

# 第八回沖縄土質工学研究発表会

Annual Meeting Papers of Okinawa Geotechnical Society, 1995

## 講演概要集



1995年10月5日

(沖縄コンベンションセンター)

沖縄土質工学研究会

## 第8回土質工学研究会開催にあたって

沖縄土質工学研究会副会長

（株）沖技 小波藏 政 良

このたびの研究発表会には、国際セミナー「土地開発と保全」も併せて10月4日に開催されます。このようなセミナーは当地ではなかなか拝聴する機会も少ないので、多数の方々の聴講を希望してやみません。

本年は、第二次世界大戦終結50年にあたっており、各地で多彩な記念行事等も開催された節目の年であります。また新年早々の1月17日早朝には阪神・淡路大震災が発生し、阪神・淡路地区に未曾有の大震災がもたらされ、我々建設関連技術に携わる者に大変な衝撃を与えたものがありました。この復興と防災対策に、関連諸学会・委員会等が現在鋭意努力を傾注されておられます。この対策が1日も早い決定をみて、今後の施策に生かされることを切望するとともに、当地においても防災対策関連の調査・研究等が盛んになることを望みます。

当地では、永年の懸案であった赤土防止条例等が本年10月1日を期して施行されることに決定し、公共投資と環境保全との調和がますます重要になっております。この課題について、産官学が一致して調査・研究並びに技術開発を発展させて、条例等の遵守に取り組む必要があります。また、この発表会が、これまでお互いが調査・研究してきた成果を出し合い、更なる研鑽の場になることを期待いたします。

最後に、今回の発表会並びにセミナーへ物心両面から御助力いただきました関係各機関、各企業並びに会員諸氏に対して、厚くお礼申し上げます。

1995年10月5日

# 目 次

## 講演会資料

平成7年兵庫県南部地震の震害とその傾向	1
株式会社 鴻池組 技研究所 中澤重一	
沖縄土質工学研究発表会	
1. 泥岩地すべり対策のための安定解析について	4
宜保清一（琉球大学農学部）	
周亜明（同）	
中村真也（同）	
2. 四川省岷江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について	8
宜保清一（琉球大学農学部）	
周亜明（鹿児島大学大学院）	
江頭和彦（九州大学農学部）	
佐々木慶三（利根コンサルタント）	
井上英将（琉球大学大学院）	
3. 中城湾港（新港地区）の圧密定数	12
吉沢光三（株清光研究所）	
呉屋健一（沖縄県中城湾港建設事務所）	
宮城富夫（上城技術情報㈱）	
平良聰（㈱沖技）	
4. 飽和粘土の体積一定せん断試験に関する実験的研究	14
又吉康之（琉球大学大学院）	
上原方成（琉球大学工学部）	
原久夫（同）	
5. 沖縄の特殊土—サンゴ礫混り土の原位置調査	18
吉見昌宏（沖縄総合事務局開発建設部港湾計画課）	
知念正尚（同）	
6. 橋梁基礎地盤としての軟岩の工学特性について	22

松 島 良 成（沖縄県土木建築部）

7. 島尻層泥岩の支持力特性に関する基礎的研究 ..... 24  
砂 川 尚 之（琉球大学工学部）  
上 原 方 成（同）  
原 久 夫（同）
8. 電気探査 ( $\rho_a - \rho_u$  法) による空洞調査例 ..... 26  
長 堂 嘉 光（岩下建技コンサルタント）  
下 地 巍（同）  
吉 住 永三郎（(財) 物理探鉱研究会）  
高 久 和 彦（大和探査技術㈱）  
南 健次郎（同）  
古 市 周 二（同）
9. 琉球石灰岩層の水平方向地盤特性（変形係数）について ..... 32  
渡慶次 勇 雄（㈱中央建設コンサルタント）  
伊野波 盛 義（同）
10. フィルダムのコア材料N E F試験について ..... 34  
松 山 兼 二（沖縄総合事務局北部ダム事務所）  
内 里 清一郎（同）  
南 吉 勝（同）
11. 濁水のS Sと透視度について ..... 38  
花 城 可 英（沖縄県衛生環境研究所）  
大見謝 辰 男（同）  
比 嘉 繁三郎（同）  
満 本 裕 彰（同）
12. 土壌等の沈降時間について ..... 42  
満 本 裕 彰（沖縄県衛生環境研究所）  
大見謝 辰 男（同）  
比 嘉 繁三郎（同）  
花 城 可 英（同）

13. 沖縄県における赤土等年間流出量について	44
比 嘉 穎三郎（沖縄県衛生環境研究所）	
大見謝 辰 男（同）	
花 城 可 英（同）	
満 本 裕 彰（同）	
14. 沖縄島中南部の土砂流出について	46
大見謝 辰 男（沖縄県衛生環境研究所）	
比 嘉 穎三郎（同）	
花 城 可 英（同）	
満 本 裕 彰（同）	
15. 非破壊試験装置によるセメント安定処理土の動的弾性係数の測定	50
大 嶺 聖（九州大学工学部）	
落 合 英 俊（同）	
安 福 規 之（同）	
堀 尾 大 輔（九州大学大学院）	
16. 沖縄本島北部赤土砂地帯の崩壊土の土質強度の鉱物組成	54
宜 保 清 一（琉球大学農学部）	
辛 島 光 彦（同）	
吉 沢 光 三（糸清光研究所）	
江 頭 和 彦（九州大学農学部）	
17. 野外における赤土流出実験結果について（中間報告）	58
黒 島 安 之（琉球セメント株式会社）	
内 間 義 次（同）	
金 城 勝（同）	
仲 松 照 隆（同）	
上 原 方 成（琉球大学工学部）	
原 久 夫（同）	
安 里 憲 人（同）	
天 野 泰 己（同）	
沖縄土質工学研究発表会 実行委員	60

# 講演会資料

# 平成7年兵庫県南部地震の震害とその傾向

—地震動と地盤災害を中心にして—

(株)鴻池組技研究所 中澤重一

## 1. 地震概要と地震動

### 1. 1 地震概要

1995年1月17日5時46分51.9秒に発生、

震央 N34°31.1'、E135°0.4'、震源深さ14.3km、M:7.2

震度7地域：淡路島津名町、神戸市須磨区から西宮市への幅1km、全長20km区域

### 1. 2 関西の内陸性地震

1596年慶長大震、1662年寛文大震、1854年安政大震、1995年兵庫県南部地震

### 1. 3 地震動特性

神戸気象台の観測データ：水平動818gal(NS)、上下動332gal

#### (1) 距離減衰

方向性のある地震の距離減衰

#### (2) 加速度波形とスペクトル

神戸気象台の加速度波形：継続時間が10秒前後の短周期の波を有する衝撃的波形

神戸気象台のスペクトル特性：0.8秒(特にEW)に鋭いピークを持つ。

上下動では0.8~1.5秒にピークを持つ

#### (3) 大阪平野の特性

主要動後の長周期堆積層表面波と堆積平野の形状・層速度構造

#### (4) 傾斜地盤の一検討

傾斜堆積地盤と成層堆積地盤の地震動の增幅性、伝達関数による比較

## 2. 地質的背景と断層運動

### 2. 1 地形概要

変化に富む地形、標高1,000mの六甲山地、台地、沖積平野、傾動地塊、水系分布

### 2. 2 地質概要

#### (1) 基盤岩類とそれらの相互関係

花崗岩類、流紋岩類、古生層、

#### (2) 被覆層とそれらの相互関係

神戸層群、大阪層群、段丘層、沖積層

### 2. 3 地質構造

#### (1) 六甲山地の構造的位置付け

断層地塊の集合、隆起山塊、沈降盆地

#### (2) 六甲周辺の断層系

N E - S W · N W - S E 断層系、N - S 断層系、E - W 断層系

#### (3) 断層地塊運動とその発達過程

断層を介在する沈降部と傾動、

#### (4) 断層の変位量と変位速度

0.1mm/yrのオーダの平均変位速度

#### 2. 4 活断層の露頭調査

地震による活断層の変動、地震断層、活断層調査カルテ、断層線状の被害の分布、  
断層と平行な被害の分布

#### 2. 5 震害状況と断層との関係

地震断層の地表への現れ方、縦ずれ断層と断層崖・階段状断層・とう曲、  
横ずれ断層と雁行状亀裂、

### 3. 表層地盤特性と被害

#### 3. 1 表層地盤の特性

沖積層の海岸部での分布、臨海地帯の埋立て、人工島の造成、

#### 3. 2 表層地盤の被害

##### (1) 液状化被害地域

人工島（六甲アイランド、ポートアイランド）での噴砂、地盤沈下現象、

旧海岸線付近の液状化被害

厚い沖積砂層と埋立て地盤

##### (2) 最大加速度

液状化の発生した地域の最大加速度は250gal以上、震度6（烈震）

##### (3) 液状化による主な被害

飽和砂地盤の間隙水圧の上昇・有効拘束圧の消滅・液状化・地表面への噴砂、

有効応力の減少・地盤強度の低下・地盤や構造物の崩壊

ライフラインの被害、防潮堤の崩壊、重力式岸壁の水平移動や破壊

##### (4) 液状化被害の解析

土-水連成の液状化解析プログラム L I Q C A

円弧すべり法による堤体の安定解析

### 4. まとめ

##### (1) 構造物の耐震性検討と耐震用入力地震動の関係

##### (2) 平野部における堆積層表面波の特性の考慮

##### (3) 活断層の評価手法

##### (4) 液状化現象のシミュレーション

##### (5) 活断層監視システムの構築

##### (6) ハザードマップの作成・整備

以上

# **沖縄土質工学研究発表会**

# 1 泥岩地すべり対策のための安定解析について

琉球大学農学部 宜保清一

○周亜明

中村真也

## 1. はじめに

地すべり対策のための安定解析の現状は、逆算法によって粘着力の一方を仮定してせん断抵抗角を決めている（農林水産省構造改善局 1989）。しかし、逆算法はすべり面の状況が勘案されていないばかりか、土質力学的根拠に乏しい。安定解析の精度を高めるためには、すべり面の平均強度定数を正確に把握することが重要であるにもかかわらず、土質試験結果が活用されていない。土質試験結果を活用した安定解析法を島尻層群泥岩地帯の地すべり対策に適用し、検討した結果について検討した。

## 2. 地すべり事例

検討した地すべりの概況を表-1に示す。島尻層群泥岩地帯の地すべりは、泥岩すべりと崩積土すべりに分類され、泥岩すべりはさらに破碎岩すべりと軟化岩すべりに細分できる。浦添地すべりに代表される破碎岩すべり（周・他 1995）では、すべり面は鏡肌擦痕と脆弱な破碎岩からなる。山川地すべりに代表される軟化岩すべり（周・他 1995）は、すべり面が亀裂面と軟化岩からなり、浅層すべりが多い。新里地すべり（宜保 1979）は、農地で発生した崩積土すべりで、島尻層群地帯の地すべりとしては比較的大きい方であり、すべり面には鏡肌面と完全軟化粘土の存在が認められた。

表-1 島尻層群泥岩地帯の地すべり

名 称	発生年	すべり面の状況	すべり面長 (m)	すべり面の 最大深度(m)	すべり面の 平均勾配(°)
浦添地すべり	1992	亀裂面と破碎岩	75	11.4	11.4
北丘地すべり	1984	亀裂面と破碎岩	40	5.1	18.7
古波蔵地すべり	1983	亀裂面と破碎岩	40	6.7	11.2
山川地すべり	1992	亀裂面と強軟化岩	45	4.0	22.4
高良地すべり	1977	亀裂面と軟化岩	25	2.6	19.1
与那原地すべり	1976	亀裂面と軟化岩	55	4.4	21.0
新里地すべり	1973	亀裂面と完全軟化粘土	130	10.7	11.4

## 3. 安定解析における問題点

これらの地すべりの安定解析結果は表-2に示す通りである。現場せん断強度は地すべり斜面の二次元断面に対して逆算法によって求めたすべり面の平均強度である。また、ピーク、完全軟化および残留強度は、地すべりの滑動において試料の示す各強度定数が単独に動員されたと想定して算出された強度である。それぞれの安全率は現場せん断強度に対する各想定強度の比である。浦添地すべりでは、滑動後の地形に対して現場せん断強度は  $\tau = 2.728 \text{ tf/m}^2$  であり、ピーク強度  $4.081 \text{ tf/m}^2$  は、すべり面全域が破碎状態からなるとして

土質試験による定数 $c_t=1.5\text{tf}/\text{m}^2 \cdot \phi_t=28^\circ$ を適用したもので、安全率が1.5となった。残留強度 $0.944\text{tf}/\text{m}^2$ は、すべり面全域で鏡肌が形成されているとして定数 $c_r=0 \cdot \phi_r=11^\circ$ を適用したもので、安全率が0.35となった。

検討された地すべりの中で、破碎岩すべりはピーク強度に対して安全率が1.50～3.15を示し、軟化岩すべりはピーク強度に対して $F_s=1.09\sim 1.88$ を示した。完全軟化強度の適用に対しては新里地すべりを除くすべての地すべりで安全率が0.43～0.91となり、残留強度に対して安全率0.17～0.36となった。

このように、安定解析においてピーク、完全軟化および残留強度の単独の適用は現実的ではない。このことからも安定解析の精度を高める上で土質試験結果を如何に活用するかが重要であり、早急に解決すべき問題である。

表-2 地すべりにおける試料のせん断強度定数、現場せん断強度および安定率

名 称	解 析 条 件	すべり面の平均強度 ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )			試料のせん断強度定数				安全率 ( $F_s$ )	
		現場せん 断 強 度 $\tau_s^{(a)}$	ピーク 強 度 $\tau_f^{(b)}$	完全軟化 強 度 $\tau_{sf}^{(b)}$	残 留 強 度 $\tau_r^{(b)}$	ピーク $c_t$ ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )	ピーク $\phi_t$ ( $^\circ$ )	完全軟化 $c_{sf}$ ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )	完全軟化 $\phi_{sf}$ ( $^\circ$ )	
浦添地 すべり	地形:発生後の現地形 地下水位:地表面	2.728	4.081	2.473	0.944	1.5	28.0	27.0	11.0	1.50 0.91 0.35
	地形:発生前の旧地形 地下水位:-0.6m	3.204	10.085	2.829	1.079	5.9	37.0	27.0	11.0	3.15 0.88 0.34
北丘地 すべり	地形:発生後の現地形 地下水位:地表面	2.892	6.257	2.567	0.851	3.0	34.0	28.0	10.0	2.16 0.89 0.29
	地形:発生後の現地形 地下水位:地表面	2.488	6.967	0.992	0.414	5.5	37.0	27.0	12.0	2.80 0.40 0.17
古波蔵 地すべり	地形:滑動中の現地形 地下水位:-0.6m	1.980	2.158	1.203	1.012	0.4	39.0	29.0	25.0	1.09 0.61 0.51
	地形:発生後の現地形 地下水位:-0.6m	1.630	3.057	0.665	0.420	2.0	34.0	23.0	15.0	1.88 0.43 0.27
与那原 地すべり	地形:発生後の現地形 地下水位:-0.3m	1.840	3.035	—	0.632	2.0	28.0	—	15.0	1.65 — 0.34
	地形:発生後の現地形 地下水位:-0.6m	2.400	—	2.500	0.893	—	—	27.0	10.0	— 1.04 0.36

<sup>a)</sup>逆算解析から得られるすべり面の実際平均強度

<sup>b)</sup>試料のせん断強度定数に基づくすべり面の想定平均強度

#### 4. 残留係数を導入した安定解析法の図解法

宜保らが先に提案した残留係数を導入した安定解析法（宜保、他 1984, 1987）は、すべり面形状および移動状態に着目したすべり面平均強度定数の算定法で、逆算法、土質強度、残留係数およびモール・クーロン式を勘案したものである。ここでは地すべり対策におけるその図解法の実用性について紹介する。

図-1は、浦添地すべりに対するものである。逆算法による $c' - \tan \phi'$ 直線は地すべり現状を反映したもので、その正確性が認められている（藤田壽雄 1979）。しかし、対策のための設計強度定数は、粘着力を $0.1h$ （すべり面最大深度(m)）またはゼロとし現場対応して求めている（日本道路協会 1986）。これはすべり面の状況を反映していくなく土質力学的根拠に乏しい。すべり面の平均強度は対策のための設計強度となる。浦添地すべりでは、すべり面状況と土質強度が明確にされており、弱面強度としての残留強度と脆弱化した破碎岩のピーク強度が共にブロック全体の滑動に抗しているとした。ここでは、提案された安定解析法の理論に基づいて、 $c' - \phi'$ 関係図に残留強度定数A点とピーク強度定数B点がプロットされ、設計強度定数は、AB直線と $c' - \tan \phi'$ 直線との交点で与えられる、 $\bar{c}' = 0.85 \text{ tf/m}^2$ で、 $\bar{\phi}' = 21.1^\circ$ となり、算定式による結果と一致する。このように図解法によって簡単に設計強度定数が求められる。

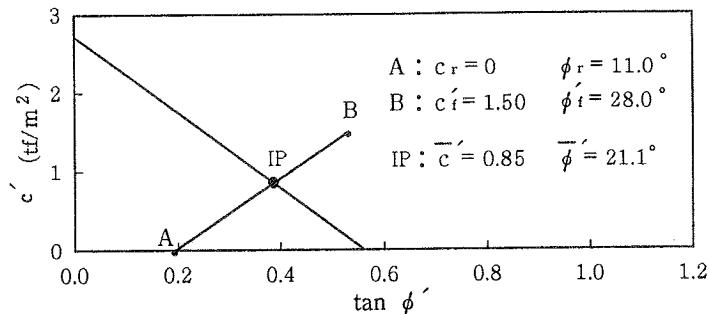


図-1 浦添地すべりの $c' - \tan \phi'$ 関係

軟化泥岩のすべりである山川地すべりでは、すべり面は亀裂面と軟化泥岩の領域からなっており、残留強度と軟化岩のピーク強度の関与を想定し、図-2から $\bar{c}' = 0.34 \text{ tf/m}^2$ および $\bar{\phi}' = 37.1^\circ$ を得た。新里地すべりは、移動量が大きくて、すべり面が鏡肌面と攪乱粘土領域からなる地すべりである。残留強度と完全軟化強度を与えて、 $\bar{c}' = 0 \text{ tf/m}^2$ および $\bar{\phi}' = 25.4^\circ$ を得た（図-3）。

他の地すべりについても解析を行い、結果を表-3に示した。破碎岩すべりにおいては $\bar{c}' = 0.85 \sim 1.74 \text{ tf/m}^2$ と $\bar{\phi}' = 20.0^\circ \sim 21.1^\circ$ が示され、残留強度の影響の大きさが見られる。軟化岩すべりでは $\bar{c}' = 0.34 \sim 0.98$ 、 $\bar{\phi}' = 23.1 \sim 37.1^\circ$ が示された。 $\bar{\phi}'$ が比較的大きくて、軟化岩のピーク強度が支配的に働いていることがわかる。崩積土すべりである新里地すべりでは、 $\bar{\phi}' = 25.4^\circ$ がほとんど完全軟化強度の $\phi_{soft} = 27.0^\circ$ と一致しており、安定解析において完全軟化強度の単独の適用が可能であると言えよう。表-3には、通常の逆算法で粘着力を仮定して求めた設計強度定数も示してあるが、残留係数を導入した安定解析法によった結果と数値的にかなり違いがある。

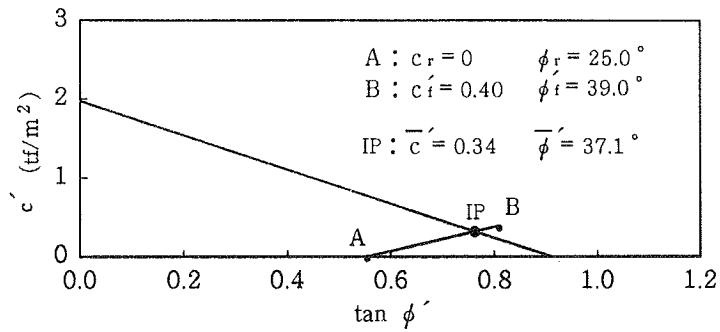


図-2 山川地すべりの  $c'$ - $\tan \phi'$  関係

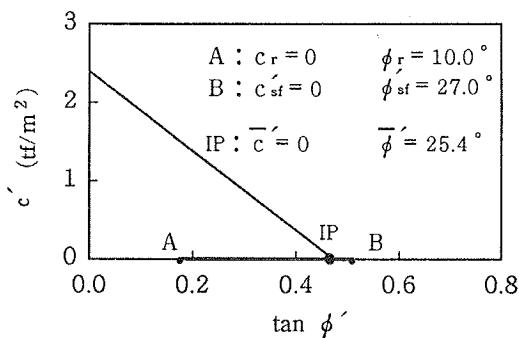


図-3 新里地すべりの  $c'$ - $\tan \phi'$  関係

表-3 地すべりにおける対策のための設計強度定数

名 称	設計強度定数*		逆算法による強度定数	
	$\bar{c}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\bar{\phi}'$ (°)	( $\bar{c}' = 0.1$ hとして) $\bar{c}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	( $\bar{c}' = 0$ として) $\bar{\phi}'$ (°)
浦添地すべり	0.85	21.1	1.14	18.1
北丘地すべり	1.13	20.0	0.52	26.2
古波蔵地すべり	1.74	21.0	0.65	43.4
山川地すべり	0.34	37.1	0.40	36.1
高良地すべり	0.92	24.4	0.26	41.2
与那原地すべり	0.98	23.1	0.43	35.3
新里地すべり	0	25.4	1.04	15.0

\*残留係数を導入した安定解析法で求めた強度定数

## 5. おわりに

提案された安定解析法およびその図解法は、島尻層群泥岩地すべりへの適用結果から明らかのように、不明確な地質的要素に対処する意味で合理的であり、極めて簡易で有効である。

## 2 四川省岷江流域地すべり土の物理的・鉱物学的性質 とせん断強度特性について

琉球大学農学部 宜保清一  
 鹿児島大学大学院 周亜明  
 九州大学農学部 江頭和彦  
 利根コンサルタント 佐々木慶三  
 琉球大学大学院 ○井上英将

### 1. はじめに

長江左支岷江流域は中国でも有数の地すべり多発地帯である<sup>1)</sup>。地すべりは、民家や農地の破壊、道路分断とともにしばしば河川を閉塞し、地元だけでなく上流および下流域の人々に大きな人的、社会経済的被害をもたらしており、すべり発生の機構解明は急務である。岷江沿いの雁門地すべり、岷江支流雜谷腦河沿いの薛城鎮地すべり、沙壠地すべり<sup>2)</sup>のすべり土の物理的・鉱物学的性質とせん断強度特性について報告する。

### 2. 試験結果と考察

#### 2.1 物理的性質

表-1に物理的性質を示す。液性限界は3試料とも30.6%~31.7%の範囲にあるが、塑性指数は雁門と薛城鎮試料が沙壠試料の2倍程度となっている。2μm以下の粘土含量では、沙壠と薛城鎮試料は雁門の1/2程度である。雁門と薛城鎮の地すべりはいずれも泥盆系の黒色千枚岩層で発生したもので、双方のすべり土は千枚岩礫まじりシルトからなり、物理的性質が類似している。

表-1 試料の物理的性質

試 料	W <sub>L</sub> (%)	W <sub>P</sub> (%)	I <sub>P</sub>	粘土(%)			粗砂(%)
				(<2μm)	(2~20μm)	(20~200μm)	
雁 門	31.4	16.6	14.8	16.6	20.9	34.4	28.1
薛城鎮	31.7	17.5	14.3	9.7	52.3	29.6	8.4
沙 壈	30.6	22.9	7.7	9.3	34.3	36.6	19.8

#### 2.2 せん断挙動および強度特性

図-1は雁門試料のせん断変位に対する応力変化( $\tau / \sigma_n \sim D$ )を示す。応力を無次元化することで異なる載荷重のせん断挙動の比較が可能になる。せん断応力は、6~11mmのせん断変位でピークに到達した後、徐々に低下し、150mmあたりで定常状態になった。正規圧密強度は粘着力が $c_{at}=3.5\text{ kPa}$ ・内部摩擦角が $\phi_{at}=32^\circ$ 、残留強度は経験的に粘着力 $c_{dr}=0$ とすればせん断抵抗角が $\phi_{dr}=21^\circ$ となった。ピークから残留への強度低下は $11^\circ$ もある(図-2)。

表-2は3試料のせん断試験結果を整理したものである。比較のため標準砂の強度結果もあわせて示してある。正規圧密強度は、雁門試料と薛城鎮試料で類似しており、残留強度は雁門、薛城鎮、沙壠の順に高くなっている。沙壠試料は標準砂に近い強度特性を示した。

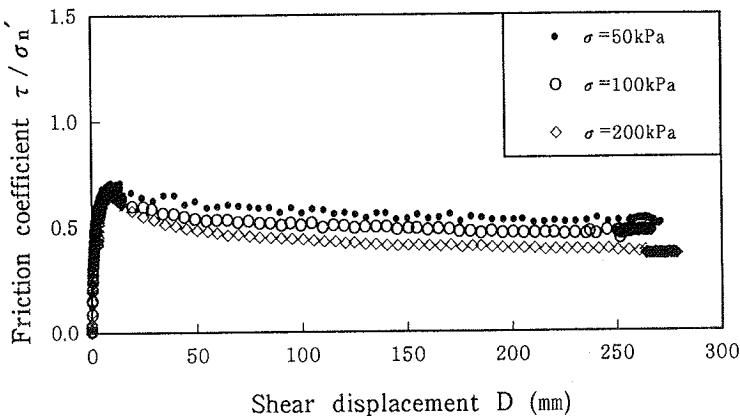


図-1 雁門試料の定圧試験のせん断結果

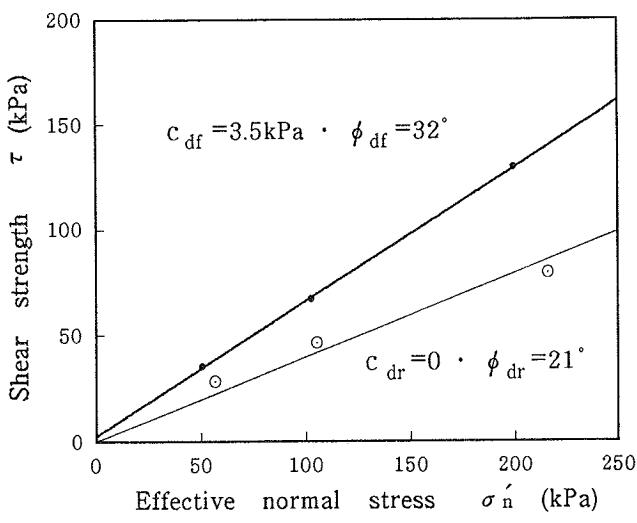


図-2 雁門試料の正規圧密強度と残留強度

表-2 試料のせん断強度定数

試 料	正規圧密強度		残留強度	
	$c_{df}$ (kPa)	$\phi_{df}$ (°)	$c_{dr}$ (kPa)	$\phi_{dr}$ (°)
雁 門	3.5	32.0 (34.5)	0	21.0
薛 城 鎮	8.0	30.0 (34.0)	0	26.0
沙 堆	8.9	36.8 (40.0)	0	36.0
標準砂	6.5	37.0 (39.0)	0	34.0

( )は  $c_{df}=0$  として得られたせん断抵抗角

### 2.3 鉱物学的性質と破壊時せん断挙動への寄与

表-3に鉱物組成を示す。鉱物学的特徴としては、3試料には雲母、緑泥石、石英、長石

に加え、方解石や苦灰石或いは石こうを含有する。特に石英と雲母類鉱物の含有量が目立つ。地すべり土層は、石灰岩由来の物質を含有する変成岩崩積物からなると考えられる。石英鉱物は、粒子のそのものに割れ目がなく、摩擦に対して抵抗力が顕著で、また、風化に対しても最も不活性な鉱物で非常に安定性がある<sup>4)</sup>。石英は同じ粒状結晶がモザイク状に密に集合した構造で、いわゆるグラノプラスティック組織である<sup>5)</sup>。圧密後の試料がせん断される際、土粒子中のグラノプラスティック組織が先に反応し、せん断に抵抗する。石英鉱物含量の多少が試料破壊時の強度特性を支配すると考えられる。雲母は層状ケイ酸塩鉱物で、鱗片状に割れやすくまた容易にへん開面に沿って水分などがしみこみ、粘土鉱物になりやすいので、土粒子の配向や強度低下に寄与する<sup>4), 6)</sup>。

表-3 試料(&lt;420 μm)の鉱物組成(%)

試 料	Sm	Mi	Kt	Ch	Mi/Ch	Qr	Fd	Gt	Cal	Dol	Gyp
雁 門	0	24	0	15	0	39	5	0	0	2	15
薛 城 鎮	0	30	0	25	0	33	11	0	0	1	0
沙 壈	0	14	0	18	0	42	11	0	13	2	0

Sm:スメクタイト, Mi:雲母, Kt:カオリナイト, Ch:緑泥石,  
Mi/Ch: 雲母/緑泥石混合層鉱物, Qr:石英, Fd:長石, Gt:ゲータイト, Cal:方解石, Dol:苦灰石, Gyp:石こう

図-3に3試料のせん断破壊時のせん断挙動を示す。沙壙試料では、石英が多く、雲母鉱物が少ないために、ピークは高く、破壊後の強度低下も緩慢である。これに対して、薛城鎮試料では、石英含量が比較的少なく、雲母が30%も占めており、低いピークと急速な強度低下を示した。雁門試料では両試料の中間的な挙動を示した。

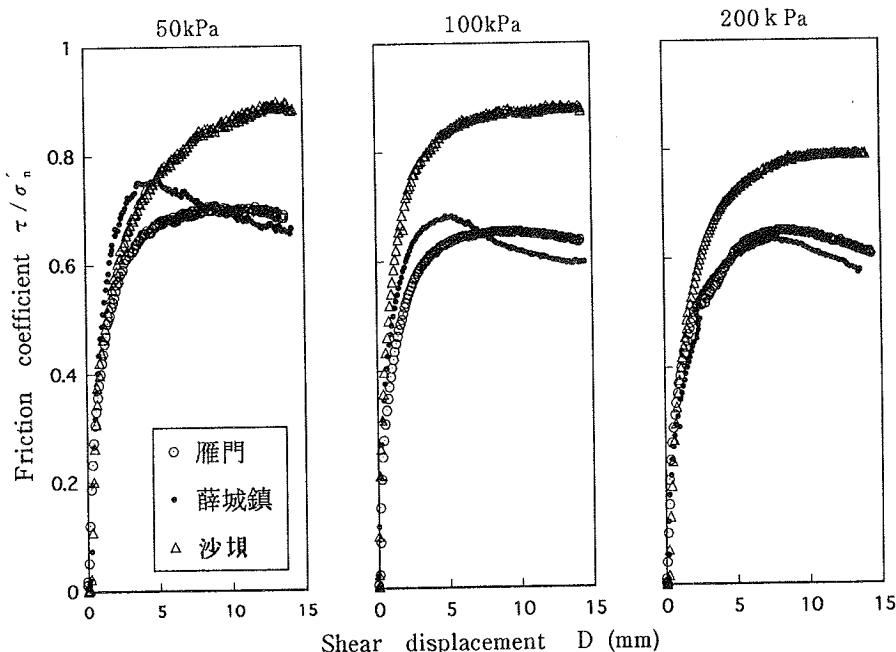


図-3 3試料のせん断破壊時のせん断挙動

## 2.4 粘土画分鉱物組成と残留強度への寄与

せん断破壊後の土粒子の配向および残留強度への低下は主に $2\mu\text{m}$ 以下の粘土鉱物組成に支配される<sup>7)</sup>。それぞれの粘土鉱物組成については表-4の通りである。3試料ともスメクタイトの含有はほとんど認められなく、高い残留強度への寄与となるが、層状ケイ酸塩鉱物の雲母の含有量はせん断後の強度低下を支配している。雁門は雲母を主に緑泥岩、長石、石英を伴っており、また比較的高い粘土含量が示され、ほかの試料と比べやや低いもとなった。薛城鎮は粘土鉱物組成が雁門試料と非常に類似しているが、粘土分含量の差による残留強度への寄与が見られた。沙壠地すべりは、全体試料の中には石英含量が42%も占めており、粘土含量が低い上に層状ケイ酸塩鉱物の寄与が小さく、そのために石英、方解石、長石の影響が前面に出てきて、標準砂とほぼ同じ大きさの残留強度になったと推定する。

表-4 粘土画分( $<2\mu\text{m}$ )の鉱物組成(%)

試 料	Sm	Mi	Ktn	Ch	Mi/Ch	Qr	Fd	Gt
雁 門	0.5	79	1	9	1	4	5	0.5
薛 城 鎮	0	74	0	16	1	3	3	3
沙 壈	0.5	61	0	25	0.5	9	4	0

Sm:スメクタイト, Mi:雲母, Kt:カオリナイト, Ch:緑泥石, Mi/Ch:雲母/緑泥石混合層鉱物, Qr:石英, Fd:長石, Gt:ゲータイト

## 3. おわりに

雁門地すべりと薛城鎮地すべりは泥盆系黒色千枚岩地帯の大規模地すべりで、すべり土は類似した物理的性質を有する。強度特性では、雁門試料がピーク強度から残留強度への低下が比較的大きいのに対し沙壠試料では強度低下がほとんど見られなかった。薛城鎮試料はその中間的な強度特性を示した。鉱物組成としては、3試料とともに、石英鉱物の多少が正規圧密強度を支配し、わずかなスメクタイト含量が比較的高い残留強度の裏付けとなり、強度低下は雲母等の層状ケイ酸塩鉱物および粘土分含量に支配される。

## 参考文献

- 喬 建平：關於岷江上流域崩滑的破壊模式的研究，成都山地災害与環境研究所報告書，1 993.
- 宜保清一・佐々木慶三・周 亜明・江頭和彦：中国、岷江および右支離谷腦河流域の地すべり地すべり，22(3), 1995.
- 宜保清一：残留強度測定のためのリングせん断試験装置とその測定精度，地すべり，Vol. 21, (3), 1994.
- 関陽太郎：建設技術者のための岩石学，共立出版株式会社, pp. 92-93, 1976.
- 橋本光男：日本の變成岩，岩波書店, p. 4, p. 56, 1987.
- 江頭和彦：有明粘土の粘土鉱物，有明粘土に関する最近の話題，農業土木学会九州支部シンポジウム, pp. 18-19, 1993.
- 宜保清一・江頭和彦・林 義隆：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第159号, 1992.

### 3 中城湾港（新港地区）の圧密定数

株式会社清光研究所 吉沢光三  
 沖縄県中城湾港建設事務所 呉屋健一  
 上城技術情報株式会社 宮城富夫  
 株式会社沖技 ○平良聰

#### 1. まえがき

標準圧密試験は試験に要する時間が長期にわたり、土質によっては適当でない場合があるなど問題をかかえながらも、圧密沈下に関する設計実務に広く利用されている。中城湾港（新港地区）においては、これまで多くの標準圧密試験（段階圧密試験）が行われており、試験定数もこの結果を多く利用している。しかし、地盤改良などの施工期間中などに試験結果が必要となりうことから、短期間で結果が得られる定ひずみ速度圧密試験と、標準圧密試験の圧密定数を検討したので報告する。

#### 2. 試験試料

中城湾港（新港地区）で得られた乱さない試料土で、同一試料（10試料）で標準圧密試験および定ひずみ速度圧密試験<sup>1)</sup>を行った。ついでに、液性限界と塑性限界試験も併せて行い（塑性指数はIp=27~52）、ひずみ速度の目安とした。塑性指数Ipは、27~52の範囲にあることから、ひずみ速度はIpが27~40では0.03%/min、Ipが40以上は0.01%/minとして試験を行った。

#### 3. 試験結果

圧密降伏応力Pcと圧縮指数Cc 定ひずみ速度圧密試験(CRS)では圧密降伏応力Pcがひずみ速度に比例して大きくなり、標準圧密試験から得られるPcと異なることが指摘<sup>2)</sup>されている。従って、定ひずみ速度圧密試験(ST)ではひずみ速度が重要となりうる。あらかじめ物理試験で塑性指数を知り、土質の性状にあったひずみ速度で試験を行う必要があることから、先に述べたようIpによってひずみ速度を変えて試験した。図-1に、定ひずみ速度圧密試験から得られた圧密降伏応力Pcと標準圧密試験で得られたPcの関係を示した。図-1にみられるように、幾つか定ひずみ速度圧密試験で得られたPcが高いようであるが、両者には大差はみられない。このことは、同一試料土であることと、ひずみ速度が比較的適正であったのではなかろうかと思われる。図-2は、定ひずみ速度圧密試験と標準圧密試験から得られた圧縮指数Ccの関係を示し

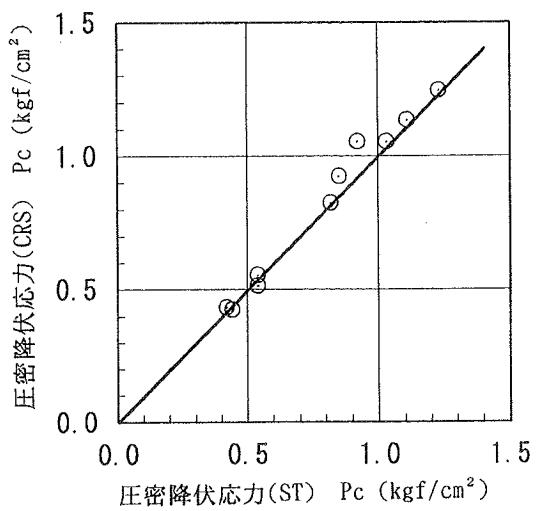


図-1 圧密降伏応力 P<sub>c</sub>

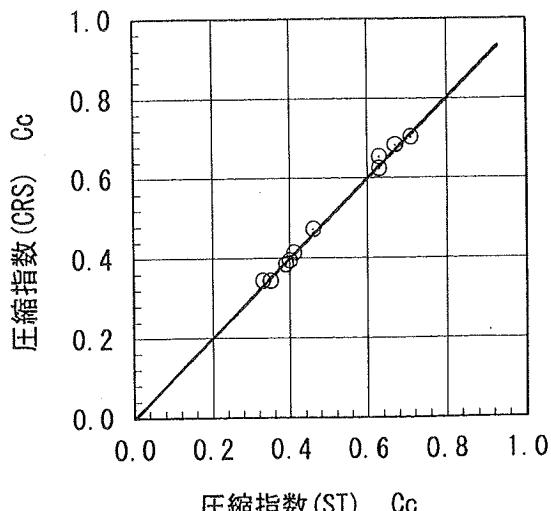


図-2 圧縮指数 C<sub>c</sub>

たものである。両者は直線上にのり、ほとんどひずみ速度の影響を受けないとみなされる。

**圧密係数Cv** 正規圧密領域における、定ひずみ速度圧密試験結果は標準圧密試験結果の範囲内におさまることは知られているが、必ずしも両者は一致するとは限らない。そこで、圧密降伏応力Pcに対する圧密係数Cvと圧密圧力P=5.0kgf/cm<sup>2</sup>に対する圧密係数Cvを、定ひずみ速度圧密試験と標準圧密試験結果を図で示したのが図-3 (Pcに対する) と図-4 (P=5.0kgf/cm<sup>2</sup>) である。両図にみられるように、定ひずみ速度圧密試験結果が、わずかに大きい傾向にあるが大差はみられない。

**体積圧縮係数mv** 正規圧密領域における体積圧縮係数mvは、顕著なひずみ速度の影響を受けないことが知られている。図-5 (Pcに対する) に、定ひずみ速度圧密試験結果と標準圧密試験から得られる体積圧縮係数mvの関係を示した。両者の試験結果は、よく対応しているものとみなせることができる。

#### 4. あとがき

今回は、同一試料によって定ひずみ圧密試験と標準圧密試験を行った。その結果、いくつかの問題は残される（特に、圧密速度）が、適正なひずみ速度により、定ひずみ速度圧密試験を行えば、標準圧密試験から得られる試験結果に、かわって短時間で標準圧密試験と同様な結果が得られ、圧密解析に利用できる。試験数は少ないが、Ip=25~40のひずみ速度は0.03%/min、Ip=40~55では0.01%/minが適正なひずみ速度と言える。中城湾港に分布する土質の塑性指数はIp=10~60の範囲<sup>3)</sup>にあることから、今後は、これらの範囲における定ひずみ速度圧密試験を行って、適正な圧密速度を見いだすことによって定ひずみ速度圧密試験の適用性は高くなりうる。

#### 参考文献

- 1) 土の定ひずみ速度圧密試験方法；社団法人土質工学会、平成7年3月。
- 2) 奥村樹郎；急速圧密試験について、第19回土質工学シンポジウム発表論文集、土質工学会、1974。
- 3) 吳屋健一、平良聰；中城湾港（新港地区）における軟弱土の工学的特性、第7回沖縄土質工学研究発表会、講演概要集、1994。

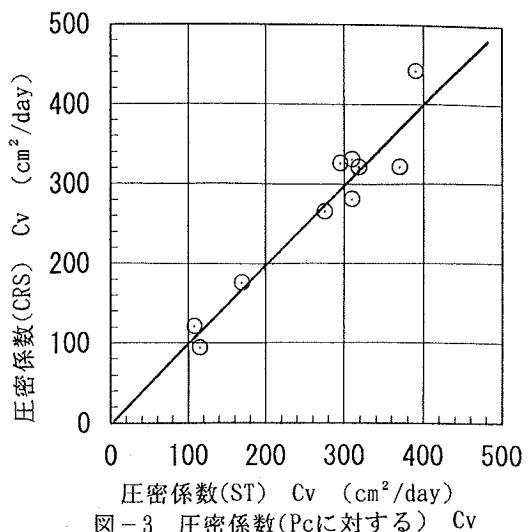


図-3 圧密係数(Pcに対する) Cv

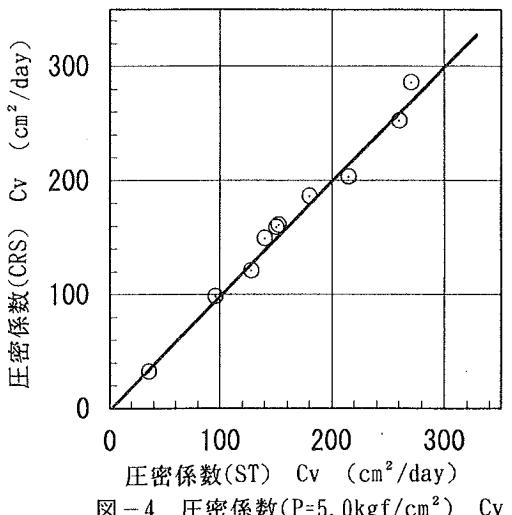


図-4 圧密係数(P=5.0kgf/cm<sup>2</sup>) Cv

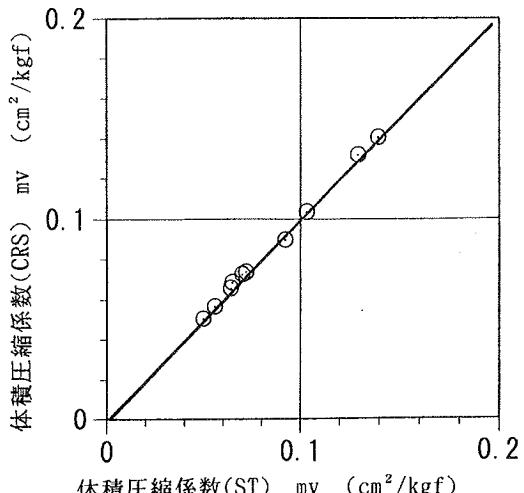


図-5 体積圧縮係数(Pcに対する) mv

## 4 飽和粘土の体積一定せん断試験に関する実験的研究

琉球大学工学部 ○又 吉 康 之、上 原 方 成、原 久 夫

### 1. まえがき

飽和粘土の三軸圧縮試験での排水、非排水応力経路は、一般に平均有効応力  $p'$  と偏差応力  $q$  の面においては、図-1のようになることが知られている。これに変形成分である比体積  $f$  の軸を加えて空間的に表したもののが図-2である。三軸状態下で正規状態にある土に荷重を加えると、その状態点は限界状態線（CSL）と正規圧密線（NCL）の間にあるとされる状態曲面（またはRoscoe面）を移動するといわれている。したがって排水、非排水経路は同一の曲面上にあり、体積変化のない非排水経路はその曲面の  $f=$  一定の切り口であって、その形状は相似形となるといわれている<sup>1)</sup>。

この概念によれば、同一の状態点から体積一定せん断を行えば同一の経路となるのだが、実際の非排水経路はひずみ速度や応力履歴によって変化し、応力経路が一致しない場合もある<sup>2)</sup>。この原因は、この概念に用いられている次の三つの仮定にあると考えられる。その三つとは、実際に、状態曲面の概念が成立しているかという点、有効応力の原理 ( $\sigma' = \sigma - u$ ) が成立しているかどうかという点、および供試体内で一様とされている比体積  $f$  や間隙水圧  $u$  が本当に一様になっているかという点である。

そこで本研究では、通常の非排水せん断試験と二つの特殊な非排水試験である定体積せん断試験および定間隙水圧非排水試験の三種類の体積一定せん断試験を行い、その比較により先に挙げた三つのうちの状態曲面の概念と有効応力の原理の再検討を行う。

### 2. 試料および試験方法

#### 2-1) 試料土および供試体について

試料土には沖縄県中南部に広く分布する島尻粘土を用いた。供試体は、それを練り返して 49kPa (0.50 kgf/cm<sup>2</sup>) の鉛直圧密圧力を 20 日間  $K_0$  圧密を行って、直径 5 cm、高さ 10 cm の円柱形に形成したものを使用した。表-1 に島尻粘土の物理的性質を示す。

#### 2-2) 試験装置及び試験方法

試験装置は通常の軸対称三軸圧縮試験機を用い、98.1kPa (1.00 kgf/cm<sup>2</sup>) の背圧を等方圧密開始時より供試体に与えた。

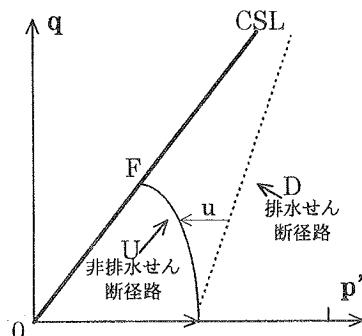


図-1  $p'$ - $q$  面上で排水せん断経路と非排水せん断経路

$p'$  : 平均有効応力

$q$  : 偏差応力

$f$  : 比体積  $f=1+e$  (e: 間隙比)

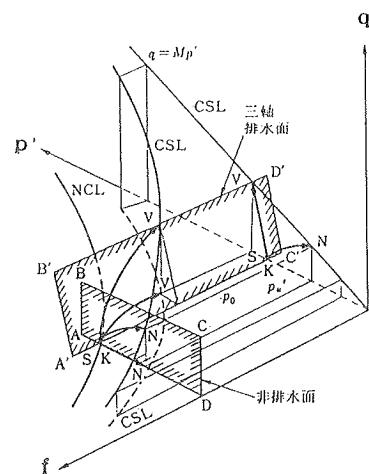


図-2  $(p', q, f)$  空間ににおける非排水経路と排水経路<sup>2)</sup>

表-1 島尻粘土の物理的性質

液性限界	L.L=53.7%
塑性限界	L.L=26.1%
塑性指数	I.P=27.6
比重	2.74
粒度分布	
砂礫分	10.2%
シルト分	44.6%
粘土分	45.2%

試験方法は、図-3 試験応力経路概念図に示すように、まず、 $p'=98.1\text{kPa}$  ( $1.00\text{kgf/cm}^2$ )で24時間等方圧密を行い、その後体積一定せん断を等方応力状態から破壊に至るまで行う。体積一定せん断試験は、非排水せん断試験（以下U試験）、定間隙水圧非排水せん断試験（以下u一定試験）および定体積せん断試験（以下V一定試験）の三種類について行い、ひずみ速度は $\dot{\epsilon}=0.01\%/\text{min}$ で共通とした。

ここで、本研究で行った特殊な体積一定せん断試験であるu一定試験とV一定試験の試験方法の説明を行う。u一定試験は、試験機の排水コックを閉じることによって体積一定の条件（非排水条件）を満たそうとする点では通常の非排水せん断試験と同様である。しかし非排水せん断試験においては側圧は一定で過剰間隙水圧が発生するのに対し、u一定試験ではせん断時に側圧を制御して内部の過剰間隙水圧の発生を抑えて間隙水圧を一定とする点で異なる。V一定試験は、せん断時に排水コックを開いたままの状態で、側圧を制御して供試体内部からの排水を抑えて体積一定の条件を満たそうとするものである。（図-4 三種類の体積一定せん断試験の概要、表-2 三種類の体積一定せん断の比較 参照）

過剰間隙水圧が発生する非排水せん断試験と発生しないu一定試験を比較することにより、間隙水圧の発生が応力経路に与える影響を調べて、有効応力の原理（ $\sigma=\sigma'-u$ ）に関する検討を行うことができる。また、排水コックを閉じて体積一定とする非排水せん断試験、u一定試験と、コックを閉じずに体積一定とするV一定試験の比較することにより、体積一定条件の制御方法による影響についても調べることができる。

表-2 三種類の体積一定せん断試験の比較

名称	体積V	排水コック開閉状態	側圧 $\sigma_r$	間隙水圧u	$\dot{\epsilon}$ (%/min)
① 非排水せん断(U test)	一定	閉	一定	$u \neq \text{const}$	0.01
② 定間隙水圧非排水せん断(u一定試験)		閉	$u=\text{const}$ となるように調整(減)	$u \approx \text{const}$ ( $\Delta u \approx 0$ )	
③ 定体積せん断(V一定試験)		開	$V=\text{const}$ となるように調整(減)	$u \approx \text{const}$	

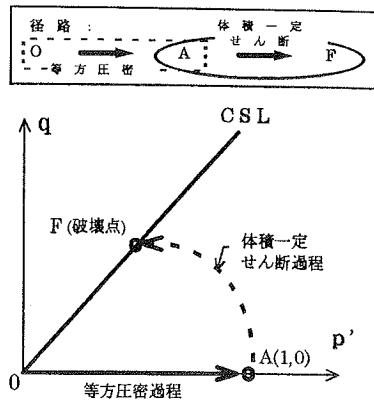
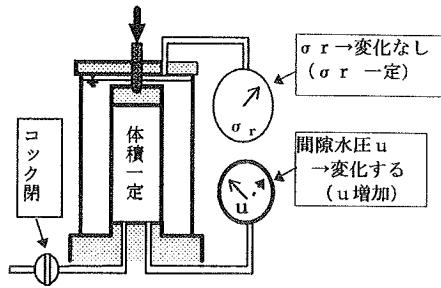
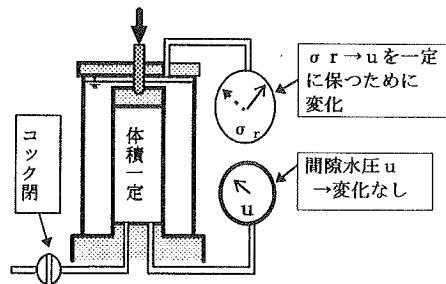


図-3 試験応力経路概念図

① 非排水せん断試験 (U試験)



② 定間隙水圧非排水せん断試験 (u一定試験)



③ 定体積せん断試験 (V一定試験)

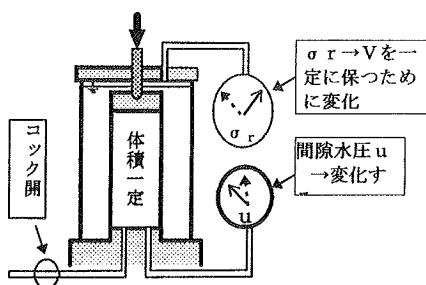


図-4 三種類の体積一定せん断試験の概要

### 3. 試験結果および考察

#### 3-1) 体積一定条件の確認

図-5に体積一定せん断時の体積変化 $\Delta V$ とせん断ひずみ $\gamma$ の関係を示す。排水コックを閉じるU試験とu一定試験は、当然 $\Delta V$ は変化していない。排水コックを開放した状態で体積一定せん断試験を行うV一定試験においても、 $\Delta V$ はほとんど発生しておらず、三試験とも体積一定の条件のもとでせん断が行われたことを示している。

#### 3-2) 応力経路、体積一定せん断過程の応力-ひずみ関係および過剰間隙水圧-ひずみ関係

図-6は $p'-q$ 面における試験応力経路図であり、図-7は体積一定せん断過程での応力経路を縦軸に $q/p'_c$ 、横軸に $p'/p'_c$ の無次元量をとったものである。両図よりu一定試験とV一定試験の体積一定せん断時の応力経路はほとんど一致していることがわかる。しかしU試験では、これら二試験よりも同じ平均有効応力に対し偏差応力が高く、立ち上がりの急な応力経路となっている。とくにU試験とu一定試験の応力経路が異なるということは有効応力の原理が成立していないといえる。

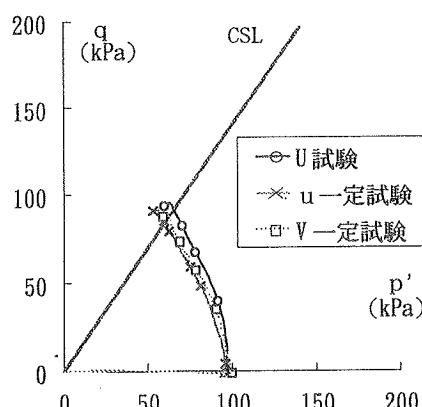


図-6 試験応力経路図

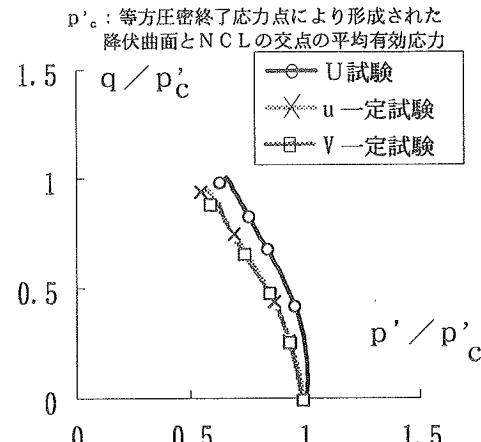
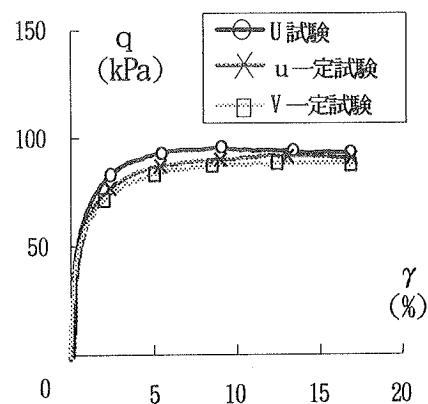


図-7 体積一定せん断過程の応力経路

図-8のせん断ひずみと偏差応力の関係においても、応力経路と同様にu一定試験とV一定試験は近い曲線となりU試験はそれより偏差応力が高い曲線となっている。

図-9は、体積一定せん断時のせん断ひずみ $\gamma$ と過剰間隙水圧 $\Delta u$ の関係を示したものである。通常の非排水試験であるU試験では、せん断が進むにつれて過剰間隙水圧 $\Delta u$ が増大し、 $\Delta u$ が発生しないよう制御したu一定試験ではほとんど $\Delta u$ は発生せず、間隙水圧一定の試験条件が成立していることがわかる。また、V一定試験においてもu一定試験と同じ $\Delta u$ はほとんど発生していない。これはV一定試験は排水

図-8 体積一定せん断時の偏差応力 $q$ とせん断ひずみ $\gamma$ の関係

コックを開いたままで体積を一定に保つ、つまり間隙水の移動を抑えるため供試体内部と外部の圧力差が0となるよう制御を行うので結果的に $\Delta u$ が発生していない。V一定試験とu一定試験の応力経路がほとんど一致した理由はそのためだと考えられる。

以上の結果より考えて、U試験とu一定試験、V一定試験の応力経路の差の原因は間隙水圧 $u$ にあると仮定できる。図-10に示すように間隙水圧 $u$ は一つの間隙水圧計で測定され、供試体内部はその $u$ で一様とされる。しかし、実際にはその分布は一様でない可能性がある。また、比体積 $f$ の変化は間隙水の移動であるから、間隙水の移動の原因である間隙水圧と密接な関係があり、 $u$ の分布が一様でないのならば、比体積の分布もその影響により一様でなくなると予想される。そこで、この三試験の応力経路の違いをこの点から検討してみる必要がある。

実際に各部分の $u$ を測定し分布を調べることはかなり困難だが、比体積の分布は、供試体を分割して各部分の含水比を測定することにより求めることができる。その比体積の分布から間接的に間隙水圧の分布を推定することは可能だと思われる。

また、比体積の分布を実測するだけでなく、それに並行して三試験と同じ条件を用いて数値解析を行い、理論上からの検討も行う必要がある。

#### 4.まとめ

##### 4-1) 結論

- (1) 定間隙水圧非排水試験と定体積試験の体積一定せん断時の応力経路はほとんど一致し、はこれらとは異なる応力経路となる。
- (2) 非排水せん断試験と定間隙水圧非排水試験の応力経路が異なることは、両者の間では有効応力の原理が成立していないことを意味し、その原因は間隙水圧の発生にあると仮定される。

##### 4-2) これからの課題

- (1) 精度の高い実験を多く行い、三種類の体積一定せん断試験の各挙動の違いを正しく把握する。
- (2) 供試体を分割して含水比を測定することにより、一様とされる供試体内部状態（比体積、間隙水圧等）について調べ、それが応力経路に与える影響を考察する。
- (3) (2)を補うために三試験と同じ条件を用いて数値解析を行い、その結果の比較を行う。

#### （参考文献）

1) 石原研而、木村孟、土木工学体系8 土質力学、彰国社

2) 瑞慶観長賢他、平成3年度卒業研究論文 正規飽和粘土の異方繰り返し応力下での変形特性

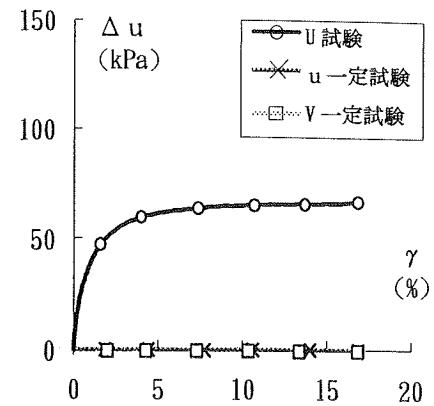


図-9 体積一定せん断時のせん断ひずみ $\gamma$ と過剰間隙水圧 $\Delta u$ の関係

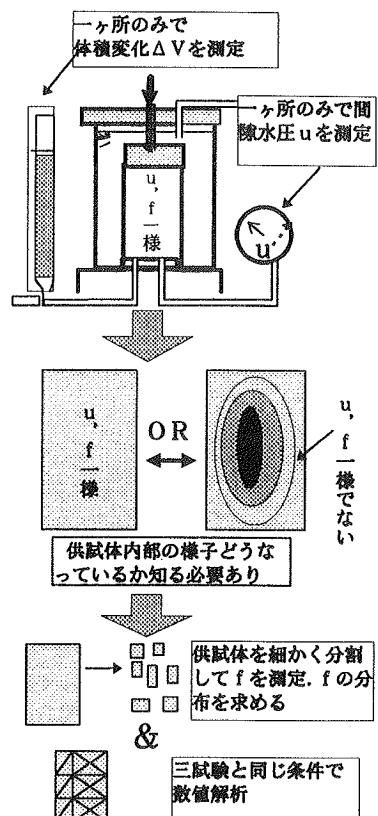


図-10 これからの研究の方針

## 5 沖縄の特殊土—サンゴ礫混り土の原位置調査

沖縄総合事務局開発建設部港湾計画課 吉見昌宏

○知念正尚

### 1. 目的

沖縄の港湾地域に広く分布しているサンゴ礫混り土は、サンゴ礫の混入の影響で一般の粘性土とは異なる性質を示す。このような地盤において構造物を設計する場合、土質調査の方法、長期的な挙動等種々の課題があるが、サンゴ混り土における調査・研究は、ごく一部の特性を評価しているものがほとんどである。また、今後構造物の大型化とともにその影響は顕著になってくるものと思われる。

本調査は、サンゴ礫混り土の基本的な性質を明らかにすることにより、サンゴ礫を含む地盤における効果的、合理的な設計法を確立するための基礎資料を得るものである。

### 2. サンゴ礫混り土の特性

既存の調査研究成果を整理することにより把握できたサンゴ礫混り土の主な特性を以下に示す。

- ①サンゴ礫混り土は枝サンゴ片を多量に含有し、枝サンゴ片の間隙に細粒土がゆるく詰まった状態で存在しており、海岸線に沿ったリーフの内側の隨所にみられ、その層厚は、非常に狭い範囲の中でもかなり変化が大きく、厚いところでは10数mにおよぶ場合もある。
- ②その土層は、生成過程からみると未圧密～正規圧密地盤と考えて差し支えない。
- ③粒度組成をみると細粒分含有率が5～95%程度（大半が10～70%）のいわゆる中間土に分類されるが、本土の粘性土や中間土とは全く性格を異にする。
- ④サンゴ礫混入の影響により乱さない試料の採取が非常に困難であり、供試体の成形も困難なため、室内試験から得られた強度定数、圧密定数の値自体の信頼性が低い。
- ⑤サンゴ礫の混入率が鉛直方向、水平方向に大きな変動を示すため、ボーリングや力学試験の代表値をどのようにとるかが大きな課題である。
- ⑥強度特性は、礫分含有率の大小に影響を受けており、概ね礫分含有率が0～50%で粘性土（C評価）、50～75%で中間土（C評価、φ評価）、75%以上で砂質土（φ評価）の性質を示す。

### 3. 原位置調査

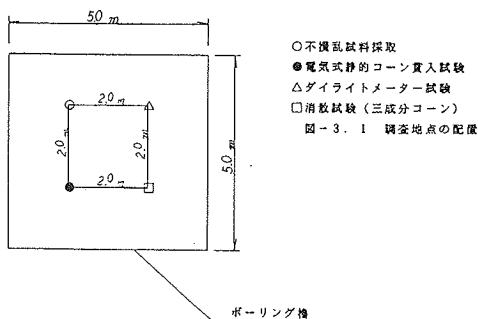
#### 3. 1 調査概要

サンゴ礫混り土は2.で記述した特性より、通常のサンプリング方法では乱さない試料の採取が難しく、また、供試体の成形が困難であるために三軸などの試験から精度の高い設計定数を求めるることは難しい。さらに、標準貫入試験も粘土分を多量に含む地盤に対しては、十分な精度を有している試験とは言い難い。

そこで、近年多く使われるようになってきた電気式静的コーン貫入試験(CPT)とダイラトメーター試験(DMT)に注目し、これらの原位置試験と室内試験から得られる値の相関を求めてみた。調査は平成7年2月、中城湾港の水深-3mの海底の2地点(No.1, No.2)で実施した。

### 3. 2 調査内容

調査項目及び数量を、表-3.1～3.2に示す。なお、ボーリング孔と原位置試験は、お互に影響を及ぼさない距離を考慮して図-3.1の配置を原則とした。また、電気式静的コーン貫入試験では、透水性の評価を行うために、不攪乱試料採取深度で間隙水圧の消散を測定した。



### 3. 3 調査結果

#### 3. 3. 1 室内試験結果

ボーリング調査より、両地点ともサンゴ礫混り土が確認された。サンゴ礫は枝サンゴであり、径は2～5mm程度、枝の長さは1～5cm程度のもので、土質特性については、中城湾港の既往のデータと比較的よく一致している。土質試験結果の一覧を表-3.3に示す。

#### 3. 3. 2 原位置試験結果

##### (1) 電気式静的コーン貫入試験

No.1、No.2両地点の試験結果を先端抵抗  $q_c$ 、周面摩擦  $f_s$ 、間隙水圧  $u_d$ の深度分布として、図-3.2、図-3.3に示す。これらの図より  $q_c$  値は2～5kgf/cm<sup>2</sup>程度、 $f_s$  値は0.02～0.15 kgf/cm<sup>2</sup>、 $u_d$  値は0.5～3.0kgf/cm<sup>2</sup>の値を示しており、それぞれ深度方向に増加傾向にあるまた  $u_d$  値は、静水圧より2倍程度の水圧が発生していることがわかる。

##### (2) ダイラトメーター試験

No.1、No.2両地点のダイラトメーター試験結果より得られた土質判別結果を図-3.4～3.5に示す。今回の調査地点においては、この結果はボーリング結果とよい対応を示していることと、電気式静的コーンと比べてシルト～粘性土を定量的に判定できていることが確認できた。

表-3.1 調査計画数量（試験および原位置試験）

孔番	試験深度 (m)	地盤高 (m)	別箇試験長 (m)	不攪乱資料 採取 (本)	電気式静的 コーン貫入 試験 (m)	ダイラト メーター 試験 (m)	
						サンゴ 礫混 じり 土 (m)	ダイラト メーター 試験 (m)
No.1	-12.06	-3.0		9.0	5	8.5	8.5
No.2	-10.33	-3.2		7.0	4	6.5	6.5
計				16.0	9	15.0	15.0

表-3.2 調査計画数量（土質試験）

不 物 理 試 驗 資 料	粒度分布 (フルイ+沈降)	名 称		N o. 1	N o. 2	合 計
		含水比	密度試験			
比重試験				5	4	9
比重試験				5	4	9
液性限界				5	4	9
塑性限界				5	4	9
三軸圧縮試験 (突刺 U U)				5	4	9
圧密試験				5	4	9

表-3.3 土質試験結果一覧表

地盤区分	粒度組成 (%)			土粒子の 密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	含水比 $w_w$ (%)	湿润密度 $\rho_l$ (g/cm <sup>3</sup> )	液性限界 $w_L$ (%)	塑性限界 $w_p$ (%)	塑性指数 $I_p$	日本統一 土質分類 (GCL)～ (CH)	せん断強さ率 $c_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	せん 断 強 さ 率 $\phi_u$ (度)	圧縮指 数 $C_c$	圧密降伏 応力 $p_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	
	礫	砂	シルト 粘土												
サンゴ礫混 じり土	3 ~ 41	5 ~ 14	19 ~ 49	19 ~ 33	2.79 ~ 2.80	34 ~ 52	1.78 ~ 1.89	40 ~ 53	20 ~ 22	20 ~ 32	(GC)～ (CL)～ (CH)	0.2 ~ 0.5	0 ~ 4	0.22 ~ 0.37	0.60

※変形 U U 試験

## (3) 間隙水圧消散試験

コーン間隙水圧消散試験結果を図-3.6、図-3.7に示す。これより、コーン貫入時の過剰間隙水圧が静水圧まで低下する時間は、20~30分程度となっており、一般的な沖積粘土が数時間のオーダーを要することを考慮すれば、サンゴ礫混り土はかなり透水性の高い地盤であることがわかる。

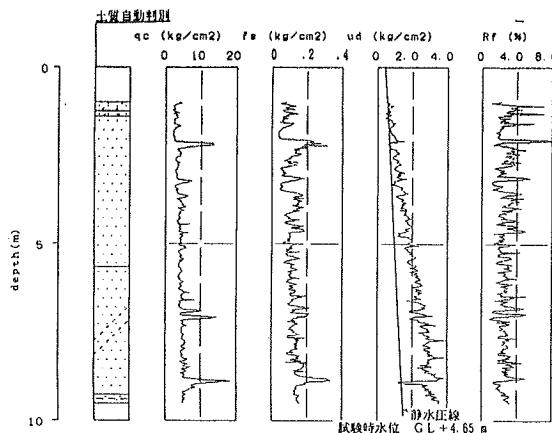


図-3.2 電気式静的コーン貫入試験および土質の判定(No. 1)

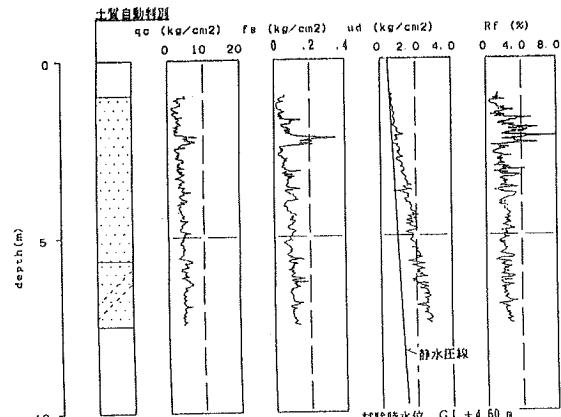


図-3.3 電気式静的コーン貫入試験および土質の判定(No. 2)

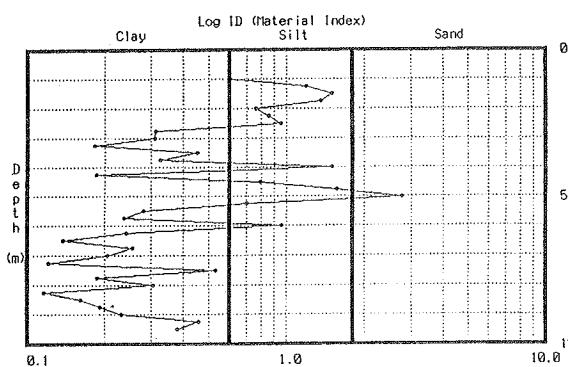


図-3.4 ダイラトメーターによる土質判定結果(No. 1)

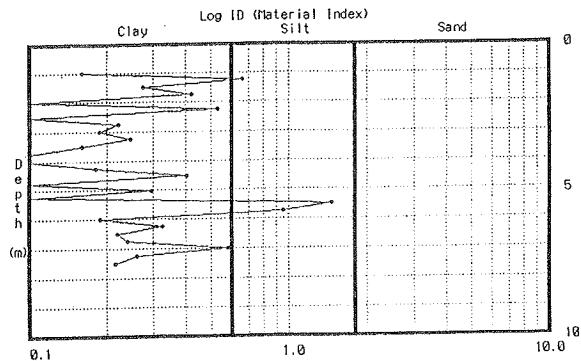
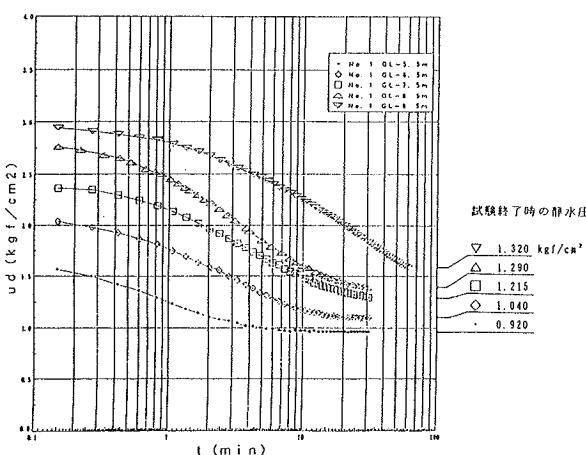


図-3.5 ダイラトメーターによる土質判定結果(No. 2)



### 3. 3. 3 室内試験結果と現地試験結果との比較

#### (1) 強度特性

変則UU試験により得られた非排水せん断強さCu(変則UU)と電気式静的コーン試験結果から推定した非排水せん断強さCu(CPTU)、ダイラトメーター試験結果より推定した非排水せん断強さCu(DMT)の関係を図-3.8~3.10に示す。これより、Cu(変則UU)とCu(CPTU)はある程度のバラツキはあるものの、 $Cu(\text{変則UU}) = Cu(\text{CPTU})$ の関係が認められる。一方、Cu(DMT)はCu(変則UU)をかなり過小評価するようであり、 $Cu(\text{DMT}) = \frac{1}{3}Cu(\text{変則UU})$ の関係が認められる。

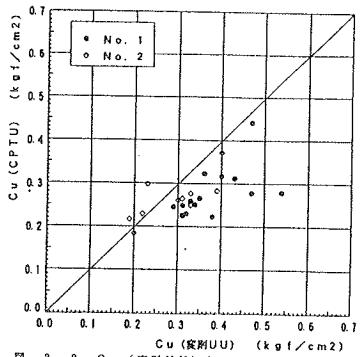


図-3.8 Cu(変則UU)とCu(CPTU)との関係

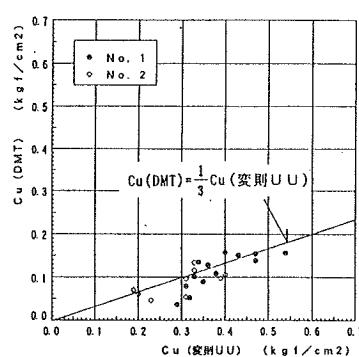


図-3.9 Cu(変則UU)とCu(DMT)との関係

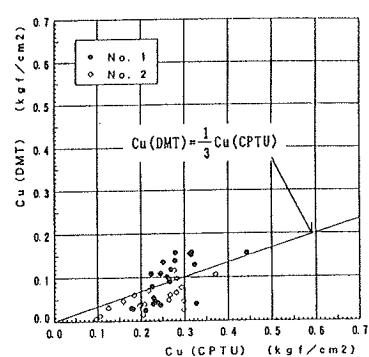


図-3.10 Cu(変則CPTU)とCu(DMT)との関係

#### (2) 圧密特性

標準圧密試験とコーン間隙水圧消散試験より同一圧密度における圧密時間の比較を図-3.11に示す。結果は、 $t(\text{min}) > CPTU(\text{min})$ となっており、一般的にいわれているように室内試験から得られた透水性(圧密時間)は、現地試験の透水性を過小評価する傾向があることがわかる。

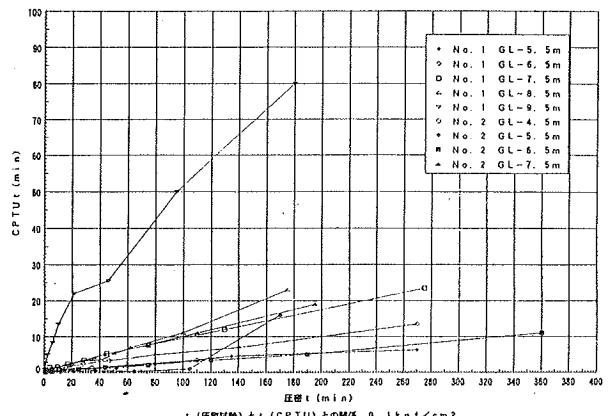


図-3.11 同一圧密度(消散度)における圧密時間(消散時間)の比較

#### 4. 考察

サンゴ礫混り土に対する室内試験では、不攪乱試料の乱れや供試体の寸法効果等の影響が大きいため、このような地盤に対しては、今回実施した電気式静的コーン貫入試験及びダイラトメーター試験が非常に有効であることがわかった。また、通常の粘性土から求めた経験式は必ずしも全てが適用できないことがわかった。

今後の課題としては、①サンプリング方法をより精度の高いものに改良すること。②電気式静的コーン貫入試験及びダイラトメーター試験等の現地試験と室内試験をペアで実施することによるデータの蓄積によって、強度定数の設定方法及び沈下指標の評価方法等を確立すること等が挙げられる。

## 6 橋梁基礎地盤としての軟岩の工学特性について

沖縄県土木建築部 松島良成

### 1.はじめに

通常、杭基礎の先端支持力を評価するための調査・試験としては、主として原位置試験である標準貫入試験及びボーリング調査が行われる。そして、杭基礎の支持力はこれらの試験・調査結果をもとに、支持力公式により推定されている。しかし、これらの公式は砂質地盤や粘性土地盤等一般的な地盤に適用するものであり、支持地盤の岩盤の場合には地盤の破壊状況が不明であるため、既往の支持力公式に試験・調査結果をそのまま適用するには問題がある。一般的な土質では、地盤の強度特性として粘着力c、内部摩擦角φを考慮すればよいが、特に岩盤の場合ではc、φだけでなく、不連続面の有無、劣化（風化、変質）状況等も考慮しなければ基礎の支持力を正しく評価することはできないであろう。そこで、今回橋梁基礎として北部地区に分布する緑色片岩及び千枚岩系軟岩に対して、深層載荷試験及び杭の載荷試験を実施し、これらのデータを基に橋梁基礎としての軟岩地盤の特性等について検討した。

### 2. 試験方法及び結果

1) 杭の載荷試験・・・土質工学会基準「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」(J S F 1811-1993)に基づいて実施した。試験杭は、径100mmの全周回転ペントで施工した。荷重段階は、6サイクル15段階で行い、最小荷重単位は、100tfとし、最大載荷荷重は1800tfとした。

2) 深層載荷試験・・・土質工学会基準「地盤の平板載荷試験方法(J S F T25-81)」に準拠した。荷重段階は、5サイクル15段階、最小荷重単位は100(tf/m<sup>2</sup>)とした。

今回行った杭の載荷試験では先端の地盤が破壊に達する前に試験杭が座屈を起こしたため、先端の極限支持力まで載荷できなかった。そこで極限支持力の推定では、荷重一沈下曲線を外挿して解析した部分がある。

深層載荷試験についても、荷重一沈下曲線の外挿して解析した部分がある。

極限支持力の推定方法としては、下記に示す方法により極限支持力を判定した。

a. S-LogP曲線からの推定

b. 宇都らの方法

c. 載荷板(杭径)の10%の沈下量が生じる荷重

### 3. 考察

上記のそれぞれの推定方法による値と換算N値との相関を図-1～図-3に示す。また、軟岩の極限支持力算定式として鉄建公団で適用されている  $q_u = 6 \cdot N$  (換算N値) ( $\leq 900(\text{tf}/\text{m}^2)$ )についても図示した。これらを比較すると、N値100程度までは上式が適用可能と考えられる。

次に、孔内水平載荷試験との相関を図-4～図-6に示す。換算N値より孔内水平載荷試験より求まる変形係数の方が、極限支持力との相関はよい。

以上のようなことをまとめると、緑色片岩及び千枚岩系の軟岩地盤における極限支持力は、換算N値と孔内水平載荷試験により、 $q_u = 6 \cdot N$  の算定式の適用が可能と考えられる。

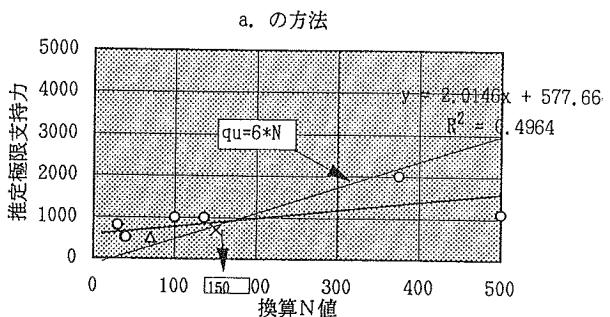


図-1

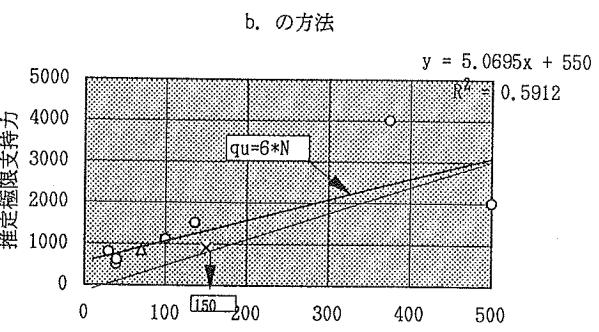


図-2

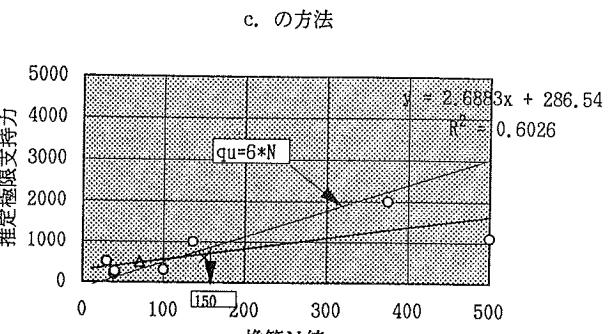


図-3

参考として、これまでに行われた深層載荷試験と換算N値との岩種別の相関を図-7に示すが、これでも各岩種の極限支持力は6\*N以上の結果を得ている。

#### 4. おわりに

深層載荷試験は、各調査業者間において試験方法が統一されていない点もあり、ひずみ及び荷重等のデータに多少のばらつきもあるようである。また、載荷板の径が9mm程度のため、実際の杭より地盤のレキ分に大きく影響されることが考えられる。したがって、深層載荷試験等から実際の杭の先端地盤の挙動を合理的に推定するためには、今後、載荷板の寸法を変えた実験等が必要と考える。

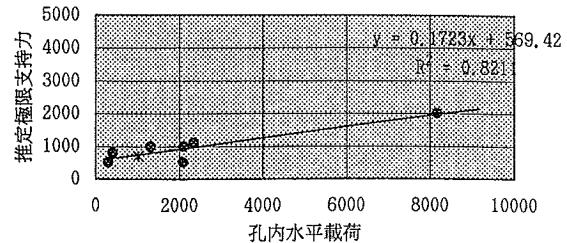


図-4

孔内水平載荷試験－極限支持力

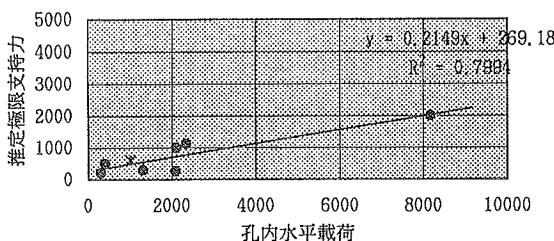


図-6

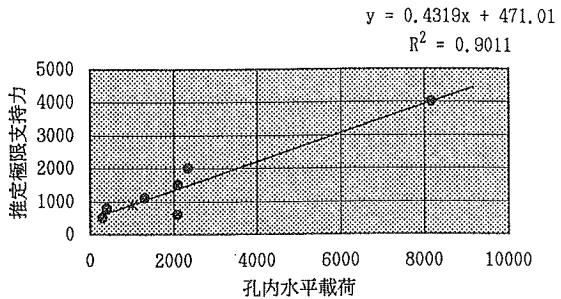


図-5

#### <参考文献>

- 1) 日本道路協会：杭基礎便覧, 1992. 10
- 2) 土木学会：軟岩－調査・設計・施工の基本と事例, 1984
- 3) 建設省土木研究所：軟岩を支持層とする杭の支持力に関する実験的研究, 1989, 2

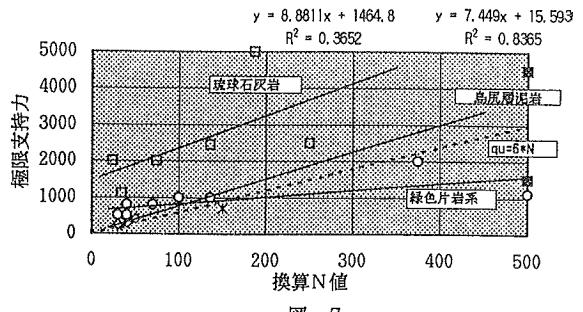


図-7

## 7 島尻層泥岩の支持力特性に関する基礎的研究

琉球大学工学部 ○砂川尚之、原久夫、上原方成

### 1. まえがき

島尻層泥岩は沖縄本島中南部地域に広く分布し、一般にN値50以上の新鮮部は、杭基礎の設計・施工において十分な支持力が得られるものとして取り扱われている。

しかし、軟岩の性質を持つ島尻層泥岩は、地質履歴によって幅広い力学特性を示し、その支持力特性の詳細については、いくつかの載荷試験例があるのみで不明な点が多い。また道路橋示方書などの設計基準をもとに杭先端支持力の推定をおこなった場合、実際の支持力よりも過大に評価されることがある。周面摩擦力については、N値が50以上の区間では推定値の約半分、またN値が30~40の区間ではかなり低い値になるという報告<sup>1)</sup>もある。そこで、島尻層泥岩における杭の設計方法を確立するため、その支持力特性を明らかにすることを目的として、琉球大学工学部敷地内から島尻層泥岩を採取し、その物理的性質と力学特性に関する実験をおこなったので、その一部を報告する。

### 2. 実験の方法および概要

#### 2-1. 試料の採取

今回の実験には、西原町琉球大学工学部敷地内で採取された島尻層泥岩を使用し、深さ2.30~8.93m、および2.30~6.47mの二ヶ所のサンプリング試料から、直径約4.5cmに整形した供試体を用いた。また、

供試体には番号を付し、ボーリング位置と、深さを識別する。

#### 2-2. 実験方法

今回採取した泥岩についての物理的性質を調べるために、土粒子の密度試験、粒度試験、液性限界・塑性限界試験を行った。また力学試験として拘束圧、ひずみ速度など、条件を統一して、一軸圧縮試験、非排水三軸圧縮試験をおこなった。

### 3. 実験結果と考察

各実験結果は、参考のために、西原町土地造成現場の泥岩を用いた与那嶺、新垣による実験結果<sup>2)</sup>と、浦添市浦西団地造成現場の泥岩を用いた新城の実験結果<sup>3)</sup>とともに示し、一軸圧縮試験、非排水三軸圧縮試験において、拘束圧=3.0 kgf/cm<sup>2</sup>(294.3 kPa)、ひずみ速度=0.01%/mmの条件下で実験を行った。

#### 3-1. 物理特性

表-1に物理的性質を示す。これによると、土粒子の密度以外は、他の現場の試料とは若干異なる性質を示していることがわかる。また図-2に粒度試験による粒径加積曲線を示す。

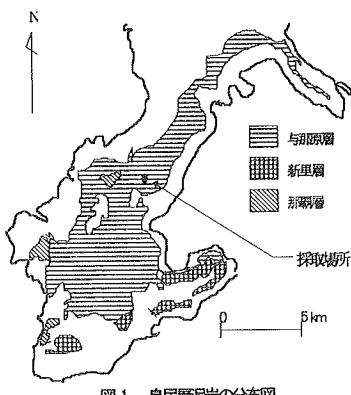


図-1. 島尻層泥岩の分布図

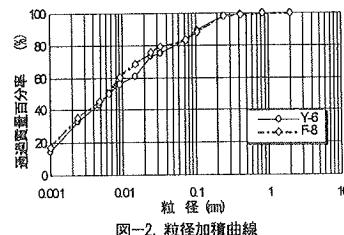


図-2. 粒径加積曲線

表-1. 物理的性質

	No1-1 (2.30~3.00m)	西原町 (土地造成現場)	浦添市 (浦西団地)
初期隙比 $e_0$	1.99	0.57	0.71
初期含水比 $w_0$ (%)	39.33	20.70	24.60
液性限界 $w_L$ (%)	71.43	63.50	67.00
塑性限界 $w_p$ (%)	22.70	26.80	26.00
塑性指数 $I_p$ (%)	49.00	36.70	41.00
飽和度 $S_r$ (%)	53.76	98.60	96~100
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.72	2.70	2.79
湿润密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.27	2.09	—
乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	0.91	1.73	—

表-2. 一軸圧縮試験

	No1-2 (2.42~2.55m)	西原町 (土地造成現場)	浦添市 (浦西団地)
一軸圧縮強さ $q_u$ (MPa)	1.674	3.336	—
破壊ひずみ $\epsilon_f$ (%)	2.12	1.05	—

表-3. 圧密非排水試験(CU)

	No1-3 (2.55~2.67m)	西原町 (土地造成現場)	浦添市 (浦西団地)
偏差応力 $q_{max}$ (MPa)	1.844	4.913	約2.845
平均有効応力 $p'$ (MPa)	0.550	—	約1.472
間隙水圧 $u$ (MPa)	0.275	0.280	約0.255
破壊ひずみ $\epsilon_f$ (%)	1.75	1.07	約1.20

### 3-2. せん断特性

一軸圧縮試験と非排水三軸圧縮試験の結果を、それぞれ表-2 および表-3 に示す。これによると、非排水三軸圧縮試験による破壊時の偏心応力に比べ、一軸圧縮強度は低く、その破壊ひずみも異なっている。また各採取現場によっても異なる値を示しており、この違いは、島尻層泥岩がサンプリングによる応力解放や、供試体整形時などの乱れ、また地質履歴による影響を受けやすいために生じたものと考えられる。

図-3 は一軸圧縮試験による圧縮応力と圧縮ひずみの関係を示し、図-4 は非排水三軸圧縮試験による応力、間隙水圧-ひずみの関係を示している。それらの応力-ひずみ関係は、ほぼ同様な傾向を示しており、破壊後、応力が著しく低下しているのがわかる。しかし破壊時と破壊後の応力差は、一軸圧縮試験の方が大きく、この違いは、拘束圧の有無に関係している。

また間隙水圧は軸ひずみ 0.7%までは直線的に増加し、その後ゆるやかに増加して、応力同様、破壊と同時にそのピークに達し、急激に低下している。この破壊時における間隙水圧の減少は、明確に現れる破壊面に、ダイレイタンシーが生じたからである。

図-5 は非排水三軸圧縮試験の有効応力経路を示したもので、この経路から、島尻層泥岩が、拘束圧=3 kgf/cm<sup>2</sup>(294.3 kPa)のもとでは過圧密状態にあることを示している。

### 4. 今後の方針と課題

島尻層泥岩の物理的性質、および、力学特性についての研究はいくつかなされているが、上述したうに、地質履歴によって異なる力学特性を示すことから、今回、改めて試料を採取し、その物理的性質と、一軸圧縮試験および非排水三軸圧縮試験を行った。そして、今後排水試験とあわせて、実験における拘束圧や、ひずみ速度、またバックプレッシャーなどの諸条件を検討し、実験を重ねて必要がある。

しかし、現在の地盤支持力の理論において、設計値と実際の値は必ずしも一致しないため、今後、実験によるデータを用いた土質力学における支持力論と、土の非線形応力-ひずみ関係、ダイレイタンシーを考慮した数値解析が必要であり<sup>4)</sup>、その両者の結果を比較、検討していく予定である。

### 5. おわりに

今回、実験のための資料の採取、および供試体作成について、応用地質株式会社九州支社に多大なご協力をいただき厚く御礼申し上げます。

### 参考文献

- 1) 石垣弘規 砂川聰; (1993) 島尻層泥岩を支持層とする杭の鉛直載荷試験について、総合事務局開発建設部管内技術研究発表会; pp19~28
- 2) 新城俊也; (1976) 島尻層泥岩のせん断特性、琉球大学農学部学術報告、第23号: pp237~253
- 3) 与那嶺満 新垣善規; (1985) 島尻層泥岩の強度・変形特性の基礎的研究、(卒業研究)
- 4) 網干寿夫; (1972) 地盤の変形と破壊における理論と実際、土と基礎、21-11: pp9~15

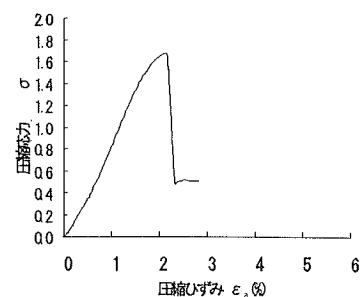


図-3. 圧縮応力と圧縮ひずみの関係（一軸圧縮試験）

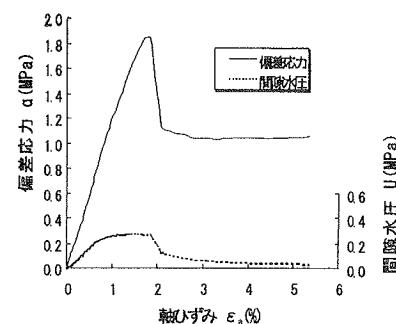


図-4. 非排水せん断時の応力、間隙水圧-ひずみの関係

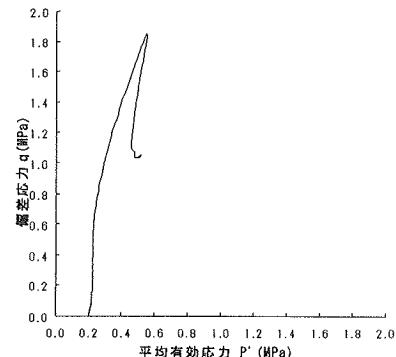


図-5. 平均応力経路図

8 電気探査 ( $\rho_a - \rho_u$  法) による空洞調査例

(株) 岩下建技コンサルタント 長堂嘉光

下地巖

(財) 物理探鉱研究会 吉住永三郎

大和探査技術(株) ○高久和彦

南健次郎

古市周二

## 1. はじめに

地下に存在する空洞の位置およびその形状を調査する方法が、過去からいろいろと試みられているが、その技術の適用性については、それぞれ一長一短があり、その場に応じて数種の調査方法を組み合わせて空洞の状況を判定しているのが現状である。本地点にあっては、高密度電気探査法の一種である  $\rho_a - \rho_u$  探査法によって、石灰岩（中生代 与那嶺層）の中に分布する空洞（多くは含水比の高い礫混じり粘土によって充填されている）の状況を把握し、その後の調査、および設計施工の基礎資料を得ることを目的とした。その他併用した調査方法は、地表地質踏査、ボーリング調査（11箇所、既設も含む）であり、その結果について報告する。

## 2. 位置

調査地点は、沖縄県国頭郡今帰仁村平敷地内（下図参照）であり、平敷伊豆味線の道路改良に伴う橋梁部基礎の調査である。

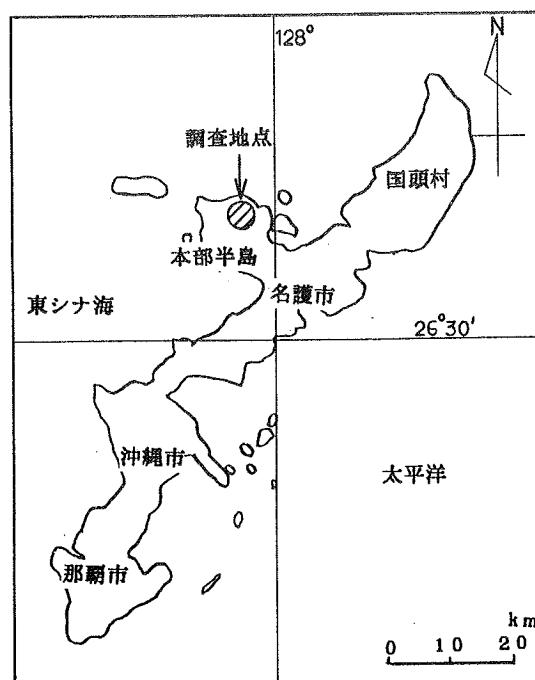


図-1. 沖縄本島略図

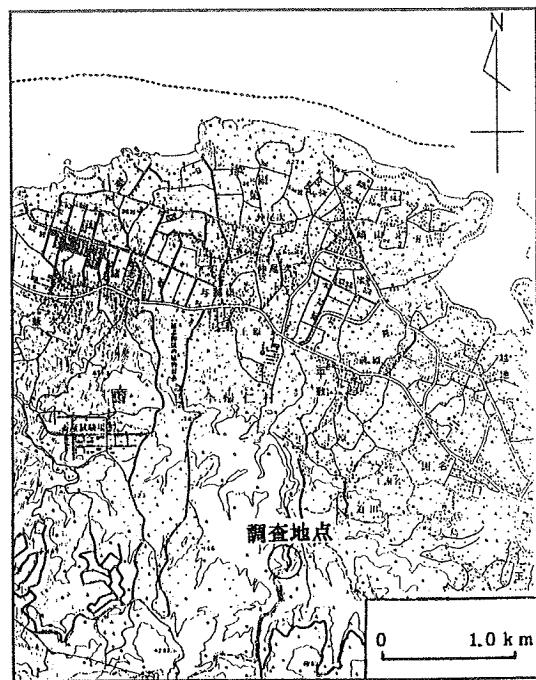


図-2. 調査位置図

### 3. 地形・地質

調査地点は本部半島の乙羽岳の北西約1kmに位置している。周辺の地形は標高200~300mの山地で開析が進み頂部付近では円味を帯びている。

本地点に分布する地質は与那嶺層であり、泥岩を主とし、砂岩、チャート、石灰岩および緑色片岩を挟んでいる。（図-3参照）泥岩は風化作用を激しく受けて、深部にまで達している。

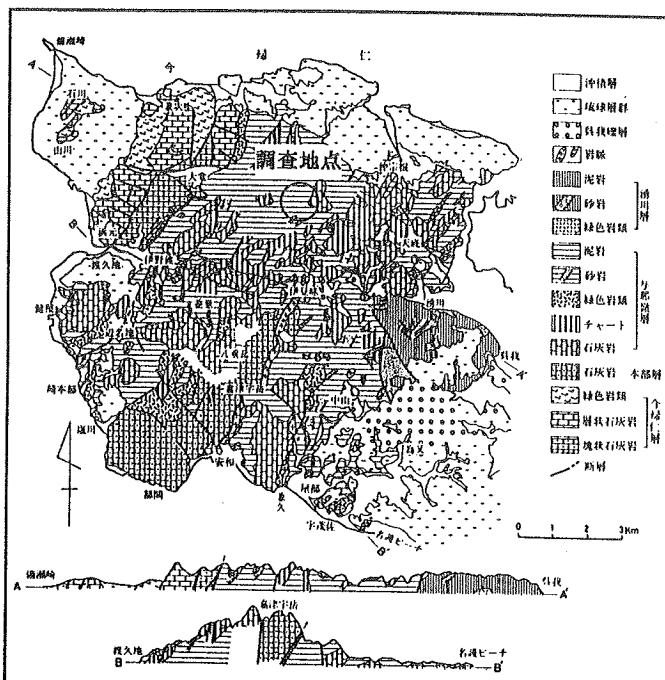


図-3. 本部半島の地質図（琉球弧の地質誌より）

#### 4. 空洞の有無に対する判定基準

本調査の作業手順をフローチャートに示すと右記のとおりである。既存資料としては道路改良切土部の地質調査および橋梁基礎調査としてのボーリングが6箇所あり、更に今回の探査の検証としてのチェックボーリングとして3箇所掘削され、土質・岩質状況の把握に努めた。

電気探査 ( $\rho_a - \rho_u$  探査) はボーリング調査によって空洞が確認された地点を中心に測線数 4 本、測線長各 150 m で設定した。

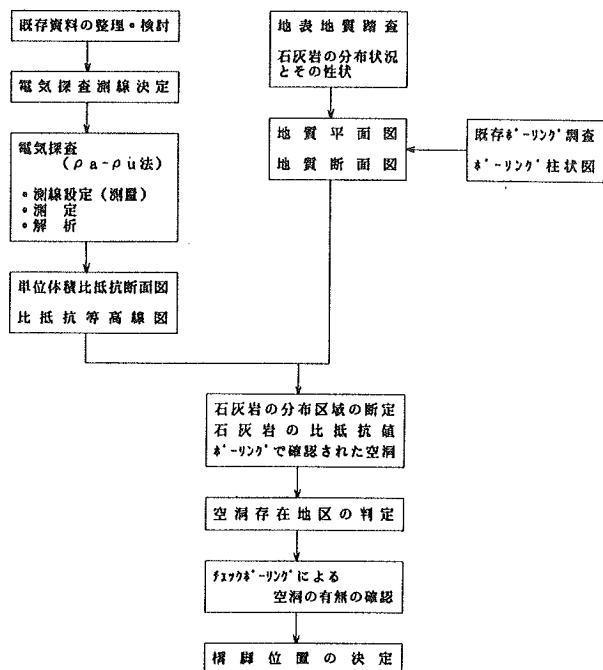


図-4. 作業手順フローチャート

## 5. $\rho_a - \rho_u$ 探査

### (1) 探査方法の概要

地盤の二次元的な比抵抗を求めるために、水平探査と垂直探査とを組み合わせて、連続的に多数点の高密度の電位測定と解析を行う方法が高密度電気探査である。

$\rho_a - \rho_u$  探査法は、高密度電気探査の一種で、地下構造を単位体積の集合体とみなし、種々の電極配置で測定された見掛け比抵抗 ( $\rho_a$ ) から、地中の各地点の比抵抗 ( $\rho_u$ ) を解析によって求め、地下構造をこれらの単位体積比抵抗の集合体として表現する方法である。

### (2) 測定法

測定には、大地比抵抗測定器（50チャンネル）を用いて、測点間隔（電極間隔）3mで測定した。電極配置は2極法で、電流電極C2と電位電極P2を固定し、もう一対の電流電極C1と電位電極P1を移動させて地層の比抵抗を測定する。その概略は図-5に示した。

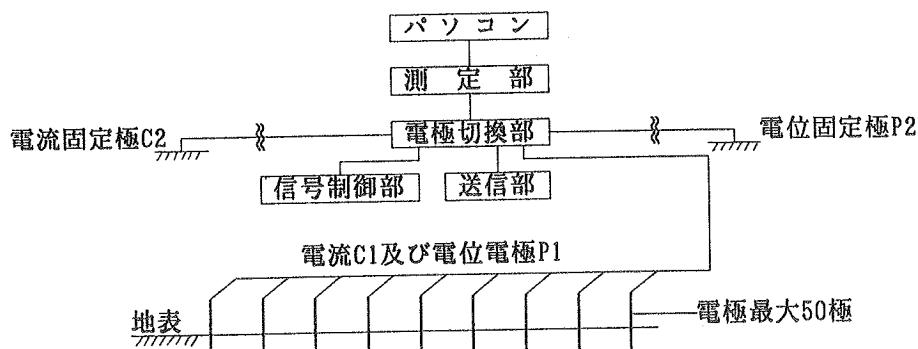


図-5：測定法法略図

### (3) 解析

$\rho_a - \rho_u$  探査の解析は、シュミレーションの反復で、シュミレーション構造による測定データと現地での測定データを比較して、所要の地下構造が得られるまでシュミレーションを反復する方法である。解析のフローチャートを右（図-6）に示した。

$\rho_a - \rho_u$  探査法の基礎事項は、単位体積の感度、単位体積の感度分布、構造の合成分離、電極の合成などで、処理操作は上層より逐次、シュミレーションにより単位体積比抵抗を解析し、全体地質構造を解析し、所要の地質構造の解釈評価を行う。

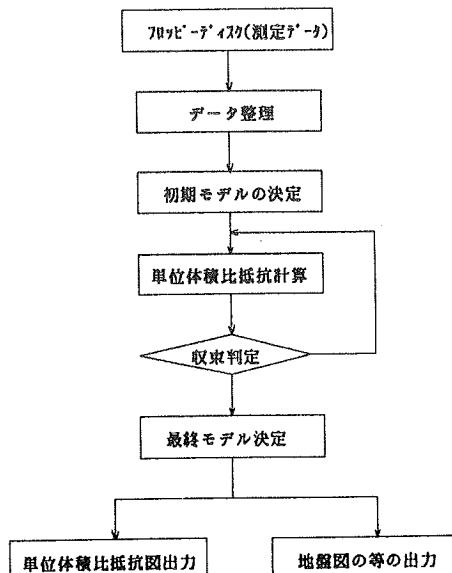


図-6：解析のフローチャート

#### (4) 解析結果

シミュレーション解析結果として、 $\rho_u$  - 単位体積図(図-7)および $\rho_u$ 地層図(図-8)を得た(測線L1を例とする)。 $\rho_u$  - 単位体積図は本探査の特徴を示す図であり、地下構造を単位体積の集合体とみなし、その地点の比抵抗( $\Omega m$ )を求めたものである。 $\rho_u$  - 地層図は上記の単位体積図を基に比抵抗値等值線を描いたものである。図-9は図-8に地表踏査およびボーリングによって得られた地質断面図を重ね合わせた図である。

測線L1は道路計画法線に平行に設定した。 $\rho_u$  - 単位体積図にあって、測線L1で解析された比抵抗値を9段階に分けた。その分布状況は下記の通りであり、単位体積当たりの比抵抗値が106  $\Omega m$ 以下と336.2  $\Omega m$ 以上の比抵抗値の分布が顕著であることがわかる。

ユニットの比抵抗値( $\Omega m$ )	73.8 106	106 139	139 172	172 205	205 237	237 270	270 303	303 336.2	336.2 以上
ユニット数(個)	250	23	28	12	23	18	10	20	175

表-1. 測線L1の比抵抗値

これら比抵抗地の分布状況を図-7, 8でみると、測線の中央部での比抵抗値が小さく、測線の始点側及び終点側が比抵抗値が大きい事が判る。また、比抵抗値の傾斜方向は左方、始点方向に傾斜していることが判る。低比抵抗域と高比抵抗域の境界は幾分凹凸があり、直線的な変化ではない。この比抵抗値の分布状況はゾーンで変化している。すなわち「空洞」をイメージさせる状況、すなわち、高比抵抗ゾーンのなかに円形状の低比抵抗があるとか、また、その逆の円形状の分布は認められなかった。従ってこの $\rho_u$  - 単位体積図のみから空洞存在の有無は判定されない。他の測線には空洞の状況を推定される部分もあった。

#### 6. 空洞存在の位置の判定

電気探査の結果のみで石灰岩の中の空洞の有無を判定することは困難であった。そこで他の手法の調査結果および地質的な現象とを総合して空洞の有無を判定した。以下にその経緯を述べる。

(1) 空洞は石灰岩中にあるので石灰岩の分布を明確にした(地表踏査およびボーリング調査による)。

(2) ボーリング調査結果(N.O. 3, 4, 5, 7, 8の5箇所)が石灰岩の分布する地点で掘削されている。これらの内、複数の弱層が認められたのN.O. 5, 7であった。特にN.O. 7は谷の中央部分に位置し、深度35m付近までに計7箇所の弱層と中硬質な石灰岩が互層状に認められた。この弱層の土質構成は含水比が高く、礫混じり粘土もしくは粘土質砂礫であることから、比抵抗値は周辺の石灰岩よりも小さいと断定した。

そこで(1)の結果と併せて、「石灰岩が分布し、比抵抗値が小さい位置に空洞が存在する」という条件で、図-9を作成して、空洞存在の可能性を「石灰岩不良」の表示を行って、橋梁基礎地点として避けるべきとした。

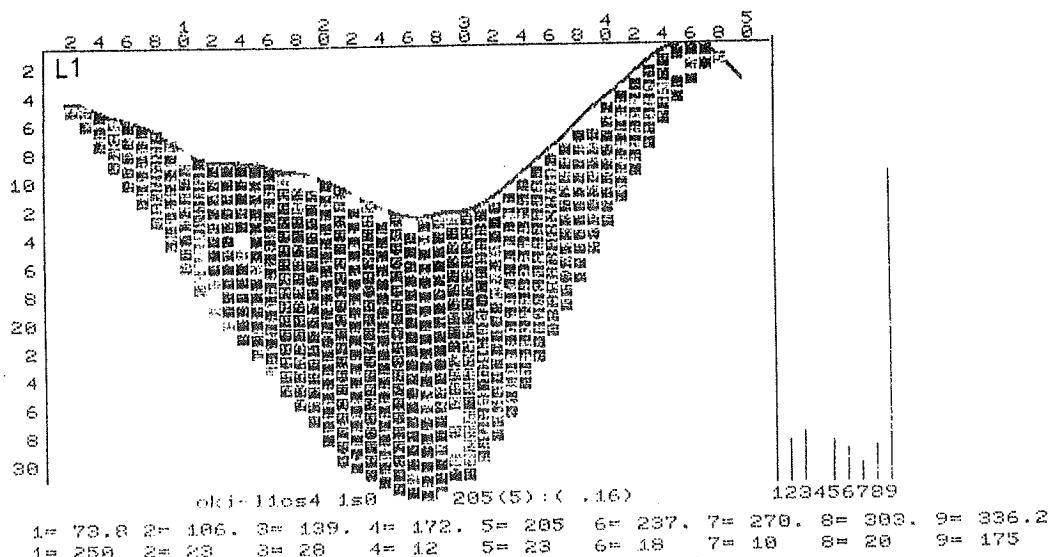


図-7.  $\rho_u$ -単位体積図 ( $\rho_a - \rho_u$ 探査)

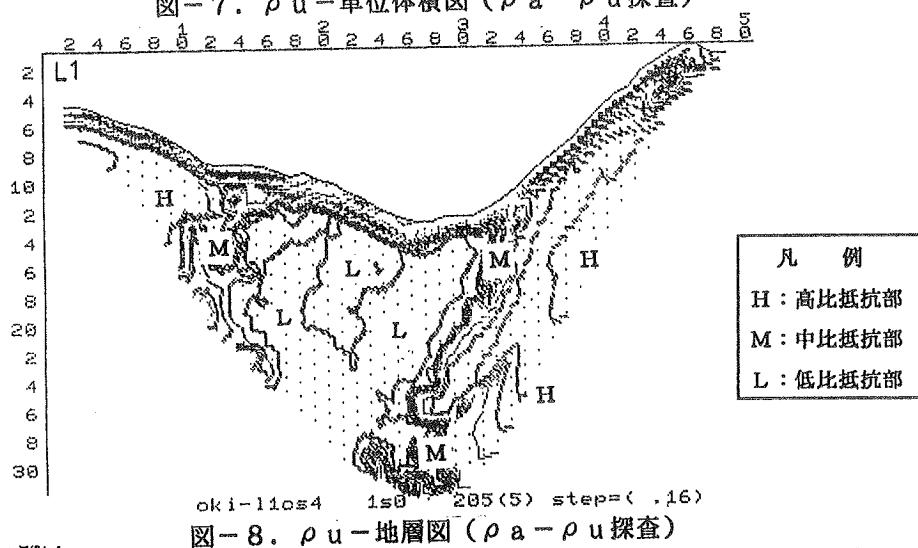


図-8.  $\rho_u$ -地層図 ( $\rho_a - \rho_u$ 探査)

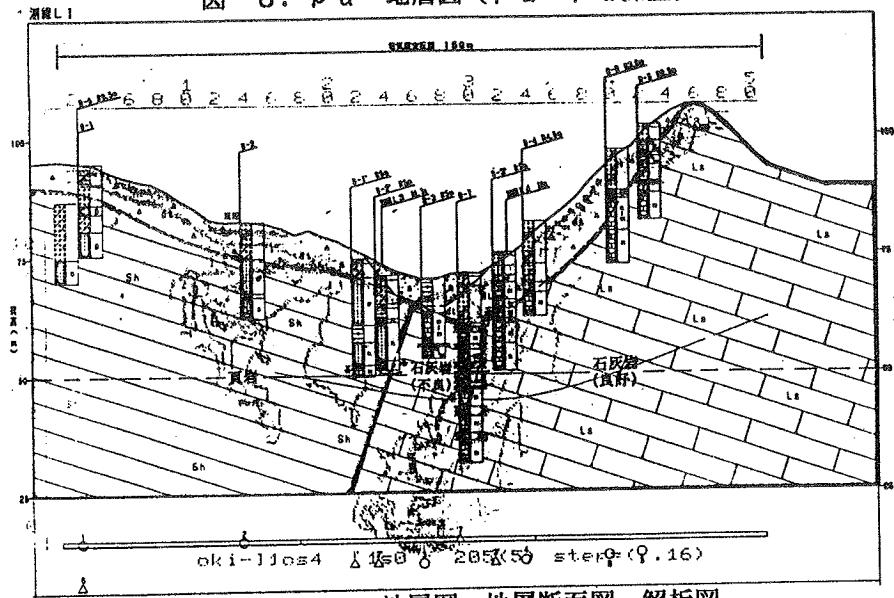


図-9.  $\rho_u$ -地層図、地層断面図、解析図

## 7. あとがき

橋梁基礎地盤調査（橋台および橋脚地点）のボーリング調査中に空洞が認められ、その空洞の分布状況を推定することを目的として電気探査（ $\rho_a - \rho_u$  探査法）を行った。電気探査のみでは特に石灰岩と頁岩の接触面の傾斜を推定できたが、空洞の有無を判定することは限界があり、ボーリング調査および地表地質踏査を併用することによって目的をある程度達成することができた。

今回はいわゆる「本部石灰岩」の分布する地域であった。今後は琉球石灰岩の分布する地域でも本方法によって岩盤状況を調査し、本方法の適用性の限界について検討したいと考えている。本業務を遂行するに際し、沖縄県土木建築部北部土木事務所の担当の方々、および解析にあたっては（財）物理探鉱研究会、吉住永三郎理事長（京都大学名誉教授）には大変御指導いただきここに感謝の意を表す。

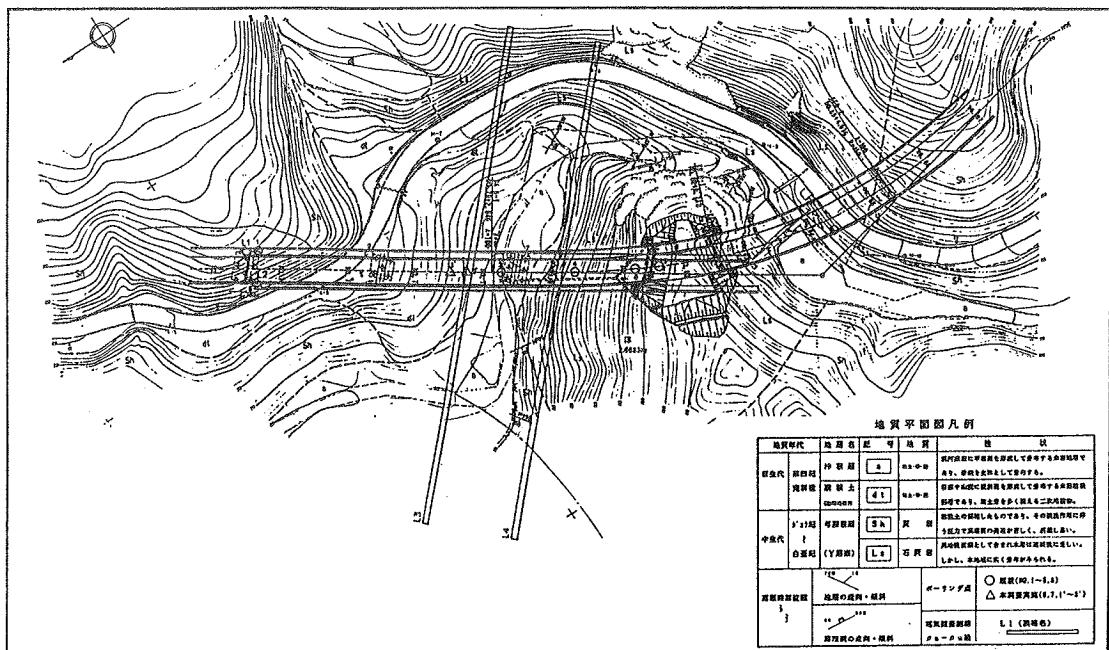
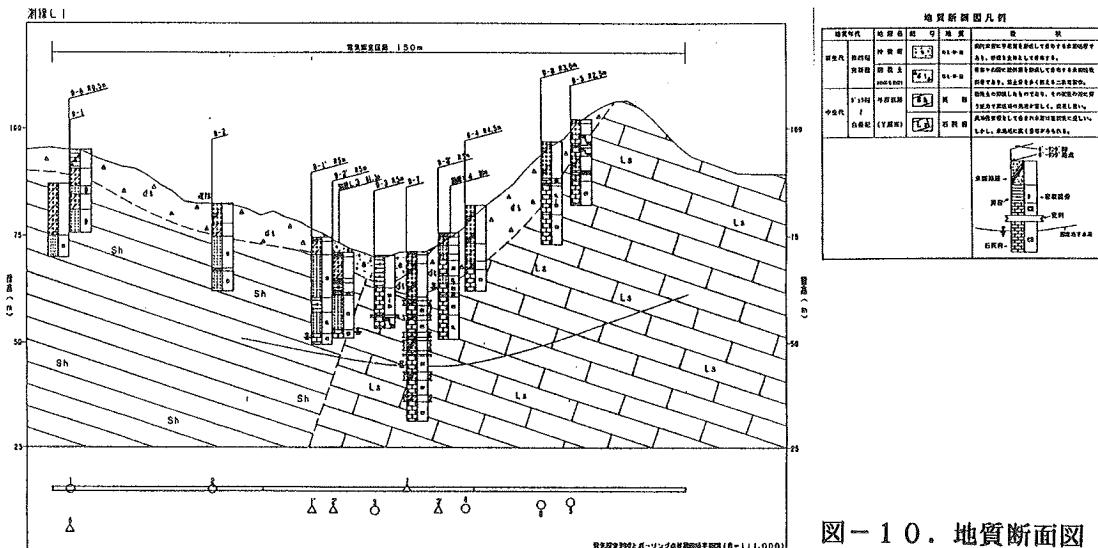


図-11. 平面図

## 9 琉球石灰岩層の水平方向地盤特性（変形係数）について

(株)中央建設コンサルタント 渡慶次 勇 雄  
○伊野波 盛 義

## 1. はじめに

琉球列島の各島々には琉球石灰岩層が広く分布している。琉球石灰岩は今から數十万年前の“琉球サンゴ海”と呼ばれる浅海域に発達したサンゴ礁の堆積物が、その後の地殻変動・海水準変動によって陸地化してきたものである。その為、琉球石灰岩を構成するものはサンゴ礁を形成する生物群の石灰質遺骸からなっており、その性状は岩塊状～礫状～砂状と非常に不均一な岩相を呈している。現在、琉球石灰岩層における強度特性調査として一般的に行われているのはほとんど標準貫入試験のみといっても過言ではない。その標準貫入試験の結果であるN値にしても、地盤性状の不均一さから所謂ノコギリ形状を示した、出入りの激しいものであるという事が特徴として言えるだけで、工学的にはまだよく把握されていないのが現状である。そこで、今回、琉球石灰岩層の地盤特性の1つとして、これまで沖縄本島及び宮古島における琉球石灰岩・砂礫層で行ったボーリング孔内水平載荷試験の事例をまとめてみたので、それを紹介するものである。

## 2. 試験結果及び考察

試験箇所は、具志川市の港原地内及び赤野地内、浦添市の城間地内、那覇市の壱川地内及び儀保地内、宮古島の下地町の6カ所である。表1に試験結果を示す。同表における想定N値とは、本試験区間の上下地点のN値あるいはボーリング掘削時の状況及びボーリングコアの状態等から仮定したものである。表1より、変形係数 $E_b$ は各地域間で多少の違いがある様である。すなわち、具志川市においてはバラつきが大きく、10~780 kgf/cm<sup>2</sup>となっており、また、那覇市の場合は200~300kgf/cm<sup>2</sup>の値もあるものの大半は20~50kgf/cm<sup>2</sup>の低い値を示している。さらに、宮古島では概して100kgf/cm<sup>2</sup>前後の値が多い様である。なお、浦添市の場合は測定個数が少ない事もあるが、 $E_b=200\text{kgf}/\text{cm}^2$ 以上を示し、だいたい具志川市と似た値を示している様である。次に表1の全データについて深度方向への $E_b$ の分布を表したものを図1に示す。図1より、地層上部の方でバラつきが大きいものの全体的には深度が深くなるにつれて $E_b$ 値が増す傾向がある様であり、その相関式は、

表1. ボーリング孔内水平載荷試験一覧表

試験箇所		ボーリング番号	地層上面からの深度(m)	想定N値	弾性係数E <sub>x</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	N値とE <sub>x</sub> の関係
具志川市	港原地内	B-1	1.5 ~ 2.5	30	233.0	$E = (4\sim 7)N$
		B-1	5.5 ~ 6.5	20	80.1	
		B-2	1.9 ~ 2.9	27	25.1	
		B-2	5.9 ~ 6.9	50	221.8	
		B-3	10.0 ~ 11.0	10	788.3	
	赤野地内	B-1	2.6 ~ 3.6	2.5	10.4	
		B-1	5.0 ~ 6.0	31	216.4	
		B-2	4.0 ~ 5.0	11.5	669.1	
		B-1	1.1 ~ 2.1	16.5	37.4	
		B-1	7.1 ~ 8.1	27	29.1	
那覇市	巣川地内	B-9	1.0 ~ 1.8	15.5	304.8	$E = (2\sim 7)N$
		B-9	5.0 ~ 5.8	23	45.5	
		B-10	0.6 ~ 1.4	36	204.8	
		B-10	0.2 ~ 1.0	13	28.4	
		B-11	3.2 ~ 4.0	9	34.8	
		B-12	2.4 ~ 3.2	12	20.9	
	儀保地内	A-36	3.2 ~ 3.8	7	54.2	
		A-36	5.5 ~ 6.1	33	54.2	
		B-2	2.0 ~ 3.0	6	49.0	
		B-2	4.0 ~ 5.0	5	798.7	
宮古島	下地町	B-2	7.0 ~ 8.0	18	80.6	$E = (2\sim 10)N$
		B-2	9.0 ~ 10.0	18	80.6	
		B-2	11.0 ~ 12.0	30	120.4	
		B-2	13.0 ~ 14.0	15	98.2	
		B-2	15.0 ~ 16.0	19	35.6	
		B-2	21.0 ~ 22.0	34.5	180.2	
		B-2	23.0 ~ 24.0	27	159.1	
		B-2	25.0 ~ 26.0	50	621.1	
		B-2	31.0 ~ 32.0	9	103.0	
		B-37	1.3 ~ 2.3	12.5	55.4	
	島原町	B-37	3.3 ~ 4.3	11	28.1	
		B-37	7.3 ~ 8.3	11	66.9	
		B-37	9.3 ~ 10.3	12.5	126.3	
		B-37	11.3 ~ 12.3	15.5	57.3	

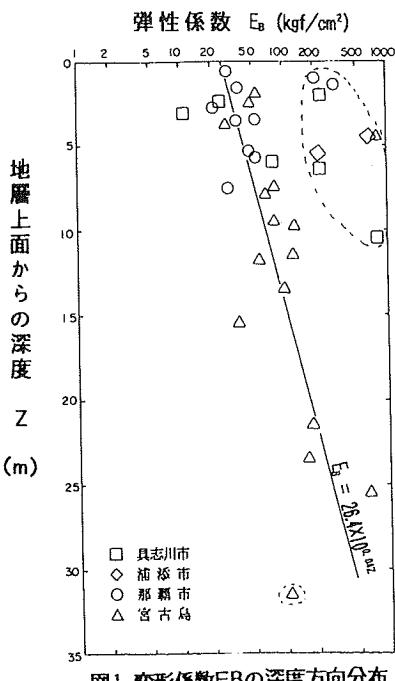


図1.変形係数EBの深度方向分布

となっている。しかしながら、図1において破線で囲んである様な  $E = 200 \text{kgf/cm}^2$  以上を示すグループも多くある事から、はたして(1)式がこれらの地域を代表する値かどうかは今のところ判断がつかない。ところで、宮古島においては同一のボーリング孔で深度方向に対して数個の試験を行っており、その結果を図2の土質柱状図に示す。図2より、 $E_b$  値の分布状況とN値の分布状況とは比較的よく対応している様である。そこで次に  $E_b$  値とN値との関係を図3に示す。図3において、かなりのバラつきが見られるものの、 $E_b$  値とN値との間には地域毎に一定程度の相関関係がある様である。すなわち、具志川市では  $E_b = (4 \sim 7)N$  、那覇市で  $E_b = (2 \sim 7)N$  、宮古島で  $E_b = (2 \sim 10)N$  となっている。また、 $E_b$  値とN値との関係については吉中によって次の式が提唱されている。

今、図3において、(2)式と各測定値を比較してみると、測定値の多くは(2)式よりも低い値を示しており、特に那覇市の場合はほとんどが(2)式よりも低くなっている。その中で、宮古島の場合は比較的(2)式に近い様である。これは図3におけるN値が試験区間の実測値ではなく、試験区間の上下地点のN値より想定した値であるが、琉球石灰岩の岩相の複雑さやそれによるN値の変動の激しさ等により試験区間のN値が正しく想定されていない事から(2)式とのズレが生じたものとも考えられる。図2に見る様にE<sub>a</sub>値とN値とが比較的よく対応している宮古島の場合は(2)式に近い値を示している様である。

### 3.まとめ

今回、沖縄本島及び宮古島において計6カ所で琉球石灰岩の未固結砂礫層に対して実施した孔内水平載荷試験の結果をまとめてみた。それにより、今回の結果の範囲において次の事が分かった。

- ① 琉球石灰岩・砂礫部の変形係数  $E_b$  は、地域によって少しづつ異なり、地域特性がある様である。
  - ②  $E_b$  値の分布状況としては深度方向に対して増加していくグループ①と、地層上部で深度に関係なく  $E_b = 200 \text{ kgf/cm}^2$  以上を示すグループ②がある。
  - グループ①の相関式は、 $E_b = 26.4 \times 10^{0.042}$  となっている。
  - ③ 宮古島においては、深度方向に対する N 値と  $E_b$  値との分布状況は比較的よい対応関係にある。
  - ④ N 値と  $E_b$  値との間には相関関係が認められる様であるが、今回の検討における N 値が想定値であり、その正確な値を想信頼度が低くなっている。

N 値と  $E_b$  値との対応が比較的よいと思われる宮古島の場合に

N値とE<sub>b</sub>値との対応が比較的よいと思われる宮古島の場合は吉中式  $E = 7 N$  に近い。

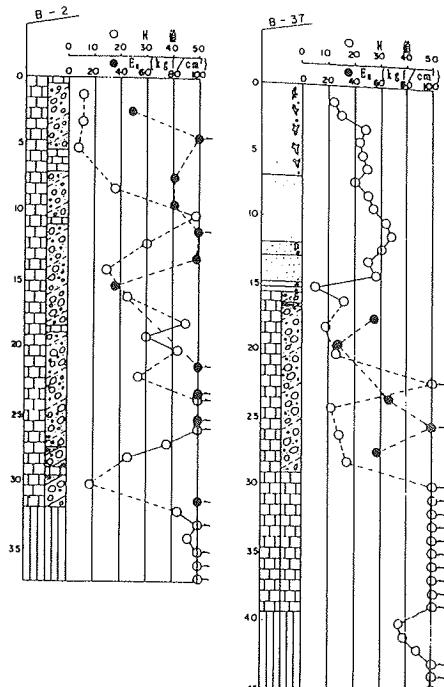


図2 宮古島における柱状園

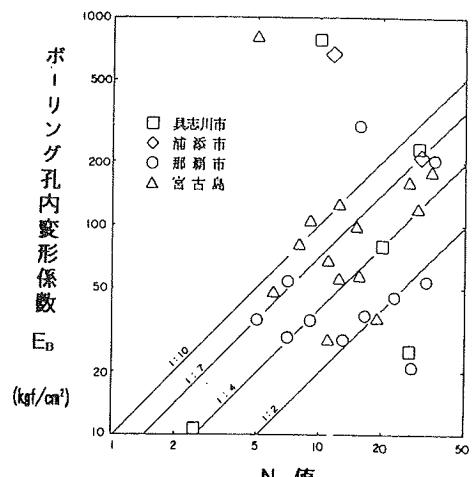


図3.N値と変形係数の関係

#### 4. あとがき

今回まとめたデータは6カ所だけであり、これだけで琉球石灰岩層を代表させる事は無理な事である。現段階では参考程度に止めておかれるものであり、今後、さらにデータを蓄積して、上記の①～④について確認するとともに、今回検討しなかった降伏圧や破壊圧等についても検討をひろげていきたい。

## 10 フィルダムのコア材料N E F試験について

沖縄総合事務局北部ダム事務所

○松山 兼二

内里 清一郎

南 吉勝

## 1. はじめに

フィルダムは、図-1のように、ダムとして本来の機能である遮水を受け持つコア部、コア材の流出を防止すると共に応力伝達と急変の影響を緩和するフィルタ部、そして堤体の大部分を占めるロック部の3つの部分からなっている。フィルダムにおいて、このコア材、フィルタ材、ロック材の粒径を決定することは、フィルダムの浸透に対する安定性を確保するだけでなく、亀裂発生時の自己回復力の評価につながるため、粒径の設定は重要な項目である。また、このなかでコア材とフィルタ材のバランスについて、従来Sherardら(1963)が提案したフィルタ基準ともいえるフィルタ5則を我が国のフィルダムでも設計基準として採用してきたが、最近(1985)Sherardらにより、コア材料は砂質土ではなく粘性土であることに加えて、地震、水圧破碎、施工上の万一の不備、粘土の分散性等の原因により、コア部に集中的な浸透の経路が形成された場合をも想定した研究がなされフィルタ基準の見直しが提案されてきている。

本試験では、このようなことを鑑み、沖縄のコア材を用いたコア部に亀裂が発生した場合を想定し非侵食試験(N E F試験)を実施し、(1985)Sherardらが新たに提案したフィルタ基準(コア材 $D_{max}=4.76\text{mm}$ )との整合性を確認するとともに、新しい試みとしてコア材の最大粒径を大きくしたとき( $D_{max}=25.4\text{mm}$ )コア材の侵食を防ぐ有効なフィルタ材の境界粒度の基準を求め比較検討した。

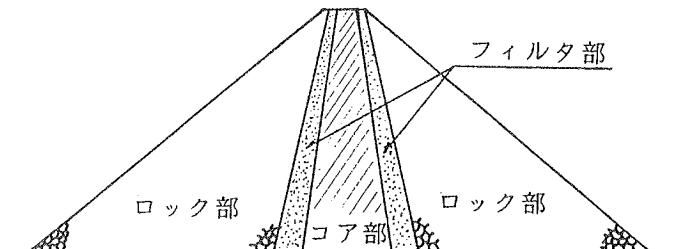


図-1 フィルダム標準断面図

## 2. 試験内容

## 2.1 物理試験及び突き固めによる締め固め試験

コア材について、本試験に用いている試料と実際沖縄のダムで用いられている試料(既存資料)との比較を行うため、物理試験及び突き固め試験を実施している。

物理試験としては、コア材の調整試料( $D_{max}=4.76\text{mm}$ ,  $D_{max}=25.4\text{mm}$ )について①土粒子の密度試験(JIS A 1202)②礫の比重及び吸水試験(JIS A 1110)③土の含水量試験(JIS A 1203)④液性・塑性限界試験(JIS A 1205及びJIS A 1206)⑤粒度試験(JIS A 1204)をそれぞれ実施している。

突き固めによる土の締め固め試験については、JIS A 1210に準拠し、自動装置によりコア材を対象として実施した。試験方法は、自然含水比から乾燥あるいは加水によって、試料を所定の含水比(6含水比)に調整する湿潤法の非繰り返し法とした。試験結果として最大乾燥密度及び最適含水比を求めている。

## 2.2. 非侵食試験(N E F試験)の概説

この試験は、コア材の中央にあらかじめ亀裂(ピンホール)を開けておき、上部から413KPa(4.2kgf/cm<sup>2</sup>)の高圧水を送り込み、コア材下流のフィルタを通して排出水の透水量の測定及び排出水の濁度とコア材の亀裂周辺の侵食状況を観察するという方法である。

コア材がフィルタを通過するのを妨げるフィルタの性能は、フィルタ材の15%通過粒径D15で一般的には

定義されている。非侵食試験では、このコア材の侵食を許すか否かの境界のフィルタ材の15%粒径を求める目的としている。この試験で得られるD15bは保護される土の基本的性質によって決まる固有の値で、この値は0.1mmの精度で正確に定義され信頼性が高いとされている。(1985) Sherardらは、使用された全てのコア材を0.074mm以下の中粒分含有率により4つのグループに分け、それぞれに対して表-1に示すようにD15bが決定されている。ただし、コア材が礫を含む場合はその材料の粒径4.76mm以下の部分に対する0.074mm以下の中粒分含有率としている。

## 2.2 試験装置

本試験の試験装置の概要を図-2に示す。試験装置は主に鋼製の円筒形の容器と水圧10kN/cm<sup>2</sup>以上の安定した圧力水を供給できるポンプ装置からなる。ベース材は、沖縄のコア材を用い、フィルタ材には碎石を使用する。供試体の構成は、下から下層ガラスピーブ、フィルタ材、ベース材、上層ガラスピーブからなっている。上層フィルタはアクリル製の翼により一方方向に片寄らないように間仕切りして、さらに透過水がモールド壁面に沿って流れ出るのを避けるため、周辺部には試験に用いるフィルタ材よりもさらに細かいフィルタ材(周辺材)を施す。ベース材は、最適含水比( $\omega_{opt}$ )で締め固めることを原則とするため、締め固め前には24時間その含水比に保ち養生する。ピンホールの形成は、締め固め終了後、直径2mmのニードルを挿入することにより作製する。

試験条件は、モールド直徑Φ150mm、ピンホールΦ2mm、コア厚50mm、フィルタ厚130mm、圧力4kgf/cm<sup>2</sup>とし、コア材の最大粒径を変化させて試験を実施した。

## 3. 試験結果

粒度試験結果(表-2)から、コア材の85%通過粒径d85は、 $D_{max}=4.76\text{mm}$ のとき2.28,  $D_{max}=25.4\text{mm}$ のとき8.85mmである。しかし、フィルタ基準では粒径4.76mm以下を対象としているため、 $D_{max}=25.4\text{mm}$ 試料粒度の4.76mm通過率を100%と置き換えたときのd85は、2.18となる。同様に、 $D_{max}=25.4\text{mm}$ 試料で4.76mmフリイを通過する部分の細粒度含有率は43.9%となる。一方、 $D_{max}=4.76\text{mm}$ 試料の細粒度含有率は物理試験結果から39.9%となる。ここで、Sherardらが提案したフィルタ基準でグループ分けを行うと、 $D_{max}=4.76\text{mm}$ 試料がグループ4、 $D_{max}=25.4\text{mm}$ 試料がグループ2に該当する。また、このときの設計基準はそれぞれ $D15 \leq 0.73\text{mm}$ ,  $D15 \leq 0.7\text{mm}$ となる。

表-1 Sherardら(1985)が新たに提案したフィルタ基準

グループ	細粒分含有率 A(<#200)	設計基準 (適切な安全率を加味してある)
1	85~100 %	$D15/d85 \leq 9$
2	40~85 %	$D15 \leq 0.7\text{mm}$
3	0~15 %	$D15/d85 \leq 4$
4	15~40 %	$D15 \leq 0.7 + (40-A)(4 \times d85 - 0.7)/25$

注) d85 : 4.76mm以下の粒度から決定したコア材の85%通過粒径  
A : コア材における4.76mm以下の部分での細粒分含有率  
D15 : フィルタ材の境界15%通過粒径  
D15b : 試験結果におけるフィルタ材の境界15%通過粒径

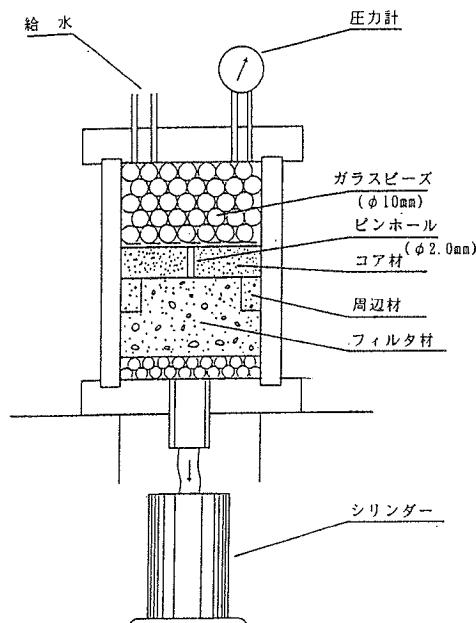


図-2 非浸食試験装置の概要

非侵食試験結果をまとめ、判定した結果を表-3 a、表-3 bに示す。非侵食試験の判定基準は、コア材のピンホールに侵食がみられないもの、フィルタ材との境界面にコア材の侵食がみられないもの、これら両方いずれも満足させるフィルタ材15%通過粒径D15を有効とし、これ以外のものを非有効とした。表-3 aから $D_{max}=4.76\text{mm}$ 試料におけるD15bは、0.88mm以下で有効となっている。ただし、フィルタ材NO⑤については、前後のD15で非有効となっていることから、コア材及びフィルタ材の精度調整の誤差、あるいは供試体作製誤差等の誤差が考えられる。従って、コア材 $D_{max}=4.76\text{mm}$ 供試体のD15b $\leq$ 0.88の関係が成立する。ここで、Sherardらが提案したフィルタ基準は、 $D15 \leq 0.73\text{mm}$ であるが、その精度が0.1mmであることを考慮すると、本試験結果はこの基準に一致する。

また、コア材の最大粒径を大きくした $D_{max}=25.4\text{mm}$ 試料について表-3 bをみると、D15b $\leq 0.88$ であり、 $D_{max}=4.76\text{mm}$ 試

料の関係と一致した。したがって、コアからフィルタに向かっての集中浸透がダム内部に発達するという厳しい条件のもとでは、コア材の最大粒径を大きくしても、設計上有効になるフィルタ材D15の増大は期待できないという結果を得た。表-4に新フィルタ基準と本試験結果との比較、及びコア材の最大粒径( $D_{max}=25.4\text{mm}$ 及び $D_{max}=4.76\text{mm}$ )の相異による有効なフィルタ材D15bとの比較結果を示す。

表-2 コア材の粒度試験結果

	$D_{max}=4.76\text{mm}$	$D_{max}=25.4\text{mm}$
-4.76 mm粒径	100.0 %	75.2(100.0)%
-2.00 mm粒径	82.4 %	62.7 %
-0.074mm粒径	39.9 %	33.0( 43.9)%
85 % 粒径	2.28 mm	8.85 mm
60 % 粒径	0.56 mm	1.59 mm
30 % 粒径	0.012 mm	0.040 mm
10 % 粒径	0.0011 mm	0.0012 mm
均等係数	523.5	1311.0
曲率係数	0.24	0.83

表-3 a N E F 試験結果 ( $D_{max}=4.76\text{mm}, d_{ss}=2.28\text{mm}$ )  $\phi 150\text{mm}$ 

フィルタ材種類	D15 (mm)	流出開始(秒後)	ピンホールの浸食状況(mm)	境界面の浸食状況	流出速度(ml/sec)	濁度(ppm)	判定
NO ①	0.84	27	浸食なし	浸食なし	12.5~18.6	59~4	○
②	0.88	19	浸食なし	浸食なし	10.9~23.7	175~13	○
③	0.96	10	わずかに浸食 $\phi 3.0 \times 3.0$	わずかに浸食	20.8~39.9	300~70	×
④	0.99	9	一様に拡大 $\phi 5.0 \times 6.0$	広く浸食	15.4~94.5	600~11	×
⑤	1.04	23	浸食なし	浸食なし	4.2~7.8	240~6	○
⑥	1.09	7	わずかに浸食 $\phi 3.0 \times 4.0$	わずかに浸食	18.1~44.7	415~87	×
⑦	1.16	6	一様に拡大 $\phi 7.0 \times 5.0$	広く浸食	71.1~115.8	720~1	×
⑧	1.30	9	一様に拡大 $\phi 6.0 \times 7.0$	広く浸食	10.6~98.9	240~2	×
⑨	1.61	6	一様に拡大 $\phi 6.0 \times 5.0$	わずかに浸食	31.1~109.2	480~12	×
⑩	2.00	5	一様に拡大 $\phi 7.0 \times 5.0$	広く浸食	105.1~197.6	810~1	×
⑪	2.28	3	わずかに浸食 $\phi 4.0 \times 3.0$	わずかに浸食	46.8~39.9	280~2	×
⑫	2.48	4	一様に拡大 $\phi 9.0 \times 7.0$	広く浸食	182.6~216.2	700~7	×

表-3 b N E F試験結果 ( $D_{max}=25.4\text{mm}$ ,  $d_{85}=2.18\text{mm}$ )  $\phi 150\text{mm}$ 

フィルタ材種類	$D_{15}$ (mm)	流出開始(秒後)	ピンホールの浸食状況(mm)	境界面の浸食状況	流出速度(ml/sec)	濁度(ppm)	判定
NO ①	0.84	14	浸食なし	浸食なし	26.1~25.1	160~0	○
②	0.88	11	浸食なし	浸食なし	15.2~22.5	375~0	○
③	0.96	7	わずかに浸食 $\phi 2.0 \times 3.0$	広く浸食	27.9~44.8	420~22	×
④	0.99	8	一様に拡大 $\phi 4.0 \times 4.0$	広く浸食	41.6~71.8	680~0	×
⑤	1.04	8	わずかに浸食 $\phi 3.0 \times 3.0$	広く浸食	26.3~47.8	345~2	×
⑥	1.09	10	わずかに浸食 $\phi 3.0 \times 4.0$	広く浸食	25.3~40.5	440~4	×
⑦	1.16	7	一様に拡大 $\phi 3.0 \times 5.0$	広く浸食	32.9~75.9	740~2	×
⑧	1.30	6	一様に拡大 $\phi 4.0 \times 5.0$	広く大きく 浸食	34.2~90.9	780~0	×

注) ピンホール: 2.0mm, コア厚: 50mm, フィルタ厚: 130mm, 水圧力: 4.0kgf/cm<sup>2</sup>表-4 Sherardら(1985)が新たに提案したフィルタ基準と本試験結果との比較  
及び、コア材の最大粒径の相異による有効なフィルタ材D15b の比較

試料	$d_{85}$ (mm)	(A)(%)	グループ	細粒分含有率 A(<#200)	設計基準	試験結果
$D_{max}=4.76\text{mm}$	2.28	39.9	4	15~40 %	$D_{15} \leq 0.73$	$D_{15b} \leq 0.88$
$D_{max}=25.4\text{mm}$	2.18	43.9	2	40~85 %	$D_{15} \leq 0.7$	$D_{15b} \leq 0.88$

#### 4. あとがき

最後に、Sherardらの提案した新基準は、フィルダムのコアから下流のフィルタに向かっての集中浸透がダム内部に発達するという最も過酷な条件を模擬した試験によって得られてものである。従って、設計の立場からフィルタ材のD15を設定する場合、非侵食試験による試験値を参考にしながらも、現在検討中のコア材のパイピング抵抗性や分散性、あるいはダムが築造される場所の地震の発生頻度、またはダムコア部施工の良否等を考慮して決定する必要があると考える。

参考文献：土木研究所資料第2903号 フィルタ基準に関する調査と考察

土木研究所資料第3236号 非浸食試験によるフィルタ機能の評価

## 11 濁水のSSと透視度について

沖縄県衛生環境研究所 ○花 城 可 英 大見謝 辰 男  
比 嘉 繁三郎 満 本 裕 彰

### I はじめに

平成6年10月、沖縄県赤土等流出防止条例が公布され、今年10月に施行されることになっている。それに先立ち、赤土等流出防止施設基準及び赤土等流出防止施設管理基準が定められている。赤土等流出防止施設基準は濁水の発生を抑える発生源対策、濁水の量を減らし、速度を落とす流出濁水対策、濁水の排水のための濁水最終処理対策（沈砂池等）からなる。また赤土等流出防止施設管理基準においては、赤土等流出防止施設（沈砂池）に貯留した濁水の排出は自然沈降等によりSS濃度（浮遊物質量）が $200\text{mg/l}$ 以下になったとき行なうこととなっている。しかしながらSSは現場で測定できないため、それに代わる、現場で濁りの度合いを測定できる簡便な方法が必要となる。一般的に濁水の濁りを評価する指標としてSS、濁度、透視度が用いられている。このうち最も簡便な方法である透視度を測定し、その値から濁水のSSを推定できないか検討した。そのため、開発現場等から排出される濁水についてSS、透視度を測定し、その関係を明らかにした。またこの結果をもとに、排出水等の透視度を測定し、SSへの換算を試みたので報告する。

### II 測定方法

SSはJIS K 0102に準じて測定した。ろ過材はアドバンテック東洋社製ガラス纖維ろ紙GS25（保留粒子径 $0.6\mu\text{m}$ ）を用いた。透視度は窓際の直接日光の当たらない明るい場所で測定した。透視度は度を単位として用いるべきだがSSとの関係を求める都合上cmで表した。表1に透視度とSSの測定法の比較を示す。

表1 SSと透視度の測定法の比較

	測定方法	長 所	短 所
SS (浮遊物 質量)	濁水をろ過し、ろ紙上に残る土砂粒子の重さを測る。	<ul style="list-style-type: none"> <li>○測定誤差が小さい。</li> <li>○測定濃度範囲が広い。</li> <li>○土砂粒子の粒径の影響が小さい。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○精密天秤、ろ過器、乾燥機が必要。</li> <li>○測定に時間がかかる。</li> </ul>
透視度	透視度計に濁水を入れて上からのぞき、底部において標識板の二重十字が見えたときの水層の高さを読み取る。	<ul style="list-style-type: none"> <li>○簡単な器具で測定できる。</li> <li>○現場で測定できる。</li> <li>○操作が簡単である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○測定誤差が大きい。</li> <li>○測定濃度範囲が狭い。</li> <li>○土砂粒子の粒径の影響がある。</li> </ul>

### III 結果及び考察

#### 1. 排出水のSS、透視度の関係

図1に開発現場等からの排出水の透視度の逆数とSSの関係を示す。なお試料は1993年7月から1994年6月に沖縄島、石垣島において降雨時に採取したものである。濁水のSS濃度は対数正規分布するため、対数グラフとした。国頭マージ地域の排出水は赤黄色、ジャーガル地域のそれは灰色と違いが見られるが、SSと透視度の関係はほぼ同じ傾向を示したため、統一して検討した。なお透視度が1.5 cm以下のデータは誤差が大きいため除いた。

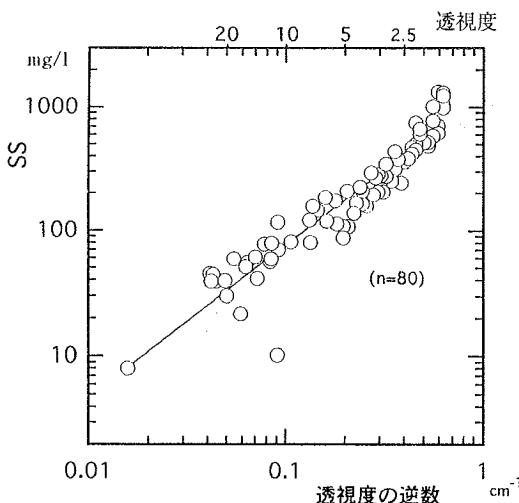


図1 排出水の透視度の逆数とSSの関係

図1に示すように透視度の逆数及びSSの両方の対数値間には強い相関関係が認められる。

透視度の逆数とSSの回帰式を求める

$$\text{Log(SS)} = 1.213 \times \text{Log}(透視度の逆数) + 3.098 \quad (R^2 = 0.879)$$
 となった。

この回帰式より、測定範囲は限られるが現場で簡単に測定できる透視度よりSSを推定することが可能である。末尾表2に上記回帰式による透視度からSSへの換算表を示す。

#### 2. 透視度によるSSの換算

1995年3月に採取した河川水あるいは各種開發現場や農地からの排出水の透視度及びSSを測定した。そして上記の式を用い透視度からSSを計算して求め、実測したSSとの関係を調べた。透視度が1.5 cm以下の試料については希釈して透視度を測定し、希釈倍率をかけて原液のSSを推定した。図2に土壤別に分類した実測SSと透視度から計算して求めた換算SSの関係を示す。

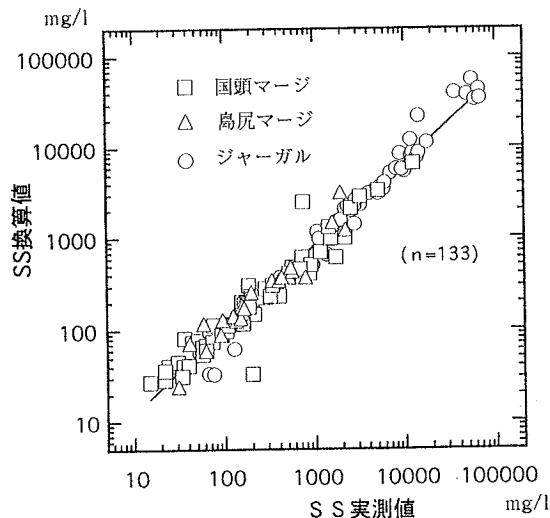


図2 SS実測値とSS換算値の関係

図2に示したように希釈しなければ透視度が測定できないSS濃度の高い試料を含めて高い相関が認めら、相関式は $Y=1.536 \times X^{(0.912)}$   $R^2=0.912$ であった。以上のように濁水の透視度を測定し、その値からSSを換算する方法は十分使用できることが確認できた。

国頭マージの試料に実測SSと換算SSの差が大きいものがあるが、これは農地からの流出水であった。農地からの流出水の場合、作物（有機物）や肥料等の影響のため誤差が大きくなることがあると考えられる。

#### IVまとめ

1. 排出水の透視度の逆数及びSSの両方の対数値間には高い相関関係が認められる。これにより現場で簡単に測定できる透視度からSSを推定することが可能である。
2. 透視度の測定範囲はSSに換算して $76.6 \text{ mg/l} \sim 20 \text{ mg/l}$ である。このため高濃度の排出水は希釈して透視度を測定する必要がある。
3. 実測SSと透視度から求めた換算SSには高い相関があり、透視度によるSSの推定は十分可能であることが確認できた。
4. 赤土等流出防止施設に貯留した汚濁水の排出の可否は、測定誤差の小さいSSが基準となる。しかし通常は、現場で簡単に測定できる透視度から換算して求めたSSを用い、正確な濃度が要求される場合に実際にSSを測定すれば良いと考えられる。

表2 透視度からSSの換算

透視度(cm)										
SS(mg/l)										
透視度(cm)	1.5 1.6 1.7 1.8 1.9									
SS(mg/l)		766	708	658	614	575				
透視度(cm)	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9
SS(mg/l)	540	509	481	456	433	412	393	376	359	344
透視度(cm)	3.0	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7	3.8	3.9
SS(mg/l)	330	318	306	294	284	274	265	256	248	240
透視度(cm)	4.0	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5	4.6	4.7	4.8	4.9
SS(mg/l)	233	226	220	214	208	202	197	192	187	182
透視度(cm)	5.0	5.1	5.2	5.3	5.4	5.5	5.6	5.7	5.8	5.9
SS(mg/l)	178	174	170	166	162	158	155	152	149	145
透視度(cm)	6.0	6.1	6.2	6.3	6.4	6.5	6.6	6.7	6.8	6.9
SS(mg/l)	143	140	137	134	132	129	127	125	122	120
透視度(cm)	7.0	7.1	7.2	7.3	7.4	7.5	7.6	7.7	7.8	7.9
SS(mg/l)	118	116	114	112	111	109	107	105	104	102
透視度(cm)	8.0	8.1	8.2	8.3	8.4	8.5	8.6	8.7	8.8	8.9
SS(mg/l)	101	99	98	96	95	93	92	91	90	88
透視度(cm)	9.0	9.1	9.2	9.3	9.4	9.5	9.6	9.7	9.8	9.9
SS(mg/l)	87	86	85	84	83	82	81	80	79	78
透視度(cm)	10.0	10.1	10.2	10.3	10.4	10.5	10.6	10.7	10.8	10.9
SS(mg/l)	77	76	75	74	73	72	71	71	70	69
透視度(cm)	11.0	11.1	11.2	11.3	11.4	11.5	11.6	11.7	11.8	11.9
SS(mg/l)	68	68	67	66	65	65	64	63	63	62
透視度(cm)	12.0	12.2	12.4	12.6	12.8	13.0	13.2	13.4	13.6	13.8
SS(mg/l)	61	60	59	58	57	56	55	54	53	52
透視度(cm)	14.0	14.2	14.4	14.6	14.8	15.0	15.2	15.4	15.6	15.8
SS(mg/l)	51	50	49	48	48	47	46	45	45	44
透視度(cm)	16.0	16.5	17.0	17.5	18.0	18.5	19.0	19.5	20.0	20.5
SS(mg/l)	43	42	40	39	38	36	35	34	33	32
透視度(cm)	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
SS(mg/l)	31	29	28	27	25	24	23	22	21	20

## 12 土壌等の沈降時間について

沖縄県衛生環境研究所 ○満 本 裕 彰 大見謝 辰 男

比 嘉 榮三郎 花 城 可 英

## I.はじめに

沖縄県では、赤黄色土の国頭マージはもとより、暗赤色土の島尻マージ、灰色のジャーガル及びその母岩であるクチャと呼ばれる島尻層群泥岩などの流出が、美しいサンゴ礁の海や河川の汚濁の原因の一つとなっている。この環境汚染（赤土汚染）への関心が高まり、県では赤土等流出防止条例（以下、「赤土条例」と称す）が制定され、平成7年10月に施行される。これにより事業行為に伴って発生する赤土の流出規制が行われることになる。

赤土条例では、赤土等流出防止施設の設置を義務づけており、その設置基準のなかで、沈砂池での濁水の貯留を規定しており、貯留した濁水はSS（浮遊物質）を基準値以下にして排水することとなる。そこで当衛生環境研究所では沈砂池における赤土等の沈降時間を把握し、低濃度排水の資料とするためにSSと経過時間の関係について室内試験を行った。

## II. 試験器具

沈砂池のモデルとして塩化ビニル製の筒（直径：20cm、深さ：100cm）を使用した。この筒には水深5cm、25cm、50cm、75cmの4カ所に検水採取用のコックが取り付けある。

## III. 試験試料

沖縄全土から国頭マージ14試料、島尻マージ1試料、ジャーガル（クチャを含む）5試料を採取した。沈砂池等から土を採取したものと、降雨時、降雨後に沈砂池等に流入または沈砂池等から流出する濁水を採取したものがある。

## IV. 試験方法

試料土は、必要量取り分け、水40lを加え30分攪拌する。濁水は、そのまま30分攪拌する。攪拌後試験用筒に移し、設定時間ごとに検水採取用のコックから検水を採取する。

## V. 試験結果

採取した検水は、SS、粒度分布、pHの測定を行い検討した。尚、SSは、JIS K 0102に準じており、粒度分布は島津製作所製レーザ回折式粒度分布測定装置SALD-3000を使用し、pHは試験での検水を測定した。

試験した試料のSSの推移を検討するにあたって、試験によって初期濃度に違いがあり、単純に比較できないため、濃度の推移を初期濃度に対する割合（以下、減少率と称す）で表す。

## VI. 考察

1. 図1に水深50cmにおけるSSの減少率の経時変化を示す。平均理論値は、全試験試料の粒度分布をもとに沈降速度の式から計算したもので、平均試験値は、全試験試料の減少率の平均を示している。回帰式は

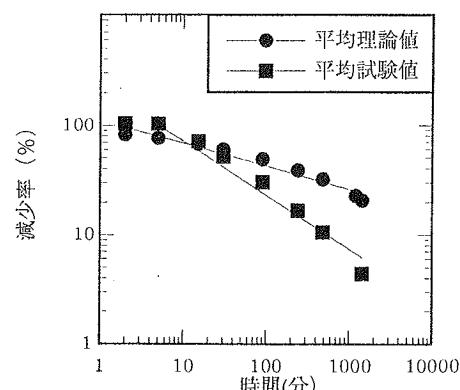


図1 SSの減少率の経時変化

平均理論値が、 $Y=111.39 \times X^{-0.211}$

$$R^2=0.945,$$

平均試験値は、 $Y=222.07 \times X^{-0.492}$

$$R^2=0.875$$
である。

これから、試験開始から1440分(1日)後には、減少率で平均理論値で24%、平均試験値で6%と差があることがわかる。

2. 水深50cmにおけるSSの減少率と粘土分( $5\mu\text{m}$ 以下)の関係を経過時間ごとに図に示した(図2~6)。

この図をみると時間の経過と共にSSも減少し、SSの減少率と粘土分の分布から上限値がわかり、粘土分を調べることにより沈降にかかる最高必要時間が予測できる。

3. pHは土壤の凝集・分散にも関係するため、試料の沈降時間との関係を検討したが有意な関係は得られていない。

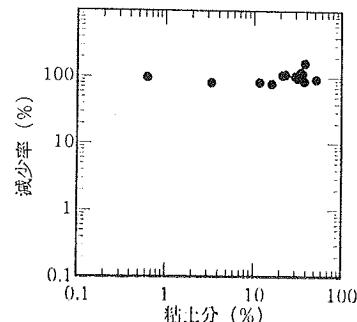


図2 SSの減少率と粘土分の関係(5分後)

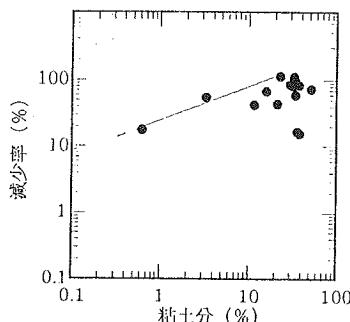


図3 SSの減少率と粘土分の関係(15分後)

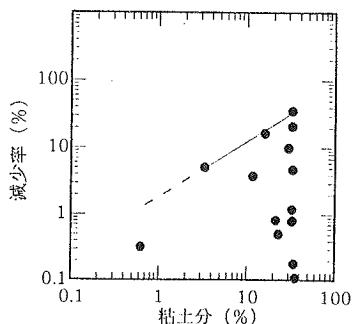


図6 SSの減少率と粘土分の関係(1440分後)

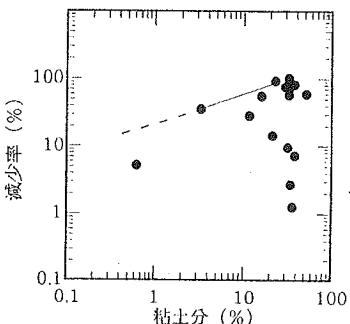


図4 SSの減少率と粘土分の関係(30分後)

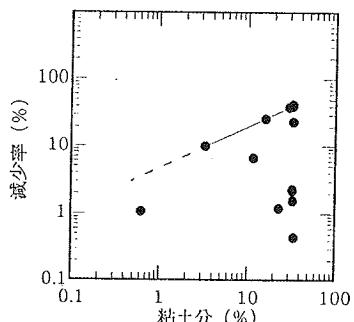


図5 SSの減少率と粘土分の関係(480分後)

## 13 沖縄県における赤土等年間流出量について

沖縄県衛生環境研究所 ○比嘉榮三郎 大見謝辰男  
花城可英 満本裕彰

### 1.はじめに

沖縄県における赤土流出は、昭和20年代頃まで極めて微々たるものであったと言われている。それが、昭和30年代のパイナップルの導入により、大型機械の使用によるこれまでにない山地での急速な農地開発等が赤土流出の始まりとされている。しかしながら当時は、畑造成規模が小さく沿岸域を極度に汚染するほどではなかったようである。

ところが、昭和47年の本土復帰とともに、沖縄振興開発計画に基づく農業基盤整備事業、ダム建設等の公共事業やゴルフ、リゾート施設の建設等大規模な土地改変が短期間に集中的に実施されたため、大雨の度に沿岸域が赤く染まり、水産業への被害が出るに至り赤土流出問題は大きな社会問題となってきた。

これほどまでに、赤土等流出問題は大きな社会問題となっているが、沖縄県で年間にどれくらいの赤土等の流出があるのか、これまでに報告された事例は少ない。

そこで、本県における赤土等年間流出量を米国で開発されたU S L E式及びこれまでの各事業におけるSS（浮遊物質量）の実測値を用いて推算した。

### 2.赤土等流出量の一般予測式

#### (1) U S L E式

一般的に、農地から水食により流亡する土壤を予測する式として、米国の農務省土壤保全局が開発したものであり、我が国の実状に合うように各地の観測値をもとに一部修正されている。

この式を参考にして農地及び開発事業からの流出量を推算した。

$$A = R \cdot K \cdot L S \cdot P \cdot C [t/ha/year]$$

A：単位面積あたりの年間土壤流出量

R：降雨係数 降雨エネルギーや降雨強度を示す。那覇での値897を用いた。

K：土壤係数 土壤の侵食性を示す値で、0.1～0.6の範囲の中で暫定的に値が設定されている。ここでは国頭マージ及びジャーガルを0.3、沖積土壤を0.2、島尻マージを0.1に設定した。ジャーガルの母岩となっている島尻層泥岩（以下、クチャという）については、これまでの調査から暫定的に1.0とした。

L S：地形係数 斜面長と傾斜の度合いを示す地形要素の侵食性指数である。

P：保全係数 侵食対策効果に関する指標で、無対策な裸地状態を1とする。

C：作物係数 作物の種類、生育状態などの栽培管理の条件によって異なり、休閑地での裸地の状態ではC=1、密生した牧草地などは0に近くなる。

#### (2)各種事業等におけるSSの実測値からの予測

U S L E式は、もともと農地のような緩傾斜地からの土壤流出を予測するために開発された式であり、森林などの急傾斜地からの流出量を予測するためには適当でない。

そこで、森林からの流出量については、降雨時におけるSSの実測値を用いて推算した。

米軍基地でも実弾砲撃演習場となっている恩納岳、ブート岳地域に広がる急傾斜な裸地からの流出量については、環境条件が似かよった土取り場におけるSSの実測値を用いて推算した。

### 3. 結 果

沖縄県における赤土等年間流出量をU S L E式及びこれまでの各事業におけるSSの実測値から推算した。(表-1)

既存の森林、農地、住宅その他等から年間110,500tが、米軍基地から27,400t、また、公共工事等の開発事業から179,600tの流出量が推算された。

しかしながら、今回の算定でも、開発事業においてすべての事業量を把握できず流出量が過小評価されており、今後の検討課題となっている。

表-1 赤土等年間流出量

区分	面積 (ha)	単位流出量 (t/ha/年)	年間流出量 (t/年)
県全体	226,523	—	317,500
既存地目	200,084	—	110,500
森 林	87,497	0.05	4,000
草 地 等	13,312	0.08	1,100
農地(耕地)	46,700	2.21	103,100
住宅・道路他	52,575	0.04	2,300
米軍基地	25,012	—	27,400
裸地	61	386	23,600
その他	24,951	0.15	3,800
開発事業	1,427	—	179,600
公共事業	939	44.8~320	167,700
民間事業	488	1.6~135	11,852

※ 森林及び米軍基地はSS濃度測定値から推定。それ以外はU S L E式から推定。

開発事業には、護岸・海岸、ダム工事などの流出量は含まれていない。

### 4. まとめ

#### (1) 開発事業

流出量は、すべてが加算されていないにもかかわらず、農地などの既存地目よりも多くなっている。さらに単位面積当たりの流出量で比較した場合でも、開発事業は農地に比べかなり高くなっている。

このように、開発事業では流出量、単位流出量とも既存地目よりも多く、水産業、環境への影響を考えると、早急に流出量の軽減化を図る必要がある。

#### (2) 農地

サトウキビ畑からの流出量が最も多く、次にパイン畑からとなっている。この2つの作物で、農地からの流出量の約8割を占めており、当面、これらの作物の流出防止対策を重点的に行う必要がある。

特にパイン畑では、単位流出量が23t/ha/年と最も高く、農地保全あるいは環境保全の観点からも、早急に流出防止対策に取り組む必要がある。

サトウキビ畑では、単位流出量が4.0t/ha/年と割合低くなっているが春、夏植えでの流出防止対策が必要となっている。

#### (3) 米軍基地

キャンプ・ハンセン及びキャンプ・シュワブ内にある裸地からの流出量は、年間23,600tとなり、単位流出量も386t/ha/年と高くなっている。

両基地内を流れる河川については、基地内に砂防ダムが建設されているが、これだけでは対策が十分でなく金武町の加武川、石川川等では、大雨の度に赤く汚染されている状況にある。

## 14 沖縄島中南部の土砂流出について

沖縄県衛生環境研究所 ○大見謝 辰男 比嘉 榮三郎  
花城可英 満本裕彰

### I はじめに

沖縄でクチャと呼ばれる島尻層群泥岩は、沖縄島中南部、久米島、宮古島、波照間島、及び鹿児島県喜界島に分布している。クチャが風化するとジャーガルと呼ばれる土壤になり、これは県土の8%を占めている<sup>1)</sup>。ジャーガル地域では、開発事業現場から流出した濁水のSSが10,000mg/lを越える事例が頻発しており、最高値は78,500mg/lを記録している。これまで出しやすいと評価されてきた国頭マージ地域におけるSS最高値は16,600mg/lなので、ジャーガル地域の土砂流出はかなり激しいといえる。ジャーガル地域は土層が浅いので、敷地造成工事等の現場では表土が削られほとんどのクチャだけが露出している所が多い。むしろこのような開発現場から流出した濁水が高濃度を示すので、高濃度濁水の主要因は岩石として分類されるクチャであると思われる。

沖縄県では赤土等流出防止条例（以下、赤土条例と称す）が1995年10月から施行される予定であり、開発現場から流出する濁水規制のため、SSが200mg/lという排水基準値を設定した。クチャを流出している事業によっては、排出濁水濃度を現在の0.25%まで低減しなければならない。またこれまで問題になってきた赤土流出の機構は水食による土壤流出であるが、クチャ流出は主として表層の風化<sup>2)</sup>によるものと考えられ、流出の機構解明と防止対策の策定は急務である。

また、島尻マージ地域にある糸満市米須海岸の湧水は大雨の度に濁水が流出しており、周辺海域は泥が堆積し海水が濁っているので、あわせて報告する。

### II クチャの濁水流状況

#### 1. 流出源

クチャが広域に分布する沖縄島中南部は人口が集中しており、大規模開発事業は土地改良のみならず、種々の敷地造成等が多い。1994年4月～1995年6月にクチャ地域の開発工事敷地境界において、降雨中または降雨直後の流出水のSSを調査した。土地改良5、公園造成2、宅地造成2、区画整理3、公共施設建設のための敷地造成4、道路工事4、護岸工事1、民間の造成1、計22事業で、のべ64回測定した。平均値は4510mg/lで、最高値は78,500mg/lであった<sup>2)</sup>。そのうち、赤土条例施行後に排水基準値となる200mg/lを超過したものは60事例で94%にあたる。クチャ地域の開発事業は、造成面を裸地のまま放置したうえ、造成後に小さな沈砂池を設置するという事例が多く、土砂流出防止対策がまったく見られないものもある。

#### 2. 国頭マージとの比較

SS測定数の多い土地改良事業を例に、クチャと国頭マージの流出のしやすさを比較検討した。クチャ地域では土壤のジャーガルも混在して流出しているが、その割合は事業によりまちまちであると思われる。同事業造成工事敷地境界におけるSS調査結果<sup>2)</sup>を表1に示す。国頭マージ地域の調査期間は1993年7月～1995年6月である。

クチャ地域のSS最高値は国頭マージ地域の7.0倍である。最高値は両方とも土砂流出防止対策がかなり悪い状態で採水された時のものであり、ほぼ同等な条件下での比較と思われる。また、平均値を比較するとクチャ地域が15.7倍高い。これは、同事業のクチャ地域の土砂流出防止対策が、国頭マージ地域に比べて平均的にかなり立ち後れている<sup>3)</sup>ことを考慮しても説明できないほど、か

なり高い倍率となっている。

土壤流亡量を求めるのに U S L E 式<sup>4)</sup>が多用されている。これは 1 年間 1haあたり何 t の土壤が流亡するかを予測するものである。

$$A = R \cdot K \cdot L S \cdot C \cdot P$$

A : 単位面積あたり流亡土量

R : 降雨係数

K : 土壤係数

L S : 地形係数

C : 作物係数

P : 保全係数

演者らは、クチャ地域の流出はジャーガル土壤であるとし、U S L E 式で土地改良事業の土壤流亡量 A を試算した<sup>5)</sup>。これを基に、国頭マージとジャーガルの流出しやすさ、すなわち土壤係数 K を比較検討する。

R は沖縄県内一定とする。K は国頭マージに 0.3 を与えたが、ジャーガルについては文献がなく暫定的に国頭マージと同等であると仮定した。L S (勾配や圃場の長さ)、P (土砂流出防止対策) はそれぞれの実態に応じて係数を与えた。C は作物を植えていないので 1 を与えた。その結果ジャーガル地域は 221.3t/ha/年で、国頭マージ地域の 124.2t/ha/年を 1.78 倍上回った。これは主としてジャーガル地域の土砂流出防止対策がかなり悪いことに起因する。

前述 SS 平均値の比較では 15.7 倍であり、土壤流亡試算値での 1.78 倍と大きな差がある。これは U S L E 式におけるジャーガル地域の K が過小評価されているためと考えられる。SS 平均値が土壤流亡量に比例すると仮定すると、ジャーガルの K は国頭マージの 8.8 倍の 2.6 にならなければならない。これはジャーガルの K というより、クチャ地域の K として評価される。すなわちクチャ地域では、他の条件が同じであれば、国頭マージ地域の 8.8 倍も土砂が流出しやすいことになる。

また、土地改良以外の事業も含めて、これまでに調査<sup>2)</sup>された公共、民間を合わせた開発事業で SS が 10,000mg/1 を越えたのは、国頭マージ地域が 20 事業中わずか 1 事業 (5%) なのに対し、クチャ地域では 22 事業中 11 事業 (50%) に達している。

### III クチャの流出機構

#### 1. スレーキング

スレーキング (slaking) とは、水中に浸漬された土塊中の空気が表面からの水の侵入によって圧縮されて圧力が高まり、土塊を崩すようにして吹き出し、水中で土塊が崩れる現象である<sup>6)</sup>。クチャは地中では水分が飽和しており、自然含水比のクチャは水に浸しても徐々にしか物性の変化を生じないが、乾燥を受けたクチャは水浸するとスレーキングにより容易に崩壊する<sup>7)</sup>といわれている。乾湿を繰り返すことにより、細粒化が進む。風化作用に最も大きな影響を及ぼすのは乾湿の繰り返し作用である<sup>7)</sup>。

切り土で造成された開発現場でのクチャの流出は、日照と降雨の繰り返しによるスレーキングで表層が徐々に細粒化していく、まとまった雨で流されるという機構によると考えられる。クチャの露頭や裸地では、石や空き缶などを上に乗せた柱上のクチャを見ることができる。これは日光や雨の当らない石などの真下は風化が起きにくく、裸地部はスレーキングにより表層が侵食されたためと思われる。この柱の高さを計測することにより、侵食の量や速度の推定が可能になると考えられる。

表 1 土地改良事業の SS 測定値 (mg/1)

地域	事業数	測定数	最高値	平均値
クチャ	5	12	66,800	5,650
国頭マージ	14	25	9,520	359

## 2. 野外実験経過

### (1) 方法

1995年5月下旬より、大里村のクチャがむき出しになった切り土の裸地に、長さ85mm、幅16mm、厚さ1mmの金属板継ぎ手を木ネジで固定し、約1月ごとに侵食高さを計測している。侵食高さは、金属板の四方を計測してこれを平均して求めた。

### (2) 結果

積算侵食高さの計測結果は表2のとおりである。

### (3) 考察

1995年6月の梅雨時、調査点1、2の日当たりの良い平坦地では、平均6mmの表層が流出した。これはわずか1月の間で1haあたり60m<sup>3</sup>、ドラム缶に換算して300本のクチャが流出したことになる。調査点3のガリ中央、調査点4の北西向き法面でほとんど侵食がみられないのは、近傍にコケが見られるほどクチャが水分を多く含んでおり、スレーキングがほとんど起らなかったためと推測される。

一方、7月の梅雨明けには、調査点3、4でも侵食が進んでいる。これは晴れの日が多く、近傍のコケが黒くしおれるほど乾燥し、時折のにわか雨でスレーキングによる風化が進んだためと解釈される。

8月下旬の降雨後の観察では、調査点3のすぐそばが塊状に流失していた。これは何らかの理由でヒビの入った部分が、周辺から集中した雨水により流されたものと推察される。また、調査点4近くの法面が、所々塊状に割れて落下していた。このことより、切り土のクチャ流出機構は表層の細粒化だけでなく、ヒビ割れした部分の水食や崩壊等も考えられる。

## 3. 盛り土の水食

クチャ地域の敷地造成工事において、盛り土法面が水食され大量の土砂が流出した事例があった。造成3月後には子供の身長ほどのガリが至る所にでき、経験上、国頭マージの盛り土よりも侵食速度が速いと思われた。

## IV クチャ流出防止対策

### 1. スレーキングの防止

スレーキングを防ぐため、裸地状態をできるだけ短期間に抑える。恒久的な法面保護工は当然であるが、一時的な対策として、タール乳剤吹きつけやブルーシートも有効と思われる。平坦な造成面はコーラル等で仮舗装したり、植被する。

### 2. 沈砂池の規模

クチャは不透水層であり、大雨時には流出係数=1と考えた方が良い。これを考慮して沈砂池等の規模の決定を行う。

### 3. 関係者への啓発

一般的に、クチャ地域は国頭マージ地域よりも土砂流出防止に対する認識や取組が弱いので、まずは開発事業関係者が土砂流出の実態を認識する必要がある。そのためにも行政機関は積極的に啓発活動を展開する必要があると思われる。

表2 クチャの積算侵食高さ(mm)

調査点	状況	6月	7月	8月
1	日当たりの良い平坦地	3.5	7.0	8.1
2	ノ	8.5	11.1	14.9
3	ガリの中央	<1	1.8	3.6
4	北西向き法面	<1	2.8	2.3

(注) 6月: 5/22~6/26、7月: ~8/1、8月: ~9/1

## V 島尻マージ地域の濁水湧出

1995年3月16日、大雨後、糸満市米須海岸の湧水群から濁水が湧出していた。SSは513 mg/1で濁水は沖合いのリーフに達していた。このような現象は6月まで確認されている（表3）。近隣の他の湧水と比べてSSの値が高いことから、地下水脈に直接濁水が流入しているかまたは水脈を攪乱するような土木工事が行われているものと思われる。6月末の調査では、湧水近くの潮流りの底質中の懸濁物質含量は383Kg/m<sup>3</sup>とほとんど泥に近い状態で、土砂の堆積はリーフエッジに向かうほど減少していた。また、同海岸には潮流りが多数見られるが、広域に濁っていた。島尻マージ地域は地下水脈が発達しており、水脈の攪乱は河川工事同様、環境破壊につながりやすい。

## VI まとめと今後の課題

1. クチャ地域の開発事業からSSが10,000mg/1を越える高濃度濁水が頻繁に流出している。その一要因として土砂流出防止対策の不備が挙げられる。
2. クチャ地域の土砂流出のしやすさは、国頭マージの7.0～8.8倍と評価される。ただし、これはクチャと国頭マージの流出経時変化のパターンが同様であり、かつSSが土砂流出量に比例することを前提としており、今後これらの仮定を検証または修正する必要がある。
3. クチャの切り土からの流出は、主として表層のスレーキングによるもので、これに水食や崩壊などが加わったものと思われる。盛り土はスレーキングに加えて水食が激しく、大量の土砂を短期間で流出する。
4. クチャ地域の流出防止対策は、国頭マージを前提にした対策と異なるものもあり、流出機構などをよく理解して対策を計画しなければならない。
5. クチャ流出の実態はさほど広く知れ渡っておらず、関係者がこれを認識して流出防止対策を強化するよう、啓発に努める必要がある。
6. 島尻マージ地域は地下水脈が発達しており、濁水を直接流し込んだり水脈中で工事をする等の攪乱は、地下水湧出先で環境破壊を招きやすい。

## VII 参考文献

- 1) 大城喜信ら(1980) よみがえれ土, 琉球新報社, 那覇市, pp.29-30.
- 2) 比嘉榮三郎ら(1995) 沖縄県の土砂流出源と濁水濃度について, 沖縄県衛生環境研究所報, 29号: 投稿中.
- 3) 花城可英ら(1994) 沖縄島南部の開発事業等からの濁水について, 第25回沖縄県衛生監視員研究発表抄録, 平成6年度: 55-57.
- 4) (財)日本農業土木総合研究所(1991) 平成2年度改良山成工調査および農用地開発調査(土壤流亡)報告書, pp. 266 - 341 .
- 5) 大見謝辰男ら(1995) 沖縄県の赤土等の流出とサンゴ礁の保全, 農業土木学会誌, 63巻(3): 31-36
- 6) (社)農業土木学会(1983) 改訂三版農業土木標準用語辞典, (社)農業土木学会, 東京都, p.193 .
- 7) 小宮康明ら(1978) 乾湿繰り返しによる島尻層泥岩における2,3の物理的性質の変化, 琉球大学農学部学術報告, 第25号: 295 - 305 .

表3 降雨後湧水SS測定値 (mg/1)

調査年月日	湧水の場所	SS
1995/3/16	糸満市米須海岸	518
/	大度海岸	14
/	嘉手志川	9
3/17	米須海岸	375
6/17	米須海岸	157
/	具志頭村ギーザパンク	31
/	世持ガ一	3
/	玉城村富里	2

## 15 非破壊試験装置によるセメント安定処理土の動的弾性係数の測定

九州大学工学部	○大 嶺 聖
九州大学工学部	落 合 英 俊
九州大学工学部	安 福 規 之
九州大学大学院	堀 尾 大 輔

### 1. はじめに

セメント安定処理土の改良効果の検討には、主に室内配合試験において一軸圧縮試験が行われている。この試験は破壊試験であるので、セメント添加率や養生日数等様々な要因を調べる場合、多くの供試体を必要としている。そこで、少ない供試体を有効に利用するために、非破壊で安定処理土の改良効果の評価を行う方法を開発することが望まれている。

本研究では、動的な荷重を作用させることにより、安定処理土の動的弾性係数を比較的簡便に測定する非破壊試験装置を作製した。また、弾性バネ供試体を用いて非破壊試験装置の性能を確認すると共に、セメント安定処理供試体について動的弾性係数、一軸圧縮強さを測定し、その試験装置の有用性を確かめた。

### 2. 重錐落下による動的弾性係数について

弾性係数の大きなセメント安定処理土ほど、一軸圧縮強さが増加すると考えられるため、ここでは弾性係数を測定することにより、安定処理土の改良効果の評価を行う。図-1に示すような質量Mの重錐をある高さhから、バネ定数kのバネの上に自由落下させる。バネの剛性が供試体の剛性に比べて非常に小さい場合、バネ上部の初期高さを原点として下向きの変位をxとすると、エネルギー保存則より、

$$Mgh = \frac{1}{2} kx^2 + \frac{1}{2} Mv^2 - Mgx \quad \dots (1)$$

が成り立つ。ここで、速度vは次式が成り立つ。

$$v = \frac{\partial x}{\partial t} \quad \dots (2)$$

(1)式をxについて解くと、次のような式が導かれる。

$$x = \frac{Mg}{k} \left[ 1 - \cos \omega t + \sqrt{\frac{2kh}{Mg}} \sin \omega t \right] \quad \dots (3)$$

この時、角振動数 $\omega$ は次式で表わされる。

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{M}} \quad \dots (4)$$

このバネの変位xは重錐が落下することにより、バネに作用する力を受け持つことにより生じるものである。図-1の供試体上面に作用する圧縮力Pは次式の様に表わされる。

$$P = kx = Mg \left[ 1 - \cos \omega t + \sqrt{\frac{2kh}{Mg}} \sin \omega t \right] \quad \dots (5)$$

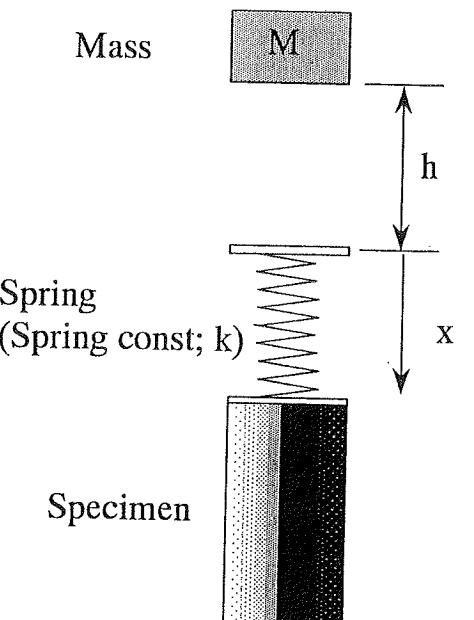


図-1 重錐落下モデル

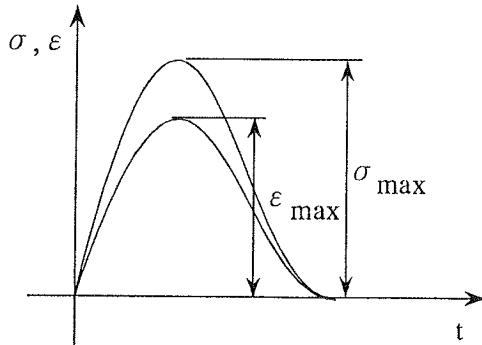


図-2 供試体に作用する応力及びひずみの経時変化

すなわち、M、k、hを自在に変化させることにより、角振動数ωや圧縮力Pを任意に設定できる。また、(5)式の圧縮力Pの最大値P<sub>max</sub>は次式のようになる。

$$P_{\max} = Mg + \sqrt{M^2g^2 + 2Mgh} \quad \dots \cdot (6)$$

したがって、(6)式で求められる最大圧縮力P<sub>max</sub>をピークに持つような力が供試体上面に加えられる。この供試体が弾塑性的な変形挙動を示すような範囲で、微小変位を与えると、その供試体の応力、ひずみの経時変化は図-2のように表わされる。この応力及びひずみの最大値をそれぞれσ<sub>max</sub>、ε<sub>max</sub>とおくと、動的弾性係数E<sub>d</sub>は次の式で表すことができる。

$$E_d = \frac{\sigma_{\max}}{\epsilon_{\max}} \quad \dots \cdot (7)$$

### 3. 動的弾性係数の測定方法

#### 1) 試験装置及び試験方法

図-3は安定処理土の動的弾性係数を測定するため作製した非破壊試験装置の概略図を示したものである。重りを滑らかに載荷軸に沿ってバネ上部に自由落下させる。バネの下部は載荷軸に固定され、載荷軸を通して、重りの落下によるエネルギーを供試体上部に伝達する。載荷軸下端にロードセルを固定して、供試体上部にかかる荷重を測定する。キャップの上部に変位計を設置して、垂直変位を測定する。また、供試体中央付近でクリップゲージにより水平変位を測定することによりポアソン比の測定も可能である。1秒間に500以上の荷重と変位のデータをコンピュータで読み込み、得られた応力と

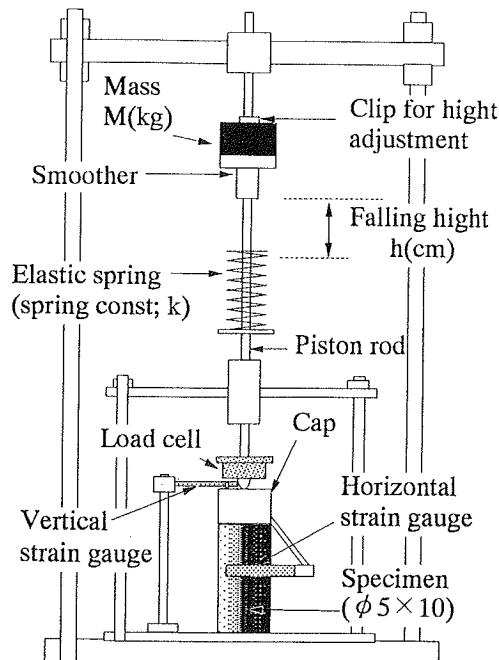
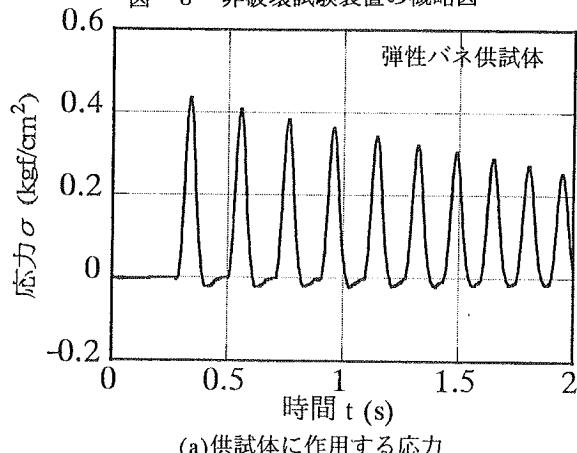
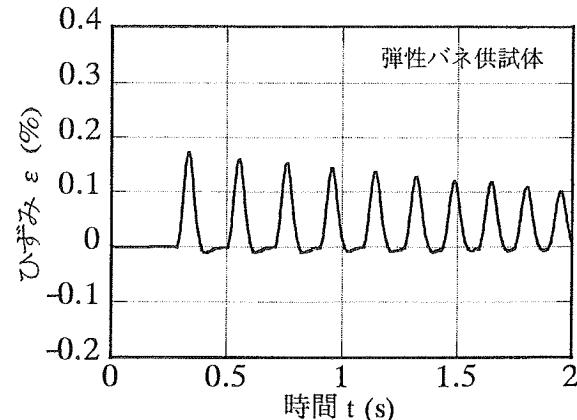


図-3 非破壊試験装置の概略図



(a)供試体に作用する応力



(b)供試体のひずみ

図-4 応力とひずみの経時変化(弾性バネ供試体)

ひずみの波形の最大値を利用して弾性係数を算出する。

## 2) バネ供試体による試験装置の性能の確認

試験装置の性能を確かめるために、弾性バネ供試体を用いて、弾性係数の測定を行った。図-4に応力とひずみの経時変化を示す。いずれも明確にピークが判別できる。この図の各波形のピーク時の応力、ひずみにより算出された動的弾性係数 $E_d$ を図-5に示す。ピークの値をとる限り、いずれの波形の動的弾性係数 $E_d$ もほぼ等しい。したがって、動的弾性係数を測定する場合、最初の一つ目の波形から弾性係数を測定すればよいことが分かる。

次に、弾性係数の異なる3種類のバネ供試体について、動的弾性係数 $E_d$ と静的弾性係数 $E_s$ の測定を行った結果を図-6に示す。それぞれ、静的弾性係数と動的弾性係数は一致していることが分かる。

## 4. セメント安定処理土の動的弾性係数について

### 1) 試料及び実験方法

試料は風化、浸食が問題となる沖縄の赤土（部間土）と人工的に粒度調整した砂質土の2種類を用いた。まず、部間土( $\omega_n = 29.6\%$ ,  $\omega_L = 81.95\%$ ,  $I_p = 55.28$ )については、含水比25%に調整し、普通ポルトランドセメントを1及び3%を添加し攪拌した後に、動的締固め<sup>1)</sup>で供試体(Φ5cm×10cm)を作製する。直ちに脱型し、20℃の恒温室内の密封した養生箱の中で1、3、7日養生させる。

一方、砂質土試料については、6号ケイ砂とカオリンを9:1で混合し、最適含水比である16%の水を添加して、1、3、7%の三種類のセメント添加率で同様に動的締固めにより供試体を作製する。この供試体を3、7日養生せざる。

養生終了後、非破壊試験により、各供試体の動的弾性係数を求める。このときの重りと落下高さは供試体が破壊してしまわないように、ひずみが0.05%以上生じない範囲で調整する。動的弾性係数を測定した供試体について、一軸圧縮試験を行う。

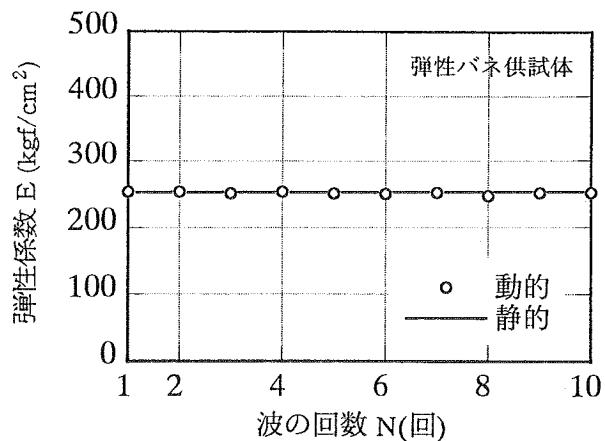


図-5 応力とひずみの各ピーク時の動的弾性係数

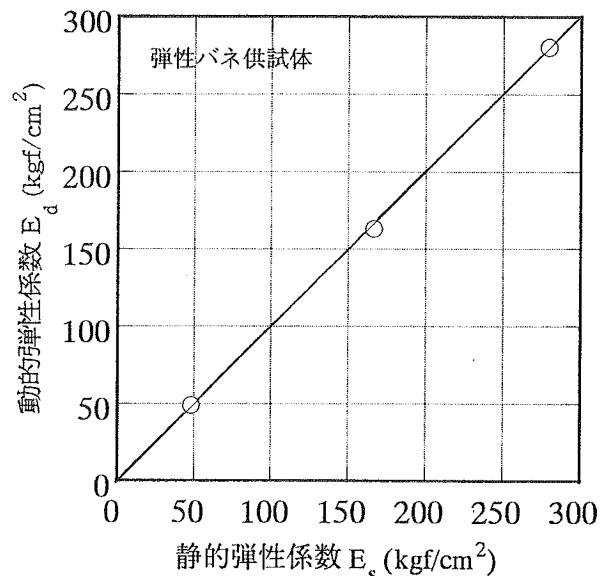


図-6 動的弾性係数と静的弾性係数の関係

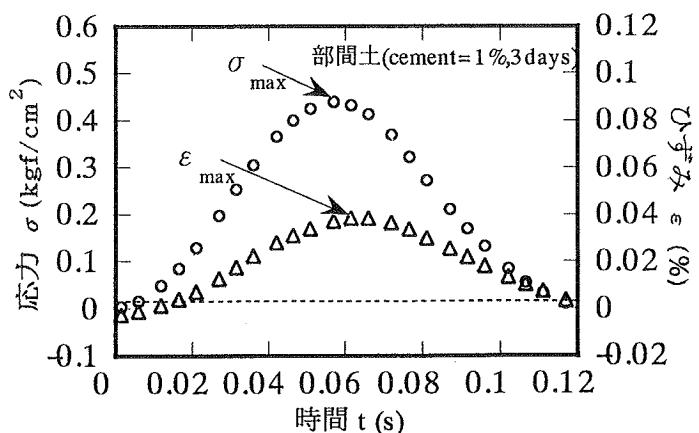


図-7 セメント安定処理土の応力とひずみの経時変化

## 2) 実験結果

図-7はセメント添加率1%の部間土供試体の非破壊試験により得られた応力とひずみの経時変化を示す。応力の波形に沿って、ひずみの波形も明確なピークが得られ、応力が失われたときにはひずみも完全に元の位置まで戻るような弾性変形を示している。

セメント安定処理土に対して、動的弾性係数を求める非破壊試験と一軸圧縮試験を行った結果を表-1に示す。部間土は粘性土であるため低含水比では団粒状となり、セメントを十分に混合することができなかった。そのため、動的弾性係数及び一軸圧縮強度共にばらつきが大きい結果となった。しかしながら、セメント添加率及び養生日数が増えても一軸圧縮強さが大きくならないという結果は、動的弾性係数に現れている。すなわち、部間土の場合、十分に改良効果が発揮されていないことが、非破壊試験で判断できる。

次に砂質土の場合の動的弾性係数と一軸圧縮強度との関係を図-8に示す。セメント添加率を増やすと、強度が大きく現れ、それにともなって、弾性係数も増加している。また、表-1に示すように、砂質土の場合、養生日数の増加とともに、動的弾性係数と一軸圧縮強さが共に増加する傾向が示されている。

このように、動的弾性係数を測定することにより、セメント安定処理土の改良効果を評価することができる。

## 5. まとめ

動的な荷重を作用させることにより、安定処理土の動的弾性係数を測定する非破壊試験装置を作製した。まず、その非破壊試験装置を利用して、弾性バネ供試体の弾性係数を簡便的にかつ精度よく測定できることを示した。さらに、2種類のセメント安定処理供試体について、動的弾性係数を測定し、セメント添加量、養生日数の影響、一軸圧縮強さとの関係を調べた結果、動的弾性係数を指標とした非破壊試験によりセメント安定処理土の改良効果を評価できることを確認した。

## 参考文献

- 1)セメント協会(1994)：セメント系固化剤による地盤改良マニュアル,pp.381-395

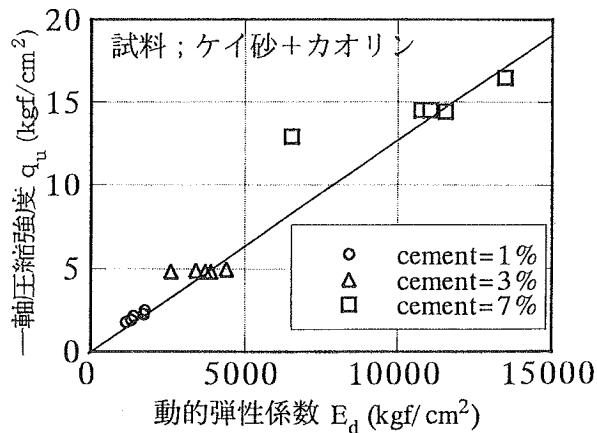
表-1 実験結果

(a) 部間土供試体

セメント 添加率(%)	養生日数	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	動的弾性係数 $E_d$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	一軸圧縮強度 $q_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
1	3	1.451	1286	4.18
	7	1.438	1115	4.39
3	1	1.402	731	4.47
	3	1.427	1342	4.95
	7	1.414	922	3.64

(b) 砂質土供試体

セメント 添加率(%)	養生日数	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	動的弾性係数 $E_d$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	一軸圧縮強度 $q_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
1	3	1.672	1143	1.78
		1.672	1306	1.92
		1.666	1378	2.15
	7	1.671 1.659	1701 1744	2.26 2.50
3	3	1.682	2591	4.81
		1.674	3402	4.89
		1.684	3894	4.84
	7	1.695 1.687	4404 3210	4.97 4.84
7	3	1.711	10760	14.52
		1.684	11050	14.52
		1.700	11560	14.44
	7	1.728 1.701	13470 6523	16.51 12.93



## 16 沖縄本島北部赤土砂地帯の崩壊土の土質強度の鉱物組成

琉球大学農学部 宜保清一

○辛島光彦

徳清光研究所 吉沢光三

九州大学農学部 江頭和彦

## 1.はじめに

沖縄本島北部の赤土砂地帯における土砂流出は自然環境、観光および漁業に多大な被害を与えており、その影響は多岐にわたっている。土砂生産は、主に農地開発や道路建設等の土地の改変に伴う侵食および崩壊によるものである。このうち崩壊は、ほとんどの場合切土後の豪雨が誘因となって発生する。素因的には、層理の発達した地質弱面の存在および土質強度が重要である<sup>1)</sup>。

本研究では、崩壊土の、土質強度および粘土鉱物組成を調べ、それらの関係について検討を行った。

## 2.調査事例

今回調査を行った法面崩壊事例を表-1に示す。名護市多野岳で発生した切土法面の崩壊は道路建設に伴い切土された500mにわたる強風化岩法面で、豪雨の際に8カ所が崩壊した。崩壊は、斜長50m、幅60m、最大深度7mの中規模のものから斜長30m、幅20m、最大深度3mのものまであった。すべり面は、すべり方向の地質弱面が転化したもので、強風化岩はスレート状に2~3cmの厚さで剥離された。崩壊の形態は典型的な流れ盤性の層すべりである。名護市真喜屋の崩壊(A)は農地開発地区で発生した切土法面崩壊である。農道の切土法面が豪雨によって斜長15m、幅12m、最大深度3mにわたり崩壊した。すべり面はれき層内にあり、地質弱面が転化したものである。真喜屋の切土法面崩壊(B)は、斜長30m、幅44m、最大深度2.5mの浅層すべりである。崩壊は、切土に伴う応力解放によってれき層内の亀裂が拡大・開離し、雨水が浸透して誘発されたものである。すべり面付近の亀裂面は黒褐色に変色しており、せん断破壊に伴う軟弱なシルト薄層の形成が認められた。真喜屋の崩壊(C)は農道の切土法面を末端とする斜長50m、幅44m、最大深度8mの地すべり性崩壊である。すべり面はれき層内にあり、降雨によって地質弱面がすべり面に変化したものである。宜野座村前山崩壊(B)は、圃場整備地区で発生した細粒シルト層の崩壊である。小規模な崩壊が切土の全域で発生した。すべり面は細

表-1 崩壊事例

事例	開発の種類	斜長(m)	幅(m)	最大深度(m)	すべり面の状況	
名護市多野岳崩壊(A)	道路建設	50	60	7.0	強風化岩	流れ盤性弱面
多野岳崩壊(B)	道路建設	45	50	5.0	強風化岩	流れ盤性弱面
多野岳崩壊(C)	道路建設	43	35	5.5	強風化岩	流れ盤性弱面
名護市真喜屋崩壊(A)	農地開発	15	12	3.0	れき層	流れ盤性弱面
真喜屋崩壊(B)	農地開発	30	44	2.5	れき層	開口亀裂面
真喜屋崩壊(C)	農地開発	50	44	8.0	れき層	流れ盤性弱面
宜野座村前山崩壊(A)	農地整備	14	15	2.0	細粒シルト層	開口亀裂面
前山崩壊(B)	農地整備	14	25	2.0	細粒シルト層	開口亀裂面
前山崩壊(C)	農地整備	12	20	1.2	細粒シルト層	開口亀裂面
東村 上新川崩壊(A)	道路建設	8	20	1.5	細粒シルト層	開口亀裂面
上新川崩壊(B)	道路建設	12	15	1.5	細粒シルト層	開口亀裂面
上新川崩壊(C)	道路建設	10	20	1.5	細粒シルト層	開口亀裂面

粒シルト層内にみられ、

法面の頭部に存在する

引張り亀裂は、切土の

際の横圧解放および崩

壊が原因で形成された

ものである。東村上新

川崩壊(C)は、県道沿

の切土法面で多発した

崩壊である。斜長10m、

幅20m、深度1.5mの小規模細粒シルト崩壊である。切土による応力解放に対して敏感に反応する細粒シルト層と固結シルト層の境界面がすべり面に転化し、特定の方向の切土法面で崩壊した。表-2に各試料の物理的性質を示す。

### 3. 土質強度特性

試験は定体積・定圧兼用リングせん断試験装置<sup>3)</sup>および三軸圧縮試験装置を用いて、ピーク強度および残留強度を測定した。図-1, 2, 3は、それぞれ真喜屋(B)試料、真喜屋(C)試料、上新川(C)試料の定圧リングせん断試験結果である。真喜屋(B)試料では、縦横に亀裂が存在することから、これらの影響によりきれいなピークが現れているものの、地すべり性崩壊である真喜屋(C)試料は、明確なピークがあらわれず、ひずみ軟化の傾向が見られる。また、シルト層の崩壊である上新川試料についてもピークまでの挙動は、真喜屋(B)試料に類似しているが、残留強度への強度低下において著しい違いがある。真喜屋(B)、(C)試料とも残留強度まで明らかな強度低下が見られるのに対して、上新川(C)試料ではこれがあり見られない。

表-3にそれぞれの試料の試験結果を整理したものを示す。多野岳崩壊は、中規模程度の崩壊であり、粘土含量が低いものの残留強度は $\phi_r = 16.5^\circ$ と他の試料に比べ低めの値が得られた。真喜屋試料(A)試料は、一般的な崩壊土の強度が得られたものの、真喜屋(B)試料では残留強度に不搅乱試料で

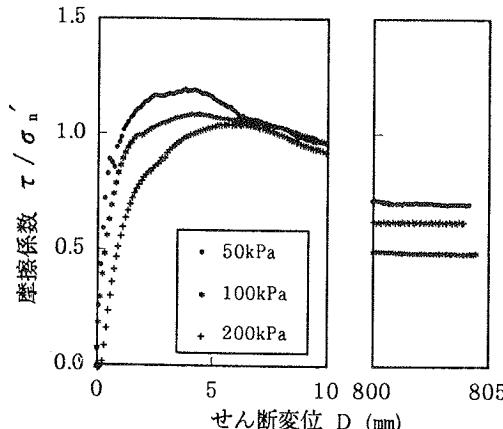


図-1 真喜屋(B)試料の定圧せん断試験結果

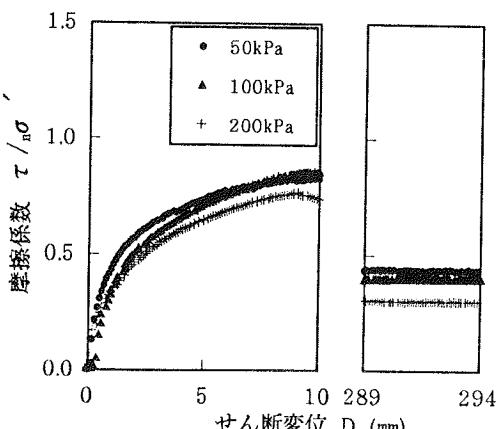


図-2 真喜屋(C)試料の定圧せん断試験結果

7.3°、搅乱試料で13.2°のばらつきが生じた。これも試料に内在する亀裂の影響と考えられる。また真喜屋(C)試料では高い粘土含量に比例して低めの残留強度が得られた。前山試料は細粒シルトの崩壊ではあるが、れき層の真喜屋(A)試料と類似した強度が得られた。上新川(C)試料は粘土含量が高めであるにもかかわらず、高めの残留強度が得られた。同じように粘土含量が高い真喜屋(C)試料との違いは、含有粘土鉱物にあるのではないかと考えられる。

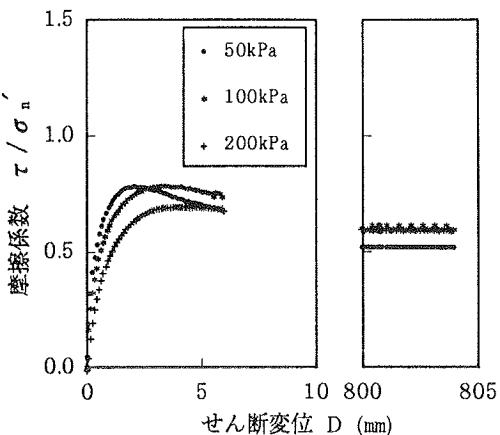


図-3 上新川試料の定圧せん断試験結果

表-3 土質強度結果

試料名	試料条件	ピーク強度		正規圧密強度		残留強度 ( $c_r=0$ ) $\phi_r$ (°)
		$c'_t$ (kPa)	$\phi'_t$ (°)	$c_{sf}$ (kPa)	$\phi_{sf}$ (°)	
名護市多野岳崩壊(A)	スラリー			0.0	36.0	16.5
名護市真喜屋崩壊(A)	スラリー			0.0	35.0	28.5
真喜屋崩壊(B)	不搅乱	16.1	43.5			26.0~33.3
	搅乱			7.9	40.0	19.8~33.0
真喜屋崩壊(C)	不搅乱 (三軸圧縮試験)	3.0	39.0			
	搅乱			0.0	38.2	17.9
宜野座村前山崩壊(B)	スラリー			0.0	35.0	31.0
東村 上新川崩壊(C)	不搅乱	12.0	28.5			27.3
	スラリー					26.5

#### 4. 粘土鉱物と土質強度の関連

地すべり土では、一般的に粘土含量が多くなると残留強度が低下する。残留強度は土の物理的、化学的および鉱物学的性質に影響され、基本的には含まれる粘土鉱物の種類と粘土粒子の配向状態によって決定される<sup>4)</sup>。表-4に各試料の鉱物組成を示す。全体的に地すべり土に見られるような粘土鉱物<sup>5)</sup>は見られない。

多野岳(A)試料と真喜屋(C)試料は、これらの試料の中で共に残留強度が低い。しかしながら、鉱物組成で見ると多野岳(A)試料にはバーミキュライトが含まれ、真喜屋(C)試料には含まれていない。このバーミキュライトは、地すべり粘土によく含まれる層状ケイ酸塩鉱物のスマクタイトと同じく膨潤性2:1型鉱物と呼ばれている<sup>6)</sup>。このことからスマクタイトと類似している板～薄板状粘土鉱物のバーミキュライトの配向が残留強度の低下へ関与していると言える。また、真喜屋(C)試料では、物理的性質に見られるように粘土含量が他の試料に比べ高いことから、強度低下をもたらしたものと考えられる。

真喜屋(A)試料、前山(B)試料、そして上新川(C)試料は鉱物組成が類似しており、その土質強度も大きな差はない。しかしながら、石英とハロイサイトの相対的な量の差が、ピーク強度に関してその差として現れたものと考えられる。

表-4 鉱物組成

試料名	鉱物組成
名護市多野岳崩壊(A)	バーミキュライト>石英、長石>ハロイサイト(0.7nm), 角せん石
名護市真喜屋崩壊(A)	石英>ハロイサイト(0.7nm), 雲母
真喜屋崩壊(B)	石英, ハロイサイト(0.7nm)>緑泥岩>ゲータイト, ハロイサイト(1.0nm)
真喜屋崩壊(C)	石英, ハロイサイト(0.7nm)>ゲータイト>ギブサイト、ハロイサイト(1.0nm)
宜野座村前山崩壊(B)	石英>ハロイサイト(0.7nm), 雲母
東村 上新川崩壊(C)	石英>ハロイサイト(0.7nm), 雲母

土質強度特性および鉱物組成をもとに形態分けを行うと、次の3つに分けられる。まず、多野岳(A)試料、真喜屋(C)試料のような、ピーク強度から残留強度への低下が大きい崩壊である。ただし、この二つの試料は、鉱物的背景には多野岳試料ではバーミキュライトが、真喜屋(C)試料では、粘土含量が多いことの影響が大きい。強度的には類似しているものの、これは見かけ上の一一致である。次に、真喜屋(A)試料、前山(B)試料、上新川(C)試料のような、土質強度的にピーク強度から残留強度への強度低下が小さなものである。鉱物的にも3試料とも石英を多く含み、鉱物組成も類似していることから、これが強度低下をあまりもたらさなかったものと思われる。上新川(C)試料の強度が他の2つの試料と比較して若干低めであるのは、高い粘土含量と石英および雲母らの相対的な量の差が挙げられる。最後に、真喜屋(B)試料に代表されるようにピーク強度が高く、残留強度にばらつきが生じるものである。地質的にも黒く風化した弱面の亀裂が縦横に走っており、他の試料には見られないものである。鉱物組成は真喜屋(C)試料とほぼ同様であるが、低い粘土含量が残留強度の違いをもたらしたものと考えられる。

## 5.まとめ

沖縄本島北部の赤土砂地帯で発生する崩壊土は、土質強度および鉱物学的背景をもとに次の3つに分類される。①粘土鉱物または粘土含量の影響により低めの残留強度への低下が發揮されるもの。②ピークから残留への強度低下が小さく、石英の関与により高い残留強度を示すもの。③高いピーク強度と微小レキの影響によりばらつきのある残留強度を示すもの。

地すべり土においては、粘土鉱物から土質強度を想定する研究が多く行われているが、崩壊土についても同様な方法が行えるか検討していきたい。

## 参考文献

- 1) 宜保清一：沖縄県北部赤土地帯の崩壊に対する弱面の寄与、農業土木学会九州支部講演集, PP.175-178, 1993.
- 2) 宜保清一・江頭和彦・林 義隆：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的性質による類推法、農業土木学会論文集, Vol159, PP.57-63, 1992.
- 3) 宜保清一：残留強度測定のためのリングせん断試験装置とその測定精度、地すべり, Vol.31, No.3, 1994.
- 4) Skempton, A. W: Residual strength of clay in landslides, folded strata and the laboratory, Geotechnique, Vol. 35, PP. 3-18, 1985.
- 5) 玉田文吾：地すべり面のせん断強度定数と粘土鉱物との関係、地すべり, Vol.20, No.4, 1984.
- 6) 高井康雄・三好 洋：土壤通論, pp.16-27, 朝倉書店

## 17 野外における赤土流出実験結果について（中間報告）

琉球セメント株式会社 ○黒島 安之 内間 義次 金城 勝 仲松 照隆  
 琉球大学工学部 上原 方成 原 久夫 安里 憲人 天野 泰己

## 1. まえがき

沖縄県では降雨時の“赤土”流出による河川、海域汚染が大きな社会問題となっている。赤土流出防止を目的として著者等はこれまでに、(1)原位置での赤土の温度変化測定<sup>1)</sup>、(2)締固めた赤土のスレーキング試験<sup>2)</sup>、(3)室内降雨実験による赤土の流出実験など<sup>3),4)</sup>をおこない、赤土に対しセメント系固化材を混入することによって、特に盛土斜面形成直後の流出防止に効果があることを報告している。これまでの経緯を踏まえ、次の段階として実際の野外での気象条件下に対し、セメント系固化材の赤土流出防止効果はどの程度であるかを調べる実験を現在進めており、本文はその実験の中間報告である。

## 2. 実験概要

2-1 試験位置と盛土概要 野外試験位置を図-1に示す。人工盛土の施工は平成7年5月29日に行い、その日から平成7年8月2日までの降雨によって生じた赤土混じり表流水全量を採取し、流出量を測定した結果について今回報告する。

この測定期間中の、試験位置における降雨量は364mmであった。人工盛土斜面は図-2に示すように(A) RKC混入土、(B) 未処理土、(C) 未処理土+アスファルト乳剤(種子入り)、(D) 未処理土+高性能モルタル接着増強剤散布(種子入り)の4種類としその比較を行っている。盛土の締固めはバックホーによって行い、砂置換法で測定した乾燥密度は1.174～1.200g/cm<sup>3</sup>(締固め度78%)である。

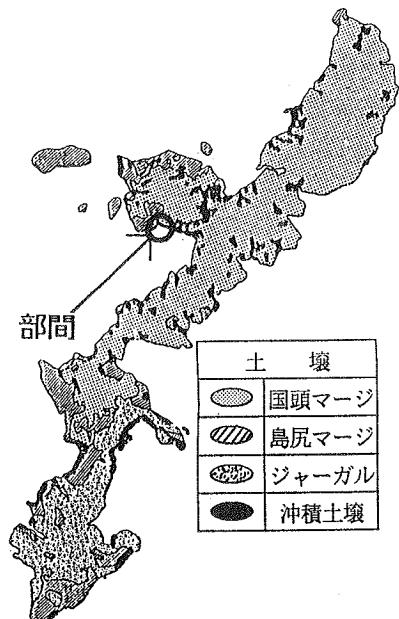


図-1 試験位置図

## 盛土

$$\rho_d = 1.174 \sim 1.200 \text{ g/cm}^3$$

$$(\rho_{d\max} = 1.542 \text{ g/cm}^3)$$

$$w_n = 28.2 \sim 30.4 \%$$

$$(w_{opt} = 23.0\%)$$

(A) RKC 混入土

(B) 未処理土

(C) 未処理土 + アスファルト乳剤(種子入)

(D) 未処理土 + 高性能モルタル接着増強剤散布(種子入)

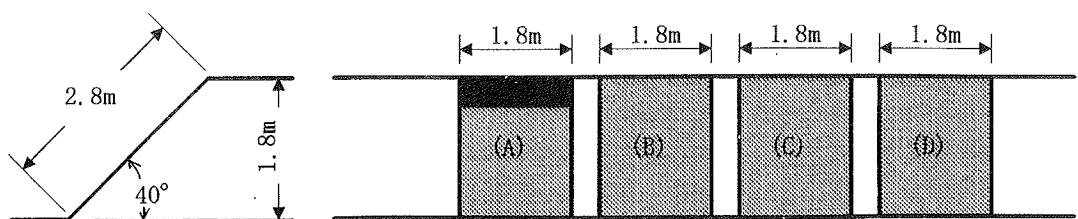


図-2 人工盛土斜面の概要(被降雨面：影部分)

## 2-2 盛土材料

人工盛土に使用した赤土は試験位置に近い名護市部間から採取された土(部間土)である。その物理特性、締固め特性は表-1に示すようシルト分が多く、液性限界の高い細粒土である。

## 2-3 流出土量

この期間(5月29日～8月2日：総降雨量(364mm))により流出した全土量およびその粒度分析結果は表-2のようである。未処理土の盛土面からの流出量は8.86kg/m<sup>2</sup>であるのに対しRKC混入土の盛土面からの流出量は、その約1/3の2.90kg/m<sup>2</sup>であり、セメント系固化剤による赤土流出防止効果が現れている。なお、試験

表-1 部間土の物理的性質、締固め特性

土粒子の密度 $\rho$ g/cm <sup>3</sup>	2.79～2.81
液性限界 $w_L$ (%)	82.0
塑性限界 $w_P$ (%)	26.7
最大粒径 mm	19
礫分 (%)	8.3～9.1
砂分 (%)	11.4～13.1
シルト分 (%)	54.8～60.7
粘土分 (%)	18.8～23.5
締固め特性(E-b法)	
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ g/cm <sup>3</sup>	1.542
最適含水比 (%)	23.0

表-2 盛土面からの流出土量とその粒度

盛土形態	流出土量			
	(A)未処理土	(B)RKC混入土	(C)未処理土+アス	(D)未処理土+高分子モルタル
流出土量 (kg/m <sup>2</sup> )	8.86	2.90	0.56	1.03
流出土の粒度分析結果				
礫分(%)	5.4～7.7	6.7～12.2	0.3～1.0	0.5～0.6
砂分(%)	37.8～40.6	34.2～40.7	18.8～27.9	15.4～28.4
シルト分(%)	32.4～37.5	39.1～42.9	43.3～55.6	37.5～50.0
粘土分(%)	17.0～21.0	11.0～14.5	24.5～27.0	30.5～34.0

開始後間もなく高性能モルタル接着増強剤散布(種子入り)、アスファルト乳剤(種子入り)を施した盛土面では植生が繁り、降雨を受ける条件がA、B面とは違う事を付記しておく。

### 3. あとがき

本報文は野外での赤土流出防止実験の中間報告であり、実験は台風期間を含む本年11月まで継続し赤土の流出状況を長期間測定する予定である。今後、部間土を使った種々の条件下での室内降雨実験、ならびにこれまでの室内実験の成果とを考慮し、現場での赤土流出量との対応関係を明らかにしてゆきたい。

### 参考文献

- 1) 上原 方成他:浅層土中温度の変動と法面の劣化、崩壊について、土木学会第47回年次学術講演会(1992.9), 756-757
- 2) 大湾他:国頭まあとじ土のセメント系混和材混入による一軸圧縮強度とスレーキング特性の変化について、第5回沖縄土質工学研究発表会(1992), pp. 27-30
- 3) 内間他:国頭まあとじ土のセメント系固化材による赤土流出防止実験、第6回沖縄土質工学研究発表会講演概要集(1993.11), pp. 41-44
- 4) 上原方成、原久夫:“赤土”流失の防止に関する基礎的研究、第50回年次学術講演会(1995.9)

## 沖縄土質工学研究発表会 実行委員

会長	上原方成	琉球大学工学部
副会長	新城俊也	琉球大学農学部
	宜保清一	琉球大学農学部
	小波藏政良	株式会社 沖技
委員	加藤進	琉球大学工学部
	喜納源太	岡三興業株式会社
	下地康之	株式会社 ソイル開発
	新垣健二	株式会社 沖縄建設技研
	平良聰	株式会社 沖技
	玉城佳卓	沖縄県土木建築部技術管理室
	千村次生	沖縄県地質調査業協会（梶谷エンジニア㈱）
	照屋尚彦	浦添市
	原久夫	琉球大学工学部
	又吉一誠	財団法人 沖縄県建設技術センター
	宮城富夫	上城技術情報株式会社
	吉沢光三	株式会社 清光研究所
	与那嶺肇	株式会社 大富建設コンサルタント

## 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
(株)大城組	2
(株)大富建設コンサルタント	2
大野産業(株)	2
(株)大久組	3
応用地質(株)	3
岡三興業(株)	3
(株)沖技	4
(株)沖縄維持開発	4
(株)沖縄環境興発	4
沖縄基礎(株)	5
(資)沖土質コンサルタント	5
(株)沖縄建工	5
(株)沖縄建設技研	6
(株)沖縄土木設計コンサルタント	6
(株)沖縄物理探査	6
(株)オモト建設コンサルタント	7
岩水開発(株)	7
(株)カルシード	7
錦城護謨(株)	8
(株)協和建設コンサルタント	8
(株)鴻池組	8
(株)國場組	9
(株)芝岩エンジニアリング	9
上城技術情報(株)	9
(株)城南設計コンサルタント	10
(株)誠研舎	10
(株)清光研究所	10
(株)ソイル開発	11
(株)大栄組	11
(株)大東エンジニアリング	11
(株)匠エンジニアリング	12
(株)中央建設コンサルタント	12
南西プラント工業(株)	12
(株)日興建設コンサルタント	13
日本深層地盤改良協会沖縄支部	13
不動建設	13
(有)三角エンジニアリング	14
三井石化産資(株)	14
(有)ホープ設計	14
(有)琉球公共基礎	15
琉球セメント(株)	15
琉建設計(株)	15

土木 企画・調査・測量・設計・土質調査  
施工管理業務全般



## 株式会社 朝日建設コンサルタント

代表取締役 友利徹夫  
取締役専務 島田信明  
取締役部長 比嘉武光  
取締役部長 大島大山

本社 〒901-21 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 松川清康  
常務取締役 親川勇  
常務取締役 具志堅古明

本社 〒901-21 沖縄県浦添市牧港4丁目4番5号

電話 (098) 877-6738 (代表)  
FAX (098) 879-6607



土木・農業土木・調査・測量・計画  
設計・土質・地質調査・施工監理  
補償コンサルタント業務

## 株式会社 岩下建技コンサルタント

代表取締役 下地巖 仲本政功  
取締役土質部長 長堂嘉光

本社 〒901-21 沖縄県浦添市字前田1529-1

☎ (098) 879-6489(代)・FAX (098) 877-0478

宮古営業所 〒906 沖縄県平良市下里1338-2

☎ (09807) 2-6906



株式会社 大城組

代表取締役社長 大城 武男

代表取締役専務 上原 和雄

本 社／沖縄県浦添市勢理客322番地

〒901-21 ☎(098)877-3625

東京事務所／東京都千代田区平河町1丁目8番2号

山京半蔵門パレス302号室

〒102 ☎(03)3237-0813



株式会社 大富建設コンサルタント

代表取締役会長 玉那覇 定 富 常務取締役 与那嶺 肇

代表取締役社長 上原 武 雄 取締役測量部長 比嘉 一郎

常務取締役 宮田 旭 監査役設計部長 高江洲 一宏

本 社／〒901-21 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

限りある資源をリサイクル、沖縄の美しい自然を守り、産業発展に貢献する。

粒調再生路盤材 ホワイトコーラル® 「製造装置及び製品特許登録」

野 大野産業株式会社

代表取締役 當野 幸盛

たから工場(ホワイトコーラル製造) 東風平町字高良267-2番地 ☎098-998-3065(代)

ホワイトコーラル総販売元 (有)オリジン物産(たから工場内)

☎098-998-9807

本 社(生コン工場)

南風原町字新川345番地

☎098-889-4303(代)

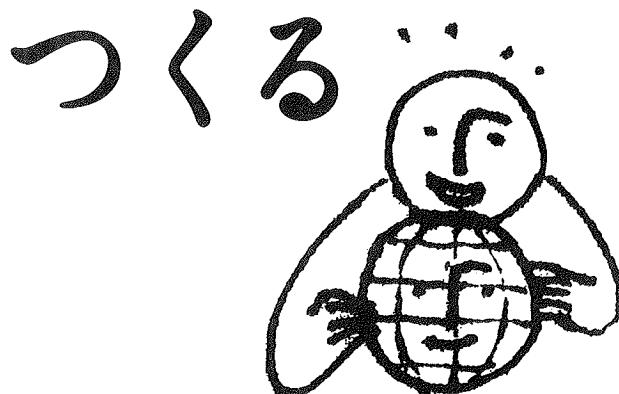
特殊技術で県土を築く総合建設業



# 株式会社 大久組

代表取締役 大城光久  
常務取締役 照屋馨

本社：浦添市勢理客555番地の2  
☎ (098) 876-5680  
FAX (098) 876-9656  
那覇営業所：那覇市港町2丁目2番地の3  
☎ (098) 868-5180



人類の新しい創造力は、大地を知る技術から生まれます。未来へ向けての、とても重要なテーマに取り組む応用地質です。

これから、ますます。

 応用地質株式会社  
〒102 東京都千代田区九段北4-2-6 TEL(03)3234 0811

九州支社：〒816 福岡市南区井尻2-21-36 TEL.092-591-1840 沖縄営業所：〒901-21 沖縄県浦添市伊祖3-4-12 TEL.098-879-4956

土木資材、新工法のパイオニア

## 岡三興業株式会社 沖縄営業所

〒900 那覇市久茂地2丁目9-7 住友生命那覇久茂地ビル6F

☎ 098-862-6280 FAX 098-862-6251

### 【景観商品】

- ・ロッキーステージ(人工岩)
- ・サンーウッドハイコン  
(永久自然木)
- ・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)
  - ・EPS(軽量盛土)
  - ・テンサー(ジオグリッド)
- ・ファブリフォーム(布製型枠)
  - ・クレイマックス  
(漏水防止ライナー)
  - ・シルトフェンス(汚濁防止膜)

建設コンサルタント・測量  
地質・土質調査・施工監理



# 株式会社 沖技

代表取締役社長 小波藏政 良  
代表取締役専務 比嘉龍三郎  
常務取締役 兼城昇  
常務取締役 名渡山愛二

事務所: 浦添市屋富祖3丁目33番3号(山城ビル2F)  
電話(098)878-6575  
FAX(098)876-7408

一般・土木工事・交通安全対策工事・土木建設資材販売業

# 株式会社 沖縄維持開発

代表取締役 外間安洋

取締役工事部長 根間幸吉 事業本部長 浜比嘉清則

本社 〒902 沖縄県那覇市字真地169-1  
電話(098)889-0391(代)  
FAX(098)889-0393

事業本部 〒901-22 宜野湾市字我如古2丁目36番15号  
電話(098)898-8333(代)  
FAX(098)898-8334

〈道路事業部〉



交通安全施設工事 路面及び側溝掃除  
道路標識、その他標識 上水道管更新工事  
道路区画線及び塗装工事 下水道管路維持管理  
土木工事全般

〈環境事業部〉

上水道管更新工事  
下水道管路維持管理

株式会社

# 沖縄環境興発

代表取締役 西平守光

本社 那覇市首里石嶺町1-161-8  
中部事業所 宜野湾市野嵩1-5-18  
電話(098)885-4567  
電話(098)892-8039  
FAX(098)892-4567

営業種目 測量全般・土質調査及び試験・地下水調査  
農業土木・一般土木・上下水道  
都市計画事業等の調査計画設計及び施工管理

# 沖縄基礎株式会社

代表取締役 金 城 善 美

〒901-21 沖縄県浦添市牧港1-62-19 電話(098)876-5436(代)  
(大永建設ビル) FAX(098)876-5413

## 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

建設大臣登録 測量業(7)-4599号  
地質調査業(4)-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560番地の1 電話(098)877-4583・879-4470

一般土木建設施工工事  
特殊土木施工工事  
安全施設資材販売及び施工工事



株式会社

## 沖 繩 建 工

代表取締役 伊保みね子

本社 〒900 沖縄県那覇市古波蔵3-17-8  
TEL (098) 831-7030  
FAX (098) 831-7031  
南部営業所 〒901-03 沖縄県糸満市阿波根635  
TEL (098) 994-6602

～自然に優しく 未来を見つめて～

営業種目 { 激測業務、建設コンサルタント業務  
地質・土質調査業務、土木施工管理業務



# 株式会社 沖縄建設技研

代表取締役社長 砂川 徹男 専務取締役 富田 清  
技術士 取締役 金城 真明 取締役 栗国 明  
取締役

〒901-21 沖縄県浦添市宮城3丁目7番5-103号  
TEL (098)876-4805代 FAX (098)878-7230

技術と誠意で地域社会の繁栄に貢献する

営業種目 { 激測全般・土質および基礎・河川・砂防  
および海岸・港湾および漁港・道路・上水  
道および下水道・農業土木・その他建設  
工事に関する調査・計画・設計および管理



# 株式会社 沖縄土木設計コンサルタント

取締役会長 宮里安雄  
代表取締役社長 比嘉弘政

〒901-21 沖縄県浦添市牧港2丁目54番2号  
TEL (098)877-4634 FAX (098)876-0759

磁気探査・地質・海洋調査・測量全般

# 株式会社 沖縄物理探査

建設省登録第(3)-13320号  
沖縄県磁気探査事業協同組合員

代表取締役 平良恒男

〒900 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

営業種目  
測量業・地質調査業  
建設コンサルタント

 株式会社 オモト建設コンサルタント

測量業登録第(5)-9047号  
建築業登録第263-727

代表取締役 成底弘敏  
取締役支店長 唐真清原

本社 〒900 那覇市字天久816番地 八重山支店 〒907 石垣市字新川155-14番地  
電話 098(863)6782・6783 電話 09808(2)2743  
FAX 098(861)3830 FAX 09808(3)1138

- 各種推進工事 小口径管推進・泥水シールド・刃口推進
- 薬液注入工事(PAT)瞬結型・乳液型・懸濁型・溶液型

営業種目 ●地盤改良工事(PAT)SSS-G・セミパイル(家屋・ビルの基礎地盤)  
●調査・設計・施工 土質及び地質調査・注入工事の設計・施工  
●注入材料の販売 岩水3号・6号・ミクロメント・瞬結剤



# 岩水開発株式会社

沖縄営業所長 長嶺修

沖縄営業所 〒900 那覇市泉崎1-14-16 ☎(098)867-9265  
(マチダビル5階) FAX (098)869-1080

## 石灰、セメント系地盤改良材 グリーンライム

盛土補強、地盤安定用ジオグリット テンサー  
発泡スチールブロック軽量盛土工法 EPS土木工法  
(三菱油化製品特約店)

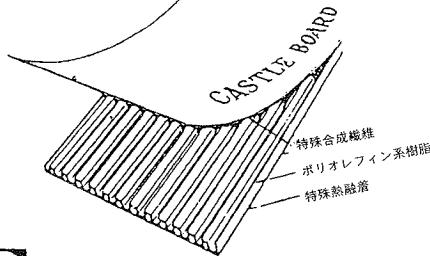
# 株式会社 カルシード

軟弱地盤でお困りの際は気軽に御連絡下さい。

本社/山口県美祢市伊佐町伊佐4611-1 TEL08375(2)0002  
連絡先/沖縄県那覇市港町3丁目5番地1 TEL098(862)2321  
(沖阪産業株建材部)

プラスチックドレーン工法

# キャッスルボード



錦城護謨株式会社

本社・工場 〒581 大阪府八尾市跡郡北の町1丁目4番25号  
TEL 0729 (92) 2321~9  
東京支社 〒105 東京都港区新橋5丁目19-2  
TEL 03(433)2631-3(新橋森ビル4F)

大深度施工実績

中城湾港地盤改良工事

沖縄地区・総代理店

○ 株式会社 南興

那覇営業所 〒903 沖縄県那覇市首里石嶺町2の239  
TEL (098)884-2574㈹  
FAX (098)886-2512  
本社 〒902 沖縄県那覇市与儀1-5-2  
南洋土建ビル3F  
TEL (098)854-1161

## 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 東江憲六  
専務取締役 島袋定雄  
常務取締役 宮城吉夫  
土質部長 仲村起三郎

浦添市字伊祖375番地の1 電話 (098)879-5016



株式会社

# 鴻池組

取締役社長 鴻池一季  
沖縄営業所長 牛尾弘行

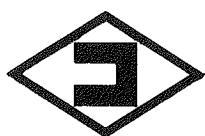
本社／大阪市中央区北久宝寺町3丁目6番1号

☎ 06(244)3500

沖縄営業所／那覇市安里102番地（日生安里ビル）

☎ 098(868)1914

“より豊かな人間環境づくりを目指して”



# 株式会社 國場組

KOKUBA-GUMI CO., LTD.

代表取締役社長 國 場 幸 治

本 社：〒900 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

より快適・安全な  
環境(土木空間)をデザインする



# 株式会社 芝岩エンジニアリング

代表取締役 上地竹芝(土木)  
取締役 友利龍夫(土木)  
技術開発部長 技術1部 設計1課長 与那覇強  
友利龍夫(14期) 知花悟(土木)  
技术1部 課長 知花悟(20期)

本 社 〒901-21 浦添市伊祖1丁目9番13号 ☎098(879)4325(代)  
那覇支店 〒900 那覇市上間236番地 ☎098(854)4181

文明を創造する技術のネットワーク



# 上城技術情報株式会社

建設コンサルタント・ソフトウェア開発販売業務

代表取締役 宮 城 富 夫

〒901-21

沖縄県浦添市伊祖一丁目21番2-303号 ☎ (098) 876-2815(代)  
FAX (098) 878-4054

自然…人類とのふれあい・調和

建設コンサルタント：建設大臣登録 建6第5358号  
測量・設計：建設大臣登録 第(2)-18084号  
一級建築士事務所：知事登録 第12X-923号



株式会社 城南設計コンサルタント

代表取締役社長 大城克彦

〒903 本社：沖縄県那覇市首里石嶺3-150-1 TEL(098)884-2540 FAX 886-4668  
〒904-04 技術センター：恩納村字富着1569 TEL(098)964-2642 FAX 965-0491  
中部事務所：浦添市牧港4-1-17 TEL 098(878)1068  
名護事務所：名護市字名護1280-1 TEL 0980(54)0476

### 営業品目

土質・地質 力学試験機総合製造販売・研究設計  
土の物理試験・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・コアーキヤツチャーフ式サンドサンプラー

株式会社  
 誠研舎

代表取締役 伊藤政雄

〒110 東京都台東区東上野1-28-5  
電話 (03) 3834-4201  
FAX (03) 3834-0825

地盤・都市災害・地盤改良（計画・調査・設計）

都市廃棄物処理に関する調査・計画・設計

制御システム及びソフトの開発



株式会社 清光研究所

代表取締役 吉沢光三

〒901-21 沖縄県浦添市仲間50-3  
TEL 098(877)4859  
FAX 098(877)6445

技術と信頼で、未来を築きます。

◇ 営 業 種 目 ◇

地すべり対策工事・各種アンカーワーク  
土質調査・さく井工事・グラウト工事  
一般土木・建築工事・吹付け工事  
調査・設計・地盤改良工事



# 株式会社 ソイル開発

代表取締役社長 下 地 康 之

沖縄県浦添市字経塚179番地の2

電話 098-878-5960

◆より豊かな県づくりに寄与する◆  
総合建設業



# 株式会社 大栄組

代表取締役 大城栄信

■ 本 社 〒901-21 浦添市字勢理客555番地-2 ☎ 877-8556(代) FAX 876-5664

■ 北部営業所 〒905 名護市字世富慶415番地 ☎(0980)52-1570

確かな手応えを未来へ



# 株式会社 大東エンジニアリング

土木設計・地域計画・都市計画  
交通計画・環境計画・地質調査  
測量・土地区画整理・施工管理

代表取締役社長  
大城栄篤

〒901-21 沖縄県浦添市字勢理客555-2  
TEL 098-878-1381 FAX 098-876-0793



株式  
会社



エンジニアリング

営業種目

建設コンサルタント業務・測量及び調査業務  
地質・土質調査業務・施工管理業務

代表取締役 金城 恵 勇

取締役 津嘉山 恵 福

取締役 宮里 紀一郎

取締役 下地 照 義

取締役 金城 宏 雄

沖縄県那覇市字古島70番地1 TEL 098(868)1645 (代表)

営業種目



土木関係の調査・計画・設計・監理  
測量全般、地質・土地調査・試験  
地下水調査及び開発・磁気探査  
交通量調査・道路交通網計画

株式会社 中央建設コンサルタント

代表取締役	砂川 晃昌	章逸夫	常務取締役	比天砂	嘉久川	定武	喜志光
専務取締役	砂川 友利	和	取締役				
取締役	砂友 利		取締役				

〒901-21 沖縄県浦添市宮城5丁目12番11号

電話 098-877-4390(代) FAX. 098-876-2661

南西プラント工業株式会社

代表取締役 木村 義明

〒900

沖縄県那覇市字天久902番地

電話 098(868)2656 FAX 098(863)1659

當業 (建設コンサルタント業務・測量及土地家屋調査土業務  
種目 (地質及土質調査業務・施工管理及磁気検査業務



株式会社 **日興** 建設コンサルタント

代表取締役 砂川恵常

本社 沖縄県浦添市伊祖3丁目44番3号  
電話 (098)877-1667(代)  
FAX (098)877-0914番

豊かな実績と確かな技術で、地域に根差した地盤改良工法の確立を目指す。

## 日本深層地盤改良協会 沖縄支部

支部長 福田利夫

沖縄県浦添市勢理客497  
TEL 098(879)6710(代表)

—技術と誠実で奉仕する—



## 不動建設

取締役社長 市吉正信

沖縄営業所長 徳田安明

東京本社／東京都台東区台東1丁目2番1号 ☎(03)3831-9111

大阪本社／大阪市中央区平野町4丁目2番16号 ☎(06)201-1121

沖縄営業所／沖縄県那覇市久茂地2丁目12番21号 ☎(098)868-5613

## ◆ 営業種目 ◆

土木設計・農業土木・測量全般・土質調査  
区画整理・上下水道・施工管理

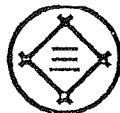
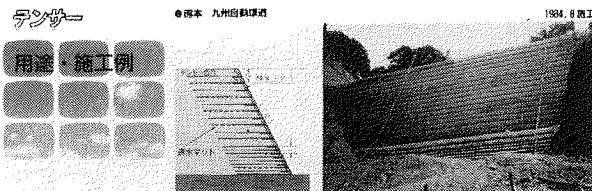


有限公司

# 三角エンジニアリング

代表取締役 金 城 升

〒901-21 本社 沖縄県浦添市字安波茶2番地  
TEL(098)878-7534(代) FAX(098)878-7853



## 三井石化産資株式会社

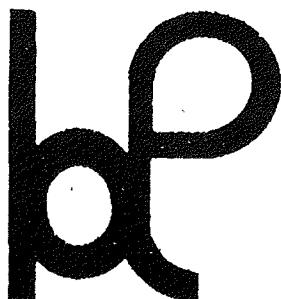
福岡営業所 〒810 福岡市中央区天神2丁目14番13号  
(天神三井ビル)

☎(092)752-0766 FAX(092)752-0769

沖縄営業所 〒900 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)

☎(098)868-5672 FAX(098)869-7146

大地に希望を架ける



## ホープ設計

測量全般・土質調査・一般土木・橋梁  
地滑り防止対策・港湾・漁港  
都市計画・上下水道・システム開発

代表取締役

高嶺哲夫

〒901-21

沖縄県浦添市字経塚179の2

☎098-874-5733 FAX098-879-8351

地質・土質調査・土質試験・磁気探査・さく井工事・地図対策工事

# 有限会社 琉球公共基礎

〒901-13

本社 沖縄県島尻郡与那原町字与那原 2319-1  
事務所 電話 098(946)4587  
FAX 098(946)0995

郷土の資源で 郷土をつくる



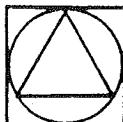
# 琉球セメント株式会社

代表取締役社長 宮里俊一

本社 浦添市西洲2丁目2番地2  
☎(098) 870-1080(代)

北部事業所 名護市字安和1008番地  
☎(0980) 53-8311(代)

土木設計・測量全般・土質調査・都市計画・土地区画整理  
造園設計・建築設計・設備設計・工事監理・その他



# 琉建設設計株式会社

代表取締役社長 瑞慶覧穎 取締役設計部長 国吉健  
代表取締役専務 安室雅夫 取締役企画部長 松川和雄

沖縄県浦添市大平2丁目20番1号(レジデンスたくし1階)

TEL (098) 877-2622 FAX (098) 877-7297

## 表紙写真説明

### 幸地川河川公園

幸地川は、沖縄本島北部名護市の市街地を流れる二級河川であります。河川沿いには、「ひんぶんがじゅまる」、「名護中央公園」、「東江中学校」及びその他公園等があり、市民の憩いの場となっている地域で、毎年1月には、同地域を主会場に「名護桜祭り」が開かれております。

このような環境をふまえ幸地川が名護市の『かお』となりうるような良好な水辺空間の形成を図ることを目的に河川整備が行われました。

整備前の幸地川は、幅員6mの狭小な断面の河川でしたが河川左岸の県有地を利用することにより今までの憩いの場に加え河川とのふれあいも行える河川環境ができあがりました。

整備については、これまでのコンクリートで固めた護岸から子ども達が川に入つて遊びまた水生生物と触れ合えるような親水型及び多自然型工法に重点を置き整備が行われました。

## 第八回 沖縄県土質工学研究発表会 講演概要集

平成7年10月5日発行

編集 第八回沖縄土質工学研究  
発表会実行委員会

発行 沖縄土質工学研究会  
〒903-01 沖縄県西原町字上原1  
TEL(098)895-2221 (内線2743)

印刷株式会社 太陽  
〒901-21 浦添市字安波茶265-1  
TEL(098)876-4188