

# 第24回沖縄地盤工学研究発表会 講演論文集

Annual Meeting Papers of Okinawa Geotechnical Society, 2011

2011年 11月 24日(木)  
琉球大学研究者交流施設・50周年記念館

主催：沖縄地盤工学研究会，地盤工学会九州支部  
共催：沖縄県地質調査業協会

## 第 24 回沖縄地盤工学研究発表会 目次

### セッション 1

既設構造物直近における変位低減型深層混合処理工法の適用事例～西海岸道路若狭IC の事例より～ . . . . .	1
○ 秋間 健・石井 隆行・呉屋 裕次・小松 陽（（株）不動テトラ） 照屋 正悟・徳元 直之（（株）照屋土建）	
新素材アンカーの付着強度特性 . . . . .	5
○ 木村 匠（琉球大学農学部） 中村 真也（琉球大学農学部） 周 亜明（沖縄土木設計コンサルタント（株）） 翁長 淳（旭建設（株）） 南雲 政博（国土防災技術（株））	
不織布フィルターの排水機能評価 . . . . .	9
○ 坪郷 浩一・中村 勝美・山本 一夫（多機能フィルター（株）） 上 俊二・福田 靖（徳山工業高等専門学校）	
島尻層泥岩の盛土材料としての利用方法について . . . . .	15
○ 佐原 邦朋（ヒロセ（株）） 今田 尊徳（（株）中央土木コンサルタント） 原 久夫（琉球大学工学部）	
浅所空洞の安定性評価 . . . . .	20
○ 橋脇 健弘（琉球大学工学部学生） 渡嘉敷 直彦（琉球大学工学部） 藍壇 オメル（東海大学海洋研究所） Melih Genis (Zonguldak Karaelmas University)	

## セッション 2

- Investigation of Fully Softened Strength and Mineralogy of Landslide Soil . . . . . 28
- Shriwantha Buddhi Vithana (Kagoshima University)
  - Shinya Nakamura (University of the Ryukyus)
  - Sho Kimura (University of the Ryukyus)
- 地すべり安定解析における回復強度の活用 . . . . . 30
- 江口 佑人 (琉球大学大学院)
  - 中村 真也 (琉球大学農学部)
  - 木村 匠 (琉球大学農学部)
- 付帯条件付き多次元型移動最小自乗法を用いた高性能き裂進展シミュレータの開発 . . . . . 32
- 江戸 孝昭 (琉球大学大学院)
  - 松原 仁 (琉球大学工学部)
  - 原 久夫 (琉球大学工学部)
- 赤土濁水を用いた定水位透水試験結果について . . . . . 38
- 小林 康介 (琉球大学工学部学生)
  - 江戸 孝昭 (琉球大学大学院)
  - 原 久夫 (琉球大学工学部)
- 豊浦砂とチービシ砂を用いた保水性試験の実験的研究 . . . . . 42
- 上地 勝平 (琉球大学工学部学生)
  - 榎田 一希 (琉球大学大学院)
  - 原 久夫 (琉球大学工学部)
- 圧密リング周面へのグリース塗布が圧密特性値に与える影響について . . . . . 45
- 猪 翔太 (琉球大学工学部学生)
  - 酒井 康司 (琉球大学大学院)
  - 原 久夫 (琉球大学工学部)



図-3に示すように、改良対象土層は埋立土（粘土質砂礫層、礫混り粘土層の互層）であり、改良目的は、「液状化対策」である。改良仕様は、 $\phi 1000\text{mm} \times 2$ 軸のセメント改良体を、改良率  $a_p=50.0\%$ 前後を目標に格子状に配置した。施工平面図と断面図を図-4、5に示す。

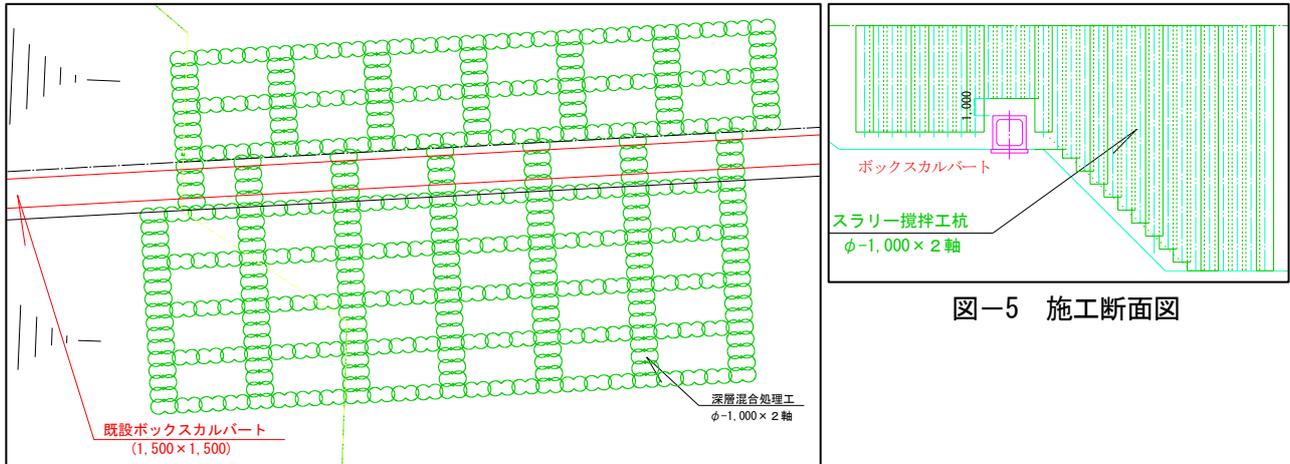


図-4 施工平面図

図-5 施工断面図

### 3. 地盤改良による地盤変位の発生

深層混合処理工法（CDM工法）は、セメントスラリー等の改良材を地盤中に吐出し、改良材と現地盤を地盤中で攪拌混合し、化学的な結合作用を利用して強固な地盤を形成する地盤改良工法である。

深層混合処理工法は、締固め砂杭系工法と比較して、低騒音・低振動。低変位で施工できる点が、特徴の一つとして、市街地・既設構造物近傍での施工に適用される例が多い。ただし、このような特徴は砂杭系工法との相対的な比較であり、当工法施工時の周辺地盤変位が零というわけではない。

図-6に示すように、深層混合処理工法においても施工段階に応じていくらかの変位が生じる。変位の発生過程は次のとおりである。

- ① 施工機械を所定位置に移動する際に、まず変位Aが発生する。
- ② 攪拌機の貫入過程において、攪拌機を地盤に挿入することで変位はA→Bへと増加する。
- ③ 攪拌混合をおこなう引抜過程において、改良材の吐出にともなって変位はB→Cへと変化する。

この内、B→Cの変位が最も大きく、この部分での変位を減じることができれば施工に伴う変位を大きく減じる事ができる。

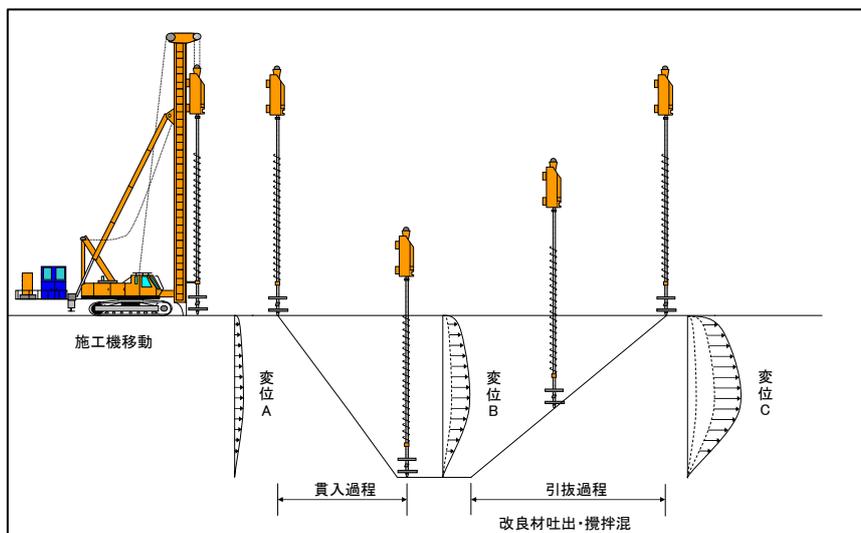


図-6 深層混合処理工法の変位の発生モデル<sup>3)</sup>

### 4. 工法選定

今回の施工条件は、前述したように既存の地下構造物に近接しての施工条件であった。工法選定としては、通常の深層混合処理工法（CDM 工法）では施工に伴い変位影響を与える懸念が考えられたため、変位の影響を最小限に抑える必要となった。そこで、変位低減型の深層混合処理工法（CDM-LODIC 工法）（以下、CDM-LODIC 工法と呼ぶ）を採用した。

CDM-LODIC 工法は、図-5 に示すように地盤変位を発生させる主要因子である「改良材投入量」に相当する地盤中の土を排出して、変位低減を図るものである。機械構成上、通常の深層混合処理工法と異なる点は、攪拌翼の上部に排土させるためにスクリーを取り付けた点である。スクリーの形状には様々な形状があるが、今回は連続型を使用した。

図-6 には、通常の深層混合処理工法と CDM-LODIC 工法の変位量を比較した図面である。図-6 より、通常の深層混合処理工法の地中内の水平変位が 160mm 程度生じているのに対し、CDM-LODIC 工法は 10mm 程度に抑制されており、従来工法と比較して変位低減効果が得られている。

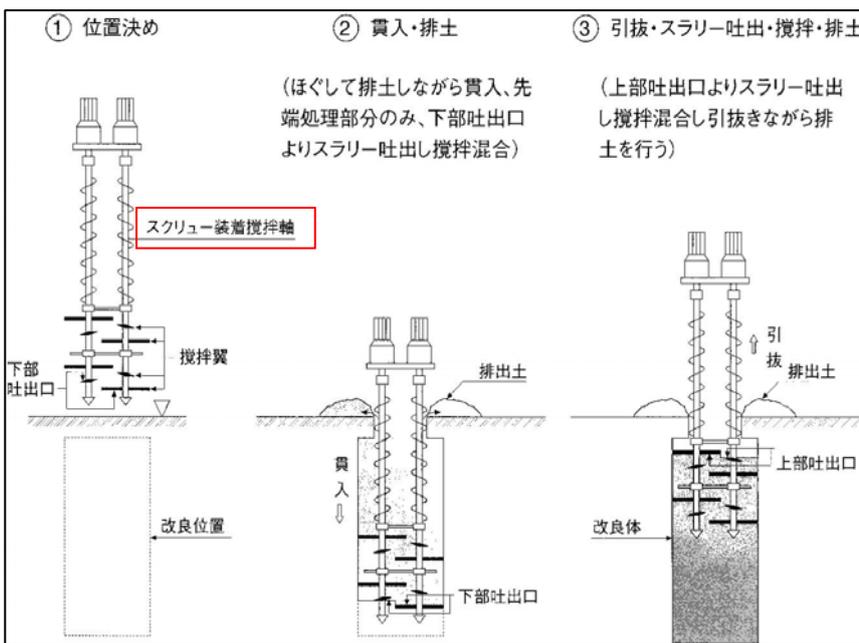


図-5 CDM-LODIC 工法における施工模式図

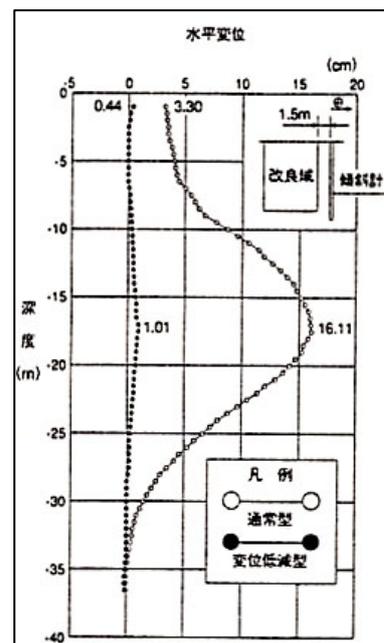


図-6 従来工法と CDM-LODIC 工法の地中変位量の計測結果

## 5. 当該工事における施工状況と動態観測結果

今回の施工では、地下構造物に変位影響を与えないためには排土量の管理が重要である。そこで本施工に先立ち、図-8 に示すように試験施工を実施し排土量を確認した。試験施工の結果として排土量が改良材投入量の 100%程度発生し、地下構造物に対しても変位が生じなかった。以上の結果より、今回の施工で採用した CDM-LODIC 工法で、地下構造物に変位影響を与えない施工が可能であることが判明した。この結果を基に、CDM-LODIC 工法にて本施工をおこなった。日常管理としては、地下構造物の変位計測を実施した。施工中には図-9 のように排土を集積して定期的に測量をおこない、十分な量の排土が発生しているかを確認した。

施工の結果、図-10 の動態観測結果において施工期間を通して地下構造物へ変位影響は生じず、無事工事を完了できた。



図-7 施工状況



図-8 試験施工状況



図-9 施工中の排土量の確認

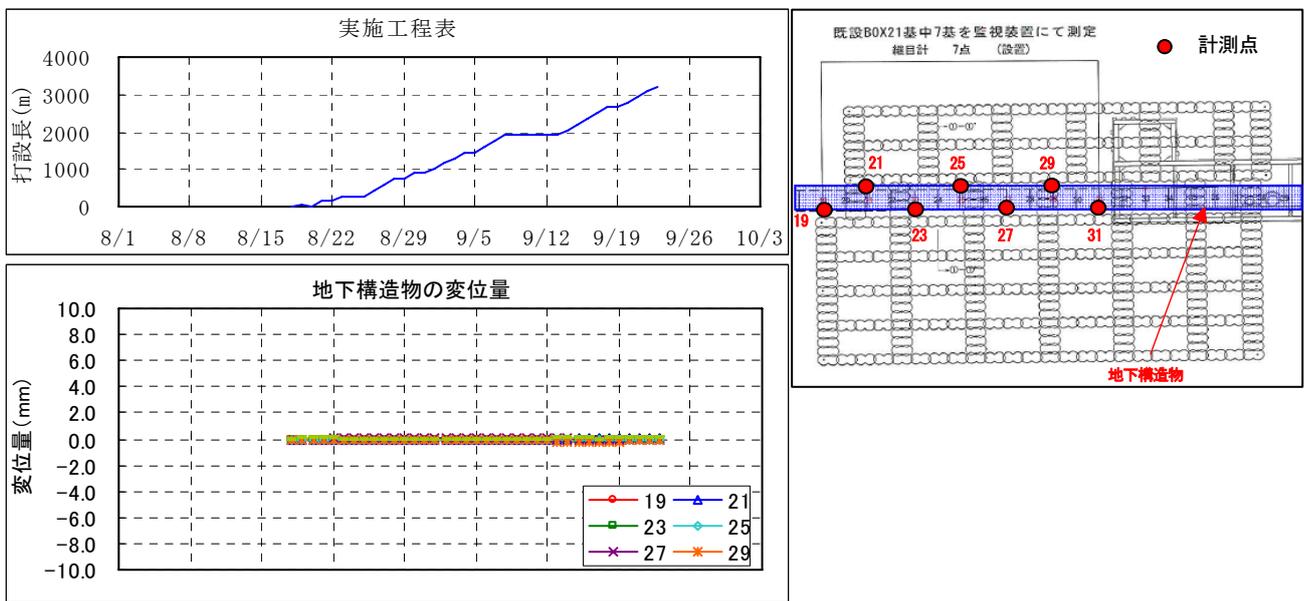


図-10 地下構造物動態観測結果と計測点位置

## 6. おわりに

本稿では、若狭 IC における弊社が行った地盤改良工事について報告した。今後、市街地などにおいて周辺環境に配慮した地盤改良工法のニーズも高まると考えられ、本稿での報告が今後の沖縄地区における同種の工事の参考となれば幸いである。

最後に本報告をまとめるにあたり、ご協力を頂いた沖縄総合事務局南部国道事務所の関係者各位に深く感謝の意を表す。

### 【参考文献】

- 1) 河野他：「那覇港における複数の改良目的で適用された海上 SCP 工法の施工例」,第 17 回沖縄地盤工学会, pp5~6,2004.
- 2) 松岡他：「那覇港泊ふ頭および若狭 IC における締固め砂杭工法の施工例」,第 21 回沖縄地盤工学会,2008.
- 3) 水野他：「深層混合処理工法の施工に伴う周辺地盤変位とその対策」,第 3 回施工体験発表会後援概要集, 土木学会,1986.

## 新素材アンカーの付着強度特性

琉球大学農学部  
琉球大学農学部（協力研究員）  
沖縄土木設計コンサルタント(株)  
旭建設(株)  
国土防災技術(株)

中村 真也  
○木村 匠  
周 亜明  
翁長 淳  
南雲 政博

### 1. はじめに

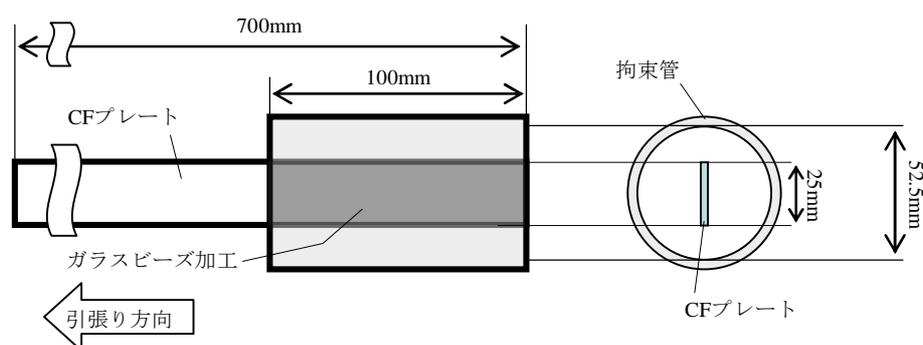
亜熱帯島嶼地域では、年間を通して気温・湿度が高く、広範囲で飛塩の影響がみられ、地すべり・崩壊対策のアンカーにも耐錆性が求められることがある。炭素繊維は高い耐錆性および耐腐食性を有し、かつ軽量であるため、経済的で高腐食環境下に適用可能なアンカー体の材料となり得る。

炭素繊維（CF）プレートを材料とした新アンカーの開発にあたり、CFプレートとセメントとの付着強度試験を行った。

### 2. 供試体および試験概要

CFプレートは幅 25mm，厚さ 1.2mm，断面積  $30\text{mm}^2$ ， $48\text{g/m}$ ，ヤング係数  $156\text{kN/mm}^2$  の高強度グレードである。ガラスビーズはポッターズ・パロティニー（株）の GB397（粒度範囲： $850\sim 106\mu\text{m}$ ），接着剤は日本シーカのシーカデュア 30（ガラスビーズの接着），拘束管はガス管（SGP50A），充填材は普通ポルトランドセメントを使用した。ガラスビーズは接着剤で CF プレートに塗布した。セメントペーストはセメント：水＝1：0.5 とし，室温  $30\text{C}\sim 32\text{C}$ ，湿度 59%～66% で 3 日間養生および 7 日間養生の供試体を作成して圧縮強度を確認した。

CF プレートとセメントとの付着強度試験の試験体例を図－1 に示す。CF プレート長は 700mm とし，ガラスビーズ加工長を 100mm，300mm，500mm および 700mm とした。拘束長は 100mm，300mm および 500mm とした。試験



図－1 CF プレートとセメントとの付着強度試験の試験体例

方法は土木学会基準案「引抜き試験による連続繊維補強材とコンクリートとの付着強度試験方法（案）（JSCE-E 539-2007）」を参考にした（土木学会，2010）。載荷速度は5kN/minとした。拘束長およびガラスビーズ加工の各条件について，それぞれ3試験体準備し，付着強度試験を行った。測定は油圧式チャックの万能試験機（島津製作所，UH-F1000kNIR）を用いた。

### 3. 結果および考察

セメントペーストの圧縮強度試験は JIS 法によった（土木学会，2010）。養生日数3日間の圧縮強度は  $18.7\text{N/mm}^2 \sim 22.9\text{N/mm}^2$  で，平均値は  $21.0\text{N/mm}^2$  であった。一方，養生日数7日間の圧縮強度は  $40.0\text{N/mm}^2 \sim 46.2\text{N/mm}^2$  で，平均値は  $42.5\text{N/mm}^2$  であった。養生日数7日間では， $24\text{N/mm}^2$  の設計基準強度（地盤工学会，2000）以上を満たすため，付着強度試験の充填用セメントペーストの養生日数は7日間とした。

図-2および図-3に付着強度試験の代表例として，拘束長L500mm・ガラスビーズ加工長G0mm（L500G0）と拘束長L500mm・ガラスビーズ加工長G100mm（L500G100）の結果を示す。図中の赤破線はCFプレートの公称最大荷重72kNである。L500G0では，変位量2mm～6mmで荷重

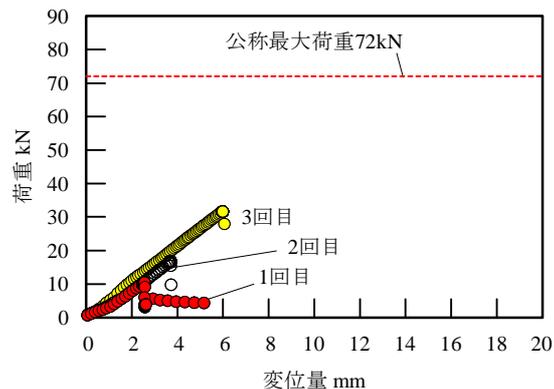


図-2 付着強度試験で得られた拘束長L500mmガラスビーズ加工長G0mm（L500G0）試験体の荷重-変位量関係

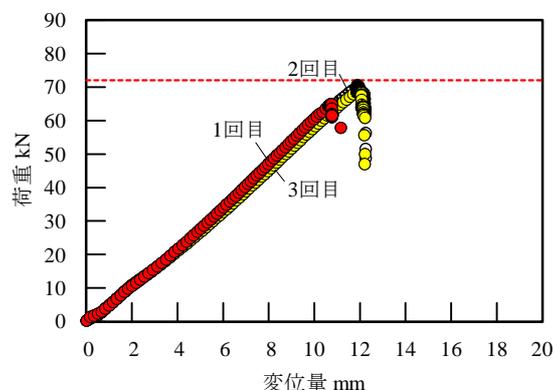


図-3 付着強度試験で得られた拘束長L500mmガラスビーズ加工長G100mm（L500G100）試験体の荷重-変位量関係

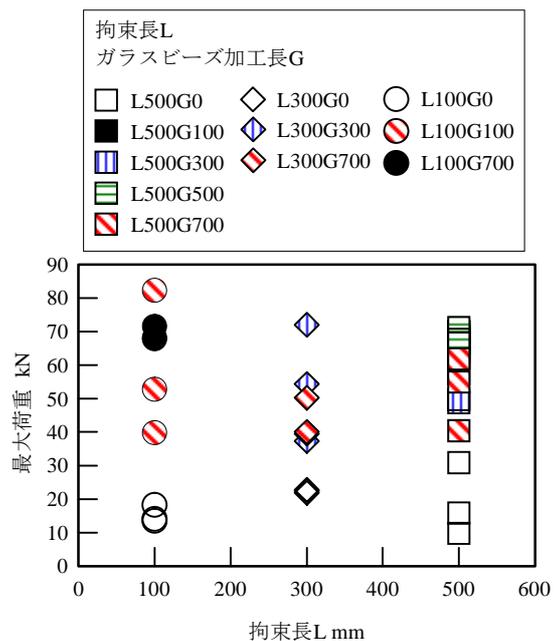


図-4 付着強度試験における最大荷重-拘束長L関係

9.84kN～31.0kN のピークを示し、拘束管からプレートが引抜け、プレート本体に破壊は見られなかった(図-2)。一方, L500 G100 では, 10mm 程度で 64.6kN～70.0kN の明瞭なピークを示し, プレートの引抜けは見られず, プレート本体が破壊した(図-3)。ここで, 強度比((最大荷重 kN/公称最大荷重 72kN) × 100) は, 89.7%～97.3% であった。

図-4 に荷重-拘束長の関係を示す。拘束長の増加と荷重の増加に明瞭な関係は認められない。これは, ガラスビーズ加工した試験体ではセメントとの付着強度が十分得られ, CFプレート本体が破壊したことによる。ガラスビーズ加工なしの試験体については, L500mm の設定時破壊による値のバラツキはあるものの, 拘束長の増加に伴ってわずかに荷重の増加傾向が見られる。ここで, 図-5 はガラスビーズ加工なしの試験体における付着応力度と拘束長の関係である。付着応力度は拘束長の増加に伴って低下する傾向が認められた。図-6 に荷重-自由長の関係を示す。ここで, 自由長とは試験体設置後の上下チャック間の長さ

である。ガラスビーズ加工した試験体では, 荷重と自由長の関係は見られない。一方, 加工なしの試験体については, 自由長の増加に伴いわずかに低下する傾向が見られた。図-7 は荷重と変位量の関係である。全体的に変位量の増加に伴って荷重が増加する傾向が認められる。L500G300 の 1 回目(図-7①) は上部チャックのすべり後に再試験したものであることから全体の

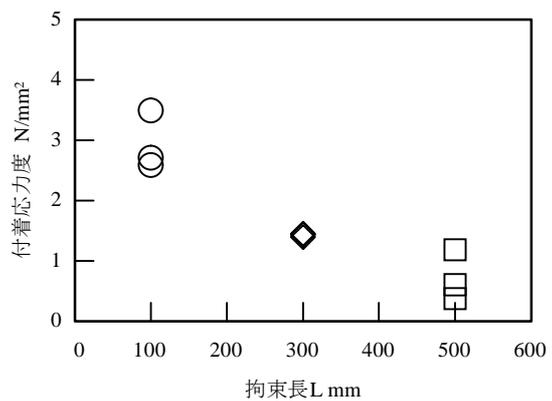


図-5 付着試験における付着応力度-拘束長 L 関係

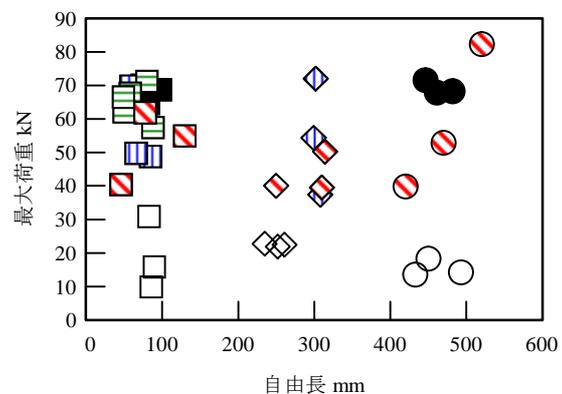


図-6 付着試験における最大荷重-自由長関係

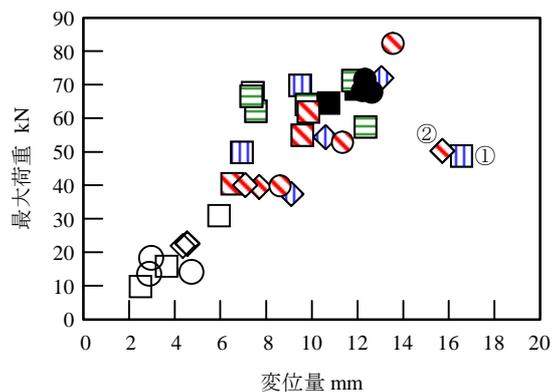


図-7 付着試験における最大荷重-変位量関係

傾向とは異なると考えられる。一方、L300G700の3回目(図-7②)が全体の傾向と異なっていたことについては、プレートの引張強度特性を把握することで明らかにできると考える。

#### 4. まとめおよび今後の課題

CFプレートとセメントとの付着強度試験を行い、以下の結果を得た。

- ① ガラスビーズ加工なしのCFプレートとセメントペーストとの付着強度試験では、最大荷重9.84kN～30.1kN、付着応力度は $0.61\text{ N/mm}^2\sim 3.50\text{ N/mm}^2$ であった。
- ② ガラスビーズ加工した場合、プレートの引抜けは起こらなかった。プレートの破壊時の最大荷重は37.4kN～82.3kNであった。
- ③ 今回の試験条件では、拘束長と最大荷重に明瞭な関係は認められなかった。
- ④ ガラスビーズ加工なしの試験体については拘束長が増加すると付着応力度が低下した。
- ④ 自由長と最大荷重に明瞭な関係は認められなかった。
- ⑤ 変位量と最大荷重の関係は良好で、変位量の増加に伴って最大荷重が増加した。

プレートにガラスビーズ加工を行った場合、拘束長および加工長に関わらず付着強度は十分得られた。今後はCFプレートの引張強度特性とセッティング時の角度との関係について調べる予定である。

#### 参考文献

- 土木学会(2010):コンクリート標準示方書[規準編]JIS規格集,(社)土木学会, pp.85-86.
- 土木学会(2010):コンクリート標準示方書[規準編]土木学会規準および関連規準(JSCE-E 539-2007),(社)土木学会, pp.142-144.
- 地盤工学会(2000):地盤工学会基準「グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説」(JSG4101-2000),(社)地盤工学会.

## 不織布フィルターの排水機能評価

多機能フィルター株式会社○坪郷浩一  
多機能フィルター株式会社 中村勝美  
多機能フィルター株式会社 山本一夫  
徳山工業高等専門学校 上 俊二  
徳山工業高等専門学校 福田 靖

### 1. はじめに

日本国内には、九州南部のシラス土壌や中国地方に多く分布する花崗岩風化土のまさ土、関東ロ-ム、泥岩など風化に弱い土質が多く点在する。特に沖縄県では、沖縄本島北部に国頭マ-ジ（赤土）と呼ばれる変成岩風化残積土層が分布している。これは、降雨による侵食を受けやすく、裸地化すると表層土侵食により海域に土砂が流出しやすい。そのほか、島南部に広がる南風原泥岩（クチャ）も同様な性質であることが報告されている。

法面が完全に植物で被覆されているときは、降雨による雨滴衝撃や雨水の表層流水などによる表層土侵食を抑制する効果がある。一般的に法面保護は植生が繁茂した状態で完成されるが、特に降雨による表層土侵食を受けやすい土壌に対しては植生に必要な水のみを法面に供給し、余分な水は表層流水で排出する方法が効果的である。法面の保護・緑化に関する既存技術として、厚層基材吹付工<sup>1), 2), 3), 4)</sup>、人工張芝工<sup>5)</sup>などの植生工や法面の侵食防止効果と緑化機能を有する不織布フィルター<sup>6), 7)</sup>による法面侵食防止工法などが代表工法として挙げられる。

厚層吹付工は、緑化基盤材（客土、種子など）を法面に吹付ける工法であり、人工張芝工は、張設した樹脂製ネットに植生基材を吹き付ける工法である。これらの技術は、法面が植物で完全に被覆する前には、降雨により雨滴侵食を受け、表層流水により客土や種子の流出があるなどの欠点がある。これは緑化が完成する前では強い気象ストレスへの抵抗力が乏しいからである。一方、不織布フィルターは、撥水性繊維で構成された不織布で法面を被覆し保護する。この不織布の効果で雨滴による衝撃を緩和し、雨滴侵食を防止する。また、降雨時の雨水による表層流水は高い空隙率の不織布部分を通り排出させるなど、風雨のような気象環境の変化から法面を保護する効果がある。

沖縄県赤土地帯の降雨による侵食防止のために求められる不織布フィルターの機能は以下の4点である。

- スコール状の雨滴強度の緩和
- 表層流水の地下浸透を極力抑える構造
- 表層流水流速の軽減
- 不織布と表層土との密着性

沖縄県の特殊土壌は、乾燥時には非常に硬く斜面整形などでは、少なからず地形形状に凹凸が生じることを考慮する必要がある。特に上記②、③に対応するには、④の表層土との密着性、柔軟性に優れた素材が要求される。

このような観点に立って、本研究では、表層流排出機能に優れた2種類の不織布フィルターについて不織布厚の違いによる法面保護に対する効果を調べ、雨滴侵食防止や表層流排出に優れた不織布フィルターを選定した。この実験では、中国地方で最も広く分布している花崗岩風化土であるまさ土を用いて盛土法面を造成して、不織布フィルターを設置した。降雨時の法面保護状況および濁水の流出状況を比較した。

また、不織布フィルターの表層流排水機能を利用した盛土法面小段排水路排水路への技術転用を検討した。この実験は、不織布フィルターの法面小段への適応性を評価するため、沖縄県億首ダム土捨場1号小段面にコンクリート製品の代わりに不織布フィルターを施工し、不織布フィルターの排水機能評価を行った。

## 2. 実験概要

### 2.1 不織布フィルター

本研究では、図-1に示す2種類の不織布フィルターA、Bを用いて実験を行った。不織布フィルターA（以後、フィルターA）および不織布フィルターB（以後、フィルターB）は、植物の毛細根に似た撥水性微細繊維をランダムに絡ませた不織布構造体である。この不織布は空隙率99.0～99.7%をもつ繊維構造をしており、濡れても乾燥しても変形せず空隙率が変わらないため、降雨時の雨滴衝撃を緩和するとともに、一旦、土中に入った雨水は流速抵抗の少ない不織布内や表面を流下して、安全に排水されるため表層土侵食が発生しない。またいずれの不織布フィルターにも、打設固定するため押さえとして樹脂性の保護ネットが貼付けてある。なお、フィルターAの不織布厚は8～10mm、目付量は45g/m<sup>2</sup>であり、フィルターBの不織布厚は10～13mm、目付量は60g/m<sup>2</sup>である。

### 2.2 不織布フィルターを用いた降雨実験

#### 2.2.1 試料

本研究では山口県周南市より採取したまさ土を使用した。図-2に試料の粒径加積曲線、表-1に物理的性質を示した。

#### 2.2.2 降雨実験

図-3に示すように、傾斜角30°、法長0.9m、法幅0.6m、深さ6cmの法面を造成し、降雨装置により人工的に雨を降らせた。さらに、法面の盛土は、最大乾燥密度95%以上で締め固めた。また、雨水が不織布フィルター内部や表層土を通るときに発生する水の流れを表層流と定義する。

降雨開始から60分後までは10分ごと、60分以後は、30分ごとに流出水を採取し、濁度、SS（2.2.3参照）を測定した。また、法面を格子状に分割し、レーザー距離計を用いて降雨開始前および降雨終了後の法面の地形形状を測定し、土砂移動量を算出した（写真-1参照）。

#### 2.2.3 濁りの指標<sup>8)</sup>

3.1の実験では流出水を採取して濁りの指標を測定した。本研究で使用した濁りの指標は、濁度、SS量で

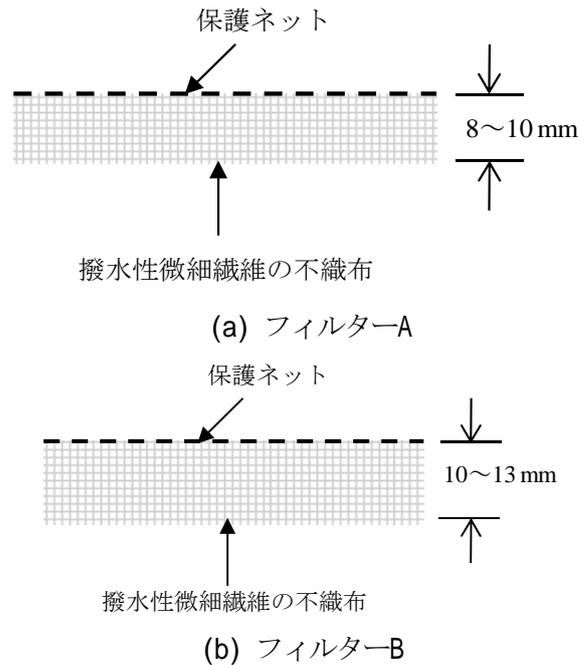


図-1 不織布フィルターの種類と構造

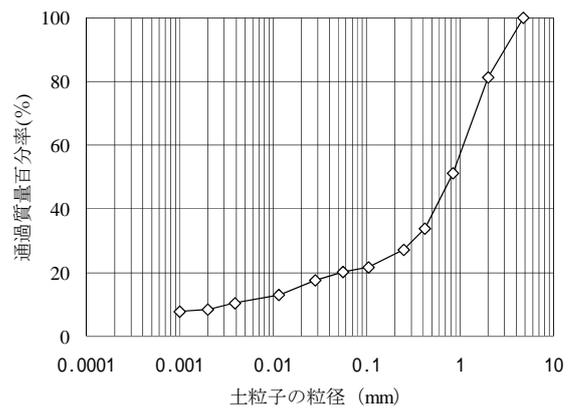


図-2 粒径加積曲線

表-1 試料の物理的性質

土粒子の密度	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.633
均等係数	$U_c$	322.128
曲率係数	$U'_c$	28.261
最適含水比	$W_{opt}$ (%)	10.200
最大乾燥密度	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.804

ある。

また、沖縄県赤土流出防止条例<sup>9)</sup>などでは流出が許容される水のSSは200mg/l以下と定められている。以後、本研究では、この基準を参考にSS=200mg/lを雨水排出SS量の許容値とした。

#### 2.2.4 降雨流量の算定

本研究では、想定する降雨量R (mm/hr)から降雨流量 $Q_R$  (m<sup>3</sup>/s)を算出した。図-4から法長L (m)、法幅B (m)、傾斜角 $\theta$ のモデル法面としたとき $Q_R$ は以下の式になる。

$$Q_R = \frac{1}{3.6 \times 10^6} R \cdot A \quad (1)$$

このとき水平面積A (m<sup>2</sup>)は、 $A = L \cdot \cos \theta \cdot B$ となる。

### 2.3 不織布フィルターの排水機能評価

#### 2.3.1 目的

沖縄県金武町億首ダム工事により造成された土捨場小段面に雨水の排水と小段面侵食防止のための不織布フィルターを施工し、不織布フィルターの表層水排出機能評価を行った。

#### 2.3.2 実験方法

本実験では、不織布フィルターの排水機能を評価するための実験（以下、排水実験）を実施し、その結果を踏まえ、想定される限界降雨量を算出した。表-2に実験諸条件、図-5に小段排水路断面図、図-6に不織布フィルターBの排水機能試験概略図を示した。

図-6に示すような貯水槽を設置した。小段面に施工された不織布フィルターにエンジン式水中ポンプで沈砂池から水を図-6の小段排水路左端から流入させた。小段排水路左端部には、図-7のようにポンプを固定し、貯水槽右端から水を越流させた。なお、小段排水路左端から2mと小段排水路右端から2mに小段面保護のため緩衝材としてブルーシートを敷き、水の衝撃を緩和させた。図-8に流水実験のフローチャートを示した。

#### 2.3.3 実験結果の評価および解析方法

実験方法は、小段法肩から越流しないように小段排水路に水を流し、そのときの流速、流量から降雨量を求めた。

流速は、図-6のA点から軽い浮遊物を流しB点ま

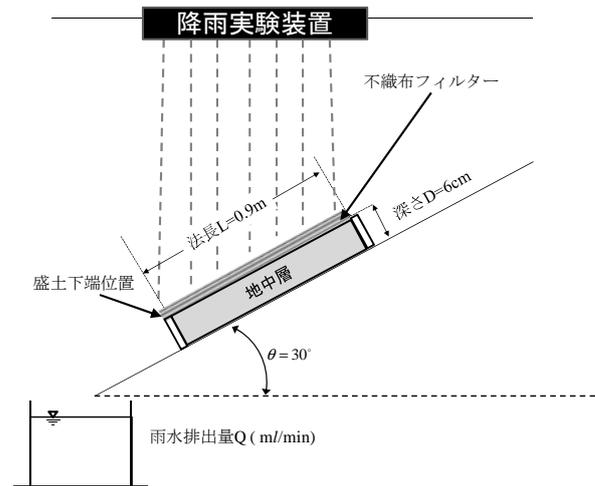


図-3 降雨実験装置

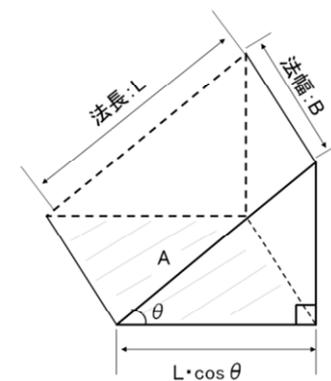


図-4 降雨流量およびの概略図

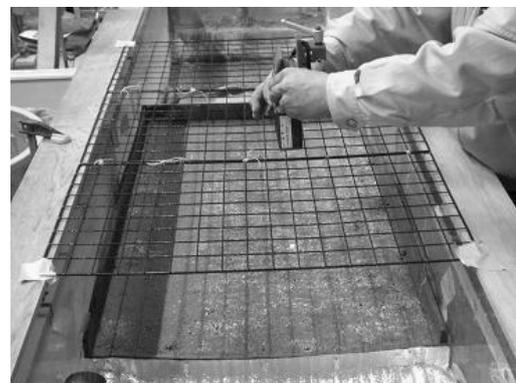


写真-1 レーザ-距離計による法面計測

表-2 実験諸条件

諸元	仕様
土質	赤土
法面勾配	1.8割勾配 (約29°)
法面幅	30m
法面長	3.9m
ポンプ吐出量	1m <sup>3</sup> /min

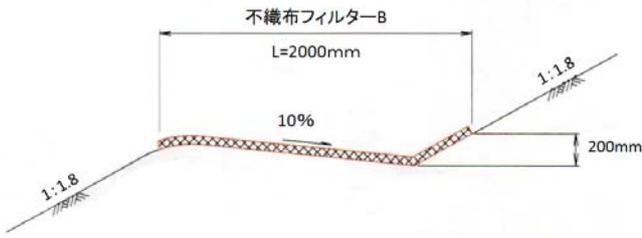


図-5 小段排水路断面図

での時間を測定して求めた。

流量  $Q_{out}$  ( $m^3/s$ ) は、小段排水路右端流出口にて、容器 (縦  $32cm \times$  横  $42cm \times$  深さ  $21.5cm$ ) に水を貯め、そのときの体積から流量を算出した。

また、降雨量の算出は、以下の手順で行った。

式(2)に示すように降雨量  $R$  ( $mm/hr$ ) は流量  $Q_{out}$  を降雨時の水平面積  $A$  で除して算出した。

$$R = 3.6 \times 10^6 \frac{Q_{out}}{A} \quad (mm/hr) \quad (2)$$

法長  $L$  (m) , 傾斜角  $\theta$  のモデル法面としたときの法幅  $B$  (m) の水平面積  $A$  は次式になる。

$$A = L \cdot \cos \theta \cdot B \quad (3)$$

### 3. 実験結果

#### 3.1 降雨実験

降雨実験は、降雨量を  $100mm/hr$  , 降雨時間を 3 時間とする。不織布フィルターA, B を法面に設置して降雨実験を行った。また、比較として裸地 (フィルターなし) のケースを実施した。

本実験では、降雨開始から時間経過による法面に設置した不織布フィルターの性能を評価した。

図-9 に降雨時間と濁度の関係を示した。図-9 より、フィルターA は、降雨開始から 30 分までは濁度が  $200ppm$  を超えているものの、降雨終了時の濁度は  $83ppm$  まで低下した。フィルターB は、降雨開始から濁度が  $200ppm$  を下回り、降雨終了まで、この値を超えることはなかった。一方、裸地の場合は、降雨終了まで  $200ppm$  を下回らず、濁度の改善が見られなかった。

また、図-10 に降雨時間と SS の関係を示した。フィルターA は、降雨時間経過とともに法面の細粒分だけが流されてしまい、その結果として降雨開始から 30 分後には SS 量が雨水排出 SS 量の許容値  $200mg/l$  を下回った。フィルターB は、濁度と同様に降雨開始から

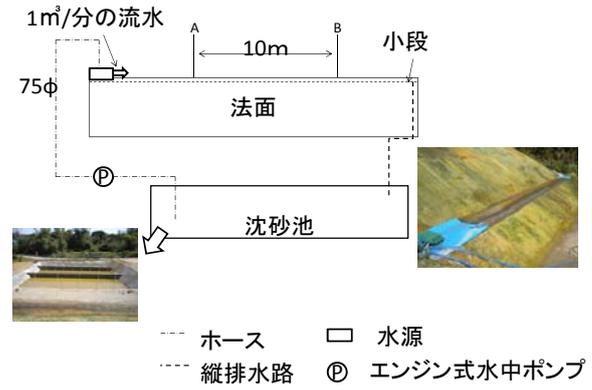


図-6 試験概略図

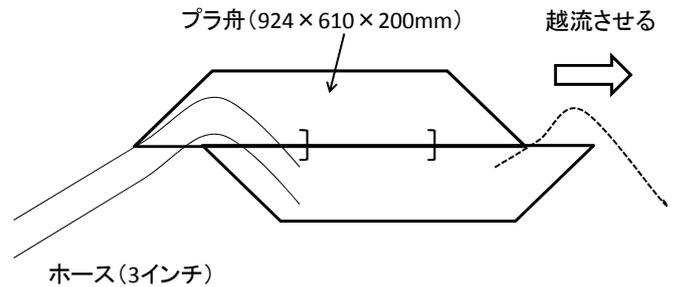


図-7 上流側貯水槽概略図

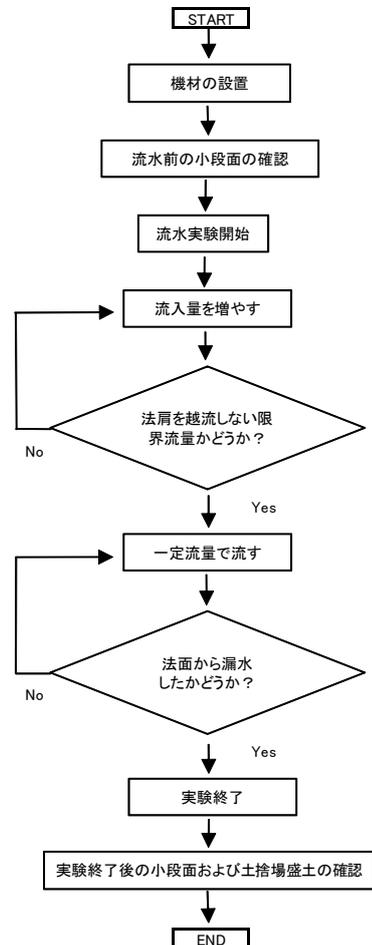


図-8 流水実験のフローチャート

SS量が200mg/lを下回り、降雨終了まで、この値を上回ることにはなかった。一方、裸地の場合は、降雨開始直後からSS量が2267mg/lと高い値を示し、降雨開始から120分後まで200mg/lを超えていたが、それ以後は、下回った。これは、雨滴侵食による表層土の土粒子が流れ出たためSS値が低下したと考えられる。

降雨開始前および終了後の表層土の地形形状をレーザ一距離計で計測した。計測した降雨前後の地形形状から降雨の影響で流出した土砂体積を求める。この体積を図-3の地中層の体積で除したものを侵食率と定義した。図-11に降雨開始から3時間後の侵食率を示した。フィルターAおよびフィルターBでは、侵食率に大きな差が見られなかったが、裸地の場合の12分の1程度の侵食率であった。

### 3.2 不織布フィルターの排水機能評価

3.1の実験結果から、フィルターBは降雨開始から3時間の法面の雨滴侵食が少なく、濁度およびSS量の排出が最も少ないため、フィルターAより雨滴侵食防止や表層流排出能力が高いと考えられる。さらに、沖縄の雨は、雨滴衝撃力も強く集中豪雨型であるために、衝撃力を緩和するには相応な厚みと弾性が必要であることからフィルターAより厚みのあるフィルターBが本節での実験に適していると考えられる。そこで本節では、フィルターBを用いた排水機能評価を小段排水路で実施した。なお、本施工で用いた保護ネットは、経緯直交型ネット（ポリプロピレン製）の押さえ効果で流速に対する抵抗力を有するものを使用した。

流水実験前に小段排水路内の状況を確認した後、流水実験を開始した。まず、エンジン式ポンプを一台動かし小段排水路から水があふれていないか確認を行った。1分間当たりの流量は483L/min、流速は0.4m/sであった。

つぎに、流量483L/minを30分間流しても小段排水路に影響がないことから二台目のポンプを稼働させた。写真-2のように小段排水路から水があふれる限界に達したため、このときの流量を一定にして流し続けた。1分間当たりの流量は966L/minであり、流速は0.5m/s、最大水路幅148cmであった。

さらに、土捨場小段に流水流量966L/minを2時間30分間流し続けた（写真-3参照）。実験中に前日までの降雨の影響もあり（写真-4(a)参照）、法面より水がしみ出てきたため実験を終了した（写真-4(b)参照）。

## 4. まとめ

各種不織布フィルターの厚さ等および降雨時侵食防止効果の関係についての検討に加え、不織布フィルターAの排水機能評価を沖縄県億首ダム土捨場1号小段排水路で実施した。これらにより得られた知見について以下にまとめる。

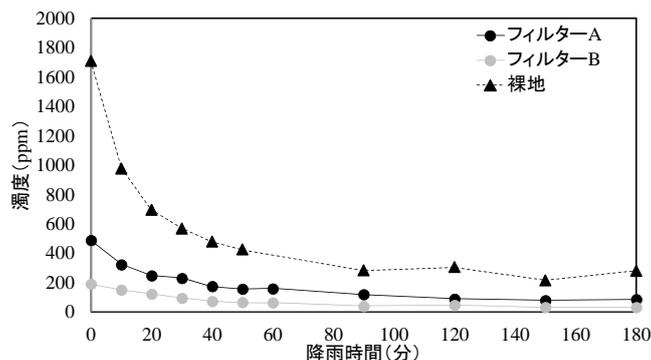


図-9 降雨時間と濁度の関係(100mm/hr)

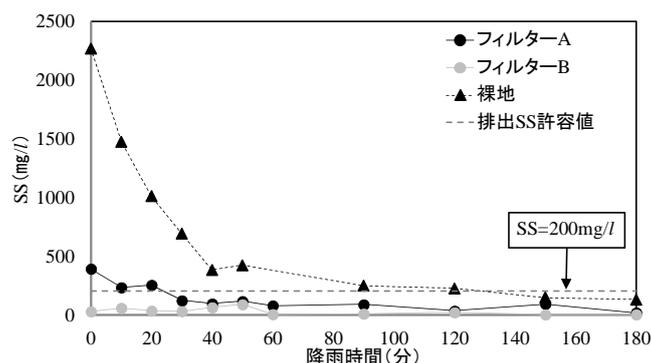


図-10 降雨時間とSSの関係(100mm/hr)

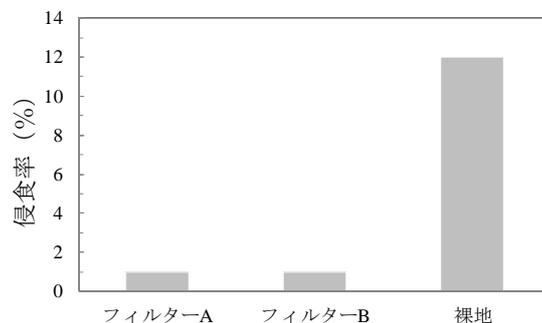


図-11 降雨開始から3時間後の侵食率

### (1) 降雨実験

降雨実験で、フィルターAおよびBは雨滴侵食をほとんど受けていないのに対して裸地は表層土が侵食されていた。表層流水の排水機能としては、濁度およびSS量の流出が少ないフィルターBの排水能力が優れていると考えられる。これはフィルターAよりBの方が不織布の厚みが大きいためと考えられる。

### (2) 不織布フィルターの排水機能評価

1分間あたり966L/minの流水を小段排水路に流したときの小段水路内の最大水深は10cm、最大水路幅148cm(写真-2参照)、流速は50cm/sであった。これは想定降雨量約214mm/hr(法面長10.3m、法面幅30mの場合)に相当する。小段用不織布フィルターの耐久性能は降雨量214mm/hr程度までであると言える。

透水性が低い土質では不織布フィルターの排水能力が十分に機能することを実証できた。一方、透水性が高い土質条件の適応範囲については今後の検討課題であり、場合によってはさらに透水係数の低い不織布フィルターを検討していきたい。



写真-2 限界水位

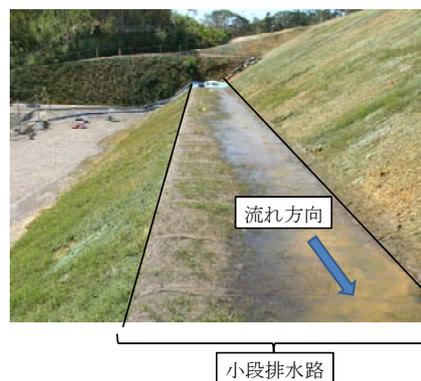


写真-3 流水状況

### 参考文献

- 1) 猪俣景悟, 木伏英世: 団粒化注入客土緑化工法および長繊維混入厚層基材吹付工によるダム湖湛水斜面緑化に関する試験, 日本緑化工学会誌, Vol. 25, No.4, pp.465-468, 2000.
- 2) 上村恵也, 倉井達夫, 藤田豊: 植生工における吹付基材の配合試験について, 日本緑化工学会誌, Vol. 25, No.4, pp.579-582, 2000.
- 3) 木村正信, 岩本篤彦, 夏目祥吾, 井上あゆみ: 粉碎材吹付け法面での植生復元状況と生育基盤特性について, 日本緑化工学会誌, Vol. 25, No.4, pp.645-648, 2000.
- 4) 上村恵也, 倉井達夫, 藤田豊: 軟岩地の植生成育実態調査, 日本緑化工学会誌, Vol. 27, No.1, pp.331-334, 2001.
- 5) 津下圭吾, 谷口伸二, 實松秀夫: 人工芝工の植生追跡調査, 日本緑化工学会誌, Vol. 27, No.1, pp.265-268, 2001.
- 6) 藤原東雄, 福田靖, 上俊二, 桑嶋啓治, 常村忠生: 開放型フィルターによる斜面の安定, 地盤と建設, 地盤工学会中国支部論文報告集, Vol. 21, No.1, pp.23-30, 2003.
- 7) 坪郷浩一, 中村勝美, 山本一夫, 上俊二, 福田靖: 不織布フィルターの降雨時侵食防止機能に関する研究, 地盤と建設, 地盤工学会中国支部論文報告集, 技術・研究ノ・ト, Vol. 28, No.1, pp.169-176, 2010.
- 8) 半谷高久, 高井雄, 小倉紀雄: 水質調査ガイドブック, 丸善株式会社, pp59-61, 74-75, 1999.
- 9) 沖縄県: 沖縄県条例第36号 沖縄県赤土等流出防止条例, 1995.



(a) 試験前の状態 (前日撮影)



(b) 法面内部より浸透水が浸み出している状況  
写真-4 法面からの漏水

# 島尻層泥岩の盛土材料としての利用方法について

ヒロセ株式会社 ○佐原 邦朋  
株式会社中央土木コンサルタント 今田 尊徳  
琉球大学 原 久夫

## 1、はじめに

島尻層群は第三紀中新世から鮮新世にかけての海成堆積物であり、沖縄本島の中南部地域に分布し、上位より新里層、与那原層、那覇層に区分される。

島尻層泥岩（島尻泥岩：くちや）は、大気にさらされたり自由水と接触すると、スレーキングによる粘土化、吸水膨張を伴う強度低下を起こす。<sup>1)</sup>そのため、土工事における盛土材料としては取り扱いが難しく、垂直な壁面を有する補強土壁工法においては、その使用が避けられてきた。

しかし近年は、環境面・コスト面から建設発生土を有効利用することが求められており、島尻泥岩も高盛土や補強土壁用盛土材料としての活用が望まれるが、有効な設計・施工方法が明確にされていなかった。

そこで今回、与那原層に当たる島尻泥岩を採取し、その特性を把握するとともに盛土材料として活用するための方策を検討した。

## 2、試験の概要

今回試験した島尻泥岩は、沖縄本島南部の八重瀬町伊覇地区で掘削した直後の、未風化岩塊状の土質材料である。（写真-1）

バックホーで掘削した岩塊の寸法は、20cm～50cm 程度の大きさがある。そのままでは土質試験ができないため、37.5mm アンダーに試料を小割り調整した。

試験は岩塊状態のものを現地で破碎した状態を想定して行った。この小割りした粒度は、移動式破碎プラントで破碎した粒度と同等である事が確認できている。（図-1）

原土の特性を把握した後に、そのままでは盛土材料として使用できない場合には、せん断抵抗角の改善とスレーキング対策として固化材を添加するなどの方策を検討した。さらに、固化材の選定、添加量、添加後の安定性を検討した。



写真-1 試料採取した岩塊の状態

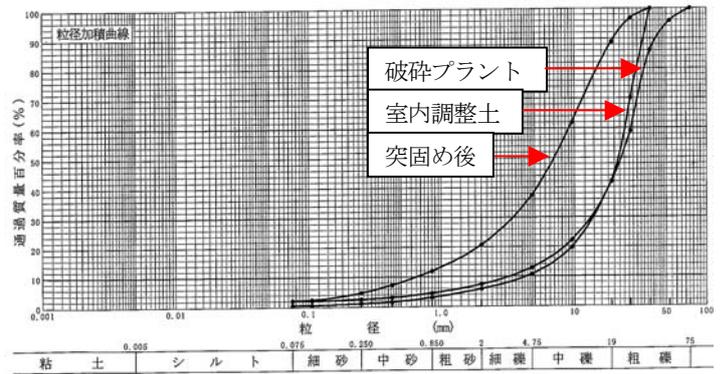


図-1 室内調整土と破碎プラントの粒度比較

## 3、原土の試験結果

原土の土質試験結果を表-1に示す。

試験結果から着目する主な項目としては、以下の点が上げられる。

- イ) スレーキング後の細粒分（シルト分、粘土分）の含有量は、99.4%で土質分類は、「粘土」である。
- ロ) 粒度調整した礫状態で、突固めて作製した供試体の三軸圧縮試験（不飽和状態 CU）により、せん断抵抗角は  $\phi = 24.1^\circ$  ( $< 30^\circ$ )、粘着力  $C = 48.8 \text{ kN/m}^2$  である。
- ハ) 液性限界  $w_L$  は、58.6% ( $> 50\%$ ) である。
- ニ) スレーキング率は 100% である。

以上の結果をみると、水の影響を考慮しない三軸圧縮試験でも、せん断抵抗角は $25^\circ$ に未たず、スレーキングした場合にはさらにその値は低下する。また、粘性土としての盛土材料の評価としても、液性限界が50%を超えている事から、締め固めに注意が必要な粘性土と考えられる。よって、そのままでは盛土材料としての使用には問題がある。特にスレーキングについては、1回目の乾燥後の水浸で1時間後には泥状化する状態が確認された。(写真-2)したがって、島尻泥岩を補強土壁工法の盛土材料として使用する場合には、せん断抵抗角の改善とスレーキング対策が必要となる。

しかし、破砕率は75.1%と比較的高い値が確認されたことから、事前に十分破砕することでスレーキングによる沈下量を抑える効果は期待できる。(図-2)

#### 4、土質改良処理対策の検討

高盛土や補強土壁に使用する盛土材料は、せん断抵抗角が大きく、圧縮性の小さな締め固めが十分にできるものが適している。特に帯鋼の補強材を使用するテールアルメ工法は、補強材と盛土材が相互の摩擦力によって、一体化しているフレキシブルな構造であるため、盛土材料のせん断抵抗角は $\phi=30^\circ$ 以上確保する事が望ましい。しかし、島尻泥岩の特性把握試験の結果、せん断抵抗角は $\phi=30^\circ$ 以下であるためせん断抵抗角を上げるために固化材で土質改良を行う方法を検討した。さらに、固化材によってスレーキングを抑制する効果も期待できた。

固化材を混合する際の方法として、

- ①岩塊を破砕した状態に添加する方法
- ②破砕した礫状土では長期的なスレーキングが懸念されるため、加水して泥状化した後に固化材を添加する方法の2通りが考えられる。

しかし、実施工においては泥状化の作業手間、加水管理手間および作業効率の低下などを考慮すると①の方法が現場に適していると判断した。

ところが、①の方法では固化材を添加混合しても礫の周囲に付着する状態で、礫の内部まで改良できずに長期的にスレーキングが発生する事が懸念される。

そこで、同様に固化材を添加した供試体を作製し、乾湿を5サイクル繰返した後の三軸圧縮試験を行い、その確認を行った。

試験の方法は、供試体作製後7日間養生した後、図-3の要領で乾湿繰返しを5サイクル実

表-1 島尻層泥岩の土質試験結果

物理的・化学的特性	土粒子の密度試験 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	2.754	
	含水比 $w$ (%)	23.2	
	湿潤密度 $\rho_t$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2.006	
	粒度組成 (%)	礫分	0
		砂分	0.6
		シルト分	50.3
		粘土分	49.1
	液性限界 $W_L$ (%)	58.6	
	塑性限界 $W_p$ (%)	23.3	
	地盤材料の分類	粘土 (CH)	
pH	8.27		
締め固め特性	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	1.417	
	最適含水比 $W_{opt}$ (%)	30.1	
せん断特性	試験方法	三軸 (CU)	
	粘着力 $C$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	48.8	
	せん断抵抗角 $\phi$ ( $^\circ$ )	24.1	
岩のスレーキング・破砕特性	スレーキング率 (%)	100	
	破砕率 (%)	75.1	
	スレーキング指数	4	
	推定圧縮強さ $q_u$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	890~1300	

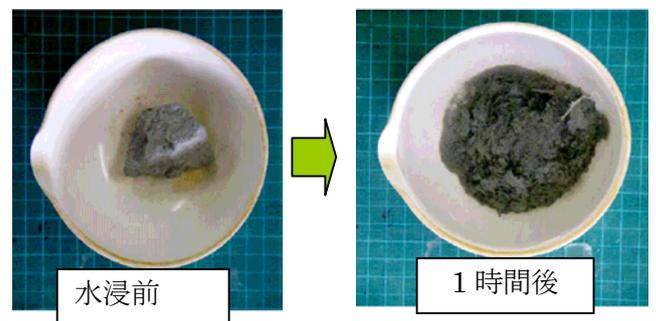


写真-2 スレーキング試験の状態

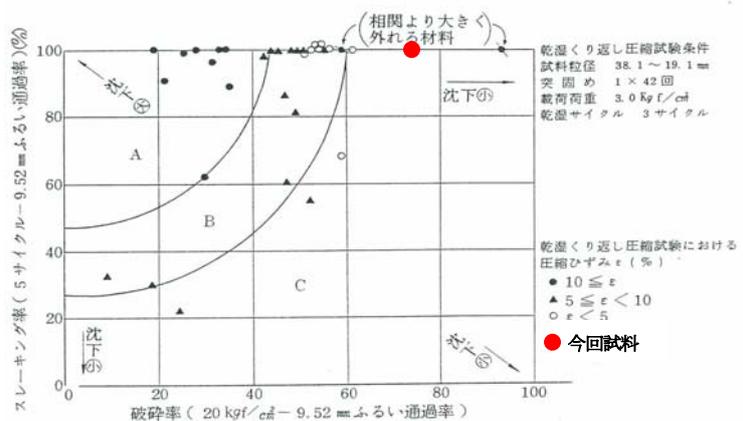


図-2 ぜい弱岩材料の圧縮性分類図<sup>2)</sup>

施する。供試体の上部には、最上段補強材の土被り厚2m程度の重量に相当する荷重を載荷した。乾湿繰返し後、三軸圧縮試験を行い強度の保持状態を確認した。固化材は六価クロム溶出の心配のない沖縄県産品である無機系固化材（ソニックソイル）を使用した。

配合仕様は、以下の通りである。

- ・対象土：島尻泥岩(19mmアンダー)
- ・固化材：無機系固化材
- ・添加率：5、7.5、10%(湿泥当たり)
- ・養生：7日
- ・確認試験：中型三軸圧縮試験  
(CU試験  $\rho_{dmax} \times 90\%$  付近の密度に調整)

### 5、 土質改良処理試験の結果

固化材を添加することによって、試料重量比6.3%の添加量で $\Phi = 30^\circ$ を確保することができた。(表-2、図-4)

しかし、乾湿繰返し後の三軸圧縮試験結果は、いずれの供試体もせん断抵抗角が $30^\circ$ 以下に低下した。(表-3、図-4) 低下はしたが、添加率5%でも $\Phi > 25^\circ$ 以上は確保できている。これは、固化材によってスレーキングがある程度抑制されているためと考えられる。せん断抵抗角と添加量の相関は見られないが、粘着力項を併せたせん断抵抗力 $\tau$ は、添加量に比例する。(図-5・6) 圧縮率も添加量の順に比例して少なく収まっている。

(表-3) したがって、固化材を添加することによって、スレーキングを抑制し、ある一定の強度を保持できる効果が確認された。

また、無機系の固化材を使用しているので、六価クロムの溶出試験は行なう必要は無いが、pH値の確認は行なった。その結果、pH値は3種の添加率ともに12.8と高い数値が確認された。

### 6、 試験結果の考察

岩塊を破碎した状態に固化材を添加することによって、せん断抵抗角を改善することができる。しかし、長期的なスレーキングを考慮した乾湿繰返し試験によってせん断抵抗角は低下する。低下するが原土以上のせん断抵抗角は保たれている。したがって、固化材による土質改良処理を施せば、せん断抵抗角を $25^\circ$ とする設計が可能であると考えられる。

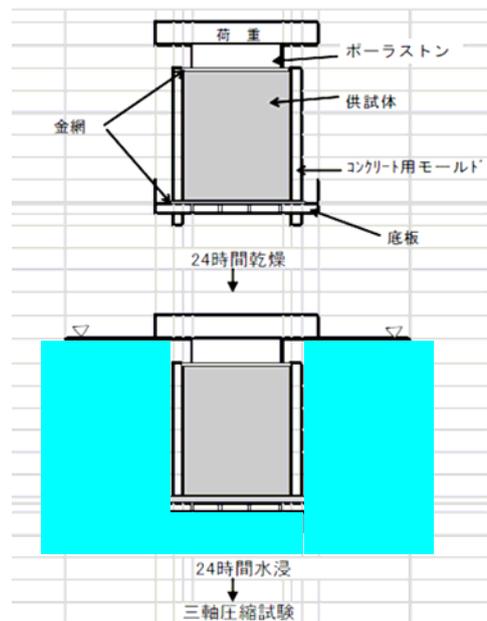


図-3 乾湿繰返し試験概要図

表-2 改良土の三軸圧縮試験結果

	未処理	添加率 (%)		
		5	7.5	10
粘着力 $C$ (kN/m <sup>2</sup> )	48.8	59.1	56.4	41.6
せん断抵抗角 $\phi$ (°)	24.1	29.3	30.7	35.0

表-3 乾湿繰返し後の三軸圧縮試験結果

	添加率 (%)		
	5	7.5	10
粘着力 $C$ (kN/m <sup>2</sup> )	28.8	17.7	39.7
せん断抵抗角 $\phi$ (°)	26.0	29.4	27.2
圧縮量 (mm)	12.75	9.25	6.75
圧縮率* (%)	6.4	4.6	3.4

\*圧縮率：乾湿5サイクル後の圧縮量/初期高さ  $H=200\text{mm}$

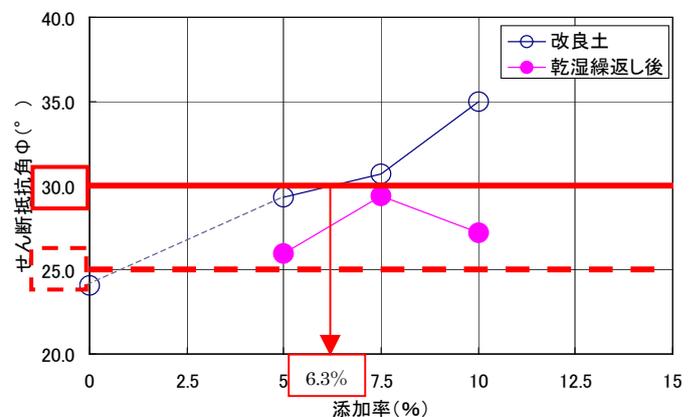


図-4 添加率とせん断抵抗角の関係 (乾湿繰返し前と後)

また、高いアルカリ性は、亜鉛メッキ鋼材の耐腐食性に悪影響を及ぼす。今回確認された pH 値は、亜鉛メッキ鋼材に対する pH の影響が無い範囲 5～12 を超えているため何らかの対策が必要となる。

## 7、 対策の検討と施工方法の提案

1) スレーキングの防止には、降雨や地下水の浸透を防ぐと共に、岩塊粒子の積極的な破碎が必要である。破碎率試験結果においては比較的破碎しやすい傾向が見られたため、現場では重機による破碎を事前に出来るだけ行なった後に、固化材の添加による土質改良処理が有効と考えられる。本試験においては、室内試験のための小割り破碎と移動式破碎プラントによる破碎が同等である事が確認できている。しかし、40mm アンダー程度の破碎では固化材の反応が十分ではなく、長期的な強度保持、安定性への懸念が残る。さらに反応不足が高アルカリ性にもつながっていると考えられる。そのため、出来るだけ事前に破碎させるためには、自走式プラントによる破碎 (40mm アンダーまで) と、さらに重機走行による圧縮破碎 (破碎率 75.1%、9.5mm ふり通過率) の後の土質改良処理が望まれる。

2) 摩擦系補強土壁に対する構造安定性確保のためには、サンドイッチ工法の採用も考えられる。(図-7) 補強材の周囲に良質土を使用することで、摩擦性能を確保できる。さらに固化処理した土質が高アルカリ性の問題にも対策となる。ただし、締め固め転圧回数が増加するため、施工手間が増えて経済性・施工性の面で難がある。しかし、確実な構造安定性が期待できる。

3) 高アルカリ性の問題については、今回使用した固化材の原料である石灰の配合を見直すことで pH 値の低下が確認できている。しかし、その際の添加量とせん断強度改善の相関については再度確認が必要である。

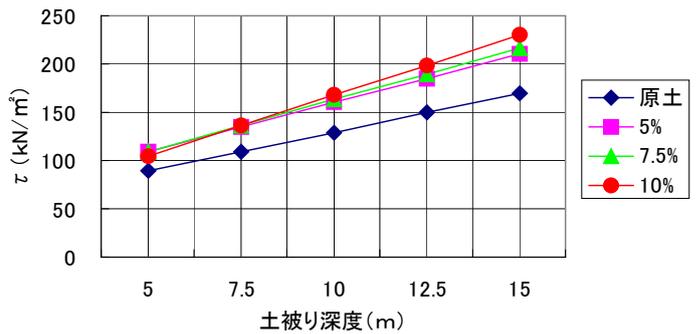


図-5 添加率とせん断抵抗力  $\tau$  の関係

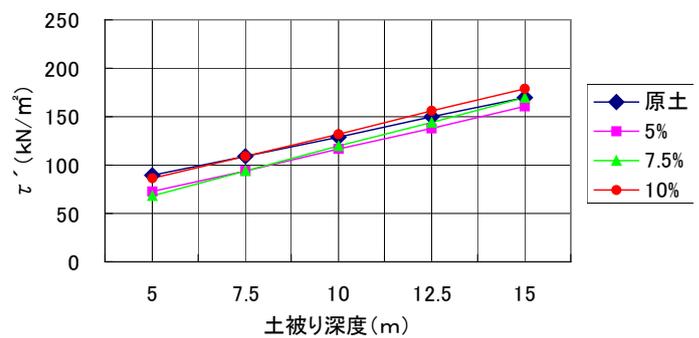


図-6 乾湿繰返し後のせん断抵抗力  $\tau$

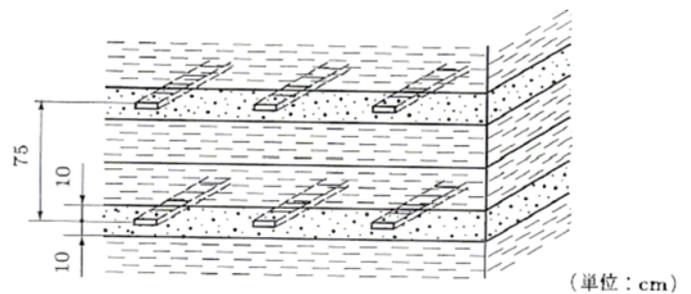


図-7 サンドイッチ式摩擦効果の改善方法<sup>3)</sup>

## 8、 今後の課題

- (1) 試験室の結果と現場の整合性を確認するための試験施工が必要である。
- (2) 改良処理土と補強材の摩擦抵抗確認が必要である。そのためには、現場試験施工による補強材引抜き試験を行なう。または、引抜き試験箱による室内試験によって確認する。
- (3) 掘削した岩塊状態の島尻泥岩を直ぐに盛土材として流用する場合には今回の試験結果が参考になる。しかし、ある程度の期間仮置きしたり、降雨の影響を受けたりした場合には、違う状態での土質改良処理を検討しなければならない。
- (4) 含水状態の違いによって、土質の状態が違ってくるため、含水比に応じた管理が必要となる。

上記のように、試験室と現場の整合が難しく、さらには、岩の風化の度合いによる違いもあるため、実施工に当たっては入念な施工計画と施工管理方法の検討が必要になる。

また、補強土壁の設計においては、せん断抵抗角のみを評価した設計手法になるため、土質改良処理後に発生する粘着力項が抵抗力として反映されない。これまでは、粘着力項は安全側の担保として考えられてきたが、合理的な設計を行うための粘着力項を評価する方法の検討も今後の課題である。

実施した試験内容と今後の課題についてフローを(図-8)に示す。破線部が未実施を表し、現場に関する確認事項と課題である。

最後に、本試験を実施するに当たってご協力いただきました株式会社ティーオーシーの山里様に感謝申し上げます。

### 参考文献

- 1) 九州・沖縄における特殊土 昭和 57 年 5 月  
(社) 土質工学会九州支部
- 2) 日本道路公団試験所報告 昭和 58 年 3 月  
技術資料 212 号
- 3) 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 平成 15 年 11 月  
(財) 土木研究センター

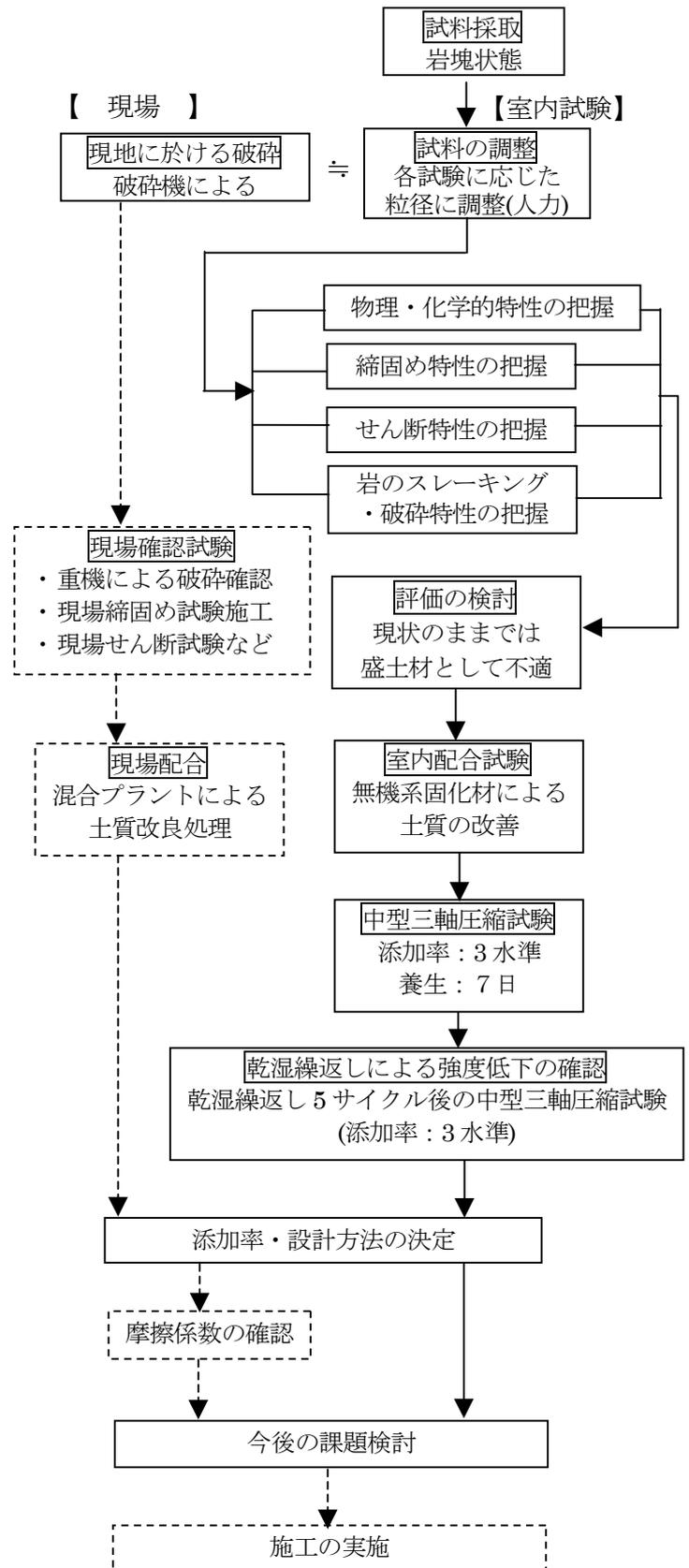


図-8 試験のフロー (実施内容と課題)

# 浅所空洞の安定性評価

琉球大学工学部 環境建設工学科4年次 ○ 橋脇 健弘  
 琉球大学工学部 環境建設工学科 渡嘉敷 直彦  
 東海大学 海洋研究所 藍壇 オメル  
 Zonguldak Karaelmas University Department of Mining Engineering Melih GENIS

## 1. はじめに

沖縄本島の中南部には、琉球石灰岩層が分布し、層内には多くの自然空洞が存在している。近年、都市化に伴う開発や遺跡保存の面から、これらの自然空洞に対する安定性の評価が問題となっている。<sup>1), 2)</sup>

本研究は、浅所空洞の安定性を評価することを目的とし、空洞上部の自重および外荷重を考慮した空洞の安定性を評価するため、岩盤分類に基づく空洞周辺岩盤の物性値の推定法、浅所空洞の経験的安定性解析手法および空洞上部の各種載荷条件を考慮した浅所空洞モデルによる解析手法を示す。つぎに、空洞安定性評価法の適用例として、納骨堂拡張が予定されているひめゆり壕について各手法による安定性の評価を行い、2次元 FEM 解析結果とともに解析結果の比較検討を行う。

### ■ 岩盤分類に基づく岩盤物性値評価

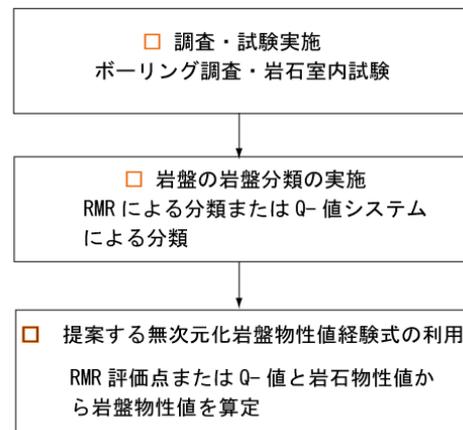


図-1 岩盤分類に基づく岩盤物性値の評価法

## 2. 空洞周辺地盤の岩盤物性値の推定

本節では、浅所空洞の安定解析に必要な岩盤物性値の推定について示す。

### (1) 岩盤分類による岩盤物性値の評価

図-1に、RMRによる岩盤分類法に基づいて岩盤の物性値を定める方法を示す。最初に、ボーリングコアによる岩盤分類を行い、RMR値を求める。つぎに、岩盤物性値を算定するため、求めたRMR値と母岩を構成する岩石の物性値を用いて、提案するRMR値と無次元化岩盤物性値の関係から、岩盤物性値を算定する。

Aydanらは、岩盤の無次元化された岩盤物性値と岩盤評価点RMRとの関係を総合的に評価できる次のような経験式<sup>2), 4), 5), 6)</sup>を提案している。

$$\frac{\phi_m}{\phi_i} = \alpha_0 - (\alpha_0 - \alpha_{100}) \frac{RMR}{RMR + \beta(100 - RMR)} \quad (1)$$

ここで、 $\phi_m$  および  $\phi_i$  は、それぞれ、各種の

表-1 琉球石灰岩岩盤の各物性値の評価に関する式(1)の定数  $\alpha_0$ ,  $\alpha_{100}$ ,  $\beta$  の値

力学特性	$\alpha_0$	$\alpha_{100}$	$\beta$
弾性係数 $E$	0.0	1.0	6
Poisson 比 $\nu$	2.5	1.0	0.3
圧縮強度 $\sigma_c$	0.0	1.0	6
引張り強度 $\sigma_t$	0.0	1.0	6
摩擦係数 $\mu$	0.3	1.0	1.0

岩盤物性および岩石物性値を示す。 $\alpha_0$  と  $\alpha_{100}$  は、RMR=0とRMR=100に該当する各物性に対応する  $\alpha$  の値である。また、 $\beta$  は、実験データに対する上記の関数の最小化から決定される定数である。一例として、図-2に示した琉球石

灰岩層の無次元化弾性係数および一軸圧縮強度とRMRの関係について、式(1)の経験式における各パラメータ、 $\alpha_0, \alpha_{100}, \beta$ を定めると、表-1のようになる。なお、ポアソン比、引張強度および摩擦係数の各物性値に対するパラメータの値は、図-2に示した弾性係数、一軸圧縮強度に対する算定と同様に、各実験データとRMRの関係を求めて決定される。琉球石灰岩層の岩盤としての各物性値は、表-1で該当する物性値に対するパラメータの値と、対象となる岩盤のRMR及び岩盤を構成する岩石の物性値を式(1)に代入することにより算定することができる。

### 3. 浅所空洞の安定解析手法

本節では、算定された岩盤物性値を用いた浅所空洞の経験的手法および解析解による安定性評価について示す。

#### (1) 経験的手法による安定性評価

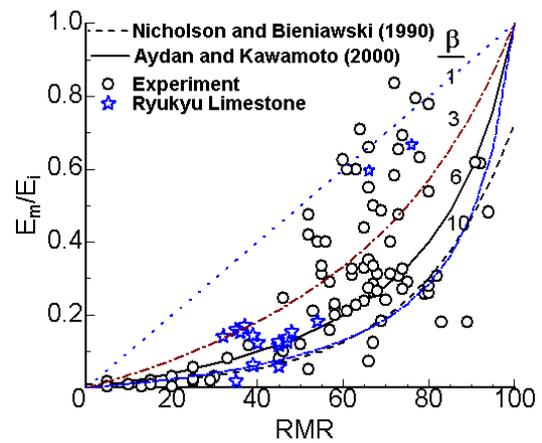
著者らは、表-2に示すように空洞の安定性を表す4段階の区分を定め<sup>3), 5)</sup>、琉球諸島に分布する自然空洞や鍾乳洞の調査結果に基づいて、岩盤のRMR値と空洞スパンとの関係に、安定性区分の重ね合わせを行った。図-3に、空洞の調査結果と安定性の区分の重ね合わせを示す。図-3には、岩盤のRMR値と空洞スパンをプロットし、さらに安定状態の区分を別記号で区別し示した。この調査結果に、安定性の4区分を重ね合わせた。各領域の境界は、直線で近似している。また、各領域の境界をべき関数で近似した場合も示す。図-3を用いることにより、琉球石灰岩空洞の大まかな安定性評価が可能である。

#### (2) 解析解による安定性評価

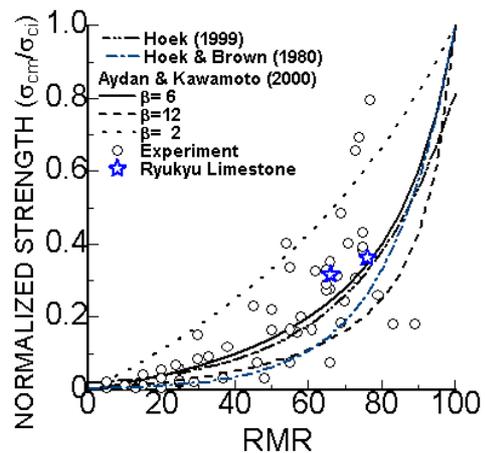
##### (a) 梁の曲げ理論およびアーチ理論による解析

つぎに、著者らは、浅所空洞上部の安定性を評価するため、構造力学における梁の曲げ理論およびアーチ理論を適用し、空洞上部の安定性を評価する手法<sup>3)</sup>を提案している。図-4に示すように、自然空洞の天端を支えている岩盤層を、両端固定梁およびアーチ構造としてモデル化する。両端固定梁の場合は、アバットの上部に最大引張応力が発生し、アバット上部に発生する引張り応力が岩盤引張強度に達すると空洞が崩壊すると考えれば、自立空洞幅が以下のように導かれる。

まず、分布荷重を受ける両端固定梁のつりあい式は、次のように表される。



(a) 弾性係数



(b) 一軸圧縮強度

図-2 無次元化変形係数と一軸圧縮強度に対する経験式と実測値の比較

表-2 空洞の安定性を表す4段階区分と状態の図示

区分	空洞の状態	図示
I	局所・全体的に安定である。	
II	局所的に天端からブロックの落下や側壁からブロックのすべりなどが発生する。しかし、空洞は全体的に安定である。	
III	局所的に発生するブロックの落下や、すべりによる崩壊領域が大きく、崩壊領域の高さが空洞幅より大きい。また、長期的には、崩壊に至る可能性が大きい。	
IV	空洞は不安定で、空洞上部が陥没している。	

$$\sum V = V_A + V_B - (q_r + q_s)L = 0 \quad (1.a)$$

$$\sum M_{(A)} = M_A - M_B + (q_r + q_s)\frac{L^2}{2} - V_B L = 0 \quad (1.b)$$

式(1)における未知量の数はつりあい式より多いため、問題が不静定の問題となり、梁の変位より未知量を求めることが必要となる。図-5における任意な位置(左の部分)についてマコーリ・ブラケットを適用すると、次式のように表される。

$$M = M_A + V_A x - (q_r + q_s)\frac{x^2}{2} - \sum_{i=1}^n F_i \langle x - a_i \rangle \quad (2)$$

梁のたわみは、次式で与えられる。

$$\frac{d^2 u}{dx^2} = -\frac{M}{EI} \quad (3)$$

式(2)を式(3)に代入し、積分すると次式が求められる。

$$u = \frac{1}{EI} \left( M_A \frac{x^2}{2} + V_A \frac{x^3}{6} - (q_r + q_s)\frac{x^4}{24} - \frac{1}{6} \sum_{i=1}^n F_i \langle x - a_i \rangle^3 \right) + C_1 x + C_2 \quad (4)$$

つぎの境界条件を利用すると

$$x=0 \text{ で } u=0; \frac{du}{dx}=0 \quad (5.a)$$

$$x=L \text{ で } u=0; \frac{du}{dx}=0 \quad (5.b)$$

AおよびB点における鉛直応力と曲げモーメントは、次のように得られる。

$$V_A = \frac{12}{L^3} \left( (q_r + q_s)\frac{L^4}{24} + \frac{1}{4} \sum_{i=1}^n F_i (L - a_i)^3 \right) + C_1 L + C_2 \quad (6.a)$$

$$V_B = -V_A + (q_r + q_s)L + \sum_{i=1}^n F_i \quad (6.b)$$

$$M_A = -V_A \frac{L}{2} + (q_r + q_s)\frac{L^2}{6} + \sum_{i=1}^n \frac{F_i}{2L} (L - a_i)^2 \quad (6.c)$$

$$M_B = M_A - V_B L + (q_r + q_s)\frac{L^2}{2} + \sum_{i=1}^n F_i a_i \quad (6.d)$$

上記の式(2)と式(5)を利用すると、任意の断面任意の断面における曲げ応力を次式から求めることができる。

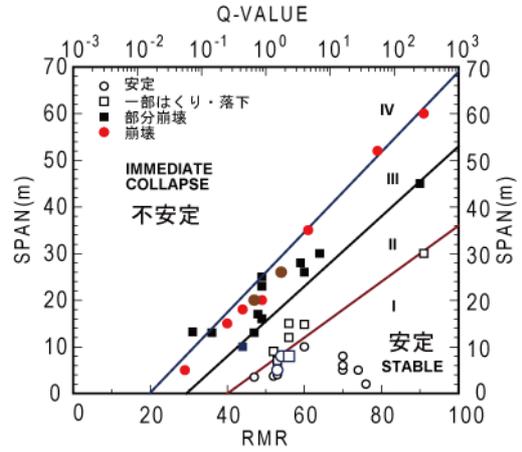
$$\sigma_x = \frac{M}{I} y \quad (7)$$

ここに、

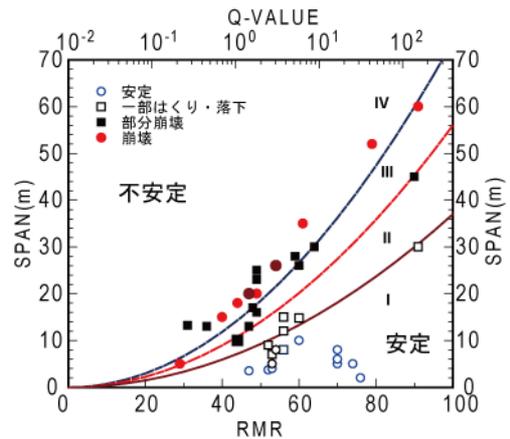
$$I = \frac{t \cdot h_r^3}{12} \quad (8)$$

引張り応力が岩盤引張強度に達すると崩壊するとし、集中荷重が梁の中心のみに作用する場合、自立空洞幅は次式で与えられる。

$$F = \frac{4h_r^2}{3L} \left( \sigma_t - \frac{(\gamma_r h_r + \gamma_r h_r)}{2} \left( \frac{L}{h_r} \right)^2 \right) \quad (9)$$

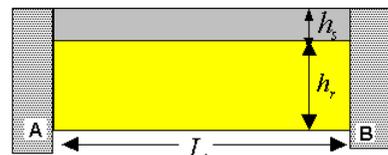
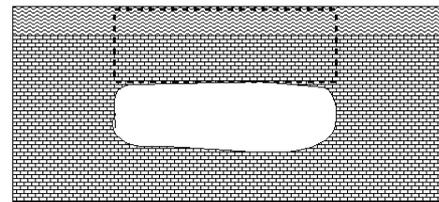


(a) 直線近似

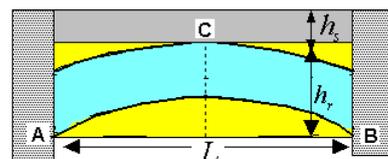


(b) ベキ関数近似

図-3 空洞調査結果に基づく空洞の安定性区分



(a) 両端固定梁モデル



(b) アーチ構造モデル

図-4 空洞天端のモデル化

集中荷重が作用しない場合，自立空洞幅は次式で与えられる。

$$\frac{L}{h_r} = \sqrt{\beta \frac{\sigma_t}{(\gamma_r h_r + \gamma_s h_s)}} \quad (10)$$

ここで， $\beta=2$ である。

つぎに，アーチ構造の全体のつりあい式は，次のように表される。

$$\sum V = V_A + V_B - q_r L = 0 \quad (1a)$$

$$\sum M_{(A)} = q_r L \frac{L}{2} - V_B L = 0 \quad (1b)$$

$$V_B = q_r \frac{L}{2}; V_A = q_r \frac{L}{2}; q_r = \gamma_r h \quad (2)$$

ここで， $L$ ：空洞幅， $h$ ：天端厚さ， $\gamma_r$ ：岩盤の単位体積重量

アーチを3点ヒンジとしてモデル化した場合左半分に対するつりあい式は，

$$\sum M_{(A)} = \frac{q_r L L}{2 \cdot 4} - H_C y_r = 0 \rightarrow y_r = \frac{q_r L^2}{8 H_C} \quad (3a)$$

$$\sum H = H_A - H_C = 0 \rightarrow H_A = H_C \quad (3b)$$

$$H_C = \int_0^t \sigma(y) dy; t = h - l_c \quad (4)$$

アーチ内の圧縮応力は三角分布をしていると仮定した場合，

$$\sigma(y) = \sigma_c \frac{y}{t} \rightarrow H_C = \sigma_c \frac{t}{2} \quad (5)$$

式(3a)，(4)および(5)より下記のような関係式を導くことができる。

$$\phi = (h + 2l_c)(h - l_c) - \frac{3 q_r L^2}{4 \cdot 4 \sigma_c} = 0 \quad (6)$$

式(6)から，自立空洞幅は，次式で与えられる。 $l_c = 0$ の場合

$$\frac{L}{h} = \sqrt{\frac{4 \sigma_c}{3 q_r}}; y_r = \frac{h}{3}; t = h \quad (7)$$

式(6)を $l_c$ に対して最小化した場合

$$l_c = \frac{1}{4} h \rightarrow \frac{L}{h} = \sqrt{\frac{3 \sigma_c}{2 q_r}}; y_r = \frac{h}{2}; t = \frac{3}{4} h \quad (8)$$

図-7は，図-3に示した調査空洞のRMR値と空洞スパンのプロット値と，空洞上部の厚さ $h_r = 2\text{m}, 4\text{m}, 6\text{m}$ に対する曲げ理論とアーチ理論による限界スパンの解析値の比較が示されている。調査空洞上部の厚さ，RMR値および空洞スパンが得られれば調査空洞の解析解による安定性評価が可能である。また，図-7より，岩盤のRMR値が30以下の場合には，曲げ理論およびアーチ理論による空洞上部の安定性の評価が困難であることを示している。また，曲げ理論

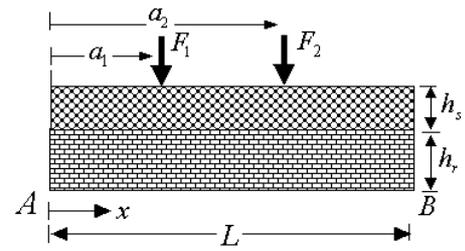


図-5 両端固定梁の力学モデル

(1a)

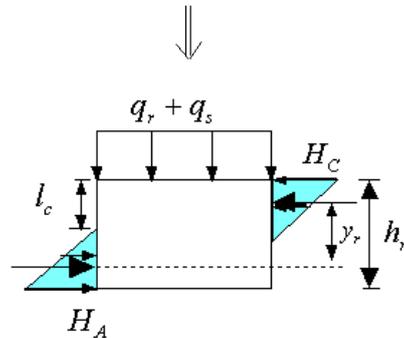
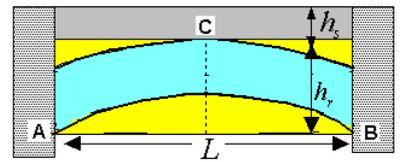


図-6 アーチ構造の力学モデル

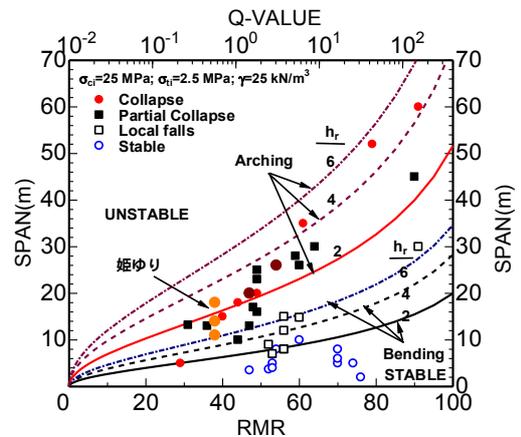


図-7 空洞調査結果と曲げ理論およびアーチ理論による空洞上部崩壊の限界スパン

による空洞上部の安定性の評価は、局所的评价であるのに対し、アーチ理論の安定性の評価は、自然空洞の崩壊に対する限界スパンを予測している。

(b) 片持ち梁の曲げ理論による解析

つぎに、空洞上部を片持ちばりとしてモデル化している。この場合の力学モデルを図-8に示す。この力学モデルで考慮される荷重は、岩盤の自重および地震力である。これらの荷重が片持ち梁に作用すると仮定すると、曲げ理論より以下の式が導かれる。

片持ち梁の任意の位置  $x$  における厚さは、つぎのように与えられる。

$$h = h_b \left( 1 - (1 - \alpha) \frac{x}{L} \right) \quad (1)$$

位置  $h_b, h_s$  におけるせん断力は、次式で与えられる。

$$Q = V_0 - (1 + k_v) \gamma h_b x \left( 1 - (1 - \alpha) \frac{x}{2L} \right) \quad (2)$$

位置  $x$  における曲げモーメントは、つぎのように与えられる。

$$M = M_0 + V_0 x - (1 + k_v) \gamma h_b x^2 \left( \frac{1}{2} - (1 - \alpha) \frac{x}{6L} \right) \quad (3)$$

式(3)のモーメントに対する梁の上縁における曲げ応力は、次式で与えられる。

$$\sigma = k_h \gamma h_b L \left( \frac{1 + \alpha}{2} \right) + 6 \frac{M}{h^2} \quad (4)$$

ここに、

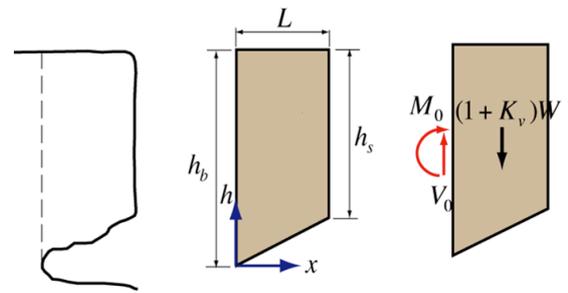
$$\alpha = \frac{h_s}{h_b}, \quad V_0 = (1 + k_v) \gamma h_b L \left( 1 - \frac{(1 - \alpha)}{2} \right) \quad (5)$$

$$M_0 = -(1 + k_v) \gamma h_b L^2 \left( \frac{1}{2} - \frac{(1 - \alpha)}{3} \right) \quad (6)$$

空洞の曲げ破壊は、この曲げ応力が岩盤の引張強度を超えると発生すると考える。ここで、 $h_b, h_s, \gamma$  および  $L$  は、それぞれ、片持ち梁の固定端及び自由端における厚さ、梁の自重及びスパン(浸食深さ)を表す。また、 $k_h, k_v$  は、それぞれ、地震時の水平震度係数および鉛直震度係数を表す。

4. 実空洞への適用

実空洞の安定性評価の適用例として、納骨堂拡張計画が進められているひめゆり壕(図-9)の安定性を検討する。ここでは、空洞の安定性評価を行うため、経験的手法、理論解析および2次元FEM解析を用いて空洞の安定性を評



(a)実際の空洞 (b)片持ち梁モデル (c)力学モデル

図-8 空洞の力学モデル



図-9 ひめゆりの塔(沖縄県糸満市)

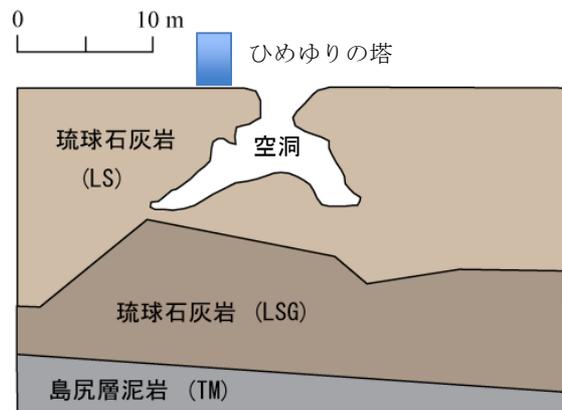


図-10 空洞代表断面における地質図

価する。

(1) 空洞周辺地盤の地質と岩盤分類

図-10に過去に実施されたひめゆりの塔直下の空洞地質調査の結果を示す。空洞周辺の地盤は、上層に琉球石灰岩層、下層に島尻層群泥岩層から構成され、上部の石灰岩層(LS)には、層理面や亀裂が広く存在している。下層の琉球石灰岩層(LSG)は、上層よりも薄く、縦亀裂が密に分布している。また、上部の石

灰岩よりも空隙が多い。下層部には、島尻層泥岩が分布している。空洞は、正断層と断層に沿う石灰岩の溶解によって形成されたと思われる。

過去の地質調査において、空洞周辺で13カ所のボーリングが行われている。最近再調査が実施され、4カ所のボーリングが追加された。この4カ所のボーリングから得られたコアを用いて、RMRによる岩盤分類を行った。岩盤分類によって得られた各ボーリングコアの深さ方向に対するRMR値の分布を、図-11に示す。2つの石灰岩層のRMR値は、表層部を除き全体的に50を越える傾向を示している。

琉球石灰岩の材料特性を求めるため、ボーリングコアから成形した供試体を用いて、物理試験および一軸・三軸圧縮試験を実施した。これらの試験から得られた琉球石灰岩のインタクト岩としての物理、力学的特性を表-3に示す。これらの材料物性値は、構成する岩盤の力学的特性を評価するために参照される。表-3に示す岩石物性値および表-1に示す定数を用いて対応する琉球石灰岩岩盤の各物性値を算定した。琉球石灰岩の岩盤としての物性値を表-4に示す。岩盤の摩擦角 $\phi$ は、新城ら<sup>7)</sup>によって報告された破砕された石灰岩の摩擦角に基づいて定めている。

### (2) 経験的手法による安定性評価

図-12に、着目しているひめゆり壕（空洞）および隣接した陥没空洞の調査結果を、経験的手法に基づく空洞の安定性区分に重ねて示す。図中の実際に崩壊しているひめゆり壕を示すプロットが不安定領域に含まれていることから評価手法と実測結果が対応していることが示されている。

### (3) 解析解による安定性評価

#### (a) 曲げ理論とアーチ理論による安定性評価

図-13に、ひめゆり壕および隣接した陥没空洞の調査結果を、梁の曲げ理論およびアーチ理論による空洞上部崩壊の限界スパンの比較に重ねて示す。図-13より、ひめゆり壕は天端の高さの減少およびスパンの拡大に伴って、アーチング作用による圧縮応力の強度破壊により全体崩壊に至ったものと推測できる。

#### (b) 片持ち梁の曲げ理論による安定性評価

片持ち梁の曲げ理論による空洞の安定性を検討するため、図-14に示す解析モデルを設定した。载荷条件は、岩盤の自重のみの場合、現在の塔荷重状態および納骨堂拡張による荷重状態の3ケースを考慮する（表-5）。図-14に示すよ

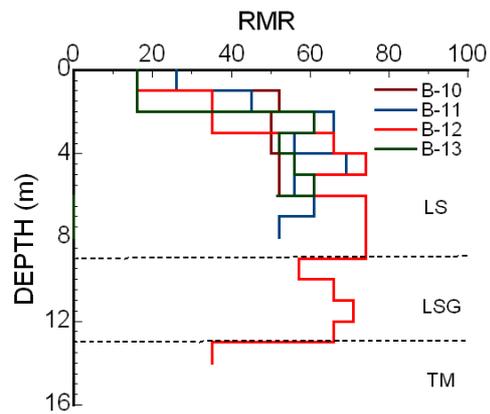


図-11 空洞周辺ボーリングコアから評価された深さ方向のRMR値の分布

表-3 琉球石灰岩の物理、力学的特性

層	$\gamma_i$ kN/m <sup>3</sup>	$E_i$ GPa	$\nu$	$c_i$ MPa	$\phi$ ( $^\circ$ )	$\sigma_i$ MPa
LS	22.1	13.5	0.20	6.6	55	1.50
LSG	22.1	8.10	0.30	4.6	50	1.00
TM	20.0	1.09	0.25	0.7	30	0.50

表-4 琉球石灰岩岩盤の物理、力学的特性

層	$\gamma_i$ kN/m <sup>3</sup>	$E_i$ GPa	$\nu$	$c_i$ MPa	$\phi$ ( $^\circ$ )	$\sigma_i$ MPa
LS	22.1	4.90	0.22	1.3	40	0.92
LSG	22.1	2.70	0.30	0.92	32	0.43
TM	20.0	0.15	0.27	0.10	26	0.07

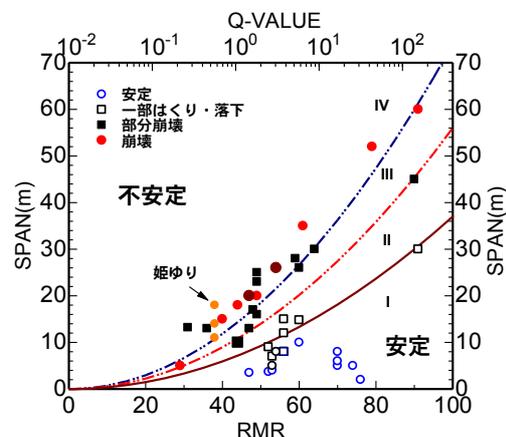


図-12 経験的手法による安定性評価

うに、塔直下の岩盤自重と塔、納骨堂の荷重は、片持ちばりに分布荷重として载荷する。各载荷条件下で算定された片持ちばりの曲げ応力の分布を図-15に示す。表-4に示したように、推定した岩盤の引張り強度は、 $\sigma_{ta} = 0.92 \text{ MPa}$ であるので、現在の塔荷重および納骨堂拡張時の曲げ応力は、岩盤の引張り応力よりも小さいことを示している。図中の片持ちばり断面減少による応力分布の算定は、空洞内の再調査時に岩盤の一部に不連続岩塊が認められ、その岩塊が片持ち構造として寄与しないと考え、片持ちばりの断面減少の条件と拡張時の荷重条件で応力を算定した。この片持ちばり断面減少による固定端の応力は、 $\sigma_t = 0.991 \text{ MPa}$ となり、納骨堂拡張時には、岩盤の引張り強度より大きくなることが示され、岩盤の亀裂発生が予想される。

#### (4) 2次元FEM解析による安定性評価

片持ちばりによる解析モデルで考慮した空洞の同一断面で、周辺岩盤を弾性体と仮定した2次元FEM解析を行った。解析を行った2次元FEM解析のメッシュ図を図-16に示す。解析に用いた材料特性は、表-5に示した物理、力学特性を用いた。図-17に、納骨堂拡張による载荷重増加時の解析断面における主応力分布を示す。空洞オーバーハング上部に、引張り応力の大きい領域が認められる。引張り応力の最大値は、 $\sigma_t = 0.770 \text{ MPa}$ である。岩盤の引張り強度が $\sigma_{ta} = 0.92 \text{ MPa}$ と推定されるので、引張り亀裂を発生させる応力レベルに近いことがわかる。表-6に、片持ちばり解析と2次元FEM解析によって算定された片持ちばり固定端上部における最大引張り応力の比較を示す。FEM解析によって算定された引張り応力の値は、片持ちばりの曲げ理論から求めた引張り応力の値よりも小さく評価されている。これは、曲げ理論で考慮している応力評価点とFEM解析における応力評価点の位置が異なることと、片持ちばりモデルにおける固定端の仮定とFEMモデルにおける同位置での条件が異なることによると思われる。すなわち、片持ちばりの曲げ理論による応力評価は、FEM解析による応力に比べて、安全側に評価されている。

## 5. 結論

本研究は、浅所空洞に対する安定性の評価を目的とし、岩盤分類に基づく岩盤物性値の推定および浅所空洞の安定解析手法を示し、

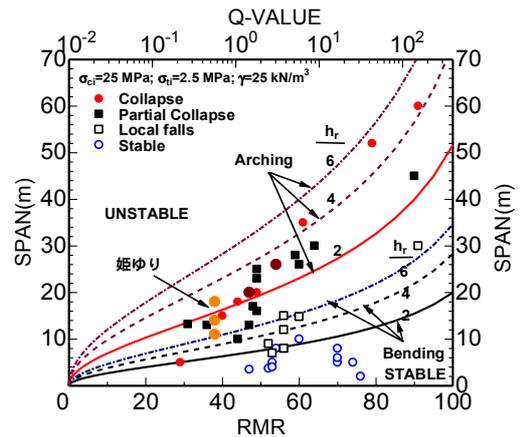


図-13 解析解による安定性評価

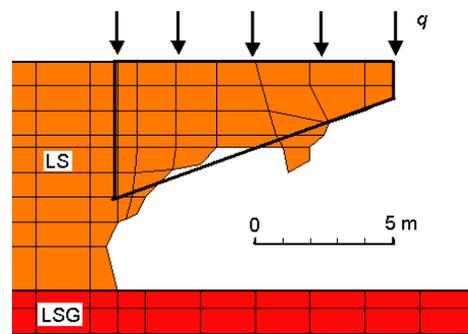


図-14 ひめゆり塚の解析モデル

表-5 解析で考慮する载荷条件

現在		納骨堂増設時	
荷重 (kN)	分布荷重 (kPa)	荷重 (kN)	分布荷重 (kPa)
96	5	293	15

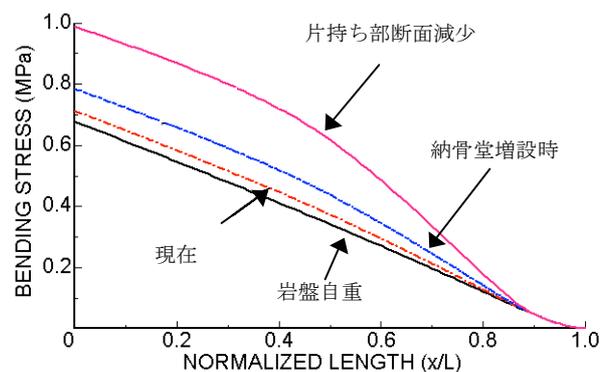


図-15 各载荷条件における片持ちばりの曲げ応力分布

実空洞への適用を行い安定性評価を行った。得られた結果を要約する。

1) 著者らが提案した空洞の安定性を表す4段階区分と琉球諸島に分布する岩盤のRMR値と空洞スパンとの関係を適用し、ひめゆり壕の安定性評価を行った。実空洞のRMR値と空洞スパンの関係は、安定性区分で不安定な領域であり、空洞は実際に崩壊している。これは、提案する経験的手法によって空洞の大まかな安定性評価が可能であることを示している。

2) 梁の曲げ理論およびアーチ理論による限界スパンの予測手法を適用し、調査空洞の上部の厚さ、RMR値および空洞スパンを求めることにより、解析解による空洞の安定性評価が可能であることを示した。

3) 片持ち梁の曲げ理論から実空洞の固定端部の引張り応力を算定し、2次元FEM解析によって算定さ

れた引張り応力と比較を行った。2次元FEM解析によって算定された引張り応力は、各载荷条件において曲げ理論から求めた引張り応力よりも小さいことが示された。これは、モデルの幾何学的条件および応力評価点の差異によると思われる。

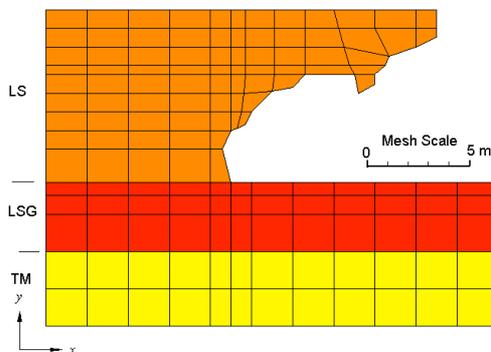


図-16 2次元 FEM 解析メッシュ

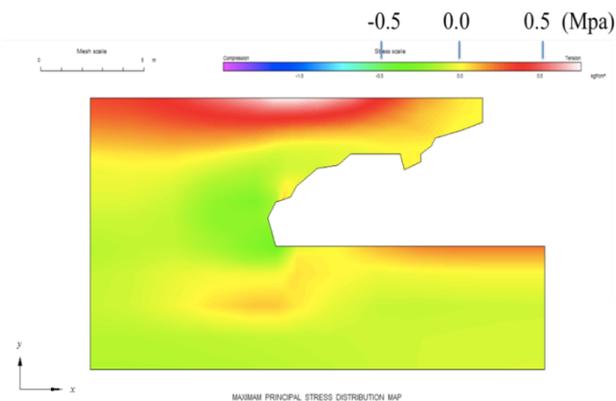


図-17 最大主応力分

表-6 片持ちばり解析および FEM 解析による最大引張り応力の比較

载荷条件	解析法	最大引張り応力 (MPa)	最大圧縮応力 (MPa)
塔設置前 (岩盤自重)	FEM	0.557	-1.363
	理論	0.677	
現在	FEM	0.631	-1.402
	理論	0.713	
納骨堂拡張時	FEM	0.770	-1.478
	理論	0.991	

## 参考文献

- 1) 渡嘉敷直彦, アイダン オメル, 本村好彦, 照屋優, 湖城清上良卓: 琉球石灰岩層における自然岩盤構造物の安定性評に関する研究, 第 12 回岩の力学国内シンポジウム, CD-ROM, pp.203-208, 2008.
- 2) 渡嘉敷直彦, アイダン オメル: 琉球石灰岩岩盤に対する岩盤分類の適用とその力学的特性の評価, 第40回岩盤力学に関するシンポジウム講演集, 土木学会岩盤力学委員会, pp.387-392, 2010.
- 3) Aydan, Ö. And Tokashiki, N. : A comparative study on the applicability of analytical stability assessment methods with numerical methods for shallow natural underground openings, *13<sup>th</sup> International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Melbourne, Australia, pp.964-969, 2011.
- 4) Aydan, Ö. and Kawamoto, T. : Assessing mechanical properties of rock masses by RMR rock classification method, *GeoEng. 2000 Symposium*, Sydney, OA0926, 2000.
- 5) Tokashiki, N. : A Fundamental Research on the Engineering Properties and the Evaluation of the Stability of Rock Mass and Masonry Structures of Ryukyu Limestone, *Doctorate Thesis, Waseda University*, pp219, 2011.
- 6) Tokashiki, N., Aydan, Ö. : The stability assessment of overhanging Ryukyu limestone cliffs with an emphasis on the evaluation of tensile strength of rock mass, *Journal of Geotechnical Engineering, JSCE*, Vol.66, No.2, pp.397-406, 2010.
- 7) Sinjo, T., Miyagi, N. and Nagayoshi, K. : Mechanical properties of crushed Ryukyu limestone sands (in Japanese), *Technical Report of Agricultural Faculty, University of the Ryukyus*, No.48, pp.113-118, 2001.

# Investigation of Fully Softened Strength and Mineralogy of Landslide Soil

Shriwantha Buddhi Vithana<sup>1</sup>, Shinya Nakamura<sup>2</sup>, Sho Kimura<sup>1</sup>, Yuto Eguchi<sup>3</sup>

<sup>1</sup>The United Graduate School of Agricultural Sciences, Kagoshima University, Kagoshima, Japan

<sup>2</sup>Faculty of Agriculture, University of the Ryukyus, Okinawa, Japan

<sup>3</sup>Graduate School, Faculty of Agriculture, University of the Ryukyus, Okinawa, Japan

## INTRODUCTION

The mobilized friction angle associated with the first-time slides is an important factor in stability analysis of slopes. In many cases,  $\Phi$  may be lower than the intact peak strength. The shear strength of soils of first time slides lie close to the undisturbed peak or close to or at the fully softened strength, the latter being the case where fissures and discontinuities exist in the soil. Release of lateral stresses followed by progressive failure would take such soils well past the peak strength towards a softened state (Terzaghi, 1936) at which the reduced strength would be numerically equal to the 'peak' strength of a normally consolidated soil. The use of peak strength in stability analyses may overestimate the factor of safety, while the use of residual strength may underestimate it. Except in a limited number of studies, researchers have not addressed the manner how specific mineralogical compositions could be related to the fully softened shear strength. More recently, Nakamura et al. (2010) proposed significant correlations between the Platy Layer Silicate Mineral content and the residual strength of a wide range of landslide soils. However, the influence of the PLSM on the fully softened shear strength has not been investigated at all.

## GENERAL GEOLOGICAL SETTING OF LANDSLIDES

Nine out of the fourteen landslides selected for this study had occurred in Japan (O'dokoro, Hitamiwa, Yona, Nakanojo, Kamenose, Tyunjun, Tomori, Ikeda & Arakawa landslides), while four had occurred in the People's Republic of China (Miaowan, Yanmen, Xuechengzhen & Erdoacha landslides) and one in Taiwan (Taiwan landslide). The samples from the landslides that occurred in Japan represent pyroclastic, mudstone, shale, phyllytic and serpentinite bedrock geologies. Those that were sampled from China mainly belonged to the loessic, shale and phyllytic bedrock geologies. The landslide that had occurred in Taiwan constituted a phyllytic bedrock geology.

## MATERIALS AND METHODS

The soil samples were first air-dried in the laboratory and then ball milled to disintegrate the aggregates and passed through the standard sub 425  $\mu\text{m}$  sieve. The ball-milling technique is assumed to cause no change to the predominantly clayey soil textures. Stark and Eid (1994) reported using a mortar and pestle for the disintegration of the aggregates in the sandy samples to prevent crushing of the sand particles. In the present study, too, caution was taken with the samples which have sand percentages above 25%, in order to avoid the crushing of the fines in the disintegration process prior to sieving. The soil samples were consolidated from slurry in the shear box of the ring shear device from water contents above their respective liquid limits (Harris and Watson, 1997). The grain size analysis was performed according to the standards set out by

the Japanese Geotechnical Society (2010), which are in general agreement with the ASTM standards. The grain size distribution was measured by ultrasonic wave vibration of a soil suspension followed by sedimentation. Subsequently, the clay and silt fractions were siphoned and separated and the sand fraction was separated by sieving. The mineralogical composition was analyzed by X-ray diffraction described by Egashira et al. (2000).

## RESULTS

A linear relationship derived from the correlation relationship between the total PLSM content and the average  $\Phi_{fs}$  measured at effective normal stresses above 150 kN/m<sup>2</sup> can be found with a coefficient of determination,  $R^2$ , of 0.783. A correlation relationship between the PLSM content and the average  $\Phi_{fs}$  measured at effective normal stresses below 150 kN/m<sup>2</sup> can be found with a coefficient of determination,  $R^2$ , of 0.632. A correlation relationship between the PLSM content and the average  $\Phi_{fs}$  measured in the effective normal stress range of 30kN/m<sup>2</sup>-400 kN/m<sup>2</sup>. can be found with a coefficient of determination,  $R^2$ , of 0.694. The PLSM content is presented as the total percentage of smectite, vermiculite, chlorite and mica out of all mineral components.

## REFERENCE

- ASTM (D7608-10). Standard test method for torsional ring shear test to determine drained fully softened shear strength and nonlinear strength envelope of cohesive soils (using normally consolidated specimen) for slopes with no pre-existing shear surfaces. ASTM, West Conshohocken, PA 19428-2959, The United States
- Bishop, A.W., Webb, D.L., Lewin, P.I., (1965). Undisturbed samples of London clay from the Ashford common shaft: strength-effective stress relationships. *Géotechnique*. 14 (1), 1-31
- Bos, B., Peach, C.J., Spiers, C.J., (2000). Frictional-viscous flow of simulated fault gouge caused by the combined effects of phyllosilicates and pressure solution. *Tectonophysics* 327 (3-4), 173-194
- Byerlee, J.D., (1978). Friction of rocks. *Pure and applied geophysics*. 116, pp. 615-626
- Dijkstra, T.A., Rogers, C.D.F., Smalley, I.J., Derbyshire, E., Jin, L.Y., Min, M.X., (1994). The loess of north-central China: Geotechnical properties and their relation to slope stability. *Engineering Geology*. 36, 153-171
- Egashira, K., Gibo, S., (1988). Colloid-chemical and mineralogical differences of smectites taken from argillized layers, both from within and outside the slip surfaces in the Kamenose landslide. *Applied Clay Science*. 3(3), 253-262
- Gibo, S., (1994). Ring shear apparatus in measuring residual strength and its measurement accuracy. *J. Japan. Landslide Soc.* 31 (3), 24-30 (in Japanese with English abstract)
- Mitchell, J.K., Soga, K., (2005). *Fundamentals of soil behaviour*. Wiley, New J., pp. 577
- Nakamura, S., Gibo, S., Egashira, K., Kimura, S., (2010). Platy layer silicate minerals for controlling residual strength in landslide soils of different origins and geology. *Geology*, 38 (8), 743-746
- Saffer, D.M., Frye, K.M., Marone, C., Mair, K., (2001). Laboratory results indicating complex and potentially unstable frictional behavior of smectite clay. *Geophysical Research Letters*, 28 (12), 2297-2300.
- Skempton, A.W., (1970). First-Time Slides in Overconsolidated Clays. *Geotechnique*, 20 (3), 320-324
- Terzaghi, K., Peck, R.B., Mesri, G., (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (3<sup>rd</sup> ed), Wiley, New York

# 地すべり安定解析における回復強度の活用

琉球大学大学院農学研究科

○江口 佑人

琉球大学農学部

中村 真也

琉球大学農学部協力研究員

木村 匠

## 1. まえがき

安定解析に回復強度を適用することができれば、より合理的な対策工の設計が可能になる。回復強度については、2日間の再圧密時間の場合、シルト・砂分が多く石英、長石を主要鉱物とする低塑性試料では回復が著しく、スメクタイト等の配向性粘土鉱物が多い高塑性試料では回復がほとんど認められないとの報告がある(中村ら, 2000)。一方、近年の研究(Stark et al., 2005; Stark and Hussain, 2010)によれば、高塑性試料において再圧密時間の増加とともに強度回復が大きくなるとの報告がなされ、回復強度と再圧密時間の関係についての関心が高まっている。

本研究では、物理的性質を異にする地すべり土について、異なる再圧密時間を設定して回復強度測定試験を行い、強度回復と再圧密時間の関係を調べた。また、回復強度を活用した安定解析を試みた。

## 2. 強度回復と再圧密時間の関係

試料は中国・廟湾地すべり、群馬・中之条地すべりからの採取土である。試料は風乾後、 $425\mu\text{m}$ フルイを通過させ、試験に供した。回復強度測定にはリングせん断試験機(宜保, 1994)を使用した。スラリー状にした試料を有効垂直応力 $\sigma'_n = 100\text{kN/m}^2$ の下で正規圧密し、大変位の排水せん断(定応力、変位速度 $0.01\text{mm/min}$ )を行って完全軟化強度 $\tau_{sf}$ および残留強度 $\tau_r$ を求めた。その後、せん断を停止して所定の時間(2, 4および14日間)再圧密し、再せん断を行って回復強度 $\tau_{rc}$ を求めた。

表-1に各試料における完全軟化強度、残留強度、回復強度を整理した。再圧密時間2, 4および14日間における $\tau_{rc}$ は、馬蘭黄土試料でそれぞれ $76.0\text{kN/m}^2$ ,  $75.0\text{kN/m}^2$ ,  $75.2\text{kN/m}^2$ 、中之条試料で $28.7\text{kN/m}^2$ ,  $29.1\text{kN/m}^2$ ,  $29.0\text{kN/m}^2$ であった。今回検討した試料においては、再圧密時間の違いによる強度回復への影響は認められなかった。

表-1 各試料の完全軟化、残留および回復強度

試料	完全軟化強度	残留強度	回復強度 $\tau_{rc}$ ( $\text{kN/m}^2$ )		
	$\tau_{sf}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\tau_r$ ( $\text{kN/m}^2$ )	2日間	4日間	14日間
馬蘭黄土	71.0	67.1	76.0	75.0	75.2
中之条	60.3	27.4	28.7	29.1	29.0

## 3. 回復強度を活用した地すべりの安定解析

### 3.1 すべり停止時の地下水位

表-2は、中国・薛城鎮試料のリングせん断試験結果をクーロン則に基づいて整理したものである。完全軟化強度定数は $c_{sf} = 6.7\text{kN/m}^2$ 、 $\phi_{sf} = 30.1^\circ$ で、 $c_r = 0$ として得た残留強度定数は $\phi_r = 25.4^\circ$ となった。有効垂直応力を大小二つに分けて残留強度を決定した場合(中村ら, 1999)、 $\sigma'_n = 150\text{kN/m}^2$ 以下で $c_{r1} = 4.1\text{kN/m}^2$ 、 $\phi_{r1} = 25.8^\circ$ 、 $\sigma'_n = 150\text{kN/m}^2$ 以上で $c_{r2} = 0\text{kN/m}^2$ 、 $\phi_{r2} = 24.8^\circ$ となった。通常の手法で得た残留強度と比較し、低い垂直応力レベルで明瞭な差違がみられる。再圧密2日間による強度の回復は、

$\sigma_n' = 150\text{kN/m}^2$ 以下の垂直応力レベルにおいて認められ、回復強度定数は  $c_{rc} = 5.5\text{kN/m}^2$ ,  $\phi_{rc} = 26.4^\circ$  を得た。図-1 は薛城鎮地すべりの安定解析断面図で、安定計算は修正簡便式によった。繰り返し計算によって停止時  $F_s = 1.00$  の限界地下水位を確定する。累積移動量が大きいのですべり面全域において残留強度が動員されているとして  $c_r = 0\text{kN/m}^2$ ,  $\phi_r = 25.4^\circ$  を適用した場合、限界地下水位は図-1 (点線) のように与えられ、すべりブロックに参与している領域が極端に小さく、雨期に滑動を繰り返している地すべりの滑動形態をうまく説明できない。そこで有効垂直応力を考慮した残留強度を適用し限界地下水位を求める。すべり面強度として、有効土かぶり圧が  $\sigma_n' = 150\text{kN/m}^2$  以下相当のブロック頭部スライス (①~⑬) および脚部スライス (⑯~⑲) に低垂直応力レベル残留強度 ( $c_{r1} = 4.1\text{kN/m}^2$ ,  $\phi_{r1} = 25.8^\circ$ ),  $\sigma_n' = 150\text{kN/m}^2$  以上相当のスライス (⑭と⑮) に高垂直応力レベル残留強度 ( $c_{r2} = 0\text{kN/m}^2$ ,  $\phi_{r2} = 24.8^\circ$ ) を適用した。すべり停止時の限界地下水位は図-1 (破線) のように与えられた。すべりブロックに参与している地下水位の領域は大きく、雨期に滑動を繰り返している地すべりの現況とうまく合致している。

### 3.2 すべり再発生時の検討

スライス①~⑬および⑯~⑲ではすべり面強度として回復強度を、また中間のスライス⑭と⑮は高い垂直応力レベルにおける残留強度を適用した。再発生時の限界地下水位は図-1 (実線) のように与えられた。また、残留係数を導入した安定解析法 (宜保, 1996) に基づいて、すべり面平均強度定数 IP ( $\bar{c}' = 5.0\text{kN/m}^2$ ,  $\bar{\phi}' = 26.2^\circ$ ) を得た。垂直応力レベルを考慮して回復強度を適用し、すべり面平均強度を得ることができた。

#### 参考文献

表-2 薛城鎮試料の完全軟化強度、残留強度および回復強度

試料	有効垂直応力 $\sigma_n'$ (kN/m <sup>2</sup> )	せん断強度定数					
		完全軟化強度		残留強度		回復強度(2日間)	
		$c_{sf}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi_{sf}$ ( $^\circ$ )	$c_r$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi_r$ ( $^\circ$ )	$c_{rc}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi_{rc}$ ( $^\circ$ )
薛城鎮	30-300	6.1	30.1	0	25.4		
	30-150			4.1	25.8	5.5	26.4
	200-300			0	24.8		

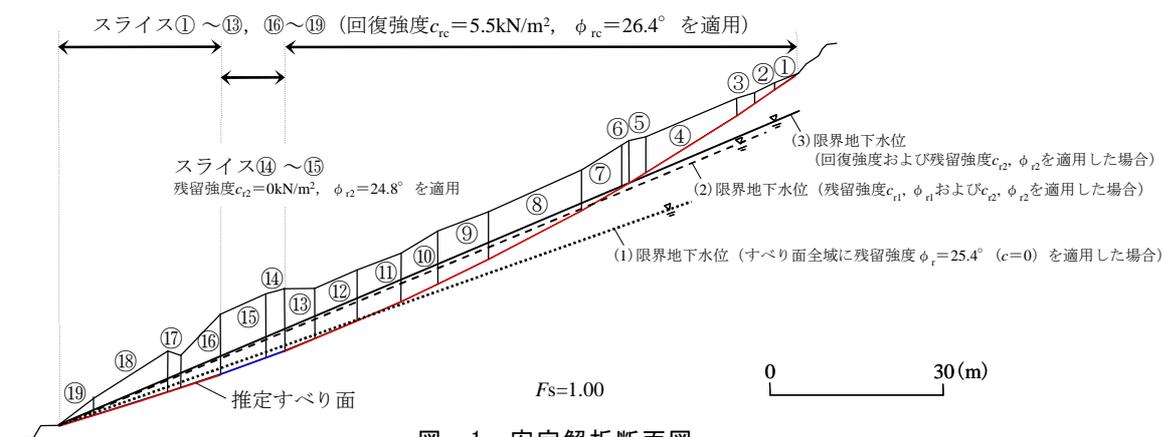


図-1 安定解析断面図

#### 参考文献

中村ら (2000) : 地すべり, 37 (3), pp.10-17. 農林水産省農村振興局計画部資源課 (2004) : 土地改良事業計画設計基準 計画-農地地すべり防止対策-, pp.172-181. Skempton (1964): *Géotechnique*, 14(2), pp.77-101. Stark, Choi and Mccone (2005): *J. G. G. E.*, ASCE, 131(5), pp.575-588. Stark and Hussain (2010): *J. G. G. E.*, ASCE, 136(7), pp.957-962.

# 付帯条件付き多次元型移動最小自乗法を用いた 高性能き裂進展シミュレータの開発

琉球大学大学院○ 江戸 孝昭  
琉球大学 松原 仁  
琉球大学 原 久夫

## 1. 緒言

近年、計算機性能の飛躍的な進歩に伴い、有限要素法 (FEM)、有限差分法 (FDM) 等の種々の数値シミュレーション手法が、構造解析、熱伝動問題、流体計算など連続体問題に適用され、工学の様々な分野の解析に応用されるようになった。しかしながら、解析領域の大規模化や複雑化にともない計算精度の低下が予想され、弾性問題においても高精度な解析手法の開発が必要であると考えられる。

破壊力学分野においても有限要素法が適用され、数多くの高性能な手法が提案されてきた。しかしながら、き裂進展解析のように高度なリメッシング技術を要する問題では計算効率が著しく低下することが予想される。したがって、固体の弾性から破壊に至るまでを高性能に解析できる手法の開発が望まれている。

弾性問題における高精度な計算手法の一つに、Yagawa and Matsubara により提案された EFMM (Enriched Free Mesh Method) <sup>1)</sup>がある。EFMM は節点自由度を増加させることなく高精度な解を得ることのできる高精度解析手法である。しかしながら、EFMM の破壊力学への

適用法に関しては、未だに確立されていない。

そこで本研究では、上記の EFMM と付帯条件付き多次元型移動最小自乗法 <sup>2)</sup>と呼ばれる、高精度データ補間手法を組み合わせ、高性能なき裂進展シミュレータを開発することを目的とした。

## 2. Enriched Free Mesh Method

### 2.1 概要

EFMM は Fig.1 に示すように、変位場を局所要素毎に定義し、応力場を局所要素の集合である局所パッチ毎に定義する。この時、変位場と応力場は独立しているため、本研究では、変位場と応力場を関連付ける方法として、Hellinger-Reissner の変分原理 <sup>3)</sup>を用いた。Hellinger-Reissner の変分原理は次式にて示される。

$$\begin{aligned} \Pi(\sigma, \mathbf{u}) = & \frac{1}{2} \int_{\Omega} (\sigma(\mathbf{x}))^T \mathbf{D}^{-1} \sigma(\mathbf{x}) d\Omega \\ & + \int_{\Omega} (\sigma(\mathbf{x}))^T \mathbf{B} \mathbf{u} d\Omega \\ & - \int_{\Omega} \mathbf{u}^T \mathbf{b} d\Omega \\ & - \int_{\Gamma} \mathbf{u}^T \mathbf{t} d\Gamma \end{aligned} \quad (1)$$

ここで、 $\sigma$ : 応力、 $\mathbf{u}$ : 変位、 $\mathbf{B}$ : 変位-ひずみマトリックス、 $\mathbf{D}$ : 応力-ひずみマトリックス、 $\mathbf{b}$ : 体積力、 $\mathbf{t}$ : 境界  $\Gamma$  における表面力、 $\Omega$ : 局所パッチ領域である。Hellinger-Reissner の変分原理を FEM に適用する場合、応力場は、一つの要素内で定義される。それに対して EFMM では複数の要素の集合である局所パッチで定義される。EFMM の詳細については参考文献 1) を参照されたい。

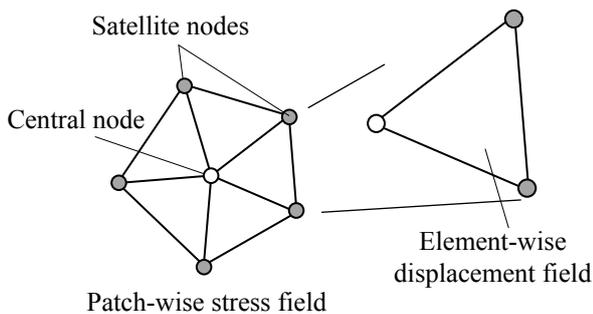


Fig.1 Concept of displacement and stress field

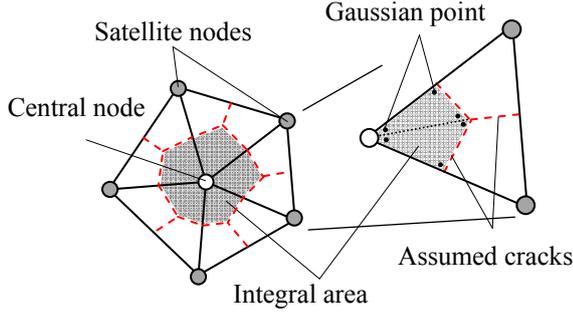


Fig.2 Domain of integral area

## 2.2 積分方法

積分領域は、Fig.2 に示すように中心節点毎に領域を定義し積分を行った。具体的には、中心節点周辺にマイクロき裂 (Fig.2: Assumed cracks) と呼ばれるき裂を配置し、Assumed cracks により囲まれてできる領域をその中心節点の積分領域とし、積分を行った。

Assumed cracks は、各要素辺の中点と要素の重心とを結び配置した。すなわち各要素において Assumed cracks は 3 本存在することになる。また、このように配置することにより、解析領域全体における積分値の重複評価を避けることが可能である。

## 3. 付帯条件付き多次元型移動最小自乗法

### 3.1 評価関数

付帯条件付き多次元型移動最小自乗法 (C-MultiMLS 法: Multi-dimensional Moving Least Squares Method with Constraint condition)<sup>2)</sup> の概念図を Fig.3 に示す。C-MultiMLS 法は Lancaster & Salkauskas<sup>3)</sup> によって開発された、1 次元の誤差空間における移動最小自乗法を、多次元の誤差空間にて拡張した、新しい移動最小自乗法であり、1 次元の誤差空間を多次元空間へと拡張することで、節点は回転やひずみ等の物理量を直接的に保有することが可能となる。C-MultiMLS 法による評価関数は次式にて示される。

$$J_i = \sum_{j=1}^n \left( W(r_{ij}, h) \sum_{k=1}^l (f_k^h(\tilde{x}_j, \tilde{y}_j; \alpha_1, \dots, \alpha_m) - f_k)^2 \right) \quad (2)$$

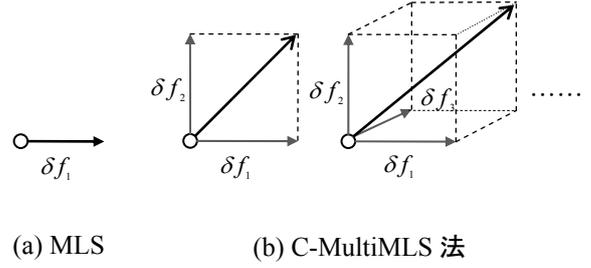


Fig.3 Concept of C-MultiMLS

ここで、 $J_i$ : 残差の平方和、 $W(r_{ij}, h)$ : 重み関数、 $r_{ij}$ : 粒子  $i$  と粒子  $j$  の距離、 $h$ : 影響半径 (任意の粒子に影響を及ぼす一定領域の半径)、 $\tilde{x}_j = x - x_j$ ,  $\tilde{y}_j = y - y_j$  である。なお、重み関数は、影響領域の範囲外でゼロとなるような関数である。本研究では、4 次のスプライン関数を用いた。

### 3.2 C-MultiMLS 法を用いた剛性行列の導出

弾性理論 (微小変形理論) に従うと、変位 ( $u$ ,  $v$ ) は次式にて表わされる。

$$\begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} u_i \\ v_i \end{pmatrix} + \mathbf{F}_2^u(x, y) \mathbf{D}^u \quad (3)$$

ここで、

$$\mathbf{F}_2^u(x, y) = \begin{bmatrix} -\tilde{y}_i & \tilde{x}_i & 0 & \frac{1}{2}\tilde{y}_i & \frac{1}{2}\tilde{x}_i^2 & \tilde{x}_i\tilde{y}_i \\ \tilde{x}_i & 0 & \tilde{y}_i & \frac{1}{2}\tilde{x}_i & 0 & -\frac{1}{2}\tilde{x}_i^2 \\ -\frac{1}{2}\tilde{y}_i^2 & 0 & 0 & \frac{1}{2}\tilde{y}_i^2 & & \\ \frac{1}{2}\tilde{y}_i^2 & \frac{1}{2}\tilde{y}_i^2 & \frac{1}{2}\tilde{x}_i^2 & 0 & & \end{bmatrix} \quad (4a)$$

$$\mathbf{D}^u = \left( \theta_i \varepsilon_{ix} \varepsilon_{iy} \varepsilon_{ixy} \varepsilon_{ix,x} \varepsilon_{ix,y} \varepsilon_{iy,x} \varepsilon_{iy,y} \varepsilon_{ixy,x} \varepsilon_{ixy,y} \right)^T \quad (4b)$$

となる。上式において、 $u_i$  および  $v_i$  は中心節点  $i$  の並進方向変位、 $\theta_i$  は中心節点  $i$  の回転、 $\varepsilon_{ix}$ ,  $\varepsilon_{iy}$ ,  $\varepsilon_{ixy}$  は中心節点  $i$  のひずみ、 $\varepsilon_{ix,x}$ ,  $\varepsilon_{ix,y}$ ,  $\varepsilon_{iy,x}$ ,  $\varepsilon_{iy,y}$ ,  $\varepsilon_{ixy,x}$ ,  $\varepsilon_{ixy,y}$  は中心節点  $i$  のひずみの微分量であり、“ $x$ ”は  $x$  方向微分、“ $y$ ”は  $y$  方向微分を意味し、“ $T$ ”は転置を意味している。本論文では、ひずみの空間微分量、すなわち  $\varepsilon_{ix,x}$ ,  $\varepsilon_{ix,y}$ ,  $\varepsilon_{iy,x}$ ,  $\varepsilon_{iy,y}$ ,  $\varepsilon_{ixy,x}$ ,  $\varepsilon_{ixy,y}$  を曲率自由度と呼んで定義している。この項を考慮することで曲げが卓越する問題や比較的複雑な応力場を持つような問題に対して高精度

な解が期待できる．なお，変位  $(u, v)$  に対して，回転およびひずみのみを考慮した場合のマトリックス  $F_1^u(x, y)$  および  $D^u$  は次式となる．

$$F_1^u(x, y) = \begin{bmatrix} -\tilde{y}_i & \tilde{x}_i & 0 & \frac{1}{2}\tilde{y}_i \\ \tilde{x}_i & 0 & \tilde{y}_i & \frac{1}{2}\tilde{x}_i \end{bmatrix} \quad (5a)$$

$$D^u = (\theta_i \varepsilon_{ix} \varepsilon_{iy} \varepsilon_{ixy})^T \quad (5b)$$

つぎに，式(3)で仮定された変位  $(u, v)$  を付帯条件付き多次元移動最小自乗法に適用する．このとき，式(3)，式(4a)および式(4b)を用いると，式(2)は次式のように書くことができる．

$$J_i = \sum_{j=1}^n W(r_{ij}, h) \left[ \left( \tilde{u}_{ji} + \tilde{y}_{ji}\theta_i - \tilde{x}_{ji}\varepsilon_{ix} - \frac{1}{2}\tilde{y}_{ji}\varepsilon_{ixy} - \frac{1}{2}\tilde{x}_{ji}^2\varepsilon_{ix,x} - \tilde{x}_{ji}\tilde{y}_{ji}\varepsilon_{ix,y} + \frac{1}{2}\tilde{y}_{ji}^2\varepsilon_{iy,x} - \frac{1}{2}\tilde{y}_{ji}^2\varepsilon_{ixy,y} \right)^2 + \left( \tilde{v}_{ji} - \tilde{x}_{ji}\theta_i - \tilde{y}_{ji}\varepsilon_{iy} - \frac{1}{2}\tilde{x}_{ji}\varepsilon_{ixy} + \frac{1}{2}\tilde{x}_{ji}^2\varepsilon_{ix,x} - \tilde{x}_{ji}\tilde{y}_{ji}\varepsilon_{iy,x} - \frac{1}{2}\tilde{y}_{ji}^2\varepsilon_{iy,y} - \frac{1}{2}\tilde{x}_{ji}^2\varepsilon_{ixy,x} \right)^2 \right] = \sum_{j=1}^n W(r_{ij}, h) (J_u^2 + J_v^2) \quad (6)$$

ここで， $n$  は近傍粒子数， $\tilde{u}_{ji} = u_j - u_i$ ， $\tilde{v}_{ji} = v_j - v_i$ ， $\tilde{x}_{ji} = x_j - x_i$ ， $\tilde{y}_{ji} = y_j - y_i$  である．式(6)の評価関数が最小となるためには，次式を満足する必要がある．

$$\frac{\partial J_i}{\partial \mathbf{D}^{uT}} = 0 \quad (7)$$

したがって，式(7)を係数ベクトル  $D^u$  でまとめると次のマトリックス方程式が得られる．

$$A_2^u(x, y) D^u = \mathbf{b}^u \quad (8)$$

ここで，式(8)の  $A_2^u(x, y)$  ( $10 \times 10$ マトリックス) や  $\mathbf{b}^u$  は式(7)をマトリックス形にまとめることで得られる．なお，マトリックス  $A_2^u(x, y)$  の詳細は文献2)を参照されたい．

式(8)より，式(3)で求める変位関数は次式のようになる．

$$\begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} u_i \\ v_i \end{pmatrix} + F_2^u(x, y) \cdot (A_2^u(x, y))^{-1} \cdot \mathbf{b}^u \quad (9)$$

ここで，式(9)の  $\mathbf{b}^u$  は次式のようになる．

$$\mathbf{b}^u = C^u \cdot \mathbf{u}_j \quad (10a)$$

$$\mathbf{u}_j = (u_i \ v_i \ u_1 \ v_1 \ \dots \ u_{n-1} \ v_{n-1})^T \quad (10b)$$

式(10a)のマトリックス  $C^u$  は，ベクトル  $\mathbf{b}^u$  に含まれている係数をマトリックス形式に展開したものである． $\mathbf{u}_j$  は中心節点  $i$  および近傍粒子の自由度  $(u_j, v_j)$  である．なお，マトリックス  $C^u$  の具体的な値は割愛する．

式(10)を式(9)に代入することにより，中心節点  $i$  の変位場  $(u \ v)^T$  は，近傍粒子の自由度にて離散化することができる．すなわち，

$$\begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} u_i \\ v_i \end{pmatrix} + N \cdot \mathbf{u}_j \quad (11)$$

で表わすことができる．ただし，

$$N \equiv F_2^u(x, y) \cdot (A_2^u(x, y))^{-1} \cdot C^u \quad (12)$$

である．ここで， $N$ ：形状関数である．なお，中心節点  $i$  の変位場として式(5a)の  $F_1^u(x, y)$  を適用した場合におけるマトリックス  $N$  の導出方法も上記と同様であり，この場合のマトリックス  $A_1^u(x, y)$  のサイズは， $4 \times 4$  となる．

マトリックス  $N$  の空間微分は以下のようになる．

$$\frac{\partial N}{\partial \mathbf{x}} = \frac{\partial F^u}{\partial \mathbf{x}} \cdot (A^u)^{-1} \cdot C^u + F^u \cdot \frac{\partial (A^u)^{-1}}{\partial \mathbf{x}} \cdot C^u + F^u \cdot (A^u)^{-1} \cdot \frac{\partial C^u}{\partial \mathbf{x}} \quad (13)$$

ここで，

$$\frac{\partial (A^u)^{-1}}{\partial \mathbf{x}} = -(A^u)^{-1} \frac{\partial (A^u)}{\partial \mathbf{x}} (A^u)^{-1} \quad (14)$$

である．後の処理は，通常の有限要素法と同様な処理により，剛性マトリックが得られる．

また，積分方法は，EFMMと同様に Assumed cracks を用いて Gauss の数値積分を行う (Fig.2 参照) ．

#### 4. き裂問題への適用

本研究において，き裂発生箇所の評価は，積分領域の定義をする際に用いた Assumed cracks にて行った．具体的には，Fig.4 に示すように，

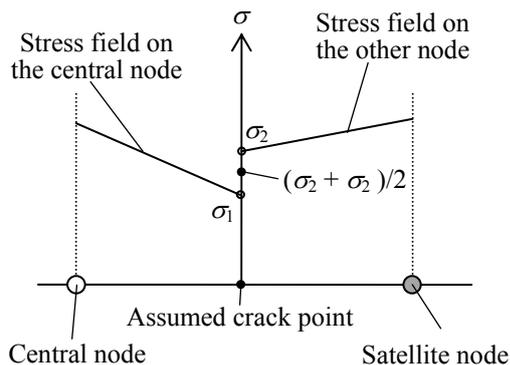


Fig.4 Concept of stress on the assumed crack

各 Assumed cracks に関連する節点は 2 点存在し、その節点毎に定義された応力場の基底関数に Assumed cracks の中心座標を用いて算出される応力値の平均を Assumed cracks の応力とし解析を行った。そして、Assumed cracks が任意の強度に達した Assumed cracks をき裂の発生箇所とした。

ここで、Fig.5(b)に示しているように、き裂が生じた場合においては、Assumed cracks を介して中心節点と衛星節点の間の関連性を取り除く必要がある。そこで、本研究では、上記を考慮するために、き裂の発生箇所の変位場ならびに応力場を、上述した付帯条件付き多次元型移動最小自乗法 (C-MultiMLS 法: Multi-dimensional Moving Least Squares Method with Constraint condition)<sup>2)</sup>により定義される変位場を用いて解

析を行うことにした (Fig.5(a)参照)。この時、Fig.5(b)に示すように中心節点と Assumed cracks の頂点を結びできる 2 本の線分と、Assumed cracks とでできる領域内に存在する節点は、中心節点には関連しない節点とした。また、き裂箇所の増加にともない領域内に関連する節点が少なくなり、最終的に関連する節点がない中心節点が存在する場合があるが、これは C-MultiMLS 法を用いてできる変位場の次数を、領域内の節点数にともない下げることで考慮され、関連する節点が無くなった場合、つまり中心節点の周りの Assumed cracks が全てき裂となった時、その点は剛体移動することになる (Fig.5 (c)参照)。すなわち、式(11)の右辺第一項のみとなる。

## 5. 数値解析例

### 5.1 変位・エネルギーノルムの収束性評価

Fig.6 に示すような片持ち梁 ( $L=8.0$ ,  $D=2.0$ ,  $\nu=1$ ) の自由端に放物線状の荷重 ( $P=1.0$ ) が作用する静弾性問題<sup>5)</sup>を対象として、次式に示す変位ノルム  $\|E\|_u$  とエネルギーノルム  $\|E\|_e$  の収束性について検討する。

$$\|E\|_u = \sqrt{\int_{\Omega} (\mathbf{u} - \mathbf{u}^{exact})^T (\mathbf{u} - \mathbf{u}^{exact}) d\Omega} \quad (15a)$$

$$\|E\|_e = \sqrt{\int_{\Omega} \frac{1}{2} (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^{exact})^T (\boldsymbol{\sigma} - \boldsymbol{\sigma}^{exact}) d\Omega} \quad (15b)$$

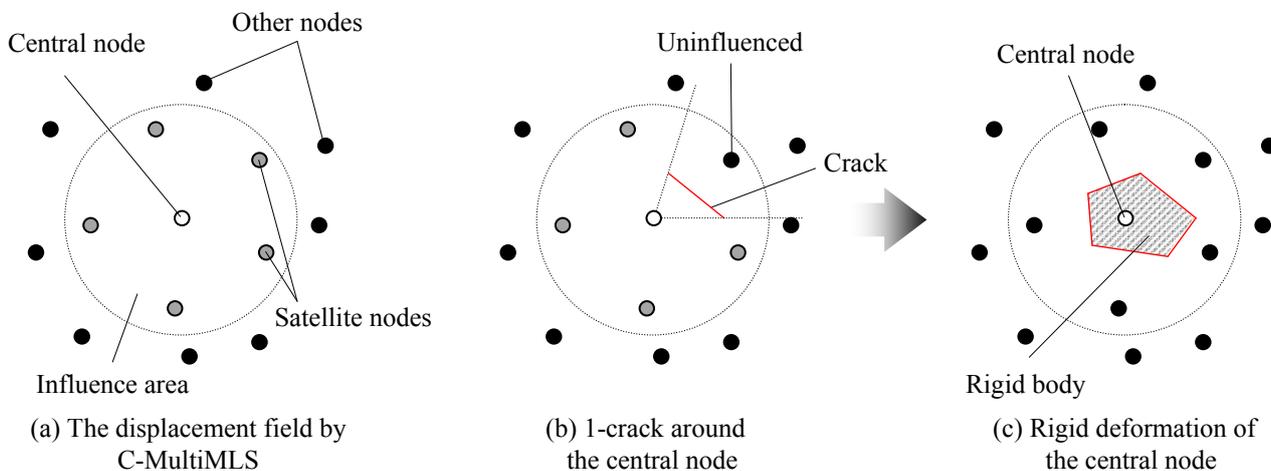


Fig.5 Concept of crack propagation

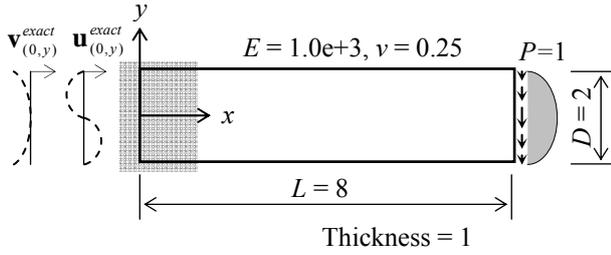


Fig.6 Timoshenko's cantilever beam

ただし,

$$\mathbf{u} = (u \ v)^T \quad (16a)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon} = (\varepsilon_x \ \varepsilon_y \ \varepsilon_{xy})^T \quad (16b)$$

$$\boldsymbol{\sigma} = (\sigma_x \ \sigma_y \ \sigma_{xy})^T \quad (16c)$$

である. ここで,  $\mathbf{u}$ ,  $\boldsymbol{\varepsilon}$  および  $\boldsymbol{\sigma}$  はそれぞれ変位, ひずみおよび応力の数値解析解であり,  $\mathbf{u}^{exact}$ ,  $\boldsymbol{\varepsilon}^{exact}$  および  $\boldsymbol{\sigma}^{exact}$  はそれぞれひずみおよび応力の厳密解であり, 変位および応力の厳密解は次式にて表わすことができる<sup>6)</sup>.

$$\mathbf{u}^{exact} = -\frac{Py}{6EI} \left( (6L-3x)x + (2+\nu) \left( y^2 - \frac{D^2}{4} \right) \right) \quad (17a)$$

$$\mathbf{v}^{exact} = \frac{P}{6EI} \left( 3\nu y^2 (L-x) + \frac{D^2 x}{4} (4+5\nu) + (3L-x)x^2 \right) \quad (17b)$$

$$\sigma_x^{exact} = -P(L-x)y/I \quad (17c)$$

$$\sigma_y^{exact} = 0 \quad (17d)$$

$$\sigma_{xy}^{exact} = \frac{P}{2I} \left[ \frac{D^2}{4} - y^2 \right] \quad (17e)$$

ここで,  $I (= D^3/12)$  は断面二次モーメントである. また, ひずみの厳密解は, 次式に示すように応力の厳密解に応力 - ひずみマトリックスの逆行列  $\mathbf{D}^{-1}$  を乗じて算出した.

$$\boldsymbol{\varepsilon}^{exact} = \mathbf{D}^{-1} \boldsymbol{\sigma}^{exact} \quad (18)$$

固定端 (Fig.6の左側) における境界条件は, Fig.6 に示しているように, 変位の厳密解を強制変位として与えた<sup>6)</sup>. ヤング率  $E$  は  $1.0e+3$ , ポアソン比  $\nu$  は  $0.25$  を仮定した (Fig.6参照). またこの問題において, 節点は等間隔に配置し,  $9 \times 3$ ,  $17 \times 5$ ,  $25 \times 7$ ,  $33 \times 9$ ,  $41 \times 11$ ,  $49 \times 13$ ,  $57 \times 15$ ,  $65 \times 17$ ,  $73 \times 19$ ,  $81 \times 21$ ,  $89 \times 23$ ,  $97 \times 25$  の12パターンを用意した.

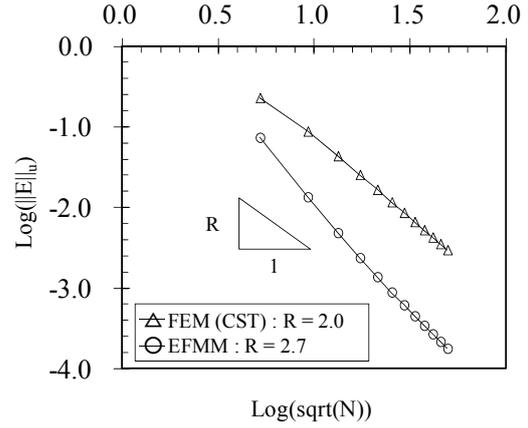


Fig.7 Error norm in displacement

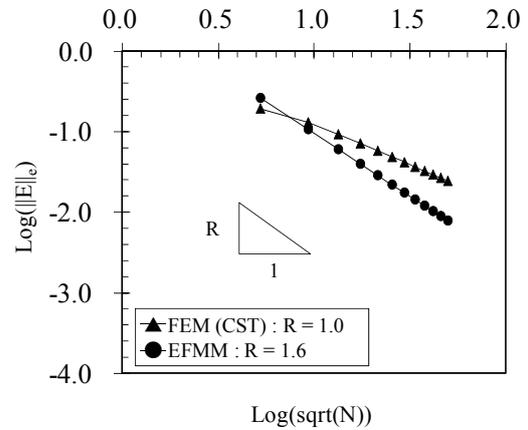


Fig.8 Error norm in stress energy

Fig.7, Fig.8 に, 節点数と変位誤差ノルムおよび, 節点数とエネルギー誤差ノルムの関係を示す. なお, 水平軸は節点数の平方根を対数化した値, 鉛直軸にはそれぞれの誤差ノルムを対数化した値を示している.

Fig.7 より, EFMM の変位精度は FEM より高い精度であることがわかり, 厳密解に対する収束率  $R$  を比較すると, EFMM は  $R=2.7$ , FEM は  $R=2.0$  となり, 本例題においては, FEM よりよい結果となった.

つぎに, エネルギー誤差ノルムの EFMM と FEM との比較解析を行う. Fig.8 より, 変位誤差ノルム同様に, EFMM による解は, FEM の解より精度が高いことがわかった. また, 厳密解に対する収束率の比較を行うと, EFMM は  $R=1.6$ , FEM は  $R=1.0$  となり, これも変位誤差ノルムと同様に, FEM よりも高い収束率となった. 以上のことから, FEM よりも高い精度を有

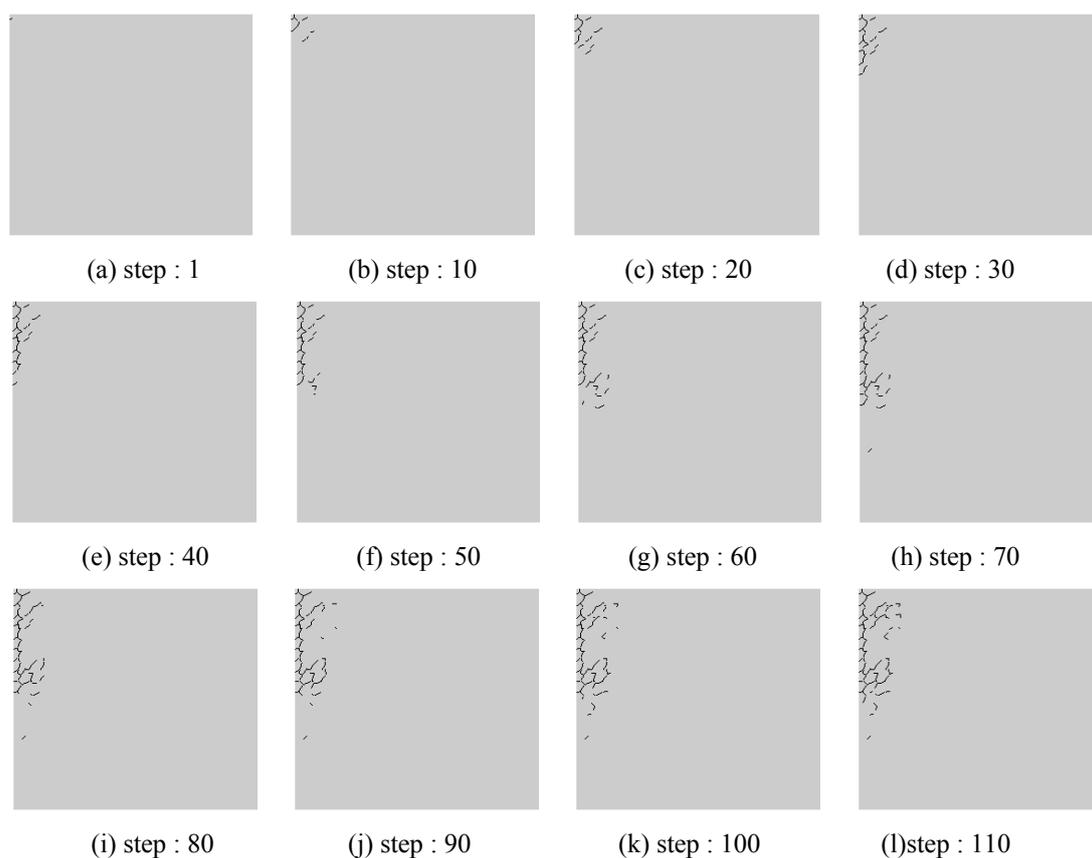


Fig.9 Fracture process of cantilever beam

した解析手法だということがわかる。

## 5.2 き裂進展解析

次に、Fig.6 に示す片持ち梁を用いたき裂進展解析を行う（ただし、梁の長さを  $L=10$ 、梁せい  $D=1$ 、梁厚さ  $t=1$  とした）。

Fig.9 は各解析ステップにおける解析結果を示しており、片持ち梁に荷重を作用させた時に最も応力が集中する固定端付近を拡大した図である（Fig.6 の左側）。同図より、き裂が進展していく様子が見えてくる。すなわち、本研究の提案手法を用いて、き裂進展解析が可能であることが示唆された。

## 6. 結言

本研究では、付帯条件付き多次元型移動最小自乗法（C-MultiMLS 法）を用いた、高性能き裂進展解析手法の提案を行った。その結果、高精度な弾性解を得ることができ、それをベースとした、ロバストなき裂進展シミュレータの開

発に成功した

しかしながら、き裂進展に関する手法の検証は不十分であるため、今後は、実験値との比較検証を行う必要がある。

## 参考文献

- 1) Yagawa, G. and Matsubara, H., Enriched Free Mesh Method: An Accuracy Improvement for Node-based FEM, Computational Plasticity, Computational Methods in Applied Sciences, (2007), pp. 207-220, Springer Published.
- 2) 松原仁, 入部綱清, 伊良波繁雄: 粒子法の微分精度に関する一考察および物理自由度を有する移動最小自乗法, 土木学会論文集 A, Vol. 66, No.4, pp.723-736, 2010.
- 3) Zienkiewicz, O. C. and Taylor, R. L.: *Finite Element Method* (5th edition), Vol.1, 2000.
- 4) Lancaster, P. and Salkauskas, K.: Surfaces generated by moving least squares methods, *Mathematics of Computation*, Vol. 37, No. 155, pp. 141-158, 1981.
- 5) Timoshenko, S. P. and Goodier, J. N.: *Theory of Elasticity*, McGraw-Hill: New York, 1970.
- 6) Charles, E. Augarde., Andrew, J. Deeks.: The use of Timoshenko's exact solution for a cantilever beam in adaptive analysis, *Finite Element in Analysis and Design*, Vol. 44, pp. 595-601, 2008.

# 赤土濁水を用いた定水位透水試験結果について

琉球大学 学生○小林 康介  
琉球大学大学院 江戸 孝昭  
琉球大学 原 久夫

## 1. はじめに

沖縄では、開発事業等により土壌が侵食され、多くの赤土が川や海へと流れ出たが、1995年に施行された赤土等流出防止条例によって赤土流出量は減少している。濁水処理法の中でもろ過型沈砂池<sup>1)2)</sup>は経済性と施工性に優れ多く使用されている。しかし、長期間の使用によりろ過層に目詰まりが起き、十分な機能を果たせなくなることがある。

そこで、本研究は、機能低下の大きな要因である目詰まりのメカニズムを明らかにすることを目的とし、砂ろ過層の一部を想定し、要素の一つとすることで、解析を用いてろ過層内部の様子を把握するための実験を行う。その際に、要素として最も適した断面積を調べるために、今回は供試体に用いるポリ塩化ビニル管の径を変えて実験を行う。

## 2. 赤土濁水による定水位透水試験

### 2.1 実験概要

ろ過層の中の微小要素として、それぞれ管径が13mm, 16mm, 20mm, 25mm, 44mmの5つの供試体をセットした水槽に濁水を流す「定水位透水試験」を行い、それぞれの透水係数を求めた。

### 2.2 実験装置・方法

本研究で用いたろ過材は実ろ過型沈砂池で使われる沖縄の海砂であるチービシ砂を用い、濁水にはうるま市で採取された赤土を使用した。表1、2<sup>3)</sup>にろ過材ならびに赤土の物理特性を示す。本実験では24時間炉乾燥させたチービシ砂のうち、2000 $\mu\text{m}$ ふるいを通過したものと、850 $\mu\text{m}$ ふるいを通過したものを使用する。これらの砂を、透水長が100mmになるよう作成した5本のポリ塩化ビニル管に自由落下方式で詰め、図1のように、ポリ塩化ビニル管の両側を不織布で押さえたものを供試体とする。なお、これらの供試体は、実験前に水を溜めた容器に沈め、十分に飽和させたものである。この供試体を図2のように水槽に取り付け、実験を行う。

ポリ塩化ビニル管の供試体を通して流出した濁水を集め、24時間経過するまで実験を行った。そこから単位面積当たりの流量と透水係数をそれぞれ求める。

表1 試料の物理特性

分類名	砂(S)
粗粒分(%)	27
中砂分(%)	64
細砂分(%)	7
シルト分(%)	2
土粒子の密度( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2.67
最小密度( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	1.056
最大密度( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	1.284

表2 赤土の物理特性

分類名	粘土(CL) (低液性限界)
液性限界(%)	56
塑性限界(%)	34.2
塑性指数(%)	21.8
礫分(%)	0
砂分(%)	35
シルト分(%)	62
粘土分(%)	3
土粒子の密度( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2.78

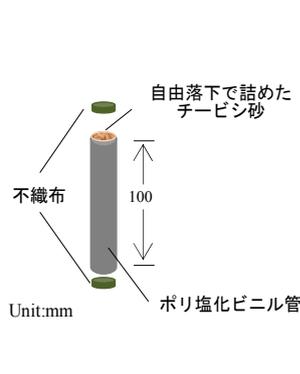
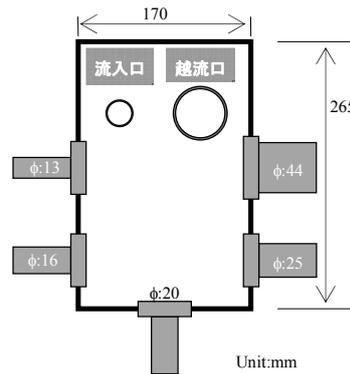
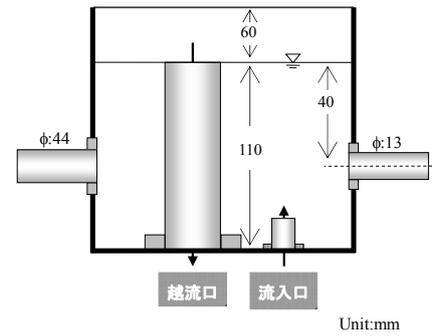


図1 供試体作成の概念図



(a) 平面図



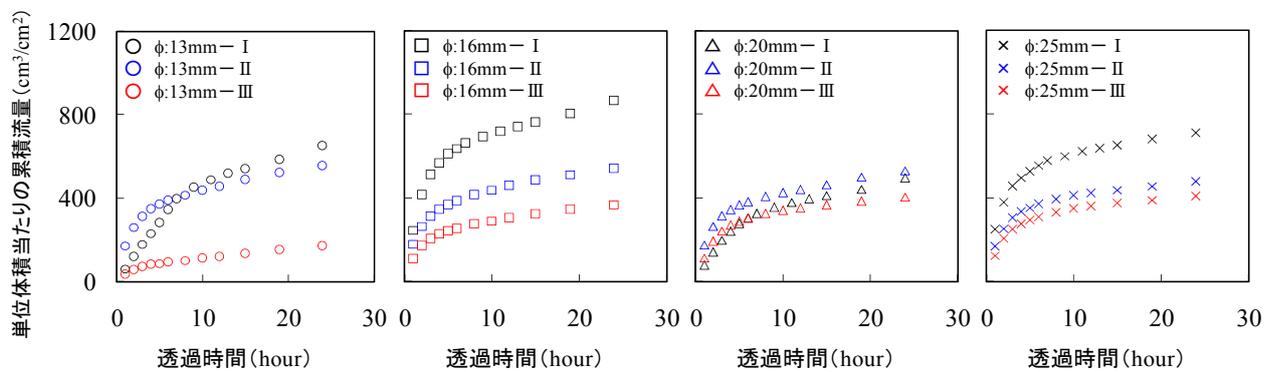
(b) 側面図

図2 試験装置の概念図

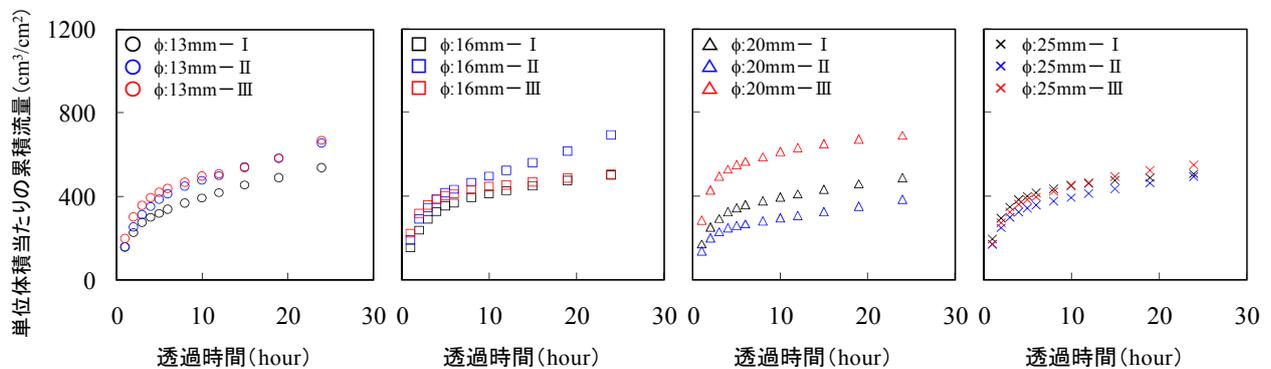
### 3. 結果

今回の実験では5つの管径で行ったが、 $\phi 44\text{mm}$ については実験開始時、濁水が供試体に流入するところでポリ塩化ビニル管に詰めた砂が崩れ、データを取ることができなかった。

図3は、透過時間と単位面積当たりの累積流量の関係を示す。どちらの粒径においても全ての管径において、時間の経過とともに流量が少なくなっていることがわかる。このことから、各供試体において目詰まりが起きていると考えられる。

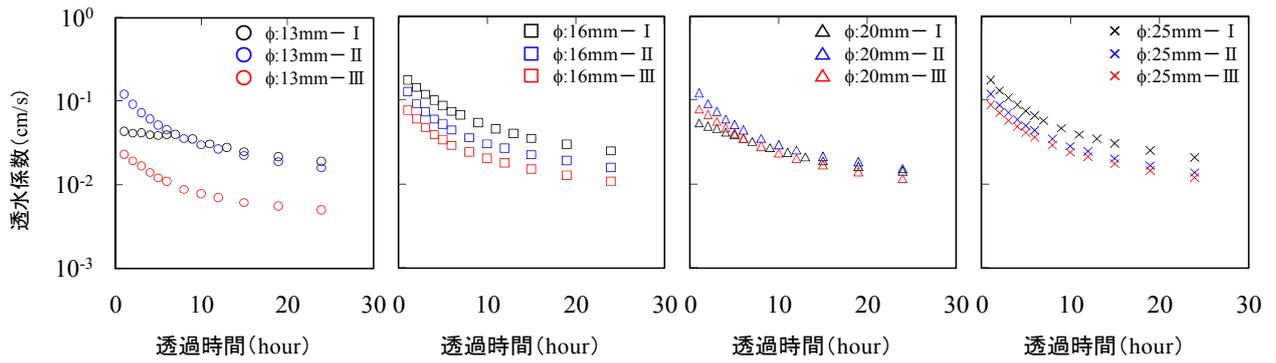


(a) 850 $\mu\text{m}$ ふるい通過試料

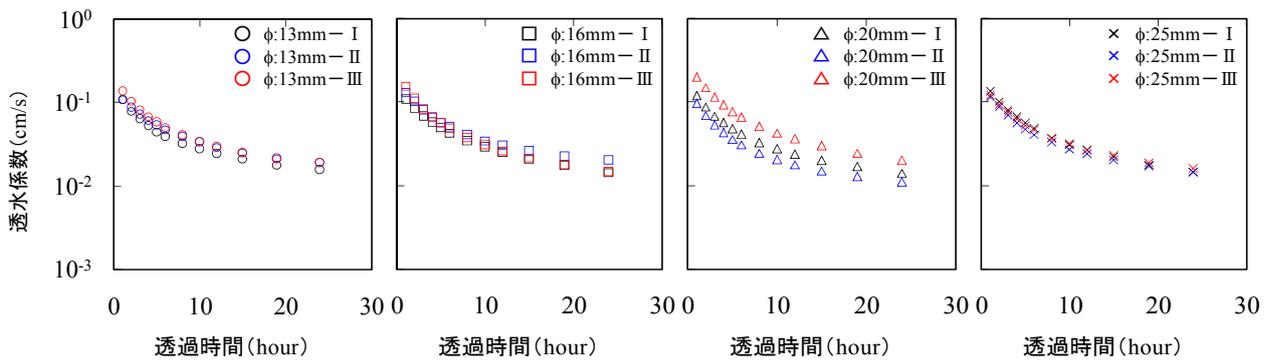


(b) 2000 $\mu\text{m}$ ふるい通過試料

図3 透過時間—単位面積当たりの累積流量の関係

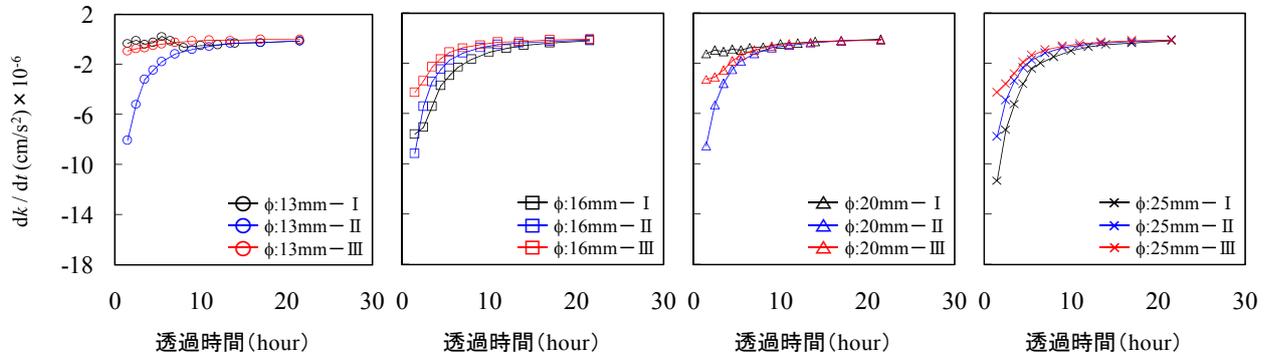


(a) 850 $\mu$ m ふるい通過試料

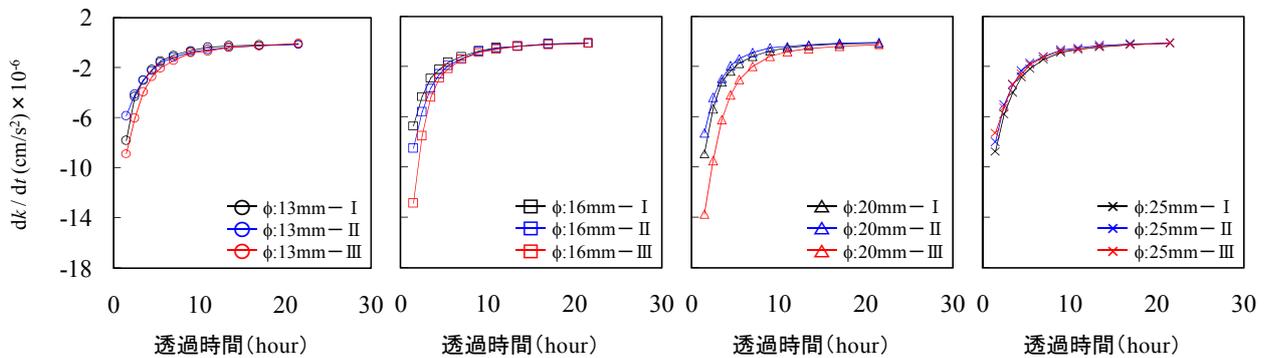


(b) 2000 $\mu$ m ふるい通過試料

図4 透過時間—透水係数の関係



(a) 850 $\mu$ m ふるい通過試料



(b) 2000 $\mu$ m ふるい通過試料

図5 透過時間—透水係数の変化量の関係

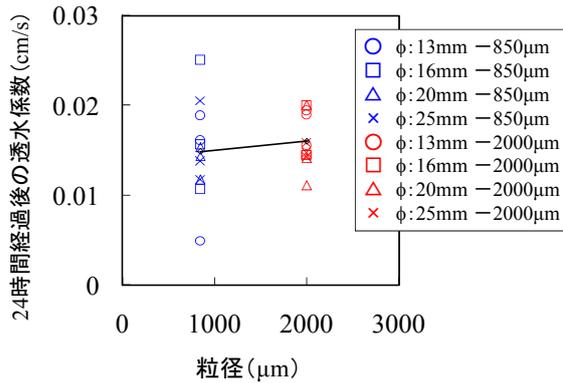


図6 粒径—24時間経過後の透水係数の関係

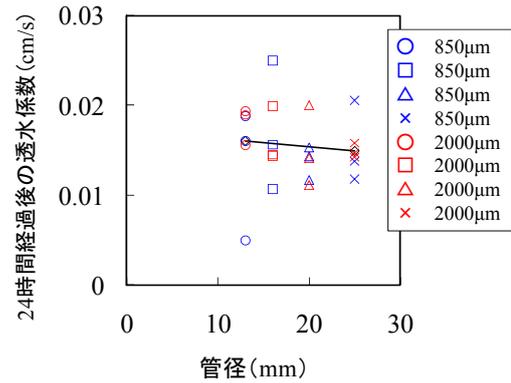


図7 管径—24時間経過後の透水係数の関係

図4は濁水の透過時間と透水係数の関係を示したものである。この図からどちらの粒径においても、透過時間が増加するほど、透水係数が減少していることがわかる。これは、目詰まりにより供試体内を濁水が流れにくくなっていることを表している。また、図5の透過時間と透水係数の変化量の関係を見るとわかるように、ほぼ全ての曲線が同じ形となった。これは、各供試体における、時間ともなう透水係数の変化量が類似していることを示しており、すなわち、どの供試体でも同じ様に目詰まりが進行していることがわかる。

図6は、粒径と24時間経過後の透水係数の関係をまとめたものである。この図から粒径2000 $\mu\text{m}$ の方が850 $\mu\text{m}$ のものよりも透水係数のばらつきが小さいことがわかる。また、2つの粒径ごとの透水係数の平均を近似直線で結び比較すると、粒径2000 $\mu\text{m}$ の透水係数の平均が850 $\mu\text{m}$ のものより大きいことがわかる。また図7では管径と24時間経過後の透水係数の関係を示す。今回の実験では管径の大きい方が透水係数のばらつきが少ないことがわかった。加えて、管径が大きくなるにつれ、24時間経過後の透水係数が小さくなる結果を呈した。

#### 4. おわりに

今回の実験の結果では、管径の大きさが透水係数に与える明確な差や傾向は確認されず、 $\phi 13\text{mm}$ から $\phi 25\text{mm}$ の管径ではろ過の過程において大きな違いはないことがわかった。しかし、これらを実際のろ過層に適用できるかは未だ不明であり、目詰まりのメカニズムを明らかにするまでには至らなかった。今後は測定できなかった管径 $\phi 44\text{mm}$ についても実験を行い、その結果も合わせて考察していきたい。

#### 参考文献

- 1) 沖縄県総合事務局開発建設部 赤土等流出防止対策検討会：赤土流出等流出防止対策，2001
- 2) 沖縄県環境保健部：赤土流出防止対策の手引き，1991
- 3) 名渡山一彦,原久夫：砂のろ過層を用いた赤土の目詰まりに関する実験的研究,第17回沖縄県土質工学研究発表会公演概要集, pp.35-36(2004)

# 豊浦砂とチービシ砂を用いた保水性試験の実験的研究

琉球大学 学生 ○上地 勝平  
 琉球大学大学院 梶田 一希  
 琉球大学 原 久夫

## 1. はじめに

近年、豪雨による斜面崩壊が日本各地で発生し、多数の被害が報告されている。また、東日本大震災により液状化現象がいたるところで発生した。これらの多くは、飽和した地盤で発生することが多い。不飽和土は一般的に飽和土に比べて圧縮しにくくせん断抵抗も大きいいため、不飽和地盤での斜面崩壊等が発生することは少ない。しかし、自然界に存在するのは飽和地盤に比べ不飽和地盤の割合ははるかに多く、豪雨などにより地下水位が上昇した際の浸透問題や強度低下といった問題が重要になってくる。そこで今回は、不飽和地盤を考える際に重要となっている水分特性曲線を、沖縄県で地盤材料としてよく使用されているチービシ砂、豊浦砂、両者の混合砂について保水性試験(水頭法)により求めた。また、前回までの直径 5cm 高さ 7cm の実験装置を A とし、今回用いた直径 11.3cm 高さ 1.1cm の実験装置を B とする。

## 2. 実験方法

本実験で用いた試料は、豊浦砂ならびに沖縄県の海砂であるチービシ砂、両者の 1:1 の混合砂を用いた。本実験において、豊浦砂は 0.425mm でふるいにかけ、チービシ砂は 2mm のふるいにかけ粒径を調整した。豊浦砂およびチービシ砂の物理特性は表 1 に示す。供試体は、上記の試料を自由落下させ作成した。図 1 には、ふるい分析によって得られた粒径加積曲線を示し、写真 1 には、本実験で用いた 2 種類の実験装置を示す。実験方法は JGS の規格に従って行い、含水比については最終ポテンシャル段階終了後に測定を行った。なお、チービシ砂と豊浦砂については給水過程と排水過程を繰り返して行い、水分特性曲線の挙動についても検討した。

表 1 物理特性値

試料名	チービシ砂	混合砂(1:1)	豊浦砂
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.78	2.70	2.63
最小密度 $\rho_{dmin}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.06	1.21	1.33
最大密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.28	1.52	1.62
曲率係数 $U'_c$	0.96	0.81	0.98
均等係数 $U_c$	3.10	1.54	1.43
透水係数 $k$ (cm/s)	$7.0 \times 10^{-2}$	$3.4 \times 10^{-2}$	$1.7 \times 10^{-2}$
実験時の間隙比 $e$	1.61	1.21	0.868

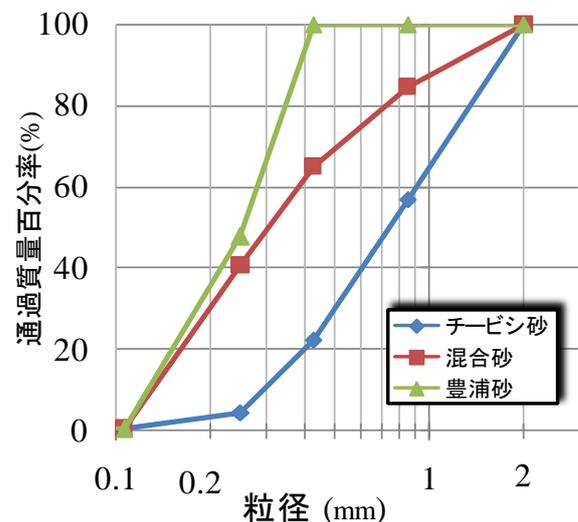


図 1 粒径加積曲線



(a) 実験装置 A

(b) 実験装置 B

写真 1 実験装置

### 3. 結果

図2には、実験装置Aでの豊浦砂における飽和度とポテンシャルの関係を示し、図3にはチービシ砂における飽和度とポテンシャルの関係を示す。図2において、排水過程と吸水過程に違いが明瞭に見られるが、図3においては違いがあまり見られなかった。これは、チービシ砂の間隙が豊浦砂の間隙に対して多く、そのため粒子表面の吸着水の影響が少ないためである<sup>1)</sup>。図4、図5に実験装置A,Bの概念図を示す。保水性試験ではビューレットの水位を供試体中心に合わせて実験を開始するので、実験装置Aのように供試体高さが7cmあると不飽和分が大きく、正確な水分特性曲線を

書くことができなかった。そこで高さが1.1cmの実験装置Bを作成し実験を行った。

図6に実験装置Bでの豊浦砂、チービシ砂、混合砂の低サクション領域での飽和度とポテンシャルの関係を示す。実験装置Aに比べ実験装置Bでは初期飽和度が高くなっていることがわかる。混合砂の水分特性曲線は初期含水比に多少の違いはあるものの、標準砂とほとんど同じ形状になった。図7に豊浦砂、チービシ砂の吸水過程、排水過程を繰り返した水分特性曲線を示す。チービシ砂は初期排水に違いがあるが、明確な違いは見られなかった。豊浦砂は一回目の吸水過程に二回目の排水・吸水過程が重なった。

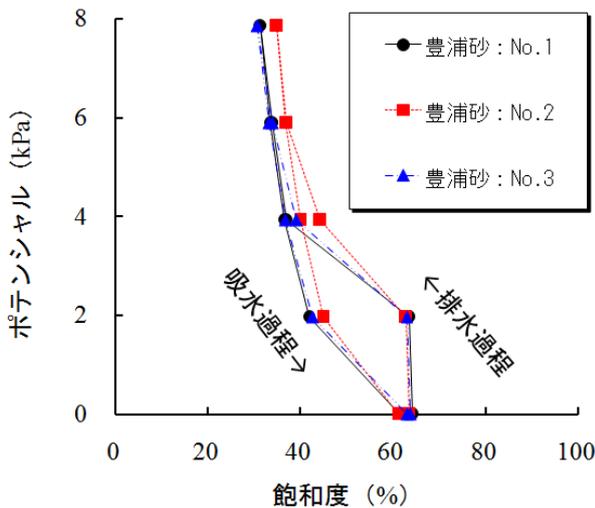


図2 豊浦砂における水分特性曲線

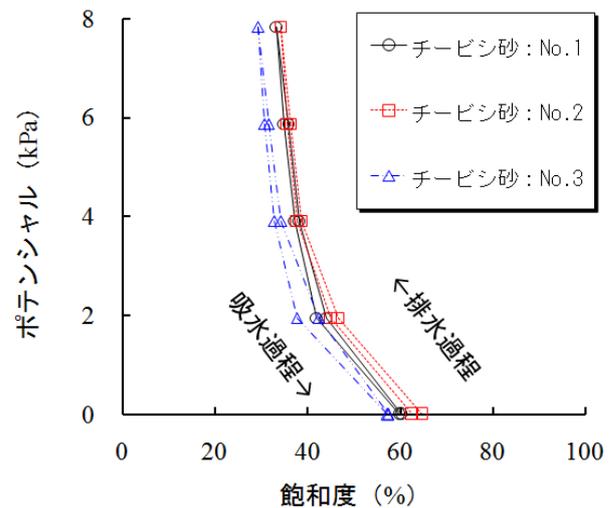


図3 チービシ砂における水分特性曲線

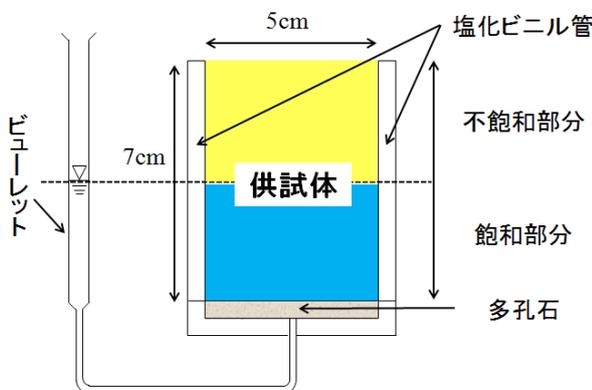


図4 実験装置Aの概念図

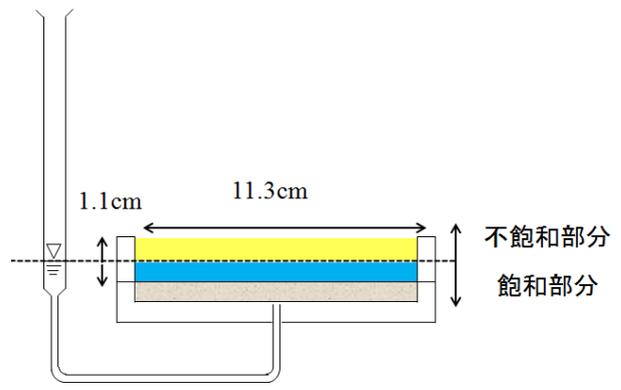


図5 実験装置Bの概念図

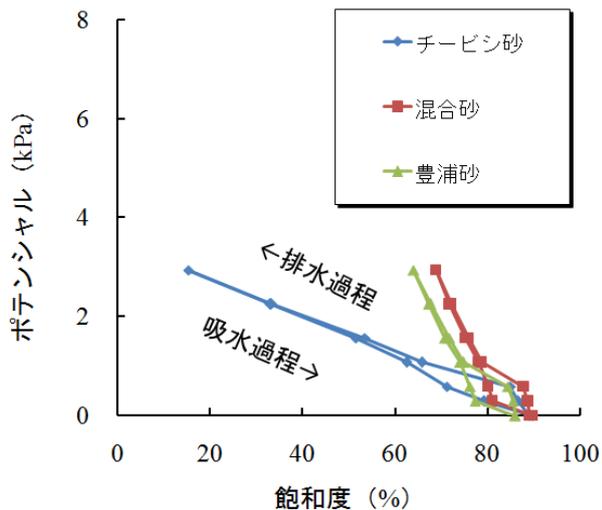


図6 豊浦砂, チービス砂, 混合砂の水分特性曲線

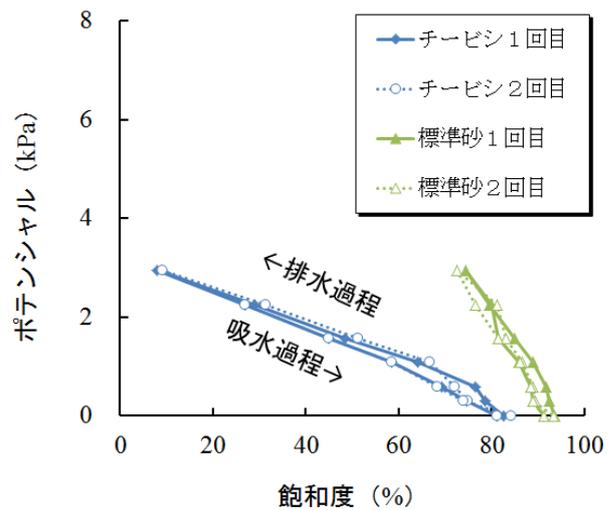


図7 排水, 給水を繰り返した水分特性曲線

#### 4. まとめと今後の展望

本実験では、豊浦砂,チービス砂について、前回までの実験装置Aと今回用いた実験装置Bでの比較をおこなった。

1. 実験装置Aでは、初期飽和度が65%程度と低かったのに対し、実験装置Bではそれが改善された。このことより、保水性試験では供試体高さは1cm程度が妥当であると考ええる。
2. チービス砂は豊浦砂よりヒステリシスの影響が少ない結果を呈した。これは、チービス砂の間隙が豊浦砂の間隙に対して大きいためであると考えられる。
3. 両者の混合砂については、初期飽和度に多少の違いはあるが、豊浦砂とほとんど同じ結果になった。

また、今後以下のような観点から研究を進めていく予定である。

- 混合砂の比率を変えて保水性試験を行い、それによって得られる水分特性曲線の形状を比較する。
- 飽和度をより100%に近づけるために実験装置を改良する。
- 保水性試験より得られた結果をもとに不飽和地盤における飽和度分布を求める。

#### 参考文献

- 1) 河合克之, 軽部大蔵, 芦田渉, 嘉戸善胤: 間隙比の影響を考慮した水分特性曲線モデル, 土木学会論文集, No. 666/III-53, 291-302, 2000.12

# 圧密リング周面へのグリース塗布が圧密特性値に与える影響について

琉球大学 学生 ○猪 翔太  
 琉球大学大学院 酒井 康司  
 琉球大学 原 久夫

## 1. はじめに

現行の段階荷重圧密試験法（以下、標準圧密試験とする）は圧密圧力を8段階で荷重し、1つの段階で24時間圧密した後、次の段階に移るものであり、その結果試験を終了するまでに8日間要し、土質試験法の中でも最も長時間を要するものの1つである。そこで著者らは試験時間の短縮を目的とし、これまでに小型供試体を用いた急速圧密試験に着目し、標準圧密試験と急速圧密試験とで得られる圧密特性値の比較を行ってきた。その結果、標準圧密試験と比べある程度近い値が算出されたものの、各試験において値のばらつきがあり、課題が残るものとなった<sup>1)</sup>。そこで、本文では試験方法の改善点について述べる。また同時に、標準

圧密試験と急速圧密試験で得られる圧密特性値の比較を行い、急速圧密試験の適用性について考察する。

## 2. 試験概要

本研究で行った試験について表1に示す。供試体名 No.4~No.12 の試験では、 $H^2$ 則を利用し供試体高さを小さくすることで、試験時間の短縮を行っている。No.10~No.12 に関しては層厚 1cm のまま、さらに荷重速度を速め、1段階の荷重時間が1時間となっており、他の試験とは少し性質の異なるものとなっている。また、No.13~15 に関しては  $H^2$  則ではなく、3t 法により1段階の荷重時間を決定している。

表1 試験概要

	層厚	荷重時間	試験日数	供試体名	初期含水比 (%)	グリース	備考
標準圧密試験 (塗布なし)	2cm	24h	8day	No.1	44.5	塗布なし	
				No.2	45.3		
				No.3	45.1		
2倍速試験	$\sqrt{2}$ cm	12h	4day	No.4	45.6	塗布なし	$H^2$ 則
				No.5	45.9		
4倍速試験	1cm	6h	2day	No.6	43.3	塗布なし	$H^2$ 則
				No.7	45.0		
				No.8	48.5		
24倍速試験	1cm	1h	8h	No.9	46.7	塗布なし	$H^2$ 則 + $\alpha$
				No.10	45.3		
				No.11	48.1		
標準圧密試験 (塗布あり)	2cm	24h	8day	No.12	47.5	塗布	
				No.16	49.1		
2cm30min	2cm	30min	4h	No.17	48.9	塗布	3t法
				No.13	48.7		
1cm10min	1cm	10min	80min	No.14	49.5	塗布	3t法
				No.15	49.5		

No.1~No.12 はグリースを塗布しないで行った試験であり、No.13~No.17 はリングの周面摩擦を低減するためにグリースを塗布して行った試験である。圧密試験で得られる圧密特性値は種々の要因の影響を受ける。以下に、各試験における値のバラつきについて、考えられる主な要因と改善点について述べる。

### (1) 供試体の初期含水比

図1にNo.1~No.12から得られた平均圧密圧力と体積圧縮係数の関係を示す。凡例のNo.1~No.3が標準圧密試験の結果となっており、No.4~No.6、No.7~No.9、No.10~No.12がそれぞれ2倍速試験、4倍速試験、24倍速試験の試験結果となっている。図2は図1中の4倍速試験No.7~No.9までの結果だけを示したものとなっている。また、矢印で示すように同試験でも含水比が高いと、体積圧縮係数が大きくなることを示している。そこでNo.13~No.17では、初期含水比が一定となるように試料を調整し試験の比較を行った。

### (2) 圧密リングの周辺摩擦

圧密試験では、図3に示すように加圧版と圧密リング内面の間に発生する周面摩擦力は避けられない。この周面摩擦により、図4の矢印で示す圧密初期の測定値が直線関係でなくなり、圧密係数の算定に影響を与えていると考える。そこで、摩擦による影響を少なくするために、リング内面に摩擦低減のグリースを塗布し、試験を行った。

## 3. 試験方法

本試験で用いた試料は予圧密圧力  $54\text{kN/m}^2$  で再圧密した島尻粘土<sup>1)</sup>であり、標準圧密試験の層厚である2cm（供試体名 2cm24h No.16~No.17, 2cm30min No.13~No.14）、層厚が標準圧密試験と異なる1cm（供試体名 1cm10min No.15）の試料を計5本準備し、それぞれ試験を行った。以下では、層厚が2cm,1cmの供試体を用いて行った試験を2cm30min試験、1cm10min試験とする。標準圧密試験はJISの規格に従い行ったが、急速圧密試験

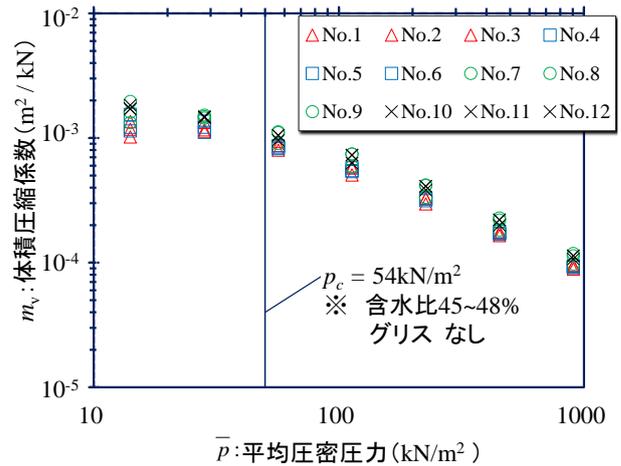


図1 平均圧密圧力と体積圧縮係数

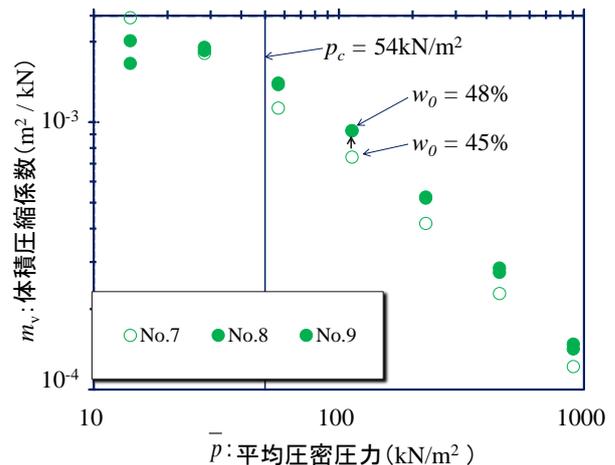


図2 4倍速試験の試験結果

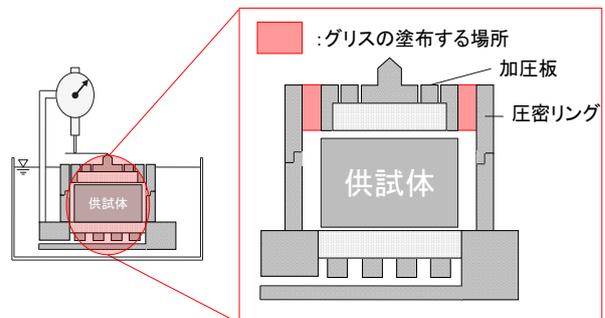


図3 試験装置の概念図

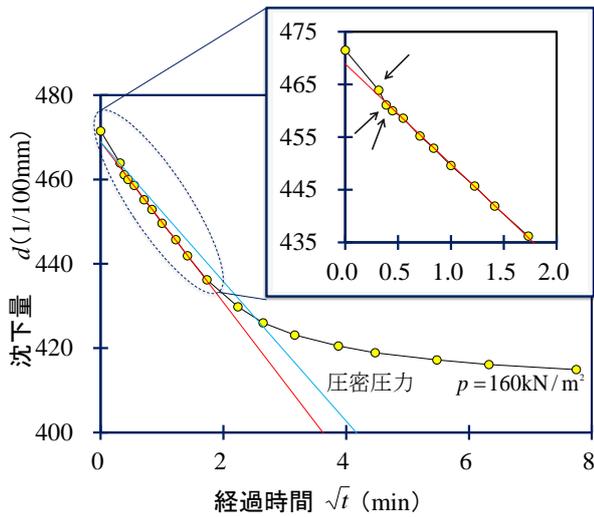


図4 圧密沈下量-時間関係

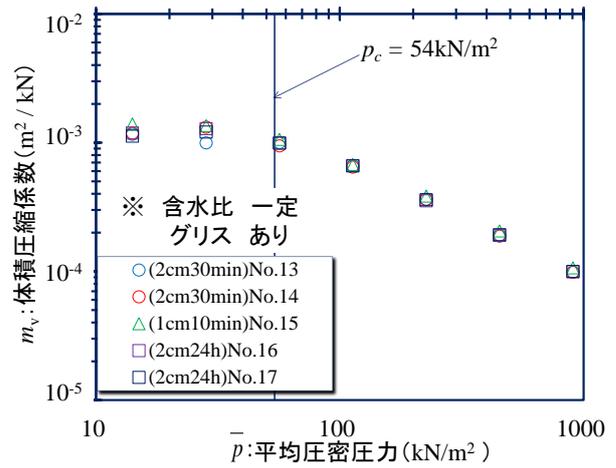


図5 体積圧縮係数の比較

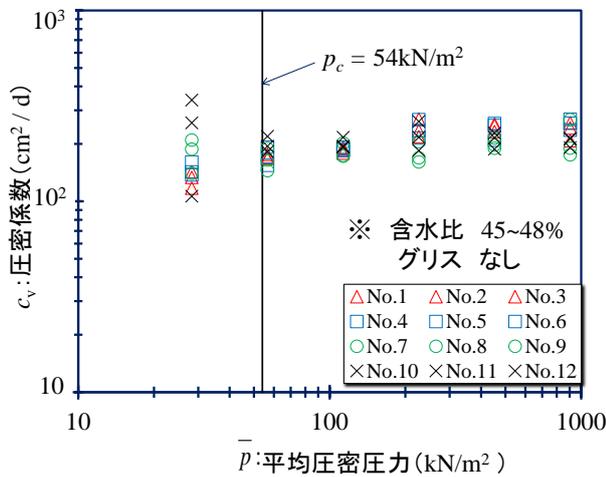


図6 平均圧密圧力と圧密係数の関係

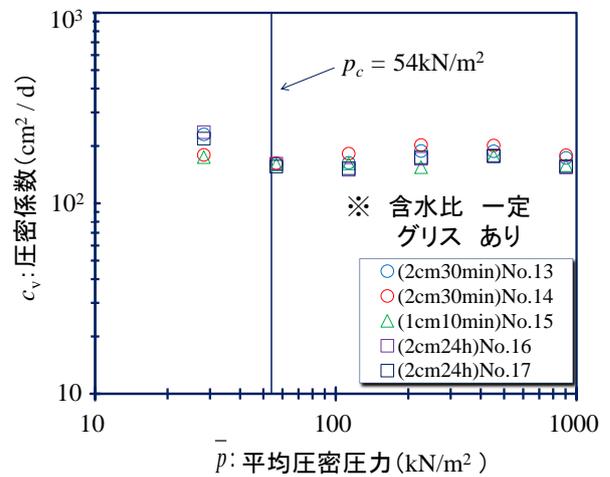


図7 圧密係数の比較

表2 初期含水比, 圧縮指数, 圧密降伏応力

供試体名	初期含水比 $w_0$ (%)	初期間隙比 $e_0$	圧縮指数 $C_c$	圧密降伏応力 $p_c$ (kN/m <sup>2</sup> )
標準圧密試験 (塗布あり)	No.16 49.1	1.271	0.361	47.3
	No.17 48.9	1.265	0.366	49.7
2cm30min	No.13 48.7	1.260	0.365	47.8
	No.14 49.5	1.269	0.363	48.5
1cm10min	No.15 49.5	1.289	0.388	49.4

の場合、時間短縮のため供試体高さや載荷時間を変更して行った。載荷時間に関しては、標準圧密試験の場合、荷重を載荷してから24時間後に次の

荷重を載荷するのに対して、2cm30min試験、1cm10min試験の場合では3t法により30分後、10分後と、それぞれ次の荷重を載荷するまでの時間

が異なっている。

#### 4. 結果

表 2 に各試験で得られた圧縮指数と圧密降伏応力について示す。圧縮指数は近い値が得られたが圧密降伏応力については予圧密圧力  $54\text{kN/m}^2$  を再現することが出来なかった。

図 5 に No.13~No.17 から得られた平均圧密圧力-体積圧縮係数の関係を示す。体積圧縮係数は各試験において同等の値が得られた。図 6 に No.1~No.12 から得られた平均圧密圧力-圧密係数の関係、図 7 に No.13~No.17 から得られた平均圧密応力-圧密係数の関係を示す。図の比較からも示されるように、試験方法の改善を行った結果、圧密係数は各試験でのバラつきがほぼなく、全体的にもバラつきがない近い値が得られた。また、グリースを塗布しない場合、塗布した場合の圧密係数の平均値の比較をした結果、グリースを塗布した場合の圧密係数の値が約  $20\text{cm}^2/d$  小さくなった。

#### 5. まとめ

今回の試験において、グリースを塗布しない場合、グリースを塗り初期含水比を調整した場合の結果について比較する。

グリースを塗布しない場合、体積圧縮係数、圧密係数の値は各試験法においてバラつきが大きくなった。また、体積圧縮係数に関しては含水比の影響を受け、含水比が大きくなると体積圧縮係数も大きくなる傾向にある。

グリースを塗布し、同時に初期含水比の差を表 2 に示すように 1% 以内に調整して行くと、試験法の違いによらず、体積圧縮係数、圧密係数の値のバラつきが小さくなった。また、グリースを塗布すると No.15~No.17 のような急速圧密試験においても標準圧密試験と同等の値を得ることができる。

圧密降伏応力について結果でも示しているが JIS 法で圧密降伏応力を求めてみると約  $47\sim 50\text{kN/m}^2$  の結果が得られ、試料の予圧密圧力  $54\text{kN/m}^2$  と一致しないことがわかった。そのため、今後の課題として  $p_c$  の算出方法について検討する。また、実際の自然地盤から採取した乱さない粘土においても、急速圧密試験を行い、標準圧密試験と同等の値を得ることができるかどうか検証する。

#### 参考文献

- 1) 酒井康司, 原久夫; 再圧密粘土の小型供試体を用いた急速圧密実験の適用性に関する実験的研究, 土木学会第 66 回年次講演会/III-343, P685-686, 2011