

技術報告集目次

- 1) [凍結進行期に着目した小段排水溝に及ぼす凍上力の影響評価](#) 1
寒地土木研究所 ○安達 隆征, 西本 聡, 佐藤 厚子
- 2) [地山補強土工における凍上力の算定方法](#) 9
北海学園大学 ○小野 丘
- 3) [北海道で施工される特殊ふとんかごの凍上抑制効果について](#) 15
寒地土木研究所 ○佐藤 厚子, 西本 聡
- 4) [断熱工法による凍上抑制効果について](#) 19
中川町 田中 克明
和光技研 ○大谷 高志, 遠藤 智久
カネカケンテック 土門 謙治
- 5) [不飽和粒状路盤材の力学挙動評価のための中型不飽和三軸試験機の開発](#) 27
北海道大学 ○瀬川 宙郷, 石川 達也, 三浦 清一
苫小牧工業高等専門学校 所 哲也
- 6) [舗装構造の疲労寿命に及ぼす再生碎石粒状路盤の凍結融解の影響とその評価](#) 35
北海道大学 ○吉田 有喜, 石川 達也, 三浦 清一
- 7) [道南地域の火山灰質粗粒土の凍上特性と路床への適用性評価](#) 43
東日本高速道路 谷藤 義弘
ネクスコ・エンジニアリング北海道 ○山内 智
- 8) [北海道で構築された補強土壁の実態調査結果](#) 49
寒地土木研究所 ○橋本 聖, 西本 聡, 林 宏親, 梶取 真一
- 9) [繊維材混合流動化処理土の強度・変形特性に及ぼす時間依存性に関する検討](#) 55
室蘭工業大学 ○小山 雄大, 木幡 行宏, 大村 知史
- 10) [原料土内の鉱物組成と気泡混合処理土の強度・剛性との関係](#) 63
函館工業高等専門学校 ○堀田 崇由, 片岡 沙都紀
北見工業大学 川口 貴之
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
- 11) [形状の異なるジオグリッドの引抜き抵抗メカニズム](#) 71
苫小牧工業高等専門学校 ○中村 努, 遠藤 貴将, 所 哲也
- 12) [盛土材の非排水せん断特性に及ぼす締固め条件の影響](#) 81
北海道大学 ○伊藤 啓介, 横浜 勝司, 三浦 清一, 松村 聡
- 13) [盛土材の透水係数に及ぼす締固め条件の影響 一砂質シルト, 火山灰質粗粒土一](#) 89
北海道大学 ○細野 雄太, 横浜 勝司, 三浦 清一
- 14) [締固め度管理された盛土の耐震性能評価に関する研究](#) 95
北海道大学 ○松村 聡, 三浦 清一, 横浜 勝司, 高田 諒平
- 15) [転圧機械の種類と締固めの関係について](#) 103
寒地土木研究所 ○山田 充, 西本 聡, 佐藤 厚子

- 16) [締固め方法が細粒分質礫質砂の三軸試験結果に及ぼす影響](#) 109
 神戸大学 ○高橋 正和
 北見工業大学 川口 貴之
 神戸市立工業高等専門学校 鳥居 宣之
 神戸大学 澁谷 啓
- 17) [締固め度及び含水比が土のせん断弾性波速度に与える影響](#) 117
 神戸大学 ○竹園 紘樹, 三浦 みなみ, 高橋 正和, 澁谷 啓
 鉄道総合技術研究所 川尻 峻三
- 18) [締固め方法が細粒分質礫質砂の一軸圧縮およびベンダーエレメント試験結果に及ぼす影響](#) . . . 123
 北見工業大学 ○川口 貴之
 神戸大学 高橋 正和
 北見工業大学 山下 聡
- 19) [南海トラフのメタンハイドレート堆積地域における地盤特性](#) 131
 北海道大学 ○安田 直樹, 田中 洋行, 金子 広明, 服部 直
 清水建設 西尾 伸也
 応用地質 平川 博之
- 20) [オホーツク海海底堆積土の力学的特性に及ぼす溶存ガス気化の影響](#) 135
 北見工業大学 ○森脇 友裕, 山下 聡, 八久保 晶弘, 南 尚嗣, 庄子 仁
- 21) [溶存ガスの気化が粘性土の乱れおよび変形強度特性に及ぼす影響](#) 145
 北見工業大学 ○出羽 寛信, 森脇 友裕, 山下 聡, 川口 貴之
- 22) [二次元移流分散解析による重金属汚染リスク評価に関する一考察](#) 151
 寒地土木研究所 ○田本 修一, 伊東 佳彦
- 23) [乾燥状態と湿潤状態における岩石の強度の差異に関する研究](#) 157
 北見工業大学 ○中村 大, 後藤 隆司, 伊藤 陽司, 山下 聡, 川口 貴之
 函館工業高等専門学校 片岡 沙都紀
- 24) [CRS 試験における粘性土の再載荷挙動](#) 165
 北海道大学 ○大橋 多朗, 田中 洋行
 港湾空港技術研究所 堤 彩人
- 25) [原位置せん断摩擦試験による設計定数推定に関する考察](#) 169
 寒地土木研究所 ○福島 宏文, 西本 聡, 富澤 幸一
 北海道大学 三浦 清一
- 26) [積雪寒冷地にある実斜面の現地計測とそれに基づく安定性評価法](#) 173
 室蘭工業大学 ○照井 秀幸, 川村 志麻
 北海道大学 三浦 清一
 室蘭工業大学 海谷 宣弘
- 27) [寒冷地にある火山灰質土斜面の降雨時崩壊現象に関する模型実験](#) 183
 室蘭工業大学 ○芦原 真志, 川村 志麻
 北海道大学 三浦 清一
 室蘭工業大学 佐藤 要太

28)	火山灰質粗粒土によって構築した実大盛土斜面の力学挙動計測	193
	北海道大学 ○工藤 明日香, 三浦 清一 室蘭工業大学 川村 志麻 北海道大学 横浜 勝司, 松村 聡 室蘭工業大学 海谷 宣弘	
29)	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 (その2: 杭中心間隔・斜角)	199
	寒地土木研究所 ○富澤 幸一, 西本 聡 北海道大学 三浦 清一	
30)	地震動波形および継続時間が泥炭地盤上の盛土被害に及ぼす影響	207
	寒地土木研究所 ○梶取 真一, 西本 聡, 林 宏親, 橋本 聖	
31)	地震時残留変形量に与えるすべり安全率と地震波の影響について	215
	ドーコン ○小林 修司, 高橋 秀彰, 小林 智穂	
32)	泥炭におけるせん断剛性率の測定	219
	北海道大学 ○金子 広明, 田中 洋行, 稗田 教雄	
33)	泥炭地盤における CPT 結果の解釈	223
	北海道大学 ○田中 洋行, 西村 聡, 金子 広明, 稗田 教雄, 服部 直, 安田 直樹	
34)	天塩川下流域における河川工事発生土の築堤材料調査	229
	北海工営社 ○西村 右敏 北海道開発局留萌開発建設部 村田 陽子 北海工営社 小田 祐嗣	
	平成 22 年度地盤工学会北海道支部賞選考経過報告	239

[\(付録\) 技術報告会開催履歴](#)

凍結進行期に着目した小段排水溝に及ぼす凍上力の影響評価

土木研究所 寒地土木研究所 正会員 ○安達 隆 征
同 国際会員 西本 聡
同 国際会員 佐藤 厚子

1. はじめに

近年、切土法面の小段に設置される小段排水溝の破損被害が北海道各地から報告されている。寒冷地での小段排水溝の破損の多くは、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法面の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⁾。

法面の安定や維持管理のために法面の中腹部に設置される小段は、平地や法面に比べ、寒気が多方向から入りやすい形状になっている。そのため、小段に設置される小段排水溝は凍上被害の対象となりやすい。

凍結が進行する過程が凍上力の挙動に大きな関わりを持つことから、凍結面が小段排水溝付近の地盤を通過する凍結進行期に、小段排水溝が凍上力を受け、凍上被害が発生するものと考えられる。

そこで、本研究では凍結進行期に着目して小段排水溝に及ぼす凍上力の影響を評価し、小段排水溝の凍上対策技術について検討する。

2. 凍上力を回避する凍上対策

小段排水溝の凍上被害状況を写真-1、2に、凍上被害を防ぐアプローチを図-1に示す。

凍上被害を防ぐためのアプローチとしては2つ考えられる。ひとつは凍上自体を起こさないようにすること



写真-1 切土法面の小段の凍上被害



写真-2 切土法面の小段の凍上被害

である。凍上は「土質、水、気温」の3要素のすべての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⁾。

もうひとつのアプローチは、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、その力を回避することである。切土法面の小段排水溝はフレキシブル性に乏しいコンクリート製品を使用していることが多い⁴⁾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、フレキシブル性のある小段排水構造を検討し、試験施工を実施した。

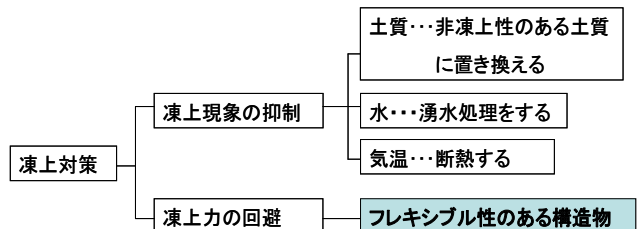


図-1 凍上被害を防ぐためのアプローチ

Evaluation of frost heave force affecting berm ditches with the progress of freezing

Takayuki ADACHI, Satoshi NISHIMOTO and Atsuko SATO

Civil Engineering Research Institute for Cold Region

3. 凍上のメカニズムと地域性

3.1 凍上のメカニズム

地盤中の凍上メカニズムは、図-2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。このとき、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を氷晶分離、形成された氷の層をアイスレンズと呼ぶ。このように、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のメカニズムである。

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⁶⁾。

3.2 凍上被害の地域性と分布

図-3は、道内各地の主要な気象特性⁷⁾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」地域で多くの発生が見られるが、「低温・多雪」地域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関係していると考えられるためである。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⁸⁾。

4. 試験施工の概要

切土法面の小段排水溝に及ぼす凍上力の影響評価と、凍上被害を軽減する排水構造を確立するために、凍上力を回避するフレキシブル性のある排水構造を用いた小段排水溝を試験施工し、地中温度計測と凍上量測定器を設置した。

4.1 試験施工箇所

図-3に試験施工箇所を示す。H21年度に、「低温・少雪」地域である訓子府、陸別の道路切土法面で実施した。また、H22年度に、「高温・少雪」地域である苫小牧の現場試験フィールドで、湧水のある切土法面を想定するため、凍結前に背面から給水した盛土法面で実施した。

表-1は、試験施工箇所のn年確率凍結指数⁹⁾を示しており、とくに訓子府と陸別は、道内では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。訓子府と陸別の土質は、粒度による凍上性判定法¹⁰⁾により、粒径曲線から凍上性のある土質であると判定された。苫小牧の土質は凍上性判定試験により、凍上性が中位であると判定された。

4.2 試験施工断面

従来のU型トラフに加え、2種類のフレキシブル性のある排水構造断面で試験施工を行った。図-4にそれぞれの断面図と設置状況を示す。

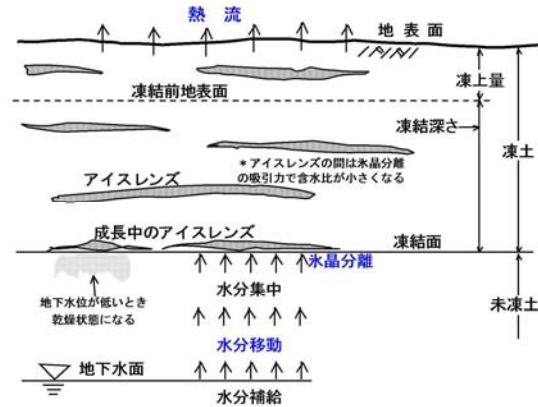


図-2 地盤の凍上機構⁵⁾

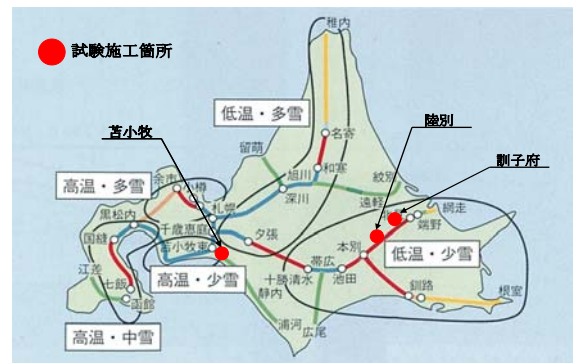


図-3 道内各地の主要な気象特性と試験施工箇所（文献7の図に加筆）

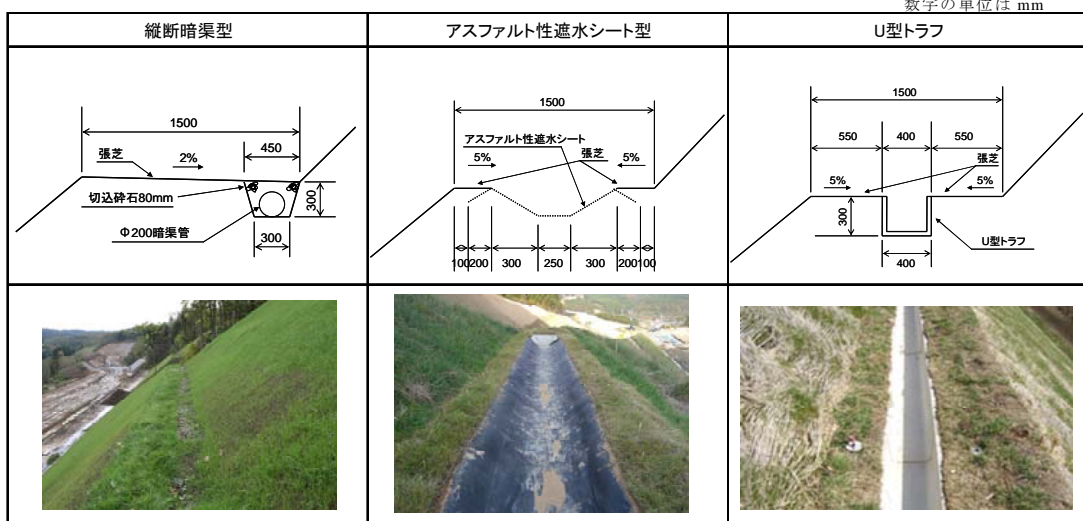
表-1 試験施工のn年確率凍結指数⁹⁾(°C・day)

	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
苫小牧	370	410	高温・少雪

表-2 土質の基本物性値

試料名	訓子府	陸別	苫小牧
自然含水比(%)	32.72	27.26	46.98
土粒子の密度(g/cm ³)	2.726	2.743	2.470
液性限界(%)	55.45	56.60	N.P.
塑性限界(%)	29.91	29.61	N.P.
塑性指数(%)	25.54	26.99	N.P.
礫(%)	42.2	37.3	22.8
砂(%)	26.1	32.4	51.4
シルト(%)	5.0	7.6	
粘土(%)	26.7	22.7	25.8
土質分類	細粒分質砂質礫(GFS)	細粒分質砂質礫(GFS)	火山灰質粘性土(SVG)

図-4 小段排水溝の試験施工断面



①縦断暗渠型小段排水溝

フレキシブル性のある縦断暗渠管を小段の山側に設置し、法面からの湧水と表面水を処理する。表面水は小段を2%の逆勾配にすることで処理する。谷側の地山を張芝で保護する。

②アスファルト性遮水シート型小段排水溝

フレキシブル性のあるアスファルト性遮水シートを小段の中央に設置し、小段に5%の勾配を付けて表面水を処理する。両側の地山を張芝で保護する。

③U型トラフ

従来のU型トラフを小段の中央に設置し、小段に5%の勾配を付けて表面水を処理する。両側の地山を張芝で保護する。

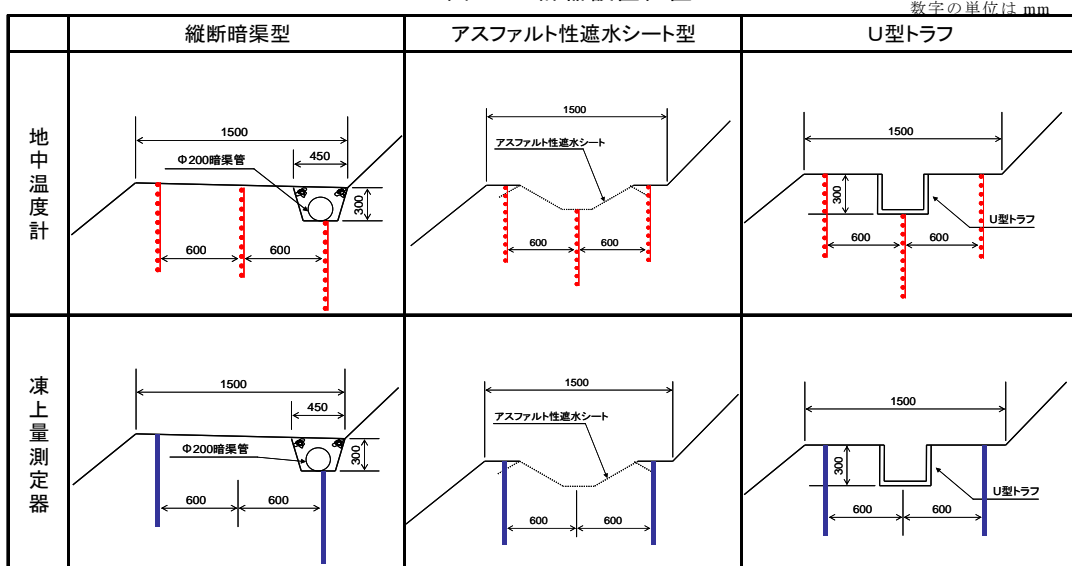


写真-3 計器設置状況

4. 3 調査方法

フレキシブル性のある小段排水溝と従来のコンクリート小段排水溝に及ぼす凍上力の影響を評価するために、各試験施工箇所にて地中温度計を設置し、計測を行った。また、凍結深さと凍上量の関係把握するため、苫小牧の試験施工箇所にて凍上量測定器を設置し、計測を行った。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、図-5は計器の設置位置を示している。

図-5 計器設置位置



①地中温度、外気温計測(訓子府、陸別、苫小牧)

凍上力の影響を評価するためには、凍結面の推移を把握する必要がある。図-2で説明したように、凍結面の位置(凍結深さ)は、アイスレンズの発生と密接な関わりがあり、凍上力は凍結面に対して垂直に作用するからである。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、地中温度を計測することによって求めることができる。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の谷側、中間、山側の3箇所にて地中温度計を設置し、地中温度を自動計測により求めた。また、凍結指数を求めるために、外気温と地表面温度も自動計測した。

②凍上量計測(苫小牧)

凍結深さと凍上量の関係を把握するために、凍上量測定器を用いて、凍上量を計測する。凍上量測定器は、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の谷側と山側の2箇所にて設置した。

5. 二次元 FEM 熱伝導解析(苫小牧)

凍結進行期の試験施工の実測結果の裏付けと、さらに詳しい凍結面の挙動を把握し、小段排水溝に及ぼす凍上力の影響を評価するために、二次元 FEM 熱伝導解析を行った。

5. 1 解析条件

小段箇所の断面を縦横 10cm のサイズで、2,162 メッシュに分割した温度分布を日単位で表し、凍結面の詳しい挙動を求めた。

解析に用いた熱伝導率を表-3に示す。火山灰質粘性土と切込砕石については、凍土と未凍土に分けて、Kerstenの実験式¹¹⁾により求めた。コンクリートと雪は、一般的な熱定数¹²⁾を用い、アスファルト性遮水シートは、実測により求めた。

表-3 各材料の熱伝導率

材料		熱伝導率(W/m·K)
火山灰質粘性土	凍土	0.754
	未凍土	1.254
切込砕石	凍土	2.534
	未凍土	2.491
コンクリート		0.938
アスファルト性遮水シート		0.223
雪		0.261

5. 2 積雪の影響

図-6に実際に測定した外気温と地表面温度を示す。この図から、凍結期では、外気温より地表面温度のほうが高いことがわかる。これは、積雪の影響によるものであると考えられる。このことから、積雪を考慮した気温として、地表面温度を用いて解析を行った。

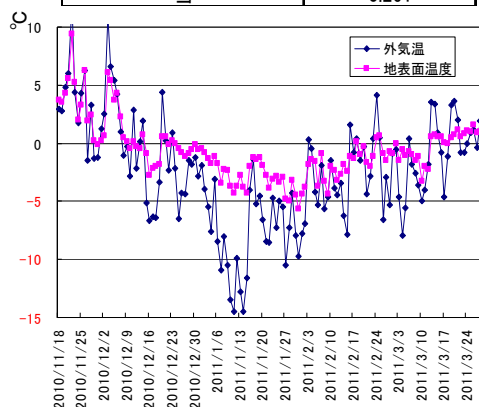


図-6 外気温と地表面温度

6. 試験結果と考察

6. 1 地中温度計測結果(訓子府、陸別)

図-7に、訓子府、陸別における地中温度計測結果から求めた凍結面の挙動を示す。なお、凍結深さは小段面を0としている。この図から、凍結が進行した段階では、法面から入る寒気の影響で、山側、中間、谷側の順に凍結深さは深くなる。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、凍結深さが浅くなる。最大凍結深さでアスファルト性遮水シートは34%減、縦断暗渠管は53%減になった。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。

6. 2 凍結進行期の凍結面の推移(苫小牧)

凍結指数が高い地域である訓子府と陸別の試験施工では、凍結の進行が早く、地中温度計の設置時にはすでに凍結が排水溝の底面より下に進行していたので、排水溝付近での、凍結面の挙動を把握することができなかった。そこで、苫小牧の地中温度計の計測結果から凍結進行期に着目した凍上力が小段排水溝に及ぼす影響を評価した。図-8に、苫小牧における実測した凍結面の推移を示す。この図から、谷側からの寒気の影響により、山側より谷側のほうが凍結の進行が速いことがわかる。また、縦断暗渠型、アスファルト性遮水シート型、U型トラフの順に凍結の進行が速く、凍結深さが深くなることがわかる。これは排水溝の内空から入る寒気の影響によるものだと考えられる。縦断暗渠型の山側については、暗渠管より深いところに地中温度計を設置したため、地中温度がマイナスにならず、それより浅いところでの凍結深さを求めることができなかった。

以上のことから、アスファルト性遮水シートや縦断暗渠管による小段排水溝は、U型トラフに比べ、最大凍結深さを抑制することができる。

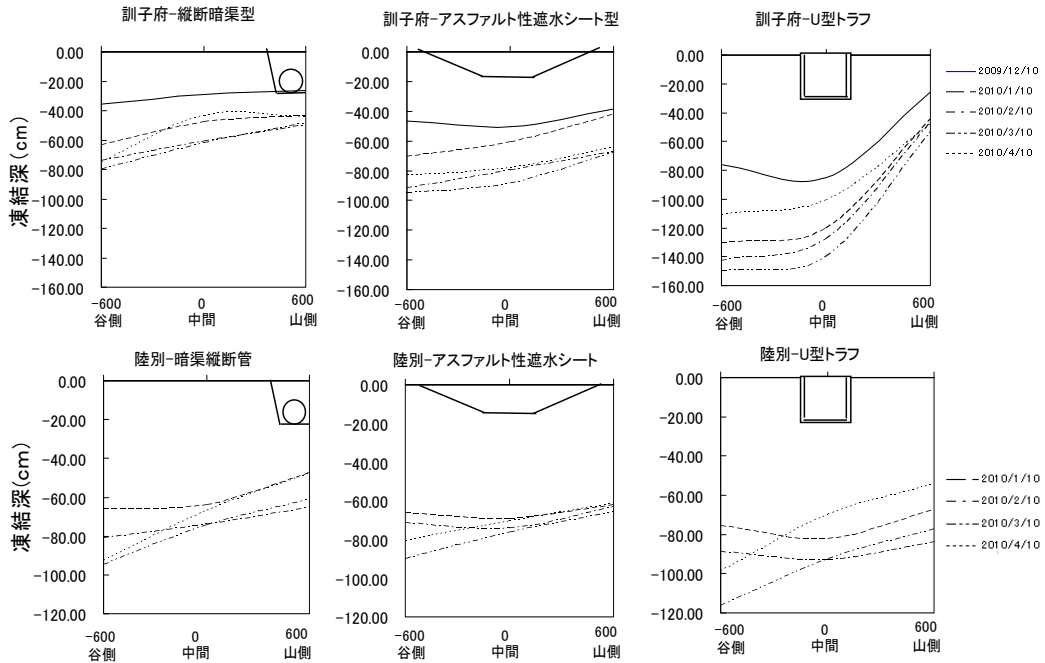


図-7 凍結面の推移 (訓子府・陸別)

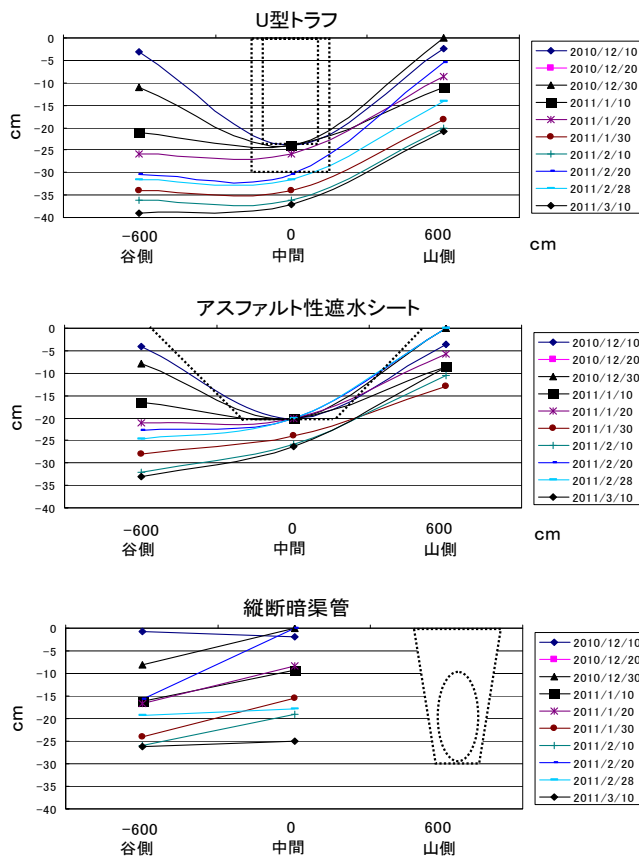


図-8 凍結進行期の凍結面の推移 (苫小牧)

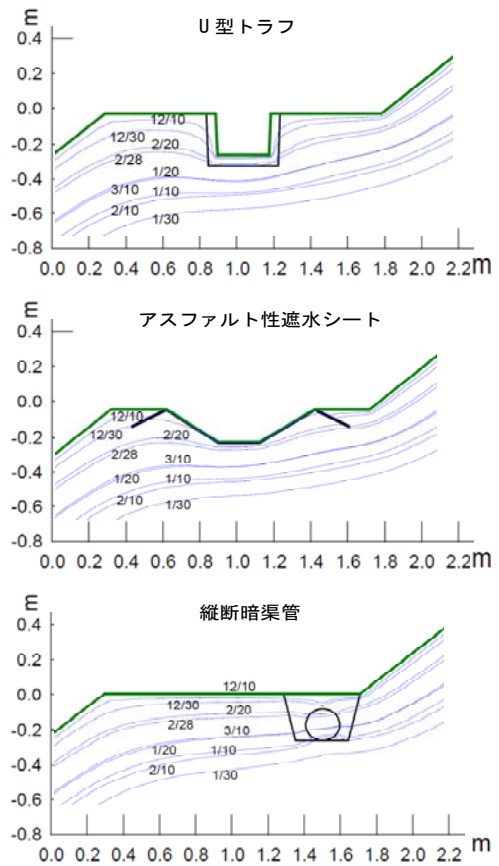


図-9 二次元 FEM 解析による凍結面の推移 (苫小牧)

6. 3 二次元 FEM 熱伝導解析結果 (苫小牧)

図-9 に、二次元 FEM 熱伝導解析による凍結面の推移を示す。積雪の影響を考慮するために、地表面温度を用いて解析を行った。この図から、実測した図-8 と同様に、縦断暗渠型、アスファルト性遮水シート型、

U型トラフの順に凍結の進行が速く、凍結深さが深くなるのがわかる。

さらに、凍結進行期の凍結面の推移について、U型トラフとアスファルト性遮水シートで明確な違いが現れた。U型トラフは、排水溝の側面付近から凍結が進行する。また、法面から入る寒気の影響により、その側面付近の凍結部分は、山側より谷側のほうが広く、深くなるので、それに伴い、U型トラフ周りの凍結面は、U型トラフを非対称に囲む形になる。このことから、凍上力は凍結面に対して垂直に作用するので、凍上力はトラフの側面に作用することになる。この現象がもたらすトラフの挙動については、次の章で後述する。

一方、このような現象はアスファルト性遮水シートには見られなかった。この原因は二つあると考えられる。一つは排水溝の側面形状の違いである。U型トラフの側面は鉛直に近いので、多方向（排水溝の側面と地盤）から寒気にさらされる部分が現れる。一方、アスファルト性遮水シートの側面は水平に近いので、排水溝の側面からの寒気の影響は少ない。もう一つは、U型トラフの熱伝導率は、アスファルト性遮水シートの熱伝導率の約4倍あり、アスファルト性遮水シートに比べ、寒気が入りやすい材料であると言える。

排水溝のない平坦な構造の縦断暗渠型については、地盤から入る寒気の影響だけなので、山側から谷側に単純に凍結深さが深くなる凍結面が現れた。このことから、縦断暗渠管に及ぼす凍上力は、鉛直に近い方向にのみ作用するものと考えられる。

以上のことから、アスファルト性遮水シートや縦断暗渠管による小段排水溝は、U型トラフに比べ、排水溝自体に作用する不均一な凍上力の影響が少ないと言える。言い換えれば、排水溝の断面形状が平坦であれば、不均一な凍上力の影響を受けづらくなると言える。

6. 4 凍上量測定結果

図-10に、苫小牧における凍上量計測結果を示す。この図から、法面から入る寒気の影響で、谷側は山側に比べ、凍上量が大きいことがわかる。また、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、凍上量が小さい。これは、排水溝から入る寒気の影響が少なく、熱伝導率が低いためであると思われる。このことから、凍結深さと同じ結果が現れ、凍上量は凍結深さに連動し、凍結深が深いほど、凍上量が大きくなるのがわかる。

以上のことから、アスファルト性遮水シートや縦断暗渠管による小段排水溝は、U型トラフに比べ、凍上量を抑制できることがわかった。

6. 5 地表面温度と凍結深さ

図-11に、苫小牧のU型トラフ部の地表面温度の累計と凍結深さおよび地表面からの融解深さを示す。この図から、以下のことがわかった。

- ・地表面温度の累計の増加が大きい2月中旬までは凍結深さが大きくなっていく。
- ・その後、地表面温度の累計の増加が小さくなる3月中旬までは、凍結深さが上下する。
- ・3月中旬に地表面温度の累計の増加が止まると、凍結深さは急激に0になり、凍結しなくなる。

地表面からの融解の進行は、3月中旬に小段の谷側で観測され、山側には見られなかった。融解期にU型トラフ周辺部が徐々に融解していくが、小段の谷側で凍結領域が残存する。

7. 小段排水溝に及ぼす凍上力の影響評価

以上の試験施工計測結果や熱伝導解析結果から、凍結進行期に着目したU型トラフに及ぼす凍上力の影響を評価した(図-12)。

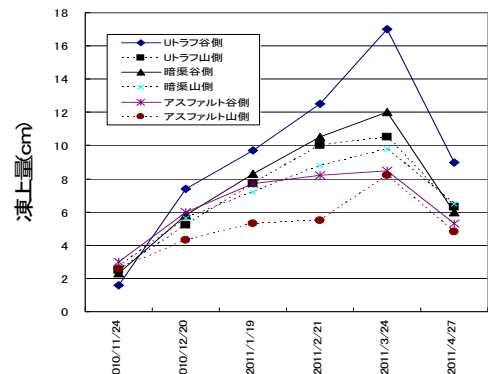


図-10 凍上量の推移(苫小牧)

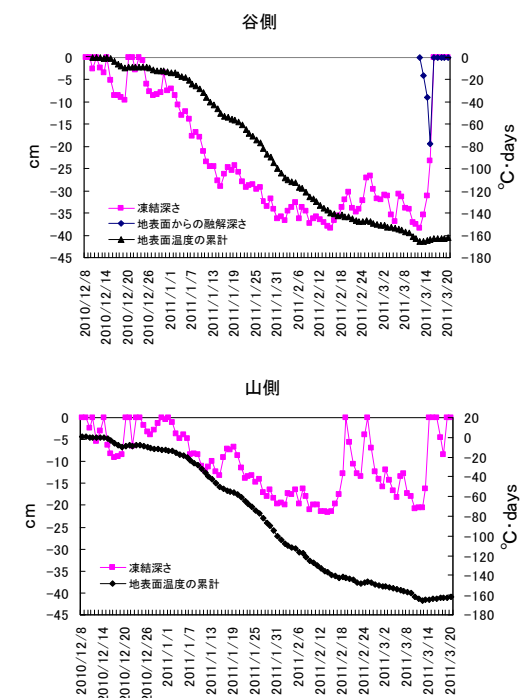
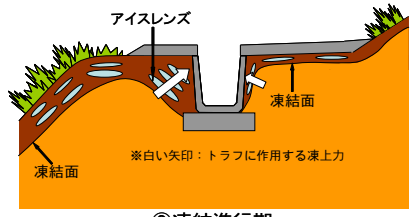
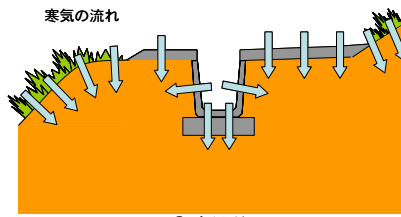


図-11 地表面温度の累計と凍結および融解深さ

① 凍結前

気温が下がると地盤に寒気が入り込む。コンクリートトラフやコンクリートシールは、未凍土より熱伝導率が高いため、寒気が入り易い。



② 凍結進行期

寒気が土中に入ると、地盤が凍結し、地盤中に凍結面が形成される。

未凍土側からの水分が凍結面付近に集まり、アイスレンズを形成する。アイスレンズの膨張により発生する力を凍上力と呼び、凍結面に対して垂直方向に作用する。この力が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。

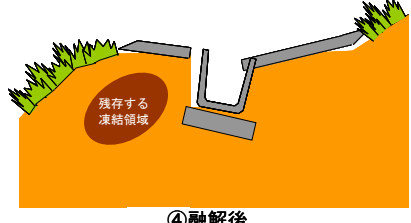
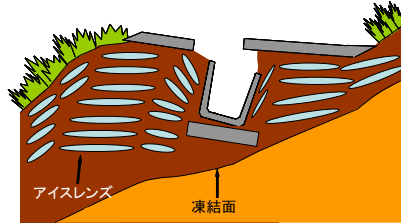


図-12 U型トラフに及ぼす凍上力の影響

凍結進行期では、トラフの側面から入る寒気の影響で、トラフの側面付近の未凍土から凍結し、トラフの周辺を囲むように凍結面が形成される。また、法面から入る寒気の影響で、トラフの山側より谷側のほうが凍結深さが深く、凍結部分が広くなり、トラフを囲む凍結面は山側と谷側で非対称になる。このことから、トラフの山側より谷側のほうが、アイスレンズの発生領域が大きくなるため、図のように、トラフを山側から谷側に押す凍上力より、谷側から山側に押す凍上力のほうが大きくなるので、トラフが山側に傾く変位現象が起きる。

③ 最大凍結時

凍結面がU型トラフの底面より下がると、法面からの寒気の影響で、凍結面は谷側に行くにつれ、緩やかに深くなるので、地盤を押し上げる方向に凍上力が働き、コンクリートトラフやコンクリートシールは鉛直に近い方向に押し上げられ、最大凍結時で最大変位になると推測される。

④ 融解後

春先の融雪時期に入ると、アイスレンズは溶け、小段全体が脆弱化し、凍結領域は谷側の一部だけに残存する。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、自重により鉛直に下がる。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、切土法面の小段で凍上が起こる場合、U型トラフは凍結進行期に、非対称な凍結状態により山側に傾くことがわかった。このことは、実際の現象として、写真-1、2で確認されている。

8. 小段排水溝の防草効果

フレキシブル性のある小段排水溝を凍上対策として用いた結果、実際に凍上による被害が見られなかった。アスファルト性遮水シートに限っては、凍上対策の他に防草効果を確認できた。写真-4は、U型トラフとアスファルト性遮水シートを小段排水溝として同時期に設置してから2年経過した状況である。U型トラフ部よりアスファルト性遮水シート部のほうが草が生えていないことがわかる。シートの両端の根入れ部分が、植物の根の成長の妨げになると考えられる。また、小段全体をほぼ覆うため、防草シートの役割を果たしているものと考えられる。このことから、維持管理対策の上においても、アスファルト性遮水シートを用いた小段排水溝は有効であると言える。



写真-4 小段排水溝の防草効果

9. まとめ

以上の計器計測結果と熱伝導解析結果の考察から以下

のことがわかった。

- ①切土法面の小段では、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凍結深が深いほど、凍上量が多くなる。
- ③切土法面の小段で凍上が起こる場合、凍結進行期に非対称な地盤の凍結により、U型トラフの側面に凍上力が作用し、U型トラフは山側に傾く。
- ④アスファルト性遮水シートや縦断暗渠管による小段排水溝は、U型トラフに比べ、最大凍結深さ、凍上量を抑制することができる。
- ⑤アスファルト性遮水シートや縦断暗渠管による小段排水溝は、U型トラフに比べ、排水溝自体に作用する不均一な凍上力の影響が少ないと言える。

10. 今後の課題

今回の研究による切土法面の小段排水溝に及ぼす凍上力の影響評価から、小段排水溝の凍上被害を回避するためには、材料のフレキシブル性に加え、断面構造の平坦性が重要であることがわかった。今後は、平坦性のある構造を用いた小段排水溝の長期に渡る凍上の影響を確認するために、凍上被害の経年的な調査が必要である。また、他の法面構造物においても同様の解析を行えば、各法面構造物に及ぼす凍上力の影響を評価できるので、今後、実際に凍上被害を受けている法面構造物についても、検討する必要がある。

11. おわりに

これまでの研究では¹³⁾、凍上被害が多い「低温・少雪」地域に着目していたが、今回の研究では、凍結指数が小さく、凍結面が浅いところでゆっくり進行する「高温・少雪」地域（苫小牧）において、小段排水溝のように小型の法面構造物が凍上被害の対象になり得ることがわかった。小段排水溝の凍上対策技術については、平坦性のある切土法面の小段排水溝が、従来のU型トラフに比べ、凍上力を抑制することがわかった。また、アスファルト性遮水シートは、凍上による変状がなかったことに加え、防草効果があった。

以上のことから、今回の研究が、小段排水溝の凍上対策および小段の維持管理対策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、水野津与志、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.
- 6) (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.
- 7) 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.
- 8) (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. 5、2010.
- 9) (社)日本道路協会：道路土工要綱、pp. 382-383、2009.
- 10) (社)土質工学会：土の凍結、pp. 116-117、1994.
- 11) (社)地盤工学会北海道支部：寒冷地地盤工学、p. 35、2009.
- 12) (社)地盤工学会北海道支部：寒冷地地盤工学、p. 38、48、2009.
- 13) 安達隆征、西本聡、佐藤厚子：凍上被害を回避する切土小段排水の検討と凍上メカニズムについて、第54回北海道開発技術研究発表会、2011. 2.

1. はじめに

地盤工学会北海道支部では、2011年4月に「凍上対策工の調査・設計法に関する研究委員会」を設立して、斜面の凍上対策工のための調査から対策設計法までの具体的な技術集約を目指して活動している。委員会では、法面安定工法の凍上対策技術について盛んに議論されているが、その際に「各種法面安定工に用いられる構造物に作用する凍上力をどのように見込むべきか」ということが検討課題としてよく挙げられる。今後、実効性ある斜面の凍上対策設計方法を提案してゆくために、この課題を解決しなければならないということは委員会内での共通認識となっていると言える。

グラウンドアンカーに作用する凍上力の算定方法についてはすでに提案しており¹⁾、見直しも進めている。しかし、地山補強土工については、拘束応力や補強材の変位の条件の違いなどから、同様な扱いができないと考えてきた。また、地山補強土工の凍上被害の実態も詳細な情報がほとんど手に入らない現状があった。しかしながら、上述のような実情を踏まえると、試案的な段階であっても、地山補強土工の補強体に作用する凍上力の算定方法を提案する意義はあるものと考えて、検討した結果を報告するものである。なお、本報告では、斜面の凍上性に起因する地山補強材の破断や引抜けを避けるための設計手法に主眼を置いている。関連性が強いが、地山補強土工と併用される法面工自体の凍上対策は、設計上は別途考慮すべきであろう。

2. 地山補強土工の凍上被害事例

図1は、地山補強土工が凍上力で変状する場合の概念図である²⁾。そもそも、地山補強土工の設計方法には、凍上力を見込むことにはなっていない^{3), 4)}。一方、写真1²⁾は、交点に地山補強材を有する吹付け法枠が凍上によって被害を受けたと推定される例である。写真1のような法枠の変状が地山の凍上によるものであると言えるのは、法枠背面の地盤にアイスレンズが観察されるなどの場合に限られることが多い。

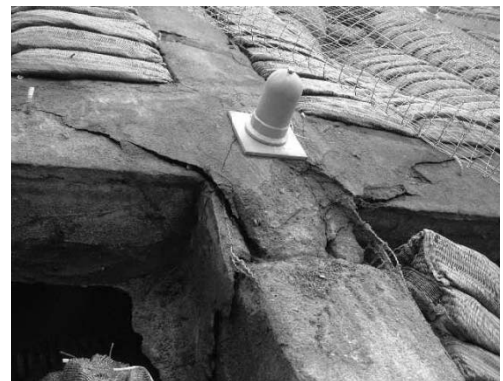


写真1 吹付け法枠の被害事例²⁾

地山補強土工の被害が凍上によるものと推定される事例としては、併用される吹付け法枠コンクリート梁の中央部分付近にクラックが発生する被害や頭部支圧プレートが変形している状況が現場で観察されるものがある。また、法枠を有しないモルタル吹付け工併用の地山補強土工では、頭部プレートでモルタル面が押し抜かれる被害が観察されている。このように、注意深く現場を観察することで、

地山補強土工および併用法面工の被害事例を知ることはできるが、その被害の原因が地山の凍上性にあると

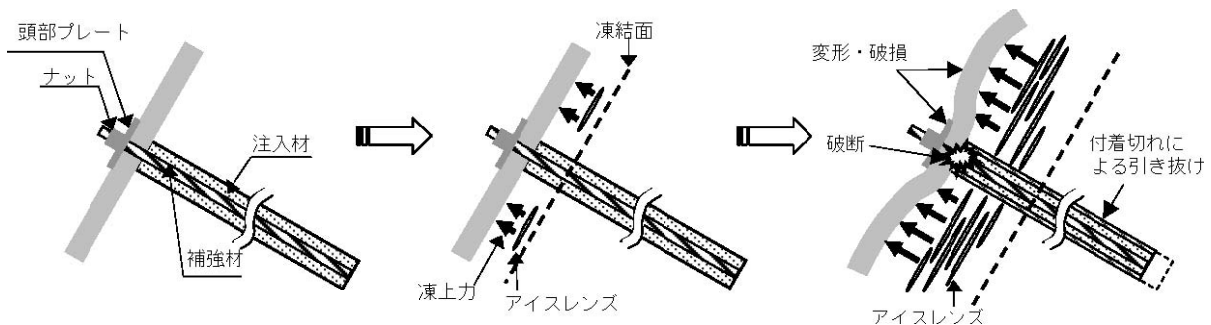


図1 地山補強土工が凍上力で変状する場合の概念図²⁾

断定できる例は少ないのが現状である。しかしながら、被害の詳細な様子や現地の気象状況、被害の発生時期などを総合して考えると、斜面の凍上が、地山補強土工と併用法面工に被害をもたらしていると推定できる例が少なからずあることは間違いないといえる。

3. 凍上力算定上の定義と仮定

地山補強材および補強体に作用する凍上力を算定するために、以下の定義と仮定を設ける。ここでは、地山補強材（芯材）と注入材（定着材）を合わせて補強体と称することとする。なお、本報告では地山補強土工が吹付け法枠と一体で用いられる場合を対象に検討する。

- a) 地山補強土工に作用する凍上力とは、凍上している地盤が受圧構造物を持ち上げる力と定義する。
- b) 補強材に作用する凍上力は、地盤の凍上により法枠が変位することによる凍上力と補強体の周面に作用する凍着凍上力のみにより、凍上過程では補強材もしくは補強体の引抜け変位はないものとする。
- c) 凍結面で発生した凍結膨張圧は、凍土層を弾性的に伝わり、法枠に凍上力として作用するものとする。
- d) 地表面応力は、凍土層を介して地盤に弾性的に伝わるものとする。
- e) 地盤の凍結線は、地表面から下方に一定の凍結速度で段階的に進むものとする。

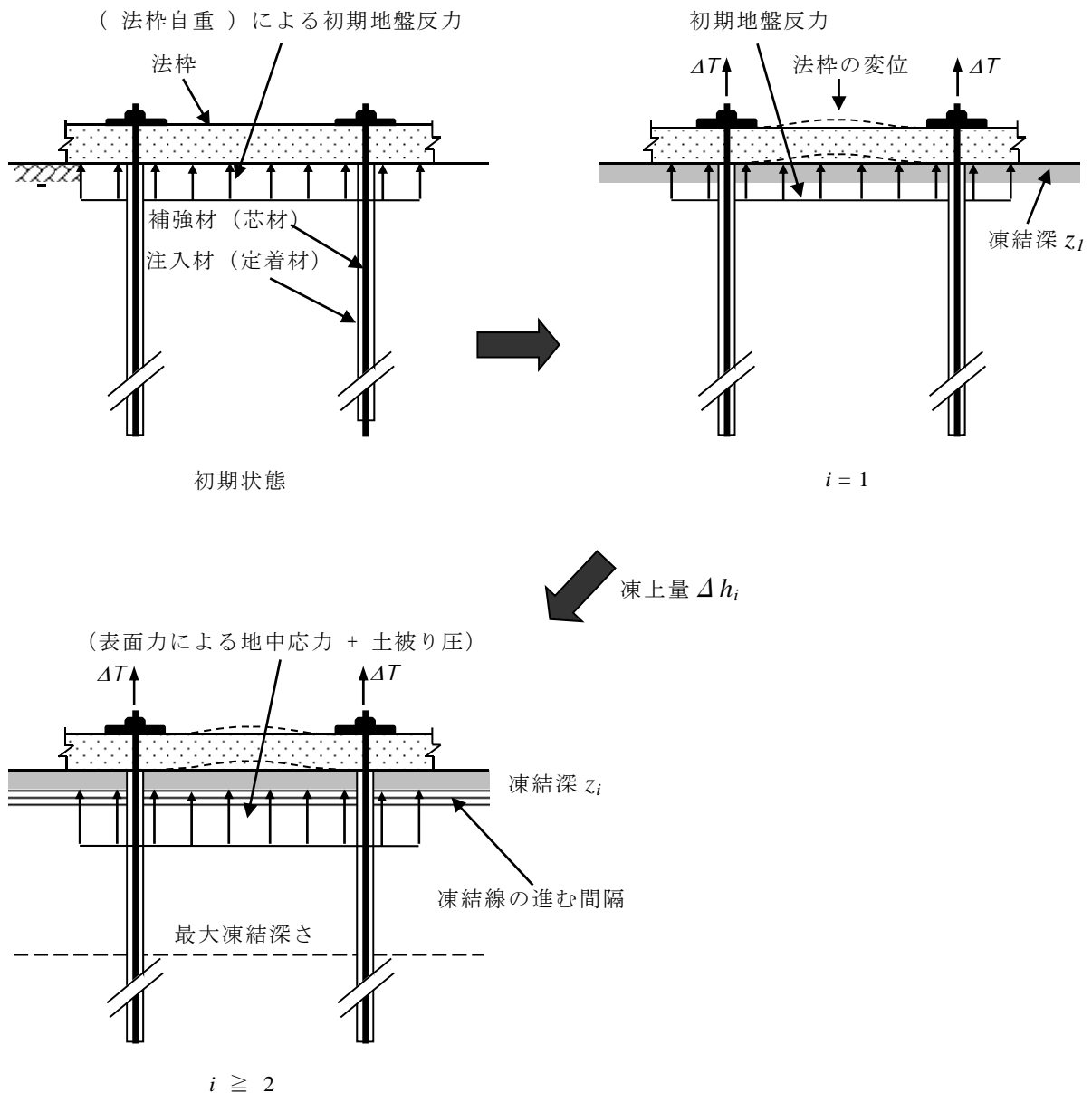


図2 地山補強材に作用する凍上力の算定手順

4. 凍上力の算定手順

以上の定義と仮定の下に，地山補強材に作用する凍上力の算定手順を以下に示す．図2には，法枠の凍上変位によって作用する凍上力の計算手順の説明図を示す．

4. 1 法枠下方の地盤の凍上変位によって作用する凍上力

- ① (法枠の自重) による地表面載荷重 ($i = 1$)，または，(表面力による地中応力+地盤の土被り圧) による凍上層の拘束応力 ($i \geq 2$) を求める．
- ② 凍結深が z_i (mm) 進んだとして，その凍結層に対応する凍上率 ξ_i を以下の式から求める^{5), 6)}．

$$\xi_i = \xi_0 + \frac{\sigma_0}{\sigma_i} \left(1 + \sqrt{\frac{U_0}{U}}\right) \quad (1)$$

ここに，

ξ_i : 各凍結層 z_i に対する凍上量 Δh_i (mm) の比

σ_i : 各凍結層 z_i に対する拘束応力． $i = 1$ の場合は法枠の自重 (kN/m²)

U : 各凍結層 z_i における凍結速度 (mm/hour)

ξ_0, σ_0, U_0 : 地盤の固有定数

- ③ 凍上率 ξ_i の値から，各凍結層 z_i (mm) に対する凍上量 Δh_i (mm) を求める．

$$\Delta h_i = \xi_i \times z_i \quad (2)$$

- ④ 地山補強材を両端とする法枠を，等分布荷重を受ける単純梁と考えると，得られた凍上量 Δh_i (mm) が梁中央の最大たわみ量となる場合の等分布荷重値 Δp_i (kN/m) を決定する．

$$\Delta p_i = \Delta h_i \times \frac{384EI}{5\ell^4} \quad (3)$$

ℓ : 地山補強材の間隔 (m)

EI : 法枠の曲げ剛性 (kNm²)

- ⑤ Δp_i の値から得られる梁の両端の反力を，凍上変位により補強材に付加される引張り力増分 ΔT_f (凍上変位による凍上力，kN) とする．ただし，補強材は格子法枠の交点にあるので，値を4倍にする．

$$\Delta T_f = 4 \times \frac{\Delta p_i \ell}{2} \quad (4)$$

- ⑥ 手順①からの計算を繰り返し，得られた凍上力増分 ΔT_f を順次加算することで，法枠の凍上変位によって補強材に作用する凍上力を求める．
- ⑦ 凍結深が所定の深さになるまで①～⑥を繰り返す．

《説明》

- ① 凍結層の応力 (拘束応力， σ) は，地表面の場合を除き，法枠の自重と凍上力の反力により地中に発生する応力と，凍結層の深さにおける土被り圧力の和とする．

- ② 式(1)は、凍結膨張率 ξ と拘束応力 σ 、凍結速度 U の関係を与える高志の式⁵⁾である。この式は人工地盤凍結工法を対象とした実験式であるが、これまで国内の凍結工法における凍上量を精密に予測してきている信頼性のある関係式である。式中の ξ_0 、 σ_0 、 U_0 の値は土固有の実験定数である。これらの値は採取試料を用いた地盤工学会基準の「凍上量予測のための土の凍上試験方法」⁷⁾を実施することで得られる値であるが、土の物理的性質から推定することも可能である⁸⁾。凍結速度 U は、各凍結層厚を凍結線が通過する平均速度として求める。
- ③ 凍結線の間隔(凍結層厚) z_i の値は、凍結指数の経時変化から凍結深さの時間的な変化を求めることで決定できる⁶⁾。
- ④ 法枠の反力を受けて凍上する地盤の凍上変位と法枠の上方への変位が同一であるとしている。また、法枠でつながっている二つの補強材を、単純梁要素と考え、その要素に地盤の凍上変位により発生する等分布荷重が下方から作用するとする。つまり、③で得られた凍上変位の積算値を梁(法枠)中央の最大たわみとみなして、そのたわみを与える等分布荷重を求めることとした。次の凍結層に与える拘束応力は、その等分布荷重と法枠の自重を地表面荷重とした場合に発生する地中応力として与える。
- ⑤ 式(4)は、地山補強材に付加される凍上力が、④で得られた等分布荷重の反力から得られるという意味である。
- ⑥、⑦ 予想最大凍結深まで、以上の計算を繰り返して最終的な凍上力を求めるものである。また、地山補強材には、少なくとも補強材を法枠に固定する際のナットの締付による初期引張力が作用していると考えられるので、その値を初期値として見込むこととする。

4. 2 補強体周辺地盤の凍着凍上によって作用する凍上力

地山補強材(芯材)を含む注入材(定着材)が、周辺地盤の凍上とともに凍着凍上力を受けて、結果的に補強材に引張力が作用することが考えられる。このことを考慮するために次式を使う。

$$\Delta T_a = f_a \times A_f \quad (5)$$

ここに、

ΔT_a :凍着凍上によって作用する凍上力 (kN)

f_a :単位面積当たりの凍着凍上力 (kN/m²)

A_f :凍着面積 (m²)

《説明》

凍着凍上現象については未解明の部分があるが、ここでは既往の研究⁹⁾を参考に単純化して考えた。つまり、凍結深さにある補強体の周面全体を凍着面積とし、単位面積当たりの凍着凍上力を定数として、補強体周面に作用する凍上力とした。

5. 地盤の凍上性と補強材に作用する凍上力の計算結果

表1に、本報告で実施した計算条件をまとめて示す。本報告の検討過程では、地山補強土工の実測結果と計算結果とを比較するための十分な情報がないので、条件を想定した計算結果のみを示す。地盤の土質と固有定数の値は、式(1)を用いて地表面凍上量を簡易予測した例⁶⁾や関連文献^{1), 8)}をもとに一定値として決定した。

表1 補強材に作用する凍上力の計算条件

吹付け法枠	断面寸法	200×200	mm
	弾性係数	22.0	kN/mm ²
	単位体積重量	24.0	kN/m ³
	補強材間隔	1500	mm
	初期補強材締付力	14.0	kN
	補強土工削孔径	76	mm
地盤	ξ_0	0	-
	σ_0	0.0981	kN/m ²
	U_0	0.56	mm/hour
	最大凍結深	800	mm
	凍結速度(一定)	1.5	mm/hour
	凍着凍上力	100	kN/m ²
	凍結層の厚さ z_i	10	mm

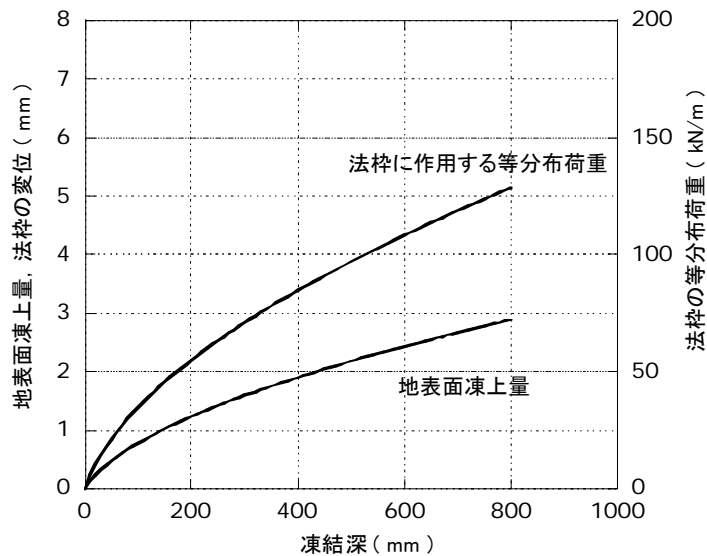


図3 地表面凍上量（法枠の変位）と等分布荷重値の計算結果

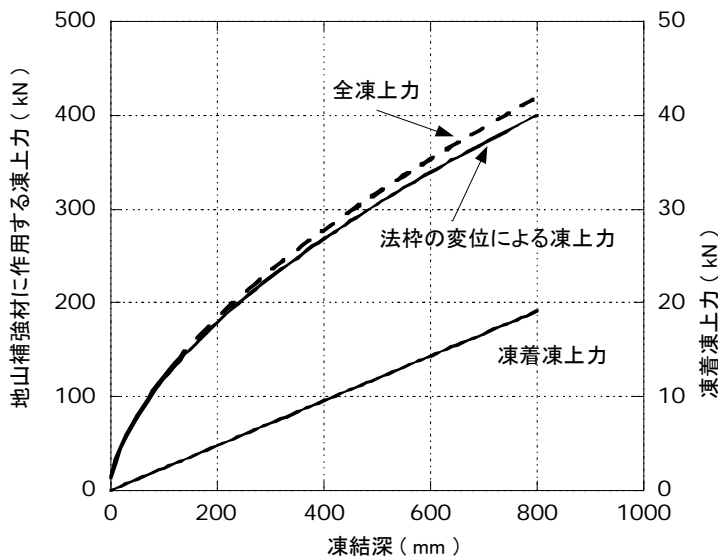


図4 地山補強材に作用する凍上力の計算結果

図3は、表1に示した緒元を用いて計算した、地表面凍上量（＝法枠の最大たわみ）とその変位量から計算した、法枠に作用する等分布荷重の値を示している。凍結深さが深くなるにつれて、凍上量と荷重の増加傾向が小さくなる曲線をなしていることがわかる。地表面凍上量が小さく計算されているのは、法枠の反力により凍上変位が抑えられた結果であると解釈できる。

図4は、凍着力による凍上力と法枠の変位による凍上力および両者の和を計算した結果である。凍着凍上力は相対的に小さいが、凍結深さが約150mmになると、全凍上力が約150 kN／本に達しており、一般的にはこの程度の値で補強材の引抜けや破断の可能性があることになる。したがって、地山に凍上性があることが分かっている場合は、補強材径を大きくするか、付着力を増加させるなどの引抜き抵抗力を増加させる対策が必要となる。

今回の検討結果により得られた凍上力による引張力は予想以上に大きな値となった。図4では、法枠の大変形や凍上変位途中での補強体の引抜けは考慮していない。法枠にクラックが入るなど変形が大きくなると、地表面の凍上変位と法枠の変形が対応しなくなり、結果として補強材に作用する凍上力が減少する可能性がある。また、補強材もしくは補強体そのものが途中で若干でも引抜けると相対的に凍上量が小さくなるので、そのことでも凍上力は減少する。さらに、法枠底面と斜面との間に不陸やすきまがあれば、凍上力は小さく

なると予想される。したがって、図4の計算結果は、今回の設定条件のもとでの最大値に近い値を与えていると考えられ、実際の凍上力は、凍結深の進行と構造物全体の変形に依存して、変動もしくは途中で消失する可能性もあると推察される。

6. まとめおよび残されている課題

以上の内容をまとめると以下のようなになる。

- 1) 式(4)を用いて凍上量を予測して、その変位量に対応した法枠に作用する分布荷重を求め、地山補強材に作用する凍上力に、別途凍着凍上力を加味して、地山補強土における凍上力算定方法を提案した。
- 2) 設定した仮定と計算条件のもとで得られた地表面凍上量と吹付け法枠に作用する等分布荷重は、凍結深さが深くなるとともに増加するが、その増加傾向は小さくなるという結果が得られた。
- 3) 設定した仮定と計算条件、計算手法のもとでは、地山補強材に作用する凍上力は、凍結深さが約150mmになると、凍上力が約150 kN/本に達しており、地山補強土工の補強材に作用する引張力の設計値を見直す必要があることを示唆していると考えられる。

本報告で示した凍上力算定法に、今後残されている課題としては以下のような事項がある。

- 1) 実務で実効性のある設計方法とするためには、地山補強土工や法面工併用の地山補強土工の凍上量や凍上力の実測データと、本方法での計算結果との比較検討による見直しが必要である。
- 2) 補強材の引抜けや法枠の変形などによる地山と法枠の不陸や変形による凍上力の変化を取り込む余地が残っている。
- 3) 吹付け法枠以外の法面工との併用の場合における凍上力算定方法の検討が必要である。

本報告で示した地山補強土工における凍上力の算定方法はまだ試案段階であるが、今後の斜面の凍上対策技術の議論に少しでも役立てられれば幸いである。

謝辞

本報告をまとめるにあたり地盤工学会北海道支部「凍上対策工の調査・設計法に関する研究委員会」の委員各位からの情報提供が大変参考になった。特に、日本基礎技術(株)中村剛氏からは設計技術についての助言を戴いた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 小野 丘：グラウンドアンカーに作用する凍上力の算定方法，地盤工学会北海道支部 技術報告集第49号，pp.213-218，2009
- 2) 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，2010
- 3) 地盤工学会；切土法面の調査・設計から施工まで，1998
- 4) 東日本高速道路(株)：切土補強土工法設計・施工要領，2007
- 5) 高志勤・益田稔・山本英夫：土の凍結膨張率に及ぼす凍結速度，有効応力の影響に関する研究，雪氷，第36巻，第2号，pp.1-20，1974
- 6) 地盤工学会北海道支部 地盤の凍上対策に関する研究委員会：寒冷地地盤工学，中西出版，2009
- 7) 地盤工学会：凍上量予測のための土の凍上試験，地盤材料試験の方法と解説，2009
- 8) 了戒公利・後藤茂・赤川敏：一定拘束応力下における飽和土の凍上特性，清水建設研究所報，第33号，pp.27-36，1980
- 9) 鈴木輝之，朱青，澤田正剛，山下聡：自然地盤の凍着凍上力実験，土と基礎，44-7，pp.11-14，1996

北海道で施工される特殊ふとんかごの凍上抑制効果について

土木研究所 寒地土木研究所 国際会員 ○ 佐藤 厚子
土木研究所 寒地土木研究所 国際会員 西本 聡

1. はじめに

寒冷地である北海道では、道路切土のり面が凍上および凍結融解により被災する例が多い。凍上対策は、凍上要因である土質、水、温度¹⁾のいずれかを排除すればよい。北海道では、凍上により被災した切土のり面の復旧対策として、特殊ふとんかごによりり面を覆う方法が施工される場合が多い。特殊ふとんかごには、透水性の高い礫材を詰めるので、春先の融雪水やのり面への湧水を排水できる機能があること、のり面の凍上性材料を非凍上性材料に置換できることから、凍上 3 要因のうちの水、土質の 2 つを排除でき、凍上を抑制する効果がある。さらに、凍上および凍結融解によるのり面の上下の変動に追従する構造になっているので、凍上および凍結融解の作用を受けても大きくのり面が被災することがないと考えられる。しかし、これまで特殊ふとんかご施工に関する妥当性および適切な施工厚さに関して検討した例はない。そこで、実際に切土のり面に特殊ふとんかごを設置し、地盤の凍結深さや凍上による特殊ふとんかごの変状について確認した。本報告は、これらの試験結果をまとめたものである。

2. 実験方法

北海道の 3 箇所において、表-1 に示す土質材ののり面に特殊ふとんかごを設置した。試料名は設置箇所である。幌加内の試験データはないが、粘性土である。いずれの箇所も 10m 程度の切土で、背面からの湧水が多い箇所であった。各箇所に標準的な厚さである 25cm、これよりも薄い 15cm、これよりも厚い 35cm の特殊ふとんかごを設置した。かごの内部、および地盤内の温度とともに、かごを設置していない箇所の地中温度、地上から 1m の位置の気温を測定した。なお、温度センサーは、特殊ふとんかごの下半分の中心部にのり面と垂直に設置した。特殊ふとんかごの変状は、かごの上下、中心部、長さアンカーピンの長さを測定した。また、特殊ふとんかごに投入された礫材が時間の経過とともに下方向へ移動する傾向が見られたので、幌加内においては、横 1/2 と 1/3 で区切った特殊ふとんかごを作成し、作業性を確認した。

設置箇所の凍結指数は、訓子府 642℃・days、昆布刈石 118℃・days、幌加内 300℃・days であり、測定した年は暖冬であった。なお、訓子府では、かご面の緑化のため、2 重にした張芝を金網の中に施

表-1 ふとんかごを設置した地盤の基本物性値

試料名		訓子府	昆布刈石
土粒子密度 $\rho_s(t/m^3)$		2.609	2.672
自然含水比 $w_n(\%)$		27.13	8.16
粒度特性	2mm以上 (%)	40.6	68.3
	75 μ m~2mm(%)	29.0	29.8
	75 μ m以下(%)	30.4	1.9
液性限界 $w_L(\%)$		N.P.	N.P.
塑性限界 $w_P(\%)$		N.P.	N.P.
地盤材料の分類記号		GFSs	GS

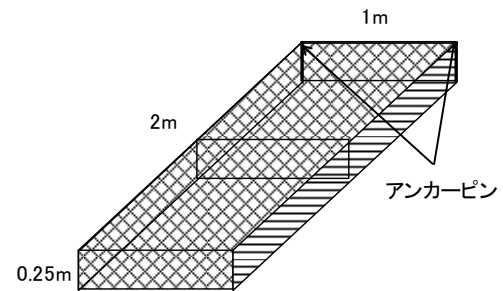


図-1 特殊ふとんかご

表-2 実験測定項目と測定間隔

測定項目	測定機器	測定方法	測定間隔	測定箇所
土中温度	温度センサー	自動	1 時間	かご内部 地盤 気温
特殊ふとんかごの変状	定規	人力	6 か月	アンカーピン かごの大きさ

Frost heave controlling effect by the special gabion box constructed in Hokkaido

Atsuko Sato, Satoshi Nishimoto(Civil Engineering Research Institute for Cold Region)

工している。施工箇所のうち、訓子府ではのり肩付近でに設置しており、おおむね5～6cmの積雪があった。昆布刈、幌加内は、設置箇所までは冬期間除雪していない箇所であり、積雪深を確認できなかった。のり肩付近に設置したので、いくらかは積雪があったものと思われる。

3. 試験結果と考察

3. 1 気温と地表面温度

特殊ふとんかご設置箇所の気温と厚さの異なる特殊ふとんかごの底面の温度として訓子府の例を図-2に示す。地盤気象庁のホームページ²⁾によると、特殊ふとんかご設置箇所に近い北見市では2010年は12月中旬から降雪が確認されている。雪が降る前の12月上旬くらいまでは気温と特殊ふとんかごの底面温度は、ほぼ同じであったが、雪が降り出した12月上旬ころから、気温よりも地表面の温度が高くなっていった。特殊ふとんかごの底面の温度は、厚さ15cm、25cm、35cmと厚くなるほど地表面の温度は高くなっている。他の昆布刈石、幌加内でも同様であった。特殊ふとんかごを設置することにより、断熱効果が現れている。

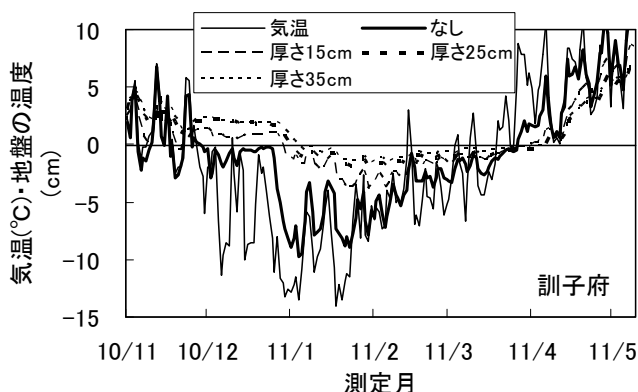


図-2 特殊ふとんかごを設置した箇所の気温と地表面温度

3. 2 凍結深さ

特殊ふとんかご設置箇所の凍結深さとして訓子府の例を図-3に示す。特殊ふとんかごを設置していない箇所の凍結深さは2011年1月中旬から70cmで示しているが、センサーをこれ以上設置していないため、実際は、さらに大きな凍結深さであったと推測される。特殊ふとんかごを設置しなかった箇所では、図の傾向から見ると最も凍結深さが大きいと考えられる。訓子府では、特殊ふとんかごの金網の内側に2重の張芝があり、5～6cm程度草の根を含んだ土で覆われていることから、断熱効果により特殊ふとんかごを設置していない箇所よりも凍結深さが小さくなったものと考えられる。

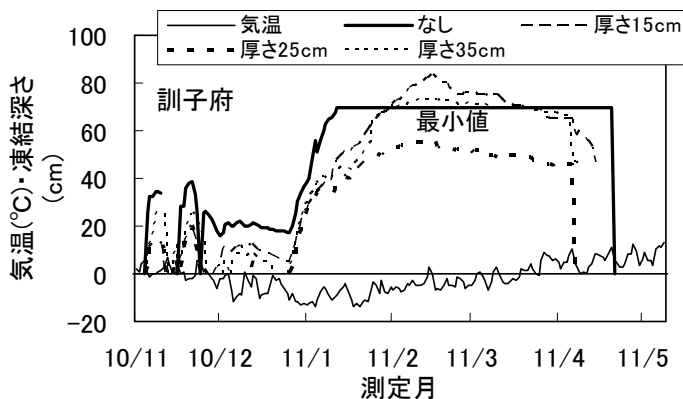


図-3 特殊ふとんかごの凍結深さ(訓子府)

訓子府では、特殊ふとんかごの厚さが25cmで最も凍結深さが小さかった。昆布刈石でも同様な傾向が見られた。幌加内では、かごを設置しない箇所とかごの厚さが35cmで若干凍結したが、15cmと25cmでは凍結しなかった。幌加内は北海道内でも特に積雪が多い地域であることから、特殊ふとんかごを設置した箇所は、冬期間雪に覆われ、雪の断熱効果によりほとんど凍結しなかったものと思われる。

次に、Aldrichによる修正 Berggren の式³⁾により地盤の凍結深さを計算し実測値と比較した(表-3)。地山の密度が不明であったため、地山材料を砂質土として計算した。実測値は全ての箇所ですべて特殊ふとんかごを設置する方が凍結深さは小さくなっていた。計算値では、凍結深さが他の箇所よりも小さい昆布刈石では、特殊ふとんかごを設置することにより凍結深さが大きくなっている。ふとんかごの中の碎石の熱伝導率が高いためと考えられる。実測値では、全ての箇所ですべて厚さが25cmの特殊ふとんかごの凍結深さが一番小さくなって

いた。計算値では、昆布刈石以外の 2 箇所、厚さ 15cm の特殊ふとんかごの凍結深さが最も小さかった。この結果から、凍結深さを抑制できる厚さがあるといえる。計算では、地山の土質や密度をほとんど考慮していないため、実測値と精度の良い一致は見られなかったが、おおよその傾向が確認できた。

今回の計測では、特殊ふとんかごは、置換、断熱の効果により、地盤の凍結を抑制できることがわかった。また、適当なかごの厚さは、15、25、35cm の中では、現行の仕様である 25cm が妥当である。

表-3 計算値と実測値の凍結深さの比較

施工箇所	かごの厚さ(cm)	計算凍結深さ(cm)	センサーによる実測凍結深さ(cm)	凍結指数(°C・days)	凍結期間(日)
訓子府	0	90.0	70 以上	642	112
	15	72.0	68.6		
	25	82.5	55.7		
	35	93.2	73.4		
昆布刈石	0	32.9	65	118	104
	15	36.0	55 以上		
	25	40.6	55		
	35	46.4	58		
幌加内	0	67.9	20	300	194
	15	61.1	なし		
	25	73.1	なし		
	35	78.9	20		

3. 3 のり面の凍結融解状況

地山および特殊ふとんかご設置箇所の地盤の中の凍結融解状況を図-3 に示す。訓子府で厚さ 35cm の特殊ふとんかごを設置した箇所である。気温がマイナスになるころから凍結融解をくり返し 12 月下旬から設置箇所は凍結した状態になる。その後気温が低下する 1 月下旬までは急激に凍結し、気温がマイナスの時期は凍結深さはあまり大きくなり、3 月下旬までの 3 か月間凍結深はあまり大きくなり地山は凍結した状態となる。3 月下旬に気温の上昇とともに地表面から融解しはじめ、少し遅れて地盤の下方から融解しはじめる。凍結する速度より、融解する速度が大きい。融解時期に地盤中に凍結した部分が残る。

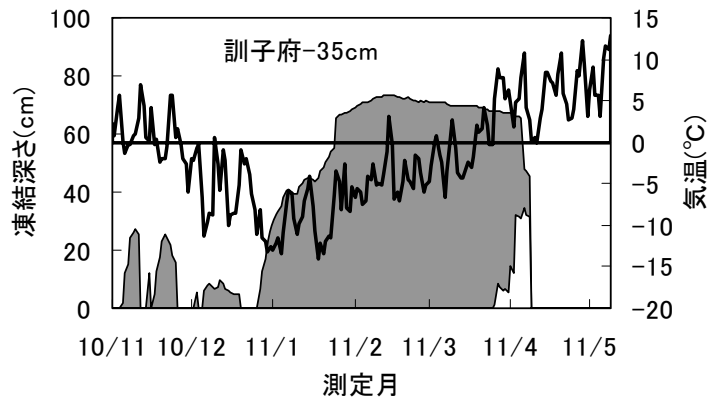


図-4 特殊ふとんかごの凍結融解状況

凍結した土砂が斜面の中に残された状態で、周辺からの雪解け水の流入や、降雨があると、凍結した土砂は水分を吸収しないので、凍結した土砂の周辺に水がたまりやすくなり、のり面が崩壊する危険性があると考えられる。

3. 4 特殊ふとんかごの形状変化

特殊ふとんかごを設置した箇所が凍結・凍上するとアンカーピンが抜け上がる現象や、形状が変化する場合がある⁴⁾。そこで、設置した箇所がかごの形状変化を確認した。また、設置した箇所においてそれぞれの特殊ふとんかごの幅と長さおよびアンカーピンの金網からの位置を測定した。図-5 にそれぞれの測定結果を示す。かごの幅は上段と下段で若干大きくなる傾向にあるが、変化の量が小さいため、正確な変化とは言い難い。かごの長さは幅の変化よりも大きい、一定の傾向は見られない。また、アンカーピンは測定値では、多少長さが変化しているが一定の変化は認められない。施工から 1 年が経過した状態では変状というよりは測定誤差の範囲に入るような測定値であり、今後の状況を確認したい。

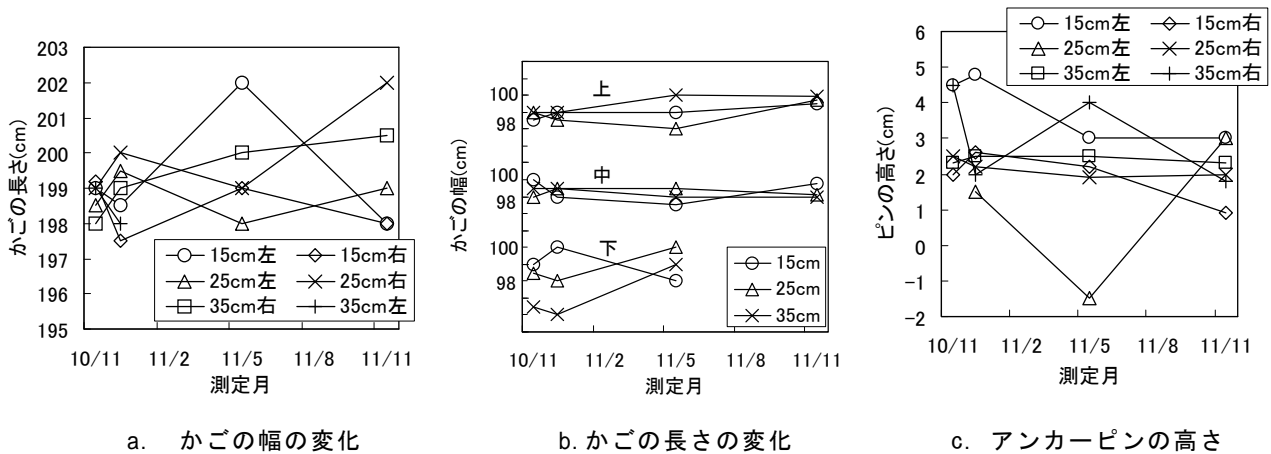


図-5 特殊ふとんかごの時間経過による変状

3. 5 形状変化にともなう作業性

特殊ふとんかごの施工にあたり、変形を抑制する目的で、かごを2分割、3分割にして作業性を確認した。特殊ふとんかごはかごの中に砂利を投入する作業以外、均等にならず作業、かごにふたをする作業、など一連をほとんどを手作業で行っている。実際の作業を確認し、作業従事者から聞き取ったところ、かごに区切りを入れることにより、かごへの充填に時間を要すること、設置、仕上げに多少の時間を要することから、従来の形状よりも1.5倍から2倍の時間がかかることを確認した。特殊ふとんかごの厚さを変える施工については、かごに入る材料を減少できるが、作業時間はほぼ同じであることを確認した。これらについては、今後かごの変状を継続調査し、かごの仕様を変えることによる変状の抑制効果を確認した上で検討したい。

4. まとめ

これまでの実験結果をまとめると次のことがわかった。

- ① 斜面に特殊ふとんかごを施工することにより、地表面の温度が高くなり、凍結深さが小さくなる。これより、特殊ふとんかごを設置すると、置換、断熱の効果が期待でき、凍上に対する被害の抑制が可能となる。
- ② 凍上対策として特殊ふとんかごを設置する場合の適当な厚さがあり、今後のデータの蓄積と計算式により提案できる可能性がある。
- ③ 施工性や凍上抑制効果としてのかごの厚さは、現行の仕様が適切であるが、今後継続調査したい。

5. おわりに

今回の実験により特殊ふとんかごの凍上対策としての有効性を見いだした。現在、継続して観測を行っており、斜面の凍上対策としての有効性を確認している。最後になりましたが、本実験にご協力いただいた北海道開発局各開発建設部の関係各位にお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 地盤工学会：土の凍結—その理論と実際—、1994.6.20
- 2) 気象庁ホームページ：<http://www.jma.go.jp/jma/index.html>
- 3) 日本道路協会：道路土工要綱(平成21年度版)、2009.6
- 4) 地盤工学会北海道支部：斜面の凍上被害と対策のガイドライン、2010

断熱工法による凍上抑制効果について

中川町 経済課環境整備室 田中 克明
和光技研株式会社 正会員 ○大谷 高志
和光技研株式会社 遠藤 智久
カネカケンテック株式会社 正会員 土門 謙治

1. はじめに

北海道のような寒冷地では、冬期の気温低下に伴い地盤内でアイスレンズが生成され、成長することで地盤が隆起する凍上現象が発生する。凍上現象は凍上の3要素と呼ばれる①温度、②水分、③土質の3つの条件が同時にそろった時に発生する。3要素のいずれかひとつを除去または改善することで、凍上を抑止または抑制できる。道路の場合、一般的な凍上対策には凍上性の地盤を非凍上性の材料で置き換える置換工法が採用されているが、特に厳寒地では、地盤掘削量や置換材料の増加、それに伴う運搬費など、建設コストの増加の要因になっている。

今回、道内でも厳寒地にあたる中川町において、道路の凍上対策に従来よりも高強度の断熱材(高強度 XPS)を用いた「断熱工法」を採用することでコスト縮減を図り、土中温度計測により凍上抑制効果についての現場検証を行った。以下に結果を報告する。

2. 断熱工法の採用経緯

断熱工法を採用したのは、天塩郡中川町の町道中川保育所線支線である。道路改良前の路面には、凍上被害と思われる亀甲状のクラックが数多く確認された(写真 2-1)。

計画道路は第3種第5級で、理論最大凍結深さが130cmである。設計に先立ち、計画路床の土質と設計CBRを把握するため、既設道路の開削調査を行った。現道と計画道路の舗装構成は図 2-1 に示すとおりであり、計画路床の土質はシルト混じり砂礫である。



写真 2-1 道路改良前の状況

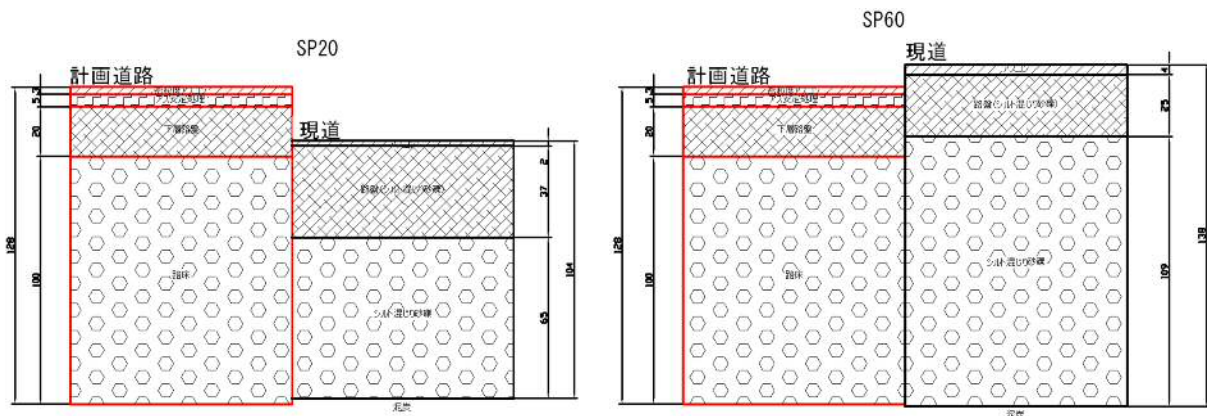


図 2-1 現道と計画道路の構成

表 2-1 に示すように、計画路床は CBR が 5.0～52.3% で支持力は問題ないが、土質による凍上性の判定では凍上性材料に該当することから、凍上対策が必要と判定された。

表 2-1 土質による凍上性の判定

材料	CBR (%)	4.75mmふるい通過質量百分率	0.075mmふるい通過質量百分率	0.075mmふるいを通過する量が4.75mmふるいを通過する量の割合	切込砂利としての判定		切込碎石としての判定	
		M1(%)	M2(%)		M2/M1 × 100(%)			
SP20	5.0	52.5	5.1	9.7	>9%	OUT	<15%	OK
SP60	52.3	52.1	9.6	18.4	>9%	OUT	>15%	OUT

当該地は図 2-2 に示すような泥炭性軟弱地盤であり、家屋が道路に近接しているため、一般的な置換工法を採用した場合には次のことが懸念された。

- ① 置換に伴う掘削で地盤変形が発生し、周辺家屋に影響を及ぼす
- ② 置換材料による荷重増加で圧密沈下が発生し、周辺家屋に引き込み沈下が発生する

そのため、従来の置換工法よりも掘削量を小さくできる凍上対策工の検討を行った。その結果、図 2-3 と図 2-4 のそれぞれに示すように、置換工法に比べて

掘削量が t=55cm 削減でき、コスト面でも安価となる断熱工法を凍上対策に採用した。

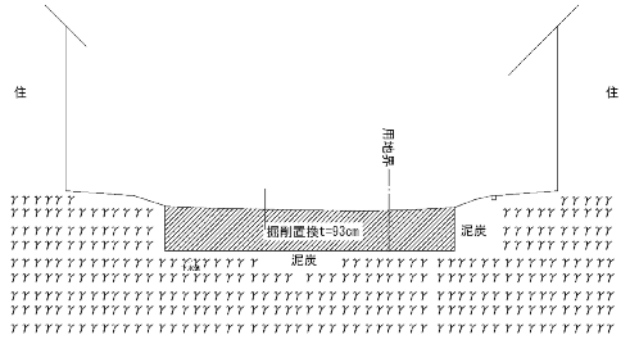


図 2-2 地盤と掘削の模式図

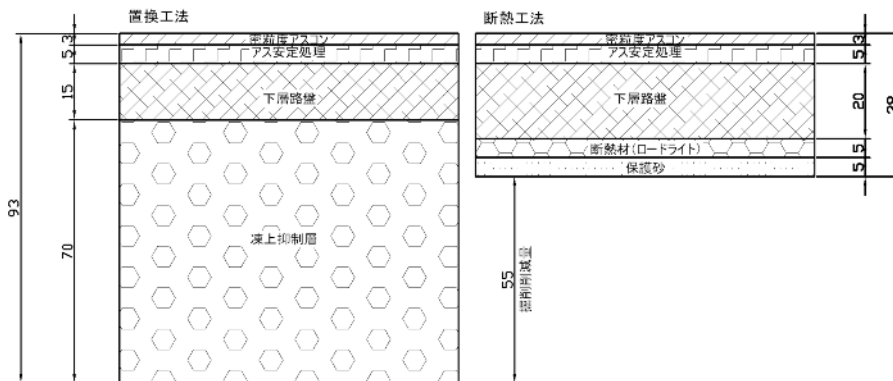


図 2-3 置換工法と断熱工法の構成

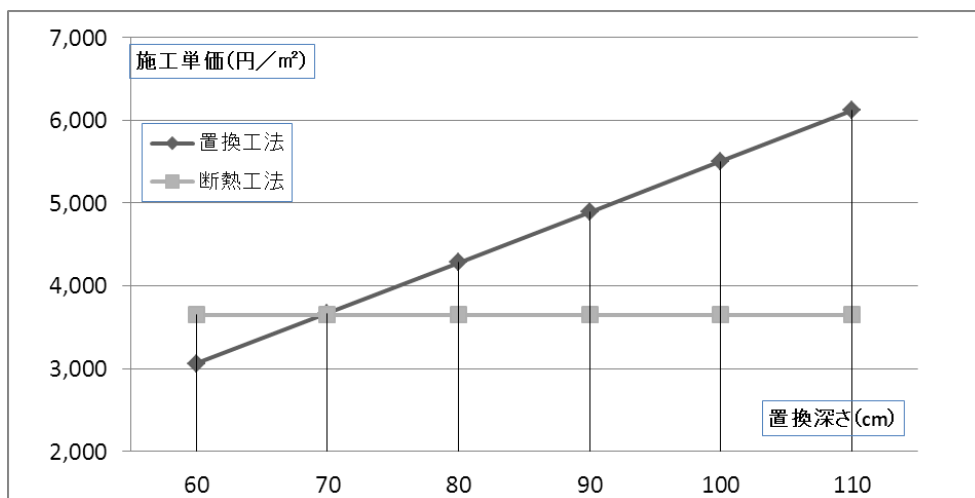


図 2-4 置換工法と断熱工法の比較

3. 断熱工法断面の検討

3.1 断熱材の選定

断熱材の選定条件として、土中において長期的に諸性能を維持することが必要である。特に吸水量の増加は断熱性能を悪化させ、断熱材としての機能が低下してしまう。また繰り返しの交通荷重による耐圧性能の低下や断熱材自体の変形は、道路舗装面のゆがみや変形を引き起こすこととなる。

これらの課題については、実際に長期間土中埋設された押出法ポリスチレンフォーム（JIS A 9511 A-XPS-B）を掘り起し、調査・確認された結果が報告されている¹⁾²⁾。この報告では38年の埋設後も圧縮強さに変化はないが、熱伝導率は含水の影響によりおよそ2倍の値となっている。しかしその値は非常に小さいため、土木資材としての性能上大きな問題とはならず、ほぼ恒久的な断熱効果が期待できるものと考えられている。

近年断熱工法の主流となっているのが、前記したXPSである³⁾。今回の工事においては、JIS規格を上回る圧縮強さを有する土木用途向け高強度XPS（株式会社カネカ製 ロードライト）を採用することとした。当該製品は凍上防止を目的として作られた高強度グレードであり、一般的な建築用XPSに比べて2倍以上の圧縮強さを有するため路盤の浅い位置に埋設可能となり、土砂の掘削量削減が期待可能となる。またメートル単位の寸法で作られているため割付がし易く、施工のロスが少ない。採用した高強度XPSと他種断熱材の性能比較を表3-1に示す。

表 3-1 断熱材の性能比較

項目	高強度 XPS (採用品)	押出法ポリスチレンフォーム 1種 (XPS)	ビーズ法ポリスチレンフォーム特号 (EPS)
JISによる区分	A-XPS-B-2b	A-XPS-B-1b	A-EPS-B-特
熱伝導率(W/mK)	0.034 以下	0.040 以下	0.034 以下
JIS 圧縮強さ (kN/m ²)	360 以上	160 以上	140 以上
長期許容圧縮応力 (kN/m ²)	180 以上	80 以上	70 以上
密度 (kg/m ³)	25 以上	20 以上	27 以上
吸水量 (g/100cm)	0.01 以下	0.01 以下	1.00 以下
主要な製品寸法 (幅×長さ cm)	100×200	91×182	91×182

3.2 断熱材埋設深さの検討

断熱材の埋設深さは、発泡スチロール土木工法開発機構発行「EPS 工法設計・施工基準書（案）」(2007)⁴⁾に準じて決定した。断熱材表面に作用する応力度を荷重分散角 30° にて算出し、断熱材の長期許容圧縮応力（JIS規格による圧縮強さの50%応力）を下回る位置に断熱材が埋設されるよう構成を検討した。

断熱材の荷重負担イメージは図3-1の通りである。また断熱材表面に作用する応力度 σz は、式3-1により求められる。

$$\sigma z = \sigma z1 + \sigma z2 \quad (\text{式 3-1})$$

ここに、 σz :断熱材表面に作用する応力度(kN/m²)

$\sigma z1$:舗装・路盤などの鉛直荷重(kN/m²)

$\sigma z2$:活荷重(kN/m²)

$$\sigma z1 = \sum \gamma i \cdot hi = 6.12 (\text{kN/m}^2) \quad (\text{表 3-2 より})$$

ここに、 γi :舗装・路盤の単位体積重量(kN/m³)

hi :層厚(m)

$$\sigma z2 = \frac{P(1+i)}{(B+2Z \tan \theta)(L+2Z \tan \theta)} = 169.1 (\text{kN/m}^2)$$

ここに、P:輪荷重(56kN) (設計自動車荷重=137kN)

i:衝撃荷重(0.30)

Z:路面から断熱材までの厚さ(図3-2より0.28m)

B, L:車輪幅(B=0.2m, L=0.5m)

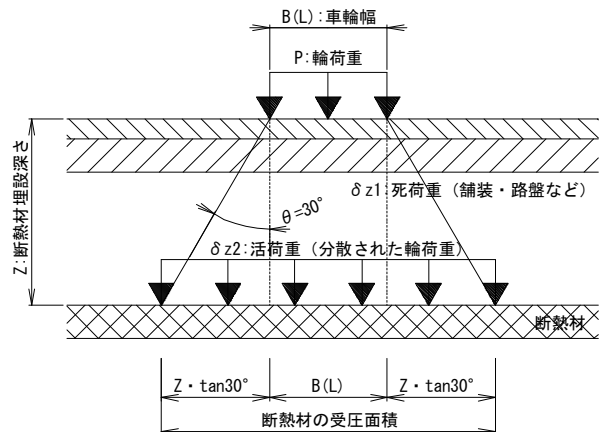


図 3-1 断熱材の荷重負担イメージ

$$\theta : \text{分散角}(30^\circ)$$

$$\sigma_z = \sigma_{z1} + \sigma_{z2}$$

$$= 6.12 + 169.1 = 175.22 \text{ kN/m}^2$$

< 断熱材の長期許容圧縮応力 180kN/m²

以上の計算により、断熱材に作用する応力度は断熱材の長期許容圧縮応力を下回ることが確認されたため、断熱材の埋設深さは Z=0.28m で適正であると判断した。なお建築用 XPS の場合、長期許容圧縮応力は 80kN/m² であるので、検討位置 (Z=0.28m) への埋設は強度的に困難となり、さらに深い位置への埋設を検討しなければならない。

3.3 断熱性能の評価

3.2 で決定した断熱材深さ Z=0.28m での断熱性能の評価を以下の修正 Berggren 式⁵⁾により行う。

$$Z = \alpha \sqrt{\frac{172800F}{(L/\lambda)_{eff}}} \quad (\text{式-3.2})$$

ここに、Z：凍結深さ (m)

F：凍結指数 (°C・days)

$$(L/\lambda)_{eff} = \frac{2}{X_d^2} \left\{ L_1 d_1 \left(\frac{d_1}{2\lambda_1} \right) + L_2 d_2 \left(\frac{d_1}{\lambda_1} + \frac{d_2}{2\lambda_2} \right) + L_3 d_3 \left(\frac{d_1}{\lambda_1} + \frac{d_2}{\lambda_2} + \frac{d_3}{2\lambda_3} \right) + L_n d_n \left(\frac{d_1}{\lambda_1} + \frac{d_2}{\lambda_2} + \dots + \frac{d_n}{2\lambda_n} \right) \right\} \quad (\text{式-3.3})$$

ここに、Xd：予想凍結深さ (m) (=d₁+d₂+...+d_n)

d_n：予想凍結深さ内の各層の厚さ (m)

λ_n：各層の熱伝導率 (W/m・K)

L_n：各層の融解潜熱 (J/m³)

α：補正係数=f(μ, τ)

表 3-3 に道路構成材料の熱的定数を、表 3-4 に 10 年確率凍結指数と凍結期間⁶⁾を示す。

表 3-3 道路構成材料の熱的定数

	厚さ h (cm)	乾燥重量 ρ _d (g/cm ³)	含水比 w (%)	熱伝導率 λ (W/m・K)	熱容量 Q (MJ/m ³ K)	融解潜熱 L (MJ/m ³)
アスファルト混合物	5	2.3	0	1.4484	1.8753	0
切込砂利(下層路盤)	15.20	2.0	5	2.1320	1.7372	33.5
凍上抑制道(切込砂利)	70	2.0	5	2.1320	1.7372	33.5
断熱材	5	0.033	25	0.0335	0.0452	0
砂	5	1.7	15	1.9690	1.9512	82.9
路床土	-	1.9	13	2.8931	2.1275	82.7

表 3-4 10 年確率凍結指数と凍結期間

	対象年度	対象期間 (年)	10 年確率凍結指数 (°C・days)	凍結期間 (days)
1	1982~1989	8	1064	137
2	1990~2003	14	853	145
3	2000~2010	11	863	136

図 2-3 に示した置換工法と断熱工法の断面をもとに、表 3-3 の熱的定数と表 3-4 に示した 10 年確率凍結指数の中で最も大きい F=1064(°C・days)を用いて、修正 Berggren 式により予想深さと予想置換率を求めた⁷⁾。その結果を表 3-5 に示す。



図 3-2 断熱材の埋設深さ

表 3-2 舗装構成材と鉛直荷重

舗装構成材	単位体積重量 (kN/m ²)	層厚 (m)	鉛直荷重 (kN/m ²)
アスファルト	23.0	0.08	1.84
切込砕石	21.4	0.20	4.28
合計	—	0.28	6.12

表 3-5 置換工法と断熱工法の予想凍結深さと予想置換率

	置換工法断面	断熱工法断面 (断熱材厚5cm)
①計画断面厚(cm)	90	35
②予想凍結深さ(cm)	161.2	58.2
③予想置換率(%) (=①/②×100)	55.8	60.1
判定	置換工法置換率<断熱材 → OK	

断熱工法断面の予想置換率が置換工法断面よりも大きいことから、従来の置換工法と同程度以上の断熱性能を有すると評価できる。したがって、3.2 で決定した断熱材埋設深さ Z=0.28m は断熱性能においても適正であると評価された。

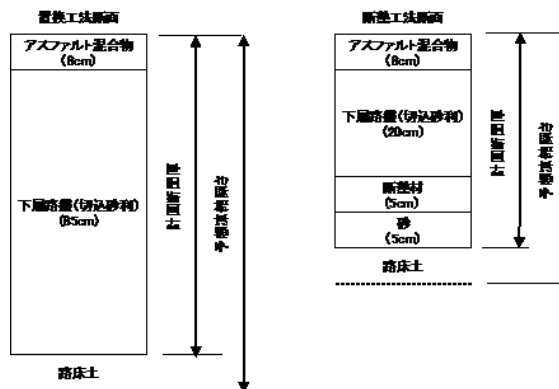


図 3-2 置換工法断面と断熱工法断面

4. 現場検証の結果

4.1 施工方法

断熱材（XPS）は板状であるため、敷設面に凹凸が生じている場合には断熱材に部分的な浮き上がりが発生し、路盤施工時などに破損する恐れがある。掘削後の路床には 5cm 程度の厚さで砂を均一に施工し、凹凸や不陸をある程度平滑にした後に断熱材を施工した（写真 4-1）。

断熱材はカッターナイフやノコギリなどを用いて切断が可能である。道路幅やマンホールなどにあわせて、必要に応じて切断・施工する。断熱材の突合せ部分からの断熱欠損が生じないように、なるべくすき間が生じないように留意する。

路盤の施工時には、断熱材の上面に直接トラックや重機が乗り上げないように路盤材を撒きだしながら施工を行う（写真 4-2）。路盤は既定の長さごとの締めを行う。



写真 4-1 断熱材の施工



写真 4-2 路盤の施工

4.2 土中の温度計測

土中の温度分布、特に断熱材の下面温度がどのように推移するかを検証するため、土中の温度計測を行った。測定は 2010 年 12 月 10 日から翌年 3 月 9 日までの合計 90 日間、データの測定は 1 時間の間隔で実施、測定点数は 2,137 点である。

T 型熱電対で測定した温度データをデータロガーで回収、表計算ソフトで整理・解析を行った。断熱材の効果を検証するため、断熱材施工箇所と非施工箇所の温度を測定した。土中の温度測定位置は（図 4-1）の通りである。

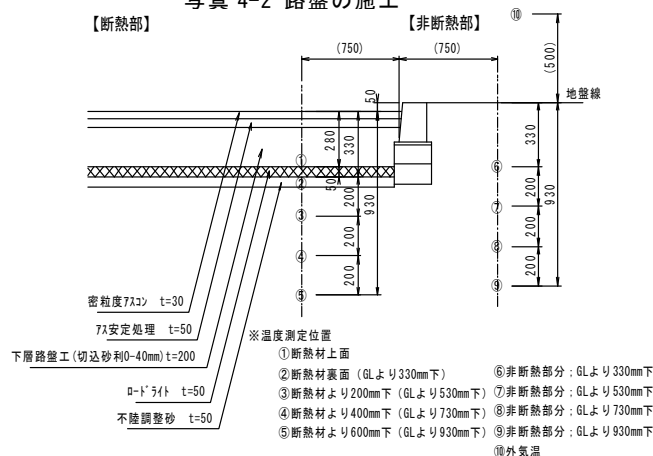


図 4-1 土中温度測定位置

4.3 測定地の気象

測定を行った中川町は北緯 44 度 49 分に位置し、北海道内でも比較的寒冷で積雪の多い地域である。測定期間における凍結指数は 625°C.days、凍結期間は 111days であった（気象庁データより抜粋）。この凍結指数と凍結期間を用いて修正 Berggren 式で求めた予想凍結深さは 111.6cm である。

4.4 測定結果

断熱材施工箇所の温度データを（図 4-2）に、非断熱箇所を（図 4-3）に示す。

4.4.1 断熱材施工箇所

断熱材の下面においては、2 月の中旬に最低温度の 0.7°C を記録したものの、0°C 以下までの温度低下は確認されなかった。断熱材の保温効果により地中から地表面側への伝熱が抑えられたためであり、断熱材による凍上抑制効果が確認された。一方、断熱材上面の最低温度は -11.6°C を記録している。前述のとおり、断熱材の伝熱抑制効果により地表面側への熱供給が減少したことに加えて、外気温の低下が影響し、地表面に近い部分の温度が低下したものと考えられる。

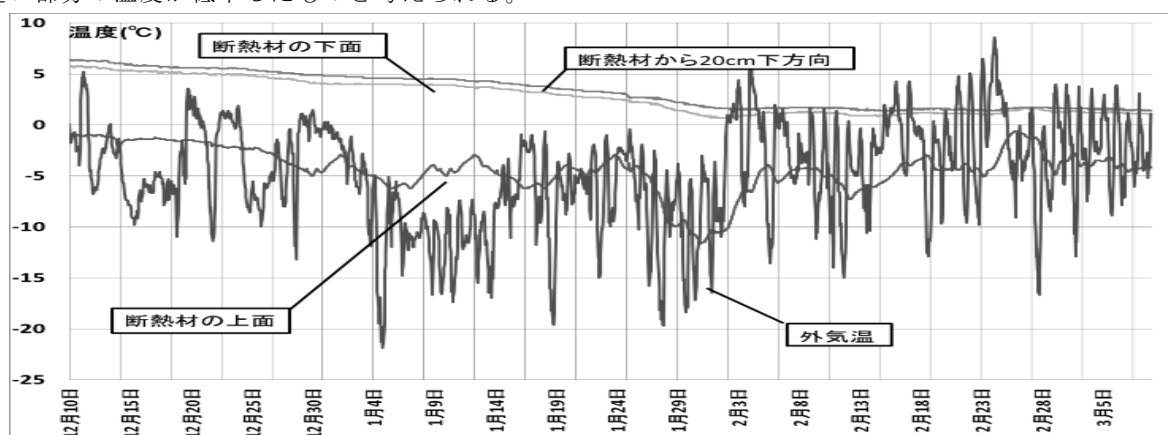


図 4-2 断熱材施工箇所の温度推移

4.4.2 断熱材の非施工箇所

断熱材を施工していない箇所では、地表面から 53cm 下側の位置において -0.3°C の最低温度を記録、同様に地表面から 73cm 下方の位置での最低温度は 0.6°C、93cm 下方の位置での最低温度は 1.2°C であった。土中内の温度分布が均等であると仮定すると凍結線は地表から 60cm 程度下方まで進入したものと予想される。

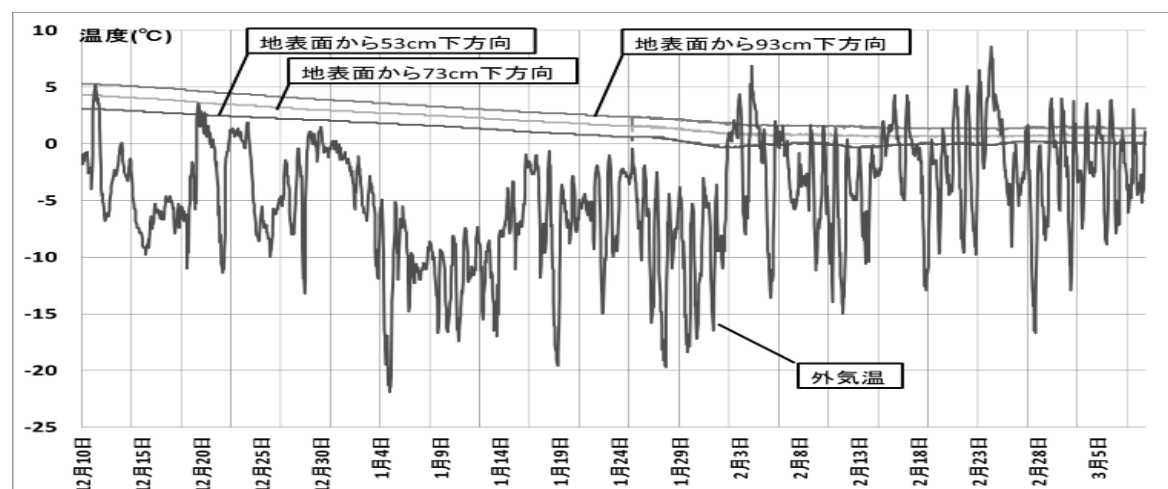


図 4-3 断熱材非施工箇所の温度推移

修正 Berggren 式にて求めた予想凍結深さ (111.6cm) と実測値が異なるのは、温度測定箇所路肩に 1m 以上雪が堆積していたためと考える (写真 4-4)。

熱伝導率の小さな雪に地表面が覆われたことにより、地表面から上方に逃げる熱量が減少、その結果、凍結線の下方向への動きが停滞したと推測する。



写真 4-4 温度測定箇所の状況

5. まとめ

以上の結果から、次のような結論が得られた。

- ① 計画路床土が支持力 (CBR) 不足による路床改良が不要である場合、置換工法よりも断熱工法の方が掘削量を削減でき経済的である。
- ② 竣工後の 2010 年 12 月 10 日から翌年の 3 月 9 日まで土中温度計測を行った結果、断熱材の下面で 2 月の中旬に最低温度の 0.7℃を記録したが、0℃までの温度低下は確認されなかったことから、断熱材による凍上抑制効果が確認された。
- ③ 断熱材の非施工箇所では、地表面から 53cm 下側の位置で -0.3℃の最低温度を記録し、凍結線は地表から 60cm 程度下方まで侵入したものと予想される。
- ④ 施工後 1 年経過したが、写真 5-1 に示すように路面には不陸や亀裂などの変状は確認されていない。



写真 5-1 竣工 1 年後の状況
(2011 年 10 月 17 日撮影)

6. 今後の課題

断熱工法による凍上対策の事例が少ないこと、今回の温度計測期間が短いことなどから、工法の普及に向けて今後、以下の検証が必要と考えている。

- ① 今回の土中温度計測期間の凍結指数が $F=625(\text{℃} \cdot \text{days})$ で、表 3-4 に示したような 10 年確率凍結指数で値が最も大きい $F=1064(\text{℃} \cdot \text{days})$ が出現した場合の断熱効果の検証
- ② 断熱材の長期の経年劣化に伴う断熱効果の検証
- ③ 過去に採用された断熱工法で報告されている走行時の路面のタワミの影響についての検証

7. おわりに

高強度 XPS (株式会社カネカ製 ロードライト) を用いた断熱工法は、凍上抑制効果が期待でき、地盤、気象、現場などの条件によっては置換工法よりも経済的で、凍上対策工としての適用性が高いものとする。今後は同様の業務で断熱工法の提案を行っていくとともに、6 章で述べた課題についての検証を行って、工法の普及に取り組んでいきたいと考えている。

最後に本報告にあたり、ご承諾をいただきました中川町役場経済課環境整備室の関係各位にお礼申し上げます。

【参考文献】

- 1)土門謙治・堀江康則・横地省一・小野 丘：断熱工法に用いた XPS の経年変化、第 41 回地盤工学会研究発表会講演集、pp.1127～1128、2006
- 2)平川秀樹・横地省一・土門謙治・小野 丘：断熱工法に用いた XPS の経年変化（続報）、第 42 回地盤工学会研究発表会講演集、pp.945～946、2007
- 3) 社）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-、地盤の凍上対策に関する研究委員会編、pp.89～90、2009
- 4)発泡スチロール土木工法開発機構：EPS 工法設計・施工基準書（案）、pp.38～39、2007
- 5)同 3)、pp.38～39、2009
- 6)社）地盤工学会北海道支部：「寒冷地における凍上被害とその対策」講習会テキスト、地盤凍上に関する研究委員会編、巻末参考資料、2006
- 7)同 3)、pp.92～94、2009

北海道大学大学院工学院	学生会員	○瀬川 宙郷
北海道大学大学院工学研究院	正会員	石川 達也
北海道大学大学院工学研究院	正会員	三浦 清一
苫小牧工業高等専門学校	正会員	所 哲也

1. はじめに

北海道のような積雪寒冷地では、冬季に路床等が凍上して、路盤や舗装面に隆起が生じたり、アスファルト混合物層にクラックが発生したりする。また、融解期には、融雪水の流入やアイスレンズの融解により含水比が上昇し路床や路盤の強度が一時的に低下することは既往の研究で示されている^{1), 2)}。このような寒冷地域特有の現象が、走行路機能の劣化・喪失（走行路面変状）を早めると考えられている。したがって、下層路盤材のような粒径の大きな粒状材料について、様々な含水状態における力学特性（支持力・変形特性）や不飽和浸透特性（保水・透水性）を明らかにすることが重要になってきている。

一方、不飽和土を扱う要素試験方法としては、試料の材料特性や試験条件に応じて、これまで多種多様な試験方法が提案されている。例えば、地盤材料の保水性試験方法としては、土柱法、吸引法、加圧法および遠心法などが提案されているが、各試験方法の適用範囲や作業性は様々である。下層路盤材のような粗粒土は一般に不飽和状態において低サクションを呈するため、これらの方法の中で、測定範囲が広く低いサクションまで測定可能な加圧法は、その試験方法として適当である。一般に、加圧法の試験では、セラミックディスクを使用する加圧板法が用いられているが、セラミックディスクは透水性が極めて低いために試験にかかる時間が非常に長くなるという欠点がある。特に、供試体寸法が大きな不飽和土の要素試験には多大な時間を要するため、試験実施報告が少ない。しかし、近年、西村ら^{3), 4)}や伊藤ら⁵⁾は、セラミックディスクの代わりに微細多孔質膜を用いる加圧膜法で、不飽和土の各種要素試験を行い、加圧膜法が試験時間の短縮に有用であることを報告している。

そこで、本研究では、不飽和粒状路盤材の力学挙動評価に適した実用性の高い要素試験方法の提案を目的として、微細多孔質膜を利用した中型不飽和三軸試験機を開発し、粒状路盤材の力学試験に対するその適用性・有用性を試験時間の短縮と試験結果の妥当性の観点から検証する。このため、まず、本研究で開発した中型不飽和三軸試験機を用いて豊浦砂の保水性試験を行い、既往の研究と比較することで、不飽和土を対象とした要素試験への適用性を検討する。次に、粒状路盤材として使用される自然碎石（Crusher-run, 以下「C-40」と称する）の保水性試験と三軸圧縮試験を実施し、不飽和粒状路盤材の要素試験に対する試験機および試験方法の適用性・有用性を検討する。また、併せて、飽和・不飽和粒状路盤材の力学挙動を含水比と関連付けて把握し、これにより、舗装構造内の土壌水分量の季節変動が下層路盤材や粒状路盤の力学特性に及ぼす影響について明らかにする。

2. 試験装置

本研究で使用した試験機は変位制御・荷重制御が可能な中型不飽和三軸試験機である（**図-1**）。試験装置は、供試体を設置する三軸セル、流量測定用の二重管ビューレット、フラッシング用の二重管ビューレット、側方変位測定用の非接触型変位計（Gap Sensor, GS）、鉛直変位測定用の変位変換器、圧力変換器・差圧変換器、セル圧および間隙空気圧制御用の精密レギュレータ、ロードセル、間隙水圧制御用の電空変換器、載荷用のハイブリッド・アクチュエータ、アクチュエータ制御用ファンクションジェネレータと試験機制御・データ計測用のパソコンから構成されている。側方変位は、供試体の対角位置の2測線に各々供試体側面上下2カ所ずつ、供試体高さの1/4と3/4の位置に設置した合計4個のギャップセンサで計測した。側方変位測定用の

Development of medium-size triaxial apparatus for the evaluation of mechanical behavior of unsaturated granular base coarse materials, Hirosato SEGAWA (Hokkaido University), Tatsuya ISHIKAWA (Hokkaido University), Seiichi MIURA (Hokkaido University), Tetsuya TOKORO (Tomakomai national college of technology)

けている。荷重は、等方応力状態では、荷重指令信号とロードセル信号での荷重フィードバック制御運転を行い、単調荷重試験では、変位指令信号とアクチュエータ内の位置センサでの位置フィードバック制御運転を行った。本試験機の特徴は以下のとおりである。

- ① 供試体のサイズは、 $H=300\text{mm}$ 、 $D=150\text{mm}$ ($H/D=2.00$) である。粒状路盤材に使用されるような粒径の大きな地盤材料を扱うことができるため、舗装調査・試験法便覧の E016 路盤材・路床土のレジリエントモデュラス試験方法⁵⁾に準拠した試験が実施可能である。
- ② 間隙水圧・間隙空気圧制御経路がペDESTAL側およびキャップ側それぞれに設置されており、供試体両端からサクシオン制御が可能となっている。なお、間隙水圧制御経路はペDESTAL側では下盤に直接接続されているのに対し、キャップ側ではシンフレックスチューブを通して下盤に連結されている。一方、間隙空気圧制御経路はキャップ側とペDESTAL側の経路がシンフレックスチューブで連結されている。
- ③ キャップ・ペDESTALの両側から給排水が可能である。さらに、間隙水圧制御経路にセラミックディスクの代わりに、微細多孔質膜の一種であり乾湿を問わず耐久性があるバーサポアメンブレンを採用することで、試験時間の短縮を図っている。
- ④ フラッシング経路が上部・下部間隙水圧経路のそれぞれに設置されている。これにより、給排水経路の飽和化が容易に行える。

なお、表-1に本研究で使用したフィルターの物性値を示す。本研究では、膜材質が不織布サポート付親水性アクリル共重合体で、 $\phi 47\text{mm}$ のバーサポアメンブレンを用いた。

3. 試料と試験方法

3.1 試料と供試体作製方法

試料は既往の研究との比較を行うため、試験報告が豊富な豊浦砂と下層路盤に使用されている北海道札幌市南区硬石山で産出される安山岩の40mm級の切込碎石 C-40 を使用した。本試験で使用した両試料の粒径加積曲線と物性値を、図-3、図-4、表-2に示す。なお、C-40については、比較する既往研究の試料の値も合わせて示した。また、図-4には、JIS規格 A5001-1988で規定されている粒度範囲（上限・下限）も合わせて示した。供試体の作製は、豊浦砂の場合は、相対密度 D_r が85%になるように落下高さを調整し、MSP法で作製した。C-40の場合は、舗装調査・試験法便覧〔第4分冊〕F007、突固め試験方法⁶⁾の結果に基づき締固め度 D_c を95%とした。また、締固めエネルギーを一定にするため、メンブレンを装着したモールド内に気乾燥試料を5層に分けて投入し、各層毎に上載式振動パイプレーターによって一定時間振動締固めて作製した。この時、土粒子の接触による膜の損傷を防ぐためにキャップ・ペDESTAL側それぞれの全断面にろ紙を敷き、2mm以下の試料を1cm程度供試体端面部分に敷き詰めている。本研究では、この状態を「気乾供試体 ($S_r=8.2\%$)」と称する。

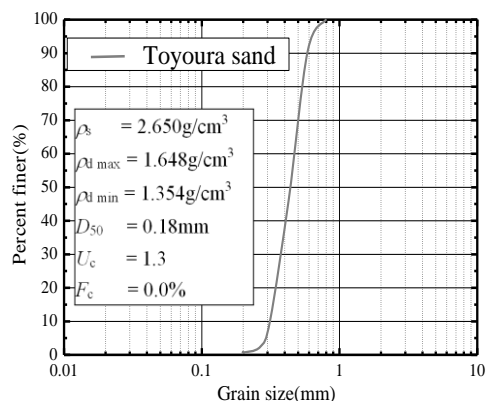


図-3 豊浦砂の粒径加積曲線と物性値

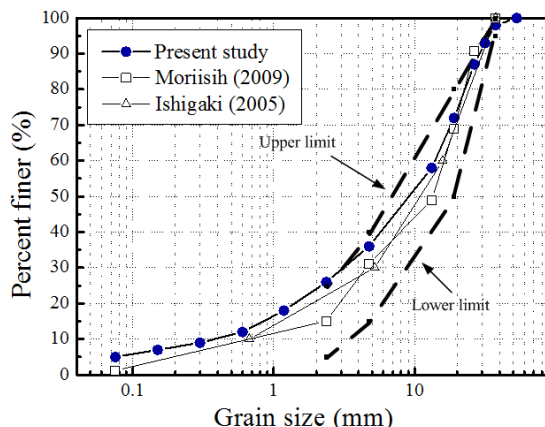


図-4 C-40の粒径加積曲線

表-2 C-40の性状

	Present study	Moriishi	Ishigaki
絶乾比重 (g/cm ³)	2.739	-	2.653
吸水率 (%)	3.8	0.804	0.57
PI	NP	NP	NP
ρ_{dmax} (g/cm ³)	2.070	2.062	2.105
w_{opt} (%)	8.2	2.0	3.0
修正CBR (%)	85.8	88.2	-
F_c (%)	5.0	1.2	-
U_c (%)	29.2	23.9	23.6

3.2 保水性試験

気乾供試体作製後、供試体下部から通水した。その後、間隙空気圧 u_a ・間隙水圧 $u_w=200\text{kPa}$ ・拘束圧 $\sigma_c=249\text{kPa}$ を負荷し、所定の基底応力 $\sigma_{\text{net}}=49\text{kPa}$ ($\sigma_{\text{net}}=\sigma-u_a$)のもとで等方圧密を行った。圧密終了後、間隙空気圧一定の下、間隙水圧を低下させることで段階的にサクシオンを与えた。排水量が $0.01\text{g}/\text{min}$ 以下(体積ひずみ $\varepsilon_v=1.0\times 10^{-3}\%/ \text{min}$)となった時、定常状態に達したと判断し、その際の排水量を測定した。その後、次のサクシオン s を負荷した。土の水分特性曲線は、この時の供試体の含水比を排水量から算出することで求めている。

3.3 三軸圧縮試験

飽和・不飽和・気乾状態の各供試体に対して排気条件(不飽和土は、排気排水条件)で等方圧密三軸圧縮試験を行った。供試体の含水状態の設定は以下のように行った。飽和供試体($S_r=100\%$)は、 CO_2 ・脱気水を気乾供試体に所定の時間供給した後、バックプレッシャーを与えて飽和させた。この際、間隙水圧係数 B 値が 0.96 以上の値であることを確認している。不飽和供試体($S_r=36.7\%$)は、保水性試験時と同様の手順で所定のサクシオン($s=10\text{kPa}$)を負荷して作製した。なお、不飽和供試体の飽和度を 36.7% 程度に設定した理由は、後述するように、実際の舗装構造の下層路盤の飽和度を考慮した結果である。供試体の含水状態の設定後、 49kPa の有効拘束圧 σ'_c (気乾供試体では負圧)で 24 時間程度等方圧密を行った。等方圧密終了後、軸ひずみ速度 $0.05\%/ \text{min}$ で単調載荷試験を行った。試験終了後にふるい分析による粒度試験を行い、試験前後での粒度変化を調べた。なお、不飽和および気乾供試体の体積ひずみは、Kato⁷⁾らが提案した計算方法を参考に、ギャップセンサーの測定結果をもとに算出している。また、本研究では、ベディングエラーの影響を考慮していないため、微小ひずみ領域のC-40の力学挙動については、今後精査が必要である。

4. 試験結果

4.1 保水性試験結果

(1) 豊浦砂の水分特性曲線

阿部⁸⁾はセラミックディスクを用いた加圧板法($H=20\text{mm}$, $D=50\text{mm}$, $H/D=0.40$, $e=0.77$)で、また所⁹⁾はセルローズ膜を用いた加圧膜法($H=30\text{mm}$, $D=70\text{mm}$, $H/D=0.43$, $e=0.66$)で豊浦砂の水分特性曲線をそれぞれ求めている。ここでは、本研究で得られた水分特性曲線を阿部、所の試験結果と比較し、開発した試験機の性能を評価する。

保水性試験から得られた豊浦砂の水分特性曲線を図-5(サクシオン～飽和度関係)に示す。図中には既往の研究結果も合わせて示した。本試験で得られた水分特性曲線は、空気侵入値(AEV)が $s=1.5\text{kPa}$ で残留飽和度 S_{r0} は 10% 程度となった。空気侵入値は、所の研究(AEV= 2.3kPa)に比べ若干低いものの、阿部の研究とは概ね一致している。残留飽和度 S_{r0} に関しては、本研究で用いた加圧膜法、阿部の加圧板法ともに、 $S_{r0}=10\%$ 程度の値を示しており、概ね一致している。以上の傾向は、豊浦砂の保水性試験に対する本試験機の適用性の高さを示す結果である。また、試験時間について所の研究と比較を行った。サクシオンを $s=0$ から 2.0kPa までの負荷に要した合計試験時間は、本研究では、 1368 分、所の研究では 84 分であり、本研究の方が 16.3 倍長い。ただし、本研究の供試体体積が所の研究の 45.9 倍であることを考慮すると、本研究の排水速度は体積が大きい割には早い。この理由として、所の研究が上面による片側排水であるのに対し、本研究では両面排水であることが挙げられる。このことは、本研究のように供試体寸法の大きな保水性試験に対して、両面排水が試験時間の短縮に有効であることを示している。

(2) C-40の水分特性曲線

C-40の水分特性曲線を図-6(サクシオン～飽和度関係)、図-7(サクシオン～体積含水率関係)に示す。図中には、森石ら¹⁰⁾がメンブレンフィルターを用いた加圧法($H=125\text{mm}$, $D=150\text{mm}$, $H/D=0.83$)により実施した保水性試験結果と石垣ら¹¹⁾が土柱法($H=480\text{mm}$, $D=305\text{mm}$, $H/D=1.57$)により実施した保水性試験結果も合わせて示した。明確な空気侵入値(AEV)が見られる豊浦砂とは異なり、C-40の保水性試験では、サクシオン負荷と同時に急激な排水が生じており、得られた水分特性曲線も、空気侵入値が明確に認められない反比例型の曲線となった。また、同じ試料であっても締固め度の違いにより、水分特性曲線は異なった。

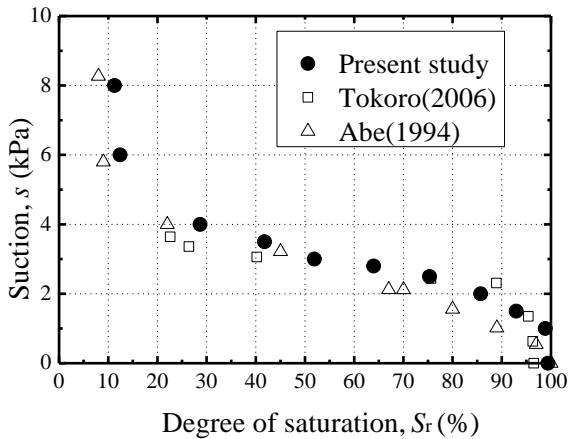


図-5 サクション～飽和度関係 (豊浦砂)

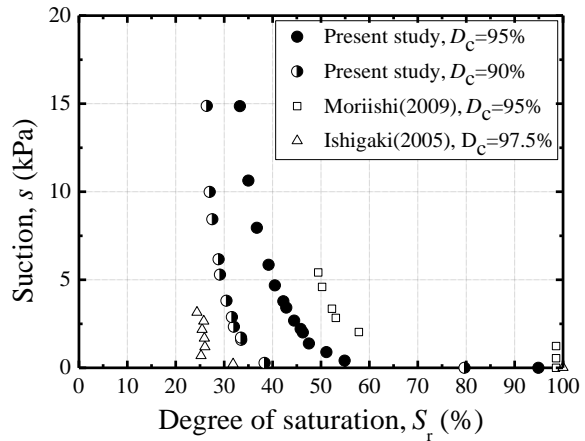


図-6 サクション～飽和度関係 (C-40)

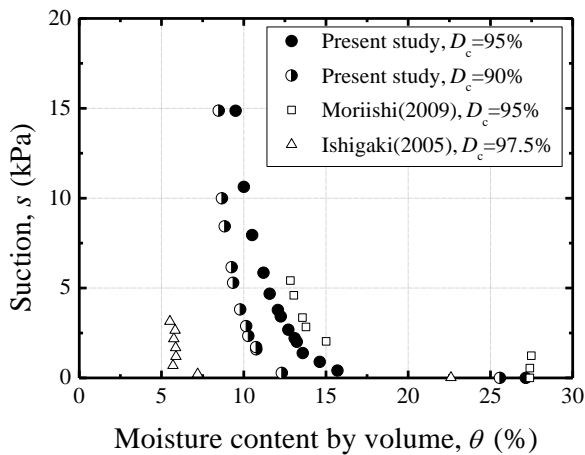


図-7 サクション～体積含水率関係 (C-40)

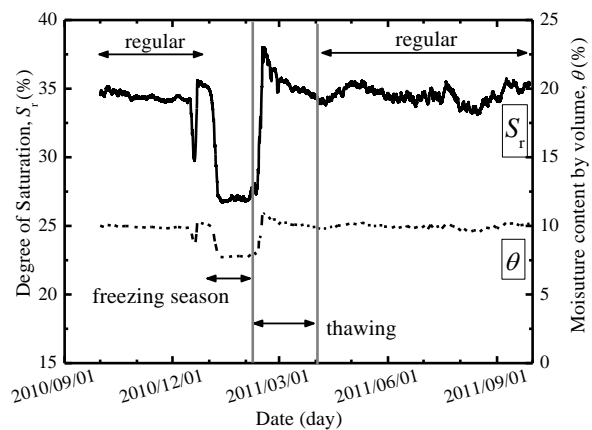


図-8 飽和度, 体積含水率の長期計測結果 (苫小牧)

C-40 の残留飽和度 S_{r0} は、30%程度 ($D_c=95\%$ の場合、 $S_{r0}=31.9\%$) を示しており、豊浦砂に比べて水分保持能力が高いことが分かる。これは、表-2 に示すように C-40 は豊浦砂に比べ粒度分布が良く、細粒分を多く含有していることに起因すると考えられる。豊浦砂と C-40 の水分特性曲線の比較では、初期飽和度に違いは見られないが (図-5, 図-6), 初期体積含水率は 15%程の差となった。これは、C-40 では豊浦砂に比べて供試体全体積に占める水の体積が少ないことを示している。

次に、本研究から得られた C-40 の水分特性曲線を既往の試験結果と比較する。なお、図-4, 表-1 に示すように試験に使用した C-40 は、各試料とも比較的類似した物理的性状を示している。本研究の水分特性曲線は、AEV が確認できる森石らの研究とは異なるものの、同様な傾向は石垣らの研究でも得られており、C-40 の空気侵入値はゼロに近いと考えられる。しかし、本試験結果と石垣らの試験結果では、残留飽和度 S_{r0} に定量的な違いが認められ、本試験の S_{r0} は 10%程高い。これは、石垣らが用いた試料に比べ、本試験の試料 z の方が細粒な粒子の割合が高く (表-2), 供試体内の間隙サイズが小さいため、水分をより多く保持したと考えられる。一方、本試験結果は、森石らの試験結果よりも S_{r0} が 10%程低い。これは、本試験結果の間隙比 e が 0.40 であるのに対し、森石らの e は 0.35 と小さいことに起因すると考えられる。以上の結果から、粒状路盤材は類似した性状であっても、粒度分布・細粒分含有量・締固め度により水分特性曲線が異なると考えられる。

以上のような室内要素試験結果を、実舗装構造の下層路盤における含水比変化と比較する。図-8 は、(独) 土木研究所 寒地土木研究所苫小牧試験道路で計測された (計測期間: 2010 年 10 月 1 日 ~ 2011 年 9 月 28 日)

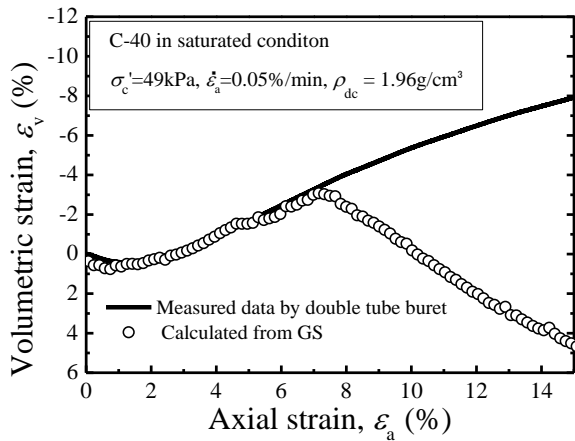


図-9 体積ひずみ～軸ひずみ関係 (飽和 C-40)

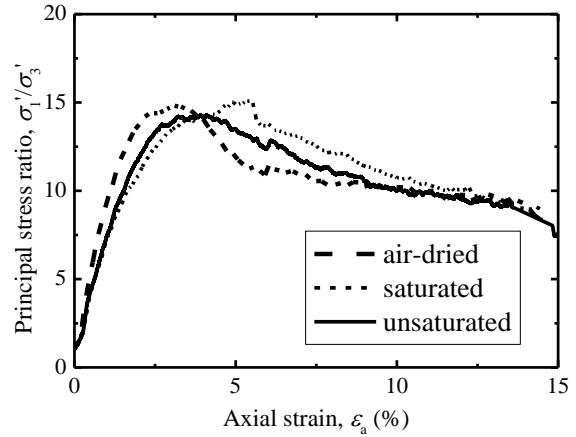


図-10 主応力比～軸ひずみ関係

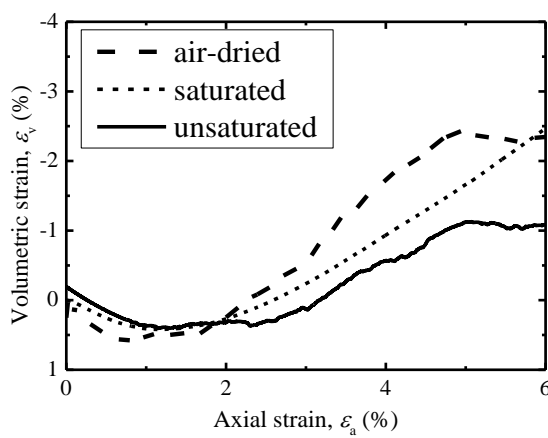


図-11 体積ひずみ～軸ひずみ関係

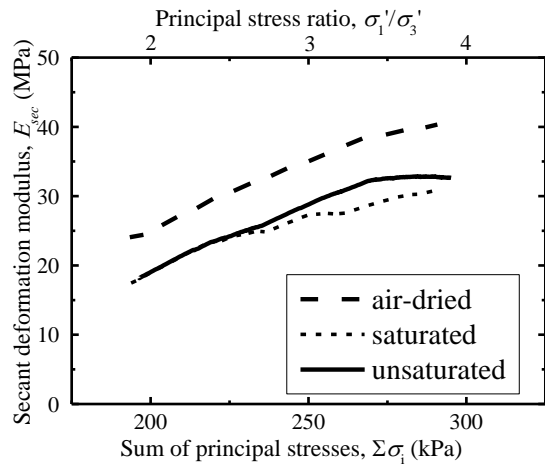


図-12 割線変形係数～主応力比, 主応力和関係

表-3 不飽和条件の割線変形係数に対する割線変形係数比

主応力比	試験条件	主応力和 (kPa)	割線変形係数 (MPa)	割線変形係数比
2	不飽和	196.42	18.18	1.00
	飽和	193.93	17.47	0.96
	気乾	193.54	24.07	1.32
3	不飽和	245.66	27.96	1.00
	飽和	242.28	25.94	0.93
	気乾	238.71	33.06	1.18
4	不飽和	295.06	32.65	1.00
	飽和	290.93	30.95	0.95
	気乾	290.83	40.34	1.24

下層路盤の飽和度および体積含水率の経時変化である。苫小牧試験道路の下層路盤は、締固め度が若干低いものの ($D_c=94\%$)、本研究で用いた C-40 で構成されている。なお、現地計測の詳細については、既往の文献^{2, 12)}を参照されたい。図-8 から、凍結期や融解期を除く通常期の飽和度は 35%、同じく体積含水率は 10%程度で一定であり、降雨による変動はあまり受けないと考えられる。これに対し、本研究で得られた水分特性曲線の残留飽和度・体積含水率は、苫小牧試験道路の通常期の飽和度・体積含水率と定量的にほぼ一致しており、実際の舗装構造では、下層路盤は通常期に残留飽和に近い状態にあると考えられる。

4.2 三軸圧縮試験結果

図-9 に、飽和条件で三軸圧縮試験を行った時の軸ひずみ～体積ひずみの関係を示す。ギャップセンサーを用いて測定した結果は、二重管ビュレットを用いたものとよく一致している。しかし、ピーク強度を超えた軸ひずみが7%以降では、両者の計測結果に違いが認められることから、ギャップセンサーを用いた測定結果の信頼性は低いと考え、本研究では試験データとして採用しないこととした。

図-10 に、三軸圧縮試験から得られた主応力比 σ_1'/σ_3' と軸ひずみの関係を示す。ただし、本研究では、不飽和供試体の主応力比を算出する際、有効応力 σ を基底応力 σ_{net} に置換え、試験結果を整理している。図から、全ての試験条件で、軟化挙動を示すことがわかる。また、気乾条件の最大主応力は、不飽和条件や飽和条件に比べ大きいものの、同図を見る限り、不飽和条件と飽和条件の最大主応力比は同程度である。しかし、飽和条件の試験結果では、軸ひずみ5%から6%にかけて主応力比の急激な増加・減少傾向が見られる。これは、土粒子が局所的に接触した影響によるものと考えられる。このことを考慮して、軸ひずみ5%程度までの範囲について各含水状態の試験結果を比較した場合、同一軸ひずみの主応力比は、飽和、不飽和、気乾の順で大きくなった。逆に、主応力比10程度までの範囲について比較した場合、同一主応力の軸ひずみは、気乾、不飽和、飽和の順で大きくなった。なお、試験終了後、ふるい分析を実施したが、粒子破砕等による粒度の変化は見られなかった。また、サクシオン制御条件では、試験終了後に膜の損傷を確認するために AEV の検定を実施し、膜の損傷がないことを確認している。

図-11 に、軸ひずみ～体積ひずみ関係を示す。全ての試験条件で、体積が収縮したのち、膨脹する正のダレイタンシーを示している。ダレイタンシー量は、気体、飽和、不飽和の順で多くなる。これは、供試体内に生じるサクシオンが土粒子骨格を保持しようとしたため、気体・飽和条件と比較して体積ひずみ量が小さくなったためと考えられる。

図-12 に、主応力和、主応力比～割線変形係数関係を示す。主応力和は、 $\sigma_1'+2\sigma_3'$ で定義され、舗装の構造設計においては、MR 試験から得られるレジリエントモジュラス M_r と関係づけられている指標¹³⁾である。アスファルト舗装の理論的設計法では、路床や路盤の弾性係数 (M_r) を算出する際に用いられる。同図には、MR 試験の荷重条件から算出される主応比と同じ主応力比2～4までの範囲における、主応力比と割線変形係数の関係を示している。また、不飽和条件から含水条件を変化させたときの割線変形係数の比を「割線変形係数比」と定義し、表-3 に、不飽和条件から含水条件を変化させたときの最大主応力比の比を「割線変形係数比」と定義し示した。主応力比が2の場合、飽和条件の割線変形係数比は1.00であるのに対し、主応力比が4の場合は0.84となる。また、気乾条件の割線変形係数は、不飽和条件の概ね2倍程度の値である。同様な傾向は、既往のMR 試験結果¹⁴⁾でも示されており、主応力比が2の場合には最適含水条件に対する飽和条件のMRの比率は0.97となるが、主応力比が4の場合には0.85となることが報告されている。さらに、本研究で使用したC-40に対するCBR試験¹⁵⁾でも、含水比の増加によりCBRが低下することが報告されており、湿潤条件 ($S_r=67.4\%$) に対する飽和条件 ($S_r=95.8\%$) のCBRの比率は0.89程度となることや、湿潤条件に対する気乾条件 ($S_r=12.5\%$) のCBR比が1.64程度となることが示されている。以上のことから、本研究の試験結果は既往の試験結果と定性的に一致する。このことは、含水状態を変化させた粒状路盤材の静的三軸圧縮試験に対する本研究で開発した中型不飽和三軸圧縮試験機の適用性の高さを示す結果である。

5. まとめ

本研究では、微細多孔質膜を利用した中型不飽和三軸試験機を製作し、豊浦砂と下層路盤に使用されるC-40の保水性試験・三軸圧縮試験を行い、その基本的な性能の確認と試験方法の有用性・実用性を検討するとともに、含水状態の異なるC-40の力学挙動を評価した。本研究で得られた主な知見は次の通りである。

(1) 保水性試験

a) 豊浦砂

- ・得られた水分特性曲線は空気侵入値・残留飽和度・形状が既往の試験結果と一致した。このため、砂質土の保水性試験に対する本試験機の適用性は高い。
- ・供試体寸法の大きな保水性試験では、供試体両面からの排水は試験時間の短縮に有効である。

b) C-40

- ・C-40の水分特性曲線では、明確な空気侵入値は認められず、豊浦砂に比べて残留飽和度は高くなった。
- ・既往の研究と本研究の水分特性曲線を比較した場合、定性的な傾向はほぼ一致したが、粒度分布や細粒分含有量の違いにより空気侵入値や残留飽和度には差が見られた。

(2)三軸圧縮試験

- ・ギャップセンサーによるC-40の体積ひずみの測定は、ピーク強度に達するまでの軸ひずみの範囲において有効である。
- ・含水状態の変化は、粒状路盤材の強度・変形特性に強い影響を及ぼすことが明らかになった。
- ・本研究で得られた試験結果が、既往の研究と定性的に一致することから、粒状路盤材の不飽和三軸圧縮試験における本試験機の適用性は高い。

以上の結果から、不飽和粒状路盤材の要素試験に対する本研究で開発した試験機および提案する試験方法の適用性・有用性が示された。また、北海道のような積雪寒冷地では、季節変動により粒状路盤の含水状態が変化した場合、通常期に比べ融解期のような高含水状態では、下層路盤材の強度や剛性が低下する傾向にあり、粒状路盤の支持力性能が変化することも明らかになった。しかしながら、本研究の知見は、限られた試験条件のもとで得られたものであり、実務への本研究成果の応用に際しては、今後、妥当性や適用限界等に関する十分な検討が必要である。

参考文献

- 1) 安倍隆二, 田高淳, 久保裕一: 積雪寒冷地におけるアスファルト舗装の厳冬期および融解期のひずみ特性, 土木学会舗装工学論文集, 第14巻, pp.147-154, 2009.
- 2) 石川達也, 安倍隆二, 吉田有喜, 三浦清一: 粒状路盤の力学挙動に及ぼす凍結融解作用の影響評価, 土木学会舗装工学論文集, 第15巻, pp.201-209, 2010.
- 3) 西村友良, 古関潤一: セルロース膜を用いた非塑性シルトの水分保持曲線, 土木学会第62回年次学術講演会, pp.197-198, 2007.
- 4) 西村友良, 古関潤一: 不飽和一面せん断試験へのセルロース膜利用の試み, 第42回地盤工学会研究発表会, pp.747-748, 2007.
- 5) 伊藤康平, 三浦清一, 石川達也, 尾崎悠太: 破碎性粒状体の水分保持特性に及ぼす凍結融解履歴の影響, 地盤工学研究発表会発表講演集, Vol.42, pp.745-746, 2007.
- 6) 社団法人 日本道路協会: 舗装調査・試験法便覧〔第4分冊〕F007, [4]-119-130, 2007.
- 7) Kato, S., Kawai, K.: Deformation characteristics of a compacted clay in collapse under isotropic and triaxial stress state, Vol.40, No.5, 75-90, 2000.
- 8) 阿部廣史: 不飽和土の力学特性の評価法に関する実験的研究, 東京大学学位論文, p.197, 1994.
- 9) 所哲也, 石川達也, 三浦清一: 給排水経路の断面積が砂の不飽和透水係数に及ぼす影響, 第44回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.963-964, 2009.
- 10) 森石一志, 大西有三, 西山哲: 矢野隆夫・小関裕二: 粒状路盤材が透水性舗装および耐久力に及ぼす影響, 土木学会舗装工学論文第14巻, pp.25-32, 2009.
- 11) 石垣勉, 根本信行: 粒状路盤材の透水特性と水分保持特性に関する検討, 土木学会第60回年次学術講演会論文集, pp.233-234, 2005.
- 12) 阿部長門, 雑賀義夫: 路盤材料のレジリエントモジュラス, 雑誌舗装 29-6, p.13, 1994.
- 13) 安倍隆二, 熊谷政行, 丸山記美雄: 積雪寒冷地におけるアスファルト舗装の理論的設計方法に用いる材料特性および環境条件に関する検討, 土木学会舗装工学論文集, 第16巻, pp.17-25, 2011.
- 14) 村山巧, 川端伸一郎, 小野丘, 石川達也: 凍結融解作用が粒状路盤材のCBRに与える影響について, 土木学会第66回年次学術講演会論文集, pp.807-808, 2011.

北海道大学大学院 学生会員 ○吉田 有喜
北海道大学大学院 正会員 石川 達也
北海道大学大学院 正会員 三浦 清一

1. はじめに

北海道のような積雪寒冷地では、厳冬期に0℃線が舗装深部にまで侵入し路床等が凍上して、路盤や舗装面に隆起が生じたり、アスファルト混合物層（以下「As層」と称する）にクラックが発生したりする。また、融解期には、融雪水の流入やアイスレンズの融解により含水比が上昇し路床や路盤の強度が一時的に低下する。このような寒冷地域特有の現象が、走行路機能の劣化や路面変状を早めると考えられている。

一方、寒冷地域特有の機能低下現象を考慮可能な設計手法として、道路舗装の構造設計では、理論的設計方法のような性能規定型のより合理的な設計法の導入が始まっている。しかし、積雪寒冷地で冬季に発生する地盤の凍上現象や、融解期の路床・路盤の一時的な支持力低下現象は、従来から指摘されてはいるものの、その力学挙動の解明やモデル化には未だ至っていない。今後、積雪寒冷地に存する運輸基盤施設の疲労破壊に対する最適設計を行い、供用性の確保とLCCの縮減を図るには、凍結期および融解期における路床・路盤の支持力や変形特性を把握し、力学的応答を理論的に解析する必要がある。

また、天然資源の枯渇などの環境問題に配慮して平成14年に建設リサイクル法が施工され、建設廃棄物の再生利用が義務付けられることにより建設廃棄物の再利用率が急上昇することとなった。これに伴い、コンクリート塊やアスファルト・コンクリート塊を再利用した再生砕石の道路の路盤材への使用が増加することとなったが、再生砕石は価格が安く設計コストを抑えることができるという長所を持つ反面、破砕性や吸水性が高いため、従来から路盤材として用いられている自然砕石に比べ強度は劣ると考えられている。これからの時代に即した省資源で循環型の社会基盤施設を確立させるためにも、再生砕石路盤の強度変形特性に基づいた維持管理手法の確立が急がれる。

このような状況を踏まえ、本研究では、積雪寒冷地の道路舗装のより効率的な理論的設計方法の構築を目指し、自然砕石路盤、再生砕石路盤それぞれの凍結融解作用に伴う支持力特性の変化が舗装の疲労寿命に及ぼす影響を評価した。

2. 凍結融解支持力試験

本章では、先行研究¹⁾として行った C-40 の凍結融解支持力試験と比較するため、RC-40 の気乾状態、及び浸水状態の模型路盤を凍結させて支持力試験を行い（表-1）、凍結融解が再生砕石路盤の支持力に及ぼす影響を検討する。本研究では、冷却開始前の模型路盤を「凍結前」、冷却開始 80 時間経過後を「凍結時」、凍結後の融解中に路盤内に設置したすべての温度計がプラスの値を示した状態を「融解後」とする。

表-1 試験条件

試料	含水条件	凍結条件	$\rho_d(\text{g/cm}^3)$	e	$D_r(\%)$	$S_r(\%)$	w(%)	$\theta(\%)$	$D_c(\%)$
C-40	気乾	凍結前	1.86	0.47	37.23	6.32	1.09	2.03	89.86
		凍結時	1.86	0.47	37.23	66.60	11.50	21.30	89.86
	浸水	凍結前	1.87	0.47	39.09	67.73	11.50	21.30	90.34
		融解後	1.87	0.47	39.09	67.73	11.50	21.30	90.34
RC-40	気乾	凍結前	1.75	0.54	58.71	17.28	3.47	6.06	90.50
		凍結時	1.75	0.54	58.71	78.09	15.93	29.59	90.50
	浸水	凍結前	1.72	0.56	54.53	76.77	15.66	28.93	89.35
		融解後	1.73	0.56	54.73	76.17	15.54	28.63	89.41

Influence of freeze thaw action on bearing capacity of recycled-crusher-run and its impact on fatigue life of pavement, Yuuki YOSHITA (Hokkaido University), Tatsuya ISHIKAWA (Hokkaido University), Seiichi MIURA (Hokkaido University)

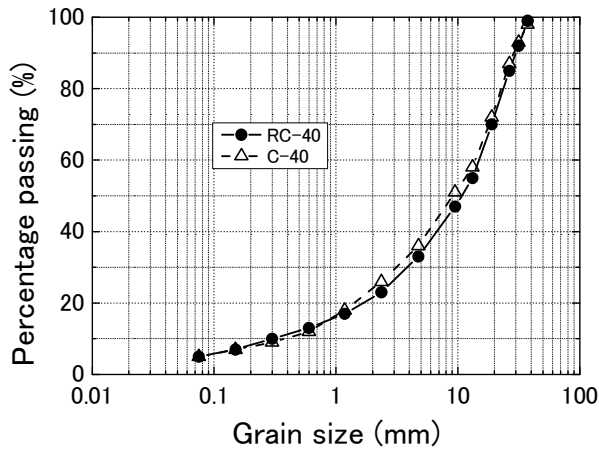


図-1 粒径加積曲線

表-2 試料の物性値

		RC-40	C-40
ρ_s	g/cm ³	2.69	2.74
ρ_{dmax}	g/cm ³	2	2.27
ρ_{dmin}	g/cm ³	1.48	1.68
ρ_{dmax} [E-b]	g/cm ³	1.93	2.07
w_{opt} [E-b]	%	12.2	8.2
修正CBR	%	93.5	85.8
Q	%	5.65	3.8
F_c	%	4.6	5.2
すりへり減量	%	24.5	24.6
D_{50}	mm	10.9	10.8
D_{max}	mm	37.5	37.5
U_c		45.3	27.3
塑性指数		NP	NP

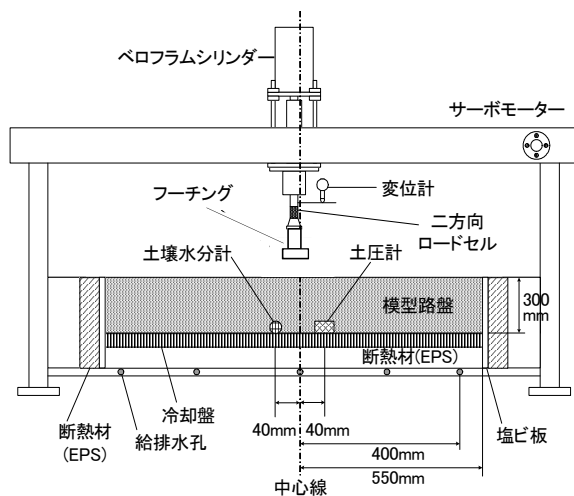


図-2 試験装置概略図

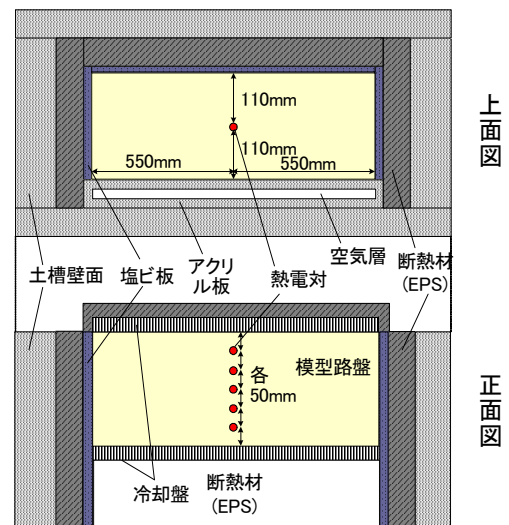


図-3 模型土槽概略図（凍結融解試験時）

(1) 試験方法

a) 試料

本研究で用いた試料は、実道路で主に下層路盤材料として使用されている北海道札幌市南区硬石山で産出される安山岩の自然石の切込砕石 C-40、同様に下層路盤材料として使用されている北海道札幌市内の建築物を解体後リサイクル化された再生砕石 RC-40 を用いた。図-1 に粒径加積曲線を、表-2 に試料の物性値を示す。なお、表中の ρ_{dmax} 及び ρ_{dmin} の値は、地盤工学会の「礫の最小・最大密度試験法 (JGS0612-2006)」に従い決定した。また、表中の ρ_{dmax} [E-b] 及び w_{opt} [E-b] の値は、地盤工学会の「突き固めによる土の締固め試験 (JGS0711-2009)」の E-b 法に従い決定した。C-40 は RC-40 と比べて、土粒子密度がやや大きく、吸水率が低いことが特徴であり、これに関連して供試体密度と試験含水比の大小関係が対応している。

b) 試験装置

試験装置の概略図を図-2、模型土槽の概略図を図-3 に示す。本試験装置では、模型路盤の凍結のため、模型土槽の周囲を断熱し、土槽の上部・下部にそれぞれ冷却盤を設置した構造である。模型土槽の周囲の断熱は、変形を防ぐために塩化ビニール板で覆った発泡スチロール (EPS) と、供試体の凍結状況を確認するために土槽前面に設置した空気層を含んだ 2 枚の亚克力板で行っている。供試体の冷却は、上部・下部冷却盤内に 2 台の低温恒温水槽で冷却した一定温度の冷媒 (ナイブライン) をそれぞれ循環させることにより行っている。このため、本試験装置では、上部と下部の冷却盤を独立に温度制御できるため、供試体に任意の

温度勾配を与えられる。また、供試体底面に分割ポーラスストーンを設置しており、土槽底面の給排水孔から、模型路盤に通水を行うことが可能である。

c) 供試体作製方法

気乾状態の試験に用いる模型路盤（厚さ 300mm，幅 1100mm，奥行き 220mm）は，土槽内に気乾燥状態の試料を重量と高さを管理しながら仕上がり厚 5cm 程度の層に分け投入し，締固め度 90%を目標に 1層ごと 2.5kg ランマーで突固めて作製した。また，端面整形のため供試体上面には 9.5mm 以上をカットした試料を撒いた。浸水状態の試験では，気乾状態の模型路盤を作製後，パイピング等により供試体に局所的な乱れが生じないように速度で土槽底面から通水を行い，底面より水位 250mm とした状態で 24 時間以上水浸させて作製した。

模型路盤の凍結は，(a)上部と下部の冷却盤の温度を 0°C に保持したまま 24 時間温度養生，(b)下部冷却盤の温度を一旦急激に下げて供試体下面に氷核を形成（サーマルショック法），(c)上部冷却盤の温度を -2°C に保持し，下部冷却盤の温度を凍結速度 $U=10.5\text{mm/h}$ （温度降下速度 0.6°C/h ）程度で -19°C まで降下，(d)上部冷却盤温度を -2°C，下部冷却盤温度を -19°C に保持したまま 50 時間温度養生という手順で供試体下端から実施した。なお，本研究の凍結速度 U は，地盤工学会の「凍上性判定のための土の凍上試験方法 (JGS 0172-2003)」の範囲を超えるものであるが，低温恒温水槽の冷却能力と実験時間の制約から可能な限り同基準の推奨値に近い値に設定した。

模型路盤の融解は，凍結過程の模型路盤高さの変化が収束し，模型路盤全体が凍結したのを確認後，室温 22°C の下で供試体上・下面双方から自然融解させて実施した。なお，本研究では，模型路盤内の温度を把握するために，図-3 のように供試体内に T 型熱電対を設置し，データロガーにて経時変化を収録している。

d) フーチングによる支持力試験

載荷軸にフーチング（幅 72.3mm，奥行き 210mm）を取り付けて（図-4），フーチングに鉛直荷重 P を載荷し，載荷速度 0.074kN/s で， $P=0.1\text{kN}$ から最大 5.58kN まで増加させる支持力試験を行った。なお，フーチングの寸法は，先行研究¹⁾より行っている載荷輪による載荷試験の設定荷重 2.23kN 載荷時の接地面積と同等になるよう決定した。

(2) 試験結果および考察

a) 凍結融解試験

図-5 は，浸水状態の模型路盤を凍結・融解した場合の供試体中央部の温度変化を示したものである。

RC-40 で実施した試験の凍結時の模型路盤厚増加は 9.3mm であり，融解後も 2.8mm 隆起が残留した。模型路盤内の間隙水が凍り 9%の体積膨張が生じた場合，9.4mm 程度高さが変化することを考慮すると，今回の

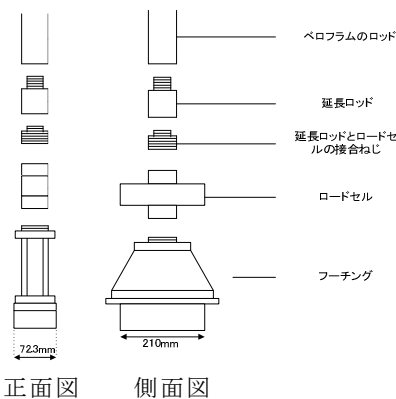


図-4 載荷軸の構造図（フーチング設置時）

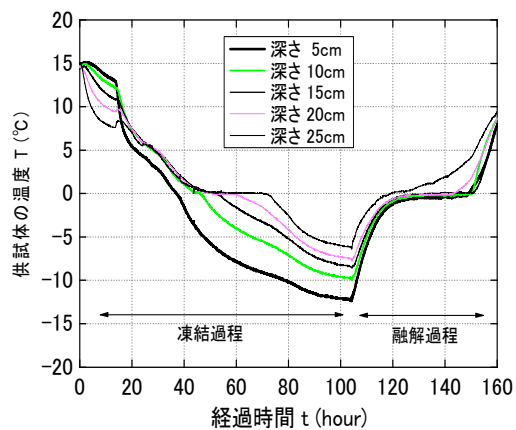


図-5 凍結・融解試験中の供試体中央部の温度変化

試験では模型路盤に凍上は認められなかった。それに対し、C-40 で実施した試験の凍土厚増加は 15mm に達し、融解後も 3mm 隆起が残留した。C-40 の模型路盤の間隙水が凍り 9%の体積膨張が生じた場合、6.8mm 程度しか高さは変化しないため、C-40 については凍上が生じたかと推定される¹⁾。

また、本試験での凍上速度 U_h の値は、RC-40 が 0.14mm/hour、C-40 が 0.21mm/hour であった。加えて、先行研究²⁾による凍上試験では、通水飽和させた供試体に対して、凍上速度 U_h の値は、RC-40 が 0.07mm/hour、C-40 が 0.09mm/hour であったことから、RC-40 は C-40 に比べ凍上しにくいことがわかる。

しかしながら、供試体の締固めの状態が凍上性に大きく影響を与えることが報告されており³⁾、RC-40 と C-40 の凍上性の差は、供試体の締固めの状態のばらつきによる可能性も否定できない。今後は、供試体が均等な締固め条件にあるかについても検討していく必要がある。

b) 支持力試験

図-6 に、RC-40 についての気乾状態の凍結前と、浸水状態の凍結前、凍結時、融解後に実施した支持力試験から得られた鉛直荷重 P と鉛直変位量 u の関係を示す。また、図-7 は同じく C-40 についての試験結果である。図から、試験条件によらず鉛直荷重の増加により鉛直変位量は増加すること、および同一荷重レベルで比較した場合、浸水状態の鉛直変位量は、凍結時、凍結前、融解後の順で大きくなるのがわかる。凍結時あるいは融解後の荷重～変位関係を見る限り、RC-40、C-40 とともに模型路盤の凍結・融解に伴う沈下量の減少・増加は、荷重載荷初期の剛体的挙動や急激な沈下に基づくものではなく、凍結・融解作用による模型路盤の剛性増加・低下に起因するものだと考えられる。そこで、表-3 に、支持力試験結果から得られた各試験条件における模型路盤の弾性係数と、C-40 浸水凍結前状態の弾性係数を 1.0 とした場合の各試験条件における弾性係数の比を示す。ただし、本研究では、フーチングの載荷圧力と鉛直ひずみ (=鉛直変位量 u / 模型路盤厚さ) の関係から、CBR 試験の荷重～貫入量曲線の修正⁴⁾と同じように、載荷初期部分に現れる変曲点以降の部分に直線近似して、その傾きを模型路盤の弾性係数とした。

支持力試験から得られた凍結前の模型路盤の弾性係数は、実道路で測定される下層路盤 (C-40) の標準値 ($E=200\text{MPa}$ ⁵⁾) に比べると RC-40、C-40 とともに値自体はかなり低い。しかし、RC-40 と C-40 とともに、凍結時の模型路盤の弾性係数は凍結前に比べ約 2 倍以上に増加し、融解後は同じく凍結前に比べ約 7 割程度に低下した。また、凍結前と融解後では、RC-40 の模型路盤の弾性係数は C-40 に比べ小さくなったが、凍結時においては両者の値に大きな差は見られなかった。この理由として、模型路盤の凍結時には、土粒子部分の凍結よりも、間隙水による弾性係数の増加の方が支配的になるためであると考えられる。

以上より、再生砕石粒状路盤の支持力特性は、自然砕

表-3 各状態の支持力試験結果

試料	含水条件	凍結条件	弾性係数 (MPa)	弾性係数比
C-40	気乾	凍結前	25.4	1.33
		凍結前	19.1	1.00
	浸水	凍結時	44.8	2.35
		融解後	14.0	0.73
RC-40	気乾	凍結前	29.2	1.53
		凍結前	16.1	0.84
	浸水	凍結時	44.8	2.35
		融解後	12.5	0.65

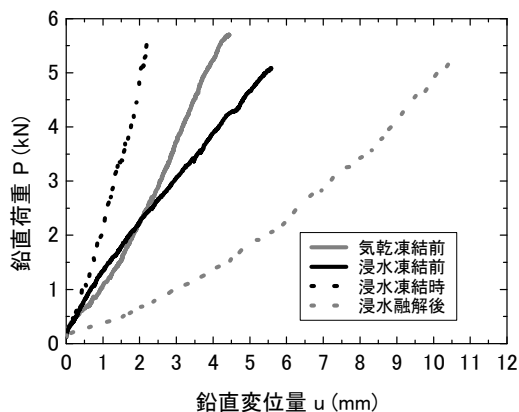


図-6 RC-40 の支持力試験結果

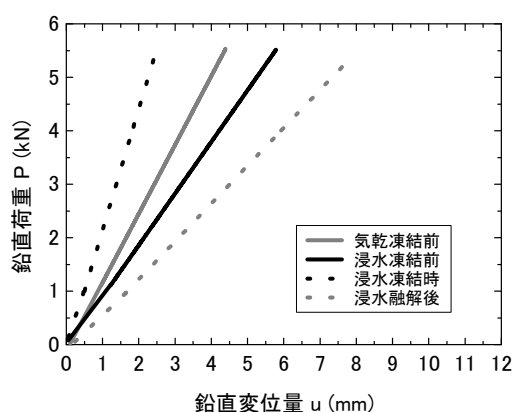


図-7 C-40 の支持力試験結果

石粒状路盤と同じく、凍結融解作用に強く影響を受けることがわかる。よって、舗装構造の設計には、粒状路盤の凍結融解作用に伴う支持力特性の変化を考慮することが重要である。

3. 多層弾性解析

先行研究¹⁾では、道路舗装の理論的設計方法⁵⁾を用い、粒状路盤の力学挙動に及ぼす凍結融解作用の影響を考慮して路盤剛性を季節変動させた疲労寿命解析の計算例を示した。本章では、先行研究¹⁾と前章の支持力試験で得られた粒状模型路盤の弾性係数を用いて、異なる舗装構造や種々の気象条件の下でケーススタディを実施し、C-40、RC-40で構成される各種粒状路盤の凍結融解が舗装構造の疲労寿命に及ぼす影響を検討する。

(1) 解析方法

道内6箇所のAMeDAS観測地点（旭川、稚内、根室、札幌、函館、浦河）のN4、N7交通量を想定した舗装構造モデル（図-8）に対し、多層弾性構造解析プログラム（GAMES⁶⁾）を用いて、49kN輪荷重を載荷した場合のAs層下面の引張ひずみや路床上面の圧縮ひずみを期間ごとに計算し、As層と路床の暫定破壊規準⁵⁾で計算されるひび割れによる許容49kN輪数 N_{fa} （式(1)）とわだち掘れによる許容49kN輪数 N_{fs} （式(2)）を算出した。ここで、図中の E_1 、 E_2 、 E_3 はAs層、路盤、路床の弾性係数を、 h_1 、 h_2 、 h_3 はAs層、路盤、路床の層厚をそれぞれ表す。

$$N_{fa} = \beta_{a1} \cdot C \cdot \left(6.167 \times 10^{-5} \cdot \varepsilon_t^{-3.291\beta_{a2}} \cdot E^{-0.854\beta_{a3}} \right) \dots \dots \dots (1)$$

$$N_{fs} = \beta_{s1} \cdot \left(1.365 \times 10^{-9} \cdot \varepsilon_z^{-4.477\beta_{s2}} \right) \dots \dots \dots (2)$$

ここで、式(1)については、 C はAs層の最下層に使用する混合物の容積特性に関するパラメータ、 ε_t はアスファルト混合物層下面の引張ひずみ、 E はアスファルト混合物層の最下層に使用する混合物の弾性係数、 β_{a1} 、 β_{a2} 、 β_{a3} は我が国の経験によるAI破壊基準式に対する補正係数である。次に、(2)式については、 ε_z は路面上面の圧縮ひずみ、 β_{s1} 、 β_{s2} は我が国の経験によるAI破壊基準式に対する補正係数である。

解析条件は以下のように設定した。ただし、舗装構造は各層ともに弾性体と仮定し、層間のすべり率はすべて接着していることにした

As層の弾性係数 E_1 は、舗装設計便覧⁵⁾を参考にして、各AMeDAS観測地点で2010年度に観測された月間平均気温（図-9）から各月のAs層の平均温度を推定し、それを基に弾性係数を月毎に設定した（表-4）。

下層路盤の弾性係数 E_2 は、支持力試験で得られた各状態の路盤の弾性係数比を、実道路で測定される下層路盤（C-40）の標準値（ $E_2=200\text{MPa}^3$ ）に乗ずることでそれぞれ設定した（表-5）。ここで、実道路の弾性係数を求める際、供試体の最適含水比で室内試験を行うことを考慮すると、支持力試験時では浸水状態が室内試験の条件に最も近いと見做すため、浸水状態の凍結前を弾性係数比の基準とした。次に、同様に各AMeDAS観測

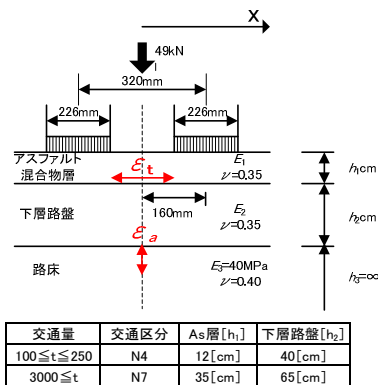


図-8 多層弾性解析モデル

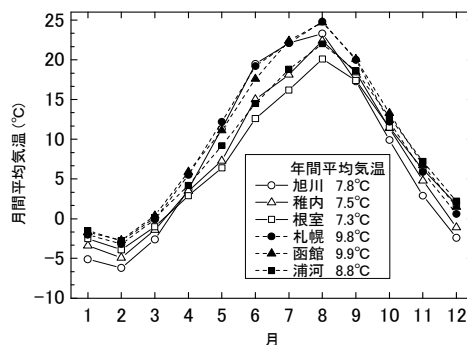


図-9 各 AMeDAS 観測地点での月間平均気温

表-4 月間平均気温から求めた As 層の弾性係数の設定値

$E_s = -278.4M_o + 10930(\text{MPa})$ M_o : 月平均舗装温度(°C) 各地点月毎のAs層弾性係数(MPa)						
月	旭川	稚内	根室	札幌	函館	浦河
1	12000	11000	11000	11000	11000	11000
2	12000	12000	11000	11000	11000	11000
3	11000	11000	10000	10000	10000	10000
4	9000	9000	9000	8000	8000	9000
5	6000	8000	8000	6000	6000	7000
6	4000	5000	6000	4000	4000	5000
7	3000	4000	5000	3000	3000	4000
8	2000	3000	4000	2000	2000	3000
9	4000	4000	4000	4000	4000	4000
10	7000	6000	6000	6000	6000	6000
11	9000	9000	8000	8000	8000	8000
12	11000	10000	10000	10000	10000	9000

表-5 各状態における路盤の弾性係数

試料	含水条件	凍結条件	弾性係数 (MPa)	弾性係数比	設定した弾性係数(MPa)
C-40	浸水	凍結前	19.1	1.00	200
		凍結時	44.8	2.35	469
		融解後	14.0	0.73	147
RC-40	浸水	凍結前	16.1	0.84	169
		凍結時	44.8	2.35	469
		融解後	12.5	0.65	131

表-6 各地点の10日おきに求めた下層路盤の凍結・融解状態

	旭川		稚内		根室		札幌		函館		浦河	
	下層路盤層厚(cm)		下層路盤層厚(cm)		下層路盤層厚(cm)		下層路盤層厚(cm)		下層路盤層厚(cm)		下層路盤層厚(cm)	
	N4	N7	N4	N7	N4	N7	N4	N7	N4	N7	N4	N7
12月1~10日	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11~20日	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21~31日	30	10	10	0	10	0	10	0	10	0	0	0
1月1~10日	40	20	10	0	10	0	10	0	10	0	0	0
11~20日	40	30	30	0	20	0	20	0	20	0	10	0
21~31日	40	40	40	10	30	0	30	0	20	0	20	0
2月1~10日	40	50	40	30	40	10	40	10	30	10	30	0
11~20日	40	60	40	40	40	20	40	20	40	20	40	10
21~28日	40	65	40	40	40	30	40	20	40	20	40	10
3月1~10日	40	65	40	50	40	30	40	30			40	20
11~21日	40	65	40	50	40	30	40	30	融解期		融解期	
21~31日	40	65	40	50	40	30			融解期		融解期	
4月1~10日	融解期		融解期		融解期		融解期		凍結融解なし		凍結融解なし	
11~20日							融解期					
21~31日							融解期					
5月	凍結融解なし		凍結融解なし		凍結融解なし		凍結融解なし		凍結融解なし		凍結融解なし	
6月~11月							凍結融解なし					
凍結指数(C・days)	554		355		258		217		180		164	
最大凍結深さ(cm)	112		85		69		62		55		51	
融解期間	2ヶ月		2ヶ月		1ヶ月		1ヶ月		1ヶ月		1ヶ月	

地点の各日平均気温から各日の積算寒度を求め、修正Berggren式⁷⁾に代入して10日毎に平均凍結深さを推定し、下層路盤の凍結層厚を求める(表-6)。なお、本研究で解析を行う凍結指数の範囲(150~600°C・days)について、RC-40とC-40の熱特性の違いによる平均凍結深さの差を別途修正Berggren式によって計算した結果では、最大でも3cmに満たなかった。このため、今回の解析ではRC-40とC-40の熱特性の違いによる平均凍結深さの差は無視することとし、RC-40とC-40の下層路盤とも同じ凍結深さを用いて解析を行った。最後に、下層路盤の凍結・融解状態の設定については、凍結期(降温期)に平均凍結深さが下層路盤に達した場合はその部分までを「凍結時」に、それより深か凍結期・融解期(升温期)以外の場合は「凍結前」に、融解期の場合は「融解後」の状態にあると仮定した。例えば、旭川で路盤材にRC-40を用いてN7交通を設計する時、2/1から2/10までの期間は、凍結深さが85cmなので、下層路盤の状態を、上から50cmを凍結時($E_2=469\text{MPa}$)、残りの15cmを凍結前($E_2=169\text{MPa}$)として解析を行った。なお、融解期間は、苫小牧寒地試験道路¹⁾で凍結深さ55cmの下層路盤の融解に要した期間が1ヶ月と計測されたことを考慮して、各地点の予想される最大凍結深さをもとに比例計算で設定した。

路床の弾性係数 E_3 については、本研究では、下層路盤の剛性変化による影響に特に焦点を当てるため、設計CBRを4⁸⁾として10・CBR⁵⁾により計算した値を年間通して用いた。一方、ポアソン比 ν は、文献6を参考にAs層と下層路盤は0.35、路床は0.40にそれぞれ設定した。このため、本研究では、凍結によるポアソン比の変動については考慮していない。

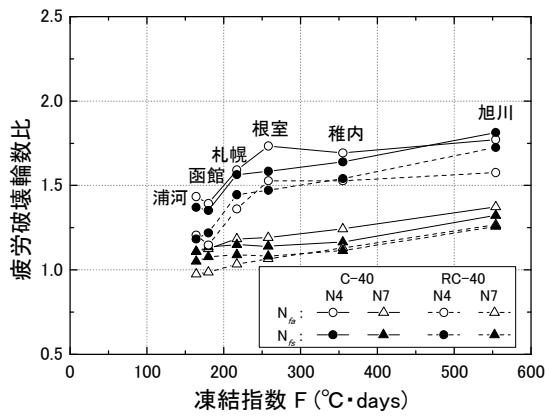


図-10 疲労破壊寿命に及ぼす気象条件の影響

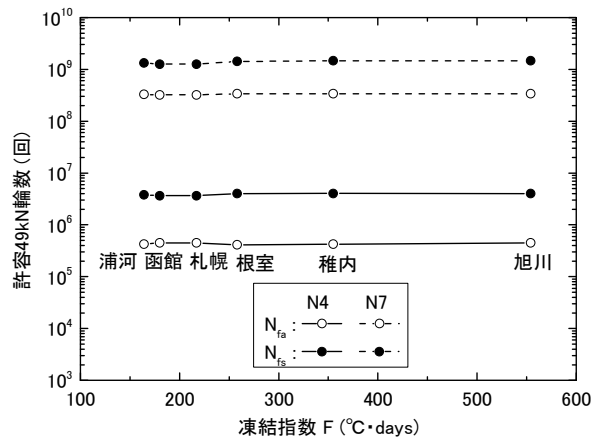


図-11 $E_2=200\text{MPa}$ 一定のときの許容49kN輪数

(2) 解析結果および考察

図-10は、横軸に2010年度のAMeDAS観測データの日平均気温から算出される凍結指数 F を、縦軸に同年度の気象条件に基づいた許容49kN輪数から計算される疲労破壊輪数比をそれぞれとりプロットしたものである。ただし、本研究の疲労破壊輪数比とは、AMeDAS観測点毎に、RC-40あるいはC-40で構成される路盤の剛性を凍結融解作用の影響を考慮して季節変動させた場合の許容49kN輪数を、C-40で構成される路盤について凍結融解を考慮しない場合 ($E_2=200\text{MPa}$ 一定) の許容49kN輪数で除したものである。また、図-11は、横軸に2010年度のAMeDAS観測データの日平均気温から算出される凍結指数 F を、縦軸に路盤剛性 $E_2=200\text{MPa}$ 一定のときの、各地点での許容49kN輪数をプロットしたものである。このため、図-11は、疲労破壊輪数比の基準としている路盤剛性 $E_2=200\text{MPa}$ 一定の場合の許容49kN輪数が、AMeDAS観測毎にどの程度ばらついてるかを表したものである。図-11より、同じ舗装構造モデルの許容49kN輪数比は、各地点の凍結指数 F に応じて若干変化するものの、路盤の凍結融解を考慮しない場合には観測点が異なってもあまり大きく変化しないことがわかる。ただし、As層厚の厚いN7舗装構造モデルでは、As層の剛性変化による N_{fs} への影響が強くなり、年間平均気温の高い浦河、函館、札幌では、基準とする $E_2=200\text{MPa}$ 一定の場合の N_{fs} が小さな値となることから、相対的にそれらの疲労破壊輪数比がそれ以外の地域に比べ大きくなるという傾向も見られる (図-10)。このため、疲労破壊輪数比は、舗装構造・平均気温・凍結条件などの条件設定によって多少前後することに留意する必要がある。

図-10から、路盤剛性の季節変動を考慮した場合、路盤剛性を変化させない従来の設計方法に比べ、各舗装構造モデルの許容49kN輪数は増加し、その増加割合は凍結指数に比例して大きくなるのがわかる。この理由として、凍結融解による粒状路盤の支持力低下よりも凍結による支持力増加の方が許容49kN輪数に与える影響が大きいことが挙げられる。なお、As層厚の薄いN4舗装構造モデルの場合、路盤の剛性変化による許容49kN輪数への影響が強くとれることから、他の観測点に比べて昇温期が早く訪れ下層路盤が全面凍結している期間が短くなる函館では、凍結指数が大きいにも関わらず疲労破壊輪数比が小さくなるという逆転現象が確認できる。また、N4舗装構造モデルの N_{fa} では、凍結指数が一定値以上になると疲労破壊寿命の増加が見られなくなった。これは、路盤層厚の薄いN4舗装構造モデルでは、凍結指数が上昇し凍結深さが大きくなると下層路盤が全凍結してしまうため、下層路盤より深い凍結深さでは、疲労寿命への影響が評価できなくなるためであると推測される。このような場合には、凍上抑制層や路床の凍結融解についても考慮する必要がある。一方、N4とN7舗装構造モデルの解析結果を比較すると、路盤材にC-40とRC-40のどちらを用いた場合においても、各観測点ともN7よりもN4の方が疲労破壊輪数比は大きくなるという結果が得られた。このことから、粒状路盤の凍結融解を考慮した舗装構造の理論的設計法の導入は、層厚の薄い舗装構造においてより効果的であると言える。さらに、N4、N7どちらの舗装構造モデルにおいても、路盤材にRC-40の剛性を用いた舗装構造の方が、C-40を用いた舗装構造より疲労寿命が短くなるのがわかる。これは、再生砕石は自然砕

石に比べ剛性が低いためであると考えられる。

4. まとめ

本研究で得られた主な知見は次のとおりである。

- (a) 自然砕石路盤だけでなく、再生砕石路盤においても、浸水状態の凍結はその剛性を増加させ、融解後、凍結前に比べ剛性は低下する傾向にある。
- (b) 路盤剛性の季節変動を考慮した場合には、路盤剛性を変化させない従来の設計方法に比べ、疲労寿命は長くなる傾向にある。特に、疲労寿命の増加割合は、凍結指数の変化に依存する傾向にある。
- (c) 再生砕石路盤で舗装構造を設計した場合、自然砕石路盤に比べ、疲労寿命は短くなる傾向にある。

以上のように、本研究では、凍結融解作用を受ける舗装構造のより効率的な理論的設計方法の構築には、凍結指数や気温推移を考慮して凍結融解現象に伴う粒状路盤の剛性変化等を勘案することが重要となることを明らかにした。特に、粒状路盤の凍結融解を考慮した舗装構造の理論的設計法の導入は、凍結指数が高い地域においてより効果的である。また、再生砕石を粒状路盤に用いた舗装構造の設計では、自然砕石を用いた場合より疲労寿命が短くなる傾向にあることから、更に適切な設計条件の設定を模索していく必要があると言える。しかし、本研究の知見は、限られた試験条件・解析条件・評価指標の下で得られたものであり、実務への本研究成果の応用に際しては、今後、妥当性や適用限界等に関して更なる検討が必要である。

参考文献

- 1) 石川達也，安倍隆二，吉田有喜，三浦清一：粒状路盤の力学挙動に及ぼす凍結融解作用の影響評価，土木学会舗装工学論文集，第15巻，pp.201-209，2010.
- 2) 村上巧，川端伸一郎，小野丘，石川達也：凍結融解作用が粒状路盤材のCBRに与える影響について，土木学会第66回年次学術講演会講演概要集第3部，pp.807-808，2011.
- 3) 中村大，鈴木輝之，伊藤陽司，山下聡，後藤隆司，賈寧：凍結融解課程における水分挙動と透水性の変化，地盤工学会北海道支部技術報告集，第50号，pp.89-96，2010.
- 4) 地盤工学会：土質試験 基本と手引き 第一回改訂版，p.86，2001.
- 5) (社)日本道路協会：舗装設計便覧，2009.
- 6) 土木学会 舗装工学委員会：舗装工学ライブラリ 3 多層弾性理論による舗装構造解析入門－GAMES (General Analysis of Multi-layered Elastic Systems) を利用して－，2005.
- 7) 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.
- 8) 北海道開発局：道路設計要領 第1集 道路，pp.1-5-51-54，2009.

道南地域の火山灰質粗粒土の凍上特性と路床への適用性評価

東日本高速道路(株)北海道支社 正会員 谷藤 義弘
(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

北海道では火山灰質土が広域に堆積するため、道内の高速道路土工部において多くの火山灰質土が流用されている。このうち火山灰質粗粒土は侵食性、透水性および粒子破碎性を示す特異な地盤材料である。建設時には路床材として適用可能と判断された材料であっても、供用後に凍結融解履歴等により性状が変化し、路面凍上を引き起こした事例もある。このことから、寒冷地において火山灰質粗粒土を凍結融解の影響を大きく受ける路床部に流用する場合には、流用材の凍上性を適切に評価し、路面凍上を確実に抑制することにより、道路利用者へのサービス水準の確保と維持管理も踏まえたライフサイクルコストの縮減に寄与できると考える。

北海道縦貫自動車道大沼公園 IC～落部 IC間の建設工事では、濁川軽石流堆積物石倉層 Ig（以下「石倉層火山灰質土」という）をはじめとする火山灰質粗粒土（写真-1）が多く発生している。過去の凍上発生事例も踏まえ火山灰質粗粒土の路床部への流用の適否判定が課題である。そこで、本報では、当該地区の主な発生材である石倉層火山灰質土の凍上性判定試験による凍上性評価および現場凍上試験ヤードを用いた現地適用性に関する検証を行った。



写真-1 濁川軽石流堆積物（石倉層 Ig）

2. 火山灰質土の路床への適用課題

北海道の高速道路における火山灰質粗粒土の施工事例として道央自動車道千歳 IC～白老 IC間の切盛土工がある。当該区間の切土部には上位から樽前 Ta～d、恵庭 En-a などの降下軽石や支笏軽石流堆積物 Spfl が堆積し、切土部路床材（地山切り残し）には支笏軽石流堆積物 Spfl が多く用いられている。当該区間の切土部は、供用後に路床材の凍上現象により路面不陸が発生したため、置換工法やオーバーレイ工法により凍上対策を行っている¹⁾。切土部の路床断面構成を図-1に、対策前後の路面凍上量を図-2にそれぞれ示す。原因究明のための開削調査や凍上試験結果からは、路床材が凍上性材料へと変質していることが確認された。

火山灰質粗粒土は、構成粒子が多孔質で脆弱なため粒子破碎が生じやすい地盤材料である。建設時の路床材の選定においては、砂質土に類似した評価で採用される事例が多い。しかし、施工中に受ける荷重や凍結融解履歴によって将来的に性状変化することが懸念される。そのため、火山灰質粗粒土を路床部へ流用するには、後に受ける凍結融解履歴や粒子破碎性を考慮して材料選定することが重要となる。

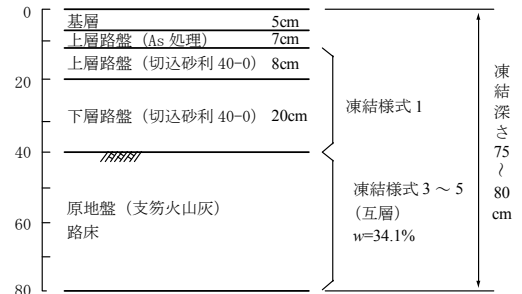


図-1 路床断面構成と凍上性

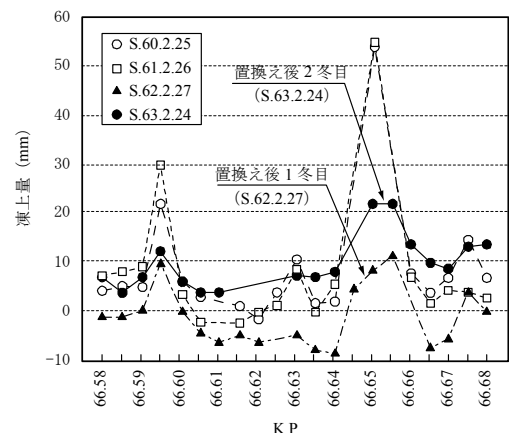


図-2 対策前後の路面凍上量

Evaluation on subgrade of Coarse Granular Soil consisted of Southern Hokkaido Volcanic Ash with respect to frost heave characteristics ; Yoshihiro TANIFUJI (East Nippon Expressway Co.Ltd.,), Satoru YAMAUCHI (NEXCO-Engineering Hokkaido Co.Ltd.,)

表-1 各土質試験結果の範囲

材 料 名 称		石倉層lg	備 考
物理的 化学的 性質	地盤材料の工学的分類	細粒分まじり礫質砂 ～細粒分質礫質砂	
	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.63 - 2.73	
	自然含水比 w_n (%)	8.0 - 18.7	
	強熱減量 L_t (%)	0.09 - 1.37	
粒度特性	最大粒径 D_{max} (mm)	26.5 - 75.0	
	礫分含有率 G_c	23.1 - 40.4	
	細粒分含有率 F_c (%)	7.3 - 23.1	
	均等係数 U_c	8.7 - 45.7	
コンパクション 特性	液性限界 w_L (%)	N P	
	塑性限界 w_p (%)	N P	
	塑性指数 I_p	N P	
締固め特性	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.479 - 1.645	JIS A 1210 (NEXCO条件E法)
	最適含水比 w_{opt} (%)	14.1 - 17.4	
	90%修正CBR	19.8 - 37.6	JIS A 1211 (NEXCO条件E-1法)
	95%修正CBR	15.7 - 83.7	

3. 石倉層の物理的性質

当該地区で発生する石倉層火山灰質土は濁川カルデラを起源とする火山灰質粗粒土で、礫分の多くは写真-1に示すような軽石混じりである。石倉層火山灰質土の各土質試験結果の範囲を表-1に、粒径加積曲線を図-3にそれぞれ示す。最大粒径は26.5～75.0 mm、細粒分含有率 F_c は7.3～23.1%、工学的分類は細粒分まじり礫質砂 (SG-F) または細粒分質礫質砂 (SFG) に分類される。なお、均等係数 U_c は8.7～45.7と幅を持つが、砂分が卓越するため粒度分布は比較的悪い。締固め特性に関しては、最大乾燥密度が1.48～1.64g/cm³と火山灰質粗粒土としては高い値を示す。また、修正CBR値は上部路床相当の締固めにより15.7～83.7%の範囲を示しており、一般的な砂(概ね8～40%)より幾分高く、路床として十分な支持力を有する。

既往の研究をもとに性質および凍上性の簡易的な評価を行った。当該材料の自然含水比と土粒子の密度の関係を図-4に示す。北海道の火山灰質土の工学的分類法 (Vs分類法)²⁾からはVs1に分類され、透水性が良くボイリングや水による侵食に注意が必要な材料に分類される。また、Vs分類法を持ちいた凍上性³⁾では、Vs1はVs2とともに非凍上性材料が多い傾向にある。細粒分含有率と強熱減量の関係を図-5に示す。2つの関係性は小山ら⁴⁾による簡易判定法では、細粒分含有率が20%以下で、且つ、強熱減量が4%以下となる火山灰質土は非凍上性材となる。当該材料は1試料を除き非凍上性の範囲内を示している。

4. 凍上性判定試験

4. 1 高速道路の凍上抑制層材の品質

高速道路の凍上対策⁵⁾は、経済性や過去の実績から凍上を起こしにくい材料(凍上抑制層)で置換える置換工法を基本としている。凍上抑制層の材料品質を表-2に、凍上性判定と凍結様式区分を図-6にそれぞれ示す。火山灰質粗粒土を凍上抑制層に使用する場合、粒度による選定目安として前章の簡

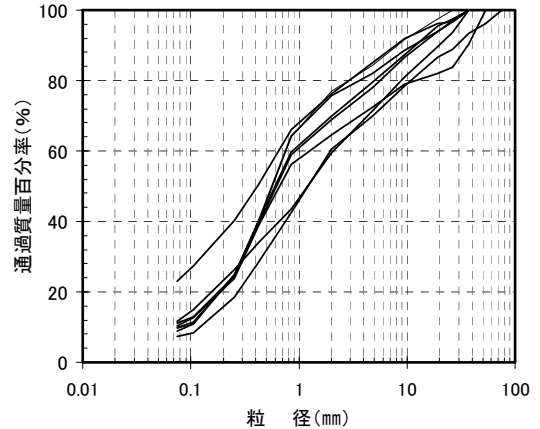


図-3 粒径加積曲線

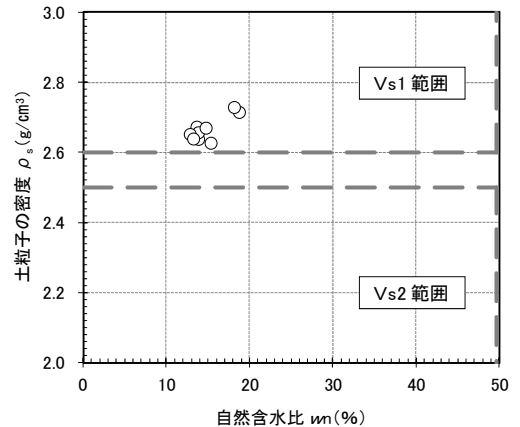


図-4 自然含水比と土粒子の密度の関係

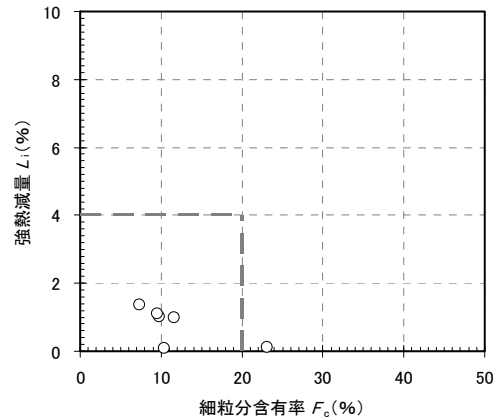


図-5 細粒分含有率と強熱減量の関係

表-2 凍上抑制層の材料品質

項 目	材 料 の 品 質	
最大粒径	各部位の規定による (上部路床100mm, 下部路床150mm)	
凍結融解後の修正CBR [※]	各部位の規定による (上部路床10%, 下部路床5%)	
粒度による 選定 目安	砂	75μmふるい通過質量が全試料の6%以下
	切込砂利	75μmふるい通過質量が4.75mm通過質量の9%以下
	切込碎石	75μmふるい通過質量が4.75mm通過質量の15%以下
	火山灰、砂質土、 火山礫	75μmふるい通過質量が全試料の20%以下で、 強熱減量が4%以下であり、かつ風化の徴候がなく、 排水性が良好なもの
《凍上性の総合的判定》	NEXCO試験法12「土の凍上試験方法」 (凍結様式1, 凍上率5%未満)	

※北海道の高速道路における規定

易判定法と同様に細粒分含有率が20%以下で、且つ、強熱減量が4%以下を目安に選定している。そして、凍上性に対する総合的な判断はNEXCO試験法112「土の凍上試験方法」により適否を判定している。凍上性判定方法は凍上率5%未満で、且つ、凍結様式1（コンクリート状凍結）となる試料を非凍上性材料としている。

4.2 凍上試験結果

凍上試験では試験後の凍結様式の観察結果が判定に大きく影響を及ぼす。とくに判断が重要な判定基準の境界付近の凍結様式1または凍結様式2となる場合、試験者の経験等に依存している。そのため、本検討では凍結様式による観察評価とともに吸水量による定量的な評価も実施した。なお、吸水量とは凍上試験前（吸水飽和後）と凍上試験後の質量差で表している。これまで北海道の高速道路で発生した各地域の地盤材料の凍上試験結果の傾向より、凍上率と吸水量の関係には図-7の相関性が見られる。この図からは、凍上性の判定基準である凍上率5%は、吸水量で概ね110gに相当する傾向が示されている。

切土部およびトンネルの地山から採取した石倉層火山灰質土の凍上率と吸水量の関係を図-8に示す。一部の試料除き殆どの試料が凍上率5%未満で吸水量も110g以下を示している。また、凍結様式は全ての試料が凍結様式1（コンクリート状凍結）である。要注意と判定された1試料は凍上率が5.0%、凍結様式1で判定基準の境界にあたる結果であった。これらの結果より、地山より採取した石倉層火山灰質土は、殆どが非凍上性材料の傾向であることがわかる。

4.3 凍上性に及ぼす現場凍結融解の影響

石倉層火山灰質土の現場凍結融解履歴による凍上性の変化を検証するために、同一の切土部路床から施工後1冬期が経過した試料と、施工後3冬期が経過した試料を採取し、凍上性判定試験を行った。凍結融解履歴を受けた試料の凍上率と吸水量の関係を図-9に示す。また、同じ締固め条件による初期値は未調査であるが、同一試料で締固め直後にダンプトラック100回走行試験を行い採取した試料を併記した。施工後1冬期が経過した試料は凍上率1.7%、吸水量44gで、施工後3冬期試料は凍上率2.4%、吸水量84gを示し、増加量は凍上率0.7%、吸水量40gであった。ともに若干の増加傾向を示すが、3冬期の凍結融解繰返し履歴を受け、凍上性材料へと大きく変化する傾向は見られない。また、参考値ではあるが、凍結融解繰返し履歴よりも、施工直後にダンプトラックによる繰返し荷重を受けた方が凍上率および吸水量が高い値を示している。このことから、当該試料の凍上性に及ぼす現場凍結融解の影響は僅かであると考えられる。

凍結様式	1		2		3 ~ 5
凍上率	5%未満	5%以上	5%未満	5%以上	凍上率の大きさに関係なく
凍上性判定	合格	要注意	要注意	不合格	不合格

番号	1	2	3	4	5
様式	コンクリート状凍結	微細霜降状を含むコンクリート凍結	微細霜降状凍結	霜降状凍結	霜柱状凍結
形状					
説明	氷晶がまったく認められない	一部に氷晶が細かく入っている	氷晶が非常に細かくきれぎれにある	1~2mm程度の氷晶が入っている	霜柱の発達したものを

図-6 凍上性判定と凍結様式区分

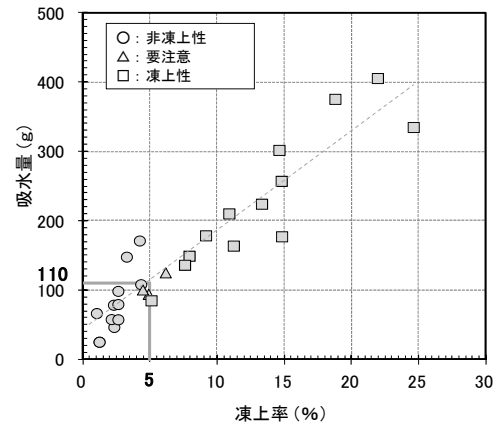


図-7 道内各試料の凍上率と吸水量の関係

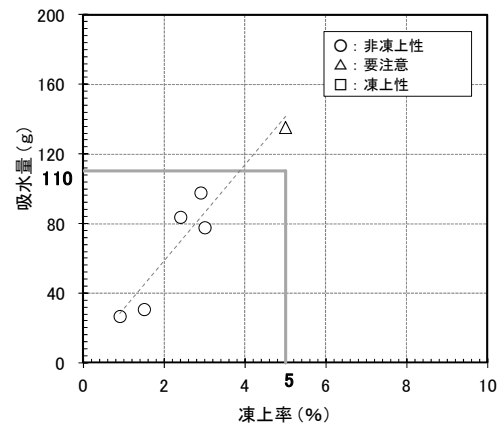


図-8 石倉層の凍上率と吸水量の関係

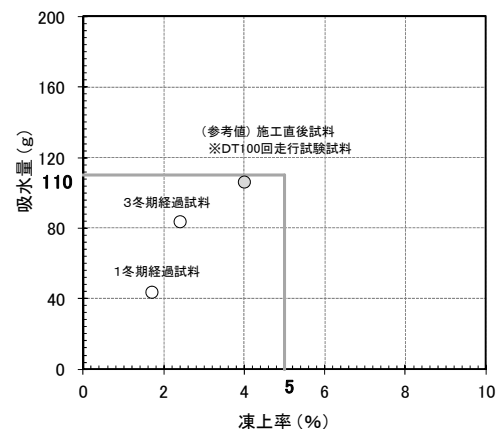


図-9 凍結融解履歴と凍上性の関係

4. 4 凍上性に及ぼす工事用車両走行の影響

石倉層火山灰質土が施工中に受ける締固めエネルギーや土運搬車両等の輪荷重による凍上性の変化を検証するために、同一個所から発生した地山試料とダンプトラック土運搬走行後に採取した試料の凍上性判定試験を行った。地山試料およびダンプトラック土運搬走行後の試料の凍上率と吸水量の関係を図-10 に示す。A 試料とは地山試料と土運搬走行後の採取試料で、B 試料とはA 試料とは異なる個所の地山試料と締固め後の試料である。

A 試料の地山採取時の凍上性は凍上率 1.5%，吸水量 31 g で非凍上性材料となる。一方、約 2～3 年間ダンプトラックが土運搬走行した A 試料の凍上性は凍上率が 6.4～8.3%，吸水量が 151～190 g となり、ともに大きな増加傾向を示している。B 試料の地山採取時の凍上性は凍上率 2.9%，吸水量 98 g で非凍上性となる。一方、締固め後の凍上性は凍上率 5.2%，吸水量が 143 g となり、ダンプトラック土運搬走行後よりも増加量は小さいが凍上性材料へと変化している。

これはダンプトラック土運搬走行により、当該試料の粒子破砕が生じ凍上性材料へと性状変化したと考えられる。また、粒子破砕は締固めエネルギーによる影響よりもダンプトラックの走行による繰返し荷重の影響を大きく受けるといえる。

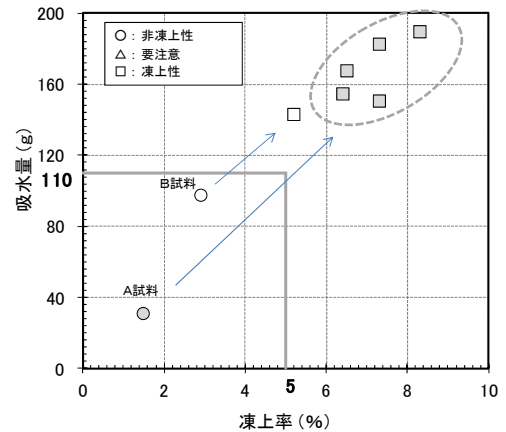


図-10 車両走行後の凍上率と吸水量の関係

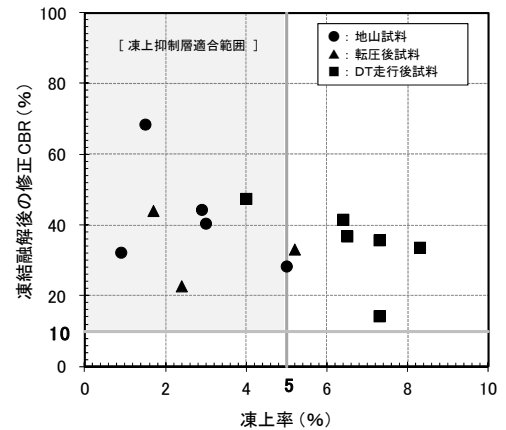


図-11 凍上率と凍結融解後 CBR の関係

4. 5 凍上性と凍結融解後の支持力の関係

石倉層火山灰質土の凍上率と凍結融解後の CBR の関係を図-11 に示す。試料の採取条件は地山試料、転圧後試料およびダンプトラック走行後の試料で区分している。全ての試料の凍結融解後の CBR 値は品質規定値 10% を大きく上回り、十分な支持力を有している。しかし、凍上抑制層の品質に適合する試料は、凍上率が 5% 未満となる地山試料と転圧後の試料で、ダンプトラック走行後の試料のほとんどが不適となる。凍上率と凍結融解後の修正 CBR 値の関係は、データにややばらつきはあるが凍上率が高い試料は凍結融解後の CBR 値が低くなる傾向にある。このことから、地山および転圧後の試料は、ダンプトラック土運搬走行により凍上率が増加し、凍結融解後の CBR 値が幾分低下する傾向にある。これは凍上性の変化により吸水量が大きくなったことが起因していると考えられる。

4. 6 室内凍上試験による石倉層の凍上性

石倉層火山灰質土の凍上性は、地山より採取した試料ではその殆どが非凍上性を示す傾向にある。また、当該試料の施工中および施工後の凍上性の変化は、現場凍結融解履歴の影響および締固めエネルギーの影響は僅かであった。一方、工事用車両走行後の試料は粒子破砕の影響を大きく受け、地山では非凍上性を示す試料であっても、施工中に凍上性が変化する傾向が明らかとなった。したがって、当該試料の凍上抑制層への適否を判断するには、粒子破砕性を再現するために、転圧試験時にダンプトラック 100 回走行試験後の試料を用いて凍上性を評価することとした。また、施工方法による対応策として、施工後、長期間にわたり工事用道路として使用する場合や、舗装工事が着手するまでの放置期間が長くなる場合、ダンプトラック土運搬等の走行による繰返し荷重の影響を極力抑えるために、盛土部の路床施工を後続工事へ延期することや、切土部路床付近を切り残すことで現地対応した。

5. 現場凍上試験

5. 1 試験概要

石倉層火山灰質土の現場適用性を検証するために現場凍上試験ヤードを造成し、当該試料の凍上性を検証した。試験箇所は北海道縦貫自動車道森 I C~落部 I C間の切土区間 300mで、平成 18 年 10 月から平成 19 年 4 月までの約 7 ヶ月調査した。

試験施工ヤードの概略断面と地中温度測定位置を図-12 に示す。凍上試験ヤード断面は Case1 から Case3 までの 3 ヤードで、Case1

は路床表面 15 cm を置換えたヤード、Case2 は路床に石倉層火山灰質土を使用したヤード、Case3 は完成断面と同じ舗装厚 35 cm とし、その下部に石倉層火山灰質土を使用したヤードの 3 断面である。調査項目および計測頻度を表-3 に示す。調査内容は地表面凍上量、地中温度、外気温およびたわみ量測定を行い、地中温度はデータロガーにより 1 時間に 1 回の頻度で自動計測した。また、路床の支持力を評価するために、冬期前と融解期において FWD 測定を実施した。

5. 2 外気温の推移

外気温の測定結果より日平均・日最高・日最低気温の推移を図-13 に示す。日平均気温は 11 月下旬より氷点下となり、3 月中旬までマイナス温度が続くが、この期間にプラス温度に上昇した日数は 28 日と多い。また、最低気温については日最低気温で 2 月 2 日に -10.6℃、日平均気温で 12 月 3 日に -5.3℃ を記録している。なお、調査期間内に真冬日を記録した日数は 14 日と少ない傾向で、幾分温暖な温度条件である。

5. 3 地表面凍上量

地表面凍上量の推移を図-14 に示す。各 Case の地表面凍上量は 2 月下旬から 3 月上旬にかけて最大値を示し、Case2 (9.8 mm) > Case3 (7.2 mm) > Case1 (6.7 mm) の順となる。最も大きな凍上量を示した Case2 はの断面構成は、舗装 25 cm (アス安定路盤 8 cm+下層路盤 17 cm) の下層に石倉層火山灰質土がある。したがって、他ヤードよりも路床面が浅く位置することにより、当該試料の受ける凍結深さが最も深くなり、凍上量が他ヤードよりも高い値を示すものと考えられる。Case2 の最大凍上量 9.8 mm は、路面段差の許容値 30 mm と比較すると非常に小さな隆起量であるといえる。

5. 4 地中温度

Case2 における各深度別の地中温度の推移を図-15 に示す。地中温度は 1 月中旬から 2 月下旬に下層路盤下端温度 (測点 T2-3) が 0℃ 付近を示している。しかし、その下層に位置する上部路床下端温度 (測点 T2-2)

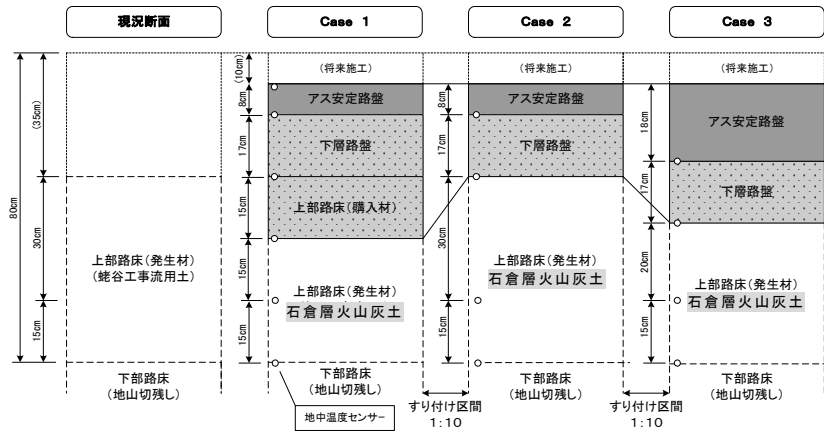


図-12 凍上試験ヤード概略断面図

表-3 調査内容一覧

計測項目	計測方法	計測数量	計測頻度
地表面凍上量	レベル測量	9 点/1 ヤード	1 回/1 週間
地中温度	データロガー自動計測	計 13 点	1 回/1 時間
外気温	データロガー自動計測	1 点	1 回/1 時間
たわみ量 (路床支持力)	FWD 測定	3 点/1 ヤード	2 回 (冬期前・融解期)

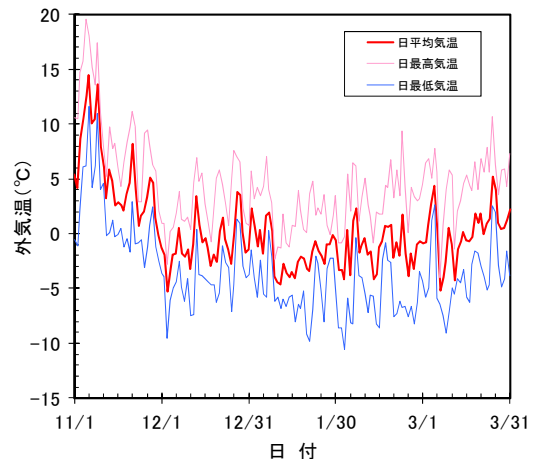


図-13 日平均・最高・最低気温の推移

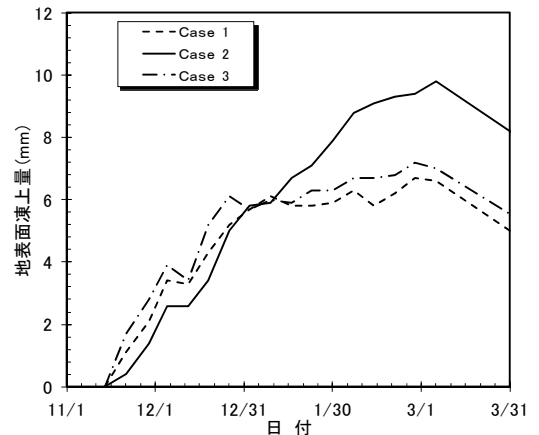


図-14 地表面凍上量の推移

はプラス温度で推移していることから、最大凍結深さは石倉層火山灰質土の上部路床層の途中まで達しているものと推定される。

5.5 FWD測定結果

冬期前と融解期におけるたわみ量を評価するために各CaseにおいてFWD測定を行った。各Caseの推定CBRを図-16に示す。推定CBRは各CaseのD₁₅₀の値を用いて算出したものである。全てのCaseにおいて上部路床の規定値であるCBR10%を上回る値を示している。また、凍上量が最も大きいCase2においては、冬期前と比べて融解期のCBRが低下しているが、その低下率は少ない傾向にある。なお、Case1およびCase3の融解期の推定CBRが冬期前よりも上昇しているのは、断面構成がCase1は購入砕石が路床にあり、Case3では舗装厚さが他断面よりも厚いため、凍結深さの影響が小さく路床支持力が明確に表れなかったことが要因と推測される。

5.6 現場凍上試験による石倉層の凍上性

現場凍上試験により石倉層火山灰質土の路床への適用性を評価した結果、調査年度の寒冷度が温暖な傾向ではあったものの、路床置換え無しであるCase2の地表面凍上量および推定CBRは、凍上性の傾向は見られず、且つ、融解後の路床支持力も満足する結果が得られた。したがって、継続調査の必要性など今後の課題はあるが、現状としての判定は路床材として適用可能な材料と判断される。

6. まとめ

石倉層火山灰質土の凍上性評価と路床への適用性を検討するために、室内凍上性判定試験および現場凍上試験ヤードを用いた現地適用性を検討した結果をそれぞれまとめると下記のとおりである。

- 1) 当該試料は、地山から採取した状態では非凍上性を示す。
- 2) 締固め後の試料は、凍上率および吸水量は増加するが、その変化は非凍上性の範囲内である。
- 3) 当該試料は、施工中および施工後に工事用車両走行による粒子破砕の影響を大きく受け、凍上性材料へと変化する傾向がある。
- 4) 凍上性判定試験の試料採取条件は、ダンプトラック走行試験等により粒子破砕を促進させることで、判定精度を向上させることが可能である。
- 5) 現場凍上試験結果から、温暖な温度条件ではあったものの凍上性および融解後の路床支持力に問題は見られず適用可能である。ただし、上記4)により試料を適切に判定することが重要である。

<参考文献>

- 1) 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～、地盤工学会北海道支部、pp.126～128、2010。
- 2) 池田晃一・神谷光彦・佐藤厚子・斉藤和夫・川端伸一郎：北海道の粗粒火山灰土の分類法に関する試案、土と基礎、Vol.49, No.8, pp.16～19, 2001。
- 3) 川端伸一郎・池田晃一・神谷光彦：北海道の粗粒火山灰土の物理的性質と凍上性の関係、土木学会論文集C, Vol.62, No.1, pp.35～44, 2006。
- 4) 小山道義・高橋毅・川井優：火山灰の凍上性について、土と基礎、Vol.13, No.11, pp.29～32, 1965。
- 5) 東日本高速道路㈱：設計要領第一集土工編、pp.2-58～2-69, 2010。

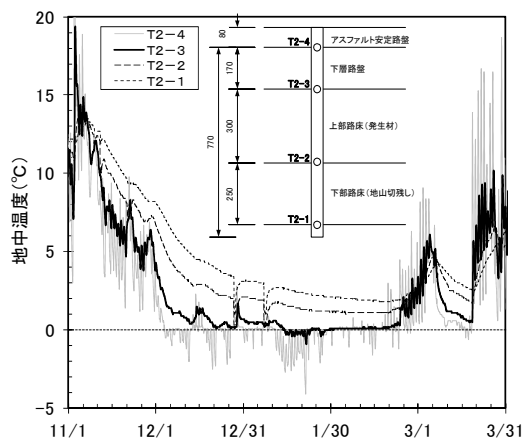


図-15 Case2の地中温度の推移

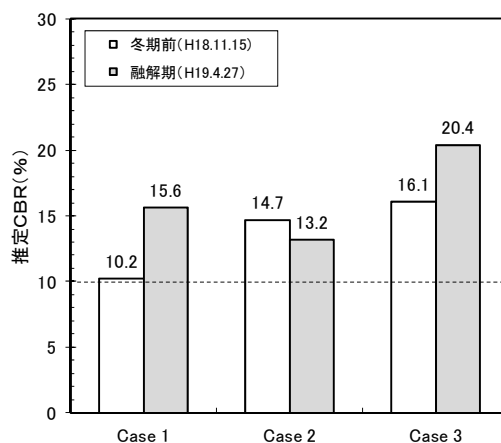


図-16 各Caseの路床推定CBR

北海道で構築された補強土壁の実態調査結果

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

1. はじめに

補強土壁工法（以下、補強土壁）は、従来の逆 T 式擁壁などのコンクリート擁壁と比較して経済性、施工性が優れるとして、道路土工・擁壁工指針¹⁾が発刊した頃から急速に普及した工法である。普及当初、補強土壁は永久構造物として施工されていたが、最近では、既設補強土壁壁面の変状事例が報告²⁾されている。変状の要因は、集中豪雨や大規模な地震などの外的要因のほか、施工時期や盛土材料、施工方法の不備が推測されている。特に冬期施工は、雪ならびに凍結した盛土材の混入や締固め不良の影響により、融雪期に盛土が圧縮沈下して壁面や盛土が大きく変状することが指摘されている²⁾。

本報では、北海道開発局が施工した既設補強土壁の実態調査の結果について、施工時期、盛土材料、補強土壁の壁面変位量などから考察する。

2. 補強土壁の冬期施工に対する発注機関のスタンス

補強土壁とは、盛土中に補強材を敷設することで垂直もしくは垂直に近い壁面を構築する土構造物であり、その特徴の一つとしては、補強効果を発揮するためある程度の変形を有する柔な構造であることから、基礎地盤に多少の不同沈下が生じて、補強土壁の安定性能を損なうことなくある程度沈下に追従できる構造となっている点である³⁾。北海道の各発注機関で実施されている補強土壁の主な工法は、帯鋼補強材を用いたテールアルメ工法⁴⁾、アンカー材を用いた多数アンカー式補強土壁工法⁵⁾、面状補強材を用いたジオテキスタイル補強土壁工法⁶⁾の 3 工法であるが、冬期施工に対するスタンスが異なる。

北海道建設部では、補強土壁の壁面変位や壁上部に設置した笠コンクリートが傾斜するなどの変状事例を踏まえ、平成 17～19 年に施工された補強土壁を対象に実態調査が実施された。これらの調査を取りまとめた形で、平成 20 年 9 月に『補強土壁工法の設計・施工に関するガイドライン（案）』、平成 21 年 4 月に『同修正版』が相次いで発刊されたが、この中で、冬期盛土における凍結土の混入は、盛土の品質低下や凍結土の融解が盛土全体の沈下に大きく関与することから冬期施工は行わないこと、と明記している。

一方、北海道開発局では気象条件に左右されない公共事業（適切な冬期施工）のあり方を検討するために、『冬期の河川・道路工事における施工の適正化検討会』が設立され議論が重ねられている。これは、冬期施工に資する新技術や品質管理方法などが整備されれば、補強土壁も含めて冬期間の土工事の通年化施工が可能となり、安定した雇用の観点も踏まえて工事の季節的な偏りを解消したい狙いがある。なお、NEXCO 東日本北海道支社では、原則として冬期土工は実施せず、事業計画段階より、冬期間には土工事を実施しない前提とした工程計画で運用されている。

3. 調査項目

調査対象は北海道開発局で平成 16 年～22 年の 7 カ年に施工された既設補強土壁である。実態調査で取り扱った補強土壁工法とは、上記の 3 工法である。

調査項目は設計（内的安定、外的安定）、施工（土質区分、細粒分含有率、締固め度、含水比、気象条件）、現況調査（壁面変位、擁壁周辺条件）である（表-1）。なお、設計の内的安定とは、補強材の引抜き力や破断に関する検討であり、同じく外的安定は滑動、転倒、支持力および全体系のすべりに対する検討である。

設計や施工条件と壁面変位量の因果関係を把握するために、表-1に記載の設計（業務成果）および施工（工事成果）条件が揃っている現場を対象として現況調査を実施した。現況調査のうち、『壁面変位』は既設補強土壁の壁面変位を計測するものであり、『擁壁周辺条件』とは「道路防災点検の手引き⁷⁾」の安定度調査表（擁壁）に従って、既設の補強土壁が地形や基礎地盤、水などの立地条件の影響を受けているか照査するものである。

表-1 調査項目

対象	調査項目
設計	内定安定
	外的安定
施工	土質区分
	細粒分含有率
	締固め度
	含水比
	平板載荷試験
現況調査	壁面変位
	擁壁周辺条件

4. 壁面の計測概要

4. 1 計測現場と計測数

計測現場と計測数は北海道内 28 現場で 87 箇所を計測した（図-1）。延長方向の測定間隔は、出来型図がある現場では、竣工時に測定した箇所を計測地点とし、出来型図が無い現場では、構造物の規模に応じて一箇所あたり壁延長方向の 20~50m 程度の間隔で計測した。

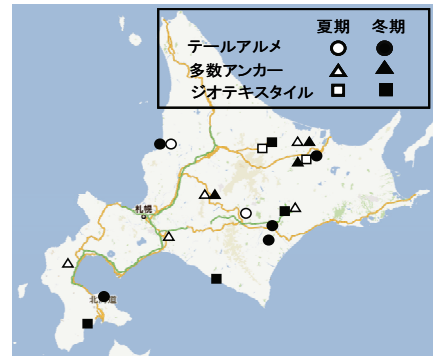


図-1 計測現場

4. 2 計測方法

補強土壁の計測方法は、壁高が 3m 未満では下げ振り、3m 以上ではトータルステーションで計測した（図-2 a), b)）。下げ振りの計測方法は小川⁸⁾が実施した方法に準拠した。トータルステーションの計測手順を下記の①, ②に示す。

- ① 壁面変位は壁頂部（壁中間部）を計測できる位置にトータルステーションを設置し、器械位置と壁面変位との離隔より L_1 を設定する。
 - ② 壁下端部（基準点）と壁頂部（壁中間部）との斜距離、角度から各計測地点の水平距離 L_2 を算定する。
- なお、下げ振り、トータルステーションともに、各計測地点の水平距離 L_2 と壁下端部の離隔 L_1 より、壁面変位量 ΔL を算出した ($\Delta L = L_1 - L_2$)。なお、壁面変位量は、壁面下端の基準点からの鉛直線を基準とし、壁上端が前面側に出ている状態を+、壁上端が鉛直線より背面側に引っ込んでいる状態を-とした。

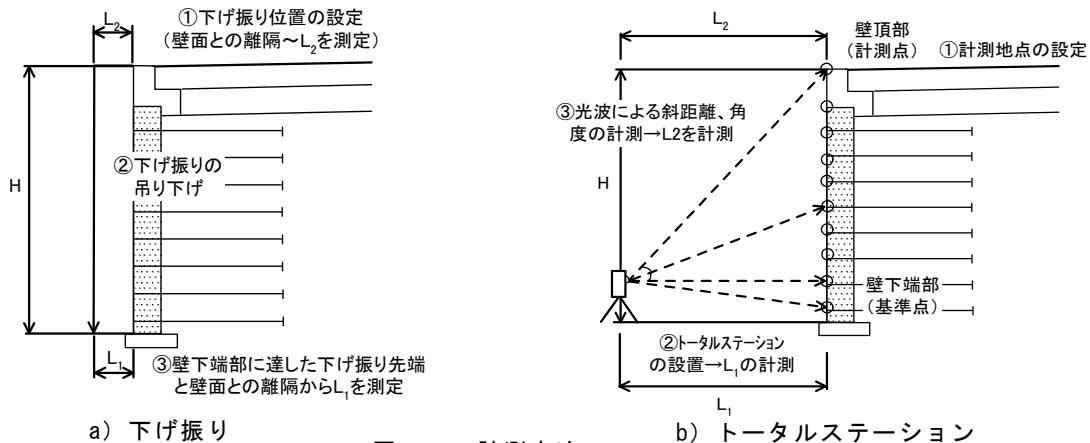


図-2 計測方法

5. 調査・計測結果

5. 1 設計条件（内的／外的安定）および現況調査（擁壁周辺条件）結果

調査対象箇所の設計条件を照査した結果、すべて内的・外的安定を満足していた。実態調査のうち、擁壁周辺条件（地形、基礎地盤、水などの立地条件）の現況調査を実施したところ、地下水などの湧水は認められず、排水施設が適切に配置されていた。基礎地盤は平板載荷試験の結果、いずれも地盤の許容支持力が設計支持力を上回っていた。立地条件として、地すべり地形に施工されておらず、河川があって壁前面の土砂が洗掘される現場条件には有効な洗掘防止工が設置されていた。

5. 2 盛土材の調査結果

1) 土質区分

土質区分は施工時期(夏期, 冬期)ごとに整理した. 冬期土工設計施工要領⁹⁾では, 土の凍結, 雪の混入などによって品質の低下を防止する配慮の必要がある土工期間として11~3月としている. これに従い11~3月の期間を冬期施工と定義して, この期間以外を夏期施工で整理した. 施工時期の比率をみると約7:3と冬期施工が高い. 夏期施工の土質区分は, 礫質土12%, 砂質土12%, 粘性土8%, 冬期施工は礫質土35%, 砂質土20%, 粘性土13%であった(図-3).

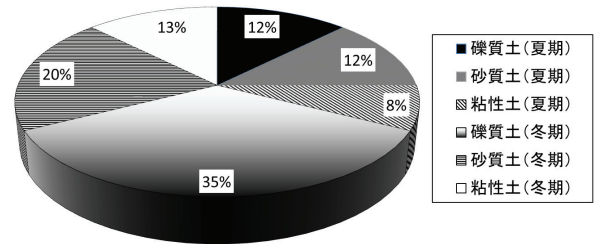


図-3 土質区分

2) 細粒分含有率の割合

調査対象の補強土壁のメカニズムは, テールアルメ工法, ジオテキスタイルでは, 帯状補強材やジオテキスタイルとの摩擦抵抗による引抜き抵抗力, アンカー式補強土ではアンカー補強材の支圧抵抗による引抜き抵抗力で補強土壁の安定性を高める^{4),5),6)}. 摩擦抵抗による引抜き力, あるいはアンカー補強材による支圧抵抗による引抜き力(盛土材とアンカープレートの拘束補強効果)を得るためには, 盛土材と補強材のかみ合わせや拘束補強が極めて重要でありせん断抵抗角の大きな材料, すなわち, 細粒分含有率が低い材料が望ましいといえる. このため, 現場で使用された盛土材の細粒分含有率は, 補強土壁の安定性を評価するために重要な要素であると考え, 夏期, 冬期施工で用いた盛土材の細粒分含有率について整理した(図-4).

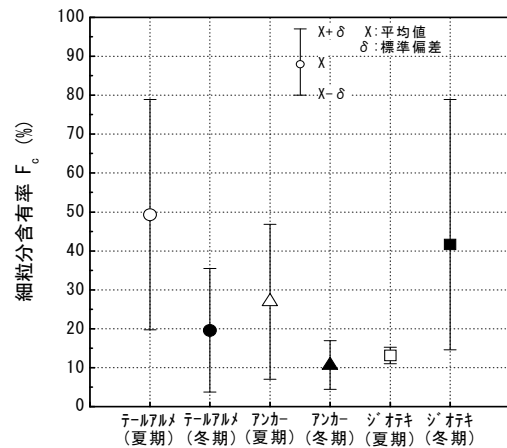


図-4 各補強土壁の施工時期と細粒分含有率

図をみると, 『テールアルメ(夏期施工)』, 『ジオテキスタイル(冬期)』以外では, 細粒分含有率(F_c)の平均値は $F_c \leq 30\%$ であった. テールアルメ工法⁴⁾では $F_c = 25 \sim 35\%$ の材料は必要な調査を実施した上で使用することが認められている. 各補強土壁で補強原理の違い(摩擦・支圧)があるものの, 補強材を敷設することで土の変形を抑制して安定した土構造物を構築するという点を考慮すれば, 盛土材料の適用範囲に大きな差はない, と想定できることから, 『テールアルメ(夏期)』, 『ジオテキスタイル(冬期)』以外では, 補強土壁に適した盛土材料を用いていたと判断できる. 一部, 適用範囲外の材料が使用されていたが, 現場発生土を使用した現場条件であったため, 一時的に細粒分含有率が高い材料が混入したことが推測される.

5. 3 施工性の調査結果

1) 盛土の締固め度

盛土の現場密度管理(締固め度)を施工時期および土質ごとに整理した(図-5). 北海道開発局¹⁰⁾では, 補強土壁の品質管理は盛土材 500m^3 に1回の割合で締固め度による管理が行われ, 砂置換法による土の密度試験(JIS A 1214), RI計器を用いた盛土の締固め管理要領(案)に従って, 最大乾燥密度の90%以上か所定の空気間隙率を満たす必要がある.

図をみると, いずれの土質条件および施工条件ともに品質管理基準の締固め度90%以上を満足していた. ただし, 粘性土に区分された盛土材の現場(6箇所)は, 施工管理記録に土の密度試験を実施したデータが無く不明である.

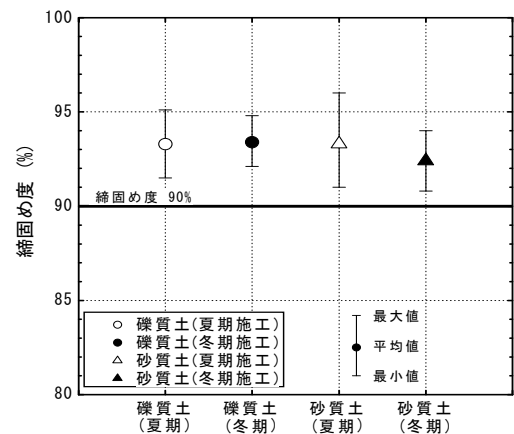


図-5 各補強土壁の施工時期と締固め度

2) 最適含水比と施工含水比

夏期・冬期施工で実施された盛土の施工含水比 (W_0) および突固めによる土の締固め試験 (JIS A 1210) で得られた最適含水比 (W_{opt}) を土質ごとに整理した (図-6)。冬期土工設計施工要領⁹⁾では、冬期盛土に使用する土質特性として、施工含水比 (W_0) / 最適含水比 (W_{opt}) < 1.6 に該当する盛土材は、作業効率が良く盛土材として好ましい材料としている。

図をみると、いずれの土質条件および施工条件ともに $W_0 / W_{opt} < 1.6$ を満足している結果が得られており、適切に施工が実施されたことが確認された。ただし、上記1) 盛土の締固め度、に記載した内容と同様に、粘性土に区分された現場 (6箇所) は、施工管理記録に含水比試験を実施した資料が全く残っておらず、これらの材料に関して検証できなかった。

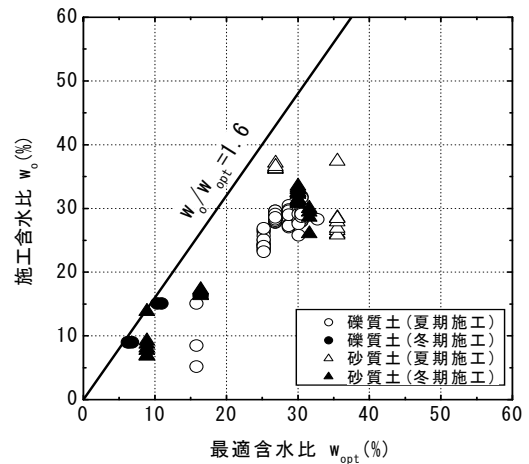


図-6 最適含水比と現場含水比の関係

5. 4 計測結果

1) 壁高と壁面変位量

盛土材ごとの壁高と壁面 (最大) 変位量 (直壁, 斜壁) の関係を図-7, 8に示す。ここでいう直壁とは、壁面材を垂直に施工するタイプで今回の調査ではテールアルメ工法と多数アンカー工法であり、斜壁とは勾配を持つ壁面材で構築するタイプでジオテキスタイルである。

図-7をみると、壁面変位量は壁高が高くなるに従って大きくなる傾向にあるが、盛土材や施工時期の違いによる壁面変位量との相関は認められない。最も大きい壁面変位量は 70mm (-90mm) であった。

一方、図-8をみると、盛土材や施工時期の違いに関係なく、壁高が高くなるに従って壁面変位量が壁面前方へ大きくなる傾向にあつて、特に壁頂部の変形が大きいことが特徴的である。最も大きい壁面変位量は最大で 330mm であった。

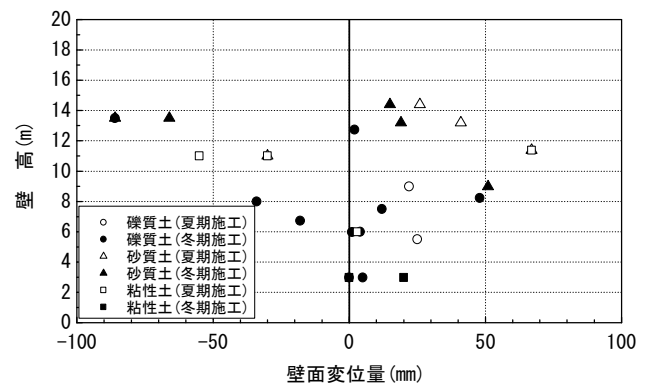


図-7 壁高と壁面変位量 (直壁)

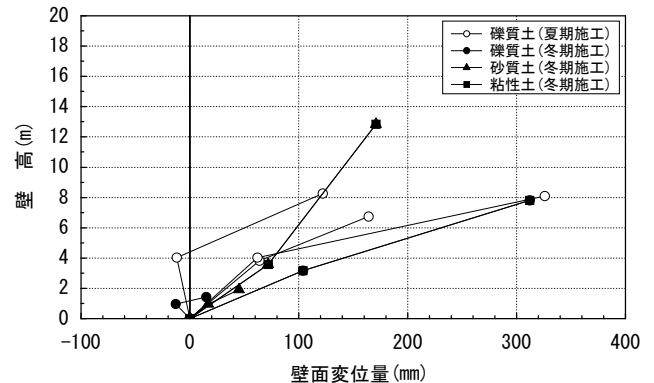


図-8 壁高と壁面変位量 (斜壁)

2) 細粒分含有率と壁面勾配

盛土材の細粒分含有量と壁面勾配の関係について、それぞれ図-9, 10に示す。直壁の壁面勾配とは、直壁の壁頂部および中間部の壁面変位量を壁高で除したものである。一方、斜壁の壁面勾配とは、設計時の勾配と実際の勾配 (壁頂部) との差分である。

直壁の壁面勾配をみると、土質区分、細粒分含有率や施工時期の違いに関係なく、壁面勾配の平均値は $i = \pm 1\%$ 程度の範囲内に収まっている。一方、斜壁タイプでは、壁面勾配の平均値は $i = 1 \sim 7\%$ と直壁タイプと比較して壁面勾配が大きい結果が得られた。

小川⁸⁾は、直壁タイプ (テールアルメ工法) において礫質土、砂質土の場合は細粒分含有量の増加に伴っ

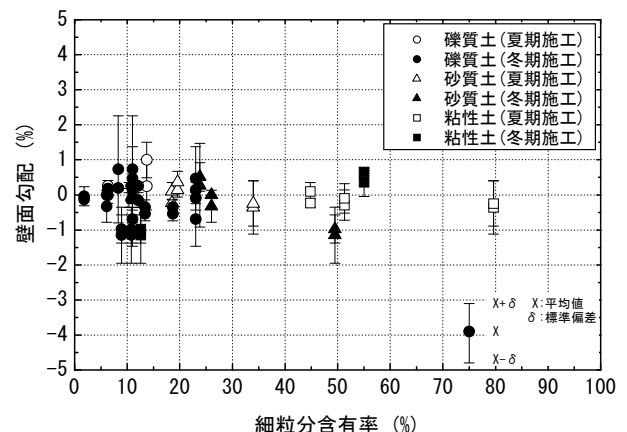


図-9 細粒分含有率と壁面勾配 (直壁)

て壁面勾配が大きくなり、細粒分含有率 $F_c=15\sim 19\%$ を越えると壁面勾配の $i=3\%$ を越えるものが見られたと報告しているが、直壁タイプについては今回、異なる結果が得られた。一方、斜壁タイプでは、冬期施工の場合、細粒分含有率が大きくなるに従って壁面勾配が大きくなる傾向にあるが、 $F_c=10\%$ 程度の夏期施工でも壁面勾配が大きくなっていることから、壁面勾配が大きくなる要因としては、施工時期や盛土材以外にも起因している可能性がある。

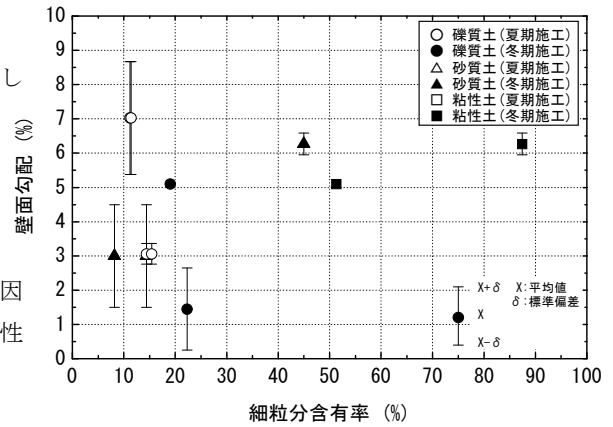


図-10 細粒分含有率と壁面勾配 (斜壁)

6. 考察

今回の調査結果では、直壁タイプでは盛土材料 (土質区分, 細粒分含有率), 施工時期 (夏期, 冬期) と壁面変位量に明確な違いは見られなかったが、一部、笠コンクリートのクラック (No.11), 構造物と補強土壁の境界部のズレ (No.17,18), 壁面材のズレや段ズレ (No.26,27) の事象が確認 (表-2) された。

笠コンクリートのクラックは、目地附近と頂部笠コンクリートの2箇所であるが笠コンクリートの傾斜は確認されなかった。構造物と補強土壁の境界部のズレは最大7cm程度で一部、壁面材の段ズレが確認されたが、局所的な壁面のはらみ出しは確認されなかった。壁面材のズレや段ズレ、目地の開きが確認されたが、壁面材の段ズレは5cm程度と軽微であった。いずれも補強土壁の安定性能を損なわないと考えられる。

一方、斜壁タイプは直壁タイプと比較して壁面変位が大きい傾向であった。斜壁は7現場のうち、竣工時の水平変位量のデータが揃っていたのはNo.25だけであるが、この現場は礫質土 ($F_c=14.4, 15.4\%$) の夏期施工で締固め度 $D_c > 90\%$ 以上得られており、設計や立地にも問題が無いにも関わらず、竣工後7年後の最大変位量が12cmであったNo.25以外の現場でも、No.4,21の最大変位量31,33cmをはじめ、直壁と比較して変

表-2 補強土壁の実態調査総括表

No.	種別	壁高H(m)	壁	施工工程		気温			降雨量・降雪量			計測結果			土質条件			変状箇所	
				時期	日数	0°C以上	0°C以下	開始日 最低気温	施工期間 最低気温	日最大 降水量	日最大 降雪量	累計 降雪量	変位量(最大)	変位量(平均)	壁面勾配	土質区分	細粒分含有率		締固め度
1	多数アンカー	8.5 ~ 9.0	直	夏期	93日	93日(100%)	0日(0%)	14°C	4°C	73mm	-	-	2cm	1cm	0.2%	礫質土	6.3%	93.9%	-
2	多数アンカー	2.5 ~ 11.0	直	夏期	91日	87日(96%)	4日(4%)	13°C	-5°C	54mm	9cm	11cm	-3cm	-2cm	-0.1%	粘性土 砂質土	44.8% 18.5%	- 92.4%	-
3	テールアルメ	0.7 ~ 3.0	直	冬期	20日	5日(25%)	15日(75%)	-3°C	-10°C	15mm	11cm	63cm	1cm	0cm	0.1%	礫質土	6.3%	92.5%	-
4	ジオテキスタイル	3.0 ~ 12.0	斜	冬期	18日	18日(100%)	0日(0%)	1°C	-3°C	18mm	-	-	31cm	28cm	5.1%	粘性土 礫質土	51.3% 19.0%	-	壁変位大
5	多数アンカー	1.5 ~ 6.0	直	冬期	10日	1日(10%)	9日(90%)	-18°C	-18°C	1mm	11cm	35cm	0cm	0cm	-0.1%	礫質土	1.8%	94.3%	-
6	多数アンカー	1.5 ~ 6.0	直	夏期	30日	30日(100%)	0日(0%)	11°C	10°C	27mm	-	-	0cm	0cm	-0.2%	粘性土	51.3%	93.0%	-
7	ジオテキスタイル	1.0 ~ 3.0	斜	冬期	58日	25日(83%)	5日(17%)	-6°C	-14°C	14mm	10cm	11cm	5cm	3cm	3.0%	砂質土	8.2% 14.4%	92.1%	-
8	テールアルメ	3.0 ~ 13.2	直	夏期	65日	45日(69%)	20日(31%)	5°C	-9°C	23mm	-	-	4cm	1cm	0.2%	砂質土	19.6%	94.1%	-
9	テールアルメ	4.8 ~ 14.4	直	夏期	65日	45日(69%)	20日(31%)	5°C	-9°C	23mm	-	-	3cm	1cm	0.2%	砂質土	19.6%	93.8%	-
10	テールアルメ	0.7 ~ 6.0	直	冬期	30日	3日(10%)	27日(90%)	-4°C	-16°C	7mm	8cm	19cm	0cm	0cm	0%	礫質土	11.0% 23.0%	-	-
11	テールアルメ	1.5 ~ 8.2	直	冬期	70日	14日(20%)	56日(80%)	-7°C	-16°C	58mm	65cm	154cm	5cm	2cm	0.1%	礫質土	11.0% 23.0%	-	笠コン クラック
12	テールアルメ	2.2 ~ 6.7	直	冬期	70日	14日(20%)	56日(80%)	-7°C	-16°C	58mm	65cm	154cm	-2cm	-2cm	-0.4%	礫質土	11.0% 23.0%	-	-
13	テールアルメ	3.0	直	冬期	30日	2日(7%)	28日(93%)	13°C	-15°C	49mm	-	-	0cm	0cm	-0.2%	礫質土 砂質土	6.1% 26.0%	93.8%	-
14	多数アンカー	1.5 ~ 10.5	直	夏期	41日	41日(100%)	0日(0%)	13°C	10°C	47mm	-	-	-6cm	-4cm	-0.7%	-	-	93.9%	-
15	ジオテキスタイル	1.8 ~ 14.3	斜	冬期	31日	1日(3%)	30日(97%)	1°C	-20°C	46mm	11cm	62cm	17cm	14cm	6.3%	粘性土 砂質土	87.4% 45.0%	- 93.4%	-
16	テールアルメ	3.0	直	冬期	21日	0日(0%)	21日(100%)	-9°C	-17°C	3mm	-	-	2cm	1cm	0.5%	粘性土	55.0%	93.8%	-
17	テールアルメ	1.5 ~ 13.5	直	冬期	44日	0日(0%)	44日(100%)	-11°C	-21°C	20mm	20cm	109cm	-9cm	-8cm	-1.4%	礫質土 砂質土	8.9% 49.5%	92.8% 91.2%	構造物 目地開き
18	テールアルメ	1.5 ~ 13.5	直	冬期	44日	0日(0%)	44日(100%)	-11°C	-21°C	20mm	20cm	109cm	-7cm	-8cm	-0.8%	礫質土 砂質土	10.8% 12.6%	93.1% 91.9%	構造物 目地開き
19	多数アンカー	6.0 ~ 7.5	直	冬期	24日	7日(29%)	17日(71%)	-7°C	-12°C	8mm	13cm	48cm	1cm	1cm	0.5%	礫質土	8.3% 11.0%	92.7%	-
20	ジオテキスタイル	4.0 ~ 8.9	斜	夏期	85日	85日(100%)	0日(0%)	16°C	-4°C	59mm	0cm	0cm	12cm	5cm	5.8%	礫質土	11.2%	92.8%	-
21	ジオテキスタイル	4.0 ~ 8.9	斜	夏期	85日	85日(100%)	0日(0%)	16°C	-4°C	59mm	0cm	0cm	33cm	27cm	8.3%	礫質土	11.4%	92.3%	壁変位大
22	多数アンカー	4.4 ~ 5.5	直	夏期	20日	20日(100%)	0日(0%)	18°C	11°C	36mm	-	-	3cm	1cm	0.6%	礫質土	13.7%	92.9%	-
23	多数アンカー	8.0	直	冬期	21日	5日(24%)	16日(76%)	-6°C	-14°C	2mm	-	-	-3cm	-3cm	-0.4%	礫質土	13.4% 18.7%	93.5%	-
24	ジオテキスタイル	2.4 ~ 4.2	斜	冬期	6日	5日(83%)	1日(17%)	2°C	-3°C	10mm	-	-	2cm	0cm	1.5%	礫質土	22.3%	-	-
25	ジオテキスタイル	4.8 ~ 10.2	斜	夏期	61日	61日(100%)	0日(0%)	6°C	4°C	27mm	-	-	12cm	10cm	3.1%	礫質土	14.4% 15.4%	93.4%	-
26	テールアルメ	6.0 ~ 12.7	直	冬期	30日	20日(67%)	10日(33%)	-1°C	-10°C	15mm	16cm	75cm	0cm	-1cm	0.1%	礫質土	10.3% 12.1%	-	壁面材ズレ
27	テールアルメ	4.5 ~ 9.0	直	冬期	61日	20日(33%)	41日(67%)	-2°C	-9°C	24mm	18cm	176cm	5cm	3cm	0.6%	砂質土	23.8%	91.8%	壁面材段ズレ
28	テールアルメ	1.2 ~ 11.4	直	夏期	90日	90日(100%)	-	15°C	7°C	45mm	-	-	7cm	0cm	-0.3%	粘性土 砂質土	79.6% 34.0%	-	-

位量が大きい調査結果が得られた。現段階では水平変位量が大きくなったのはどの段階で何が原因かは断定できない。変状要因を把握するために継続的な調査を実施する必要がある。

通常、冬期に土工を実施する場合、雪や凍結土は少なからず盛土に混入すると考えるのが自然であろうが、今回の調査では、雪や凍結土が盛土への混入が要因となる変状は確認されなかった。この理由として、①凍結土を混入させないよう土取り場の表土を除去する、②降雪時には盛土作業を中止するなど施工管理の徹底、などが考えられる。補強土壁の冬期施工を確立するためには、冬期施工が夏期施工と同じパフォーマンスを得られるか検証する必要がある。補強土壁の冬期施工を実施する上で、今後検証すべき項目を以下に述べる。

- 1) 施工時期の違いによって同じ規模、盛土材料で構築された既設補強土壁のフォローアップ
- 2) 補強土壁の冬期施工に資する盛土材料（細粒分含有率）の適性評価
- 3) 雪、凍結土混入の有無に応じた盛土材の強度、補強材の引抜き抵抗の検証
- 4) 同じく、補強土壁の全体安定に関する検証
- 5) 冬期施工に応じた品質管理方法の確立

7. まとめ

北海道開発局が実施した既設補強土壁の実態調査の結果、以下の知見が得られた。

- (1) 28現場を調査したうち、7割は冬期施工であったが、雪や凍結土が盛土に混入したと想定される変状モードは確認されなかった。
- (2) 直壁タイプの変状は、笠コンクリートのクラック、構造物と補強土壁の境目の開き、壁面材のズレ（段ズレ）が確認されたが、いずれも軽微なものであり補強土壁全体の安定性能を損なうものではない、と考えられる。
- (3) 斜壁タイプは直壁タイプと比較して壁面変位量が大きい調査結果が得られた。一現場のみ経時変化によって水平変位量が大きくなったことが確認されたが、大部分はどの段階で何の要因で変状したかは断定できない。

寒地土木研究所では、過去に冬期土工の実用化に向けて夏期施工と同等な盛土の品質確保に資する室内実験、実大試験を実施しており多くの知見^{11),12)}を得ている。今後、今回実施した調査箇所のフォローアップを実施するとともに、雪や凍結土が混入率に応じた補強土壁の引抜き抵抗の違いなどを室内試験、実大試験で整理し、補強土壁の冬期施工の可能性について検証したいと考えている。本論文を整理するにあたり、ご協力を頂いた北海道開発局道路建設課をはじめ各開発建設部、道路事務所の関係者にお礼を申し上げる。

【参考文献】

- 1) (社) 日本道路協会：道路土工—擁壁工指針，pp.132-149，1999.
- 2) 木幡行宏：寒冷地における補強土壁工法の信頼性，基礎工／2010.2，pp.42-45，2010.
- 3) 土質工学会：補強土工法，土質基礎工学ライブラリー29，p.170，1988.
- 4) (財) 土木研究センター：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，2003.
- 5) (財) 土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工マニュアル 第3回改訂版，2002.
- 6) (財) 土木研究センター：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) (財) 道路保全技術センター：道路防災点検の手引き（豪雨・豪雪等），pp.135-144，2009.
- 8) 小川憲保：テールアルメ工法における盛土材と壁面変位の関係，土木学会論文集 No.493，pp.119-125，1994.
- 9) 通年施工推進協議会：冬期土工設計施工要領，pp.1-3，1999.
- 10) 北海道開発局：道路・河川工事仕様書（平成23年度版），pdf版，2011.
- 11) 川西是，能登繁幸，奥田稔：土工の冬期施工に関する研究（第5報），第28回北海道開発技術研究発表会論文集，pp.71-82，1984.
- 12) 櫻庭満ら：土の締固めに及ぼす凍結の影響：地盤工学会北海道支部技術報告集第39号，pp.93-98，1999.

室蘭工業大学大学院 学生会員 ○小山 雄大
室蘭工業大学大学院 正会員 木幡 行宏
室蘭工業大学 大村 知史

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。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¹⁾。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。著者らの過去の研究で、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²⁾⁻⁵⁾。しかし、様々な条件下での繊維材混合流動化処理土の強度・変形特性については未解明な部分が多い。その中でも、繊維材混合流動化処理土の強度・変形特性に及ぼす荷重時の時間依存性については十分な検討がなされていない。ここでいう時間依存性とは、強度・剛性・弾塑性・粘性等の物性の時間的変化である年代効果（セメンテーション、風化など）と粘性の影響による荷重速度効果の2つの要因によって発生するものである。図-1, 2に年代効果と荷重速度効果による応力～ひずみ関係の概要を示す⁶⁾。年代効果とは、異なる経過時間の試料に対して同一のひずみ速度で荷重した場合、応力～ひずみ関係に影響を与える効果であり、荷重速度効果とは、同一の経過時間の試料に対して異なるひずみ速度で荷重した場合、応力～ひずみ関係に影響を与える効果である。せん断応力が作用している状態で年代効果が発揮されると、大きな応力範囲で高い剛性が発揮されるとされている。

そこで、本研究では、繊維材添加量をそれぞれ、0, 10, 20 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（CU試験）を98 kPaの等方応力条件下で行い、せん断時の軸ひずみ速度が10倍異なる三軸圧縮試験、軸ひずみ速度を荷重中に10倍変化させた三軸圧縮試験および荷重中に応力持続荷重（以下クリープと呼ぶ）を行った場合の三軸圧縮試験を行い、繊維材混合流動化処理土の強度・変形特性における時間依存性について検討した。

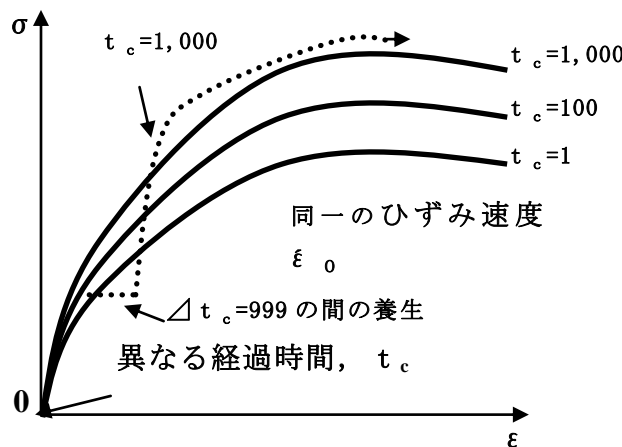


図-1 年代効果による応力～ひずみ関係への影響

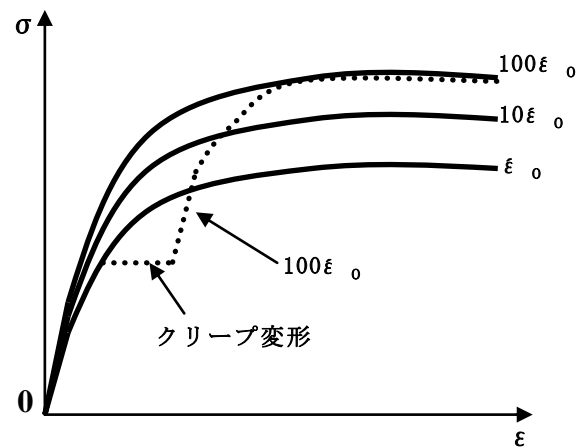


図-2 荷重速度効果による応力～ひずみ関係

Study on the time-dependency in strength and deformation characteristics of Liquefied Stabilized Soil mixed with fibered material : Yuta Koyama (Graduate student, Muroran Institute of Technology), Yukihiro Kohata (Muroran Institute of Technology), Satoshi Omura (Undergraduate student, Muroran Institute of Technology)

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。固化材には特殊土用セメント系固化材（太平洋セメント、ジオセト 200）を用いた。なお、本研究で用いた特殊土用セメント系固化材は著者らの過去の研究と整合させるため、C2 と呼ぶこととする⁵⁾。繊維材には、入手が容易な新聞紙をフードプロセッサー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。

2.3 供試体の作製

C2 供試体は、配合設計基準図に基づいて⁵⁾、目標泥水密度 $\rho_f = 1.280$ g/cm³ に密度を調整した泥水に $C = 80$ kg/m³ 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 cm³ 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 °C のもとで湿潤気中養生を行った。

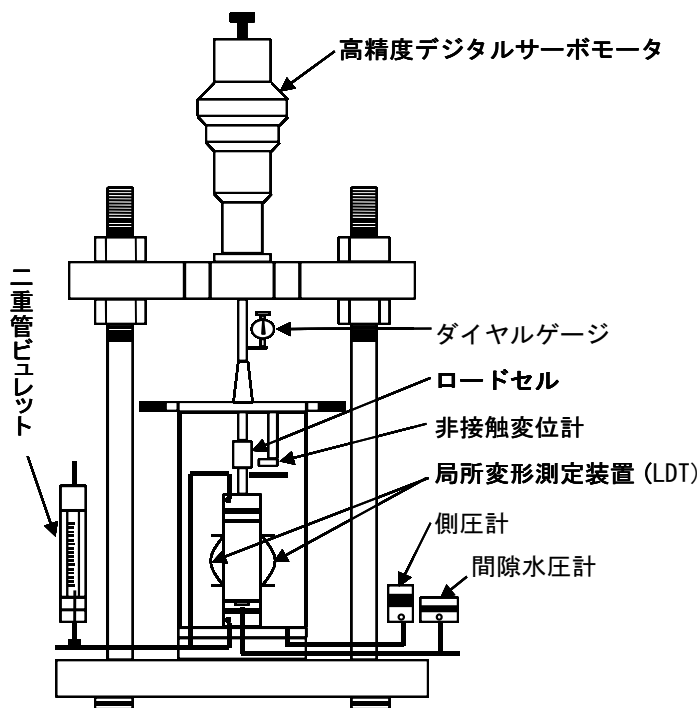


図-3 試験装置概略図

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)⁷⁾を供試体側面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日として、拘束圧98kPa、背圧196kPaで12時間等方圧密後、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-3に示す。载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。軸ひずみ速度は異なる4つの条件で単調载荷三軸圧縮試験を行った。表-2に本研究の軸ひずみ速度に関する試験条件をまとめた。軸ひずみ速度は、case1の0.054%/min($\dot{\epsilon}_0$)を基本速度とし、case2が0.54%/min($10\dot{\epsilon}_0$)、case3は、せん断中に軸ひずみ速度を $\dot{\epsilon}_0 \rightarrow 10\dot{\epsilon}_0 \rightarrow \dot{\epsilon}_0$ と変化させたものである。Case4は軸ひずみ速度一定での载荷中及び、軸ひずみ速度変化前にクリープを実施したものである。なお、軸ひずみ速度変化は軸ひずみ約1%程度のピークに達するまでの範囲で実施した。

表-2 軸ひずみ速度に関する試験条件

case1	0.054%/min ($\dot{\epsilon}_0$)
case2	0.54%/min ($10\dot{\epsilon}_0$)
case3	$\dot{\epsilon}_0 \rightarrow 10\dot{\epsilon}_0 \rightarrow \dot{\epsilon}_0$
case4	$\dot{\epsilon}_0 \rightarrow C \rightarrow \dot{\epsilon}_0 \rightarrow C \rightarrow 10\dot{\epsilon}_0 \rightarrow C \rightarrow \dot{\epsilon}_0$ ※速度変化前にクリープ実施

C: クリープ

4. 試験結果と考察

4.1 軸差応力-軸ひずみ関係

図-4(a)-(c)は、それぞれ繊維材量0, 10, 20 kg/m³で、試験条件 case1~case4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、有効拘束圧 $\sigma_c' = 98$ kPaにおける固化剤添加量80 kg/m³で行われたCU試験の軸差応力 $q (= \sigma_1 - \sigma_3)$ と軸ひずみ ϵ_a の関係である。図から、それぞれの試験における $q \sim \epsilon_a$ 関係を比較すると、最大軸差応力 q_{max} には、軸ひずみ速度の違い、速度変化の有無、クリープの有無に関わらず、顕著な差はみられない。図-5(a)-(c)は、それぞれ繊維材量0, 10, 20 kg/m³で、case1~case4によるCU試験の $q \sim \epsilon_a$ 関係において、 $\epsilon_a = 0 \sim 1.4\%$ の範囲を示したものである。ピーク前の $q \sim \epsilon_a$ 関係における応力増加傾向に関しては、繊維材量0 kg/m³では軸ひずみ速度が速いほど同じ軸ひずみ量に対する応力増分量が大きい傾向がある。しかし、軸ひずみレベルが大きくなるにつれ、その傾向は見られなくなり、ピーク後の $q \sim \epsilon_a$ 関係は軸ひずみ速度にほとんど依存していないことがわかる。一方、繊維材量10, 20 kg/m³では $q \sim \epsilon_a$ 関係に軸ひずみ速度の違いによる顕著な影響はみられない。また、繊維材量0, 10, 20 kg/m³すべてのcase3では、速度変化後の挙動は軸ひずみ速度を急増させた場合、軸差応力は一時的に増加(overshooting)し、逆に急減させた場合に軸差応力は一時的に減少(undershooting)し、軸ひずみの進

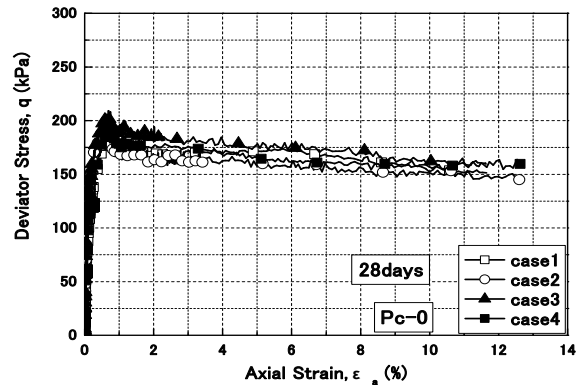


図-4(a) 軸差応力と軸ひずみの関係 (0~14%)

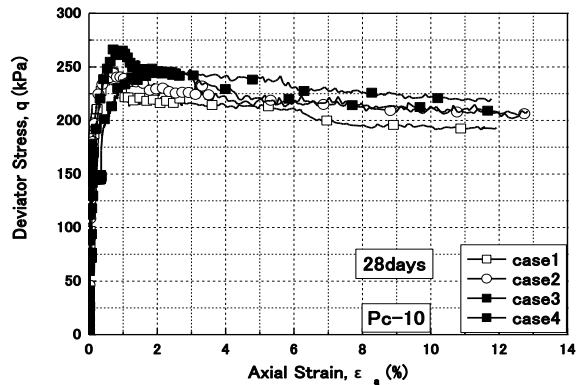


図-4(b) 軸差応力と軸ひずみの関係 (0~14%)

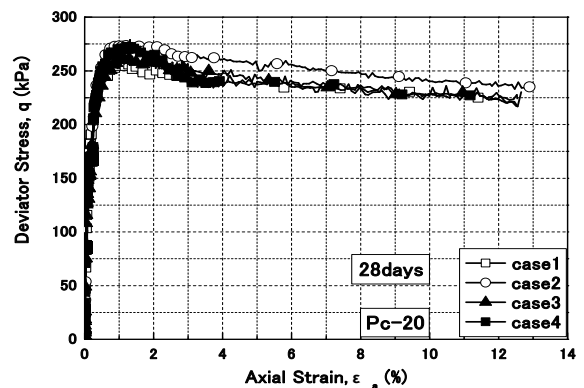


図-4(c) 軸差応力と軸ひずみの関係 (0~14%)

行とともに軸ひずみ速度一定の骨格曲線に漸近する傾向があり、軸ひずみ速度変化の影響を一時的に受けることがわかる。case4 では、繊維材量 0, 10, 20 kg/m³ すべてにおいてクリープ後の载荷で、case3 同様軸ひずみの進行とともに軸ひずみ速度一定の骨格曲線に漸近する傾向が見受けられた。即ち、 $q \sim \varepsilon_a$ 関係において、クリープ後は現在の軸ひずみ速度一定の曲線に漸近する傾向があるといえる。以上より、繊維材混合流動化処理土の $q \sim \varepsilon_a$ 関係は、繊維材量 0 kg/m³ の場合には、軸ひずみ速度の影響を受けるが、繊維材を混合すると、その補強効果により、軸ひずみ速度の影響を受けにくくなると考えられる。

4.2 変形特性

4.2.1 変形係数の定義

図-6 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。

4.2.2 初期変形係数 E_0

図-7(a)~(c)は、 $\varepsilon_a = 0.004\%$ 以下での case1~case4 の $q \sim \varepsilon_a$ 関係である。多少バラつきは見られるが、初期変形係数 E_0 はほぼ同様の値を示している。このことから速度変化の違いで E_0 に与える影響は少ないと考えられる。また、 E_0 の値を繊維材量別に比べると、繊維材を加えることで、 E_0 がわずかに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ことで、繊維材による補強効果が発現されるためと考えられる。

4.2.3 接線変形係数 E_{tan}

図-8(a)~(c)は異なる軸ひずみ速度で三軸せん断を実施した case1 及び case2 に関して、それぞれ養生日数 28 日、拘束圧 98 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。繊維材量 10, 20 kg/m³ は軸ひずみ速度の増加に関わらず E_{tan}/E_0 の減少率は変わらない。しかしながら、繊維材量 0 kg/m³ の $E_{tan}/E_0 \sim q/q_{max}$ 関係における E_{tan}/E_0 の減少率と比べると繊維材量 10, 20 kg/m³ の場合には、 E_{tan}/E_0 の減少率が概ね小さくなっていることから、繊維材を混合すると、ピークに至るまでの $q \sim \varepsilon_a$ 関係における非線形性を弱める傾向にあるといえ、これは、繊維材による補強効果が発揮されるためと考えられる。図-9(a)~(c)は、速度変化及びクリープを三軸せ

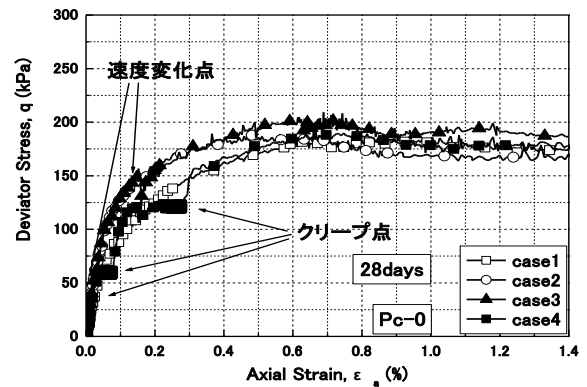


図-5(a) 軸差応力と軸ひずみの関係 (0~1.4%)

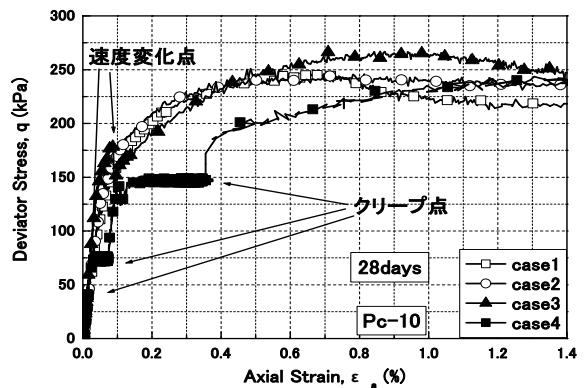


図-5(b) 軸差応力と軸ひずみの関係 (0~1.4%)

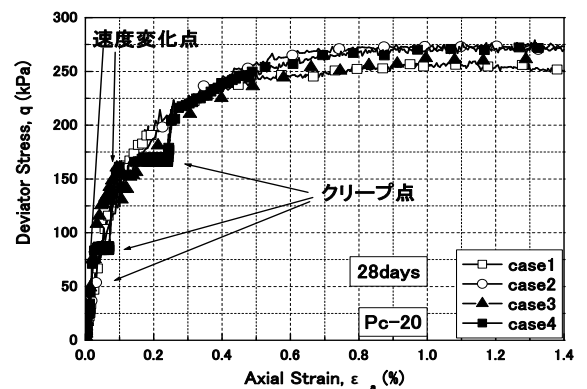


図-5(c) 軸差応力と軸ひずみの関係 (0~1.4%)

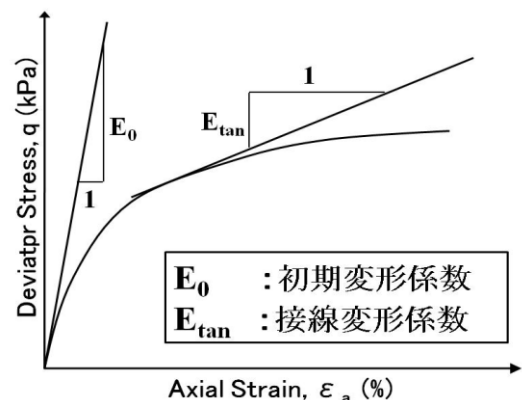


図-6 軸ひずみ速度に関する試験条件

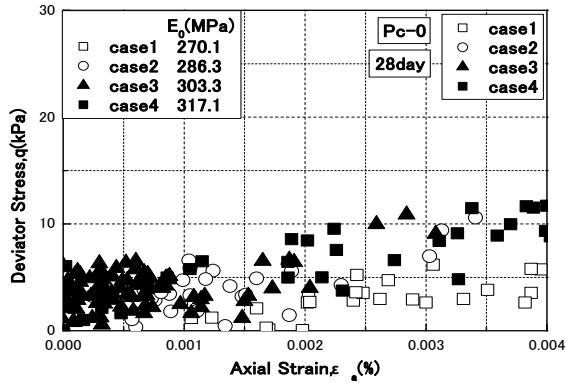


図-7(a) 軸差応力と軸ひずみの関係 (0~0.004%)

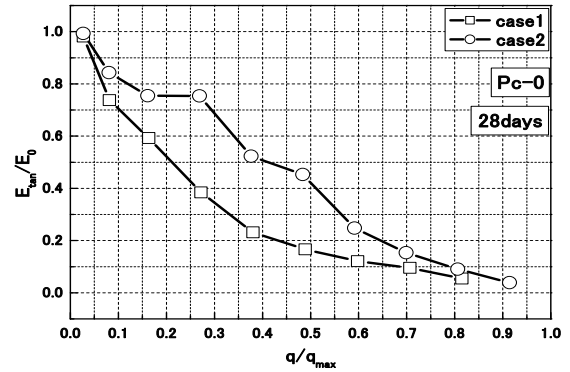


図-8(a) E_{tan}/E_0 と q/q_{max} の関係

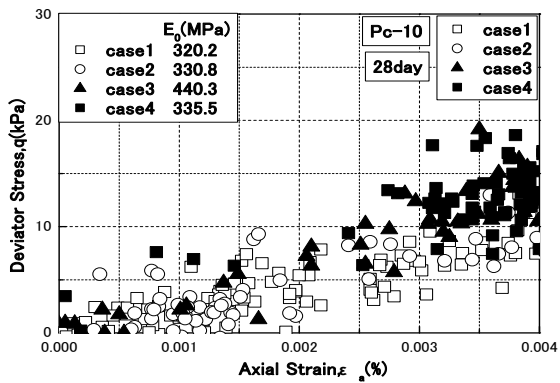


図-7(b) 軸差応力と軸ひずみの関係 (0~0.004%)

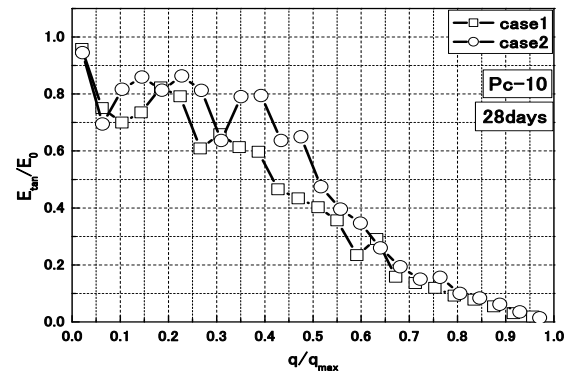


図-8(b) E_{tan}/E_0 と q/q_{max} の関係

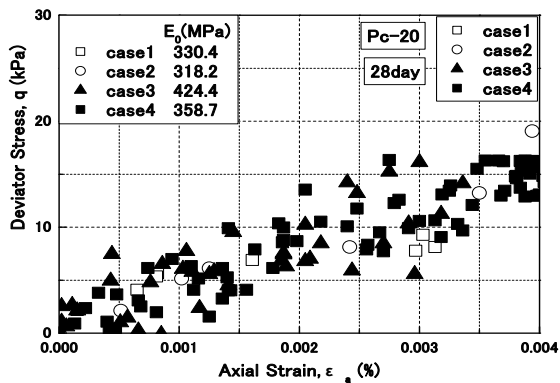


図-7(c) 軸差応力と軸ひずみの関係 (0~0.004%)

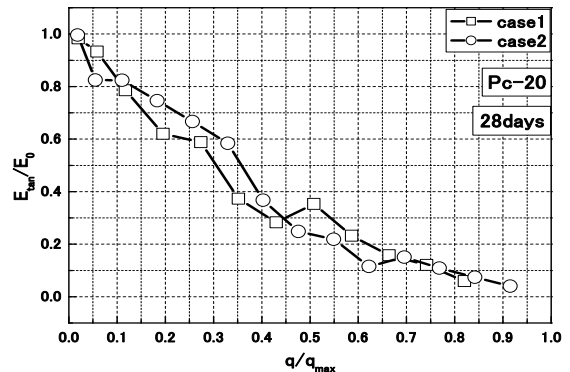


図-8(c) E_{tan}/E_0 と q/q_{max} の関係

ん断中に実施した case3 及び case4 に関して、それぞれ養生日数 28 日、拘束圧 98 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。図から、繊維材量 0 kg/m^3 は、速度変化、クリープの作用時に一時的に E_{tan}/E_0 が著しく増加している。すなわち、速度変化を与えた場合やクリープ直後には剛性が高まる傾向にあり、その後、载荷とともに E_{tan}/E_0 の減少率は大きくなる傾向にある。一方、繊維材を混合すると、速度変化を与えた場合やクリープ直後には、 E_{tan}/E_0 値の 1.0 を示す範囲が増大する傾向が見られる。また、この傾向は、繊維材量が多いほど顕著である。すなわち、繊維材を混合すると、繊維材の補強効果により速度変化後やクリープ直後の $q \sim \varepsilon_a$ 関係における線形的な範囲が大きくなると言える。

4.2.4 接線変形係数のひずみレベル依存性

図-10(a)~(c)は、図-4(a)~(c)に示したピークまでの $q \sim \varepsilon_a$ 関係における接線勾配で定義した接線変形係数 E_{tan} のひずみレベル依存性を示している。繊維材量 0 kg/m^3 では case1 と case2 を比べると、初期剛性にあまり

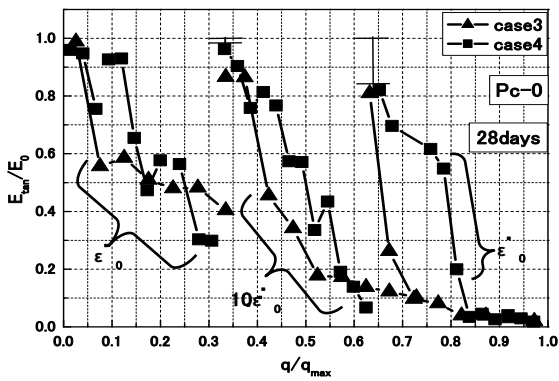


図-9(a) E_{tan}/E_0 と q/q_{max} の関係

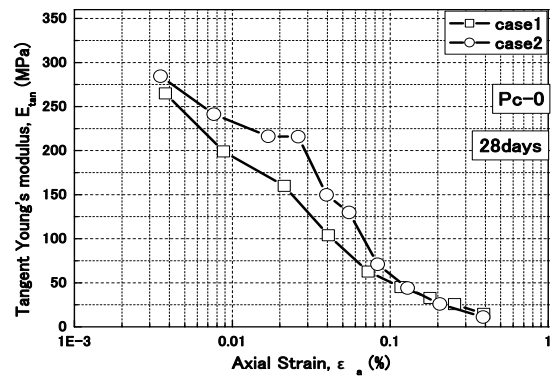


図-10(a) $E_{tan} \sim \log \epsilon_a$ 関係

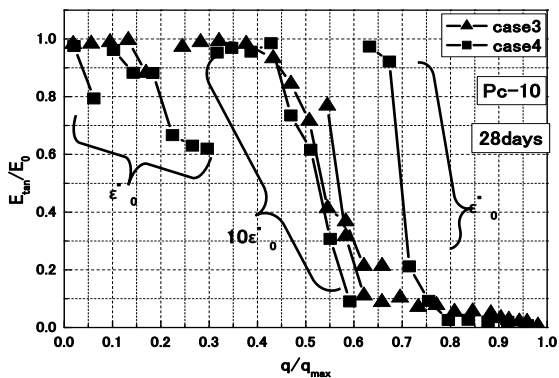


図-9(b) E_{tan}/E_0 と q/q_{max} の関係

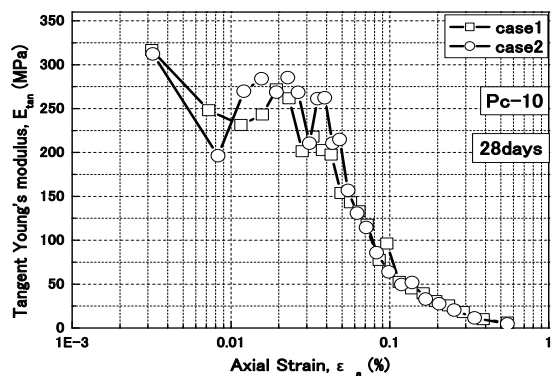


図-10(b) $E_{tan} \sim \log \epsilon_a$ 関係

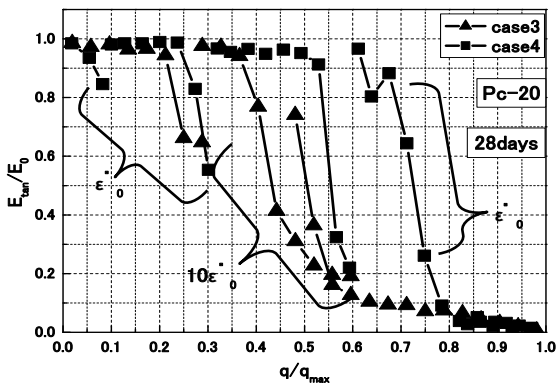


図-9(c) E_{tan}/E_0 と q/q_{max} の関係

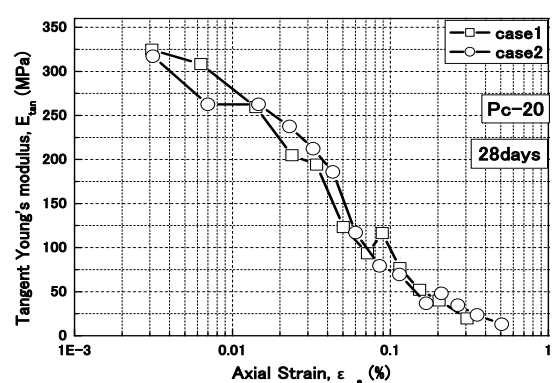


図-10(c) $E_{tan} \sim \log \epsilon_a$ 関係

差が見られないが、軸ひずみ速度が大きい case2 の方が case1 に比べ、 E_{tan} の減少率が小さくなっている。すなわち、軸ひずみ速度を増加させることで、ピーク前の $q \sim \epsilon_a$ 関係において、剛性が大きい傾向を示すと考えられる。一方、繊維材量 10, 20 kg/m^3 では、軸ひずみ速度に関わらず、 $E_{tan} \sim \log \epsilon_a$ 関係は、ほぼ等しい。ただし、繊維材量 10 kg/m^3 では、 $\epsilon_a = 0.01\%$ 程度から、 E_{tan} が増加傾向を示した後、減少に転じている。これは、繊維材量 10 kg/m^3 では、 $\epsilon_a = 0.01 \sim 0.03\%$ の範囲で、供試体に発生する局所的なせん断面の進行を防いだためと推察されるが、今後、さらなる検討が必要であると考えられる。一方、繊維材量 20 kg/m^3 の場合、0, 10 kg/m^3 の $E_{tan} \sim \log \epsilon_a$ 関係に比べ、小ひずみレベルでは、 E_{tan} が大きい傾向にある。以上より、繊維材量の増加により、小ひずみレベルにおいて剛性を大きくする効果があることがわかる。

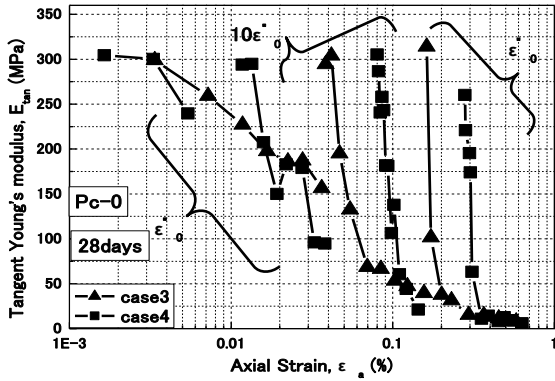


図-11(a) $E_{tan} \sim \log \epsilon_a$ 関係

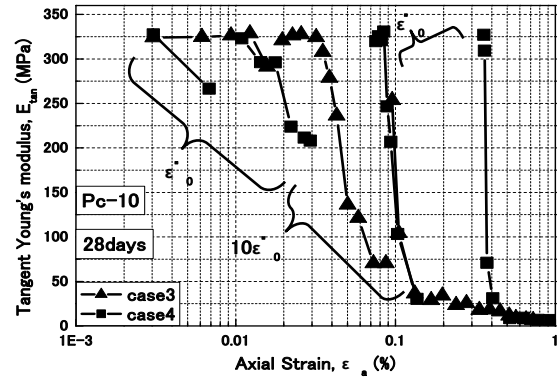


図-11(b) $E_{tan} \sim \log \epsilon_a$ 関係

図-11(a)~(c)は図-4(a)~(c)に示したピークまでの $q \sim \epsilon_a$ 関係における接線勾配で定義した接線変形係数 E_{tan} のひずみレベル依存性を示しており、それぞれ载荷中に速度変化、クリープを実施したものである。図から、繊維材量 0 kg/m^3 は、速度変化、クリープの作用時にせん断とともにひずみレベルが大きくなっていくにもかかわらず、一時的に E_{tan} が著しく増加している。一方、繊維材を混合すると、4.2.3 で述べたように、速度変化を与えた場合や、クリープ直後には、 E_{tan} が一時的にはほぼ E_0 の値を示す範囲が増大し、この傾向は、繊維材量が多いほど顕著である。すなわち、 $q \sim \epsilon_a$ 関係においてピーク前であれば、ひずみレベルが大きい範囲でも、速度変化やクリープを与えた直後の载荷時の剛性は大きくなり、繊維材を混合すると、その補強効果により、大きな剛性を示す範囲が増大すると考えられる。

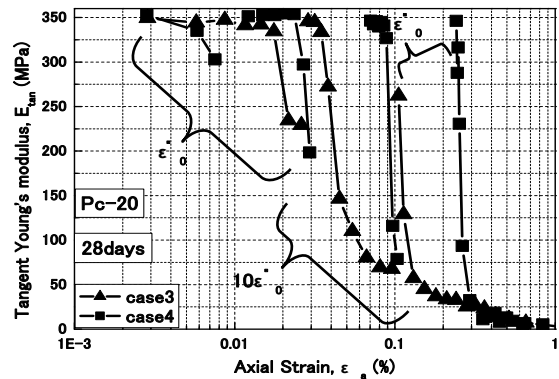


図-11(c) $E_{tan} \sim \log \epsilon_a$ 関係

5. まとめ

繊維材混合流動化処理土を用いて、軸ひずみ速度が異なる4つの条件に対する強度・変形特性に及ぼす载荷時の時間依存性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) 本研究の範囲内では、繊維材混合流動化処理土の $q \sim \epsilon_a$ 関係は、繊維材量 0 kg/m^3 の場合には、軸ひずみ速度の影響を受けるが、繊維材を混合すると、その補強効果により、軸ひずみ速度の影響を受けにくくなると考えられる。
- 2) 繊維材量の有無に関わらず、軸ひずみ速度の違いが E_0 に与える影響は少ないと考えられる。また、繊維材を混合すると、その補強効果により、繊維材量 0 kg/m^3 の E_0 値に比べ、大きくなる傾向がある。
- 3) 繊維材を混合すると、ピークに至るまでの $q \sim \epsilon_a$ 関係における非線形性を弱める傾向が見られる。また、三軸せん断中に、速度変化やクリープを与えた場合、 E_{tan}/E_0 値は、一時的に 1.0 の値を示し、繊維材量を増加すると、1.0 を示す範囲が増大する傾向が見られた。これは、繊維材による補強効果のためであると考えられる。
- 4) 本研究の範囲内では、 $q \sim \epsilon_a$ 関係においてピーク前であれば、ひずみレベルが大きい範囲でも、速度変化やクリープを与えた直後の载荷時の剛性は大きくなり、繊維材を混合すると、その補強効果により、大きな剛性を示す範囲が増大すると考えられる。

<<参考文献>>

- 1) 久野悟郎編著：「土の流動化処理工法～建設発生土・泥土の再生利用技術」，技報堂出版，1997.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 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) 木幡行宏，伊藤企陽司，小山雄大：繊維材混合流動化処理土の力学的特性に及ぼすセメント系固化材の影響，地盤工学会北海道支部技術報告集，第51号，pp.131-136, 2011.
- 6) 木幡行宏，長末暁侑，武田吉史：単粒度碎石の変形特性に及ぼす軸ひずみ速度依存性の研究，鉄道力学論文集第13号，pp.1-6, 2009.
- 7) 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.

函館高専環境システム工学専攻	学生会員	○堀田 崇由
函館高専環境都市工学科	国際会員	片岡沙都紀
北見工業大学社会環境工学科	国際会員	川口 貴之
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、浚渫土や建設残土などの原料土に界面活性剤系や動物タンパク系の起泡剤を用いて作製した気泡とセメント系の固化材を添加・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を用いた施工事例が増えており、このような港湾・空港における軽量性・安全性・リサイクル性などの付加価値を有し、特に気泡を混合した新地盤材料はスーパージオマテリアル（以下、「SGM」）と呼ばれている¹⁾²⁾。しかし、SGM は使用する原料土によって強度や剛性の発現に大きな差がみられ、施工時には事前配合試験を行って添加・混合する固化材や気泡の量が決定されており、配合目標強度は設計基準強度に対して大きな安全率が使われている³⁾。

著者らが行ってきたこれまでの研究成果から、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違いによって、同一養生日数での一軸圧縮強さ q_u やベンダーエレメント（以下、「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 ）に差があること、SGM 強度の大小には原料土として使用した浚渫土中の粘土鉱物の組成や有機物の種類、含有量が一因となっている可能性が示唆された⁴⁾⁵⁾。そこで本研究では、特に原料土内の粘土鉱物の組成やその含有量に着目し、これらを変化させた SGM 試料を室内にて作製し、養生日数に伴う強度・剛性との関係を一軸圧縮試験、BE 試験によって検討した。さらに、強度や剛性の違いと内部構造の関係を把握するため、走査型電子顕微鏡（以下、「SEM」）による観察を行った。

2. 気泡混合処理土の作製に使用した原料土について

本研究では、原料土に市販粘土である笠岡粘土（土粒子密度 $\rho_s=2.66\text{g/cm}^3$ ，粘土分含有量 60.6%，液性限界 $w_L=55.4\%$ ）とクニボンド（ $\rho_s=2.70\text{g/cm}^3$ ，粘土分含有量 28.5%，液性限界 $w_L=133.1\%$ ）の 2 種類を使用した。笠岡粘土、クニボンド内部に含有する粘土鉱物の同定を行うために実施した X 線回折結果（チャート図）を図 1 に示す。なお、両試料とも「粘土鉱物判定のための試料調整方法（JGS 0251-2009）」⁶⁾に則して採取した粘土鉱物に、試料内部の粘土鉱物の種類を特定するために Mg やグリセロール等で処理をして⁷⁾X 線回折を実施した結果となっており、これにより石英や長石などのピーク強度が強いものが除かれて粘土鉱物がより鮮明に判別することが可能となっている。図 1 に示すように、笠岡粘土ではスメクタイト、イライト、カオリナイトの存在、クニボンドではスメクタイトの存在

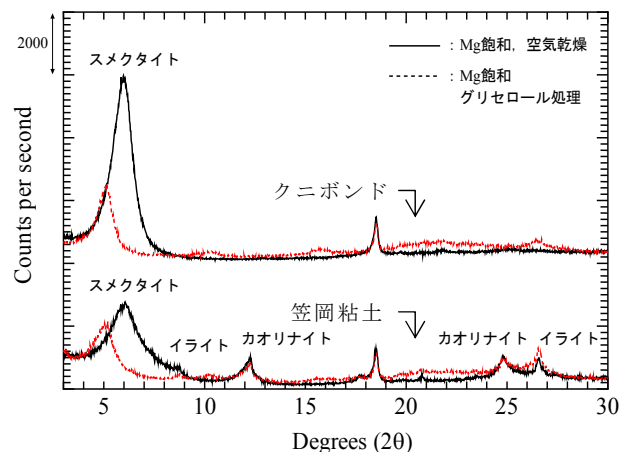


図 1 笠岡粘土、クニボンドの X 線回折結果

The relationship between clay-minerals in the dredged soil and unconfined compression strength - elastic shear modulus of air-form treated lightweight soil: HORITA Takayuki, KATAOKA Satsuki (Hakodate National College of Technology), KAWAGUCHI Takayuki (Kitami Institute of Technology), TANAKA Masanori (Port and Airport Research Institute), TOMITA Ryuzo and NAKAJIMA Miyoko (Koa Kaihatsu Corporation)

表 1 原料土中に占める粘土分含有量と各構成粘土鉱物の相対的な割合

原料土の配合割合 (%)		原料土中の粘土分含有量 (%)	粘土分中に占める各構成鉱物の割合 (相対量, %)		
笠岡粘土	クニボンド		スメクタイト	イライト	カオリナイト
0	100	28.5	28.5	0.0	0.0
30	70	38.1	33.4	1.6	3.2
50	50	44.5	36.6	2.6	5.3
70	30	51.0	39.9	3.6	7.4
100	0	60.6	44.8	5.2	10.6

が確認できた。スメクタイトは鉱物層間に水を取り込んで膨張する膨張型粘土鉱物であること⁸⁾、実際に施工現場では採取した原料土中に砂質土系が多い場合には、スメクタイト（ベントナイト）を添加して材料分離を防ぐことが実施されている³⁾現状を踏まえ、本研究は笠岡粘土とクニボンドの配合割合を変えることで原料土内部のスメクタイト含有割合を人工的に変化させた SGM 試料を作製し、このことが SGM の強度や剛性に与える影響について検討した。

表 1 は、原料土の配合割合を変えた際の、原料土全体に占める粘土分含有量、および粘土中の各粘土鉱物の相対的な構成割合を示したものである。なお、粘土分含有量は粒度試験より得られた粒径加積曲線から算出し、各粘土鉱物の構成割合は X 線回折より得られた図 1 の回折線強度を積分することにより算出した⁷⁾⁹⁾。本研究では、笠岡粘土とクニボンドの配合割合（質量換算）が 0 : 100, 30 : 70, 50 : 50, 70 :

30, 100 : 0 の計 5 種類の試料を原料土とした。表 1 から、配合割合によって含有する粘土分含有量は 28.5 ~ 60.6% の範囲で変化していること、粘土鉱物はスメクタイトで 28.5 ~ 44.8% の範囲で変化していることなどがわかる。ここで、クニボンド内にはスメクタイトが多く存在していることはチャート図より確認できたが、粒度試験より得られたクニボンド内部に占める粘土分含有量が 28.5% と低いので、原料土中の粘土鉱物の割合は表 1 のように笠岡粘土の割合が多くなるとスメクタイト量も増加するという結果となっている。なお、本文では笠岡粘土の配合割合をとって、笠岡粘土 0, 30, 50, 70, 100% という標記に省略している。

3. SGM 作製方法と試験条件

SGM 試料作製のフローチャートを図 2 に示す。練混水には函館で採取した海水、固化材には高炉セメント 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を使用した。これらと 425 μ m ふりを通過させた原料土を図 2 に示すような手順に沿って各々配合し、高さ h=10cm 内径 ϕ =5cm 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。

作製した全ての SGM 試料において、目標湿潤密度 ρ_t は水中施工において目標密度とされることが多い $\rho_t=1.1\text{g/cm}^3$ とし、単位体積当たり占める固化材の量を一定とした。ここで、図 3 には配合した各原料土より得られた w_L と、各原料土の w を海水で調整した後の試料（以下、「調整土」）、および固化材と気泡を配合した後に行った SGM 試料のフロー値を示したものである。 w_L を見ると、各原料土の w_L は含まれるクニボン

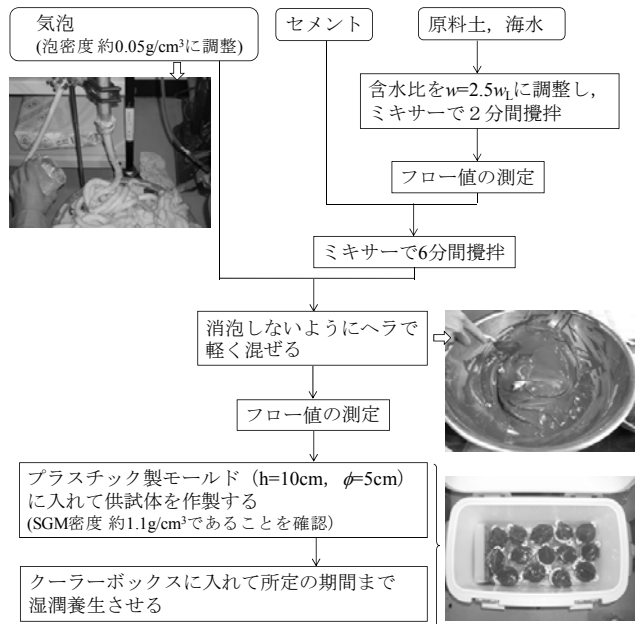


図 2 SGM 作製のフローチャート

下の割合とともに増加する傾向がある。ここで SGM 試料の作製にあたっては、SGM 試料の w を一定として SGM 試料内の原料土、海水、固化剤、気泡の割合を等しくすることで原料土が SGM の強度や剛性に与える影響を検討するという考え方もあるが、図 3 において原料土によっては w_L が 2 倍以上も異なること、一般的には SGM 施工時に使用する原料土は w_L の約 2.5 倍を目安として調整土の初期含水比としていることを考慮し、本研究で SGM を作製する際の初期含水比は $w=2.5w_L$ となるように調整した。

次に調整土、SGM 試料のフロー値を見ると、調整土のフロー値では笠岡粘土 100% でわずかに低くなっており、 w_L の違いによる初期含水比の影響が出ているものと思われるが、その他の試料を見るとおおむね同じようなフロー値が得られており、調整土の含水比が大きく異なっている割には各配合割合時のフロー値には影響を与えていない。一方で、SGM 試料のフロー値は傾きが緩やかではあるものの笠岡粘土 0% と 100% ではフロー値に約 10cm の差があった。

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。なお 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 (V_{vh} , V_{hh}) 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 $G_{vh} (= \rho_t \times V_{vh}^2)$, $G_{hh} (= \rho_t \times V_{hh}^2)$ 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した。

4. 試験結果・考察

4.1 養生日数に伴う強度・剛性の変化

図 4 は各原料土より作製した SGM 試料の、養生日数に伴う q_u と BE 試験より算出した G_{vh} の変化を示したものである。どの SGM 試料においても q_u , G_{vh} は片対数紙上において、養生日数に対してほぼ直線的に増加する傾向が見られる。しかし、各養生日数に伴う SGM 試料の強度増加量は笠岡粘土の配合割合によって異なる。ここで笠岡粘土 0%, 100% の 2 種類の原料土に関しては、初期含水比 $w=285\%$ として SGM 試料内の配合量を一定とした試料も作製し、強度や剛性の測定も実施している(図 4 中●, ▼)。これらを同じ配合割合で $w=2.5w_L$ で作製した SGM 試料(図 4 中○, ▽)と比較すると、笠岡粘土 0% では同一養生日数において強度の差はあまりないが、笠岡粘土 100% ではその差が大きい。これは

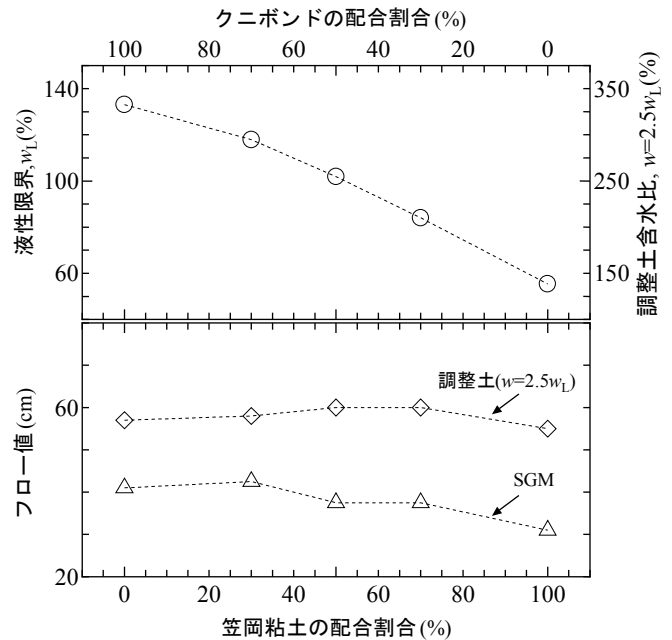


図 3 原料土の液性限界（上）と、調整土および SGM 試料のフロー値の推移（下）

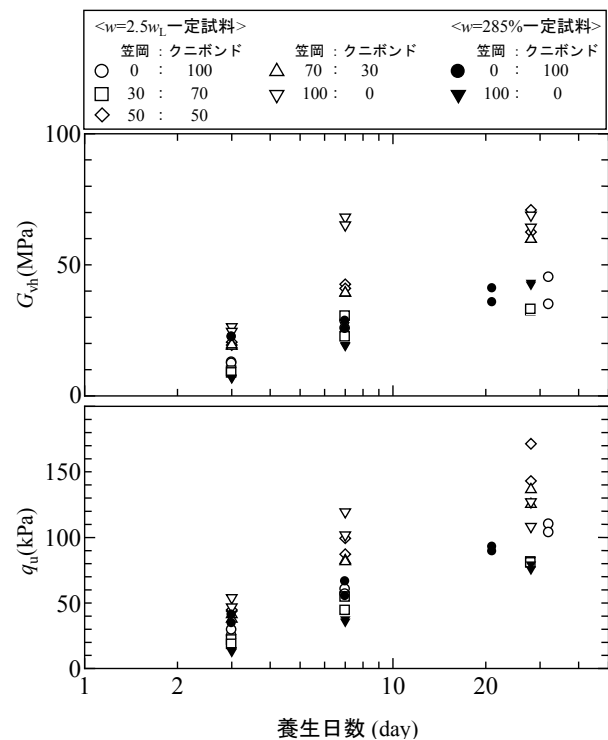


図 4 養生日数に伴う q_u , G_{vh} の推移

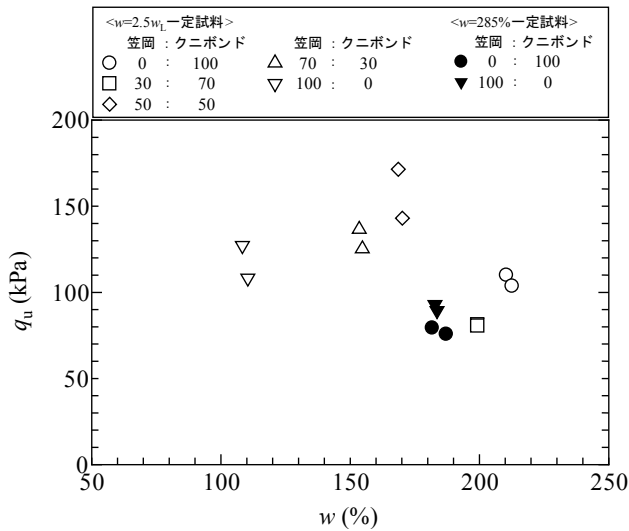


図5 w と q_u の関係 (養生 28 日目)

それぞれの液性限界が、クニボンドが $w_L=133.1\%$ に対して笠岡粘土が $w_L=55.4\%$ と低く、笠岡粘土 100% では $w=285\%$ とすると $w=5w_L$ となり、図 5 に示される SGM 試料内の w と q_u との関係から見えるように、2 通りの笠岡粘土 100% (∇ , \blacktriangledown) では w に大きな差があるため、供試体内部の水分量が強度に大きな影響を与えたものと思われる。

図 4 において、笠岡粘土 100% の SGM 試料 (∇) では、養生日数 3 日目、7 日目では他の原料土の配合割合で作製した SGM 試料に比べると q_u , G_{vh} が最も高いが、養生 28 日目では大きな強度増加が見られない。ここで、養生 28 日目での強度増加の程度を他の原料土と比較するために、養生 3 日目での強度を基準として以下のような式を用いて示した。

$$\text{強度増加率} = \frac{q_{u28ave} - q_{u3ave}}{q_{u3ave}} \quad (1)$$

ここで、 q_{u3ave} , q_{u28ave} はそれぞれ養生日数毎に試験を行った 2 本の SGM 試料から得られた q_u の平均値

である。式 (1) より求めた強度増加率と笠岡粘土の配合割合との関係を図 6 に示す。これより、笠岡粘土 100% 以外の SGM 試料では強度増加率が 2.5~3.0 となっているが、笠岡粘土 100% では 1.2 となっており、他の配合条件で作製した SGM 試料に比べて低い値となった。著者らのこれまでの研究成果⁵⁾から、SGM 試料の強度増加にはセメントの水和反応によって生成される針状のエトリンガイトの生成、成長とそのリンクが寄与することがわかっている。よって、笠岡粘土 100% の試料では養生初期の段階でエトリンガイトが生成、成長するものの、その後は何らかの原因によってエトリンガイトの成長が抑制され、強度増加に至っていないことが考えられる。また、笠岡粘土 100% では粘土分中に含まれるスメクタイトの含有量が多いことから、スメクタイトが持つ特有の性質が SGM の強度増加を抑制する一因となっていることも考えられる。

図 7 は、SGM 試料のフロー値と養生 3 日目、28 日目での q_u との関係を示したものである。養生 3 日目ではフロー値が高くなるほどその強度が低くなっており、初期の q_u の大小はフロー値が影響を与えることが考えられる。しかし、養生 28 日目になると笠岡粘土 50%~70% とした原料土で作製した SGM 試料で q_u が高い値を示したことから、養生日数が進むと q_u は一概にフロー値で推定することは困難であると思われる。

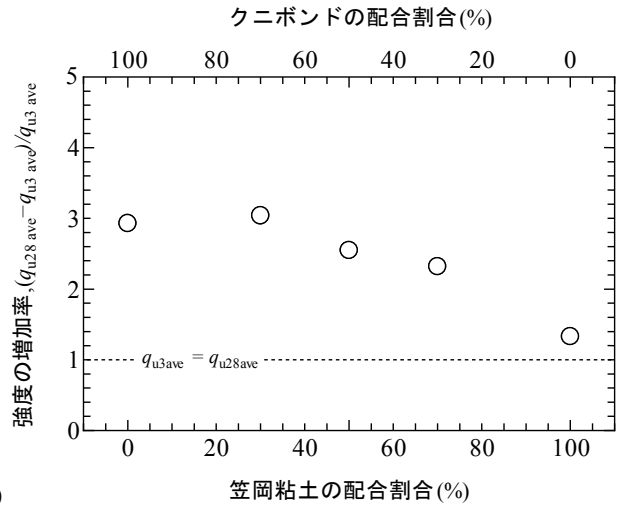


図6 q_u の強度増加率 (養生 3~28 日目)

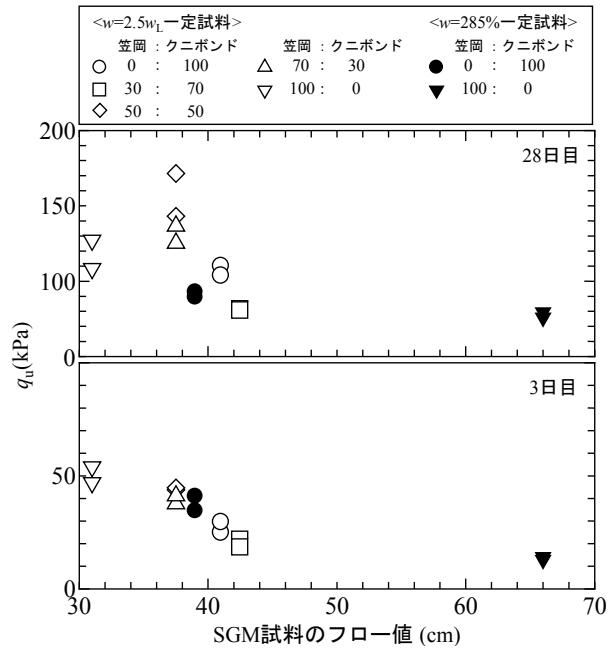


図7 SGM 試料のフロー値と各養生日数における q_u の関係

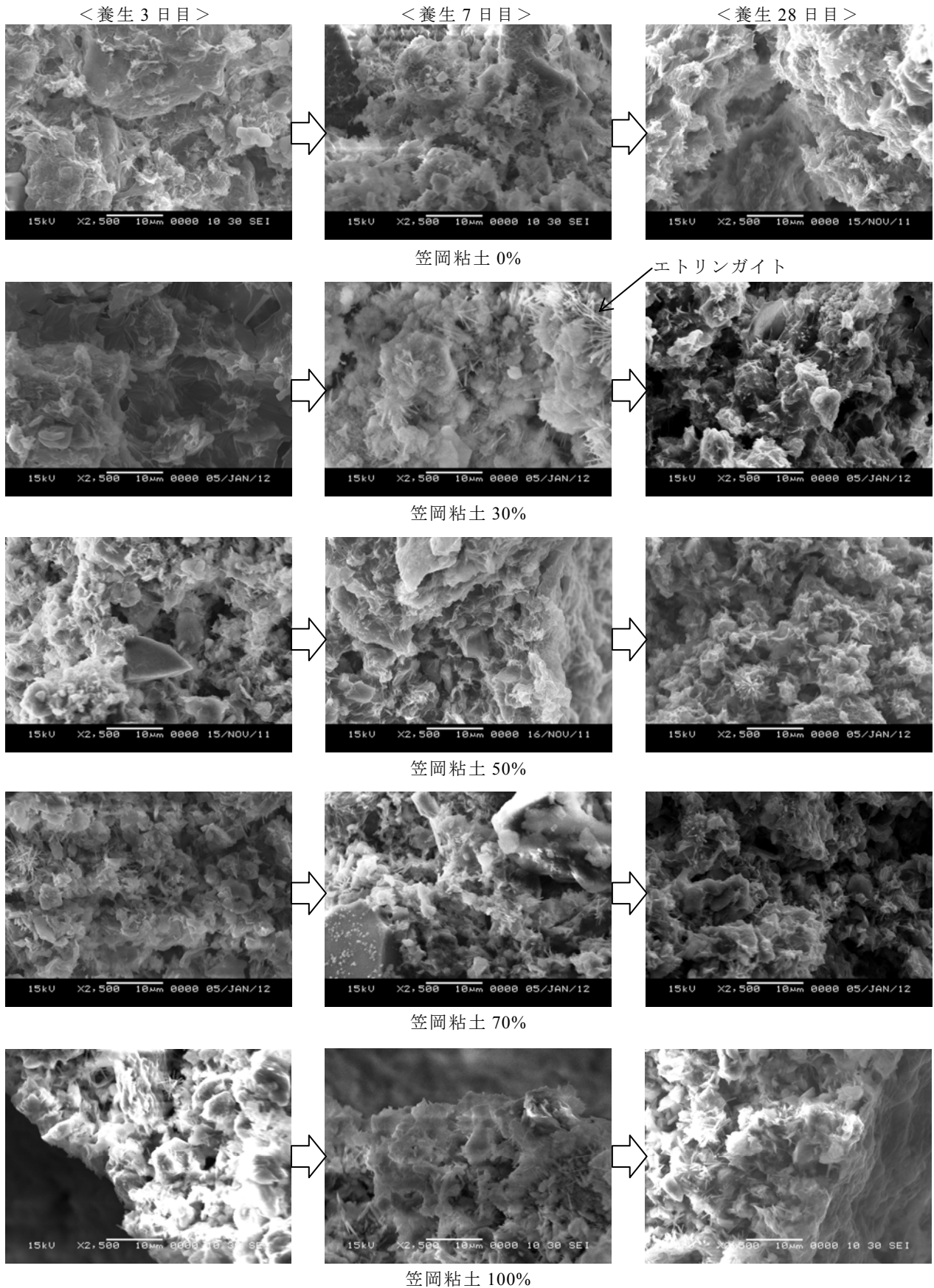


写真1 SEMによる養生日数に伴う内部構造の変化（画像内→で示す針状のものがエトリンガイト）

鉍物組成の種類や含有量が q_u の大小に与える影響を，SEM による内部の微視的構造の観察からも検討した．得られた画像を写真1に示す．なお，観察した SGM 試料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本の供試体の一部分を取り出したもの(残りは次回の観察のために養生を継続)である。

まず養生3日目のSGM試料をみると、笠岡粘土0%、30%のSEM画像ではセメントの水和反応によって生成されるエトリングイトがほとんど見られていないが、笠岡粘土の割合が50%を超えると養生3日目でも部分的にエトリングイトの存在が確認できることから、原料土中の粘土鉱物の占める割合が多くなるとエトリングイトの生成量も増加していることが考えられる。ここで、エトリングイトの生成と粘土鉱物との関連性を見るために、写真2は砂とクニボンドを1:1の割合で配合した原料土にて作製したSGM試料の内部構造を見たものである。これより、エトリングイトの生成起点が砂側からではなくクニボンド側であることが伺える。さらに、写真3は笠岡粘土50%で作製したSGM試料の内部構造をより高倍率で観察したものであるが、エトリングイトはスメクタイトであろうと思われる層構造をもつ鉱物の層間を起点に生成、成長している様子が伺える。これらの結果から、スメクタイトはイライト、カオリナイトなどに比べて比表面積が大きいため、粘土鉱物の表面に付着したセメントが粘土周辺の水と水和反応することによってエトリングイトが生成されたことが推測される。

養生7日目、28日目を見ると、まず笠岡粘土0%のSGM試料では、養生7日目でエトリングイトの存在が確認できるが、エトリングイト同士がリンクするまでは至っていないように思われる。一方、笠岡粘土30%、50%、70%では、養生7日目から28日目になるにつれて、生成したエトリングイト同士がリンクして徐々に画像全体に広がってきている様子が伺える。ここで、笠岡粘土100%のSGM試料においては、養生7日目でエトリングイトの生成、成長が他に比べて多く見られるものの、養生28日目と比較するとその差はあまりない。従って、養生日数が進むとエトリングイトの成長が抑制されて、SGM強度の増加に至っていない可能性が推測される。SGM試料内部のエトリングイトの成長をスメクタイト含有量との関係で見ると、スメクタイトは比表面積の大きいため、この表面からセメントの水和反応を促進することが示唆されたが、一方で原料土内に占めるスメクタイト鉱物の割合が多くなりすぎても強度の増加には繋がらなく、本研究の配合条件で考えると笠岡粘土50%のときが養生28日目において最も強度増加が見込める割合となっていることがわかった。

4.2 せん断弾性係数と一軸圧縮強度との関係

図8は、 G_{vh} と q_u との関係を示したものである。図より G_{vh} と q_u には強い相関があり、原料土内部の構成鉱物の割合に関係なく各々が比例関係となっていることがわかる。なお、SGM試料に関する G_{vh} と q_u の関係は、著者らのこれまでの研究⁵⁾から得られた結果とも一致しており、セメント添加量や目標とする湿潤密度が一定である気泡混合処理土においては、 G_{vh} と q_u の関係から得られる傾きは供試体の w には関係せず、ほぼ等しくなるといえる。

4.3 せん断弾性係数の伝播・振動方向の違いによる影響

図9はBE試験より算出した G_{vh} と G_{hh} の関係を示したものである。図から G_{vh} と G_{hh} から得られる傾きは1:1に近くなっていることが確認できる。剛性の面では自然堆積粘性土から得られる G_{vh} と G_{hh} の傾き¹⁰⁾と

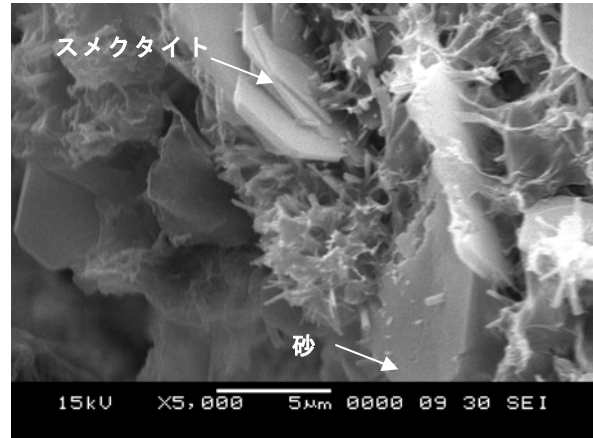


写真2 砂：クニボンド=1：1の割合で混合した原料土にて作製したSGM試料の内部構造(養生7日目)

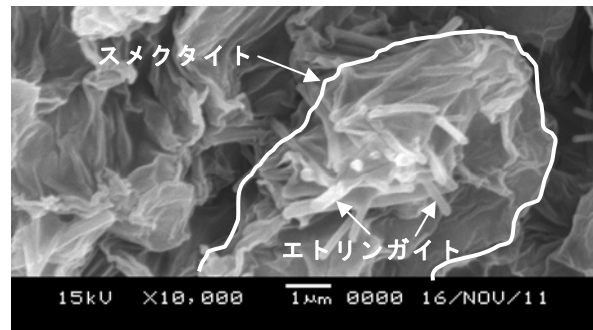


写真3 エトリングイトの生成の様子(笠岡粘土50%、養生7日目)

比較してかなり等方的な材料であるといえ、SGM試料は球形に近い気泡が比較的均等に混入、保持されていることが考えられる²⁾⁴⁾⁵⁾。

5. まとめ

本研究では、笠岡粘土とクニボンドの配合割合を変えた数種類の原料土を用いて作製したSGM供試体に対して一軸圧縮試験とBE試験を実施し、原料土内部の粘土鉱物の構成やその割合の違いが強度や剛性に与える影響について検討した。以下に、得られた知見をまとめる。

- どのSGM試料においても、一軸圧縮強さやせん断弾性係数は養生日数に伴って増加することがわかったが、その強度増加の割合は、原料土の構成鉱物やその含有割合が大きく影響していることがわかった。
- 原料土内部のス멕タイト含有割合が、SGM試料のエトリングタイトの生成や成長に影響を与えている可能性が示唆された。また、SGM試料の強度増加を見込める適切なス멕タイトの含有割合が存在することも明らかとなった。
- 一軸圧縮強さとせん断弾性係数との関係には強い相関があり、セメント添加量や目標とする湿潤密度が一定であるSGM試料においては、一軸圧縮強さとせん断弾性係数から得られる傾きは供試体の含水比には関係せずにはほぼ等しくなることがわかった。また、縦横方向におけるせん断弾性係数の関係は1:1に近く、SGM試料は自然堆積粘性土と比較してかなり等方的な材料であることがいえる。

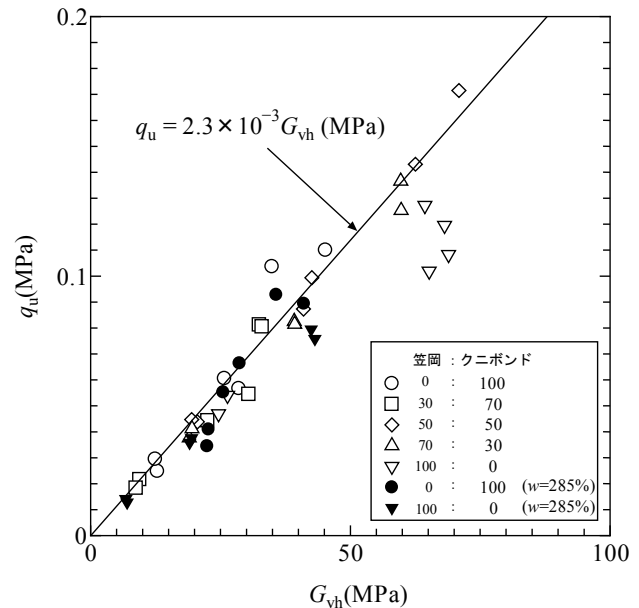


図8 G_{vh} と q_u の関係

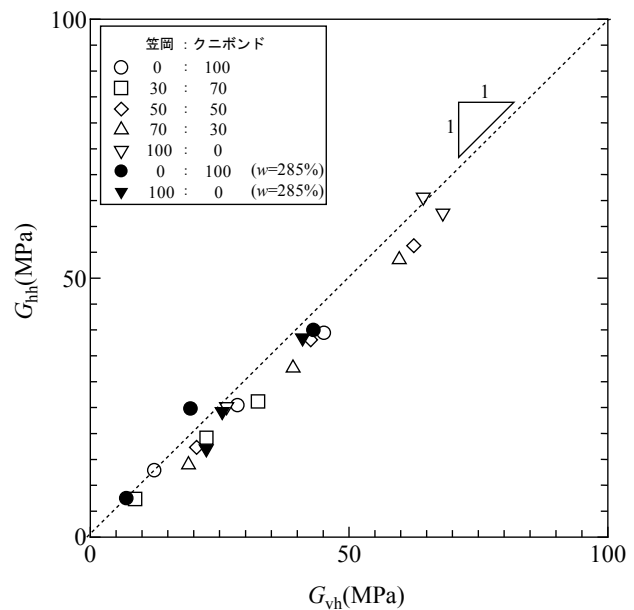


図9 G_{vh} と G_{hh} の関係

<謝辞>

本研究を遂行するにあたり、函館工業高等専門学校 松浦翔悟君に実験に関するご協力をいただいた。記して敬意を表します。

<参考文献>

- 1) Tsuchida, 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.
- 2) 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.
- 3) 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.

- 4) 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.
- 5) 堀田崇由, 片岡沙都紀, 川口貴之, 田中政典, 富田龍三, 中島美代子: 原料土の違いが気泡混合処理土の変形・強度特性に与える影響, 第46回地盤工学研究発表会, pp.671-672, 2011.
- 6) 地盤工学会: 粘土鉱物判定のための試料調整, 地盤材料試験の方法と解説—二分冊の1—, pp.355-360, 2009.
- 7) 和田光史: 粘土鉱物の同定および定量法, 日本土壌肥科学雑誌, Vol.37, No.1, pp.9-17, 1966.
- 8) 土質工学会: 粘土の不思議, pp.181, 1986.
- 9) Ohtsubo, M., Egashira, K., Koumoto, T. and Bergado, D.Y.: Mineralogy and Chemistry, and their Correlation with the Geotechnical Index Properties of Bangkok Clay: Comparison with Ariake Clay, Soils and Foundations, Vol.40, No.1, pp.11-21, 2000.
- 10) Kawaguchi, T., Yamashita, S., Kataoka, S., Shibuya, S. and Kawajiri, S.: Inherent and incedanisotropy of three natural sedimentary clays reflectiong on the elastic shear modulus, Proc. of the 4th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Vol.1, pp.575-579, 2008.

形状の異なるジオグリッドの引抜き抵抗メカニズム

苫小牧高専 国際会員 ○中村 努
苫小牧高専専攻科 遠藤 貴将
苫小牧高専 国際会員 所 哲也

1. はじめに

引張りに弱いという土の弱点を引張強度の大きな補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、急こう配の盛土を安全に構築することが可能なジオグリッドを用いた補強土構造物の位置づけはますます重要になってくると考えられる。補強土構造物を安全かつ経済的に設計するためには、土とジオグリッド間の摩擦特性を正確に知る必要がある。土とジオグリッドの摩擦特性を室内で評価するための手段としては、土とジオグリッド間の一面せん断試験および引抜き試験が知られている。その中で「引抜き試験」は引抜き試験装置土槽に詰められた土試料中に敷設したジオグリッドを直接引抜き、垂直応力と引抜き力および引抜き摩擦強さを直接調べる試験である。ジオグリッド試験片の土中引抜き挙動はその面上で一様では無く、引抜きが進むにつれ引張ひずみおよび張力が引抜き土槽奥に伝達され「引抜け」あるいは「破断」に至る。このような理由から要素試験として実施されている一面せん断試験に対し、引抜き試験は模型試験として位置づけられている。

引抜き試験はこれまでも国内外で広く実施され、試験方法についてわが国では「土とジオシンセティックス間の一面せん断試験方法」を含む他のジオシンセティックスに関する室内試験とともに 2009 年に地盤工学会より基準化された¹⁾。しかし、ジオグリッドは開口部を持ち、ジオグリッドを挟む上下の土の大部分が開口部で接しているため、引抜き抵抗メカニズムは複雑である。加えて国内外で使用されているジオグリッドの形状は様々であり、多種多様なジオグリッドそれぞれの引抜き抵抗メカニズムは明らかになっていない。また、この基準の許容範囲内の試験であっても、詳細については曖昧な表現も多く残され、多種多様なジオグリッドそれぞれに対して正確な強度定数が得られているとは言い難く、今後検討の余地が残されていることも事実である。一方、筆者らはこれまでに、引抜き試験において土槽前壁により生じるアーチ作用が、ジオグリッドの引抜き抵抗力を過剰に評価する可能性について指摘をしている^{2),3),4)}。アーチ作用とはジオグリッドが引抜かれる際に引抜き口近傍のジオグリッドが前壁側へ向かう方向へ力を受け、剛な壁面を持つ土槽前壁との間で骨格構造が形成される現象であり、その結果ジオグリッドに過剰な摩擦力が発生し、土中のジオグリッドの引抜きに対する抵抗力が増加する。

実際の補強土の設計においては、ジオグリッドが引抜けないようにすべり面より奥に十分な定着長を取る必要があり、その算定には摩擦特性試験から得られた摩擦特性値を用いるべきである。しかし摩擦特性試験装置は他の土質試験に比べて広く普及していないことに加え、上述したように摩擦特性試験から得られた摩擦特性値の信頼性が得られていないこともあり、多くの場合は土自体の強度定数に補正係数を乗じたものを用いているのが現状である⁵⁾。

以上のような背景から、各種ジオグリッドの引抜き抵抗メカニズムを把握し、摩擦特性試験によって正しく得られた強度定数を設計に取り入れることは重要であると考えられる。そこで本研究では形状の異なるジオグリッドを用い、引抜き口の形状および土槽前壁の素材を変えた一連の引抜き試験を実施し、試験結果に及ぼすアーチ作用の影響を調べることにより、それぞれのジオグリッドの引抜き抵抗メカニズムについて検討を行った。さらに、土槽の長さを変えた引抜き試験を実施することにより、試験結果に及ぼす影響を調べるとともに、アーチ作用によって増加した引抜き力の増加量の推定を行った。

2. 試験概要

2.1 土試料・ジオグリッド

本研究で用いたジオグリッドはポリエステル繊維を格子状に接合し、表面にアクリル樹脂をコーティングした繊維系ジオグリッドを 1 種類(WP)、およびポリエチレンを素材とする一軸延伸系ジオグリッド 2 種類(HDPE(a),HDPE(b))を用いた。使用したジオグリッドの形状はそれぞれ大きく異なり、これらのジオグリッドの物性を表-1 に、形状を図-1 に示す。また、土試料は気乾状態の豊浦砂を用い、引抜き試験装置土槽内に多重ふり空中落下法によって、相対密度が約 80%となるように堆積させた。

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		
WP	25	25	2	60	511
HDPE(a)	166	22	5	70	1025
HDPE(b)	245	22	5	112	1050

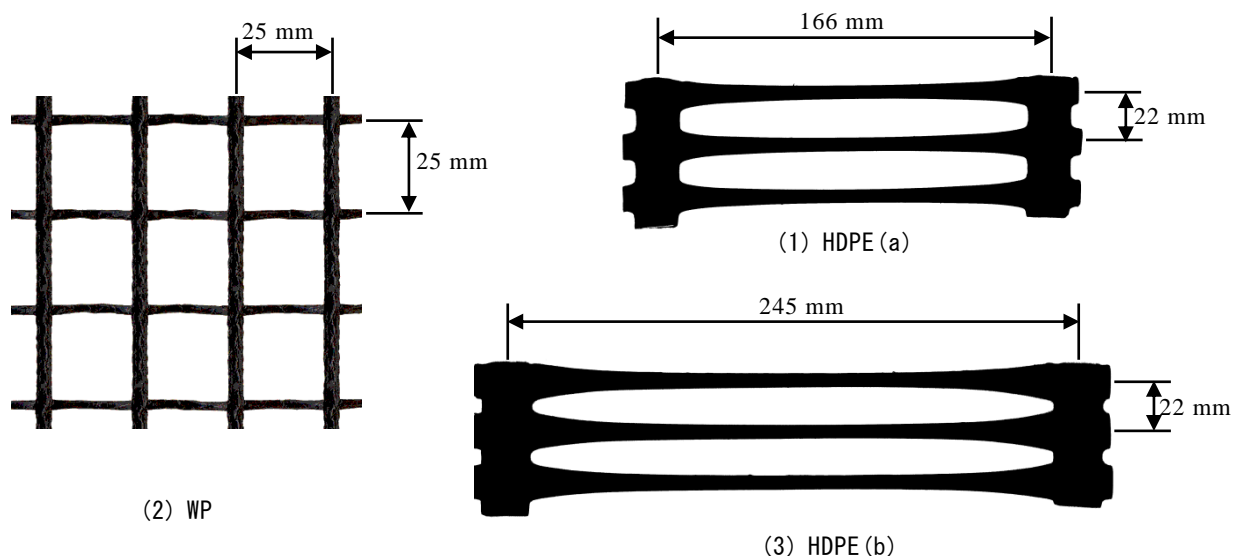


図-1 ジオグリッドの形状

2.2 引抜き試験条件および方法

本研究で用いた引抜き試験装置の概略を図-2、写真-1 に示す。土槽のサイズは幅：250×長さ：500×深さ：200 mm であり、地盤工学会基準¹⁾で推奨している範囲内の試験土槽であり、引抜き口の大きさはジオグリッドの厚さを考慮し繊維系ジオグリッド(WP)の場合は 4 mm、一軸延伸系ジオグリッド(HDPE(a),HDPE(b))を用いた場合には 8 mm とした²⁾。土槽壁面内側には土試料との摩擦軽減のためにグリ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（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。上方からラバーメンブレンを介して空気圧によって垂直応力を载荷し、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 1 mm/min の変位速度となるように引抜いた。引抜き摩擦強さ τ_p は次の式で算出する⁵⁾。

$$\tau_p = \frac{F_{max}}{2 \cdot L \cdot B} \quad (1)$$

ここに、

τ_p : 引抜き摩擦強さ (kN/m²)

F_{max} : 引抜き試験により計測される最大引抜き力 (kN)

L : 引抜き抵抗長 (m)

B : 供試体幅 (m)

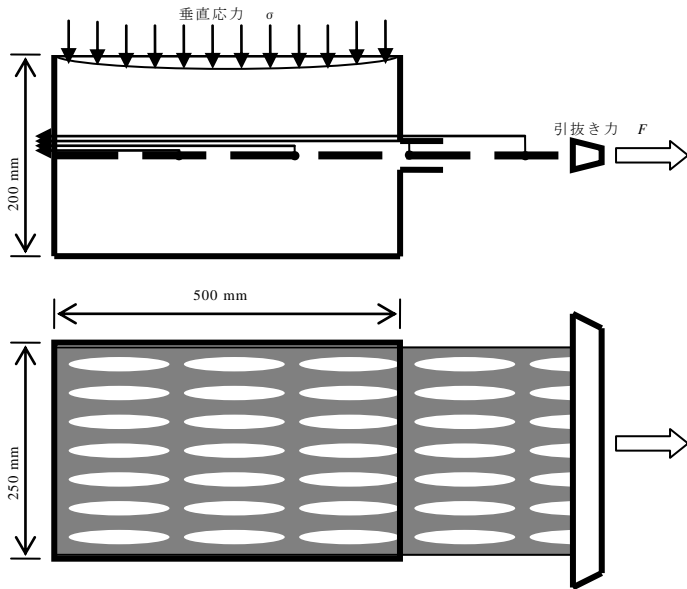


図-2 引抜き試験装置の概略



写真-1 引抜き試験装置

なお、引抜き抵抗長 L はピーク時の土槽内のジオグリッドの長さ、すなわち土槽の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¹⁾。また、本研究で用いた一軸延伸系ジオグリッドは引抜きに伴い引抜き力が増加し続け、引抜き力の明瞭なピークや残留状態が得られない^{6),7),8)}ため、筆者らがこれまでに報告した、引抜き曲線の傾きや各節点の土中変位を用いることによって最大引抜き力を決定する方法を用いた⁹⁾。

引抜き口は図-3に示すように鉄製のスリーブをスライドさせることにより土槽内での長さを調節できる。本研究ではスリーブを土槽内へ延ばすことにより、引抜き土槽前壁で生じるアーチ作用の影響を明らかにすることを目的とし、3種類($d=0, 30, 50$ mm)のスリーブ長で引抜き試験を実施した。また、同様に土槽前壁の剛性の違いがアーチ作用による引抜き試験結果に及ぼす影響を明らかにする目的で、土槽前壁の素材を3種類(鉄、ゴム、スポンジ)に変えて実験を実施した。ゴム、スポンジはそれぞれ10 mmのゴム板、スポンジ板を既存の前壁(鉄製)に貼付け、砂試料との接触面は鉄製の壁面と同様に、グリスとメンブレンにより摩擦除去層を設けている。

また、アーチ作用による引抜き力の増分を算定するために、引抜き土槽後方にスペーサを設置し土槽の長さを3種類(500, 400, 300 mm)に変化させ引抜き試験を実施した。

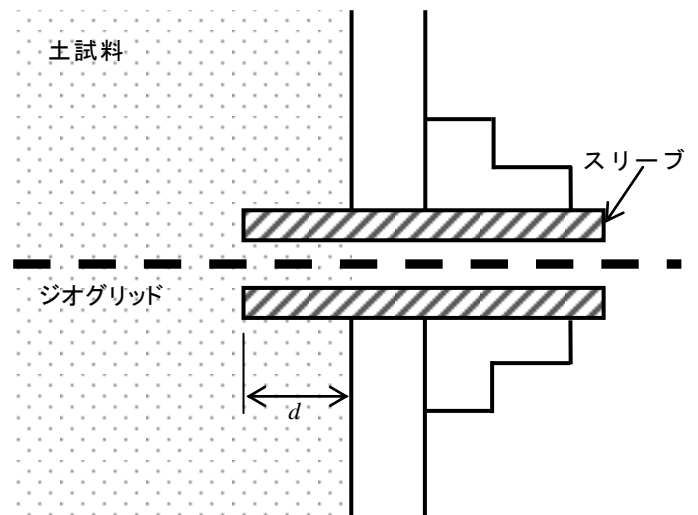


図-3 引抜き口の形状

3. 結果と考察

3.1 土槽内のスリーブ長の影響

米国の「ジオシンセティックスの土中引抜き試験」に関する基準である ASTM D6706-01¹⁰⁾では前壁の影響を取り除くために引抜き口部分に土槽内にスリーブを設けることが推奨されている。引抜き口を土槽の内側に入れることにより引抜き口付近でジオグリッドと土試料が接触しない部分ができ、これにより引抜きに伴い前壁に作用するアーチ作用を軽減するものと考えられる。本研究では繊維系のジオグリッド1種類(WP)および一軸延伸系ジオグリッド2種類(HDPE(a),HDPE(b))を用い引抜き口の鉄製スリーブを土槽の内側に入れた長さ(図-3中の d)を変えて引抜き試験を実施し、試験結果からアーチ作用の影響について明らかにした。また、一連の引抜き試験結果の比較から、それぞれのタイプのジオグリッドの引抜き抵抗メカニズムの違いについて検討を行った。

図-4は薄くて目合いの小さな繊維系ジオグリッドWPを用い、引抜き口の土中のスリーブ長を3種類に変えて実施した引抜き試験結果から求まる引抜き力と引抜き量の関係を示したものである。図より土槽内のスリーブ長を大きくした場合の方が引抜き力の増分が緩やかであり、引抜き曲線が右側にプロットされた。これは土槽内にスリーブを設けない場合($d=0$ mm)には引抜き初期に引抜き前壁と引抜き口付近のジオグリッド間に骨格構造が形成され、アーチ作用の影響によってジオグリッドの引抜き力の他に、過剰な抵抗力が生じたものと考えられる。また、スリーブ長を大きくした場合ほど最大引抜き力が減少しているが、土槽中へスリーブを伸ばすことによって、ジオグリッドの敷設長が減少するためである。

図-5は図-4の結果から引抜き摩擦強さと垂直応力の関係に整理したものである。この図よりスリーブ長が小さい方がやや大きな内部摩擦角が得られたが、その差は小さい。

図-6、図-7は一軸延伸系のジオグリッドHDPE(a)およびHDPE(b)を用い、土槽内のスリーブ長を3種類に変えた試験から求まる引抜き力と引抜き量の関係を示したものである。図-6よりHDPE(a)を用いた場合には、繊維系のジオグリッド(WP)を用いた場合のように明瞭なピークは見られない。また、図-4で見られたようなアーチ作用の影響はあまり見られず、引抜き初期の引抜き力と引抜き量の関係はスリーブ長によらず垂直応力毎にほぼ一定の傾きを示す。これらの違いは繊維系ジオグリッドと一軸延伸系ジオグリッドの形状の違いによる、引抜き抵抗メカニズムの違いによるものと考えられる。すなわち繊維系のジオグリッドは目合いが小さく、引抜きが進むにつれ土とジオグリッド間の摩擦抵抗が徐々に土中奥へ伝達してゆく。そのため、引抜き初期から引抜き口付近のジオグリッド表面と土試料との摩擦が生じ、前壁との間でアーチ作用が顕著に表れたと考えられる。一方、一軸延伸系のジオグリッドは目合いが大きく表面が滑らかであるため、引抜き力の大部分を太くて厚い横リブによる受働支圧抵抗によって受け持っている。そのために、引抜き初期は土中の横リブと引抜き土槽前壁の距離が離れており、アーチ作用があまり生じないと考えられ、引抜きが進むにつれて横リブによる受働支圧が増加し、引抜き力が増加し続ける。図-7よりHDPE(b)を用いて引抜き試験

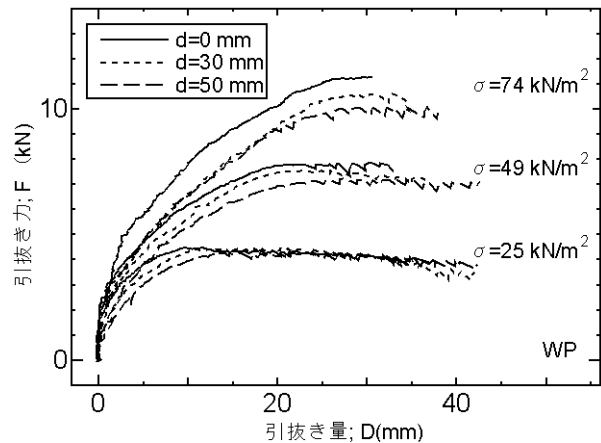


図-4 スリーブ長の影響 (WP)

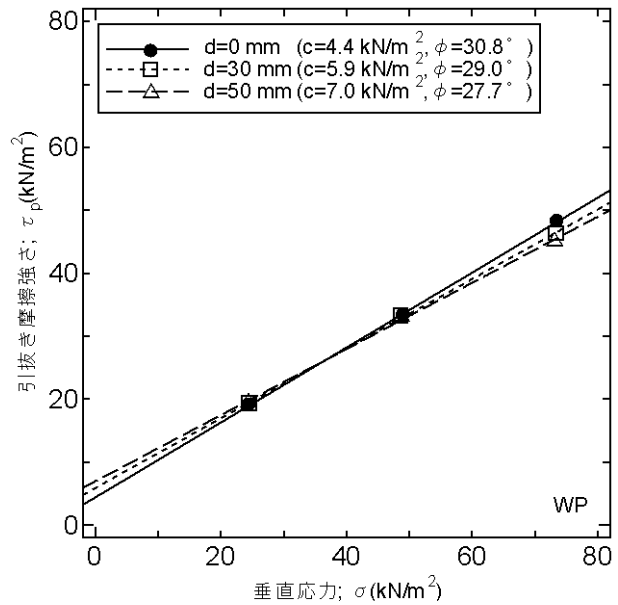


図-5 スリーブ長の影響 (WP)

を実施した結果はデータがバラつき、引抜き力と引抜き量の関係は繊維系ジオグリッド WP や一軸延伸系ジオグリッド HDPE(a)のような明確な傾向は得られなかった。図-8、図-9 はそれぞれ HDPE(a),(b)の引抜き試験結果から求まる引抜き摩擦強さと垂直応力の関係を示したものである。これらの図より一軸延伸系ジオグリッドを用いた場合は繊維系のジオグリッドと同様に、スリーブを土中に設けてもほぼ同程度の直線を示し、強度定数に大きな影響を与えていないことがわかる。また、繊維系ジオグリッドを用いた引抜き試験結果と比較して、一軸延伸系ジオグリッドを用いた引抜き試験から得られる粘着力 c は小さい。

HDPE(b)は目合いが大きく引抜き土槽中に横リブが 2 本しかない状態で引抜き試験を実施しており、上述したように試験結果にバラつきが生じた。より信頼性の高い知見を得るためには、さらなる試験データの蓄積が望まれる。

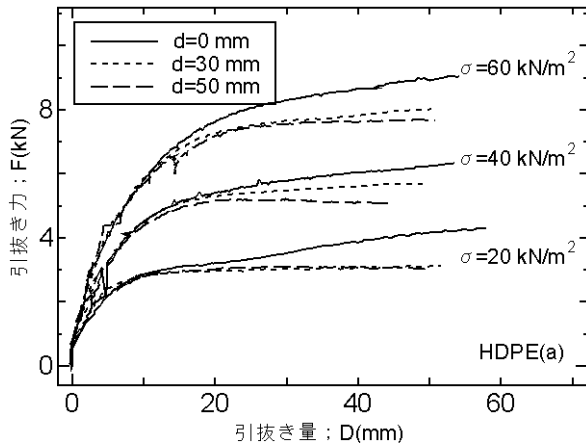


図-6 スリーブ長の影響 (HDPE (a))

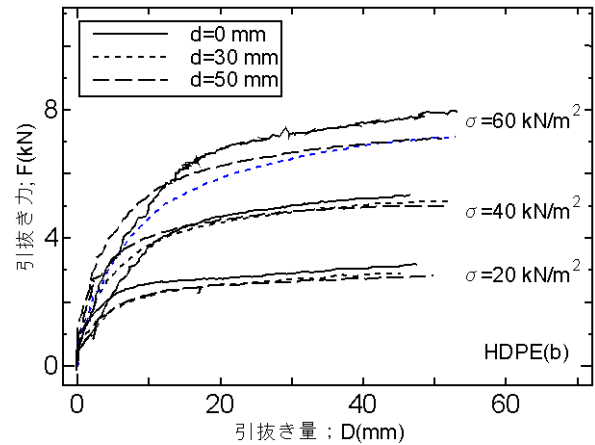


図-7 スリーブ長の影響 (HDPE (b))

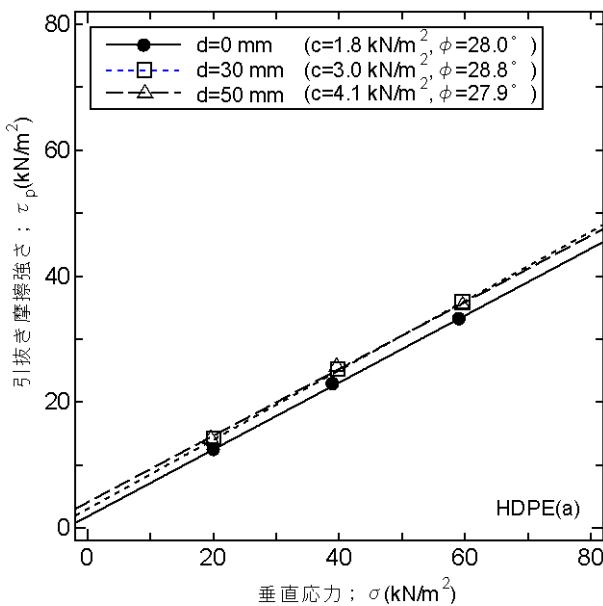


図-8 スリーブ長の影響 (HDPE (a))

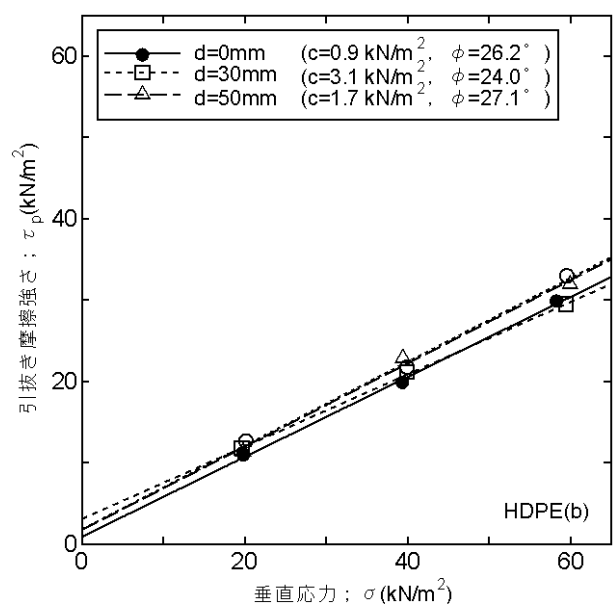


図-9 スリーブ長の影響 (HDPE (b))

3.2 土槽前壁の剛性の影響

引抜き土槽前壁の剛性を変化させることによりアーチ作用の影響を軽減し、その効果を明らかにすることを目的とし、既存の鉄製の前壁にゴム板、スポンジ板を張り付けることにより 3 種類の異なる壁面にて引抜き試験を実施した。土槽内のスリーブ長はすべての試験で $d=0$ mm とした。繊維系ジオグリッド WP を用いた引抜き試験結果から求まる引抜き力と引抜き量の関係を図-10 に示す。図より土槽前壁を鉄壁とゴム板とした場合にはほぼ同程度の引抜き挙動を示したが、スポンジ板を用いた場合の引抜き力は小さく、引抜き曲線は右側にプロットされている。これは剛性の大きな鉄製の前壁を用いた場合に、引抜きに伴い土槽前

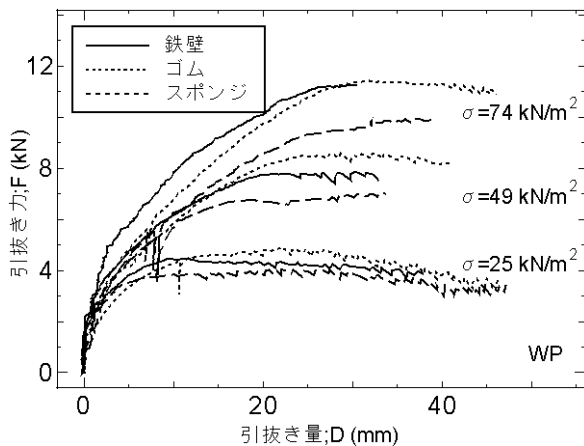


図-10 土槽前壁の剛性の影響 (WP)

壁付近で形成される骨格構造が、スポンジのように剛性の小さな素材を用いることにより形成されにくくなり、その結果アーチ作用による過剰な引抜き力の発生が軽減されたためであると考えられる。図-11は図-10の結果から求まる引抜き摩擦強さと垂直応力の関係を示したものである。この図からも、引抜き土槽前壁を鉄壁およびゴム板とした場合にはほぼ同程度の強度定数が得られた。また前壁をスポンジとした場合には特に粘着力が小さく得られ、破壊線は他と比較し下方に位置する。図-5（引抜き口のスリーブ長の影響）と比較すると、土槽前壁の素材剛性の違いの方がアーチ作用の発現に強く影響を及ぼしていることが分かる。

次に図-12、図-13は一軸延伸系のジオグリッド HDPE(a)および HDPE(b)を用い、土槽前壁の素材を3種類に変えた試験から求まる引抜き力と引抜き量の関係を示したものである。図-12、13より一軸延伸系ジオグリッドを用いた場合でも繊維系ジオグリッド(WP)を用いた場合と同様に、スポンジのように剛性の小さな素材を土槽前壁に用いた場合には引抜き力が小さく、アーチ作用が軽減したものと考えられる。次に図-14,15は図-12,13の結果を引抜き摩擦強さと垂直応力で整理したものである。これら図からもスポンジを用いた場合の内部摩擦角はやや小さく表れたが、繊維系ジオグリッドを用いた引抜き試験結果(図-11)と比較すると、一軸延伸系ジオグリッドを用いた場合には、土槽前壁の素材の剛性を変えたときの強度定数の変化は小さい。

以上の、引抜き口のスリーブ長および土槽前壁の素材剛性を変化させて実施した引抜き試験結果より、一軸延伸系ジオグリッドと比較して繊維系のジオグリッドを用いた場合の方が、アーチ作用の影響がより強く現れることが分かった。前節でも述べたように、このような差異は両ジオグリッドの形状の違いによる抵抗メカニズムの違いによるものと考えられる。ジオグリッドの引抜き抵抗はジオグリッド表面と土との間の摩

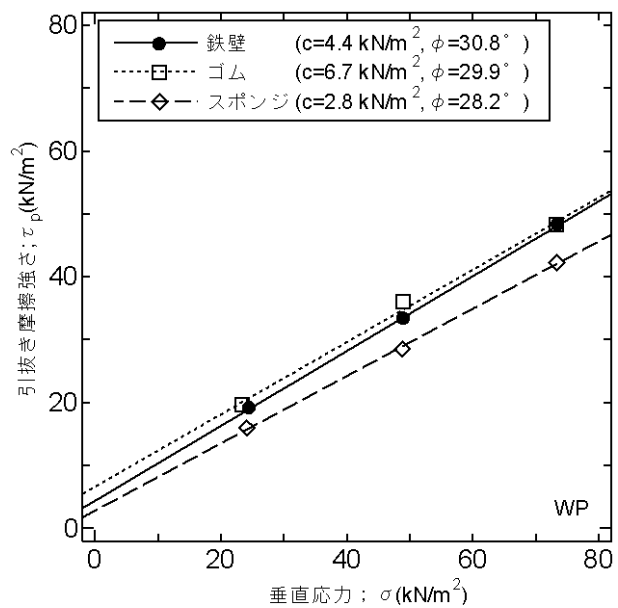


図-11 土槽前壁の剛性の影響 (WP)

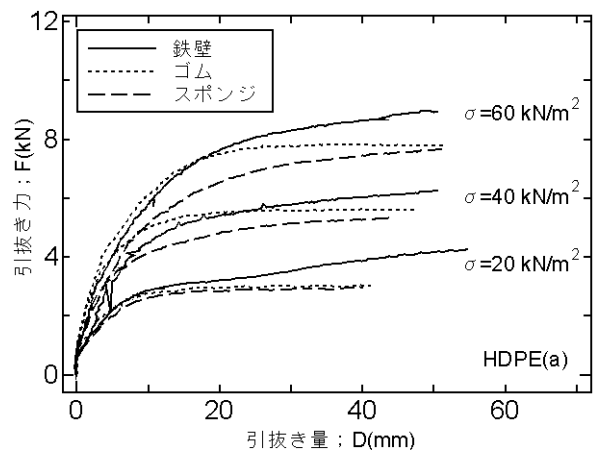


図-12 土槽前壁の剛性の影響 (HDPE (a))

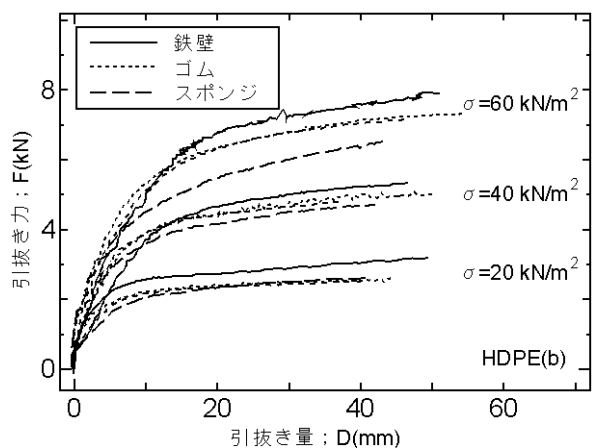


図-13 土槽前壁の剛性の影響 (HDPE (b))

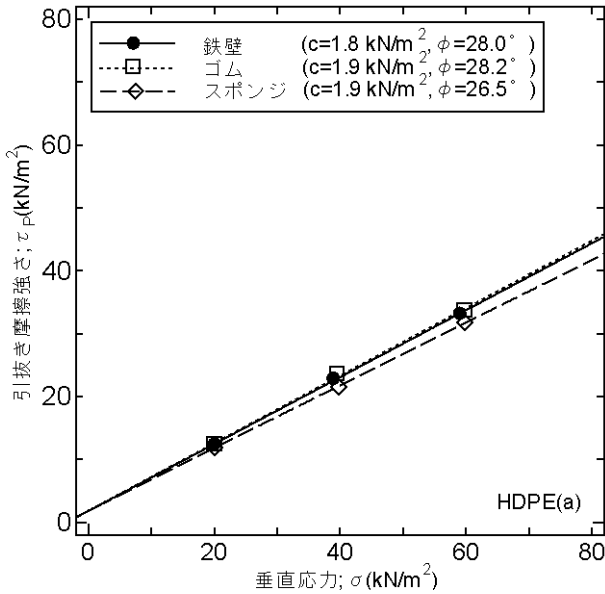


図-14 土槽前壁の剛性の影響 (HDPE (a))

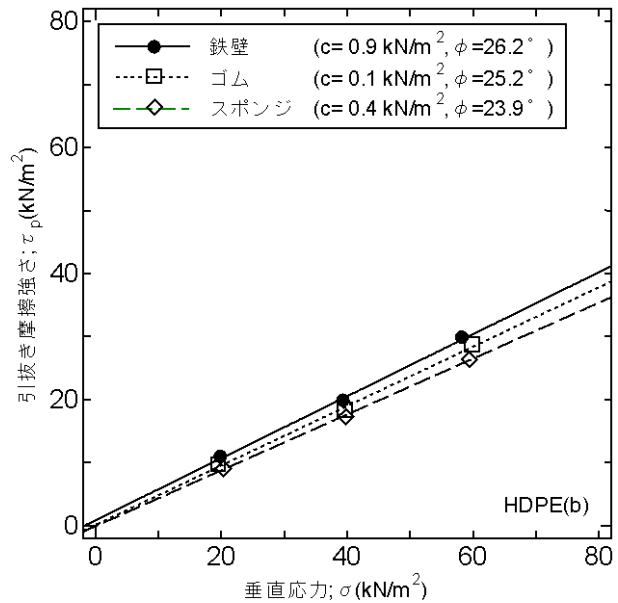
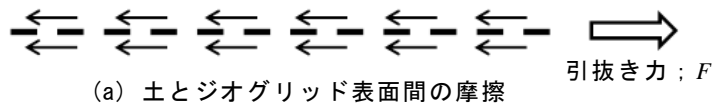


図-15 土槽前壁の剛性の影響 (HDPE (b))

擦による抵抗と横リブが土中を移動する際に生じる受働支圧による抵抗の2要素に起因する^{11),12)}ことが早くから知られているが、繊維系ジオグリッドのように目合いが小さく、表面形状が粗いジオグリッドは主に土とジオグリッド表面間の摩擦抵抗と横リブの受働支圧による抵抗が引抜きが進むにつれ土槽奥へ徐々に進む。一方表面が滑らかであり目合いが大きく厚い横リブを持つ一軸延伸系ジオグリッドのようなジオグリッドは、引抜き抵抗の大部分を横リブによる受働支圧により受け持っていると考えられる(図-16参照)。しかし引抜き初期には土中奥にある横リブにまで張力は伝達しておらず、引抜き口付近の土とジオグリッド間の摩擦により引抜きに対して抵抗しておりアーチ作用が発現する。しかし引抜きが進むにつれ張力が土中奥の横リブに伝達し、引抜き抵抗の大部分を横リブで受け持つようになり、引抜きが生じるときにはアーチ作用の影響は相対的に減少し、結果的に強度定数に大きな差が見られなくなる。

繊維系ジオグリッド



一軸延伸系ジオグリッド

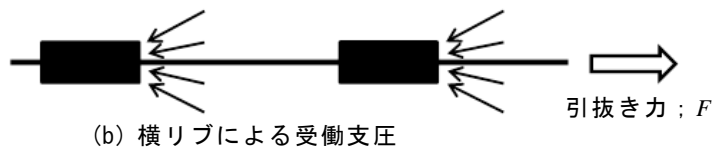


図-16 ジオグリッドの引抜き抵抗メカニズム

3.3 アーチ作用の影響

上述したように、ジオグリッドの土中引抜き試験結果には土槽前壁が存在することにより生じるアーチ作用によって、引抜き力を過大に評価してしまう恐れがある。本節ではアーチ作用の影響を取り除くことを目的とし、過大に発生した引抜き力の大きさを推定することを試みた。

アーチ作用とはジオグリッドが引抜かれる際に引抜き口近傍のジオグリッドが前壁側へ向かう方向へ力を受け、剛な壁面を持つ土槽前壁との間で骨格構造が形成される現象であり、その結果ジオグリッドに過剰な摩擦力が発生する。このことから、アーチ作用は引抜き口の近傍でのみ発生し、ジオグリッドの敷設長を変化させても、アーチ作用による「引抜き力」の増加量は変化しないと考えられる。一方、強度定数を求めるために用いる「引抜き摩擦強さ」は引抜き力を土とジオグリッドの接触面積で除するために、ジオグリッドの敷設長が大きければ大きいほど「引抜き摩擦強さ」に及ぼすアーチ作用の影響は相対的に減少す

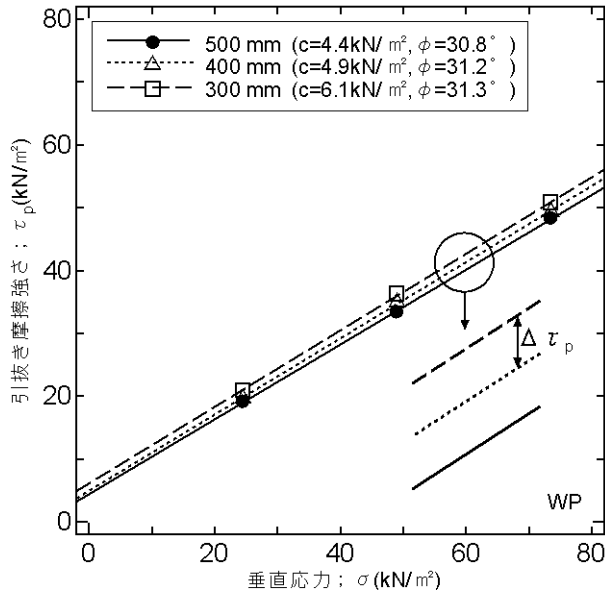


図-17 アーチ作用の影響による $\Delta \tau_p$ の差

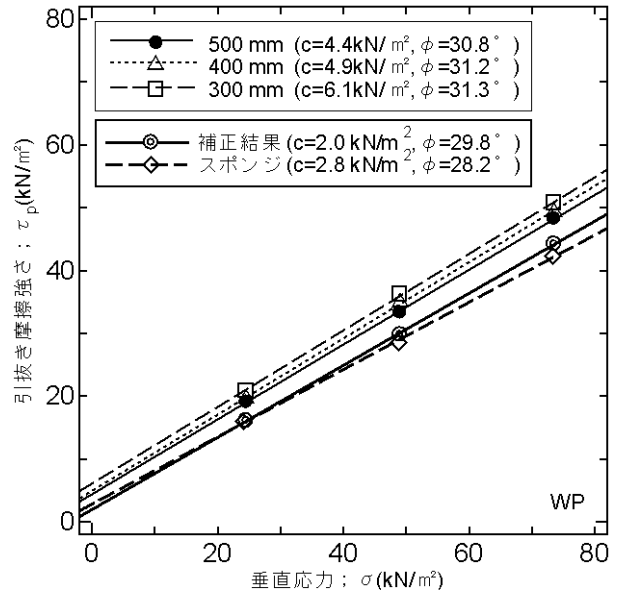


図-18 アーチ作用の影響を補正した結果との比較

る。そこで本研究では引抜き土槽の後方にスペーサを設置することにより土槽の長さを 300, 400, 500 mm の 3 種類に変えて引抜き試験を実施し、その結果を用いることによってアーチ作用の影響の推定を行った。図-17 は土槽の長さ、すなわちジオグリッドの敷設長を変えて実施した引抜き試験結果から求まる引抜き摩擦強さと垂直応力の関係を示したものである。この図よりジオグリッドの敷設長を変化させても内部摩擦角 ϕ に大きな差は見られないが、土槽の長さが小さな場合ほど、わずかにではあるが大きな粘着力が得られた。結果として土槽が長くなるにつれて破壊線は順に下方に引かれることとなる。これは上述したように、敷設長が大きいほど、アーチ作用による引抜き摩擦強さへの影響が減少したためである。そこでアーチ作用が引抜き試験結果に及ぼす影響を推定する手順を以下に述べる。

はじめに、引抜き試験から得られる引抜き力には、アーチ作用による影響が含まれることから

$$F_{\max} = f_{\max} + \alpha \quad (2)$$

ここで、 F_{\max} : 引抜き試験により計測される最大引抜き力 (kN)

f_{\max} : ジオグリッドの真の最大引抜き力 (kN)

α : アーチ作用の影響による引抜き力の増分 (kN)

(2)式より、引抜き試験から求まる引抜き摩擦強さ τ_p は以下の式で表すことができる。

$$\tau_p = \frac{F_{\max}}{A} = \frac{f_{\max} + \alpha}{A} \quad (3)$$

ここで、 A : 土とジオグリッドの接触面積 (m^2)

(3)より、図-17 で各敷設長の引抜き試験から得られる引抜き摩擦強さの差 $\Delta \tau_p$ は以下のように表すことができる。

$$\Delta \tau_p = \tau_{p2} - \tau_{p1} = \left(\frac{f_2 + \alpha}{A_2} \right) - \left(\frac{f_1 + \alpha}{A_1} \right) \quad (4)$$

ここで、 τ_{p1} , τ_{p2} : 各敷設長の引抜き試験から求まる引抜き摩擦強さ(kN/m²)

A_1 , A_2 : 各敷設長の試験における土とジオグリッドの接触面積(m²)

f_1 , f_2 : 各敷設長の引抜き試験における真の引抜き力(kN)

(4)において、アーチ作用の影響がなければ、敷設長の違いによる引抜き摩擦強さの差は無いので以下の関係が得られる。

$$\frac{f_1}{A_1} = \frac{f_2}{A_2} \quad (5)$$

(4),(5)式より(6)式が得られる。

$$\Delta\tau_p = \alpha \left(\frac{f_2}{A_2} - \frac{f_1}{A_1} \right) \quad (6)$$

(6)式を用い土槽の長さを変えて実施した一連の引抜き試験結果から、アーチ作用の影響による引抜き力の増分(α)を求めると、垂直応力(σ)が 25, 49, 74 kN/m² に対してそれぞれ、0.7, 0.8, 0.9 kN となった。この値は引抜き土槽の長さが 500 mm の引抜き試験による最大引抜き力の約 8~15 % に相当し、土槽長さが小さくなるほどその影響は大きくなる。以上の結果から、土槽前壁によるアーチ作用が引抜き試験結果に及ぼす影響は大きく、より安全で経済的な補強土構造物の設計に用いるためには無視することができない量であると考えられる。

次に、本節で求めた α を用い、アーチ作用の影響を取り除いた引抜き摩擦強さを求め、先ほどの試験結果との比較を行った。図-18 は図-17 にアーチ作用による誤差の補正をした結果を重ねたものである。また、この図には参考として土槽前壁をスポンジとした場合の引抜き試験から求まる破壊線を示している。図よりアーチ作用の影響を補正した効果は大きく、補正を施した結果は土槽前壁の素材をスポンジとした場合と同程度であった。これらの結果は、特に繊維系ジオグリッドのように目合いが小さく表面の形状が粗い様なジオグリッドを用いた引抜き試験結果は、アーチ作用の影響によりその引抜き摩擦強さを過大に評価している可能性があること。また、正しい摩擦特性を知るためには本研究で示すような補正を行わなくても、土槽前壁の素材を変えることにより可能であることを示唆している。一方このような傾向は使用するジオグリッドの他にも土質材料や応力条件など様々な要因により異なってくることも考えられる。引抜き試験が今後さらに広く普及してゆくためには、より詳細なデータの蓄積が必要である。

4. まとめ

3 種類のジオグリッドを用い、引抜き口の形状、土槽前壁の素材剛性、土槽の長さを変えた一連の引抜き試験を実施し、以下の結論を得た。

1. ジオグリッドの形状により、引抜き抵抗メカニズムは大きく異なり、目合いが小さく表面形状が粗い繊維系のジオグリッドを用いた方が、アーチ作用の影響を強く受ける。
2. HDPE ジオグリッドは引抜き抵抗の大部分を横リブによる受働支圧により受け持っているため、引抜き試験から得られる強度定数はアーチ作用の影響は小さい。
3. アーチ作用による影響による引抜き力の増分を推定する方法を示した。
4. 土槽前壁の素材を変えることにより、アーチ作用の影響を取り除くことができる。

謝辞

本研究の遂行に当たり、実験に関して照井秀幸君(現室蘭工業大学大学院),高橋美久君(現北海道ガス(株)),櫻井高志君,白井翔也君(苫小牧高専5年)の協力を得た。末筆ながら、心より感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) 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,III-257・pp.513-514，2008.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) Mitachi, T., Yamamoto, Y. and Muraki, S.: 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, 1992.
- 8) 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.
- 9) 中村努，吉澤耿介，遠藤貴将：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，地盤工学会北海道支部技術報告集・第51号・pp.111-118，2011
- 10) American Society for Testing and Materials: Standard Test Method for Measuring Geosynthetic Pullout Resistance in Soil, ASTM D 6706-01, 2001.
- 11) Jewell, R.A. and Milligan, G.W.E. : Interaction between soil and geogrid, *Polymergrid Reinforcement*, Thomas Telford Limited, London, pp.18-30,1985.
- 12) Kitamoto, Y. and Abe, H.: Stability evaluation of reinforced embankments on soft ground, *Proc. 9th ARCSMF*, Bangkok, vol. 1, pp.327-330, 1990.

北海道大学大学院 学生会員 ○伊藤 啓介
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 松村 聡

1. はじめに

我が国では元来、地震と豪雨や洪水による盛土の被害が重要な問題である。2011年3月11日に起きた東日本大震災においても盛土の崩壊現象は多数確認されたが、反面大きな地震や津波・洪水といった災害に耐え、多くの人命を救った機能もまた確認されている。そのことは、盛土が持つ社会的役割が大きいこと、また盛土の高い耐震性に加えて豪雨・洪水・津波に対する盛土の安定性の確保が課題であることを再認識させることとなった。その課題に対して対処すべきことの一つとして、盛土の力学的性能を適切に把握し、現状より向上させることがある。従来の盛土の管理は、一般的に各敷き均し層ごとに代表試料を用いて密度試験を行い、締固め度 D_c の値が規定の許容下限値以上であれば良いとする密度管理である¹⁾。しかし、試料の種類によって施工時の含水状態や締固め度に基づく性能が大きく異なるとすれば、締固め度だけでなく、その他の締固め条件の違いによる力学性能を再確認する必要がある。本研究では、2つの異なる試料を用いて、締固め時のエネルギーや含水比を変化させた供試体を用意し、圧密非排水三軸圧縮試験を行い、その強度特性について調べている。

2. 対象試料の概要と試験供試体作成条件

本研究では、北海道札幌市南区真駒内駒岡地区で採取された火山灰粗粒度（以下、K soil と称す）及び北海道池田町から採取された砂質シルト（以下、I soil と称す）を用いた²⁾。図-1は各試料の粒径加積曲線及び物性値を示す。これより、K soil の最大粒径 D_{max} は 9.5mm、細粒分含有率は 31%である。I soil は最大粒径 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。

図-2(a), (b)には、K soil 及び I soil の締固め試験の結果と、本研究で行う圧密非排水三軸圧縮試験の供試体作成条件を示す。K soil の締固め試験（(a)図●印参照）は A-c 法³⁾に準じて行った。図より、最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=1.059\text{g/cm}^3$ 、最適含水比 $w_{opt}=40.5\%$ であることがわかる。また圧密非排水三軸圧縮試験では、最適含水比 ($w_{opt}=40.5\%$)、含水比 37%付近(乾燥側条件)および含水比 48%付近(湿潤側条件)にて 1.0Ec で締固めて作製されたもの(図中の○印)、湿潤側条件では締固めエネルギーを 0.17Ec および 0.45Ec に設定して締固めた供試体を準備した。一方、(b)図に示すように、I soil では締固め試験を A-b 法に準じて行った。これより、最適含水比 $w_{opt}=25\%$ 、最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=1.446\text{g/cm}^3$ である。また圧密非排水三軸圧縮試験では、最適含水比 ($w_{opt}=25\%$)、含水比 16%付近(乾燥側条件)および含水比 30%付近(湿潤側条件)にて 1.0Ec で締固めて作製されたもの(図中の○印)、最適含水比では締固めエネルギーを 0.77Ec および 0.36Ec に設定して締固めた供試体を準備した。なお、

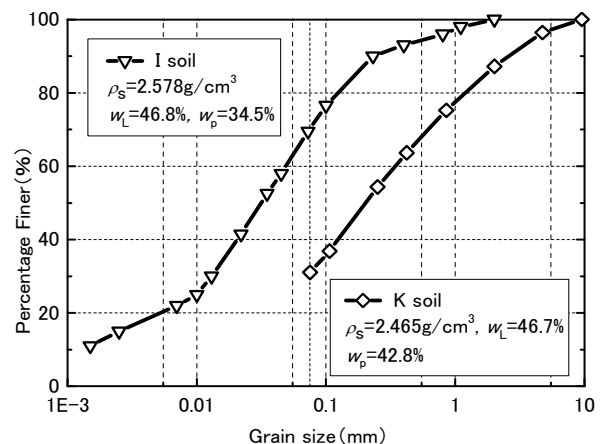


図-1 粒径加積曲線及び物性値 (K soil, I soil)

Effect of compaction condition on undrained mechanical properties of embankment materials.

Keisuke ITO (Graduate School of Engineering, Hokkaido University), Shoji YOKOHAMA, Seiichi MIURA, and Satoshi MATSUMURA

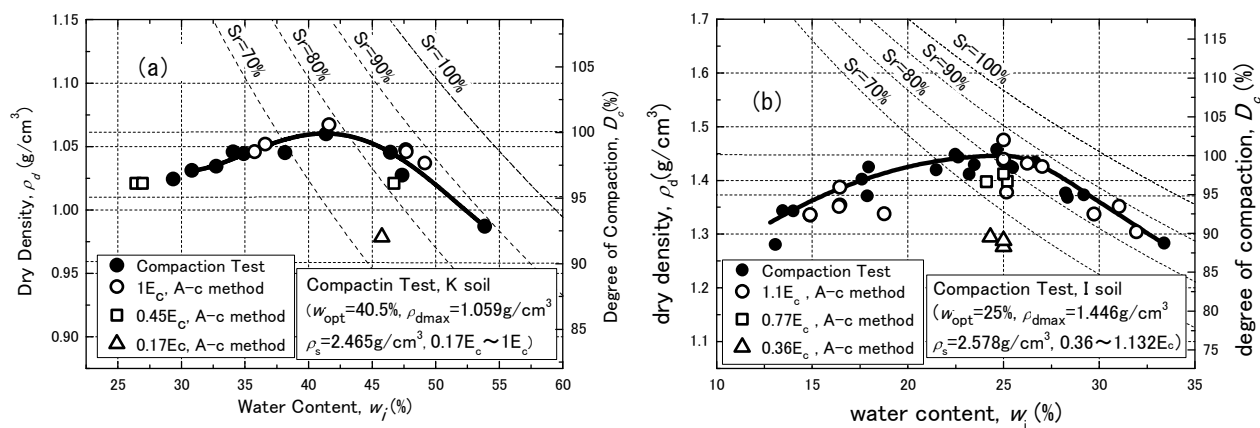


図-2 締固め曲線 (a)K soil (b)I soil

締固め試験の締固めエネルギーはどちらの試料も $1.0E_c$ ($=550 \text{ kJ/m}^3$) に設定されている。各試験で得られた ρ_{dmax} をそれぞれ締固め度 D_c の基準としている。なお、いずれの試料においても、三軸供試体作成用に新調したモールド(内径 100mm, 深さ 150mm)を用いて供試体を準備した。これにより、締固め含水比や締固め度の違いによる非排水せん断特性の変化を調べる。

本研究では、初期状態の違いを区別するために、締固め含水比や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 $D_{c, opt}$ 、最適含水比より低い初期含水比で締固めた供試体では $D_{c, dry}$ 、最適含水比より高い初期含水比では $D_{c, wet}$ と表記し、その際の締固め含水比をそれぞれ w_{opt} , w_{dry} , w_{wet} と表記している。

3. 試験方法

締固め供試体の強度特性の基礎的データを得るために、まず供試体を飽和化した後に圧密非排水せん断試験を実施した。次いで供試体に CO_2 を供給後、脱気水を通水する。引続き二重負圧法を適用し、さらに 200kPa の背圧を載荷して間隙圧係数 B 値を確認する。この B 値が 0.96 以上であれば飽和状態と確認し、所定の有効拘束圧 ($\sigma'_c=50, 100, 150 \text{ kPa}$) による等方圧密を実施する。0.96 未満の場合、再度飽和化作業を実施し、極力 B 値が 0.96 に近づけるようにした。圧密による排水量及び軸変位量を計測し、排水量変化が供試体の体積(初期状態)を基準として $1.0 \times 10^{-4} \text{ %/min}$ 以下となった状態を圧密終了と判断した。等方圧密終了後に、軸ひずみ速度を $\dot{\epsilon}_a = 0.1 \text{ %/min}$ に設定して非排水せん断試験を実施した。供試体の軸ひずみが 15%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 ピーク強度

図-3(a), (b)は、K soil による試験結果を軸差応力 $q(=|\sigma_a - \sigma_r|)$ - 軸ひずみ ϵ_a の関係として示している。(a)図では $D_c=98.9 \sim 99.4 \text{ %}$, $\sigma'_c=50 \text{ kPa}$ の条件、(b)図では $D_c=98.6 \sim 100.8 \text{ %}$, 有効拘束圧 $\sigma'_c=100 \text{ kPa}$ である。また、軸差応力 q の最大値を q_{max} とする。(a)図より、軸差応力の最大値 q_{max} に関しては乾燥側よりも湿潤側の方がわずかに高いことがわかる。さらに、軸ひずみが小さいレベルでは、乾燥側の軸差応力が湿潤側よりも極めて高いことも確認できる。これより、軸ひずみレベルの違いにより強度の評価に関する大小関係が変わるが、同程度の締固め度条件下においても、締固め含水比が異なると強度特性が変わることも確認できた。一方、(b)図で示すように有効拘束圧が 100kPa のケースにおいても、 q_{max} は湿潤側条件で最適含水比および乾燥側条件より高くなっていることがわかる。なお、 q_{max} 発生時の破壊ひずみ ϵ_f は湿潤側条件で 15%近くに達するが、乾燥側条件では 5%程度であることもわかる。このように、締固め条件の違いは q_{max} の大きさのみならず、軸ひずみ発生挙動にも無視できない影響を及ぼすことが見られた。

I soil に関する強度特性を図-4(a), (b)にそれぞれ $\sigma'_c=50 \text{ kPa}$ および 100kPa における軸差応力 q - 軸ひずみ ϵ_a の関係を示している。いずれも締固めエネルギーが $1.1E_c$ で作成された供試体の結果である。(a)図および(b)図で共通して見られる挙動としては、同一締固めエネルギー条件下では最適含水比で締固めた場合での

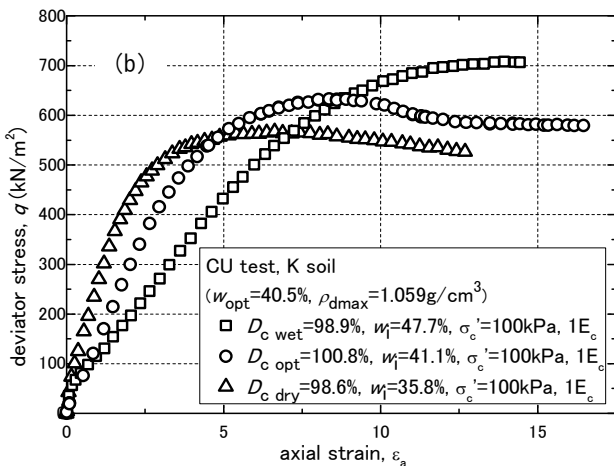
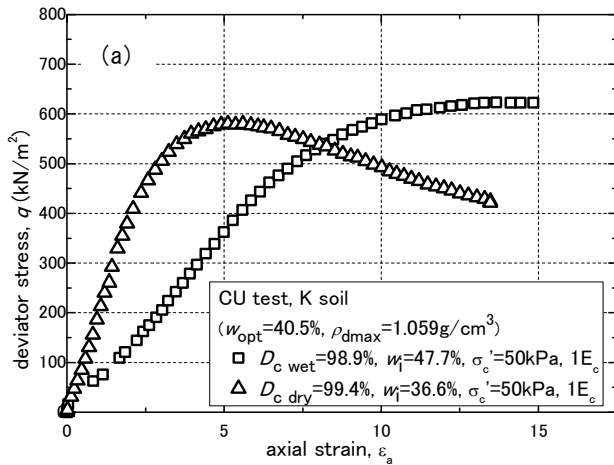


図-3 軸差応力-軸ひずみ関係(K soil, $D_c=98\%$, $1E_c$)
 (a) $\sigma'_c=50\text{kPa}$, $D_c=98.9\sim99.4\%$
 (b) $\sigma'_c=100\text{kPa}$, $D_c=98.6\sim100.8\%$

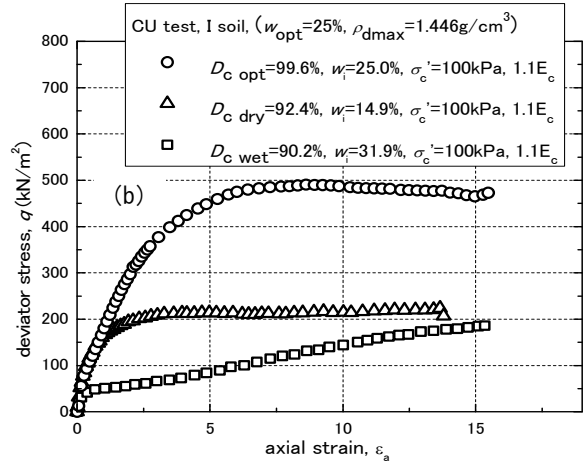
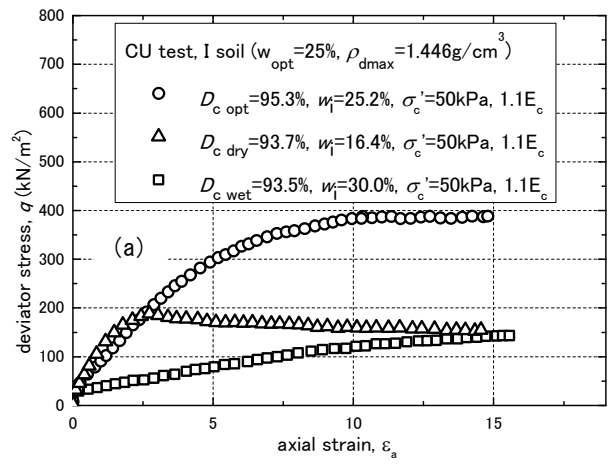


図-4 軸差応力-軸ひずみ関係(I soil, $1.1E_c$)
 (a) $\sigma'_c=50\text{kPa}$, $D_c=93.5\sim95.3\%$,
 (b) $\sigma'_c=100\text{kPa}$, $D_c=90.2\sim99.6\%$,

q_{\max} が他のケースに比べて高いこと、同じ締固め度で比較すると湿潤側条件よりも乾燥側条件での q_{\max} が高いことである。これは前述した K soil (図-3 参照) での結果と異なる傾向である。以上のことから、土質の違いにより非排水強度特性と締固め条件との相関性が異なる可能性が伺える。

次に破壊に至るまでの応力状態の変化を有効応力経路により考察する。まず、K soil の $\sigma'_c=50\text{kPa}$ および 100kPa での有効応力経路をそれぞれ図-5(a) および (b) に示す。ここで p' は有効平均主応力 ($=(\sigma'_1+2\sigma'_3)/3$) である。(a) 図および (b) 図の両者で見られるように、乾燥側では一旦 q が増加傾向を示してピークに達した後に q 及び p' が減少に転ずる。一方、湿潤側では最後まで q が増加していくことがわかる。

I soil の $\sigma'_c=50\text{kPa}$, 100kPa における有効応力経路を図-6(a) および (b) に示す。(a) 図では最適含水比及び湿潤側では最後まで q が増加し続ける一方、乾燥側では一旦 q が増加傾向を示してピークに達した後に q 及び p' が減少に転じている。また (b) 図では乾燥側、最適含水比、湿潤側いずれも q は増加傾向を示している。以上により、K soil と I soil では有効拘束圧の違いがせん断時の挙動に及ぼす影響が異なることがわかる。つまり締固め土の強度特性の評価をする際には、その土が受ける拘束圧の大きさを考慮することも重要といえる。

続いてせん断抵抗角に及ぼす締固め条件の影響を調べるために、図-7(a), (b) は、K soil 及び I soil の締固め度 D_c とせん断抵抗角 ϕ' 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(1)式のように算出している。⁴⁾

$$\sin\phi' = \frac{3M}{6+M} \quad (0 < M < 3) \quad \dots(1)$$

ここで、 M は限界状態定数であり、図-5(a), (b) 及び図-6(a), (b) の各有効応力経路図における原点から限界状態を示す点に引いた直線の傾きである。なお、限界状態として主応力比最大時を設定し、その状態で得

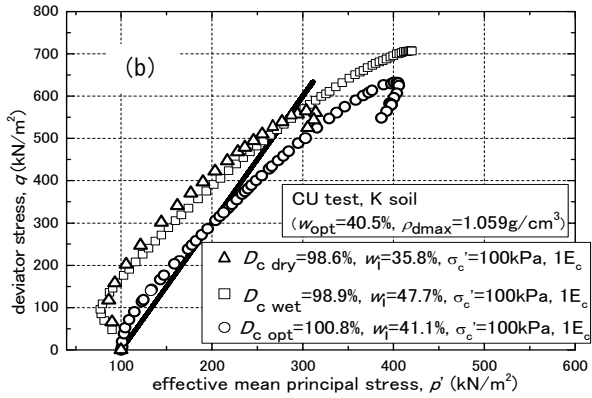
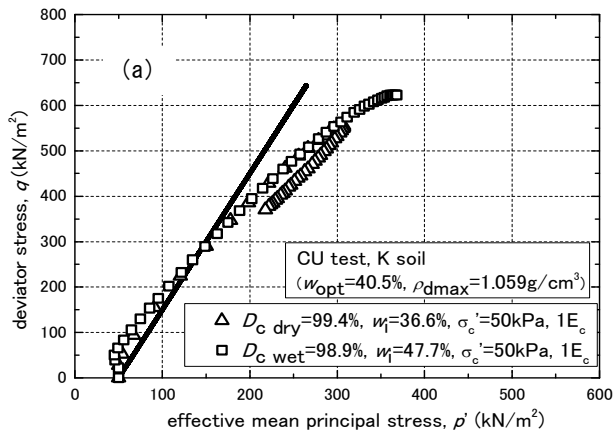


図-5 有効応力経路(K soil, $1E_c$)

(a) $\sigma'_c=50\text{kPa}$, $D_c=98.9\sim99.4\%$

(b) $\sigma'_c=100\text{kPa}$, $D_c=98.6\sim100.8\%$

られたせん断抵抗角を ϕ' としてそれらの特性を調べている。(a)図より、K soilでは締固め含水比や有効拘束圧に関わらず、 D_c が増加するに伴い ϕ' も増加する傾向にあり、 D_c が5%増加すると ϕ' は 2° 程度増加していることがわかる。一方(b)図は、(a)図のK soil同様 D_c が増加するに伴い ϕ' も増加する傾向にあり、 D_c が5%増加すると ϕ' は 4° 程度増加していることが読み取れる。よって、K soil, I soil共に締固め度はせん断抵抗角に強く影響を及ぼし、特にその影響はK soilよりもI soilの方が大きいことがわかる。

これらに加え、様々な条件で締固めた供試体で結果を評価するために、まず図-8(a)および(b)では、K soil及びI soilにおける供試体作成時の締固め度 D_c と q_{max} の関係を示す。(a)図において、 D_c の増加に伴い q_{max} も高くなる傾向が見られる。なお、 $D_c=97\%$ 付近より高い締固め度では湿潤側条件での q_{max} が他のケースより高いことが見られる。一方、締固め度が97%より低い範囲では、締固め含水比の違いの影響は顕著には見られない。同様に(b)図で示すI soilにおいても締固め度が増加すると q_{max} が増加する傾向が見られる。また、 $\sigma'_c=50\text{kPa}$ では最適含水比での結果に比べて乾燥側および湿潤側での

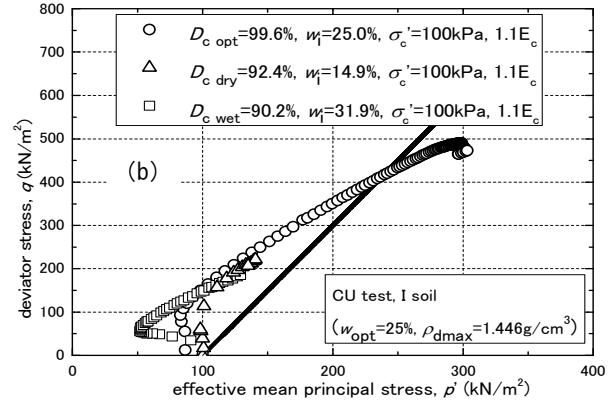
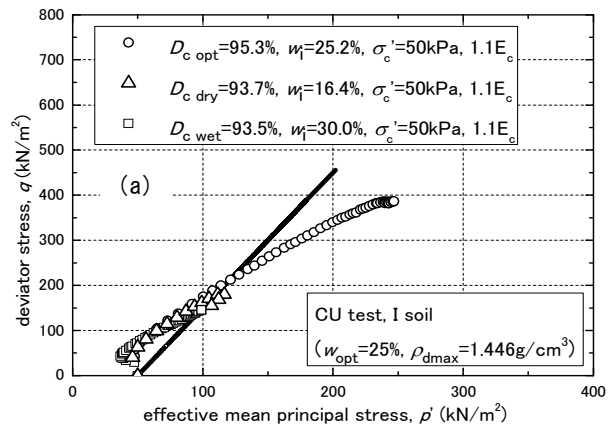


図-6 有効応力経路(I soil, $1.1E_c$)

(a) $\sigma'_c=50\text{kPa}$, $D_c=93.5\sim95.3\%$,

(b) $\sigma'_c=100\text{kPa}$, $D_c=90.2\sim99.6\%$,

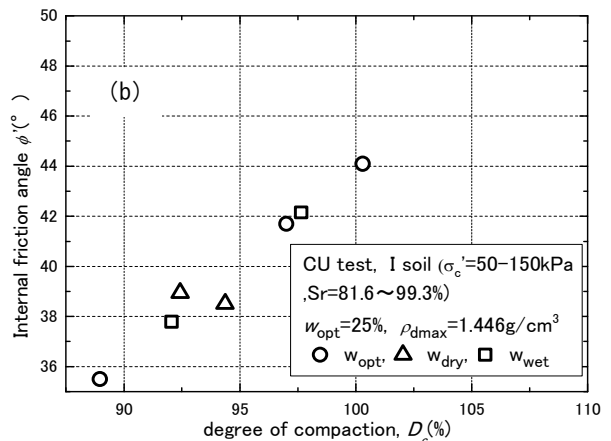
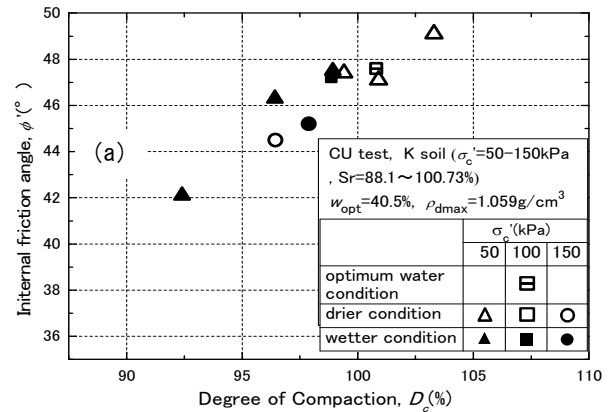


図-7 締固め度とせん断抵抗角の関係

(a) K soil, (b) I soil

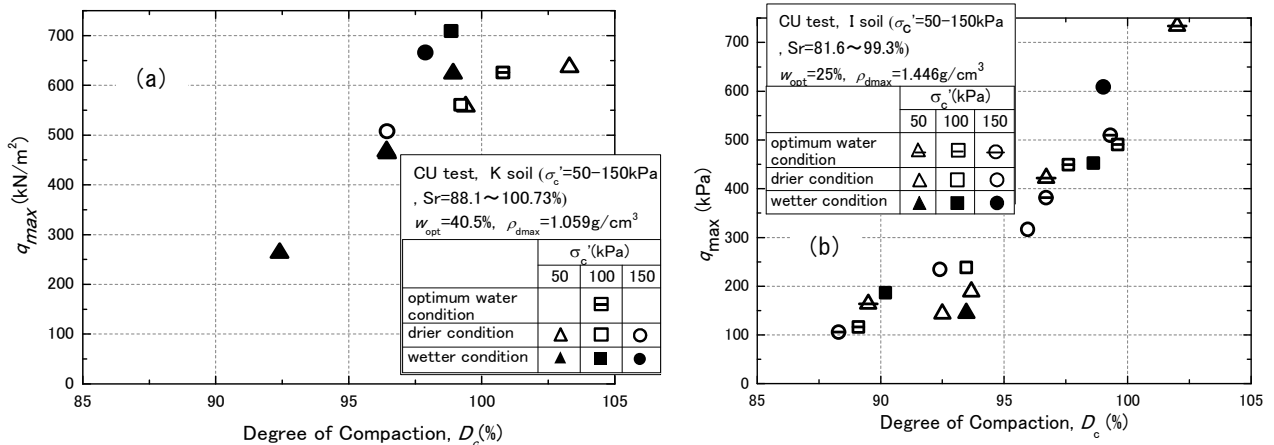


図-8 ピーク強度と締固め度の関係

(a) K soil, (b) I soil

q_{max} が低いことがわかる。さらに $\sigma'_c=150$ kPa では、湿潤側の q_{max} が最適含水比および乾燥側条件より高い傾向が見られる。この結果は、供試体が受ける拘束圧が異なると、乾燥側および湿潤側条件での q_{max} の大小関係が異なることを示している。これらのことから、K soil, I soil 共に締固め度および拘束圧は q_{max} に強く影響を及ぼすことがわかる。

また、締固め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-9 (a), (b), (c) はそれぞれ K soil の、 $1E_c$ における締固め曲線、 $\sigma'_c=50$ 及び 100 kPa における締固め含水比と q_{max} の関係を示す。(a) 図より、最適含水比 w_{opt} が 40.5% であることがわかる。(b) 図では、締固めエネルギー $0.27 \sim 1E_c$ で締固めた $D_c=92.4 \sim 100.8\%$ の傾向を実線で表示している。その中の締固めエネルギー $1E_c$ で締固めた $D_c=98.6 \sim 100.8\%$ の傾向を実線で表示している。これより、 $\sigma'_c=50$ kPa において $1E_c$ で締固めた供試体では締固め含水比の増加に伴って q_{max} の増加傾向が見られる。また (c) 図では、締固めエネルギー $1E_c$ で締固めた $D_c=98.6 \sim 100.8\%$ の傾向を示している。これより、 $\sigma'_c=100$ kPa においても $1E_c$ で締固めた供試体では締固め含水比の増加に伴って q_{max} の増加傾向が見られる。したがってこれらの図より、K soil では同一の締固めエネルギーで締固めた場合、乾燥側条件で締固めるよりも湿潤側条件で締固める方が高い q_{max} が得られることが読み取れる。このような挙動は締固め時に発生する粒子破碎等の効果の影響もあるためと考えられる。

同様に図-10 (a), (b), (c) はそれぞれ I soil の、締固めエネルギー $1.1E_c$ で締固めた締固め曲線、 $\sigma'_c=50$ kPa 及び 150 kPa における締固め含水比と q_{max} の関係を示す (a) 図より、最適含水比 w_{opt} が 25% であることがわかる。(b) 図より、実線で示された同一エネルギー条件で比較すると、最適含水比での q_{max} が乾燥側と湿潤側の供試体の値よりも高いことがわかる。さらに、締固め度 D_c が点線で示す 93% 付近で比較した場合でも、最適含水条件では、低い締固めエネルギーにも関わらず、 q_{max} が高いことがわかる。また (c) 図より、 $\sigma'_c=150$ kPa においても、同一のエネルギー条件では最適含水比状態において q_{max} が最大値を示すことがわかる。さらに点線で示す $D_c=93\%$ 条件では、締固め含水比の増加に伴い q_{max} が増加する傾向が見られた。これらの挙動は図-8 で示した K soil のケースとは若干異なっている。つまり、最適含水比状態での締固めが非排水強度の増加に最も有利であることを示している。したがって、同一締固めエネルギー条件下では、締固め含水比と強度の関係は土質の違いによりその傾向が変わると言える。

4-2 変形係数に及ぼす締固め条件の影響

図-11 (a), (b) はそれぞれ K soil と I soil の締固め度 D_c と変形係数 E_{50} の関係を示す。なお、変形係数 E_{50} は以下の(2)式のように算出している。

$$E_{50} = \frac{\left(\frac{q_{max}}{2}\right)}{\varepsilon_a \text{ (at } q = q_{max}/2)} \quad \dots(2)$$

(a) 図より、K soil において乾燥側 (図中の Δ , \square , \circ 印参照) では D_c の増加に伴い E_{50} は減少しているが、湿潤側では顕著な傾向は見られない。一方、(b) 図より、I soil において D_c の変化による E_{50} への影響に相関

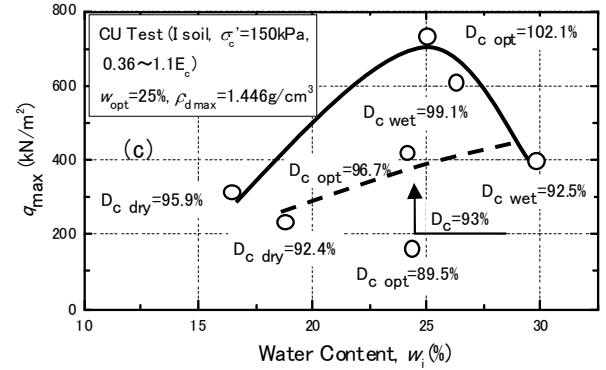
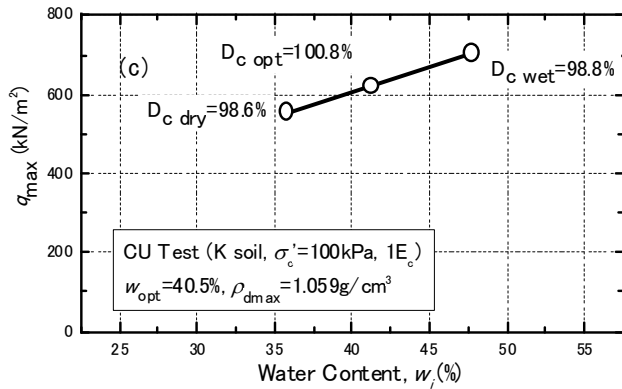
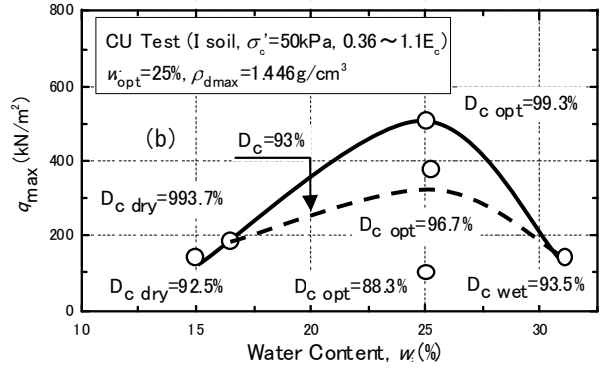
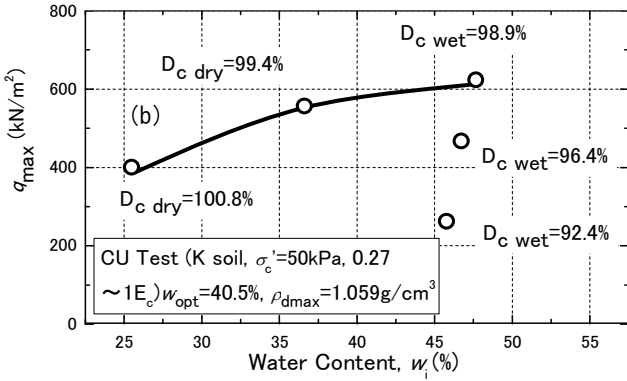
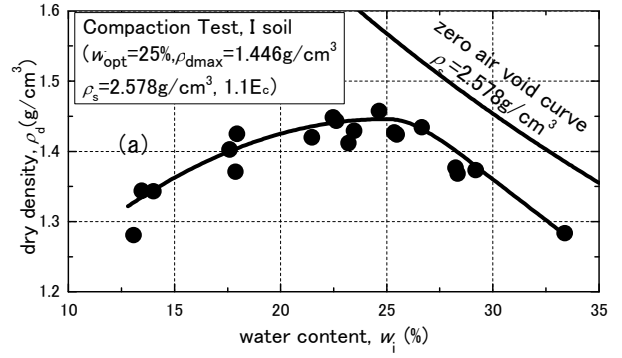
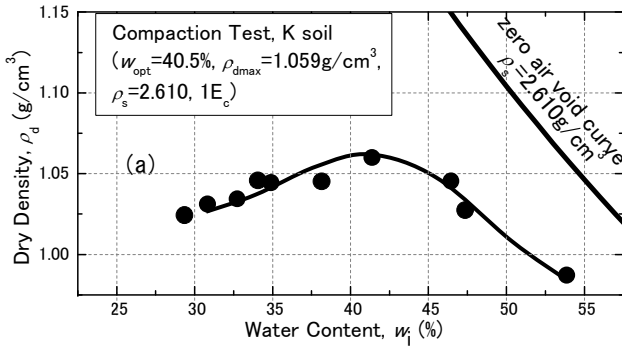


図-9 締固め曲線及び締固め含水比と q_{max} の関係 (K soil)

(a) 締固め曲線(1Ec), (b) $\sigma'_c = 50\text{kPa}$, (c) $\sigma'_c = 100\text{kPa}$,

図-10 締固め曲線及び締固め含水比と q_{max} の関係 (I soil)

(a) 締固め曲線(1.1Ec), (b) $\sigma'_c = 50\text{kPa}$, (c) $\sigma'_c = 150\text{kPa}$,

性が見られないことがわかる。ここで、締固め含水比が E_{50} に与える影響を調べるために、図-12 (a), (b) に K soil 及び I soil における締固め含水比と E_{50} の関係を示す。(a) 図より、K soil では $\sigma'_c = 50\text{kPa}, 100\text{kPa}, 150\text{kPa}$ において締固め含水比の増加に伴い E_{50} は著しく減少していることがわかる。また、有効拘束圧 σ'_c が大きくなると E_{50} も大きくなっていることが読み取れる。一方(b) 図を見ると、I soil は $\sigma'_c = 50\text{kPa}, 100\text{kPa}, 150\text{kPa}$ において締固め含水比の増加に伴い E_{50} は減少しているが、 $\sigma'_c = 50\text{kPa}$ では $\sigma'_c = 100\text{kPa}, 150\text{kPa}$ に比べて緩やかに減少していることがわかる。以上より、K soil, I soil 共に締固め含水比の増加すると E_{50} は減少することが示された。

4-3 締固め時の挙動

K soil の締固めによる粒子破碎の特徴を調べるために、A-c 法に準じて突固めた後の試料を 0.075mm 径のふるいを用いて分析し、締固め前後での細粒分含有量の変化を測定した。その結果を図-13 (a), (b) に示す。(a), (b) はそれぞれ、K soil の締固め曲線および締固めによる細粒分増加量 $\Delta F_{c \text{ compaction}}$ と含水比の関係を示す。ここで、 $\Delta F_{c \text{ compaction}}$ は締固め前後での細粒分増加量である。(a) 図より、最適含水比 w_{opt} が 40.5% であることがわかる。また(b) 図より、最適含水比より乾燥側条件では、 $\Delta F_{c \text{ compaction}}$ が最大で 4.5% 増加していることがわかる。一方湿潤側条件では、 $w_{wet} = 43.4\%$ および 58.9% において $\Delta F_{c \text{ compaction}}$ がそれぞれ 2.9% および 0.3%

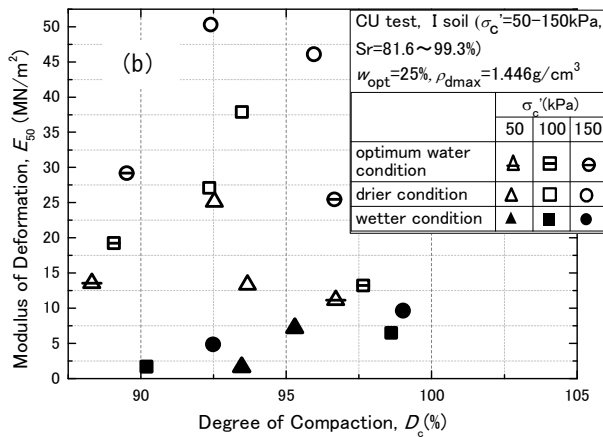
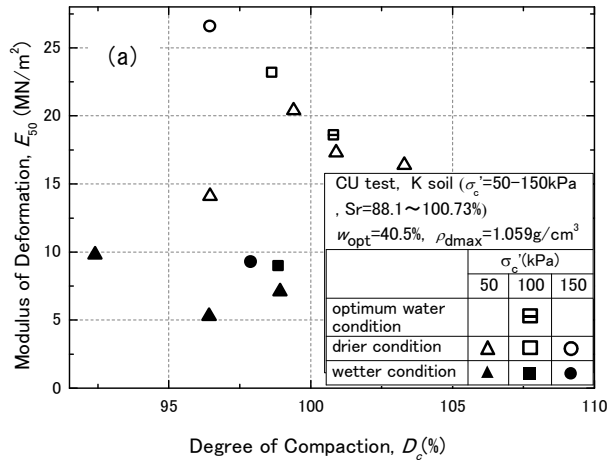


図-11 締固め度と変形係数 E_{50} の関係
 (a) K soil (b) I soil

だけの増加しか見られなかった。これより、K soil において供試体に同一の締固めエネルギーが与えられた条件下でも、締固め含水比が異なれば粒子破碎挙動が大きく異なることがわかる。これは、最適含水比より乾燥側条件では、締固め時に締固めエネルギーが土粒子を介して効率よく伝わり、土の締固めだけでなく粒子破碎にも使われ、その結果細粒分が増加する挙動を示すことになると考えられる。一方最適含水比よりも湿潤側条件では、締固め時に締固めエネルギーが供試体内部に効率よく伝わらないため、粒子破碎に使われるエネルギーも少なく、その結果締固めによる細粒分増加も少ないと推測される。粒子破碎が発生すると、粒子自体が持つ強度が失われ、結果として供試体の強度も低くなると考えられる。このことから、破碎性を有する試料の締固め後の力学挙動は、土粒子配列の他に締固めによる粒子破碎の度合いにも影響されることが予想される。

5. まとめ

2種類の地盤材料に関する一連の非排水三軸圧縮試験より得た結論は次の通りである。

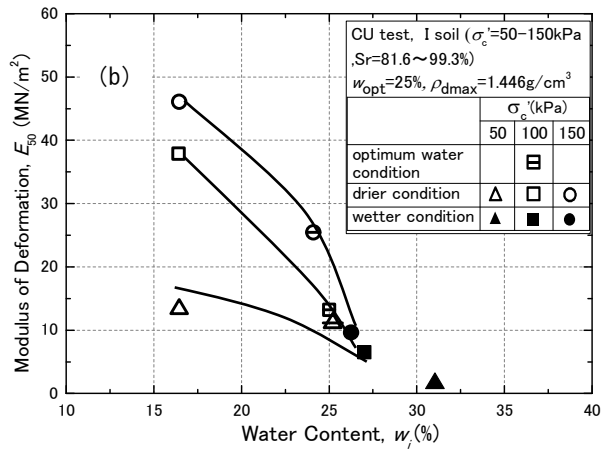
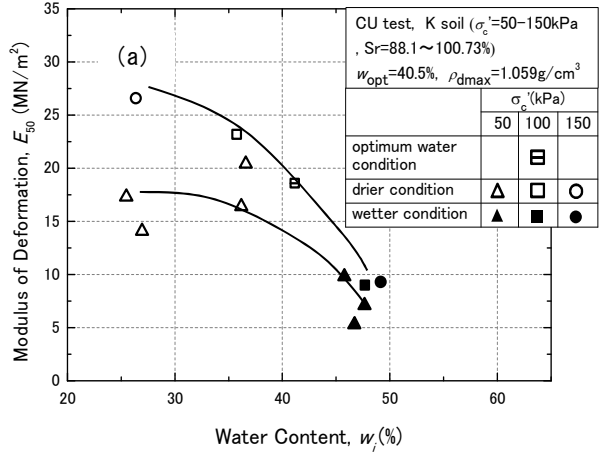


図-12 締固め含水比と変形係数 E_{50} の関係
 (a) K soil (b) I soil

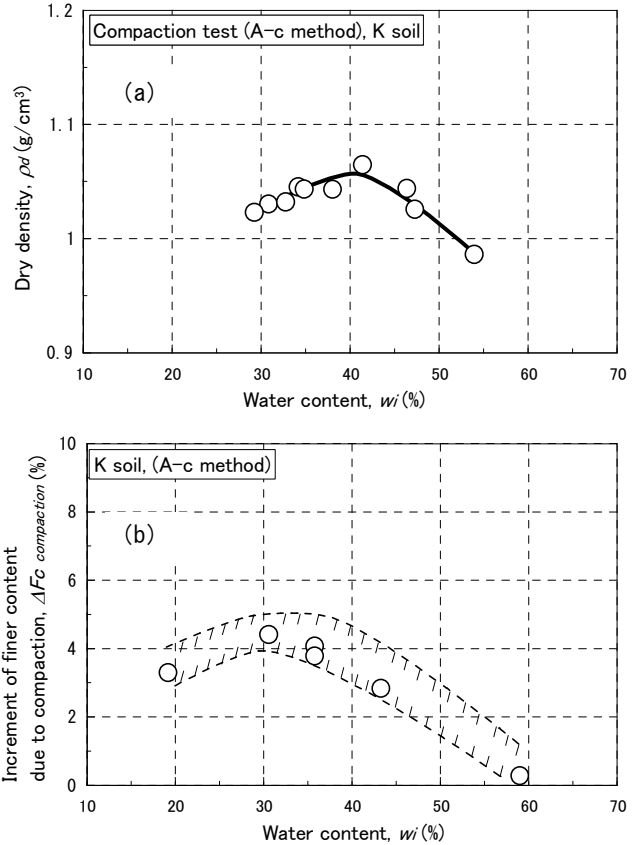


図-13 締固めによる粒子破碎挙動(K soil)
 (a) 締固め曲線, (b) 締固めによる細粒分増加

- 1) 締固め度及び締固め含水比の違いは、最大軸差応力 q_{max} の発生量に影響を及ぼすことがわかった。特に、同一締固めエネルギー条件下では、湿潤側及び乾燥側条件で得られる q_{max} の大小関係は土質の違いに依存することがわかった。
- 2) 用いたどちらの試料も、乾燥側条件および最適含水比で締固められた供試体の変形係数は湿潤側条件での値より高い。土が破壊に至る以前での変形抵抗性は、乾燥側で締固めた供試体の方が高いと言える。
- 3) 用いた火山灰粗粒土の締固めによる粒子破砕量を測定したところ、同一の締固めエネルギー下では締固め含水比に依存することがわかった。特に乾燥条件での締固めによる粒子破砕が卓越することがわかった。このような粒子破砕挙動は締固め後の強度特性に影響を及ぼすことが考えられる。

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。

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：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，第 51 号，pp.229-236，2011
- 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 ○細野 雄太
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

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、それだけでは設計と使用材料の特性が関連せずに、照査基準を満足しない盛土が出来てしまう可能性がある。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、盛土の性能を保証するために必要となる力学特性のうち、透水性に着目して一連の検討を進めた。ここでは北海道内の実際の築堤材料を用いて透水試験が実施されている。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

本研究で対象とした試料は、北海道池田町千代田地区で採取された砂質シルトと札幌市南区真駒内駒岡地区で採取された火山灰質粗粒土である。ここでは前者を I soil，後者を K soil と表記する。図-1 は各試料の粒度分布を示す。I soil は細粒分含有量 F_c が 68.1%，最大粒径 D_{max} が 2.0mm である砂質シルト²⁾であることがわかる。また、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 $IP = 12.3$ であることから、本試料は低塑性の特徴を有することも判断される。K soil は細粒分含有量が 31.0%の支笏カルデラを噴出起源とする支笏火砕流堆積物(splf)³⁾であり、砂分を主体とする火山灰質粗粒土である。

本研究で用いた I soil および K soil の締固め曲線と供試体作製条件をそれぞれ図-2 および図-3 に示す。ここで示した締固め試験では三軸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 法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 法での 1.13 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の A-b 法⁴⁾ (I soil に適用), A-c 法⁴⁾ (K soil に適用) に準じている。図より I soil は最大乾燥密度 $\rho_{dmax} = 1.446 \text{ g/cm}^3$ ，最適含水比 $w_{opt} = 25.0\%$ が、K soil は $\rho_{dmax} = 1.059 \text{ g/cm}^3$ ，最適含水比 $w_{opt} = 40.5\%$ が得られた。図-2 および図-3 の最適含水比付近の供試体 (○印参照) は、締固め度の違いに着目するために準備され

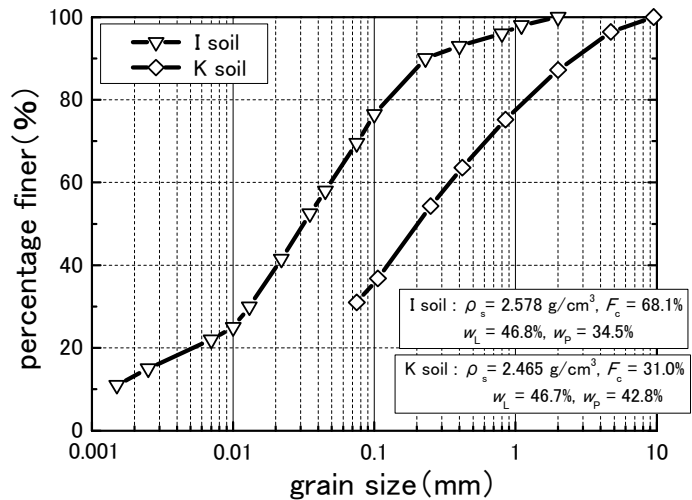


図-1 粒径分布および物性値

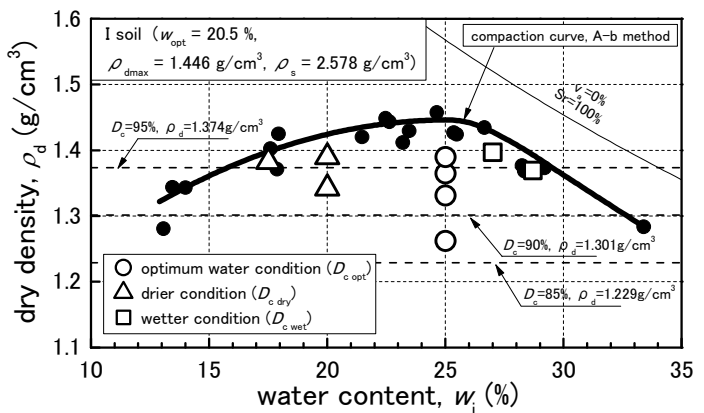


図-2 締固め曲線と供試体作製条件(I soil)

ている。次いで、締固め時における含水状態の違いの影響を見るために、最適含水比より乾燥および湿潤条件下でも供試体を作成した。図中では乾燥および湿潤の作成条件をそれぞれ△印および□印で示している。ここでは、最適含水比付近、乾燥条件、湿潤条件下での供試体の締固め度を $D_{c\ opt}$, $D_{c\ dry}$, $D_{c\ wet}$ と表記し初期状態の違いを区別している。

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CO₂を供給後、二重負圧法⁴⁾を適用した状態で脱気水を通水している。なお、いずれの試験でも飽和度 S_r は90%以上であることを確認している。(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0.96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0.96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。さらに拘束圧の影響を把握するために本研究では拘束圧を変えた試験も実施している。

図-4は本研究で用いた変水位透水試験装置の概略図である⁵⁾。トップキャップおよびペDESTAL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。透水はトップキャップからペDESTAL側へ(つまり供試体内を下方へ)行っている。透水係数測定中、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。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すものである。

3. 試験結果

3-1 透水試験結果の一例

図-5(a)および(b)は、それぞれI soilおよびK soilについて、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乾燥密度の変化の一例を示している。ここでは、それぞれ最適含水比で作成した締固め度の違う供試体を2つ、乾燥および湿潤条件は1つずつ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、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

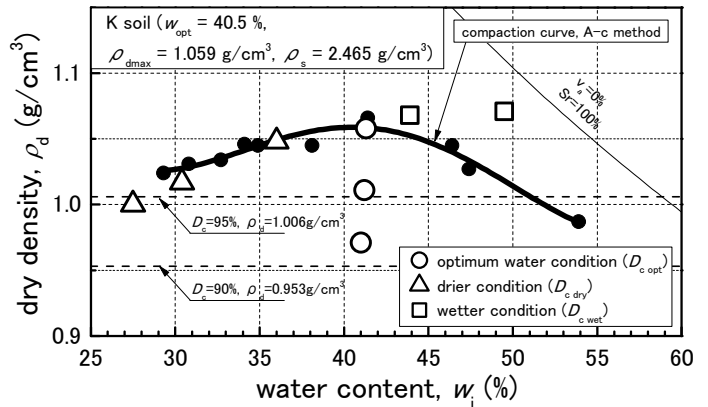


図-3 締固め曲線と供試体作製条件(K soil)

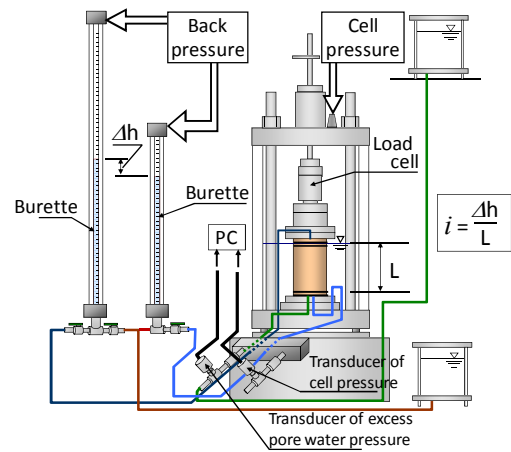


図-4 透水試験装置の概略図

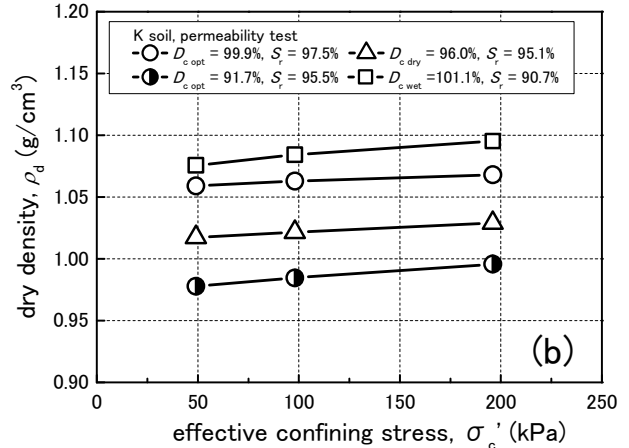
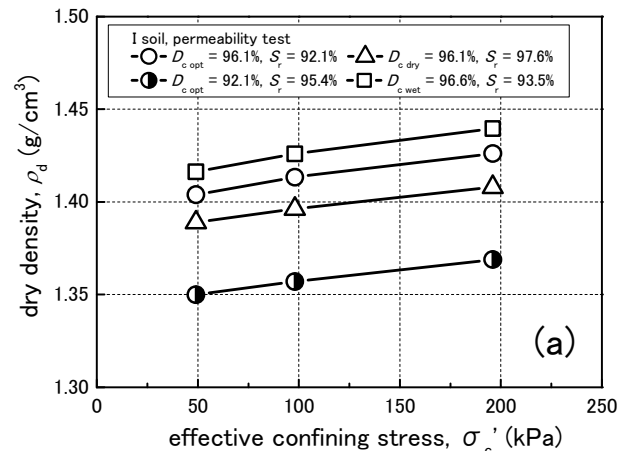


図-5 等方圧密による供試体の乾燥密度の変化:
(a) I soil, (b) K soil

固めて作成された供試体でも、拘束圧の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-6(a)および(b)は、それぞれI soil およびK soil での有効拘束圧 σ'_c が49kPa での透水係数 k と動水勾配 i の関係を示す。図中のデータは、図-5 で示した供試体での結果である。また、透水係数は水温を15℃として補正した値である。図-6(a)をみるとI soil の湿潤条件の供試体では動水勾配の減少に伴い、透水係数も減少する挙動が見られたが、他の締固め条件での結果では、本試験範囲においては透水係数と動水勾配の関連性は見られなかった。また、図-6(b)で示すK soil の供試体については、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った。これらの結果を踏まえて、ここではI soil およびK soil とともに、動水勾配 i が 2.0 ± 0.1 での透水係数により考察を行うこととする。

図-7(a)および(b)はそれぞれI soil およびK soil の結果を有効拘束圧 σ'_c と透水係数 k の関係で示している。両試料ともに拘束圧の増加に伴い透水係数 k が低下していることが見られる。図-7(a)のI soil では、 $D_{c\text{ opt}}=96.1\%$ および $D_{c\text{ wet}}=96.6\%$ では有効拘束圧が50kPa から200kPaまで増加すると透水係数が約半分になるが、乾燥側条件の $D_{c\text{ dry}}=92.1\%$ のケースおよび低締固め度での $D_{c\text{ opt}}=92.1\%$ のケースでは有効拘束圧が50kPa から200kPaまで増加すると透水係数が30%程度の減少になっている。このように締固め条件の違いによって透水係数と有効拘束圧の関係が若干異なることが見られた。一方、図-7(b)のK soil では、いずれのケースにおいても有効拘束圧の増加に伴う透水係数の減少量はI soil ほど顕著でないことも伺える。これらの結果より、締固められた供試体の透水係数は、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、土質の違いにより拘束圧の影響度が異なることが示された。

次に各試料の透水係数と間隙比の関係を調べるために、図-8 は各試料の k と $e_c^3/(1+e_c)$ 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^{6), 7)}に従うものとして、透水係数に及ぼす間隙比の影響について考察を進める。

$$k_{15} = C_T \cdot \frac{\gamma_w}{\eta} \cdot \frac{e_c^3}{1+e_c} \cdot D_s^2 \dots (1)$$

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-8より、各試料の試験結果では原点を通る直線関係は見られず、特にK soil においては、わずかな間隙比関数の変

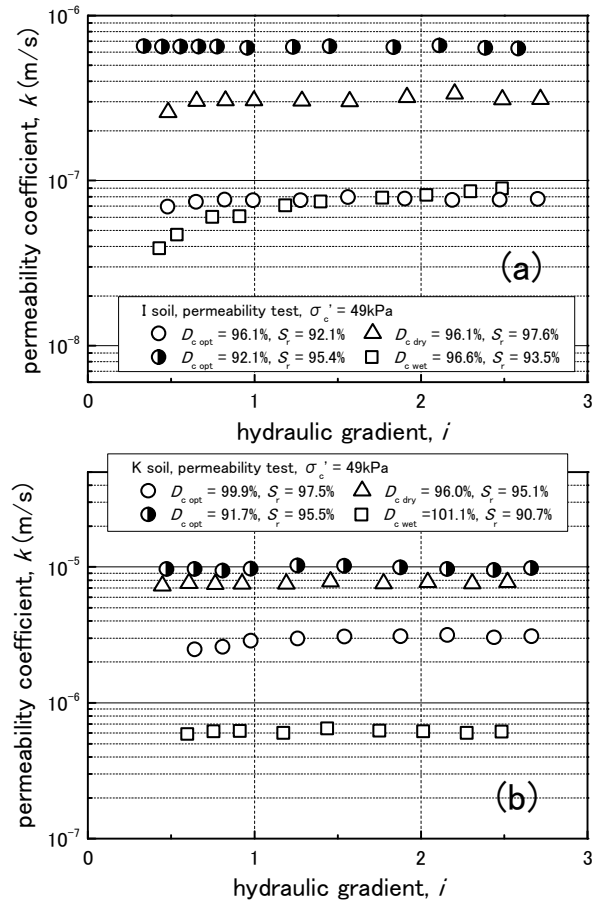


図-6 透水係数と動水勾配の関係：
(a) I soil, (b) K soil

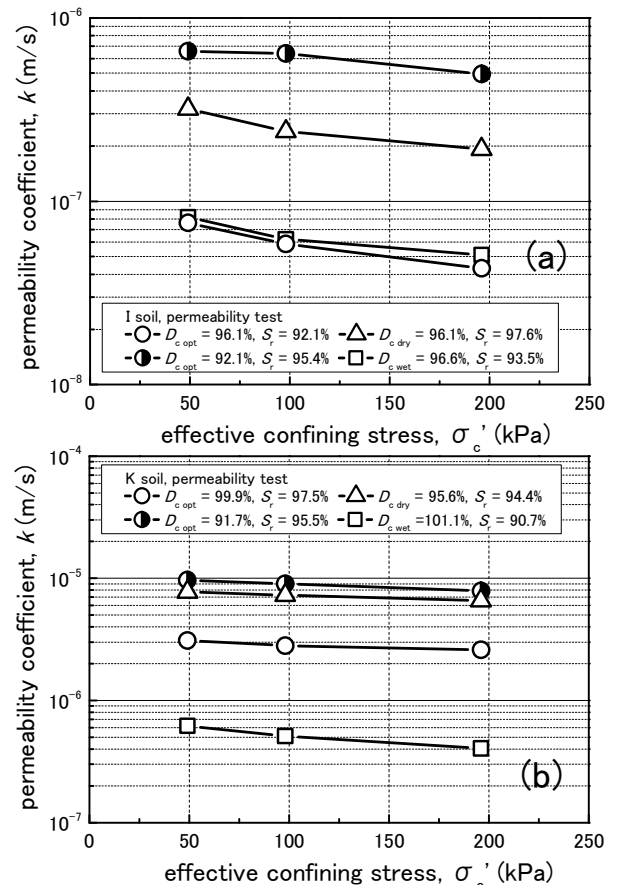


図-7 透水係数と有効拘束圧の関係：
(a) I soil, (b) K soil

化に伴い、透水係数 k が顕著に変化する傾向が見られた。別に実施された空中落下法により作成された豊浦砂供試体では、透水係数と間隙比関数の関係が原点を通る直線関係で示されていること⁵⁾に基づいて推察すると、本研究で用いた両試料の透水係数は、間隙比以外の要因にも依存することが考えられる。つまり、締め固め条件の違いが間隙形状等に影響を及ぼすことで締め固めた土の透水係数に変化が生じることが予想される。

3-2 透水係数に及ぼす締め固め条件の影響

締め固め盛土の透水の特性を考察するために、締め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-9(a)および(b)はI soil および K soil で得られた透水係数 k と締め固め度 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、締め固め含水比 w_i を最適含水比に一致させた結果と、乾燥条件、湿潤条件に設定した供試体での結果を示しており、図中の曲線は最適含水比条件での結果を示している。これらの図から、各試料で締め固め度 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。具体的には、(a) 図で示される I soil の最適含水比条件で締め固め度 $D_{c, opt}$ が 96% から 90% まで低くなると透水係数が 10 倍高くなっていることがわかる。また $D_c=96\%$ 付近に注目すると、乾燥条件で透水係数が他のケースに比べて高いことも見られる。一方、(b) 図のように K soil は最適含水比条件で締め固め度 $D_{c, opt}$ が 100% から 92% まで低くなると透水係数が 5 倍高くなることわかる。同一締め固め条件での違いを見ると、例えば $D_c=96\%$ 付近では乾燥条件と最適含水比条件の透水係数の差はわずかであり、I soil の場合より違いが明確ではない。これは、K soil では粒子破碎の効果等、締め固め以外の影響があるために I soil とは異なる傾向を示すものと考えられる。いずれにしても、たとえ供試体の密度が類似していても、締め固め含水比 w_i が異なると透水係数が大きく変化する事実を示している。このことから、締め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。

さらに、締め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-10(a)および(b)は締め固め含水比 w_i と透水係数 k の関係および締め固め曲線を示している。(a) 図によると、I soil の締め固めエネルギーが 1.13Ec のケースでは、締め固め時の含水比 w_i が最適含水比もしくは若干湿潤側で、透水係数が最も低くなることわかる。また、締め固めエネルギーが低いほど透水係数が高いことも確認される。一方、(b) 図のように K soil は含水比が高くなるにつれて透水係数が小さくなる傾向が見られる。また、最適含水比条件を見比べると、K soil は締め固めエネルギー Ec による透水係数の変化率が I soil でのケースに比べて小さいことがわかる。これらの実験事実より、同一締め固めエネルギー条件下でも締め固め含水比 w_i の違いにより、透水係数が変化することが考えられる。また、試料の違いにより締め固め含水比 w_i や締め固めエネルギー Ec による透水係数の変化挙動が大きく異なることがわかった。

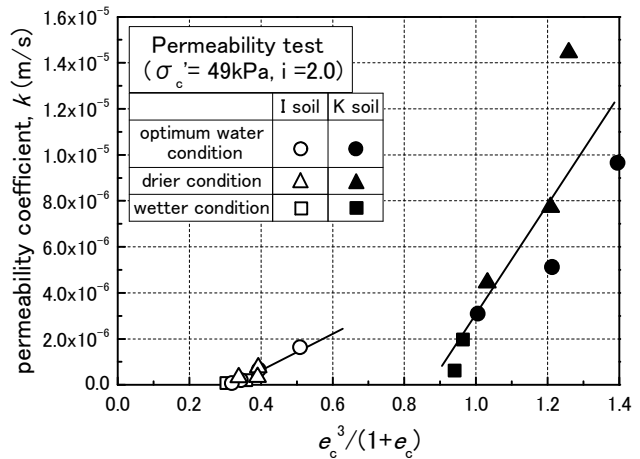


図-8 透水係数と間隙比関数の関係

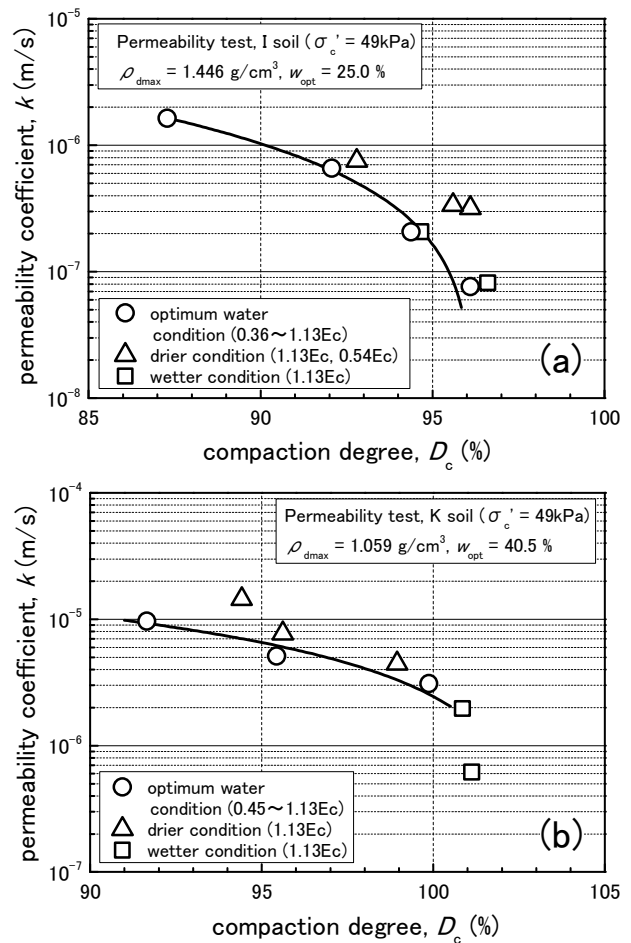


図-9 透水係数と締め固め度の関係

(a) I soil, (b) K soil

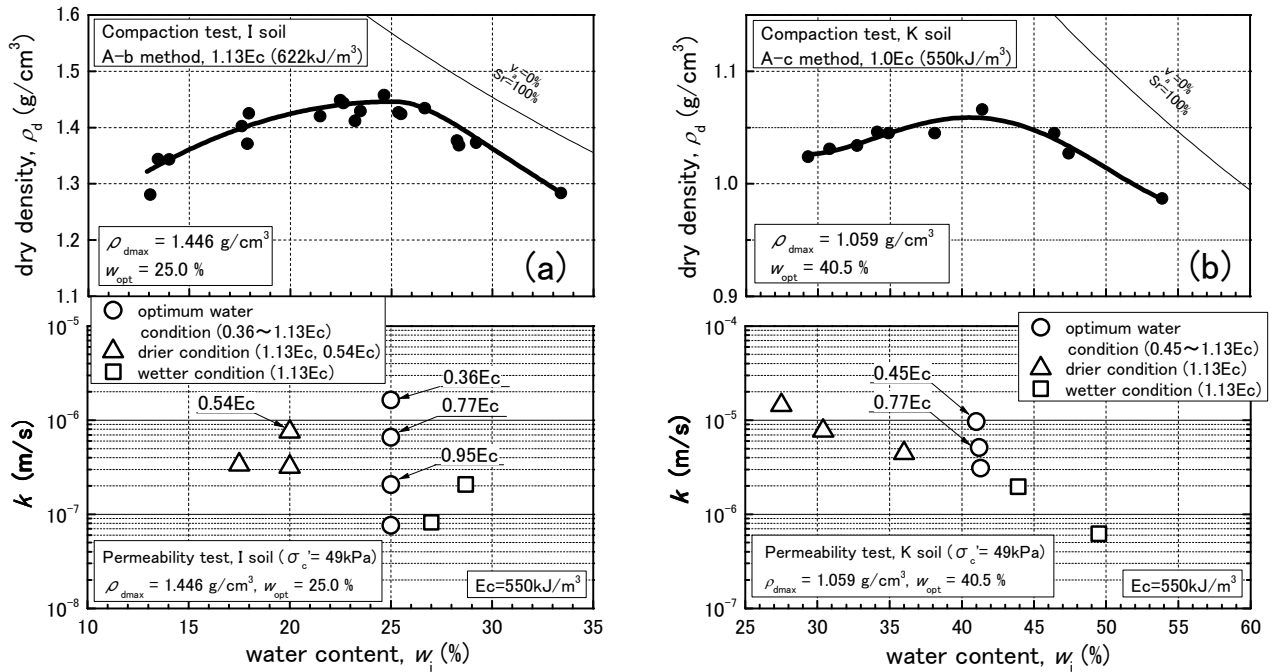


図-10 透水係数と締固め時含水比および締固め曲線との対応関係
(a) I soil, (b) K soil

3-3 締固め供試体の間隙構造変化に関する考察

締固め盛土の透水の特性を考察するためには、締固められた試料の間隙構造について検討することが重要となる。ここでは、得られた透水係数を用いて検討を進める。先ず、前述の式(1)に示された Taylor の透水係数予測式に基づいて、間隙構造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)が導出される。

$$C_k = k_{15} \left/ \left(\frac{e_c^3}{1+e_c} \right) \right. = C_T \cdot \frac{\gamma_w}{\eta} \cdot D_s^2 \dots (2)$$

ここで、式(2)の右辺には、間隙形状に関する形状係数が含まれる項となる。この C_k 値は供試体の透水性に関わる間隙形状を示す数値になると考えられる。ここでは、締固め条件と C_k 値の関係を調べることで、間隙形状の変化を考察する。

図-11 (a) および (b) は、I soil および K soil の試験結果から求められた C_k/C_k^* と締固め度 D_c との関係を示す。ここで C_k^* は I soil および K soil でそれぞれ $D_{c,opt}$ が 96.1%, 99.8% での C_k 値とする。なお、図中の曲線は最適含水比条件での結果を示している。これより、両方の試料において締固め度 D_c の増加に伴い C_k/C_k^* が小さくなる傾向が見られる。また、両試料に共通して言えることは、乾燥条件で作成した供試体の透水係数は同じ締固め度であっても、最適含水比条件や湿潤条件よりも透水しやすい間隙形状になっていることもわかる。試料ごとに考察すると、(a) 図の I soil では 96% から 90% まで低くなると C_k/C_k^* は 10 倍通水しにくい間隙形状になっていることが見られる。さらに、 D_c が 96% 付近に着目すると、締固め時の含水比が異なると C_k/C_k^* も異なる結果が得られた。特に、乾燥条件での作成した供試体 (Δ 印参照) の C_k/C_k^* が他のケースの 4 倍に達していることが見られる。一方 (b) 図で示す K soil では締固め度による変化はそれほど大きくないが、湿潤条件 (図中の \square 印参照) では $D_c=100\%$ の最適含水比条件と締固め度 D_c が 1% 前後の違いにも関わらず C_k/C_k^* が大幅に低下することがわかる。以上のことより、締固め条件と供試体内の間隙形状変化挙動の関係が示されたといえる。

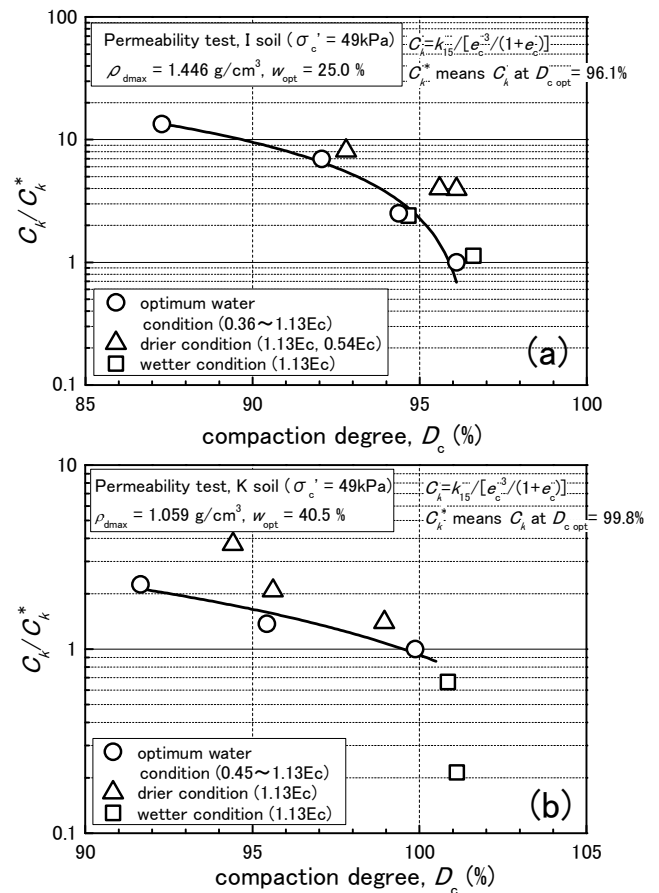


図-11 締固め度 D_c と C_k/C_k^* の関係 (K soil)

3-4 締固めによる粒子破碎とその影響

これまでの考察において、火山灰質粗粒土では、締固め条件の違いの他に透水性に影響を及ぼす要因があることが伺えた。ここでは、粒子破碎特性に着目して透水性に関する考察を行う。図-12(a)および(b)はそれぞれ、K soil の締固め曲線および締固めによる細粒分増加量 $\Delta F_{c, \text{compaction}}$ と含水比の関係を示す。ここで、 $\Delta F_{c, \text{compaction}}$ は締固め前後での細粒分増加量である。締固めによる粒子破碎の特徴を調べるために、突固め後の試料をふるい分析し、締固め前後での細粒分含有量の変化を測定した。これより、最適含水比より乾燥側条件での突固めは、 $\Delta F_{c, \text{compaction}}$ が最大で4.5%増加していることが伺える。一方、湿潤側条件では、含水比が43.4%および58.9%時にそれぞれ $\Delta F_{c, \text{compaction}}$ が2.9%および0.3%だけの増加しか見られなかった。このように、供試体に同一の締固めエネルギーが与えられた条件下でも、粒子破碎挙動が大きく異なることがわかる。つまり、破碎性を有する試料の締固め後の力学挙動は、土粒子配列の他に締固めによる粒子破碎の度合いにも影響されることが予想される。

ここで、本研究の透水試験への影響をさらに考察する。前述の図-9(a)および(b)のように締固め度と透水係数の関係を見ると、粒子破碎を生じないと考えられるI soilでは D_c が95%以上において乾燥条件と最適含水比での透水係数には大きな差が見られた。しかしK soilでは、乾燥条件と最適含水比での結果に顕著な差が見られない。このように、K soilの場合では、乾燥側条件で透水係数が高くなる効果が粒子破碎の影響のために目立たなくなる可能性がある。このように、盛土の透水性を的確に見極めるには、締固め条件の違いの他に、扱う粒子の特徴による透水係数への影響も考慮する必要がある。

4. 結論

本研究では、次のような結論が得られた。

- (1) 締固め度 D_c および締固め時含水比 w_i と透水係数 k の関係が示され、土の含水比および密度の少しの変化が盛土の透水性に影響を及ぼすと考えられる。
- (2) Taylorの透水係数予測式に基づく間隙構造の示標値を用いて、間隙構造に及ぼす締固め条件の影響が示された。
- (3) 試料の違いにより締固め条件が及ぼす透水係数の変化挙動が異なることが明らかになった。特に粒子破碎性を有する火山灰質粗粒土では、締固め時における粒子破碎量が透水係数に及ぼす影響があることも実験的に示された。

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) 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，横浜勝司，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) 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.
- 4) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，pp.373-376, pp.568-569, 2010.
- 5) 横浜勝司，高橋寛子，三浦清一：粗粒火山灰土の飽和透水係数に関する粒径の影響，第43回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1071-1072, 2008.
- 6) Taylor, D. W. : Fundamentals of Soil Mechanics, pp.110-111, 1948.
- 7) 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.

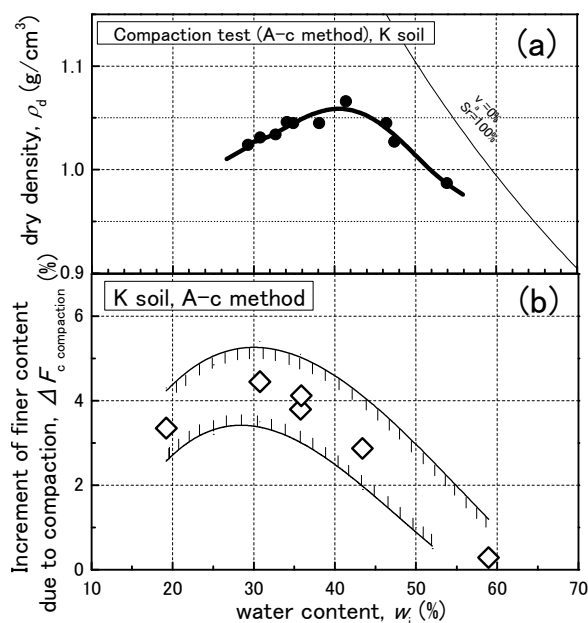


図-12 締固めによる粒子破碎挙動(Ksoil)
(a)締固め曲線, (b)締固めによる細粒分増加量

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 三浦 清一
北海道大学 大学院 国際会員 横浜 勝司
北海道大学 大学院 学生会員 高田 諒平

1. はじめに

橋梁や地下構造物のような鉄筋およびコンクリート構造物に比べ、一般的な盛土構造物に対して詳細な耐震性能を照査する機会は極めて少ない。その理由として、盛土材には現地採取土を用いることが不可欠であるため、盛土材の材料特性は多岐にわたり、個々の詳細な把握が困難であることや、多種多様な土質の締固め特性と力学特性の関係が明らかでないこと等が挙げられる。しかし、昨今の地震による盛土被害の現状を鑑みると、一旦破壊が生じると交通社会および地域社会に与える影響は甚大であり、盛土に対する耐震性能の高度化は避けられない問題である。

前述のような背景から、締固められた各種土質の強度、変形および浸透特性など、盛土の安定性能が締固め条件によりどう影響されるのか調べられてきた^{1), 2), 3), 4)}。平川らは、砂・礫質土を用いて締固め条件の違いが変形強度特性に与える影響を詳細に調べ、締固め度管理による盛土安定性評価について考察している。三浦らは、河川堤防材として利用された砂質シルトを用いて、盛土の強度変形、初期せん断剛性および透水性能を明らかにし、それらに関連付け、包括的な盛土安定性の評価を試みている。筆者らも、複数の締固め条件により締固められた砂質シルトに対し液状化試験を行い、その結果を報告してきた。

本稿では、まず締固められた砂質シルトに対し、一連の繰返し非排水三軸試験を行い、繰返し強度変形特性に与える締固め度および締固め時の含水比（以下、締固め含水比およびWater content at compaction, w_i と称する）の影響を明らかにしている。また同様な手順で作製された供試体に対し、室内ベンダーエレメント試験を行い、初期せん断剛性率（以下、 G_{BE} と称する）を調べた。それらの結果から、大ひずみ領域における繰返し強度特性と、微小ひずみ領域での変形特性の関係に与える締固め特性の影響を考察している。

2. 試験方法

(1) 試験に用いた試料

試験に用いた試料は、北海道池田町で築堤材として使用された砂質シルト（以下、I soilと称する）である。

表-1は本試料の物性値一覧を、また図-1には締固め試験の結果を示している。この締固め試験には、三軸試験の供試体作製用モールド（直径 $\phi=10\text{cm}$ 、高さ $h=15\text{cm}$ ）を用いた、突固め回数100回（25回 \times 4層）の締固め試験結果を示している。試料作製方法、ランマー重さおよび落下高さは、A-b法⁵⁾に準じており、試料に与えた締固めエネルギーは $1.13E_c$ （ $1.0E_c = 550\text{kJ/m}^3$ ）となる。供試体作製用モールドを用いた締固め曲線（ $1.13E_c$ ）から最適含水比 $w_{opt} = 25.0\%$ 、最大乾燥密度 $\rho_{dmax} = 1.446\text{g/cm}^3$ と決定した。以下、

表-1 I soil の物性値一覧

Sample Name	ρ_s	w_n	W_L	W_p	I_p	D_{50}	F_c
	g/cm^3	%	%	%		mm	%
I soil	2.578	35.0	46.8	34.5	12.3	0.032	68.1

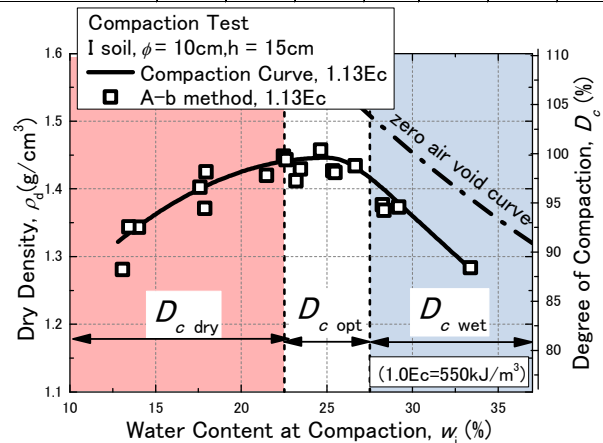


図-1 締固め試験結果

Evaluation of seismic performance of embankment controlled by degree of compaction: Satoshi MATSUMURA (Graduate school of Hokkaido university), Seiichi MIURA, Shoji YOKOHAMA (Faculty of engineering, Hokkaido University) and Ryohei TAKADA (Graduate school of Hokkaido university)

繰返し試験の供試体作製は、乾燥非繰返し法によって行い、得られた締固め条件は全て図中に示される締固め曲線 (1.13Ec) に基づいて整理されている。

ここで、締固め含水比の違いを考慮し、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 $w_{opt} = 25.0\%$ を含む締固め含水比 $w_i = 22.5 \sim 27.5\%$ で締固められた供試体から得た締固め度を $D_{c\ opt}$ 、 $w_i = 22.5\%$ より低い締固め含水比で締固められた供試体では $D_{c\ dry}$ 、 $w_i = 27.5\%$ より高い締固め含水比で締固められた供試体では $D_{c\ wet}$ と表記する。図-1には、以上の定義を締固め図上で図示している。

(2) 供試体作製方法

炉乾燥させた試料を、所定の締固め含水比になるよう加水調整する。次に供試体作製用締固めモールド ($\phi=10\text{cm}$, $h=15\text{cm}$) および2.5kgランマーを用いて、締固めエネルギーを調整し、所定の締固め度を持つ供試体を得た。ここで、締固め度は室内締固め試験で得られた最大乾燥密度 $\rho_{dmax} = 1.446\text{g/cm}^3$ に対する供試体乾燥密度の比である。締固めた後、モールドから取り出した供試体を $\phi=7\text{cm}$, $h=14\text{cm}$ の円筒形に成型した。

(3) 繰返し非排水三軸試験方法

前述のように作製した供試体を応力制御型繰返し三軸試験機に設置し、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。この時 B 値が 0.95 を満たさない供試体については、最大3回まで所定の二重負圧法を行い、飽和化を試みているが、なおも完全飽和が困難な供試体に関しては、不飽和状態のまま圧密作業に進んだ。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、繰返しせん断試験⁶⁾を実施した。等方圧密圧力を 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。なお繰返し载荷は側圧一定条件および非排水条件で行われた。

(4) 室内ベンダーエレメント試験方法

本試験機には、キャップおよびペダスタルの中央部に圧電素子から成るベンダーエレメント端子が取り付けられている。試験中はファンクションジェネレータを用いて、キャップ側のベンダーエレメント端子からせん断波を発生させ、ペダスタル側に接続されたオシロスコープにより伝播したせん断波を読み取る⁷⁾。これによりせん断波速度は、エレメント端子間距離とせん断波の伝播時間より算出できる。なお、後述する試験結果の考察には、以下の式 (a) により得られる初期せん断剛性率 G_{BE} を用いた。

$$G_{BE} = \rho_i \cdot V_s^2 = \rho_i \cdot \left(\frac{L}{\Delta t} \right)^2 \quad (\text{a})$$

ここで、 ρ_i : 供試体の湿潤密度、 V_s : せん断波速度、 L : 供試体の上下端に挿入されたベンダーエレメント間の距離、 Δt : S波の伝播速度である。

供試体の締固めおよび周面の成型後、エレメントを挿入できるような溝を供試体上下端面中央に丁寧に施し、供試体を試験機に設置する。その後、繰返し三軸試験と同様の飽和化および圧密作業を行った。なお、飽和および圧密終了の確認は、前述の繰返し非排水三軸試験における方法に等しい。等方圧密後、上記により試験を行った。

3. 繰返し非排水三軸試験結果

(1) 締固め特性

図-2は繰返し三軸試験を行った各供試体の締固め含水比および初期乾燥密度を締固めエネルギー別に示している。右側縦軸には、最大乾燥密度 $\rho_{dmax} = 1.446\text{g/cm}^3$ とした締固め度 D_c を、また図中には締固め試験で得られた締固め曲線 (1.13Ec) を併記している。図より、締固めエネルギーの低下に伴い、締固め曲線が右斜め下方にシフトしていく様子がわかる。このような現象によって、最適含水比 ($w_i=25\%$) を超えた湿潤側で

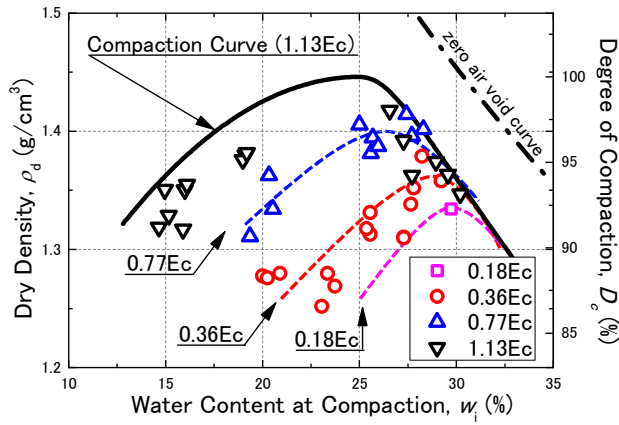


図-2 繰返し三軸供試体の締固め条件

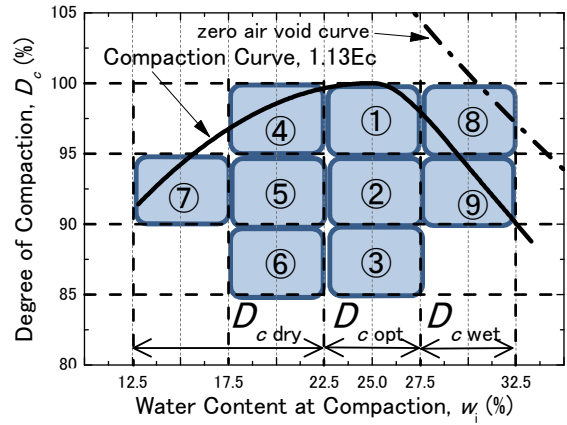


図-3 締固め条件による供試体グループ分け

は、各締固めエネルギーの結果が収束していることが理解される。これは最適含水比を超えた湿潤状態の土を締固めるとき、締固めエネルギーが高いほど、空隙内に存在する水の潤滑作用が、体積収縮を妨げるような働きをし、反対に締固めエネルギーが低い場合にはその影響が少ないためであろう⁸⁾と考えられる。

一般的な盛土の締固め度管理規定値が平均値90%である⁹⁾ことを考えると、本試料の場合では、トラフィカビリティーの確保できる範囲で、且つ湿潤側状態で施工を行えば、標準プロクター1.0Ecの5分の1程度の締固めエネルギーでも規定値を満たすことがわかる。

(2) 繰返し強度特性

締固め条件の違いによる繰返し強度の変化を体系的に示すため、図-3のように各供試体を締固め含水比と締固め度を用いて、9つのグループに分ける。①～③では、最適含水比25%を挟んで $w_1 = 22.5 \sim 27.5\%$ で締固めた供試体を $D_{c\ opt} = 85 \sim 100\%$ の範囲で各5%ずつ3つのグループに分けている。④～⑦では、乾燥側で締固めた $D_{c\ dry}$ 供試体を締固め含水比 $w_1 = 12.5 \sim 17.5\%$ および $17.5 \sim 22.5\%$ と、締固め度各5%ずつ4つのグループに分けている。⑧、⑨は、締固め含水比 $w_1 = 27.5 \sim 32.5\%$ で締固めた $D_{c\ wet}$ 供試体を同じ要領で2つのグループに分けている。このグループ分けを基に、同グループに含まれる供試体を同一条件の供試体として繰返し強度特性を示した。また、締固め度は供試体作製時に得られた締固め度を用いて整理している。なお、以下に示す繰返し強度は、両振幅軸ひずみ $DA = 5\%$ に至った時の繰返し応力比 SR と繰返し载荷回数 N_c の関係から求めている。ここで、繰返し応力比 SR は最大せん断応力 $\sigma_d/2$ を σ_c' (σ_c' : 有効拘束圧) で除した値である。

図-4 (a)～(d) は、締固め度が90～95%の範囲にある締固め含水比の異なる4つの供試体(図-3のグループ②、⑤、⑦および⑨)の有効応力経路の例を示す。繰返し応力比はいずれも $SR = 0.266 \sim 0.322$ である。図-4 (a) は最適含水比条件で、(b) および (c) は乾燥側条件で、(d) は湿潤側条件で締固められた供試体の結果である。図には、同じ供試体条件で非排水三軸圧縮試験を行った時の限界状態線を併記している³⁾。図より、いずれの場合も繰返し载荷直後より緩やかに有効平均主応力が減少している。さらに繰返し载荷終了までに、有効平均主応力が0に達しないことや、図-4 (b)～(c) では限界状態線を挟んで有効平均主応力の減少と回復を繰り返していることから、サイクリックモビリティ型の破壊に至っているとみなせる。ここで締固め含水比の違いによって、異なる有効応力経路を辿るのは、後述のように締固め含水比の違いが過剰間隙水圧発生挙動に影響を与えるためであると考えられる。

図-5は図-3のグループ①～③の最適含水比条件における繰返し強度を示している。図より、締固め度が高くなると繰返し強度も顕著に増加している。グループ③に比べてグループ①では繰返し強度 SR_{20} が、約1.8倍に増加している。ここで繰返し強度 SR_{20} とは、 $N_c = 20$ 回で $DA = 5\%$ に至る時の繰返し応力比 SR である。

図-6は図-3のグループ④～⑥における繰返し強度を示している。最適含水比付近で締固めた①～③の傾向と同じく、最適含水比より乾燥側で締固めた場合も締固め度が高いほど、繰返し強度は顕著に増加して

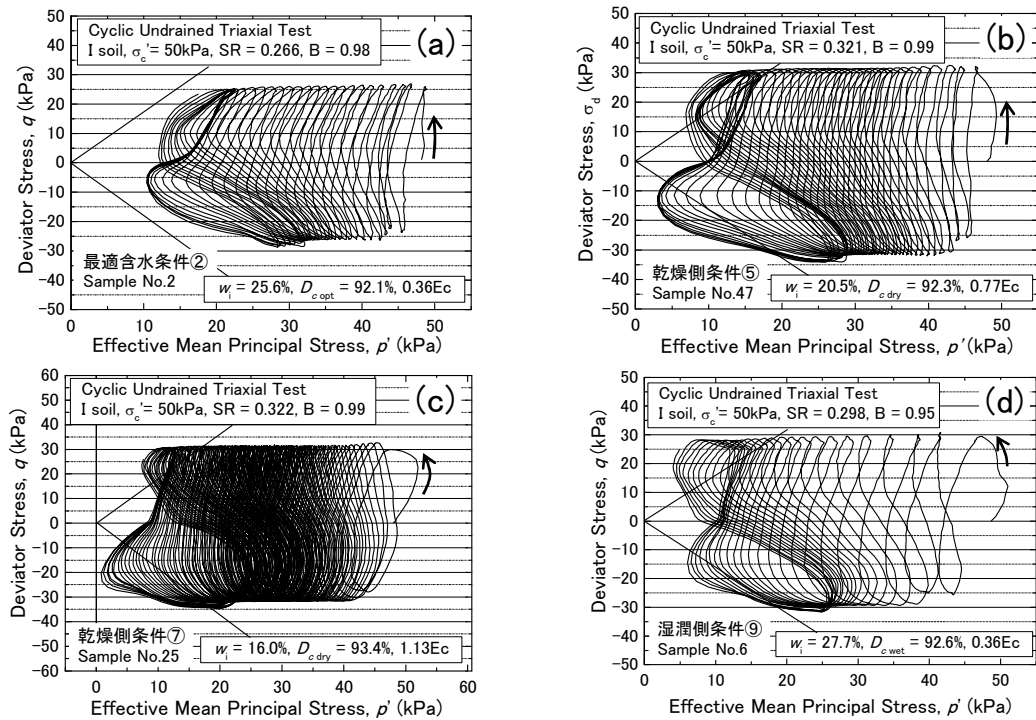


図-4 試験結果一例～有効応力経路

(a)最適含水比 $w_i = 25.6\%$, (b)乾燥側 $w_i = 20.5\%$, (c)乾燥側 $w_i = 16.0\%$, (d)湿潤側 $w_i = 27.7\%$

いる。ここで、グループ⑥に比べ、グループ④の SR_{20} では約1.8倍の増加がみられる。なお、湿潤側で締固めた⑧および⑨の結果を図-7に示すが、湿潤側では締固め度の違いに依らず SR_{20} に大きな差は認められないようである。

以上のことから、最適含水比条件下および乾燥側条件下では、締固め度の違いは繰返し強度に無視できない影響を与えることがわかる。さらに、締固め度90%を超えた後も、より高い締固め度を与えることで繰返し強度は顕著に増加するという事実も明確にされた。

締固め含水比の違いが繰返し強度に与える影響を示すために、図-8は図-3における締固め度範囲の等しいグループ②, ⑤, ⑦および⑨の繰返し強度を示す。図より、最適含水比付近で締固めたグループ②と湿潤側で締固めたグループ⑨の繰返し強度が同程度であるのに対し、乾燥側で締固めたグループ⑤および⑦は繰返し強度が顕著に増加している。このように、得られた締固め度が等しくても締固め含水比の違いが繰返し強度に顕著な差を与え、最適含水比付近や湿潤側に比べ、乾燥側の締固め含水比で最も高い繰返し強度を得られることがわかる。

以上述べた締固め度および締固め含水比の違いが繰返し強度に及ぼす影響をとりまとめたものが、図-9および図-10である。図-9は図-3のグループ①～⑨の繰返し強度 SR_{20} と締固め度の関係を示している。また、右側縦軸は各グループの SR_{20} を $D_{c\ opt} = 90\%$ における $SR_{20} = 0.255$ で正規化したものである。図中に描いた線は同じ締固め含水比の範囲を有するグループの結果を結んだものである。図より、前述のように締固め度が高くなるほど、繰返し強度は高くなる。また締固め含水比の違いによって締固め度の増加に伴う繰返し強度の増加割合に違いが見られる。つまり、乾燥側では急激に繰返し強度が増すのに対し、最適含水比付近ではその傾向がわずかに小さい。さらに湿潤側では乾燥側に比べ、明らかに強度の増加量が小さい。

図-10は、繰返し強度および強度比を締固め含水比との関係で整理した結果を示している。強度比は、同じく $SR_{20} = 0.255$ で正規化した結果を用いている。図中には、等締固め度線を示している。図より最適含水比に対し、締固め含水比が低いほど、繰返し強度は増加していることがわかる。また、図中 $D_c = 96\%$ 線を見ると、最適含水比を超えて湿潤側になるにつれ、急激に繰返し強度が低下する傾向が確認できる。

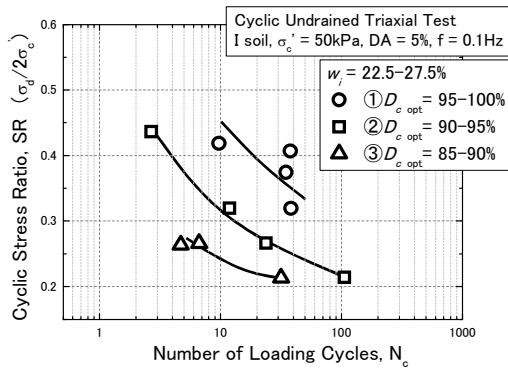


図-5 繰返し強度（最適含水比条件）

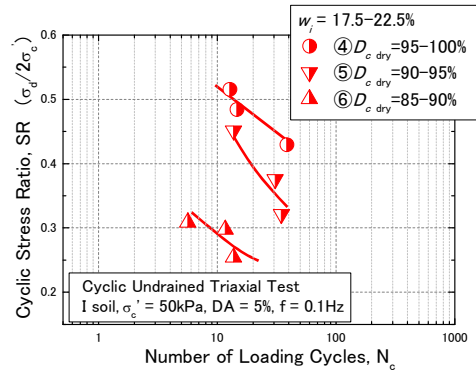


図-6 繰返し強度（乾燥側条件）

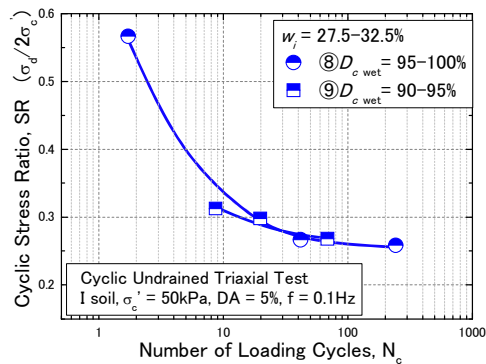


図-7 繰返し強度（湿潤側条件）

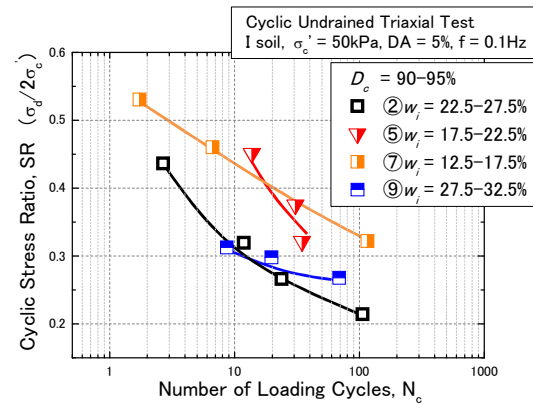


図-8 繰返し強度（締固め含水比別）

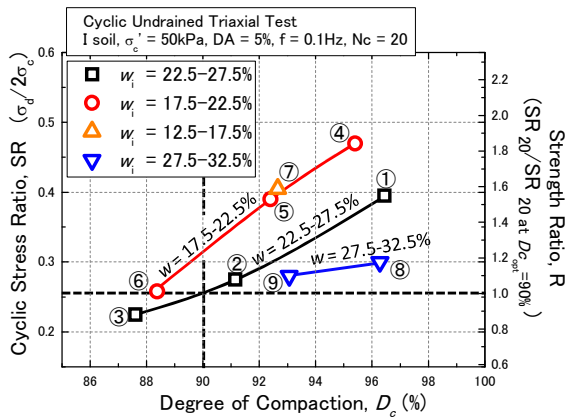


図-9 締固め度と繰返し強度および強度比

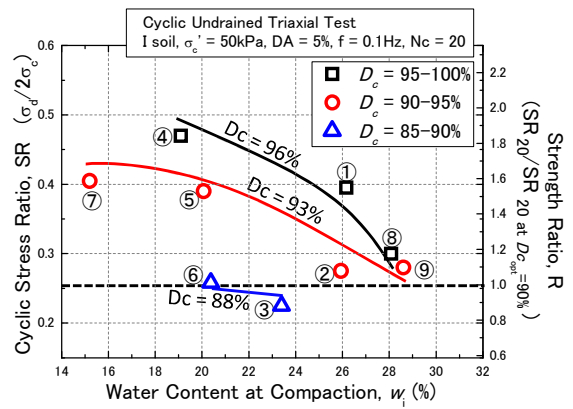


図-10 締固め含水比と繰返し強度および強度比

(3) 変形特性

ここでは繰返し変形特性を把握するために、次の値（繰返し载荷回数比Rdとおく）に注目して議論する。

$$Rd = \frac{N_c}{N_c \text{ at } DA=10\%} \quad (b)$$

Rdは、所定の両振幅軸ひずみDAに至る繰返し载荷回数を、DA=10%に至った回数で正規化した値を示している。つまり、Rd値とDAの関係が求めれば、繰返し载荷中変形し始めてからDA=10%という大ひずみに至るまでのひずみの成長状況がわかる。

図-11は、等締固め度範囲で締固め含水比が異なる供試体（図-3、グループ②、⑤、⑦および⑨）の、Rd値とDAの関係を示している。図より、乾燥側では締固め含水比が低いほどひずみが発生し始めるまでの必要な繰返し回数比は高いものの、一旦ひずみが発生し始めると急激に破壊に至る傾向を示す。また湿潤側で

はひずみ発生初期から繰返し載荷回数が増大とともにだらかにひずみが発生していることがわかる。さらに、最適含水比付近で締固めた供試体では、乾燥側および湿潤側のちょうど中間的な挙動を示しているから、締固め度が等しくても、締固め含水比の違いによって、ひずみの発生挙動が明確に異なることがわかる。

(4) 過剰間隙水圧発生特性

繰返しせん断中の過剰間隙水圧の発生とひずみ発生の対応関係を把握するために、図-12は、締固め度範囲が等しく、締固め含水比が異なる供試体（図-3、グループ②、⑤、⑦および⑨）の、過剰間隙水圧比と両振幅軸ひずみDAの関係を示している。ここで過剰間隙水圧比とは、繰返しせん断中の過剰間隙水圧発生量を有効拘束圧で除した値である。図より乾燥側の供試体では、ひずみ発生初期で最も高い過剰間隙水圧が発生すると、その後発生過剰間隙水圧は横ばいになるとともに急激にひずみが発生し、破壊に至っている様子が示されている。また湿潤側の供試体では、繰返しせん断終了まで比較的だらかに過剰間隙水圧が増加し続け、最終的な最大過剰間隙水圧は乾燥側条件より明らかに高い値を示している。このように等しい締固め度条件および同程度のひずみ発生段階でも、締固め含水比の違いによって過剰間隙水圧発生挙動は異なる。

4. ベンダーエレメント試験結果

締固めが微小ひずみレベルにおける変形特性に与える影響を把握するために、図-13は締固め度と初期せん断剛性率 G_{BE} の関係を、締固め含水比別に整理した結果である。右側縦軸には、最適含水比条件 $D_c \text{ opt} = 90\%$ 時の $G_{BE} = 21.6 \text{ MN/m}^2$ で正規化した値が示されている。図より、最適含水比条件の結果から締固め度の違いが G_{BE} の値に影響を与え、特に締固め度が90%から100%に増加する時、 G_{BE} の値は約1.7~1.8倍に増加する一方、締固め度が90%から80%に減少すると約0.7~0.8倍に低下することがわかる。さらに締固め含水比の影響を明らかにするため、図-14に締固め含水比と G_{BE} の関係を締固め度別に示した。図より、締固め度95~100%の範囲に注目すると、 G_{BE} の値は最適含水比より乾燥側条件では低く、湿潤側条件では高い傾向を示している。

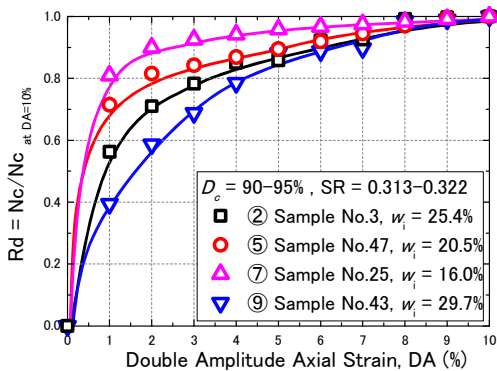


図-11 変形特性と締固め含水比

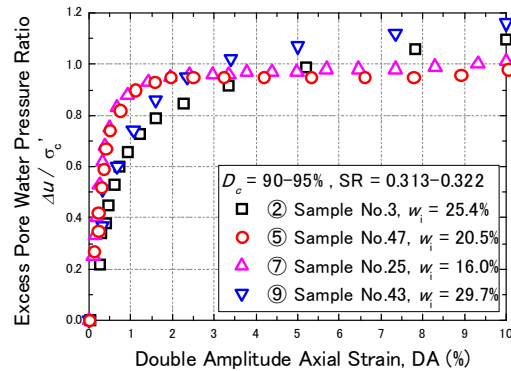


図-12 過剰間隙水圧発生特性と締固め含水比

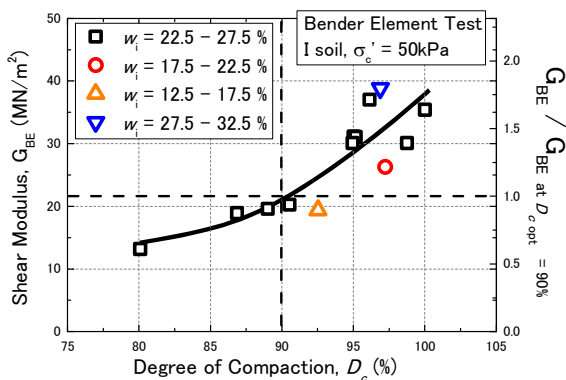


図-13 締固め度と初期せん断剛性率 G_{BE}

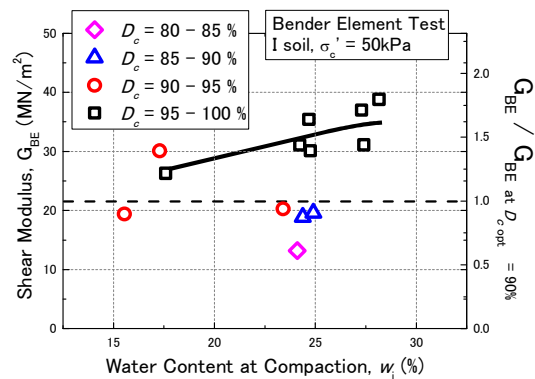


図-14 締固め含水比と初期せん断剛性率 G_{BE}

5. 考察

締固め特性の違いが繰返し強度 SR_{20} と初期せん断剛性率 G_{BE} の関係に与える影響を考察するために、図-15 はそれらの関係を締固め含水比別に示している。図中の実線で示される最適含水比条件の結果より、 G_{BE} の増加に伴って、繰返し強度も増加していることがわかる。しかしながら、前述の試験結果より、締固め含水比の違いが繰返し強度および初期せん断剛性率に与える影響は相反する傾向を示すことから、図-15 ではその傾向が顕著に表れている。つまり乾燥側条件では、最適含水比条件と比べた時、同程度の初期せん断剛性率が得られても、繰返し強度を比較すると非常に高い抵抗を示すと言える。逆に、湿潤側では初期せん断剛性率が高くて、繰返し強度は最適含水比条件で締固められた同じ締固め度の供試体に比べて低いことが考えられる。このような結果を示す理由の一つとして、過剰間隙水圧発生挙動の違いが考えられる。つまり、ベンダーエレメント試験のように 1.0×10^{-6} を下回るような微小ひずみ領域では、過剰間隙水圧の発生は無視できるのに対し、液状化試験のような中～大ひずみ領域では発生する過剰間隙水圧が繰返し強度に影響を与え、さらに前述のように締固め含水比によってその発生挙動が異なるため、締固め含水比の影響に違いが生じたと考えられる。また、土粒子骨格の構造異方性が液状化強度や初期せん断剛性率に影響を与える^{10), 11), 12)} こと、さらに締固め含水比によって締固め土の骨格構造が異なる¹³⁾ ことが考えられるが、解明には異なる粒度組成が締固め特性を始めとする力学特性に与える影響を明らかにすることが必要であると思われる。

さらに図-16 は、繰返し三軸供試体に対し、締固め直後を初期状態とし、飽和・圧密過程による乾燥密度（締固め度）および含水比の変化を示す。図より、締固められた供試体が、飽和・圧密により受ける体積変化量は、いずれも 1%未満であり、飽和・圧密過程における土粒子構造の変化は小さいと考えられる。つまり、今回明らかになった繰返し強度は、締固め時の初期骨格構造に強く依存すると推察される。このことから、締固め度管理規定値を満たすような転圧回数を予め決める現在の施工方法において、盛土の高品質化にとって締固め含水比を一定に保つことは非常に重要であると考えられる。

6. まとめ

締固め盛土の耐震性能を評価するために、種々の締固め条件を与えられた砂質シルトに対し、一連の繰返し非排水三軸試験および室内ベンダーエレメント試験を実施した。その結果、以下の知見を得た。

(1) 締固め度の違いが繰返し強度に顕著な影響を与え、一般的な締固め度管理規定値 90%を超えた後も、その増加により締固められた盛土の強度特性は大きく改善される。さらに、等しい締固め度が得られても締固め時の含水比によって、強度特性が異なり、乾燥側条件では最適含水比条件より高い繰返し強度を、湿潤側条件では低い繰返し強度を示す。

(2) 等しい締固め度を持つ供試体でも、締固め含水比の違いによって繰返し载荷中のひずみ成長および過剰間隙水圧発生挙動が異なる。乾燥側条件では、両振幅軸ひずみが 2%程度に至るまでの過剰間隙水圧発生量が大きく、その後過剰間隙水圧はほぼ横ばいとなりながらひずみが増大する。一方、湿潤側条件の供試体では、乾燥側条件に比べ、緩やかに過剰間隙水圧が発生するものの、軸ひずみの成長とともに過剰間隙水圧

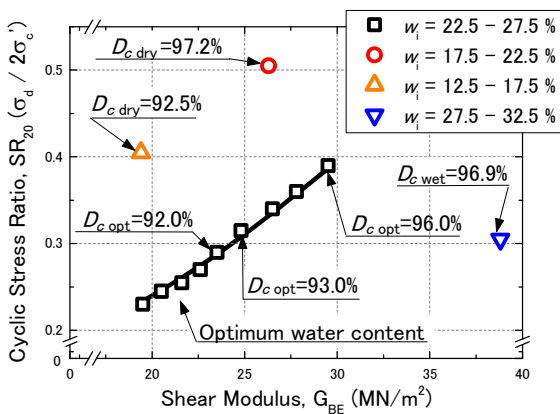


図-15 繰返し強度とせん断波速度

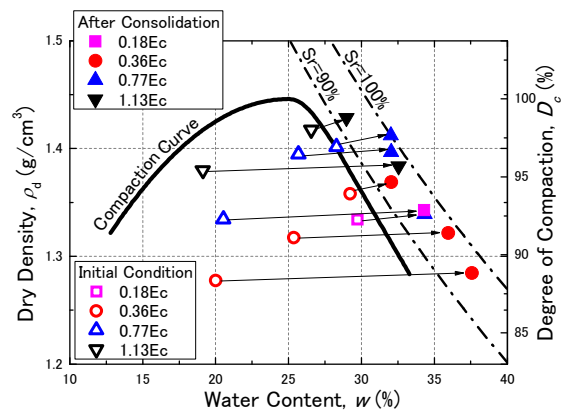


図-16 飽和・圧密による乾燥密度・含水比変化

は増加し続け破壊に至っている。また、各ひずみ発生時の載荷回数を $DA=10\%$ 時の載荷回数で除した値を見ると、湿潤側条件では載荷初期よりひずみが発生し始め、なだらかにひずみが成長する一方で、乾燥側条件ではひずみが発生し始めるまでの載荷回数は大きいものの、一旦発生し始めたひずみは急激に成長する傾向を示す。

(3) 繰返し強度と同様に、締固め度の違いが初期せん断剛性率 G_{BE} に影響を与える。また、締固め含水比が最適含水比より乾燥側条件で G_{BE} の値は低く、湿潤側で高くなる傾向を示し、大ひずみ領域の繰返し強度とは相反する傾向を示す。このような傾向を示す要因として、締固め含水比の違いによる過剰間隙水圧発生挙動、土粒子の骨格構造の違いなどが考えられるが、今後更なる検討が必要である。

【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 東京理科大学 龍岡文夫）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)平川大貴，川原園美幸，龍岡文夫：砂礫盛土材の変形強度特性に与える締固め条件の影響，土木学会論文集 C, Vol.64, No.2, pp.253-266, 2008.
- 2)三浦清一，横浜勝司，松村聡，泉信太郎，細野雄太：締固められた築堤材としての砂質シルトの強度－剛性－透水性の相互関係，第 46 回地盤工学研究発表会講演集，pp.339-340, 2011.
- 3)松村聡，横浜勝司，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，第 51 号，pp.229－236, 2011.
- 4)松村聡，三浦清一，横浜勝司，伊藤啓介：築堤材の静的および繰返し強度に及ぼす締固め条件の影響，第 46 回地盤工学研究発表会講演集，pp.337-338, 2011.
- 5)社団法人地盤工学会：突固めによる土の締固め試験，地盤材料試験の方法と解説，二分冊の 1，pp.373-385, 2009.
- 6)社団法人地盤工学会：土の繰返し非排水三軸試験方法，地盤材料試験の方法と解説，二分冊の 1，pp.730-750, 2009.
- 7)泉信太郎，横浜勝司，三浦清一，細野雄太：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，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 51 号，pp.237－246, 2011.
- 8)社団法人土質工学会：土の締固めと管理，第 1 章，pp.1-28, 1991.
- 9)たとえば，財団法人国土技術研究センター：河川土工の設計，河川土工マニュアル，第 3 章，pp.59-133, 2009.
- 10)八木一善，三浦清一：破砕性火山灰地盤の力学特性の評価，土木学会論文集，No.757, III-66, pp.221-234, 2004.
- 11)Miura, S. and Toki, S.: Anisotropy in mechanical properties and its simulation of sands sampled from natural deposits, *SOILS AND FOUNDATIONS*, Vol.4, No.3, pp.69-84, 1984.
- 12)Seiichi Miura, Kazuyoshi Yagi and Tsuyoshi Asonuma: Deformation-strength evaluation of crushable volcanic soils by laboratory and in-situ testing, *SOILS AND FOUNDATIONS*, Vol.43, No.4, pp.47-57, 2003.
- 13)横浜勝司，三浦清一，細野雄太，泉信太郎：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，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 51 号，pp.241－246, 2011.

転圧機械の種類と締固めの関係について

土木研究所 寒地土木研究所 正会員 ○山田 充
同上 国際会員 西本 聡
同上 国際会員 佐藤 厚子

1. はじめに

締固めは、施工後の盛土の品質に大きな影響を及ぼす。特に、近年の豪雨、地震等による盛土崩壊において、締固め不良が盛土の被災要因の一つとして指摘されている。

盛土の締固めは、一般に、転圧機械を用いて施工される。転圧機械には、数多くの機種、規格があり、施工に際しては、現場条件、盛土材料に適した機種、規格を選択することが、良好な締固め施工を行うためには重要である¹⁾²⁾。しかし、どの転圧機械が、どの材料に適しているかについて、詳細に示されたものは、筆者の知る限りでは見受けられないようである。そのため、転圧機械の選択は、現場の技術者が経験等により行っているのが実情である。したがって、現状の締固め施工は、必ずしも材料に適した転圧機械で施工されているとは限らない。

そこで、本研究では、6 機種の転圧機械を用いて、様々な材料に対して締固めを行い、転圧回数と締固め度の関係を測定した。その結果より、材料に適した転圧機械の選択方法の検討を行った。

2. 実験方法

試験施工により、各転圧機械で締固めを行い、転圧回数と締固め度の変化を測定した。材料、および転圧機械は、試験施工現場の近傍の、実際の盛土施工で使用されるものを用いた。試験施工に用いた転圧機械は、振動ローラ、コンバインドローラ、ハンドガイドローラ、タイヤローラ、ランマ、ブルドーザの6機種である。北海道内の全72件で実施した。表-1には、試験施工を行った箇所の土質分類を示す。

3. 転圧機械の特徴³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾

表-2に、転圧機械の締固め能力に関連する緒元について、一般値で示す。なお、表-2中の、「起振力(kN)」とは、強制振動を伴って転圧することができる機械において、振動を発生させるために機械が起こす遠心力の最大値のことをいう。「線圧力(N/m)」とは、転圧部位が鋼製ローラの場合、鋼製ローラにかかる荷重をローラ幅で除した数値で接地圧力を示した。それ以外の接地圧力は「面圧力(kN/m²)」とした。

振動ローラは、大型の転圧専用機械である。今回の試験施工で用いた規格の重量は10~12tであり、強制振動を伴って転圧することができる機械である。また、強制振動の起振力は160~280kNとなっており、強制振動する転圧機械としては、比較的大きな値となっている。接地圧力は、線圧力で示される機械の中で最大となっている。

コンバインドローラは、中型の転圧専用機械である。一般に、前輪に鋼製ローラ、後輪に空気タイヤを装着している。今回の試験施工で用いた規格の重量は3~4tであり、強制振動を伴って転圧することができる機械である。強制振動の起振力は、20~25kNとなっており、強制振動する転圧機械としては、比較的小さな

表-1 試験施工箇所の土質分類

			件数
			43
礫質土 [G]	礫	{G}	6
	砂礫	{GS}	28
	細粒分まじり礫	{GF}	9
			29
砂質土 [S]	砂	{S}	11
	礫質砂	{SG}	6
	細粒分まじり砂	{SF}	12
合 計			72

表-2 転圧機械の締固め能力に関連する緒元表（一般値）

機種	規格	重量 (t)	強制振動 の有無	起振力 (kN)※1	転圧部位	接地圧力	
						面圧力 (kN/m ²)	線圧力 (N/m)※2
振動ローラ	11t 級	10~12	有り	160~280	鋼製ローラ	-	2.4~3.0
コンバインドローラ	3t 級	3~4	有り	20~25	鋼製ローラ ※3	-	1.4~1.6
ハンドガイドローラ	600kg 級	0.5~0.6	有り	9~12	鋼製ローラ	-	0.3~0.7
タイヤローラ	3t 級~13t 級	3~15	無し	-	空気タイヤ	200~500	-
ランマ	60kg 級	0.05~0.07	無し	-	転圧板	80~160 ※4	-
ブルドーザ	8t 級~12t 級	7~13	無し	-	クローラ	20~60	-

※1 起振力：振動を発生させるために機械が起す遠心力の最大値。

※2 線圧力：鋼製ローラの接地圧力について、ローラに掛かる荷重をローラ幅で除した数値で示した。

※3 コンバインドローラは、鋼製ローラと空気タイヤを装着しているが、転圧能力に関して支配的な鋼製ローラを記載した。

※4 ランマの接地圧力は、打撃の力を転圧板の面積で除して算出した。

値となっている。接地圧力は、線圧力で示される機械の中で2番目の値となっている。

ハンドガイドローラは、小型の転圧専用機械である。今回の試験施工で用いた規格の重量は0.5~0.6tであり、強制振動を伴って転圧することができる機械である。強制振動の起振力は9~12kNとなっており、強制振動する転圧機械としては、小さな値となっている。接地圧力は、線圧力で示される機械の中で最小となっている。

タイヤローラは中~大型の転圧専用機械であり、今回の試験施工で用いた規格の重量は3~15tである。強制振動機能は無いが、タイヤ空気圧とバラストを調整することにより、接地圧力を調整して転圧することができる。接地圧力は、面圧力で示される機械の中で最大となっている。

ランマは、小型の転圧専用機械である。今回の試験施工で用いた規格の重量は0.05~0.07tであり、試験施工で用いた6機種の中で最も軽い。強制振動機能は無いが、内蔵されたスプリングにより、転圧板を打ち出し、打撃によりたたいて締固めを行う。接地圧力は、面圧力で示される機械の中で2番目の値となっている。

ブルドーザは、敷き均し等に用いられるクローラ式の建設機械であり、現場条件によっては転圧にも用いられる。今回の試験施工で用いた規格の重量は7~13tとなっている。強制振動機能は無い。接地圧力は、面圧力で示される機械の中で最小となっている。

4. 実験結果と考察

図-1に、転圧機械ごとに、締固め度と転圧回数との関係を示す。図-1より、コンバインドローラにおける1件を除き、転圧回数の増加に伴い、締固め度も増加する傾向が見受けられた。

図-2には、転圧機械ごとに、締固め度85%、および90%を満たす平均転圧回数について、礫質土、砂質土に分けたものを、実験結果より求め、示す。ただし、締固め度が90%に達していないデータについては、締固め度と転圧回数の関係を示すグラフにおいて、グラフを直線延伸し、締固め度90%を満たす転圧回数を求めた。

図-2より、コンバインドローラ、ハンドガイドローラ、タイヤローラ、ブルドーザでは、礫質土と砂質土の平均転圧回数に、大きな差は見受けられなかった。これら4機種は、礫質土と砂質土のどちらにも、同程度の締固め効果を発揮するものと考えられる。

ランマは、礫質土と砂質土の平均転圧回数に差が見受けられ、締固め度85%で砂質土、締固め度90%で礫質土に効果があるように見受けられる。しかし、試料数が十分でないため確定することはできず、今後、試料数を増やし詳細に再検討する必要がある。

振動ローラは、締固め度90%を満たす平均転圧回数で、礫質土において平均転圧回数が小さくなる傾向が見受けられた。振動ローラは、強制振動を伴って転圧することができる機械である。強制振動には、土の粒子を揺すぶって粒子の移動を容易にし、高い締固めを得る効果がある。この強制振動による締固め効果が、

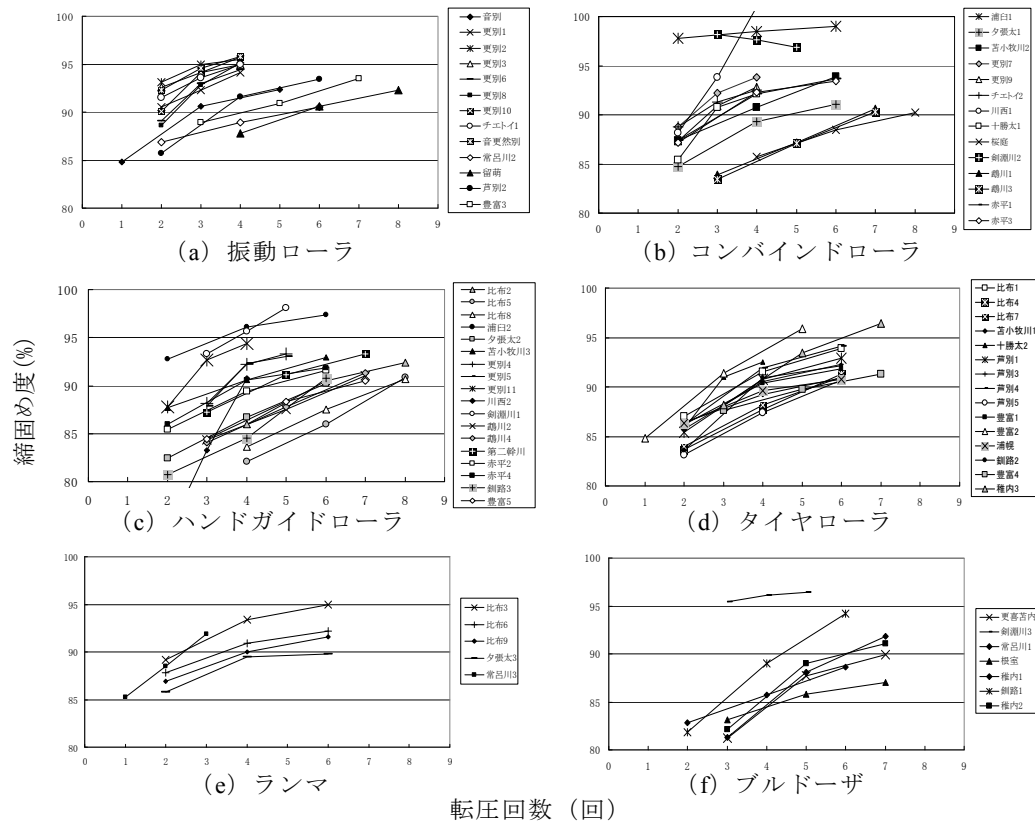


図-1 縮固め度と転圧回数

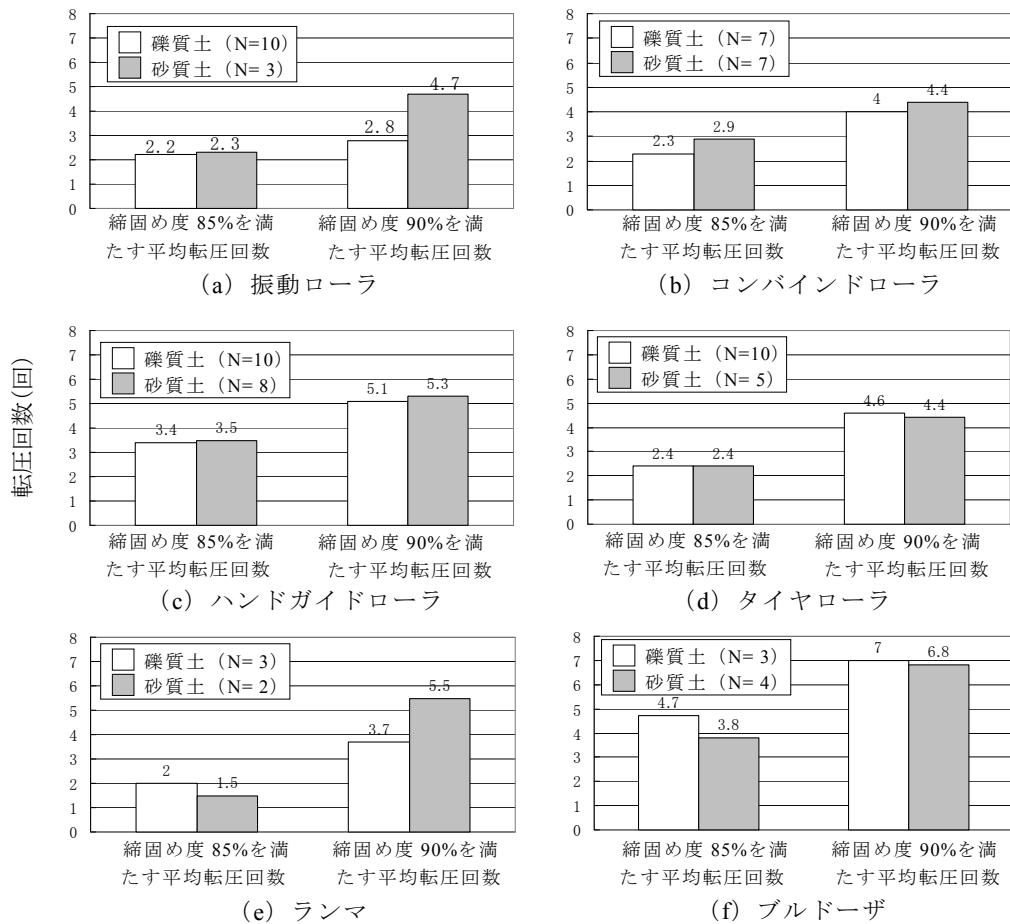


図-2 縮固め度 85%, 90%を満たす平均転圧回数 (礫質土, 砂質土分け)

特に礫質土で有効に作用したと考えられる。今後、礫質土に対する強制振動の有効性について、より詳細に検討する必要があると考えられる。

図-3 に、同一材料に異なる機械で転圧を行った箇所について、転圧回数と締固め度の関係を示す。図-4 には、締固め度 85%、および 90%を満たす転圧回数を図-3 より求め、示す。表-3 には、各箇所の材料特性、転圧条件を示す。

図-4 より、比布、常呂川では、ランマの転圧回数が、タイヤローラ、ハンドガイドローラ、振動ローラ、ブルドーザに比べ、最も少なかった。ランマは、打撃によりたたいて締固めを行うことにより、軽量の割に大きな接地圧力で転圧することができる。また、打撃により振動が発生し、土の粒子を揺すぶって粒子の移動を容易にし、締固めを高める効果が発現していると考えられる。さらに、ランマは、他の機械が 1 回の通過で、1 回（前輪又は後輪のみ）、もしくは 2 回（前後輪）の転圧しかできないのに対し、高速の繰り返し打撃により、1 回の機械の通過で約 20 回程度の転圧を行うことができる。以上の理由より、ランマは他の機械より転圧回数が少なかったと考えられる。

常呂川、チエトイ、更別では、振動ローラの転圧回数は、ブルドーザ、コンバインドローラ、ハンドガイドローラに比べ、少ない傾向が見受けられた。振動ローラは、他の機械に比べ、強制振動が強く、接地圧力も高いため、少ない転圧回数で必要な締固め度を満たすことができたと考えられる。

赤平では、コンバインドローラの転圧回数は、ハンドガイドローラにくらべ、少ない傾向が見受けられた。コンバインドローラはハンドガイドローラに比べ、強制振動が強く、接地圧力も高いため、少ない転圧回数で必要な締固め度を満たすことができたと考えられる。

十勝太では、コンバインドローラとタイヤローラは、ほぼ同じ転圧回数となった。二つの機械の転圧は、同程度の締固め効果を得られると考えられる。

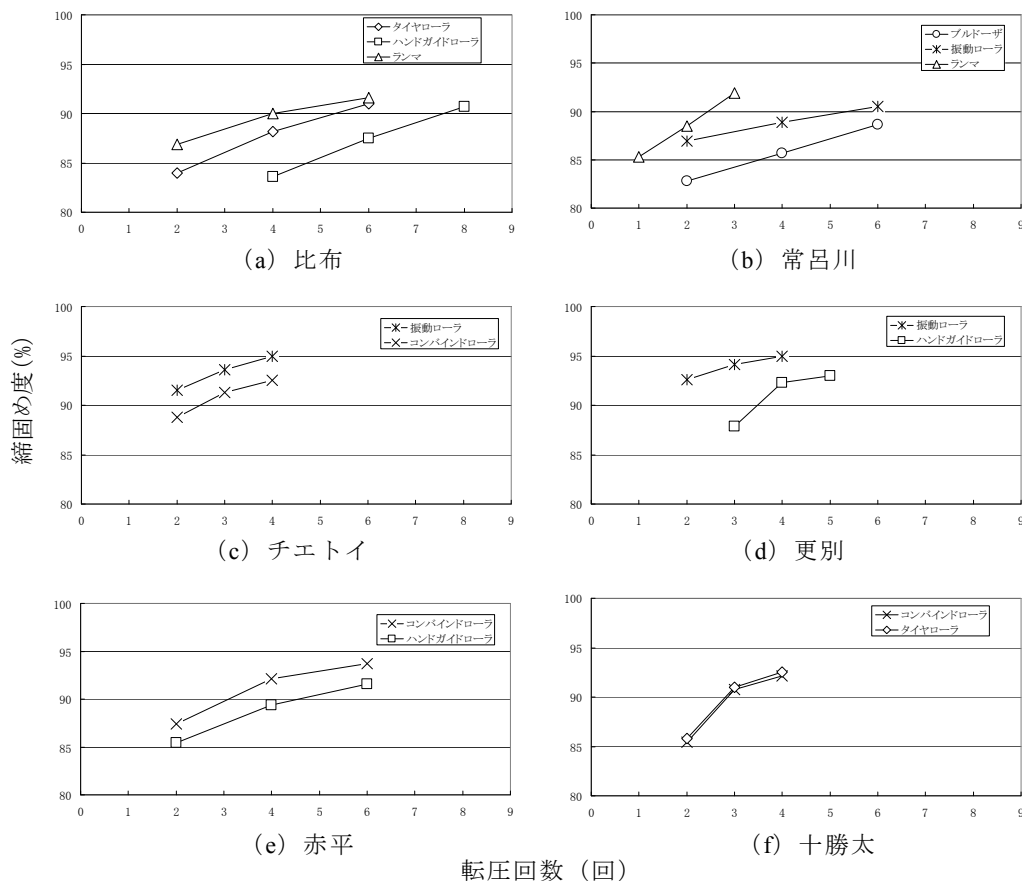


図-3 締固め度と転圧回数（同一材料に異なる機械で転圧した箇所）

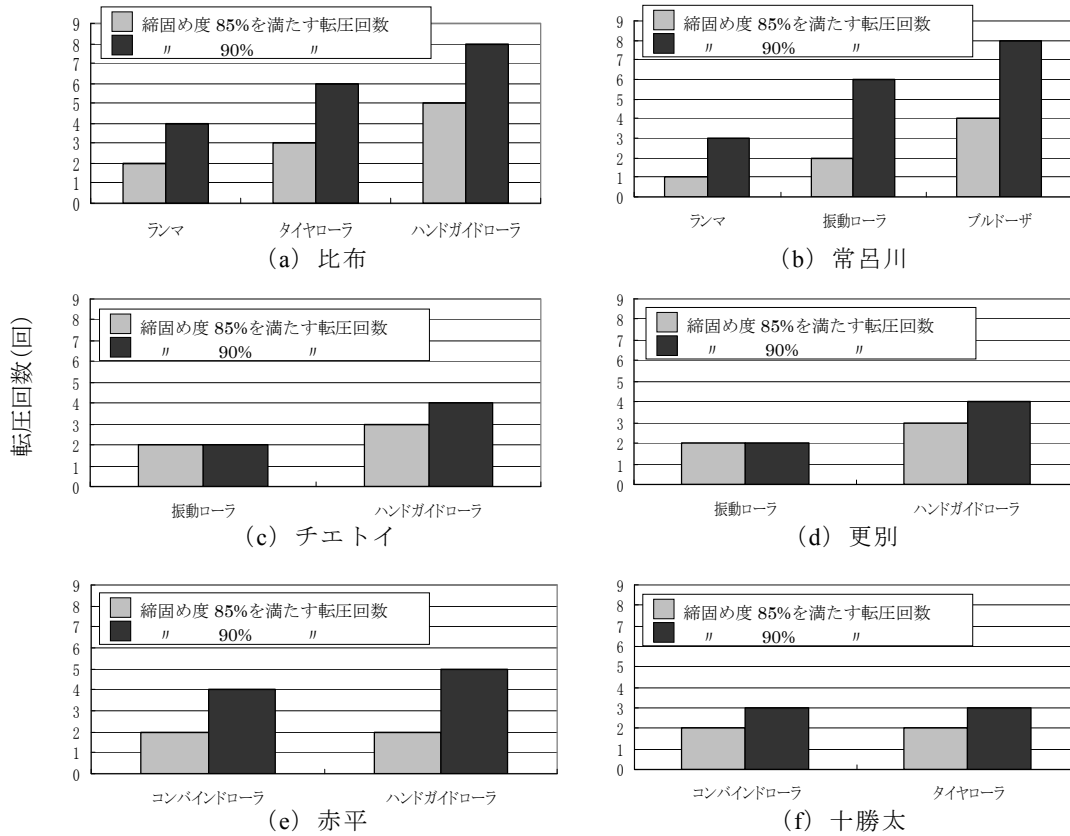


図-4 締固め度 85%、90%を満たす転圧回数（同一材料に異なる機械で転圧した箇所）

表-3 材料特性と転圧条件（同一材料に異なる機械で転圧した箇所）

箇所名	材料特性					転圧条件		
	自然含水比 Wn(%)	土質分類名	最大乾燥密度(ρ_{dmax})	最適含水比 Wopt(%)	コーン指数 qc(kN/m ²)	転圧機械	規格	転圧回数
比布	6.2	細粒分まじり砂質礫 GS-F	1.994	7.8	1966	ランマ	60kg級	2,4,6回
						タイヤローラ	3t級	2,4,6回
						ハンドガイドローラ	600kg級	4,6,8回
常呂川	27.2	細粒分質礫質砂 SFG	1.527	21.8	1466	ランマ	60kg級	1,2,3回
						振動ローラ	11t級	2,4,6回
						ブルドーザ	8t級	2,4,6回
チェトイ	6.12	砂質礫 GS	1.962	5.5	-	振動ローラ	11t級	2,3,4回
						コンバインドローラ	3t級	2,3,4回
更別	7.90	砂質礫 GS	2.089	7.5	-	振動ローラ	11t級	2,3,4回
						ハンドガイドローラ	600kg級	3,4,5回
赤平	14.6	粘性土質砂質礫 GCsS	1.918	13.1	-	コンバインドローラ	3t級	2,4,6回
						ハンドガイドローラ	600kg級	2,4,6回
十勝太	11.6	シルト質砂質礫 GMS	1.97	10.1	-	コンバインドローラ	3t級	2,3,4回
						タイヤローラ	11t級	2,3,4回

5. まとめ

本報告では、6 機種種の転圧機械で様々な材料を締め固め、転圧回数と締固め度の関係を測定した。その結果、以下の事がわかった。

- ①コンバインドローラ、ハンドガイドローラ、タイヤローラ、ブルドーザは、礫質土と砂質土のどちらの材料に対しても、同程度の締固め効果を発揮することができる。

- ②礫質土を締め固めるには、振動ローラが適している。
- ③強制振動が強く、接地圧力が高い転圧機械ほど、少ない転圧回数で必要な締固め度を満たす。

6. おわりに

本報告では、材料分類が礫質土と砂質土の2種類にとどまっており、今後、さらに試料数を増やし、より詳細な材料分類で検討を行う予定である。また、同一材料に対する異なる機械での転圧では、同一材料に6種類全ての機械で転圧を行うことができおらず、今後、6種類全ての機械で試験施工を行い、より詳細な転圧機械の比較検討を行い、材料に適した転圧機械の選定方法の提案を目指したい。

【参考文献】

- 1)日本道路協会：道路土工盛土工指針（平成22年度版），2010.4
- 2)日本建設機械化協会：建設機械施工ハンドブック（改訂3版），2007.2
- 3)酒井重工業（株）HP：<http://www.sakainet.co.jp/index.htm>
- 4)コマツ建機販売（株）HP：<http://www.komatsu-kenki.co.jp/>
- 5)キャタピラージャパン（株）HP：<http://japan.cat.com/>
- 6)三笠産業（株）HP：<http://www.mikasas.com/>

締固め方法が細粒分礫質砂の三軸試験結果に及ぼす影響

神戸大学大学院 学生会員 ○高橋 正和
北見工業大学 正会員 川口 貴之
神戸市立工業高等専門学校 正会員 鳥居 宣之
神戸大学大学院 正会員 澁谷 啓

1. はじめに

盛土構造物は他の土木構造物と比較して環境および経済面で優れていることから、道路・鉄道・河川堤防等の多くの用途で用いられている。また近年、この種の土構造物の大規模化・高盛土化が進んでいるが、その一方で地震や近年増加している集中豪雨に起因する盛土の崩壊事例¹⁾は後を絶たず、今後さらなる土構造物の高安定化の必要性が高まっているであろう。従来から地盤材料は良く締固めることでその工学的性質が向上すると言われており、土構造物の高安定化を考える場合、それらを定量的に評価し盛土施工管理や設計に陽な形で反映させることが重要であると考えられる。しかし現状の施工管理および設計方法ではそれらが十分に反映されているとは言い難い状況にある。

一般に、土構造物の施工では締固め度 D_c を基準として施工管理が行われている。しかしこの場合、盛土の乾燥密度 ρ_{dr} と室内締固め試験による最大乾燥密度 ρ_{dmax} から算出される D_c は、その値の大小が盛土の変形・強度特性と直結しておらず、出来上がった盛土の実際の品質が設計段階で要求された品質を満たしている保証はない。一方、設計段階で行う安定計算においては通常、砂質土・礫質土等で区分された標準的な設計せん断強度が用いることが一般的であるが、通常その値は残留せん断強度程度の値であり、良い地盤材料を良く締固めた場合のピークせん断強度よりも遥かに小さいため、過剰設計となってしまうことが考えられる。よって、 D_c の増加に伴う盛土材料の工学的性質の改善を定量化しそれらを適切に反映させることができれば、より経済的で優れた土構造物の設計・施工が可能となり、レベル II 地震や豪雨にも耐える盛土の建設が可能となると考えられる。

以上のような観点から近年、締固め土の変形・強度特性に及ぼす締固め時の D_c および乾燥密度 ρ_d の影響についての研究が盛んに行われている^{2), 3)}。これらによると、砂礫材の強度特性と D_c との間には概ね一義的な関係があることが報告されている。そのほかにも、締固め土の変形・強度特性には粒度の違い、含水比や締固め方法の違いに起因する土構造の違いが影響を及ぼすことが知られており、これらに関しても近年研究が盛んに行われるようになってきており⁴⁾有益な情報が収集されつつある。

とりわけ土構造に関しては、含水比や密度が同じであっても締固め方法が異なると土構造が変わり、このため力学的特性にその違いが現れると言われている。これを実務に当てはめて考えると、異なる締固め方法で締固める場合、不均質な盛土を建設してしまう可能性がある。例えば、補強土壁の締固め施工では盛土の大部分はタイヤローラ（≒静的）等の大型締固め機械を用いて施工が行われるが、壁面直近の施工には振動コンパクター（≒動的）が用いられる。このような場合、仮に含水比や締固め度が均一になるように締固められていても、同一盛土層内に異なる締固め方法で施工された箇所が存在することとなり、強度的に不均質な盛土が建設されてしまっている可能性が考えられる。このことから、締固め方法の違いが及ぼす影響を詳細に把握することは先述の目的を考えても非常に有用だと考えられる。

この種の研究は古くから行われており、その考え方を最初に発表したのは Lambe⁵⁾である。この Lambe が提案した考え方では、異なる締固め方法で締固められた土構造は図-1 のように示される。つまり、最適含水比 w_{opt} の乾燥側に締固められた土構造は相対的にランダムな配列をなし、湿潤側では配列方向が整然とした土構造をなすとしている。続いて Seed et al.⁶⁾は異なる締固め方法で作製された供試体の力学特性を Lambe の提案する土構造の概念を用いて説明している。Seed et al.⁶⁾は異なる締固め方法で締固め時の含水を変化さ

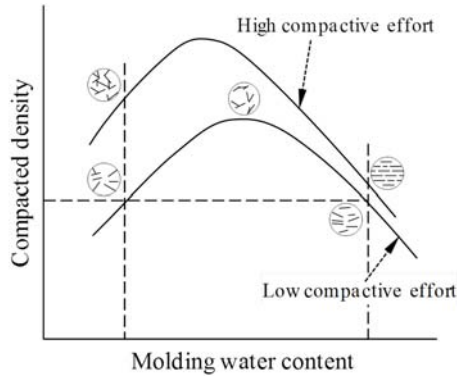


図-1 Lambe⁶⁾による締固め土の土構造の模式

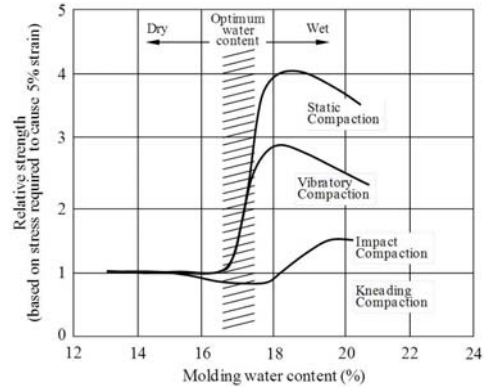


図-2 締固め方法の違いがシルト質土の強度特性に及ぼす影響 (Seed et al.⁵⁾)

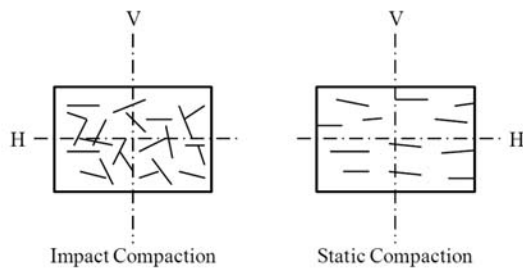


図-3 鬼塚ら⁸⁾が示した Yong and Warkentin⁷⁾による締固め土の土構造の模式図

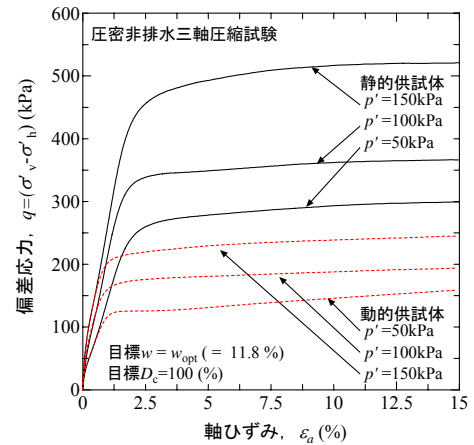


図-4 川尻ら⁹⁾が行った一連の三軸試験より得られた応力～ひずみ関係

せて同一の乾燥密度になるよう、異なる締固め方法で締固めた供試体を用いて三軸圧縮試験を実施し、最適含水比 w_{opt} の乾燥側よりも湿潤側の方が締固め方法が強度特性に及ぼす影響が大きくなることを報告している(図-2参照)。一方、Yong and Warkentin⁷⁾はLambeとは別の土構造を提案している。図-3はYong and Warkentinの提案する考え方をもとに鬼塚ら⁸⁾によって示された土構造の模式図である。この考え方では動的締固めによる供試体の土構造がランダム構造であるのに対して、静的締固めによる土構造がより配向した構造であることが示されている。図-4は川尻ら⁹⁾が異なる締固め方法で作製した供試体を用いて行った一連の三軸圧縮試験の試験結果を示している。川尻ら⁹⁾は静的および動的に締固めた供試体を用いて非排水三軸圧縮試験を行った結果、同じ締固め度および含水比になるよう締固めたにもかかわらず、静的供試体の非排水せん断強度が動的供試体よりも2倍程度大きくなることを報告している。また、ベンダーエレメント試験で得られた結果から土構造の配向性を反映する弾性係数の異方性が三軸試験結果と強い相関があることを示し、静的供試体と動的供試体における変形・強度特性の違いは締固め時のエネルギーの違いに起因する土構造の異方性(配向性)であると結論づけている。このように、土構造に関する研究は古くより行われているが、未だに統一的な考え方が示されていないのが現状である。

以上のような背景より、本研究では締固めた地盤材料の変形・強度特性に及ぼす締固め方法の影響を明らかにするため、 D_c および w が一定になるよう異なる固め方法で締固めて作製した供試体を用いて圧密非排水三軸圧縮試験を実施した。また、鬼塚ら¹⁰⁾は砂質土と粘性土を締固めて水平および垂直に切り出した供試体を用いて一面せん断試験を実施した結果、せん断強度特性の異方性は試料が砂質土か粘性土かによって異なると報告しており、このことから細粒分含有率の大小が締固め土の土構造に影響を及ぼすと考えられる。そこで本研究では、元の試料を最大粒径が2mmのせん頭粒度となるよう粒度を調整し、細粒分含有率を変化させた試料を用いて同様な試験を実施し、細粒分が強度特性に及ぼす影響についても検討を行った。

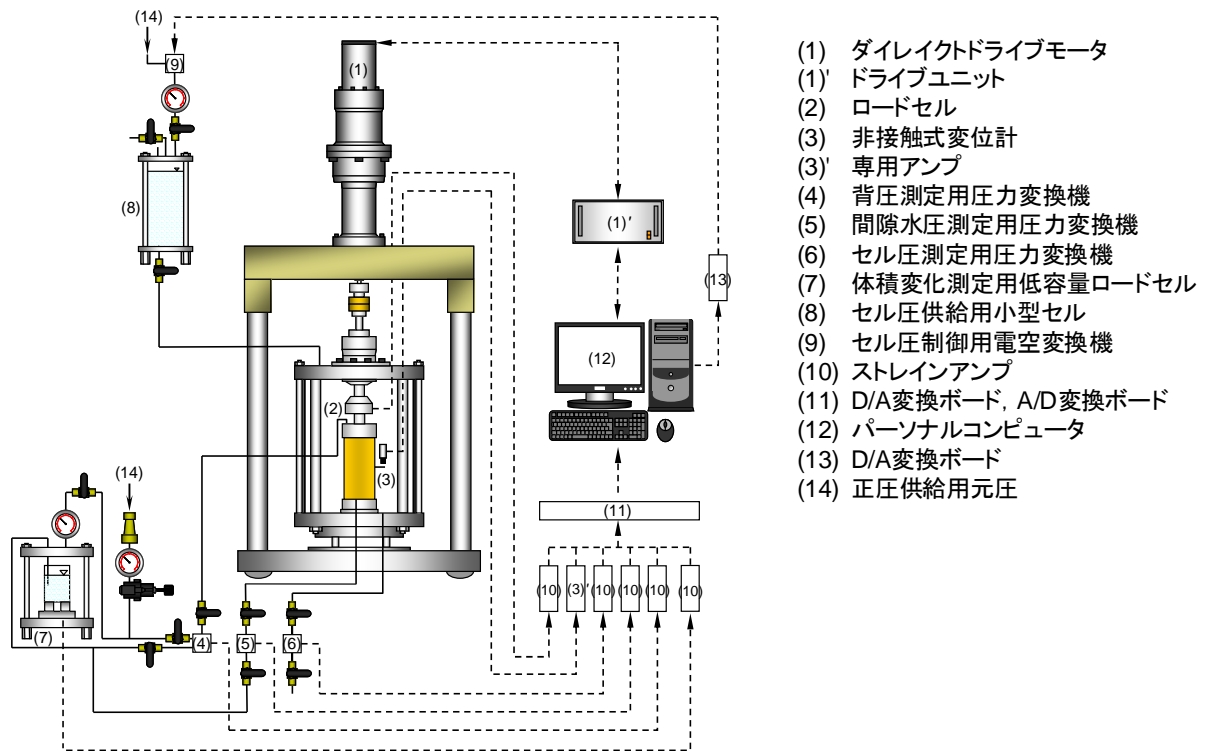


図-5 使用した三軸試験装置の概要

2. 試験装置および用いた試料

(1) 試験装置

図-4 に本研究で使用した三軸試験装置の概略である¹¹⁾。载荷装置には高精度デジタルサーボモーターが取り付けられている。このモーターには所定の载荷速度を得るために減速機が取り付けられており、ボールスプラインネジを用いることでモーターの回転運動をスムーズな軸方向の上下運動に転換している。また、モーターの回転数、減速比、ボールネジのリード長から計算された変位はトップキャップの変位と一致することを確認している。データの収集および制御はパーソナルコンピュータによって完全自動化されている。供試体サイズは、礫材等も含んだ地盤材料を対象としているため、直径 10cm、高さ 20cm である。

(2) 試験に用いた試料

表-1 に本研究で用いた試料の物性値の一覧を示す。また図-6 は試験に用いた試料の粒径加積曲線である。試験に用いた試料は淀川の堤防拡幅工事に用いられた細粒分礫質砂(SFG, $\rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$, $w_L = 33.9\%$, $w_P = 20.8\%$)で、供試体サイズ(直径 10cm × 高さ 20cm)を考慮して最大粒径が 19mm のせん頭粒度となるよう粒度を調整したものを BC19、細粒分の影響を把握するために最大粒径が 2mm のせん頭粒度となるよう粒度を調整したものを BC2 とする。図-7 は JIS A 1210 に規定される A-b 法に準じて実施した締固め試験結果である。この結果よりそれぞれの試料の最大乾燥密度 ρ_{dmax} (BC19 : 1.86 g/cm^3 , BC2 : $\rho_{dmax} = 1.81 \text{ g/cm}^3$) と最適含水比 w_{opt} (BC19 : 13.8%, BC2 : 14.9%) を得た。

表-1 試験に用いた試料の物性値

	BC19	BC2
土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)	2.65	2.65
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm^3)	1.86	1.81
最適含水比 w_{opt} (%)	13.8	14.9
液性限界 w_L (%)	30.9	
塑性限界 w_P (%)	18.9	
塑性指数 I_P	12.1	

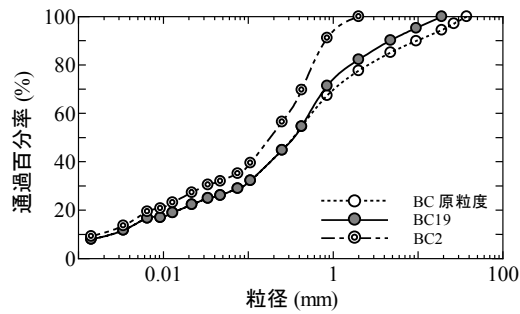


図-6 試験に用いた試料の粒径加積曲線

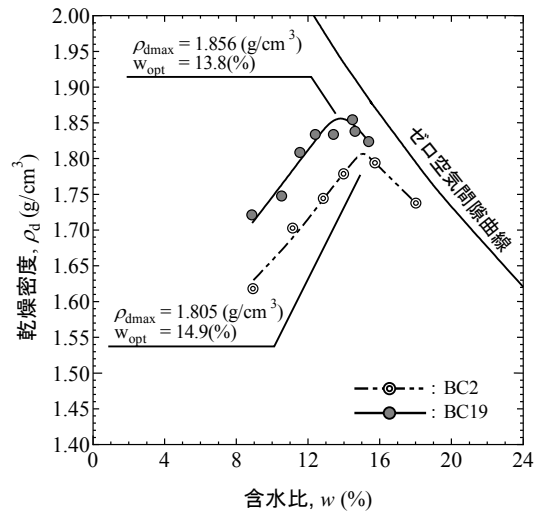


図-7 試験に用いた試料の締固め曲線

表-2 試験条件の一覧

試験方法	三軸圧縮試験		
用いた試料	BC19・BC2		
締固め方法	静的・動的		
供試体寸法 (mm)	φ100×H200		
拘束圧 σ'_c (kPa)	50	100	150
締固め度 D_c (%)	100		
排水条件	非排水・排水※		

※ $\sigma'_c=50\text{kPa}$ でのみ実施

3. 試験条件および試験方法

表-2 に本研究で行った試験条件の一覧を示す。供試体は自然乾燥状態にある試料に蒸留水を加え、一様に混合して最適含水比 w_{opt} になるように含水比調整を行った後、所定量の試料を直径 10cm および高さ 20cm の供試体作製用の二つ割れモールドに 5 層に分け入れ $D_c = 100\%$ となるように締固めた。静的締固めによる供試体（以下、静的供試体と称する）は写真-1 に示すような載荷フレームに油圧ジャッキを取り付けた装置を用いて静的に締固めた。一方、動的締固めでは、直径がモールド内径よりも小さなランマーが用いられることがあるが、ランマーによって締固め面が捏ね返されるおそれがある¹¹⁾。そこで本研究では、純粹に締固め時の静的圧力による締固め効果と衝撃力による締固め効果の違いを比較するため、写真-2 に示す全断面ピストンをモールド内に挿入し、所定の密度が得られるまで上からゴムハンマーで柄の部分打撃することで動的締固めによる供試体（以下、動的供試体と称する）を作製した。

三軸試験は供試体を三軸セル内に設置後、24 時間の通水、二重負圧法および背圧 200kPa を与えることで飽和化を図り、 B 値が 0.96 以上であることを確認した後



写真-1 油圧ジャッキ式静的締固め装置



写真-2 動的締固め用の器具

にそれぞれの供試体に対して、軸応力増加速度 1kPa/min で所定の有効拘束圧 $\sigma'_c = 50, 100, 150\text{kPa}$ になるまで等方圧密を実施した。所定の σ'_c に到達後、一時間程度排水クリープを許した。その後、セル圧 σ_c 一定のまま軸ひずみ $\varepsilon_a = 15\%$ まで、非排水試験では軸ひずみ速度 $d\varepsilon_a / dt = 0.05 \%/min$ 、排水試験では $d\varepsilon_a / dt = 0.02 \%/min$ で単調載荷を行った。

4. 試験結果および考察

4.1 試験結果

(1) 圧縮特性

図-8 は動的供試体および静的供試体に対して実施した圧密非排水三軸圧縮試験における等方圧密時の最終体積ひずみを有効拘束圧 σ'_c ごとにプロットしたグラフである。同一の D_c および含水比であっても供試体の作製方法によって圧縮特性が異なり、動的供試体と静的供試体では、BC19, BC2 のいずれにおいても動的供試体よりも静的供試体の方が圧縮性は高い。また拘束圧が大きくなるに従い、動的供試体と静的供試体の圧縮量の差が増していることがわかる。このことから、動的供試体の方が締固め終了時の土構造が安定していると解釈することもできる。

(2) 変形・強度特性

図-9 および図-10 は BC19 および BC2 の動的・静的供試体に対して実施した圧密非排水三軸圧縮試験における単調載荷時の応力～ひずみ関係である。また図-11 は応力～ひずみ関係より求めた最大偏差応力 q_{max} と σ'_c の関係を示している。BC19 に関して σ'_c ごとに動的および静的供試体を比較すると、同一の含水比および乾燥密度の供試体であっても、静的供試体の q_{max} の方が動的供試体よりも平均して 15%程度大きな値を示している。この試験結果は図-4 に示す川尻ら⁹⁾の試験結果と程度の違いはあるものの同様な傾向であるといえる。川尻らは本研究で用いた試料と類似した地盤材料（細粒分礫質砂、 $\rho_s = 2.67 \text{ g/cm}^3$, $w_L = 33.9\%$, $w_P = 20.8\%$, $\rho_{dmax} = 1.95 \text{ g/cm}^3$, $w_{opt} = 11.3\%$) を動的および静的に締固めて作製した供試体を用いて非排水三軸試験を行った結果、同じ締固め度および含水比になるよう締固めたにもかかわらず静的供試体の偏差応力が動的供試体よりも 100%程度大きくなることを報告している。一方 BC2 に関しては、 $\sigma'_c = 50\text{kPa}$ においては BC19 と同様に静的供試体の q_{max} の方が動的供試体よりも大きい、拘束圧が高くなり $\sigma'_c = 150\text{kPa}$ となるとその大小関係が逆転していることがわかる。また、 σ'_c ごとの動的および静的供試体の q_{max} の差は BC19 に比べると幾分小さいことがわかる。以上より、締固め方法の違いが強度特性に及ぼす影響は試料によって大きく異なることがわかる。特に、川尻らの用いた淀川試料と本研究で用いた BC19 とは土質分類が同じであり、物理特

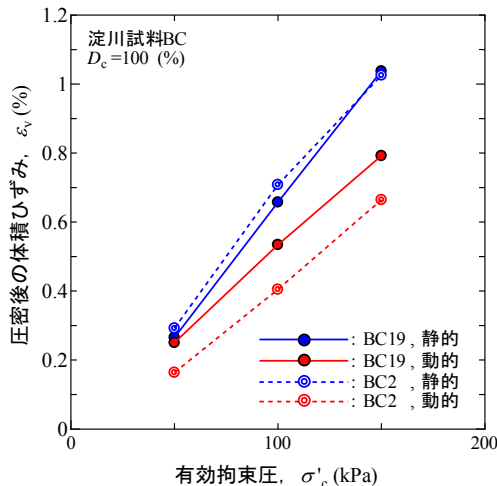


図-8 等方圧密時の最終体積ひずみ～ σ'_c 関係

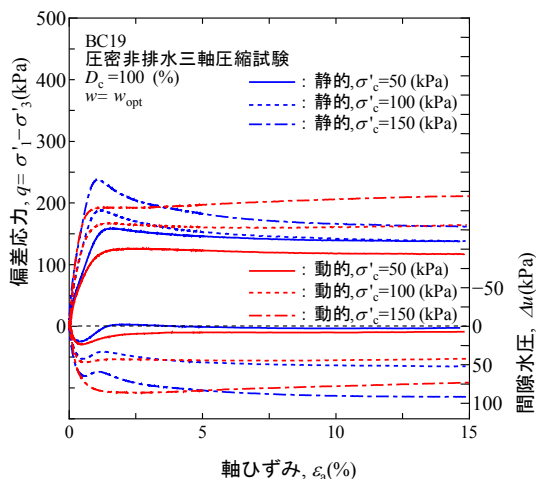


図-9 BC19 の応力～ひずみ関係

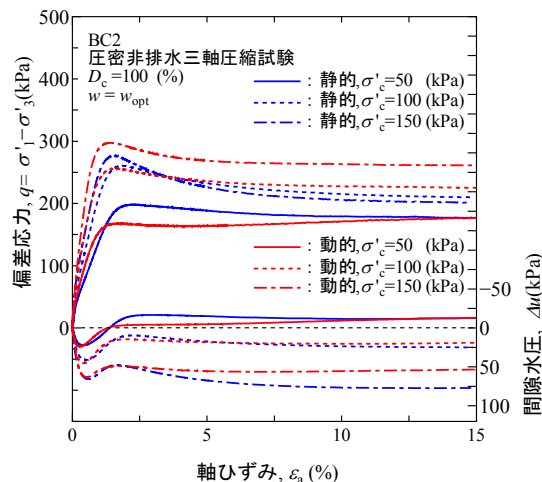


図-10 BC2 の応力～ひずみ関係

性に一見差がないような試料であるにもかかわらず、締め固め方法が非排水のせん断強度特性に及ぼす影響に大きな差を生じた。現在の盛土の施工管理ではこの程度の物理特性の差が考慮されることはほとんどなく、仮に異なる締め固め機械を用いるような場合、用いる試料によっては非排水強度に差が生じ、強度的に不均質な盛土を建設してしまう可能性を示唆する結果であるといえよう。

次に、BC19とBC2を比較した場合、いずれの拘束圧においてもBC2の方がBC19よりも q_{max} は大きいことがわかる。図-12は単調載荷時における過剰間隙水圧 Δu の挙動を示しているが、図には代表してBC19およびBC2の静的供試体を用いて行った $\sigma'_c = 100\text{kPa}$ での試験結果を示している。BC19、BC2ともに載荷初期では Δu が増加し40kPa程度の正の過剰間隙水圧が発生した後に減少に転じる、正のダイレイタンス傾向を示している。BC19の Δu が35kPa程度までしか減少していないのに対しBC2は10kPa程度まで減少していることから、BC2はBC19よりも正のダイレイタンス傾向が強く比較的密詰め傾向が強いといえ、この違いが両者の強度差を生み出していると考えられる。

また、この原因は小高ら¹²⁾が示したマトリックスの間隙構造を考慮する考え方をを用いることで説明ができる。小高らは原粒度試料を用いた大型三軸試験および粒度調整試料（以下通常粒調試料）を用いた小型三軸試験を非排水条件で行った結果、小型三軸試験による変形・強度特性の方が大型三軸試験よりも密詰め傾向が強くなることを報告している。その理由として図-13に示した模式図を用いて以下のように説明している。まず、「礫分が60%以下では礫粒子は集合体の中で個々に存在し、細粒分が混合土の主たる構造をなしている」と指摘されている¹³⁾ことから、礫粒子がそれ以外の砂やシルトを主体とするマトリックス部分の中に浮いた状態で存在していると考え、力学特性はそのマトリックスに強く依存すると考えられる。すると土全体では大型供試体、小型供試体ともに同じ間隙比であるが、礫を除外した場合の間隙比（=間隙の体積/マトリックスの体積）は小型供試体（通常粒調試料）よりも大型供試体（原粒度）の方が大きくなる。そのため、原粒度の大型供試体の方が緩詰め傾向が強くなったと考えられる。

続いてこの考え方をを用いて本研究の結果を考察する。本研究で用いたBC19およびBC2はそれぞれ礫分含有率が22%および0%であることから、小高らと同様に力学特性が礫以外の砂やシルトで構成されたマトリックスの力学特性に強く依存すると考えられる。そこで図-14にBC19およびBC2の供試体を示相図で模式的に示す。た

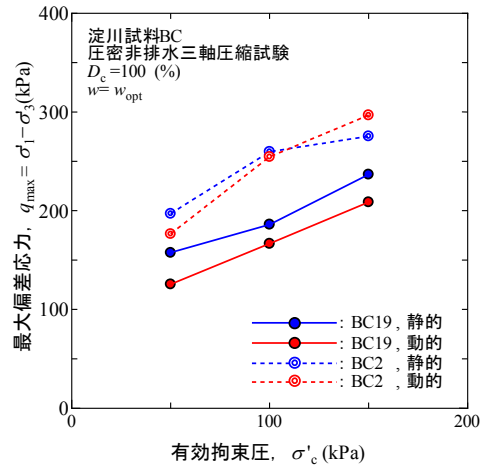


図-11 各試験で得られた q_{max} と σ'_c の関係

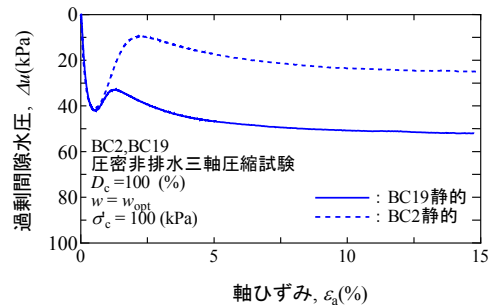


図-12 単調載荷時の過剰間隙水圧挙動

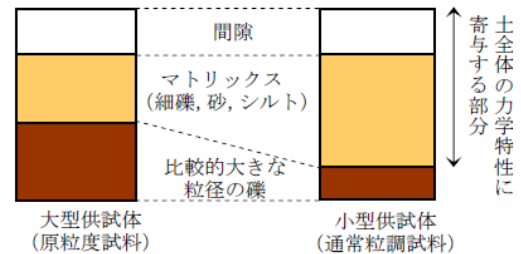


図-13 小高ら¹²⁾が示した示相図

土全体の力学特性に寄与する部分	0.449	間隙	0.482
	0.780	マトリックス (砂, シルト)	1.00
	0.220	礫分	
	BC19		BC2
	0.449	全体から求めた間隙比	0.482
	0.576	礫を除外して求めた間隙比	0.482

図-14 BC19およびBC2の示相図の比較

だし、マトリックスの粒径の境界を仮に 2mm とし、粒径によらず土粒子密度をすべて同一であると簡素化している。図には一例として静的締固めによる BC19 および BC2 の供試体の間隙比を示している。両供試体は同じ D_c ($=100\%$) になるように締固めているが、 ρ_{dmax} が BC19 の方が BC2 よりも大きいため間隙比は BC19 で 0.449、BC2 で 0.482 と BC19 の方が BC2 よりも小さな値を示している。しかし礫を除外した場合の間隙比 (=間隙の体積/マトリックスの体積) を求めると、BC19 で 0.576 ($=0.449/0.780$)、BC2 で 0.482 ($=0.482/1.00$) となる。よって、BC19 よりも BC2 の方がマトリックスの密度が大きいため、BC2 の供試体の方が密詰め傾向が強く表れたと解釈できる。

図-15 は粘着力 $c=0$ として有効応力で整理した各拘束圧のモール円から求めた内部摩擦角 ϕ_{peak} ($=\sin^{-1}\{(\sigma'_1-\sigma'_3)/(\sigma'_1+\sigma'_3)\}$) と σ'_c との関係を示している。従来から言われている通り、拘束圧の増加に応じて ϕ が減少する拘束圧依存性¹⁴⁾が確認された。また試料および動的と静的で比較すると BC2 の動的供試体の結果を除いて、 ϕ_{peak} には大きな違いがみられなかった。

図-16 は $\sigma'_c=50\text{kPa}$ で行った排水三軸圧縮試験における単調載荷時の応力～ひずみ関係を示している。非排水試験における傾向とは異なり、 q_{max} は BC19 と BC2、動的と静的によらずほぼ等しく、ダイレイタンシー挙動にも大きな違いは見られないことがわかる。ここで、先述のマトリックス密度に差があった BC19 と BC2 の強度がほぼ等しかったことについて考えると、排水試験ではマトリックスの密度が比較的小さい BC19 はせん断中に密になるように、マトリックス密度が比較的大きな BC2 は疎になるように体積が変化し、両者のせん断開始当初におけるマトリックス密度の差が小さくなることによって、結果的に強度差が小さくなったのではないかと推測できる。一方、体積変化を伴わない非排水試験ではせん断中に両者のせん断開始当初におけるマトリックス密度の差が変化しないため、元来マトリックス密度が大きかった BC2 が、ダイレイタンシーに伴う有効応力の増加によって、BC19 に比べてより大きな強度を発揮したのではないかと推測される。ただし、このようなマトリックス密度に基づく強度変化は本試験結果のみから説明することは困難であるため、今後より詳細な検討が必要であると言える。しかしながら、排水条件によって強度およびダイレイタンシー挙動の違いに変化が生じたことは少なくとも、静的供試体と動的供試体、BC19 と BC2 のいずれの強度差においてもダイレイタンシーが深く関与していることを示唆する結果であると言える。

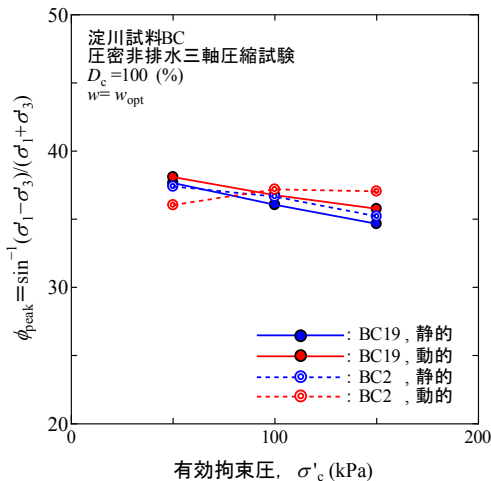


図-15 ϕ_{peak} ～有効拘束圧 σ'_c 関係

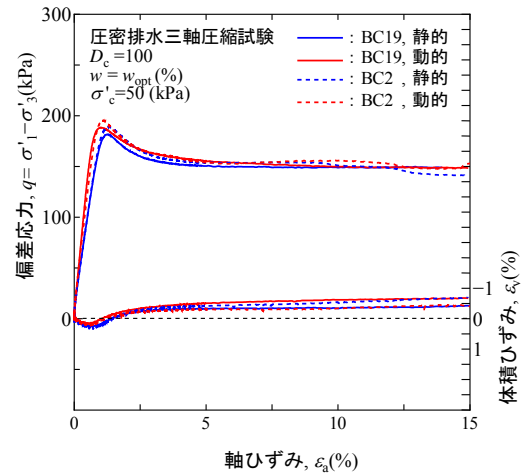


図-16 排水三軸圧縮試験の応力～ひずみ関係

表-3 各試験結果から求めた強度定数の一覧

	$\phi_{peak}^{※1}$	ϕ_{cu}	c_{cu}	ϕ'	$\phi_{cd}^{※2}$
BC19 静的	36.1	16.5	42.8	35.6	40.7
BC19 動的	36.8	17.3	31.0	36.4	41.0
BC2 静的	36.7	16.3	62.5	36.1	41.4
BC2 動的	37.2	22.2	41.4	35.4	41.8

※1 代表として $\sigma'_c=100\text{kPa}$ での値を示している。

※2 $\sigma'_c=50\text{kPa}$ のみの結果より算出。

表-3に各試験結果から求めた強度定数をまとめたものを示している。非排水三軸圧縮試験の全応力のモール円から ϕ_{cu} および c_{cu} を、有効応力のモール円から粘着力 $c'=0$ として ϕ' を、排水三軸圧縮試験結果から ϕ_{cd} を求めた。なお ϕ_{peak} は代表として $\sigma'_c=100kPa$ での値を示している。 ϕ_{peak} , ϕ' , ϕ_{cd} の何れにおいても動的と静的の違いや、試料の違いによる影響は小さいことがわかる。一方、全応力のモール円から求めた強度定数を見ると、BC19, BC2共に ϕ_{cu} は動的供試体の方が静的供試体よりも大きな値または同程度の値を示しているが、 c_{cu} は静的供試体の方が動的供試体よりも大きな値を示している。

5. まとめ

本研究では二種類の試料を静的および動的に締固めた供試体を用いて一連の三軸圧縮試験を行い、締固め方法および試料の違いが地盤材料に及ぼす影響について検討を行った。本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 三軸圧縮試験の圧密過程における最終体積ひずみは静的供試体の方が動的供試体よりも大きいことがわかった。
- 2) 非排水三軸試験においてBC19の q_{max} は静的供試体の方が動的供試体よりも大きい、BC2では両者の違いが比較的小さく、試料により締固め方法が強度特性に及ぼす影響の度合いが異なることがわかった。
- 3) 非排水三軸試験において、締固め方法によらず q_{max} はBC2の方がBC19よりも大きいことが確認された。これはBC2の方が力学特性を左右するマトリックスが密であったためであると考えられる。
- 4) 排水三軸試験では締固め方法および試料の違いによらず q_{max} は同様な値を示したことから、静的供試体と動的供試体、BC19とBC2の強度差にはそれぞれダイレイタンスが深く関与していると考えられる。
- 5) 各試験結果から求めた強度定数のうち ϕ_{peak} , ϕ' , ϕ_{cd} の何れにおいても締固め方法の違いおよび試料の違いによる影響が小さいといえる。

参考文献

- 1) Shibuya, S., Kawaguchi, T., Chae, J. : Failure of Reinforced Earth as Attacked by Typhoon No.23 in 2004, soils and Foundations, Vol.47, No.1, pp.153-160, 2007.
- 2) 平川大貴, 川原園美幸, 龍岡文夫: 砂礫盛土材の変形強度特性に与える締固め条件の影響, 土木学会論文集 C, Vol. 64, No. 2, pp.253-266, 2008.
- 3) 龍岡文夫, 望月勝紀, 望月一宏, 國廣勇三: 砂礫盛土材の強度・剛性関係と影響因子, 第46回地盤工学研究発表会 CD-ROM, pp.1771-1772, 2011.
- 4) 例えば; 上本雄也, 澁谷啓, 橋元洋典, 川尻峻三: 砂礫盛土材の締固め特性および変形・強度特性に及ぼす粒度特性の影響, 地盤工学ジャーナル, Vol.6, No.2, pp.181-190, 2011.
- 5) Lambe, T. W. : The structure of compacted clay, *Journal of SMFD*, Proceeding of ACSE, Vol.84, SM2, pp.1655-1-1655-35, 1958.
- 6) Seed, H. B., Mitchell, J. K. and Chan, C. K. : Structure and strength characteristics of compacted clays, *Journal of SMFD*, Proceeding of ACSE, SM5, pp.87-125, 1959.
- 7) Yong, R. N. and Warkentin, B. P. : *Introduction to Soil Behavior*, Macmillan, pp.106-107, 1966. (山崎不二夫, 山内豊聡 監修・訳: 土質工学の基礎, 鹿島出版会, 1972.)
- 8) 鬼塚克忠, 林重徳, 吉武茂樹, 大石英隆: 締固めた土の圧縮及び強度異方性について, 土質工学会論文報告集, Vol.19, No.3, pp.113-123, 1979.
- 9) 川尻峻三, 川口貴之, 澁谷啓, 高橋正和: 締固めた地盤材料の変形・強度特性に及ぼす締固め時の含水比および締固め方法の影響, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.67, No.4, pp.532-543, 2011.
- 10) 鬼塚克忠, 吉武茂樹: 締固めた混合土の強度異方性について, 土質工学会論文報告集, Vol.23, No.4, pp.149-156, 1983.
- 11) 境芳樹, 川尻峻三, 澁谷啓, 加藤正司, 川口貴之: ベンダーエレメントおよび繰返し三軸試験による不飽和地盤材料の変形特性の測定 (その1: 試験装置の概要), 第44回地盤工学研究発表会 CD-ROM, pp.665-666, 2009.
- 12) 小高猛司, 板橋一雄, 中島康介, 牧田祐輝, 李圭太, 上村俊英, 坪田邦治, 加藤雅也: 河川堤防砂礫の変形・強度特性の評価手法に関する考察, 地盤工学ジャーナル, Vol.5, No.2, pp.193-205, 2010.
- 13) 礫質土の力学特性についての研究委員会: 礫質土の力学特性に関するシンポジウム発表論文集, 第5章礫質土の室内試験技術, pp.60-73, 2001.
- 14) 野並賢: 粗粒土の一次性質が圧縮強度特性へ及ぼす影響についての基礎研究, 博士論文, 神戸大学, pp.7-30, 2006.

締固め度及び含水比が土のせん断弾性波速度に与える影響

神戸大学大学院	○学生会員	竹園 紘樹
神戸大学大学院	学生会員	三浦みなみ
神戸大学大学院	学生会員	高橋 正和
神戸大学大学院	国際会員	澁谷 啓
鉄道総合技術研究所	正会員	川尻 峻三

1. はじめに

昨今の地球全体の気候変動に伴い、日本でも記録的な豪雨が多く観測されている。それに加え、地震も元来から「地震大国」と称されるほど日本では地震が頻発しており地震と集中豪雨などの複合災害による被害が多発している。中でも土構造物である盛土はそれ自体が人々の暮らしと密接しており、重要なライフラインである鉄道や道路などの線状構造物を構成している場合も多いため、崩壊すれば甚大な被害をもたらす可能性が高いといえる。現在、盛土のような締固め土を材料とする土構造物の施工には、締固め度 D_c (=ある施工現場内の多数の地点でそれぞれ測定した乾燥密度 ρ_d / 所定の締固めエネルギーによる室内締固め試験で求めた最大乾燥密度 ρ_{dmax}) が用いられている¹⁾。しかし、現行の施工管理方法では、現場の任意の箇所から採取した代表試料を用いて ρ_{dmax} を決定しているが、広範囲にわたる現場では使用する盛土材料の性質がばらついている可能性が低い。すなわち、同じ ρ_{dmax} を用いて D_c を算出している現行の管理方法では、見かけ上は基準を満たしている箇所であっても、 ρ_{dmax} の値が代表試料と異なっているため、実際の D_c は基準値を下回っているおそれがある²⁾。しかし、広域な施工現場内のばらつきを正確に把握することは難しいのが現状である。

ここで、自然堆積地盤の現状把握および既設盛土の健全性評価³⁾、自然斜面の安定性評価⁴⁾にせん断弾性波速度（以降、S波速度と表記する）の利用が注目されている⁵⁾。S波速度はせん断弾性係数 G と土の湿潤密度 ρ_t の関数であり、地盤の変形・強度特性とに関連する。S波速度の分布を把握する手法として、従来からボーリング孔を用いた PS 検層が実施されているが、近年では非破壊かつ簡便に実施できる表面波探査を実施する事例も増えてきているため、広範囲にわたる二次元的な S波速度の分布把握が可能である。これらのことから、表面波探査などで得られた S波速度を盛土構造物の施工管理に用いる手法を確立することは工学的に有用であると考えられる。

しかし、S波速度と密度や含水比などの土の物性値の関連性が明らかになっていないため、表面波探査の結果から土構造物の健全度を評価する手法は未だ確立されていないのが現状である。そこで、本研究では S波速度に及ぼす乾燥密度や含水比の影響を明確化し、定量的に評価することを目的として、締固めた盛土材料を用いて三軸ベンダーエレメント試験を実施した。

2. 試験概要

2. 1 試料および供試体

本試験に用いた盛土材料は淀川堤体拡幅工事に用いられた細粒分質礫質砂（SFC、土粒子密度 $\rho_s = 2.667\text{g/cm}^3$ ）である。以降、この試料を淀川 A と表記する。表-1 は用いた試料の物性値を示したものである。

図-1 に粒径加積曲線を示す。試験には小型供試体を使用し、直径および高さはそれぞれ 50 mm および 100 mm である。試料は供試体サイズを考慮し、2 mm ふるい通過分を使用した。図-2 は締固め曲線を示したものである。JIS A 1210 の A-b 法に準じて突き固めによる締固め試験を実施し、最大乾燥密度 $\rho_{dmax} = 1.885\text{g/cm}^3$ および最適含水比 $w_{opt} = 13.5\%$ を得た。

それぞれの試験において、所定の w となるよう水分調整した試料を、所定の D_c となるよう 3 層に分けて

表-1 試料の物性値

試料名	分類	D_{max} (mm)	ρ_s (g/cm ³)	ρ_{dmax} (g/cm ³)	w_{opt} (%)	均等 係数 U_c	曲率 係数 U_c'
淀川 A	細粒分質礫質砂 (SFG)	2.0	2.667	1.885	13.5	1.7	1.4

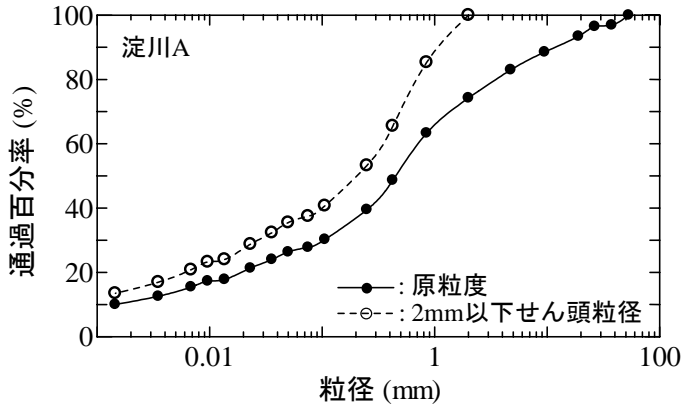


図-1 本試験に用いた試料の粒径加積曲線

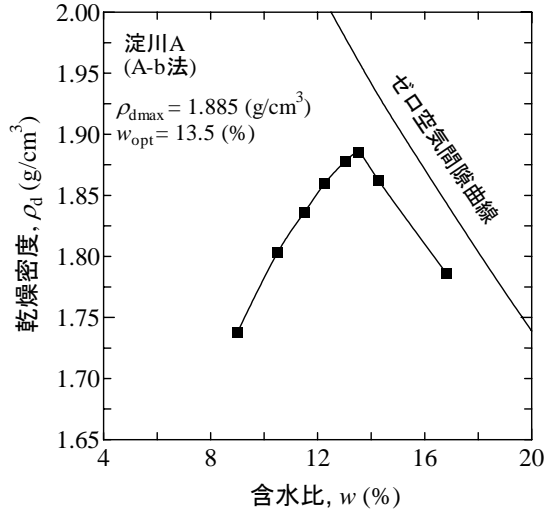


図-2 本試験に用いた試料の締固め曲線

表-2 供試体の作製条件一覧

試験①												
目標 w	$w_{opt} - 2.5\%$				w_{opt}				$w_{opt} + 2.5\%$			
目標 D_c (%)	85	90	95	100	85	90	95	100	85	90	95	100
実際の w (%)	10.8	9.4	10.5	10.2	13.3	13.0	13.2	13.5	14.5	14.4	14.6	15.6
実際の D_c (%)	84.2	90.4	94.5	99.1	84.7	89.7	94.0	98.8	85.8	91.0	95.0	98.2
試験②												
目標 w (%)	w_{opt}											
目標 D_c (%)	85	90	95	100	85	90	95	100	85	90	95	100
実際の w (%)	13.3	13.0	13.2	13.5	11.9	13.5	12.2	13.8	12.7	12.4	12.4	13.1
実際の D_c (%)	84.7	89.7	94.0	98.8	85.3	89.1	94.7	96.4	85.1	89.7	94.8	98.1
試験③												
目標 w	8.5			11.0			13.5			16.5		
目標 D_c (%)	100											
実際の w (%)	7.1			9.6			12.7			16.7		
実際の D_c (%)	98.7			98.5			98.4			96.9		

モールドへ投入し、油圧ジャッキを用いて静的に締固めることで供試体を作製した。表-2は、試験に用いた供試体の実際の w と D_c の値を示したものである。

2. 2 試験条件

表-3は、本研究の試験条件をまとめたものである。試験①は、締固め度 D_c が S 波速度 V_s に与える影響を検討するため、含水比 w および有効拘束圧 p' 一定の下で D_c を変化させた試験である。試験②は、有効拘束圧 p' が V_s に与える影響を検討するため、含水比 w を一定の下で p' および D_c を変化させた試験である。試験③は、不飽和供試体に対する試験であり、基底応力 p_{net} (= セル圧 σ_c - 間隙空気圧 u_a) が V_s に与える影響を検

表-3 試験条件一覧

	締固め度 D_c (%)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	供試体作製時の 含水比 w (%)	有効拘束圧 p' 基底応力 p_{net} (kPa)	飽和条件
試験 ①	85	1.602	11.0, 13.5, 16.0	50	飽和
	90	1.697			
	95	1.791			
	100	1.885			
試験 ②	85	1.602	13.5	50, 100, 200	
	90	1.697			
	95	1.791			
	100	1.885			
試験 ③	100	1.885	8.5	20→50→100→ 200	不飽和
			11.0		
			13.5		
			16.5		

討するため w および D_c 一定の下で p_{net} を変化させた試験である。なお、試験中の u_a は大気解放状態のためゼロである。このため、 $p_{net} = \sigma_c$ となっている。

試験①、②においては、飽和供試体を用いて試験を実施した。供試体を初期等方圧密した後、二重負圧法および背圧 (= 200 kPa) を与えることで飽和化させ、 B 値 = 0.95 以上であることを確認した上で、試験を実施している。その後、軸応力増加速度 $d\sigma_a/dt = 1.0$ kPa / min で所定の有効拘束圧まで等方圧密を行い、1 時間程度排水クリープさせた。その後、非排水条件において軸ひずみ速度 $d\varepsilon_a/dt = 0.05\%$ / min の荷重速度で、軸ひずみ $\varepsilon_a = 15\%$ まで単調荷重を行った。また、供試体セット後、初期等方圧密後、通水後、 B 値確認後、圧密後にそれぞれの段階でベンダーエレメント (以下、BE とする) 試験を実施し、 S 波速度 V_s を測定した。

試験③においては、不飽和供試体を用いて試験を実施した。初期等方圧密を行った後、それぞれ軸応力増加速度 $d\sigma_a/dt = 1.0$ kPa / min で $p_{net} = 20, 50, 100, 200$ kPa まで段階的に等方圧縮を行った。また、各段階で 1 時間程度排水クリープさせている。その後、各 p_{net} において BE 試験を実施した。なお、試験③については、供試体のサクションを計測していないことから不飽和土の有効応力を算定できないため、結果の整理には p_{net} を用いている。

3. 試験結果及び考察

3. 1 締固め度が S 波速度に及ぼす影響

図-3 および図-4 はそれぞれ試験①で得られた S 波速度 V_s と締固め度 D_c の関係を示している。なお、図-3 の図中に示す V_s は供試体セット時のものである。

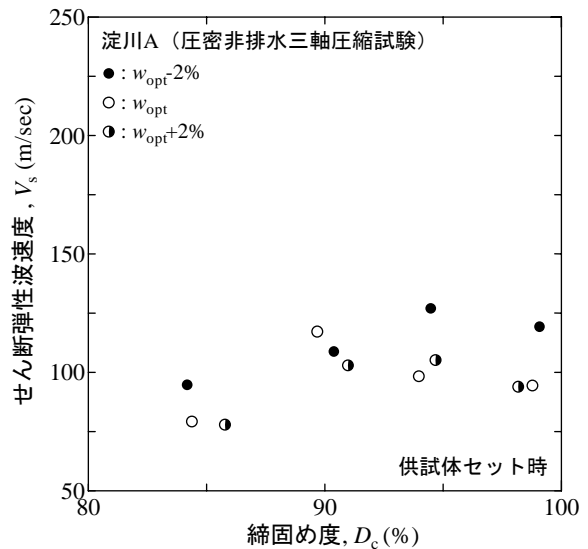


図-3 供試体セット時の $V_s \sim D_c$ 関係 (試験①)

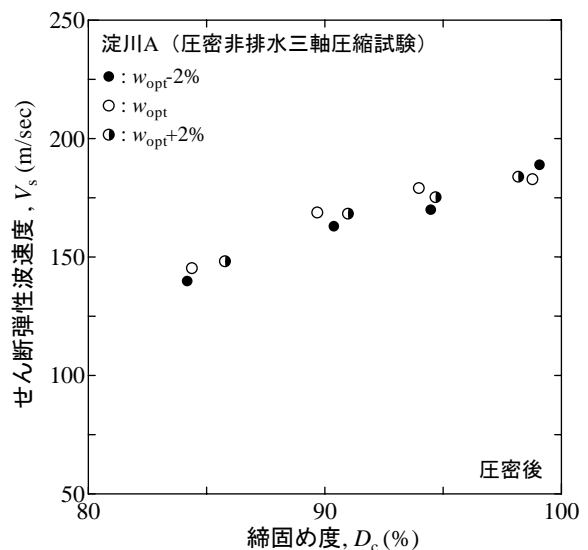


図-4 圧密後の $V_s \sim D_c$ 関係 (試験①)

り、図-4の図中に示す V_s は圧密終了後のものである。図-3に着目すると、同一の D_c であっても供試体の水分量が異なると V_s が異なっていることが分かる。しかし、図-4に着目すると、圧密終了時はいずれの供試体も水分状態がほぼ等しいため、同じ D_c であれば V_s はほぼ一様であることが分かる。これらのことから、含水比 w は V_s に影響を与え得ると言える。

つぎに、図-5は試験②で得られた圧密後の V_s と D_c の関係を有効拘束圧 p' ごとに示したものである。この結果より、いずれの有効拘束圧 p' においても締固め度（乾燥密度）の増加に伴い V_s が増加しており、かつ p' の増加に伴い V_s が増加していることが分かる。これらのことから、 V_s の増減に及ぼす影響因子の一つは乾燥密度であると考えられる。特に、高飽和度の供試体については $D_c \sim V_s$ 関係を線形近似することができる。本研究では、近似関数として図中に示す以下の式-1(a)および式-1(b)、式-1(c)を得た。

$$V_s/V = 0.30 D_c^{1.5} \quad \text{式-1(a)}$$

$$V_s/V = 0.02 D_c^{2.0} \quad \text{式-1(b)}$$

$$V_s/V = 0.22 D_c^{1.5} \quad \text{式-1(c)}$$

ここで、 $V(=1\text{m/s})$ は各項を無次元化するための基準速度とする。

3. 2 有効拘束圧がS波速度に及ぼす影響

図-6は試験②で得られた圧密後のS波速度 V_s と有効拘束圧 p' の関係である。せん断弾性係数 G は有効拘束圧の影響を受け、有効拘束圧の増加に伴い指数関数的に増加するが、この結果より、 V_s も有効拘

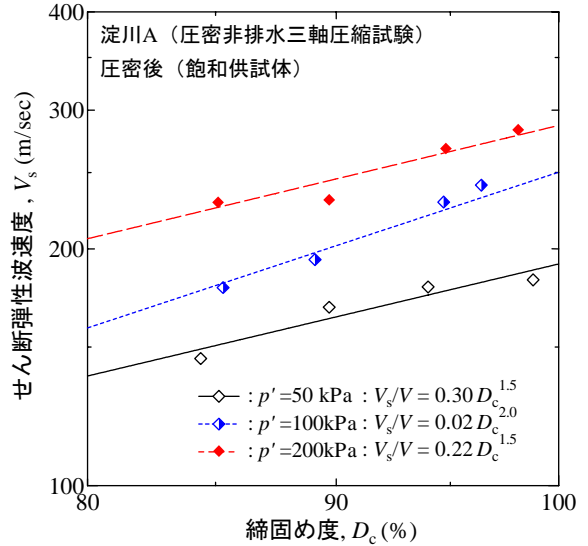


図-5 圧密後の $V_s \sim D_c$ 関係（試験②）

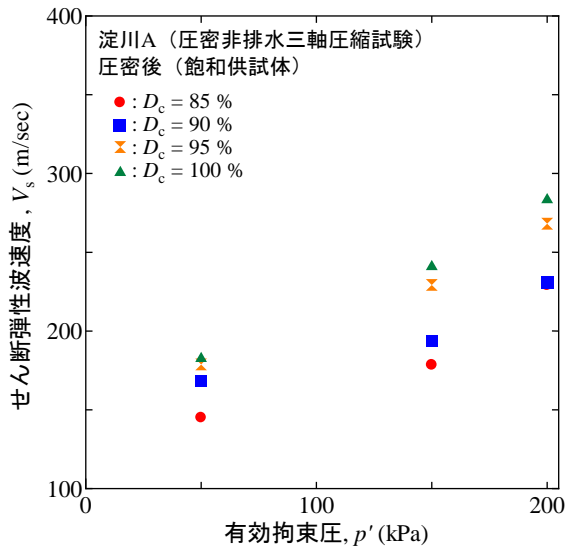


図-6 圧密後の $V_s \sim p'$ 関係（試験②）

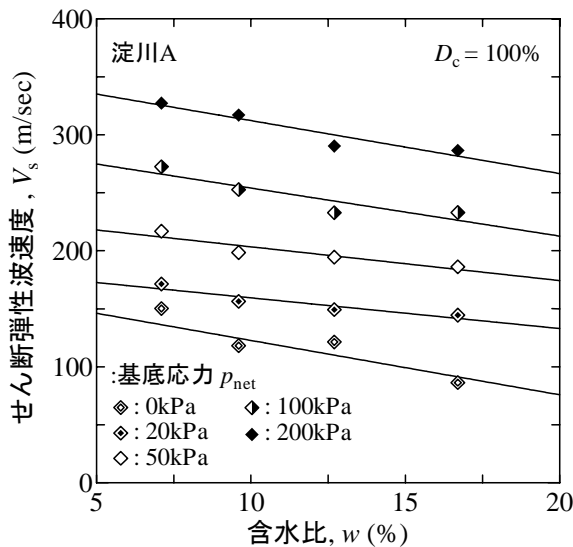


図-7 $V_s \sim w$ 関係（試験③）

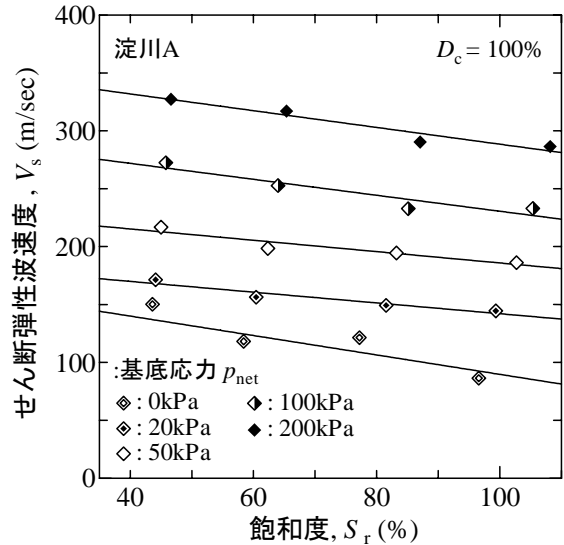


図-8 $V_s \sim S_r$ 関係（試験③）

束圧の影響を受けることが確認できた。

3. 3 含水比がS波速度に及ぼす影響

図-7および図-8は、それぞれ試験③で得られた各 p_{net} におけるS波速度 V_s と含水比 w の関係および V_s と飽和度 S_r の関係を示したものである。これらの結果より、 w あるいは S_r が大きくなるにつれて V_s は小さくなることがわかる。ここで、これらの結果より得られた V_s を以下に示す式-2を用いてせん断弾性係数 G を求めた。

$$G = \rho_t \cdot V_s^2 \quad \text{式-2}$$

ここで、 ρ_t は BE 試験実施時の供試体の湿潤密度である。

G と w の関係を図-9に示す。図-7に示した $V_s \sim w$ の関係では、含水比が10%程度増加した際、 V_s は30 m/s程度低下している。また、いずれの p_{net} においても V_s の低下の程度には、大きな差は見られない。しかし、図-9に示した $G \sim w$ の関係では、含水比が10%程度増加した際の G の変化量は、例として、 $p_{net} = 0$ kPa では $w = 7.1\%$ で $G = 50$ MPa、 $w = 16.7\%$ で $G = 9$ MPa と40 MPa程度低下していた。さらに、 $p_{net} = 200$ kPa では $w = 7.1\%$ で $G = 216$ MPa、 $w = 16.7\%$ で $G = 122$ MPa と80 MPa程度低下していた。このことから、含水比の増加に伴う G の低下程度は、 p_{net} によって異なることがわかった。

以上の結果は、施工時に含水比のバラつきが多いような盛土の変形特性を評価する際には、表面波探査などから得られた V_s の分布のみからではなく、土被り圧の大きさに応じた ρ_t を用いて V_s を変形係数に換算することが重要であることを示唆している。

3. 4 S波速度を用いた最大偏差応力の推定に関する検討

図-5より高飽和度の供試体については $D_c \sim V_s$ 関係を線形近似することができることがわかった。

さらに、図-10は試験②の単調載荷時に得られた最大偏差応力 q_{max} と D_c の関係である。本研究においては、破壊時の偏差応力を q_{max} としており、軸ひずみ $\varepsilon_a = 15\%$ に至るまでにピーク強度が得られなかった場合は $\varepsilon_a = 15\%$ での偏差応力を q_{max} としている。 q_{max} と D_c の関係は有効拘束圧ごとに式-3(a)、式-3(b)および式-3(c)のような指数関数で表現することができた。

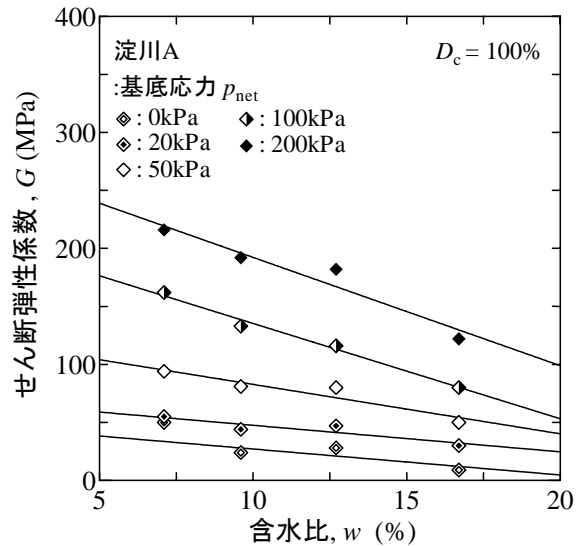


図-9 $G \sim w$ 関係 (試験③)

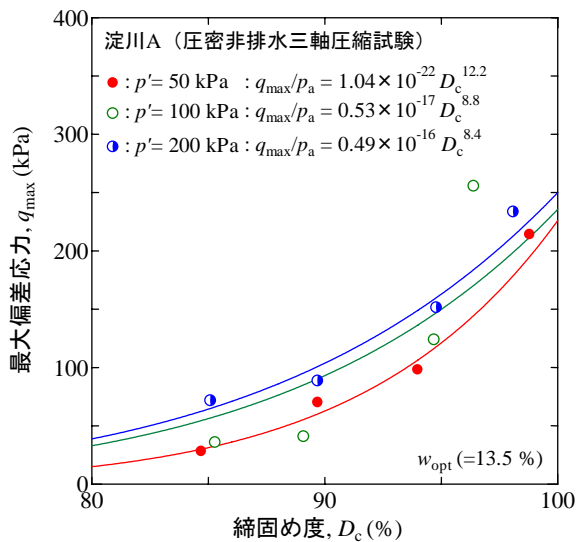


図-10 $q_{max} \sim D_c$ 関係 (試験②)

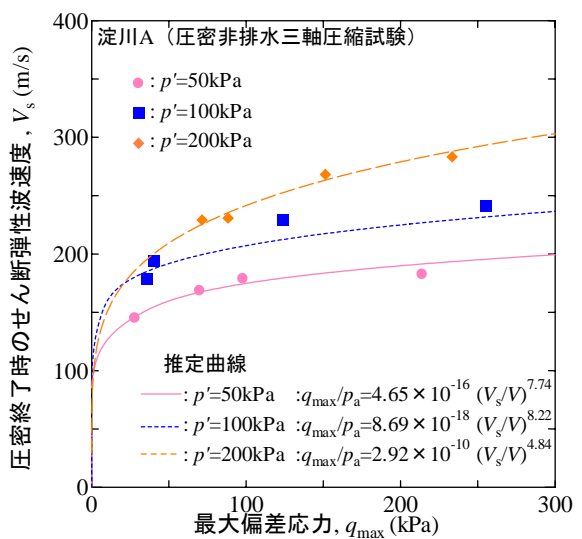


図-11 $q_{max} \sim V_s$ 関係 (試験②)

$$q_{\max}/p_a = 1.04 \times 10^{-22} D_c^{12.2} \quad \text{式-3 (a)}$$

$$q_{\max}/p_a = 0.53 \times 10^{-17} D_c^{8.8} \quad \text{式-3 (b)}$$

$$q_{\max}/p_a = 0.49 \times 10^{-16} D_c^{8.4} \quad \text{式-3 (c)}$$

ここで、 $p_a (=1\text{kPa})$ を基準圧力とする。

式-1(a), 式-1(b), 式-1(c)および式-3(a), 式-3(b), 式-3(c)をそれぞれ連立することにより、 p' ごとに V_s から q_{\max} を推定することが可能である。本研究で得られた推定式を式-4(a), 式-4(b)および式-4(c)にそれぞれ示す。

$$q_{\max}/p_a = 4.65 \times 10^{-16} (V_s / V)^{7.74} \quad \text{式-3 (a)}$$

$$q_{\max}/p_a = 8.69 \times 10^{-18} (V_s / V)^{8.22} \quad \text{式-3 (b)}$$

$$q_{\max}/p_a = 2.92 \times 10^{-10} (V_s / V)^{4.84} \quad \text{式-3 (c)}$$

図-11は式-3(a), 式-3(b)および式-3(c)にそれぞれ示す推定曲線と、実際に試験で得た値を表したものである。この結果より、推定曲線は実験結果の傾向をよく表現できていることがわかる。しかし、今回の近似式は飽和度供試体であったため成立するものと考えられる。また、 p' は50 kPa, 100 kPa, 200 kPaの3種類であるため、今後は有効拘束圧や飽和度、さらには応力履歴等の違い等を考慮した試験を追加する必要があると考える。

4. まとめ

- (1) S波速度 V_s は供試体内の水分量の影響を受けることが分かった。特に、高飽和度になると、飽和度 S_r の影響は微小となり V_s と乾燥密度 ρ_d の関係を線形近似することができる。
- (2) V_s は締固め度 D_c および有効拘束圧 p' の影響を受けることが確認できた。
- (3) 供試体の含水比及び飽和度はS波速度に影響を与えることがわかった。含水比が10%程度増加した際、 V_s は30 m/s程度低下しており、また、いずれの p_{net} においても V_s の低下の程度には、大きな差は見られない。しかし、せん断弾性係数 G は $p_{\text{net}} = 0$ kPa では40MPa程度低下し、 $p_{\text{net}} = 200$ kPa では80MPa程度低下していることから、 p_{net} の増加に伴いせん断弾性係数の変化率が大きくなっていったことがわかる。このことから、含水比の変化によるS波速度の変化量がわずかであっても、せん断弾性係数に大きく影響することが分かった。このことは含水比のバラつきが多いような盛土の変形特性を評価する際には、 V_s のみからではなく、 ρ_t を用いて V_s を変形係数に換算することが重要であることを示唆している。
- (4) 有効拘束圧 p' および飽和度 S_r が同じである供試体の最大偏差応力 q_{\max} と S 波速度 V_s の関係は指数関数で近似することが可能である。すなわち、限られた条件内においては、S 波速度 V_s から最大偏差応力 q_{\max} を推定することが可能であるということが示唆できた。

参考文献

- 1) 平川大貴, 川原園美幸, 龍岡文夫: 砂礫盛土材の変形強度特性に与える締固め条件の影響, 土木学会論文集 C, Vol.64, No.2, pp.253-266, 2008.
- 2) .龍岡文夫: 盛土の締固め管理と設計の協働の必要性, 特集:盛土の設計と締固め, 基礎工, Vol.37, pp.2-9, 2009.
- 3) 林宏一, 鈴木晴彦: 二次元表面波探査の地盤調査への適用, 第38回地盤工学研究発表会講演集, pp.33-34, 2003.
- 4) 川尻峻三, 澁谷啓, 川口貴之, 鳥居宣之: 現場調査および室内試験による砂丘斜面の安定性の評価, 地盤工学ジャーナル Vol. 4, No. 3, pp.233-244, 2009.
- 5) 鈴木晴彦, 林宏一, 信岡大: 表面波を用いた地震探査—二次元探査への応用—, 物理探査学会第103回学術講演会講演論文集, pp.221-225, 2000.

締固め方法が細粒分質礫質砂の一軸圧縮および ベンダーエレメント試験結果に及ぼす影響

北見工業大学 社会環境工学科 国際会員 ○川口貴之
神戸大学大学院 工学研究科 学生会員 高橋正和
北見工業大学 社会環境工学科 国際会員 山下聡

1. はじめに

一般に、各種地盤材料を締固めることで構築される道路、堤防、宅地などの盛土構造物は、施工範囲内の多点で測定された全ての締固め度 D_c が許容下限値（管理値）以上であることを確認することによって施工管理されることが多い。盛土構造物の設計時における安定解析にも許容下限値の D_c に対応したせん断強度が用いられるが、この値はより高い D_c で締固められた試料のピーク強度よりもはるかに小さい残留強度相当であるため、現状では締固めた盛土のせん断強度はかなり過小評価されている。よって、豪雨やレベル II 地震動にも耐えうる盛土構造物の設計を可能にするためにも、現場で出来るだけ高い D_c を目指した締固めを行うことを奨励し、その結果を正当に設計に反映させる体系にすべきだと指摘されている¹⁾。

しかし、これを実現するとともに、 D_c の増加によって改善された工学的性質を定量化して設計に反映させるためには、 D_c をはじめとする様々な因子によって、締固めた土の変形・強度特性がどの程度変化するのかをより詳細に把握することが重要となるであろう。この因子には、粒度、含水比、締固め方法などがあることが古くから知られているが、このようなことが背景となつてか、近年この種の研究が再び精力的に行われ始めている（例えば、文献^{2), 3), 4)}）。

さてここで、因子の一つである締固め方法に着目すると、動的と呼ばれる衝撃や振動等による締固め方法と静的と呼ばれる衝撃や振動等を用いずに等分布的な圧力による締固め方法とでは、含水比や密度が同じであっても強度が異なる場合があることは広く知られている。これを実務に当てはめると、小型のタンパー（≒動的）やロードローラー（≒静的）が併用される施工では、同一盛土層内に含水比や密度が同じであっても強度が異なる箇所が存在することを意味しており、この違いや原因を詳細に把握することは先述の目的を考へても将来的に有用だと考えられる。この種の研究は細粒分を多く含む土を対象にしたものが比較的多く、強度が異なる原因は構造の違いにあると説明されることが多い。Yong and Warkentin⁵⁾ は締固め方向（層面に垂直）にせん断した場合には動的よりも静的に締固めた粘土試料の方が大きな強度を有し（垂直方向（層面に平行）ではその逆）、それは静的に締固めた方が配向した構造（動的はランダム構造）だからだとしている。Seed et al.⁶⁾ は最適含水比よりも湿潤側のシルト質粘土を用いた三軸非排水せん断試験、鬼塚ら⁷⁾ は白色粘土を用いた一面せん断試験で同様な結果を報告している。また、川尻ら⁴⁾ は堤防強化工事で使用された細粒分質礫質砂を用いた三軸非排水せん断試験において、静的に締固めた後に飽和させた供試体の非排水せん断強度は動的のものよりも 2 倍程度大きいことを示し、その理由はベンダーエレメント（以下、BE）試験より得られた弾性係数の異方性を根拠として、土構造の異方性にあると結論付けている。しかしながら、構造に関する解釈やせん断方法・条件の違いがあり、土質も比較的限定されていることから、現時点で統一的な見解が得られているとは言い難い。なお、土質によってその程度に差があることは鬼塚⁸⁾ からも指摘している。

そこで本研究では、川尻ら⁴⁾ が使用した試料と同土質分類であるものの、土質が若干異なる土試料を対象とし、異方性に着目して一軸圧縮試験、BE 試験、供試体断面の観察を行い、締固め方法による強度・剛性の違いとその原因について検討した。

2. 試験方法・条件

本研究に用いた試料は淀川の堤防拡幅工事に用いられた細粒分礫質砂(SFG) ($\rho_s=2.65\text{g/cm}^3$, $w_L=31\%$, $w_P=19\%$) であり, 室内試験での供試体サイズを考慮して, 最大粒径 $D_{\max}=19\text{mm}$ のせん頭粒度に調整したものである. なお, 先述の川尻ら⁴⁾ が用いた試料 ($\rho_s=2.67\text{g/cm}^3$, $w_L=34\%$, $w_P=21\%$) (以下, 比較試料) と同分類名ではあるが, 土質が若干異なっている.

図1は本試料の粒径加積曲線である. 図中には比較試料の結果についても示しているが, 本試料に比べてほんのわずかに粘土分が多く, 砂分が少ない程度で, ほぼ等しい粒度組成であることが分かる. 図2はJIS A 1210に規定されるA-a法に準じて得られた本試料の締固め曲線である. なお, 図中にはA-b法に準じて得られた比較試料の締固め曲線も示しているが, これについてはある程度の違いが見られ, 本試料の最適含水比 w_{opt} の方が大きく (13.6%), 最大乾燥密度 ρ_{dmax} は小さい (1.88g/cm^3).

本研究で用いた供試体の形状は直径 10cm, 高さ 20cm の円柱供試体と 1 辺 12cm の立方体供試体の 2 種類である. いずれの供試体も 1 層あたりの高さは 4cm とし, 円柱供試体では 5 層, 立方体供試体では 3 層から構成されている. 供試体の目標含水比と乾燥密度は作成の容易さやばらつきを考慮して, w_{opt} , ρ_{dmax} よりもそれぞれわずかに小さな 13.2%, 1.83g/cm^3 とし, 十分に解きほぐした自然乾燥試料に水道水を加えて十分に攪拌した調整試料を 2 つに分け, 1 度につき動的, 静的の 2 種類の方法で供試体を作成した. 写真1は動的および静的締固めによる円柱供試体, 写真2は立方体供試体の作成過程を表したものである. 動的締固めは所定の乾燥密度にするために必要な 1 層分の調整試料をモールド内に入れ, ほぼ同断面のピストン (プランジャー) を挿入し, プラスチックハンマーによって各層が所定の高さ (4cm) になるまで柄の部分打撃した. 静的締固めは動的と同様に所定の量をモールド内に入れた後, ピストンの柄が反力フレームに剛結された荷重計に接触するように載荷装置にセットし, 所定の高さになるまで手動で載荷台を持ち上げた. なお, 層境界はなじみが良くなるよう表面に傷をつけ, 静的締固めでは荷重の推移を計測した.

一軸圧縮試験は先述の静的締固めで使用した載荷装置を使用し, この性能を考慮して円柱・立方体供試体ともに軸ひずみ速度は $0.8\%/min$ とした. なお,

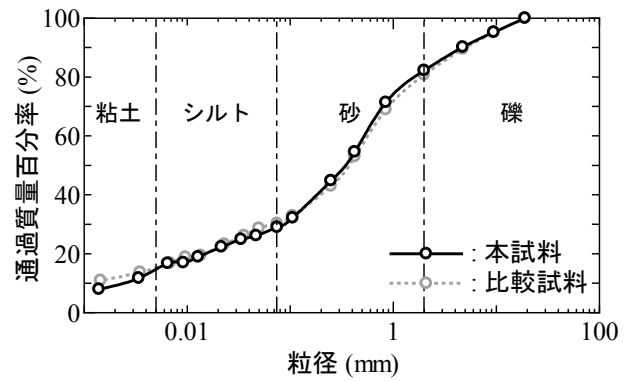


図1 粒径加積曲線

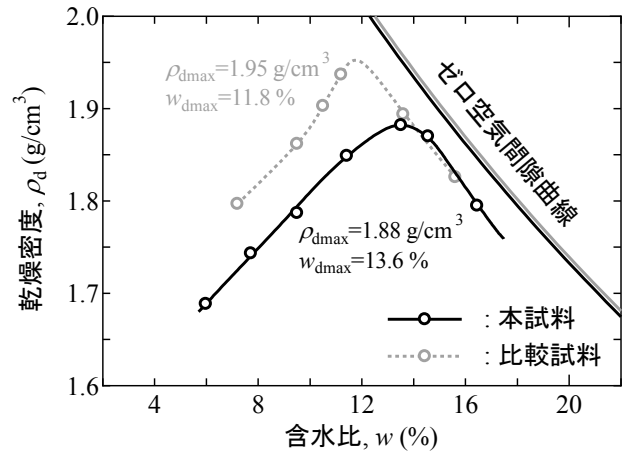


図2 締固め曲線

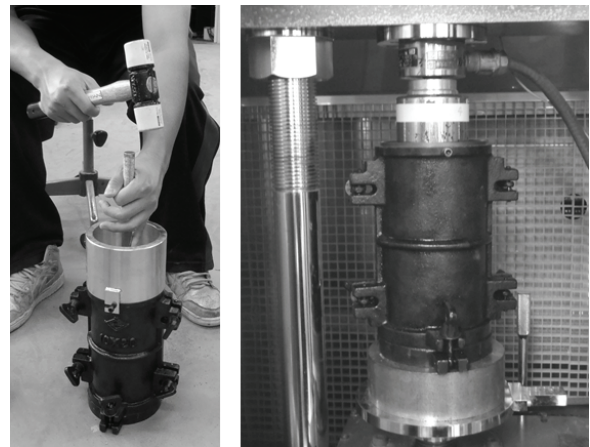


写真1 円柱供試体作成の様子 (左: 動的, 右: 静的)

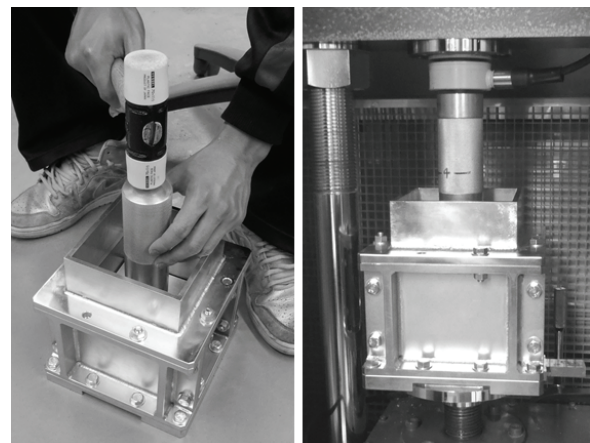


写真2 立方体供試体作成の様子 (左: 動的, 右: 静的)

立方体供試体を用いた試験は層面に垂直な方向（締め固め方向に平行）に載荷する一般的な一軸圧縮試験だけでなく、層面に平行な方向（締め固め方向に垂直）に載荷する試験も実施した。立方体供試体の一軸圧縮試験では端部拘束等の影響によって正確な圧縮強度が得られるとは考えにくい、両者の結果を比較することで強度異方性の程度を把握する目的で実施している。

BE 試験は一軸圧縮試験を実施する直前の立方体供試体に対して実施した。写真3は BE 試験の様子を表したものであり、所定の位置で BE を固定することが可能な治具を用いて行った。BE を本供試体に挿入することは極めて困難であったため、BE 先端を供試体表面に接触・固定することで行った。図3は BE 試験結果の一例である。試験結果からせん断弾性係数 G を算出するにあたっては、基本的に JGS 0544:2011「ベンダーエレメント法による土のせん断波速度測定方法」で推奨されている方法に従った。複数の送信電圧周波数を用いて BE 試験を実施したが、8kHz の送信電圧周波数を用いた試験の大部分において送信電圧の周期と受信電圧における初動の周期がほぼ等しく、受信電圧の初動までに送信電圧周期の2倍以上の時間があったため、全試験共通に 8kHz の送信電圧周波数を用いた際の送受信電圧波形から伝播時間を同定した。伝播時間は Start-to-start と Peak-to-peak の平均時間とし、ほぼ全ての結果においてこの差が伝播時間の 3%以下であることを確認している。図4は本研究において BE の設置位置・方向を変えることによって測定したせん断弾性波の種類とそれによって得られる G の名称を示したものである。本研究では、あくまで層面（締め固め方向に垂直な面）を基準として、層面に水平方向に振動しながら垂直方向に伝播する弾性波から得られた弾性係数を G_{vh} 、振動・伝播方向ともに水平方向の波から得られたものを G_{hh} 、水平方向に振動しながら垂直方向に伝播する波から得られたものを G_{hv} と定義する。一部の供試体では層や境界における剛性の分布を把握するため、複数点で各種 G を計測した。なお、円柱供試体においても BE 試験の実施を試みたが、高さ方向（20cm）では送信電圧を増幅させても減衰の影響によって適切な G が得られなかった。

供試体断面の観察については、観察用に別途作成した供試体を構造が壊れないように固化させ、その切断面をスキャナーで読み取ることで行った。供試体の固化は 110℃程度に保ったパラフィン内に数日間浸し、間隙空気および間隙水をパラフィン（融点 70℃）と置き換えた後に冷却することで行い、切断には岩石カッターを用いた⁹⁾。パラフィンに浸した当初は供試体から大量の空気が放出されるが、表面の崩壊などは一切見られなかった。

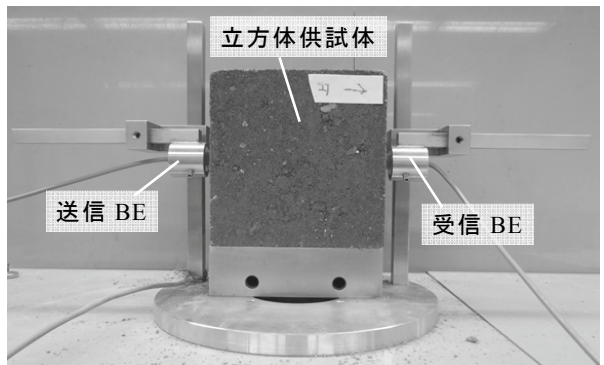


写真3 BE試験の様子

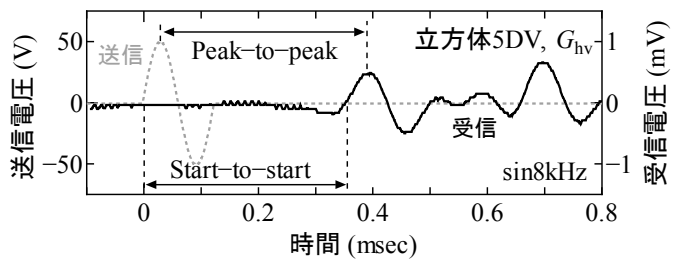


図3 BE試験結果の例

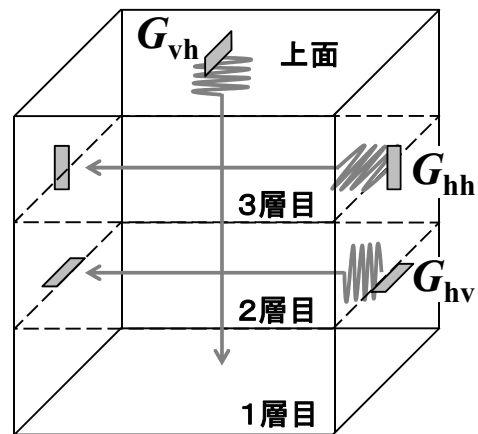


図4 せん断弾性波の種類と測定法

3. 試験結果・考察

表 1 は本研究で作成した供試体の物性値と一軸圧縮試験結果をまとめたものである。供試体名における数字が同じものは同一含水比調整試料から作成されたことを意味しており、D と S はそれぞれ動的締固めと静的締固め、V と H はそれぞれ層面に対して垂直な方向に载荷したものと水平に载荷したものを示している。湿潤密度 ρ_w は一軸圧縮試験直前、含水比 w は一軸圧縮試験後の供試体を用いて測定しており、これらから計算される乾燥密度 ρ_d は目標値 1.83 に対して 1.80~1.84、 w は目標値 13.2 に対して 12.4~14.0 の範囲でばらついていることが分かる。

図 5 は円柱供試体に対して実施した一軸圧縮試験より得られた軸応力 σ ~ 軸ひずみ ε 関係である。

これまでに報告された研究成果^{4)~8)}とは異なり、動的な締固め方法で作成された供試体（以下、動的供試体）の方が大きな一軸圧縮強度を有することが分かる。ここに示した供試体の乾燥密度はいずれも動的供試体の方が大きい（表 1 参照）、同じ含水比調整試料から作成された立方体 3DV と 3SV、立方体 5DV と 5SV では、乾燥密度の大小が逆であっても動的供試体の強度が 1 割程度大きい。また、同じ含水比調整試料から作成された供試体間では、供試体形状や载荷方向によらずに動的供試体の方が大きいことから、たとえ密度や含水比が同じであっても、動的供試体は静的な締固め方法で作成された供試体（以下、静的供試体）に比べて、少なくとも 1 割程度大きい強度を有すると考えられる。すなわち、この結果は試料やせん断方法によっては動的供試体の方が大きい強度を有する場合があることを示している。なお、各供試体は等しい密度（供試体高さ）になるように作成しているにもかかわらず、大部分において静的供試体における湿潤・乾燥密度の方が小さくなった原因については、作成直後から試験開始までに試料が膨張したこと以外には考えられない。同様な方法で作成した供試体を飽和させて実施した三軸試験結果¹⁰⁾によると、再圧縮時の圧縮量は静的供試体の方が大きく、これと密接な関係にあると考えられる。また、関連があるかどうかは不明であるが、静的供試体の方がせん断時における（正の）ダイレイタンスー傾向が強く、非排水せん断強度は静的供試体の方が平均で 15% 程度大きい¹⁰⁾。本研究での圧縮試験はどちらかといえば排水・排気条件に近いと考えられ、排水条件によって強度の大小関係が逆になることを考えれば、本試料の静的・動的供試体の強度差にはダイレイタンスーが密接に関与していると考えられる。ただし、非排水せん断時のダイレイタンスー傾向およびせん断強度の違いは比較試料に比べると格段に小さく⁴⁾、この違いがどのような因子によって引

表 1 供試体の物性値と一軸圧縮試験結果のまとめ

供試体名	湿潤密度 ρ_w (g/cm ³)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	含水比 w (%)	一軸圧縮 強度 (kPa)	強度比 (動/静)
円柱1DV	2.06	1.83	12.6	180	1.15
円柱1SV	2.05	1.82	12.8	157	
円柱2DV	2.07	1.84	12.7	191	1.19
円柱2SV	2.05	1.82	12.7	160	
円柱3DV	2.07	1.83	12.9	218	1.31
円柱3SV	2.05	1.82	13.0	167	
立方体1DV	2.07	1.81	14.0	283	1.39
立方体1SV	2.06	1.80	14.0	203	
立方体2DH	2.07	1.82	13.8	189	1.25
立方体2SH	2.05	1.80	13.9	151	
立方体3DV	2.05	1.81	12.9	332	1.08
立方体3SV	2.05	1.82	13.0	308	
立方体4DH	2.06	1.81	13.8	189	1.24
立方体4SH	2.05	1.80	13.9	152	
立方体5DV	2.04	1.81	12.5	339	1.07
立方体5SV	2.04	1.82	12.6	317	
立方体6DH	2.03	1.81	12.4	257	1.15
立方体6SH	2.02	1.80	12.5	223	
立方体7D	2.07	1.83	13.0	-	-
立方体7S	2.04	1.81	13.0	-	-

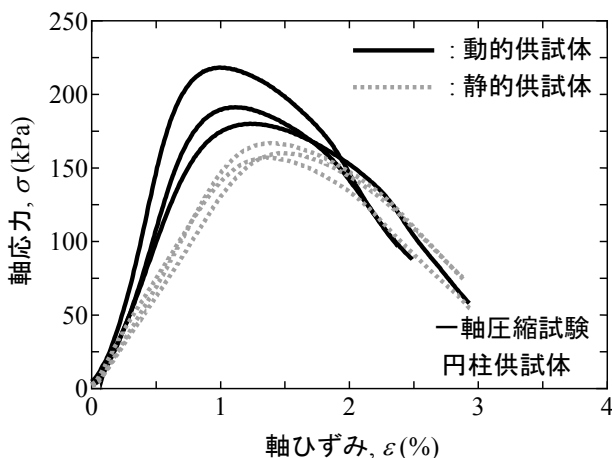


図 5 円柱供試体の $\sigma \sim \varepsilon$ 関係

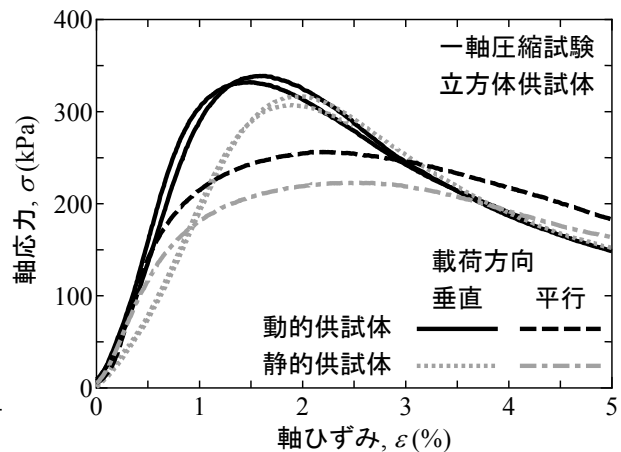


図 6 立方体供試体の $\sigma \sim \varepsilon$ 関係

き起こされるかについては、この結果のみからは判断できない。

図6は w と ρ_d の違いが比較的少ない立方体3DV, 3SV, 5DV, 5SV, 6DH, 6SHの $\sigma \sim \varepsilon$ 関係を比較したものである。層面に対する荷重方向が同じであれば動的供試体の方が強度が大きく、作成方法が同じであれば広く知られているように層面に対して垂直に荷重した方が脆性的かつ強度が大きい。鬼塚ら⁷⁾は白色粘土において静的供試体と動的供試体では強度異方性が逆になることを示しているが、本試料においてはこのような傾向は見られなかった。図7は立方体供試体で得られた一軸圧縮強度を比較したものである。広く知られているように供試体の w が w_{opt} よりもわずかに小さい方が強度が大きい傾向にある。また、動的供試体と静的供試体で強度異方性の程度に大きな差は無いように見受けられ、本試料では過去の研究で指摘されているような、配向した構造になるために静的供試体の方が異方性の程度が大きくなるという傾向は確認できない^{4)~8)}。

表2はBE試験によって得られた G の値と種類、測定位置、測定順をまとめたものであり、図8はこれに対応するBEの測定位置と接触させた方向を示したものである。測定数が多い立方体5DV~7SについてはBE試験に1.5~2時間程度を要するため、供試体が乾燥する影響を考慮して測定する順序を変えている。また、境界条件の違い(底盤との接触面)も考慮して、

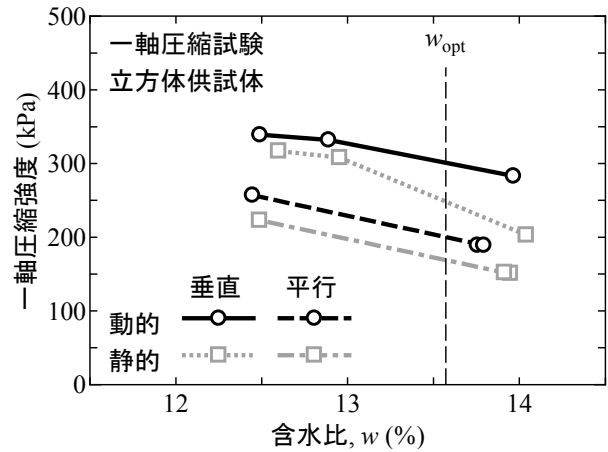


図7 一軸圧縮強度の比較

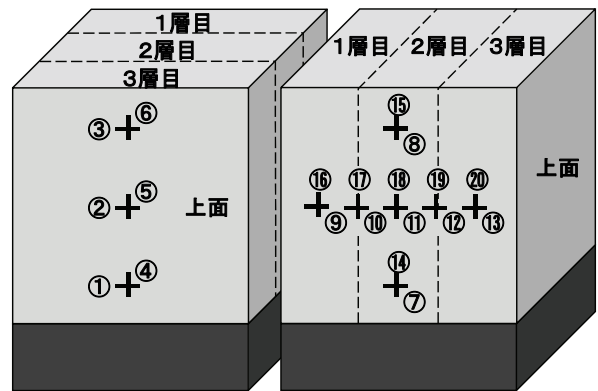


図8 BEの測定位置と向き(表2と対応)

表2 BE試験によって得られた G の値、種類、測定位置、測定順のまとめ

G の種類 測定位置	G_{vh} (MPa)						G_{hh} (MPa)						G_{hv} (MPa)						分散 σ (MPa)			
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱		⑳		
立方体1DV	G	-	153.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	166.5	-	-	-
立方体1SV	G	-	124.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	126.4	-	-	-
立方体2DH	G	-	143.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	155.4	-	-	-
立方体2SH	G	-	115.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	116.7	-	-	-
立方体3DV	G	-	184.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	188.0	-	-	-
立方体3SV	G	-	172.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	166.3	-	-	-
立方体4DH	G	-	136.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	143.8	-	-	-
立方体4SH	G	-	113.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	110.0	-	-	-
立方体5DV	G	180	174	178	173	177	172	-	-	219	210	213	179	164	-	-	217	241	222	201	161	23.9
	平均	175.6						196.9						208.2						-		
立方体5SV	G	181	162	164	167	157	161	-	-	163	156	155	168	167	-	-	166	185	176	187	157	9.8
	平均	165.3						161.8						174.1						-		
立方体6DH	G	231	207	225	202	200	205	212	214	205	210	200	193	173	199	192	176	209	198	187	161	16.2
	平均	211.7						201.0						189.0						-		
立方体6SH	G	195	201	187	178	177	174	178	168	173	172	173	172	159	172	170	154	183	182	175	138	13.3
	平均	185.2						170.7						167.7						-		
立方体7D	G	212	217	231	206	207	233	229	249	276	247	236	220	215	241	241	260	286	253	257	220	21.8
	平均	217.5						238.6						251.0						-		
立方体7S	G	193	181	189	178	179	186	185	197	168	180	204	191	188	182	201	161	211	197	213	187	12.8
	平均	184.3						187.4						193.1						-		
測定順		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	-

供試体の設置方向を変えて試験もしたが、この影響については特に見られなかった。表 2 からわかるように、各 G (G_{vh} , G_{hh} , G_{hv}) の平均値は測定する順に幾分大きくなる傾向にあるため、供試体の乾燥によって生じるサクシジョンの増加が G の大きさに影響していることが伺える。また、供試体を直交異方弾性体だと仮定すれば G_{vh} と G_{hv} は等しくなることを加味して、弾性係数の異方性については測定した G_{vh} と G_{hv} の全ての平均 $AVG(G_{vh}, G_{hv})$ と G_{hh} の平均 $AVG(G_{hh})$ を用いて検討することにした。

図 9 は BE 試験を実施した全ての立方体供試体における $AVG(G_{hh})$ と $AVG(G_{vh}, G_{hv})$ を比較したものである。一般に、 $G_{hh}/G_{vh}(G_{hv})$ が 1 より大きくなるほど、より配向した構造にあると判断されるが^{11), 12)}、両者にその違いはほとんど見られず、むしろ傾きは動的供試体の方がわずかに大きいことが分かる。このように、本試料では動的供試体と静的供試体の中で強度、剛性ともに異方性の明らかな差異が確認できなかったが、比較試料では G_{hh} が G_{vh} よりも 2~3 割程度大きいことが報告されている⁴⁾。本試料と比較試料に相違点が少ないことを考えると、作成方法によって生じる異方性の程度差がダイレイタンス挙動や強度特性の違いに関与している可能性があると言えよう。

図 10 は供試体側面で測定した G_{hv} と G_{hh} を比較したものである。表 2 および図 9 から確認できるが、静的供試体の方が全体的に G の値が小さい。弾性波は硬質な部分を通る性質があるため、この違いが直接強度差に結びついていると断言はできないが、せん断中に発揮されるダイレイタンス以外にもこのような初期状態における剛性の違いそのものが強度差を誘引している可能性もあり、今後作成した供試体のサクシジョン計測も試みたいと考えている。次に、動的供試体の方が G のばらつきが大きく、下層に近づくほど大きくなる傾向にあることが分かる。このことは表 2 に示した分散の違いからも確認できる。写真 4 は観察用に作成した動的・静的供試体の断面画像を比較したものである。1 層分の締固め試料を中心部で鉛直方向に分割し、その断面を観察したものが鉛直断面、分割された片方を層の高さ中央 (2cm) で水平方向に分割し、その断面を観察したものが水平断面である。画像のみから違いを判別することは困難であるが、動的供試体の方が大きい粒径の礫が下方に多く位置するように見受けられる。これは図 10 に示した結果とも整合しており、比較試料を用いて実施した X 線 CT スキャン画像から得られた密度 (GL 値) 分布からも同様な結果が得られていることを考えると¹³⁾、砂質土では締固め方法の違いによって生じる共通な現象なのかもしれない。次に、動的供試体の方が鉛直断面において礫の長軸が比較的鉛直に近く、水平断面で礫の断面が大きく見えることから、粒径の大きな礫に関しては静的供試体よりも配向しているように見受けられ、これについてもわずかではあるが確認された図 9 の結果と整合しているように思われる。また、静的供試体では大きな礫の周辺に比較的ゆるい部分 (クラック) が確認され、このような弱部の存在が強度低下に影響している可能性もある。今後は層境界や層間の違いを確認するためにも多層供試体の断面観察も試みたいと考えている。また、土質 (粒度) が異なる試料についても同様な検討を行い、締固め方法によって変形・強度特性が異なる要因について更に検討していきたいと考えている。

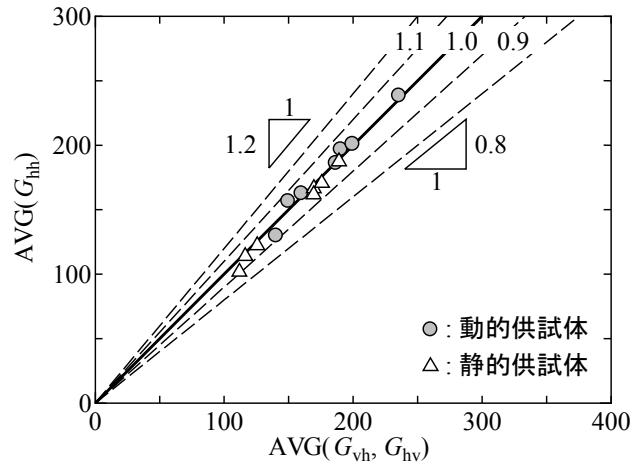


図 9 $AVG(G_{hh})$ と $AVG(G_{vh}, G_{hv})$ の比較

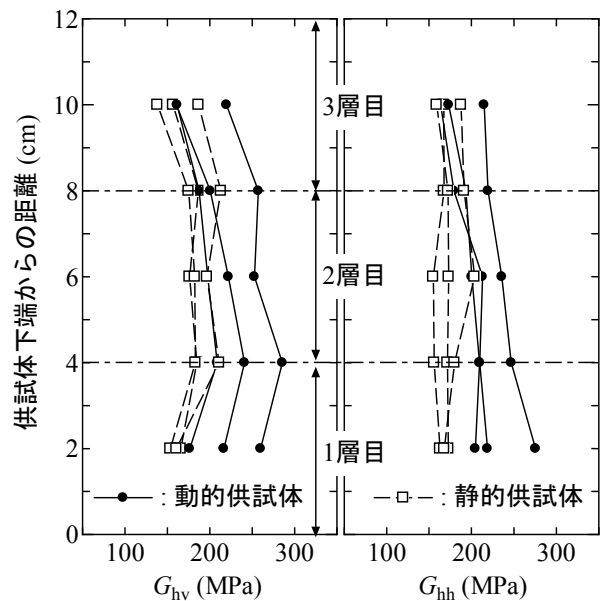


図 10 供試体側面で測定した G_{hv} と G_{hh} の比較

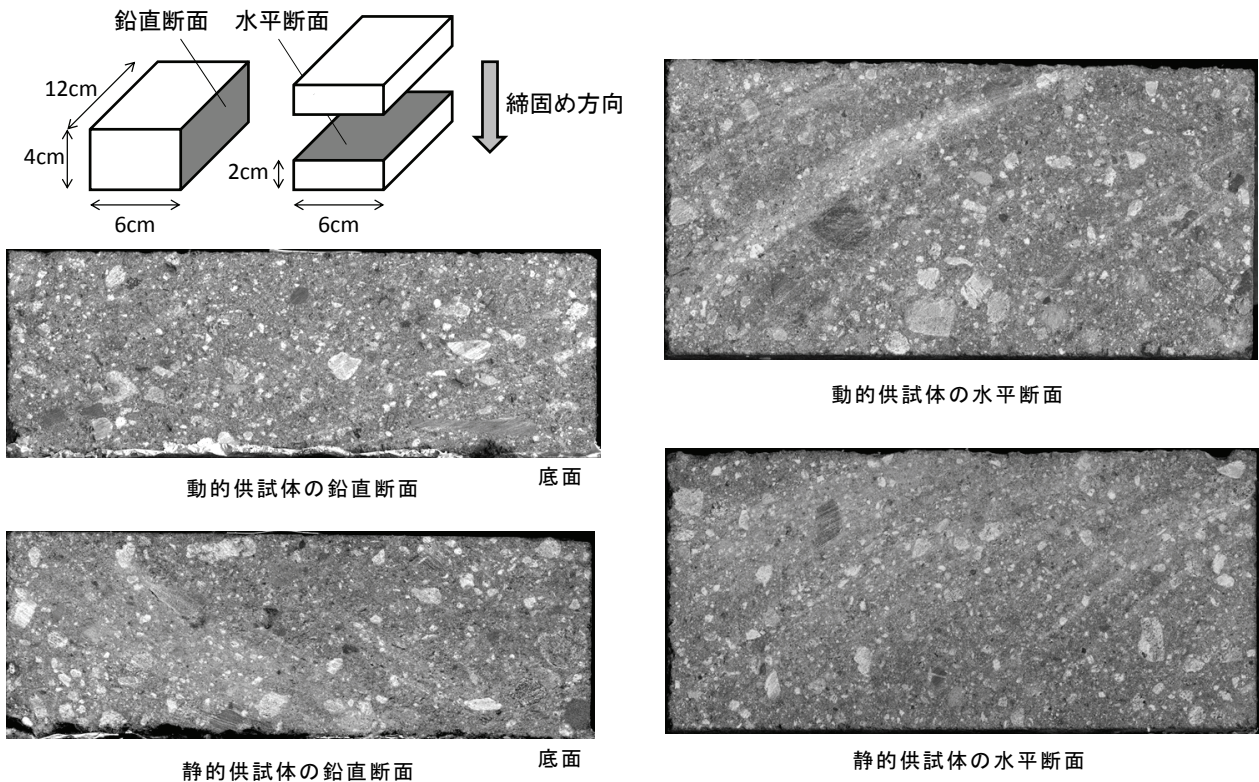


写真4 観察用供試体の断面画像

4. まとめ

本研究では、締め固め方法による強度・剛性の違いとその原因を探るために、細粒分質礫質砂に分類される土試料を動的、静的の2種類の方法で締め固め、異方性に着目して一軸圧縮試験、BE試験、供試体断面の観察を行った。これより得られた結果を以下にまとめる。

- ・ 載荷方向によらず一軸圧縮強度については動的供試体の方が大きかった。これより、試料やせん断方法によっては動的供試体の方が大きい強度を有する可能性があることが確認された。
- ・ 同じ試料を用いた非排水三軸圧縮試験では強度の大小関係が逆になったことから、強度の違いにはダイレイタンスーが密接に関与していると考えられる。
- ・ 動的供試体と静的供試体には強度異方性の程度に大きな差は無く、過去の研究で報告されているような、静的供試体の方が配向した構造になるために異方性の程度が大きくなるという傾向は確認されなかった。
- ・ 本試料ではせん断弾性係数についても大きな異方性の違いは確認されず、他の試料との比較から作成方法によって生じる異方性の程度差がダイレイタンスー挙動や強度の違いに影響している可能性が示唆された。
- ・ せん断弾性係数は動的供試体の方が全体的に大きく、このような初期状態における力学特性の差異がせん断時のダイレイタンスー挙動や強度の違いに関与している可能性が示唆された。
- ・ 動的供試体の方が G のばらつきが大きく、下層に近づくほど大きくなる傾向にあり、これは断面観察結果とも整合しているように見受けられた。

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.7，2009.
- 2) 平川大貴，川原園美幸，龍岡文夫：砂礫盛土材の変形強度特性に与える締固め条件の影響，土木学会論文集 C，Vol. 64，No. 2，pp.253-266，2008.
- 3) 上本雄也，澁谷啓，橋元洋典，川尻峻三：砂礫盛土材の締固め特性および変形・強度特性に及ぼす粒度特性の影響，地盤工学ジャーナル，Vol.6，No.2，pp.181-190，2011.
- 4) 川尻峻三，川口貴之，澁谷啓，高橋正和：締固めた地盤材料の変形・強度特性に及ぼす締固め時の含水比および締固め方法の影響，土木学会論文集 C，Vol.67，No.4，pp.532-543，2011.
- 5) Yong, R. N. and Warkentin, B. P. : Introduction to Soil Behavior, Macmillan, 1966. (山崎不二夫，山内豊聡 監修・訳：土質工学の基礎，鹿島出版会，1972.)
- 6) Seed, H. B., Mitchell, J. K. and Chan, C. K. : Structure and strength characteristics of compacted clays, Journal of SMFD, Proc. of ACSE, SM5, pp.87-125, 1959.
- 7) 鬼塚克忠，林重徳，吉武茂樹，大石英隆：締固めた土の圧縮及び強度異方性について，土質工学会論文報告集，Vol.19，No.3，pp.113-123，1979.
- 8) 鬼塚克忠，吉武茂樹：締固めた混合土の強度異方性について，土質工学会論文報告集，Vol.23，No.4，pp.149-156，1983.
- 9) 山崎新太郎・千木良雅弘：エポキシ樹脂とパラフィンを用いた脆弱な破砕帯物質・風化岩の断面標本作製法，応用地質，Vol.50，No.5，289-294，2009.
- 10) 高橋正和，川口貴之，鳥居宣之，澁谷啓：締固め方法が細粒分質礫質砂の三軸試験結果に及ぼす影響，地盤工学会北海道支部技術報告集，No.52，2012（印刷中）.
- 11) 山下聡，堀智仁，鈴木輝之：異方応力状態でのせん断波速度に及ぼす伝播方向と堆積方向の影響，土木学会論文集，No.722/III-61，pp.387-392，2002.
- 12) Kawaguchi, T., Yamashita, S., Kawajiri, S., Kataoka, S. and Shibuya, S. : Inherent and induced anisotropy of three natural sedimentary clays reflecting on the elastic shear modulus, Proc. of 4th International symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, IS-Atlanta, Vol.2, pp.575-578, 2008.
- 13) 高橋正和，川尻峻三，川口貴之，澁谷啓，水谷崇亮：締固め方法及び含水比がシルト質土の内部構造に及ぼす影響について，第46回地盤工学研究発表会 CD-ROM，pp.345-346，2011.

南海トラフのメタンハイドレート堆積地域における地盤特性

北海道大学工学部 学生会員 ○安田 直樹
同上 国際会員 田中 洋行
同上 学生会員 金子広明, 服部直
清水建設株式会社 国際会員 西尾 伸也
応用地質株式会社 正会員 平川 博之

1. はじめに

次世代のエネルギーとして注目されているメタンハイドレートは、東部南海トラフにおいてその存在が確認されている。図-1 は南海トラフ周辺海域の BSR(海底疑似反射面)分布域およびメタンハイドレート資源開発研究コンソーシアム(MH21)¹⁾が産出試験を予定している地点を示したものである。この海域の地盤特性を検討するために、2004 年にサンプリングを伴う地盤調査が行われた²⁾。本報告では、この調査において産出試験予定地点近傍で得られた試料に対して行った一連の三軸試験結果について報告する。

本調査地点は海岸から約 100km 離れており、水深も 1,000m を超えている。また、走査線型電子顕微鏡(SEM)によって観察された微視構造(写真-1)からも読み取れるように、沖積平野部に堆積している粘性土地盤の堆積物とは異なる。そこで本研究では、土構造や応力履歴を受けていない再構成試料を作成し、地盤の基本的な特性を三軸試験によって調べ、国内外の沖積粘性土地盤から得られた結果と比較・検討する。さらに、西尾ら³⁾が行った同地盤から得られた不攪乱試料を用いた試験結果と比較することで、大深度から得られた試料の乱れの影響を検討する。

2. 試験方法

本研究で使用する試料は水深 1100m 地点において採取した試料で、深度 90m の試料と深度 260m の試料の 2 種類である。この試料を 0.425mm のふるいで裏ごしをし、液性限界 w_L の約 2.2 倍の含水比で攪拌した後、予圧密セル($\phi=80\text{mm}$)にて圧密圧力 100kPa で再構成試料を作成した。

三軸試験に用いた供試体の寸法は直径 35mm、高さ 80mm で、 K_0 および等方の各条件下で鉛直有効応力(σ_v)が 300kPa の状態まで圧密させ、その後軸ひずみ速度 0.1%/min で非排水の条件で圧縮・伸張試験を行った。供試体の過圧密の影響を調べる試験条件では、 K_0 圧密で $\sigma_v=300\text{kPa}$ まで圧密後、過圧密比が 2, 3, 5, 8 となるように除荷をしてから、非排水せん断試験を行った。なお、供試体の飽和度を高めるために、背圧 200kPa のもとで三軸試験を行った。

3. 物理特性

図-2 に本調査地点、北海道の厚真、ノルウェーの Drammen の粒径加積曲線を表した。一般に粘土含有量の多い粘性土ほど塑

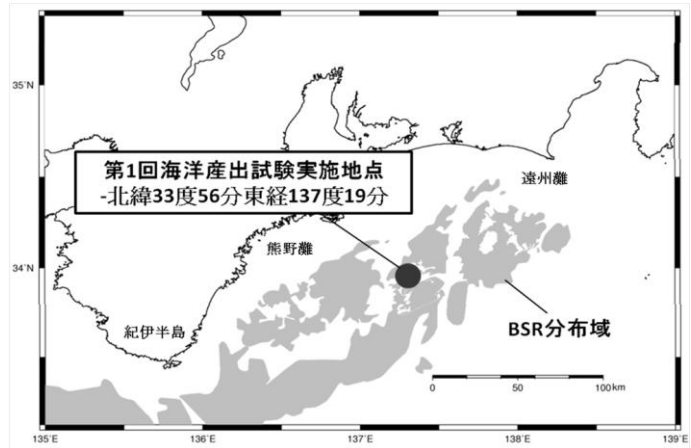


図-1 調査地点周辺図¹⁾

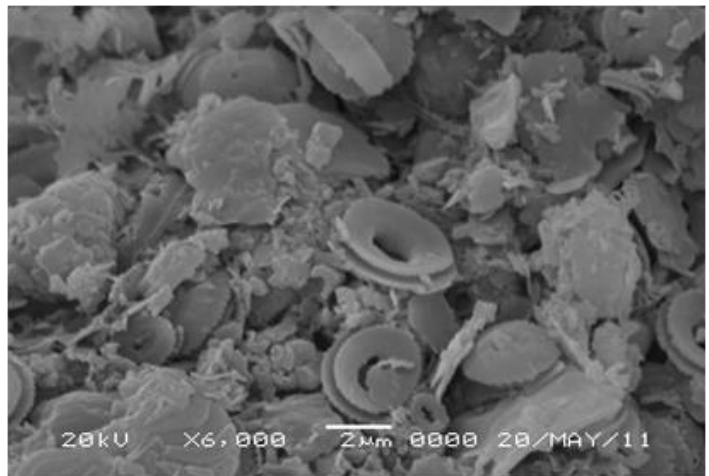


写真-1 SEM 写真一例

Characteristics of the ground at a methane hydrate area of the Nankai trough.

Naoki YASUDA, Hiroyuki TANAKA, Hiroaki KANEKO & Tadashi HATTORI (Hokkaido University)
Shinya NISHIO (Shimizu Corporation), Hiroyuki HIRAKAWA (Oyo Corporation)

性指数 I_p が大きくなる傾向があるが、**図-2** より各粘性土の $2\mu\text{m}$ 以下の粘土含有量は地点に依らずほぼ同じであるにもかかわらず、厚真の I_p は 49.1、Drammen の I_p は 16.3 と、場所によって大きく異なる。この原因として、両地点の粘土鉱物の違いが考えられ、Drammen は粘土鉱物が含まれていない活性度の小さな細かい堆積物 (Rock flour) が多く堆積しているためである。一方、今回対象とした試料は $I_p=19.6$ (深度 90m)、 29.2 (深度 260m) という結果となり、Drammen と同様に粘土分を多く含むにも関わらず、かなり I_p が小さい。**図-3** に各地点の地盤の粘土含有量と I_p の関係、すなわち活性度を表した。日本の粘性土は活性度が大きいということが知られているが、**図-3** より本調査地点の活性度は Drammen と同様に小さいことが読み取れる。この原因は**写真-1** の中央部に写る Coccolith と呼ばれるナノ化石を多く含むためである。この点が、Drammen などの低 I_p 粘性土と大きく異なる。

4. 試験結果

4.1 正規圧密時の地盤特性

本研究で対象とした試料の正規圧密下で得られた平均主応力 ($p'=(\sigma'_v+2\sigma'_r)/3$ 、ここに σ'_r は有効拘束圧) と偏差応力 ($q=\sigma'_v-\sigma'_r$) の関係を、他の粘性土で得られた結果と比較して**図-4** に示す。なお、これらの試験では最終圧密時の σ'_v と K_0 値がそれぞれ異なるので、両軸ともに σ'_v で正規化している。この図から有効内部摩擦角 ϕ が算出されるが、本調査地点の ϕ は厚真や Drammen と比較すると大きいことが分かる。また、3 地点の圧縮試験から求められた非排水せん断強度増加率 (S_u/p) を算出すると、本調査地点では 0.411 (深度 90m) と 0.378 (深度 260m)、厚真では 0.374、Drammen では 0.318 となった。この比較から、本調査地点の S_u/p は ϕ と同様に他の地点と比較して、少し大きな値であることが分かる。

4.2 過圧密時の地盤特性

供試体を $\sigma'_v=300\text{kPa}$ まで圧密した後、OCR を 2, 3, 5, 8 になるように除荷を行った。この圧密過程は、いずれも K_0 条件下で行った。その後、非排水条件下でせん断試験を行った。

過圧密の粘性土の強度増加率 S_u/p は経験的に**式-1** で表すことができる。

$$S_u/p = (S_u/p)_{nc} * (\text{OCR})^m \quad \text{式-1}$$

ここに、 $(S_u/p)_{nc}$ は正規圧密時の強度増加率、 m は除荷し

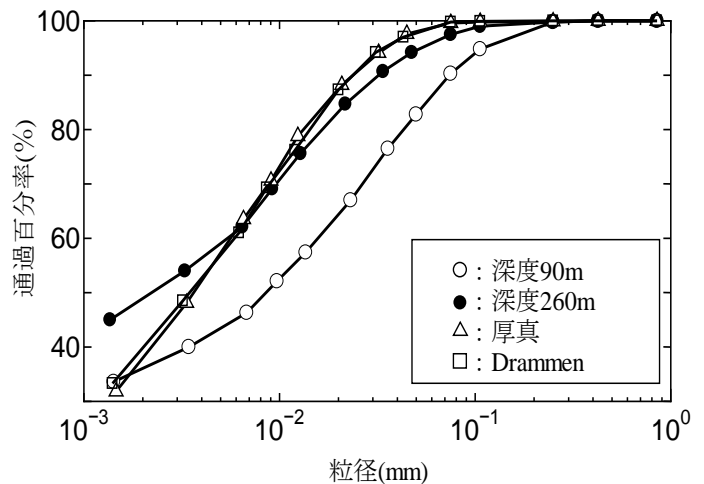


図-2 粒径加積曲線の比較

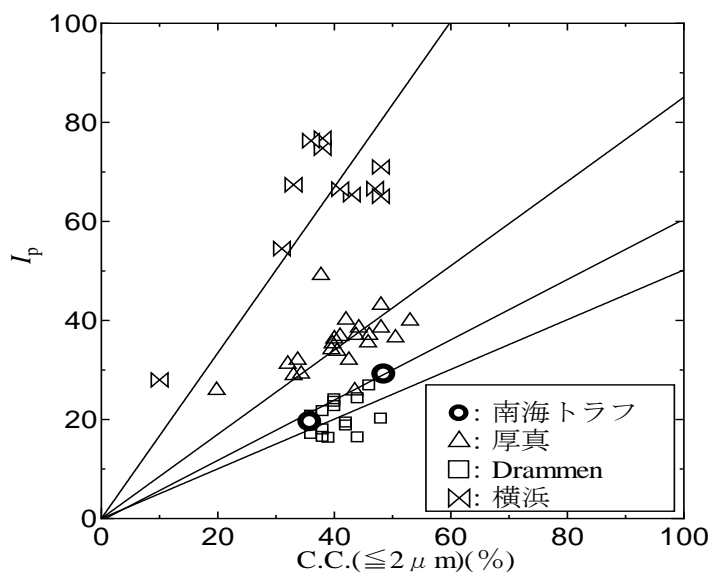


図-3 活性度の比較

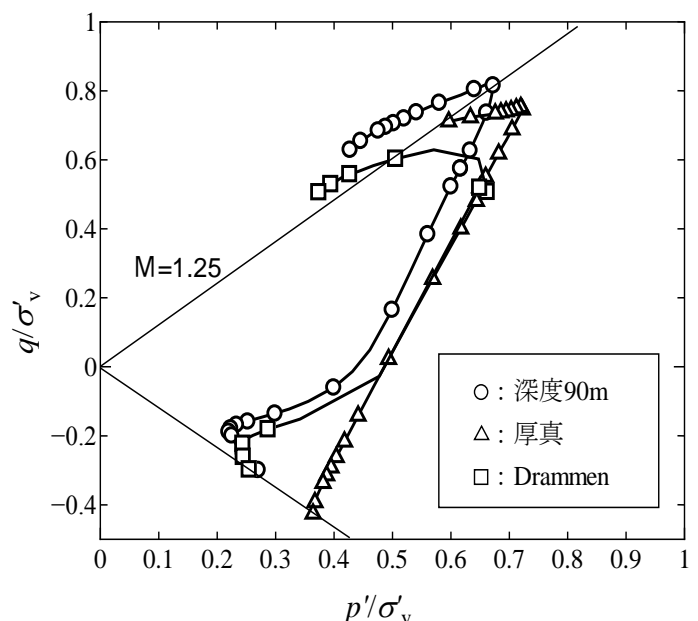


図-4 応力経路の比較

た際の非排水せん断強度 S_u の減少程度を表す定数で、応力履歴の影響を表す。

OCR を変化させた一連の三軸圧縮試験の結果、深度 90m の試料では $m=0.658$ 、深度 260m の試料では $m=0.645$ が得られた。通常の粘性土の場合、 m 値はおおよそ 0.8 であるので、本調査地点は応力履歴の影響を受けにくい地盤であることを示している。

不攪乱試料(AT1GT1)から得られた S_u/p^3 、再構成試料から得られた正規圧密時の S_u/p および m を式-1に代入すると、表-1に示すようなAT1の過圧密比が算出することができる(ただし、 m は深度90mの値)。表-1より、海底面付近の試料ではOCRが40、海底面から深さ50m付近の試料ではOCRが4.5となり、厚真のOCR($OCR \approx 1.5$)と比較しても非常に大きな値となった。

図-5はOCRの値が近い不攪乱試料と再構成試料の応力経路を比較したもので、両軸ともに最大軸差応力 q_{max} で正規化している。また、不攪乱試料は、原位置の平均有効拘束圧で等方圧密したので、せん断開始時の q/q_{max} と p'/q_{max} が異なっている。しかしながら、図-5より、再構成試料と不攪乱試料の応力経路はほぼ等しいことがわかる。

図-6は、再構成試料の三軸試験結果から、本調査地点の深度による圧密降伏応力(p_c)を算出し、西尾ら³⁾の不攪乱試料の圧密試験から得られた p_c と比較したものである。図-6より、三軸試験から推定された p_c は圧密試験による値よりも多少大きな値を示すが、大きな差は見られない。

5. 結論

調査地点の粘性土は、微粒子の炭酸カルシウムを主成分としたナノ化石が多く堆積しているため、 I_p が小さい粘性土であると考えられる。このため、本調査地点の粘性土の活性度が小さくなる。また、本研究で対象となった地点は、陸から遠く離れており、水深も1,000m以上であるので半遠洋性の堆積物が多く堆積している。このように、本調査地点は沿岸域で堆積した海成粘性土と基本的な地盤特性が大きく異なることが予想されたため、再構成試料による三軸試験を行った。

以下に各試験における結論を記述する。

- (1) 正規圧密時の有効内部摩擦角 ϕ' や強度増加率 S_u/p は、厚真や Drammen と比較すると若干大きな値を示したが、特異とは言えない程度の値である。
- (2) 応力履歴の影響を表す m 値は 0.6 程度であり、粘性

表-1 不攪乱試料AT1GT1の過圧密比算出

不攪乱試料 深度	S_u/p (kPa)	過圧密比 OCR
#1 3.305m	4.41	36.8
#3 12.675m	2.63	16.8
#5 20.915m	1.72	8.8
#8 32.415m	1.33	6.0
#9 41.200m	1.15	4.8
#11 48.980m	1.10	4.5
#13 63.800m	1.02	4.0

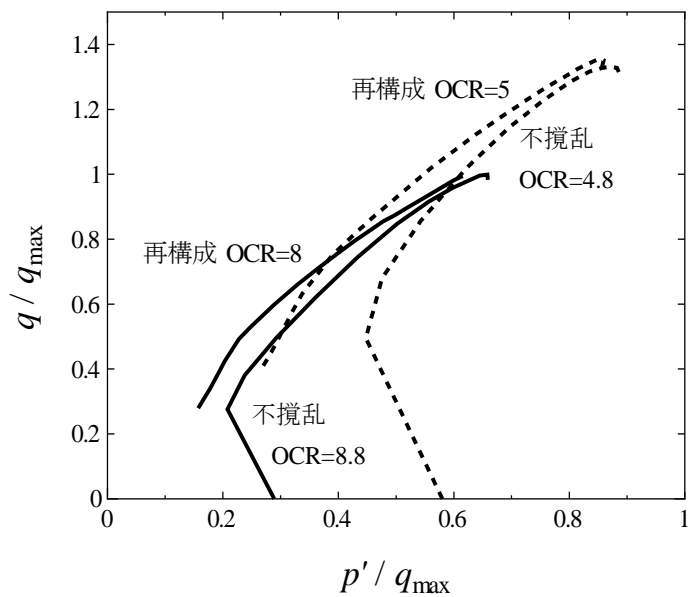


図-5 再構成試料と不攪乱試料の応力経路

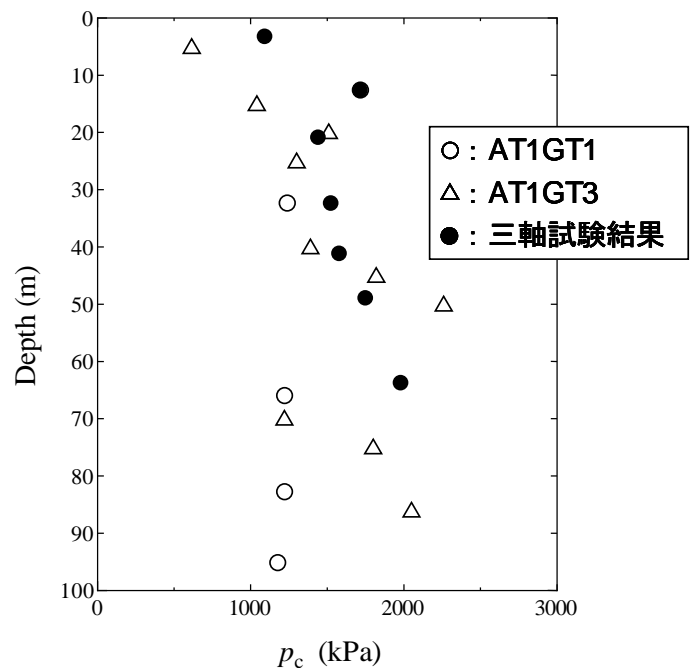


図-6 三軸および圧密試験から求められた圧密降伏応力の比較

土の一般的な値である $m=0.8$ と比較すると小さい値であった。そのため、本調査地点は応力履歴の影響を受けにくい地盤であることがわかる。

- (3)再構成試料と不攪乱試料の三軸試験結果から本調査地点の粘性土の OCR を算出した結果、4~36 という値を示した。しかし、この推定方法は再構成試料を用いているために、地盤の年代効果や堆積過程のセメンテーション作用の効果を無視しており、また不攪乱試料の結果はサンプリング時の乱れの影響を考慮していないので、OCR の値については、今後更なる検討が必要である。

謝辞

本研究は経済産業省「メタンハイドレート開発促進事業」に係る委託研究の一部として行ったものである。末筆ながらここに記して、メタンハイドレート資源開発研究コンソーシアムに謝意を表します。

参考文献

- 1)メタンハイドレート資源開発研究コンソーシアム：メタンハイドレート開発実施検討会，<http://www.mh21japan.gr.jp>
- 2)西尾伸也・荻迫栄治・傳田篤：東部南海トラフ海底地盤から採取したコア試料の地盤工学的性質，地学雑誌，Vol.118，No.5，pp.955-968，2009.
- 3)西尾伸也・荻迫栄治・傳田篤・田中洋行・兵動正幸・三田地利之・平川博之：海洋算出試験サイトの地盤物性評価，第3回メタンハイドレート総合研究シンポジウム講演集，pp.17-20，2011.
- 4)西尾伸也・荻迫栄治・傳田篤・田中洋行・平川博之：海洋算出試験サイトの堆積物特性，第3回メタンハイドレート総合研究シンポジウム講演集，pp.15-16，2011.
- 5)田中洋行・金子広明・安田直樹・西尾伸也：南海トラフから採取された土の基本的な力学特性，第3回メタンハイドレート総合研究シンポジウム講演集，pp.88-91，2011.
- 6)久保智司：海洋算出試験準備のための海底地盤ボーリング調査の実施，第3回メタンハイドレート総合研究シンポジウム講演集，pp.5-8，2011.
- 7) Tanaka, H. : A Comparative Study on Geotechnical Characteristics of Marine Soil Deposits Worldwide, International Journal of Offshore and Polar Engineering, Vol.12, No.2, pp.81-88, 2002.
- 8)服部直・田中洋行・金子広明・平林弘・松岡達也：厚真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51号，pp.29-32，2011.

オホーツク海海底堆積土の力学的特性に及ぼす溶存ガス気化の影響

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ことが考えられる。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)²⁾にオホーツク海サハリン沖、また 2010 年ロシア

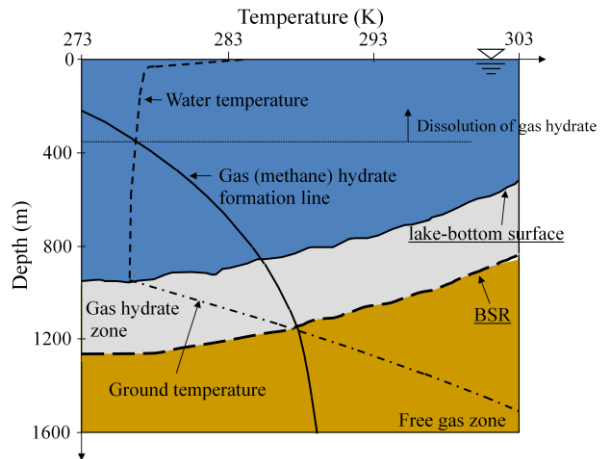


図-1 水域の温度水深分布とガスハイドレート安定領域の模式図¹⁾

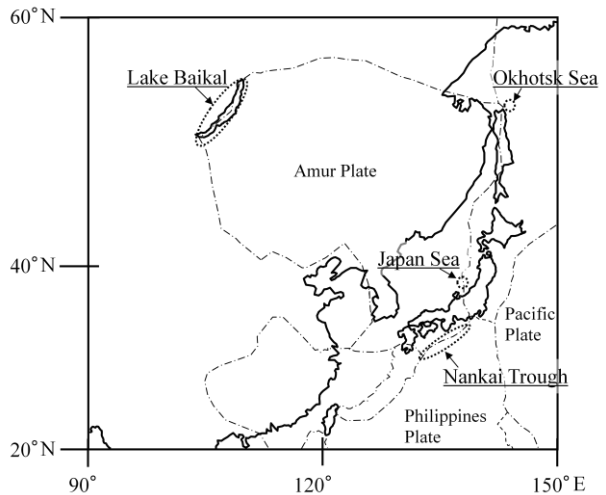


図-2 日本周辺でのガスハイドレートの分布域¹⁾

Effects of vaporization of dissolved gas on mechanical properties of seabed soils obtained from the Sea of Okhotsk
 MORIWAKI Tomohiro, YAMAITA Satoshi, HATIKUBO Akihiro, MINAMI Naotugu,
 SHOJI Hitoshi (Kitami Institute of Technology),

のバイカル湖において、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。そして、耐圧土槽を用いて室内再現実験を行い海底地盤の試料採取から船上試験に至るまでの再現実験や、溶存ガス気化による斜面崩壊実験も行った。

2. 現地調査と試料採取

2.1 オホーツク海調査概要

2009年(LV47)、2010年(LV50)に図-3に示すオホーツク海サハリン島沖において調査を行った。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)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。

2.2 バイカル湖調査概要

2010年に図-4に示すバイカル湖の中央湖盆において調査を行った。オホーツク海サハリン島沖と同様に事前調査を行なった後、重力式コアラ(長さ5m)を使用して試料採取を行なった。重力式コアラもハイドロコアラと同様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。

2.3 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、ペーンセン断試験(写真-1)、コーン貫入試験

(写真-2)を行った。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。

2.3.1 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。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。なおバイカル湖試料は日本に輸入できないため現地で測定した。

2.3.2 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。

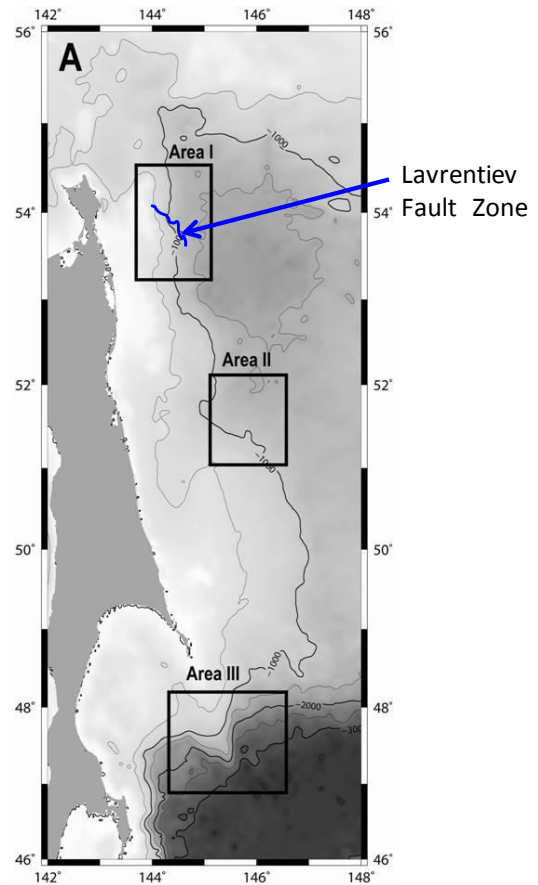


図-3 オホーツク海サハリン島沖調査領域

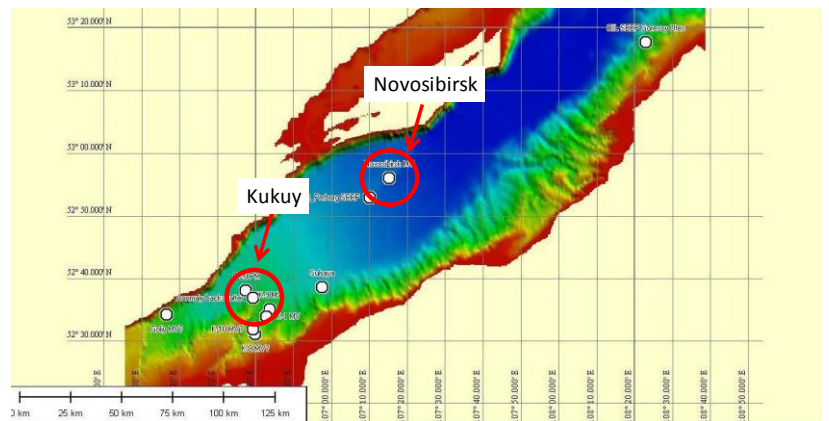


図-4 バイカル湖調査領域

2.3.3 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-1 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



写真-1 ベーンせん断試験

2.3.4 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³⁾。コーンの先端角は 30°、直径は 9mm、貫入深は 16.79mm (写真-2) 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



写真-2 コーン貫入試験

2.4 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、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。なお、バイカル湖の試料は輸入が出来なかったため物理・化学試験は行っていない。

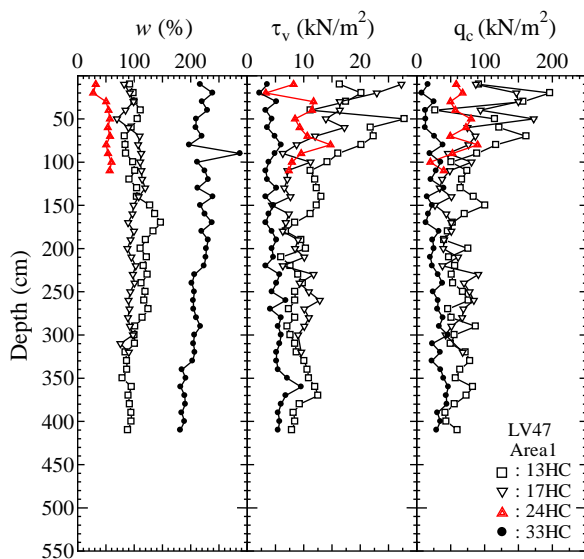


図-5 (a) 船上試験結果 LV47

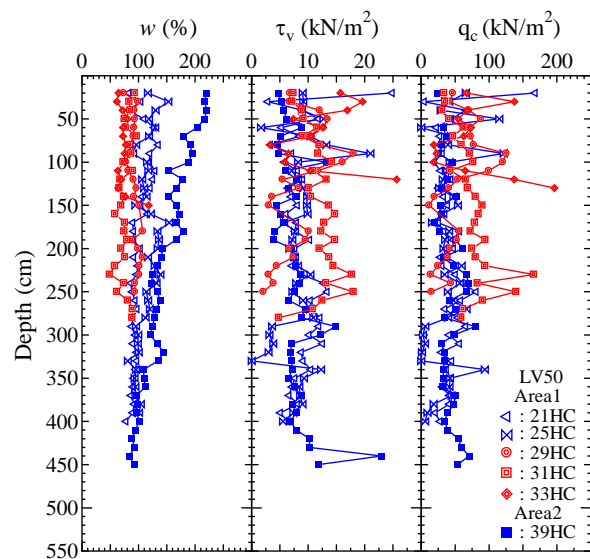


図-5 (b) 船上試験結果 LV50

3. オホーツク海試料の試験結果

3.1 船上試験結果

図-5 (a,b) 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 の結果の一部を、深度方向にプロットしたものである。それぞれ調査年ごとに試験結果をまとめている。含水比 w は、採取コ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。LV47 (図-5(a)) の 33HC、LV50 (図-5(b)) の 39HC 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が、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 (図-5(a)) の 13HC、17HC、LV50 (図-5(b)) の 21HC、25HC などの試料では、含水比の深度方向の変化が少ないのにもかかわらず、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。

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

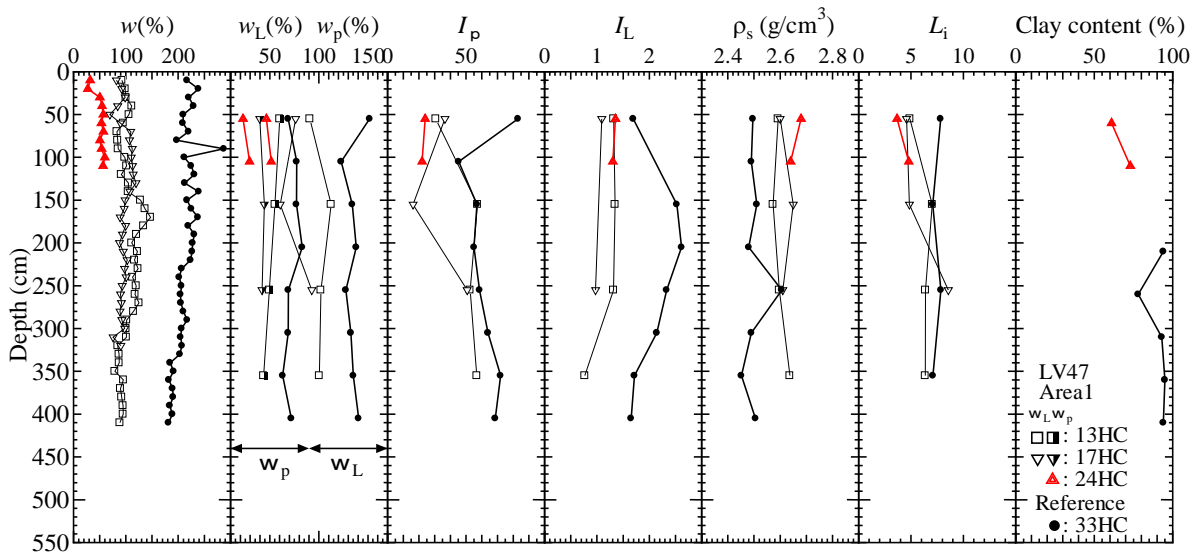


図-6 (a) 物理・化学試験結果 (LV47)

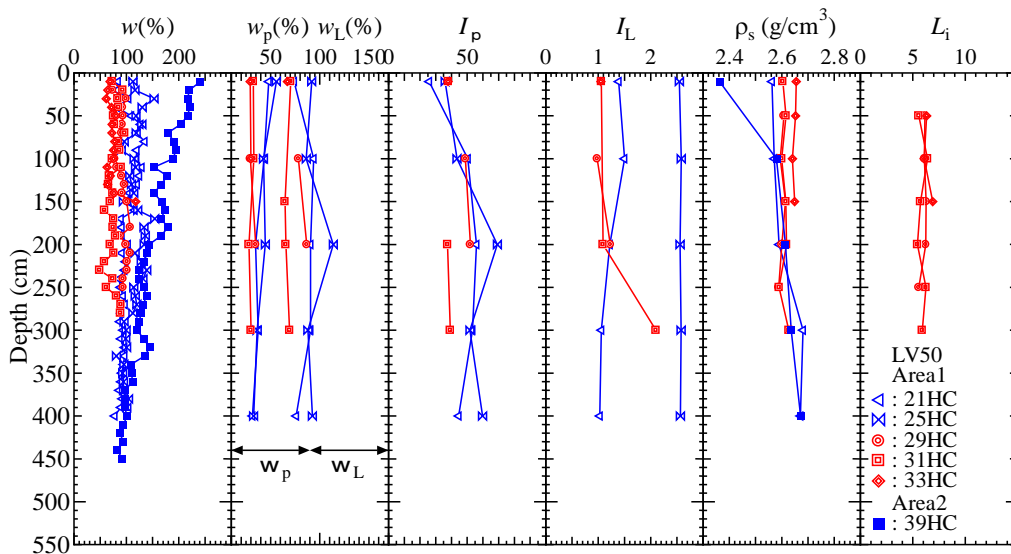


図-6 (b) 物理・化学試験結果 (LV50)

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 (図-5(a)) の 13HC、17HC、LV50 (図-5(b)) の 21HC、25HC 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。

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。

3.3 ガス濃度と強度特性の比較

LV47 (図-5(a)) の 13HC、17HC、LV50 (図-5(b)) の 21HC、25HC 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-7 は 2009 年 (LV47) と 2010 年 (LV50) に採取した試料のガス濃度と深度の関係を示したものである。図より LV47 の 33HC、LV50 の 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 (LV47 の 24HC, LV50 の 29HC, 31HC, 33HC) 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-8 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、強度に少しはばらつきがある。

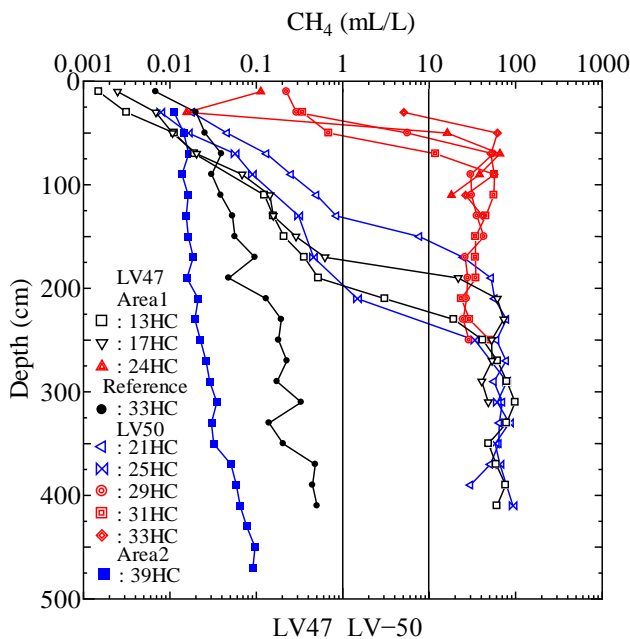


図-7 ガス濃度と深度の関係 (LV47、LV50)

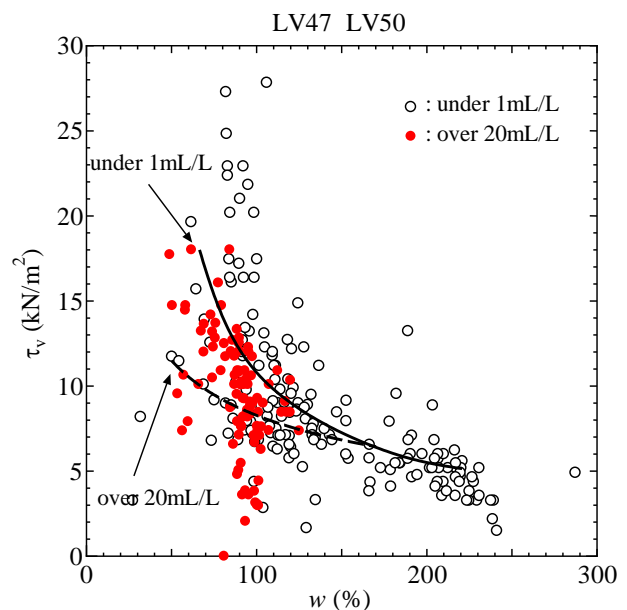


図-8 τ_v と w の関係 (LV47、LV50)

4. バイカル湖試料の試験結果

4.1 船上試験結果

図-9 (a,b) はバイカル湖中央湖盆の Novosibirsk と Kukuy 領域での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セン断強度 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。

図-9 (a) に示す Novosibirsk で採取した試料ではガスハイドレートが存在していたコア (●) ではその他のコア (○) よりも含水比が低く強度は高い傾向にある。一方図-9 (b) に示す Kukuy 領域で採取した試料はガスハイドレートが存在していたコア (●) の含水比はその他のコアと同程度かやや低いのに対し強度はほぼ同程度となっている。以上より採取エリアによりガスハイドレートの有無による強度の相関性は明確には認められない。

4.2 ガス濃度と強度特性の比較

図-10 (a,b) は Novosibirsk と Kukuy で採取した試料のガス濃度と深度の関係を示したものである。図より Novosibirsk 試料ではガスハイドレートの有無にかかわらずどのコアでも表層付近から高いガス濃度を示し

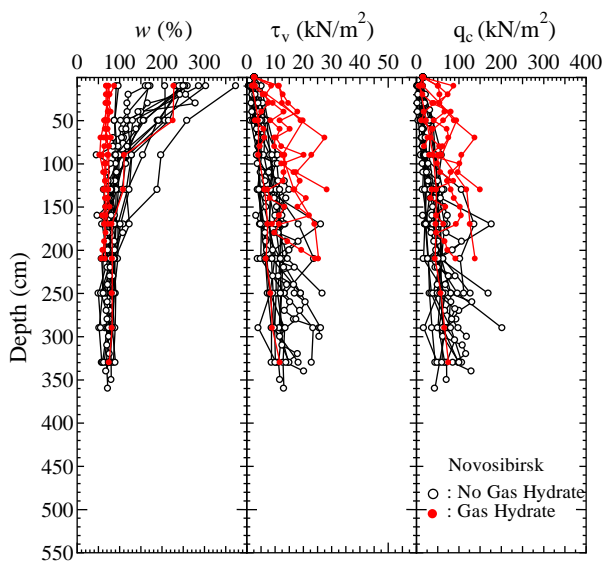


図-9 (a) 船上試験結果 Novosibirsk

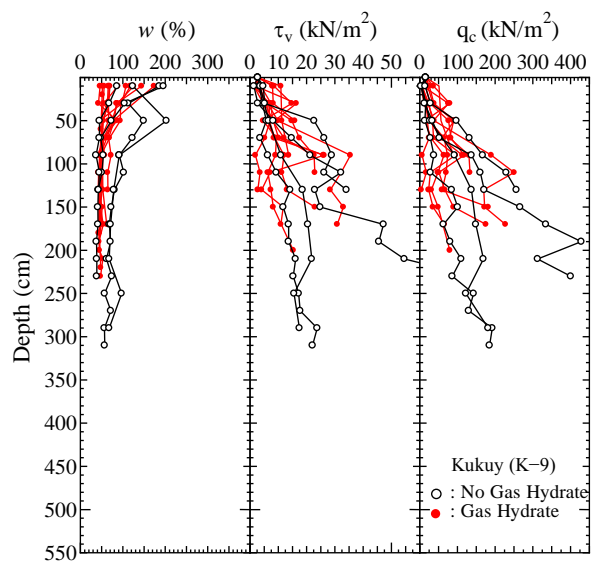


図-9 (b) 船上試験結果 Kukuy

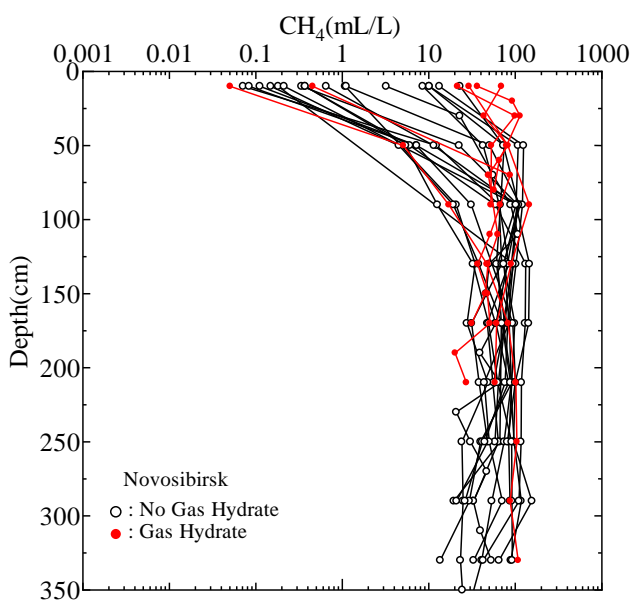


図-10 (a) ガス濃度測定結果 Novosibirsk

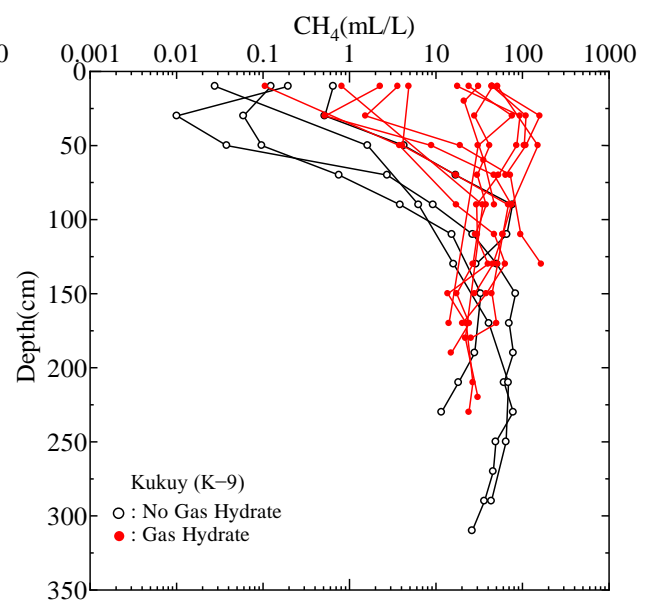


図-10 (b) ガス濃度測定結果 Kukuy

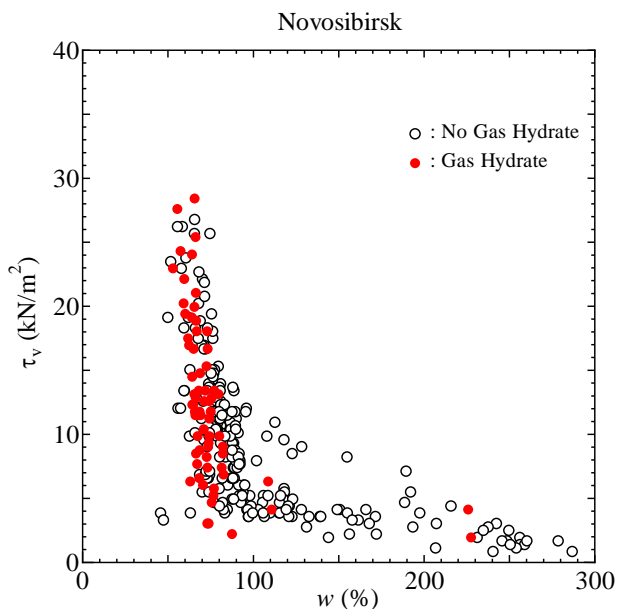


図-11 (a) τ_v と w の関係 Novosibirsk

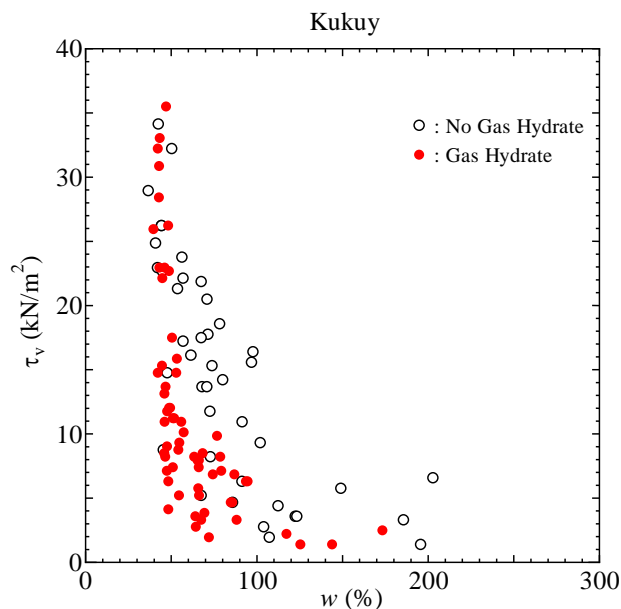


図-11 (b) τ_v と w の関係 Kukuy

ている。一方 Kukuy 試料ではガスハイドレートが存在していたコアは表層からガス濃度が高くなっているのに対しガスハイドレートが存在しなかったコアは表層付近ではガス濃度が低くある深度から急に高くなっていることがわかる。

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-11 に示す。図より Novosibirsk 試料ではガスハイドレートの有無により強度の極端な変化は無い。これは図-10 (a) に示したようにガスハイドレートの有無によらずガス濃度が同程度だったためガスの気化による乱れが一樣に起きたと考えられる。一方図-11 (b) に示した Kukuy 試料ではガスハイドレートが採取されたコアの強度が低くなっている。これは図-10 (b) に示したようにガスハイドレートが採取されたコアのガス濃度が表層付近から高いため気化による乱れの影響が顕著に出たためと考えられる。このようにバイカル湖試料においても溶存ガスの気化による試料の乱れによって強度の低下が認められた。また、濃度の違いによっても強度低下に差が現れた。

5. 溶存ガス気化再現実験

5.1 実験概要

採取試料の船上試験結果および物理・化学試験からメタンハイドレート賦存地盤から引き上げたコアは間隙水溶存ガスの気化による試料の乱れにより強度が低下することが考えられた。このことを確認するために、耐圧土槽を用いて海底地盤での試料採取から船上試験に至るまでの応力条件を室内で再現し強度低下の評価を行なった。

5.2 試験装置

図-12 に試験装置の概略図を示す。土槽の寸法は縦 20cm、横 40cm、奥行 10cm である。上部にペロフラムシリンダーを取り付けることが可能で土槽内で圧密を行うことができるようになっている。また、ペロフラムシリンダーを取り外して上蓋をかぶせ土槽に圧力を加えることができる。上部のタンクより CO_2 溶存水を水頭差で試料に通水させることが可能である。

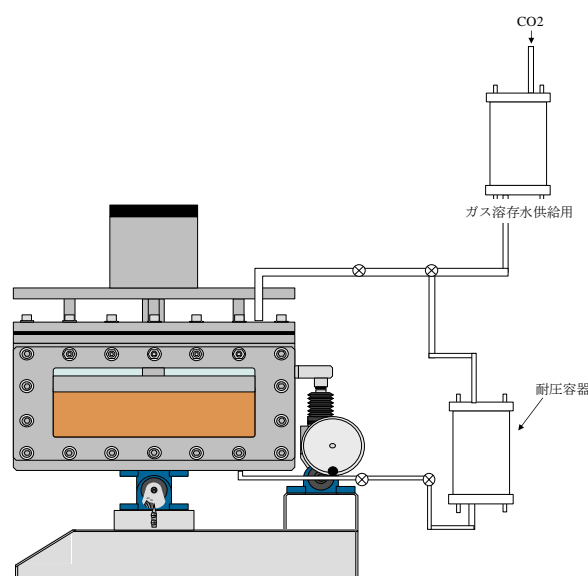


図-12 耐圧土槽の概略図

5.3 試験方法

試料は藤ノ森粘土 ($\rho_s=2.764\text{g/cm}^3$, $w_L=50.8\%$, $I_p=19.5$) を使用した。予圧密時の初期含水比 (w_0/w_L) を液性限界の約 2 倍となるよう蒸留水を加えスラリー状にし、攪拌容器内で真空に近い状態で約 24 時間程度攪拌した。その後、耐圧土槽に移し、圧密を行った。藤ノ森粘土を用いた理由は、シルト分が比較的多い試料なので透水性が高いと考え、溶存水の循環を容易とするためである。試験条件を図-13 に示す。まず圧密圧力 100kPa で圧密を一週間程度行いその後、背圧 500kPa・上載圧 1kPa で脱気水または、CO₂ 溶存水を 1 週間通水させ解体し、試料の表層部でベーンせん断試験・コーン貫入試験を行なった。また、ベーンせん断試験はベーンブレード中心深さが 2cm 以外に 4cm、5cm の深さでも試験を行なった。

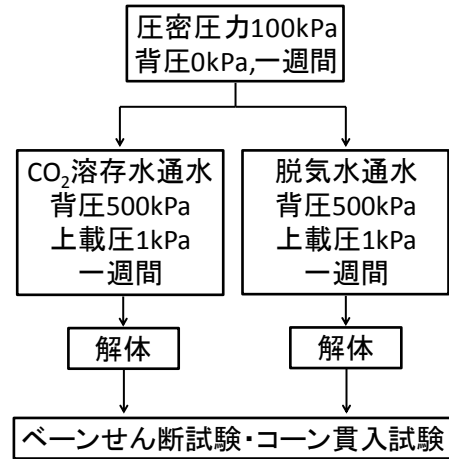


図-13 試験の流れ

5.4 試験結果

図-14 は CO₂ 溶存水を通水させた試料と脱気水を通水させた試料の試料表層部でのベーンせん断強さとコーン貫入抵抗を比較したものである。図より CO₂ 溶存水を通水させた試料では含水比に若干の違いは見られたものの強度の低下がみうけられ、溶存ガスの試料の乱れによって強度変化が起きたものであると考えられる。また、ベーンせん断試験は異なった深度で行なっているが深さ方向にも同様に強度の低下が見られ、土槽内で試料が一樣に乱れていると考えられる。以上より船上同様に溶存ガスが気化したことによる試料の乱れを室内でも再現することができた。しかし、今後種々の試験を行いより正確な評価が必要である。

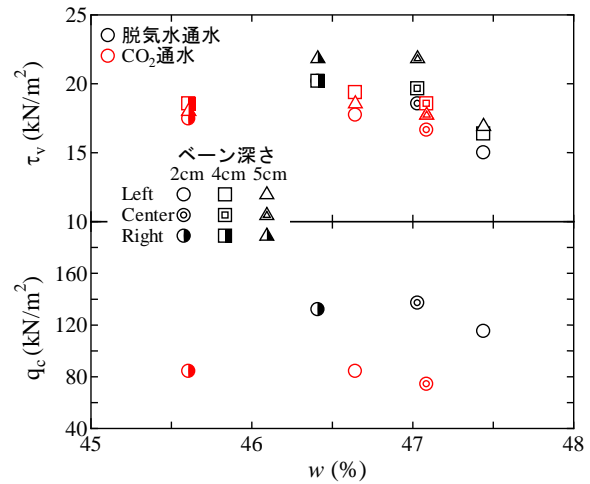


図-14 $q_c \cdot \tau_v$ と w の関係

6. 模型斜面崩壊実験

海底堆積土の間隙水にメタンガスが多く溶存している場合、コア引上げ時の応力解放により、溶存ガスの気化に伴う試料の乱れや間隙圧の上昇に伴う有効応力の低下が発生する。そのため、採取した試料の強度は溶存ガス濃度が高くなるとほど低くなる傾向にあることが分かった。一方、海底地盤においても海水温の上昇や資源としての採取時の圧力低下などによって、間隙水溶存ガスの気化やハイドレートの分解などにより海底地盤強度が低下し、海底斜面が不安定化することも考えられる。そこで、海底地盤の安定性を評価するための第一段階として海底斜面内で間隙水溶存ガスが気化した場合を想定した模型実験を行った。

試験は、溶存ガス気化再現実験に用いた耐圧土槽を用いて行った。図-15 (a) に示すように脱気水を満たした傾斜した土槽内に豊浦砂を堆積させ、脱気水面と試料表面が平行になるように均して成形する。成形後、耐圧土槽を傾斜させた状態で上蓋を閉じて上部に少し空間を残して脱気水を注水する。その後、土槽上部から種々の圧力の炭酸ガスで加圧を行った。24 時間程度加圧をした後、図-15 (b) に示すように土槽の傾斜角を変化させることによって、2 種の傾斜角 (20°と安息角程度) の斜面を作製した。この状態で、減圧速度の異なる条件で大気圧まで減圧を行い、溶存ガスを気化させ、それに伴う斜面変動を観察した。表-1 に試験条件と斜面変動の結果を示す。

加圧力 100 および 200kPa で炭酸ガスを溶存させ、斜面傾斜角が 20°で減圧速度が 10kPa/min の場合 (Test-1, 2)、斜面変動は起こらなかった。これは、減圧により溶存ガスが気化したが、減圧速度が遅かったため気化

速度および量が少なく、また傾斜角も緩やかであったため斜面を不安定化させるほどの気化が起こらなかったためと考えられた。そこで、Test-3では加圧力 500kPa を加えることで、溶存濃度を高くし、減圧速度も増加させた。その結果、斜面先部分で変動がみられたものの斜面全体が崩れるような変動は起こらなかった。次に、傾斜角を安息角（35°程度）直前の角度で、減圧速度をさらに増加させて試験を行った（Test-4～6）。写真-3 に減圧前後の状況を示す。写真に示すように、斜面表層部および斜面先で崩壊が生じ、Test-3 よりも崩壊量は多かった。しかし、斜面全体にわたるような大きな崩壊は発生しなかった。これは、砂の場合、透水（気）性が高く、間隙圧を上昇させ有効応力を極度に低下させるような現象が発生しなかったことと、表層部分の崩壊のみによって斜面が安定な傾斜角の状態になってしまうためと考えられる。

今後は、メタンハイドレートを想定して堆積層内に存在する固体が液体や気体に変化した場合や、粘性土斜面などを想定した実験を行う予定である。

表-1 模型斜面崩壊実験条件と結果

試験名	斜面傾斜角	ガス加圧力 (kPa)	減圧速度 (kPa/min)	斜面変動状況
Test-1	20°	100	10	変化なし
Test-2	20°	200	10	変化なし
Test-3	20°	500	100	斜面先が一部崩壊
Test-4,5,6	33.6°～35.8°	500	500	斜面表層と斜面先で崩壊

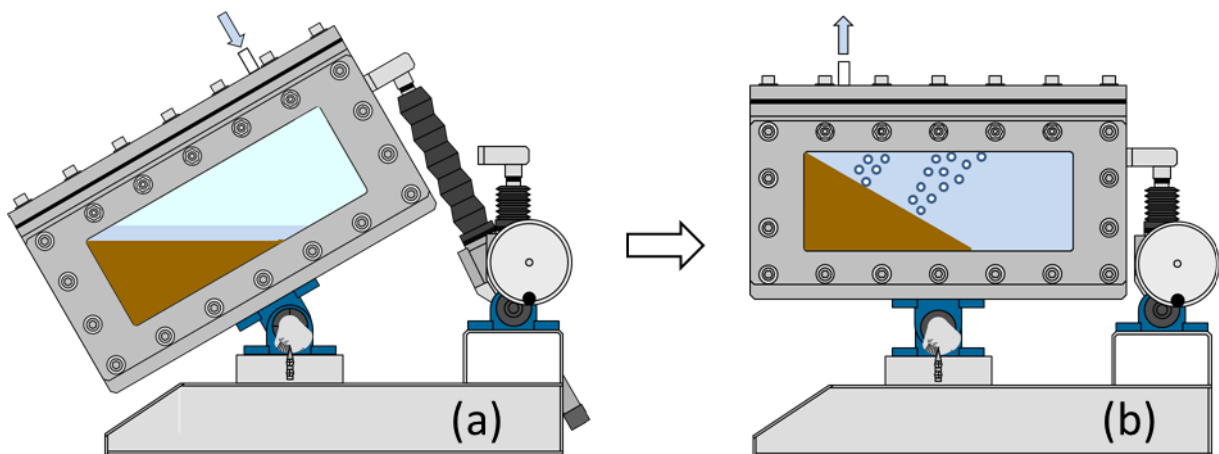


図-15 模型斜面崩壊実験方法：(a) 試料堆積時，(b) 減圧時

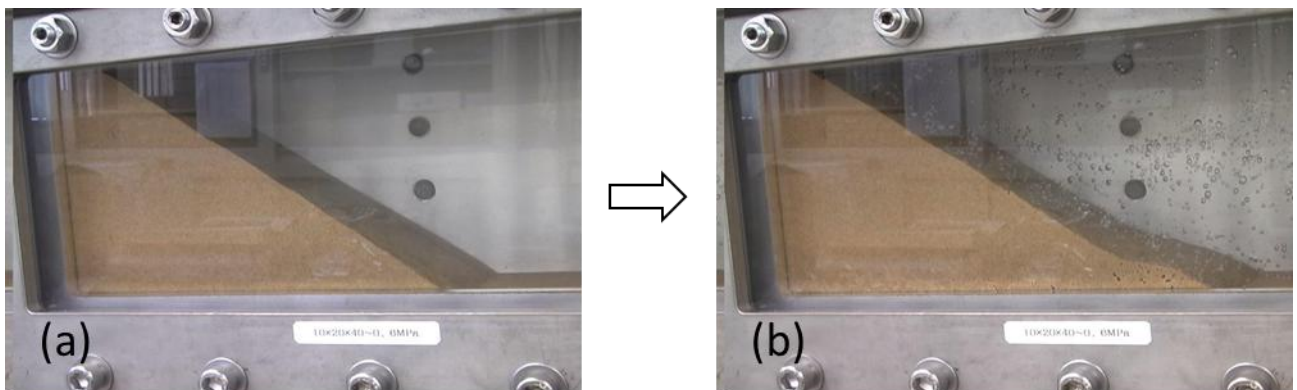


写真-3 Test-4 での減圧前後の様子：(a) 減圧前，(b) 減圧後

7. 結論

- (1) 船上試験結果において、ハイドレートが存在している領域の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およびバイカル湖で採取した試料は、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。
- (5) 高圧条件である海底地盤での試料採取から船上試験に至るまでの応力条件を、耐圧土槽を用いて室内再現実験を行なった結果、船上試験結果と同様の結果となり背圧を除荷することにより溶存ガスが気化し強度が低下することが確認できた。
- (6) 模型斜面崩壊実験により、安息角程度においては溶存ガスの急激な気化によって斜面表層部に崩壊が発生したが、砂質土では透水（気）性が高いため、大きな斜面崩壊には至らなかった。

謝辞：オホーツク海およびバイカル湖調査において、北見工業大学大学院 出羽君および乗船研究者各位にご協力をいただいた。また、室内実験において本学卒業生 大澤将秀君と4年生 三浦竜司君に協力をいただいた。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, 八久保晶弘, 南尚嗣, 庄子仁：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, 地盤工学会北海道支部技術報告集第51号, pp159-168, 2011
- 3) 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

北見工業大学大学院 学生会員 ○出羽 寛信
 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 正会員 川口 貴之

1. はじめに

ガスハイドレートは低温高圧の条件下で水分子が作るかご構造の中に主としてメタンを閉じ込めた固体状の物質であり、メタンハイドレートとも呼ばれる。ガスハイドレートの存在領域は極域の永久凍土分布域や水深 250m 以深の海底・湖底堆積物中である。ガスハイドレート 1m³ を分解させると (0°C、1atm) 160 から 170m³ ものメタンガスを取り出すことができる。このメタンガスは天然ガスの主成分であることから、天然ガスと同様の次世代のエネルギー資源として、商業化に向けた研究・開発が進められている。2007 年と 2008 年にカナダのマッケンジーデルタにおいて、ガスハイドレート陸上産出試験を行いメタンガス生産が実施された。また日本周辺海域においては東部南海トラフでガスハイドレートの存在領域を示す BSR(Bottom Simulating Reflector)が広く分布していることから海洋産出試験の実施が予定されている¹⁾。このためガスハイドレートは資源小国である日本の今後のエネルギー資源としての期待が高まっている。

一方で、メタンガスは二酸化炭素の 20 倍もの温室効果をもつガスである。また、海底面表層付近のガスハイドレートは小規模な温度・圧力の低下により分解される環境にもある。このため海水温上昇や資源開発などにより、メタンガスの漏洩、またハイドレートの分解による地盤支持力の低下によって地盤が不安定化し、海底地滑りを引き起こす可能性がある。したがって、海底面表層付近の地盤の安定性を評価するには堆積土の力学特性を明らかにする必要がある。そこで著者らはこれまで、ガスハイドレート集積域であるバイカル湖やオホーツク海サハリン沖において、湖底、海底堆積土の採取を行い、その土質特性を明らかにしてきた²⁾³⁾。図-1 はガスハイドレート賦存地盤である湖底・海底から堆積土を採取する状況を現した概略図である。高水圧条件にある湖底、海底にコアラーを貫入させ、堆積土が入ったコアラーを船上に引き上げる際に、水圧の低下により堆積土中の間隙水に溶存していたガスが気化し試料に乱れが生じた。そのため、採取した試料の強度が低くなる。したがって、ガスハイドレート集積域から採取した試料では採取時の応力解放によって試料に乱れが生じ、正確な湖底、海底堆積土の力学特性を評価できないことがわかった。そこで、応力解放に伴う採取試料の乱れの評価を行うために、

高圧条件である湖底、海底地盤での試料採取から室内試験に至るまでの応力条件を再現した実験を行い、間隙水溶存ガスの気化に伴う試料の強度変化を調べた。

2. 再現実験

2.1 試験装置・試料

高圧条件である湖底、海底地盤の堆積土採取から室内試験に至るまでの応力条件を再現した実験を行うために、ベンダーエレメント付き予圧密装置を用いた。試験装置の概

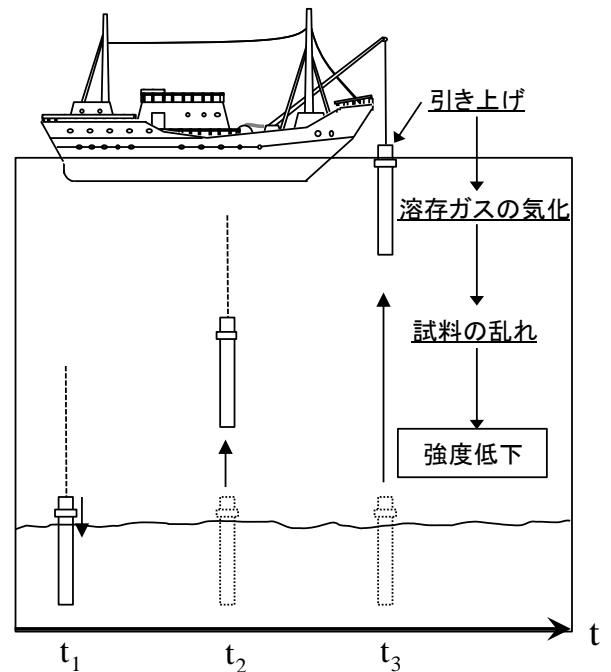


図-1 ガスハイドレート賦存地盤での堆積土採取の概略図

略図を図-2に示す。圧密容器の寸法は、内径 70mm、高さ 330mm である。応力解放時のガスの気化による試料の乱れを確認するため、アクリル製の圧密容器を用いた。圧密圧力（鉛直応力）はペロフラムシリンダーにより载荷され、鉛直荷重はロードセルにより測定される。鉛直変位は载荷ロードに取り付けたダイヤルゲージにより測定される。予圧密容器上部と下部には圧力計が取り付けられており、予圧密容器内部の圧力を測定できるようになっている。

また、装置には背圧およびガス溶存水循環のため、耐圧容器 3 個を用意した。上方にそれぞれ脱気水およびガス溶存水供給用を設置し、下方には試料に背圧を加えるための耐圧容器を設置した。上方と下方の耐圧容器の水頭差は約 2m でガス溶存水を試料に循環できる構造となっている。

試料は 2005 年と 2006 年にバイカル湖の Kukuy 領域で採取した試料²⁾を混合したものである（土粒子の密度 $\rho_s=2.720\text{g/cm}^3$ 、液性限界 $w_L=70.08\%$ 、塑性指数 $I_p=41.9$ ）。この試料の粒径加積曲線を図-3に示す。試料を圧密時の初期含水比を液性限界の 1.6 倍となるよう蒸留水を加えスラリー状にし、攪拌容器内で真空に近い状態で約 24 時間程度攪拌し、準備した。また、間隙水に溶存させるガスは二酸化炭素（ CO_2 ）を使用した。これは、ガスハイドレート集積域の堆積土に含まれるガス成分は主にメタンガス（ CH_4 ）であるが、 CH_4 と同程度の溶存度とする場合、低背圧での試験が可能のため、二酸化炭素を用いた。なお、水深 1000m、水温 4°C の CH_4 の溶解度は、室温 20°C 、圧力 500kPa での CO_2 の溶解度と同程度である。

2.2 ガス溶存実験

ここで、再現実験を行う前にどの程度の時間で脱気水に CO_2 が溶存し、また圧力開放によりどの程度ガスが気化するかを確認するために予備実験を行った。図-4は予備実験で用いた実験装置の概略図である。使用した耐圧容器の容積は約 2100cm^3 で、耐圧容器内に注水した脱気水は約 1000cm^3 である。 CO_2 ガスボンベにはレギュレータが付いており、加圧量を調節できるようになっている。また、気化ガスを測定するため、乾式ガスメータを使用した。ガスメータには温度計が付いており、周囲の温度測定が可能である。

加圧期間による溶存量の違いを調べるために、脱気水の入った耐圧容器内にガスボンベにより 500kPa の圧力で、室温 22°C から 23°C の間で、1 日か

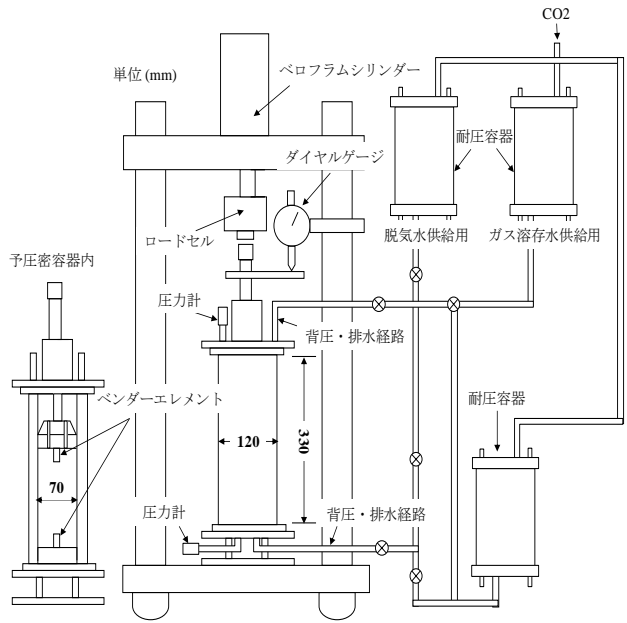


図-2 予圧密装置の概略図

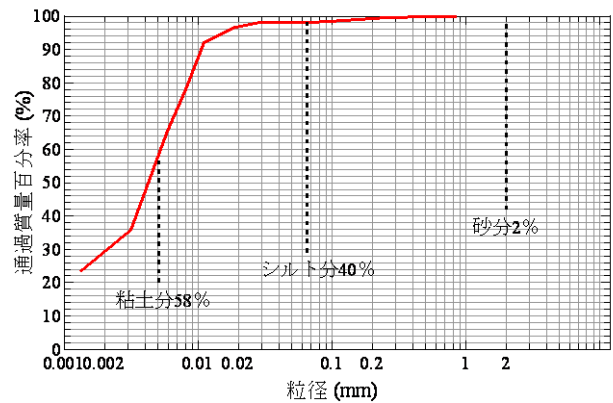


図-3 バイカル混合試料の粒径加積曲線

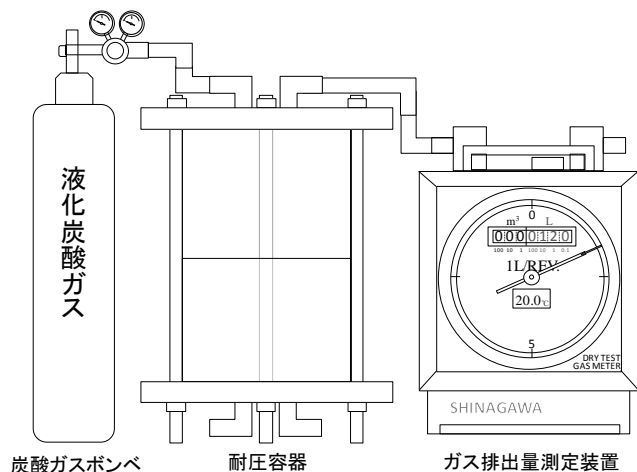


図-4 予備実験に用いた装置の概略図

ら8日間それぞれ脱気水にCO₂を溶存させた。そして脱気水に溶存したCO₂を大気圧まで気化させることにより、加圧期間の違いによる溶存水の気化ガス量を測定した。この際、ガスメータの計測針が静止するまで測定を行った。この実験結果を図-5に示す。各加圧期間に対する気化ガス量の近似線の傾きがほぼ水平になっており、各加圧期間による気化ガス量の大きな違いは見られない。また各加圧期間の温度はほぼ一定になっているので、温度による気化ガス量への影響はないと言える。以上より、約24時間脱気水にCO₂ガスを加圧することにより気化ガス量が一定になることがわかった。

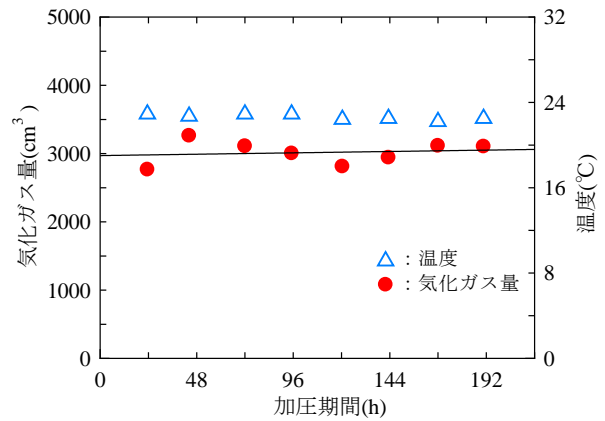


図-5 気化ガス量と加圧期間の関係

次に、加圧力の違いによる気化ガス量の測定を行った。加圧期間を約2日間とし、加圧力を100から500kPaの5段階で、上記と同様な手順で実験を行った。この実験結果を図-6に示す。図に示すCO₂理想排出量は、理科年表より気体の水に対する溶解度から完全に飽和したと仮定した場合に、一定量の水に対して各圧力において大気圧まで圧力を減圧させたときの気化ガス量である（理想排出量=各圧力での飽和溶存量-1気圧での飽和溶存量）。100kPaの加圧力では理想排出量の2割程度の気化ガス量であったが、200, 300kPaでは6割程度の気化ガス量となり、400, 500kPaでは約7割の気化ガス量であった。各圧力における温度はほぼ一定となっているので、温度による気化ガス量への影響はないと言える。これらの実験から、脱気水にCO₂ガス圧を加えても完全に飽和しないが、加圧力が高いほど飽和度は高くなることがわかった。

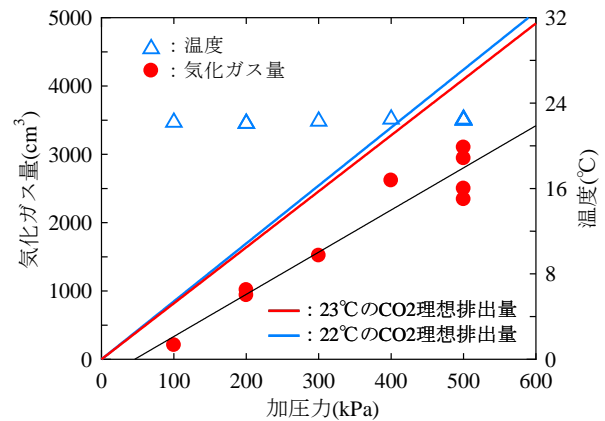


図-6 気化ガス量と加圧力の関係

表-1 試験条件

試験条件	最終圧密圧力 (kPa)	背圧 (kPa)	背圧除荷時の圧密圧力 (kPa)
1	100	500	20
2	100	500,300,100	100
3	100	500,300,100	20

2.3 試験方法

2.1で攪拌した試料を予圧密容器内に流し込み、表-1に示す各試験条件で再現実験を行った。図-7は各試験条件の流れを示したものである。すべての試験において各圧密段階（20,50,100kPa）で24時間圧密を行った。すべての試験において圧密圧力20kPa終了後、背圧を加えている。試験条件1では空気圧を介して背圧を500kPa加えているが、試験条件2と3ではCO₂ポンベ圧を介して背圧を加えている。また、ガス溶存度の違いによる試料への乱れの影響も調べるため、背圧を100, 300, 500kPaの3条件で試験を行っている。

最終段階の圧密圧力（100kPa）終了後、試験条件1は脱気水を試料に通水させ、試験条件2と3ではそれぞれ背圧と等しい圧力でCO₂を溶存させたガス溶存水を通水させている。また、すべての試験条件

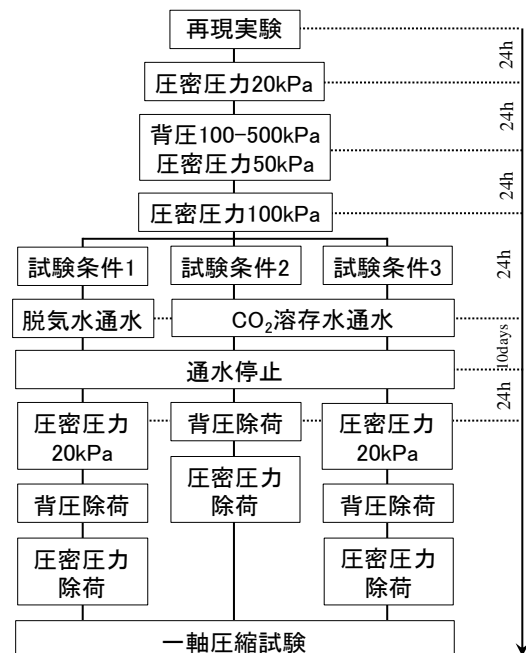


図-7 各試験条件の流れ

において約 10 日間試料に通水を行っている。この 10 日間の通水量は圧密後の供試体と同程度の体積である。

試験条件 2 と 3 の違いは、試験条件 2 では最終段階の圧密圧力の状態で背圧を除荷し後に鉛直応力を除いているが、試験条件 3 では、圧密圧力を 20kPa まで低下させた後に背圧を除荷している。したがって、試験条件 3 の方が試験条件 2 よりも応力解放(背圧除荷) 時の鉛直応力が低いので、試料の乱れが生じやすいと言える。

圧密試験終了後、試験装置を解体し取り出した試料を用いて一軸圧縮試験(直径 50mm, 高さ 100mm, 載荷速度 1mm/min)を行った。

3. 試験結果および考察

図-8は減圧直前でのせん断波速度と含水比の関係を示したものである。多少含水比のばらつきが見られるが、各試験条件、背圧によらずせん断波速度の大きな違いは見られない。したがって、どの条件でも背圧除荷前の状態は等しいものと考えられる。

次に、図-9は各条件で圧密した試料で行った一軸圧縮試験での応力ひずみ曲線を示したものである。図-10は一軸圧縮強さと圧密時の背圧の関係、図 11は一軸圧縮強さと含水比の関係を示したものである。ガス溶存水を通水させた試験条件 2 および 3 の強度は、含水比にばらつきがあるものの、ガス溶存水を通水させていない試験条件 1 の強度に比べ低い傾向にあり、試験条件 2 および 3 の強度は背圧が大きくなるほど低下している。また、試験条件 2 と 3 で行った背圧 100kPa の試験では、2.3 で行った実験により CO₂ の溶存度が低かったため、試験条件 1 と同程度か、わずかに低い強度となった。

また、写真-1は試験条件 1, 3(背圧 500kPa)での試験装置解体後の供試体を示したものである。ガス溶存水を通水していない試験条件 1 に比べ、ガス溶存水を通水した試験条件 3 では、応力解放による間隙水溶存ガスの気化により試料に亀裂が生じ、試料が乱れている様子が見られる。背圧 100kPa での試験条件 2 と 3 では CO₂ の溶存度が低かったため、外見上では、試料の乱れを確認できなかった。

図-12は変形係数と背圧の関係を示したものである。背圧 100kPa での試験条件 2 と 3 の変形係数の値は CO₂ の溶存度が低いことからばらつきが見られるが、300, 500kPa では溶存度の増加に伴い、応力解放による間隙水溶存ガスの気化の影響を受け変形係数の値も低くなっているのがわかる。このように、ガ

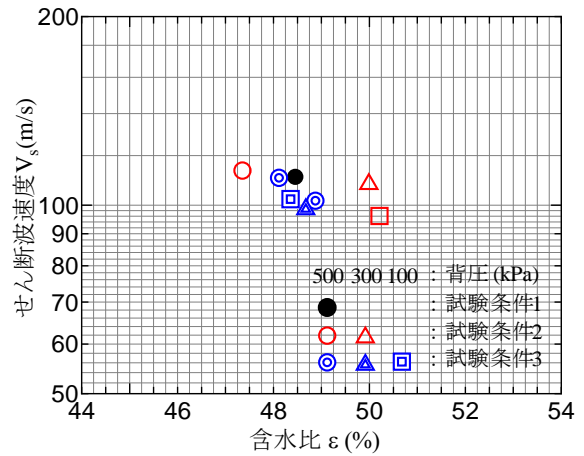


図-8 減圧前のせん断波速度と含水比の関係

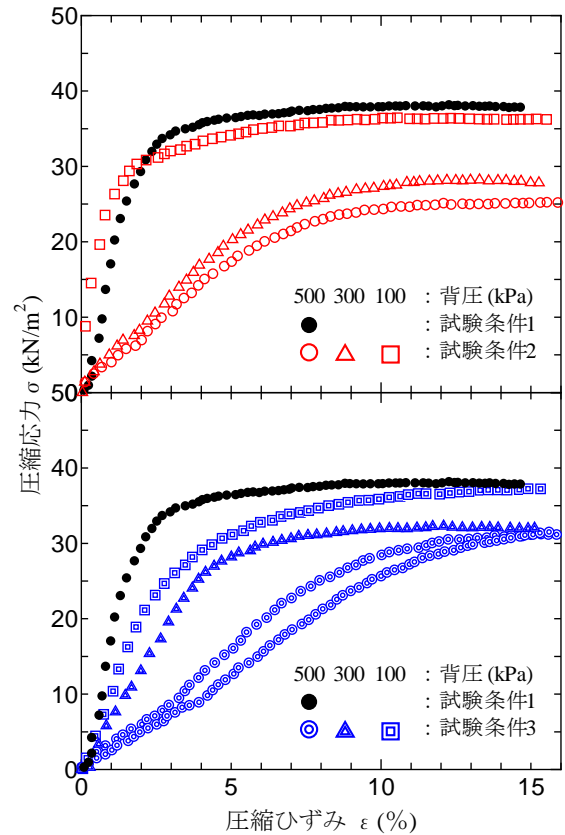


図-9 一軸圧縮試験結果

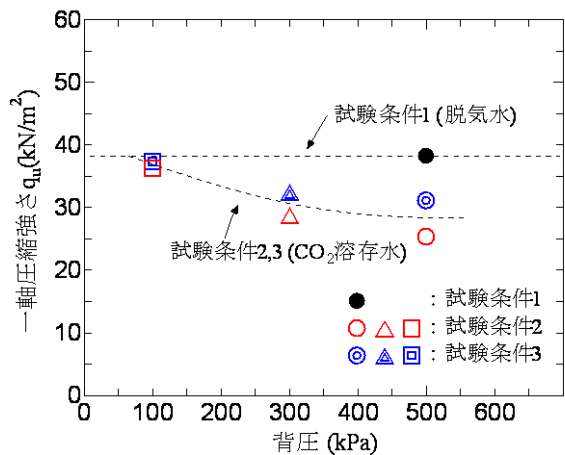


図-10 一軸圧縮強さと背圧の関係

ス溶存水を試料に通水させた試験条件2および3では背圧除荷時の間隙水溶存ガスの気化により、試料が乱れ強度が低下し、間隙水中のCO₂の溶存度が高いほど試料の乱れが大きくなり強度が低下することを確認できた。しかし、最終圧密圧力で背圧を除荷した試験条件2と、背圧除荷時の鉛直応力が低い試験条件3との明確な違いはこれらの結果からは認められなかった。

図-13は各試験条件の背圧500kPaにおける減圧時の鉛直荷重と背圧、軸変位の時刻歴を示したものである。どの試験条件においても、背圧および鉛直荷重の減圧時には変位が認められない。しかし、試験条件3では背圧および鉛直荷重を除荷した後に、間隙水溶存ガスの気化により試料に亀裂が生じ、変位量が増加しているのがわかる。試験条件2は途中で計測を止めてしまっているが、試験条件3と同様に背圧、鉛直応力除荷後に試料に亀裂が生じ、試料の乱れを確認できた。このように、試験条件によらず試料の乱れは、背圧と鉛直荷重を除荷した後に生じているため、試験条件2と3による強度の違いは認められなかったものと考えられる。このことから、減圧時の軸変位が生じにくかったのは、図-3で示したように、用いた試料の粘土分が多かったため粘着成分の発揮により、試料の乱れに時間を要したためであると考えられる。

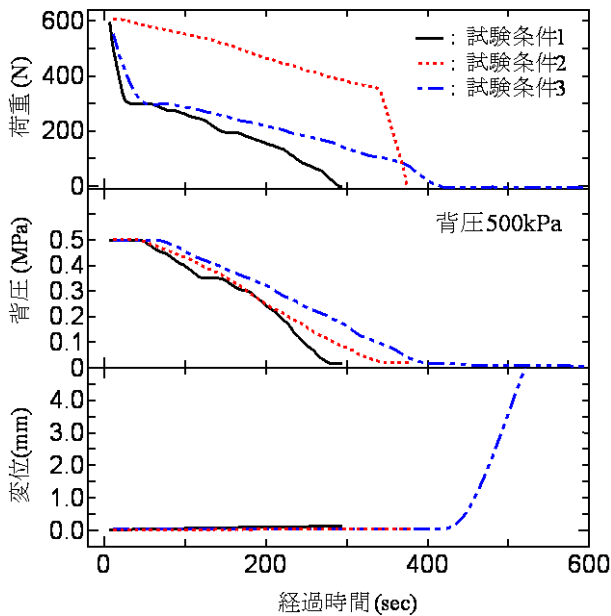


図-13 減圧時の鉛直応力、背圧、軸変位の時刻歴

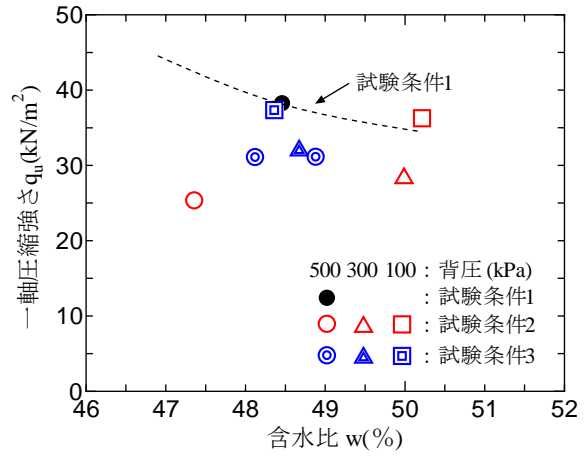


図-11 一軸圧縮強さと含水比の関係

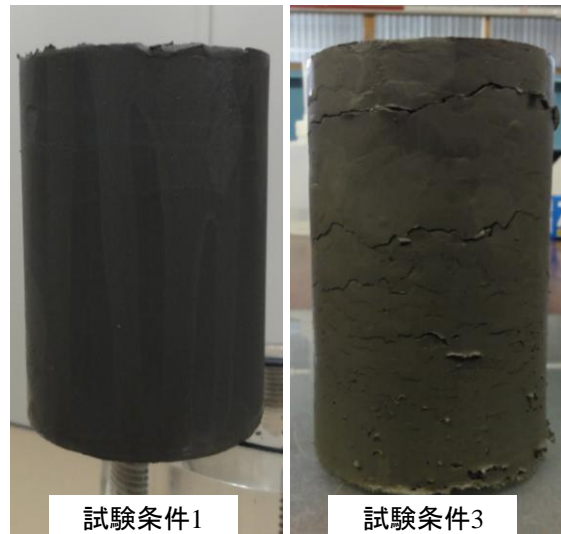


写真-1 試験装置解体後の供試体

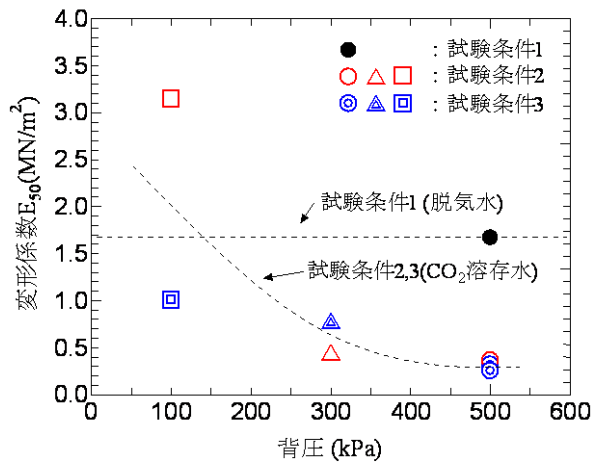


図-12 変形係数と背圧の関係

4. 結論

- (1) ガス溶存実験において、CO₂ガスボンベ圧により脱気水へ溶存させるのに約 24 時間程度で溶存量が定常状態になる。しかし、加圧力の違いによって減圧時の気化量は変化し、大気圧まで減圧させ気化させると、100kPa の加圧力による気化ガス量は、その理想飽和排出量の 2 割程度になり、200kPa から 500kPa の加圧力では理想排出量の 6 割から 7 割程度の排出量になる。
- (2) 高圧条件である湖底、海底地盤での試料採取から室内試験に至るまでの応力条件を再現した実験を行った結果、ガス溶存水を通水させた試料は応力解放時の間隙水溶存ガスの気化により、強度の低下が認められ、ガスの溶存度が高くなるほど試料の乱れは大きくなり、強度は低くなる。
- (3) 試料の乱れは減圧直後に生じないため、背圧除荷時の鉛直応力の違いによる試料の乱れの影響は見られなかった。

謝辞：本研究を進めていくにあたり、本学卒業生 大沢将秀君と 4 年生 金山和貴君に協力をいただいた。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)メタンハイドレート資源開発研究コンソーシアムホームページ：<http://www.mh21japan.gr.jp/>
- 2) 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.
- 3) 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

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

1. はじめに

土壤汚染対策法が施行された平成 15 年以降、現場において地盤汚染の浄化目標値として、環境基準値を採用する「基準設計」的な対応がとられてきた。そして、平成 22 年 4 月に土壤汚染対策法の一部を改正する法律（以下、改正土対法）が施行され、人の健康被害への影響防止の観点から、改正前は対象外とされていた「自然的原因」による有害物質が含まれる土壤についても法の対象となった。

一方、国土交通省などでは、土壤汚染対策法の施行に伴い「建設工事で遭遇する地盤汚染対応マニュアル（暫定版）」¹⁾を発刊し、改正土対法の施行前に「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)」²⁾（以下、マニュアル）を公開した。このマニュアルには、汚染への新たな対応の枠組みとして、米国における RBCA（Risk-Based Corrective Action）³⁾に代表されるような「性能設計」的な考え方による対応を行い、人の健康及び環境への負の影響がどの程度解消されるのかを定量化するサイト概念モデルに基づくリスク評価による設計手法が示された。この手法を導入することにより、対策の効果をリスクの低減という観点で評価できるため、対策の妥当性が明らかにできるとともに、最も効率的な対策の方法を選択することができるようになるものである。

本研究では、高精度化したリスク評価モデルの提案、リスク評価・対策選定マニュアルの作成を目的に、溶出リスク決定要因の検討を行うため、北海道内の道路建設現場をモデルケースとして、重金属リスク評価モデルを構築し、既存解析コードを用いて入力パラメータの感度解析を実施した。本報告では、この検討結果について報告する。

2. 検討方法

2.1 モデル現場とリスク評価モデル

本検討で対象とした道路建設現場は、北海道内の一般国道をバイパスする地域高規格道路であり、工事区間のトンネル掘削ずりを本線道路盛土材として利用する計画となっている。

トンネル地山は、トンネル起点側に新第三紀の硬質泥岩と破碎質泥岩、終点側に第四紀の火砕流堆積物が分布している。過年度に現場で実施した調査結果によれば、起点側に分布する泥岩からは土壤環境基準（0.01mg/L）を超過するヒ素溶出量が検出されており、確認されたヒ素溶出量は最大で 0.063mg/L であった。

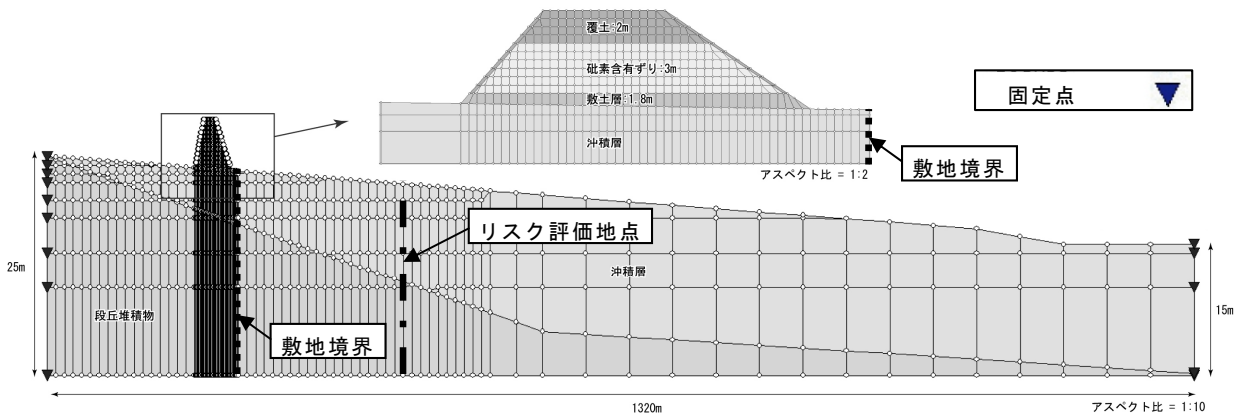


図-1 モデル現場の要素分割および材質区分図⁴⁾

Risk based assessment for natural heavy metals using by 2-D advection-dispersion analysis

Shuichi TAMOTO, Yoshihiko ITO (Civil Engineering Research Institute for Cold Region, PWRI)

モデル現場の要素分割及び材質区分図を図-1に、リスク評価モデルを構築するに当たりモデル化に用いた入力パラメータ及び境界条件を表-1に、それぞれ示す。

2.2 解析条件

2.1で構築したリスク評価モデルを用いて移流分散解析による入力パラメータの感度解析を行った。移流分散解析には、Dtransu-2D/EL⁵⁾を用いた。表-2に解析条件一覧を示す。感度解析を進める上で以下の5点に着目して入力パラメータを変化させた。

- ・汚染源からの重金属の溶出傾向 (CASE1~4)
- ・汚染源下部原地盤の吸着性能 (CASE5~10)
- ・汚染源下部及び原地盤不飽和帯の透水係数の範囲 (CASE11・12)
- ・飽和帯中の物質輸送に係わる地盤特性 (CASE13~16)
- ・地下水流動場の違いによる影響 (CASE17)

ただし、地盤の吸着効果を考慮することで、リスク評価地点における汚染物質の応答が困難となる可能性があるため、CASE5~10を除き遅延係数を1とした。

解析の評価は、敷地境界、ないしはリスク評価地点におけるヒ素濃度の応答により行った。

3. 検討結果

3.1 発生源濃度と発生負荷量 (評価方法の影響)

計算結果を表-3に示す。汚染物質が検出されたのは全CASEとも敷地境界で1年後、評価地点で5年後であり、検出までの時間にCASE毎の差異は認められない。また、100年以内では、CASE1~3では敷地境界で基準値を超過した。CASE2~3では、評価地点で基準値が超過し、CASE4では敷地境界、評価地点とも100年以内では基準値は超過しなかった。

本モデルでは、CASE3(連続バッチ試験)、2(公定法最大濃度)、1(56日溶出試験)、4(カラム試験)の順で、安全側から危険側に評価していることとなり、評価地点における対策が必要となるのはCASE2と3の評価法による場合である。重金属をどの分析法で評価するかにより、対策の有無や内容が異なってくる可能性があることが判明した。

溶出負荷量比とリスク評価地点における濃度比 (CASE1との相対比)を図-2に示す。ヒ素濃度が最も低いのはCASE4(カラム試験)であり、以下、CASE1、CASE2、CASE3の順となる。この傾向はピーク負荷量比の傾向とも一致した。

表-1 入力パラメータおよび境界条件⁴⁾

<物性値> 設定区分	透水係数 (cm/s)	有効間隙率 (%)	比貯留係数 (l/m)	備考
沖積層	5×10^{-3}	15	1×10^{-4}	透水係数はキャリプレート値
段丘堆積物	3×10^{-4}	35	1×10^{-4}	
砒素含有ずり	1×10^{-2}	15	1×10^{-4}	
敷土	1×10^{-3}	15	1×10^{-4}	
覆土	1×10^{-3}	15	1×10^{-4}	
<境界条件> 設定位置		設定値		備考
河川側方境界	固定水頭 T.P.+178m			キャリプレート値 (年平均降水量の5%)
地表部	降雨浸透量 43mm/year			
モデル下部	不透水境界			
山地側方境界	固定水頭 T.P.+185m			

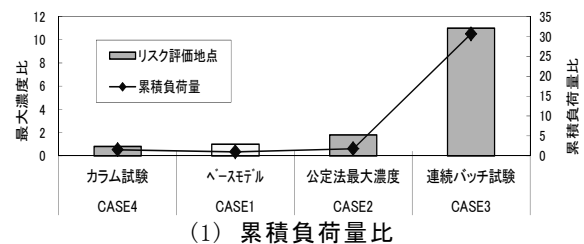
表-2 解析条件一覧

case	入力パラメータの設定条件	解析条件概要		
		発生源濃度	56日溶出試験	
1	・0-56日:0.023~0.035mg/L(直線的に増加) ・56-36500日:0.035mg/L	発生源濃度	公定法の最大濃度	
2	0.063mg/Lを100年間一定	発生負荷量 (溶質量)	連続バッチ試験	
3	ずり100m3あたり102.08g		カラム試験	
4	・0-24,000日:累積溶質負荷量約5g ・24001-36500日:累積溶質負荷量約2g		敷土・覆土及び原地盤 の遅延係数	4100
5	R=4100			1000
6	R=1000	270		
7	R=270	100		
8	R=100	50		
9	R=50	10		
10	R=10	1/10倍		
11	岩ずり:1×10 ⁻³ 敷土:1×10 ⁻⁴ 覆土:1×10 ⁻⁴	敷土・覆土の透水係数		1/50倍
12	岩ずり:2×10 ⁻⁴ 敷土:2×10 ⁻⁵ 覆土:2×10 ⁻⁵	原地盤の分散長		2倍
13	縦方向分散長:12m 横方向分散長:1.2m			1/2倍
14	縦方向分散長:3m 横方向分散長:0.3m	原地盤の有効間隙率	0.1	
15	有効間隙率 沖積層:0.25 段丘堆積物:0.45		-0.1	
16	有効間隙率 沖積層:0.05 段丘堆積物:0.25	動水勾配	山地側地下水	
17	山地側地下水2m上昇、地下水供給量19m ³ /年→35m ³ /年			

表-3 計算結果一覧⁴⁾

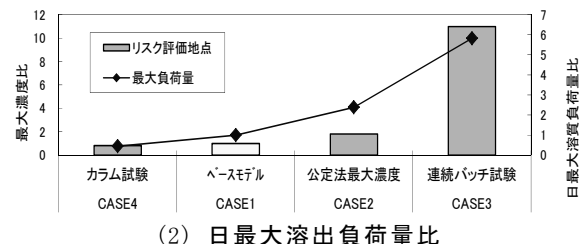
CASE No.	試験	ピーク時の砒素濃度 [mg/L]		汚染物質が検出された 時間[年]		時間差 [年]	基準値超過となる時間 [年]	
		評価地点	敷地境界	評価地点	敷地境界		評価地点	敷地境界
1	56日溶出試験	0.008	0.011	5	1	4	-	10
2	公定法最大濃度	0.015	0.020	5	1	4	20	2
3	連続バッチ試験	0.091	0.124	5	1	4	5	1
4	カラム試験	0.007	0.009	5	1	4	-	-

CASE11に対する累積負荷量比



(1) 累積負荷量比

CASE11に対する日最大溶出負荷量比



(2) 日最大溶出負荷量比

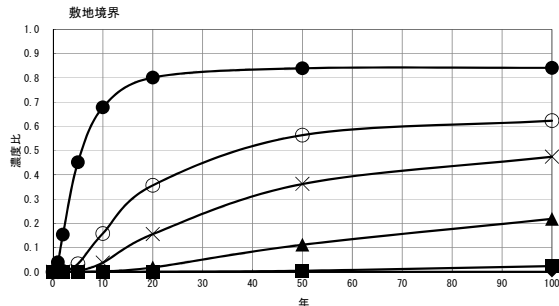
図-2 溶出負荷量比とリスク評価地点における濃度比⁴⁾
(CASE1との相対比)

3.2 敷土・覆土および原地盤の遅延係数（吸着性能の影響）

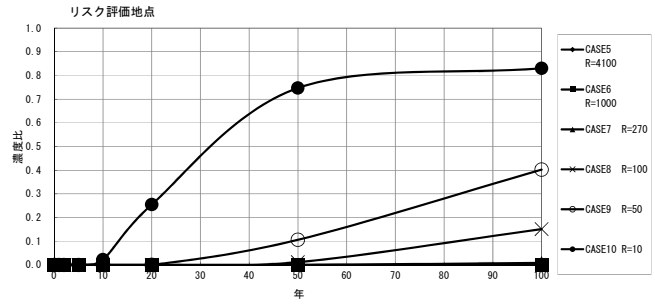
敷土・覆土及び原地盤の遅延係数を変化させた場合の計算結果の一覧を表-4に、CASE1との濃度比の時系列変化を図-3に、それぞれ示す。汚染物質がリスク評価地点に到達するのは遅延係数が100以下の場合、敷地境界に到達するのは遅延係数が270以下の場合となっている。最も遅延係数の小さい場合（R=10）は、およそ20年後にはベースモデルとの濃度比が0.8~0.9の間ではほぼ一定の濃度となっている。

表-4 計算結果一覧⁴⁾

CASE No.	遅延係数	t=0時のヒ素濃度 [mg/L]		汚染物質が検出された時間 [年]		時間差 [年]		基準値超過となる時間 [年]	
		評価地点	敷地境界	評価地点	敷地境界	評価地点	敷地境界	評価地点	敷地境界
5	R=4100	<0.001	<0.001	-	-	-	-	-	-
6	R=1000	<0.001	<0.001	-	-	-	-	-	-
7	R=270	<0.001	0.002	-	50	-	-	-	-
8	R=100	0.001	0.005	80	15	65	-	-	-
9	R=50	0.003	0.007	50	10	40	-	-	-
10	R=10	0.007	0.009	15	2	13	-	-	-
1 (基本ケース)	R=1	0.008	0.011	-	-	-	-	-	10



(1) 敷地境界

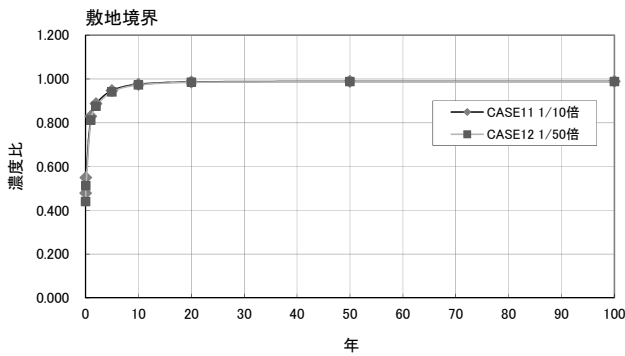


(2) リスク評価地点

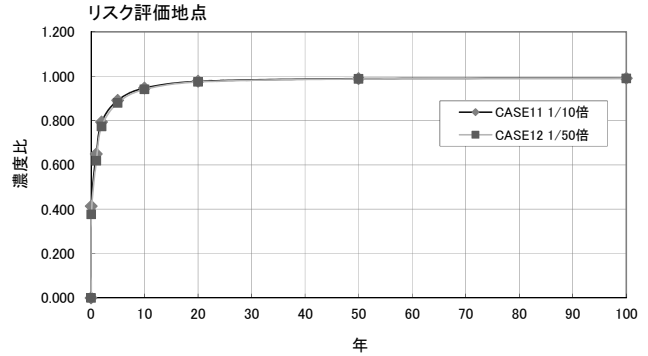
図-3 CASE1との濃度比の時系列変化⁴⁾（遅延係数を変化させた場合）

3.3 敷土・覆土の透水係数

敷土・覆土の透水係数を変化させた場合のCASE1との濃度比の時系列変化を図-4に示す。同図に示すように、盛土部の透水性を小さくすることで初期の10年程度はヒ素濃度が低くできるが、100年スパンでのヒ素濃度を見た場合には明瞭な差異は認められない。



(1) 敷地境界



(2) リスク評価地点

図-4 CASE1との濃度比の時系列変化⁴⁾（敷土・覆土の透水係数を変化させた場合）

3.4 原地盤の分散長（飽和帯中の地盤特性の影響）

分散長を変化させたときのリスク評価地点の濃度変化を図-5、有効間隙率を変化させたときのリスク評価地点の濃度変化を図-6に、100年後のヒ素濃度分布比較図を図-7に、それぞれ示す。

図-5を見ると、分散長を小さくするとリスク評価地点での濃度がやや高くなり、大きくすると濃度がやや低くなる傾向が見られる。図-7より100年後の濃度分布をCASE1と低分散長のCASE14で比べると、低分散長CASEのほうの下流側には溶質プルームが伸びているが、鉛直方向への広がりはやや小さくなっている。

一方、図-6を見ると、有効間隙率を小さくするとリスク評価地点での濃度がやや高くなり、大きくするとやや低くなる傾向が認められる。また、小さくすると溶質の到達時間がやや早くなる。100年後の濃度分布をCASE1と低有効間隙率のCASE16で比べると、CASE1よりも地下水の下流側に溶質プルームが伸びて

いる。

以上より、分散長や有効間隙率を変化させることによって、リスク評価地点における地下水中のヒ素濃度も変化するが、その変化幅は小さい。

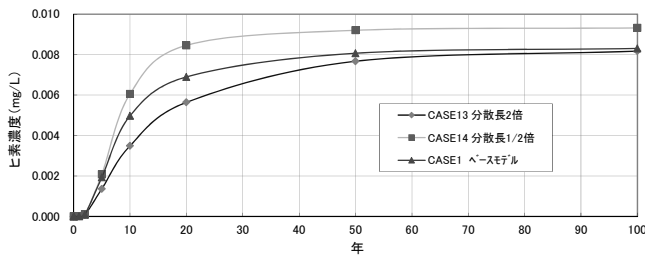


図-5 リスク評価地点の濃度⁴⁾
(分散長を変化させた場合)

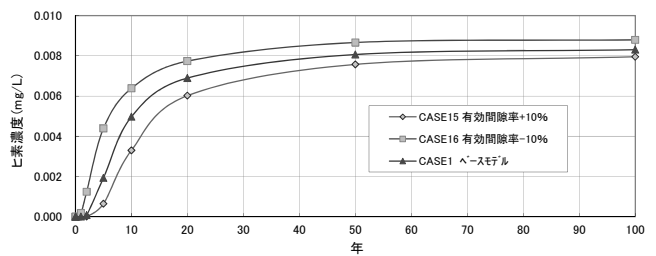


図-6 リスク評価地点の濃度⁴⁾
(有効間隙率を変化させた場合)

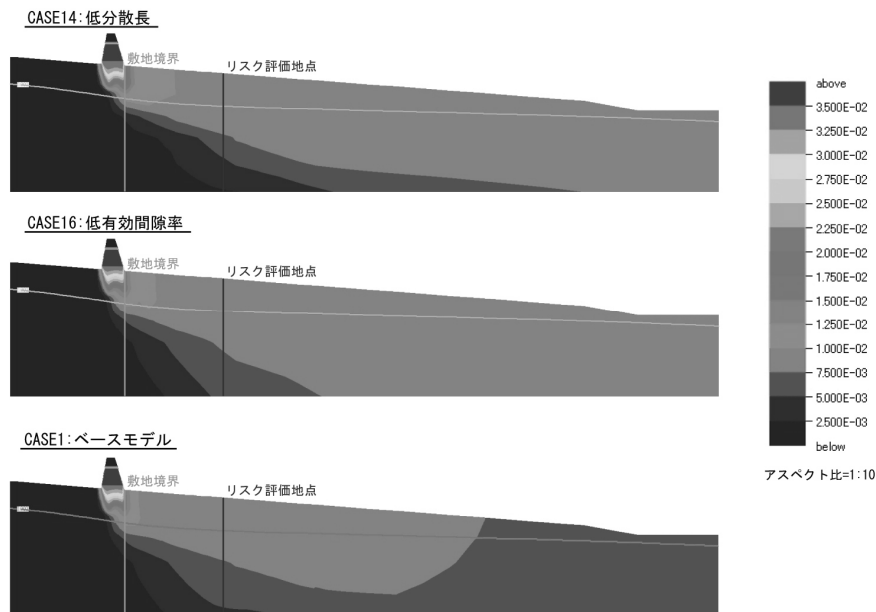
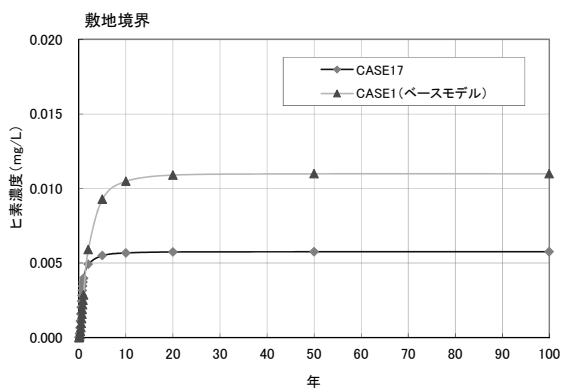


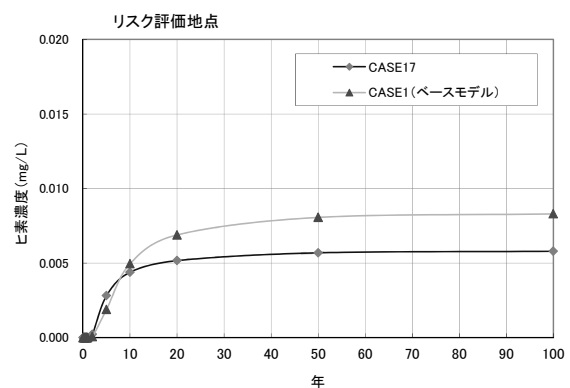
図-7 100年後のヒ素濃度分布比較図⁴⁾

3.5 地下水の動水勾配（流動場の違いによる影響）

敷地境界とリスク評価地点におけるヒ素濃度の時系列変化を図-8、100年後のヒ素濃度の変化を図-9に示す。図-8より地下水位が高く動水勾配が大きいCASE17では、地下水中のヒ素濃度の上昇は早くなるが、ピークの濃度は低くなる傾向を示す。一方、地下水位が低く動水勾配が小さいCASE1では、地下水中のヒ素濃度の上昇は遅くなるが、ピークの濃度は高くなる傾向を示す。



(1) 敷地境界



(2) リスク評価地点

図-8 ヒ素濃度の時系列変化（動水勾配を変化させた場合）

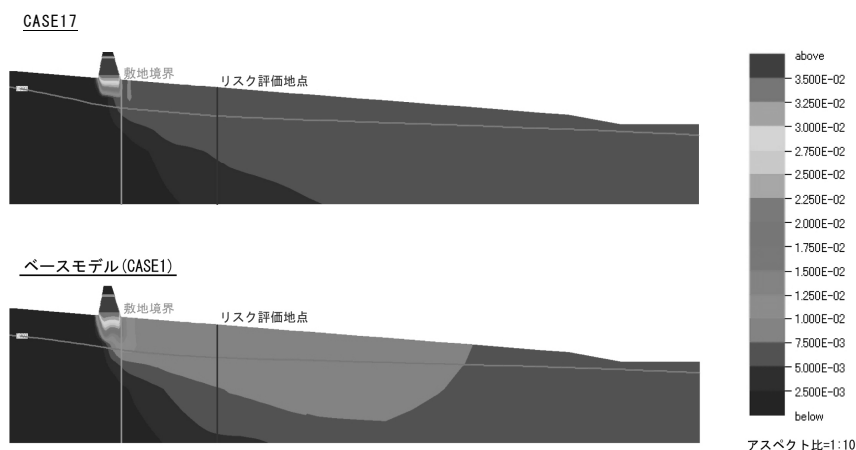


図-9 100年後のヒ素濃度分布比較図（動水勾配を変化させた場合）

図-9より、CASE17では溶質負荷量に対して山地側からの地下水流入量が多く、ヒ素濃度の希釈効果が大きくなるため、CASE1と比較してヒ素濃度も低い濃度で分布している。

これらのように地下水流動場が変化することで、地下水中のヒ素濃度も影響を受けることから、100年間という長期スパンを考えた場合には、水文環境の変化により想定される定常流動場が異なる可能性がある。その場合、サイト概念モデルによるリスク評価で前提としている定常流動場について、再検討を行う必要があるため、事前に流動場の変化を的確に捉えるための地下水位の長期モニタリングが必要である。

4. おわりに

北海道内の道路建設現場をモデルCASEとして、リスク評価モデルを構築し、既存解析コードを用いて入力パラメータの感度解析を実施した結果、以下のことが明らかとなった。

- ・本モデルの検討により、ずり中の重金属をどのような分析法で評価するかにより、対策の有無や内容が異なってくる可能性があることが判明した。具体的には、CASE3(連続バッチ試験)、2(公定法最大濃度)、1(56日溶出試験)、4(カラム試験)の順で安全側から危険側に推移し、評価地点における対策が必要となるのはCASE2と3の評価法による場合である。
- ・当地域の試験値で得られた最小の遅延係数(270)を想定しても、汚染物質はリスク評価地点には100年以内には到達しないと評価される。また、敷地境界の地下水へへの到達にもおよそ50年程度かかると予想される。すなわち、適切な現地発生土を用いた敷土、覆土による遅延の効果は大きく、汚染物質の到達時間を遅らせるとともに濃度低減も期待できる。
- ・汚染源下部及び原地盤不飽和帯の透水係数については、長期スパンで見ると、リスク評価地点及び発生源付近での地下水濃度に明瞭な違いが見られない。
- ・飽和帯中の物質輸送に係わる地盤特性については、分散長や有効間隙率を変化させることによって、リスク評価地点における濃度も変化するが、その変化幅は小さい。
- ・地下水流動場の違いによる影響については、地下水位が高く動水勾配が大きい場合は地下水中のヒ素濃度の上昇は早くなるが、ピークの濃度は低くなる傾向を示す。一方、地下水位が低く動水勾配が小さい場合は地下水中のヒ素濃度の上昇は遅くなるが、ピークの濃度は高くなる傾向を示す。

今後の課題として、モデル現場での実験によりリスク評価精度の向上に向けて検討していく予定である。

<参考文献>

- 1) (独) 土木研究所：建設工事で遭遇する地盤汚染対応マニュアル（暫定版）、土木研究所資料第3903号 2003.7.
- 2) 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：国土交通省 HP、2010.3.
<http://www.mlit.go.jp/sogoseisaku/region/recycle/recyclehou/manual/index.htm>

- 3) American Society for Testing and Materials : Standard Guide for Risk-based Corrective Action Applied at Petroleum Release Sites, ASTM Designation, E 1739- 95, 1996.
- 4) 田本修一、伊東佳彦、阿南修司 : 自然由来重金属対策のためのリスク評価手法を用いた入力要素分析、寒地土木研究所月報、No.702、pp.27-31、2011.11.
- 5) 西垣誠、菱谷智幸、橋本学ほか : 飽和・不飽和領域における物質移動を伴う密度依存地下水流の数値解析手法に関する研究、土木学会論文集、No.511、Ⅲ-30、pp.135-144、1995.

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	川口 貴之
函館工業高等専門学校	正会員	片岡 沙都紀

1. はじめに

岩石の強度が、乾燥状態と湿潤状態とで大きく異なることは古くから知られている。例えば、堀部¹⁾は砂岩を用いて一軸圧縮強度試験、圧裂引張強度試験を行い、水分の増加と共に、一軸圧縮強さ、圧裂引張強さが低下することを報告している。また、大久保ら²⁾は凝灰岩を用いて一軸圧縮試験を行い、湿潤状態の一軸圧縮強さが乾燥状態の半分以下になる場合があることを報告している。このような岩石の強度低下は、亀裂先端における応力腐食によって説明可能であると言われている（例えば Atkinson³⁾）。近年では、奈良らは 2 種類の火成岩⁴⁾と 3 種類の砂岩⁵⁾を用いて、大気環境下での定変位 DT 試験法によるサブクリティカル亀裂進展測定を行い、湿度の上昇に伴って、亀裂進展速度が増大し、応力拡大係数が低下することを報告している。さらに、奈良らは砂岩を用いた実験⁵⁾で、粘土鉱物含有量が多いものほど、応力拡大係数の低下の程度が大きくなることも明らかにしている。

以上のように、様々な種類の岩石において、乾燥状態と湿潤状態とで強度差が発生することが報告されている。しかしながら、例外的に上記のような強度低下が岩石によっては起こらないことも報告されている。筆者らは、過去の研究⁶⁾において、札幌市南区石山で採取されている札幌軟石を用いて一軸圧縮強度試験、圧裂引張強度試験を行った。札幌軟石は溶結凝灰岩で約 35% 程度の高い空隙率を有しており、湿潤状態では空隙中に多量の水分を含むことが可能であるが、それに関わらず、乾燥状態と湿潤状態とで明確な強度差は確認できなかった。札幌軟石はその鉱物組成において、粘土鉱物を含んでいないことから、奈良ら⁴⁾が指摘しているように、岩石の乾燥状態と湿潤状態とで生じる強度差に、粘土鉱物が何らかの影響を及ぼしていることは確かなようである。ただし、奈良ら⁵⁾の研究で用いられている岩石は砂岩のみであり、その他の種類の岩石については、粘土鉱物の影響について検討されていない。また、粘土鉱物含有量の指標としては、X線回折分析のパターンが示されているのみで、含有量に関する定量的な議論はなされていない。

そこで、本研究では、これまでに筆者らが軟岩（一軸圧縮強度が 20MPa 以下の岩石）を中心に実施した、9 種類の岩石試料の強度試験結果を整理して、粘土鉱物含有量が岩石の強度に与える影響について検討することに取り組んだ。粘土鉱物含有量の指標としては、岩石の鉱物組成と密接な係わりを持つことが明らかとなっている比表面積を用いた。

2. 本研究で使用した岩石試料

本研究では、岩石試料として 9 種類の岩石を用いた。このうち、札幌軟石、大谷石、来待砂岩、登別軟石、丸瀬布凝灰岩の 5 種類は、石材店から購入した岩石で、風化作用を受けておらず、新鮮で、建築材料としても利用されているものである。残



図-1 岩石の採取箇所

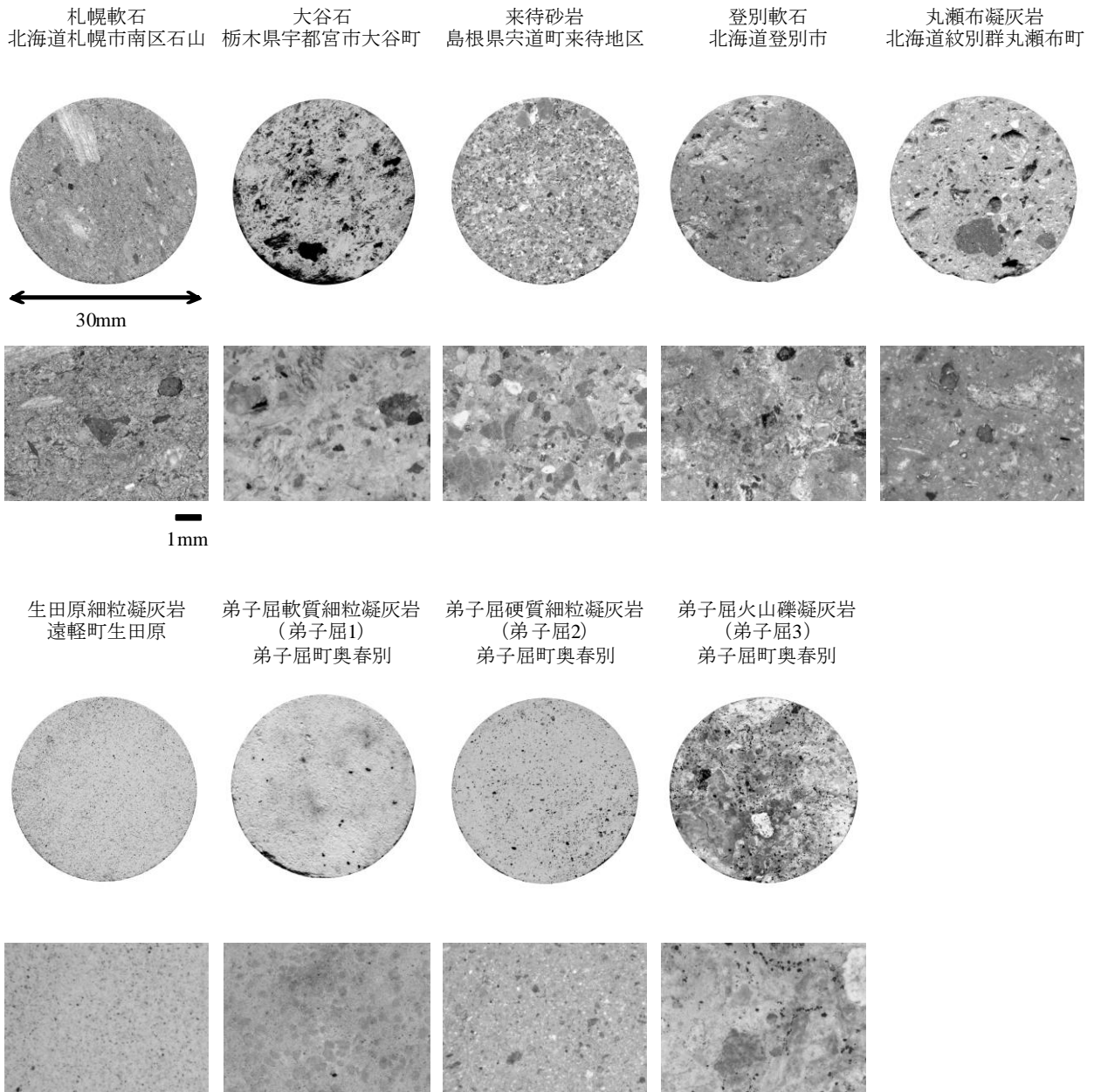


図-2 本研究に用いた9種類の岩石試料の名称と採取場所，円柱供試体の断面写真，顕微鏡写真

りの4種類は北海道北見市近郊の2箇所にて採取した岩石で，図-1にその採取箇所を示す。内訳は1種類が遠軽町生田原南地すべり防止区域で採取した細粒凝灰岩，あとの3種類は弟子屈町奥春別・花苦志辺川中流の露頭で採取した軟質細粒凝灰岩，硬質細粒凝灰岩，火山礫凝灰岩である。以後，これらの4種類の岩石試料の名称は，便宜上，遠軽町生田原で採取した岩石を生田原細粒凝灰岩，弟子屈町奥春別で採取した軟質細粒凝灰岩を弟子屈1，硬質細粒凝灰岩を弟子屈2，火山礫凝灰岩を弟子屈3と記述する。野外で採取した4種類の岩石試料は，凍結融解作用や乾湿繰り返し作用を受けていると考えられるが，どの程度風化しているかは不明である。

図-2には，本研究に用いた9種類の岩石の名称，採取場所，加えて，円柱供試体の断面写真，顕微鏡写真をまとめて示した。

3. 強度試験

本研究では，強度試験として，一軸圧縮強度試験と圧裂引張強度試験を行った。以下にその詳細について示す。

3-1 供試体

本研究で使用した岩石試料は、石材店から購入した5種類の岩石試料と、野外で採取した4種類の岩石試料である。石材店から購入した岩石試料については、購入時から堆積面が把握出来ている。また、実験室への搬入後も目視観察を行い、堆積面の確認を行った。一方、野外で採取した岩石試料では、堆積面を目視等で把握することは困難であった。また、搬入できる量にも限りがあったことから、強度試験に供することができた供試体の個数も、石材店から購入した岩石試料に比べると少ない。

1) 一軸圧縮強度試験

図-3に、石材店から購入した岩石試料における、供試体の採取方法と強度試験の荷重方向を示す。石材店から購入した岩石試料は、図-3に示すように、堆積面に対して垂直にボーリングコアを採取した。供試体は直径30mm、長さ60mmの円柱形となるようにカットおよび整形した。

野外で採取した岩石試料は堆積面が不明であるため、ボーリングコアの採取時に、堆積面を考慮することが出来なかった。供試体は石材店から購入した岩石試料と同様に、直径30mm、長さ60mmの円柱形となるようにカットおよび整形を行ったが、生田原細粒凝灰岩と弟子屈3は採取した岩塊が小さく、十分な長さの供試体を準備することが出来なかった。生田原細粒凝灰岩、弟子屈3の具体的な供試体の長さは平均でそれぞれ43mm、49mmであった。

2) 圧裂引張強度試験

石材店から購入した岩石試料は、図-3に示すように、堆積面に対して平行にボーリングコアを採取した。供試体は直径30mm、長さ20mmの円板形となるようにカットおよび整形した。

野外で採取した岩石試料は堆積面が不明であるため、一軸圧縮強度試験と同様に、ボーリングコアの採取時に、堆積面を考慮することが出来なかった。

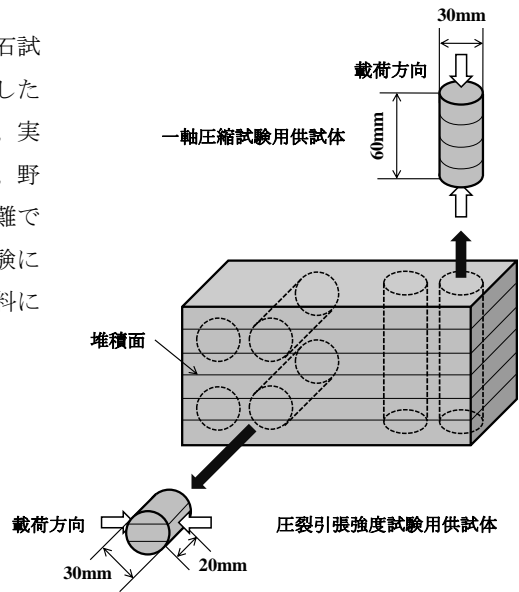


図-3 石材店から購入した供試体の採取方法と強度試験の荷重方向

3-2 供試体の乾燥、湿潤方法

本研究では、乾燥状態と湿潤状態における岩石の強度差に着目している。また、見かけ比重、かさ比重、吸水率、空隙率といった岩石の物性値の算出には、乾燥、湿潤、水中の3つの状態における質量が必要である。岩石試料を乾燥、湿潤させるにはいくつかの方法が考えられるが、岩石が乾湿を繰り返すことによって受ける影響を考慮して、乾燥、湿潤方法は岩石の種類別に定めた。以下にその詳細について岩石の種類別に示す。

1) 札幌軟石、大谷石、来待砂岩、登別軟石、丸瀬布凝灰岩

石材店から購入した岩石試料は、乾湿繰り返し作用の影響を受けづらかった。そこで、乾燥にはオープン、湿潤には真空ポンプを使用して、供試体を強制的に乾燥、湿潤させた。具体的には、乾燥は供試体を100°Cに設定したオープンに24時間入れて質量の変化がなくなるまで行い、湿潤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、数日間放置して質量の変化がなくなるまで行った。このような方法で強制乾燥、湿潤させるため、強度試験に用いられる供試体は、ほぼ絶乾状態及び含水飽和状態である。

また、乾燥、湿潤、水中における質量についても、上記の方法で強制乾燥、湿潤させて計測を行った。

2) 生田原細粒凝灰岩

本研究中、生田原細粒凝灰岩は、乾湿繰り返し作用によって、スレーキング現象を引き起こすことが明らかとなった。乾燥、湿潤は、上記と同様に、オープンと真空ポンプを使用して強制的に行ったが、強度試験に用いられる供試体が乾湿繰り返し履歴を受けないように実験手順を工夫した。乾燥状態の強度試験に用いられる供試体は、供試体作製後から試験を行うまで乾燥しかせず、一度も水分と接触させなかった。同様に、湿潤状態の強度試験に用いられる供試体は、供試体作製後から試験を行うまで常に蒸留水中で養生し、一度も乾燥させなかった。

表-1 岩石試料の基本的な物性値

岩種	吸水率(%)		空隙率(%)		かさ比重		見かけ比重	
	平均	標準偏差	平均	標準偏差	平均	標準偏差	平均	標準偏差
札幌軟石	28.6	0.6	36.4	0.7	1.22	0.01	1.91	0.02
大谷石	29.2	0.7	39.8	0.6	1.35	0.01	2.24	0.01
来待砂岩	11.7	0.2	22.2	0.8	1.98	0.01	2.54	0.02
登別軟石	15.1	0.7	29.2	0.9	1.86	0.03	2.66	0.01
丸瀬布凝灰岩	10.7	0.3	20.2	0.7	1.78	0.02	2.23	0.01
生田原細粒凝灰岩	44.6	3.6	52.8	2.2	1.17	0.05	2.49	0.04
弟子屈 1	20.5	2.2	35.9	1.6	1.65	0.03	2.58	0.01
弟子屈 2	19.4	1.3	34.2	1.7	1.74	0.04	2.65	0.04
弟子屈 3	17.5	1.3	31.1	1.7	1.70	0.05	2.47	0.02

物性値の算出には乾燥、湿潤、水中における質量が必要であるが、湿潤状態の強度試験に用いられる供試体の湿潤、水中における質量を強度試験前に測定し、試験終了後に破砕した岩石を 110°C に設定したオープンに 24 時間入れて乾燥させ質量を測定した。

3) 弟子屈 1, 弟子屈 2, 弟子屈 3

本研究中、弟子屈町奥春別で採取した 3 種類の岩石試料は、一度の乾湿繰り返し作用で、著しいスレーキング現象を引き起こすことが明らかとなった。そこで、乾燥、湿潤ともに、常温、常圧下で行った。具体的には、乾燥は供試体を常温の実験室に質量の変化がなくなるまで数十日間放置して行い、湿潤は供試体を蒸留水中に入れて常圧のまま実験室に質量の変化がなくなるまで数十日間放置して行なった。実験手順は、強度試験に用いられる供試体が乾湿繰り返し履歴を受けないように、生田原細粒凝灰岩と同様とした。

また、物性値の算出に必要な乾燥、湿潤、水中における質量についても、生田原細粒凝灰岩と同様の方法で測定を行った。

表-2 強度試験の載荷速度

岩種	載荷速度(N/s)			
	一軸圧縮強度試験		圧裂引張強度試験	
	乾燥	湿潤	乾燥	湿潤
札幌軟石	1000		100	
大谷石	1000			
来待砂岩	1000			
登別軟石	1000			
丸瀬布凝灰岩	1000			
生田原細粒凝灰岩	1000	250		
弟子屈 1	500	250		
弟子屈 2	1000			
弟子屈 3	500	250		

3-3 岩石試料の基本的な物性値

強度試験に用いた供試体の体積、質量の測定結果を基に、本研究で使用した 9 種類の岩石試料の基本的な物性値を算出した。表-1 に、これらの基本的な物性値をまとめて示した。

3-4 載荷方法

表-2 に、本研究で実施した強度試験の載荷速度についてまとめて示す。

1) 一軸圧縮強度試験

万能材料試験機を用いて、円柱形供試体の端面を上下から圧縮する。載荷方向は、石材店から購入した岩石試料では、図-3 に示すとおり、供試体の堆積面に対して垂直とした。野外で採取した岩石試料は、堆積面が不明であるため、載荷方向に堆積面を考慮することが出来なかった。また、載荷速度は概ね 1000N/sec としたが、強度が著しく低かった弟子屈 1, 弟子屈 3 及び生田原細粒凝灰岩の湿潤状態では、表-2 に示すように、1000N/sec よりも小さな値とした。

2) 圧裂引張強度試験

万能材料試験機を用いて、円板形供試体の側面を上下から圧縮する。これにより、円板の内部には、中心線に沿って左右に離れようとする引張応力を生じる。この試験で得られる引張強度は、一軸引張試験で求め

られる引張強度とほぼ等しくなることが認められているが、圧縮と引張が同時に行なわれるため、完全な純粋引張試験ではない。荷重方向は、石材店から購入した岩石試料については、図-3に示すように、供試体の堆積面に対して平行とした。野外で採取した岩石試料は、一軸圧縮強度試験と同様、荷重方向に堆積面を考慮することが出来なかった。また、荷重速度は、表-2に示すように、全ての岩石試料で100N/secとした。

3-5 試験結果

図-4に一軸圧縮強度試験の結果を、図-5に圧裂引張強度試験の結果を示す。両図から、実験結果にばらつきはあるものの、どちらの強度試験においても、札幌軟石を除く8種類の岩石で、乾燥状態と湿潤状態とで強度差が生じていることを確認できる。湿潤状態の強度は、乾燥状態に比べて低下することは明らかであるが、その低下の程度は岩石の種類によって様々である。

そこで、本研究ではこの湿潤状態における強度の低下の程度を、以下のように定義した式を用いて、相対的に表すこととした。

$$C = - \left(\frac{\sigma_{wet} - \sigma_{dry}}{\sigma_{dry}} \times 100 \right) \quad (1)$$

ここで、 C は一軸圧縮もしくは圧裂引張強度試験における強度低下度、 σ_{dry} は乾燥状態における強度、 σ_{wet} は湿潤状態における強度である。上式の右辺にはマイナスを付しており、これは強度低下度をプラスの値で表現するためである。つまり、上式では、湿潤状態における強度が乾燥状態におけるそれよりも低下した場合にはプラスの値で、湿潤状態の強度が乾燥状態よりも増加した場合にはマイナスの値で表されることとなる。表-3に、具体的な強度試験結果及び(1)式を用いて算出した強度低下度をまとめて示す。

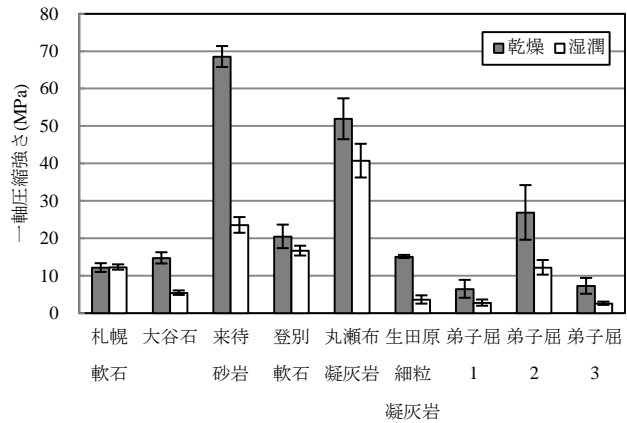


図-4 一軸圧縮強度試験結果

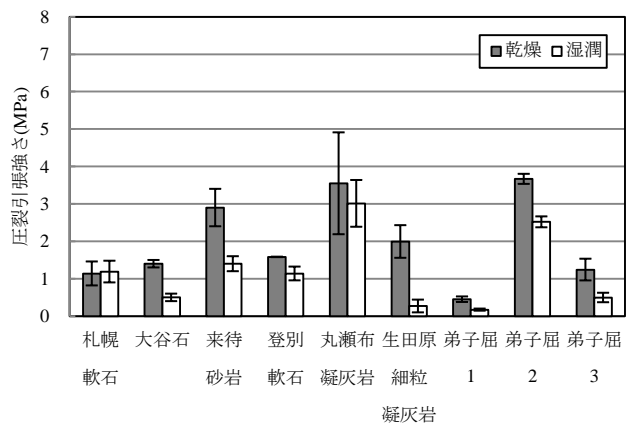


図-5 圧裂引張強度試験結果

表-3 強度試験結果及び強度低下度

岩種	一軸圧縮強さ (MPa)						圧裂引張強さ (MPa)						強度低下度(%)	
	乾燥状態			湿潤状態			乾燥状態			湿潤状態			一軸圧縮強さ	圧裂引張強さ
	平均	標準偏差	個数	平均	標準偏差	個数	平均	標準偏差	個数	平均	標準偏差	個数		
札幌軟石	12.1	1.2	20	12.3	0.7	20	1.1	0.3	10	1.2	0.3	10	-1	-4
大谷石	14.7	1.5	20	5.4	0.6	20	1.4	0.1	10	0.5	0.1	10	63	64
来待砂岩	68.5	2.8	20	23.5	2.1	20	2.9	0.5	10	1.4	0.2	10	66	52
丸瀬布凝灰岩	51.9	5.5	11	40.7	4.5	11	3.5	1.4	11	3.0	0.6	12	22	15
登別軟石	20.4	3.1	11	16.6	1.3	12	1.6	0.0	12	1.1	0.2	11	19	28
生田原細粒凝灰	15.1	0.4	3	3.6	1.1	3	2.0	0.4	4	0.3	0.2	4	76	86
弟子屈1	6.4	2.4	3	2.7	0.8	3	0.5	0.1	3	0.2	0.0	3	57	62
弟子屈2	26.8	7.3	3	12.2	2.0	3	3.7	0.1	3	2.5	0.1	3	55	31
弟子屈3	7.2	2.1	3	2.6	0.4	3	1.2	0.3	4	0.5	0.1	3	64	60

4. 岩石試料の鉱物組成及び比表面積

本研究では、粘土鉱物含有量の指標として、比表面積に着目している。そこで、粉末 X 線回折による鉱物の同定と窒素ガス吸着法を用いた比表面積の測定を実施した。以下に、試験方法、実験結果についてまとめた。

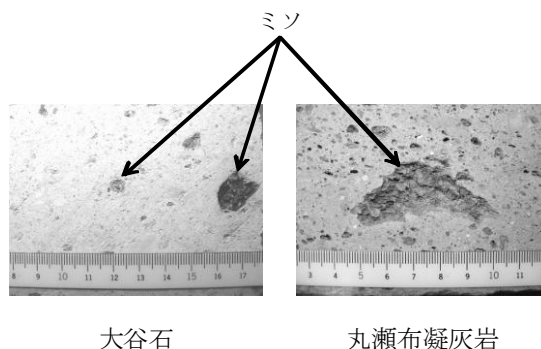


図-6 大谷石，丸瀬布凝灰岩の「ミソ」

4-1 試験方法

1) 粉末 X 線回折

粉末 X 線回折装置(リガク製，RINT 1200)を使用して、鉱物組成を測定した。測定には、メノウ乳棒、乳鉢を使用して、粒の大きさが $44\mu\text{m}$ 以下になるまでよく粉碎した岩石を使用した。また、大谷石、丸瀬布凝灰岩については、図-6 のような「ミソ」と呼ばれる褐色で粘土質の斑点部分を別に採取して、測定を行った。

2) 比表面積

比表面積・細孔分布測定装置(Beckman Coulter 社製，SA3100)を用い、窒素ガス吸着によって、比表面積の測定を行った。比表面積の算出には BET 法を用いた。測定には、一辺が約 $5\text{mm}\sim 10\text{mm}$ 程度の立方体の供試体を用いた。供試体数は全ての岩石試料において 3 個準備し、実験に供した。

4-2 試験結果

表-4 に、粉末 X 線回折による岩石試料の鉱物組成及び比表面積の測定結果を合わせて示す。この表の鉱物組成のうち、粘土鉱物には二重下線、沸石系鉱物に代表されるゼオライトには下線を付している。

表-4 の比表面積の値に着目すると、生田原細粒凝灰岩が $22.1\text{m}^2/\text{g}$ と最も大きな値となり、札幌軟石が $0.5\text{m}^2/\text{g}$ と最も小さな値となっている。岩石の比表面積が大きいということは、岩石内部が極微小の連続した空隙を有していることを示している。一般的に、スメクタイトに代表される粘土鉱物は、大きな比表面積を持つことで知られている^{7),8)}。また、斜ブチロル沸石やモルデン沸石等に代表されるゼオライトも、多孔質で、大きな比表面積を持つことで知られている。これらのことを踏まえて、本研究における鉱物組成及び比表面積の測定結果をみると、鉱物組成に粘土鉱物やゼオライトを含む、生田原細粒凝灰岩や大谷石などの 7 種類の岩石の比表面積は、鉱物組成に粘土鉱物やゼオライトを含まない、札幌軟石、登別軟石に較べて、大きな比表面積を有していることが明らかとなった。

表-4 岩石試料の鉱物組成と比表面積

岩種	鉱物組成	比表面積 (m^2/g)	
		平均	標準偏差
札幌軟石	火山ガラス，石英，長石	0.5	0.2
大谷石	淡緑色軽石部分	18.1	1.0
	ミソ		
来待砂岩	斜長石，石英，輝沸石-斜ブチロル沸石系鉱物，イライト/スメクタイト混合物	2.9	0.5
登別軟石	斜長石，トリディマイト，クリストバライト	2.6	0.5
丸瀬布凝灰岩	淡褐色軽石部分	3.6	0.2
	ミソ		
生田原細粒凝灰岩	石英，長石，斜ブチロル沸石系鉱物， <u>スメクタイト</u>	22.1	0.9
弟子屈 1	石英，斜長石， <u>スメクタイト</u> ， <u>ローモンタイト</u>	8.6	0.9
弟子屈 2	石英，斜長石， <u>クローライト</u> ， <u>ヒューランダイト</u> ， <u>カルサイト</u>	5.9	0.2
弟子屈 3	石英，斜長石， <u>スメクタイト</u> ， <u>ローモンタイト</u> ， <u>ヒューランダイト</u>	7.2	0.5

_____は粘土鉱物，_____はゼオライトを示す。

5. 考察

5-1 岩石の強度低下度と吸水率

先に示した表-1と表-3を用いて、岩石の基本的な物性と強度低下度の関係について検討を行った。ここでは、一軸圧縮強度試験における岩石の強度低下度と空隙率との関係について図-7に示す。図から、岩石の強度低下度と空隙率との間には、特に相関関係は認められなかった。札幌軟石、大谷石及び弟子屈1は40%前後のほぼ同程度の空隙率を有しているにも関わらず、強度低下度が大きく異なっていることがわかる。同様に、来待砂岩と丸瀬布凝灰岩も20%程度の同程度の空隙率を有しているにも関わらず、強度低下度には大きな違いがあることを見てとることができる。これらの実験結果は、岩石の強度低下度が、岩石が空隙中に含むことのできる水分量に依らない値であることを示唆していると考えられる。

吸水率、かさ比重、見かけ比重についても、強度低下度との関係について上記と同様の検討を行ったが、これらについても特に相関関係は認められなかった。

5-2 岩石の強度低下度と比表面積の関係

図-8に一軸圧縮強度試験における岩石の強度低下度と比表面積の関係を、図-9に圧裂引張強度試験における岩石の強度低下度と比表面積の関係を示す。図から、一軸圧縮、圧裂引張強度試験ともに、比表面積が大きくなるに従って、岩石の強度低下度が大きくなっていく傾向を見て取ることができる。図中には、強度低下度と比表面積の値から得られた近似曲線を実線で示しており、一軸圧縮、圧裂引張強度試験ともに、良好な線形関係を見て取ることができる。先に述べてきたように、比表面積は岩石の鉱物組成における粘土鉱物やゼオライトの含有量を間接的に示す値であることから、本研究で得られた実験結果は、これらの鉱物の含有量が岩石の強度低下度に大きな影響を与えていることを示していると考えられる。

以上の実験結果踏まえて、乾燥状態と湿潤状態における岩石の強度差がどのように引き起こされているのか、そのメカニズムについて以下のような検討を行った。

1) 粘土鉱物の強度低下

奈良ら⁵⁾は、粘土の含水量の変化によるコンシステンシーの変化に着目している。一般的に、粘土は含水量が多いと流動性を示すが、水分が減ると塑性を示し、硬さを増すことが知られている。これを踏まえ、奈良ら⁵⁾は粘土の含有量の多い砂岩では、湿度の増加に伴って、粘土におけるき裂進展の抵抗性が低下している可能性を指摘している。本研究では、主に凝灰岩を用いて実験を行ったが、これらの岩石においても、含有する粘土鉱物において砂岩と同様の強度低下が発生していた可能性が考えられる。

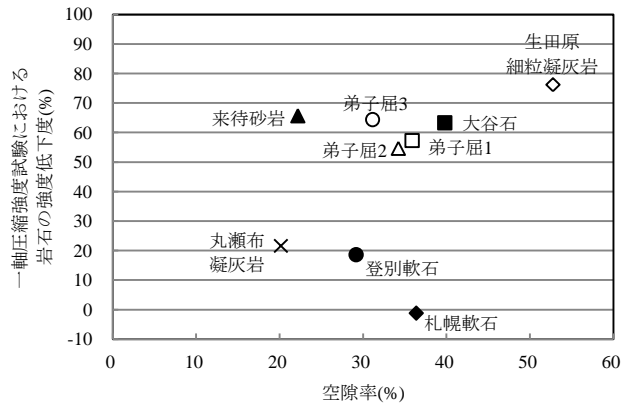


図-7 一軸圧縮強度試験における強度低下度と空隙率

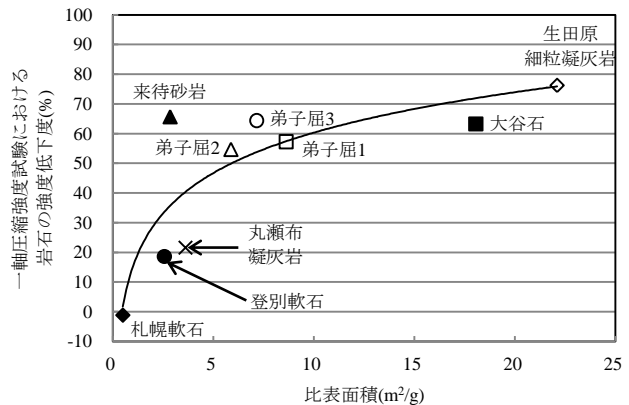


図-8 一軸圧縮強度試験における強度低下度と比表面積

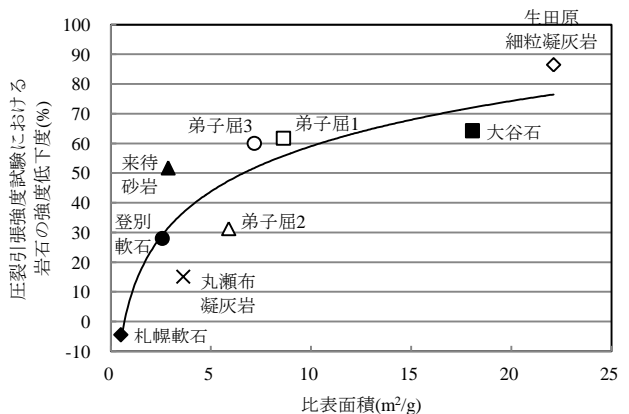


図-9 圧裂引張強度試験における強度低下度と比表面積

2) 細孔表面の吸着水による応力腐食の促進

鉱物組成に粘土鉱物やゼオライトを含む比表面積が大きい岩石では、細孔表面に吸着される水分量も多くなると考えられる。このことから、本研究の実験結果は、乾燥状態と湿潤状態における強度差が、岩石の細孔表面に吸着される水分量に大きく影響を受けることを示唆していると考えられる。この吸着水によって、き裂先端や空隙中における応力腐食が促進された可能性が指摘できる。

3) 間隙水の影響

筆者らは過去の研究⁶⁾において、石材店から購入した5種類の岩石試料については透水係数の計測を

実施している。図-10に一軸圧縮強度試験における岩石の強度低下度と透水係数の関係を示す。プロットできる試料数は少ないものの、透水係数が小さくなるに従って、岩石の強度低下度が大きくなっていく傾向を見て取ることができる。一般的に、岩石の空隙中に含まれる水分は、強度試験時に楔のように作用し、粒子の隙間や割れ目を押し広げると言われている⁹⁾。図から、水分の移動が制限される透水係数の小さい岩石ではこのような間隙水の楔作用が働いているが、札幌軟石のような水分の移動が容易な透水係数の大きい岩石では間隙水が楔のように振る舞わず、排水されてしまっている可能性が考えられる。

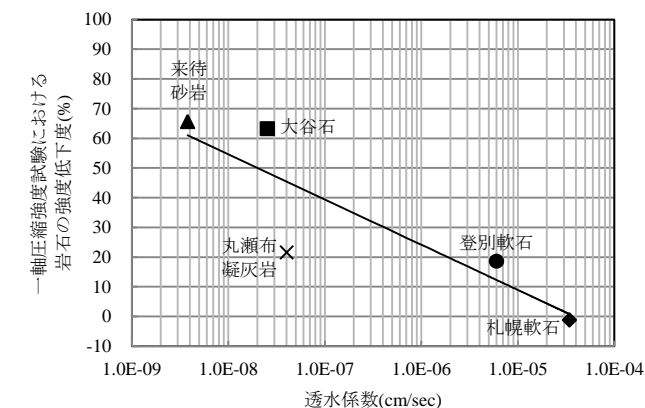


図-10 一軸圧縮強度試験における強度低下度と透水係数

6. 結論

本研究では、これまでに筆者らが9種類の岩石試料を用いて、乾燥状態と湿潤状態において実施した強度試験結果を整理して、粘土鉱物含有量が岩石の強度に与える影響について検討することに取り組んだ。粘土鉱物含有量の指標としては比表面積を用いた。その結果、比表面積が大きくなるに従って、湿潤状態における岩石の強度低下の程度が大きくなっていくことが確認された。このことから、粘土鉱物やゼオライトの含有量が、岩石の湿潤状態における強度低下に大きな影響を与えていることが明らかとなった。

本研究で得られた知見は、乾燥状態と湿潤状態における岩石の強度差に及ぼす粘土鉱物の影響を、定量的に議論する第一歩として、非常に有意義である。

参考文献

- 堀部富男：岩石の圧縮ならびに引張強さにおよぼす含水率、温度の影響、日本鉱業会誌（現 Journal of MMIJ），Vol.73, No.827, pp.271-275, 1957.
- 大久保誠介，西松裕一，何昌榮，秋哲淵：湿潤状態での岩石の一軸圧縮強度の載荷速度依存性，材料，Vol.41, No.463, pp.403-409, 1992.
- Atkinson, B. K. : Subcritical crack growth in geological materials, Journal of Geophysical Research, Vol.89, No.B6, pp.4077-4114, 1984.
- 奈良禎太，米田哲朗，金子勝比古：火成岩のサブクリティカルき裂進展に及ぼす湿度の影響，Journal of MMIJ, Vol.125, No.2, pp.57-61, 2009.
- 奈良禎太，森本和也，米田哲朗，金子勝比古：砂岩のサブクリティカルき裂進展に及ぼす湿度の影響，Journal of MMIJ, Vol.125, No. 4, 5, pp.138-145, 2009.
- 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.
- 粘土の不思議編集委員会編：粘土の不思議，土質工学会，1986.
- 西田一彦：粘土の比表面積（技術手帳），土と基礎，Vol.24, No.11, pp.99-100, 1976.
- 山口梅太郎，西村祐一：岩石力学入門，東京大学出版会，1991.

CRS 試験における粘性土の再載荷挙動

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
(独) 港湾空港技術研究所 正会員 堤 彩人

1. はじめに

除荷時の圧縮特性は、載荷時の圧縮特性とともに、多くの地盤の構成方程式の中で重要な要素となっている。これらの特性は、圧密圧力の対数 ($\log-p'$) に対して直線的に間隙比 e が減少あるいは増加すると考え、その勾配を C_s あるいは C_c (カムクレイモデルでは、 κ あるいは λ) して捉えている。これらの値は、過圧密時の非排水せん断強度¹⁾やせん断剛性率²⁾を予測するために重要であるため、多くの研究者によって精力的に求められてきた。過去の研究においては、応力条件がより明確な三軸試験を使った研究が主流で、等方あるいは主応力比が一定の条件で行うことが多い。また応力制御で行っているため、除荷曲線は連続的には求められてはいない。

最近では、アイソタック理論に基づいた“ひずみ速度依存性”を考慮した解析手法が注目を浴びており³⁾、この解析においても塑性ひずみを分離するための除荷時の圧縮特性が重要となってきた。本研究においても、当初の研究目的は、塑性ひずみを求めることであった。しかし、除荷時における挙動は、 $\log-p'$ に対して e の減少は著しく非線形であり、また、単純な弾性とは異なり載荷履歴、あるいは速度によって除荷挙動が変化することがわかってきた^{4),5)}。

本試験では、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、c) 除荷・再載荷速度を変化させる試験の 3 種類を実施し、これらが再載荷挙動に与える影響を調べた。

2. 試験の概要

2.1. CRS 試験装置

本試験では、CRS 試験 (JIS A 1227) によって、粘性土の除荷・再載荷挙動を調べた。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、Louisville 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。

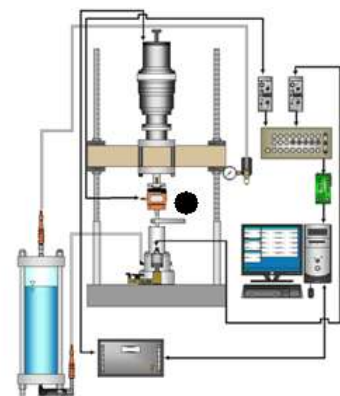


図-1 CRS 試験装置

Reloading Behavior of Clay by CRS Test

OHASHI, Taro; TANAKA, Hiroyuki (Hokkaido University Graduate School)

TSUTSUMI, Ayato (Port and Airport Research Institute)

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
Louisville 粘土	不攪乱	2.77	2.282	84	74	23	52
笠岡粘土	再構成	2.61	1.239	46	62	36	26

2.3. データの整理方法

図-2 は笠岡粘土に対して、除荷・再載荷を繰り返した e - $\log p'$ 関係を示したものである。図-2 の除荷・再載荷挙動をそれぞれ拡大し正規化したものが図-3 である。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 (膨張が正) を示している。試験は、0.02%/min のひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ で載荷した後、除荷応力比が 0.2 になるまで除荷した。

図-4 は笠岡粘土の再載荷挙動を再載荷直前の有効応力 p_2' で正規化したものである。本論文では p'/p_2' を再載荷応力比と呼ぶことにする。また、縦軸は再載荷直前の間隙比からの増分 Δe を示している。

3. 試験結果

3.1. 一定のひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ における載荷・除荷試験

図-2, 図-5 は、それぞれ笠岡粘土, Louisville 粘土の e - $\log p'$ 曲線である。笠岡粘土の正規圧密時の e - $\log p'$ 曲線は直線であるのに対し、不攪乱試料の Louisville 粘土は構造が発達しているため、 e - $\log p'$ 曲線は非線形

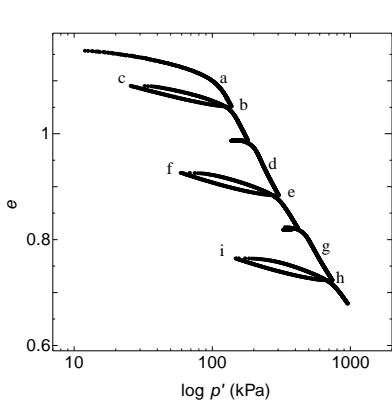


図-2 笠岡粘土の e - $\log p'$ 関係

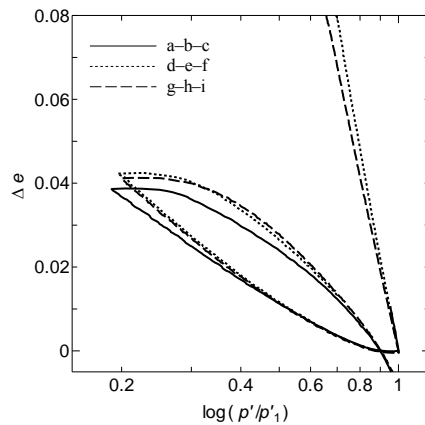


図-3 笠岡粘土の
除荷・再載荷挙動

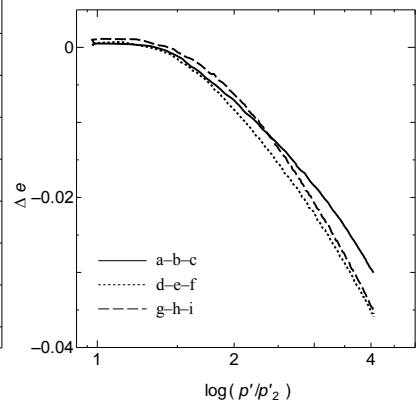


図-4 笠岡粘土の再載荷挙動

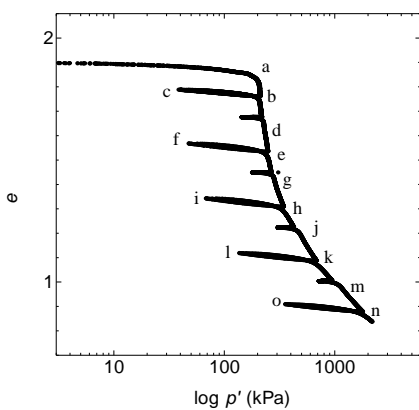


図-5 Louisville 粘土の
 e - $\log p'$ 関係

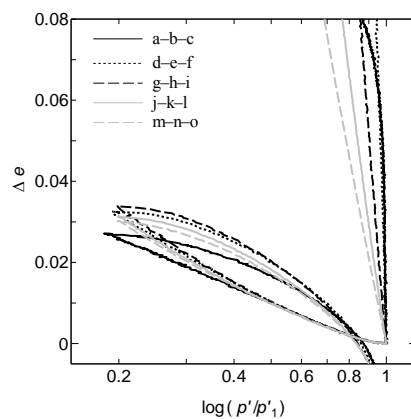


図-6 Louisville 粘土の除
荷・再載荷挙動

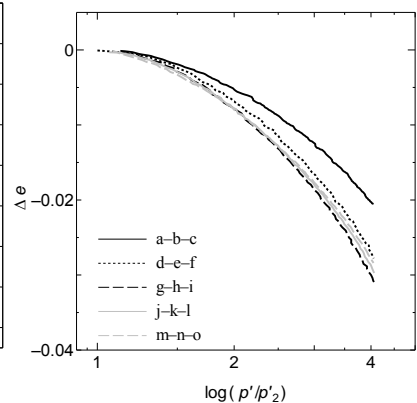


図-7 Louisville 粘土の再
載荷挙動

となっている。図-3 は笠岡粘土の、図-6 は Louisville 粘土の除荷・再載荷曲線であり、いずれの粘土も応力レベルに依らず、 $\Delta e - \log(p'/p_1')$ で表すと、除荷挙動は同一曲線で表すことができる。したがって、除荷を行った応力レベルやその時の圧縮指数 C_c の値によらず、再載荷時の C_s はほぼ一定であることがわかる。また、図-4 は笠岡粘土の、図-7 は Louisville 粘土の再載荷曲線であり、再載荷直前の C_s の値が一定であるとき、再載荷挙動も概ね一致した。

3.2. クリープによる影響

除荷を行う前に圧密荷重を一定にし、この時のひずみ量 ϵ_{creep} が除荷・再載荷挙動に与える影響を調べた。笠岡粘土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た。図-8 が本試験における笠岡粘土の除荷・再載荷曲線である。図に示すように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りクリープ時の ϵ_{creep} が大きくなるほど、リバウンド量が小さくなり、除荷曲線の傾きは小さくなる。また、図-9 が再載荷曲線であるが、除荷曲線の傾きが小さくなるにつれて、再載荷曲線の傾きも小さくなった。

3.3. 載荷速度の影響

次に、載荷速度が除荷および再載荷時の挙動に及ぼす影響を調べた。実験は、除荷速度を変化させるが再載荷速度を一定とするシリーズと、除荷速度が一定であるが再載荷速度を変化させるシリーズである。除荷および再載荷速度は、0.02(%/min)、0.002(%/min)、0.0002(%/min)の3種類で実施した。

図-10 が除荷速度を変化させた笠岡粘土の除荷曲線である。除荷速度が小さくなるほど、除荷曲線の傾きは小さくなることが確認できる。一方、除荷速度は一定であるが、再載荷時に載荷速度を変化させた結果が図-11 である。速度が遅いほど圧縮性が小さくなる傾向が認められるが、除荷時の載荷速度を変化させた場合より、大きな変化は認められない。このように、速度による影響は除荷中では明らかに確認されたが、再載荷中はその影響は小さい。

4. まとめ

笠岡粘土と Louisville 粘土を用いて CRS 試験を実施し、クリープおよび載荷速度が除荷および再載荷挙動に与える影響を調べた。得られた主要な結果は：

- a) 除荷直前の C_c や有効応力レベルに依らず、再載荷曲線は概ね一致する、
 - b) 除荷曲線のリバウンド量が大きくなるほど、再載荷曲線の勾配も急になる、
 - c) 載荷速度が除荷挙動に与える影響は大きいですが、再載荷挙動に与える影響はわずかである、
- である。

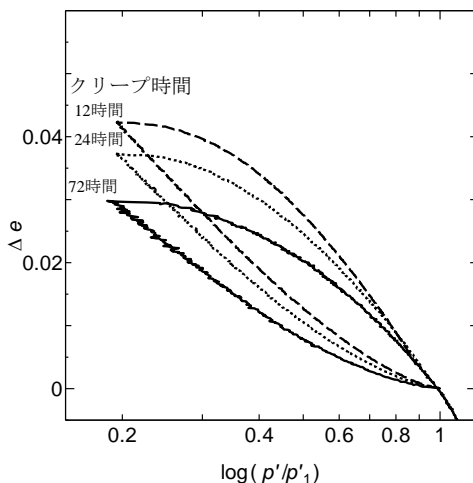


図-8 クリープを設けて除荷した笠岡粘土の除荷・再載荷挙動

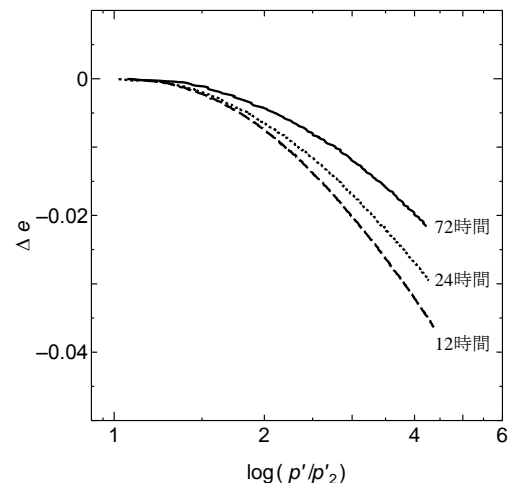


図-9 クリープを設けて除荷した笠岡粘土の再載荷挙動

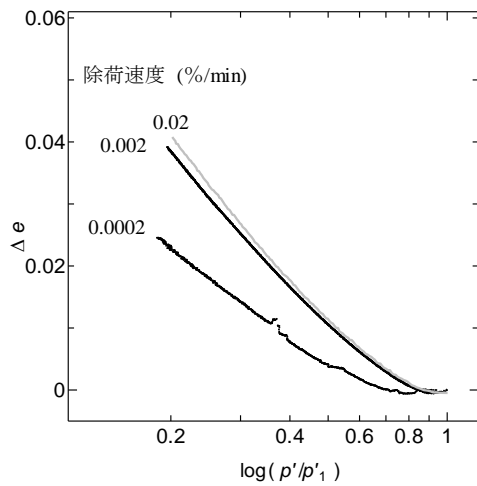


図-10 除荷速度を変化させて除荷した笠岡粘土の除荷挙動

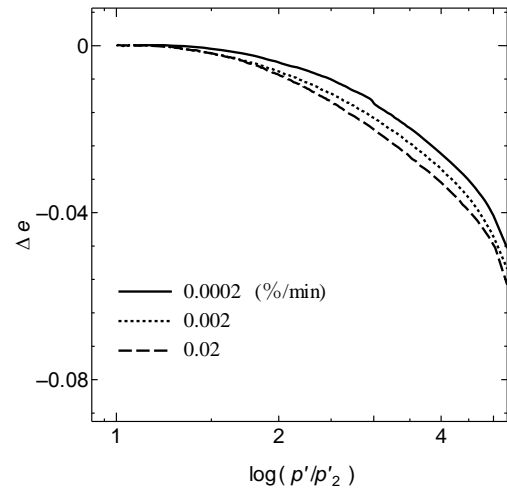


図-11 再載荷速度を変化させて再載荷した笠岡粘土の再載荷挙動

参考文献

- 1) 三田地利之・工藤豊：一軸圧縮試験結果に基づく原位置強度の推定法，土と基礎，Vol.42，No.4，15-20，1994.
- 2) Kawaguchi, T. and Tanaka, H. : Formulation of G_{max} from reconstituted clayey soils and its application to G_{max} measured in the field, Soils and Foundations, 48(6), 821-832, 2008.
- 3) Tsutsumi, A., Tanaka, H., and Kawaguchi, T.: Consolidation behavior of reconstituted soils at small strain rate, Proc. the 4th Int. Sym. on Deformation Characteristics of Geomaterials, IS Atlanta 2008, Atlanta, USA, 1, 253-258 , 2008.
- 4) 大橋多朗・田中洋行・堤彩人：除荷時における粘性土の圧縮挙動，地盤工学会北海道支部技術報告集，第51号，195-198，2011.
- 5) 大橋多朗・田中洋行・堤彩人：CRS 試験における粘性土の除荷挙動，第46回地盤工学研究発表会，771-772，2011.

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²⁾など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。構造物基礎の設計においては、信頼性の高い各種地盤定数を得るため、原位置の重要度が高くなっているものと考えられる。

本報では、原位置試験の中でも比較的新しい方法として原位置せん断摩擦試験（SBIFT）に注目し、他の試験のデータとの比較検討により考察を行った。

2. 地盤反力係数の推定方法

基礎の変位を推定する方法は、载荷試験等から直接求める方法と、地盤の変形係数と構造物の諸元から地盤反力係数 k を算出して推定する方法がある。地盤の変形係数を求める調査・試験方法はいくつかあるが、地盤の特徴にあった試験方法を採用しなければ、変形係数を過小評価し、結果として過大設計となる場合がある。そのため、地盤調査担当者は地盤の特徴に合わせた試験方法を提案・実施し、設計担当者は得られている変形係数が地盤の特徴が考慮されているのか否かを判定して用いる必要がある。

これは、変形係数が、地盤内のひずみレベルや応力レベル、载荷時間、深度方向の地盤物性の変化等に依存する物性値であり、これら要因を十分考慮する必要があるためである。図-1 に、変形係数とひずみの関係の概念図を示す。

道路橋示方書では、地盤反力係数の推定方法の一つとして、各種土質試験および調査により推定した地盤反力係数を、平板载荷試験により推定した地盤反力係数に相当するよう補正して設計定数を定める方法を示している。

設計定数の設定においては、各試験・調査および実構造物基礎の地盤条件、载荷によって、ひずみレベル等の試験条件が異なることから、設計条件として基礎の载荷幅や変形レベルの調整をする必要があるためと考えられる。

図-2 に、地盤反力係数の実測値と推定値の関係を示す。実測

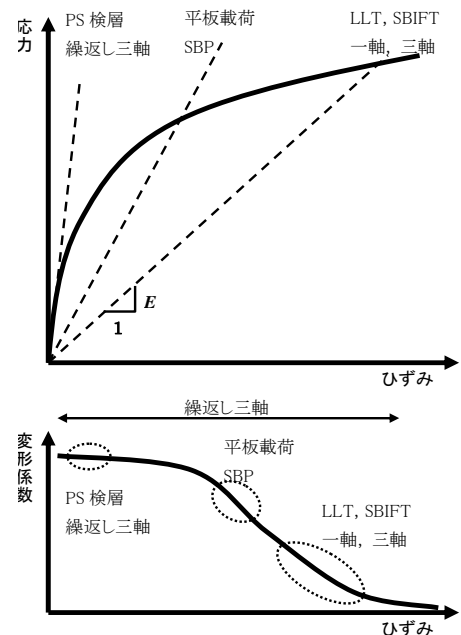


図-1 変形係数とひずみの関係³⁾より

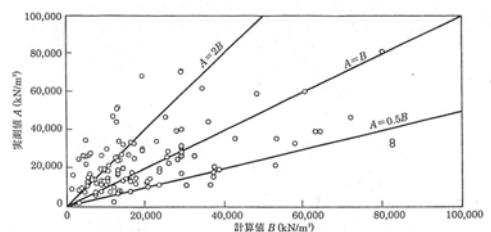


図-2 変形係数とひずみの関係⁴⁾より

Study of design parameters estimated by SBIFT

Hirofumi FUKUSHIMA, Satoshi NISHIMOTO and Kouichi TOMISAWA (CERI for Cold Region, PWRI)

Seiichi MIURA (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)

値は、推定値の概ね 0.5～2 倍の範囲内に分布しており、推定精度の実態を設計上十分考慮する必要がある。道路橋示方書に示される、地盤反力係数の推定法⁵⁾は以下の通りである。

$$k_V = k_{V0} \left(\frac{B_V}{0.3} \right)^{-3/4} \cdots \cdots (1)$$

ここに、

k_V : 鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

B : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)で、各種土質試験又は調査により求めた変形係数から推定する場合は、式(2)により求める。

$$k_{V0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \cdots \cdots (2)$$

B_V : 基礎の換算載荷幅(m)で、式(3)により求める。ただし、底面形状が円形の場合には直径とする。

$$B_V = \sqrt{A_V} \cdots \cdots (3)$$

E_0 : 表-1 に示す方法で測定又は推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数(kN/m²)

α : 表-1 に示す地盤反力係数の推定に用いる係数

A_V : 鉛直方向の載荷面積(m²)

表-1 変形係数と E_0 と α

変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 α	
	常時	地震時
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0=2,800N$ で推定した変形係数	1	2

上で示した通り、推定方法毎の特徴をふまえ、比較検討結果から補正係数 α を定めている。

3. 試験概要

北斗市の直接基礎構造物支持地盤（軟岩）において、各種試験・調査を実施した。それぞれの試験の概要および変形係数の推定方法を以下に示す。

(1) 大型載荷板による平板載荷試験

載荷板の寸法は直径 600mm とし、テストピット掘削による水平方向載荷を実施した（図-3）。

載荷方法は、地盤工学会「地盤の平板載荷試験方法」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 15 分、履歴内荷重 5 分とした。

荷重と変位の関係は、式(4)に示すワイブル分布曲線による方法⁶⁾を用い、極限荷重 Q_{max} 、基準変位 S_0 を推定した。この時の S_0 に相当する降伏荷重より変形係数 E_0 を推定した。

$$Q = Q_{max} \{1 - e^{-(S/S_0)^m}\} \cdots \cdots (4)$$

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）

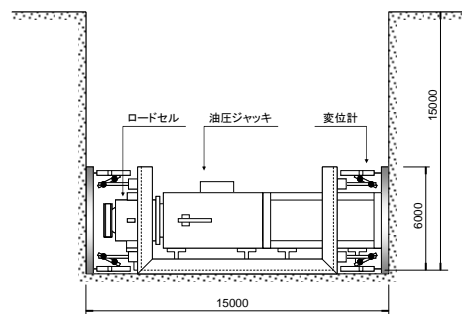


図-3 載荷試験概要

(2) 原位置せん断摩擦試験 (SBIFT)

原位置せん断摩擦試験装置は、地盤内に挿入する加圧せん断部/加圧プローブ、せん断力を加力するジャッキ、セルへの注水加圧する加圧装置、加圧力・せん断力・せん断変位の制御・測定部、これらを接続するケーブル・ホースで構成される。なお、この装置は自己掘削機構を備えており、試験区間の孔壁を極力乱すことなく、また応力解放の影響も少ない状態で、せん断試験を行うことが可能である。

現場は通常のボーリング装備で対応可能である。自己掘削を含めた試験時間は3~5時間で、対象地盤の掘削難易度により変化する。

試験の際には、ボーリングの孔壁へ数段階の垂直応力 σ_i を載荷し、地上のジャッキにより孔壁に引抜き力 T を加え、それぞれの応力段階での最大せん断応力 τ_{imax} を把握する。試験結果は図-2のように整理し、強度定数 c および ϕ を求める。また、通常の孔内水平載荷試験と同様に、孔壁への垂直応力 σ と体積変化量 V の関係から、変形係数 E が得られる。

試験は3つの深度で実施した。

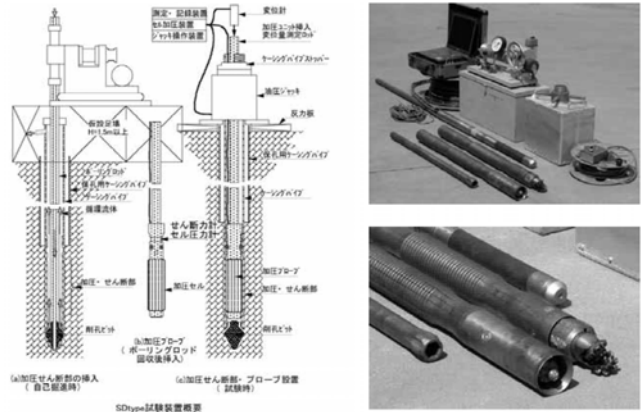


図-4 原位置せん断摩擦試験 (SBIFT)

(3) 標準貫入試験

道路橋示方書の方法に則り、表-1に示すとおり、換算N値より $E=2,800N$ より推定した。

(4) PS 検層

PS 検層結果のP波速度(V_p)とS波速度(V_s)より、以下の算式を用い、動的変形係数を求めた。

・ポアソン比 $\nu = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2((V_p/V_s)^2 - 1)}$ ・剛性比 $G = \rho \times V_s^2$ (kN/m²) ・変形係数 $E = 2G(1 + \nu)$ (kN/m²)

ここに、 V_p : P波速度(m/s), V_s : S波速度(m/s), ρ : 密度(g/cm³)

(5) 室内試験

室内試験として以下の試験を実施し、静的及び動的な弾性係数を求めた。

- ・一軸圧縮試験：静弾性係数(kN/m²)
- ・岩石試験（超音波測定）：動弾性係数(kN/m²)

4. 試験結果

試験結果を以下に示す。

表-2 試験結果

標高H(m)	平板載荷試験	換算N値	PS検層		原位置せん断摩擦試験 c(kN/m ²), ϕ (°)	一軸圧縮強度 σ_c (kN/m ²)	超音波速度 V _p , V _s (m/s)
			P波速度 V _p (m/s)	S波速度 V _s (m/s)			
35	降伏荷重 513kN 基準変位 9.03mm	161.6	1900	340	c=58 $\phi = 36.1$	850	1624, 781
33		210.0	1900	370	c=33 $\phi = 36.9$	567	1614, 622
31		210.0	1900	370	c=57 $\phi = 36.7$	730	1652, 717

表-3 変形係数(kN/m²)

標高H(m)	一軸圧縮試験 (静弾性係数)	平板載荷試験	換算N値 (2800N)	PS検層	原位置せん断 摩擦試験	超音波速度 (動弾性係数)
35	43.3(1.0)	(4.64)	161.6 (3.73)	615.9 (14.2)	71.7 (1.66)	3030 (70.0)
33	33.1(1.0)	(6.07)	210.0 (6.34)	729.4 (22.0)	83.0 (2.51)	2040 (61.6)
31	54.7(1.0)	(3.67)	210.0 (3.84)	729.4 (13.3)	66.6 (1.22)	2730 (49.9)

※()内は、一軸圧縮試験による変形係数を1.0とした場合の比。

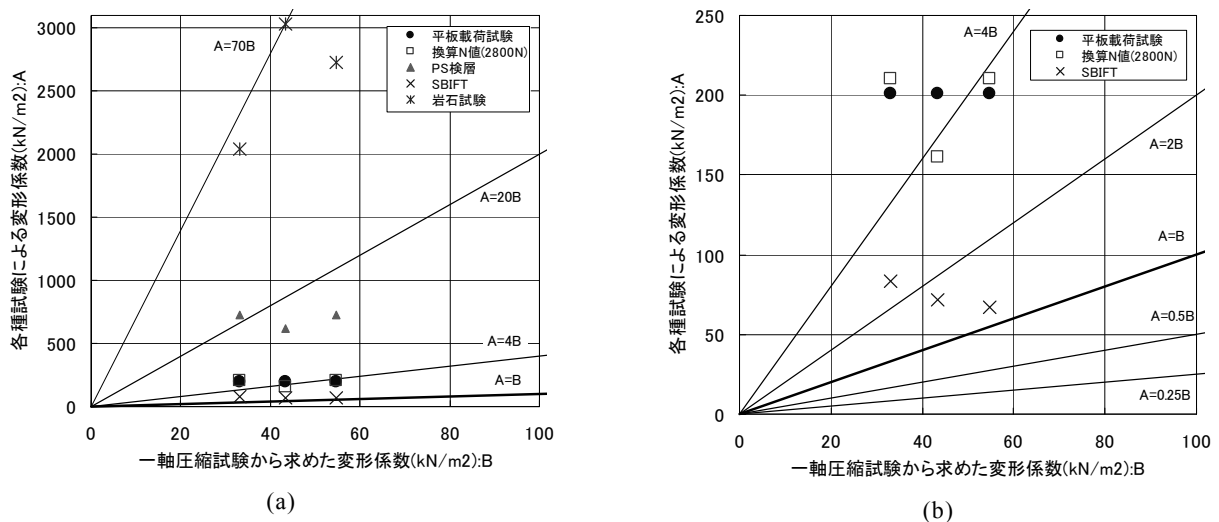


図-5 一軸圧縮試験から求めた変形係数と各種試験による変形係数との関係

各種試験により求めた変形係数と、一軸圧縮試験により求めた変形係数を比較する(図-5(a), (b))。

表-1で示したとおり、道路橋示方書では、一軸圧縮強度による変形係数に対し、平板載荷試験および、標準貫入試験による推定方法では4倍、孔内水平載荷試験による推定方法では1倍の関係である。

図-5で示すとおり、平板載荷試験では3.67~6.07(平均4.49)、換算N値では3.73~6.34(平均4.64)と、4倍前後の値であり、既往の推定法と概ね整合した。

SBIFTでは、1.22~2.51(平均1.79)と、孔内水平載荷試験の1倍と比べ、若干高い値を示す傾向が見られた。SBIFTと孔内水平載荷試験では、孔壁の状態や載荷機構が異なるため、今後は、両試験間での比較検討を実施し、補正係数 α の設定を適切に実施する必要があると考える。

動的試験においては、超音波速度の結果では49.9~70.0(平均60.5)、PS検層の結果では13.3~22.0(平均16.5)と、高い値となった。これは、ひずみレベルが小さいことによるものと考えられ、両者の相関についてデータを蓄積して今後も検討したい。

5. まとめ

本報では、原位置試験の中でも比較的新しい方法として原位置せん断摩擦試験(SBIFT)に注目し、変形係数について、他の試験のデータとの比較検討により考察を行った。その結果、以下の知見を得た。

- (1) 一軸圧縮試験により求めた変形係数と比べ、平板載荷試験及び換算N値による推定結果では、4倍程度と、概ね既往の方法と整合が見られた。
- (2) 原位置せん断摩擦試験による変形係数では、孔内水平載荷試験による傾向と、必ずしも合致しなかった。今後も比較検討を実施して検証する必要がある。
- (3) 動的試験(超音波速度、PS検層)では、ひずみレベルの違いから、大きく傾向が異なった。両者の相関について、比較検討を実施する必要がある。

変形係数は、厳密には、対象とする構造物が与えられて、目標とするひずみレベルが定まった上で決定すべきものである。本来統一的な評価方法はなく、直接基礎、杭基礎、ケーソン等、基礎構造物の違いによって評価方法が異なるべきものとする。今後は、性能規定設計の推進を念頭に、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) 白井康夫, 田上裕：杭の水平抵抗を求めるための地盤調査, 基礎工 Vol.38, No.6, pp.33 - 36, 2010.6.
- 4) 日本道路協会：杭基礎設計便覧(平成18年度改訂版), pp.130 - 131, 2007.1.
- 5) 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.253 - 257, 2002.3.
- 6) 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.

室蘭工業大学大学院 学生会員 ○照井 秀幸
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 国際会員 三浦 清一
室蘭工業大学工学部 学生会員 海谷 宣弘

1. はじめに

我が国は地質構造が脆弱であり、過去多くの土砂災害に見舞われてきた。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り、土石流や斜面崩壊に代表される土砂災害が年々増加している。元来、台風等の被害の少ない北海道においても、2003年の台風10号や2006年の台風10号、2011年の台風12号や台風15号によって土砂災害が発生している^{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（崩壊）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、その適用には前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)}。

本研究では、凍上、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、長期間それらのデータを収集し、斜面内で生じている変形や間隙圧、土壌水分の変化の特徴を把握した。また、得られたデータにもとづいて、安定性評価を行う上での簡易手法について検討を行ったので、ここではそれを報告する。

2. 計測斜面の状況と気象・地形の特徴

実斜面のデータを得るために北海道内3地点において各種計測を行っている（図-1参照）。既往の研究⁸⁾では、伊達市南黄金町の斜面において気象変動に伴う力学的挙動の変化を調査している。図-2にアメダスのデータにもとづいた計測地点3地点における積算寒度を示す。図より、各地点の気象条件は明瞭に異なっていることがわかる。本研究では、伊達市南黄金町に加え、地域特性（気象条件）の異なる2地点の気温・土壌水分の変化を明らかにしている。それぞれの計測斜面の状況と気象・地形の特徴を以下に示す。

2.1 檜山郡上ノ国町汐吹

計測地点は、檜山郡上ノ国町汐吹にある一般国道228号線沿いに位置する斜面高さ15m、斜面勾配40°程度ののり面である（図-3参照）。対策工としてのり面ふとんかご工が既設されている。計測機器は、土壌水分計（深さ1.5m, 2.0m, 2.5m）と地温計（深さ1.5m, 2.0m, 2.5m）をそれぞれ設置しており、気温と降雨量はアメダス江差特別地域気象観測所のデータを利用している。この斜面は、表層から3m程度までは礫、砂、シルトで構成される崖錐堆積物である。また、天端部は集水しやすい地形となっており、湿性植物が繁茂している。

当該斜面の2009年12月から2011年12月までの気温（ T_A ）、地温（ T_G ）と降雨量の変化を図-4に、冬期の斜面状況を写真-1に示す。図-4より、2009年12月から2010年3月では凍結融解履歴は59回、2010年12月から2011年3月では70回となっている。

2.2 上川郡上川町字上越

計測地点は、上川郡上川町字上越にある一般国道333号線沿いに位置する斜面高さ12.7m、斜面勾配37°程度ののり面である（図-5参照）。斜面には対策工として特殊ふとんかごと暗渠排水工が既設されている。計測機器は、土壌水分計（深さ1.0m, 1.5m, 2.0m）と地温計（深さ1.0m, 1.5m, 2.0m）をそれぞれ設置し

Field monitoring of slope in cold region and its evaluation: Hideyuki Terui, Shima Kawamura (Graduate School of Engineering, Muroran Institute of Technology), Seiichi Miura (Graduate School of Engineering, Hokkaido University) and Nobuhiro Kaiya (Muroran Institute of Technology)

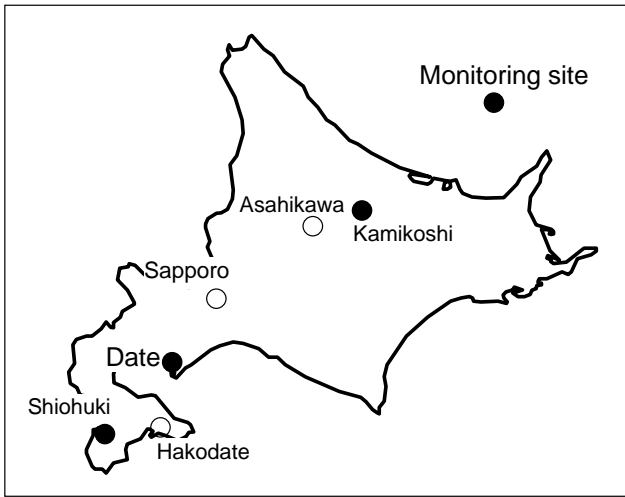


図-1 計測斜面位置

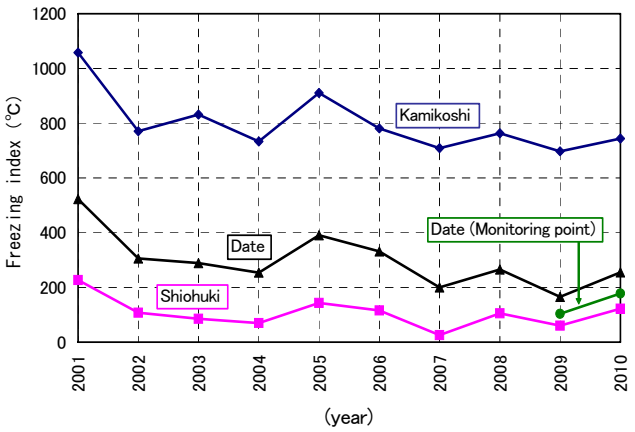


図-2 計測地点の積算寒度とその変化

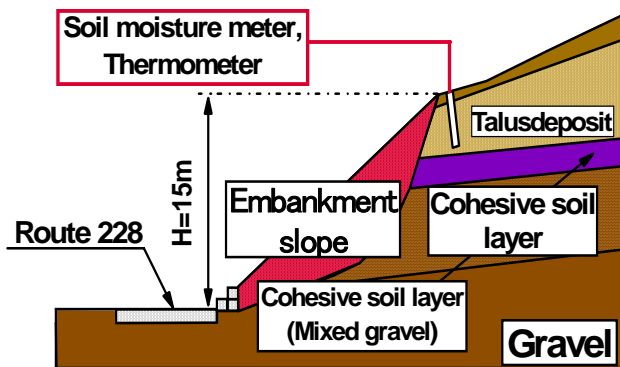


図-3 計測機器設置位置 (汐吹)

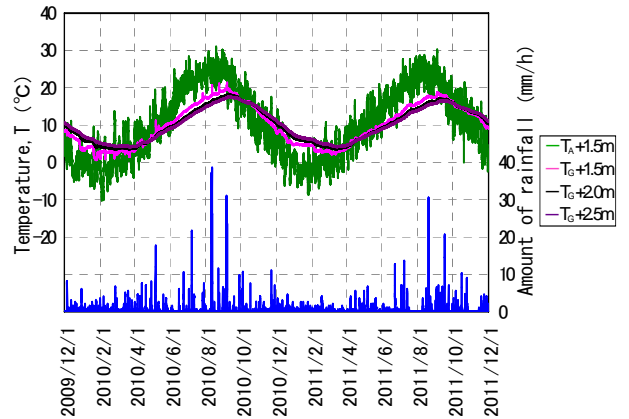


図-4 気温・地温の変化 (汐吹)

ており、気温と降雨量はアメダス上川観測所のデータを利用している。この斜面は、表層から 2.5m 程度までは溶結凝灰岩の亜角礫～角礫を含むシルト質砂の崖錐堆積物で構成されている。また、地表に顕著な湧水は確認できないが、特殊ふとんかご内にはのり尻から斜長で 10m までの範囲に湿性植物が分布している。現地情報にもとづけば、のり尻から斜長で 10m の位置に水位線があると考えられる。

当該斜面の 2009 年 12 月から 2011 年 3 月までの気温 (T_A)、地温 (T_G) と降雨量の変化を図-6 に、夏期の斜面状況を写真-2 に示す。図-6 より、2009 年 12 月から 2010 年 3 月では凍結融解履歴は 37 回、2010 年 12 月から 2011 年 3 月では、それは 31 回となっている。ただし、12 月から 4 月までの凍結融解履歴を調べると 2009 年度では 60 回、2010 年度では 48 回であった。

2. 3 伊達市南黄金町

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°程度ののり面である。対策工として高さ 1.2～6.4m のコンクリート擁壁と軽量の枠が既設されている^{9),10)}。のり面中段以上は未固結な泥流堆積物からなり、最上段ののり面は表面水の流



写真-1 計測斜面状況 (汐吹)

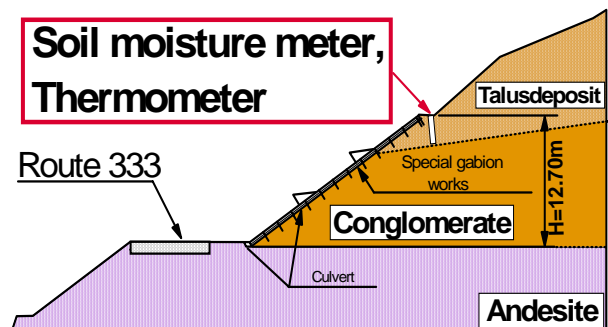


図-5 計測機器設置位置 (上越)

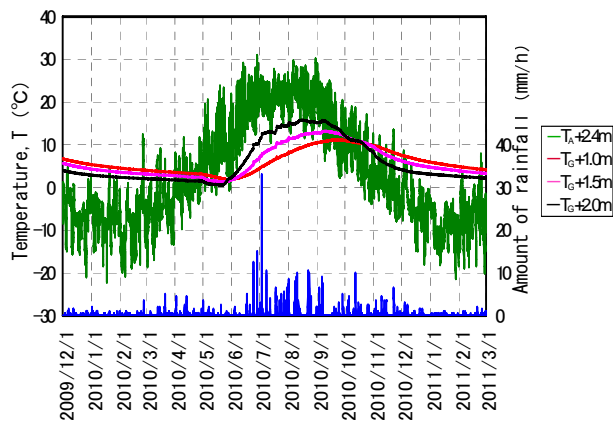


図-6 気温・地温の変化（上越）



写真-2 計測斜面状況（上越）

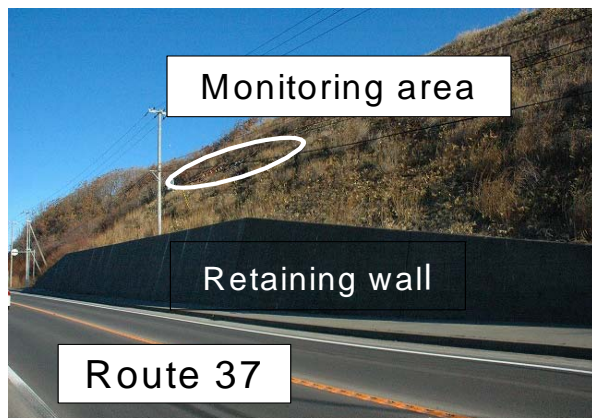


写真-3 計測斜面状況（伊達）

下により浸食が進んでのり枠工が浮いた状況を呈し、のり面の中腹からは地下水の浸みだしが認められ、表面が緩んでいる。

計測斜面の様子を写真-3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-7、計測機器の断面図を図-8に示す。なお、図中に付記した数値は設置深さを示している。

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凍結・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。

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を受けやすいことを示している。

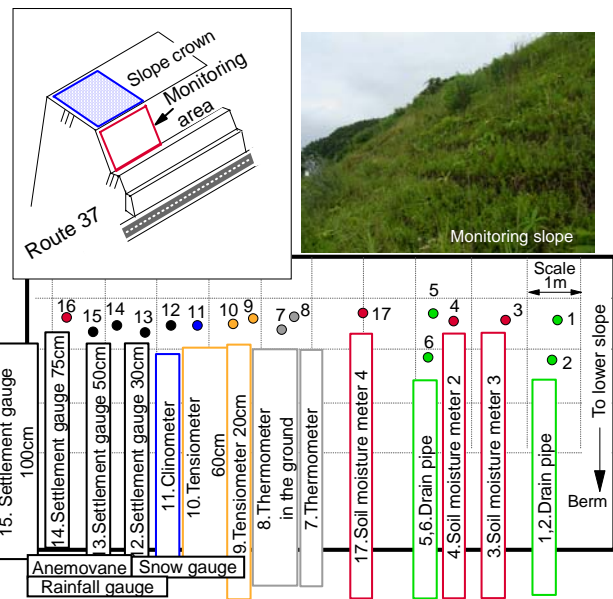


図-7 計測機器配置平面図（伊達）

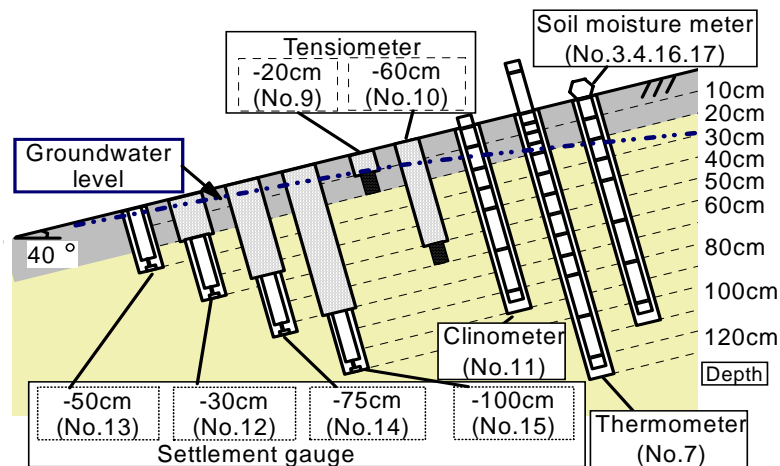


図-8 計測機器配置断面図（伊達）

図-9 は最大集水地点（図-10 参照）での集水量を2009年4月からの経時変化として示している。全ての年において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, 2011年度より遅れて減少している。これは、2010年度が他の年度と比べて厳冬であり、融雪期になっても気温が上がり、雪や地中の凍結し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。

図-11 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。なお、地形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確認された水道とその流出方向を示している。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ことがわかる。すなわち、窪地のような地形を有している。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ている。天端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

表-1 示標特性（伊達）

	Natural water content w_n (%)	Liquid limit w_l (%)	Plastic limit w_p (%)
Soil moisture meter 1	76.46	60.25	43.02
Settlement gauge	69.62	65.27	46.90
Soil moisture meter 3	75.26	56.80	41.36
Soil moisture meter 4	78.44	58.73	33.03
Soil moisture 1 -20 ~ -40cm	40.43	51.94	25.76

Soil moisture meter 1	Depth (cm)	w_n (%)	ρ_s (g/cm ³)	ρ_{dmax} (g/cm ³)	ρ_{dmin} (g/cm ³)	D_{50} (mm)	U_c
Soil dressing	0-20	64.07	2.59	1.09	0.827	0.30	5.25
	20-40	40.43	2.73	1.13	0.861	0.62	8.09
Rubble with silt (Strong weathering soil)	40-60	45.77	2.78	1.04	0.810	0.70	7.58
	60-80	47.47	2.75	1.06	0.822	0.51	7.00
Tuff breccia	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

$$\rho_d : 0.915 \text{ g/cm}^3$$

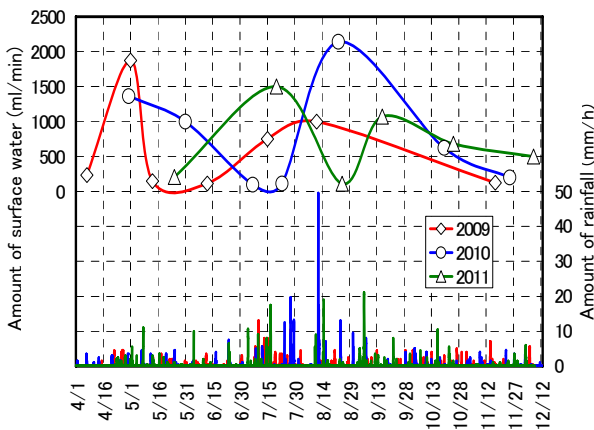


図-9 最大湧水量の経時変化（伊達）

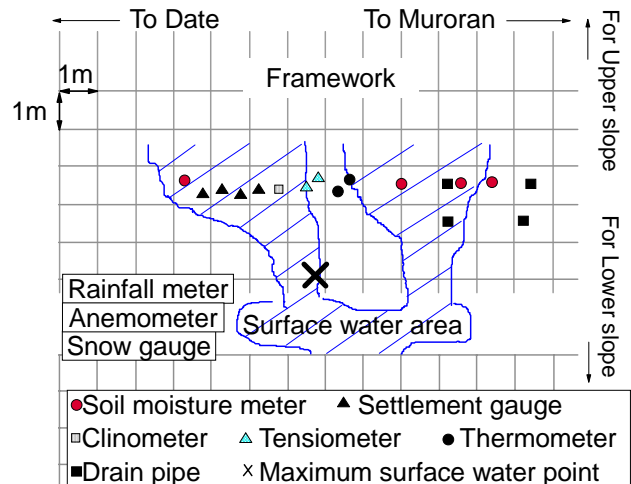


図-10 集水域と最大集水地点（平面図）（伊達）

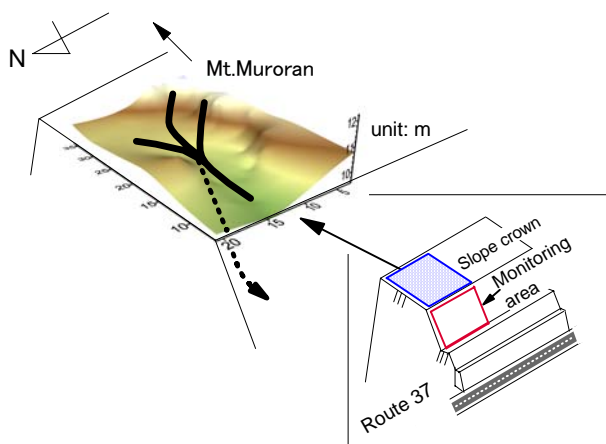


図-11 計測斜面天端部の地形図（伊達）

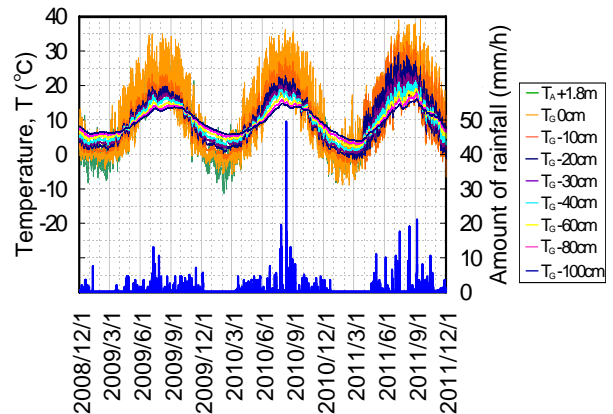


図-12 気温・地温の変化（伊達）

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 (T_A)・地温 (T_G)・雨量の変化を図-12に示す。2008年12月から2009年3月では凍結融解履歴は77回、2009年12月から2010年3月では、それは74回、2010年12月から2011年3月では82回となっている。特に、2009年度では 0°C 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°C 以下になっており、より厳しい気象条件であった。また、2010年8月11日21時の時間雨量は49.5mmとなっている。この日は室蘭地方気象台において観測史上8番目の時間雨量となっており、計測期間中、記録的な豪雨に見舞われていることがわかる。



写真-4 冬期間の計測斜面の状況 (伊達)

写真-4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。

3. 計測結果と一考察

3.1 上ノ国町汐吹

上ノ国町汐吹の体積含水率としての土壌水分(%)と気温($^{\circ}\text{C}$)、総水量(mm/day)の経年変化を図-13に示す。ここで、総水量とは降雨量と融雪量の和を示す。なお、融雪量はディグリー・デー法¹³⁾によって推定している。図-13より、夏期の降雨に伴う土壌水分の変化は小さいが、冬期の気温上昇に伴う融雪と降雨の影響により土壌水分の変化が大きいことが明らかである。図-14には冬期の代表例として2011年2月1日から2011年2月28日の気温と総水量の関係を示す。図より、気温上昇時では融雪が進み、総水量が増加していることがわかる(例えば○印)。また、気温低下時は融雪量の減少で総水量が下降するが減少過程はほぼすべての地点で同傾向である(例えば□印)。同様に、同時期の土壌水分(1.5m, 2.0m)と総水量の関係を図-15に示す。図から、深さが1.5mと2.0mの地点では総水量の増加に伴い土壌水分が上昇していることが明らかである。このことから、融雪が斜面に与える影響は無視できないと言える。

3.2 上川町字上越

上川町字上越の土壌水分と気温、総水量の経年変化を図-16に、2010年4月1日から2010年4月30日の気温と総水量の変化を図-17に示す。図より、汐吹と同様に気温の上昇とともに融雪が進み、総水量が増加していることがわかる(例えば○印)。また、その減少過程は汐吹の斜面と同様であり、気温に敏感に反応し

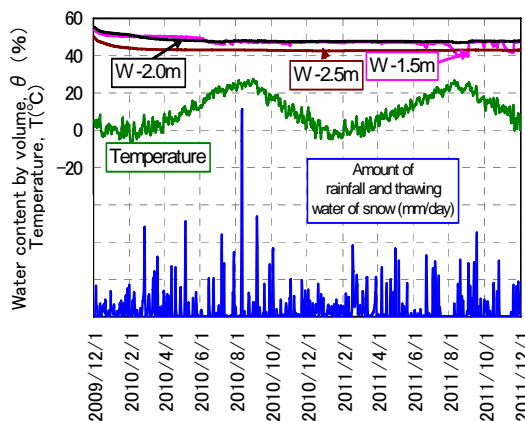


図-13 土壌水分、気温、総水量の変化 (汐吹)

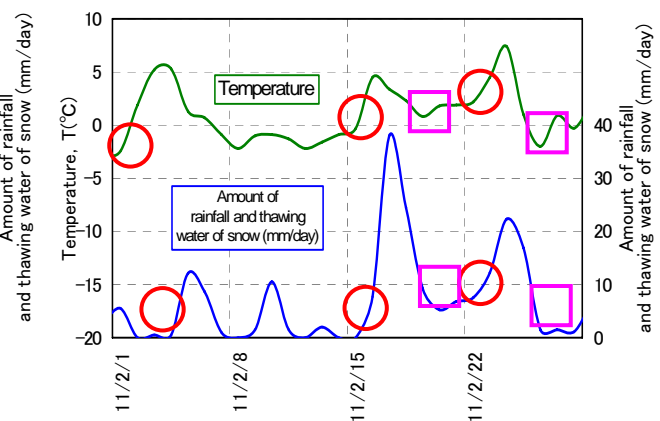


図-14 気温と総水量の変化 (汐吹)

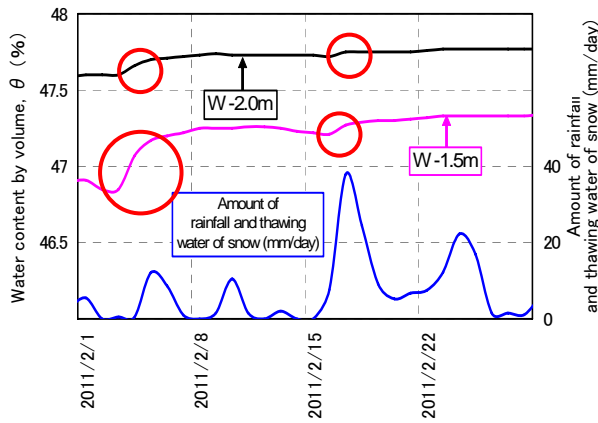


図-15 土壌水分と総水量の変化（汐吹）

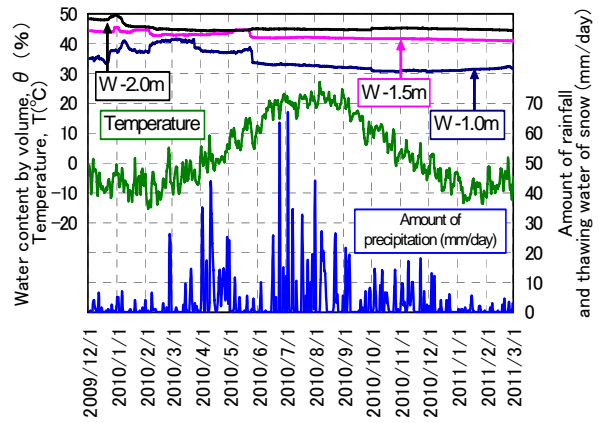


図-16 土壌水分，気温，総水量の変化（上越）

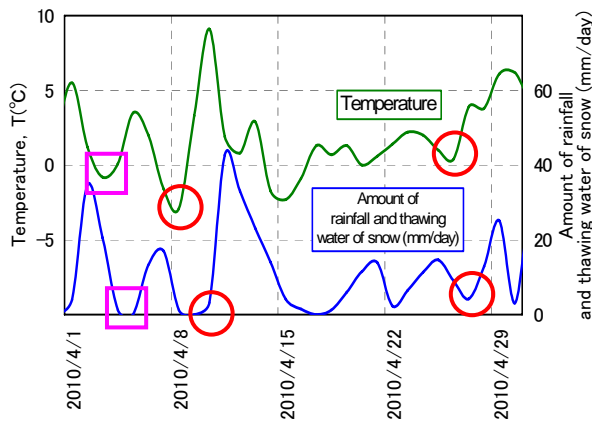


図-17 気温と総水量の変化（上越）

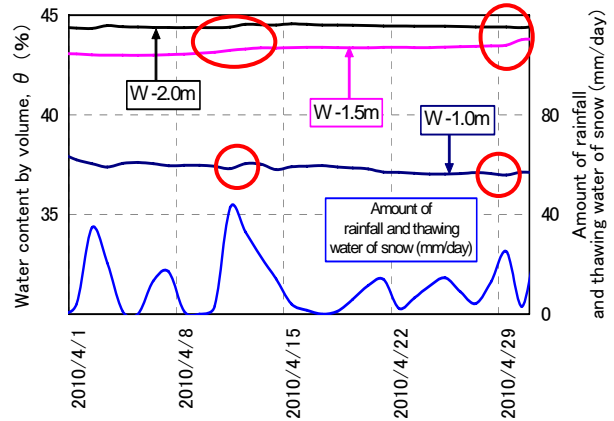


図-18 土壌水分と総水量の変化（上越）

ている（例えば□印）。図-18に同時期の土壌水分と総水量の変化を示す。ばらつきはあるものの、すべての深さにおいて総水量の増加に伴い土壌水分は変化している。

さらに融雪と孔内水位の関係を調べてみた。上川町字上越の2010年4月から2010年5月までの孔内水位と積雪、気温の関係を図-19に示す。図中の積雪と気温は計測地点に最も近い北見峠のテレメータを使用している。図より、気温の上昇とともに融雪が進んでおり、それに伴い孔内水位も上昇していることがわかる。また、その挙動は本研究で推定した水量変動（例えば○印）を比較的良く説明している。

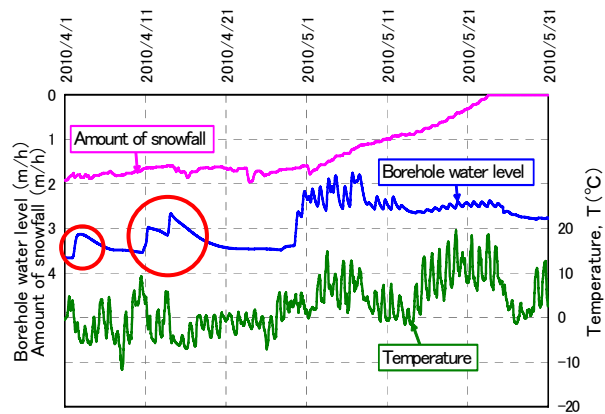


図-19 孔内水位の変化（上越）

このことから、地域特性（気象条件）による融雪時期の違いはあるものの、既往の研究⁸⁾と同様、2地域においても土中の水分量は降雨、融雪量の変化に敏感に反応していることが示された。

3. 3 伊達市南黄金町

テンシオメータによる斜面内の間隙圧の変化を示す（図-20参照）。図より、深さ20cm地点の値は常に正圧を示している。また、深さ60cm地点では負圧から0程度の値を示している。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-21(a), (b)は土壌水分計1, 4の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、ど

これらの土壌水分計においても、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-22 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、深さ 25cm 地点の値が 2011 年 1 月 7 日から斜面下部方向へ大きく変動しており、これは気温と同様の変動を示していた。

図-23 は、3 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、変位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。各年度の夏期と冬期を比較してみると、年々変位量が増加している。このことは、当該斜面は冬期の凍結融解履歴斜面の力学的劣化だけでなく、夏期の降雨の影響についても無視できないことを示すものである。

次に、計測斜面の測量結果を示す。斜面平面の変位図を図-24、各断面の各年度における変位図をそれぞれ図-25、図-26、図-27 に示す。断面 2-2 では測量点の流動により 2008 年度のみとなっている。斜面平面図の変位量を見ると、2008 年度では全体的に約 1cm と微小であるが斜面右方向に変位している。しかしながら、2010 年度では変位量が急増しており最大で約 10cm 変位している。これは 2010 年度では斜面が受ける凍結融

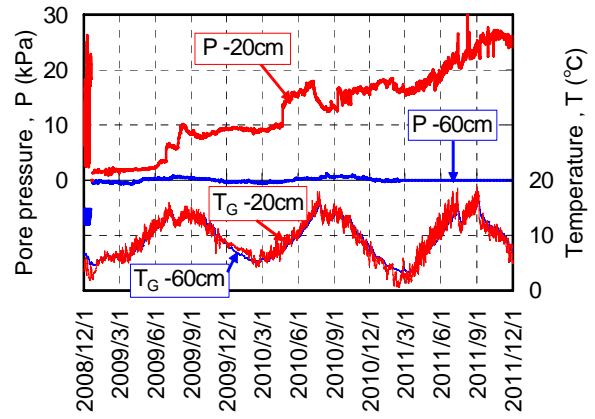


図-20 間隙圧と地温の関係 (伊達)

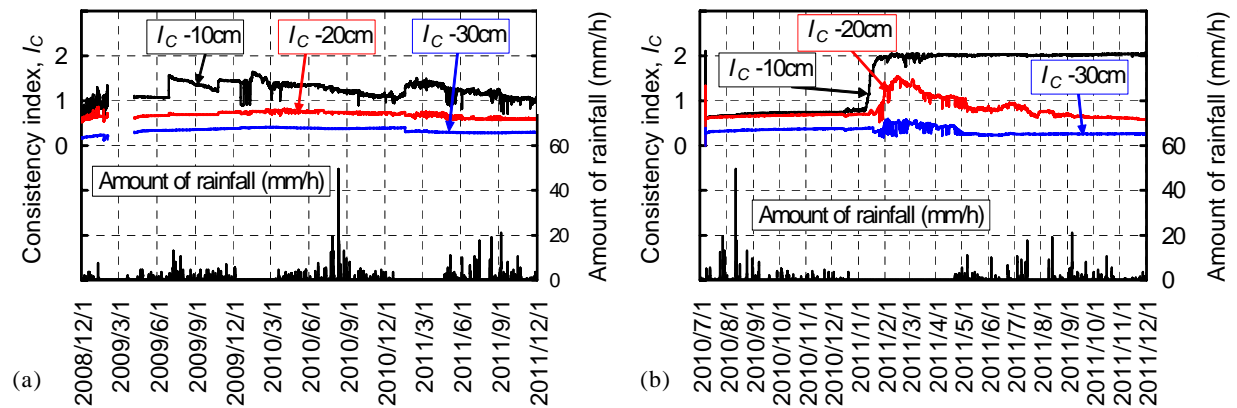


図-21 コンシステンシー指数 I_c と降雨の関係 (伊達)

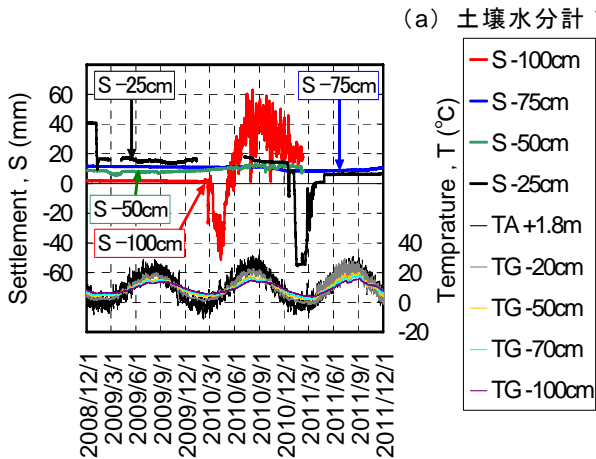


図-22 沈下量と気温の関係 (伊達)

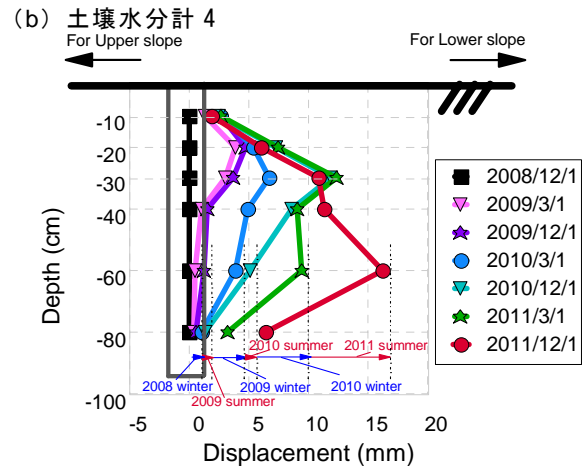


図-23 傾斜計による斜面断面方向の変位量 (伊達)

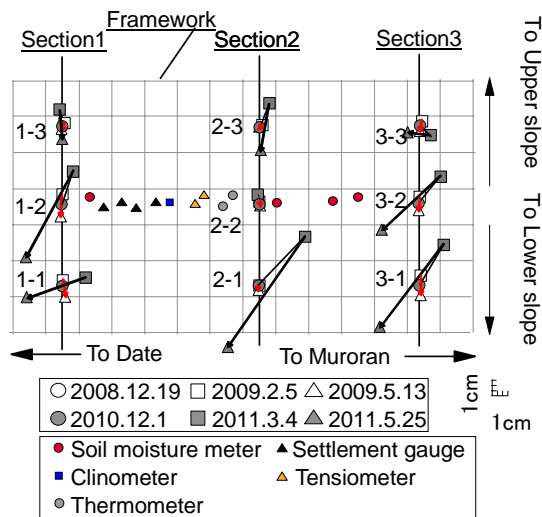


図-24 測量による斜面平面の変位量 (伊達)

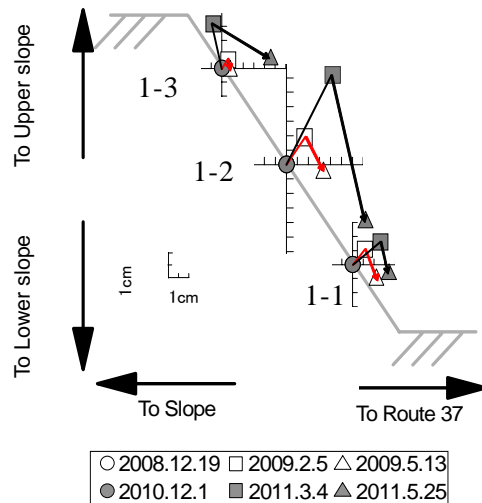


図-25 測量による断面 1 の変位量 (伊達)

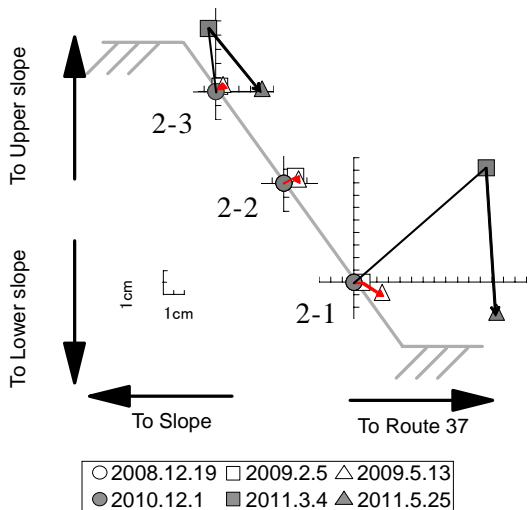


図-26 測量による断面 2 の変位量 (伊達)

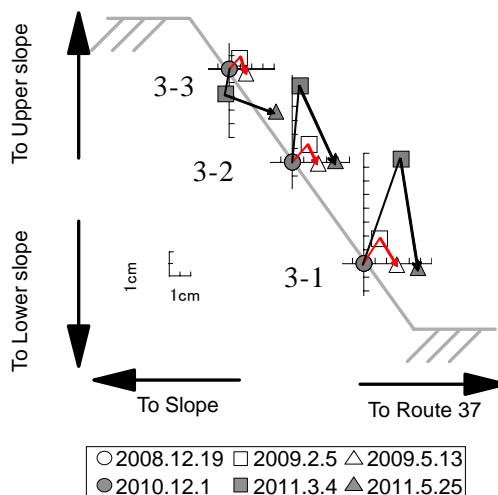


図-27 測量による断面 3 の変位量 (伊達)

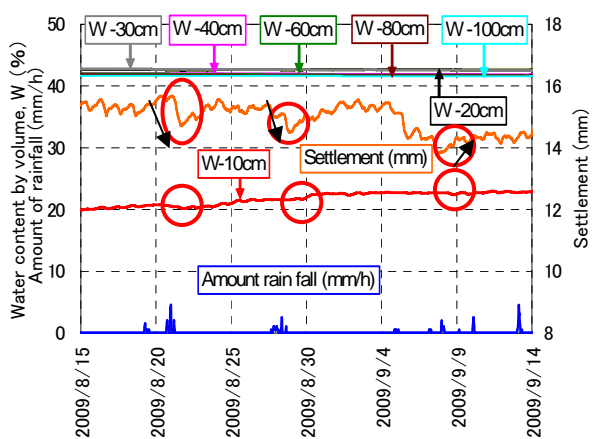


図-28 夏期の土壌水分の変化 (伊達)

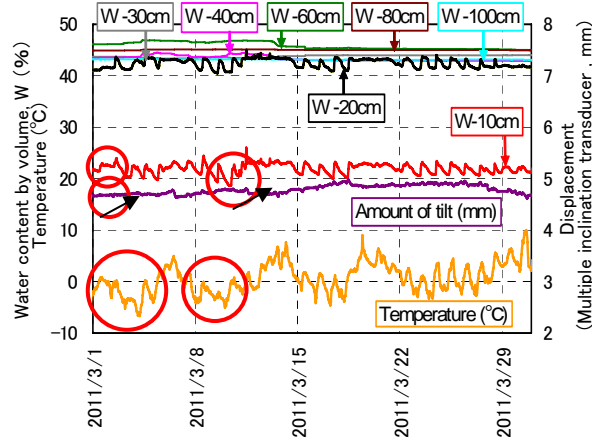


図-29 冬期の土壌水分の変化 (伊達)

解履歴回数が増加したためであると考えられる。また、変位方向は凍上時では斜面右方向へ変位しているが、融解時には斜面左方向へ変位している。断面図の比較において、冬期間中の測量では初回の測量から複数の点で数 cm の浮き上がりを確認できる。融解後の測量では初期位置よりも斜面下部への流動を同様に確認できる。各断面における最大変位量は約 12cm であった。これは凍結融解履歴回数の変化によるものと考えられる。以上のことから、凍結融解履歴の影響は無視できないことが測量結果からも示された。

図-28, 図-29 は, 夏期 (2009 年 8 月 15 日-2009 年 9 月 14 日) と冬期 (2011 年 3 月 1 日-2011 年 3 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, 冬期では気温上昇による融解により土壌水分が上昇しており, その後の排水 (減少) 過程に伴い, 微小ではあるが, 既往の研究⁸⁾と同様に変位が進行している. 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, 崩壊を予測する上では有用な情報である.

3. 4 伊達市南黄金町の計測結果から推測される近似結果

既往の研究結果⁸⁾および本研究においても, 土壌水分の排水 (体積含水率の減少) 過程において変位が生じることが示された. そこで, その排水 (減少) 過程の推測が重要であると考え, 近似式の提案を行った. 近似式は以下のとおりである.

$$\theta = \kappa e^{-\alpha t'} \quad (1)$$

ここで, θ は体積含水率 (%), t' は減少過程開始時からの経過時間を示し, κ は最大体積含水率 (%), α は傾きである.

図-30, 図-31 は, 夏期と冬期において変位が顕著に生じた期間 (夏期は 2009 年 8 月 20 日-2009 年 8 月 23 日, 冬期は 2008 年 12 月 19 日-2008 年 12 月 23 日) の計測結果とそれにもとづいて近似した結果を示している. 図中の計測結果は夏期では深さ 20cm 地点, 冬期では深さ 10cm 地点のものである. また, この期間に示す最大体積含水率は夏期では 42.6%, 冬期では 45.2% となっており, 夏期・冬期による差はないようである.

図から, 得られる最大体積含水率の近似結果は夏期が 43.4%, 冬期が 45.3% であり計測結果をよく表現している. また, 近似結果の傾き α はそれぞれ 0.01 と 0.006 であり, 排水 (減少) 過程に夏期と冬期とに大きな相違はない. このことから, 夏期・冬期の両期間において提案した近似式は適用可能であると言える.

次に, 融雪期 (2011 年 3 月 8 日-2011 年 3 月 13 日) における深さ 20cm 地点の土壌水分の変化とそれにもとづいた近似結果を図-32 に示す. 計測結果での最大体積含水率は 43.0% となっている. 近似結果より得られる κ と α はそれぞれ 43.3% と 0.07 となっており, 夏・冬期間と同様に計測結果とほぼ同値を示している. このことから, 融雪期においても提案している近似式の適用が可能であることがわかった.

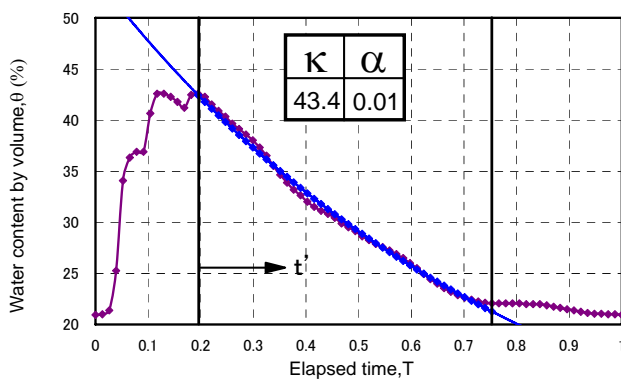


図-30 夏期の排水過程の近似曲線 (伊達)

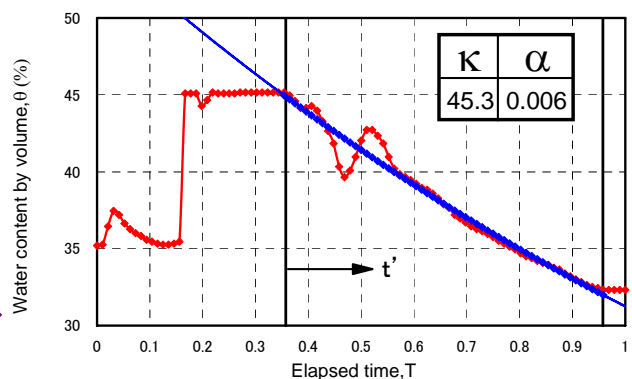


図-31 冬期の排水過程の近似曲線 (伊達)

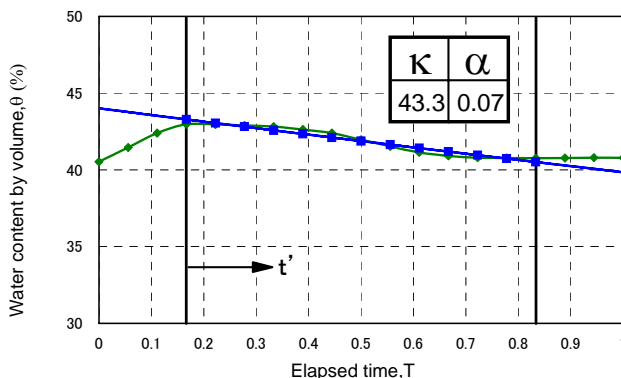


図-32 融雪期の排水過程の近似曲線 (伊達)

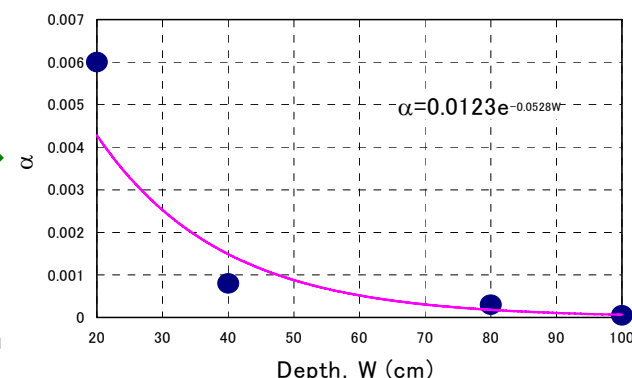


図-33 融雪期の排水過程の近似曲線 (伊達)

さらに深さ方向の違いによる検討を行った。代表的なものとして上述の融雪期のものを用いている。なお κ については変化が小さいことから α に関する結果を示す (図-33 参照)。図より、比較的良好な相関関係が存在することがわかる。またその特徴として、深さ方向に対して α は指数的に減少している。このことから対象とする斜面の土壌水分の変化を推定することができれば、それぞれの斜面での安定性評価が可能になることが示唆された。

4. まとめ

現地計測を通して、斜面の変動を確認するとともに、土壌水分と斜面の変状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) 計測全斜面において凍結・凍上、融解（融雪）による斜面の変状は無視できない。
- (2) 地域特性（気象条件）による融雪時期の違いはあるものの、すべての地域において土中水分量は降雨、気温、融雪量の変化に敏感に反応している。
- (3) 計測斜面では、排水（減少）過程に伴い変位が進行している。また、排水（減少）過程の土中水分量を近似した提案式は実斜面の気温、降雨量や融雪量による変化を良く表現する。

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、北海道開発局旭川開発建設部と函館開発建設部、(財)北海道道路管理技術センターから現地情報の提示を頂いた。さらに、データ整理に北海道大学大学院 横浜勝司先生、現地計測及びデータ整理に室蘭工業大学 4 年生 夏井陽一郎君の協力を得た。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.107-110，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 他 4 名：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)S. Kawamura and S. Miura：Stability evaluation of slope subjected to rainfall and freeze-thaw actions based on field monitoring，Advances in Civil Engineering(Online Access Journal), Vol.2011, Article ID 867909, 14pages, Hindawi Publishing Corporation (2011).
- (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，安達謙二：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 Date, John Wiley and Sons, Inc, pp.900, 1991.
- (12)Journel, A.G, and Huijbregts, C：Mining Geostatistics, Academic Press, pp.600, 1978.
- (13)河島克久，和泉薫：改良型ディグリー・デー法による日融雪量推定の精度検証，新潟大学災害復興科学センター年報(2)，2008.

ることを目的としている。既往の研究と同様、斜面の幾何学的条件の変化、及び凍結融解履歴の有無が降雨時力学挙動に及ぼす影響を明らかにした。

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。模型土槽の内寸法は幅 2000mm、高さ 700mm、奥行き 600mm である。前面には厚さ 20mm の強化ガラスが設置され、人工降雨にともなう斜面の変形挙動が観察できるようになっている。なお、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、支笏カルデラを噴出源（支笏軽石流堆積物（Spfl））とする駒岡火山灰土（ $\rho_s=2.503\text{g/cm}^3$ 、 $\rho_{dmax}=1.120\text{g/cm}^3$ 、 $\rho_{dmin}=0.759\text{g/cm}^3$ 、 $D_{50}=0.27\text{mm}$ 、 $U_c=3.6$ 、 $F_c=26.0\%$ ）である。

本研究では札幌市駒岡に構築されている実大盛土斜面⁹⁾と同一試料を用いている。盛土構築過程の規格値である締固め度 $D_c=85\%$ （ $\rho_d=0.90\text{g/cm}^3$ ）、さらに締固め度 $D_c=68\%$ （ $\rho_d=0.72\text{g/cm}^3$ ）、 60% （ $\rho_d=0.63\text{g/cm}^3$ ）になるように締固め、模型斜面を作製した（密度のバラツキ 5%以内）。なお、飽和度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 S_{r0} 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、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）。具体的には、斜面角を変化させたケース（Case1～Case3）、斜面密度を変化させたケース（Case3～Case5）、凍結融解履歴を与えたケース（Case6～Case7）、凍結融解履歴回数を変化させたケース（Case8）である。

【斜面作製方法と試験条件】

(a) 所定の斜面形状になるようにアルミサッシを設置し、初期含水比 34%に調整する。その後、試料を均一になるようにまきだして堆積させる。斜面密度 0.63g/cm^3 （締固め度 60%）のケースでは 3kg のローラーで 1 層 10cm あたり 3 往復、斜面密度 0.72g/cm^3 （締固め度 68%）のケースでは 3kg のローラーで 1 層 7cm あたり 3 往復、斜面密度 0.90g/cm^3 （締固め度 85%）のケースでは 13kg のローラーで 1 層 7cm あたり 2 往復の締固めを行っている。

(b) 所定の高さまで試料を締固め、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。

斜面作製後、凍結融解履歴を与えたケースでは、斜面表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。融解履歴は室温 $20\text{ }^\circ\text{C}$ 、湿度 60% の下で与えている。

模型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。

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、凍結融解時における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～pw4）と誘電率型の土壌水分計（sm1～sm6）によって計測されている。

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（100mm/h）になるように調節する。

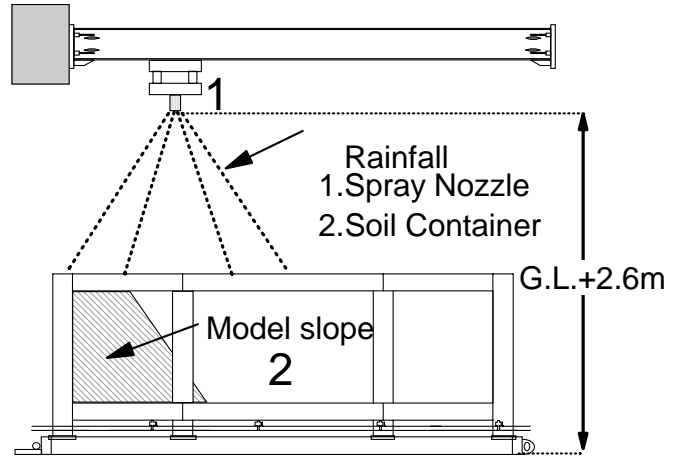


図-2 試験装置

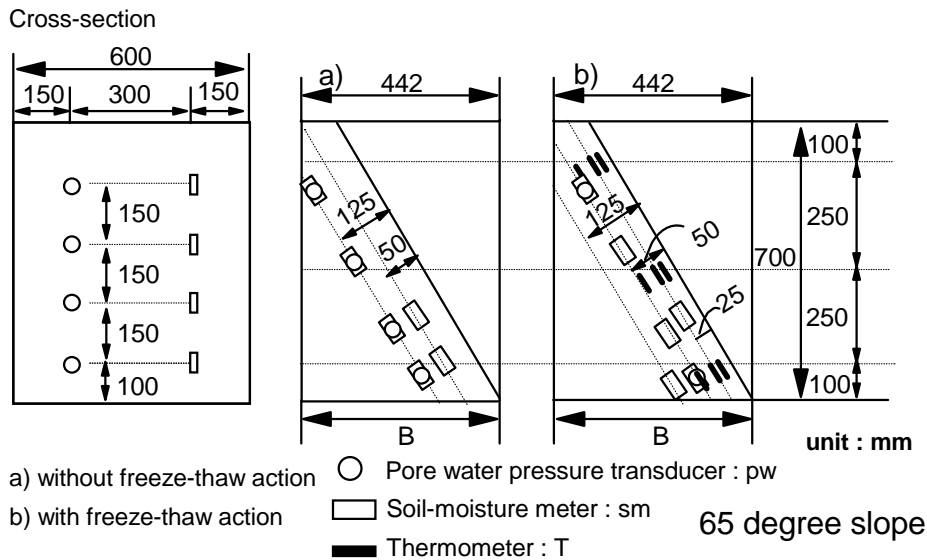


図-3 代表的な模型斜面の形状と計器配置図

表-1 試験ケース

	case1	case2	case3	case4	case5	case6	case7	case8
Sample name	Komaoka volcanic soil							
Slope condition	Without freeze-thaw action				freeze-thaw action			
Freeze-thaw action cycles					1 2			
Angle of inclination, $\alpha(^{\circ})$	45	55	65		45			
Initial water content(%)				34				
Length of base, B(mm)	750	557	442		750			
Dry Density, $\rho_d(\text{g}/\text{cm}^3)$	0.90			0.63	0.72	0.90		
Rainfall intensity(mm/h)	100							
Thaw time(hr.)					12			

- 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、土壌水分計、間隙水圧計の測定を開始する。凍結融解履歴を与えたケースでは、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2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。なお、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から斜面内保水量を算出し、斜面全体の崩壊時含水比 w_f を求めている。

【斜面崩壊の定義】

既往の研究^{5),6),7),8)}では、土質材料、斜面角、降雨強度の違い、不透水層の有無にかかわらず、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、この時点が斜面崩壊と定義している。また、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、以下議論することにする。

4. 結果と考察

4-1. 斜面角の違いが斜面表層崩壊に及ぼす影響

既往の研究⁷⁾では、斜面角の違いは崩壊形状ならびに力学的安定性に影響を与え、斜面崩壊機構に変化をもたらすことを定量的に明らかにしている。ここでは、既往の研究と同様、斜面角を変化させたケースについて検討を行った。

はじめに、斜面の斜面角を3種類変化させたケース（Case1~Case3）における表層崩壊の特徴について述

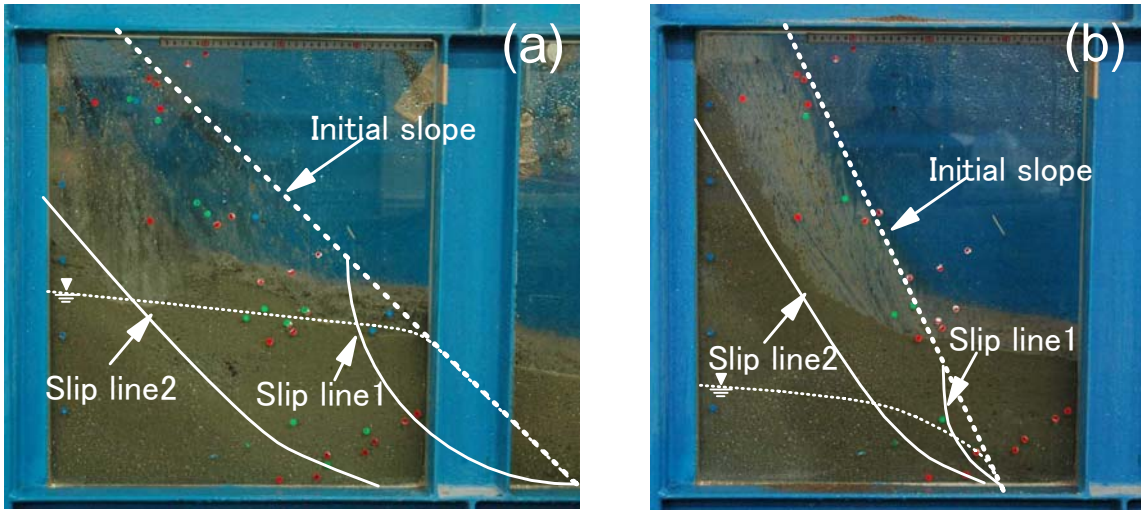


図-4 斜面角の違いにおける崩壊後の斜面形状の変化（凍結融解履歴無）

(a) $\alpha=45^\circ$, (b) $\alpha=65^\circ$

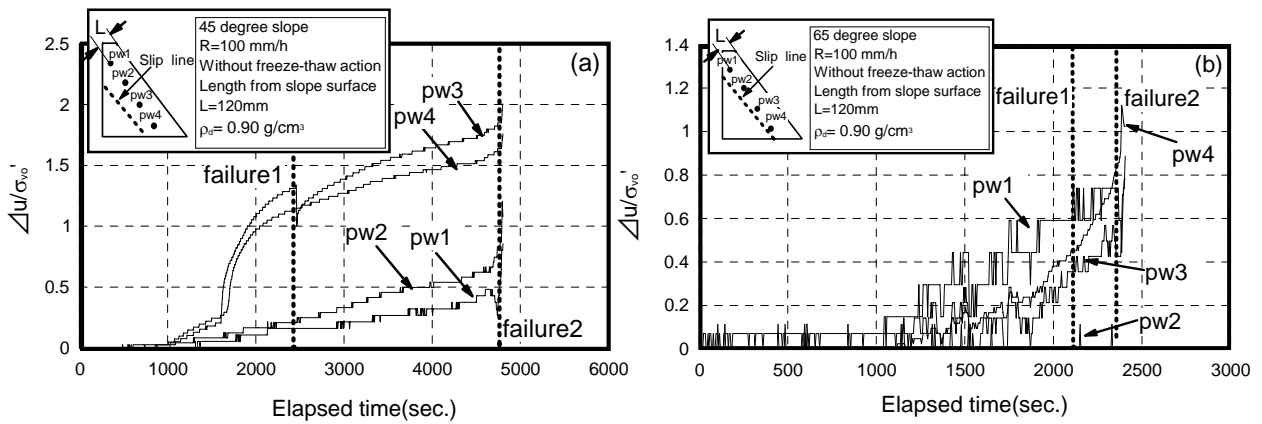


図-5 斜面角の違いにおける間隙水圧挙動の変化

(a) $\alpha=45^\circ$, (b) $\alpha=65^\circ$

べる。試験条件は、斜面密度 0.90g/cm^3 、初期含水比 34%、降雨強度 100mm/h である。

図-4 に、斜面角の違い ($\alpha=45^\circ, 65^\circ$) における崩壊後の斜面形状の変化を示す。既往の研究⁷⁾と同様、すべり線は斜面角が緩いほど、より深い位置で発生している。また、斜面角の違いにかかわらず、斜面のり先において一次崩壊 (Slip line1) が発生した後、斜面上部での二次崩壊 (Slip line2) が誘発されている。目視では崩壊後の斜面において降雨浸透にともなう地下水位の上昇が確認されており (図中参照)、これによって一次崩壊が発生したものと考えられる。

図-5 は、斜面角の違い ($\alpha=45^\circ, 65^\circ$) における間隙水圧挙動の変化を示したものである。なお、間隙水圧 Δu を初期の土かぶり圧 σ'_{v0} で正規化して示している。図より、斜面角の違いにかかわらず、間隙水圧が崩壊直前に急上昇し、崩壊していることがわかる。特に斜面角 45° (図-5 (a) 参照) では斜面下部の間隙水圧 pw3,4 が早い段階で急上昇しており、これにともない斜面のり先が一次崩壊している。その後、斜面上部の間隙水圧 pw1,2 が急上昇することによって、二次崩壊に至っている。八木ら¹¹⁾ は、斜面下部に発生した過剰間隙水圧のため斜面先の小規模崩壊が生じ、順次それが斜面上部の崩壊に移行することを報告しており、本模型実験結果はそれをよく表現しているといえる。また、斜面角 65° (図-5 (b) 参照) でも一次崩壊は発生したが、すべり線が浅いことから間隙水圧の顕著な変化は認められなかった。

図-6 に、斜面角の違いにおける飽和度の変化を示す。なお、飽和度は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。図から、すべり線の発生位置が計器設置位置よりも深いため、飽和度の顕著な変化は認められないが、崩壊時に上昇した後、急激に減少していることがわかる。

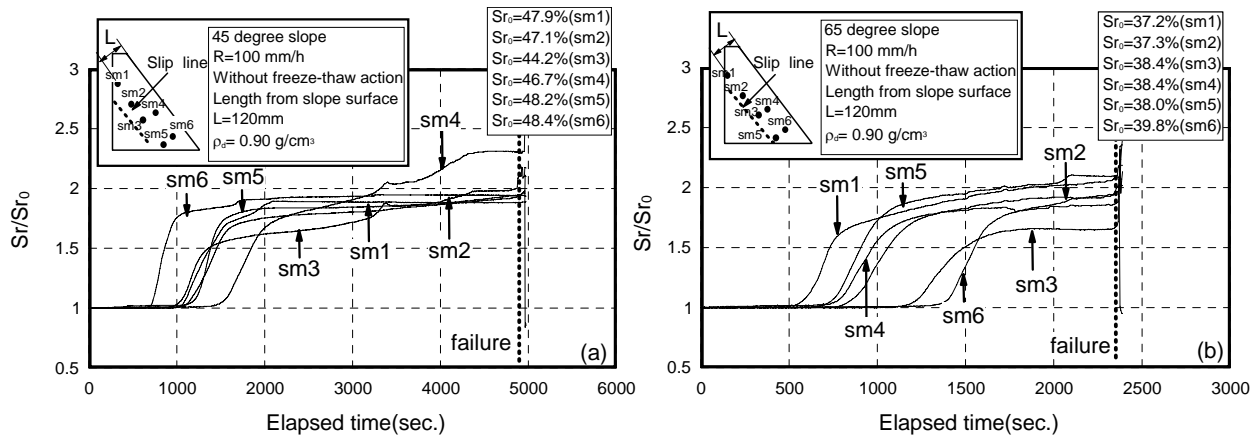


図-6 斜面角の違いにおける飽和度の変化（凍結融解履歴1回）

(a) $\alpha=45^\circ$, (b) $\alpha=65^\circ$

これらのことから、飽和度の変化と間隙水圧挙動を把握することは斜面表層崩壊を評価する上で重要であると示された。

次に、斜面角の違いにおける崩壊時間の関係を示す（図-7 参照）。図より、斜面角が緩くなるに従って崩壊時間が遅くなっていることがわかる。既往の研究⁷⁾では、勾配が緩くなるほど崩壊時間が遅くなることを報告している。本ケースにおいても同様の傾向が確認されている。

以上のことから、駒岡火山灰土においても斜面角の違いは降雨による崩壊形状ならびに力学的安定性に影響を及ぼすことが明らかとなった。

4-2. 斜面密度の違いが斜面表層崩壊に及ぼす影響

はじめに、斜面密度を3種類変化させたケース（Case3～Case5）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 65° 、降雨強度 100mm/h である。

図-8 に、斜面密度の違い（ $\rho_d=0.63\text{g/cm}^3$ （締固め度 60%）、 $\rho_d=0.90\text{g/cm}^3$ （締固め度 85%））における崩壊

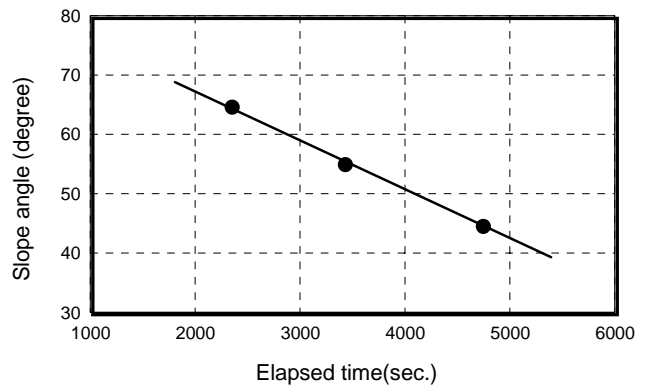


図-7 斜面角と崩壊時間の関係

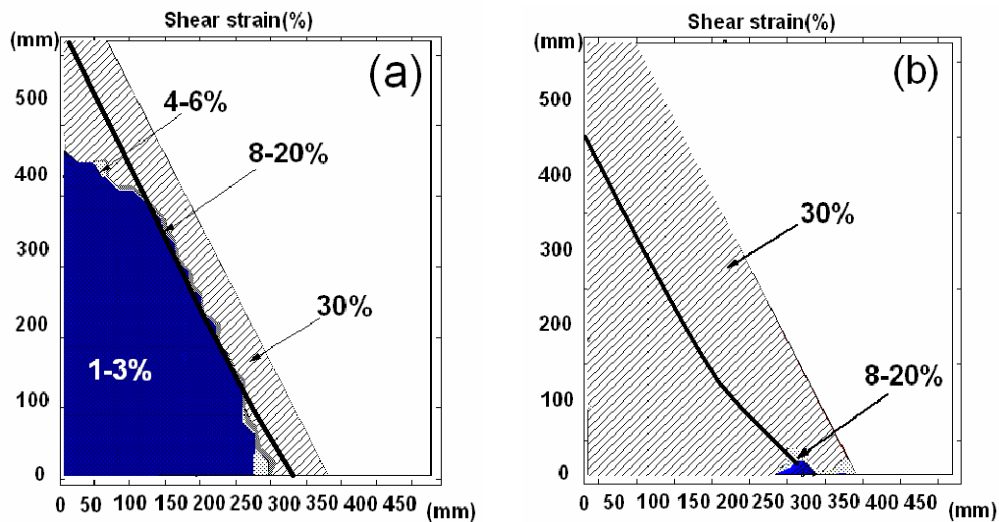


図-8 斜面密度の違いにおける崩壊後のせん断ひずみ分布の変化

(a) $\rho_d=0.63\text{g/cm}^3$ （締固め度 60%）、(b) $\rho_d=0.90\text{g/cm}^3$ （締固め度 85%）

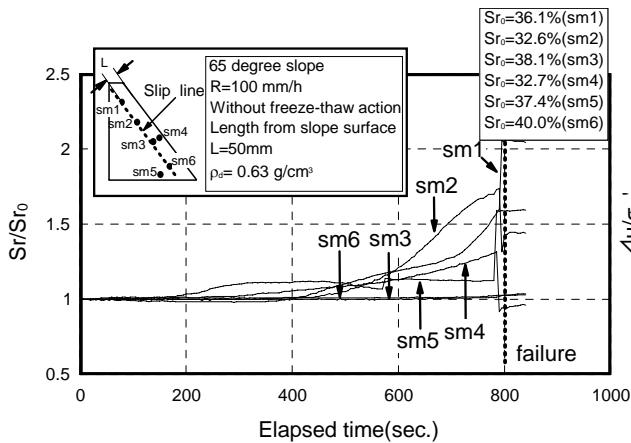


図-9 密度 0.63g/cm³における飽和度の変化

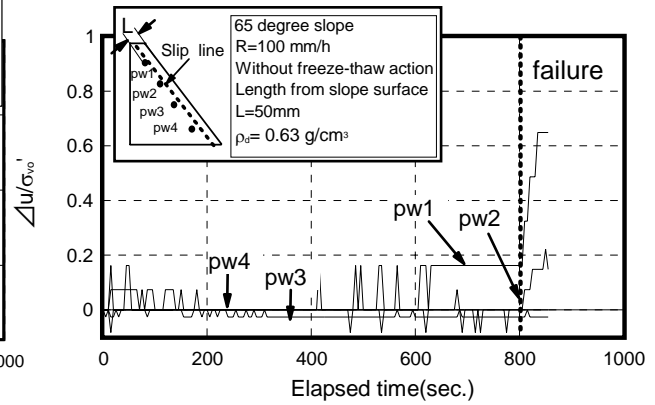


図-10 密度 0.63g/cm³における間隙水圧挙動の変化

後のせん断ひずみ分布の変化を示す。なお、図中にはすべり線が発生した位置を実線で記載している。図から、崩壊後のせん断ひずみは、斜面密度の高いものが斜面密度の低いものに比べて、大きくかつ深い領域まで達していることがわかる。

図-9 は斜面密度 0.63g/cm³における飽和度の変化を示したものである。密度の違いにおける崩壊時間の比較では、斜面密度が低い場合(図-9 参照)は崩壊時間 800 秒であり、斜面密度が高い場合(図-6 (b) 参照)は 2400 秒であった。この崩壊時間の差は、密度増加によるせん断抵抗力の増加を意味するものであろう。また、飽和度の上昇過程に着目してみると、締固め度 60% (0.63g/cm³) では、すべり線付近 (sm1, sm2, sm4) の飽和度が崩壊直前に急上昇していることがわかる。この原因として斜面密度が低い場合では斜面内への降雨浸透が速く、飽和度が急激に上昇することによって早期に崩壊に至ったことが一因と考えられる。一方、間隙水圧は崩壊直後に急上昇しており、 $\Delta u/\sigma'_{v0}$ は最大 0.5 程度であった。(図-10 参照)。このことから、斜面密度が低い場合では、表層崩壊型の破壊モードを示すようであり、飽和度の変化(土中水分の変化)の把握が重要であることがあらためて示された。

4-3. 凍結融解履歴が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上・凍結融解現象が繰返し発生している。既往の研究^{5),6),7),8)}では、土質特性の異なる試料に凍結融解履歴を与え、土質材料の違いにおける崩壊モードの変化を明らかにした。ここでは、既往の研究と同様、凍結融解履歴を与えたケースについて検討する (Case6~Case7)。

図-11 に、凍結融解過程における斜面内の温度変化を示す。試験条件は、斜面密度 0.90g/cm³、斜面角 45°、ドライアイスで 8 時間凍結させた後、20℃の室温で融解させたケースである。図より、斜面表層から 25mm の深さ (T1, T4, T7) は凍結開始から 8 時間 (28800 秒) 後に 0℃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) 後では、熱電対センサーの値は 0℃以上になっているが、センサー周辺に凍結層が存在していたため、凍結層が完全に融解する 12 時間を融解時間に設定し、これを 1 サイクルとした。また、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している。

図-12 は、このときの凍結融解過程における飽和度の変化を示したものである。凍結過程では、凍結層付近の飽和度は減少している (sm1~sm5)。一方、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。

図-13 に、凍結融解履歴有における崩壊後の斜面形状を示す。凍結融解履歴有無の比較(図-4 (a) 参照)では、履歴有の場合、すべり線 (Slip line) が非常に浅くなっていることがわかる。崩壊後も降雨を継続したところ、最終的なすべり線 (Final slip line) は履歴無(図-4 (a) 参照)と比較して若干深くなった。このことは、斜面表層が崩壊したことによって緩斜面となり、斜面角の違いと同様、すべり線が深くなったもの

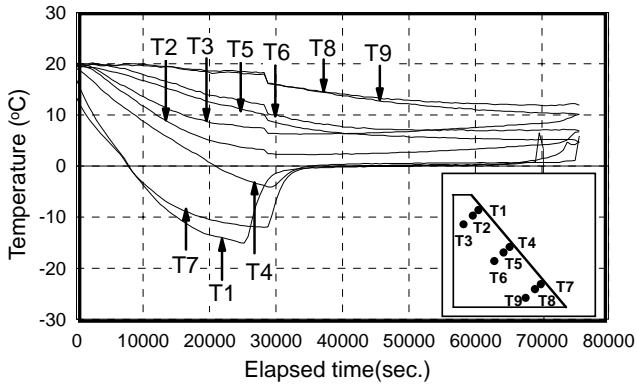


図-11 凍結融解過程における斜面内の温度変化

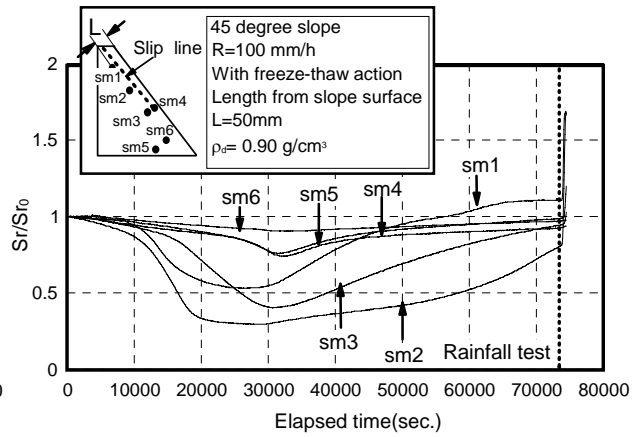


図-12 凍結融解過程における飽和度の変化

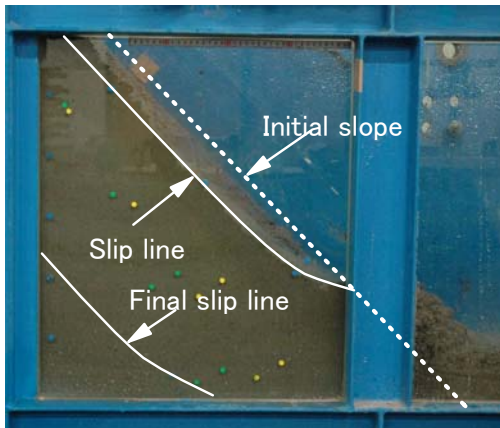


図-13 凍結融解履歴有における崩壊後の斜面形状

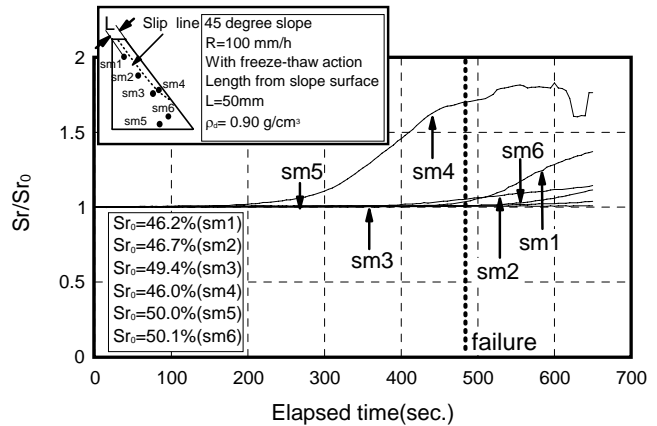


図-14 凍結融解履歴有における飽和度の変化

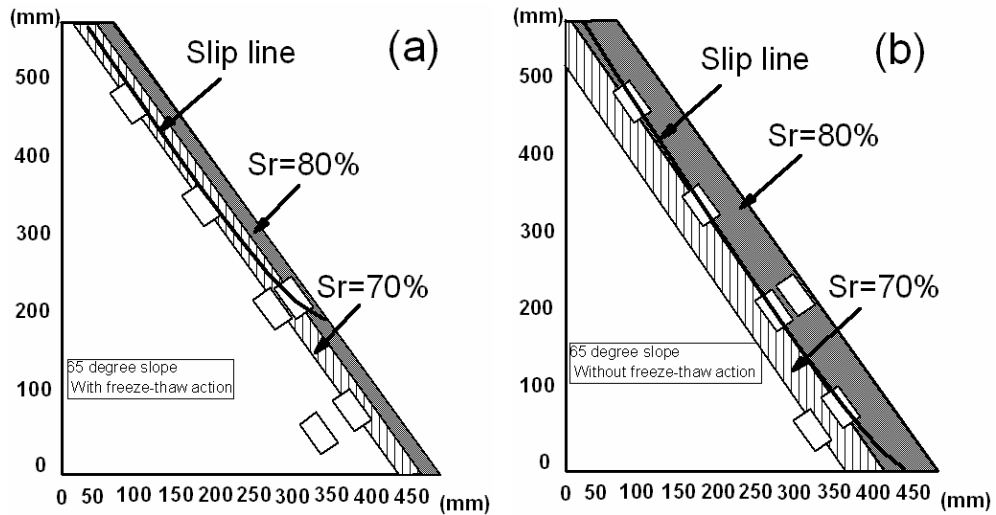


図-15 凍結融解履歴有無における崩壊時飽和度領域の変化 ($\alpha=65^\circ$)
 (a) 凍結融解履歴有 (一次崩壊時), (b) 凍結融解履歴無 (密度 0.63g/cm^3)

を示すものであろう。

同条件における飽和度の変化について示す (図-14 参照)。図から、すべり線付近の sm4 が、降雨開始後すぐに上昇していることが明らかである。また、崩壊時間に着目して履歴有無で比較すると、履歴無の場合 (図-6(a) 参照) では崩壊時間が 4740 秒に対し、履歴有の場合では 485 秒と、崩壊時間は明らかに早くなっ

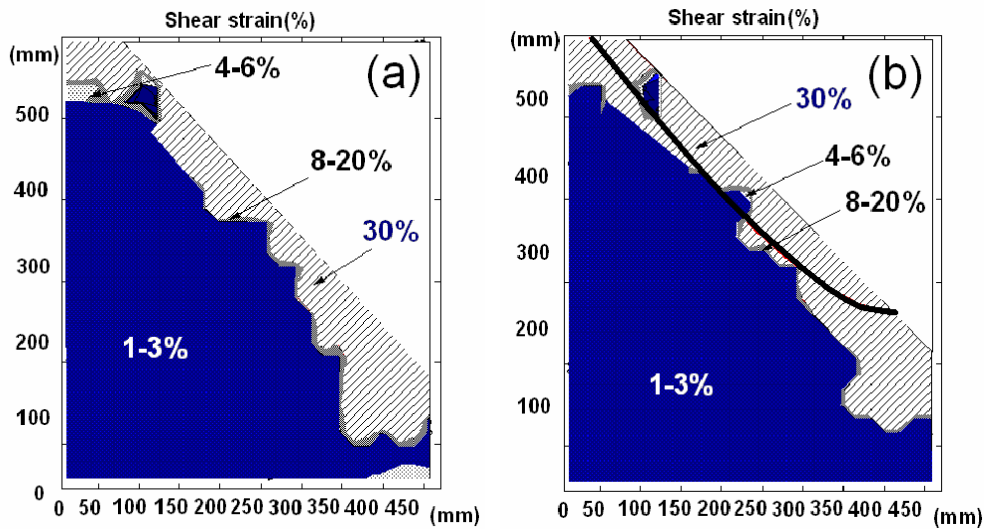


図-16 斜面角 $\alpha=45^\circ$ における崩壊後のせん断ひずみ分布の変化（凍結融解履歴有）
(a) 凍結終了後, (b) 降雨終了後

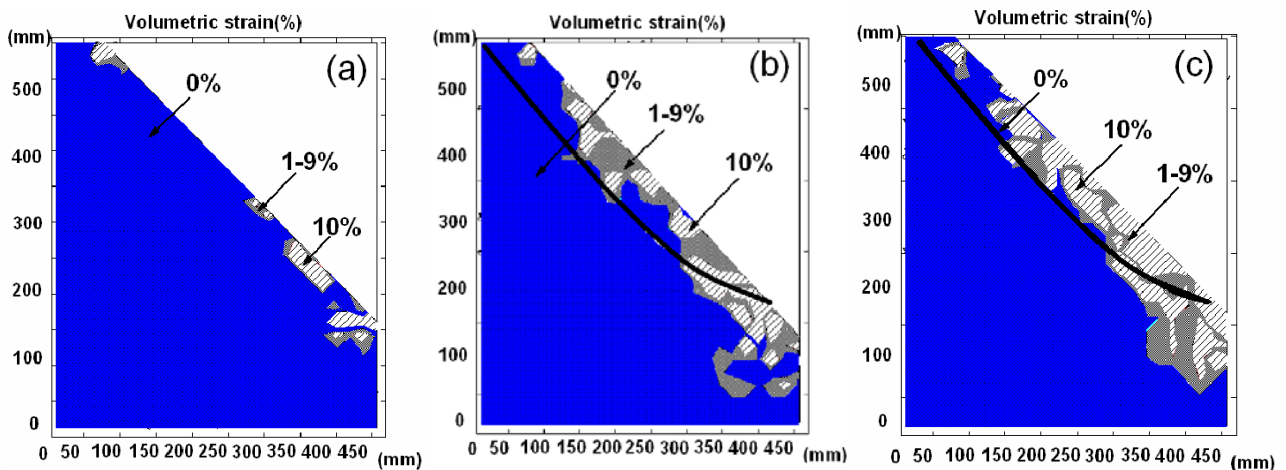


図-17 凍結融解履歴中における体積ひずみの変化
(a) 凍結開始1時間後, (b) 凍結終了後, (c) 融解終了後

ている。このことは、凍結した表層部分が融解後には高含水状態になるとともに、斜面の構造劣化・空洞化が発生することにより、降雨浸透しやすい状態になったことが原因である。図示は省略するが、間隙水圧挙動は、密度が低い場合と同様の力学挙動を示していた。

次に、凍結融解履歴有無における崩壊時飽和度領域の変化を示す（図-15 参照）。この崩壊時の飽和度領域は土壌水分計により計測した飽和度と崩壊後の斜面から試料を採取し、それらの値から推定したものである。なお、履歴有は一次崩壊時、履歴無は斜面密度 0.63g/cm^3 のものであり、両者ともに降雨浸透にともなう地下水位は発生していない。図から、履歴無では飽和度 80%領域とすべり線が一致していることがわかる。また、履歴有では飽和度 70%領域でもすべり線が確認されている。このことから、斜面の表層崩壊は飽和度 70~80%程度において誘発される可能性が高いことが示された。

次に、図-16 に PIV 解析から求めた凍結融解時のせん断ひずみ分布の変化を示す。図より、降雨実験終了時のせん断ひずみは凍結時のものと同様、表層付近に発生していることがわかる。また、4%以上のせん断ひずみが発生した地点はすべり線とほぼ一致している。

図-17 に、PIV 解析から求めた凍結融解時における体積ひずみの変化を示す。表層部では凍結開始から凍結終了後まで膨張傾向を示し、凍結終了後までその影響領域は徐々に深部方向に拡大している。凍結終了後から融解終了後まではその変化はほとんど認められず、その影響領域は凍結深ならびにすべり線の深さとほ

ば一致している。このことから、既往の土質特性^{5), 7)}と同様、凍結融解履歴によって生じる体積変化特性（ダイレイタンス特性）を把握することによって斜面崩壊を適切に評価することが可能であると言えよう。

4-4. 凍結融解履歴回数の違いにおける斜面表層崩壊機構の変化

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。既往の研究⁸⁾では凍結融解履歴回数の影響度は1回目が支配的であることを明らかにしていることから、本試験では履歴回数を2回とした検討を行った（Case8）。

図-18に、凍結融解履歴2回における崩壊後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、凍結融解履歴1回目（図-15（b）参照）におけるせん断変形挙動とほぼ一致していることがわかる。

図-19に、凍結融解履歴回数の違いにおける飽和度の変化を示す。表記したデータは降雨により崩壊したすべり線近傍のものであり、代表的な挙動がみられた飽和度sm4のものを示している。なお、斜面崩壊した地点を●印により表現している。履歴無との比較では、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高くなっていることがわかる。また、崩壊に至るまでの時間は履歴回数の違いによって、変化はなかった。

以上のことから、駒岡火山灰土においても凍結融解履歴の影響は履歴回数1回目が決定的であるといえる。

4-5. 斜面表層崩壊と保水量の関係

既往の研究では、土質特性^{6), 7), 8)}や崩壊モードの違い¹²⁾にかかわらず、斜面内に本来保持されている初期保水量（初期含水比 w_0 ）と崩壊時の斜面全体に保持される水量（崩壊時含水比 w_f ）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。そ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。以下、駒岡火山灰土においても同様の検討を行った。

図-20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⁸⁾より得られた柏原火山灰土ならびに当幌火山灰土の保水量の変化も併せて示している。図から、他の試料と同様、履歴有無にかかわらず、初期含水比

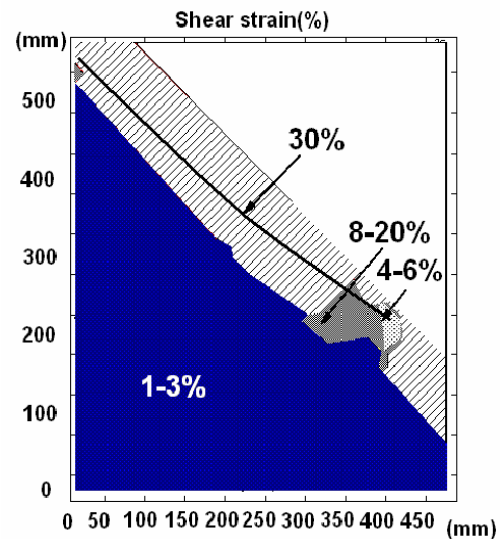


図-18 凍結融解履歴2回における崩壊後のせん断ひずみ分布

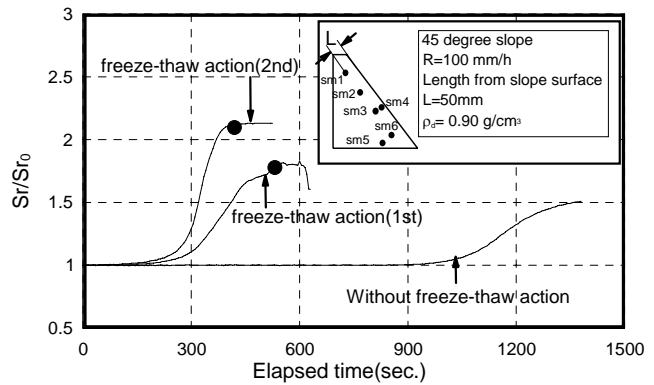


図-19 凍結融解履歴回数の違いにおける飽和度の変化

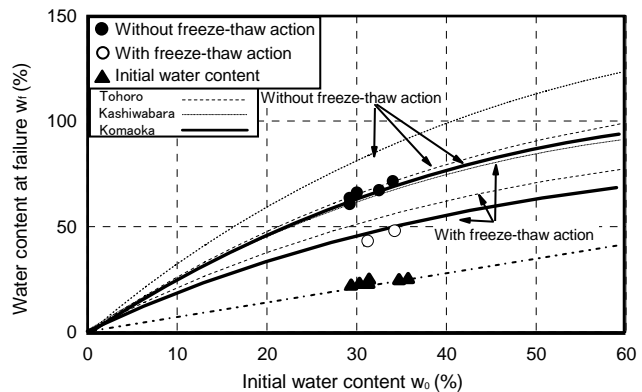


図-20 初期含水比の違いにおける崩壊時含水比の変化

と崩壊時含水比の間にユニークな関係が存在することがわかる。また、噴出源の違いによらず、当幌火山灰土と駒岡火山灰土ではほぼ同値の関係が得られている。土質特性、特にその保水特性に依存するものであるが、今後詳細に検討する予定である。いずれにしても、対象となる斜面において(1)式のような表示が可能になれば、実務的に簡易的な斜面安定性解析ができることになる。

以上のことから、本試料においても、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

駒岡火山灰土を用いた一連の模型実験より、次のような結果を得た。

- (1) 凍結融解履歴無の試験では、降雨浸透により斜面のり先に過剰な間隙水圧が発生し、斜面崩壊が誘発される。また、斜面角及び密度の違いは、降雨による崩壊形状ならびに力学的安定性に影響を及ぼす。
- (2) 凍結融解履歴有無にかかわらず、模型斜面の表層崩壊は飽和度 70~80%程度で発生する。
- (3) 凍結融解履歴の影響により、斜面は表層崩壊を引き起こす可能性がある。また、表層崩壊後に緩斜面となった斜面では、その後の降雨によってすべり線はより深く発生する。なお、凍結融解履歴回数の影響度は1回目が決定的である。
- (4) 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、平成 23 年度科学研究費補助金基盤研究 A（代表 三浦清一）から研究補助が与えられた。末筆ながら記して謝意を表します。

参考文献

- (1) 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) 川村志麻, 奥田健太, 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, *地盤工学会北海道支部技術報告集*, 第 51 号, pp.53-62, 2011.
- (9) 工藤明日香, 三浦清一, 川村志麻, 横浜勝司, 松村聡, 海谷宣弘: 火山灰質粗粒土によって構築した実大盛土斜面の力学挙動計測, *地盤工学会北海道支部技術報告集*, 第 52 号, 2012. (印刷中)
- (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) 八木則男, 矢田部龍一, 山本浩司: 雨水浸透による斜面崩壊, *土木学会論文報告書*, 第 330 号, pp.107-114, 1983.
- (12) S. Kawamura, and S. Miura.: Field monitoring of volcanic slope subjected to freezing and thawing and its evaluation, *Geo-Congress 2012, Geotechnical Special publications, ASCE*, 2012. (in press)

北海道大学	学生会員	○工藤	明日香
北海道大学大学院	国際会員	三浦	清一
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	国際会員	横浜	勝司
北海道大学大学院	学生会員	松村	聡
室蘭工業大学	学生会員	海谷	宣弘

1. はじめに

北海道のような積雪寒冷地では、突発的な豪雨や大規模地震による斜面災害のみならず、冬期から春期にかけての気温の急激な変化に起因すると考えられる斜面災害が頻発している。さらに、火山灰質粗粒土を主体とした未固結な地盤が広範囲に分布しており、このことが斜面災害を増加させているとも指摘されている。近年では、この火山灰質粗粒土を対象とした研究が進められている。具体的には、室内要素試験による凍結融解履歴が火山灰質粗粒土の強度変形特性に及ぼす影響^{1), 2)}や、いくつかの火山灰質粗粒土に着目した斜面崩壊に関する模型試験³⁾が実施されており、火山灰質粗粒土で構成される斜面の崩壊メカニズムの考察が進められてきている。しかしながら、実大斜面の崩壊時の力学挙動に関する基礎的データが限られていることから、室内試験および模型試験で得られた新知見を実用化することが困難な状況であった。

本研究では実大規模の斜面を構築し、斜面崩壊時の力学挙動を把握することを目的として、一連の実物大模型斜面の現地計測を行っている。本報告では、特に斜面構築方法およびこれまでに得られた計測データを検証し、構築した斜面の力学挙動についての考察を行っている。

2. 実物大模型斜面の位置および概要

図-1(a)および(b)に構築した実大斜面の地点を示す。(a)図は札幌市内における本斜面の位置を示したものである。本斜面は札幌市南区真駒内174番地に構築されており、JR札幌駅から直線距離で南に12.6kmの位置にある((a)図参照)。また、本斜面の緯度と経度は北緯42度57分12.79秒、東経141度21分45.96秒付近であり、その方向は北向き、標高は190mから200mの間にある((b)図参照)。なお、この周辺は支笏カルデラを噴出起源とする支笏火砕流堆積物(Spfl)に覆われている⁴⁾。

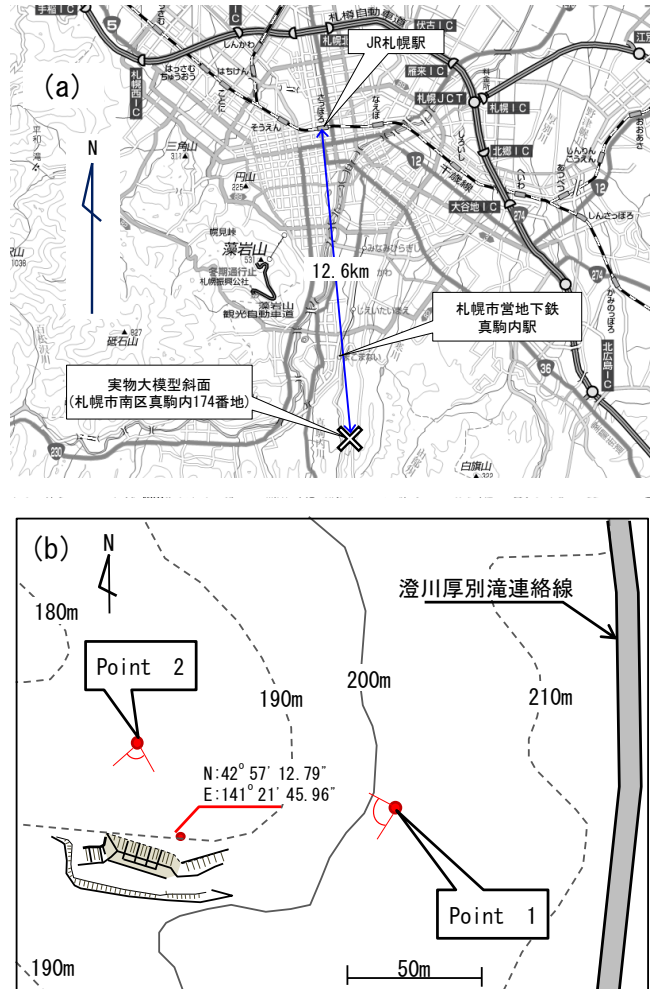


図-1 実物大模型斜面位置：

(a)札幌市中心部との位置関係，(b)斜面周辺の地形

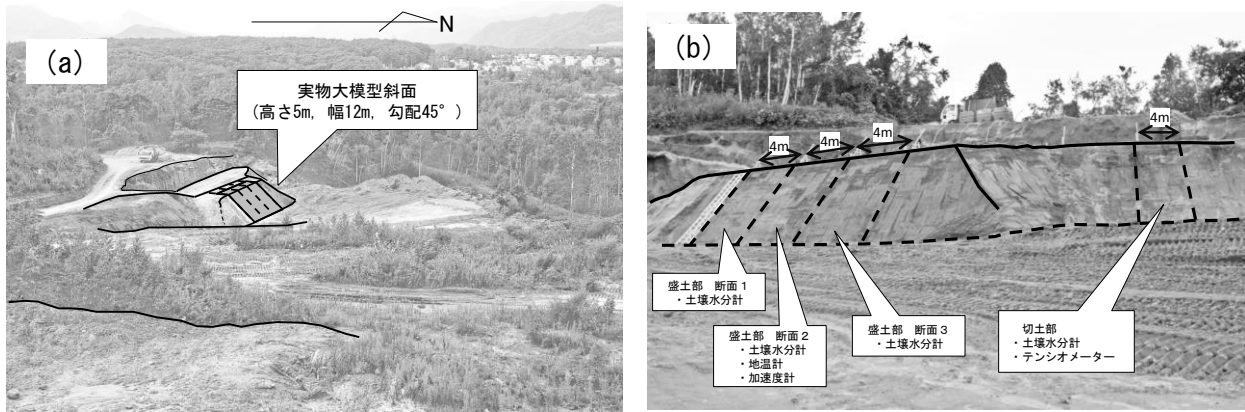


写真-1 実物大模型斜面の様子

(a) 斜面および周辺の状況 (図-1 (b) の Point1 から撮影),

(b) 斜面全景 (図-1 (b) の Point2 から撮影)

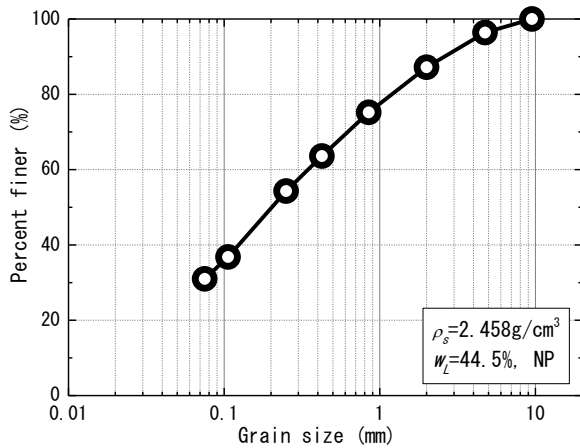


図-2 粒径加積曲線

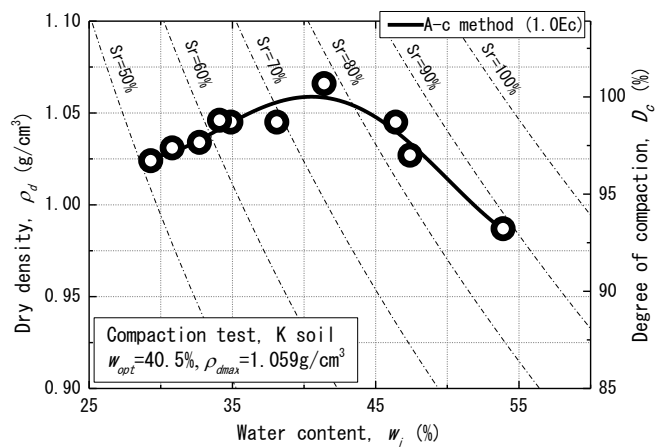


図-3 締固め曲線

写真-1 (a) および (b) はそれぞれ斜面周辺状況および斜面全景を示している。地形の特徴として、本地点は東から西に向けて標高が低くなっている。そのため斜面構築時には、水平の基盤面を形成した後、その基盤面の上に盛土斜面を構築している。(b) 図は構築された高さ 5m の実物大模型斜面を示したものである (point2 から撮影)。本研究では幅 12m の斜面を 3 つの断面に分け、後述する計測器を設置し、各種力学挙動の評価を行っている。また、本盛土斜面の計測データとの比較を行うため、(b) 写真右側に示す幅 4m の切土斜面を設け、気象変動にともなう斜面内の力学挙動の変化を追跡している。

3. 斜面構築に用いた試料と構築方法

3.1 実物大模型斜面に用いた試料

本地点は支笏軽石流堆積物 (Spfl) が堆積している地盤であることから、斜面構築の際にはこの試料を用いている。本試料を駒岡火山灰質土 (K soil) と称する。斜面構築に用いた試料の粒径加積曲線を図-2 に示す。図中には本試料の物性値も併記している。これより、本試料は細粒分含有率が 31% であり、かなり細粒分を含んでいるといえる。また、LL, PL 試験結果から非塑性の試料であることが確認された。図-3 に本試料の締固め曲線を示す。締固め試験は A-c 法⁵⁾により実施されている。これより、最大乾燥密度 ρ_{dmax} が 1.059 g/cm^3 、最適含水比 w_{opt} が 40.5% であることが確認できる^{6), 7)}。なお、乾燥密度が 0.987 g/cm^3 から 1.059 g/cm^3 の範囲にあることから、締固めにおける乾燥密度の変動範囲は小さい (締固め曲線がかなり平坦である) ことが伺える。この締固め曲線に基づいて、締固め度 85% 以上を目標に実大盛土を構築した。

3.2 斜面構築方法

実物大模型斜面の構築手順を以下に示す。

(1) はじめに、水平基盤面を造成後、盛土背面の斜面を構築した。背面斜面の勾配は 68 度である。

(2)前述の駒岡火山灰質土を撒きだし（撒きだし厚 25cm）、ハンドガイド式ローラー（質量 600kg）による転圧を 4 回実施した。なお、盛土高が 1.0m、2.6m および 5.0m に達した段階で砂置換法による現場密度試験を実施することで、構築された斜面の密度分布を確認している（図-4 参照）。この結果より、転圧時の乾燥密度は 0.904 から 1.031g/cm³ の範囲（平均値が 0.942g/cm³）、含水比は 40.6 から 45.1% の範囲（平均値は 43.0%）にあり、目標とした締固め度 85% 以上の均一な盛土斜面が構築されていることがわかる。

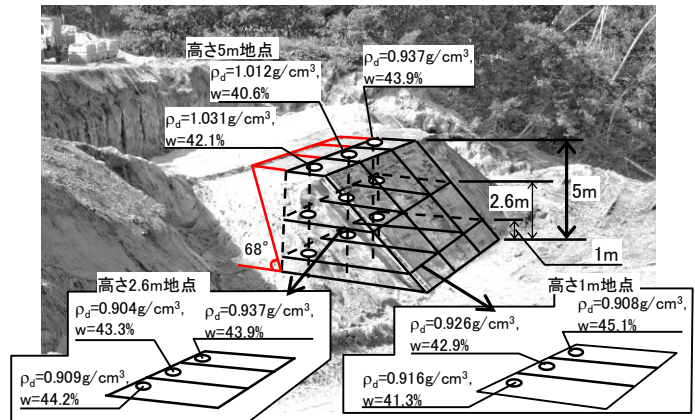
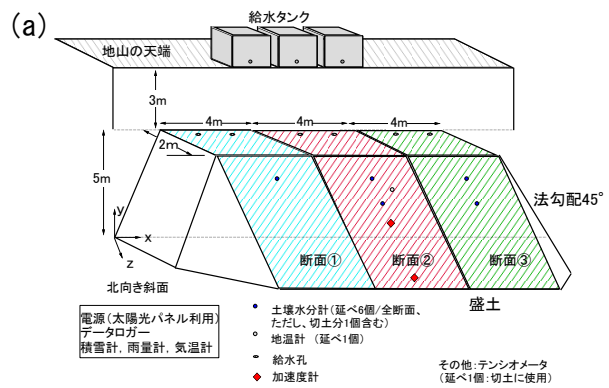


図-4 現場密度および含水比測定結果

(3)高さが 5.0m に達した後、勾配が 45 度となるように法面を整形した。盛土の全幅は 12m である。これを幅 4m の断面を 3 つ有する実物大斜面として計測作業を行うこととした（図-5(a)参照）。なお、各断面には天端面から長さ 4m の給水管を鉛直に挿入し、斜面内へ給水することが可能になるようにしている。この給水管には 10cm 千鳥間隔で直径 5mm の孔をあけており、斜面内への給水ができるだけ均一になるようにしている（（図-5(b)詳細図参照））。



(4)天端から 3m 上の位置にある地山に設置された 3 つの給水タンクから天端面に挿入された給水管に内径 24mm のホースを接続し、所定量の給水を行っている。

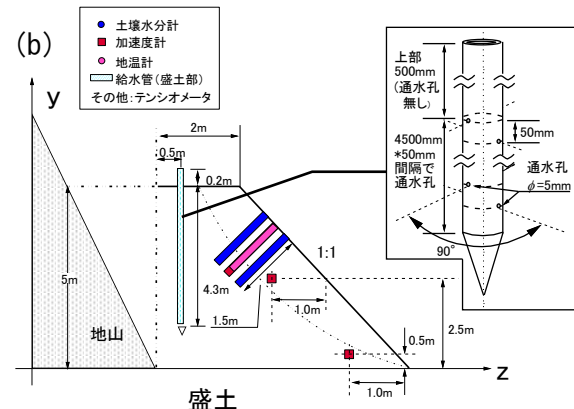


図-5 計測器配置図：(a)全体図，(b)断面図（断面 2）

3.3 計測器の設置状況

図-5(a)および(b)に各種計測器の位置関係を示す。図-5(a)に記されているように、斜面の正面から向かって左側より、断面 1、断面 2 および断面 3 とした。斜面内には、土壌水分計、地温計、加速度計が設置されている。各断面の設置状況の詳細は表-1 に示す通りである。図-5(b)は計測器設置状況を断面図として示している。土壌水分計、地温計およびテンシオメーターは法面に対して垂直方向にハンドオーガーでボアホールをあけ、孔内を充填材または現地採取試料で満たした後、計測器を孔内に押し込み設置を完了した。

表-1 計測器一覧

	断面 1	断面 2	断面 3	切土斜面
土壌水分計	1 箇所 (高さ 4m)	2 箇所 (高さ 3m, 4m)	2 箇所 (高さ 3m, 4m)	1 箇所 (法肩から斜長で 2m)
地温計	---	1 箇所(高さ 3.5m)	---	---
加速度計	---	2 箇所 (高さ 0.5m, 2.5m)	---	---
テンシオメーター	---	---	---	1 箇所 (法肩から斜長で 4m)

土壌水分計は法面表面から深さ 20cm, 40cm, 60cm, 80cm, 100cm, 120cm, 150cm の位置に、温度計では深さ 0cm, 10cm, 20cm, 40cm, 60cm, 80cm, 100cm の位置にそれぞれセンサーがある。なお、切土斜面に設置されたテンシオメーターは深さ 60cm にセンサーを設置している。また、斜面周辺の気象情報を得るために、斜面の背後地盤に雨量計、積雪計および気温計が設置されている。

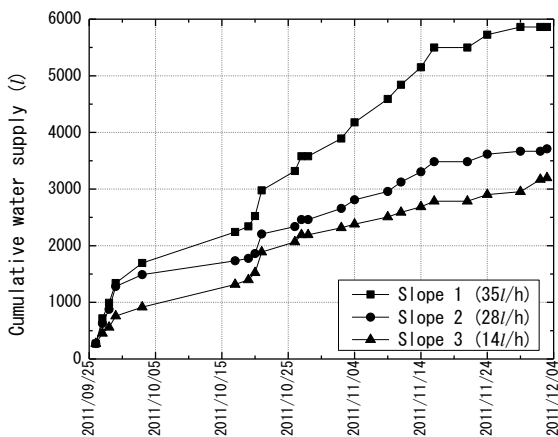


図-6 累計給水量の推移

4. 斜面内給水状況および計測結果

過去の一連の研究(例えば³⁾)では、現地計測、室内模型実験、数値解析の結果ならびに地盤情報データベースの情報をもとに、簡易斜面危険度評価法ならびに災害予知法⁸⁾を提案している。しかしながら、現地計測に関しては境界条件の把握の困難さや、室内模型実験では相似則、スケール効果に起因する信頼性に問題があり、評価法の精度向上の必要性が指摘されていた。このことから、はじめに自然条件下での外力履歴(降雨、凍結融解履歴、地震動等)を受けた実物大盛土斜面の挙動把握が必要であると考えた。特に、凍上・凍結融解履歴が発生するに必要な含水比状態の維持、また併行して行われた模型実験⁹⁾から土中水分の上昇に伴う崩壊、特にこの種の地盤での崩壊は飽和度が70%~80%程度で生じることが明らかにされていることから、崩壊時保水量の推定およびその違いの影響把握を目標に、斜面内に給水を行った。以下にその状況を報告する。

特に、凍上・凍結融解履歴が発生するに必要な含水比状態の維持、また併行して行われた模型実験⁹⁾から土中水分の上昇に伴う崩壊、特にこの種の地盤での崩壊は飽和度が70%~80%程度で生じることが明らかにされていることから、崩壊時保水量の推定およびその違いの影響把握を目標に、斜面内に給水を行った。以下にその状況を報告する。

4.1 斜面内給水状況

給水は、天端から高さ3mの位置に設置された給水タンクから各断面に実施している。その際、給水によるパイピング現象や斜面の変形が発生することを防ぐために、給水はできるだけ遅い給水速度で実施している。

図-6は、斜面構築後の2011年9月26日から同年12月3日までの各断面への累計給水量の推移を示したものである。断面1、2および3において、給水速度は、給水バルブを調整しながら、35l/h、28l/hおよび14l/hになるようにしている。図より、バラつきはあるものの、ほぼ一定の速度で給水されていることが明らかである。その結果、断面1、2および3の全給水量はそれぞれ5862l、3632lおよび3021lであった。これらは、各断面それぞれに均一に水が浸透したと仮定した場合、断面1、2および3において含水比はそれぞれ6.8%、4.2%および3.5%増加する水量に相当する。このように、各断面で異なる含水状態を強制的に作り出すことで、今後、含水比の差異による斜面崩壊の状態の違いを検証することとしている。

4.2 斜面内計測結果の一例

次に、当該斜面の気象状況を示す。図-7(a)および(b)はそれぞれ、1時間当りの雨量および積雪量の結果である。観測結果は2011年10月13日から同年12月28日の範囲で示している。図-7(a)より、10月16日に1時間当り11mm、10月22日から10月23日にかけて合計で47mm、11月23日から11月24日には合計で62mmの雨量を計測した。斜面完成日の2011年9月26日以降で合計146.5mmの降雨があったことが確認

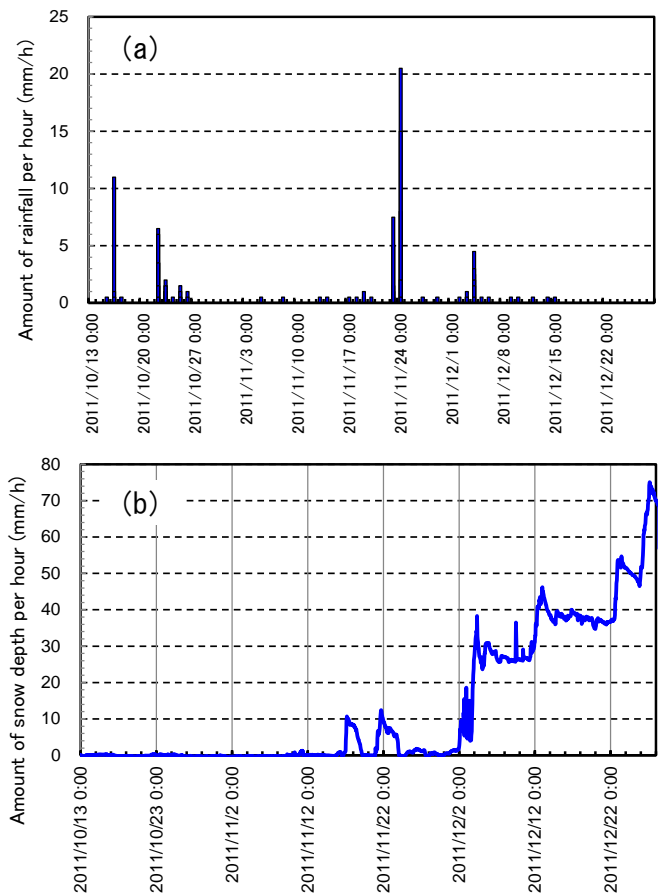


図-7 気象観測結果：(a)降雨量(1時間当り)、
(b)積雪量(1時間当り)

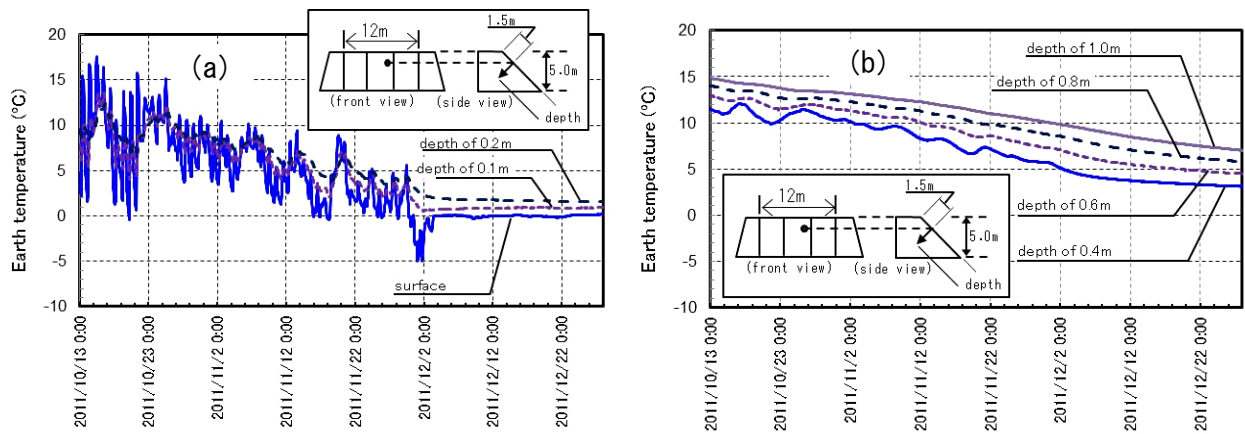


図-8 斜面内温度：(a) 深さ 0m～0.2m, (b) 深さ 0.4m～1.0m

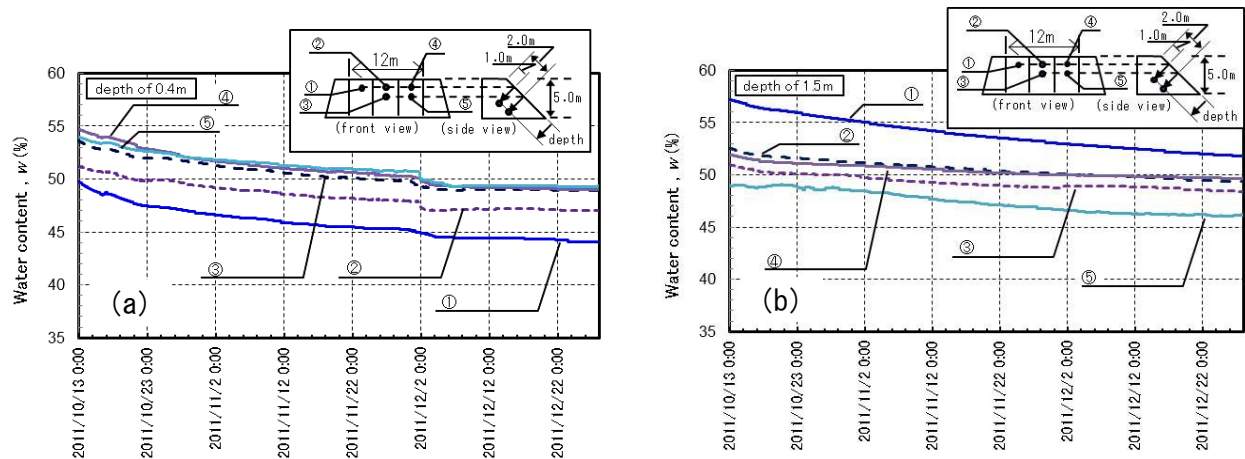


図-9 含水比変化：(a) 深さ 0.4m, (b) 深さ 1.5m

された。一方、図-7(b)を見ると、11月中に10cm程度の積雪が2回確認された後、12月3日から積雪量の蓄積が見られた。12月28日時点では68.6cmの積雪が確認されている。

次に、斜面温度の計測結果を図-8(a)および(b)に示す。(a)および(b)はそれぞれ、法面からの深さが0m～0.2mの結果および0.4m～1.0mの結果を示している。(a)図より、12月初旬まで0.2m深さまでの温度の変動は大きいことがわかる。特に、法面表面(図中、surfaceと表記)では、10月の時点でも温度が0°C以下になる挙動が見られていることから、凍上・凍結融解の作用を受けている可能性がある。積雪が顕著になった12月3日以降(積雪量は図-7(b)参照)は、いずれも0.2mまでの温度変化はあまり見られない。たとえば、12月28日時点での法面表面では0°C付近、深さ0.2mで1.6°C程度の温度を記録している。このことから、本斜面の浅い領域では極めて低温度環境となっているといえる。次に、(b)図では深さ0.4m以深の温度データが示されているが、これによると、ほぼ一定の温度低下が見られ、最低でも12月28日時点の深さ0.4m地点で、3°C程度であることがわかる。つまり、0.4mより深い位置では、現在のところ凍結挙動は見られていないことがわかる。

さらに、気温・給水による斜面内の含水比の変動を調べてみた。一例として、図-9(a)および(b)にそれぞれ法面からの深さ0.4mおよび1.5m地点での含水比計測結果を示す。図中の含水比 w は設置した土壌水分計から得られる体積含水率 θ と水の密度 ρ_w および斜面の乾燥密度 ρ_d を用いて、 $w=(\rho_w/\rho_d)\times\theta$ として求めている。なお、斜面の乾燥密度 ρ_d は締固め後に得られた現場密度試験結果の平均値である 0.917g/cm^3 を用いている。

図-9(a)より、深さ0.4mの地点では、いずれの計測箇所においても、斜面構築時の締固め含水比である43.0%よりも高いことがわかる。なお、斜面構築完了時の2011年9月26日からの斜面内給水作業の影響で、10月13日には含水比が50%程度までに達しているが、その後12月3日付近まで含水比が少しずつ低下していることが確認される。このことは、斜面内の下部方向への水分移動による含水比低下を示すものであると考えられる。一方、12月3日以降の含水比の低下挙動は見られないことから、図-8(a)で示した温度変化に良く

対応しているようである。

図-9 (b)は深さ 1.5m 地点の含水比計測結果を示したものである。この結果から、(a)図と同様に、斜面構築時の平均含水比 (43.0%) より高い値を常に維持していることが認められる。なお、断面 1 の計測結果 (図中①で表記) が他の結果に比べて高いことが確認できる。これは、各断面での斜面内への給水量の違いによるためと考えられる。このことから、限られた範囲ではあるが、土中水分量は気温の変化と給水量の変化に敏感に反応しているといえる。

4.3 実物大斜面の危険度評価 (安全率による検討)

ここでは、斜面の安全率を算出することにより、実際の斜面崩壊に至らしめる含水量の推定を試みた。

2011年10月12日の土壤水分計による含水比測定結果の平均値を基準にすると、その値は断面1で52.5%、断面2で53.2%、断面3で53.7%となる。次に、給水作業による浸透が斜面内で均一に生じたと仮定し、2011年10月12日から同年12月3日までの給水による含水比の増加量を算出すると、断面1、2および3でそれぞれ4.9%、2.6%、2.7%となる。結果として、2011年12月28日時点での各断面の含水比は断面1、2および3でそれぞれ57.4%、55.8%、56.4%となる。この状態を初期状態として、安全率を算出した。算出方法は簡易分割法を用いている。今回試験盛土に使用した駒岡火山灰質土(K soil)は前述のとおり、非塑性であることから粘着力 c を 0 として計算している。

図-10 は異なる内部摩擦角 ϕ における含水比と安全率の関係を示したものである。図より、K soil の ϕ は三軸圧縮試験結果¹⁰⁾より 38°程度であるとの報告から、この値を基準とすると、現時点では断面1、2および3の安全率は全て 1.01 程度になることがわかる。今後含水比が増加すれば、安全率が 1.0 を下回る可能性があり、斜面が不安定状態になることが指摘される。具体的には、 $\phi=38^\circ$ において斜面全体で含水比 w が 70.3%に達すると $F_s=1.0$ となる。結果として、各断面において必要とされる含水比増分は、断面1、2および3で12.9%、14.5%および13.9%となる。土質特性や自然外力の影響、すべり面形状等の違いによって、上述の結果は変化すると考えられるが、本給水方法によって斜面内土中水量を増加させることにより斜面崩壊実験が可能であること、崩壊に至るまでの含水量が理論的に示された。今後は、各種計測を継続し、降雨量と凍結融解の影響も考慮した形で、斜面崩壊時の計測データを収集する予定である。

5. まとめ

火山灰質粗粒土によって構築した実大模型斜面の現地計測を通して、以下のことが示された。

- (1)実物大模型斜面の土中水分量は気温と給水量の変化に敏感に反応している。
- (2)斜面安定解析により、本給水方法によって斜面内土中水量を増加させることで斜面崩壊実験が可能であること、またその崩壊時含水量が理論的に、定量的に示された。

今後は、冬期・春期における凍上・凍結融解履歴の影響や崩壊時の力学挙動を把握する予定である。

謝辞：本研究を実施するにあたり、科学研究費補助金基盤研究 A (代表 三浦清一) より研究の補助が与えられた。末筆ながら、感謝の意を表します。

参考文献：1)山木ら，土木学会論文集 C，Vol.65，No.1，321-333，2009. 2) Ishikawa et al, *Soils and Foundations*, Vol.51, No.5, pp.785-799, 2011. 3)川村ら，土木学会論文集 C，No.3/C-66 pp.577-594, 2010. 4)宮浦ら，地盤工学会北海道支部技術報告集，Vol.50, pp.97-102, 2010. 5)地盤材料試験の方法と解説(二分冊の1)，pp.373-376, 2010. 6)伊藤ら，地盤工学会北海道支部技術報告集，Vol.52，2012 (印刷中). 7) 細野ら，地盤工学会北海道支部技術報告集，Vol.52，2012 (印刷中). 8)三浦ら，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 21 年度受託研究報告書，2010. 9) 芦原ら，地盤工学会北海道支部技術報告集，Vol.52，2012 (印刷中). 10) 木村ら，土木学会北海道支部論文報告集，第 66 号，C-07，2010 (CD-ROM).

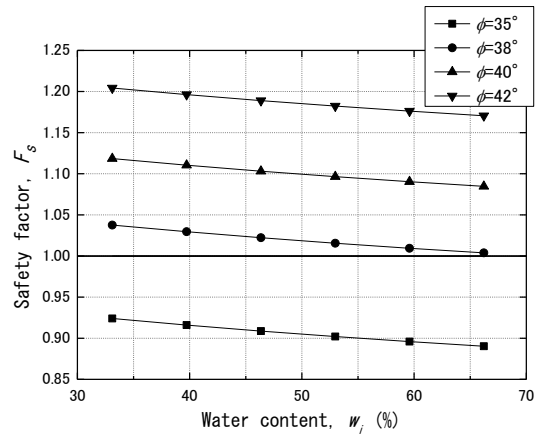


図-10 含水比と安全率の関係

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 (その2: 杭中心間隔・斜角)

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院

国際会員 三浦 清一

1. はじめに

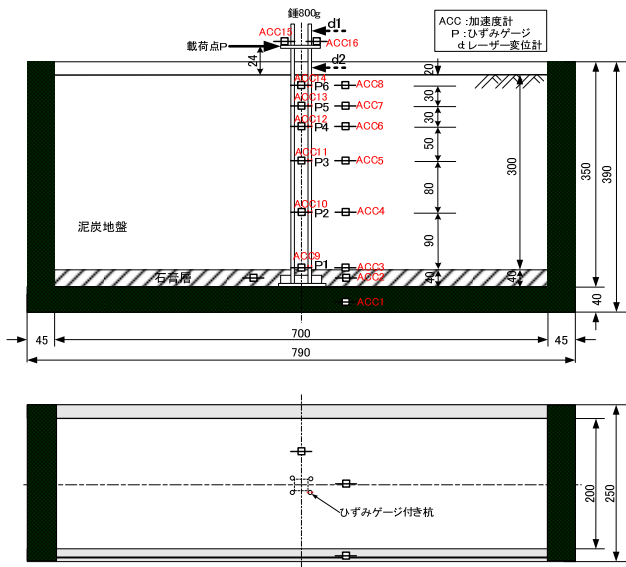
斜杭基礎は一般に直杭基礎に対し、水平抵抗および終局耐力を向上させる可能性があることから、メカニズムに関し多くの研究が実施されてきた。既往研究とし、佐藤ら^{1), 2)}は地盤の圧密沈下に伴う理論的研究より斜杭の設計手法を提案し、杭基礎設計便覧^{3), 4)}では斜杭設計法に同手法を採用している。また、高橋ら^{5), 6)}は斜杭の実大規模実験を実施し曲げ剛性に関する検討を行っている。さらに、木村ら⁷⁾が砂地盤を用いた実験的・解析的研究を行い斜杭の水平支持効果について確認している。それらの研究成果によれば、斜杭基礎の地盤条件に応じたメカニズムおよびその有用性が概ね検証されてきているが、一方で実務上の技術的懸案として、斜杭が軸心に斜角を有することによる曲げ応力増加および地震時の耐震性能確保が問題とされている。そのため、設計時では特に斜杭諸元が曲げ応力で決定する場合が多い。

そこで筆者らは、斜杭の施工精度が近年大きく向上したこともあり、これまでに斜杭基礎の泥炭性軟弱地盤における適用性を検証するため、模型実験で杭周辺地盤の圧密沈下に伴う斜杭の曲げ応力発現および斜杭の地震時の動的挙動を確認してきた^{8), 9)}。本報では、さらに斜杭基礎の泥炭性軟弱地盤すなわち圧密沈下が想定される地盤における実務への適用を図るため、斜杭の杭中心間隔 $\alpha \cdot D$ および斜角 θ を種々変化させた一連の遠心模型実験を行い、直杭基礎と対比した斜杭基礎の水平抵抗およびレベル 1・レベル 2 地震動における耐震性能を検証し、設計手法の考え方を精査した。

2. 遠心力模型実験概要

遠心力模型実験は、50G 場での直杭基礎と斜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 にそれぞれ直杭基礎および斜杭基礎の遠心力模型実験のセットアップ状況を示す。模型杭は鋼管杭を想定して、スチール材(SS400)を用いて外径 10.0mm、厚さ 0.2mm、長さ 400mm(実物換算杭径 500mm、肉厚 10mm、長さ 20m)とし、深さ方向の 6 カ所にひずみゲージを付着した。杭は支持杭として下端を石膏で固定した。

遠心力模型実験ケースは表-1 に示すとおり、直杭基礎 1 ケースと斜杭基礎 5 ケースとした。斜杭基礎の実験では、杭中心間隔 $\alpha \cdot D$ と斜角 θ の影響を確認するため、斜角 θ を代表的な 12 度一定として橋軸直角方向の杭中心間隔を 3.0D,



(単位 : mm)

図-1 直杭基礎実験 (杭中心間隔 $\alpha \cdot D$: 3D)

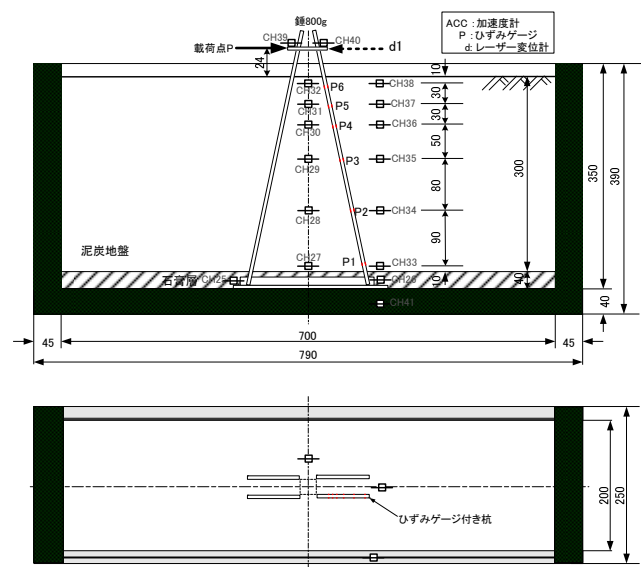


図-2 斜杭基礎実験 (杭中心間隔 $\alpha \cdot D$: 3D, 4.5D, 6D)
(斜角 θ : 9 度, 12 度, 15 度)

Centrifugal Model Test of Batter Pile Foundation in Peat Ground and its Applicability (Part 2 center spacing and angle of pile)

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)

4.5D, 6.0D (D : 杭径)に変化させた実験ケースと、杭中心間隔 $\alpha \cdot D$ を一般的な 3D 一定として斜角 θ を 9 度, 12 度, 15 度に変化させて実験ケースとした。杭配列は図-1 および図-2 に示すように 2 本×2 本の 4 本組杭とした。また、模型実験では上部工荷重を想定し 980kN 相当の錘を杭頭部に固定した。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 $w=300\%$ 、湿潤単位体積重量 $\gamma_t=10.831\text{kN/m}^3$ の飽和地盤とした。泥炭地盤は初期高さを 300mm (実物換算 15m)とした。模型地盤および入力加速度条件を表-1 に示す。

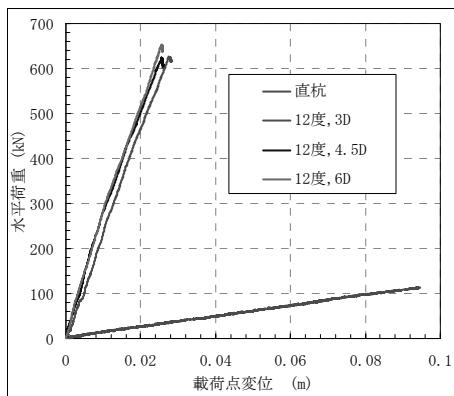
遠心力模型実験は直杭基礎および斜杭基礎ともに、①50G 場で泥炭地盤の自重圧密、②組杭静的水平載荷実験、③レベル 1 加振実験、④レベル 1 加振後の組杭静的水平載荷実験、⑤レベル 2 加振実験、⑥レベル 2 加振後の組杭静的水平載荷実験という手順で実施した。加振実験の入力加速度波形は III 種地盤 (泥炭地盤) を想定し周波数 1.5Hz の正弦波 20 波とし、加振加速度は土木学会コンクリート標準示方書¹⁰⁾に基づきレベル 1 地震動では 150gal, レベル 2 地震動では 750gal とした。なお、斜杭の実験では泥炭地盤の圧密沈下に伴う杭体曲げ応力の影響を検討するために、自重圧密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曲げひずみを計測した。

表-1 遠心力模型実験ケース

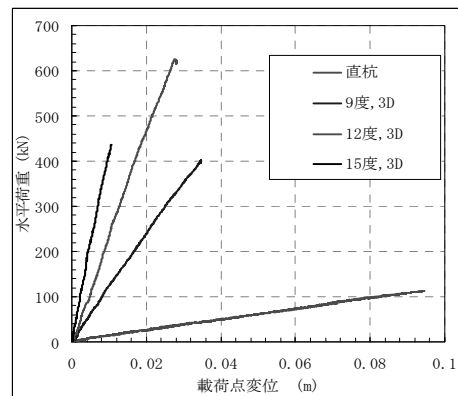
ケース	模型地盤	入力加速度波形	種別	備考
1	泥炭地盤 $w=300\%$, $\gamma_t=10.831\text{kN/m}^3$	正弦波 20 波 周波数: 1.5Hz	直杭基礎 杭中心間隔 3.0D	自重圧密後、組杭静的水平載荷実験、 レベル 1 およびレベル 2 加振実験
2			斜杭基礎、杭中心間隔 3.0D 斜角 12 度	
3			斜杭基礎、杭中心間隔 4.5D 斜角 12 度	
4			斜杭基礎、杭中心間隔 6.0D 斜角 12 度	
5			斜杭基礎、杭中心間隔 3.0D 斜角 9 度	
6			斜杭基礎、杭中心間隔 3.0D 斜角 15 度	

3. 組杭静的水平載荷実験

直杭基礎および斜杭基礎の各実験ケースの組杭静的水平載荷実験より得られた載荷重-載荷点変位の関係を図-3(a), 図-3(b) に示した。図-3(a) は斜杭の杭中心間隔 $\alpha \cdot D$ を変化させたケース、図-3(b) は斜杭の斜角 θ を変化させたケースをそれぞれ直杭の水平抵抗と対比したものである。図-3(a) によれば、斜杭の杭中心間隔 $\alpha \cdot D$ に違いにより載荷重-載荷点変位の関係に変化はなく、一様に直杭に対して非常に大きな水平抵抗が発揮されていることが分かる。それは同一変位で見ると、例えば常時およびレベル 1 地震時の杭許容水平変位量相当¹¹⁾の載荷点変位 $=0.01 \sim 0.02\text{m}$ では斜杭は直杭の 15~25 倍程度となっている。また、図-3(b) によれば、斜杭は斜角 θ の増加に伴い水平抵抗が大きくなる傾向を示し、それはほぼ比例的な関係にある。載荷点変位 $=0.01\text{m}$ 程度の対比では、斜角 9 度で約 5 倍、斜角 12 度で約 10 倍、斜角 15 度で約 20 倍程度である。この結果は斜杭基礎の水平抵抗向上の有用性と考えることができる。

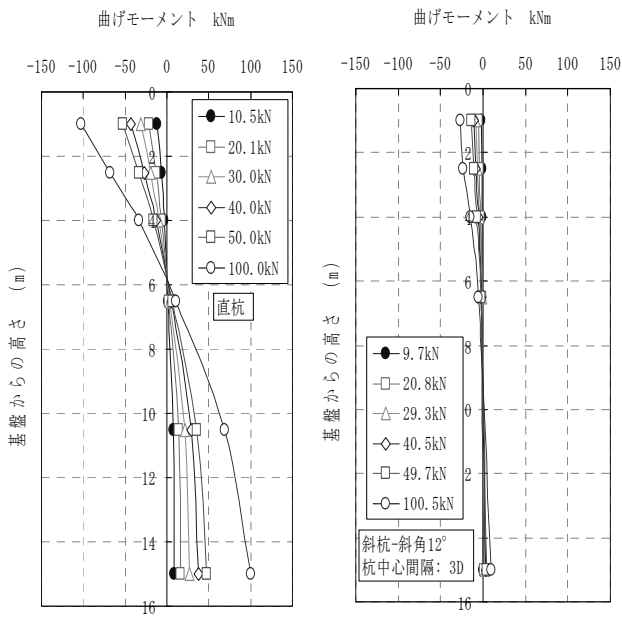


(a) 斜杭の杭中心間隔の影響

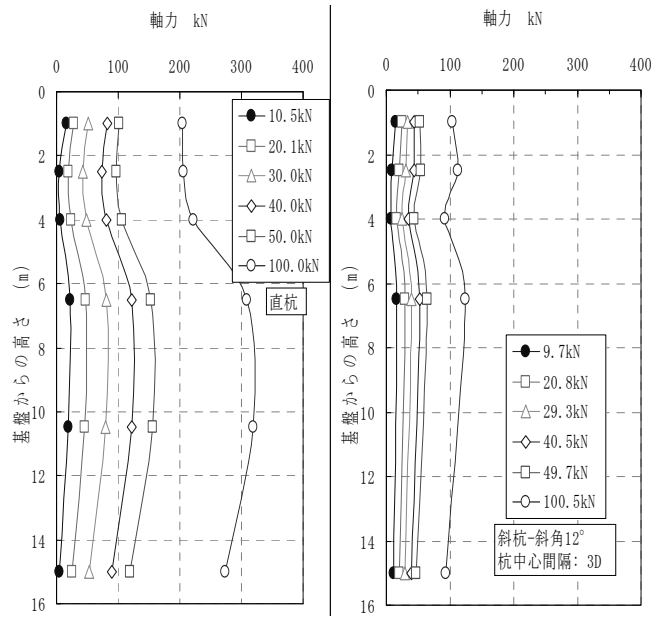


(b) 斜角の影響

図-3 直杭基礎および斜杭基礎の載荷重-載荷点変位



(a) 直杭基礎 (b) 斜杭基礎(3D, 12度)
図-4 杭曲げモーメント分布(直杭基礎・斜杭基礎)



(a) 直杭基礎 (b) 斜杭基礎(3D, 12度)
図-5 軸力分布(直杭基礎・斜杭基礎)

次に、杭体に発生する断面力に注目した。図-4に直杭基礎と斜杭基礎の杭中心間隔3D、斜角12度の実験ケースの載荷重別の曲げモーメント分布を示した。図によれば、直杭と比べて斜杭の発生曲げモーメントは杭頭最大値でも1/4程度に小さくなっており、これは斜杭の水平変位抑制効果の根拠といえる。同様に、図-5に直杭基礎と斜杭基礎の杭中心間隔3D、斜角12度の実験ケースの載荷重別の軸力分布を示したが、曲げモーメントの発現傾向と同じく斜杭では軸力が半減していることが分かる。

4. レベル1およびレベル2加振実験

遠心力加振実験により、直杭基礎と対比した斜杭基礎の耐震性能を検証した。遠心力加振実験に用いたレベル1およびレベル2地震動の入力波形をそれぞれ図-6と図-7に示した。最大加振加速度は図示したように、前記したレベル1地震動では150gal、レベル2地震動では750galとした。入力波形は20波の正弦波とし、周波数はIII種地盤(泥炭地盤)を想定し1.5Hzとした。

図-8に、このレベル1およびレベル2加振による直杭基礎と斜杭基礎の各実験ケースにおける杭頭応答水平変位を示した。杭頭変位はレーザー変位計より計測したものである。なお、斜杭は杭中心間隔 $\alpha \cdot D$ の変化で静的水平抵抗に差異がなかったことから、斜角 θ の変化に注目した。図-8によれば、まずレベル1加振において、直杭に対し斜杭は杭頭応答水平変位が低下していることが分かる。それは斜角 θ の増加に伴いほぼ比例的な低下傾向となり、直杭で最大2cm程度であるのに対し、斜杭の斜角9度で杭許容水平変位量相当の最大約1.5cm、斜角12度で最大約1.0cm、斜角15度で最大約0.5cmとなっている。同様に、レベル2加振に対する杭頭応答水平変位は斜杭の斜角9度では最大約6~7cmと直杭の最大5cm程度と変わりはないが、斜角12度で最大約2cm、斜角15度で最大約1cmに低下している。

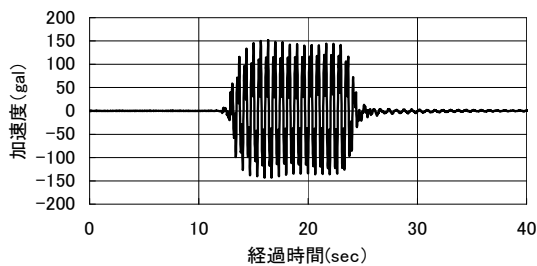


図-6 レベル1加振の応答加速度

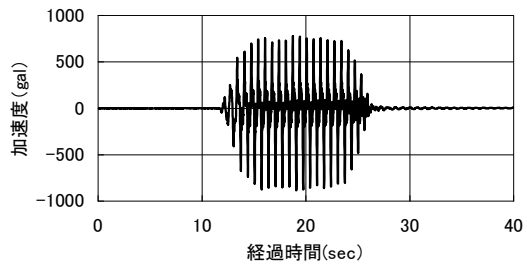


図-7 レベル2加振の応答加速度

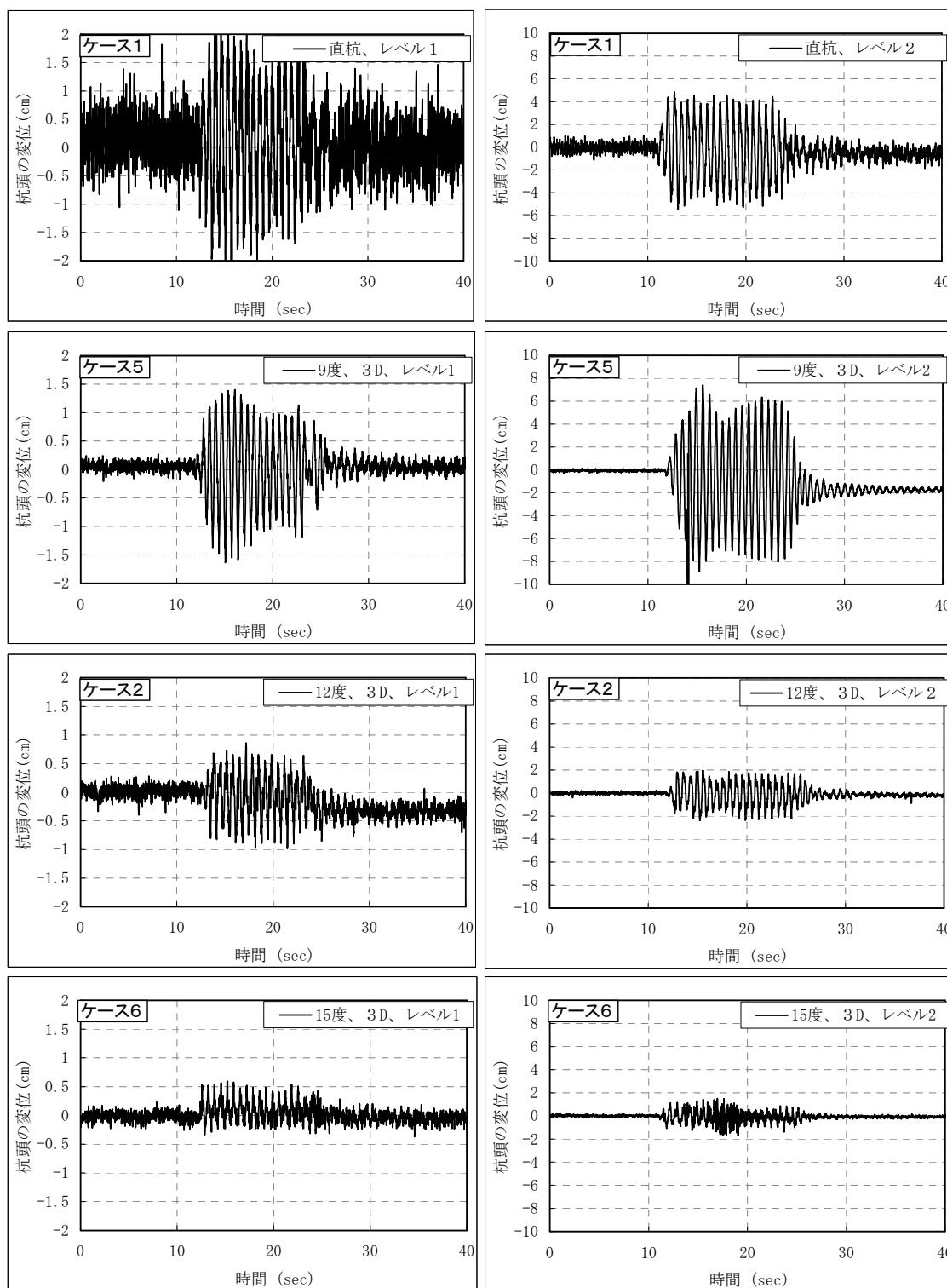
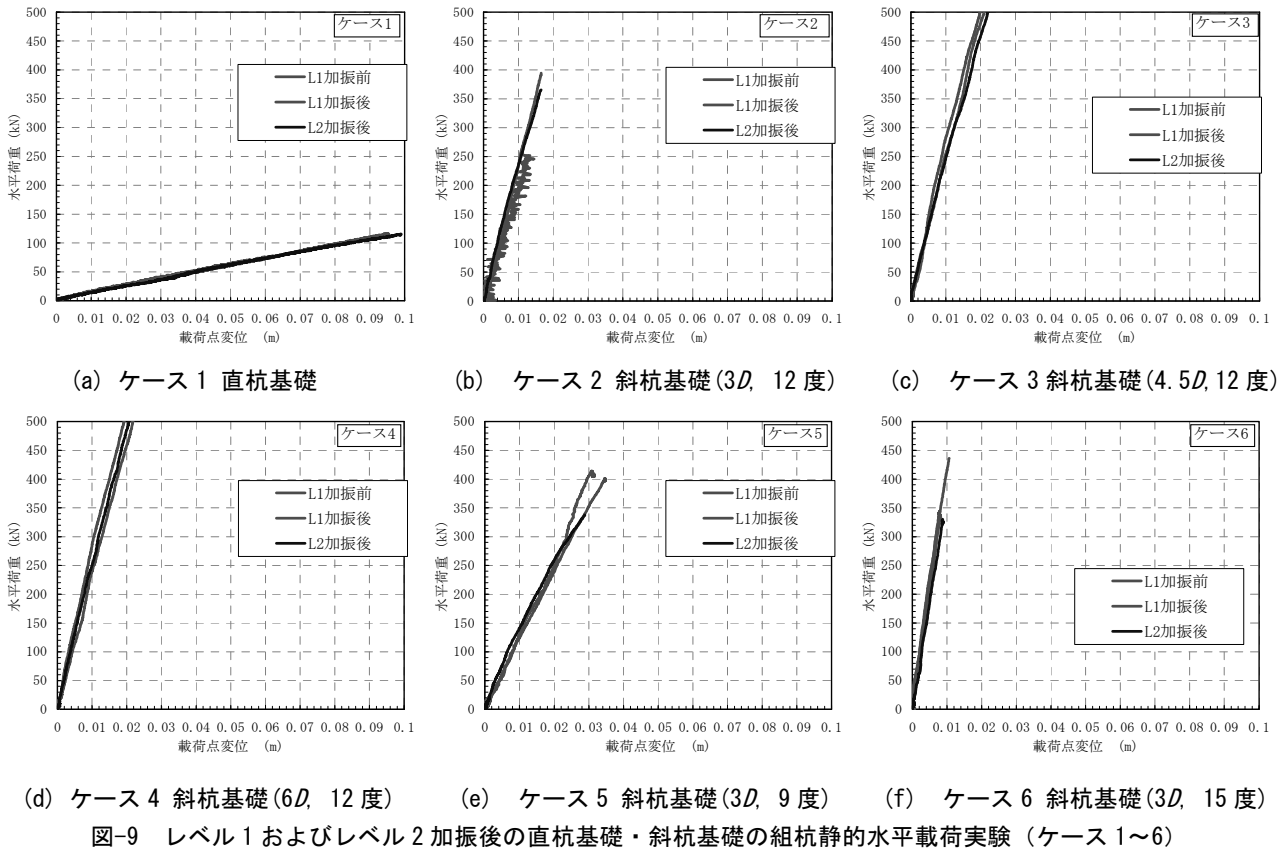


図-8 レベル1およびレベル2加振による杭頭応答水平変位（レーザー変位計計測）

この結果、斜杭基礎は泥炭性軟弱地盤において、静的水平抵抗と同様に、直杭基礎に対して地震時においても水平耐力が向上し所要の耐震性能が確保されるものと考えられる。これは、レベル1およびレベル2地震動において同様の傾向であり、斜角 θ が大きいほど加振に対する杭変位抑制効果が概ね向上する結果である。

次に、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。図-9に全実験ケース1～6（直杭基礎1ケース・斜杭基礎5ケース）のレベル1加振前後およびレベル2加振後の載荷試験で得られた水平荷重-載荷点変位の関係を示した。図によれば、全ケース(a)～(f)において加振前後で総じて水平抵抗に変化がないことが確認される。その結果、図-8に示した加振実験の成果も踏まえれば、斜杭基礎は地震時に実務上所要の耐震性を確保しているものと判断される。



5. 圧密沈下による斜杭曲げ応力の検討

斜杭基礎の技術的懸案である杭周辺の圧密沈下に伴う杭応力の増加について、本実験で確認し、現行設計法^{3), 4)}の考え方を検証した。この際に、特に杭中心間隔 $\alpha \cdot D$ が斜杭に作用する自重圧密荷重 P に及ぼす影響に注目した。

5.1 泥炭地盤の圧密

遠心力模型実験により自重圧密過程から得られた経過時間—地表面沈下関係 (模型寸法) を図-10 に示す。図中では、自重圧密開始 1G 場と 50G 場到達点を表示している。初期含水比 $w=300\%$ を持つ泥炭地盤は非常に軟弱であるため、50G 場到達までは 25mm~30mm (換算実寸 1.25m~1.5m) 程度沈下した。50G 場到達の後も時間経過と共に地盤が沈下し、沈下量 38mm~45mm の時点で自重圧密過程を終了させた。図によれば、経過時間 1000sec の後に経過時間に比例した緩やかな直線的な沈下量が生じていることから、2次圧密による沈下が移行したものと考えられる。

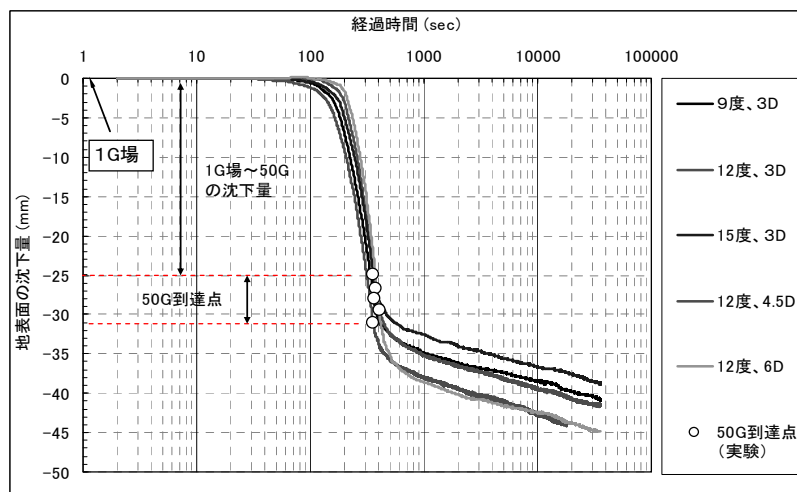
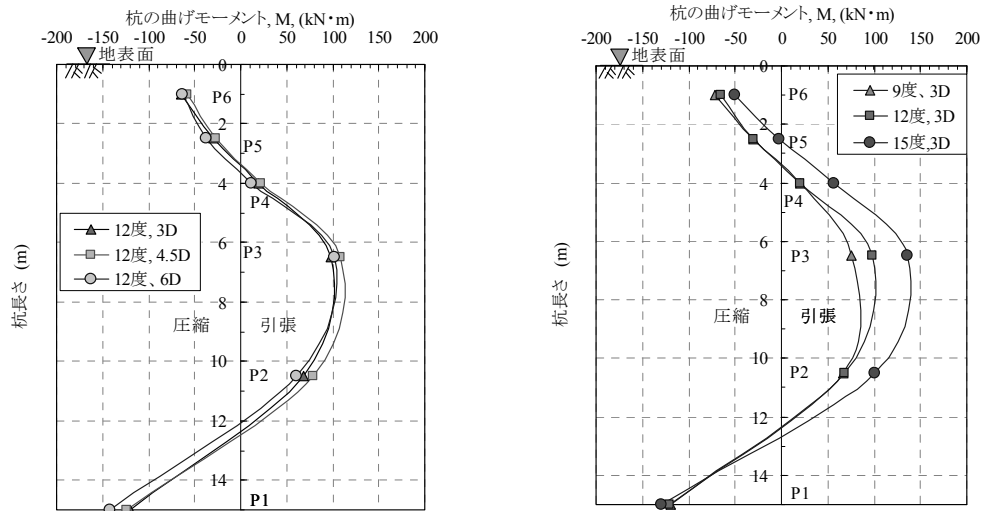


図-10 泥炭地盤の自重圧密 (経過時間—地表面沈下量)



(a) 斜杭の杭中心間隔の影響

(b) 斜角の影響

図-11 杭体発生曲げモーメント

図-11(a)・図-11(b)に泥炭地盤の自重圧密によって発生した斜杭の最大曲げモーメントを示した。図-11(a)は斜杭の杭中心間隔 $\alpha \cdot D$ を変化させたケース，図-11(b)は斜杭の斜角 θ を変化させたケースである。それぞれの図によれば，斜杭の水平抵抗と同様に杭中心間隔 $\alpha \cdot D$ の変化による杭曲げモーメントの発現に影響は認められない。ただし，斜角 θ の増加に伴い杭曲げモーメントが大きくなる傾向を示した。これは，斜角 θ に応じて杭に作用する自重圧密荷重 P が変化するためと考えられる。ただし，その最大値においても杭体は許容応力度以下である。

5.2 圧密沈下による斜杭の曲げ応力設計法

現行の斜杭の曲げ応力設計法は，佐藤ら¹⁾の方法により杭基礎設計便覧^{3),4)}に従い照査される。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図を示した。式(1)は，その際に杭周辺地盤の圧密に伴い生じる斜杭に作用する自重圧密荷重 P の算定式である。

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

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 の設計最大値は3とされている)， D ：杭径 (m)， U ：圧密度 (%)， γ ：単位体積重量 (kN/m^3) (地下水以下では $\gamma - 1$ とする)， h ：深さ (m)， θ ：杭の斜角 (度) 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, M_B 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。

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

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

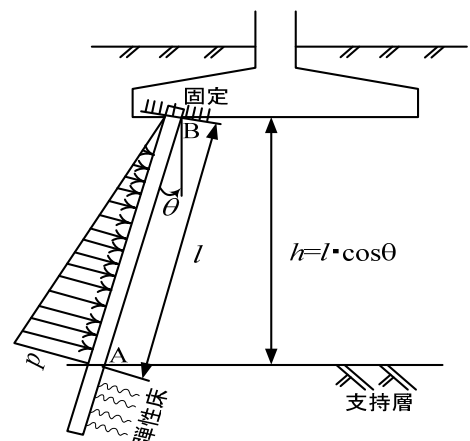


図-12 斜杭の分布荷重モデル (佐藤ら¹⁾)

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

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

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

ここに, k_H : 弾性床の水平方向地盤反力係数 (kN/m^3), EI ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$): 杭の曲げ剛性, l : 杭のスパン (m), θ_A : A 点の回転角 (度), δ_A : A 点の変位 (m), M_A : A 点の材端モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$), M_B : B 点の材端モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$) 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.

ここでは, 泥炭地盤の圧密沈下による斜杭の曲げ応力設計法の考え方を照査するため, 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実験結果と比較検討した.

図-13 に, 斜杭 θ の斜角を 12 度一定とし杭中心間隔 $\alpha \cdot D$ を $3D, 4.5D, 6D$ に変化させた実験曲げモーメントに対し, 現行設計法である佐藤らの式で荷重分布係数 α を実間隔に従い $\alpha=3, 4.5, 6$ にしたケースおよび α を設計最大値の半分の $\alpha=1.5$ とした設計曲げモーメントを対比して示した. この際, 単位体積重量は泥炭の湿潤単位体積重量 $\gamma_t=10.831\text{kN/m}^3$ を用いた. 図によれば, 実験曲げモーメントは現行設計法に従えば $\alpha=3$ (実間隔の設計最大値) とされているが, 杭中心間隔 $\alpha \cdot D$ ($3D, 4.5D, 6D$) に関係なく設計曲げモーメント (佐藤式) の荷重分布係数 $\alpha=1.5$ 程度に収束している. また, 図-14 には杭中心間隔 $\alpha \cdot D$ を $3D$ 一定とし斜角 θ を 9 度, 12 度, 15 度に変化させた実験曲げモーメントと, 佐藤らの式で α を設計最大値の半分の $\alpha=1.5$ としたケースと現行設計法に従い $\alpha=3$ としたケースの設計曲げモーメントを対比して示した. 図によれば, 図-13 と同様に, 実験曲げモーメントは下端部で多少ずれはあるものの, 荷重分布係数 $\alpha=1.5$ とした設計曲げモーメントに概ね一致していることが分かる. これらの結果は, 泥炭地盤の比重・せん断強度は極めて小さいことから, 杭中心間隔 $\alpha \cdot D$ が $3D$ 以上あれば杭間の地盤のすり抜け効果や地盤内応力の低下などにより, 直接的に斜杭に作用する自重圧密荷重 P が過小となるためと推察される. ただし, 斜角 θ の増加に伴い地中部最大曲げモーメントは 1.2~2.0 倍に大きくなる傾向を示した.

以上の実験結果より, 泥炭を始めとする非常に軟弱な地盤で斜杭基礎を用いる場合, 曲げ応力増加の懸念は必ずしも大きくはなく, 曲げ応力設計時の荷重分布係数 α は現行設計法の半分の $\alpha=1.5$ すなわち杭中心間隔 $\alpha \cdot D$ を $1.5D$ 一定として概ね問題ないと考えられる.

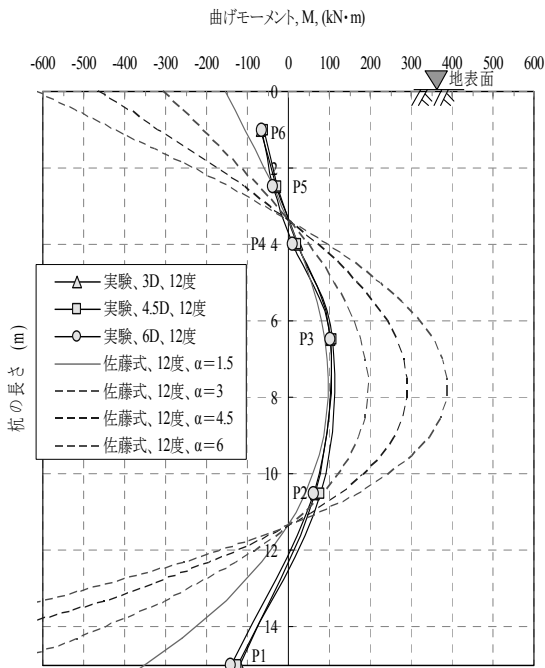


図-13 杭中心間隔の違いによる杭曲げモーメント

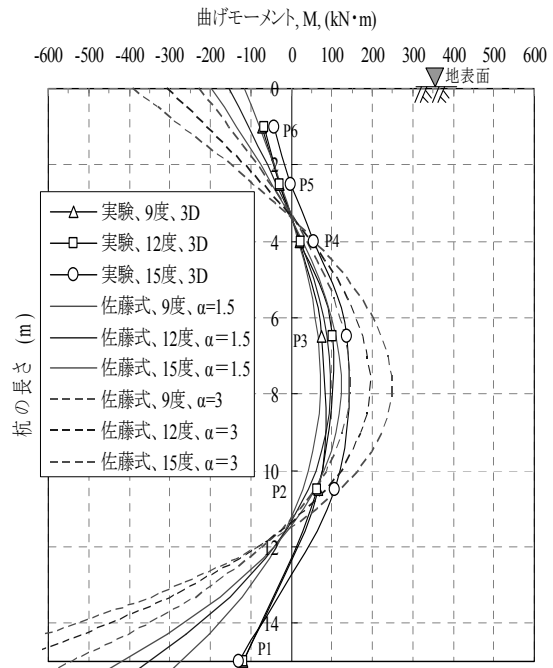


図-14 斜角の違いによる杭曲げモーメント

6. まとめ

遠心力模型実験により、泥炭性軟弱地盤における斜杭基礎の設計法の確立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、斜杭基礎は直杭基礎に対して非常に大きな水平抵抗を有することが確認された。その際、斜杭の水平抵抗は杭中心間隔 $\alpha \cdot D$ による変化はなく、斜角 θ の増加に伴い比例的に大きくなる傾向を示した。
- 2)遠心力加振実験より、斜杭基礎は直杭基礎に対してレベル1およびレベル2地震時に杭頭応答水平変位は低下傾向にあり、耐震性能が向上すると考えられる。この際、斜杭の斜角 θ が大きいほど比例的な杭変位抑制効果を示した。
- 3)レベル1およびレベル2加振後の組杭静的水平載荷実験より、斜杭の水平抵抗は総じて変化はなく、斜杭基礎は地震時に実務上所要の耐震性を確保しているものと判断される。
- 4)泥炭地盤の圧密沈下に伴う斜杭への自重圧密荷重 P は、斜杭の杭中心間隔 $\alpha \cdot D$ と斜角 θ を変化させた実験結果より、実験曲げモーメントに対して設計曲げモーメントの荷重分布係数 α を現行設計最大値の半分である $\alpha=1.5$ とすることで概ね一致した。これらの結果は、泥炭地盤の比重・せん断強度は極めて小さいことから、杭間の地盤のすり抜け効果や地盤内応力の低下などにより圧密荷重が過小となるためと推察される。ただし、斜角 θ の増加に伴い地中部最大曲げモーメントは大きくなる傾向を示した。

一連の遠心力模型実験による斜杭基礎のメカニズムの検証の結果、直杭に対する水平抵抗の向上および耐震性能の確保が確認され、今後の実務への適用性が示唆された。この際、斜杭基礎の斜角 θ を大きくすることでほぼ比例的に水平抵抗および地震時の杭変位抑制効果が向上するが、終局耐力の低下および曲げ応力の観点から斜角 θ の最大値は現行設計法^{3), 4)}に従い15度以下とするのが妥当と考えられる。斜角 θ が15度以下であれば、施工時の斜杭の直進性などの施工精度についても問題は無い。また、今後の実務における合理的設計法の考え方として、泥炭を始めとする非常に軟弱な地盤では斜杭の曲げ応力発現に大きな懸念はなく、曲げモーメント設計時の自重圧密荷重 P の算定は、荷重分布係数 α を現行設計最大値の半分である $\alpha=1.5$ 一定として概ね問題ないと判断される。

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 - 一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.
- 8). 富澤幸一, 西本 聡, 三浦清一: 泥炭地盤における斜杭基礎の曲げ応力設計法に関する実験的検討, 第46回地盤工学研究発表会論文集, pp.1247-1248, 2011.
- 9). 富澤幸一, 西本 聡, 三浦清一: 泥炭地盤における斜杭基礎の耐震性能に関する実験的検討, 土木会第66回年次学術講演会概要集, pp.471-472, 2011.
- 10). 土木学会: コンクリート標準示方書 耐震性能照査編, pp.107-112, 2002.
- 11). 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, pp.243-265, 2002.

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

平成 23 年に発生した東北地方太平洋沖地震では、北上川や阿武隈川などの河川堤防に液状化によって甚大な損傷が生じた（写真－1）¹⁾。液状化による被害の程度には、地震動の大きさや継続時間が影響したと考えられる。地震動の継続時間（50gal 以上の地震動の継続時間とする）は、近年の大規模地震と比較しても、長い地震波が計測された。また、盛土の基礎地盤の液状化は従来から想定されていたが、今次の地震では盛土自体が液状化し、大規模な被害が多数発生した。

今後も今次の地震のような大規模かつ地震動の継続時間が長い地震の発生が想定されている。特に、軟弱地盤では地震波が増幅することも推測され、これが盛土の被害に及ぼす影響について検討する必要がある。また、過去の大規模地震で被災した盛土で、耐震性を考慮せずに復旧した箇所では、再び大規模な地震外力を受けた場合、沈下・変形する可能性が高いと考えられる。

ところで、北海道には極めて軟弱な地盤である泥炭地盤が広く分布する。北海道で過去に発生した大規模な地震では、盛土に甚大な被害が生じており、1993 年の釧路沖地震では盛土自体の液状化による被害が生じた（写真－2）²⁾と推測されている。当研究所では、盛土材料が泥炭地盤にめり込んだ領域（以下、沈下盛土層とする）が地下水位以下に飽和した状態で存在し、地震時にこの沈下盛土層における液状化の発生に伴う盛土被害の再現およびその対策に関して検討を行ってきた。その結果、泥炭地盤上の盛土で見られた特徴的な変状モードをある程度再現でき、被害のメカニズムの分析を行ってきた³⁾⁴⁾。

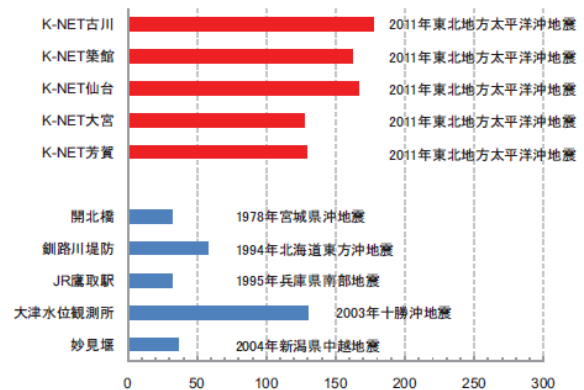
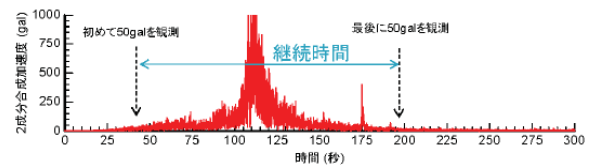
しかし、地震動の継続時間や地震動波形（地震波の周期）が泥炭地盤上の盛土被害に及ぼす影響についてはこれまで検討されてない。そこで、地震動の継続時間や地震動波形が盛土被害に及ぼす影響を検討した。また、盛土内に、基礎地盤表面よりも高い位置に水位



写真－1 東北地方太平洋沖地震における河川堤防（鳴瀬川）の被災状況¹⁾



写真－2 1993年の釧路沖地震における河川堤防（十勝川統内築堤）の被災状況²⁾



図－1 地震動の継続時間⁵⁾

が形成されている場合の盛土の液状化による被害を再現するための予備的な動的遠心力模型実験を行った。

2. 東北地方太平洋沖地震の地震動の特徴と大規模な盛土被害の原因の推定

2.1 東北地方太平洋沖地震の地震動の特徴⁵⁾

今次の地震では、K-NET 古川では 178 秒の継続時間が計測され、多くの地点で 120 秒を超える継続時間が観測された。2003 年の十勝沖地震では 130 秒程度の継続時間が観測されているが、今次の地震ではこれを超える長い継続時間であった（図-1）。

今次の地震の加速度応答スペクトルを見ると、短周期領域（周期 0.5 秒以下）は、近年の大規模地震と比較して上回る最大応答加速度であった。中間周期領域（周期 0.5~1.0 秒）から長周期領域（周期 1.0 秒以上）は、同程度もしくはそれ以下の最大応答加速度であったと報告されている。図-2 に 2003 年の十勝沖地震と 2004 年の中越地震との比較を示す。

2.2 東北地方太平洋沖地震の盛土被害のメカニズム

上述したように、今次の地震では広範囲で堤防に大きな被害が生じた。被災後の調査や検討会¹⁾⁶⁾によると、「盛土の基礎地盤の液状化」あるいは「盛土自体の液状化」によって、大きな被害が生じたとしていて、以下のように分析している。

「盛土の基礎地盤の液状化」による被災は、これまでも指摘されていたが、基礎地盤がゆるい飽和砂質土の場合、基礎地盤が液状化をきたし、せん断強度を失い、大規模な変状が生じたと考えられる。

「盛土自体の液状化」による被災は、以下のように推定される。軟弱地盤上に盛土を構築した場合、盛土が圧密沈下により軟弱地盤にめり込み、盛土下部が凹状になる（図-3）。この圧密沈下の過程で、盛土下部の密度低下や拘束力の低下が生じると考えられる。降雨等により、盛土内に地下水位が形成され、盛土内に飽和領域が形成される。盛土が砂質土の場合、この領域が液状化することにより、せん断強度を失い、大規模な変状が生じたと考えられる。

2.3 1993 年の釧路沖地震での被害事例

冒頭で触れたように、1993 年の釧路沖地震において、十勝川統内地区築堤に著しい変状が生じた（写真-2）²⁾。天端および堤外側の法面上部が 2~3.5m 沈下し、堤防には大きな開口亀裂が確認された。災害後の調査結果によると、基礎地盤表層は液状化しない泥炭地盤であっ

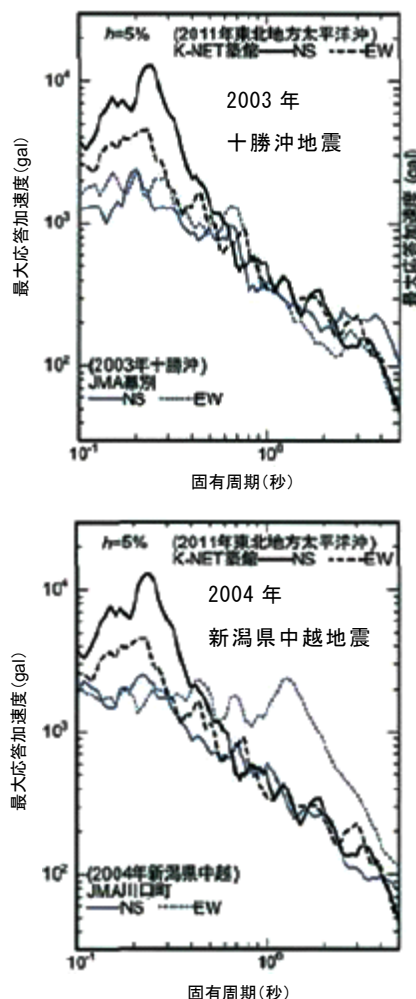


図-2 過去の地震との比較⁵⁾
(加速度応答スペクトル)

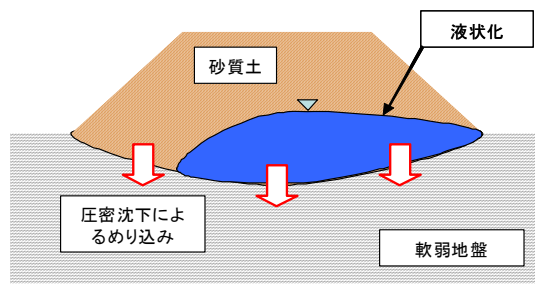


図-3 堤体自体の液状化の原因

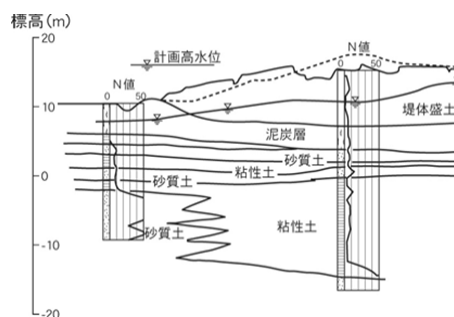


図-4 1993 年釧路沖地震における十勝川統内築堤の被災断面²⁾

たが、天端付近に噴砂の痕跡が確認された。当研究所の調査²⁾および佐々木⁷⁾は、災害調査での液状化の痕跡は、盛土底部の飽和領域が液状化したものと推測している。

泥炭は、極めて圧縮性が高いため、沈下量が大きい。また、一般に泥炭層が堆積する箇所は地下水位が高く、地表面付近にあることが多い。したがって、盛土材料が泥炭地盤にめり込み、地下水以下に飽和していたと考えられ、地震時にこの飽和領域が液状化したと推測される。なお、被災後の地盤調査によって、地下水位以下に盛土材料が存在していたことが確認されている。

3. 動的遠心力模型実験の概要

3.1 実験の目的

2.1 で述べたように、今次の地震では短周期領域で大きな最大応答加速度であり、長時間の地震波が計測された。また、2.2 と 2.3 で述べたような盛土自体の液状化については、設計上では考慮されることが少なかった。河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説では、原則として基礎地盤の液状化を対象に堤防の耐震性能の照査が行われてきた。

このようなことから、今次のような特性を有した地震動において、沈下盛土層が液状化した際の盛土被害に及ぼす影響を検討するため、加振周期・加振波数を変えて、動的遠心力模型実験(ケース1~3)を行った。なお、ケース1~3の断面は同一とし、加振条件のみが異なる。図-5にケース1~3の断面を示す。また、盛土内に水位が形成されている際の液状化被害を再現するための模型地盤の作製を行い、動的遠心力模型実験(ケース4)を行った。図-6にケース4の断面を示す。

3.2 遠心力模型実験の手順

実験の手順を図-7に示す。具体的には、まず泥炭層下部に排水層として、空中落下法により相対密度 $Dr=90\%$ の砂層(2cm)を作製する。砂層は、ポーラストーンを介して飽和させる。次に、泥炭(園芸用ピートモスとカオリン粘土を1:1で混合、初期含水比600%に調整)を段階的に投入した。なお、園芸用ピートモスは、60℃で乾燥させた後、0.85mm以下に粉砕したものを用いた。泥炭の主な物性値を表-1に示す。その後、遠心場(50G)で泥炭層を自重圧密させた。次に、重力場において、ペロフラム式エアースリンダーを用いて、一次元圧密を実施

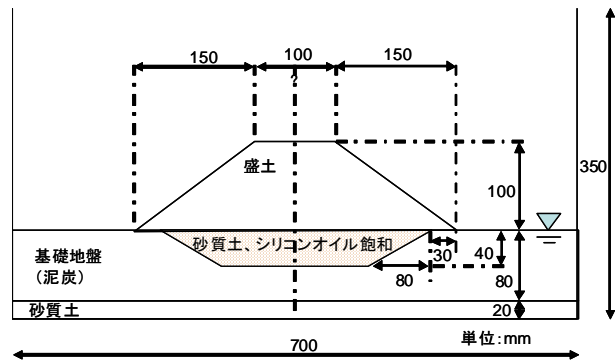


図-5 ケース1~3の断面

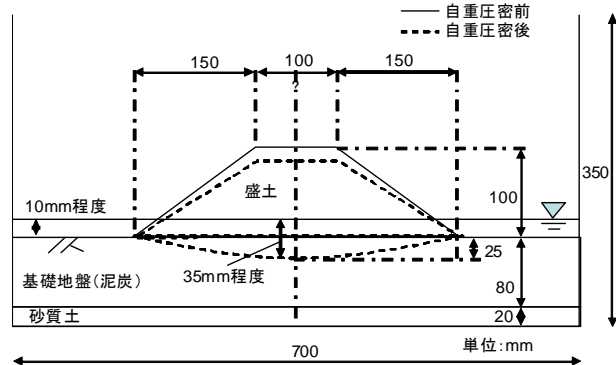


図-6 ケース4の断面

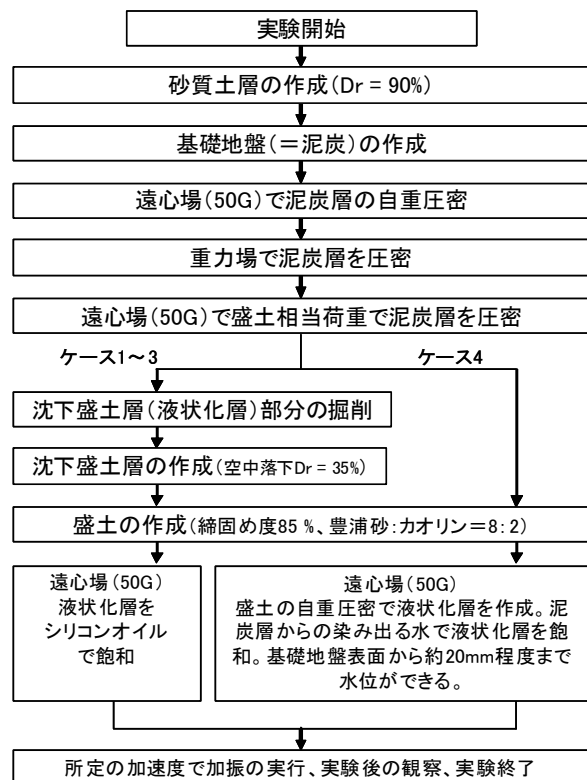


図-7 実験の手順

した。順次、圧力を上げていき、最終圧密圧力は20kN/m²とした。一次元圧密終了後、遠心場(50G)において、盛土相当の荷重で圧密を行った。

このようにして基礎地盤を作製した後、ケース1~3は沈下盛土層(液状化層)を作製する。沈下盛土層は、所定の形状に泥炭地盤を掘削し、空中落下法により豊浦砂を相対密度Dr=35%で投入した。実際の盛土は、圧密の過程で密度低下や拘束力が低下することを踏まえて、沈下盛土層は液状化による被害を顕著にするために、液状化しやすい設定とした。そのため、沈下盛土層には豊浦砂を用い、相対密度Dr=35%とした。

ケース1~3は液状化層を作製後に、ケース4は基礎地盤を作製後に、盛土を作製する。盛土材には、豊浦砂とカオリン粘土を8対2(乾燥重量比)で混合し、最適含水比に調整したものを用いた。表-2に盛土材の主な物性値を示す。

模型の作製が完了後、遠心力載荷装置に土層を設置する。ケース1~3は、水の50倍の動粘性度を持つシリコンオイルを沈下盛土層に供給し飽和させる。シリコンオイルの供給の完了は、間隙水圧計の値および土槽の横に設置したカメラから確認し、その後加振を行った。ケース4は、自重圧密がほぼ終了したことを天端中央に設置したレーザー変位計で確認した後に加振を行った。天端中央のレーザー変位計から25mm程度の自重圧密が生じたため、泥炭地盤に最大25mm程度めり込んだと推測される。また、盛土の自重圧密に伴い、泥炭地盤の間隙水である水が染み出てくる。染み出てきた水によって、基礎地盤地表面よりも上に水位が形成される。加振直前のカメラの画像、間隙水圧計(P3)の値、実験後の観察から基礎地盤地表面から約10mm程度の水位であったと推測される。したがって、飽和状態の盛土は、約35mm程度であったと推測される。

3.3 計測器の設置

各ケースとも、模型内にレーザー変位計および間隙水圧計、加速度計を設置した。設置した箇所は、ケース1~3は図-8に、ケース4は図-9に示す。

3.4 加振条件

動的遠心力載荷装置において、50Gの遠心場で加振実験を行った。各ケースの加振条件を表-3

表-1 泥炭地盤の物性値

含水比 (%)	300~350
土粒子の密度 (g/cm ³)	1.94
圧縮指数	3.15

表-2 盛土材の物性値

締固め度 (%)	85
土粒子の密度 (g/cm ³)	2.66
最大乾燥密度 (g/cm ³)	1.89
最適含水比 (%)	9.9

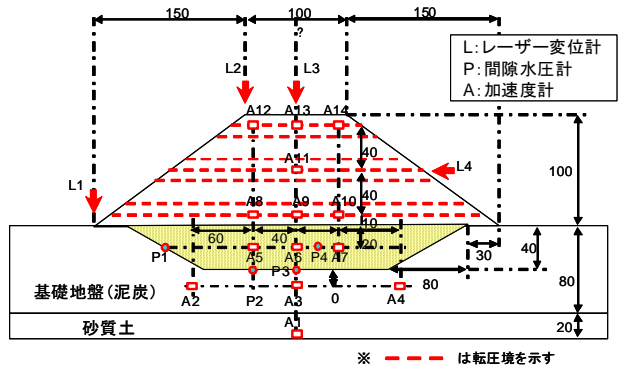


図-8 ケース1~3の計測器の設置

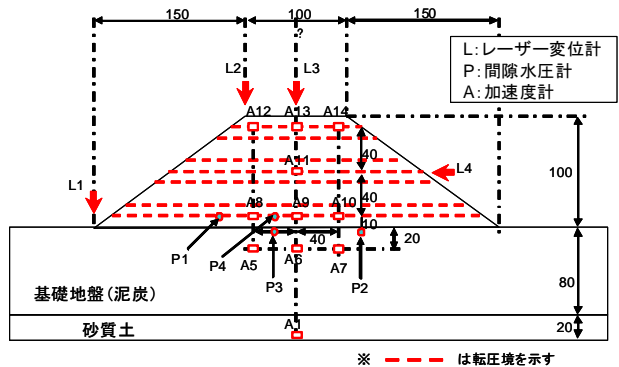


図-9 ケース4の計測器の設置

表-3 各ケースの加振条件(数値は実物換算)

	加速度	周期	入力波数
ケース1	600 gal	0.5 秒	20 波
ケース2	600 gal	0.83 秒	20 波
ケース3	600 gal	0.5 秒	40 波
ケース4	600 gal	0.5 秒	40 波

(ケース1~3とケース4は模型の作製方法が異なる)

表-4 各ケースの変位(数値は実測値)

	のり尻 (L1)	のり肩 (L2)	天端中央 (L3)
ケース1	10.5	-18	-17
ケース2	19	-30	-37
ケース3	12	-24	-28
ケース4	16	-24	-27

(単位: mm)

に示す。ケース 1 を基準として、加速度は約 600gal (モデル: 300m/s^2)、入力波形は 1Hz の周期 0.5 秒 (モデル: 100Hz の 0.01 秒) の正弦波、入力波数は 20 波とし、各ケースの加振条件は以下のようにした。

- ・ ケース 2 は周期を 1.67 倍長くした。
- ・ ケース 3 は入力波数を 2 倍の 40 波とした。
- ・ ケース 4 はケース 3 と同じ条件とした。

4. 動的遠心力模型実験の結果および考察

側面から見たケース 1~3 の加振前の模型の状況を写真-3 に示し、ケース 1~3 の加振後の状況を写真-4 (a)~(c) に示す。

レーザー変位計で計測したケース 1~3 ののり尻 (L1)、のり肩 (L2)、天端中央 (L3) の変位の一覧を表-4 に示す。また、のり肩と天端中央の加振中の変位の経時変化を図-10、図-11 に示す。

間隙水圧計で計測したケース 1~3 ののり肩下部 (P2) と天端中央下部 (P3) の過剰間隙水圧をそれぞれ図-12、図-13 に示す。

また、ケース 2、3 それぞれの入力加速度と液状化層中央部 (A6) での応答加速度を図-14、図-15 に示す。

4.1 地震動の継続時間が及ぼす影響

地震動の継続時間が盛土被害に及ぼす影響を検討するため、ケース 1・3 の比較を行う。

地震動の継続時間が長いケース 3 は、ケース 1 に比べて変形が大きかった。のり肩および天端中央の沈下量を比較すると、ケース 3 はケース 1 と比べて、1.3~1.6 倍に達した (表-4)。盛土ののり肩および天端中央の変形は、地震動の継続時間とともに沈下し続けた (図-10、図-11)。また、ケース 3 は側方に大きく流動したことが写真から分かる (写真-4 (a)・(c))。

液状化層の過剰間隙水圧の経時変化を比較すると、両ケースとも地震動の継続時間とともに過剰間隙水圧は上昇したが、ケース 3 は約 30 波付近からの上昇率は緩やかとなった (図-12、図-13)。ケース 3 の過剰間隙水圧の最大値は、ケース 1 に比べて、約 1.6 倍まで上昇した。

4.2 地震動波形 (加振周期) の及ぼす影響

地震波が盛土被害に及ぼす影響を検討するため、ケース 1・2 の比較を行う。なお、ケース 1 の地震

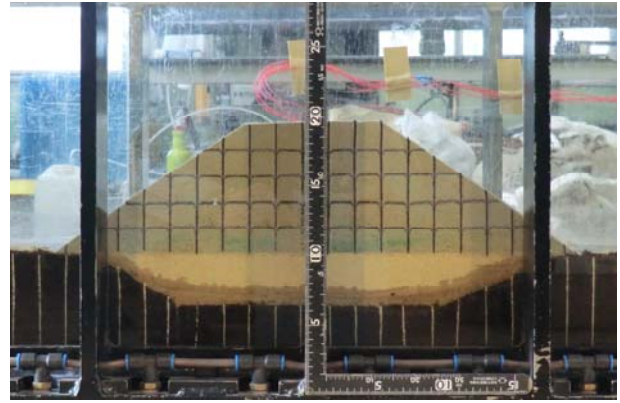


写真-3 ケース 1~3 の加振前の状況



(a) ケース 1 の状況



(b) ケース 2 の状況



(c) ケース 3 の状況

写真-4 ケース 1~3 の加振後の状況

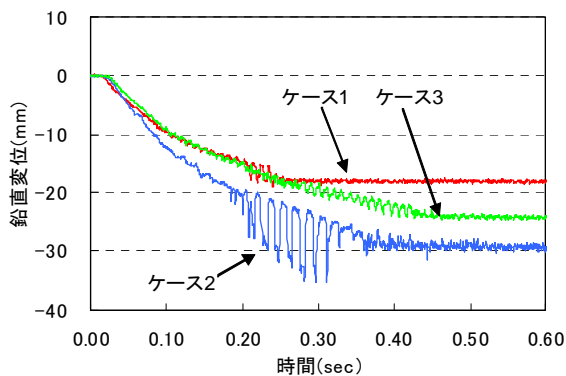


図-10 ケース1～3ののり肩の沈下量の経時変化

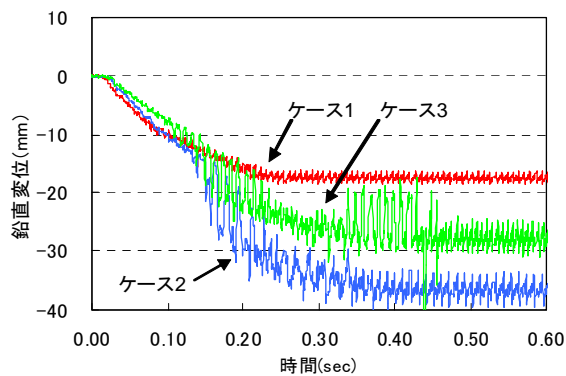
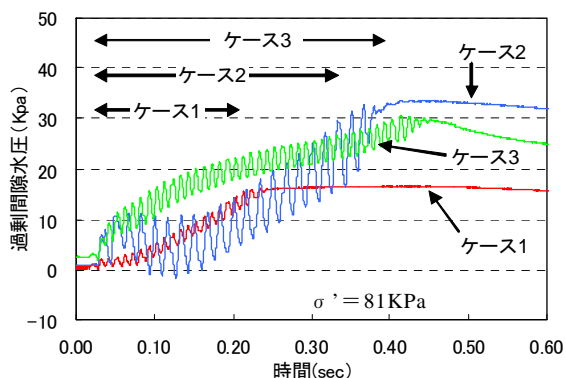
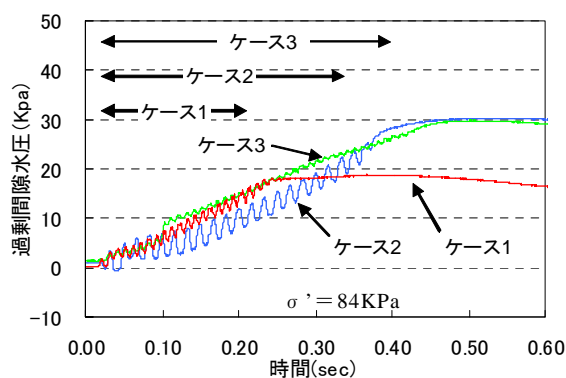


図-11 ケース1～3の天端中央の沈下量の経時変化



(グラフ内の←→は加振した時間帯を表す)
図-12 ケース1～3ののり肩下部の過剰間隙水圧の経時変化



(グラフ内の←→は加振した時間帯を表す)
図-13 ケース1～3の天端中央・下部の過剰間隙水圧の経時変化

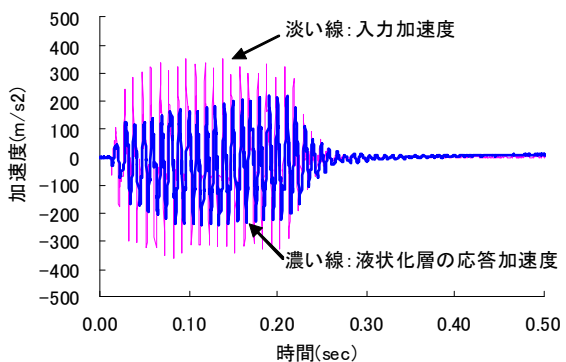


図-14 ケース1の液状化層の応答加速度

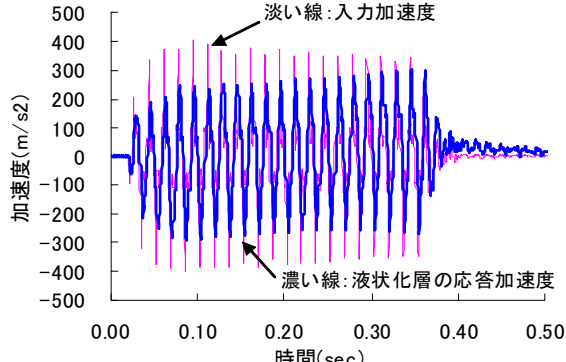


図-15 ケース2の液状化層の応答加速度

動の継続時間は0.2秒(モデルスケール)で、ケースの2の地震動の継続時間は0.33秒(モデルスケール)である。

ケース1に比べて、地震波の周期が1.67倍のケース2の盛土の変形は、ケース1よりも相当大きかった。盛土ののり肩および天端中央の沈下量を比較すると、ケース2はケース1の1.7～2.2倍に達し(表-4)、ケース2は側方への流動が大きかった(写真-4(a)・(b))

液状化層の過剰間隙水圧の経時変化を比較すると、ケース1・2ともに過剰間隙水圧は同程度の上昇率で上昇した(図-12、図-13)が、ケース2の過剰間隙水圧はケース1に比べて1.5倍まで上昇した。

入力加速度と液状化層中央部の応答加速度の比較を行う。一般に、軟弱地盤内では地震波が増幅するため、

被害が大規模になる恐れがある。図-14、図-15から波形を比較すると、ケース1の沈下盛土層の平均応答加速度は 207m/s^2 で、ケース2の沈下盛土層の平均応答加速度は 262m/s^2 であった。ケース2の応答加速度は、ケース1比べて大きな値であった。なお、平均加速度は、最大値と最小値を単純平均して求めた。過去の文献によると、泥炭層の固有周期は概ね0.7秒と報告がある⁸⁾。このため、ケース2の周期の方が泥炭地盤の固有周期に近いために、応答加速度が大きかった可能性が考えられる。

今回の実験では、沈下盛土層直下の泥炭層の厚さが4cm(実物換算:2m)と浅かった。しかし、泥炭層が厚ければ、地震波の増幅が顕著になるとも考えられる。したがって、泥炭地盤での地震波の増幅の程度を遠心力模型実験で明らかにするには、より厚い泥炭地盤での実験や他の周波数での実験により、再度検討する必要がある。

4.3 盛土内に高い地下水位が形成している場合の盛土被害の再現

盛土内に、基礎地盤地表面よりも高い位置に水位が形成されている場合の大規模な変状を再現するための実験を試行的に行った。図-6に示すような断面で実験を行った。

3.2で述べたように、加振直前の天端中央のレーザー変位計の値から、約25mm程度(実物換算:100cm)の沈下が生じていたため、泥炭地盤に最大25mm程度めり込んでいたと推測される。また、基礎地盤地表面から10mm程度の水位があり、盛土内にも浸潤していたものと推測される。

写真-5に、ケース4の加振後の状況(上:側面の状況、下:上面の状況)を示す。図-16にのり肩(L2)および天端中央(L3)の沈下量の経時変化を示す。図-17に盛土直下の泥炭地盤内(P3)と盛土底部(P4)の過剰間隙水圧の経時変化を示す。

図-17が示すように、泥炭は液状化しない材料のため、盛土直下の泥炭地盤内の過剰間隙水圧はほとんど発生しなかった。一方、盛土底部は、大きな過剰間隙水圧が発生した。盛土底面から10mmの間隙水圧計(P4)の位置では、過剰間隙水圧比は0.94(有効上載圧: 65.0kN/m^2)にも達し、盛土底部はほぼせん断強度を失っていたものと推測される。



写真-5 ケース4の加振後の状況
(上:側面の状況 下:上面の状況)

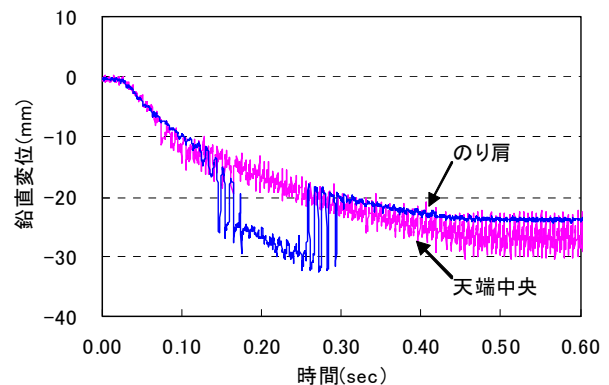


図-16 ケース4ののり肩と天端中央の沈下量の経時変化

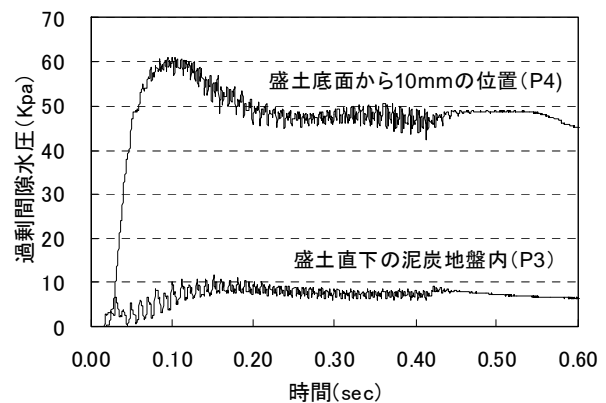


図-17 ケース4の泥炭地盤内と盛土底部の過剰間隙水圧の経時変化

また、写真－5から分かるように、盛土は大きく側方に流動した。また、天端は原形をとどめないほど大きな開口亀裂が発生した。その変形量は、天端中央で約28mm、のり肩で約23mm程度であった(図－16)。

ケース4の実験は試行的に行ったが、写真－1、2のように堤体に著しい亀裂が生じる変形モードが再現された。ただし、今回の実験においては以下のような課題がある。

まず、盛土内の水位は、盛土の自重圧密により泥炭地盤から染み出た水で形成させている。そのため、盛土内の水位をコントロールできていない。また、今回の実験では、基礎地盤表面の上面にも水位が形成されている。任意の水位にコントロールする必要がある。さらに、盛土内に形成された水位の高さを間隙水圧計の計測値から推測を行ったが、どの位置に水位が形成されているかは、重要な要素であることから、事前に確認しておく必要がある。

5. まとめ

北海道に広く分布する泥炭地盤上の盛土において、地震動の継続時間や地震動波形が被害の程度に及ぼす影響について検討を行った。また、盛土内に基礎地盤地表面よりも高い位置に水位が形成している場合の盛土被害の再現をするため、試行的に動的遠心力模型実験を行った。その結果、以下の知見が得られた。

(1) 地震動の継続時間の影響

地震動の継続時間を2倍(40波)にして比較を行ったところ、液状化層の過剰間隙水圧は約1.6倍になり、盛土ののり肩および天端中央の沈下量は1.3～1.6倍程度まで発生した。

(2) 地震動波形の影響

地震波の周期を1.67倍にしたところ、盛土ののり肩および天端中央の沈下量は、1.7～2.2倍程度まで発生した。沈下盛土層の応答加速度は、周期の長いケース2の方が大きな値となった。泥炭層の固有周期に近いために、増幅した可能性が考えられる。泥炭層を厚くすれば、地震動の増幅がより顕著になると考えられる。そのため、泥炭地盤での地震波の増幅の程度を明らかにするには、模型の地盤条件や種々の周波数での実験により、再度検討する必要がある。

(3) 盛土内に基礎地盤地表面よりも高い位置に水位が形成している場合の盛土被害の再現

ケース4の実験は試行的に行ったが、実被害と同様な堤体に著しい亀裂が生じる変形モードが再現された。ただし、今回の実験においてはいくつかの課題がある。特に、現在の実験方法では、盛土内の水位をコントロールできていないため、任意の水位にコントロールできるように改善が必要である。また、盛土内に形成された水位を事前に確認しておくことが重要となる。

当研究所では、これまでに沈下盛土層の液状化を対象に実験を行ってきた³⁾⁴⁾。これに加えて、盛土内に基礎地盤地表面よりも高い位置に水位が形成された場合の盛土被害の対策について、本実験から得られた知見を参考に、今後も実験を行っていく予定である。

【参考文献】

- 1)：財団法人国土技術研究センター：東日本大震災を踏まえた今後の河川堤防の耐震対策の進め方について(報告書)、平成23年9月
- 2)：北海道開発局開発土木研究所：1993年釧路沖地震被害調査報告、開発土木研究所報告、第100号、pp.13-32、1993
- 3)：林宏親、西本聡、橋本聖、梶取真一：泥炭地盤に築造された盛土の地震による変形メカニズムと耐震補強、地盤工学ジャーナル、6(3)、pp.465-473、2011.
- 4)：梶取真一、西本聡、林宏親、橋本聖：泥炭地盤上の道路盛土の耐震補強に関する遠心力模型実験、第46回地盤工学研究発表会、CD-R、2011
- 5)：財団法人国土技術研究センター：第一回河川堤防耐震対策緊急検討委員会、東北地方太平洋沖地震における地震動・資料-2 (http://www.jice.or.jp/sonota/t1/pdf/01_shiryoku2.pdf)、2011.5
- 6)：国土技術政策総合研究所・独立行政法人土木研究所：平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報
- 7)：佐々木康：堤防の地震災害と災害軽減工学、JICE REPORT、Vol.9、p.89、2006.
- 8)加治屋安彦：泥炭性軟弱地盤の地震応答特性について(その1)、開発土木研究所月報 No.432、pp.2-12、1989

株式会社ドーコン 正会員 ○小林 修司
株式会社ドーコン 正会員 高橋 秀彰
株式会社ドーコン 正会員 小林 智穂

1. はじめに

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震では、津波と液状化による被害がクローズアップされたが、地震動の作用による道路盛土の被害も多数発生した。また、平成 22 年 4 月の道路土工盛土工指針の改定¹⁾では、性能規定型設計の枠組みが導入され、地震動の作用に対して安全性、供用性、修復性の観点から盛土の重要度に応じた要求性能を設定し、盛土がそれらの要求性能を満足することを照査する指針となった。具体的には、レベル 2 地震動に対する照査手法は、従来の安定照査から変形照査に変更され、地震時の残留変形量の評価が必要となった。

解析手法としては、ニューマーク法、静的自重変形解析法、弾塑性有限要素解析法等があるが、液状化等による土の強度低下が著しくない場合には、簡便な手法としてニューマーク法が多く用いられている。しかし、解析に用いる地震波の違いが結果に与える影響、震度法によるすべり安全率との関係は明らかにはなっていない。

そこで本研究では、モデル断面を用いた解析により、解析に用いるべき地震波を提案すると共に、ニューマーク法と震度法に用いる地震力の違いによる評価結果の乖離について報告する。

2. ニューマーク法による地震時残留変形解析法

ニューマーク法は、すべり土塊を剛体と仮定し、降伏震度（安全率 $F_s=1.0$ となる震度）を超える加速度が土塊に働くとその土塊は動き始めると考え、加速度の継続時間をもとにすべり変位量を簡便に求める方法である。

すべり土塊の降伏時の角加速度は(1)式で表され、それから(2)式で角速度、(3)式で角度を逐次計算で求める²⁾。

$$\ddot{\theta} = (k_h - k_y) \cdot (M_{DK} + M_{RK}) / J \quad \dots \dots \dots (1)$$

- ここに、 θ : 回転角
- J : 慣性モーメント
- k_h : 水平震度
- k_y : 降伏震度
- M_{DK} : 水平震度 1.0 の時の慣性力による滑動モーメント
- M_{RK} : 水平震度 1.0 の時の慣性力により低減される抵抗モーメント

$$\dot{\theta}_{t+\Delta t} = \dot{\theta}_t + \frac{1}{2} (\ddot{\theta}_t + \ddot{\theta}_{t+\Delta t}) \cdot \Delta t \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$\theta_{t+\Delta t} = \theta_t + \dot{\theta}_t \cdot \Delta t + \frac{1}{6} (2\ddot{\theta}_t + \ddot{\theta}_{t+\Delta t}) \cdot \Delta t^2 \quad \dots \dots (3)$$

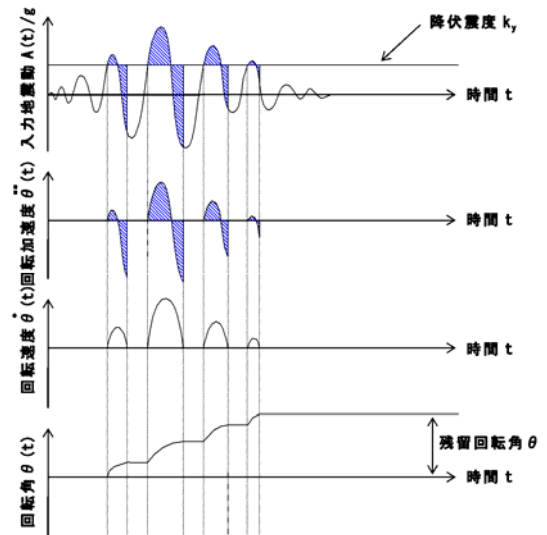


図-1 すべり土塊の回転加速度、回転速度、回転角の算出

以上のように求められたすべり面に対する残留回転角から残留変位量を求める。

$$\delta = R \times \theta$$

ここに、 δ : 変形量 (残留変位量)

R : すべり円弧半径

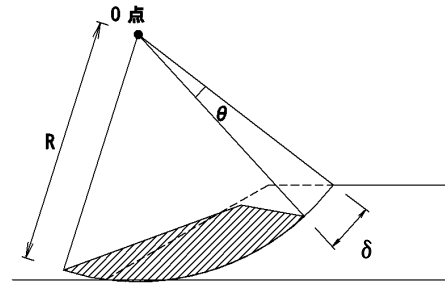


図-2 残留変位量の算出

3. 解析モデル

3-1 モデル断面

盛土高 15m および 25m, 天端幅 10m, 法勾配 2 割の砂質土盛土を仮定したモデル断面を設定した。なお, 盛土内に地下水は存在しないものとし, 地盤種別 II 種地盤上の盛土とした。

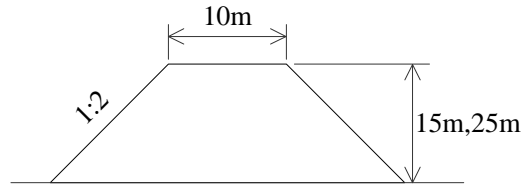


図-3 解析モデル断面

3-2 解析ケース

盛土高 15m および 25m に対して, 震度法によるすべり

安全率を 1.0, 0.9, 0.8 の 3 ケース, 合わせて 6 ケースとし, それに対応する土質定数を設定した。

安定計算に用いた水平震度は, 表-1 のレベル 2 地震動, II 種地盤より $k_{h0}=0.2$ とし, 設定した土質定数と降伏震度 (安全率 $F_s=1.0$ となる震度) を表-2 に示す。なお, 残留強度はピーク強度と等しいと仮定した。

表-1 設計水平震度の標準値¹⁾

	地盤種別		
	I 種	II 種	III 種
レベル1地震動	0.08	0.10	0.12
レベル2地震動	0.16	0.20	0.24

表-2 解析定数一覧

盛土高 H (m)	震度法の 安全率 F_s	盛土材のせん断強度		降伏震度 k_y
		内部摩擦角 ϕ (度)	粘着力 c (kN/m^2)	
25	1.0	36.4	0.0	0.20
	0.9	33.6	0.0	0.15
	0.8	30.6	0.0	0.09
15	1.0	35.3	0.0	0.20
	0.9	32.5	0.0	0.15
	0.8	29.4	0.0	0.09

3-3 入力地震動

ニューマーク法で得られる地震時残留変位量は, 入力する地震波の種類 (加速度の大きさ, 周波数特性, 継続時間等) に影響を受ける。本解析では, 道路橋示方書 V 耐震設計編³⁾に規定されている地震動から, タイプ I 地震動, タイプ II 地震動それぞれ 2 波形を選定して入力地震動とし, 盛土体に一樣に作用させた。なお, この地震動は, 代表的な強震記録を標準加速度応答スペクトルに一致するように, 振幅特性を調整したものである。

用いた地震動の地震名, 記録場所, 最大加速度を表-3 に, 加速度波形を図-4 に示す。

用いた地震動の地震名, 記録場所, 最大加速度を表-3 に, 加速度波形を図-4 に示す。

表-3 入力地震動

タイプ	地震名	マグニチュードM	記録場所	最大加速度 (gal)
タイプ I	1968年日向灘沖地震	7.5	板島橋周辺地盤上	362.6
	1994年北海道東方沖地震	8.2	温根沼大橋周辺地盤上	364.8
タイプ II	1995年兵庫県南部地震	7.3	JR西日本鷹取駅構内地盤上	672.6
			大阪ガス葺合供給所構内地盤上	736.3

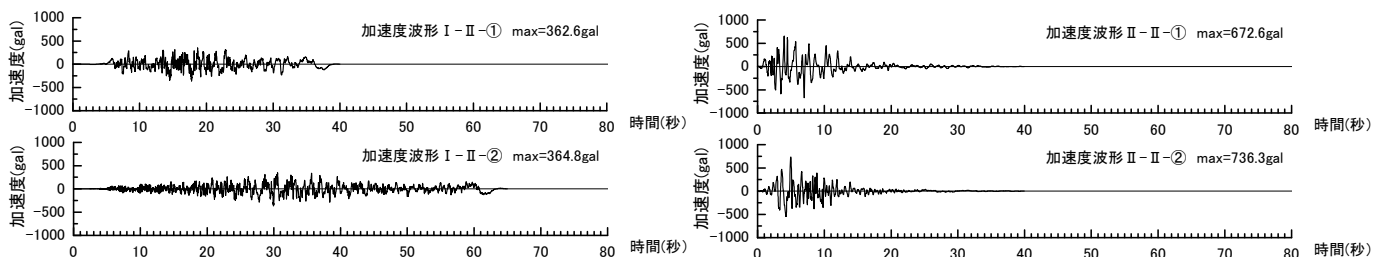


図-4 入力加速度波形³⁾

4. 解析結果と考察

4-1 解析結果

6 解析ケースに対しそれぞれ 4 地震波を入力して、残留変位量（滑動変位量）を求めた結果の一覧を表-4 に、震度法によるすべり安全率と残留変位量との関係を図-5 に示す。

図表より、すべり安全率が低下すると残留変位量が指数的に増加し、その増分は安全率が減少するほど大きくなると分かる。

表-4 残留変位量算出結果一覧表

盛土高 H (m)	ケース	盛土材		降伏震度 kbo	加速度波形	残留変位量 δ (cm)
		内部摩擦角 φ (°)	粘着力 c (kN/m ²)			
15 (法勾配1:2)	Fs=1.0	35.3	0	0.20	タイプ I Ⅱ種地震 ①	14
					タイプ I Ⅱ種地震 ②	11
					タイプ II Ⅱ種地震 ①	83
					タイプ II Ⅱ種地震 ②	85
	Fs=0.9	32.5	0	0.15	タイプ I Ⅱ種地震 ①	41
					タイプ I Ⅱ種地震 ②	40
					タイプ II Ⅱ種地震 ①	150
					タイプ II Ⅱ種地震 ②	134
	Fs=0.8	29.4	0	0.09	タイプ I Ⅱ種地震 ①	160
					タイプ I Ⅱ種地震 ②	155
					タイプ II Ⅱ種地震 ①	317
					タイプ II Ⅱ種地震 ②	221
25 (法勾配1:2)	Fs=1.0	36.4	0	0.20	タイプ I Ⅱ種地震 ①	14
					タイプ I Ⅱ種地震 ②	11
					タイプ II Ⅱ種地震 ①	84
					タイプ II Ⅱ種地震 ②	86
	Fs=0.9	33.6	0	0.15	タイプ I Ⅱ種地震 ①	42
					タイプ I Ⅱ種地震 ②	40
					タイプ II Ⅱ種地震 ①	150
					タイプ II Ⅱ種地震 ②	134
	Fs=0.8	30.6	0	0.09	タイプ I Ⅱ種地震 ①	161
					タイプ I Ⅱ種地震 ②	156
					タイプ II Ⅱ種地震 ①	318
					タイプ II Ⅱ種地震 ②	222
15 (法勾配1:1)	Fs=0.8	37.2	0	0.08	タイプ I Ⅱ種地震 ①	241
					タイプ I Ⅱ種地震 ②	247
					タイプ II Ⅱ種地震 ①	413
					タイプ II Ⅱ種地震 ②	278
15 (法勾配1:1)	Fs=0.82	37.7	0	0.09	タイプ I Ⅱ種地震 ①	185
					タイプ I Ⅱ種地震 ②	179
					タイプ II Ⅱ種地震 ①	366
					タイプ II Ⅱ種地震 ②	253

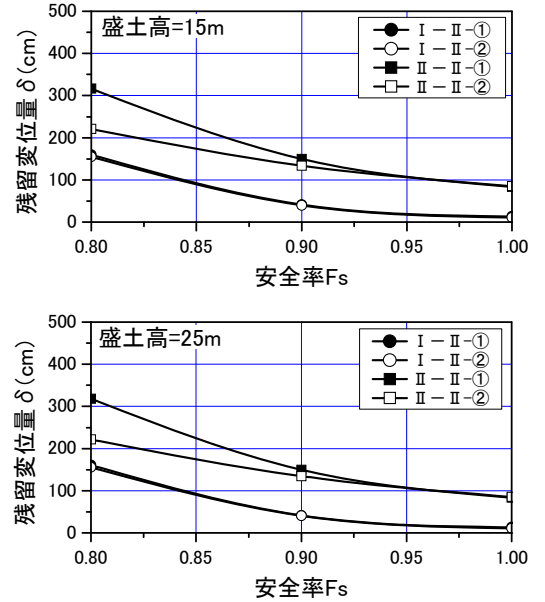


図-5 安全率と残留変位の関係

4-2 地震波の相違による残留変位量への影響

図-6 は盛土高 15m, 25m の時の震度法によるすべり安全率別の地震波の相違による残留変位量の違いを示したものである。図から地震波タイプ I, タイプ II で残留変位量はタイプ II > タイプ I となりその差は最大 160cm 程度 (Fs=0.8) である。

また、タイプ I 地震波では、I-II-① (地震動継続時間 40 秒程度) と I-II-② (地震動継続時間 65 秒程度) ですべり安全率の大小に係わらず、残留変位量は地震波の違いによる影響は小さく、地震継続時間が残留変位量に与える影響が小さいことが明らかとなった。

一方、タイプ II 地震波の場合には、すべり安全率 Fs=1.0 ではタイプ I と同様に地震波の相違が残留変位量に与える影響は小さいが、すべり安全率が減少するに従いその影響は大きくなる傾向にあり、Fs=0.8 ではその差は 96cm 程度である。また、タイプ II の 2 波形 (II-II-①, II-II-②) について最大加速度を比較すると、II-II-① で max=672.6gal, II-II-② で max=736.3gal であり II-II-② が 1 割程度大きい。それぞれの残留変位量は、Fs=1.0, Fs=0.9 ではあまり違いがないが、Fs=0.8 の時に II-II-① で δ ≒ 320cm, II-II-② で δ ≒ 220cm となり、最大加速度とは逆の相関を示している。図-7 にタイプ II の 2 波形 (II-II-①, II-II-②) を抽出し、Fs=0.8 の時の降伏震度を併記したものを示すが、II-II-① の地震波の方が、降伏震度を超える加速度が発生している時間が長いことが分かる。このことから、残留変位量は最大加速度だけではなく、周波数特性に依存することが確認された。

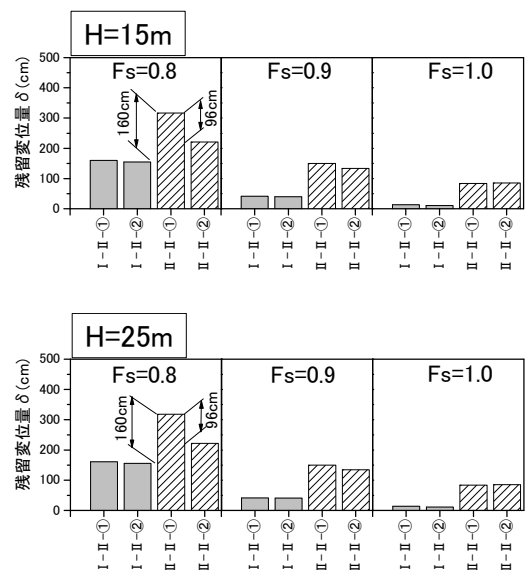


図-6 各安全率別の地震波と残留変位量の関係

以上よりニューマーク法を用いた地震時残留変形解析では、残留変位量が大きく算出されるタイプ II 地震

波の計算のみを行うことで耐震性能の評価が可能と判断できる。ただし、波形の及ぼす影響も大きくなることから、タイプII地震波でも地震動の相違を考慮し複数波形の解析が必要である。

ここで、タイプII地震波に特化して結果を見ると、 $F_s=1.0$ では80cmあまりの残留変位量が発生するが、これはすべり面方向の変位量であり、盛土天端の沈下量Sに換算すると、おおよそ $S=36\text{cm}$ となる。耐震要求性能(許容変位量)を30cm程度と設定すると、すべり安全率 F_s が1.0を確保してもニューマーク法では要求性能を満足しないことになる。これは、震度法によりすべり安全率を求める時の水平震度とニューマーク法により残留変位量を求める時の加速度の大きさが乖離しているためである。

4-3 盛土高さが残留変位量に与える影響

図-8は、地震波形別の盛土高および安全率の相違による残留変位量の違いを示したものである。図から同一法勾配、同一波形、同一安全率の場合には、盛土高さに関係なく残留変位量は同じになる。これは、盛土高が低いとすべり円弧の半径Rが高い盛土に比べ小さくなるが、残留回転角 θ がRにほぼ反比例して、残留変位量 $\delta (=R \times \theta)$ は同じ値となるためである。

以上よりニューマーク法を用いた地震時残留変形解析では、同一法勾配の盛土条件において安全率と降伏震度の関係が同じになるため、同一波形、同一安全率であれば、盛土高Hによらず安全率と残留変位量は同様な関係にあることが明らかとなった。

また、表-4には $H=15\text{m}$ で法勾配が1:1の盛土形状についても結果を併記している。これによると安全率が同じでも、タイプI地震動では50~60%、タイプII地震動では30%程度残留変位量が増加するが、同じ降伏震度で比較するとその違いは15%程度となり、残留変位量は降伏震度に大きく依存していることが確認された。

5. まとめ

ニューマーク法を用いた地震時残留変形解析において震度法によるすべり安全率と地震波形が残留変位量に与える影響について検討した結果を以下にまとめる。

- (1) すべり安全率が低下すると残留変位量が増加し、その増分は安全率が低下するほど大きくなる。
- (2) 残留変位量はタイプI波形とタイプII波形ではタイプII>タイプIとなる。
- (3) タイプI波形は地震波の違いによる影響は極めて小さく、地震継続時間の影響は小さい。
- (4) タイプII波形ではすべり安全率が小さくなると地震波の違いによる影響が大きくなり、最大加速度だけでなく周波数特性の影響を受ける。
- (5) ニューマーク法を用いた地震時残留変形解析では同一法勾配の場合は盛土高によらず安全率と降伏震度の関係が同じになるため、安全率と残留変位量の関係は同様である。また、法勾配が変化しても残留変位量は降伏震度が同じであれば違いが小さく、残留変位量は降伏震度に大きく依存している。
- (6) ニューマーク法を用いた地震時残留変形解析ではタイプII地震波の解析のみを実施し、この場合地震動の相違を考慮し複数波形の解析が必要である。

《参考文献》

- 1) (社)日本道路協会：道路土工 盛土工指針,pp.118-127,2010
- 2) 東日本高速道路株式会社：設計要領第一集土工編(6章高盛土・大規模盛土),pp.6-19-6-26,2009
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説(V耐震設計編),pp.304-310,2002

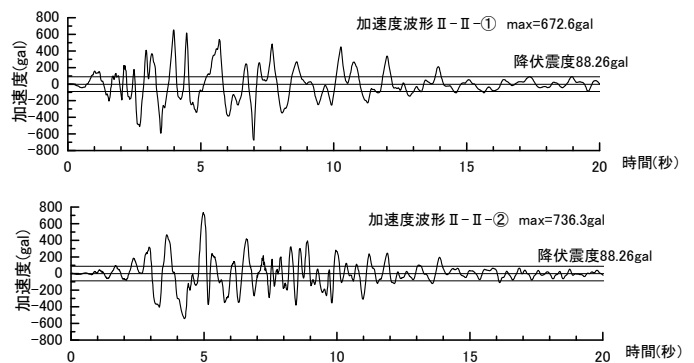


図-7 タイプIIの地震波形と降伏震度

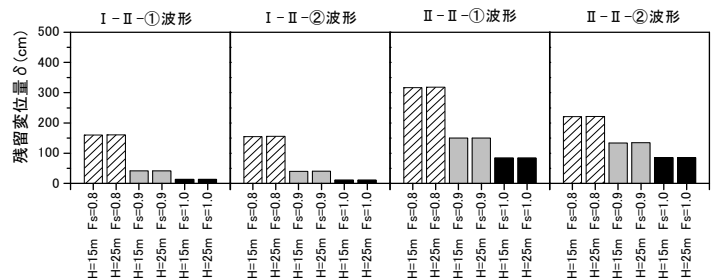


図-8 地震波形別の盛土高および安全率と残留変位量の関係

泥炭におけるせん断剛性率の測定

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
同上 学生会員 稗田 教雄

1.はじめに

泥炭とは、主として湿性植物の遺体が、低温多湿の条件で長年にわたり分解が不十分なまま自然に堆積してきたものである。泥炭は有機物から成り、植物繊維を多く含み極めて不均質である、そのため、沖積粘土などの一般的な軟弱土とは異なり極めて特殊な工学的性質を有しており¹⁾、試験調査や解析には通常の方法が適用できないことも多い。また、泥炭地盤に盛土などを築造すると、すべり破壊、周辺地盤の隆起、側方流動、長期沈下などの問題が生じる。これまで数多くの技術者や研究者が、この厄介な土を克服すべく調査研究を積み重ねており、様々な成果が得られているが、軟弱粘土などに比べデータベースが限られており、その物性の統一的理解には至っていない。

そこで本研究では、様々な地域の泥炭地盤においてサイスミックコーン貫入試験(以下、SCPT)などの地盤調査を実施し、原位置結果を得る。その後、室内試験においてベンダーエレメント試験(以下、BE 試験)などを行い、原位置試験結果と比較することによって、泥炭地盤における工学的性質を解明していくことを目的としている。

2.泥炭におけるせん断剛性率

現行の泥炭における設計法²⁾において、泥炭性軟弱地盤に対して地震応答解析を実地する場合、概略的な検討においては、(1)、(2)式を用いて定数を設定してもよい³⁾とされている

$$G/G_0=1/(1+\gamma/\gamma_f) \cdots (1)$$

$$h=h_{\max}(1-G/G_0) \cdots (2)$$

ここに、 G はせん断剛性率 (kN/m^2)、 G_0 は初期せん断剛性率($1.37 \times 10^4 w_c^{-0.67} (\sigma_c')^{0.55}$)、 γ はせん断ひずみ、 γ_f は基準せん断ひずみ($G=G_0/2$ となるひずみ)、 h は減衰比、 h_{\max} はせん断ひずみ無限大のときの減衰比(=0.23)、 w_c は含水比(%), σ_c' は平均有効拘束圧(kN/m^2)

上記の各種パラメータを求めるには室内試験が必要となる。繊維質を多く含む泥炭の場合、供試体の成型が非常に困難であり、供試体に乱れを与えることが考えられる、また、泥炭は一般的に地表面から深度 5m ぐらいに堆積しており、泥炭の単位体積重量 γ_f は $10 \sim 13(\text{kN/m}^3)$ と非常に小さく、 σ_c' も非常に小さくなる。そのために非常に高精度な試験機が必要となる。

以上の問題点を克服すべく、本研究では SCPT を用いて原位置試験、BE を用いて室内試験を行った。

3.試験方法

3.1 サイスミックコーン貫入試験 (SCPT)⁴⁾

SCPT とは、コーン先端と、さらに 1m 離れた上下 2 箇所のレーンバによって地表面の板たたき法によって生じたせん断波を測定し、その時間差 Δt から S 波速度(以下、 v_s)を測定する。原位置弾性波速度試験法の中でもボーリング孔を必要とせず、比較的安価に原位置のせん断弾性波速度を測定できる試験である。SCPT から得られたせん断弾性波速度から微小ひずみレベルでのせん断弾性係数 G_f を原位置の物性値の一つとして得ることができる。

Measurement of the shear modulus of peat.

Kaneko, H., Tanaka, H. and Hieda, N. (Hokkaido University)

3.2 ベンダーエレメント試験(BE 試験)

A)無拘束 BE 試験

泥炭は成型が難しいので、サンプラーから抜き出した状態で上下端面のみ成型し、無拘束状態で計測を行った。波の種類は sin 波と矩形波の 2 種類を用いた。使用した周波数は、200, 500, 1000, 2000Hz である。伝播時間の決定は、Start to Start で求め、伝播距離は Tip to Tip とした⁵⁾。

B)低圧圧密 BE 試験 (写真-1 参照)

泥炭に自然含水比の 3~5 倍の水を加えて練返し、直径 100mm のステンレス製のモールドに試料を注ぎ込む。その後、上下両面排水の条件で、おもりを載せることにより載荷していく。載荷圧は 2, 4, 8, 16, 20kPa であり、載荷した後、徐荷過程も行った。



写真-1 低圧圧密 BE 試験装置

4.調査地点の概要

各サイトの物理試験結果は、表-1 に示す。

(1)サロベツ

上サロベツ原野の湿原の乾燥を防ぐために設けられた緩衝帯にて試験を行った。サイトは正規圧密地盤であり、地下水面は地表面とほぼ一致していた。また、サロベツ泥炭は成因による分類によると、高品位泥炭（ミズゴケ泥炭）である。

(2)岩見沢

このサイトは、北海道岩見沢市の北西に位置し、旧美唄川沿いにある泥炭地盤である。このサイトは地表面から 0.5m ほど埋め土がなされており、地下水面はおおよそ深度 1.5m に位置していた。成因による分類は、中品位泥炭（ワタスゲ泥炭、ヌマガヤ泥炭、ホロヌイヌゲ泥炭など）である。

(3)豊平

豊平は、札幌近郊に位置しており、豊平川の河川敷である。埋め土等はされておらず、地下水面は深度 1m あたりであった。成因による分類は、低品位泥炭（ヨシ泥炭、スゲ泥炭、ハンノキーヨシ泥炭など）である。

(4)月寒

月寒は、札幌市内にある石狩川水系の月寒川の河川敷である。このサイトは、堤防盛土がされており、圧密は完了していると考えられる。成因による分類は、低品位泥炭である。

(5)岩内

岩内は、積丹半島の南側に位置しており、日本海に面している。このサイトは、地下水面が深度 1m あたりにあった。成因による分類は、高品位泥炭である。

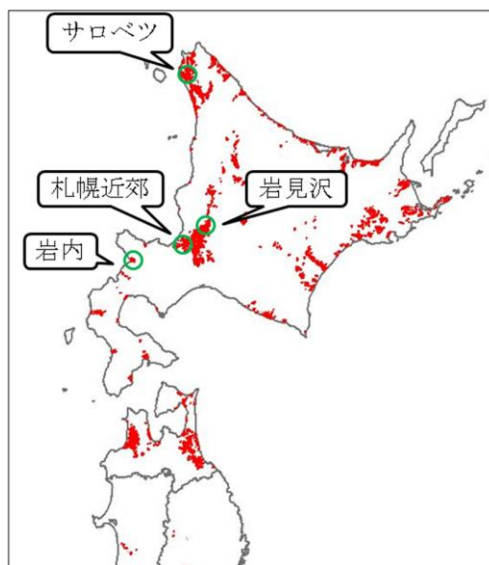


図-1 調査地点⁶⁾

表-1 物理試験結果

	サロベツ	岩見沢	豊平	月寒	岩内
湿潤密度 (g/cm ³)	0.98	-	1.03	1.03	1.00
強熱減量(%)	79.9	51.8	89.5	94.1	95.6
自然含水比(%)	400~600	-	500~800	300~600	700~900
間隙比	7~9	-	8~13	5~10	9~11

5. 試験結果

5.1 せん断波剛性率

図-2に各サイトのSCPTによって得られた G の深さ方向の分布を示している。図より、 G は深さ方向にほぼ一定の値を示していることがわかる。これは、泥炭の密度が非常に小さく、深さ方向による有効土被り圧の変化が生じなかったためだと考えられる。これまでの筆者らが行ってきた粘性土地盤における $G_{f(SCPT)}$ は10~50MPaであり⁷⁾、これに比べ、泥炭の $G_{f(SCPT)}$ はサロベツのみ大きな値を示しているものの1~10MPa程度で非常に小さいことがわかる。

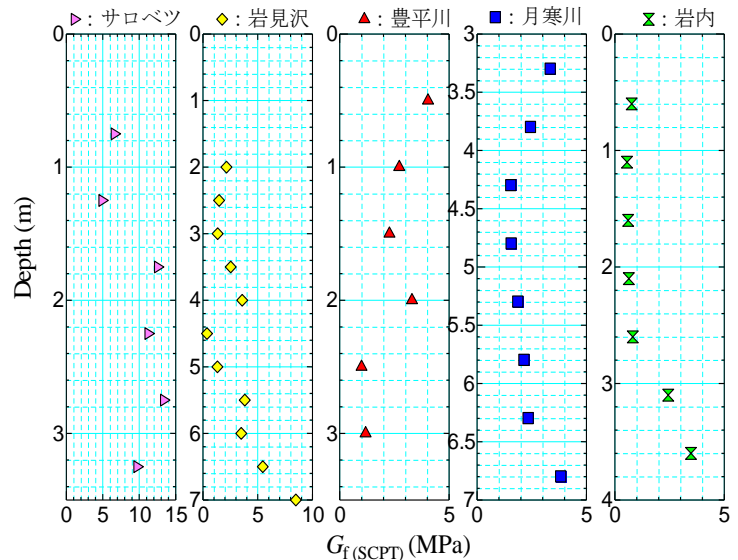


図-2 せん断剛性率の比較

5.2 せん断波速度

図-3にSCPTによって求めた v_s と無拘束BE試験によって求めた v_s との比較を示す。図には、これまでに行った粘性土における結果⁷⁾も示している。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乱れが大きいと考えられるので、 $v_{s(BE)}$ が小さくなると予想されたが、泥炭地盤においても粘性土と同様の傾向があることがわかる。また、その係数は約1.3であった。この理由としては、泥炭地盤は粘性土地盤に比べ浅い深度にあるため、有効土被り圧が小さく、サンプリングによる拘束圧変化の影響が微小であるため、結果的に粘性土地盤と同様な関係が得られたと考えられる。

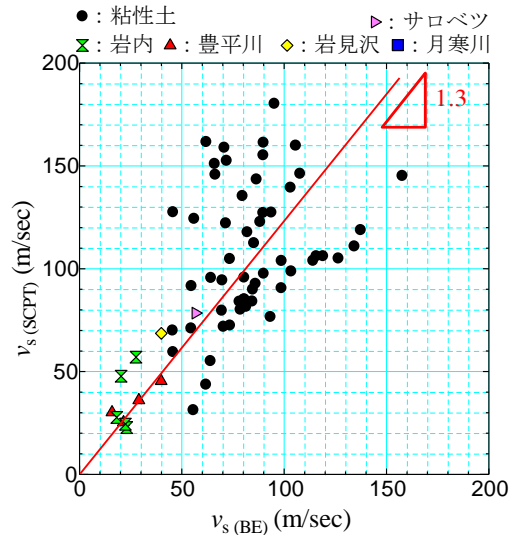


図-3 せん断波の比較

5.3 異方性

サロベツサイトにおいて、地表面から0.5~0.7mほどスコップ等で掘削を行った後、ブロックサンプリングを行った。この試料を用いて、無拘束BE試験を実施した。図-4に示すように3種類のせん断波速度(V_{VH} , V_{HH} , V_{HV})を測定した。ここで、 V の第1, 2添え字はそれぞれせん断波の伝播方向, 振動方向を表し, 鉛直方向を V , 水平方向を H とする。表-2に試験結果と V_{VH} でそれぞれ正規化した値も示してある。既往の研究⁷⁾では、粘性土において V_{VH} と V_{HV} はほぼ等しいとされている。しかし、泥炭においては V_{HV}/V_{VH} は1.15であった。泥炭特有の植物の遺骸は、平板構造の粘土粒子と異なり細長く、水平方向に多く堆積しているため、水平方向に進むせん断波は遺骸を伝播し、 V_{HV} が大きくなったと考えられる。つまり、泥炭は粘性土に比べ、異方性の影響が大きいと思われる。

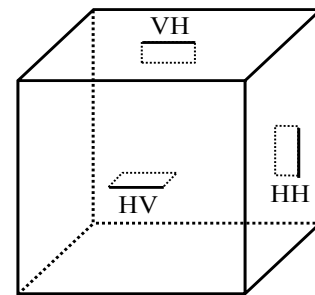


図-4 バンダーエレメントの設置方向

表-2 サロベツ無拘束BE試験結果

	VH	HV	HH
せん断波速度 $V(\text{m/sec})$	56.7	65.2	80.2
V/V_{VH}	1	1.15	1.41

5.4 圧密 BE

図-5には、再構成試料による低圧圧密 BE 試験によって得られた圧密応力(以下、 σ_v)とせん断剛性率(以下、 G)の関係を示している。せん断剛性率は(3)式により求めた。

$$G = \rho_t v_s^2 \dots (3)$$

ここに、 G はせん断剛性率(kPa)、 ρ_t は湿潤密度(g/cm³)、 v_s はせん断波速度(m/sec)。

図より、 σ_v の増加に伴い G も増加する傾向があるのがわかる。荻野、他¹⁰⁾は NSF-clay と秋田泥炭を用いた試験結果において、 σ_v - G 関係の傾きは試料に大きな差はないが、泥炭の場合その間隙率の大きさから同一の σ_v においても G は粘土のおよそ1/5程度と小さな値を示すと述べている。今回の試験において、NSF-clay、岩内泥炭とサロベツ泥炭を比較すると、粘土に比べ岩内は 1/10、サロベツは 1/4 程度となっている。これは、泥炭の物性値や地域性が原因ではないかと考えられる。今後、様々な泥炭でも試験を行い、考察を深めたい。

図-6には、 e と G の関係を示している。図より、 e と G には相関があり、粘土に比べ泥炭の傾きの方が大きいことがわかる。また、徐荷過程において、泥炭は載荷過程と同じ経路を辿っていることから、徐荷時においてせん断剛性率は間隙比依存性を有していると考えられる。

6.まとめ

自然堆積した泥炭は有効拘束圧が小さいため、せん断剛性率も1~10MPa程度で非常に小さい。鉛直有効応力の増加に伴いせん断剛性率も増加する傾向があるが、同一の鉛直有効応力に対して泥炭は粘性土に比べ小さな値を示す。また、自然含水比も地域によって大きく異なり、300~900%と幅広い。そのため、圧縮性がとても大きくなり、せん断剛性率の増加量も大きくなる。それに対し、徐荷時における膨潤性は小さく、せん断剛性率もほとんど変化しない。このように、泥炭は粘性土の工学的性質と大きく異なっていることが分かった。

《謝辞》 本研究は「平成 23 年度深田研究助成」の支援を受けて進められた。

《参考文献》 1)土質工学会・高有機質土の力学的性質および試験方法に関する委員会：高有機質土の工学，土質工学会，1991。 2)(独)土木研究所寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル，pp. 43-78，2011。 3)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。 4)Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespie, D. and Rice, A.: Seismic CPT to measure in site shear wave velocity, *Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 112, No. 8, pp. 791-803, 1986.* 5)Yamasita,S., Fujiwara,T., Kawagushi,T., Mikami,T., Nakata,Y. and Shibuya,S.: International Parallel Test on the Measurement of Gmax Using Bender Elements Organized by TC-29, *Soil and Foundation, 49(4)pp.631-650,2009.* 6)農業環境技術研究所 HP 7)稗田教雄・田中洋行・金子広明・小泉和広：北海道泥炭地盤におけるコーン貫入抵抗とせん断剛性率の関係，第 46 回地盤工学会研究発表会，pp.723-724，2011。 8)例えば，Fioravante,V. and Capoferri,R.: On the use of multi-directional piezoelectric transducers in triaxial testing, *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.24,No.3, pp.243-255,2001.* 9)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及び繰返し載荷試験による泥炭のせん断弾性係数，*地盤工学ジャーナル, vol4, No.1, 125-133, 2009.*

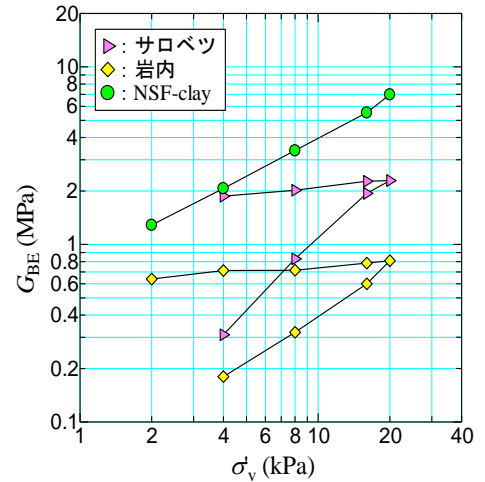


図-5 圧密応力とせん断剛性率の関係

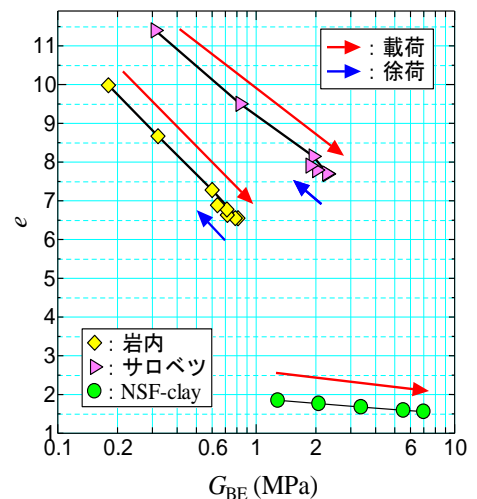


図-6 間隙比とせん断剛性率の関係

北海道大学大学院 国際会員 ○田中洋行 西村 聡
同上 学生会員 金子広明 稗田教雄
同上 学生会員 服部直 安田直樹

1. はじめに

筆者らは、数年前から北海道に多く分布している泥炭地盤に対して調査を行っている。泥炭は繊維質を多く含ため、粘性土と比べて高品質の試料の採取が難しく、また、例えある程度の品質を有する試料を確保したとしても成形が難しいので、室内試験の実施は極めて困難である。したがって、室内試験においては、試料の不均一性を避けるため、再構成試料を用いるか、不攪乱試料を用いる場合においても、応力条件を完全に正規圧密状態に至った状態でせん断試験を実施している¹⁾。また、代表的な原位置試験であるベーン試験においても、ベーンに植物繊維が絡みつくなどの理由から、得られた結果の解釈が難しい。このため、室内試験から原位置の泥炭の特性を求める調査は殆ど行っていないのが実情である。

泥炭地盤の代表的な原位置試験は、古くからオランダ式コーン貫入試験（この試験に対応する ISO が制定されたのを受けて JIS においても、名称を機械式コーン貫入試験として大幅に改訂された）が用いられていた。しかし、世界的に見ると、精度が高く、貫入抵抗の他に間隙水圧や周面摩擦力を計れる電気式コーン貫入試験(CPT)が、機械式コーン貫入試験(MCPT)に取って代わりつつある。このような状況に対応して、泥炭性軟弱地盤対策マニュアル²⁾においても、泥炭地盤に調査に CPT の使用が認められている。本論文では、著者らが行った CPT から得られたデータをもとに、泥炭地盤における CPT による調査結果の解釈について述べる。

2. 今までに得られた知見

北海道の代表的な Problematic Soil として泥炭は古くから多くの研究者によって調べられてきた¹⁾。その主要な点を挙げれば、負のダイレタンシーが顕著で、一軸および三軸圧縮試験時において、拘束圧より間隙水圧が大きくなり、非排水条件が満足できない。したがって、内部摩擦角(ϕ)が大きく、また非排水せん断強度増加率(s_u/p)も通常の粘土に比べて大きい³⁾。特に一軸圧縮試験による排水は、強度を過大に評価している可能性がある。

北海道では、MCPT から $s_u = q_c / 20$ (ここに q_c は先端抵抗力)によって s_u を予測する手法が広く用いられている。一方、CPT を用いる場合には、 $s_u = (q_t - \sigma_v) / N_{kt}$ (ここに q_t : CPT による先端抵抗力で有効断面積を考慮した値, σ_v : 土被り圧(全応力), N_{kt} : コーン係数)によって s_u が計算される。MCPT において σ_v を考慮していないのは、林・西本⁴⁾が述べているように、泥炭の単位体積重量(γ_t)が通常の粘土と比べて小さいことと、さらに調査の対象となる泥炭は地表面に分布していることが多いので、 σ_v の影響が小さいことが挙げられる。しかし、盛土などによって σ_v が大きくなる場合には、機械式コーン貫入試験においても σ_v の影響を考慮することが望ましい。また MCPT によって s_u を予測する方法では CPT に相当する N_{kt} が 20 となり、CPT で通常の粘性土に用いられる $N_{kt} = 10 \sim 14$ と比べて、非常に大きい。これは、佐々木・能登⁵⁾によれば、泥炭地盤の異方性を考慮して N_{kt} を大きくしたとしている。すなわち、CPT で得られる値は鉛直に対するせん断強さに対応しているが、泥炭では通常の粘土と比べて水平方向のせん断強さが小さいので、この異方性を考慮した結果、係数 20 を採用したと報告している。大久保、他⁶⁾は、機械式コーン貫入試験を用いて、盛土による s_u の増加率(s_u/p)を求めているが、室内試験より求められた値よりはるかに小さな強度増加率が得られたと報告している。これについては、本論文でさらに議論する。

3. 原位置の強度

3.1 強度

筆者らは、岩内、豊平川河川敷、月寒川河川敷およびサロベツ原野で CPT を用いた地盤調査を行った。深度方向に対する q_t の分布を図-1 に示す。これらの地盤は、過去に荷重履歴のない正規圧密地盤と考えられる。しかし、いずれの地盤においても、地表面から 1m の深度における q_t が大きく、この深度を超えると q_t は減少しているのがわかる。同図に、地下水位の位置を地表面から 1m、 γ_t を 10.5kN/m^3 、また s_u/p を 0.5、 N_{kt} を 20 として求めた q_t の分布を示す。これらの設定値はかなり強度を過大に評価するので計算された q_t もかなり大きくなるものと思われる。しかしながら、サロベツ原野を除いて、実際に測定された値は、計算された q_t よりも、かなり大きい。サロベツ原野だけが、唯一計算された値より実測値が小さいが、この場所の地下水位の位置はほぼ地表面であり、過去において季節変動を含めて、1m も低下したとは考えられにくい。したがって、この点だけを考えても、泥炭地盤で測定された q_t は、室内試験から想定される値よりかなり大きいことを示している。近代の土質力学においては、SHANSEP に代表されるように、強度の発現を全て有効応力による圧密圧力に結びつけているが、図-1 に示す q_t の分布を圧密圧力で説明することはできない。過去の大きな荷重履歴によって強度が増加すると考えても、地表面だけが強度が大きくなる理由を応力履歴では説明できない。

サロベツ原野における泥炭地盤の断面を写真-1

に示す。ちょうど調査した時に、牧草地を作るための排水溝を造成中で、新鮮な断面を撮影することができた。写真からわかるように（カラーでないので不鮮明）、地表面は薄い茶色の色彩を呈しているが、地表面から 1m 当たりから濃い茶色に色彩が変化している。地表面の泥炭は未だ腐敗が進んでおらず、植物の繊維が明瞭に確認できる。しかし、深さが増すにつれ腐敗が進み、繊維質は徐々に少なくなり、“どろどろ”とした柔らかな味噌状の土性となる。つまり、CPT の先端抵抗は、泥炭地盤の自重によって生じた排水を伴う圧密現象によって生じたものではなく（腐敗が完全に進んだ深い位置の層においては、圧密による強度増加も多少あるかもしれないが）、繊維質による抵抗が主たる原因と考えるほうが自然である。

すでに述べたが、大久保、他⁶⁾は MCPT を用いて、河川堤防による強度増加を求めた。その結果、得られた値は一般に言われている値よりかなり小さかったと報告している。彼らは式(1)によって、強度増加（文献では m としている）を計算している。

$$s_u / p = (s_u - s_{u0}) / (U \Delta p) \quad (1)$$

ここに、 s_{u0} は盛土前の s_u 、 U は圧密度、 Δp は堤防による荷重増加、 U は、堤防施工後十分な時間が経過した地盤を対象としたので、 $U=1$ を仮定している。

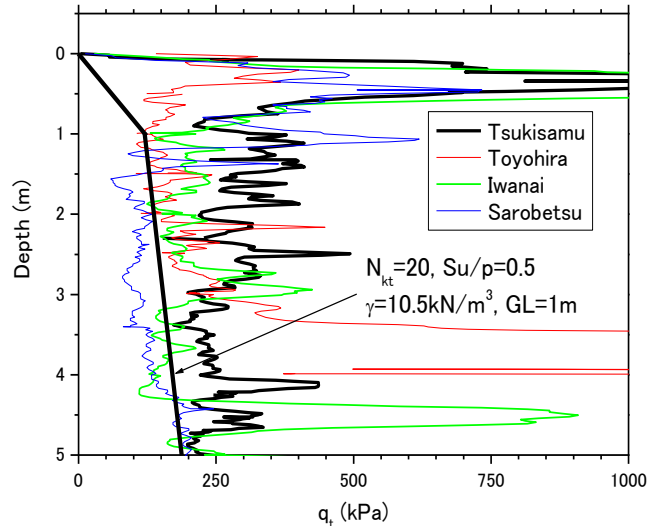


図-1 泥炭地盤の深さ方向の q_t 分布

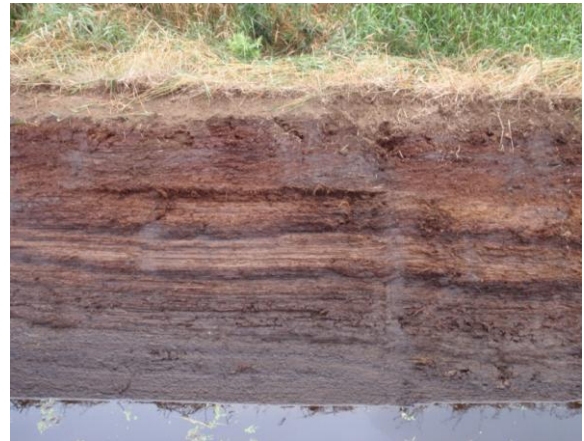


写真-1 サロベツ原野の泥炭層（下に移っているのは排水路の水面）

文献1)では、泥炭地盤を対象とした三軸試験の結果をレビューしているが、一旦供試体を正規圧密させた後では、 s_u は p によって線形的に増加し（すなわち、 s_u/p は一定）、また過圧密特性も通常の粘性土と大差ないことを示している。したがって、研究対象となった地盤が正規圧密状態における強度を有していると、式(1)によって強度増加率を適切に評価できる。しかし、すでに示したように、泥炭地盤は植物の繊維質によって、原位置の圧密圧力から予想される強度以上の強度を有しており、この強度は植物の種類あるいは腐敗度によって大きく変わるので、場所によって強度、式(1)の s_{u0} が大きく変化する。この意味では過圧密地盤と同様に、圧密降伏応力に相当する圧力までは s_u は増加しないので、盛土による荷重増分 Δp をそのまま作用させると、多くの地点で s_u/p が式(1)で予想される値よりかなり小さくなる。泥炭地盤はかなり不均質で、これが地盤調査から地盤定数を決定する際の別な困難さをもたらしている。地表面の大きな q_t を示す層を除いて、 q_t が比較的一定となる深度が 2m 付近の地盤を対象として、地盤の強度のバラツキを検討してみた。検討方法の一例を示すが、図-2 に示すように、層厚 50cm を対象として深さ方向に対して q_t のトレンドを最小二乗法で求め、このトレンドに対する差を残差として、強度のバラツキを検討した。図は比較のために粘性土地盤で得られた例も示すが、泥炭地盤の方が明らかに大きなバラツキを示している。表-1 に筆者らが粘性土地盤に対して行った結果も含めて、残差の標準偏差、および標準偏差をトレンドの平均値で除した変動係数を示す。最もバラツキが大きな山脚有明と比較しても、泥炭地盤の変動係数は倍以上の値を示しており、通常の粘性土地盤と比べて強度のバラツキが大きいことがわかる。

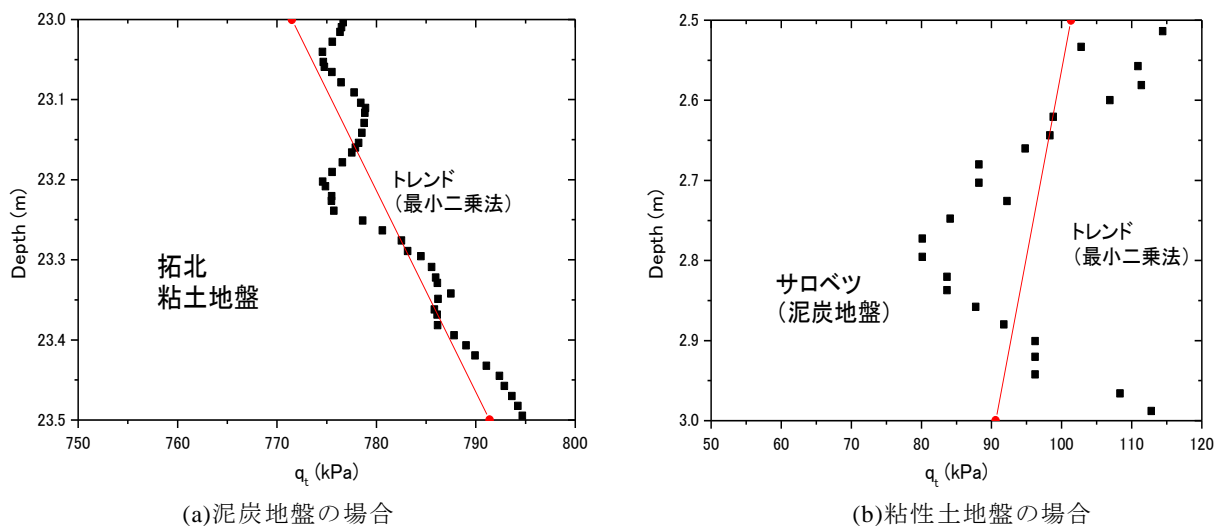


図-2 各地盤の q_t のトレンドと偏差

表-1 深度 50cm に対する残差の標準偏差と変動係数

(a) 粘性土地盤の場合

場所	拓北	厚真	美原 盛土前	美原 盛土後	山脚有明
標準偏差(kPa)	2.63	17.39	9.12	4.38	21.52
変動係数	0.0033	0.0246	0.0171	0.0062	0.0516

(b) 泥炭地盤の場合

場所	サロベツ	豊平川	月寒川	岩内
標準偏差(kPa)	10.37	27.73	49.93	20.64
変動係数	0.11	0.21	0.17	0.10

3.2 せん断剛性率との関係

粘性土に対して行った CPT とサイスミックコーンから求めたせん断剛性率(G)との間には、式(2)の関係が見いだされている。

$$G = 50 (q_t - \sigma_v) \quad (2)$$

しかしながら、図-3 に示すように、泥炭地盤の場合には、粘性土の関係とかなり異なり、係数が 5 前後と粘性土の値の 1/10 となる⁷⁾。この現象は、同じ先端抵抗に対して G が小さ過ぎると解釈するか、CPT による先端抵抗は何らかの原因で過大評価しているかのどちらかである。

すでに示したように、MCPT から泥炭地盤の s_u を求める場合には、経験的に大きな N_{kt} を用いている。すなわち、泥炭の q_t は過大評価しているので、これを大きな N_{kt} を用いることにより経験的に補正しているとも考えられる。 q_t が過大評価する要因として、CPT の貫入速度が上げられる。図-4 は、Randolph と Hope⁸⁾ が示した速度と先端抵抗の関係である。縦軸は、完全非排水で貫入した場合の q_{cnet} ($=q_t - \sigma_v$) で正規化している ($q_{cnetref}$)。また、横軸は、正規化した速度 ($=vd/c_v$, v : 貫入速度, d : コーン径, c_v : 圧密係数) である。我が国では、CPT は日本地盤工学会の基準に従って試験を行っているので、 v は 1cm/s, d は 31.6mm である。通常の粘性土の代表値である $c_v=100\text{cm}^2/\text{day}$ を代入すると v は 2.7×10^3 となり、図-4 に示すように貫入条件は十分に非排水と考えるても良い。一方、泥炭地盤は圧密圧力によって c_v は大きく変化し、原位置では非常に大きいことが知られている。そこで、通常の粘土より 100 倍大きな c_v を有していると考えると、 v は 27 となる。この場合には、図に示すように完全非排水と考えるより、計測される q_{cnet} は多少大きくなるが、その割合はせいぜい 10 から 20% の増加である。したがって、図-3 に示した差は説明することはできない。

次に考えられるのは、 γ が小さいことによる排水の効果である。Landva⁹⁾ は、泥炭の γ は非常に小さいので、過剰間隙水圧を発生することができなく、盛土などの上載荷重がない場合には、荷重条件は排水と考えた方が良いとしている。CPT は先端抵抗の他に間隙水圧も測定できる。式(3)に示す正規化された B_q 値を用いて地盤の特性を分類する試みがなされている。

$$B_q = (u - u_0) / (q_t - s_v) \quad (3)$$

ここに、 u は CPT で測定された間隙水圧、 u_0 は静水圧である。

B_q 値は q_t 、すなわち地盤にせん断力を与えた時に、どのくらい間隙水圧が発生するかを表すもので、Skempton の A 係数に相当する値である。すなわち、ダイラタンシーが負の度合いが大きいと、値が大きくな

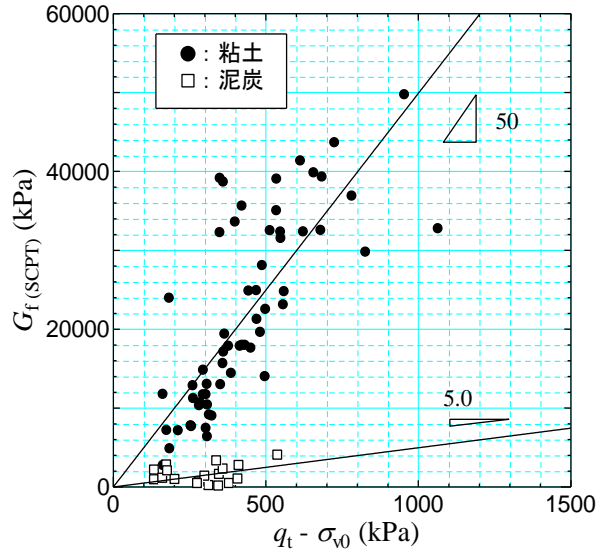


図-3 先端抵抗 q_t とサイスミックコーンから求められた G の関係⁷⁾

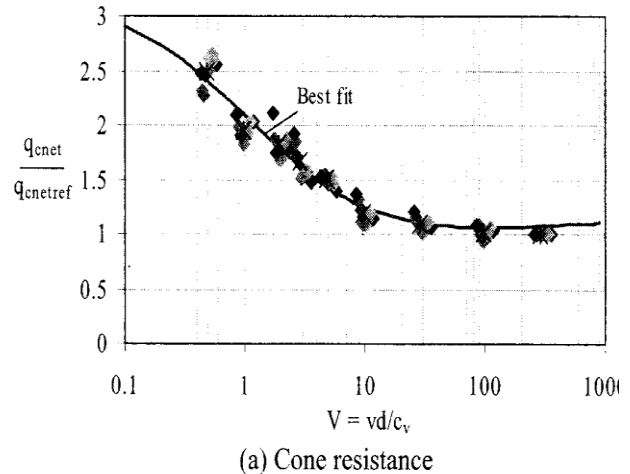


図-4 貫入速度の影響⁸⁾

り、通常の粘性土では 0.5 付近の値を示す。過圧密比が大きくなるとダイレタンスーが正の傾向(膨張)を示すので、 B_q 値は小さくなる傾向にある。図-1 に対応する B_q 値を図-5 に示す。図に示すように岩内の B_q 値は負の値を示しているが、図-1 に示すように、この深度に対応する q_t が大きな値を示していることから、この層は砂質土層と考えられる。また、サロベツでは、深度が 3m を超えるあたりから粘性土を含むことが、別に行ったサンプリングからわかっている。これらの層と月寒川の結果を除くと、 B_q は -0.1 から 0.1 とかなり小さい。したがって、通常の粘性土から得られた知見を延長すると、 B_q 値が小さい原因は過圧密比が大きいからと判断される。しかしながら、すでに述べたように一軸圧縮試験および三軸試験から、非排水条件が満足できないほど大きな間隙水圧が発生することから、少なくとも原位置では、過圧密比が大きな粘性土と同様な挙動をするとは考え難い。したがって、 B_q 値が小さな原因として、Landva が主張しているように、CPT の貫入は非排水条件ではなくて、貫入中にかなり排水が生じているのではないかと考えられる。したがって、完全な非排水である場合と比べて、 q_t が大きく計測されている可能性がある。しかしながら、泥炭地盤は品質の高い試料が採取することが難しく、原位置の拘束圧が非常に小さいなどの試験方法に関する困難が解決されていない現状では、原位置の応力条件状態で行った信頼に足る室内試験の結果は少ない。今回述べた考え方が本当に適用できるか否かは、さらなるデータの蓄積と信頼に足る室内試験の遂行が必要と考えられる。

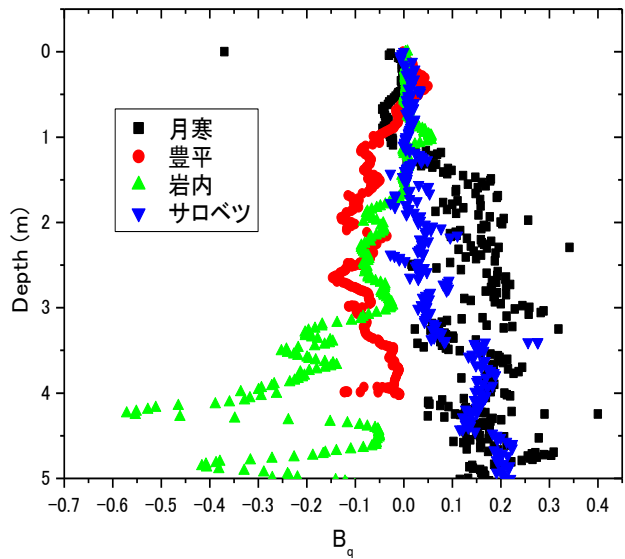


図-5 各地で得られた泥炭地盤の B_q

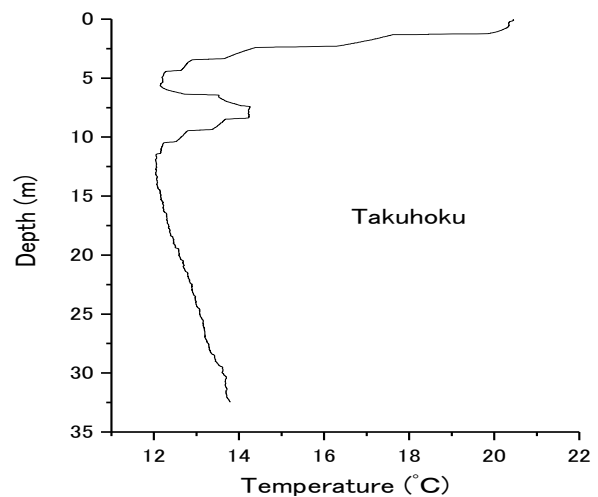


図-6 拓北（札幌近郊）で計測された地中温度

3.3 温度の影響

この節に記述する内容は泥炭地盤に限らず、CPT を用いる全ての地盤調査に関係するものである。CPT で計測される q_t は、CPT の機種によっては、周囲の温度変化の影響を大きく受ける。温度計付きの CPT で計測した地盤の温度分布の一例を図-6 に示す。図にある拓北は、札幌市の北に位置する調査地点で、調査を実施したのは 8 月である。地中温度は外気と場所によって変化するが、図に示す例では、地表と温度が安定する地中との温度差は 10°C にも達する。一方、温度の変化によって先端抵抗（間隙水圧の補正していない値） q_c は、図-7 に示す機種を用いると、 10°C 異なると 230kPa 異なる。この値は、図-1 に示す計測値と比較するとわかるように、無視できない

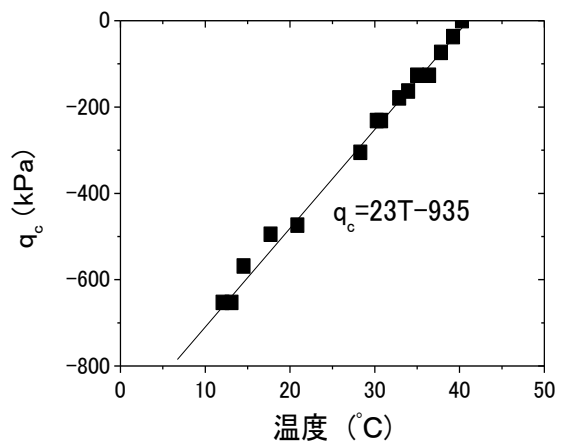


図-7 ある CPT で計測された先端抵抗に対する温度の影響

値である。今回の地盤調査で用いた CPT は温度の影響の少ない機種を用いたので、温度の影響は充分確認している。泥炭地盤に CPT を用いる場合には、事前に温度による原点のドリフトを確認し、図に示すような温度の影響を大きく受ける CPT を使わざるを得ない場合には、予め想定される地中温度の下でゼロ点を取り、ある程度の深度に達した状態で CPT の温度が一定となるまで貫入を中断するなどの対処が大切である。また、ボールコーン¹⁰⁾などを用いて、CPT の断面積を大きくして、温度の影響を小さくするなどの工夫もある。

4.まとめ

筆者らが行った CPT の結果を下に、泥炭地盤に対する CPT の解釈の仕方について議論してきた。泥炭地盤の強度は泥炭の自重による圧密で得られる強度より一般に大きく、また一軸圧縮試験中に観測されるように、圧密によって排水されるので、過圧密粘土とは別な挙動を示す。すなわち、堆積した植物の繊維が外力に抵抗するのであって、通常の粘性土のように圧密によってせん断強度が発揮する現象とは別なものである。したがって、粘性土の場合には圧密降伏応力までの応力状態では圧縮性は小さいが、泥炭はかなり大きな圧縮性を示すなど、粘性土で組み立てられた力学挙動とはかなり異なると考えられる。

参考文献

- 1)高有機質土の力学的性質および試験法に関する研究委員会：高有機質土の工学，(社)土質工学会，1990.
- 2)(独)土木研究所 寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル，2011.
- 3)三田地利之・山添誠隆・林宏親・萩野俊寛：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. pp.1-20，2010.
- 4)林宏親・西本聡：電気式静的コーン貫入試験による泥炭地盤の非排水せん断強さの決定法，寒地土木研究所月報，No699，pp.23-28，2011.
- 5)佐々木晴美・能登繁幸：サウンディングによる泥炭のせん断強さの決定について，土と基礎，Vol.24，No.7，pp.13-18，1976.
- 6)大久保達郎・佐野弘毅・木幡行宏：石狩川流域の堤防盛土における泥炭性地盤の原位置強度特性について，地盤工学会北海道支部技術報告集第 51 号，pp.41-44，2011.
- 7)稗田教雄・田中洋行・金子広明・小泉和広：北海道泥炭地盤におけるコーン貫入抵抗とせん断剛性率の関係，第46回土質工学研究発表会，pp.723-724，2011.
- 8)Randolph M. F. and Hope, S. : Effect of cone velocity on cone resistance and excess pore water pressures, Proc. of Int. Symp. On Engineering Practice and Performance of Soft Deposits, Osaka, pp.147-152, 2004.
- 9)Landva, A. O.: Characterization of Escuminac peat and construction on peatland, Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Vol. 3, pp.2135-2192, 2007.
- 10)田中洋行・西田浩太・深沢健・中村明教：浚渫粘性土で埋め立てられた地盤の原位置試験による圧密度の把握，土と基礎、地盤工学会、Vol.54、No.7，pp.25-27，2006.

天塩川下流域における河川工事発生土の築堤材料調査

株式会社北海工営社 技術部 国際会員 ○西村 右敏
北海道開発局 留萌開発建設部 村田 陽子
株式会社北海工営社 技術部 小田 祐嗣

1. はじめに

留萌開発建設部幌延河川事業所管内の天塩川下流域では、天塩川水系河川整備計画(H19.10 策定)に基づいた河川整備を実施しており、特に近年では河川環境の整備と保全のための汽水域環境整備(自然再生事業)が実施されている。当該事業は、河岸を緩傾斜化して汽水域の良好な河川環境の創出を図ることを目的としている。河岸を掘削した土砂については、上流の築堤盛土材料として利用しているが、掘削発生土は含水比が高くそのままでは利用できないことから、置土場を設けて含水比低下や粒度調整を行い管理利用している。

本文では、天塩川下流域における河川工事発生土の盛土材料特性について報告する。

2. 天塩川下流の概要

天塩川は、その源を北見山地の天塩岳に発し、士別市、名寄市、美深町を北に流れ、音威子府村、中川町を経て下流の天塩平野に入り、幌延町で間寒別川、天塩町で雄信内川等の支川と合流しながら日本海に注ぐ幹川流路延長 256km、流域面積 5,590km²の一级河川である。

天塩川下流域(図-1 参照)は酪農地帯が広がり、汽水域である本川下流や支川サロベツ川及びパンケ沼では、ヤマトシジミの内水面漁業が盛んであり、地域の重要な産業になっている。

また、優れた自然を有する天塩川は、「次の世代に残したい北海道の宝物」として北海道遺産に指定されている。

3. 調査検討箇所

図-2 には、本報告に示す調査・試料採取箇所を示すとともに、梅田および清水¹⁾による天塩川旧河道跡の平面形状をあわせて示している。

天塩川河川跡は、蛇行流路の形状が折り重なるように見られ、流路がたびたび変更された履歴を示している。

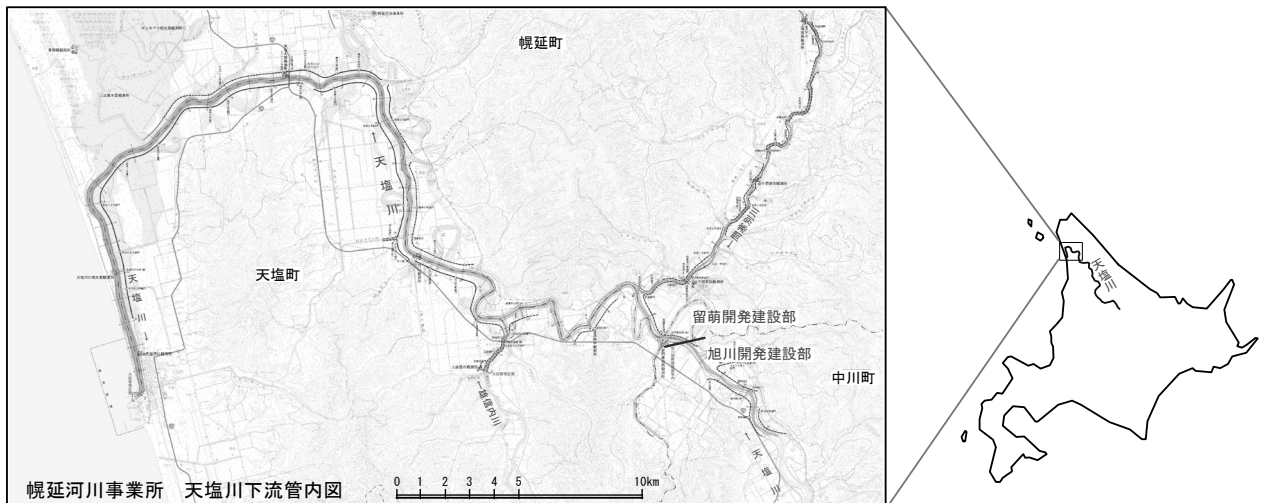


図-1 天塩川下流平面図(幌延河川事業所管内図より抜粋)

Investigation for effective use of Teshio river clay to enbankment material. : NISHIMURA Mightoshi (Hokkai Koei sha. Inc. Geological Engineering Division), MURATA Yoko (Hokkaido Regional Development Bureau Rumoi development and construction department), ODA Yuji (Hokkai Koei sha. Inc. Geological Engineering Division)

この流路跡は、泥炭層による埋没、土砂運搬量の多い河川の周囲では運積土砂による埋没、および河川改修によるものを含めて三日月湖などの様々な形態を示す。

特に天塩川右岸側にはサロベツ原野が広がり、オンネベツ川に囲まれた地区には高位泥炭が発達し、層厚4～5mの泥炭層が分布している。

砂試料採取箇所である天塩川右岸に位置する浜里地区は、天塩川河口から稚内市抜海付近にかけて延長約35kmにわたり分布する砂丘群のひとつである。またこの砂の直下には、礫質土の存在が確認されており、河道整備事業によって、これら砂および礫質土が掘削発生する予定である。

粘土試料採取箇所である天塩川左右岸の振老置土場およびサロベツ置土場は、河川工事で発生した比較的含水比の高い粘性土を一時保管して、曝気等により河川土工材料として再利用するヤードである。

ボーリング調査箇所である天塩川左岸 KP0/15 は、樋門改築工事が予定されている地点で、天塩川における土層構成の一例を示すものである。

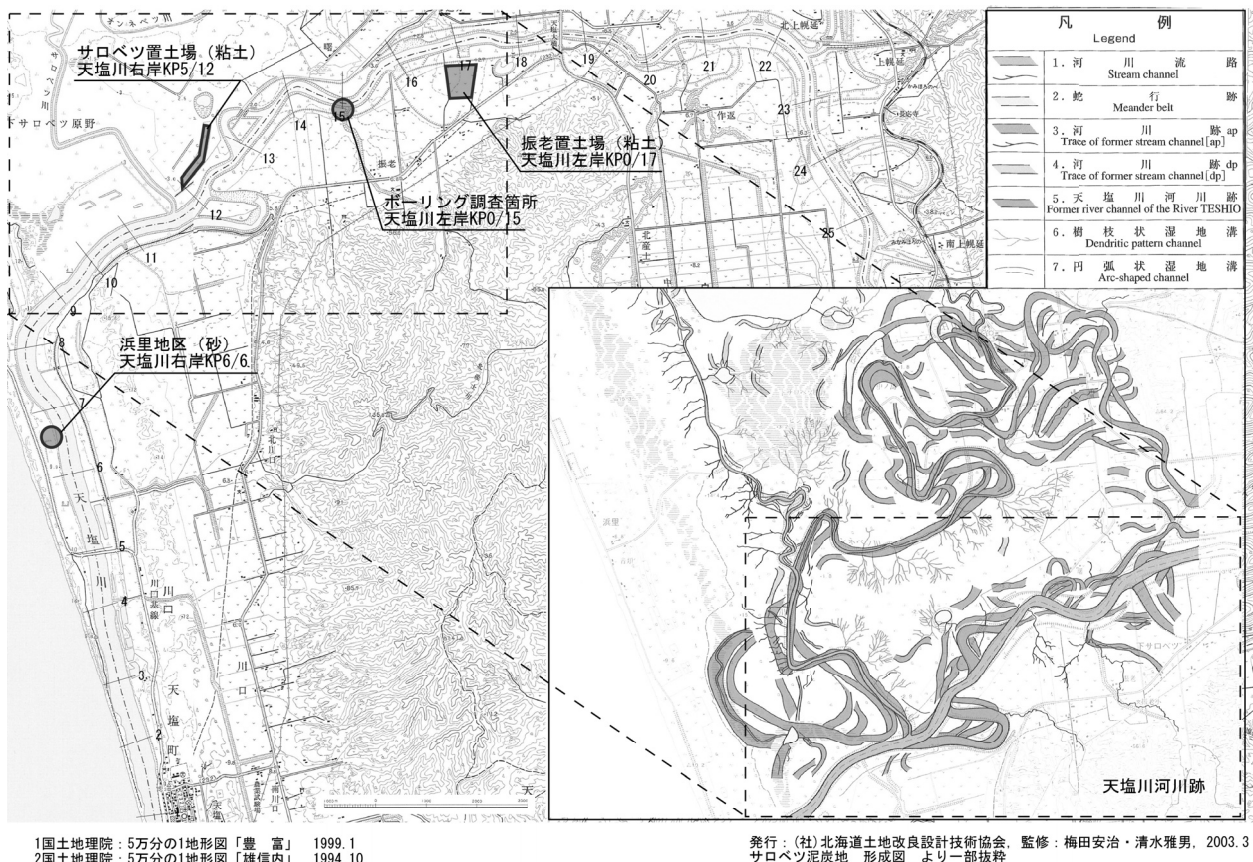


図-2 調査・試料採取地点と天塩川旧河道状況¹⁾

4. 天塩川下流域を構成する土質分布状況

4.1 天塩川下流域の土層構成

天塩川左岸 KP0/15 におけるボーリング調査で得られた想定土層断面を図-3 に示す。図中の構成土層は、便宜上の土質名称であり、各土層には粘土、シルト、砂の薄層が混在している。

ここでは As1 層から Ac4 層を構成する土質的特徴を示す。

各土層で採取した土質試験結果一覧表を表-1 示し、粒度分布を図-4 に示す。

土層構成は、主としてシルトと砂の互層で、比較的成層状態にある。

As 層のシルト混じり砂は、細砂が主体でシルトの薄層やシルトが混在する層である。

Ac 層のシルトおよび砂混じりシルトは、シルトが主体で細砂の薄層や細砂が混在する層である。

標準貫入試験(N 値)およびオランダ式二重管コーン貫入試験(qc 値)からは、標高-10m 以浅までは、堤内外の素地部(B-1, B-3)と比較すると、天端部(B-2)では現況築堤による強度の増加が認められる。

標高-10m 以深のシルト混じり砂層からは、築堤の有無による有意な強度の変化は認められない。

天塩川下流域は、低平地に位置し同じような営力が繰り返し作用することからシルトまたは細砂が卓越する土層が形成されたようである。

4.2 天塩川下流域の盛土材料

ここでは、樋門工事で発生する築堤開削土の性状を把握するために実施した土質試験を紹介する。

なお現況築堤断面は、築堤履歴に応じた地盤材料で構成されているが、実施工において仕分けして掘削することは合理的でないことから便宜上、高水敷から上を堤体部(Bk1)、高水敷から床掘り面までを床掘部(Bk2)としている。

堤体部および床掘部の土質試験結果一覧表を表-2 に示し、粒度分布を図-5 に示す。

現況築堤材料は、砂および礫分を多く含有し、周辺地盤に比べて粒度分布の良い材料である。

しかし開削直後の盛土材料は、自然含水比が高くコーン指数 qc が $50\sim 120\text{kN/m}^2$ と低く利用困難であり、含水比低下による土質改良を必要とする(通常の施工性を確保するコーン指数： $qc \geq 400\text{kN/m}^2$)。

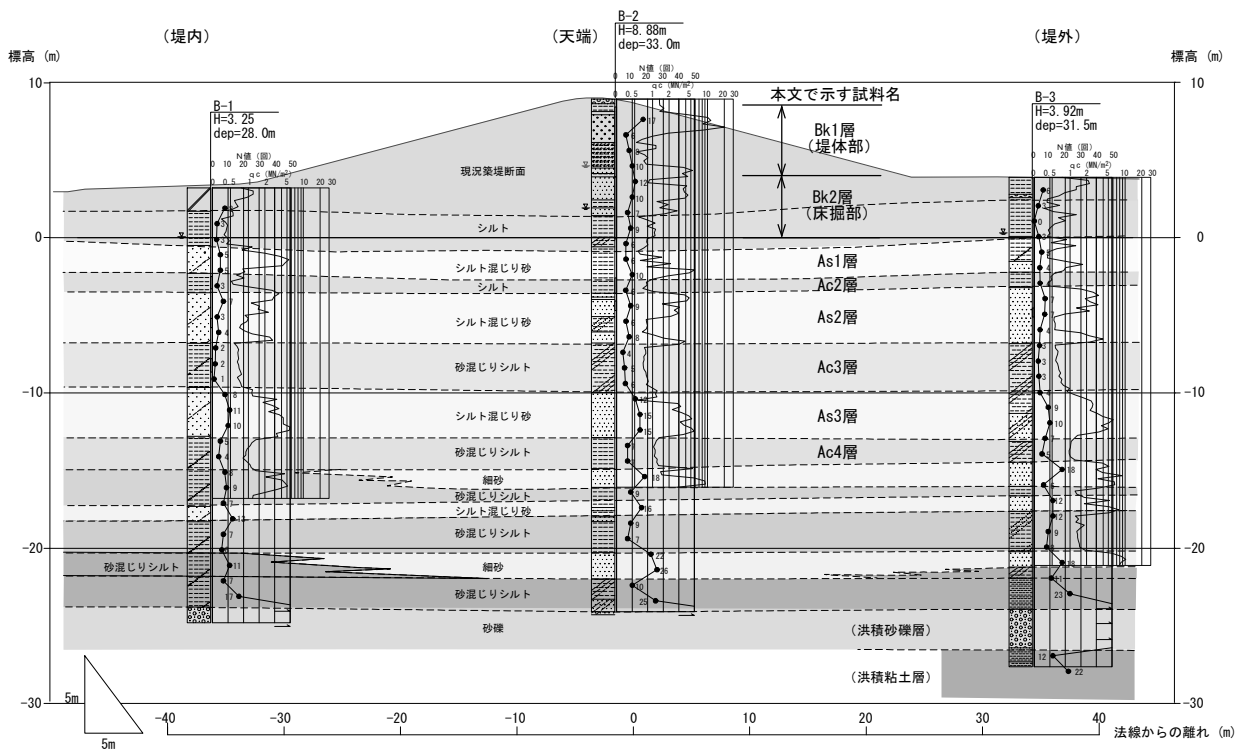
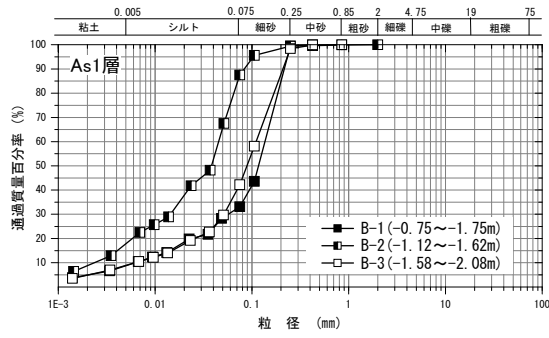


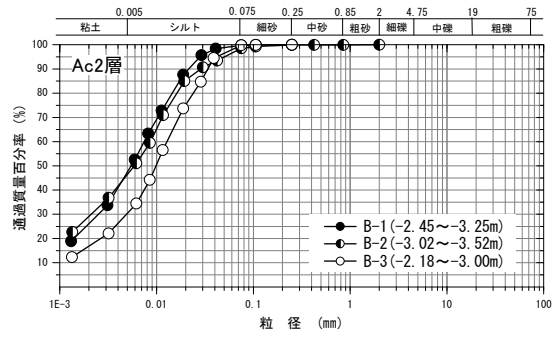
図-3 天塩川左岸 KP0/15 の土層構成

表-1 天塩川左岸 KP0/15 付近における構成土層の土質試験結果一覧表

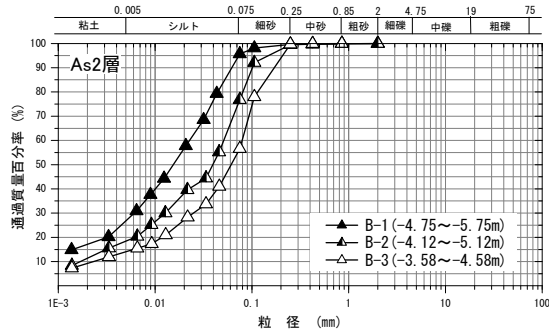
試料番号	As1			Ac2			As2			Ac3			As3			Ac4	
	B-1	B-2	B-3	B-1	B-2	B-3	B-1	B-2	B-3	B-1	B-2	B-3	B-1	B-2	B-3	B-2	
深さ (m)	4.0~5.0	10.0~10.5	5.5~6.0	5.7~6.5	11.9~12.4	6.1~6.9	8.0~9.0	13.0~14.0	7.5~8.5	11.0~11.9	17.0~17.8	12.0~12.8	14.0~15.0	20.0~21.0	15.5~16.5	22.0~22.5	
標高 (m)	-0.75~ -1.75	-1.12~ -1.62	-1.58~ -2.08	-2.45~ -3.25	-3.02~ -3.52	-2.18~ -3.00	-4.75~ -5.75	-4.12~ -5.12	-3.58~ -4.58	-7.75~ -8.61	-8.12~ -8.92	-8.08~ -8.90	-10.75~ -11.75	-11.12~ -12.12	-11.58~ -12.58	-13.12~ -13.62	
一般	湿潤密度 $\rho_{t, R}/\text{cm}^3$	-	-	1.674	1.719	1.747	-	-	-	1.642	1.676	1.656	-	-	-	-	
	乾燥密度 $\rho_d, R/\text{cm}^3$	-	-	1.086	1.166	1.216	-	-	-	1.052	1.099	1.058	-	-	-	-	
	土粒子の密度 $\rho_s, R/\text{cm}^3$	2.677	2.575	2.641	2.660	2.631	2.659	2.653	2.645	2.649	2.673	2.669	2.667	2.655	2.649	2.654	2.637
	自然含水比 W_n %	35.2	49.3	39.9	58.3	52.7	44.0	42.9	40.1	35.2	55.4	48.5	55.2	32.3	33.9	34.1	38.2
	間隙比 e	-	-	-	1.450	1.258	1.187	-	-	-	1.542	1.429	1.522	-	-	-	-
	飽和度 S_r %	-	-	-	99.3	99.4	97.9	-	-	-	97.3	98.1	99.1	-	-	-	-
粒度	礫分 2~75mm %	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
	砂分 75 μm ~2mm %	66.9	12.5	57.8	0.2	1.5	0.2	4.3	23.2	43.4	0.3	0.5	0.5	41.9	38.4	46.2	10.5
	シルト分 5~75 μm %	24.5	69.6	33.3	53.1	52.4	70.2	69.6	58.8	42.5	56.9	51.9	42.0	46.0	47.6	43.4	67.7
	粘土分 5 μm 未満 %	8.6	17.9	8.9	46.7	46.1	29.6	26.1	18.0	14.1	42.8	47.6	57.5	12.1	14.0	10.4	21.8
	最大粒径 d_{max} mm	0.425	2	0.85	0.25	2	0.25	2	2	0.85	0.425	0.85	0.425	0.85	2	0.425	2
	均等係数 U_c	19.9	18.5	17.6	-	-	-	-	31.2	34.4	-	-	-	25.4	30.1	18.1	27.5
コンシ テンシ	液性限界 W_L %	-	60.9	42.2	66.5	79.6	51.6	50.1	42.1	37.8	63.5	60.7	70.2	37.3	39.8	37.2	44.7
	塑性限界 W_p %	-	29.0	21.1	27.2	29.7	23.7	22.8	20.5	19.6	26.1	26.8	28.0	19.9	19.9	22.9	21.2
	塑性指数 I_p %	-	31.9	21.1	39.3	49.9	27.9	27.3	21.6	18.2	37.4	33.9	42.2	17.4	19.9	14.3	23.5
分類	分類名	粘性土質砂	砂混じり粘土 (高液性限界)	粘性土質砂	粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	砂質粘土 (低液性限界)	砂質粘土 (低液性限界)	粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	砂質粘土 (低液性限界)	砂質粘土 (低液性限界)	砂質粘土 (低液性限界)	砂まじり粘土 (低液性限界)
	分類記号	(SCs)	(CH-S)	(SCs)	(CH)	(CH)	(CH)	(CH)	(CLS)	(CLS)	(CH)	(CH)	(CH)	(CLS)	(CLS)	(CLS)	(CL-S)



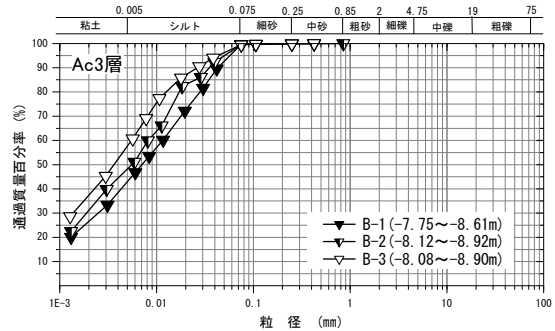
(a) As1層 (細砂主体, 砂とシルトの互層状)



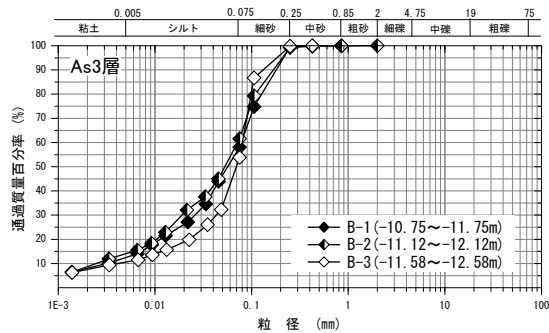
(b) Ac2層 (シルト主体, 粘土含有大)



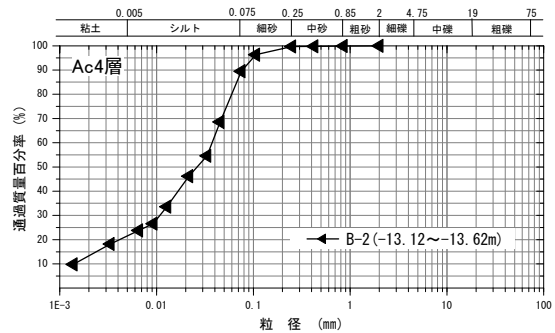
(c) As2層 (砂とシルトが混在, 互層状)



(d) Ac3層 (シルト主体, 粘土含有大)



(e) As3層 (シルト主体, 砂とシルトの互層状)



(f) Ac4層 (シルト主体, 砂とシルトの互層状)

図-4 各構成土層の粒度分布

表-2 現況築堤材料の土質試験結果一覧表

試料番号		Bk1 (堤体部)	Bk2 (床掘部)
深さ (m)		0.50~5.00	5.00~9.00
一般	土粒子の密度 ρ_s g/cm^3	2.614	2.649
	自然含水比 W_n %	35.6	33.0
粒度	礫分 2~75mm %	15.2	3.0
	砂分 75 μ m~2mm %	26.3	45.0
	シルト分 5~75 μ m %	39.9	35.6
	粘土分 5 μ m未満 %	18.6	16.4
	最大粒径 (mm)	26.5	19
	均等係数 U_c	44.8	67.0
コンシ テンシー	液性限界 W_L %	58.3	47.1
	塑性限界 W_p %	27.0	21.9
	塑性指数 I_p	31.3	25.2
分類	分類名	砂礫質粘土 (高液性限界)	砂質粘土 (低液性限界)
	分類記号	(CHSG)	(CLS)
締固め	試験方法	A-c	A-c
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm^3	1.540	1.616
	最適含水比 W_{opt} %	24.8	21.0
コーン 指数	突固め回数 回/層	25	25
	コーン指数 q_c kN/m^2	121	53

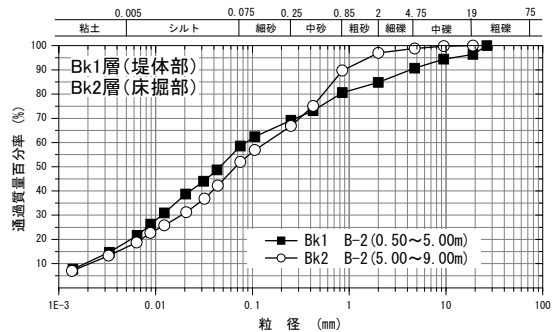


図-5 現況築堤材料の粒度分布図

5. 河川工事発生土の材料特性

5.1 置土粘土の材料特性

(1) 置土概要

幌延河川事業所では、天塩川左右岸に河川工事発生土の一時保管場所を設けて、計画的な土砂流用を実施している。

ここでは過年度に高水敷掘削工事で置土された材料について、築堤盛土材料としての評価、判定するために実施した土質試験結果について述べる。

振老およびサロベツ置土場のヤード平面形状と試料採取位置を図-6に示す。

振老置土場には平成21年および平成22年度工事発生土が、サロベツ置土場には平成22年度工事発生土が置土されている。振老置土場は、低みで水はげが悪い軟弱地盤であることから一部でサンドマットを敷設している。一方、サロベツ置土場は、砂地盤であることから融雪後は比較的水はげの良い環境にある。

置土材料の粒度分布を図-7に示す。細粒分含有率 F_c は、振老置土で59~94%、サロベツ置土で50~97%程度にある。土質試験結果の詳細は割愛するが、先に示した天塩川左岸 KP0/15 の構成土層と盛土材料の土質試験結果とほぼ同じ物性値を示している。

両置土場とも含水比は高いが、粘性が強い粘土であるため、難透水性で耐浸食性に優れた材料である。

部分的に有機質含有が比較的高く、含水比が高い状態にあり、特にサロベツ置土(サSt1)は、全体に有機質含有が高く、このため含水比が著しく高い傾向であった。

(2) 置土状態の経時変化

置土材料の含水比の季節的な経時変化を把握するために、含水比試験試料を月に1回採取した。

試料採取は、採取深度を50cmとし、同一地点からの採取を避けるため、見出杭を設置して1m程度の間隔をずらして実施した。

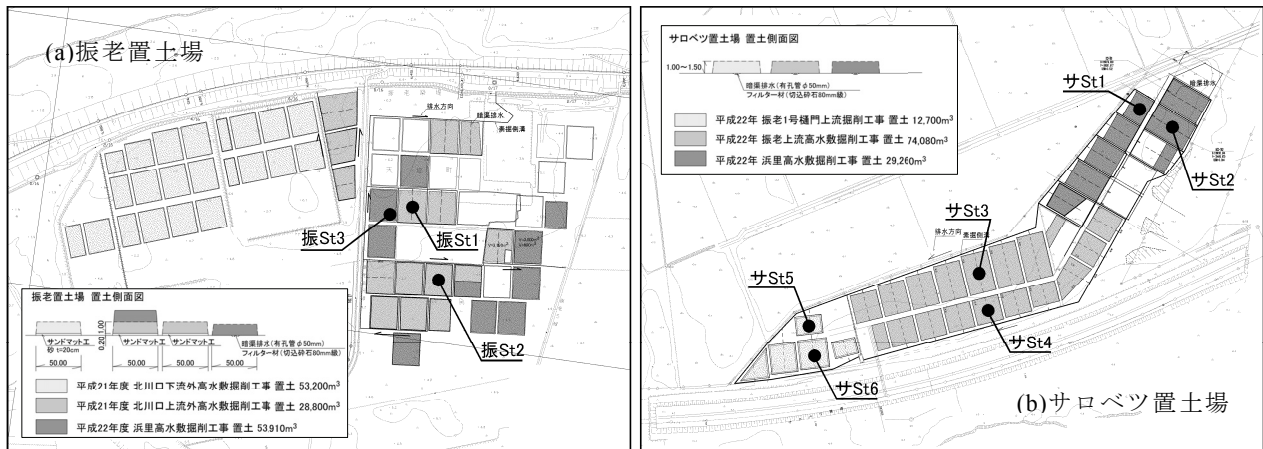


図-6 置土場配置および試料採取箇所図

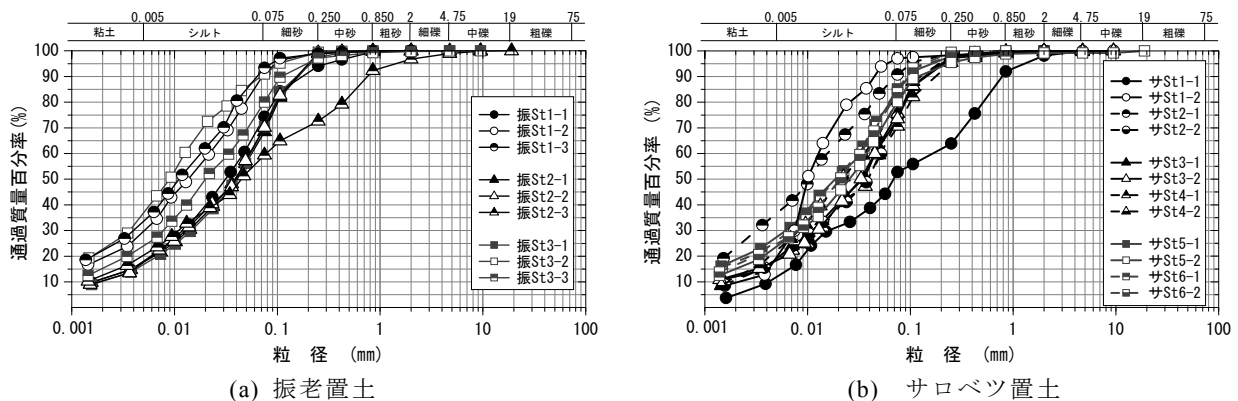


図-7 置土材料の粒度分布

置土含水比の経時変化と、参考に3月から9月末までの気象データを併せて図-8に示す。

採取土には土質のバラツキがあるが、含水状態は融雪後の4月から低下傾向を示し、7月をピークに以降は微増加傾向を示すようである。

4月から9月にかけて、約1カ月間隔で撮影した置土の天端状況を写真-1に示す。

融雪直後の4月には歩行が困難なほど置土表面は高い含水状態であったが、5月には若干高い部分が見られるが全体に含水比は低下していた。6月から7月の期間にかけて、置土表面から深度20cm程度までは乾燥状態のようである。

植生は、まだらではあるが6月時点で見え始め、8月にピークを迎える。9月時点では枯れ始めが認められる。このことから、天塩川下流域において置土を6月から7月に工事利用することが可能であれば、すき取り物の減量が図れる可能性がある。

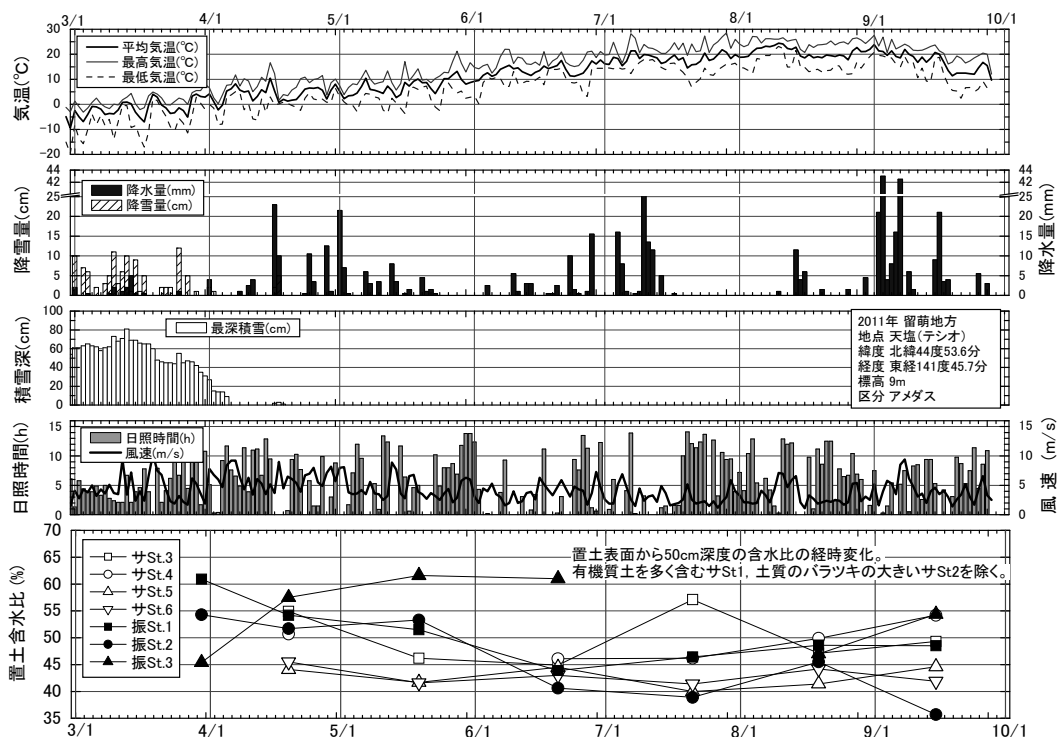


図-8 気象データと置土含水比の経時変化

(a) 4月19日



(c) 6月20日



(e) 8月19日



(b) 5月19日



(d) 7月21日



(f) 9月15日



写真-1 置土天端の経時変化状況(サ St6)

(3) 置土の材料特性

置土代表試料(サロベツ置土：サ St2, 3, 6, 振老置土：振 St3)の土質試験結果一覧表を表-3 に示し、粒径加積曲線を図-9 に示す。

置土材料は、多少の土質のバラツキは認められるが、地山からの掘削、運搬、置土されたため全体に均一化するようである。

図-10 は、含水比の変化と材料特性の関係を示したもので、上から締固め試験結果と併用して実施したコーン指数試験結果および液性限界・塑性限界試験結果である。

同図の含水比とコーン指数の関係から通常の施工性を確保できる含水比の目安は、振老置土材料で 50% 程度、サロベツ置土材料で 37~45% 程度にあるものと考えられる。この差は粘土分の含有率によるもので、一般に水に対する安定性は、粘土分が多いほど高く、シルトおよび細砂分が多いほど低い傾向にある。

ただし、図-9 に示されるようにほぼ同様な粒度分布を示すが、突固め試験で得られる最大乾燥密度、最適含水比に多少の差が認められることから、施工品質の管理が難しいことが想定される。

そのため、事前の土取場調査において土質のパラツキとその分布状況(土量)を把握したうえで、工事で用いる土の代表的な土質試験データを選定し、材料および盛土品質の管理基準を設定することが重要と考える。

データ数は少ないが、コーン指数試験と液性限界試験結果からは、置土粘土の施工性を得る含水比 $w_{qc=400}$ の目安は、液性限界 w_L の 70% 程度 ($w_{qc=400} \doteq 0.71 \times w_L$) 以下のようなのである。

この関係は、土取場調査における簡易な利用の可否を判断する目安として、または含水比低下による土質改良で目標とする含水比の目安として利用できる可能性がある。

表-3 置土代表試料の土質試験結果一覧表

試料番号		サSt2	サSt3	サSt6	振St3
深 さ (m)		0.45~0.55	0.45~0.55	0.45~0.55	0.45~0.55
一般	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.591	2.622	2.617	2.543
	自然含水比 W_n %	62.3	44.9	43.0	61.0
粒度	礫分 2~75mm %	0.4	0.1	0.0	0.4
	砂分 75 μ m~2mm %	27.3	27.2	14.8	22.7
	シルト分 5~75 μ m %	50.1	55.6	58.3	55.7
	粘土分 5 μ m未満 %	22.2	17.1	26.9	21.2
	最大粒径 (mm)	9.5	4.75	0.85	9.5
	均等係数 U_c	*	24.8	*	24.7
コンシステンシー	液性限界 W_L %	67.3	54.0	52.1	70.7
	塑性限界 W_p %	33.9	31.0	26.9	38.3
	塑性指数 I_p	33.4	23.0	25.2	32.4
分類	分類名	砂質シルト (高液性限界)	砂質シルト (高液性限界)	砂まじり粘土 (高液性限界)	砂質シルト (高液性限界)
	分類記号	(MHS)	(MHS)	(CH-S)	(MHS)
締固め	試験方法	A-c	A-c	A-c	A-c
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm ³	1.303	1.369	1.417	1.233
	最適含水比 W_{opt} %	30.2	26.2	22.4	33.0
コーン指数	突固め回数 回/層	25	25	25	25
	コーン指数 q_c kN/m ²	72.2	333	159.0	96.3

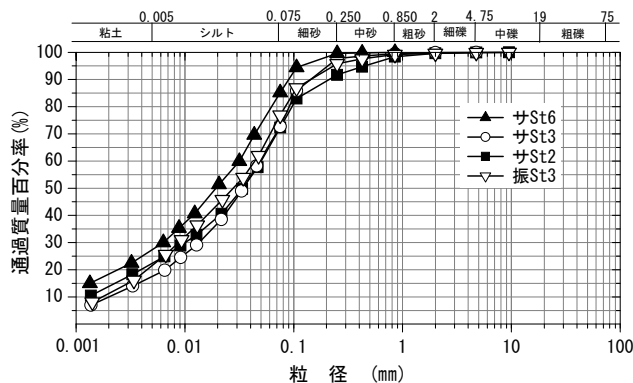


図-9 置土代表試料の粒度分布

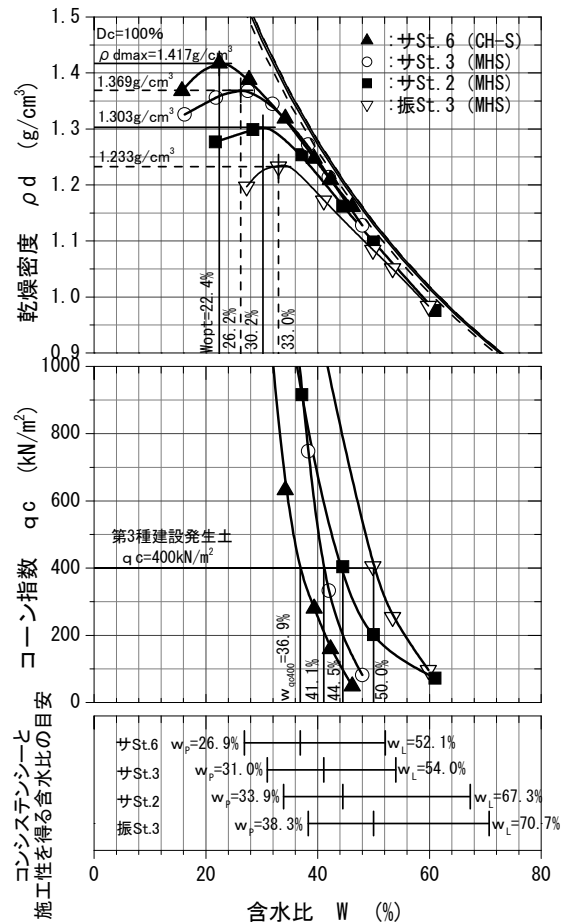


図-10 置土材料の含水比と材料特性
(上から締固め特性、施工性、コンシステンシー)

5.2 浜里地区の材料特性

本材料は、自然再生事業によって掘削が予定されている浜里地区(天塩川右岸 KP6/6)の自然堆積土である(写真-2 参照)。浜里地区は、天塩川河口に位置する砂丘群のひとつで、この砂丘の直下には、礫質土の存在が確認されており、これらが掘削発生する。

浜里代表試料(S：砂、G：礫質土)の土質試験結果一覧表を表-4に示し、粒径加積曲線を図-11に示す。

図-11に示されるように、砂は中砂が主体で均等な粒径であるが、礫質土は中砂から粗礫を適度に含有する粒度構成を示している。

図-12は、砂の締固め試験結果と併用して実施したコーン指数試験結果を示したものである。

浜里砂は、均等な中砂であることから締固め試験において明瞭なピークが確認されなかった。このため、便宜上、締固め時において出水が認められる直前の含水比を最適含水比とした。いずれの含水比においても通常の施工性を確保可能であるが、土工材料としては安定性に欠ける材料である。

また、河川堤防材料には、難透水性、耐浸食性に劣ることからも単独利用が困難な材料³⁾であると判断される。

表-4 浜里堆積土の土質試験結果一覧表

試料番号		混合材料	
		浜St1 S	浜St1 G
一般	土粒子の密度 ρ_s g/cm^3	2.712	-
	自然含水比 W_n %	5.2	-
粒度	礫分 2~75mm %	0.1	43.0
	砂分 75 μm ~2mm %	99.8	55.8
	シルト分 5~75 μm %	0.1	1.2
	粘土分 5 μm 未満 %		
	最大粒径 (mm)	4.75	26.5
	均等係数 U_c	2	4.5
分類	分類名	分級された砂	分級された砂質礫
	分類記号	(SP)	(SPG)
締固め	試験方法	A-c	-
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm^3	1.683	-
コーン指数	最適含水比 W_{opt} %	16.7	-
	突固め回数 回/層	25	-
地山密度	コーン指数 q_c kN/m^2	502	-
	自然含水比 W_n %	3.6	-
地山密度	湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.684	-
	乾燥密度 ρ_d g/cm^3	1.626	-

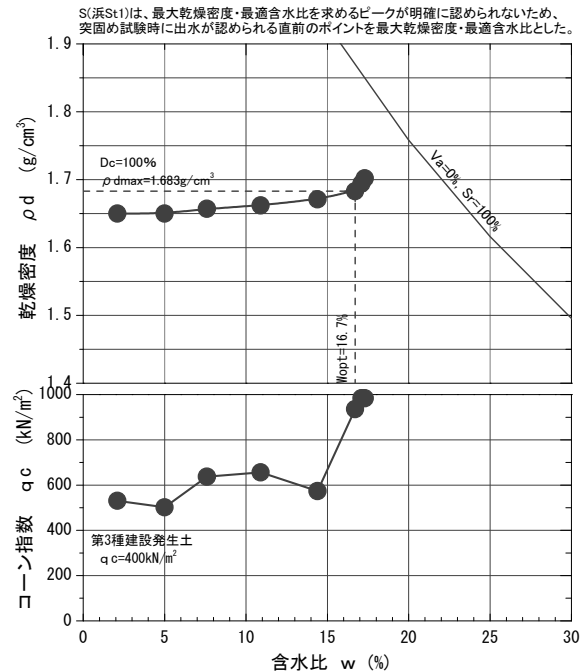


図-12 浜里砂の含水比と締固め特性

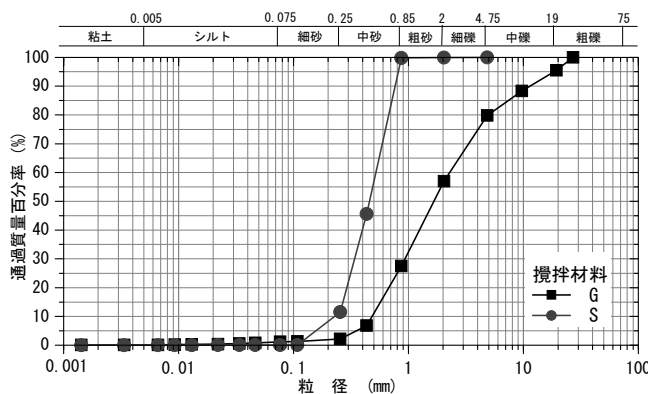


図-11 浜里堆積土の粒度分布



写真-2 浜里地区(天塩川上流を撮影)

5.3 粒度調整による利用検討

(1) 浜里砂と置土(粘土)の粒度調整

サロベツ置土は含水比が高い状態であり、現状では単独利用が困難であると考えられる。また、浜里地区の砂は、難透水性、耐浸食性に劣る材料であることから単独利用は困難な材料である。

そこで、これらの室内配合試験を実施し、粒度調整による土質改良を検討する。

試験試料は、砂は浜里地区(天塩川右岸 KP6/6)の浜 St1 を、粘土はサロベツ置土サ St3 を自然含水状態で用いた。

配合割合は、砂の配合割合に応じてコーン指数の変化を把握するために、Fc=40, 30, 20%を目安に実施した。土質試験における配合割合は、構成粒度の乾燥重量比で計算される。一方、現場における土砂撈拌は、乾燥重量比の管理は現実的でなく、2種の材料を所定の厚さで敷均し、厚さ(体積比)管理で撈拌することが多い。本文中に示す体積比とは、現場の撈拌材料が置土および地山程度に敷き均しされるものと仮定して、サロベツ置土および浜里砂の現場密度試験結果を用いて体積比換算したものである。

室内配合試験結果一覧表を表-5 に示し、粒度分布を図-13 に示す。同図から、混合土の粒度分布の形状は、粘土と砂が互いの不足する粒度を補うことが示されている。

表-5 室内配合試験結果一覧表

試料番号		混合材料		室内配合試験 S:C カッコ内は体積比		
		浜St1 S	サSt3 C	0.82:1 (0.6:1)	1.43:1 (1.0:1)	2.65:1 (1.8:1)
一般	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.712	2.622	2.645	2.651	2.668
	自然含水比 Wn %	5.2	44.9	27.9	21.4	16.3
粒度	礫分 2~75mm %	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
	砂分 75 μ m~2mm %	99.8	27.2	55.5	67.5	74.9
	シルト分 5~75 μ m %	0.1	55.6	31.9	24.3	19.2
	粘土分 5 μ m未満 %	-	17.1	12.5	8.1	5.8
	最大粒径 (mm)	4.75	4.75	4.75	4.75	4.75
	均等係数 U _c	2	24.8	63.4	57.2	37.2
コンシステンシー	液性限界 WL %	NP	54.0	49.0	42.9	32.9
	塑性限界 W _p %	NP	31.0	23.9	21.1	17.0
	塑性指数 I _p	NP	23.0	25.1	21.8	15.9
分類	分類名	分級された砂	砂質シルト (高液性限界)	粘性土質砂	粘性土質砂	粘性土質砂
	分類記号	(SP)	(MHS)	(SCs)	(SCs)	(SCs)
締固め	試験方法	A-c	A-c	A-c	A-c	A-c
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm ³	1.683	1.369	1.635	1.747	1.808
	最適含水比 W _{opt} %	16.7	26.2	18.5	16.1	15.3
コーン指数	突固め回数 回/層	25	25	25	25	25
	コーン指数 q _c kN/m ²	502	200	275	506	1881以上
透水	透水試験方法	-	-	変水位	変水位	変水位
	透水係数 k m/s	-	-	1.50E-06	3.14E-06	7.18E-06
地山密度	自然含水比 W _n %	3.6	44.4	-	-	-
	湿潤密度 ρ_t g/cm ³	1.684	1.579	-	-	-
	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	1.626	1.094	-	-	-

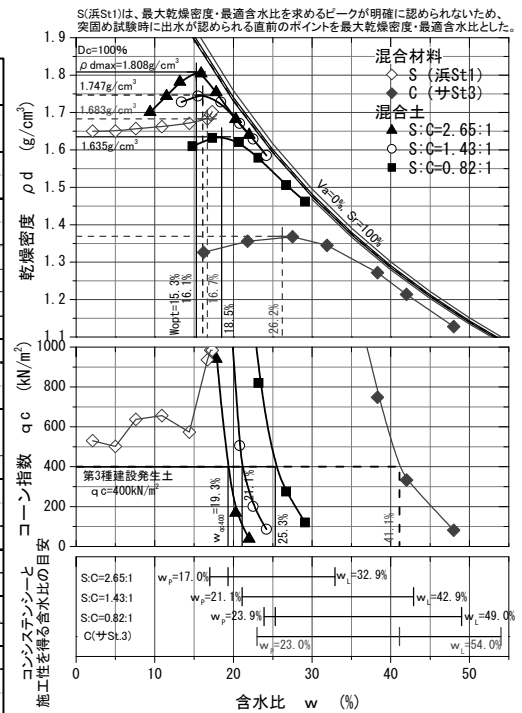


図-14 混合土の含水比と材料特性

(上から締固め特性、施工性、コンシステンシー)

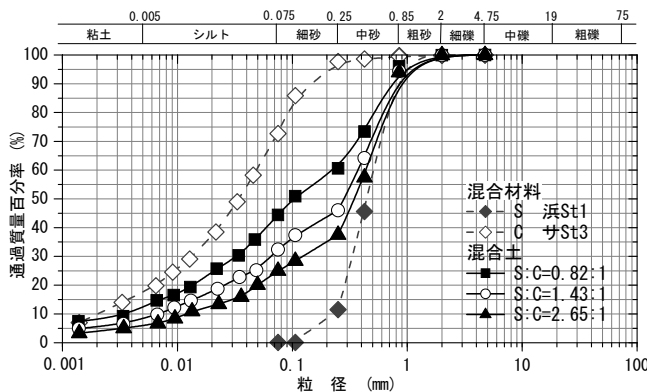


図-13 混合土の粒度分布

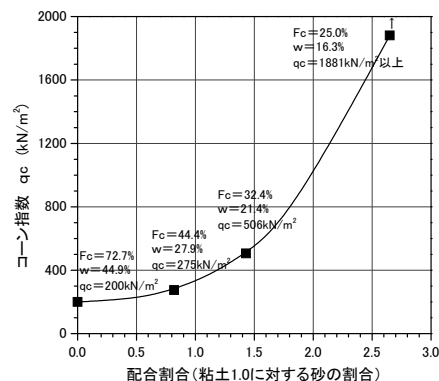


図-15 配合割合とコーン指数の関係

図-14 は、締固め試験結果と併用して実施したコーン指数試験結果および液性限界・塑性限界試験結果を示したものである。

混合土の締固め曲線は、いずれも明瞭なピークの最大乾燥密度を有している。特に S : C = 2.65 : 1 と 1.43 : 1 配合では、明瞭な締固め曲線が得られない砂よりも高い乾燥密度を示していることから、締固め効果が得られやすい材料へと改善されたことが理解される。

配合割合とコーン指数の関係を図-15 に示す。同図によると、砂の配合割合が少ないと改善効果は期待されないが、砂の配合割合が多くなるに従いコーン指数も大きくなる傾向が示される。

代表試料による配合試験では、S : C = 1.43 : 1 配合において $q_c = 506 \text{ kN/m}^2$ を得ており、通常の施工性 ($q_c \geq 400 \text{ kN/m}^2$) を十分確保する結果が得られた。しかし、サロベツ置土は、図-7 の粒度分布や含水比のバラツキを有しており、この点を考慮すると施工性が確保できる配合割合は、S : C = 1.43 : 1 (体積比 1.0 : 1) 程度とすることが妥当と考える。

なお、透水係数は、これらの配合割合の範囲において 10^{-6} m/s のオーダーで難透水性を示している。

(2) 浜里礫質土と置土(粘土)の粒度合成

サロベツ置土と浜里砂の下層に存在する礫質土との粒度調整による土質改良を粒度合成によって机上で予備検討した。浜里地区の礫質土 G とサロベツ置土 C との体積比混合 G : C = 1 : 1 を想定して得られた合成粒度を図-16 に示す。同図には、参考のため浜里砂 S の体積比 S : C = 1 : 1 の合成粒度をあわせて示した。

粒度合成に際して、配合割合を体積比換算するために、攪拌材料の敷均し時を想定した単位体積重量 (乾燥密度 ρ_d) が必要となるが、ここでは礫質土攪拌の実績から $\rho_d = 1.90 \text{ g/cm}^3$ と仮定している。

礫質土の合成粒度分布は、中砂分が卓越した砂の粒度分布に比べて、粘土分から粗礫分まで粒径幅が広く、バランスの良い粒度分布形状を示している。

浜里地区で工事発生する礫質土は、適切な含水状態であれば、非常に施工性が良く、締固め特性の高い材料であり、粒度調整材料としての改良効果が高いものと期待できる。

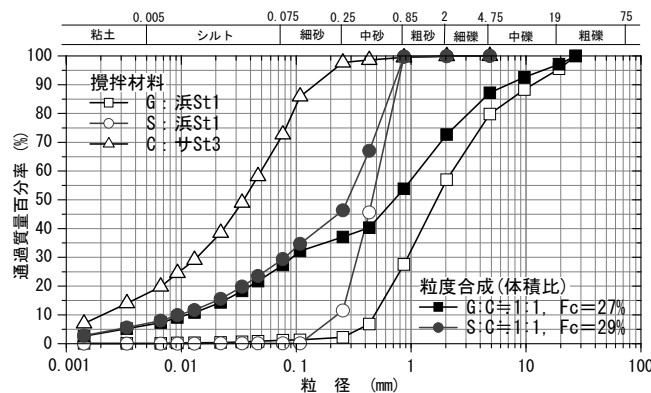


図-16 粒度合成で得られる粒度分布

6. おわりに

天塩川下流域の河川工事において掘削発生する土の土質試験を実施し、粘土は高含水で施工性の確保が困難な材料で、浜里地区の砂は中砂が主体の均等粒径で耐浸食性に劣る材料であることを示した。

含水比低下による置土粘土(単独利用)の土質改良に際しては、事前の土取場調査における簡易的評価方法として、利用可能な含水比が液性限界 w_L の 70% 以下 ($w \leq 0.7 \times w_L$) が目安となる可能性を示した。

置土粘土 C と浜里砂 S の粒度調整による土質改良は、現状の自然含水状態で S : C = 1 : 1 とすることで両者の有効活用が可能となる。

今後はこれらの手法を組み合わせ、効果的で効率的な土砂管理と運用方法の確立を目指したいと考える。

参考文献

- 1) 発行 (社)北海道土地改良設計技術協会, 監修 梅田安治・清水雅男: サロベツ泥炭地形成図, 2003.3.
- 2) 発行 (財)土木研究センター, 編者 (独)土木研究所: 建設発生土利用技術マニュアル 第3版, 2004.9.
- 3) (財)国土技術研究センター: 河川土工マニュアル, 2009.4.

平成22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 環境事業本部理事
〃	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
〃	新宮 康弘	北海道旅客鉄道(株)鉄道事業本部工務部長

選考経過

(1) 地盤工学会北海道支部賞

平成23年3月1日支部事務局において、支部賞授与規定により審議した結果、次の3編を授賞論文として選考した。

論文名 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—
著者 中村 大 北見工業大学

論文名 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
著者 植松えり子 (株)イーエス総合研究所

論文名 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
著者 宮浦 征宏 宮浦興業(株)
中田 隆文 上山試錐工業(株)

(2) 地盤工学会北海道支部賞(学生部門)

平成23年3月1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 奥田 健太 室蘭工業大学大学院
発表論文 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

氏名 Inam Aasim 北海道大学大学院
発表論文 Dependency of shear behavior of base coarse materials
on moisture content evaluation by multi-ring shear testing

論文名 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－
著者 中村 大，後藤 隆司，伊藤 陽司，山下 聡，鈴木 輝之
受賞者 中村 大

選考理由

北海道のような寒冷地において、山間部や海岸沿いのトンネルや道路などの土木構造物では、寒冷気候に起因する多くの問題が生じている。1996年には一般国道229号線豊浜トンネルにおいて、大規模な岩盤崩落事故が発生したが、このような事故の原因の一つとして岩盤の凍上による劣化があげられている。また、北海道内のトンネルの覆工背面の岩石において、凍上が起こっていたことも報告されている。

岩石、岩盤の凍上問題は、上述したような被害事例などからも、今後明らかにしなければならぬ重要な課題である。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（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）」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、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、その多くが土系地盤材料に関するもので、岩石の凍上に関する研究、報告はまだ少なく、非常に遅れているのが現状である。特に、岩石の凍上圧の計測結果に関する報告はほとんど見られない。

このような背景から、本研究は、岩石が凍上する際に発生する凍上圧（間隙氷圧）について検討することを目指した。ここでは特に、既に土の凍上の分野で多くの報告例があり、既往の研究でその適用性が確認されている、変形した Clausius-Clapeyron 式を用いた岩石の凍上圧の推測を試みている。

本論文は、強さと凍上性の異なる2種類の岩石（大谷石、来待砂岩）を用いて、4種類の温度条件で凍上実験を行い、実験によって得られる凍結中の岩石の温度勾配から、アイスレンズ発生位置の温度を算出している。その結果、アイスレンズ発生位置の温度は、凍結時の温度勾配に依らず、岩石の種類によって決まるとしている。また、引張強さの大きい岩石ではより温度の低い位置で凍上が発生し、引張強さの小さい岩石では温度の高い0°C付近で凍上が発生することを明らかにしている。さらに、変形した Clausius-Clapeyron 式を用いて算出した2種類の岩石の凍上圧は、いずれも、湿潤状態における引張強さを上回ることが確認されている。

以上のように、本論文は岩石のアイスレンズ発生位置とその温度が、岩石の強さによって決まるこということを明確な形で示しており、今後の岩石、岩盤の凍上研究に対して少なからず貢献するものであると考える。

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

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

著 者 植松えり子 小口智久 松本勲 常松哲

受賞者 植松えり子

選考理由

平成 20 年 4 月に土壤汚染対策法が改正され、人為・自然由来の区別無く重金属に汚染された土壤は規制の対象となった。重金属汚染土の処理については現場毎に様々な方法が実施されるものの、施工時の現場品質管理や施工後の地下水観測以外に詳細な効果の検証は行われておらず、耐久性・持続性について知見が少ない状況である。更に重金属処理に要する費用は増加の一途をたどり、経済的で安全な対策法の構築が社会的にも渴望されている。

このような状況のなかで、本研究は重金属汚染処理対策の有効かつ合理的・経済的な工法を見いだす目的で、自然由来重金属（ヒ素）汚染土を用いて盛土を造成し、現地発生土と不溶化剤を用いた 10 タイプの処理工法について耐久性試験等を試みたものである。処理工法は実績のある混合工法、吸着工法に加え、経済性に優れた層状工法、吹付け工法と広範に試されており、盛土内からの浸透水の経時変化、盛土内の地温・含水率等の観測、耐久性試験後の盛土の重金属溶出挙動など実際の施工現場では得難い多様なデータを示した。特筆すべきは層状工法で、盛土施工時に汚染土だった土壤が、雨水の浸透で不溶化されるといった独自の工法を、理論のみならず実験で証明した点は評価に値する。

以上のように本研究は社会的に注目されている重金属汚染土処理に関して提案する対策工法の有効性を示し、地盤環境工学上無視できない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。

論文名 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

著者 宮浦征宏 中田隆文 木村充宏 横浜勝司

受賞者 宮浦征宏 中田隆文

選考理由

積雪寒冷地帯に位置する北海道では、毎年11月～翌年3月までの5か月間は降雪期間となる地域がほとんどである。そのため、北国の冬期間における生活空間の確保および道路機能の維持を目的とした除雪事業は不可避であるとともに重要な土木事業の一つとなっている。

除雪事業では、除雪作業後の雪を一定期間確保するための雪堆積場が必須である。一方、堆積地の融雪水と土粒子の流出による周辺河川への影響や雪荷重による载荷の影響についても検討し、周辺の生活環境に影響を及ぼさない配慮も要求される現状にある。

このような背景より、著者らは北海道内に広く堆積している火山灰質地盤を工学的に有効活用し、冬期における都市部の社会生活を適切に維持する1つの手法として、火山灰地盤を浸透型の雪堆積場として採用することを目指して研究を進めている。特に、多孔質な火山灰質土が有する特異な力学特性および透水性に関して、室内要素試験および現場計測による調査および分析を詳細に行うことで、浸透型雪堆積場としての適格性を地盤工学の知見に基づいて明示することが研究の特徴となっている。

火山灰質土の強度および透水性を適切に評価するためには、土粒子内部に存在する間隙や土粒子の破砕性を考慮する必要があること、さらに、粒子破砕は圧密圧力の増加や間隙水の凍結融解によっても生じることが考えられる。

本論文では、対象とした火山灰質地盤の原位置透水係数を確実に評価することで雪堆積場としての適用性を検討している。具体的には、一連の室内透水試験により、雪による荷重増加に起因する間隙比の減少と粒子破砕による細粒分含有率の増加を考慮した透水係数推定法を見出した。また、室内試験結果と原位置透水試験結果との対応関係が検証されており、提案法の有用性が示されている。さらに、堆雪前後の透水係数の推定値から、対象地盤の雪堆積場としての機能がある程度検証可能であることが示されている。

上述のように本論文は、火山灰質土の透水係数を評価し、雪堆積地特有の間隙構造の変化を捉えることで、地盤環境を乱さない雪堆積場の構築に貢献すると考えられる。

よって、著者らは地盤工学会北海道支部賞を授与される資格があるものと認める。

(付録) 技術報告会開催履歴

これまでに開催された技術報告会の履歴を示します。技術報告会は情報発信および交流の場として活用されています。今後も皆様からの投稿並びにご参加をお願いいたします。なお、施工技術や設計手法など実務に関する事例報告も募集しております。お気軽にご投稿ください。

発刊時誌名	号数	発表件数	発刊年月	開催地	学会名	
技術パンフレット	1	9	1961年4月	札幌	土質工学会北海道支部	
	2	8	1962年4月			
	3・4 合併号	14 3号(8編) 4号(6編)	1964年2月			
	5	7	1965年2月			
	6	7	1966年2月			
技術報告資料	7	10	1967年2月			
	8	13	1968年2月			
	9	20	1969年2月			
	10	18	1970年2月			
	11	15	1971年2月			
	12	13	1972年2月			
	13	15	1973年2月			
	14	12	1974年2月			
	15	13	1975年2月			
	16	18	1976年2月			
技術報告集	17	16	1977年2月			函館
	18	23	1978年2月			
	19	25	1979年2月			札幌
	20	17	1980年2月			
	21	19	1981年2月	室蘭		
	22	23	1982年2月			
	23	18	1983年2月	札幌		
	24	25	1984年2月			
	25	24	1985年2月	苫小牧		
	26	23	1986年2月			
	27	24	1987年2月	札幌		
	28	36	1988年2月			
	29	21	1989年2月	北見		
	30	32	1990年2月			
	31	33	1991年2月	札幌		
	32	28	1992年2月			
	33	34	1993年2月	苫小牧		
	34	45	1994年2月			
	35	36	1995年2月	函館		
	36	36	1996年2月			
	37	36	1997年2月	室蘭		
	38	43	1998年2月			
	39	37	1999年2月	北見		
	40	42	2000年2月			
	41	39	2001年2月	札幌		
	42	51	2002年1月			
	43	53	2003年2月	苫小牧		
	44	51	2004年2月			
	45	51	2005年2月	函館		
	46	50	2006年2月			
	47	44	2007年2月	室蘭		
	48	55	2008年2月			
	49	51	2009年1月	北見		
	50	44	2010年2月			
51	38	2011年2月	苫小牧			
52	33	2012年1月				

計 1,448 編(除 特別講演・委員会報告)