

第 22 回沖繩地盤工学研究発表会 講演論文集

Annual Meeting Papers of Okinawa Geotechnical Society, 2009

2009 年 11 月 19 日（木）

琉球大学研究者交流施設・50 周年記念館

主催：沖繩地盤工学研究会，地盤工学会九州支部

共催：沖繩県地質調査業協会

第 22 回 沖縄地盤工学研究発表会 目次

セッション 1

沖縄本島における地すべり・崩壊事例について	1
上原地盤工学研究所 すべり・崩壊分科会	
○田場 邦男(ホープ設計)・神谷 元一(北斗設計)	
川満 一史(沖縄設計センター)・平良 聡(沖技)	
宮城 健(上城技術情報)	
地すべり安定解析 $c' - \tan \phi'$ 図に及ぼす縦断面形状要素の影響	3
○木村 匠(鹿児島大学)・宜保 清一・中村 真也(琉球大学)	
地すべり安定解析への測定せん断強度の活用	
— 森川および富盛地すべり —	5
中村 真也(琉球大学)・木村 匠(鹿児島大学)	
○江口 佑人(琉球大学)	
Residual Friction Coefficient of a Landslide Soil under Increased Shear Rates: A preliminary Study with Kamenose and Miaowan landslide soils	7
○ Shriwantha Buddhi Vithana・Seiichi Gibo・Shinya Nakamura	

セッション 2

宮古島産土質材料を用いた空洞充填材の特性	9
○和田 幸二郎・杉浦 乾郎・石合 伸幸・坂本 昭夫(飛島建設)	
渡嘉敷 直彦(琉球大学)	
空洞を有する琉球石灰岩層の空洞安定化対策前後における	
静的・動的安定性評価と施工管理モニタリングについて	11
アイダン オメル(東海大学)・○渡嘉敷 直彦(琉球大学)	
田野 久貴(日本大学)・湖城 清(糸満市)	
照屋 優(大洋土木コンサルタント)	

沖縄県の赤土を補強土壁工法の盛土材に 使用する際の留意点とご提案	17
○佐原 邦朋(ヒロセ株式会社)・今田 尊徳(日本地研株式会社)	
石炭灰を混合した浚渫土造粒地盤材料の 繰返し非排水せん断特性に関する研究	23
○与那原 利行(合資会社)・原 久夫(琉球大学)	
松本 新一(合資会社)	
真栄田 義安・渡久地 博之(沖縄環境分析センター)	
金城 和良(有限会社 三友)	

沖縄本島における地すべり・崩壊事例について

上原地盤工学研究所 すべり・崩壊分科会

○ 田場邦男（株）ホープ設計、神谷元一（株）北斗設計、川満一史（株）沖縄設計センター）
平良 聡（株）沖技、宮城 健（上城技術情報（株））

1. はじめに

沖縄本島は、北部に急峻な山地を形成し、中南部では過去の造山活動に伴う亀裂を多数介在する軟質岩の島尻層群・泥岩を基盤とするなど、地すべり発生の要素を有している。

このような地形地質構造と、戦後及び復帰後の開発行為によって、地すべり・崩壊などの土砂災害が多数発生し、安全・安心な暮らしの確保が急務とされてきた。

しかし、沖縄県内における地すべり・崩壊事例の分析資料が少なく、事業執行前に地すべり・崩壊対策を企画・立案する上で、我々建設技術者は苦慮しているのが実状である。

そこで、上原地盤研究所 すべり・崩壊分科会では、対策工の企画・立案に活用可能な情報を得る目的で、沖縄本島における地すべり・崩壊事例の収集・分析を試みた。

本文では、これらの分析結果について報告する。

2. 分析に用いたデータ（事例）の内容

分析に用いたデータは、すべり崩壊の形状をはじめとする、表-1 に示す情報を収集した。また、当分科会で分析・報告した資料（平成12年¹⁾・平成15年²⁾）も加えた“57の事例”を用いて分析を試みた。

表-1 分析に用いたデータ（事例）の内容

番号	資料・施設名称	位置	地質区分	平面形状		断面形状			必要抑止力 (kN/m)	すべり面決定根拠	概算工事費 (千円)
				幅 (m)	長さ (m)	最大すべり層厚 (m)	すべり面勾配 (°)	斜面勾配 (°)			
1	県道〇〇号	糸満市〇〇	島尻層群泥岩	73	47	6.0	26.0	26.0	161.7	ボーリングコア	39,912
2	〇〇地区	南風原町〇〇	〃	63	56	5.5	22.0	22.0	151.6	歪計	44,916
3	〇〇〇学校	沖縄市〇〇	〃	40	53	4.0	12.0	12.0	110.0	ボーリングコア	26,245

3. 分析結果

3-1 すべり・崩壊形状に係る分析

すべり・崩壊の基礎資料である、幅 (W) と長さ (L) の関係を図-1 に示す。

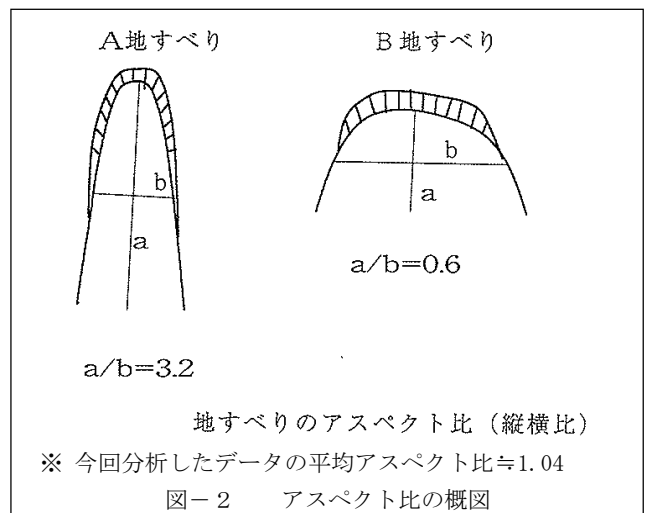
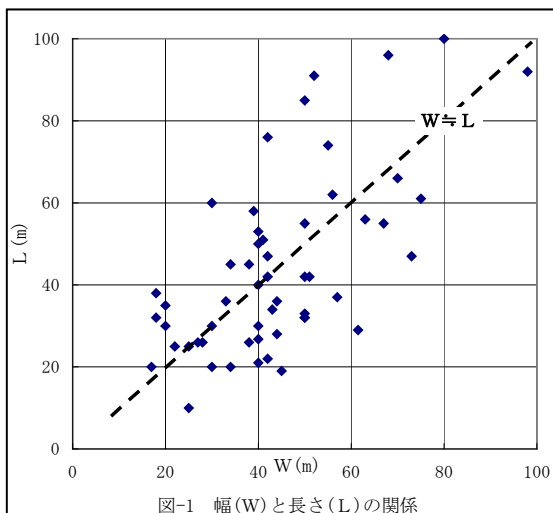


図-1に示した幅 (W) と長さ (L) の関係より、次の特徴点が抽出された。

①地すべりの幅 (W) と長さ (L) は、 $W \approx L$ を中心に分布している。

②図-2に示すアスペクト比 (縦横比) を今回のデータに照合した結果、平均値 ≈ 1.04 を示した。

③表-2に示す研究事例³⁾から、沖縄県内の地すべり・崩壊は、継続性が低い単発的な動きが多いことを示唆している。

一方、幅 (W)・長さ (L)・最大すべり深さ (D) および斜面勾配 (θS)・すべり面勾配 (θL) との関係を図-3～5に示し、得られた特徴点を次にまとめた。

表-2 アスペクト比と地すべりの動き³⁾

アスペクト比	構成物	地すべりの動き
1～2	岩石が多い	継続的には動かない
3～5	岩石と粘土が混じる	動く可能性がある
5以上	粘土が多い	継続的、断続的に動く

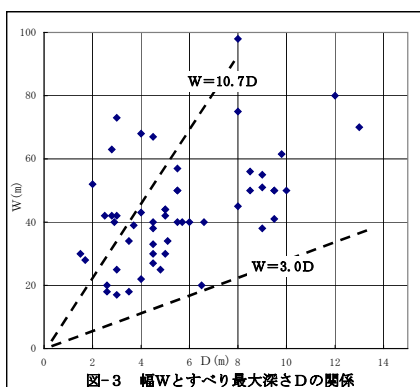


図-3 幅Wとすべり最大深さDの関係

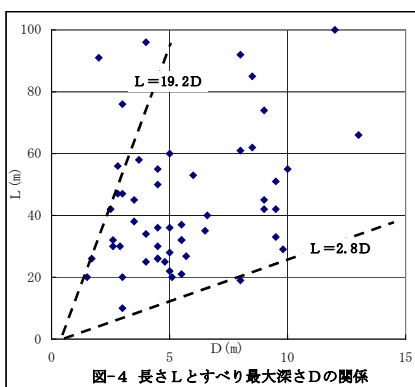


図-4 長さLとすべり最大深さDの関係

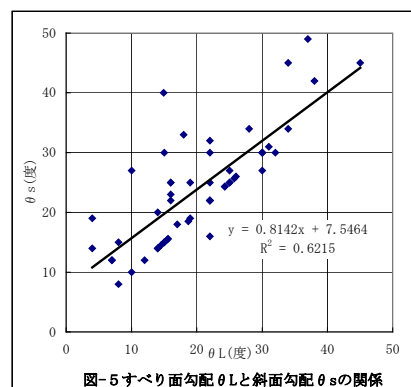


図-5 すべり面勾配 θL と斜面勾配 θS の関係

- 図-3に示すWとDの関係は、若干バラツキを呈するが、概ね「南西日本の地すべりを対象とした研究事例」⁴⁾の範囲内に入る。
- 図-4に示すLとDの関係も、図-3同様にバラツキがみられるが、大半が上述した研究事例⁴⁾の範囲内に入る。
- 図-5の θS と θL は、前回の報告²⁾同様に $\theta S \approx \theta L$ の相関が認められる。

3-2 対策工企画・立案に係る情報分析

対策工企画・立案に係る情報分析を図るため、すべり層厚(D)と必要抑止力(Pr)の関係を図-6に、必要抑止力(Pr)と概算工事費(¥)の関係を図-7に示すが、いずれも相関性が認められる結果が判明した。

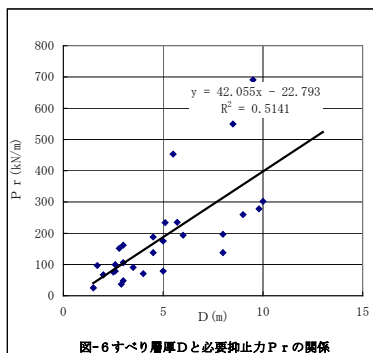


図-6 すべり層厚Dと必要抑止力Prの関係

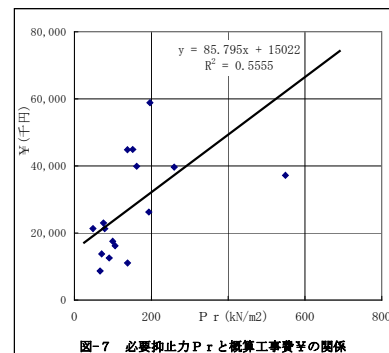


図-7 必要抑止力Prと概算工事費¥の関係

4. おわりに

今回は、これまでの分析結果に新たな情報を加え、分析の再整理を実施した。今後、データの収集・分析を積み重ねることによって精度が高まり、対策工の企画・立案に反映できるものとする。

参考文献

- 我那覇忠男・他「沖縄県内におけるすべり・崩壊事例について」第13回沖縄地盤工学研究発表会・講演概要集
- 我那覇忠男・他「島尻泥岩におけるすべり・崩壊事例について」第16回沖縄地盤工学研究発表会・講演概要集
- 鹿島出版会・「地すべり山くずれの知識」pp.37～38, 2008
- (社)日本地すべり学会・「地すべり 地形的地質的認識と用語」pp.18～19, 2004

地すべり安定解析 $c - \tan$ 図に及ぼす縦断面形状要素の影響

鹿児島大学大学院連合農学研究科
琉球大学農学部

木村 匠
宜保 清一
中村 真也

〃

1. はじめに

本研究では、地すべりの形状や規模、斜面勾配、地下水位等の $c - \tan$ 図および地すべり推力に及ぼす影響を定量的に評価し、すべり面および地下水面の位置確定の重要性をより明確に示すことを目的として、モデル地すべりを用いて、地すべり斜長 L 、地すべり層厚 $D\cos$ 、斜面勾配 θ および地下水位と $c - \tan$ 図の変化の関係を明らかにするとともに、すべり面平均強度定数 (\bar{c} , $\bar{\tau}$) の変動および地すべり推力の変化についても分析を行った。

2. $c - \tan$ 図と影響要素の関係

地下水の影響については2.4で詳述するので、2.1~2.3では地下水なしに限定した。

2.1 地すべり斜長 L の影響

$\theta = 20^\circ$ のモデル地すべりを用いて、 $L = 50, 100, 200, 300, 400, 500\text{m}$ に設定し、 $D\cos$ を 10m と 20m について検討した。 $D\cos = 10\text{m}$ と 20m の両者において、 c 軸切片 (以下 c) および \tan 軸切片 (以下 \tan) は L の増大に対して変化が小さく、 θ は変化がわずかであった。

2.2 地すべり厚 $D\cos$ の影響

$L = 100\text{m}$ のモデル地すべりを用いて、 $D\cos$ を $5, 10, 15, 20, 25\text{m}$ および $\theta = 10^\circ$ と 20° に設定し、地下水なしと地下水地表面のそれぞれの場合について $c - \tan$ 図を作成した。図-1に c , \tan および θ と $D\cos$ との関係を示した。 $\theta = 10^\circ$ および $\theta = 20^\circ$ のいずれにおいても、 c は $D\cos$ の変化に対して増大傾向を示し、その増分は $\theta = 20^\circ$ の場合により大きくなった。 \tan は $D\cos$ に対して、 $\theta = 10^\circ$ と 20° の両者で変化が小さかったが、 $\theta = 20^\circ$ は $D\cos$ の増大に伴って減少した。 $c - \tan$ 図において $D\cos$ の影響は c と \tan に顕著に現れるが θ に対しては小さいと言える。

2.3 斜面勾配 θ の影響

$L = 100\text{m}$ のモデル地すべりを用いて、 θ を $10^\circ, 15^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ$ に設定し、 $D\cos = 10\text{m}$ と 20m について検討した。 c は $D\cos = 20\text{m}$ の場合に $D\cos = 10\text{m}$ におけるより2倍近く大きく、 θ の増大に伴う増分が大きかった。 \tan は、 $D\cos = 10\text{m}$ および 20m の双方において、 θ の増大に対して増加した。 $c - \tan$ 図において θ の影響は、 c と \tan に顕著に現れるが、 θ には変化がない。

2.4 地下水の有無の影響

地下水の有無による c , \tan および θ の変化を各モデル地すべりより捉えた。 c は、地下水地

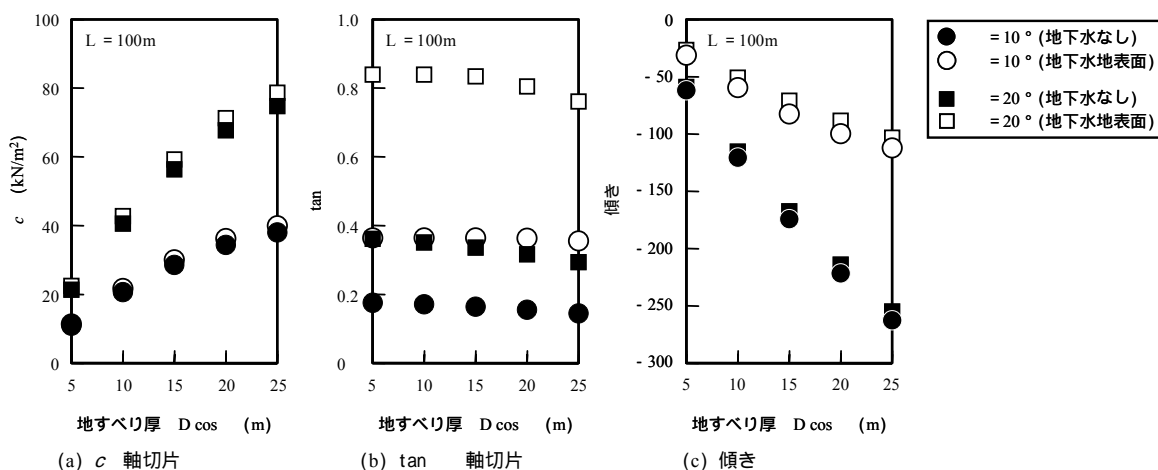


図-1 $c - \tan$ 線の c 軸切片, \tan 軸切片および傾き と地すべり厚 $D\cos$ の関係

表面の場合に幾分大きくなった(例, 図 - 1 (a))。 \tan においても, 地下水地表面の方で大幅な増大を示し, c が大きいほどその増分は大きくなった(例, 図 - 1 (b))。同様に $D \cos$ も地下水地表面においてより大きく, $D \cos$ が大きいほどその増分は大きくなった(例, 図 - 1 (c))。すなわち, 地下水の上昇があると, $c - \tan$ 線の変化は, \tan 軸切片に顕著に現れる。

3 地下水面およびすべり面の位置の違いとすべり面平均強度定数およびすべり推力の変化

3.1 すべり面平均強度定数の変動

地下水位の 1m の違いに対する \bar{c} , $\bar{\alpha}$ の変動を, $L = 30\text{m}$, $D \cos = 5\text{m}$ および $L = 100\text{m}$, $D \cos = 20\text{m}$ のモデル地すべりについて検討した。 \bar{c} , $\bar{\alpha}$ については, 地すべりの垂直層厚から \bar{c} を仮定し, $\bar{\alpha}$ を決定した(中村二郎, 1978; 農業土木学会, 2004)。 $\alpha = 10^\circ$ および 20° とし, 地下水位を地表面から 1m ピッチで低下させて得た $c - \tan$ 図より \bar{c} , $\bar{\alpha}$ を求めた(表 - 1)。 $\bar{\alpha}$ と地下水位の 1m の違いに対する変動量 $\Delta \bar{\alpha}$ は, $\alpha = 10^\circ$ に比べて 20° の場合で大きく, 地下水位が高いほど(地下水位が地表面に近いほど)大きくなる。 $\bar{\alpha}$ は, $L = 30\text{m}$, $D \cos = 5\text{m}$, $\alpha = 20^\circ$ の場合に大きく, $L = 100\text{m}$, $D \cos = 20\text{m}$, $\alpha = 10^\circ$ の場合に小さい。地下水位の 1m の違いは, L が小さく, $D \cos$ が急で, 地下水位の高い地すべりにおいて, $\bar{\alpha}$ に大きく影響することが分かる。

表 - 1 地下水面の位置の違いに対するすべり面平均強度定数の変動量 (\bar{c} , $\bar{\alpha}$)

		$\alpha = 10^\circ$		$\alpha = 20^\circ$	
地すべり 斜長 (L) (m)	地下水位 (m)	$\bar{c} = 5.1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ として得た ($^\circ$)	変動量 ($^\circ$)	$\bar{c} = 5.3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ として得た ($^\circ$)	変動量 ($^\circ$)
(a) $D \cos = 5\text{m}$					
30	地表面	9.8		30.8	
	-1	7.3	-2.6	23.3	-7.5
	-2	5.8	-1.5	18.8	-4.5
	-3	5.0	-0.9	16.0	-2.8
	-4	4.4	-0.6	14.2	-1.8
	-5	4.1	-0.3	13.2	-1.0
(b) $D \cos = 20\text{m}$					
地すべり 斜長 (L) (m)	地下水位 (m)	$\bar{c} = 20.3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ として得た ($^\circ$)	変動量 ($^\circ$)	$\bar{c} = 21.3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ として得た ($^\circ$)	変動量 ($^\circ$)
100	地表面	9.0		29.5	
	-1	8.3	-0.8	27.5	-2.0
	-2	7.6	-0.7	25.6	-1.8
	-3	7.0	-0.6	23.9	-1.7
	-4	6.6	-0.5	22.3	-1.6
	-5	6.2	-0.4	20.9	-1.4
	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
	-10	⋮	-0.2	⋮	-0.7
	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
	-20	⋮	0.0	⋮	-0.2

3.2 すべり推力の変化

すべり面の位置の 1m の違いについての検討には, $L = 30\text{m}$, 100m および 500m のモデル地すべりを用いた。 α を 10° および 20° とし, すべり面の浅い場合と深い場合について, すべり面位置の 1m の違いによるすべり推力の変化を調べた。 L , $D \cos$ および $D \cos$ とすべり推力を示す(地下水地表面)。 $L = 30\text{m}$, $\alpha = 20^\circ$ のモデル地すべりにおいて 地すべり層厚 $D \cos = 5\text{m}$ の場合, すべり推力は 614.6kN/m で, $D \cos = 6\text{m}$ とすると 706.1kN/m となった。推力の変化量は 91.6kN/m で, 変化率(変化量を前者(614.6kN/m)で除し, 百分率で表したものは)は 15% であった。 $D \cos = 10\text{m}$ の場合, すべり推力は 940.8kN/m で, $D \cos = 11\text{m}$ とすると 969.9kN/m となった。推力の変化量は 29.1kN/m で, 変化率は 3% であった。 α が 10° と小さい場合は, 地すべり層厚の 1m の増加に伴う推力の変化量は小さくなり, 変化率はほぼ同じであった。 $L = 500\text{m}$, $\alpha = 20^\circ$ のモデル地すべりにおいては, $D \cos = 20\text{m}$ の場合, 推力の変化量は 2234.6kN/m で変化率は 5% であった。また, $D \cos = 40\text{m}$ の場合, すべり推力の変化量は 2108.2kN/m , 変化率は 2% であった。 $\alpha = 10^\circ$ の場合の推力の変化の様相は, $L = 30\text{m}$ と同じ傾向であった。すべり面位置の 1m の違いによるすべり推力の変化量は L および $D \cos$ が大きい場合に大きくなり, 変化率は L および $D \cos$ が小さい地すべりにおいて大きくなった。後者のような地すべりでは, すべり推力が 15% 近くも変化し, すべり面の違いの影響が特に大きいことが分かった。

参考文献

中村二郎 (1978), 山海道, pp.316-317. 農業土木学会 (2004): (社) 農業土木学会, pp.172-181.

地すべり安定解析への測定せん断強度の活用

森川および富盛地すべり

琉球大学農学部

中村 真也

〃

宜保 清一

鹿児島大学大学院連合農学研究科

木村 匠

琉球大学農学部生産環境学科

江口 佑人

1. はじめに

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。合理的な地すべり防止対策を行うためには、安定度評価に際し、すべり面付近土・岩の強度を把握して適切なすべり面平均強度定数（平均粘着力 \bar{c} 、平均内部摩擦角 $\bar{\phi}$ ）を決定することが重要であるが、一般的には、地すべりの垂直層厚より \bar{c} を仮定して $\bar{\phi}$ を逆算して求めている（中村二郎，1978；農業土木学会，2004）。一方、すべり面の状態が勘案されていないこの手法は、土質力学的根拠に乏しいとしてせん断試験結果を安定解析に活用する試みがなされている（例えば、宜保ら，1986）。しかし、測定試験により得られたピーク、完全軟化および残留強度の単独適用では、ほぼ停止している地すべりにおいて計算された F_s が 1 を大きく上回ったり、下回ったりする場合も多い（例えば、Skempton，1964）。その理由のひとつとして、すべり面の状況は全体で一様でなく（宜保ら，2000；中村ら，2004）、それらを解析に反映させていないことが考えられる。

本研究では、島尻層群泥岩分布地域におけるすべり形態の異なる森川および富盛地すべりについて、すべり形態およびすべり面状況を勘案し、試験で得られたせん断強度を活用して安定解析を行った。

2. せん断強度を活用した安定解析結果

2.1 森川地すべり

本地すべりは、沖縄本島中部の西原町の沖縄自動車道西原 IC より出口に面した切土斜面で発生した初生地すべりである。本地すべりは、沖縄自動車道建設に伴い造成された切土斜面が不安定化したものである。切土後の応力解放により破碎泥岩層の弱化が進行したことが地すべり発生の主因と考えられる。地すべりは、平成 19 年 8 月 11 日の集中降雨 194mm（浦添市当山）を誘因として発生し、その後の 182mm の連続降雨（12 月 19 日から 25 日）と 118mm（12 月 21 日）の集中降雨により変状が拡大した。地すべりの規模は、長さが約 50m、幅が上方部で約 15m、下方部で約 30m、斜面勾配が約 30°であった（図 - 1）。地すべりの頭部にある擁壁や構造物の一部には引張亀裂や段差等の変状が現れていた。12 月中旬には頭部の変状が拡大（破断、断裂、滑落段差等を形成）し、末端の沖縄自動車道に隣接するのり面尻には圧縮亀裂が生じた。すべりブロック中腹部のボーリングコア（Bv-5）より、泥岩は深度約 7m まで風化～強風化状態で、7～10m は

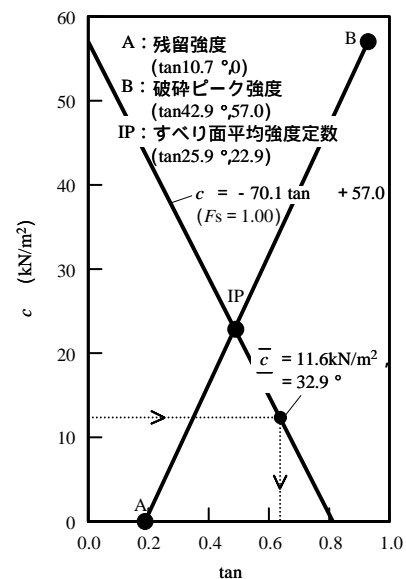
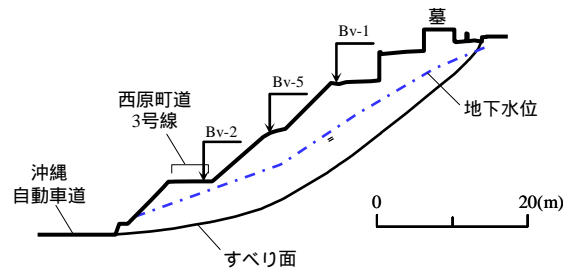


図 - 1 森川地すべりの縦断面図および $c - \tan$ 図

破碎状態にあり，10m 以深は N 値 50 以上の弱風化状態であった。すべり面は破碎泥岩ゾーンの深度約 10m に位置している。リングせん断試験（宜保，1994）により，完全軟化強度 $\phi_{sf} = 29.9^\circ$ および残留強度 $\phi_r = 10.7^\circ$ ($c = 0$) が，三軸圧縮 (CU) 試験（地盤工学会，2000）により破碎泥岩のピーク強度 $c_f = 11.1\text{kN/m}^2 \sim 57.0\text{kN/m}^2$ ， $\phi_f = 29.0^\circ \sim 42.9^\circ$ が得られた。図 - 1 に地すべりの縦断面図および $c - \tan$ 図を示す。すべりブロック全体で移動量が小さいことと，ボーリング調査によりすべり面の泥岩は破碎状態にあることから，破碎泥岩のピーク強度 ($c_f = 57.0\text{kN/m}^2$ ， $\phi_f = 42.9^\circ$) と残留強度 ($\phi_r = 10.7^\circ$) の関与を想定した。「残留係数を導入した安定解析法」(宜保，1996) により， $R = 0.60$ ， $\bar{c} = 22.9\text{kN/m}^2$ ， $\bar{\phi} = 25.9^\circ$ が算定された(図 - 1)。垂直層厚から \bar{c} を仮定した場合 $\bar{c} = 11.6\text{kN/m}^2$ ， $\bar{\phi} = 32.9^\circ$ が得られた。 $\bar{c} = 11.6\text{kN/m}^2$ は，すべり面は破碎泥岩ゾーンであることと合致するが，強度定数を活用した場合より小さい。

2.2 富盛地すべり

本地すべりは沖縄本島南部の八重瀬町（旧東風平町）富盛に位置し，平成 17 年 6 月 17 日に総降雨量 401mm（6 月 11 日から 17 日，八重瀬町字東風平地先）の集中豪雨を誘因として発生した。地すべりは 2 つのブロックが隣接しており，1 ブロックの規模は長さが約 70m，幅が約 30m，滑落崖の高さが約 2m で，2 ブロックの規模は長さが約 70m 幅が約 35m，滑落崖の高さが約 3m であった(図 - 2)。ここでは 1 ブロックについて検討していく。地すべりは周囲を石灰岩大塊に囲まれ，かつ移動体の粘性土中に石灰岩大塊を伴い，再活動型崩積土地すべり()に類別されている(宜保ら，2009)。地すべりは 6 月 17 日にブロック頭部で急激な変状を生じ，数時間で 2m 程の滑落崖を形成し 町道は通行不能となった。

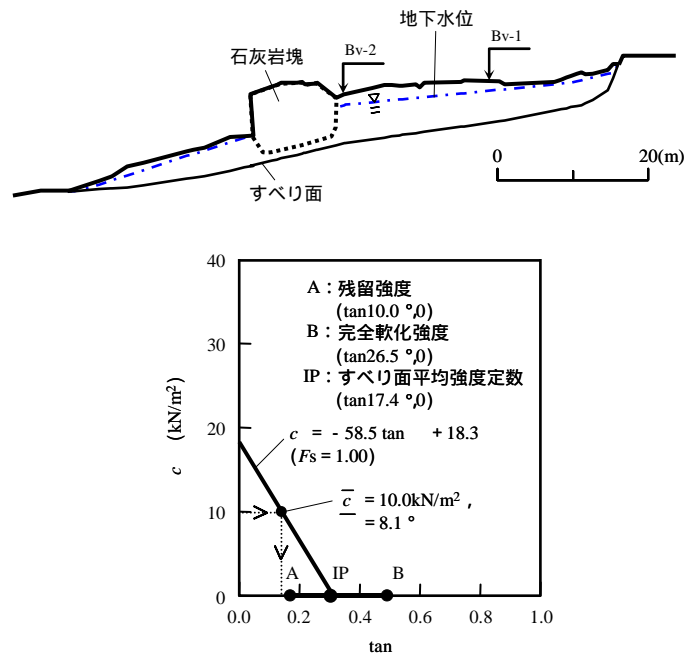


図 - 2 富盛地すべりの縦断面図および $c - \tan$ 図

中腹部では隆起現象が，末端部では押出等が見られた。さらに翌日の朝までに 1 ブロックは 5m 程水平移動していた。すべりブロック上方部のボーリングコア (Bv-1) において，深度約 5m に明瞭な鏡肌面が認められた。中腹部のボーリングコア (Bv-2) においては，深度 6m までは石灰岩礫混じり粘性土層（平均 N 値 < 3）が，6m 付近に完全軟化状態粘土が認められ，それ以深は固結度の低い泥岩層（平均 N 値約 13）であった。リングせん断試験により， $\phi_{sf} = 26.5^\circ$ および $\phi_r = 10.0^\circ$ が得られた。図 - 2 に地すべりの縦断面図および $c - \tan$ 図を示す。ボーリング調査により，すべりブロック上方部のすべり面には鏡肌面が，下方部のすべり面には完全軟化状態粘土が認められたことから，上方部では残留強度 ($\phi_r = 10.0^\circ$) の，下方部では完全軟化強度 ($\phi_{sf} = 26.5^\circ$) の関与を想定した。「残留係数を導入した安定解析法」を適用し， $R = 0.58$ ， $\bar{c} = 0\text{kN/m}^2$ ， $\bar{\phi} = 17.4^\circ$ を得た(図 - 2)。この $R = 0.58$ は上方部で鏡肌面が，中腹部で完全軟化粘土が見られたことと合致する。垂直層厚から \bar{c} を仮定した場合， $\bar{c} = 10.0\text{kN/m}^2$ ， $\bar{\phi} = 8.0^\circ$ が得られ， $\bar{\phi} = 8.0^\circ$ は $\phi_r = 10.0^\circ$ より小さい。

参考文献

宜保清一 (1994): 地すべり, 31(3), pp.24-30. 宜保清一 (1996): 地すべり, 33(2), pp.46-50. 宜保ら (2009): 地すべり, 46(3), pp.1-9. 宜保ら (2000): 土と基礎, 48(8), pp.9-12. 宜保ら (1986): 地すべり, 23(3), pp.15-20. 地盤工学会 (2000): 地盤工学会, pp.441-545. 中村二郎 (1978), 山海道, pp.316-317. 中村ら (2004): 農業土木学会論文集, 53(4), pp.11-13. 農業土木学会 (2004): (社) 農業土木学会, pp.172-181. Skempton, A. W. (1964): Géotechnique, 14(2), pp.77-101.

Residual Friction Coefficient of a Landslide Soil under Increased Shear Rates: A preliminary Study with Kamenose and Miaowan landslide soils

Shriwantha Buddhi Vithana¹, Seiichi Gibo², Shinya Nakamura²

¹The United Graduate School of Agricultural Sciences, Kagoshima University, Kagoshima, Japan

²Faculty of Agriculture, University of the Ryukyus, Okinawa, Japan

Introduction

Which shear speed to use in drained ring shear tests is largely an educated determination and a compromise between related data in research literature on one hand and time limitations on the other, as exemplified by vastly different shear rates employed by researchers the world over. Skempton (1985) had found that shear rates that are 100 times faster than the commonly used rate of 0.01 mm/min produced higher residual shear strengths for clays. However, Eid *et al* (1999) found that the residual strength of reinforced geosynthetic clay liner is not affected by an increase of shear rate up to 10 mm/min. This paper discusses the recorded variation of residual friction angle in tests conducted on soil samples subjected to long displacement shear under selected shear rates up to 7 times faster than 0.01 mm/min. The variation of residual friction coefficient of soil with the change of ring shear rate is performed on soil samples obtained from the Kamenose landslide as the test specimens.

Materials and Methods

The 425 μm fraction of the soil was made in to a slurry and the sample was packed into the shear box of the ring shear apparatus described by Gibo *et al* (1987) & Gibo (1994). The sample was sheared until the residual state was attained under different shear rates of 0.01-0.07 mm/min.

Results and Discussion

Figure 1 shows the large displacement shear behaviour under the different shear rates used. Among the six shear rates employed in the study, the friction coefficient has been highest under the lowest shear rate and lowest under the highest shear rate. Fig. 2 shows the variation of residual friction coefficient against the change of shear rate. The recorded lowest residual friction coefficient values for the shear rates of 0.01, 0.02, 0.03, 0.04, 0.05, and 0.07 per minute are 0.123, 0.121, 0.120, 0.116, 0.117 and 0.114, respectively. It is clear from the graph that there is a slight decreasing trend in the friction coefficient values, as they progress from the lowest to the highest shear rate. Skempton (1995) argued that the increase of residual shear strength at 100 times faster shear rates could be due to the disturbance of originally ordered structure, producing what may be termed as turbulent shear in contrast with sliding shear. However, the maximum difference of friction coefficient between the lowest and the highest shear rates in this study is 0.009, which translates into a frictional angle difference of 0.51°. This slight decrease in the friction coefficient could result from slight elevations of pore water pressures due to increased rate of shearing without much disturbance to the originally ordered structure during the residual shear stage. As for the results of the Miaowan sample, the current data suggest that the variation of its shear behaviour at different shear rates is somewhat unclear. It has resulted in slightly variable residual shear strength data within the same shear rates checked so far. Considering the fact that Miaowan is predominantly a silty-sandy soil, and the resulting geometric disturbance that occur due to pushing and climbing of particles during shear, denoted by contributive fraction (ϕ'_g) to the overall residual angle, ϕ' , could perhaps be the reason for this variation (Terzaghi, Peck & Mesri, 1996).

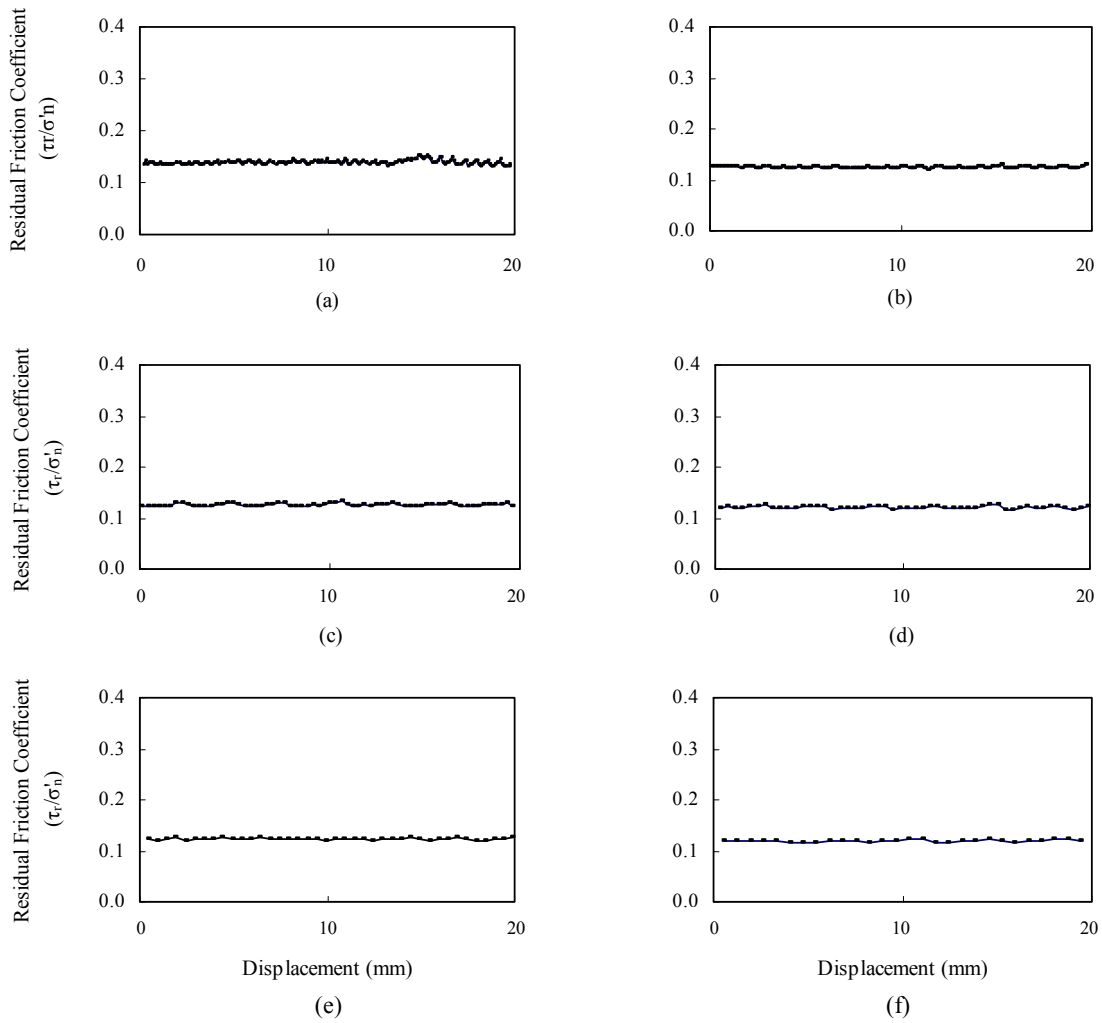


Fig. 1. Residual Friction Coefficient under long displacement and shear rates of (a) 0.01 mm/min (b) 0.02 mm/min (c) 0.03 mm/min (d) 0.04 mm/min (e) 0.05 mm/min and (f) 0.07 mm/min

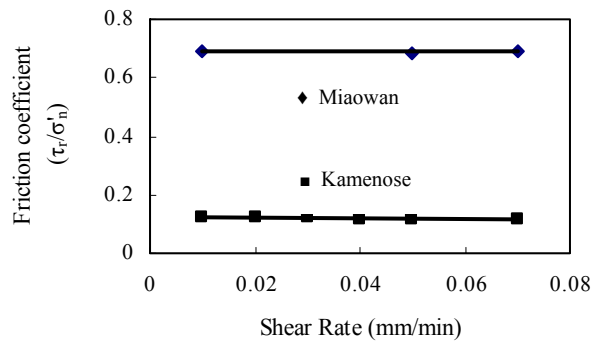


Fig. 2. Variation of residual friction coefficient against shear rate

References

- Bishop *et al* (1971). *Geotechnique* **21** (4), 273-328; Gibo *et al* (1987). *Can Geotech J*, **24**, 456-462; Gibo (1994). *J. of the Japan Landslide Soc.* **31** (3), 24-30; Frydman *et al* (2007): *Engineering Geology*. **89**, 35-46; Skempton (1985). *Geotechnique* **35** (1), 3-18; Eid *et al* (1999) *Geosynthetics International*. Vol. 6 (3) ; (Terzaghi, Peck & Mesri (1996): *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3rd ed. Tika (1999). *Geotec. Tes.t Journ. ODJ* **22** (4), 342-355

宮古島産土質材料を用いた空洞充填材の特性

飛鳥建設株式会社 ○和田幸二郎, 杉浦乾郎
 飛鳥建設株式会社 石合伸幸, 坂本昭夫
 琉球大学工学部 渡嘉敷直彦

1. はじめに

空洞充填工法（以下、充填工法）はスラリー状の充填材を空洞内に注入・固化させて地盤の安定を図る技術である。充填材は砕石工場などで発生する脱水ケーキや土を母材とし、固化材と水を混練りして製造するが、母材の性状により充填材の特性に大きく影響する。一方、沖縄県宮古島では鍾乳洞などの空洞が各所に残存し、建設工事の障害となることが懸念される。このため、その対策として空洞を埋め戻して障害を取り除き施設の健全性を確保する必要がある。本研究は宮古島における限定充填工法による空洞充填を想定し、当地における土質材料を用いた充填材の特性について検討したものである。

2. 限定充填工法と充填材の品質

充填工法には流動性の高い充填材を用いる流動性充填工法と地下空洞の一区画を充填するために流動性を制御する限定充填工法がある。限定充填工法の充填材は前記の配合材料に加えて、流動性を制御するために水ガラスや急結剤などを添加する。施工は、**図-1** に示すように、最初に流動性を制御した充填材（端部材）で対象範囲の境界線上に壁を形成し、その後、内部に流動性の高い充填材（中詰材）を注入する。このように限定充填工法は、鍾乳洞のように地下で四方に延びる空洞に対し、対象範囲外への充填材の流出を防止することができる非常に有効な技術である。**表-1** に限定充填材の品質目標値を示した。

3. 配合試験

宮古島で調達可能な母材として、ここでは島内の砕石工場で発生する脱水ケーキとこの地方特有の土壌である島尻マージを用いて、限定充填材端部材の配合試験を行った。**表-2** に材料の特徴と利用方法を示す。

図-2 は材料の粒度試験結果であるが、宮古島の各所で採取した島尻マージ（括弧で地区名を表示）は、いづれも沖縄本島の島尻マージと比べて細粒分が多いのが特徴である。**表-3** には成分試験結果を示す。

図-3 は採取地別の島尻マージを用いた流動性充填材の強度を比較したものであるが、このなかから福南地区の島尻マージを以降の限定充填材の試験に用いた。限定充填材端部材では添加剤の流動性抑制効果を

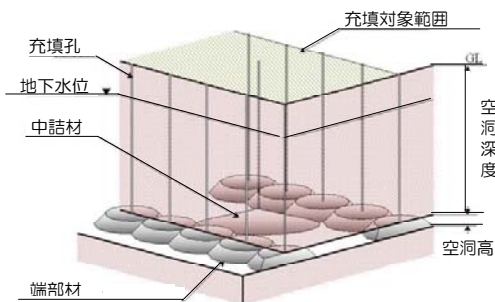


図-1 限定充填工法の概念図

表-2 材料の特徴と利用方法

土質材料	特徴と利用方法
脱水ケーキ	湿式プラントの砕石工場で発生する山砂利水洗後の濁水を脱水処理した粘性土。
島尻マージ	沖縄地方に広く分布する土壌。宮古島では島内のほぼ全域で見られる。黄色～黄褐色、暗赤色の色調を呈し、保水力が低い。耕土に利用され、園芸用の土壌としても販売されているが、充填材の材料としての調達は、建設残土の利用や堆積土砂からの採取が考えられる。

表-1 限定充填材の品質目標値

品質項目	目標値	備考
フロー値	180mm以下	JIS R 5201 (テーブルフロー) (端部材に適用)
ブリーディング率	3%以下	JSCE-F 522 (ホリエレン袋方法)
一軸圧縮強度	50kN/m ² 以上 [※]	JIS A 1216
有害物質分析	基準値以下	環境庁告示第46号

※ 一般的な宅地造成地下の空洞充填の場合の値

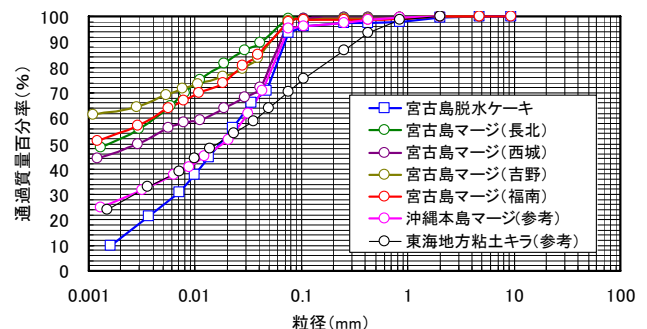


図-2 材料の粒度分布

十分発揮させて、勾配の急な隔壁を形成する必要があるため、配合の一番の決定要因をフロー値とした。図-4 は水ガラスによる端部材（水ガラスタイプ）の水ガラス量とフロー値の関係である。図より、島尻マーヅは脱水ケーキと比べて単位量は少ないものの粘性が高いためフロー値は小さく良好な値を示したことから、適性は高いといえる。図-5 は、セメント量が 150kg/m^3 のときの急結剤による限定充填材（急結剤タイプ）の急結剤量とフロー値の関係で、いずれも品質目標値を満足した。ここに、島尻マーヅの粘性が高いため、急結剤タイプでは水の練り混ぜによる溶解性や配管圧送性に配慮した配合として、島尻マーヅ量を 270kg/m^3 とした。なお、セメント量を 100kg/m^3 とするとフロー値は、脱水ケーキで 200mm 前後と、要求品質を満足するものではなかった。これらのことから、急結剤タイプでは急結剤量を 20kg/m^3 前後としたときセメント量は 150kg/m^3 程度が必要といえる。図-6、図-7 はそれぞれ水ガラスタイプ、急結剤タイプの添加剤量と一軸圧縮強度の関係である。それぞれ脱水ケーキは島尻マーヅに比べて単位量が多いため、強度も大きい結果となった。表-4 に材料の溶出試験結果を示すが土壌環境基準に適合する安全な材料である。

以上の配合試験結果から、品質目標値を満足する標準的な配合は表-5 のようにまとめられる。実工事への適用にあたっては、材料の採取場所が変わることでその性状も異なるため、事前に実際の材料を用いた試験を行い、適切な配合を決定する必要がある。

4. おわりに

宮古島の脱水ケーキおよび島尻マーヅは限定充填材の材料として用いることが可能であり、したがって充填工法はこの地方における鍾乳洞などの空洞対策として非常に有効と考えられる。

最後に、材料の提供や本研究についてご教示いただきました関係各位に心より感謝申し上げます。

参考文献 1) 日本充てん協会編：改訂版 空洞充填施工マニュアル，日本充てん協会，2004年

表-3 材料の成分試験結果

項目	単位	試験結果			
		宮古島脱水ケーキ	宮古島マーヅ(長北)	宮古島マーヅ(福南)	東海地方粘土キアラ(参考)
二酸化けい素	(%)	3.67	40.4	37.0	57.4
酸化アルミニウム	(%)	2.03	24.8	29.0	18.8
酸化第二鉄	(%)	0.93	11.1	9.8	3.47
酸化マグネシウム	(%)	0.42	0.57	0.82	0.42
酸化カルシウム	(%)	49.7	0.20	0.39	0.22
酸化ナトリウム	(%)	0.06	0.13	0.48	0.49
酸化カリウム	(%)	0.24	1.95	2.0	2.35
強熱減量	(%)	2.8	9.0	9.6	5.3

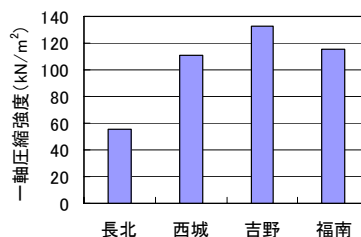


図-3 採取地別マーヅを用いた流動性充填材の強度

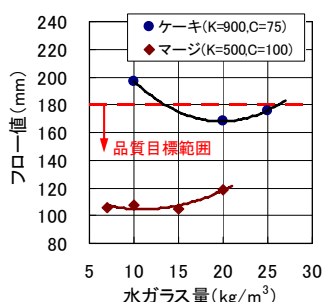


図-4 限定充填材の水ガラス量とフロー値の関係

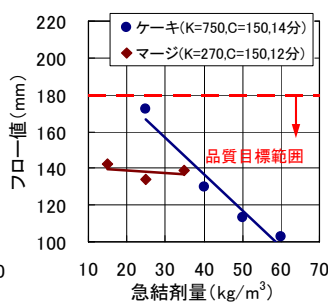


図-5 限定充填材の急結剤量とフロー値の関係

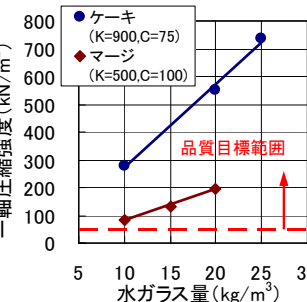


図-6 限定充填材の水ガラス量と強度の関係

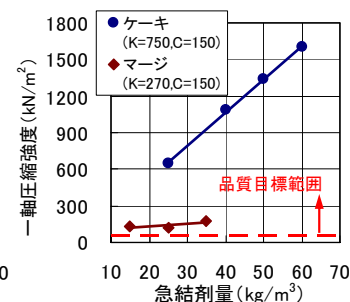


図-7 限定充填材の急結剤量と強度の関係

表-4 材料の溶出試験結果

項目	単位	基準値※	脱水ケーキ		マーヅ(福南)	
			分析結果	可否	分析結果	可否
カドミウム	mg/L	0.01	0.001未満	適合	0.001未満	適合
全シアン	mg/L	検出せず	不検出	適合	不検出	適合
鉛	mg/L	0.01	0.005未満	適合	0.005未満	適合
六価クロム	mg/L	0.05	0.04未満	適合	0.04未満	適合
砒素	mg/L	0.01	0.005未満	適合	0.005未満	適合
総水銀	mg/L	0.0005	0.0005未満	適合	0.0005未満	適合
銅	mg/kg	125	0.5未満	適合	1.2	適合
ほう素	mg/L	1	0.1未満	適合	0.1未満	適合
セレン	mg/L	0.01	0.002未満	適合	0.002未満	適合
ふっ素	mg/L	0.8	0.1未満	適合	0.1未満	適合

※ 基準値；「土壌の汚染に係る環境基準」（環境庁告示第46号）

表-5 宮古島産土質材料を用いた限定充填材の標準的配合

種別	母材の種類	単位量(kg/m³)				
		母材 K	セメント C	水ガラス S	急結剤 A	水 W
水ガラスタイプ	脱水ケーキ	900	75	20	—	628
	島尻マーヅ	500	100	15	—	766
急結剤タイプ	脱水ケーキ	750	150	—	50	656
	島尻マーヅ	270	150	—	25	840

空洞を有する琉球石灰岩層の空洞安定化対策前後における 静的・動的安定性評価と施工管理モニタリングについて

東海大学海洋学部海洋建設工学科 アイダン オメル
琉球大学工学部環境建設工学科 ○ 渡嘉敷 直彦
日本大学工学部土木工学科 田野 久貴
糸満市教育委員会文化課 湖城 清
(株) 大洋土木コンサルタント 照屋 優

1. はじめに

自然岩盤構造物と呼ばれる自然空洞、鍾乳洞、海食崖は、海波、風、河川流、あるいは雨水などにより、岩盤が溶解あるいは浸食されて生じたものであり、琉球石灰岩層が分布する海岸周辺や内陸部に多数存在している。近年、都市化に伴う開発や遺跡保存の面から、これらの自然岩盤構造物における岩盤の陥没や崖の崩壊に対する安定問題の対応が求められている。

筆者らは、自然岩盤構造物の安定性を評価する各種の手法を提案して、自然空洞や有する基礎岩盤の安定性評価について種々の手法を用いて検討を行っている。本研究では、2つの自然空洞を有する具志川城址基礎岩盤の安定性評価を取り上げ、現在の基礎岩盤の静的・動的安定挙動と安定化対策工として考慮されている空洞充填による静的・動的挙動について、岩盤分類に基づく安定性評価、解析および模型実験による検討を行った。

また、空洞の充填施工時の施工管理と充填後の基礎岩盤の安定性を検証する目的で、各種のモニタリングを実施しており、本報告では、これらの安定性の評価結果と、空洞充填対策工の施工時におけるモニタリングについて述べる。

現在の自然空洞における基礎岩盤の静的安定性を評価するため、RMR および Q-システムの岩盤分類に基づいた空洞の自立時間と空洞スパンの関係による検討、筆者らの提案する空洞および崖の単純化支持モデルによる解析的検討、および空洞、海食崖を有する基礎岩盤の2次元、3次元モデルによる静的有限要素解析を実施した。また、現在の自然空洞が、地震力を受けた際の動的挙動を検討するため、3次元モデルによる動的有限要素解析、および2次元状態の基礎岩盤モデルによる動的載荷実験を行った。

一方、自然空洞の充填による基礎岩盤の静的・動的安定性を評価するため、2次元静的有限要素解析、3次元モデルによる静的・動的有限要素解析を行い、また、空

洞部を充填した模型による動的載荷試験を実施した。

本論文では、これらの静的・動的安定挙動の結果を示すとともに、現在の基礎岩盤の安定挙動との比較から、自然空洞の充填による安定性の向上について検証した。

2. 具志川城址基礎岩盤の力学的特性

具志川城址は、沖縄本島南端（糸満市）に位置し、長年にわたる風雨や海食を受けて、琉球石灰岩層を基礎岩盤とする岩盤内には、2つの大きな自然空洞と海食崖が形成されている（図-1）。図-1に示す2つの空洞を、それぞれ空洞 A、空洞 B と呼び、空洞 A の形状は、幅 25m、高さ 6m、空洞 B は、幅 23m、高さ 9.5m であり、空洞 B の天端部に、直径 3m の縦穴が存在している。基礎岩盤の安定性評価に必要な岩盤評価、岩盤物性値および空洞部の形状寸法を得るため、ボーリング調査、空洞周辺の測量および岩盤試験を実施した。基礎岩盤は、表土を除き珊瑚質石灰岩と砂質石灰岩で構成されている。基礎岩盤の岩盤区分は、DL, DH, CL, CH で構成されている。各岩級の力学試験による物理特性を表-1に示す。また、表-2に、基礎岩盤の各種岩盤分類 RMR¹⁾、Q-値²⁾ および GSI³⁾ による評価値を示す。アイダン、川本⁴⁾ は、岩盤の安定性評価に必要な岩盤の力学的特性を RMR 値から推定する手法を提案しており、表-2における岩盤分類 RMR へ適用すると、基礎岩盤の力学的特性の推定値は、表-3のようになる。



図-1 具志川城址基礎岩盤と自然空洞の位置

表-1 基礎岩盤の岩盤区分における物理特性

Rock Class	γ kN/m ³	σ_{ci} MPa	σ_{ti} MPa	E_i MPa	ν_i	V_{pi} Km/s	ϕ_i
DL	18.2	0.69	0.14	220	0.33	0.86	37.8
DH	18.0	2.22	0.25	2060	0.32	2.75	43.7
CL	23.1	25.5	3.34	39680	0.29	4.85	50
CM	23.5	41.8	4.11	48400	0.29	4.91	55

表-2 基礎岩盤の岩盤分類

JGS Classification	Basic RMR	Q-Value	GSI
DL(sandy)	15-16	0.025	15
DH(sandy)	32-34	0.333	30
CL(coral)	45-49	1.563	50
CM(coral)	60-64	10.42	60

表-3 RMR より推定された岩盤の物性値

Rock Class	γ kN/m ³	E_i MPa	ν_i	ϕ_i	c_m kPa
Surface soil	17	4	0.30	0	25
DL	18	6	0.36	15	8
DH	18	150	0.29	23	50
CL	23	5000	0.26	31	900
CM	23	10000	0.23	40	2000

3. 具志川城址基礎岩盤の静的安定性評価

(1) 岩盤分類に基づく空洞の安定性評価

表-2 に示された RMR および Q-値を用いて、基礎岩盤内に存在する 2つの空洞の現時点における安定性を評価する。Bieniawski¹⁾ は、RMR、空洞スパンと自立時間の関係を提案している(図-2)。また、Barton ら²⁾ は、Q-値と空洞スパン、自立時間の関係を提案している(図-3)。具志川城址の 2つの自然空洞における RMR、Q-値と空洞スパンの関係を図-2 および図-3 に示す。図より明らかなように、RMR に基づく評価(図-2)では、空洞の形成後に不安定になることが示唆されている。現状は、2つの空洞ともに天端からの岩塊の落盤は認められるものの、空洞全体の安定性は保たれている。一方、Q-値に基づく評価(図-3)では、何らかの支保が必要であることを示している。

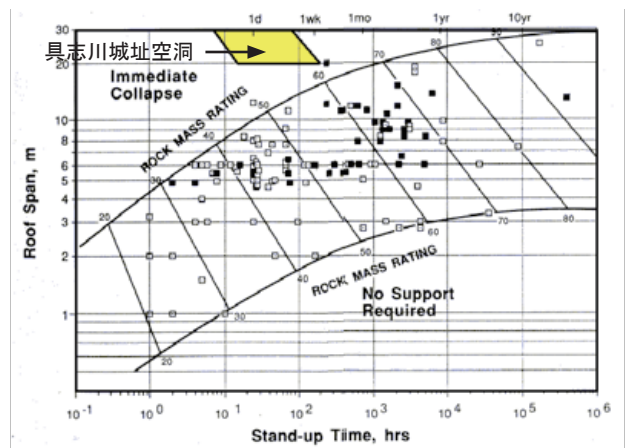


図-2 RMR に基づく具志川城址空洞の安定性評価

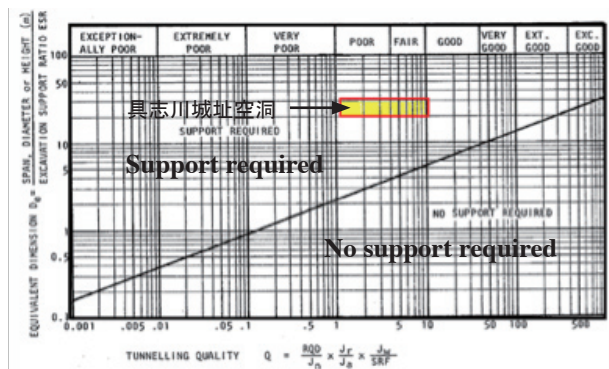


図-3 Q-値に基づく具志川城址空洞の安定性評価

(2) 解析および経験的手法による安定性評価

筆者らは、空洞や崖の安定性を解析的に評価するため、図-4 に示すような空洞部およびオーバーハングした崖の支持モデルを仮定し、土かぶり高さ h と、支持部に引張り亀裂が発生する際の限界空洞幅 L の関係を示している⁵⁾。ここでは、図-4 に示す空洞を支持する単純ばりモデル、両端固定ばりモデル、およびアーチングモデルによる限界空洞幅と土かぶり高さの関係を図-5 に示し、具志川城址の自然空洞の条件を同図に示している。2つの空洞の安定性は、単純針ばりモデル、および両端固定ばりモデルによる限界空洞幅を超えて、アーチングモデルの限界空洞幅に近接しており、周辺岩盤のアーチング作用が小さくなると、空洞の破壊が発生する可能性があり、不安定な状況にあると思われる。つぎに、経験的手法による空洞の安定性について示す。図-6 は、空洞の自立スパンと RMR、Q-値の関係を示している。同図には、実測された世界各地の空洞スパンと、鉱山を対象とした自立スパンと RMR の関係⁶⁾、アーチング理論による自立スパンと RMR の関係を同時に示してある。具志川城址の空洞スパンを適用すると、両空洞のスパンは、提案されている多くの自立スパンの上限値を超え、不安定領域にあることを示しており、両空洞の崩壊の危険性が暗示

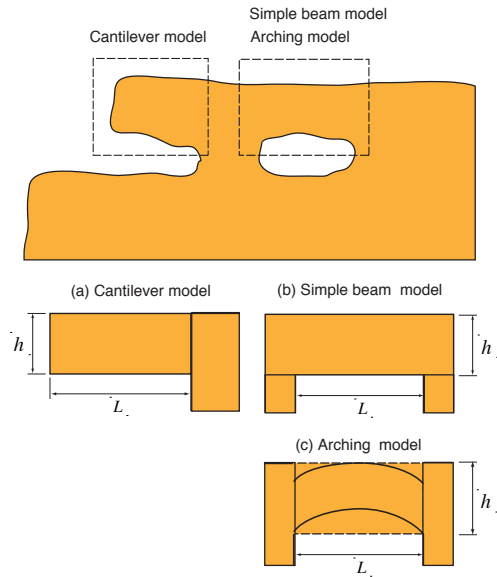


図-4 空洞及び崖の支持を仮定した単純力学モデル

されている。

(3) 2次元有限要素解析による空洞の安定性評価

現在の空洞の安定性と、安定化対策工として考慮されている空洞充填による安定性向上の効果を比較検討するため、空洞周辺岩盤の2次元有限要素モデルによる自重解析を行って、変形・応力特性を求めた。解析に用いた岩盤物性値は、表-3に示した物性値を採用した。なお、空洞充填材の物性値は、表-4に示す値を用いた。図-7に、自重解析によって求めた現在および充填後の空洞周辺岩盤の安全率の分布を示す。現在の空洞周辺岩盤の安全率(図-7(a))に比べ、充填後における空洞周辺岩盤の安全率(図-7(b))が大きくなっており、空洞充填による安定性の効果が認められる。

(4) 3次元有限要素解析による空洞の安定性評価

図-1に示すように、2つの空洞を含む基礎岩盤は、複雑な形状を呈しており、2次元解析では大まかな安定性状の評価に留まるため、追加解析として、3次元状態での安定性を評価する3次元弾塑性有限要素解析を行った。解析の際の単純化を考慮し、現在の空洞モデルと充填後の空洞モデルを図-8のように単純化した。解析における岩盤の物性値として、表-3に示す物性値を用いた。また、空洞の充填効果を把握する解析に用いた充填材の物性値を表-4に示す。

解析によって得られた現在の空洞の周辺岩盤、および空洞充填後の基礎岩盤における塑性域の発生を図-9に示す。空洞を有する静的3次元解析では、空洞Aの西側表層部周辺および空洞天端部周辺に塑性域の発生が認められる(図-9(a))。また、空洞充填後における解析で

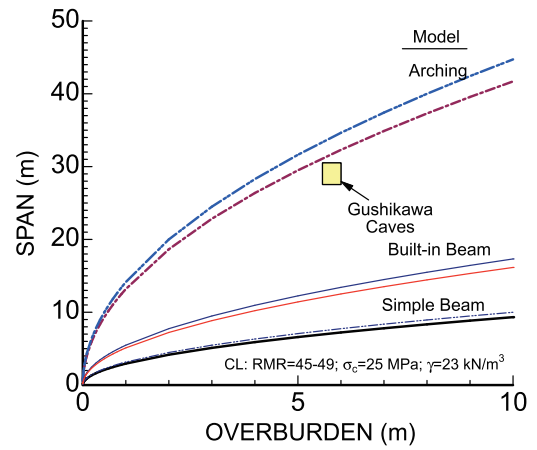


図-5 各支持モデルが示す限界空洞幅と具志川城址自然空洞の安定性評価

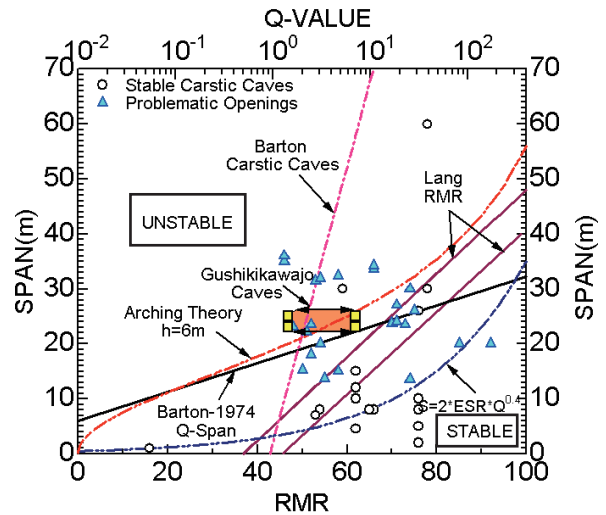


図-6 空洞の自立スパン、岩盤評価と空洞の安定性

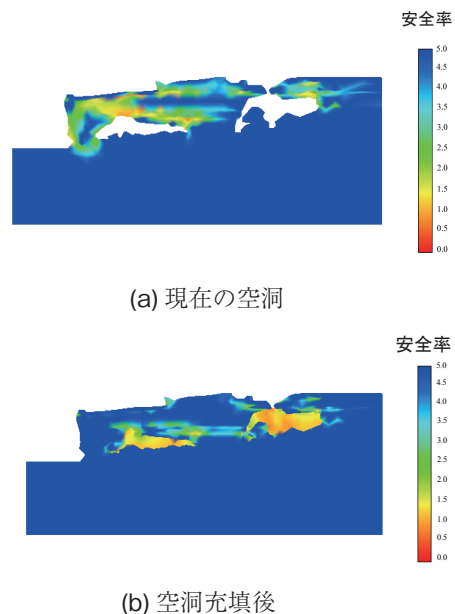
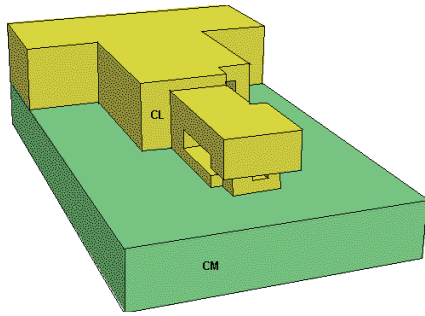
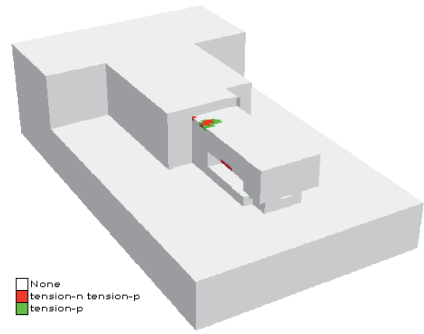


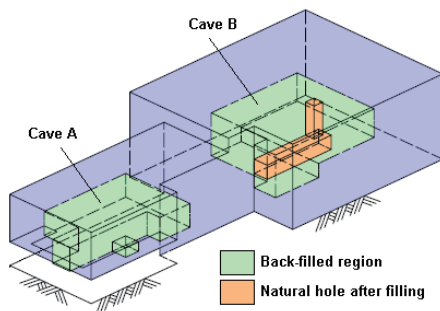
図-7 自重解析による現在および充填後の基礎岩盤の安全率



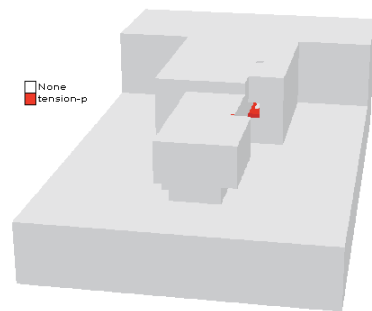
(a) 現在の空洞モデル



(a) 現在の基礎岩盤における塑性域の発生



(b) 空洞充填におけるモデル



(b) 空洞充填後における塑性域の発生

図-8 3次元解析における空洞の単純化モデル

図-9 3次元静的解析による現在の空洞および充填後の塑性域の発生

表-4 3次元解析における充填材料の物性値

γ kN/m ³	E MPa	ν	ϕ	σ_c kPa
20	200	0.26	30	1000

は、2次元解析による結果と同様に、両空洞の周辺に大きな塑性域の発生は見られない。空洞Bの充填時に形成されるトンネル下部周辺に塑性域が発生している。これらの結果から、2次元の解析による評価と同様に、空洞充填による安定性の効果が認められる。

4. 具志川城址基礎岩盤の動的安定性評価

2つの自然空洞を有する基礎岩盤および充填後の基礎岩盤が、地震力を受けた際の動的安定挙動を検討するため、3次元動的有限要素解析と、2次元状態における基礎岩盤模型を用いた動的載荷実験を実施した。

(1) 3次元有限要素解析による空洞の安定性評価

3次元動的解析に用いた解析モデルは、2次元解析に用いたモデルを利用した。動的載荷は、解析モデルの軸方向および直交方向からの載荷を仮定した。また、この地域の地震記録を考慮し、加速度0.3g、周期2Hz

の正弦波を入力した。

図-10に示すように、現在の空洞を有する基礎岩盤内には、塑性域が広範に広がり、仮定される地震の発生によって、両空洞が崩壊する可能性を示している。空洞Aは、西側（空洞の短軸方向）に転倒するように崩壊することが予想され、また、空洞Bは、空洞の内側にドリネを形成するように崩壊すると推測される。加速度応答の一例として、図-11に示す加速度応答の着目点において、基礎岩盤先端（着目点3, 4, 5）における応答を図-12に示す。基礎岩盤先端の加速度応答は、基盤から地表面の方向に加速度の振幅が増幅する傾向を示しており、頂部（着目点5）における加速度振幅は、入力加速度のおよそ4倍になっている。

つぎに、充填された基礎岩盤の動的挙動について述べる。図-13に、動的載荷による塑性域の分布を示す。空洞Aの充填部に塑性域が見られるが、これは充填材の強度や弾性係数が小さいことによる。現在の空洞を有する基礎岩盤の塑性域と比べ、充填後の基礎岩盤における塑性域が小さくなっており、充填による動的安定性に対する効果が認められる。加速度応答の一例として、図-14に、空洞A中央部付近（着目点6, 7, 8）の加速度応答を示す。図-12の加速度振幅と同様に、基礎岩盤頂部付近の加速度振幅が基盤と比べ、増幅さ

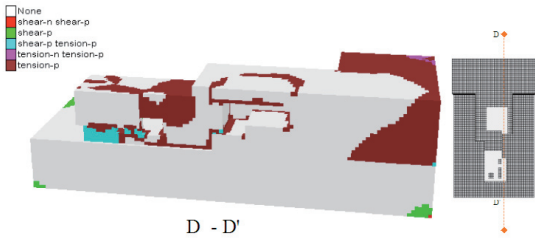


図-10 動的荷荷による現在の空洞周辺の塑性域の発生 (D-D'断面)

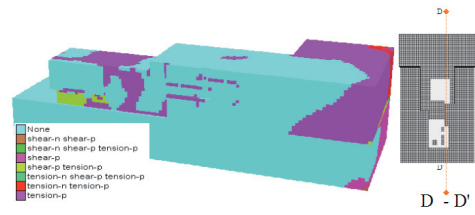


図-13 動的荷荷による空洞充填後の塑性域の発生 (D-D'断面)

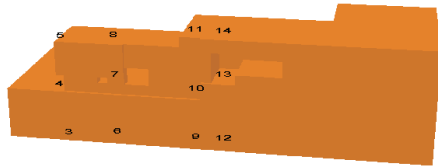


図-11 解析モデルにおける加速度応答の着目点

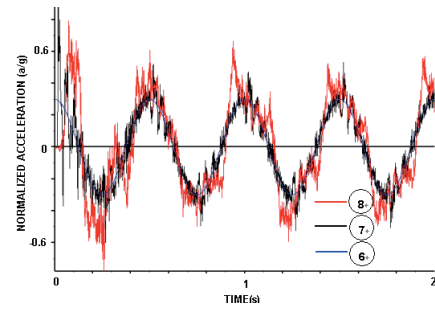


図-14 着目点6,7,8 (空洞 A 部) における加速度応答

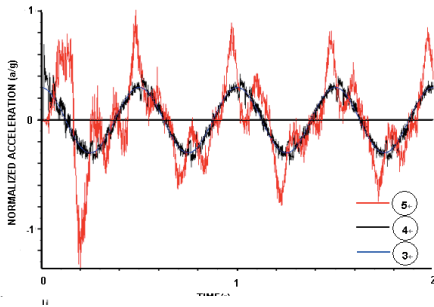


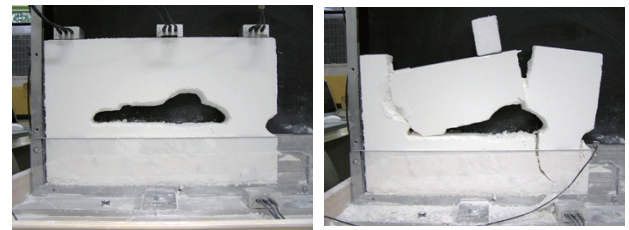
図-12 着目点3,4,5 (城址先端部) における加速度応答

れる傾向を示している。また、頂部付近 (着目点8) の応答加速度は、入力加速度の約2倍を示している。

(2) 2次元模型荷荷実験による空洞の安定性評価

現在の自然空洞および充填後の動的挙動を検討する2次元模型荷荷実験を実施した。図-15(a)に示すような空洞A部基礎岩盤の模型および空洞充填の模型を作り、5Hzの正弦波を荷荷して一連の破壊実験を実施した。現在の空洞モデルによる振動荷荷後の破壊状況の一例を図-15(b)に示す。また、図-16に、入力加速度と空洞先端部の水平変位の挙動を示す。入力加速度1000gal付近で図-15(b)に示すような破壊が生じている。同じ荷荷条件で空洞充填による模型実験を行った結果、入力加速度が1000galを超えても破壊が起こらず、空洞充填による効果が認められた。なお、本模型実験による結果の詳細は、改めて報告することとする。

5. 基礎岩盤の空洞充填施工時におけるモニタリング



(a) 現在の空洞モデル

(b) 荷荷後の破壊状況

図-15 空洞A部岩盤の模型動的荷荷実験

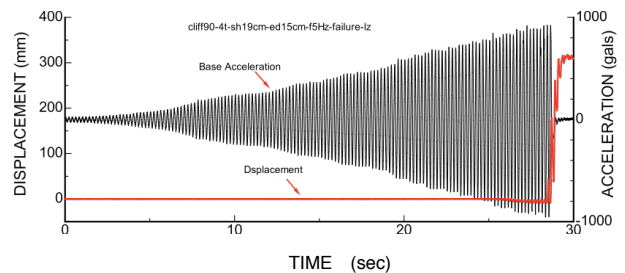


図-16 破壊実験における入力加速度と空洞先端の水平変位

城址直下に位置する2つの自然空洞の安定化対策工として空洞充填工法が採用され、充填施工が行われている。この施工中における安全管理を行うとともに、空洞充填後における基礎岩盤の安定性の向上を検証する目的で、基礎岩盤の挙動を把握する岩盤モニタリングを実施した。モニタリングは、岩盤の応力破壊、岩盤変位、亀裂変位について計測を行うこととし、モニタリング機器の設置位置 (A 空洞) を図-17に示す。B 空洞についても、同様の機器を設置した。モニタリング計測設置の一例として、B 空洞天端に設置したAE装置を図-18に示

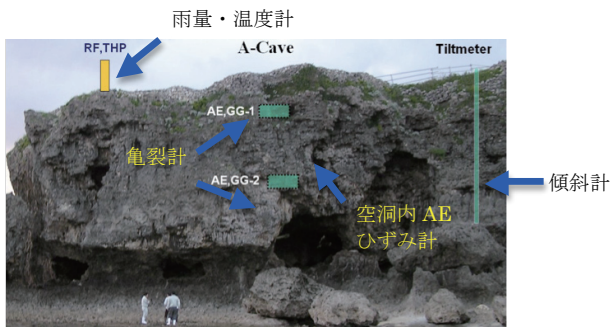


図-17 A 空洞におけるモニタリング機器設置状況



図-18 B 空洞天端に設置した AE 測定装置

す。この AE 装置は、A 空洞天端にも同様の装置が設置されている。AE のモニタリングによって、工事施工期間中、岩盤に加えられた何らかの刺激が、岩盤の微破壊ないしは巨視的破壊に進展する可能性を把握するものである。さらに、充填施工後もモニタリングを継続し、岩盤の破壊の有無を調べる。

図-19 および図-20 に、施工期間中の昼夜における両空洞の AE 挙動を示す。AE 挙動における着目点は、昼間の工事終了後、夜間においてどの程度 AE が発生するかである。AE の発生は、昼間の工事中にも見られるが、工事の影響によるノイズを拾うことになり、実 AE の発生を判別できない。図-19 の夜間における両空洞の AE 発生傾向からは、両空洞が急激に不安定化する傾向は認められない。図-20 における昼間の AE 累積挙動を考慮すると、岩盤への刺激を低減させた慎重な工事が望まれる。

6. 結論

2つの自然空洞を有する具志川城址基礎岩盤の安定性評価を取り上げ、現在の基礎岩盤の静的・動的安定挙動と安定化対策工として考慮されている空洞充填による静的・動的挙動について、岩盤分類に基づく安定性評価、解析および模型実験による検討を行った。本研究によって明らかになった事項を要約する。

(1) RMR および Q 値による岩盤分類による安定性評価、および解析的モデルによる評価では、2つの空

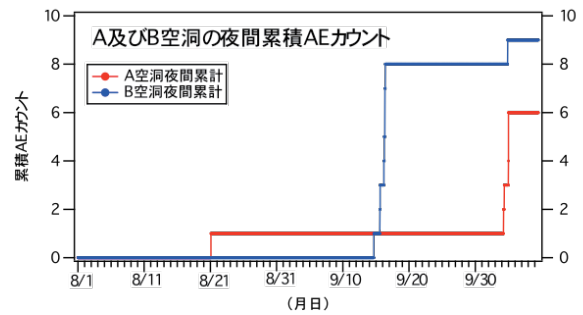


図-19 A, B 両空洞における夜間の AE 挙動

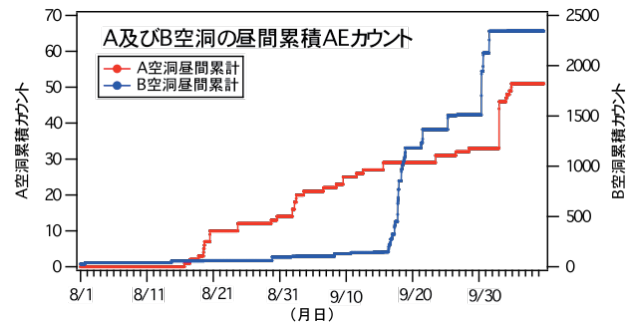


図-20 A, B 両空洞における昼間の AE 挙動

洞は自立の限界にあることが示され、城址保存の上から、空洞充填などの対応が必要である。

- (2) 2次元および3次元静的有限要素解析の結果、現在の空洞を充填することにより、安定性が向上することが示された。
- (3) 3次元動的有限要素解析では、想定される地震に対し、現空洞の破壊の可能性が示された。
- (4) 空洞模型による動的載荷実験の結果、空洞部に充填材を有する場合、破壊が生じず、空洞充填の効果が認められた。
- (5) 現在のところ、夜間における AE 発生傾向からは、両空洞が急激に不安定化する傾向は認められない。

参考文献

- 1) Bieniawski, Z. T. : Engineering rock mass classifications, New York: Wiley, 1986.
- 2) Barton, N., Lien, R. and Lunde, I. : Engineering classification of rock masses for the design of tunnel supports, *Rock Mechanics*, 6(4), pp.189-239, 1974.
- 3) Hoek, E. and Brown, E. T. : Practical estimates of rock mass strength, *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, 34(8), pp.1165-1186, 1997.
- 4) Aydan, Ö. and Kawamoto, T. : Assessing mechanical properties of rock masses by RMR rock classification method, *Geoeng. 2000 Symposium*, Sydney, CD-ROM, OA0926, 2000.
- 5) 渡嘉敷直彦, アイダン オメル, 本村好彦, 照屋優, 湖城清, 上良卓 : 琉球石灰岩層における自然岩盤構造物の安定性評価に関する研究, 第12回岩の力学国内シンポジウム, CD-ROM, 2008.
- 6) Lang, B. : Span design for entry type excavations, *M. Sc. Thesis*, British Columbia Univ., Vancouver, BC, 1994.

沖縄県の赤土を補強土壁工法の盛土材に使用する際の留意点とご提案

ヒロセ株式会社 佐原 邦朋
 日本地研株式会社 今田 尊徳

1、はじめに

一般に補強土壁工法に使用する盛土材は、せん断抵抗角が大きく、圧縮性の小さな、締めめが十分できる礫質、砂質系ものが適している。特に補強土（テールアルメ）壁の特性は、補強材と盛土材が相互の摩擦力によって一体化することで、安定した垂直な高壁高の補強土壁を構築できる。フレキシブルな構造のため、基礎地盤に対する荷重は等分布となり、広範な地盤に適用できる。さらには壁面材が独立して挙動できる事によって耐震性にも優れている。しかし、粘性土に対しては慎重な対応が必要となるため、沖縄地方に広く分布する「赤土」が、補強土壁工法の盛土材として適用が可能であるかを確認し、活用するための方策を検討した。

赤土は、土質分類名としては「国頭まあじ」と呼ばれる。一般に国頭まあじは、千枚岩、頁岩、砂岩および火成岩類の風化残積土と、更新世の堆積物（国頭礫層）等の赤色化した部分を総称する。国頭まあじの代表的分布地域は、沖縄本島中北部、石垣島、西表島、久米島などである。¹⁾

2、赤土の土質試験結果

今回採取した赤土は、沖縄本島中部で採取した赤土である。

試験結果を表 - 1 に示す。

土質試験結果から着目する主な項目としては、以下の点が上げられる。

イ) 細粒分(シルト分、粘土分)の含有量は、71.7% (>50%) と多いため、土質分類は、「礫まじり砂質粘土」となっている。

ロ) 三軸圧縮試験より、せん断抵抗角は $= 17.1^\circ (< 30^\circ)$ である。

ハ) 液性限界 w_L は、61.0% (>50%) である。

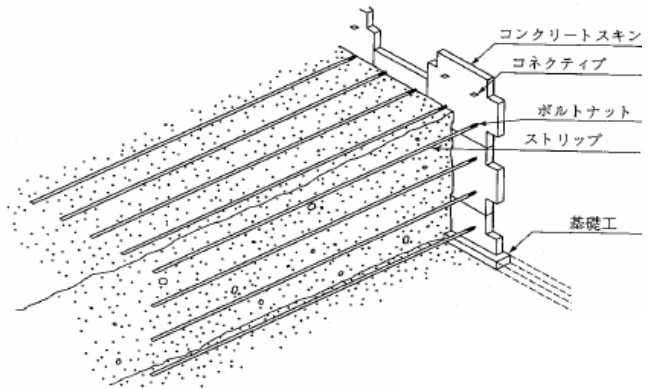


図 - 1 テールアルメの構造

試料番号 (深さ)	盛土材	
一般	湿潤密度 ρ_w , g/cm ³	1.798
	乾燥密度 ρ_s , g/cm ³	1.489
	土粒子の密度 ρ_p , g/cm ³	2.702
	自然含水比 w_n , %	21.9
	間隙比 e	
	飽和度 S_r , %	
粒度	石分 (75mm以上) %	0.0
	礫分 ²⁾ (2~75mm) %	7.6
	砂分 ²⁾ (0.075~2mm) %	20.7
	シルト分 ²⁾ (0.075~0.075mm) %	34.8
	粘土分 ²⁾ (0.005mm) %	36.9
	最大粒径 mm	26.5
均等係数 U_r	*	
コンシステンシー特性	液性限界 w_L , %	61.0
	塑性限界 w_p , %	21.5
	塑性指数 I_p	39.5
分類	地盤材料の分類名	礫まじり砂質粘土 (高液性限界)
	分類記号	(CHS-G)
締固め	試験方法	A-c
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} , g/cm ³	1.652
	最適含水比 w_{opt} , %	19.7
三軸	試験条件	CU(三軸)
	全応力 c , kN/m ²	17.5
	ϕ	17.1

細粒分
71.7%

表 - 1 赤土の土質試験結果

3、 土質試験結果の考察

赤土は、一般の盛土安定勾配を設ける盛土部の場合には、含水比管理に注意して締固めを行えば使用可能である。しかし、土質試験の結果からは、このまま補強土壁工法の盛土材として利用することは困難であるといえる。

テールアルメ壁工法の盛土材適用基準は、細粒分の含有量が25%以下である。細粒分の含有量が25%以下であれば、盛土の性状は砂質土として十分な締固めが可能であり、せん断抵抗角も設計を満足するとしている。工法によっては、粘性土として設計する場合もあるが、液性限界 W_L が61.0% (>50%)と大きいため、検討できる基準を越えている。そのため、垂直に近い壁面を構成する補強土壁工法としての盛土として活用する場合には、盛土材自身の圧縮変形や、締固めが十分できないことによる壁面の変形に注意が必要である。したがって、当該赤土を使用する場合には、補強土壁工法の種類に関わらず何らかの対策が必要となる。

4、 赤土の盛土材としての特性

赤土を盛土材として使用した場合の留意点について考察する。

1) せん断抵抗力について

当該赤土をそのまま盛土材として使用した場合のせん断抵抗力を検討する。

「道路土工 - 擁壁工指針」³⁾によると、擁壁の設計をする際の土質定数の設定は、粘性土であっても 材として定数を設定している。その際の $\phi = 25^\circ$ 、粘着力 $c = 0$ としている。

その土質定数で擁壁を設計した場合の留意点を考察するために、土被り深度によるせん断抵抗力の違いを図 - 2 にグラフ化した。

グラフより、赤土を $\phi = 25^\circ$ の粘性土として取り扱った場合、深度6m以上になると、せん断抵抗力は過大に評価されてしまうこととなる。一般に、道路土工 擁壁工指針の対象とする壁高さは8m程度までであるため、実務上の問題は生じないと思われる。しかし、補強土壁が用いられる壁の高さは8mを越えて20m程度までの高い領域での検討と安定性が求められる。

したがって、 $\phi = 25^\circ$ とした設定での補強土

壁の検討には十分注意が必要と考えられる。

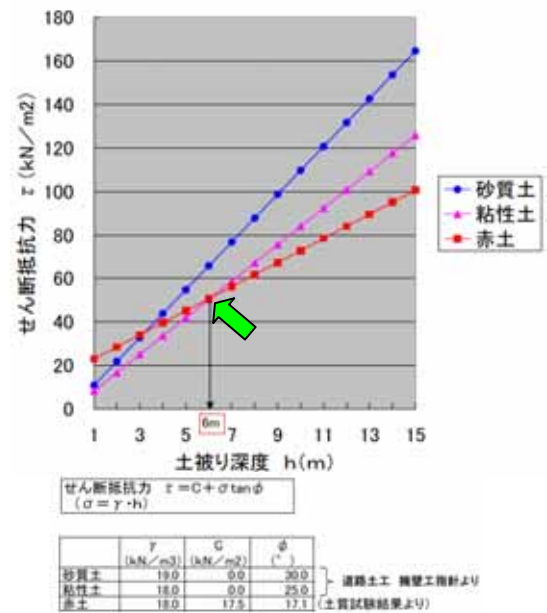


図 - 2 土質によるせん断抵抗力

2) 土圧力について

土圧力についても同様に検討する。赤土の粘着力を考慮すると、壁の上部における土圧力は小さくなる。しかし、壁高さ10mを越えた領域については赤土の土圧力が大きくなっていることに注意が必要である。(図 - 3 参照)

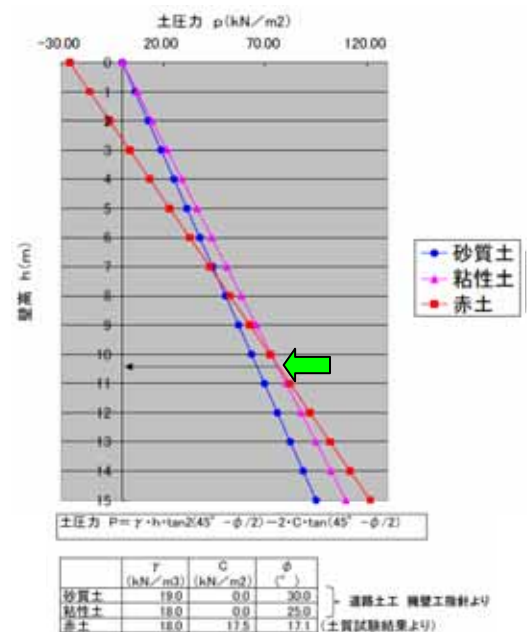


図 - 3 土質による土圧力

5、 対応策の検討

補強土壁に使用する盛土材料は、せん断抵抗角が大きく、圧縮性の小さな、締固めが十分できるものが適している。したがって、できるだけ礫質・砂質系の発生土を選別して使用する事が望まれる。

しかし、やむをえず規準に適さない現地の発生土を流用するためには、土質を改良して使用することも可能である。そこで、赤土にセメント系（又は石灰系）の土質改良材を添加することによって使用方法を検討する。

本報では、比較的安価で、入手し易い材料としてセメント系固化材を添加する方法を検討する。

6、 セメント配合試験結果の整理

1) 強度試験結果

添加する固化材は、一般的な「高炉セメントB種」を使用した。

配合量は、セメントの最低添加量 50kg/m³ から 50kg づつ増量させた、50・100・150kg/m³ の3種類で試験を行なった。

試験結果を表 - 2 に示す。

試料番号 (深さ)		50kg/m ³	100kg/m ³	150kg/m ³
一	湿潤密度 ρ_w , g/cm ³	1.877	1.901	1.921
	乾燥密度 ρ_d , g/cm ³			
	土粒子の密度 ρ_s , g/cm ³			
	自然含水比 w , %			
	間隙比 e			
飽和度 S_r , %				
三	試験条件	CU(三軸)	CU(三軸)	CU(三軸)
軸	全応力 c , kN/m ²	53.6	138.2	222.2
	ϕ	21.3	31.7	37.4
試				
験				

表 - 2 セメント処理土の三軸圧縮試験結果

結果をグラフ図 - 4 に整理すると

= 30° の添加量 92kg/m³

= 25° の添加量 67 kg/m³

以上の結果が得られた。

しかし実際の施工には、土とセメントの攪拌機械の種類や混合ムラに対する安全率を考慮した配合添加量の設定が必要である。

また、構造物を設計するせん断抵抗角の設定に対する検討も必要となる。

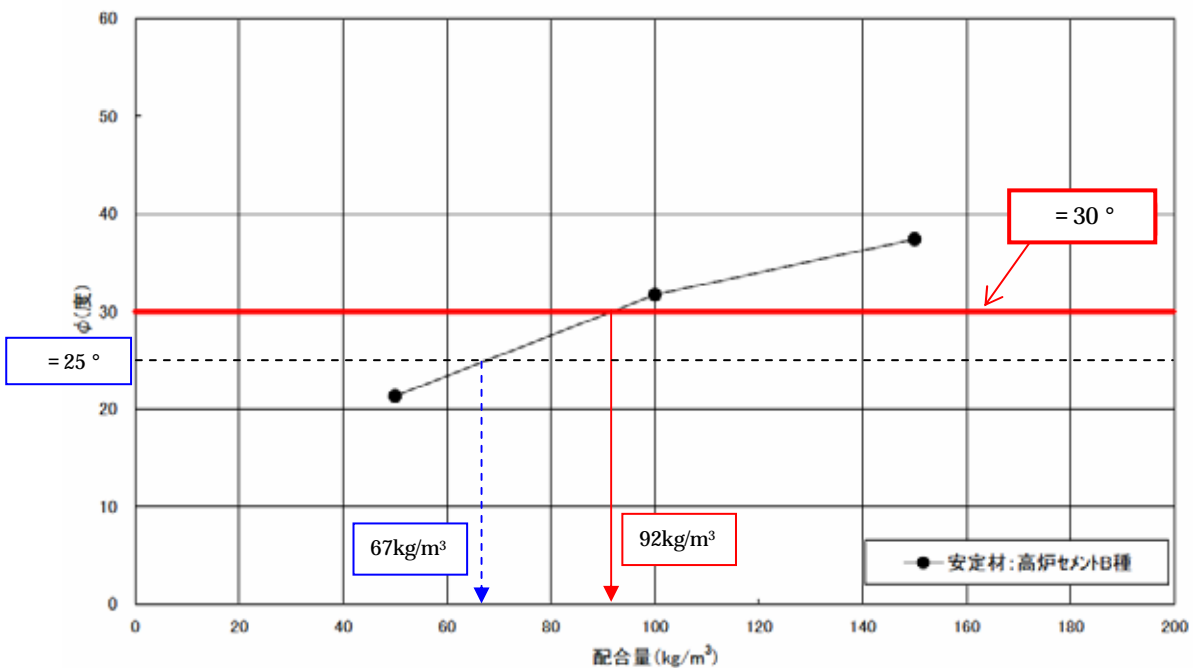


図 - 4 配合量とせん断抵抗角 の関係

2) 環境への影響について

セメント改良処理の環境への影響を、六価クロム化合物の溶出試験を行い確認した。試験結果を表 - 3 に示す。

試料名	単位	分析の結果	基準値	分析の方法
高炉セメントB種:100kg/m ³ (材令:7日)	mg/l	0.005未満	0.05	JIS K 0102.65.2.1

表 - 3 六価クロム溶出試験結果 (1)

分析の結果は0.005mg/l 未満であり、規準値の0.05 mg/l 以下で問題無いことが判った。

また、参考にpH値の確認試験も行なった。

結果は、改良前のpHは6.5であったが、セメント改良処理後のpHは11.0~11.7の範囲であった。これは、鉄や亜鉛の腐食や安定性に対する影響が少ない5~12の範囲に収まっている。³⁾

しかし、沖縄県におけるセメントは普通ポルトランドセメントが一般的であるため、同セメントを用いて同様の混合試料を作成し六価クロムの溶出試験を実施した。(表 - 4)

試料名	単位	分析の結果	基準値	分析の方法
盛土材 普通ポルトランドセメント:100kg/m ³ (材令:7日)	mg/l	0.055	0.05	JIS K 0102.65.2.1

表 - 4 六価クロム溶出試験結果 (2)

結果としては基準値をわずかながら上回ってしまった。よって普通ポルトランドセメントを使用する場合には実際に使用する土質による確認試験が必要であり、必要に応じて溶出抑制型のセメントを選定する必要があると思われる。

7、設計方法について

土質改良処理を行なう場合の設計土質定数の設定について考察する。

改良対象となる土質材料にもよるが、 $\phi = 30^\circ$ までの改良が可能か？または改良しても $\phi = 25^\circ$ 程度までしか改良できないか？によって変わってくる。一般に、 $\phi = 30^\circ$ まで改良が可能であれば、 $\phi = 25^\circ$ までの改良で設計するよりも経済的な構造物が設計可能である。これは、 $\phi = 30^\circ$ と 25° の添加量の差による材料費よりも補強土構造物自体の断面による金額差が大きいためである。 $\phi = 25^\circ$ での設計断面は、設計土圧が大きくなるため、 $\phi = 30^\circ$ の設計断面よりも補強材の長さ、本数が増えて材料費が高くなる。(表 - 5)

したがって、土質改良処理を行なう場合は、 $\phi = 30^\circ$ まで改良した条件で設計する方法が経済的かつ安定性の高い構造物が構築可能である。

	$\phi = 30^\circ$ 改良処理 (添加量 100kg/m ³)	$\phi = 25^\circ$ 改良処理 (添加量 70kg/m ³)
断面図		
部材材料費	277,000	298,600
施工費	78,600	82,700
改良材費	73,600	55,100
改良施工費	61,300	65,600
合計	490,500	502,000
評価		

表 - 5 目標改良強度による経済性比較 (延長1m当り)

8、施工方法について

改良材を添加する場合の施工上の留意点については、「補強土ネットサービス」⁴⁾の技術資料を参考にさせていただき事で省略する。

ここでは参考に、施工に必要な配合量を、割増係数を1.2として算定する。

・添加量の割増し係数 $F = 1.2$ とすると

目標せん断抵抗角 $= 30^\circ$ の場合

設計添加量： $W = 92\text{kg/m}^3$

10mmふるい残量 $P = 0\%$ より

$Q1 = 92 \times (1 - P / 100) \cdot F$

$= 92 \times 1.2$

$= 110\text{kg/m}^3$

目標せん断抵抗角 $= 25^\circ$ の場合

$Q1 = 67 \times (1 - P / 100) \cdot F$

$= 67 \times 1.2$

$= 80\text{kg/m}^3$

9、沖縄における施工実績

1) 現地発生土を利用した例



写真 - 1 【暫定施工分完了状況】
スーパーテールアルメ工法



写真 - 2 【盛土施工状況】
(工区内切土部からの発生土を使用)



写真 - 3 【締めめ転圧状況】

試料番号 (深さ)		6 盛土土(0-97%)用盛土粉	
一	湿潤密度 ρ_w g/cm^3	1.987	
	乾燥密度 ρ_d g/cm^3	2.722	
	土粒子の密度 ρ_s g/cm^3	3.3	
	自然含水比 w_0 %		
	空隙比 e		
	飽和度 S_r %		
	粒	石分 (75mm以上) %	0.0
		礫分 (2~75mm) %	74.9
		砂分 (0.075~2mm) %	15.5
		シルト分 (0.001~0.075mm) %	9.6
粘土分 (0.005mm以下) %			
度	最大粒径 d_{max} mm	53	
	均等係数 C_u	157.06	
	分	地盤材料の分類名	粘性土まじり砂質礫
		分類記号	(GS-Cs)
類	せん断試験条件	CD(三軸)	
	全応力 c kN/m^2	7.3	
	ϕ	39.6	
	塩化物含有量 %/dry	0.01未満	

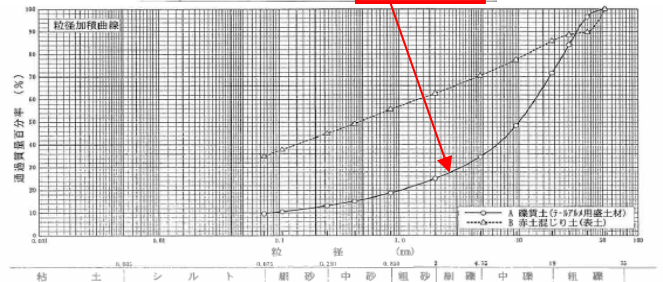


図 - 5【現地発生土の土質試験結果抜粋】

実際には、この施工例のように国頭礫層の弱風化部である現地発生土を使用して施工している。

2) 流用土(購入土)の利用について

過去の施工実績においては、

イ)「流しコーラル」を流用土として使用した例がある。流しコーラルは、砂礫質材のため補強土(テールアルメ)壁工法の良質な裏込め材として使用されている。

また、今後は、

口)「^{がんじゅうど}頑丈土破砕材」も補強土壁の裏込め土として活用が可能と考えられる。「頑丈土破砕材」とは、沖縄電力で開発された石炭灰の有効利用技術である。石炭火力発電所で副生される石炭灰に水と数種類の添加剤、セメントを混合して製造する「頑丈土」を締め固めて固化・養生(貯蔵)した後に掘削・破砕して製造する人工の地盤材料である。せん断抵抗角が大きく(35°)、軽量(15 kN/m³)な性質を有している。⁵⁾

10、まとめ

- 1) 沖縄県における盛土材の利用については、対象となる土質材料の性質を正しく把握することが大切である。特に赤土とよばれる「国頭まあじ」は、風化度によってその性状が大きく異なるため、必要に応じた適切な対処方法を検討する。土質改良処理を行なう場合には、 $\phi = 30^\circ$ を目標とした固化材添加量の設定を提案する。
- 2) 補強土壁工法は、「壁面材」・「補強材」・「盛土材」の3つが大きな構成部材となっており、構築された構造物の品質を左右するのは唯一工場製品ではない「盛土材」によることが大きい。したがって、使用する予定の盛土材については、補強土壁工法に必要とされる土質試験を行い、適用性の判定をして、適切な対処方法を検討することが重要である。
- 3) しかし、構造的にも経済的にも、できるだけ良質な発生材を選別して利用する方法が最も良い事は言うまでもない。そこで、補強土壁の領域と周辺の領域をゾーニングして盛土材料の仕分けすることにより、不足しがちな良質土を確保する施工計画の策定を提案したい。

以上、本報が沖縄地区の補強土壁工法の盛土材利用方法の一助になれば幸いである。

参考文献

- 1) 九州・沖縄における特殊土 昭和 57 年 5 月
(社)土質工学会九州支部
- 2) 道路土工 - 擁壁工指針 平成 11 年 3 月
(社)日本道路協会
- 3) 補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル 第 3 回改訂版 平成 15 年 11 月
(財)土木研究センター
- 4) 補強土ネットサービス：<http://www.hokyodo.jp/>
- 5) 天願、宮里、佐藤、黒山：^{がんじゅうど}「頑丈土破砕材」の開発とその工学的性質、第 14 回沖縄地盤工学研究発表会 2001 年 11 月 1 日

石炭灰を混合した浚渫土造粒地盤材料の繰返し非排水せん断特性に関する研究

○元:大永建設 株式会社, 現:合資会社 新藤土質調査 与那原 利行
琉球大学 工学部 環境建設工学科 原 久夫
合資会社 新藤土質調査 松本 新一
株式会社 沖縄環境分析センター 真栄田 義安, 渡久地 博之
有限会社 三友 金城 和良

1. はじめに

沖縄県内の河川では、台風などの豪雨時に赤土等の土砂が流出し、河床・砂防ダムなどの底域に堆積して自然環境汚染の原因となり、環境汚染修復の必要性が高まっている。環境修復の必要性から実施してきたこれまでの研究¹⁾²⁾では、電力産業廃棄物である石炭灰飛灰(石炭灰と称す)と国頭マージ土(赤土と称す)の原土を混合して道路用の路盤材料などのリサイクル路盤材料を作製し、主に実験室内による研究を行ってきた。また、本研究では、河川の砂防ダム底域に堆積した土砂としての泥状土を高吸引式の浚渫用車両によって採取運搬し、造粒材製造プラント工場において石炭灰と混合して実際に使用可能なリサイクル地盤材料(路盤材と埋戻し材)に加工する研究開発を実施した。

これまでの研究は、リサイクル路盤材料としての物理・力学的特性や化学的特性を調べることを主な目的としていたが、本研究では、地下水位が高い沿岸地域などにおいて、埋戻し材料として使用することを想定して液状化に着目した。石炭灰を用いた既往の研究には、安原・兵藤ら³⁾による水流・乾式埋め立て石炭灰地盤の液状化強度の研究や、後藤ら⁴⁾による石炭灰地盤の振動台模型実験、及び、吉本・兵藤ら⁵⁾による造粒石炭灰の液状化抵抗の研究などがあり、これらの研究では石炭灰そのものを用いている。

本研究は液状化対策を想定し、石炭灰に浚渫土を混合した造粒地盤材料の繰返し非排水せん断特性を研究の対象とした。さらに、浚渫土造粒地盤材料の締固め程度による材料の繰返しせん断強度特性や、平均有効主応力の応力経路などの検討も行った。

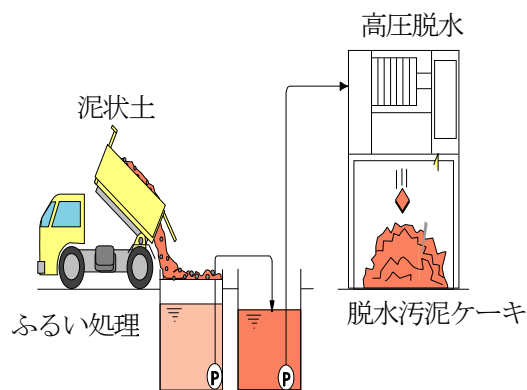
2. 試験用試料の性質及び試験概要

試験に使用する赤土泥状土は、沖縄本島中部のうるま市石川地区に位置する砂防ダムから採取した堆積土砂(以下、土砂と称す)を用いて造粒地盤材料を作製し、本研究の試験に使用する。

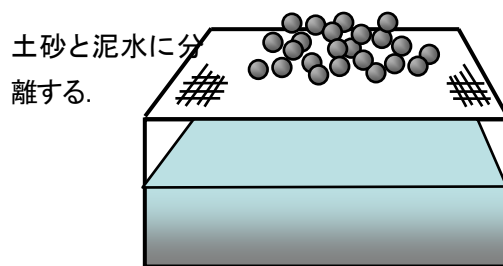
(1) 試験用の試料

砂防ダムから採取した土砂を沈殿池において一次処理を行い、造粒地盤材料用の試料土とする。試料土の作製方法として採取土砂の一次処理概略を図-1に示す。処理は、運搬した土砂を鋼製の網を用いた湿式ふるいをを用いて、ふるい網目2mm以上の砂・礫質土に分離し、粒径2mm以下の細粒土は高压脱水機械に送泥して脱水ケーキとして排出する。本研究における造粒地盤材料の試料土には、分離した砂・礫質土から粒径20mm以上の礫分を取り除いた粗粒土を用いた。

造粒地盤材料の作製は、図-2に示すように容量0.5 m³の攪拌槽に試料土と石炭灰を入れて180秒の予備攪拌を行う。予備攪拌の後に固化材(普通ポルトランドセメント+高炉スラグ微粉末)を投入し、造粒攪拌を180秒行う。造粒攪拌時には、造粒体の含水比 w^* が



(a) ふるい沈殿処理と脱水処理



(b) ふるい沈殿処理

図-1 採取土砂の一次処理

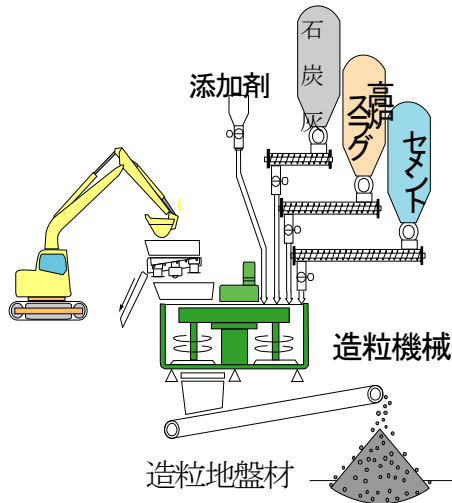


図-2 造粒地盤材の製造

$w^*=20\% \sim 23\%$ になるように含水の調整を行う。造粒攪拌の後は、攪拌羽を逆回転させ、造粒体の整粒を30秒行なってベルトコンベアにて排出する。なお、排出後の造粒体は、2週間空气中に静置して散水養生を行い、試験用の供試体を作製する。

(2) 試験計画

試験用の試料を作製するに当たり添加する固化材等(各因子)の配合計画を行った。配合は、試料土の質量 m_s を基準にして各因子の添加比を次式で定義した。

$$w^* = \left(\frac{m_w}{m_s + m_{PC} + m_{BF} + m_{FA}} \right) \times 100 \quad (1)$$

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

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

$$FA = \left(\frac{m_{FA}}{m_s} \right) \times 100 \quad (4)$$

$$SR = \left(\frac{m_{BF}}{m_{BF} + m_{PC}} \right) \times 100 \quad (5)$$

ここに、 w^* ：造粒体(試料土+固化材)に対する含水比(%), PC ：普通ポルトランドセメントの添加比(%), BF ：高炉スラグ微粉末の添加比(%), FA ：石炭灰飛灰の添加比(%), SR ：高炉スラグ微粉末の固化材における置換率(%), m_s ：試料土の質量, m_w ：水の質量,

表-1 試料の配合 (単位：%)

試料 No.	固化材 $BF+PC$	石炭灰 FA	置換率 SR	備考
No.215	36	30	44	密詰め
No.216	36	50	44	緩詰め

表-2 試料の物理的性質と締固め特性 (単位： g/cm^3)

項目	土粒子 密度 ρ_s	最大乾 燥密度 ρ_d	最大締 固密度 $\rho_{d \max}$	最小締 固密度 $\rho_{a \min}$
試料 No.				
No.215	2.644	1.500	1.417	1.025
No.216	2.576	1.499		

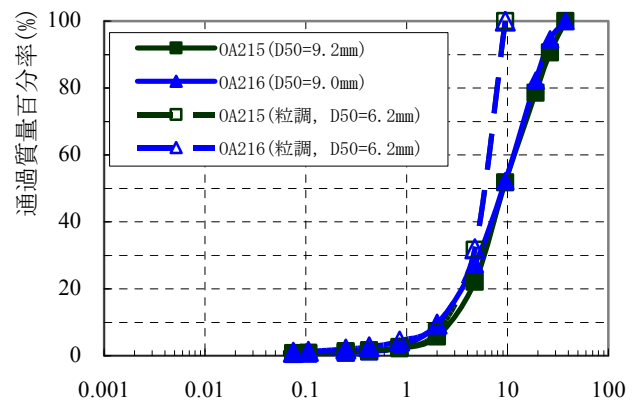


図-3 試料の粒径過積曲線

m_{PC} ：普通ポルトランドセメントの質量, m_{BF} ：高炉スラグ微粉末の質量, m_{FA} ：石炭灰飛灰の質量とする。なお、各試料の配合を表-1に示す。

(3) 試料の物理的性質と締固め特性

写真-1に示す造粒地盤材料は、表-1の試料配合を用いて作製した。また、表中の固化材は造粒地盤材料に埋戻し材料と路盤材料の複合使用を考慮したことから、一般的な改良土(再生埋戻し土)に対する添加比約10%に比べて36%の高い添加比となる。さらに、高炉スラグ微粉末 BF の置換率 $SR=44\%$ では、 BF に対して質量比で1.5倍の普通セメント PC を混合した。表-2は、試料土の粒子密度及び、表-1の配合を基に作製した造粒地盤材料の締固め試験結果を示している。表中の最大乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)は JIS A 1210 突固めによる土の締固め試験方法⁶⁾、最大締固め密度 $\rho_{d \max}$ (g/cm^3)と最小締固め密度 $\rho_{a \min}$ (g/cm^3)は JGS 0612-2006 礫の最小密度・最大密度試験方法⁷⁾で求めた。

試料の粒径過積曲線を図-3に示す。試料 No.215 と No.216 の最大粒径(mm)は40mmであるが、試験に用いる

破線状のせん頭粒度曲線は、最大粒径 $D_{max}=10$ mm、平均粒径 $D_{50}=6.2$ mmとなる。

(4) 繰返し三軸試験の概要

繰返し三軸試験の条件を表-3の一覧表に示す。試験に用いた供試体の作製方法と設置は、地盤工学会基準 JGS 0530 に準拠した。まず、供試体の作製は直径 5 cm、高さ 10 cm の鋼製モールドに粒状の試料を任意の密度になるように締固める。つぎに、締固めたモールドは脱型後に供試体が自立できるように冷凍庫にて凍結させる。凍結した脱型後の供試体には、ゴムスリーブを密着させて写真-2に示す試験機械に設置する。

繰返し三軸試験は、表-3の一覧表に示すように試験前の圧密圧力 $\sigma'_c=70$ kN/m²、有効拘束圧 $\sigma'_0=70$ kN/m²、載荷周波数 $f=0.3$ Hz の一定条件で行った。また、埋立て時の締固め程度による液状化の特性を調べるために試料 No.215 は相対密度 $Dr=102\sim 105\%$ の密詰め状態、試料 No.216 は $Dr=-9.0\sim -12.4\%$ の緩詰め状態とした。なお、相対密度 Dr の値は密詰め状態で $100\% < Dr$ 以上、緩詰め状態で $Dr > 0\%$ 以下となる。その理由として、最大乾燥密度 ρ_d の試験は突固めによる試験方法、最大締固め試験は振動締固めによる方法、最小締固め試験は自由落下による方法等の違いが挙げられる。

3. 繰返し三軸試験結果

繰返し三軸試験は、一様振幅の繰返し荷重を非排水条件の下で載荷し、地震時の飽和土の液状化強度特性を求める標準的な試験方法である。また、本試験で求まる液状化強度特性は実際の地盤特性ではないが、地盤工学会による一斉試験によって指標試験としての有意性が確認⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾されている。

(1) 繰返し回数と軸ひずみ・過剰間隙水圧比の挙動

非排水による繰返し載荷中の軸差応力と軸ひずみ及び、過剰間隙水圧比の連続波形を図-4に示す。なお、繰返し非排水せん断試験結果に用いる応力やひずみ等の記号は、以下の式で定義¹¹⁾する。

$$\sigma_d = \frac{P_C + P_E}{2A_C} \times 10 \quad (6)$$

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta H}{H_C} \quad (7)$$

$$DA = \frac{\Delta L}{H_C} \times 100 \quad (8)$$

表-3 試験条件一覧表

項目 試料 No.	相対密度 Dr (%)	圧密圧力 σ'_c kN/m ² , 有効拘束圧 σ'_0 kN/m ² , 載荷周波数 f Hz
No.215	$Dr=102\%$ ～ 105%	$\sigma'_c=70$ kN/m ² $\sigma'_0=70$ kN/m ² $f=0.3$ Hz
No.216	$Dr=-9.0\%$ ～ -12.4%	$\sigma'_c=70$ kN/m ² $\sigma'_0=70$ kN/m ² $f=0.3$ Hz



写真-1 造粒地盤材料

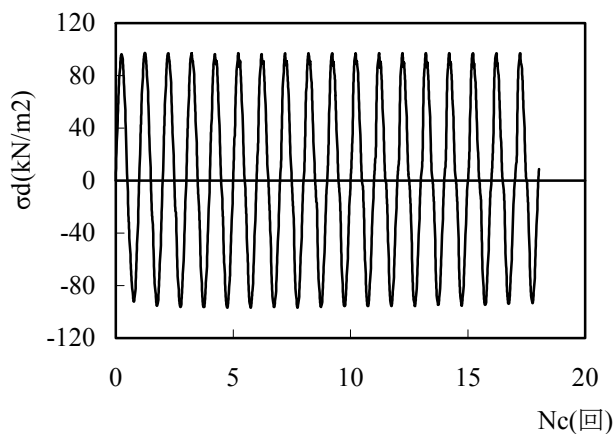


写真-2 繰返し三軸試験装置

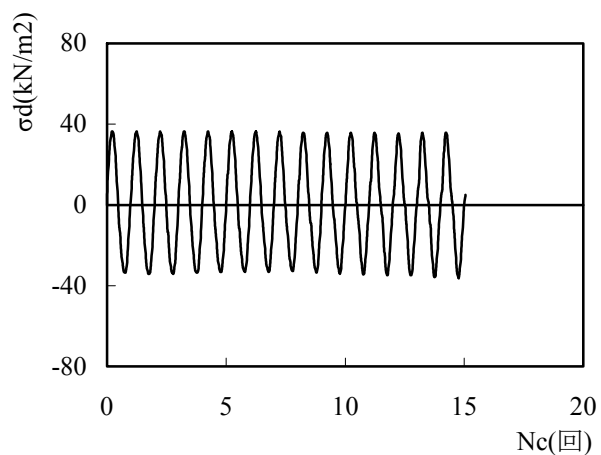
$$\Delta u / \sigma'_0 = \frac{\Delta u}{\sigma'_0} \quad (9)$$

ここに、 σ_d : 繰返し軸差応力の片振幅(kN/m²), P_C , P_E : 圧縮及び伸張繰返し軸荷重の片振幅(N), A_C : 供試体の断面積(cm²), ε_a : 軸ひずみ(%), ΔH : 軸変位量(cm), H_C : 試験前における圧密後の供試体高さ(cm), DA : 両振幅軸ひずみ(%), ΔL : 軸変位量 ΔH の両振幅(cm), $\Delta u / \sigma'_0$: 過剰間隙水圧比, Δu : 過剰間隙水圧(kN/m²), σ'_0 : 有効拘束圧(kN/m²)である。

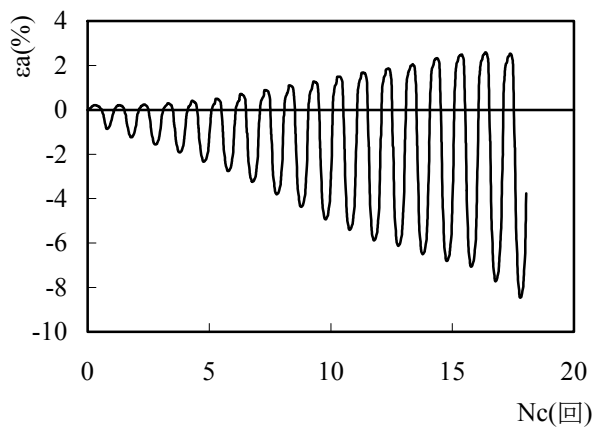
図中の(a)-(c)は No.215 密詰め試料を、(d)-(f)は No.216 緩詰め試料を示している。No.215 密詰め試料に



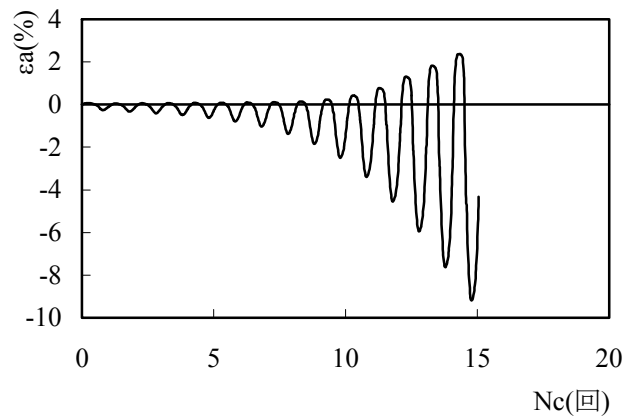
(a) No. 215 繰返し回数 N_c ~ 軸差応力 σ_d



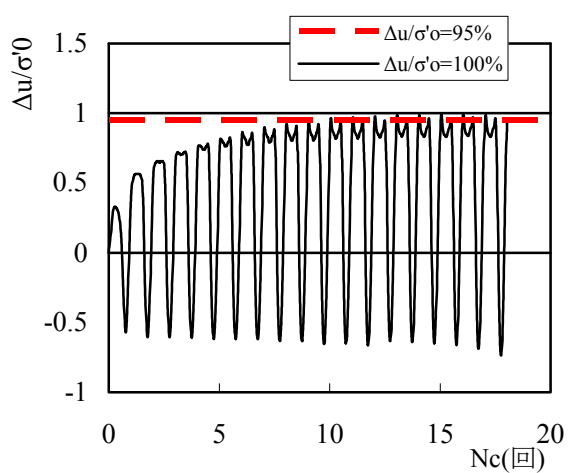
(d) No. 216 繰返し回数 N_c ~ 軸差応力 σ_d



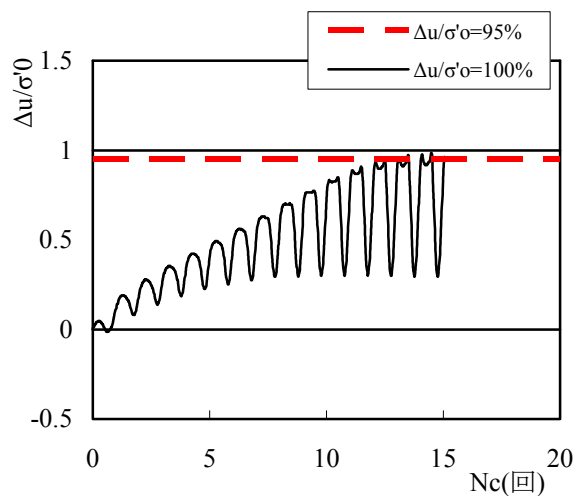
(b) No. 215 繰返し回数 N_c ~ 軸ひずみ ϵ_a



(e) No. 216 繰返し回数 N_c ~ 軸ひずみ ϵ_a



(c) No. 215 繰返し回数 N_c ~ 過剰間隙水圧比 $\Delta u / \sigma'_0$



(f) No. 216 繰返し回数 N_c ~ 過剰間隙水圧比 $\Delta u / \sigma'_0$

図-4 繰返し三軸試験の連続波形

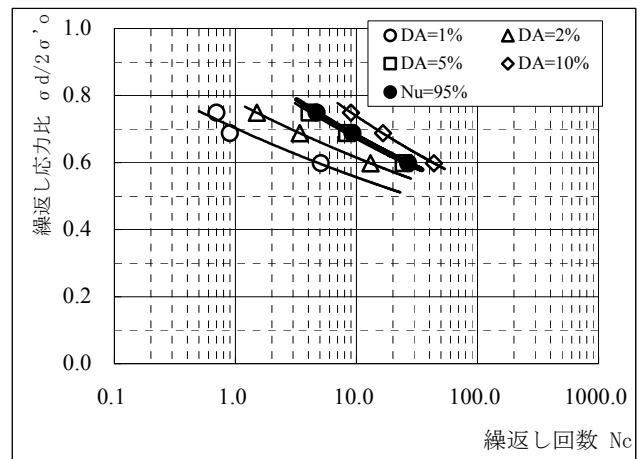
おける(a) 繰返し回数 N_c ~ 軸差応力 σ_d 関係は、液状化強度と認められる繰返し回数 $N_c \approx 10 \sim 20$ 内に過剰間隙水圧比 $\Delta u / \sigma'_0 = 0.95$ が入るように $\sigma_d = 96.3 \text{ kN/m}^2$ に設定した。また、(c) 繰返し回数 N_c ~ 過剰間隙水圧比 $\Delta u / \sigma'_0$ 関係では $N_c \approx 10$ で液状化と見なせる $\Delta u / \sigma'_0 = 0.95$ に達し、 $10 \leq N_c$ 以降は $\Delta u / \sigma'_0 = 0.95 \sim 1.00$ で推移する。さらに、負の過剰間隙水圧比側で $\Delta u / \sigma'_0 \approx -0.5$ になることは、礫質の供試体が密詰め状態にあることが原因と推察する。加えて、(b) 繰返し回数 N_c ~ 軸ひずみ ε_a 関係では、密詰め試料が剛性を保持していることから軸ひずみ ε_a が徐々に増加する傾向にあり、かつ、体積(剛性の粗粒状態)が膨張しようとするダイレイタンスー特性により有効応力が回復し、 ε_a が一定値に収束するサイクリックモビリティ¹¹⁾の状態に移行すると推察する。なお、負の伸張ひずみ $-\varepsilon_a$ が正の圧縮ひずみ $+\varepsilon_a$ の約 4 倍になって変形が $-\varepsilon_a$ 側に卓越することから、圧縮側に強い構造を持った変形挙動であり、本試験による液状化は主として伸張側のせん断による破壊現象¹²⁾である。

No.216 緩詰め試料の(d) 繰返し回数 N_c ~ 軸差応力 σ_d における σ_d 設定は、本試料が緩詰め状態にあることから前述 No.215 試料の約 1/3 となる $\sigma_d = 35.0 \text{ kN/m}^2$ に設定した。(f) 繰返し回数 N_c ~ 過剰間隙水圧比 $\Delta u / \sigma'_0$ 関係では、 $\Delta u / \sigma'_0$ が緩やかな状態で、かつ、液状化と見なせる $N_c \approx 13$ 付近で $\Delta u / \sigma'_0 = 0.95$ に達しており、 $13 \leq N_c$ 以降は $\Delta u / \sigma'_0 = 0.95 \sim 1.00$ で推移する。また、伸張側の $\Delta u / \sigma'_0$ は $N_c = 1$ 回で負の値を示すが、 $1 < N_c$ 以降は徐々に増加して正の値を示し、(c) の密詰め試料と異なる挙動を示す。さらに、(e) 繰返し回数 N_c ~ 軸ひずみ ε_a 関係では、 $N_c \approx 9 \sim 10$ 回当たり ($\Delta u / \sigma'_0 = 0.80$ 付近) から、軸ひずみ ε_a が急激に増加し、(b) の密詰め試料と異なる傾向を示している。なお、同試料においても負の伸張ひずみ $-\varepsilon_a$ が正の圧縮ひずみ $+\varepsilon_a$ の約 4 倍になっている。

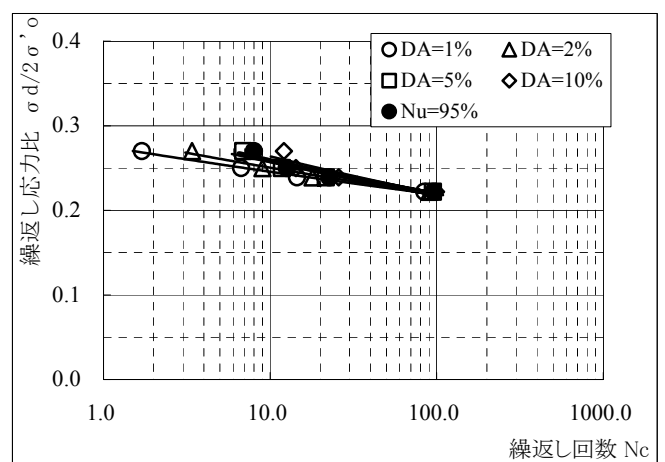
(2) 繰返し非排水せん断強度の特性

土の液状化強度は、繰返し非排水せん断試験時に 3~4 個の供試体を用いて各供試体の繰返し軸差応力 σ_d 毎に両振幅軸ひずみ DA をパラメーターとし、繰返し载荷回数と繰返し応力振幅比の関係図から求める。

図-5 は、No.215 密詰め試料と No.216 緩詰め試料の繰返し回数 N_c と繰返し応力振幅比 $\sigma_d / 2\sigma'_0$ の関係である。図中 (g) の密詰め試料 No.215 は、両振幅軸ひず



(g) No.215 の繰返し応力比~繰返し回数



(h) No.216 の繰返し応力比~繰返し回数

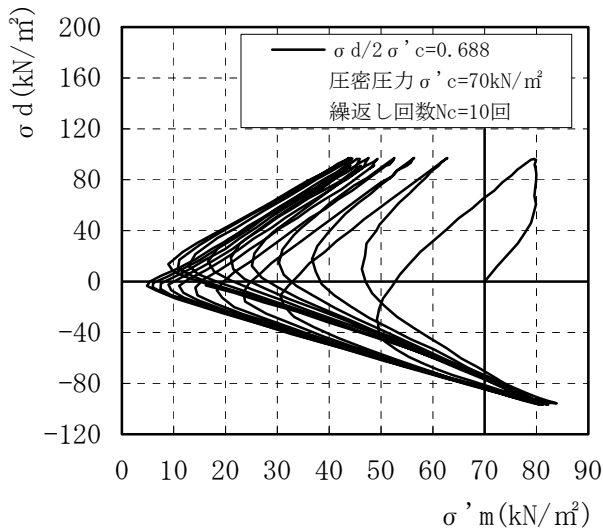
図-5 繰返し回数と繰返し応力振幅比の関係

表-4 繰返し回数毎の繰返し応力振幅比 (単位: 無)

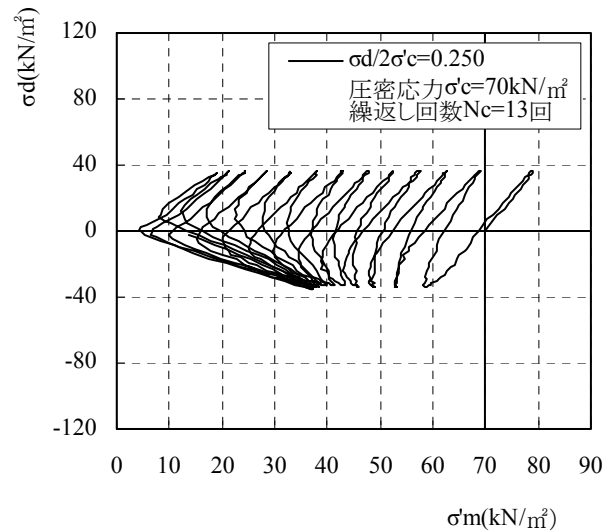
回数 N_c 試料 No.	$N_c=10$ (回)	$N_c=15$ (回)	$N_c=20$ (回)
No.215	0.68	0.65	0.62
No.216	0.26	0.25	0.25

み DA が同一である $DA = 1, 2, 5, 10\%$ の曲線が開いていることから、正のダイレイタンスー特性¹³⁾が顕著な試料と判断できる。一方、(h) 緩詰め試料 No.216 では緩詰めの特徴である狭い DA 曲線の間隔となっており、一旦液状化すると繰返し試験時の軸ひずみ ε_a が急激に進行¹³⁾することが予測される。これらの特徴は、前出の図-4 繰返し三軸試験の連続波形に関係する。

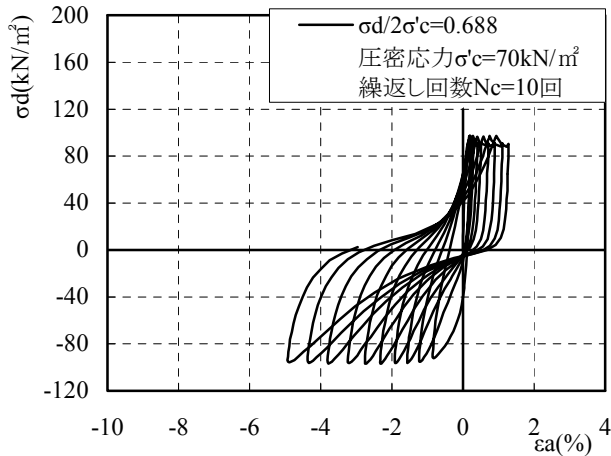
次に、試料の繰返し回数毎の繰返し応力振幅比を表-4 に示す。一般的な液状化強度は繰返し回数 N_c が $N_c = 10 \sim 20$ 回の範囲内¹⁴⁾、かつ、過剰間隙水圧 $N_u = 95\%$



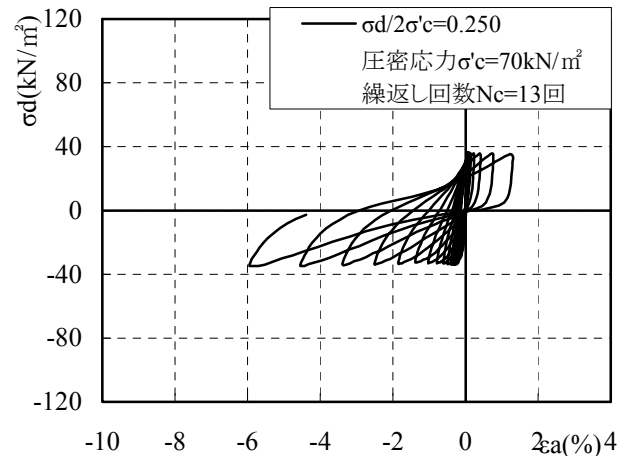
(i) No. 215 平均有効主応力径路



(k) No. 216 平均有効主応力径路



(j) No. 215 軸ひずみ ϵ_a ~ 軸差応力 σ_d 関係



(l) No. 216 軸ひずみ ϵ_a ~ 軸差応力 σ_d 関係

図-6 繰返し回数と繰返し応力振幅比の関係

の曲線上で求めることから $N_c=10, 15, 20$ 回毎の繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$ として求めた。表中の応力振幅比の値から、No.215 は $\sigma_d/2\sigma'_0=0.62\sim 0.68$ であり、No.216 は $\sigma_d/2\sigma'_0=0.25$ となって密詰め試料は、緩詰め試料の2倍以上の応力振幅比となる

(3) 有効応力経路と軸差応力・軸ひずみの挙動

繰返し試験時に液状化に至る繰返し回数 N_c までの平均有効主応力の径路及び、軸差応力と軸ひずみの関係を図-6に示す。平均主応力¹⁵⁾から過剰間隙水圧を差し引いた平均有効主応力 σ'_m は

$$\sigma'_m = \frac{1}{3}(\sigma'_a + 2\sigma'_r) \quad (10)$$

$$\sigma'_a = \sigma_a - \Delta u \quad (11)$$

$$\sigma'_r = \sigma_r - \Delta u \quad (12)$$

で求める。ここに、 σ_a は軸方向応力(kN/m²)、 σ_r は拘束圧力(kN/m²)、 Δu は過剰間隙水圧(kN/m²)である。

密詰め試料 No.215 は繰返し回数 $N_c \doteq 10$ 回で液状化に至り、図中の(i)では、 N_c の初期段階から $-\sigma_d$ 側において σ'_m 径路に σ'_m 値が減少から増加に転じる変相点¹⁶⁾が確認できる。(j) 軸ひずみ ϵ_a ~ 軸差応力 σ_d 関係の最大圧縮軸ひずみは $\epsilon_{aMax} \doteq 1.3\%$ 、最小伸張軸ひずみは $\epsilon_{aMin} \doteq -5.0\%$ であり、ひずみの絶対値で

$$|\varepsilon_{aMin}| \doteq 4|\varepsilon_{aMax}| \quad (13)$$

となり、最小伸張軸ひずみが最大圧縮軸ひずみの約4倍になる。このことは、前述した供試体の伸張側せん断による液状化破壊と同じ現象である。

緩詰め試料 No.216 は、繰返し回数 $N_c \doteq 13$ 回で液状化に至り、図中の(k)では、 $N_c \doteq 3 \sim 4$ 回から変相が表れ、 $N_c \doteq 5 \sim 6$ 回から変相点が明確になって一般的に液状化の対象となる砂の応力経路と類似の変化を示す。また、(l) 軸ひずみ ε_a ～軸差応力 σ_d 関係における最大圧縮軸ひずみ ε_{aMax} は(j)と同じ $\varepsilon_{aMax} \doteq 1.3\%$ 、最小伸張軸ひずみ ε_{aMin} は供試体が緩詰めであることから、絶対値で(j)より1%大きい $\varepsilon_{aMin} \doteq -6.0\%$ になる。

4. おわりに

本研究では、浚渫土を混合した造粒地盤材料を、地震時の液状化を想定して非排水繰返し三軸試験によるせん断特性や、平均有効主応力の応力経路等の検討を行った。本研究で得られた知見をまとめると以下のようになる。

- (1) 繰返し三軸試験の繰返し回数 N_c において、密詰め試料 No.216 は $N_c \doteq 10$ 回で、緩詰め試料 No.215 は $N_c \doteq 13$ 回で過剰間隙水圧比 $\Delta u / \sigma'_0 = 0.95$ の液状化の状態に到達する。
- (2) 繰返し回数 N_c ～軸ひずみ ε_a 関係で、密詰め状態の試料 No.215 は ε_a が徐々に増加し、かつ、ダイレイタンシーの効果を発揮してサイクリックモビリティの状態に移行する
- (3) 緩詰め状態の試料 No.216 は、 $N_c \doteq 9 \sim 10$ 回当たりから軸ひずみ ε_a が急激に増加し、密詰め試料と異なる軸ひずみの増加傾向を示す。
- (4) 繰返し回数 N_c ～過剰間隙水圧比 $\Delta u / \sigma'_0$ 関係において、密詰め試料 No.215 は繰返しの過程で $\Delta u / \sigma'_0 \doteq -0.5$ の過剰間隙水圧が発生する。
- (5) 緩詰め試料 No.216 の過剰間隙水圧比 $\Delta u / \sigma'_0$ は緩やかな増加傾向を示し、砂の過剰間隙水圧比の増加に類似する。
- (6) 平均有効主応力 σ'_m の径路で、密詰め試料 No.215 は繰返し回数 N_c の初期段階から、 N_c の増加に伴って σ'_m の値が減少から増加に転じる変相点が確認できる。
- (7) 緩詰め試料 No.216 の平均有効主応力 σ'_m 径路

は、繰返し回数 $N_c = 5 \sim 6$ 回当たりから変相点が明確になり、砂の応力経路と類似の変化を示す

- (8) No.215 密詰め試料は、最小伸張軸ひずみと最大圧縮軸ひずみの絶対値の関係で

$$|\varepsilon_{aMin}| \doteq 4|\varepsilon_{aMax}|$$

となり、最小伸張軸ひずみが最大圧縮軸ひずみの約4倍になる。

- (9) 緩詰め試料 No.216 の最大圧縮軸ひずみは $\varepsilon_{aMax} \doteq 1.3\%$ であり、最小伸張軸ひずみは $\varepsilon_{aMin} \doteq -6.0\%$ となる。

謝辞：本研究を行うに当たり元大永建設株式会社石炭灰等再生利用研究開発グループメンバーである研究支援者 知念正昭氏に試験データ等の整理を手伝ってもらった。また、本研究では、経済産業省の平成20年度地域資源活用型研究開発事業として、沖縄総合事務局経済産業部地域経済課からの委託で実施した「平成20年度赤土等の建設汚泥を用いた石炭灰改良土の再生利用技術の研究開発」の成果の一部を取りまとめた。ここに、関係者に対して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 渡久地博之，原久夫，与那原利行：石炭灰を利用した改良土の再利用に関する研究(化学試験)，第20回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集，pp.25-28. 2007.11.
- 2) 与那原利行，原久夫，渡久地博之：赤土等による重金属汚染水の吸着処理に関する研究，第21回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集，CD-ROM版，pp.39-42. 2007.11.
- 3) 安原一哉，兵動正幸，平尾和年：石炭灰の埋立地盤の液状化特性，土と基礎，Vol.39, No.2, pp.5-10, 1991.
- 4) 後藤浩一，原田俊之，森本浩，竹澤請一郎：固化改良による石炭灰地盤の液状化対策模型実験，土と基礎，Vol.40, No.5, pp.29-33, 1992.
- 5) 吉本憲正，兵動正幸，中田幸男，村田秀一，本郷孝，大中昭：造粒石炭灰の液状化抵抗性，土木学会論文集 No.813/III-74, pp.103-114, 2006.3.

- 6) 「土質試験の方法と解析」改訂編集委員会編集：土質試験の方法と解析 ー第一回改訂版ー，地盤工学会，pp.252-265，2003.4.
- 7) 新規制定地盤工学基準・同解説(2006年度版)：礫の最小密度・最大密度試験方法(JIS 0612-2006)，地盤工学会，pp.1-25，2006.10.
- 8) 飽和砂の非排水繰返し三軸試験方法に関する研究委員会：飽和豊浦砂の共通仕様に基づく全国一斉非排水繰返し三軸試験の結果について，土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.1-35，1988.
- 9) 飽和砂の非排水繰返し三軸試験方法に関する研究委員会：飽和豊浦砂の共通仕様に基づく全国一斉非排水繰返し三軸試験の結果について，土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.36-53，1988.
- 10) 飽和砂の非排水繰返し三軸試験方法に関する研究委員会：飽和豊浦砂の全国一斉非排水繰返し三軸試験の実施と試験結果の解析，土と基礎，Vol.37，No.4，pp.105～111，1989.
- 11) 前掲6)：pp.635-657，2003.4.
- 12) 前掲3)：p.8，1991.
- 13) 前掲6)：p.651，2003.4.
- 14) 液状化対策の調査・設計から施工まで，現場技術者のための土と基礎シリーズ 20：土質工学会，pp.46～61，1993.2.
- 15) 石原研而，木村孟：土木工学大系 8 土質力学 土の力学的挙動と地盤の地震応答解析，彰国社版，pp.84-91. 1998.9.
- 16) Ishihara, K. , Tatsuoka F. and Yasuda, S. :Un drained deformation and liquefaction of sand under cyclic stress., Soil and Foundations, Vol.15, No.1, pp.29-44. 1975.