，2009.
- 3) 豊田邦男・西岡恵治・外塚信：寒冷地におけるトンネル内路面凍上対策に関する検討：地盤工学会北海道支部技術報告集第46号，pp.297-302，2006.
- 4) 小野丘：岩盤の凍上性検討方法試案，日本雪氷学会全国大会講演予稿集 Vol. 2005，pp.193-，2005.
- 5) 阿部裕介・小野丘：擬似岩供試体の凍上性と凍結温度について，日本雪氷学会全国大会講演予稿集 Vol. 2004，pp.201-，2004.
- 6) 地盤工学会北海道支部：寒冷地地盤工学－凍上被害とその対策－，2009.
- 7) 水野津与志・川島正人・山内智：北海道の最高標高の高速道路トンネルにおける冬期坑内温度特性，第24回寒地技術シンポジウム論文集，pp.315-320，2008.

DEPENDENCY OF SHEAR BEHAVIOR OF BASE COARSE MATERIALS ON MOISTURE CONTENT EVALUATION BY MULTI-RING SHEAR TESTING

○ Inam Aasim Student Member, Hokkaido University
 Ishikawa Tatsuya International Member, Hokkaido University
 Miura Seiichi International Member, Hokkaido University
 Segawa Hirosato Student Member, Hokkaido University

1. INTRODUCTION

The main purpose of pavement is to transfer traffic load safely from top surface to sub-grade soil or bottom layer. There are primarily two types of pavements; flexible and rigid. Flexible pavement structure is typically composed of asphalt concrete at top layer and beneath it the base coarse layer consists of granular material that lay above sub-grade soil or bottom layer. The main function of the base coarse layer is to provide structural support to top layer of the pavement. After construction of roads, it has been observed that pavement surface gradually starts deteriorating. Such deterioration of pavement loses its function as transportation facility and as a result huge expenditures are incurred on maintenance. One of the reasons for deterioration of pavement is infiltration of water into the base coarse layer. This infiltration and seasonal variations of groundwater level cause fluctuation in moisture content inside base coarse layer throughout the year. Accordingly, it is pertinent to mention that unsaturated behavior is more prevalent in base coarse layer.

Keeping in view the aforementioned, multi-ring shear apparatus was developed as a kind of torsional simple shear apparatus to determine strength deformation characteristics of granular material by Ishikawa et al. 2007¹⁾, and the performance was evaluated by comparing the test results with those of hollow cylinder torsional shear tests. It was revealed that the results obtained from monotonic loading multi-ring shear test are approximately similar in stress - strain relationship and internal friction angle to those of hollow cylinder torsional shear tests performed under the similar experimental conditions for various granular materials. In all previous researches multi-ring shear apparatus was employed to evaluate mechanical behavior of saturated and air-dried granular materials. In that case, mechanical behavior of saturated and air-dried granular base coarse materials is quite well understood and in advance stage. However, studies that examine mechanical response of granular base coarse material under unsaturated conditions are not sufficient and require more research. In this research, attempt is made to examine effect of moisture content on shear behavior of granular base coarse material by multi-ring shear apparatus. Moreover, internal friction angle (ϕ) and principal stresses are calculated from results obtained through multi-ring shear tests and water retentivity tests in order to evaluate the dependency of shear behavior on the moisture content.

2. TEST MATERIAL

2.1 Physical properties

C-40 (Crusher-run which has maximum particle size of 40 mm) used in Japanese road as base coarse material is composed of angular, crush, hard andesite stone. The grading of C-40 has a grain size distribution between 40 mm and 0 mm. In this research C-9.5 (Crusher-run which has maximum particle size of 9.5 mm) material is selected for multi-ring shear tests, which is about one fourth of the mean size of original C-40. C-9.5 material is prepared by screening out particles larger than 9.5 mm from C-40 material. Subsequently, granular material passed through sieve size 9.5 mm is washed inside sieve size 0.075 mm in order to remove particles finer than 0.075 mm. Granular material retained on sieve size 0.075 mm is dried in oven for 24 hours at least. Particle size distribution curves of C-9.5 material and C-40 material are shown in Figure 1. Physical properties of C-9.5 material and C-40 material are mentioned in Table 1. Test method of minimum and maximum dry density for sand (JIS A 1224:2009) is used to calculate ρ_{dmax} and ρ_{dmin} for C-9.5 material. Test method of minimum and maximum dry density for gravel (JGS0162-2009) is used to calculate ρ_{dmax} and ρ_{dmin} for C-40 material.

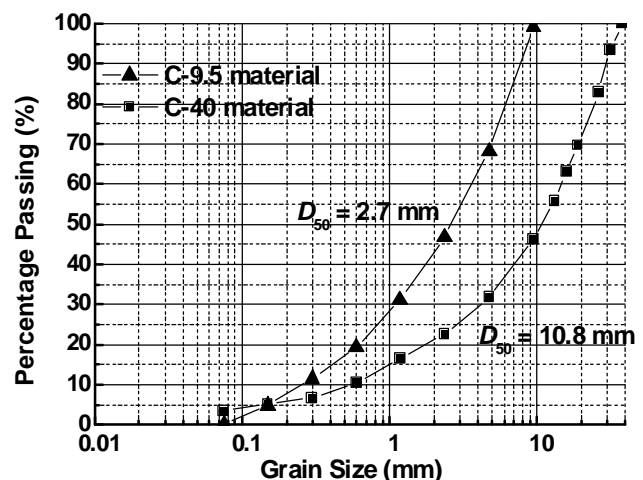


Figure 1. Particle size distribution curves for C-9.5 materials and C-40 materials.

Table 1. Physical properties of C-9.5 and C-40 materials

Name of material	Coefficient of uniformity, U_c	Average diameter, D_{50} (mm)	Specific gravity, G_s	Maximum dry density, ρ_{dmax} (g/cm^3)	Minimum dry density, ρ_{dmin} (g/cm^3)
C-9.5	13.9	2.7	2.675	1.707	1.454
C-40	27.3	10.8	2.720	2.270	1.680

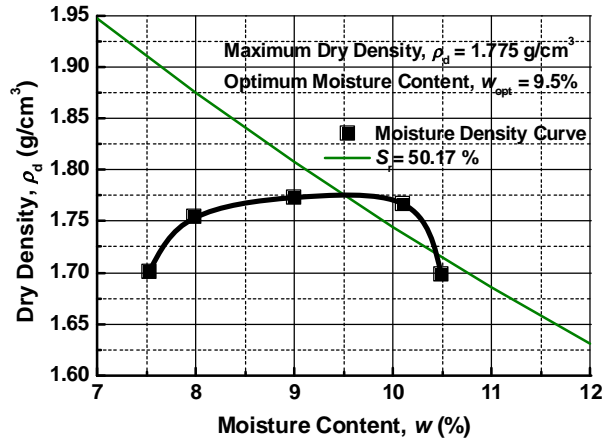


Figure 2. Moisture-density curve

2.2 Compaction test

Moisture-density relationship of C-9.5 material has been determined by using 2.5 kg rammer, 30 cm drop, mold diameter 10 cm and mold height 12.7 cm. As per Japanese standard (JIS A 1210:2009), A-b method has been employed (“A” means 2.5 kg rammer, and “b” means dry and not recycled material). C-9.5 material is compacted in three equal layers and each layer is applied 25 numbers of blows with 2.5 kg rammer. The moisture-density curve with the optimum moisture content (w_{opt}) of 9.5% and the maximum dry density (ρ_d) of 1.775 g/cm^3 is given in Figure 2.

2.3 Water retentivity test

Water retentivity test on C-9.5 material is carried out by using medium size triaxial apparatus to determine the soil water characteristic curve (SWCC) of unsaturated soils. Moreover, outcomes of water retentivity test can be applied to determine internal friction angle for unsaturated specimen. The apparatus can control both pore air pressure and pore water pressure at cap and pedestal, separately. Pore water pressure (u_w) is applied through hydrophilic versapore membrane filter, and pore air pressure (u_a) is applied through hydrophobic polyflon filter to a cylindrical specimen (300 mm in height and 150 mm in diameter). A specimen of C-9.5 material is prepared in triaxial apparatus so that dry density after consolidation becomes 1.580 g/cm^3 . Dry density of 1.580 g/cm^3 is achieved for water retentivity test as same dry density is set for all multi-ring shear tests carried out in this research. After setting the specimen in triaxial cell, de-aired water is permeated in to specimen until degree of saturation reaches 85% or over. After isotropic consolidation (confining pressure (σ_c) = 249 kPa, u_a = 200 kPa, u_w = 200 kPa), pore water pressure (u_w) is gradually decreased to obtain unsaturated specimen, while keeping confining pressure (σ_c) of 249 kPa and pore air pressure (u_a) of 200 kPa constant. After completion of drying process, wetting process is started to illustrate matric suction value at certain moisture content. Figure 3 shows results of water retentivity test on C-9.5 material. In the wetting process of SWCC, suction value decreases as compared to suction value for drying curve at same moisture content. In consequence of decrease in suction value, Figure 3 shows hysteresis between wetting and drying curves of SWCC. One of the reasons for the hysteresis is that the drying process took long time to complete and as a result diffused air appeared under the versapore membrane. On the basis of said reason, the drying curve which is considered to be more accurate than the wetting curve has been selected for calculation of internal friction angle.

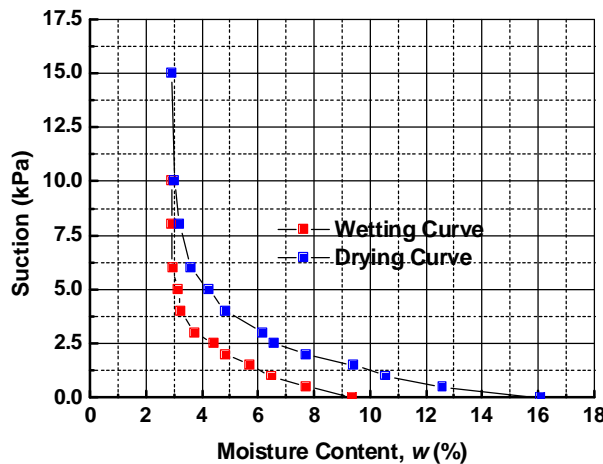


Figure 3. Soil water characteristic curve

3. TESTING METHOD

3.1 Multi-ring shear test apparatus

The schematic diagram of multi-ring shear test apparatus is shown in Figure 4. It is mainly consisted of bottom plate, upper loading plate and rigid rings. Specimen is placed over bottom plate and confined by outside and inside rigid rings. Torque loading is applied through direct drive motor (DDM) placed below bottom plate (turntable) and the upper loading plate remains fixed. Shear stress ($\tau_{a\theta}$) is measured with torque transducer installed under the bottom plate and a load cell mounted on loading plate. Shear strain ($\gamma_{a\theta}$) is calculated from the rotation angle of DDM for torque loading and vertical displacement of dial gauge. Axial loading is also applied to the specimen through direct drive motor (DDM) attached to upper loading plate. Axial stress (σ_a) is measured with a load cell mounted on the loading plate, and axial strain (ϵ_a) is measured with an external displacement transducer (dial gauge). The terms regarding size, load, stress and strain used in multi-ring shear tests are shown in Figure 5. The inside surface of outer rings and outside surface of inner rings were designed in such a way that friction between specimen and rings is reduced to an extent where each ring can move freely while loading. The width of specimen is taken 60 mm (120 mm inside diameter and 240 mm outside diameter) as shown in Figure 5. The height of the specimen is adjustable within the range from 40 mm to 100 mm by changing the number of rings. Each ring has a height of 20 mm.

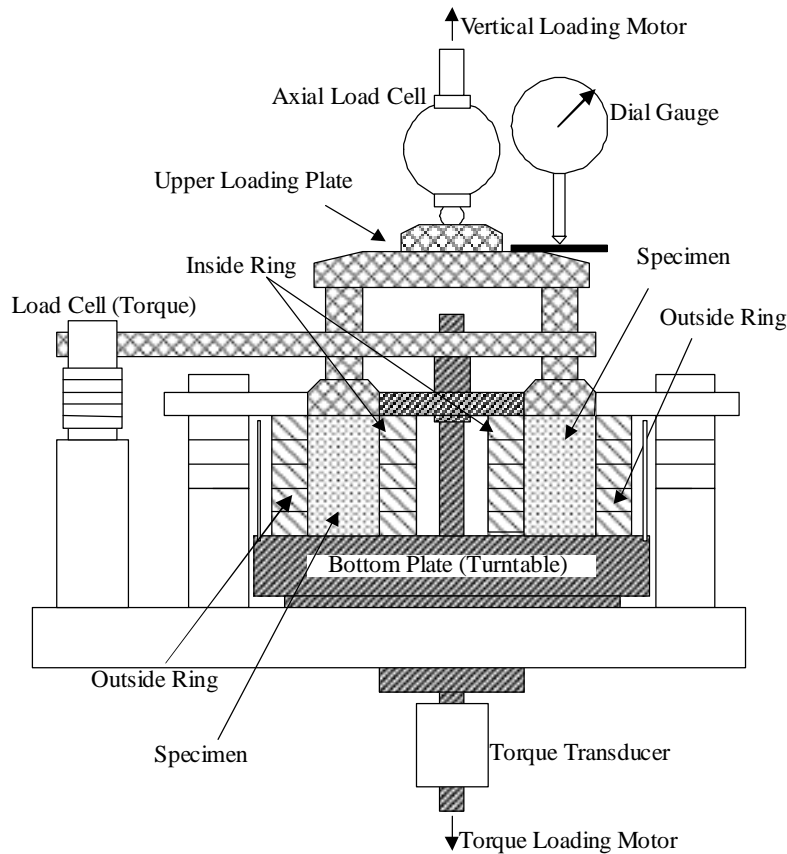


Figure 4. Schematic diagram of multi-ring shear apparatus

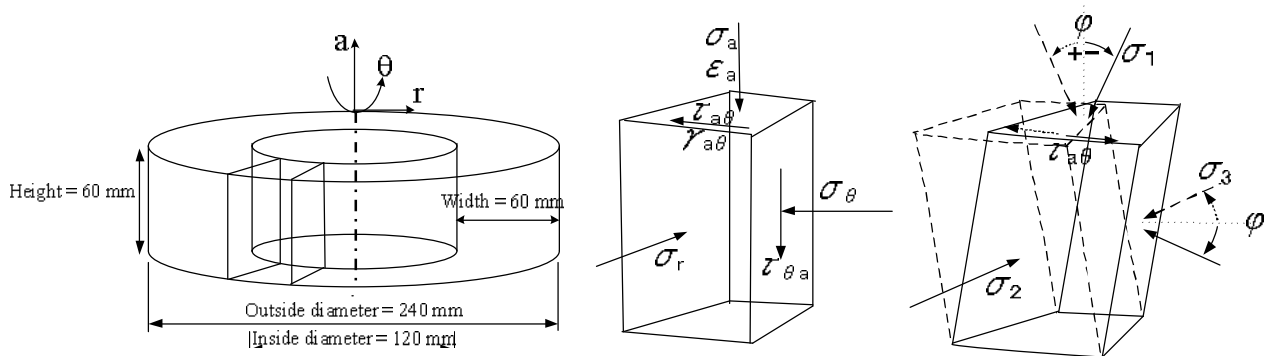


Figure 5. Definition of stress and deformation

3.2 Experimental conditions

A series of monotonic loading simple shear tests were performed through multi-ring shear test apparatus in order to examine shear behavior of granular base coarse material used in pavements. Moisture content of specimen was selected on the basis of field data obtained from Tamakomai field measuring site near Sapporo. The field data shows that degree of saturation of C-40 base coarse material ranges between 20% to 50%. Therefore, moisture contents (w) of 5% ($S_r = 19.3\%$), 9% ($S_r = 34.8\%$) and 13% ($S_r = 50.2\%$) are selected for unsaturated samples. Oven dried sample and submerged sample are also selected to compare the results of unsaturated samples with extreme conditions. After C-9.5 material is prepared as mentioned in paragraph 2.1, required moisture content is added to prepare unsaturated specimen for laboratory testing. In case of submerged specimen, submergence of specimen is achieved by soaking C-9.5 granular material inside multi-ring shear apparatus for at least 96 hours before the test. Afterwards, specimen is placed in three equal layers over bottom plate and confined by outside and inside rings. Each layer is compacted to achieve desired dry density. Experimental conditions for simple shear tests are mentioned in Table 2.

Loading condition of the multi-ring shear tests as shown in Table 2 were determined by performing stress analysis under standard design wheel loads of Japanese paved roads by using GAMES (General Analysis Multi Layered Elastic Systems, Maina and Matsui 2004²). Thickness of pavement layers, properties of pavement layers, standard wheel load and wheel diameter considered for Japanese paved road analysis are shown in Figure 6 (Ishikawa et al. 2008³). Standard design wheel load of 49 kN was applied to find out vertical stress distribution and shear stress distribution under moving wheel load effect. Figures 7 and 8 show the vertical stress distribution and shear stress distribution respectively obtained from the stress analysis. The maximum vertical stress (σ_z) at $x = 160$ mm, $y = 0$ mm and $z = 120$ mm at Point B of Figure 6 is 114.2 kPa and shear stress (τ_{θ}) is zero at same coordinates as shown in Figures 7 and 8 respectively. However, shear stress (τ_{θ}) reaches to maximum value of 30 kPa as vehicle approaches and passes point B as shown in Figure 8 at $x = 160$ mm, $y = \pm 200$ mm and $z = 120$ mm.

After preparing sample and setting experimental conditions as mentioned above, simple shear tests were performed on C-9.5 material to examine shear behavior of base coarse material under different moisture contents, namely oven dried, 5%, 9%, 13% and submerged specimen. Shear stress was monotonically increased at the rate of shear strain of 0.1% / min (Monotonic loading test).

Table 2. Experimental conditions

No.	Moisture content, w (%)	Degree of saturation, S_r (%)	Dry density after consolidation, ρ_d (g/cm^3)	Relative density, D_r (%)	Loading Condition
#1	Oven dried	0	1.581	54.2	Constant axial stress $\sigma_a = 114.2$ kPa
#2	5	19.3	1.581	54.2	Constant axial stress $\sigma_a = 114.2$ kPa
#3	9	34.8	1.581	54.2	Constant axial stress $\sigma_a = 114.2$ kPa
#4	13	50.2	1.581	54.2	Constant axial stress $\sigma_a = 114.2$ kPa
#5	Submerged	100	1.582	54.6	Constant axial stress $\sigma_a = 114.2$ kPa

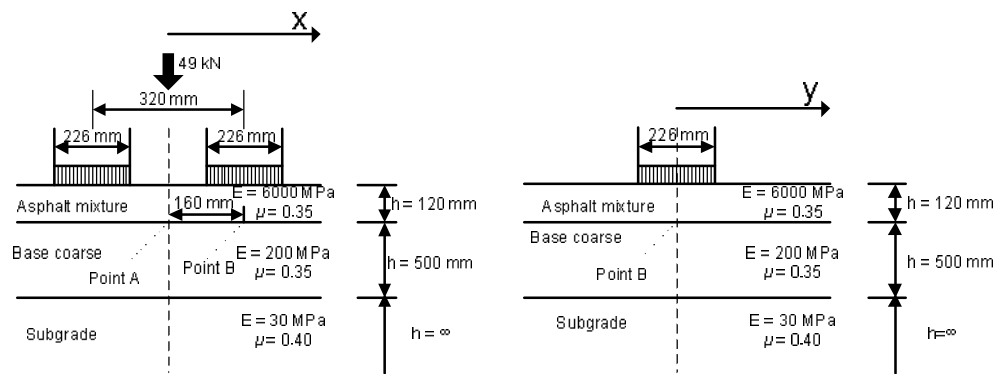


Figure 6. Japanese paved road analysis

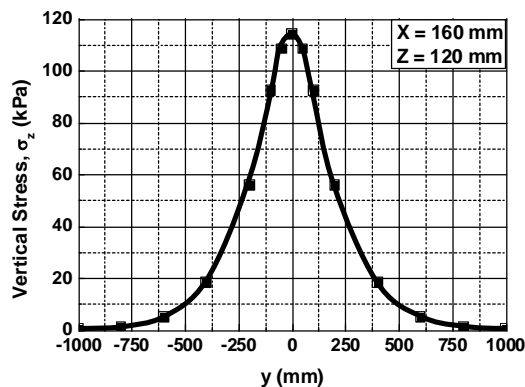


Figure 7. Vertical stress distribution

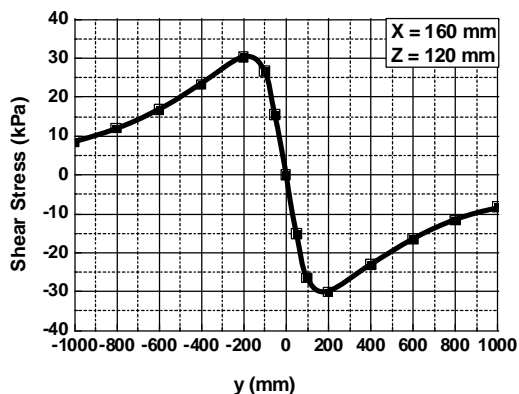


Figure 8. Shear stress distribution

4. RESULTS AND DISCUSSIONS

4.1 Shear behavior in monotonic loading test

The results of simple shear tests are presented in Figures 9, 10 and 11 in the form of shear strain, shear stress and axial strain under different moisture contents. In this research, general behavior of strength deformation characteristic is studied as shown in Figure 9 where shear strain is on x-axis, shear stress is on y-axis and axial strain is on z-axis.

Figure 9 clearly shows that increase in shear stress on each curve causes increase in axial strain and shear strain on same curve and vice versa. However, when comparing any two curves obtained from multi-ring shear tests under different moisture contents, the following trends can be seen as a general strength - deformation behavior.

- Shear stress is inversely proportional to axial strain under constant shear strain.
- Shear stress is inversely proportional to shear strain under constant axial strain.
- Shear strain is directly proportional to axial strain under constant shear stress.

These results indicate that there is an obvious strength - deformation relationship under different degree of moisture contents.

On the basis of Figures 7 and 8 shear behavior of granular base coarse material is analyzed under axial stress of 114.2 kPa and shear stress of 30 kPa at different moisture contents. In this regard, Figure 10 shows the outcome of results indicating moisture content (x-axis), shear strain (y-axis) and axial strain (z-axis) at shear stress of 30 kPa. In Figure 10, it is further elaborated that oven dried sample has minimum shear strain and axial strain at the shear stress of 30 kPa. The graph also shows that sample with 5% moisture content has maximum shear strain and axial strain at the shear stress of 30 kPa. The decreasing sequence of axial strain and shear strain under constant shear stress of 30 kPa is 5% moisture content, submerged, 9% moisture content, 13% moisture content and finally oven dried.

During simple shear tests loading is applied up to shear strain of 3%. Shear strain of 3% is taken due to limitation of multi-ring shear apparatus as in said apparatus, maximum value of shear stress can safely reach up to 50 kPa. In past researches, it is observed that oven dried granular base coarse material attain shear stress value near 50 kPa at shear strain of 3%. On this basis, shear stress and axial strain behavior is analyzed under different moisture contents at shear strain of 3% as shown in Figure 11 indicating moisture content (x-axis), shear stress (y-axis) and axial strain (z-axis). In Figure 11, it is shown that oven dried sample has minimum axial strain and maximum shear stress at the shear strain of 3%. On the other way 5% moisture content has maximum axial strain and minimum shear stress at 3% shear strain. The sequence of increase in shear stress and decrease in axial strain at 3% of shear strain under different moisture contents is same as mentioned in above paragraph. The results of Figure 11 are further applied to calculate internal friction angle and principal stresses.

Sieve analysis was carried out before and after each test. Figure 12 shows particle size distribution curves before and after test. It is found that there is no breakage of particles and change in particle size distribution before and after each test.

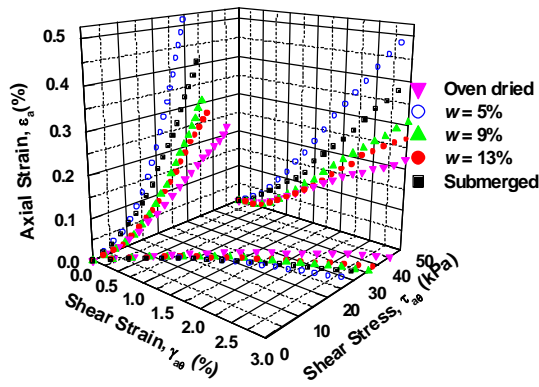


Figure 9. Shear strain - shear stress - axial strain relationships

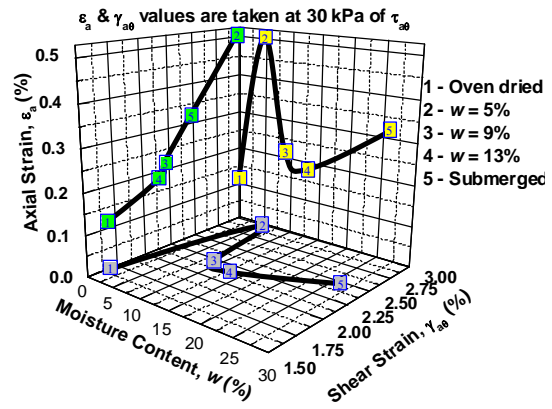


Figure 10. Moisture content - shear strain - axial strain relationships

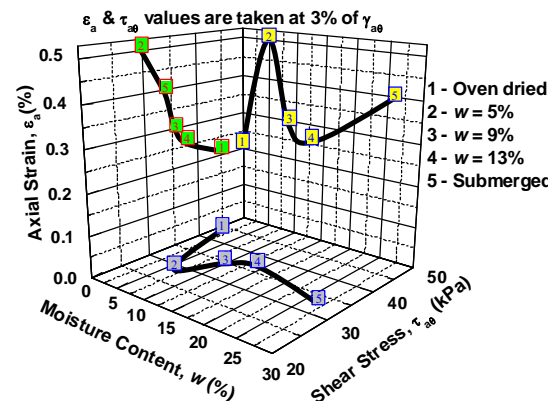


Figure 11. Moisture content - shear stress - axial strain relationships

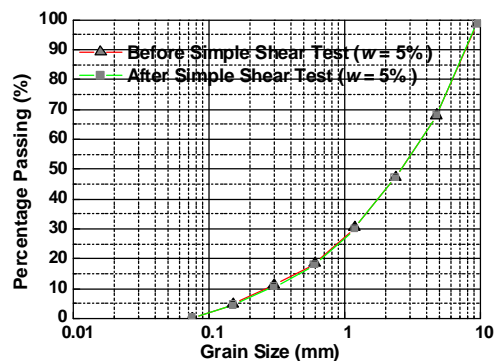


Figure 12. Particle size distribution curves before and after multi-ring shear test

4.2 Internal friction angle

In order to understand the dependency of shear behavior of base coarse material on moisture content, internal friction angle is calculated by applying shear strength equations for saturated and unsaturated soils as mentioned in Equations 1 and 3.

$$\tau = C' + \{(\sigma_a - u_a) + \chi(u_a - u_w)\} \tan \phi' \quad (\text{Bishop's equation for unsaturated soil}) \dots \dots \dots (1)$$

$$\chi = \frac{S_r - S_{r0}}{1 - S_{r0}} \quad (\text{Proposed by Vanpalli and Fredlund 2000⁴⁾; Lu and Likos 2004⁵⁾$$

$$\tau = C' + (\sigma_a - u_w) \tan \phi' \quad (\text{For saturated soil}) \dots \dots \dots (3)$$

Where τ : shear stress value at 3% shear strain, C' : effective cohesion, σ_a : axial stress, u_a : pore air pressure, u_w : pore water pressure, $(\sigma_a - u_w)$: effective normal stress, $(\sigma_a - u_a)$: net normal stress, ϕ' : effective internal friction angle, $(u_a - u_w)$: matric suction, χ : a parameter related to the degree of saturation of the soil, S_r : degree of saturation at any matric suction, S_{r0} : residual degree of saturation.

Shear stress value at 3% shear strain and suction value of all samples have been obtained from the results of multi-ring shear tests and soil water characteristic curve respectively. During the multi-ring shear tests on unsaturated C-9.5 material, it is considered that pore air pressure remains at atmospheric pressure, while pore water pressure becomes negative as shown in Figure 3. On the other hand, during the multi-ring shear test of submerged sample, as excess pore water pressure caused by loading is dissipated very quickly, it is considered that pore water pressure remains at atmospheric pressure and the test maintains fully saturated condition. Moreover, it is described that no true cohesion occurs in uncemented materials as reported by numerous other researchers (e.g. Andrew C. H. et al. 2004⁶⁾).

On the basis of above discussion, effective internal friction angle (ϕ') under different moisture contents is calculated as shown in Table 3. Table 3 depicts that shear stress under different moisture contents is also dependent on internal friction angle. Moreover, internal friction angle changes due to change in moisture content.

4.3 Principal stresses calculation

Principal stresses and rotational angle of principal stress axis (ϕ) are calculated to evaluate general stress condition of C-9.5 material inside multi-ring shear apparatus due to monotonic shear loading under different moisture contents. The rotational angle of principal stress axis (ϕ), major principal stress (σ_1), middle principle stress (σ_2), minor principal stress (σ_3), and coefficient of earth pressure (K_0) can be calculated by the following equations.

$$\text{Rotational angle of principal stress axis, } \phi = \sin^{-1} \frac{\sqrt{\sigma_2 - \sigma_3}}{\sigma_1 - \sigma_3} \dots \dots \dots (4)$$

$$\text{Major principal stress, } \sigma_1 = \frac{\sigma_a + K_0 \sigma_a}{2} + \frac{\sqrt{(\sigma_a + K_0 \sigma_a)^2 + 4\tau_{a\theta}^2}}{2} \dots \dots \dots (5)$$

$$\text{Middle principal stress, } \sigma_2 = K_0 \sigma_a \dots \dots \dots (6)$$

$$\text{Minor principal stress, } \sigma_3 = \frac{\sigma_a + K_0 \sigma_a}{2} - \frac{\sqrt{(\sigma_a + K_0 \sigma_a)^2 + 4\tau_{a\theta}^2}}{2} \dots \dots \dots (7)$$

$$\text{Coefficient of earth pressure, } K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (\text{Jáky's formula}) \dots \dots \dots (8)$$

Principal stresses and rotational angle of principal stress axis are calculated by inserting values of internal friction angle mentioned in Table 3, constant axial stress value of 114.2 kPa and shear stress value at the shear strain of 3% obtained from multi-ring shear tests into Equations 4 to 8. Rotational angle of principal stress axis is mainly dependent on axial stress, shear stress and coefficient of earth pressure. In this case axial stress is constant, however, shear stress value and coefficient of earth pressure changes under different moisture contents. At constant axial stress, with effect of change in shear stress and coefficient of earth pressure, it is found that very minor difference among rotational angle of principal stress axis is occurred as shown in Table 4. Moreover, Table 4 explains that mean principal stress values can vary under different moisture contents due to change in coefficient of earth pressure and internal friction angle.

Table 3. Calculation of internal friction angle

	Moisture content, w	Degree of saturation, S_r	χ	Shear stress at 3% shear strain, τ	Matric suction, $(u_a - u_w)$	Internal friction angle, ϕ'
No.	(%)	(%)		(kPa)	(kPa)	(deg.)
#1	Oven dried	0	Not required	45.2	0	21.6
#2	5	19.3	0.1	30.1	3.8	14.7
#3	9	34.8	0.3	35.9	1.7	17.4
#4	13	50.2	0.4	38.1	0.4	18.4
#5	Submerged	100	Not required	34.2	0	16.7

Residual degree of saturation, $S_{r0} = 11.30\%$ (value obtained from SWCC curve)
 Axial stress, $\sigma_a = 114.2$ kPa, Pore air pressure, $u_a = 0$ kPa, Effective Cohesion, $C' = 0$ kPa

Table 4. Calculation of principal stresses & rotational angle of principal stress axis

	Moisture content, w	Coefficient of earth pressure, K_0	Major principal stress, σ_1	Middle principal stress, σ_2	Minor principal stress, σ_3	Mean principal stress $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$	Rotational angle of principal stress axis, ϕ
No.	(%)		(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(deg.)
#1	Oven dried	0.63	143.0	72.2	43.3	86.2	31.0
#2	5	0.75	133.1	85.2	66.3	94.9	30.7
#3	9	0.70	136.9	80.1	57.4	91.4	30.8
#4	13	0.68	138.3	78.1	54.0	90.1	30.9
#5	Submerged	0.71	135.7	81.4	59.9	92.4	30.7

5. CONCLUSIONS

On the basis of above experimental results and calculations, following conclusions can be obtained.

- 1) Increase in shear strain due to application of shear stress causes to increase axial strain in granular material. This concept will be helpful to understand enhanced cumulative permanent strain resulting from moving wheel load.
- 2) At different moisture contents, there is a clear relationship among shear stress, axial strain and shear strain. Moisture content has an obvious influence on shear behavior of C-9.5 material. Furthermore, at lower water content, influence on shear behavior is greater and beyond 9% moisture content, influence is comparatively lesser.
- 3) Particle size distribution curve of sample before and after simple shear tests infers that, there is no particle breakage. It means that moisture content does not change and influence particle size distribution.
- 4) Internal friction angle and coefficient of earth pressure are directly related with shear behavior of granular material. When internal friction angle increases and coefficient of earth pressure parameter decreases, shear strength increases and axial strain decreases under constant shear strain.
- 5) Shear behavior is greatly dependent on principal stress state inside multi-ring shear apparatus under different moisture contents.

References

- 1) Ishikawa, T., Miura, S., Sekine, E. 2007. Development and performance evaluation of multi-ring shear apparatus. In A. G. Correia et al. (eds), Geotechnical Aspects and Processed Material in Design and Construction of Pavement and Rail Track, Proc. Intern. Wks., Osaka, 13 September 2005: 53-64. Rotterdam: Balkema.
- 2) Maina, J.W., and Matsui, K. 2004. Developing software for elastic analysis of pavement structure responses to vertical and horizontal surface loadings. Transportation Research Record, No. 1896: 107-118.
- 3) Ishikawa, T., Hosoda, M., Sekine, E., and Miura, S. 2008. Influence of water content on mechanical behavior of gravel under moving wheel loads. Advances in Transportation Geotechnics, Ellis, Yu, McDowell, Dawson & Thom (eds), Taylor & Francis Group, London: 185-191.
- 4) Vanpalli, S.K., and Fredlund, D.G. 2000. Comparison of empirical procedures to predict the shear strength of unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. In: Shackelford CD, Houston SL, Chang NY (eds), Chang NY(eds), advances in unsaturated geotechnics, GPS No. 99, ASCE, Reston, VA: 195-209.
- 5) Lu, N., and Likos, W.J. 2004. Unsaturated soil mechanics. New Jersey: John Wiley and Sons Inc, Hoboken.
- 6) Andrew C. H., Juan M. Pestana., John T. H., and Manuel O. B. 2004. Normalizing behavior of unsaturated granular pavement materials. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Volume 130, No 9, September 2004: 896-904.
- 7) Fredlund, D. G., Rahardjo, H. 1993. Soil mechanics for unsaturated soil. New York: Wiley-Interscience.

小型 FWD 試験による K 値に及ぼす気温変化と現場密度の影響

室蘭工業大学大学院	学生員	○石田 孟
室蘭工業大学大学院		アーマット シヤフイク
室蘭工業大学大学院	正会員	木幡 行宏
道路工業株式会社	正会員	山本 健一
道路工業株式会社	正会員	齊藤 昌之

1. はじめに

現在、鉄道や道路の路床・路盤の施工管理は、平板載荷試験から得られる地盤反力係数 K_{30} 値により行うことを基本としているが、より迅速で容易に測定が可能である小型の Falling Weight Deflectometer(以下小型 FWD)を用いた剛性評価による施工管理が試みられつつある。しかし、小型 FWD による剛性評価は K_{30} 値や現場密度との関係、あるいは測定時の周辺環境の影響など、未解明な部分が多い。本研究では、寒冷地における冬期施工において小型 FWD 試験によって路床・路盤の剛性評価を行った場合を想定して、この場合に得られる地盤反力係数 ($K_{p,FWD}$ 値) の妥当性に関する検討を行った。すなわち、路床・路盤を対象として小型 FWD による原位置試験を実施し、 $K_{p,FWD}$ 値に及ぼす測定箇所の気温変化、現場密度や乾燥密度の関係を比較・検討することにより地盤の剛性評価について検討した。

2. 原位置試験箇所

本研究において、小型 FWD 試験および砂置換法による現場密度試験を、学内試験現場として設定した写真 - 1 に示す測点 A、写真 - 2 に示す測点 B、写真 - 3 に示す測点 C、及び、写真 - 4 に示す虎杖浜工事現場で実施した。なお、測点 A のみで気温測定、虎杖浜工事現場では平板載荷試験を実施した。それぞれの原位置試験箇所の断面図を図 - 1 (a) ~ (d) に、平面図を図 - 2 (a) ~ (d) に示す。



写真 - 1 測点 A (細粒分混じり礫)

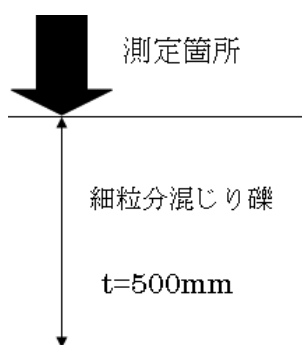


図 - 1 (a) 測点 A
原位置試験箇所断面図

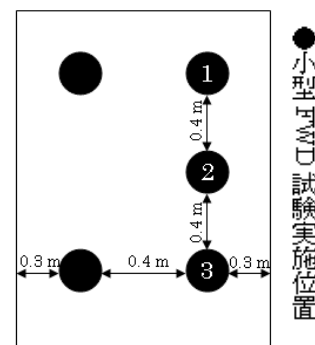


図 - 2 (a) 測点 A
原位置試験箇所平面図



写真 - 2 測点 B (細粒分質礫質砂)

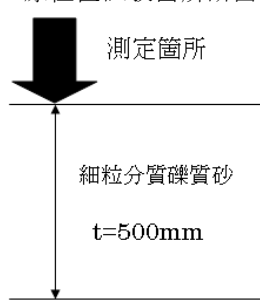


図 - 1 (b) 測点 B
原位置試験箇所断面図

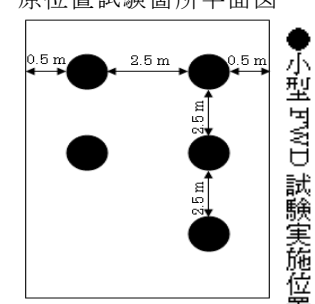


図 - 2 (b) 測点 B
原位置試験箇所平面図

Effect of field density and change in atmosphere temperature on K-value obtained from portable FWD test: Takeshi Ishida (Muroran Institute of Technology, Graduate Student), Ahmad Shafeeq, (Muroran Institute of Technology, Graduate Student), Yukihiro Kohata (Muroran Institute of Technology), Kenich Yamamoto (Doro Kogyo Co.ltd.), Masayuki Saito (Doro Kogyo Co.ltd.)



写真 - 3 測点 C (細粒分質礫質砂)



写真 - 4 虎杖浜工事現場
下層路盤 (切込碎石 C-40)

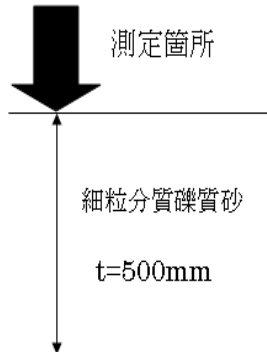


図 - 1 (c) 測点 C
原位置試験箇所断面図

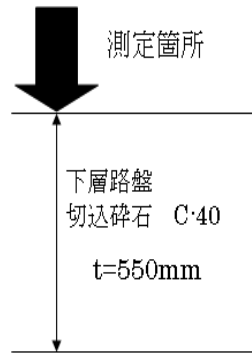


図 - 1 (d) 虎杖浜工事現場
原位置試験箇所断面図

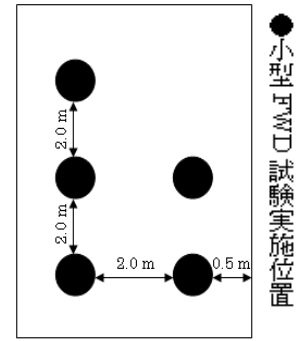


図 - 2 (c) 測点 C
原位置試験箇所平面図

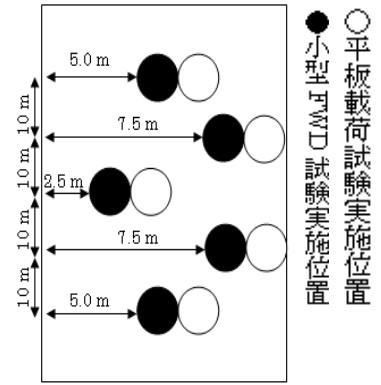


図 - 2 (d) 虎杖浜工事現場
原位置試験箇所平面図

3. 室内物理試験

表 - 1 に学内試験現場の測点 A (細粒分混じり礫), 測点 B (細粒分質礫質砂), 測点 C (細粒分質礫質砂) における土, 及び, 虎杖浜工事現場の下層路盤 (切込碎石 C-40) の物理的特性, 図 - 3 にそれぞれの現場における土の粒径加積曲線を示す。また, 締固め特性を把握するために, 突固め試験 (E - b 法) から得られた締固め曲線を図 - 4 に示す。この図から, 測点 A (細粒分混じり礫) は含水比の変化によって, 乾燥密度が大きく変化する傾向にあり, 最大乾燥密度は, 本研究で行った原位置試験箇所における路盤材・路床材の中では, 最も大きい値となった。

表 - 1 物理的特性

路床材・路盤材		測点A (細粒分混じり礫)	測点B (細粒分質礫質砂)	測点C (細粒分質礫質砂)	下層路盤 (切込碎石 C-40)
粒 度 特 性	礫分 (%)	47.6	34.1	35.1	80
	砂分 (%)	33.0	50.7	47.9	18
	細粒分 (%)	19.4	15.2	17.0	2
	60%粒径 D_{60} (mm)	4.52	1.60	1.45	16.83
	30%粒径 D_{30} (mm)	0.33	0.42	0.24	5.12
	10%粒径 D_{10} (mm)	0.0069	0.0130	0.0030	0.4784
	均等係数 U_c	655	123	480	35
	曲率係数 U_c'	3.5	8.5	13.2	3.3
土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)		2.683	2.652	2.690	2.699
土質分類		GFS	SFG	SFG	GS
締固め試験(E-b)法による 最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm^3)		2.070	1.743	1.765	1.940
締固め試験(E-b)法による 最適含水比 w_{opt} (%)		10.9	17.3	16.0	9.7

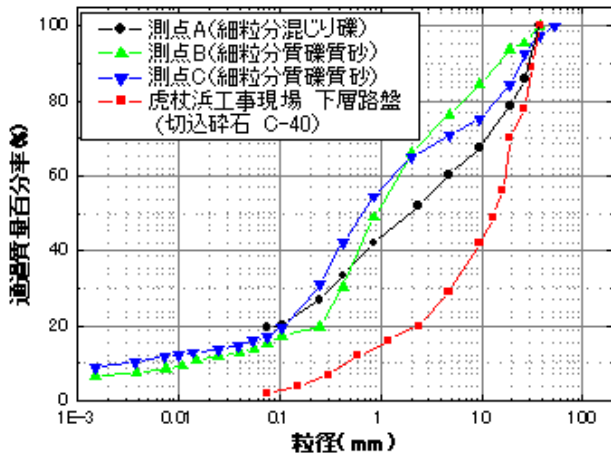


図 - 3 粒径加積曲線

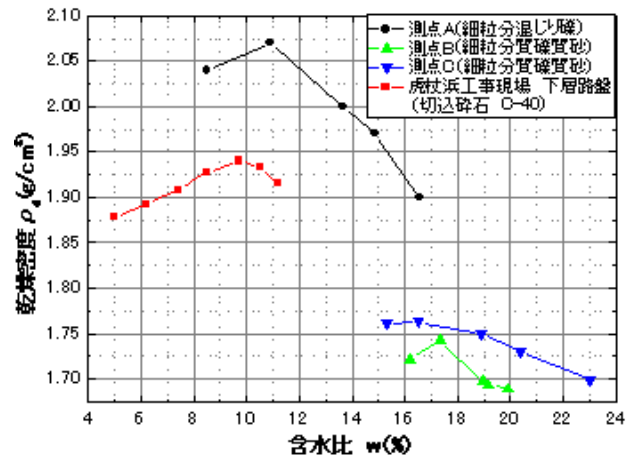


図 - 4 締めめ曲

4. 小型 FWD 試験の概要と $K_{P,FWD}$ 値の算出方法

小型 FWD 試験装置の概略図を図 - 5 に示す。小型 FWD 試験装置は、FWD 試験装置と同様、重錘を自由落下させることにより載荷板に衝撃荷重を発生させ、そのとき測定された載荷中心点における変位量を、荷重計と加速度計（または変位計）を用いて測定する装置である。地盤反力係数 $K_{P,FWD}$ 値は測定した載荷応力を変位量で除すことにより算出される。小型 FWD 試験で用いられる載荷板直径は 9, 10, 20 cm のタイプのもが多く、道路の平板載荷試験で一般的に用いられる 30 cm とは異なる。K 値は載荷板直径に反比例することから、30 cm 相当の K 値を $K_{P,FWD}$ 値として算出するためには、載荷応力を変位量で除した値に載荷板の直径比率を乗じて補正を行う必要がある。すなわち、次式より $K_{P,FWD}$ 値を求める¹⁾。

$$K_{P,FWD} = (P_{P,FWD} / \delta_{P,FWD}) \times (\phi_{P,FWD} / \phi_{PLT}) \text{ (MN/m}^3\text{)} \quad (1)$$

ここに、 $P_{P,FWD}$: 変位量 $\delta_{P,FWD}$ 時の載荷応力 (kN/m²)、
 $\delta_{P,FWD}$: 変位量 (mm)、 $\phi_{P,FWD}$: 載荷板直径 (cm)、 ϕ_{PLT} :
 道路の平板載荷試験の載荷板直径 (30 cm)

5. 気温変化による $K_{P,FWD}$ 値の比較

学内試験現場の測点 A (細粒分混じり礫) において、隣接する 3 点で小型 FWD 試験を行い、そのときの周辺気温を記録した。これを繰り返しい、各位置の $K_{P,FWD}$ 値と周辺気温の変化との比較・検討を行った。なお、本試験は測定を行っていない期間が半年ほどあり地盤状態が変化している可能性があるため、測定データを低温時 (冬期) と常温時 (秋季) に分けて検討を行う。

(1) 低温時 (冬期) の測定データの検討

図 - 6 に各試験実施位置における $K_{P,FWD}$ 値と周辺気温の関係を示す。各位置とも周辺気温の低下に伴って $K_{P,FWD}$ 値が大きくなっていることが分かる。

このときの $K_{P,FWD}$ 値と重錘の累計落下回数との関係を図 - 7、周辺気温と累計落下回数の関係を図 - 8 に示す。

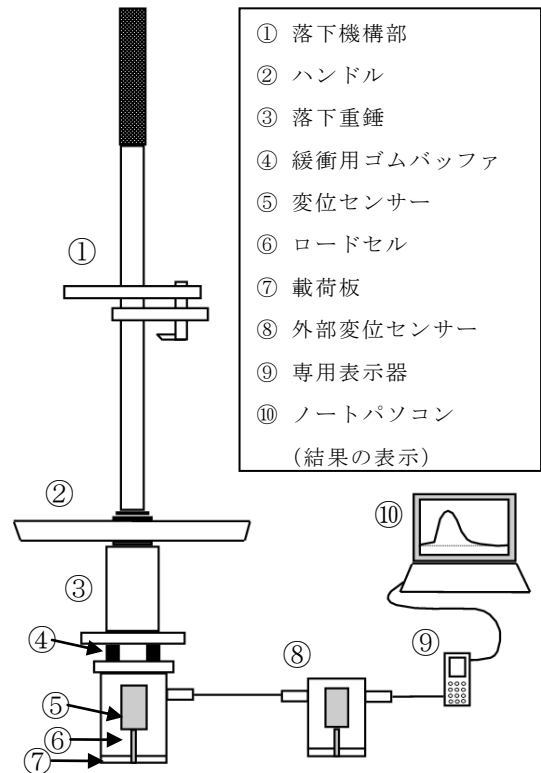


図 - 5 小型 FWD 試験装置の概略図

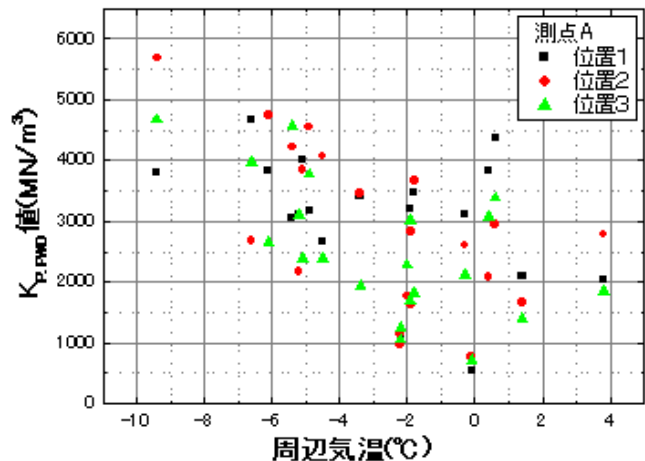


図 - 6 $K_{P,FWD}$ 値と周辺気温の関係 (低温時)

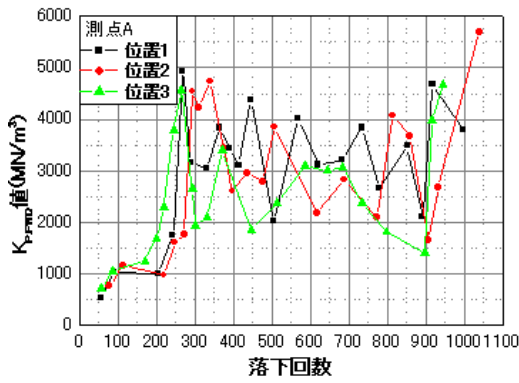


図 - 7 $K_{P,FWD}$ 値と落下回数 の関係 (低温時)

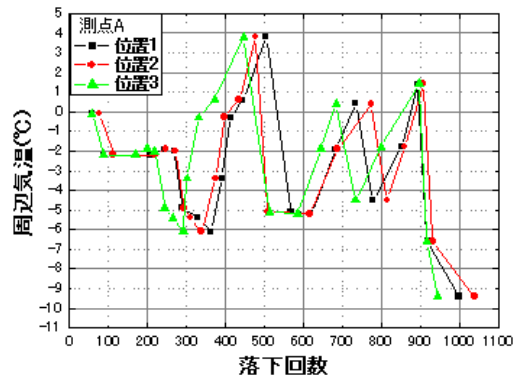
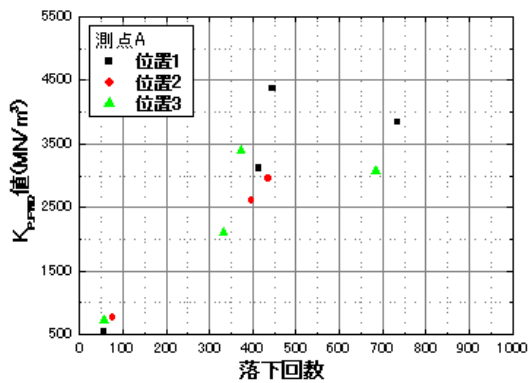
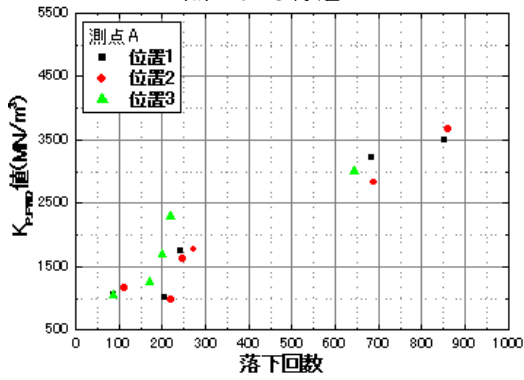


図 - 8 周辺気温と落下回数 の関係 (低温時)

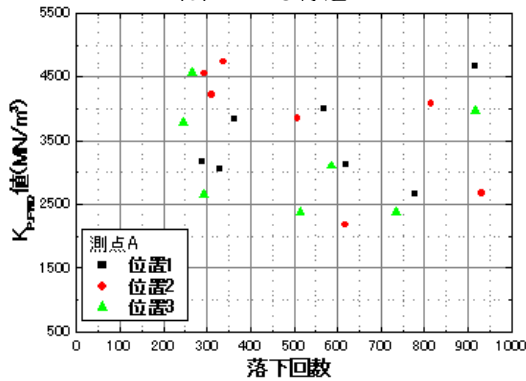
また、 $K_{P,FWD}$ 値に及ぼす落下回数及び周辺気温の影響を考察するため、落下回数の影響については、周辺気温を 0°C 付近、 -2°C 付近、 -5°C 付近に分類して、 $K_{P,FWD}$ 値 - 落下回数関係をそれぞれ図 - 9 (a)~(c)に示す。同様に、周辺気温の影響については、落下回数を $0\sim 200$ 回、 $400\sim 600$ 回、 800 回以上に分類して、 $K_{P,FWD}$ 値 - 周辺気温関係をそれぞれ図 - 10 (a)~(c)に示す。



(a) 0°C 付近

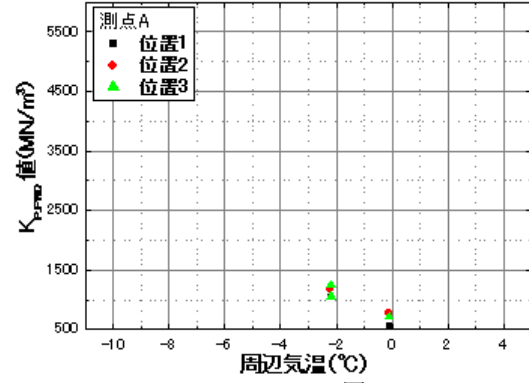


(b) -2°C 付近

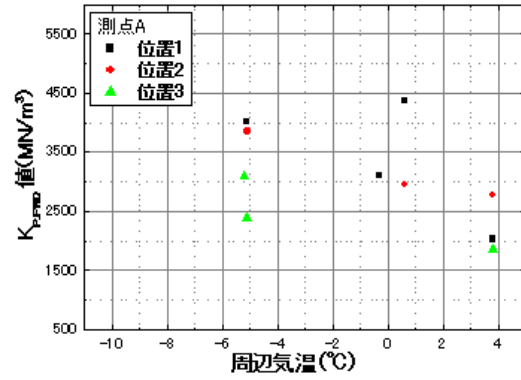


(c) -5°C 付近

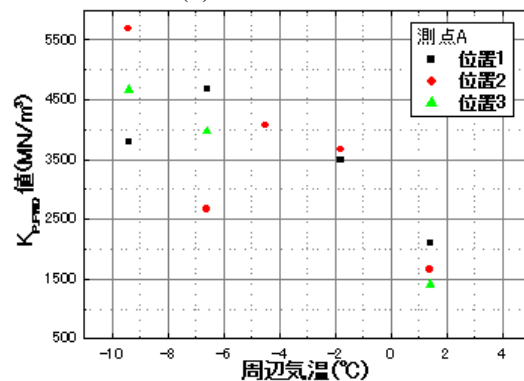
図 - 9 $K_{P,FWD}$ 値に及ぼす落下回数 の影響



(a) $0\sim 200$ 回



(b) $400\sim 600$ 回



(c) 800 回以上

図 - 10 $K_{P,FWD}$ 値に及ぼす周辺気温 の影響

図 - 9 (a), (b)から落下回数が増加すると $K_{p,FWD}$ 値も増加し、落下回数 300 回以降で収束傾向にあることがわかる。一方、図 - 9 (c)に示す -5°C 付近の結果では、 $K_{p,FWD}$ 値のばらつきの程度が大きく、 $K_{p,FWD}$ 値に及ぼす落下回数の影響については明瞭な傾向が見られない。測定される $K_{p,FWD}$ 値は、地盤の凍結深さに影響することも考えられることから、 -5°C 付近の結果のばらつきは、測定時の地盤の凍結深さに起因していると思われる。しかしながら、図 - 7 及び図 - 9 から総合的に判断すると、本研究で実施した測点 A のような比較的軟らかい地盤では、落下回数の少ない場合に得られる $K_{p,FWD}$ 値は、地盤の剛性を過小評価する可能性があるため、このような地盤では、十分な予備打ちが必要であると考えられる。一方、 $K_{p,FWD}$ 値に及ぼす周辺気温の影響について見ると、 0°C 以下の場合、図 - 10 (a)に示す 0~200 回、及び図 - 10 (c)に示す 800 回以上で、周辺気温の低下とともに $K_{p,FWD}$ 値は、明らかに増加しており、また、図 - 10 (b)に示す 400~600 回においても、データのばらつきはあるが、周辺気温の低下に伴い、 $K_{p,FWD}$ 値は増加傾向にあると考えられる。

以上より、 0°C 以下の場合、周辺気温が低下し、地盤が凍結するに伴い、 $K_{p,FWD}$ 値は増加すると考えられることから、冬期施工において路床・路盤の剛性評価を小型 FWD 試験によって行う場合、得られる $K_{p,FWD}$ 値は、地盤の剛性を過大評価してしまうと言える。従って、冬期施工で小型 FWD 試験を行う場合には、地盤が凍結していない状態で実施するか、 $K_{p,FWD}$ 値を補正するなど、適切な対処が必要である。

(2) 常温時（秋期）のデータの検討

図 - 11 に各試験実施位置における $K_{p,FWD}$ 値と周辺気温の関係を示す。周辺気温が変化しても $K_{p,FWD}$ 値が大きく変わらないことがわかる。このときの $K_{p,FWD}$ 値と重錘の累計落下回数の関係を図 - 12、周辺気温と落下回数の関係を図 - 13 に示す。図 - 12 を見ると、落下回数が増加しても $K_{p,FWD}$ 値に大きな変化は見られない。このことから落下回数が一定以上になると地盤は締固まり、 $K_{p,FWD}$ 値に落下回数が影響しないことがわかる。図 - 12 と図 - 13 を比較すると、周辺気温が $20^{\circ}\text{C} \sim 0^{\circ}\text{C}$ 付近までは周辺気温が低下しても $K_{p,FWD}$ 値に変化が見られないことから、 0°C より大きい場合にはでは周辺気温の変化が $K_{p,FWD}$ 値に影響を与えることはないと考えられる。

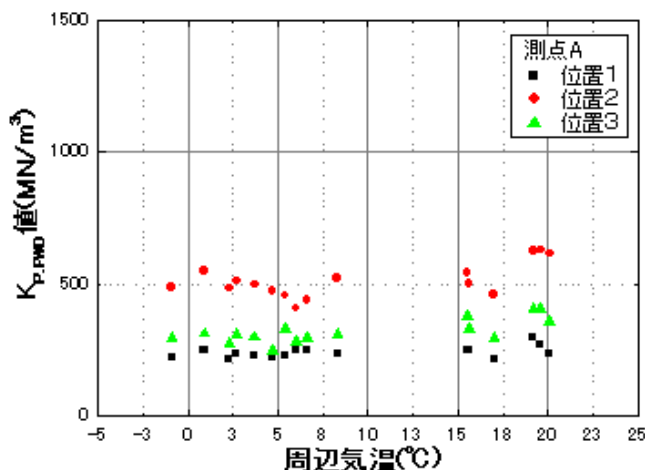


図 - 11 $K_{p,FWD}$ 値と周辺気温の関係（常温時）

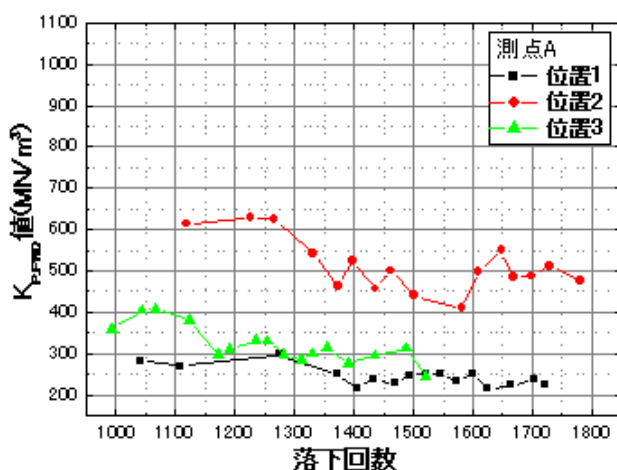


図 - 12 $K_{p,FWD}$ 値と落下回数の関係（常温時）

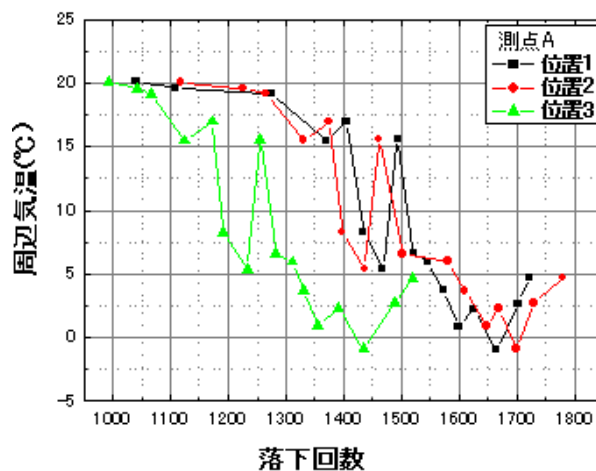


図 - 13 周辺気温と落下回数の関係（常温時）

(3) 低温時～常温時のデータの検討

図 - 14 に、すべてのデータによる $K_{p,FWD}$ 値と周辺気温の関係を示す。周辺気温の低下により $K_{p,FWD}$ 値が大きくなっていることから、いま、この関係を次式で表わされると仮定する。

常温時 ($t > 0$) $K_{P,FWD}$ 値 = ($K_{P,FWD}$ 値)₀ (温度補正なし) (2)

低温時 ($t \leq 0$) $K_{P,FWD}$ 値 = ($K_{P,FWD}$ 値)₀ - $\alpha \times t$ (3)

ここに, ($K_{P,FWD}$ 値)₀: 常温 (0℃より大) での $K_{P,FWD}$ 値, t : 周辺気温 (℃), α : 補正係数

例えば, 本研究での測点 A においては, 概ね, 地盤が凍結する前の状態で周辺気温が 0℃より大 (常温時) であれば式(4)の関係にあり, 地盤が凍結している状態で周辺気温が 0℃以下 (低温時) であれば式(5)の関係にあると考えられる。

$$K_{P,FWD} = (K_{P,FWD} \text{ 値})_0 \quad (4)$$

$$K_{P,FWD} = (K_{P,FWD} \text{ 値})_0 - 207.1 \times t + 1918.6 \quad (5)$$

ここに, t : 周辺気温 (℃) (-10 < t < 20)

α : 補正係数, 測点 A においては,

$$\alpha = 207.1 - \frac{1918.6}{t}$$

6. $K_{P,FWD}$ 値と K_{30} 値の比較・検討

図 - 15 に文献調査による地盤材料における $K_{P,FWD}$ 値と平板载荷試験による K_{30} 値の関係²⁾と虎杖浜工事現場から得られた $K_{P,FWD}$ 値と K_{30} 値の関係を示す。文献調査で得られたデータは概ね(6)式で得られるフィッティングカーブの関係にあり, 虎杖浜工事現場の原位置試験結果についても概ね(6)式の関係にあることがわかる。

$$\log K_{30} = 0.861 + 0.352 \log K_{P,FWD} + 0.077 (\log K_{P,FWD})^2 \quad (6)$$

7. $K_{P,FWD}$ 値と乾燥密度及び現場密度の比較・検討

(1) $K_{P,FWD}$ 値 - 乾燥密度関係の比較・検討

学内試験現場である測点 A (細粒分混じり礫), 測点 B (細粒分質礫質砂), 測点 C (細粒分質礫質砂), 及び文献調査によるデータ^{3)~6)}に基づいて, $K_{P,FWD}$ 値と乾燥密度の関係を図 - 16 に示す。また, 虎杖浜工事現場による $K_{P,FWD}$ 値 - 乾燥密度関係を図 - 17 に示す。

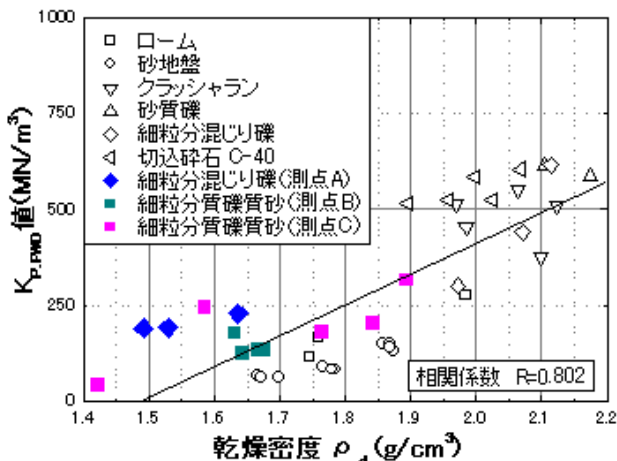


図 - 16 $K_{P,FWD}$ 値と乾燥密度の関係
(文献調査, 学内試験現場 A, B, C)

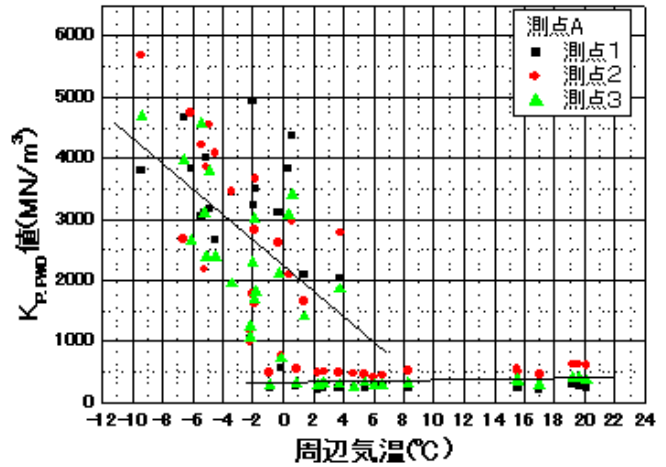


図 - 14 $K_{P,FWD}$ 値と周辺気温の関係
(低温時・常温時)

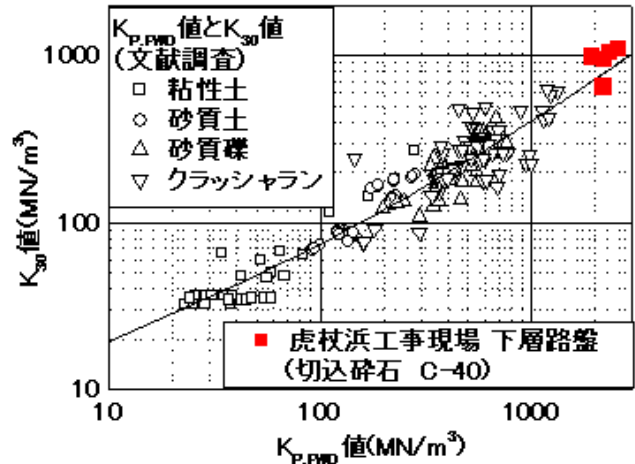


図 - 15 $K_{P,FWD}$ 値と K_{30} 値の関係

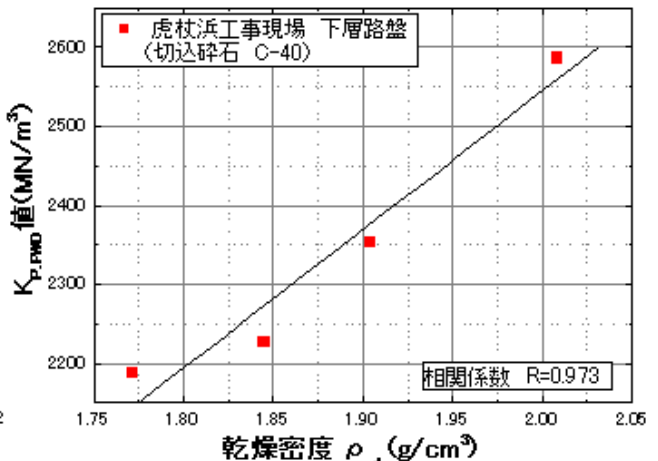


図 - 17 $K_{P,FWD}$ 値と乾燥密度の関係
(下層路盤 切込碎石 C-40)

図 - 16 から $K_{p,FWD}$ 値 - 乾燥密度関係の相関係数が $R=0.802$ で示され、強い相関性があるといえる。また図 - 17 においても相関係数 $R=0.973$ となっており、図 - 16 同様、強い相関性があるといえる。なお、乾燥密度は $\rho_d = \rho_t / (1+w/100)$ から算出した。

(2) $K_{p,FWD}$ 値 - 現場密度関係の比較・検討

学内試験現場である測点 A (細粒分混じり礫)、測点 B (細粒分質礫質砂)、測点 C (細粒分質礫質砂)、及び文献調査によるデータに基づいて、 $K_{p,FWD}$ 値と現場密度の関係を図 - 18 に示す。また、虎杖浜工事現場による $K_{p,FWD}$ 値 - 現場密度関係を図 - 19 に示す。図 - 18、図 - 19 において $K_{p,FWD}$ 値 - 現場密度関係における相関係数はそれぞれ $R=0.839$ 、 $R=0.939$ であり、ともに、強い相関性があるといえる。

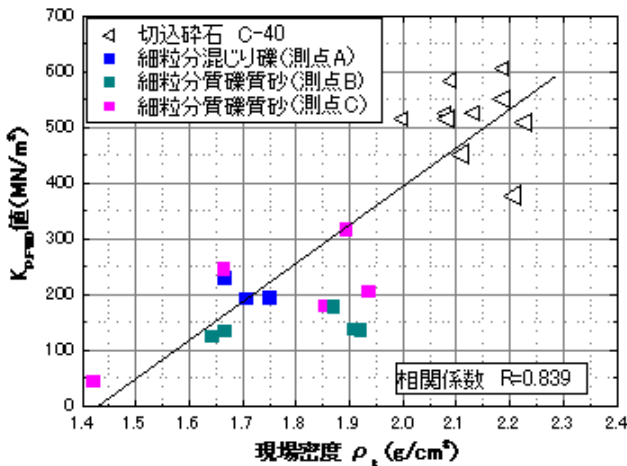


図 - 18 $K_{p,FWD}$ 値と現場密度の関係
(文献調査, 学内試験現場 A, B, C)

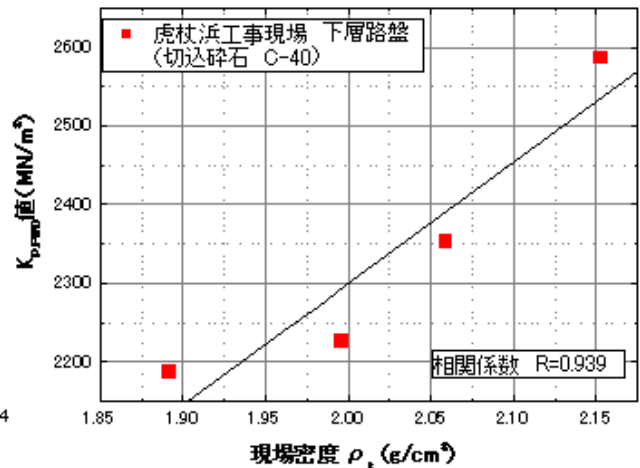


図 - 19 $K_{p,FWD}$ 値と現場密度の関係
(下層路盤 切込碎石 C-40)

図 - 20 に、学内試験現場で得られた $K_{p,FWD}$ 値と現場密度の関係を示す。両者の関係は、概ね、式(6)に示される関係にある。なお、現場密度が増加・減少すれば、それに比例して $K_{p,FWD}$ 値が無限に増加・減少する関係にないと考えられることから、(6)式の適用範囲を本試験の結果から現場密度 $\rho_t = 1.4 \sim 2.3$ (g/cm^3) と限定する。一方、虎杖浜工事現場の下層路盤の $K_{p,FWD}$ 値と現場密度の関係は図 - 19 に示す関係にあり、学内試験現場に比べ、同じ現場密度で $K_{p,FWD}$ 値が 10 倍程度大きい。このことから、 $K_{p,FWD}$ 値と現場密度の関係は、自然地盤に近い状態と人工的に締固められた直後の土構造物では、大きく異なることが考えられるが、このことについては、今後の検討課題であると考えている。

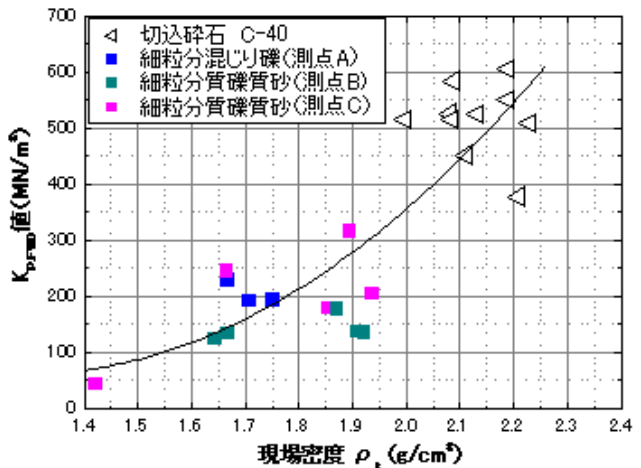


図 - 20 $K_{p,FWD}$ 値と現場密度の関係
(文献調査, 学内試験現場 A, B, C)

$$K_{p,FWD} \text{ 値} = 584 \times \rho_t^2 - 1504 \times \rho_t + 1030 \quad (6)$$

ここに、 ρ_t : 現場密度 (g/cm^3)

$$(1.4 < \rho_t < 2.3)$$

8. まとめ

本研究で得られた知見をまとめると以下のようなものである。

- 1) 本研究の試験箇所においては、 $K_{p,FWD}$ 値は落下回数が少なく地盤が締固まっていない状態かつ未凍結の場合や低温時で地盤が凍結している状態では落下回数や気温変化の影響を受けることがわかった。

- 2) 本研究の範囲内では $K_{p,FWD}$ 値と乾燥密度及び現場密度との間に強い相関性が見られたことから、小型 FWD 試験による $K_{p,FWD}$ 値で締固め程度の管理を行うことが可能であると思われる。実際の適用に向けて、今後、さらなるデータの蓄積が必要である。

参考文献

- 1) 土木学会編：舗装工学ライブラリー2，FWD および小型 FWD 運用の手引き，丸善，pp.72-73，2002.12.
- 2) 木幡行宏，更谷聡彦：文献調査による小型FWDのK値と K_{30} 値の比較・検討，第62回土木学会年次学術講演会，第V部門，pp.237-238，2007.9.
- 3) 関根悦夫，鴨智彦，阿部長門，丸山輝彦：重錘落下による鉄道盛土の締固め管理方法，土と基礎，Vol.48，No.4，pp.13-16，2000.
- 4) 関根悦夫，村本勝，須長誠，阿部長門，中西太：FWDを用いた鉄道路床・路盤の剛性評価，第32回地盤工学会研究会講演集，pp.2213-2214，1997.
- 5) 阿部長門，前原弘宜，関根悦夫，鴨智彦，丸山輝彦：FWDを用いた砂材料の締固め特性の評価，第33回地盤工学会研究発表会講演集，pp.2101-2102，1998.
- 6) 木幡行宏，アーマッド シャフイーク，山本健一，齊藤昌之：小型 FWD 試験による道路地盤の剛性評価に関する検討，土木工学舗装論文集，第15巻，pp.177-184，2010.12.

苫小牧高専 国際会員 中村 努
苫小牧高専 正会員 吉澤 耿介
苫小牧高専専攻科 遠藤 貴将

1. はじめに

鉄鋼スラグは鉄鋼生産と同時に発生する副産物であり、高炉セメントの原料やコンクリートの骨材として多く使用されている。また、地盤工学の分野においても軽量でかつ内部摩擦角が大きく、透水性が大きい性質を持つことから、裏込め材や路床材、盛土材等幅広く使用されている¹⁾。一方、製鉄時の副産物として製鉄所の自家発電用火力発電所から発生する石炭灰についても鉄鋼スラグ同様、幅広い活用が求められている。本研究で対象とするアッシュストーンは石炭灰に水硬性材料を添加して、混練・造粒し、硬化させた粒状の材料である。自然砂の採取に伴う環境負荷を削減する観点からも、地盤材料としてアッシュストーンの特徴を活かした利用の拡大が大いに期待されている。

一方、引張りに弱いという土の弱点を引張強度の大きな強材によって補うという方法は古くから行われており、特にジオグリッドを用いた補強土工法は、国内外で広く普及している。今後ますます環境への制約が厳しくなる中で、アッシュストーンの補強土構造物への適用は大きなメリットがあると考えられる。土中のジオグリッドの補強メカニズムを知るためには、ジオグリッド自体の材料特性のみならず、ジオグリッドと土質材料との相互作用特性を明らかにする必要がある。その中で特にアッシュストーンとジオグリッド間の摩擦特性を把握することは、ジオグリッドの引抜きや補強土のすべりに対する安定性を検討するうえで重要となる。しかし、これまでにジオグリッドとアッシュストーン間の摩擦特性を調べた例は無く、今後アッシュストーンの補強土構造物への適用へ向け設計の際に必要な両者間の摩擦特性を明らかにする必要がある。そこで本研究では3種類のアッシュストーンを対象にジオグリッドの引抜き試験を実施し乾燥砂を対象にした試験結果との比較検討を行った。

一般的に礫を含む土質材料を対象にするジオグリッドは、転圧時等のジオグリッドへの損傷による強度低下を考慮し、一軸延伸系等の厚いジオグリッドを選択する必要がある。一軸延伸系のジオグリッドのように横リブの厚いジオグリッドを用いた引抜き試験では、特に乾燥砂や礫等に対し明瞭なピークが現れず^{2),3),4)}、正確な摩擦定数を求めるためには、Ochiai ら⁵⁾の提案する「有効面積法」により求める必要があった。しかし「有効面積法」は試験後のデータ整理手順は複雑であり、計算および報告図の作成に手間がかかるため、広く実務で利用されているとは言えない。このような背景もあり、一般的に補強土構造物の設計の際には土とジオシンセティックスの摩擦特性試験から得られた強度定数は用いず、他の土質試験から求めた強度定数に低減係数を乗じた値が用いられているのが現状である⁶⁾。そこで本研究ではアッシュストーンを対象とした引抜き試験に先立ち、乾燥した豊浦砂を用いて一連の引抜き試験を実施し、強度定数の決定方法についても検討を行った。

2. 試験概要

2.1 供試体

本研究で用いた土試料は乾燥豊浦砂およびアッシュストーン3種類である。それぞれの粒度分布を図-1に示す。豊浦砂は多重ふるい空中落下法によって引抜き試験装置土槽中に相対密度約80%で堆積させた。アッシュストーンは細粒分を含まないAS()は突き棒によって、細粒分を含むAS()およびAS()は突き固め試験用ランマーによって一層あたり200回突き固め、ジオグリッドの上下共に3層の計6層にて供試体を作成した。ジオグリッド供試体はポリエステルを素材とする一軸延伸系ジオグリッド(HDPE)2種類を用い、その物性を表-1に、形状を図-2示す。

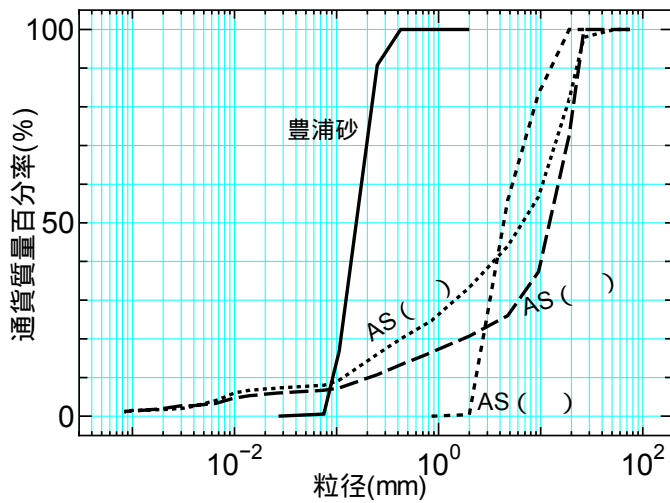


図-1 試料の粒度分布

表-1 ジオグリッドの物性

ジオグリッド	サイズ(mm)			破断強度 (kN/m)	スティフネス (kN/m)
	縦	横	厚さ		
Type (A)	166	22	5	70	1025
Type (B)	245	22	5	112	1050

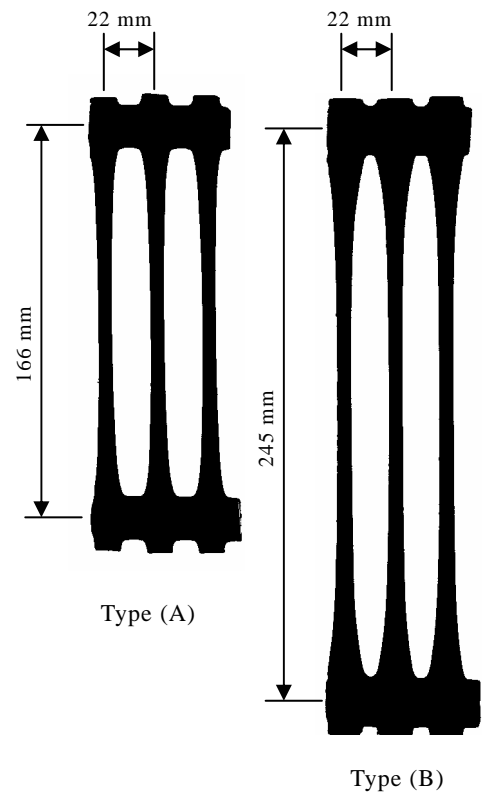


図-2 ジオグリッドの形状

2.2 試験方法

引抜き試験装置の概略を図-3, 写真-1 に示す。土槽のサイズは幅: 250 × 長さ: 500 × 深さ: 200mm であり, 地盤工学会基準⁷⁾で推奨しているサイズの試験土槽であり, 引抜き口の大きさは 8mm とした⁸⁾。土槽壁面内側には土試料との摩擦軽減のためにグリースを塗布しメンブレンを貼った。ジオグリッドは土槽中央に敷設して横リブ毎(土槽外 1ヶ所を含む)にピアノ線を固定し, 土槽後方に取り出して変位を計測する。ピアノ線はシンフレックスチューブの中を通し, 土との摩擦が生じないようにしてある。上方からラバーステンションを介して空気圧によって垂直応力を載荷し(20, 40, 60 kPa), 土槽前方から取り出したジオグリッドをクランプに固定し, クランプ部分で 1mm/min の変位速度となるように引抜いた。礫分を多く含むアッシュストーンを用いた引抜き試験は同じ条件にて実施しても, 結果がばらつくため各条件にて複数回実験を実施し, 平均的な傾向を持つ試験結果を採用した。引抜き摩擦強さ τ_{pmax} は次の式で算出する⁶⁾。

$$\tau_{pmax} = \frac{F_{max}}{2 \cdot L \cdot B}$$

ここに,
 τ_{pmax} : 引抜き摩擦強さ(kN/m²)
 F_{max} : 最大引抜き力(kN)
 L : 引抜き抵抗長(m)
 B : 供試体幅(m)

なお, 引抜き抵抗長 L はピーク時の土槽内の供試体長さ, すなわち土槽長さからピーク時の土中端の変位量を引いた値を用いる。

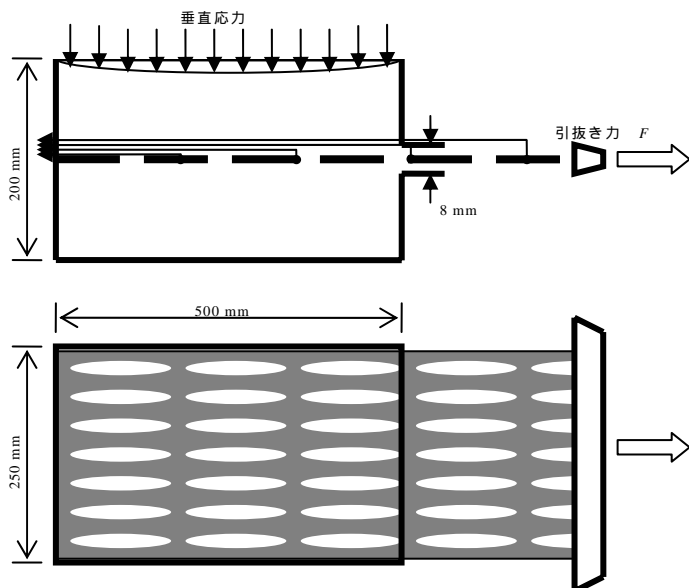


図-3 引抜き試験装置の概略



写真-1 引抜き試験装置

2.3 最大引抜き力の影響

Type (A),(B)のジオグリッドを用い豊浦砂にて実施した、引抜き試験による引抜き力と引抜き量の関係を図-4, 5 に示す。いずれの試験からも明確なピークが現れず、残留（引抜け）状態に至ってからも引抜き力は増加し続ける。このような現象は引抜き試験装置前壁が存在することによって、特に一軸延伸系のHDPEジオグリッドのように横リブの厚いタイプを用いた場合には、引抜きに伴いアーチ作用が発生することにより生ずると考えられる^{9),10)}。このように最大引抜き力が明確ではない試験結果から最大せん断応力を評価する方法については、地盤工学会基準⁷⁾でも規定されていない。

図に示す様な引抜き試験結果から最大引抜き力を決定する際、引抜き力だけではなくジオグリッドの各節点変位も変化する。特に土中端の変位量は引抜き摩擦強さの算出に影響を及ぼす。そこで、はじめに最大引抜き力の取り方がジオグリッドの引抜き摩擦強さに及ぼす影響について調べた。図-4,5の引抜き曲線上にある(a)~(d)の印は最大引抜き力と推定される付近を引抜き量が約3mm間隔となるようにプロットした点である。これらに対応する諸量を表-2に、それぞれの点から算出される引抜き摩擦強さと垂直応力の関係を図-6,7に示す。表-2中の引抜き摩擦強さに着目すると、同一の試験結果であっても最大引抜き力の取り方がわずかに異なることにより、算出される引抜き摩擦強さは1割程度の差異がみられた。また図-6,7より土とジオグリッド間の破壊線は図中の斜線部分にあると考えることができ、摩擦角は2°程度の差が見られた。このように図-4,5に示した、ある程度妥当なピーク位置を推定した場合においても、上述したように強度定数に差が見られることから、最大引抜き力の決定方法を以下で検討する。

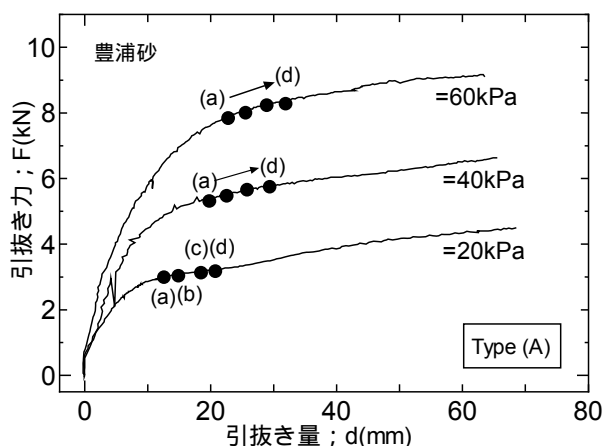


図-4 引抜き試験結果(Type (A))

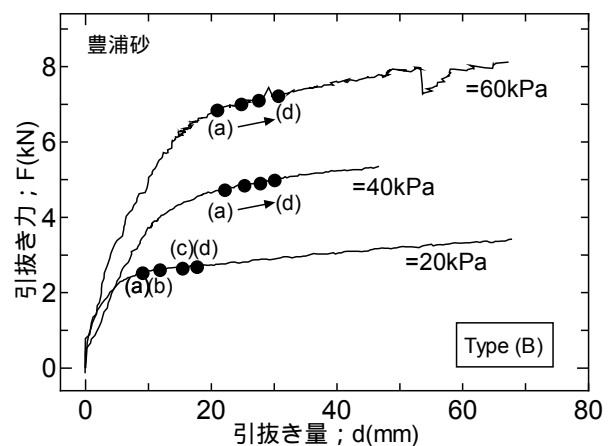


図-5 引抜き試験結果(Type (B))

表-2 引抜き試験結果（豊浦砂）

ジオグリッド	垂直応力 (kPa)	黒点の記号	引抜き量 d (mm)	土中端の変位 x_0 (mm)	最大引抜き力 F_{max} (kN)	引抜き摩擦強さ p_{max} (kPa)
Type (A)	20kPa	(a)	12.47	9.47	3.00	13.04
		(b)	15.38	12.07	3.10	13.54
		(c)	18.21	14.61	3.14	13.78
		(d)	21.28	17.61	3.23	14.26
	40kPa	(a)	19.49	10.94	5.40	23.16
		(b)	23.14	13.68	5.53	23.84
		(c)	26.07	16.21	5.80	25.11
		(d)	29.34	18.75	5.76	25.08
	60kPa	(a)	22.41	8.21	7.87	33.29
		(b)	25.54	10.14	8.07	34.25
		(c)	28.47	12.01	8.22	35.01
		(d)	31.41	14.28	8.36	35.76
Type (B)	20kPa	(a)	8.94	4.87	2.54	10.75
		(b)	11.74	7.07	2.66	11.30
		(c)	14.81	9.74	2.68	11.45
		(d)	17.68	11.88	2.74	11.75
	40kPa	(a)	21.81	14.74	4.75	20.85
		(b)	24.94	18.15	4.88	21.61
		(c)	27.88	20.35	4.94	21.97
		(d)	31.41	23.22	5.04	22.54
	60kPa	(a)	21.47	13.8	6.90	29.89
		(b)	24.74	15.74	7.06	30.69
		(c)	27.67	18.47	7.20	31.47
		(d)	30.67	24.51	7.29	32.26

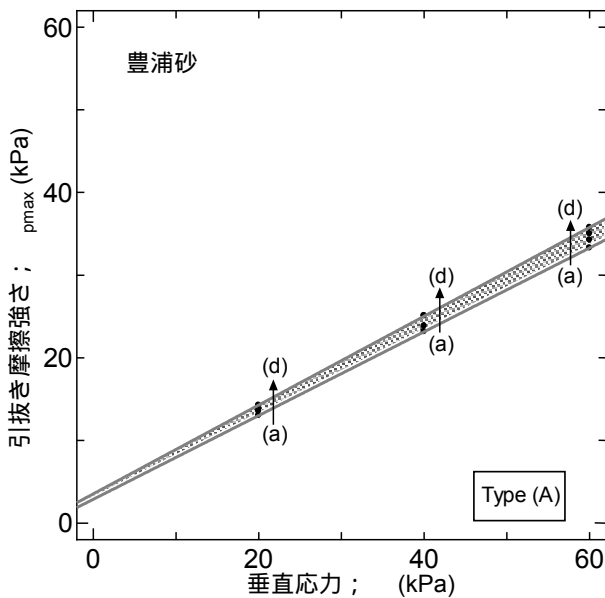


図-6 引抜き試験結果 (Type (A))

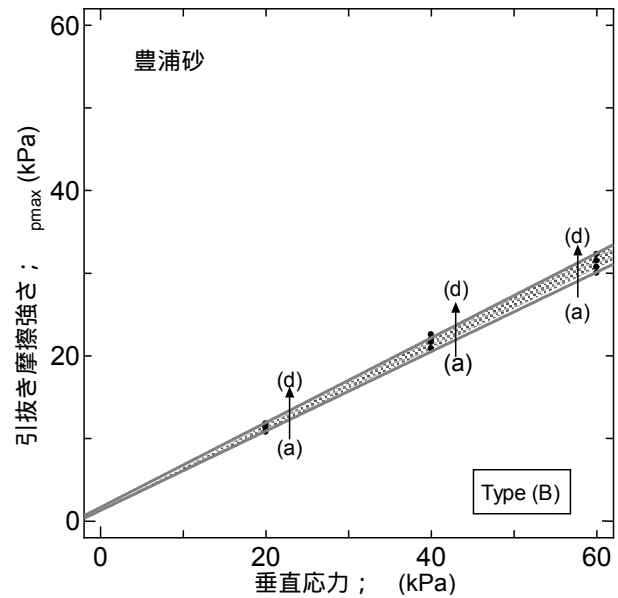


図-7 引抜き試験結果 (Type (B))

2.4 最大引抜き力の決定方法

図-4,5 に示すように明確なピークが現れないような引抜き試験結果から最大引抜き力を推定する方法を検討する。初めに、最大引抜き力の定義および特徴を以下に挙げる。

- (1) 引抜き曲線の傾きが緩やかになった後、最大引抜き力に至る。
- (2) 最大引抜き力を示した後、残留（引抜け）状態に至る。
- (3) 土中端のジオグリッドの変位量が 5～15mm 程度発生してから引抜け状態（残留状態）に至る。

(1)および(2)は一般的な引抜き試験結果の特徴を示しており、(1)については引抜き力と引抜き量の関係から、(2)については土中のジオグリッドの各節点変位から判断することができる。(3)は引抜きが進むとジオグリッドに生じるひずみが土中奥へ向かって伝達され、土中端において土とジオグリッドの相対変位がある程度増加してから残留（引抜け）状態に至ることから、土中端の変位によって判断することができる。図-8は豊浦砂を用い、ジオグリッドは Type (A)にて実施した引抜き試験（図-4中の $\sigma = 60$ kPa の曲線と同一の試験）

から得られた、引抜き力と引抜き量の関係およびジオグリッドの各節点変位と引抜き量の関係の一つの図中に表わしたものである。図-8で引抜き力の実線で数値は左軸に、各節点変位はマークでプロットし数値は右軸に示している。各節点変位のマークは印が引抜き口付近の変位を示し、下へ向かって順に土中奥の変位を示しており、一番下方にプロットされた印は土中端の変位を示している。引抜き力と引抜き量の関係において、曲線の傾きが緩やかになり図-8中で引抜き量が25mm付近を超えると一定の割合で増加する。このような状態を残留（引抜け）状態と判断した。一方、各節点の変位において引抜き初期から引抜き量が20mm程度までは徐々に節点間隔が広がりひずみが土中奥へ徐々に伝達し、その後各節点の変位が直線的に増加し引抜け状態に至っていることがわかる。以上の結果から(1)~(3)を統合して判断することにより、最大引抜き力を図中の引抜き曲線上に示す印のように決定でき、その大きさは8kN程度と推定される。

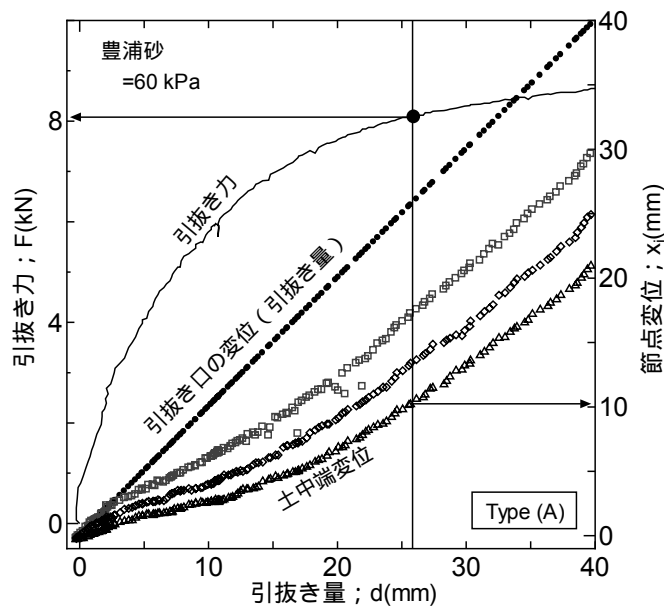


図-8 最大引抜き力の推定方法

3. 引抜き試験結果

3.1 アッシュストーンを用いた引抜き試験結果

図-9,10はType(A),(B)それぞれのジオグリッドを用いて実施した引抜き試験結果を、アッシュストーン毎に示したものである。図中の印は前節で述べた方法にて推定した最大引抜き力を示す点である。これらの図より豊浦砂を用いた引抜き試験と同様にアッシュストーンを対象とした引抜き試験においても明確なピークは現れず、引抜け状態に至った後も引抜き力は増加し続けた。また、豊浦砂のように均一な土材料を用いた場合には引抜き力と引抜き量の関係は垂直応力順になめらかな相似形で示される(図-4,5参照)が、アッシュストーンを用いた場合にはデータのばらつきにより引抜き曲線には凹凸が見られ、データのばらつき

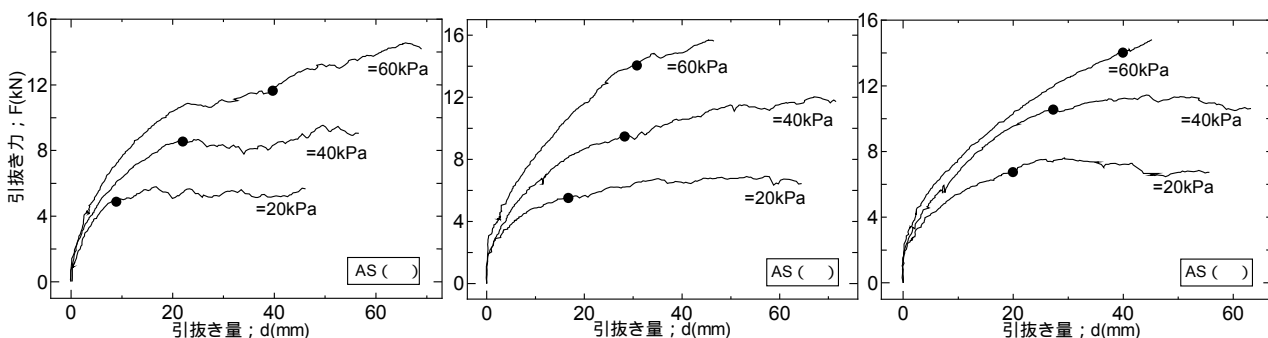


図-9 引抜き試験結果 (Type (A))

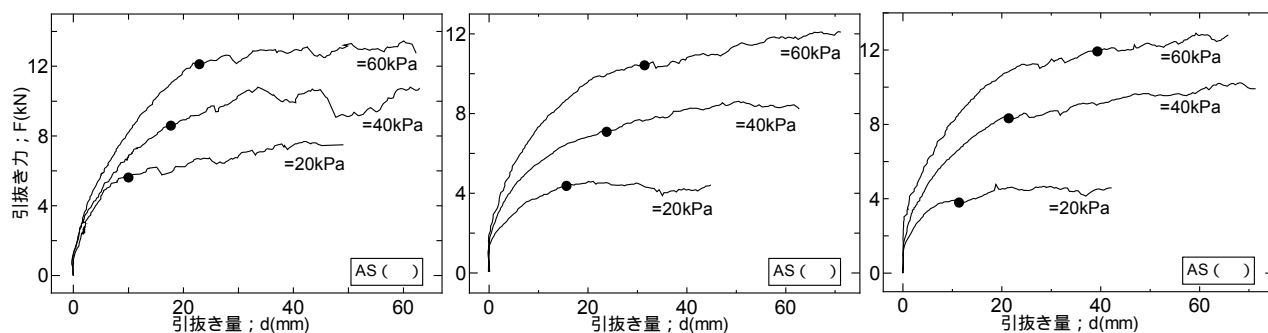


図-10 引抜き試験結果 (Type (B))

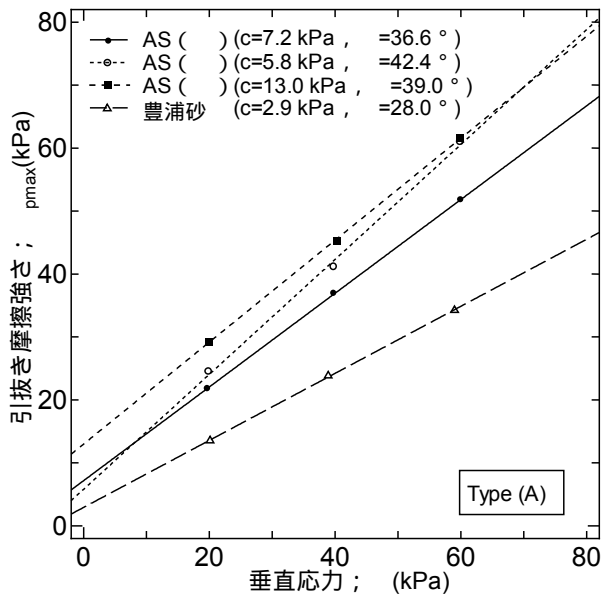


図-11 引抜き試験結果 (Type (A))

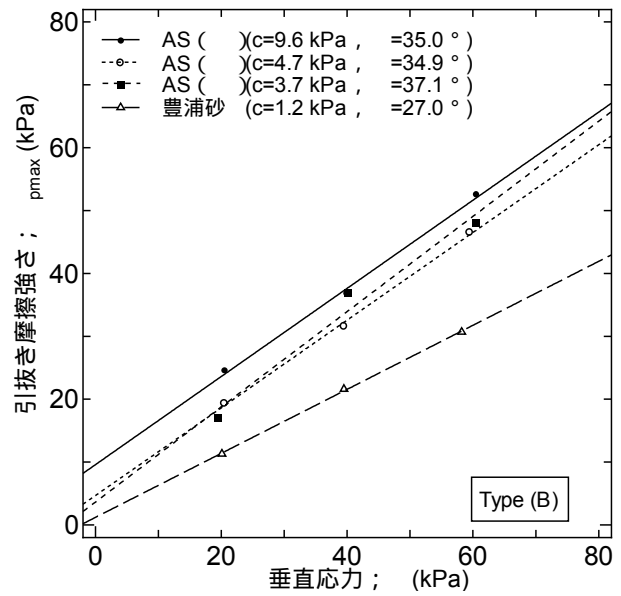


図-12 引抜き試験結果 (Type (B))

は細粒分を含む AS (), () と比較し、礫分を多く含む AS () が顕著に表れた。図-9,10 中の 印が示す値から算出された引抜き摩擦強さと垂直応力の関係をそれぞれ図-11,12 に示す。図-11,12 より、Type (A),(B)双方のジオグリッドともに、豊浦砂を用いた場合と比較し、どのアッシュストーンを用いた場合でも大きな最大引抜き力が発揮され、摩擦強度定数 (c , ϕ) も大きな値が得られた。これは本研究で用いた開口部の大きな HDPE ジオグリッドが鋭利な形状を持つ礫分とのインターロッキング効果により大きな摩擦抵抗力を発揮したためと考えられる。以上の結果はジオグリッドを用いた補強土工法に対し、アッシュストーンを適用することへの大きな可能性を示している。また、アッシュストーンにはジオグリッドとのインターロッキング効果の増加に加えて、自硬性を有し透水性も大きいという特徴を持つ¹¹⁾ことから、さらなる発展も期待できる。一方、アッシュストーンは他の土質材料と比較し、高いアルカリ性を示す¹¹⁾ことから、使用する際には十分に注意する必要がある。今後、アッシュストーンの用途拡大については、有利な点だけでなく不利な点や注意すべき事項を十分に検討することが必要であり、さらに様々な研究データの蓄積が待たれる。

3.2 ジオグリッドの形状の影響について

豊浦砂を用いて実施した引抜き試験について、HDPE ジオグリッドの目合いの大きさが試験結果へ及ぼす影響を明らかにするために、2種類のジオグリッドによる結果の比較を図-13 に示す。図より Type (A),(B)の両ジオグリッド共に同程度の摩擦角が得られたが、目合いの小さい Type (A)を用いた場合のほうが粘着力が大きく得られ、より大きな引抜き摩擦強さを発揮していることがわかる。一般的にジオグリッドの土中抵抗はジオグリッドの横リブによる受動支圧とジオグリッド表面の摩擦の和であることが知られており¹²⁾、今回用いたジオグリッドは横リブ間隔の他は同様の形状をしているため、土とジオグリッド表面の摩擦は同程度と考えると、Type (A),(B)間の引抜き摩擦強さの差は横リブ1本の発揮する抵抗力と考えることができる。図-14 は Type (A)を用いジオグリッド供試体の土中端の横リブを切断することによる引抜き抵抗力の差を示したものである。Type(A)および Type (B)の引抜き摩擦強さの違いは図-14 の横リブ1本分の引抜き摩擦強さの差と同程度であることから、上述したことの裏付けとなる。また横リブ間隔が小さなジオグリッドほど抵抗長あたりの横リブの数が多くなり、大きな抵抗力を発揮する。ジオグリッドの目合いの大きさに関する研究は以前から実施されており^{12),13)}、適切なジオグリッドの目合いの大きさが存在し、対象とする土試料の土粒子径によって決まることが指摘されている¹²⁾。すなわち、ジオグリッドの目合いの大きさと比較して粒径の小さな豊浦砂を対象とした引抜き抵抗力は、横リブ間隔の小さな Type (A)のほうが大きくなるが、巨礫のような大きな粒径の材料を対象とした場合には、目合いの小さなジオグリッドではジオグリッドを挟む上下

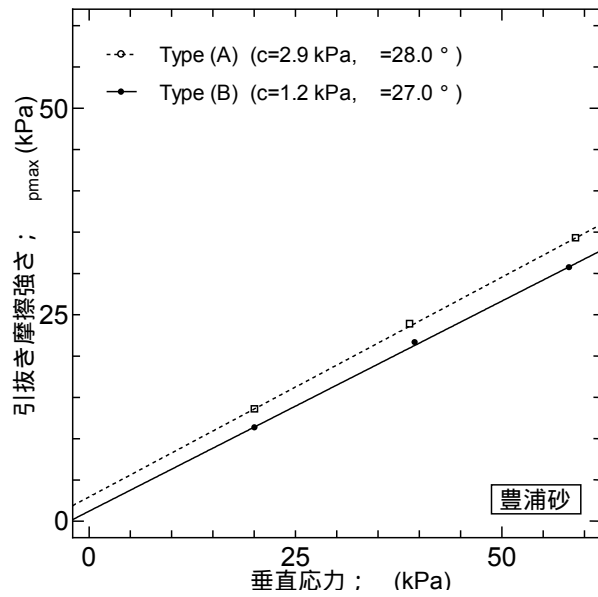


図-13 Type (A), (B)の比較

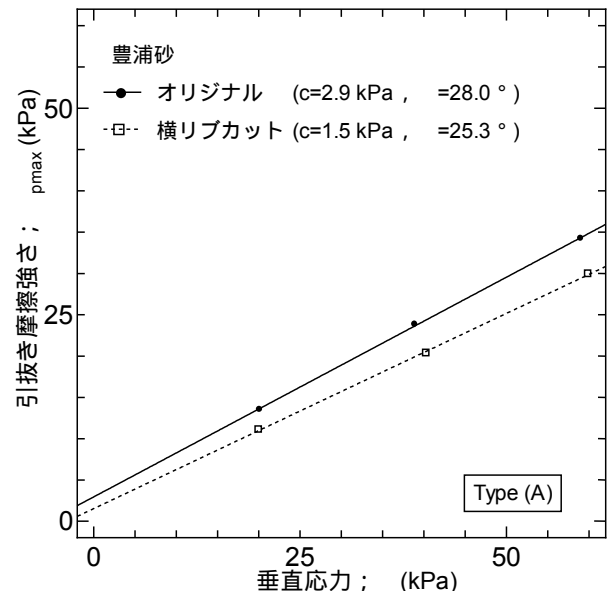


図-14 横リブの影響 (Type (A))

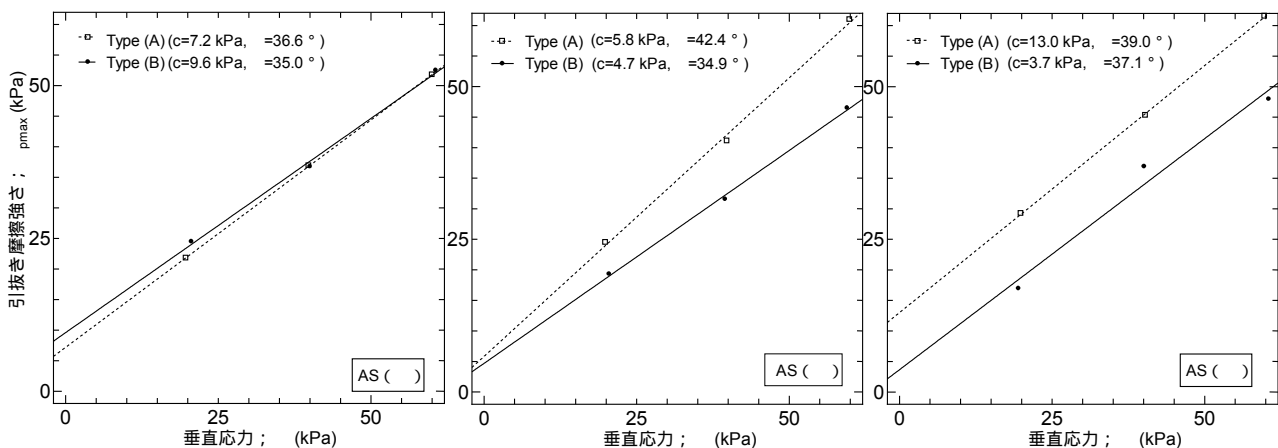


図-15 Type (A), (B)の比較

の礫は一体とはならず十分なインターロッキング効果が得られない。このため大粒径の材料に対しては、逆に目合いの大きな Type (B)の方が有利となることが予想される。

図-15 は 3 種類のアッシュストーン AS () ~ AS () を対象とした引抜き試験から得られた引抜き摩擦強さと垂直応力の関係について、Type (A)と Type (B)の比較を表したものである。上述した理由から、細粒分を多く含む AS () および AS () については、目合いの小さなジオグリッド Type (A)を用いた方が大きな引抜き摩擦強さを示すが、比較的粒径の大きい礫分を多く含む AS () に対しては両ジオグリッド共に差はあまりない。さらに大きな粒径の土質材料を対象とする場合には、目合いの大きなジオグリッド (Type (B))の方が有利となることが予想される。

4. まとめ

3 種類のアッシュストーンおよび豊浦砂を対象とし、2 種類のジオグリッドを補強材とした一連の引抜き試験を実施し、以下の結論を得た。

1. 残留状態に至っても引抜き力が増加し続け、明確なピークが現れないような引抜き試験結果から最大引抜き力を推定する方法を示した。

2. HDPE ジオグリッドは礫とのインターロッキング効果により大きな摩擦抵抗力を発揮するため、豊浦砂と比較し、アッシュストーンに対して大きな最大引抜き力が得られた。
3. ジオグリッドを用いた補強土工法に対し、アッシュストーンの適用へ向け大きな可能性を示した。
4. 粒径の小さな土試料を対象とした引抜き抵抗力は、横リブ間隔の小さな Type (A)のほうが大きくなるが、大きな粒径の土試料を対象とした場合には、目合いの大きな Type (B)の方が有利となると考えられる。

謝辞

本研究をまとめるに当たり、太陽工業（株）の原健二氏、神戸大学の鄭珉守氏には貴重なご意見を頂きました。末筆ながら、記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 鉄鋼スラグ協会：鉄鋼スラグ製品の特性と有用性，<http://www.slg.jp/pdf/fs-116.pdf>
- 2) 林重徳，落合英俊，平井貴雄，瀬戸口淳一，萩迫栄治：ジオグリッドの引抜き試験と一面せん断試験の比較，第4回ジオテキスタイルシンポジウム論文集，pp.119-125，1989.
- 3) Mitachi, T., Yamamoto, Y. and Muraki, S. (1992): Estimation of in-soil deformation behavior of geogrid under pull-out loading, Proceeding of the International Symposium on Earth Reinforcement, Kyushu, Japan, Vol. 1, pp.121-126, Balkema, Rotterdam.
- 4) Alfaro, M.C., Miura, N and Bergado, D.T.: Soil-geogrid reinforcement interaction by pullout and direct shear tests, Geotechnical Testing Journal, Vol.18, No.2, pp.157-167, 1995.
- 5) Ochiai, H., Hayashi, S., Otani, J., Hirai, T.: Evaluation of pull-out resistance of geogrid reinforced soil, Proceeding of the International Symposium on Earth Reinforcement, Kyushu, Japan, Vol.1, pp.141-146, 1992.
- 6) ジオテキスタイル補強土工法普及委員会,ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル[改訂版], 2000.
- 7) 地盤工学会基準(JGS0941-2008)：ジオシンセティックスの土中引抜き試験方法，地盤材料試験の方法と解説，2009
- 8) Nakamura, T., Mitachi, T., Ikeura, I.:Estimating method for the in-soil deformation behavior of geogrid based on the results of direct box shear test,Soils and Foundations, Vol.43, No.1, pp.47-57, 2003.
- 9) 中村努，桑島知香，吉澤耿介：土槽境界面の剛性が引抜き試験結果に及ぼす影響について，地盤工学会北海道支部技術報告集・第47号・pp.237-242，2007
- 10) 中村努，岩田雄太郎，吉澤耿介：ジオグリッドの引抜きに伴うアーチ作用の影響，土木学会第63回年次学術講演会概要集，-257・pp.513-514，2008
- 11) 許晋碩，鄭珉守，川尻峻三，澁谷啓：盛土材料としてのアッシュストーン混合土の適用性に関する基礎実験，第45回地盤工学研究発表会，2010
- 12) Jewell, R.A. and Milligan, G.W.E. : Interaction between soil and geogrid, Polymergrid Reinforcement, Thomas Telford Limited, London, pp.18-30,1985.
- 13) 舩尾孝之，石田正利，原健二：ジオグリッドの形状の違いが及ぼす土中の引抜き抵抗特性(2)-ヨコストラッド間隔の影響に関する考察-，第36回地盤工学研究発表会，pp.693-694, 2001.

ジオテキスタイルおよびジオテキスタイルシートの 垂直方向透水性に関する考察

室蘭工業大学大学院	学生会員	蒲生夏希
室蘭工業大学工学部	正会員	木幡行宏
室蘭工業大学大学院		加藤祥子
三井化学産資株式会社	正会員	弘中淳市・平井貴雄

1. 研究背景と目的

近年、種々の土木工事のうち、地盤に関する補強改良工事やトンネル工事にジオテキスタイルが広く用いられるようになってきた。

ジオテキスタイルを機能により分類すると、性状の異なる土層を分離させ、土粒子の相互混入を防止する『分離材』、土中水の移動による土粒子の流出を抑制し、水のみを通過させる『ろ過材』、盛土や地盤内の余剰水を集水し、排水させる『排水材』、引張り及び摩擦特性により土構造物の強度を向上させる『補強材』、構造物の部位、遮水シートの損傷を防ぐ『保護材』の5つの機能に分類され、様々な建設現場において用いられている。

上記の5つの機能のうち、～に関する既往の研究として図-1に示すように、ジオテキスタイルを盛土内の浸透水や盛土基礎の軟弱な粘性土層からの圧密排水を流下させて、盛土外に流出させる面内（水平）方向排水材として使用した場合の通水性の検討がよく行われている。そこで、主に問題とされるのが土粒子の侵入・捕捉に伴うジオテキスタイルの目詰まり、盛土荷重によって作用する拘束圧、などの要因による通水性の低下である^{1)~4)}。

一方、図-2に示すように、排水層への土砂の侵入を防止するため、暗渠排水溝の周囲に地盤内からの流水方向に垂直な方向の『ろ過・分離材』としてジオテキスタイルを敷設した場合に、ジオテキスタイルの面内方向通水性と垂直方向透水性は相互に関連することが知られており⁵⁾、面内方向と同様に垂直方向の透水においてもジオテキスタイルに目詰まりが発生し、透水性や分離機能が低下することが予想される。

上記の透水性の低下の原因の一つである目詰まりの現象には2つの要因が挙げられる⁶⁾。すなわち、図-3(a)に示すジオテキスタイルの繊維構造内に土粒子が侵入する場合と、図-3(b)に示すジオテキスタイルの直上部に土粒子の細粒分が貯留されて発生する場合である。前者は、未解明の部分が多いものの、本来のジオテキスタイルの性質に大きく依存する現象であろう。また、ジオテキスタイルをろ過・分離材として使用する上で、ジオテキスタイルの透水性を長期的に維持するために、目詰まり現象のメカニズムを解明し、適切な対処方法を提示する必要がある。そこで本研究では、原地盤を想定した地盤材料、動水勾配に対して目詰まり現象が生じにくい適切なジオテキスタイルの条件を検討することを目的として、ジオテキスタイルの開孔径試験を実施するとともに、種類や構造の異なるジオテキスタイルを使用した定水位透水試験を行い、実験結果を比較・検討した上で、開孔径の違いが垂直方向透水性に与える影響について考察した。

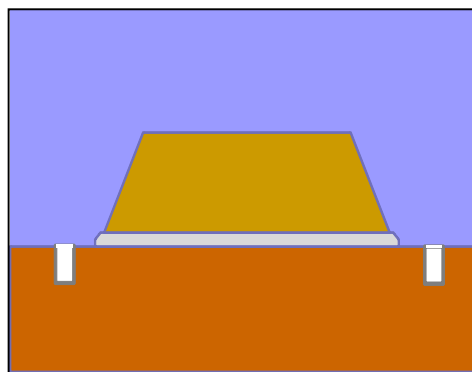


図-1 盛土・軟弱地盤の排水

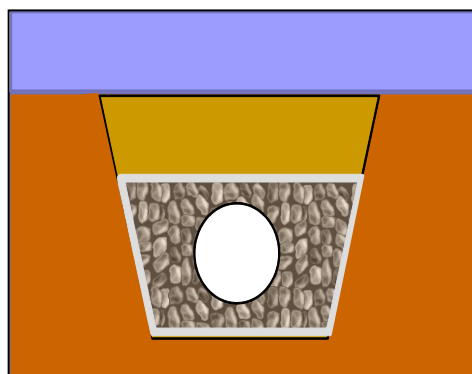
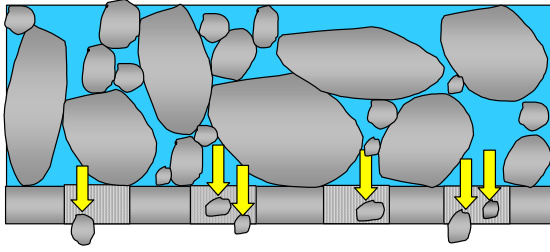
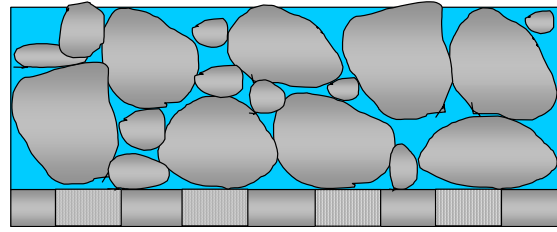


図-2 グラウンド暗渠排水溝の
排水・分離



(a) 土粒子がジオテキスタイルに侵入する場合



(b) 土粒子がジオテキスタイルの直上部に貯留する場合

図-3 目詰まり要因の概念図

2. 試験及び試料

2.1 試験

(1) 開孔径試験

本試験に使用した装置を図-4に示す。ジオテキスタイル供試体を網ふるいに固定し、ジオテキスタイル供試体上に図-5に示すように粒度調整した珪砂を220gのせる。円錐ノズルから0.5 L/minで水を噴霧させながら、周波数50 Hz、両振幅1.5 mmで上下振動させ、振動時間は600秒間とした。試験期間中、水と共にジオテキスタイル供試体を通過した珪砂をビーカーで採取し、乾燥させた後、通過した珪砂の粒度を測定し、粒径加積曲線の90%通過粒径を開孔径の測定値とした。

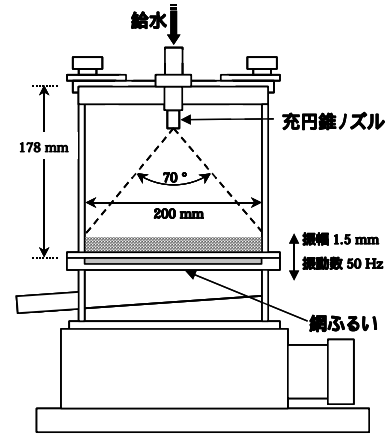


図-4 開孔径測定装置

(2) 定水位透水試験

本実験で用いた試験装置は、図-6に示した定水位透水試験装置であり、上部モールド（内径150 mm、高さ150 mm）、下部モールド（内径150 mm、高さ100 mm）から成る。本実験では上部モールドには礫層を、下部モールドには試料土層を作製し、その間にジオテキスタイルを挟め、定水位透水試験を行った。礫層は、密になるようにハンマーで上部モールドに振動を与えながら充填させた。試料土層には、ランマー（2.5 kg）を用い、1層の締固め回数を55回にして、3層の締固めを行った。定水位透水試験方法は、脱気水を透水試験装置の下端から流入し供試体に通水させ、上端から排水する方法で行った。その際、動水勾配として、現場で想定される値は $i=0.1 \sim 1.0$ であるが、試験に要する時間を短縮するため過去の研究で用いられてきた $i=4.0$ と、より現場で想定される値に近く、かつ使用する試料が透水性の低いロームであることを考慮した $i=1.0$ の2ケースに設定して、試験後にそれぞれ所定の経過時間ごとに流量（排水量）を計測した。

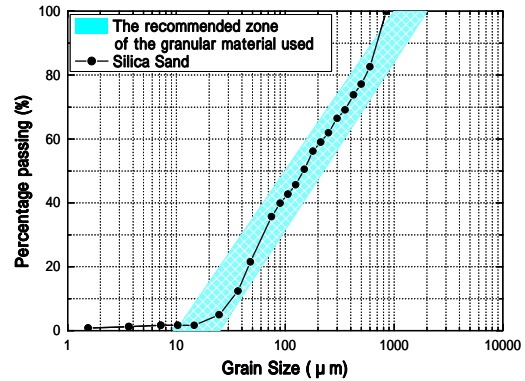


図-5 珪砂の粒径加積曲線

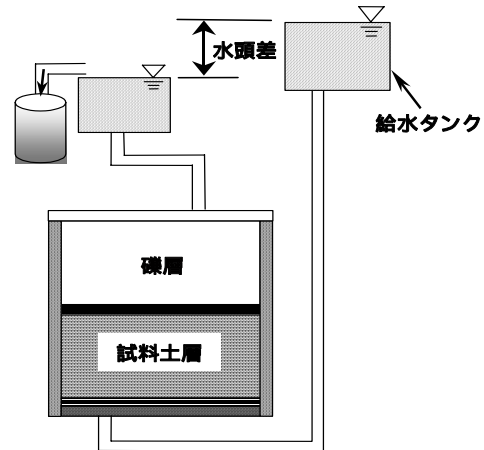


図-6 定水位透水試験装置

2.2 試料

(1) 土試料

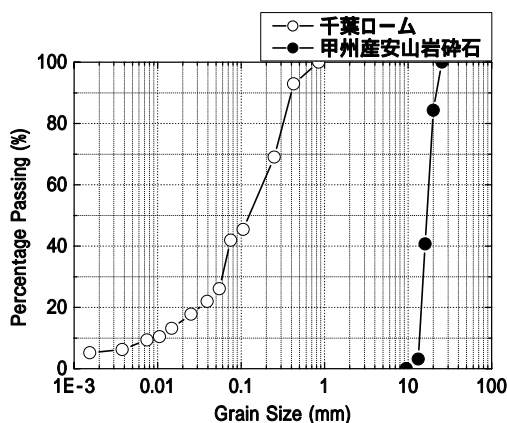
定水位透水試験における下部モールドに使用した土試料は、原位置から採取した千葉ローム及び関東ロームである。過去の試験結果（不織布系）⁷⁾と織布系ジオテキスタイルを比較するために、同条件である千葉ロームを使用した。織布系同士を比較する際には千葉ロームの量が不足していたため、新たに関東ロームを現場から採取して使用した。両試料ともに、目詰まり現象を確認しやすい条件に設定する為にジオテキスタイルの見かけの開孔径（ O_{90} ）に比べて細かな粒度が比較的多い土を選定した。また上部モールドに使用した砕石は市販の甲州産安山岩砕石である。各々の物理的性質を表-1(a),(b)に、粒径加積曲線を図-7(a),(b)に示す。

(2) ジオテキスタイル

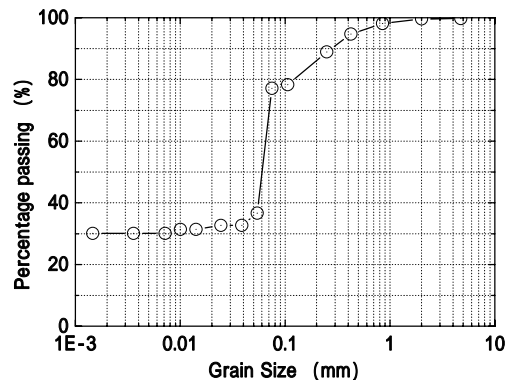
本実験で用いたジオテキスタイルの物性値を表-2(a),(b)に示す。ジオテキスタイルは形状と製法から不織布と織布に大別されており、不織布は繊維を接着・融着、あるいは機械的にかからませることにより、織り目のない布状にしたものであり、排水機能は高いが一般に剛性は小さい。本実験で使用した不織布系ジオテキスタイル（写真-1）は、GTXS-300, GTXS-400, GTXN-270, GTXN-370の4種類である。GTXSはスパンボンド法, GTXNはニードルパンチ法によるジオテキスタイルを示している。ここで、スパンボンド法とは、ノズルから溶出したエンドレスの長繊維で、ウェブを形成、熱ロールで統合する方法であり、水分を吸収せず、汚れにくいという特徴がある。それに対して、ニードルパンチ法とは、特殊針がウェブを高速往復、針の微妙な突起で、繊維同士を絡ませて統合する方法であり、短繊維からなり、頑丈という特徴がある。一方、織布は繊維を直交2方向に織ったもので、一般的には排水機能は低いが強度は大きい。しかし、本試験で使用した織布系ジオテキスタイル（写真-2）は、特殊な繊維加工技術によって製造されており、高い透水性を有している。本研究では、不織布系と比較する際にはGTXW-275, GTXW-276の2種類を使用した。また、開孔径の違いによる比較をするために、GTXW-350, GTXW-275_2, GTXW-333の3種類を使用した。さらに

表-1 土試料の物理的性質

(a) 千葉ローム及び関東ローム			(b) 甲州産安山岩砕石		
試料	千葉ローム	関東ローム	試料	甲州産安山岩砕石	
土粒子密度: ρ_s (g/cm ³)	2.59	2.65	乾燥密度	最大密度	1.54
液性限界: w_L (%)	158.1	124.1	ρ_d (g/cm ³)	最小密度	1.083
塑性限界: w_P (%)	112.61	65.65	Gradation	D_{50} (mm)	16.7
塑性指数: I_P	45.49	58.47		U_c	1.32
最適含水比: w_{opt} (%)	54.4	68.7	細粒分 (%) ($75 \mu\text{m}$)	0	
最大乾燥密度: ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.08	0.85	本実験での供試体密度	1.487	
Gradation	D_{50} (mm)	0.12	ρ_d (g/cm ³)		
	U_c	19.73			
細粒分 (%) ($75 \mu\text{m}$)	41.88	13.91			



(a) 千葉ローム及び甲州産安山岩砕石



(b) 関東ローム

図-7 土試料の粒径加積曲線

織布系同士の比較には、ポリプロピレン製フラットヤーンで織り上げられた織布系ジオテキスタイルである GTX-108 (写真-3), GTX-294 (写真-4) の 2 種類を用いた。なお、ジオテキスタイル試料に付けた数字は試料の目付に基づいたものである。

3. 増減率の定義

透水性を評価するにあたり、本研究では、透水性を表すパラメータとして増減率を用いた。増減率とは、ジオテキスタイルに目詰まりが生じていない時の透水係数を基準値 1.0 として、各透水係数を基準値 1.0 との割合で表したものであり、各経過時間に対する透水係数 (cm/sec) を目詰まり無しの透水係数 (cm/sec) で除した値で示される。透水係数そのものの代わりに透水係数の増減率を用いることで、異なる条件の各透水性の推移の比較が容易になる。また同条件で透水試験を複数回行った場合、その試験結果の透水性の傾向には大差がないものの、実験値としては再現性が低いとされる透水試験の難点も解消される。

表-2 ジオテキスタイルの物理的性質

(a) 不織布系ジオテキスタイル

ジオテキスタイルの種類	不織布系			
	GTXS-300	GTXS-400	GTXN-270	GTXN-370
目付 (g/m ²)	300	400	270	370
厚さ (mm)	3	4	3	4
垂直方向の透水係数(cm/sec)	1 × 10 ⁻¹	1 × 10 ⁻¹	2 × 10 ⁻¹	2 × 10 ⁻¹

(b) 織布系ジオテキスタイル

ジオテキスタイルの種類	織布系						
	GTXW-275	GTXW-276	GTXW-350	GTXW-275_2	GTXW-333	GTX-108	GTX-294
目付 (g/m ²)	275	276.3	350.0	275.0	333.3	108	294
厚さ (mm)	-	0.4	0.9	0.7	0.9	0.37	0.77
垂直方向の透水係数(cm/sec)	5 × 10 ⁻¹	2 × 10 ⁻¹	9 × 10 ⁻¹	10 × 10 ⁻¹	3 × 10 ⁻¹	6.1 × 10 ⁻³	1.3 × 10 ⁻²



写真-1 不織布系ジオテキスタイル



写真-2 織布系ジオテキスタイル
(GTXW シリーズ)



写真-3 織布系ジオテキスタイル
(GTX-108)



写真-4 織布系ジオテキスタイル
(GTX-294)

表-3 ジオテキスタイルの物理的性質及び開孔径試験結果

ジオテキスタイルの種類	GTXW-350	GTXW-275_2	GTXW-333
目付 (g/m ²)	350.0	275.0	333.3
垂直方向の透水係数(cm/sec)	9 × 10 ⁻¹	10 × 10 ⁻¹	3 × 10 ⁻¹
開孔径O ₉₀	カタログ値	0.35	0.30
	計測値	0.32	0.23

4. 試験結果と考察

4.1 開孔径による検討

開孔径試験により得られた粒径加積曲線から算出した開孔径とカタログ値を表-3に示す。すべてのジオテキスタイルの開孔径において、計測値とカタログ値が近いことから、本試験結果は妥当であるといえる。

定水位透水試験から得られた透水係数を用いて算出した増減率と経過時間の関係を、図-8に示す。開孔径の違いに関わらず、どれも一定あるいは増加の傾向を示している。過去の研究によれば⁷⁾、不織布系ジオテキスタイルの場合、ジオテキスタイルの厚さが薄くなると開孔径が大きくなることから土粒子が入り込み、目詰まりしやすくなる傾向があった。しかし、本研究による織布系ジオテキスタイルの場合は、厚さと開孔径の間に明確な相関性がないため、そのような傾向は表れなかった。また、不織布系ジオテキスタイルの開孔径に関する筆者らの検討^{8),9)}では、開孔径と同じ粒径と開孔径を1.5倍した粒径の範囲に入る土の質量百分率の割合が大きいほど、ジオテキスタイルの流路を妨げることになり、開孔径以下の粒径の通過質量百分率が小さければ目詰まりが生じにくくなるという知見が得られている。今回使用した土試料(関東ローム)は、開孔径以下の粒径の通過質量百分率が非常に大きかったため、土粒子が流路を妨げることはなかったと思われる。また、織布系ジオテキスタイルの厚さが不織布系に比べて極端に薄いため、開孔径以下の粒径を持った土粒子はジオテキスタイルに補足されず通過していったと考えられる。

4.2 ジオテキスタイルの種類の違いによる比較・検討

定水位透水試験から得られた透水係数を用いて算出した増減率と経過時間の関係を、図-9(a)~(d)に示す。図-9(a)は不織布系ジオテキスタイルを用いた場合の増減率

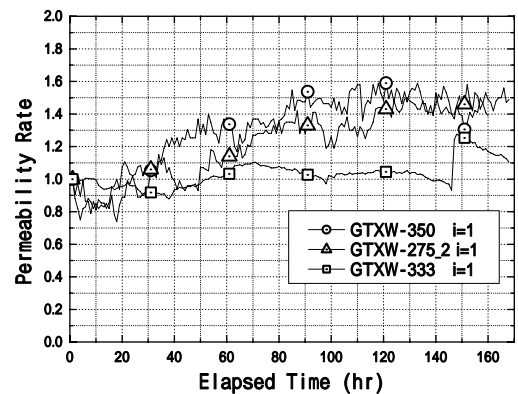
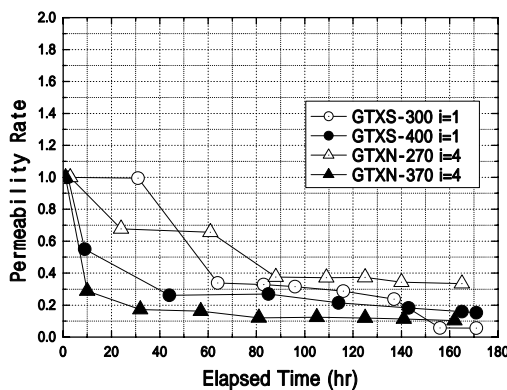
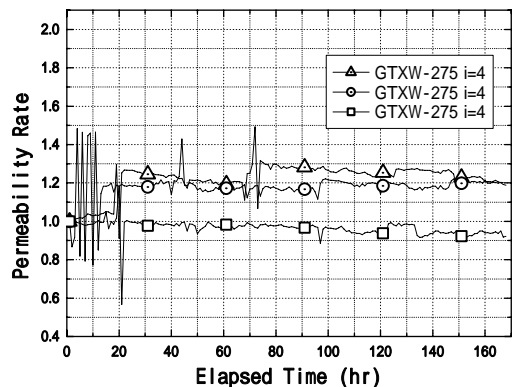


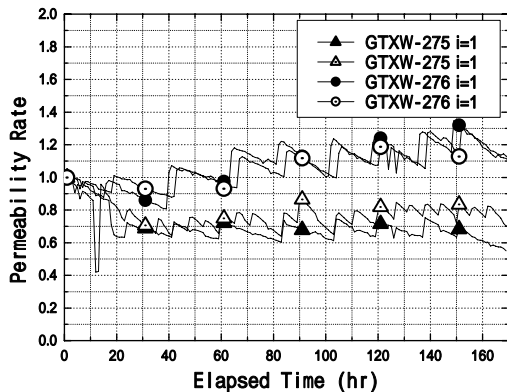
図-8 開孔径の異なる織布ジオテキスタイルの増減率-経過時間関係



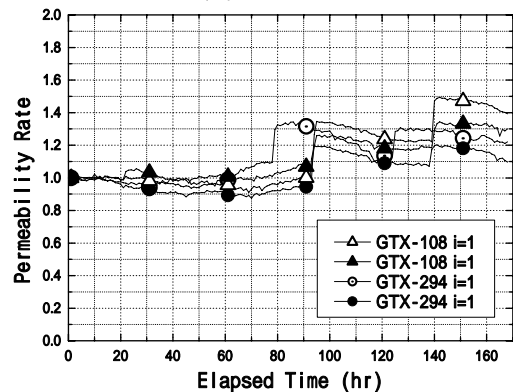
(a) 不織布系 $i=4, 1$



(b) 織布系 $i=4$



(c) 織布系 $i=1$



(d) 種類の違いによる比較

図-9 増減率-経過時間関係

を示しており、動水勾配は $i=4.0$ と $i=1.0$ である。また、**図-9(b)** 及び **図-9(c)** は織布系ジオテキスタイルを用いた場合の増減率を示しており、動水勾配はそれぞれ $i=4.0$ と $i=1.0$ である。**図-9(a)** の不織布系ジオテキスタイルは、全ての場合において経過時間とともに透水性が著しく減少しているが、これは繊維に土粒子が捕捉され、目詰まり現象が生じたことが原因であると考えられる。一方、**図-9(b)**、**(c)** における織布系ジオテキスタイルの透水性は、ジオテキスタイルの種類や動水勾配に関わらず、どれも一定あるいは増加の傾向を示している。また、試験後のジオテキスタイルを確認したところ、土粒子の目詰まりがほとんど生じていなかった。これは、本研究で使用した織布系ジオテキスタイルがプラスチック製のモノフィラメント（単繊維）系織布であり、また、厚さが極めて薄いため、土粒子が捕捉されにくかったことが原因であると考えられる。

以上の推察を裏付けるため、**図-9(d)** に示すように、種類の異なる織布系ジオテキスタイル同士の比較も行った。様々な物性値の違いに関わらず、2種類とも増減率は一定あるいは増加の傾向を示しているがわかる。このことから、織布系ジオテキスタイルに関しては、垂直方向透水性に及ぼす物性値の影響は小さいと考えられる。

5. まとめ

本研究では、原地盤を想定した地盤材料、動水勾配に対して目詰まり現象が生じにくい適切なジオテキスタイルの条件を検討することを目的として、ジオテキスタイルの開孔径試験を実施するとともに、種類や構造の異なるジオテキスタイルを使用した定水位透水試験を行い、実験結果を比較・検討した上で、開孔径の違いが垂直方向透水性に与える影響について考察した。その結果、織布系ジオテキスタイルの垂直方向透水性に関して以下の知見を得た。

- 1) 本研究で使用した織布系ジオテキスタイルは不織布系に比べて透水性が高いことが明らかとなった。
- 2) 織布系ジオテキスタイルに関しては、開孔径の違いによる目詰まり現象への影響は少ないと考えられる。また、物性値が異なっても垂直方向透水性に大きな差異は生じない。
- 3) 目詰まり現象の発生は、織布、不織布など、ジオテキスタイルの構造の違いに依存すると考えられる。

<参考文献>

- 1) 宮田喜壽，木暮敬二，谷澤芳郎，落合英俊：目詰まり不織布の通水性能に関する実験的考察，土木学会論文集，No. 596 / -43，pp. 123-130，1988.6.
- 2) 林英雄，森麟：盛土中に敷設するジオテキスタイル排水材の目詰まりによる透水性低下の予測に関する研究，土木学会論文集，No. 510 / -26，pp. 57-67，1995.3.
- 3) 林英雄，森麟：地山から流出する土粒子による不織布排水材の目詰まり量と排水性に関する実験的研究，第 28 回土質工学研究発表会，pp. 2437-2440，1993.6.
- 4) 山田貴史，伊藤秀行，片岡昌裕，浅田貢：不織布の面内方向透水性能の低減に関する実験，第 32 回地盤工学研究発表会，pp. 2027-2028，1997.7.
- 5) 巻内勝彦，峯岸邦夫，塩野真康，増田貴之：ジオドレーンシート・盛土複合体における水理特性，国際ジオシンセティックス学会日本支部，ジオシンセティックス論文集，第 17 巻，pp. 173-176，2002.12.
- 6) 西形達郎，岩崎高明，須長誠，新井克彦：「ジオテキスタイルの水理特性試験方法」について，ジオテキスタイル試験方法に関するシンポジウム発表論文集，pp. 9-16，1994.6.
- 7) 木幡行宏，神智子，弘中淳市，平井貴雄：種々の不織布による垂直方向透水性能に関する諸要因の検討，ジオシンセティックス論文集，第 24 巻，pp. 43-48，2009.12.
- 8) 木幡行宏，島谷文卓，弘中淳市，平井貴雄：ジオテキスタイルの垂直方向透水性能に及ぼす見掛けの開孔径の影響についての検討，ジオシンセティックス論文集，第 22 巻，pp. 147-152，2007.11.
- 9) 木幡行宏，佐藤織絵，島谷文卓，弘中淳市，平井貴雄：種々の土質を用いた透水試験によるジオテキスタイルフィルターの目詰まり特性，ジオシンセティックス論文集，第 21 巻，pp. 327-332，2006.12.

静的締固め杭の水平間距離と応力変化・地盤変形の関係

北海道大学大学院工学研究院

株式会社ジオデザイン

独立行政法人港湾空港技術研究所

国土交通省関東地方整備局

国際会員 ○西村 聡

正会員 竹花 和浩

国際会員 森川 嘉之

国際会員 高橋 英紀

1. はじめに

静的圧入締固め工法とは、地中に挿入した注入ロッドを介してグラウトや砂などをポンプで圧入し、緩い地盤を原位置で締固めるものである。球状に注入物を拡張させるステップを、注入先を上下に移動させながら繰り返すことにより、杭状に改良体を作製することが多い（図-1）。サンドコンパクションパイル（SCP）工法などと比較すると機械が小型であり、既設の舗装の上からでも小径の削孔により適用可能なことから、空港の既存滑走路・誘導路の液状化対策などに有効であるとされている。しかし、その設計法の根拠は SCP 工法の実績に基づいており、滑走路の基準に照らすと過大な地表面隆起などが起こる得ることが報告されている。また、滑走路のように長大な範囲を改良するには施工の効率化が課題となる。これらの背景から、本研究では地盤変形抑制・施工効率化の一手段として、改良ピッチを標準よりも大きく設定したときの改良効果の検討を行った。ここでは遠心模型実験により得られた知見を報告する。

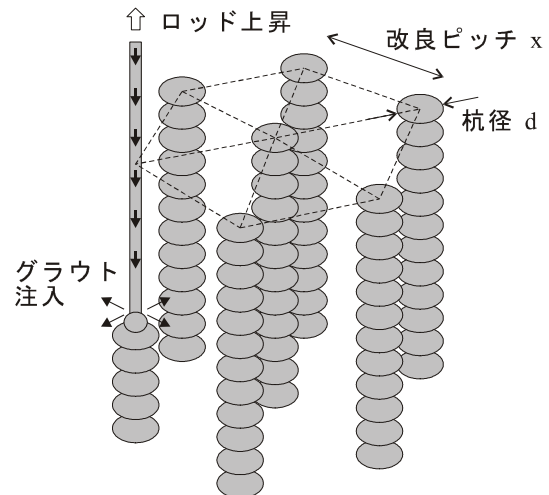


図-1 静的圧入締固めによる改良例
(正三角形パターン)

2. 静的圧入締固めによる液状化抑制の原理と本研究の目的

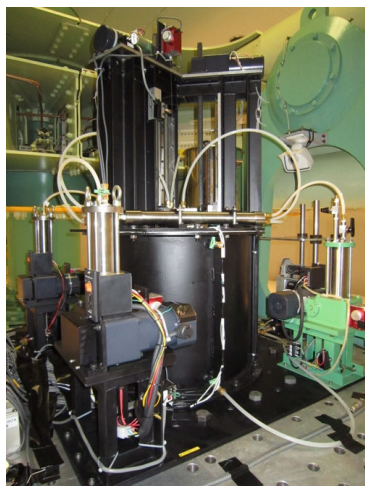
この工法により地盤の液状化強度が増加する原理として、(i)地盤の相対密度が上がる、(ii)水平応力が増加し、拘束効果が得られる、(iii)改良体と地盤の相互作用により地盤のせん断が抑制される、ことが考えられる。著者らがこれまで要素試験や数値解析で調べた結果、少なくとも中密の砂に関しては、(ii)の水平応力の増加による影響が最も顕著に現れることが明らかになってきた。そこで、本紙で報告する実験シリーズでは、改良に伴う地盤内水平応力の変化の様子を明らかにすることを目的に設定した。

3. 実験装置・方法

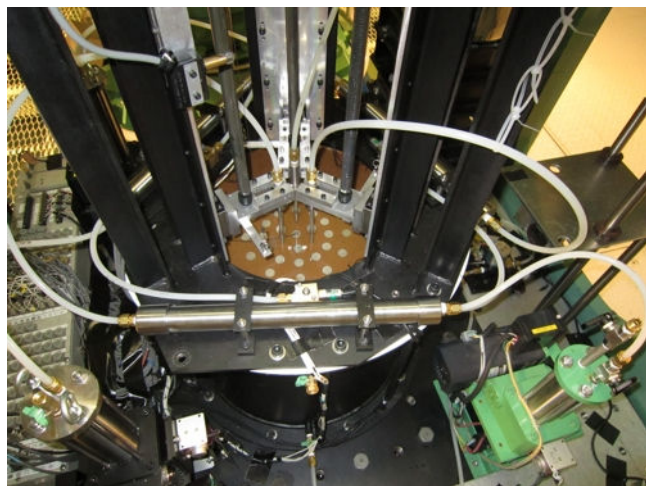
遠心載荷装置は、独立行政法人港湾空港技術研究所が所有するアーム型(有効半径 3.8m)のものを用いた。実験は 30G の遠心加速度の下で行ったため、この報告では、相似則に基づき模型寸法を 30 倍に換算して実物スケールとして記述する。模型地盤は円形容器内に相馬珪砂 5 号を空中落下させ作製し、中詰め(相対密度 55~73%)とした。これに対して遠心場で静的圧入締固め過程をシミュレートした。実施工のように多数の改良杭を作製する過程を遠心載荷装置内で再現するのは困難であるため、ここでは正三角形改良パターンの最少単位を構成する 3 本の杭を順次作製し、その中心点での応力を計測することにした。なお、注入ロッドはあらかじめ地盤内に埋めておいた。

装置は、独立した 3 機ずつの注入ポンプ・グラウト-水インターフェイスシリンダー・モーター式揚貨装

置から成る（写真-1）。ポンプによりシリンダー内の水圧を上げ、ピストンを介してグラウトを押し出し、ロッドの先から模型地盤中に注入した。これらの装置は高耐圧シフレックスチューブで接続されており、いずれもモーターの定格出力の 10 MPa まで耐えることができる。揚貨装置のモーターは注入とは独立であり、1 ステップ分注入を終了したら所定量だけロッドを上昇させ、また注入を開始するという実施工と同じ過程（ボトムアップ方式）を繰り返した。1 本のロッドについて注入が終了した時点で、次のロッドでの注入に移行した。実験に用いたグラウトは、相馬珪砂 5 号と川崎粘土 ($w_p=24\%$ 、 $w_L=53\%$) を重量比で 4:6 で混合し、その乾燥重量に対し水 50%、セメント 12%、凝縮遅延剤 0.84%を添加したものである。



(a) 全景



(b) ロッドー揚貨装置接続部およびシリンダー

写真-1 遠心プラットフォーム上に設置された装置

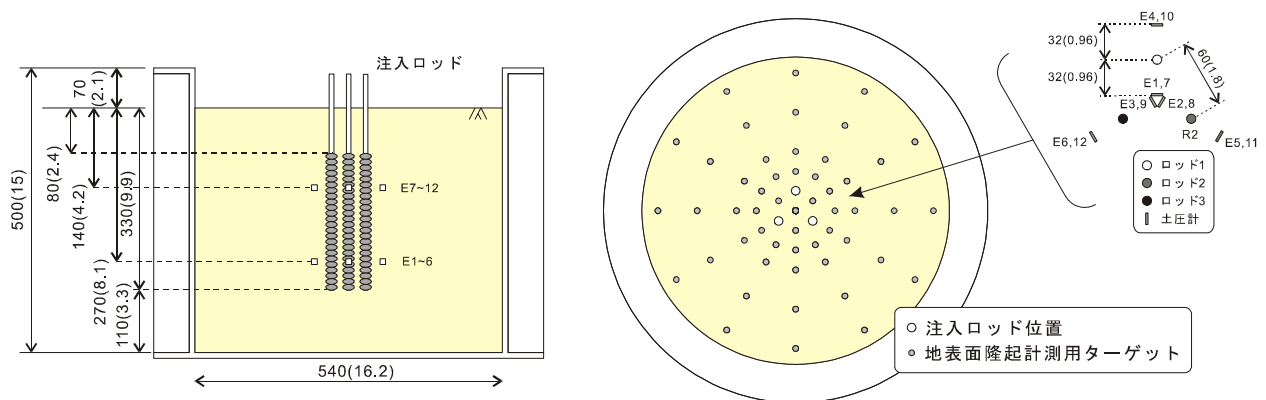


図-2 模型地盤の断面と土圧計の配置（例：ケース d18D）：単位 模型スケール、mm（実物スケール、m）

表-1 模型地盤の断面と土圧計の配置（例：ケース d18D）

ケース名	改良率 (%)	杭間距離 (模型スケール ／実物スケール)	地盤条件	初期地盤 相対密度 (%)
d18D	13.7	60mm / 1.8m	乾燥砂	72.7
d24D	7.7	80mm / 2.4m		55.2
d30D	4.9	100mm / 3.0m		62.1

実験条件を表-1に、模型断面の例を図-2に示す。深度9.9m(実物スケール：以下同様)から開始し、注入してはロッドを0.33m上昇させるステップを繰り返して、深度2.4mに至るまで、杭径0.7mに相当する量のグラウトを注入した。ロッドの間隔は1.8m、2.4m、3.0mの3通りを設定した。現在のところ、試験施工を除いた施工実績では、1.7m間隔が最大である。土圧計は受感面がロッドに正対するように、深度8.1mと4.2mの各水平断面でそれぞれ6つずつ図-2のように配置した。用いた土圧計は圧電素子を用いた大出力型のものであり、遠心場で別途較正したところ、乾燥砂中においては土圧を比較的正確に計測できることが示された。一方で、飽和砂中での有効土圧は著しく過小に計測されることがわかったため、本報告では乾燥砂地盤を用いた実験ケースについてのみ記述する。なお、地表面隆起は改良部中心においてLVDTを用いて計測しており、それ以外の位置においては地表面に敷設したターゲットの水準を実験前後で計測(LVDTの計測値に基づき、遠心载荷・除荷による沈下・隆起分は補正した)して注入による隆起を計算した。

写真-2は、実験後の模型地盤中の様子を示すものであり、グラウトが意図した通り杭状に形成されていることがわかる。しかし、平均杭径は0.6m程度であり、ポンプから計測した注入体積よりも14%ほど小さい。これはグラウトが注入時およびその後において圧密収縮したことを示している。これは事後の含水比計測の結果と整合した。

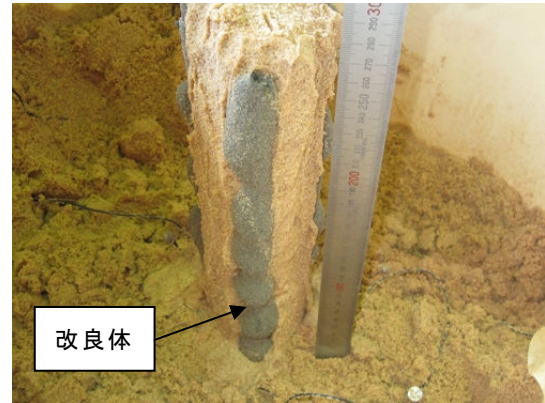


写真-2 実験後の改良体の様子

4. グラウト注入に伴う水平応力の変化

注入先が深部から浅部へと、また打設がロッド1から2,3へと移行していく過程における土圧計の計測値を図-3に示す。ここでは初期鉛直有効応力 σ_{v0}' で除して名目上のKとしてある。実際には地盤変形により τ_{vh} が生じ、 σ_v' が変化すると考えられる。Kが $\sigma_1'/\sigma_3' = (1+\sin\phi) / (1-\sin\phi)$ ($\phi=40^\circ$ に対し4.6程度)を超えることがあるのはそのためである。図中には土圧計の深度も示してあるが、別条件で行った過去の実験¹⁾でも観察されたように、土圧計測値がピークを示すのは注入先端が計測位置とほぼ同じ深度にあるときである。ただしK値は、その後の注入でわずかに増大を繰り返しながらも、最終的には大幅に減少して収束している。これには、先に述べたグラウト杭の圧密収縮が主な原因であると考えられる。最終的な水平応力は、少なくとも実験の時間スケールにおいてはよく収束しており、これ以上の減少は確認されなかった。

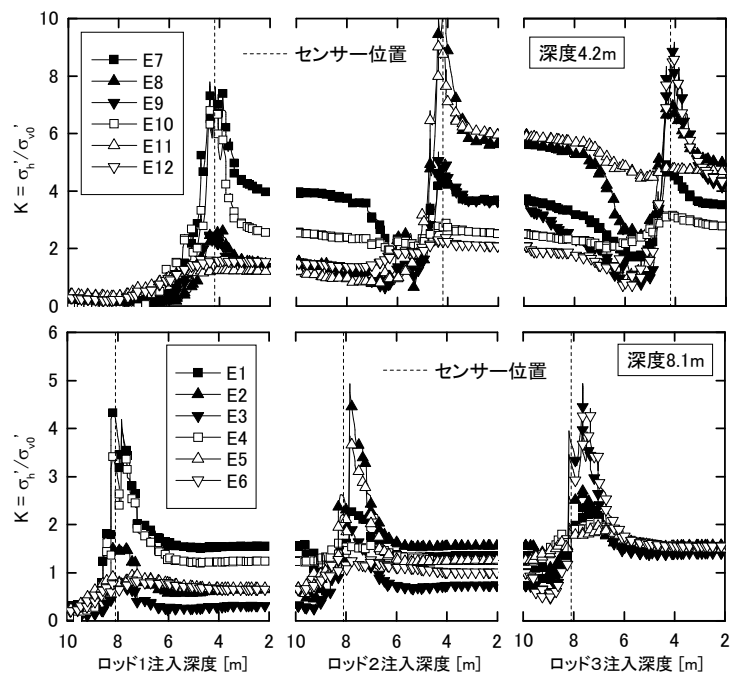


図-3 注入時のK値の変化(例: ケース d18D)

興味深いのは、あるロッドからの注入に対して大きく反応しているのは、そのロッドに正対している二つの土圧計(例として、ロッド1からの注入に対しては深度8.1mでE1とE4、深度4.2mでE7とE10)のみであり、3本全てのロッドからの注入を経た後に、初めて改良中心部において水平面内でおおよそ等方的に水

平応力が上昇していることである。また、浅部ではKの増加がより顕著であった。これらは全ての改良ピッチ条件に対して観察された。

改良効果として意義があるのは地盤中に残留したK値であるから、以上の結果からKの残留値に着目し、改良率 a_s (正三角形改良パターンの場合、杭径 d と改良ピッチ x から $0.907(d/x)^2$ と計算できる) に対してプロットしたのが図-4である。この図には、現地施工において、打設直後から3年のうちに計測されたK値のデータが並んでプロットされている。また、参考として飽和砂を用いた実験ケースの結果も併記してある。実施工データのばらつきは大きいものの、深部(7.3m以深)に関する限り、ここでの実験結果は実施工からのデータと整合するものであることがわかる。浅部(4.7m以浅)では、遠心実験での残留K値は現地データを大きく上回っている。この原因は不明であるが、現地では、特に浅部において、地層が必ずしも均一ではないことを考慮する必要がある。また、浅部では地表面での活荷重の影響を受けてリラクゼーションが進行している可能性もある。

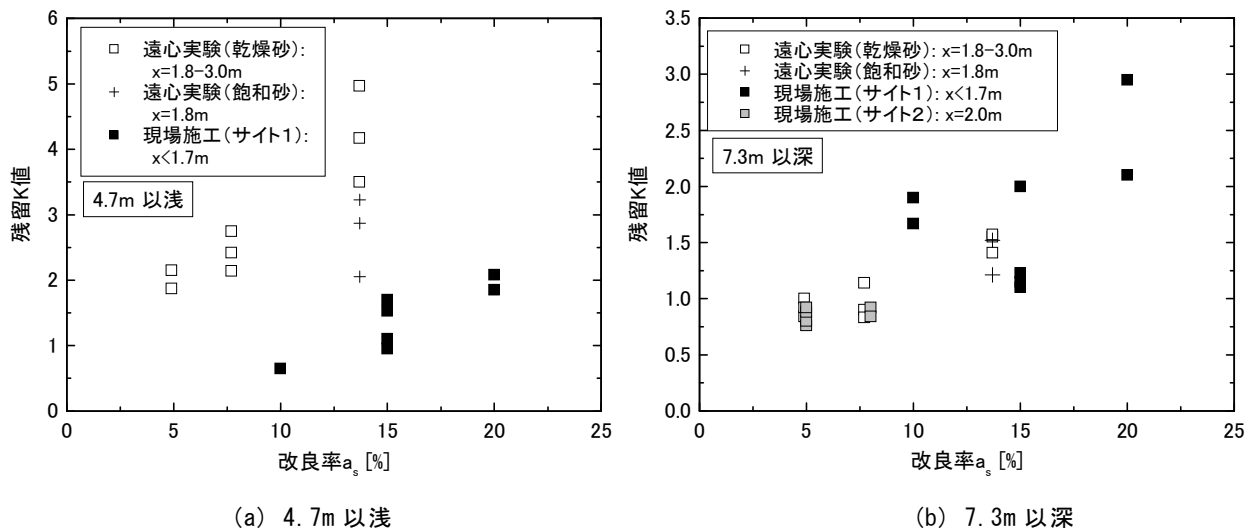


図-4 残留K値と改良率の関係 (サイト1は善ら²⁾より)

5. グラウト注入に伴う地表面隆起

改良部中心(正三角形改良パターンの中心)地表面において、グラウト注入中に計測された隆起を図-5に示す。隆起のほとんどは、深度4~5mよりも上の浅い部分での注入によるものであることがわかる。それ以深では、逆にグラウトの圧密によると思われる沈下が起こる場合もある。実際の最近の施工ケースからは、比較的深い位置での注入に対して隆起が観測される場合があり、そのような地盤は細粒分を多く含んでいる。ここでの実験は乾燥砂を用いていることを考えると、深部改良に対して実際に問題となる隆起は、変形をうける地盤からの排水が不完全であることが理由と考えられる。Kovacevicら³⁾は、粘土地盤に対して同様の円筒拡張問題を考え、拡張事後に圧密が遅れて起こる場合、密実化の効率が下がることを数値解析により示しており、同様の結論が導かれる。なお、改良ピッチが1.8mのケースでは大きな隆起が1本目の改良体打設から起きている。これは残り2本のロッド(直径は実物スケール換算で240mmにあたる)の影響に加え、表-1に示したように、地盤の初期密度が他の2ケースに比べて高くなってしまったことも理由として考えられる。

3本の改良体が打設された後の地表面の隆起分布を示したのが図-6である。基本的に改良部を中心とした分布を呈しているが、わずかながら後から打設される方向(図中Rod 3に相当)に向かって中心が偏っていることがわかる。これは既に作製された改良体(Rod 1と2の位置)が地盤の動きを部分的に拘束し、3本目の改良体による地盤変位を正三角形の外側に追いやったと解釈できる。これから、浅部での注入に対してで

も、地表面隆起が既存の改良体の影響を受けるということがわかる。

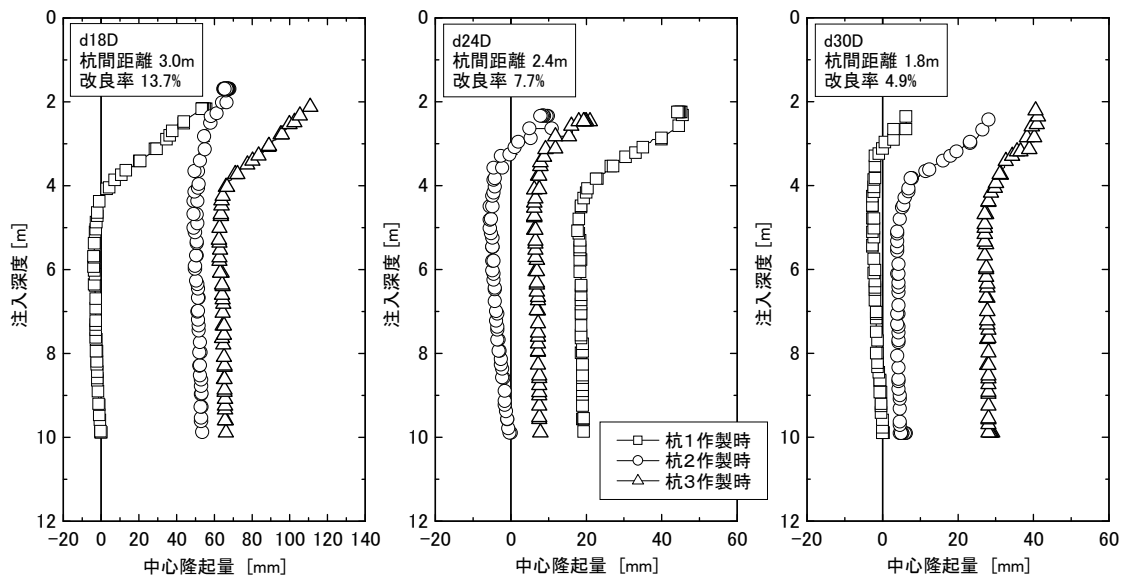


図-5 改良部中心地表面における隆起量

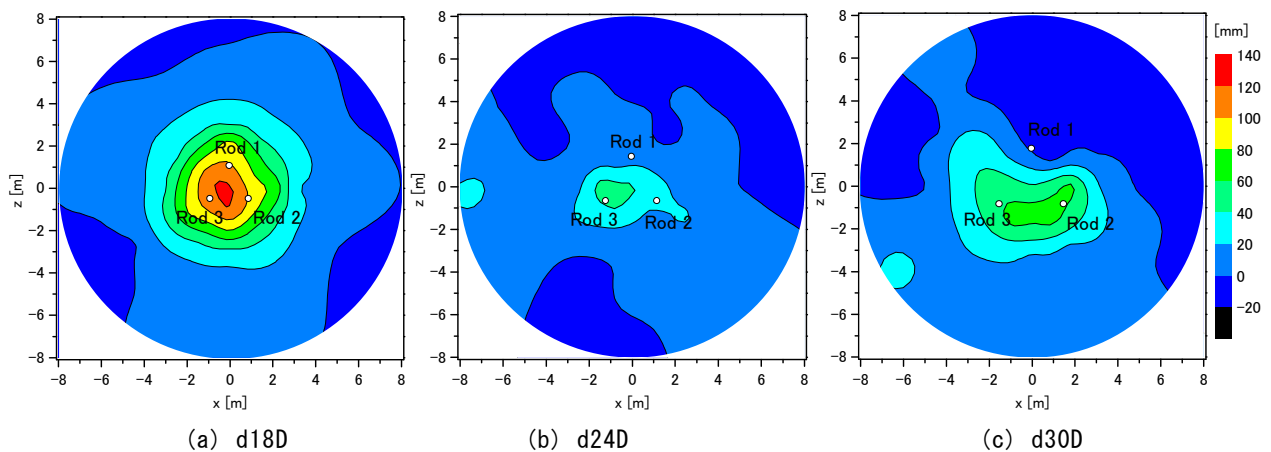


図-6 改良体3本打設後の地表面隆起分布

6. おわりに

本報告では、液状化対策としての静的圧入締固め工法の効率化を目的として、改良ピッチを非常に大きくした場合を想定し、応力変化などについて遠心模型実験により検証した。これまでこのような大きなピッチでの改良は望まれていたが、実績のない条件において改良効果を評価する方法がないために適用が困難であった。今回の遠心実験から、珪砂の乾燥地盤という理想化された条件ではあるものの、残留K値と改良率との関係を、現地施工の結果と概ね整合し且つそれを大改良ピッチ対して延長するものとして得ることができた。著者らはこのK値-改良率関係を動的数値解析を通して液状化抑制効果評価に適用する方法を提案しており、これについては別の機会に報告する。

参考文献

- 1) 西村 聡・高橋英紀・森川嘉之、液状化対策としての静的圧入締固め工法の遠心場における再現、第 45

回地盤工学研究発表会、pp.1545-1546, 2010.

- 2) 善功企・山崎浩之・加藤久晶・藤井照久・菅野雄一 (2002) 締固め工法によって改良された地盤の静止土圧係数 K_0 に関する調査、土木学会第 57 回年次学術講演会、III-085, pp.169-170, 2000.
- 3) Kovacevic, N., Potts, D.M. and Vaughan, P.R., The effect of the development of undrained pore water pressure on the efficiency of compaction grouting, *Geotechnique*, Vol.50, No.6, pp.683-688., 2000.

室蘭工業大学大学院 学生会員 伊藤 企陽司
室蘭工業大学大学院 正会員 木幡 行宏
室蘭工業大学大学院 学生会員 小山 雄大

1. はじめに

従来、掘削工事で発生する建設発生土は、産業廃棄物として埋め立て処分されている。しかし、近年、建設リサイクル法の制定とともに建設発生土の有効利用が進められ、セメント等の固化材を建設発生土に混合し、再び埋め戻し材として利用する流動化処理土工法が広く用いられるようになってきた。しかし、流動化処理土は固化材添加量を増やして強度を増加させると、脆性的な挙動を示し耐震性の低下が懸念される。過去の研究で、流動化処理土の脆性的な性質を改善するため、繊維材として綿状にした古紙を混合させた繊維材混合流動化処理土に対する一軸および三軸圧縮試験を行った結果、ピーク後の脆性的性質が改善されることが報告されている^{1)~4)}。

本研究では、最近開発された新しい固化材を用いた場合の繊維材混合流動化処理土の力学特性に及ぼす影響を検討するため、新たな特殊土用固化材を固化材添加量 40, 60, 80, 100 kg/m³ で添加した繊維材混合流動化処理土に対し圧密非排水三軸圧縮試験 (\overline{CU} 試験) を、49, 98, 196 kPa の等方応力条件下で行い、従来の一般軟弱土用固化材及び特殊土用固化材による繊維材混合流動化処理土の強度・変形特性を比較・検討し、固化材添加量の違いによる強度・変形特性に及ぼす影響を検討した。

2. 試料と配合

2.1 試料

本研究では、母材の均質性を考慮して、物理的性質が明らかになっている市販の粘性土である NSF-CLAY を母材として用いた。その物理的性質を表 - 1 に示す。固化材には一般軟弱土用セメント系固化材(太平洋セメント, ジオセット 10) と特殊土用セメント系固化材(太平洋セメント, ジオセット 200) を用いた。以下、一般軟弱土用セメント系固化材を C1、特殊土用セメント系固化材を C2 と呼ぶ。繊維材には、入手が容易な新聞紙をフードプロセッサを用いて綿状に加工したものを使用した。

表 - 1 NSF-CLAY の物理的性質

土粒子密度	ρ_s (g/cm ³)	2.762
液性限界	W_L (%)	60.15
塑性限界	W_p (%)	35.69
塑性指数	I_p	24.46

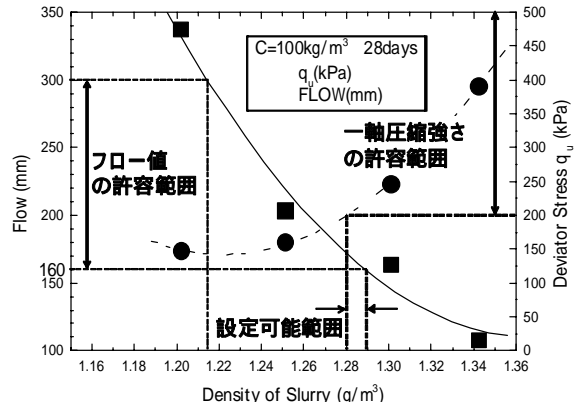
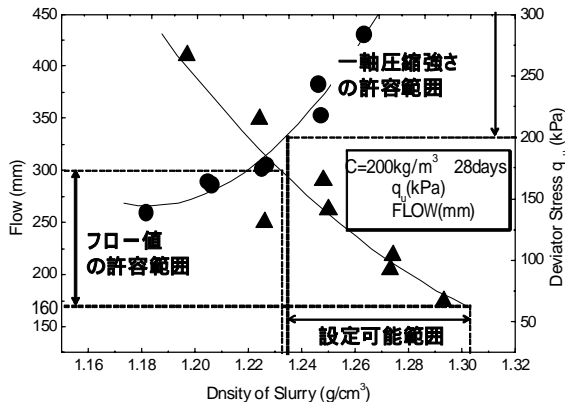
2.2 配合

流動化処理土の混合方法には、泥水式と調整泥水式の 2 種類がある。泥水式は、発生土に適度の水を加え、密度調整された泥水を作製し、固化材を混合する方法であり、細粒分を多く含む発生土に適用される。調整泥水式は、発生土に加水し、砂または粘性土を調整材として加えて泥水を作製後、固化材を添加する方法である。この方式では、処理土の密度、材料分離抵抗性、流動性などを容易に調整することができる。本研究では、作製過程が簡便でパラメータを少なくすることができる泥水式流動化処理土を採用した。

泥水式流動化処理土の一般的な配合試験は、泥水密度と固化材添加量をパラメータとし、それぞれの値を変化させて行う。配合は、フロー試験、ブリージング試験、28 日養生後の一軸圧縮試験を実施し、その結果から得られる特性値(フロー値、ブリージング率、一軸圧縮強さ)を配合設計基準図(図 - 1(a)、図 - 1(b))として作成し、泥水密度と固化材添加量を読み取り、それぞれの値を決定する⁵⁾。図 - 1(a)は、C1 のセメント量 $C=200$ kg/m³、養生日数 28 日での一軸圧縮強さとフロー値に対する泥水比重を示した配合設計基準図で、図 - 1(b)は、C2 のセメント量 $C=100$ kg/m³、養生日数 28 日での一軸圧縮強さとフロー値に対する泥水比重を示した配合設計基準図である。ここで、ブリージング率は、1%以下であったため設計基準図には示していない。

Influence of additive amount of cement solidification agent on mechanical characteristics of Liquefied Stabilized Soil mixed with fibered material : Kiyoshi Ito (Graduate student, Muroran Institute of Technology), Yukihiro Kohata (Muroran Institute of Technology), Yuta Koyama (Graduate student, Muroran Institute of Technology)

目標泥水密度 ρ_f は、一軸圧縮強さを 200~500 kPa、フロー値を 160~300 mm の許容範囲とし、配合設計基準図から C1 は $\rho_f = 1.250 \text{ g/cm}^3$ 、C2 は $\rho_f = 1.280 \text{ g/cm}^3$ に決定した。



2.3 供試体の作製

C2 供試体は、目標泥水密度 $\rho_f = 1.280 \text{ g/cm}^3$ に密度を調整した泥水に $C = 40, 60, 80, 100 \text{ kg/m}^3$ の固化材を加え、ハンドミキサーにより混練して作製した。なお、作製過程では所定の密度となるように、AE モルタル容器と呼ばれる内容量 400 cm^3 のステンレス製の容器に処理土を充填し、余盛り部分をガラス板ですり切り、その質量を計測する方法で密度試験を行った。繊維材を添加する場合は、固化材混合後に添加し、ハンドミキサーによってよく攪拌した。処理土作製後、流動性を検討するためにフロー試験（旧日本道路公団規格「エアモルタル及びエアミルクの試験方法、1.2 シリンダー法」、JHS A 313）を行った。なお、本研究の配合条件ではブリージングはほとんど生じなかった。繊維材を添加することにより処理土に多量の気泡が混入するため、スラリー状処理土に 98 kPa の負圧を 30 分間作用させ、処理土内の気泡を取り除いた。その後、直径 50 mm 、高さ 100 mm の市販のプラスチック製モールドに余盛り用のカラーを取り付け、処理土を充填し上端面を高分子フィルムで被膜した。3 時間後に余盛り部分を切り取り、上端面を平坦に整形した後、再び高分子フィルムで被膜し濡れタオルを被せて 20 ± 3 のもとで湿潤気中養生を行った。

3. 試験方法及び試験装置

本研究では、供試体上下端面のゆるみ層や、ろ紙の圧縮に起因するベティングエラーを含まず、微小ひずみレベルからの軸変位量が測定可能な局所変形測定装置 (Local Deformation Transducer: LDT)⁶⁾を供試体側に配置した三軸圧縮試験装置を用いて、圧密非排水三軸圧縮試験 (CU 試験) を実施した。実験は作製した供試体に対して養生日数を 28, 56 日として、拘束圧 $49, 98, 196 \text{ kPa}$ 、背圧 196 kPa で 12 時間等方圧密後、軸ひずみ速度 $0.054 \text{ \%}/\text{min}$ で非排水三軸せん断を行った。三軸圧縮試験装置の概略を図 - 2 に示す。本試験では微小ひずみで除荷・再載荷を行うため、載荷装置には軸変位の制御精度が高く、反転時の「あそび」(バックラッシュ)を無視し得る高精度デジタルサーボモーターを使用し、圧密及びせん断はパソコンによる自動制御によって行った。

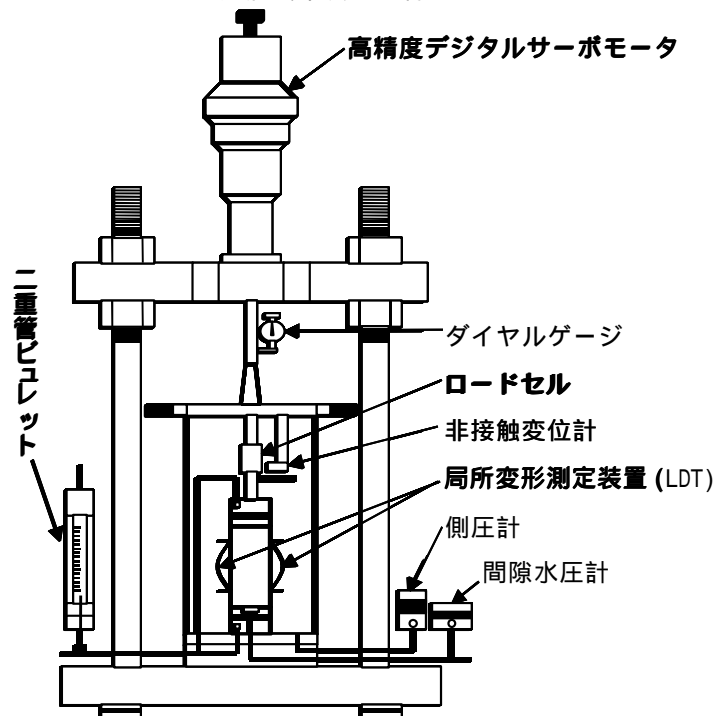


図 - 2 試験装置概略図

4. 試験結果と考察

4.1 軸差応力-軸ひずみ関係

図 - 3(a), 図 - 3(b)は,それぞれ C1 と C2 による繊維材混合流動化処理土に対する所定の養生日数 28 日と有効拘束圧 $\sigma_c' = 49 \text{ kPa}$ における繊維材添加量 $0, 10, 20 \text{ kg/m}^3$ で行われた $\overline{\text{CU}}$ 試験の軸差応力 $q (= \sigma_1 - \sigma_3)$ と軸ひずみ ε_a の関係である. なお, 固化材添加量はそれぞれ $C = 200 \text{ kg/m}^3$, $C = 100 \text{ kg/m}^3$ である. 図から, それぞれの試験におけるピーク後の $q \sim \varepsilon_a$ 関係を比較すると, どちらも繊維材添加量が増加するとともにピーク後の軸差応力 q の減少傾向が改善されていることがわかる. このことから, 異なる固化材を用いた場合でも, 繊維材の添加により, 脆性的性質が改善されるといえる. また, 図 - 3(c)は, 固化材添加量 $C = 40 \text{ kg/m}^3$ 場合の C2 による繊維材混合流動化処理土における養生日数 28 日, 拘束圧 $\sigma_c' = 98 \text{ kPa}$ における繊維材添加量 $P_c = 0, 10, 20 \text{ kg/m}^3$ の軸差応力と軸ひずみの関係である. この図においても図 - 3(a), 図 - 3(b)と同様に繊維材添加量の増加によりピーク後の軸差応力 q の減少傾向が改善されていることがわかる. このことから, 繊維材の添加による脆性的性質の改善は固化材添加量によらず発揮されるといえる.

図 - 4 は, 最大軸差応力 q_{max} と固化材添加量の関係を示した図である. この図から, 固化材添加量の増加に伴い最大軸差応力 q_{max} が増加しており, また, 両者の関係において, 増加率はほぼ一定であると言える. このことから, 最大軸差応力 q_{max} と固化材添加量の関係は比例関係にあると考えられる.

以上より, 流動化処理土に繊維材を添加することによるピーク後の $q \sim \varepsilon_a$ 関係は, 固化材の種類, 添加量に関わらず, 脆性的な性質が改善されることが示されたが, 改善の程度は, 最大軸差応力が小さいケースの方が大きいケースに比べて大きいようである. また, データのばらつきはあるが, 繊維材を添加すると, 添加しないケースに比べ, 最大軸差応力は数%~10%程度大きくなる傾向にあるようである.

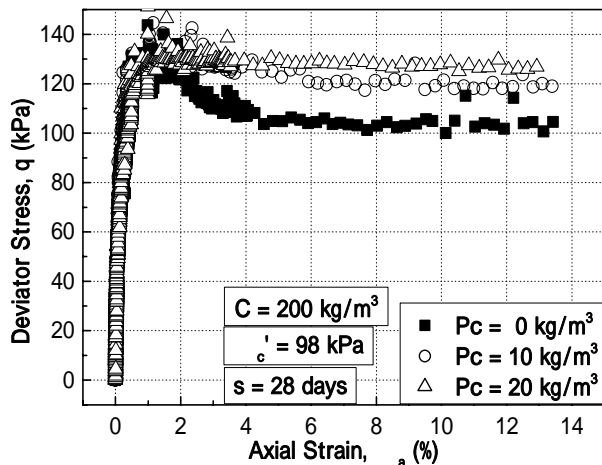


図 - 3 (a) $q \sim \varepsilon_a$ 関係(C1 : $C = 200 \text{ kg/m}^3$)

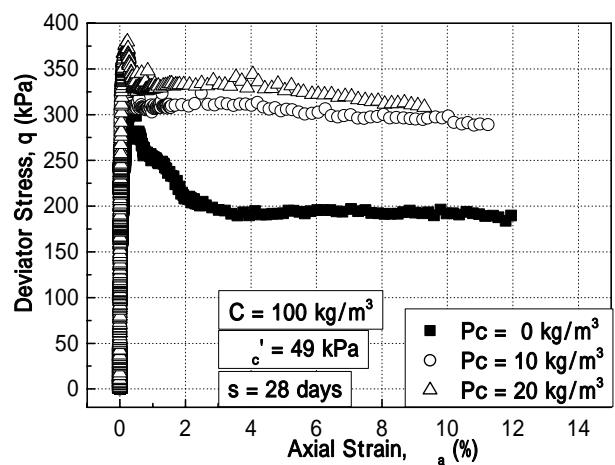


図 - 3 (b) $q \sim \varepsilon_a$ 関係(C2 : $C = 100 \text{ kg/m}^3$)

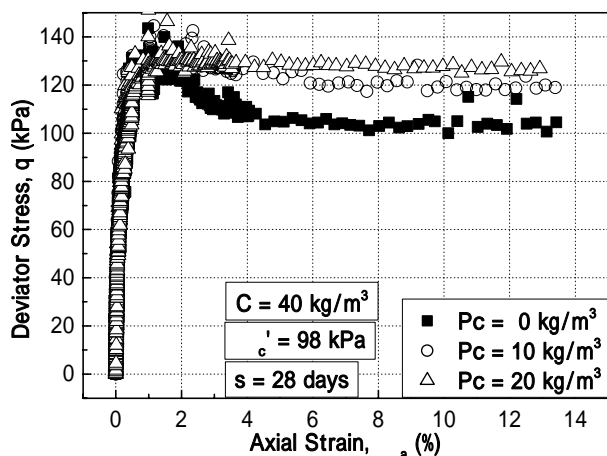


図 - 3 (c) $q \sim \varepsilon_a$ 関係(C2 : $C = 40 \text{ kg/m}^3$)

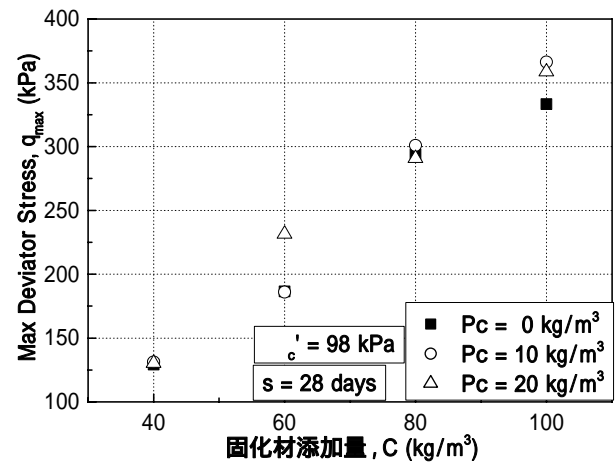


図 - 4 最大軸差応力 q_{max} と固化材添加量の関係(C2)

4.2 変形特性

4.2.1 変形係数の定義

図 - 5 に、各変形係数の定義を示す。初期変形係数 E_0 は $\varepsilon_a = 0.002\%$ 以下の微小ひずみで定義される変形係数であり、接線変形係数 E_{tan} は $q \sim \varepsilon_a$ 関係における接線勾配で定義される変形係数である。

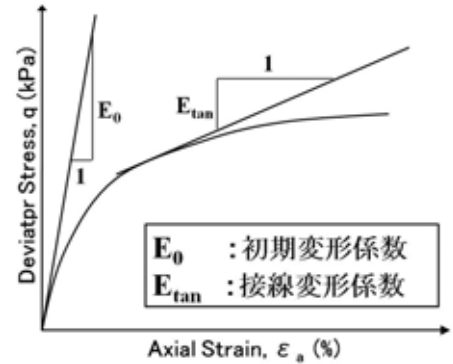


図 - 5 変形係数の定義

4.2.2 初期変形係数 E_0

図 - 6(a), 図 - 6(b) は、 0.005% 以下の繊維材添加量別の $q \sim \varepsilon_a$ 関係 (養生日数 56 日, 拘束圧 $\sigma'_c = 98 \text{ kPa}$) である。固化材添加量が 100 kg/m^3 以上で、養生日数が 28 日より大きい 56 日の場合には、C1, C2, どちらのケースにおいても、繊維材添加量の増加によって、 E_0 が増加していることがわかる。これは、繊維材添加量を増加させると変形に対しても繊維材による補強効果が発現されるためと考えられる。図 - 6(c) は、C2 の固化材添加量 $C = 40 \text{ kg/m}^3$, 有効拘束圧 $\sigma'_c = 98 \text{ kPa}$, 養生日数 28 日の 0.005% 以下の繊維材添加量別の $q \sim \varepsilon_a$ 関係を示している。この図においては、図 - 6(a), 図 - 6(b) と同様の傾向は見られず、 E_0 が繊維材の添加により若干低下していることが分かる。ここで、過去の研究から、短期養生では E_0 に対する繊維材添加量の影響は明確ではないが、長期養生することにより、繊維材添加量の増加により E_0 が増加することが明らかになっている³⁾。すなわち、C2 のケースも同様に、養生日数 28 日で、さらに、固化材添加量が 100 kg/m^3 より小さい場合には、せん断初期において、固化材と繊維材との間のセメンテーションに時間を要するため、初期の剛性に対しては、補強効果が発現されにくかったと推測される。

図 - 7 は、初期変形係数 E_0 と固化材添加量の関係を示した図である。この図から、固化材添加量の増加に

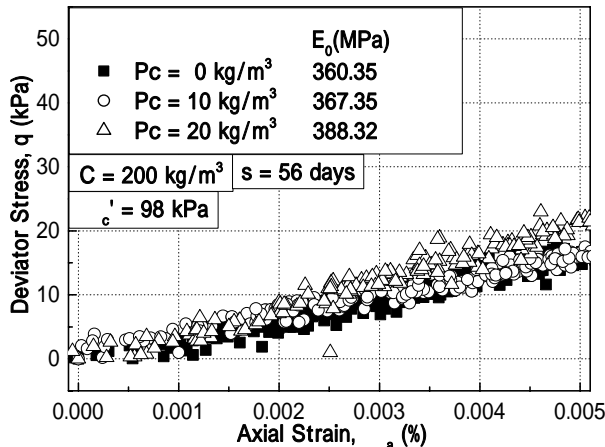


図 - 6(a) 0.005% 以下での $q \sim \varepsilon_a$ 関係
(C1 : $C = 200 \text{ kg/m}^3$)

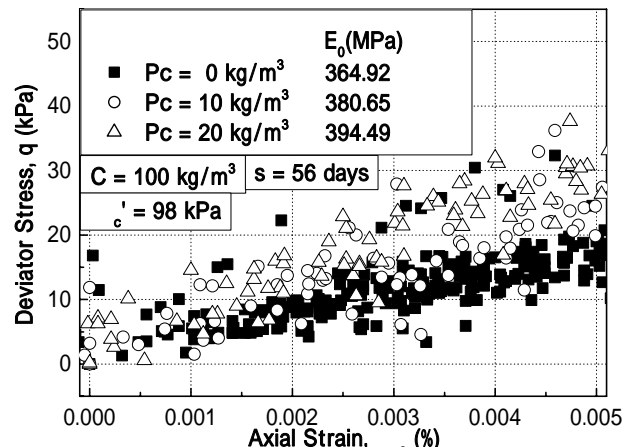


図 - 6(b) 0.005% 以下での $q \sim \varepsilon_a$ 関係
(C2 : $C = 100 \text{ kg/m}^3$)

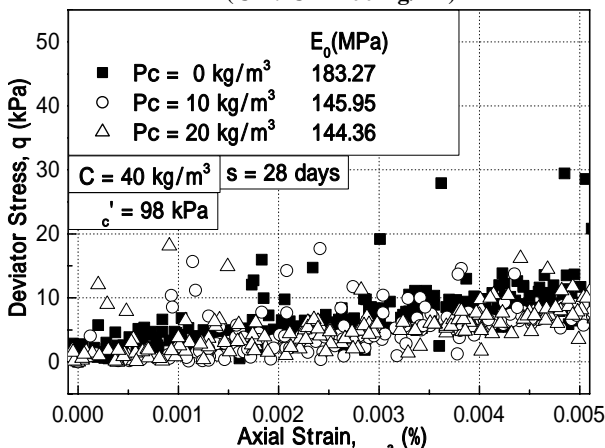


図 - 6(c) 0.005% 以下での $q \sim \varepsilon_a$ 関係
(C2 : $C = 40 \text{ kg/m}^3$)

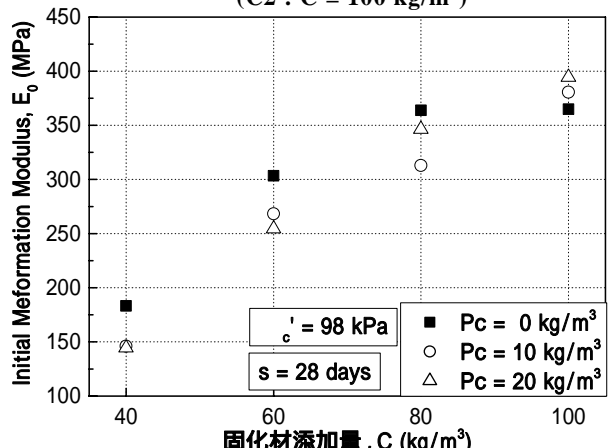


図 - 7 初期変形係数 E_0 と固化材添加量の関係 (C2)

伴い初期変形係数 E_0 は増加しているが、 $C = 80 \text{ kg/m}^3$ 以上で、初期変形係数 E_0 の増加率が小さくなっていることが分かる。このことから、初期変形係数 E_0 は、固化材添加量の増加により、ある値に収束していくと考えられる。

4.2.3 接線変形係数 E_{tan}

図 - 8(a), 図 - 8 (b)はそれぞれ養生日数 56 日, 拘束圧 49 kPa での $q \sim \varepsilon_a$ 関係における接線変形係数 E_{tan} を初期変形係数 E_0 で正規化した E_{tan}/E_0 と軸差応力 q を最大軸差応力 q_{max} で正規化した q/q_{max} の関係を示したものである。図 - 8(a), 図 - 8 (b)を比較すると、 $E_{tan}/E_0 \sim q/q_{max}$ 関係に、固化材の違いによる影響は、ほとんどみられない。すなわち、本研究の範囲内においては、ピークに至るまでの $q \sim \varepsilon_a$ 関係における非線形性は、固化材に依存しないと考えられる。また、図 - 8(c), 図 - 8 (d)は、C2 を用いて、養生日数 28 日, 有効拘束圧 98 kPa で、固化材添加量はそれぞれ $C = 40 \text{ kg/m}^3$, $C = 80 \text{ kg/m}^3$ としたケースの E_{tan}/E_0 と q/q_{max} の関係を示したものである。図から、どちらも繊維材添加量が無添加のケースに比べて、繊維材を添加したケースの方が、载荷初期部分の E_{tan}/E_0 の減少率が小さくなっていることが分かる。すなわち、载荷初期の $q \sim \varepsilon_a$ 関係がより線形的な傾向を示すことから、 $q \sim \varepsilon_a$ 関係の非線形性の程度が弱まるという観点では、载荷初期より、固化材の添加量に関わらず、繊維材による補強効果が発揮されると考えられる。

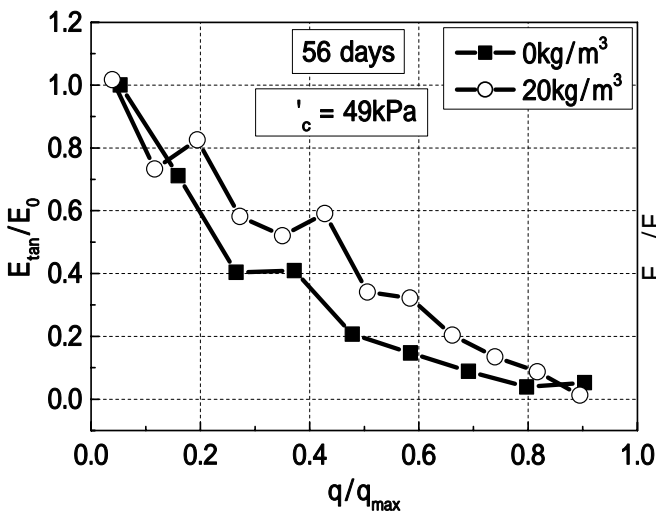


図 - 8(a) E_{tan}/E_0 と q/q_{max} の関係
(C1 : $C = 200 \text{ kg/m}^3$)

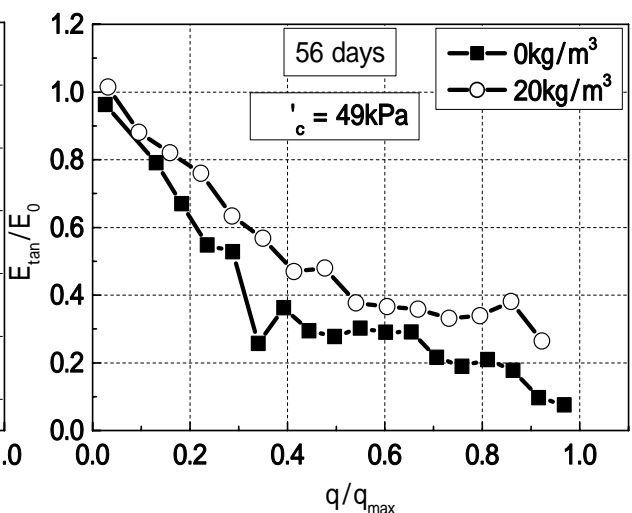


図 - 8(b) E_{tan}/E_0 と q/q_{max} の関係
(C2 : $C = 100 \text{ kg/m}^3$)

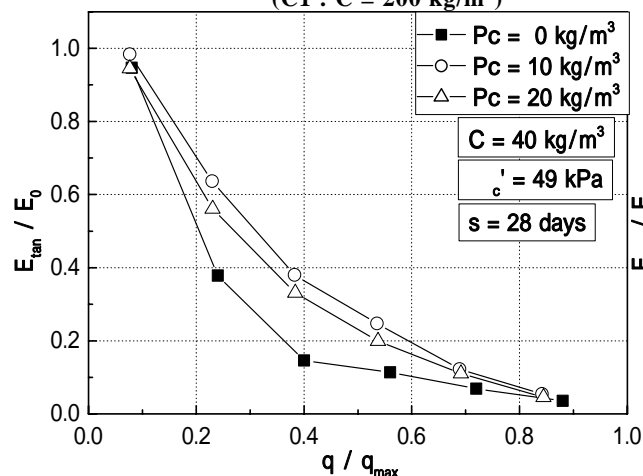


図 - 8(c) E_{tan}/E_0 と q/q_{max} の関係
(C2 : $C = 40 \text{ kg/m}^3$)

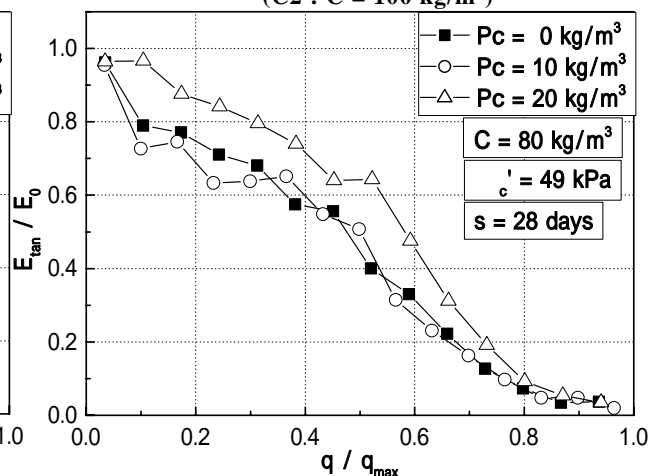


図 - 8(d) E_{tan}/E_0 と q/q_{max} の関係
(C2 : $C = 80 \text{ kg/m}^3$)

5. まとめ

固化材の種類・固化材添加量が、繊維材混合流動化処理土の強度・変形特性に及ぼす影響を検討するため圧密非排水三軸圧縮試験 (CU 試験) を実施した結果、以下の知見を得た。

- 1) 固化材の種類・固化材添加量に関わらず，繊維材を添加することにより，脆性的性質が改善されるといえる．また，本研究内では，固化材添加量 C と最大軸差応力 q_{\max} の関係は，比例関係にあることが分かった．
- 2) 固化材の種類によらず，繊維材添加量を増加させると変形に対し繊維材による補強効果が発現されると考えられる．
- 3) 繊維材添加量によらず，固化材添加量の増加に伴い初期変形係数 E_0 は増加するが，その増加率は小さくなっていくことから，初期変形係数 E_0 は，固化材添加量を増加させると，ある値に収束すると考えられる．
- 4) $E_{\tan}/E_0 \sim q/q_{\max}$ 関係において，固化材の種類や添加量による影響は，ほとんどみられない．すなわち，本研究の範囲内では，ピークに至るまでの $q \sim \varepsilon_a$ 関係における非線形性は固化材の種類・添加量に依存しないと考えられる．

謝辞：本研究において，供試体作製・実験・及びデータ整理に関して，室蘭工業大学 4 年 信太英介 君の協力を得た．末筆ながら，深甚なる感謝の意を表します．

<<参考文献>>

- 1) 木幡行宏・藤川拓・市原道三・神田政幸・村田修：一軸圧縮試験による繊維混合流動化処理土の強度・変形特性，第 36 回地盤工学研究発表会講演集，pp.635-636, 2002.
- 2) 木幡行宏・對馬広紀：流動化処理土の三軸せん断特性に及ぼす繊維材混合の影響，第 39 回地盤工学研究発表会，pp.721-722, 2004.
- 3) 木幡行宏，對馬広紀，藤川拓：長期養生した繊維材混合流動化処理土の強度・変形特性，地盤工学会北海道支部技術報告集第 43 号，pp.217-224, 2003.
- 4) 木幡行宏，市川昌嗣，Nguyen Cong Giang，加藤勇一：繊維補強した流動化処理土の三軸せん断に伴う損傷特性の検討，ジオシンセティックス論文集第 22 巻，pp.55-62, 2007
- 5) 久野悟郎編著：「土の流動化処理工法～建設発生土・泥土の再生利用技術」，技報堂出版，1997.
- 6) Goto,S., Tatsuoka,F., Shibuya,S., Kim,Y-S and Sato,T. : A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, Soils and Foundations, Vol.31,No.1,pp.169-180, 1991.

セメント改良地盤の凍結深さの推定に関する一考察

土木研究所 寒地土木研究所 正会員 ○梶取 真一
同 上 国際会員 西本 聡
同 上 国際会員 林 宏親
同 上 正会員 橋本 聖

1. はじめに

寒冷地において冬期にトレンチャー式攪拌工法（パワーブレンダー工法と同意）を用いた施工を行った際に、寒気（ここでは、氷点下の意）の影響により、改良地盤地表面部が固化されず、強度発現に問題が生じたことが報告された¹⁾。当研究所では、覆土（火山灰などの材料による盛土や地盤改良時に盛り上がったセメント混合土）やセメント水和反応に伴う発熱に着目した新技術（ヒートソイル工法²⁾：通常のパワーブレンダー工法に高温の蒸気を合流させた工法）について、改良地盤の地表面部の強度発現に対する有効性を試験施工によって検討した。その結果、外気温の影響を受けやすい地表面近傍においても、養生温度が確保されれば、強度発現に影響を及ぼさないことを確認した³⁾⁴⁾⁵⁾。

また、当研究所の既往の研究では、セメント改良地盤の強度発現は、28日材令において5℃の養生温度が確保できれば、養生温度20℃と比較して約6割の強度発現が期待できることが報告されている⁶⁾。

しかし、寒気の影響によって、改良地盤にどのように低温域が進行していくのか、把握されていない。現場ごとに異なる凍結指数（2章に詳述）に応じた凍結深や低温域の進行を推定することは、改良地盤地表面部の品質管理に有効である。そこで、本研究は二次元熱伝導解析（TEMP/W、以降、熱伝導解析とする。）を用いて、試験施工を行った実際の改良地盤の温度分布を再現し、凍結指数に応じた改良地盤の凍結深や低温域の推定を行った。また、熱伝導解析のモデルを用いて、覆土対策による改良地盤の低温域の進行の抑制効果に関して検討を行った。

2. 試験施工の概要

2.1 試験施工の目的

平成22年2月2日から6日まで、釧路郡釧路町において、軟弱地盤（泥炭層含む）を対象として、トレンチャー式攪拌工法を用いた試験施工を行った。試験施工の目的は、強度発現に必要な5℃を下回るような低温域（以下、5℃以下を示す）が改良地盤にどの深度まで進行するのかを把握することを目的として、改良地盤内の温度を測定した。また、熱伝導解析に必要な地盤材料の熱物性値の計測を行った。なお、試験施工では、覆土やヒートソイル工法が改良地盤地表面部の強度発現に有効であるか確認した。試験結果は、文献³⁾を参照されたい。

2.2 試験施工箇所の地盤条件

試験施工箇所の地盤は、高有機質で非常に圧縮性の高い泥炭層を含む泥炭性軟弱地盤であった。改良対象層は5層で構成され、最上層は礫混り砂層、以下、泥炭層（自然含水比 $W_n=361\%$ ）、有機質シルト層、礫混りシルト混り砂層、礫質粗砂層であった（図-1）。

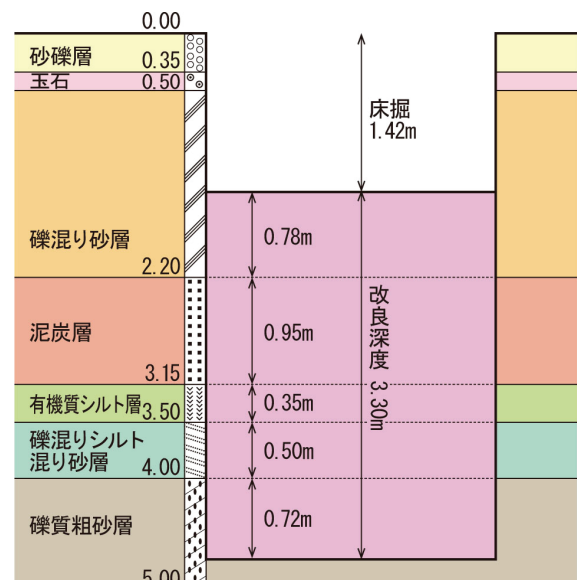


図-1 試験施工の断面図

Title : Estimation for frost penetration depth of cement stabilized soil.

Shin'ichi KAJITORI, Satoshi NISHIMOTO, Hirochika HAYASHI and Hijiri HASHIMOTO (Civil Engineering Research Institute for Cold Region)

試験施工では、セメント系固化材（高有機質土用）を用いて、水セメント比（W/C）100%、セメント添加量 $W=221\text{kg/m}^3$ で混ぜ合わせたものを使用した。なお、地盤改良は浅層部（深度 0m~-1.42m）を撤去して、その直下の深度-1.42~-4.72m までの 3.3m を対象にして行った。したがって、深度-1.42m の地点が改良地盤地表面で外気と接していた。

2.3 地盤内の温度計測と凍結指数・積算寒度

トレンチャー式攪拌工法の場合、寒気によって改良地盤の温度は低下する一方で、セメント水和反応によって、改良地盤の深層部の温度は上昇する。その改良地盤および素地盤（地盤改良の近傍）の温度分布を明らかにすることを目的に、熱電対を用いて、気温および改良地盤の時々刻々の温度計測を行った。

熱電対には、電気抵抗が小さく、熱起電力が安定しており、低温での精密測定に広く利用されている T 熱電対を用いた。外気温の測定には白金測温抵抗体を用いた。素地盤と改良地盤の温度勾配を図-2 に示す。

素地盤の地表面付近の温度は、 $0\sim 5^{\circ}\text{C}$ 程度であり、深度とともに漸増する。一方、改良地盤の温度は、施工直後は深度にかかわらず 10°C 前後であった。その後、温度は上昇し、7日後には最大で 35°C 程度になったが、地表面付近の温度は上昇しなかった。改良地盤の温度が 5°C 程度となるような低温域は、表層部の 20cm 程度の範囲であった。

ところで、寒さの程度を表す指標として、凍結指数（積算寒度）による表現がある。凍結指数は、日平均気温が連続して 0°C 以下となる日から、連続してプラスになる日までの日平均気温を累積したもので、単位は $^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ で負の記号は付けない。また、積算寒度は、冬期のある期間からある期間までを積算したことを表し、一般に凍結指数と区別される。

今回の試験施工箇所である鉏路町の凍結指数は、実測から求めると約 $490^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ であったが、これは素地盤の地表面から 1m ほどのところで計測した日平均気温を積算したものである。現場では、積雪が観測されたため、地盤に直接的に作用した寒さは、凍結指数約 $200^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ であったと推測される。これは、素地盤の地表面近傍（GL+10cm）で計測した日平均気温を用いて、凍結指数を求めた。また、試験施工の積算寒度は約 $80^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ であった。同じく改良地盤の地表面近傍（GL+10cm）で計測した気温から積算寒度を求めた。鉏路町での凍結指数および試験施工の積算寒度を図-3 に示す。

図-4 に鉏路市の過去の凍結指数（鉏路気象台の観測データから積算）を示す。試験施工を行った 2009 年度は平均的な凍結指数であったが、凍結指数が $600^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ を越えるような厳しい年は過去に度々計測されている。

2.4 改良地盤の熱伝導率の計測

熱伝導解析により、改良地盤の温度分布を再現するには、改良地盤の熱物性値（熱伝導率や凍結・融解潜熱など）を明らかにする必要がある。しかし、Kersten の実験式⁷⁾（3章に詳述）や Johansen の方法⁸⁾など、土を対象とした熱伝導率の推定を行う既存式はあるが、土とセメン

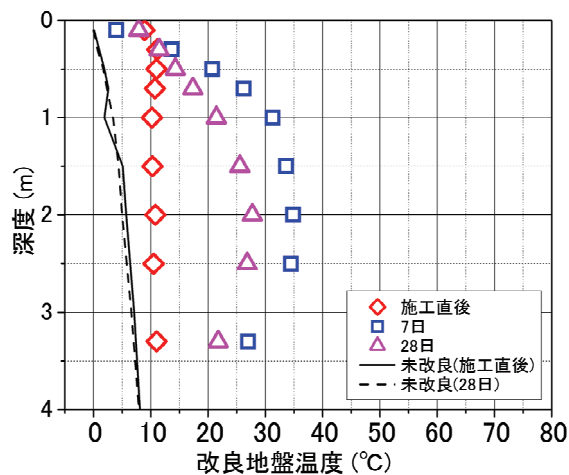


図-2 素地盤と改良地盤内の温度勾配

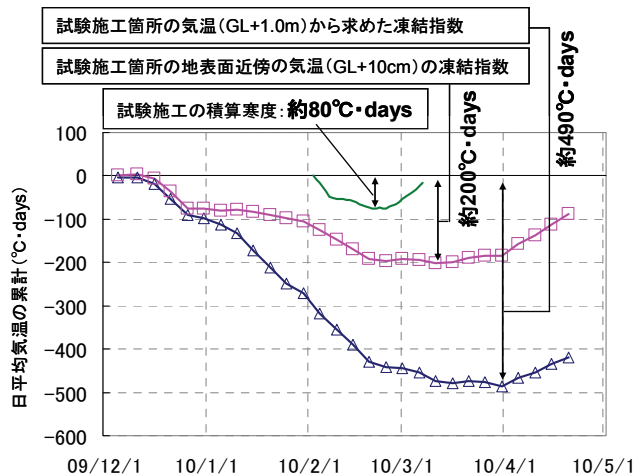


図-3 試験施工の凍結指数と積算寒度

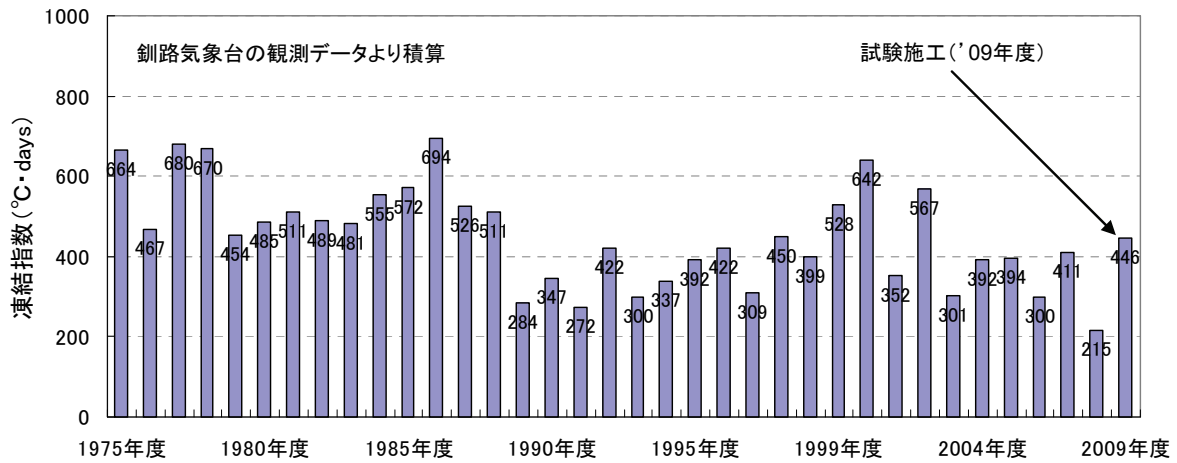


図-4 釧路市の過去の凍結指数の推移

トを攪拌混合した改良地盤の熱伝導率は明らかにされていない。

そこで、試験施工の際に採取した試料を、20°Cで養生した改良地盤（未凍土）の熱伝導率を計測した。施工後の経時変化とセメント改良土の熱伝導率の関係を図-5に示す。しかし、改良地盤（凍土）は、養生日数が35日後に測定を行っているため、施工後35日までの熱伝導率は不明である。図-5に、最小二乗法にて求めた近似直線も併せて記載した。

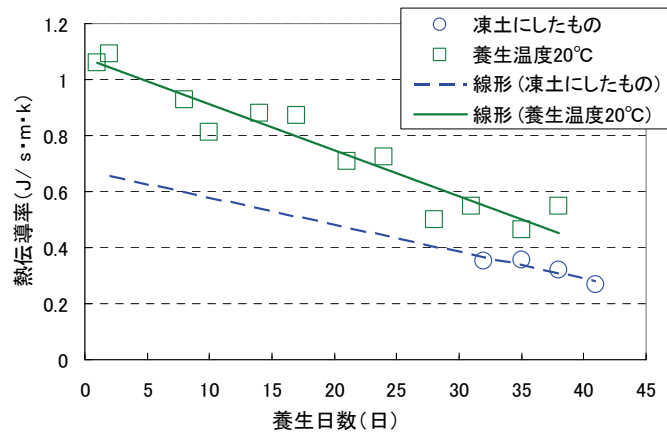


図-5 熱伝導率の計測結果

3. 熱伝導解析モデル (TEMP/W)

本モデルの特徴の一つとして、流体の相変化の際に生じる潜熱の定式化を行っている。林は⁹⁾、本モデルを用いて、道路構造物（ボックスカルバート）周辺の凍結面の形状の再現を行った。また、本モデルを用いて、断熱材を用いた対策工に関する検討を行っている。

本解析は、初期条件として温度を設定し、地盤内の温度が定常状態になるまで解析を行う。その後、境界条件を与え、非定常解析を行うことで、地盤内の温度状態を再現することができる。本解析に用いた非線形の支配方程式（熱流束方程式）を式(3.1)に示す。式(3.1)において、定常解析は $\partial T/\partial t = 0$ であり、非定常解析は $\partial T/\partial t \neq 0$ である。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial T}{\partial y} \right) + Q = \left(c + L_w \cdot V \frac{\partial V_u}{\partial T} \right) \frac{\partial T}{\partial t} \quad \dots \text{式(3.1)}$$

ここに、 T : 温度 (°C) k_x : x方向の熱伝導率 (J/sec·m·°C) k_y : y方向の熱伝導率 (J/sec·m·°C)

Q : 適用した境界熱流束 (W/m³) c : 体積熱容量 (材料特性) (J/m³·K) L_w : 水の潜熱 (=3.35×10⁵kJ/m³)

V : 体積含水率 (%) V_u : 未凍結の体積含水率(0 ≤ V_u ≤ 1) (%) t : 時間 (s)

本解析には素地盤と改良地盤の土の熱物性値を与えている。各材料の物性値として、熱伝導率 λ 、体積熱容量 c 、凍結潜熱 L 、体積含水率 V を与える。改良地盤の熱伝導率は実測値を用い、素地盤の熱伝導率はKerstenの実験式から求め、体積熱容量 c は伊福部¹⁰⁾による算定式を用いた。土の未凍結時の体積含水率 V_u (%) 並びに土の単位体積当たりの凍結潜熱 L (J/m³) は、乾燥密度 ρ_d (g/cm³) と含水比 w (%) を用いて式(3.2)、(3.3)で表すことができる。

$$V_u = \rho_d \cdot w \quad \dots \dots \text{式 (3.2)}$$

$$L = 3.35 \cdot w \cdot \rho_d \quad \dots \dots \text{式(3.3)}$$

なお、Kersten の実験式は、乾燥密度 ρ_d と含水比 w を用いて、シルト・粘性土と砂質土に分けて熱伝導率を推定する。Kersten の実験式を以下に示す。

- ・ シルト，粘土質土

未凍結時の場合： $\lambda_u = \left\{ (0.9 \log w - 0.2) \times 10^{0.6242 \rho_d - 3.4628} \right\} \times 418.6$

凍結時の場合： $\lambda_f = \left(0.01 \times 10^{1.320 \rho_d - 3.4628} + 0.025 w \times 10^{0.8739 \rho_d - 3.4628} \right) \times 418.6$

- ・ 砂質土

未凍結時の場合： $\lambda_u = \left\{ (0.7 \log w + 0.4) \times 10^{0.6242 \rho_d - 3.4628} \right\} \times 418.6$

凍結時の場合： $\lambda_f = \left(0.011 \times 10^{1.336 \rho_d - 3.4628} + 0.026 w \times 10^{0.9114 \rho_d - 3.4628} \right) \times 418.6$

ここに、 λ_u 、 λ_f ：未凍結，凍結時の熱伝導率(W/m・K=J/m・sec・K)

w ：含水比(%) ρ_d ：乾燥密度(g/cm³)

砂質土：0.05mm より細かい粒子が 50%未満の土

粘土質土：0.05mm より細かい粒子が 50%以上の土

4. 素地盤を対象とした熱伝導解析

4.1 熱伝導解析の解析条件

素地盤を対象とした熱伝導解析で、各土層に与えた熱物性値（熱伝導率 λ ，体積熱容量 c ，凍結潜熱 L ，体積含水率 V ）の一覧を表－1に示す。泥炭の熱伝導率は、Kersten の実験式のシルト・粘性質土の式を用いた。

地盤温度の初期条件として、素地盤の地表面に 5℃を、GL-6m の深度に 10℃を与え、定常解析を行った。初期条件の設定温度は、実測値から採用した。地盤内温度が定常状態となった後に非定常解析を行った。非定常解析時の境界条件として、素地盤表面に-5℃，GL-6m の深度に 10℃を与え、素地盤に寒気が作用したときの温度分布の再現を行った。なお、地盤温度の境界条件は、メッシュの節点(図－6：■)に与えている。

表－1 素地盤の各材料の熱物性値の一覧

		湿潤密度	含水比	乾燥密度	熱伝導率 【Kersten】	凍結潜熱	体積熱容量 【伊福部】	体積含水率
		ρ_t (g/cm ³)	w (%)	ρ_d (g/cm ³)	λ (J/sec・m・°C)	L (J/m ³)	c (J/m ³ ・K)	V (%)
礫混り砂	未凍土	1.948	22.6	1.589	1.91	1.20×10^{-8}	2.63×10^{-6}	35.9
	凍土	-	-	-	2.59		1.88×10^{-6}	-
泥炭	未凍土	1.097	361.2	0.238	0.43	2.88×10^{-8}	3.77×10^{-6}	85.9
	凍土	-	-	-	2.10		1.97×10^{-6}	-
有機質シルト	未凍土	1.111	89.3	0.587	0.52	1.76×10^{-8}	261×10^{-6}	52.4
	凍土	-	-	-	1.06		1.51×10^{-6}	-
礫混り シルト混じり砂	未凍土	2.045	24.0	1.649	2.11	1.33×10^{-8}	2.83×10^{-6}	39.6
	凍土	-	-	-	3.12		2.00×10^{-6}	-
礫質粗砂	未凍土	2.095	15.8	1.810	2.41	9.55×10^{-8}	2.48×10^{-6}	28.5
	凍土	-	-	-	3.05		1.88×10^{-6}	-

4.2 素地盤の熱伝導解析の結果

非定常解析の結果、F=200℃・daysにおける素地盤内の温度分布を図－6に示す。図の数値は温度を示している。また、解析値と実測値の温度勾配を図－7に示す。低温域の進行を比較すると、この熱伝導解析にて、実測の素地盤内の温度分布を概ね再現できたため、改良地盤の温度分布の再現をできると判断した。

ただし、泥炭層の深度 2.2m～3.15m において、土中の温度変化が大きい。これは、泥炭の熱物性値の影響であると考えられるが、泥炭の熱伝導率は Kersten の実験式のシルト・粘性質土の式を適用し求めたため、実際の泥炭の熱伝導率の確認が今後必要と考えられる。

5. 改良土を対象とした熱伝導解析

5.1 熱伝導解析の解析条件

改良地盤を対象とした熱伝導解析の各材料に与えた熱物性値（熱伝導率 λ ，体積熱容量 c ，凍結潜熱 L ，体積含水率 V ）の一覧を表-2に示す．計測した熱伝導率は，施工7日後の値を採用した．図-5から凍土の熱伝導率（ λ_f ）を $\lambda_f=0.60$ とし，未凍土の熱伝導率（ λ_u ）を $\lambda_u=0.95$ として与えた．

地盤温度の初期条件として，素地盤地表面に 5°C ，GL-9mの深度に 10°C を与えた．改良地盤と素地盤の境界は 30°C とし，改良地盤全体が 30°C になるまで定常解析を行った．その後，境界条件として，素地盤および改良地盤地表面に -5°C ，GL-9mの深度は 10°C として，非定常解析を行った．なお，地盤の温度の境界条件は，素地盤と同様にメッシュの節点に与えている．

5.2 改良地盤の熱伝導解析の結果

定常解析後の改良地盤の温度分布を図-8に示す．釧路町での試験施工の凍結指数とほぼ同じ $F=100^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ の非定常解析の結果を図-9（改良地盤の温度分布）に示す．

試験施工での積算寒度は $F=100^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 程度であり，低温域は改良地盤地表面より20cmほどの深さで確認された程度で，さほど厳しい気象条件ではなかった．

しかし，より寒さの厳しい環境での施工条件も現実的に想定できるため，熱伝導解析によって推定した．上記（5.1節）の解析条件で， $F=600^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ （近年の釧路町では2000年度に計測された）の凍結指数まで解析を行った．

$F=600^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ の改良地盤の温度分布を図-10に示す．改良地盤の低温域は， $F=100^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ と比較して，改良地盤の温度は一樣に下がっており，低温域が進行している．

また，図-11に凍結指数ごとの改良地盤の温度勾配を示す．実測値を再現しているのは， $F=100^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ の解析結果である．温度の最大値は，実測値よりも解析値の方が若干低い，地表面部の解析値は概ね実測値を再現している．凍結指数の増加に伴い，改良地盤の温度が全体的に下がるとともに，低温域が進行していることが再現されている．

そこで，凍結指数ごとの凍結面（ 0°C 深さ）および 5°C の深さを図-12に示す．凍結指数の増加とともに凍結面が改良地盤内に進行し，特に 5°C の低温域は大きく進行していることが推測された． $F=600^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ のような厳冬期には，低温域が約1mにも達している．このような環境下での施工では，低温域の進行を抑制し，改良地盤の品質を確保する対策が必要である．

5.3 改良地盤を対象とした熱伝導解析の課題

5.2節で実測値の再現を行い，その上でより寒さの厳しい環境における改良地盤の温度分布を推定した． $F=100^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ までは，実測値と解析値の整合性は図られているが，それ以上の大きな凍結指数に対する温度分布は推定値となり，実測値との整合性を図る必要である．

また，凍土の熱伝導率の測定は，養生日数が35日以上経過した後に行っているため，養生7日の凍土の熱伝導率は推定値を用いており，ここでの熱伝導率の確認が必要である．

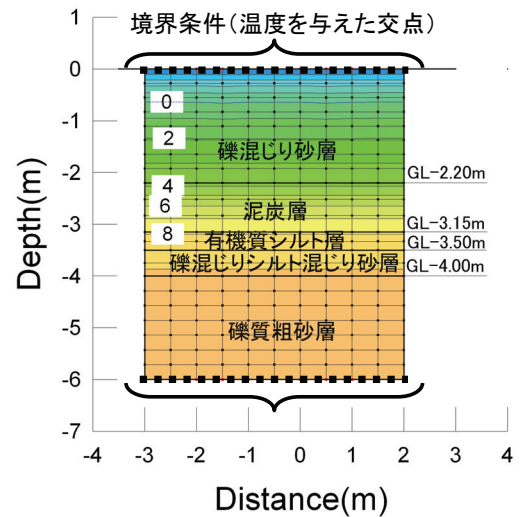


図-6 素地盤の温度分布

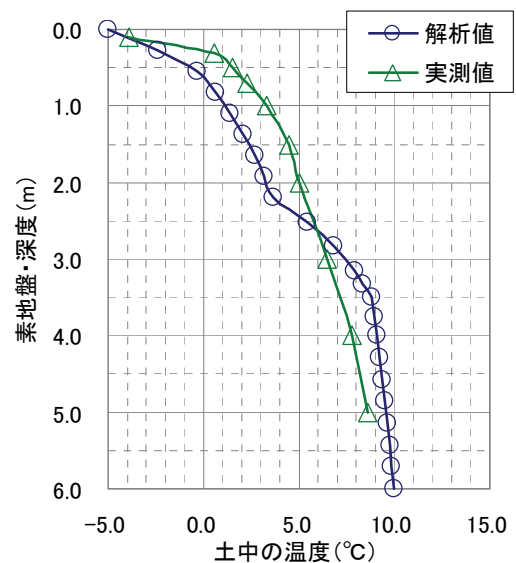


図-7 素地盤の深度方向の温度勾配

表-2 セメント改良土と素地盤の各材料の熱物性値の一覧

		湿潤密度	含水比	乾燥密度	熱伝導率 【実測値】	凍結潜熱	体積熱容量 【伊福部】	体積含水率
		ρ_t (g/cm ³)	w(%)	ρ_d (g/cm ³)	λ (J/sec·m·°C)	L (J/m ³)	c (J/m ³ ·K)	V(%)
セメント改良土	未凍土	1.649	44.6	1.141	0.95	1.70×10^{-8}	2.94×10^{-6}	50.8
	凍土	-	-	-	0.60		1.88×10^{-6}	-
礫質粗砂	未凍土	2.095	15.8	1.810	2.41	9.55×10^{-8}	2.48×10^{-6}	28.5
	凍土	-	-	-	3.05		1.88×10^{-6}	-

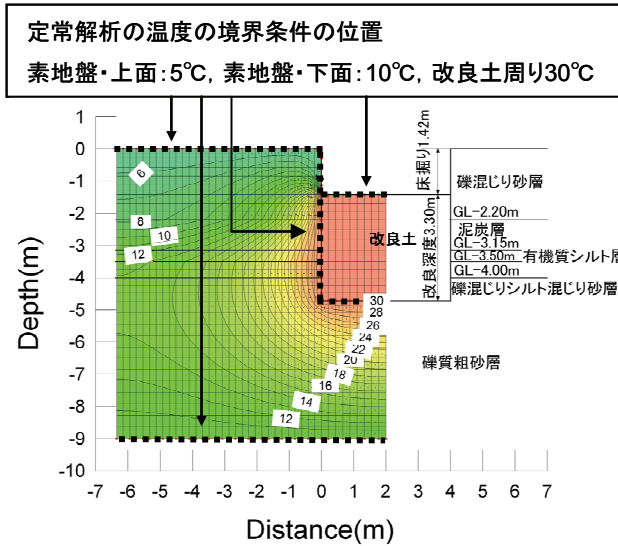


図-8 改良地盤の定常解析の結果

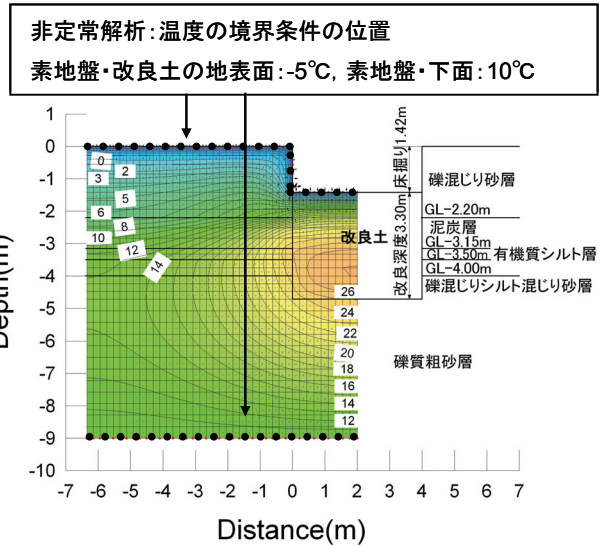


図-9 非定常解析の結果 (F=100°C·days)

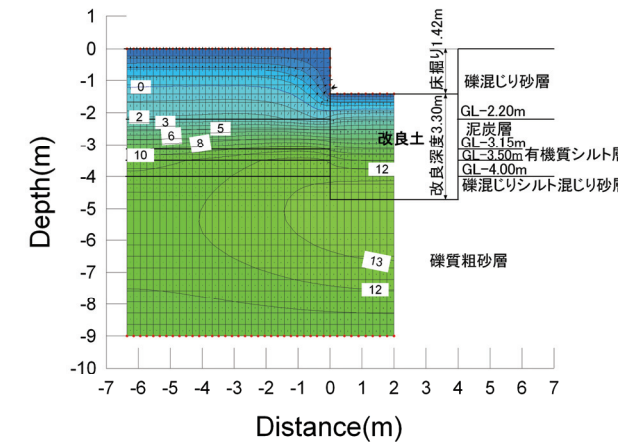


図-10 非定常解析の結果 (F=600°C·days)

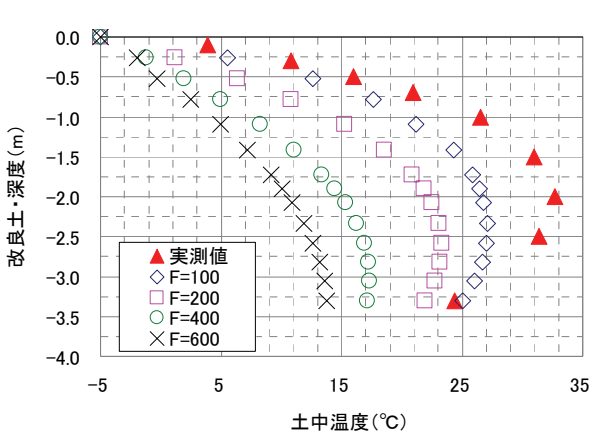


図-11 凍結指数ごとの改良地盤の温度勾配

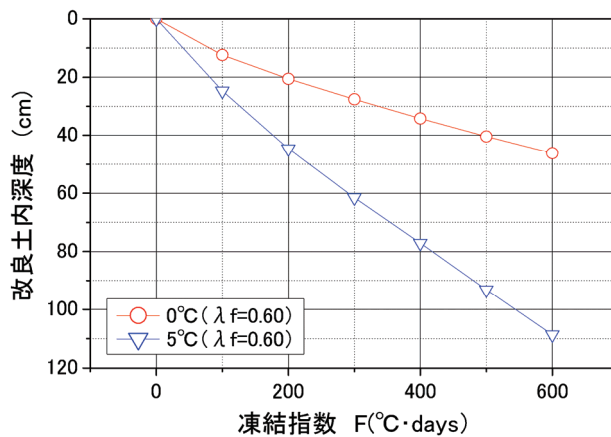


図-12 凍結指数ごとの低温域の広がり

6. 対策（覆土）を想定した熱伝導解析

6.1 覆土を想定した対策

5.2 節で $F=600^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ のような寒さの厳しい条件下での施工を想定して、低温域の進行を推定した。このような低温域の進行を抑える対策の一つとして、覆土を用いた方法が挙げられる。覆土とは、寒気を遮断することを目的として、火山灰などの材料や地盤改良時に盛り上がったセメント混合土を改良地盤の地表面に盛土することである。当研究所では、今回の釧路町での試験施工で覆土の効果を確認し³⁾、また実際の施工現場でも約 2m の覆土を設け、その効果を確認している⁴⁾。

これらを踏まえ、覆土材料を火山灰土あるいは粘性土を用いた対策を想定した改良地盤の熱伝導解析を行った。覆土厚は釧路町での試験施工と同じ 60cm とし、改良地盤の地表面上に覆土したと想定した。

6.2 熱伝導解析の解析条件と解析結果

火山灰土および粘性土の定数は、一般的な値を用いた¹¹⁾。その熱物性値を表-3 に示す。

表-3 覆土材料の熱物性値の一覧

		湿潤密度	含水比	乾燥密度	熱伝導率	凍結潜熱	体積熱容量	体積含水率
		$\rho_t(\text{g}/\text{cm}^3)$	$w(\%)$	$\rho_d(\text{g}/\text{cm}^3)$	$\lambda(\text{J}/\text{sec}\cdot\text{m}\cdot^{\circ}\text{C})$	$L(\text{J}/\text{m}^3)$	$c(\text{J}/\text{m}^3\cdot\text{K})$	$V(\%)$
火山灰土	未凍土	1.510	26.0	1.198	1.12	1.04×10^{-8}	2.16×10^6	31.2
	凍土	-	-	-	1.27	-	1.50×10^6	-
粘性土	未凍土	1.730	50.0	1.153	1.01	1.93×10^{-8}	3.23×10^6	57.7
	凍土	-	-	-	1.88	-	2.03×10^6	-

(火山灰土・粘性土の地盤定数のうち、湿潤密度および含水比を道路土工要綱¹¹⁾ から引用)

解析条件は 5.2 節と同様にし、地盤温度の初期条件として、素地盤と覆土の地表面に 5°C 、GL-9m の深度に 10°C 、改良地盤と素地盤・覆土の境界は 30°C とし、改良地盤全体が 30°C になるまで定常解析を行った。その後、素地盤および覆土の地表面に -5°C 、GL-9m の深度に 10°C を与え、非定常解析を行った。

図-13 に覆土材料に火山灰土を用いたと想定した定常解析の結果を示す。なお、粘性土を用いたときの定常解析の結果もほぼ同じであった。非定常解析の結果として、 $F=200^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ における改良地盤の温度分布を示す(図-14 (a)・(b))。図-14 (a) は覆土材料が火山灰土、図-14 (b) は粘性土である。

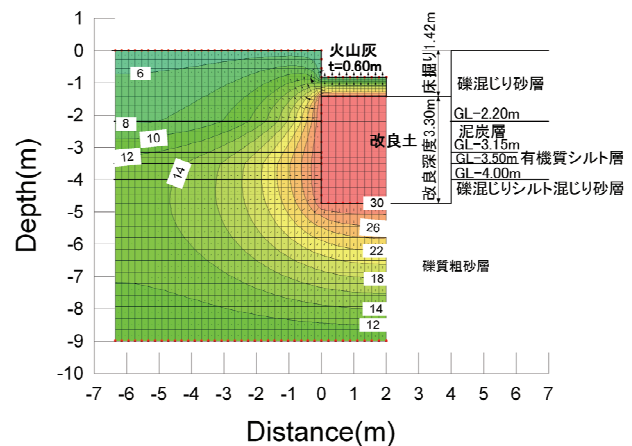


図-13 覆土材料に火山灰土を用いたと想定した定常解析の結果

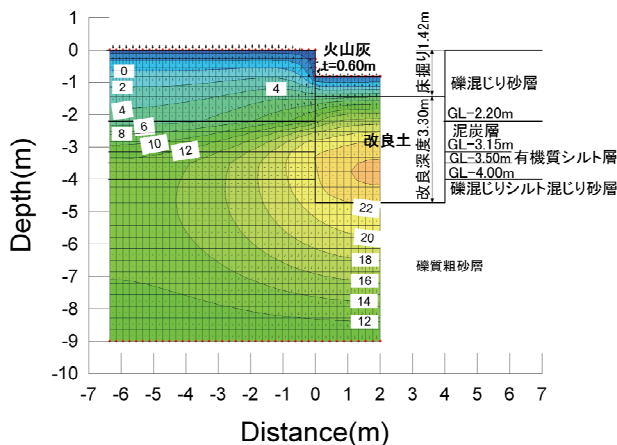


図-14 (a) 覆土材料に火山灰土を用いたと想定した非定常解析の結果 ($F=200^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$)

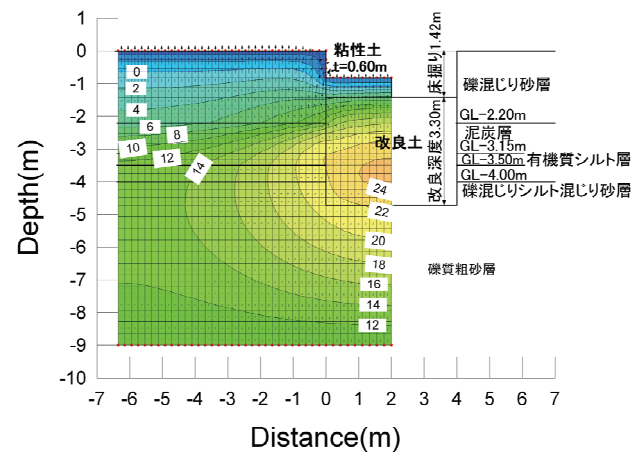


図-14 (b) 覆土材料に粘性土を用いたと想定した非定常解析の結果 ($F=200^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$)

改良地盤地表面部 (GL-1.4m) の温度は、ともに 5°C 程度確保されており、低温域が進行していない (図-14 (a)・(b))。

図-15 に、無対策 (覆土なし)、火山灰土・粘性土を覆土したときの改良地盤の温度勾配を示す。覆土を行った場合、改良地盤への低温域の進行が抑制され、強度発現に必要な養生温度 5°C が確保された結果となった。また、覆土材料が火山灰土と粘性土の解析の結果に顕著な違いは現れなかった。

火山灰土と粘性土の解析結果に顕著な違いが現れなかったのは、覆土材料の熱物性値のうち、未凍土の熱伝導率や凍結潜熱に大きな違いがないためと推測される。したがって、今回検討に用いたような覆土材料の条件に限れば、 $F=200^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 程度の凍結指数であれば、低温域の進行の抑制効果に大きな違いはないと推測される。

今後は、寒さの厳しい条件での実測と熱伝導解析の整合性を把握するとともに、凍結指数に応じた覆土厚や覆土材料の検討を行う必要がある。

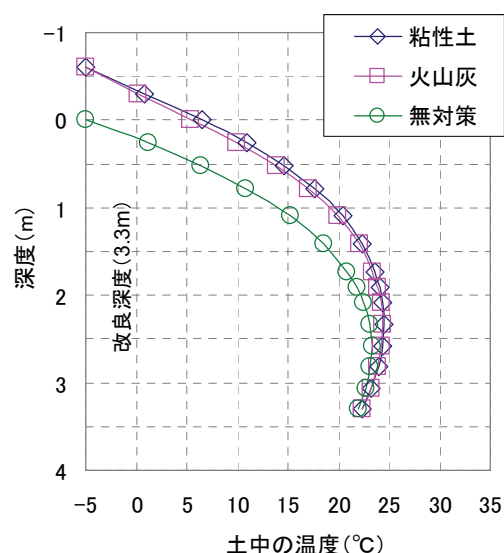


図-15 各対策の改良地盤の温度勾配

7. まとめ

本研究は二次元熱伝導解析 (TEMP/W) を用いて、試験施工箇所の素地盤および改良地盤の温度分布の再現を行い、概ね実際の地盤内の温度分布を再現することができた。ここで得られた解析モデルを用いて、より寒さの厳しい環境での施工を想定し、凍結指数 (最大 $F=600^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$) に応じた改良地盤の凍結深や低温域を推定することができた。

また、このような環境下で粘性土と火山灰土を覆土材料に用いた場合、改良地盤地表面部の低温域の進行の抑制効果が得られることを把握できた。

ただし、解析結果は、凍結指数 $F=100^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ までは実測値との整合性を図られているが、それより大きい凍結指数での温度分布は、今後実測値との整合性を図る必要がある。

【参考文献】

- 1) 橋本聖, 西本聡, 林宏親: トレンチャー式攪拌工法で施工された改良地盤に関する評価, (社)地盤工学会北海道支部技術報告集第 47 号 pp.85-90, 2007.2
- 2) 松下恭司: セメント系固化材を使用した改良土の温度を上昇させる効果, 土木学会第 64 回年次学術講演会 III-448 (CD-ROM), 2009.9
- 3) 橋本聖, 西本聡, 林宏親, 梶取真一: 低温条件下で中層混合処理した改良地盤の強度特性, 第 9 回地盤改良シンポジウム, pp.317-320, 2010.11
- 4) 橋本聖, 西本聡, 林宏親: トレンチャー式攪拌工法で施工された地盤の強度特性とその管理方法について, (社)地盤工学会北海道支部技術報告集第 48 号 pp.219-224, 2008.2
- 5) 梶取真一, 西本聡, 林宏親, 橋本聖, 伊藤浩邦, 松下恭司: 寒冷地における中層混合処理工法の試験施工, (社)地盤工学会第 45 回研究発表会 (CD-ROM), 2009.8
- 6) 城戸優一郎, 西本聡, 林宏親, 橋本聖: セメント改良した泥炭における養生温度が改良強度へ与える影響, (社)地盤工学会北海道支部技術報告集第 48 号 pp.35-40, 2008.2
- 7) M.S.Kersten: Thermal properties of Soils, University of Minnesota, Institute of Technology, Engineering Experiment Station, Bulletin, No.28,1949
- 8) O.Johansen: Thermal conductivity of soils, Ph.D, Thesis, Norwegian Technical Univ, Trondheim, 1975
- 9) 林啓二: 二次元 FEM 熱伝導解析を適用した道路構造物の凍上対策に関する研究, 北見工業大学博士論文, 2009
- 10) 伊福部宗夫: 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, 土木試験所報告, 第 26 号, P.19, 1962.3
- 11) (社)日本道路協会: 道路土工要綱, p.389, 2009.6

低温養生条件におけるセメント改良泥炭の強度発現

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

1. まえがき

筆者らは昨年までに一定した養生温度条件ならびに養生温度を変動させた条件において、セメントで改良した泥炭（以後、セメント改良土）の強度発現傾向を各種試験で整理した^{1),2)}。その結果、28日材齢で強度発現に必要な養生温度（5℃以上）が、一軸圧縮強さだけでなく、セメント改良土に存在する細孔径分布（総細孔量と中央孔径値）やセメント水和物（エトリングait）の生成具合からも評価することができた。

一方、0℃の一定養生条件および、24時間で0℃前後を変動する養生条件では、5℃養生以上の養生条件には及ばないものの、28日材齢までに強度発現が若干ではあるが確認されたため、長期的に強度が増加する可能性が考えられる。

本報告は、長期的（365日材齢）な強度の発現傾向ならびにセメント改良土の骨格構造の経時変化を把握するために追跡調査を実施したので、その結果について述べる。

2. 実験概要

2. 1 実験試料および配合条件

表-1に改良対象土の土質試験結果を示す。改良対象土は当別町蕨岱で採取した泥炭に対して実施したものである。

供試体は中層混合処理工法による地盤改良を想定して、泥炭に含まれている灌木類の遺体を19mmフルイで除去した試料と、試料の湿潤重量比40%の改良材を粉体のままホバートミキサで攪拌、混合してφ=50mm、H=100mmのプラスチックモールドを用いて地盤工学会基準「安定処理土の締固めをしない供試体作製方法」(JGS0821-2000)に基づき作製した。改良材はセメント系固化材（高有機質土用）を使用し、セメント系固化材と改良対象土の混合時間は同基準に準拠して10分とした。

表-1 改良対象土の土質特性

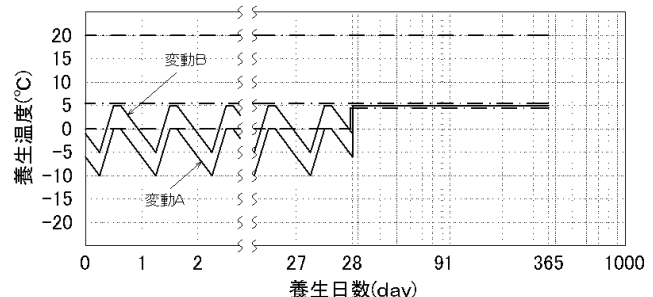
試料名	H21(泥炭:当別町蕨岱)
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	1.580
自然含水比 W_n (%)	650
強熱減量 L_i (%)	91
改良材	セメント系固化材(高有機質土用)
添加量 [*] (%)	40
練混ぜ直後の含水比 W (%)	156

※ 添加量は試料の湿潤重量比との値である。

2. 2 養生条件

養生条件は20, 5, 0℃の一定養生温度、-10℃から0℃を変動させた変動養生温度（以降、変動A）、-5℃から5℃を変動させたパターン（以降、変動B）の計5パターンである。変動A、変動Bの養生開始時間および1日のうち養生温度が変動する時間は既存の論文²⁾を参考にされたい

上記の養生条件のうち、20, 5℃は28日材齢以降、一定の養生温度であるが、0℃、変動A、変動Bは28日材齢以降の養生温度を5℃の一定養生温度とした（図-1）。これは、中層混合処理工法を厳冬期に施工した後、季節が変わって素地盤が暖かくなった状態を再現したものである。



※ 0℃、変動A、変動Bは材齢28日後、養生温度5℃とした。

図-1 各養生条件における養生日数と養生温度

2. 3 調査項目

表-2 に各養生温度で実施した試験項目を示す。セメント改良土の物理・力学特性は、365 日間養生した供試体に対して、含水比試験、土の湿潤密度試験、土の一軸圧縮試験により求めた。また、セメント改良土の骨格構造の変化については、水銀圧入法による細孔径分布試験³⁾により求めた。セメント改良土の間隙状況を把握するために偏光顕微鏡⁴⁾を用いた。薄片の作成方法、作成手順および観察方法については、前回²⁾と同様である。養生温度の違いによる生成物の変化を確認するために X 線回折⁵⁾を実施した。

3. 試験結果

3. 1 物理・力学特性

図-2 にセメント改良土の物理特性（含水比と湿潤密度）の経時変化を、図-3 に 28、365 日材齢の各養生温度と養生温度 20°C の一軸圧縮強さを基準とした強度比（以下、強度比）の関係を示す。既往の研究⁶⁾、池上ら⁷⁾、林ら⁸⁾は、恒温・恒湿条件下で室内配合試験ならびに深層混合処理工法にて地盤改良を実施した場合、長期的な物理特性はほとんど変化しない、と報告している。

養生日数の経時変化と含水比の関係をみると（図-2 a)）、大きなばらつきが見られた。これは、泥炭を用いたセメント改良土は粘土と比較して含水比を多く含有しているために、均一な安定処理土を作製する室内配合試験といえども、供試体内部の含水比にばらつきが生じたためと考えられる。一方、養生日数の経過に伴う湿潤密度の変化は、変動 A、変動 B 以外は、既往の研究⁶⁾、池上ら⁷⁾と同様、ほとんど確認されなかった（図-2 b)）。変動 A および変動 B の湿潤密度が小さくなった要因として、養生に関わらず供試体を脱型する際に、供試体上部の試料が凍結融解の繰り返しによって膨張し、膨張した分を成形（控除）したため、と考えられる。

養生温度と強度比の関係をみると、経時変化に伴い、養生温度を問わず強度比が増加する傾向であった。5°C 養生の強度比は 365 日材齢でほぼ 20°C 養生の強度比と同じになった。また、0°C 養生の強度比は 20°C 養生の 9 割の強度比が期待できることがわかった。しかし、変動 A、変動 B は 20°C 養生のそれぞれ 2 割、3 割の強度比しか得られなかった（図-3 a, b)）。

城戸ら¹⁾は、泥炭の湿潤重量に対するセメント重量比（20%,30%,40%）に応じて高炉 B 種セメント、セメント系固化材で改良した泥炭の強度発現について、述べている。

養生温度が 0°C 以上であれば、添加量の多少に関わらず強度発現が期待できる反面、養生温度が 0°C 未満、すなわち、氷点下の養生条件下では強度発現が期待できない。また、28 日材齢での 5°C 養生の強度比は、20°C 養生の強度比の 6 割程

表-2 各養生温度の試験項目

	養生温度(°C)				
	20	5	0	変動A	変動B
物理試験	○	○	○	○	○
一軸圧縮試験	○	○	○	○	○
細孔径分布試験	○	○	○	○	○
X線回折	○		○	○	○
偏光顕微鏡	○		○	○	○

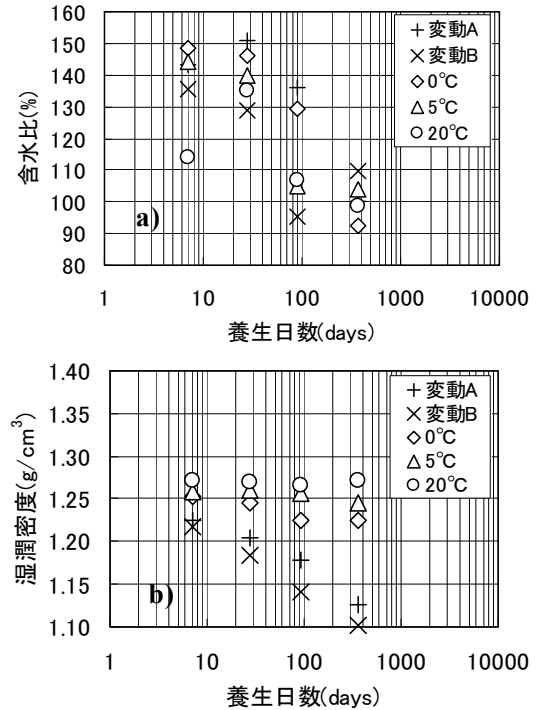


図-2 物理特性の経時変化

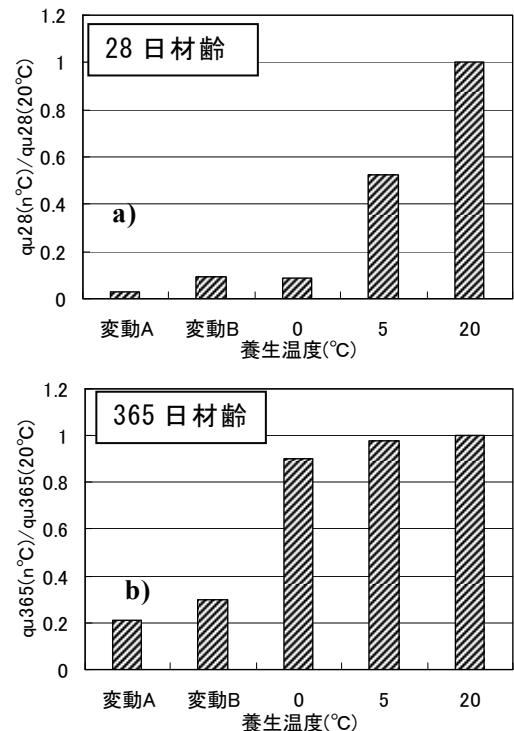


図-3 養生温度と養生温度 20°C の一軸圧縮強さを基準とした強度比の関係

度期待できる、と報告している。

今回得られた結果は、養生初期に 0℃養生であっても 28 日材齢以降 5℃養生であれば、長期的（今回は 365 日材齢）には 20℃養生の強度比に近い強度が期待できることがわかった。佐藤ら⁹⁾も 5℃養生を 1, 3 ヶ月間継続した後、6 ヶ月間 20℃養生した供試体の強度は当初から 20℃養生で実施した場合と同じであった、と報告している。ただし、変動 A、変動 B をみると、28 日材齢以降の養生温度を 5℃としても、強度比が増加しなかった。また、変動 A、変動 B の強度比のうち、初期養生温度が氷点下の比率が高い変動 A ほど低いことがわかった。換言すると、養生初期に氷点下の養生条件の時間が長いほど、セメント改良泥炭の強度発現に影響を及ぼすといえる。

3. 2 細孔径分布試験

細孔径分布とは、間隙の細孔径（直径）に対して、その径を有している間隙の細孔量（容積）を示したものであり、セメント改良土の経時的な骨格構造の変化を把握するために有効である^{7),8)}。

図-4 は各材齢のそれぞれの養生条件における細孔径分布の経時変化を示す。28 日材齢では 5℃養生の細孔径のピークが 1 μm 以下に分布しているが、それ以外の養生温度では 1 μm 以上に細孔量が多く分布していた。これは、5℃より高い養生温度では、経時変化に伴う継続したセメント水和反応によって、生成物が間隙の骨格構造を密にする過程と判断できるが、5℃より低い養生温度（変動パターンも含む）では大きな変化が生じ

なかった。セメント水和反応が遅延もしくは反応していないことを示している、と考えられる（図-4 a））。

365 日材齢の細孔径と細孔量との関係をみると、0, 5, 20℃養生の細孔径のピークは 1 μm 以下ではほぼ同じ細孔径、細孔量であった

（図-4 b））。これは、

時間差があるにせよセメント水和反応が同程度進行したために、セメント改良土内に存在する間隙量も同程度になった、すなわち骨格構造が密になったと考えられる。一方、変動 A、変動 B の細孔径のピークをみると、28 日材齢と比較して少なくなったが、1 μm 以上で細孔量が多い。改良地盤内にポーラスな部分が多い状態になっていることが推察される。

図-5 は総細孔量と

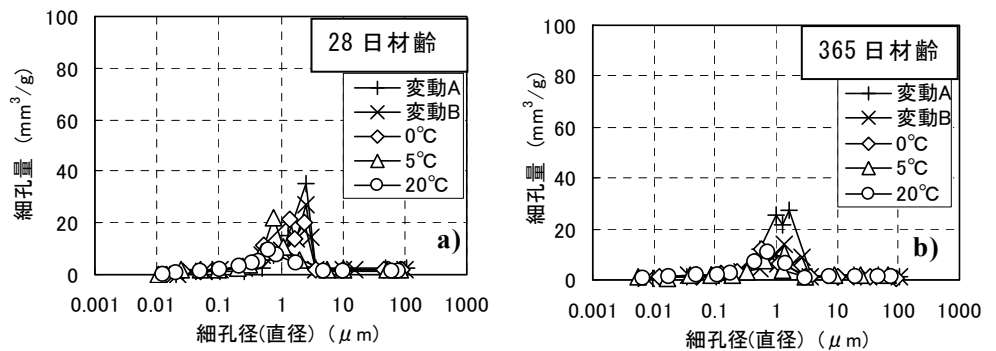


図-4 細孔径分布の経時変化

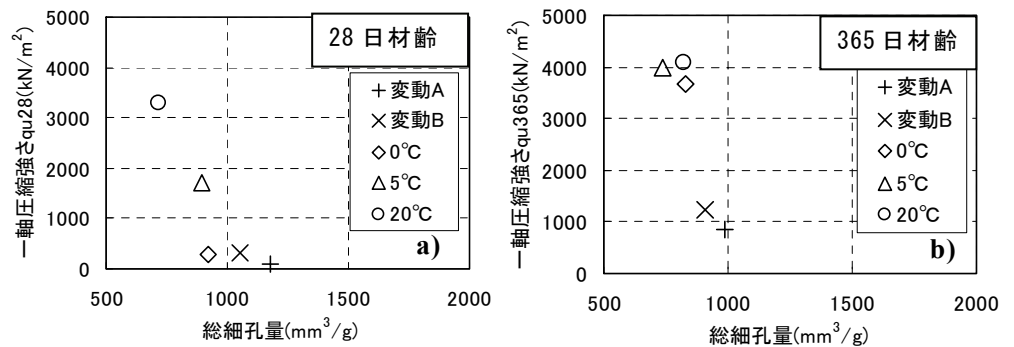


図-5 総細孔量と一軸圧縮強さの経時変化

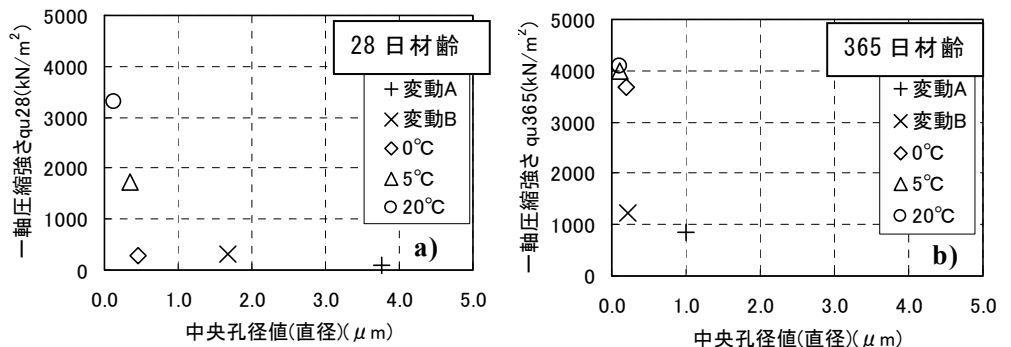


図-6 中央孔径値と一軸圧縮強さの経時変化

一軸圧縮強さの経時変化を示す。

28日材齢では総細孔量が $900\text{mm}^3/\text{g}$ 以下であれば、強度増加が期待できる結果 (図-5 a)) であったが、365日材齢をみると、28日材齢と同様に一軸圧縮強さが大きくなるほど総細孔量が少なくなる傾向にあり、セメント改良土の間隙量の大小と強度は相関関係にあることがわかった (図-5 b))。

図-6 a), b)) は 28, 365 日材齢における中央孔径値と一軸圧縮強さの経時変化を示す。著者らは中央孔径値 (総細孔量に対する各細孔量曲線において、累積細孔量百分率が 50%となる細孔径) が $0.4\mu\text{m}$ 以下であれば、強度増加が期待できると報告している²⁾が、365日材齢をみると、28日材齢と同様に一軸圧縮強さが大きくなるほど、中央孔径値は急激に小さくなる傾向が確認された。

城戸ら¹⁾は中央孔径値と一軸圧縮強さの関係 (28日材齢) について、養生期間が長いほど一軸圧縮強さが増加し、中央孔径値が減少する傾向にあり、その要因はセメント水和反応の継続である、と報告している。本実験においても、経時変化 (365日材齢) によるセメント改良土の強度増加は、セメント水和反応などの継続に伴って、セメント改良土の間隙部分がセメント水和物等で充填されたため、細孔径分布のピーク値、総細孔量、中央孔径値のいずれも小さくなったと推測される。

3. 3 X線回折試験

図-7に365日材齢における各養生温度で得られたX線回折試験結果を示す。今回は4種類 (5°C養生, 0°C養生, 変動A, 変動B) の養生条件の各試料に対して、 $2\theta = 2^\circ \sim 65^\circ$ の範囲で測定した。縦軸Iはピーク強度を示し、試料に回折X線を照射した角度によって、試料に含まれるそれぞれの鉱物の結晶状態に応じたピーク強度が出現する。エトリンガイトのピーク強度は $2\theta = 9^\circ$ と 16° 、方解石は $2\theta = 29^\circ$ 、硬石膏は $2\theta = 25^\circ$ で特にその存在が顕著になる¹⁰⁾。なお、グラフに記載されているEtはエトリンガイト、Calは方解石、Anhは硬石膏、を示す。なお、試験には供試体中心部の試料を用いた。

まず、各養生温度におけるエトリンガイトのピーク強度をみると、28日材齢では養生温度の違いでピーク強度が異なっていた²⁾のに対して、365日材齢ではすべての養生パターンではほぼ同じ数値であった。

図-4, 5, 6のとおり間隙の大小はあるが、エトリンガイトに生成された結晶度は同程度であると推察される。

図-8はエトリンガイトのピーク強度 ($2\theta = 9^\circ$) と一軸圧縮強さの関係を示す。ここで、ピーク強度が大きければ相対的にエトリンガイトの含有量が多いと判断される。著者らはエトリンガイトのピーク強度が100以上であれば、強度発現が期待できると報告している²⁾。28日材齢から365日材齢への経時変化をみると、すべての養生条件で一軸圧縮強さが大きくなるに従いエトリンガイトのピーク強度が大きくなった。0, 5, 20°C養生の一軸圧縮強さは $q_{u365} = 4,000\text{kN/m}^2$ 前後でピーク強度は $I=240\sim 260$ 程度だったのに対して、変動A, Bは $q_{u365} = 1,000\text{kN/m}^2$ 前後であるにも関わらず、ピーク強度は $I=270$ 前後であった。エトリンガイト

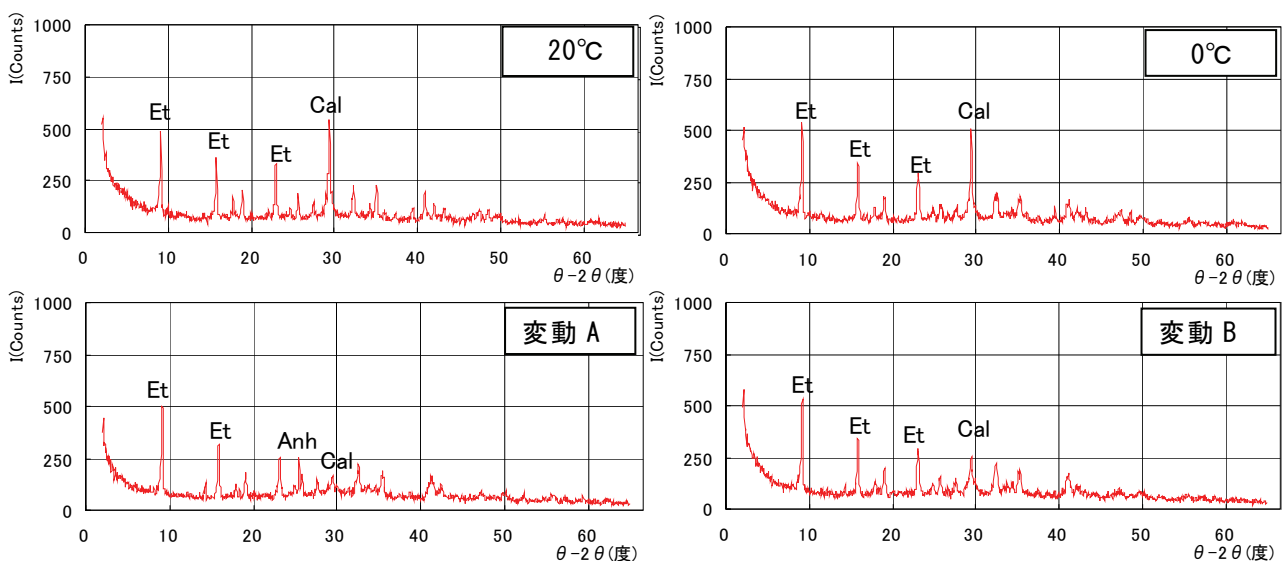


図-7 X線回折による安定処理土のセメント鉱物の分析結果 (365日材齢)

のピーク強度は大きくなれば相対的にエトリングサイトの含有量が多いとされるが、一部の試料片では試料全体の間隙量を評価するものではなく、必ずしも一軸圧縮強さと良い相関を有するものではないことがわかった。

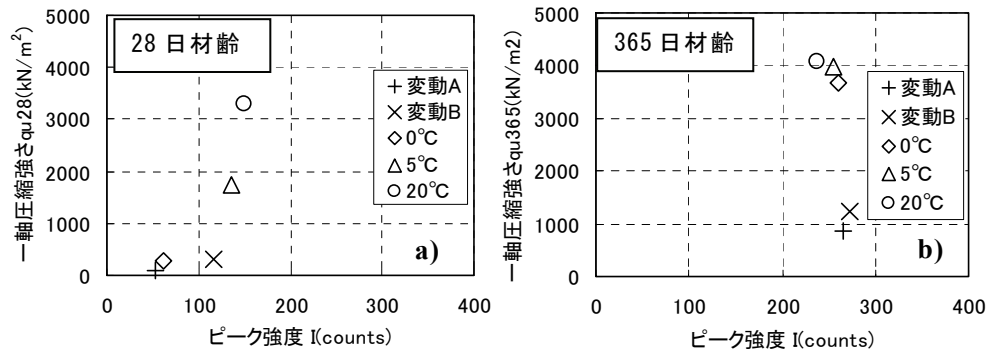


図-8 エトリングサイトのピーク強度と一軸圧縮強さの関係 ($2\theta = 9^\circ$)

3. 4 偏光顕微鏡撮影

筆者らはセメント改良土の間隙の存在を把握できるか、偏光顕微鏡による撮影を実施した²⁾。その結果、28日材齢における各養生温度（養生温度が0°C以上、変動Aおよび変動B）の間隙の差を比較したところ、その違いは一目瞭然であった。観察した試料は供試体中心部の試料を用いたが、気中に接しているか否かでは固結度が異なる可能性がある。

そこで、供試体の中心部と縁辺部の2箇所採取した試料を用いて、偏光顕微鏡による撮影を実施した。養生条件は20°C養生、0°C養生、変動A、変動Bの計4条件である（図-9）。

各養生条件の供試体中心部をみると、20°C養生、変動Bに局所的に間隙が存在するものの全体的には密実化が図られていた。ただし、供試体縁辺部では、20°C養生、0°C養生と変動A、変動Bに明確な違いがみられた。20°C養生、0°C養生は筋状の間隙が確認できたが局所的に存在するだけであり、全体的には供試体中心部と同様な密実化が図られていたが、変動A、変動Bでは筋状の間隙が多く認められ、間隙の割合は変動Aが変動Bよりも多かった。

これらから、0°Cより大きい養生温度であれば局所的に間隙が残るものの、供試体中心部、縁辺部を問わずセメント水和反応が期待できると考えられる。一方、養生温度が氷点下へ変動する条件（変動A,B）では、供試体中心部はセメント水和反応が期待できるが、供試体縁辺部では、初期（養生28日まで）の養生条件（マイナス温度）の影響によってセメント水和反応が低下したため、間隙が多く残ったと推察される。変動Aが変動Bと比べて間隙の割合が多いのは、供試体がマイナス温度に接する時間の長さが要因と考えられる。

間隙が多くなれば必然的に供試体の強度が低下すると考えられるが、各養生条件の間隙の多少（図-9）と強度比（図-3）の関係をみると両者は調和的であり、強度と間隙量は密接に関係しているといえる。

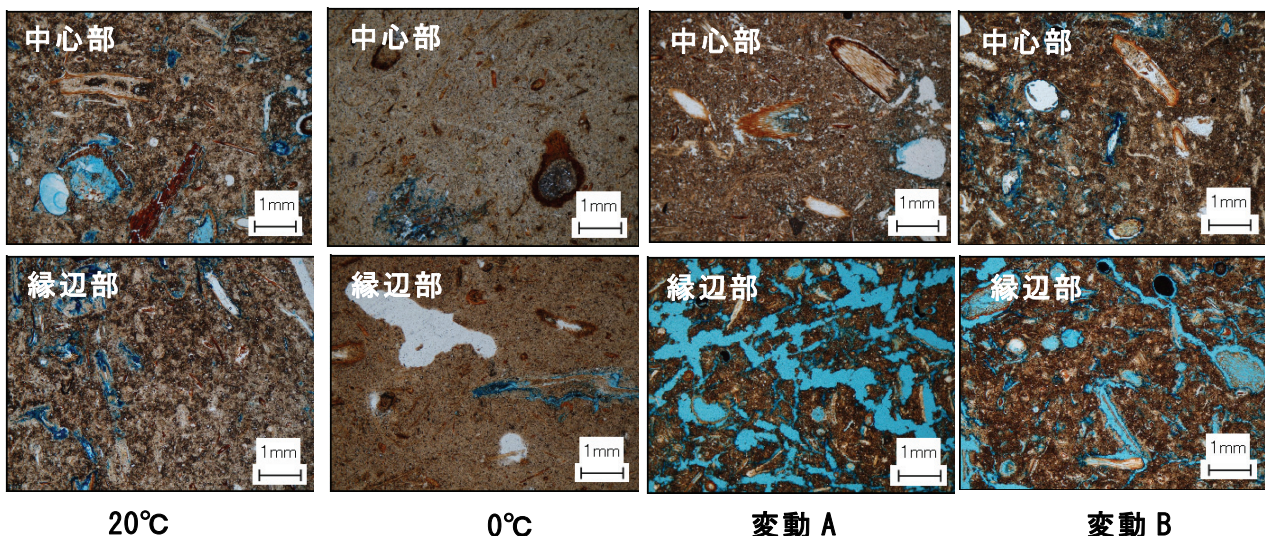


図-9 各養生温度における偏光顕微鏡撮影（365日材齢）

4. まとめ

本報告では以下の知見を得ることができた。

- ・ 初期（28日材齢まで）の養生温度が0℃以上であれば、28日材齢以降で養生温度5℃の状態を保つことによって、365日材齢で20℃養生の強度比の9割を得ることができた。
- ・ 変動A、変動Bともに28日材齢以降、養生温度5℃の状態を保ったにも関わらず、365日材齢の強度比は20℃養生の強度比の2～3割程度であった。28日材齢までに氷点下の時間が長い変動Aの強度比が小さかったことから、強度発現には養生初期（28日材齢まで）に氷点下の時間が長くなれば、セメント改良土の強度発現に影響を及ぼすといえる。
- ・ ただし、変動パターンでもさらに養生日数が増えることで20℃養生の強度比に近づく可能性がある。
- ・ 一軸圧縮強さと細孔径分布試験結果（細孔径分布、総細孔量、中央孔径値）には、数値のバラツキがあるにせよ相関関係にある。強度が大きいほどセメント改良土の間隙の大きさ、量とも小さくなる。
- ・ 偏光顕微鏡によると、供試体中心部では、養生条件を問わず同程度の構造の密実化が図られていた。ただし、供試体縁辺部では変動Aおよび変動Bでは多くの間隙が確認され、間隙の割合は変動Aが多かった。28日材齢までの温度条件（氷点下）が要因となって、セメント水和反応が低下し間隙が多く残ったものと推察される。

厳冬期の北海道において、セメント系固化材を用いて中層混合処理工法を実施する場合、施工初期（28日材齢より早い段階）に改良体地表面が氷点下の寒気に接するとすれば、その後約1年間5℃養生を確保したとしても、強度発現およびセメント改良土の骨格構造の形成に非常に影響を及ぼす可能性が考えられる。そのため、強度発現に必要な養生温度は最低0℃以上（28日以降5℃養生を約1年継続）確保したいが、現行の改良地盤の品質管理は28日材齢で実施されることを考慮すると、28日材齢で20℃養生の約6割の強度比が得られる5℃以上の養生温度を施工直後から確保すべき、と考える。

今回の試験結果が、冬期に中層混合処理工法で構築された改良体地表面の施工管理（養生温度管理）基準の目安になれば、と考えている。

【参考文献】

- 1) 城戸優一郎，西本聡，林宏親，橋本聖：セメント改良した泥炭における養生温度が改良強度へ与える影響，地盤工学会北海道支部技術報告集第48号，pp.35-40，2008.
- 2) 橋本聖，西本聡，林宏親：異なる養生条件下でのセメント改良泥炭の強度発現傾向，地盤工学会北海道支部技術報告集第50号，pp.9-14，2010.
- 3) 山口晴幸，池永均：土構造評価への水銀圧入型ポロシメーター装置の利用，土と基礎，vol41，pp.15-20，1993.
- 4) 内田隆：貯留岩の孔隙性と孔径分布，石油技術協会誌第49号第1号，pp.29-40，1984.
- 5) 社）土質工学会：岩の調査と試験，pp.506-515，1990.
- 6) 社）セメント協会：セメント系固化材を用いた改良体の長期安定性に関する研究，pp.7-9，2002.
- 7) 池上正春，増田勝人，一場武洋，鶴谷広一，佐藤茂樹，寺師昌明，大石幹太：深層混合処理工法により改良され20年を経過した海底粘土の物理特性ならびに強度，pp.123-124，2002.
- 8) 林宏親，西本聡，大石幹太，寺師昌明：セメント安定処理土の長期強度特性 その1—DJM改良柱体の現場調査—，北海道開発土木研究所月報 No.611号，pp.11-19，2004.
- 9) 佐藤厚子，鈴木輝之，西本聡：セメントおよび石灰改良土の発現強度に及ぼす養生温度の影響，地盤工学ジャーナル vol.3，No.4，pp.331-342，2009.
- 10) JCPDS-International Centre for Diffraction Data : Powder Diffraction File 1995 Pdf2 Database Sets 1-45(CD-ROM)，1995.

気泡混合処理土の強度発現に関する基礎的研究

函館高専環境都市工学科	国際会員	○片岡沙都紀
函館高専環境都市工学科	国際会員	川口 貴之
函館高専専攻科	学生会員	堀田 崇由
港湾空港技術研究所	国際会員	田中 政典
興亜開発株式会社	国際会員	富田 龍三
興亜開発株式会社	正会員	中島美代子

1. はじめに

気泡混合処理土とは、浚渫土などの原料土（原泥）に界面活性剤系やタンパク質系の起泡剤を用いて作製した気泡、およびセメント系固化剤を添加・混合した地盤材料のことである。近年、土圧軽減や沈下抑制を目的として気泡混合処理土の使用した施工事例が港湾・空港などで増えている。このような軽量性・安全性などの付加価値を有し、特に気泡剤を混合した新材料地盤はスーパージオマテリアル（以下 SGM）と呼ばれており（例えば、文献 1～3）、これまでは廃棄・埋め立てられていた浚渫土や建設残土を原料土として用いるので、工事発生土のリサイクル性という観点からも大いに注目されている。

現場で SGM が打設される際には、設計基準強度に割増率を乗じて現場での配合目標強度が設定され、事前配合試験を行うことで加水調整された原料土に添加する固化剤や気泡の量が決定される⁴⁾。このとき、採取場所によって原料土の物性が異なることが予想される場合には、代表的な採取場所ごとに事前配合試験を行って添加量を変更する場合もあるが、当然のことながらサンプリングした試料の強度にはある程度のばらつきが見られる⁵⁾。実際に、同一施工現場から採取した固化剤添加量が等しい数多くの SGM 供試体に対して一軸圧縮試験とベンダーエレメント（以下 BE）試験を実施したところ、設計上想定された範囲内ではあるが原料土として使用した浚渫土の採取場所によって一軸圧縮強度 q_u に違いが見られ、BE 試験から得られたせん断弾性波速度 V_s （あるいはせん断弾性係数 G ）は q_u と強い相関があることが確認された⁶⁾。

そこで本研究では、5種類の原料土を用いて室内で作製した SGM 供試体に対して一軸圧縮試験と BE 試験を実施し、使用する原料土の違いが強度発現にどのような影響を与えるのかについて検討した。さらに、原料土の物理・化学試験や SGM 試料の内部構造が養生日数でどのように変化していくのかを視覚的に検討するために電子顕微鏡（以下 SEM）による供試体内部の微視的構造の観察も行った。

2. 試験方法・条件

図 1 は SGM 供試体作成のフローチャートである。練混水には函館で採取した海水、固化剤には高炉セメント B 種、気泡には動物性加水分解タンパク質を約 20 倍に希釈後、事前発泡方式により発泡させた気泡（泡の密度を約 0.05g/cm^3 に調整）を使用した。これらと $425\mu\text{m}$ ふるいを通過させた原料土を図 1 に示すような手順に沿って各々配合し、内径 5cm、

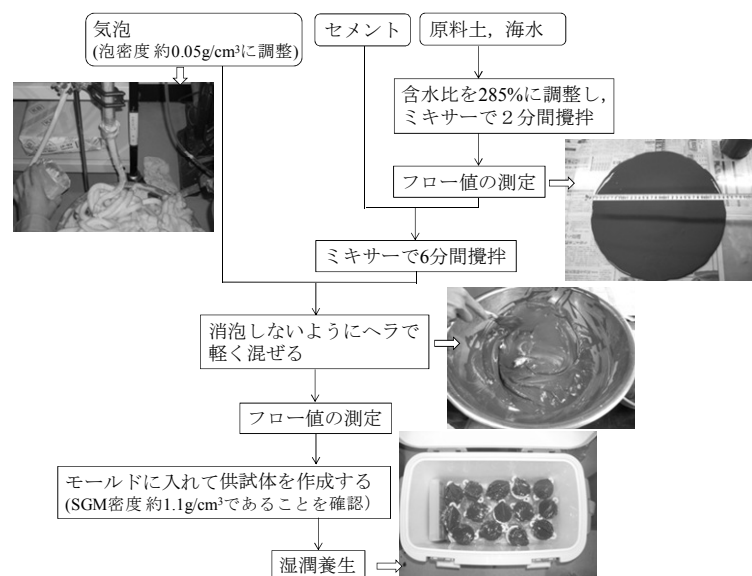


図 1 SGM 作製のフローチャート

Fundamental study on strength development of air-form treated lightweight soil.
KATAOKA Satsuki, KAWAGUCHI Takayuki, HORITA Takayuki (Hakodate National College of Technology),
TANAKA Masanori (Port and Airport Research Institute),
TOMITA Ryuzo and NAKAJIMA Miyoko (Koa Kaihatsu Corporation)

表 1 SGM 供試体作製に使用した原料土の物性

試料名		東京湾浚渫土 A	東京湾浚渫土 B	神戸浚渫土	オホーツク海 海底堆積土	笠岡粘土	
土粒子密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.618	2.703	2.638	2.561	2.709	
液性限界 $w_L(\%)$		114.7	112.4	108.2	85.6	55.4	
塑性限界 $w_P(\%)$		49.0	47.6	32.8	39.6	30.5	
強熱減量 $L_i(\%)$		10.37	11.45	9.70	7.22	8.15	
粒度組成 (%)	砂	2	8	0	6	7	
	シルト	27	21	31	47	33	
	粘土	2 ~ 5 μm	38	32	33	23	16
		2 μm 以下	33	39	36	24	44
活性度		1.99	1.66	2.09	1.93	0.57	
主な含有鉱物		Quartz, Illite, Chlorite, Smectite, Plagioclase	Quartz, Illite, Chlorite, Smectite, Gypsum Plagioclase	Quartz, Illite, Chlorite, Smectite, Plagioclase	Quartz, Illite, Chlorite, Smectite, Plagioclase		
土の水溶性成分 (mg/L)	Ca ⁺	250	850	—	—	—	
	Mg ⁺	1200	1800	—	—	—	
	Na ⁺	9600	10000	—	—	—	
	K ⁺	33	41	—	—	—	
	Cl ⁻	19000	18000	—	—	—	
	SO ₄ ²⁻	1600	7300	—	—	—	
間隙水の腐食分 含有量 (%)	フミン酸	0.2	0.2	—	—	—	
	フルボ酸	0.7	2.0	—	—	—	
pH		7.7	3.4	—	—	—	
有機炭素含有量 (%)		1.69	1.84	—	—	—	

高さ 10cm のプラスチック製モールド内に充填して上面をラップで密封した後、所定の材齢になるまで気中養生した。

表 1 は原料土の物理・化学試験結果をまとめたものである。5 種類の原料土は東京国際空港再拡張事業の工区内で採取した浚渫土の内、硫化水素や死滅した生物等によると思われる腐敗臭が比較的弱かった部分(以下、「東京湾浚渫土 A」と極めて強かった部分(以下、「東京湾浚渫土 B」)、神戸港より採取した浚渫土(以下「神戸浚渫土」)、オホーツク海サハリン沖の海底数 m より採取した表層土(以下「オホーツク海海底堆積土」)および市販されている笠岡粘土(以下、「笠岡粘土」)である。表 1 より、5 種類の原料土は配合設計の際に基準となる液性限界 w_L が同程度の 3 種(東京湾浚渫土 A, B, 神戸浚渫土)とそれよりも w_L が低い 2 種(オホーツク海海底堆積土, 笠岡粘土)に大きく分類できることが分かる。また、東京湾浚渫土 A, B については水溶性成分や有機炭素含有量等の違いも確認しており、 w_L や粒度組成といった物理的性質にはほとんど差が見られないものの、間隙水中の SO_4^{2-} 濃度や pH の値には比較的大きな差があることが確認された。なお、東京湾浚渫土 B の pH が低いことについては、陸上での保管期間内で酸化が進んだためだと推測される。

表 2 は作製した SGM 試料の配合結果と原料土の含水比 w を海水で調整した後の試料(以下「調整土」)、および固化剤と気泡を配合した後に行ったフロー値の結果をまとめたものである。今回使用した SGM 試料の目標湿潤密度 ρ は、水中施工において目標密度とされることが多い $\rho=1.1\text{g}/\text{cm}^3$ とした。また配合条件として、単位体積当たりには占める固化剤、気泡の量を一定とし、調整土の w は東京湾浚渫土 A の $2.5w_L$ となる 285%

表2 SGM 供試体の配合結果およびフロー値

試料名		東京湾浚渫土 A	東京湾浚渫土 B	神戸浚渫土	オホーツク海 海底堆積土	笠岡粘土
目標湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)		1.1				
固化材量 (kg/m ³)		75				
調整泥土の含水比 w (%)		285				
		(2.5 w_L)	(2.5 w_L)	(2.6 w_L)	(3.3 w_L)	(5.1 w_L)
フロー値(cm)	調整土	47.5	58.0	49.0	64.0	66.0over
	作製 SGM	19.0	27.5	21.0	36.0	66.0over

とした。ここで、東京湾浚渫土 A, B と神戸浚渫土の 3 つは w_L が近い値を示しているにもかかわらず、各々のフロー値は東京湾浚渫土 B が他の 2 つに比べて高い値を示していた。さらに w_L の低い笠岡粘土では、 $w=285\%$ とすると w_L の約 5 倍となるために流動性が高くなり、結果として固化剤投入後のフロー値においてもフロー値計測用のアクリル板の大きさ (1 辺 66cm) を超える結果となった。

本研究で実施した試験については、養生期間に伴う強度と剛性の変化を検討するために、養生期間が 3, 7, 28 日目の時点で養生容器から供試体を 2 本取り出し、一軸圧縮試験と BE 試験を実施した。図 2 は BE

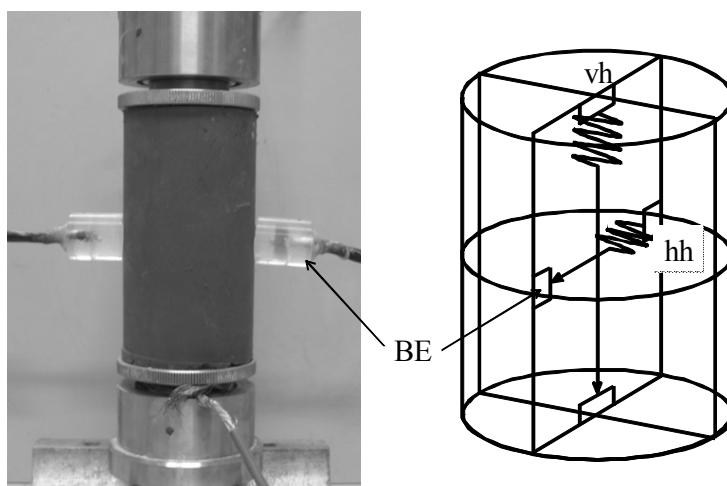


図2 BE の設置位置

の設置位置を示したものである。BE 試験は、上下方向に BE を挿入し、水平方向に振動しながら鉛直方向に伝播するせん断弾性波速度を測定した。そのうち 1 本の供試体に対しては、側面にも BE を挿入して振動・伝播方向ともに水平のせん断弾性波速度の測定も行った。また BE 試験より得られた測定値と供試体の ρ_t から、せん断弾性係数 G_{vh} , G_{hh} を算出した。さらに、各養生日数での SGM 試料内部の様子については SEM を用いて観察を行い、強度発現と微視的構造の変化について検討を行った。

3. 試験結果・考察

3.1 養生に伴う強度・剛性の変化

図 3 は東京湾浚渫土 A で作製した SGM 供試体の養生 3 日目と 28 日目の応力 σ ~ ひずみ ϵ 関係、写真 1 は図 3 に示した一軸圧縮試験後における SGM 供試体の様子を比較したものである。養生日数 3 日目の供試体では固化が進んでいないためか粘性土的な延性破壊をしているのに対し、養生 28 日目の供試体は強度や変形係数が増加しており、破壊形態も縦方向に亀裂が入る脆性破壊をしていることが分かる。

図 4 は各原料土で作製した SGM 試料の養生日数に伴う q_u と G_{vh} の変化を比較したものである。いずれの原料土から作製した SGM 試料も、 q_u , G_{vh} とともに片対数紙上において養生日数に対しほぼ線形に増加しているが、同一養生日数に対する強度は単位体積当たりの配合量や調整土の含水比 w がほぼ同じであるにも関わらず、原料土によって大きな差が生じていることが分かる。特に、 w_L 等の物理的性質がほぼ等しい 3 種類の浚渫土 (○, ●, ◇) において q_u が数百倍異なることは注目に値する。原料土内部に有機物が含有している場合に、その種類によっては強度発現を抑制することは広く知られており^{7,8)}、表 1 に示したように実際に東京湾浚渫土 A, B には SO_4^{2-} やフルボ酸の量に比較的大きな違いがあることを考えると、このような間隙水中

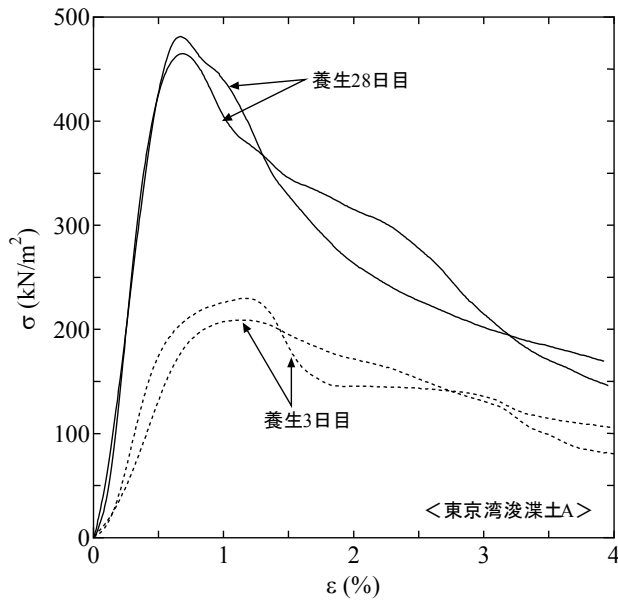
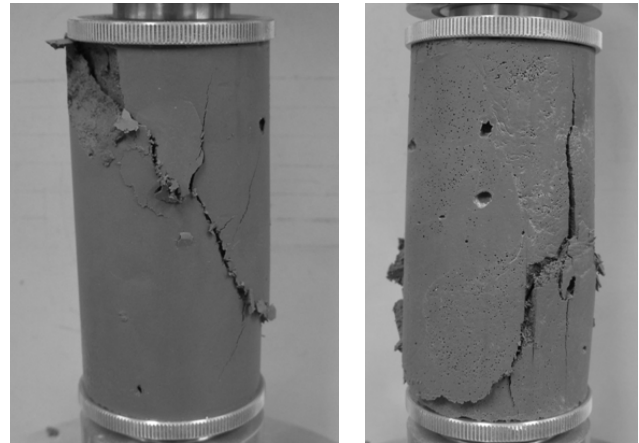


図3 σ - ε 曲線 (東京湾浚渫土 A)



養生 3 日目

養生 28 日目

写真 1 一軸圧縮試験後の SGM 供試体 (東京湾浚渫土 A)

の成分や有機物の種類・量が強度発現に大きな影響を与えていることが伺える。

一方、 w_L が 3 種類の浚渫土に比べて小さいオホーツク海海底堆積土 (Δ , $w=3.3w_L$) と笠岡粘土 (\square , $w=5.1w_L$) については、オホーツク海海底堆積土が q_u 、 G_{vh} ともに東京湾浚渫土 A と同程度の大きな値を示しているのに対し、笠岡粘土は両者ともに東京湾浚渫土 B と同程度の極めて小さな値を示していることが分かる。オホーツク海海底堆積土の q_u 、 G_{vh} が大きいことについては活性度が大きく、シルト分が多いこと、笠岡粘土の両者の値が小さいことについては活性度が低いことが原因の一つではないかと推測されるが、現時点で判断することは早計であり、今後東京湾浚渫土 A、B 以外の 3 種類についても水溶性成分や有機炭素含有量等の測定を実施し、この結果を踏まえて考察したいと考えている。

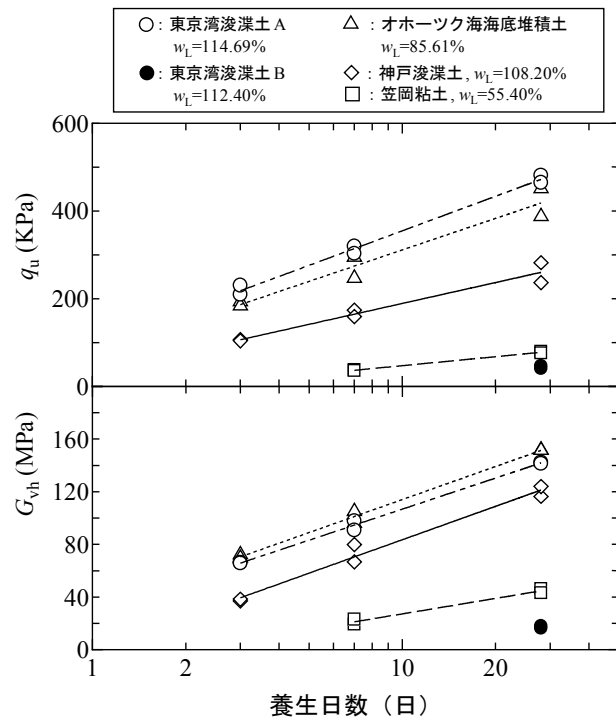


図 4 養生日数に伴う q_u 、 G_{vh} の推移

3.2 SGM 供試体の物性値と一軸圧縮強度との関係

図 5 は試験を実施した全ての SGM 供試体における q_u と w 、図 6 は q_u と ρ_t の関係を示したものである。 w については、笠岡粘土 (\square) の含水比が他に比べると幾分小さいものの、いずれの供試体も概ね 200%前後の比較的狭い範囲内にあることが分かる (図 5)。なお、調整土の含水比 ($w=285\%$) よりも低くなってこについては、SGM 作製時のセメントの添加や空中養生している過程での水和反応および乾燥のためだと考えられる。また、 ρ_t についても笠岡粘土が他に比べて幾分大きい傾向にあるものの、1.1~1.2 の比較的狭い範囲内にあることが分かる (図 6)。以上の結果に加えて、笠岡粘土は他に比べて w が小さく、 ρ_t が大きいため本来は q_u 、 G_{vh} ともに大きくなるはずであることを考えれば (G_{vh} については図 4 参照)、作成した SGM 供

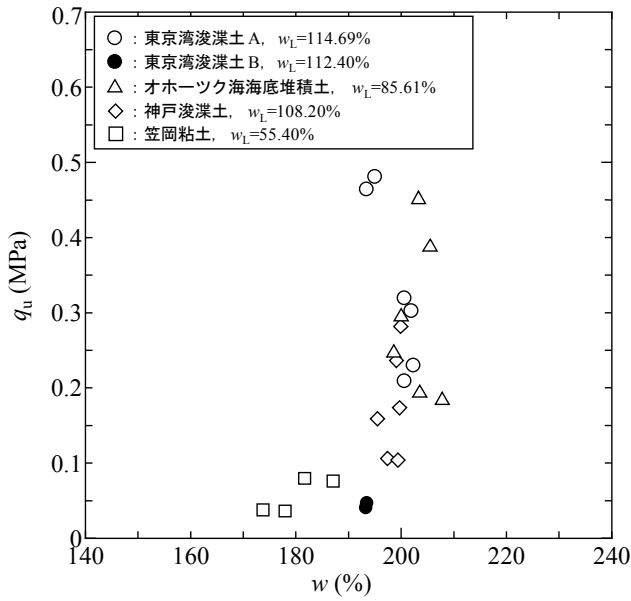


図5 q_u と w の関係

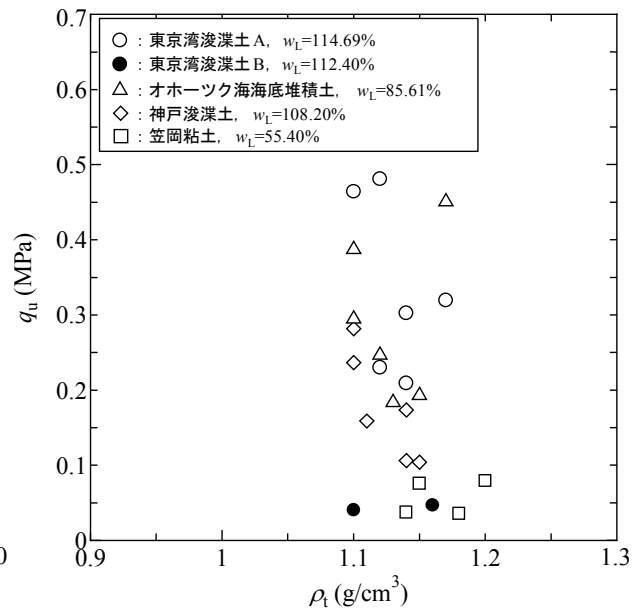


図6 q_u と ρ の関係

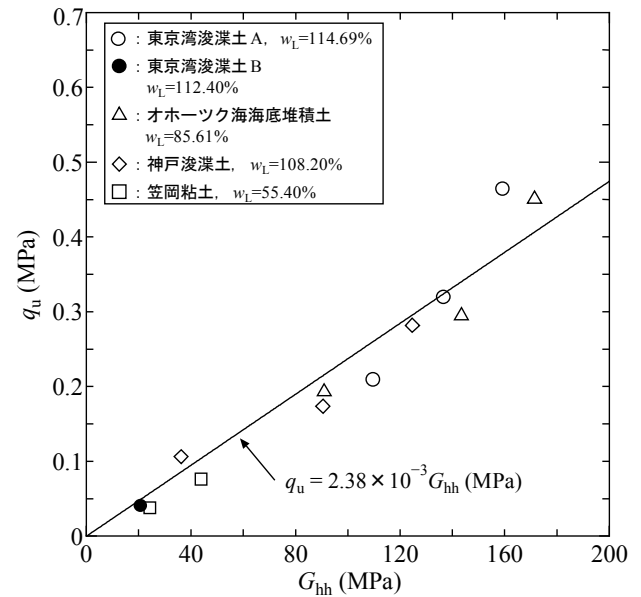
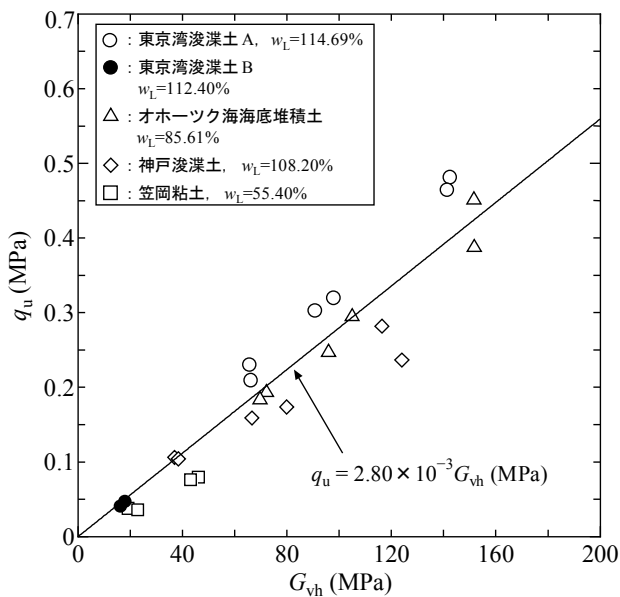


図7 G と q_u の関係

試体における w や ρ のわずかな違いが原料土による q_u や G_{vh} の相違に与えた影響は皆無だと判断できよう。なお、笠岡粘土の w と ρ が他とわずかに異なることについては、液性限界の5倍を超える高い含水比での調整によって流動性が大きくなったために、養生初期において供試体上方に気泡が集中した状態で固化が進行し、この部分が供試体端面成形時に排除されたためだと推測される。

3.3 セン断弾性係数と一軸圧縮強度の関係

図7は、BE試験より算出された G_{vh} 、 G_{hh} と q_u の関係を示したものである。図より、 G_{vh} 、 G_{hh} と q_u は強い相関があり、それぞれほぼ比例関係にあることが分かる。過去に実施されたセメント改良砂質土においても

q_u と微小ひずみ領域におけるヤング率とが比例関係にあることが報告されており、今回得られたような関係はセメント系改良土に共通した特徴の一つと考えられる⁹⁾。また、図4から分かるように養生日数に伴う G や q_u の推移は原料土によって大きく異なっているものの、それぞれの関係における傾きは原料土によらずほぼ等しいことが確認できる。ただし、この傾きが他のセメント系改良土と大きく異なることを考慮すれば、現時点ではセメント添加量や目標とする ρ_t がほぼ等しい気泡混合処理土においては、 $q_u \sim G_{vh}$ (or G_{hh}) 関係の傾きは原料土の違いによらずほぼ等しいと判断するべきであろう。

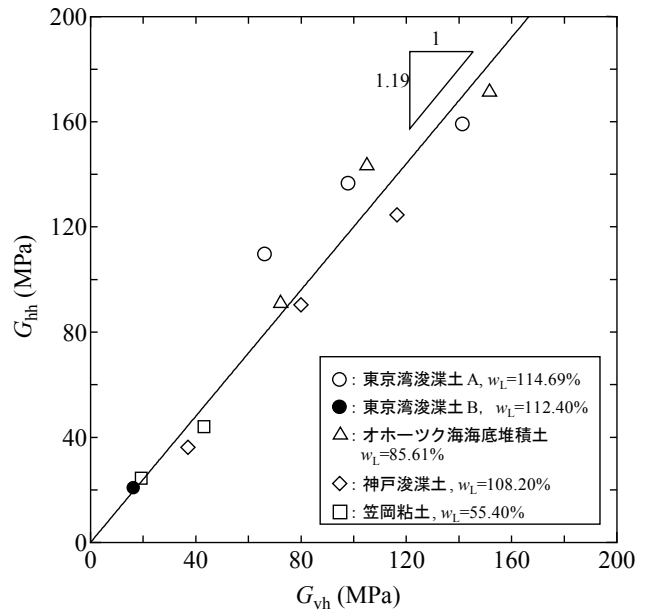


図8 G_{vh} と G_{hh} の関係

3.4 せん断弾性波の伝播・振動方向の違いによる影響

図8は鉛直・水平方向に伝播したせん断弾性波速度より算出した G_{vh} と G_{hh} の関係を示したものである。

養生日数や原料土によらず G_{hh} は G_{vh} に比べてわずかに大きく、その傾きはほぼ等しいことが確認できる。ただし、その傾きは K_0 圧密された自然堆積粘性土に比べて小さく¹⁰⁾、剛性の面でかなり等方的な材料であると判断できる。これは、球体に近い気泡が比較的均等に混入されていることや^{3,6)}、原料土が比較的ゆるい(ランダムな)状態のまま固化しているためだと考えられる。

3.5 養生に伴う内部構造の変化

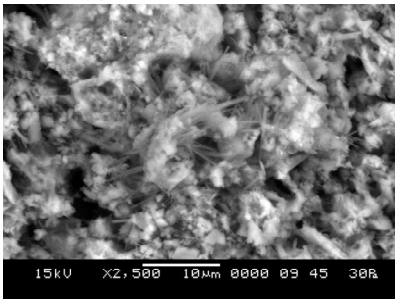
写真2は原料土が異なる5種類のSGM供試体におけるSEMによる内部構造の観察結果をまとめたものである。なお、観察したSGMは所定の養生日数においてSEM観察のためだけに用意した1本の供試体の一部を取り出したものであり(残りは次回の観察のために養生を継続)、一軸圧縮試験およびBE試験の実施が可能だった養生日数においてのみ観察を行っている。また、養生に伴う内部構造の変化を正確に観察するため、観察したSGM片はフリーズドライなどの処理を行わず、試験当日に低真空下で観察を実施しているために幾分不鮮明な画像となっている。

既に強度が発現していた養生3日目でも強度発現が見られた3種類の供試体(東京湾浚渫土A、神戸浚渫土、オホーツク海海底堆積土)における(養生3日目の)観察結果を比較すると、最も強度が大きい東京湾浚渫土Aにおいて、セメントの水和反応によって発生する針状のエトリングライトが数多く存在していることが確認できる。また、同一原料土で比較するとそれぞれ養生日数の増加に伴ってエトリングライトが長く成長し、空隙を埋めていく様子が確認できる。

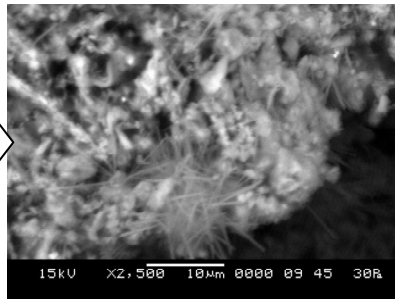
一方、強度が最も小さい東京湾浚渫土Bでは、養生28日目になってもエトリングライトの増加・成長の様子がほとんど確認できない。また、東京湾浚渫土Bと同様に強度の小さい笠岡粘土においては、養生7日目からエトリングライトが存在し、養生28日目ではその量が増加しているように見えるものの、増加したエトリングライト同士が連結せずに単独に存在している様子が伺える。以上のことから、エトリングライトの増加・成長とそのリンクが強度・剛性の発現に大きく寄与しているものと考えられる。

今後は、現在も養生を続けているこれらの供試体に対する試験を継続するとともに、固化材添加量や調整含水比などの配合条件を変えた試験や、さらに土質が異なる原料土を用いた追加実験も行っていきたいと考えている。

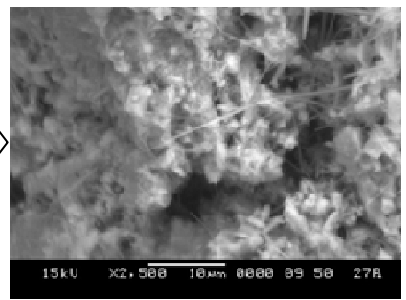
東京湾浚渫土 A



養生 3 日目

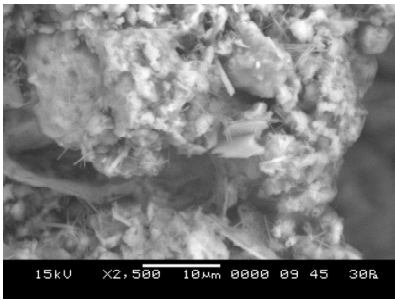


養生 7 日目

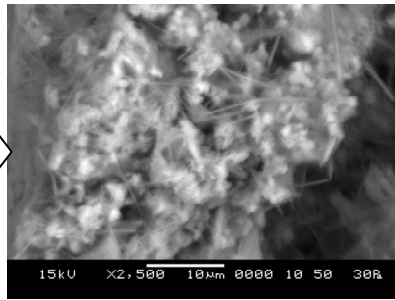


養生 28 日目

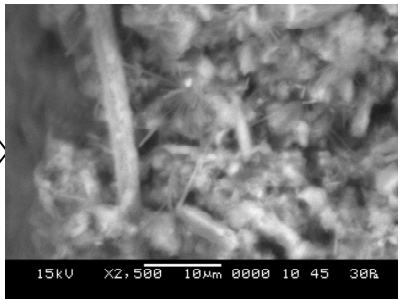
神戸浚渫土



養生 3 日目

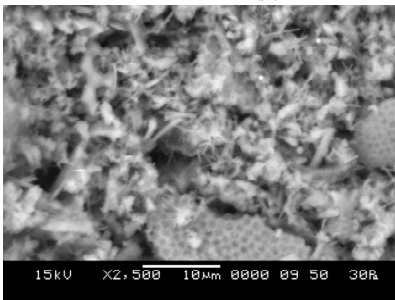


養生 7 日目

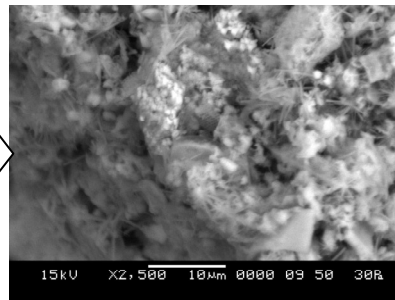


養生 28 日目

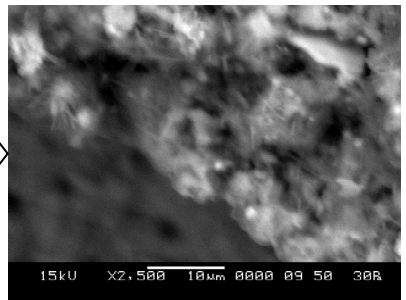
オホーツク海海底堆積土



養生 3 日目

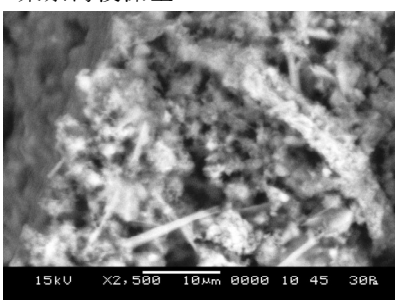


養生 7 日目



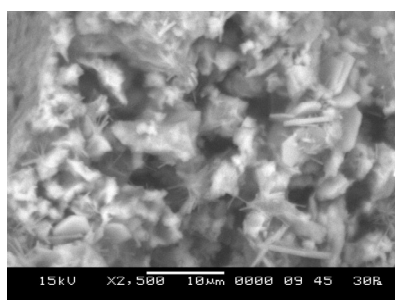
養生 28 日目

東京湾浚渫土 B

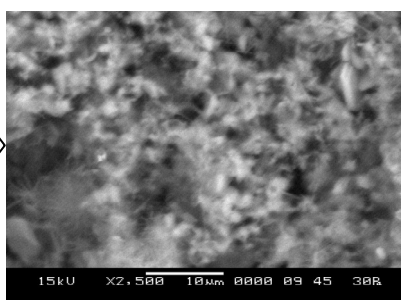


養生 28 日目

笠岡粘土



養生 7 日目



養生 28 日目

写真 2 SGM 供試体内部の様子

4. まとめ

本研究では、5種類の原料土を用いて室内で作製したSGM供試体に対して一軸圧縮試験とBE試験を実施し、使用する原料土の違いが強度発現にどのような影響を与えるのかについて検討した。以下に、得られた知見をまとめる。

- SGM 供試体の一軸圧縮強度やせん断弾性係数は養生日数に伴って増加するものの、その大きさは使用する原料土によって極めて大きく異なることが確認された。
- セメント添加量や目標とする ρ_t がほぼ等しい気泡混合処理土においては、 G_{vh} 、 G_{hh} と q_u はそれぞれほぼ比例関係にあり、その傾きは原料土によらずほぼ等しいことが確認された。
- 養生日数や原料土によらず G_{hh} は G_{vh} に比べてわずかに大きく、その傾きはほぼ等しいことが確認された。また、その傾きは K_0 圧密された自然堆積粘性土に比べて小さく、剛性の面でかなり等方的な材料であることが分かった。
- 所定の養生日数において実施したSEMによる内部構造の観察から、セメントの水和反応によって発生する針状のエトリングタイトの増加・成長とそのリンクが強度・剛性の発現に大きく寄与していることが伺えた。

<謝辞>

本研究を遂行するに当たって、神戸大学 澁谷啓先生、北見工業大学 山下聡先生に原料土提供のご協力をいただいた。記して敬意を表します。

<参考文献>

- 1) Otani, J., Mukunoki, T. and Kikuchi, Y.: Visualization for Engineering Property of In-Site Light Weight Soils with Air Foams, Soils and Foundations, Vol.42, No.3, pp.93-105, 2002.
- 2) Tuchida, T. Tang, Y.X. and Watabe, Y.: Mechanical Properties of Lightweight Treated Soil Cured in Water Pressure, Soils and Foundations, Vol.47, No.4, pp.731-748, 2007.
- 3) Watabe, Y., Itou, Y., Kang, M.S. and Kikuchi, Y.: One-Dimensional Compression of Air-Form Treated Lightweight Geo-Material in Microscopic Point of View, Soils and Foundations, Vol.44, No.6, pp.53-67, 2004.
- 4) 沿岸技術研究センター：港湾・空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル（改訂版），沿岸技術ライブラリー，No.31, p.371, 2008.
- 5) 永留健，御手洗義夫，大和屋隆司：D滑走路における軽量混合処理土の大量急速施工について，東京国際空港D滑走路建設工事，技術報告会（第8回），pp.7-1～7-10, 2009.
- 6) Kataoka, S., Kawaguchi, T., Horita, T., Tanaka, M., Sakaiya, T. and Shibuya, S.: Unconfined compression strength and elastic shear modulus of air-form treated lightweight soil, Proc. of International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Seoul, 2011.（投稿中）
- 7) 反町容，濱昌志，三浦敏弘，藤木明，勝山修：高有機質地盤に対するセメント安定処理効果，こうえいフォーラム，Vol.10, No.1, pp.105-110, 2002.
- 8) 小林貴志，早野公敏，御手洗義夫：フミン酸を用いた低強度セメント改良土の創生に関する基礎的検討，第44回地盤工学研究発表会，pp.280-281, 2009.
- 9) 澁谷啓，三田地利之，小澤裕：セメント混合砂の変形・強度特性における時硬性および拘束圧履歴依存性，土木学会論文集，Vol.687, No.III-56, pp.249-257, 2001.
- 10) Kawaguchi, T., Yamashita, S., Kataoka, S., Shibuya, S. and Kawajiri, S.: Inherent and induced anisotropy of three natural sedimentary clays reflecting on the elastic shear modulus, Proc. of the 4th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Vol.1, pp.575-579, 2008.

オホーツク海サハリン沖メタンガス含有堆積土の土質特性

北見工業大学大学院 ○ 学生会員 森脇 友裕
北見工業大学工学部 正会員 山下 聡
北見工業大学工学部 八久保晶弘
北見工業大学工学部 南 尚嗣
北見工業大学工学部 庄子 仁

1. はじめに

ガスハイドレートは、低温・高圧下で安定している物質である。近年、ガスハイドレートの調査・研究が世界各地で進められており、海底・湖底堆積物中や永久凍土中など広く存在する天然ガスハイドレートは次世代エネルギー資源として期待される。一方でガスハイドレートの主成分であるメタンは二酸化炭素の20倍もの温室効果をもつガスであり地球環境への悪影響も懸念されている。

図-1は、水域での水深および水温、地温とガスハイドレートの存在領域との関係を模式的に示したものである¹⁾。ハイドレートが温度・圧力条件により安定に存在する領域（HSZ: Hydrate Stability Zone）において、下部に存在するハイドレートは深層型ガスハイドレート、上部に存在するハイドレートは表層型ガスハイドレートと呼ばれている。深層型ガスハイドレートは、次世代エネルギー資源として、南海トラフなどで調査・研究が進められている。

図-2はこれまで確認されている日本近辺の主なガスハイドレート存在域とプレート境界・地溝帯を示したものである¹⁾。日本近辺のガスハイドレートは、アムールプレートに沿って存在しており、ガスハイドレート存在域と地震活動域と考えられるプレート境界とが密接に関連していることが分かる。特に表層型ガスハイドレートは、地殻変動に伴って地盤深部に発生した過剰間隙水圧により地下から湧出したガス・水によって表層型ガスハイドレートが生成されると考えられる。したがって、表層型ハイドレートが存在している地盤では地下からのガス・水の湧出により攪乱され、安定性が低いことが考えられ、ガスハイドレート採取時や地震時などにおいて海底地すべりや海底地盤の変動によりガスハイドレートの解離が進行し、地球温暖化を助長する危険性がある。このように地球環境変動とガスハイドレートは密接に関連しており、表層型ハイドレート賦存地盤

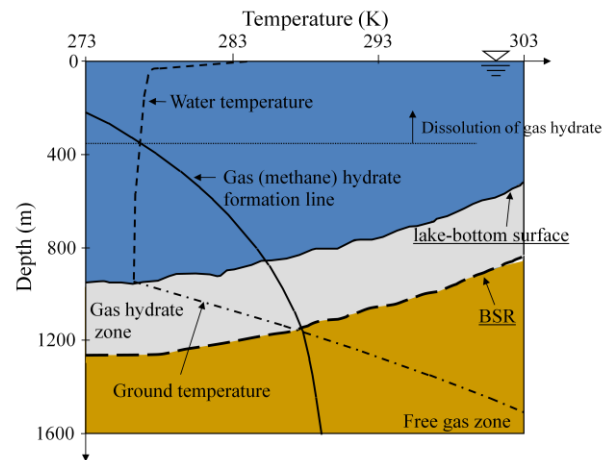


図-1 水域の温度水深分布とガスハイドレート安定領域の模式図¹⁾

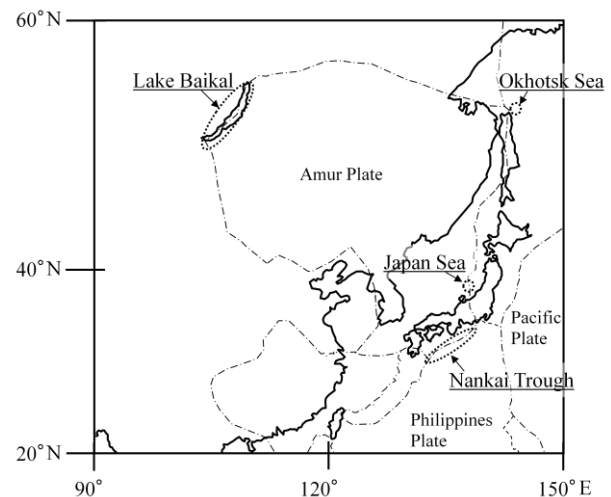


図-2 日本周辺でのガスハイドレートの分布域¹⁾

The soil properties of sediments contained dissolved metham gas obtained from offshore Sakhalin the Sea of Okhotsk
MORIWAKI Tomohiro, YAMAITA Satoshi, HATIKUBO Akihiro, MINAMI Naotugu,
SHOJI Hitoshi (Kitami Institute of Technology),

の工学的特性を明らかにする必要がある。

そこで本研究では、2009年(LV47)²⁾と2010年(LV50)にオホーツク海サハリン沖において、表層型ハイドレート賦存地盤から海底堆積土を採取し、力学的性質および物理・化学的性質を明らかにした。またガスが溶存した地盤から試料を採取した場合、採取時の応力解放により溶存ガスが気化し、強度低下をもたらすことから採取試料のガス濃度と強度との関係についても調べた。

2. 現地調査と試料採取

2.1 調査概要

2009年(LV47)、2010年(LV50)にオホーツク海サハリン島沖において行った。調査および海底堆積土の採取場所を図-3(a)に、また図中のArea Iの拡大図を図-3(b)に示す。サイドスキャンソナーによる事前調査で海底面形状を把握し、湧出ストラクチャー(マウンドやポップマークなど)の地点を特定した。その後、本調査ではエコーサウンダーにより湧出ストラクチャーの中でガスフレア(図-4)が確認された地点において、重力式ハイドロコアラ(長さ5m、写真-1)を使用して試料採取を行った。重力式ハイドロコアラは2重管式になっており、内部には塩化ビニル製のパイプ(内径110mm)が入っている。

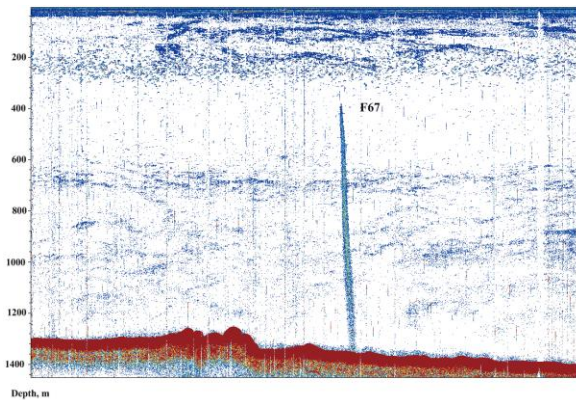


図-4 ガスフレア画像の例³⁾



写真-1 重力式ハイドロコアラ

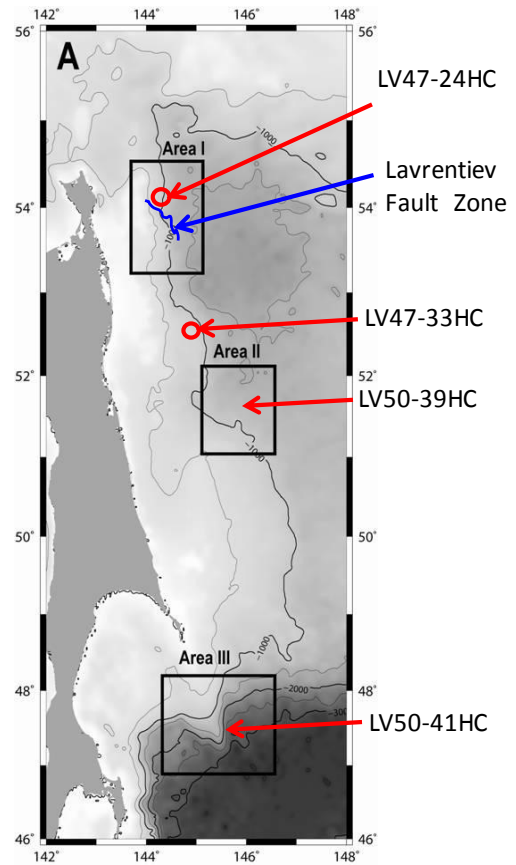


図-3 (a) オホーツク海サハリン島沖調査領域

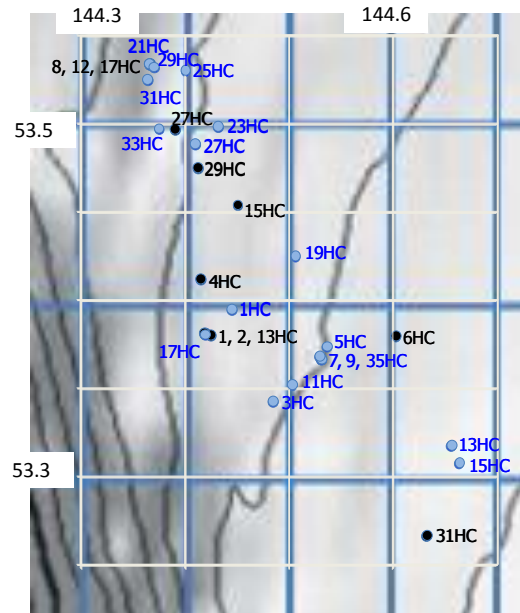


図-3 (b) オホーツク海サハリン島沖
Area I 拡大図
(●LV47, ●LV50)

表-1 採取コア一覧

LV47

Area	Core Name	Latitude, N	Longitude, E	Water depth (m)	Sediment recovery, cm	Gas Hydrate
I	LV47-1HC	53°22.87'	144°25.168'	619	73	
I	LV47-2HC	53°22.784'	144°25.512'	633	330	
I	LV47-4HC	53°24.7'	144°24.9'	621	370	
I	LV47-6HC	53°22.755'	144°36.129'	944	418	
I	LV47-8HC	53°32.0'	144°22.0'	633	292	
I	LV47-12HC	53°32.018'	144°22.044'	600	200	
I	LV47-13HC	53°22.853'	144°25.113'	616	420	
I	LV47-15HC	53°32.019'	144°21.961'	647	317	
I	LV47-17HC	53°32.019'	144°21.961'	647	323	
I	LV47-18HC	53°57.971'	144°34.033'	1286	410	
I	LV47-21HC	53°57.999'	144°33.999'	1280	376	
I	LV47-22HC	54°03.730'	143°58.775'	385	70	
I	LV47-24HC	54°03.756'	143°58.858'	397	122	○
I	LV47-25HC	53°52.407'	144°30.283'	1328	411	
I	LV47-27HC	53°29.798'	144°23.430'	645	410	
I	LV47-29HC	53°28.486'	144°24.756'	667	368	
I	LV47-31HC	53°15.971'	144°37.915'	939	405	
I	LV47-33HC	52°30.1'	144°59.9'	860	425	

LV50

Area	Core Name	Latitude, N	Longitude, E	Water depth (m)	Sediment recovery, cm	Gas Hydrate
I	LV50-1HC	53°23.711'	144°26.752'	665	439	
I	LV50-3HC	53°20.570'	144°29.069'	690	359	
I	LV50-5GC	53°22.436'	144°32.197'	785	514	
I	LV50-7GC	53°22.011'	144°31.878'	782	129	
I	LV50-9HC	53°21.996'	144°31.869'	782	340	
I	LV50-11HC	53°21.145'	144°30.189'	720	470	
I	LV50-13HC	53°19.068'	144°39.393'	1020	360	
I	LV50-15HC	53°18.479'	144°39.834'	1015	361	
I	LV50-17HC	53°22.839'	144°25.152'	615	362	
I	LV50-19HC	53°25.508'	144°30.366'	763	453	
I	LV50-21HC	53°32.047'	144°21.950'	641	417	
I	LV50-23HC	54°29.934'	143°25.897'	700	420	
I	LV50-25HC	54°31.828'	143°24.014'	677	420	
I	LV50-27HC	53°29.329'	144°24.581'	659	330	
I	LV50-29HC	53°32.938'	144°22.206'	630	256	○
I	LV50-31HC	53°31.513'	144°21.835'	614	320	○
I	LV50-33HC	53°29.845'	144°22.485'	611	183	○
I	LV50-35HC	52°22.108'	144°31.755'	765	425	
I	LV50-37HC	53°20.150'	144°12.131'	297	250	
II	LV50-39HC	53°35.383'	144°24.670'	1320	459	
III	LV50-41HC	52°43.646'	144°33.754'	245	160	

表-1 に 2009 年 (LV47) と 2010 年 (LV50) の調査で採取したコアの領域、コア名、位置、水深、コア長、ハイドレート採取の有無を示す。これらの試料を用いて、船上試験および輸送試料での物理・化学試験を行った。

2.2 船上での試料採取および試験

船上にコアを引き上げて内管を半割にし、堆積土を観察した後、半割コア 10cm ごとに含水比およびガス濃度測定のための試料採取、バーンセン断試験 (写真-2)、コーン貫入試験 (写真-3) を行った。また、LV47 では一軸圧縮試験用試料 (長さ 10cm) を半割コアから 1m 間隔で採取し、パラフィンでラップして輸送した。室内物理・化学試験用試料も半割コアから 1m (LV47)、50cm (LV50) 間隔で長さ 10cm 程度採取した。



写真-2 ベーンせん断試験



写真-3 コーン貫入試験

2.2.1 含水比試験用の試料採取

含水比試験用の試料は、採取したコアの深度方向に10cm間隔でシリンジ(10ml)を用いて採取した(写真-4)。採取した試料はバイアル瓶(20ml)に入れて輸送し、含水比を測定した。



写真-4 含水比試験用の試料採取

2.2.2 ガス濃度測定用の試料採取

含水比試験用の試料採取と同様に、深度方向に10cm間隔でシリンジ(5ml、2本)を用いてガス濃度測定用の試料を採取した。採取した堆積土(10ml)は、バイアル瓶(25ml)に入れ、飽和食塩水(10ml)を加えたのち、ヘッドスペースガス(空気)を窒素ガスに置換し、密閉した状態でバイアル瓶を振盪しヘッドスペースに溶存ガスを気化させた。その後、真空状態のバイアル瓶(5ml)にヘッドスペースガスを補修し持ち帰った。持ち帰ったヘッドスペースガスは、ガスクロマトグラフによりガス濃度を測定した。

2.2.3 ベーンせん断試験

ベーンせん断試験は、直径10mm、高さ20mmのベーンブレードを小型のトルクドライバーに取り付けて試験を行った。コアの切断面に10cm間隔で、写真-2に示すようにブレードを貫入してトルクドライバーを回転させ、このとき得られた最大トルク値から次式よりベーンせん断強さ τ_v を求めた。

$$\tau_v = \frac{M}{\pi \left(\frac{D^2 H}{2} + \frac{D^3}{6} \right)}$$

ここで、 M : 測定最大トルク
D : ベーンの全幅
H : ベーンの高さ

2.2.4 コーン貫入試験

コーン貫入試験はデジタルフォースゲージを改良したデジタルコーン貫入試験装置を用い試験を行った⁴⁾。コーンの先端角は30°、直径は9mm、貫入深は16.79mm(写真-3)である。コーン貫入抵抗は次式より求めた。

$$q_c = \frac{P}{A}$$

ここで、 P : 貫入時の圧縮力
A : コーン断面積(一定値)

2.3 輸送試料での室内試験

輸送後の試料を用いて、LV-47 では含水比試験、液性・塑性限界試験、土粒子の密度試験、粒度試験、強熱減量試験、XRD 試験、LV-50 では含水比試験、液性・塑性限界試験、土粒子の密度試験、を行った。試験は 50cm または 100cm 間隔で採取した試料に対して行った。

3. 試験結果

3.1 船上試験結果

図-5 (a-f) は採取試料から求めた含水比と船上試験から求めたベーンせん断強度 τ_v 、コーン貫入抵抗 q_c の結果を、深度方向にプロットしたものである。それぞれ同一エリアから採取した試料ごとに試験結果をまとめている。含水比 w は、採取エリアによって大きく異なっているが、同一コアでの含水比は変化が少なく、深度方向にわずかに低下している程度である。図-5 (f) に示す Reference 試料では、含水比が全体的に高いためベーンせん断強度もコーン貫入抵抗も全体的に低い、含水比の低下に伴って、深度方向に強度がわずかに高くなっている。それに対し、LV47 の 13HC (図-5(c))、17HC (図-5(a))、LV50 の 21HC (図-5(a))、25HC (図-5(a)) などの試料では、含水比の深度方向の変化が少ないにもかかわらず、表層部分で強度が高く、深度が深くなるにつれて強度は低くなっている。このように、採取コアによって含水比と強度の関係は一義的な関係とはなっていない。

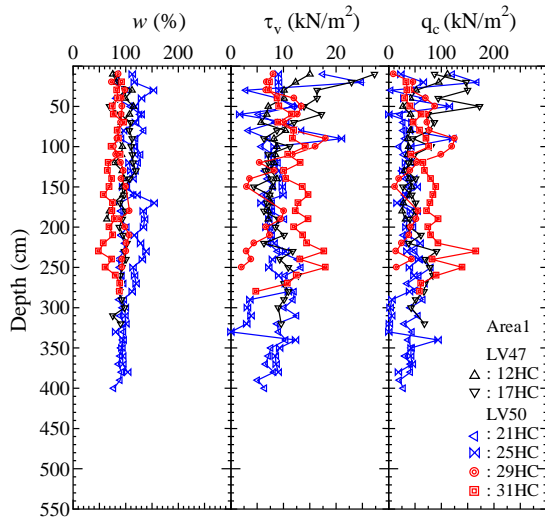


図-5 (a) 船上試験結果 1

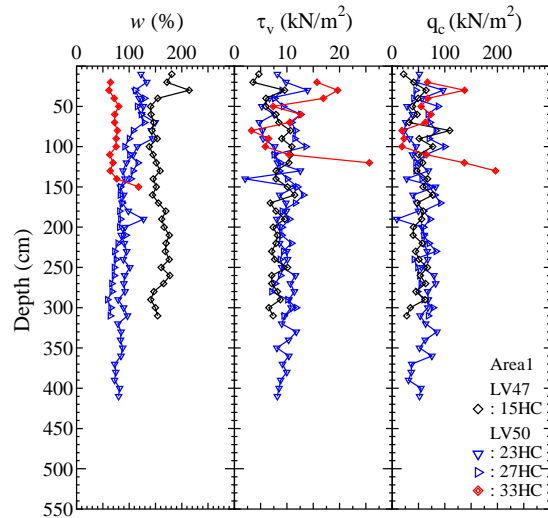


図-5 (b) 船上試験結果 2

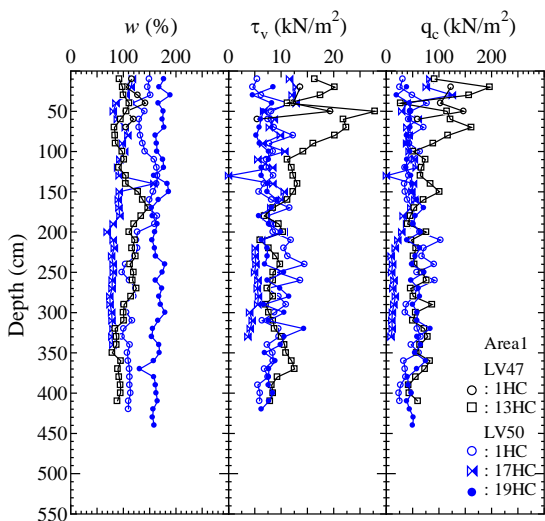


図-5 (c) 船上試験結果 3

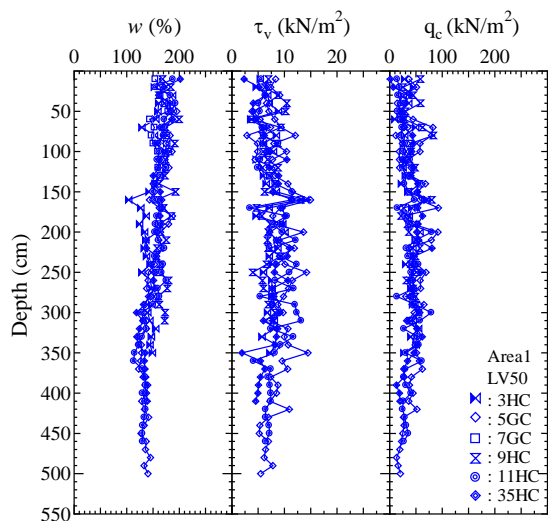


図-5 (d) 船上試験結果 4

3.2 物理・化学試験結果

図-6はLV47とLV50の調査で採取した堆積土の各種物理試験結果(含水比、液性・塑性限界、塑性指数、液性指数、土粒子の密度、強熱減量、粘土分含有量)を深度方向にプロットしたものである。図より採取場所により若干の違いはあるが同一コアの場合、物理的性質に深度方向の違いはあまり見られない。

また液性指数 I_L は、ほぼすべての試料で1以上となっており、海底堆積土は骨格構造が不安定な状態で存在していると考えられる。

ここで、船上試験で表層部分の強度が高くなったLV47の13HC(図-5(c))、17HC(図-5(a))、LV50の21HC(図-5(a))、25HC(図-5(a))試料に着目してみると物理的性質は深度方向に変化していないことがわかる。

次に、堆積土を構成している鉱物の組成に違いがあるのかを調べるために、LV-47の15HC、31HC、18HC、33HC(Reference)試料を用いてX線回折試験を行った。X線回折に用いた試料は全て、室温にて乾燥させた後、0.075mmふるいを通した試料である。この測定で得られたチャートを、図-7に示す。これらの図から堆積土の構成鉱物には採取領域、場所、深度などに関係なくどれも石英(Q)を多く含み、斜長石(P)、カオリン(K)、クロライト(C)などの鉱物も確認できた。また、各々のピークが出現している入射角の値を比較すると、およそ同じ値を示していることから、鉱物組成に関する違いはないと考えられる。

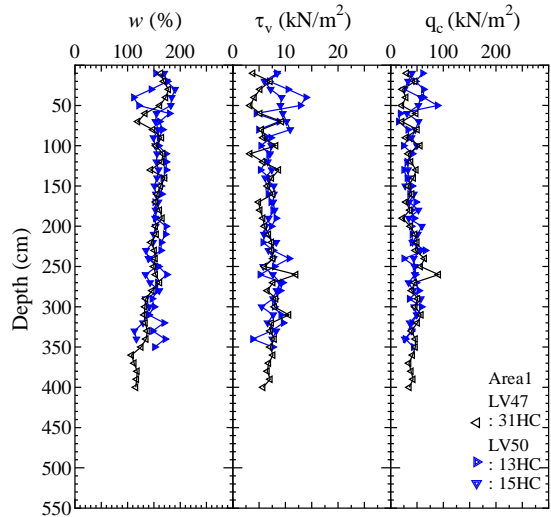


図-5 (e) 船上試験結果 5

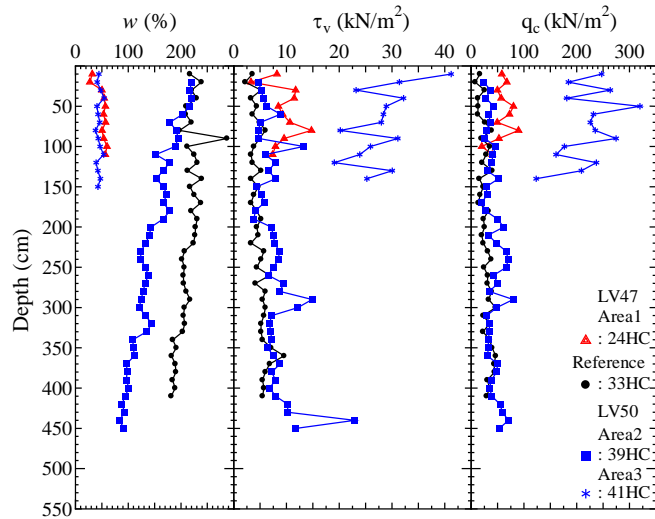


図-5 (f) 船上試験結果 6

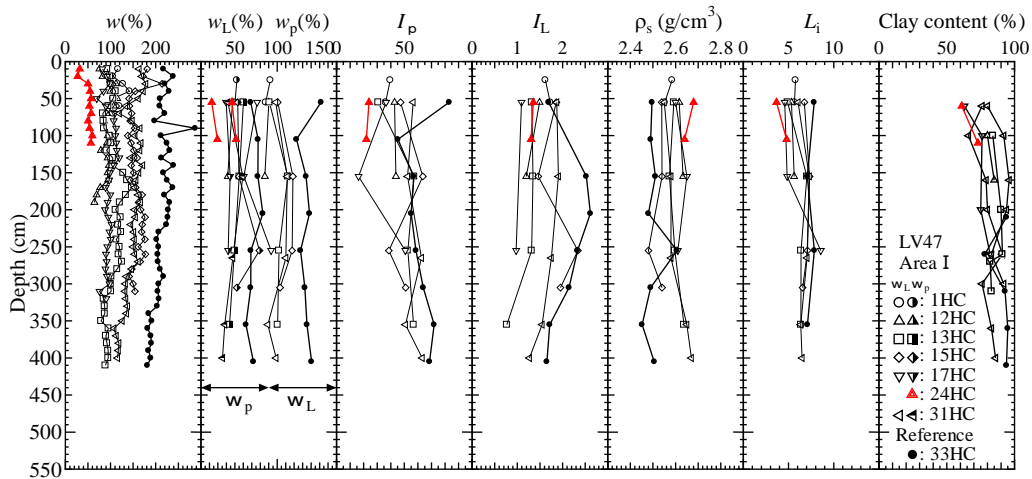


図-6 (a) 物理・化学試験結果 (LV47) 1

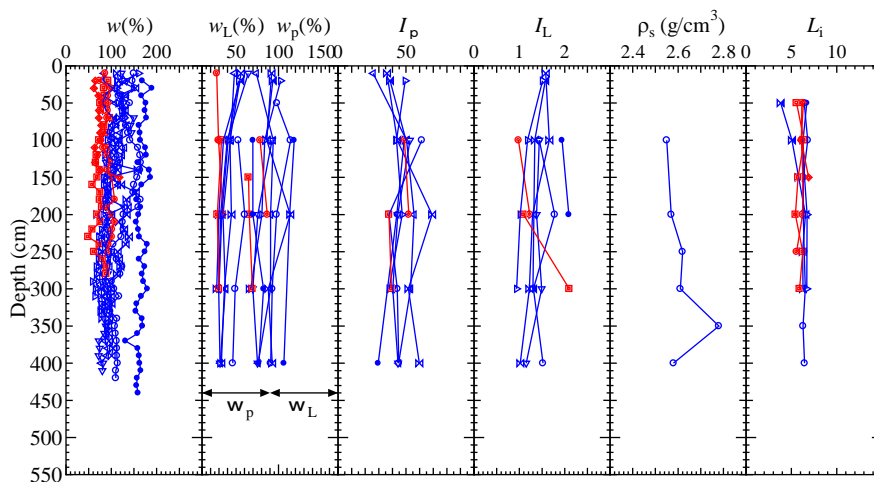


図-6 (b) 物理・化学試験結果 (LV50) 2 (図-5 (a~c) 凡例は図-5 と同一)

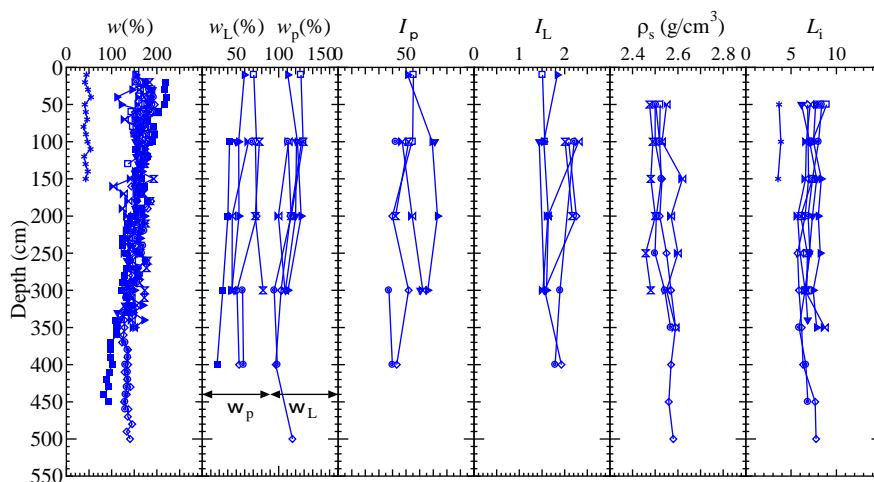
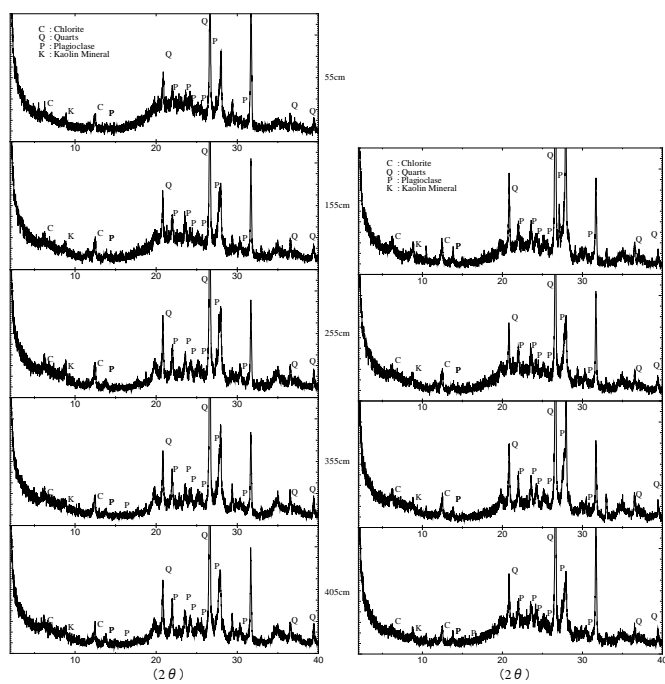


図-6 (c) 物理・化学試験結果 (LV50) 3 (図-5 (d~f) 凡例は図-5 と同一)



LV47-18HC

異なるコアで同一深度(155cm)での比較

図-7 X線回折結果

以上の結果より、調査領域の範囲内では深度方向の物理・化学的性質の違いはあまり見られず、強度との相関性は必ずしも認められなかった。ただし、調査領域の表層堆積土には、細かい粒状のカーボネートを含有している物もあるので引き続き詳しく観察していく必要がある。

3.3 ガス濃度と強度特性の比較

LV47 の 13HC (図-5(c))、17HC (図-5(a))、LV50 の 21HC (図-5(a))、25HC (図-5(a)) では表層付近で強度が高く、深度が深くなるにつれて強度が低下し、コアによっては含水比と強度に一義的な関係は認められなかった。これは深度方向で堆積土の間隙水に溶存しているメタンガス濃度が異なるため、コア引き上げ時の応力解放による試料の乱れの程度が異なると考えられる。そこで、各コアのガス濃度を測定し、ガス濃度の違いが試料の強度に与える影響を調べた。図-8 はガス濃度と深度の関係を 2009 年 (LV47) と 2010 年 (LV50) に分けて示したものである。図より LV47 の Reference、18HC、LV50 の 19HC、39HC では深さによらずメタン濃度は低くなっている。それに対しメタンハイドレートが存在していたコアおよび LV50 の 1HC、41HC では表層付近からガス濃度が高くなっていることが分かる。その他の試料では表層付近でガス濃度が

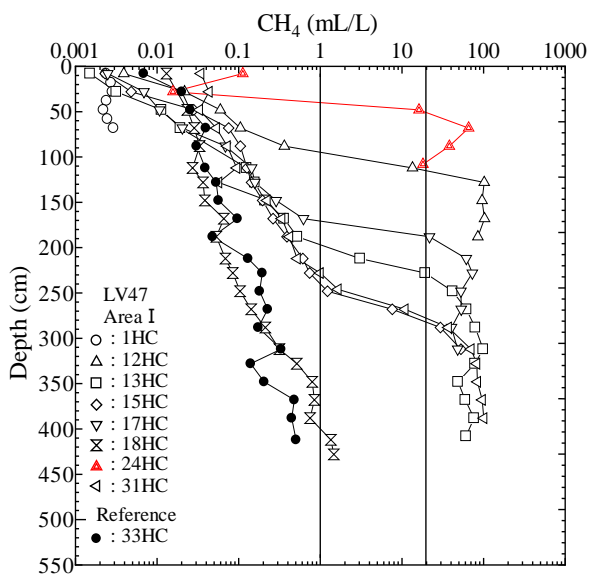


図-8 (a) ガス濃度と深度の関係 (LV47)

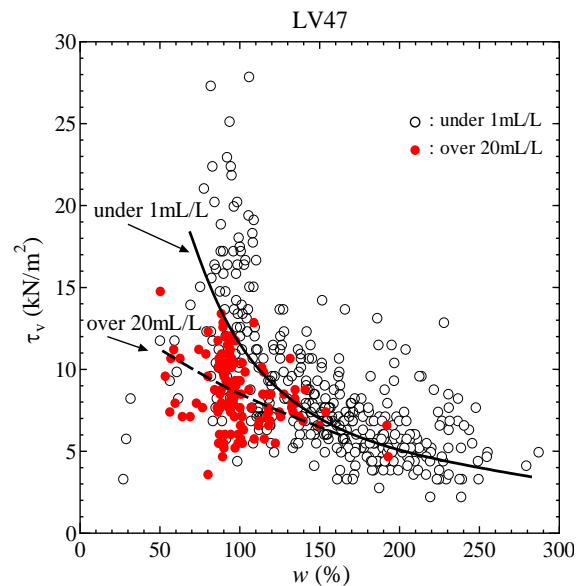


図-9 (a) τ_v と w の関係 (LV47)

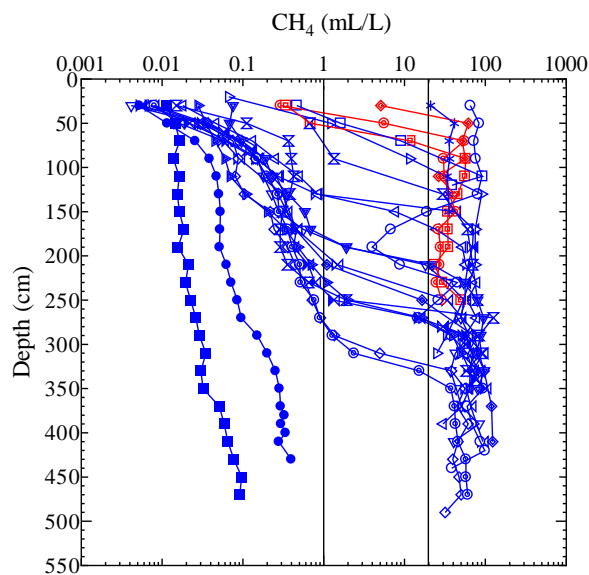


図-8 (b) ガス濃度と深度の関係 (LV50)
(凡例は図-5 と同一)

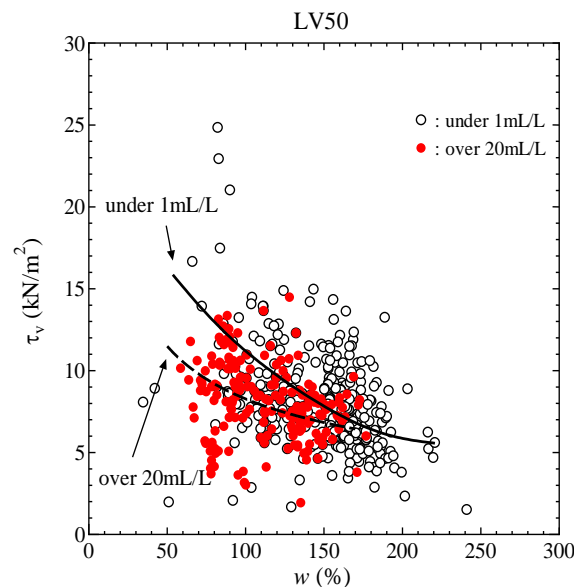


図-9 (b) τ_v と w の関係 (LV50)

低いのに対し、ある深度から急激にガス濃度が高くなっている。このようにコアによって堆積物中のガス濃度は深度方向で異なっている。なお図中に示したガス濃度は試料引き上げ後の大気圧状態で測定した結果であり、海底下の地盤中におけるガス濃度を表すものではないが、ガス濃度の高低の相対的な評価は可能である。

ここで、ガス濃度 20mL/L 以上の試料をガス濃度の高い試料、1mL/L 以下の試料を低い試料とし区別する。この 20mL/L の値は、コア断面観察時にガスの気化に伴う表面の膨れ上がりや亀裂が認められた境界付近である。

次にガス濃度と強度の関係を比較するために含水比とベーンセン断強度の関係を図-9 に示す。図中に示した実線と破線は、ガス濃度が 1mL/L 以下および 20mL/L 以上の結果に対する近似線である。図よりガス濃度の高い試料は、ガス濃度の低い同一含水比の試料の強度よりも低くなっていることが分かる。ただし、強度に少しはばつきがある。また、含水比が高くなると試料の強度自体が低くなるため、ガス濃度による明確な影響は認められない。図に示した含水比とベーンセン断強度による比較では、試料の採取地点が異なっ

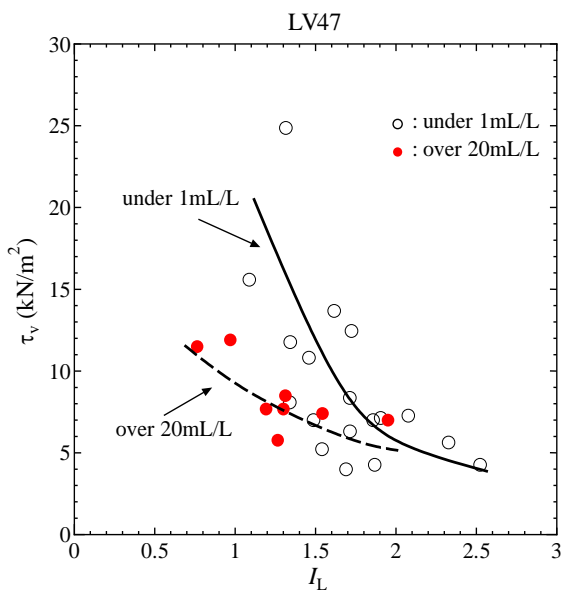


図-10 (a) τ_v と I_L の関係 (LV47)

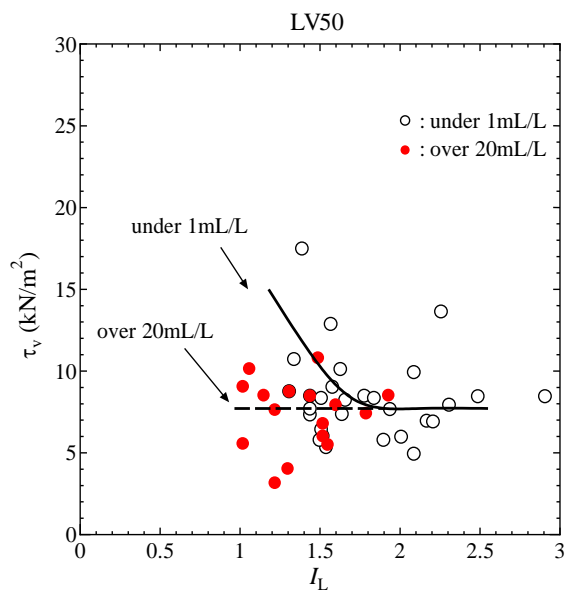


図-10 (b) τ_v と I_L の関係 (LV50)

いるため、同一含水比でも相対的な強さを調べることができない。

そこで土の相対的な強さを比べるため液性指数とベーンセン断強度を比較し図-10 に関係を示す。ガス濃度が高い試料は、ガス濃度の低い試料に比べ、同一液性指数でも低い強度となっている。また、LV50 では繰り返し後の試料を用いて含水比とベーンセン断強度による比較 (図-11) を行ったが、ガス濃度の高低により強度の違いは見られなかった。

これらの結果から、オホーツク海サハリン島沖で採取した試料は、コア引き上げ時の応力解放に伴い、ガス濃度が高い試料の間隙水溶存ガスが気化したことにより採取試料に乱れが生じ、強度が低下したと考えられる。このことは、ハイドレートの採取時や自然現象による海水温の上昇などにより、ハイドレートの解離や溶存ガ

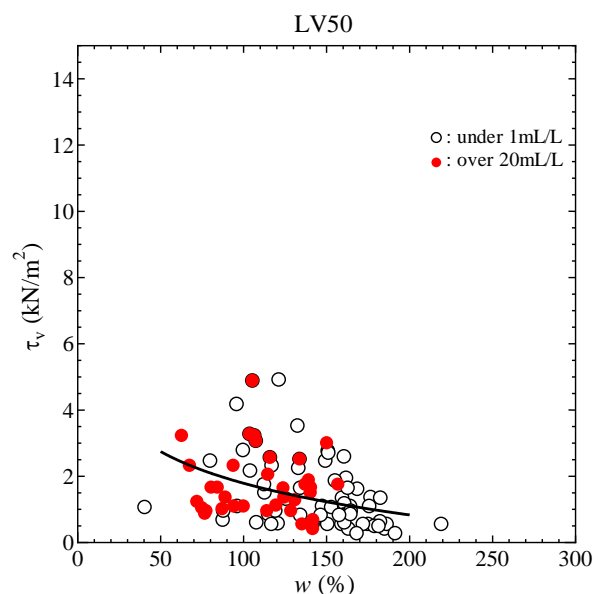


図-11 繰り返し後の τ_v と w の関係

スの気化が生じた場合には、地盤を不安定化させる要因ともなることも示唆している。

4. 結論

- (1) 船上試験結果において、オホーツク海サハリン島沖海底地盤から採取した堆積土の力学的性質は、採取コアによって含水比と強度の関係は様々であり、一義的な関係とはなっていないことが分かった。
- (2) 物理・化学試験より採取場所により若干の違いはあったが同一コアを深度方向に見てみるとあまり違いは見られなかった。物理・化学的性質の深度方向の違いが強度に及ぼす影響は認められなかった。
- (3) ガス濃度の高低と強度の関係を比較した結果、ガス濃度の高い試料では、ガス濃度の低い試料に比べ強度は低い値となった。
- (4) オホーツク海サハリン島沖で採取した試料は、コア引き上げ時の応力解放に伴い、ガス濃度の高い試料で間隙水溶存ガスが気化したことにより採取試料に乱れが生じ強度が低下したことが分かった。

謝辞：本研究を進めていくにあたり、ロシア科学アカデミー極東支部太平洋科学研究所 Anatoly Obzhirov 博士および乗船研究者各位にご協力をいただいた。また、室内試験では北見工業大学大学院 土肥翔一君、北見工業大学 4 年 大澤将秀、出羽寛信、三堀裕太君にご協力をいただいた。記して敬意を表します。なお、本研究は日本学術振興会科学研究費（基盤研究（B）：21360219）の助成を受けたものである。

【参考文献】

- 1) Kataoka, S., Yamashita, S., Kawaguchi, T. and Suzuki, T.: The soil properties of lake-bottom sediments in the Lake Baikal gas hydrate province, *Soils and Foundations*, Vol.49, No.5 , pp.757-775, 2009.
- 2) 森脇友裕,山下聡,小川美穂,八久保晶弘,南尚嗣,庄子仁：オホーツク海サハリン島沖海底堆積土の土質特性, 第 45 回地盤工学研究発表会,pp725-726,2010
- 3) Operation Report of Sakhalin Slope Gas Hydrate Project 2009, R/V Akademik M.A.Lavrentyev Cruise47,eds., Shoji, H., Y,K, Jin., Obzhirov, A., Baranov, B.,: p.11266 -
- 4) 小川美穂,山下聡,片岡沙都紀,八久保晶弘,南尚嗣,庄子仁：溶存ガスの気化に伴う海底堆積土の強度変化, 地盤工学会北海道支部技術報告集第 50 号,pp.177-186,2010

(株)イーエス総合研究所	正会員	植松 えり子
(株)イーエス総合研究所		小口 智久
(株)イーエス総合研究所		松本 勲
(株)イーエス総合研究所	国際会員	常松 哲

1. はじめに

平成 15 年 2 月に施行された土壤汚染対策法（以下、旧法という）は、平成 22 年 4 月に改正された（以下、新法という）。この法律の目的は、旧・新法ともに、同法 1 条に規定するとおり「土壌の特定有害物質による汚染の把握に関する措置及びその汚染による人の健康に係る被害の防止に関する措置を定めること等により、土壤汚染対策の実施を図り、もって国民の健康を保護することを目的とする」ものであることには変わりはないが、汚染土の処理に関する観点から新法を概観すると、次の 2 点が挙げられる。旧法では自然的原因により有害物質が含まれる土壌については法の対象外とされ、搬出時においてのみ適切な汚染防止対策を講じる必要があるとされていた^{1)~3)}。しかし、新法では、人為的・自然的原因との区分はなくなり、汚染土壌に対する対応措置は全て新法に基づいて行うことになった^{4), 5)}。

また、旧法では 汚染防止措置として封じ込めが最良の工法として採用されることが多かった。この工法は遮断工と遮水工封じ込めに大別され、遮断工は一般に外周仕切りを鉄筋コンクリート構造とし、汚染土壌を周辺的一般環境から厳重に遮断する構造で、周囲には必要に応じ集水渠、集水樹等を設け、雨水の流入、滞留しないようにするなど^{6), 7)} 施工日数と費用が多分に要する工法である。これに対し遮水工には、汚染土壌を掘削除去して遮水構造の中に封じ込める方法と、汚染土壌を原位置で封じ込める方法がある。両者ともに、汚染物質が外部へ漏出・流出しない構造とし、遮水材料として、不透水シート、粘土、覆土・植栽工、またはアスファルト等による舗装工等が用いられる工法である^{6), 7)}。この工法は、遮断工に比べ施工日数、施工コストが軽減できる。しかし、いずれの工法も建設費と施工日数を要し、過剰な措置と考えられ、有効かつ合理的・経済的な対策工法の技術開発が求められている。

現地発生土は粘土分を含有した土壌が多く、土壌粘土によるイオン交換・吸着反応について古くから知られており^{8), 9)}、その反応は、土壌中の粘土鉱物の種類と量比、各鉱物の電荷、構造、粒子の形状、溶液の pH と温度等々、多くの要因によって規定される複雑な現象であるが¹⁰⁾、道内産火山灰土・粘性土はヒ素の吸着性能を有することが明らかにされている¹¹⁾。この特性を考慮して、現地発生土に汚染土を包み込み、敷土や覆土による重金属汚染対策工法に関する現場実験を行い、現地発生土を利用した処理対策が有効であることが明らかにされている^{12), 13)}。

従って、本報告では、汚染処理対策の有効かつ合理的・経済的な工法を見出す目的で、自然由来重金属類（ヒ素）汚染土を用いて盛土を造成し、著者らが研究開発したカルシウム系不溶化剤^{14)~17)}を使用し盛土全体に混合した工法（混合工法）、敷土に不溶化剤を混合した工法（不溶化吸着工法）、不溶化剤を層状に盛土に散布する工法（層状工法）、吹付け材に不溶化剤を添加し層状あるいは法面に吹付ける工法（吹付け工法）等、10 タイプの処理工法を設定し、各処理工法ごとの溶出濃度を測定した。

なお、敷土と覆土材には土捨て場に集積されている現地発生土を利用した。また、酸性雨曝露期間を約 10 年と想定し、pH2.8 の酸性水（3,500L）を盛土上面から 7 回散水した^{18), 19)}。この浸透水を盛土下部に設けた有孔排水パイプを介してタンクに回収し、ヒ素濃度の測定に供した。さらに、盛土内の温度、硫化水素の発生の有無、敷土の体積含水率の測定を行った。観測期間は 50 日間である。なお、汚染水の拡散防止を図るため、敷土下部の排水溝を包み込むように敷土全体に遮水シート（ $t=1.0\text{mm}$ ）を敷設した。

Short-term in situ research for the relationship between the processing methods of fill contaminated with heavy metals (arsenic) of natural origin and its leak properties.

Eriko Uematsu, Tomohisa Koguchi, Isao Matsumoto, Satoshi Tsunematsu (ES General Laboratory)

2. 実験方法

2-1. 供試材料

1) 不溶化剤

本実験で使用した不溶化剤はカルシウム（石膏）を主成分とした RE-（株HMI製）である^{14) - 17)}。本不溶化剤の粒径及び pH を Table1 に示す。

2) 盛土材及び敷土・覆土

本実験では、北海道内の道路建設に伴うトンネル工事で発生した汚染土（掘削ずり）を盛土材とし、また、敷土・覆土には現地発生土を使用した。盛土材及び現地発生土の物理特性を Table2 に、ヒ素溶出量・含有量・pHの結果を Table3 に示す。表に示すとおり、盛土材、現地発生土ともに品質にばらつきが多い。これは、盛土材は細粗粒分を完全に均一化することが難しいためであり、また、現地発生土は管内の工事現場から発生した残土のため、変動が大きいと考えられる。

2-2. 盛土の形状と施工

盛土の平面図及び断面図を Fig.1 に示す。盛土の形状は高さ 0.9m、長辺 3m、短辺 2m で、最下層に敷土（0.2m）を設け、その上に汚染土（掘削ずり）を 3 層（0.3m/層）に分けて盛土し、各層毎にプレートで締め固めを行った。盛土の法面は覆土で保護した。また、浸透水を採取するため、盛土下部の排水溝に有孔管（φ50mm）を設置した。盛土内の温度、敷土の体積含水率の測定を行うため各種計測器を設置し、さらに、不溶化剤（石膏）に由来する硫化水素ガス発生の有無を確認する目的で、検知管を用いモニタリングを実施した。計測器設置位置を Fig.2 に、計測器概要を Table4 に示す。

Table1 不溶化剤 (RE-) の粒径及び pH

外観	粒径	pH
粉体	< 3 mm	6.8

Table2 盛土材及び敷土・覆土の物理特性

	盛土材	現地発生土
土粒子の密度 (g/cm ³)	2.70 ~ 2.76	2.63 ~ 2.70
自然含水比 (%)	6.8 ~ 10.8	22.7 ~ 33.1
最大粒径 (mm)	150	26.5 ~ 37.5
均等係数	67 ~ 225	5 ~ 23
土質分類	G-FS, GS-F	GFS, CHS-G
最大乾燥密度 (g/cm ³)	1.90 ~ 1.96	1.54 ~ 1.56
最適含水比 (%)	10 ~ 13	25.0 ~ 26.5

Table3 ヒ素溶出量・含有量・pH

	盛土材	現地発生土	基準値
ヒ素溶出量 (mg/L)	0.011 ~ 0.022	< 0.001	0.01 以下
ヒ素含有量 (mg/kg)	< 15	< 15	150 以下
pH	10.0	7.0	

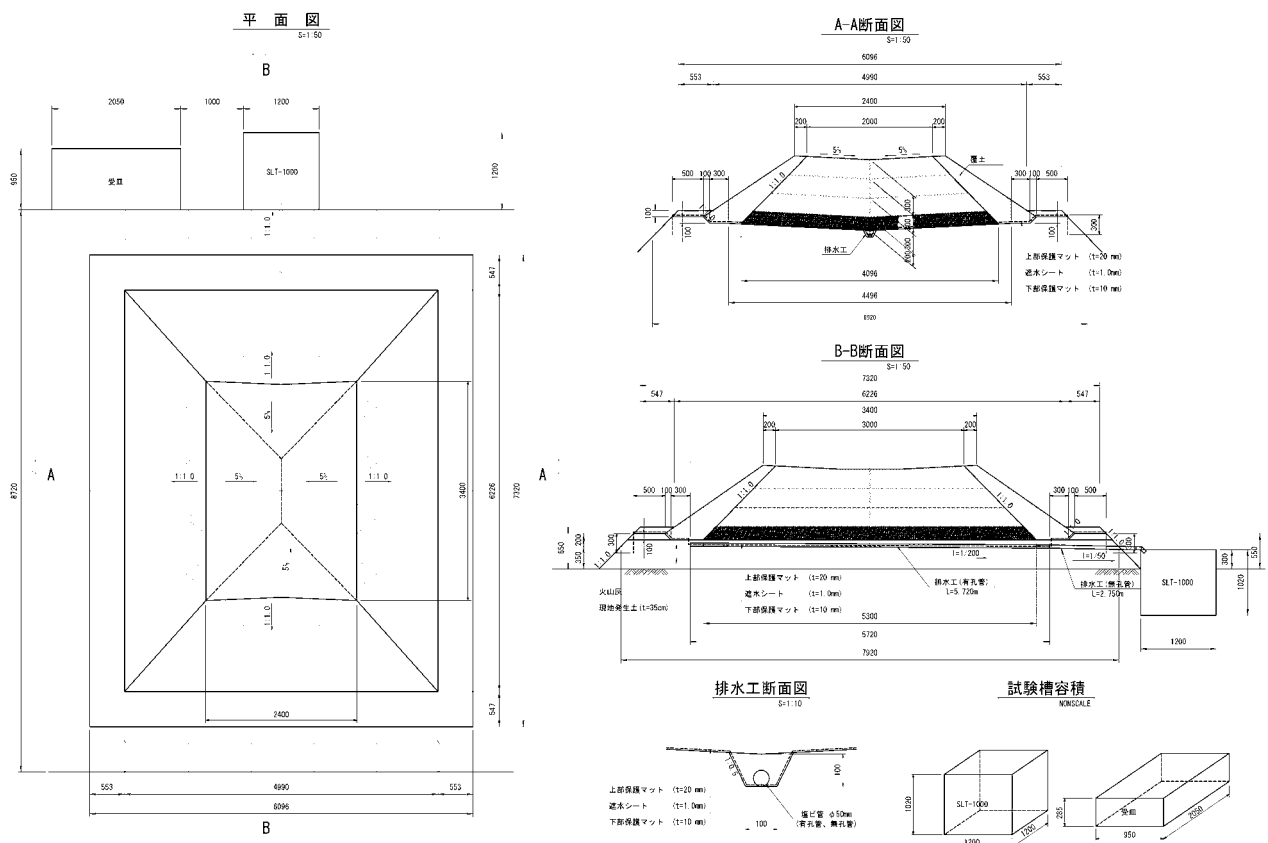


Fig.1 盛土の平面図及び断面図

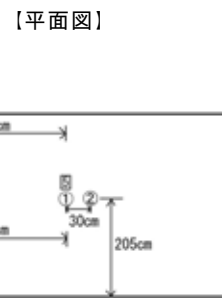
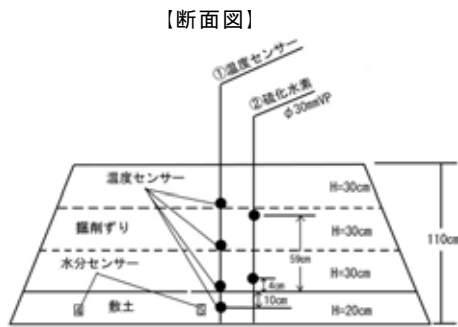


Fig.2 計測器設置位置

Table4 計測器概要

地温及び外気温	二宮電線工業(株)製 0.65 × 1P T-G
体積含水率	アイネクス(株)製 EC-5 型
硫化水素ガス	(株)ガステック社製 GV-100S

2 - 3 . 盛土の処理工法

10 タイプの処理工法について盛土を造成した。盛土の処理工法を Table5 に示し、特徴を以下に述べる。

1) 【無処理】タイプ 1

無処理の汚染土（掘削ずり）を敷土の上に盛土し、法面を覆土した。

2) 【不溶化吸着工法】タイプ 2

盛土下部に不溶化剤を混合した不溶化吸着層（敷土）を敷設する工法である。汚染土（掘削ずり）から溶出したヒ素を不溶化吸着層（敷土）で不溶化吸着する方法である。本実験では敷土に対し 4% (重量) の不溶化剤を添加した。

3) 【混合法】タイプ 3、4

不溶化剤を汚染土（掘削ずり）に直接混合する工法である。不溶化対象土全てに不溶化剤を混合するため、全体を不溶化することができる。本実験では、自走式土質改良機リテラ（コマツ製）を用い汚染土（掘削ずり）に対し 3% (重量) の不溶化剤を混合した。なお、タイプ 4 は混合法に加え不溶化吸着層を敷設した。

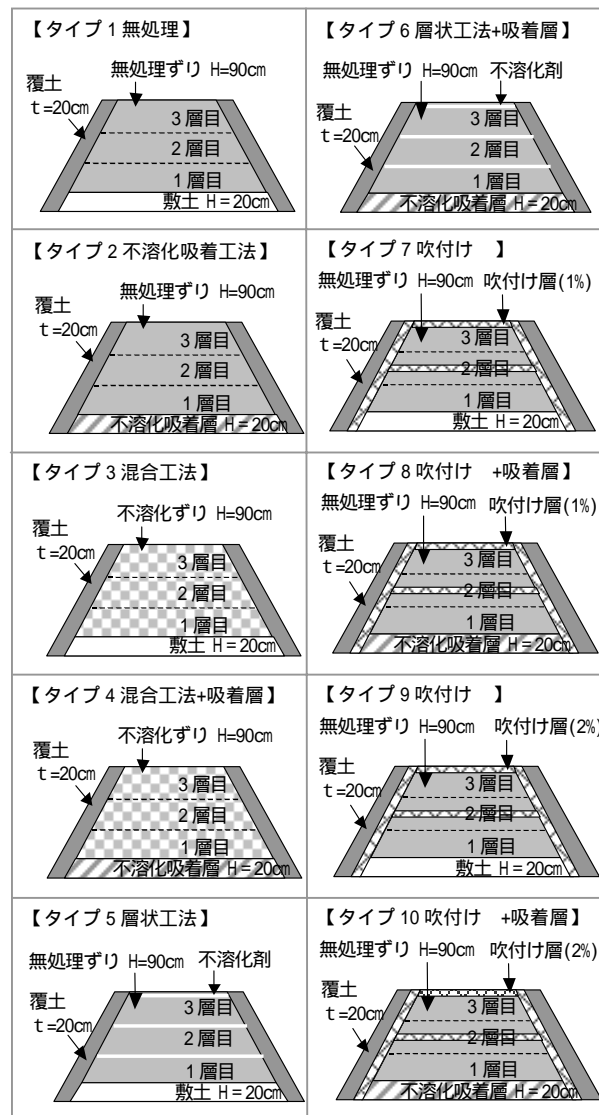
4) 【層状工法】タイプ 5、6

層状工法は、盛土材中に不溶化剤を層状に敷設する工法である。不溶化剤が汚染土に溶解・浸透することで、ヒ素を不溶化することができ、混合法と同様の効果が期待される。なお、タイプ 6 は層状工法に加え不溶化吸着層を敷設した。

5) 【吹付け工法】タイプ 7、8、9、10

吹付け工法は、不溶化剤と吹付け材（砂質シルト）を混合した泥土を盛土に吹付ける工法である。吹付け層中の不溶化剤が汚染土に浸透することで、ヒ素を不溶化できると考えられる。タイプ 7、8 は吹付け材中に 1% の不溶化剤を、タイプ 9、10 は吹付け材中に 2% の不溶化剤を混合した。なお、タイプ 8、10 には吹付け工法に加え不溶化吸着層を敷設した。

Table5 盛土の処理工法



2 - 4 . 浸透水及び盛土材の試験方法

盛土が長期間酸性雨に曝露された際の溶出特性を明らかにするため、酸性水 (pH2.8) を盛土に散水し、浸透水及び盛土材のヒ素及び pH を測定した。ヒ素は水素化物発生装置 - フレーム原子吸光法、pH はガラス電極法により測定を行った。

1) 散水方法

酸性水は 10 年の施工期間を想定した酸性雨の酸量 (pH2.8) とし、小型水中ポンプを用いて 1 回につき 500L を 7~10 日おきに計 7 回散布した。酸性雨の想定濃度は硫酸添加溶出試験 (社) 土壌環境センター¹⁸⁾ を参考とした。散水方法を Fig.3 に示す。なお、盛土への雨水 (降雨) 浸透防止のため、散水時以外は盛土全体をシートで覆った。

2) 試験試料の採取方法

浸透水

ヒ素及び pH の測定に供するため、盛土下部に設置した貯水タンクから浸透水を採水した。結果は土壤汚染対策法に定めるヒ素の地下水基準 (0.01 mg/L 以下) と比較した。

盛土材及び敷土

盛土施工時・盛土解体時に盛土材を採取して不溶化効果を確認した。試料の採取は敷土と盛土 3 層の計 4 層から行い、それぞれの層で 5 点採取後等重量混合し 1 つの試料とした。溶出試験 (環告 18 号) によりヒ素及び pH を測定し、土壤汚染対策法に定めるヒ素の溶出量基準 (0.01 mg/L 以下) と比較した。

各種モニタリング

地温及び外気温、体積含水率は 2 時間間隔で測定し、硫化水素濃度は盛土施工完了後及び各散水後 (7 回) に盛土下層及び中層で測定を行った。

3 . 実験結果

3 - 1 . 浸透水

2 で述べたとおり、盛土材はヒ素溶出量の相違の他、粒度、形状、細粒分と粗粒分との含有率等のばらつきが大きく、盛土内の締め固め密度や透水性に影響を及ぼすとともに、散水後の水みちも多様であると考えられ、各タイプとも十分な均一性を保つことが困難であった。そのため、浸透速度、浸透水量に変化が生じ、浸透水のヒ素溶出濃度、pH 等に影響を与えているものと考えられる。

浸透水のヒ素濃度を Fig.4 に示す。ヒ素濃度は、タイプ 7 を除く全てのタイプで基準値以下であった。無処理であるタイプ 1 でも効果がみられることから、敷土層でもヒ素が吸着されたと考えられる。このことは、現地発生土においてもヒ素吸着効果があることを示唆している¹¹⁾。一方、タイプ 7 が基準値付近となった原因としては、吹付け材中の不溶化剤添加不足の他、前述した盛土の不均一性が影響していると考えられる。

次に浸透水の pH を Fig.5 に示す。pH は、タイプ 7 の 1~3 回目以外は pH7~8 の中性域で推移していた。汚染土 (掘削ずり) の pH は pH10 とアルカリ性であるのに対し、浸透水は中性付近であった。これは酸性水を散水したことに加え、不溶化剤、敷土の pH が中性であるためと考えられる。一方、タイプ 7 の 1~3 回目は pH8~9 とアルカリ性を示していた。タイプ 7 はヒ素も若干高い値を示していることから、他のタイプに

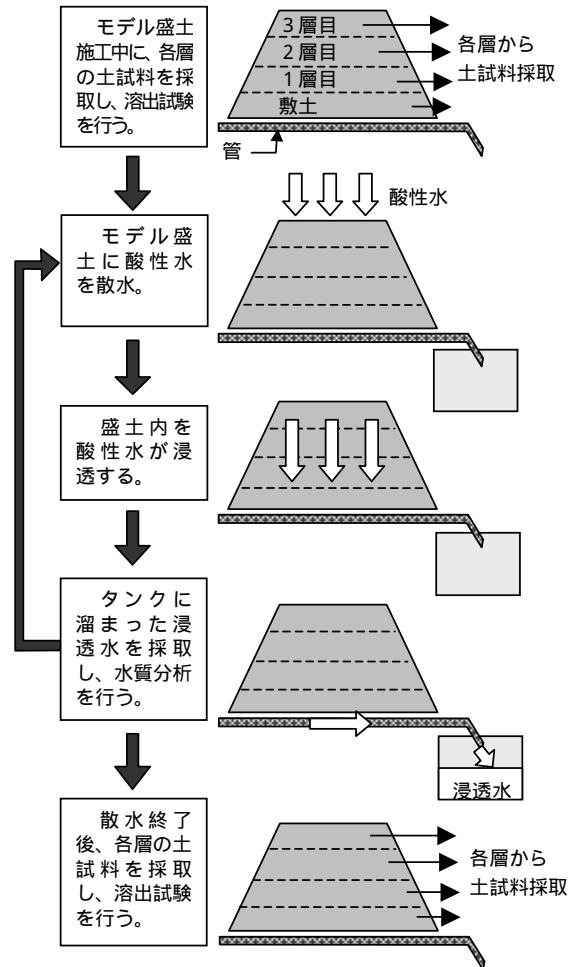


Fig.3 酸性水の散水方法

比べ不溶化剤の添加が少ないことや敷土のヒ素吸着能力の相違等が影響していると考えられる。

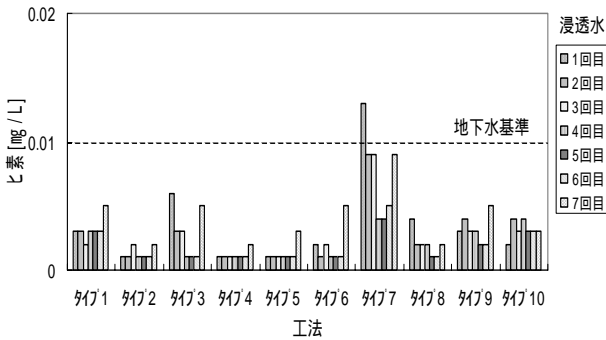


Fig.4 浸透水のヒ素濃度

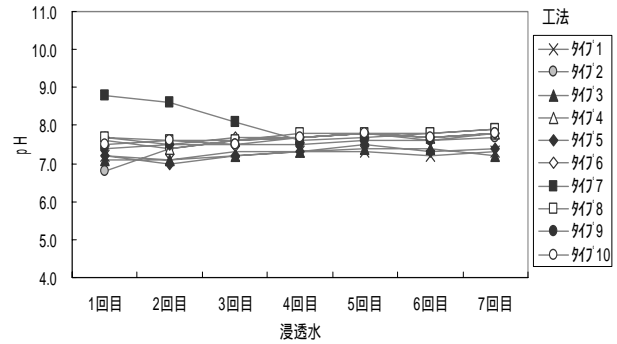


Fig.5 浸透水のpH

3 - 2 . 盛土材及び敷土

盛土材のヒ素溶出量及び pH を Table6 に示す。

酸性水散水前後の 1～3 層を比較すると、不溶化剤を混合していないタイプ 1 (無処理)、タイプ 2 (不溶化吸着) は散水前後ともに基準値を超える結果であった。一方、不溶化剤を混合したタイプ 3 (混合) は散水前後ともに基準値を満たしており、酸性雨に対する耐久性を確認することができた。また、不溶化剤を層状に敷設したタイプ 5、6 (層状) は、散水前は基準値を超過していたが、散水後は基準値を満たしていた。これは、水に溶解したカルシウムイオンが盛土内を浸透しヒ素を不溶化したためと考えられる。不溶化剤を吹付けたタイプ 7～10 (吹付け) は、散水前は基準値を超過していたが、散水後は全体的にヒ素濃度が低下し、タイプ 10 の 3 層目を除き基準値を満たしていた。これもタイプ 5、6 と同様の効果と考えられる。敷土は全て下限値である 0.001 mg/L 付近の値であり、不溶化吸着層からの再溶出はみられなかった。

一方 pH は、酸性水を散水した影響もあり、全体的に低下していた。その中でも、不溶化剤を混合したタイプ 3 (混合) 及びタイプ 4 (混合 + 吸着層) は散水前から pH が低く、散水後には中性付近まで低下していた。散水前から pH が低いのは、不溶化剤の主成分である硫酸カルシウムの溶解により中和された影響と考えられる。更に酸性雨を散水したことで、pH が中性付近まで低下したと考えられる。

3 - 3 . 各種計測器による観測結果

各処理工法の代表としてタイプ 1 (無処理)、タイプ 2 (不溶化吸着)、タイプ 3 (混合)、タイプ 5 (層状)、タイプ 7 (吹付け) の地温及び外気温を Fig.6 から Fig.10 に、体積含水率を Fig.11 から Fig.15 に示す。

Table6 盛土材のヒ素溶出量及び pH

工法	項目	ヒ素[mg/L]		pH [-]	
		散布前	散布後	散布前	散布後
タイプ 1 無処理	3層目	0.017	0.011	9.7	8.6
	2層目	0.021	0.013	9.6	8.6
	1層目	0.016	0.014	9.4	8.4
	敷土	<0.001	<0.001	6.6	6.3
タイプ 2 不溶化 吸着層	3層目	0.018	0.013	9.3	9.1
	2層目	0.012	0.013	9.9	9.0
	1層目	0.016	0.013	8.9	8.8
	敷土	<0.001	<0.001	7.2	7.4
タイプ 3 混合	3層目	0.008	0.004	8.9	7.8
	2層目	0.005	0.004	9.0	7.6
	1層目	0.006	0.004	7.7	7.4
	敷土	<0.001	<0.001	6.3	6.7
タイプ 4 混合 +吸着層	3層目	0.007	0.005	8.8	7.8
	2層目	0.004	0.004	8.9	7.6
	1層目	0.007	0.004	8.3	7.6
	敷土	0.001	<0.001	7.2	7.2
タイプ 5 層状	3層目	0.019	0.004	9.6	7.8
	2層目	0.013	0.005	9.7	7.7
	1層目	0.016	0.007	9.3	8.0
	敷土	<0.001	<0.001	7.0	6.5
タイプ 6 層状 +吸着層	3層目	0.019	0.007	9.8	8.1
	2層目	0.012	0.009	9.7	8.5
	1層目	0.013	0.010	9.2	8.6
	敷土	<0.001	<0.001	7.2	7.1
タイプ 7 吹付け	3層目	0.019	0.010	9.6	8.8
	2層目	0.014	0.008	9.8	8.9
	1層目	0.018	0.009	7.9	8.7
	敷土	<0.001	<0.001	6.6	6.4
タイプ 8 吹付け +吸着層	3層目	0.016	0.006	9.6	8.4
	2層目	0.011	0.006	9.5	8.4
	1層目	0.017	0.003	8.4	8.0
	敷土	<0.001	<0.001	7.2	7.3
タイプ 9 吹付け	3層目	0.017	0.009	9.6	8.9
	2層目	0.011	0.009	9.6	8.8
	1層目	0.017	0.009	8.0	8.6
	敷土	<0.001	<0.001	6.5	6.7
タイプ 10 吹付け +吸着層	3層目	0.019	0.012	9.7	9.0
	2層目	0.012	0.008	9.6	9.0
	1層目	0.016	0.009	9.5	8.8
	敷土	<0.001	0.001	7.2	7.4

1) 地温及び外気温

外気温は昼夜の温度差により-5~20 の範囲で変動を繰り返したが、地温は昼夜の大きな変動はみられず、季節変化とともに徐々に低下した。無処理のタイプ1と比較しても、処理工法による差はみられず、不溶化剤添加による地温の変化等はみられなかった。なお、観測期間は平成20年9月30日から11月18日の50日間である。

2) 体積含水率

体積含水率は、タイプ7を除き散水後に一時的に上昇したが、1日程度でほぼ一定の含水率となり、30~40%の範囲で推移していた。これに対しタイプ7は、散水による体積含水率の変化はほとんどみられなかった。これは浸透水が汚染土(掘削ずり)を通過した後速やかに敷土を浸透したためと考えられる。この原因は他のタイプに比べ盛土に粗粒分が比較的多いため、空隙が形成され水みちができていた可能性がある。また、敷土に対しても同様の可能性が考えられる。

3) 硫化水素

硫化水素ガスは全ての測定で検出されず、硫化水素ガスの発生は確認されなかった。

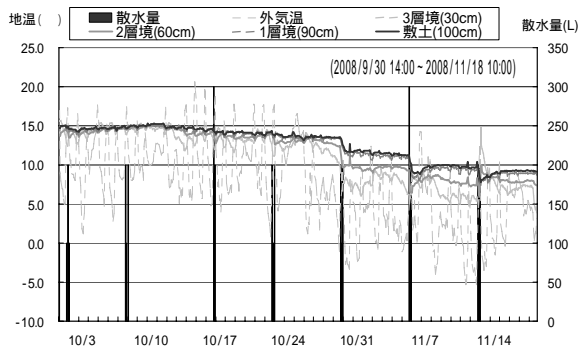


Fig.6【地温及び外気温】タイプ1(無処理)

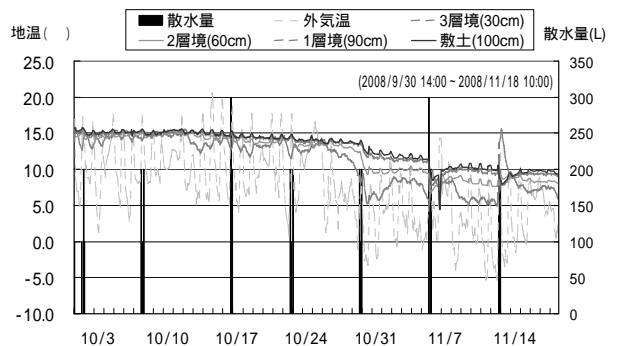


Fig.7【地温及び外気温】タイプ2(不溶化吸着)

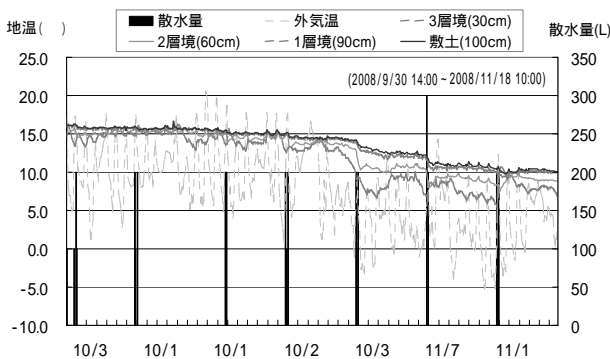


Fig.8【地温及び外気温】タイプ3(混合)

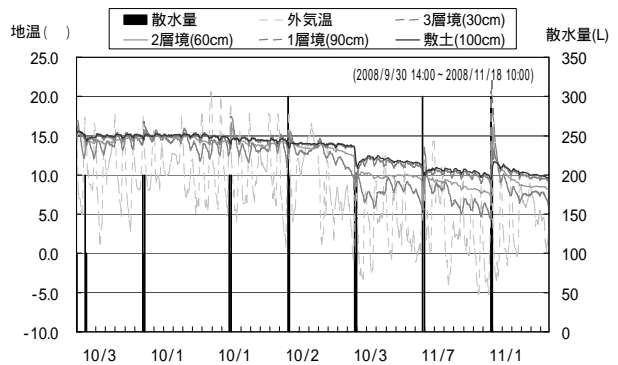


Fig.9【地温及び外気温】タイプ5(層状)

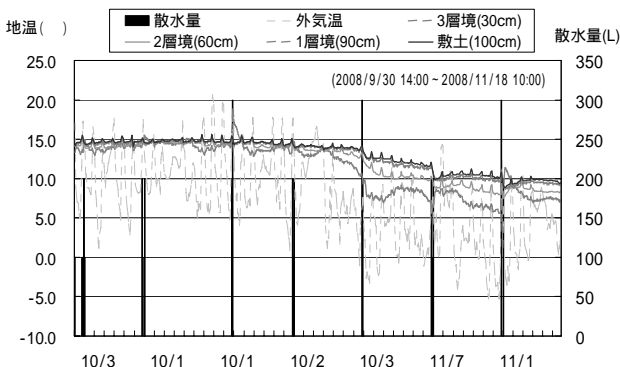


Fig.10【地温及び外気温】タイプ7(吹付け)

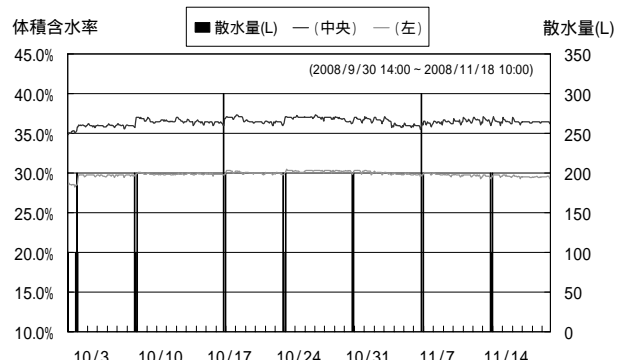


Fig.11【体積含水率】タイプ1(無処理)

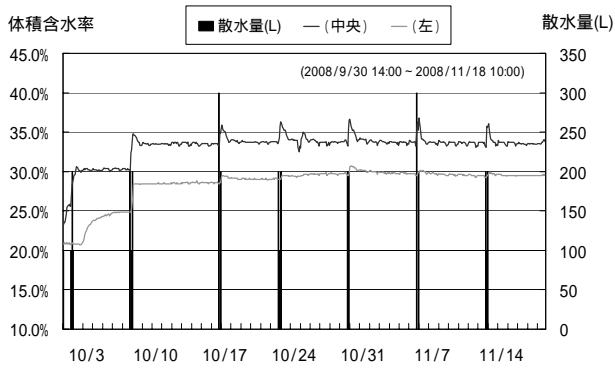


Fig.12【体積含水率】タイプ2(不溶化吸着)

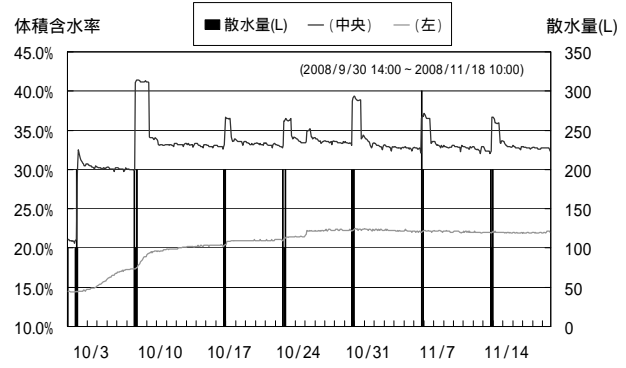


Fig.13【体積含水率】タイプ3(混合)

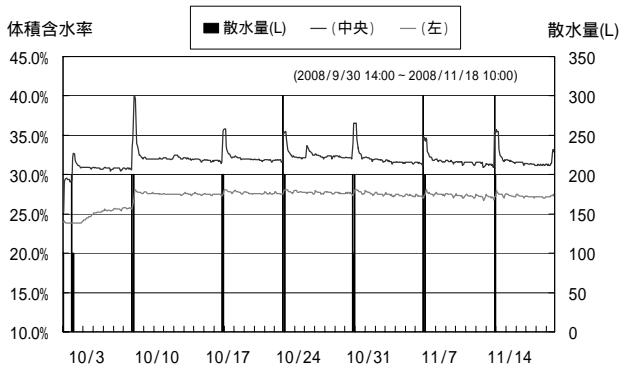


Fig.14【体積含水率】タイプ5(層状)

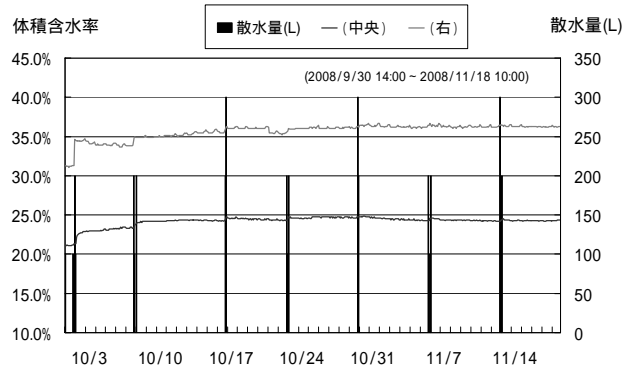


Fig.15【体積含水率】タイプ7(吹付け)

4. おわりに

公定法による室内溶出試験に関する研究は多数報告されているが^{20)~23)}、現場で汚染土を用いて盛土を造成し、盛土内からの溶出液のヒ素濃度について測定した報告は少ないようである。そこで、本報告では、汚染処理対策の有効かつ合理的・経済的な工法を見出す目的で、自然由来重金属類(ヒ素)汚染土を用いて盛土を造成し、カルシウム系不溶化剤を用いた処理工法の溶出特性について実験を行った。短期間の現場実験であったが、以下の知見を得ることができた。

- ・ほとんどの処理工法において、浸透水のヒ素濃度は基準値以下であった。無処理であるタイプ1でも効果がみられたことから、粘土分を含有する敷土層(現地発生土)でもヒ素が吸着されるものと考えられる。
- ・不溶化剤を盛土材全体に混合する混合工法では、盛土材は酸性水散水前後ともにヒ素溶出基準値を満たしており、酸性雨に対して耐久性を有するものと考えられる。
- ・不溶化剤を層状に敷設した層状工法では、盛土材は酸性水散水前は基準値を超過していたが、散水後は基準値を満たしていた。不溶化剤が溶解し、汚染土に浸透することで、ヒ素を不溶化できるものと考えられる。
- ・不溶化剤を吹付けた吹付け工法では、盛土材は酸性水散水前は基準値を超過していたが、散水後は全体的にヒ素濃度が低下した。これも層状工法と同様の効果と考えられる。
- ・不溶化剤(石膏)に由来する硫化水素ガスの発生はなかった。

今回は2ヶ月弱という短期間の実験であったが、各処理工法の特徴について一定の知見を得ることができ、混合工程を要しない層状工法や吹付け工法での不溶化効果を確認することができた。一方で、盛土材は粒度、形状、細粒分と粗粒分の含有率等のばらつきが大きく、盛土内の締め固め密度や透水性に影響を及ぼすとともに、散水後の水みちも多様であると考えられ、各タイプとも十分な均一性を保つことが困難であることもわかった。

今後の課題としては、さらに長期間の現場実証により長期的な溶出特性について知見を深めていきたいと考えている。

【参考文献】

- 1) 小澤英明：土壤汚染対策法，白揚社，pp.41-84，2003。
- 2) 木暮敬二：法に基づく土壤汚染の管理技術，技報堂出版，pp.23-41，2004。
- 3) (独)土木研究所編：建設工事で遭遇する地盤汚染対応マニュアル[暫定版]，pp.1-8，pp.71-72，2004。
- 4) 深津功二：土壤汚染の法務，民事法務研究会，pp.2-37，2010。
- 5) (独)土木研究所：土木研究所資料建設工事における自然由来重金属等含有岩石・土壤への対応マニュアル(暫定版)(案)，pp.1-26，2010。
- 6) (社)地盤工学会：土壤・地下水汚染の調査・予測・対策，pp.165-168，2004。
- 7) (社)地盤工学会：続・土壤・地下水汚染の調査・予測・対策，pp.79-83，2008。
- 8) T. L. Lyon, H. O. Buckman: The nature and Properties of Soils, The Macmillan co, pp.263-274, 1927。
- 9) W. W. Wilbert: Soil Science Its Principles and Practice, J. B. Lippincott co, pp.59-69, 1936。
- 10) 日本土壤学会編：土壤の吸着現象 基礎と応用，博友社，pp.6-43，1954。
- 11) (社)北海道環境保全協会技術委員会：自然由来ヒ素含有掘削ずり処理のための道内火山灰土・粘性土の吸着層への利用可能性，北海道環境保全協会技術レポート No.1，pp.1-13，2009。
- 12) 田本修一・伊東佳彦・日下部祐基・五十嵐敏文・渡辺歩・青木卓也：覆土による重金属汚染対策に関する現場実験，地盤工学会北海道支部技術報告集第 47 号，pp.247-250，2007。
- 13) 田本修一・伊東佳彦・岡崎健治・五十嵐敏文：覆土による重金属汚染対策に関する現場実験(その 2)，地盤工学会北海道支部技術報告集第 48 号，pp.157-160，2008。
- 14) 植松えり子・小口智久・常松哲：廃石膏ボードとホタテ貝殻を利用したヒ素不溶化処理の研究，第 40 回地盤工学研究発表会，pp.2613-2614，2005。
- 15) 植松えり子・小口智久・常松哲：廃石膏ボードを利用したヒ素不溶化処理の研究(その 2) 不溶化における土粒子の影響，第 41 回地盤工学研究発表会，pp.2369-2370，2006。
- 16) 植松えり子・小口智久・常松哲：石膏粉とホタテ貝殻を利用したヒ素含有土壤の不溶化技術，農業土木北海道第 30 号，pp.42-46，2008。
- 17) 植松えり子・齋藤謙一・小口智久・常松哲：自然的原因による砒素不溶化剤の開発，(社)北海道土地改良設計協会報文集第 21 号，pp.27-34，2009。
- 18) (社)土壤環境センター：重金属等不溶化処理土壤の pH 変化に対する安定性の相対的評価方法 硫酸添加溶出試験法・消石灰添加溶出試験法 解説書，pp.8-9，2009。
- 19) 前掲 7)，pp.87-89。
- 20) 宮口新治：溶出条件の違いによる岩石からの重金属類の溶出特性について，地質と調査，No.2，pp.14-19，2006。
- 21) 高橋良・垣原康之・野呂田晋・遠藤祐司：堆積岩からの自然由来有害元素の溶出に対する風化の影響，北海道立地質研究所報告第 81 号，pp.37-44，2010。
- 22) 野呂田晋・遠藤祐司・八幡正弘・岡村聡：硫黄・褐鉄鉱体および周辺変質岩からの有害元素の溶出特性について，日本応用地質学会北海道支部平成 16 年度研究発表会講演予稿集第 24 号，pp.23-26，2004。
- 23) 田本修一・中川伸一・伊東佳彦：自然由来の有害物質を対象とした建設発生土の溶出について，地盤工学会北海道支部技術報告集第 45 号，pp.301-302，2005。

石膏粉添加による土壌中の自然由来ヒ素の不溶化 — 石膏共存下ヒ酸カルシウムの溶解度 —

㈱イーエス総合研究所		○齋藤 謙一
㈱イーエス総合研究所	正会員	植松えり子
㈱イーエス総合研究所		田村 紘基
㈱イーエス総合研究所	国際会員	常松 哲

1. まえがき

ヒ素は多くの鉱床、特に硫化物及び硫黄塩を含む鉱床に幅広く存在する元素であり、自然界には全体で 100 以上のヒ酸塩が存在している。ヒ素含有量の比較的多い鉱物としては、黄鉄鉱 (5~5,600 ppm)、黄銅鉱 (10~1,000 ppm)、燐灰石 (10~1,000 ppm)、含水安鉛鉱 (100~1,000 ppm) などがあり、また、ヒ素は多くの岩石・堆積物中に数~数 10 ppm の濃度で含まれているが、火成岩 (2~140 ppm) では熱水脈を含有する場合を除いて、一般的には、堆積岩に比べて多いとはいえない。一方、堆積岩・堆積物の中にはヒ素が濃集し、河川・湖沼堆積物 (<1~13,000 ppm)、富鉄質堆積岩 (1~2,900 ppm)、泥炭岩 (0.3~500 ppm)、海底堆積物 (<0.4~455 ppm)、砂質岩 (0.6~120 ppm) などヒ素の含有量が多い。なお、変成岩では 0~140 ppm 程度の含有量である^{1),2)}。以上のように、日本のような火山国では全国的に火成岩が分布し、地殻変動により堆積岩が地表に散在しているため、建設工事でヒ素汚染土壌の出現する可能性が高い。

上記のヒ素をはじめとする重金属等の有害物質の汚染対策として、平成 15 年 2 月に土壌汚染対策法が施行され、土壌汚染の調査・対策・措置が定められたが^{3)~5)}、平成 22 年 4 月に改正土壌汚染対策法 (以下、改正土対法という) が施行され、従来法では対象外であった自然的原因による有害物質が含有されている土壌についても改正土対法の対象となり、人為的原因と自然的原因 (由来) とを問わず、汚染土壌に対する措置は全て同法に基づいて処理されることになった^{6),7)}。

有害物質の処理技術の一つとして不溶化がある。これは、セメントや薬剤を汚染土に混合することによって、汚染土中の有害物質を難溶性の形態、または毒性の低い形態へと物理・化学的に変化させて、地下水や大気への拡散を防ぐ方法である^{8),9)}。不溶化は、汚染土中の有害物質を除去するものではないが、比較的簡便かつ低コストで無害化処理できるので、建設現場等で大量に発生する自然的原因による汚染土の処理対策としては極めて有効な手段であるといえる。

現在使用されている不溶化剤の種類は、カルシウム系 (セメントを含む)、マグネシウム系、鉄系、リン酸系、キレート系、硫化物系、セリウム系、ゼオライト系等々多種多様にわたっている⁹⁾。不溶化は、これらの不溶化剤と汚染土に含まれている有害物との化学反応によるものであり、汚染土中の有害物の種類や濃度、存在形態のほか、土質と土の pH、酸化還元電位、共存物質、有機物含有量等が影響する^{10)~14)}。そのため、不溶化剤の選定に際しては、事前に適用可能性試験を実施する必要がある⁹⁾。しかし、不溶化剤の性能・効果・耐久性等について統一された試験法が規格化されていないためその有効性について不明な点が多く、今後の解明が期待されている。

著者等は、ヒ素汚染土壌に対し不溶化剤として石膏粉を添加すると溶出ヒ素濃度が低減することを報告しているが^{15)~17)}、本報告では、新たなヒ素汚染土壌試料を用いて石膏粉による不溶化効果を再検証した。さらに、不溶化機構として、ヒ酸イオンが石膏から溶出するカルシウムイオンと難溶性のヒ酸カルシウム沈殿を析出する反応について、石膏共存下におけるヒ酸カルシウムの溶解度を計算し、不溶化処理により低減したヒ素濃度と比較してその妥当性を検討した。

Insolubilization of arsenic in soils of natural origin by adding gypsum powder

-Solubility of calcium arsenate in the presence of gypsum-

Kenichi Saitoh, Eriko Uematsu, Hiroki Tamura, Satoshi Tsunematsu (ES General Laboratory)

2. 石膏によるヒ素の不溶化

著者らは北海道内の工事現場から採取したヒ素汚染土壌試料（粒径 2 mm 以下）に不溶化剤として石膏粉を添加すると、溶出ヒ素濃度が低減することを報告している^{15)~17)}。本報告では、新たに土壌試料 GK についてヒ素の不溶化実験を行い、既に報告済みの土壌試料 TM、TT、TZ の結果と比較した。

2.1. 土壌試料

蛍光 X 線分析（粉末プレス法）により求めた試料の化学組成と岩種を表 1 に示す。試料 GK の主成分はケイ素、アルミニウム、鉄であり、岩種としては軟質砂質泥岩に分類される。その他の試料 TM、TT、TZ は泥岩および硬質頁岩である。

表 1 試料の化学組成と岩種

試料	化学組成, %						岩種
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	K ₂ O	SO ₃	
GK	67.8	20.5	6.1	2.0	1.9	0.9	軟質砂質泥岩
TM	55.1	16.5	5.8	1.1	2.7	0.9	泥岩
TT	61.1	13.7	7.1	7.0	1.8	1.9	泥岩
TZ	58.8	17.3	6.9	7.8	3.0	0.8	硬質頁岩

2.2. 実験方法

風乾土壌試料に石膏粉を 0.5~5% 添加し、次の手順で溶出試験を行った（環境庁告示第 46 号）。石膏を添加した土壌試料と蒸留水を固液比 1 : 10 で混合、6 時間振とう後 3000 rpm で 20 分間遠心分離し、上澄み液を孔径 0.45 μm のメンブランフィルターでろ過した。ろ液について pH を測定するとともに水素化物発生原子吸光法（日立製作所 Z-5010）によりヒ素濃度を測定した。

2.3. 実験結果

土壌に種々の量の石膏を加えた後溶出したヒ素の濃度と溶液 pH の値を図 1 に示す。

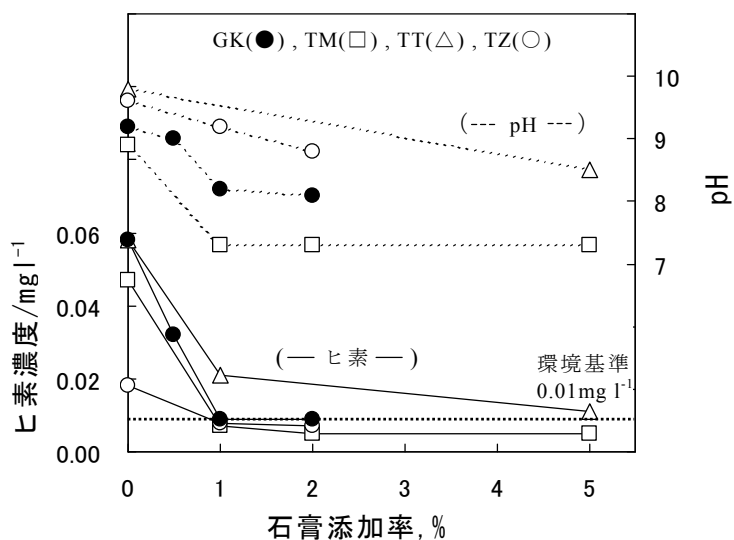


図 1 石膏添加による溶出ヒ素濃度と pH の変化

図 1 より試料 GK および他の 3 試料いずれについても、石膏添加量とともに pH と溶出ヒ素濃度が低減することがわかる。既に報告済みの土壌試料 TM、TZ は石膏添加量 1% で溶出ヒ素濃度が環境基準の 0.01 mg l⁻¹

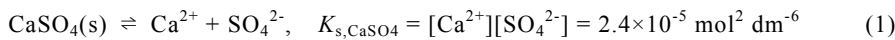
まで低下したが、試料 GK についても石膏添加量 1%で環境基準に達しているため、石膏粉による不溶化効果が再検証できた。また、試料 TT は環境基準に達するまで石膏添加量が 5%必要であったことから、添加量に差はあるが化学組成や岩種の異なるいずれの土壤試料に対しても、石膏粉がヒ素の不溶化剤として有効であることもわかった。

一方、各試料の pH は石膏添加前に 9~10 程度であったが、石膏添加量とともに 7~9 程度に低下しており、全ての土壤試料で石膏粉の添加によって溶液 pH が低下する傾向にあることを示している。

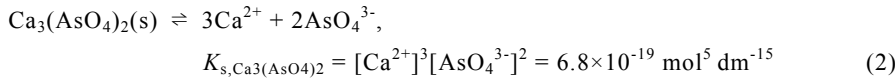
3. 石膏共存下におけるヒ酸カルシウムの溶解度

本報告で、石膏粉の添加により土壤中のヒ素が不溶化することを示したが、これを環境技術として確立するため、不溶化のメカニズムを明らかにすることが重要である。まず、土壤試料中のヒ素の分析により酸化数が +V と測定されたこと^{15),16)}、ならびに空気の下ではこの酸化状態が安定であることから^{10),18)}、溶出したヒ素はヒ酸化学種として溶存するものと考えられる。すると、ヒ酸イオンが石膏から溶出するカルシウムイオンと反応し、難溶性のヒ酸カルシウム沈殿を析出して不溶化する可能性がある^{15),16)}。そこで、これを検証するため、ヒ酸カルシウムの溶解度積およびヒ酸の解離定数の値¹⁹⁾を用い、平衡計算により石膏共存下におけるヒ酸カルシウムの溶解度を求め、不溶化処理により低減したヒ素濃度との対応を検討する。不溶化実験の結果は質量濃度(mg l⁻¹)で表したが、以後の理論的取り扱いではモル濃度(mol dm⁻³)を用いる。

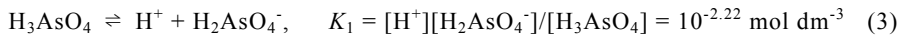
まず、石膏の溶解平衡と溶解度積は次式によって示される。



つぎに、ヒ酸カルシウムの溶解平衡と溶解度積は、



また、ヒ酸カルシウムの析出に関わるヒ酸イオン(AsO₄³⁻)はヒ酸のプロトン解離によって生じ、解離平衡と解離定数は次式によって与えられる。



これらの解離定数(K₁~K₃)を用い 4 種のヒ酸化学種(H₃AsO₄~AsO₄³⁻)について、それらの濃度と溶液 pH の関係を導く。ヒ酸化学種の全濃度を A_{ST} とすると、

$$A_{\text{ST}} = [\text{H}_3\text{AsO}_4] + [\text{H}_2\text{AsO}_4^-] + [\text{HAsO}_4^{2-}] + [\text{AsO}_4^{3-}] \quad (6)$$

全ヒ酸化学種に対するヒ酸イオン(AsO₄³⁻)の分率 α₃ は、式(3)~(6)から

$$\alpha_3 = [\text{AsO}_4^{3-}]/A_{\text{ST}} = K_1 K_2 K_3 / ([\text{H}^+]^3 + K_1[\text{H}^+]^2 + K_1 K_2[\text{H}^+] + K_1 K_2 K_3) \quad (7)$$

同様に、

$$\alpha_2 = [\text{HAsO}_4^{2-}]/A_{\text{ST}} = K_1 K_2 [\text{H}^+] / ([\text{H}^+]^3 + K_1[\text{H}^+]^2 + K_1 K_2[\text{H}^+] + K_1 K_2 K_3) \quad (8)$$

$$\alpha_1 = [\text{H}_2\text{AsO}_4^-]/A_{\text{ST}} = K_1 [\text{H}^+]^2 / ([\text{H}^+]^3 + K_1[\text{H}^+]^2 + K_1 K_2[\text{H}^+] + K_1 K_2 K_3) \quad (9)$$

$$\alpha_0 = [\text{H}_3\text{AsO}_4]/A_{\text{ST}} = [\text{H}^+]^3 / ([\text{H}^+]^3 + K_1[\text{H}^+]^2 + K_1 K_2[\text{H}^+] + K_1 K_2 K_3) \quad (10)$$

図 2 はこれらの分率の対数値と pH の関係を示す。図から、不溶化に用いる pH7~10 の領域で優勢なヒ酸化学種は、α₂ = 1 となる HAsO₄²⁻であり、AsO₄³⁻は、α₃ の値から溶存ヒ酸化学種全濃度 A_{ST} の 10⁻⁵~10⁻² に過ぎない微小濃度成分であることがわかる。

石膏共存下でヒ酸カルシウムと溶解平衡にあるヒ酸化学種の全濃度 A_{ST}、カルシウムイオン濃度、および硫酸イオン濃度を求める。(1)式の両辺を 3 乗し(2)式で割ると、

$$K_{\text{s,CaSO}_4}^3 / K_{\text{s,Ca}_3(\text{AsO}_4)_2} = [\text{SO}_4^{2-}]^3 / [\text{AsO}_4^{3-}]^2 \quad (11)$$

したがって、

$$[\text{SO}_4^{2-}] = (\alpha_3 A_{\text{ST}})^{2/3} K_{\text{s,CaSO}_4} / K_{\text{s,Ca}_3(\text{AsO}_4)_2}^{1/3} = (\alpha_3 A_{\text{ST}})^{2/3} R \quad (12)$$

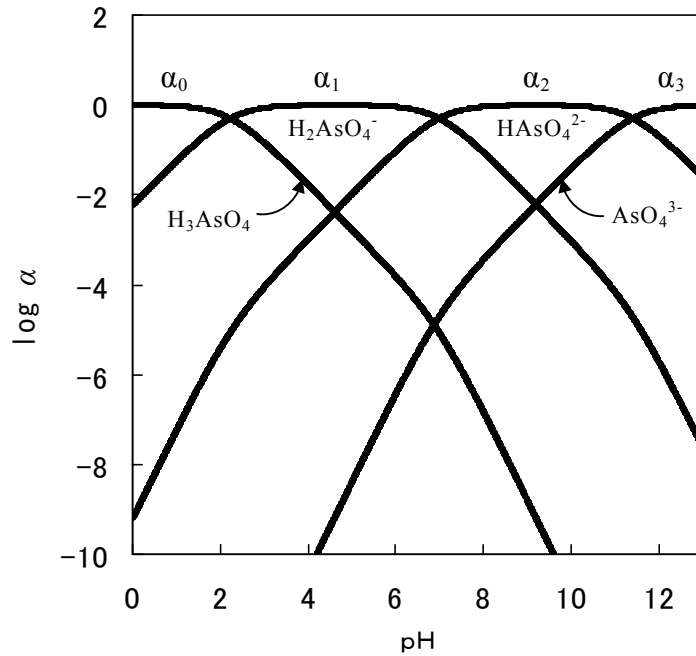


図2 ヒ酸化学種の分率 α と pH の関係

ここで R は溶解度積項の比である。pH2~12 の範囲では、硫酸イオンのプロトン化およびカルシウムイオンのヒドロキソ錯体形成は無視できるので¹⁹⁾、これらのイオンの溶存化学種として SO_4^{2-} と Ca^{2+} だけを考慮すればよい。したがって、石膏およびヒ酸カルシウムの溶解反応の量論的關係から次式が導ける。

$$[\text{Ca}^{2+}] = [\text{SO}_4^{2-}] + (3/2)As_T = (\alpha_3 As_T)^{2/3} R + (3/2)As_T \quad (13)$$

(12), (13)式を(1)式に代入して、

$$K_{s, \text{CaSO}_4} = R^2 (\alpha_3 As_T)^{4/3} + (3/2)R \alpha_3^{2/3} As_T^{5/3}$$

$As_T^{1/3} = P$ において整理すると、

$$(3/2)R \alpha_3^{2/3} P^5 + R^2 \alpha_3^{4/3} P^4 - K_{s, \text{CaSO}_4} = 0 \quad (14)$$

この P に関する5次方程式について、各 pH において Newton-Raphson 法²⁰⁾により数値解を求め、 $As_T (= P^3)$ を得る。このとき同時に(12)式から $[\text{SO}_4^{2-}]$ 、(13)式から $[\text{Ca}^{2+}]$ が得られる。これらの計算結果を示すと図3になる。

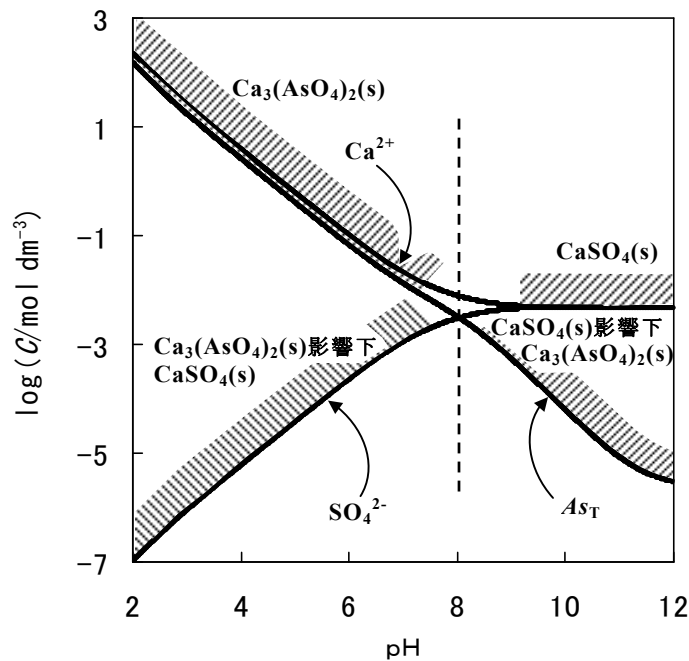


図3 石膏とヒ酸カルシウム共存下各成分の濃度

計算結果は次のことを意味している。pH<8では、カルシウムイオン濃度とヒ酸化学種全濃度 As_T は、硫酸イオン濃度から知られる石膏の溶解度より大きく、石膏の存在に関わりなくヒ酸カルシウム単独の溶解度に対応する。ヒ酸カルシウムの溶解度は、pHの低下とともにヒ酸イオンのプロトン化が促進され、 H_3AsO_4 、 $H_2AsO_4^-$ 、 $HAsO_4^{2-}$ が増加するため増加する。一方、石膏の溶解度は、ヒ酸カルシウムから溶出したカルシウムイオンによって溶解が抑制されるため石膏単独の場合より小さく、pHの低下とともにヒ酸カルシウム由来カルシウムイオンの増加により減少する。pH>8では、カルシウムイオンと硫酸イオンの濃度は、石膏単独の溶解度に一致し、ヒ酸カルシウムの溶解度より大きい。一方、溶解度の小さいヒ酸カルシウムは、石膏由来カルシウムイオンによって溶解を抑制される。ヒ酸化学種全濃度 As_T は、pH上昇とともに $HAsO_4^{2-}$ イオンがプロトン解離により減少するため減少する。

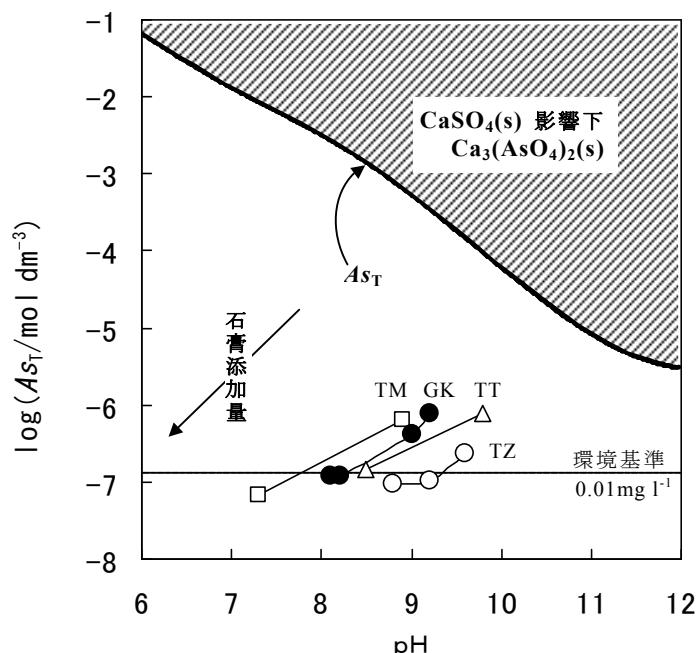


図4 石膏粉添加による溶出ヒ素濃度とpHの変化およびヒ酸カルシウムの溶解度

図4は、ヒ酸カルシウムから溶出したヒ酸化学種の全濃度 As_T とともに、図1に示した石膏粉添加によるヒ素濃度と溶液pHの変化を示す。図から、石膏添加前の土壌から溶出するヒ素の濃度は As_T よりはるかに低く、もともとヒ酸カルシウムの溶解度以下であることがわかる。したがって、不溶化処理によりヒ素濃度がさらに環境基準以下に低下することは、難溶性のヒ酸カルシウム沈殿の析出によるものとはいえない。

不溶化の原因として、次に考えられるのは、石膏の添加により土壌粒子が改質を受け、ヒ素保持能力を獲得することである。土壌粒子は、ゼータ電位の測定から不溶化の起こるpHで負の電荷を持つことが明らかにされているが、多価カチオンの吸着により電荷が正へ反転することが知られている^{21),22)}。石膏から溶出したカルシウムイオンの吸着により土壌の負電荷が減少、あるいは正に反転すれば、負電荷のヒ酸イオンを吸着し保持することができるようになるであろう。この可能性については現在検討中であり、次の機会に発表する。

4. まとめ

著者らはこれまでヒ素汚染土壌に不溶化剤として石膏粉を0.5~数%添加することにより、溶出ヒ素濃度が低減することを明らかにした。本報告では新たな土壌試料GKについても既に報告済みの土壌試料と同様に不溶化効果があることを再検証した。また、石膏添加量とともにpHが低下する傾向を確認した。

さらに、石膏共存下におけるヒ酸カルシウムの溶解度を求めた結果、石膏添加前の土壌から溶出するヒ素の濃度はヒ酸カルシウムの溶解度以下であることが明らかになった。したがって、不溶化処理によりヒ素濃

度が低下する理由としては、ヒ酸カルシウム沈殿の析出によるものではないことがわかった。不溶化メカニズムとして、次に、石膏から溶出したカルシウムイオンの吸着により土壌粒子本来の負電荷が中和されて減少し、さらには正に反転してヒ酸アニオンを吸着固定化する可能性が考えられ、この点について現在検討中である。

【参考文献】

- 1) R.W. Boyle and I.R. Jonasson: The Geochemistry of Arsenic and Its Use as an Indicator Element in Geochemical Prospecting, *Journal of Geochemical Exploration*, 2, pp. 251-268, 1973.
- 2) 益田春恵：地殻表層付近のヒ素の挙動と地下水汚染の拡大機構，*地下水学会誌*，第 42 巻，第 4 号，pp. 295-313,2000.
- 3) (独) 土木研究所：建設工事で遭遇する地盤汚染マニュアル「暫定版」，鹿島出版，pp. 1-30, 2004.
- 4) 大塚直・大歳幸男・内藤克彦・中島誠：「土壌汚染対策法のすべて」，化学工業日報社，pp. 3-32, 2003.
- 5) 小沢英明：土壌汚染対策法，白揚社，pp. 41-110, 2003.
- 6) (独) 土木研究所：土木研究所資料 建設工事における自然由来重金属等含有岩石・土壌への対応マニュアル（暫定版）（案）pp. 1-3, 2002.
- 7) 深津功二：土壌汚染の法務，民事法研究会，pp. 10-11, pp. 308-315, 2002.
- 8) (社) 地盤工学会：土壌・地下水汚染の調査・予測・対策，pp. 168-177, 2004.
- 9) (社) 地盤工学会：続・土壌・地下水汚染の調査・予測・対策，pp. 83-86, 2008.
- 10) J.F. Ferguson and J. Gavis : A Review of the Arsenic Cycle in Natural Waters, *Water Research*, Vol.6, pp. 1259-1274, 1972.
- 11) A. Tessier, P.G.C. Campbell and M. Bisson: Sequential Extraction Procedure for the Speciation of Particulate Trace Metals, *Analytical Chemistry*, Vol. 51. No. 7, pp. 844-851, 1979.
- 12) 渋谷政夫編著：土壌汚染の機構と解析－環境科学特論－，産業図書，pp. 51-55, 1979.
- 13) 日本土壌肥料科学会編：土壌の生成と重金属動態，博友社，pp. 117-138, 2005.
- 14) R.R. Frost and R.A. Griffin: Effect of pH on Adsorption of Arsenic and Selenium from Landfill Leachate by Clay Minerals, *Soil Science Society of America Journal*, Vol. 41, pp. 53-57, 1977.
- 15) 植松えり子，小口智久，常松哲：廃石膏ボードとホタテ貝殻を利用したヒ素不溶化処理の研究，第 40 回地盤工学研究発表会，pp. 2613-2614, 2005.
- 16) 植松えり子，小口智久，常松哲：廃石膏ボードを利用したヒ素不溶化処理の研究(その 2) - 不溶化における土壌粒子の影響-，第 41 回地盤工学研究発表会，pp. 2369-2370, 2006.
- 17) 植松えり子，上松武，小口智久，常松哲：自然由来ヒ素汚染土に対するカルシウム系不溶化処理材の研究事例，平成 21 年度資源・素材学会北海道支部春季講演会，pp. 31-32, 2009.
- 18) 岡本圭二，清家泰，奥村稔：選択的硫酸バリウム共沈を利用する環境水中ヒ素（III）とヒ素（V）の色彩差法による簡易分別定量法，*分析化学*，59 (8), pp. 653-658, 2010.
- 19) H. Freiser, Q. Fernando (著)，藤永太郎，関戸栄一（訳），イオン平衡－分析化学における－，化学同人，pp. 248-255, 1967.
- 20) W.H. Press, B.P. Flannery, S.A. Teukolsky, W.T. Vettering: *Numerical Recipes*, pp. 124-125, Cambridge University Press, Cambridge, 1986.
- 21) H. Tamura: Theorization on ion-exchange equilibria: activity of species in 2-D phases, *Journal of Colloid and Interface Science*, 279, pp. 1-22, 2004.
- 22) H. Tamura: Ion Complexation at Oxide-Solution Interfaces, *Encyclopedia of Surface and Colloid Science*, pp.2856-2875, 2002.

岩石ずりからの重金属類溶出特性について —河川水などの周辺環境水を用いた溶出試験—

(独) 土木研究所寒地土木研究所 正会員 ○田本 修一
同 上 正会員 伊東 佳彦
同 上 正会員 阿南 修司

1. はじめに

我が国の環境中には自然由来の重金属類が広く、かつ低濃度から一部は高濃度に分布しており、建設発生土を現場外へ搬出する場合には、その取扱いに留意する必要がある。平成 22 年 4 月土壤汚染対策法の一部を改正する法律（以下、改正法という）が施行された。同法の改正により人の健康被害を防止する観点から自然由来の重金属類も法の対象となった。一方、国土交通省では平成 22 年 3 月に、筆者らを含めた関係技術者・研究者らにより「建設工事における自然由来重金属等含有岩石・土壌への対応マニュアル（暫定版）¹⁾」をとりまとめた。マニュアルでは、自然由来重金属等含有岩石・土壌への対応にあたり新たな枠組みとして、サイト概念モデルに基づく影響検討が提案されている。この手法は、建設工事において現場毎に想定される土壌・地下水汚染の影響を明確にし、対応方針、現地調査計画の立案、影響評価の実施、対策の選定・設計などを効率的かつ効果的に実施するためのものである。現在、北海道内においても、いくつかの道路建設現場では運用され始めている。

本研究では、サイト概念モデルを用いた土壌・地下水汚染の影響検討、特に、汚染のリスク評価精度を向上させるための基礎資料を得るため、重金属類を含んだ岩石ずりを採取した近傍の湧水・河川水を用いた溶出試験、及び従来から行われている純水を用いた溶出試験を実施した。ここでは、重金属類の溶出現象を解明するため、主成分の水質組成に着目して整理した結果について報告する。

2. 試験方法

2.1 試料

本試験に用いた岩石は、北海道内の道路建設現場、またはその近傍で採取した岩石ずり 10 試料である。底質調査法による各試料の含有量試験結果を表-1 に示す。含有量試験結果より土壤含有量基準を超過したものは、LT4 の鉛及び LT2 の総水銀であった。

試験前処理として各試料を風乾後、ジョークラッシャーを用いて粉碎し、2mm ふるいを通過したものを溶出試験に供した。

表-1 各試料の重金属等の含有量

項目	試料No.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	土壤含有量基準	試料名	溶結凝灰岩 (WT)	火山礫凝灰岩2 (LT2)	火山礫凝灰岩4 (LT4)	凝灰角礫岩 (TB)	安山岩溶岩 (AN1)	安山岩溶岩 (AN2)	ワッケ質中粒砂岩 (WS)	泥岩1 (MS1)	泥岩2 (MS2)	粘板岩 (SL)
ヒ素	150 (mg/kg)		3.0	55.7	112.0	10.5	12.8	31.5	11.9	16.9	9.2	19.8
セレン	150 (mg/kg)		<0.2	11.6	39.5	0.7	1.4	<0.2	<0.2	0.6	0.6	0.5
鉛	150 (mg/kg)		3.5	56.2	289	13.4	8.8	8.4	12.4	19.6	12.4	16.4
カドミウム	150 (mg/kg)		0.04	0.03	0.89	0.22	0.05	0.47	0.04	0.14	0.08	0.15
総クロム	250 (mg/kg)		13.0	28.0	51.0	13.0	3.0	8.0	32.0	39.0	61.0	67.0
総水銀	15 (mg/kg)		0.005	16.7	10.0	0.348	0.009	1.67	0.053	0.046	0.166	0.067
フッ素	4000 (mg/kg)		142.0	44.0	94.9	<40	66.0	98.0	136.0	150.0	165.0	149.0
ホウ素	4000 (mg/kg)		14.0	4.0	1.0	9.0	8.0	7.0	21.0	78.0	103.0	51.0
鉄		(%)	1.22	3.33	23.3	3.93	5	15.9	1.68	3.62	3.6	3.86
カルシウム		(%)	0.353	2.62	14.3	0.044	0.003	0.124	0.641	0.693	1.44	1.83
総硫黄 ^{※1}		(S%)	0.014	2.69	28.2	1.66	4.43	0.19	0.068	0.681	0.293	0.175
含水率		(%)	0.4	9.8	7.9	1.7	1.5	0.6	0.1	3.6	6.1	0.8
強熱減量		(%)	0.5	8.3	28.6	3.5	2.9	9.2	0.9	4.3	3.5	2.4
pH(H ₂ O) ^{※2}			9.6	2.4	1.6	3.1	3.0	5.5	10	9.5	11.1	9.4
pH(H ₂ O ₂) ^{※3}			7.2	1.9	1.2	1.9	1.8	5	8.8	2.9	6.1	8.3

※<数値：定量下限値未満、イタリック書体：土壤含有量基準値超過

※1：JIS M8122-1994「鉱石中の硫黄定量方法」による。

※2：JGS 0211-2000「土懸濁液のpH試験方法」による。

※3：土質試験の方法と解説（第一回改訂版）164頁「過酸化水素水を用いるpH試験」による。

Evaluation for leaching characteristics of heavy metals from excavation muck

Shuichi TAMOTO, Yoshihiko ITO, Shuji ANAN (Civil Engineering Research Institute for Cold Region, PWRI)

2.2 周辺環境水

周辺環境水は、岩石ずりを採取した 10 地点の近傍における河川水等を採水した。採水量は 2L とし、1L を水質分析試料、もう 1L を溶出試験用溶媒とした。採水時期は、河川水の水質が安定していると考えられる渇水期の 10 月に採水した。採水時には、水温、pH、EC、ORP を測定し、表-2 にその結果を示す。水質分析は、表-3 に示す分析項目及び分析方法で行い、分析試料は 0.45 μm メンブランフィルターでろ過したものをを用いた。

表-2 周辺環境水の採水時分析結果

	単位	WT	LT2	LT4	TB	AN1
月日	-	H22.10.3	H22.10.2	H22.10.2	H22.10.2	H22.10.2
天候	-	曇り	晴れ	晴れ	晴れ	晴れ
採水時間	-	15:10	12:25	12:05	13:40	10:35
気温	°C	18.2	22.9	22	17.5	22
水温	°C	13.2	13.5	18.6	18	16.8
pH (at 25°C補正)	-	7.5	6.6	2.0	6.9	3.5
EC (at 25°C補正)	mS/m	8.8	2.5	1.6	3.3	3
ORP (at 25°C補正)	mV	428	699	677	623	646
水色	-	淡黄褐色	淡黄色	淡褐色	淡黄色	無色透明
特記		トンネル起点側沢水	本川	鉾山湧水	治山ダム間の沢水	露頭直下の沢水(河床が褐色)

	単位	AN2	WS	MS1	MS2	SL
月日	-	H22.10.2	H22.10.3	H22.10.12	H22.10.15	H22.10.3
天候	-	晴れ	曇り	曇り	曇り	曇り
採水時間	-	14:50	9:20	15:15	11:30	12:25
気温	°C	21	15.5	18.5	13	13.4
水温	°C	15.4	10.5	12.6	11.1	8.3
pH (at 25°C補正)	-	6.4	7.8	7.7	8.9	8.4
EC (at 25°C補正)	mS/m	29.5	96	49	12.4	32.9
ORP (at 25°C補正)	mV	436	315	397	315	437
水色	-	無色透明	無色透明	淡黄色	淡黄色	無色透明
特記		橋梁下部本川	トンネル下部本川	トンネル下部の沢水	トンネル施工部上流側本川	トンネル下部本川

表-3 分析項目及び分析手法

項目	試験方法
砒素	ICP質量分析法 (JIS K0102 61.4)
鉛	ICP質量分析法 (JIS K0102 54.4)
六価クロム	ICP質量分析法 (JIS K0102 65.2.5)
セレン	ICP質量分析法 (JIS K0102 67.4)
カドミウム	ICP質量分析法 (JIS K0102 55.4)
総水銀	還元気化原子吸光法 (S46 環告59号 付表1)
ふっ素	イオンクロマト法 (S46 環告59号 付表6)
ほう素	ICP質量分析法 (JIS K0102 47.4)
鉄	ICP発光分光分析法 (JIS K0102 57.4)
pH(at25°C)	ガラス電極法 (JIS K0102 12.1)
電気伝導度(at25°C)	白金黒電極法 (JIS K0102 13)
シリカ	モリブデン青吸光度法 (JIS K0101 44.2)
カルシウム	フレイム原子吸光法 (JIS K0102 50.2)
マグネシウム	フレイム原子吸光法 (JIS K0102 51.2)
ナトリウム	フレイム原子吸光法 (JIS K0102 48.2)
カリウム	フレイム原子吸光法 (JIS K0102 49.2)
アルカリ度	滴定法 (JIS K0102 15.1)
硫酸イオン	イオンクロマトグラフ法 (JIS K0102 41.3)
塩素イオン	イオンクロマトグラフ法 (JIS K0102 35.3)
酸化還元電位(Eh)	白金電極法 (1997版 河川水質試験方法(案) II-6)

2.3 溶出試験

溶出試験は、環境省第 18 号付表の方法に準じて行った。溶媒に純水を用いた試験では、純水の pH を確認し条件に合うものを使用し、pH 調整作業は行わなかった。周辺環境水は 0.45 μm メンブランフィルターでろ過したものをを用いた。固液比 1:10 の割合で試料と混合し、溶出操作は振幅 4~5cm、毎分 200 回で振とうした。振とう時間は、6 時間で行った。溶出操作後 20~30 分静置し、固液分離を行うため、30 分間遠心分離 (3,000rpm) を行い、遠心分離後 0.45 μm メンブランフィルターに溶液を通して、水質分析用の検液とした。検液の分析項目及び分析方法は、周辺環境水の水質分析と同様に表-3 に示すとおりである。

3. 試験結果

3.1 環境水・純水溶出・環境水溶出の水質組成

別途整理したトリリニアダイアグラムより求めた各試料の水質組成の分類結果を表-4 に示す。また、各試料のヘキサダイアグラムを図-1 に示す。ここでは、溶媒に純水を用いた溶出試験結果を「純水溶出」、周辺環境水を用いた溶出試験結果を「環境水溶出」、周辺環境水の水質分析結果を「環境水」と称する。

表-4 より純水溶出と環境水溶出の水質組成を比較すると、純水溶出と環境水溶出が同じ水質組成の試料は LT2、LT4、TB、AN1、AN2、MS2、SL であった。純水溶出と環境水溶出が異なる水質組成の試料は、WT、MS1、WS であった。これらは、図-1 より WT、MS1 ともに環境水溶出で塩素イオンが大きく、陰イオンの溶出傾向が異なっていることがわかる。なお、WS については、イオンの総量が低いために純水溶出と環境水溶出の水質組成が異なる判定となったが、図-1 のヘキサダイアグラムの形状からすべて同じ水質組成と判断される。

表-4 各試料の水質組成の分類結果

試料名	純水溶出	環境水溶出	環境水
WT	炭酸ナトリウム型 (NaHCO ₃)	非炭酸ナトリウム型 (NaSO ₄ ・NaCl)	
LT2	非炭酸カルシウム型 (CaSO ₄ ・CaCl ₂)		炭酸ナトリウム型 (NaHCO ₃)
LT4	非炭酸ナトリウム型 (NaSO ₄ ・NaCl)		非炭酸カルシウム型 (CaSO ₄ ・CaCl ₂)
TB	非炭酸カルシウム型 (CaSO ₄ ・CaCl ₂)		炭酸カルシウム型 (Ca(HCO ₃) ₂)
AN1	非炭酸カルシウム型 (CaSO ₄ ・CaCl ₂)		
AN2	非炭酸カルシウム型 (CaSO ₄ ・CaCl ₂)		
WS	炭酸ナトリウム型 (NaHCO ₃)	中間型	炭酸カルシウム型 (Ca(HCO ₃) ₂)
MS1	炭酸カルシウム型 (Ca(HCO ₃) ₂)	中間型	
MS2	非炭酸ナトリウム型 (NaSO ₄ ・NaCl)		炭酸カルシウム型 (Ca(HCO ₃) ₂)
SL	非炭酸カルシウム型 (CaSO ₄ ・CaCl ₂)		炭酸カルシウム型 (Ca(HCO ₃) ₂)

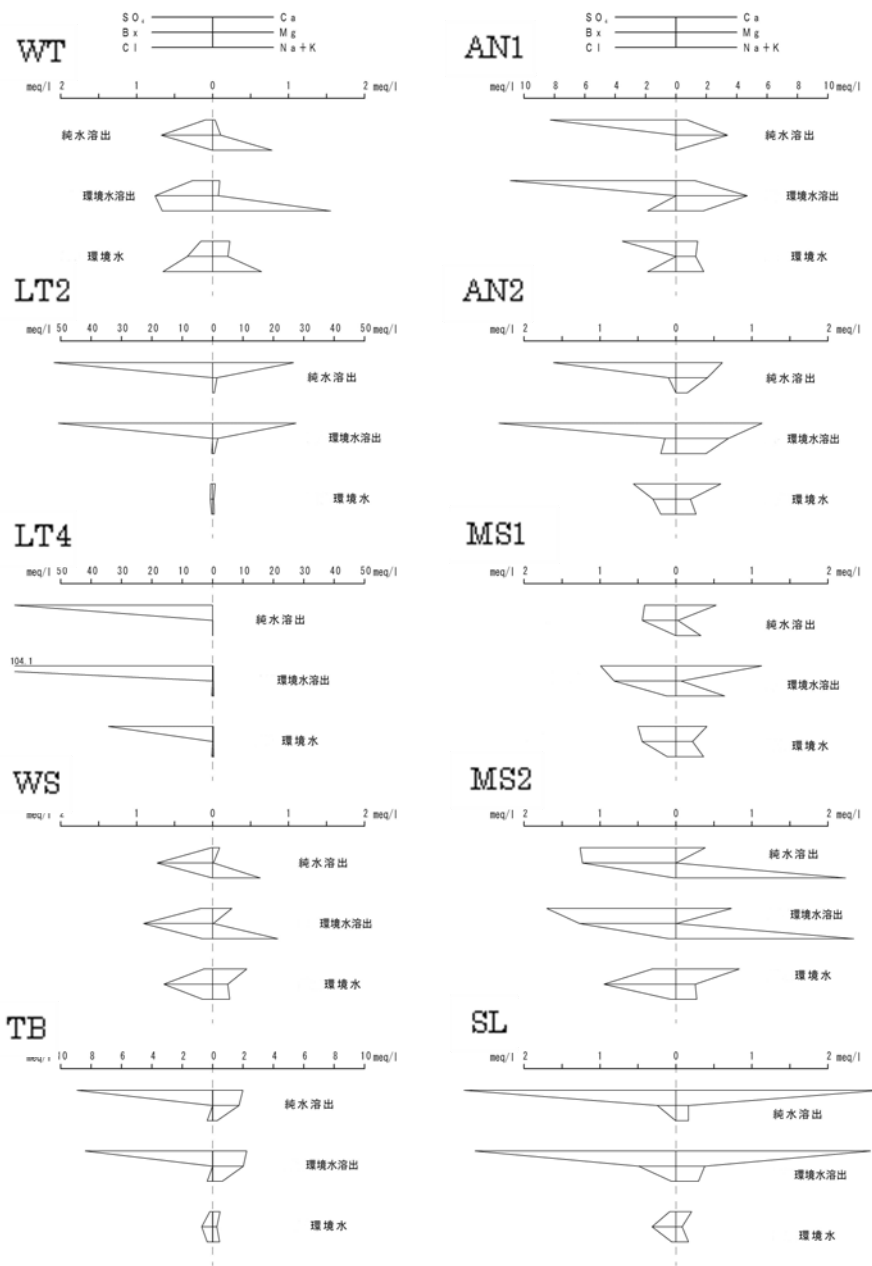
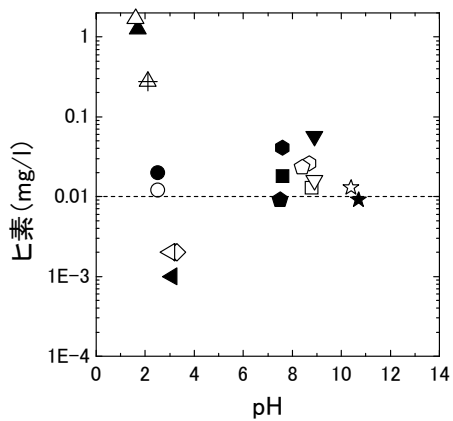
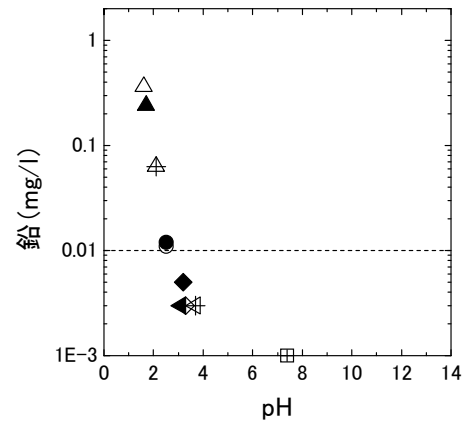


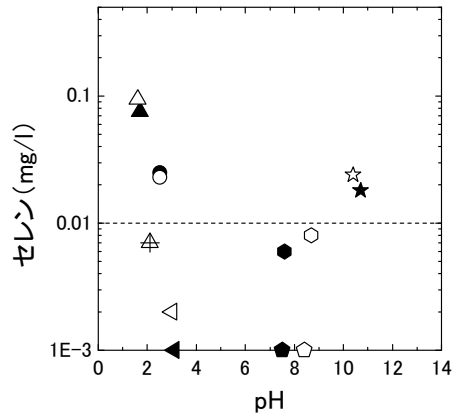
図-1 各試料水のヘキサダイアグラム



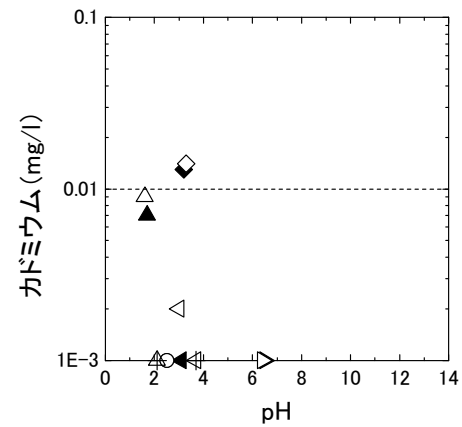
(1) ヒ素



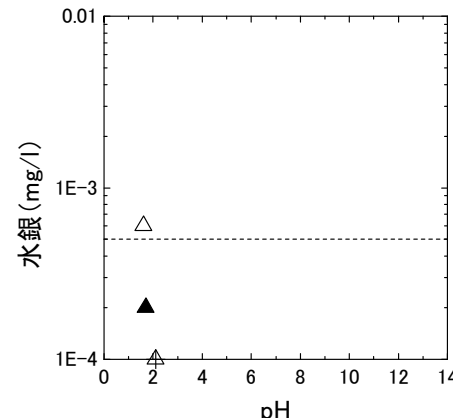
(2) 鉛



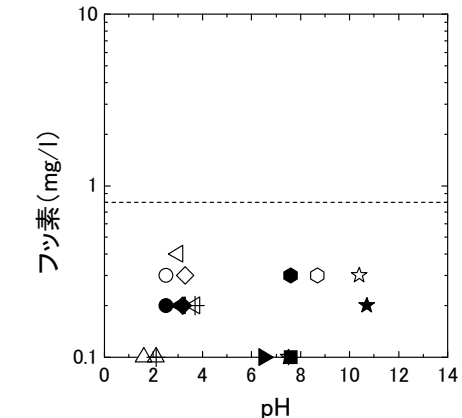
(3) セレン



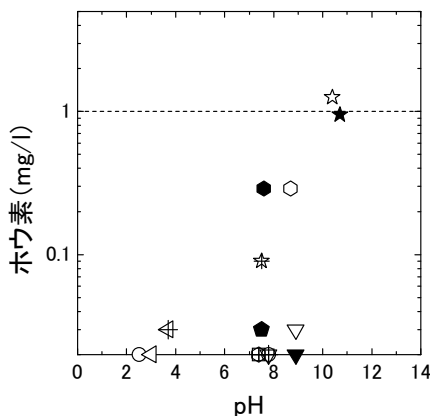
(4) カドミウム



(5) 水銀



(6) フッ素



(7) ホウ素

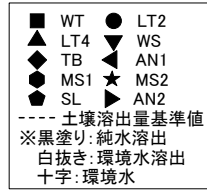


図-2 pH と溶出量 の関係

3.2 環境水・純水溶出・環境水溶出の重金属溶出量

純水溶出、環境水溶出について pH と各重金属の溶出量の関係を図-2 に示す。併せて、環境水の結果もプロットする。溶出試験における溶媒の違いによる pH の変化は、環境水溶出の pH が 3.3 以下の酸性を示す試料 LT2、LT4、TB、AN1 では、pH が 0.1 程度の差しか変化しないが、中性～アルカリ性を示すその他の試料ではその差が大きい (MS1 で pH1.1 の差)。また、溶出試験の pH と環境水の pH を比較すると、表-2 より環境水の pH が酸性を示す LT4、AN1 ではより酸、一方、溶媒の違いによる溶出量の大小は、pH に関わらず重金属の種類・試料毎に異なる。図-2 より溶媒の違いによる溶出量の大小関係について整理した結果を表-5 に示す。この表から各重金属別にみると、ヒ素では LT4 が環境水で検出された。溶出試験では、純水溶出よりも環境水溶出が高い試料は LT4、AN1、MS2、SL であり、逆に、純水溶出が高い試料は WT、LT2、WS、MS1 であった。また、純水溶出及び環境水溶出が等しい試料は、TB であった。

鉛は WT、LT4、AN1 の環境水で検出された。溶出試験では、純水溶出よりも環境水溶出が高い試料は LT4 であり、逆に、純水溶出が高い試料は LT2、TB、AN1 であった。また、純水溶出及び環境水溶出が等しい試料は、みられなかった。

セレンは、LT4 が環境水で検出された。溶出試験では、純水溶出よりも環境水溶出が高い試料は LT4、AN1、MS1、MS2 であり、逆に、純水溶出が高い試料は、LT2 であった。また、純水溶出及び環境水溶出が等しい試料は、SL であった。

カドミウムは、LT4 及び AN1 の環境水で検出された。溶出試験では、純水溶出よりも環境水溶出が高い試料は LT4、TB、AN1 であり、逆に、純水溶出が高い試料はみられなかった。また、純水溶出及び環境水溶出が等しい試料は、LT2、AN2 であった。

水銀は、環境水及び溶出試験ともに LT4 のみで検出され、純水溶出よりも環境水溶出が高い結果となった。

フッ素は、LT4、AN1、MS2 の環境水で検出された。溶出試験では、純水溶出よりも環境水溶出が高い試料は LT2、LT4、TB、AN1、MS2 であり、逆に、純水溶出が高い試料は WT、AN2 であった。また、純水溶出及び環境水溶出が等しい試料は、MS1 であった。

最後にホウ素は、WT、LT2、AN1、WS、MS1、MS2 の環境水で検出された。溶出試験では、純水溶出よりも環境水溶出が高い試料は LT2、AN1、WS、MS2 であり、逆に、純水溶出が高い試料は、SL であった。また、純水溶出及び環境水溶出が等しい試料は、MS1 であった。

表-5 溶出量の大小関係対応表

重金属類	溶出量の大小関係		
	純水溶出<環境水溶出	純水溶出>環境水溶出	純水溶出=環境水溶出
ヒ素	LT4、AN1、MS2、SL	WT、LT2、WS、MS1	TB
鉛	LT4、AN1、MS2、SL	LT2、TB、AN1	—
セレン	LT4、AN1、MS1、MS2	LT2	SL
カドミウム	LT4、TB、AN1	—	LT2、AN2
水銀	LT4	—	—
フッ素	LT2、LT4、TB、AN1、MS2	WT、AN2	MS1
ホウ素	LT2、AN1、WS、MS2	SL	MS1

※—:該当なし

4. 考察

純水溶出と環境水溶出では、異なる水質組成、溶出傾向の試料があり、また溶出量の大小は重金属の種類・試料毎に異なった。従来、溶出量は純水溶出で評価しているが、今回の試験で検出された重金属類 42 例のうち 25 例と 6 割程度環境水溶出で溶出量が大きくなっており、危険側の評価を与える可能性も判明した。岩石なりに含まれる重金属の溶出量評価を行う場合、対策地周辺の河川水、湧水等のバックグラウンド値の把握、溶媒に環境水を用いた溶出試験の実施など対策を行う現場条件に応じた適切な溶出量評価が必要と考える。

5. まとめと今後の課題

本報では、土壌・地下水汚染のリスク評価精度向上に資する基礎資料を得るため、湧水・河川水を用いた岩石ずりの溶出試験、及び純水を用いた溶出試験を実施した結果、以下のことがあきらかとなった。

- ・純水溶出と環境水溶出では、異なる水質組成・溶出傾向の試料があることがわかった。

- ・溶媒の違いによる溶出量の大小は、pHに関わらず重金属の種類・試料毎に異なり、従来の純水溶出よりも環境水溶出の方が大きくなる場合もあるため、対策地の現場条件に応じた適切な溶出量評価が必要である。

今後は、得られた試験結果をさらに吟味して考察を深めていきたいと考える。

<参考文献>

1) 建設工事における自然由来重金属等含有土砂への対応マニュアル検討委員会：建設工事における自然由来重金属等含有岩石・土壌への対応マニュアル（暫定版）、国土交通省、2010.3.

1.はじめに

地盤の特性を評価するにあたり原位置試験と室内試験の二つの方法がある。室内試験は原位置からサンプリングした試料を用いて圧密試験、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験などを行うものであり、原位置試験と比較して応力条件や載荷速度などを厳密にコントロールした上で試験を行うことができる。しかし室内試験では原位置からサンプリングした試料を用いるため、乱れの程度によって試験から得られる試料の特性が異なってしまう問題がある。そこで筆者らはサンプリング試料の一軸圧縮試験のシミュレーション実験を行い、試料の乱れと応力～ひずみ関係、非排水強度の関係を調べた。本報文では行った実験とその結果について報告する。

2.実験方法

本研究では予圧密法により作成したモデル粘土地盤から固定ピストン式シンウォールサンプラーを用いて採取した試料の一軸圧縮試験、およびモデル地盤からブロックサンプリング法により採取した試料の一軸圧縮試験を行った。実験のフローを図1に示す。実験に用いた粘土試料は笠岡粘土と NSF-Clay の2種類である。2種類の粘土とも粉末乾燥状態で市販されているものであり、笠岡粘土の物性値は $LL=62\%$ 、 $Ip=34$ 、 $\rho_s=2.72g/cm^3$ であり、NSF-Clay の物性値は $LL=53\%$ 、 $Ip=20$ 、 $\rho_s=2.76g/cm^3$ である。

シンウォールサンプラーを用いて試料採取を行うモデル地盤、ブロックサンプリング法

により試料採取を行うモデル地盤とも、あらかじめ定めた含水比で練り返した粘土スラリーを内径 22cm の予圧密セルに真空で引き込んで脱気を行い、規定の上載圧で、あらかじめ定めた時間にわたり圧密を行って作成する。そのためシンウォールサンプラー用のモデル地盤、ブロックサンプリング用のモデル地盤とも、地盤が完成した時点における特性の違いはほぼない。

モデル地盤完成後、シンウォールサンプリングではシンウォールチューブを圧縮空気によってモデル地盤に貫入して試料を採取する。写真1は使用したサンプラーであり、サンプリングチューブの諸元は内径 39mm、長さ 500mm、肉厚 2mm である。写真2はサンプリング中の様子であり、予圧密セルに写真3に示すサンプラー固定金具を取り付けてサンプリングを行う。サンプラー固定金具にはサンプラーを取り付けるための穴が四つ開いており、一つのモデル地盤に対してサンプリングを4回行う。一方、ブロックサンプリングでは試料を押し出し器によって予圧密セルから抜き出し、ワイヤーソーによって適切な大きさのサンプルブロックを切り出す。先に述べたとおりシンウォールサンプリングであるかブロックサンプリングであるかに関わらずモデル地盤の特性はほぼ同じである。それに対しサンプリング後の試料はサンプリング方法の違いによ

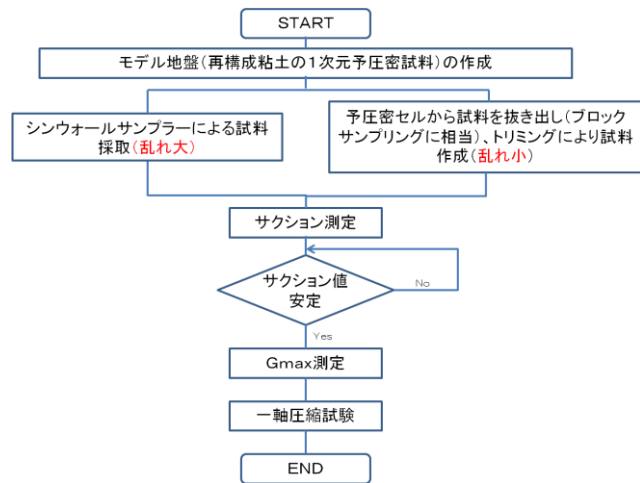


図1 実験の概略

Influence of sample disturbances on the undrained strength of clay samples

by Fumihiko FUKUDA (Faculty of Engineering, Hokkaido University) and Yuta KONDO (Graduate Student, Hokkaido University)



写真1 シンウォールサンプラー



写真2 シンウォールサンプリング中の様子



写真3 シンウォールサンプラー固定金具

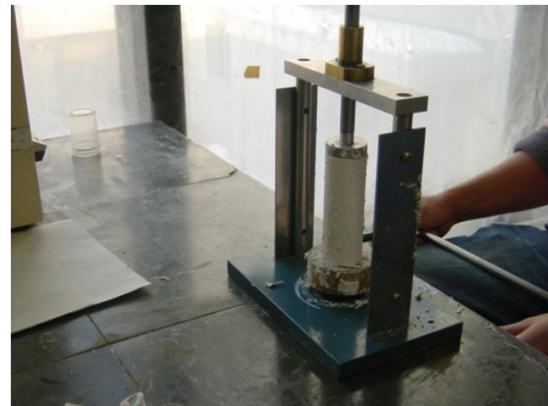


写真4 トリミング中の様子

り乱れの程度と状態がそれぞれ異なることになる。また特にシンウォールサンプリングについては一つのモデル地盤に対してサンプリングを4回行うが、写真3に示すようにサンプラー取り付け孔の間隔が狭いため、最初にサンプリングした試料の乱れが最も小さく、最後の試料の乱れが最も大きくなる。なおサンプリングは常に写真3の順序で行った。

サンプリング後、チューブサンプリングおよびブロックサンプリングの試料とも軸圧縮ひずみ速度 1%/min で一軸圧縮試験を行い、試料の乱れを評価する。チューブサンプリング試料の一軸圧縮試験の供試体寸法は高さ 80mm、直径はサンプリングチューブの内径と同じ 39mm であり、サンプリングチューブから抜き出した試料は側面のトリミングは行わずそのまま一軸圧縮試験に供する。ブロックサンプリング試料の供試体寸法は高さ 80mm、直径 35mm であり、トリミングによって供試体を作成する。写真4はトリミングの様子である。また一軸圧縮試験に先立ってサクシジョンの測定と弾性波速度試験を行っている。

3. 笠岡粘土の実験と実験結果

笠岡粘土の実験条件と実験結果を表1にまとめる。モデル地盤の圧密圧力は 100kPa と 150kPa の二つであり、それぞれの圧密圧力についてシンウォールサンプリングとブロックサンプリングによってモデル地盤から試料を取り出し、サクシジョンの測定、弾性波速度試験および一軸圧縮試験を行っている。なおシンウォールサンプリングの実験番号末尾の()内の数字は写真3に示したサンプリングの順番に対応している。また表1の非排水強度 q_u は軸応力～軸ひずみ関係のピークの値である。

表 1 笠岡粘土の実験条件

実験 No.	予圧密圧力 (kPa)	試料の採取方法	初期含水比 (%)	サクシオン値 (kPa)	G_{max} (MPa)	q_u (kPa)	最終含水比 (%)
Kasaoka-100-Block-(1)	100	ブロック	44.4	17.0	15.7	62.0	43.8
Kasaoka-100-Block-(2)			44.8	23.0	15.6	62.0	44.1
Kasaoka-100-Block-(3)			44.7	22.4	15.7	63.0	44.4
Kasaoka-100-Thin-(1)		シンウォール	43.1	23.7	20.9	74.2	41.8
Kasaoka-100-Thin-(2)			43.1	27.5	20.7	76.7	42.4
Kasaoka-100-Thin-(3)			42.3	26.3	21.8	77.2	41.6
Kasaoka-100-Thin-(4)	42.5		27.8	21.5	81.2	42.4	
Kasaoka-150-Block-(1)	150	ブロック	38.9	28.7	28.1	108.0	39.0
Kasaoka-150-Block-(2)			37.5	26.0	38.4	130.3	37.7
Kasaoka-150-Block-(3)			35.3	23.0	76.8	167.4	35.6
Kasaoka-150-Thin-(1)		シンウォール	40.3	16.7	33.7	123.2	39.0
Kasaoka-150-Thin-(2)			40.5	30.2	26.9	101.4	39.2
Kasaoka-150-Thin-(3)			40.4	31.4	26.1	99.0	39.6
Kasaoka-150-Thin-(4)	40.6		26.3	27.5	100.0	39.6	

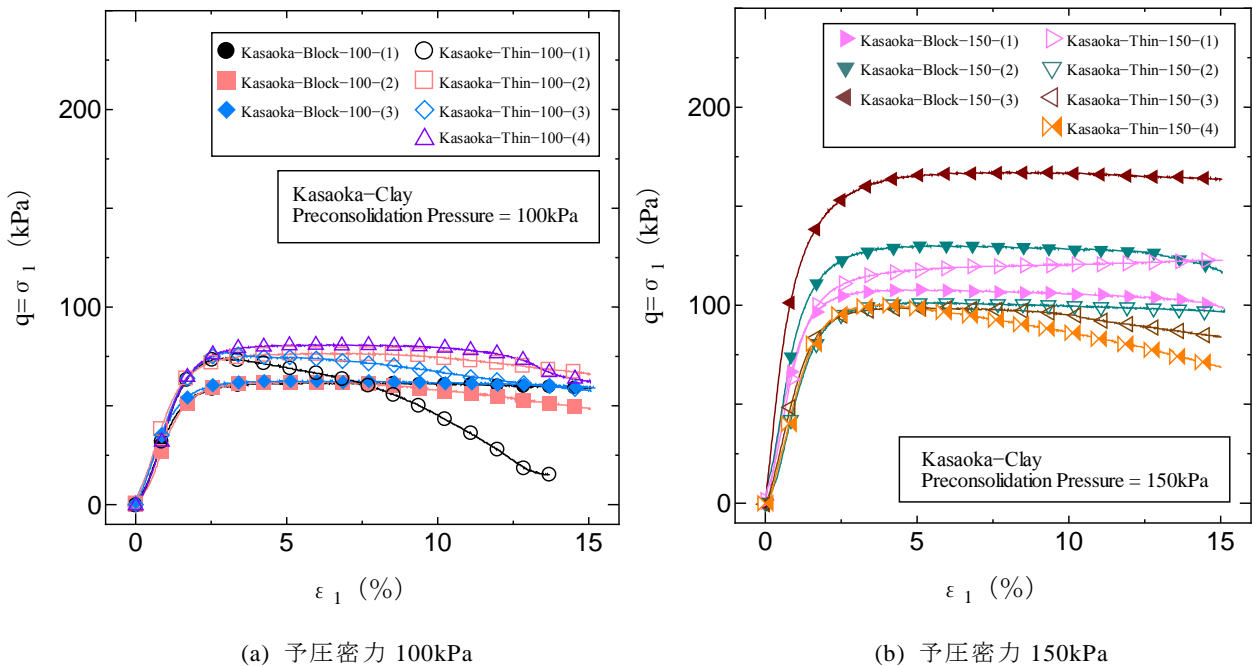


図 2 笠岡粘土の一軸圧縮試験から得られた応力～ひずみ関係

圧密圧力 100kPa のモデル地盤の一軸圧縮試験から得られた軸応力～軸ひずみ関係を図 2(a)に示す。シンウォールサンプリングの応力～ひずみ関係は実験 Kasaoka-Tube-100-(1)を除きほぼ同じである。またブロックサンプリングの応力～ひずみ関係も実験にかかわらずほぼ同じである。しかしシンウォールサンプリングの応力～ひずみ関係とブロックサンプリングの応力～ひずみ関係は明らかに異なっており、シンウォールサン

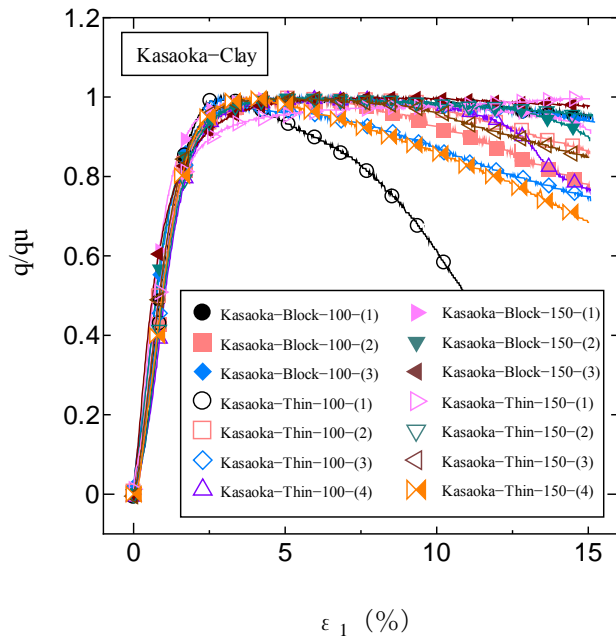


図3 笠岡粘土の非排水強度で正規化した応力とひずみの関係

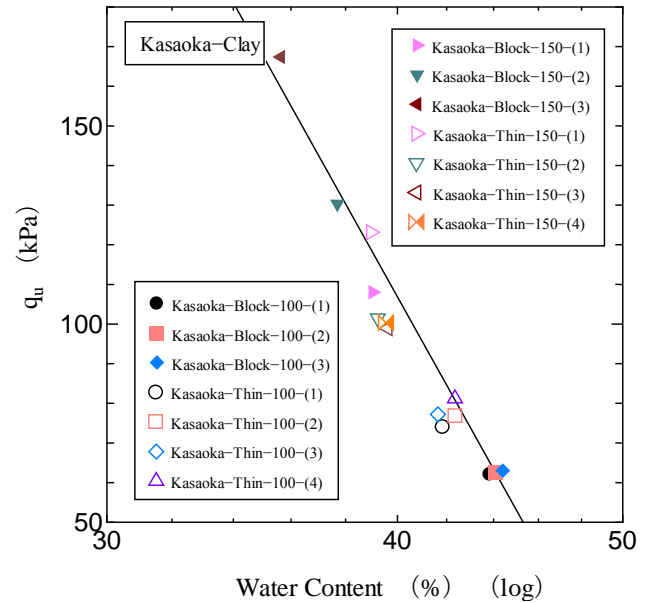


図4 笠岡粘土の非排水強度と対数でとった含水比の関係

リング試料の方が高い強度を示している。これは後でも述べるようにシンウォールチューブ貫入時に試料が圧縮を受けて間隙比が低下した結果である。なお実験 Kasaoka-Tube-100-(1)については弾性波速度試験のベンダエレメントを供試体に差し込む際にクラックが生じていた。

圧密圧力 150kPa のモデル地盤の一軸圧縮試験から得られた応力～ひずみ関係を図 2(b)に示す。圧密圧力 100kPa の場合とは異なり、シンウォールサンプリングの応力～ひずみ関係は、一番はじめにサンプリングを行ったため乱れが最も小さいと考えられる Kasaoka-Tube-150-(1)が、他の三つとは異なる関係を示している。これは圧密圧力の増加に伴ってモデル地盤の剛性が上がり、モデル地盤がサンプリングによってより乱れやすくなったことの反映であろう。またブロックサンプリングの応力～ひずみ関係も三つの実験で大きく異なる。ブロックサンプリング試料については、シンウォールサンプリング試料とは異なり、試料毎に乱れの程度が異なることはない。ブロックサンプリング試料の応力～ひずみ関係がこのように異なった原因は試料の保存状態が悪かったために試料が乾燥してしまったためであり、これは表 1 の初期含水比と最終含水比のばらつきに反映されている。

圧密圧力 100kPa と 150kPa のモデル地盤の非排水強度で正規化した応力とひずみの関係を図 3 に示す。ピークに達するまでの応力～ひずみ関係は、圧密圧力、サンプリング方法の違いにかかわらずほぼ同じである。この実験結果は後に述べる NSF-Clay の実験結果との対比において重要な意味を持つことになる。

圧密圧力 100kPa と 150kPa のモデル地盤の非排水強度と対数でとった含水比の関係を図 4 に示す。圧密圧力、サンプリング方法の違いにかかわらず非排水強度～含水比関係はほぼ直線で表せる。図 4 と図 3 はサンプリングによる乱れによって応力～ひずみ関係や非排水強度が変化してしまうことの主要因が含水比の変化であることを示している。

4.NSF-Clay の実験と実験結果

NSF-Clay の実験条件と実験結果を表 2 にまとめる。NSF-Clay のモデル地盤の圧密圧力は 200kPa である。また非排水強度は軸ひずみが 15%の時の $q_u = \sigma_1$ の値である。

一軸圧縮試験から得られた軸応力～軸ひずみ関係を図 5 に示す。シンウォールサンプリングの応力～ひずみ関係は最初にサンプリングを行った NSF-Tube-200-(1)が他と比較して大きく異なる挙動を示している。ま

表 2 NSF 粘土の実験条件

実験 No.	予圧密圧力 (kPa)	試料の採取方法	初期含水比 (%)	サクシオン値 (kPa)	G_{max} (MPa)	q_u (kPa)	最終含水比 (%)
NSF-200-Block-(1)	200	ブロック	43.7	11.9	23.2	83.5	45.6
NSF-200-Block-(2)			44.9	10.8	19.0	72.6	46.7
NSF-200-Block-(3)			44.8	3.6	6.9	56.3	47.1
NSF-200-Block-(4)			44.3	17.0	20.8	77.5	46.4
NSF-200-Thin-(1)		シンウォール	46.6	2.4	9.5	84.2	44.5
NSF-200-Thin-(2)			45.7	0.0	2.5	46.3	45.1
NSF-200-Thin-(3)			42.8	0.0	3.1	40.3	45.6
NSF-200-Thin-(4)			47.2	0.0	3.1	43.1	45.2

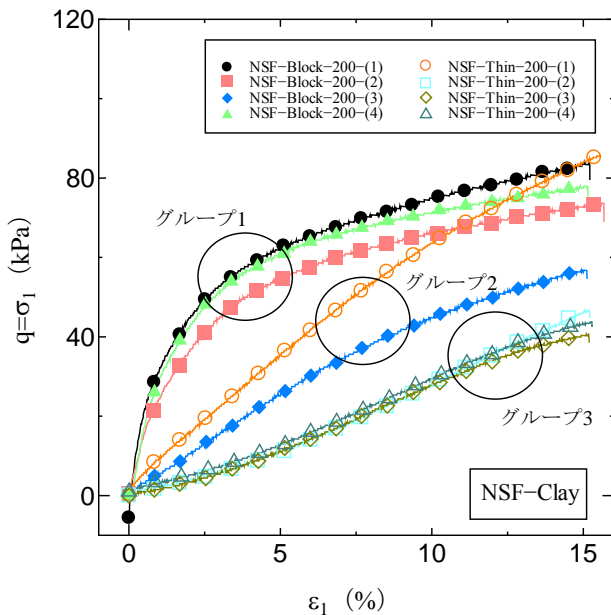


図 5 NSF 粘土の一軸圧縮試験から得られた応力～ひずみ関係

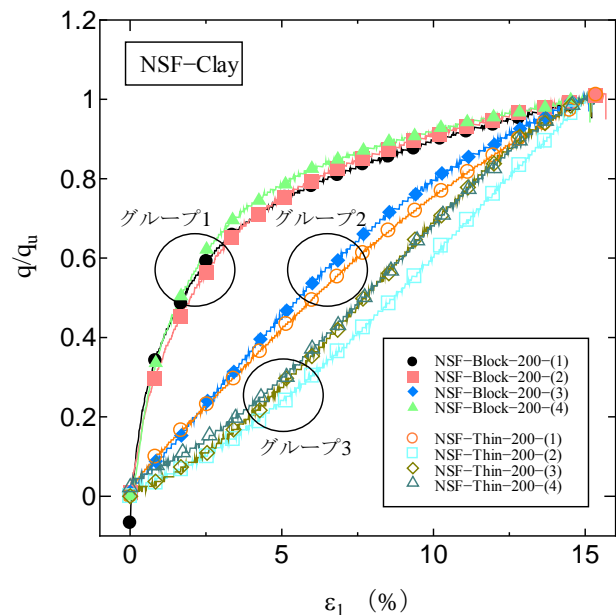


図 6 NSF 粘土の非排水強度で正規化した応力とひずみの関係

たブロックサンプリングの挙動は、NSF-Block-200-(3)を除き、よく似た傾向を示している。この NSF-Block-200-(3)は試験中に誤って供試体に O リングを掛けてしまい、結果的に故意に試料を大きく乱すことになってしまった実験である。

非排水強度で正規化した応力とひずみの関係を図 6 に示す。笠岡粘土とは異なり、NSF-Clay の正規化した応力～ひずみ関係は一つの曲線には収束せず、三つの異なる曲線に収束することが分かる。ここでは三つの異なる曲線を上から順にグループ 1, 2, 3 と呼ぶことにする。

図 7 は非排水強度と対数でとった含水比の関係であり、非排水強度～含水比関係をグループ 1, 2, 3 ごとに互いに平行な別々の直線で近似している。笠岡粘土の場合にはモデル地盤の圧密圧力やサンプリング方法にかかわらず図 3 に示す正規化した応力～ひずみ関係がほぼ一致し、図 4 に示す非排水強度～含水比関係はほぼ一本の直線で近似することができた。それに対して NSF-Clay では図 6 に示す正規化した応力～ひずみ関係を三つにグループ分けすることができ、この三つのグループごとに非排水強度～含水比関係を互いに平

行な別々の直線で近似することができる。図4と図7は笠岡粘土の乱れによって生じる変形・強度特性の変化は乱れによって生じる間隙比の変化のみに還元して考えることができるのに対し、NSF-Clayの変形・強度特性の変化は間隙比以外の別の要因の影響も受けていることを示している。

5.まとめ

今回行った実験から、乱れによって生じる変形・強度特性の変化を間隙比の変化のみに還元して考えることができる粘土と、間隙比変化以外の別の要因の影響も考えなければならない粘土があることが明らかになった。そして変形・強度特性の変化を間隙比の変化のみに還元して考えることができる粘土では非排水強度で正規化した応力～ひずみ関係が一本の曲線になるのに対し、間隙比変化以外の別の要因も考えなければならない粘土では応力～ひずみ関係が一本の曲線にはならない。さらに正規化した応力～ひずみ関係が一本の曲線にはならない粘土については、正規化した曲線の形の違いに応じてそれぞれ異なった非排水強度～含水比関係が対応する。

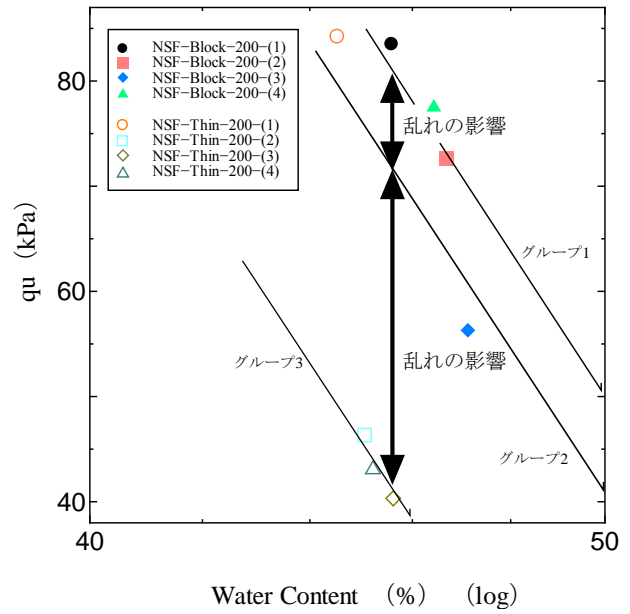


図7 NSF粘土の非排水強度と対数でとった含水比の関係

除荷時における粘性土の圧縮挙動

北海道大学大学院 学生会員 ○大橋多朗
 北海道大学大学院 正会員 田中洋行
 北海道大学大学院 学生会員 堤 彩人

1. はじめに

地盤に対する有限要素解析では、土質パラメータとして圧縮指数 C_c 、膨潤指数 C_s が用いられる。 C_c に対する研究は綿密に実施されている一方、 C_s についての研究は少ない¹⁾。そこで、本研究では、CRS 試験装置を用いて除荷、再載荷試験を実施し、各種粘性土の C_s について詳細に検討する。

本研究では a) 一定のひずみ速度で載荷・除荷・再載荷を繰り返す試験、b) 除荷直前にクリープを実施する試験の 2 種類を実施した。

2. 試験の概要

2.1. 試験装置

本試験では、CRS 試験 (JISA 1227)²⁾ によって、粘性土の除荷挙動を調べた。図-1 は CRS 試験装置の概略図である。載荷装置にデジタルサーボモータを用いたので、従来の装置と比べて軸変位を精度良く制御できる。この装置の具体的な性能は、Tsutsumi, 他³⁾ に詳しい。供試体の寸法は、直径 60mm、高さ 20mm で、100kPa の背圧を負荷した。試験中は、上部排水面の軸圧縮応力 σ と下部非排水面の過剰間隙水圧 Δu を計測した。軸変位量・ひずみは GAP センサー (図-1, ●部に設置) を用いることで正確に測定した。

供試体内の間隙水圧は放物線分布していると仮定し、有効応力 p は次式より算出した。

$$p' = \sigma - \frac{2}{3} \cdot \Delta u$$

2.2. 試料

実験には笠岡粘土の再構成試料と、Louiseville 粘土の不攪乱試料を用いた。

これらの試料の物理特性を表-1 に示す。

再構成試料は、粘土を蒸留水で混合・攪拌して、液性限界の 2 倍程度の含水比に調整したスラリー試料を準備し、予圧密セル内にて所定の圧密応力で一次元圧密して作成した。

2.3. C_s の定義

図-2 は笠岡粘土の除荷時における $e-\log p$ 関係 (図-3 に示す $g-h-i$) を拡大したものである。図-3 に示すように、除荷、再載荷過程の $e-\log p$ 関係はヒステリシスを描くが、図-2 では簡略化のため再載荷の関係を省略している。

横軸は除荷直前の有効応力 p_1 で正規化した有効応力比 p/p_1 で、本論文では除荷応力比と呼ぶことにする。縦軸は除荷直前の間隙比からの増分 Δe を示し

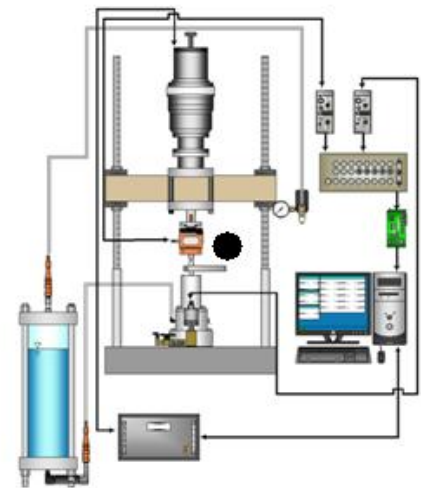


図-1 CRS 試験装置

表-1 試料の物理特性

試料名		$\rho_s(g/cm^3)$	e_0	$w_0(\%)$	$w_L(\%)$	$w_P(\%)$	I_p
Louiseville 粘土	不攪乱	2.77	2.282	84	74	23	52
笠岡粘土	再構成	2.68	1.239	46	92	38	54

Compression behavior of clay during unloading : Taro OHASHI (Hokkaido University Graduate School), Hiroyuki TANAKA (ditto) and Ayato TSUTSUMI (ditto)

ている。試験は、0.02%/min のひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ で所定のひずみレベル (20~25%程度) まで載荷した後、0.02%/min の $\dot{\epsilon}$ で除荷応力比が0.2になるまで除荷した。

C_s は除荷曲線の傾きで定義される土質パラメータである。しかしながら、**図-2**に示すように除荷過程の $\Delta e - \log(p'/p_1)$ 関係 (除荷曲線) は非線形であるので、除荷応力比によって C_s の値が異なる。したがって、本研究では図のように例えば $\Delta e - \log(p'/p_1) = 0.2$ の時の C_s は $C_{s0.2}$ と表すことにする。

3. 試験結果

3.1 一定の $\dot{\epsilon}$ における載荷・除荷試験

図-3 は Louisville 粘土の、**図-5** は笠岡粘土の $e - \log p'$ 曲線である。不攪乱試料の Louisville 粘土は構造が発達しているの、笠岡粘土の正規圧密時の $e - \log p'$ 曲線は線形であるのに対し、Louisville 粘土の $e - \log p'$ 曲線は非線形となっている。

図-4 は笠岡粘土の、**図-6** は Louisville 粘土の除荷曲線であり、いずれの粘土も応力レベルに依らず、除荷曲線はほぼ一致しているのがわかる。したがって、**表-2** と **3** に示すように、除荷を行った応力レベルやその時の C_c の値よらず、 C_s の値は一定であることがわかる。一般に同一粘土に対する C_s/C_c の値は一定とする構成モデルが多く使われているが、応力レベルによって C_c が変化する試料の場合には、 C_s/C_c は応力により変化することになる。また、飯塚・太田の研究⁴⁾ よると C_s/C_c の値は概ね0.1~0.6の範囲にあると報告されているが、今回の試験から C_s/C_c の値は概ね0.1より小さいことがわかった。

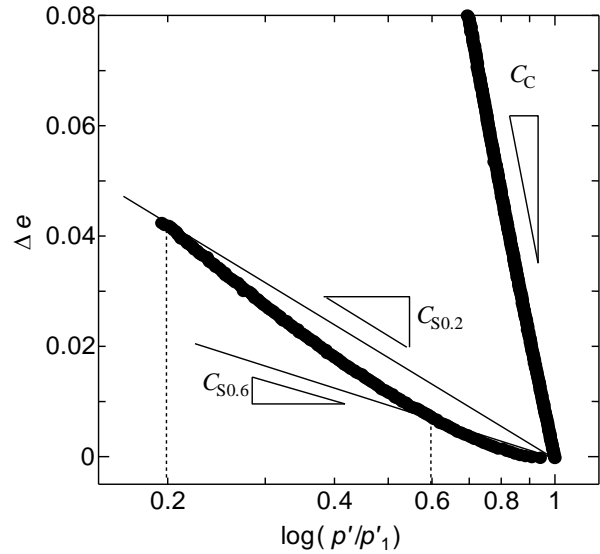


図-2 笠岡粘土の除荷曲線における C_s の求め方

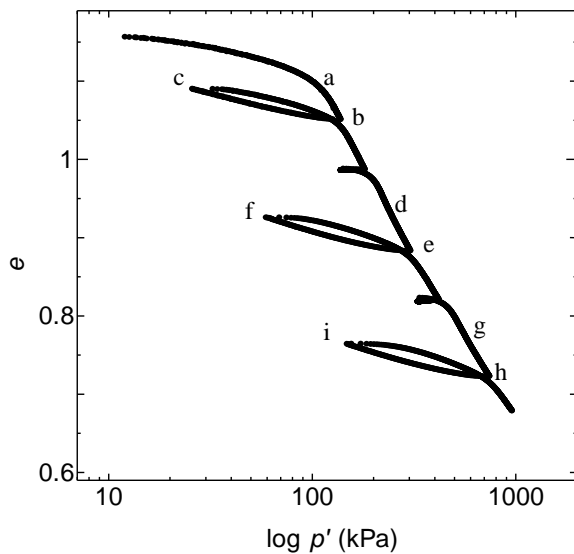


図-3 笠岡粘土の $e - \log p'$ 関係

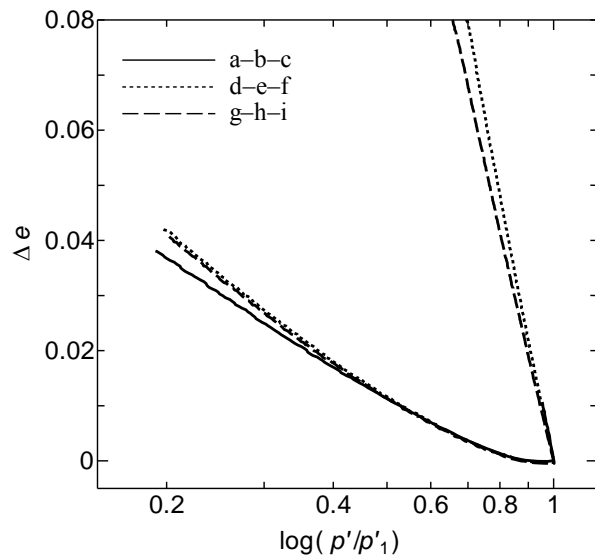


図-4 笠岡粘土の $\Delta e - \log(p'/p_1)$ 関係

表-2 笠岡粘土の除荷時の土質パラメータ

	e	p'_1 (kPa)	C_c	$C_{s0.6}$	$C_{s0.2}$	$C_{s0.6}/C_c$	$C_{s0.2}/C_c$
a-b-c	1.230	137.9	0.501	0.0318	0.0545	0.0633	0.1088
d-e-f	1.061	304.3	0.508	0.0339	0.0600	0.0668	0.1182
g-h-i	0.898	743.4	0.440	0.0330	0.0593	0.0751	0.1346

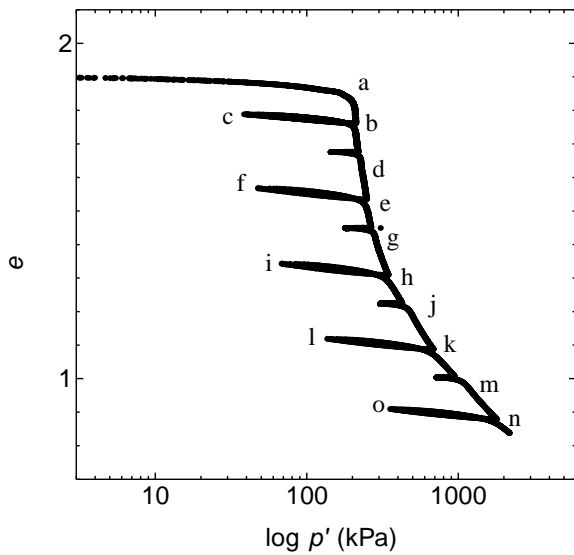


図-5 Louisville 粘土の e - $\log p'$ 関係

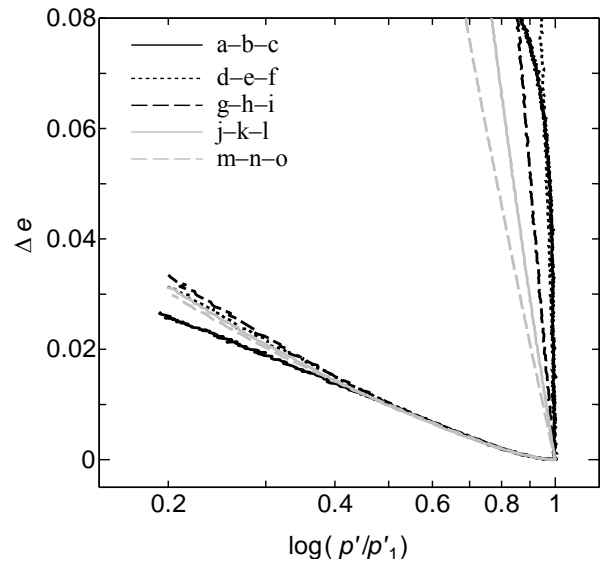


図-6 Louisville 粘土の Δe - $\log(p'/p'_1)$ 関係

表-3 Louisville 粘土の除荷時のパラメータ

	e	p'_1 (kPa)	C_c	$C_{s0.6}$	$C_{s0.2}$	$C_{s0.6}/C_c$	$C_{s0.2}/C_c$
a-b-c	1.760	212.8	5.847	0.0304	0.0372	0.0052	0.0064
d-e-f	1.534	249.2	2.960	0.0344	0.0467	0.0116	0.0158
g-h-i	1.308	348.5	1.075	0.0323	0.0488	0.0300	0.0454
j-k-l	1.086	691.3	0.660	0.0302	0.0457	0.0457	0.0692
m-n-o	0.878	1807.2	0.481	0.0300	0.0435	0.0624	0.0904

3.2 除荷直前にクリープを行った試験

次に、除荷直前に圧密荷重を一定にし、このクリープ時間が除荷挙動に与える影響を調べた。同一試料に対して応力レベルを変えて、クリープ時間を12時間、24時間、72時間とした時の除荷挙動を比較してみる。

図-7が笠岡粘土の、図-8がLouisville粘土の除荷曲線である。図に示すように両試料とも除荷前のクリープ時間によって、除荷曲線が大きく異なる結果を得た。すなわち、クリープ時間を十分に取るほど、リバンド量が小さくなり、除荷曲線の傾きは小さくなる。表-4にクリープ時間にごとの $C_{s0.8}$ および $C_{s0.2}$ を示すが、クリープ時間が長いほど C_s は明らかに大きくなっている。このことは、除荷時の挙動は弾性ではなく、粘性⁵⁾を示していることがわかる。

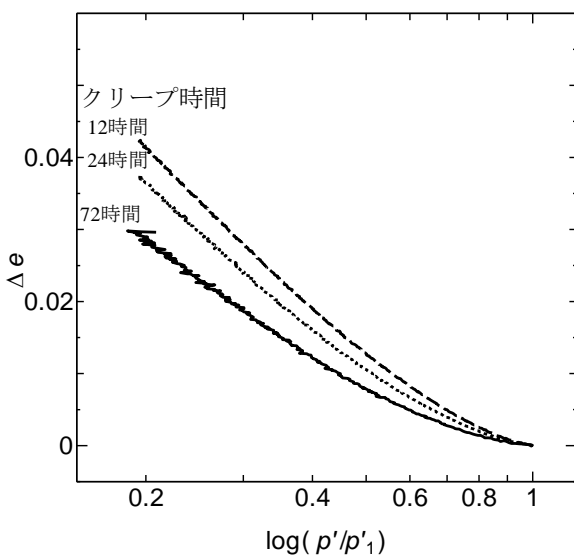


図-7 クリープを設けて除荷した笠岡粘土の Δe - $\log(p'/p'_1)$ 関係

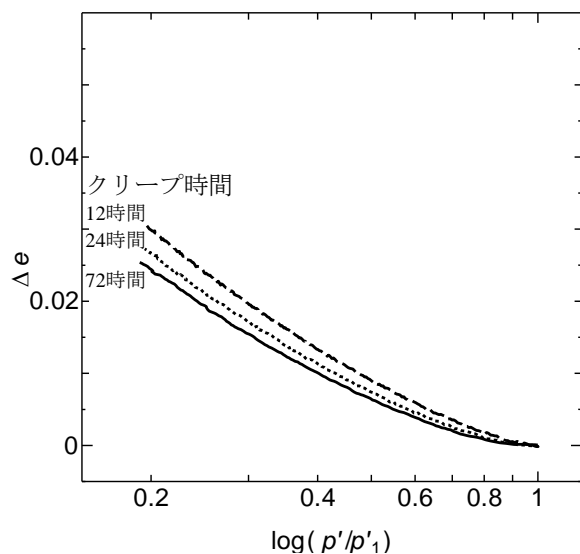


図-8 クリープを設けて除荷したLouisville 粘土の Δe - $\log(p'/p'_1)$ 関係

表-4 クリープを設けて除荷した笠岡粘土,
Louiseville 粘土の除荷時のパラメータ

Kasaoka	e	p'_i (kPa)	$C_{S0.6}$	$C_{S0.2}$
12 時間	0.893	195.4	0.0220	0.0410
24 時間	0.783	394.6	0.0300	0.0523
72 時間	0.677	778.2	0.0375	0.0595
Louiseville	e	p'_i (kPa)	$C_{S0.6}$	$C_{S0.2}$
12 時間	2.129	120.0	0.0171	0.0348
24 時間	2.106	244.5	0.0213	0.0384
72 時間	2.120	489.3	0.0275	0.0430

図-9 と 10 にクリープ時間 t_c によって C_s がどのように変化するかを示したものである。図に示すように、どの除荷応力比における C_s も、 $\log-t_c$ に対して直線的に増加する傾向があることがわかる。

4.まとめ

笠岡粘土と Louiseville 粘土を用いて CRS 試験を実施し、除荷時の圧縮挙動を調べた。この結果、以下に示す興味ある事項が得られた。

- 有効応力レベルに依らず、膨潤指数は C_s が一定であり、 C_c が応力レベルで変化する構造の発達した粘性土の場合には、 C_s/C_c は一定とならないこと、
- 今回実施した粘性土の C_s/C_c は 0.1 以下と、在来の研究で用いられている値よりかなり小さいこと、
- 除荷を開始する前の応力クリープ時間によって膨潤指数にばらつきが生じ、クリープ時間が長いほど膨潤指数は大きくなる傾向にあること、
- C_s は $\log-t_c$ に対して直線的に増加する傾向があること、を確認した。

参考文献：

- 今井五郎, 藤野秀隆, 田中洋輔：段階載荷試験による粘性土の膨潤指数, 第 33 回地盤工学研究発表会, 山口, pp463-464, 1998
- 社団法人地盤工学会：土質試験の方法と解説—第一回改訂版—, pp389-414, 2000
- Tsutsumi, A., Tanaka, H., and Kawaguchi, T. (2008): Consolidation behavior of reconstituted soils at small strain rate, *Proc. the 4th Int. Sym. on Deformation Characteristics of Geomaterials, ISAtlanta 2008*, Atlanta, USA, 1, 253-258
- 社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説—二分冊の 1—, pp486, 2009
- 今井五郎：圧密沈下予測の新しい考え方と手法講習会 講演資料 pp79-101 2002

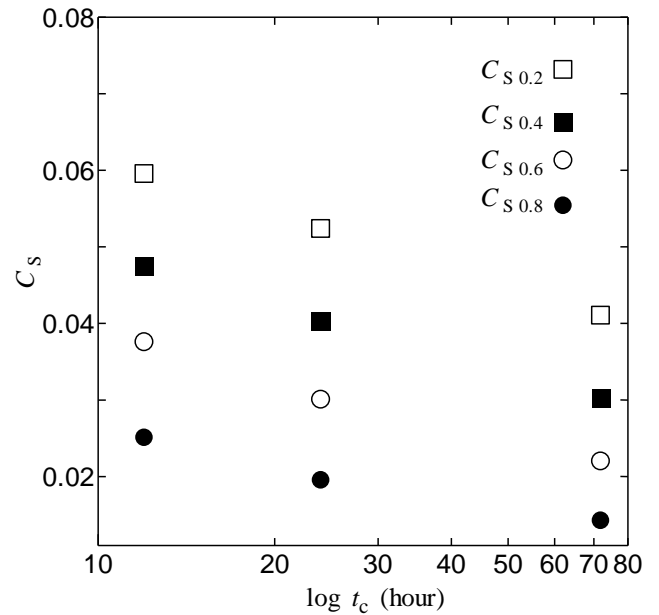


図-9 笠岡粘土の C_s - $\log t_c$ 関係

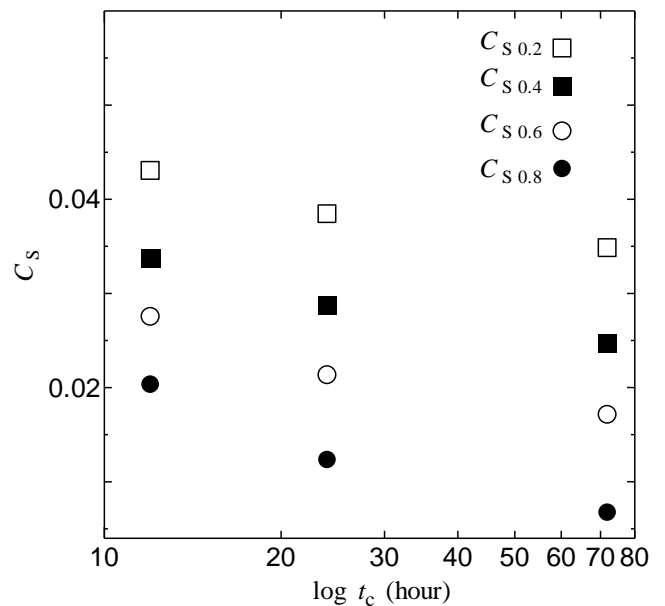


図-10 Louiseville 粘土の C_s - $\log t_c$ 関係

北海道大学大学院 学生会員 ○堤 彩人
北海道大学大学院 国際会員 田中 洋行
函館工業高等専門学校 国際会員 川口 貴之

1. はじめに

海上空港や海面型廃棄物最終処分場などの建設のため、水深の大きな沖合で大規模な埋立工事が行われている。このような埋立工事を行う地点では、軟弱な粘性土地盤が厚く堆積している場合が多いため、埋立荷重によって生じる圧密沈下、特に二次圧密と呼ばれる長期的なクリープ沈下が地盤工学上問題となる。例えば、関西国際空港では、建設海域の水深が深く、埋立荷重が非常に大きくなるため、沖積粘土層のみならず、地盤改良を行っていない洪積粘土層でも沈下が生じている。洪積粘土層の沈下の特徴は、圧密荷重が圧密降伏応力に近いので、有効応力の増加による沈下より、長期的な二次圧密沈下量が卓越することである。このため、二次圧密挙動の予測が、空港管理の上で極めて重要となる。

近年、二次圧密を含めた粘土の粘性的なクリープ挙動の評価法として、Isotache 則に基づく沈下予測手法が注目を集めている。Isotache 則は、土の応力-ひずみ関係のひずみ速度依存性を規定した経験則で、図-1 に示すように任意のひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ に対応する ϵ - $\log p'$ 関係は平行であるとしてモデル化されている。関西国際空港 II 期島の沈下予測においても Isotache 則が導入されており¹⁾、従来法よりも沈下量を適切に再現できるとして、沈下予測精度の向上に向けた研究が現在進められている。

沈下予測精度の向上のためには、原位置から採取された不攪乱粘性土試料を用いた室内試験から、ひずみ速度依存性を精度よく定量評価することが要求される。特に、原位置で観測されているような低速ひずみ速度域における圧密特性を明らかにすることが重要となる。従来の研究²⁾では、対象地盤から採取した不攪乱粘性土試料を用いて、一定荷重載荷による長期クリープ試験を実施し、低速ひずみ速度域におけるひずみ速度依存性を評価してきた。しかしながら、この方法では、試験時間が長期化する上に³⁾、試料の不均質性に起因する試験結果のバラツキによって、高い精度でひずみ速度依存性を定量評価することが困難であった。

このような背景から、堤ら (2010)⁴⁾は超低速定ひずみ速度圧密試験装置を開発し、粘性土のひずみ速度依存性を精度よく定量評価する方法を検討してきた。その結果、図-2 に示すように、載荷中にひずみ速度を急激に変化させる試験方法が、試料の不均質性の影響を取り除き、試験時間を短縮する上で有効であることを示した (Tsutsumi and Tanaka, 2011⁵⁾)。しかしながら、低速載荷中には圧縮性が低下、すなわち供試体が硬化する傾向がみられ、いわゆる Isotache 則で規定されているように、 $\dot{\epsilon}$ によって、 ϵ - $\log p'$ 関係が一義的に決定できないことが明らかとなった。このことから、粘性土の低ひずみ速度載荷による圧縮挙動においては、粘土骨格の粘性に起因するひずみ速度依存性とは異なる時間効果が支配的になると推察される。

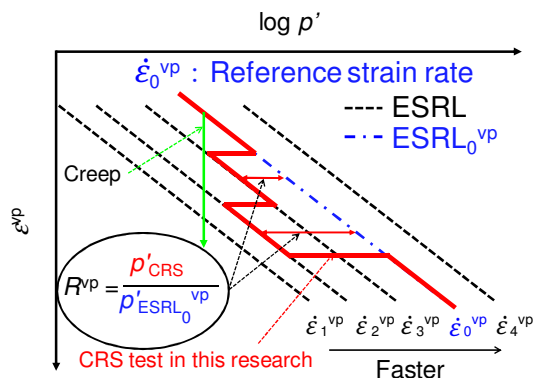


図-1 Isotache 則の概念図

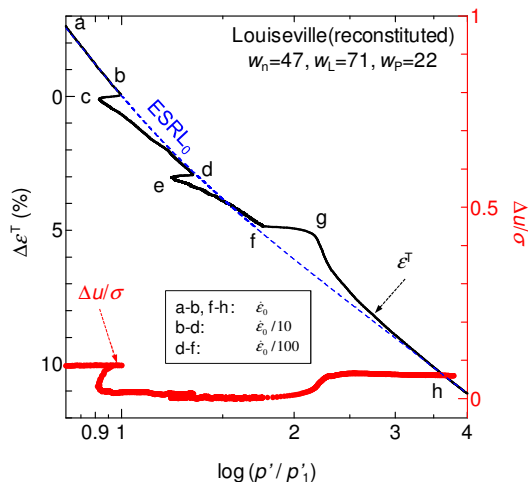


図-2 ひずみ速度急変試験結果の一例

一方、土の粘性的な挙動は温度の影響を強く受けることが知られている。例えば、Eriksson (1989)⁶⁾は、試験時の温度が高いほど圧密降伏応力は小さく、 ϵ - $\log p'$ 関係が左方向にシフトすることを報告している (図-3 参照)。したがって、高温によって粘性が低下し、粘性土は柔らかくなるといえる。これに対して、Tsuchida et al. (1991)⁷⁾は、高温でスラリーから再圧密した粘性土試料 (HTC Sample) の圧縮挙動は、室温で再圧密した試料 (RTC Sample) と比べ、過圧密領域において高い剛性を示し、圧密降伏応力が大きくなることを報告している (図-4 参照)。すなわち、高温によってセメンテーションが発達し、粘性土供試体が硬くなる (疑似的な年代効果)。このように、温度は粘性土に対して異なる二つの効果をもたらすことが確認されている。

以上のように、温度とひずみ速度が粘性土の圧縮挙動に及ぼす影響には、それぞれ二つの異なる効果があるといえる。本報告では、圧縮挙動の温度依存性を手掛かりに、低速ひずみ速度域で見られた時間効果について考察する。

2. 実験方法

本研究では、超低速定ひずみ速度圧密試験装置⁴⁾を用いて、粘性土のひずみ速度と温度依存性を調べることを目的とする。試験中に温度を変化させると、供試体や圧密容器の膨張・収縮、あるいはロードセルなどの計測機器の温度ドリフトが問題となるため、試験結果の補正は避けられず (例えば、Shimizu et al., 1992⁸⁾)、粘性土の圧縮挙動のみを精確に評価するのが困難である。このため、温度一定条件下で試験中のひずみ速度を変化させる方法により、粘性土の圧縮挙動の温度依存性とひずみ速度依存性を調べた。

図-5 は、圧密容器の断面図である。恒温水槽で所定の温度に調整した恒温液体を、供試体の周りに配した金属管に循環させることで、圧密容器内の温度を制御することができる。試験中の温度は、低温を 10℃、高温を 50℃ に設定した。供試体の寸法は、直径 60mm 高さ 20mm で、100kPa の背圧 u_b を負荷した。試験条件は片面排水で、有効応力は下部非排水面側で計測した軸圧縮力 P と間隙水圧 u を基に式 (1) より計算し、軸変位量はモータの回転量を基に算出した (詳細は Tsutsumi and Tanaka, 2011⁵⁾ 参照)。

$$p' = \frac{P}{A} - u_b - \frac{2}{3}(u - u_b) = \sigma - \frac{2}{3}\Delta u \quad (1)$$

ここに、 σ は供試体に作用する軸圧縮応力、 Δu は供試体下部の過剰間隙水圧である。

温度によって各種計測機器の零点がシフトすること、および圧密容器が熱膨張することを考慮し、あらかじめ圧密容器を設定温度で 10 時間以上放置した後、無負荷・設定温度下において計測原点をとることで、試験機の温度依存性の影響を取り除いた。

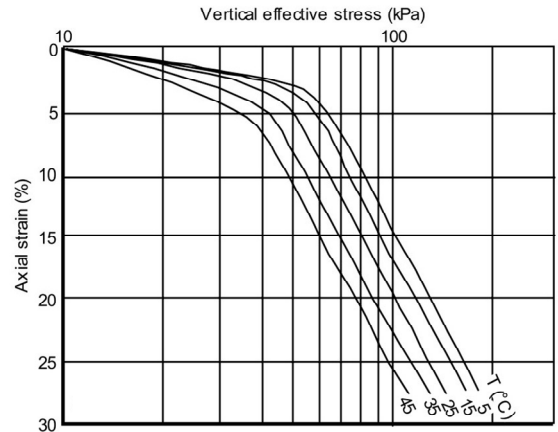


図-3 圧縮曲線の温度依存性 (高温軟化)⁶⁾

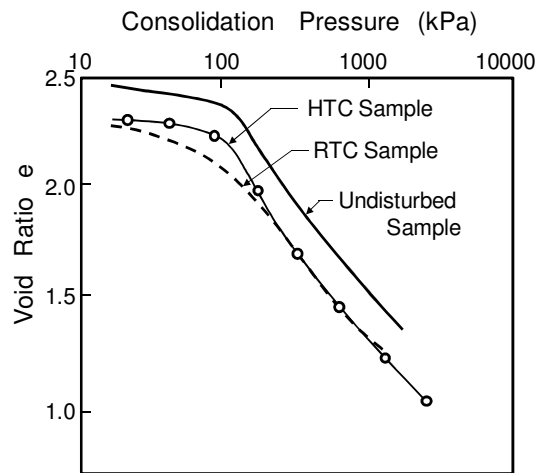
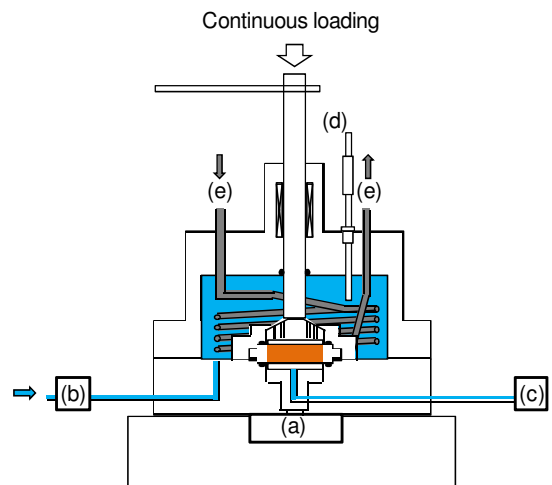


図-4 高温圧密による疑似的な年代効果
Tsuchida et al. (1991)⁷⁾



(a) Load cell
(b) Hydraulic pressure transducer for back pressure
(c) Hydraulic pressure transducer for pore pressure
(d) Thermocouple sensor
(e) Metal pipe circulating isothermal liquid

図-5 圧密容器の断面図

表-1 試料の物理特性

Sample name	Condition	T(°C)	$\rho_s(\text{g/cm}^3)$	$w_n(\%)$	$w_L(\%)$	$w_P(\%)$	I_P	e_0
OsakaMa12	Reconstituted	50	2.657	81.9	109	43	66	2.177
OsakaMa12	Reconstituted	10	2.657	82.0	109	43	66	2.178
Louisville	Reconstituted	50	2.767	47.6	71	22	49	1.316
Louisville	Reconstituted	10	2.767	47.7	71	22	49	1.320

3. 試料

供試体のバラツキを避けるため、用いた試料は全て再構成試料とした。再構成試料の作製に用いた粘土は、大阪湾 Ma12 粘土と Louisville 粘土である。再構成試料は、液性限界の 2 倍程度の含水比に調整した粘土スラリーを、予圧密セル内にて 100 kPa の鉛直圧密応力で一次元圧密して作製した。表-1 に示す供試体の初期状態をみると、供試体成形時の含水比 w_n の違いは極めて小さいことがわかる。したがって、これから示す実験結果は温度の影響を表すものと考えて良いと思われる。

4. 透水係数の温度依存性

図-6(a), (b)に、大阪湾 Ma12 粘土、および Louisville 粘土の $e\text{-log } p'$ と $\Delta u\text{-log } p'$ 関係を示す。10°C、あるいは 50°C の一定温度条件下で、試験中にひずみ速度を変化させた。試験中のひずみ速度は、“a-b”、“d-f” 区間において $\dot{\epsilon}_0$ ($3 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$)、“b-d” 区間において $\dot{\epsilon}_0/100$ である。図-6(a), (b) に示す 10°C と 50°C の試験結果を比較し、著しい違いが見られるのは Δu である。50°C よりも 10°C の時に明らかに大きな Δu が計測されていることがわかる。これは、間隙水の透水性に起因するものと思われる。2009 年に改定された JIS A 1227 によると透水係数 k は式(2)により与えられる。

$$k = \frac{\rho_{wt} g_n \dot{\epsilon} H_0 H_t}{2\Delta u} \quad (2)$$

ここに、 g_n は重力加速度、 H_0 は供試体初期高さ、 H_t は時間 t における供試体高さである。図-7 に、式(2)により計算した k と e の関係を示す。正規圧密領域における $e\text{-log } k$ 関係のみ示しているが、図-6 の “b-d” に相当する区間においては、ひずみ速度が $\dot{\epsilon}_0/100$ と非常に遅いため Δu がほとんど発生せず、 k を計算できていない。いずれの粘土の試験結果においても、50°C の透水係数 k_{50} は 10°C の透水係数 k_{10} より大きく、両者の $e\text{-log } k$ 関係は互いに平行に位置していることがわかる。これは、任意の e における k_{50} と k_{10} の比 k_{50}/k_{10} が間隙比に依存性せず、ほぼ一定の値になることを意味する。図には各粘土の k_{50}/k_{10} の平均値を示しているが、その値はおよそ 2.5 程度で、試料によらずほぼ同じ値を示している。

一方、間隙流体の粘性は温度の影響を強く受けることが知られている。土の透水試験方法 (JIS A 1218) では、 $T^\circ\text{C}$ において計測された透水係数 k_T に、所定の補正係数を乗じて 15°C における透水係数 k_{15} とし、その値を報告するように規定している。補正係数とは、すなわち、15°C と $T^\circ\text{C}$ における水の粘性係数の比である。この考えに従うと、 k_{50}/k_{10} は式(3)で表わすことができる。

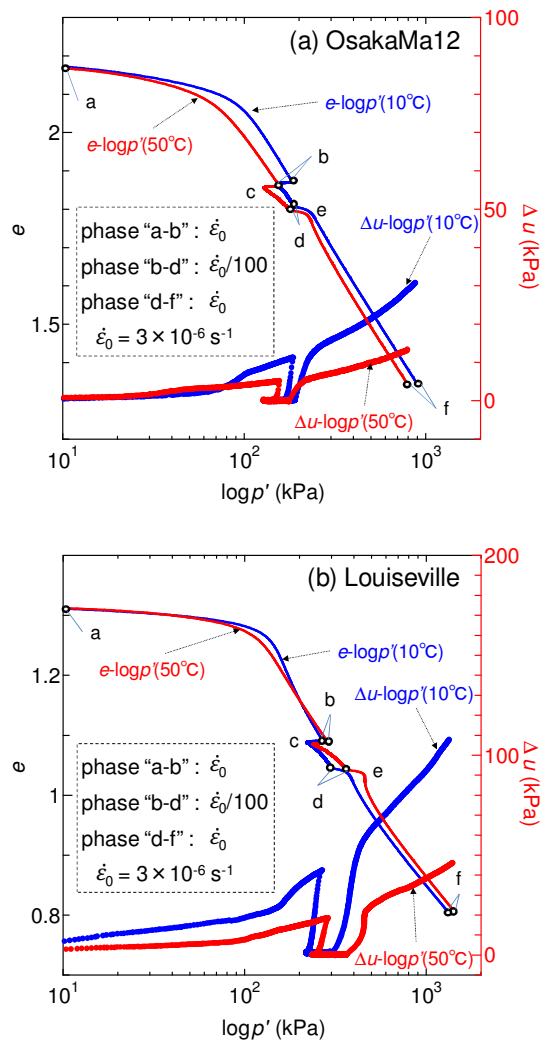


図-6 $e\text{-log } p'$ と $\Delta u\text{-log } p'$ 関係におけるひずみ速度と温度の影響：(a) 大阪湾 Ma12 粘土、(b) Louisville 粘土

$$\frac{k_{50}}{k_{10}} = \frac{\eta_{10}}{\eta_{50}} \quad (3)$$

ここに、 η_{10} 、 η_{50} はそれぞれ、10℃、50℃における水の粘性係数である。理科年表によると η_{10} と η_{50} の比 η_{10}/η_{50} は2.39で、式(2)による k_{50}/k_{10} の値(2.44~2.53)とほぼ同じである。したがって、図-6(a)、(b)に示す Δu の違いは水の粘性の温度特性によって現れたものと考えられる。

5. 圧縮挙動の温度依存性

図-6(a)、(b)において、降伏直後の $e\text{-log } p'$ 関係に注目してみると、温度が高いほど圧密降伏応力 p'_c が小さくなる傾向が確認される。これは、図-3と矛盾しない傾向であり、粘性土の過圧密領域の圧縮挙動は、高温環境下で軟化傾向(高温軟化挙動)を示し、温度が高いほど p'_c の値は小さくなるといえる。

一方、降伏後の“a-b”区間、および“e-f”区間の挙動(すなわち、正規圧密領域の圧縮挙動)をみてみると、圧密が進むにつれ、温度の異なる $e\text{-log } p'$ 関係は、次第に近づいていく様子が観察される(図-6(a)、(b))。特に、図-6(b)に示すLouisville粘土において、その傾向が顕著であり、50℃と10℃の $e\text{-log } p'$ 関係は交差している。すなわち、温度が高い方が、 $e\text{-log } p'$ 関係の勾配 C_c が小さくなるといえる。図-3にも示したように、これまでの研究においては、温度が高いほど $e\text{-log } p'$ 関係は左にシフトし、 C_c は温度に依存せず、異なる温度に対する関係は互いに平行であるとされてきた。しかしながら、図-6(a)、(b)では、温度が高いほど C_c が小さく、圧縮直後に認められた高温軟化挙動の影響、すなわち p'_c の温度依存性は、間隙比の減少とともに消えていく。

試験時の温度環境の違いが圧縮曲線のひずみ速度依存性に与える影響を、図-8(a)、(b)に示す圧縮曲線の拡大図を用いて考えてみる。ひずみ速度依存性を示す変形成分は粘塑性ひずみ ϵ^p で、式(4)により与えられる。すなわち、全ひずみ ϵ^T から弾性ひずみ ϵ^e を差し引いて求められる。本研究では、 $\epsilon^e\text{-log } p'$ の直線関係を仮定し、式(5)より ϵ^e を定義する。

$$\epsilon^T = \epsilon^e + \epsilon^{vp} \quad (4)$$

$$\Delta \epsilon^e = \frac{C_s}{1+e_0} \Delta \log p' \quad (5)$$

ここに、 C_s は膨潤指数で、過圧密領域における $e\text{-log } p'$ 関係の勾配である。

試験中の温度条件が異なる場合には、式(5)の適用にあたって、膨潤指数 C_s の温度依存性について検討する必要がある。例えば、Graham et al. (2001)⁹⁾は、 C_s が温度によって変化することを報告しているのに対して、Yashima et al. (1998)¹⁰⁾の報告では、 C_s は温度に依存しないとして土の温度依存性挙動をモデル化している。図-6(a)、(b)をみてみると、圧縮開始直後(a点)から降伏直前の $e\text{-log } p'$ 関係は温度によらず、ほぼ一定の勾配で推移していることがわかる。このことを根拠に、本研究では、 C_s は温度によらず不変であると考え、室温で実施した除荷・再載荷試験より得られた除荷挙動の勾配 $C_{s0.2}$ を用いて ϵ^e を算出する(詳しくはTsutsumi and Tanaka, 2011⁵⁾参照)。図-8(a)、(b)は、図-6(a)、(b)の拡大図である。横軸は $\dot{\epsilon}$ 急変時(b点)の有効応力 p'_1 で正規化し、縦軸はb点からの粘塑性ひずみの増分 $\Delta \epsilon^p$ で整理している。図には、三次曲線(式(6))で近似した $\dot{\epsilon}_0$ における基準の $\epsilon\text{-log } p'$ 関係を基に、 ϵ^e を差し引いて求めた基準圧縮曲線ESRL₀^{vp}も示している。

$$p' = b_0 + b_1 \epsilon^T + b_2 (\epsilon^T)^2 + b_3 (\epsilon^T)^3 \quad (6)$$

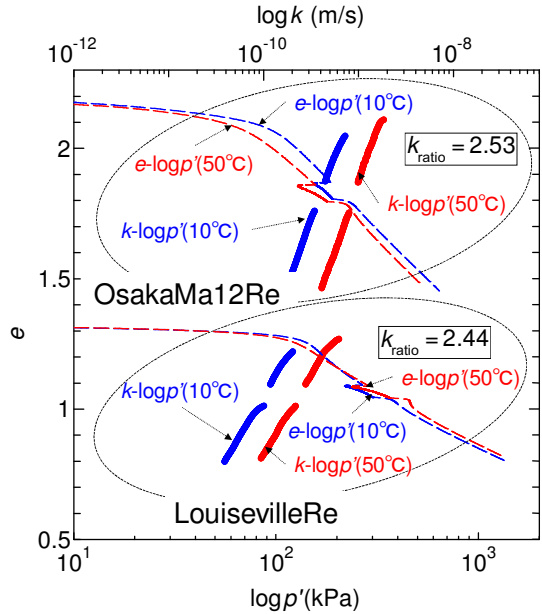


図-7 透水係数の温度依存性

表-2 フィッティングパラメータ

Sample name	T(°C)	b ₀	b ₁	b ₂	b ₃	e ₁	p ₁ '(kPa)	C _c	C _{s0.2}
OsakaMa12	50	4.6833E+01	8.0161E+00	3.5545E-02	2.6421E-02	1.861	156	0.715	0.064
OsakaMa12	10	4.1222E+01	1.7729E+01	-7.7372E-01	5.0916E-02	1.871	187	0.769	0.064
Louisville	50	-9.8037E+01	6.9293E+01	-5.5220E+00	2.4752E-01	1.108	288	0.443	0.035
Louisville	10	-2.6045E+01	5.3007E+01	-4.4610E+00	2.1410E-01	1.104	267	0.517	0.035

ここに、 b_0 , b_1 , b_2 , b_3 は定数で、 ε_0 の圧縮挙動を基に最小二乗法により求めた（詳しくは Tsutsumi and Tanaka, 2011⁵⁾参照）。表-2に、結果の整理に用いた各種パラメータをまとめる。

ひずみ速度の急変直後、図-8(a), (b)の“b-c”区間に着目してみると、ひずみ速度の減少に伴う有効応力の減少率は、温度によらずほぼ一定であることがわかる。正規化有効応力 p'/p'_1 は、c点において極小値を示した後、 ε^p の増加とともに増大していくが、その増加傾向は温度によって明らかに異なる。試験時の温度が50°Cの場合、“c-d”区間における $\Delta\varepsilon^p$ - $\log(p'/p'_1)$ 関係は、 $ESRL_0^{vp}$ に接近する（図-8(a)）、あるいは、 $ESRL_0^{vp}$ と交差する（図-8(b)）。その後、ひずみ速度を増大させると、“d-f”区間において、オーバーシュート現象が顕著に観察される。一方、試験時の温度が10°Cの場合には、“c-d”区間における p'/p'_1 の増加傾向は50°Cに比べてかなり小さく、 $\Delta\varepsilon^p$ - $\log(p'/p'_1)$ 関係は $ESRL_0^{vp}$ に対して概ね平行に推移し、“d-f”区間におけるオーバーシュート量も小さくなる。したがって、試験時の温度が低い方が圧縮曲線のひずみ速度依存性はIsotache的であるといえる（ただし、この挙動が完全にIsotache則に従うものではないことは、図-8(b)より明らかである）。これに対して、高温（50°C）、低速（ $\dot{\varepsilon}_0/100$ ）载荷条件では、供試体の圧縮性が低下し、Isotache則で規定しているように、ひずみ速度固有の圧縮曲線群は互いに平行とはならない。これは、図-4のように、供試体が高温環境によって新たな構造を獲得した結果、圧縮に対して抵抗を示したためと推察される（供試体の高温硬化）。この考え方に基づくと、温度の異なる ε_0 の圧縮曲線において（図-6(a), (b)）、50°Cの C_c の方が10°Cの C_c よりもやや小さくなる傾向も説明できるが、圧縮性が低下する高温硬化の影響は、低速ひずみ速度域において、より顕著に現れることは図-8(a), (b)より明らかである。

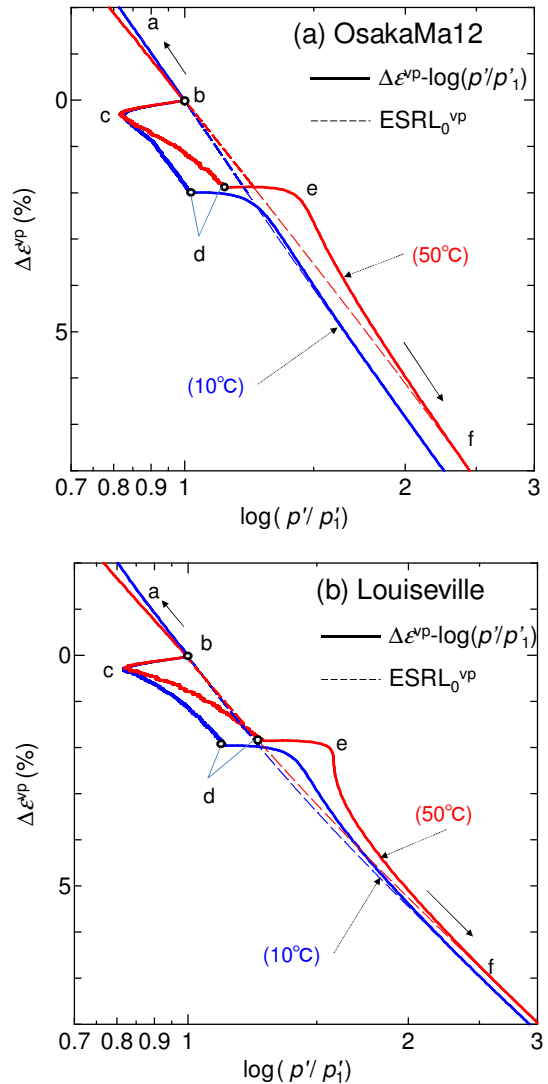


図-8 $\Delta\varepsilon^p$ - $\log(p'/p'_1)$ 関係
: (a) 大阪湾 Ma12 粘土, (b) Louisville 粘土

6. 高温環境と低ひずみ速度载荷が粘性土の圧縮挙動に及ぼす影響

5では、2つの興味深い温度依存性挙動が観察された。すなわち、高温軟化、および高温硬化挙動である。载荷開始から降伏前の過圧密領域においては、温度が高いほど p'_c の値が小さくなる高温軟化挙動が確認された（図-6(a), (b)）。一方、正規圧密領域においては、温度が高いほど C_c が小さくなる（圧縮性が低下する）高温硬化挙動が観察され、高温硬化の影響はひずみ速度が遅いほど顕著になる傾向が認められた（図-8(a), (b)）。

高温圧密時に供試体が硬化する擬似的な年代効果の影響はTsuchida et al. (1991)⁷⁾の他にもいくつか報告されている。例えば、Towhata et al. (1993)¹¹⁾は、図-9に示すように、段階载荷圧密試験の任意の応力レベル（载荷段階）

において、90°Cの高温で長期クリープ载荷を実施すると、その後の圧縮挙動は処女圧縮曲線をオーバーシュートし、その傾向は90°Cによる载荷期間が長いほど顕著になることを報告している。Towhata et al. (1993)¹¹⁾は、このような擬似的な年代効果の原因を、高温によって二次圧密が促進されるためと推察している。すなわち、粘土粒子の吸着水は高温によって減少するため、粘土粒子が移動しやすくなり二次圧密が促進される。その結果、粒子間の接触面積が拡大し剛な構造が形成されるとする考え方である。一方、Tsuchida et al. (1991)⁷⁾は擬似的な年代効果が発揮される要因を、高温圧密中にセメンテーションが促進され、粒子間の結合が発達したためと推察している。このように、構造の獲得機構は未解明であり、Tsuchida et al. (1991)⁷⁾やTowhata et al. (1993)¹¹⁾など見解が分かれるところである。しかしながら、粘性土供試体は、高温環境下においてクリープ载荷されると、新たな骨格構造を獲得し、擬似的な年代効果が発揮されると考えられる。したがって、本研究においても、高温環境によって何らかの“構造化”がもたらされたものと考え、試験結果を考察してみる。

図-10(a), (b), および図-11(a), (b)に ϵ^p と ϵ^{vp} の変化に対する R^{vp} の変化を示す。 R^{vp} は、基準の粘塑性ひずみ速度における ϵ^p - $\log p'$ 関係の位置を規定する指標で、図-1に示すように、任意の $\Delta\epsilon^p$ における $\Delta\epsilon^{vp}$ - $\log(p'/p'_1)$ 関係と基準圧縮曲線 $ESRL_0^{vp}$ との有効応力比で、式(7)により定義する。

$$R^{vp} = \frac{p'}{p'_{ESRL_0^{vp}}} \quad (7)$$

図-10, 11中に示す“a-f”は、図-6, および図-8の挙動に対応している。また、図-10(a), (b)において $R^{vp}=1$ は $ESRL_0^{vp}$ に相当する。粘性土の圧縮挙動のひずみ速度と温度依存性は、 ϵ^{vp} の変化にともなう R^{vp} の変化によって、以下のように解釈できる。

- (1) ひずみ速度を減少させた遷移領域“b-c”区間においては、 R^{vp} は ϵ^{vp} の減少にともない減少する(図-11)。このとき、 R^{vp} の極小値は温度によらず、粘土固有の値を示す(図-10, 11)。
- (2) 高温载荷時には、ひずみ速度が低速度一定に達した定常領域“c-d”区間において(図-11)、供試体は高温環境によって構造を獲得し硬化するため、 ϵ^{vp} が一定であるにもかかわらず R^{vp} の値は ϵ^p の増加とともに増大する(図-10)。一方、低温载荷時にも、 R^{vp} の値は一定にならず増大するが、“構造化”の影響は高温载荷時に比べて明らかに小さくなる(図-10, 11)。このことから、供試体の“構造化”は、高温環境だけではなく、低速ひずみ速度载荷によってももたらされると推察される。また、“c-d”区間における R^{vp} の増大傾向は粘土によって異なる。

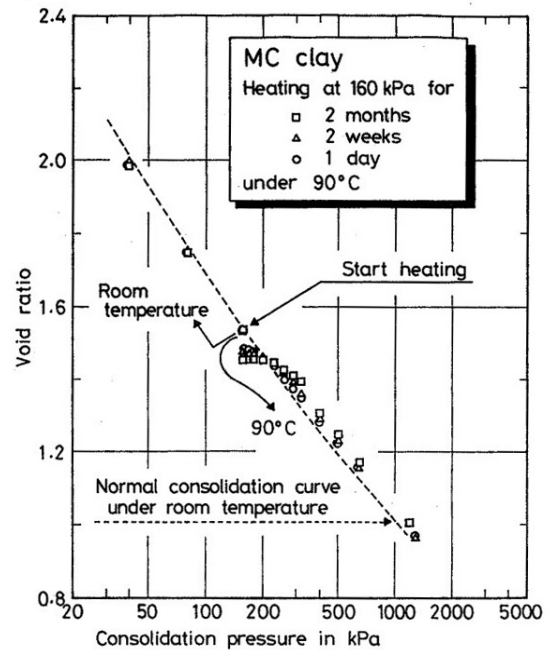


図-9 高温圧密による擬似的な年代効果
Towhata et al. (1993)⁹⁾

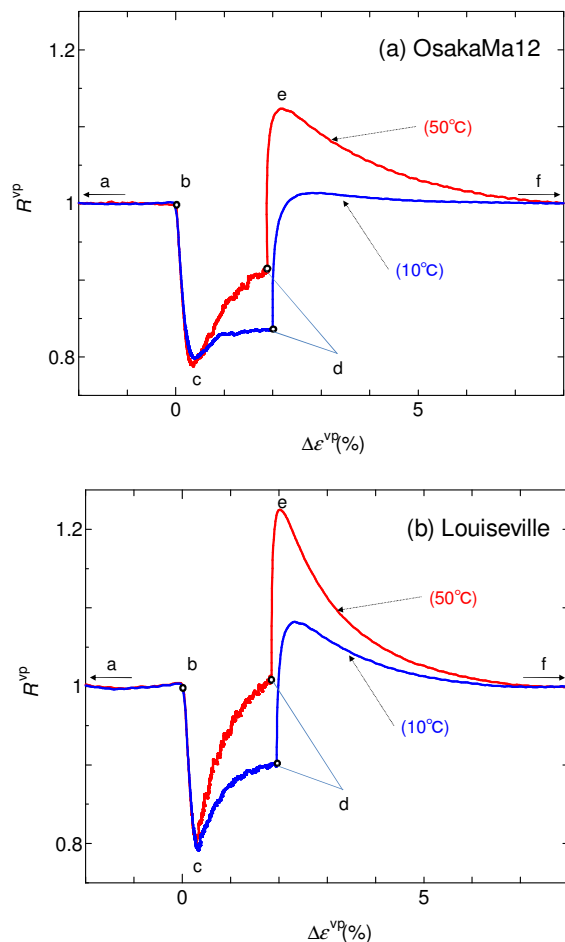


図-10 R^{vp} - $\Delta\epsilon^{vp}$ 関係
: (a) 大阪湾 Ma12 粘土, (b) Louisville 粘土

- (3) ひずみ速度を増大させた(元に戻した)遷移領域“d-e”区間においては(図-11)，“c-d”区間で獲得した構造を保持したまま、 R^{vp} は $\dot{\epsilon}^{vp}$ の増大とともに増加するため、 R^{vp} の値は1を上回る。すなわち、ひずみ速度を元に戻したにもかかわらず、有効応力-ひずみ関係は基準の挙動をオーバーシュートする(図-8)。
- (4) ひずみ速度が元の速度に達した定常領域“e-f”区間では(図-11)、比較的速いひずみ速度で载荷しているため構造が破壊され、 $\dot{\epsilon}^{vp}$ の増加にともない R^{vp} は減少し、やがて基準の圧縮挙動に収束していく(図-10)。

この考え方に従うと、図-2でみられた低速ひずみ速度域中に圧縮性が低下する現象も説明することができる。すなわち、試験時の温度が高いほど、あるいは粘塑性ひずみ速度が遅いほど、粘性土供試体の“構造化”が進むため、低速ひずみ速度域においては、Isotache則が適用できなくなる。しかしながら、“構造化”の影響は沈下を減少させる方向に作用するので、この影響を無視し、Isotache粘性のみを考慮して計算した沈下量は、実際の沈下より常に大きくなり、安全側の予測値を導くものと思われる。

7. まとめ

10℃と50℃の異なる温度条件下において、载荷中にひずみ速度急激に変化させるCRS試験によって、粘性土の圧密特性のひずみ速度と温度依存性を調べた。得られた知見は以下の通りである。

- (1) 粘性土の透水係数は、試験時の温度によって変化し、温度が高いほど大きくなる。これは、間隙水の粘性の温度依存性に起因するものである。すなわち、温度が高いほど水の粘性は低下するため、間隙水が排出されやすくなり、透水性が高くなる。
- (2) 粘性土の圧密降伏応力は、温度が高いほど小さくなる。すなわち、粘性土供試体は、過圧密領域において高温軟化挙動を示す。
- (3) 正規圧密領域においては、温度が高いほど圧縮性が低下し、圧縮指数が小さくなる。これは、高温载荷により骨格構造が発達し、供試体が硬化する高温硬化によるものと思われる。また、低温载荷時にも、低速ひずみ速度域において、圧縮性の低下が確認された。したがって、骨格構造の発達(構造化)は、高温環境だけではなく、低速ひずみ速度域においてももたらされると推察される。
- (4) 構造化の影響を考慮すると、非Isotache的な挙動も説明できる。すなわち、低速ひずみ速度の定常領域において、粘性土供試体は構造化するため、ひずみ速度が一定であるにもかかわらず、 R^{vp} の値は増加する。ひずみ速度を基準の速度に増大させた時には、獲得した構造の影響で、再圧縮初期に高い剛性を示し、基準圧縮曲線をオーバーシュートする。その後、圧縮が進むにつれ構造は破壊され、オーバーシュートした圧縮挙動は基準圧縮曲線に収束する。

謝辞：SSCRS試験装置は、関西国際空港用地造成(株)・関西国際空港(株)からの受託研究により開発された。末筆ながら心より感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Kobayashi, M., Furudoi, T., Suzuki S. and Watabe, Y. (2005): Modeling of consolidation characteristics of clays for settlement prediction of Kansai International Airport, *Proc. the Symposium on Geotechnical Aspects of Kansai*

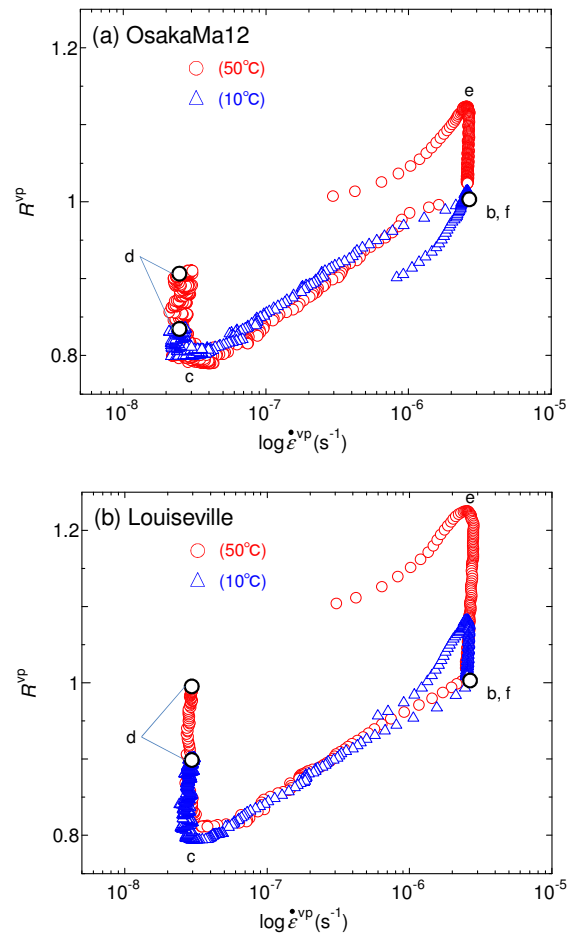


図-11 R^{vp} - $\log \dot{\epsilon}^{vp}$ 関係

: (a) 大阪湾 Ma12 粘土, (b) Louisville 粘土

International Airport, Osaka, 65-76.

- 2) 渡部要一, 田中政典, 佐々真志, 森川嘉之 (2009): 関西国際空港海底粘土の長期圧密挙動に関するアイソタックモデルによる評価, 港湾技術研究所報告, Vol.48, No.2, pp.63-81.
- 3) Tanaka, H. (2005): Consolidation behavior of natural soils around p_c value –Long term consolidation test–, *Soils and Foundations*, **45**(3), 83-96.
- 4) 堤彩人, 田中洋行, 川口貴之 (2010): 粘性土のひずみ速度依存性を評価するための超低速定ひずみ速度圧密試験装置の開発と適用, 土木学会論文集 C, Vol. 66, No.3, pp.660-670.
- 5) Tsutsumi, A. and Tanaka, H. (2010): Compression behavior during the transition of strain rate, *Soils and Foundations* (提出中).
- 6) Eriksson, L.G. (1989): Temperature effects on consolidation properties of sulphide clays, *Proc. the 12th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, Brazil, **3**, 2087-2090.
- 7) Tsuchida, T., Kobayashi, M. and Mizukami, J. (1991): Effect of ageing of marine clay and its duplication by high temperature consolidation, *Soils and Foundations*, **31**(4), 133-147.
- 8) Shimizu, M., Maeno, J., Yamada, M. and Nakano, A. (1992): Temperature effects on one-dimensional consolidation behavior of a clay, *Reports of the Faculty of Engineering, Tottori University*, **23**(1), 151-164.
- 9) Graham, J., Tanaka, N., Crilly, T. and Alfaro, M. (2001): Modified Cam-Clay modeling of temperature effects in clays, *Canadian Geotechnical Journal*, **38**, 608-621.
- 10) Yashima, A., Leroueil, S., Oka, F. and Guntoro, I. (1998): Modelling temperature and strain rate dependent behavior of clays: one dimensional consolidation, *Soils and Foundations*, **38**(2), 63-73.
- 11) Towhata, I., Kuntiwattanaku, P., Seko, I. and Ohishi, K. (1993): Volume change of clays induced by heating as observed in consolidation tests, *Soils and Foundations*, **33**(4), 170-183.

室蘭工業大学大学院
室蘭工業大学大学院
北海道大学大学院

○学生会員 宮越 晃大
国際会員 川村 志麻
国際会員 三浦 清一

1. はじめに

全海岸域の 80%を占めると言われている海岸崖の侵食およびそれに起因する被害が、世界的にも数多く報告されている(例えば 1)~3)。我が国においても、北海道東部の海岸崖において、波の侵食に起因したと考えられる崩壊・滑落が報告されている⁴⁾。この海岸侵食問題では、地質学、地形学等に関する科学的な視野にもとづいた研究は行われているが、海岸工学や地盤工学などの工学的視野に立った研究は限られている^{3), 5)}。

過去の研究では、短期安定問題(突発的な事象)における Soft cliffs の海岸侵食に起因する斜面崩壊の可能性を 1g 場造波水槽装置を用いて検討している。その結果、波の侵食に起因する崩壊のメカニズムを明らかにし、侵食距離を考慮した安定解析法の提案を行っている⁶⁾。本研究では、力学的相似条件を満足しうる遠心力载荷装置を駆使し、1g 場の模型実験と同条件下で実施した試験結果から、斜面の幾何学的条件が崩壊に及ぼす影響を明らかにしている。得られた一連の結果にもとづいて、斜面崩壊の破壊基準式、侵食距離の推定式を再検討し、海食崖の安定性評価法を検討した。

2. 海岸崖の侵食過程

波による侵食過程⁷⁾の模式図を図-1に示す。崖の基部が侵食されることでノッチが形成され、その後ノッチがさらに発達して崖の崩壊が起こり、崖錘が形成される((a)~(c)参照)。崩落土砂が波により運搬・除去されることによって、再び崖基部の侵食が進行していく((d)参照)。このように、侵食現象はノッチの形成→崩落→土砂運搬→ノッチの再形成と言った循環過程を示す。ここでは、この波の侵食による斜面崩壊を対象にした。

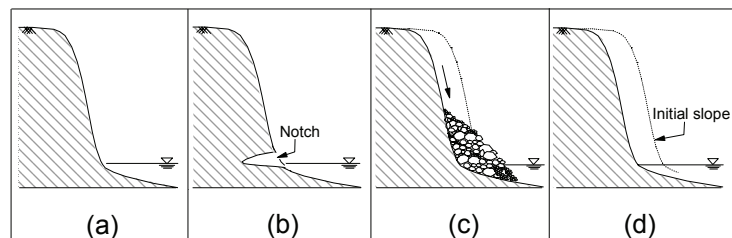


図-1 侵食過程の模式図⁷⁾

3. 造波水槽装置を用いた遠心载荷模型試験

3.1 相似則

Kamphuis は、侵食現象をモデルで再現する場合、初期の力学挙動を正確に表現することが必要であるとし、次の基本物理量が重要なパラメータになると述べている⁸⁾。

$$A = f(\rho, \mu, g, D, v^*, \rho_s, a_B) \quad (1)$$

ここで、 ρ : 流体の密度、 μ : 動粘性係数、 g : 重力加速度、 D : 土粒子径、 v^* : 海底部におけるせん断流速、 ρ_s : 土粒子密度、 a_B : 海底部での波の軌道振幅である。

Dong らは、Kamphuis の結果⁸⁾に基づいて、新たに相対落下速度に基づいた相似則を導いている⁹⁾。その中で、実物と同等の土粒子径を用いることの難しさを指摘する一方、侵食領域では乱流であることが多いとの事実から土粒子の輸送・堆積現象に重点を置くという条件であれば、制約条件はあるものの(土粒子径が 0.14mm 以下)、この問題における相似則を満たすことが可能であることを示している。

また、遠心力場における波浪伝播の相似則は Sekiguchi ら¹⁰⁾、馬場ら¹¹⁾により、以下のように提案されている。

$$\omega_m^2 = Ng\kappa_m \tanh(\kappa_m h_m) \quad (2)$$

ここで、縮尺は $1/N$ 、 g は重力加速度、 ω は振動数、 κ は波数 ($=2\pi/L$ 、 L は波長)、 h は水深、添字 m は模型を示す。それゆえ、実物と模型との間には以下のような関係が導かれる。

$$\omega_m = \omega_p \sqrt{N(\kappa_m / \kappa_p)} = N\omega_p \quad (3)$$

ここで、添字 p は実物を示す。すなわち、この関係を満たすことにより、遠心力場における波浪伝播を再現できることになる。さらに、Sassa ら¹²⁾は海底地盤の液状化現象のように、部分排水条件下における飽和砂の間隙水圧の蓄積が問題となるような場合では、流体の粘性を考慮することにより、波浪伝播と地盤の圧密現象に関する時間的相似則の双方を満足することができるとして、粘性スケージングを提案している。

本研究では、Dong らが提案した相似則⁹⁾と侵食現象及びノッチの形成・崩壊要因である掃流力と有効応力を考慮してバッキンガムの π 定理から相似則を導出している。その結果を表-1に示す。この相似則にもとづいて、遠心力载荷実験が実施された。

3.2 試験装置及び試験方法

用いた装置は、(独)土木研究所寒地土木研究所が所有するビーム型遠心力载荷装置である(写真-1参照)。有効回転半径 2.5m、200G まで载荷可能となっている。また、本研究では、遠心力载荷試験を行うために Flap 式の小型造波水槽装置を試作した。

図-2に用いた造波水槽の概略図を示す。水槽の外寸法は長さ 600mm、高さ 455mm、奥行き 400mm、内寸法は長さ 500mm、高さ 400mm、奥行き 210mm であり、波高はクランク・シャフトの長さを調節することにより任意の波高 H が設定できるようになっている。またモーター制御盤により波浪周波数を 0.05 Hz~1.0 Hz まで調整できるようになっている。

図-3は、一例として、遠心力载荷 20g の下、水深 $h = 0.10$ m の条件で行った造波試験結果と Wave-marker theory¹³⁾から算出した結果を比較して示したものである。図より、多少のバラつきは存在するものの、実験値は理論値と対応するようである。この値を基準として、一連の模型実験を行っている。本研究では、Soft cliff と呼ばれる海岸崖³⁾を対象にしていること、および過去の実験結果^{6),14)}との比較・整合を図るために、斜面の一軸圧縮強さ q_u から Soft cliff の限界高さ H_{cri} を推定し、限界高さにおける比較を行っている。模型斜面では、斜面作製時の均一性と再現性および斜面強度を

表-1 本研究で用いた相似則 (模型/実物)

acceleration	N
normalised relative density	1
flow velocity	1
viscosity	N
particle size	1
time (dynamic)	1/N
time (diffusion)	1/N
effective stress	1
tractive force	1
unit weight of fluid	1
wave height	1/N
hydraulic radius	1/N



写真-1 遠心力载荷実験装置

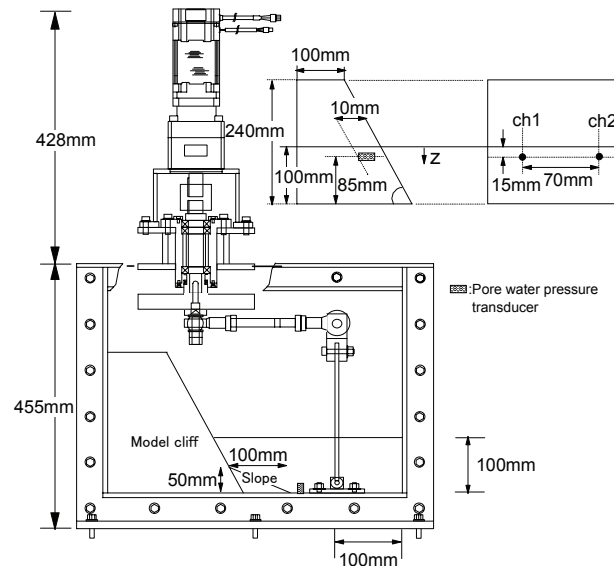


図-2 小型造波水槽

考慮し、早強ポルトランドセメントと豊浦砂(平均粒径 $D_{50}=0.14\text{mm}$, 土粒子密度 $\rho_s=2.65\text{g/cm}^3$, 最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=1.648\text{g/cm}^3$, 最小乾燥密度 $\rho_{dmin}=1.354\text{g/cm}^3$) の混合試料を堆積角 $\beta=0^\circ$ で締固めて目標湿潤密度 ρ_t を 1.80g/cm^3 , 斜面角を $60^\circ, 65^\circ, 70^\circ$ になるように斜面を作製している。造波水槽の制約条件から限界高さ H_{cri} は、 q_u 値と Taylor の安定図表¹⁵⁾ を用いて、斜面高 200mm (斜面角 70°), 208mm (斜面角 65°), 220mm (斜面角 60°) に設定している。

図-4 は、セメントと砂の質量比が異なる 3 種類の試料 (4.0%, 5.0%, 8.0%) の一軸圧縮試験結果を、養生時間と一軸圧縮強さ q_u との関係で示している。先の限界高さから q_u 値は 30kN/m^2 とした。本研究では、この値にもとづいて、セメントと砂の質量比 5.0%, 養生時間 20hr が採用されている。

本実験では、縮尺を 1/20 (模型/実物), 水深を $h=100\text{mm}$ (実スケール値: $h=2.0\text{m}$), 実波浪周期を 0.05Hz (20g 下では 1Hz) とし、その値を基準にしている。また、斜面前面には前浜をシミュレートするために、スロープを設置している (図-2 参照)。

斜面崩壊は天端まですべり線が発達したものをすべり破壊と定義し、すべり崩壊が生じるまで、または約 1 時間、載荷実験を実施している。本試験で用いた試験条件を表-2 に示す。ここで、波高と周期は本試験の目的が規則的な波による斜面の崩壊現象の追跡にあることから、本装置において、より規則的な波が造波できる範囲内で任意に決定されている。また、図-2 に示す位置に設置した水圧計の値から斜面前面での波高に換算し、表記している。試験中、間隙水圧挙動と斜面の変形挙動を把握するために、2 個の間隙水圧計及び CCD カメラを用いて、それらの挙動を追跡している。

4. 試験結果と考察

4.1 試験結果

写真-2 は、波高 $H=13\text{mm}$ が作用した時の斜面角 65° における模型斜面の変形状況を示している。写真より、ノッチの形成後、すべり線が形成し、斜面崩壊が進行していることがわかる。本試験で得られた結果は、西・Kraus¹⁶⁾ が示す比較的締固まった砂丘の侵食・崩壊パターンと

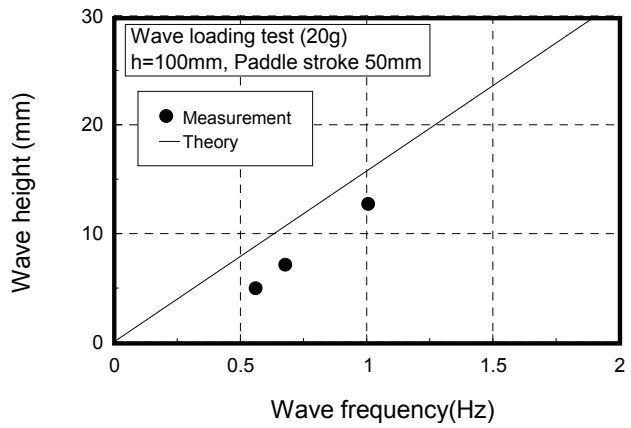


図-3 理論と実験における波高と波の周波数との関係

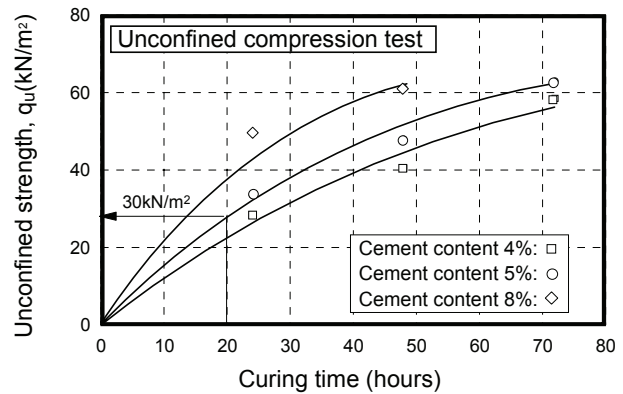


図-4 用いた試料の一軸圧縮強さと養生時間との関係

表-2 試験条件

Test condition	
Cliff angle	$60^\circ, 65^\circ, 70^\circ$
Cliff height	220mm, 208mm, 200mm
Angle of bedding plane	0°
Cement content	5.0 %
Wave height	5~13mm
Wave frequency	1.0 Hz
Water depth	0.1 m

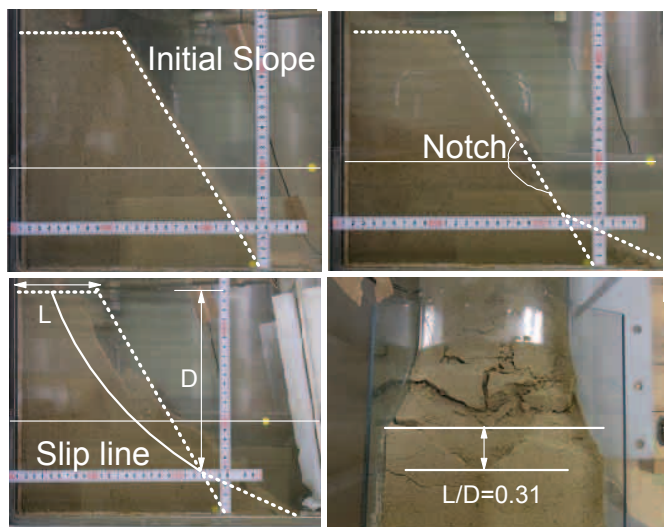


写真-2 波の侵食に起因するすべり崩壊の状況

類似の傾向を示している。また、本遠心力載荷実験結果は限界高さにもとづいて実施された1g場模型実験結果とほぼ一致している⁶⁾。このことから、遠心載荷実験においても1g場模型実験と基本的に同様の整理法が可能であることが明らかにされた。

上述のように、波の侵食作用によって斜面崩壊の可能性が示唆された。写真-2には、天端から崩壊点までの深さDと斜面の後退距離Lを併記している。本ケースでは、その比L/Dは0.31となり、すべり線は基本的に対数らせん形状を示している。

このL/D値と斜面強度 q_u との関係を各斜面角で比較したものを図-5に示す。ここでは、斜面強度 q_u の違いによるすべり形状の変化を把握するために、過去に行われた1g場模型実験結果⁶⁾と遠心力載荷実験結果¹⁴⁾も併記している。図より、試験方法に関わらず、 q_u の増加によってL/D値は減少し、60 kN/m²以上では収束傾向にあることがわかる。また、本研究では斜面角65°以上のデータが少ないので定性的な評価になるが、L/D値は斜面角の増加に伴い、減少するようである。

そこで、斜面強度に伴ってL/D値が収束すると仮定し、それらの関係を表現すると以下のようになる。

$$L/D = a \cdot q_u^{-b} \quad (4)$$

ここで、aとbは斜面強度と斜面角に依存する形状係数である(図-5参照)。ただし、90kN/m²以上は一定値(L/D=0.23)とした。

このように q_u -L/Dのような関係を求めることができれば、海岸斜面の斜面強度・斜面角からすべり線のおおよその形状は推定可能になると言える。

次に、同試験条件における斜面角すべり破壊直前における斜面内の代表的な過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_{vo}$ の経時変化を図-6に示す。図中のzは水面からの深さを示し、 Δu は過剰間隙水圧、 σ'_{vo}

は有効土被り圧を示す。図より、波の作用によって水圧比は変動しているものの、蓄積傾向にはなく、その値は最大で0.05程度であった。それゆえ、本試験の範囲内では、このような斜面崩壊は液状化現象に起因するものではなく、波力ならびに侵食が斜面崩壊の誘因である可能性が高いことが伺える。

以上のことを総合すると、波の侵食による斜面崩壊は液状化現象に起因するものではなく、侵食の進行によって生じる可能性があること、またそのすべり形状は斜面強度・斜面角に影響を受けることが明らかにされた。

図-7は、斜面崩壊時の波の作用回数 N_c と波高を斜面強度で正規化した値($H\gamma_w/q_u$ 、H:波高、 γ_w :流体の単位体積重量、 q_u :一軸圧縮強さ)との関係を示している。なお、図中には比較のため、1g場模型実験のデー

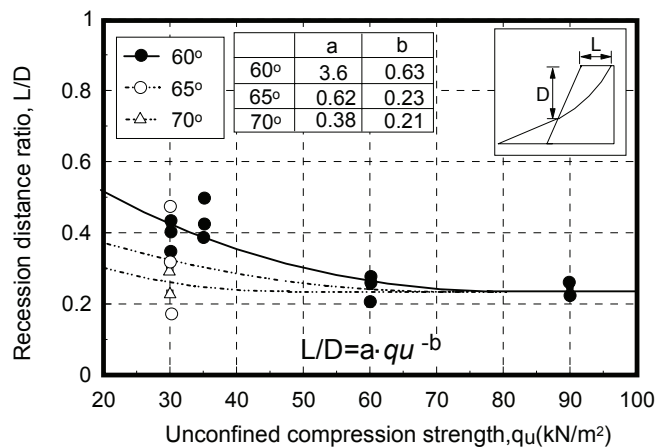


図-5 天端から崩壊点までの深さDと後退距離Lの比L/Dと斜面強度 q_u との関係

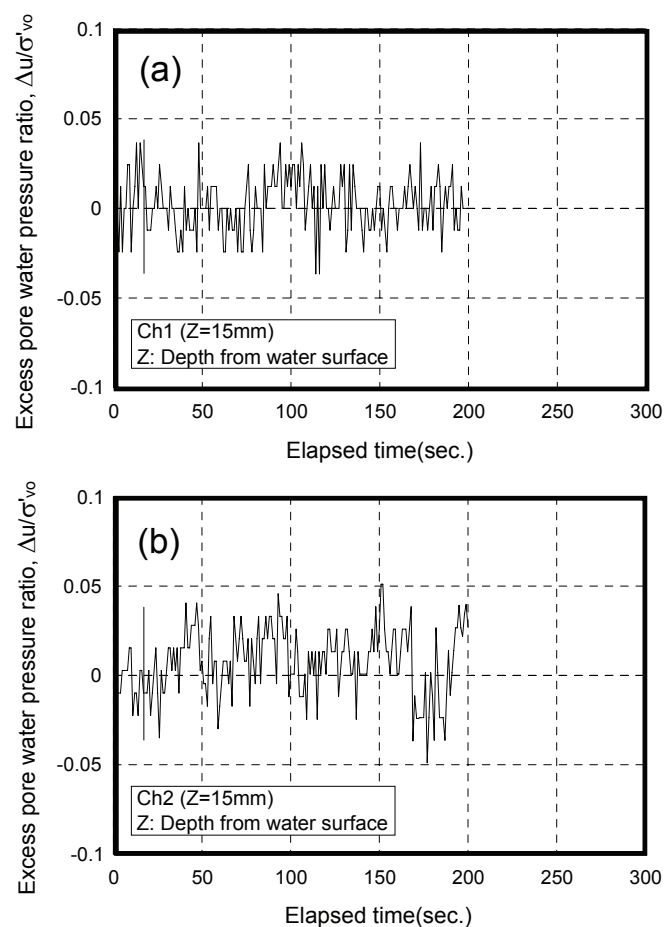


図-6 斜面内の過剰間隙水圧比の経時変化
(a) ch1, (b) ch2

タ⁶⁾も併記している。

図より、拘束圧効果、粒子径効果に起因すると考えられる両実験法の相違は確認されるものの、両実験ともに同傾向の破壊線が存在していることがわかる。すなわち、これはこの線より下の領域ではノッチの形成はあるものの、すべり破壊までは進行しないことを示すものである。また、同一の正規化波高の比較では、例えば斜面角 65° のケースでは、斜面角 60° のケースよりも崩壊時の波の作用回数が少なくなるようである。このことから、上述と同様、崩壊時の力学特性は斜面角の影響を受けていることがわかる。

例えば、具体的なその関係は以下のように表わされる。

$$H\gamma_w/q_u = \kappa N_c^{-\lambda} \quad (5)$$

ここで、1g 場模型試験の 60° 斜面では $\kappa=0.54$ と $\lambda=0.15$ 、遠心载荷実験の 60° 斜面では、 $\kappa=0.17$ と $\lambda=0.08$ 、65° の斜面では $\kappa=0.16$ 、 $\lambda=0.15$ 、70° の斜面では $\kappa=0.08$ 、 $\lambda=0.08$ となる。このように、斜面角に依存するものの、斜面強度および波高を考慮した強度パラメータ $H\gamma_w/q_u$ によって、波の侵食作用に起因する斜面崩壊現象を定量的に評価できることは興味深い。

図-8 は、斜面法先部分からの侵食距離 $X(m)$ を、波高を斜面強度で正規化した値 $H\gamma_w/q_u$ によって除した値と波の作用回数 N_c との関係を示している。今回の遠心力载荷実験では、侵食距離を正確に読み取ることが困難であったため、正確に把握できた値（斜面角 65°、 $\beta=0^\circ$ （挿入図参照））をプロットした。なお、データは過去に行った堆積条件を変化させた実験結果（斜面角 60°）⁶⁾に加筆して示しており、実線はその時の侵食速度の範囲（最大値 $\beta=0^\circ$ と最小値 $\beta=30^\circ$ ）を示している。図より、1g 場と同様に、今回得られた遠心力载荷実験結果においても波の作用回数の増加にともなって侵食距離が増加していることがわかる。また、斜面角に違いがあることから、正確な比較は出来ないが、その侵食速度は過去に行われた同一の堆積条件（ $\beta=0^\circ$ ）と同程度であることがわかる。このことから、基本的に 1g 場の模型実験結果⁶⁾と同様の整理が可能であると言える。これらの結果より、侵食距離と回数との関係を再検討してみた。過去の研究では侵食距離と载荷回数との関係⁶⁾を提案しているが、規定するパラメータが多かったことから、より簡易な式で表現してみた。すなわち、以下のような式で表現される。

$$X = \kappa_i N_c^\eta (H\gamma_w/q_u) \quad (6)$$

ここで、 $\kappa_i(m/Nc)$ と η は侵食速度と侵食のし易さによって決まる係数である。図-8 に示す本研究の範囲内（上限値と下限値）では、 κ_i と η はそれぞれ 0.04 と 0.48（上限値）、0.05 と 0.33（下限値）になる。このように侵食距離を推定することができれば、このような斜面に対する安定性評価が可能になる。

4.2 提案した破壊基準式ならびに侵食距離推定式に関する検討

五十里ら¹⁷⁾は海食崖の侵食現象に対する数値解析モデルを提案している。その中で、筆者らが行った既往の実験結果^{例えば 14)}に関して、数値シミュレーションを実施し、実験結果と解析結果が比較的良く一致してい

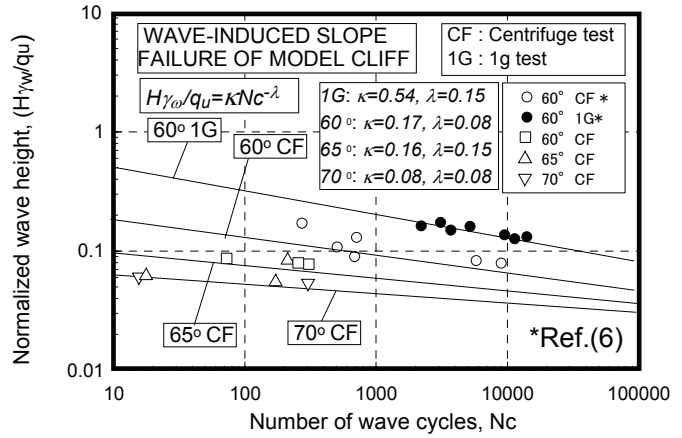


図-7 正規化した波高と波の作用回数との関係

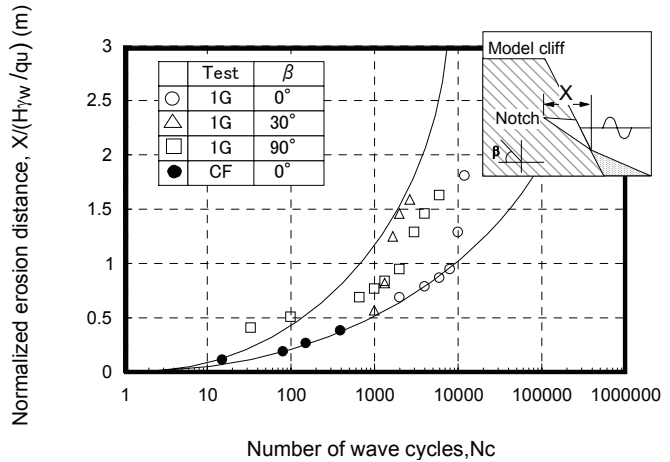


図-8 正規化した侵食距離と波の作用回数との関係

ることを明らかにした．ここでは，筆者らが行っている一連の実験結果に対する妥当性の一定の評価は得られているものと考え，推定式(4)，(5)，(6)に基づいた安定性評価法を検討した．

4.2.1 破壊基準式を用いた安定性評価

一般に，(6)式で示すようなノッチの侵食距離を用いて，安定解析を行う方が，より正確に海岸斜面の安定性評価をすることができると考えられる．しかしながら，実際は斜面の断面形状，ノッチの侵食距離を経時変化として把握することは非常に困難である．ここでは，はじめに(5)式で提案したような破壊基準式を用いて簡易安定性評価法を検討してみた．

上述の通り，(5)式は波高 H ，流体の単位体積重量 γ_w ，一軸圧縮強さ q_u に基づいた崩壊予測式である．すなわち，これらの波浪条件，物性値を求めれば崩壊に至るまでの波浪回数 N_c を得ることができる．さらに崩壊規模に関しては斜面高さ D を計測すれば(4)式から斜面の後退距離 L を推定することができる．

例えば，斜面高さ D を 13m，斜面角を 60° ，斜面強度を実海岸斜面の要素試験結果⁹⁾にもとづいて $q_u=187.8\text{kN/m}^2$ とし，波高 1.5m の波が直接斜面に作用すると仮定した場合の侵食後退距離と波浪回数 N_c を求めてみると，(5)式より， $H\gamma_w/q_u=0.08$ となる．今，(5)式の係数を一連の研究で得られた値 $\kappa=0.17$ ， $\lambda=0.08$ を与えると，崩壊に至るまでの波浪の作用回数 $N_c=10,000$ 回程度になる．

次に，後退距離 L は一軸圧縮強さが 90kN/m^2 以上なので $L/D=0.23$ とすると，後退距離 L は 3.0m となる．このように上式を用いれば，比較的簡易に後退距離と崩壊に至るまでの作用回数を求めることができる．

一般に，暴風時の波浪周期は 10sec.程度であるとの報告もあることから，この値を基準にして作用時間を算出すると，28 時間程度，波が作用していることになる．これらの値の妥当性については，特に係数 $\kappa=0.17$ ， $\lambda=0.08$ に強く依存することから，被災事例に基づいた逆解析によって算出することが必要であると言える．

4.2.2 侵食距離 X に基づいた安定評価

ここでは，4.2.1 で用いた条件ならびに得られた結果に基づいて侵食距離から斜面の安定性を議論した．上述のように， $H\gamma_w/q_u=0.08$ ， $N_c=10,000$ 回，斜面角を 60° とし，また遠心力載荷実験で得られた値（下限値） $\kappa_1=0.05$ ， $\eta=0.33$ を用いて(6)式から侵食距離 X を算出し，その値を実フィールド値に換算して示すと，

$$X=1.67\text{m}$$

になる．

次に，波の侵食作用による斜面安定を極限平衡問題として取り扱い，この値を用いて安全率 F_s を算出する．本安定解析では，すべり面の形状は対数らせん形状が比較的良く表現できるとの実験的事実⁹⁾より，対数らせん形状を用いた．なお，この形状に関しては(4)式で示した L/D の値に基づいて決定している．用いた安全率 F_s の算定式は以下になる．

$$F_s = \frac{F_R}{F_D} = \frac{\sum W_i \cos \alpha_i \tan \phi' + c' \left(\frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right)}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (7)$$

ここで， F_R ：すべり面上で発揮できるせん断力， F_D ：すべり土塊の滑動を抑制するためのせん断力， b_i ：スライスの幅， α_i ：スライス底面と水平面との角度， W_i ：スライスの自重， c' ：土の粘着力， ϕ' ：土の内部摩擦角である．なお，ノッチの進行による影響はノッチの領域とその下方（図-9 挿入図に示す斜線領域）を取り除くことによって考慮されている．

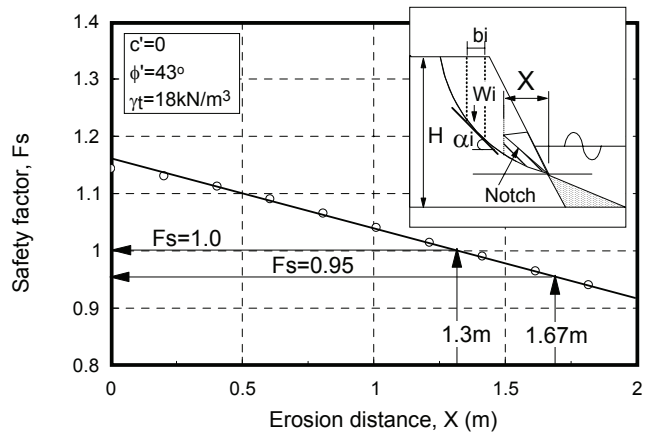


図-9 侵食距離と斜面崩壊に対する安全率との関係

図-9は、上述の斜面(高さD=13m)に対する安定解析結果⁶⁾を示したものである。解析で用いた値は $c'=0^\circ$, $\phi'=43^\circ$, $\gamma_i=18\text{kN/m}^3$ である。図より、侵食距離の増加にともなう安全率の低下が明らかである。また、侵食距離 $X=1.67\text{m}$ で算出した F_s は 0.95 程度を示しており、安定解析から判断すると斜面は崩壊していることになるものの、本結果は 4.2.1 で得られた結果を比較的よく説明しているようである。

以上のことから、破壊基準式ならびに侵食距離を考慮した本解析手法は、より簡便に合理的に斜面の安定性を評価できることが示された。

5. 結論

一連の 1g 場および遠心力場の造波模型実験結果とその考察により、以下のような結論が得られた。

- (1) 波の侵食作用による斜面崩壊は、ノッチの形成後、すべりの発達によって、引き起こされる可能性がある。また、その崩壊は斜面強度、斜面角、波高、波の作用回数に影響を受ける。
- (2) 遠心力载荷実験で得られた結果は、1g 場の模型実験結果と基本的に同様の傾向を示す。
- (3) 提案した破壊基準式ならびに侵食距離を考慮した本解析手法は、より簡便に合理的に斜面の安定性を評価できる。一方、用いる係数によって結果が変化する可能性があることから、被災事例にもとづいて逆解析を行い、適したパラメータを算定することが必要である。

謝辞

本研究を進めるにあたり、(独)土木研究所寒地土木研究所地盤チームから施設利用で多大な協力を得た。また、実験及びデータ整理に室蘭工業大学 4 年生 池本洋平君の協力を得た。さらに、本研究には科学研究費基盤研究 C (No. 21560515 代表 川村志麻) の補助が与えられた。末筆ながら記して謝意を表します。

参考文献

- (1) Hodgson, R. L. P., P. Grainger. and P. G. Kalaugher. (1996) : Progressive weathering and degradation of mudstone in coastal landslide, Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 29, pp. 57-64.
- (2) Hutchinson, J. N. (1969): A reconsolidation of the coastal landslides at Folkestone Warren, Kent, Geotechnique, Vol.9, No.1, pp. 6-38.
- (3) Sunamura, T. (1983) : Process of sea cliff and platform erosion. In Handbook of coastal Processes, edited by P. D. Komar, pp. 233-265.
- (4) 宇多高明・山本幸次・河野茂樹 (1991) : 北海道標津海岸の侵食実態, 海岸工学論文集, 第 38 巻, pp. 286-290.
- (5) Kamphuis, J.W. (1987) : Recession ratio of glacial till bluffs, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, Vol.113, No.1, pp. 60-73.
- (6) 栗林正樹, 川村志麻, 三浦清一(2008) : 波浪による斜面内ノッチの進行が斜面崩壊に及ぼす影響とその評価, 地盤工学会, 北海道支部, 技術報告集, 第 49 号, pp.25-32.
- (7) 堀川清司・宇多高明 : 航空写真による海蝕崖の後退に関する研究, 第 14 回海岸工学講演会論文集, 1967, pp.315-324.
- (8) Kamphuis, J.W. (1996): Physical modeling of coastal processes, Advances in coastal and ocean engineering, Vol.2, World Scientific, pp. 79-114.
- (9) Dong, P., T. A. Newson., M. C. R. Davies. and P. A. Davies. (2001): Scaling laws for centrifuge modelling of soil transport by turbulent fluid flows, International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Vol.1, pp. 41-45.
- (10) Sekiguchi, H., K. Kita., S. Sassa. and T. Shimamura. (1998): Generation of Progressive fluid waves in a geo-centrifuge. Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol.21, No.2, pp. 95-101.
- (11) 馬場慎太郎・三宅達夫・金夏永・鶴ヶ崎和博 (2002): 波・地盤・構造物の新しい実験手法, 海岸工学論文集, 第 49 巻, pp. 1536-1540.

- (12) Sassa, S. and H. Sekiguchi. (1999): Wave-induced liquefaction of beds of sand in a centrifuge, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, pp. 621-638.
- (13) Dean, G. D. and R. A. Dalrymle. (1991): *Water wave mechanics for engineers and scientists*, World Scientific, pp. 170-186.
- (14) 川村志麻・M. C. R. Davies, P. Dong and X. Wu (2006) : 海岸侵食による Soft cliffs の斜面崩壊に関する検討, *海岸工学論文集*, 第 53 卷, pp.891-895.
- (15) Taylor, D. W. (1937) : *Stability of Earth slope*, *J. Boston Soc. Civil Engers.* 24, pp.197-246.
- (16) 西隆一郎・N. C. Kraus. (1996) : 砂丘侵食機構とモデル化について, *海岸工学論文集*, 第 43 卷, pp. 676-680.
- (17) 五十里洋行・後藤仁志・新井智之 (2010) : 海食崖の侵食過程の計算力学のための流体・弾塑性体ハイブリッドモデルの構築, *土木学会論文集 B2*, Vol.66, No.1, pp.916-920.

火山灰質地盤における杭基礎の水平抵抗特性に関する検討

土木研究所 寒地土木研究所 正会員 ○江川 拓也
土木研究所 寒地土木研究所 正会員 西本 聡
土木研究所 寒地土木研究所 正会員 富澤 幸一

1. はじめに

火山灰質地盤に施工される杭基礎の鉛直支持力や水平抵抗は、これまで一般に砂質土に準じて設計されている¹⁾。しかし、火山灰質土は粒子破碎や堆積過程での溶結の影響により、特異な力学特性を示すことが明らかとなってきた²⁾。また、火山灰質地盤における杭施工管理において、砂質土相当の支持力が得られず打ち止め判定が困難となる事例も確認されている³⁾。これまでに著者らは、北海道の火山灰質地盤における杭基礎の鉛直支持力に関する十数件の現場試験・考察結果から、杭周面摩擦力の発現に現行の砂質土に準じた設計値よりも過少な発現を示すことを明らかにし、設計要領化に至っている⁴⁾。一方、杭基礎の水平抵抗に関して検討を進めており、これまで数件の試験・考察の結果、杭～地盤関係に知られる、 $k_H = k_{H0} \cdot (y/y_0)^{0.5}$ (ここに、 k_H :水平方向地盤反力係数、 k_{H0} :基準水平方向地盤反力係数、 y :水平変位量、 y_0 :基準変位量)の関係⁵⁾、⁶⁾と異なる傾向を示すことが確認されている⁷⁾。そのため、火山灰質地盤における杭基礎の水平抵抗についてもその特性を明らかにし、地盤性状の実態に則した設計法の確立が望まれるものと考えられる。

本検討は、火山灰質地盤における杭基礎の水平抵抗特性を直接的に評価・検証する目的で、北海道の火山灰質地盤に橋梁基礎杭として施工された鋼管杭 6 件の杭の水平載荷試験結果から検討を行った。

なお、火山噴出物の学術上の述語は多様であるが、本検討では、火山灰、軽石、スコリアなどの火山灰質粗粒土ならびにその風化物である火山灰質細粒度を火山灰質土と称し、火山灰質土で構成される地盤を火山灰質地盤と称している²⁾。

2. 試験箇所および試験の概要

北海道の火砕流堆積物・降下テフラ分布図²⁾に、杭の水平載荷試験実施箇所をあわせて図-1に示した。試験箇所は、千歳市で3件、白老町で2件、標茶町で1件である。各現場に堆積する土質の区分と火山灰質土種別、 N 値、試験杭の設置深さと杭諸元および杭施工方法を図-2に示した。また、杭の水平抵抗領域である杭頭付近に分布する火山灰質土の種別と、物理・力学特性値を表-1に示した。

各現場における火山灰質土の判別や物理・力学特性値は、橋梁の設計で用いられた地質調査報告書ならびに設計採用値、既存資料^{2), 8), 9), 10)}によった。その結果、杭頭付近に分布する火山灰質土は、千歳市の3件では支笏軽石流堆積物(Spfl)、白老町の2件ではクッタラ軽石流堆積物(Ktfl)、標茶町の1件ではクッチャロ軽石流堆積物(Kcfl)と判断した。千歳市ケヌフチ川橋では、砂質土やシルトが堆積しており、また、

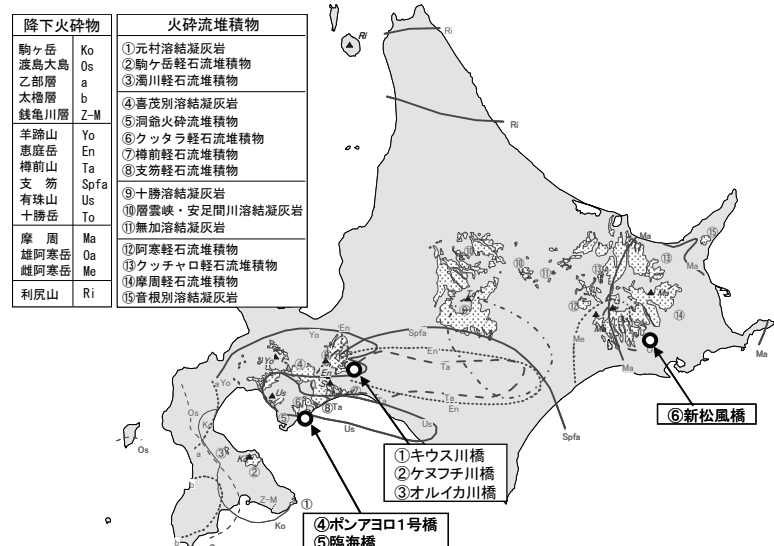


図-1 北海道の火砕流堆積物・降下テフラ分布図²⁾と杭の水平載荷試験箇所

土粒子密度 ρ_s や含水比 w が不明であるが、既存資料⁸⁾の火山灰質土の分布域から、支笏軽石流堆積物(Spfl)に相当すると思われる。表-1より、千歳市キウス川橋では、細粒分が多く火山灰質細粒土に分類されると思われ、その他の現場では火山灰質粗粒土の一般的な値²⁾を示している。

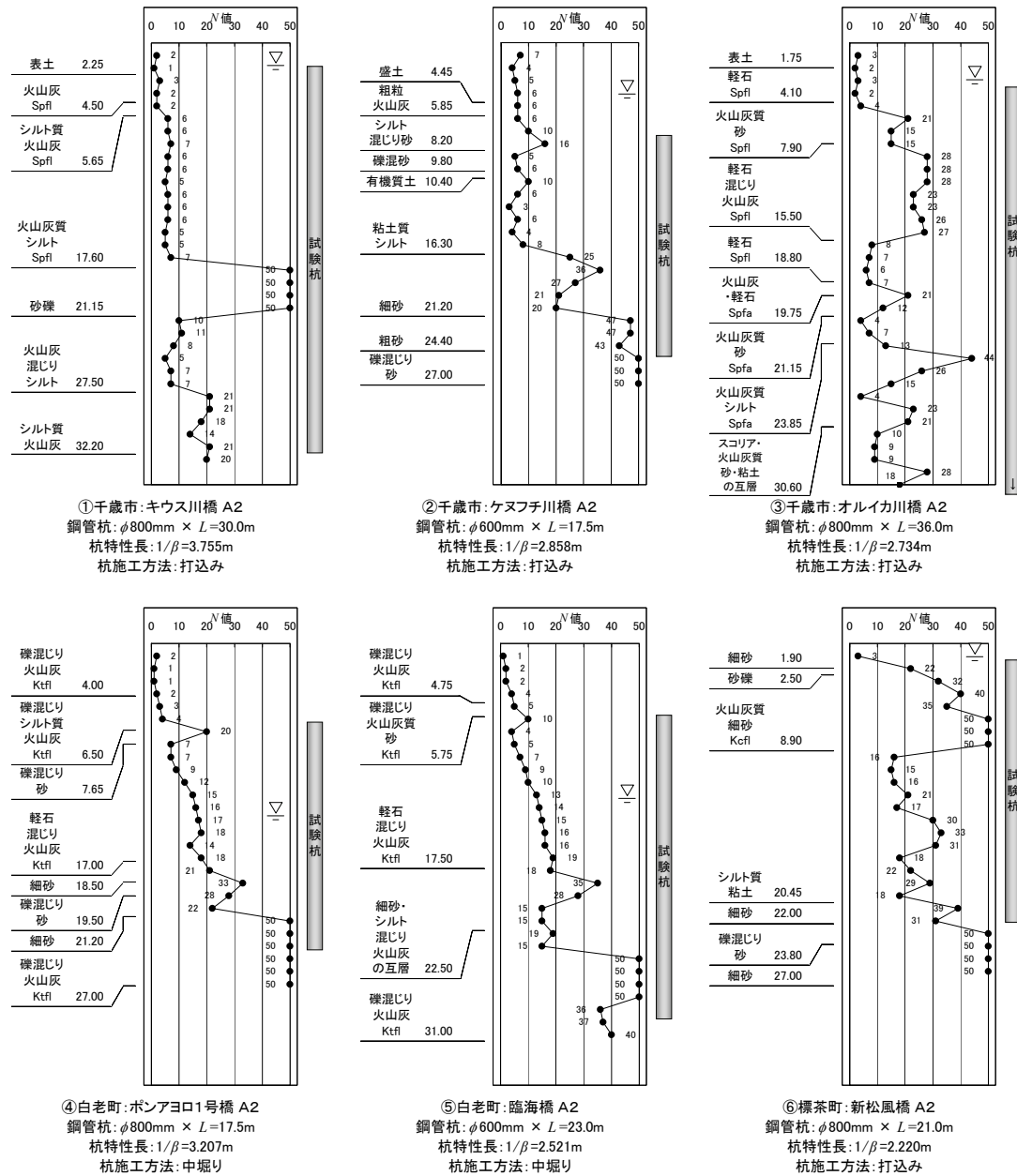


図-2 各現場に堆積する土質の区分と火山灰質土種別, N値, 試験杭設置深さと杭諸元および杭施工方法

表-1 各現場の杭頭(杭水平抵抗領域)付近に分布する火山灰質土種別と物理・力学特性値

現場橋梁名(箇所名)	火山灰種別(記号)	土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)	含水比 w (%)	細粒分含有率 F_c (%)	粘着力 c (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	変形係数 E (kN/m^2)	該当区間 平均N値
①キウス川橋	支笏軽石流堆積物 (Spfl)	2.820	56.2	56.2	0	33.2 ※1	4,000 ※2	2
②ケヌフチ川橋	(千歳市) 支笏軽石流堆積物 (Spfl)?	-	-	15.5	0	32.5 ※1	5,900 ※2	9
③オルイカ川橋	支笏軽石流堆積物 (Spfl)	2.530	53.6	11.6	0	35.4 ※1	15,000 ※2	15
④ボンアヨロ1号橋	(白老町) クッタラ軽石流堆積物 (Ktfl)	2.701	26.1	19.7	0	30.9 ※1	5,700 ※2	13
⑤臨海橋	クッタラ軽石流堆積物 (Ktfl)	2.701	26.1	19.7	0	30.4 ※1	5,700 ※2	13
⑥新松風橋	(標茶町) クッチャロ軽石流堆積物 (Kcfl)	2.594	43.2	13.8	0	41.2 ※1	28,000 ※2	44

※1 N値からの推定値, ※2 孔内水平載荷試験結果からの判定値

粘着力 c は、橋梁設計において火山灰質土を砂質土として扱っているため、0 と設定されている。内部摩擦角 ϕ は、道路橋示方書における N 値や有効上載圧を用いる砂の推定式¹¹⁾ によるためか、砂質土相当の値を示している。変形係数 E は各現場によりその値は異なるが、孔内水平載荷試験の結果から判定された値と N 値との関係は、一般に示される $E = 700N$ の関係¹²⁾ と概ね良い相関が見られている(図-3)。

杭の水平載荷試験は、地盤工学会基準^{13), 14)} に準拠した荷重制御による多サイクル段階載荷方式とし、千歳市キウス川橋・ケヌフチ川橋では正負交番載荷、その他の現場では一方向載荷(図-4、写真-1)とした。試験計画最大荷重は、杭径の4%(24~32mm)の杭頭水平変位量相当とした。

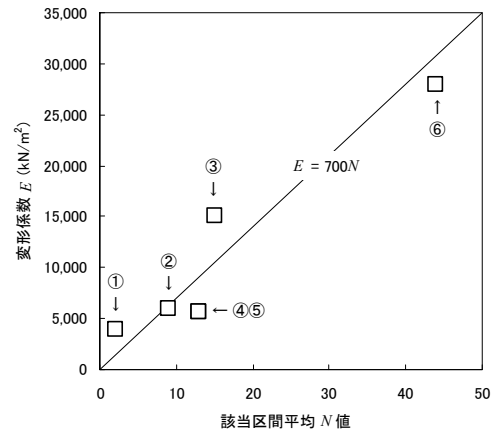


図-3 火山灰質地盤における N 値と孔内水平載荷試験による変形係数 E の関係

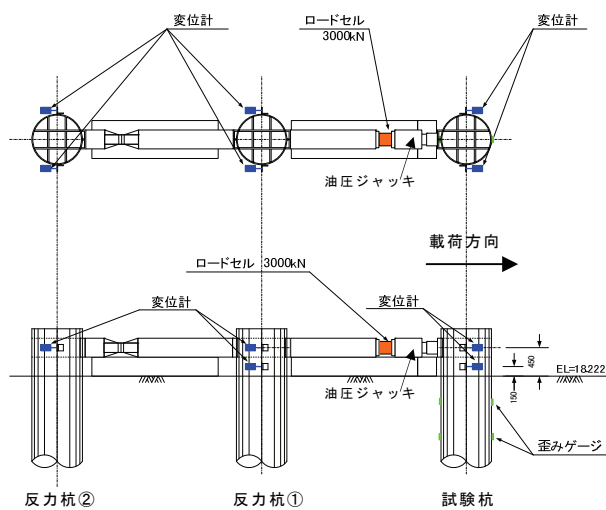


図-4 杭の水平載荷試験概略図
(標茶町 新松風橋の例)

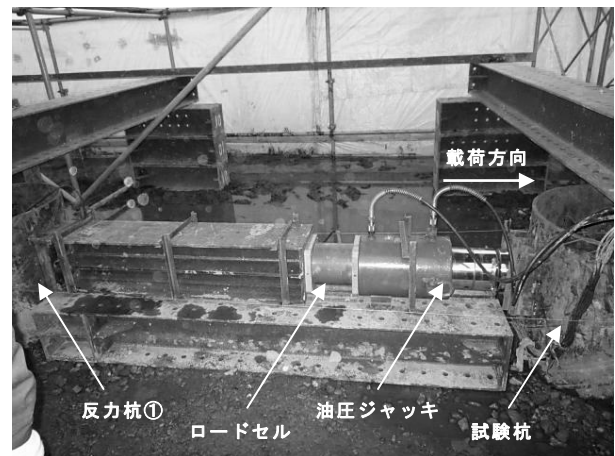


写真-1 杭の水平載荷試験状況
(標茶町 新松風橋の例：反力杭①～試験杭間)

3. 杭の水平載荷試験結果

杭の水平載荷試験から得られた地表面水平荷重 H ～ 杭地表面水平変位量 y の関係より、基準変位量 y_0 (杭径の1%変位時)における実測水平方向地盤反力係数 k_H' を(1)式に示す杭の弾性地盤反力法の基本方程式¹⁾より逆算し、設計値との対比を行った。設計水平方向地盤反力係数 k_H は、地盤の変形係数 E を用いて(2)式より設定される。なお、設計ならびに実測の水平方向地盤反力係数 k_H ならびに k_H' は、設計時地盤面と試験時地盤面が異なるため、試験時の地盤面を基準とした杭の特性長 $1/\beta$ の範囲として評価している。

$$y = \frac{1 + \beta h}{2E_y I \beta^3} \cdot H \quad \dots (1)$$

$$k_H = \frac{1}{0.3} \alpha E \cdot \left(\frac{\sqrt{D/\beta}}{0.3} \right)^{-3/4} \quad \dots (2)$$

ここに、 y ：杭地表面水平変位量(m)、 $E_y I$ ：杭の曲げ剛性($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)、 β ：杭特性値(m^{-1}) $\beta = \sqrt[4]{(k_H D) / 4E_y I}$
 k_H ：杭の水平方向地盤反力係数(kN/m^3)、 D ：杭径(m)、 h ：突出長(m)、 H ：水平荷重(kN)、 E ：地盤の変形係数(kN/m^2)、 α ：地盤反力係数の推定に用いる係数である。

図-5 に、各現場において得られた実測の地表面水平荷重 H ～ 杭地表面水平変位量 y 、この関係より逆算した実測水平方向地盤反力係数 k_H' 、ならびに設計水平方向地盤反力係数 k_H を示す。正負交番載荷を実施した現場は両方向を、反力杭からの判定が可能であった現場は反力杭における結果をあわせて示した。

図-5より、各現場における地表面水平荷重 H ~ 杭地表面水平変位量 y 関係は、杭地表面水平変位量 y が基準変位量に達するまでは緩やかな曲線を描き塑性的な挙動を示しているが、基準変位量以降において直線的な挙動を示しており、いずれも弾性挙動内の杭変形と判断される。つまり、現行の設計¹⁾どおり水平方向地盤反力係数の非線形性は、許容水平変位(15mm)以下においては見かけ上線形と扱って問題ないものとする。一方、実測水平方向地盤反力係数 k_H' は、千歳市オリイカ川橋の試験杭・反力杭、白老町ポニアヨロ1号橋の反力杭、標茶町新松風橋の試験杭において、設計水平方向地盤反力係数 k_H を下回っていることがわかる。

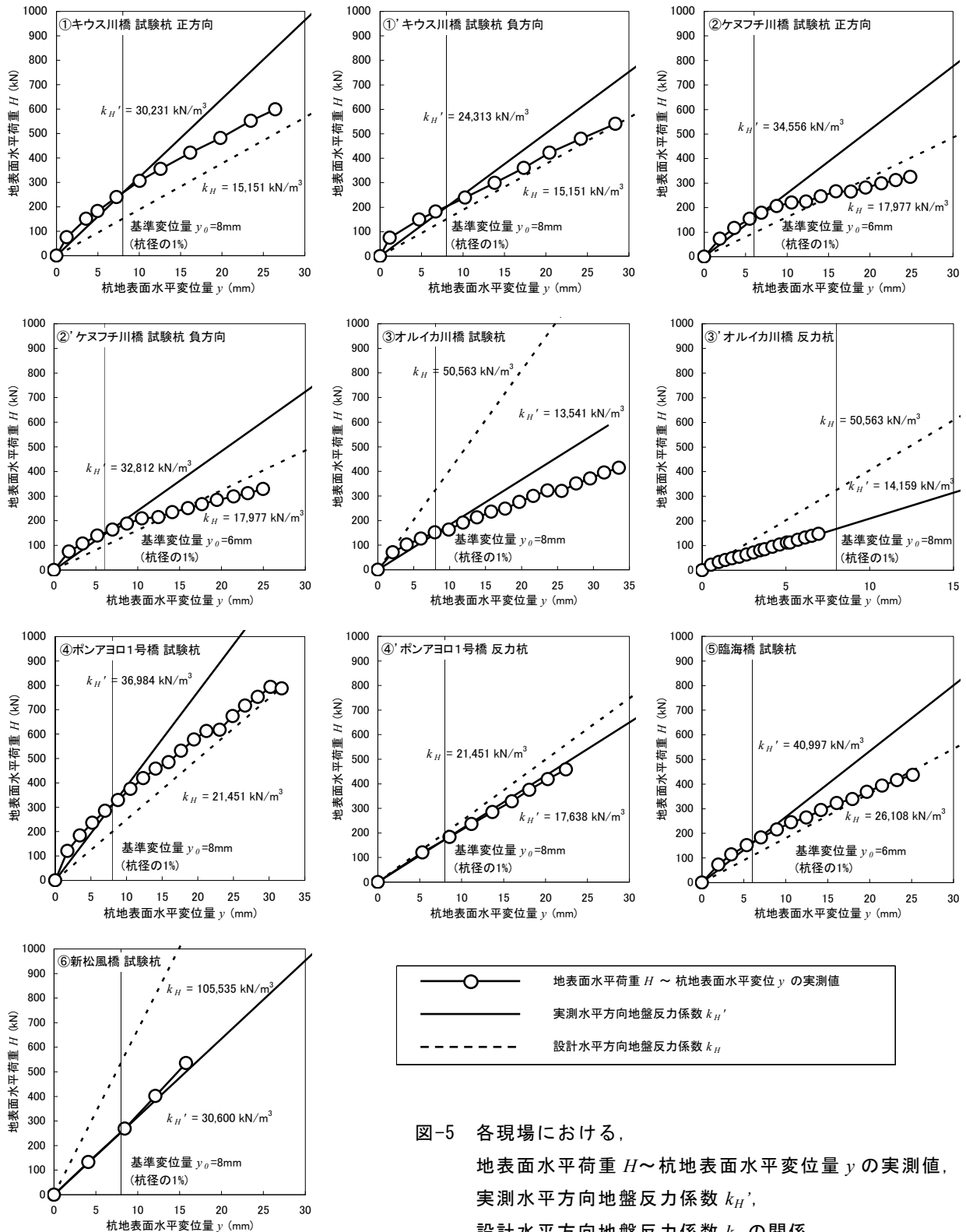


図-5 各現場における、
地表面水平荷重 H ~ 杭地表面水平変位量 y の実測値、
実測水平方向地盤反力係数 k_H' 、
設計水平方向地盤反力係数 k_H の関係

4. 火山灰質地盤における杭基礎の水平抵抗特性

(1) 杭の水平方向地盤反力係数と地盤の変形係数

図-6 に、杭の水平載荷試験結果から得られた基準変位量(杭径の 1%変位時)における実測水平方向地盤反力係数 k_H' を、設計水平方向地盤反力係数 k_H と比較して示す。図-6 より、千歳市オルイカ川橋の試験杭・反力杭、標茶町新松風橋の試験杭における実測水平方向地盤反力係数 k_H' は、設計値の 0.3 倍と大きく下回っている。その他の現場では、設計値の 1.6 倍あるいは設計値相当の値が得られている。

杭基礎の水平方向地盤反力は、対象とする地盤の変形係数 E の影響が支配的であることから、試験時地盤面を基準とした設計水平方向地盤反力係数 k_H の算定に用いた変形係数 E と、実測水平方向地盤反力係数 k_H' から算定した変形係数 E' を比較して図-7 に示す。図-7 より、設計値に対する実測値の大きさは図-6 と同様の傾向を示し、各現場ともに図-6 と対応している。

杭の水平載荷試験結果から得られた実測の変形係数 E' を、該当区間平均 N 値との関係として図-8 に示す。図-8 より、実測の変形係数 E' は、図-3 に示した孔内水平載荷試験の結果から判定された変形係数 E の同様の関係と比較しバラツキが多く、一般に示される $E = 700N$ の関係¹²⁾ に対し幅が広い。

これらのことは、火山灰質地盤における変形係数 E を適正に評価する手法や小さく見積もるなど、地盤性状の実態に即した調査手法・設計法確立の必要性を示唆するものと考えられる。

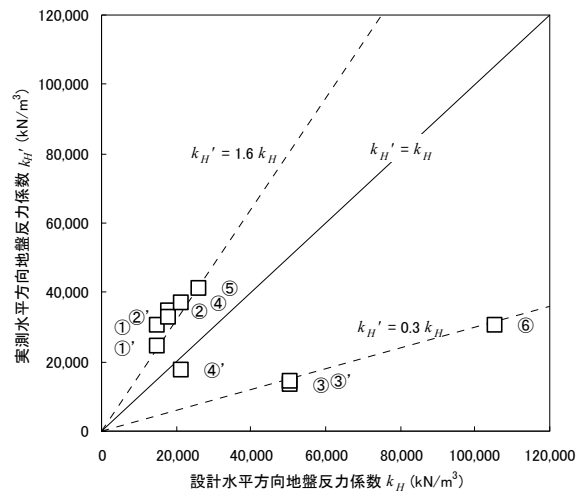


図-6 杭の水平方向地盤反力係数の設計値と実測値の比較

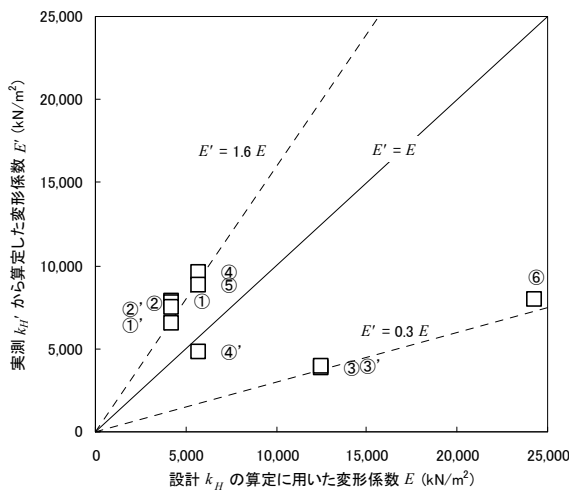


図-7 地盤の変形係数の設計値と実測値の比較

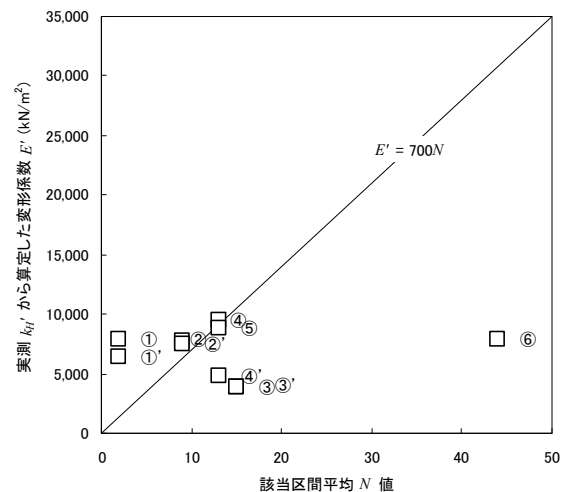


図-8 該当区間平均 N 値と杭の水平載荷試験による実測の変形係数 E' の関係

(2) 杭地表面水平変位の増加に伴う水平方向地盤反力係数の変化

火山灰質地盤における杭基礎の水平抵抗特性を検証するため、杭の水平載荷試験結果から得られた杭地表面変位 y の増加に伴う水平方向地盤反力係数 k_H の変化に着目した。

図-9 に、杭の水平載荷試験結果から得られた各変位レベルにおける水平方向地盤反力係数 k_H と基準水平方向地盤反力係数 k_{H0} (基準変位量 y_0 時における水平方向地盤反力係数) の比を杭径別に示す。図-9 より、各現場における水平方向地盤反力係数は、白老町ポンアヨロ 1 号橋の反力杭、標茶町新松風橋の試験杭におい

て、杭地表面変位の増加に伴う水平方向地盤反力係数の低下が見られず概ね一定の値が発現していることがわかる。その他の現場では杭地表面水平変位の増加に伴い水平方向地盤反力係数が低下しており、一般に知られる $k_H = k_{H0} \cdot (y/y_0)^{-0.5}$ の関係と若干ではあるが勾配が異なっており、 $k_H = k_{H0} \cdot (y/y_0)^{-0.4 \sim -0.6}$ の範囲を示した。今後、これらの特性も踏まえた適切な設計が必要であると考える。

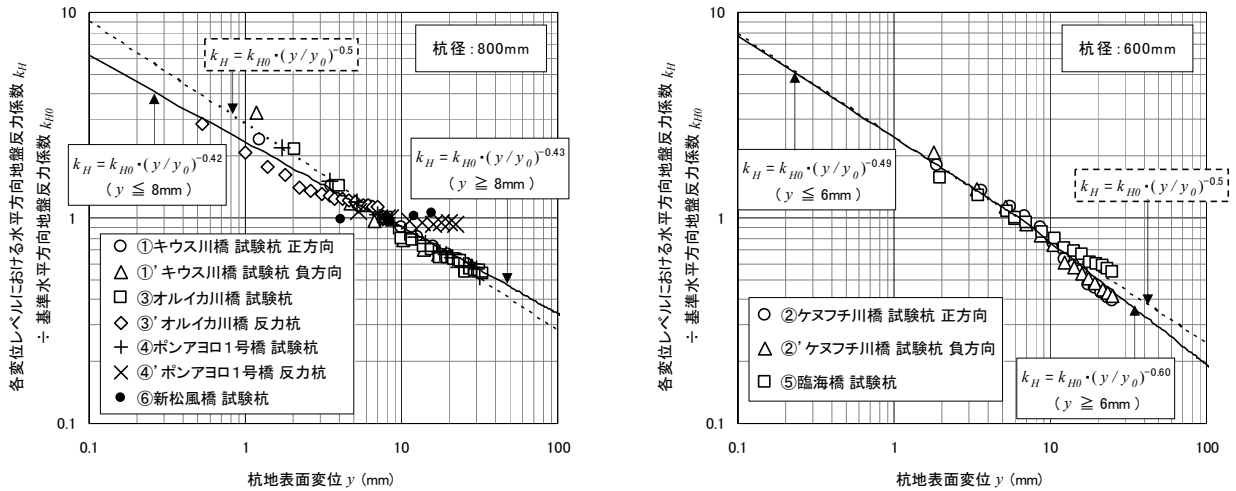


図-9 杭径別の各変位レベルにおける水平方向地盤反力係数 k_H と基準水平方向地盤反力係数 k_{H0} の比

5. まとめ

火山灰質地盤における杭基礎の水平抵抗特性について、杭の水平載荷試験による水平方向地盤反力係数 k_H 、地盤の変形係数 E の直接的な評価・検証を行った。その結果から以下の知見が得られた。

- (1)火山灰質地盤における地表面水平荷重 H ～杭地表面水平変位量 y 関係は比較的弾性的な挙動を示し、水平方向地盤反力係数 k_H の非線形性を許容水平変位(15mm)以下においては見かけ上線形と扱って問題ないものとする。
- (2)杭の水平載荷試験結果から得られた水平方向地盤反力係数 k_H ならびに地盤の変形係数 E の実測値は、設計値の 0.3～1.6 倍を示した。これは、実測の変形係数 E と N 値との関係が一般に示される $E=700N$ に対しバラツキが多く、火山灰質地盤における変形係数 E を適正に評価する調査手法・設計法を確立する必要性が窺われたものとする。
- (3)杭地表面水平変位 y の増加に伴い水平方向地盤反力係数 k_H は低下し、一般に知られる $k_H = k_{H0} \cdot (y/y_0)^{-0.5}$ の関係と傾向が異なっており、 $k_H = k_{H0} \cdot (y/y_0)^{-0.4 \sim -0.6}$ の範囲を示した。

本検討は、火山灰質地盤における杭基礎の水平抵抗特性について現場試験結果の一次的整理から考察したものであるが、今後は、工学的、理論的根拠に基づいた考察による調査手法や設計法の確立が必要であると考えている。

参考文献

- 1)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，pp.348-432，2002.3
- 2)地盤工学会北海道支部：北海道の火山灰質土の性質と利用に関する研究委員会：実務家のための火山灰質土～特徴と設計・施工，被災事例～，pp.1-80，2010.12
- 3)赤井公昭，辻本有一，佐久間彰三，半澤武志：支笏火山灰層における鋼管杭の支持力機構，土と基礎，Vol.314，No.1442，pp.41-46，1984.3
- 4)北海道開発局：道路設計要領，第3集橋梁第1編道路橋，pp.3-A-9-3-A-10，2010.4
- 5)今井常雄：地盤の横方向 K 値の研究(3)-設計に用いる K 値-，土と基礎，Vol.17，No.574，pp.13-18，1969.11
- 6)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，pp.264-279，1980.5
- 7)富澤幸一，三浦清一：火山灰質地盤における杭基礎の支持力特性に関する検討，土木学会論文集C，Vol.63，No.1，pp.125-139，2007.
- 8)地質調査所：地域地質研究報告5万分の1図幅，千歳地域の地質，1980.
- 9)北海道地下資源調査所：5万分の1地質図幅説明書，登別温泉，1953.
- 10)北海道開発庁：5万分の1地質図幅説明書，尾幌，1965.
- 11)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，pp.564-566，2002.3
- 12)地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp.323-324，2004.9
- 13)土質工学会：土質工学会基準，杭の水平載荷試験方法・同解説，1983.10
- 14)地盤工学会：地盤工学会基準，杭の水平載荷試験方法・同解説-第一回改訂版-，2010.5

雪堆積場としての適用性に関する火山灰地盤の透水性評価

宮浦興業株式会社	正 会 員	宮浦 征宏
上山試錐工業株式会社	正 会 員	中田 隆文
株式会社四国ボーリング工業	正 会 員	木村 充宏
北海道大学大学院	国際会員	横浜 勝司

1. はじめに

筆者らは、札幌市内に堆積する火山灰質地盤を対象として、切土・掘削等を少なくすることで地盤環境を乱さないことを目的とした自然透水型の雪堆積場の実現性を検討してきている。特に、融雪水の流出に伴う周辺環境への影響の有無を調べるために、火山灰質地盤の透水性能に焦点を当てて研究を進めている。

これまでの報告^{1)~3)}では、一連の透水試験結果から火山灰質地盤は、砂～礫などの同等の透水性能を有しており、比較的透水性の高い地盤であることを確認している。また火山灰質地盤の透水係数 k は、*Hazen* 式⁴⁾および *Creager* 式⁵⁾などで指標とされている粒径との相関性より、状態量の間隙比や細粒分含有率を指標として推定可能であることも示してきた。さらに、その推定式は、雪堆積場対象としている火山灰質土と同一起源とする支筋起源の降下テフラおよび火砕流堆積物にも当てはまることも示している。しかしながら火山灰質土は、応力増加による圧密・せん断または凍結融解履歴による粒子破砕^{6,7)}により細粒分含有率の増加が指摘されており、細粒分含有率を指標として透水係数を推定する場合には、粒子破砕に伴う細粒分の増加が、透水係数に変化を生じることが懸念される。

本論文では、雪堆積荷重の増加に焦点を当てて荷重増加による粒子破砕量を評価するとともに火山灰地盤の原位置の透水性能を確実に評価することで粒子破砕量の増加と間隙比の減少による透水性能の低下を評価している。その結果、雪堆積による荷重増加により間隙比の減少および粒子破砕は生じるものの、その変化は小さいことを示している。また、その透水性能の減少は概ね 3%程度であり、極めて小さいことを示している。

2. 雪堆積場の地質と計画

計画している雪堆積場は、札幌中心部から約 7km 南方に位置する札幌市南区駒岡(北緯 42° 57' 19", 東経 141° 21' 51") に広がる自然斜面である。既往の文献⁸⁾から、周辺地盤の地質構造は、野幌層を基盤として、その上部に札幌市東南部台地に広く分布する支筋カルデラを噴出起源とする支筋火砕流堆積物(Spfl)に覆われている。これまでの研究において本火山灰質土を駒岡火山灰土と称してきた。駒岡火山灰土は、地山しらすの硬度の判定⁹⁾で用いられている山中式硬度計による指標硬度では、「超軟質しらす」～「軟質しらす」に分類される¹⁾。

雪堆積場は、主として札幌市南区の生活道路に堆積した雪を確保するものである。図-1には、雪堆積場の計画平面図を示す。また図-2には、雪堆積場の計画断面を示している。図-1には、本研究で実施した調査内容を示しているが、詳細については後述する。

計画している雪堆積場は、比高約 60m の自然斜面上に最大高さ 10m 程度の堆雪高さの計画である。本計画では、1ヶ年の想定堆雪量として、約 50,000m³を予定している。また自然斜面は、比高が約 60m、その平均斜面勾配は 1:10 である。さらに、斜面下方には、石狩川水系豊平川の支流とする精進川が流れている。

これまで雪堆積場の建設では、砂礫地盤を対象とする場合は、斜面の掘削などを伴わない自然透水型で実施しているが火山灰質地盤を対象とした場合は、斜面を安定勾配に掘削して、沈砂工および排水路を設置して融雪水を近傍の河川に流入させていた。対象地域を自然透水型の雪堆積場とした場合、当該地域も斜面下

Evaluation of permeability of volcanic ground for suitability of snow dump site :

Masahiro Miyaura (Miyaura Kogyo), Takafumi Nakata (Ueyamashisui Kogyo), Mitsuhiro Kimura (Shikoku Boring Kogyo) and Shoji Yokohama (Hokkaido University)

方に精進川が位置することから、融雪期には火山灰質土の細粒分の流入により河川環境への悪影響が懸念されている。

本研究では、自然斜面内の透水性を把握することで礫質地盤と同様の自然透水型の雪堆積場としての基本的性能の有無を調べている。

3. 雪堆積場の原位置地盤特性

計画地域の原位置地盤特性を把握するために、図-1 に示す 地点でスウェーデン式サウンディング試験 (JIS A 1221)¹⁰⁾ を実施している。その近傍では、GL-0.5m、-1.0mおよび-2.0m の位置で現場密度試験を (JGS 1611)¹¹⁾ 実施している。図-3 には、柱状図と深度方向の間隙比の変化および図-4 には各深度と GL-2.0 m 間で採取した試料の粒径加積曲線を示している。なお採取した試料は、室内透水試験において再構成試料として用いている。

図-3 に示した計画地域の地盤の柱状図では、表層部 GL-0.25m までは腐植土混じりの火山灰質土であり、その地点の平均 W_{sw} は 0.45kN である。また GL-0.25 ~ -2.0m の平均 N_{sw} は 91 回 / m であり、 N 値に換算すると $N = 7$ 程度の地盤と推定される。現場密度試験の結果から、間隙比 e は深度方向に小さくなり、GL-2.0m までの平均的な乾燥密度 ρ_d は 0.860g/cm^3 、間隙比 e は 1.969 である。

図-4 には示した各深度および乱した試料の粒径加積曲線では、各粒径加積曲線は近似しており細粒分含有率は概ね 27% であることが確認された。

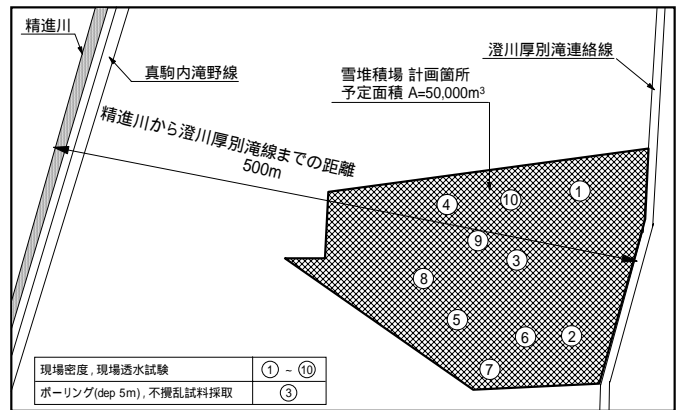


図-1 雪堆積場の計画平面図

4. 実施した室内試験

本研究では、主として原位置における透水性を把握するために、図-1 に示した 10 地点で現場透水試験¹²⁾ を実施している。現場透水試験は、現場密度試験測定時に用いた単孔を利用して実施している。

また不攪乱試料の採取は、図-1 に示した地点で GL-5.0m までの機械ボーリングを実施してロータリー式三重管サンプラー¹³⁾ により

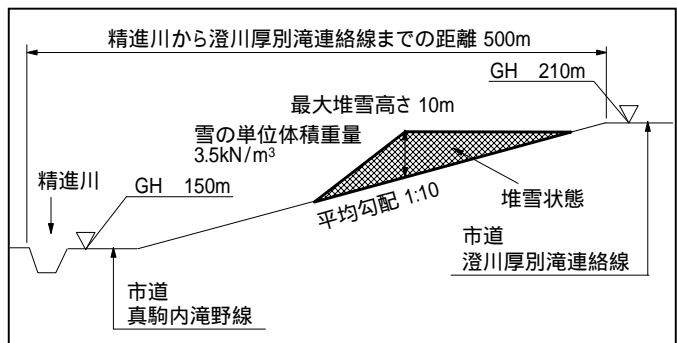


図-2 雪堆積場の計画断面図

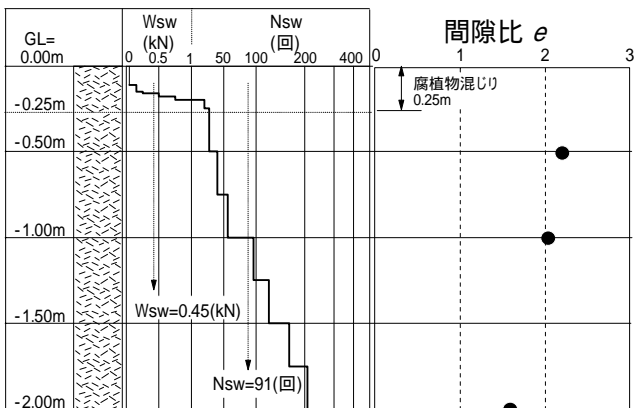


図-3 雪堆積場の柱状図 地点

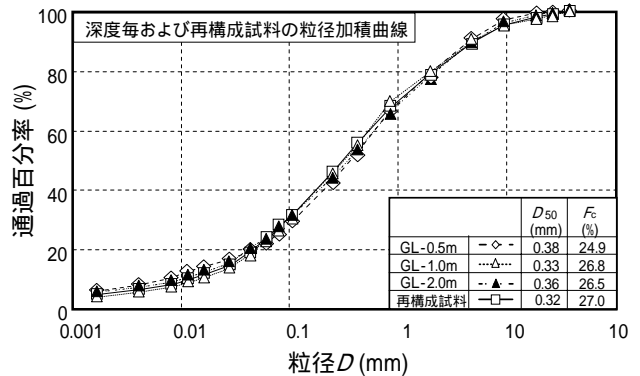


図-4 粒径加積曲線

乱れの少ない試料を採取している。なお、ボーリング調査の結果、地下水位は確認されず、対象地域は不飽和地盤である。

実施した室内透水試験は、JIS A 1218¹⁴⁾による透水試験と飽和度を管理($B = 0.95$)するために三軸試験機を利用した透水試験¹⁵⁾である。本研究では、JIS法による試験を Test1、三軸試験機による試験を Test2 と称する。透水試験で用いた試料は、不攪乱試料および再構成試料であり、再構成試料は細粒分含有率を 27% に調整している。比較のために豊浦砂を用いた再構成試料による試験も実施している。なお、試験名称を表-1(a), (b)に示す。

さらに間隙比の減少による透水係数の変化を把握するために、本研究では拘束圧を変化させながら透水試験も実施している。拘束圧の範囲は、 24.5kN/m^2 49kN/m^2 98kN/m^2 196kN/m^2 の 4 段階の等方圧密状態で透水試験を実施している。実施した試験の初期乾燥密度は、 0.810g/cm^3 , 0.860g/cm^3 であり、前者を試験 および後者を試験 としている。なお 196kN/m^2 における透水試験の終了後、粒度試験を実施して細粒分含有率の変化を確認している。

5. 考察

5.1 火山灰地盤の原位置透水性

図-5には、原位置における透水性を示すために、図-1に示した ~ 地点で実施した現場透水試験による間隙比 e と現場透水係数 k_f の関係を示している。間隙比は、それぞれ現場密度試験より求めた値である。なお図のマーカは、細粒分含有率が 25% 以下、25~30% 毎にマーカを分けている。試験数は少ないものの表層部において細粒分含有率が高かった 36%、46% のデータについてもそれぞれマーカを分けて示している。

図から、原位置における間隙比と細粒分含有率の関係は、 F_c が 25% 以下の場合には、 k_f は $5.0 \times 10^{-5} \sim 1.0 \times 10^{-4} \text{m/sec}$ の範囲にある。また、 F_c が 25~30% の地盤の k_f は、 $1.0 \times 10^{-5} \sim 5.0 \times 10^{-5} \text{m/sec}$ の範囲で分けられるようである。また、 F_c の高い 36% および 46% の k_f は、 $4.0 \times 10^{-6} \sim 5.0 \times 10^{-6} \text{m/sec}$ と低い透水性を示している。このことから、火山灰質地盤の原位置における透水性は、細粒分含有率の大きさに強く依存すると考えられる。

次に、図-6 に細粒分含有率 F_c と現場透水係数 k_f の関係として整理して検証を進める。図-5 と同様に F_c 毎にマーカを分けて示している。図から、両者の関係は、細粒分含有率が 36% 程度までは、 F_c が大きくなると k_f は低くなる関係を示すようである。また、データは 1 点であるが、 F_c が 46% のデータは、 F_c が 36% の透水性と大きな相違は無いことも示されている。

表-1(a) 透水試験名(駒岡火山灰土)

	試験方法	試料
Test 1-1	JIS 法	不攪乱試料
Test 1-2	JIS 法	再構成試料
Test 2-1	三軸試験機	不攪乱試料
Test 2-2	三軸試験機	再構成試料

表-1(b) 透水試験名(豊浦砂)

	試験方法	試料
Test 1	JIS 法	再構成試料
Test 2	JIS 法	再構成試料

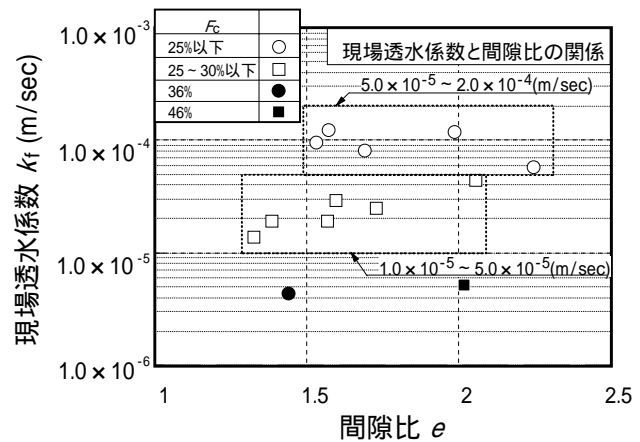


図-5 間隙比と現場透水係数の関係

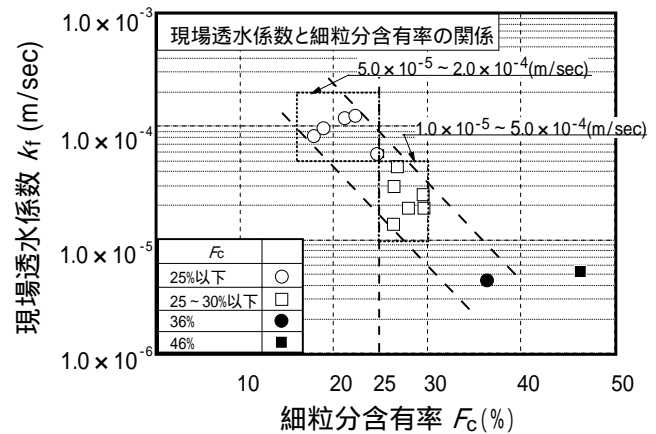


図-6 細粒分含有率と現場透水係数の関係

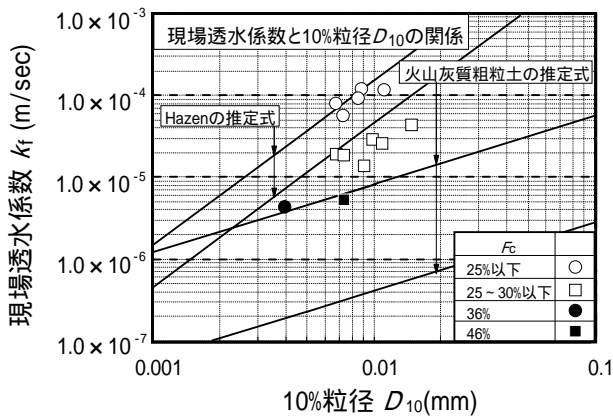


図-7(a) 10% 粒径と現場透水係数の関係

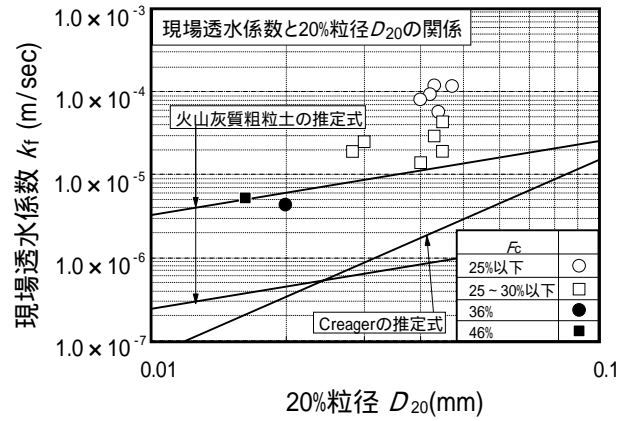


図-7(b) 20% 粒径と現場透水係数の関係

ここで Hazen 式⁴⁾や Creager 式⁵⁾などに代表されるように、透水係数の推定では粒径との相関関係が用いられることが多い。また最近の報告では、駒岡火山灰土と噴出起源を同じとする降下テフラおよび火砕流堆積物の火山灰質粗粒土に対するの粒径との相関関係¹⁶⁾が示されている。つまり、透水性を評価するためには、試料の粒径に関する情報を用いることの実務上の有用性が広く知られている。そこで、対象地盤の透水性と粒径との関係性について調べるために、図-7(a)、(b)には、10% 粒径 D_{10} および 20% 粒径 D_{20} と現場透水係数 k_f の関係を示している。図中には、10% 粒径 D_{10} との関係では、Hazen 式 ($k=C \cdot D_{10}^2$; $C=46 \sim 150$) と火山灰質粗粒土の式 ($k=C \cdot D_{10}^{0.84}$; $C=0.002 \sim 0.04$) を示し、20% 粒径 D_{20} との関係では、Creager 式 ($k=0.36 \cdot D_{20}^{2.37}$) と火山灰質粗粒土の式 ($k=C \cdot D_{20}^{0.89}$; $C=0.0015 \sim 0.02$) を示している。なお、図中で示した推定式の k の単位は cm/sec であるが、本論文で示している k の単位は m/sec であるため、粒径を mm 単位として代入して k の値を 100 倍として表示している。

図-7(a)に示した駒岡火山灰土の D_{10} と k_f の関係では、 F_c が 25% 以下の k_f は、Hazen 式に非常に相関性が高いことが示されている。また F_c が 25~30% の k_f は、Hazen 式の推定値の下限ラインの下方から火山灰質粗粒土の提案式の上限值の間に位置するようである。 F_c の高い 36% および 46% の k_f は、火山灰質粗粒土の上限値のラインに位置しその適応性は高い。

図-7(b)に示した駒岡火山灰土の D_{20} と k_f の関係では、Creager 式における推定値と k_f は、同一粒径において $10^{-1} \sim 10^{-2}$ m/sec 程度小さく低く評価されるようである。その相違は、 F_c が小さいほど顕著になっている。一方、火山灰質粗粒土の推定式においては、 F_c の大きい 36%、46% の k_f は上限値のライン上に位置するものの F_c が小さくなればその相違も大きなものとなっている。

図-7(a)、(b)に示した粒径との相関性は、 F_c が 25% 以下の領域での k_f であれば Hazen 式との相関性は高いものの F_c が 25% 以上であれば Creager 式や火山灰質粗粒土の推定式との適応性は低い。このことは、洗浄された礫など均一な材料のデータから導出された Hazen 式や Creager 式の火山灰質粗粒土への適用性の限界を示している。

また F_c が 30% 以上と高い場合には、火山灰質粗粒土の推定式との相関性は高い。これは、火山灰質粗粒土の推定式に用いた火砕流堆積物の試験値のデータは、主として F_c が 30% 以上の試料が多いため、駒岡火山灰質土においても F_c が 30% 以上材料には適応するものの F_c が 30% 以下の材料には適さない。したがって、火山灰質土の透水係数の推定にあたっては、粒径のみではなく透水係数との適応性が高い細粒分含有率と間隙比を用いて評価することが重要である。

5.2 火山灰土の室内透水試験結果

火山灰土の透水性をさらに調べるために、図-8には、Test1 (JIS 法) で実施した不攪乱試料と再構成試料の透水係数 k と間隙比 e の関係を示した。再構成試料は、細粒分含有率 27% で調整している。図中には、細粒分含有率 25~30% の現場透水係数 k_f の範囲も示している。

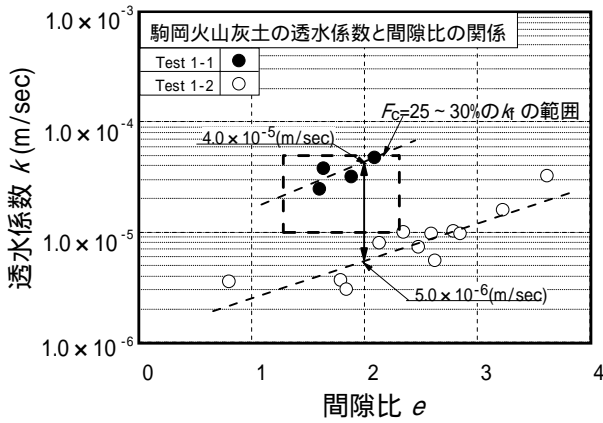


図-8 間隙比と透水係数の関係
Test1 : JIS 法

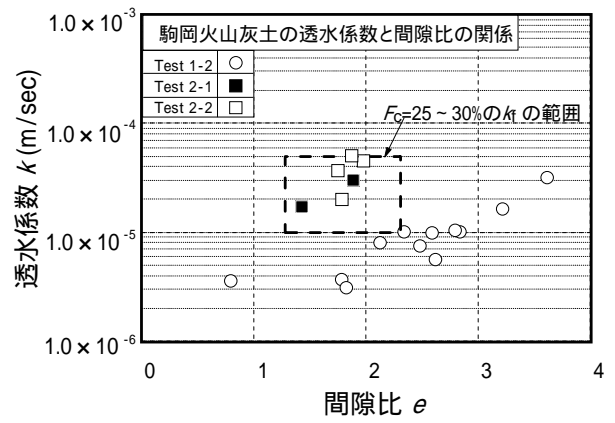


図-9 間隙比と透水係数の関係
Test2 : 三軸試験機

図から不攪乱試料を用いた Test1-1 の k は、現場透水係数 k_f の範囲に含まれる大きさである。また、間隙比の大きさにより一義的な関係を示している。一方、再構成試料による Test1-2 の k は、間隙比との相関性はあるものの不攪乱試料の k および現場透水係数と比較した場合は、同一間隙比 e が 2 の場合において約 8 倍程度低く評価される。これは、火砕流堆積物のような比較的固結した試料では、再構成するとその堆積構造を再現できないことに起因していると推察される。

図-9 には、Test 2 で実施した不攪乱試料の Test2-1、再構成試料の Test2-2 の e と k の関係を示している。なお図中には図-8 と同様に細粒分含有率 25~30% の k_f の範囲と再構成試料による Test1-2 の k の値もプロットしている。

図から、Test 2-1、Test2-2 で得られた k は、 k_f の範囲内の $1.0 \times 10^{-5} \sim 5.0 \times 10^{-5} \text{ m/sec}$ の範囲に位置し、 e と一義的な関係を示すようである。さらに Test1-2 の k とは、 10^{-1} m/sec 程度の違いが生じている。このことから、Test2 のように飽和度の管理や拘束圧を与えて堆積条件を再現した場合は、試料の作製条件によらず現場の透水性を再現できるようである。

ちなみに、試験法自体の透水係数に及ぼす影響を調べるために、図-10 では、豊浦砂を用いた Test 1 (JIS 法) および Test 2 (三軸試験機適用法) による k と e の関係を示した。図から豊浦砂の k は、試験方法や試料状態によらず間隙比と一義的な関係を示している。この結果は、駒岡火山灰土における関係とは大きく異なる結果であり、破碎性を有する火山灰質土の透水試験結果の評価には慎重さが要求されることを表している。

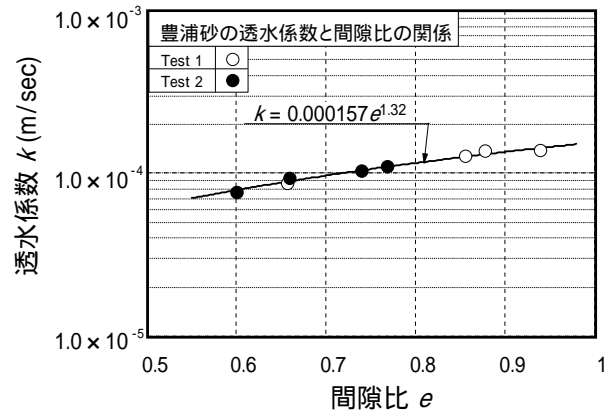


図-10 間隙比と透水係数の関係：豊浦砂

5.3 雪堆積場としての駒岡火山灰土の透水性の評価

これまで述べてきたように、火山灰質地盤の透水性は、細粒分含有率および間隙比に強く依存する。その結果、雪の堆積による荷重増加が生じた場合には、間隙比の減少や粒子破碎による細粒分の増加により透水性が低下することが懸念される。他の要因として、凍結融解による細粒分含有率の増加も懸念されるが、本論文では、雪の堆積荷重の増加について議論する。なお雪の堆積時の荷重は、設計等で利用されている雪の単位体積重量¹⁷⁾として 3.5 kN/m^3 (図-2 参照) と仮定している。

図-11 には Test2 で再構成試料を用いた e と k の関係を示している。試験は、圧密圧力 $\sigma_c = 24.5, 49, 98, 196 \text{ kN/m}^2$ である。図から、試験 および試験 とともに圧密圧力の増加とともに e および k が減少している。また、試験、試験 の e と k の関係は、一義的な関係を示しており火山灰質土の透水係数は間隙比と相関性が高いことを裏付ける結果となっている。さらに、図中には $\sigma_c = 196 \text{ kN/m}^2$ における細粒分の増加 F_c も示

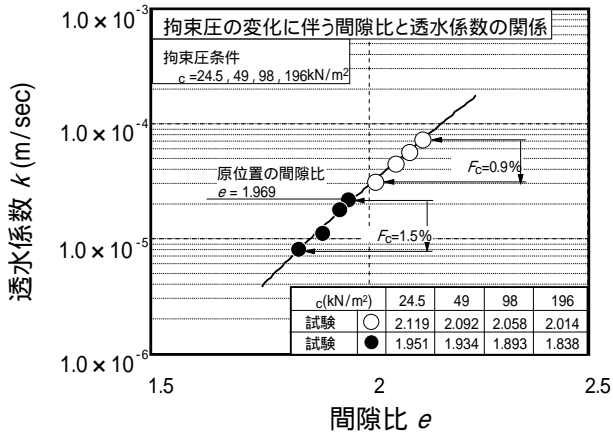


図-11 拘束圧の変化による
間隙比の減少と透水係数の関係

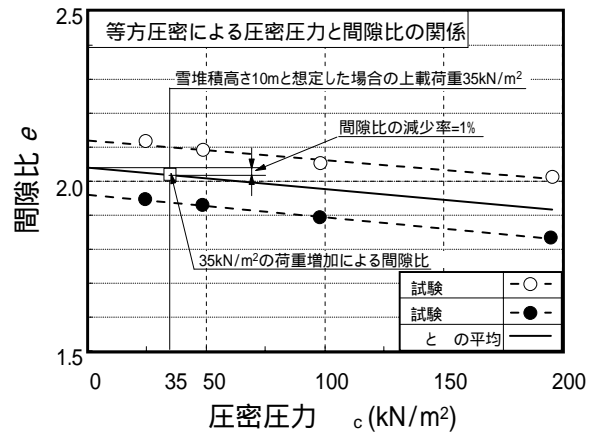


図-12 圧密圧力と間隙比の関係

している．圧密圧力が 196kN/m² までの増加において，試験 ○では 0.9%，試験 ●では 1.2%の増加が認められた．なお試験 ○の方が試験 ●より F_c が大きいのは，粒子破砕量が密度の違いに影響されることに起因している．

図-12 には，圧密圧力の増加による間隙比の減少の関係を示している．図中には試験 ○と試験 ●との平均のラインも示している．図から，試験 ○，試験 ●ともに圧密圧力の増加により間隙比は減少している．また平均のラインでは圧密圧力と間隙比は一義的な関係にある．ちなみに，雪堆積場の計画の最大堆雪高さ 10m に相当する荷重条件である 35kN/m²(=3.5kN/m³ × 10m)とした場合の間隙比の減少は，1%程度と小さいと判断される．

さらに図-13 には，間隙比の減少による F_c の増加を想定するために，間隙比の減少率(=(1- e_c/e_0) × 100)と細粒分含有率の増加 F_c の関係を示している．データ数は少ないものの，両者の関係は一次関数の関係にある．図から，10m の堆雪高さによる荷重条件で生じる 1%程度の間隙比の減少に伴う細粒分の増加は 0.19%と推定される．

そこで表-2 には，原位置における透水係数と堆雪により間隙比の減少と細粒分含有率の増加を考慮した透水係数の推定値($k=3.53 \times 10^{-5} \exp^{-0.081F_c} \cdot e^{1.20}$)^{2),3)}を示している．表から堆雪前の透水係数の推定値は， 8.934×10^{-6} m/sec と算出され，若干ではあるが原位置透水係数 k_f より低い値を示している．また堆雪高さ 10m においては， e の減少(1%)と F_c の増加(0.19%)を考慮すると，透水係数は 8.691×10^{-6} m/sec となる．堆雪前後の透水係数を比較すると，堆雪後の k の減少は，3%程度であることが示される．この結果から，堆雪時の荷重増加に伴う粒子破砕による細粒分含有率の増加および間隙比の減少は，火山灰質地盤の透水性能を著しく減じるものではなく，雪堆積場としての機能は十分有していると評価できる．しかしながら，細粒分含有率の増加の要因としては凍結融解履歴を要因とする場合もあり，透水性の長期的変化に関しては更なる考察が必要となる可能性も考えられる．

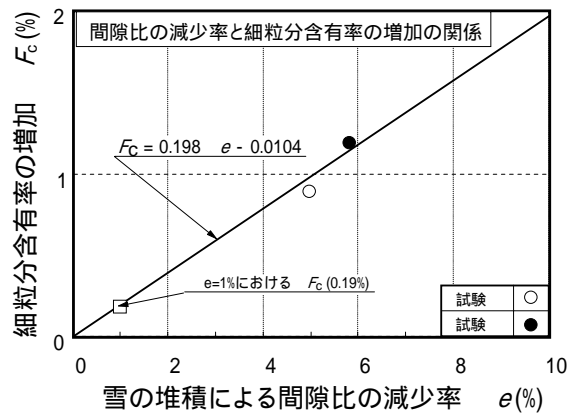


図-13 間隙比の減少と細粒分増加の関係

表-2 堆雪前後の透水係数

	F_c (%)	e	k (m/sec)
堆雪前	27	1.969	8.934×10^{-6}
堆雪高 10m	27.19	1.949	8.691×10^{-6}
備考	0.19%増加	1%の減少	3%の減少
推定式 ²⁾⁻³⁾	$k = 3.53 \times 10^{-5} \exp^{-0.081F_c} \cdot e^{1.20}$		

6.まとめ

現場透水試験結果から、雪堆積場の計画地域の火山灰質地盤の現場透水係数は、間隙比および細粒分含有率に強く依存することが示された。その透水係数は、 F_c が 30% 以下の地盤では、 $2.0 \times 10^{-4} \sim 1.0 \times 10^{-5}$ m/sec の範囲にあり、砂・礫～微細砂程度である。また、細粒分が 36～46% と局所的に多く混入している地盤でも $4.0 \times 10^{-6} \sim 6.0 \times 10^{-6}$ m/sec の範囲にあり、微細砂程度の透水性を有している。

現場透水係数と粒径の相関性は、10% 粒径および 20% 粒径毎の相関性は示すものの、これまで提案されているような推定式では合理的に評価することは難しい。これは各推定式で用いられてきた材料と駒岡火山灰土では粒径や細粒分含有率に違いがあることが要因である。

駒岡火山灰土の Test1 による室内透水試験結果では、不攪乱試料と再構成試料では同一間隙比で約 8 倍程度再構成試料の方が低く評価される。また不攪乱試料では現場透水係数と同程度の透水性を示す。これは、火砕流堆積物のような比較的固結した試料の場合は、再構成ではその堆積構造を再現できないことが原因と考えられる。

飽和度を管理した Test2 による透水試験結果では、試料の状態によらず同レベルの透水係数を示す。また、その透水係数は、現場透水係数程度の範囲にあり、飽和度を管理すれば火山灰質地盤の透水係数が十分再現できる。

拘束圧を変化させて透水試験を実施した結果、間隙比の減少と粒子破砕による細粒分の増加により透水係数が一義的に小さくなる。そこで雪堆積場の最大計画堆雪高さの荷重時の間隙比の減少と細粒分含有率の増加を考慮すると透水係数の減少は 3% 程度と小さく、堆雪により雪堆積場としての機能を減じることは無いと判断できる。

【謝辞】本論文におけるデータの解析・評価に関しては、北海道大学大学院工学研究科 三浦清一 教授から多大な御指導、貴重な御助言を頂きました。末筆ながら、記して感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 中田隆文・宮浦征宏・横浜勝司：雪堆積場の建設を目的とした火山灰地盤の透水性能評価，地盤環境および防災における地域資源の活用に関するシンポジウム，地盤工学会九州支部，pp.43-48,2010.
- 2) 木村充宏・中田隆文・宮浦征宏・横浜勝司：火山灰地盤の透水性に及ぼす細粒分の影響，第 45 回地盤工学研究発表会講演集，pp.927-928，2010.
- 3) 宮浦征宏・中田隆文・木村充宏・横浜勝司：細粒分含有量を考慮した火山灰地盤の透水係数の合理的判定手法，土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.65，3-129，pp.257-258，2010.
- 4) Hazen ,A. : Some physical properties of sand and gravel with special reference to their use in filtration ,24th Ann , Rep. , Mass . State Board of Health , Boston , 1893 .
- 5) Creager, WP. J.D.Justin and J.Hind;Chap.16 soil tests and their utilization ,Engineering for dams ,Vol. Earth , Rock-fill , Steel and Timber Dams , John Wiley and Sons , pp.645-654 , 1944 .
- 6) Nakata,T.・Miura,S・Kawamura,S. : Particle breakage and its evaluation of volcanic coarse-grained soils, *Proc.of International Symposium on Problematic Soils*, Vol.1, pp.145-148 , 1998 .
- 7) 山木正彦・三浦清一・横浜勝司：破砕性火山灰土の変形特性に及ぼす凍結融解履歴の影響，土木学会論文集 C , Vol.65 , pp.321-333 , 2009 .
- 8) 北海道地下資源調査所：5 万分の 1 地質図幅説明書『札幌』，pp.21-23，1956 .
- 9) 春山元寿：硬度によるシラスの工学的判別分類，応用地質，Vol.16, No2 , pp.40-47 , 1975 .
- 10) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp.280-289，2004 .
- 11) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp.563-578，2004 .
- 12) (財)全国建設研修センター：多目的ダムの建設 設計 編，pp.372-373，1987 .
- 13) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp.205-209，2004 .
- 14) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，pp.449-461，2009 .

- 15) 横浜勝司・三浦清一・山木正彦：粗粒火山灰土の飽和透水係数に及ぼす間隙比および細粒分の影響，第44回地盤工学研究発表会講演概要集，pp.693-694，2009．
- 16) 北海道火山灰質土の性質と利用に関する研究委員会：実務家のための火山灰質土～特徴と設計・施工，被災事例～，地盤工学会北海道支部，pp.55-56，2010．
- 17) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 共通編，下部構造編，pp.61-62，2002．

北海道大学大学院 学生会員 ○松村 聡
北海道大学大学院 国際会員 横濱 勝司
北海道大学大学院 国際会員 三浦 清一
北海道大学大学院 学生会員 伊藤 啓介

1. はじめに

機械化施工，情報化施工といった近代的施工技術の発展がめざましい一方，地震や豪雨など厳しい気象条件が誘発する盛土崩壊の被害は後を絶たない．土木工事における盛土工の占める割合は多く，また上部構造物を支える基礎となることから盛土工は最も重要な土木施工の一つである．しかし，現在の盛土施工管理手法には未だ多くの問題がある．その一つに管理基準値の問題がある．現在，盛土は一般的に各敷き均し層ごとに所定の密度試験を行い，締固め度 D_c が所定の規定値を超えれば良いとされている¹⁾．しかし，この締固め基準値は施工実績と経験によって定められたもので，盛土の要求性能に対する実験的根拠はなく，盛土の安全性を直接保証するものではない．また盛土材の種類が異なると盛立て後の力学特性が異なるにも関わらず，この管理基準値は全ての土質に一律に適用されている．つまり，締固め度が基準値を満足していても，強度や変形特性が明示されず，完成した盛土の力学特性が不明となることが多いと考えられる．このような現状では，豪雨，洪水および地震等の災害に対する盛土の安定性を評価するためにも，様々な地盤材料での締固め特性と強度特性を総合的に判定できる基礎的資料の蓄積が望まれている．

本研究では，締固め条件と強度変形特性の関係を明示するために，一連の三軸試験を実施した．先ず，実際に堤防建設に使用した試料の締固め特性を調べた．さらに，圧密非排水三軸試験(CUB 試験と称する)および繰返し非排水三軸試験(CT 試験と称する)を実施し，その強度変形特性について詳細に調べている．

2. 本研究で用いた試料

2.1 試料の物性値と締固め特性²⁾

本研究では，北海道池田町の土取り場から採取された砂質シルト（以下，TI soil）を用いた．TI soil の物性値一覧を表-1 に，粒径加積曲線を図-1 に示す．最大粒径 D_{max} が 2.0mm であり，細粒分含有率が 66%である細粒土である．塑性指数 I_p は 12.3 で，低塑性の砂質シルトと判断される試料である．

本研究では，三軸供試体作製用に新規に作製されたモールド(内径 100mm，深さ 150mm)で供試体を準備した．このモールドの本体部分には縦に分割できる機構を有しており，締固めた試料を容易に取出すことが可能となっている．図-2 には供試体作製用モールドを用いて実施した締固め試験の結果を示している．供試体作製用モールドを用いた試験では，試料準備法およびランマー質量は A-b 法³⁾に準じている．また締固めエネルギーは A-b 法での 1.132 倍(1.132Ec，1.0Ec=550kJ/m³)に設定されている．図より，最大乾燥密度 ρ_{dmax} =1.446g/cm³，最適含水比 w_{opt} =25.0%であることがわかる．また，図中の乾燥密度の取りうる範囲が狭く，締固め曲線が平坦であることも特徴としてあげられる．ここで得られた ρ_{dmax} を締固め度の基準としてい

表-1 試料の物性値

ρ_s (g/cm ³)	2.578
w_n (%)	35.0
w_l (%)	46.8
w_p (%)	34.5
I_p	12.3
F_c (%)	66.24

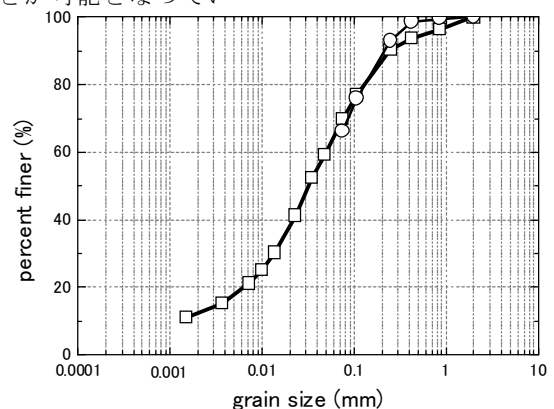


図-1 粒径加積曲線

Effect of compaction degree on dynamic shear performance of embankment and its evaluation.

Satoshi MATSUMURA, Shoji YOKOHAMA, Seiichi MIURA, Keisuke ITO (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)

る。ここでは、強度変形特性に及ぼす締固め時の含水比の影響について考慮するために、締固め度の表記に関して次のような定義をする。最適含水比付近で締固めた供試体から得られた締固め度を D_{opt} 、最適含水比より低い初期含水比で締固めた供試体では D_{cd} 、最適含水比より高い初期含水比では D_{cw} と表記する。

3. 試験方法

3.1 供試体の締固め条件

締固め条件の違いが強度に及ぼす影響を調べるために、種々の締固め度を有する供試体を作成して一連の試験を行った。まず、締固め度の影響を調べるために、初期含水比を最適含水比前後に調整した試料で、締固めエネルギーを変えた供試体を用意した。ここでは、 $D_{opt}=90\%$ 、 95% および 100% を目標値として締固めを実施した。さらに、初期含水比の違いが強度変形特性に及ぼす影響を調べるために、最適含水比よりも乾燥側および湿潤側の条件に設定した供試体も作成している。これらは、締固め試験時と同じエネルギーを与えて供試体を作成している。目標とした締固め度は D_{cd} および D_{cw} が 95% である。所定の条件での締固めが終了した後、試料を取り出し成型する。特に繰返し非排水三軸試験(CT 試験)では、ストレートエッジ等を用いて直径 7cm 、高さ 14cm の円筒形供試体に成型した。圧密非排水三軸試験(CUB 試験)では直径 10cm 、高さ 15cm の状態で試験を実施した。

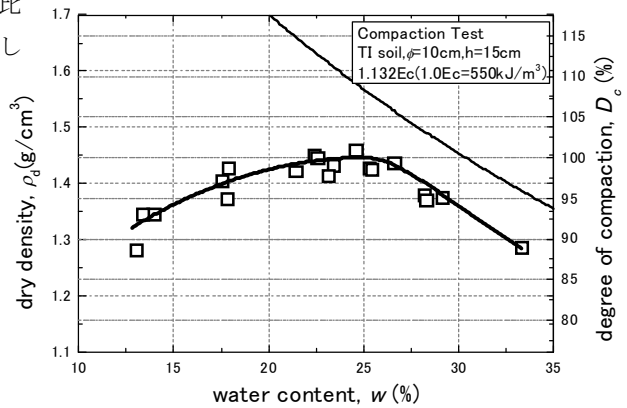


図-2 締固め試験結果

3.2 飽和・等方圧密およびせん断試験

供試体を各三軸試験機に静置し、以下の飽和化作業を行った。供試体に CO_2 を供給後、脱気水を通水する。その後、二重負圧法を適用し、再び脱気水を通水している。所定量の通水が見られた後に 200kPa の背圧を供給し、間隙圧係数 B 値が 0.95 以上に達したことを確認後、等方圧密を実施した。なお、 B 値が 0.95 に達しない場合は、再度飽和化作業を実施し、できるだけ B 値を 0.95 に近づけるようにした。圧密による排水量変化が供試体の体積(初期状態)を基準として $1.0 \times 10^{-4}\%/min$ 以下となった状態を圧密終了と判断し、せん断試験を実施した。CUB 試験ではせん断速度を $\dot{\epsilon}_a = 0.1\%/min$ に設定し、軸ひずみ 15% で試験を終了している。なお、各圧密圧力は 50 、 100 、 150kPa とした。一方、CT 試験では、圧密圧力を 50kPa とし、周波数 0.1Hz で繰返しせん断を行い、供試体の両振幅軸ひずみ DA が 10% 以上に達するまで試験を継続している。

4. 試験結果と考察

4.1 圧密非排水強度に及ぼす締固め条件の影響

(a) 締固めエネルギーの影響

図-3(a)、(b)および(c)にはそれぞれ $\sigma'_c = 50$ 、 100 および 150kPa での軸差応力 q -軸ひずみ ϵ_a 関係を示す。これらより、全てのケースで締固め度が高くなるとピーク強度が高くなる傾向が見られている。これらの結果を一元的に評価するために、図-4 は締固め度とピーク強度 q_{max} との関係を示す。これより、締固め度が増加すると、 q_{max} も増加する傾向が見られる。特に、締固め度が 100% 近くになると q_{max} が顕著に高くなる傾向が見られる。このことから、締固め度は圧密非排水せん断強度に強く影響を及ぼすことがわかる。

次に、破壊に至るまでの応力状態の変化を調べるために、図-5(a)、(b)および(c)はそれぞれ各締固めエネルギーで整理した有効応力経路を示す。まず、図-5(a)のように、締固めエネルギー(または締固め度)が低いケースではせん断に伴い供試体は収縮傾向を呈するのに対し、図-5(b)、(c)で示されるように、締固めエネルギー(または締固め度)が高い場合には、供試体は強い膨張傾向を示すようになることがわかる。特に、締固め度と有効拘束圧の両者が高くなるほど、膨張傾向が顕著になるようである。

さらに、これらの結果よりせん断抵抗角について検討を進めるために、図-6 には有効応力経路から算出したせん断抵抗角と締固め度との関係を示す。ここで、試料の粘着力は 0 であると想定し、せん断抵抗角は

以下のように算出している。

$$\sin \phi_{peak}, \sin \phi' = \frac{3M}{6+M} \quad (0 < M < 3) \quad \dots(1)$$

ここで、 M は限界状態定数であり、応力経路図における原点から限界状態を示すある点に引いた直線の傾きに等しい⁴⁾。なお、限界状態として主応力比最大時と、ピーク強度 q_{max} 発生時を設定し、それらの状態で得られたせん断抵抗角をそれぞれ ϕ_{peak} および ϕ' としてそれらの特性を調べている。これより、締固め度が増加するとせん断抵抗角 ϕ_{peak} , ϕ' も高くなることわかる。特に、 ϕ' は締固め度が 100% に近くなるのにつれて収束する傾向にある一方、 ϕ_{peak} は締固め度が 100% に達しても、その増加率が高いことがわかる。

(b) 初期含水比の影響

次に、締固め時の初期含水比が強度特性に及ぼす影響について調べるために、図-7 は q_{max} と締固め度の関係として結果を整理している。図中には、最適含水比よりも低含水状態および高含水状態での締固めによる結果をそれぞれ D_{cd} および D_{cw} として表記している。また、最適含水比による締固め供試体の結果(図-4 参照)も D_{copt} として表記されている。この図から、 D_{cd} の $\sigma'_c=50\text{kPa}$ の供試体を除き、 q_{max} に関しては初期含水比の違いは見られず、 $q_{max}-D_c$ の関係は一義的に決定されるようである。

さらに、せん断抵抗角について調べるために、図-8 には締固め度と ϕ_{peak} , ϕ' の関係が整理されている。なお、せん断抵抗角は前述の式(1)に基づいて算出した。また、最適含水比による締固め供試体の結果(図-6 参照)も D_{copt} として表記されている。この関係では、 D_{cd} と表記されている最適含水比より乾燥側の条件で締固められたものは、最適含水比の条件に比べ、わずかにせん断抵抗角が高くなる傾向を示している。一方、湿潤側の条件(図中 D_{cw} として表記)の結果は、他に比べて低くなっている。これは、最適含水比より湿潤状態で締固めを行うと、せん断強度が発揮しにくい構造になり、他のケースと比べてダイレイタンシー特性も異なるためであると推察される。図-9 は、乾燥側の条件で締固められた供試体(図中 D_{cd} として表記)の有効応力経路を示す。図には、同じ拘束圧 $\sigma'_c=100\text{kPa}$ で試験をした D_{copt} 供試体の結果も表記している。図より、せん断の比較的初期の段階を見ると、乾燥側の条件の方で収縮傾向が少なく、その後膨張傾向に転じているのがわかる。次に、図-10 は、湿潤側の条件で締固められ

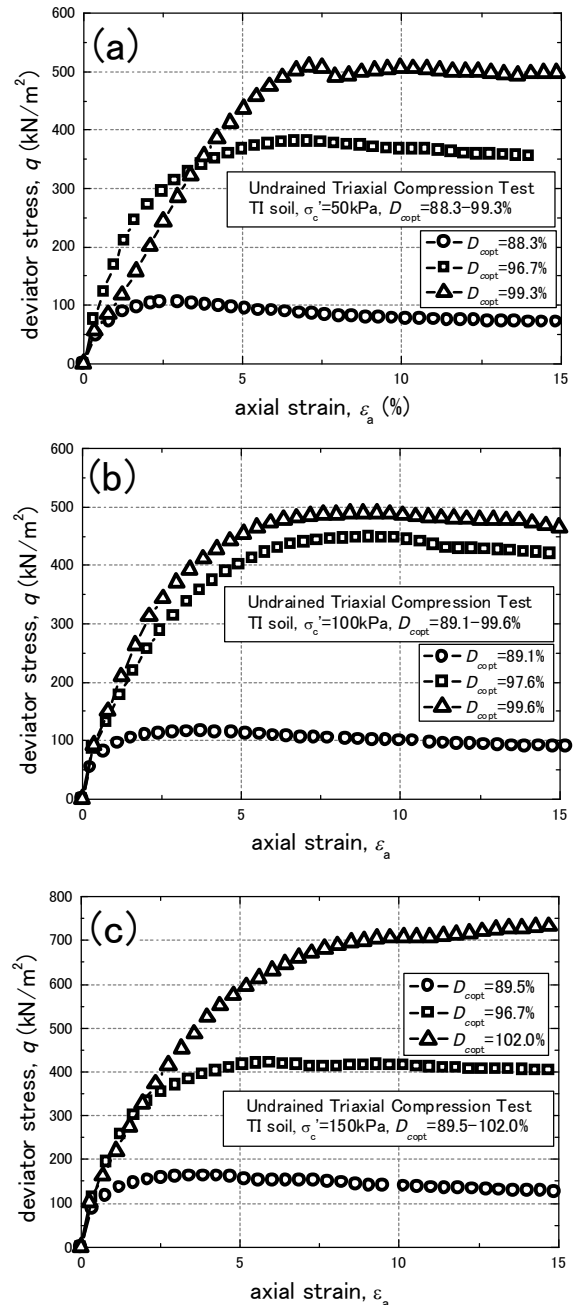


図-3 軸差応力-軸ひずみ関係：
(a) $\sigma'_c=50\text{kPa}$, (b) $\sigma'_c=100\text{kPa}$, (c) $\sigma'_c=150\text{kPa}$

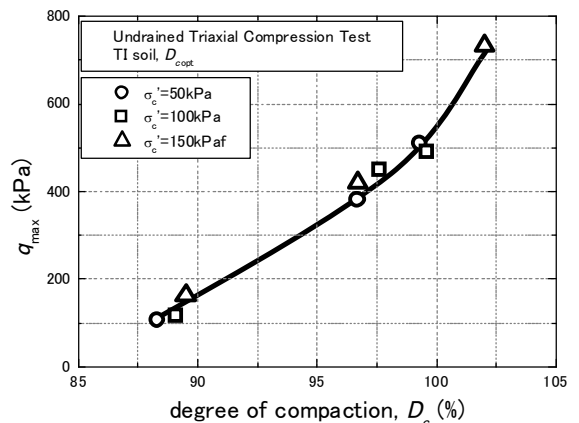


図-4 ピーク強度 q_{max} と締固め度の関係

た供試体（図中 D_{cw} として表記）の有効応力経路を示す。図には、同じ拘束圧 $\sigma'_c=100\text{kPa}$ で試験をした D_{copt} 供試体の結果も表記している。図より、乾燥側と同様にせん断初期の段階で異なるダイレイタンスー特性を示す。

さらに図-11に、湿潤側条件の軸差応力 q -軸ひずみ ε_a 関係を示す。図より、変形係数 E_{50} を求めると最適含水比で締固めた D_{copt} 供試体と湿潤側で締固めた D_{cw} 供試体では、それぞれ $15.9(\text{MN}/\text{m}^2)$ 、 $6.4(\text{MN}/\text{m}^2)$ となり、湿潤側の条件の供試体の方が E_{50} で示される剛性が低くなるのがわかる。なお、変形係数 E_{50} は以下のように算出している。

$$E_{50} = \frac{\left(\frac{q_{\max}}{2}\right)}{\varepsilon_a \text{ (at } q = q_{\max}/2)} \dots(2)$$

4.2 繰返し強度に及ぼす締固め条件の影響

繰返し試験では全ての供試体が最適含水比で締固められた供試体である。（各図中 D_{copt} として表記）

(a) 繰返し強度特性

図-12に、両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ に至った時の液状化強度を示す。図より、締固めエネルギーが高くなると繰返し強度も高くなるのがわかる。締固め度の違いが繰返し強度に与える影響をさらに詳細に調べるため、図-13に $0.362E_c$ および $0.769E_c$ の締固めエネルギーで締固めた供試体の SR_{10} および SR_{20} と締固め度との関係を示す。ここで SR_{10} および SR_{20} はそれぞれ繰返し载荷回数10回および20回で、 $DA=5\%$ に至る時の繰返し応力振幅比である。図より、締固め度が高くなると、 SR_{10} および SR_{20} はそれぞれ増加しており、 SR_{10} の増加は SR_{20} の増加より顕著である。

締固め度の違いによる繰返し強度の違いを明らかにするため、図-14に、 $0.362E_c$ の締固めエネルギーで締固めた供試体の SR_{10} および SR_{20} を、 $0.769E_c$ の締固めエネルギーで締固めた供試体の SR_{10} および SR_{20} で除した繰返し強度比 R を示す。図より、締固め度が約5%低下すると、 SR_{10} および SR_{20} は、約60%および約70%に低下することがわかる。以上より、最適含水比で締固められた供試体では締固めエネルギーの違いが顕著に繰返し強度に影響を与えることがわかった。

(b) 過剰間隙水圧発生挙動

締固め度が違う供試体の構造変化を過剰間隙水圧発生挙動に着目して調べるために、図-15は過剰間隙水圧を有効拘束圧で正規化した過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c$

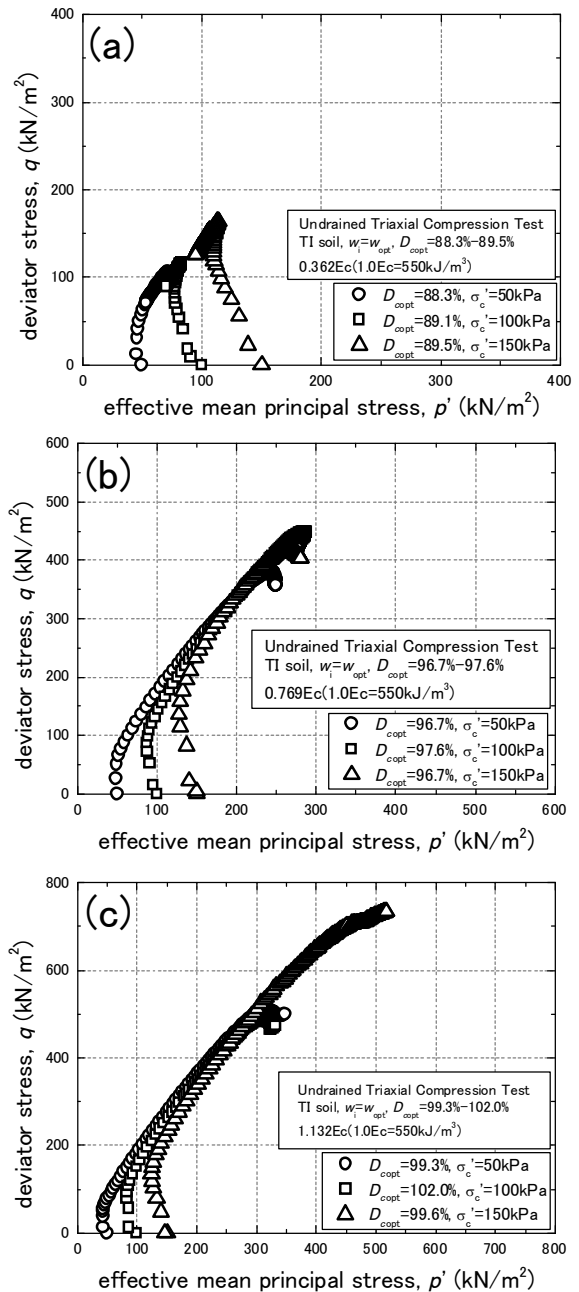


図-5 有効応力経路：

(a) $\sigma'_c=50\text{kPa}$, (b) $\sigma'_c=100\text{kPa}$, (c) $\sigma'_c=150\text{kPa}$

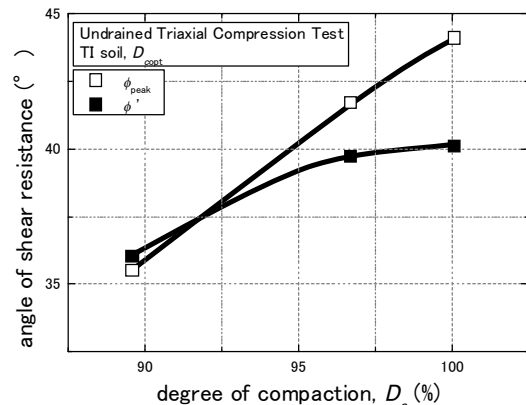


図-6 せん断抵抗角と締固め度

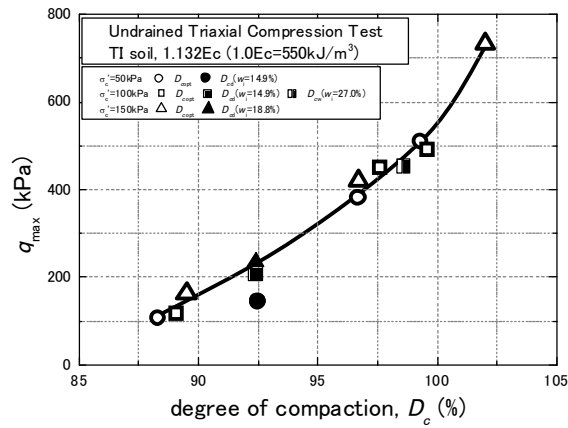


図-7 ピーク強度 q_{max} と締固め度の関係 (初期含水比の違いの影響)

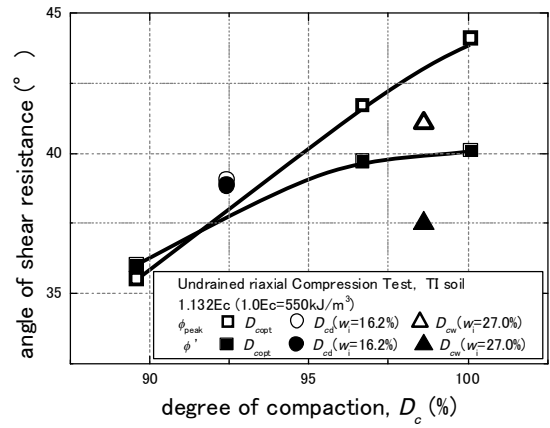


図-8 せん断抵抗角と締固め度 (初期含水比の違いの影響)

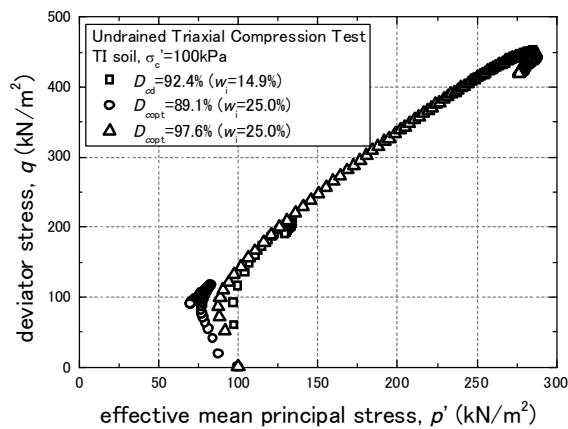


図-9 有効応力経路(最適含水比より乾燥条件)

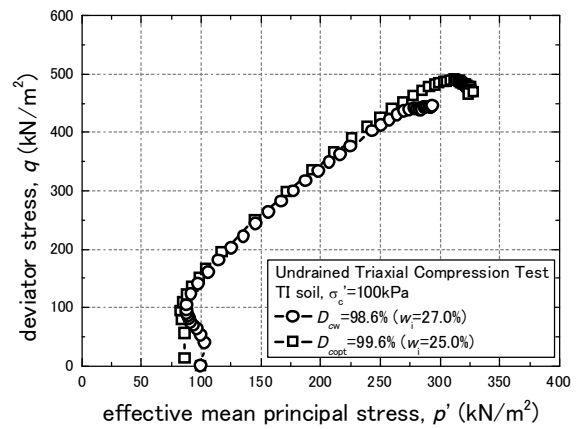


図-10 有効応力経路(最適含水比より湿潤条件)

と繰返し載荷回数 N_c を $DA=5\%$ の軸ひずみ発生回数 N_c at $DA=5\%$ で正規化した繰返し回数比 N_c / N_c at $DA=5\%$ の関係の一例を表している。なお、図には $0.362E_c$ の締固めエネルギーで締固められた $D_{copt}=91.1\%$ の供試体と、 $0.769E_c$ の締固めエネルギーで締固められた $D_{copt}=97.8\%$ の供試体が示されている。図より、締固め度が低い供試体の方が、過剰間隙水圧の発生が遅れていることがわかる。また、 $D_{copt}=97.8\%$ の密な供試体では、軸ひずみが大きくなるにつれて過剰間隙水圧は収束傾向を示すのに対し、 $D_{copt}=91.1\%$ の緩い供試体では、 $DA=5\%$ が発生する時点では過剰間隙水圧はまだ上昇傾向を示すことがわかる。以上により、締固め度が違いは、繰返し載荷を受ける供試体の過剰間隙水圧の発生挙動に影響を及ぼすことが示された。

(c)変形特性

図-16 (a) および (b) に繰返し試験結果の一例を示す。図-16 (a) および (b) は、繰返し応力振幅比 $SR=0.320$ 、 $\sigma'_c=50kPa$ における $0.362E_c$ の締固めエネルギーで締固められた $D_{copt}=91.1\%$ の供試体および $0.769E_c$ の締固めエネルギーで締固められた $D_{copt}=97.8\%$ の供試体のそれぞれの有効応力経路が示されている。図より $D_{copt}=91.1\%$ の供試体では、繰返し回数の増加とともに、有効平均主応力が減少し、最終的に有効応力が 0 の状態に至る、初期液状化の様相を呈している。一方、 $D_{copt}=97.8\%$ の供試体では、同様に繰返しとともに有効

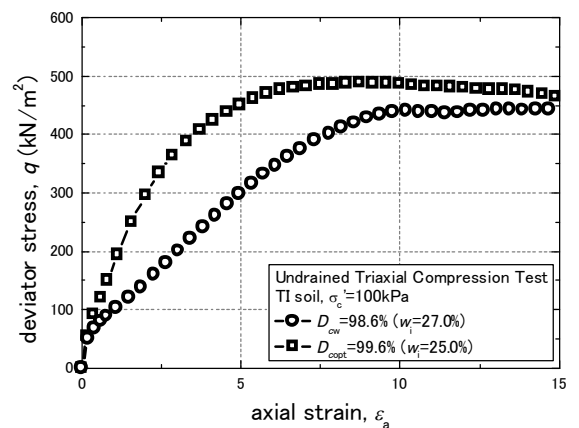


図-11 軸差応力-軸ひずみ関係 (最適含水比より湿潤条件)

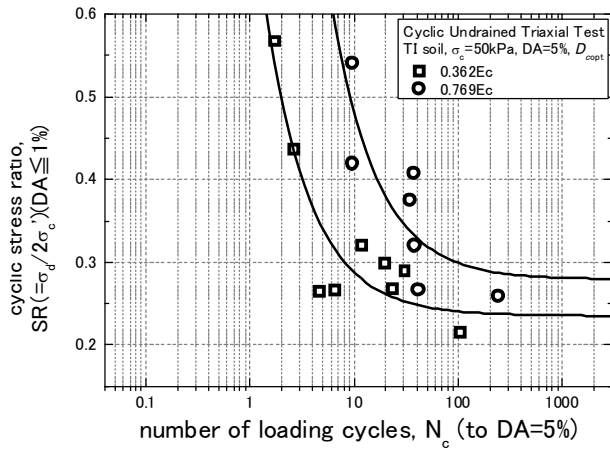


図-12 液状化強度 ($w_i=w_{opt}$ 条件)

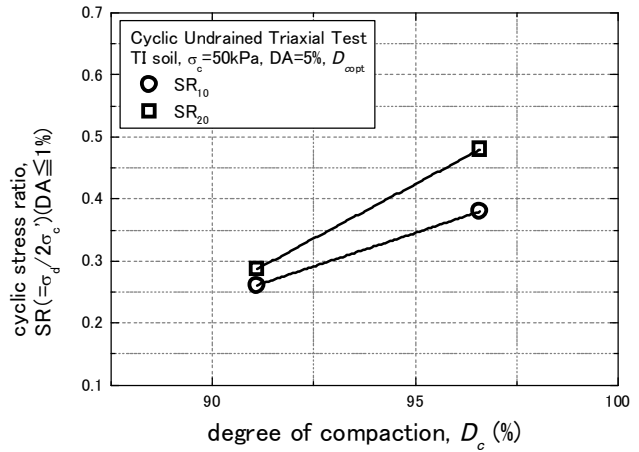


図-13 締固め度と SR_{10} および SR_{20} の関係

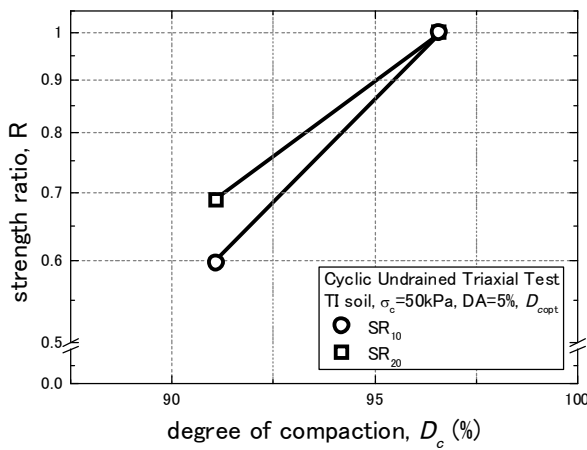


図-14 締固め度と繰返し強度比 R

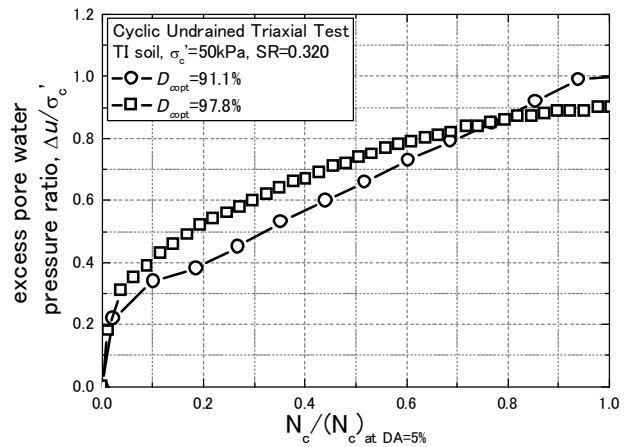


図-15 過剰間隙水圧発生特性

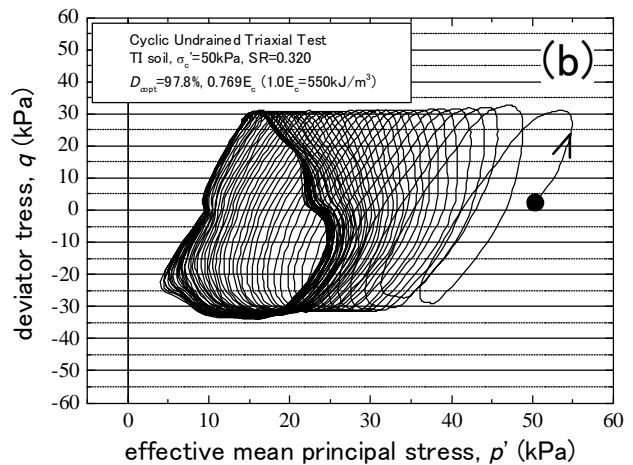
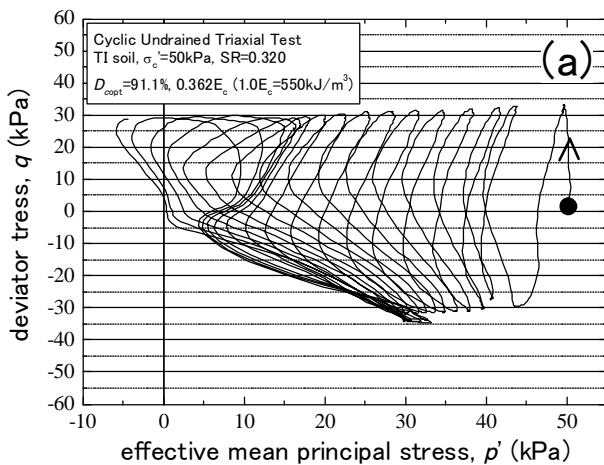


図-16 有効応力経路 : (a) $D_{c,opt}=91.1\%$ ($0.362E_c$), (b) $D_{c,opt}=97.8\%$ ($0.769E_c$)

平均主応力は減少するが、有効応力が 0 に至らぬまま破壊する、サイクリックモビリティの様相を呈している。

図-17 (a) および (b) には、図-16 (a), (b) と同供試体の軸ひずみ ϵ_a と繰返し載荷回数 N_c との関係を示している。 $D_{c,opt}=91.1\%$ の供試体では、 $D_{c,opt}=97.8\%$ の供試体に比べて、急激に軸ひずみ ϵ_a が発生し、破壊に至っ

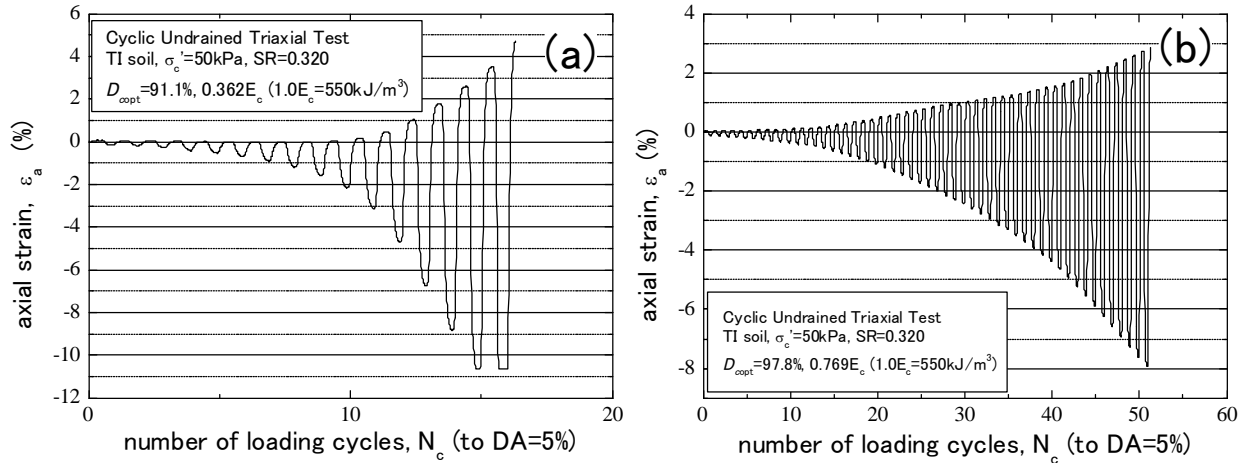


図-17 軸ひずみ ε_a と繰返し载荷回数 N_c 関係 (a) $D_{opt}=91.1\%$ (0.362 E_c) (b) $D_{opt}=97.8\%$ (0.769 E_c)

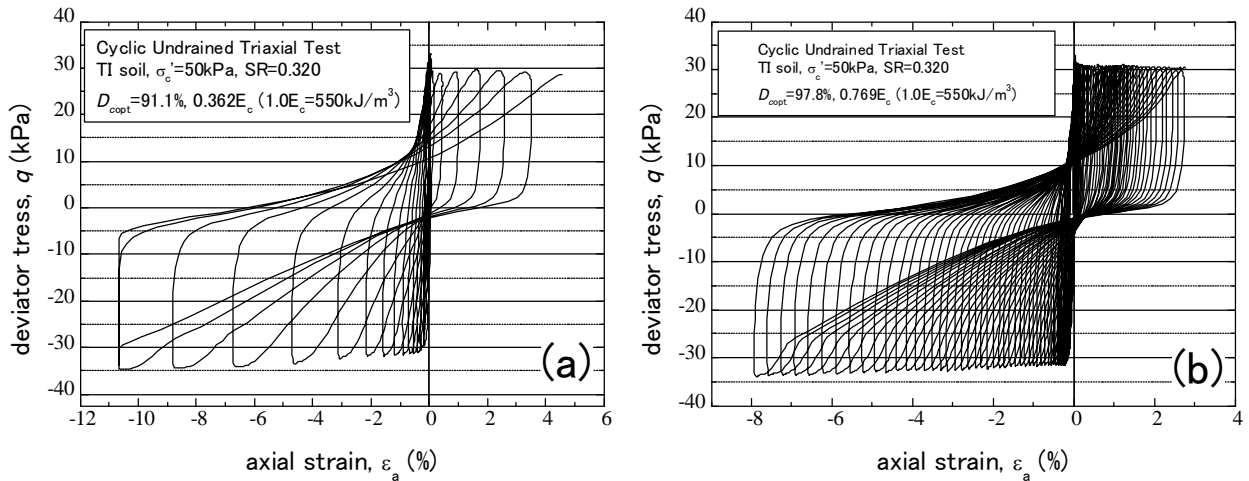


図-18 軸差応力 q と軸ひずみ ε_a 関係 (a) $D_{opt}=91.1\%$ (0.362 E_c) (b) $D_{opt}=97.8\%$ (0.769 E_c)

ている。また図-18(a)および(b)には、図-16(a)、(b)と同供試体の軸差応力 q と軸ひずみ ε_a の関係を示している。ここでもやはり繰返し回数の増加に伴う軸ひずみ ε_a の増加や剛性の低下が $D_{opt}=91.1\%$ の供試体では、 $D_{opt}=97.8\%$ の供試体に比べて、急激に発生していることがわかる。締固めエネルギーが高く、締固め度が高いほど、繰返し载荷に伴う変形に対する抵抗が大きく、ねばりがあるといえる。以上より、最適含水比で締固められた供試体では締固めエネルギーの違いが顕著に繰返し変形特性に影響を与えることがわかった。

5. まとめ

一連の試験結果より以下の結論が得られた。

- (1)最適含水比で締固めた供試体では、締固め度が増加するほど、ピーク強度とせん断抵抗角が増加する。
- (2)締固め含水比の違いが、ピーク強度に与える影響は見られない。一方、せん断抵抗角に関して、最適含水比より乾燥側で締固めた供試体ではわずかに高く、湿潤側の供試体で低くなる。
- (3)最適含水比で締固めた供試体では、締固め度が増加するほど、繰返し強度も増加する。

謝辞

実験及び結果の整理には、上田涼太君（北海道大学工学部）の協力を得た。また本研究には国土交通省平成22年度建設技術研究開発費補助金(研究代表者 龍岡文夫)の補助が与えられた。末筆ながら記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1)龍岡文夫：盛土の締固め管理と設計の協働の必要性，基礎工，Vol.37，No.7，pp.2-9，2009.
- 2)松村聡・三浦清一・横濱勝司・伊藤啓介：築堤材に用いた砂質シルトのせん断特性に及ぼす締固め条件の影響，土木学会第65回年次学術講演会概要集，pp.283-284，2010.
- 3)地盤工学会：突固めによる土の締固め試験方法，地盤材料試験の方法と解説 二分冊の1，pp.373-385，2009.
- 4)地盤工学会：土の三軸試験，地盤材料試験の方法と解説 二分冊の2，pp.619-621，2009.

北海道大学大学院 学生会員 ○泉 信太郎
北海道大学大学院 国際会員 横浜 勝司
北海道大学大学院 国際会員 三浦 清一
北海道大学大学院 学生会員 細野 雄太

1. はじめに

各種締固め盛土では、盛土材の種類に応じてのり面勾配や密度が規定される仕様が規定される設計であるため、締固めされた土の強度・変形特性を確認し設計に反映されることは少ない。しかし、近年の性能規定型設計の導入が検討されている現状では、締固め条件と強度・変形特性の関係を明示する重要性が指摘されてきている¹⁾。本研究では、盛土に使われる試料を対象として、締固め度を変えた供試体に対してベンダーエレメント（以下 BE と称す）を用いてせん断剛性率を測定した。得られたせん断剛性率と締固め度等の関係を調べ、締固め盛土のせん断剛性率の評価手法の提案を試みる。

2. 試料概要及び試験方法

試料は池田町から採取された試料である。土粒子の密度 ρ_s が 2.578g/cm^3 、最大粒径 D_{max} が 2.0mm 、細粒含有率 F_C が 66.2% 、塑性指数 IP が 12.3% であり、砂質シルトとして分類される試料である²⁾。本試料の締固め特性および本研究で用いた供試体の作製条件を図-1に示す。図より、本試料の最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=1.446\text{g/cm}^3$ 、最適含水比 $w_{opt}=25.0\%$ であることが確認される³⁾。本研究では、締固め度とせん断剛性率の対応関係を詳細に調べるため、締固め度を変えた供試体を作製した。具体的には、図-1中の●印で示す条件で試料を締固めた。締固めは直径 100mm 、高さ 150mm の供試体作製用モールドにて実施した。

せん断剛性率を測定する際には、締固めた試料を取りだし、直径 70mm 、高さ 150mm の円筒形供試体に成形した。成形した供試体を試験装置に設置する際、BE(写真-1参照)を供試体内に挿入する必要があるが、挿入時の乱れを最小限にするために、BE挿入用具を用いた。この用具を締固めモールド底部および供試体上部に設置して締固め作業を行い、BEを挿入するための加工を施した。

供試体に与える締固めエネルギーは締固め試験(JGS0711-2009)で規定されているA法での締固めエネルギー($1.0E_c=550\text{kJ/m}^3$)が異なるため、 $1.132E_c$ での締固め曲線を示している。

図-2は用いた試験装置の外力を示す。直径 70mm の円形のトップキャップおよびペダスタルを有する三軸試験装置にBE端子が設置されている装置である。供試体を設置後、 CO_2 供給、二重負圧法の適用、脱気水通水および 196kPa のバックプレッシャー载荷による飽和化の作業を進めた。間隙圧係数 B 値が 0.95 以上に

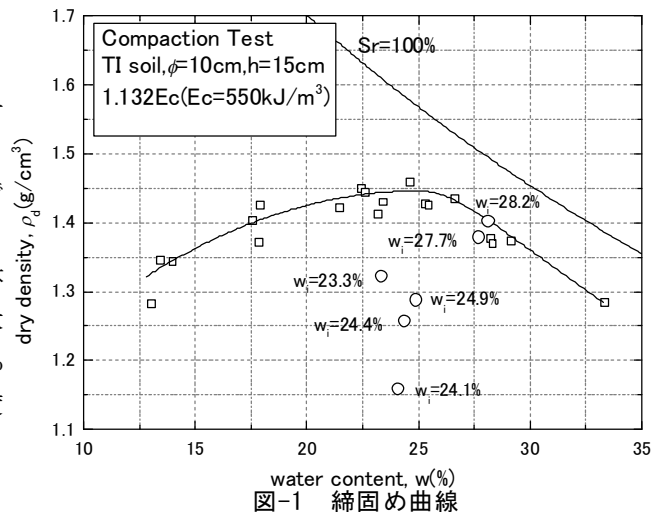


図-1 締固め曲線

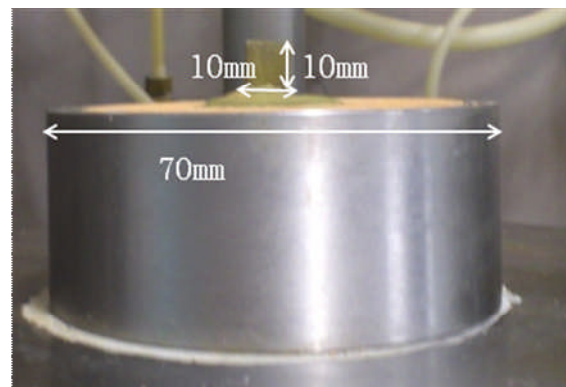


写真-1 ベンダーエレメント (BE)

達するのを目標にして飽和作業を継続した。

飽和作業後、所定の圧力で等方圧密を行った。圧密終了後、BEによるせん断剛性率 G_{BE} の測定を行った。装置に接続されたファンクションジェネレーターから振動数 0.3Hz 程度のパルス波電圧を発信側 BE に与え、発生した弾性波を受信側 BE が感知することで発生する電圧変化をオシロスコープで読み取ることで S 波の伝播速度 Δt を測定している。せん断剛性率は以下のように求めている。

$$G_{BE} = \rho_t \cdot V_s^2 = \rho_t \cdot \left(\frac{L}{\Delta t} \right)^2 \dots (1)$$

ここで、 ρ_t : 供試体の湿潤密度、 L : 供試体上下端に挿入された 1 対の BE 間距離、 Δt : S 波の伝播時間

写真-2 は、BE 測定による送受信の波形の一例を示している。ここで S 波の伝播時間を同定する際には、繰返し変形試験によるせん断剛性率 G_0 と G_{BE} の比較検討で決定された波形の読取法⁴⁾を参考にした。

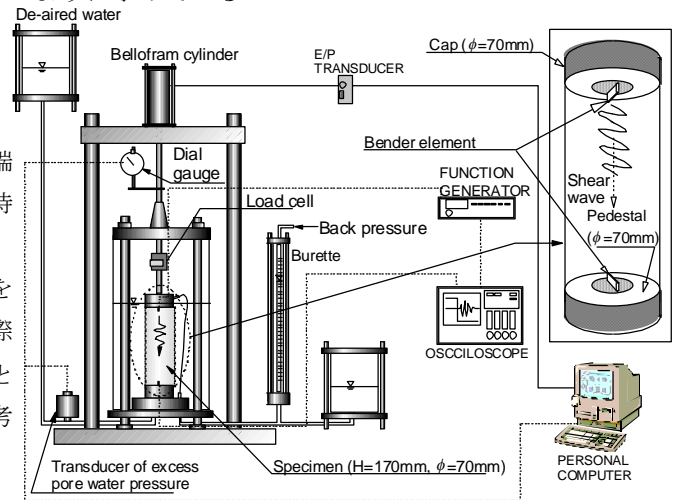


図-2 試験機概略図

3. 試験結果

せん断剛性率の測定を行う際に実施した等方圧密による供試体の圧縮状況を示すために、図-3 は有効拘束圧 σ_c' と供試体の間隙比の関係を示す。ここでは、一例として、初期含水比 $w_i=24.1\%$ 、初期乾燥密度 $\rho_{di}=1.158\text{g/cm}^3$ 、初期締固め度 $D_{ci}=80.1\%$ の結果を示す。なお、圧密は $\sigma_c'=49, 98, 147, 196\text{kPa}$ の 4 段階で実施しており、各段階での圧密終了後にせん断剛性率を測定した。図より、圧密応力が増加すると間隙比が減少する挙動が確認された。

次に、種々の締固め度で作製された供試体での S 波速度を調べるために、図-4 は S 波速度 V_s と初期締固め度 D_{ci} の関係を整理した。これより、初期締固め度 D_{ci} が増加すると、 V_s も増加する挙動が見られた。なお、ここでの供試体の初期含水比は 24.1% から 28.2% の範囲にあるが、この範囲での含水比の違いは V_s の測定結果に影響はおよぼさないようである。

図-5 は、せん断剛性率 G_{BE} と初期締固め度の対応関係を示す。この結果から、初期締固め度が高くなる程せん断剛性率 G_{BE} も高くなる傾向が確認される。特に、圧密応力 σ_c' が高いほど締固め度に対するせん断剛性率 G_{BE} の増加挙動が顕著である傾向もみられる。

ここで得られたせん断剛性率 G_{BE} の特性について検証するために、図-6 は北海道の火山灰粗粒土での測定結果⁴⁾との比較せん断剛性率 G_{BE} と圧密応力 σ_c' の関係でまとめ示している。図中の TI soil では $D_{ci}=95.3\%$ および 96.9% の結果を示している。本試料と他の火山灰土とは供試体作製方法や間隙比が異なるが、この図より本研究の対象であるのせん断剛性率 G_{BE} は豊浦砂 (相対密度 $D_{rc}=70\%$) より低く、破碎性が卓越する当幌

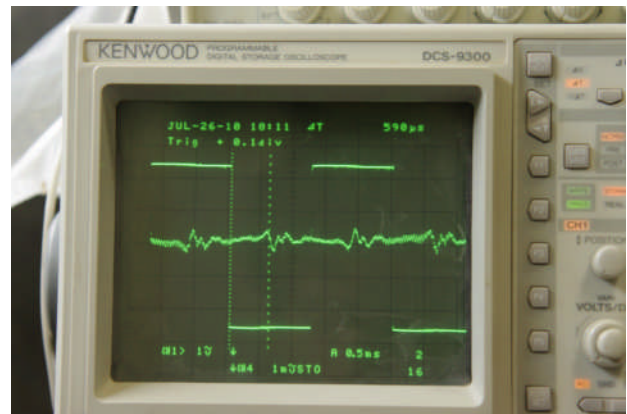


写真-2 波形の一例

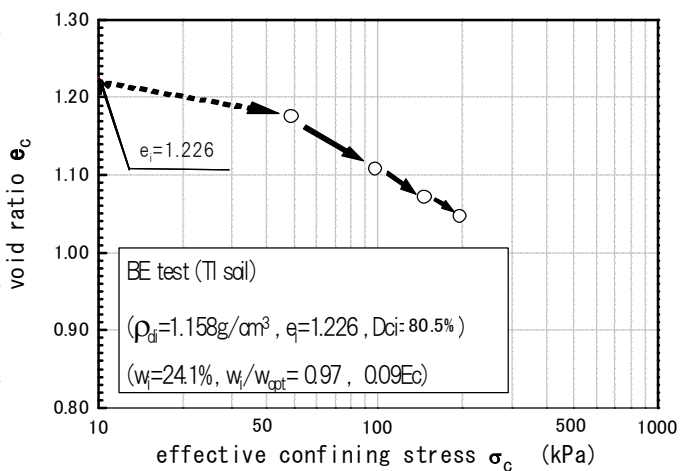


図-3 等方圧密時の間隙比の変化の一例

火山灰土や富川火山灰土よりも高い結果となっている。また、 G_{BE} の増加傾向は本試料と火山灰土と類似していることが確認できる。そこで、火山灰粗粒土のせん断剛性率の推定式⁴⁾を本試料でも適応可能か検討を試みた。

まず、Hardin⁵⁾や Kokusho⁶⁾により、間隙比および拘束圧を用いてせん断剛性率の推定式が次のように提案されている。

$$G_{BE} = A \cdot e^m \cdot (\sigma'_c)^n \cdot \dots (2)$$

ここで、 A 、 m および n は定数である。また、火山灰粗粒土についてBE試験で測定されたせん断剛性率は、式(2)の形式で評価可能とされている。

図-7は得られたせん断剛性率 G_{BE} を $(\sigma'_c)^{0.5}$ で除した値 $G_{BE}/(\sigma'_c)^{0.5}$ と間隙比 e_c の関係を示している。ここで、豊浦砂のせん断剛性率が平均主応力の0.5乗に比例すること⁷⁾を参考にして、本試料のせん断剛性率が $(\sigma'_c)^{0.5}$ に比例するものとして検討を進める。

図より、拘束圧の違いによらず、次の関係が成り立っている。

$$G_{BE}/(\sigma'_c)^{0.5} = A_1 \cdot e_c^{-2.51} \cdot \dots (3)$$

(3)式は、せん断剛性率の変化に及ぼす影響を説明するものである。本ケースでは A_1 は3.442となる。

次に、締固め度 D_{ci} がせん断剛性率 G_{BE} に及ぼす影響について調べるために図-8は $G_{BE}/(\sigma'_c)^{0.5}$ と初期締固め度 D_{ci} の関係を示す。図より、多少の誤差はあるものの、全体的に両者が一義的な関係にあると考えられる。この関係は以下のように表すことができる

$$G_{BE}/(\sigma'_c)^{0.5} = A_2 \cdot D_{ci}^{3.98} \cdot \dots (4)$$

本ケースでは A_2 は 6.0×10^{-8} 、 D_{ci} は百分率表示の数値である。これより、締固め度のせん断剛性率の変化は締固め度にも依存するといえる。また、締固め度の影響は拘束圧の影響度より大きいと推測できる。

さらに、締固めされた試料のせん断剛性率を評価する手法について(3)式および(4)式に基づいて検討する。まず、(3)式および(4)式より、

$$G_{BE} = A_3 \cdot D_{ci}^{3.98} \cdot e_c^{-2.51} \cdot (\sigma'_c)^{0.5} \cdot \dots (5)$$

ここで、 A_3 は定数である。(5)によると、締固め土のせん断剛性率は間隙比 e_c および初期締固め度の両者に依存することは明らかである。また、初期締固め度の増加に対して間隙比 e_c は減少していく傾向がみられるので、締固め度と間隙比の両者を

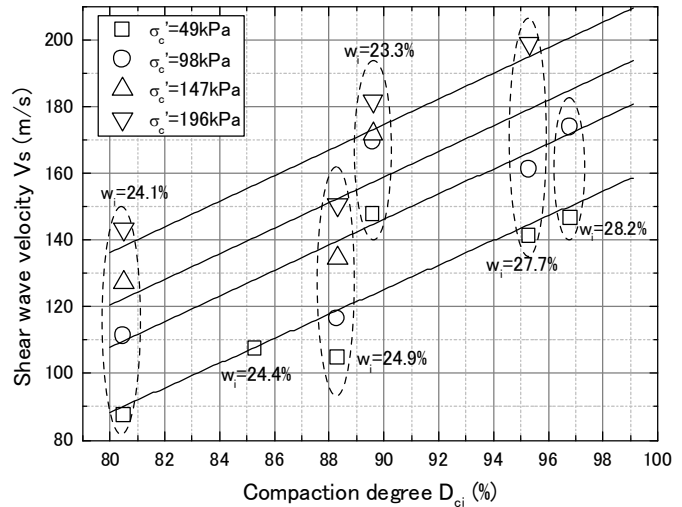


図-4 せん断波速度と締固め度の関係

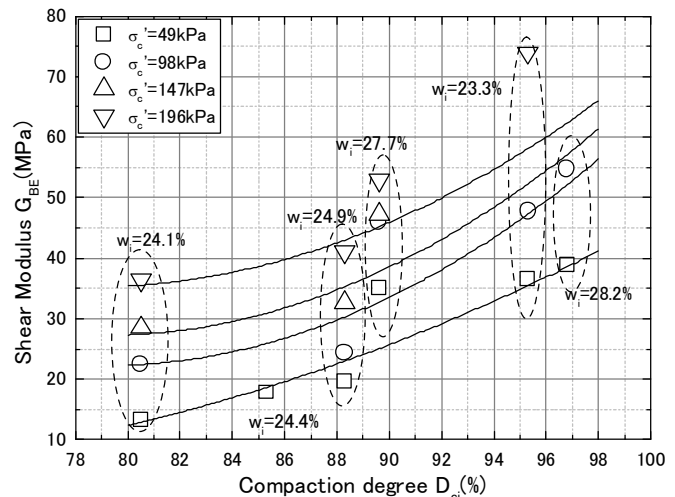


図-5 せん断剛性率と締固め度の関係

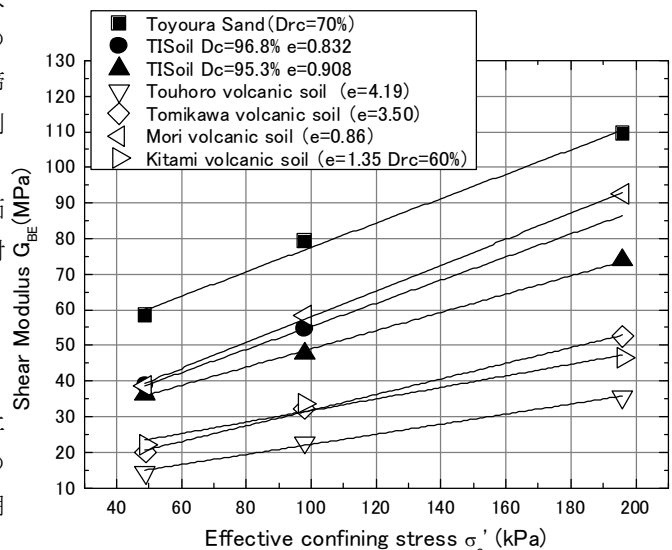


図-6 火山灰粗粒土の G_{BE} との比較

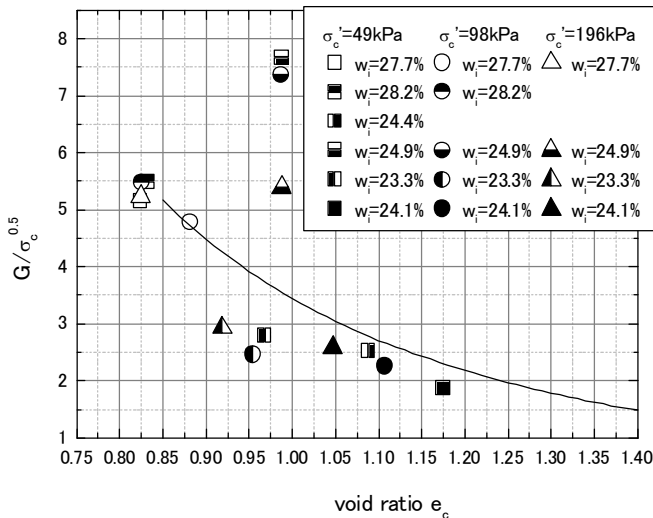


図-7 $G_{BE}/(\sigma_c')^{0.5}$ と間隙比 e_c の関係

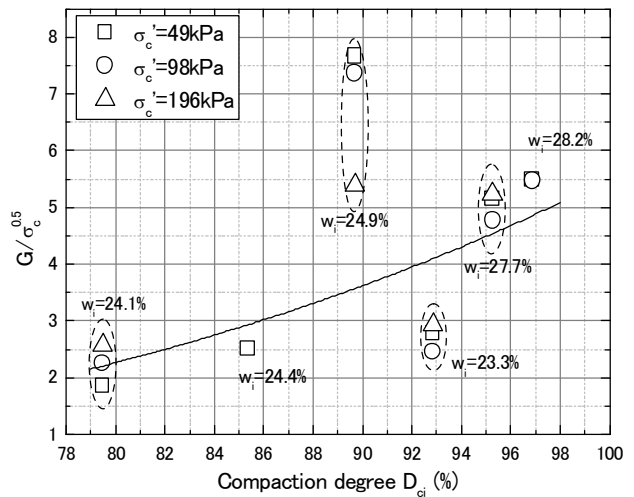


図-8 $G_{BE}/(\sigma_c')^{0.5}$ と間隙比 D_{ci} の関係

考慮して設計・施工を進める必要があると言える。

4. 結論

本研究の一連の試験より以下の結論を得た。

(1) 締固め土のせん断剛性率と締固め度および間隙比の関係を調べた。圧密応力によらず締固め度が増加する程、せん断剛性率は増加する。

(2) (1)の結果として、締固め土に関するせん断剛性率評価式を提案した。これより、締固め土の剛性を高めるためには、締固め度と間隙比の両者を考慮し設計・施工を行うことが重要である。

今後は締固め時の初期含水比を変えた試験を行い、提案式の妥当性についてさらに検討を進める予定である。

謝辞

本研究の実験およびデータ整理において高田諒平氏(北海道大学)の多大な協力を得た。また、本研究は国土交通省平成 22 年度建設技術研究開発補助金(研究代表者 龍岡文夫)の補助を与えられた、未筆ながら記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 山木正彦・森啓年・榎本忠夫・佐々木哲也：土工における締固め管理に関する一考察，第 45 回地盤工学研究発表会平成 22 年度発表講演集，pp.363-364，2010。
- 2) 松村聡・三浦清一・横濱勝司・伊藤啓介：築堤材に用いた砂質シルトのせん断特性に及ぼす締固め条件の影響，土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集，III-42，pp.283-284，2010。
- 3) 松村聡・横濱勝司・三浦清一・伊藤啓介：堤防締固め土の動的せん断挙動に及ぼす締固め度の影響とその評価法，地盤工学会北海道支部技術報告集，Vol.51，2011（印刷中）。
- 4) Sahaphol T. and Miura S. : Shear moduli of volcanic soils, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.25, pp.157-165, 2005.
- 5) Hardin BO and Richart FE : Elastic wave velocities in granular soils, *Journal of the Soil mechanics and foundations division, ASCE*, Vol.89, SM1, pp.33-65, 1963.
- 6) Kokusho T. : Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range, *Soils and Foundations*, Vol.20, No.2, pp.45-60, 1980.
- 7) Tatsuoka, F., Iwasaki T., Fukushima, S. and, Sudo H. : Stress conditions and stress histories affecting shear modulus and damping of sand under cyclic loading, *Soils and Foundations*, Vol.19, No.2, pp.29-43, 1979.

北海道大学大学院 国際会員 ○横浜 勝司
北海道大学大学院 国際会員 三浦 清一
北海道大学大学院 学生会員 細野 雄太
北海道大学大学院 学生会員 泉 信太郎

1. はじめに

重要な社会基盤施設の1つである締固め盛土の建設では、一般的には締固め度により施工管理されている。施工された盛土の性能を評価する際には、その締固め度が規定値以上かどうかを確認するが、締固め度の実測値と規定値の比較だけでは、その盛土が有する力学特性を十分に説明することが難しい。最近では、国内で多発する地震・豪雨・洪水による盛土崩壊が多発している。そのため、盛土の設計段階においても、使用する盛土材に関して、所定の締固め条件下の力学特性を明示し設計に反映させることが重要であると指摘されている¹⁾。本研究では、盛土完成後の耐震性や耐水性等の性能を保証するために必要となる力学特性のうち、主として透水係数に着目して一連の検討を進めた。ここでは実際に堤防に使用される材料で締固め特性および透水係数を調べた。試験結果を基に、供試体の間隙構造の変化特性について考察し、締固め条件の違いが透水性に及ぼす影響について論じている。

2. 試料および試験方法

図-1 は本研究で用いた試料の粒度分布を示す。細粒分含有量が 66%，土粒子の密度 $\rho_s=2.578\text{g/cm}^3$ ，液性限界 $w_L=46.8\%$ ，塑性限界 $w_P=34.5\%$ ，塑性指数 IP が 12.3 の砂質シルト²⁾である。この試料の締固め曲線を図-2 に示す。ここで示した締固め試験では力学試験用の供試体作成のために新規に作製されたモールド（内径 100mm，深さ 150mm）が用いられた。モールドの深さが締固め試験（JGS0711-2009）の A-b 法³⁾で規定されているものと異なるため、締固めエネルギーを A-b 法での 1.135 倍に設定して締固め曲線を求めている。なお、試料準備法およびランマー質量は締固め試験（JGS0711-2009）の A-b 法に準じている。図より最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=1.446\text{g/cm}^3$ ，最適含水比 $w_{opt}=25.0\%$ が得られた。

本研究で実施した透水試験では、図-2 中の□印で示される状態での締固めにより供試体を作製された。本研究では、まず、含水比を最適含水比に設定し突固め回数を制限して作成された供試体を用いて締固め度の違いの影響を調べている。さらに、供試体の締固め時の初期含水比の違いが透水係数に及ぼす影響を調べ

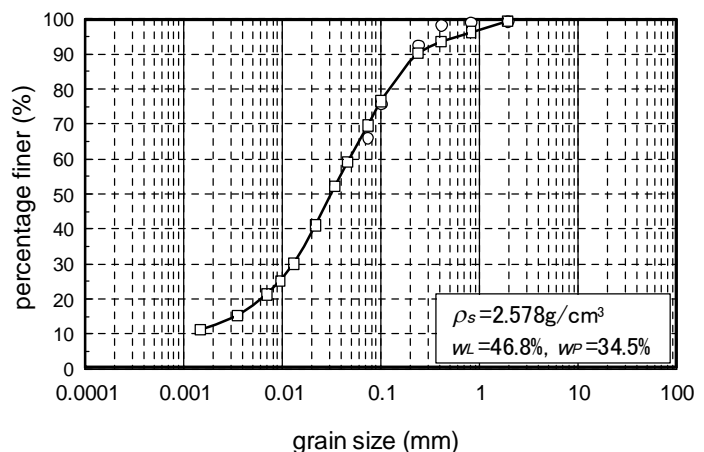


図-1 粒径分布および物理特性 (TI soil)

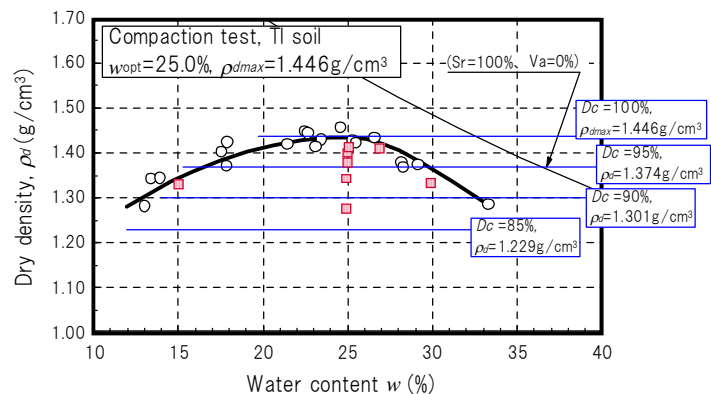


図-2 締固め曲線と供試体作成条件

るために、締固め度 D_c が 92%~93%で初期含水比 w_i が 15%または 30%になる条件での供試体も作成して透水係数を測定した。

透水試験は、次の手順により実施されている。(1) 円筒形に成型された供試体(直径 100mm, 高さ 180mm)を試験装置に設置し飽和化作業を開始する。飽和化の作業は、供試体内部に CO_2 を供給後、二重負圧法を適用した状態で脱気水を通過している。(2) 所定量の通水の後に 200kPa のバックプレッシャー供給により飽和度を高める。間隙圧係数 B 値が 0.95 以上に達することを目標に飽和作業を進めた。ただし、これまでの作業を経ても間隙圧係数 B 値が 0.95 以上に達しない場合は、その状態で試験を継続している。(3)飽和作業後、所定の圧力により供試体を等方圧密した。圧密による排水量変化が供試体の体積(初期状態)を基準として $1.0 \times 10^{-4}\%/min$ 以下となった状態を圧密終了とした。圧密終了後、変水位透水試験で透水係数を測定した。

図-3は本研究で用いた変水位透水試験装置の概略図²⁾である。トップキャップおよびペデスタルに別個に接続されているビュレットに背圧が供給されている状態で、所定の動水勾配を発生させることが可能となっている。透水係数測定中、間隙水の移動に起因する供試体内部の応力状態の変化を防ぎ、過度な偏差応力が載荷されないよう、軸応力および軸変位は随時調整されている。

3. 試験結果

3-1 透水係数結果の一例

図-4(a)および(b)は、それぞれ、透水係数を測定するために準備された供試体の等方圧密圧力による間隙比および乾燥密度の変化の一例を示している。ここでは、突固めて作成された供試体の初期間隙比 e_i が 0.825、初期乾燥密度 ρ_{di} が $1.412\text{g}/\text{cm}^3$ (締固め度 97.7%に相当)の結果を示している。これらの図より、拘束圧の増加に伴い、間隙比の若干の減少および乾燥密度の増加が見られている。これと類似の挙動は、他の供試体でも同様に見られた。このことより、締固めて作成された供試体でも、拘束圧の増加に伴う密度増加に起因する供試体内部の構造変化が生じていることが予想される。

次に、得られた透水係数に及ぼす動水勾配による影響について調べるために、図-5(a)、(b)および(c)は、それぞれ有効拘束圧が 49kPa、98kPa および 196kPa での透水係数 k_{15} と動水勾配 i の関係を示す。図中のデータは、図-4 で示した供試体で実施された試験結果である。また、透水係数は水温を 15°C として補正した値である。ここでは、供試体の軸方向に対して透水が行われているため、得られた結果は鉛直方向の透水性を示

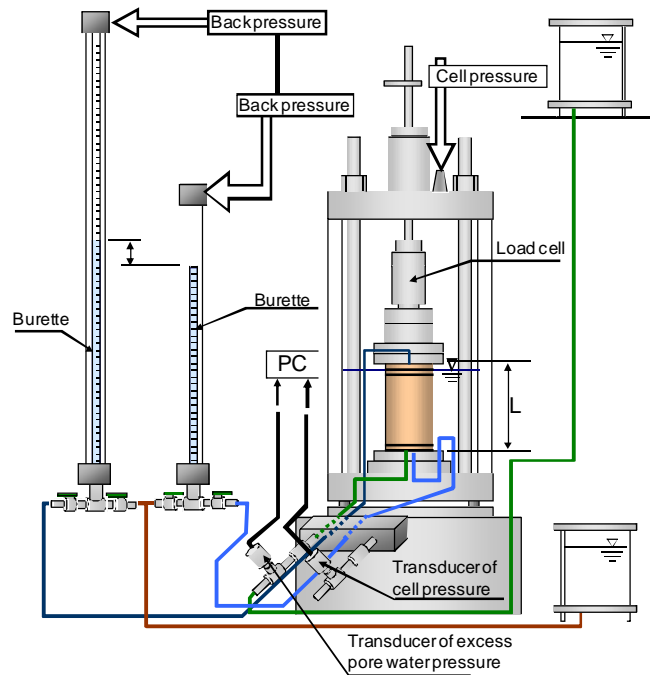


図-3 透水試験装置の概略図

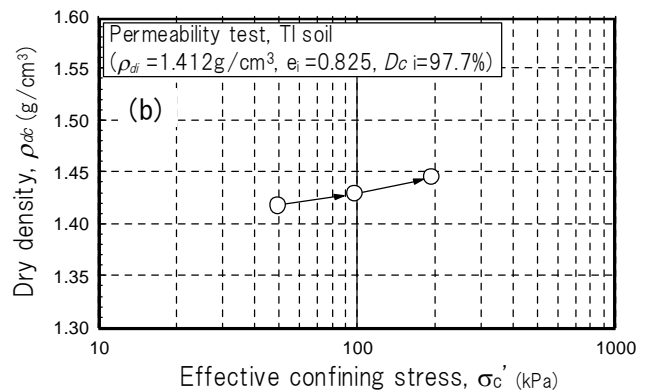
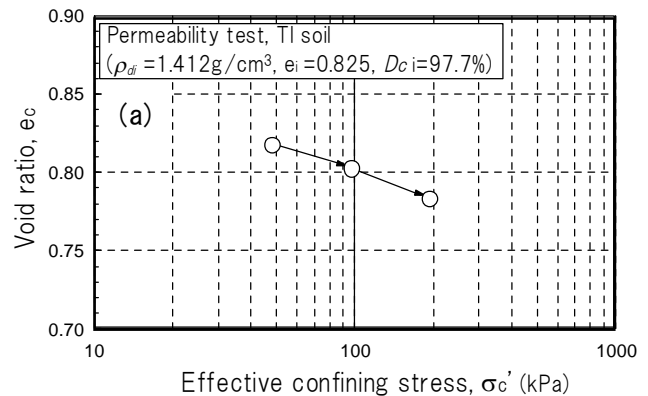


図-4 等方圧密による供試体の圧縮状況の一例：
(a)間隙比の変化、(b)乾燥密度の変化

すものである。

まず、これらの結果より、本研究での動水勾配の範囲では、透水係数は動水勾配に依存しないことがわかる。また、3ケース拘束圧での結果を比較すると、拘束圧の増加に伴い透水係数 k_{15} が低下していることも見られる。これらの結果より、得られた透水係数は、拘束圧増加およびそれに伴う密度増加（または間隙比変化）の影響を受けることが示唆される。

次いで、得られた透水係数に関してさらに調べるために、図-6 は、透水係数 k_{15} と間隙比関数 $e_c^3/(1+e_c)$ との関係を示している。なお、透水係数を推定する式に関して数多くの提案がされているが、ここでは、式(1)に示されるような Taylor 式^{4), 5)}に従うものとして考えることで、透水係数に及ぼす間隙比の影響について考察を進める。

$$k_{15} = C_T \cdot \frac{\gamma_w}{\eta} \cdot \frac{e_c^3}{1+e_c} \cdot D_s^2 \quad \dots(1)$$

ここで、 C_T は間隙形状に関する形状係数、 η は水の粘性、 D_s は土粒子が球体であると仮定したときの粒径である。

図より、僅かな間隙比関数の変化に伴い、透水係数 k_{15} が顕著に変化する傾向が確認された。この結果から、拘束圧の増加による間隙比の減少は、締固め盛土の透水性に顕著な影響を及ぼすことが分かる。

3-2 透水係数に及ぼす締固め条件の影響

締固め盛土の透水性を考察するために、締固め度の異なる供試体で得られた透水係数の違いを調べる。図-7 は透水係数 k_{15} と締固め度 D_c の関係を示す。図には、拘束圧 σ_c' が 49kPa の条件で得られた透水係数を示している。また、供試体の締固め時の含水比 w_i を最適含水比に一致させた結果と、 $w_i=15.0\%$, 27.0% , 30.0% に設定した供試体での結果を示している。

図から、締固め度 D_c が高くなるにつれて、透水係数が低下する結果が得られた。特に、締固め時の初期含水比が同じ条件下では、透水係数は締固め度に影響を受けることが読み取れる。一方、図中の $D_c=91\%$ から 92% の範囲にある3つの結果を比較すると、締固め時の初期含水比 w_i が異なることで透水係数が大きく異なることがわかる。この結果は、供試体の密度が類似していても、締固め時の含水比が異なると透水係数が大きく変

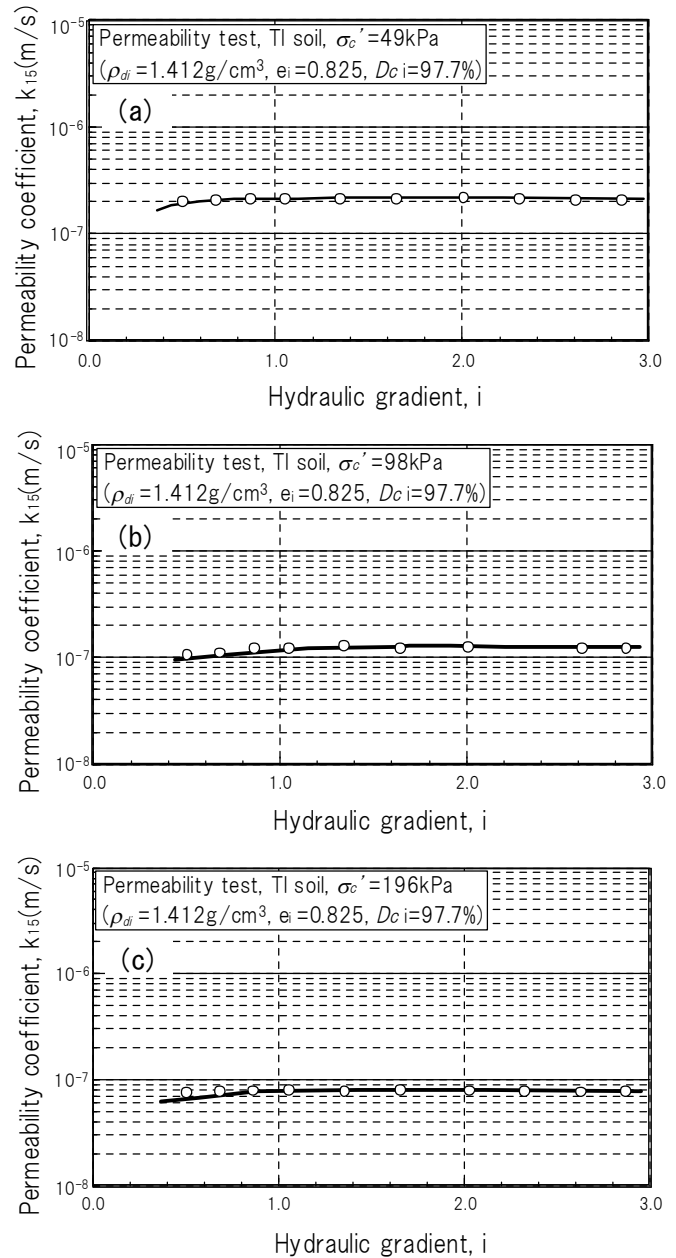


図-5 透水係数 k_{15} と動水勾配の関係：
(a) $\sigma_c'=49\text{kPa}$, (b) $\sigma_c'=98\text{kPa}$, (c) $\sigma_c'=196\text{kPa}$

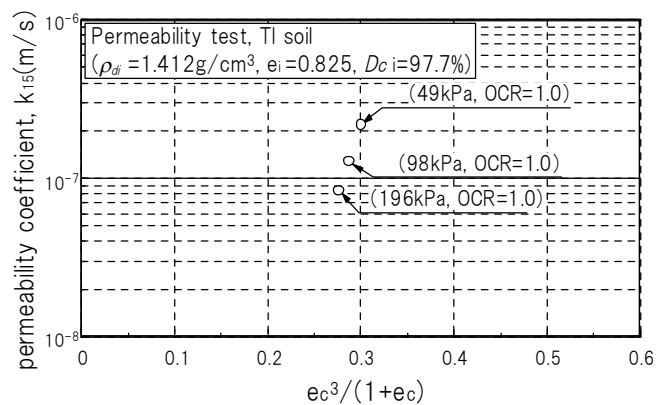


図-6 透水係数 k_{15} と間隙比関数の関係

化する事実を示している。このことから、締固め後の供試体の密度の他にも供試体の間隙構造に影響を及ぼす条件が存在することが考えられる。

次に、締固め供試体の透水係数に及ぼす、締固めエネルギーの影響を調べるために、透水係数と締固めエネルギーの関係を図-8に示す。なお、図中に表記している締固めエネルギー $1.0E_c$ はProctorのA法に対応するエネルギー値で 550kJ/m^3 としている。図より、供試体に与えられた締固めエネルギーが高いほど、透水係数が小さくなる傾向にあることがわかる。さらに、初期含水比 w_i の違いに関わらず、透水係数と締固めエネルギーの関係が一義的に決定されることも伺える。なお、図中の $w_i=30\%$ のケースで他の結果より透水係数が低いのは、間隙圧係数 B が 0.63 であり飽和度が他に比べて低いためであると考えられる。

さらに、締固めの状況と透水係数の変化の関係について調べるために、図-9は締固め時の初期含水比と透水係数 k_{15} の関係および締固め曲線を図示している。これによると、締固めエネルギーが $1.135E_c$ のケースでは、初期含水比が最適含水比よりも若干高い条件でも、透水係数が低くなる傾向が見られる。また、最適含水比よりも低い含水状態で締固めた場合では、透水係数が高くなっている結果も見られた。これらの実験事実より、締固め時の初期含水比の違いが土粒子配列構造に影響を及ぼすために、供試体の透水係数が変化することが考えられる。また、透水係数が最も小さくなるのは、最適含水比よりも湿潤条件で締固めた場合であることも予想される。

3-3 締固め供試体の間隙構造変化に関する考察

締固め盛土の透水性を詳細に考察するためには、締固めされた試料の間隙構造について調べる必要がある。ここでは、得られた透水係数を用いて検討をすすめる。まず、前述の式(1)に示されたTaylorの透水係数予測式に基づいて、間隙形状を示す指標を提案する。式(1)の両辺を間隙比関数 $e_c^3/(1+e_c)$ で除すと、式(2)のようが導出される。

$$k_{15} / \left(\frac{e_c^3}{1+e_c} \right) = C_T \cdot \frac{\gamma_w}{\eta} \cdot D_s^2 \dots (2)$$

ここで、式(2)の右辺には、間隙形状に関する形状係数 C_T 、水の粘性 η 、土粒子を球体とした際の粒径 D_s 、水の単位体積重量 γ_w のみが含

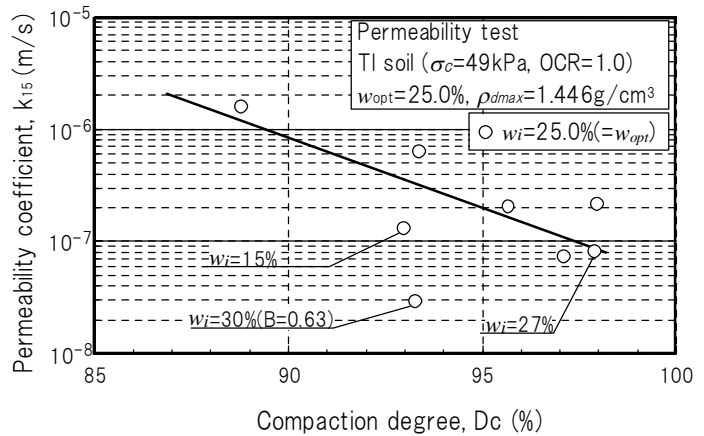


図-7 透水係数 k_{15} と締固め度 D_c の関係

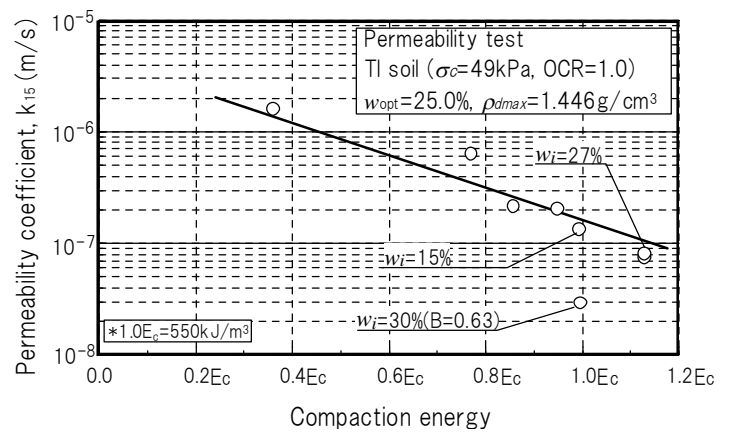


図-8 透水係数 k_{15} と締固めエネルギーの関係

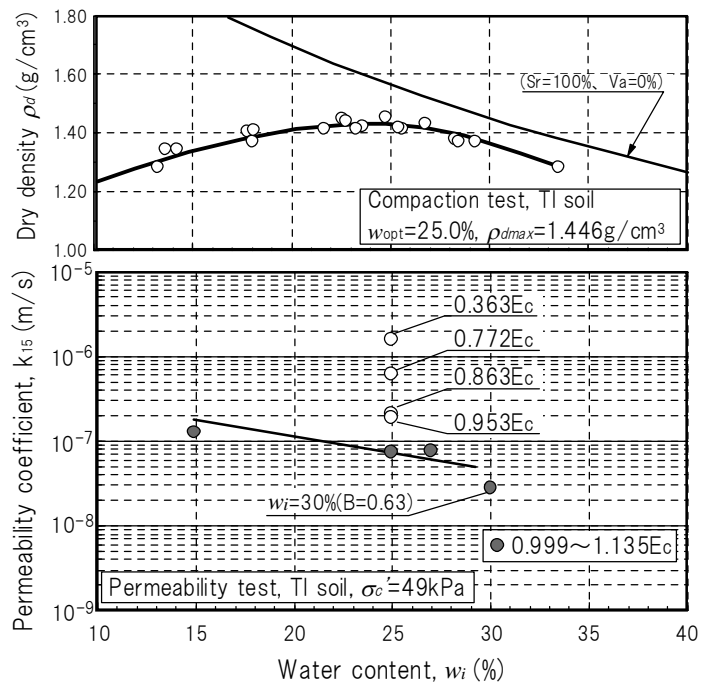


図-9 透水係数 k_{15} と初期含水比 w_i のおよび締固め曲線との対応関係

まれる項となる。つまり、透水係数を間隙比関数で除して得られた値が、締固め供試体の透水性に関する間隙形状の示標になると考えられる。ここでは、この示標値に基づいて締固めによる間隙構造の変化特性を論じる。

図-10 は、式(2)に基づく間隙形状の示標値 $k_{15}/[e_c^3/(1+e_c)]$ と初期締固め度 D_c の関係を示す。ここでは有効拘束圧 $\sigma_c'=49\text{kPa}$ である。これより、締固め度 $D_c=88.3\%$ に比べて $D_c=95.4\%$ では $k_{15}/[e_c^3/(1+e_c)]$ 値に 10 倍程度通水しにくい間隙形状になっていることが見られる。また、同様の締固め度 D_c の条件(図-10 中では $D_c=91\%$ から 92% の範囲参照)においても、初期含水比 w_i の違いで $k_{15}/[e_c^3/(1+e_c)]$ 値が大きく異なることが見られる。

一方、間隙構造に及ぼす拘束圧の影響について調べるために、図-11 に $k_{15}/[e_c^3/(1+e_c)]$ 値と有効拘束圧 σ_c' の関係が示されている。図より、実施した全てのケースで、有効拘束圧 σ_c' が増加すると $k_{15}/[e_c^3/(1+e_c)]$ 値が小さくなるが見られる。これは、圧密により供試体の間隙が透し難い形状に変化していることを説明している。また、今回の試験条件の範囲では、 $k_{15}/[e_c^3/(1+e_c)]$ 値と σ_c' の間に以下の関係が成立つようである。

$$k_{15} / \left(\frac{e_c^3}{1+e_c} \right) = C_1 \cdot \exp(-0.003\sigma_c') \quad \dots(3)$$

ここで、 C_1 は係数である。

さらに、締固めエネルギーの違いが間隙形状の違いに及ぼす影響を調べるために、図-12 は $k_{15}/[e_c^3/(1+e_c)]$ 値を $\exp(-0.003\sigma_c')$ で除した値(式(3)の係数 C_1 に相当する)と締固めエネルギーの関係を示す。この図から、締固めエネルギーが増加すると、縦軸の数值が小さくなるのが明らかである。この傾向は初期締固め度 D_{ci} および初期含水比の違いによらず、式(4)のような一義的な関係で示される。

$$\frac{k_{15} / \left(\frac{e_c^3}{1+e_c} \right)}{\exp(-0.003\sigma_c')} = C_2 \cdot E_c^{-0.25} \quad \dots(4)$$

ここで、 C_2 は定数であり本試料では 5.0×10^{-7} となる。なお、初期含水比 w_i が 30% の結果では、他に比べて間隙係数 B 値が低いため、その評価にはさらに別の要因を考慮する必要があると思われる。

次いで、間隙形状の示標値と供試体の剛性との関係について調べるために、図-13 (a), (b) は $k_{15}/[e_c^3/(1+e_c)]$ 値とせん断波速度 V_s の対応を締固め度 D_c および締固めエネルギー E_c に基づいて整理したものである。なお、

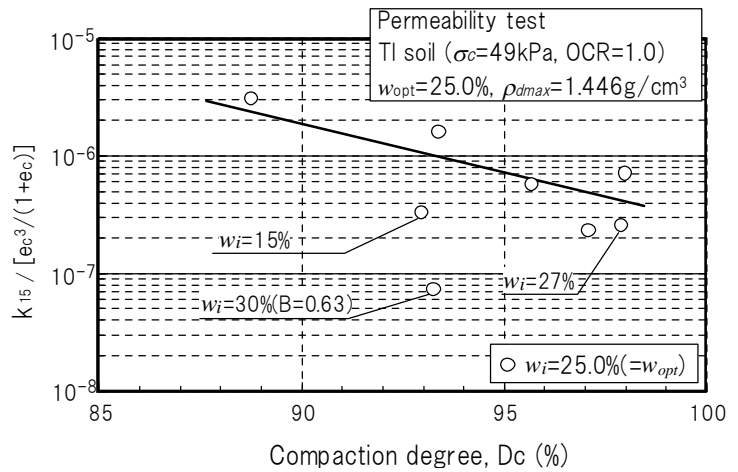


図-10 締固め度 D_c と間隙構造の示標値の関係

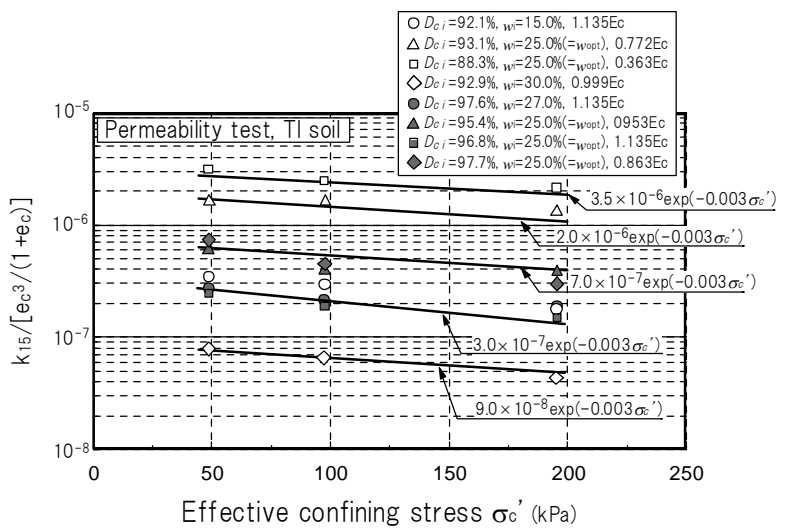


図-11 有効拘束圧 σ_c' と間隙構造の示標値の関係

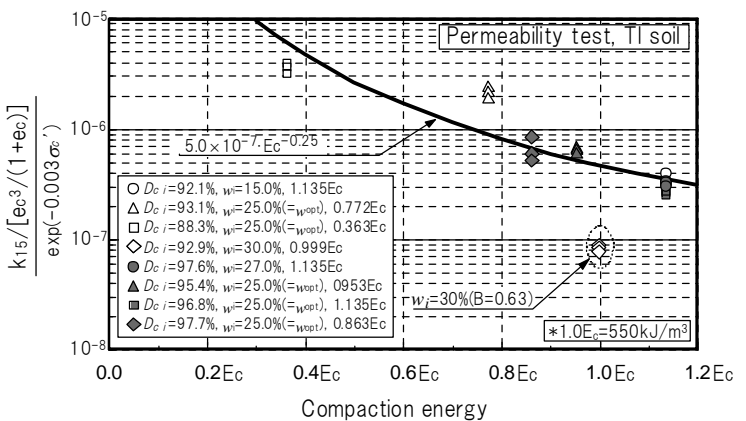


図-12 間隙構造の示標値と締固めエネルギーの関係

せん断波速度は別途実施されたベンダーエレメント試験⁶⁾により測定されている。ここでは一例として $\sigma'_c=49\text{kPa}$ での結果を表している。また、 V_s の測定を実施した供試体は、最適含水比に近い含水比で締固められている。これらの図より、締固め度 D_c および締固めエネルギー E_c の増加に伴い $k_{15}/[e_c^3/(1+e_c)]$ 値が小さくなっている。一方、せん断波速度 V_s は大きくなる傾向が見られている。このような間隙形状の示標値とせん断波速度の両者が締固め度および締固めエネルギーにより評価可能となることは、締固め盛土等の土構造物の力学特性を詳細に判断するために有用であると思われる。今後は、締固め時の含水比を変えた試験結果を追加し、種々の締固め条件下における透水性および間隙構造の変化について調べる予定である。

4. 結論

本研究では、次の主たる結論を得た。

- (1) 締固め度および締固めエネルギーと透水係数の関係が示された。具体的には、締固め度が90%から98%まで高くなると、透水係数が10分の1程度に低下する結果が得られた。同一の締固め度条件であれば、締固めエネルギーが大きいほど透水係数が小さくなることが明らかとなった。
- (2) 締固め供試体の間隙形状についてTaylorの透水係数予測式を基本として評価を試みた。締固めエネルギーおよび拘束圧と間隙形状の示標値との関係式が得られた。

謝辞

本研究には国土交通省平成22年度建設技術研究開発費補助金(研究代表者 龍岡文夫)の補助が与えられた。末筆ながら記して感謝の意を表する。

参考文献

- 1)龍岡文夫：盛土の締固め管理と設計の協働の必要性，基礎工，Vol.37，No.7，pp.2-9，2009。
- 2)横浜勝司・三浦清一・松村聡・細野雄太：砂質シルトの透水係数および間隙構造と締固めエネルギーの関係，土木学会第65回年次学術講演会概要集，pp.285-286，2010。
- 3)地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，pp.373-385，2009。
- 4)Taylor, D. W. : Fundamentals of Soil Mechanics, pp.110-111, 1948.
- 5)宇野尚雄・杉井俊夫・稲垣弘二：透水係数に及ぼす諸要因との関係，地盤工学研究発表会発表講演集，Vol.24，pp.1655-1656，1989。
- 6)泉信太郎・横浜勝司・三浦清一・細野雄太：BEによる締固めとのせん断剛性率の測定とその利用法について，地盤工学会北海道支部技術報告集，Vol.51，2011（印刷中）。

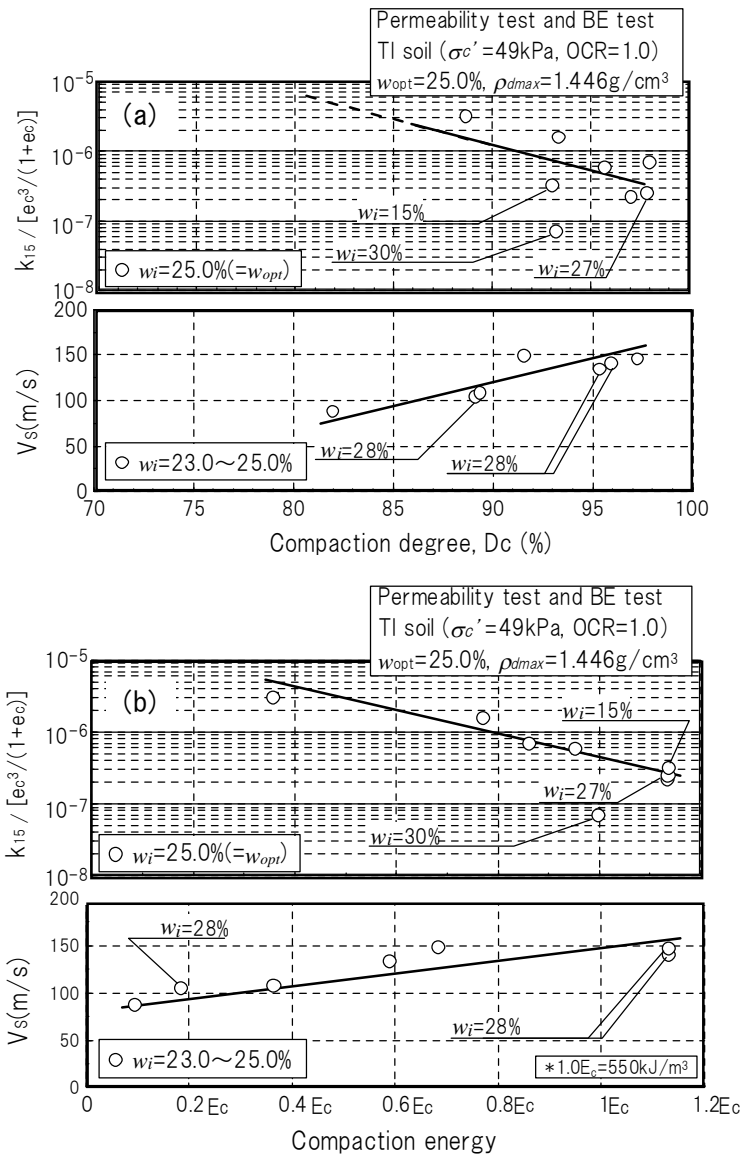


図-13 間隙形状の示標値およびせん断波速度：
(a)締固め度との関係，(b)締固めエネルギーとの関係

土木研究所 寒地土木研究所 国際会員 ○福島 宏文
土木研究所 寒地土木研究所 国際会員 西本 聡
土木研究所 寒地土木研究所 国際会員 富澤 幸一
北海道大学大学院工学研究院 国際会員 三浦 清一

1. はじめに

道路橋示方書（平成 8 年改訂）¹⁾をはじめとする従来の設計基準・要領では、材料・計算手法・構造などのいわゆる仕様が細かく規定された、仕様規定型の基準であった。そのため、地質調査等で得られた与条件から、示方書に従って設計していくという流れで設計が進められるため、新技術・新工法が採用されにくく、場合によっては不経済な設計になるなど、技術開発に対して厳しい傾向にあった。また、このことが国際的な競争に対して障害となることが指摘されていた。

以上を受けて各種設計基準類で導入が進んでいる性能規定型設計は、より適正な設計条件設定を要求する傾向にあり、とりわけ、構造物設計の与条件を得るための地質調査については、設計手法に即した調査が求められることになる。直接基礎構造物の設計においては、信頼性の高い原位置における各種試験の重要度が高くなっているものとする。

本報では、原位置試験の中でも直接的に地盤に載荷を行う平板載荷試験に注目し、これまで実施した載荷試験のデータより支持力推定法について整理し考察を行った。

2. 平板載荷試験による地盤定数の推定方法

道路橋示方書では、平板載荷試験により実構造物の極限支持力を求める場合、平板載荷試験の結果を用いて式(1)により地盤定数（粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ ）を確認し、確認した c 、 ϕ を用いて実構造物の支持力計算を行うこととしている²⁾。

$$Q_u = \frac{\pi B^2}{4} (1.3cN_c S_c + 0.3B\gamma_1 N_\gamma S_\gamma) \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 Q_u : 平板載荷試験によって求めた極限支持力 (kN)。極限支持力を求めることが困難な場合には、降伏支持力を求め、これの 1.5 倍を極限支持力としてよい。
 B : 載荷板直径 (m)
 c : 土の粘着力 (kN/m²)
 γ_1 : 地盤の単位重量 (kN/m³)
 N_c, N_γ : 鉛直加重に対する支持力係数 (ϕ の関数)
 S_c, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

同式は、載荷試験によって得られる極限支持力 Q_u に対し、変数が c と ϕ の 2 つである二元方程式となり、解が無限に存在する事になる。そのため、 c もしくは ϕ の内、どちらか一方を仮定して他方を推定する必要がある。道路橋示方書では、砂質土の場合、適当な c を仮定し、これに対する ϕ を求めることとしている。

性能規定型設計の推進に伴い、より信頼性の高い地盤定数の判定が求められている。道路橋示方書では、平板載荷試験による地盤定数の確認には、極限支持力の推定が必須であり、極限支持力の推定の精度が設計計算に直結するものとする。しかしながら、平板載荷試験は、構造物施工前の確認試験の位置づけで実施され、反力装置は便宜的に重機の重量を反力とすることが多い。極限支持力まで載荷される例は限られており、載荷重、変位量が小さい試験でも、信頼性の高い極限支持力を推定する方法が求められる。

Estimation of Bearing Capacity by the Plate Loading Test.
Hirofumi FUKUSHIMA, Satoshi NISHIMOTO and Kouichi TOMISAWA (CERI for Cold Region, PWRI)
Seiichi MIURA (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)

3. 地盤工学会基準解説における平板載荷試験の極限支持力の推定法

地盤工学会基準の解説において、平板載荷試験の極限支持力推定法は以下の通り示されている³⁾。

- (1) 載荷圧力-沈下量曲線において、沈下量が沈下軸にほぼ平行となる点の載荷圧力 p (図-1のA)
- (2) (1)の様な明瞭な極限を得られなかった場合、沈下量が 30mm を越えない範囲で以下のいずれか。

- ① 沈下の増加が大きくなり、沈下が直線的に増加する載荷圧力。(図-1のB)
- ② $\log p-S$ 曲線が沈下軸にほぼ平行となる載荷圧力。(図-2)

- (3) 上のいずれの状況も認めがたい場合、試験最大載荷圧力を便宜的に極限支持力として扱うことができる。ただし、累計沈下量が載荷幅の 10%程度を超える場合には、それ以降に急激に沈下量が増加することが多いので、沈下量 30mm を極限支持力の判定の目安とする。

また、地盤工学会基準では結果の評価として求められていないものの、 $\log p-\log S$ 曲線による折曲点に相当する載荷圧力を降伏荷重として扱う事例が示されている(図-3)。道路橋示方書では、2. で示した式(1)において、極限支持力を降伏荷重の 1.5 倍を用いてよいことが示されており²⁾、総合すると以下の手順で極限支持力を推定できることになる。

- (4) $\log p-\log S$ 曲線による折曲点に相当する載荷圧力を降伏荷重とし、その 1.5 倍を極限荷重とする。

これらの推定方法は、荷重変位の軸のスケールの取り方によって、異なる性質の図形と誤認する可能性や、個人差によって推定値が異なる場合がある。性能規定設計への移行に伴い、従前に比べ極限支持力の推定に求められる推定精度は高まっており、より信頼性の高い極限支持力推定法が求められると考える。

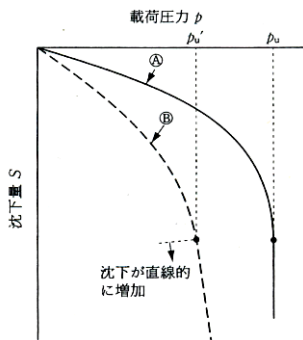


図-1 載荷圧力-沈下量曲線の形と極限支持力³⁾

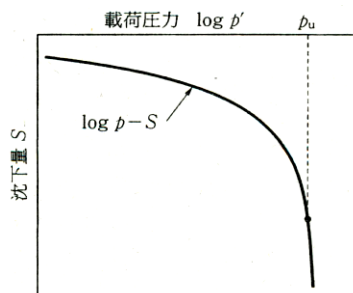


図-2 $\log p-\log S$ 曲線と極限支持力³⁾

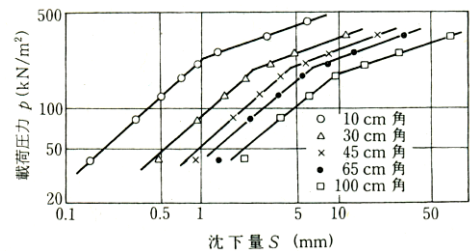


図-3 $\log p-\log S$ 関係の一例³⁾

4. ワイブル分布曲線による極限支持力の推定法

杭の載荷試験結果の整理法として多くの実施例を有するワイブル分布曲線を用いた極限支持力推定法⁴⁾を、平板載荷試験に適用する。

この方法は、荷重と沈下の関係を以下のワイブル分布曲線による近似式によってあらわし、最小二乗法により極限荷重 Q_{max} 、基準変位 S_0 を推定する方法である。

$$Q = Q_{max} \{1 - e^{-(S/S_0)^m}\} \dots\dots\dots (2)$$

- ここに、 Q : 荷重 Q_{max} : 極限荷重
- S : 変位
- S_0 : 基準変位量 (降伏荷重に対応する変位量)
- m : ワイブル係数 (形状パラメータ)

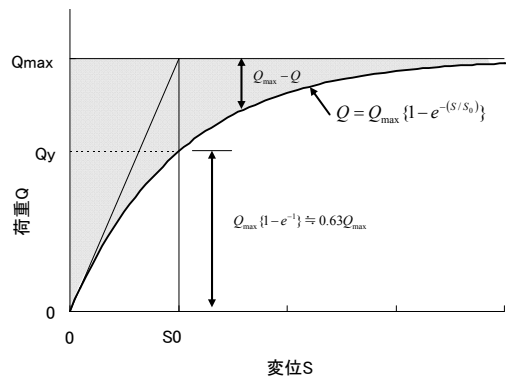


図-4 荷重沈下曲線

図-4 は、ワイブル係数 $m=1$ の場合の式(2)を図化したものである。

5. 大型載荷板による平板載荷試験

これまで実施した大型載荷板による平板載荷試験の荷重沈下の計測値を、極限支持力および降伏荷重の推定方法について適用し検討を行った。

実施した大型載荷板による平板載荷試験は、いずれも直接基礎構造物の支持地盤で実施した。載荷方向、反力装置は地盤種別毎に変えている。岩砕盛土および砂れき地盤においては、鉛直載荷試験を実施した（図-5）。反力装置はグラウンドアンカーとし、載荷ばりに結合した。軟岩地盤については、テストピットを掘削による水平方向載荷を実施し、反力を確保した（図-6）。地盤種別は、軟岩、砂れき、岩砕盛土およびジオグリッド補強を施した岩砕盛土（図-7）である。また、載荷板の寸法形状を変化させたものを4つの地盤種別で、直径600mmの載荷板を用いたものを5箇所で行った。

載荷方法は、地盤工学会「地盤の平板載荷試験方法」⁵⁾に準拠した多サイクル方式（4サイクル）とし、荷重保持時間は新規荷重30分（2002～2004）と15分（2005～2006）、履歴内荷重はいずれも5分とした。

試験ケース一覧を表-1に示す。

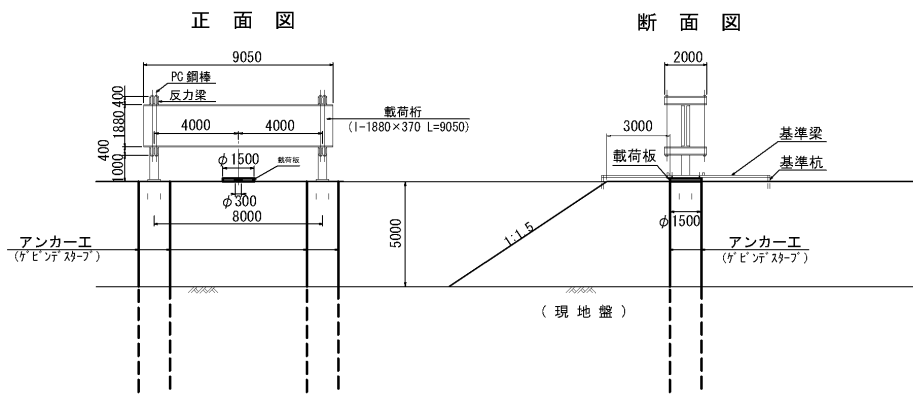


図-5 鉛直載荷試験概要（岩砕盛土、砂れき）

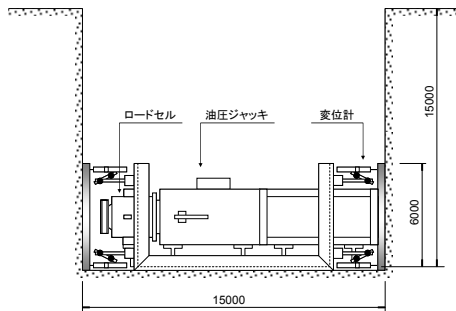


図-6 水平載荷試験概要（軟岩）

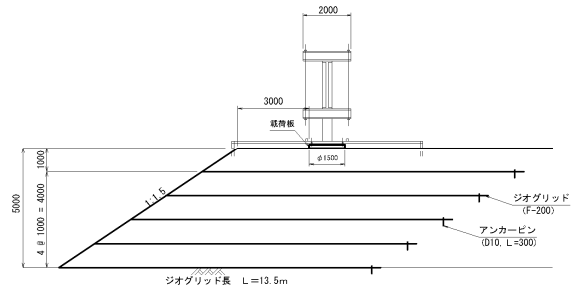


図-7 岩砕盛土地盤のジオグリッド敷設概要

表-1 試験ケース一覧

年度	箇所	地盤種別	載荷方向	載荷板直径 (mm)
2006	名寄市	軟岩	水平	600
2006	白糠町	軟岩	水平	600
2006	北斗市	軟岩	水平	600
2003	釧路町	軟岩	水平	600
2002	上川町 A	軟岩	水平	600 (2 ケース)
2005	上川町 B	軟岩	水平	300, 600, 900, 1200
2003	愛別町	砂れき	鉛直	300, 600, 900, 1500
2002	中札内村	岩砕盛土	鉛直	300, 900, 1500
2002	中札内村	岩砕盛土 (ジオグリッド補強)	鉛直	300, 900, 1500

6. 極限支持力推定法の比較

平板載荷試験の載荷重、沈下量の計測値を用い、極限荷重、降伏荷重の各種推定方法について比較検討を行った。

6. 1 視覚的に極限支持力を推定する方法

図-8は、すべてのケースの q (載荷圧力)– S (沈下)関係について、同一座標軸に示したものである。当然ではあるが、地盤種別および載荷板寸法によって形状が異なり、極限支持力を推定する際には、それぞれ任意の縮尺により荷重沈下曲線を整理することになる。これは、載荷圧力 p を対数目盛としたグラフ(図-9)においても同様である。

図-10は、同一の q – S 関係を縦軸横軸の縮尺を恣意的に変えて示したものである。図-10(A)の場合、 $q=6300\sim 6900(\text{kn}/\text{m}^2)$ で極限に達した印象を受けるが、図-10(B)の場合、 $q=7000(\text{kn}/\text{m}^2)$ 以上の極限支持力を有する印象を受ける。

3.における(1)および(2)の様な、グラフの判読による極限荷重の推定法は、最終的な判断は視覚によることになり、個人の主観による差が生じることになる。

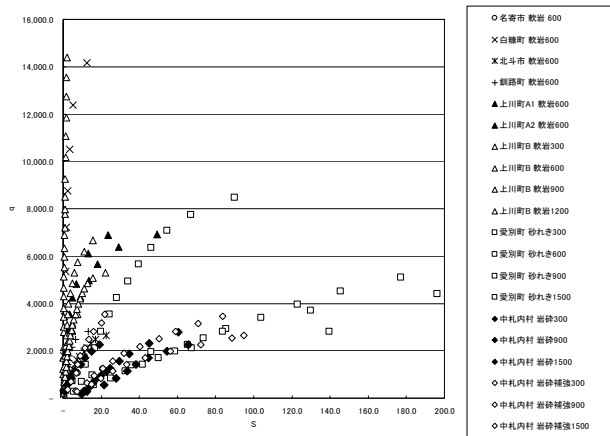


図-8 q (載荷圧力) – S (沈下量) 曲線

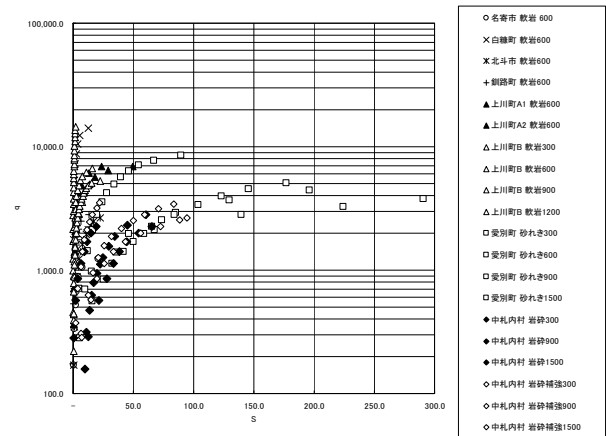
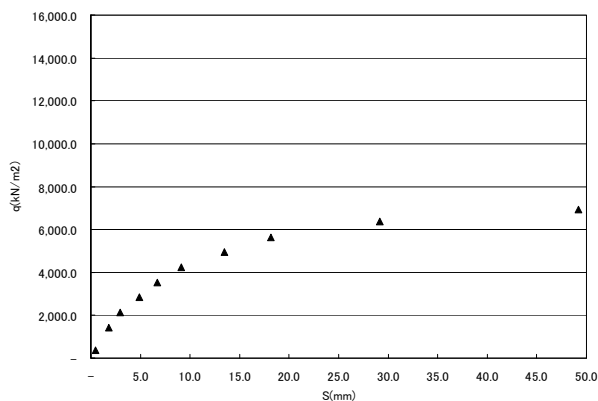
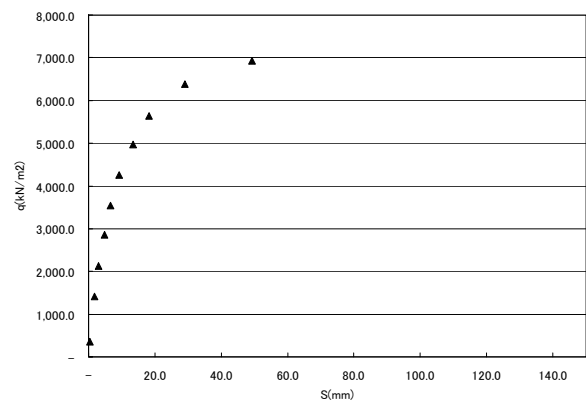


図-9 $\log q$ (載荷圧力) – S (沈下量) 曲線



(A)



(B)

図-10 上川町 A2 (軟岩, 載荷板直径 600mm) の q – S 関係 (縦軸横軸の縮尺を変えたもの)

6. 2 log q (載荷圧力) - log S (沈下量) 関係により降伏荷重を推定する方法

図-11 は、6. 1 で示した $q-S$ 関係を、 $\log q - \log S$ 図に示したものである。

それぞれのケースを概観すると、地盤工学会基準の解説³⁾に見られるような、明瞭な折曲点が見られるケース（例えば、名寄市のケース）もあるものの、直線関係の場合（上川町 B D=300mm）や、連続する曲線関係の場合（上川町 B D=600mm）等、折曲点の判定による降伏荷重の推定が困難な場合が少なくない。

3. における（4）についても同様に、折曲点が必ずしも明瞭でない場合が存在し、グラフの判読の際に個人の主観による差が生じる可能性があることになる。

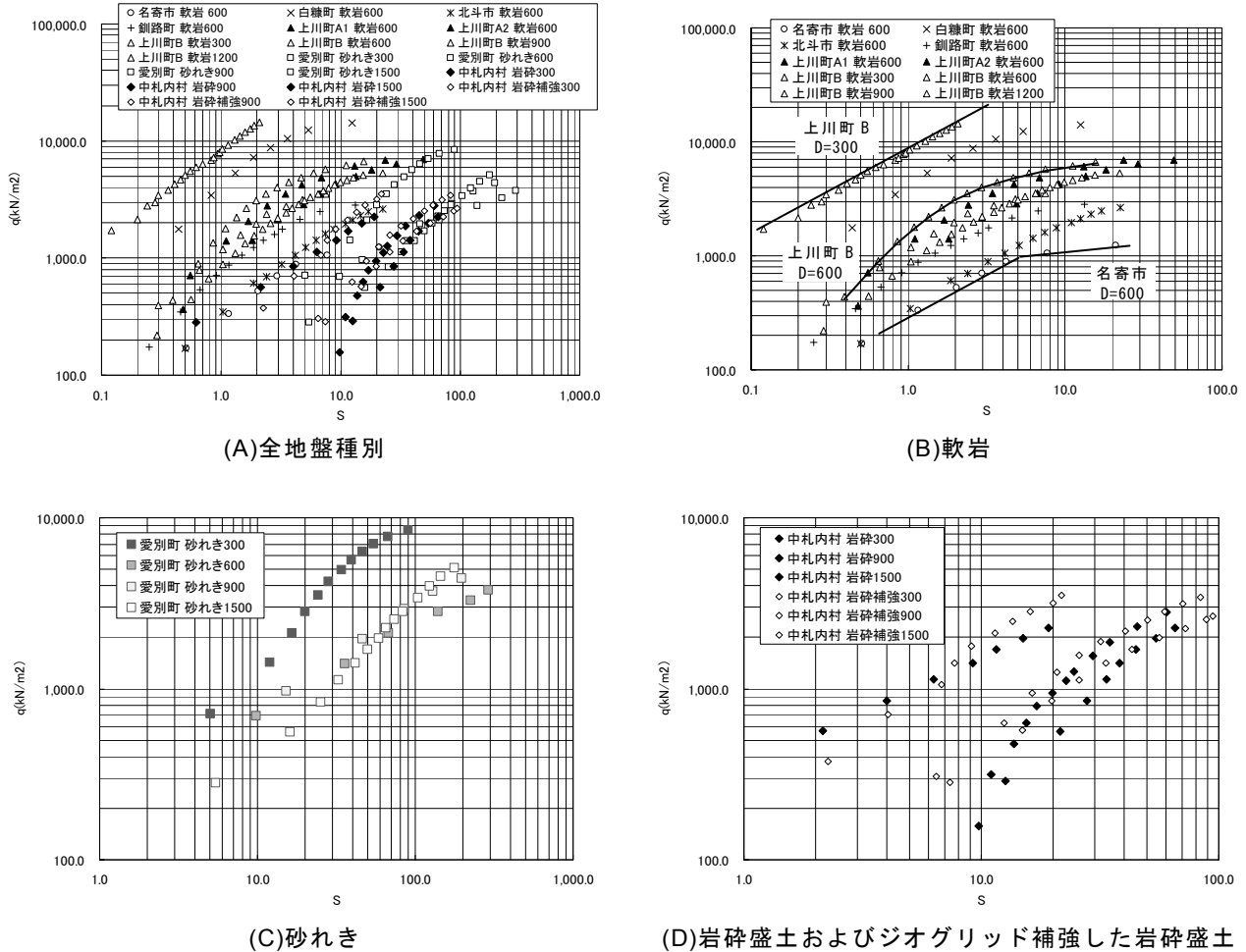


図-11 $\log q$ (載荷圧力) - $\log S$ (沈下量) 関係

6. 3 載荷幅の 10%変位に対する評価

地盤工学会基準の解説³⁾によれば、累計沈下量が載荷幅の 10%程度を超える場合には、沈下量 30mm を極限支持力の判定の目安として良い旨の記載がある。これは、載荷幅の 10%程度を超えた場合、急激に沈下量が増加することが多いことから、反力装置の規模や試験の安全への配慮等、経験的に示された目安であると考えられる。

図-12 に、 q (載荷圧力) - S/D (沈下量 / 載荷板直径) 関係を示す。 $S/D=0.10$ に注目すると、各試験ケース間に、沈下量の増加の程度は必ずしも同様の傾向は見られない。他の地盤に比して地盤反力係数が大きい軟岩地盤においては、載荷板直径の数%程度の沈下量で降伏、極限に達している（図-12(B)）。また、砂れき地盤においては、載荷板の数割程度の沈下量で極限と思われるケースも計測している（図-12(C)）。これは、軟岩地盤に比べ、固結の程度がルーズな状態で、大きく変位が進んだことや、地盤中に載荷板直径に対

して比較的粒径の大きい玉石が混在していたことから、偏荷重が作用し載荷板が少なからず傾斜した事も原因と考えられる。

荷重と変位の関係は、地盤特性に寄るところが大きく、載荷板寸法と沈下量の関係から極限支持力を判定することは、目安程度に留めるべきであると考え。

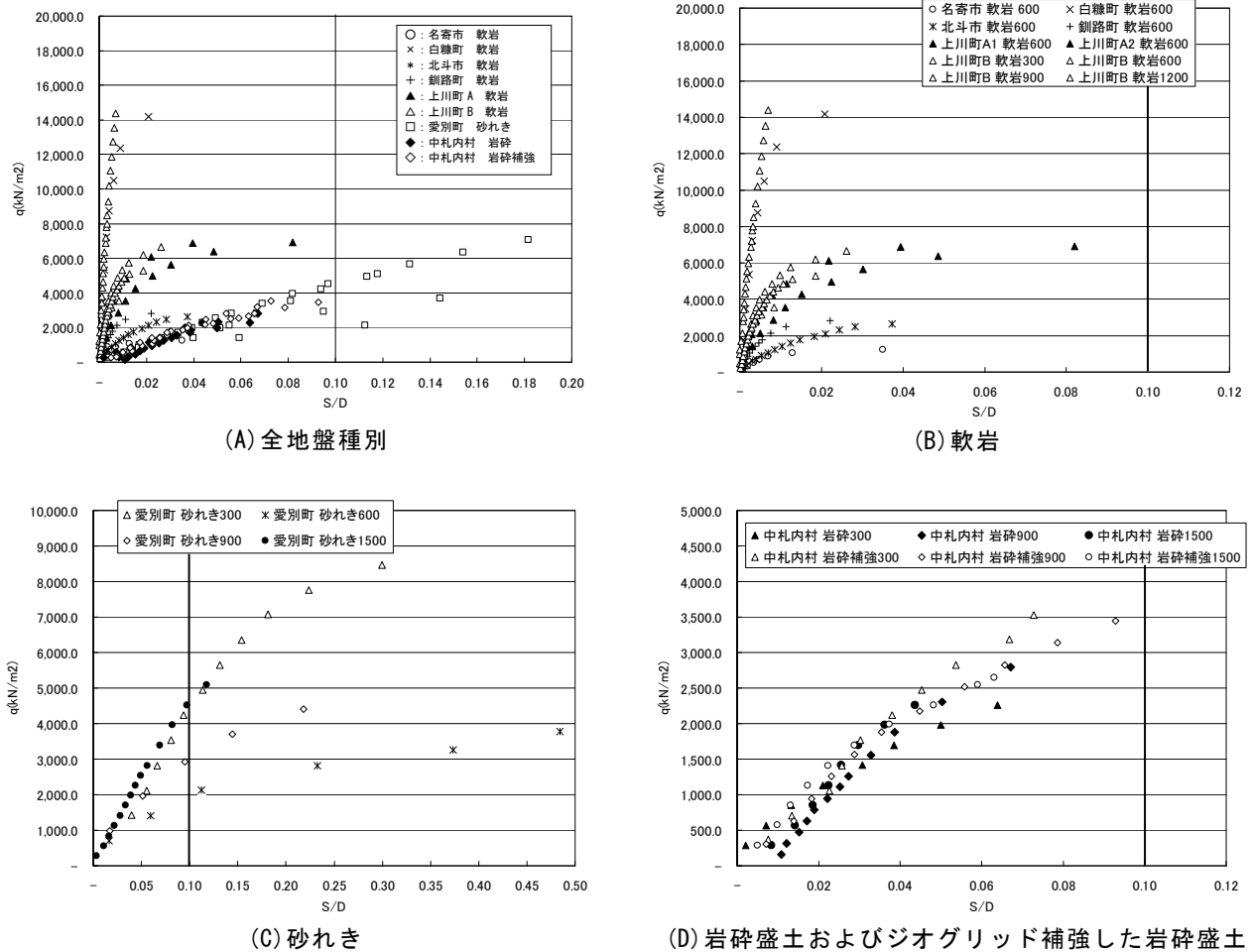


図-12 q (載荷圧力) - S/D (沈下量/載荷板直径) 関係

7. ワイブル分布曲線による極限支持力の推定法の考察

7. 1 最小二乗法によるパラメータの推定

載荷荷重と沈下量の測定値を式(2)に適用し、最小二乗法によって3つの回帰係数(極限支持力 Q_{max} , 基準変位 S_0 , ワイブル係数 m)の推定を行った。

推定した極限支持力 Q_{max} と基準変位 S_0 の関係を図-13に示す。荷重および変位ともに、一定の相関性があるとは言い難い。

しかしながら、図-14, 15, 16で示す Q/Q_{max} - S/S_0 の関係図では、各試験ケースにおいて、測定値とワイブル分布曲線との適合状態は良い

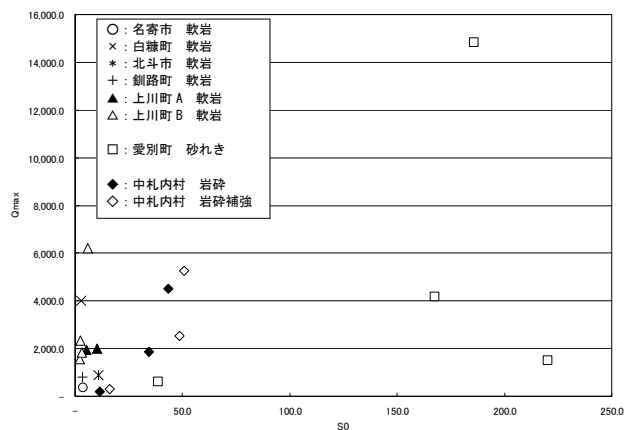


図-13 Q_{max} - S_0 関係

ことが伺える。

この推定法では、荷重沈下関係が、 Q_{max} , S_0 , m の3つの回帰係数のみで表現されるため、載荷板寸法、載荷方向、地盤種別等の違いによらず、 $Q/Q_{max} - S/S_0$ の関係図で精度良く表すことが可能であり、支持力や変位の問題を主観を入れずに比較検討することができる。

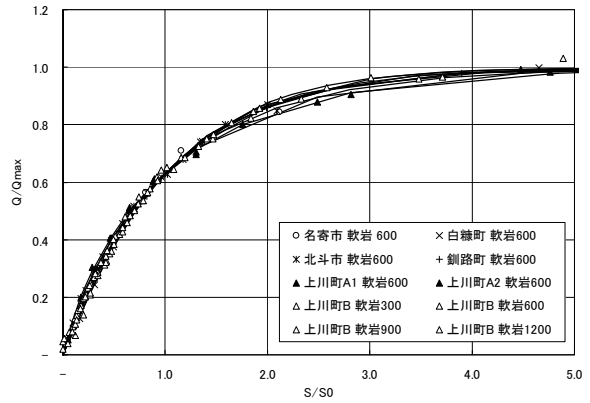


図-14 $Q/Q_{max} - S/S_0$ (軟岩)

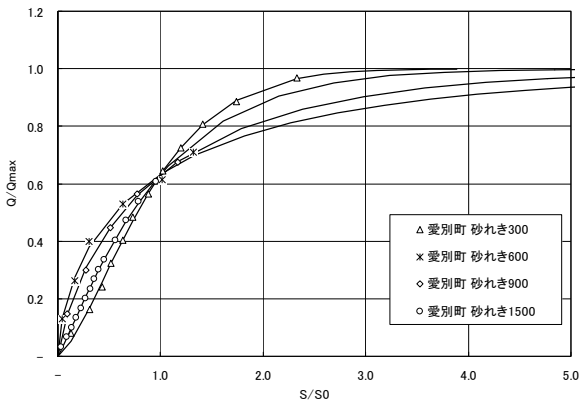


図-15 $Q/Q_{max} - S/S_0$ (砂れき)

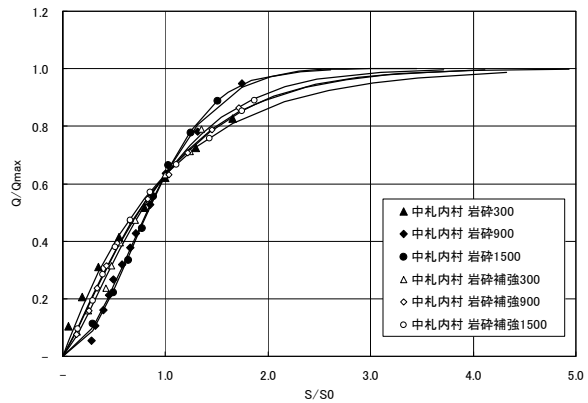


図-16 $Q/Q_{max} - S/S_0$ (岩砕盛土およびジオグリッド補強した岩砕盛土)

7.2 ワイブル係数 (形状パラメータ) m に関する考察

ワイブル係数 m は、形状パラメータとも呼ばれ、荷重沈下曲線の形状の特徴を示すパラメータである。図-17に、 m を変化させたときの分布形状を示す。

m と荷重沈下の関係は、以下の様な特徴があると考えられる。

- $m > 1$: 予備載荷では吸収できなかった地盤のゆるみ等により、載荷初期に比較的大きく沈下する場合。
- $m < 1$: 載荷初期では沈下の程度が低く、載荷重の増加につれ沈下が大きく進行する場合。
- $m = 1$: 上の2つの中間程度の場合。

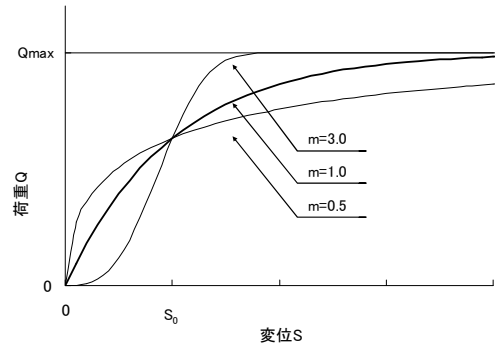


図-17 ワイブル係数 m とグラフ形状

図-18, 19に、ワイブル係数 m と載荷板直径 D および地盤反力係数 k_0 (基準変位 S_0 時) との関係を示す。

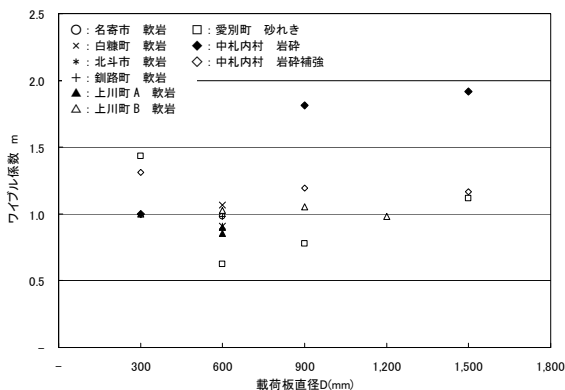


図-18 $m - D$ 関係

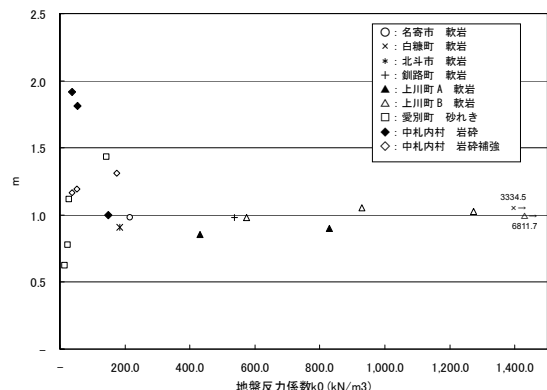


図-19 $m - k_0$ 関係

ワイブル係数 m は 0.63～1.91 の間に分布し、1.0 付近に集中している。

m と載荷板直径 D には、一定の関係は見られなかった。

地盤種別では、地盤反力係数 k_0 の比較的大きい軟岩地盤において、 $m=1.0$ 前後の集中する傾向が見られ、地盤反力係数 k_0 の比較的小さい、砂れき、岩砕盛土においてばらつきが大きい結果となった。その理由として以下のことが推測される。

- ・ 軟岩地盤の載荷条件は、テストピット掘削による水平載荷試験であり、試験装置の特性上、載荷面に対し載荷重の作用方向が鉛直を保つことができた。
- ・ 鉛直載荷試験によった砂れき地盤、岩砕盛土のケースでは、載荷板寸法に対し、比較的粒径の大きい地盤材料に対する試験であったことから、載荷の進行に伴い、載荷重の作用方向が傾斜する場合があった。
- ・ 砂れき地盤、岩砕盛土は、軟岩地盤に対し、未固結で比較的ルーズな状態であったこと。

8. まとめ

本報では、平板載荷試験における極限支持力の推定方法について、従前行われている推定法とワイブル分布曲線による推定法を比較検討し、大型載荷板による平板載荷試験の荷重沈下の計測結果を適用し考察を行った。その結果、以下の知見を得た。

(1) 平板載荷試験の従来の極限支持力推定法を整理し、その留意点を示した。

- ① 極限支持力の推定に際し、個人の主観による誤差が生じる。
- ② $\log p - \log S$ 曲線による、降伏荷重推定法は、判読が困難な場合がある。
- ③ 載荷板寸法と沈下量との関係は地盤条件により大きく異なり、相関性が高いとは言い難い。

(2) 平板載荷試験における極限支持力の推定においてワイブル分布曲線による推定法を整理した。

- ① 平板載荷試験の荷重沈下関係は、ワイブル分布曲線との適合性が高い。
- ② ワイブル分布曲線のワイブル係数 m は、水平載荷試験を実施した軟岩において $m=1$ 前後の値となり、鉛直載荷試験を行った砂れきおよび岩砕盛土ではばらつきが大きく、 $m=0.63\sim 1.91$ に分布した。

本報の成果は、平板載荷試験および直接基礎のみならず、各種基礎構造の性能規定に対応した設計手法に関する基礎資料となるものと考えられる。今後も基礎構造の合理的な調査手法、設計手法確立に努めたい。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説，pp.1 - 566, 1996.12.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説，pp.278 - 279, 2002.3.
- 3) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp.499 - 500, 2004.9
- 4) 宇都一馬，冬木 衛，桜井 学：杭の載荷試験結果の整理方法，基礎工 Vol.10, No.9, pp.21 - 30, 1982.9)
- 5) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp.495 - 504, 2004.9

(株) イーエス総合研究所 城山 正詞
(株) イーエス総合研究所 正会員 浦波 幸雄
(株) イーエス総合研究所 十鳥 恭一

1. はじめに

近年、環境問題に関する社会意識が変化し、土木・建築工事の分野においても、自然環境や周辺環境への影響を低減するための工法・工種・建設機械等を採用する傾向が増加している。特に建設機械における、低騒音、低振動型機械の開発が著しい。

このような状況の中で、機械ボーリング調査は、一般の建設機械に比べ稼働日数が短く、各作業工程においても、過大或いは継続的な騒音・振動を発生させる作業が少ない。さらに、騒音・振動の発生に関しては各種法規による規制が明らかにされていない。これらのことから、現場作業自体は、騒音・振動に関わる周辺環境への影響に対して十分な配慮が行われずに実施されているのが現状である。このため、エンジンの稼働時や標準貫入試験時には相当の騒音・振動が発生し、ボーリング調査位置によっては周辺環境に影響を及ぼす可能性が予測される。

そこで、本報告では、札幌市内の低層住宅地域で計測した、ボーリング調査現場の各作業工程における騒音レベル・振動レベルの測定結果についての一事例を紹介する。

2. 騒音・振動の計測方法

騒音計は、計量法第 71 条¹⁾に合格した普通騒音計を用い、JIS Z 8731²⁾に定める騒音レベル測定方法により測定した。また、騒音レベルの測定は、土質ボーリング調査時の作業工程毎に行った。動特性は一般的に用いられている「FAST」³⁾で行い、周波数特性は人の聴覚補正を考慮した「A 特性」⁴⁾とした。

振動計は、計量法第 71 条¹⁾に合格した振動計を用い、JIS Z 8735⁵⁾に定める振動レベル測定方法により、鉛直方向の振動感覚特性を補正した振動レベル⁶⁾を測定した。

測定は、札幌市内の低層住宅地域で行い、測定箇所は騒音レベル・振動レベルともに、設置可能な任意の 2 地点（発生源であるボーリングマシンから 4.0m 及び 13.5m）を選定し、発生源に向かって直線状に配置して計測を行った。さらに、遮音壁の設置による騒音の低減効果を把握するため、遮音壁（コンパネ； $H \times W \times D = 1800 \times 900 \times 10$ ）を発生源とその直近のマイクロフォンの間（距離 2.5m）に設置して計測を行った（図 1）。

測定対象とした作業工程は、以下のとおりである。

- ・ エンジン稼働時
- ・ 掘削作業時
- ・ 標準貫入試験時
- ・ コア取り出し時
- ・ 暗騒音及び暗振動

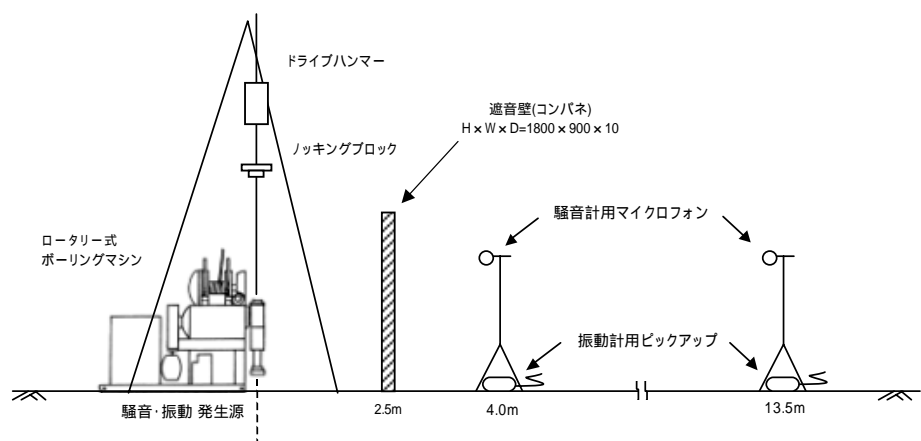


図 1 ボーリング調査時の騒音・振動レベル計測概念図

3. 計測結果

3.1 騒音レベル計測結果

騒音レベル計測の結果は表 1 及び図 2 に示すとおりであり、遮音壁が無い場合と、遮音壁を設置した場合について示した。まず、遮音壁がない場合の「エンジン稼働時」と「掘削作業時（掘削土：中砂）」の騒音レベルは、距離 4.0m の地点で 82dB(A)程度、13.5m の地点で 72dB(A)程度で、概ね定常的な変動⁷⁾を示した。また、「標準貫入試験時（N 値 6/30cm）」は、距離 4.0m の地点で 98dB(A)程度、距離 13.5m の地点で 91dB(A)程度と高い騒音レベルであった。これは、ドライブハンマーの打撃による、いわゆる準定常衝撃騒音⁷⁾である。さらに、「コア取り出し時」は、距離 4.0m の地点で 96dB(A)程度、距離 13.5m の地点で 89dB(A)程度と比較的高い騒音レベルであった。これは、コアチューブ内からコアを取り出す際に、小型ハンマー（質量 700g 程度）で打撃し、コアを取り出したことによるものであり、「標準貫入試験時」と同様な準定常衝撃騒音である。

これに対し、遮音壁を設置した場合は、「エンジン稼働時」、「掘削作業時（掘削土：シルト）」及び「コア取り出し時」において、距離 4.0m の地点で 7~11dB(A)程度、距離 13.5m の地点で 4~6dB(A)程度の低減が見られた。これは、騒音の発生源が低い位置にあり、遮音壁により騒音が減衰されたと考えられる。

表 1 各作業工程における騒音レベル計測結果

単位：dB(A)

遮音壁 (コンパネ)	測定距離(m)	エンジン 稼働時	掘削作業時	標準貫入 試験時	コア取り 出し時	暗騒音
なし	4.0	82	82	98	96	53
	13.5	72	72	91	89	53
あり	4.0	75	75	96	85	-
	13.5	68	68	91	83	

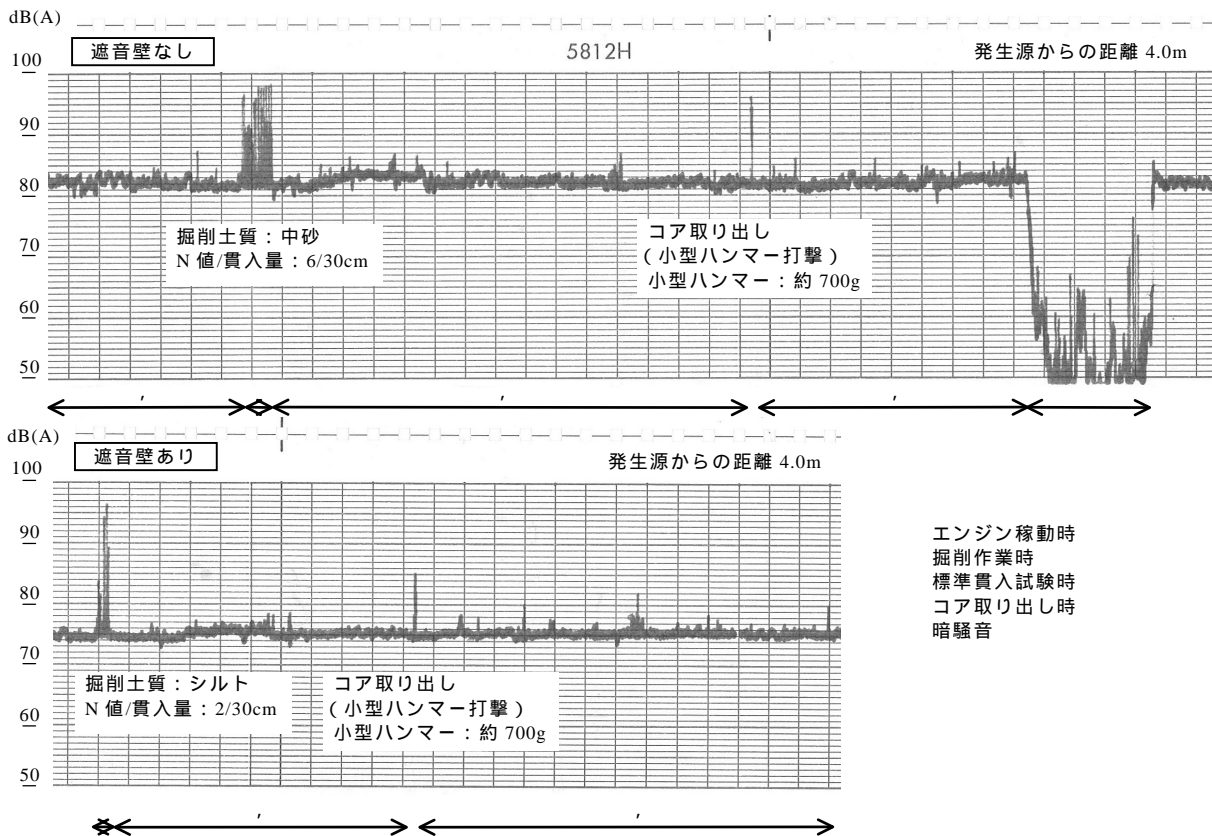


図 2 各作業工程における代表的な騒音レベル計測記録（ペーパースピード 0.3mm/s）

一方、「標準貫入試験時（N 値 2/30cm）」の騒音レベルは 2dB(A)程度の低減に過ぎなかった。これは遮音壁が、ノッキングブロックの位置より下方に設置されていたため、遮音効果が十分に発揮できなかったものと考えられる。

機械ボーリング調査で発生する騒音は、周辺環境に関わる各種法規制等は適用を除外されている。一方、騒音規制法における特定建設作業の場合、騒音レベル規制基準値は敷地境界上で 85dB(A)となっている。この規制基準値と本報告における測定値を比較すると、「標準貫入試験時」及び「コア取り出し時」において騒音レベルの値が規制基準値を超過し、一時的ではあるが、高い騒音レベルであったといえる。

また、騒音レベルについては、法規制以外の評価の目安として表 2 に示すような尺度例がある。同表と測定値を比較すると、「標準貫入試験時」及び「コア取り出し時」の 90dB(A)以上の騒音レベルは「大変やかましい」騒音に相当するといえる。しかし、遮音壁の設置により、ある程度騒音レベルの低減効果も期待することができる。

表 2 住宅における要求性能水準の尺度例⁸⁾

要求水準	侵入してくる音の程度		
	騒音レベルでの例	住宅環境としての例	地域的 분류の例
非常に高い	大変やかましい 80dB(A)以上	人の住むところでない	鉄道、幹線道路、飛行場
高い	うるさい 60～70dB(A)	何とか住める	市街地
平均的 普遍的	普通 50～60dB(A)	我慢できる	一般住宅
低い	静か 40～50dB(A)	ちょうどよいくらい	郊外地住宅
非常に低い	非常に静か 30dB(A)以下	少し静かすぎる	農村・山村

3.2 振動レベル計測結果

振動レベル計測の結果は表 3 及び図 3 に示すとおりである。全工程に亘り、比較的変動の少ない振動レベル⁹⁾を示しており、「エンジン稼働時」以外の工程では特徴的な変動は確認されなかった。これは、「エンジン稼働時」の振動が「掘削作業時」「標準貫入試験時」及び「コア取り出し時」の振動よりも卓越しているため、本報告で計測された値は即ち「エンジン稼働時」の振動レベルであるといえる。

表 3 振動レベル計測結果

単位：dB

測定距離(m)	エンジン稼働時	掘削作業時	標準貫入試験時	コア取り出し時	暗振動
4.0	43	43	46	43	30 未満
13.5	33	33	36	33	30 未満

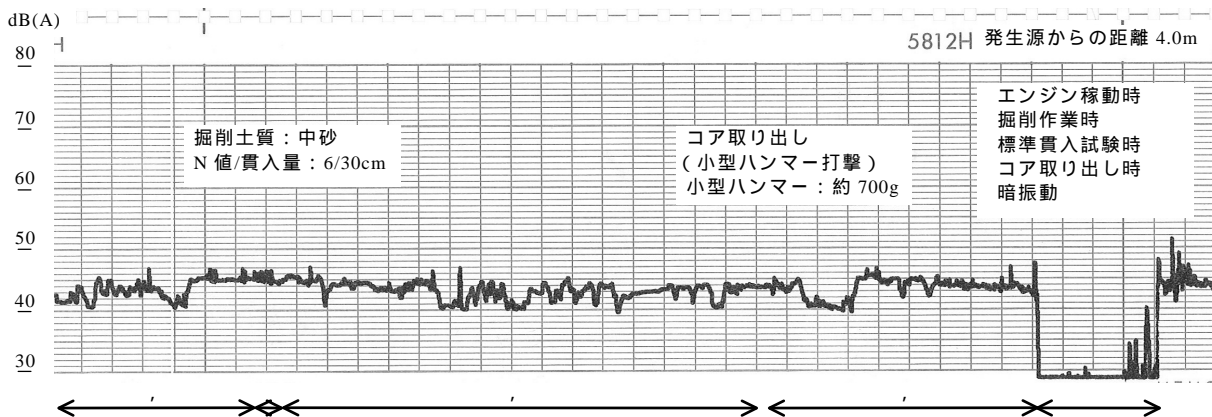


図 3 各作業工程における代表的な振動レベル計測記録（ペーパースピード 0.3mm/s）

ボーリング調査時の振動レベルについても、騒音の場合と同様に、周辺環境に関わる各種法規制等の適用は除外されている。一方、振動規制法における特定建設作業の場合、振動レベル規制基準値は敷地境界上で75dBとなっている。この規制基準値と本報告における測定値を比較すると、基準値を超過することはなかった。

また、振動レベルについては、法規制以外の評価の目安として、表4のような関係が示されている。本報告の測定では、全工程に亘り、33～46dB程度で推移し、振動を感じ始めるいき値(55dB)をはるかに下回っている。従って、当該現場におけるボーリング調査時に発生した振動は、ほぼ無感の状態であったといえる。

表4 振動による影響と振動レベル(地表換算値)の関係¹⁰⁾

気象庁 震度階	振動レベル (dB)	生理的影響等	睡眠影響	住民反応
弱震 ()	90	→人体に合理的な生理的影響が開始する		
軽震 ()	80	→産業職場における快感減退境界(8時間暴露)	→睡眠深度1,2ともすべて覚せい,深度3に対してはより影響が大きくなる。	→よく感じるといふ訴え率が50%になる
微震 ()	70		→睡眠深度1,2とも覚せいする機会が多く,深度3ではほとんどが覚せいしないが,多少眠りが浅くなる。	→軽度の物的被害に対する被害感が見られる
無感 (0)	60		→睡眠深度1の場合はすべて覚せいし,深度2以上では影響は小さい。	→よく感じるといふ訴え率が40%になる
	50	→振動を感じ始める(いき値)	→睡眠深度1の場合,過半数が覚せいするが,2以上では影響は小さい。	→やや感じるといふ訴え率が80%となる
	40	→常時微動	→ほとんど影響は見られない。	→やや感じるといふ訴え率が50%となる
				→住宅内部振動の認知限界

睡眠深度 1度(浅睡眠), 2度(中等度睡眠), 3度(深睡眠), REM(レム睡眠)

4. おわりに

以上、一事例ではあるが、機械ボーリングにおける騒音と振動の調査を行った結果、騒音は「標準貫入試験時」、「コア取り出し時」において、発生源から13.5mの位置で89～91dB(A)を示し、規制基準値を超過した。また、これらの値はN値と土質に無関係のようであった。一方、振動は33～46dBの範囲で推移し、主な発生要因は、他の作業工程に比べ、「エンジン稼働時」の振動が卓越している。

なお、静寂な住宅密集地においてはボーリング調査を行う場合、一時的ではあるが、規制基準値を超過する金属音を伴い、近隣住民に脅威や不快感を与える可能性があり、事前にその旨を連絡し、協力をお願いすることが肝要である。

【参考文献】

- 1) 道浦末春 著, (社)計量管理協会 編: 新版 詳解 計量法, コロナ社, pp. 76-77, 1999.
- 2) (財)日本規格協会: JIS ハンドブック 環境測定 I-2 騒音・振動, pp. 340-350, 2009.
- 3) 経済産業省産業技術環境局 監修: 三訂 公害防止の技術と法規 騒音編, pp. 149-150, 2003.
- 4) 前掲 3), pp. 157.
- 5) 前掲 2), pp. 500-501.
- 6) 経済産業省産業技術環境局 監修: 二訂 公害防止の技術と法規 振動編, pp. 149, 2003.
- 7) 前掲 3), pp. 158.
- 8) (社)日本建築学会 編: 建築物の遮音性能基準と設計指針, 技報堂出版, pp. 34-35, 1979. に加筆修正
- 9) 前掲 6), pp. 154.
- 10) (社)土質工学会 編: 建設工事に伴う公害とその対策, pp. 176, 1983.

平成21年度地盤工学会北海道支部賞選考経過報告

選考委員

委員長	三浦 清一	北海道大学大学院工学研究科教授
委員	神谷 光彦	北海道工業大学工学部教授
〃	松下 啓郎	北海道電力(株)土木部長
〃	武田 覚	(株)ドーコン 環境事業本部執行役員
〃	高橋 守人	(独)土木研究所寒地土木研究所寒地基礎技術研究グループ長
〃	吉野 伸一	北海道旅客鉄道(株)鉄道事業本部顧問

選考経過

(1) 地盤工学会北海道支部賞

平成22年3月2日支部事務局において、支部賞授与規定により審議した結果、次の2編を授賞論文として選考した。

論文名 等方硬化則の再評価
著者 福田 文彦 北海道大学大学院

論文名 異なる養生条件下でのセメント改良泥炭の強度発現傾向
著者 橋本 聖 (独)土木研究所寒地土木研究所

(2) 地盤工学会北海道支部賞(学生部門)

平成22年3月2日支部事務局において、支部賞授与規定により審議した結果、次の2氏の発表について、北海道支部賞(学生部門)を授与することとした。

氏名 岩田雄太郎 室蘭工業大学大学院
発表論文 堆積構造異方性砂地盤の簡易支持力評価法の提案

氏名 Seng Sochan 北海道大学大学院
発表論文 Engineering Properties of Japanese Soft Clay
Under Low Consolidation Pressure

論文名 等方硬化則の再評価

著 者 福田文彦

受賞者 福田文彦

選考理由

この論文は弾塑性理論の等方硬化則に関する理論的考察とその実験的検証について述べたものである。等方硬化則はこれまでに提案されてきた硬化則の中でもっともシンプルなものである。しかし弾塑性材料のいくつかの特徴的な挙動、特にせん断履歴を受けた後の降伏挙動に生じる異方性、を説明できないことから、等方硬化則が先端的な弾塑性理論において用いられることはほとんどなかった。それに対してこの論文ではまず等方硬化則とその硬化パラメーターに関する理論的考察を行っている。そして等方硬化則の降伏規準が主応力のみ関数として表されること、ならびに応力の成分表示に用いる座標系とひずみの成分表示に用いる座標系が同じ座標系でなければならないことから、等方硬化則の硬化パラメーターは主応力軸を座標軸とする座標系を用いて成分表示されたひずみの関数でなければならないことを理論的に示した。そしてこの主応力軸座標系のひずみが主応力軸の方向に応じて値の変化する異方パラメーターであることを示し、その結果として等方硬化則であっても降伏挙動に生じる異方性の説明が可能であることを見出している。そして論文の後半部分では、著者によって行われた再構成粘土を試料とする一連の中空ねじり試験の結果にもとづいて、せん断履歴を受けた粘土の降伏挙動には異方性が生じること、等方硬化則によってこの降伏挙動の説明が可能であること、この等方硬化則の硬化パラメーターは最大せん断応力面のせん断ひずみであり、このせん断ひずみは主応力軸座標系のひずみ成分の関数であることを示している。また本論文では主応力軸座標系のひずみが数学的な矛盾を含まないパラメーターであると同時に、明確な物理的意味を持ちうるパラメーターであることもあわせて示している。

上記のように本論文では等方硬化則によって異方降伏挙動の説明が可能であることを理論的にも実験的にも明確な形で示しており、この論文は今後の粘性土材料の力学的な挙動の研究に対して無視できない貢献をしていると考える。

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 異なる養生条件下でのセメント改良泥炭の強度発現傾向

著者 橋本 聖 西本 聡 林 宏親

受賞者 橋本 聖

選考理由

セメント改良土の強度増加に影響する要素としては、土質、養生温度、セメントの種類や添加率、攪拌方法などが挙げられるが、冬期に構築されるセメント改良土の強度増加は養生温度に依存すると考えられる。近年、北海道で実績を増加させているトレンチャー式攪拌工法は、セメントなどの改良材を原位置の軟弱地盤と鉛直方向に強制攪拌混合して固化する地盤改良工法であるが、冬期に本工法で地盤改良を実施した際にセメント改良土の浅層部において改良強度が著しく低下する調査結果が得られた。この理由として、施工時および施工後にセメント改良土の地表面が常時氷点下の外気に晒されていたことが要因となって、セメント改良土の強度発現に影響を及ぼしたと推測されている。このような理由から、著者は、セメント改良土の強度発現に必要な養生温度条件を把握するために、一定養生温度と養生温度変化させた条件において、泥炭をセメント系固化材で改良したセメント改良土の強度発現傾向を、力学特性と骨格構造の変化、間隙状況、セメント水和物の生成状況を関連させて整理した。

本論文では、マイナス 20℃～20℃までの一定養生温度条件 7 ケースと養生温度を変化させた 2 ケースの計 9 ケースにおいて、一軸圧縮試験、細孔径分布試験、偏光顕微鏡撮影、X 線回折の結果を検討したものである。その結果、28 日材齢において強度発現が期待できるのは一定養生温度 5℃以上であることを見出した。さらに、強度発現とセメント改良土の総細孔量と中央孔径値は密接な関係を示していること、細孔径分布のピークが強度発現によって移行することを有し、さらに偏光顕微鏡および X 線回折により、セメント改良土に存在する間隙状態、エトリングタイトの生成状況も確認している。以上のように、本論文はセメント改良土の強度発現と養生温度について、一軸圧縮強さと骨格構造の指標（総細孔量と中央孔径値）や間隙状態、エトリングタイトの生成具合が密接に関係することを提起し、冬期のトレンチャー式攪拌工法の強度発現に必要な養生温度について重要な知見を提供していることから、地盤工学の発展に寄与するところが大きい。

よって、著者は地盤工学会北海道支部賞を授与される資格があるものと認める。