

ISSN 1342-677X

第19回沖縄地盤工学研究発表会

Annual Meeting Papers of Okinawa Geotechnical Society, 2006

講演概要集



2006年11月30日

沖縄地盤工学研究会

目 次

特別講演	沖縄県中城村安里地すべりの発生・移動形態一斜面災害一	1
	宜保 清一 琉球大学農学部	
1	液状化時の過剰間隙水圧伝播対策としての地盤改良固化壁の適用	5
	(株)池畠組・(株)丸元建設特定建設工事共同企業体	
	清水 勇 (株)不動テトラ	
	呉屋 祐次 "	
	橋本 則之 "	
	○伊藤 竹史 "	
2	圧密特性値を確率変数とした地盤の圧密沈下量の統計特性に関する研究	7
	○大浜 由誠 琉球大学工学部環境建設工学科	
	原 久夫 琉球大学工学部環境建設工学科	
3	琉球石灰岩層を中心層とする拡大先行掘杭の支持力について	11
	○大城 宏治 (財)沖縄県建設技術センター(前・沖縄県宮古支庁土木建築課所属)	
4	FEM 解析に基づく空洞探査範囲の選定に関する一考察	17
	○清住 真 株式会社白石	
	大内 正敏 株式会社白石	
	日下部 治 東京工業大学	
5	無導坑式めがねトンネルの解析・設計および技術マネジメント業務	21
	○濱砂 宏 (株)道路建設コンサルタント 浦安技術所トンネル部	
6	琉球石灰岩地盤データベース作成活動に関する調査研究(その3) —琉球石灰岩固結部の圧縮強度と単位体積重量、超音波伝播速度、 動弾性係数について—	25
	○安谷屋 賢 上原地盤工学研究所・琉球石灰岩分科会	
	新城 俊也 "	
	真栄田 義安 "	
	武田 雅人 "	

間 弘昭	上原地盤工学研究所・琉球石灰岩分科会	
日吉 智	"	
大内 正敏	"	
金城 正幸	"	
宮城 敏明	"	
 7 赤黄色土傾斜畑における敷草の流出抑制効果	29
宜保 清一	琉球大学農学部	
○中村 真也	琉球大学農学部	
玉城 和也	沖縄総合事務局羽地大川農業水利事業所	
藤田 智康	(株)碧コンサルタンツ	
山中 勉	琉球大学大学院	
小澤 加奈子	琉球大学学部生（現：静岡県富士農林事務所）	
 8 砂のろ過層を想定した赤土の目詰まりに関する実験・研究	33
○野瀬 晴生	琉球大学工学部環境建設工学科	
原 久夫	琉球大学工学部環境建設工学科	
 9 パイプジャケットを用いた砂ろ過堤のろ過機能に関する研究	37
○岡村 昭彦	芦森工業	
川満 正人	琉水工業	
 10 沖縄、島尻層群泥岩分布地域の地すべり類型区分について究	41
陳 伝勝	鹿児島大学大学院連合農学研究科	
宜保 清一	琉球大学農学部	
佐々木 慶三	佐々木技術事務所	
中村 真也	琉球大学農学部	
○沖原 正紘	琉球大学大学院農学研究科	
 11 中国、黄土高原地すべり土の鉱物学的性質究	45
○山下 友美	琉球大学大学院農学研究科	
宜保 清一	琉球大学農学部	
中村 真也	琉球大学農学部	

12	島尻層群泥岩の強度図を活用したすべり面平均強度の推定	49
	中村 真也	琉球大学農学部
	宜保 清一	琉球大学農学部
	○岩崎 史人	琉球大学大学院農学研究科
13	地すべり土の残留強度定数の推定について	53
	宜保 清一	琉球大学農学部
	中村 真也	琉球大学農学部
	○木村 匠	琉球大学大学院農学研究科
14	石炭灰の有効利用の現状の把握に関する文献調査	57
	○島袋 菁	琉球大学工学部環境建設工学科
	原 久夫	琉球大学工学部環境建設工学科
15	石炭灰を混合した改良土からの重金属類微量元素成分の溶出抑制効果に関する研究	63
	○渡久地 博之	株沖縄環境分析センター
	原 久夫	琉球大学工学部
	与那原 利行	大永建設株式会社
16	下水汚泥炭の地盤材料としての利用	69
	小宮 康明	琉球大学農学部
	上野 正美	琉球大学農学部
	川満 芳信	琉球大学農学部
	○任 莉紗	琉球大学大学院農学研究科
	新城 俊也	NPO亞熱帯バイオマス利用研究センター

特別講演 沖縄県中城村安里地すべりの発生・移動形態 —斜面災害—

琉球大学農学部
佐々木技術事務所
(株)南城技術開発
琉球大学農学部

○宜保 清一
佐々木 慶三
周 亜明
中村 真也

1. まえがき

平成 18 年 6 月 10 日午後 5 時、沖縄県中頭郡中城村安里地内において、梅雨の長雨で発生した中城村安里地すべりは、流動化した舌端部が住宅の近くまで押し寄せ、新聞やテレビで連日報道されて世間の耳目を集めた。本地すべりは頭部から流動化した舌端部までの距離が約 500m にも及び、このような規模と移動形態の地すべりは近年の沖縄の地すべり災害（宜保ら、1981, 1984, 1986；佐々木、1990；宜保、1996；周、1996；中村、2004）では特異な現象であった。なお、(社)日本地すべり学会九州支部では、宜保清一（琉球大学農学部）を代表とする対策検討委員会を設置し、緊急および恒久の対策を検討している。本研究では、すべり面より採取した試料について多段階載荷リングせん断試験を行い、得られたせん断強度を活用して地すべりの安定解析を行った。また、地すべり本体の初生時についても検討した。

2. 地すべりの概況

2.1 地形・地質

本地すべりの発生位置を図-1 に示す。地質は島尻層群と那原層に対比される泥岩が分布する。島尻層群泥岩は海成過圧密粘土であり、沖縄本島中南部地区から宮古島にかけて広範囲にわたって分布する。

6 月 10 日午後 5 時に発生した一次すべりの規模は、長さ約 260m、幅約 120m、滑落崖の高さは約 40m で、すべり方向は S45° E であった。地すべりの移動量は、頭部で 70m、舌端部で 110m であった。6 月 12 日夜に発生した二次すべり規模は、長さ約 60m、幅約 40m であった。二次すべ

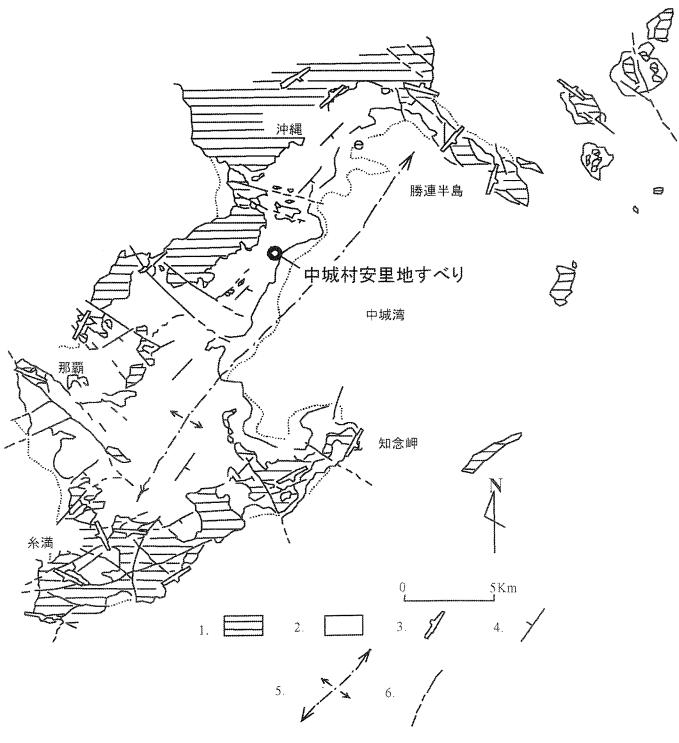


図-1 中城村安里地すべりの位置図 (佐々木ら (1990) の図に加筆)

りにより押し出された地すべり舌端部は流動下し、最終的な地すべり長は500mを超えた。さらに14日夜には二次すべりの拡大もみられた。

2.2 移動形態と降雨量の関係

本地すべり地近隣の胡屋観測所における降雨量を図-2に示す。5月1日から6月9日までの降雨量は533mmであった。

6月10日午後5時から12日午後5時までの降雨量は139mmであった。雨水の大量の供給にも関わらず12日の日中は、まだ、末端部全体の流動化は見られず(写真-1)，下流側からすべり移動体内に容易に立ち入ることができた。また、13日以降に見られた池は12日にはまだ出現していなかった。12日夜に発生した二次すべりにより、右翼側の農道が滑落した(写真-2)。二次すべりのすべり方向は東向きで、拡大範囲の中央部の奥行きは約60m、移動土塊はほぼ完全にすべり落ちた。二次すべりは一次すべりの頭部には載らず、一次すべりの陥没帶に二次すべりの末端から入り込み、一次すべりの移動体を下流側に押し出し、地すべりの舌端部が流動化して大きく移動した(写真-2)。その後の降雨量が2mmと少量であったため、地すべりは多少安定化し、14日夜の二次すべり拡大の際には地すべり本体にさほど大きな移動はなかった。

3. 地すべり停止時の安定解析

図-4の地すべり停止時の断面について

安定計算を行った。地すべりブロックは二次元で取り扱い、修正簡便法を用いた。すべり面は斜面の変状およびボーリングコ

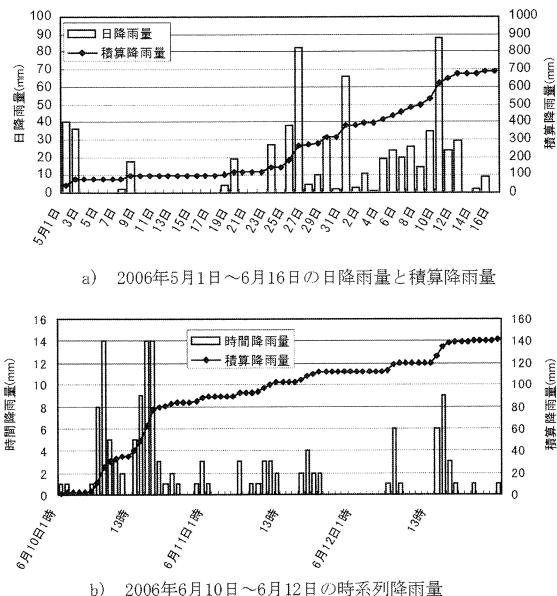


図-2 地すべり地近隣（胡屋観測所）における降雨量（気象庁 Website より）

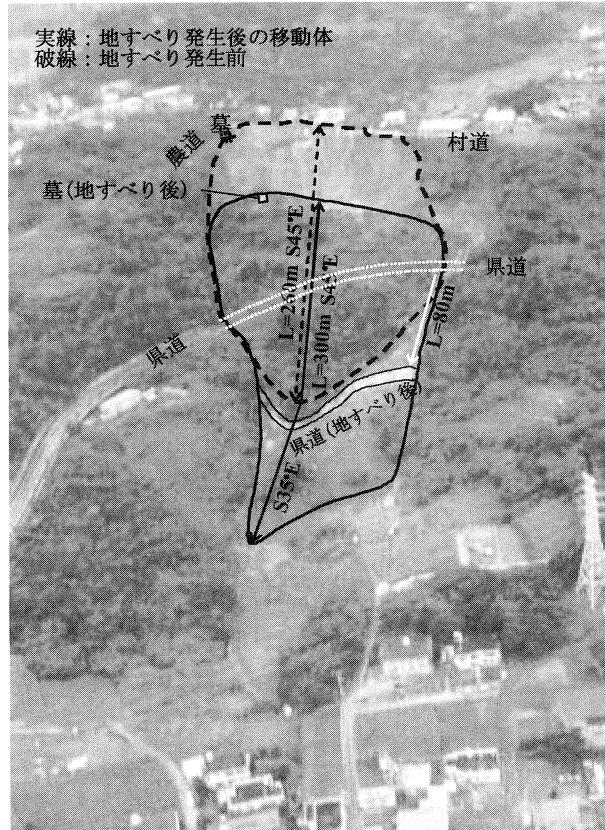


写真-1 中城村安里地すべりの全景（沖縄県土木建築部提供写真に加筆、2006年6月12日正午頃撮影）

アを基に確定した。地下水位は地表面とした。移動量が大きいのですべり面の全域が残留状態に至っている。図-3は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、再調整試料の完全軟化強度定数は $\phi_{sf} = 27.3^\circ$ ($c_{sf} = 0$)、残留強度定数は $\phi_r = 10.2^\circ$ ($c_r = 0$)であった。すべり面強度として $\phi_r = 10.2^\circ$ ($c_r = 0$)を適用した場合、安全率 $F_s = 0.54$ となった。 $F_s = 0.54$ は地すべりが停止した実状と合わない。本地すべり斜面中・上方部の一次ブロックのすべり面は、鏡肌を呈するほどに発達していることが考えられるが、二次すべり発生後に流動化した地すべり斜面下方部は、土砂が次々と押し出され、後方から乗り越えるように流下したため、その大部分において一面的なすべり面となっていないこと、ボーリングコアよりすべり面が十分に発達していないことから停止時に土かぶりによる圧密効果があった(完全軟化状態)ものと推測される。そこで、斜面中・上方部の鏡肌面における残留強度($\phi_r = 10.2^\circ$)と、下方部のそのようなすべり面における完全軟化強度($\phi_{sf} = 27.3^\circ$)の関連を想定して「残留係数を導入した安定解

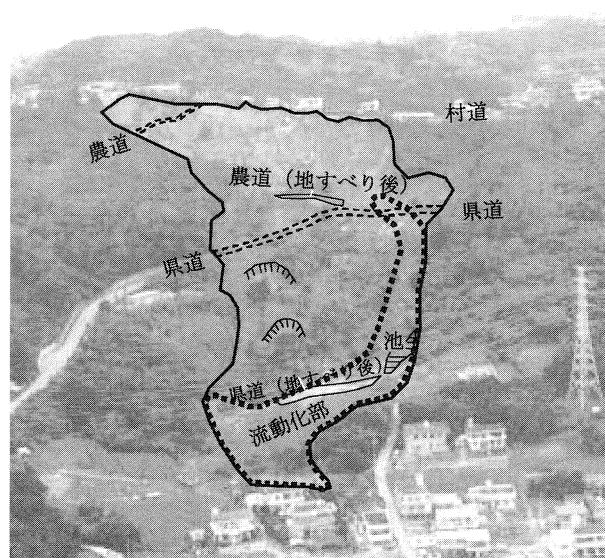


写真-2 地すべり右翼部二次すべりと末端流動化部の拡大 (沖縄総合事務局 Website より得た写真に加筆, 6月16日撮影)

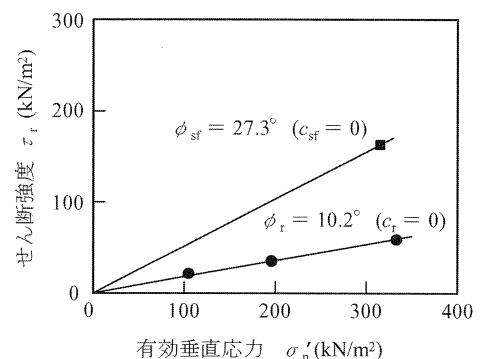


図-3 安里すべり面土試料の残留強度、完全軟化強度

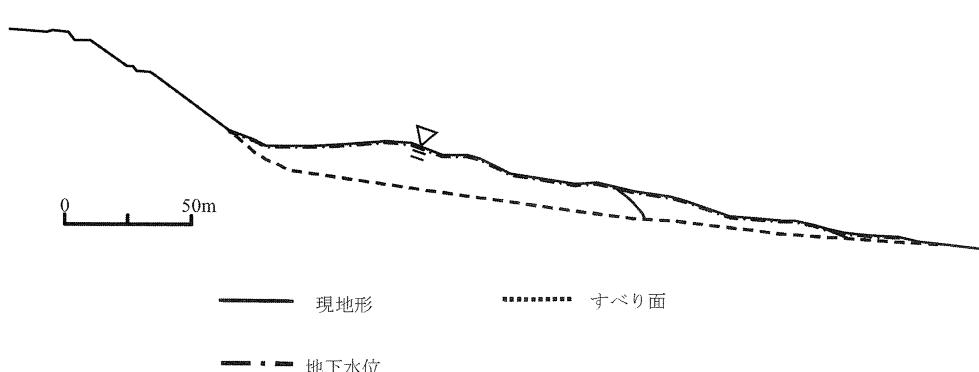


図-4 地すべり停止時の安定解析断面図

析法」を適用し、すべり面平均強度定数 $\bar{\phi}' = 18.5^\circ$ ($\bar{c}' = 0$)、残留係数 $R = 0.54$ を得た。Rは過去の沖縄の泥岩地すべりの $R = 0.7 \sim 0.9$ (宜保ら, 1986; 中村ら, 2004)よりもかなり小さい。これは破碎ピーク強度より小さい完全軟化強度の関与の影響によるものである。

4. 初生時の地すべりについて

図-6 は、地すべりの発生前地形に地すべり本体と古い地すべりを示したものである。本地すべりは、一次すべり後の大量の降雨と二次すべりの押し出しにより、末端が流動化し長さ500mに及んだが、地すべり本体は図-6 に示したようなものであった。地すべり発生の原因是、降雨と地すべり地の地盤の弱化である。地すべり地盤は、傾斜角 $40 \sim 70^\circ$ の小断層等の弱面が存在し、流れ盤構造となっており、すべりやすい地質構造となっていた。また、地すべり地内に存在する古い地すべりが地すべりの発生と深い関わりがあったと考える。地すべりの上半部では、古い地すべりの移動に伴って押さえ応力が軽減し、横圧解放により長期に亘って地盤が進行性破壊的に弱化し、地すべり下半部で古い地すべり面が本体のすべり面へ転化したことが推測される。今後、これらのことと勘案して初生型地すべりとしての発生メカニズムについて検討を行う予定である。

参考文献

- 1)宜保清一, 佐々木慶三, 周亜名, 中村真也(2006) : 2006(平成 18)年 6 月 10 日沖縄県中城村で発生した北上原地すべりの調査報告, 地すべり, Vol.43, No.2, pp.44-47.
- 2)宜保清一, 古波藏政良, 吉沢光三(1981) : 那覇市真地団地内地すべり性崩壊の発生要因と平均せん断強度定数の決定. 地すべり, Vol.18, No.2, pp.11-18.
- 3)宜保清一, 武居有恒, 古波藏政良(1984) : 平均すべり面強度定数の算定方法について, 地すべり, Vol.20, No.4, pp.1-6.
- 4)宜保清一, 佐々木慶三, 吉沢光三, 伊田茂(1986) : 沖縄, 北丘ハイツ内泥岩すべりにおける地質構造規制とすべり面強度パラメータの算定, 地すべり, Vol.23, No.3, pp.15-20.
- 5)佐々木慶三, 吉沢光三, 宜保清一, 江頭和彦(1990) : 沖縄島尻層群地帯の地すべり, 地すべり, Vol.27, No.2, pp.31-37.
- 6)宜保清一(1996) : 残留係数を導入した安定解析法—沖縄島尻層群泥岩地すべりへの適用—, 地すべり, Vol.33, No.2, pp.46-50.
- 7)周亜明, 宜保清一, 江頭和彦, 翁長謙良, 丸山健吉(1996) : 沖縄, 島尻層群地帯の地すべりにおける破碎泥岩と軟化泥岩の強度特性—浦添地すべりと山川地すべりの対比—, 地すべり, Vol.32, No.4, pp.26-33.
- 8)中村真也, 宜保清一, 林義隆(2004) : 残留係数を導入した地すべりの三次元安定解析—沖縄, 仲順地すべりについて—, 農業土木学会論文集, No.229, pp.47-53.
- 9)宜保清一(1994) : 残留強度測定のためのリングせん断試験装置とその精度, 地すべり, Vol.31, No.3, pp.24-30.
- 10)宜保清一, 中村真也, 周亜明(2000) : 移動量の大きい泥岩地すべりにおけるすべり面の強度—沖縄, 仲順地すべりを事例として—, 土と基礎, Vol.48, No.8, Ser.No.511, pp.9-12.

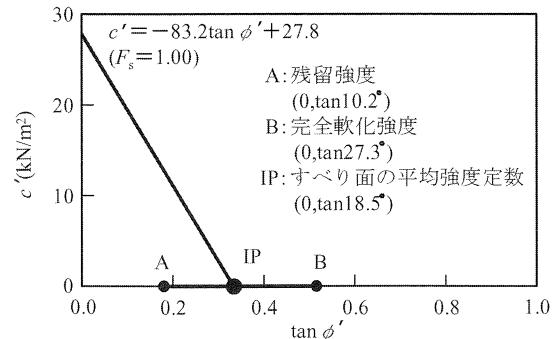


図-5 地すべり停止時の $c' - \tan \phi'$ 関係、残留・完全軟化強度定数、およびすべり面の平均強度定数

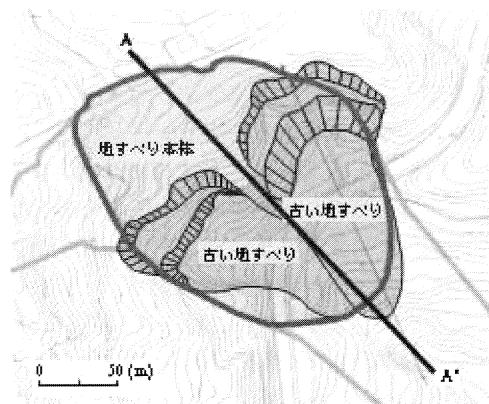


図-6 地すべり前地形に示した地すべり本体と地すべりの平面図

1 液状化時の過剰間隙水圧伝播対策としての地盤改良固化壁の適用

(株) 池畠組・(株) 丸元建設特定建設工事共同企業体

(株) 不動テトラ 清水 勇 呉屋 祐次

// 橋本 則之 ○伊藤 竹史

1.はじめに

本工事は、那覇新港ふ頭地区の廃棄物処分場基礎地盤の液状化および安定対策としてサンドコンパクションパイル工法（以下、SCP 工法）が計画された地盤改良工事であった。しかし、SCP 工法の施工にあたり、図-1 に示す計画エリアの一部に N 値 20～50 の強固なサンゴ礁リーフ層（以下、Ls 層）の存在が確認され、Ls 層下の SCP 工法の貫入が不能となった。そのため、SCP 工法以外での液状化対策が必要となった。本文は、高圧噴射攪拌工法による固化壁造成により過剰間隙水圧の伝播防止対策について報告するものである。

2.工法採用の経緯

Ls 層下部の未改良地盤は液状化発生の恐れがあり、改良地盤への土水圧の影響、未改良部と遮水シートが直接接している部分では上昇した過剰間隙水圧によって遮水シートの破断に繋がる可能性がある。対策案として、図-2 に示す様に改良地盤と未改良地盤の境界部に固化壁を造成して過剰間隙水圧の伝播を抑制する案が考えられた。満足すべき事項として以下の点が挙げられる。

- ・排泥を生じない。（海水汚濁の問題）
- ・図-3 に示すような硬質層（Ls 層）を打ち抜いて、下部地盤（シルト質砂礫層）を改良できる工法。（施工条件）
- ・海上施工が可能な工法（施工条件）
- ・確実なラップ施工が可能な工法（設計上、必要な性能の確保）
- ・単数配列が可能な大型の改良径が造成できる工法（設計上、必要な性能の確保）

改良仕様に関して、設計上必要となる改良有効幅を安定計算により算定し、それに見合った改良径を選定しなければならない。改良径と設計に用いる改良体の有効幅の関係は、図-1 に示すように両側 100mm ずつを差し引いた幅が改良体の有効幅である。経済性を考えると、改良有効幅を複数配列よりも単数配列で満足させる方が、施工本数が少なくなり有効である。

上記の示した条件を満足する工法としてボーリングタイプの「単管式高圧噴射攪拌工法」（以下、FTJ 工法）が採用される事になった。

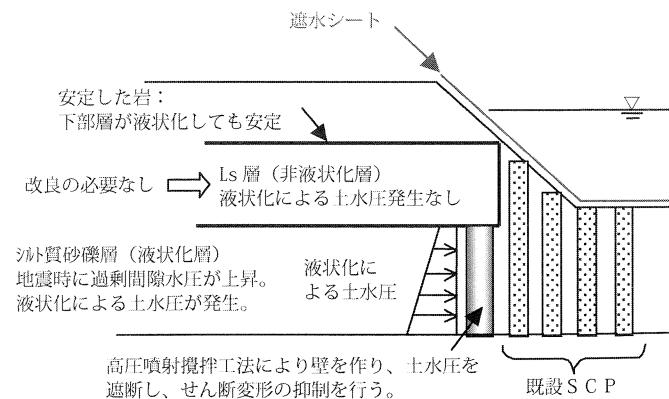


図-2 対策工法概念図

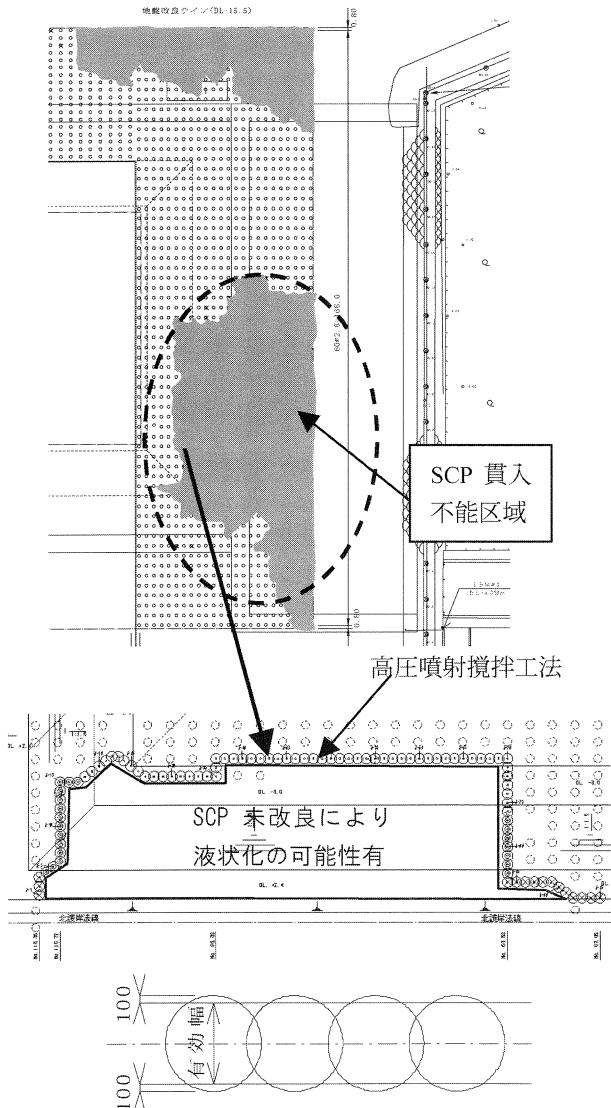


図-1 計画エリアの平面図、パイル配置図

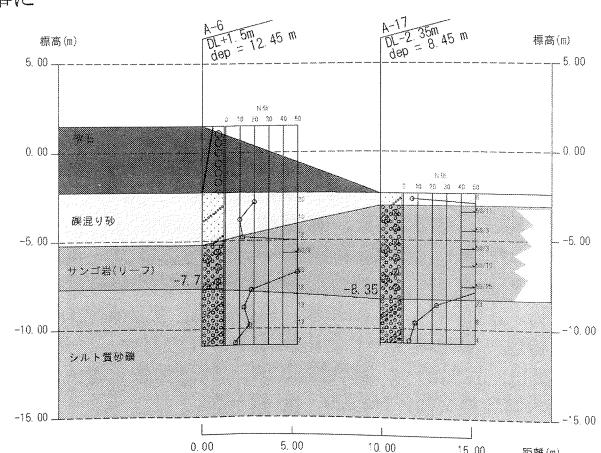


図-3 事前調査ボーリング

3. 適用工法

FTJ 工法は、地中で回転するロッドの先端から超高压（20～40MPa）のセメントスラリーを噴射することで、改良対象地盤を切削しながら攪拌混合し、強固な固化体を造成するものである。本工事では、従来の1流線でなく2流線による高压噴射攪拌を行うFTJ工法を使用することで、従来工法に比べ大径・高速化施工ができ、コスト縮減、工期短縮を図った。工法の原理を図-4に示す。2流線による高压噴射を行うことで、高速施工を行ないながら、従来工法と同一の噴射密度を保持できる。適用事例として、山留め壁などの構造物と地盤改良体の間詰め対応を始めとする幅広い用途や改良目的に適用できる工法である。

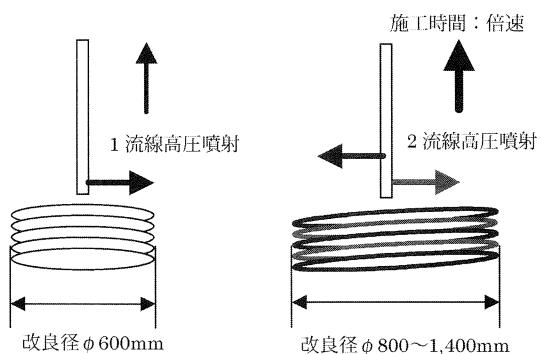


図-4 FTJ工法の概要図

4. FTJ工法の施工と品質

今回の施工では、未改良地盤とSCP改良地盤の間に確実に固化壁を作る必要があるため、事前にボーリングを5本行いLs層の深度分布を確認し、その結果からFTJ工法の施工深度を安全側に設定し、FTJ固化壁とLs層が確実に密着するようにした。また、陸上から施工できない箇所は、写真-1に示すようにセッピ台船を用いて海上からの施工を行った。以下にFTJ改良杭の品質について示す。

・形状

Ls層下部を改良するため杭径の確認を行うことが出来ない状態であった。よって、陸上で杭長1mの試験杭を打設して杭径を確認した。目視、計測による確認において、設計仕様であるφ1300mmの杭径が確認出来た。コアの連続性は事後のチェックボーリングにより良好なことが確認できた。写真-2に示すようにセメントスラリー噴射による杭造成なので、Ls層との密着性も良好であった。

・強度

写真-3に採取したボーリングコアの写真を示す。改良エリアは砂質土を主体に構成され、サンゴ化石が密集して分布していたが、棒状または小枝状に介在するサンゴ化石を巻き込んで密着しており良好なコアであった。採取したコアで一軸圧縮試験を行った結果を図-5に示す。同図より、設計基準強度の1,000kN/m²を満足していることが分かる。

5. おわりに

本工事は、改良エリアに硬質地盤が介在しておりSCPの貫入が不可能な施工条件であったので、液状化により上昇した過剰間隙水圧の伝播防止の対策としてFTJ工法による固化壁の造成を行った。当地区では今回のような硬質層の介在した地盤が多いことが予想されるので、今回の事例を活用した地盤改良を考えて行きたい。

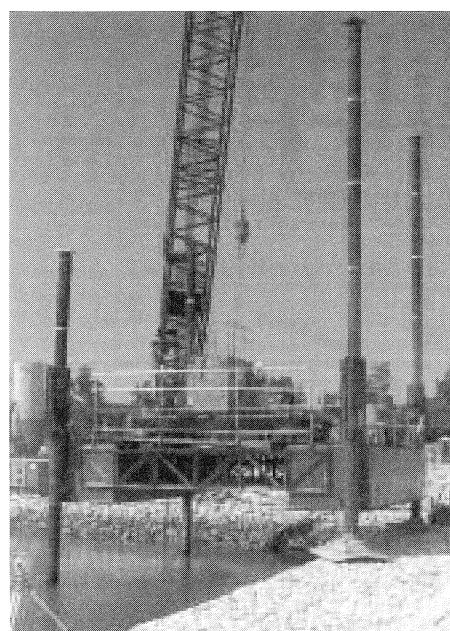


写真-1 海上での施工状況

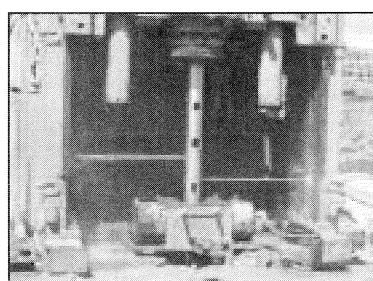


写真-2 2流線噴射状況

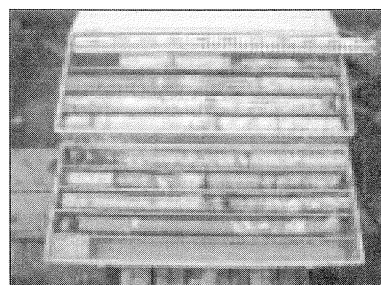


写真-3 改良体コア

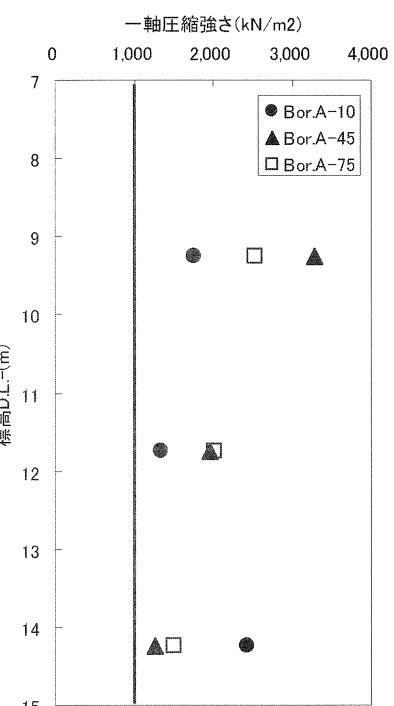


図-5 一軸圧縮強さ

2 圧密特性値を確率変数とした地盤の圧密沈下量の統計特性に関する研究

琉球大学 工学部 環境建設工学科 ○大浜 由誠
琉球大学 工学部 環境建設工学科 原 久夫

1. まえがき

地盤の圧密沈下量は Terzaghi によって確立された圧密理論に基づいて計算されている。この Terzaghi の圧密理論は、圧密特性値の体積圧縮係数 m_v や圧密係数 c_v を一定であると仮定して導かれたものである。しかし、実際の地盤中の m_v や c_v にはバラツキがあるため Terzaghi によって計算される圧密沈下量の値と実際の沈下量とは一致しないことがある。そこで圧密特性値のバラツキを考慮した沈下量の計算を試み、その統計特性を明らかにすることを本研究の目的とした。まず沖縄県中城湾のボーリング調査資料を収集し、 m_v や c_v の統計特性の調査を行った。 m_v 、 c_v の平均値からなる地盤を基準地盤と定義し、沈下量を比較する基準とする。次に、 m_v 、 c_v の統計特性からモンテカルロ法によりモデル地盤を抽出し、有限要素法(FEM)によってモデル地盤の沈下量 s を計算する。抽出したモデル地盤の沈下量をとり、その統計特性を調べる。

2. 解析法

本研究では、沖縄県中城湾ボーリング調査の土質報告書から圧密試験 93 個についてのデータを収集した。¹⁾ 圧密試験のデータとして平均圧密応力 p (kN/m²)、圧密係数 c_v (m²/s)、体積圧縮係数 m_v (m²/kN) 値を収集し、図-1 に $\ln p - \ln m_v$ 関係、図-2 に $\ln p - \ln c_v$ 関係を示す。図-1、2 の関係図から表-1 の統計特性値が得られる。解析は正規圧密領域を対象としているので過圧密領域は除いた。ここで c_v の骨格となる骨格曲線と標準偏差は圧密荷重によらず一定と仮定する。 m_v の骨格曲線は鉛直有効応力に依存し、 $\ln p - \ln m_v$ は線形関係であると仮定する。

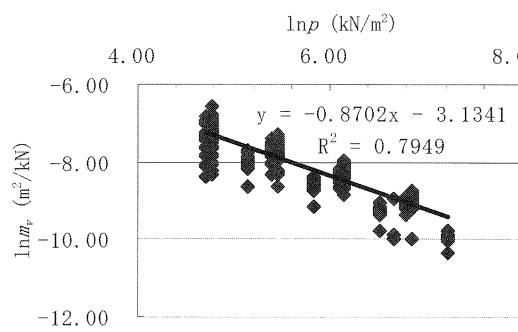


図-1 $\ln p - \ln m_v$ 関係図

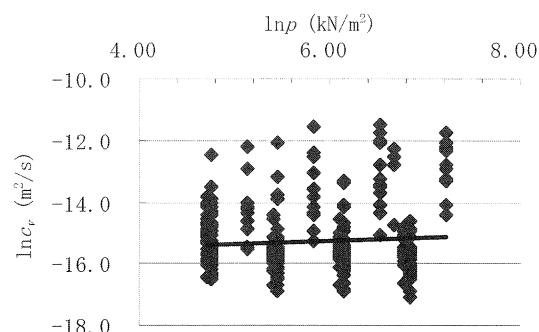


図-2 $\ln p - \ln c_v$ 関係図

表-1 沖縄県中城湾の統計特性値

$\ln c_v$		$\ln m_v$		
標準偏差 (m ² /s)	平均値 (m ² /s)	切片 (m ² /kN)	勾配 (m ⁴ /kN)	標準偏差 (m ² /kN)
1.05	-15.3	-3.13	-0.870	0.250

基準地盤の地層構造は 5 層構造と仮定し、圧密荷重 $p=98\text{kN}/\text{m}^2$ (鉛直有効応力)、層厚 5m の片面排水の計算条件で得られる圧密沈下曲線を図-3 に、基準地盤の断面図を図-4 に示す。また、基準

地盤の沈下量-時間関係を表-2に示す。

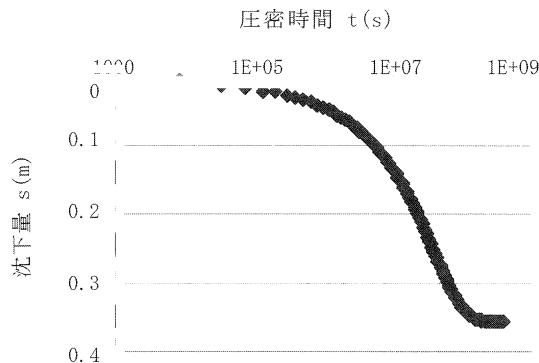


図-3 基準地盤の圧密沈下曲線

		$\downarrow \downarrow \downarrow \downarrow \downarrow \downarrow \downarrow \downarrow$	$\downarrow \downarrow \downarrow \downarrow \downarrow \downarrow$	压密荷重 $p=98kN/m^2$
⑤	$H_5=1m$		$m_v=7.88E-04$	(m^2/kN)
			$c_v=2.37E-07$	(m^2/s)
④	$H_4=1m$		$m_v=7.56E-04$	
			$c_v=2.37E-07$	
③	$H_3=1m$		$m_v=7.27E-04$	
			$c_v=2.37E-07$	
②	$H_2=1m$		$m_v=7.00E-04$	
			$c_v=2.37E-07$	
①	$H_1=1m$		$m_v=6.75E-04$	
			$c_v=2.37E-07$	

二、植物性食物的摄入量

表 3 基準地盤の沈下量 時間関係

表-2 基準地盤の沈下量・時間関係						
基準地盤の圧密度(%)	10	30	50	70	90	100
圧密時間 $t(s)$	1127676	8728462	23400688	46606298	96818896	
$t(day)$	13.1	101	270	539	1120	
沈下量 $s(m)$	0.0357	0.107	0.179	0.250	0.322	0.357

モンテカルロ法により、表-1に示す $1nm_v$, $1nc_v$ の統計特性を持つ m_v , c_v 値を抽出し、モデル地盤の圧密特性値とする。このモデル地盤中では、 m_v , c_v 値が一定ではないため、Terzaghi の圧密理論では計算できない。そのため、本解析では、有限要素法(FEM)により沈下計算を行い、モデル地盤の圧密沈下曲線を求めた。このようなモデル地盤を 30000 個抽出し、それについて圧密沈下曲線を求めた。一例として図-5 に試行回数 30000 回目の圧密沈下曲線、図-6 に試行回数 30000 回目の抽出地盤断面図、表-3 に試行回数 30000 回目の抽出地盤の沈下量を時間-沈下量関係で表す。表-3において、示した沈下量は、表-2 に示す基準地盤の圧密時間におけるものである。

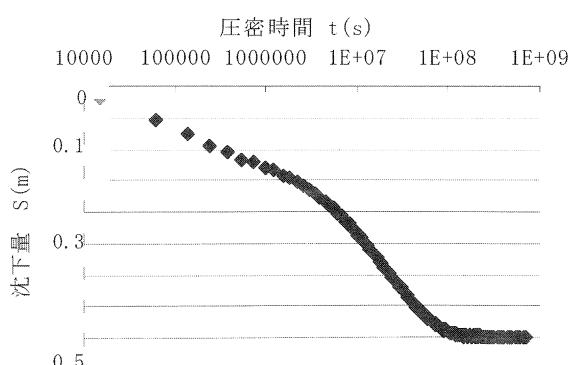


図-5 試行回数 30000 回目の圧密沈下曲線

		$\downarrow \downarrow \downarrow$	$\downarrow \downarrow \downarrow \downarrow \downarrow \downarrow \downarrow \downarrow$	$p = 98 \text{kN/m}^2$
⑤	$H_5 = 1 \text{m}$		$m_v = 9.82 \text{E-04}$	(m^2/kN)
			$c_v = 3.09 \text{E-06}$	(m^2/s)
④	$H_4 = 1 \text{m}$		$m_v = 8.90 \text{E-04}$	
			$c_v = 2.08 \text{E-06}$	
③	$H_3 = 1 \text{m}$		$m_v = 1.05 \text{E-03}$	
			$c_v = 2.26 \text{E-07}$	
②	$H_2 = 1 \text{m}$		$m_v = 4.52 \text{E-04}$	
			$c_v = 1.29 \text{E-07}$	
①	$H_1 = 1 \text{m}$		$m_v = 6.91 \text{E-04}$	
			$c_v = 1.33 \text{E-07}$	

図-6 試行回数 30000 回目の抽出地盤断面図

表-3 試行回数30000回目の時間-沈下量関係

基準地盤沈下の圧密度(%)	10	30	50	70	90	100
圧密時間 t(s)	1127676	8728462	23400688	46606298	96818896	
t(day)	13.1	101	270	539	1120	
30000回目抽出地盤						
沈下量 s(m)	0.131	0.224	0.300	0.354	0.390	0.399

各々の沈下曲線を比較する基準の時間は、基準地盤の圧密度が $U=10, 30, 50, 70, 90\%$ となる時間(表-2 参照)とする。各時間における沈下は、抽出地盤ごとに異なりばらついたものとなるが、このバラツキを定量化するため、ここでは沈下量の対数をとり、その頻度分布を調べる。図-7は、 $t(U=10\%)$, $t(U=50\%)$, $t(U=90\%)$ における $\ln s_t(m)$ の頻度分布の変動を示している。圧密進行による $\ln s_t$ の分布形の遷移過程を平均、標準偏差、尖度、歪度などの数値化したもので表すと、表-4 のようになる。

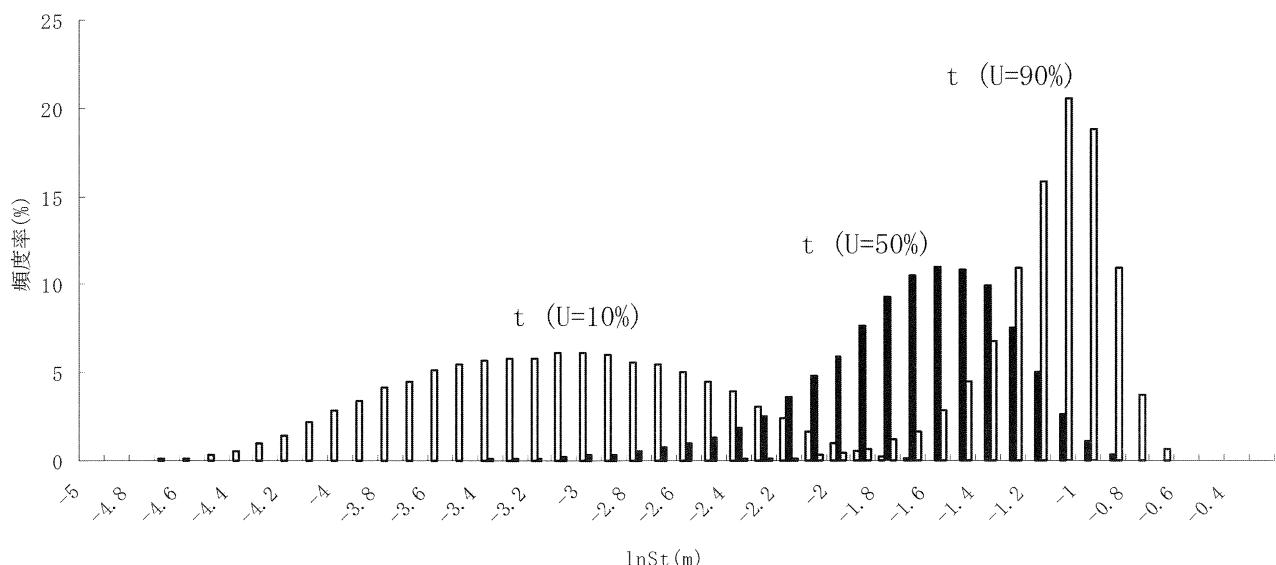
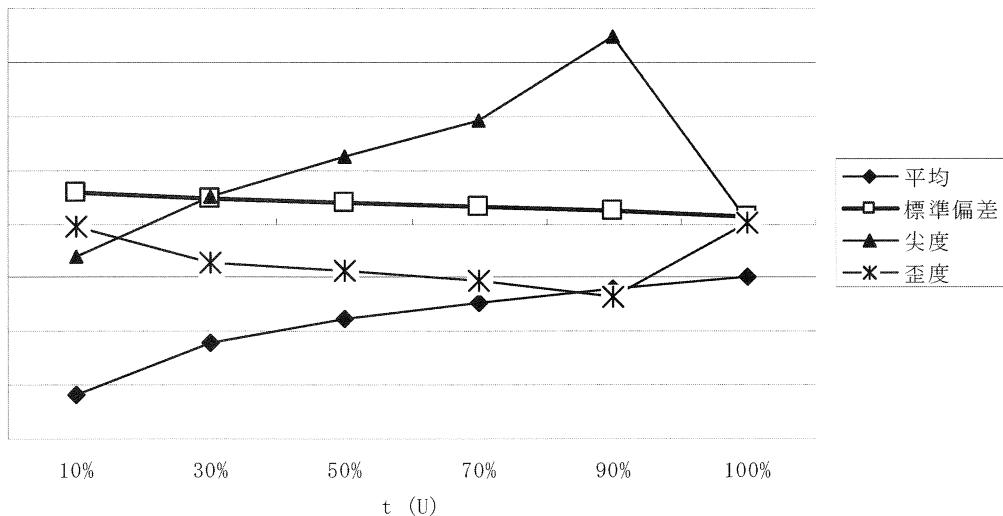


図-7 各圧密度における頻度分布

表-4 圧密進行による $\ln s_t$ 統計特性値の遷移

基準地盤沈下の圧密度(%)	10	30	50	70	90	100
平均(m)	-3.18	-2.21	-1.77	-1.47	-1.22	-1.00
標準偏差(m)	0.574	0.469	0.397	0.334	0.248	0.113
尖度	-0.629	0.490	1.253	1.930	3.475	0.071
歪度	-0.0623	-0.710	-0.888	-1.07	-1.37	0.00545

表-4において、圧密進行に伴い、平均は単調増加し、標準偏差は単調減少する。尖度は頻度分布の形を示しており、値が正のときは尖形、負のときはへん平となる。歪度は平均値周辺での両側の非対称を表す値で、正の歪度は、対称となる分布が正の方向へ、負の歪度は負の方向へ伸びていることがわかる。また、表-4での圧密進行による平均、標準偏差、尖度、歪度を図-8に示す。

図-8 $\ln S_t$ の平均, 標準偏差, 尖度, 歪度の変化

まとめ

本研究では、地盤内の統計特性値は一定でなくばらついているとして、30000 個のモデル地盤を抽出し、有限要素法(FEM)により沈下量計算を行った。図-7における $\ln S_t$ の分布形の遷移過程は、圧密進行に伴い、へん平な分布から、尖形へ移っていく様子がわかる。これは圧密初期で生じ得る沈下の変動が大きく、圧密の進行につれ徐々に変動が小さくなっていくことを示している。この解析例で示した方法で、 m_v や c_v のバラツキを考慮した圧密沈下量の統計的特性を明らかにすることができる。この統計特性を利用して実測沈下量が与えられた場合の沈下予測が可能となる。

参考文献

- 1) 平良知也：確率的変動を考慮したモデル地盤の圧密沈下解析、琉球大学卒業論文、2006. 2.

3 琉球石灰岩層を中間層とする拡大先行掘杭の支持力について

(財) 沖縄県建設技術センター 主任 大城 宏治
(前・沖縄県宮古支庁土木建築課所属)

1 はじめに

本県においては、橋梁等の構造物の基礎に鋼管杭を用いる場合、琉球石灰岩層を打ち抜くための施工方法として拡大先行掘工法が多く用いられている。

拡大先行掘工法は、堅い層や軟弱な層が不均質に堆積している琉球石灰岩層を確実に貫くために、杭の中空部にアースオーガを挿入し、オーガヘッドの刃先で杭径以上の拡大先行掘りをしながら杭を落とし込んでいく工法で、全国共通の基本的基準書である道路橋示方書（以下、道示と記す）に示す中掘工法、プレボーリング工法とは異なる道示適用外の工法である。（図-1）

また、この際中間層となる琉球石灰岩は、比較的新期の石灰岩で、現在も岩石化が進行中であるため、岩塊状の緻密なものから、砂礫状の非常にルーズなものまで様々な岩相が不規則に出現し、工学的にその取扱いが非常に難しい地層である。さらに、日本国内では琉球列島特有の地層であることから、その特殊性・不均質性のため全国統一の各種基準の適応判断に苦慮している状況である。

このため、琉球石灰岩層を中間層とする拡大先行掘杭については、全国的に事例が少なく、試験結果が少ないなどの理由から支持力機構について不明確な部分が多い。

このような背景から、琉球石灰岩層を中間層とする拡大先行掘杭について、水平抵抗力および鉛直支持力に関する杭の健全性の確認、周面抵抗力と先端支持力の分担など杭の支持力機構の明確化、設計手法の妥当性の確認等を目的に、杭の水平載荷試験および鉛直載荷試験を実施した。その結果および考察について以下に述べる。

2 試験杭概要

2. 1 試験杭の仕様

本県のなかで最も代表的な琉球石灰岩の島である宮古島において、現在施工中である入江橋橋梁整備工事の鋼管杭基礎を試験対象の杭とした。当杭の設計仕様および現場地質条件を図-2に示す。試験杭は、杭径800mm、杭長28mの鋼管杭で、中間層である琉球石灰岩層を拡大先行掘工法で貫入し、支持層である島尻泥岩層に先端打撃により打込んだ。また、設計における考え方について、当工法が道示適用外の工法であることから、各設計値については、

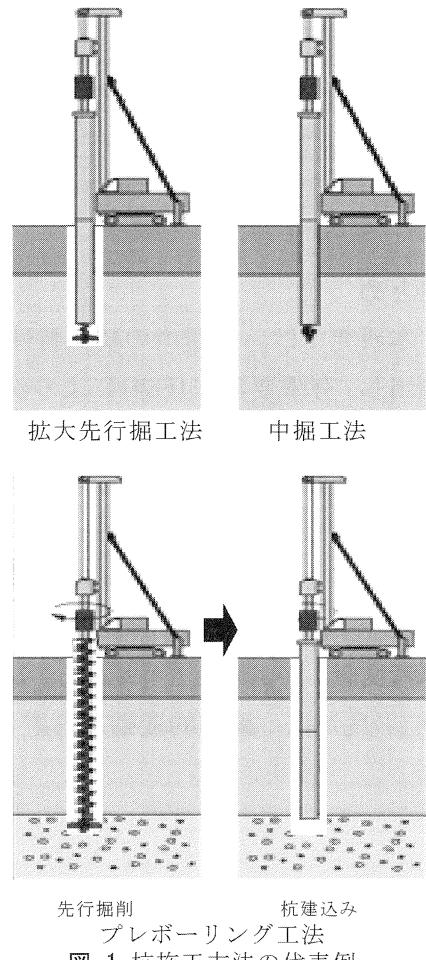


図-1 杭施工方法の代表例

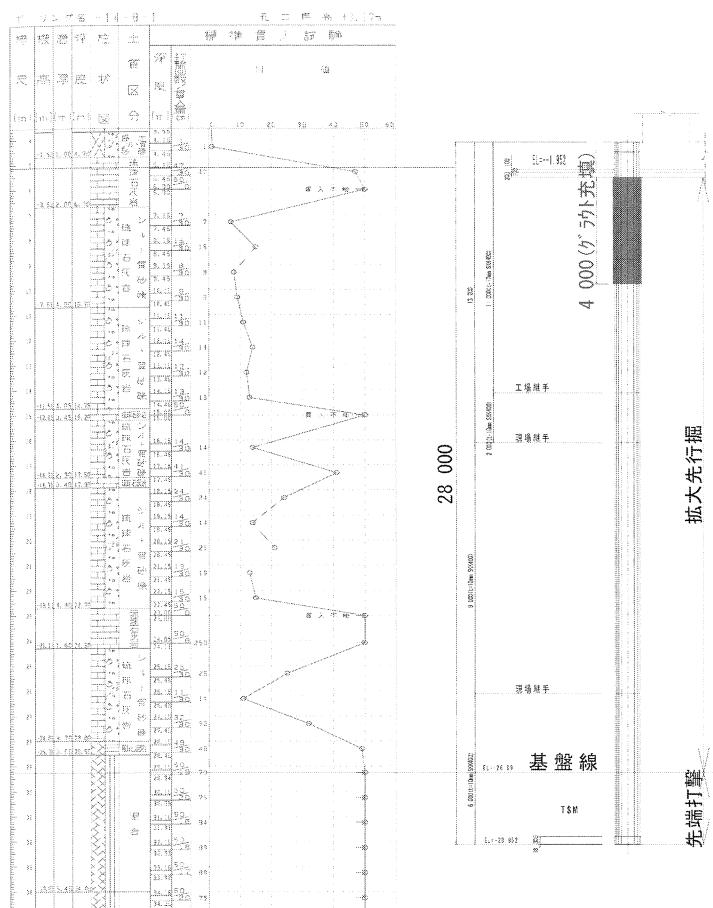


図-2 杭設計仕様、柱状図

2. 2 杭周グラウト

拡大先行掘工法は、杭径以上に地盤を掘削し、しかもその地盤が不均質で転石等が点在する琉球石灰岩であることから、拡大先行掘りにより杭と孔壁の間に間隙ができたり、杭周辺地盤が乱されることが予想された。一般的な土砂であれば、孔壁崩壊等により間隙が充填されることが期待できるが、琉球石灰岩は自ら固結しようとする性質を有することや、不規則に混在する塊状部 (N 値 ≥ 50) が障害となり、間隙が十分充填されない可能性があり、このため杭の水平抵抗力が低下することが懸念された。

そこで、杭打込み前後および1週間後に地盤強度の変化を確認するため調査ボーリング（孔内水平載荷試験等）を実施し、その地盤の変形特性を示す変形係数を求めて評価した。（表-2, A2-T1～T3）これによると、打込み直後は打込み前の1/7程度まで強度が低下しており、1週間後においても全く回復は認められなかった。また、ボーリングコア採取により、打込み直後及び1週間後ともに空洞や極めて軟弱なスライムが確認された。

このため、杭周辺の間隙を充填するために、水平抵抗が大きく作用する杭頭から鉛直方向4mの範囲において、杭周グラウトを実施した。

（図-2）

グラウト効果の確認のため、グラウト後にボーリング調査を実施した結果、事前調査の半分程度まで、強度が回復していることが確認できた。（表-2, A2-T4）

過去に県内で実施された試験のデータ等を参考に提案された県内独自の算定式（沖縄県土木建築部土木設計要領記載）等を用いて設計を行っている。（表-1）

なお、今回の試験においては、工事規模、構造物の重要度、対象工事の工期等を勘案し、実際に構造物の基礎となる本杭を試験対象杭とした。

表-1 設計採用式(値)

項目	採用式(値)	基準書
水平抵抗力 (地盤反力係数、 ハネ定数等)	琉球石灰岩を対象とした指針等がないため、道示に準じて N 値により算定。	道路橋示方書
杭先端極限 支持力度	$6d \cdot Su (\text{kN}/\text{m}^2)$ (Su : 非排水せん断強度、 d : 支持層への根入れ長/杭径、ただし $d \leq 2$) 県内における島尻泥岩を支持層とする打込み杭の過去の試験データ等から提案された県内独自の算定式	沖縄県 土木建築部 土木設計要領
周面抵抗力	$9.8 (\text{kN}/\text{m}^2)$ 県内における琉球石灰岩を支持層とする中掘杭の過去の試験データ等から提案された県内独自の提案値	沖縄県 土木建築部 土木設計要領

表-2 孔内水平載荷試験結果(変形係数)

（単位： kN/m^2 ）

	A2-T1 (事前調査)	A2-T2 (直後)	A2-T3 (1週間後)	A2-T4 (グラウト後)
琉球石灰岩 未固結部	8,635	1,295	1,054	4,153

3 水平載荷試験

3. 1 試験方法

杭周グラウト後の杭の水平抵抗に関する健全性の確認を目的として、水平載荷試験を実施した。

当試験は、載荷装置に油圧ジャッキを用い、桁材を介して試験杭および反力杭の杭頭に水平荷重を載荷する方法で、一方向載荷にて試験を実施した。(図-3) (写真-1)

また、道示に示された杭頭の許容変位量15mmを超えない14mm程度を計画最大変位とし、杭体の応力を確認しながら計画最大変位に至るまで多サイクルにより荷重をかけ、各サイクルにおける荷重と変位を計測した。さらに、杭の水平挙動を算定するのに必要な設計上の基本的な定数である水平方向地盤反力係数 k_H (kN/m^3) を算出し、これを用いて杭の水平抵抗に関する健全性の照査を行った。

なお、杭の養生期間については、工事の施工状況に合わせ、杭打込みから50日、杭周グラウト充填から10日を設けた。

3. 2 試験結果および考察

載荷点における荷重、変位の測定値を図-4に示す。試験最大変位量13.8mmに相当する試験最大荷重は390kNを示しており、設計水平荷重195kN/ m^2 を十分に満足していることが確認できた。

また、杭径の1% (当試験においては8mm) の変位量(基準変位量)に相当する水平荷重から水平方向地盤反力係数 k_H (kN/m^3) を算出し、これを用いて杭の設計計算を行い、当杭の安全性について、道示に基づき設計計算された原設計値との比較を行った。(表-3)

その結果、水平方向地盤反力係数、杭体の断面力、杭体自体の応力等全ての項目において設計値を十分に満足していることから、当杭の水平抵抗に関する健全性が確保されていることが確認できた。ただし、水平方向地盤反力係数が今回試験=原設計となっていることを考えると、グラウト無しでは今回試験<原設計となることが予想され、拡大先行掘工法においては、杭頭部の間隙をグラウト等により確実に充填し、地盤強度をある程度回復させる必要があると思われる。

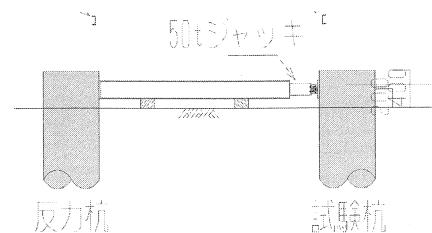


図-3 水平載荷試験装置図

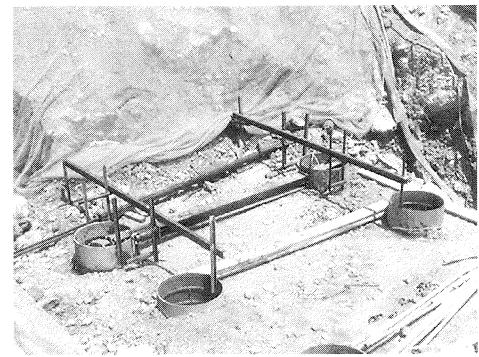


写真-1 水平載荷試験全景

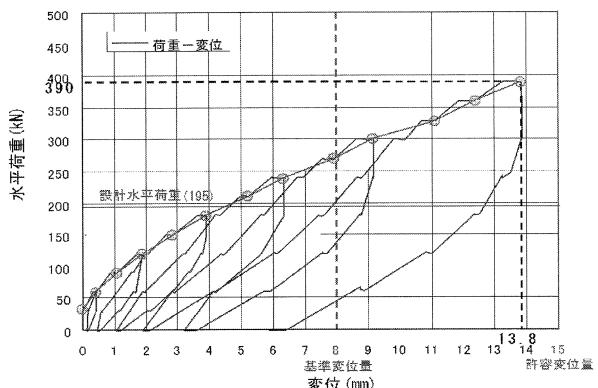


図-4 荷重-変位曲線

表-3 杭基礎の計算結果

荷重名称	常時		地震時		摘要
	今回	原設計 (許容値)	今回	原設計 (許容値)	
水平方向地盤反力係数	k_H kN/ m^3	29,257 ≈ 29,140	29,257 ≈ 29,140	OK	
鉛直力	V_o kN	18,100.8	15,738.9		
底版中心における作用力	H_o kN	2,337.7	5,715.1		
モーメント	M_o kN·m	1,901.5	15,336.9		
杭頭変位量	δ_x cm	0.40 ≈ (1.50)	0.97 ≈ (1.50)	1.50 (1.50)	OK
杭反力	P_{Hmax} kN	1,750.5 ≈ (2,472)	1,825.3 (3,671)	2,477.9	OK
	P_{Hmin} kN	1,296.3 ≈ (0.0)	1,191.5 (0.0)	312.1 ≈ (145.3 (-168))	OK
杭体断面力	P_H kN	194.8	476.3		
	M_T kN·m	164.3	54.6		
	M_m kN·m	-185.2	-387.8		
杭体応力度	圧縮	σ_c N/mm^2	-	147.3 ≈ (210)	189.31 (210)
	引張	σ_t N/mm^2	-	9.9 ≈ (210)	20.77 (210)
	せん断	τ N/mm^2	-	16.2 ≈ (29)	16.2 (29)

4 鉛直載荷試験

4. 1 試験方法

杭の鉛直支持力に関する健全性の確認、および杭周面抵抗力と先端支持力の分担などの支持力機構の確認を目的に杭の鉛直載荷試験を実施した。

鉛直載荷試験には、載荷方法の違いにより押込み試験、急速載荷試験、衝撃載荷試験などがあるが、現場条件、試験対象工事工期の制約、コスト面、得られる情報量等を考慮し急速載荷試験を採用した。

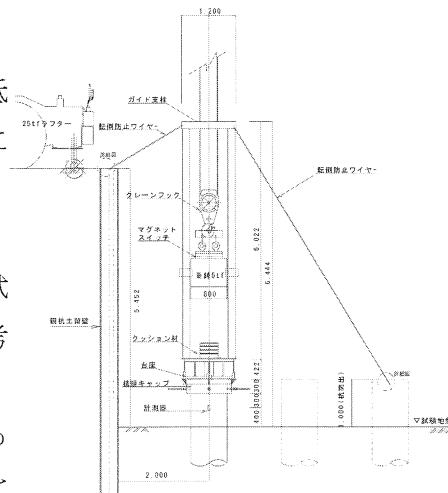
今回実施した急速載荷試験では、重錘を自由落下させることにより動的荷重を試験杭に作用させ、載荷継続時間を長くするため重錘と試験杭の間にクッション材を設置し、試験を行った。載荷装置の概要図を図-5に、試験実施状況写真を写真-2に示す。また、杭体応力を計測するために、9断面にひずみゲージを取り付けた。

今回の試験では、本杭を試験対象杭としており、極限支持力(6,895kN)まで荷重をかけると杭体に破損や座屈が生じる恐れがあった。そこで、設計荷重(2,298kN)を超える3,050kNを計画最大荷重とし、落下高さを10段階に分けて試験を行った。なお、杭の養生期間については、工事の施工状況に合わせ、杭打込みから25日、杭周グラウト充填から10日を設けた。

4. 2 試験結果および考察

4. 2. 1 設計支持力の確認

測定結果から求められる鉛直支持力に関する特性値として、第1限界抵抗力と第2限界抵抗力がある。第1限界抵抗力は、周面抵抗力がほぼ極限状態にあることを示す荷重であり、第2限界抵抗力は、杭全体抵抗力の極限状態を示す荷重である。(第1限界抵抗力<第2限界抵抗力) 今回の試験においては、試験対象杭が本杭で、極限支持力までの荷重が載荷出来なかつたことから、ここでは、第1限界抵抗力のみについて検討を行った。第1限界抵抗力の判定を行う指標となるLog P-Log S曲線を図-6に示す。Log P-Log Sの関係において、明瞭な折れ点を示す荷重が第1限界抵抗力であるが、今回の試験では折れ点が認められず、第1限界抵抗力まで達していないと判断された。このことから、試験最大荷重3,050kNまでの杭の健全性は確保されているものと考えられ、これは設計支持力(2,298kN)を満足するものである。



4. 2. 2 杭周面と杭先端の荷重分担

落下高さと杭頭・杭周・杭先端の各荷重関係を図-7に、各荷重段階における杭先端と杭周面の荷重（軸方向力）分担を表-4に示す。なお、先端支持力については直接計測していないため、⑨断面における軸方向力を先端支持力としている。

設計支持力を超える最大荷重の段階においても、80%以上が周面抵抗力で支持しており、設計周面抵抗力の14倍以上の値を示して

いる。特に、杭周グラウトが施されている断面①～③においては、3段階までは全体の80%以上の分担率を示しており、断面⑧～⑨においては、最終段階において約70%の分担率となっている。先端支持力については、試験最大荷重時の荷重分担が設計値の19%程度に

とどまっているため、この段階では十分な支持力の発現には至っておらず、相当量の余力があると考えられる。

次に各段階(抜粋)における、各段面区間の周面抵抗力度の分布を図-8に示す。

杭周グラウトを施した断面①～③においては、3～123kN/m²とばらつきはあるものの、高い抵抗力度を示している。断面③～⑧においては、0～26kN/m²と低い値を示しており、設計値(9.8kN/m²)を前後する数値となっている。断面⑧～⑨においては、荷重段階が上がるにつれて、抵抗力度も増しており、最終荷重時には、289kN/m²と他区間に比べ極端に高い数値を示している。

図-8 杭周面抵抗力度分布

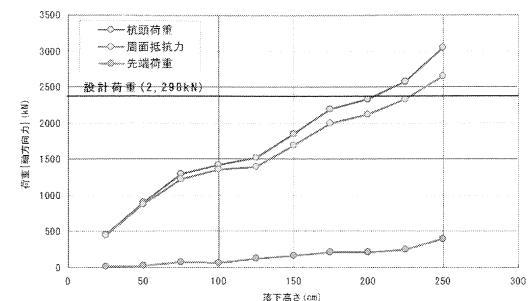
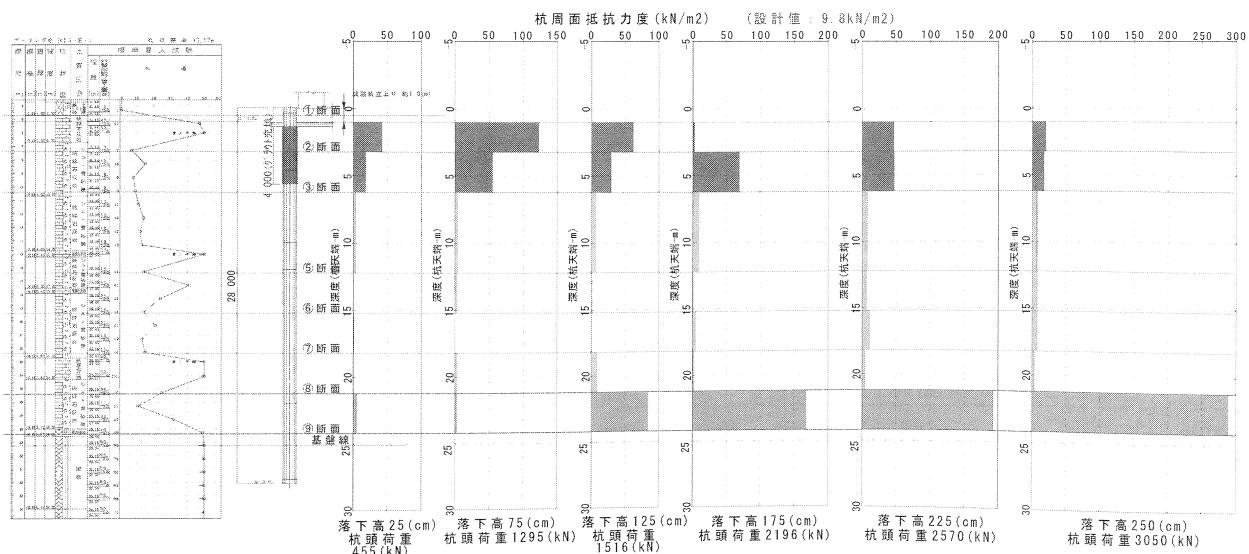


図-7 荷重分担一覧図

表-4 荷重分担一覧表

断面	地層区分	荷重分担	落下高さ(cm)										設計支持力
			1段階	2段階	3段階	4段階	5段階	6段階	7段階	8段階	9段階	10段階	
①	琉球 石灰岩	杭頭荷重	455	905	1295	1416	1516	1847	2196	2328	2570	3050	2298
		①～②	233	408	681	596	343	42	14	50	254	106	-
		51%	45%	53%	42%	23%	2%	1%	2%	10%	3%	-	
		②～③	137	323	414	70	218	371	521	509	355	128	-
		30%	36%	39%	5%	14%	20%	24%	22%	14%	4%	-	
		③～⑤	42	69	59	396	111	149	136	104	104	106	-
		9%	8%	5%	28%	7%	8%	6%	4%	4%	3%	-	
		⑤～⑥	-3	9	21	2	12	55	2	16	46	56	-
		-1%	1%	2%	0%	1%	3%	0%	1%	2%	2%	-	
		⑥～⑦	7	8	-4	-7	9	33	33	27	83	56	-
⑨	島尻 泥岩	⑦～⑧	2%	1%	0%	0%	1%	2%	2%	1%	3%	2%	-
		⑧～⑨	-10	24	24	14	61	90	16	3	30	25	-
		-2%	3%	2%	1%	4%	5%	1%	0%	1%	1%	-	
		①～⑨	37	37	21	281	637	943	1269	1412	1454	2178	-
		8%	4%	2%	20%	42%	51%	58%	61%	57%	71%	-	
		443	878	1216	1352	1391	1683	1991	2121	2326	2655	187	
		97%	97%	94%	95%	92%	91%	91%	91%	87%	88%	-	
		12	27	79	64	125	164	205	207	244	395	2111	
		3%	3%	6%	5%	8%	9%	9%	9%	13%	92%	-	
		先端支持力											

(%)表示は、杭頭荷重に対する分担の割合

全体としては、序盤は杭周グラウトを施した断面①～③の抵抗力度のみが徐々に増加し、ピークに達した後、減少に転じると同時に中盤当たりから断面⑧～⑨の抵抗力度が増加し始め、最終段階で最高の抵抗力度を示している。断面①～③については、断面③～⑧と比較しても明らかのように、杭周グラウトが大きく影響していることが考えられる。また、断面⑧～⑨については、当区間が支持層直上の区間であり、施工時にできた杭と孔壁との隙間が、上部からの土砂流入等により充填され、地盤の乱れが回復したことによる影響と思われる。

5 まとめ

5. 1 杭の健全性・支持力機構について

○杭周グラウトについて、今回の試験結果から拡大先行掘杭においては杭打込み後に杭頭部における杭周グラウトが必要であると思われる。しかし、古宇利大橋（琉球石灰岩・打込み杭）における既往調査においては、長期養生（5ヶ月間）後のセットアップ現象（時間経過による支持力回復現象）が確認されており、拡大先行掘りによる間隙及び地盤の緩みが、打込み杭同様に長期養生によるセットアップが期待できるかは、更なる調査等により検証の必要がある。

○杭の水平抵抗力について、水平載荷試験を実施した結果、杭周にグラウトを充填することで、地盤全体の評価として、十分な水平抵抗が得られることが確認できた。

○杭の鉛直支持力について、鉛直載荷試験を実施し、設計支持力を超える最大荷重を載荷した結果、十分な健全性が確認された。

○周面抵抗力と先端支持力の分担について、試験最大荷重時における周面抵抗力が設計値の14倍以上と予想外に大きな抵抗力を發揮していることを確認した。先端支持力については、試験最大荷重段階では十分な支持力の発現には至っておらず、相当量の余力があると考えられる。

5. 2 設計手法について

○水平抵抗に関する設計の考え方について、今回の試験結果より算出された水平方向地盤反力係数が、道示に基づき算定された原設計値と同程度以上であることから、琉球石灰岩における拡大先行掘杭においても、杭頭部にグラウトを充填すれば、道示を摘要しても問題ないと思われる。

○先端極限支持力に関する設計の考え方について、今回の試験では十分な先端支持力の発現までには至らなかったことから、県内独自の算定式を採用した当設計手法の妥当性の確認までには至らなかった。

○周面抵抗力に関する設計の考え方について、グラウトを充填してない部分については、ほぼ設計値 ($9.8kN/m^2$) に近い周面抵抗力を示しており、県内独自の提案値を採用した当設計手法の妥当性が概ね確認できた。支持層直上部、および水平抵抗を確保するために施された杭周グラウト部については、設計値を遙かに超える抵抗力を示しており、今後更に極限状態までの載荷試験や長期養生後のセットアップ現象による影響調査などを実施することにより、周面抵抗力をこれまで以上に大きく見込むことによる、より経済的な杭の設計手法の確立が期待できる。

4 FEM 解析に基づく空洞探査範囲の選定に関する一考察

株式会社白石 ○清住 真
株式会社白石 大内 正敏
東京工業大学 日下部 治

1. はじめに

固結した琉球石灰岩の一軸圧縮強度 q_u は、形成時期で異なるが概ね $5\sim100 \text{ MN/m}^2$ である¹⁾。これより、要素として評価した琉球石灰岩は、中硬岩相当の強度を発揮し、支持層として十分な強度を有している。しかし、琉球石灰岩を支持層として活用するためには、地盤全体をマスとして捉え、琉球石灰岩の特徴である空洞や互層地盤の影響を支持力評価に適切に反映する必要がある²⁾。そこで、琉球石灰岩を支持層として有効に活用することを目的として、琉球石灰岩の支持力特性について研究している。

これまでに、2次元弾塑性FEM解析を用いて、空洞が直接基礎の支持力特性に及ぼす影響について検討した。その結果、空洞の大きさや位置、数などを評価した支持力が算出できる^{3), 4), 5)}。一方、空洞探査の技術は、電気探査による地盤の比抵抗分布を作成し、そこから空洞の有無を判定する方法が提案されており、その技術も年々進歩している。例えば高橋らは、通常の電気探査よりも空洞の検知精度が高いハイブリッド型電気探査を実施し、良好な結果を得ている⁶⁾。以上のことから、空洞を考慮した設計支持力は、適切な空洞探査を実施することにより、算出が可能である。探査範囲は、調査コストや設計支持力と密接な関係があるが、選定方法に明確な基準がない。そこで、2次元弾塑性FEM解析を利用して、工学的に探査範囲の選定について考察した。

2. 空洞を有する地盤の支持力算定方法

図.1は、平面ひずみ条件で作成した有限要素分割図である。基礎と空洞は、図.1.(b)のようにした。本論文の空洞形状は、全て正方形である。要素は、15節点三角形要素を使用し、12個のGauss積分点を持つ。要素数は、要素作成に使用プログ

ラム⁷⁾の自動生成機能を使用しているため、空洞の状態によって異なるが概ね450である。直接基礎と空洞周辺のメッシュは、応力変動が激しくなることから、他の場所よりも細かくした。境界条件は、側面の水平変位を固定し、底面の鉛直と水平変位を固定した。直接基礎の底面は、基礎下端と地盤の節点を共有する完全粗の状態とした。

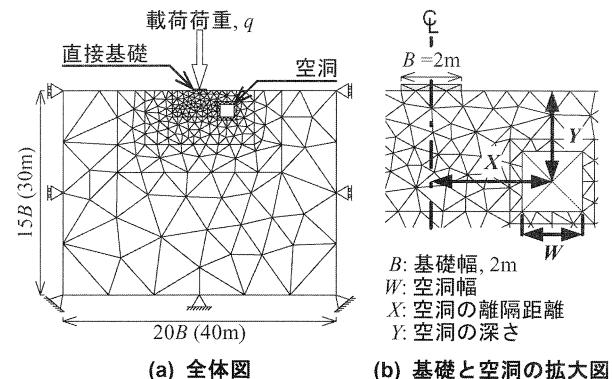


図.1 平面ひずみ有限要素分割図

地盤は Mohr-Coulomb モデルによる弾完全塑性体とし、地盤の塑性ひずみは非関連流れ則から算出した。直接基礎は、線形弾性体とした。地盤の物性値は、換算 N 値が 500 の海中部の固結石灰岩として、次のように決定した。内部摩擦角 ϕ と粘着力 c は、旧日本道路公団（以後、旧 JH と略）が定める砂岩・硬岩・深成岩類の換算 N 値による相関式⁸⁾を使用し、 43° と 120 kN/m^2 となる。同様に、水中単位体積重量 γ も旧 JH が定める岩盤の換算 N 値による相関式⁸⁾を使用し、 13 kN/m^3 となる。なお、本解析は、琉球石灰岩の原位置での透水係数 k が $1\times10^{-1}\sim1\times10^{-3} \text{ cm/sec}$ ⁹⁾であり、排水挙動が予測されることから、有効応力解析とした。変形係数 E とポアソン比 ν 、ダイレイタンシー角 ψ は、新城らの固結石灰岩を対象とした一軸圧縮試験結果¹⁰⁾を参考にし、 $E = 710 \text{ MN/m}^2$ 、 $\nu = 0.3$ 、 $\psi = 5^\circ$

とした。引張強度 σ_t は、鉄道技研による堆積岩の引張強度とせん断強さの比¹⁰⁾を適用すると c の1/2となり、 60kN/m^2 とした。直接基礎の物性値はコンクリートの値を使用し、 $\gamma=23\text{kN/m}^3$ 、 $E=3.0\times 10^4\text{MN/m}^2$ 、 $\nu=0.1$ とした。

図.2は、常用対数で表した載荷荷重 q と基礎の沈下量 S の関係であり、空洞の有無に関わらず明確な折れ点を生じている。本研究はこの時の荷重を降伏荷重 q_y とし、空洞の影響評価は空洞がある地盤とない地盤の q_y の比、支持力低減係数 R で評価した。設計支持力は、道路橋示方書（以後、道示と略）に記載されている直接基礎の極限支持力算定式¹¹⁾から求めた値に、支持力低減係数 R を乗じて算出する。つまりこれは、均一な单層地盤のみに適用可能な道示算定式¹¹⁾を、FEM解析で空洞の影響を定量的に評価した R で補完している。

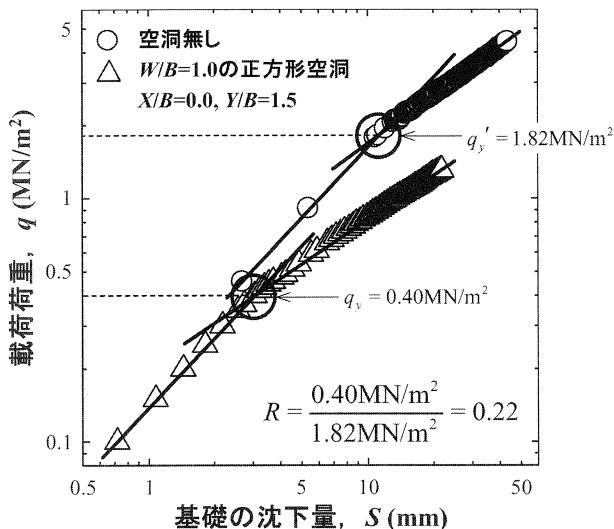


図.2 載荷荷重と基礎の沈下量の関係

図.3は、空洞が無い地盤の破壊状況である。図中の圧縮破壊はCoulombの破壊包絡線上に到達した応力点であり、引張破壊は最小主応力 σ_3 が引張強度 σ_t に到達した応力点である。図.3.(a)の降伏荷重 q_y の時は、基礎直下で模型基礎の支持力実験で観察される主働くさび¹²⁾を形成していることから、妥当な解析結果であると言える。一方、図.3.(b)の計算終了時は、支持力機構の観点から物理的な意味が解釈できない。また、基礎周辺のメッシュ形状は初期と著しく異なることから、解析精度は低いと考えられる。

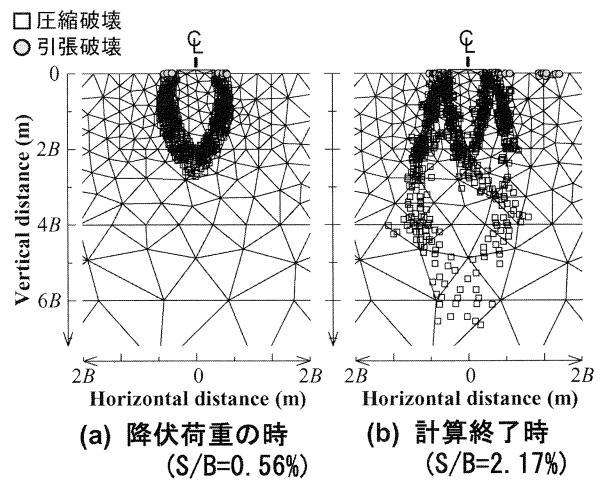


図.3 空洞が無い地盤の破壊状況

3. 空洞探査範囲の選定

3.1 探査結果に基づく設計支持力の算定式

探査結果に基づく設計支持力は、3つの空洞を想定して、式.1の各空洞が単独で存在する時の支持力低減係数 R をそれぞれ乗じて算出する⁵⁾。 $R_{\text{検知不可}}$ は、探査範囲外の外に空洞があることを想定している。仮に探査範囲を無限大とすれば、この値は1となる。 $R_{\text{検知不可}}$ は、検知精度の観点から、探査を実施しても見落とされる空洞を想定している。 $R_{\text{探査結果}}$ は、探査結果に基づく値であり、探査範囲の中に空洞がなければ1となる。

$$\begin{aligned} \text{設計支持力} &= \text{道示算定式}^{11)} \\ &\times R_{\text{探査範囲外}} \times R_{\text{検知不可}} \times R_{\text{探査結果}} \end{aligned} \quad \text{式.1}$$

3.2 探査範囲の選定と $R_{\text{探査範囲外}}$ の算出

図.4は、支持力低減係数 R のコンターである。実線は空洞幅 W と基礎幅 B の比 W/B が1.0であり、破線は W/B が0.5である。この図は、空洞の位置が分かれれば、空洞サイズに対応したコンターから、概略的な R が求まる⁴⁾。例えば、 W/B が1.0の R は、空洞が実線の $R=0.4$ よりも左側にあれば0.4以下となり、右側にあれば0.4以上となる。 $R=0.4$ のコンターは、空洞サイズが小さい $W/B=0.5$ になると、 $W/B=1.0$ よりも内側となる。探査範囲は、このコンターから選定する。例えば、 R が0.8以下となる空洞を探査対象とすれば、探査範囲は $R=0.8$ のコンターの内側となる。一方、このコンタ

一よりも外側は探査を実施しないことから、 $R_{\text{検査範囲外}}$ は0.8となる。ここで、空洞サイズが異なれば、それに対応したコンターも移動することから、先ず、計画サイトでの最大の空洞サイズ W_{\max} を仮定する必要がある。例えば W_{\max} は、空洞が固結石灰岩の中に存在することから、計画サイトでの固結石灰岩の最大層厚以下である。 W_{\max} のコンターから決定した $R_{\text{検査範囲外}}$ は、 W_{\max} より大きい空洞が存在しないことから、探査範囲としたコンターの外側の値よりも下回らない。 $R_{\text{検査範囲外}}$ は、探査範囲が広くなると大きくなり、探査範囲が狭くなると小さくなる。つまり、式.1から求まる設計支持力は、探査範囲が広くなると大きくなり、探査範囲が狭くなると小さくなる。

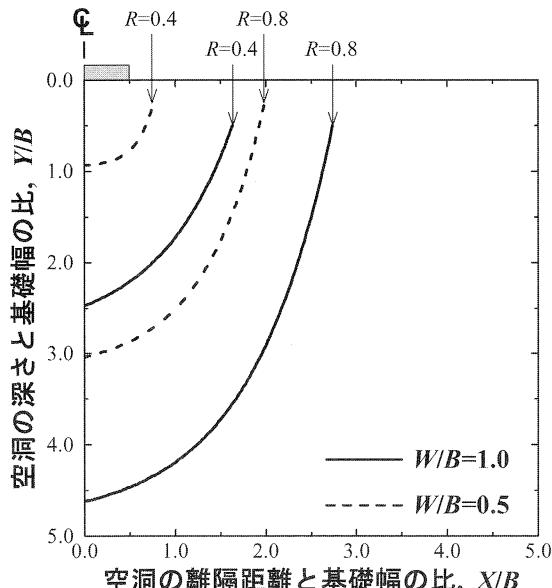


図.4 支持力低減係数のコンター

3.3 $R_{\text{検知不可}}$ の算出

電気探査の検知精度は、探査深度が深くなるほど分解能が粗くなり、低下する¹³⁾。図.5は、検知できない空洞サイズ $W_{\text{検知不可}}$ を深度 Y の1/10と仮定し、 $R_{\text{検知不可}}$ の探査深度を10 B まで検討した時の $R_{\text{検知不可}}$ である。 $W_{\text{検知不可}}$ が0.25 B の場合は、 $R_{\text{検知不可}}$ が凡そ0.8まで低下し、極値を示している。

図.6は検知できない空洞サイズ $W_{\text{検知不可}}$ の降伏荷重 q_v に到達した時の破壊状況である。図.6.(a)は、空洞下部からたすき状に破壊領域が広がっているが、空洞を包み込みように図.3.(a)と同じ大きさの主働くさびが形成されている。これより、

載荷荷重 q に対しては、主働くさびが基礎と一体となって地盤の中に押込まれ、それを主働くさびの下と左右の地盤で支えて抵抗している¹⁴⁾。同じく図.3.(b)も主働くさびを形成しているが、空洞が主働くさびの先端に位置する。これより、 q に対する抵抗に主働くさびより下の地盤が動員され難いため、 $R_{\text{検知不可}}$ は0.8まで低下している。以上のことから、探査深度が10 B までの $R_{\text{検知不可}}$ は、0.8となる。ただし、この値は検知精度と探査深度によって変化すると予想され、その都度、 $W_{\text{検知不可}}$ と探査深度の影響を検討する。

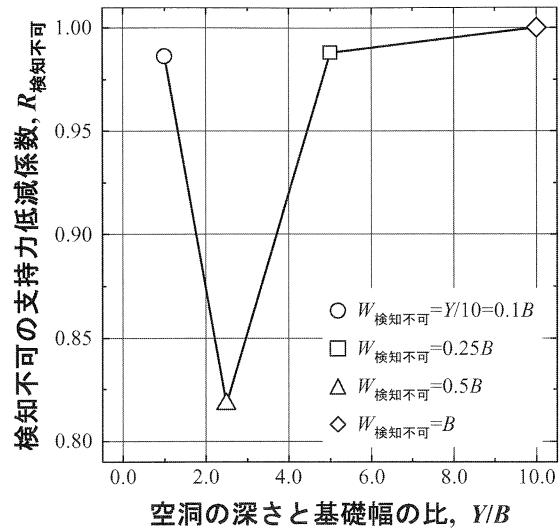


図.5 支持力低減係数と検知できない空洞の関係

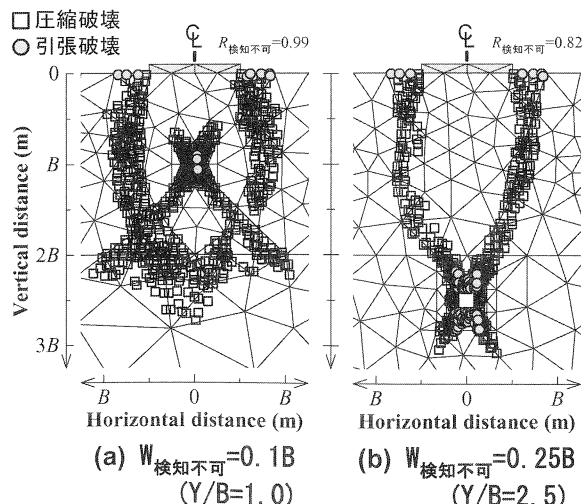


図.6 検知できない空洞の地盤の破壊状況

3.4 探査結果に基づく設計支持力の照査

探査範囲内に空洞が発見された場合は、式.1について2つの照査を実施する。1つは、仮定した

最大の空洞サイズ W_{\max} の照査である。探査結果の空洞サイズが W_{\max} よりも大きい場合、図.3 の W_{\max} に対応したセンターから定めた $R_{\text{探査範囲外}}$ は、新たに修正する必要がある。もう1つは、複数の空洞を有する地盤の支持力特性を評価した設計支持力の照査である。複数の空洞を有する地盤の R は、空洞のサイズと形状が同じであれば、基礎に最も近い空洞が単独で存在する場合の R となる⁵⁾。図.7 は、4 つの空洞を有する地盤の破壊状況であり、空洞内の数字は各空洞が単独で存在する時の R である。地盤破壊は空洞 A に集中し、 R は空洞 A の 0.44 と同等となる。この値は、各空洞が単独で存在する時の R をそれぞれ乗じたものより、1.5 倍ほど大きい。これより、空洞のサイズや形状がそれぞれ異なるが、式.1 はかなり安全側の評価と予想される。そこで、式.1 の各空洞を再現した FEM 解析モデルを作成し、 R を照査する。ただし、大きさのみを仮定し位置が定められない探査範囲外と検知不可の空洞は、位置の組み合わせが複雑であり、モデル作成は今後の課題である。

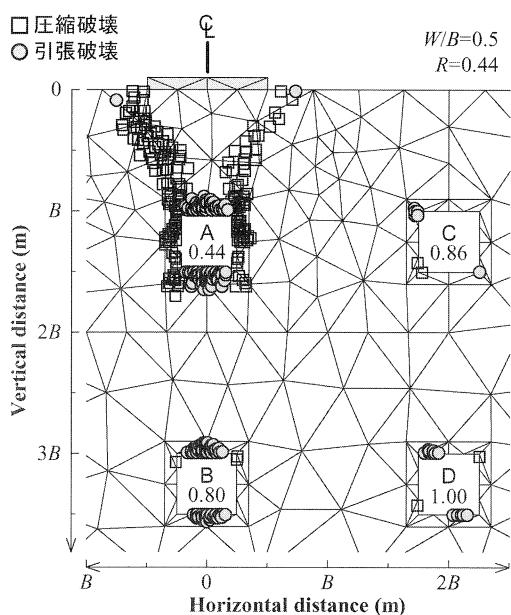


図.7 4 つの空洞を有する地盤の破壊状況

4. まとめ

2 次元弾塑性 FEM 解析を用いて、空洞の探査範囲を選定し、次の知見が得られた。

- (1) 探査範囲は、計画サイトで予想される最大の空洞サイズ W_{\max} を推定することにより、選定

される。

- (2) 空洞探査結果に基づく設計支持力は、探査範囲が広くなると大きくなり、探査範囲が狭くなると小さくなる。
- (3) 提案式から求めた設計支持力は、複数空洞の支持力特性の観点から、安全側の評価になることが予想される。探査結果に基づいて、FEM 解析から設計支持力を照査するのが望ましいが、モデル作成は今後の課題である。

空洞を有する地盤の破壊モードは、極限荷重に達した後、耐力が保持される延性破壊と急激に耐力を失う脆性破壊の2種類が予想できる。脆性破壊を引き起こす空洞を探査対象とすれば、探査範囲はより工学的な判断に基づいて選定できる。現在、この空洞諸元について、固結石灰岩を模擬した模型地盤による支持力実験で確認中である。

5. 参考文献

- 1) 新城・中村: 琉球石灰岩の圧縮強度について、琉球大学農学部学術報告、第 22 号、pp.269-277, 1975.
- 2) 上原: 沖縄における地盤工学上の諸問題 -開発の基と環境保全・保護の理念-, 土と基礎 29-11 (286), pp.1-7, 1981.
- 3) 清住・彭・大内・日下部: 空洞の存在が基礎の支持力に及ぼす影響について、土木学会第 58 回年次学術講演会概要集、pp.551-552, 2003.
- 4) 清住・彭・大内・日下部: 空洞を有する地盤の支持力特性に関する数値解析、構造工学論文集、Vol.50A, pp.1251-1260, 2004.
- 5) 清住・彭・大内・日下部: 複数の空洞を有する地盤上に設置された直接基礎の支持力算定方法に関する一考察、第 17 回沖縄地盤工学研究発表会概要集、pp.11-16, 2004.
- 6) ハイブリッド型電気探査による琉球石灰岩層の空洞調査: 高橋・大内・松原・三木、第 18 回沖縄地盤工学研究発表会概要集、pp.17-20.
- 7) PLAXIS B. V.: PLAXIS Professional version 8, Geotechnical Finite Element Code for Soil and Rock Analyses (CD-Rom), Delft, Netherlands, 1998.
- 8) 日本道路公团: 設計要領第2集(橋梁建設編), 4章 基礎構造, 2 設計に関する一般事項, 2-2 地盤の分類と地盤定数, 2-2-3 岩盤の設計用地盤定数, 4-6, 1997.
- 9) 森・浅野・塙田・菅原・白川・桑原・宮古島砂川地下ダム流域に分布する琉球石灰岩の水文地質学的検討、地質学会誌、Vol.103, No.5, pp.463-474, 1977.
- 10) 土質工学会: 岩の工学的性質と設計・施工への応用、第 4 章 岩石の物理・力学的性質, 4.9 岩石の強さ, pp.219-225, 1985.
- 11) 日本道路橋協会: 道路橋示方書・同解説, I 共通編, IV 下部構造編, 10 章 直接基礎の設計, pp.266-294, 2002.
- 12) 龍岡: 土の強さと地盤の破壊入門、第 2 章 土の要素のせん断強度(材料力学), 2.1 地盤の破壊と要素の破壊, pp.29-34, 土質工学会, 1987.
- 13) 物理探査学会: 物理探査ハンドブック, I 手法編, 第 5 章 電気探査, 3. データ取得・処理技術, 3.2 強制分極法, pp.265-270, 1998.
- 14) 日下部: 支持力入門、第 1 章 地盤が支える構造部(支持力の概念), 1.3 解析の考え方, 1.3.1 壊れ方もいろいろ, pp.22-25, 2000.

5 無導坑式めがねトンネルの解析・設計および 技術マネジメント業務

濱砂 宏

(株)道路建設コンサルタント 浦安技術所トンネル部 (〒279-0001 千葉県浦安市当代島 1-1-23)

本業務は、沖縄市比屋根（ひやごん）地内に計画される、（主）沖縄環状線の主要構造物となる山岳トンネル（仮称：比屋根トンネル）について、工法選定、設計および技術マネジメント業務を行うものである。本トンネルは、延長 259m、トンネル内幅員 10.25m（×2）の4車線めがねトンネルであり、一軸圧縮強度 $q_u=1\text{Mpa}$ 、最大土被り 26m と山岳トンネルとしては非常に厳しい条件下での施工を余儀なくされる。本トンネルの設計に際しては、三次元数値解析による変位および発生応力の予測結果およびコスト縮減・工期短縮の優位性より、全国においても2例目となる全線無導坑式掘削工法を採用した。又、マネジメント業務として、計測結果にもとづく逆解析を行い、管理基準値を逐次見直す等の施工支援を行っている。

Key Words : 山岳トンネル、無導坑式めがねトンネル、三次元解析、計測管理、第三紀泥岩

1. 事業概要

（主）沖縄環状線は、沖縄市美里を起終点として沖縄県中部圏域を循環する道路で、沖縄市、北中城村、うるま市を通過し、国道 330 号、国道 329 号及び一般県道具志川環状線と連結する総延長 17.9km の道路である。現在整備中の事業区間は沖縄環状線で唯一、未供用区間である国道 330 号（ライカム交差点）から国道 329 号（比屋根交差点）に至る延長 2,850m を整備するものである。

本道路の主要構造物に位置付けられる『比屋根トンネル（仮称）』は、平成 5 年度の実施設計後、平成 15 年度に各設計基準の見直し、歩道幅員の縮小、新技術の適用性検討等、コスト縮減を目的とした変更設計を実施する中で、三次元解析を引用した工法検討の結果、我が国

でも 2 例目となる全線無導坑式（めがね方式）掘削工法を採用し、平成 17 年 10 月より施工を行っている。

《事業概要》

路線名：主要地方道 沖縄環状線
工事場所：沖縄市比屋根地内
道路規格：第4種第1級
設計速度：60 km/h
トンネル延長：259m × 2
縦断勾配：終点側へ下りの 3.0%

2. 地形・地質概要

計画地は、沖縄本島中部に存し、沖積低地に挟まれた標高約 40～70m、幅 200m の段丘状地形に位置する。



図-1 空中写真

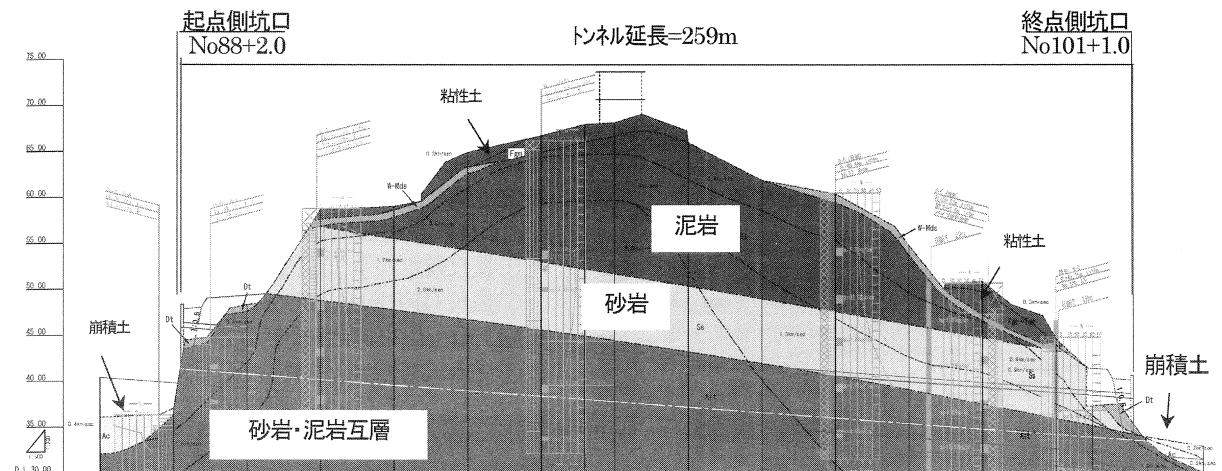


図-2 地質縦断図

計画地の地質は、沖縄本島中南部一帯に広く分布する新第三系（1200万～200万年前）の島尻層群泥岩及び砂岩を基盤とし、これを不整合に覆う第四系（200万年以降）の沖積層などから構成されている。

トンネル切羽（掘削面）に出現する岩盤は、非常にルーズな泥岩、砂岩、互層であり、岩盤の強度を示す一軸圧縮強度は、1MPa程度以下と推測され掘削に伴う天端・切羽の不安定化とともに、坑口部において交差する道路、近接する構造物の沈下・傾斜および周辺地山の変状が懸念された。

3. トンネルの工法選定

(1) 工法比較検討

従来、めがねトンネルの施工法としては、中央・側壁導坑を先進させ本坑の上・下半を切り拡げる『導坑先進式掘削工法』が主流であったが、トンネル施工技術の発展により、平成12年頃より先進導坑を省略した『無導坑式掘削工法』の採用が行われるようになった。

本トンネルにおいては、地山条件、近接構造物などの施工立地条件、工期・コスト面などの各要素に加え、三次元解析による施工シミュレーションを用いた安全性（変位発生状況、地山のひずみ領域など）の検証を行い、めがねトンネルの工法選定を行う必要がある。

比屋根トンネル（仮称）における施工方法の選定は以下に示すフロー図にもとづき実施した。

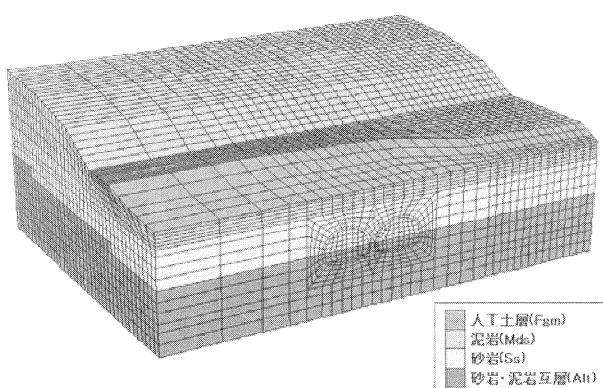


図-3 三次元解析モデル図

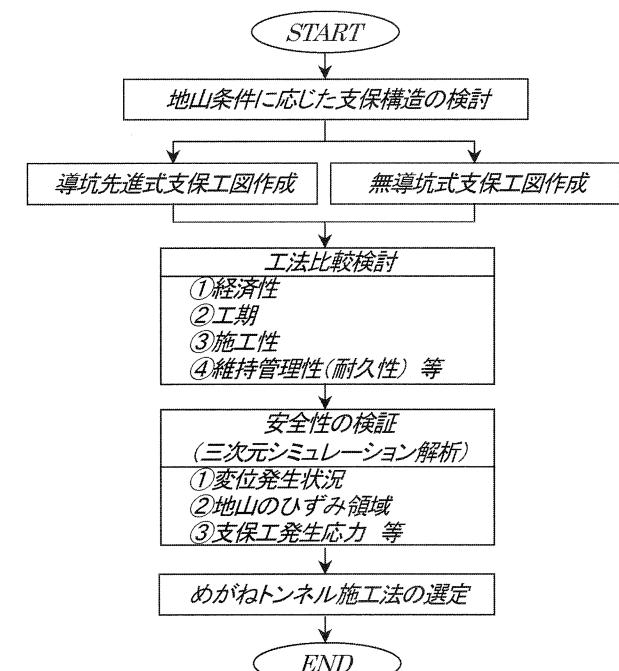


図-4 めがねトンネル工法選定フロー図

表-1 三次元解析による変位発生状況

導坑先進式めがねトンネル	無導坑式めがねトンネル

(2) めがねトンネル施工法の選定

- ①無導坑式掘削工法は、導坑先進式掘削工法に比べ、約5%程度のコスト縮減が見込まれる。
- ②無導坑式の場合、大型機械での施工が可能であり、また、先進導坑の掘削・ピラーコンクリートの工程が省略できることで、当初27ヶ月の予定期工期内に、約3ヶ月間の短縮が見込まれる。
- ③三次元解析の結果、掘削中の予測変位について、無導坑式の方が発生する変位も小さく、周辺地山へ与える影響も少ないものと予測される。

以上の比較検討結果より、本トンネルの施工方法として、無導坑式めがねトンネル掘削工法を選定した。

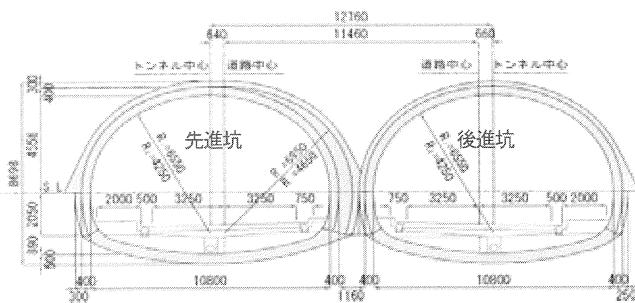


図-5 比屋根トンネル(仮称)標準断面図

4. 設計の概要

本トンネルの地山分類(支保パターン)については、分布する地質状況、無導坑式めがねトンネルの施工実績、三次元解析結果などから、以下のとおりに設定する。

(1) 基本支保構造

- ① 本トンネルは最大土被りが 25m 程度以下であるため、全線において坑口(DIII)パターンに該当する。
- ② 無導坑式の採用にあたって、先進坑掘削後、後進坑掘削による地山の引っ張り挙動に対抗することを目的として、先進坑の支保工をランクアップさせる。(H-250、吹付け厚 $t=300\text{mm}$ の採用)
- ③ 先進坑の中間地山側壁面に、引っ張り強度に優れた SFRC(鋼纖維補強コンクリート)を施工する。
- ④ 上半掘削時の沈下抑制対策として、脚部の接地面を広く確保するため、ウイングリブ付鋼製支保工を採用。
- ⑤ トンネル切羽には、脆弱な地質の出現が予測されるため、先行変位の抑制を目的とした、長尺鏡ボルト(GFRP 製 $L=10.65\text{m}$)を打設する。

(2) 適用補助工法

分布する地質層序、土被り、近接する保全対象物などの各条件より、その適応性を適宜判断し、設定する。

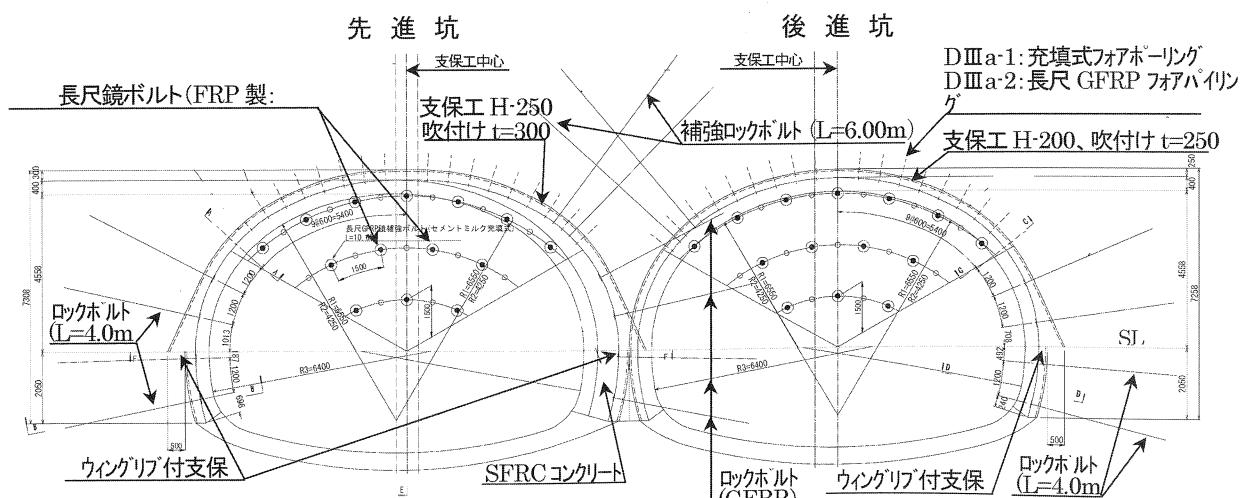


図-6 比屋根トンネル(仮称)基本支保パターン図(DIIIa)

a) 施工口側：比屋根側 (DIIIa-3)

- ① 長尺鏡ボルト (GFRP 製 : $L=10.65\text{m}$)
- ② 長尺钢管フォアペイリング ($L=9.78\text{m}$)

b) 一般部：トンネル中間部 (DIIIa-1)

- ① 長尺鏡ボルト (GFRP 製 : $L=10.65\text{m}$)
- ② 充填式フォアポーリング ($L=3.00\text{m}$)

c) 出口側：ライカム側 (DIIIa-2)

- ① 長尺鏡ボルト (GFRP 製 : $L=10.65\text{m}$)
- ② 長尺 GFRP フォアペイリング ($L=9.65\text{m}$)

d) 施工口～出口側全線

- ① 注入式補強ロックボルト ($L=6.00\text{m}$)

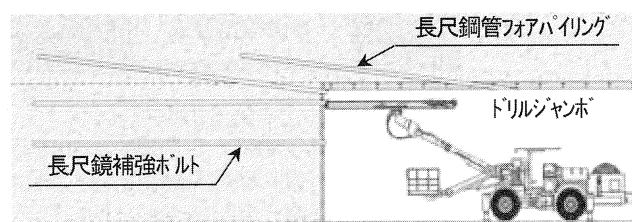


図-7 坑内補助工法施工イメージ図(1)

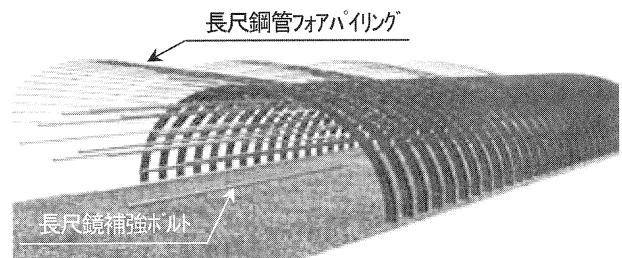


図-8 坑内補助工法施工イメージ図(2)

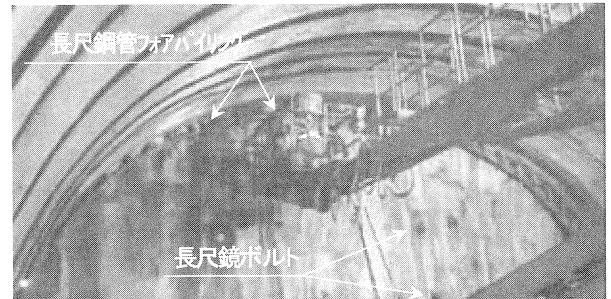


図-9 補助工法施工状況写真(鏡・天端)

5. 施工状況

本トンネルは、先進坑掘削、インバート、SFRC 施工後に後進坑掘削へと移行し、変位の収束確認後、先進坑・後進坑の覆工コンクリート打設という工程で実施する。

平成 17 年 10 月より仮設工事、平成 18 年 1 月に先進坑本体掘削に着工している。現在（平成 18 年 11 月）の進捗状況は以下のとおりである。

- ①先進坑着工⇒坑口付け (H18 年 1 月)
- ②先進坑貫通済み (H18 年 6 月 20 日)
- ③後進坑本体掘削開始 (H18 年 7 月)
- ④後進坑上半掘削 L=230m (H18 年 11 月)

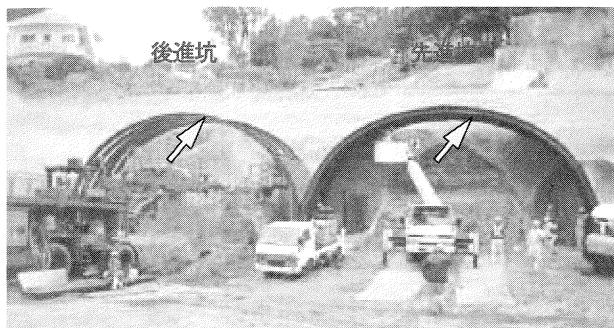


図-10 坑口付け施工状況(比屋根側)



図-11 先進坑貫通

6. 技術マネジメントへの取り組み

(1) 情報化施工の活用

本トンネル工事においては、特殊な地山条件・立地条件および実績の少ない無導坑式掘削工法であることを考慮して、日常管理の計測工（A）に加え、リアルタイムに地山・トンネルの挙動を把握し施工にフィードバックできる自動計測を主体とした計測管理体制を確立し実施工に望んでいる。また、技術マネジメント業務として、先進坑掘削時の計測データを収集・分析し、逆解析を行う等して、管理体制および管理基準値の見直し等に積極的にトライアルしている。

【自動計測（計測工 B）】

- ①坑外構造物傾斜・亀裂測定
- ②地中沈下測定（水平 : L=54m）
- ③地中変位測定（鉛直 : Dep=22m）
- ④地表面自動沈下測定（自動追尾システム）
- ⑤坑内鋼アーチ支保工応力測定
- ⑥坑内吹付けコンクリート応力測定
- ⑦SFRC（厚吹きコンクリート）応力測定

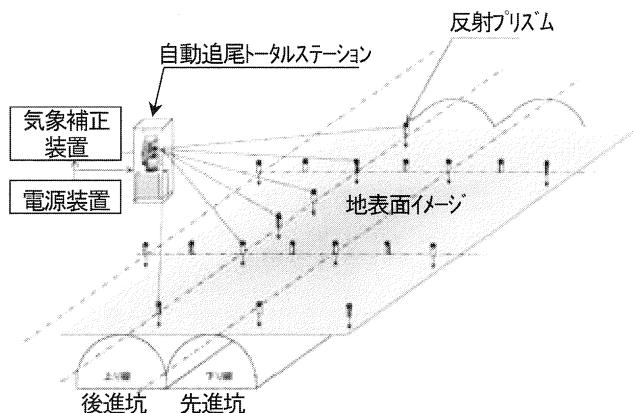


図-12 地表面沈下自動観測システム

(2) 三次元逆解析

本トンネル後進坑の計測管理基準値の設定については、先進坑の実計測データを引用しながら、三次元逆解析による変位量、発生応力の予測結果にもとづき設定するものとする。

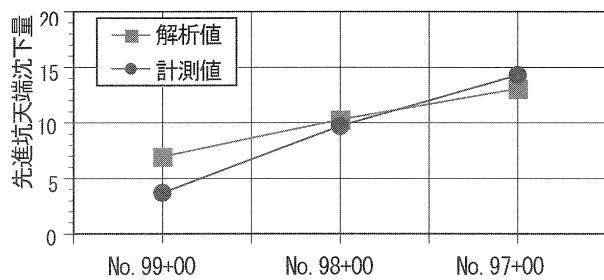


図-11 計測値と解析値の対比グラフ

表-2 逆解析で算出した物性値にもとづき設定した管理基準値

支保パターン	管理基準値			
	レベル I 天端沈下	レベル II 天端沈下	レベル III 天端沈下	
D IIIa	先進坑	24 mm	36 mm	48 mm
	後進坑	22 mm	32 mm	43 mm

7. 今後の見通し

本トンネル工事は、その特殊性に配慮して着工の事前段階より学識経験者を含めた施工法技術検討委員会を立ち上げ、我が国におけるめがね方式や都市 NATM の最先端技術を注入しながらの監理・施工体制を確立している。山岳トンネル工事の安定性の評価指標である、坑内・坑外の計測結果についても、管理基準値を超えるような変位は見られず現状は安定した状態であると言えるが、後進坑側掘削時の地山挙動など、今後、未知数が多くなるものと予測される中で、安全性および品質の確保、適正なコスト管理はもとより、周辺の環境に対しても万全を尽くした施工監理を行い、計測工、数値解析、現場技術支援等を含む総合的な技術マネジメント業務を遂行しながら、平成 18 年 12 月末頃に予定される後進坑の無事な貫通を迎えるものと考えている。

6 琉球石灰岩地盤データベース作成活動に関する調査研究（その3）

－琉球石灰岩固結部の圧縮強度と単位体積重量、超音波伝播速度、動弾性係数について－

上原地盤工学研究所・琉球石灰岩分科会

新城 俊也 真栄田 義安

日吉 智 大内 正敏

○安谷屋 賢

武田 雅人 間 弘昭

金城 正幸 宮城 敏明

1.はじめに

琉球層群は、第四紀更新世のサンゴ堆積物であり琉球列島特有の地盤である。その構成は、琉球石灰岩と砂礫や泥状等の堆積物である。琉球石灰岩は固結部と砂礫部からなり、陸水の影響により空洞が発達するなど、工学的な問題が多くその取り扱いが非常に難しい地層となっている。これまで琉球層群に関する地質学的研究は多く行われてきているが、地盤工学的には地盤の複雑さから信頼性ある評価が確立されておらず、地盤工学的な特性把握や地盤区分等は未だ明確にされていない。

このようなことから本分科会の研究は、琉球石灰岩の実態を理解し、構造物の基礎や面の安定、他の土木工学的な取り扱いに関する課題を明らかにすることを目的とし、データベース作り等を行っている。本分科会の既往の研究発表^{1,2)}では、「岩状部の圧縮強度特性」に関する地域性や単位体積重量との相関性について、また琉球石灰岩砂礫部におけるN値と変形係数の相関関係について述べた。本文では、新たに収集・整理したデータベース分析から琉球石灰岩固結部における圧縮強度と単位体積重量及び地域特性の関係、圧縮強度と超音波伝播速度の関係、さらに圧縮強度と動弾性係数の関係について報告する。



図-1 データ収集地域とデータ数

2.データ収集及び整理

琉球層群が分布する地域（沖縄本島、久米島、宮古島、多良間島、波照間島、南北大東島）で得られたボーリングデータを主体に、原位置試

表-1 琉球石灰岩の地盤特性データベースの一例

NO	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	f	g	h	I	j	備考				
																岩石試験						
区分	整理番号	地域区分	層厚	深 度		コア分類						RQD	N 値	湿潤密度	P波速度	一軸圧縮試験						
項目				EL	GL	硬	軟	粗	密	割目状態	コア形状	n=5	n=10	%	m/sec	kgf/cm ²	kgf/cm ²	ひずみ	変形係数	引張強さ		
細目				m	m							回	g/cm ³			%	kgf/cm ²	kgf/cm ²				
単位																						
1	44-4-001	NA-1	>24.0	1.7	13	1	α	a	100	90	-	2.62				715.5						
2	44-4-002	NA-1	>24.0	8	6.3	1	α	a	95	90	-	2.59				666.5						
3	44-4-003	NA-1	>26.0	3.5	12	1	α	a	100	90	-	2.62				952.5						
4	44-4-004	NA-1	>26.0	-9.4	25	1	α	a	100	75	-	2.52				813						
5	44-4-005	NA-1	>13.0	6.1	10	1	α	a	90	85	-	2.54				541						
6	47-4-006	GB-4	>9.4	54.5	2.5	2	α	a, b	80	55	-	2.149				133.1						

験及び室内試験で得られたデータ(623件)を収集した。

柱状図及びコア写真より、岩状固結部(380件)と砂礫状部(243件)に大区分し、表-1のように項目別に分類を行った。本文では岩状固結部データのみを扱うものとし、図-1には一軸圧縮強度、超音波伝播速度、動弾性係数を集めた地域とデータ数を示す。

3. 分析結果及び考察

3-1. 一軸圧縮強度と単位体積重量の関係及び地域特性

既往の研究¹⁾で琉球石灰岩の岩状固結部の一軸圧縮強度と単位体積重量の関係は、比較的高

い相関関係（相関係数 $R^2=0.7775$ ）となっている。また圧縮強度は地域によって異なることも述べているが、その地域別に一軸圧縮強度と単位体積重量との関連性については述べていない。表-2は地域別相関係数とデータ数を示す。図-2は地域別にプロットした一軸圧縮強度 q_u

表-2 地域別相関係数とデータ数

No.	地 域	相関係数 R^2	データ数
a	本島地区	0.0115	27
b	宮古島	0.468	83
c	久米島	0.9715	11
d	多良間島	0.7345	26
e	波照間島	0.5526	60
f	南北大東島	0.3478	31
	全 体	0.6553	251

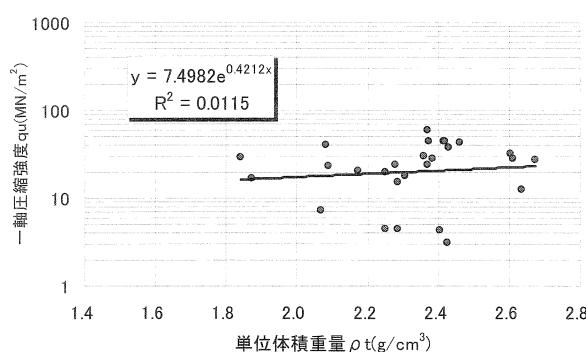


図-2(a) 単位体積重量と一軸圧縮強度[本島地区27個]

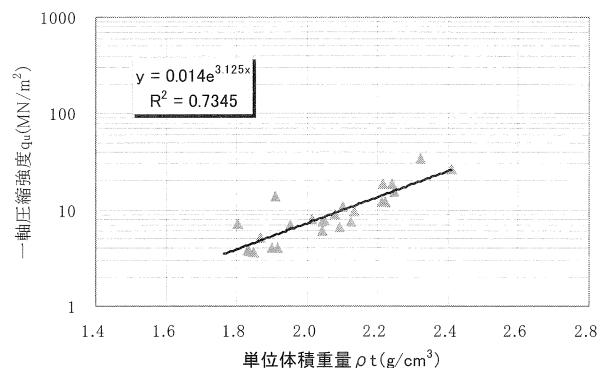


図-2(d) 単位体積重量と一軸圧縮強度[多良間島26個]

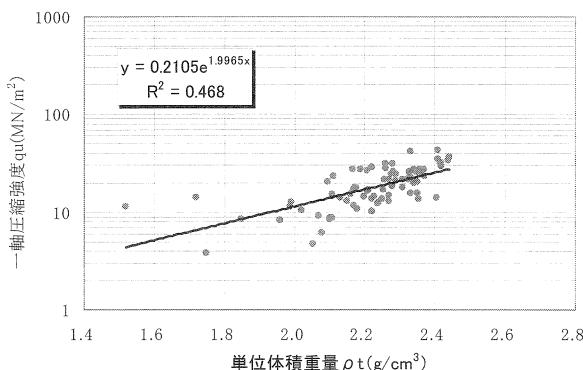


図-2(b) 単位体積重量と一軸圧縮強度[宮古地区83個]

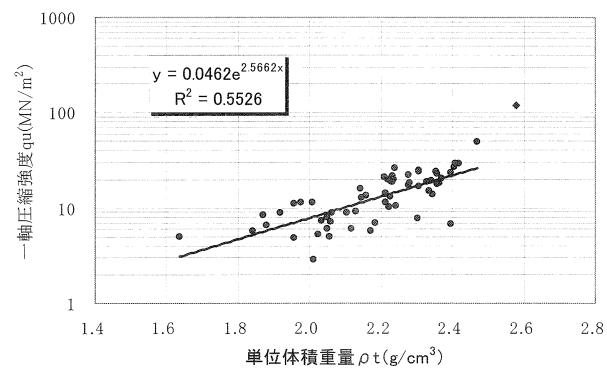


図-2(e) 単位体積重量と一軸圧縮強度[波照間島60個]

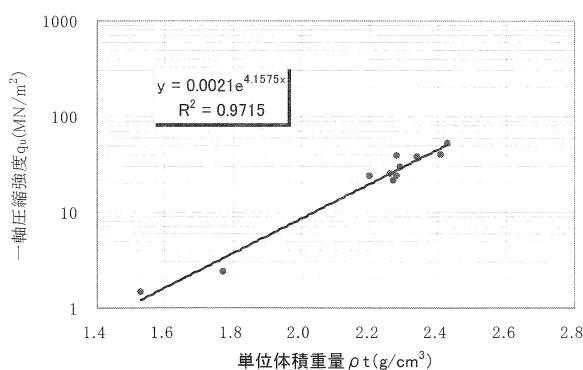


図-2(c) 単位体積重量と一軸圧縮強度[久米島11個]

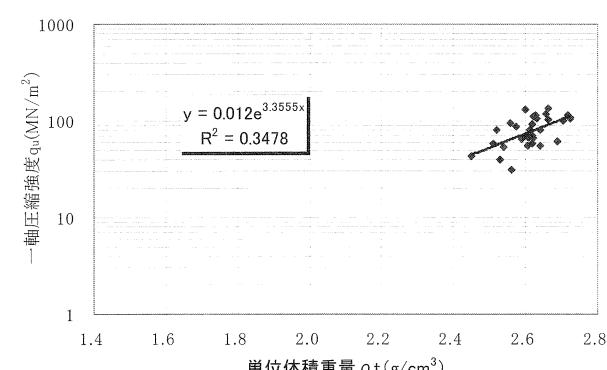


図-2(f) 単位体積重量と一軸圧縮強度[南北大東島31個]

の対数値と単位体積重量 ρ_t との関係を示す。既往の研究同様、全体的に単位体積重量が大きくなるに伴い一軸圧縮強度が大きくなる傾向示していることが見て分かる。

琉球石灰岩はその環境、時代、層序、層相等の堆積過程が異なるとその特性は異なると考えられる。地域別に見ると図-2(a) (沖縄本島地区) の相関係数は $R^2=0.0115$ とほとんど相関性が無いのに対し、図-2(c) (久米島) は $R^2=0.9715$ と高い相関性を有する。本島地区については、本島地区内で中部地区、南部地区など地域区分を行う必要があると考える。

図-2 (b), (d), (e) (宮古島、多良間島、波照間島) の3島は $\rho_t=1.5 \sim 2.5 \text{ g/cm}^3$, $q_u=3 \sim 50 \text{ MN/m}^2$ の範囲で分布し相関性も高く類似しているように見える。

図-2(f)の南北大東島は、図からも分かるように $\rho_t=2.5 \sim 2.7 \text{ g/cm}^3$ と狭い範囲に集中し高い強度を示す。他の地域と比べて物性値に明らかな差が確認できる。

3-2. 超音波伝播速度と単位体積重量の関係

岩石の超音波伝播速度は岩石の特性を表すのもとして使用されており、直接的には岩石の動的特性の一つとして硬軟の度合を示し、岩盤の良好度や物性のバラツキに関する評価とし

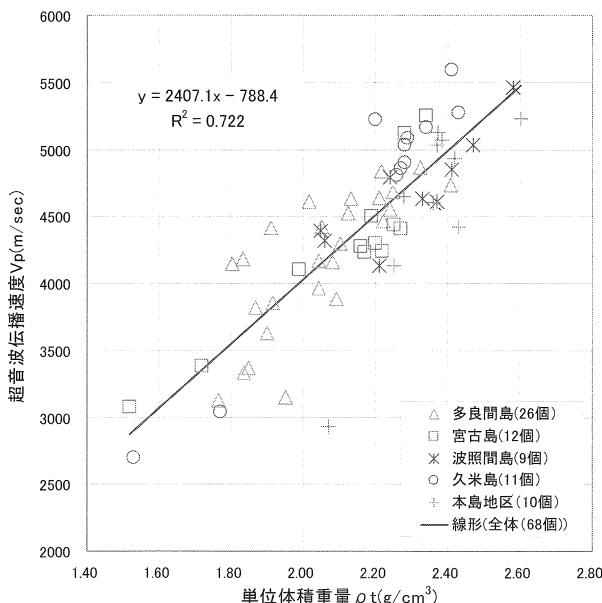


図-3 各地域の超音波伝播速度と単位体積重量の関係

て利用される³⁾。図-3には単位体積重量 ρ_t と超音波伝播速度 V_p との関係を示す。プロットは $\rho_t=1.5 \sim 2.6 \text{ g/cm}^3$ に対し $V_p=3000 \sim 5500 \text{ m/sec}$ の範囲でバラツキがあり、単位体積重量が大きくなると超音波伝播速度も大きくなる直線的関係 ($R^2=0.722$) にある。 V_p は琉球石灰岩の強度を反映していると言える。それは超音波速度の特性が一般に密度が大きい岩石では速く、小さい岩石では比較的遅く、間隙率が小さいほど速いことにも関係する。

3-3. 一軸圧縮強度と動弾性係数の関係

固体の弾性係数を測定する方法には、大別して静的方法と動的方法があり、動的方法には共振法とパルス法がある。ここでは、後者の超音波速度測定で求まるパルス法で求めたデータを使用している。

図-4は横軸に一軸圧縮強度 q_u を対数で示し、縦軸に動弾性係数 E_d を示す。一軸圧縮強度 $q_u=1.5 \sim 117.7 \text{ MN/m}^2$ に対し動弾性係数は $E_d=6.4 \times 10^4 \sim 41.9 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ である。図から見ても分かるように圧縮強度が大きくなると動弾性係数も大きくなり、指数相関係数 0.824 と高い相関性を示す。

岩の分類手法として弾性係数と一軸圧縮強度の関係により分類を行うことがある。図-5には両

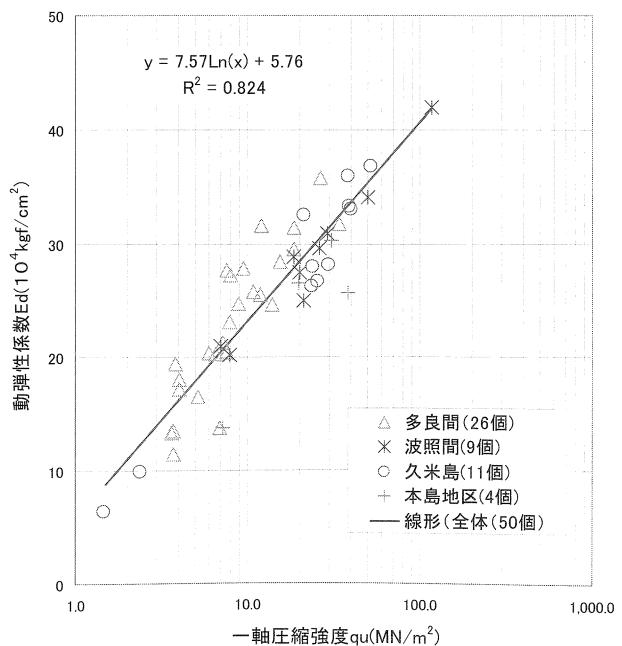


図-4 各地域の一軸圧縮強度と動弾性係数の関係

軸に対数をとった動弾性係数と一軸圧縮強度の関係を示す。

新城・中村ら⁴⁾は、一軸圧縮試験の結果から静的弾性係数と一軸圧縮強度の関係を両対数紙に示している(図-6 参照)。プロットは、一軸圧縮強度 $q_u=50 \sim 1000 \text{ kg/cm}^2$ に対し、静的弾性係数は $E_{50}=1.0 \times 10^5 \sim 20 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ の範囲にある。

動弾性係数 E_d は、静弾性係数 E_{50} と比べると分布のバラツキは少なく、 $E_d=1.0 \times 10^5 \sim 5.0 \times$

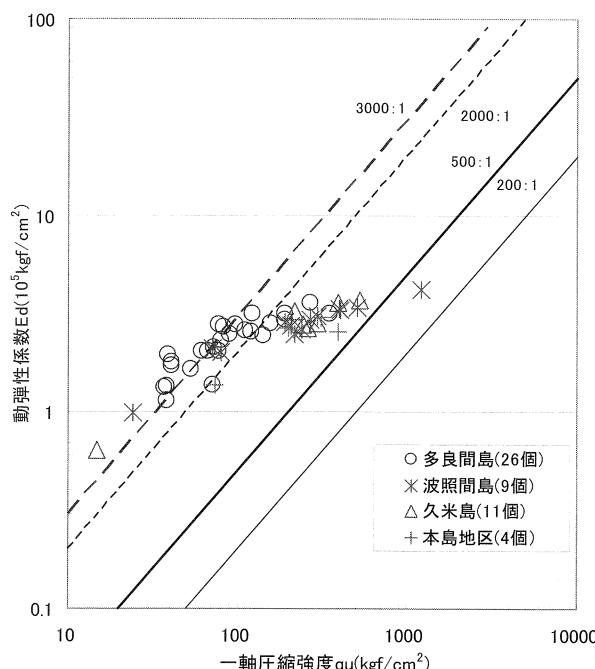


図-5 一軸圧縮強度と動弾性係数の関係

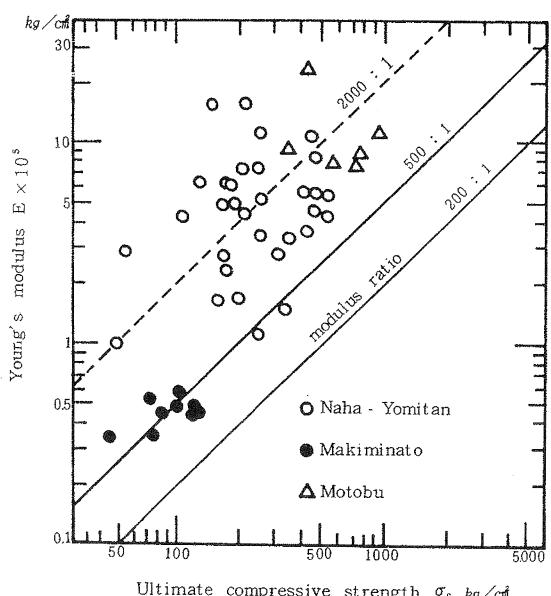


Fig. 5. Engineering classification for Ryukyu limestone
E = tangent modulus at 50 % ultimate strength

図-6 新城らの一軸圧縮強度と静弾性係数の関係⁴⁾

10^5 kgf/cm^2 と狭い範囲内(低い数値)にある。 $q_u=100 \text{ kgf/cm}^2$ 以下では $3000:1$ に近似する。また図-6 は Deer and Miller による工学的分類図、ゆえ、新城らの E_{50} と今回の E_d では、 E/q_u の分布範囲が $3000:1 \sim 500:1$ で類似する。

4.まとめ

以上をまとめると次のとおりである。

- 琉球石灰岩の岩状固結部の単位体積重量と一軸圧縮強度の関係を地域別に見ると南北大東島の物性値は明らかな差が確認できた。本島地区の相関性は低く、久米島は高い相関性を示した。また宮古島、多良間島、波照間島の3島は、分布特性が類似し相関性も高い関係にあった。
- 単位体積重量と超音波伝播速度との関係は、相関性は高く緻密になるほどその超音波伝播速度は大きくなる傾向にあった。
- 一軸圧縮強度と動弾性係数の関係は一軸圧縮強度が大きくなると動弾性係数も大きくなり、相関性も高い。
- 動弾性係数 E_d は $q_u=100 \text{ kgf/cm}^2$ 以下で $3000:1$ に近似する。また E_d は静弾性係数 E_{50} を対比すると低い値を示す。 E_d と E_{50} とも E/q_u の分布範囲が $3000:1 \sim 500:1$ にある。

謝辞

この調査研究を行うにあたり、資料提供等にご協力して頂いた琉球大学工学部原久夫助教授に心から感謝の意を表します。

参考文献

- 長堂嘉光、真栄田義安、金城正幸、前川淳、内村雄一：琉球石灰岩地盤データベース作成活動に関する調査研究(その1)，第13回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集，pp. 70-73，2000.11.
- 田場邦男、新垣正良、国吉真考、真栄田義安：琉球石灰岩地盤データベース作成に関する調査研究(その2)，第13回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集，pp. 74-75，2000.11.
- (社)地盤工学会：岩の試験・調査方法の基準・解説書 平成14年度版、(社)地盤工学会、pp. 1-14
- 新城俊也、中村一幸：琉球石灰岩の圧縮強度について、第44回農業土木学会九州支部講演集，pp. 167-170，1974.10.

7 赤黄色土傾斜畑における敷草の流出抑制効果

琉球大学農学部 宜保 清一
同 ○中村 真也
沖縄総合事務局羽地大川農業水利事業所 玉城 和也
(株)碧コンサルタンツ 藤田 智康
琉球大学大学院 山中 勉
琉球大学学部生 (現: 静岡県富士農林事務所) 小澤加奈子

1. はじめに

沖縄県では赤土流出問題が深刻化し、1994年に赤土等流出防止条例が施行された。これにより赤土流出量は大幅に減少したものの、農地においては、造成工事中にのみ条例が適用されるため、造成後の赤土流出はうまく規制できていない¹⁾。農地からの赤土流出量は全体のおよそ7割を占めるとの報告もある¹⁾。農地からの赤土等流出を効果的に防止するには、土木的対策と営農的対策の連携が必要である。営農的対策の一つとして、畑面を作物の茎葉や刈草で被覆するマルチングがあるが、農家にとって手間やコストがかかるため、十分に普及していない²⁾。そこで、負担の軽減を考え、部分的にマルチングを行う試みがなされているが、畑土壤の侵食特性を勘案した配置とはなっていないようである³⁾。畑面における土壤侵食は、畑面に降下した雨水の一部が表流水となって、畑面凹部に集中して流路を形成し、量と速度を増しつつ流下する過程で発生する。侵食が発生し始める流路長、すなわち侵食路長の大小は、畑土壤の土質、畑面の勾配、単位時間あたりの降雨量等と密接に関係している。流路長が長いと流水量と流速が増し、侵食量も増大すると考えられる。畑面における土壤侵食を軽減するためには、侵食路長に達する前に表流水の流れを遮断することが肝要である。そこで、本研究では、今帰仁村嵐山の赤黄色土傾斜畑において、流出抑制敷草を畠間流路の中間に間隔を変えて配置し、畑面の観察と流出水濁度および流出土砂量の計測を行い、その侵食・土砂流出抑制効果について検討した。

2. 試験圃場の概要

試験圃場は、流出抑制敷草を畑面畠間長を4分割するように設置した圃場A(図-1)、2分割するように設置した圃場B、敷草を配置しない対照区圃場Cである。各圃場は、長辺37m、短辺20mの長方形区画で、勾配は長辺方向が1.5%、短辺方向が3.0%である。各圃場には畠を15列設け、流末にはU字溝と集水マスを設置し、表流水はすべて集水マスに流れるようにしてある。敷草設置後、畑面の侵食状況の観察、流出水の濁度の計測および集水マスに沈積した土砂の計量を行った。流出土砂量は、濁度から算出した浮遊土粒子量と集水マスの沈積土砂量の合計である。2005年10月19日(敷草設置日)から11月30日までを観測期間とした。流出抑制敷草として、圃場周辺に自生しているススキを用いた。長さを1mとし、直径30cm程度に束ね、

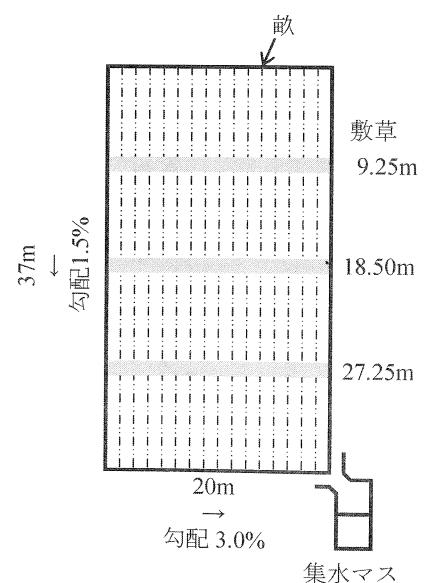


図-1 試験圃場Aの概要

穂を上流側に向けて設置した。

3. 流出抑制敷草による侵食抑制効果

3.1 畑面の侵食状況の違い

畝間に敷草を設置すると、上流部から流れてきた表流水が敷草上流側に一時的に滞留し、表流水中の土砂が沈積する。表流水の流速の低減と土砂の沈積により、侵食の抑制が期待される。ここでは、累積雨量 97.5mm（10月19日～11月11日）の降雨を経験した11月12日の観察結果を基に畑面の侵食状況を整理した。

①畝間流路 1m 地点の状況

降雨後の圃場 A における畝間流路 1m 地点の畝間の状況を写真-1 に示す。侵食は認められなかった。上流部では、畝間を流れる表流水が量的に少ないので、侵食がほとんど起きなかつたと考えられる。圃場 B および圃場 C でも同様であった。

②畝間流路 7m 地点の状況

圃場 A および圃場 B の畝間流路 7m 地点の状況を写真-2 に示す。圃場 A では、2m 下流の 9m 地点に敷草が設置されているため、表流水が滞留し、この地点にも一時滞水していた。そのため、表流水の流速が落ちて掃流力も弱まり、侵食はさほど見られなかつた。

それに対し、圃場 B では、流路の縁における侵食が認められた。これは、本地点付近に敷草の設置がなく表流水がそのまま流下するため、圃場 A と比べ表流水の流速が大きく、掃流力も強くなつたためと考えられる。写真-3 は敷草の上方部の状況である。敷草が流水の障害となり表流水が滞留し、土粒子が沈積した様子が分かる。粘土やシルトといった細粒分も沈積しており、浮遊土粒子の流出抑制効果も期待できる。

③畝間流路 10m 地点の状況

圃場 B では 7m 地点同様の侵食が認められたのに対し、圃場 A では侵食はほとんど見られなかつた。

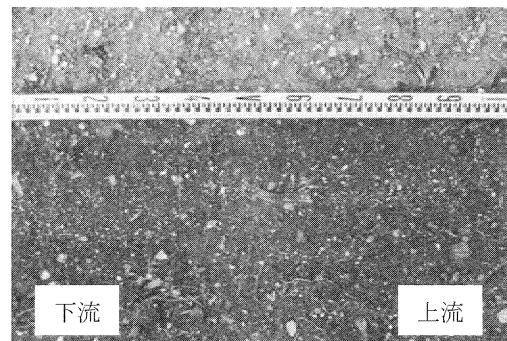


写真-1　圃場 A 畝間流路 1m 地点の状況

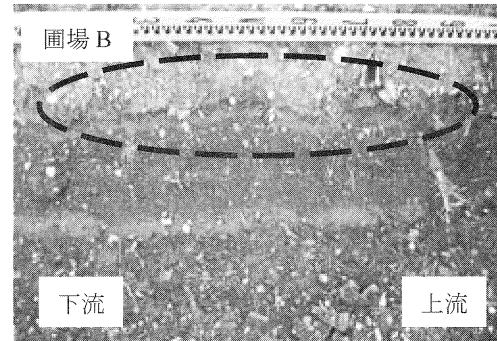


写真-2　圃場 A および B の畝間流路 7m 地点の状況

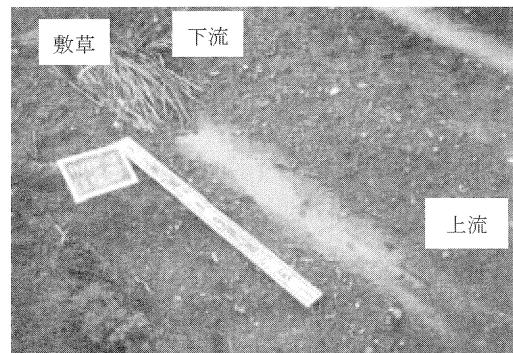


写真-3　流出抑制敷草上方部の状況

た。これは、敷草が設置されている 9m 地点のすぐ下方であるため、上流部からの流出水が敷草の上方部で一旦滞留することで流出水の速度が低下し、土粒子の剥離や運搬が低減したためと考える。

④圃場短辺の状況

各圃場の短辺の状況を写真-4 に示す。侵食の状況に大きな違いが見られた。圃場 A では流路が滑らかでリルもほとんど見られない。圃場 B は畠の縁が侵食されている様子が見られ、圃場 A と比較すると流路が侵食されている様子がわかる。一方、圃場 C は、圃場 A, B とは様子が異なり、著しい侵食が認められた。流末付近には比較的大きな粒径の砂礫も運搬され堆積して

いた。3 圃場の短辺の侵食状況の違いは、敷草の設置により、表流水の敷草上方部での滞留や流速の低減により、地中への水の浸透が増加して表流水量が減少したことと、短辺部への短時間での流出水の集中が起きないことに起因していると考えられる。

3.2 流出水の濁度の違い

①集水マス貯留水の状況

写真-5 に各圃場の集水マスの様子（11月 12 日）を示す。圃場 C では、貯留水が浮遊土粒子により濁り、土砂が底部に沈積していた。一方、圃場 A と圃場 B の貯留水には濁りはほとんど認められなかった。一般に、浮遊土粒子は従来の越流式沈砂施設では沈積捕獲が困難であると考えられており⁴⁾、このことは写真からも明らかである。流出抑制敷草は、海域を汚濁させる浮遊土粒子の流出抑制にも効果があることが推測できる。

②流出水の濁度と降雨の関係

流出水の濁度と降雨の関係を図-2 a)に示す。圃場 C は、降雨の直後から濁度が上昇している。これは、過去の降雨の際に流末付近に運搬され堆積した土粒子が少量の降雨でも流出したためと考える。濁度の低下には時間を要しており、一度の降雨で長時間濁水が流出することが分かる。一方、圃場 A および B では、少量の降雨後の濁度の変化はほとんどなく、比較的強い降雨後に上昇するものの、早い時間で低い値となった。これは敷草によって滞留した水が土中に浸透して表流水が減少する滞水効果と土砂貯留効果によるものと考えられる。図-2 b)は、観測期間中 5 分間雨量が最大

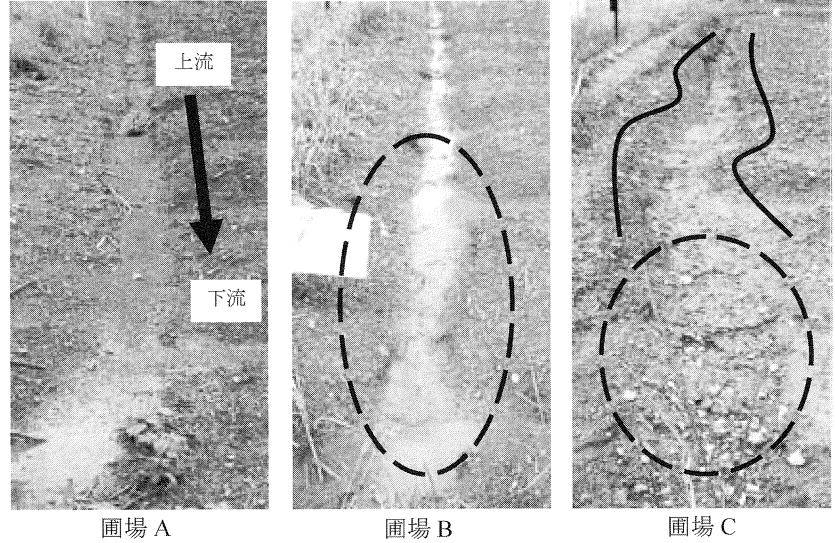


写真-4 圃場短辺の状況

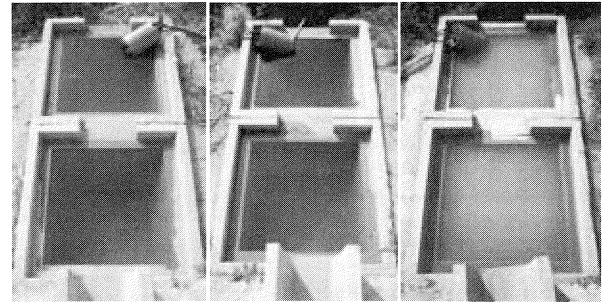


写真-5 集水マス貯留水の状況

であった11月14日0時(8.5mm)を含む、11月13日の21時から14日9時の観測結果である。濁度は、圃場Cでは14日0時の前の降雨で上昇し、0時に最大値を示した後も高い値を維持した。圃場AおよびBでは、14日の0時と3時付近の降雨時にピークを示したが、その後すぐに低下し、特に圃場Aでは、早い段階でほぼ 0 g/m^3 となった。敷草設置数の異なる圃場Aと圃場Bでは、流出水の濁度に明らかな違いが見られた。

3.3 流出土砂量の違い

流出土砂量は、圃場Aでは10月0.04kg、11月9.48kg、圃場Bでは10月0.03kg、11月47.47kg、圃場Cでは10月29.34kg、11月523.64kgであった。圃場Aの流出土砂量は、圃場Bのおよそ5分の1、圃場Cのおよそ60分の1と少ない。圃場Aと圃場Bでは、流出土砂量にも明確な差異が見られた。圃場Cの流出土砂量は2ヶ月間でおよそ550kgであった。

4. まとめ

降雨後、圃場Cでは畝間が激しく侵食され、流末には砂礫が堆積していた。一方、圃場A、圃場Bでは畝間の侵食はさほど見られず、敷草の上流部に表面流水が滞留し、細粒分を含む土砂が沈積していた。流出水の濁度は、圃場Cでは少量の降雨後にも上昇し、濁度の低下には時間要した。一方、圃場AおよびBでは、敷草の滯水効果と土砂貯留効果により、少量の降雨後の濁度の変化はほとんどなく、濁度が上昇しても早い時間で低い値となった。圃場Aの流出土砂量は、圃場Bの約5分の1、圃場Cの約60分の1であった。圃場Aおよび圃場Bでは、流出抑制敷草により侵食路が寸断され、表流水の掃流力が弱まって流出土砂量が減少するためと考えられる。流出抑制敷草は高い侵食・土砂流出抑制効果を有していることが明らかとなった。今後、限界侵食路長を基に最小限の敷草を配置することにより効率的に土砂流出を抑制することが可能になる。

参考文献 1) 嵩原安洋(2002):海や川の保全と生活環境づくりー赤土等流出防止への取り組みについてー. しまたいで, 20, pp.19-21. 2) 大見謝辰男, 比嘉榮三郎, 仲宗根一哉, 満本裕彰(2002):赤土条例施行前後における沖縄沿岸の赤土等堆積状況比較. 沖縄県衛生環境研究所報, 36, pp.77-84. 3) 中尾誠司, 高木東, 細川雅敏(2002):傾斜畑における土壤保全防止のための保全管理とその効果. 農業土木学会誌, 70(7), pp.619-622. 4) 吉永安俊, 翁長謙良, 酒井一人(1996):沖縄県の農地における赤土等流出防止対策と赤土等流出防止条例. 水利科学, 40(1), pp.1-13.

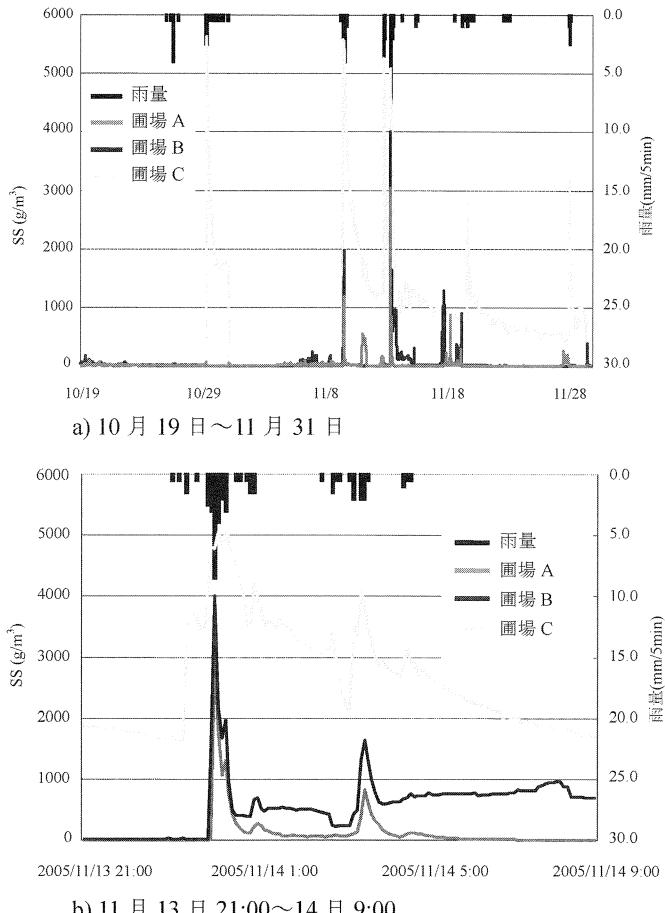


図-2 流出水の濁度と降雨の関係

b) 11月13日21:00～14日9:00

a) 10月19日～11月31日

8 砂のろ過層を想定した赤土の目詰まりに関する実験・研究

工学部環境建設工学科 ○野瀬 晴生
工学部環境建設工学科 原 久夫

1.はじめに

沖縄県の島々は、亜熱帯海洋気候下で、周辺にはさんご礁が広がり、多種多様な生物が生息している。海洋性の自然環境は人々の生活、文化と密接に関係しており、環境産業、水産業にとって重要な位置を占めている。沖縄の海は貴重な自然環境であり、その保護に努めることは環境地盤工学の重要な責務である。

沖縄県中南部・北部地域には国頭まあじと呼ばれる赤褐色の变成岩風化残積土が分布している。その分布地域は山地から海岸線にいたる急峻な傾斜地をなし、台風、強風雨による土壤浸食が生じやすい自然的背景を有している。また、国頭まあじは有機物含有量が少なく微細粒子であり、土壤粒子の粘着力及び連結力が弱く粘土粒子が分散しやすく表流水によって容易に運搬される特徴を持っている。このような地域で大規模な地表改変が行われ、自然侵食とはまったく異なる形で赤土の流出が続き、赤土汚染として環境問題になっている。この問題は農業・水産業・観光産業等へのダメージが大きく、国土保全の観点からしても無視できない状況になっており、大きな社会問題になっている。

この対策として沖縄県は沖縄県赤土等流出防止条例(1994年公布)を1995年10月に施行した。条例は開発事業における濁水の排出基準として放流水のSS(無機浮遊物質量)を200mg/l以下とすることを定めている。これにより沖縄県での開発事業からの赤土等の流出量は減少している。しかし、農業基盤整備による農地やアメリカ軍関係からの赤土等の流出に大きな変化は見られていない。また対策工法の中で広く用いられているろ過型沈砂池は、赤土流出防止対策の濁水最終処理対策工法であり、重要な施設として位置づけられている。また、ろ過型沈砂池は、用地確保ができれば、施工性、経済性に優れていることから一般的に広く用いられ使用実績も多い。しかしながらろ過型沈砂池を構成する主要部であるろ過層は、長期間の使用により目詰まりが生じ、ろ過機能が低下することが知られている¹⁾。

本研究では、実工事を念頭に、砂のろ過層を想定した実験装置を用いて透過流量と透水係数の関係を調べ、目詰まりの原因となるろ過層に溜まる赤土の比率と透水係数の関係を調べる。

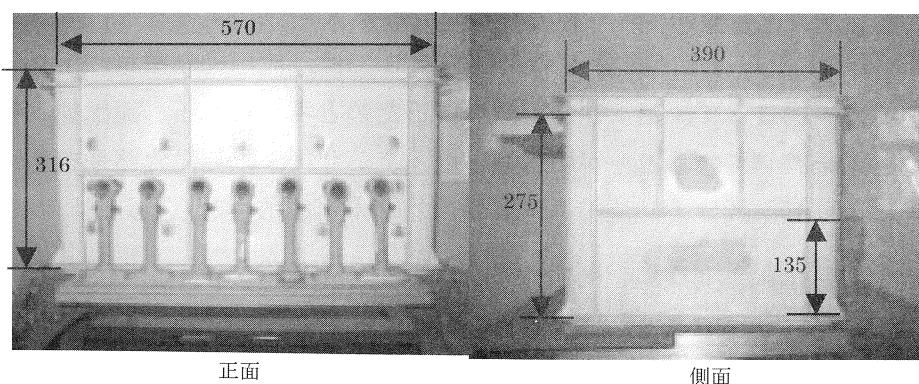


写真-1 実験装置の概要図(mm)

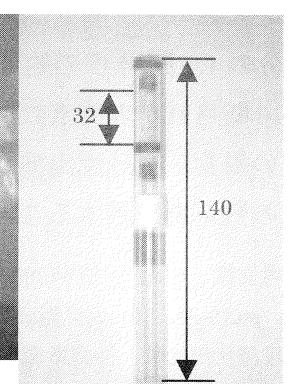


写真-2 ろ過装置の概要図(mm)

2. 実験

2.1 概要

実験は小型ろ過試験装置を用いて定水位透水試験を行い、濁水の透過時間と累積流量、濁水の透過時間と透水係数、残留した赤土の質量比と透水係数の関係を求めた。

2.2 定水位透水試験

2.2.1 実験装置の作成方法

写真 - 1 は実験装置の概要を示す。容量 50ℓ の水槽の底辺部から 135 mm のところに塩ビのパイプ（内径 15.5 mm, 長さ 90 mm）を 7 個平行に取り付け、塩ビのパイプが動かないよう水槽の中と外で固定し、その中にろ過試験装置を取り付けた。

写真 - 2 はろ過試験装置の概要を示す。ろ過試験装置はアクリル製の透水パイプを使用し、透水パイプ（内径 9 mm, 長さ 140 mm）に漏斗を用い、砂 ($\rho_{d\max} = 1.088$, $\rho_{d\min} = 1.082$) を真上から自然落下方式で入れた。定水位にするための越流口を水槽の底辺部から 275 mm のところに取り付けた。

2.2.2 実験方法

定水位透水試験で使用する濁水は、うるま市から採取した石川土で作成する。濁水は赤土を 75 μm のふるいに通して作成した。表 - 1 は石川土の物理試験結果を示す。

ろ過層の中の砂にはチービシ砂を使用した。表 - 2 はチービシ砂の物理試験結果を示す。

水槽に 7 個のろ過装置を取り付け、定水位透水試験を 5 分、15 分、30 分と 3 回行い、累積流量、実感開始前の濁水の濁度、流出した水の濁度、5 分間の流量、残留赤土質量を測定する。なお 5 分間の流量とは実験終了 5 分前から終了までに流れ出た流量のことである。

残留赤土質量比は、透過前後の質量差から残留した赤土の質量を調べ、計算した。

透水係数 $k(\text{cm}/\text{s})$ は試験終了の 5 分間の流量 (ΔQ) を用い、次式で求めた。

$$k = \frac{L \times \Delta Q}{\Delta h \times A \times t} \quad \dots \dots \dots (1) \quad \begin{array}{l} \text{ここに} \\ L : \text{透水長(cm)} \\ \Delta Q : \text{測定時間内の流量(cm}^3\text{)} \\ \Delta h : \text{水頭差(cm)} \\ A : \text{透水パイプ内側の断面積 (cm}^2\text{)} \\ t : \text{測定時間 (sec)} \end{array}$$

表 - 1 石川土の物理試験結果²⁾

分類名	粘土 (CL) (低液性限界)
液性限界 w_L (%)	56
塑性限界 w_P (%)	34.2
塑性指数 I_p (%)	21.8
礫分(%)	0
砂分(%)	35
シルト分(%)	62
粘土(%)	3

表 - 2 チービシ砂の物理試験結果

分類名	砂 (S)
粗砂分(%)	27
中砂分(%)	64
細砂分(%)	7
シルト分(%)	2
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.776
最小密度 $\rho_{d\min}$ (g/cm ³)	1.056
最大密度 $\rho_{d\max}$ (g/cm ³)	1.284

表 - 3 ろ過層の初期状態と透水試験結果

		ろ過層の初期状態					透水試験結果					
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧注)	⑨	⑩	⑪	⑫	
No.	濁水透 過時間 (min)	透水長 L (cm)	乾燥 密度 ρ_d (g/cm³)	相対 密度 D_r	動水 勾配 $\Delta h/L$	累積 流量 Q (cm³)	5分間の 流量 ΔQ (cm³)	実験開始 濁度 (ppm)	流出水濁 度 ••	透水係 数 ••	残留赤土 質量比 (%)	
1	5	3.20	1.085	15	4.375	202.8	202.8	1000	900	0.243	3.7	
2		3.21	1.082	13.5	4.361	190.6	190.6		900	0.229	4.2	
3		3.20	1.085	15	4.375	225.0	225.0		800	0.270	5.1	
4		3.20	1.085	15	4.375	237.4	237.4		900	0.284	4.8	
5		3.20	1.085	15	4.375	240.6	240.6		800	0.288	5.3	
6		3.21	1.082	13.5	4.361	223.3	223.3		900	0.268	5.5	
7		3.21	1.082	13.5	4.361	236.7	236.7		900	0.285	5.7	
1	15	3.20	1.085	15	4.375	497.2	164.0	1100	1000	0.196	6.1	
2		3.20	1.085	15	4.375	530.6	175.1		1000	0.210	6.2	
3		3.20	1.085	15	4.375	556.1	183.5		900	0.220	6.3	
4		3.20	1.085	15	4.375	568.5	187.6		1000	0.225	6.2	
5		3.21	1.082	13.5	4.361	707.0	223.3		1000	0.268	6.5	
6		3.20	1.085	15	4.375	628.9	207.5		1000	0.249	5.4	
7		3.20	1.085	15	4.375	526.5	173.7		900	0.208	5.6	
1	30	3.20	1.085	15	4.375	1378.1	219.7	1000	900	0.263	7.9	
2		3.19	1.088	16.5	4.388	861.6	137.4		900	0.164	9.0	
3		3.20	1.085	15	4.375	1316.8	210.0		900	0.251	6.3	
4		3.19	1.088	16.5	4.388	1182.2	188.4		800	0.225	6.9	
5		3.19	1.088	16.5	4.388	1006.7	160.5		900	0.192	6.8	
6		3.19	1.088	16.5	4.388	1175.0	187.3		800	0.223	9.3	
7		3.19	1.088	16.5	4.388	1189.4	189.6		800	0.226	7.7	

注 : ⑧の 5 分間の流量とは実験終了 5 分前から実験終了までに流れ出た流量を示す。

3. 実験結果と考察

表 - 3 はろ過装置の初期状態と定水位透水試験の結果を表したものである。実験開始前の濁度と実験終了後の濁度の差はわずか 100~200 ppm であった。今回の実験では濁度が 1000~1100 ppm の濁水を使用したのでろ過装置のろ過機能が一概に悪いということは言い切れない。今後の実験では濁水の濁度を変えデータの量を増やし、ろ過型沈砂池がどのくらいの濁度の濁水をろ過するのに適しているのか調べていきたい。

図 - 3 は濁水の透過時間と累積流量の関係を示したものである。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。透過時間が増すごとに透水係数が減少していく目詰まりが生じていることが解る。濁水の透過時間を長くすれば、流出量は少なくなる。透水係数が 10^{-3} (cm/s) にな

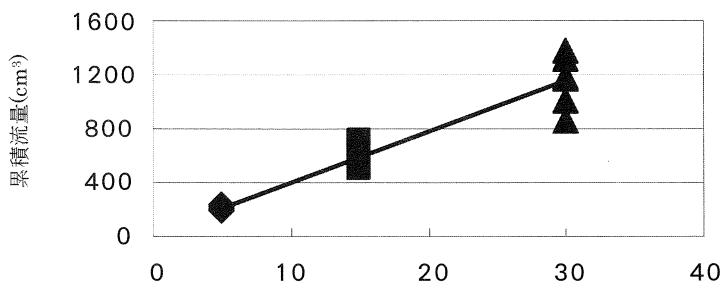


図 - 3 濁水透過時間と累積流量の関係

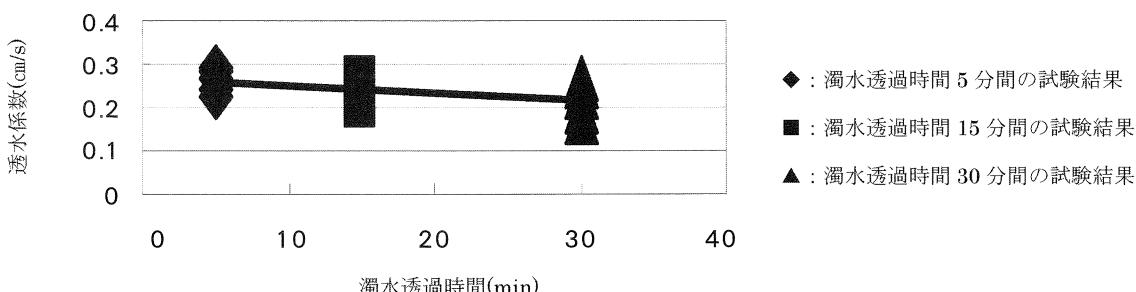


図 - 4 濁水透過時間と透水係数の関係

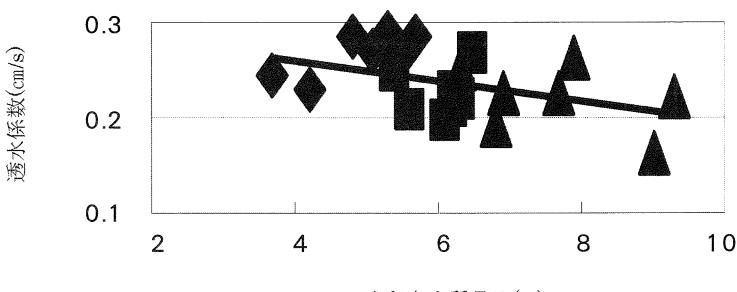


図 - 5 残留赤土質量比と透水係数の関係

る時間のデータも得られるので、今後濁水の透過時間を長くして実験していくたい。図 - 5 は残留赤土質量比と透水係数の関係を示したものである。ばらつきはあるが、残留赤土質量比が増加すると透水係数は減少している。ばらつきの原因として相対密度の大小が考えられるが、今回の実験では明確な関係性を見つけることはできなかった。今後の実験でろ過装置の相対密度を変えたり、砂を変えたりすることで、残留赤土の質量と透水係数の関係を明確にしていくたい。

4.まとめ

本研究では石川土を用いて濁水を作成し関係を求めた。今回の結果は濁水の透過時間をさらに長くし、濁水の濁度を変え、ろ過装置の相対密度を変えることにより、より正確な結果が得られるようと思われる。今後、実験回数を増やしより正確な結果を得られるよう実験を進めて行きたい。

参考文献

- 1) 宮平友子：赤土流出防止を目的としたろ過型沈砂池容量の設計法に関する研究, pp.18-19.(2003)
- 2) 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 回沖縄土質工学研究発表会公演概要集, pp.35-36.(2004)

9 パイプジャケットを用いた砂ろ過堤のろ過機能に関する研究

○ 岡村 昭彦 (芦森工業)

川満 正人 (琉水工業)

1. はじめに

沖縄本島、八重山諸島に広く分布する国頭マージに代表される赤土は、造成工事等で雨水により河川に流れ出し、やがて海洋に達し環境汚染の原因となっている。この対策の一つとして造成地には沈砂池を作るようになっているが、赤土に含まれる粘土やシルトは目詰まりを起こしやすいため、沈砂池の機能が十分発揮されていないのが現状である。筆者等はこれまでに、国頭マージを対象にしてジオシンセティックスのパイプを暗渠に利用した砂ろ過装置を開発してきた⁽¹⁾。このパイプジャケットの特徴は、上載荷重に強く、排水能力が高く、配置形状が自由に変えられることである。このパイプジャケットとフィルター材に砂を利用した砂ろ過装置を開発して目詰まりに関する実験を行った。またパイプジャケットを利用して、現場で簡易に施工できる沈砂池を考案して、石垣島において非堆積型のろ過設備を施工したので報告する。

2. パイプジャケット

2-1 構造

パイプジャケットは縦糸にポリエスチル繊維、横糸に鋼線を使用した筒状織物である。直径は 10mm から 100mm 程度のものが製造可能である。主な用途としては透水性舗装の下に埋設して横断排水用のドレン材として使用している。このパイプジャケットの特徴は

① 上載荷重に対する耐久性が高い

② 表面全体から吸・排水が可能

③ ばね構造をしているので配置が自由

となるが、①に関しては横糸に直径 1.6mm の鋼線を使用しており、直径 70mm のパイプジャケットでは上載荷重 10 kN/m で 10% 程度しか変形しない。また②に関しては通常使用されているドレン材の多くは筒に後から孔をあけたものが多く、材料強度を維持するためには孔数に限りがある。一方パイプジャケットを構成する材料は線であるため、縦糸と横糸の交点が孔となり、強度を維持しながらも微細な孔を数多く作ることが出来る。③に関して横糸は螺旋構造であるため、パイプジャケットは 1 本のばねとなっている。このため直線、曲線が自由に造ることが出来る。

2-2 排水機能

パイプジャケットをドレン材として使用した場合の砂ろ過における排水能力は、使用するパイプジャケットの表面積に比例する。直径 70mm の

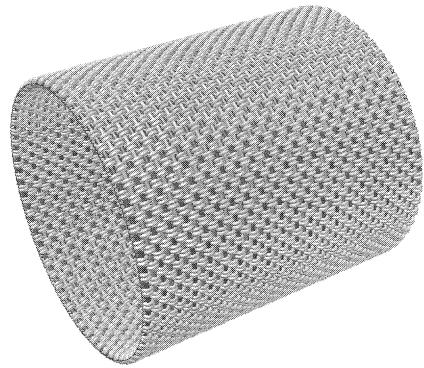


図-1 パイプジャケット外観

表-1 パイプジャケットの材質

横糸	縦糸
SUS304 鋼線 $\phi 1.6$ ポリエスチルモノフィラメント	ポリエスチル繊維

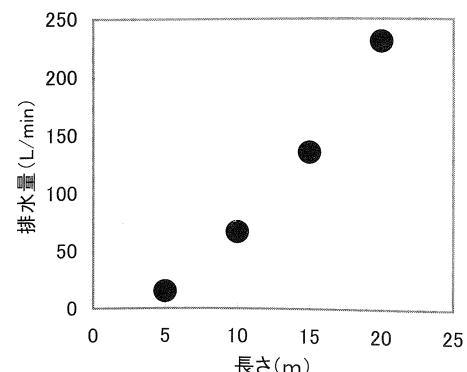


図-2 パイプジャケット長さと排水量の関係

パイプジャケットにおけるパイプジャケット長さと、排水量の関係を調べたのが図-2である。この実験は 1.2m^3 の水槽で、底にパイプジャケットを敷いて実験した。容器の大きさから敷き詰めることのできるパイプジャケットは 20m が限界である。なお水頭差は 70 cm で一定とした。実験の結果、排水量とパイプジャケットの長さは比例関係にあることが確認された。

3. フィルター材の選定

3-1 実験方法

砂ろ過フィルターに要求される機能は排水量があり、なおかつ濁水処理が可能であることである。図-3 に示す装置において珪砂 3 号 ($1.5\sim2\text{mm}$) , 4 号 ($1\sim1.5\text{mm}$) , 5 号 ($0.8\sim0.5\text{mm}$) , 7 号 ($0.2\sim0.1\text{mm}$) を使用して排水量およびろ過能力を調べた。容器の大きさは直径 30 cm, 高さ 50 cm, で底にドレン材として直径 1.5 cm のパイプジャケットを 5 m 使用している。この容器にパイプジャケット上面より 30 cm の高さまで砂を充填して SS 1000 mg/L に調整した赤土を含む濁水を水位一定で流入させて、ろ過水の排水量、および濁度を測定した。濁度の測定は透視度計でおこない、キャリブレーション⁽²⁾により SS 濁度を求めた。

3-2 実験結果

珪砂の中心粒径と排水量の関係を図-4 に示す。この結果 7 号では排水量が少なすぎること、それ以上になると中心粒径に比例して排水量も増加することが確認された。珪砂の粒径と濁度の関係を調べたのが図-5 である。3 号、4 号の場合流入原水に含まれる粘土が珪砂表面に堆積するため時間の経過とともにろ過水の SS 濁度は小さくなる。5 号珪砂では、ろ過水の濁度は SS 150 mg/L で、30 分では目詰まりは確認されなかった。7 号珪砂ではろ過水は SS 10 mg/L で非常にろ過機能は高いことがわかった。

4. 砂ろ過システム

4-1 目詰まり実験

パイプジャケットを使用した砂ろ過装置を作り、目詰まりに関する実験を行った。実験に使用した装置を図-6 に示す。使用したパイプジャケットは直径 6cm、長さ 20 m である。容器の大きさは $1450\times990\times965\text{mm}$ である。中央部のメッシュで囲まれた空間に原水が流入して、砂層でろ過された水がパイプジャケットに導水され排水されるようになっている。砂層の厚さは 30cm である。容器の底には逆洗浄が行える

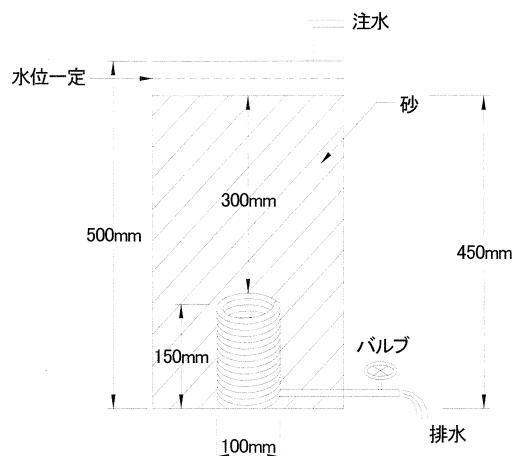


図-3 実験装置

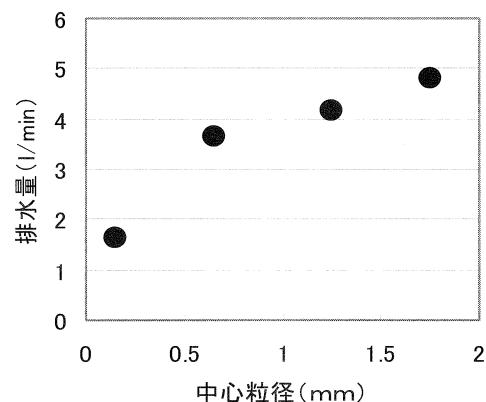


図-4 粒径と排水量の関係

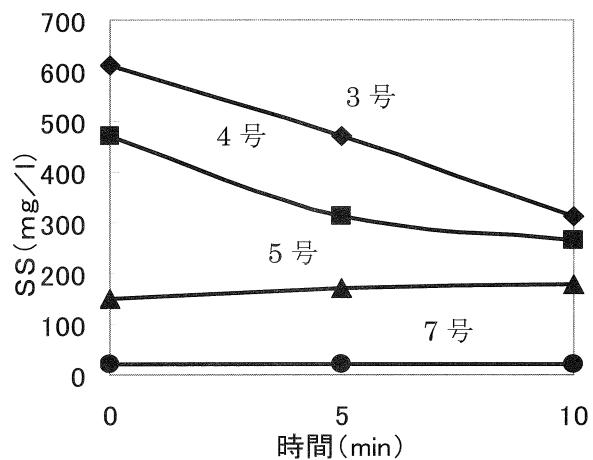


図-5 粒径と濁度の関係

ように配管を行った。沖縄⁽³⁾では大雨の後SS 40000 mg/Lを越える記録もあるが、実験では国頭マージを水道水に溶かし、SS 1000mg/Lになるように調整した濁水を流入させた。この時の排水量と濁度の経時変化を調べたのが図-7である。一度に作れる濁水は1m³なので、繰り返し濁水を作り実験に使用した。総流入量は56m³である。設計排水量は、6m³/hであるが、濁水中の粘土等が砂層内に入り込み、目詰まりを起こす為、排水量は減るが、濁水処理はほぼSS 200mg/L以下を満足することができた。排水量が減る場合には逆洗浄を行ったが、このとき処理水濃度がSS 200mg/Lを超える場合があった。

4-2 現場施工実験

2005年7月に石垣市においてパイプジャケットを使用した砂ろ過堤を施工した。断面図を図-8に示す。沈砂池の容積は6m³で、砂ろ過堤は長さ2m、巾1.2m、高さ1.2mでパイプジャケットは直径40mm、長さ10mを螺旋状にして8セット使用した。コンクリートブロックとスクリーン(5mmメッシュ)ではさまれた部分に川砂を充填して

ろ過堤を施工した。地山の掘削およびコンクリートブロック(800×600×600),スクリーン、パイプジャケットの設置だけで簡単に施工が行える。写真-1,2に試験施工現場の状況を示す。使用したパイプジャケットの全表面積は10.05m²になる。砂堤と濁水が接触する面積は0.7m²であるから、14倍のろ過面積を確保することができた。砂層の厚さは60cmで砂ろ過装置の2倍の厚さとした。この理由は目詰まり速度をできるだけ遅くするためである。実験的に模擬泥水を作り処理能力を調べた結果流入原水のSS 760mg/Lに対してろ過水はSS 45mg/Lであった。排水量は3.6m³/hであった。

5. 既存技術による赤土対策施工事例

平成16年6月～17年3月に石垣市において耕土流出防止対策工事が行われた。ほ場面積10,200m²に対し赤土等流出防止対策条例に基づく自然沈澱型の仮沈砂池の必要容量は

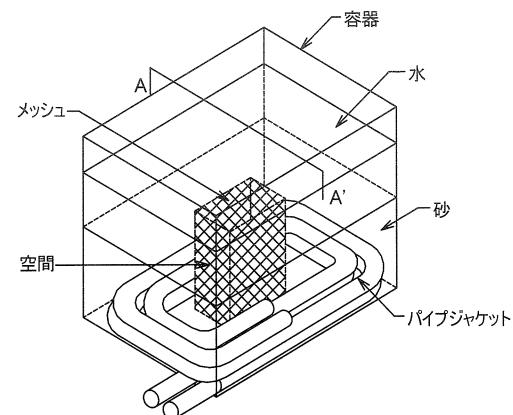


図-6 砂ろ過装置（中央排水タイプ）

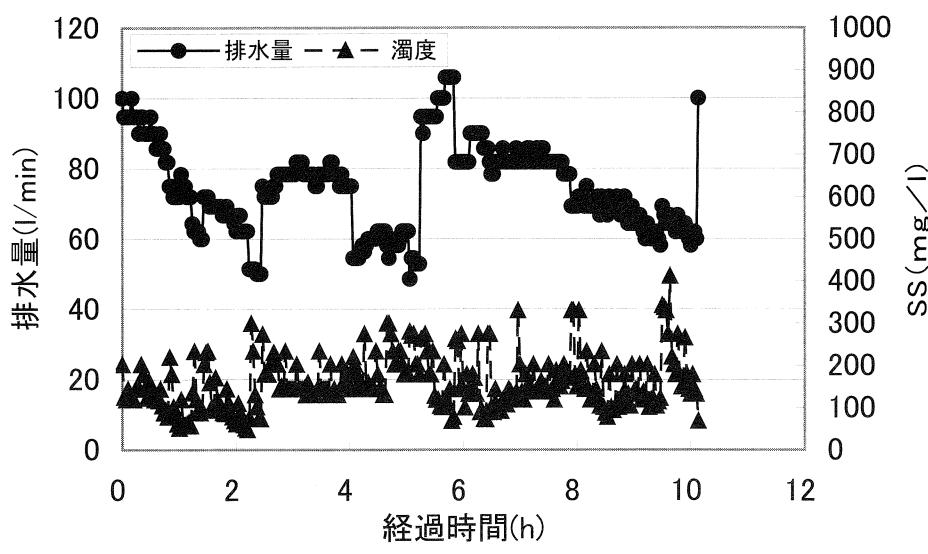


図-7 排水量と濁度（非堆積型：中央排水）

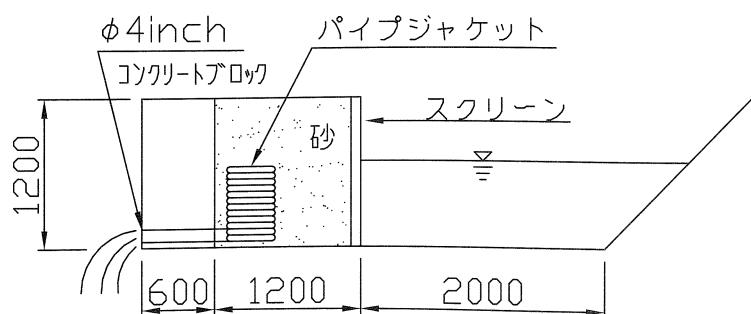


図-8 砂ろ過堤断面図

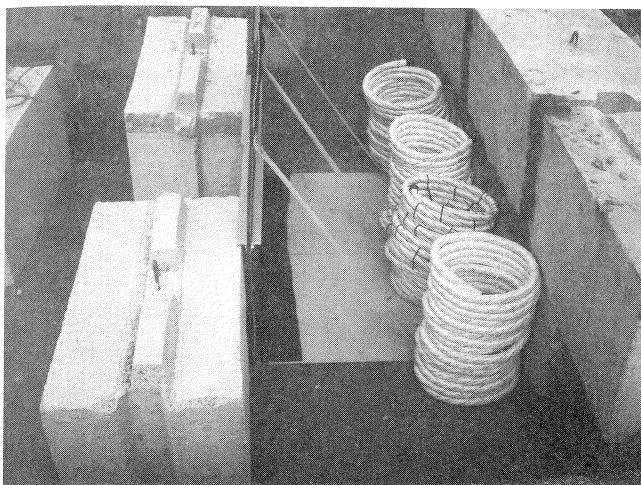


写真-1 パイプジャケットの配置



写真-2 砂ろ過堤概況

1530m³になる。これに対し、上辺30m、下辺28mの正方形の沈砂池を施工して工事を行った。工事期間中は濁水濃度もSS200mg/L以下であったが、台風による降雨で沈砂池をオーバーフローした経緯がある。

6. 砂ろ過堤によるシミュレーション

石垣市において施工されたほ場工事に基づき砂ろ過堤のシミュレーションを行った。実際に施工された仮設沈砂池を例に、堤高2m、ろ過砂厚を0.6m、ろ過堤（上面長さ）20m、下面長さ18mとすると貯留必要容量は⁽⁴⁾714m³になり、実施工の40%の容積でよいことになる。表-2にシミュレーション結果を示す。さらにパイプジャケットを利用した場合排水能力は14倍になることを考慮すると堤高2m、ろ過砂厚を0.6m、ろ過堤7mで70m³の貯留容量でよいことになる。この砂ろ過堤を施工する場合、使用するパイプジャケットの長さは450m必要になる。想定される排水量は21m³/hで、目詰まりがなければ3時間半で全容量が排水されることになる。長期間の使用を考慮すれば逆洗浄機能を付加することでフィルターの目詰まりも解消でき、エアコンプレッサーを使用すれば長期間の使用に耐えうる砂ろ過堤となる。

表-2 シミュレーション結果

7. おわりに

自然沈澱型の処理施設では台風などの一時的に大量の降雨がある場合、許容量を上まわることがあり赤土が流出してしまうことがある。一方砂ろ過堤を設置した場合は目詰まりによる排水機能の低下が起こり、やがて機能しなくなり赤土が流出してしまうことになる。パイプジャケットを使用した砂ろ過堤は排水能力が高いので、短期的には多量の排水が可能である。さらに逆洗浄機能を付加することにより長期的な維持も可能になると考えられる。今後は長期的な観測をおこない、機能の持続時間の確認を行っていく。

参考文献

- 1) 岡村ら：パイプジャケットを用いた砂ろ過装置の開発に関する研究（1）（2），41回地盤工学研究発表会論文集, 2006
- 2) 沖縄県土木建築部：赤土等流出防止対策技術指針（案），p. 159, 1995
- 3) 沖縄県衛生環境研究所：赤土等の流出に関するデータベース, CD-ROM
- 4) 沖縄県土木建築部：赤土等流出防止対策技術指針（案），pp. 113-114, 1995

10 沖縄、島尻層群泥岩分布地域の地すべり類型区分について

鹿児島大学大学院連合農学研究科	陳伝勝
琉球大学農学部	宜保清一
佐々木技術事務所	佐々木慶三
琉球大学農学部	中村真也
琉球大学大学院農学研究科	○沖原正紘

1. はじめに

沖縄本島中南部に分布する島尻層群泥岩は脆性度の高い海成過圧密粘土で、複雑な応力履歴を経て小断層や節理が発達している（三島・氏家, 1983；江藤, 1987；河名, 1989）。そのため、沖縄県の地すべりの大部分は島尻層群泥岩分布地域に集中し（沖縄県土木建築部河川課, 2003），各種のタイプの地すべりが発生している。このうち，2006年6月に発生した安里地すべり（宜保ら, 2006）など初生型泥岩地すべりは、事前の発生位置の特定が困難で、しかも、滑動が急激で人命に危害を及ぼす可能性が高い。地すべり災害の防止と軽減のためには、地すべりの発生場の特定と危険度評価は緊急かつ重要な課題となっている。

このため沖縄本島中南部では、従来型の地形・地質に基づく「発生した地すべりの分類」から、地形・地質に強度特性を加えた「未発生の地すべりを含めた地すべり分類」が求められている。初生型泥岩地すべりの諸特性と発生場の把握のためには、島尻層群泥岩分布地域で発生する地すべりの系統的な類型区分を明らかにする必要がある。

2. 島尻層群泥岩分布地域の地すべりタイプとその特徴

小出（1955）による第三紀層地すべりの分類は、基盤や移動体を構成する地質や地質構造区に基づいて整理されたもので、一つの地質層準或いは地質構造区の中で発生する地すべりの系統的な区分となっていない。また、岩（盤）すべり—風化岩地すべり—崩積土地すべり—粘性土地すべりの地すべり系列の考え（渡ら, 1987）について、特定の地域・地質との関連で検討した研究も少ない。

沖縄本島中南部で発生する初生型泥岩地すべりは、激しく変状し大きく移動するが、地すべり発生後の再滑動は少なく、渡の分類で言う2番目の系列を欠いているようである。このようなことがあり、島尻層群泥岩分布地域での系統的な地すべり分類はほとんど進んでいない。地すべりタイプ毎の事例を示し、それぞれの特徴について述べる。

2.1 初生型泥岩地すべり

2.1.1 切土斜面での発生事例

各種の造成切土斜面で発生する初生型泥岩すべりは自然斜面で発生する泥岩地すべりに比べ規模は小さいが、発生機構は共通項が多い。断層や層理面など地質構造規制と切土による応力解放や強度低下（宜保ら, 1996, 2003；佐々木ら, 1990；中村ら 2000a；中村ら 2005a）が原因となり、主として豪雨を契機に発生している。予め、斜面に亀裂やせり出しなどの前兆が現れることがある。滑動は急激であるが、移動塊は斜面法尻付近に堆積することが多い。このタイプのすべりは真地団地内地すべり（宜保ら, 1981）、北丘ハイツ地すべり（宜保ら, 1986）、知念運動場地すべり（中村ら, 2005b）など、発生数が最も多い。

2.1.2 盛土斜面での発生事例

盛土斜面で発生する地すべりは斜面の状態から、盛土地すべりと分類する考え方もあるが、すべり面

の多くは盛土内に形成されるのではなく、盛土下の地盤内に形成されることが多い。この地盤は泥岩の場合と崩積土などの未固結堆積物の場合があるが、何れの場合も基本的には人為的な要因によって発生する初生型地すべりである。

浦添地すべりは、職業訓練校建設のために造成された大規模盛土斜面が、地山の泥岩を巻き込んだ地すべりで、1991年10月の台風19号の集中豪雨で発生した。末端部にL型擁壁が施工されていて、造成中の末端切土が、泥岩の応力解放を促進した可能性がある。解析結果によれば、すべり面は鏡肌面と脆弱な破碎領域からなり、残留強度が主に、破碎泥岩のピーク強度が一部で動員されていた（周ら、1996；比嘉ら、2002）。

2.1.3 自然斜面での発生事例

自然斜面で発生する初生型泥岩地すべりの発生形態は切土斜面地すべりと基本的には同類であるが、より多くの要因が関与し複雑となる。この種の地すべりには大移動して道路や建造物に大きな被害をもたらしたものが多い。

1) 仲順地すべり（北中城村）

地すべりは1998年10月5日229mmの集中豪雨により、幅約130m、長さ約160mと、幅約50m、長さ約65mの二つの地すべりブロックが合わさって発生した。頭部滑落崖が5m～10mで、末端部では圧縮亀裂や隆起が明瞭であった。斜面下方に北中城村立中央公民館と総合社会福祉センターがあり、被害を受けた。地すべり発生前は、上方部が約30°、中腹から下方部が約15°の緩斜面で、2500分1地形図では馬蹄形などの明瞭な地すべり地形は認められない。

2) 安里地すべり（中城村）

地すべりは2006年6月10日梅雨の豪雨により発生した。幅は約120m、長さは約260m、滑落崖の高さは約40mであった（Fig. 1）。6月12日夜と13日夜に頭部滑落崖で起きた2回の二次すべりの拡大が契機となって末端部が流動化し、最終的な地すべり長は500m余となった（宜保ら、2006）。この地すべりの移動形態は従前の地すべりとかなり異なっている。発生機構上は地質構造規制を受けた初生型泥岩すべりで、仲順等の地すべりと共に通るものである。地すべり発生前の斜面は上方部が約23°、下方部が約12°で緩い。斜面下方部に二つの地すべりブロックが見られる。

2.2 再活動型崩積土地すべり

2.2.1 崩積土地すべりの発生斜面

崩積土地すべりが発生する斜面は2種類に大別できる。一つは、琉球石灰岩がキャップロックとして分布する斜面である。一般に、琉球石灰岩から供給される地下水によって基盤の泥岩の軟化が促進され、斜面上には石灰岩大塊を含む崩積土が厚く堆積する傾向がある。他の一つは、琉球石灰岩は分布せず、島尻層群起源の崩積土が堆積する斜面である。ここでの崩積土の形成は地すべり・崩壊や侵食によるものと推察される。

2.2.2 崩積土地すべり（I）

真和志高校地すべり（那覇市；筆者呼称）は、既往資料（沖縄総合事務局開発建設部南部国道事務所、2005）では真地急傾斜崩壊とされていたが、明らかな地すべりである（Fig. 2）。切土法面で発生した真地団地地すべり（宜保ら、1981）とは異なる。平坦面造成の

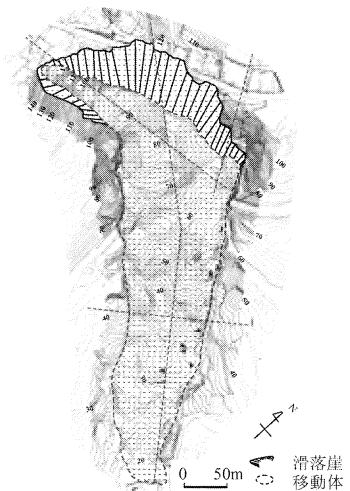


Fig. 1 安里地すべりの平面図

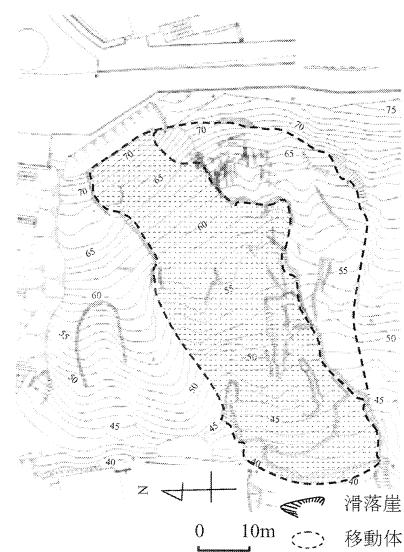


Fig. 2 真和志高校地すべりの平面図
(沖縄総合事務局開発建設部南部国道事務所(2005)に加筆)

ため、斜面肩部で RC パイルや H 鋼等で土留めをしていたが、それらが破壊された。斜面に馬蹄形の崩壊跡地形が複数重なるように分布しており、古くから小崩壊を繰り返してきた斜面と考えられる。この斜面は全体的に馬蹄型凹地形で、幅約15m、長さ約70m、傾斜約30°の明瞭な崩積土地すべり地形を示す。本地すべりの現況活動域は細長いが、全体の地すべり地形の幅は現況の2倍もあり、過去に泥岩地すべりが発生した可能性がある。

2.2.3 中間型地すべり

塩屋地すべり（うるま市（旧具志川市））は1998年10月5日、市道112号線に面した斜面で幅約50m、長さ約10mの規模で発生した（Fig. 3）。なお、前述の仲順地すべりも同日に発生した滑落崖は2段になっており、泥岩が露出している。地すべり後の斜面傾斜は頭部滑落崖で37°、移動体部で13°であった。報告書（砂川ら、1999）では、本地すべりは頭部で滑落を繰り返す崩積土地すべりと見なしているが、ここでは中間型地すべりとした。これは、斜面上方部の泥岩部分が地すべりを起こしており、初生型泥岩地すべりの特性を有しているためである。

2.2.4 崩積土地すべり（Ⅱ）

吉原地すべり（北谷町；筆者呼称）は石灰岩台地の下から河川に向かって発達する斜面で、多くの崩積土地すべりが発生した（Fig. 4）。斜面に新旧の亀裂や崩壊跡が分布していることから、河川浸食により不安定化した末端部で豪雨の度に崩壊が起り地すべり活動を誘発していたと推察される。地すべりで運搬されたと推定される石灰岩大塊が河床部に多数散在している（北谷町建設経済部建設課・㈱南城技術開発、2004）。

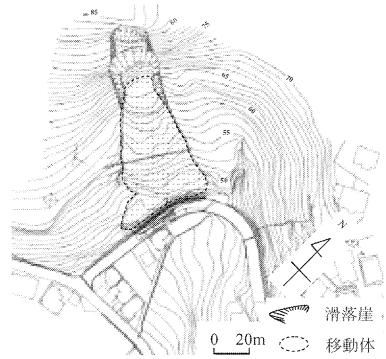


Fig.3 塩屋地すべりの平面図(砂川ら(1999)に加筆)

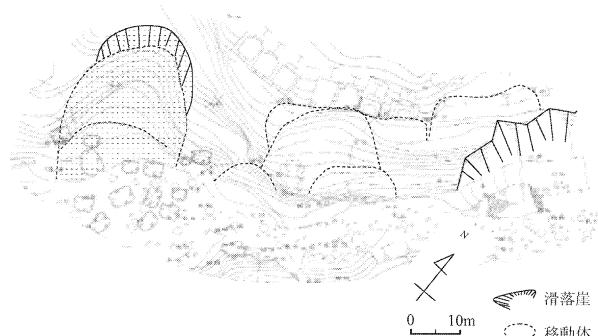


Fig.4 吉原地すべりの平面図(北谷町建設経済部建設課・㈱南城技術開発(1980)に加筆)

3. 地すべりの類型区分

島尻層群泥岩分布地域の地すべりはFig. 5のように類別整理でき、初生型泥岩地すべりと再活動型崩積土地すべりに大別される。自然斜面で発生する泥岩地すべりには、安里地すべりなどに過去の地すべりブロックを巻き込む複合の地すべり形態もあることから、「初生」とせずに「初生型」とした。

初生型泥岩地すべりには切土斜面、盛土斜面、自然斜面でおこるものがある。切土斜面で発生する地すべりは、断層や層理面など地質構造規制と切土による応力解放や強度低下が原因となり、主として豪雨を契機に発生する。盛土斜面で発生する地すべりは、盛土によるせん断応力の増加が主因と判断されがちであるが、発生機構は単純ではない。浦添地すべりの場合、造成中の末端切土が泥岩の応力解放を促進した可能性がある。自然斜面で発生する地すべりの発生形態は、切土斜面地すべりと基本的に同類である。斜面下方部の掘削や洗掘、小規模地すべり発生による泥岩の応力解放が原因となり発生する。

再活動型崩積土地すべりには泥岩丘陵斜面、石灰岩台地斜面でおこるものがある。崩積土地すべり（Ⅰ）は、島尻層群起源の崩積土が堆積する斜面で発生する。崩積土地すべり（Ⅱ）は、琉球石灰岩がキャップロックとして分布する斜面で発生する。これら二つの再活動型地すべりは形成要因が異なる斜面で発生しているばかりでなく、発生機構も異なっているようである。また、発生位置の特定が可能であり、移動形態も繰り返し発生することから地すべり地形も明瞭であり、前兆現象の把握も比較的容易である。

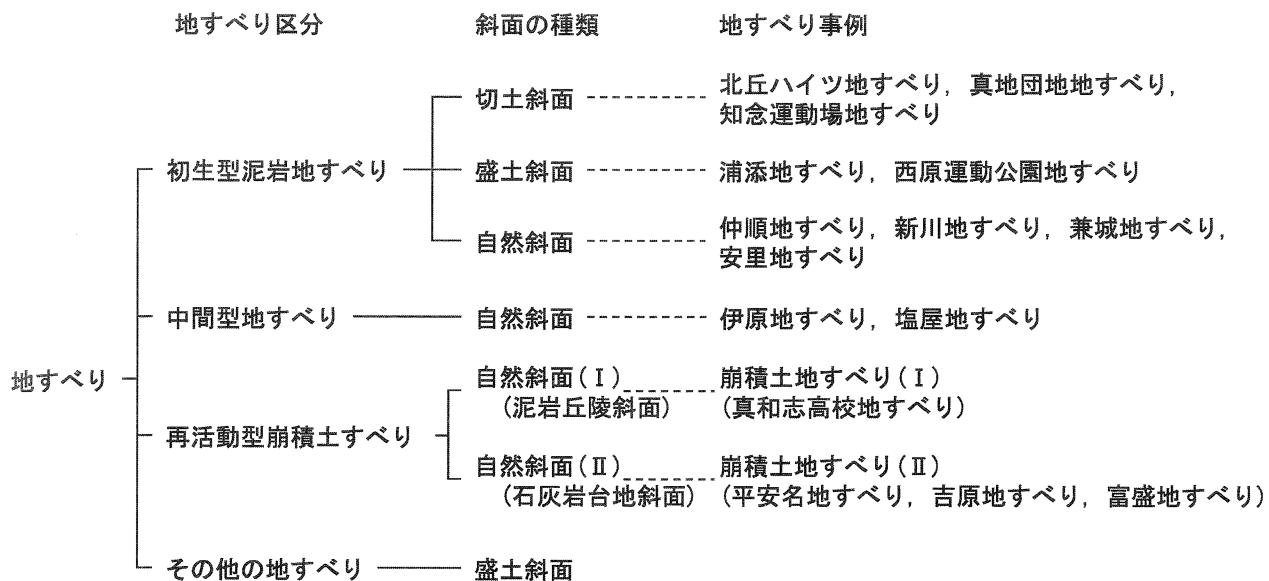


Fig.5 島尻層群泥岩分布地域における地すべりの類型区分

4. まとめ

沖縄本島中南部で発生する初生型泥岩地すべりは、激しく変状し大きく移動するが、地すべり発生後の再滑動は少なく、渡ら（1987）の地すべり系列中の風化岩地すべりを欠いている。初生型泥岩地すべりは、発生斜面の下方部に既往の地すべり地形を有する場合が多く、移動に伴う応力解放を受けて泥岩部の進行性破壊が促進され、不安定化した可能性が高い。

参考文献

- 北谷町建設経済部建設課、株式会社南城技術開発（2004）：平成16年度新川線全体計画委託業務報告書（北谷町字吉原地内），
 北谷町：江藤哲人（1978）琉球列島の地質学研究，3, pp.93-96. 宜保清一（1996），地すべり，Vol.33, No.2, pp.46-50. 宜保ら（1981）地すべり，Vol.18, No.2, pp.11-18. 宜保ら（2003）農業土木学会論文集，No.227, pp.113-118. 宜保ら（2006）日本地すべり学会誌，Vol.43, No.2 (172), pp.44-47. 宜保ら（1986）地すべり，Vol.23, No.3, pp.15-20. 宜保ら（2001）第14回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集，沖縄地盤工学会，宜野湾，pp.42-45. 比嘉ら（2002）第83回農業土木学会九州支部講演集，農業土木学会九州支部，福岡，pp.33-34. 河名俊男（1989）：琉球列島の第四紀地殻変動，月刊地球，Vol.11, No.10, pp.618-630. 小出博（1955）：日本の地すべり，東京，東洋経済新聞社. 三島昭二，氏家宏（1983），月刊地球，Vol.5, No.12, pp.713-721. 中村ら（2005b）平成17年度農業土木学会大会講演会講演要旨集，（社）農業土木学会，岐阜，pp.926-927. 中村ら（2005a）土と基礎，Vol.53, No.4, pp.11-13. 中村ら（2000a）第13回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集，沖縄地盤工学会，宜野湾，pp.2-7. 佐々木ら（1990）地すべり，Vol.27, No.2, pp.31-37. 砂川ら（1999）第12回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集，沖縄地盤工学会，宜野湾，pp.14-17. 周ら（1996）地すべり，Vol.32, No.4, pp.26-33. 渡ら（1987）：地すべり・斜面崩壊の予知と対策，東京，山海堂.

11 中国、黄土高原地すべり土の鉱物学的性質

琉球大学大学院農学研究科 ○山下友美
琉球大学農学部 宜保清一
琉球大学農学部 中村真也

1. はじめに

黄土高原で発生する地すべりは、すべり面の位置に基づいて、すべり面が黄土層中にあって再滑動しないもの、すべり面が黄土層と下位の基盤岩との境界面付近にあるもの、すべり面が基盤岩中にあるものの3タイプに類別化されている（孫ら、2004）。地すべりの発生機構は、すべりのタイプにより異なることが考えられ、そのメカニズム解明にはすべり面土の土質特性を把握することが不可欠である（宜保ら、1984）。しかし、黄土地すべりの土質特性に関する研究は少なく、鉱物特性もよく知られていない。

本研究では、黄土高原で発生した廟湾地すべりおよび二道岔地すべりからの採取土について、鉱物学的特性を明らかにした。

2. 地すべりと採取試料

廟湾地すべりは、94.8mmの先行降雨と134.4mm（12時間）の集中豪雨に伴い発生した。長さが約400m、幅が約500m、滑落崖の高さが約50mの地すべりである。移動土塊は黄土が主であると考えられている。この地域の黄土層の下位には赤色砂質土層があり、本地すべり地においても分布が確認されている。また、末端部のすべり面付近に黄土地堆積物である二次黄土の存在が認められている。滑落崖より馬蘭黄土、末端部より二次黄土および赤色砂質土を採取し、試料とした。

二道岔地すべりは84.8mmの先行降雨と124.4mm/dayの豪雨に伴い発生した。地すべりの規模は、長さが約300m、滑落崖の高さが10m～20mであった。二道岔地すべりも移動土塊は黄土が主である。基盤土岩は頁岩からなり、末端のガリー底部では、移動体の黄土の下位に著しく破碎された暗灰色頁岩が観察された。滑落崖より馬蘭黄土、ガリー底部より頁岩を採取し、試料とした。

3. 試験方法

試料は風乾後420μmフルイを通過させ各試験に供した。

3.1 粒度試験

粒度試験は沈定法によった。各風乾細土(<420μm)約10gについて過酸化水素水で処理して有機物を除去し、水洗後、トリポリリン酸ナトリウムを添加してpH10に調整し、振とうによる分散—一定時間静置—サイフォンによる採取を繰り返して粘土画分(<2μm)を分離した。静置の時間はストークスの法則に従った。粘土画分分離後、同様の手順でシルト画分(2-20μm)を分離した後、残渣を0.2mmのフルイを用いて水中篩別し、細砂画分(20-200μm)および粗砂画分(200-420μm)に分離した。シルト、細砂、粗砂画分は、上澄液を除去し、全量を蒸発皿に移した。105℃で加熱乾燥後秤量し

た。粘土画分は全容積を測定し、その一定量を 10ml 遠心分離管に採取した後過剰塩を除去し 105°Cで加熱乾燥後秤量した。粘土濃度に全容積を掛けて粘土画分質量を求めた。各画分の質量から粒度組成を計算した。

3.2 鉱物分析

鉱物分析は、沈定法で分離した各画分を用いて X 線回折法（和田, 1966）により同定した。粘土画分については、Mg 飽和およびグリセロール処理試料、K 飽和、105°C 加熱試料、300°C 加熱試料および 550°C 加熱試料（定方位試料）のピーク強度を基に、各鉱物の相対含量を計算した。その際、それぞれ次のピークを用いた。雲母、 10.0 \AA ；カオリナイトおよび緑泥石、 7.1 \AA ；石英、 4.25 \AA ；長石、 3.2 \AA 。カオリナイトおよび緑泥石の相対含量は、 3.57 \AA と 3.54 \AA のピーク強度比から割り振った。ピーク強度と鉱物含量は 1:1 には対応しないので、補正係数を用いた。シルトおよび砂画分は、アルミニウムホルダー充填試料（乱方位試料）のピーク強度を基に計算した。その際、粘土画分と同様のピークを用いた。ピーク強度と鉱物含有は 1:1 に対応するとみなしした。ただし、石英の 4.25 \AA のピーク強度を 3 倍して 3.34 \AA のピーク強度に換算した。各画分の含量とその鉱物組成から $<420\mu\text{m}$ 試料全体の鉱物組成を計算した。

4. 黄土地すべり土の物理的・鉱物学的特徴

4.1 粒度組成

表-1 に $<420\mu\text{m}$ 試料全体の粒度組成を示す。

$<2\mu\text{m}$ 粘土含有量は、頁岩試料、二次黄土試料および赤色砂質土試料でそれぞれ 79.7%，47.7%，54.6%と高く、馬蘭黄土試料では、廟湾地すべりおよび二道岔地すべりでそれぞれ 26.5%，24.6%と低い。細砂および粗砂分を合わせた砂分は、頁岩試料で 5%未満と低く、二次黄土試料および赤色砂質土試料でそれぞれ 14.1%，21.2%，両地すべりの馬蘭黄土試料では 40%以上であった。

4.2 鉱物同定

頁岩試料の粘土画分の X 線回折図の一例を図-1 に示す。粘土画分に同定された鉱物は、層状ケイ酸塩鉱物として緑泥石および雲母、他にカオリナイト、石英および長石であった。同定の基準はそれぞれ次のようにある。緑泥石： 14.2 \AA ピークがカリウム飽和-550°C 加熱処理で残存する；雲母：全ての処理に共通して 10 \AA ピークが見られる；カオリナイト： 7.1 \AA ピークがカリウム飽和-550°C 加熱処理で消失する。石英は 4.25 \AA および 3.34 \AA ピーク、長石は 3.25 \AA および 3.2 \AA ピークから同定された。

図-2 に頁岩試料のシルト画分、細砂画分および粗砂画分の X 線回折図を示す。シ

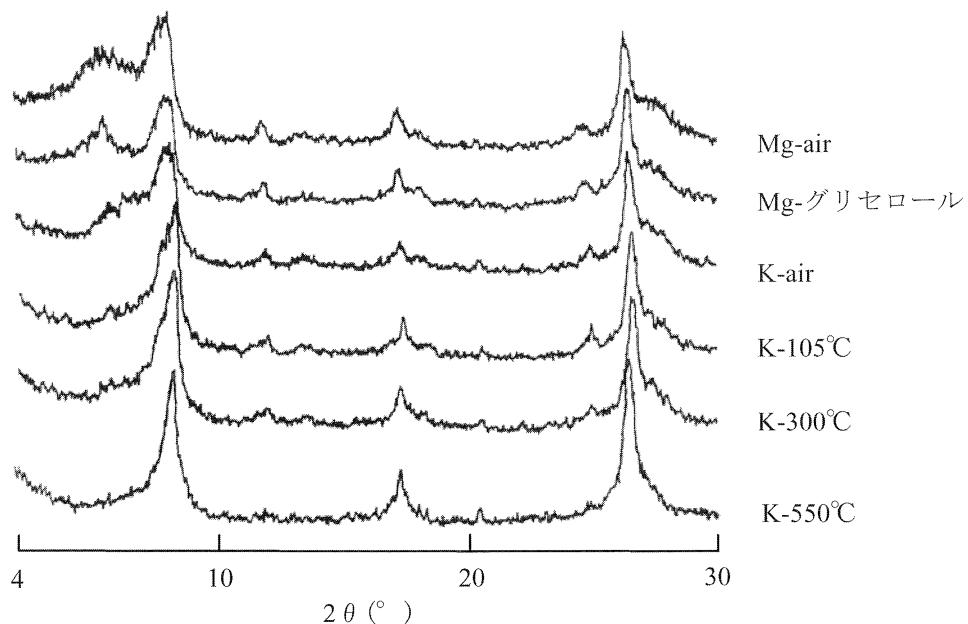


図-1 頁岩試料の粘土画分のX線回折図（定方位）

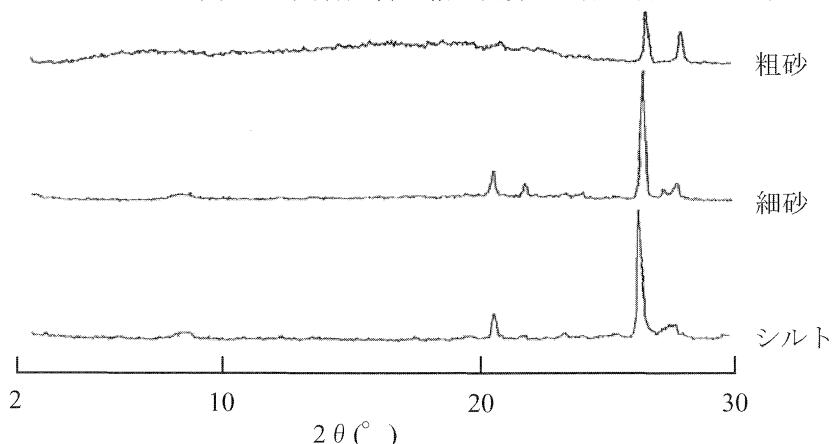


図-2 頁岩試料のシルト画分、細砂画分および粗砂画分のX線回折図（乱方位）

ルト画分、細砂画分では石英および長石に加え雲母が同定された。粗砂画分では、石英および長石のみ同定された。

4.3 鉱物組成

X線回折図のピーク強度から鉱物組成を計算した。粘土画分の鉱物組成計算には、マグネシウム飽和ーグリセロール溶媒飽和処理の回折図を用いた。雲母 10\AA 、緑泥石およびカオリナイト 7.1\AA 、石英 4.25\AA 、長石 3.2\AA のピーク強度を、ピーク高さに半価幅（ $1/2$ ピーク高さのピーク幅）を掛けて計算した。定方位では鉱物のピーク強度と含量は $1:1$ には対応しないので、雲母のピーク強度を基準に緑泥石およびカオリナイト $1/2$ 、石英 6 、長石 2 の係数をかけて補正した。補正ピーク強度を合計し、合計に占める割合から各鉱物含量を計算した。カオリナイトおよび緑泥石は 3.57\AA および 3.54\AA のピーク強度比から割り振った。シルトおよび砂画分の鉱物組成も同様にして計算した。乱方位ではピーク強度と含量は $1:1$ に対応するとみなして計算した。石英の最も強

いピークは 3.34 \AA に現れるが、雲母の 3 次の回折線と重なるため、石英の含量計算には 4.25 \AA のピーク強度を 3 倍して 3.34 \AA のピーク強度に換算した。

鉱物組成の結果を表-2 に示す。残留強度の低下に大きく寄与する緑泥石および雲母が同定された。廟湾地すべりの馬蘭黄土試料は、石英および長石の含有量が合わせて 79% と高く、次いで雲母を 11% 含有する。二道岔地すべりの馬蘭黄土試料も、石英および長石の含有量が合わせて 80% と高い。両試料とも石英および長石の非配向性鉱物が支配的であり、せん断強度測定試験において、高い完全軟化強度定数および残留強度定数が得られた。二次黄土試料は、石英および長石の含有量が合わせて 56% で、緑泥石および雲母がそれぞれ 26%, 14% である。赤色砂質土試料は、石英および長石の含有量が合わせて 58% で、次いで雲母を 25% 含む。頁岩試料は、板状ないし薄板状を呈する雲母および緑泥石が合わせて 54% と多く含有されている。これは低い残留強度低下を示唆するもので、リングせん断試験により残留強度 $\phi_r = 10.8^\circ$ ($c=0$) が得られたこととよく符合した。

黄土試料には石英などの非配向性鉱物が約 80% 含有され、基盤岩の頁岩試料および赤色砂質土試料には緑泥石などの配向性粘土鉱物が約 50% 含有されている。これまで、スメクタイトを含むようなものが無いと考えられていた黄土高原においても、強度の低下に寄与するスメクタイトや雲母といった配向性粘土鉱物が多く認められる試料の存在が明らかとなった。

参考文献

- 孫ら(2004)：中国・寧夏南部の黄土地すべりの特徴とすべり面の位置による分類、自然災害科学、23 (1), pp.79-92.
- 宜保ら(1984)：平均すべり面強度定数の算定方法について、地すべり、20 (4), pp.1-6.
- 宜保ら(2003)：地すべり土のリングせん断挙動に及ぼす鉱物組成の影響、日本地すべり学会誌、40 (4), pp.259-265.
- 宜保ら(1994)：揚子江三峡地域の地すべりについて、地すべり、31 (2), pp.46-53.
- 和田光史(1996)：粘土鉱物の同定および定量法、日本土壤肥料学雑誌、37 (1), pp.9-17.
- 江頭ら(2002)：台湾九二一集集地震で発生した九份二山地すべりの粘土鉱物学的特徴、地すべり、39 (3), pp.47-51.
- 周ら(1997)：中国、岷江および雜谷腦河流域地すべり土の物理的・鉱物学的性質とせん断強度特性、農業土木学会論文集、No.187, pp.23-29.

表-2 <420 μm 試料全体の鉱物組成

試 料	St	Vt	Ch	Mc	Qr	Fd	Others
廟湾地すべり							
馬蘭黄土	0	0	4	11	55	24	6
二次黄土	0	0	26	14	46	10	4
赤色砂質土	0	0	9	25	35	23	8
二道岔地すべり							
馬蘭黄土	0	0	4	12	60	20	4
頁 岩	0	0	13	41	36	5	4

(St : スメクタイト, Vt : バーミキュライト, Ch : 緑泥石, Mc : 雲母, Qr : 石英, Fd : 長石, Others : カオリナイト等)

12 島尻層群泥岩の強度図を活用したすべり面平均強度の推定

琉球大学農学部 中村真也
琉球大学農学部 宜保清一
琉球大学大学院農学研究科 ○岩崎史人

Copyright © 2003 by Shun-ichi Yoho et al.

1. はじめに

破碎または軟化状態にある斜面や小断層や節理等を有する斜面では、土地造成や道路建設等に伴い地すべり・崩壊が発生する恐れがある。斜面安定化対策の設計に際しては、強度測定試験が行われない場合が多く、安定度評価も経験的定数を基に逆算法で行われる場合が多いため、斜面の安定度が過大または過小に評価されている場合が多い。地すべり・崩壊はその地質および土質特性を素因として発生するので、適切な設計を行うために安定度評価に際しては地盤の土・岩のせん断強さを把握することが重要である。中村ら（2004）は、島尻層群泥岩の強度図（宜保ら、2003）を用いた地盤状態の評価について検討している。

本研究では、島尻層群泥岩地帯の地すべり・崩壊斜面について、強度図を活用した安定解析を行い、地盤状態の評価とすべり面平均強度の推定を試みた。

2. 島尻層群泥岩の強度図

図-1 は、島尻層群泥岩の各状態で発揮される強度の相互関係および差異を、 x 軸を粘着力 c' 、 y 軸を内部摩擦角 ϕ' として、宜保ら（2003）が整理した強度図である。図において、強風化破碎泥岩および中・弱風化泥岩のピーク強度、完全軟化強度および残留強度の各グループが特徴的に位置付けられている。強風化破碎泥岩および中・弱風化泥岩の粘着力 c' と内部摩擦角 ϕ' の間には破線で示したような直線関係が認められる。網掛け部分は粘着力 $c' = 37.5\text{kN/m}^2$ と内部摩擦角 $\phi' = 35.0^\circ$ の交点付近を上限とした完全軟化強度付近にまで及ぶ強風化破碎泥岩のピーク強度ゾーンである。

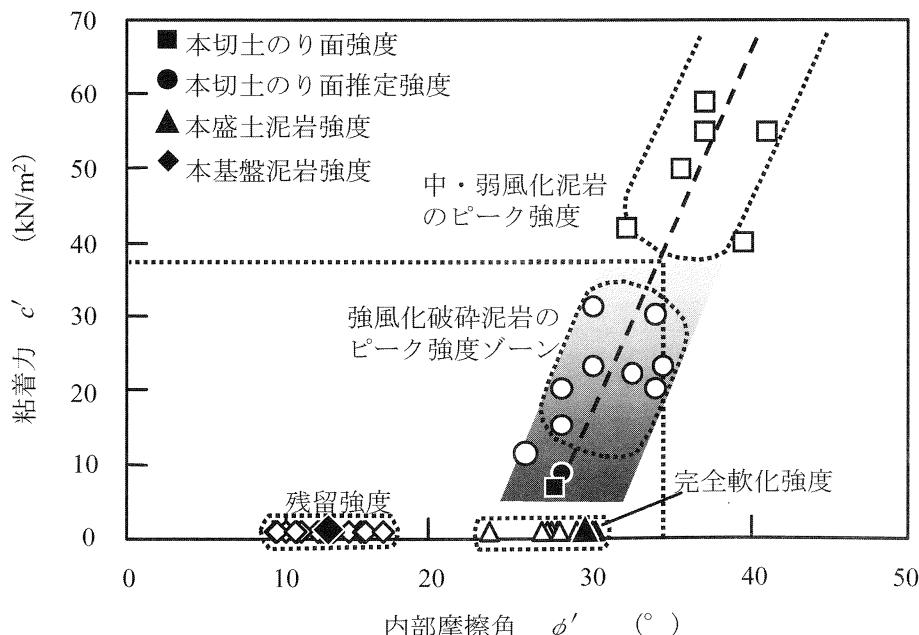


図-1 島尻層群泥岩の強度図（宜保ら、2003）

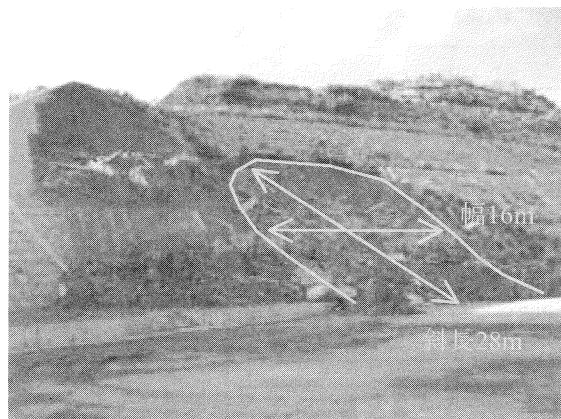


写真-1 知念切土のり面の地すべり性崩壊

3. 崩壊・地すべりの概況

知念切土のり面は沖縄本島南部の旧知念村に位置している。切土のり面造成後の2004年9月に、台風に伴う集中豪雨(日降雨量111mm)を誘因として発生した地すべり性崩壊である(写真-1)。崩壊は2回にわたり、一次すべり後に二次すべりが後退的に発生した。解析を行った一次地すべりの規模は斜長が28m、幅は16mである。崩壊面に多数の節理や亀裂等があり、亀裂面には擦痕が認められた(写真-2, 3)。のり面全体の不安定化は、切土に伴う応力解放によって弱面の開離や亀裂の拡大が起こり、のり面のある領域では強破碎状態に至ったためであると考えられる。また、これにより雨水が土体内へ容易に浸入したためであることも考えられる。

中城村盛土斜面の地すべりは、沖縄本島中部の中城村に位置し、2005年6月17日に集中豪雨(4日間の継続降雨量537mm、図-2)を誘因として発生した(写真-4)。規模は斜面長が約150m、幅が約100m、すべり面平均深度が7.8m、滑落崖の高さが約15mであった。ボーリング調査により、すべり面が基盤泥岩と盛土泥岩の境界面に位置することが確認されている。本地すべりは大移動していることから、すべり面は残留状態に至っていると考えられる。本地すべりは、島尻層群泥岩の傾斜地盤に島尻泥岩を岩碎盛土した造成斜面が不安定化したものである。盛土層と基盤の強風化泥岩との境界面付近は浸透水の影響により弱化していたと考えられる。本地すべりの発生メカニズムを考えるにあたっては、盛土泥岩の強度低下に加え基盤泥岩の強度低下が重要となる。



写真-2 地すべり性崩壊滑落部の崩壊面

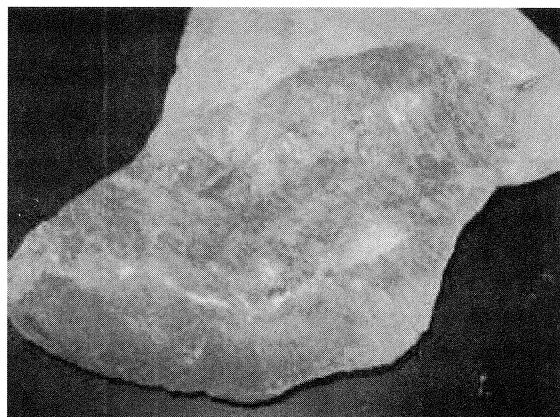


写真-3 泥岩塊に内在する変位を受けた弱面



写真-4 中城村盛土斜面の地すべり

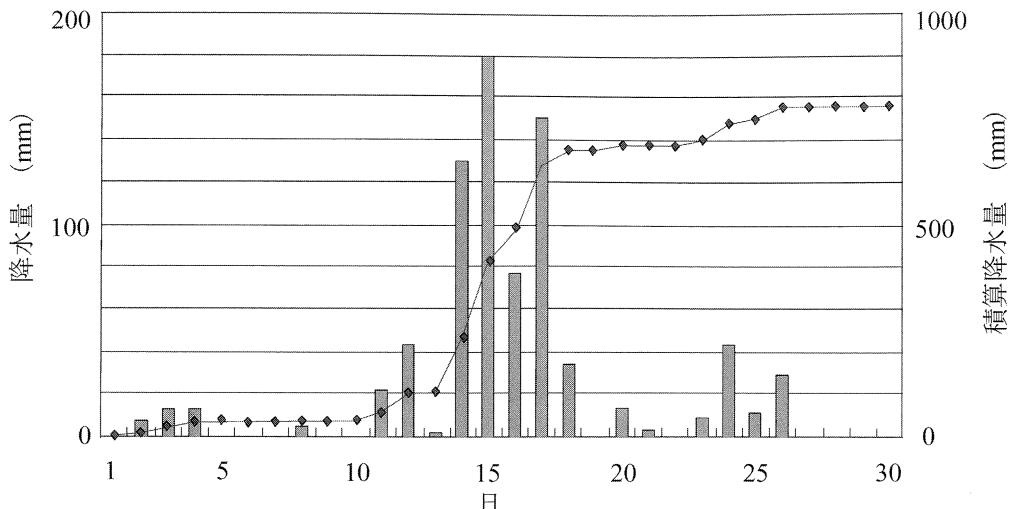


図-2 2005年6月胡屋地区の降雨量

4. すべり面平均強度 c' , ϕ' の推定

4.1 知念切土のり面の地すべり性崩壊

図-3に本切土のり面の地すべり発生前の断面図を示す。まず、通常のすべり面の鉛直方向最大深さより c を仮定して ϕ を決定する手法の場合、 $\bar{c}' = 6.8 \text{kN/m}^2$, $\bar{\phi}' = 28.4^\circ$ となった。一方、強度図中（図-1）の破線上から c' , ϕ' を選択して適用し、修正簡便法を用いて繰り返し計算により地すべり発生時 ($F_s = 1.00$) の c' , ϕ' を求めた。この結果、強度図の強風化破碎泥岩のピーク強度ゾーンの下位に位置する $\bar{c}' = 7.0 \text{kN/m}^2$, $\bar{\phi}' = 28.2^\circ$ が得られた（図-1■印）。これは、本のり面が切土によって不安定化する可能性が高いことを示すもので、実際に崩壊した事実と符合している。強度図で得られた値と通常の手法で得られた値との差は比較的小さく、第三紀泥岩地すべりの c に関する仲野（2002）の指摘と一致したが、得られた定数の土質力学的背景は大きく異なる。

次に、切土に当たり、事前にのり面の不安定化が予想できたかどうか、強度図を基に安定度評価を行った。調査時、泥岩に節理や亀裂等が認められ強風化破碎状態と判断できること、切土に伴う応力解放によって泥岩の亀裂面にわずかな変位が生じて、弱化が進むことが推測されることから、強風化破碎泥岩のピーク強度ゾーンの下位に位置すると考え、 $\bar{c}' = 10.0 \text{kN/m}^2$, $\bar{\phi}' = 29.0^\circ$ を適用した（図-1●印）。繰り返し計算によりのり面における最小安全率 $F_s = 1.03$ となった。これは、切土後に本のり面が不安定化する危険性が高いことを示すもので、崩壊の防止対策が必要であると事前に判断することができる。

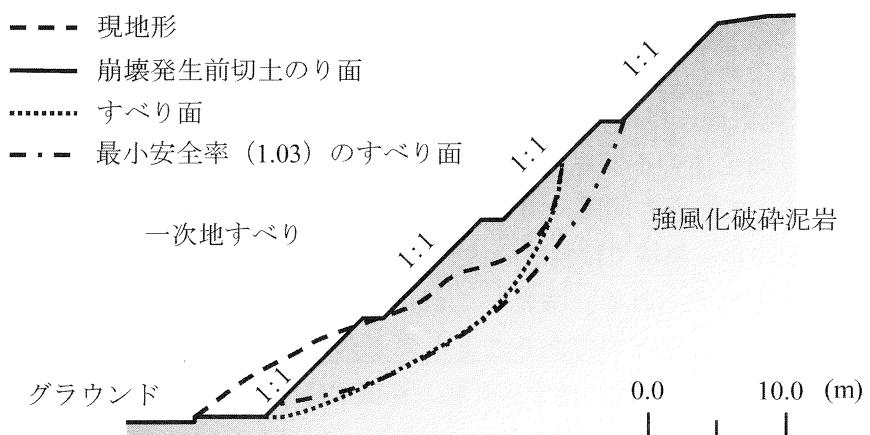


図-3 知念切土のり面の断面図

4.2 中城村盛土斜面の地すべり

図-4に本盛土斜面の断面図を示す。まず、すべり停止時 ($F_s=1.00$) の斜面について調査時の実測水位を地下水位として、修正簡便法による繰り返し計算により、すべり面の平均強度を求めた。湿潤単位体積重量を $\gamma=19.0\text{kN/m}^3$ とし、 $\phi=13.8^\circ$ を得た(図-1◆印)。地すべりは大移動しているのですべり面は残留状態に至っているとして、この ϕ を ϕ_r とした。なお、実際の ϕ_r はこれよりも小さい値であると考えられる。

次に、元地形に復旧した時の地すべり斜面の不安定化について考える。適用強度は、滑落崖部のすべり面に、強度図より推定した盛土泥岩の完全軟化強度 $\phi_{sf}=30^\circ$ (図-1▲印)、残りのすべり面に仮定した残留強度 $\phi_r=13.8^\circ$ を充てた。その結果、限界地下水位 ($F_s=1.00$) はすべり面から0.5mとなった。このことからすべり再発生の防止には、地下水対策を中心に、抑止工等も必要であると判断した。

強度図の活用により斜面の地盤状態を評価し、すべり面平均強度定数 c' 、 ϕ' の推定が可能である。

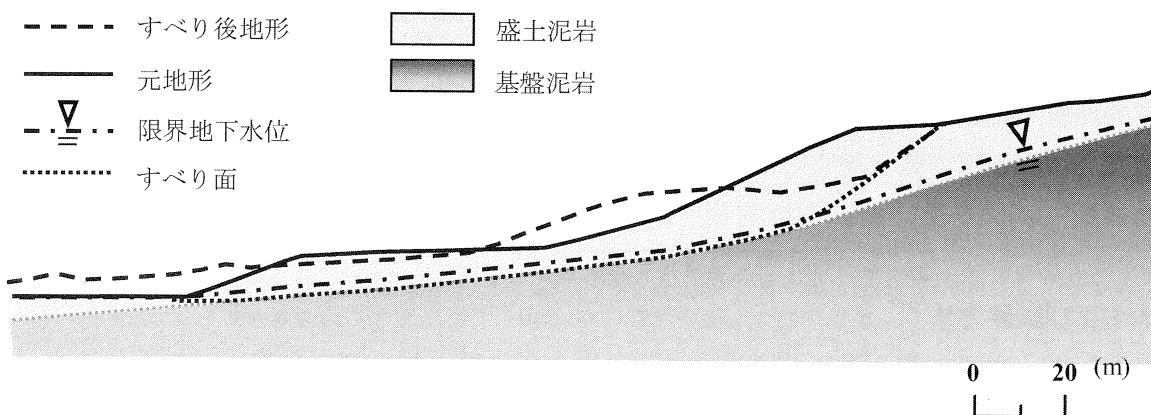


図-4 中城村盛土斜面の断面図

参考文献

- 宜保清一, 中村真也, 比嘉優, 吉沢光三 (2003) : 安定解析に必要な強風化・破碎泥岩の強度－沖縄, 島尻層群泥岩斜面の安定問題－, 農業土木学会論文集, 227, 113–118.
- 宜保清一, 吉沢光三, 宮城富夫, 中村真也 (2001) : 台風16号, 19号の影響による連続降雨によって発生した2, 3の地すべり・崩壊(速報), 第14回沖縄地盤工学研究発表講演集, 42–45.
- 中村真也, 宜保清一, 吉沢光三, 比嘉優 (2005) : 島尻層群泥岩の切土斜面の安定度評価に有効な強度図, 土と基礎, 53, 11–13.
- 仲野良紀 (2002) : 粘着力をすべり面深さの関数として逆算する地すべり解析法の問題点, 第37回地盤工学研究発表講演集, 2199–2200.
- (社) 日本道路協会 (1999) : 道路土工 のり面工・斜面安定工指針, (社) 日本道路協会, 172–174.

13 地すべり土の残留強度定数の推定について

琉球大農学部

宜保 清一

琉球大農学部

中村 真也

琉球大学大学院農学研究科 ○木村 匠

1. はじめに

残留強度は、せん断面の最終的な粒子配向面において発揮される最小の排水強度であり、地すべりの安定度評価に必要不可欠な土質定数である(Skempton, 1964; Gibo et al., 1987; 宜保ら, 1990; 中村ら, 1999)。その測定には大変位と排水条件を満たすリングせん断試験が有効である(宜保, 1994)が、残留強度定数 ϕ_r を得るには長時間を要し、災害現場からの緊急な要請に対応できないため、力学的性質の試験によらずに ϕ_r を推定する方法が検討されてきた(Gibo et al., 1987; 宜保, 1992)。宜保ら(2000)は、地すべり土の ϕ_r と含有配向性粘土鉱物(スメクタイトSt, バーミキュライトVt, 緑泥石Ch, 雲母Mc)総量(%)との関係図を得ている。この図を用いて地質・土質、物理的・鉱物学的性質を異にする地すべり土の ϕ_r が推定できれば、災害への速やかな対応が可能になる。

本研究では、中国の黄土地すべりおよび沖縄の泥岩地すべりからの採取土について、配向性粘土鉱物総量 - ϕ_r 図を用いて ϕ_r を推定し、リングせん断試験により得た実測 ϕ_r 値と比較検討した。

2. 試料および試験方法

試料として、中国・黄土高原の廟湾地すべりの赤色砂質土および二次黄土、二道岔地すべりの馬蘭黄土および頁岩、沖縄県の西原運動公園地すべりの島尻層群泥岩を使用した。試料は、風乾後 $420\ \mu\text{m}$ フルイを通過させ、各試験に供した。鉱物分析は、試料を粘土、シルトおよび砂(細砂と粗砂)にサイフォンで分離し、X線回折法により行った(和田, 1966; 粘土ハンドブック, 1987)。 $420\ \mu\text{m}$ フルイ通過試料全体の鉱物組成は、各画分の含有量とその鉱物組成から計算した。リングせん断試験は、スラリー状試料を所定の垂直応力の下で正規圧密し、その後に大変位の排水せん断(定応力、変位速度 0.01mm/min)を行った。

3. 試験結果および考察

3.1 物理的性質および鉱物組成

$<420\ \mu\text{m}$ 試料中の物理的性質を表-1に示す。 w_L は、泥岩試料が 74.0%, 馬蘭黄土試料で 34.3% であった。 I_p は、泥岩試料が 52.9 であるのに対して、赤色砂質土試料、二次黄土試料および馬蘭黄土試料ではそれぞれ 23.8, 21.0, 18.2 と小さかった。 $<2\ \mu\text{m}$ 粘土含有量CFは、頁岩試料、泥岩試料、赤色砂質土試料、二次黄土試料および馬蘭黄土試料でそれぞれ 79.7%, 57.7%, 54.6%, 47.7%, 24.6% であった。また、 $20\sim420\ \mu\text{m}$ の砂(細砂分および粗砂分)含有量SFは、頁岩試料および泥岩試料で 10%未満と少なく、馬蘭黄土試料では 40%以上であった。赤色砂質土試料および二次黄土試料では、それぞれ 21.2%, 14.1% であった。

表-1 <420 μm試料の物理的性質
Table. 1 Physical properties of <420 μm soil samples

試 料	土粒子密度 ρ_s (g/cm³)	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_p (%)	塑性指数 I_p	粒度組成(%)			
					粘土分 (<2 μm)	シルト分 (2~20 μm)	細砂分 (20~200 μm)	粗砂分 (200~420 μm)
廟湾地すべり								
赤色砂質土	2.78	42.5	18.7	23.8	54.6	24.1	20.3	0.9
二次黄土	2.80	43.9	22.9	21.0	47.7	38.3	13.9	0.2
二道岔地すべり								
馬蘭黄土	2.70	34.3	18.2	16.1	24.6	32.8	42.5	0.1
頁岩	— ^a	—	—	—	79.7	7.9	2.3	0.1
西原運動公園地すべり								
島尻層群泥岩	2.80	74.0	21.1	52.9	57.7	35.8	6.4	0.0

a 未測定

表-2 <420 μm試料の鉱物組成(%)
Table. 2 Mineralogical composition(%) of <420 μm soil samples

試 料	St	Vt	Ch	Mc	Qr	Fd	Others
廟湾地すべり							
赤色砂質土	0	0	9	25	35	23	8
二次黄土	0	0	26	14	46	10	4
二道岔地すべり							
馬蘭黄土	0	0	4	12	60	20	4
頁岩	4	0	0	47	40	5	4
西原運動公園地すべり							
島尻層群泥岩	4	0	20	24	36	11	5

St : スメクタイト, Vt : バーミキュライト, Ch : 緑泥石, Mc : 雲母, Qr : 石英,
Fd : 長石, Others (Kt : カオリナイト, 他)

<420 μm 試料の鉱物組成を表-2 に示す。配向性粘土鉱物総量は、馬蘭黄土試料 16%, 赤色砂質土試料 34%, 二次黄土試料 40%, 泥岩試料 48%および頁岩試料 51%であった。頁岩試料および泥岩試料は、雲母をそれぞれ 47%, 24%含有しており、さらに頁岩試料はスメクタイトを 4%, 泥岩試料は緑泥石を 20%含有している。両者は、非配向性鉱物である石英および長石も45%前後有している。赤色砂質土試料および二次黄土試料では、石英および長石が卓越しており、緑泥石および雲母も含有されている。馬蘭黄土試料では石英および長石が全体の 80%を占めている。

3.2 推定 ϕ_r 値と実測 ϕ_r 値

図-1 に、宜保ら(2000)の配向性粘土鉱物総量 - ϕ_r 図を示す。図の椅子型状曲線と各試料の配向性粘土鉱物総量が交差する点が推定 ϕ_r 値である。配向性粘土鉱物総量が多い頁岩試料および泥岩試料の推定 ϕ_r 値はそれぞれ 9.5° , 10.0° となった。赤色砂質土試料および二次黄土試料はそれぞれ 30.0° , 23.0° 、非配向性鉱物の多い馬蘭黄土試料は 32.0° となった。

図-2 に、リングせん断試験結果の代表例を示す。実測 ϕ_r 値($c_r=0$)として、泥岩試料で 9.4° 、頁

岩試料で 10.8° , 二次黄土試料で 25.2° , 赤色砂質土試料で 28.1° および馬蘭黄土試料で 31.9°

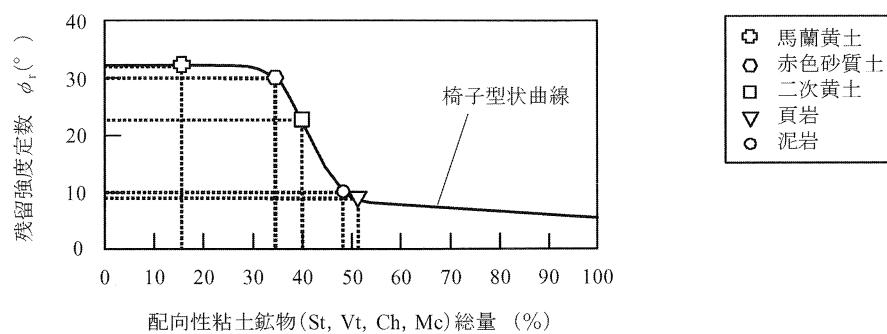


図-1 配向性粘土鉱物総量 - ϕ_r 図による ϕ_r の推定

Fig. 1 Estimation of residual strength parameter ϕ_r using the diagram of the relationship between total contents of preferred-oriented clay minerals(St,Vt,Ch,Mc) and ϕ_r

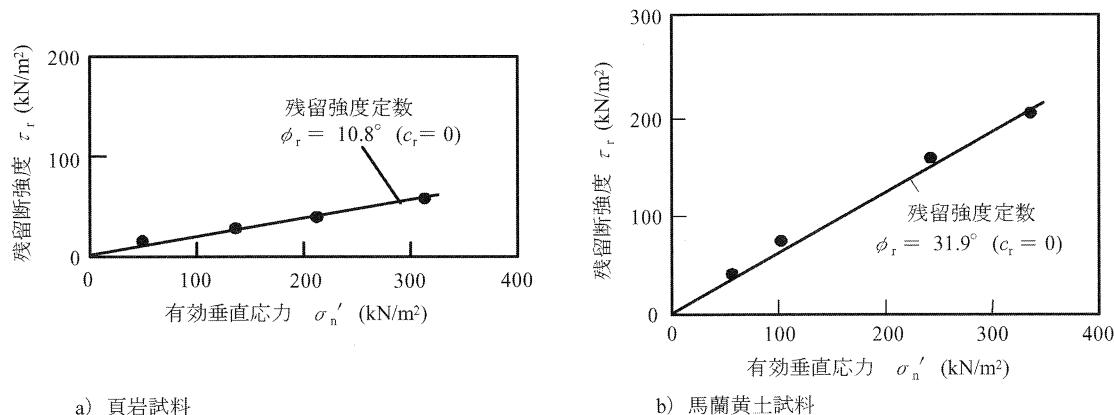


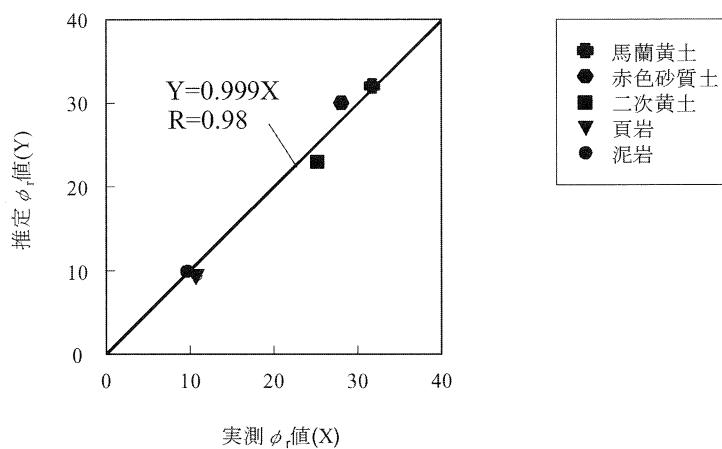
図-2 二道岔地すべりの頁岩および馬蘭黄土試料の残留強度定数

Fig. 2 Residual strength parameter for the shale and Malan loess from Erdaocha landslide

表-3 本試料の配向性粘土鉱物総量、推定 ϕ_r 値および実測 ϕ_r 値

Table. 3 Total contents of preferred-oriented clay minerals,estimated and measured ϕ_r for <420 μ m soil samples

試 料	配向性粘土鉱物総量(%)	推定 ϕ_r ($^\circ$)	実測 ϕ_r ($^\circ$)
廟湾地すべり			
赤色砂質土	34%	30.0°	28.1°
二次黄土	40%	23.0°	25.2°
二道岔地すべり			
馬蘭黄土	16%	32.0°	31.9°
頁岩	51%	9.5°	10.8°
西原運動公園地すべり			
島尻層群泥岩	48%	10.0°	9.4°

図-3 本試料の推定 ϕ_r と実測 ϕ_r の関係Fig. 3 Relationship between estimated ϕ_r and measured ϕ_r

が得られた。表-3 に各試料の推定 ϕ_r 値と実測 ϕ_r 値を整理した。

図-3 は、推定 ϕ_r 値をY、実測 ϕ_r 値をXとおいて示した回帰直線 $Y=0.999X$ (相関係数 $R=0.98$) である。配向性および非配向性鉱物を有する各試料において適切に ϕ_r が推定できた。

このように、配向性粘土鉱物総量の異なる広範囲の地すべり土試料について、 ϕ_r の推定が可能であり、配向性粘土鉱物総量 - ϕ_r 図の有効性が検証できた。

参考文献

- 1) Skempton ,A.W.(1964) : Long-term stability of clay slopes, Geotechnique, 14(2), 77-101.
- 2) Gibo S., Egashira,K. and Ohtsubo,M.(1987) : Residual strength of smectite-dominated soils from Kamenose landslide in japan, Canadian Geotechnical Journal, 24(3), 456 – 462 .
- 3) 宜保清一, 江頭和彦, 佐々木慶三, 吉沢光三(1990) : 地すべり土塊のせん断強度と斜面安定度評価, 土と基礎, 38(12), 35 – 40.
- 4) 中村真也, 宜保清一, 周 亜明, 江頭和彦 (1999) : 地すべり土の残留強度包絡線の湾曲化と強度定数決定手法, 地すべり, 36(1), 28 – 34.
- 5) 宜保清一(1994) : 残留強度測定のためのリングせん断試験装置とその精度, 地すべり, 31(3), 24 – 30.
- 6) 宜保清一, 江頭和彦, 林 義隆(1992) : 地すべり土の残留強度の大変位せん断試験による測定法と物理的鉱物学的性質による類推法, 農業土木学会論文集, 159, 57 – 63.
- 7) 宜保清一, 中村真也, 江頭和彦 (2000) : 地すべり土の残留強度と物理的・鉱物学的性質との関係, 農業土木学会論文集, 210, 69 – 74.
- 8) 和田光史(1966) : 粘土鉱物の同定および定量法, 日本土壤肥料学雑誌, 37(1), 9 – 17.
- 9) 日本粘土学会(1987) : 粘土ハンドブック(第2版), 技報堂出版, 46, 54 – 56, 132.

14 石炭灰の有効利用の現状の把握に関する文献調査

琉球大学工学部環境建設工学科
琉球大学工学部環境建設工学科

○島袋 葵
原 久夫

1. 調査の背景

平成 13 年の「循環型社会形成推進基本法」¹⁾の完全施行、「再生資源の利用促進に関する法律(リサイクル法)」において指定副産物に指定されたことにより、石炭灰の有効利用の拡大が進められている。

国内電気事業からの石炭灰発生量は 1994 年度の 472 万トンから 2003 年度の 747 万トンまで増加している(図 - 1)²⁾。また、2003 年度の石炭灰の有効利用量は、発生量の約 82% の 610 万トンとなっており、残りの 137 万トンは埋め立てられている³⁾。有効利用分野としてはセメント分野が 75% となっており、セメント分野に大きく依存している。セメント原料への有効利用量は大量・安定的であるが、今後は、量的制約を考慮せざるを得なくなる方向へ変化すると考えられている。さらに、有効利用されない石炭灰は管理型処分場への最終処分が義務付けられているが、環境意識の高まりから、新たな石炭灰処分場の確保は困難になりつつあり、セメント分野以外での有効利用促進が求められている。

そこで、石炭灰を原料とする新たな地盤材料を造成することで土木分野での有効利用増進につながることが期待できる。石炭灰を土代替の地盤材料として用いる場合、処分場の容量保全、天然資源(土砂)の保全効果が大きい、要求される強度が他の用途に比べて小さいため少ない加工手間で有効利用が可能といったメリットがある。

() 内の数字は付表の論文番号を示す。

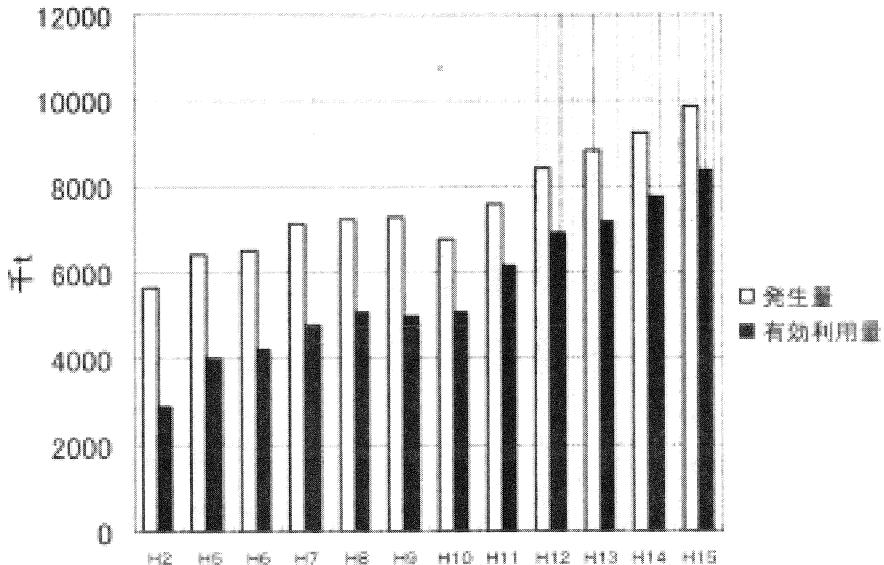


図 - 1 石炭灰の発生量・有効利用量の経年変化²⁾

2. 石炭灰の種類

石炭火力発電には、微粉炭燃焼方式と流動床燃焼方式の 2 つがあるが、微粉炭燃焼方式が主流である。微粉炭燃焼方式において、ボイラー底部の水槽に落下堆積したものをクリンカッシュ、電気集塵機で回収されるものをフライッシュといい、発生割合は概ねクリンカッシュが 5~15%、フライッシュが 85~95% である。クリンカッシュは粒体状であり扱いやすく、路盤材、ゴルフ場造成材等における地盤改良材として広く活用されているが、フライッシュは物理的性質上の問題のため、有効利用が遅れている。

3. フライアッシュ有効利用についての問題点

付表に示すように、フライアッシュは重金属類をはじめとする有害物質を含有することが多いため環境汚染を引き起こすことが懸念されている（④）。また、強アルカリ性であるため埋め立て処分した土地は利用できない（④）。さらに、日本での石炭火力発電は多種多様な石炭を用いているため多種多様な性状の灰が発生する（⑤）。粒体状のクリンカッシュに対し、フライアッシュは粉体状であるため飛散しやすく、現場周辺の環境や粉塵発生の恐れがあるため取り扱いが難しい⁴⁾。従来フライアッシュは「均一な素材」として扱われてきたが、実際は様々な灰形状や化学組成が見られる（⑤）。以上のようなことがフライアッシュを有効利用する上での問題点となっている。

4. 調査目的および方法

フライアッシュ有効利用についての現状と今後の課題を、論文を要約しまとめることにより把握する。調査した論文は1998年以降の「土木学会論文集」、「土と基礎」、「土木学会誌」、「第34回地盤工学研究発表会論文集」、「第16回廃棄物学会研究発表会講演論文集」、「第18回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集」に掲載されたものである。また、要約した論文は論文要約一覧表にまとめた。

5. 調査結果

5. 1 強度

セメント添加によって造成された石炭灰造粒材は施工後、時間経過に伴い強度が増加し、石炭灰スラリー工法によって打設した地盤でも打設後10年以上にわたって強度が増加する（①, ⑨）。石炭灰を原料とする流動化処理土は灰種により物理的、化学的性質が異なるが固化材の種類に関わらずフロー値と一軸圧縮強さは一定の関係になる（⑧）。また、石炭灰原粉を軟弱地盤の地盤改良材として使用した場合、改良効果は締固め性能の良い砂質土への物性改善の形で表される（⑪）。そして、フライアッシュ、石こう、セメントの三種材料の混合スラリーを利用した深層混合処理工法による改良土（FGC-DM改良土）の強度はフライアッシュの品質に大きな影響を受けない（⑬）。

5. 2 環境特性

石炭灰造粒材の室内溶出試験では全ての項目で環境基準値以下であり、FGC-DM改良土の溶出試験でも土壤環境基準の全ての項目で環境基準を満足している（③）。さらに、石炭灰スラリー工法によって打設した地盤では、10年経過すると溶出成分が安定化される（⑨）。しかし、日本の微粉炭灰の半数近くが原灰の状態では土壤環境基準を満足しない（⑩）。また、石炭灰の表面酸洗浄は石炭灰中のほう素の除去に有効である（④）。

5. 3 その他

フライアッシュは複雑な形状・構造をしており、灰形状および含有成分の化学性状に関係がみられること（⑤）、石炭灰を利用した埋め戻し材の流動性は灼熱減量と沈降度との相関が高いこと（⑫）、セメント添加した石炭灰を岸壁裏込め材へ利用する際には、施工高さの管理が重要になること（⑯）、石炭灰を裏込めに使用する場合、少量のセメント添加により碎石に相当する土圧軽減効果のある裏込めができることがわかった（⑥, ⑯）。

調査した論文によれば、以上のような結果が報告されている。

6. 今後の課題

6. 1 強度

締固めエネルギーの一部が粒子の流動に費やされないような石炭灰造粒材の最適な締固め方法 (①), フライアッシュに石こうを添加する際の石こう量の強度への影響の確認, 石こう添加時期の検討 (⑭) FGC 改良地盤のコーン係数 (⑮), フライアッシュを岸壁裏込め土に使用する際の地盤強度の経年変化等の計測・解析, 設計手法等 (⑯), 施工後の長期安定性 (②) については調査・検討が必要である。

6. 2 環境特性

フライアッシュの表面酸洗浄において検出されたほう素の定量性についての更なる検討が必要である (④)。

6. 3 その他

フライアッシュの量・質ともに安定した供給が場所によらず可能であること (②), 「非均一な粒子混合体」としての基礎特性 (⑤), フライアッシュを原料とする地盤材料についてのデータの蓄積・特性の解明 (③, ⑥, ⑬), 固化処理した石炭灰の中性化の影響の解明 (⑦) が今後求められる。

7. まとめ

調査結果より, フライアッシュとセメントを混合した地盤材料やフライアッシュをスラリー化したもののは長期強度が増加する傾向にあり, また, セメントを添加することによって粉体状であったフライアッシュが粒体状または流体状となり, 取り扱いも楽になる。地盤改良材としてセメントに適量のフライアッシュを添加した場合, セメントのみを使用する場合と異なり固化ではなく, 良質な砂質土と同等の物性改善効果が期待できる。さらに, 室内溶出試験では全項目で環境基準値を満足するという結果も出ていることから, セメント添加による造粒化, スラリー化はフライアッシュを地盤材料として使用する際の有効な手段となる。しかし, 長期にわたって溶出試験を行い, 長期にわたる溶出挙動を調べる必要がある。

また, フライアッシュは灰種により化学組成や物理的性質が異なることから, 灰種別の施工結果, 溶出試験のデータを蓄積し, 地盤改良材や路床材, 裏込め材など、用途ごとに化学組成や物理的性質, 配合等の基準を設けることで石炭灰を地盤材料として利用しやすくなるのではないだろうか。

参考文献

- 1) 社団法人 土木学会 他3分会：石炭灰有効利用技術について—循環型社会を目指して—報告書, 平成15年9月, 96pp.
- 2) 財団法人 石炭エネルギーセンター：石炭灰の発生量・有効利用量の推移 PDFファイル
- 3) 財団法人 石炭エネルギーセンター：石炭灰発生量データ（平成6～15年度）PDFファイル
- 4) 松尾 稔・本城 勇介：地盤環境工学の新しい視点—建設発生土類の有効利用—, 技報堂出版 ,

付表 石炭灰有効利用の現状把握に関する文献調査:論文要約一覧表

No.	タイトル、参考文献、著者、目的	試験・調査	結果	課題
①	「セメント混合によって造粒化した石炭灰の盛土材料への適用性」 土と基礎6 Vol.51 No.6 4-6頁 2003.6 大成建設技術センター土木技術研究所 目的:石炭灰造粒材の盛土材料への適用性 の検討	室内土質試験 室内溶出試験 盛土施工試験	・路床材や路床材に適用可 (図)支持力特性の経時変化	・現場締固め法
②	「気泡混合モルタルの材料としての石炭灰の活用技術とその有効性」 土と基礎6 Vol.51 No.6 7-8頁 2003.6 熊本大学工学部 林 泰弘 他2人	単位セメント量 単位水量 温潤密度 一軸圧縮強さ 単位気泡量	・砂より軽量 ・コスト削減が期待できる ・環境基準を満たしている	・安定供給 ・経済性以外の 附加価値 ・長期安全性の確認
③	「石炭灰造粒砂の製造技術と環境性能」 第16回廃棄物学会研究発表会講演論文集 I 2005 625-627頁 宇部興産株式会社	溶出試験 カラム試験 X線回析試験 電子顕微鏡撮影	・土壤環境基準を満たす ・時間経過によらず安定した 環境性能 (図)単位セメント量の比較	・提案、普及
④	「石炭灰からホウ素溶出挙動の解明」 第16回廃棄物学会研究発表会講演論文集 I 2005 866-868頁 東北大学大学院環境科学研究所 久保 裕也 他5人	熱力学的考察 表面分析 ホウ素の溶出挙動	・表面洗浄が有効 (図)石炭灰から塩酸溶液中への BおよびNaの溶出濃度の 時間依存性 (表)石炭灰造粒砂の溶出試験 結果例	・ホウ素の定量性の検討
⑤	「石炭灰中のホウ素の存在形態および 塩酸水溶液中への溶出挙動の解明」 第16回廃棄物学会研究発表会講演論文集 I 2005 878-880頁 電源開発機 武藤 憲一 他3人	SEM-EDX観察 灰組成含有分析 灰断面観察 浸漬フライアッシュ の形状観察	・複雑な形状・構造 ・灰形状、含有成分の化学性状に関係性 (図)球状フライアッシュの断面	・基礎特性のさらなる 調査・研究
⑥	「人工地盤材料「頑丈土破碎材」 の特性について」 第18回沖縄地盤工学研究発表会 2005.11 45-48頁 沖縄電力株式会社 又吉 悟 他2人	締固め試験 三軸圧縮試験 粒度試験 スレーキング率試験	・軽量でせん断強度を有する ・長期安定性に優れている (図)頑丈土破碎材単位体積重量γ	・粘着力と石炭灰・セメント 添加率の関係 ・データの蓄積 ・品質の安定化・向上

No.	タイトル、参考文献、著者、目的	試験・調査	結果	課題
(7)	「固化処理した石炭灰の強度特性」 第34回地盤工学研究発表会 1999. 7 919-920頁 運輸省港湾技術研究所 水上 純一 他2人 目的:石炭灰の工学的性質を調べる	フォールコーン試験 三軸試験 養生液のpH測定試験	・液性限界37.0% ・CO試料の最大主応力差の減少 ・蒸留水試料のpHは徐々に低下 ・CO試料のpHは最終的に6程度 (図)主応力差と軸ひずみの関係 (養生期間4ヶ月)	・中性化の影響の解明
(8)	「石炭灰の流動化処理土への適用性」 第34回地盤工学研究発表会 1999. 7 923-924頁 北海道開発局開発土木研究所 山澤 文雄 他4人 目的:流動化処理土の特性および利用方法、 可能性の検討	ブリーティング試験 シンダンダーフロー試験 一軸圧縮試験	・灰種による性質に違い ・流动性と調整含水比の関連 ・最適含水比と調整含水比の相関性 (図)フロー値と一軸圧縮強さの関係	・ブリーティング率の抑制 ・石炭灰の各性質の影響
(9)	「石炭灰スラリー工法による埋立て地盤の 長期安定評価」 第34回地盤工学研究発表会 1999. 7 927-928頁 清水建設株式研究所 川口 正人 他3人 目的:長期に亘る強度の変化、環境安定性の検討	一軸圧縮試験 溶出試験	・打設後10年以上にわたる強度の増加 ・10年経過後の溶出成分の安定化 (図)長期材齢と一軸圧縮強度	・ふつ素、ほう素についての 溶出試験
(10)	「石炭灰スラリー工法による埋立て地盤の 長期安定評価」 第34回地盤工学研究発表会 1999. 7 929-930頁 ㈱熊谷組技術本部 細田 信道 他2人 目的:微粉炭灰の環境特性を調べる	微量化学成分測定 溶出試験 (微粉炭灰、突き固め およびスラリー硬化体)	・土壤環境基準を満足しない微粉炭灰がみられる ・スラリー化(は溶出抑制策の一手段 となる) (図)原灰、突き固めおよびスラリー硬化体 の六面クロム溶出量の変化	・別途溶出抑制剤あるいは 溶出抑制剤の併用の検討
(11)	「石炭灰を使った地盤改良材の改良特性」 第34回地盤工学研究発表会 1999. 7 931-932頁 中国電力㈱土木部 音藤 直 他4人 目的:石炭灰原粉を軟弱地盤の地盤改良材として活用 した場合の効果について検討する	室内一軸圧縮試験 ベーンせん断試験 実証試験 再構成の評価 三軸圧縮試験 強度比較(含水比)	・石炭灰による改良は物性改善の形で表される (図)三軸圧縮試験結果	
(12)	「石炭灰諸物性が埋め戻し材に及ぼす影響について」 第34回地盤工学研究発表会 1999. 7 925-926頁 太平洋セメント株式会社 野口 雅朗 他2人 目的:石炭灰の物性および埋め戻し材の流動性、 強度特性について調べる	フロー値測定 一軸圧縮強さ試験 重回帰分析	・流動性(は灼熱減量と沈降度との相關が高い) ・一軸圧縮強さは7日材齢後ではpHに正の相関、28日材齢後では CaOと正の相関が高い (表)単相関 係数行列	

No.	タイトル、参考文献、著者、目的	試験・調査	結果	課題
(⑬)	「石炭灰(フライアッシュ)を使用した地盤改良工法」 土木学会誌85巻11号57-59頁 2000. 11 電源開発㈱構造火力建設所土木グループリーダー 野口 後介 他1人 目的:FGC-DM改良土の強度とフライアッシュの 品質との関係についての検討	二軸圧縮試験 (改良土、施工後材齢28日) 溶出試験	・フライアッシュの品質がFGC-DM改良土の強度に大きな影響を与えることは無し、 土壤環境基準の全ての項目で環境基準を満足している 良好な施工結果が得られた	・データの蓄積 ・解析、評価を進める
(⑭)	「石炭灰の土質改良材への適用に関する実験的研究」 土木学会論文集Ⅲ 603巻44号77-88頁 1998. 9 名古屋大学総長 松尾 稔 他3人 目的:不良土の改良材としての石炭灰の有効性の確認	実験計画法 重回帰分析 一軸圧縮試験 含水比w0測定 水素イオン濃度pH測定 密度ρ測定	・石炭灰と石こうの添加は土質改良に効果がある (図)フライアッシュの種別と 一軸圧縮強度の関係 一軸圧縮強度の経時変化	・石こう量の強度への影響 ・石こう添加時期の検討
(⑮)	「低強度改良地盤の調査とその評価方法」 土木学会論文集Ⅲ 666巻53号89-97頁 2000. 12 運輸省港湾技術研究所土質部 田中 政典 他3人 目的:各種原位置試験のFGC地盤への適用性について の検討	一軸圧縮試験 三軸圧縮試験 CPT 孔内水平載荷試験 PS検層	・一軸圧縮強さとCPTからのデータの併用によりせん断強さを正確に評価できる ・サンプリングの際に乱れの影響を受けている可能性が高い (図)せん断強さの比較	・改良地盤のコンシスティエンシー係数についての更なる調査 ・設計手法の検討
(⑯)	「セメント添加した石炭灰の岸壁裏込め材への利用」 土木学会論文集Ⅲ 637号45号137-148頁 1999. 12 運輸省第一港湾建設局長 莊司 喜博 他3人 目的:石炭灰の裏込め材への使用についての検討	室内配合試験 室内物理特性試験 室内化学組成試験 室内溶出試験 現地打設試験 水質調査 打設後の物性確認 海水面のpH、濁り観測	・施工高さの管理が重要 ・少量のセメント添加により土圧軽減工のある裏込めができる (図)一軸圧縮強度と深さの関係	・地盤強度の経年変化等の 計測と解析 ・設計手法の検討
(⑰)	「石炭灰混合軟弱土のセメント固化剤等による 改良効果に関する研究」 第50回地盤工学シンポジウム 278-294頁 2005. 11 大永建設株式会社 与那原 利行 他1人 目的:軟弱土の改良効果に関する試験の実施	実験計画法 重回帰分析 一軸圧縮試験 溶出試験	・セメント添加比、水・固体質量比の改良効果が顕著である ・リグニン添加比の主効果は認められない ・石炭灰添加比の因子は負の効果を示す ・供試体からの六価クロム溶出量は土壤環境基準値の約3倍である (表)溶出試験結果一覧表	・溶出量を基準値以内に 抑える対策

15 石炭灰を混合した改良土からの重金属類微量成分の溶出抑制効果に関する研究

○株沖縄環境分析センター 渡久地 博之

琉球大学 工学部 原 久夫

大永建設株式会社 与那原 利行

1. はじめに

近年、石炭灰は産業廃棄物分野におけるリサイクル材の材料として用いられるようになってきた。また、建設工事を行う際には赤土等の流出防止対策を実施することが義務付けられている。よって、工事の流出防止対策から発生する赤土は建設汚泥(泥土)として処理する必要が生じており、そのことから、泥土としての赤土に石炭灰を混合した軟弱土を再利用する目的でセメントと高炉スラグ及び、添加剤を用いた力学的な改良効果に関する研究^{1,2)}を実施してきた。

以上のことから本研究では、これまでの研究に継続する重金属類微量成分の溶出抑制効果に関する研究として、重金属類の化学的溶出試験と電気化学的な酸化還元電位の測定を行った。

2. 試験材料の物理的特性

試験に使用する赤土(以下、土と称す)は、本島中部地域のうるま市から採取した土を2mmふるいで通過させた土を用いた。また、混合する石炭灰は金武火力発電所から排出された混合灰(石炭灰と称す)を使用し、改良に用いる固化材には普通ポルトランドセメント(セメントと称す)と高炉スラグ微粉末(スラグと称す)を用いた。さらに、添加剤は結晶化促進剤としてのゲオドールの原液を用いている。

なお、表-1には土と石炭灰の物理試験結果を示している。この表から、土は液性限界 $w_L < 50\%$ 以下の粘土で石炭灰は細粒土に分類される。

表-1 土(石川土)と金武石炭灰の物理試験結果

項目	単位	測定値	
		土(平均)	石炭灰
一般	土の密度 ρ_s g/cm ³	2.81	2.23
コンシス	液性限界 w_L %	34.23	NP
テンシー	塑性限界 w_p %	56.00	-
特性	塑性指数 I_p %	21.77	-
粒度分布	礫分 2mm以上 %	0.0	0.0
	砂分 75μm~2mm %	44.5	1.3
	シルト分 5μm~75μ %	62.5	94.7
	粘土分 5μm未満 %	3.0	4.0
	平均粒径 D_{50} mm	0.059	0.019

3. 試験計画

3.1 改良の因子と評価尺度の設定

試験は実験計画法^{3,4)}における3水準型の $L_9(3^4)$ 割付表を用い、適用する因子は昨年度の研究²⁾を参考にして表-2.1 のように設定した。また、試験に用いる混合土は石炭灰FAと土Sの混合比(混合土比FA/Sと称する)をFA/S=50%および、FA/S=100%に設定した2ケースとした。なお、この2つのケースにおける因子及び、水準別の配合計画を表-2.2 と表-2.3 に示す。

表-2.1 実験割付表 $L_9(3^4)$

列番号	試料番号					
	因子	[1] 促結 進晶 剤化	[2] 高ラ グ炉	[3] 含水 比	[4] メン トセ	
No.	GD	BF	w_1	PC	FA/S=100%	FA/S=50%
1	1	1	1	1	11	301
2	1	2	2	2	12	302
3	1	3	3	3	13	303
4	2	1	2	3	14	304
5	2	2	3	1	15	305
6	2	3	1	2	16	306
7	3	1	3	2	17	307
8	3	2	1	3	18	308
9	3	3	2	1	19	309
成分	a	b	ab	ab ²		

注) 割付表の列番号に対応する数字は水準番号を示す

表-2.2 因子・水準別配合計画表 (FA/S=100%)

因子	水準番号		
	1	2	3
結晶化促進剤 GD (%)	0.25	0.5	1.0
高炉スラグ BF (%)	5	8	12
普通セメント PC (%)	5	8	11
含水比 w_1 (%)	115	120	125

表-2.3 因子・水準別配合計画表 (FA/S=50%)

因子	水準番号		
	1	2	3
結晶化促進剤 GD (%)	0.25	0.5	1.0
高炉スラグ BF (%)	8	13	18
普通セメント PC (%)	8	14	20
含水比 w_1 (%)	95	100	105

表-3.1 重金属類の溶出等測定結果表 ($FA/S=100\%$)

項目	単位	メッシュ通トセ PC	原石炭 粉灰 FA	供試体番号								出第一基準溶 Ma ₁
				No.11	No.12	No.13	No.14	No.15	No.16	No.17	No.18	
六価クロム Cr(VI)	(mg/L)	0.29	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	0.05
セレンSe	(mg/L)		0.038	0.006	0.004	0.003	0.003	0.004	0.002	0.004	0.003	0.01
ホウ素B	(mg/L)		3.20	2.00	1.80	1.30	1.60	2.10	1.70	1.70	1.60	1.50
酸化還元電位Eh	(mV)			150	120	97	88	100	100	120	100	110
水素イオン濃度指數pH				10.9	10.6	11.1	11.1	10.7	10.9	10.8	11.1	10.7

※ NDは溶出測定下限値以下を示す。

表-3.2 重金属類の溶出等測定結果表 ($FA/S=50\%$)

項目	単位	供試体番号									出第一基準溶 Ma ₁
		No.301	No.302	No.303	No.304	No.305	No.306	No.307	No.308	No.309	
ホウ素B	(mg/L)	1.30	1.10	0.90	1.00	1.10	0.92	1.10	0.92	0.94	1.00
酸化還元電位Eh	(mV)	80	59	51	42	55	46	57	37	50	
水素イオン濃度指數pH		10.6	11.2	11.3	11.3	10.8	11.2	11	11.4	10.9	

次に、実験の対象となる因子および、因子の添加比を求めるための算定式は以下により定義した。

$$w_1 = \frac{m_w}{m_s} \times 100 \quad (1)$$

$$PC = \frac{m_{pc}}{m_s} \times 100 \quad (2)$$

$$BF = \frac{m_{BF}}{m_s} \times 100 \quad (3)$$

$$GD = \frac{m_{GD}}{m_s} \times 100 \quad (4)$$

ここに、 w_1 ：供試体の含水比(%)、 PC ：セメント添加比(%)、 BF ：スラグ添加比(%)、 GD ：結晶化促進剤添加比(%)、 m_s ：土の質量、 m_w ：水の質量、 m_{pc} ：セメントの質量、 m_{BF} ：スラグの質量、 m_{GD} ：結晶化促進剤の質量とする。なお、各因子の添加比の基準値は m_s とする。

4. 試験結果と解析

4.1 溶出試験等の測定結果

前述の試験計画にもとづいて実施した溶出試験等の測定結果を表-3.1と表-3.2に示す。 $FA/S=100\%$ における表-3.1の表では、六価クロム Cr(VI)がすべて測定下限値以下で不検出 ND(No Detection)となり、セレ

ンSeの平均溶出は第一溶出基準値 Ma_1 の約1/3に低減したが、ホウ素Bについては Ma_1 の約1.7倍の溶出が認められた。そのことから、 $FA/S=50\%$ の場合におけるホウ素Bのみの溶出試験を行った結果を表-3.2に示すが、同表から9試料のうち4試料が Ma_1 以下の値になっている。

4.2 溶出試験の主効果グラフ

溶出試験の測定値をもとに各因子の水準別添加比と溶出量の関係を主効果グラフ³⁾として求めた結果を図1.1～図1.3に示す。図中の直線は因子の水準別における母平均推定点³⁴⁾(記号の中白印)を一次式で回帰した直線となっており、さらに、図中の寄与率 ρ は因子が溶出抑制に寄与する割合として分散分析³⁴⁾により求めている。

4.2.1 ホウ素の溶出特性

第一溶出基準値を許容する混合比 $FA/S=50\%$ の場合、各因子別のホウ素B2の溶出式は次のようになる。

$$M_{B2}(\text{mg/L}) = -0.0144PC + 1.233 \quad (5)$$

$$M_{B2}(\text{mg/L}) = -0.0213BF + 1.308 \quad (6)$$

$$M_{B2}(\text{mg/L}) = -0.1352GD + 1.110 \quad (7)$$

ここに、(5)～(7)式は各因子 PC 、 BF 、 GD の添加比によるホウ素の溶出式であり、これらの式から第一溶出基準値 $Ma_1=1.0 \text{ mg/L}$ に対応する添加比を求める

$$PC_2 = \frac{(1.233 - 1.0)}{0.0144} = 16.20 (\%) \quad (8)$$

$$BF_2 = \frac{(1.308 - 1.0)}{0.0213} = 14.48 (\%) \quad (9)$$

$$GD_2 = \frac{(1.110 - 1.0)}{0.1352} = 0.81 (\%) \quad (10)$$

となる。また、因子別の溶出結果と図中の寄与率 ρ_2 から次のことがわかる。

- ① ホウ素 B2 の第一溶出基準値を許容する固化材等の添加比はセメント $PC_2 \geq 16.2\%$ 、スラグ $BF_2 \geq 14.48\%$ 、結晶化促進剤 $GD_2 \geq 0.81\%$ となる。
- ② ホウ素 B2 の溶出抑制に関与する寄与率 ρ_2 は、スラグ $BF_{\rho_2} = 49\%$ 、セメント $PC_{\rho_2} = 32\%$ 、結晶化促進剤 $GD_{\rho_2} = 15\%$ であり、その中でもスラグの抑制効果が大きい。

なお、含水比 w_1 については溶出における主効果グラフに変化(変動)が見られないことから誤差因子とした。

4.2.2 セレンの溶出特性

セレン Se については、前出の表 3.1 に示すように混合比 $FA/S=100\%$ における 9 箇の供試体すべてが第一溶出基準値以下になっている。そのことから、図 2.1～図 2.3 における一次回帰式をもとに $FA/S=100\%$ の因子別の溶出式を示すと次の(11)～(13)式となる。

$$M_{Se} (\text{mg/L}) = -0.0002PC + 0.0053 \quad (11)$$

$$M_{Se} (\text{mg/L}) = -0.0002BF + 0.0055 \quad (12)$$

$$M_{Se} (\text{mg/L}) = -0.001GD + 0.0042 \quad (13)$$

さらに、図 2.1～図 2.3 における各因子別の寄与率 ρ はスラグ $BF_{\rho} = 39\%$ 、セメント $PC_{\rho} = 26\%$ 、結晶化促進剤 $GD_{\rho} = 26\%$ であり、ここでもスラグの抑制効果が大きく、かつ、セメントと結晶化促進剤は同一の値となる。なお、含水比 w_1 は、ホウ素 B と同様にセレン Se の溶出にも主効果のグラフに変動が見られなかつたことから誤差因子としている。

4.3 酸化還元電位の測定

重金属類が溶出試験時に溶媒としての水に溶解する場合、重金属イオンは水酸化物イオン OH^- 等と反応して金属錯イオンなどの化合物を形成する。さらに、液中での重金属類とその化合物は、水素イオン濃度 pH(ピーエイチ)及び、酸化還元電位 Eh(イーエイチ)の影響を強く受けて化合物の形態を複雑に変化させる。

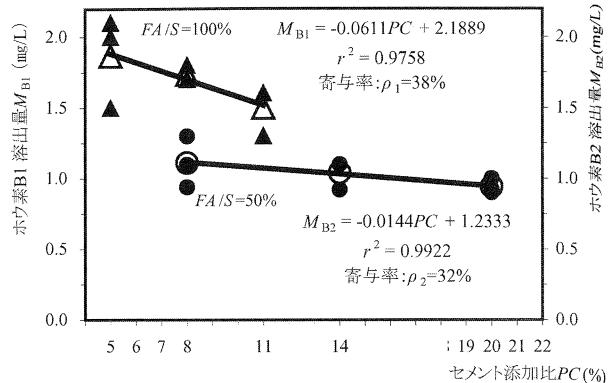


図1.1 セメントPCのホウ素溶出主効果図

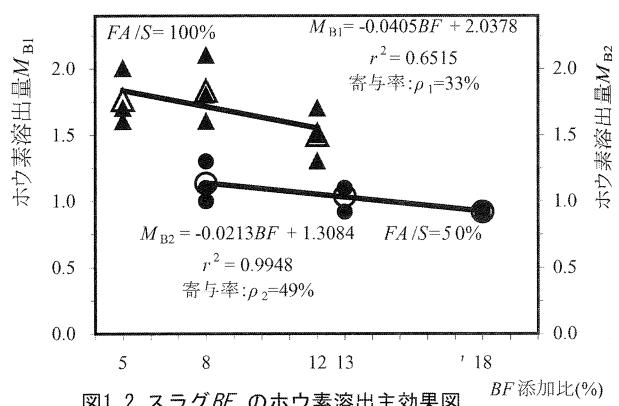


図1.2 スラグBFのホウ素溶出主効果図

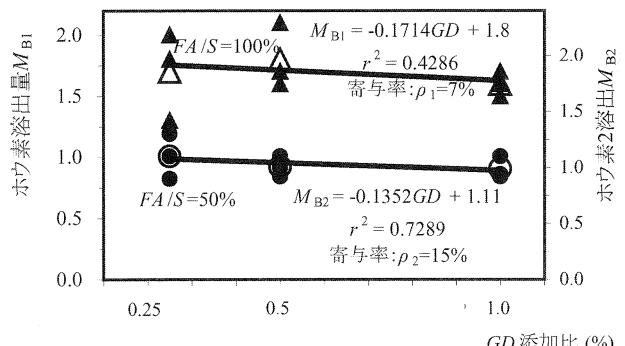


図1.3 結晶化促進剤GDのホウ素溶出主効果図

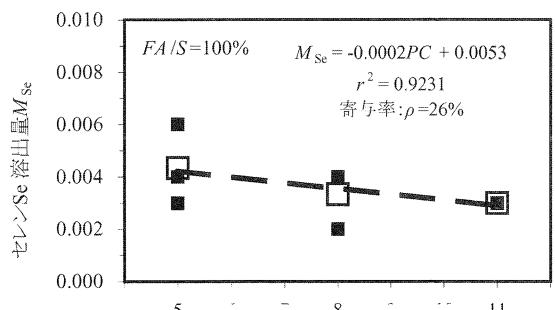


図2.1 セメントPCのセレン溶出主効果図

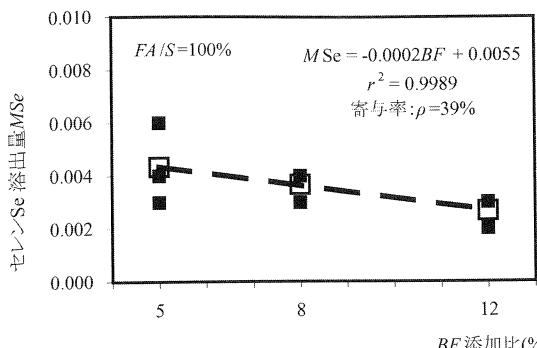


図2.2 スラグBFのセレン溶出主効果図

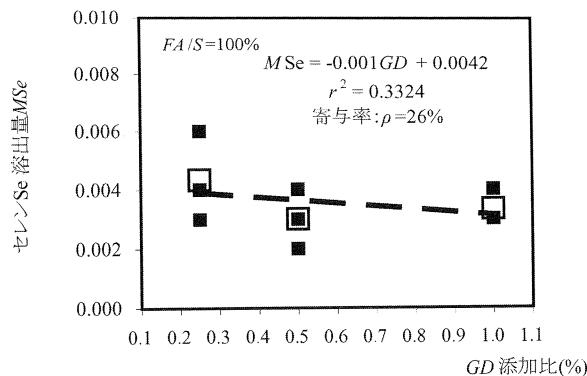


図2.3 結晶化促進剤GDのセレン溶出主効果図

また、Ehの影響が予想される六価クロムCr(VI)とセレンSeなどは、溶出試験時の検液を用いてpHとEhの測定を行い、化合物の形態を簡易的に推定することができる。なお、Ehを測定する酸化還元電位計(ORP計)は指示電極と比較電極の2極を溶液に浸して電位を測定する構造になっており、酸化体をOx(Oxidant)、還元体をRed(Reductant)、電子数n、電子e⁻とするとEhにおける電気化学反応の模式⁵⁾は



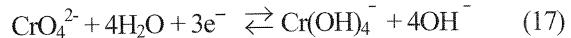
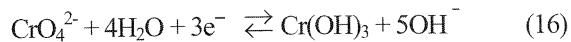
となり、かつ、比較電極に対する測定電位EはEhとなって次の式⁵⁾⁶⁾で求めることができる。

$$E = E_0 + \frac{RT}{nF} \ln \left[\frac{[\text{O}_X]}{[\text{Red}]} \right] \quad (15)$$

ここに、E₀：測定対象の系に固有な基準電極値(mV)、R：気体定数(Pa・1/K・mol)、T：絶対温度[273+t(°C)]、F：ファラデー一定数(C/mol)、n：電子数、[O_X]：酸化剤のモル濃度(mol/L)、[Red]：還元剤のモル濃度(mol/L)、ln：自然対数とする。

4.3.1 六価クロムの電気化学的特性

六価クロムCr(VI)の化合物形態を推定する目的で、溶出試験時の検液を用いて測定したEhとpHの測定結果をEh-pHダイアグラム⁷⁾にプロットした。その結果を図3.1に示すが、同図から測定に用いた検液には不溶性の水酸化物である水酸化クロムCr(OH)₃が多く存在し、さらに、一部はクロム酸イオンCrO₄²⁻となっている。これらの水和反応を化学的・電気化学的な反応式⁸⁾⁹⁾で示すと次のようになる。



なお、上記の(16)と(17)式はCrO₄²⁻イオンが酸化還元された場合の反応を示しており、pH=12を境にしてpH<12以下は(16)式の還元反応で生成される右辺項

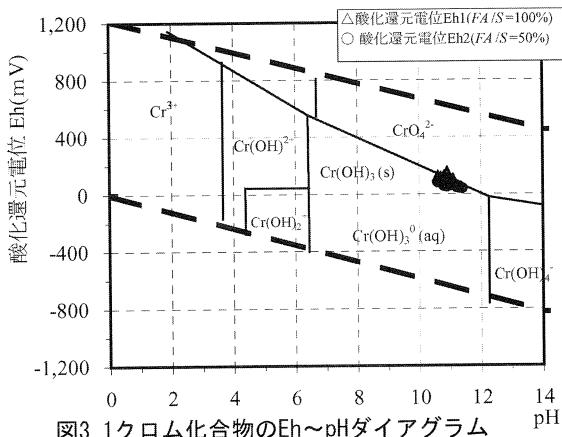


図3.1 クロム化合物のEh-pHダイアグラム

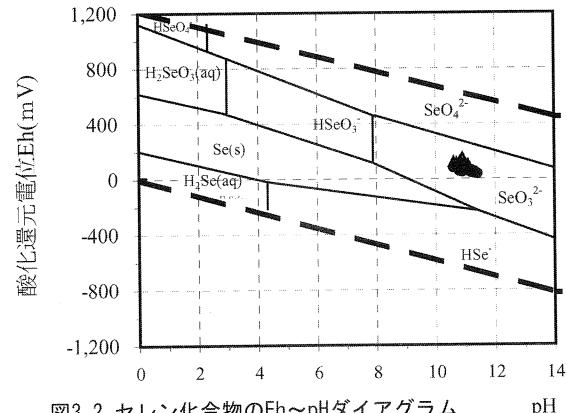


図3.2 セレン化合物のEh-pHダイアグラム

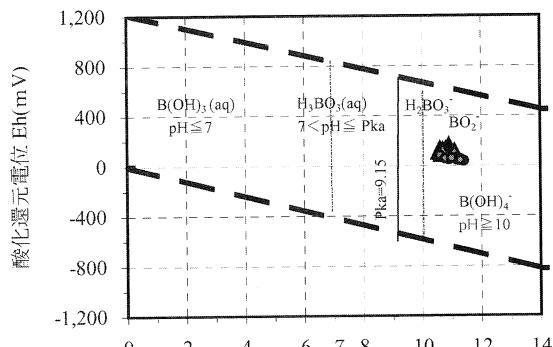


図3.3 ホウ素化合物のEh-pHダイアグラム

の $\text{Cr}(\text{OH})_3$ のモル濃度が卓越し, $\text{pH} > 12$ 以上は(17)式の還元反応による $\text{Cr}(\text{OH})_4^-$ イオンのモル濃度が卓越する。よって、今回の pH 測定値はすべて $\text{pH} < 12$ 以下にあることから、Eh-pH のプロット値が $\text{Cr}(\text{OH})_3$ の領域に存在して $\text{Cr}(\text{OH})_3$ が多量に生成されたと考える。さらに、この $\text{Cr}(\text{OH})_3$ は不溶性であることから $\text{Cr}(\text{OH})_3$ の多くが沈殿固化し、かつ、その他の Cr(VI) 化合物と共にセメント系水和物により固定化¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾されたと推察する。また、この $\text{Cr}(\text{OH})_3$ は前出の表 3.1 の溶出等測定結果で、六価クロム Cr(VI) がすべて不検出 ND になった一因であると言える。

クロム酸イオン CrO_4^{2-} は可溶性の六価クロム Cr(VI) がクロム酸塩 ACrO_4 として溶解したものであり、かつ、 CrO_4^{2-} イオンの生成は次の解離反応模式¹⁰⁾で示される。



ここに、A : クロム酸塩の陽イオン物質、n : 電子数とする。なお、地盤改良後に六価クロムが溶出する例⁷⁾では、 CrO_4^{2-} イオンは配位子交換反応⁷⁾¹⁷⁾¹⁸⁾によって未改良土の表面に吸着され易くなり、かつ、水に接すると六価クロムイオンとして溶出することが知られている。

4.3.2 セレンの電気化学的特性

セレン Se は特異な電気特性を有しており、水に溶け易く溶解時の Eh と pH の値によって複雑な反応形態を示す。このような反応を Eh - pH ダイアグラム¹³⁾に表したもののが図 3.2 であり、今回測定された Eh と pH の値を図中にプロットした場合のセレン化合物は、溶解性の亜セレン酸イオン SeO_3^{2-} の形態にあることが分かる。また、 SeO_3^{2-} イオンは、石炭灰の燃焼によって生成された無水の二酸化セレン SeO_2 が、アルカリ性の水に溶解した場合に次式に示す化学反応⁶⁾⁸⁾でイオン化して生成される。

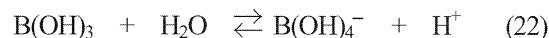
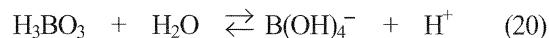


なお、多価のイオン形態を成すセレン Se には四価の Se(IV) イオンや六価の Se(VI) イオン等があり、前者は亜セレン酸イオン SeO_3^{2-} 、後者はセレン酸イオン SeO_4^{2-} として知れている⁵⁾。さらに、セレン Se には他の金属類との共沈・吸着作用があり、特に四価の Se(IV) イオンは六価の Se(VI) イオンに比べて共沈・吸着力が強いことから、水質改良の分野では鉄塩処理を行う場合に六価の Se(VI) イオンを四価の Se(IV) イオンに還元すれば処理効果が飛躍的に向上する⁵⁾とされている。そのことから、Se イオンが四価の Se(IV) イオン

になったと推察される今回の溶出試験では、測定値が基準値の約 1/3 に低減したと考える。

4.3.3 ホウ素の電気化学的特性

石炭灰にはホウ素化合物が多く含まれており、その含有量は炭種によって異なるが 5~200mg/Kg 程度¹⁴⁾となっている。ホウ素は、石炭が燃焼することによってホウ酸 H_3BO_3 などのホウ素化合物がガス化してガスの温度低下に伴って折出¹⁴⁾¹⁵⁾し、さらに、水に接すると容易に溶解する。また、ホウ酸 H_3BO_3 は酸の強弱を示す指標⁹⁾PKa が $\text{PKa}=9.15$ の極めて弱い酸¹⁵⁾で $\text{pH} \leq 7$ の希釈水溶液中では、主に難溶解のホウ酸 $\text{B}(\text{OH})_3$ として存在し、かつ、一部がイオン化してメタホウ酸塩イオン $\text{B}(\text{OH})_4^-$ になる。なお、 $\text{pH} \geq 10$ では $\text{B}(\text{OH})_4^-$ イオンが主な化学種になり、これらの反応を化学式⁶⁾⁸⁾⁹⁾¹⁶⁾で示すと次のようになる。



以上のことを Eh - pH ダイアグラム¹³⁾に加筆したものが図 3.3 であり、今回の Eh - pH 測定結果を同図にプロットするとホウ素化合物は、メタホウ酸塩イオン $\text{B}(\text{OH})_4^-$ となる。また、図 3.3 の Eh 変動では、化合物である化学種の平衡的境界状態から判断(Eh 無変動)すると、ホウ素化合物は六価クロム(VI) やセレン Se のように複雑な電気化学的形態を示さない化学種と言える。そのことは、今回の試験結果においてホウ素 B の溶出抑制効果がセレン Se よりも低くなった一因であると推察する。

6. おわりに

6.1 結論

本研究における改良土からの重金属類の溶出抑制効果と解析結果をまとめると以下のようになる。

- (1) 六価クロム Cr(VI) の主な化合物形態は、不溶性の水酸化クロム $\text{Cr}(\text{OH})_3$ である。そのことから、Cr(VI) の溶出試験ではすべての供試体が不検出 ND になったと推定する。
- (2) 固化材等のセレン Se 溶出抑制に関する寄与率 ρ はスラグ $\text{BF}_\rho=39\%$ 、セメント $\text{PC}_\rho=26\%$ 、結晶化促進剤 $\text{GD}_\rho=26\%$ であり、抑制効果は BF_ρ が大きく、かつ、 PC_ρ と GD_ρ は同一となる。また、溶出するセレン化合物イオンは亜セレン酸イオン SeO_3^{2-} に

なることが推定されることから、溶出に対する抑制効果が大きくなつたと判断する。

- (3) ホウ素の第一溶出基準量を許容する固化材等の添加比はセメント $PC \geq 16.2\%$, スラグ $BF \geq 14.48\%$, 結晶化促進剤 $GD \geq 0.81\%$ となる。また、ホウ素溶出抑制に関する寄与率はスラグ $BF_p = 49\%$, セメント $PC_p = 32\%$, 結晶化促進剤 $GD_p = 15\%$ であり、スラグの抑制効果が大きい。
- (4) 溶出が想定されるホウ素化合物にはホウ酸 H_3BO_3 等がある。また、本試験のように溶液が高アルカリになった場合、ホウ酸 H_3BO_3 がメタホウ酸塩イオン $B(OH)_4^-$ となつて溶出する。なお、ホウ酸 H_3BO_3 等のホウ素化合物は複雑な電気化学的形態を示さない化学種であることから、溶出の抑制効果がセレン Se よりも低くなつたと推定する。

6.2 今後の課題

本試験における重金属類の溶出試験は、改良土を流動化処理した場合を想定して供試体の含水比 w_l を高く設定している。改良土は流動化処理以外に低含水比による造粒化も考えられるので、今後は低含水比の処理土に対しても同様の試験を行つてみる必要がある。

参考文献

- 1) 与那原利行・原久夫(2005) : 石炭灰混合軟弱土のセメント固化剤等による改良効果に関する研究, 第 50 回地盤工学シンポジウム論文集, pp.287-294.
- 2) 与那原利行・原久夫・渡久地博之・他 2 名(2006) : 石炭灰混合軟弱土の高炉スラグ及びセメント等による改良効果の研究, 土木学会西部支部講演概要集第Ⅲ部門, pp.585~586.
- 3) 田口玄一(2000) : 実験計画法(上巻)第 3 版, 丸善.
- 4) 菅民郎(2004) : Excel で学ぶ実験計画法 シックスシグマと重回帰分析, オーム社.
- 5) 産業環境管理協会(2006) : 新・公害防止の技術と法規 [水質編], 丸善, pp.370-371, pp.423-425.
- 6) 三好康彦(2005) : 汚水・排水処理の知識と技術 第 1 版, オーム社, pp.103-106, pp.172-pp.214.
- 7) セメント系固化処理土検討委員会(2005) : セメント系固化処理土に関する検討最終報告(案), 国土交通省大臣官房廻路部建築課, HP アドレス <http://www.mlit.go.jp/teck/kankyou/kurom/pdf/hokoku>
- 8) 今井淑夫・小川浩平・他 3 名(1997) : 化学大百科, 朝倉書店, pp.309-313, pp.553-555, pp.888-891.
- 9) 日本化学会(2004) : 化学便覧 改訂 5 版 基礎編, 丸善, pp. II 331- II 333, pp. II 58- II 584.
- 10) 高橋茂(2000) : セメントに含まれる微量成分の環境への影響, セメント・コンクリート No.640, pp.20-29.
- 11) 牛山宏隆・山本勝英・他 2 名(2000) : セメント水和による六価クロム固定化に関する研究, Cement Science and Concrete Technology No.54 pp.123-128.
- 12) Hongye HE and Hideki SUITO (2002) : Immobilization of Hexavalent Chromium in Aqueous Solution through the Formation of $3CaO \cdot (Al, Fe)_2O_3 \cdot Ca(OH)_2 \cdot xH_2O$ Phase, Ettringite and C-S-H Gel, ISIJ International, Vol.42, No.2, pp.139-145.
- 13) 竹野直人(2005) : Eh-pH 図アトラス熱力学データベース相互比較, 地質調査総合センター研究資料集 No.419, (独)産業技術研究所深部地質環境センター, <http://www.gsj.jp/GDB/openfile/no0419/openfile419j.pdf>
- 14) 惠藤良弘・中原敏次(2005) : 現場で役立つ無機排水処理技術, 工業調査会, p.199.
- 15) 高橋淳 翻訳 : 世界保健機関 環境保健クライテリア(EHC)日本語抄訳 Environmental Health Criteria No. 204, <http://www.nihs.go.jp/GCBI/PUBLIST/ehchsg/>
- 16) 竹内敬人・他(2004) : ダイナミックワイド図説化学, 東京書籍, pp.226-231.
- 17) 林道則・大沢利昭・他 2 名(1994) : 化学事典 第 1 版, 東京化学同人, p.1068.
- 18) 田中元治・赤岩英夫(2000) : 溶媒抽出化学第 1 版, 裳華房, pp.68-73.

16 下水汚泥炭の地盤材料としての利用

琉球大学農学部 小宮康明 上野正実 川満芳信
琉球大学大学院 農学研究科 ○任莉紗
NPO 亜熱帯バイオマス利用研究センター 新城俊也

1. はじめに

地球環境問題、エネルギー代替資源の観点からバイオマスの利活用が進められている。下水汚泥は堆肥化あるいは焼却処分されているが、炭化によるバイオマス変換マテリアルとして下水汚泥炭は吸着性、吸水性などの機能性を有することから土壤改良材としての利用が進められている。本研究では、地盤材料としての利用の観点から、下水汚泥炭について一次元圧縮試験及び三軸圧縮試験を行い、圧縮性とせん断特性について調べた。

2. 試料・物理性

下水汚泥炭は農業集落排水施設からの乾燥汚泥を約 650°Cで炭化したものを用いた。

粒度分布を図 1 に示す。実験には 4.75mm ふるい通過試料を用いた。物理的性質を表 1 に示す。粒子密度の測定は土粒子の密度試験に準じ、ピクノメータ法で行った。吸水率はコンクリート用の細骨材の吸水率試験に準じて行った。吸水率は大きな値を示しており、試料は多孔質材料である。最大密度試験および最小密度試験は締固めモールドを用いてタッピング法と流し込み法によりそれぞれ測定した。

3. 圧縮特性

3.1 試験方法及び試料

一次元圧縮試験は密詰め(0.69g/cm^3)と緩詰め(0.57g/cm^3)状態について行った。一次元圧縮試験は直径 15cm、高さ 5cm の圧密容器を使用し、供試体は水浸脱気した試料について、密詰めはタッピング法により、緩詰めはロート法により作成した。載荷圧力(kN/m^2)は 9.8~627.2 の範囲で 7 段階に変化させた。各載荷圧力段階の載荷時間は 30~60min の範囲で、10min 間の圧縮変位が $1/100\text{mm}$ 以下になった時点で載荷を打ち切り、次の載荷段階に移行した。圧縮試験終了後、各供試体についてふるい分け試験を行い、粒子破碎の程度を調べた。

3.2 圧縮試験結果

図 2 に密詰め、緩詰めの $e-\log p$ 曲線を示した。緩詰めの方が密詰めより圧縮量が大きい。また密詰め、緩詰め共に明確な降伏を示さないが、圧縮応力 p の増加に伴い密詰めと緩詰めの間隙比 e の差は小さくなっている。

図 3 は圧縮試験終了時のふるい分け試験の結果で

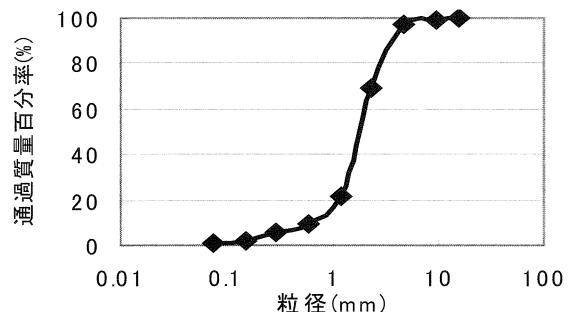


図 1 下水汚泥炭の粒度分布

表 1 物理的性質

密度	2.23 g/cm^3
吸水率	45.9%
最大密度	0.70 g/cm^3
最小密度	0.59 g/cm^3

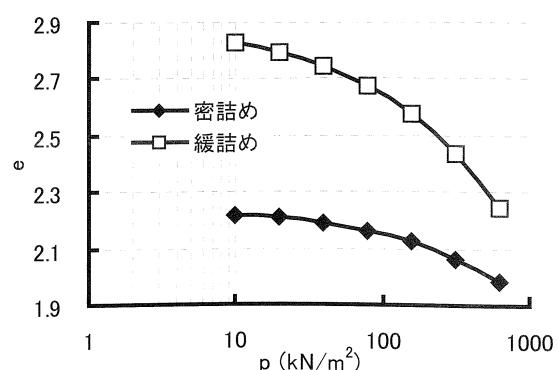


図 2 $e-\log p$ 曲線

ある。作用させた圧縮応力のもとでは粒子破碎は少なく、また密詰めと緩詰めとでは粒子破碎の程度に差がみられない。

図4に模式的に示すように粒子は多孔質であることから間隙比には粒子内の間隙も含まれている。圧縮試験においては、密詰めと緩詰めで粒子破碎に差が見られないことや粒子が硬質であることを考慮すると、間隙比の変化すなわち圧縮量は主に粒子の再配列によるものみなしている。

図5と図6は各荷重段階における体積圧縮係数 $m_v - p$ の関係、および圧縮指数 $Cc - p$ の関係を示したものである。 m_v は緩詰めおよび密詰めにおいて圧縮応力の増加とともに減少し、作用させた最大圧縮応力ではそれらの値はほぼ一定になっている。 Cc は同様に密詰めと緩詰め共に圧縮応力 p の増加に伴い増加し、それらの値は徐々に一定値を示す傾向にある。

4.せん断特性

4.1 試験方法および試料

三軸供試体の寸法は直径65mm、高さ130mmであり、密詰めと緩詰め供試体についてそれぞれCD試験およびCU試験を行った。試料は水浸脱気により飽和させた。タッピング法とロート法により密詰め(0.69g/cm^3)と緩詰め(0.57g/cm^3)供試体を作成した。試験は、供試体を真空法で自立させ三軸セルをセットし、側圧(圧密圧力)49~245(kN/m²)の範囲で、軸ひずみ速度0.5mm/minで行った。CD試験およびCU試験いずれにおいてもバックプレシャー $ub=98\text{kN/m}^2$ を作成させた。

4.2 せん断特性

図7は密詰め、緩詰めのCD試験による $(\sigma_1 - \sigma_3) - \varepsilon_1$ 関係および体積ひずみ $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ 関係である。密詰めは $(\sigma_1 - \sigma_3)$ は ε_1 とともに増加しピークに至った後わずかに減少している。また、 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ は側圧の増加にともなって増加している。 ε_v は ε_1 の増加にともなって体積圧縮傾向から体積膨張傾向に転じるが、側圧の増加にともなって体積膨張傾向は抑制され、体積圧縮傾向を示している。緩詰めは $(\sigma_1 - \sigma_3)$ は ε_1 とともに増加し、ピークは見られず、試験終了まで増加傾向が続いている。また、 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ は側圧の増加にともなって増加している。 ε_v は ε_1 の増加にともなって体積圧縮傾向から体積膨張傾向に転じず、試験終了まで体積圧縮傾向を示している。

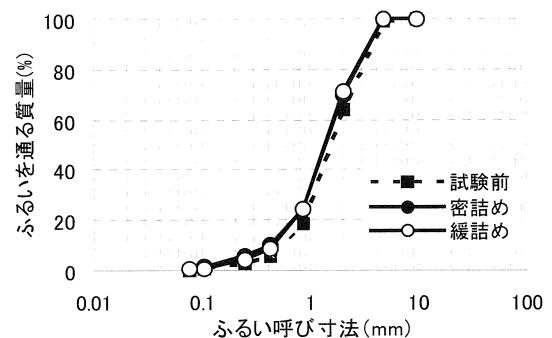


図3 圧縮による粒子破碎の影響

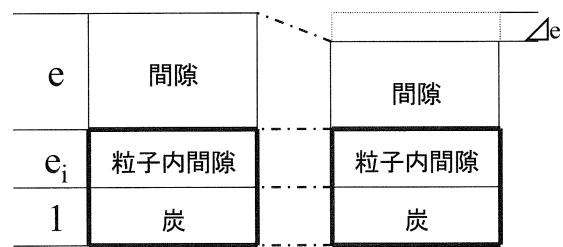


図4 間隙比の変化状態

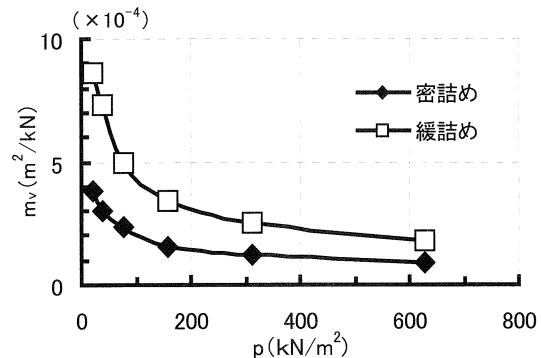


図5 $m_v - p$ の関係

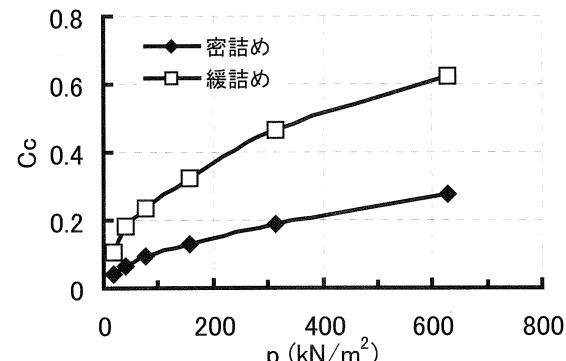


図6 $Cc - p$ の関係

図 8 は密詰め、緩詰めの CU 試験による $(\sigma_1 - \sigma_3) - \varepsilon_1$ 関係、 $\Delta u - \varepsilon_1$ 関係、応力比 q/p' — ε_1 関係を示した。ここに、 $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ 、 $p' = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ 。密詰めにおいて $(\sigma_1 - \sigma_3)$ は ε_1 とともに増加し $\varepsilon_1 = 15\%$ 付近で一定となり、有効側圧とともに $(\sigma_1 - \sigma_3)$ は増加している。一方、 Δu はせん断開始とともに増加し、最大に達した後減少傾向を示している。

緩詰めにおいて、 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ は ε_1 とともに増加し、試験終了まで増加し続けている。圧密圧とともに $(\sigma_1 - \sigma_3)$ は増加している。一方、 Δu はせん断開始とともに増加し、最大に達した後ほぼ一定の値を示している。一方、密詰めと緩詰めのいずれにおいても、 q/p' — ε_1 関係は有効側圧に関係なくほぼ一致し、密詰めでは $\varepsilon_1 = 5\%$ 付近で最大値を示しその後減少傾向にあり緩詰めにおいては $\varepsilon_1 = 5\% \sim 10\%$ で最大値に達しほぼ一定値に至っている。

なお、図 9 は CU 試験における有効応力経路を密詰めと緩詰

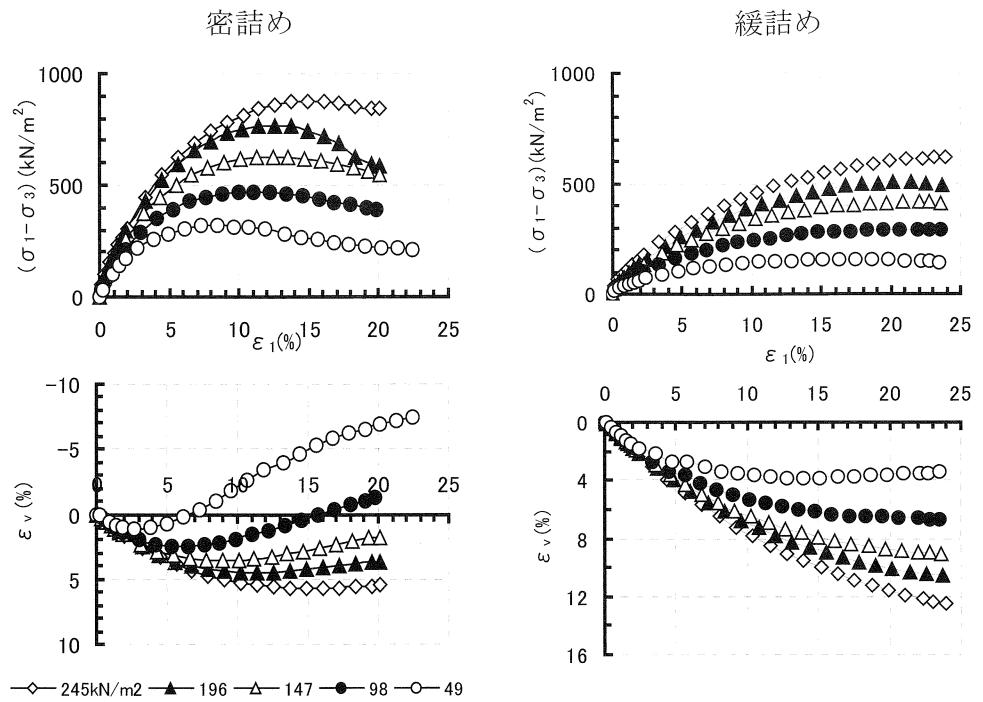


図 7 CD 試験の結果

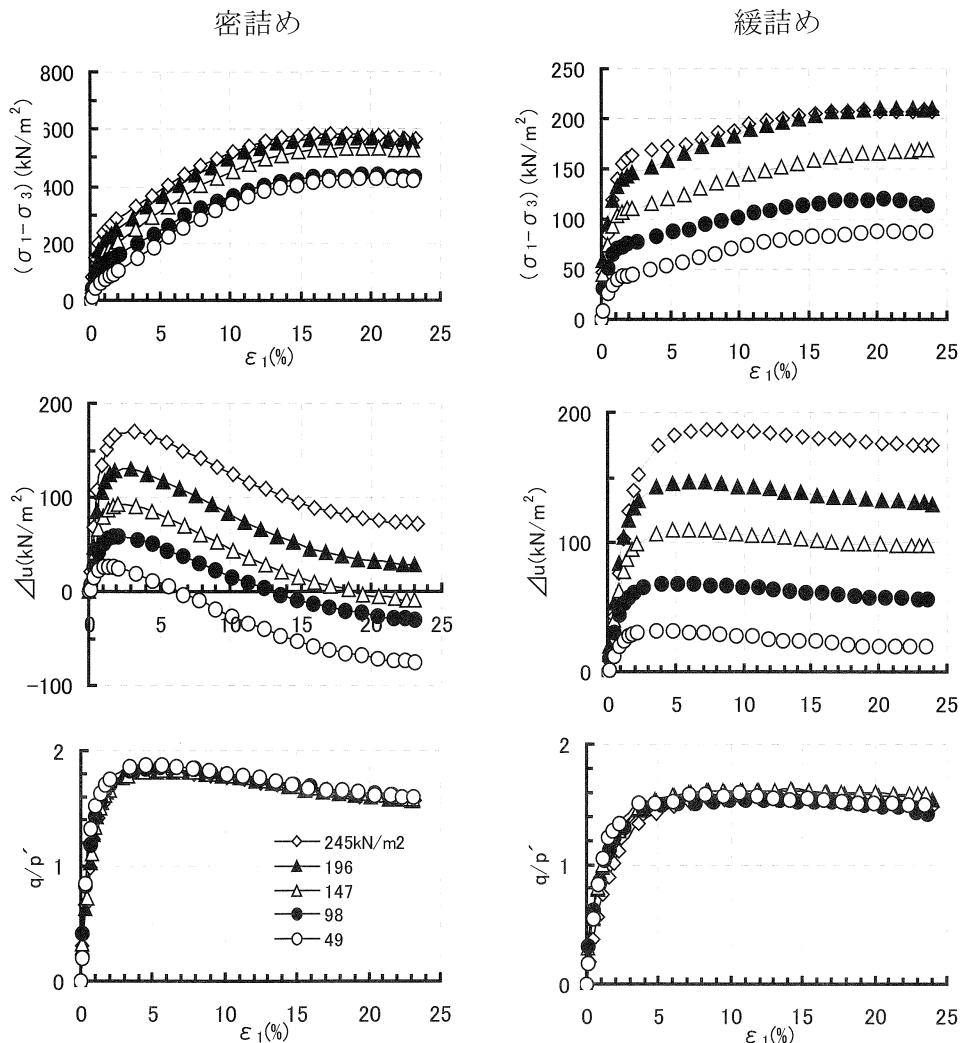


図 8 CU 試験結果

めについて示している。密詰めの応力経路と比較して緩詰めにおける間隙水圧の発生が有効応力経路に反映されている。

4.3 破壊基準

図 10 は破壊時の応力状態を密詰めと緩詰めについてそれぞれ CD 試験と CU 試験の結果を比較している。なお、破壊時の応力状態は、CD 試験ではせん断強度が最大時の応力状態で、一方 CU 試験では応力比 q/p' が最大時の応力状態でそれぞれ示してある。

密詰めと緩詰めいずれも CD 試験と CU 試験の結果がほぼ一致し、それぞれ一つの破壊包絡線で示される。

一方、これらの破壊包絡線は CD 試験における有効側圧 $\sigma'_3 = 98 \text{ kN/m}^2$ の場合の破壊時の応力状態を境に 2 本の直線関係で近似される。このことは、CU 試験におけるすべての圧密圧力に対して破壊時の有効応力状態が CD 試験における有効側圧

$\sigma'_3 = 98 \text{ kN/m}^2$ の場合の破壊時の応力状態より低い結果となつおり、応力レベルによって破壊規準を異にしている。密詰めと緩詰めに対するせん断強度定数を応力レベルごとに表 2 に示した。

5.まとめ

下水汚泥炭の一次元圧縮試験と三軸圧縮試験の結果は次のようにある。

- 1) 圧縮応力の増加にともなって、体積圧縮係数 m_v は減少し、一方、圧縮指数 C_c は増加する。
- 2) CD 試験と CU 試験におけるせん断挙動は密詰めと緩詰めで異なり、密度の影響を受ける。
- 3) CD 試験と CU 試験における破壊包絡線は一致する。
- 4) 密詰めと緩詰めのいずれにおいても応力レベルにより破壊規準を異にしている。

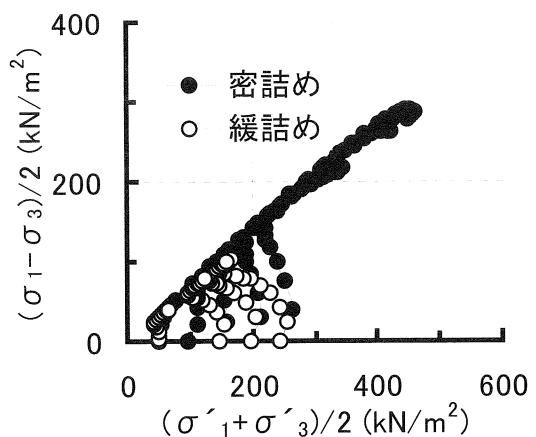


図 9 応力経路

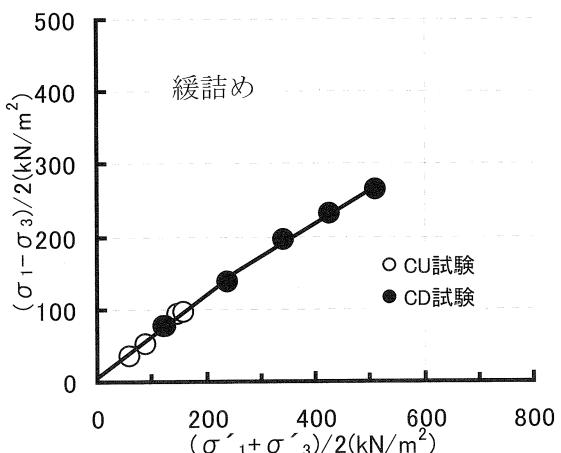
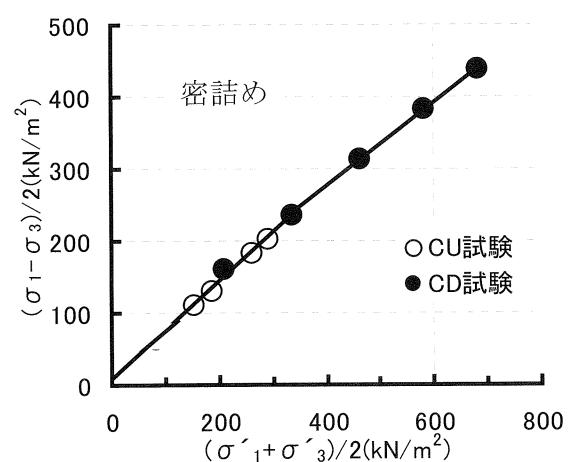


図 10 破壊時の応力状態

表 2 せん断強度定数

密詰め	C	ϕ
$\sigma'_3 < 98 \text{ kN/m}^3$	10.8	42.8
$\sigma'_3 > 98 \text{ kN/m}^3$	54.9	35.4

緩詰め	C	ϕ
$\sigma'_3 < 98 \text{ kN/m}^3$	6.4	35.2
$\sigma'_3 > 98 \text{ kN/m}^3$	38.3	27.2

沖縄地盤工学会会員

顧問	宜保 清一	琉球大学農学部
会長	原 久夫	琉球大学工学部
副会長	加藤 進 赤木 知之 渡嘉敷 直彦	琉球大学工学部 琉球大学工学部 琉球大学工学部
会員	中村 真也 伊野波 盛義 川崎 祐子 桃原 強 知念 洋一郎 屋良 隆司 砂川 尚之 平良 聰 高久 和彦 波平 恭宏 宮城 富夫 吉沢 光三 与那嶺 満 島袋 真希 我那覇 亮次 安谷屋 賢 川満 一史 夏目 隆弘	琉球大学農学部 (株)中央建設コンサルタント (社)沖縄建設弘済会 (株)岡三リビック(株) (株)大富建設コンサルタント (株)沖縄建設技研 (株)日興建設コンサルタント (株)沖技 大和探査(株) 沖縄県 土木建築部 上城技術情報(株) (株)清光研究所 応用地質(株) (株)大富建設コンサルタント (株)中央建設コンサルタント 北斗設計(株) (株)沖縄設計センター 基礎地盤コンサルタンツ(株)

広 告 目 次

会 社 名

(株)朝日建設コンサルタント	1
(株)アジア測量設計	1
(株)岩下建技コンサルタント	1
応用地質(株)	2
(株)大富建設コンサルタント	2
岡三リビック(株)	2
(株)沖技	3
(資)沖土質コンサルタント	3
(株)沖縄建設技研	3
(有)沖縄地盤調査	4
沖縄テクノリケート	4
(株)沖縄土木設計コンサルタント	4
沖縄地質調査業協会	5
(株)沖縄物理探査	6
奥村組土木興業(株)	6
基礎地盤コンサルタンツ(株)	6
(株)協和建設コンサルタント	7
(株)京和土建	7
錦城護謨(株)	7
(株)国建	8
(株)國場組	8
J F E商事(株)	8
(株)芝岩エンジニアリング	9
上城技術情報(株)	9
(株)白石	9
新構造技術(株)	10
(株)誠研舎	10
(株)ソイル	10
(株)大東エンジニアリング	11
(株)中央建設コンサルタント	11
(株)東京ソイルリサーチ	11
(株)南城技術開発	12
(株)日興建設コンサルタント	12
(株)不動テトラ	12
(株)ホープ設計	13
三井化学産資(株)	13
リウコン(株)	13
(株)ワールド設計、(株)海邦技研	14

営業種目 { 土木に関する企画・調査・測量・設計
施工管理・土質調査・業務全般



株式会社朝日建設コンサルタント

代表取締役会長 友利徹夫 代表取締役社長 比嘉武光
常務取締役 前里幸三 技術顧問 野里耕正

〒901-2133 沖縄県浦添市城間3丁目9番1号

☎(098)877-9110 FAX(098)876-8383

測量・建設・補償コンサルタント業

◆測量全般 ◆都市計画 ◆区画整理 ◆土木設計 ◆上下水道
◆農業土木 ◆補償業務 ◆土質調査 ◆施工管理



株式会社 アジア測量設計

代表取締役会長 松川清康

代表取締役社長 親川勇

〒901-2131 沖縄県浦添市牧港4丁目4番5号

TEL(098) 877-6738(代) FAX (098) 879-6607

登録 { ●建設コンサルタント（建15）第6410号・測量業第7・10745号
部門 { ●地質調査業（質14）第1712号
●土壤汚染状況調査環境大臣指定 環2003-1-739



株式会社
岩下建技コンサルタント

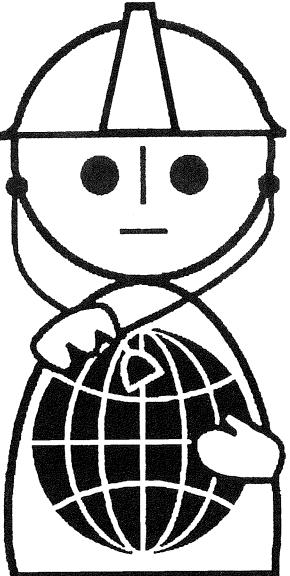
代表取締役 仲本政功 専務取締役 長堂嘉光

相談役 亀浜勇吉

本社 沖縄県浦添市前田2-19-16 宮古支店 電話/FAX (0980)72-6906

〒901-2102 電話 (098) 879-6489(代)

FAX (098) 877-0478



地球のお医者さん

OYO

応用地質株式会社 沖縄営業所
〒900-0025 那覇市壺川三丁目2番地6
TEL 098-855-3515 FAX 098-855-3530

株式
会社 **大富建設コンサルタント**

代表取締役社長 比嘉一郎
取締役常務 国吉真孝

本社／〒901-2133 沖縄県浦添市城間4丁目14番6号
電話 (098)877-8221(代表)
FAX (098)877-8260

土木資材、新工法のパイオニア

テクノロジーコア熱とワーク



岡三リビック株式会社 沖縄営業所

〒901-0305 糸満市西崎町5丁目10番地
TEL098-840-9360 FAX098-840-9361

【景観商品】

- ・ロックーステージ(人工岩)
- ・セラミックタイル
- ・モニュメント

【盛土工法】

- ・多数アンカー(垂直擁壁)
- ・ウェブソル(垂直擁壁)
- ・E P S(軽量盛土)
- ・テンサー(ジオグリッド)

【軟素材】

- ・ローマット
- (湿潤ベントナイトシート)
- ・ファブリフォーム(布製型枠)

建設コンサルタント・測量・地質・土質調査・施工管理



株式会社 沖 技

代表取締役会長 小波藏 政 良

代表取締役社長 照屋 義明

専務取締役 今村 重和

沖縄県浦添市勢理客4丁目17番11号（リウエンリースビル4階）

T E L (098)878-6575(代) F A X (098)876-7408

営業種目

建設コンサルタント業務・地質及び土質調査業務

測量業務・磁気探査業務・施工管理業務



合資会社 沖土質コンサルタント

建設コンサルタント業 (16)-6592号

国土交通大臣登録 測量業 (10)-4599号

地質調査業 (14)-1061号

代表者 大底 隆一

常務 知名 朝盛

本社：沖縄県浦添市勢理客四丁目21番6号 電話 (098)877-4583・879-4470

自然に優しく未来を見つめて
人と自然のハーモニーを奏でる

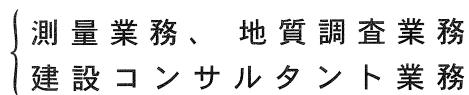


株式会社 沖縄建設技研

ISO9001

ISO14001

認証取得

営業種目 

代表取締役社長・技術士 砂川 徹男

〒901-2126 沖縄県浦添市宮城3丁目7番5-103号

TEL 098-876-4805 FAX 098-878-7230

国土交通省登録 地質調査業(質)15第2077号・測量業第(1)28705号
環境省指定機関 (環)2003-2-10

OJC(有)沖縄地盤調査

●土質試験 ●地質調査 ●磁気探査 ●測量 ●土木設計 ●施工管理 ●環境汚染対策調査

代表取締役 仲嶺茂

専務取締役 田港朝博 取締役土質部長 与那城健
取締役技術部長 兼本健二 統括技術責任者 祝嶺春一

本社 〒904-0103 沖縄県北谷町字桑江478-5 TEL (098)936-9955
ホームページ <http://www.otc.ne.jp/~ojc/> eメール ojc@otc.ne.jp

P H C バイル・R O D E X 工法及び各種杭工法の施工
テールアルメ工法・次世代型電線共同講 (C. C. BOX)
P C 壁体工法・S P C 工法 (軽量盛土工法)

沖縄テクノクリート株式会社

代表取締役社長 仲本幸文

本社/〒900-0003 沖縄県那覇市字安謝620番地 電話098-868-2522(代)
海邦工場/〒904-2162 沖縄県沖縄市海邦町3番地1 電話098-934-5512(代)

技術と誠意で地域社会の繁栄に貢献する

(社)沖縄県測量設計コンサルタント協会会員

登録部門
建設コンサルタント(建16) 第6635号
測量業(8) 第7313号
地質調査業(質) 17第1879号



株式会社 沖縄土木設計コンサルタント

代表取締役社長 比嘉弘政

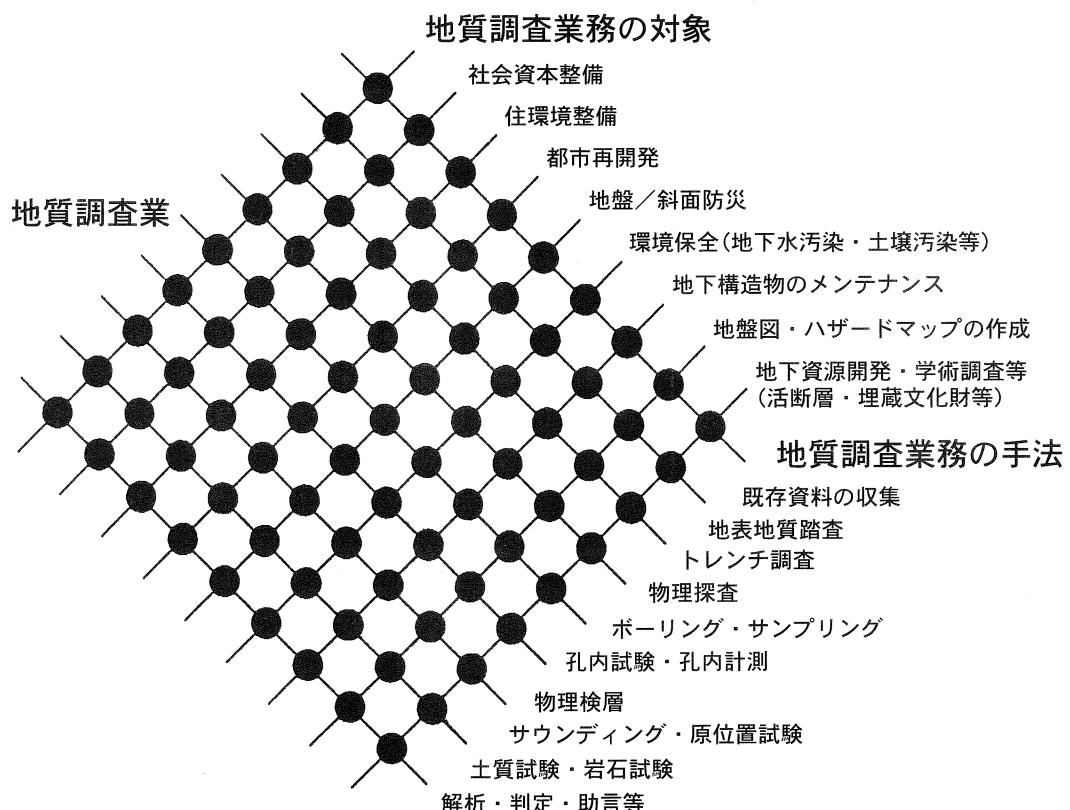
〒901-2131 沖縄県浦添市牧港2-54-2

☎ (098) 877-4634

FAX (098) 876-0759

E-mail:ods@nirai.ne.jp

地球時代の知識情報サービスを目指して
“To serve as a Geo-doctor/Geo-consultant”



社団法人 全国地質調査業協会連合会
沖 縄 県 協 会

〒901-2132 沖縄県浦添市伊祖3-44-3 日興ビル2F
電話 (098)871-1508・FAX (098)871-1509

- | | |
|-------------------|----------------|
| (株)岩下建技コンサルタント | (株)新生建設コンサルタント |
| 応用地質(株)沖縄営業所 | (資)新藤土質調査 |
| (有)大知企画コンサルタント | (株)大洋土木コンサルタント |
| 沖縄基礎(株) | 大和探査技術(株)沖縄営業所 |
| (株)沖縄土木設計コンサルタント | (株)日興建設コンサルタント |
| (株)協和建設コンサルタント | 琉球建設コンサルタント(株) |
| (株)東京ソイルリサーチ沖縄営業所 | |

磁気探査・地質・土質調査・測量設計

OGP 株式会社 沖縄物理探査

代表取締役 平 良 恒 男

〒900-0023 沖縄県那覇市字楚辺257番地7(たいらビル)

電話 (098)834-4547(代)

FAX (098)833-1319

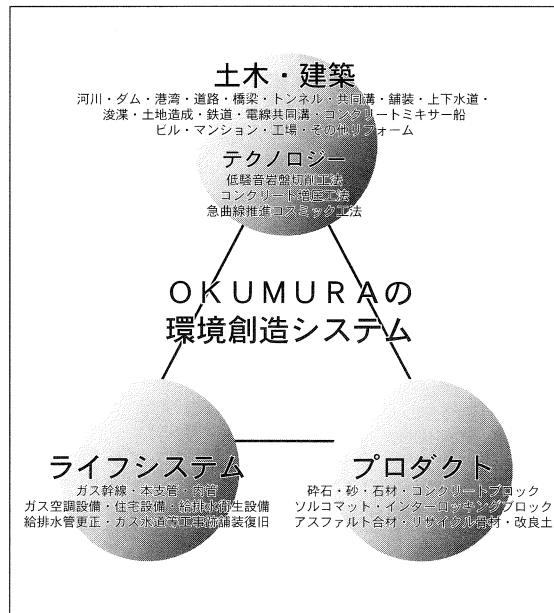
E-mail ogp-cho-sa@yacht.ocn.ne.jp



奥村組土木興業株式会社

本社
〒552-0016 大阪市港区三先1丁目11番18号
TEL. 06-6572-5301(代表)
<http://www.okumuradbk.co.jp>

支店・営業所
東京・横浜・埼玉・仙台・名古屋・京都・神戸・姫路
奈良・堺・和歌山・高松・徳島・広島・その他



コスト縮減はまず地盤から！！

コスト縮減は、地盤の有する力を生かさないと、進みません
(地盤の有する力を)的確に評価する、ノウハウを提供します

基礎地盤コンサルタンツ株式会社

九州支社長 田 上 裕 技 師 長 森 弘 光
技 術 部 長 調 修 二 沖 繩 事 務 所 盛 山 信 一

沖縄事務所 〒901-1204 沖縄県南城市大里字稻嶺2282-34番地

TEL: 098-852-7117 FAX: 098-852-7118

九州支社 〒814-0022 福岡県福岡市早良区原2丁目16番7号

TEL: 092-831-2511 FAX: 092-822-2393

営業種目

土木事業の調査・測量・計画・設計・施工監理
都市計画・上下水道・地質及び土質調査

株式会社 協和建設コンサルタント

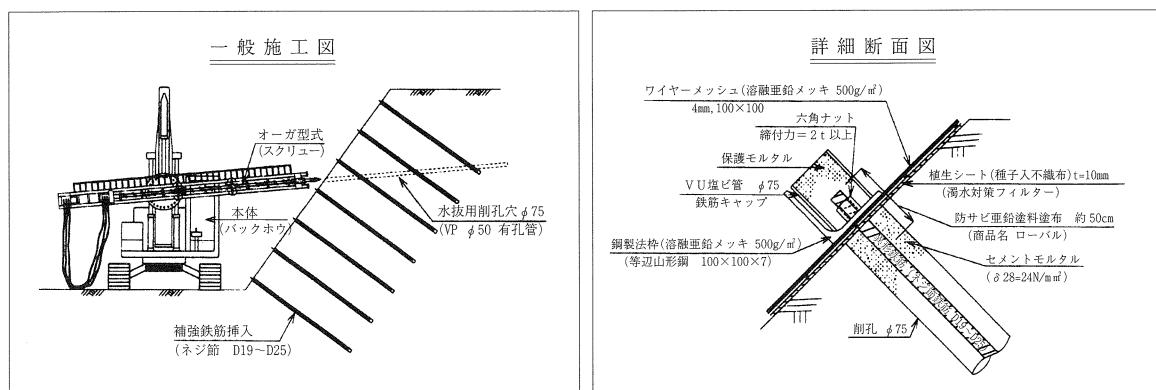
代表取締役社長 伸 村 起三郎

取締役会長 東 江 憲 六

取締役相談役 島 袋 定 雄

浦添市仲間1丁目22番7号 電話 (098) 879-5016

「補強筋法枠工」はコスト縮減・工期短縮・長期安定・景観保持に優れた法面保護工です



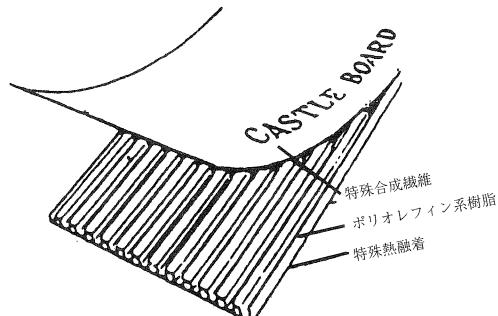
国土交通省新技術情報提供システム NETIS (登録NO. Q S-040031)
補強筋法面工協会
事務局

(株)京和土建 沖縄県那覇市識名290の21 TEL098-834-5143 FAX098-853-3865

プラスチックドレーン工法

キャッスルボード

大深度施工実績
中城湾地盤改良工事



沖縄地区・総代理店

株式会社 南興

〒903-0804 沖縄県那覇市首里石嶺町2の239
TEL (098) 884-2574 代
FAX (098) 886-2512



錦城護謨株式会社

本社・工場 〒581-0068 大阪府八尾市跡部北の町1丁目4番25号
TEL 0729 (92) 2321~9
東京支社 〒105-0004 東京都港区新橋5丁目19-2
TEL 03 (3433) 2631~3 (新橋森ビル4F)

建設コンサルタント

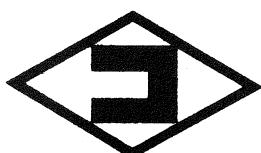
土質調査
測量
土木設計
建築設計
建築構造設計
電気・機械設備設計
環境調査
都市・地方計画
住宅相談
リゾート開発計画



株式会社 国建

<http://www.kuniken.co.jp>

本 社 〒900-0015 那覇市久茂地1-2-20 TEL(098)862-1106(代)
東京事務所 〒101-0031 東京都千代田区東神田2-6-5 TEL(03)5825-6011



株式会社 國場組

建設本部 品質マネジメントシステム 国際規格 ISO9001 : 2000 認証取得

代表取締役社長 國場 幸一

本 社 〒900-8505 沖縄県那覇市久茂地3丁目21番1号(國場ビル)
TEL(098)863-3141(代表) FAX(098)863-7989



JFE商事 株式会社

JFE

安全・信頼の補強土『テールアルメ』は幅広い用途に幅広く適応いたします。

緑化テールアルメ



橋台テールアルメ



水辺災害対策テールアルメ



民間造成テールアルメ



那覇営業所

〒900-0015
那覇市久茂地3-21-1
(國場ビル)
担当:松田

TEL:098-868-4975
FAX:098-868-5458

九州支店

〒812-0025
福岡市博多区店屋町
8-24(九効呉服町ビル)
担当:高田

TEL:092-283-0270
FAX:092-283-0277

テールアルメ工法の総合情報サイト テールアルメ ドットコム www.terrearamee.com

営業種目：建設コンサルタント業務・測量業務・地質調査業務
より快適・安全な環境(土木空間)をデザインする



代表取締役 上地竹芝 (土木)
会長 (3期) 代表取締役 与那霸強

取締役 友利龍夫 (土木)
技術本部長 (14期) 技術部次長 知花悟 (土木)
(20期)

技術部設計3課長 崎濱秀治 (土木)
(21期)

本社 〒901-2132 浦添市伊祖1丁目9番13号 ☎098(879)4325(代)

文明を創造する技術のネットワーク 建設コンサルタント

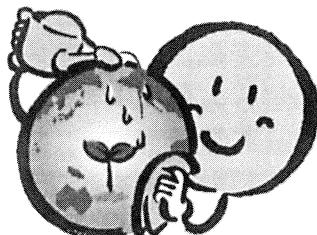
上城技術情報株式会社

代表取締役 宮城富夫

〒901-2226 沖縄県宜野湾市嘉数2丁目18番20号

TEL (098) 870-2227(代) FAX (098) 870-2230

E-mail jojoinn@ii-okinawa.ne.jp URL <http://www.jojoinn.co.jp/>



地球にスマイル

きっと技術でかなえられる。優しさの環境創造企業。



株式会社白石

沖縄営業所 〒901-2125 沖縄県浦添市仲西1-3-25

電話 098-874-5591

九州支店 〒812-0024 福岡県福岡市博多区網場町2-2(福岡第一ビル6階)

電話 092-263-0223

本社 〒101-8588 東京都千代田区神田岩本町1-14

電話 03-3253-9111 URL:<http://www.shiraishi.com>

—建設コンサルタント—

道路、橋梁、構造物診断、河川、トンネル、測量、地質、港湾、上下水道、都市計画

調査、計画、設計、試験、解析、施行管理



新構造技術株式会社

代表取締役社長 技術士 松村英樹 九州支店長 遠藤茂雄

本社：〒136-0071 東京都江東区亀戸1丁目42番20号(住友不動産亀戸ビル)
電話 03(5626)5811 FAX 03(5626)5822

九州支店：〒812-0012 福岡市博多区博多駅中央街8番36号(博多ビル)
電話 092(451)4281 FAX 092(451)5789

沖縄営業所：〒900-0015 那覇市久茂地1丁目7番1号(琉球リース総合ビル)
電話 098(941)1509 FAX 098(861)2792

営業品目

土質・地質・岩石力学試験機の製造販売・研究開発
主たる機種・土の物理試験器具・一軸圧縮試験機
三軸圧縮試験機・せん断試験機・圧密試験機
貫入試験機・コアキヤッチャーワンドサンプラー



株式会社 誠研舎

代表取締役社長 西山道夫 沖縄県担当：日暮秀光

〒110-0015 東京都台東区東上野1-28-5

Tel. 03-3834-4201 Fax. 03-3834-0825

URL <http://www.seikensha.com> E-mail:skc@seikensha.com

技術と信頼で、未来を築きます。

◆営業種目◆

土木・建築一式 各種アンカーアー工事
地盤改良・薬液注入 法面保護工事
海洋土木工事

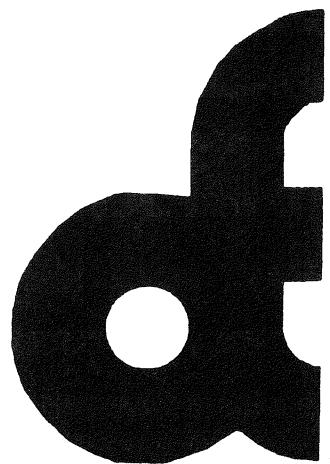


株式会社 ソイル

代表取締役社長 名嘉紀登

本社 沖縄県名護市東江5-5-35
〒905-0021 TEL 0980-51-0715 FAX 0980-51-0716
浦添事務所 沖縄県浦添市大平2-1-1
〒901-2113 TEL 098-878-5960 FAX 098-879-3778
メール info@jp-soil.com

確かに手応えを未来へ



株式会社
大東エンジニアリング

建設コンサルタント業・測量業・地質調査業

代表取締役社長
赤嶺太郎

〒901-2122 沖縄県浦添市勢理客四丁目16番9号
TEL (代表) 098-878-1381
FAX (代表) 098-876-0793

営業種目

道路計画・設計、橋梁・土木構造物調査・設計、施工管理
測量全般、地質・土質調査・試験、交通調査・計画、都市・地方計画



株式会社 中央建設コンサルタント

代表取締役会長 砂川晃章 副社長 小川綾太郎
代表取締役社長 砂川秀樹 技術顧問 比嘉定喜
(技術士)

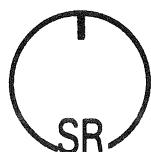
〒901-2126 沖縄県浦添市宮城5丁目12番11号
電 話 (098) 877-4390
F A X (098) 876-2661

●地質調査業者登録 ●建設コンサルタント登録 ●一級建築士事務所登録

●測量業者登録 ●計量証明事業登録 ●建設業許可

※原位置凍結サンプリング※動的大型三軸試験※中空ねじり試験

※構造物診断※地盤改良 (バイブロフロテーション)



株式会社 **東京ソイルリサーチ**

ISO・9001
認証取得

本 社 〒152-0021 東京都目黒区東が丘2-11-16 TEL03-3410-7221 FAX03-3418-0127

代表取締役 松崎賢三

沖縄営業所 〒901-2125 浦添市仲西3-15-2-203 TEL098-878-6299 FAX098-876-5512

所 長 吉森正文

環境にやさしく
自然美をモットーに土木設計業務に取り組む
自然との共生をめざす補強筋法枠工



株式会社 南城技術開発

代表取締役 城間敏夫
専務取締役 西平守清

本 社 〒902-0078 沖縄県那覇市識名1丁目4番16号 TEL (098) 836-4847
FAX (098) 888-1322
南風原支店 〒901-1117 沖縄県南風原町字津嘉山1642-1 TEL (098) 888-1551
<http://w1.nirai.ne.jp/nanjyou> E-mail:nanjyou@nirai.ne.jp



■営業種目■

建設コンサルタント業務・地質及土質調査業務
施工管理・磁気探査業務・測量業務・さく井工事業務

株式会社 日興建設コンサルタント

代表取締役 砂川惠常

本 社 〒901-2132 沖縄県浦添市伊祖3丁目44番3号
TEL(098) 877-1667 FAX(098) 877-0914
豊見城営業所 〒901-0242 沖縄県豊見城市字高安577
TEL (098) 856-1971
石垣営業所 〒907-0023 沖縄県石垣市石垣504
TEL (0980) 88-8415
E-mail:nkcn@nirai.ne.jp

—— これからの時代に欠かせないコンストラクションを。 ——

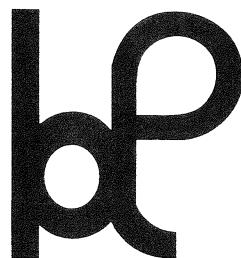
不動テトラ

FUDOTETRA

取締役社長 高橋昭夫
沖縄営業所長 石井隆行

東京本社／東京都中央区日本橋小網町6番1号 ☎(03)5644-8500
大阪本社／大阪市中央区平野町4丁目2番16号 ☎(06)6201-1121
沖縄営業所／沖縄県那覇市久茂地1丁目2番20号 ☎(098)862-7223

大地に希望を架ける



URL:www.hopedesign.co.jp

株式会社 ホープ設計

建設コンサルタント業務・測量業務
地質・土質調査業務・施工管理業務

代表取締役

高嶺哲夫

技術士（建設部門）

〒902-0064

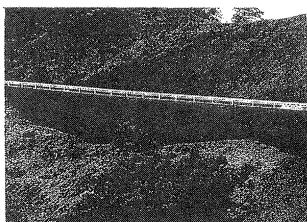
沖縄県那覇市寄宮3丁目3-5

寄宮市街地施設1F-1

☎098-836-7181 FAX836-7183

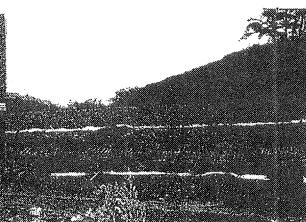
E-mail:tethuo-t@hopedesign.co.jp

補強土壁工法



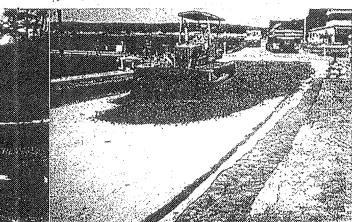
(テンソ FW 工法)

盛土排水性補強材



(タフネル RD)

軟弱路床・路盤分離材



(タフネル EX-R)



三井化学産資株式会社

福岡支店／〒810-0001 福岡市中央区天神2丁目14番13号（天神三井ビル）

TEL(092) 752-0766 FAX(092) 752-0769

沖縄営業所／〒900-0002 沖縄県那覇市曙2丁目27番4号（ペガサスマンション403号）

TEL(098) 868-5672 FAX(098) 869-7146

美ら島の自然をささえ未来を築く

日本工業規格表示認定工場・日本下水道協会認定工場

日本建築センター評定工場

主要製品 ●プレキャストプレストレスコンクリート製品（PHCパイプ・STパイプ・節杭）

●プレキャスト鉄筋コンクリート製品I類（ヒューム管）・推進管

●組立マンホール・90度擁壁・スリット溝・重圧管

●PCボックスカルバート・ILB製品・カラー平板

リウコ株式会社

代表取締役社長 喜納政敏

ISO 認証取得



FM67734 / ISO9001



QJ00661 / ISO9001

〒903-0103 沖縄県中頭郡西原町字小那覇1187番地

TEL (098) 945-3778(代)

FAX (098) 945-5065

<http://www.riukon.co.jp>

おかげ様で27年・地域文化に貢献する

W 株式会社 ワールド設計

C 株式会社 海邦技研

代表取締役 小林文男



2005年ISO9001:2000認証取得
W&Kグループ
(ワールド設計&海邦技研)

沖縄県浦添市安波茶1丁目32番13号大平インタービル内

ワールド設計 TEL(098)878-2215

海邦技研 TEL(098)874-2222

表紙写真説明文

伊良部大橋の概要

伊良部大橋は、宮古島と伊良部島を結ぶ事業延長6,500m（本橋部3,540m）の離島架橋です。昭和49年に当時の伊良部村が架橋要請活動を始めて以来、継続的な要請活動が展開され、平成13年度からは着工準備調査を実施してきました。現在、仮桟橋工事を進めており、平成24年度の完成を目指し整備を行っています。完成後は、医療・教育環境の改善、生活環境や福祉の向上及び地域振興に大きく寄与するものと期待されています。

第19回 沖縄地盤工学研究発表会 講演概要集

2006年11月30日発行

編集 第19回沖縄地盤工学研究
発表会実行委員

発行 沖縄地盤工学研究会
〒903-0213
沖縄県西原町字千原1
琉球大学工学部環境建設工学科
TEL (098) 895-8672

印刷 有限会社 金城印刷
〒901-0305
沖縄県糸満市西崎町5丁目9-16
TEL (098) 995-0001
FAX (098) 994-9886