

ISSN 1342-677X

# 第16回沖縄地盤工学研究発表会

Annual Meeting Papers of Okinawa Geotechnical Society, 2003

## 講 演 概 要 集



2003年11月13日

沖縄地盤工学研究会

## 目次

|  |    |
|--|----|
| 1 オデッサ再生材による赤土流出防止効果に関する実験的研究 .....            | 1  |
| ○安井 隆二 琉球大学工学部生                                |    |
| 宮平 友子 琉球大学工学部生                                 |    |
| 原 久夫 琉球大学工学部                                   |    |
| 2 石川土（赤土）を用いた室内降雨侵食実験による流出特性に関する研究 .....       | 5  |
| ○安谷屋 賢 琉球大学理工学研究科環境建設工学専攻                      |    |
| 原 久夫 琉球大学工学部                                   |    |
| 3 地下水調査と物理探査 .....                             | 9  |
| ○高久 和彦 大和探査技術株                                 |    |
| 古市 周二 大和探査技術株                                  |    |
| 4 特殊土（にいび）を盛土材として使用した多数アンカ一式補強土壁工法の設計施工例 ..... | 15 |
| ○畠 勢津子 岡三リビック株 ジオテクノ技術部                        |    |
| 5 空洞を有する地盤上の帯基礎の支持力特性について .....                | 19 |
| 大内 正敏 株白石 技術本部技術開発部                            |    |
| ○彭 芳楽 株白石 技術本部                                 |    |
| 清住 真 株白石 技術本部                                  |    |
| 日下部 治 東京工業大学大学院理工学研究科                          |    |
| 6 N値のバラツキを考慮した基礎の支持力数値解析について .....             | 23 |
| 大内 正敏 株白石 技術本部技術開発部                            |    |
| 彭 芳楽 株白石 技術本部                                  |    |
| ○清住 真 株白石 技術本部                                 |    |
| 7 琉球層群の打設杭による支持力の信頼性設計法への適用性に関する研究 .....       | 27 |
| ○平木 幹啓 琉球大学工学部生                                |    |
| 安谷屋 賢 琉球大学理工学研究科環境建設工学専攻                       |    |
| 原 久夫 琉球大学工学部                                   |    |
| 8 廃棄物埋立地盤における先端翼付回転貫入鋼管杭の適用（その1）               |    |

-廃棄物地盤の概要と杭工法の選定- ..... 31

高良 博 那覇市・南風原町ごみ処理施設事務組合  
島袋 朝則 那覇市・南風原町ごみ処理施設事務組合  
与座 晴美 那覇市・南風原町ごみ処理施設事務組合  
○南部 俊彦 JFE エンジニアリング株  
原田 繁利 株國場組

9 廃棄物埋立地盤における先端翼付回転貫入鋼管杭の適用（その2）-杭工事の概要- 35

幸地 貴 那覇市・南風原町ごみ処理施設事務組合  
山川 宋大 那覇市・南風原町ごみ処理施設事務組合  
高嶋 登志男 日建技術コンサルタント  
永美 達男 JFE エンジニアリング株  
○大杉 富美一 千代田工営株

10 生分解性プラスチックを用いた地盤改良工（ラクトボード工法）の沖縄における適用性について ..... 39

○須山 泰行 蝶理株 産業資材 BU

11 地盤改良分野における高含水比土のリサイクルシステム ..... 43

石井 隆行 不動建設株 沖縄営業所  
大林 淳 不動建設株 ジオエンジニアリング事業本部  
○荻島 達也 不動建設株 ジオエンジニアリング事業本部

12 島尻泥岩における地すべり・崩壊事例について ..... 47

○我那覇 忠男 上原地盤工学研究所すべり・崩壊分科会：株ホープ設計  
川満 一史 (同上)：株沖縄設計センター  
有吉俊光 (同上)：応用地質株  
桃原 強 (同上)：岡三リビック株  
仲吉 邦昇 (同上)：株海邦技研

13 鉄筋補強土工の合理的設計 -沖縄、島尻層群泥岩斜面への適用- ..... 51

宜保 清一 琉球大学農学部  
中村 真也 琉球大学農学部  
○比嘉 優 琉球大学大学院農学研究科  
赤嶺 和雄 株京和土建

|   |                     |
|---|---------------------|
| 14 修正簡便法およびSpencer法による地すべり安定解析結果の差異について | 53                  |
| 宜保 清一                                   | 琉球大学農学部             |
| 中村 真也                                   | 琉球大学農学部             |
| ○陳 伝勝                                   | 琉球大学大学院農学研究科        |
| 玉井 幸徳                                   | 琉球大学農学部             |
| 15 残留係数を導入した三次元安定解析                     | 55                  |
| 宜保 清一                                   | 琉球大学農学部             |
| ○中村 真也                                  | 琉球大学農学部             |
| 林 義隆                                    | 太田ジオリサーチ            |
| 16 傾斜畑面における土壤クラストとその粒度組成                | 59                  |
| 宜保 清一                                   | 琉球大学農学部             |
| 中村 真也                                   | 琉球大学農学部             |
| ○松井 亮太郎                                 | 琉球大学大学院農学研究科        |
| 17 破碎性砂の鋼材との摩擦特性                        | 63                  |
| 新城 俊也                                   | 琉球大学農学部             |
| 小宮 康明                                   | 琉球大学農学部             |
| 永吉 功治                                   | 鹿児島大学大学院連合農学研究科     |
| ○国吉 真文                                  | 琉球大学大学院             |
| 18 破碎性地盤での杭の周面摩擦力発生機構                   | 67                  |
| ○永吉 功治                                  | 鹿児島大学大学院連合農学研究科     |
| 19 中城湾港（新港地区）西海岸空洞対策について                | 71                  |
| ○古川 裕市                                  | 沖縄県 土木建築部 中城湾港建設事務所 |

# オデッサ再生材による赤土流出防止効果に関する実験的研究

琉球大学 工学部生 ○安井 隆二

琉球大学 工学部生 宮平 友子

琉球大学 工学部 原 久夫

## 1. はじめに

オデッサシステムとは、掘削工事で発生する建設汚泥などの無機汚泥(産業廃棄物)に特殊固化材を混合することで水を含んだまま瞬時に改良して土木資材として再資源化するシステムである。オデッサ再生材はオデッサシステムによって作られ、リサイクル前提の“造粒固化”処理によって、建設汚泥を短時間で水を含んだまま再資源化したもので、土木資材として様々な用途に活用できる強度、降雨などにより再泥化しないこと、土壤環境基準を満足する安全性、という特徴がある。また最終処分される建設系産業廃棄物のうち、最も多いのは建設汚泥である。しかし、リサイクル率は約4割と極めて低い水準となっている。そのため、建設汚泥による負担を軽減しなければならないことが知られている。

また近年、沖縄県では赤土の流出が河川および海域を汚染し、自然環境、生活環境に大きな影響を与えており、沖縄県の赤土流出問題は、直接的には沖縄の有する土壤、降雨特性などの自然的要因によるものである。よってオデッサ再生材で地表面を覆うことにより、元の表土面を降雨や風化などから保護することにより、赤土濁水の流出をより少なくすることができ、建設汚泥による負荷の軽減にもつながると考えられる。

本研究では、オデッサ再生材は赤土流出の防止効果があるのかを確認することを目的とした。そして実験を行った結果、赤土の流出はまったく見られず、オデッサ再生材の流出する量も非常に少ないということが確認できた。

## 2. 実験方法

### 2-1 供試体の作成

赤土は沖縄県石川市より採取した石川土(色調、赤)を自然含水比を保って試料土とした。オデッサ再生材は日陰で乾燥させてから用いた。オデッサ再生材の分類名

表-1 実験材料の特性値

| 実験材料名    | オデッサ再生材                      | 赤土(石川土)                      |
|----------|------------------------------|------------------------------|
| 自然含水比    | 106%                         | 25.28%                       |
| 土粒子の密度   | 2.78g/cm <sup>3</sup>        | 2.78g/cm <sup>3</sup>        |
| 液性限界     | 92.3%                        | 77.5%                        |
| 塑性限界     | 74.1%                        | 35.9%                        |
| 実験時の含水比  | 57.9~63.3%                   | 24.01~25.53%                 |
| 実験時の湿潤密度 | 0.775~0.847g/cm <sup>3</sup> | 1.908~1.977g/cm <sup>3</sup> |

は大分類で粘性土 [Cs]、中分類でシルト {M}、小分類でシルト(高液性限界) (MH) である。使用した赤土、オデッサ再生材の特性値を表-1に示す。

供試体の作成方法は実際の使用を念頭において、層厚 5 cm 以上のオデッサ再生材で赤土を覆う状態になるように、モールドに赤土を入れ A-c 法で 2 層締固めを行った後、その上にオデッサ再生材を入れた。実際の使用を考え、ゆるい状態を再現するため 2.2kPa の載荷圧力で、静的に締固めてストレートエッジで表面を整えた(写真-1 参照)。図-1

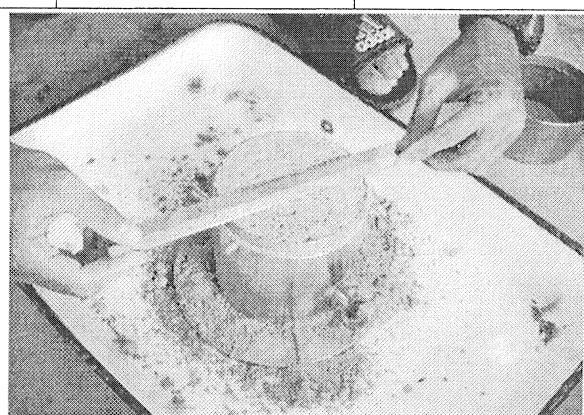


写真-1 表面を平滑に仕上げる様子

に供試体の寸法を示す。

## 2-2 実験方法と条件

降雨強度は、実験前、実験後の2回測定し平均したものである。降雨強度の測定方法は、モールドにラップを張り散水する。このとき直接散水すると降雨量が非常に多くなってしまうので、降雨量を調節するため、モールドの上にふるいを被せた。そ

して出てきた水の量と測定時間を基に算出する。降雨強度の測定では12分間に出てきた水の量を測定した。

実験ではシャワーを用いて供試体に人工散水することにより、その流出物の量を測定し乾燥させることによって、流出した土と水の量を求めた。また、供試体をあらかじめ $40.5^{\circ}$ の勾配をつけた板に載せることで、表土を出しやすくした。実験番号No.1,3は20分おきに、No.2は60分おきに約5時間の測定を行った。降雨強度をNo.1は $17.3\text{ mm/h}$ 、No.2では $13.1\text{ mm/h}$ 、No.3では $109\text{ mm/h}$ と変えて、3回の実験を行った。各実験における終了時までの総降雨量は、No.1は $92.1\text{ mm}$ 、No.2は $65.5\text{ mm}$ 、No.3では $545.0\text{ mm}$ となった。表-2は実験条件をまとめたものである。写真-2は実験時の様子を撮影したものである。

| 表-2 実験条件 |                           |                          |                        |                                  |
|----------|---------------------------|--------------------------|------------------------|----------------------------------|
| 実験番号     | 降雨強度<br>$r\text{ (mm/h)}$ | 測定時間<br>$t\text{ (min)}$ | 降雨量<br>$R\text{ (mm)}$ | モールドの傾き角度<br>$\theta\text{ (°)}$ |
| No. 1    | 17.3                      | 320                      | 92.1                   | 40.5                             |
| No. 2    | 13.1                      | 300                      | 65.5                   | 40.5                             |
| No. 3    | 109.0                     | 300                      | 545.0                  | 40.5                             |

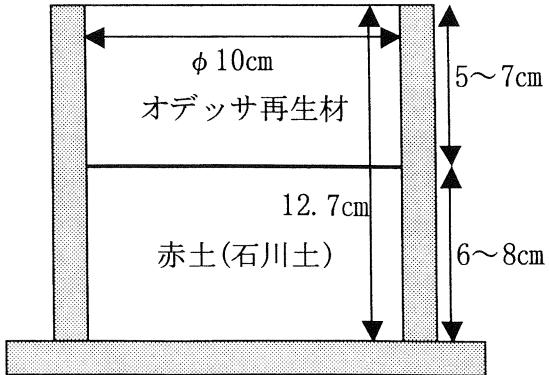


図-1 供試体の寸法

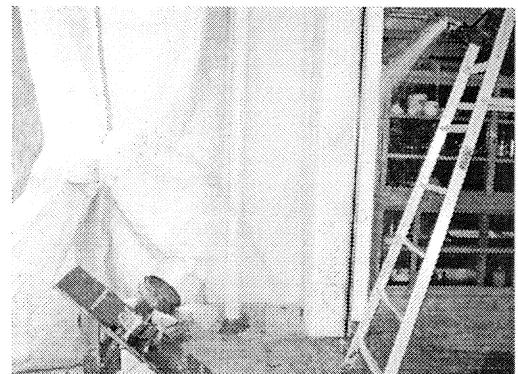


写真-2 実験時の様子

## 3. 実験結果と考察

実験では、表土のオデッサ再生材と水のみが流出し、下層部の赤土流出はまったくないことが確認された。散水によるオデッサ再生材の流出した量についての結果をまとめて表-3に示す。表中において「流出土量」とは、モールド上部より測定時間までに流出した土の量を、 $1\text{ m}^2$ 当たりに換算した値である。「流出量」とは $1\text{ m}^2$ 当たり $1\text{ mm}$ の降雨量での流出する土の量を示したもので、土の流出のし易さを表す指標となっている。また、「平均流出量」とは計算で求めた流出量を平均したものである。表-3より降雨強度が弱いNo.1,2よりも、降雨強度の強いNo.3の方が、平均流出量は $0.80\text{ g}/(\text{mm} \cdot \text{m}^2)$ と低くなっていることが判る。

図-2は流出土量と時間関係を表したグラフであるが、降雨量の少ないときには流出土少量は少なく、降雨量が多いときは流出量も多くなっていることから、オデッサ再生材は降雨量が増

| 表-3 実験の結果 |   |   |  |
|-----------|---|---|--|
| 実験番号      | 実験終了時の流出土量<br>$q_s\text{ (g/m}^2\text{)}$ | 流 出 量<br>$q\text{ (g}/(\text{mm} \cdot \text{m}^2)\text{)}$ | 平均流出量<br>$(\text{g}/(\text{mm} \cdot \text{m}^2))$ |
| No. 1     | 139.39                                    | 0~3.56  | 1.51   |
| No. 2     | 102.30                                    | 0.29~2.63   | 1.74   |
| No. 3     | 438.47                                    | 0.11~2.89   | 0.80   |

えるにつれ、流出土量が増えることが判る。

また、図-3は流出量と時間関係を表したグラフである。図-3では、降雨強度が弱いNo.1,2では実験開始後は流出量の値が低く、降雨強度の強いNo.3は実験開始後すぐに流出量の値が高くなっている。このことから、オデッサ再生材は降雨がしみこむ間はほとんど流出せず、飽和状態になってから流出し始めるものと考えられる。そして流出し始めると、すぐに流出量の値がピークに達し、それ以降は上下を繰り返しながら、一定の値に近づいていくことが判る。さらに、No.1,2では高い値に近づいていくのに対し、No.3ではNo.1,2よりも低い値に近づいている。これは表-3の結果と一致している。

以上のことから、降雨強度が弱いほうがオデッサ再生材は流出しやすいことが判る。3回の実験ではNo.2の降雨強度が最も低く13.1 mm/hで、平均流出量は3つの中では最大の $1.74\text{g}/(\text{mm} \cdot \text{m}^2)$ であった。しかし、この値は非常に小さく、オデッサ再生材は流出しにくいことが確認できた。したがって、表-3、図-2,3より、オデッサ再生材を赤土の上に敷くことによって赤土の流出防止に効果があると判断できる。

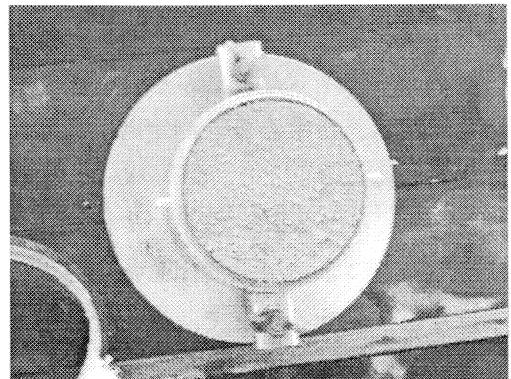


写真-3 実験終了時の供試体

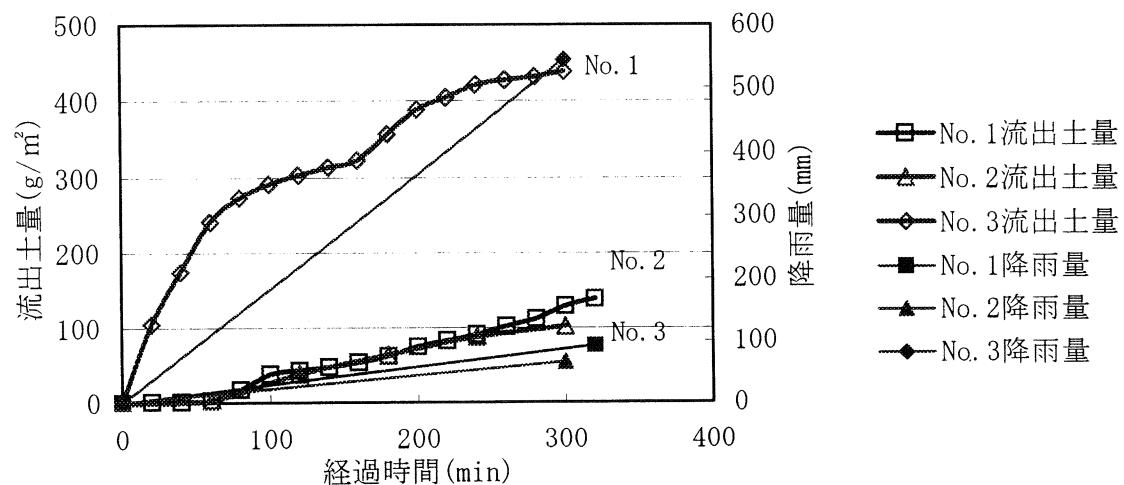


図-2 流出土量と時間の関係

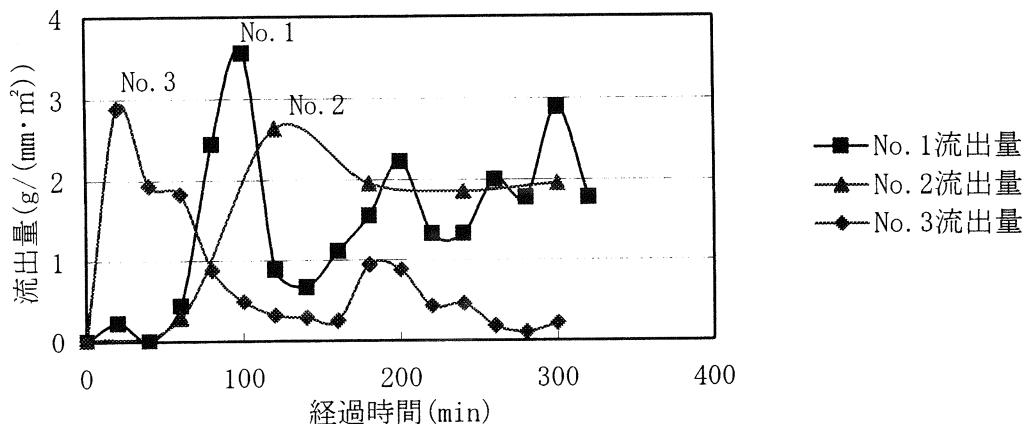


図-3 流出量と時間の関係

#### 4.まとめ

本研究では、赤土の上にオデッサ再生材を敷くことによって赤土の流出を防ぐことができるか、確認することが目的であった。そして実験の結果、オデッサ再生材を使用することで赤土流出防止効果があることが確認できた。今後は、降雨量を増やしたときや、降雨と乾燥を繰り返したときの流出量の変化について実験を行っていくことが必要である。そうすることによって、より赤土流出の防止効果があることが確かめられるであろう。また、オデッサ再生材の発生濁水はアルカリ性であるため、改良を行っていく必要があると思われる。

#### 謝辞

本実験で使用したオデッサ再生材は、福山商事株式会社より提供して頂いた。記して謝意を表します。

# 石川土（赤土）を用いた室内降雨侵食実験による流出特性に関する研究

琉球大学理工学研究科 安谷屋 賢

琉球大学工学部 原 久夫

## 1. はじめに

沖縄県には地域によって、国頭まあじ、島尻まあじ、クチャ（泥岩）やジャーガルなど様々な土壤が分布している。その中でも一般的に赤土と呼ばれる国頭まあじは、沖縄県本島中部・北部地域の山地や丘陵地などに広く分布しており、受食性が高く侵食され出しやすい要因を有している。その土壤要因に分布地形や降雨などの自然的要因、そして開発工事などの人為的要因が重なり、赤土濁水が河川や海を汚染し「赤土汚染」として社会的問題となっている。こうした状況を受け、沖縄県では平成7年に「赤土等流出防止条例」の施行、また各企業や研究所などの環境問題に対する関心などにより、現状の把握や対策についての研究や論議等によって解決へと進んでいる。

本研究は赤土流出防止対策の最も基本的な解決策である発生源対策の部類に属し、既往<sup>1) 2) 3)</sup>の研究を元に流出量に大きく関係していると考えられる降雨強度と流出土量との関連性、乱さない土と流出土量との関連性等を過去の実験結果と比較するために沖縄県石川市の赤土試料を用いて室内降雨侵食実験を行い、その結果を検討した。

## 2. 実験方法

2.1 試料採取地：沖縄県石川市（赤土）《緯度 26° 25' 30" 経度 127° 49' 1" 》

### 2.2 実験手順

今回行った実験は(a) 亂さない試料を用いた室内降雨侵食実験と(b) 降雨強度を変えた室内降雨侵食実験の2つに分かれる。図-1には実験の流れを示す。

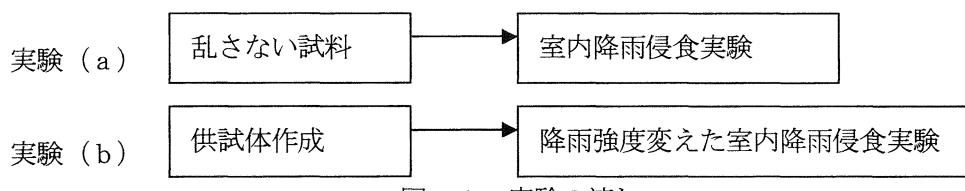


図-1 実験の流れ

### 2.3 (a) 亂さない試料を用いた室内降雨侵食実験

#### (1) 亂さない試料



写真-1 表面積 30×30cm<sup>2</sup> 残す

これまでの室内降雨侵食実験では試料を採取し、締固め試験機により締固めを行なってきた。ここで実際に乱さない試料を用いて室内降雨侵食実験を行い、締固め特性と流出土量の相関性についてこれまでの実験データと比較する。まず石川市の赤土土壤を表面積30×30cm<sup>2</sup>ほど表面部分を残し、その周りを約20cm掘り、突起した土壤の上部にモールドを当て込み、ハンマーで徐々にモールドを埋め込んでいく。



写真-2 ハンマーでモールドを押し込む

に赤土を付着させたまま全体を乾燥しないようにビニールで包み、同じ方法で3個サンプリングをおこなう(写真-1, 2)。含水比、質量を測定し、含水比は自然の状態のままである。(サンプリング日：H14年12月10日)

## (2) 室内降雨侵食実験

写真-3, 4には室内降雨侵食実験に用いた模型実験装置の実験風景を示す。ブルーシートで風を防いでいて、作成された供試体を所定の位置に固定し、はしごに設置したシャワーで一定時間降雨を与えて流出した試料をバケツに採取し流出量を測定した。実験条件を表-1に示す。

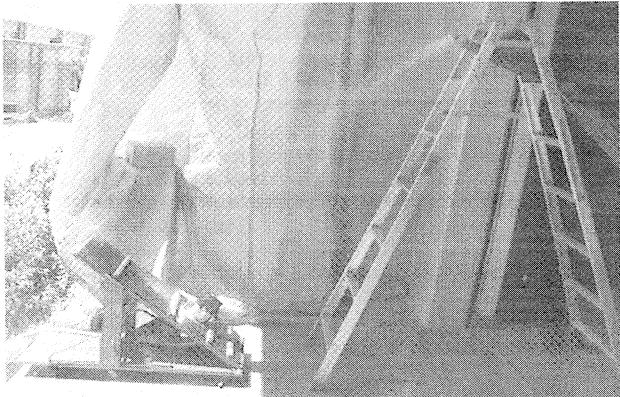


写真-3 実験装置 側面

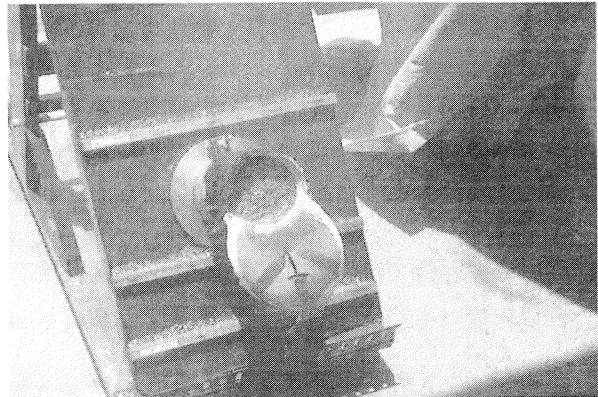


写真-4 実験装置 モールド

表-1 室内降雨侵食実験条件

| 降雨強度     | 散水時間 | 含水比      | 斜面勾配 |
|----------|------|----------|------|
| 250mm/hr | 12分  | 自然含水比(%) | 40°  |

## 2.4 (b) 雨量強度を変えた室内降雨侵食実験

### (1) 供試験作成

石川市（赤土）を用いて供試体を作成する。供試体作成時の締固めは、地盤工学会規定の{A-b法}<sup>4)</sup>を参考にして行なう。室内降雨実験を行う際に締固め実験条件をすべて一定にし、締固め試験機による供試体作成を行った。試験はJSF T 881-1990を元に応用して行なう。

### (2) 雨量強度を変えた室内降雨侵食実験

これまでの室内降雨侵食実験では試料土の違いによる流出土量の変化を調べるのが主な目的であるため、降雨強度を1200mm/hrと現実にはない数値に設定してきたが、本実験では降雨強度と流出土量との関連性を検討するため現実により近い降雨強度に設定していく。

作成した供試体を2.3の室内降雨侵食実験同様にセットする。降雨強度およそ600mm/hrまでは（写真-3）シャワーを取り付けたはしごの位置を移動することによって調節し、600mm/hr以下の降雨強度からは低く設定するのが困難になるため、モールドの上部に2mm, 0.84mmのふるいを設定したい降雨強度に応じて被せる（写真-5）。ふるいを被せることにより被せない状態に比べて約25~50%まで降雨強度が低くすることができる。この状態で室内降雨侵食実験を行い、雨量強度約30~2000mm/hの間の実験を約30回行った。そして、降雨強度と流出土量との相関性を検討した。

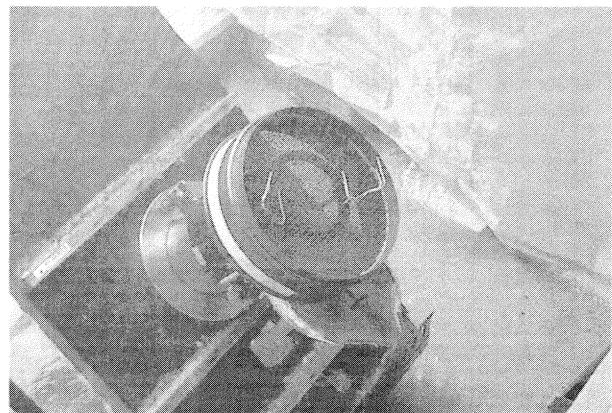


写真-5 降雨強度を下げるためにふるいを掛ける

### 3. 実験結果及び考察

#### 3.1 乱さない試料を用いた室内降雨侵食実験

乱さない試料を使用した室内降雨侵食実験の結果を表-2に示す。

表-2 乱さない試料を用いた室内降雨侵食実験の結果（石川土）

| 試料 NO. | 乾燥密度<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | 湿潤密度<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | 含水比<br>(%) | 流出量<br>(g/mm · m <sup>2</sup> ) |
|--------|------------------------------|------------------------------|------------|---------------------------------|
| N.O. 1 | 1.16                         | 1.49                         | 28.34      | 18.24                           |
| N.O. 2 | 1.25                         | 1.62                         | 28.98      | 16.88                           |
| 平均     | 1.205                        | 1.555                        | 28.66      | 17.56                           |

- 締固め試験機で試料作成し室内降雨侵食実験での流出量（石川土）

乾燥密度 1.52 (g/cm<sup>3</sup>) 湿潤密度 1.65 (g/cm<sup>3</sup>) 含水比 8.67 (%) 流出量 6.70 (g/(mm · m<sup>2</sup>))

乱さない試料を用いた供試体と締固め試験機で作成した供試体と同じ条件のもと室内降雨侵食実験を行なった。乱さない試料と締固めた試料を比較してみると乱さない試料の流出量 17.56 (g/(mm · m<sup>2</sup>)), 締固めた試料の流出量 6.70 (g/(mm · m<sup>2</sup>)) と乱さない試料の方が約 2.6 倍締固めた試料より流出量が多いという結果が得られた。このことより、締固めた試料と乱さない試料とでは流出量に差異がある。締固め特性が流出量に影響を与えていていることがわかる。

#### 3.2 降雨強度を変えた室内降雨侵食実験

雨量強度を変えて行った室内降雨侵食実験の結果を図-2に記載する。また、加えて乱さない試料の結果も記載する。

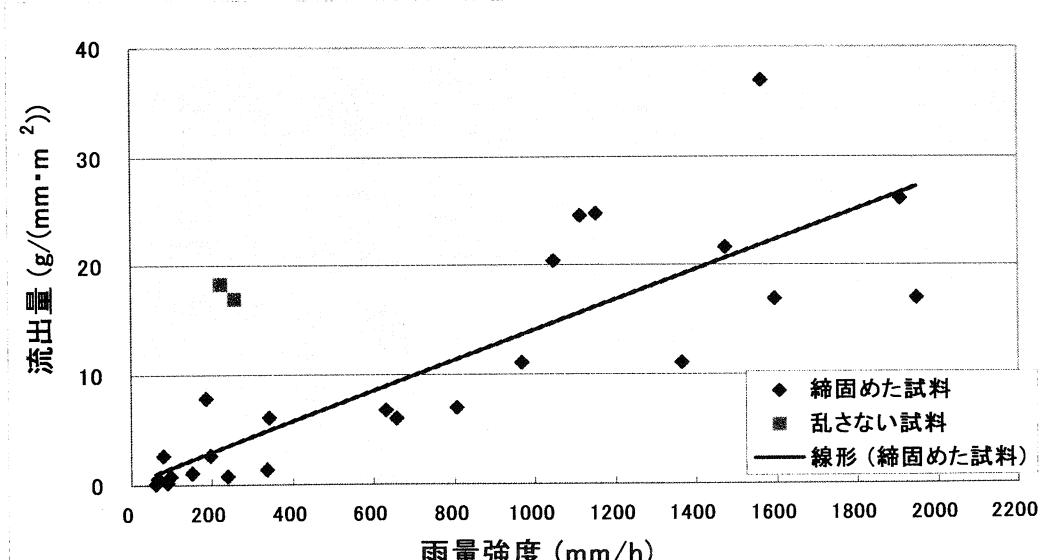


図-2 雨量強度と流出量の関係

図-2より、降雨強度が上がるに連れてばらつきはあるが流出量が増えているのがわかる。線形は締固めた試料の近似直線である。降雨強度 900 (mm/hr)を境に流出量が一気に高くなっている。多少ばらつきがあるものの降雨強度 900 (mm/hr)以上になると実験試料が流出量 10(g/(mm · m<sup>2</sup>))以上となっているのが分かる。実験試料、降雨強度 1562 (mm/hr)で流出量 36.95 (g/(mm · m<sup>2</sup>))と最も高い値が得られた。この結果、降雨強度は流出量に大きな影響を与えているという事が考えられる。

#### 4. おわりに

本研究の目的は、雨量強度の変化、乱さない試料土での室内降雨侵食実験を行なうことで、過去の実験データと比較、検討することであった。

- ① 降雨強度と流出量の関係は、降雨強度を変えることにより多少ばらつきはあるものの関連性がある。この結果、降雨強度は流出量に大きな影響を与えていたことがわかった。
- ② 締固めた試料と乱さない試料とでは、今回の実験では乱さない試料の方が約 2.6 倍流出量が多く得られた。すなわち、締固め特性が流出量に関係している事が考えられる。

今回さまざまな角度で、流出量との関係について調べ比較、検討し多くのデータを得ることができた。しかし、乱さない試料を用いた実験についてはまだデータ不足なので今後さらに研究を続けデータを増やすことでデータ不足を解消し、流出量と分布地域、土の工学的特性などとの関連性についてその信頼性を高めたい。

#### 参考文献

- 1) 上間長徳、渡久地勲「沖縄本島北部における国頭まあじの流出量と粒度特性に関する研究」平成 12 年度 卒業論文
- 2) 宮国真砂、知念清一「国頭まあじの流出量に及ぼす締固め特性と粒度特性の影響」平成 13 年度卒業論文
- 3) 安谷屋賢、島英二郎「国頭まあじを用いた赤土の流出特性に関する実験的研究」平成 14 年度卒業論文
- 4) 「土質試験-基本と手引き-」 社団法人地盤工学会
- 5) 安谷屋賢、島英二郎「沖縄県地域土の人工降雨実験による流出土量に関する実験的研究」第 15 回 沖縄地盤工学研究発表会

# 地下水調査と物理探査

大和探査技術(株) ○高久 和彦  
古市 周二

## まえがき

地下に賦存する水、すなわち地下水の状況を調査によってより正確に把握することは困難なことが多い。地下工事を施工する場合には、地下水は施工を困難とする要因となるが、地下水を資源として利用する場合には、多量の地下水の分布は我々の目的を充分満たしてくれる。このような比較的浅所の地下水分布状況をより正確に求める手法として、下記の二つのケースについて報告する。

### 1. 島尻層群泥岩と琉球石灰岩の分布する地域

### 2. 千枚岩（名護層）の分布する地域

#### 1. 島尻層群泥岩と琉球石灰岩の分布する地域

調査目的：地下水の分布状況とその流動方向を求め開発行為と周辺地域への影響を検討する環境調査

##### (1) 地質

調査地は島尻層群泥岩を基盤とし、その上部を琉球石灰岩が広く被覆している。この琉球石灰岩部は宅地その他に利用され人为的に造成されている。調査結果によると盛土と人工改変土の層厚は薄く、浅所に琉球石灰岩が分布している。その状況は図-1、図-2の地質平面図および地質断面図に記した。これによると琉球石灰岩の層厚は約10mである。

##### (2) 水理地質

本地点にあって地下水を賦存する地層としては琉球石灰岩の未固結部分でシルト質砂礫の土質構成を示す地層と島尻層群泥岩の断層周辺の亀裂の多い区間であり、島尻層群泥岩の新鮮な岩石は不透水層である。したがって地下水は、島尻層群泥岩の上部に沿う形で賦存・流下すると想定される。この想定を種々の詳細調査によって証明することができた。

以下にその調査法と調査結果を述べる。調査地北部の山麓には確認した断層があり、この断層と平行する状態で山麓に空中写真判読によるリニアメント（線状構造）が認められた。このうちの一部は、断層であることがボーリング調査の結果判明した（図-2、地質断面図B-B'参照）。

##### (3) 地質調査

本地点で実施した地質調査の中で、物理探査は下記の項目である。

- ①垂直電気探査
- ②孔内多点温度検層
- ③孔内流向流速測定
- ④流動電位測定

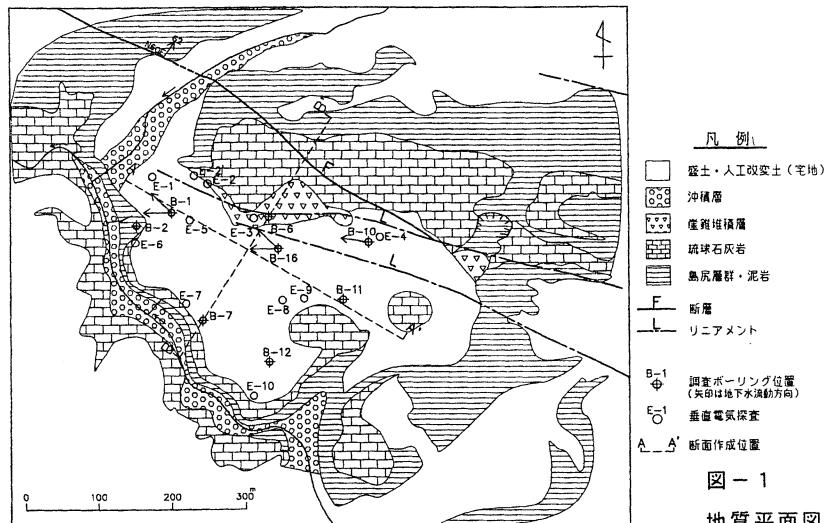


図-1  
地質平面図・  
調査位置図

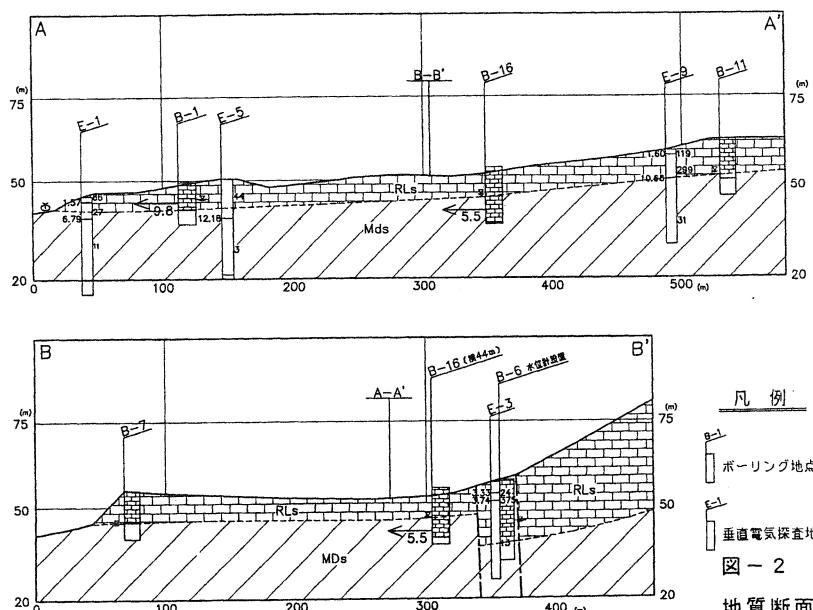


図-2  
地質断面図

### ボーリング調査と垂直電気探査

琉球石灰岩と島尻層群泥岩の比抵抗値には大きい差がある。すなわち、島尻層群泥岩の比抵抗値が $10\Omega \cdot m$ 前後であるのに対して、琉球石灰岩の比抵抗値が $100\Omega \cdot m$ 以上であるので両岩石の境界を判定するには適用性がよいと判断して採用し、琉球石灰岩の分布域にて実施した。その結果、整合性の良い地点と悪い地点があり、悪い地点は地下埋設物の影響によるノイズによって発生する誤差であると判定した。住宅より離れた地点においては比較的良い結果が求められた。

以上、地表地質踏査、ボーリング調査、垂直電気探査結果により地質平面図および断面図を描いた。そのデータによると、琉球石灰岩と島尻層群泥岩との境界は西方向へ $1^\circ \sim 2^\circ$  傾斜していることが判明した。したがって、両岩石の水理的性状から調査地内の地下水は概ね東→西方向へ流下すると判定された。

### ボーリング孔利用の試験

#### 多点温度検層

この調査は、ボーリング孔内の地下流動層の検出を目的に実施した。本方法は、孔内に温水を注入し孔内水の温度を均質に上げて、その温度変化を観測し、地下水流动層を把握する。図-3は観測例である。図左側は、「温度-深度曲線」であり、自然状態と昇温直後の間の各深度の温度変化が記されている。このグラフでは温度昇温が均一になっておらず、解釈が解りにくいため図右側の「温度復元率-深度曲線」に表現すると流动層の解釈が容易となる。なお、温度復元率は次式で求める。

$$\Delta \theta = \frac{(0\text{分時の温度}) - (\text{任意の経過時間に於ける温度})}{(0\text{分時の温度}) - (\text{自然状態の温度})} \times 100$$

ボーリングB-16では、次の4箇所の深度に水ミチがあると判定する。

2.5~3.1m、5.5m、7.5m、13.1m

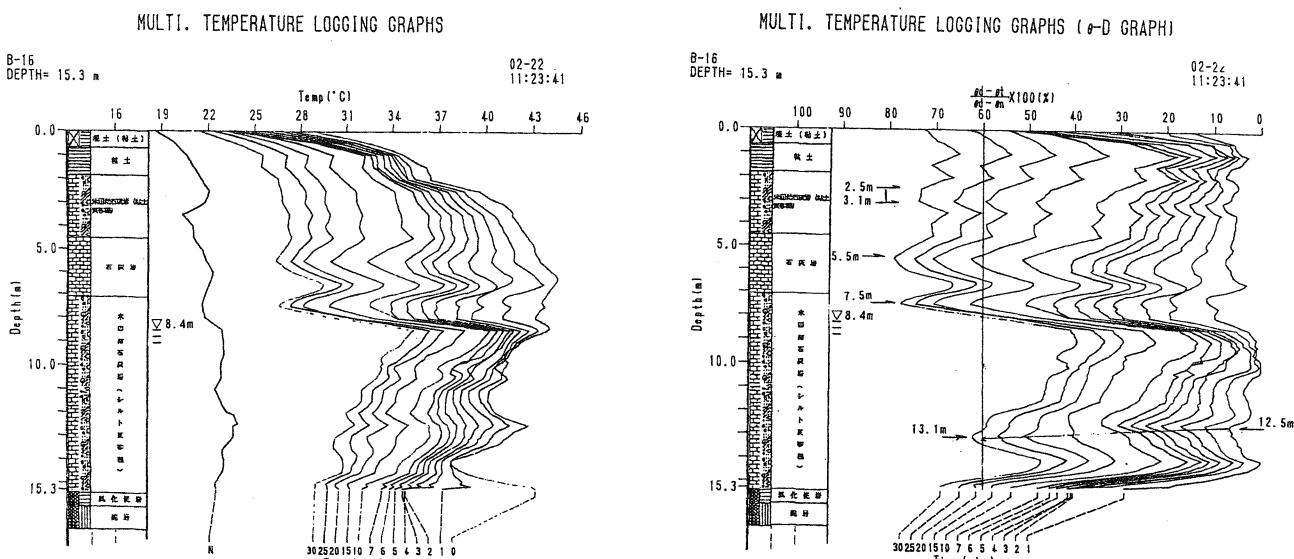
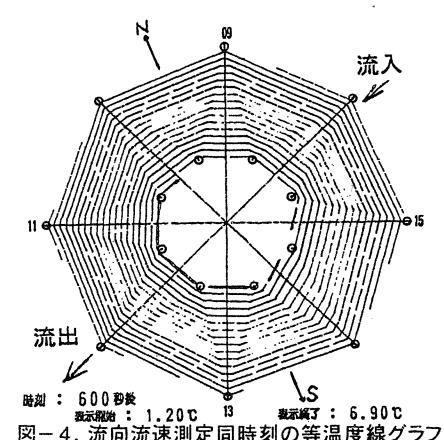


図-3. 孔内多点温度検層結果

#### 流向流速測定

多点温度検層によって求めた流动層GL-13.1mへ計器をセットする。本計測器は外径40mmの中心にヒーターがあり、その周辺に8個のサーミスター温度計を取り付け、更にその外側に8個、合計16個の温度計を設置しヒーターによって温められた地下水の移動、熱の移流を温度計で関知することによりその流速と流动方向を求める方法である。右の図-4は、その測定結果例である。この図によると地下水は東北東から流入し、西もしくは西南西方向に流出していることが判る。またその流速は $5.5 \times 10^{-3}(\text{cm/sec})$ と判定した。



## 流動電位測定

地下水の中に食塩などの電解物質を投入して、水の電気電導度を急激に変化させると、それに伴って電位が変化する。この現象を利用して地下水の流れている方向とその流速を求める方法である。

この測定方法を右の図-5を用いて説明する。先ず、ボーリングB-16周辺に6対の電極を配置し（図-5の上参照）この各1対の電極間の電位変化を測定できるように測定機を設定する。次にボーリングの孔へ食塩水を投入し、約7時間観測しその各点の電位変化を描いた。（図-5の中央参照）

この電位変化図を見ると、W方向に設置した電位が食塩水投入後約3時間後に電位の低下があり、食塩水が第1電極に到達したことを示している。その他の電極には、その時変化はない。しかし、4時間半後の14:30頃から再びW方向が変化し、その後E方向の電極を除き外の電極も変化しており、食塩水の到達を示している。この変化の結果をまとめたのが、図-5の下である。これによると地下水はNW→W～SW方向へ流下しており、特にW方向が強いことが判った。

## 地下水追跡調査(トレーサー投入)

ボーリング孔B-16へ食塩水を投入して、他のボーリング孔および湧水地点で採水し電導度の変化および $\text{Na}^+$ の定量分析を行った。その結果は、上記ボーリング孔のW方向のボーリング孔内水および湧水の電導度などに変化があり、地下水はW方向へ流下していると判定した。

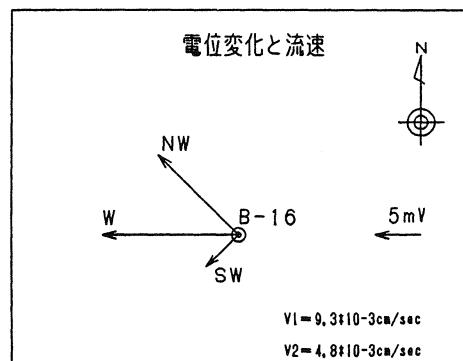
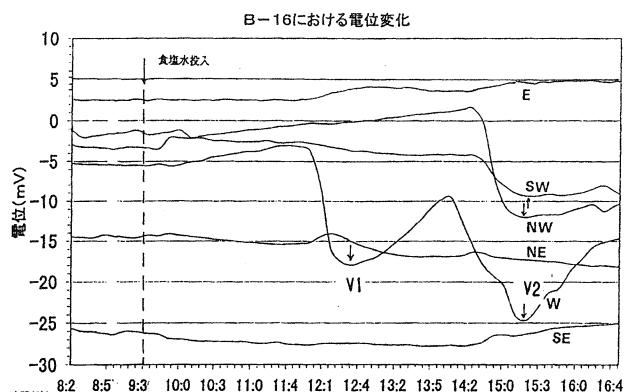
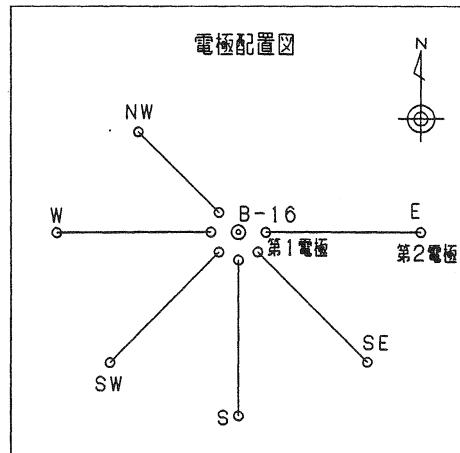


図-5. 流動電位測定

## (4)結 び

各調査結果の結論を列記すると下記の通りであり、地下水は東方向から西方向へ流下していることが判明した。

### ①地質調査（地表踏査、ボーリング調査、垂直電気探査）

- 不透水層（島尻層群泥岩）と透水層（琉球石灰岩）の境界は東方向から西方向へ傾斜面  $1^\circ \sim 2^\circ$  で傾斜している。
- ②多点温度検層・・・地下水の流動は琉球石灰岩中に認められた。
- ③流向流速測定・・・琉球石灰岩中の地下水は西方向もしくは西南西方向へ流出している。
- ④流動電位測定・・・食塩水の流下による電位の変化は北西および西方向であった。
- ⑤地下水追跡調査・・・西方向の採水地点で変化があった。

このような地下水の流動方向は基盤構造だけではなく、調査地点に近接して西北西-東南東方向に延びる断層にも起因しているとも推定される。

## 2. 千枚岩（名護層）の分布する地域

調査目的：水源用井戸掘削地点の選定

### (1) 地質

本地点の基盤岩は中生代白亜紀に形成された名護層であり、粘板岩系の泥質千枚岩が主に分布している。この基盤岩を被覆して、未固結層である国頭礫層および沖積層が分布している。泥質千枚岩は、泥質岩が堆積した後に強い圧力を受けて固化し、さらに片状化した岩石である。泥質岩の他に砂岩の片状化した砂質千枚岩が分布しているが小さい岩体である。図-6、図-7に地質平面図、地質断面図を添付した。

### (2) 水理地質

地下水を賦在できる地層としては、未固結層では、沖積層の粗粒土、すなわち砂礫質土であり、固結した岩盤では、断層破碎帯および亀裂に発達する部分である。全体を踏査してみると規模の大きい（幅広く、層厚のある）沖積層ではないことから、断層もしくは破碎帯を探すこととした。その結果、断層はFと記して平面図の右側に南北方向に記した1ヶ所のみを確認した。また、空中写真判読によってリニアメントを6ヶ所認めた。これらの断層およびリニアメントがどのような破碎帯を伴っているかを調査した。以下にその調査方法と調査結果を述べる。

### (3) 地質調査

本地点で実施した地質調査の中で物理探査は

下記の項目である。

- ① 屈折法弹性波探査
- ② 二次元比抵抗電気探査
- ③ 多点温度検層

### 屈折法弹性波探査

本探査結果は、地層を弹性波伝播速度値で示している。速度値が大きい程硬く、破碎帯は低速度値（層）として示される。図-8はその例であり、最下部層にハッチで示されている区間が低速度層であり、破碎帯の可能性がある。但し、本手法では破碎帯の傾斜方向が判明しないことが問題となる。

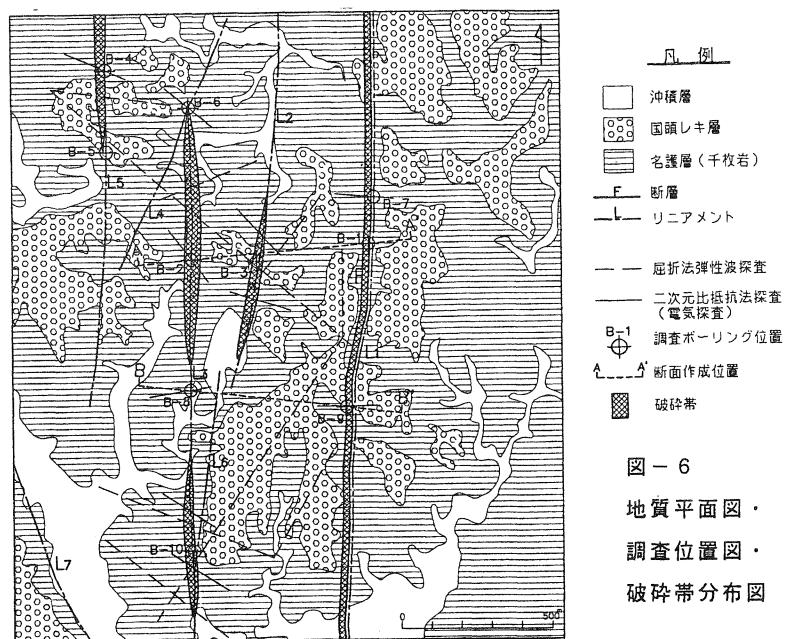


図-6  
地質平面図・  
調査位置図・  
破碎帯分布図

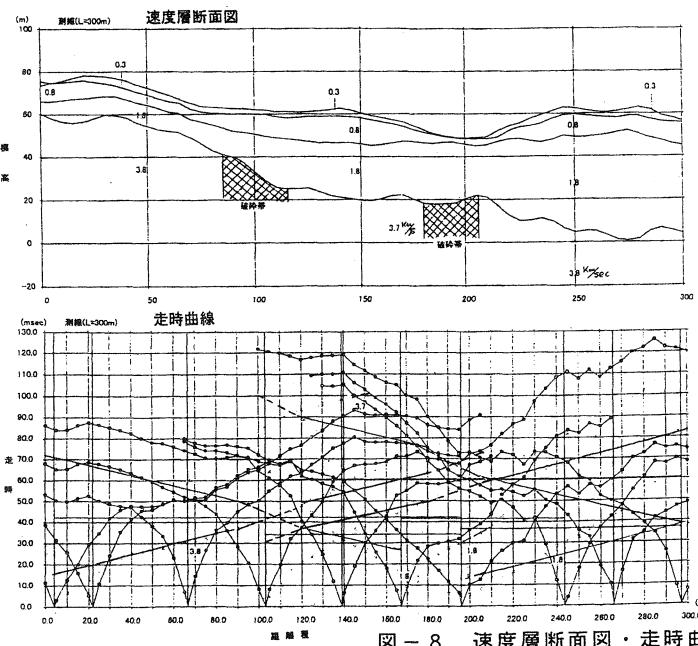
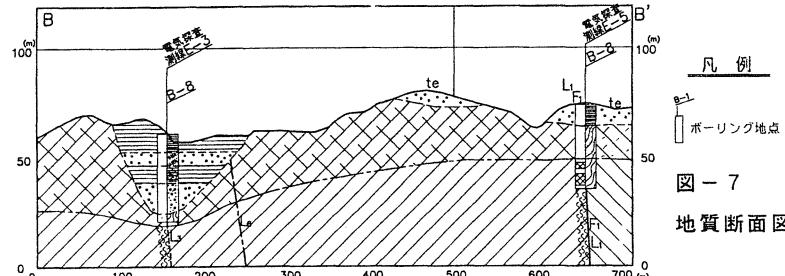
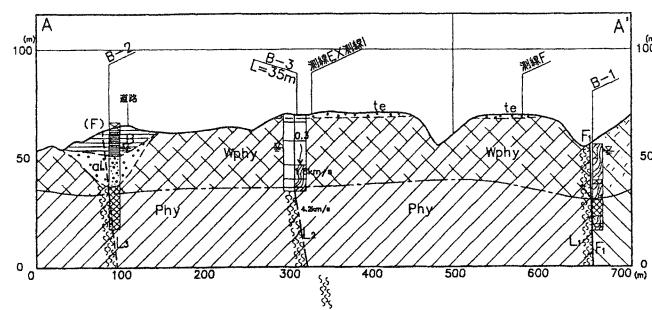


図-8. 速度層断面図・走時曲線

## 二次元比抵抗電気探査

地表地質踏査、空中写真判読および屈折法弾性波探査によって判定された断層破碎帯の延長方向が、リニアメントの延長方向と一致するかどうか、またその破碎帯の傾斜方向を判定するために本調査を実施した。その結果の一部が図-9である。本測線は断層F（リニアメントL1と同一）が想定された地点で測定した結果である。一般に破碎帯は低比抵抗帯で示される事が多く、本地点にあっても測線ほぼ中央部に右側へ急傾斜を呈して低比抵抗帯が示されており、この部分が断層と判断され、地表で確認された露頭の断層傾斜方向とほぼ一致している（現地の露頭で観察した断層の傾斜角は85°であった）。

## ボーリング調査と孔内水位変化

断層（F）、リニアメント（L1）の認められた地点付近で試掘ボーリング調査を実施した。その結果を柱状図（図-10. 左）にまとめてある。これによると深度40mまで掘削して破碎帯として検出された区間は合計9.25mとなり、全体の約23%であった。特に深度24m以深は破碎帯と亀裂の多いある程度良好な岩石とが互層に分布していた。また、破碎帶中の岩石間にには粘土分が少なく亀裂の多い状態で帶水に良い条件であった。

堀削に伴う孔内水位の変化を測定した結果を（図-10. 右）に示す。これによると掘削深度と孔内水位との関係は、堀削が深度22m以深となってから少しづつ水位が上昇していることが判る。破碎帯は15mより下部に認められたことからこれら水位上昇は破碎帯位置と整合する。その後の水位の上昇は破碎帯が被圧して帶水していることを予測させる傾向を示し、最終的な孔内水位 GL-3.24mとなり、ボーリング点横の小河川水位よりも約1m高い位置に安定した。

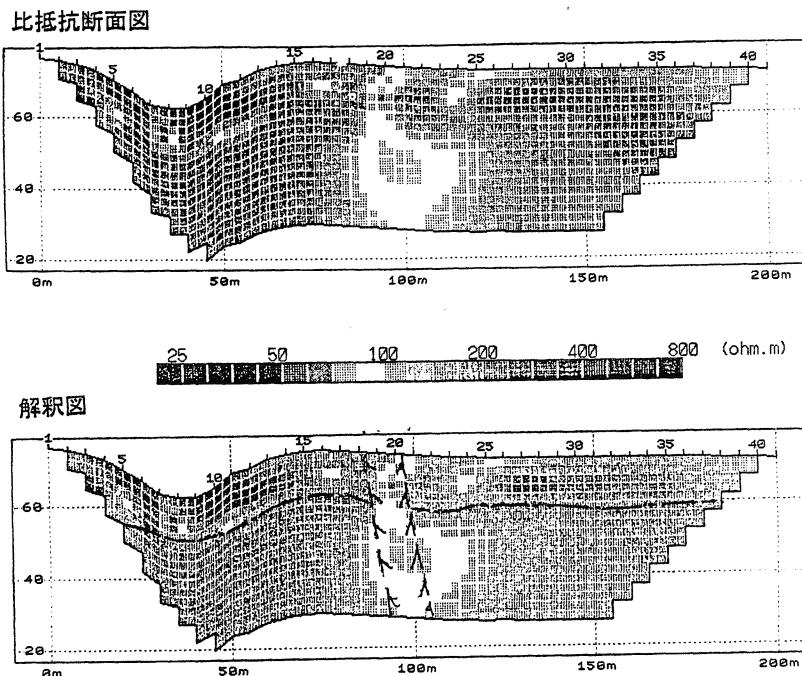


図-9. 二次元比抵抗電気探査

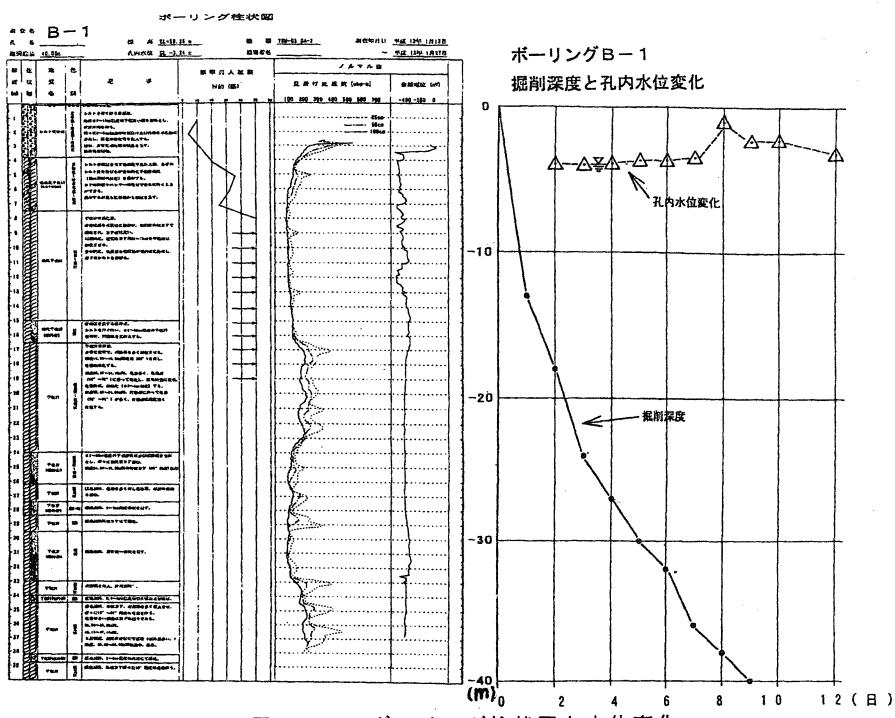


図-10. ボーリング柱状図と水位変化

### 多点温度検層

ボーリングB-1の地下水の流動層を検出する目的で多点温度検層を実施した。なお、多点温度検層の測定方法等については前述のとおりである。その結果を下図(図-11)に示す。図-11の右側の「温度復元率-深度曲線」を解釈すると、深度26m以前で復元率の大きい地層となっており地下水の流動が多いことを示しており、ボーリングの岩質つまり破碎帯の分布と整合性があることが判る。また孔内水位の変化とも整合し、特に深度35~38m間では被圧されていると判定される。

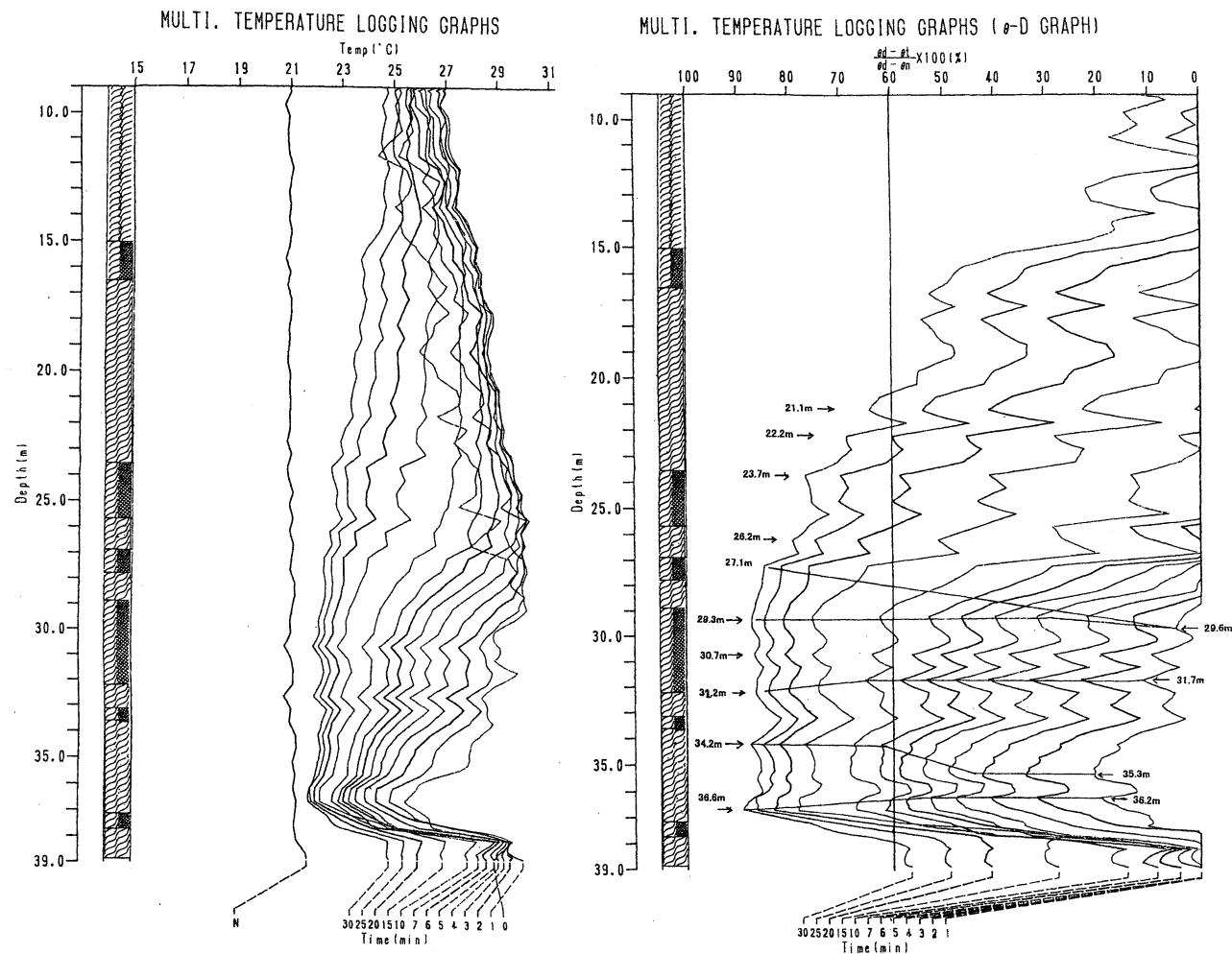


図-11. 多点温度検層結果 (B-1)

### (4) 結び

本地点にあった地下水を多量に賦する地質条件は断層破碎帯であるとの判断より破碎帯を探し、試掘してみたところ地下水があることが判明した。参考までに本調査地内における類似地質条件地点で深度55mの井戸を掘削し揚水試験を行ったところ、約430m<sup>3</sup>/dayの地下水が揚水可能との実績を得ている。

### 参考文献

渡辺智恵子、竹内篤雄、高久和彦、古市周二

「地下水の3次元的流動状況把握に関する併用調査の試み」2000.8 地下水学会講演集

# 特殊土（にいび）を盛土材として使用した多数アンカー式補強土壁工法の設計・施工例 岡三リビック株 畑 勢津子

## 1. はじめに

多数アンカー式補強土壁工法は、1983年建設省山口工事事務所にて第1号を構築して以来、現在に至るまで約2,900件、施工面積は約85万m<sup>2</sup>以上構築されている<sup>1)</sup>。沖縄県においても、約80件、施工面積は約2万m<sup>2</sup>以上構築されており、昨年については約10件施工面積で約3,500m<sup>2</sup>構築されている。

本稿では、昨年施工した多数アンカー式補強土壁工法の特殊事例について報告する。

## 2. 多数アンカー式補強土壁工法の工法原理

多数アンカー式補強土壁工法は、盛土内に配置されたアンカープレートと前壁とがタイバーにより緊結されており、前壁に作用する土圧をアンカープレートの引抜き抵抗力で支え、これにより安定を保っていると考えることができる。アンカープレートの引抜き抵抗力は、盛土中での水平方向の引抜きに対する支持力によっており、次式により表される<sup>1)</sup>。

$$Q_{pu} = c \cdot N_c + q_p \cdot N_q$$

図-1 多数アンカー式補強土壁工法の原理

二二六

$Q_{pu}$  : アンカープレートの極限引抜き抵抗力

c : 盛土材料の粘着力

$q_p$  : アンカープレート周りの拘束圧

## Nc、Nq：アンカープレートの引抜きに関する支持力係数

### 3. 工事概要

工事の概要を以下に示す。

工事名：比屋根2号橋橋梁整備工事  
(下部工2工区)

施 主：沖縄県中部土木事務所

工事場所：北中城村

工事数量 : 565 ( $m^2$ )

代表的な断面図を図-2に示す。

多数アンカー壁補強工事施工後、多数アンカー壁前面に橋梁が計画されている。

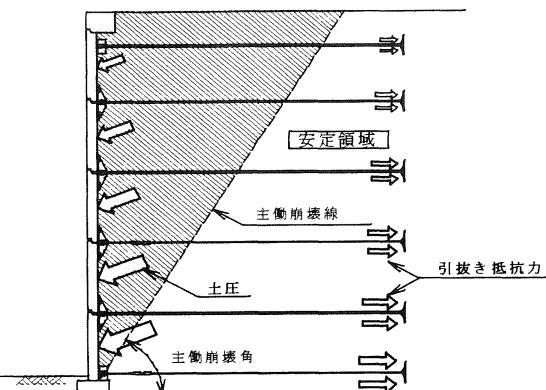
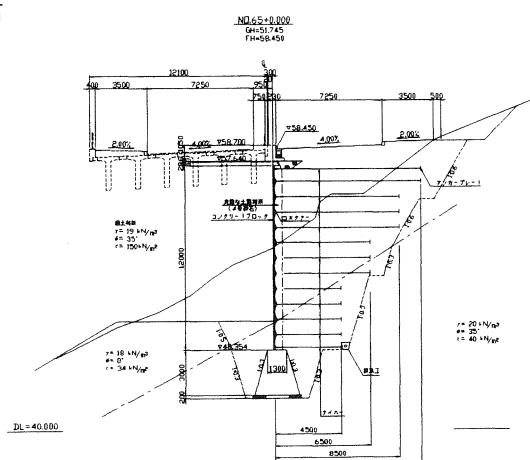


図-1 多数アンカー式補強土壁工法の原理



## 図-2 断面図

#### 4. 特殊土“にいび”の物性値について

盛土材料“にいび”は、沖縄の特殊土であり、島尻層砂岩を“にいび”とされているものの<sup>3)</sup>、特に詳しいデータ等、記されていないのが現状である。

そこで、この“にいび”的土質試験を実施し、多数アンカー式補強土壁工法の盛土材料としての適用性について考察を行った。

土質試験結果を表-1に示す。

試験値より、粗粒分35.1%、細粒分64.9%であり日本統一分類の{M}に分類される<sup>1)</sup>。

また、『建設発生土利用技術マニュアル（第2版）』（土木研究センター）土質区分基準によれば、特殊土“にいび”は、第3種建設発生土 第3b種発生土に該当し、適用用途標準の用途“土木構造物の裏込め—第3b種発生土”によれば、施工上の工夫、安定処理が必要とされている<sup>3)</sup>。

表-1 土質試験結果

|      |        | 平均値   | 単位                |
|------|--------|-------|-------------------|
| 一般   | 湿潤密度   | 18.9  | kN/m <sup>3</sup> |
|      | 土粒子の密度 | 27.2  | kN/m <sup>3</sup> |
|      | 自然含水比  | 16.5  | %                 |
| 粒度   | 礫分     | 2.6   | %                 |
|      | 砂分     | 32.5  | %                 |
|      | シルト分   | 46.2  | %                 |
|      | 粘土分    | 18.7  | %                 |
|      | 均等係数   | 37.3  | —                 |
|      | 曲率係数   | 2.5   | —                 |
|      | 最大粒径   | 20.5  | mm                |
| 分類   | 分類名    | 砂質シルト | —                 |
|      | 分類記号   | (MS)  | —                 |
| 三軸試験 | 試験条件   | CD    | —                 |
|      | c      | 8.0   | kN/m <sup>2</sup> |
|      | φ      | 32.2  | (°)               |
| その他  | 最大乾燥密度 | 18    | kN/m <sup>3</sup> |
|      | 最適含水比  | 15.2  | %                 |

#### 5. 本現場の特殊条件

本現場においては、盛土材料として“にいび”を使用する他に、多数アンカー式補強土壁の前面に橋梁が計画されていたため多数アンカー式補強土壁の変形が制約される特殊条件があった（図-2）。補強土壁は補強効果を発揮するためにある程度の変形を必要とする特性があることから、変形の制約される場合や変形が不安定感を与えるような場合などには、これを考慮した設計・施工上の対応が必要となる<sup>4)</sup>。また、特殊土“にいび”を盛土材として使用する為、施工上の工夫、安定処理が必要とされた。

以上のことから、多数アンカー式補強土壁の盛土材にセメント改良処理を行うこととした。

改良土の特性としてセメント系固化材を添加した改良土は、時間の経過とともに水和が進み、土粒子の凝集、接着（セメンティング）、水分の吸着が行われる。さらに時間が経過するとポゾラン反応が起こり、土粒子の団粒化、固結硬化によってコンシステンシーが変化する。すなわち液性限界(WL)はやや低くなり、塑性限界(Wp)はかなり高くなるので、塑性指数Ip(=WL-Wp)は小さくなる<sup>5)</sup>。

この結果、粘性土は砂質化し、砂質土的な性状を示すようになる。したがって、土工にお

ける施工性は向上し、トラフィカビリティーも改善される。

これまで残土として投棄処分されていた土も、セメント系固化材による改良で「埋戻し材」や「盛土材」として再利用できるようになる。

## 6. 盛土材料のセメント安定処理

表-2 セメント添加量による三軸圧縮試験結果

|                        | 無処理土      | セメント添加量              |                      |                       |
|------------------------|-----------|----------------------|----------------------|-----------------------|
|                        |           | 50 kg/m <sup>3</sup> | 75 kg/m <sup>3</sup> | 100 kg/m <sup>3</sup> |
| $\phi$ (°)             | 31.7～33.0 | 34.0～34.4            | 35.4～35.8            | 36.1                  |
| c (kN/m <sup>2</sup> ) | 6～10      | 122～157              | 153～189              | 188                   |

### セメント添加量と土質定数の決定

表-2の試験結果よりセメント添加量及び土質定数を下記の通りとした。

(1) 多数アンカー式補強土壁工の安定計算に影響の大きい内部摩擦角に着目してセメント添加量を決定するものとする。内部摩擦角の目標値を  $\phi=35^\circ$  とし、それを満足する添加量 75kg/m<sup>3</sup>を採用した。

(2) セメント添加量75kg/m<sup>3</sup>で  $c=153\sim189\text{kN/m}^3$  となっている。多数アンカー式補強土壁工の安定計算に  $c$  (粘着力) の影響が小さい事を考慮し  $c=150\text{kN/m}^3$  (最低値) を採用した。

以上のことから、セメント添加量と土質定数を決定した。

- ・セメント添加量 : 75kN/m<sup>3</sup>
- ・内部摩擦角 ( $\phi$ ) : 35°
- ・粘着力 (c) : 150kN/m<sup>2</sup>

また、セメント添加量は一般的に室内試験と現場の混合差、施工条件（天気等）等を考慮し割増しを行う。このため、今回のセメント添加量は以下の通りとした<sup>5)</sup>。

### ・セメント添加量

$$75\text{kg/m}^3 \times 1.30 = 97.5\text{kg/m}^3$$

## 7. 現場管理について

現場管理については、下記の通りで行った。

- (1) はじめに現場でのセメント混合作業が適切かを確認するために、現場混合試料にて三軸圧縮試験を行う。その際、三軸圧縮試験の目標値を  $\phi=35^\circ$  以上とする。
- (2) 現場密度試験の目標値を設定するため、セメント安定処理土による締固め試験を行う。
- (3) セメント安定処理土の現場管理は密度試験を行い、最大乾燥密度の90%で締固めをする。
- (4) 現場での1回当たりの混合量は、1～2日分程度とし、雨水対策を十分に行う。

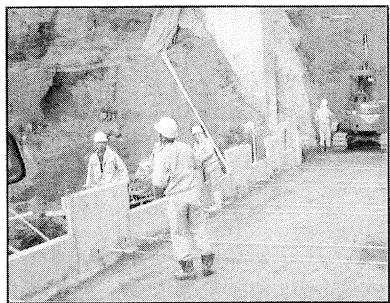


写真-1 補強材設置状況



写真-2 敷き均し状況

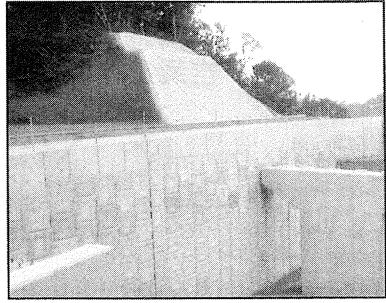


写真-3 補強土完成状況

## 8. おわりに

多数アンカー式補強土壁工法の盛土材として沖縄県の特殊土を使用する実績はなかったが事前の適切な試験と調査、施工によりすばらしい補強土壁を構築することが出来た。

今回の工事により、多数アンカー式補強土壁工法の大きな特長の一つでもある『広範囲の土質への適用性』が沖縄県の特殊土でも証明されたと判断できる。

今後この現場においては、定期的に壁面計測をつづけ変位等の確認を行なっていく予定である。

また、本現場のように、試験、調査を行っていき沖縄県の特殊土を使用した実績を増やしていきたい。

## 【参考文献】

- 1) (財) 土木研究センター, 多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル, 1998.
- 2) 土質工学会九州支部編, 九州・沖縄の特殊土, pp. 227~237, 1983
- 3) (財) 土木研究センター, 建設発生土利用技術マニュアル建設発生土利用マニュアル (第2版) , pp. 23~35, 1997
- 4) (社) 日本道路協会, 道路土工 擁壁工指針, 1977
- 5) セメント協会, セメント系固化材による地盤改良マニュアル (第2版) , pp. 29~48, 1985

## 空洞を有する地盤上の帯基礎の支持力特性について

㈱白石 技術本部技術開発部 大内正敏 彭芳楽 清住真  
東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻 日下部治

キーワード： 琉球石灰岩、空洞、FEM

### 1. はじめに

沖縄地方特有の琉球石灰岩層は固結層と未固結層が交互に分布し、数多くの空隙・空洞が存在するため、基礎の支持層としての信頼性に乏しいといわれている<sup>1)</sup>。一方、道路橋示方書に記載されている支持力設計式では空洞を有する地盤の支持力を算定することが困難である<sup>2)</sup>。そこで、弾塑性FEM解析を用いて、空洞の位置および形状が直接基礎の支持力に及ぼす影響を検討した。

### 2. 検討概要

図-1は、帯基礎と空洞の概略図である。空洞の諸元が基礎の支持力に及ぼす要因を、(1) 空洞の幅  $W$ 、(2) 空洞の高さ  $H$ 、(3) 空洞の上端までの深さ  $Y$ 、(4) 基礎の中心線から空洞の図心までの離隔距離  $X$ 、(5) 空洞の形状、(6) 空洞の断面積  $A$ 、以上の6項目について検討した。

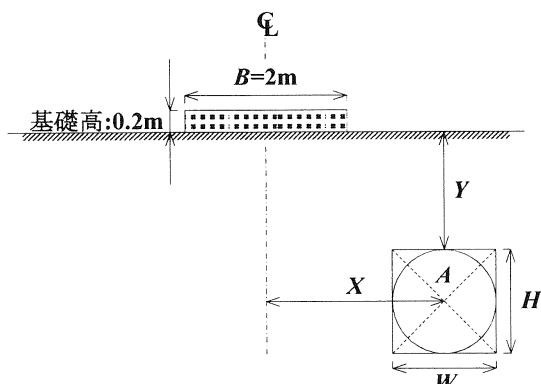


図-1 基礎と空洞の概略図

地盤モデルは、単一層の軟岩地盤に空洞を作成した。軟岩地盤定数は、電力中央研究所による岩盤分類<sup>3)</sup>から岩級区分  $C_L$  から  $D$  の値を用いた。図-2に解析に用いた平面ひずみ有限要素分割図を示す。解析領域の境界条件は地盤モデルの底面の鉛直と水平変位を固定し、地盤モデルの側面は水平変位を固定した。表-1は、解析に用いた地盤と直接基礎の物性値である。直接基礎は、線形弾性体と仮定し、コンクリートの物性値を用いた。直接基礎の底面は、地盤と基礎底面の節点を共有する完全粗の状態とした。また、地盤は Mohr-Coulomb モデル(弾完全塑性体)とした。ここで、軟岩の引張強度  $\sigma_t$  は粘着力の 1/2 とした<sup>4)</sup>。

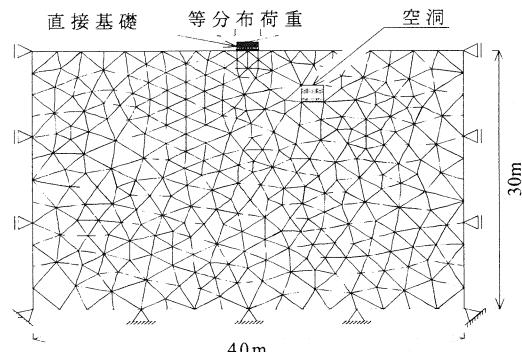


図-2 平面ひずみ有限要素分割図

表-1 解析に用いた地盤と基礎の物性値

| 物性値                                     | 地盤                | 直接基礎              |
|---|-------------------|-------------------|
| 単位体積水中重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> ) | 9                 | 14                |
| 変形係数 $E$ (kN/m <sup>2</sup> )           | $4.9 \times 10^5$ | $3.0 \times 10^7$ |
| ポアソン比 $\nu$                             | 0.3               | 0.1               |
| 粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )            | 980               | —                 |
| 引張強度 $\sigma_t$ (kN/m <sup>2</sup> )    | 490               | —                 |
| 内部摩擦角 $\phi$ (deg)                      | 26.5              | —                 |
| ダイレイタンシー角 $\varphi$ (deg)               | 0                 | —                 |

### 3. 空洞の位置が支持力に及ぼす影響

図-3と図-4は、直接基礎の荷重強度-基礎の沈下量と基礎幅の沈下曲線である。それぞれの図には、Case1 ( $W/B=0$ : 空洞無し) と道示のケーソン基礎支持力設計式から算定した極限支持力も示す。ここで、極限支持力は、Case1の方が道示よりも約 20% 小さい結果となった。

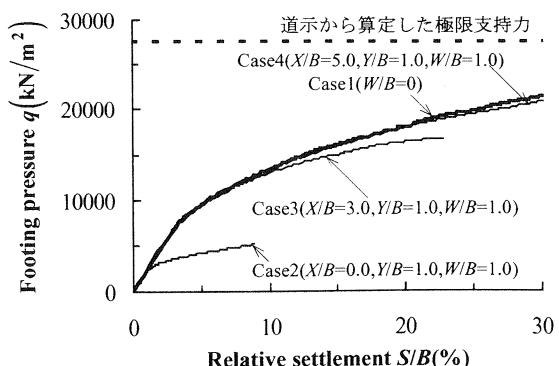


図-3 荷重強度-沈下曲線 ( $Y/B=1.0$ )

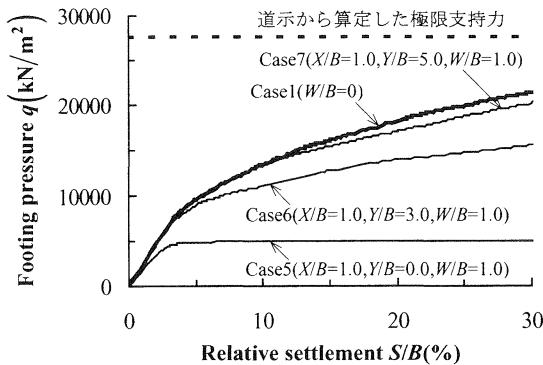
図-4 荷重強度－沈下曲線 ( $X/B=1.0$ )

図-3 に示すように、空洞がある Case2, 3, 4 と空洞がない Case1 の比較することにより、空洞が地盤内に存在すれば支持力が低下することが確認できる。そして、空洞が基礎の中心線に近づく ( $X/B$  が小さくなる) ほど基礎の支持力は低下し、より小さな荷重で降伏している。図-4 からも同様なことが言える。空洞が深い位置に存在するほど ( $Y/B$  が小さくなるほど) 基礎の支持力は低下し、より小さな荷重で降伏している。以上のことから、空洞が基礎に近づくほど基礎の支持力は低下し、より小さな荷重で基礎は降伏点に到達する。

図-5 は空洞までの深さと支持力比 ( $BCR$ ) の関係を示す。ここで、降伏荷重は log-log 曲線<sup>5)</sup>にて定まる第 1 折れ点での荷重とした。 $BCR$  は  $q_y/q_{y0}$  ( $q_{y0}$ : 空洞無時降伏支持力) である。図-5 に示すように、 $X/B$  が小さくなると  $BCR$  は低下しているが、 $Y/B$  が小さいほど  $BCR$  の低下は顕著である。一方、 $Y/B$  が大きい場合は、 $X/B$  が小さくなってしまっても、 $BCR$  の低下はほとんどない。図-6 に示すように、 $Y/B$  が小さくなると  $BCR$  は低下している。 $BCR$  の低下の傾向は、 $X/B$  が小さいほど  $BCR$  の低下は顕著である。 $X/B$  が 1.0 の場合は、 $Y/B$  が 5.0 から 0.0 になると、 $BCR$  は約 0.9 から約 0.5 に 0.4 低下している。一方、 $X/B$  が 3.0 の時では、 $BCR$  の低下量は約 0.1 と少ない。そして、 $X/B$  が 5.0 では、 $BCR$  はほとんど低下していない。このことから、離隔距離  $X$  が基礎幅  $B$  の 3 倍以上の空洞は、

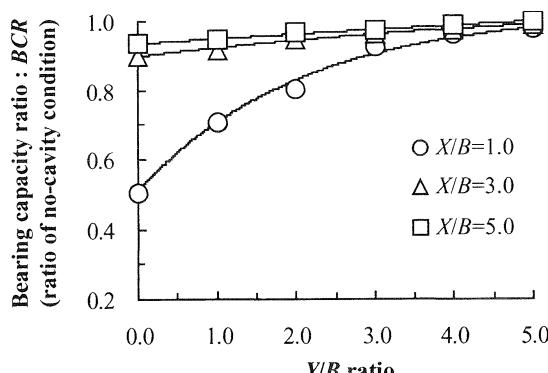


図-5 空洞までの深さと支持力比の関係

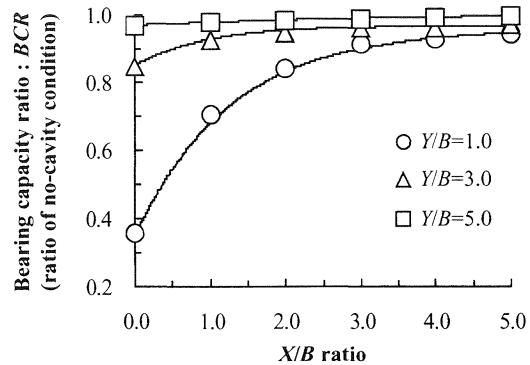


図-6 空洞の離隔距離と支持力比の関係

$BCR$  が常に 0.8 以上となり、支持力に対してほとんど影響を及ぼさない。

図-7 は、図-5 と図-6 を 3 次元空間で示したものである。空洞の位置が支持力に及ぼす影響は、 $X$  と  $Y$ 、そして、 $BCR$  で形成される空間の曲面で評価できる。 $BCR$  は、 $X/B$  と  $Y/B$  が大きくなるほど、曲面の頂点へ近づいている。これに対して、 $X/B$  と  $Y/B$  が小さくなるほど、 $BCR$  は曲面の下部に近づき小さくなる。つまり、空洞が基礎の中心線に近く、そして、浅い位置に存在するほど、基礎の支持力は小さくなる。これに対して、空洞が基礎の中心線から遠く、そして、深い位置に存在するほど、支持力に対して影響を及ぼさない。

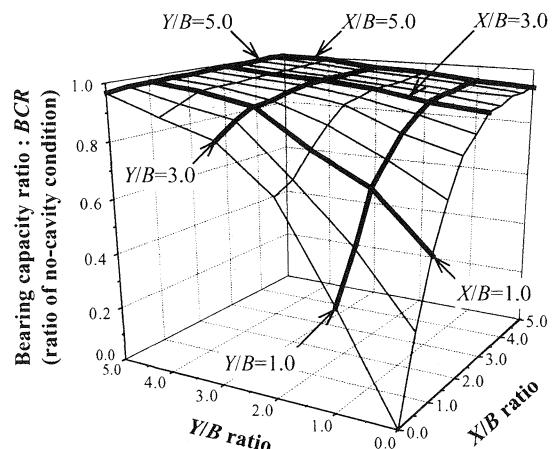


図-7 空洞の位置が支持力比に及ぼす影響

図-8 は、図-7 の  $BCR$  が 0.6 以上での  $X/B-Y/B$  平面上に、 $BCR$  が 0.1 每のコンターを写像したものと等価である。空洞の位置が  $BCR=0.6$  の左側の領域であれば、 $BCR$  は 0.6 以下になる。また、空洞の位置が  $BCR=0.9$  のコンターよりも右側の斜線部の領域であれば、 $BCR$  は 0.9 以上となる。以上のように空洞の位置と  $BCR$  のコンターから、空洞の影響を評価した地盤の支持力を簡易的に算定することができる。

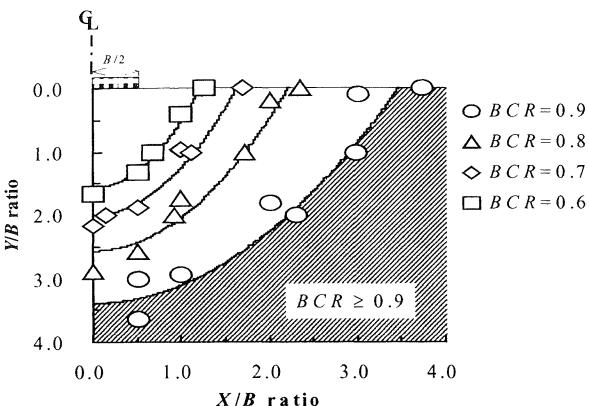


図-8 空洞が支持力に及ぼす影響コンター図

#### 4. 空洞の形状が支持力に及ぼす影響

図-9は、空洞の形状と断面積を変化させた時の直接基礎の荷重強度—基礎の沈下量と基礎幅の沈下曲線である。図には、Case 1 ( $W/B=0$ : 空洞無し) と  $Y/B$  が 1.0 の代表的なケースを示す。Case8 と Case10 は正方形空洞であり、Case9 と Case11 は円形空洞である。空洞の断面積  $A$  は、Case8 と Case9 が  $28.27\text{m}^2$ 、Case10 と Case11 が  $0.78\text{m}^2$  である。円形と正方形空洞は、断面積  $A$  が減少すると、空洞の形状によらず支持力が増加して Case1 に近づいている。Case8 と Case9 の結果より、断面積  $A$  と深さ  $Y$  が同じであれば、支持力は円形空洞の方が大きくなる。これは、断面積  $A$  の小さい Case10 と Case11 の結果からも同様なことが言えるが、両者の支持力の差は、断面積  $A$  の大きい Case8 と Case9 に比べて僅かである。

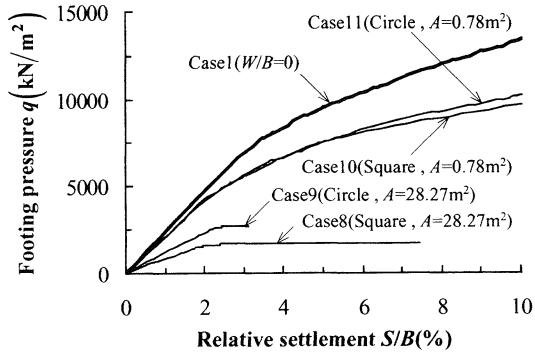


図-9 荷重強度一沈下曲線 ( $Y/B=1.0$ )

図-10は、断面積  $A$  が  $28.27\text{m}^2$  の代表的な空洞形状影響の結果である。Case12 と Case14 は空洞形状が正方形であり、Case12 は  $Y/B$  が 0.5、Case14 は  $Y/B$  が 5.0 である。Case13 と Case15 は空洞形状が円形であり、Case13 は  $Y/B$  が 0.5、Case15 は  $Y/B$  が 5.0 である。円形と正方形の空洞共に、基礎の支持力は、 $Y/B$  が増加すると増加している。 $Y/B$  が 5.0 の Case14 と Case15 は空洞が無い Case1 とほぼ同じであり、また、空洞形状による支持力の差がない。これに対して、 $Y/B$  が 0.5 の Case12 と Case13 は、空洞形状による支持力の差が見られ

る。空洞形状が円形の Case13 の支持力は、空洞形状が正方形の Case14 よりも大きい。以上のことから、円形と正方形空洞の支持力は、円形空洞の方が大きいが、空洞の深さ  $Y$  と断面積  $A$  によって、空洞形状による支持力の差が異なる。

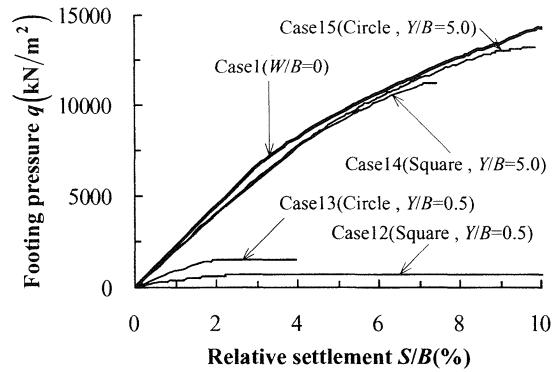


図-10 荷重強度一沈下曲線 ( $A=28.27\text{m}^2$ )

空洞の断面積  $A$  と深さ  $Y$  が同一の円形と正方形の空洞を有する地盤の支持力の比  $BCR_S$  を、空洞形状による支持力の差を定量的に評価するため、 $q_y(\text{Circle})/q_y(\text{Square})$  で算定した。 $BCR_S$  が 1.0 の時は両者に支持力の差が無く、 $BCR_S$  が 1.0 以上であれば、支持力は円形空洞の方が大きい。式中の  $q_y(\text{Circle})$  は空洞形状が円形の基礎の降伏荷重であり、 $q_y(\text{Square})$  は空洞形状が正方形の基礎の降伏荷重である。なお、降伏荷重の算定方法は、3. と同様に logg-logS 曲線にて算定される第 1 折れ点の荷重とした。

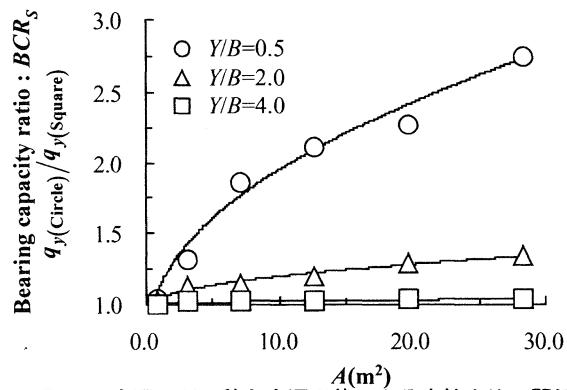


図-11 空洞の断面積と空洞形状による支持力比の関係

図-11に示すように、 $Y/B$  に対する各ケースの  $BCR_S$  は、常に 1.0 以上の値である。このことから、空洞の断面積  $A$  と深さ  $Y$  が同一の正方形と円形形状の空洞の基礎の支持力は、正方形よりも円形の空洞の方が大きくなる。そして、空洞の断面積  $A$  が大きくなると、 $BCR_S$  は増加し空洞形状の影響が大きくなる。ただし、 $Y/B$  が 0.5 である場合は、 $A$  が  $28.27\text{m}^2$  の時で  $BCR_S$  が約 2.8 である。これに対して、 $Y/B$  が 2.0 時の  $BCR_S$  は、 $A$  が増加してもほとんど増加せず、最大値が約 1.25 である。

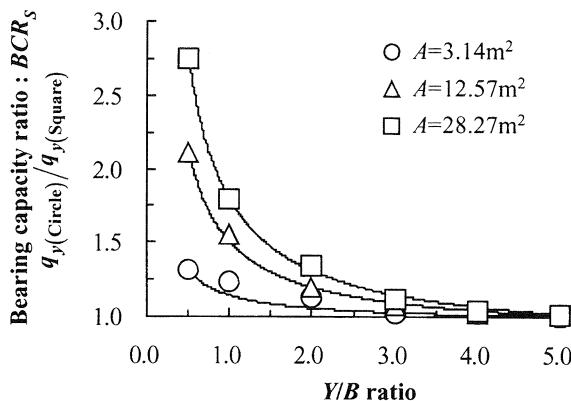


図-12 空洞の深さと空洞形状による支持力比の関係

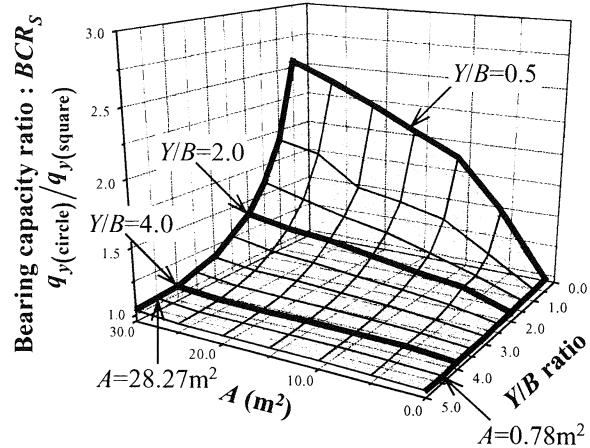
そして、 $Y/B$  が 4.0 時の  $BCR_s$  は、 $A$  が増加してもほとんど増加せず、最大値も約 1.0 ( $BCR_s > 1.0$ ) である。以上のことから、深さ  $Y$  が基礎幅  $B$  の 2 倍以上の空洞は、 $BCR_s$  が 1.3 以下となり、空洞形状による支持力の差がほとんどない。

同様なことは、図-12 からも言える。 $BCR_s$  は常に 1.0 以上であり、 $Y/B$  が小さくなると  $BCR_s$  は増加している。ただし、 $BCR_s$  の増加の傾向は、断面積  $A$  によって異なる。例えば、 $A$  が  $28.27 \text{ m}^2$  である場合では、 $Y/B$  が 0.5 の時に  $BCR_s$  が約 2.8 である。これに対して、 $A$  が  $3.14 \text{ m}^2$  時の  $BCR_s$  は、 $Y/B$  が 0.5 の時に約 1.25 であり、 $Y/B$  が減少してもほとんど増加しない。このことから、空洞の断面積  $A$  が  $3.14 \text{ m}^2$  よりも小さい空洞は、 $BCR_s$  が 1.3 以下となり、空洞形状による支持力の差がほとんどない。

図-13 は、図-11 と図-12 を 3 次元空間で示したものである。空洞形状が支持力に及ぼす影響の大きさは、断面積  $A$  と深さ  $Y$ 、そして、 $BCR_s$  で形成される曲面で評価することができる。3 次元空間での  $BCR_s$  は、空洞の断面積  $A$  と深さ  $Y$  によって異なっている。断面積  $A$  が小さく、深い位置に存在する空洞ほど、 $BCR_s$  は曲面の底面に近づき約 1.0 となっている。ただし、 $BCR_s$  は 1.0 以上である。これに対して、断面積  $A$  が大きく、浅い位置に存在する空洞ほど、曲面の頂点へ向かっている。そして、 $BCR_s$  の最大値は約 2.8 となっている。以上のことから、断面積  $A$  が大きく、浅い位置の空洞ほど、空洞形状による支持力の差が顕著になる。

## 5. まとめ

2 次元弾塑性 FEM 解析を用いて、空洞の位置および形状が支持力に及ぼす影響について検討した。その結果、以下の知見が得られた。

図-13 空洞の深さと断面積が  
空洞形状による支持力比に及ぼす影響

(1) 空洞が地盤内に存在すれば、支持力は低下する。そして、空洞の位置が基礎に近いほど支持力は低下し、より小さな荷重で降伏する。なお、深さ  $Y$  と離隔距離  $X$  が基礎幅  $B$  の 3 倍以上の空洞は、 $BCR$  に対してほとんど影響を及ぼさない。

(2) 空洞の断面積  $A$  と深さ  $Y$  が同じ円形空洞と正方形空洞を比較すると、支持力は円形空洞の方が大きい。断面積  $A$  が  $3.14 \text{ m}^2$  よりも小さい場合、あるいは深さ  $Y$  が基礎幅  $B$  の 2 倍位以上の空洞は、 $BCR_s$  が 1.3 以下となり、空洞形状による支持力の差がほとんどない。

## 参考文献

- 1) 大内正敏・彭芳樂・清住真・日下部治：琉球石灰岩層を支持層とした基礎形式について、第 15 回沖縄地盤工学研究発表会、pp.51-54, 2002
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編同解説）、丸善、2002
- 3) 土木学会：第四版・土木工学ハンドブック I、技報堂出版、pp.395-423, 1989
- 4) 土質工学会：岩の工学的性質と設計・施工への応用、pp.219-225, 1985
- 5) 地盤工学会：杭の鉛直載荷試験方法・同解説・第 1 回改訂版、pp.19-59, 2002

# N値のバラツキを考慮した基礎の支持力数値解析について

株白石 技術本部技術開発部 大内正敏 彭芳樂 清住真

キーワード：琉球石灰岩層、バラツキ、FEM

## 1. はじめに

沖縄地方には、サンゴ礁堆積物で構成された琉球石灰岩層と称される、特殊な地層が広く分布している。琉球石灰岩層の主な特徴<sup>1)</sup>として、

1. 深さと水平方向に対するN値の大きなバラツキ；
2. 固結層と未固結層が交互に成層する多層性地盤；
3. 空洞と空隙の存在；

などが挙げられ、上記の特徴を考慮した基礎の設計方法が確立されていない。例えば、道路橋示方書<sup>2)</sup>（以下、道示と略）に記載されている基礎の極限支持力公式では、空洞や多層性地盤の影響を考慮した基礎の支持力を算定することができない。そのため、沖縄県での多くの基礎構造物の支持層は、琉球石灰岩層の下方に出現する島尻層泥岩としているため、琉球石灰岩層を支持層として活用することができれば、従来よりも経済的な基礎形式となる。本研究の目的は、琉球石灰岩層の支持力特性を解明し、琉球石灰岩層を支持層とする基礎の設計方法と数値解析方法の提案である。これまでの研究成果として、弾塑性FEM解析を用いて琉球石灰岩層を支持層とする鋼管杭の押込み試験のシミュレーション<sup>3)</sup>や空洞が存在する地盤の支持力評価<sup>4)</sup>を行った。今回報告する内容は、N値のバラツキが基礎の支持力に及ぼす影響について検討したものである。検討方法として、弾塑性FEM解析を用いて杭基礎とケーラン基礎の支持力解析を行った。解析に用いた地盤モデルは、N値のバラツキを考慮しない地盤モデルとN値のバラツキを考慮した多層性地盤モデルとした。多層性地盤モデルは、層境が鉛直方向のケースと水平方向のケースの2通りとした。これらの地盤モデルを用いて、N値のバラツキが基礎の支持力に及ぼす影響について検討した。

## 2. 杭基礎のFEM解析

### 2.1 FEMモデルの参考となる載荷試験の概要

杭基礎の支持力解析に用いたモデルは、沖縄県の古宇利大橋にて実施された鋼管杭の押込み試験<sup>5)</sup>を参考にして作成した。図-1は、押込み試験が行われた試験杭の概要と土質柱状である。土質柱状図のLa, Lb, Lc層は、琉球石灰岩層である。なお、土質柱状図では省略しているが、深度80m付近から本部層石灰岩となっている。試験杭の施工方法は、油圧ハンマーを用いて打撃工法にて施工された。試験杭の選定基準として、貫入量が大きく打ち止まりの悪い杭を条件としているため、未固決の琉球石灰岩層が大勢を占める場所で打ち止めされている。試験は長期養生の影響を検討するため、同一の試験杭において打ち止め後1ヶ月および5ヶ月後に実施されている。

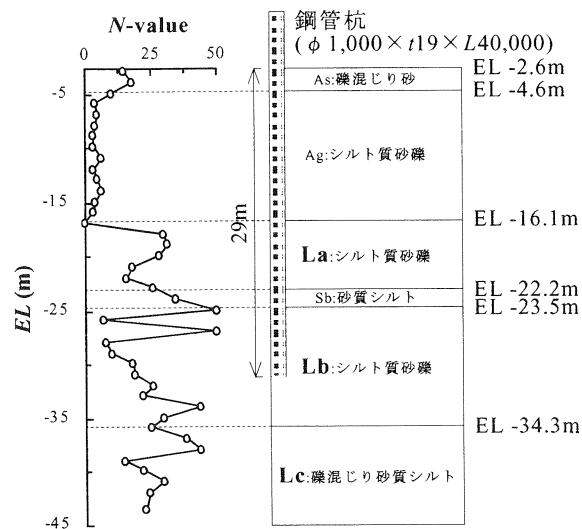


図-1 試験杭の概要と土質柱状図

### 2.2 FEM解析概要

図-1の土質柱状図を参考にして、CASE1 (N値のバラツキを考慮しないモデル) と CASE2 (N値のバラツキを考慮したモデル) を作成した。CASE1は土質柱状図の土質区分を層境とし、各層の平均したN値から地盤定数を算定した。CASE1の解析結果は、既往の研究成果<sup>3)</sup>として載荷試験を精度良く再現した。一方、CASE2は各深度のN値から地盤定数を算出した。よって、N値が1m毎に測定されているので、各層の層厚は1mとなる。地盤はMohr-Coulombモデルと仮定し、道示<sup>2)</sup>に従い地盤定数を算出した。変形係数Eは式(1)から算出し、内部摩擦角φは式(2)から算出した。式中のNはN値、N<sub>i</sub>は有効上載圧100kN/m<sup>2</sup>相当に換算したN値、σ<sub>v'</sub>'は有効上載圧である。ボアソン比ν'はCASE1とCASE2共に0.3とし、単位体積水中重量γ<sub>s'</sub>'はN値が25以上であれば11kN/m<sup>3</sup>とし、それ以外であれば9kN/m<sup>3</sup>とした。図-2は、各ケースの深さ方向の地盤定数である。道示に記載されていないダイレイタンシー角φ'は、式(3)から算出した。CASE2のEL=-42.8m以降の地盤定数は、EL=-42.8mからの詳細なボーリングデータが入手できなかったため、EL=-42.8m～-82.6mまで同じとした。EL=-82.6m～102.6mは、CASE1とCASE2共に岩級区分A<sup>3),6)</sup>の物性値を使用した。

$$E = 2800N \quad (1)$$

$$\phi = 4.8 \log N_i + 21, \quad N_i = 170N/\sigma_v' + 70 \quad (2)$$

$$\phi = \phi - 30^\circ \quad (\text{ただし}, \quad \phi \geq 0) \quad (3)$$

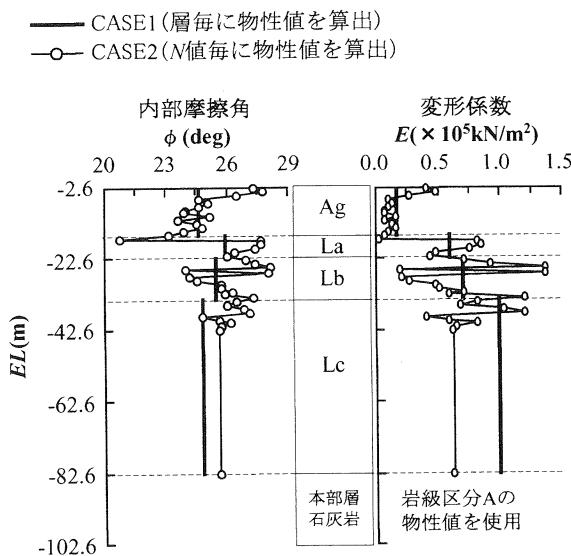


図-2 解析に用いた深さ方向の地盤定数

図-3 は、軸対称の有限要素分割図である。鉛直方向の層境は CASE1 と CASE2 に従う。また、琉球石灰岩層は水平方向にもバラツクが、ここでは均一とした。要素は 15 節点 3 角形要素とし、要素数は 1561 とした。境界条件は底面の鉛直と水平変位を固定し、側面は水平変位を固定した。地盤の降伏基準は Mohr-Coulomb モデルとし、塑性ひずみは非関連流れ則より算出した。鋼管杭のモデル化<sup>3)</sup>は管内土が存在する中空杭とし、線形弾性体として物性値を算出した。鋼管杭の内外周面には、土要素と鋼管杭の相互作用を再現するインターフェース要素を配置した。インターフェース要素の強度特性は、土のせん断応力に強度低減係数  $R$  を乗じて低減したものとし、式(4)に示す Coulomb の破壊基準に従う。式中の  $\sigma_N$  はインターフェース要素に作用する直応力、 $\phi_{soil}$  は土の内部摩擦角、 $c_{soil}$  は土の粘着力である。強度低減係数  $R$  は、CASE1 と CASE2 共に 0.8 とした。この値を用いると、CASE1 にて 5 ヶ月後試験結果を最も良く再現する<sup>3)</sup>。

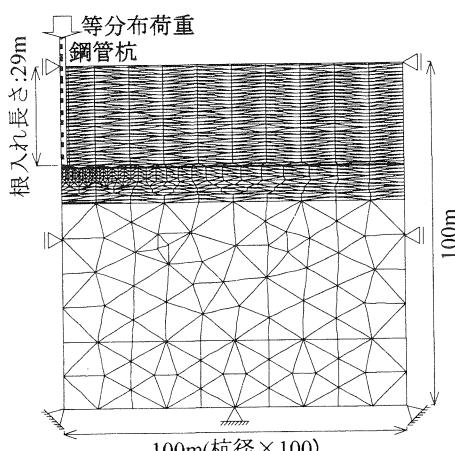


図-3 軸対称の有限要素分割図

$$\tau = R(\sigma_N \cdot \tan \phi_{soil} + c_{soil}) \quad (4)$$

解析方法は、自重により地盤に初期応力を作成した後、図-3 のように杭頭部全面に等分布荷重を載荷した。解析の終了判定は、載荷荷重が 6000kN に到達した時点とした。解析に用いたプログラムは、地盤汎用 FEM 解析プログラムの PLAXIS<sup>7)</sup>ある。

## 2.3 結果および考察

図-4 は、CASE1 と CASE2、そして、5 ヶ月後試験結果の杭頭・杭周面・杭先端の荷重-杭頭変位曲線を示す。5 ヶ月後試験結果に最も良く一致しているのは、土質区分に従い各層の平均した  $N$  値から地盤定数を算定した CASE1 である。CASE1 と CASE2 の差は、杭周面と杭先端、そして、杭頭にて生じている。杭周面では、杭頭変位が 100mm に到達する前に、同じ変位レベルに対する荷重が CASE2 の方が大きい。しかし、杭頭変位が 100mm 以降では、両者にほとんど差がない。一方、杭先端では、杭頭変位が 50mm 以降から両者に差が生じている。同じ変位レベルに対する荷重は、杭周面と同様に CASE2 の方が大きい。以上のことから、杭周面と杭先端に差異を生じていることから、両者の総和である杭頭にも差異を生じている。

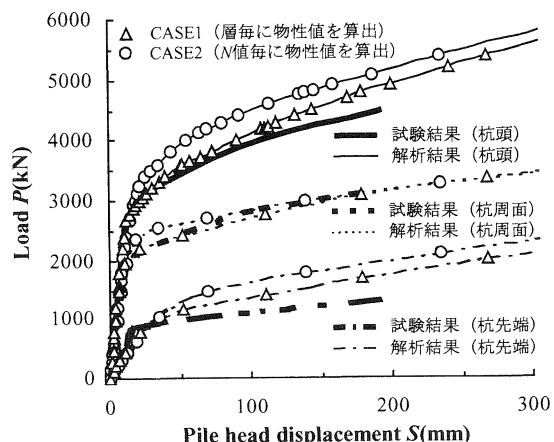


図-4 荷重-杭頭変位曲線（試験結果と解析結果）

図-5 は、支持力比と相対沈下比の関係である。支持力比 (Bearing capacity ratio:BCR) とは、ある沈下量での CASE1 と CASE2 の荷重の比であり、式(5)にて算定する。支持力比  $BCR$  は沈下量を杭径 ( $\phi=1000\text{mm}$ ) で無次元化した相対沈下比  $S/B$  が 5% と 10%、そして、30% の時に算出した。杭周面の支持力比は、相対沈下比が大きくなるほど減少している。相対沈下比が 5% では、支持力比が約 1.09 である。そして、相対沈下比が 30% に増加すると支持力比は約 1.0 になり、両者の差が全くなくなる。これは、CASE1 と CASE2 の強度低減係数  $R$  を同じにしたことが原因であると考えられるが、詳細な検討については今後の課題としたい。一方、杭先端の支持力比は、相対沈

下比との相関性が見られなかった。杭先端の支持力比の最大値は、相対沈下比が 10% の時に約 1.19 であり、杭周面の支持力比の最大値 1.09 よりも大きい。同様に杭先端の支持力比の最小値は、相対沈下比が 5% の時に約 1.07 であり、杭周面の支持力比の最小値よりも大きい。以上のことから、本解析での  $N$  値のバラツキを考慮した地盤モデルは、杭周面よりも杭先端に影響を及ぼした。

$$BCR = P(\text{CASE2})/P(\text{CASE1}) \quad (5)$$

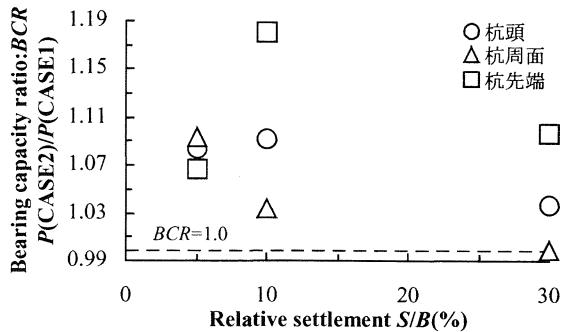


図-5 支持力比と相対沈下比との関係

### 3. ケーソン基礎の FEM 解析

#### 3.1 FEM 解析概要

杭基礎よりも基礎幅の大きいケーソン基礎に対して、 $N$  値のバラツキが支持力に及ぼす影響を検討する。前節の杭基礎の解析では鉛直方向のバラツキのみを検討したが、ここでは水平方向のバラツキも検討する。図-6 は、平面ひずみ条件で作成した鉛直方向のバラツキの FEM 解析モデルである。要素は 15 節点 3 角形要素とし、要素数は 582 である。解析領域の境界条件は、底面の鉛直と水平変位を固定し、側面の水平変位を固定した。解析の簡略化のため、ケーソン基礎の根入れは、サーチャージとして  $100\text{kN/m}^2$  を作用させた。 $N$  値の深度分布は、深さ 4m 每に乱数にて 1~50 の値を発生させて作成した。

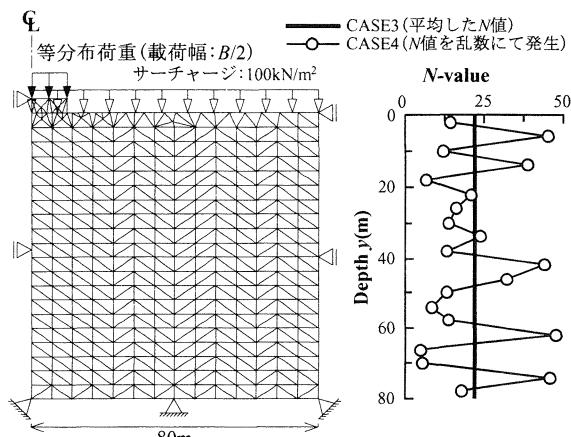


図-6 鉛直方向のバラツキの FEM 解析モデル

図-7 は、平面ひずみ条件で作成した水平方向のバラツキの FEM 解析モデルである。要素数は、1125 である。解析領域の境界条件やケーソン基礎の根入れ、そして、要素形状は、図-6 に示す鉛直方向のバラツキの FEM 解析モデルと同じである。 $N$  値の水平方向の分布は、横方向 4m 每に 1~50 の乱数を発生させて作成した。

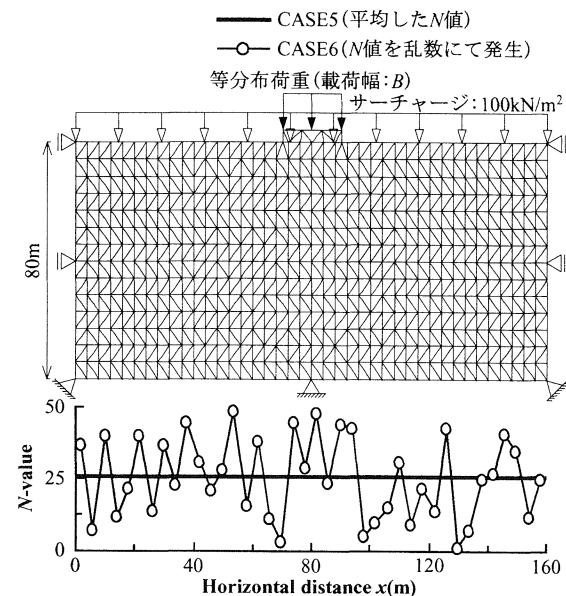


図-7 水平方向のバラツキの FEM 解析モデル

地盤定数の算定方法は、前節の杭基礎の解析と同様に道示<sup>2)</sup>に基づく。 $N$  値のバラツキを考慮しないケース (CASE3 と CASE5) は、平均した  $N$  値を用いて地盤定数を算定した。よって、CASE3 と CASE5 は一層地盤となる。これに対して  $N$  値のバラツキを考慮したケース (CASE4 と CASE6) は、 $N$  値毎に地盤定数を算定した。よって、CASE4 は鉛直方向に層厚 4m の 20 層の地盤となり、CASE6 は水平方向に層厚 4m の 40 層の地盤となる。解析方法は、自重により初期応力を生成した後、サーチャージを  $100\text{kN/m}^2$  作用させた。そして、フーチング上端に等分布荷重を載荷した。なお、フーチングの幅は、5m と 10m、そして、20m と変更して解析を行った。

#### 3.2 結果および考察

図-8 は、鉛直方向のバラツキを検討した CASE3 と CASE4 の荷重強度-相対沈下比曲線である。そして、図-9 は、水平方向のバラツキを検討した CASE5 と CASE6 の荷重強度-相対沈下比曲線である。図-8 より、鉛直方向のバラツキを検討した CASE3 と CASE4 は、基礎幅が 5m と 10m では明確な差が見られない。しかし、基礎幅が 20m の時では、CASE3 と CASE4 に差を生じている。同じ変位レベルに対する荷重は、平均した  $N$  値から地盤定数を算定した CASE3 の方が大きい。この結果に対して、図-9 の水平方向のバラツキを検討した CASE5 と CASE6 は、

基礎幅が 5m の時に明確な差を生じている。同じ変位レベルに対する荷重は、平均した  $N$  値から地盤定数を算定した CASE5 の方が大きい。このことは、基礎幅が 10m と 20m の結果に対しても同様なことが言える。

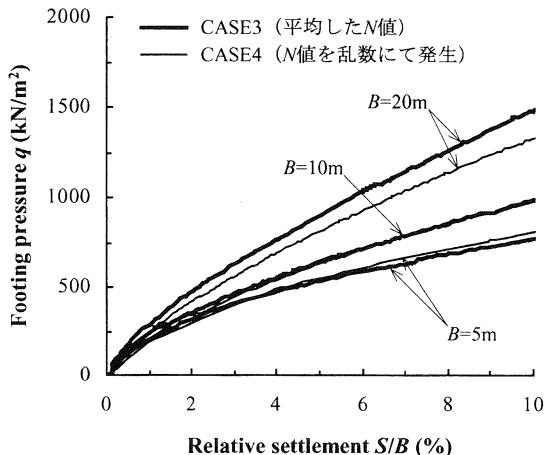


図-8 荷重強度ー相対沈下比曲線（鉛直バラツキモデル）

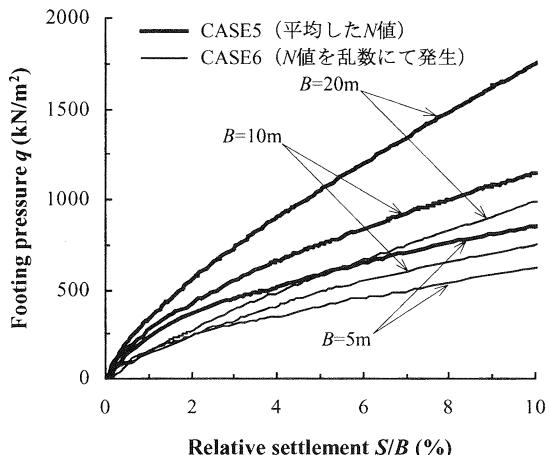


図-9 荷重強度ー相対沈下比曲線（水平バラツキモデル）

図-10 は、支持力比と基礎幅の関係である。支持力比  $BCR$  は、式(5)の分母の項を CASE3 と CASE5 とし、分子の項を CASE4 と CASE6 として算出した。鉛直方向と水平方向バラツキのモデルの支持力比は、基礎幅が増加すると低下している。鉛直方向バラツキのモデルの支持力比は、基礎幅が 5m で約 1.0 であり、 $N$  値のバラツキの影響が無い。しかし、基礎幅が増加した 20m の支持力比は、約 0.9 になり低下している。一方、水平方向バラツキのモデルの支持力比は、基礎幅が 5m で約 0.7 であり、基礎幅が 20m で約 0.5 となっている。以上のことから、本解析モデル地盤では、基礎幅が大きくなるほど  $N$  値のバラツキの影響を受けた。また、鉛直方向よりも水平方向  $N$  値のバラツキの影響が大きい。なお、詳細な検討は今後の課題とした。

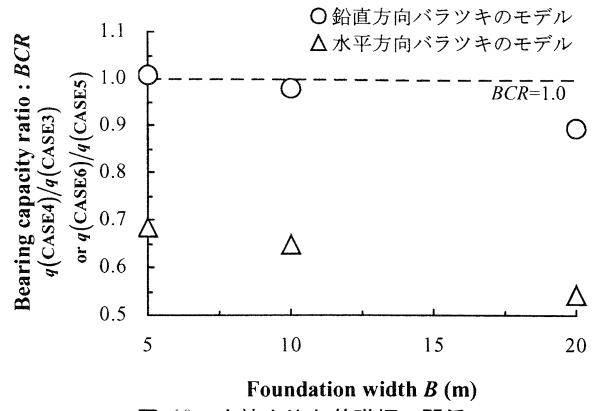


図-10 支持力比と基礎幅の関係

#### 4.まとめ

弾塑性 FEM 解析を用いて、 $N$  値のバラツキの影響が基礎の支持力に及ぼす影響について検討した。解析結果は支持力比を用いて評価し、以下の知見が得られた。

- (1) 鉛直方向バラツキのモデルを用いて、杭基礎の FEM 解析を行い、支持力比を用いて評価した。その結果、杭周面では支持力比が約 1.0 となり、 $N$  値のバラツキの影響が見られなかった。これに対して、杭先端では相対沈下比が 10% の時に支持力比が 1.19 となった。このことから、本解析での  $N$  値のバラツキを考慮した地盤モデルは、杭周面よりも杭先端に影響を及ぼす。
- (2) 鉛直方向と水平方向のバラツキのモデルを用いて、ケーソン基礎の FEM 解析を行った。その結果、基礎幅が大きくなると支持力比は低下する。そして、鉛直方向のバラツキよりも水平方向のバラツキの方が支持力に大きく影響を及ぼす。各モデルの支持力比の最小値は、鉛直方向のバラツキモデルで約 0.9 であり、水平方向のバラツキモデルで約 0.5 である。

#### 5.参考文献

- 1) 大内正敏・彭芳楽・清住真・日下部治：琉球石灰岩層を支持層とした基礎形式について、第 15 回沖縄地盤工学研究発表会概要集, pp.51-54, 2002
- 2) 日本道路橋協会：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編同解説），丸善，2002
- 3) 清住真・彭芳楽・大内正敏・日下部治：弾塑性 FEM に基づく琉球石灰岩層における杭の押込み試験の数値解析、第 48 回地盤工学シンポジウム、(投稿中)
- 4) 清住真・彭芳楽・大内正敏・日下部治：空洞を有する地盤の支持力特性に関する数値解析、第 50 回構造工学論文集、(投稿中)
- 5) 神村美州・親川克志・又吉康之：琉球石灰岩層を支持層とする鋼管杭の支持力特性について、第 37 回地盤工学研究発表会講演集, VOL2, pp.1435-1436, 2001
- 6) 土木学会：第 4 版・土木工学ハンドブック I, 技報堂出版, pp.395-423, 1989
- 7) PLAXIS Version7, Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Manual

# 琉球層群の打設杭による支持力の信頼性設計法への適用性に関する研究

琉球大学 環境建設工学科生 ○平木 幹啓

琉球大学 環境建設工学科生 安谷屋 賢

琉球大学 環境建設工学科 原 久夫

## 1 まえがき

沖縄県に広く分布する琉球層群は固結層と未固結層とが複雑に堆積した複合層で、空洞部、砂礫部、石灰岩部などが混在し、島尻層群を不整合に覆う地層である。この層は地層が不均一で、岩塊部や軟弱部の混在で強度にばらつきがある。そのため支持層とするには、設計、施工上の取り扱いが難しく、その取り扱いが統一されていないため基礎地盤としての信頼性が低いという問題がある。また琉球層群を支持層としている例もあるが、荷重の大きい構造物の設計においては、琉球層群の下部にある島尻層泥岩を支持層とすることが多い。従って、合理的に琉球層群を基礎地盤として評価する方法を確立することができれば経済的にも有用である。本研究では、琉球層群を効率よく支持層として取り入れることを目的に琉球層群のN値データを抽出し、その統計解析から琉球層群中に打設された杭の支持力の推定を試みた。算出にあたっては実測N値分布の平均値、標準偏差をもとに新たなN値分布を乱数によって発生させ、杭の支持力を求めるモンテカルロシミュレーション法を適用した。その結果の基本統計量とヒストグラムを作成し統計的特性を検討した。琉球層群のようなN値変動の激しい地層中に打設された杭を対象として、打設長と極限支持力の関係について考察した。これらの結果は、杭の支持力計算公式自体がもつ上限制限値や特性に支配されている。支持力機構がもっと解明されればより信頼性の高い信頼性設計法が確立されるだろう。

## 2 琉球層群のN値の統計特性

### 2.1 データの抽出方法

調査地域は、沖縄本島の古宇利島、宮古諸島の池間島、来間島、伊良部島であり、四ヶ所から地層の特性を十分把握できる数量を確保した。調査対象として収集したボーリング数を表-1に示す。これらの50地点のボーリング柱状図から対象層とするN値データをすべて選び出し、「自沈」、「反発」を除いた1214個を取り出し、整理した。

調査対象とした地層は、琉球石灰岩、砂礫層、砂質層などの琉球層群と判断される層を調査対象層とした。

### 2.2 N値の統計的処理

表-2は、N値、換算N値、 $\ln N$ 値、

$N \leq 50$ の基本統計量を示したものである。

表-2のN値の基本統計量では、平均値は29.74、標準偏差は16.25となっている。N値50以上あるいは、一回あたりの貫入量が30cm以上となるN値については、30cm貫入量相当値に換算したN値を解析対象とした。換算N値は0.353～1500と非常に広範囲にわたる。そのため換算N値の平均値は72.9、標準偏差は159となる。ヒストグラムのひずみ度は6.23となり、N値そのものでは統計的に扱いやすい正規分布とはかけ離れたものになる。N値のもつ属性が比率であることから、換算N値についてその対数をとり分布を調べること

表-1 収集したボーリング数

| 場所    | ボーリング数 | id番号  |
|-------|--------|-------|
| 池間地区  | 5      | 1～5   |
| 来間地区  | 25     | 6～30  |
| 古宇利地区 | 15     | 31～45 |
| 伊良部地区 | 5      | 46～50 |
| 合計    | 50     | 50    |

表-2 N値、換算N値、 $\ln N$ 値、 $N \leq 50$ の基本統計量

|      | N値    | 換算N値  | $\ln N$ 値 | $N \leq 50$ |
|------|-------|-------|-----------|-------------|
| 平均   | 29.74 | 72.92 | 3.425     | 22.38       |
| 標準誤差 | 0.467 | 4.565 | 0.036     | 0.421       |
| 中央値  | 28.00 | 28.00 | 3.332     | 21.00       |
| 最頻値  | 50.00 | 18.00 | 2.890     | 18.00       |
| 標準偏差 | 16.25 | 159.1 | 1.254     | 12.56       |
| 分散   | 264.2 | 25298 | 1.573     | 157.7       |
| 最小   | 1.000 | 0.353 | -1.041    | 0.353       |
| 最大   | 50.00 | 1500  | 7.313     | 50.00       |
| 標本数  | 1214  | 1214  | 1214      | 891.0       |
| 変動係数 | 0.547 | 2.181 | 0.366     | 0.561       |

が有効で、実際にそれらは平均値 3.42、標準偏差 1.254 の正規分布に従うことが示されている<sup>1</sup>。なお、これ以降では記述される N 値をすべて換算 N 値と表す。

### 2.3 杭の支持力公式と支持力計算のシミュレーション

杭の極限支持力は道路橋示方書（下部構造編）による(1)式（記号説明省略）で求めるものとする。

$$R_u = q_d A + U \sum l_i f_i \quad (1)$$

式中の各項の値は、杭径、打設長、N 値の深度分布が与えられると決定される。この式から計算される極限支持力は、N 値が大きくなると増大する構造をもつが、そのほかに  $q_d f_i$  に上限があることや N 値の深度分布形状に影響されるという特徴を持っている。

あるボーリング地点を対象とした地質調査による N 値データは、琉球層群の N 値母集団からのひとつの実現値と考えて、その平均値、標準偏差をつかい、N 値の対数が正規分布するものとして新たに N 値を発生させる。さらに、調査による N 値の深度方向について大小関係を一致させ、N 値の試行値系列に対し、琉球層群中への打設杭の極限支持力計算を(1)式により求める。このような試行を数多く行い、その調査地点において N 値の深度分布を考慮した杭の極限支持力の統計分布を調べるものである。計算条件は直径 60cm の鋼管杭を打設するものとして行った。

### 2.4 N 値の抽出方法

コレスキー行列による換算 N 値の抽出方法<sup>1</sup>の概要を式(2)～(4)に示す。

$$[n_i] = [c_{ij}] [a_j] + [\mu_i] \quad (2)$$

$$\begin{bmatrix} n_0 \\ n_1 \\ n_2 \\ n_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{11} & 0 & 0 & 0 \\ c_{21} & c_{22} & 0 & 0 \\ c_{31} & c_{32} & c_{33} & 0 \\ c_{41} & c_{42} & c_{43} & c_{44} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mu_0 \\ \mu_1 \\ \mu_2 \\ \mu_3 \end{bmatrix} \quad (2)$$

$n_0$  : オリジナル N 値

$\mu_i$  :  $n_i$  観測値の平均値 ( $i = 0 \sim 3$ )

$n_i$  : 10cm 区間打撃数 ( $i = 1, 2, 3$ )

$c_{ij}$  :  $\sigma_{ij}$  のコレスキー行列要素

$a_j$  : 0 ~ 1 の乱数 ( $j = 1, 2, 3$ )

$\sigma_{ij}$  :  $n_i, n_j$  の共分散行列

このときの  $a_0$  はオリジナル N 値を含む値となっている。式(3)

$$a_0 = \frac{n_0 - \mu_i}{c_{11}} \quad (3)$$

$$\begin{cases} n_1 = a_0 c_{21} + a_1 c_{22} + \mu_1 \\ n_2 = a_0 c_{31} + a_1 c_{32} + a_2 c_{33} + \mu_2 \\ n_3 = a_0 c_{41} + a_1 c_{42} + a_2 c_{43} + a_3 c_{44} + \mu_3 \end{cases} \quad (2)$$

$$n = n_1 + n_2 + n_3 \quad n : \text{抽出 N 値} \quad (4)$$

### 3 シミュレーション結果と考察

(1)式で与えられる極限支持力は杭径と打設長と N 値の関数となっており、N 値の分布形状にも左右される。ここでは実測の N 値データの中から途中に固結部と軟弱部を挟む形状パターンについての結果を示す。

図-1(A)は、琉球層群上位面を基点としたオリジナル N 値の深度分布と試行抽出して得られる N 値の

深度分布の一例を比較したものである。この図からシミュレーション抽出したN値分布はオリジナルN値の深度分布の特性をよく反映したものとなっていることが確認できる。このような抽出試行を500回行い、それぞれについて(1)式に基づいて極限支持力を計算し、その出現の様子から統計特性を調べる。このような作業を杭の打ち止め深度をかえて行い、対象地点琉球層群N値の深度分布を取り入れた支持力の確率変動を考察する。

図-1(B)はオリジナルN値分布から計算される先端支持力、摩擦抵抗力、極限支持力と杭の打ち止め深度との関係を示す。同様に図-1(C)は試行値から計算される支持力の平均値との関係を示す。両者の比較から、オリジナルN値分布からの支持力に大きな違いはないことがわかる。さらに摩擦力は打ち止め深度に比例して単調に増加すること、先端支持力は、先端部分のN値に依存することがわかる。またこの例では地盤中央の硬質部で打ち止めにしたほうが高い極限支持力が得られることを示しており、これを打ち抜いてしまうと不経済となるばかりか、全体の支持力が低下することになる。

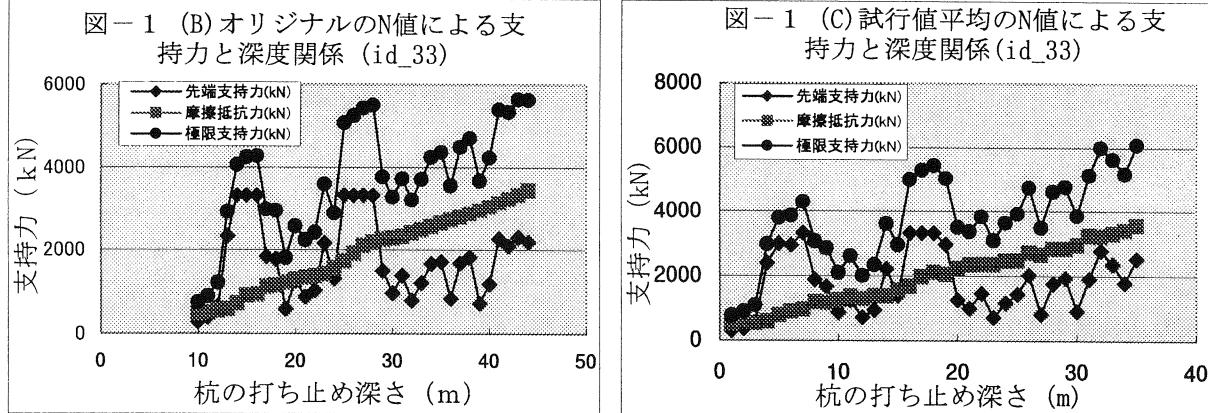
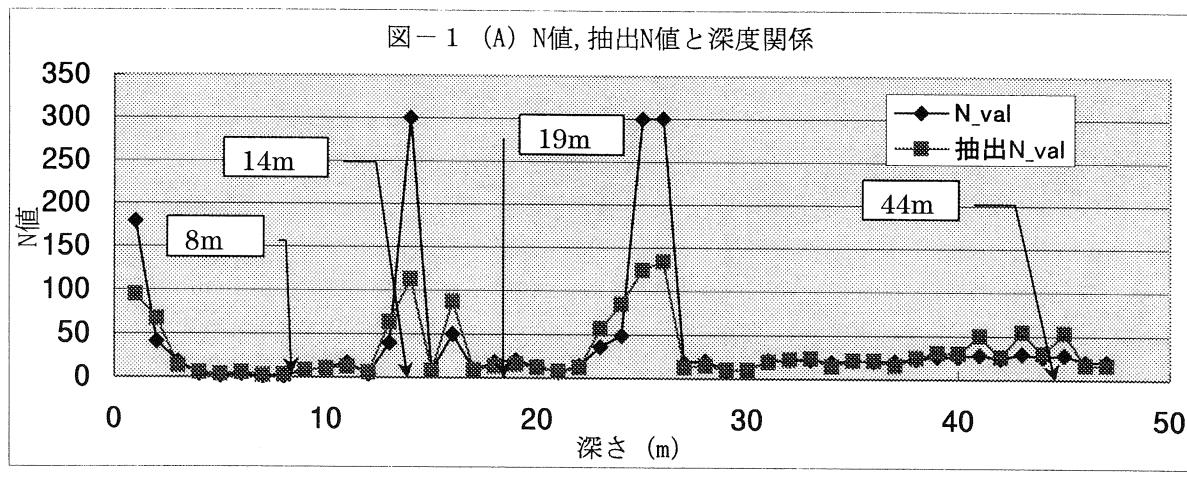
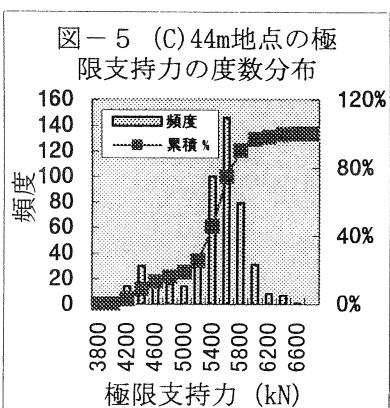
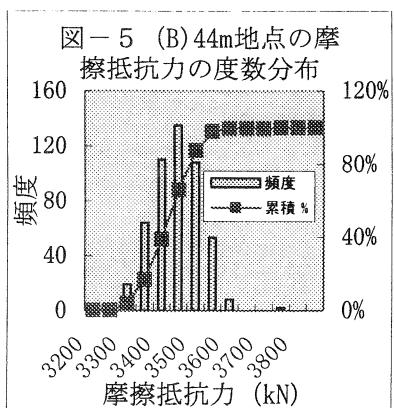
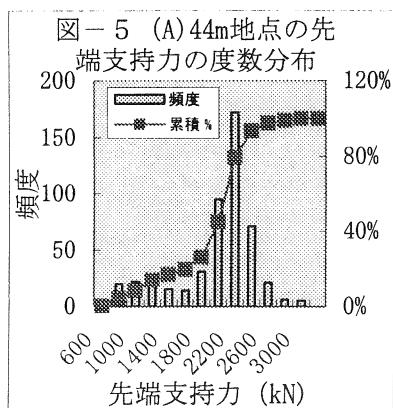
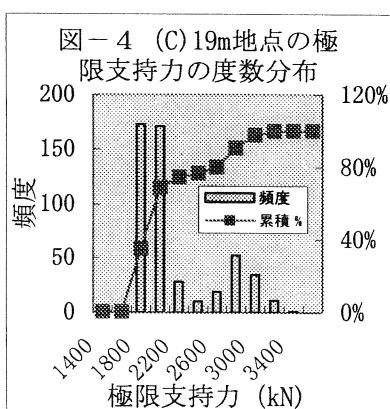
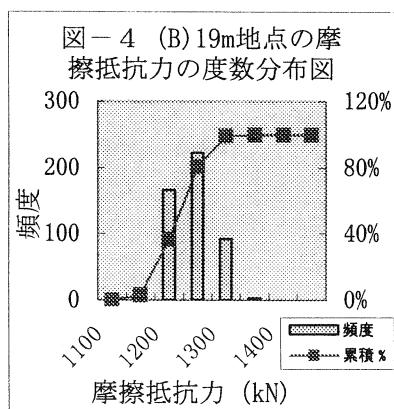
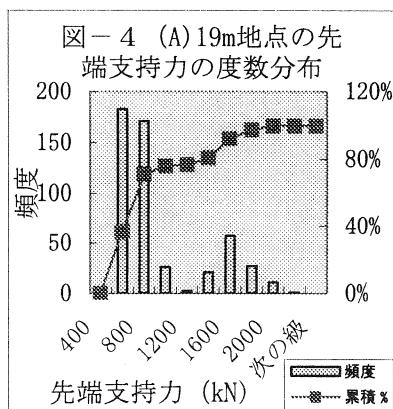
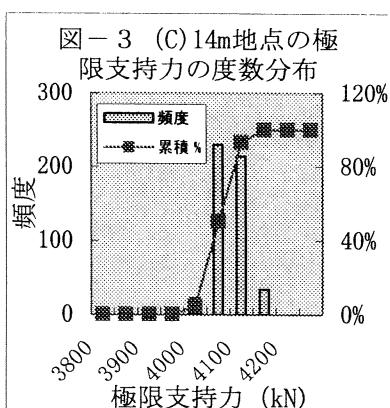
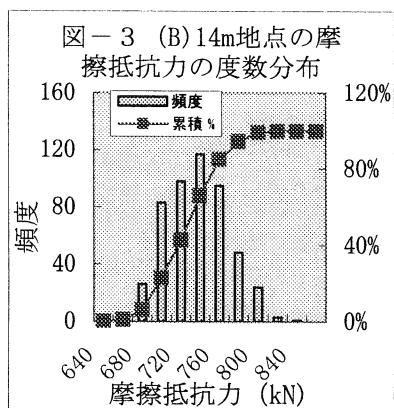
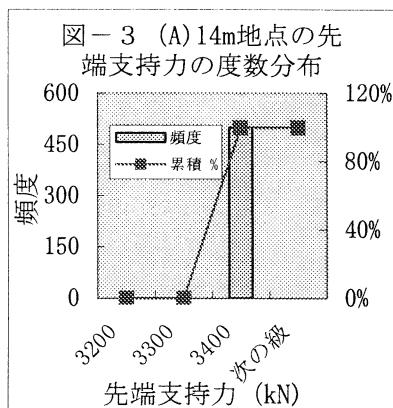
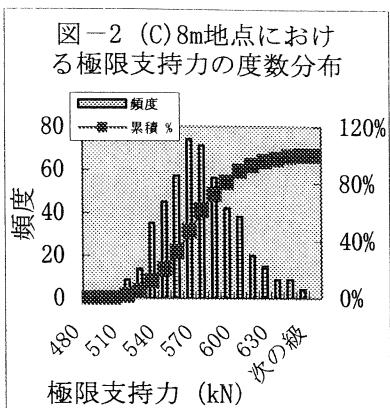
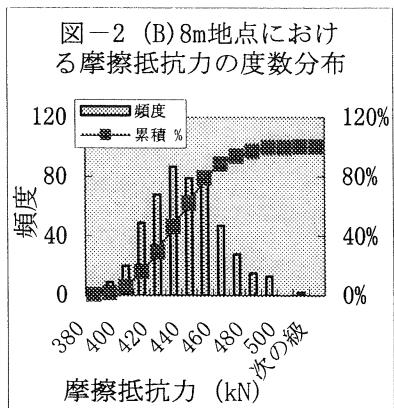
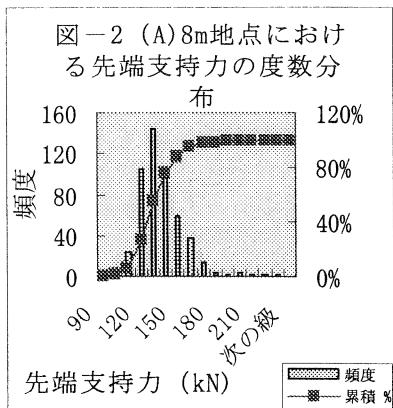


図-2～5の各(A), (B), (C)は試行による極限支持力の出現特性を示すヒストグラムの例で、打設深度8m, 14m, 19m, 44mの場合を示す。各図の(A), (B), (C)はそれぞれ先端支持力、摩擦抵抗力、極限支持力の頻度分布である。各図(A)に示すように先端支持力はいびつな分布形状を示し、摩擦抵抗力はほとんどの図が正規分布に近い分布になっている。また、極限支持力は先端支持力の影響を受け、正規分布に近い分布があまりみられない。

#### 4 まとめ

1. 地盤中央部の硬質部で高い極限支持力が得られるので、深く打ちすぎるとかえって支持力が低下する
2. 各深度地点での支持力の出現頻度分布は、先端支持力はいびつな分布形状を示し、摩擦抵抗力はほぼ正規分布に近い分布になる。
3. 荷重の変動がわかれば、破壊確率を評価でき、信頼性設計が可能となる。

参考文献\*1) 星谷勝, 石井清, 構造物の信頼性設計法, 第4章, 鹿島出版会, 1997



## 廃棄物埋立地盤における先端翼付回転貫入鋼管杭の適用（その1）

### — 廃棄物地盤の概要と杭工法の選定 —

那覇市・南風原町ごみ処理施設事務組合 高良 博  
那覇市・南風原町ごみ処理施設事務組合 島袋 朝則  
那覇市・南風原町ごみ処理施設事務組合 与座 晴美  
J F E エンジニアリング株式会社 ○南部 俊彦  
株式会社國場組 原田 繁利

### 1. はじめに

那覇市環境センターごみ焼却施設の老朽化により、沖縄県内初の廃棄物発電施設を持つ新ごみ処理施設（平成17年度完成予定）を既設工場棟に隣接した敷地内に建設中である。新工場棟が建設される地盤は、埋立て完了後約10年が経過した一般廃棄物最終処分場跡地である。工場棟の基礎工法としては、表層の覆土層の下から支持層となる島尻泥岩層まで数mから数十mの厚さの廃棄物層が存在することから、杭基礎工法を対象に検討を行い、本工場棟基礎工事においては先端翼付回転貫入鋼管杭工法を適用した。本報告（その1）では、工事に先立って実施した地盤調査結果の概要および杭工法の選定の概要について述べ、同題名（その2）では、試験工事で確認した杭の施工性、支持力特性および本工事の施工結果について述べる。

### 2. 工場棟建設地概要

工場棟建設地の総面積は約30000m<sup>2</sup>、処分場の埋立期間は昭和44年から平成5年であり、埋め立て開始から30年以上が経過している。当該地は、新第三紀の堆積層である島尻層群からなる丘陵地の南縁にあたり、丘陵地の谷部を利用し廃棄物の埋め立てがなされている。図-1に示すように、建設地の南方では廃棄物により長大なのり面が造成され、高速道路が高架橋構造をもって通過する。また、建設地の北方は首里城周辺にあたり、地域において象徴的な弁ヶ岳（標高165.6m）が存在するとともに、開邦高校、県営住宅等の住居地域が隣接する。

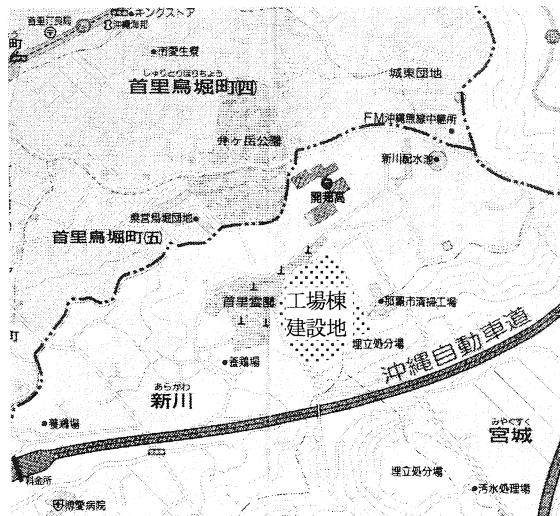


図-1 建設地周辺状況

### 3. 廃棄物埋立地盤の特性

工場棟建設にあたり事前に実施した地盤調査結果の概要について示す。図-2にボーリング位置を、図-3に地層断面図(Line I断面)を示す。調査地の地層は、覆土層、廃棄物層、風化泥岩層、島尻層群に分けられる。このうち廃棄物層は最も厚い部分で44m(No. M孔)の層厚があり、調査地の北側(開邦高校側)から南側(高速道路側)に向かって、すなわち現地形の山側から標高の低い方向に層厚が増している。

建設地の基盤をなす島尻層群は泥岩からなり、所々に砂岩の薄層を挟む。図-4には支持層(未風化島尻層)上端レベルの分布状況(支持層センター)を示すが、工場棟建屋の範囲内において支持層には約35m程度の比高差がある。

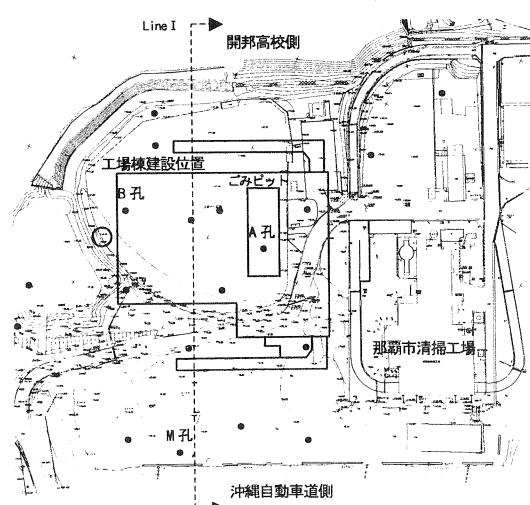


図-2 ボーリング位置図(図中の●の位置)

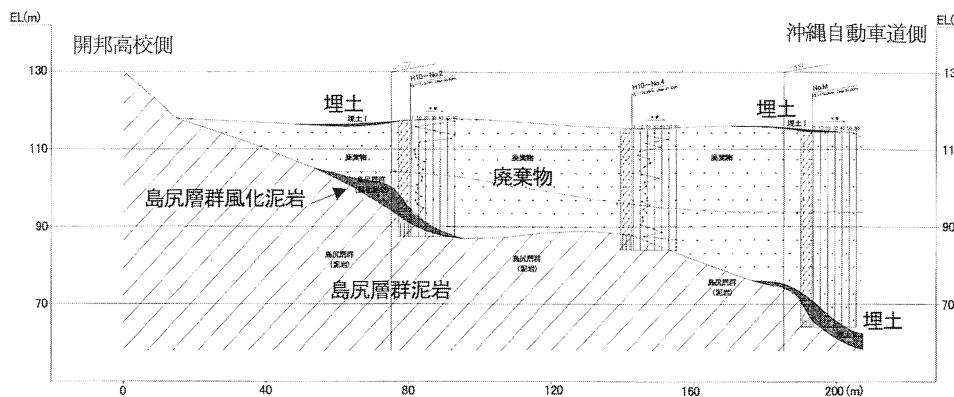


図-3 地層断面図 (Line I)

工場棟基礎の設計・施工に関し、廃棄物層および島尻層群泥岩層の特性把握として行った試験・分析を表-1に示す。以下にこれらの試験・分析結果を示す。

表-1 主に基礎設計・施工に関する建設地盤の試験・分析

| 項目   | 主な目的                                  |  |
|------|---------------------------------------|--|
| 物理特性 | 廃棄物の組成・成分分析<br>廃棄物層の温度検層              | 廃棄物の構成把握<br>廃棄物の分解反応状況の把握                    |
| 地盤環境 | 廃棄物層からの湧出ガス分析                         | 廃棄物の分解反応状況の把握<br>施工環境・安全性の把握                 |
| 力学特性 | 廃棄物層の標準貫入試験、孔内水平載荷試験<br>島尻層群泥岩の一軸圧縮試験 | 杭基礎の横方向抵抗力に関する地盤定数の把握<br>杭基礎先端支持力に関する地盤定数の把握 |

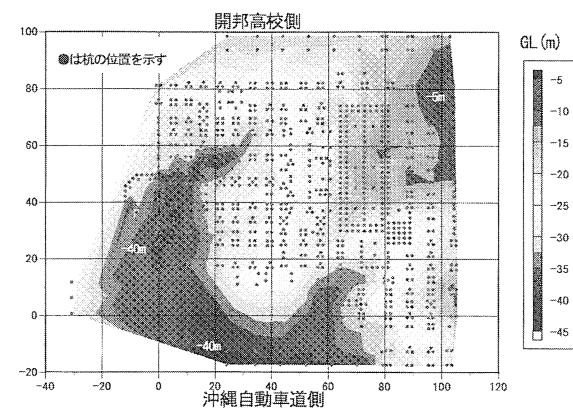


図-4 支持層レベルの分布状況 (杭施工記録から算出)

### (1) 廃棄物の組成・成分

廃棄物の組成・成分の一例を図-5に示す。

分析は、ボーリング採取試料により深さ方向に数ヶ所で行った。ごみ組成は、全般に雑物類、木竹類、不燃物、プラスチック等が主体で、分解性の紙・繊維・厨芥は少ない傾向にある。よって、廃棄物層は分解が進んだ状況にあると推測される。

### (2) 廃棄物層の地温

ボーリング孔内温度検層による廃棄物層の地温分布の一例を図-6に示す。廃棄物層の地温は概ね20~30°Cの範囲にあり、平成10年の既往測定値と同程度の地温分布である。よって、廃棄物層は異常な高温でなく、分解終末期に該当すると考えられる。

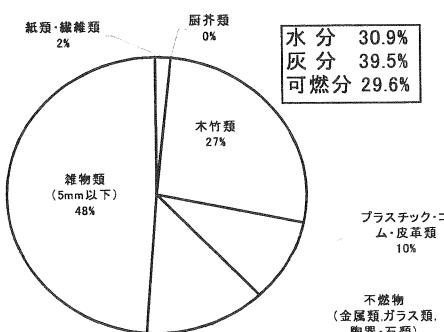


図-5 ごみ組成・成分分析結果

(試料: No. A孔深度 10.0~12.0m)

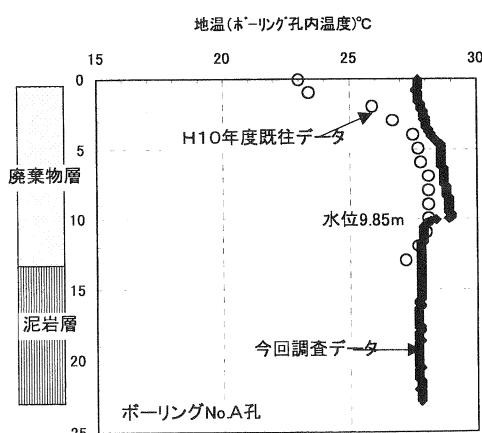


図-6 廃棄物層の地温分布

### (3)湧出ガスの測定・分析

調査ボーリング孔(No. A孔)、及び廃棄物埋立地に設置されているガス抜き管を利用し廃棄物層から湧出するガスの測定と分析を行った。

#### ①ガス圧・流量

ボーリング孔及び、ガス抜き管の口元において、マノメータ式圧力計、石けん膜流量計によるガス圧・流量測定を行ったが、いずれも認められなかった。

#### ②ガス組成・濃度分析

平成10年の既往分析値と併せて、ガス分析結果を表-2に示す。ボーリング孔ではCH<sub>4</sub>濃度が多く、また、ガス抜き管ではCH<sub>4</sub>とCO<sub>2</sub>が同じ程度で存在するなど場所により組成割合は変わるが、平成10年の既往分析値と比べて顕著な変化はみられず、ガス組成は概ね定常である。

以上のガス測定・分析の結果から、廃棄物土壌は安定な状態にあると判断される。

### (4)廃棄物層のN値、変形特性

廃棄物層のN値の深度分布及びヒストグラムを図-7に示す。N値は、多くは5~20程度にある。N値のばらつきは、廃棄物の種類、組成、埋立状況及び埋立からの経過時間によるものと考えられる。

ボーリング孔を利用した孔内水平載荷試験により得られた廃棄物層の変形係数を図-8に示す。変形係数は、多くは1000~5000kN/m<sup>2</sup>の範囲で得られ、突出した高い値を除く平均値は4050kN/m<sup>2</sup>であった。変形係数もN値と同様にばらつき、深さ方向への増加傾向等は認められない。

なお、孔内水平載荷試験の実施においては、対象が廃棄物層であることから、孔壁の乱れや不均質さによる試験データへの影響が通常の土質地盤より大きいことが懸念されたが、図-9に示すような良好なデータも得られたことから、廃棄物層においても孔内水平載荷試験による変形特性の評価は妥当と判断される。

表-2 廃棄物層からの湧出ガス測定・分析結果

| 測定・分析項目                | 工場棟建設位置のボーリング孔           |             | ガス抜き管                   |        |
|------------------------|--------------------------|-------------|-------------------------|--------|
|                        | H10年度                    | 今回調査(No.A孔) | H10年度                   | 今回調査   |
| ガス圧                    | 0.1mmH <sub>2</sub> O未満  | 認められない      | 0.1mmH <sub>2</sub> O未満 | 認められない |
| ガス流量                   | 0.1m <sup>3</sup> /min未満 | 認められない      | 0.3m <sup>3</sup> /min  | 認められない |
| CH <sub>4</sub> (vol%) | 48                       | 41.4        | 14                      | 18.9   |
| CO <sub>2</sub> (vol%) | 33                       | 20          | 18.8                    | 16.7   |
| H <sub>2</sub> S (ppm) | 40                       | 定量下限未満      | 8.2                     | 定量下限未満 |
| NH <sub>3</sub> (ppm)  | 定量下限未満                   | 定量下限未満      | 定量下限未満                  | 定量下限未満 |
| O <sub>2</sub> (vol%)  | 0.5                      | 3.5         | 1.2                     | 3.7    |
| N <sub>2</sub> (vol%)  | 18.5                     | 35          | 66                      | 59.7   |
| その他                    | 0.0                      | 0.1         | 0.0                     | 1.0    |

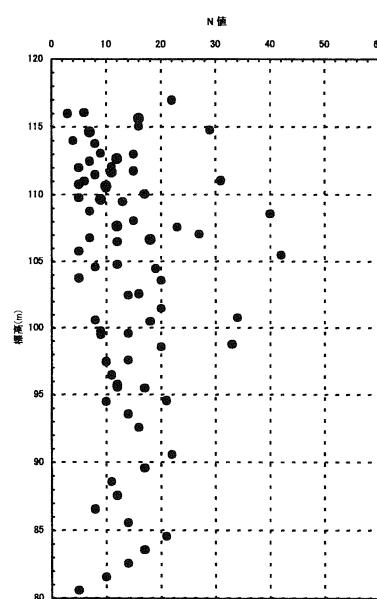


図-7(a) 廃棄物層のN値深度分布

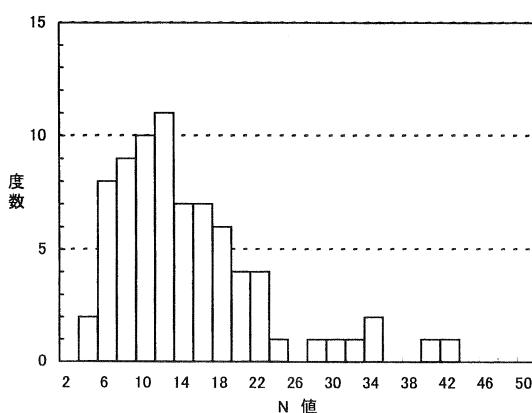


図-7(b) 廃棄物層のN値ヒストグラム

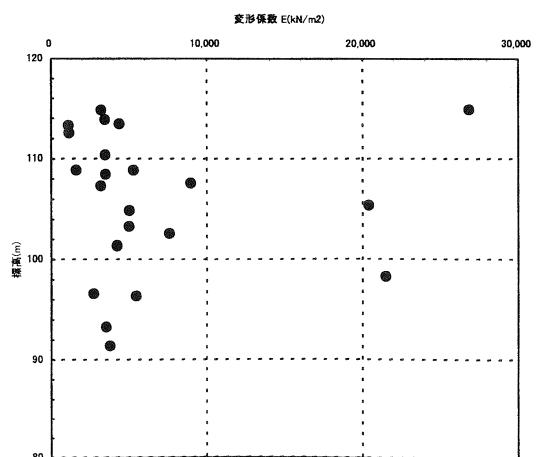


図-8 廃棄物層の変形係数  
(孔内水平載荷試験結果)

### (5) 島尻層群泥岩層の一軸圧縮強さ

試験はボーリング No. A 孔のコア試料を用いて、深度方向に 5 箇所で行った。試験結果を表-3 に示す。島尻層群泥岩層の一軸圧縮強さは、 $q_u=1122\sim2760\text{kN/m}^2$ 、変形係数は  $E_{50}=166\sim607\text{MN/m}^2$ 、湿潤密度は  $1.95\sim2.09\text{g/cm}^3$  であり、今回の試験データは既往の試験データ<sup>1)</sup>の範囲内にある。

表-3 島尻層群泥岩の一軸圧縮強さ

| No. | 深度(m)       | 湿潤密度<br>$\rho_t(\text{g/cm}^3)$ | 一軸圧縮強さ<br>$q_u(\text{kN/m}^2)$ | 破壊ひずみ<br>$\varepsilon (\%)$ | 変形係数<br>$E(\text{MN/m}^2)$ |
|-----|-------------|---------------------------------|--------------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| 1   | 18.55~18.70 | 2.063                           | 1,122                          | 0.74                        | 166                        |
| 2   | 18.87~19.00 | 2.052                           | 2,300                          | 0.60                        | 532                        |
| 3   | 20.60~20.80 | 1.955                           | 1,409                          | 0.61                        | 324                        |
| 4   | 22.40~22.55 | 2.085                           | 2,760                          | 0.54                        | 575                        |
| 5   | 22.55~22.70 | 2.095                           | 2,336                          | 0.43                        | 607                        |

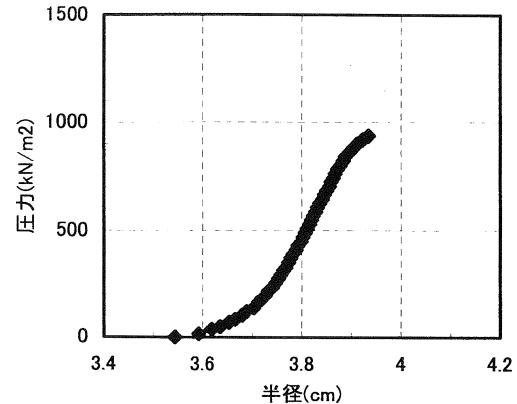


図-9 廃棄物層の孔内水平載荷試験データの一例  
(試験ゾンデの加圧力と半径の関係)

### 4. 杭工法の選定

杭工法の選定については、調査結果を基に、環境対策としての振動騒音の観点、杭工法の認定の有無、廃棄物埋立層の中障害物に対する杭の施工性、支持層である島尻泥岩層への杭の施工性、杭の施工に伴う排土量、杭体の健全性・耐久性、杭施工時の湧出ガス・悪臭の発生、不発弾対策の難易度、等の項目を検討し、本工事においては先端翼付回転貫入鋼管杭工法を選定した。

先端翼付回転貫入鋼管杭は杭先端に 2 分割した傾斜円盤（つばさ）をつけた鋼管を回転させながら地盤にねじ込むことにより支持層に定着させる工法であり、低振動、低騒音および無排土で施工ができるという特徴がある。また、逆回転により引抜くことが可能であるため、施工中に障害物が発見された場合にも別途補助工法での対応が可能であると考えられ、当該地盤に最も適応性があるものと判断された。しかしながら、先端翼付回転貫入鋼管杭工法は廃棄物地盤および島尻層群泥岩層での施工実績がないため、採用にあたっては、本工事に先立ち現地で試験施工を行い、施工性および支持力特性を確認した。試験結果については同題名（その2 杭工事の概要）<sup>2)</sup>を参照されたい。

### 5. おわりに

本建設工事の設計・施工あたり、琉球大学名誉教授上原方成先生、琉球大学加藤 進助教授には、工法選定から試験施工および本工事において、特に沖縄の地盤特性に関し、御助言頂いたことに感謝いたします。

### 参考文献

- 1) 上原地盤工学研究所島尻泥岩分科会：島尻泥岩の新里層に関する考察、第 15 回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集, pp. 5~6, 2002
- 2) 幸地他：廃棄物埋立地盤における先端翼付回転貫入鋼管杭の適用（その2）－杭工事の概要－、第 16 回沖縄地盤工学研究発表会発表予定, 2003 年 11 月

## 廃棄物埋立地盤における先端翼付回転貫入鋼管杭の適用（その2）

### —杭工事の概要—

那覇市・南風原町ごみ処理施設事務組合  
那覇市・南風原町ごみ処理施設事務組合  
日建技術コンサルタント  
JFEエンジニアリング株式会社  
千代田工営株式会社

幸地 貴  
山川 宗大  
高嶋 登志男  
永美 達男  
○ 大杉 富美一

### 1. はじめに

同題名（その1）<sup>1)</sup>で報告した新工場棟建設工事においては、本工事に先立ち、基礎杭として検討した先端翼付回転貫入鋼管杭の施工性と支持力について試験工事を実施しその適用性を確認した後、本工事に着工した。本文では、試験工事において確認した下記の項目および本工事の施工結果を報告する。

- 廃棄物層の貫通の可否
- 支持層への根入れの可否
- 杭の先端支持力
- 杭の水平抵抗力

### 2. 施工試験

当該工事敷地では、19本のボーリング調査を実施した。代表例としてボーリングNo.B孔<sup>1)</sup>の柱状図を図1に示す。試験工事は、この地盤調査位置付近において実施した。試験に用いた杭の種類と施工機械の仕様を表1・2に示す。廃棄物層の貫通・支持層への根入れの可否や翼径の違い（2D, 2.25D:Dは杭の直径）と翼取付け角度の違い（7.2°, 14.4°）が支持層、廃棄物層への貫入性に与える影響を調査した。なお、試験杭の配置と地盤調査位置の関係は図2に示した。

表1 試験杭の仕様（mm）

| 杭径 D <sub>o</sub> | 翼径 D <sub>w</sub> | 翼角度   | 杭の番号等       |
|-------------------|-------------------|-------|-------------|
| 508               | 1,016             | 7.2°  | 4・6・8・水平載荷杭 |
| 508               | 1,016             | 10°   | 7           |
| 508               | 1,016             | 14.4° | 2・5・押込み試験杭  |
| 508               | 1,143             | 14.4° | 1・3         |

表2 施工機械の仕様

| 機械    | 仕様                  |
|-------|---------------------|
| 杭打ち機械 | 吊り能力 60t・全装備重量 120t |
| 掘削モータ | 240HP（回転数 5.7rpm）   |

廃棄物層を構成する成分は、文献1)に示されているが、図1にみられるように部分的に高いN値を示す箇所があり、地中障害の存在が予想される。また、支持層である島尻泥岩層のN値は図3に示す通り換算値で

50～200の間に分布しており、深度方向に増加傾向は見受けられない。

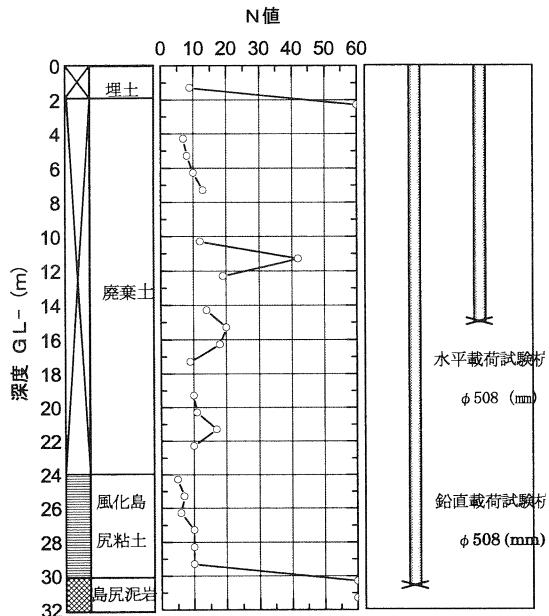


図1. 試験工事位置の地盤

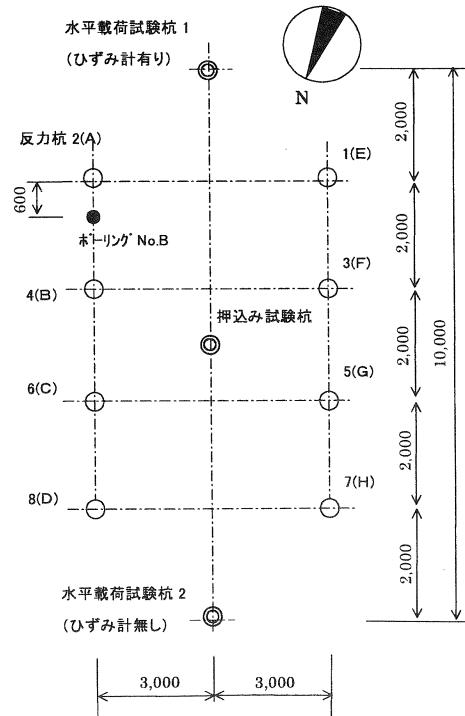


図2. 試験杭配置と地盤調査位置

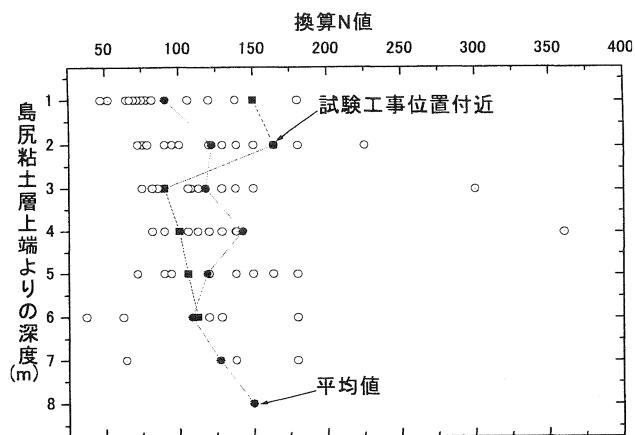


図3. 島尻泥岩層のN値分

表3 施工試験の結果

| 翼の種類<br>(翼径/杭径)<br>(翼傾斜角) | 回転貫入時間(分) 水平1・2は除外 |       |     |       |
|---------------------------|--------------------|-------|-----|-------|
|                           | 実質回転<br>貫入時間       | 非貫入時間 |     | 合計    |
|                           |                    | 非支持層  | 支持層 |       |
| 2.00倍 7.2度                | 80.7               | 46.1  | 0.7 | 138.5 |
| 2.00倍 14.4度               | 54.8               | 11.1  | 5.8 | 71.7  |
| 2.25倍 14.4度               | 62.9               | 10.7  | 3.9 | 77.5  |

押し込み試験杭は、島尻泥岩層へ杭径相当である50cmの根入れを行った。反力杭は十分な引抜き抵抗が発揮出来るよう支持層への根入れを増やし、1~1.5m根入した。

翼の形状(翼径/杭径と傾斜角)別に、これらの杭が掘削に要した時間を、表3に示した。溶接時間は杭の板厚により変ること、また準備時間は試験工事性格上中間で各種の計測等により作業が中断されるため比較対象から除外した。

杭の貫入性が低下した場合、若しくは回転トルクが機械能力の上限に近づいた場合には一旦施工された深度で正・逆回転による上下動を行っている。これらの作業時間が多いほど掘削性が悪いことになる。廃棄物層における正・逆回転による上下動作業は、主に翼間にゴミが詰まり貫入性が低下した場合行う。

一方、支持層での正・逆回転による上下動作業は、回転トルクが大きくなった場合の処置であり、支持層への根入れの困難度を表す。

最も施工性が良いのは、翼径が本体径の2倍、翼の

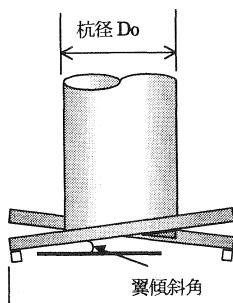


図4 杭先端形状

傾斜角が14.4度のものであった。同じ翼の傾斜角(14.4度)では、翼径が本体径の2倍のものより2.25倍の方が施工時間は長くなっている。翼傾斜角が7.2度の杭は、支持層中での正・逆回転による上下動作業時間はほとんどなかったが、廃棄物層では、全回転貫入時間138.5分のうち約1/3相当に当たる46.1分が杭の貫入に寄与しない正・逆回転による上下動作業時間であった。これらの結果から、廃棄物層の施工性は翼傾斜角が14.4度の杭の方が、支持層の施工性は傾斜角7.2度の杭の方が良いことが分かる。今回の施工試験結果からは、合計の回転貫入時間は翼傾斜角14.4度の杭の方が短く、廃棄物の種類によっては異なる可能性はあるが、当該地盤においては翼の傾斜角14.4度が適しているものと判断した。

### 3. 支持力試験

押し込み試験の結果を図5-1~5-5に示した。1荷重階を800kNとして載荷したが、4,000kNから4,800kNに増加する段階において極限荷重4,200kNに達した。

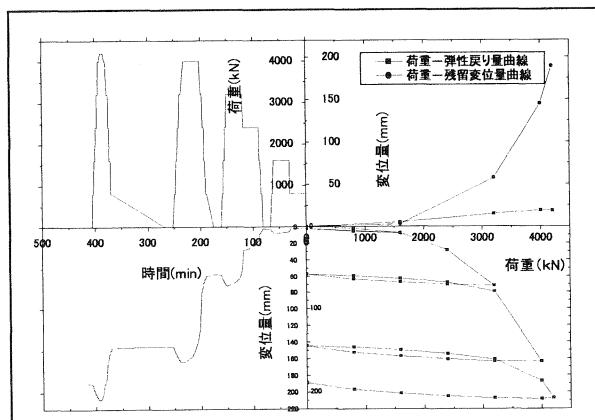


図5-1 試験結果総合

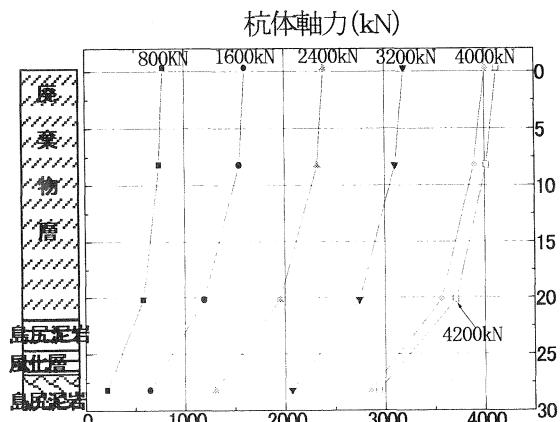


図5-2 杭体軸力分布図

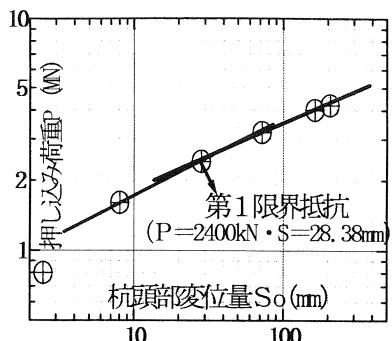
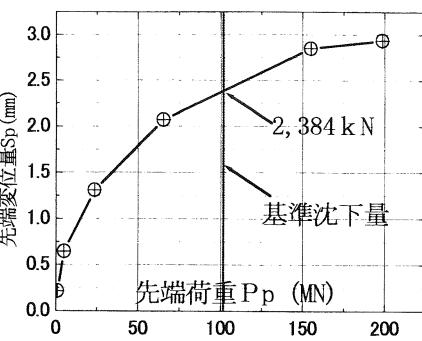
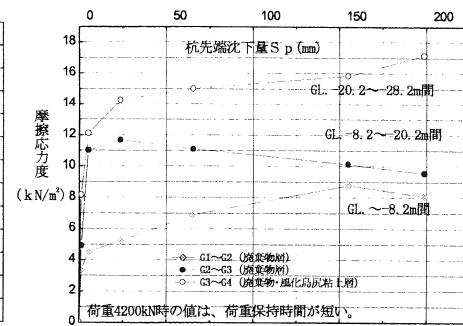
図 5-3  $\log P \sim \log S_o$  曲線図 5-4 先端荷重  $P_p$  と先端変位量  $S_p$  曲線

図 5-5 杭先端沈下量と摩擦応力度の関係図

第1限界抵抗の判定値は明確ではないが、杭の設計定数として必要な基準沈下量（杭先端沈下量が杭先端直径の10%）時の杭先端支持力は2,384kN、先端面積当たりの支持力度は $2.94\text{MN}/\text{m}^2$ となることが分かり、当該敷地内の島尻泥岩層へつばさ杭を施工した場合の先端支持力度が求められた。当該地盤における支持層である島尻泥岩は、与那原層に属しその一軸圧縮強度 $q_u$ は、地表面からの深度とは無関係に $0.1\sim4\text{MN}/\text{m}^2$ とされている。<sup>2)</sup> 本敷地で実施された地盤調査結果も $q_u$ は、 $1.1\sim2.8\text{MN}/\text{m}^2$ であった。最も地表面に近い試料の $q_u$ は $1.1\text{ MN}/\text{m}^2$ であり、杭の先端支持力度（翼面積当たり） $2,941\text{ kN}/\text{m}^2$ を $q_u$ で表現すると $2.7 q_u$ となる。また先端部の平均N値は、換算値で150であり、設計上平均Nの上限を60とした場合の支持力係数は49となる。一般の砂・砂礫層では、N値を用いた支持力係数は、132となっている。<sup>3)</sup>

表 4 試験の判定結果一覧表

| 第1限界抵抗<br>(kN) | 第2限界抵抗 (kN) |       |
|----------------|-------------|-------|
|                | 杭頭抵抗        | 先端抵抗  |
| 2,400～3,200    | 3,523       | 2,384 |

島尻泥岩層にあっては、N値を用いて先端支持力を求めると過大な値となり、一軸圧縮強度 $q_u$ の3倍を、先端支持力とすると妥当な値が得られる。

表5には、杭の周面摩擦力の測定結果を示したが、先端支持力と同様N値の割に低い値となっている。

表 5 摩擦応力度 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

| 測定区間             | 土質名称       | 摩擦応力度 |
|------------------|------------|-------|
| GL.-20.2～-28.2m間 | 廃棄物・風化粘性土層 | 15.3  |
| GL.-8.2～-20.2m間  | 廃棄物層       | 10.7  |
| GL.～-8.2m間       | 廃棄物層       | 7.6   |

N値50以上の島尻泥岩層に支持された場所打ち

杭（全周回転）の支持力<sup>2)</sup>と今回の試験結果を比較すると、前者が $3.8\sim4.6\text{MN}/\text{m}^2$ に対して、先端翼付回転貫入鋼管杭の支持力は、翼の単位面積当たりでは小さいが鋼管本体径で比較すると $11.86\text{MN}/\text{m}^2$ に相当し非常に大きい。

水平載荷試験は、廃棄物層の試験例が少なく変動状況を把握するため試験杭2本について実施した。

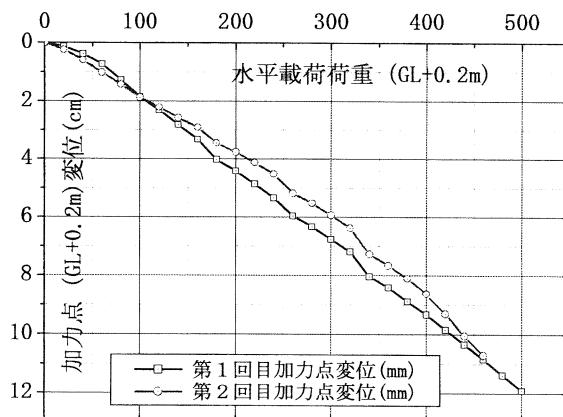


図 6-1 水平載荷荷重と変位量の関係図

加力点変位（加力点 GL+0.2m 位置） $y_o$ ・荷重  $Q$  の関係は、Chang の式によると下式で表わされる。この式におけると加力点変位  $y_o$  の関係から特性値  $\beta$  を逆算し、地盤反力係数  $E_o$  を求め図6-2に示した。

$$y_o = Q / 3EI \beta^3 \cdot [(1 + \beta h)^{-3} + 0.5] \quad (1)$$

ここで、 $h$ ：加力点高さ、 $EI$ ：杭の曲げ剛性、

$\beta$ ：特性値

この結果、基準変位（杭地表面変位が1cm時）の地盤反力係数  $E_o$  を読み取ると $2.160\text{MN}/\text{m}^2$ （第1回目）・ $1.664\text{MN}/\text{m}^2$ （第2回目）となった。杭の水平載荷試験から得られた地盤反力係数  $E_o$  は、ボーリングBにおける地表付近のLLT試験値  $E_o$  ( $1.146\text{MN}/\text{m}^2$ ) より50%程度大きな値となっている。

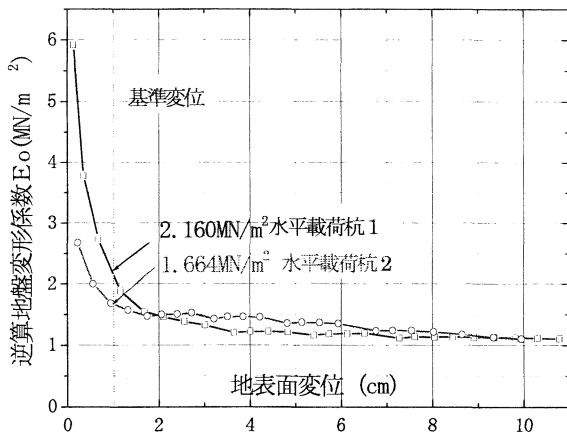


図6-2 地表面変位量と逆算地盤変形係数の関係図

#### 4. 本工事の施工結果

試験工事の結果より、本工事における杭の支持力は、杭周摩擦力は無視して翼面積当たり  $2.94 \text{ MN/m}^2$  の支持力で設計した。また、水平方向の地盤反力係数は、LLT 試験の結果を用いた。

試験工事より、当該施工地盤には以下の特徴があり、支持層上面には起伏があることが予想された。

- 工場棟建屋範囲内において支持層となる島尻泥岩層の深度に約 35m 程度の比高差がある。
- 試験工事における  $6 \times 6\text{m}$  の範囲で支持層の深度に  $2.4\text{m}$  の高低差があった。
- 元の敷地が谷地形であり、廃棄物埋立により造成されたことから元地形に人為的改変が加えられている。
- 島尻泥岩は風化の程度に差が生じる。

また不発弾の有無を調査する必要もあり、施工杭全数(966 本)に対して不発弾の調査と支持層確認を目的とした鉛直磁気探査を実施した。ただし、ここで実施した支持層確認では、標準貫入試験は行っておらず、ボーリング機械の重量相当の約  $20\text{kN}$  でボーリングロッドを押し、貫入しなかった場合を未風化の島尻泥岩と判断するものである。本工事においては、最初の十数本の杭施工時に、鉛直磁気探査ボーリングから推定された支持層レベルと杭施工時に判定された支持層レベルの相関性を調べた。両者に差異はあるが、おおむね一致することから、鉛直磁気調査用ボーリングによる推定支持層を想定支持層とし、必要杭長を決め杭を施工した。

先端翼付回転貫入鋼管杭の施工においては、地層の変わり目で地盤の硬さが変われば、掘削トルクや杭の1回転当たり貫入量の変化として表れる。施工時に、掘削モータに流れる電流値と施工時間を記録し、杭先

端深度別に整理すると図 7 に示すような杭の施工記録が得られる。同図の掘削トルク  $Tr$  は平均電流から変換し、杭1回転当たり貫入量  $S$  は、該当区間の施工時間からを算出している。また硬さ指標  $K=Tr/S$  である。

図 7 にあるとおり、廃棄物層から風化島尻泥岩層への変化は掘削トルクの上昇となって表れ、更に深くまで杭を施工し支持層である泥岩層に達すると杭が1回転して貫入する量が減少する。これらの変化点を地層の変わり目と判断し、個々の杭施工記録図より、廃棄物層・風化島尻粘土・支持（泥岩）層の判定をした。

鉛直磁気探査ボーリングと施工結果による支持層レベルの差異は、概ね  $2\text{m}$  以内の差となっており、平均値では施工結果が  $25\text{cm}$  深くなっていた。平均すると杭1本あたりの施工長は  $26.8\text{m}$ 、継手箇所数は 1.4、回転貫入時間は 75 分、島尻層群泥岩層への根入は  $1.4\text{m}$  であった。

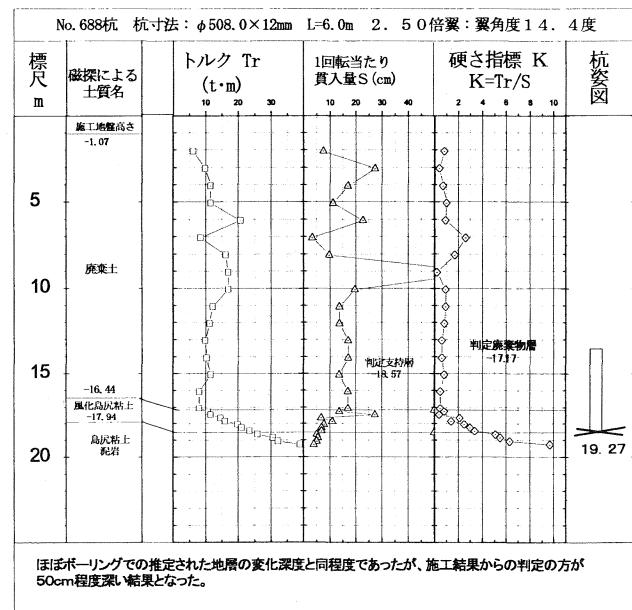


図7 杭の施工記録例

#### 5. おわりに

本建設工事の設計・施工にあたり、琉球大学名誉教授上原方成先生と琉球大学加藤進助教授には、工法選定から試験施工および本工事において、特に沖縄の地盤特性に関し御助言頂いたことに感謝いたします。

参考文献 1) 高良他：廃棄物埋立地盤における先端翼付回転貫入鋼管杭の適用 (その 1)、第 16 回沖縄地盤工学研究発表会発表予定、2003 年 11 月  
2) 沖縄総合事務局南部国道事務所：島尻泥岩上の橋梁基礎工設計・施工指針 (案)；1998 年 3 月 3) 基礎工；つばさ杭；2003 年 9 月 pp. 69~72

# 生分解性プラスチックを用いた地盤改良工（ラクトボード工法）の沖縄県における適用性について

蝶理株式会社 産業資材 BU 須山泰行

## 1. はじめに

沖縄県においても中城湾港地区埋立事業などで、これまで軟弱地盤改良工法としてプラスチックボードドレン工は一般的に使用されてきた。

従来のプラスチックボードは、ポリエステルやポリプロピレンに代表されるいわゆるプラスチックでできた製品であるが、今回環境に配慮した製品として、100%生分解性プラスチックを使用したボード（ラクトボード）が開発された。

生分解性プラスチックとは、使用状態では従来のプラスチックと同等の機能を有し、使用後廃棄された時は土中または海水中などの微生物により分解され、最終的に水と二酸化炭素になるプラスチックのことである。従来の製品では、ドレン打設後に掘削などの工事がある場合、その掘削土に含まれるプラスチックボードは分類、産業廃棄物処理が必要であったが、ラクトボードはその必要がない。また、この生分解性プラスチックはそれ自体通常のプラスチックに比べて、生産過程におけるエネルギー消費量が少なく、また焼却処分する場合でも、発熱量が低いため焼却炉への負担が少なく、その発生ガスもクリーンである。

現在、沖縄県でも産業廃棄物の最終処分地の不足などが懸念されており、処分場の建設促進とともにゴミの減量化が課題となっている。

ここではラクトボードの九州における施工実証を紹介しながら、沖縄県における適用性を検討した。

## 2. 製品の概要

ラクトボードは、フィルター、コア材、接着材の3つの部品でできているが、主成分をトウモロコシから生成されたポリ乳酸を使用している、100%生分解製品である。したがって、ラクトボードはグリーンプラ製品でありバイオマスプロダクトである。

### 2-1 成分

芯材 : ポリ乳酸（三井化学 商品名レイシア）を主成分とする、完全生分解素材である。

フィルター : ポリ乳酸樹脂を使用したスパンボンド不織布を 100%使用、完全生分解素材である。

接着剤 : ポリ乳酸樹脂を 100%使用、完全性分解素材である。

### 2-2 物性

引張強度 (kN/全幅) JIS A 1218 準拠

乾燥標準部 : 200kN 以上

湿潤標準部 : 200kN 以上

乾燥接合部 : 200kN 以上

湿潤接合部 : 200kN 以上

透水係数 (cm/秒) JIS A 6745 準拠

垂直 :  $1.0 \times 100$  cm/秒以上

水平 :  $1.0 \times 10^{-2}$  cm/秒以上

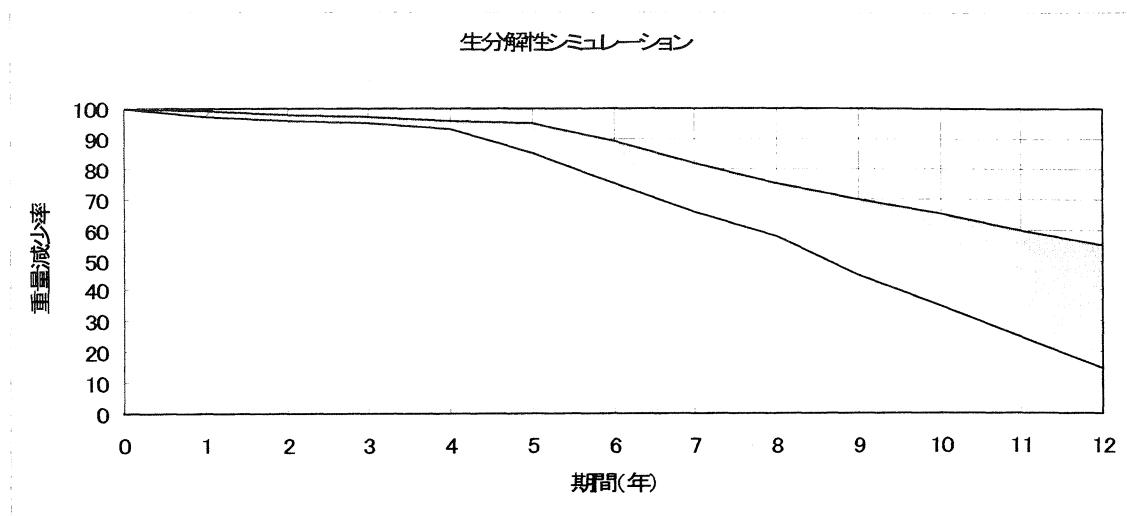
拘束圧 5 kPa :  $1.0 \times 100$  cm/秒以上

120kPa :  $1.0 \times 100$  cm/秒以上

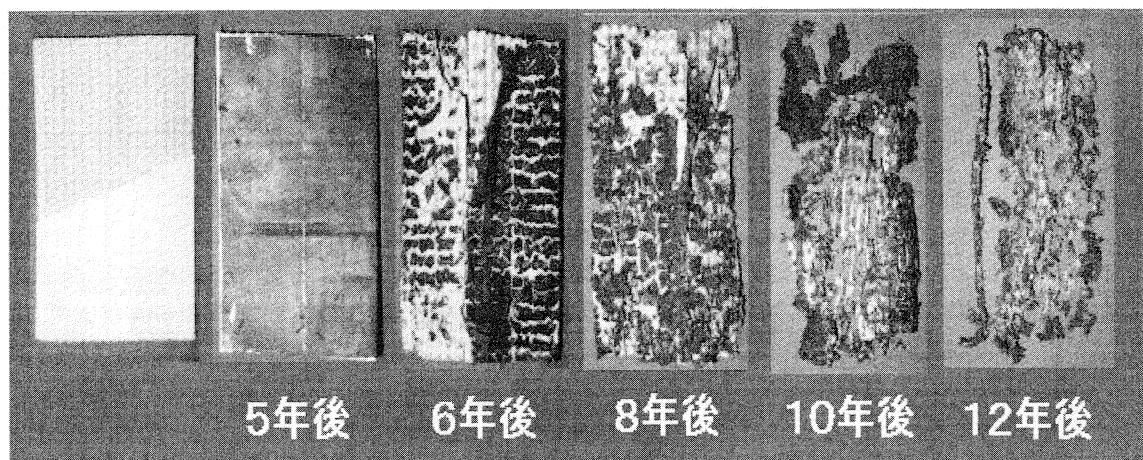
350kPa :  $1.0 \times 100$  cm/秒以上

### 2-3 生分解性能

概ね、3年後から分解が加速され、12年程度で完全分解する。

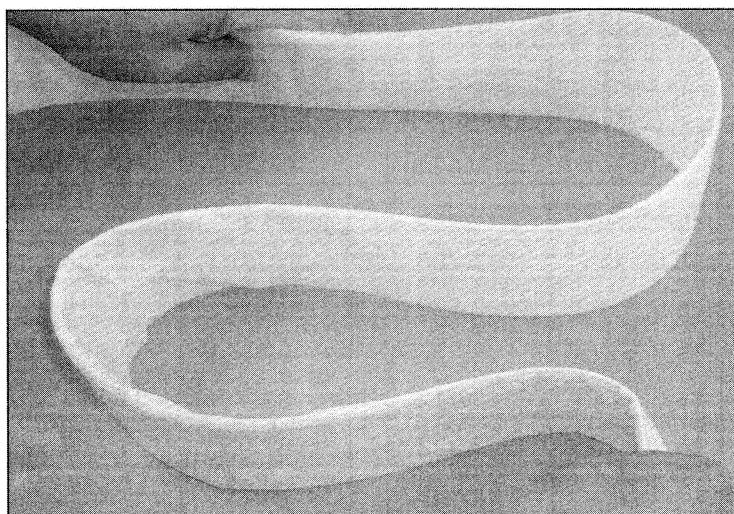


2-4 室内試験生分解状況



2-5 規格

製品幅 : 9.5 cm ± 0.5 cm  
厚み : 3.9 mm ± 0.5 mm  
ロール長 : 250m/巻



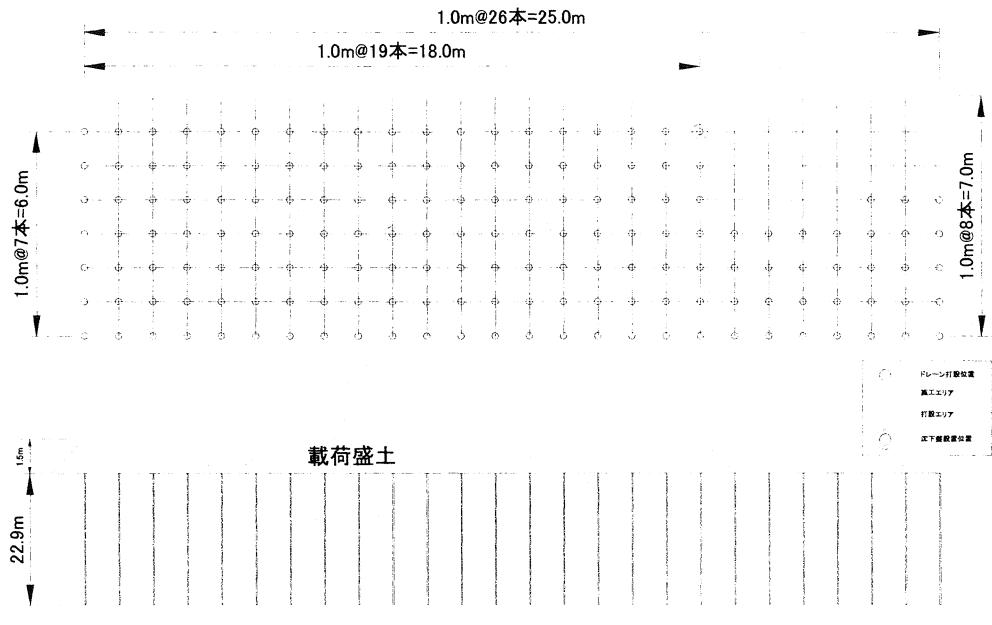
### 3. 試験施工・実験報告

#### 3-1 施工の概要

目的 : 施工性および効果の確認、生分解の状況検証（長期）  
 場所 : 福岡県遠賀町木守  
 期間 : 平成 15 年 3 月～平成 20 年 3 月  
 工期 : 平成 15 年 3 月 21 日～平成 15 年 3 月 28 日

#### 3-2 施工条件

実験施工エリア :  $18.0\text{m} \times 6.0\text{m}$   
 施工ピッチ : 1.0m 正方形配置  
 施工本数 : 162 本  
 施工深度 : 最大 22.9m 平均 22.7m  
 施工延長 : 3,676.7m  
 盛土材料 : 245 ?



#### 3-3 事前調査

施工した地盤は、地表面から 5 m 以浅は N 値が 5 程度のシルト混じりの砂であり、それ以深の 5.0m～22.5m までは N 値 0 の非常に柔らかい粘性土層であった。

また、原地盤（粘性土層）の土質試験結果を表-3 に示す。

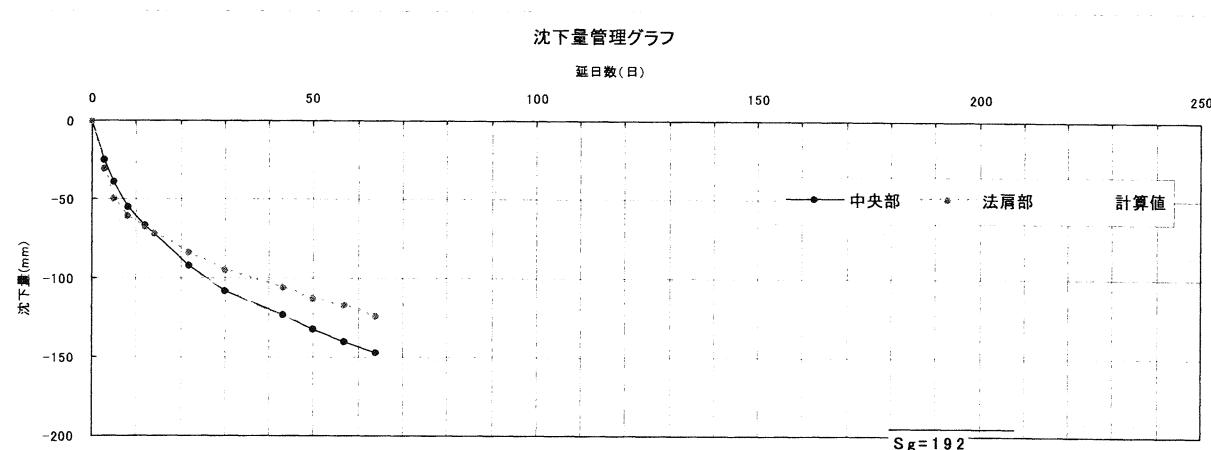
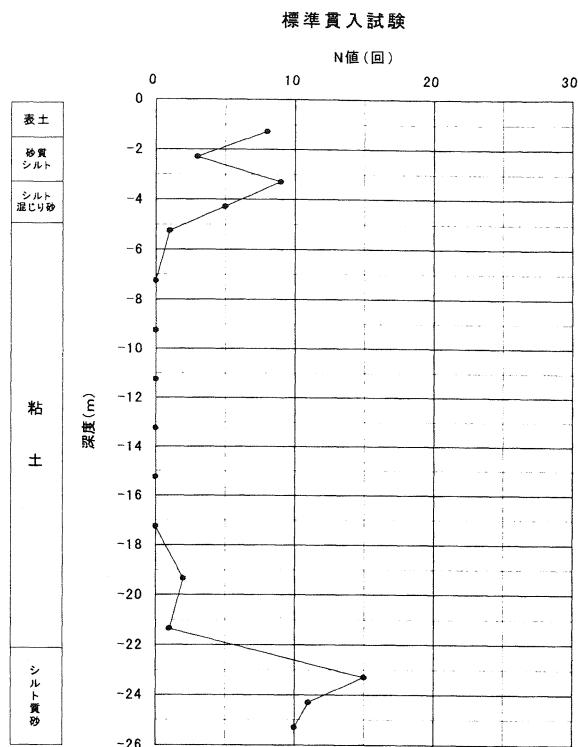
表-3 土質試験結果一覧表

| 深度<br>(m) | 土粒子の密度<br>$\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$ | 含水比<br>$W_n(%)$ | 湿潤密度<br>$\rho_t(\text{g}/\text{cm}^3)$ | 間隙比<br>$e$ | 強熱減量<br>(%) |
|-----------|--|-----------------|--|------------|-------------|
| 6.0～6.8   | 2.698                                    | 93.7            | 1.484                                  | 2.499      | 10.7        |
| 8.0～8.8   | 2.708                                    | 107.0           | 1.435                                  | 2.929      | 10.3        |
| 10.0～10.8 | 2.722                                    | 115.6           | 1.414                                  | 3.160      | 10.9        |
| 12.0～12.8 | 2.725                                    | 97.1            | 1.467                                  | 2.654      | 9.8         |
| 14.0～14.8 | 2.713                                    | 83.9            | 1.522                                  | 2.276      | 8.4         |
| 16.0～16.8 | 2.722                                    | 67.9            | 1.606                                  | 1.840      | 7.3         |
| 18.0～18.8 | 2.738                                    | 55.7            | 1.678                                  | 1.547      | 6.9         |
| 20.0～20.8 | 2.742                                    | 49.1            | 1.719                                  | 1.397      | 8.1         |

### 3-4 結果

施工について：打設は、従来のプラスチックボードドレンの施工機械を使用して、同様の工程ならびにスピードで施工ができ、ラクトボードを使用することによる問題は特になかった。

圧密沈下状況：以下に沈下盤による沈下管理グラフを示す。沈下量は盛土から 64 日目で、中央部の沈下量が 147 mm、法肩部が 124 mm となっている。中央部の沈下量は圧密沈下計算 (Cc 法) による計算値とほぼ同様であり、ラクトボードの打設により良好な圧密沈下が進行していることが確認された。尚、現在も沈下量の計測を隨時行っている。



### 4.まとめ

これからの、沖縄県における建設工事においても環境負荷の低減は重要な課題である。九州における施工実証により、粘性土層におけるラクトボードの有効性が確認されており、中城湾港地区の埋立事業等においても適用可能なことが判った。

今後は、沖縄県での実績を踏まえて引き続きその有効性を確認していくと同時に、このラクトボードが沖縄県における建設事業に関わる環境負荷低減の一助となれば幸いである。

# 地盤改良分野における高含水比土のリサイクルシステム

不動建設株式会社 石井 隆行  
大林 淳  
○荻島 達也

## 1. はじめに

航路浚渫による浚渫土や海上地盤改良工事で発生する盛り上がり土等の高含水比土は、従来埋立材料として処分されるのが一般的であった。しかし、近年は処分場の確保が困難となってきており、処分量の減容化と処分場の延命化が叫ばれているとともに、これらにより埋め立てられた地盤は、その高含水性から地耐力を有する基礎地盤とするためには新たな投資が必要となっている。一方、地盤改良の分野においては自然材料である砂の枯渇、環境保全、リサイクル、省エネルギー等の社会的要件に対応した環境負荷低減が可能なシステムが必要となってきた。

しかしながら、リサイクルの必要性が叫ばれている中で、従来の締固め砂杭用材料として用いられる砂は、一般的に施工性や改良効果などから細粒分含有率の範囲を規定（例えば  $F_c \leq 15\%$ ）されているという現状がある。

このような背景から、従来処分されていた高含水比土を地盤改良の締固め砂杭用材料として積極的に有効利用することが、上述する資源枯渇や環境保全など「環境負荷低減」につながるものと考え、高含水比土リサイクルシステム（フラッシュソイルシステム）が開発された。

## 2. システムの概要と特徴

本システムは、高含水比土に改質材を添加することにより、含水比を低下させた改質土を砂と混合することで、地盤改良の締固め砂杭用材料として有効利用し、従来の砂のみを使用した場合と同等の施工性と品質を確保する環境負荷低減型システムである。その概念を図-1に、特徴を以下に示す。

- i) 浚土や海上の地盤改良施工時に発生する盛り上がり土を地盤改良の締固め砂杭用材料として有効利用し、環境保全、リサイクルなどを考慮した環境負荷低減型のシステムである。
- ii) 浚渫土や盛り上がり土を有効利用することにより、浚渫土や盛り上がり土の処分費や締固め砂杭工法（サンドコンパクションパイル工法）における砂の材料費の低減が図れる。
- iii) 高含水比土の改質材（フドウミックス A, B）は、セメント系材料ではなく天然材の貝殻の微粉末を主成分としたものであり、自然環境に優しい材料である。
- iv) 改質土と砂を混合した混合土は、pH が水質基準以下であり、締固め砂杭用材料としてそのまま有効利用できるとともに、従来の砂のみを使用した場合と同等の施工性と品質を有している。
- v) 砂を混合しなくとも、改質土のみで盛土材料や裏込め材料などの土木材料として適用可能である。

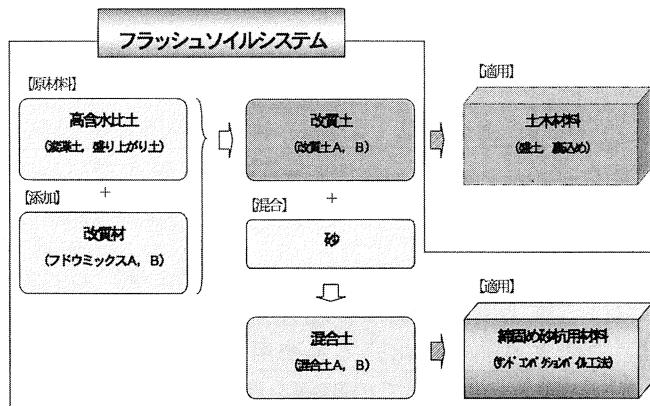


図-1 高含水比土リサイクルシステム概念図

本システムにおける、締固め砂杭工法の施工機械構成は図-2のようになる。

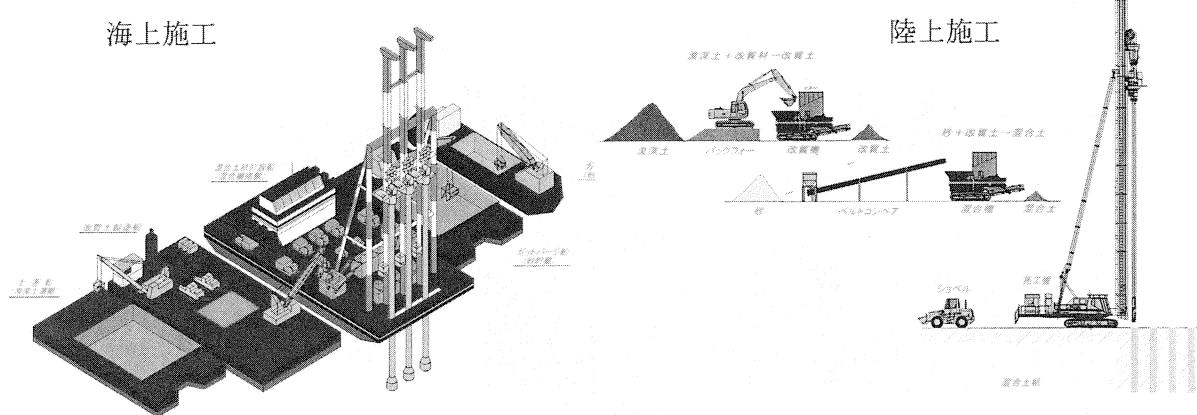


図-2 高含水比土リサイクルシステムの締固め砂杭工法の施工機械構成

### 3. 現地試験における検証

高含水比土を締固め砂杭工法の中詰材料として有効利用するにあたり、陸上施工による現地試験において材料特性、施工性、品質の検証を行った。

本試験では、表-1に示す仕様の混合土を用い、図-3示すように各材料で $\phi 700\text{mm}$ の砂杭および混合土杭を2本ずつ打設した。図-4に現地試験実施箇所での土質柱状図を示す。

表-1 混合土の仕様

| 試料名    | 高含水比土                   | 改質材の種類と添加量                            | 砂の混合割合(重量比)   | 備考                     |
|--------|-------------------------|---------------------------------------|---------------|------------------------|
| 砂      | ---                     | ---                                   | ---           | 洗い山砂 ( $W_n=5\%$ 程度)   |
| 混合土A 1 | 鹿島港浚渫土 ( $W_n=70\%$ 程度) | フドウミックスA ( $80\text{kg}/\text{m}^3$ ) | 砂70% : 改質土30% | 混合土の含水比 $W=20\%$ 程度を想定 |
| 混合土B 1 |                         | フドウミックスB ( $80\text{kg}/\text{m}^3$ ) |               |                        |
| 混合土A 2 |                         | フドウミックスA ( $80\text{kg}/\text{m}^3$ ) | 砂50% : 改質土50% | 混合土の含水比 $W=30\%$ 程度を想定 |
| 混合土B 2 |                         | フドウミックスB ( $80\text{kg}/\text{m}^3$ ) |               |                        |

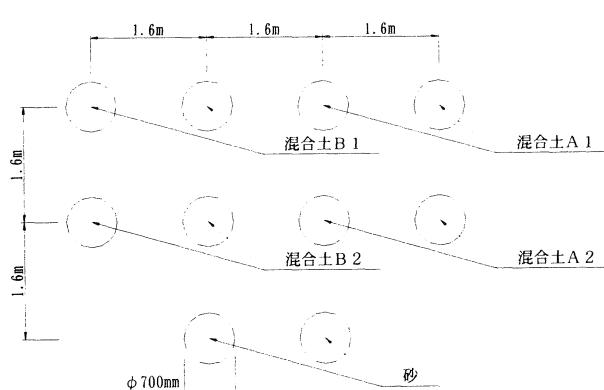


図-3 パイル配置

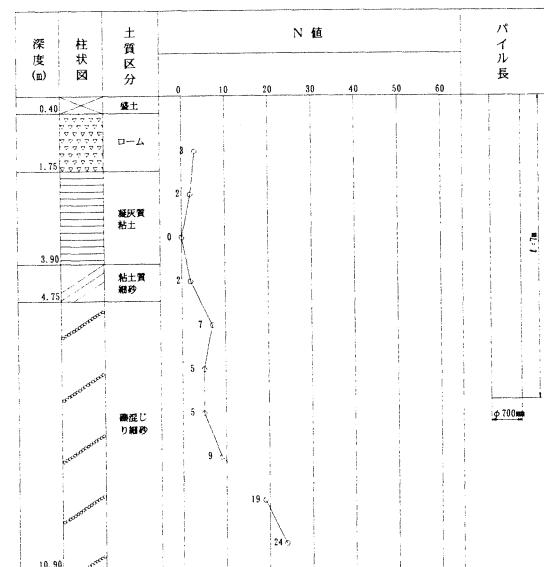


図-4 試験箇所の土質柱状図

## 1) 混合土の材料特性

混合土の物性値および粒度分布を表-2、図-5に示す。

現地において製造された混合土の含水比は、混合仕様の想定値と同等の値まで低下し、各材料の粒度分布からは、各浚渫土の細粒分含有率  $F_c=90\%$ 程度に対して現地混合土は  $F_c=30\% \sim 50\%$ 程度であり、現地混合土の混合度合の良好性が確認できた。

表-2 混合土の物性値

| 試料名       | 鹿島港浚渫土                               | 砂<br>(洗い山砂) | 混合土A 1<br>(改質材A, 砂70%) | 混合土B 1<br>(改質材B, 砂70%) | 混合土A 2<br>(改質材A, 砂50%) | 混合土B 2<br>(改質材B, 砂50%) |
|-----------|--------------------------------------|-------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| 一般        | 土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> ) | 2.661       | 2.699                  | 2.717                  | 2.734                  | 2.709                  |
|           | 自然含水比 $W_n$ (%)                      | 70.0        | 5.5                    | 19.9                   | 19.1                   | 31.9                   |
| コンシスティンシー | 液性限界 $WL$ (%)                        | 56.7        |                        |                        |                        |                        |
|           | 塑性限界 $WP$ (%)                        | 37.5        |                        |                        |                        |                        |
|           | 塑性指数 $I_p$                           | 19.2        |                        |                        |                        |                        |

## 2) 施工性確認

施工性の確認は、材料の通過経路のうち最も支障となると考えられるホッパー部分の材料通過時間を計測し、砂を使用した場合との比較により行った。写真-1にホッパーの材料通過状況を、図-6に計測結果を示す。図中の縦軸は各材料の含水比を、横軸は砂のみの場合にかかる時間を1としたときのホッパー通過時間の比を示したものである。

同図より、含水比が30%程度以下の材料であれば、従来の砂のみと比較して材料通過時間を落とすことがなく、各材料の施工性は確保できると考えられる。

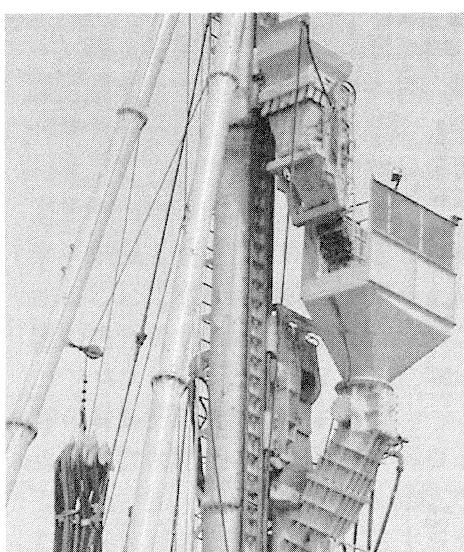


写真-1 ホッパーの材料通過状況

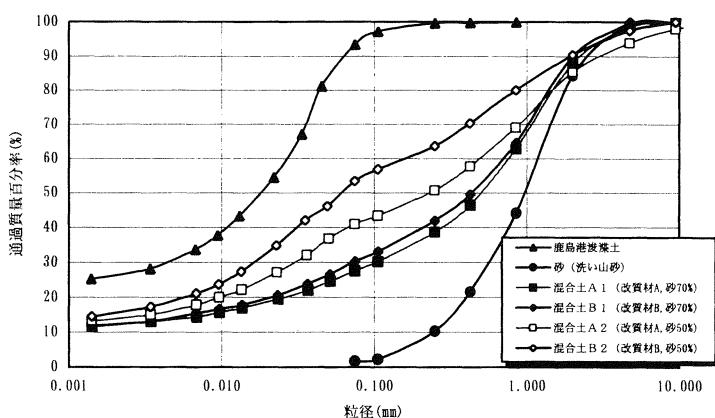


図-5 混合土の粒度分布

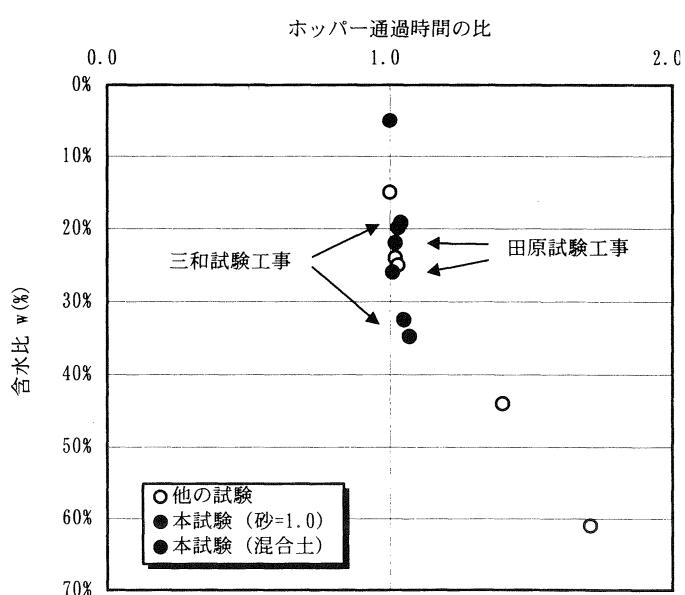


図-6 材料通過時間計測結果

## 3) 混合土杭の品質確認

混合土杭の品質は、出来形（拡径・締固めにより  $\phi 700\text{mm}$  杭が造成されているか。）、混合土杭の杭芯N値、打設杭の密度を比較することにより行った。

## &lt;出来形確認&gt;

混合土杭および砂杭の出来形を比較し写真-2に示す。

混合土杭の出来形は砂杭と同等であり、拡径・締固めが十分にされていることが確認できた。



写真-2 出来形確認

## &lt;混合土の杭芯N値&gt;

混合土杭および砂杭の杭芯N値を比較し図-7に示す。混合土杭の杭芯N値は砂杭と同等であり、十分な強度が期待できる結果が得られた。

## &lt;打設杭の密度&gt;

混合土杭打設後に砂置換法による土の密度試験を実施し、混合土杭の湿潤密度、乾燥密度の確認を行った。表-3に示す結果により、砂杭の湿潤密度、乾燥密度と同等であることが確認された。

表-3 密度試験結果

| 杭の材料名                  | 含水比<br>w(%) | 湿潤密度<br>$\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> ) | 乾燥密度<br>$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> ) |
|------------------------|-------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| 砂<br>(洗い山砂)            | 6.3         | 1.951                                 | 1.836                                 |
| 混合土A 1<br>(改質材A, 砂70%) | 16.5        | 2.176                                 | 1.867                                 |
| 混合土B 1<br>(改質材B, 砂70%) | 13.4        | 2.067                                 | 1.822                                 |
| 混合土A 2<br>(改質材A, 砂50%) | 15.3        | 2.000                                 | 1.735                                 |
| 混合土B 2<br>(改質材B, 砂50%) | 13.3        | 2.005                                 | 1.770                                 |

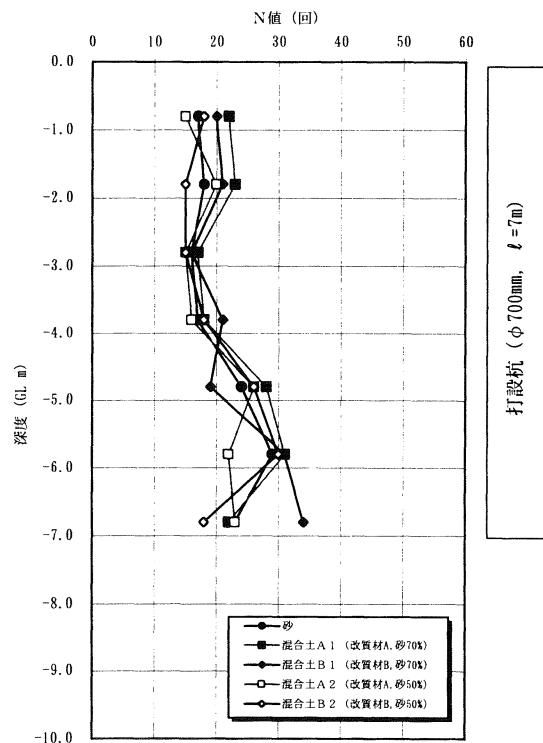


図-7 杭芯N値

## 4. おわりに

高含水比土リサイクルシステムにより造成された混合土杭は、従来の材料を使用した砂杭と同等な品質であることが現地試験により確認された。また、混合土杭の材料特性（細粒分が多く、透水性に問題がある。）により、排水性能を期待する対策工法としての適用は困難であるが、港湾構造物基礎の沈下・支持力対策としての海上高置換改良や、液状化対策工としての適用が十分可能であると考えられる。

本システムは、開発が成されたばかりであり、実績が非常に少なく、海上地盤改良工事等の適用に際しては大量に混合土材を使用する場合の混合土製造量や安定供給といった課題が残る。

今後は、資源枯渇や環境保全などに対する環境負荷低減システムとして確立されることを目標とし、課題解決に取り組みたいと考えている。

<参考文献> “評価証 第02005号 フラッシュソイルシステム（高含水比土を有効利用した環境負荷低減型システム）”；（財）沿岸開発技術センター

# 島尻泥岩における地すべり・崩壊事例について

上原地盤工学研究所 地すべり・崩壊分科会

○我那覇 忠男 川満 一史 有吉 俊光 桃原 強 仲吉 邦昇

## 1. はじめに

沖縄県内では、台風および梅雨期の集中豪雨により各地で地すべりあるいは崩壊が発生している。県内の地すべり・崩壊は、落石型の崩壊を除いて、島尻層群泥岩に発生する地すべり、国頭層群砂岩千枚岩互層あるいは千枚岩に発生する地すべり、その他の地域に発生する地すべりに大別できるものと考えられる。

しかし、公開された資料が少なく、それらの特徴については未解明、あるいは未整理な部分が多い。

また、地すべり・崩壊対策のための調査、設計において、期間、予算等の都合上、十分な調査が行えないまま対策工が設計、施工されることも多々見受けられる。

筆者らは、これらの状況を鑑み、沖縄県内における地すべり・崩壊の特徴を把握し、その対策に携わる関係者の参考になることを目的として、地すべり・崩壊事例を収集しその分析を行ってきた。

本報告は、平成12年度に報告した事例、その後収集した事例も加えて、再度整理したものである。なお、対象とした地すべり・崩壊は、比較的収集事例の多い島尻層群に発生したものに限定した。

## 2. 収集したデータの内容

解析に用いたデータは以下の通りである（表-1参照）。

なお、自然斜面に発生した地すべり・崩壊は、切土のり面に発生した地すべり・崩壊あるいは切土施工中に発生した地すべり・崩壊とは異なる特徴を持つと考えられること、また、解析の初期段階として自然状態での地すべり・崩壊の特徴を把握したいと考えたため、解析に用いた事例は自然斜面に発生した地すべり・崩壊30事例とした。

収集した事例： 47事例

解析に用いた事例： 30事例

## 3. 解析結果

解析結果を図-1～図-8に示した。

これらより、以下の特徴が伺える。

- ① 地すべりの幅（W）と長さ（L）の関係には、比較的高い相関があり、幅（W）は長さ（L）の0.8倍～0.9倍程度である（図-1参照）。
- ② 地すべりの幅（W）と最大すべり深さ（D）との関係にも、比較的高い相関があり、W/Dは1/6～1/7程度である（図-2参照）。
- ③ 地すべりの長さ（L）と最大すべり深さ（D）との関係にも、相関性はあるが②よりも若干劣る結果となる（図-3参照）。

表-1 地すべり・崩壊調査表

| 番号 | 災害発生年月日     | 資料年月日    | 位置            | 地質区分   | 平面形状 |       |            | 断面形状      |         |           | 平均N値   | すべり面下  | 地下水位            |                 |             | $\phi$ | $C$      | 必要抑止力(kN/m) | 災害発生時降雨量(mm) |
|----|-------------|----------|---------------|--------|------|-------|------------|-----------|---------|-----------|--------|--------|-----------------|-----------------|-------------|--------|----------|-------------|--------------|
|    |             |          |               |        | 幅(m) | 長さ(m) | 最大すべり層厚(m) | すべり面勾配(°) | 斜面勾配(°) | すべり面勾配(°) |        |        | 地表からすべり面上の深度(m) | 地表からすべり面下の深度(m) | すべり面上の深度(m) |        |          |             |              |
| 1  | H13.9.6-8   | H13.11   | 西原町内閣         | 島尻層群泥岩 | 50   | 32    | 5.5        | 16        | 25      | 12        | 50     | GL-6.2 | —               | 4.9             | 26.2        | 453.0  | 313(3日間) |             |              |
| 2  | H13.9.6-8   | H14.2    | 西原町内閣         | 島尻層群泥岩 | 41   | 51    | 9.5        | 34        | 19      | 19        | 50     | GL-7.5 | 1.5             | 7.5             | 36.8        | 690.7  | 313(3日間) |             |              |
| 3  | H12.7.28-30 | H12.10   | 玉城村当山         | 島尻層群泥岩 | 55   | 74    | 9.0        | 7         | 12      | 5         | 24     | GL-0.5 | 8.0             | 6.8             | 17.6        | 259.5  | 205(3日間) |             |              |
| 4  | H12.9.21-23 | H12.1    | 豊見城市平良        | 島尻層群泥岩 | 42   | 22    | 5.0        | 16        | 22      | 19        | 50     | GL-1.6 | 3.4             | 3.4             | 28.8        | 78.7   | 555(3日間) |             |              |
| 5  | "           | "        | "             | "      | 33   | 36    | 4.5        | 22        | 30      | 39        | 48     | GL-1.5 | 2.8             | 3.0             | 36.5        | 138.1  | "        |             |              |
| 6  | "           | "        | "             | "      | 18   | 38    | 3.5        | 15        | 30      | 8         | 41     | GL-2.5 | 1.2             | 2.3             | 18.2        | 90.5   | "        |             |              |
| 7  | "           | "        | "             | "      | 18   | 32    | 2.6        | 25        | 27      | 3         | 41     | GL-1.5 | 0.8             | 1.6             | 28.1        | 99.6   | "        |             |              |
| 8  | H11.9.23    | H11.12   | 浦添市経塚         | 砂質シルト  | 17   | 20    | 3.0        | 30        | 30      | 50        | GL-3.0 | —      | —               | 1.5             | 22.5        | 48.2   | 555(3日間) |             |              |
| 9  | —           | H12.3    | 佐敷町手登根        | 島尻風化粘土 | 45   | 19    | 8.0        | 37        | 49      | 35        | 40     | GL-7.0 | 2.0             | 4.4             | 34.9        | 137.7  | —        |             |              |
| 10 | —           | H13.10   | "             | 泥岩風化粘土 | 50   | 85    | 8.5        | 31        | 31      | 15        | 30     | GL-8.5 | 0.0             | 5.1             | 24.9        | 549.2  | —        |             |              |
| 11 | —           | H3.8.24  | 具志川市江洲        | 泥岩風化粘土 | 82   | 21    | 5.0        | 12        | 45      | 6         | 30     | GL-8.5 | 3.5             | 5.0             | 10.0        | 85.1   | —        |             |              |
| 12 | —           | H7.12.22 | 中城村新垣         | "      | 60   | 11    | 2.5        | 36        | 45      | 13        | 50     | GL-7.0 | —               | 10.0            | 203.1       | —      | —        |             |              |
| 13 | —           | "        | "             | "      | 48   | 13    | 4.5        | 22        | 21      | 16        | 50     | GL-9.0 | —               | 10.0            | 15.1        | 24.0   | —        |             |              |
| 14 | —           | "        | "             | "      | 40   | 11    | 2.5        | 40        | 45      | 16        | 50     | GL-8.5 | —               | 10.0            | 22.9        | 59.3   | —        |             |              |
| 15 | —           | H9.10    | 与那城町宮城島       | "      | 34   | 45    | 3.5        | 34        | 45      | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 16 | S62.6.22    | H62.7    | 具志川市豊原        | "      | 25   | 25    | 4.8        | 4         | 14      | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 17 | —           | S58.3    | 沖縄市大里         | "      | 25   | 10    | 3.0        | 28        | 34      | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 18 | S62.6.22    | H62.7    | 北中城村安谷屋       | "      | 40   | 21    | 5.5        | 10        | 27      | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 19 | H6.5.30     | H6.8     | 北中城村          | "      | 20   | 35    | 6.5        | 32        | 30      | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 20 | S62.6.22    | H62.3    | 北中城村安谷屋       | "      | 140  | 35    | 7.0        | 5         | 5       | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 21 | —           | H5.3     | 北中城村北上原       | "      | 80   | 100   | 12.0       | 7         | 12      | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 22 | —           | H7.12    | 西原町(R330号)    | "      | 50   | 42    | 9.5        | 38        | 42      | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 23 | —           | H7.12    | 西原町(R330号)    | "      | 50   | 33    | 9.5        | 18        | 33      | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 24 | —           | H12.4    | 浦添市沢壁         | "      | 22   | 25    | 4.0        | 19        | 25      | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 25 | —           | H10.1    | 那覇市真地         | "      | 43   | 34    | 4.0        | 8         | 15      | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 26 | —           | H6.11    | 南風原町宮平        | "      | 70   | 66    | 13.0       | 22        | 16      | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 27 | —           | H7.12    | 知念村久手堅(R331号) | "      | 62   | 8.5   | 1.7        | 18        | —       | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 28 | —           | H7.12    | 知念村久手堅(R331号) | "      | 38   | 45    | 9.0        | 16        | 23      | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 29 | —           | H7.12    | 知念村久手堅(R331号) | "      | 73   | 45    | 6.0        | 9         | 17      | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 30 | —           | H7.12    | 知念村久手堅(R331号) | "      | 27   | 26    | 4.5        | 30        | 27      | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 31 | —           | H7.12    | 知念村久手堅(R331号) | "      | 57   | 37    | 5.5        | 22        | 25      | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 32 | —           | H7.12    | 知念村久手堅(R331号) | "      | 44   | 36    | 5.0        | 15        | 25      | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 33 | —           | H7.12    | 知念村久手堅(R331号) | "      | 67   | 45    | 15         | 15        | —       | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 34 | —           | H7.3     | 知念村山里(R331号)  | "      | 51   | 42    | 9.0        | 4         | 19      | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 35 | —           | H7.12    | 知念村山里(R331号)  | "      | 44   | 28    | 5.0        | 14        | 14      | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 36 | —           | H7.11    | 糸満市兼城地内       | "      | 40   | 6.6   | 14         | 20        | —       | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 37 | —           | H12.5    | 東平町外間         | 島尻層群泥岩 | 70   | 65    | 8.0        | 15        | 20      | —         | 50     | GL-2.0 | 6.0             | 4.8             | 28.1        | 514.5  | —        |             |              |
| 38 | —           | H12.5    | 沖縄市比屋根        | 島尻層群泥岩 | 10   | 12    | 1.5        | 45        | 15      | —         | 50     | GL-2.0 | —               | 0.9             | 34.5        | 35.5   | —        |             |              |
| 39 | H10.21.8    | H10.3    | 浦添市笠塚         | 泥岩風化粘土 | 12   | 13    | 2.5        | 42        | 45      | 9         | 50     | —      | —               | —               | 1.4         | 35.2   | 105(1日間) |             |              |
| 40 | "           | "        | "             | "      | 16   | 21    | 1.5        | 28        | 31      | 3         | 50     | GL-1.5 | 0.0             | 1.5             | 27.7        | 54.7   | "        |             |              |
| 41 | "           | "        | "             | 砂質シルト  | 23   | 22    | 1.5        | 30        | 35      | 3         | 50     | —      | —               | 0.8             | 27.8        | 30.1   | "        |             |              |
| 42 | "           | "        | "             | 泥岩風化粘土 | 15   | 11    | 1.5        | 30        | 39      | 3         | 50     | GL-2.6 | —               | 1.5             | 30.3        | 7.4    | "        |             |              |
| 43 | H11.9.23    | H11.12   | 与那城町宮城島       | 島尻層群泥岩 | 20   | 13    | 2.2        | 24        | 18      | —         | 28     | GL-2.7 | —               | 1.8             | 28.5        | 27.5   | 555(3日間) |             |              |
| 44 | 不明          | H13.3.31 | "             | "      | 30   | 14    | 2.1        | 23        | 20      | 3         | 10     | GL-0.8 | 1.4             | 1.2             | 22.7        | —      | —        |             |              |
| 45 | "           | "        | "             | "      | 20   | 13    | 2.8        | 18        | 16      | 3.7       | 31     | GL-0.5 | 1.7             | 1.3             | 24.2        | —      | —        |             |              |
| 46 | "           | "        | "             | "      | 20   | 13    | 2.6        | 22        | 14      | 7         | 25     | GL-0.5 | 2.3             | 2.1             | 22.4        | —      | —        |             |              |
| 47 | "           | "        | "             | "      | 35   | 10    | —          | —         | —       | —         | —      | —      | 1.9             | 1.9             | 24.9        | —      | —        |             |              |
| 48 | "           | "        | "             | "      | 48   | —     | —          | —         | —       | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |
| 49 | "           | "        | "             | "      | 49   | —     | —          | —         | —       | —         | —      | —      | —               | —               | —           | —      | —        | —           |              |

※1 c、φの算出法はほとんどが逆算法で算出されており、室内試験により、ピーク強度、完全軟化強度を考慮したケースが1件ある。

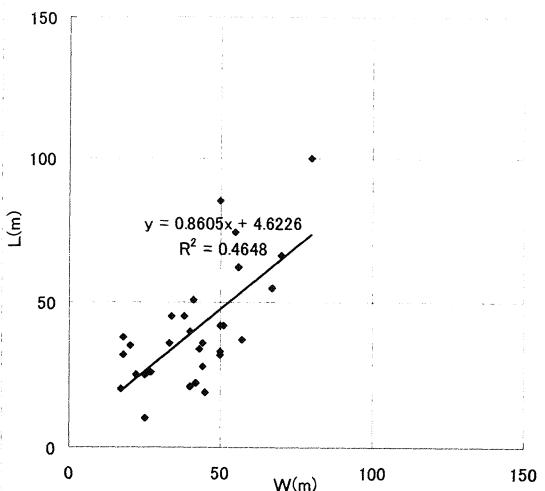


図-1 幅 $W$ と長さ $L$ の関係

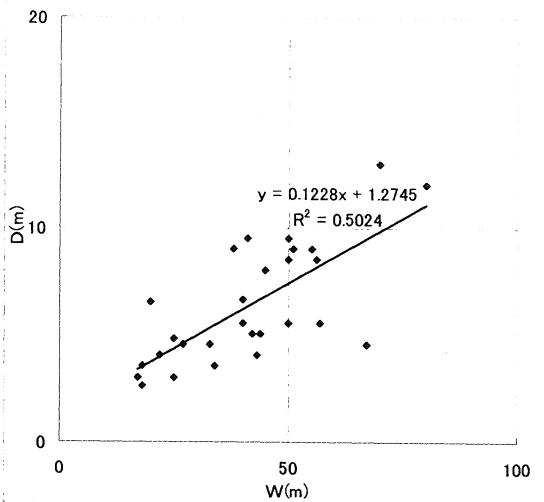


図-2 幅 $W$ とすべり最大深さ $D$ の関係

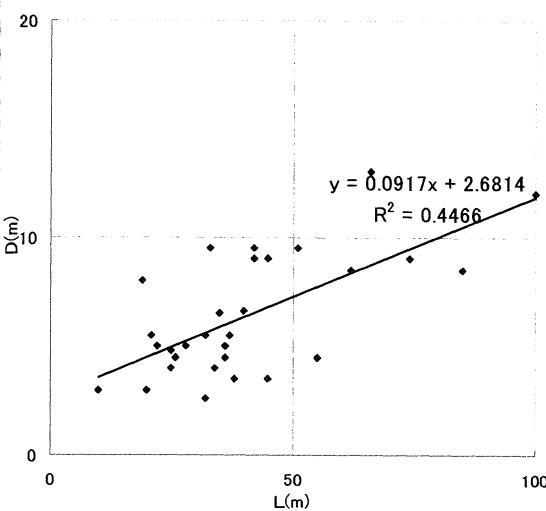


図-3 長さ $L$ とすべり最大深さ $D$ の関係

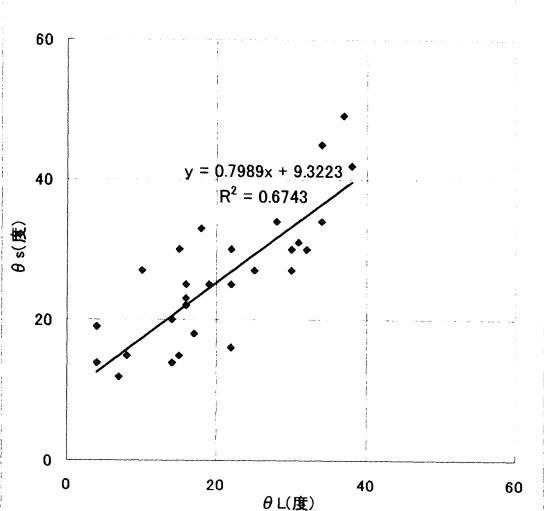


図-4 すべり面勾配 $\theta_L$ と斜面勾配 $\theta_s$ の関係

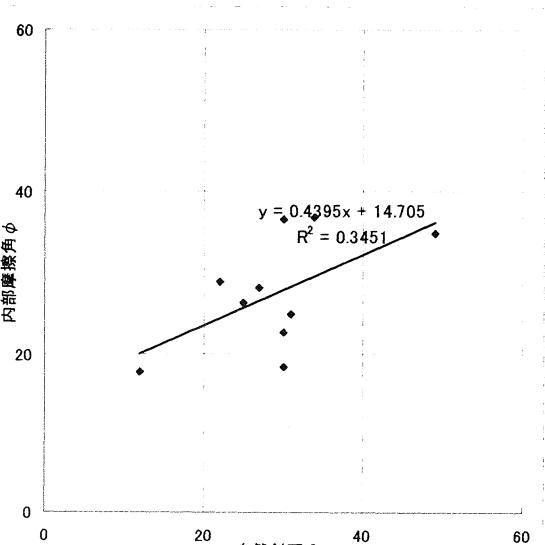


図-5 斜面勾配 $\theta_s$ と内部摩擦角 $\phi$ の関係

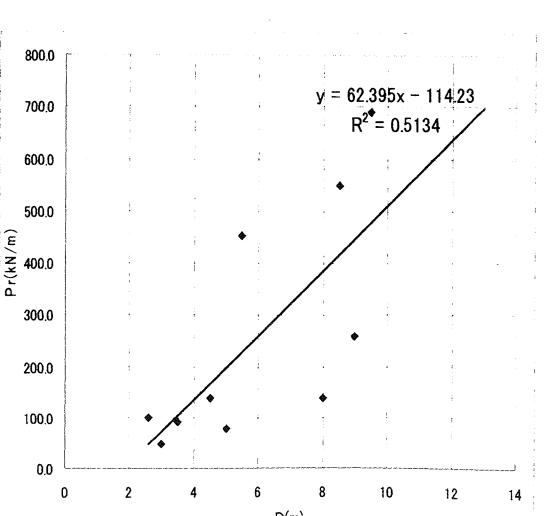
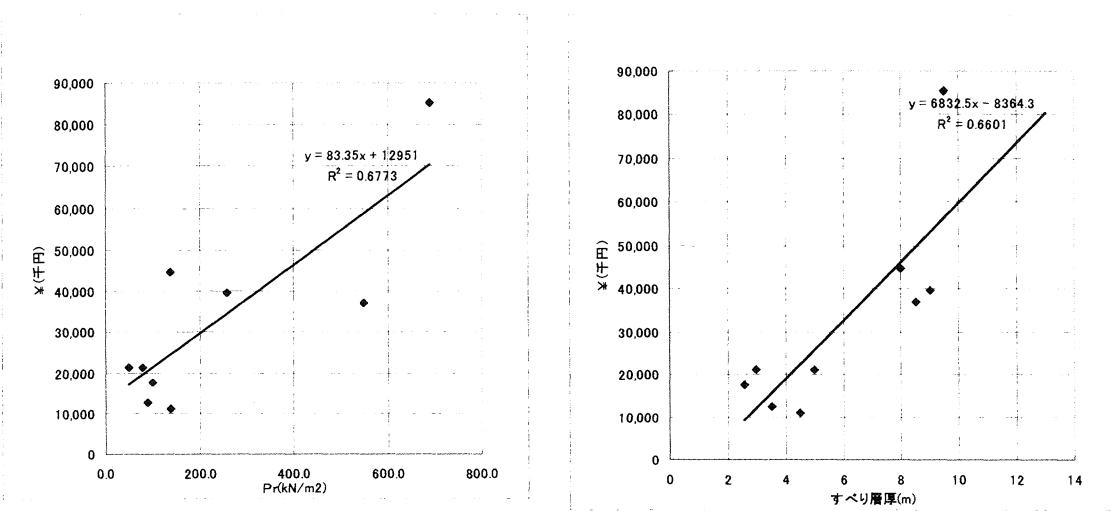


図-6 必要抑止力 $P_r$ と最大すべり深さ $D$ の関係

図-7 必要抑止力P<sub>r</sub>と概算工事費¥の関係 図-8 最大すべり深さDと概算工事費¥の関係

- ④ 地すべり地のすべり面勾配θLと斜面勾配θSとの間には、比較的高い相関が認められθs=20°～30°では、θs≈θLとなる（図-4参照）。
- ⑤ 地すべり地の斜面勾配θSとすべり面の内部摩擦角φとの関係には、比較的高い相関が認められる（図-5～7参照）。なお、図-5～7は、データ数が少ないため、今後データの蓄積が必要である。
- ⑥ 地すべり対策工における必要抑止力P<sub>r</sub>とすべり最大すべり深さDとの関係には、比較的高い相関が認められる（図-6参照）。
- ⑦ 地すべり対策工における必要抑止力P<sub>r</sub> 概算工事費¥との関係には、比較的高い相関が認められる（図-7参照）。
- ⑧ 地すべり地の最大すべり深さD概算工事費¥との関係には、比較的相関が認められる。

#### 4. おわりに

今回は、島尻層群中に発生した地すべり・崩壊事例のみを対象に解析を行った。今後とも、さらに、国頭層群等他の地域において発生した地すべり・崩壊についても事例を収集し、解析を行っていきたい。

これらの結果が、地すべり・崩壊の懸念される地区においての、対策工計画立案、設計、施工における一助になればと考えている。

# 鉄筋補強土工の合理的設計 —沖縄、島尻層群泥岩斜面への適用—

琉球大学農学部 宜保清一・中村真也  
琉球大学大学院 ○比嘉 優  
(株)京和土建 赤嶺和雄

## 1. はじめに

近年、宅地造成、道路建設等に伴って切土のり面が増加している。これらの安定性を図ることを目的とした工法の一つに、のり面に鉄筋を挿入する鉄筋補強土工<sup>1)</sup>がある。この工法は地山と補強材との相互作用によって斜面全体の安定性を高める工法として、のり面保護工的な適用や表層崩壊が予想される急傾斜地、仮設山留めなどでの適用例が増えつつある<sup>2)</sup>。本工法の適用に当たっては、地山の地質・土質特性を十分に勘案して計画安全率<sup>3)</sup>の設定および必要抑止力の計算<sup>4)</sup>を行い、補強鉄筋の配置計画を立てる必要がある。

本報告は、沖縄、島尻層群泥岩地帯における地盤定数の異なる2ケースのモデルのり面を想定し、地盤特性を勘案した合理的な補強鉄筋配置手法について検討したものである。

## 2. 島尻層群泥岩とモデルのり面

### 2.1 島尻層群泥岩

沖縄、島尻層群泥岩は、本島中南部から南西琉球弧の宮古島にかけて分布する脆性度の高い新第三紀の堆積軟岩である。風化の程度によりかなりの強度差があり、崩積土において、最小のピーク強度となる<sup>5~7, 9)</sup>。

### 2.2 モデルのり面

図-1は、解析を行ったモデルのり面である。島尻層群泥岩地帯における標準的なり面<sup>8)</sup>（のり高(7m)およびのり勾配(1:0.7)）を基に設定した。地盤状態は、崩積土および強風化泥岩の2ケースを想定した。地盤定数<sup>9)</sup>は表-1に示すとおりである。

## 3. 合理的設計手法による解析結果

### 3.1 崩積土地盤における安定解析

表-2に補強材諸元および解析条件を示す。地下水位は地表面とした。まず、簡便法を用いて繰り返し安定計算を行い、のり先を通り、必要抑止力が最大となるすべり面と安全率 $F_s = 1.00$ となるすべり面を求めた（図-2においてそれぞれ、破線と点

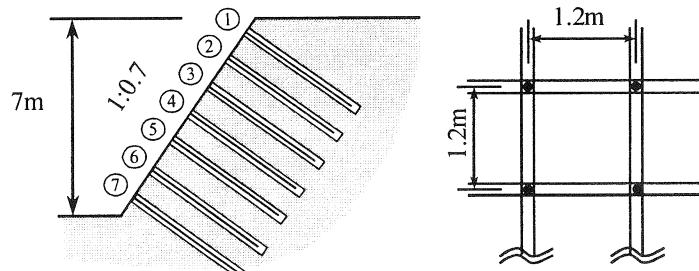


図-1 沖縄、島尻層群泥岩地帯における標準的な切土のり面

表-1 地盤定数

|         | 強度定数                             |                             |              |
|---------|----------------------------------|-----------------------------|--------------|
|         | 飽和単位体積重量<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | 粘着力<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 内部摩擦角<br>(°) |
| 崩積土地盤   | 18.00                            | 6                           | 25           |
| 強風化泥岩地盤 | 19.00                            | 12                          | 30           |

表-2 補強材諸元および解析条件

|                              |  |
|------------------------------|--|
| ・鉄筋径                         | 19.1mm   |
| ・補強材径                        | 75.0mm   |
| ・挿入方向                        | のり面に対して直角  |
| ・補強材の許容引張り応力度                | SD345 196N/mm <sup>2</sup>                                       |
| ・補強材と注入材の許容付着応力              | 1.6N/mm <sup>2</sup>   |
| ・極限周面摩擦抵抗                    | 崩積土地盤 : 0.40N/mm <sup>2</sup><br>強風化泥岩地盤 : 0.49N/mm <sup>2</sup> |
| ・低減係数 (設計引張り力)<br>(補強材の引張り力) | $\mu = 0.7$<br>$\lambda = 0.7$                                   |

線)。補強鉄筋の配置は1.2m間隔の7本で、鉄筋径および削孔径(モルタル充填)はそれぞれ $\phi 19.1\text{mm}$ および $\phi 75.0\text{mm}$ である。補強鉄筋の挿入方向はのり面に直角とした<sup>1)</sup>。補強鉄筋の長さを一律とする標準的な設計<sup>3)</sup>の場合、補強後の安全率は必要抑止力が最大となるすべり面で $F_s=1.25$ 、 $F_s=1.00$ すべり面で $F_s=1.49$ となった。計画安全率 $F_{sp}=1.20$ を上回り、過大である。そこで、必要抑止力が最大となるすべり面および他の $F_s<1.20$ のすべり面が $F_s\geq 1.20$ となるよう、各補強鉄筋の長さを調節した。短縮化された補強鉄筋の配置は図-3(i)のようである。

### 3.2 強風化泥岩地盤における安定解析

崩積土地盤と同様、標準的な補強鉄筋配置を行うと、補強後の安全率は必要抑止力が最大となるすべり面で $F_s=1.63$ 、 $F_s=1.00$ すべり面で1.52となった。 $F_s\geq 1.20$ とするための最小の補強鉄筋配置は②、④および⑥のようになり(図-3(ii))、かなりの節約が可能となる。

## 4.まとめ

(1) 補強鉄筋長を一律とする標準的な設計では、補強後の安全率は計画安全率 $F_{sp}=1.20$ に対して過大となった。

(2)  $F_s\geq 1.20$ とするための最小の補強鉄筋配置を検討した結果、崩積土地盤ではすべての補強鉄筋が短縮化され、強風化泥岩地盤では4本の補強鉄筋を節約できた。

(3) 地盤の強度特性を勘案した補強鉄筋配置手法の検討を進めることにより、より合理的で効果的な補強鉄筋配置が可能となる。

## 参考文献

- 1)中村・正野、鉄筋補強土工法による斜面補強効果の理論的研究、新砂防、48(4), 1995.2)
- 2)地山補強土工法に関する研究委員会施工ワーキンググループ、地山補強土工法の施工法の現状と展望、土と基礎、44(10), 1996.3)
- 3)日本道路公団、切土補強土工法設計・施工要領, pp1~7, 1998.4)
- 4)地盤工学会、補強土入門, pp.162-164, 1999.5)
- 5)周ら、沖縄、島尻層群地帯の地すべりにおける破碎泥岩と軟化泥岩の強度特性—浦添地すべりと山川地すべりの対比—、地すべり, 32(4), 1996.6)
- 6)宜保ら、沖縄、北丘ハイツ地内泥岩すべりにおける地質構造規制とすべり面強度パラメータの算定、地すべり, 23(3), 1986.7)
- 7)佐々木ら、沖縄島尻層群地帯の地すべり、地すべり, 27(2), 1990.8)
- 8)日本道路協会、道路土工ーのり面工・斜面安定工指針, pp.138~158, 1999.9)
- 9)宜保ら、安定解析に必要な強風化・破碎泥岩の強度、農土論集, 2003.

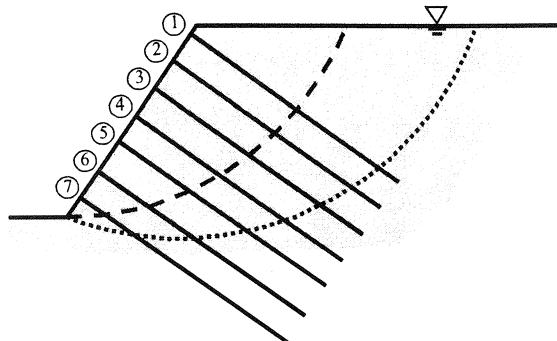
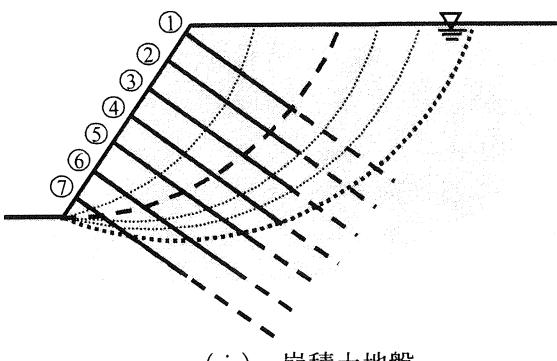
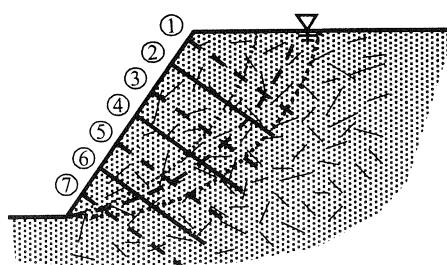


図-2 想定すべり面および標準的な補強鉄筋配置



(i) 崩積土地盤



(ii) 強風化泥岩地盤

図-3 合理的な補強鉄筋配置手法の結果

# 修正簡便法およびSpencer法による地すべり安定解析結果の差違について

琉球大学農学部

宜保清一・中村真也

琉球大学大学院

陳伝勝

琉球大学農学部

玉井幸徳

## 1. はじめに

地すべりの安定解析では修正簡便法が官公庁や道路公団などの基準に採用されている（農業土木学会，1989；日本道路協会，1999）。簡便法はスライス間力を無視しているため安全率が低く見積られ不経済な設計に繋がるとして、Spencer法（Spencer, 1967）等の精度の高い厳密法を用いるべきとの意見がある（山上・鵜飼, 2001）。簡便法と厳密法の解析結果の違いについての報告はいくつかあるが（Fredlund & Krahn, 1977；望月ら, 1986；近藤・林, 1997），解析精度の向上に不可欠なすべり面土の強度特性を勘案したものは皆無である。

本報告では、すべり面の状況、すべり面土の強度特性等の詳細な調査結果が得られている、すべり形態の異なる4つの地すべりについて、修正簡便法およびSpencer法により安定解析を行い、その差違について検討した。

## 2. 解析方法

沖縄の仲順地すべり、池田地すべりおよび新川地すべりと、中国の薛城鎮地すべりを対象とした（表-1）。まず、簡便法により安全率  $F_s=1.000$  の  $c' - \tan \phi'$  関係を求め、「残留係数を導入した安定解析法」（宜保, 1994）の考え方に基づいてすべり面の平均強度定数  $c' \cdot \phi'$  を得た。それらを Spencer 法に適用して  $F_s$  を求め、地すべりの斜長と最大深の L/D、粘着力  $c'$  および内部摩擦角  $\phi'$  との関係を調べた。

## 3. 安定解析結果と考察

簡便法により得られた平均強度定数 IP ( $c' \cdot \phi'$ ) を Spencer 法に適用した場合、新川地すべりで  $F_s=1.104$ 、池田地すべりで  $F_s=1.047$ 、仲順地すべりで  $F_s=1.043$ 、薛城鎮地すべりで  $F_s=1.005$  となった。図-1は、安全率差  $\Delta F_s$  と L/Dとの関係を示したものである。 $L/D=9.6$  の新川地すべりをピークとした凸の関係を示した。地すべりの形状により  $\Delta F_s$  が異なることが推察される。

表-1 地すべりとその形狀的指標

|     | 斜長<br>L (m) | 最大深さ<br>D (m) | L/D  | 平均斜面勾配<br>$\alpha$ (°) |
|-----|-------------|---------------|------|------------------------|
| 仲順  | 155.3       | 20.8          | 7.5  | 12.0                   |
| 池田  | 34.8        | 5.0           | 7.0  | 21.0                   |
| 新川  | 66.2        | 6.9           | 9.6  | 24.5                   |
| 薛城鎮 | 139.8       | 10.9          | 12.8 | 25.7                   |

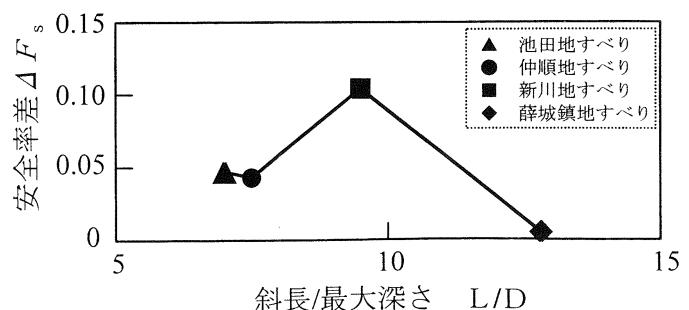


図-1 安全率差  $\Delta F_s$  と斜長/深さ比 L/D の関係

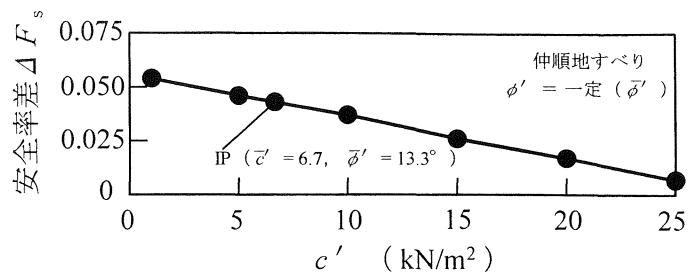
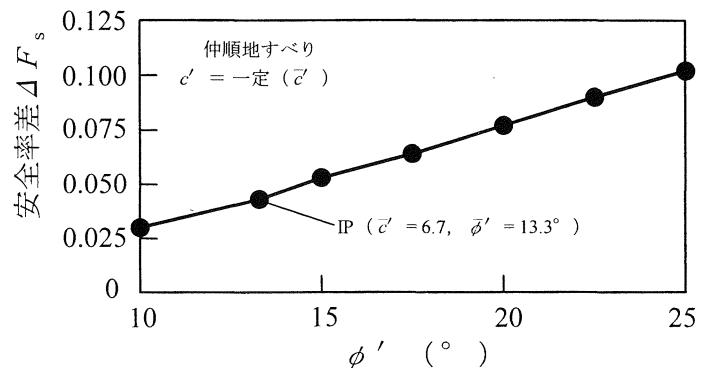
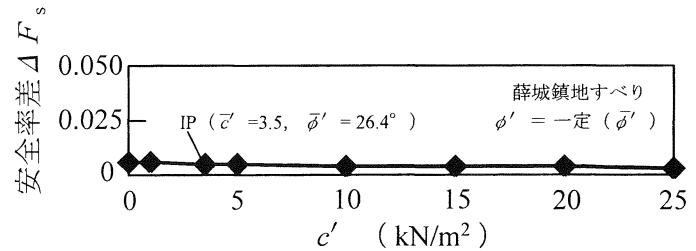
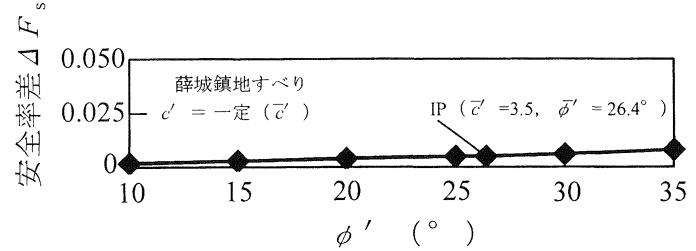
図-2は、仲順地すべりにおいてすべり面強度の $\phi'$ を一定( $\bar{\phi}'$ )とし、 $c'$ を変化させたときの $\Delta F_s$ を示したものである。 $\Delta F_s$ は、0.05以下で、 $c'$ が大きいほど小さくなる。図-3は $c'$ を一定( $\bar{c}'$ )として $\phi'$ を変化させた場合の $\Delta F_s$ である。 $\Delta F_s$ は、 $\phi'$ の増大に伴って大きくなり、 $\phi' = 25^\circ$ では0.10となり、かなり大きい。

図-4および図-5は、薛城鎮地すべりにおいて $\Delta F_s$ の変化を調べたものである。 $\Delta F_s$ は、 $c' = 0 \sim 25 \text{ kN/m}^2$ に対して $\Delta F_s = 0.003 \sim 0.006$ となった(図-4)。また、 $\phi'$ の増大に伴って微増するものの、 $\phi' = 35^\circ$ に対して $\Delta F_s = 0.008$ とかなり小さい。地すべり形態および土質特性により $\Delta F_s$ はかなり異なった。

#### 4. まとめ

得られた結果は以下の通りである。  
①簡便法で $F_s = 1.000$ として得られた $c' \cdot \phi'$ をSpencer法に適用した場合、新川地すべりで $F_s = 1.104$ 、池田地すべりで $F_s = 1.047$ 、仲順地すべりで $F_s = 1.043$ 、薛城鎮地すべりで $F_s = 1.005$ となった。  
② $F_s$ の差違( $\Delta F_s$ )は、新川地すべり( $L/D = 9.6$ )で0.104(最大)、薛城鎮地すべり( $L/D = 12.8$ )で0.005(最小)となり、すべりの形状的な指標により影響されることが明らかにされた。  
③ $\Delta F_s$ は、すべり面の強度 $c'$ 、 $\phi'$ の大小と地すべりの形態に応じて決まり、すべりの形状的な指標および強度特性を勘案することで、 $\Delta F_s$ を予測できそうである。

参考文献 Fredlund, D. G. and Krahn, J. (1977) : Canadian Geotechnical Journal, 14, 429-439. 宜保清一 (1994) : 地すべり, 33(2), pp.46 - 50. 望月秋利, 三笠正人, 勝田守文 : 土木学会論文集, 370 (III-5), pp.261-270. 近藤觀慈・林拙郎 (1997) : 地すべり, 34(1), pp.15 - 23. 日本道路協会(1999) : 道路土工ーのり面工・斜面安定工指針ー, (社)日本道路協会, 345-353. 農業土木学会(1989) : 農林水産省構造改善局, 土地改良事業計画設計基準ー農地地すべり防止対策ー, (社)農業土木学会, 16-26. Spencer, E. (1967) : Géotechnique, 17, 11-26. 山上拓男・鵜飼恵三 (2001) : 地すべり, 38(3), pp.169 - 179.

図-2  $c'$  を変化させたときの $\Delta F_s$ (仲順)図-3  $φ'$  を変化させたときの $\Delta F_s$ (仲順)図-4  $c'$  を変化させたときの $\Delta F_s$ (薛城鎮)図-5  $φ'$  を変化させたときの $\Delta F_s$ (薛城鎮)

# 残留係数を導入した地すべりの三次元安定解析

琉球大学農学部 ○中村真也・宜保清一  
(有) 太田ジオリサーチ 林 義隆

## 1. はじめに

地すべりの安定解析では、すべり面の設定並びに安定計算上の困難さから、移動ブロックを二次元問題として取り扱っている（農業土木学会, 1989；日本道路協会, 1999）。その場合、地表面形状、すべり面形状、地下水水面形状等の三次元的な情報が無視されている（Chen & Chameau, 1983；Leshchinsky & Baker, 1986；太田・林, 1998, 2001）。適切な解析結果を導くためには、移動ブロックに関する情報を把握するための調査を十分に行い、三次元的に解析する必要がある（Baligh & Azzouz, 1975；Hovland, 1977；Ugai, 1985；鵜飼ら, 1986；Gens et al., 1988；鵜飼・細堀, 1988, 1989；Lam & Fredlund, 1993；太田・林, 2001）。一方、すべり面の平均強度定数を決定するために、調査・試験により得られる土質強度を解析に活用する試みがなされている（宜保ら, 1981, 1984, 2000；Skempton, 1985；宜保, 1987, 1996；小川, 1985；水野, 1990；Stark et al., 1998）。特に、移動量が大きい地すべりの解析では、残留強度の活用が提唱されているが（Skempton, 1964；宜保ら, 1981；農業土木学会, 1989；日本道路協会, 1999），残留強度のみの適用では安全率が過小に評価される（Skempton, 1964；小川, 1985；宜保, 1981, 1996）。その理由として、地すべりブロックの移動量がすべり面全域で一様でなく、移動量の大きい領域と小さい領域ではすべり面の形成・発達の状況が異なることが考えられる。著者らは、すべり形態、すべり面の状態および動員される強度を勘案し解析を行う「残留係数を導入した安定解析法」（宜保ら, 1981）により二次元解析を行い、土質強度を活用してすべり面の平均強度定数を得ている（宜保, 1996；宜保ら, 2000）。安定解析の一層の精度向上のためには、地表面形状、すべり面形状、地下水水面形状等の移動ブロックに関する情報を解析に活用する必要がある。本研究は、残留係数を導入した三次元安定解析手法を提案し、その有効性について検証したものである。

## 2. 残留係数を導入した三次元安定解析

### 2.1 すべり面付近泥岩の強度定数

本研究においては、三次元情報が十分得られている仲順地すべり（宜保ら, 2000）について検討を行った（Fig.1）。

仲順地すべりは豪雨により発生した初生の泥岩すべりで、地すべり斜面の中・上部では移動量が大きく鏡肌を呈するほどにすべり面が発達しており、斜面末端部では移動量が相対的に小さくすべり面付近の泥岩は破碎されている。前者の鏡肌面において残留強度が、後者においては破碎泥岩のピーク強度が動員される。

破碎ピーク強度は  $c'_f = 35 \sim 50 \text{kN/m}^2$ ,  $\phi'_f = 16.5^\circ \sim 35.5^\circ$  の比較的大きな範囲の定数を示した。 $c'_f = 35 \text{kN/m}^2$ ,  $\phi'_f = 16.5^\circ$  は、供試体が複雑な亀裂のネットワーク（亀裂の方向は水平面に対しほぼ  $45^\circ$ ）を有する場合の強度であり、進行性破壊の性状が顕著に現れている。再調整試料の完全軟化強度および残留強度の定数はそれぞれ  $c_{sf} = 0 \text{kN/m}^2$ ,  $\phi_{sf} = 29.5^\circ$  および  $c_r = 0 \text{kN/m}^2$ ,  $\phi_r = 9.3^\circ$  である。

### 2.2 三次元解析による平均強度定数と残留係数の推定

Fig.2 は、すべり停止後の地すべりブロックを示す。三次元安定解析では CAD を用いた解析プログラム（林ら, 2002）を用いて地すべりブロックを作成し、土研式 Hovland 法（中村ら, 1985）により計算を行った。土研式 Hovland 法は、Hovland 法（Hovland, 1977）の改良型で、分割要素コラムの滑動力の作用方向を最大傾斜方向としている。Hovland 法と同様、コラムの側面に作用する力を考慮していない。Hovland 法はすべりの推力の扱いに問題があるとの指摘があるが（Azzouz et al., 1978；Cavounidis, 1987），仲順地すべりではすべり面の三次元形状が計算精度の許容範囲（地すべり幅／すべり面深さ  $\geq 4$ ）に収まるので（林・太田, 1998；林, 2003），解析結果は妥当なものと考える。解析において安全率を  $F_s = 1.00$ （地下水位：実測最高水位）として、次式が導ける。

$$c' = -110.30 \cdot \tan \phi' + 23.69 \quad (1)$$

ここで、 $c'$  ( $\text{kN/m}^2$ ) および  $\phi'$  ( $^\circ$ ) はすべり面の土の強度定数。式において、 $110.30 \text{ kN/m}^2$  および  $23.69 \text{ kN/m}^2$  は、すべりブロックから計算された有効垂直応力の総計とせん断力の総計をすべり面面積で除したもので、すべり面全域で均一に作用する、有効垂直応力 ( $\sigma'_n$ ) とせん断応力 ( $\tau$ ) である。このように、地すべりは平行な 3 つの平面（地表面、地下水面、すべり面）からなるブロックに単純化される。

本地すべりのすべり停止後のすべり面は鏡肌面領域と破碎領域からなっているので、「残留係数を導入した安定解析法」の考え方に基づくと、すべり面の平均強度  $\bar{\tau}$  (定数:  $c'$ ,  $\phi'$ ;  $F_s = 1.00$ においてせん断応力  $\tau$  と一致) は、残留係数  $R$ 、残留強度  $\tau_r$  ( $c_r$ ,  $\phi_r$ ) およびピーク強度  $\tau_f$  ( $c_f'$ ,  $\phi_f'$ ) により次式で与えられる。

$$\bar{\tau} = R \cdot \tau_r + (1-R) \cdot \tau_f \quad (2)$$

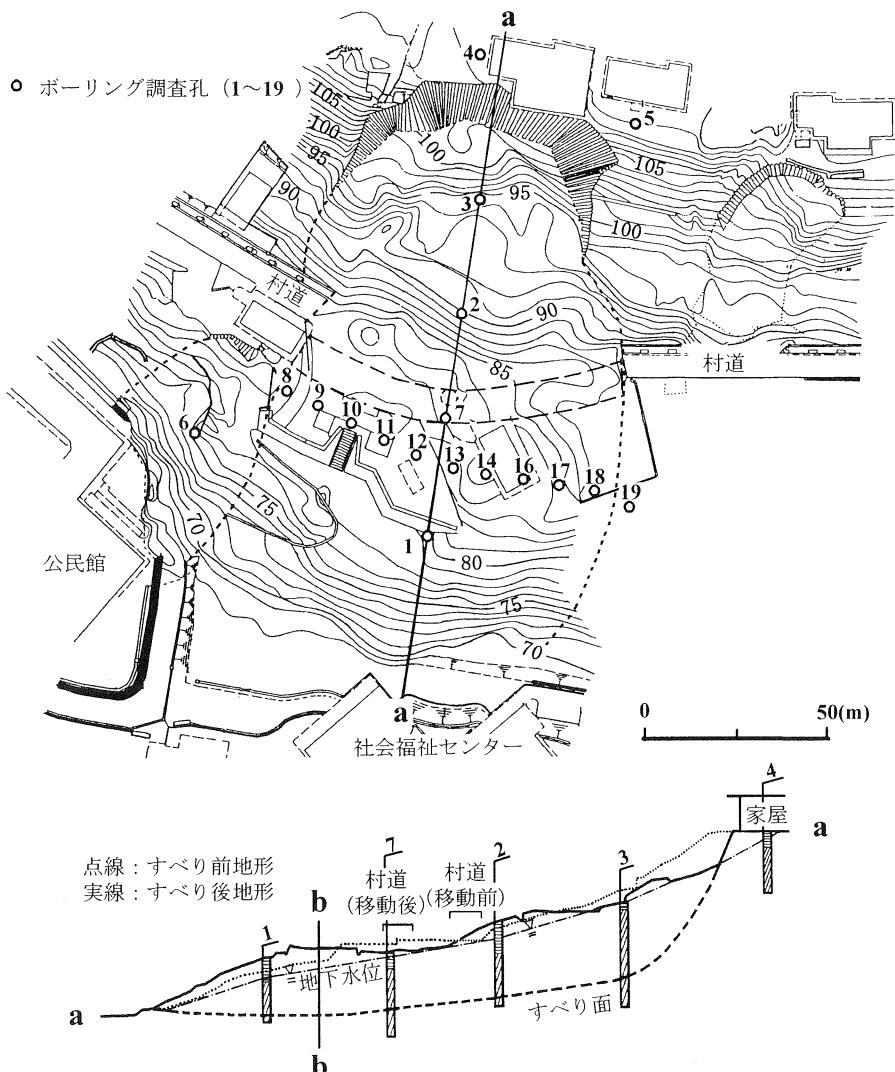
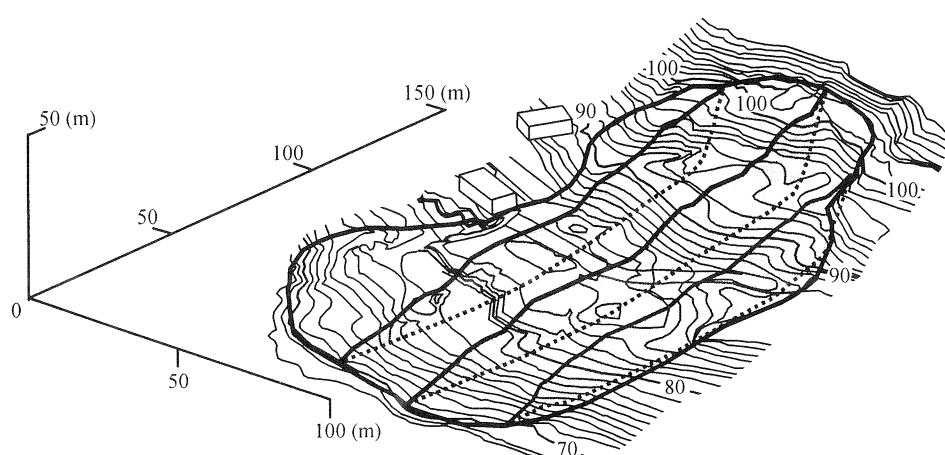


Fig. 1 仲順地すべりの平面および主要断面図

Plan and a-a main cross section through the Tyunjun landslide

Fig. 2 三次元地すべりブロック  
Three-dimensional landslide block

(2) 式中の  $\bar{c}$ ,  $\tau_r$  および  $\tau_f$  は、それぞれ

$$\bar{c} = \bar{c}' + \sigma_n' \cdot \tan \bar{\phi}' \quad (3)$$

$$\tau_r = c_r + \sigma_n' \cdot \tan \phi_r \quad (4)$$

$$\tau_f = c_f' + \sigma_n' \cdot \tan \phi_f' \quad (5)$$

で与えられる。 (4) 式および (5) 式を (2) 式に代入し、(3) 式と対応させ、(6) 式および (7) 式を得る。

$$\bar{c}' = R \cdot c_r + (1-R) \cdot c_f' \quad (6)$$

$$\tan \bar{\phi}' = R \cdot \tan \phi_r + (1-R) \cdot \tan \phi_f' \quad (7)$$

残留強度 ( $c_r = 0 \text{kN/m}^2$ ,  $\phi_r = 9.3^\circ$ ) および破碎ピーク強度 ( $c_f' = 50 \text{kN/m}^2$ ,  $\phi_f' = 35.5^\circ$ ) を (6) 式および (7) 式に代入して、(8) 式および (9) 式を導き、

$$\bar{c}' = R \cdot 0 + (1-R) \cdot 50 \quad (8)$$

$$\tan \bar{\phi}' = R \cdot \tan 9.3^\circ + (1-R) \cdot \tan 35.5^\circ \quad (9)$$

を得る。これらを (1) 式に代入して  $R=0.949$  を得た。最後に、 $R=0.949$  を (8) 式および (9) 式に代入することにより、残留係数を導入した三次元安定解析結果の  $\bar{c}' = 2.54 \text{kN/m}^2$ ,  $\bar{\phi}' = 10.9^\circ$  が決まる (Fig.3において、IP 点で与えられる)。

地すべりブロックの末端部で動員される強度として、完全軟化強度 ( $c_{sf} = 0 \text{kN/m}^2$ ,  $\phi_{sf} = 29.5^\circ$ ) を適用した場合、 $R=0.873$  が得られ、 $\bar{c}' = 0 \text{kN/m}^2$ ,  $\bar{\phi}' = 12.1^\circ$  となった。しかし、ボーリング調査によりすべり面に破碎域の存在が確認され、 $\bar{c}' \neq 0$  であることを考えると、完全軟化強度の適用は現実的でない。

### 3. 考察

#### 3.1 二次元安定解析結果との比較

Fig.1 の a-a 断面について、残留係数を導入した二次元解析（修正簡便法）を行った。三次元解析と同様、残留強度 ( $c_r = 0 \text{kN/m}^2$ ,  $\phi_r = 9.3^\circ$ ) および破碎ピーク強度 ( $c_f' = 50 \text{kN/m}^2$ ,  $\phi_f' = 35.5^\circ$ ) を適用した。 $R=0.859$  となり、得られた定数  $\bar{c}' = 7.04 \text{kN/m}^2$ ,  $\bar{\phi}' = 13.6^\circ$  は、三次元解析結果に比べてかなり大きい (Fig.4において、IP 点)。これは、最大断面について計算を行う二次元解析では地すべりブロックの形状が考慮されていないことに起因している。三次元では地すべり縁辺部のすべり抵抗効果も含むあって安全率  $F_s=1.00$  が維持されているためである。太田・林 (1998) は、最大断面が同一でも地すべりブロックの三次元形状が末端開放型と閉塞型の場合二次元と三次元解析結果が大きく異なることを示した。三次元解析では地すべりブロックの形状が正確に評価されるため、滑動力、垂直力等がより確かなものとなり、得られるすべり面平均強度定数は二次元解析による結果に比べて、適切な値といえる。

#### 3.3 すべり面における強度の関与領域

「残留係数を導入した三次元安定解析」の他の特長は、すべりの移動状況およびすべり面の状態を基に繰り返し計算を行うことにより、残留強度および破碎ピーク強度の関与領域の区分が可能となることである。すべり面において動員される強度として、移動量の大きいすべりブロックの中・上部において残留強度を、せん断領域が変形破壊により破碎状態になっている末端部ではピーク強度を想定し、解析により両強度の関与領域を分けた。Fig.5において、すべり面の網掛け部分が残留強度、他は破碎ピーク強度が動員される区域である。二次元解析においては、残留および破碎ピーク強度の関与領域の境界は Fig.1 の a-a 断面図の b-b に位置付けられた。しかし、実状は b-b 付近の土塊がすべり方向にほぼ水平移動しており、すべり面は残留状態に至っているとみなされる。これに対し、三次元解

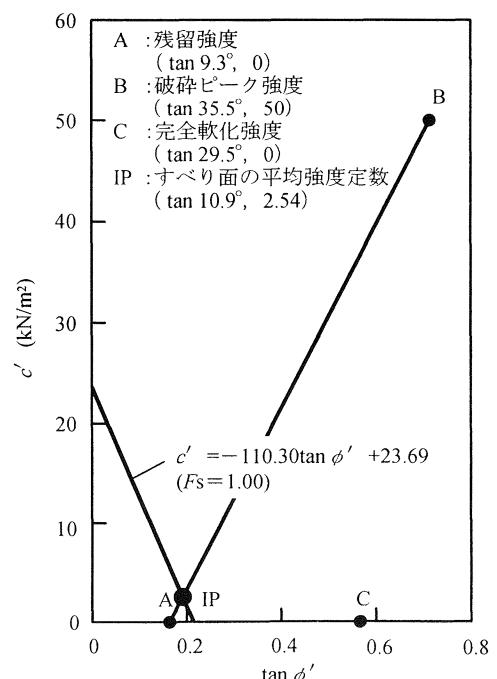


Fig. 3 残留係数を導入した三次元安定解析結果  
The  $c' - \tan \phi'$  relationship from the three-dimensional stability analysis in which the residual factor is incorporated

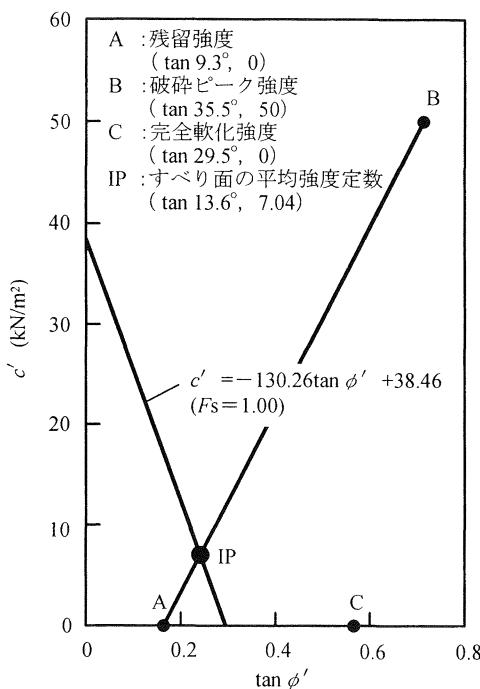


Fig. 4 残留係数を導入した二次元安定解析結果

The  $c' - \tan \phi'$  relationship from the two-dimensional stability analysis in which the residual factor is incorporated

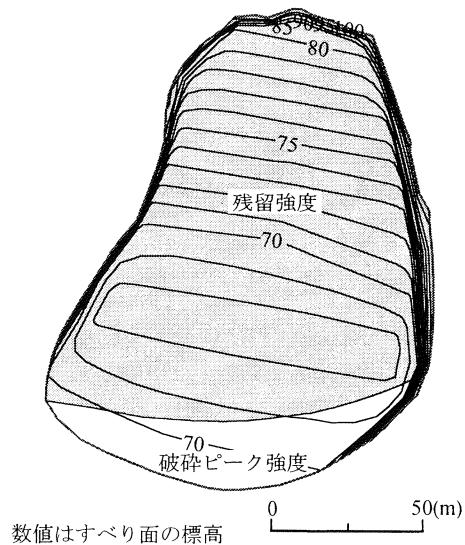


Fig. 5すべり面において動員される強度の領域  
Estimated regions of two mobilized strengths in slip surface

析結果では破碎ピーク強度の関与領域が b-b よりも下方に位置し、すべり面の実状とうまく符合した。このように、すべり面に動員される異なる複数の強度の領域が明確にされることにより、地下水排除工の効果の評価や抑止杭の効果的な打設等が可能になる。

#### 4.まとめ

地すべりの安定解析において、ピーク強度、完全軟化強度および残留強度の単独の適用は、安全率が過大または過小であると計算・評価してしまうため、すべり発生の事実が説明できない。提案された安定解析手法により、すべり面の平均強度定数が適切に算定され、二次元解析結果と比べてかなり小さいことが検証できた。また、本手法により、すべり時に動員されるピーク強度と残留強度の関与領域がすべり面全域で区分・表示できるので、地すべり防止のための合理的で効果的な設計・対策が可能となる。

本研究は科学研究費補助金（代表 宜保清一，13660247）の補助を受けて実施したものである。

#### 引用文献

- Baligh, M. M. and Azzouz, A. S. (1975) : *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, **101**(GT11), 1105-1117. Cavounidis, S. (1983) : *Géotechnique*, **37**(2), 207-210. Chen, R. H. and Chameau, J. L. (1983) : *Géotechnique*, **32**(1), 31-40. Gens, A., Hutchinson, J. N. and Cavounidis, S. (1988) : *Géotechnique*, **38**(1), 1-23. 宜保清一(1987) : 土と基礎, **35**(11), 27-32. 宜保清一(1996) : 地すべり, **33**(2), 46-50. 宜保清一, 小波藏政良, 吉沢光三(1981) : 地すべり, **18**(2), 11-18. 宜保清一, 中村真也, 周亞明(2000) : 土と基礎, **48**(8), 9-12. 宜保清一, 武居有恒, 小波藏政良(1984) : 地すべり, **20**(4), 1-6. 林義隆, 太田英将, 飯室明夫, 宜保清一(2002) : 第37回地盤工学研究会発表講演集, (社)地盤工学会, 大阪, 2201-2202. 林義隆(2003) : 地すべり, **39**(4), 42-45. 林義隆, 太田英将(1998) : 第37回地すべり学会研究発表会講演集, (社)日本地すべり学会, 長岡, 445-448. Hovland, H. J. (1977) : *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, **103**(GT9), 971-986. 高速道路調査会(1985) : 日本道路公団, 169-172. Lam, L. and Fredlund, D. G. (1993) : *Canadian Geotechnical Journal*, **30**, 905-919. Leschinsky, D. and Baker, R. (1986) : *Soil and Foundations*, **26**(4), 98-110. 水野恵司(1990) : 地形, **11**(1), 29-40. 中村浩之, 中嶋茂, 吉松弘行(1985) : 土木研究所資料, 第2265号. 日本道路協会(1999) : 道路土工ーのり面工・斜面安定工指針ー, (社)日本道路協会, 345-353. 農業土木学会(1989) : 農林水産省構造改善局, 土地改良事業計画設計基準ー農地地すべり防止対策ー, (社)農業土木学会, 16-26. 小川正二(1985) : 基礎工, **13**(9), 18-23. 太田英将, 林義隆(1998) : 第37回地すべり学会研究発表会講演集, (社)日本地すべり学会, 長岡, 441-444. 太田英将, 林義隆(2001) : 地すべり, **38**(3), 95-100. 佐々木慶三, 中村真也, 周亞明, 宜保清一(2001) : 地すべり, **37**(4), 23-31. Skempton, A. W. (1964) : *Géotechnique*, **14**(2), 77-101. Skempton, A. W. (1985) : *Géotechnique*, **35**(1), 3-18. Stark, T. D. and Eid, H. T. (1998) : *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division, ASCE*, **124**(11), 1049-1060. Ugai, K. (1985) : *Soil and Foundations*, **25**(3), 41-48. 鵜飼恵三, 細堀建司(1988) : 土木学会論文集, **394**(III-9), 21-26. 鵜飼恵三, 細堀建司(1989) : 土木学会論文集, **412**(III-12), 183-186. 鵜飼恵三, 細堀建司, 永瀬英生, 榎戸源則(1986) : 土木学会論文集, **376**(III-6), 267-276. 山上拓男, 鵜飼恵三(2001) : 地すべり, **38**(3), 9-19.

# 傾斜畑面における土壤クラストとその粒度組成

琉球大学農学部 宜保清一  
中村真也  
琉球大学大学院 ○松井亮太郎

## 1. まえがき

畑土壤の水浸透特性は、畑地の管理・保全上重要な影響要因である。傾斜畑面では、降雨に伴って土壤侵食が発生し、表面流去水は一部が凹面に滞留する。留水中の浮遊土粒子は土壤表面に沈積し、土壤クラストを形成する。土壤表面は、クラストにより被われて、土中への水の侵入が抑制されるため<sup>1)~5)</sup>、雨水は、流出率を上げ、分散した土壤粒子を運搬しつつ畑面を流下する。運搬される土壤粒子は、大きさや量が流出水の量や速度によつて異なり<sup>6)~8)</sup>、沈降・堆積状況も流出水の影響度合により異なる。したがつて、土壤クラストの形成形態は、畑面の位置により大いに異なることが考えられる。

本研究では、沖縄本島北部の赤黄色土地帯の畑面における土壤クラストの形成状況を調べ、その粒度および透水特性を室内試験により明らかにした。

## 2. 畑面における土壤クラストとその粒度組成

### 1) 今帰仁村嵐山

#### ①概況と畑面区分

調査地は、今帰仁村嵐山のパインアップル畑で、作付け後2ヶ月程度を経ていた。畑面へのマルチング施用は無く、顕著な土壤クラストが認められた。畑面勾配は2.2°で、土壤クラストの観察および試料採取に当たつては、傾斜方向に上方部(0~7m)および下方部(7~20m)に二分した。試料として、原土(深度10~20cm)と土壤クラストを採取した。

#### ②侵食および土壤クラストの形成状況

畑面の上方部では、雨滴の打撃による土粒子の飛散や剥離が活発であったことが推察され、砂・礫の残留が顕著であることから、生産された土粒子の多くが下方へ流去したことが示唆された。下方部で見られる土壤クラストは、凹面に滞留した濁水中の浮遊微細粒土が沈積して形成されたものである。クラスト層は幾重かの1~5mmの薄層からなり、過去の雨水流出の量や回数が推測される。

#### ③粒度組成

原土試料の物理的性質を表-1に示す。原土は、塑性指数が30.8で、分散率が43.5%である。粒度組成は、シルト分が45.2%と最も多く、<2μm粘土分は35.4%であった。

表-1 各傾斜畑の原土試料(<420μm)の物理的性質

| 試 料 | $\rho_s$<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | $w_L$<br>(%) | $I_p$ | $D_t$<br>(%) | 粒度組成(%) |        |          |           |
|-----|----------------------------------|--------------|-------|--------------|---------|--------|----------|-----------|
|     |                                  |              |       |              | <2μm    | 2-20μm | 20-200μm | 200-420μm |
| 嵐 山 | 2.680                            | 56.0         | 30.8  | 43.5         | 35.4    | 45.2   | 16.4     | 3.0       |
| 惣 慶 | 2.771                            | 66.4         | 37.7  | 47.1         | 47.0    | 22.7   | 23.2     | 7.1       |

図-1, に畑面の上方および下方部より採取した土壤クラスト試料の粒度組成を原土のそれと併せて示す。上方部では、原土に比べ粘土分およびシルト分が少なく、砂分が多い。下方部では、上方部に比べて粘土分およびシルト分が共に多く、砂分が少ない。下方部の粘土分は45%で、原土のそれよりも多い。これらは、上方部から流出微細土粒子（粘土・シルト）が下方部で沈積したことによる。

## 2) 宜野座村惣慶

### ① 概況と畑面区分

宜野座村惣慶の畑面は、裸地状態にあり、耕起後に2~3回の降雨を経験していた。畑面は勾配が2°で、土壤クラストの観察および試料採取は、上方部(0~7m), 中間部(7~20m), 下方部(20m~)に区分して行った。

### ② 侵食および土壤クラストの形成状況

畑面上方部には、耕起後の土壤塊の凹凸が見られる。土壤クラストは、小さな凹面に見られる程度であり、面的に占める割合が小さく、厚さも1mm程度のもので、土壤面との分離が困難であった。中間部では、流速が遅くなる比較的大きな凹面において、土壤クラストが形成され、縦縞の表流水痕も認められた。下方部では、面積の大きい土壤クラストが形成されていた。クラストは、厚層が約10mmのものもあり、土壤面との分離が容易で、クラスト層中には粘土粒子からなる緻密な部分が認められた。

### ③ 粒度組成

原土は、塑性指数が37.7で、分散率が47.1%である。その粒度組成は、 $<2\mu\text{m}$ 粘土分が47.1%と最も多く、細砂分23.2%, シルト分22.7%であった。図-2に、上方部、中間部および下方部より採取した土壤クラスト試料の粒度組成を原土のそれと併せて示す。上方部のクラスト試料は原土と同様の組成であるが、粘土分が幾分少ない。中間部では、粘土分およびシルト分が少なく、砂分が多い。このことは、畑面長が大きいため、中間部においては上方部からの流出水が合わさって掃流力が増大し、微細土粒子の大部分が下方へ運搬されたことを示唆する。下方部の試料は、粘土分およびシルト分が共に多く、上方および中間部からの浮遊微細土粒子が沈積しクラスト形成に至った。

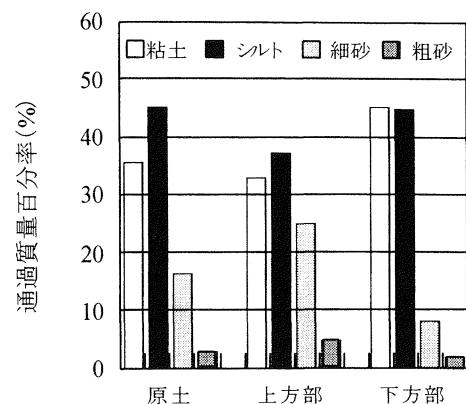


図-1 嶺山傾斜畑の原土および土壤クラスト試料の粒度組成

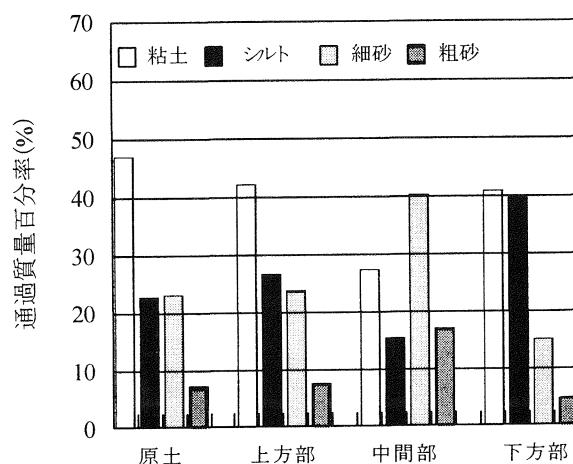


図-2 惣慶傾斜畑の原土および土壤クラスト試料の粒度組成

### 3. 土壤クラストの形成イメージ

図-3は、傾斜畑面における土壤侵食と土壤クラスト形成について、観察結果を基に作成したイメージ図である。畑面土壤は、大小さまざまな粒径の土粒子からなり、ランダム構造となっている。一般に土壤侵食では、土壤塊は雨滴の打撃によって破壊・分散・飛散し、流出水により土粒子は下方へ移動する。傾斜畑の上方部では、流出水に勢いがないために、粗砂等の比較的大きな土粒子がわずかながら凹面で沈積するが、大方は凸面での雨滴による侵食が主である。中間部では、上方部からの流出水が加わるので、傾斜方向の畑面長および畑面勾配が比較的大きい場合には掃流エネルギーが増大し、土壤面土粒子を剥離するが、エネルギーが小さい場合は逆に浮遊土粒子が沈積する。下方部では、浮遊細粒土の大部分が沈積するが、コロイド粒子は、沈降速度が遅いので、流出水が長時間滞留する場合に沈積する。

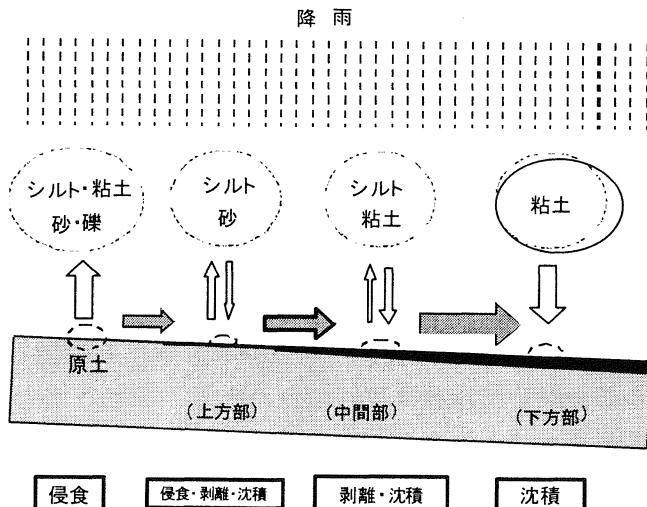


図-3 傾斜畑における土壤クラストの形成模式図

### 4. 畑土壤クラストの透水特性

#### 1) 透水試験

採取した土壤クラスト試料を用いて、作成クラスト<sup>9)~11)</sup>の透水係数測定のための定水位透水試験<sup>12)</sup>を行った。動水勾配增加に伴うフラックスとの関係から透水係数  $k$ を得た。所定量の供試土(沈積終了時のクラスト層厚  $L=2\text{mm}$  相当)より懸濁水を作り、水中落下により標準砂上に沈積させてクラスト供試体を作成し、水頭差を調整し通水を行った。水頭差は、 $H=10, 20, 26, 30, 36, 40\text{mm}$ とした。

#### 2) 土壤クラスト試料の透水係数

##### ①嵐山

図-4は、嵐山の原土試料と上方部および下方部の土壤クラスト試料のフラックス  $q$  と動水勾配  $i$  の関係を示したものである。 $i=20$ における  $q$  は、上方部で  $0.0065\text{cm/s}$ 、下方部で  $0.0035\text{cm/s}$  と、上方部の方が大きい。上方部では砂分が、下方部ではシルト・粘土分が多いことが影響している。原土もシルト・粘土分が多いために  $q$  が小さくなっている。 $i=20$ における透水係数は、上方および下方部で、それぞれ  $k=3.09 \times 10^{-4} (\text{cm/s})$ 、 $k=1.73 \times 10^{-4} (\text{cm/s})$ 、原土で  $k=1.90 \times 10^{-4}$

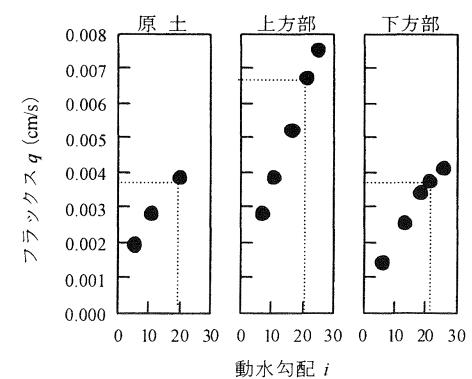


図-4 嵐山の原土および土壤クラスト試料の透水係数

(cm/s) となった。

## ② 惣慶

図-5は、惣慶の原土試料と上方および下方部の土壤クラスト試料の  $q$  と  $i$  の関係を示したものである。 $i=20$ における  $q$  は、上方部で  $0.00023\text{ cm/s}$ 、中間部で  $0.00040\text{ cm/s}$ 、下方部で  $0.00035\text{ cm/s}$  となり、中間部が大きいことが分かる。中間部では砂分が、上方部および下方部ではシルト・粘土分が多いことから、中間部では  $q$  が大きくなる。透水係数は、上方部で  $k=1.10 \times 10^{-5} (\text{cm/s})$ 、中間部で  $k=2.00 \times 10^{-5} (\text{cm/s})$ 、下方部で  $k=1.70 \times 10^{-5} (\text{cm/s})$ 、原土で  $k=1.30 \times 10^{-5} (\text{cm/s})$  となった。

嵐山、惣慶ともに粒度による透水係数の差異は小さかった。これは、クラスト作成時の湛水深が土粒子の分級に十分な深さであった場合、表層にその透水性を大きく支配する層が形成されるためであると考えられる。

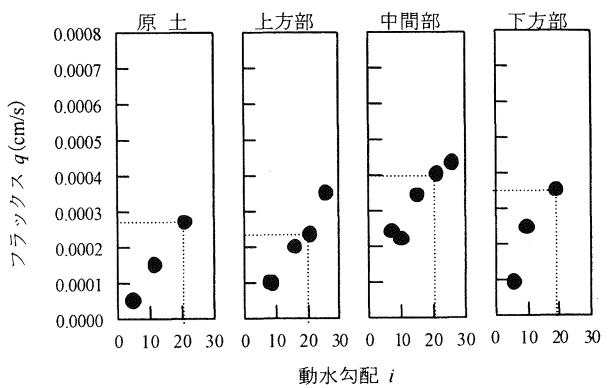


図-5 惣慶の原土および土壤クラスト試料の透水係数

## 5. あとがき

原土および畑面各部の土壤クラストの粒度組成は、上方部では原土に比べ粘土・シルト分が少なく、下方部では粘土・シルト分が多くなる。傾斜方向畑面長が大きい場合、上・下方部と流出水の影響度合の異なる中間部が存在し、その粒度組成は砂分が主であった。

土壤クラストの透水係数は構成粒度により多少異ったが、その差は小さかった。土壤クラストの緻密な表層が透水性を決定したためと考えられた。

参考文献 1)McIntyre, D. S. : Permeability measurement of soil crusts from raindrop impact, *Soil Science*, **85**, 261-266, 1958. 2)Hillel, D. & Gardner, W. R. : Steady infiltration into crust-topped profiles, *Soil Science*, **108**(3), 137-142, 1969. 3)Shainberg, I. : The effect of exchangeable sodium and electrolyte concentration on crust formation, *Advances in Soil Science*, 1, 101-122, 1985. 4)坂西研二, 早瀬吉男 : マサ土裸地面の降雨流出におけるクラストの影響に関する実験的研究, 農業土木学会論文集, **152**, 47-53, 1991. 5)西村拓, 中野政詩, 宮崎毅 : 室内人工降雨装置による土壤クラスト形成と侵食との関連性, 農業土木学会論文集, **146**, 101-107, 1990. 6)Durnford, D. & King, P. J. : Experimental study of the processes and particle size distributions of eroded soil, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE*, **199**(2), 383-398, 1993. 7)Das, S., Kusaka, T., Fukada, M. and Nishiyama, S. : Particle size distribution of the eroded soil and its relation to the original soil under the effect of surface flow, *Transactions of JSIDRE*, **206**, 13-18, 2000. 8)Kinnell, P. I. A. : The effect of slope length on sediment concentrations associated with side-slope erosion, *Soil Science Society of America Journal*, **64**, 1004-1008, 2000. 9)Agassi, M., Shainberg, I., and Morin, J. : Effect of electrolyte concentration and soil sodicity on infiltration rate and crust formation, *Soil Science Society of America Journal*, **48**, 848-851, 1981. 10)内田勝利 : 雨滴による土壤侵食と团粒土の耐水性, 農業土木学会誌, **50**(2), 22-33, 1982. 11)Shainberg, I., Levy, G. J., Levin, J. and Goldstein, D. : Aggregate size and seal properties, *Soil Science*, **162**(7), 470-478, 1997. 12)宜保清一, 宮良志乃, 中村真也 : 土壤クラストの透水性, 琉球大学農学部学術報告, **49**, 159-163, 2002.

## 破碎性砂の鋼材との摩擦特性

琉球大学農学部 新城俊也 小宮康明  
鹿児島大学大学院連合農学研究科 永吉功治  
琉球大学大学院 ○国吉真文

### 1. はじめに

周面摩擦に依存する杭の支持力問題においては、土と鋼材の摩擦係数を適切に評価する必要がある。土と杭材の摩擦係数は主に杭の表面の粗さに支配され、表面の粗さとともに摩擦係数は増加し、表面の粗い杭では摩擦角は土の内部摩擦角に近くなり、杭周辺の土中に破壊が発生するともいわれている。また、破碎性土では粒子破碎とともに鋼材の摩擦角が増加するとされている。これより本試験では、破碎性砂と豊浦砂について鋼材との摩擦試験を実施し、破碎性砂の鋼材との摩擦機構とそれに及ぼす表面粗度の影響について、シリカ質の豊浦砂との比較により検討した。

### 2. 試験装置

鋼材との摩擦試験は、下せん断箱固定、上せん断箱可動タイプの三笠式一面せん断試験装置を用いた（図-1）。本装置では、上せん断箱の代わりに摩擦試験用鋼材を治具で取り付けた。垂直応力は、鋼材可動用のガイド装置と上方反力枠との間に設置したロードセルで直接測定している<sup>1)</sup>。鋼材は長さ100mm、幅80mm、厚さ10mmのステンレスの鋼材を用いており、表面の粗度はブラストにより凹凸の最大高さR<sub>max</sub>（JIS B 0601-1982）を5, 10, 20, 30, 40, 50, 70μmの7段階に仕上げた。

### 3. 試験方法

試料は石灰質砂および豊浦砂を用いた。石灰質砂は主に石灰質生物群の遺骸を主成分としている。石灰質砂は2mmふるいを通過し、0.25mmふるいにとどまる粒度の試料を用いた。表-1と図-2に石灰質砂と豊浦砂の物理的性質および粒度分布を示した。供試体はいずれの試料もタッピング法で相対密度が50%程度になるように作成した。供試体作成後

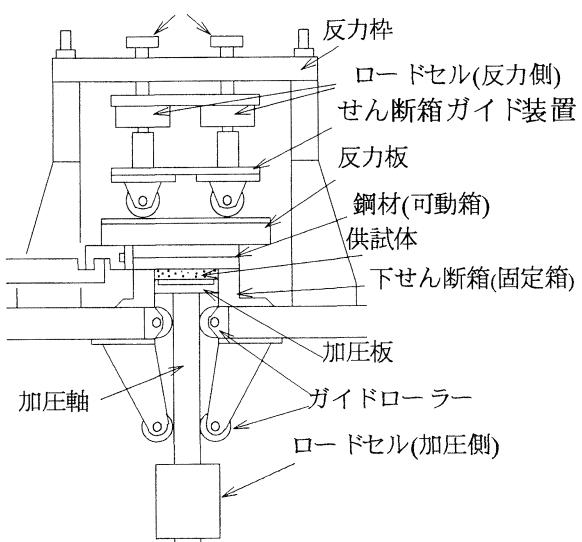


図-1 試験装置

表-1 物理的性質

|       |           | 豊浦砂  | 石灰質砂 | 調整砂   |
|-------|-----------|------|------|-------|
| 土粒子密度 | $\rho_s$  | 2.64 | 2.77 | 2.77  |
| 最大間隙比 | $e_{max}$ | 0.98 | 1.66 | 1.404 |
| 最小間隙比 | $e_{min}$ | 0.6  | 1.07 | 1.109 |
| 相対密度  | Dr(%)     | 48   | 50   | 50    |

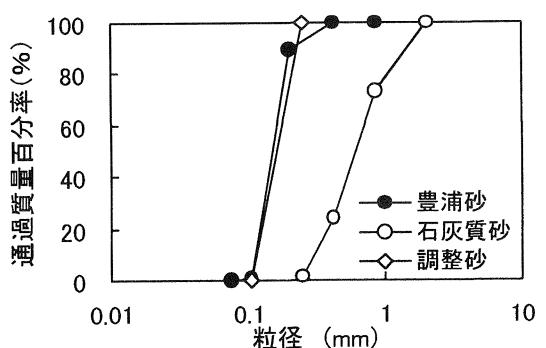


図-2 粒度分布

注水により湿润させた。摩擦試験は摩擦面の垂直応力を一定に保つ定圧条件下で行った。いずれの粗度においても、垂直応力は300kPaに設定して定圧試験をせん断速度0.2mm/minのもとでせん断を行い、せん断変位は25mmまで与えた。なお、鋼材と下せん断箱の隙間は0.2mmに設定した。

試験終了後粒子破碎状況を調べるため、供試体全体をとりだし、炉乾燥させてふるい分けを行った。粒子破碎量は試験前の0.25mmふるい通過量を考慮して表した。なお、石灰質砂については豊浦砂との対比のため粒径0.106mmから0.25mmまでの粒度調整試料についても同様な実験を行った(表-1, 図-2)。粒度調整試料については鋼材粗度R=5, 10, 30, 40μmの4段階の摩擦試験を行った。また、粒子破碎量は摩擦試験終了時に供試体のせん断面から2mmの深さまでの試料をとりだして、その部分に含まれる0.106mmふるい通過量が、供試体全体に占める割合をもって粒子破碎量P(%)とした。すべり開始時(せん断変位D=0.1~0.3mm)までの摩擦試験を行い、その時点での粒子破碎量と摩擦角についても調べた。

#### 4. 試験結果および考察

図-3は、摩擦試験結果を鋼材の粗度に対するせん断応力比( $\tau/\sigma_N$ )ーせん断変位D関係および垂直変位 $\Delta H$ ーせん断変位D関係で示したものである。豊浦砂では、せん断応力比は急激に増加して

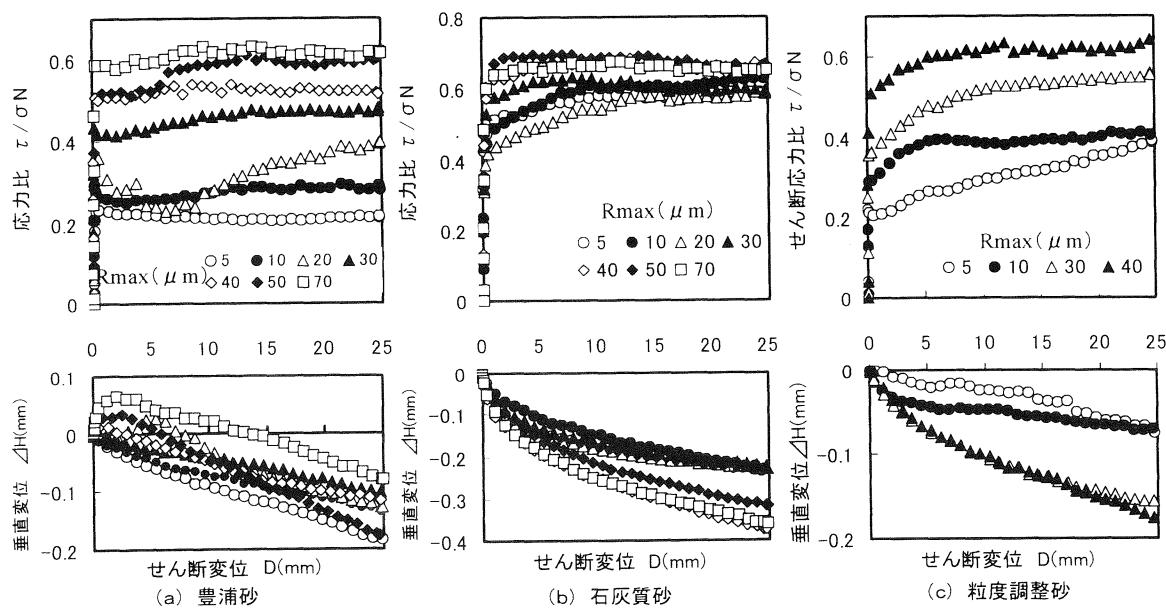


図-3 摩擦試験結果

ピークを示した後変動するが、せん断変位25mmではほぼ一定になっている。せん断応力比のピーク値は鋼材粗度の増加とともに増大し、またその値は変位25mmにおける値にほぼ近い値を示している。垂直変位 $\Delta H$ ーせん断変位D関係では、粗度が低い場合は体積圧縮を示すが、粗度の増加に伴って体積膨張に転じている。石灰質砂では、粗度が小さい場合はせん断応力比( $\tau/\sigma_N$ )は急激に増加し、その後ゆるやかな増加を続けているが、粗度が大きくなるとせん断応力比は急激な増加後、ほぼ一定となっている。また、垂直変位はいずれの粗度においてもせん断応力比の増加に対応して急激に減少した後、徐々に減少を示し、その減少の程度は鋼材粗度の増加とともに著しくなっている。土と鋼材の摩擦試験によると、摩擦の発生過程では変位は最初に発生する土粒子間のせん断変位と、その後に続く鋼材表面に沿ってのすべり変位からなり、せん断変位からすべり変位への移行時のせん断応力比

を摩擦係数としている<sup>2)</sup>。図-4は、図-3に示した豊浦砂と粒度調整砂についてせん断応力比( $\tau/\sigma_N$ )ーせん断変位D関係の初期段階を拡大したものである。豊浦砂では応力比が増加してピークを示す時点を、また粒度調整砂では応力比が増加し、応力比一定あるいは応力比增加割合一定に移行する時点を、それぞれすべり開始点とみなして(図中にすべり開始点を矢印で表示)、そのときのせん断応力比からすべり開始時

の摩擦角 $\delta_1$ を求めた。また、せん断変位25mmにおけるせん断応力比から終局の摩擦角 $\delta_f$ を決定した。

図-5は豊浦砂と粒度調整砂について鋼材粗度と摩擦角の関係を示したものである。豊浦砂ではすべり開始時の摩擦角 $\delta_1$ と終局の摩擦角 $\delta_f$ はいずれも鋼材粗度の増加に伴って増大し、しかもそれには差がみられず、ほぼ一致している。一方、粒度調整砂では、すべり開始時の摩擦角 $\delta_1$ と終局の摩擦角 $\delta_f$ はいずれも鋼材粗度の増加とともに増大し、鋼材粗度に係わらず摩擦角 $\delta_f$ はすべり開始時の摩擦角 $\delta_1$ よりも大きな値を示している。粒度調整砂の $\delta_1$ は鋼材粗度の大きさに関わらず豊浦砂の $\delta_1$ とほぼ一致し、せん断変位25mmでの $\delta_f$ は豊浦砂の $\delta_f$ よりも大きくなっている。

図-4からも明らかなように、豊浦砂および粒度調整砂いずれにおいても、すべり開始までの砂のせん断は鋼材粗度の増加に伴って増大しており、鋼材粗度が大きいほど砂の噛み合わせの効果が摩擦角の増加に関係している。

一方、豊浦砂でも粒子破碎を伴う高圧領域での鋼材との摩擦試験によると、すべり開始後も粒子破碎をともないながらせん断応力比すなわち摩擦係数が増加することが報告されている<sup>3)</sup>。

図-6に、粒度調整砂のすべり開始時(摩擦角 $\delta_1$ )およびせん断変位25mm時(摩擦角 $\delta_f$ )における粒子破碎量と鋼材粗度の関係を示してある。す

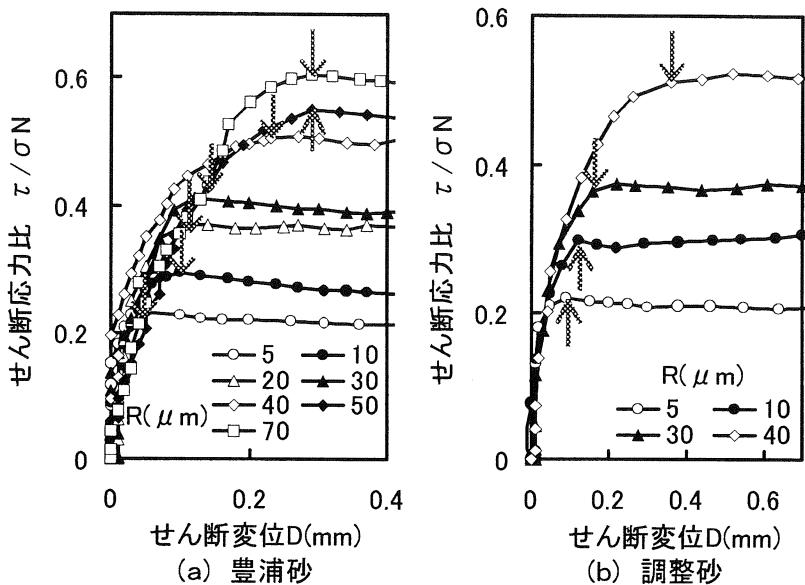


図-4 すべり開始点の決定

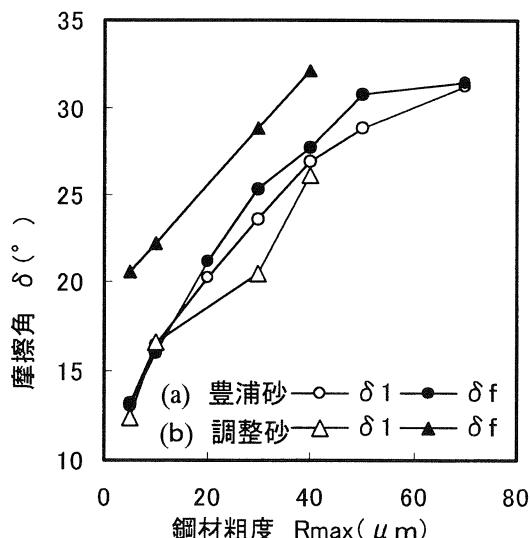


図-5 摩擦角と鋼材粗度の関係

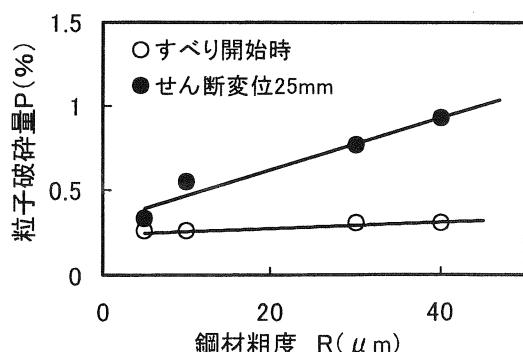


図-6 粒度調整砂の粒子破碎量と摩擦角の関係

べり開始時の粒子破碎は鋼材粗度にかかわらずほぼ一定であり、一方せん断変位 25mm 時における粒子破碎量は増加している。このことは、すべり開始時の摩擦角の増加は鋼材と土粒子のかみ合わせによるものであり、すべり開始以後の摩擦角の増加は、粒子破碎の影響によるものといえる。

図-7 に石灰質砂について、摩擦試験終了後の粒子破碎と鋼材粗度の関係および摩擦角  $\delta_1$  と  $\delta_f$  と鋼材粗度の関係を示した。 $\delta_1$  と  $\delta_f$  には鋼材粗度とともに増大し、 $\delta_f$  は  $\delta_1$  よりも大きく、それらには差が見られる。また粒子破碎は鋼材粗度の増加に伴って増加しており、石灰質砂の場合も  $\delta_1$  は粒子の噛み合わせ効果によるものであり、その後はすべりに伴う粒子破碎により摩擦係数は増加することがわかる。

図-8 に摩擦角  $\delta_f$  と鋼材粗度の関係を豊浦砂と石灰質砂について示してある。図中にはそれぞれの内部摩擦角  $\phi$  も示してある。豊浦砂では摩擦角は鋼材粗度の影響が著しく、鋼材粗度の増加に伴い内部摩擦角に近い値に増大している。石灰質砂では粒子破碎の影響を含み、低い粗度でも摩擦角は大きく、鋼材粗度の増加による摩擦角の増加は緩やかである。鋼材粗度  $R_{max}=70 \mu m$  における摩擦角は豊浦砂では内部摩擦角の 95%程度、石灰質砂では内部摩擦角の 85%程度に増大している。

## 5.まとめ

石灰質砂と鋼材との摩擦試験によって得られた主な結果は以下のようである。

- 1) 砂の鋼材との摩擦角は鋼材表面における砂粒子の噛み合わせに支配され、粗度の増加に伴い増大する。
- 2) 破碎性の石灰質砂では、鋼材表面における砂粒子の噛み合わせに加えて、すべり開始以後の粒子破碎によって摩擦角が増加する。

## 参考文献

- 1) 新城・瀬戸内秀規：さんご礁石灰質堆積物の鋼材との摩擦特性、土と基礎、第 49 卷第 8 号、pp.4-7, 2001
- 2) Uesugi,M and Kishida,H : Influential factors of friction between steel and dry sands ,Soils and Foundations, Vol.26,No.2, pp. 33-46, 1986
- 3) 岸田英明・上杉守道：高圧下における砂-鋼材間の摩擦と粒子破碎、土と基礎、第 32 卷第 2 号、pp.51-56, 1984

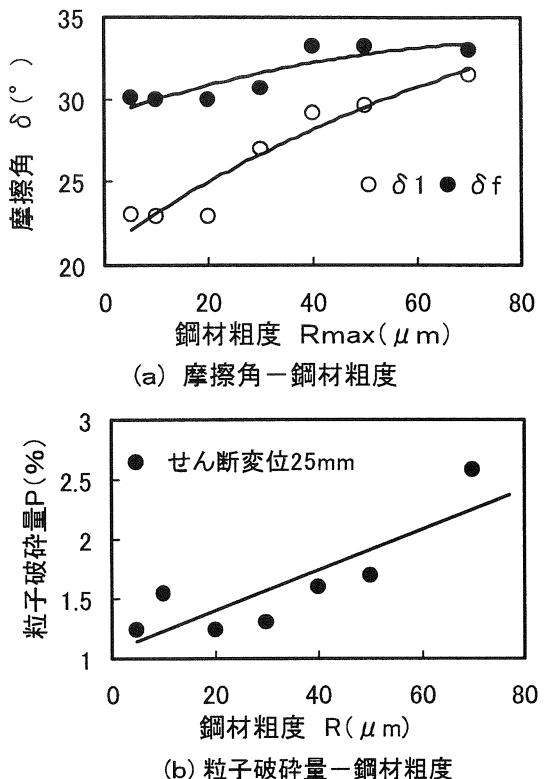


図-7 石灰質砂の摩擦試験結果

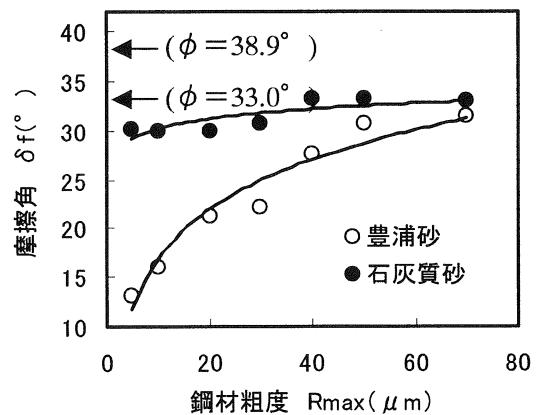


図-8 摩擦角と鋼材粗度の関係

# 破碎性地盤での杭の周面摩擦力発生機構

鹿児島大学大学院連合農学研究科 永吉功治

## 1. はじめに

破碎性地盤では杭の打ち込みに伴い周面摩擦力が低下することが知られている。その原因として、杭周辺地盤のせん断に伴う体積収縮によって杭表面に作用する垂直応力が低下することが指摘されている。図-1に示すように、杭の打ち込みに伴う粒子破碎によって杭周辺地盤の体積が収縮するとゆるみ域が生じる。そのゆるみ域周辺地盤にはアーチ作用の発達する層が形成され、ゆるみ域への変位が拘束される。このことが杭表面に作用する垂直応力の低下の要因であると考えられる。

アーチ作用により杭周辺地盤の変位が拘束された場合、杭表面付近の土に体積圧縮が生じても周辺の土は押し寄せてくることはない。その状態は図-2に示すように、一面せん断試験による供試体の高さを一定に保つ定体積試験に置き換えることができる。そこで、本研究では杭周辺地盤の変位が拘束された条件下での破碎性土と鋼材との摩擦力発生機構を定体積試験により検討し、それらに及ぼす鋼材表面粗さの影響についても調べた。

## 2. 実験方法

破碎性土にはさんご礁海域に堆積している石灰質砂を選定した。実験には、その石灰質砂を粒径 2mm から 0.25mm までの範囲に調整して用いた。試料の物理的性質と粒度分布を表-1と図-3に示す。

摩擦試験には、せん断面における垂直応力が測定できるよう改良した三笠式一面せん断試験装置を用いた<sup>1)</sup>。摩擦試験は、上せん断箱の代わりに長さ 100mm、幅 80mm、厚さ 10mm の鋼材を取り付けて実施した。鋼材の表面粗さは  $R_{\max}=5 \mu m$  から  $100 \mu m$  の 7 段階に変化させた。

供試体はタッピング法により相対密度が約 50% になるよう作成した。なお、供試体は水を注入して湿潤させた。

摩擦試験は供試体の体積を一定に保つ定体積試験を実施した。初期垂直応力は  $\sigma_{N0}=50 kPa$  から  $700 kPa$  の範囲で変化させた。圧密終了後、せん断変位速度  $0.5 mm/min$  のもとで試験を行った。そのときのせん断変位は  $25 mm$  まで与えた。

| 表-1 物理的性質    |                   |      |
|--------------|-------------------|------|
| 土粒子密度        | $\rho_s (g/cm^3)$ | 2.77 |
| 最大間隙比        | $e_{\max}$        | 1.66 |
| 最小間隙比        | $e_{\min}$        | 1.07 |
| $CaCO_3$ 含有率 | %                 | 96   |

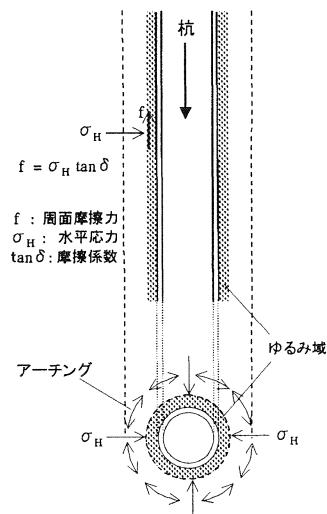


図-1 杭の周辺地盤状況

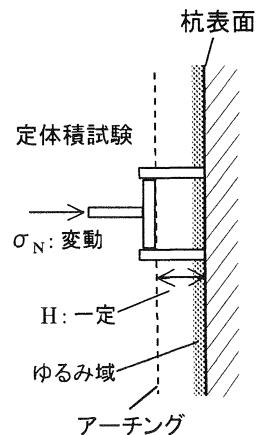


図-2 定体積条件下での摩擦機構と定体積試験の関係

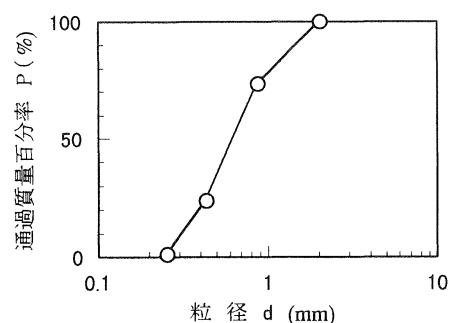


図-3 試料の粒度分布

試験終了後、粒子破碎量を調べるために $0.25\text{mm}$ ふるいを用いて試料全体のふるい分けを行った。

### 3. 実験結果および考察

図-4は、せん断応力 $\tau$ —せん断変位 $D$ 関係、垂直応力比 $\sigma_N/\sigma_{N0}$ —せん断変位 $D$ 関係およびせん断応力 $\tau/\sigma_N$ —せん断変位 $D$ 関係を鋼材粗度 $R_{max}=30\mu\text{m}$ と初期垂直応力 $\sigma_{N0}=300\text{kPa}$ の場合についてそれぞれ示したものである。ここで、垂直応力 $\sigma_N$ は初期垂直応力 $\sigma_{N0}$ との比で示してある。せん断応力 $\tau$ はせん断初期にピークを示した後急激に減

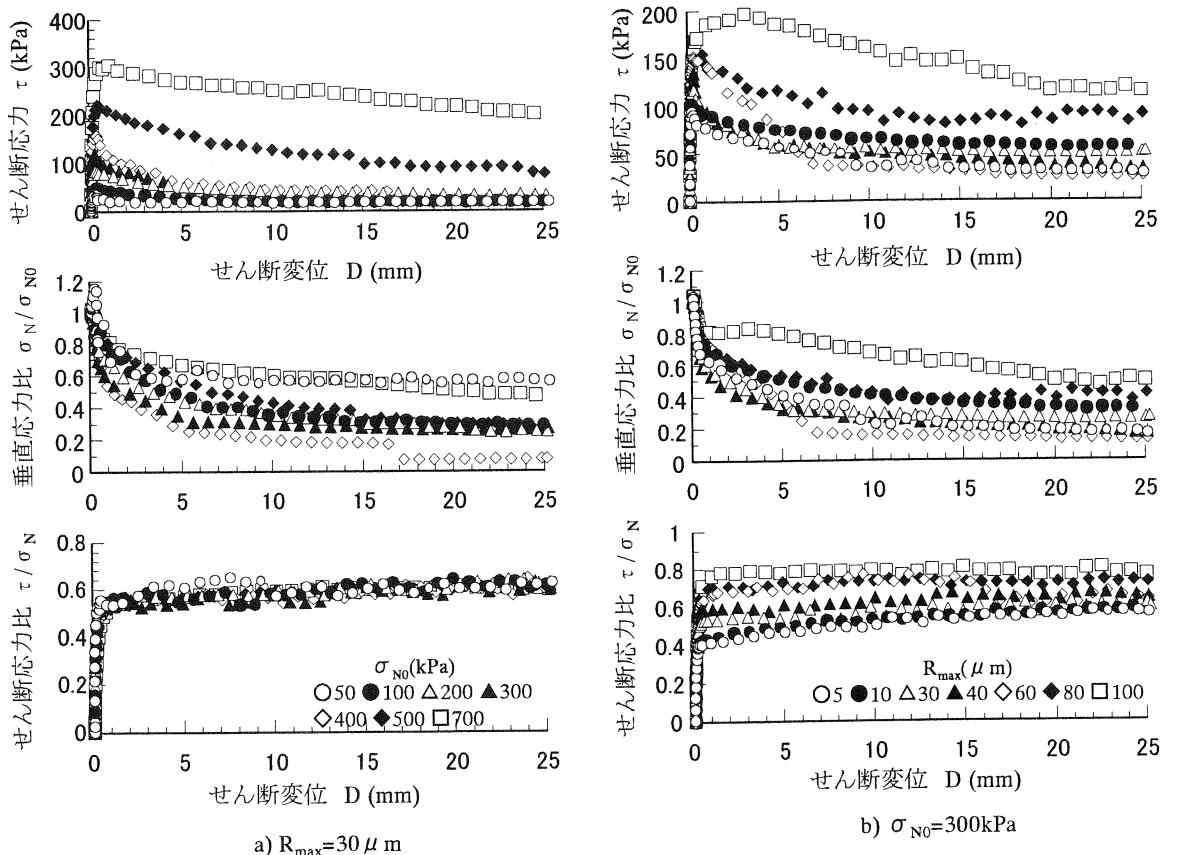


図-4 定体積試験結果

少している。それに伴い垂直応力 $\sigma_N$ は急激に減少し、その後も徐々に減少し続けている。一方、せん断応力比 $\tau/\sigma_N$ は、急激に増加した後減少することなく徐々に増加し、ほぼ一定値に達している。その値は鋼材粗度の増加に伴い増大している。

土と鋼材との摩擦試験によると、摩擦の発生過程には土粒子間のせん断変位とそれに続く土と鋼材とのすべり変位からなり、すべり変位への移行点におけるせん断応力比を摩擦係数としている<sup>2)</sup>。ここでは、図-5に示すように、せん断初期のせん断応力比の傾きが一定値に達する点をすべり開始点とみなし、その時点の応力比から求めた摩擦角を $\delta_1$ とした。一方、せん断応力比は試験終了までにはほぼ一定値に達していることから、そのときの摩擦角を $\delta_f$ とした。図-6は、鋼材粗度 $30\mu\text{m}$ の場合の摩擦角 $\delta_1$ と $\delta_f$ について初期垂直応力ごとに示したものである。摩擦角 $\delta_1$ と $\delta_f$ は

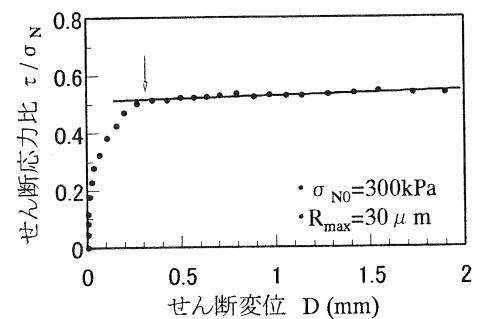


図-5 すべり開始点の決定

初期垂直応力に関わらずほぼ一定値を示している。また、摩擦角は $\delta_1$ から $\delta_f$ へ増加しているが、その原因としてすべり後に生じた碎屑物が鋼材の粗面を埋めることにより土と鋼材との摩擦機構から土と土の摩擦機構に近づくためであるとしている<sup>3)</sup>。ここで、定体積試験での粒子破碎状況を調べるために、図-7に試験後の0.25mmふるい通過量pと初期垂直応力 $\sigma_{N0}$ の関係を各粗度ごとに示す。通過量pは垂直応力および粗度の増加とともに増大しており、定体積条件下でも粒子破碎が生じているのがわかる。

次に、定体積条件下での摩擦力の発生機構を応力経路より検討した。図-8には、鋼材粗度30μmでの初期垂直応力300kPaの場合の応力経路について示してある。せん断応力 $\tau$ は、ピークに達した後、すべり開始時の摩擦角 $\delta_1$ 線上に達する。その後、粒子破碎による摩擦角の増加を伴いながら、せん断応力 $\tau$ は摩擦角 $\delta_f$ 線に至っている。その破壊線(摩擦角 $\delta_f$ 線)に達したせん断応力 $\tau$ は、破壊線上に沿って減少し続けている。このことから、定体積条件下での摩擦力は、摩擦角は増加するにも関わらず、垂直応力の低下に伴って減少することがわかる。

図-9は、鋼材粗度30μmおよび初期垂直応力300kPaの場合における応力経路を初期垂直応力 $\sigma_{N0}$ で正規化し、破壊線に至るまでの応力経路をそれ

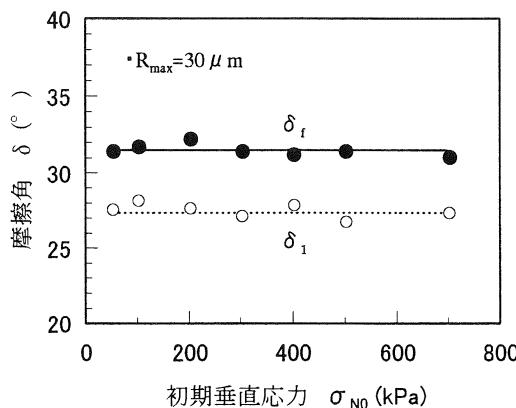


図-6 摩擦角 $\delta_1$ および $\delta_f$ と垂直応力の関係

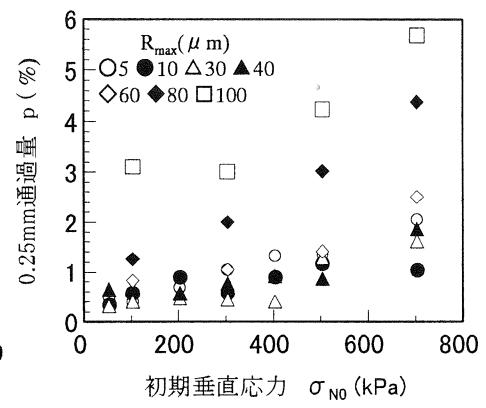


図-7 粒子破碎と垂直応力の関係

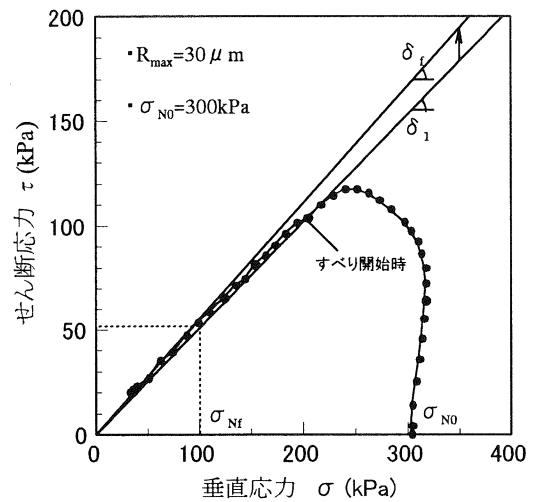
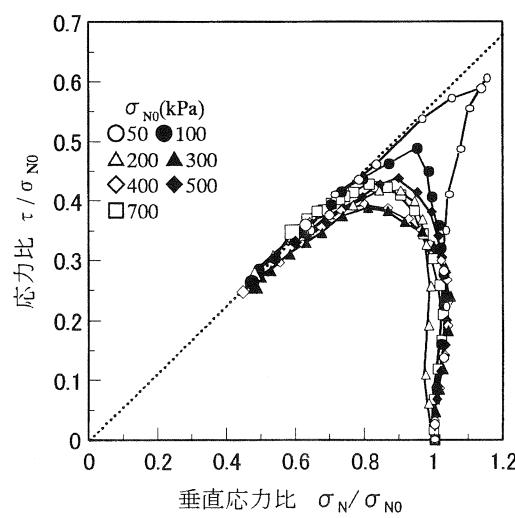
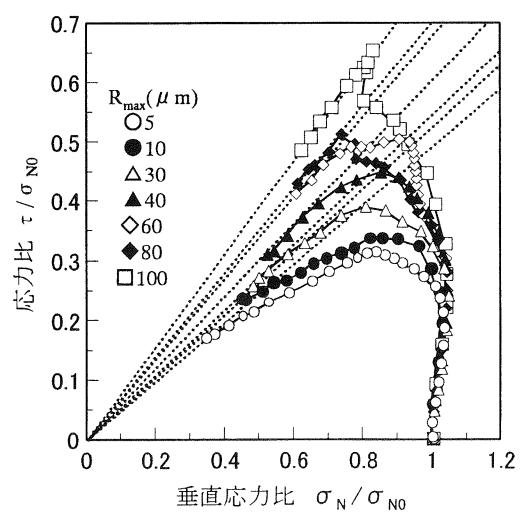


図-8 定体積試験による応力経路



a)  $R_{\max} = 30 \mu\text{m}$



b)  $\sigma_{N0} = 300 \text{kPa}$

図-9 初期垂直応力で正規化した応力経路

それ示したものである。応力経路は、初期垂直応力に関わらず、ほぼ同じ破壊線に達している。そのときの垂直応力比  $\sigma_{Nf}/\sigma_{No}$  の値は約 0.4 から 0.6 の範囲にある。一方、粗度が増加すると破壊線は増大し、応力経路が破壊線に達するときの垂直応力比  $\sigma_{Nf}/\sigma_{No}$  は約 0.4 から 0.6 の値に増加している。

図一10 は、垂直応力比  $\sigma_{Nf}/\sigma_{No}$  について初期垂直応力および鋼材粗度との関係をそれぞれ示したものである。垂直応力比  $\sigma_{Nf}/\sigma_{No}$  は、初期垂直応力および鋼材粗度の増加に伴い一定値に達する傾向がみとめられるものの、概ね 0.4 から 0.6 の範囲にあり、その平均値は約 0.5 である。

土と鋼材との定体積試験による応力経路を定体積条件下にある地盤中の杭の周面摩擦力と対応させるため、垂直応力を杭表面の水平応力に、摩擦力を杭の周面摩擦力に置き換える。杭表面の水平応力が一定に保たれている場合、周面摩擦力  $f_0$  は、次式で与えられる。

$$f_0 = \sigma_{H0} \tan \delta = K \sigma_v \tan \delta_f \quad (1)$$

ここに、 $\sigma_{H0}$ :杭表面の水平応力、 $K$ :土圧係数、 $\sigma_v$ :土かぶり圧、 $\tan \delta_f$ :摩擦係数である。

図一8 に示すように、垂直応力は初期の  $\sigma_{No}$  から  $\sigma_{Nf}$  に低下することから、杭表面では水平応力が初期の  $\sigma_{H0}$  から  $\sigma_{Hf}$  に低下したときに破壊が生じる。このときの周面摩擦力  $f_f$  は次式で与えられる。

$$f_f = f_0 \left( \frac{\sigma_{Hf}}{\sigma_{H0}} \right) = K \left( \frac{\sigma_{Hf}}{\sigma_{H0}} \right) \sigma_v \tan \delta_f \quad (2)$$

水平応力比  $\sigma_{Hf}/\sigma_{H0}$  は垂直応力比  $\sigma_{Nf}/\sigma_{No}$  に対応することから、杭の周面摩擦力  $f_f$  は、水平応力の減少により、水平応力一定の周面摩擦力  $f_0$  の約 50% 程度にまで低下することになる。

#### 4. まとめ

破碎性砂と鋼材との定体積条件での摩擦試験によると、摩擦角は粒子破碎により増加するものの、垂直応力は粒子破碎に伴う体積収縮により低下する。この垂直応力の低下が摩擦力の減少をもたらしていると言える。また、垂直応力の低下には鋼材粗度がほとんど影響しないことがわかる。

#### 参考文献

- 1) 新城俊也, 濑戸内秀規:さんご礁石灰質堆積物の鋼材との摩擦特性, 土と基礎, 第 49 卷 8 号, pp.4-7, 2001
- 2) Uesugi, M. and Kishida, H.: Influential factors of friction between steel and dry sand, Soils and Foundation, Vol.26, No.2, pp.33-46, 1986.
- 3) 新城俊也, 小宮康明, 永吉功治, 国吉真文:破碎性砂の鋼材との摩擦特性に関する一検討, 第 84 回農業土木学会九州支部講演集(投稿中), 2003

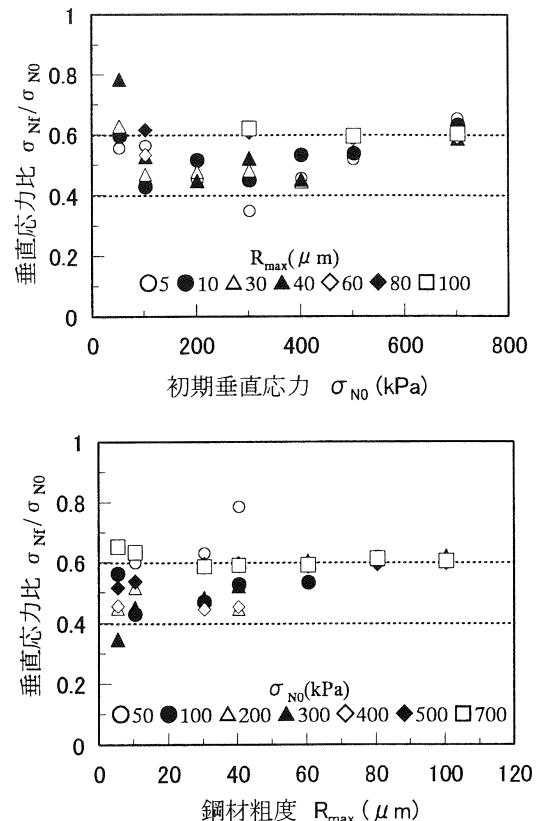


図-10 破壊線に接したときの垂直応力比と初期垂直応力および鋼材粗度の関係

# 中城湾港（新港地区）西岸壁空洞対策について

中城湾港建設事務所 建設課  
主 任 古川 裕市

## 1. はじめに

中城湾港新港地区は、勝連半島と泡瀬岬に囲まれた港奥部に位置し、本県における物流の那覇港一極集中を緩和し、産業の振興、雇用機会の創出、産業構造の改善並びに県土の均衡ある発展に資するため、流通機能と生産機能を合わせ持った港湾を整備することを目的として昭和59年1月から西ふ頭の整備が進められました。

西ふ頭（写真-1）の-7.5m岸壁エプロンにおいては、ほぼ全延長に渡って、沈下・ひびわのが生じ、エプロン中央の一部では陥没も発生した。（写真-2）このまま放置すると荷捌重機等の重大事故に繋がる可能性がある。そのため今回の報告は、これまでの調査・結果を踏まえた沈下及び陥没のメカニズムの解明と、今後の対応策についての考え方を説明するものであります。

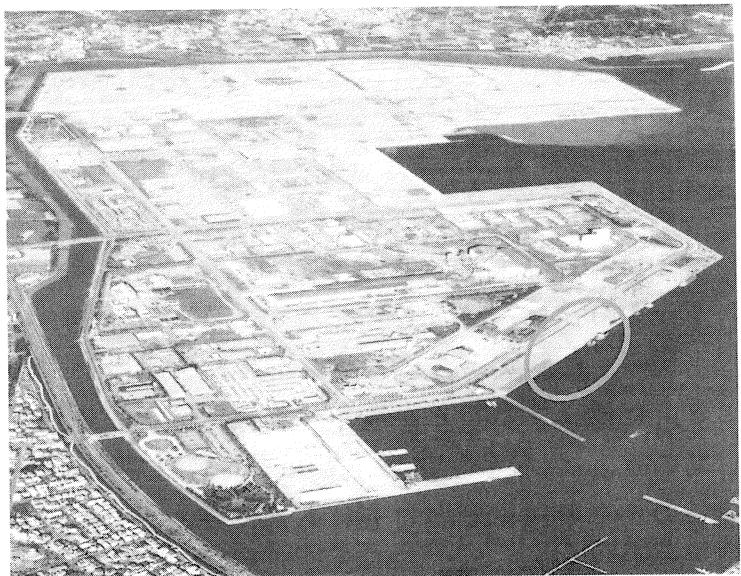


写真-1 新港地区全景

## 2. 対象岸壁（-7.5m）の経緯

対象岸壁の主な履歴を以下に示す。

- ①昭和61年度から62年度に本体工竣工  
(16~17年前)
- ②平成2年度から平成3年度に港湾施設用地ドレン施工及びエプロン舗装
- ③平成5年12月 供用開始  
荷役状況：取扱貨物→砂（盛土高4m程度）  
(設計上は、盛土高さ：2m)
- ④エプロン部中央部が全域にわたって沈下
- ⑤平成14年2月陥没確認（写真-2）
- ⑥平成14年5月陥没部砂充填工施工
- ⑦平成14年12月調査開始

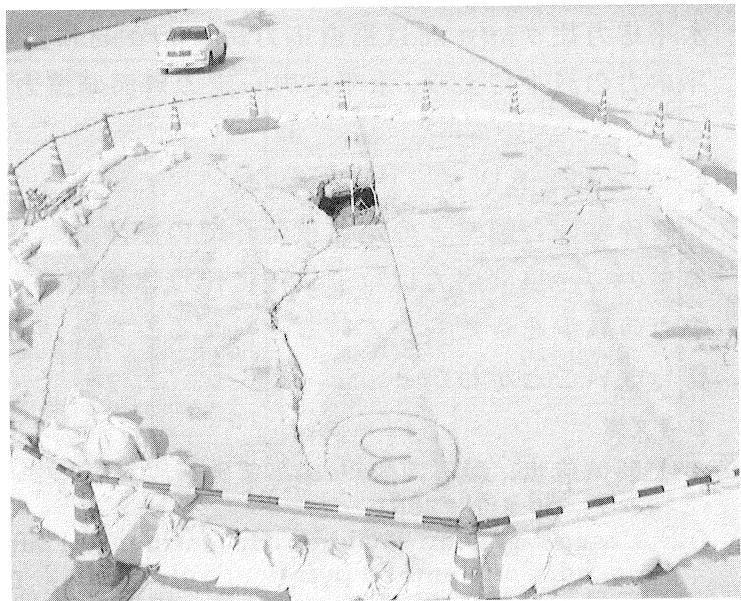
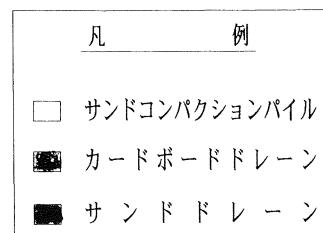


写真-2 陥没状況

図-1 岸壁平面

-7.5m岸壁平面図

250,400 (ドレン打設範囲)

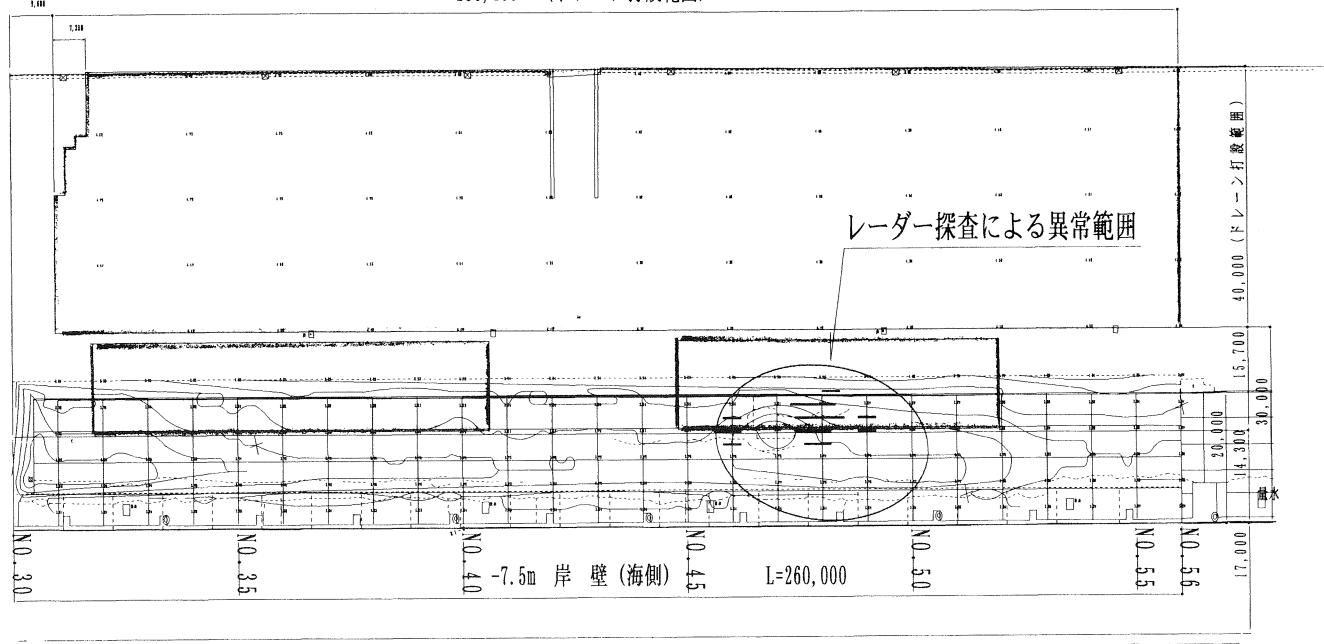
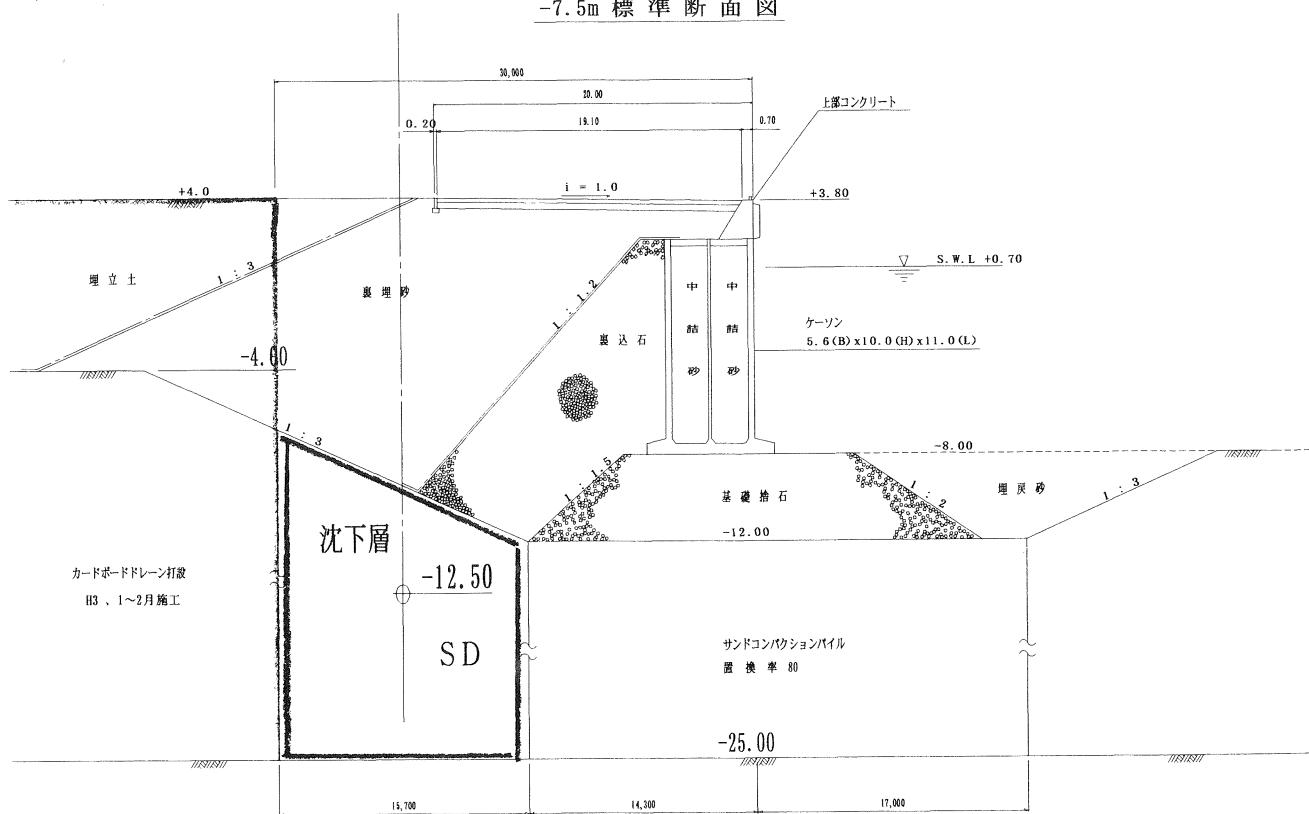


図-2 岸壁断面図

-7.5m 標準断面図

### 3. これまでの調査項目及び目的

#### 3. 1 現況測量及び目視調査

岸壁エプロン部の現況や表面変状（亀裂・沈下）を調査し、竣工事計画高と現況高の高さを比較して、エプロン部の状況を捉える。又潜水調査を行いケーソン本体、目地部の状況を確認する。

#### 3. 2 詳細調査

##### ①地中レーダー探査（地表部ゆるみ・空洞の調査：地下水位以上）

電磁波を地中に伝播させ、異質な境界で反射した伝播電磁波の回帰に要した時間を計測し、状況を画像化して、空洞箇所を特定する。調査深度2～3mと比較的浅い範囲の調査である。

##### ②試掘調査

実際にエプロン舗装を撤去して、空洞の状況を目視確認する。着色水の注入による水の流れ調査（吸出土砂の行き先調査）、路盤及び裏込砂を掘削して、防砂シート及び防砂目地板の破損状況の確認を行う。

##### ③EM探査（地中部ゆるみ・空洞の調査：地下水位以下）

高周波を地層にあて、その伝達速度により、地層の硬軟を判断するものである。調査深度が50m程度まで、かつ地下水位以下の、地盤ゆるみ程度を測定することが出来る。

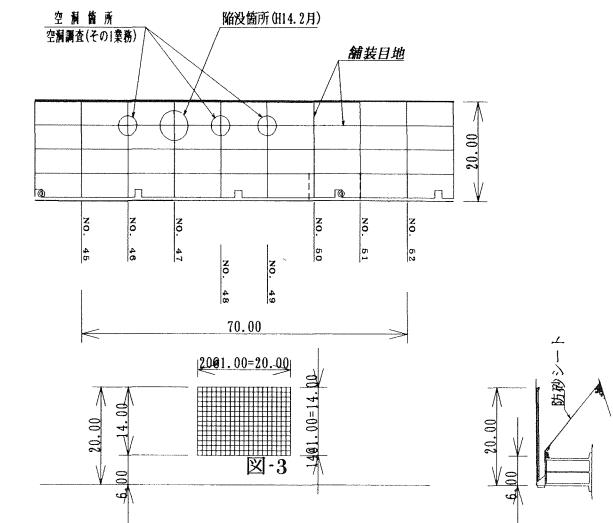
## 4. 調査結果

### 4. 1 現況測量及び目視調査結果

#### ①エプロン部

- 岸壁エプロン部全体的に亀裂及び沈下が見られ（平均約15cm）竣工時の逆勾配になっている箇所もあり、岸壁エプロン部に雨水が溜まる状況である。（写真-3）又エプロン端部小口止付近に空洞が確認された。

（岸壁から20m箇所）



### 4. 2 詳細調査結果

#### 4. 2. 1 レーダー探査（地下水位以上）

レーダー探査の結果、図-4のとおり空洞が確認出来た。空洞位置は 岸壁本体(海側)から約15m付近の位置に存在し、エプロン舗装の目地付近に多く発生している。

## -7.5m岸壁 平面図

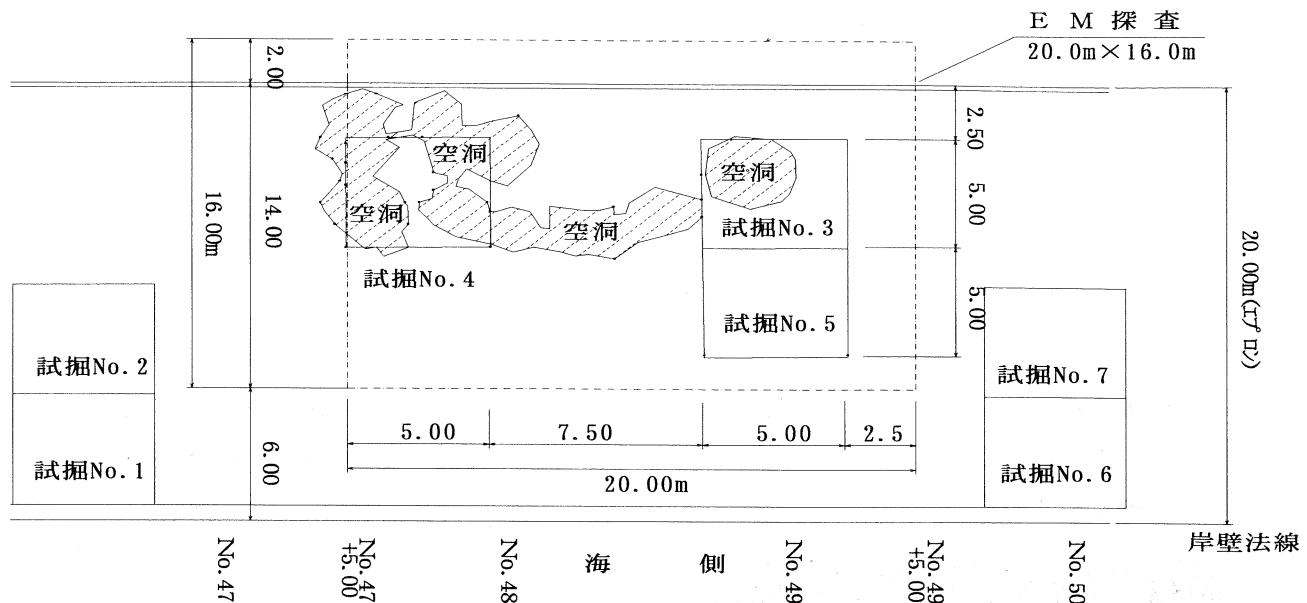


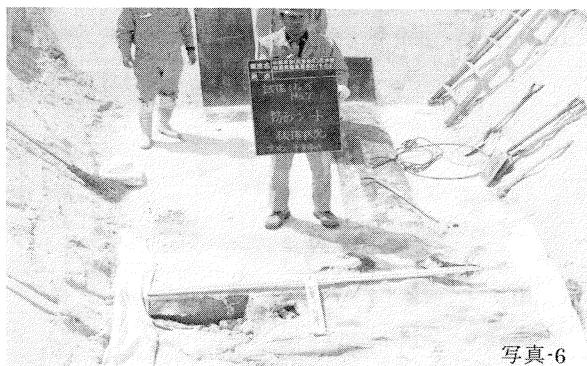
図-4 詳細調査箇所図（試掘・EM）

## 4. 2. 2 試掘調査

舗装直下において、2m程度の空洞が確認出来、路盤に多数のクラックも見られた。又着色水による注水試験を行った結果、岸壁全面（海）への流出は確認出来なかった。



防砂板は特に異常はなかったが、防砂シートの破損を確認した。現場のシート片を採取し、強度及び伸び率の試験を行った。結果は、製品強度以下であり、防砂シートは劣化していると思われる。



#### 4. 2. 3 EM探査（地下水位以下）

レーダー探査では、水のあるL. W. L以下での空洞調査は出来ないことから、EM探査により調査を行うことにした。その結果を図-5, 6に示す。

結果として、○（緑）部分は一連の空洞の直下であり、法線平行方向に水平に存在している。○（ピンク）部分は目地間の中央に位置し、垂直に存在している。又裏込石の内部である。これらはいずれもケーソン目地へのつながりは見受けられない。

以上より、水中部については次の点が考えられる。

ケーソン目地部周辺の裏込石内部へ移送された砂が充填され高比抵抗を示し、低比抵抗のゆるみとして検出されていない。逆に○（ピンク）部分は砂が充填されていないのでゆるみとして捉えられている。水中部では裏込石に砂が充填されるためには、裏込石法面全体から砂が供給されることになると推測する。

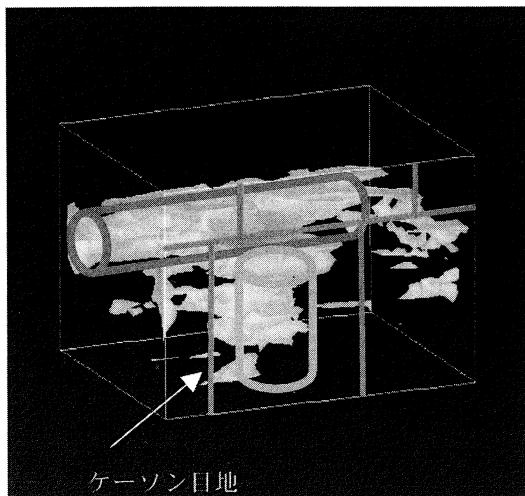


図-5

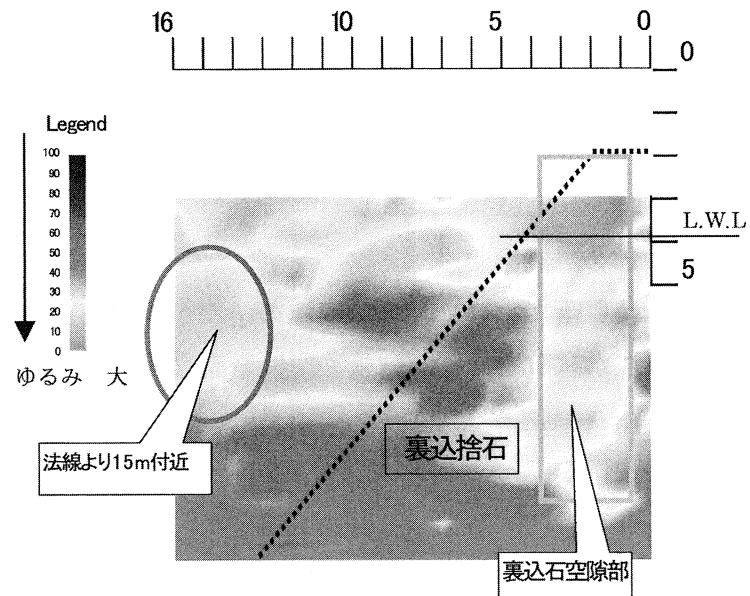
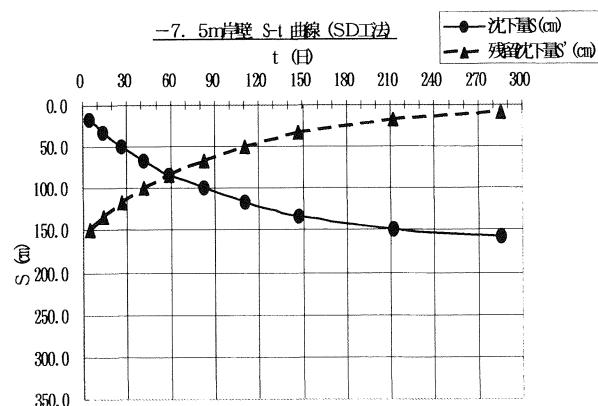


図-6

#### 5. 沈下量の測定

供用後の平均沈下量は15cmであることから、ほぼ設計時予測通りの結果と言える。(設計18cm) 又-7.5m岸壁は、サンドドレン工法が施工されているため、圧密は完全に完了していると思われる。

|            | -7.5m岸壁 |       |
|------------|---------|-------|
|            | 竣工時     | 供用時   |
| 層厚(m)      | 11.50   | 11.50 |
| P0(t/m²)   | 6.38    | 6.38  |
| ΔP(t/m²)   | 16.14   | 24.14 |
| Pn(t/m²)   | 14.45   | 18.45 |
| Mv(cm²/kg) | 0.080   | 0.060 |
| U          | 1.00    | 1.00  |
| β          | —       | —     |
| S(cm)      | 148.5   | 166.6 |
| 供用後の沈下     | 18      |       |



## 6 沈下及び空洞発生のメカニズム

調査結果から結論として、

- ① 裏込捨石下層の沈下により、防砂シートに引張亀裂が発生した。(図-7 参照)
- ② 砂の流出は、潮汐及びケーソン前面と背後の水位差により、水分子の移動を伴って、防砂シートの破損箇所の隙間から流出した可能性が大きい。
- ③ 砂の移送経路は、破損した防砂シート部分（裏込石法面）を通過し、裏込捨石内部の空隙部分へ入り込んでいると推測する。
- ④ 空洞の発生から成長、舗装のクラック発生のメカニズムは下図に従って次のように考えられる。(図-8)

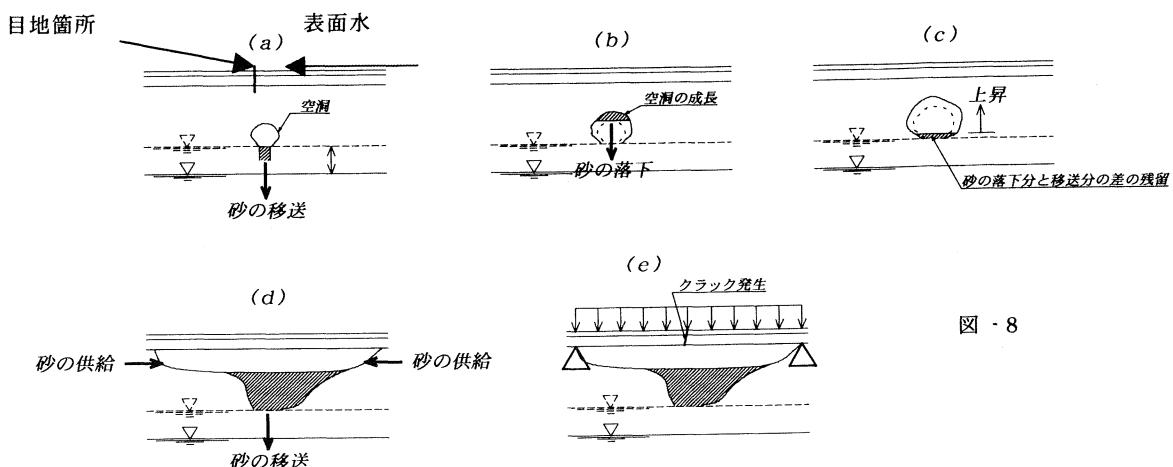
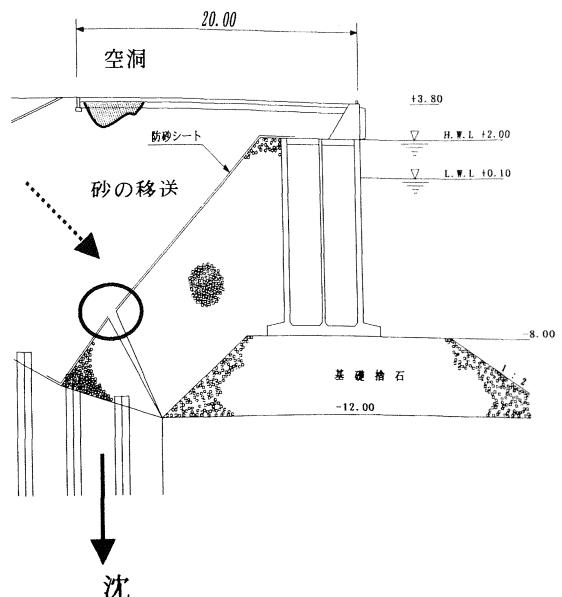


図-8

- (a) : 空洞は潮汐や降雨時の水圧力変化で生じる土粒子の乱れと移送により発生する。
- (b) (c) : ある程度空洞が発生すると空洞天井部の砂塊が崩落し下部に溜まる。空洞は上図の (b) (c) を繰り返し成長しながら舗装部に達する。
- (d) : 舗装部に達すると砂の崩落範囲が横方向に広がり、下部に溜まる量が移送総量を上回り、空洞が扁平な形に成長していく。
- (e) : 空洞が広がると荷重を支えきれなくなつて、舗装にクラック及び破壊を生じる。今回の空洞位置が、エプロン舗装の目地部に存在することから、雨水が浸透し、砂の移送量を増加させ空洞の成長をさらに助長する。

## 7. 今後の対応

対策案・・・・・①サンドコンパクションパイル工法

②多点注入工法

③ドレーン工法

今後は、上記の工法を比較検討して、試験施工を実施する予定である。

## 沖縄地盤工学会会員

|     |   |  |
|-----|---|--|
| 顧問  | 上原 方成<br>新城 俊也<br>宜保 清一   | 上原地盤工学研究所<br>琉球大学農学部<br>琉球大学農学部  |
| 会長  | 原 久夫  | 琉球大学工学部  |
| 副会長 | 加藤 進<br>渡嘉敷 直彦  | 琉球大学工学部<br>琉球大学工学部   |
| 会員  | 石井 正<br>伊野波 盛義<br>大城 祐子<br>喜納 源太<br>知念 洋一郎<br>新垣 健二<br>砂川 尚之<br>平良 聰<br>宗像 勇<br>名嘉 健<br>宮城 富夫<br>吉沢 光三<br>与那嶺 滿 | パシフィックコンサルタンツ(株)<br>(株)中央建設コンサルタント<br>(社)沖縄建設弘済会<br>岡三リビック(株)<br>(株)大富建設コンサルタント<br>(株)沖縄建設技研<br>(株)日興建設コンサルタント<br>(株)沖技<br>(株)岩下建技コンサルタント<br>沖縄県<br>上城技術情報(株)<br>(株)清光研究所<br>応用地質(株) |

## 広 告 目 次

### 会 社 名

|                      |    |
|----------------------|----|
| (株) 朝日建設コンサルタント      | 1  |
| (株) アジア測量設計          | 1  |
| 岩下建技コンサルタント          | 1  |
| 宇部マテリアルズ (株)         | 2  |
| 応用地質 (株)             | 2  |
| (株) 大富建設コンサルタント      | 2  |
| 大野産業 (株)             | 3  |
| 岡三リビック (株)           | 3  |
| (株) 沖技               | 3  |
| (資) 沖土質コンサルタント       | 4  |
| (株) 沖縄建設技研           | 4  |
| (有) 沖縄地盤調査           | 4  |
| 沖縄地質調査業協会            | 5  |
| (株) 沖縄土木設計コンサルタント    | 6  |
| (株) 沖縄物理探査           | 6  |
| 奥村組土木興業 (株)          | 6  |
| オパス (株)              | 7  |
| 協和建設コンサルタント          | 7  |
| (株) 京和土建             | 7  |
| 錦城護謨 (株)             | 8  |
| (株) 国建               | 8  |
| J F E スチール (株)       | 8  |
| (株) 芝岩エンジニアリング       | 9  |
| 上城技術情報 (株)           | 9  |
| (株) 白石               | 9  |
| 新構造技術 (株)            | 10 |
| (株) 誠研舎              | 10 |
| (株) ソイル              | 10 |
| 大東エンジニアリング           | 11 |
| (株) 中央建設コンサルタント      | 11 |
| 蝶理 (株), (資) 導プランニング  | 11 |
| 千代田工営 (株)            | 12 |
| 東京ソイルリサーチ            | 12 |
| (株) 南城技術開発           | 12 |
| (株) 日興建設コンサルタント      | 13 |
| (株) 不動建設             | 13 |
| (株) ホーブ設計            | 13 |
| 三井化学産資 (株)           | 14 |
| リウコン (株)             | 14 |
| 琉球セメント (株)           | 14 |
| (株) ワールド設計, (株) 海邦技研 | 15 |

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



## 株式会社朝日建設コンサルタント

取締役会長 友利徹夫

代表取締役 島田信明 常務取締役 比嘉武光

常務取締役 金城明 技術顧問 野里耕正

〒901-2133 沖縄県浦添市城間3丁目9番1号

☎(098)877-9110 FAX(098)876-8383

### 測量・建設・補償コンサルタント業

- 土地区画整理 ● 造成設計 ● 施工監理
- 土木設計 ● 測量全般 ● 補償業務



## 株式会社アジア測量設計

代表取締役社長 松川清康

専務取締役 親川勇

本社 〒901-2131 沖縄県浦添市牧港4丁目4番5号

電話 (098)877-6738 FAX (098)879-6607

登録部門 { ● 建設コンサルタント（建10）第6410号・測量業第6・10745号  
● 地質調査業（質14）第1712号・補償コンサルタント（補11）第2600号  
● 土壤汚染状況調査環境大臣指定 環2003-1-739



株式会社

## 岩下建技コンサルタント

代表取締役 下地巖

取締役副社長 鎧浜勇吉

取締役専務 仲本政功

常務取締役兼  
土質部長 長堂嘉光

本社 沖縄県浦添市前田1529-1

宮古支店 沖縄県平良市久貝1076-7

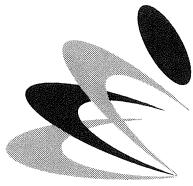
〒901-2102 電話 (098)879-6489(代)

〒906-0013 電話/FAX (09807)2-6906

FAX (098)877-0478

石灰、セメント系地盤改良材グリーンライム

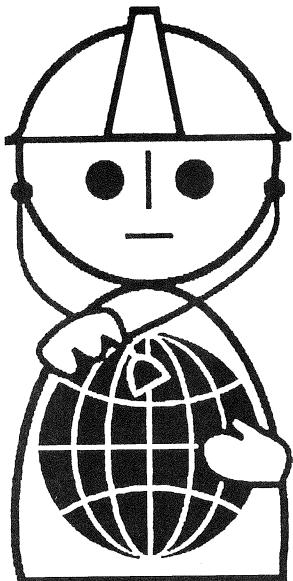
盛土補強、地盤安定用ジオグリット テンサー  
発砲スチロールブロック軽量盛土工法 E P S 土木工法  
(三菱化学グループ製品特約店)



**宇部マテリアルズ株式会社**

軟弱地盤でお困りの際は気軽に御連絡ください。

山口販売部／山口県美祢市伊佐町伊佐4611～1 TEL 0837 (52) 0178  
沖縄連絡先／沖縄県那覇市港町3丁目5番地1 TEL 098 (861) 1950  
(沖阪産業(株)建材部)



**地球のお医者さん**

**OYO**

応用地質株式会社 沖縄支店  
〒900-0025 沖縄県那覇市字壺川3丁目2番地6  
TEL :098-855-3515 FAX :098-855-3530



**株式会社大富建設コンサルタント**

代表取締役社長 比嘉一郎  
土質測量部長 国吉真孝

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

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」



# 大野産業株式会社

代表取締役社長 當野 幸哉

本 社(生コン工場) 南風原町字新川345番地 ☎098-889-3487

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)

土木資材、新工法のパイオニア

ソフトなハードワーカー



## 岡三リビック株式会社 沖縄営業所

〒901-0305 糸満市西崎町5丁目10番地

TEL098-840-9360 FAX098-840-9361

### 【景観商品】

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

### 【盛土工法】

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

### 【軟素材】

- ・C P ドレーン(繊維透水管)
- ・ローマット
- (湿潤ベントナイトシート)
- ・ファブリフォーム(布製型枠)

建設コンサルタント・測量・地質・土質調査・施工管理・補償



## 株式会社 沖 技

代表取締役会長 小波藏 政 良 代表取締役社長 兼 城 昇

専務取締役 照屋 義明

沖縄県浦添市屋富祖3丁目33番3号 (山城ビル3F)

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

## 営業種目

建設コンサルタント業務・地質及び土質調査業務  
測量業務・磁気探査業務・施工管理業務



# 合資会社 沖土質コンサルタント

建設コンサルタント業 (11)-6592号  
建設大臣登録 測量業 (9)-4599号  
地質調査業 (9)-1061号

代表者 大底 隆一  
常務知名 朝盛

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

～自然に優しく 未来を見つめて～

営業種目 { 測量業務、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

常務取締役 金城 真明 取締役 粟国 明

〒901-2126 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

国土交通省登録業者

地質調査業(質)15第2077号・測量業第(1)28705号

# OJC (有)沖縄地盤調査

●土質試験 ●地質調査 ●磁気探査 ●測量 ●土木設計 ●施工管理 ●環境汚染対策調査  
地中の謎を解き、地域に貢献します。

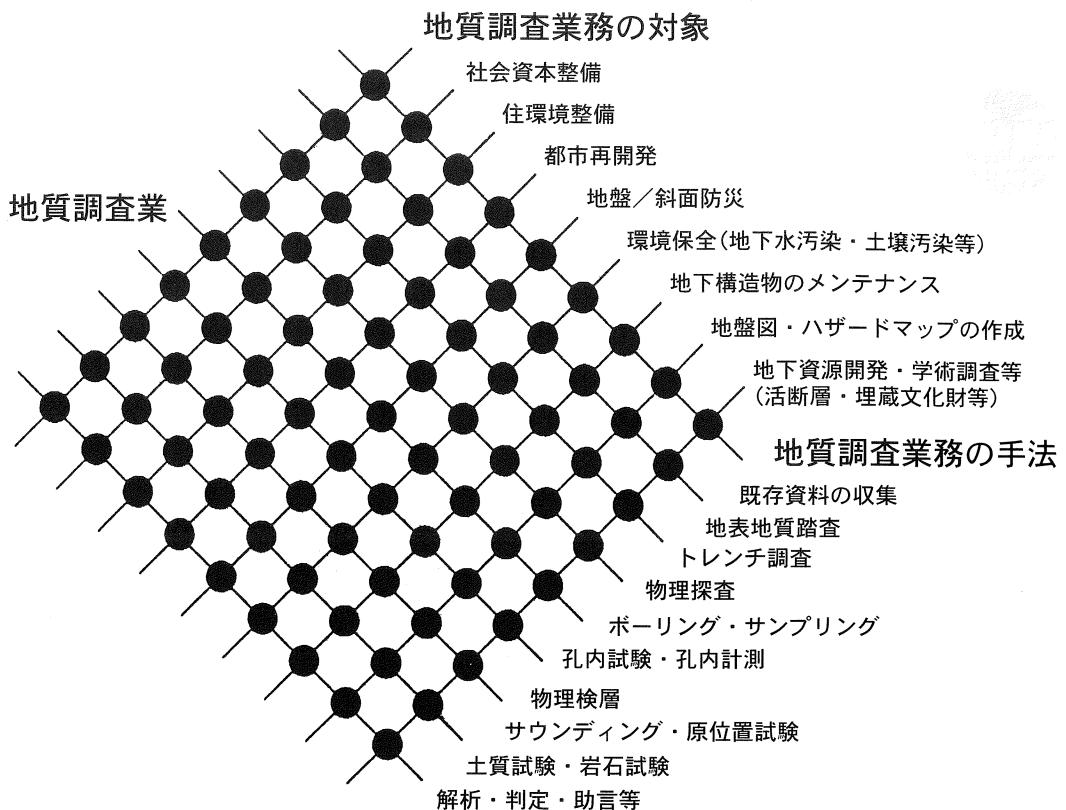
代表取締役 仲嶺 茂

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

本社 〒904-0103 沖縄県北谷町字桑江478-5 TEL(098)936-9955

事業部 〒904-2172 沖縄県沖縄市泡瀬1-2-28 TEL(098)938-2226

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



社団法人 全国地質調査業協会連合会  
沖 縄 県 協 会

〒901-0032 沖縄県那覇市松山2-1-12 玉キ米屋第1ビル402号  
電話 (098) 951-0503 · FAX (098) 951-0503

- |                      |                  |
|----------------------|------------------|
| (株) アジア技研            | (株) 新生建設コンサルタント  |
| (株) 岩下建技コンサルタント      | (資) 新藤土質調査       |
| 応用地質 (株) 沖縄支店        | (株) 大洋土木コンサルタント  |
| (株) 大富建設コンサルタント      | 大和探査技術 (株) 沖縄営業所 |
| (有) 大友企画コンサルタント      | (株) 協和建設コンサルタント  |
| (資) 沖土質コンサルタント       | (株) 南城技術開発       |
| 沖縄基礎 (株)             | (株) ニーズエンジニアリング  |
| (株) 沖縄土木設計コンサルタント    | (株) ニチボ一沖縄支店     |
| (株) 沖 技              | (株) 日興建設コンサルタント  |
| (株) 東京ソイルリサーチ沖縄営業所   | 琉球建設コンサルタント (株)  |
| 基礎基盤コンサルタント(株) 沖縄営業所 |                  |

技術と誠意で地域社会の繁栄に貢献する

(社)沖縄県測量設計コンサルタント協会会員

登録部門

建設コンサルタント(建11)第6635号

測量業(7)第7313号

地質調査業(質)12第1879号



株式会社 沖縄土木設計コンサルタント

顧問 宮里安雄

代表取締役社長 比嘉弘政

〒901-2131 沖縄県浦添市牧港2-54-2

☎ (098) 877-4634

FAX (098) 876-0759

磁気探査・地質・土質調査・測量設計

OGP 株式会社 沖縄物理探査

建設省登録測量第(5)-13320号

代表取締役 平良恒男

〒900-0023 沖縄県那覇市字楚辺257番地7(たいらビル)

電話 (098)834-4547(代)

FAX (098)833-1319

E-mail ogp-buturi@msd.biglobe.ne.jp



奥村組土木興業株式会社

本社

〒552-0016 大阪市港区三先1丁目11番18号

TEL. 06-6572-5301(代表)

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

支店・営業所

東京・仙台・千葉・横浜・名古屋・京都・神戸・姫路  
奈良・堺・和歌山・高松・広島・その他

土木・建築

河川・ダム・港湾・道路・橋梁・トンネル・共同溝・舗装・上下水道・  
浚渫・土地造成・鉄道・電線共同溝・コンクリートミキサー船

ビル・マンション・工場・その他フォーム

テクノロジー

低騒音岩盤鉆削開削  
コンクリート増強工法  
急曲線推進コアショット工法

OKUMURAの  
環境創造システム

ライフシステム

ガス幹線・本支管・床管  
ガス空調設備・住宅設備・給排水衛生設備  
給排水管更正・ガス管道等工事新築・改修

プロダクト

碎石・砂・石材・コンクリートブロック  
ソルコマット・インターロッキングブロック  
アスファルト合材・リサイクル合材・改良土

# 環境創りに奉仕する！ オパス株式会社

OKINAWA PUBLIC WORKS

取締役専務 安里 幸男 環境事業部課長 安里 昭

本 社 浦添市字前田1733番地の14 TEL.(098)877-7120  
事業本部 宜野湾市嘉数2-17-3 TEL.(098)897-7201(代)  
九州営業所 福岡市博多区半道橋2-6-57 TEL.(092)473-5672  
北部営業所 名護市世富慶485-2 TEL.(0980)52-0218

## 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

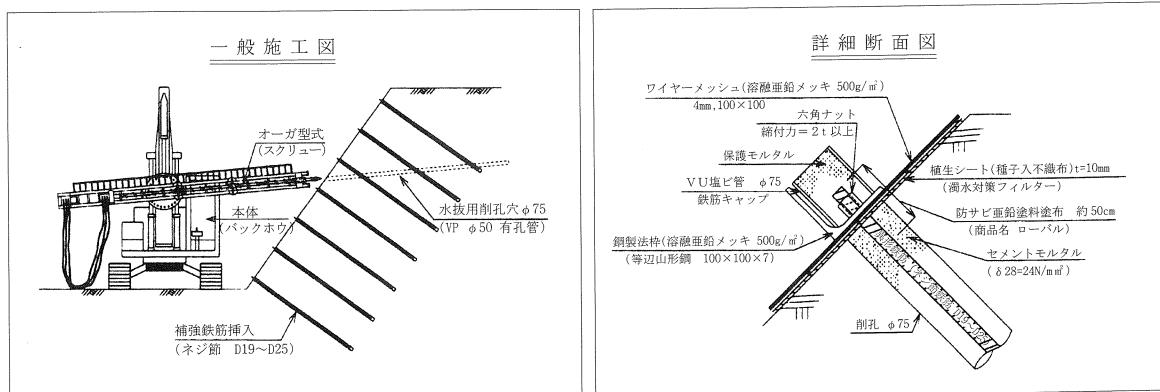
 株式会社 協和建設コンサルタント

取締役会長 東 憲  
代表取締役社長 江 間 正  
取締役相談役 島 定  
常務取締役 仲 雄  
常務取締役 袋 起  
常務取締役 村 三郎

浦添市仲間1丁目22番7号

電話 (098)879-5016

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



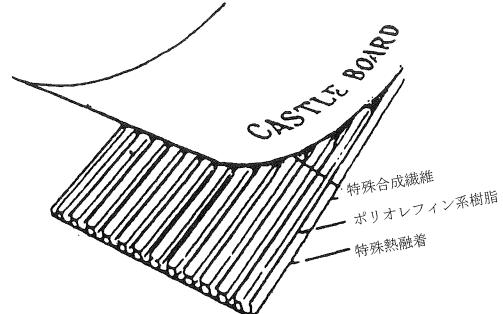
法面に挿入した補強鉄筋に鋼製法枠を組み合わせ、六角ナットで締め付け(20kgf·m)擬似荷重により、鋼製法枠の軽さを補い、2トンの自重を負荷した状態で法面を安定させます。

※安定計算は『日本道路公団』平成10年度刊「切土補強土工法設計・施工要領」による。

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

プラスチックドレーン工法

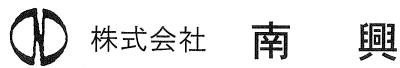
# キャッスルボード



大深度施工実績

中城湾港地盤改良工事

沖縄地区・総代理店



錦城護謨株式会社

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

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

## 総合建設コンサルタント

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



株式会社

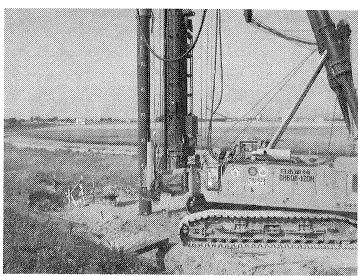
国

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

本社 〒900-0015 那覇市久茂地1-2-20 TEL (098) 862-1106(代)  
中部支社 〒901-2224 宜野湾市真志喜1-11-12 TEL (098) 890-6645(代)  
東京事務所 〒101-0047 東京都千代田区神田多町2-2 TEL (03) 5298-5052(代)

## つばさ杭 (先端翼付き回転貫入鋼管杭)

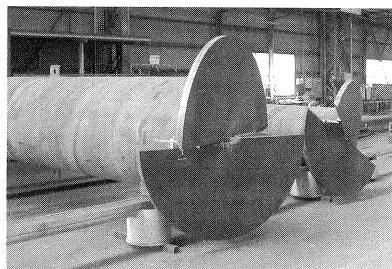
～先端翼による大支持力+無排土、低騒音、低振動による環境にやさしい杭を実現～



施工現場 (3点式杭打ち機)

- ・国土交通大臣認定工法  
TACP-0001
- ・建設技術審査証明取得工法  
建技審証第0104号

沖縄県内島尻泥岩層  
への採用実績あり



先端翼部

お問い合わせ先



J F E スチール株式会社 東京都千代田区内幸町2-2-3 (日比谷国際ビル)  
建材センター 建材営業部 土木建材室 電話 03 (3597) 3475

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



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3期) 代表取締役 与那覇強  
取締役技術本部長 友利龍夫(土木14期) 技術部次長 知花悟(土木20期)  
技術部設計3課長 崎濱秀治(土木21期) 技術部設計3課 平地博愛(土木37期)  
本社 〒901-2132 浦添市伊祖1丁目9番13号 ☎098(879)4325(代)

文明を創造する技術のネットワーク **建設コンサルタント**

**上城技術情報株式会社**

代表取締役 宮城富夫

〒901-2226 沖縄県宜野湾市嘉数2丁目18番20号

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



**地球にスマイル**

きっと技術でかなえられる。優しさの環境創造企業。



**株式会社白石**

沖縄営業所 〒901-2125 沖縄県浦添市仲西1-3-25

電話 098-874-5591

九州支社 〒810-0041 福岡県福岡市中央区大名2-12-12

電話 092-751-1437

本社 〒101-8588 東京都千代田区神田岩本町1-14

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

## —建設コンサルタント—

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

調査、計画、設計、試験、解析、施行管理



# 新構造技術株式会社

代表取締役社長 技術士 曽川文次 九州支店長 宮崎暢隆

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

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

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

## 営業品目

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



# 株式会社 誠研舎

代表取締役会長 伊藤政雄 代表取締役社長 西山道夫

〒110-0015 東京都台東区東上野1-28-5

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

URL <http://www.seikensha.com> E-mail: [info@seikensha.com](mailto:info@seikensha.com)

技術と信頼で、未来を築きます。

## ◆営業種目◆

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

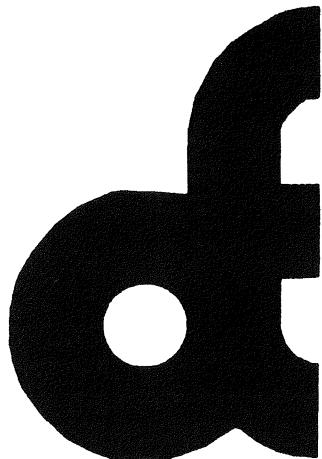


# 株式会社 ソイル

代表取締役社長 名嘉紀登

本社 沖縄県名護市東江5-5-35  
TEL 0980-51-0715 FAX 0980-51-0716  
浦添事務所 沖縄県浦添市字経塚179-2  
TEL 098-878-5960 FAX 098-879-3778  
携帯 090-3795-8562  
メール [info@jp-soil.com](mailto:info@jp-soil.com)

確かな手応えを未来へ



## 株式会社 大東エンジニアリング

建設コンサルタント業・測量業  
地質調査業

代表取締役社長  
**大城 榮 篤**

〒901-2122 沖縄県浦添市字勢理客4-16-9  
TEL(代表)098-878-1381  
FAX(代表)098-876-0793  
技術部・調査部専用FAX 098-875-6821

### 営業種目

土木関係の調査・計画・設計・監理、測量全般  
地質・土質調査・試験、地下水調査及び開発  
交通調査・交通計画



## 株式会社 中央建設コンサルタント

代表取締役 砂川晃章 取締役専務 砂川昌逸  
取締役 砂川秀樹 取締役 友利和夫  
技術顧問 比嘉定喜

〒901-2126 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

### ★赤土流出抑制シート

テクトン

高性能フィルター材



蝶理 株式会社

沖縄代理店



### ★緑化式擁壁工の設計・施工

パラグリッド・テラムグリッド

盛土補強用ジオグリッド

大阪本社 〒541-0048 大阪市中央区瓦町2-4-7  
TEL. 06(6228)5356 FAX. 06(6228)5210

東京本社 〒103-0012 東京都中央区日本橋堀留町2-4-3  
TEL. 03(3665)2286 FAX. 03(3665)2431

福岡営業所 〒810-0001 福岡市中央区天神2-13-7  
TEL. 092(781)8476 FAX. 092(712)2079

M I C H i B i K i P L A N N i N G

→ 合資会社 蝶理プランニング

〒904-2173 沖縄市字比屋根2040番地  
TEL. 098-932-2226 FAX. 098-932-2227

# 鋼管杭の環境対応工法

( 無排土回転埋設 )



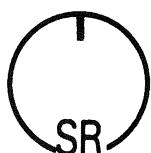
**千代田工営株式会社**

本 社 〒330-0855 埼玉県さいたま市大宮区上小町940  
TEL 048-642-5252 FAX 048-648-0899

東京事務所 〒101-0038 東京都千代田区神田美倉町10  
TEL 03-3252-4191 FAX 03-3252-9355

事 業 所 札幌・東北・栃木・関西・九州

- 地質調査業者登録 ●建設コンサルタント登録 ●一級建築士事務所登録
  - 測量業者登録 ●計量証明事業登録 ●建設業許可
- ※原位置凍結サンプリング※動的大型三軸試験※中空ねじり試験  
※構造物診断※地盤改良 (バイブロフロテーション)



株式会社  
**東京ソイルリサーチ**

ISO・9001  
認証取得

本 社 〒152-0021 東京都目黒区東が丘2-11-16 TEL03-3410-7221 FAX03-3418-0127  
代表取締役 大 橋 修

沖縄営業所 〒901-2125 浦添市仲西3-15-2-203 TEL098-878-6299 FAX098-876-5512  
所 長 吉 森 正 文

環境にやさしく  
自然美をモットーに土木設計業務に取り組む



株式会社 **南城技術開発**

代表取締役 城間敏夫  
専務取締役 西平守清

本 社 〒902-0078 沖縄県那覇市識名1丁目4番16号 TEL (098)836-4847  
FAX (098)888-1322

南風原支店 〒901-1117 沖縄県南風原町字津嘉山1642-1 TEL (098)888-1551  
<http://wl.nirai.ne.jp/nanjyou> E-mail:nanjyou@nirai.ne.jp

**nik**o

■営業種目■

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

株式会社 日興建設コンサルタント

代表取締役 砂川恵常

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  
E-mail:nkc@nirai.ne.jp

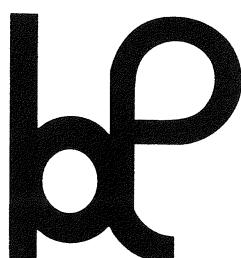
—— こころを育む環境づくりをめざして ——

○不動建設

取締役社長 福田 誠  
沖縄営業所長 石井 隆行

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)6201-1121  
沖縄営業所／沖縄県那覇市久茂地2丁目12番21号 ☎(098)868-5613

大地に希望を架ける



URL:www.hopedesign.co.jp

株式会社 ホープ設計

建設コンサルタント業務・測量業務  
地質・土質調査業務・施工管理業務

代表取締役

高嶺 哲夫

技術士（建設部門）

☎902-0064

沖縄県那覇市寄宮3丁目3-5  
寄宮市街地施設1F-1

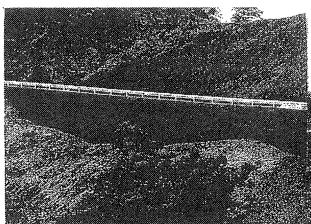
☎098-836-7181 FAX836-7183

E-mail : office-h@hopedesign.co.jp

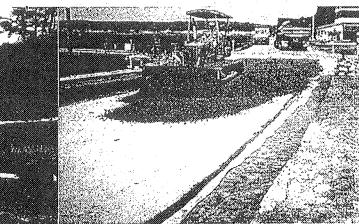
補強土壁工法

盛土排水性補強材

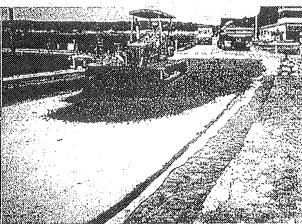
軟弱路床・路盤分離材



(テンソ FW 工法)



(タフネル RD)



(タフネル EX-R)



三井化学産資株式会社

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

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

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

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

## 美ら島の自然をささえ未来を築く

日本工業規格表示認定工場・日本下水道協会認定工場

日本建築センター評定工場・工業技術院長賞受賞工場

主要製品

- プレキャストプレストレスコンクリート製品 (PHCパイプ・STパイプ・節杭)
- プレキャスト鉄筋コンクリート製品 I類 (ヒューム管)・推進管
- 組立マンホール・105度擁壁・90度擁壁・スリット溝
- PCボックスカルバート・ILB製品・カラー平板

**リウココ株式会社**

代表取締役社長 喜納政敏



〒903-0103 沖縄県中頭郡西原町字小那覇1187番地

TEL (098) 945-3778(代)

FAX (098) 945-5065

E-mail address msj@r-con.co.jp

郷土の資源で郷土をつくる

**琉球セメント**



TEEDAS TOWN SERIES RYUKYU CEMENT

**ティーダス タウン牧港**

全 62 区画

建売住宅・定期借地権付住宅  
建築条件付住宅

好評分譲中！

お問い合わせは、住宅・不動産課

☎ 098-870-1076

**おかげ様で24年・地域文化に貢献する**

 株式会社 ワールド設計  
 株式会社 海邦技研

代表取締役 小林文男

沖縄県浦添市安波茶1丁目32番13号大平インタービル

TEL (098) 878-2215 / (098) 874-2222

## 表紙写真説明文

### 沖縄都市モノレール（ゆいレール）

大正から昭和の初期にかけて沖縄で運行していた鉄道（軽便鉄道）が先の大戦で破壊されて以来、戦後初の軌道系交通機関として沖縄都市モノレールに姿を変えて蘇りました。

構想から約30年、関係する多くの方々のご支援・ご協力を受けながら、めでたく平成15年8月10日に開業、初日は6万人以上の乗客を数え盛況に出発しました。

これからは、通勤・通学・レジャー・ショッピングなど様々な目的に利用される県民の足として活躍する事が期待されます。

国営沖縄記念公園事務所

#### 第16回 沖縄地盤工学研究発表会

#### 講演概要集

2003年11月13日発行

編集 第16回沖縄地盤工学研究  
発表会実行委員

発行 沖縄地盤工学研究会  
〒903-0213

沖縄県西原町字千原1  
琉球大学工学部環境建設工学科  
TEL (098)895-8672

印刷 株式会社東洋企画印刷  
〒900-0024  
沖縄県那覇市古波蔵4-1-1  
TEL (098)831-7404  
FAX (098)831-9958