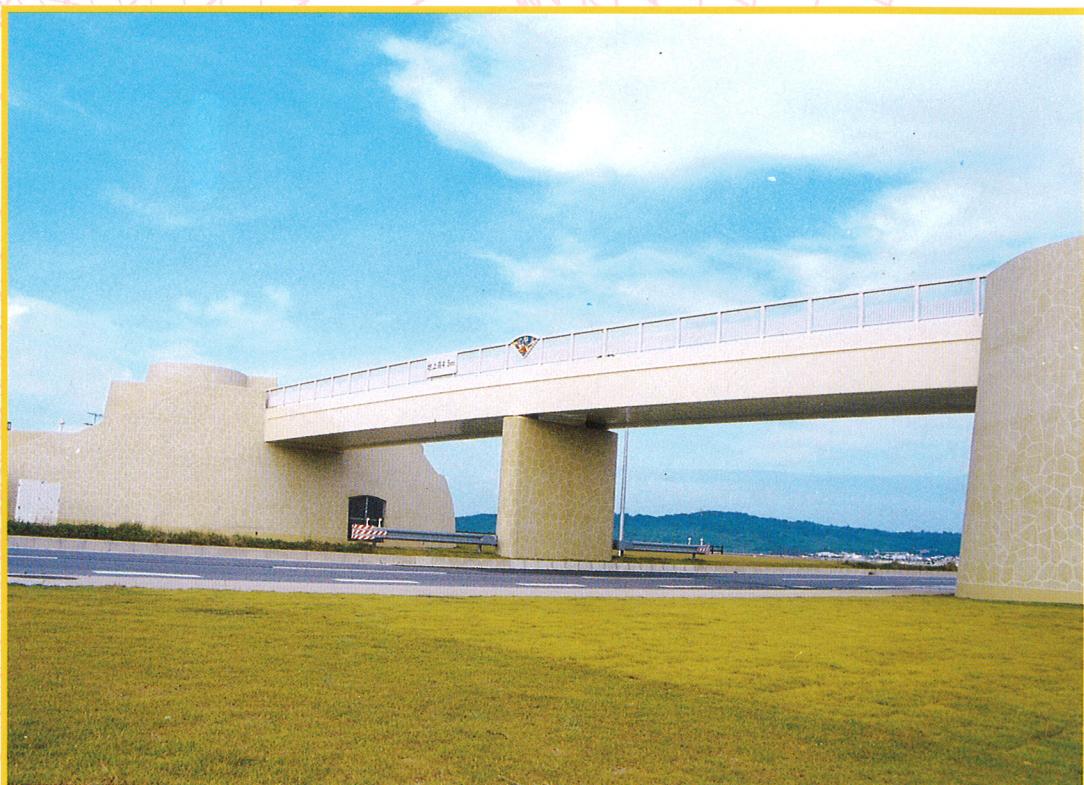


ISSN 0917-5687

第13回沖縄地盤工学研究発表会

Annual Meeting Papers of Okinawa Geotechnical Society, 2000

講演概要集



2000年11月9日
(沖縄ハイツ)

沖縄地盤工学研究会

目次

| | |
|---|----|
| 第 13 回沖縄地盤工学研究発表会にあたって | 1 |
| 会長 原久夫 琉球大学工学部 | |
| 1.島尻泥岩の大規模掘削に伴うリバウンド挙動と力学特性の関係 | 2 |
| 中村辰 沖縄県ダム事務所 | |
| 玉城要一 (同) | |
| 大塚康範 応用地質(株) | |
| ○持田文弘 (同) | |
| 内村雄一 (同) | |
| 与那嶺満 (同) | |
| 2.島尻層群与那原層泥岩(N 値 ≥ 50)の変形係数に関する考察 | 8 |
| 与那嶺満 上原地盤工学研究所島尻層泥岩分科会 | |
| 平良聰 (同) | |
| 小林文男 (同) | |
| ○新垣健二 (同) | |
| 上原裕 (同) | |
| 中村敬一 (同) | |
| 城間永誠 (同) | |
| 3.島尻泥岩を材料としたダム堤体の健全性評価の一例 | 10 |
| 片野田隆宣 パシフィックコンサルタンツ(株) | |
| 石井正 (同) | |
| 小川浩一 (同) | |
| 服部隆行 (同) | |
| 4.シルト分を多く含むサンゴ礫混じり土のセメントインテイション効果 | 14 |
| 親泊正孝 沖縄総合事務局開発建設部 | |
| 5.環境に配慮した液状化対策工法 | 18 |
| 福島信吾 不動建設(株) | |
| ○鈴木亮彦 (同) | |
| 6.石炭灰改良材による浚渫土表層改良実証試験 | 22 |
| 仲本文範 沖縄電力(株)火力部 | |
| 宮里健 (同) | |
| 佐藤泰 日本国土開発(株) | |
| 黒山英伸 (同) | |
| 7.GIS を用いた地盤情報データベースの利用例 | 26 |
| ○大城祐子 琉球大学大学院 | |
| 原久夫 琉球大学工学部 | |

| | |
|---|-------------------|
| 8.赤土濁水ろ過層におけるろ過ユニット開発のための実験的研究 | 32 |
| ○上原ゆり | 琉球大学工学部生 |
| 伊志嶺直哉 | (同) |
| 原久夫 | 琉球大学工学部 |
| 9.地質弱面をすべり面とする小崩壊について | 36 |
| 宜保清一 | 琉球大学農学部 |
| 中村真也 | 鹿児島大学連大農学研究科 |
| ○金城志保 | 琉球大学大学院 |
| 10.地すべり土の残留強度と物理的・鉱物学的性質との関係 | 40 |
| 中村真也 | 鹿児島大学連大農学研究科 |
| 宜保清一 | 琉球大学農学部 |
| 江頭和彦 | 九州大学大学院 |
| ○比嘉優 | 琉球大学大学院 |
| 11.地すべり土の大変位リングせん断挙動の類別化について | 44 |
| 中村真也 | 鹿児島大学連大農学研究科 |
| 宜保清一 | 琉球大学農学部 |
| 江頭和彦 | 九州大学大学院 |
| ○畠勢津子 | 琉球大学大学院 |
| 12.沖縄県内におけるすべり・崩壊事例について | 48 |
| ○我那覇忠男 | 上原地盤工学研究所すべり崩壊分科会 |
| 新垣邦彦 | (同) |
| 桃原強 | (同) |
| 町田律子 | (同) |
| 渡辺文利 | (同) |
| 13.新潟県牧野地すべりについて | 50 |
| ○赤嶺伴子 | (株)清光研究所 |
| 竹内領 | 利根コンサルタント(株) |
| 14.糸満市字与座における農村公園整備にむけての住民意識の調査 | 54 |
| 中村真也 | 鹿児島大学連大農学研究科 |
| 宜保清一 | 琉球大学農学部 |
| 森麻里子 | 田幸技建コンサルタント(株) |
| ○佐々倉玲於 | 琉球大学農学部 |
| 15.地中連續壁施工時における空洞処理について | 58 |
| ○羽山里志 | 西松建設(株) |
| 16.多孔質石灰岩における空隙の幾何学的特性と変形・強度特性に関する実験的検討 | 62 |

| | |
|-----------------------------------|-------------------|
| ○渡嘉敷直彦 | 琉球大学工学部 |
| アダインオメル | 東海大学海洋学部 |
| 清水泰弘 | 名城大学理工学部 |
| 菅原勝彦 | 熊本大学工学部 |
| 17.琉球石灰岩層における地盤特性の一検討 |66 |
| 新城俊也 | 琉球大学農学部 |
| ○永吉功治 | (有)大邦 |
| 18.琉球石灰岩地盤データベース作成活動に関する調査研究(その1) |70 |
| ○長堂嘉光 | 上原地盤工学研究所琉球石灰岩分科会 |
| 真栄田義安 | (同) |
| 金城正幸 | (同) |
| 前川淳 | (同) |
| 内村雄一 | (同) |
| 19.琉球石灰岩地盤データベース作成に関する調査研究(その2) |74 |
| ○田場邦男 | 上原地盤工学研究所琉球石灰岩分科会 |
| 新垣正良 | (同) |
| 国吉真考 | (同) |
| 真栄田義安 | (同) |
| 沖縄地盤工学研究会会員 |76 |

第13回沖縄地盤工学研究発表会にあたって

沖縄地盤工学研究会会長 原久夫

第13回沖縄地盤工学研究発表会は、新しい次の世紀を前に20世紀最後の年に開催されます。これまで、「沖縄の土」をキーワードに調査、設計、施工の研究例が数多く発表されています。赤土の流出問題と対策、島尻層群泥岩地帯での地すべり、琉球層群の扱い、中城湾を中心とする軟弱地盤対策などまさに沖縄の土に関する情報や成果が集まっています。その集約は、地盤に携わる技術者に大きく貢献するものと信じています。研究成果は集まってそれで終わりということではなく、常にさらなる集積が求められています。このような立場から、この研究発表会の役目は、「沖縄の土」に関する知識の集約と公開の場を提供するところにあると思います。

2000年の節目には物理的な意味はありませんが、その区切りがわれわれの意識に影響を与え、これを機になんらかの変革を求めているかもしれません。沖縄の地盤工学の将来展望を考える場合においても、「環境」と「情報」という社会全体の大きな流れを抜きにしては語れません。赤土流出対策は環境問題と直結していますし、他の分野でも、今後、よりよい環境創出を目指した技術の進展が予想されます。また、情報分野は急速に変化しつつあり、その速度はますます速くなるでしょう。地盤関係では、地盤情報データベースの構築とその積極的な活用が重要な課題と思われます。これまで蓄えられてきた沖縄県内における地盤柱状図の有効活用法が整備され、手軽に沖縄県の柱状図を見ることができれば、地盤工学技術全体のパワーアップにつながります。ひとたび、このようなシステムが確立されれば、その後その情報なしでは生きていけなくなるでしょう。

さいごになりますが、本研究発表会は、これまで、上原方成先生を会長として活動を続けてまいりました。本年度から会長、副会長が一新し、新体制で運営することになりました。上原会長のこれまでの実績を考えますと、その責務の大きさに圧倒されますが、皆様のご協力を頼りに今後も、本研究会活動が地盤工学により役立つよう努力いたしますので、よろしくご協力お願いいたします。

2000年11月9日

1. 島尻泥岩の大規模掘削に伴うリバウンド挙動と力学特性の関係

沖縄県ダム事務所 中村 辰 玉城 要一
応用地質株式会社 大塚 康範 ○持田 文弘
同 上 内村 雄一 与那嶺 满

1. はじめに

Aダムの基礎岩盤である島尻泥岩は第三紀の島尻層群与那原層に属する固結度の低い軟岩であり、乾湿繰返しにより急激に劣化する性質があることで知られている。このため、貯水池の掘削に伴い、泥岩の強度低下による法面崩壊が懸念され、基礎部では地中連続壁、斜面部ではアンカーワークを用いて強度低下を抑制する設計、施工がなされている。

一方、掘削量が多い貯水池掘削底盤では、平成3年12月より、掘削に伴う基礎岩盤の変形量を把握するための計測調査が行われ、掘削時～試験湛水に至るまで地盤の変形が継続して測定されており、大変貴重なデータが得られている。掘削に伴う地盤の変形が構造劣化に伴う強度低下によるものとすれば、貯水池底盤の力学特性を把握することで強度低下と岩盤変形の関係を捉えることが可能であると考えられる。

筆者らは、これまでの計測結果を受け、貯水池底盤から採取した島尻泥岩試料を対象に種々の一面せん断試験を実施し、リバウンドに伴う強度・変形特性について検討した。さらに、泥岩の強度・変形特性の低下に大きな影響を与えている乾湿の程度と力学特性の関係についても考察した。本文では、これらの検討結果について述べる。

2. 貯水池底盤のリバウンド挙動

Aダムは上池と下池から構成されており、上池完成後に下池が施工され、平成11年3月に掘削工程が全て完了した。高精度地中変位計（スライディングミクロメーター）による変形挙動の計測は、上池で1箇所、下池では2箇所で実施しており、その詳細な計測結果は、既に報告している¹⁾。今回の検討は、掘削完了後も変形挙動が長く

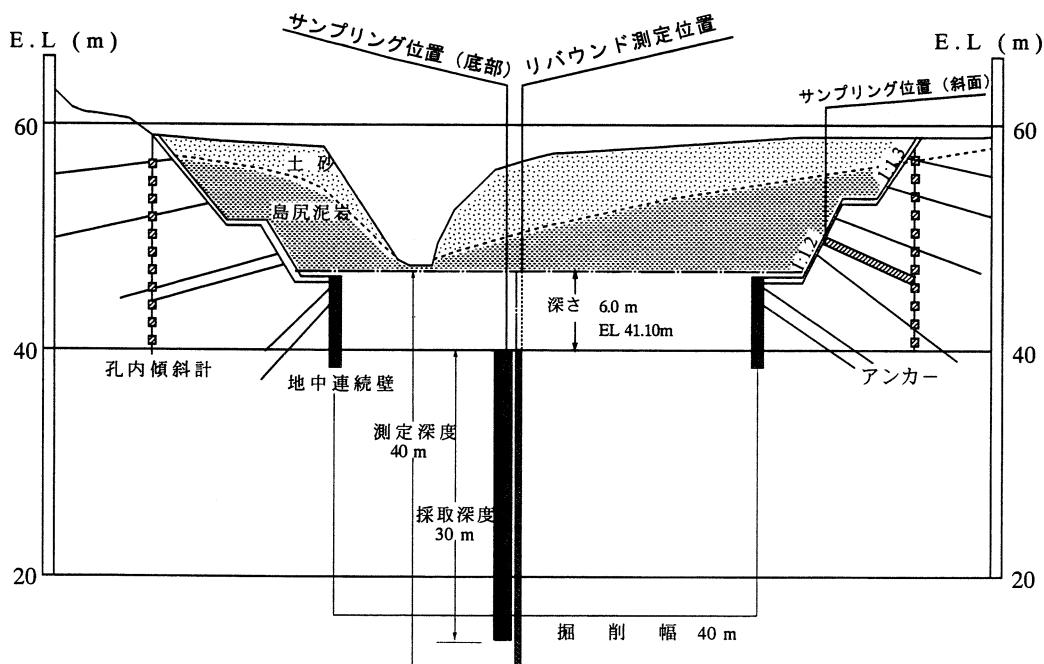


図2-1 計測およびサンプリング位置図(上池貯水池)

継続している上池部貯水池掘削底盤（以下、掘削底盤）の基礎岩盤を対象とした。上池貯水池の計測およびサンプリング位置図を図2-1に示し、変形量の計測結果を図2-2に示す。

計測結果から、掘削底盤では45mm程度のリバウンド変位を観測し、掘削完了後も変位が継続的に発生している。変位は31m以浅に見られ、深度22m以浅より大きくなる傾向が見られる。また、区間変位では、深度1m、6m、23mに周囲と比べて突出した変位が計測されている。特に深度6m付近に狭在する砂岩層の近傍でリバウンドが顕著であるという特徴を有している。

3. リバウンド挙動に伴う島尻泥岩の岩石物性に関する検討

3-1. サンプリングおよび試験位置

掘削に伴うリバウンド現象により、地山の岩石物性、特に強度・変形特性は顕著に変化しているものと考えられる。これを詳細に検討するため、平成11年11月にリバウンド変位の計測位置に隣接した地点から深度30mのボーリングコアを乱さない状態でサンプリングした。また、斜面部では表層から15m間をサンプリング対象とした。コアはその場で真空パック処理し、乾湿繰返し等の影響が及ばないように厳重に密閉した。

各試験の仕様は、掘削底盤では物理試験を1m毎に実施し、リバウンド量の大(6m付近:VA-Sample)、小(12m付近:VB-Sample)、極小(20m付近:VC-Sample)の3深度の泥岩を用いて、化学特性、膨潤特性、力学特性を把握するための試験を行った。また、アンカーアー工により法面対策が施されている斜面部からは、想定劣化部(3m付近:SA-Sample)の泥岩を用いて、掘削底盤と同様な試験を実施した。

3-2. 試料の基本的性質

岩盤変位計測結果と基本物性値の深度分布を図3-1に示す。サンプリングと同時期に実施した孔内検層結果の内、S波速度について見ると、リバウンド量が顕著であった6m付近が最も低い値を示しており、他深度の泥岩よりも構造劣化が顕著であることを示唆している。一方、泥岩層の物理特性を見ると、粒度分布が比較的均質な状態にあり、シルト分と粘土分がほぼ同量で、全体の97~99%程度を示している。自然含水比は、全般的には22%~23%を示すが、掘削

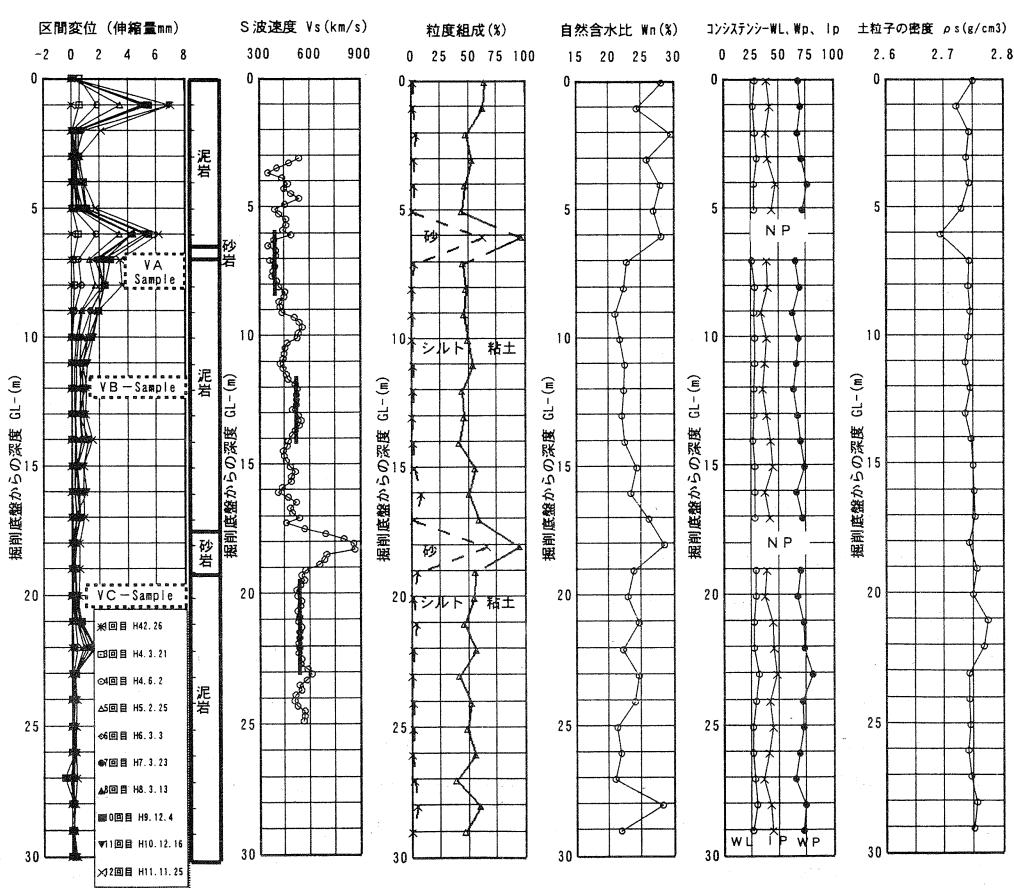


図3-1 岩盤変位計測結果と基本物性値の関係

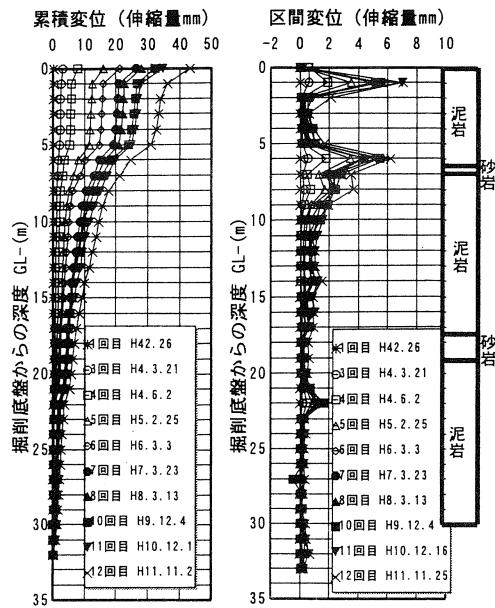


図2-2 変形量の計測結果

底盤から深度6mの間で約27%を示し、掘削底盤の近傍でやや高い含水比を示す傾向が見られる。ただし、コンシステンシー特性や、土粒子の密度には自然含水比で認められるような傾向は見られない。

3-3. 膨潤特性

各試料の膨潤特性を把握するため、X線回折（粉末法）、CEC分析、および、吸水膨張率・膨張圧試験を実施した。X線回折結果からは、各試料ともに鉱物組成はほぼ類似した傾向を示しており、石英が主体で、方解石、長石、クリストバル石を有する。また、スマクタイト等の高い膨潤性を示す粘土鉱物は、わずかであった。また、CEC値は、いずれも15~18(meq/100g乾土)を示し、交換性陽イオンはカルシウムの交換能力が最も高く、60~74(meq/100g乾土)を示した。これは一般的な島尻泥岩と大差のない数値である。図3-2に示した吸水膨張率(L_s)と上載圧(σ)の関係を見ると、上載圧が大きくなるに伴って膨張率が小さくなる傾向を示している。また、膨張率、上載圧とともに、VA-Sample、VB-Sample、VC-Sampleの順に大きくなる傾向が明瞭に現れている。これは、掘削に伴う応力解放の影響が顕在化した結果であると推測される。ただし、今回得られた結果は、過去に土木工事等で問題となった地点の膨潤性岩盤が示す値と比較すると、非常に小さなものであり、吸水に伴う膨潤特性は低いものと判断される²⁾。

3-4. リバウンドに伴う掘削地盤の力学特性

(1) 試験方法

リバウンド挙動に伴う掘削地盤の強度・変形特性を評価するため、VA-Sample、VB-Sample、VC-Sampleを用いて特殊な一面せん断試験を実施した³⁾。

今回実施した一面せん断試験では、試料の不均質性を考慮して1つの供試体でピーク強度、完全軟化強度、残留強度を求めるため、単調せん断・多段階圧密せん断・繰返しせん断試験を段階的に行う方法を適用した。試験方法の概要を表3-1に示す。今回適用した方法の測定概念としては、まず、自然含水比状態の乱さない試料を3供試体準備し、それぞれ所定の垂直応力で圧密した時の最大せん断応力をピーク強度とする。次に、3供試体の内、1供試体(圧密圧力=392kPa)を用いて、ピーク強度到達後のせん断破壊面を吸水膨張させて正規圧密化させた後に、所定の圧密圧力を載荷し、その各圧密圧力で得られる強度を完全軟化強度とする。最後に、繰返しせん断により残留強度を求める。繰返しせん断は、せん断応力が一定となるか、累積せん断変位が100mmに到達するまで行い、得られた最小せん断応力を残留強度とする。この試験方法で得られるせん断応力と、せん断変位関係の模式図を図3-3に示す。供試体寸法はいずれも直径60mm、高さ20mmとし、せん断速度は0.02mm/minとした。

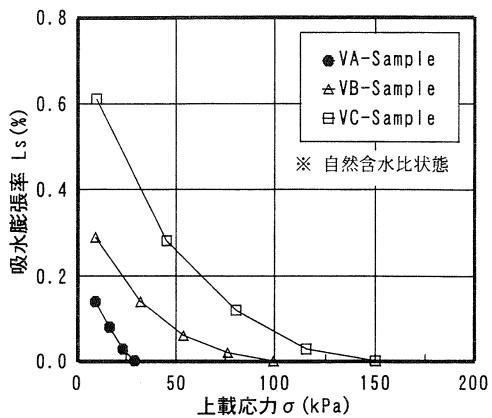


図3-2 膨張率と上載圧の関係

表3-1 特殊一面せん断試験方法の概要

| 順序 | 求める強度 | 試験方法 | 試験条件 | 試験手順(供試体:B) |
|----|---------------------------------------|----------|---|--|
| ① | ピーク強度 (C'_p) (ϕ'_p) | 単調せん断 | (定体積) $\sigma = 392\text{kPa}$ で圧密 $\sigma = 196\text{kPa}$ $\sigma = 392\text{kPa}$ $\sigma = 784\text{kPa}$ $\varepsilon = 0.02\text{ mm/min}$ | $\sigma = 392\text{kPa}$ で圧密 ↓ せん断 ↓ ピーク確認後 ↓ 垂直応力、せん断変位を0に解放 ↓ 吸水膨張 |
| ② | 完全軟化強度 (C'_s) (ϕ'_s) | 多段階圧密せん断 | (定体積) $\sigma = 196\text{kPa}$ $\sigma = 392\text{kPa}$ $\sigma = 784\text{kPa}$ $\varepsilon = 0.02\text{ mm/min}$ | $\sigma = 196\text{kPa}$ で再圧密 ↓ せん断 ↓ ピーク確認後 ↓ 垂直応力、せん断変位を0に解放 ↓ 吸水膨張 ----- ($\sigma = 392, 784\text{kPa}$ で繰返す) |
| ③ | 残留強度 ($C'_r=0$) (ϕ'_r) | 繰返しせん断 | (定圧) $\sigma = 784\text{kPa}$ $\varepsilon = 0.02\text{ mm/min}$ | 完全軟化強度測定時の最終応力で再圧密 ($\sigma = 784\text{kPa}$) せん断変位0 → 5mm間で繰返しせん断 |

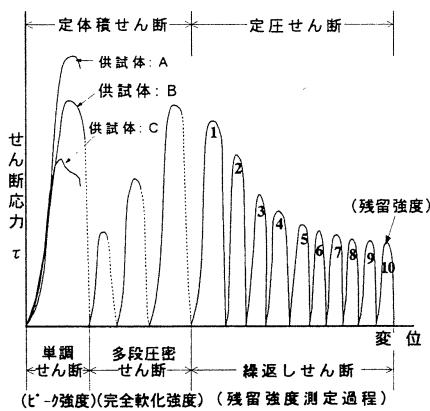


図3-3 せん断応力とせん断変位関係の模式図

試験装置は、軟岩程度の強度を有する試料に対しても測定可能なレベルまで剛性を高めた改良型一面せん断試験装置を用いた。

(2) 試験結果と考察

ピーク強度を測定した際のせん断応力(τ)とせん断変位(δ)の関係を垂直応力(σ)毎に整理して図3-4に示す。リバウンド量が大きいVA-Sampleは、リバウンド量が小さいVB-Sample、

VC-Sampleと比較すると破壊点に至るまでの変位量が大きく、かつ、破壊点到達後の挙動もやや延性的である。また、破壊点に至るまでの曲線勾配も緩勾配となっている。ただし、 σ の増加とともに曲線勾配が急勾配を示す傾向が見られる。ここで、 $\tau \sim \delta$ 関係の最急勾配をせん断剛性(K_s)と定義し、VA-SampleおよびVB-Sampleの K_s を、VC-Sampleの K_s で正規化した結果を図3-5に示す。VB-Sampleの K_s は、VC-Sampleの80%程度を示している。一方、VA-Sampleでは現状の有効土被り応力に相当する $\sigma=196kPa$ の場合には30%にまで低下している。

各試料の $C' \sim \phi'$ 関係図を図3-6に示す。 C' 、 ϕ' は、いずれも、ピーク強度、完全軟化強度、残留強度の順に低下する傾向が見られる。VA-Sampleは、VB-Sample、VC-Sampleに対するピーク強度の低下が顕著である。ただし、完全軟化強度、残留強度には、試料による違いは見られない結果となっており、強度発現に寄与する材料特性には大差ないことを示唆している。これらの傾向から、VA-Sampleの強度・変形特性は、掘削に伴うリバウンドの影響を強く受けていると推測される。

次に、図3-6に併記したSA-Sampleと掘削底盤3試料の C' 、 ϕ' を比較してアンカー工の効果を検討する。ただし、SA-Sampleの力学特性を掘削底盤の3試料と同レベルで評価する点については、構造異方性の問題が懸念されるが、スレーキングによる供試体の形状変化の状況が、掘削底盤の3試料と大差ない結果となっていること等を考慮する

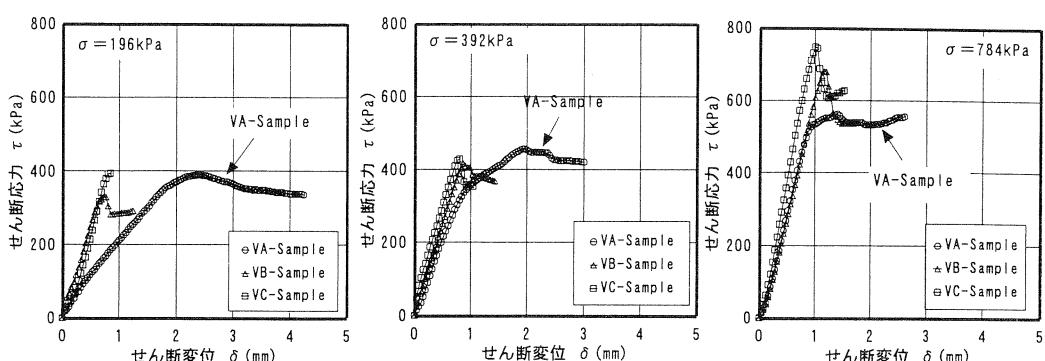


図3-4 垂直応力別のせん断応力とせん断変位の関係

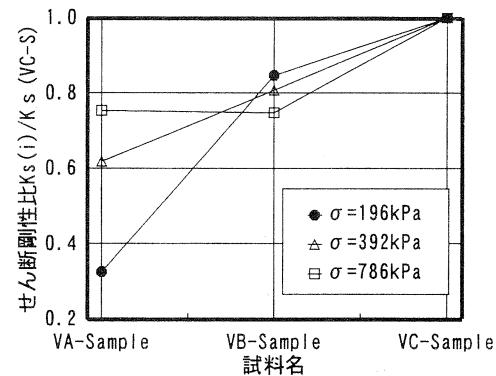


図3-5 各試料のせん断剛性比

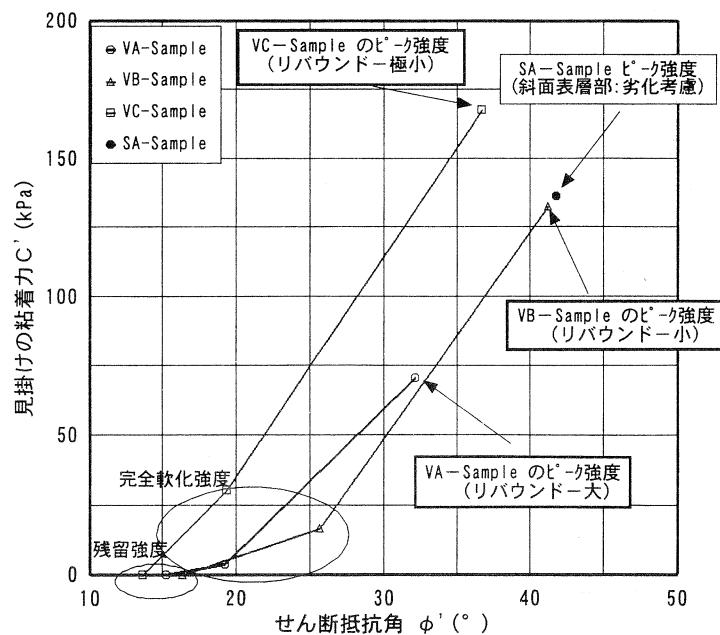


図3-6 各試料の C' 、 ϕ' 関係図

と、大きな問題はないものと考えられる。ここで、SA-Sampleの C' 、 ϕ' は、VB-Sampleとほぼ等しい数値が得られており、また、図示はしていないが K_s は、VC-Sampleと比較的近い関係にあった。このことから、斜面部のアンカーによる斜面安定工の効果は十分に発揮されているものと推測される。

4. 乾湿の程度が力学特性に与える影響に関する検討

(1). 試験方法

島尻泥岩は、応力解放に伴う乾湿繰返し作用によって構造劣化が急激に進行し、強度・変形特性が顕著に低下する性質がある。ここでは、空気乾燥および炉乾燥により乾燥度合いが異なる供試体を作成し、24時間水浸させた後、一面せん断試験を実施した。その結果をもとに、乾湿の程度と力学特性の関係について検討した。試料は、リバウンドの影響が極めて小さく、新鮮な状態を保持しているVC-Sampleを用いた。

乾湿を伴う一面せん断試験の概略的な流れを図4-1に示す。乾燥の度合いは含水比の変化量で区分し、 W_n (22%)、 $W_n-2\%$ 、 $W_n-6\%$ 、 $W_n-10\%$ 、 $W_n-17\%$ (60°C炉乾燥)の5ケースとした。ただし、乾湿の過程は、試料の崩壊を防止するため、供試体をせん断リングに設置した状態で実施した。また、垂直応力やせん断速度は、前述した特殊一面せん断試験と同じ条件とした。

(2) 試験結果と考察

種々の含水比変化量で得られた K_s を W_n 状態の K_s で正規化したせん断剛性比($K_s(W_n-N\%) / K_s(W_n)$)と、含水比の変化量($W_n-N\%$)の関係を図4-2に示す。図示のように、含水比の変化量が増加するにつれて、水浸後のせん断剛性比が低下する傾向がみられ、その傾向は垂直応力が小さいほど顕著である。垂直応力が最も低い196kPaでは、含水比の変化量がわずか $W_n-2\%$ でも W_n 状態の60%程度に低下する傾向が見られ、 $W_n-17\%$ (60°C炉乾燥)では、30%程度にまで低下する結果となっている。

含水比の変化量が異なる試料の C' 、 ϕ' 関係図を図4-3に示す。ただし、図4-3には前章で得られたVC-Sampleの完全軟化強度、残留強度、および、リバウンド量が顕著であったVA-Sampleの C' 、 ϕ' も併記している。含水比の変化量が増加すると、 C' 、 ϕ' が低下する傾向が明瞭に現れている。 $W_n-17\%$

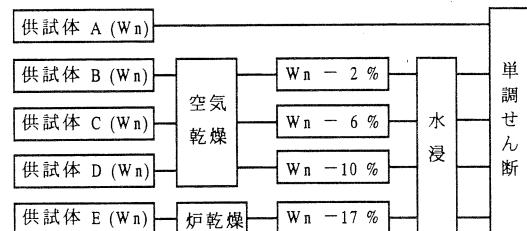


図4-1 乾湿を伴う一面せん断試験の概略的な流れ

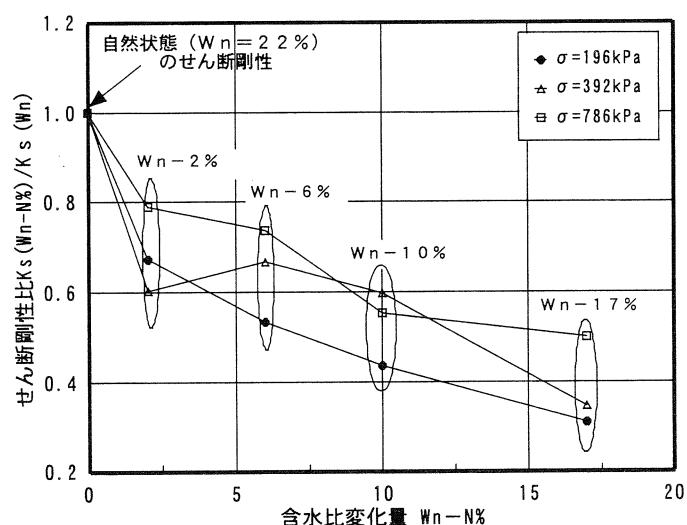


図4-2 含水比の変化量とせん断剛性比の関係

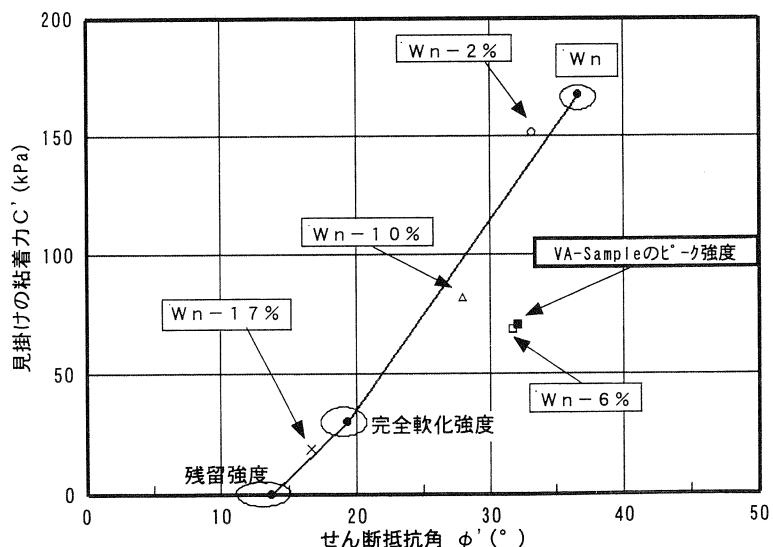


図4-3 乾湿の程度が異なる試料の C' 、 ϕ' 関係図

(60°C炉乾燥)では、完全軟化強度に近似した結果となっている。また、VA-SampleのC'、 ϕ' は、含水比の変化量がWn-6%のC'、 ϕ' とほぼ等しい結果となっている。

5. おわりに

貯水池掘削底盤から採取したリバウンド挙動が異なる島尻泥岩を対象に、種々の一面せん断試験を実施し、バウンドに伴う力学特性と、乾湿の程度と力学特性の関係について検討した。また、併せて物理・化学特性、膨潤性についても検討した。今回得られた知見を以下にまとめた。

- ①今回対象とした島尻泥岩の物理・化学特性、および鉱物組成は、既往文献で示されている物性値とほぼ同様な数値を示しており、基本的性質において周辺地域の泥岩と類似している。
- ②膨潤特性は、膨潤圧、膨潤率ともに工学的に問題となった膨潤性岩盤が示す値に比較すると、非常に小さなものであり、耐スレーキング性に乏しいものの膨潤性（吸水に伴う膨張特性）は低い。
- ③リバウンド量が異なる掘削底盤3深度の力学特性を比較検討した結果、リバウンド量が大きい掘削底盤から深度6m付近の泥岩は、それ以深の泥岩と比較すると強度・変形特性が顕著に低下している傾向が認められた。
- ④乾湿の程度と力学特性の関係について検討した結果、乾燥過程における含水比の変化量の増加とともに水浸後の強度・変形特性が顕著に低下する傾向を明瞭に捉えることができた。
- ⑤斜面部の泥岩では、表層から7m以浅で得られた想定劣化部の地盤強度が、掘削底盤深部の試料と同程度をあり、構造劣化が進んでいないことが確認された。このことから、アンカーが耐スレーキング性に有効に作用していることが明らかとなった。

以上より、リバウンドによる強度・変形特性の低下は、掘削過程で生じる乾湿の作用による影響が極めて大きいことが示唆される。このような掘削による地盤の緩みと、構造劣化による影響は、ひずみ依存性等の非線形挙動に顕著に現れている可能性がある。すなわち、リバウンドによる緩みとスレーキングによる劣化の初期現象が、ひずみレベルの小さい領域の非線形挙動に顕著に現れる可能性が示唆された。今後は、繰返し三軸試験等を実施して、ひずみレベルの小さい領域における泥岩の力学的性質を把握することで、実測された掘削後の変位挙動のより合理的な解析を試みたい。

参考文献：

- 1) 津嘉山匡他：大規模掘削に伴う島尻泥岩のリバウンド挙動について、第12回沖縄地盤工学研究発表会講演集、pp22～25、1999.
- 2) 植本直之他：膨潤性地山における変形挙動と対策工の効果、土と基礎、pp43～48、1988.
- 3) 持田文弘他：神戸層群地すべり粘土の安定を評価するための一面せん断試験例、第33回地盤工学研究発表会講演集、pp575～576、1997.

2. 島尻層群与那原層泥岩(N 値 ≥ 50)の変形係数に関する考察

上原地盤工学研究所 島尻層泥岩分科会
与那嶺満, 平良聰, 小林文男, 上原裕
○新垣健二, 中村敬一, 城間永誠

1. まえがき

沖縄本島中南部の土木・建築構造物は、島尻層群泥岩（以下、島尻泥岩と称す）を支持層として建設される場合が多い。構造物基礎の設計に用いる地盤定数の中で、基礎の変位量の計算に使用される変形係数がある。変形係数は、平板載荷試験・孔内水平載荷試験・一軸または三軸圧縮試験・標準貫入試験のN値によって求められる。これらの間の関係は、「道路橋示方書」¹⁾において各推定方法毎に換算係数が設定され、それを乗じることにより同値の関係が示されている。しかし、この関係は通常の土質地盤に適用されるもので、軟岩（島尻泥岩を含む）では異なることが指摘²⁾されている。また、沖縄総合事務局開発建設部監修の「土木工事設計要領」では島尻泥岩の変形係数の取り扱いについて、現状では各試験による試験結果間の相関関係が確立していないため、当面は道路橋示方書の規定に準じるものとしている。当分科会においてはこれらのことについて、前年度報告³⁾における収集データーおよび今回新たに収集した孔内水平載荷試験に関するデーターを基に一軸圧縮強さと変形係数の関係、換算N値と変形係数の関係について若干の考察を試みたので報告する。

2. 一軸圧縮強さと変形係数

図-1は、一軸圧縮試験から得られた一軸圧縮強さと変形係数の関係を示したものである。同図から両者間にはバラツキが見られるものの、一軸圧縮強さの増加と共に変形係数が増加することが確認できる。両者は、次の関係式で示される。

$$E_{50} = 94qu \quad (1)$$

軟岩に対する圧縮強度と変形係数の関係については、竹中⁴⁾や新城⁵⁾らによても下記のような関係が提案されている。

$$\text{竹中: 大阪洪積粘土 } E = 210Cu \quad (2)$$

$$\text{新城: 島尻層群泥岩 } E = 100qu \quad (3)$$

今回得られた(1)式は、既存の(2)および(3)式に比べると若干小さい傾向にあるが、ほぼ一致した関係を示していると言える。このことは、今回使用した収集データー（一軸圧縮試験結果）にある程度の信頼性が置けることを示している。

3. 換算N値と変形係数

図-2は、換算N値と孔内水平載荷試験で測定した変形係数(E_b)、一軸圧縮試験から求めた変形係数(E_c)および標準貫入試験のN値（換算N値）より $E = 2.75N(MN/m^2) [= 28N(kgf/cm^2)]$ から推定した変形係数(E_n)をそれぞれ示したものである。同図より換算N値と変形係数(E_b , E_c)との関係は、バラツキが

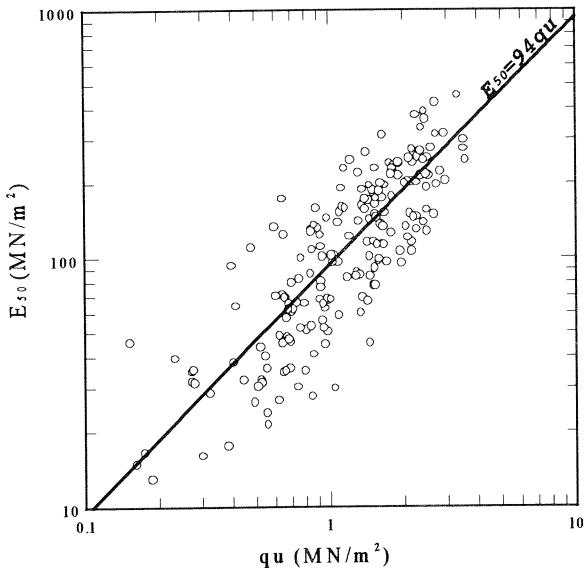


図-1 一軸圧縮強さと変形係数の関係

かなり大きいものの換算N値の増加に従い変形係数も大きくなる傾向が見られる。図中の①および②は、それぞれ換算N値と E_b , E_c との関係を示したもので、それぞれの相関式を下記に示す。

$$E_b = 1.99N(\text{MN/m}^2) \quad (4)$$

$$E_c = 1.61N(\text{MN/m}^2) \quad (5)$$

道路橋示方書では、前述したように平板載荷試験から求められる変形係数(E_p), E_b , E_c および E_n の関係を下記のように示している。

$$E_p = 4 E_b = 4 E_c = E_n \quad (6)$$

(4)および(5)式から $E_b = 1.24 E_c$ の関係が得られ、(6)式の $E_b = E_c$ だけに限ると、前者が若干大きい傾向を示しているものの、ほぼ同様な関係を示していると言える。ただし、島尻泥岩の E_b , E_c と E_n (2.75N)の関係は下記のようになり、(6)式とは必ずしも一致しないことを示している。

$$1.38 E_b = 1.71 E_c = E_n \quad (7)$$

4.まとめ

島尻泥岩の換算N値と一軸圧縮強さおよび変形係数の関係についてとりまとめ、道路橋示方書に示される関係式との比較も試みた。以下に得られた知見を示す。

- ① 一軸圧縮試験より得られる変形係数と一軸圧縮強さの関係は、およそ94:1の関係にあり、これは、竹中や新城らが提案した関係式にほぼ一致する。
- ② 孔内水平載荷試験および一軸圧縮試験から得られる変形係数には、 $E_b = 1.24 E_c$ の関係が見られる。これは、孔内水平載荷試験および三軸圧縮試験データーを追加することで、道路橋示方書の $E_b = E_c$ に近い関係が得られるものと推定される。
- ③ 孔内水平載荷試験、一軸圧縮試験および換算N値から得られる変形係数には、 $1.38 E_b = 1.71 E_c = E_n$ の関係があり、通常の土質地盤に適用される道路橋示方書に示される関係式とは異なることを示している。

5.あとがき

今回まとめたデーターには、平板載荷試験から求められる変形係数は含まれていない。また、孔内水平載荷試験のデーターも12箇所程度であり、現状ではまだ、データーが十分と言える状況にはない。今後、これらのデーターの収集・蓄積を行い、島尻泥岩の変形係数における各推定方法間の相関関係について検討を進めていきたい。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編, pp.238～239, 1997.
- 2) 土木学会：軟岩評価－調査・設計・施工への適用－, p.204, 1992.
- 3) 城間永誠他：島尻層群与那原層泥岩(N値 ≥ 50)の一軸圧縮強度に関する考察, 第12回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集, pp.18～19, 1999.
- 4) 竹中準之介：土質調査試験結果の解釈と適用例, 第5章一軸圧縮試験, 土質工学会, pp.189～191, 1990.
- 5) 新城俊也：九州・沖縄の特殊土, 18. 島尻層泥岩, 土質工学会九州支部, pp.233～234, 1983.

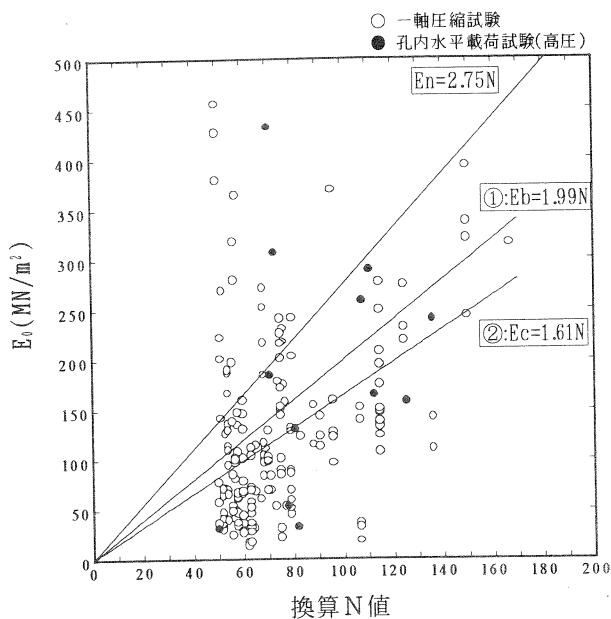


図-2 換算N値と変形係数の関係

3. 島尻泥岩を材料としたダム堤体の健全性評価の一例

パシフィックコンサルタント（株） 片野田 隆宣
小川 浩一

石井 正
服部 隆行

1. はじめに

現在、総合的な整備計画が進められている中城公園において公園内の中城ダムは築堤後約50年を経過し、これまでの点検・調査結果から、堤体及び付帯施設に老朽化の進行が認められている。現状のダム堤体の健全性及び安定性を把握することは、公園計画における同ダムの有効活用を図るうえで重要な課題である。

平成10年度に実施された「地温探査」による概査結果では、堤体表層に「水みち」や「湿潤帶」が分布している可能性が指摘された。本書では、この概査結果に基づき、堤体の健全性の評価を目的とした詳細調査、及び検討結果の報告を行う。

2. 中城ダムの概要

2.1 ダム周辺の地質及び諸元

中城ダム周辺の地質は図-2.1^{*1}に示すように、新第三紀鮮新世の島尻層群与那原層と第四紀更新世の琉球石灰岩から構成される。与那原層は島尻泥岩と呼ばれる青灰色の泥岩を主体とし、固結しているが比較的軟質な性状を示す。島尻泥岩は、乾湿繰り返しによるスレーキングや吸水膨張で強度低下を引き起こすことが知られている^{*2}。また、中城ダムの形式は“均一型フィルダム”であり、築堤材料は、沖縄固有の島尻泥岩を母材とした“泥岩片や粘性土”を主体としている（図-2.2 横断図参照）。

2.2 地温探査による概査結果

地温探査結果から堤体表層で「水みち」や「湿潤帶」の形成が推定される箇所は、右岸側取付部付近に多く分布しているため、それに起因した「漏水」の可能性が考えられた。また、同ダムの竣工は昭和29年であり、築堤後46年を経過して施設全体に老朽化の進行が確認されている。以上の結果から、堤体内部の「ゆるみ」の発生等も懸念されたことから、ダム堤体の健全性について調査・検討を行った。

3. 詳細調査・検討結果

3.1 調査・検討方針

調査は、図-3.1に示す内容・流れで実施した。ダム堤体の健全性に対する調査・検討のポイントを次に示す。

漏水：・「水みち」や「湿潤帶」の有無とその分布
・漏水箇所や湿潤箇所の有無とその分布

安定：・築堤材料の“ゆるみ”による強度低下の有無
・ダム堤体の安定性

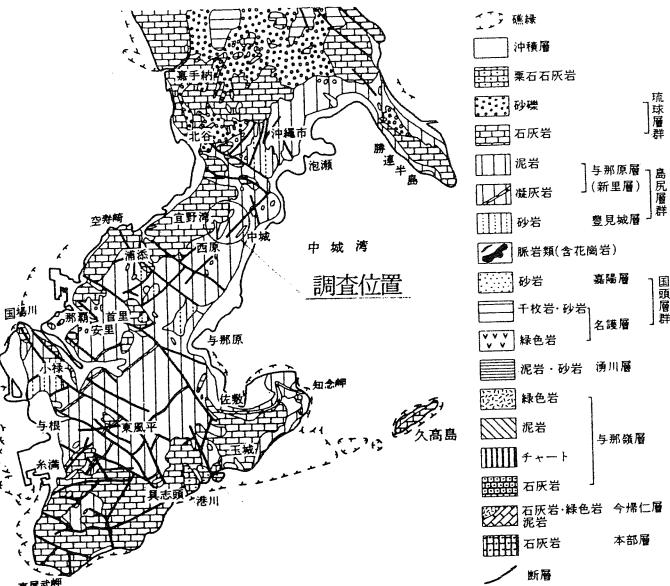


図-2.1 調査地周辺の地質状況

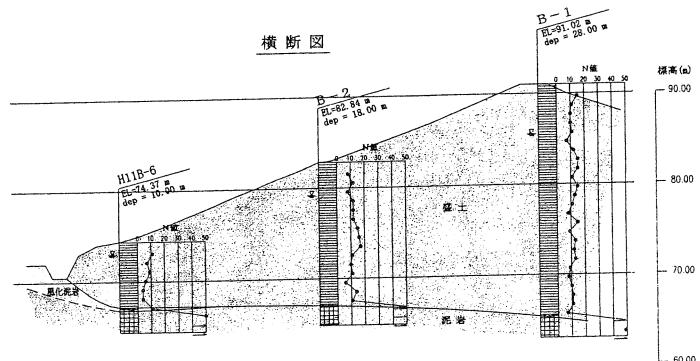


図-2.2 中城ダム堤体の地質断面図

3.2 「漏水」に対する調査・検討

調査結果の総括を図-3.2に示し、以降に各調査結果について述べる。

1) 現地踏査

現地踏査結果の要点を次に示す。

- ①全体的に法尻部付近はやや湿潤かつ軟質な状況であったが、明確な漏水は確認できなかった。法尻付近の湿潤化は、当該ダムの形式が均一型フィルダムであり、法尻にフィルター材を設置していないことに起因していると考えられる。
- ②右岸側取付部付近は湿潤化・軟質化が著しく、一部で滲水を確認した（図-3.2参照）。
- ③堤体表層では、表流水による浸食や表層崩壊等の変状を確認した。

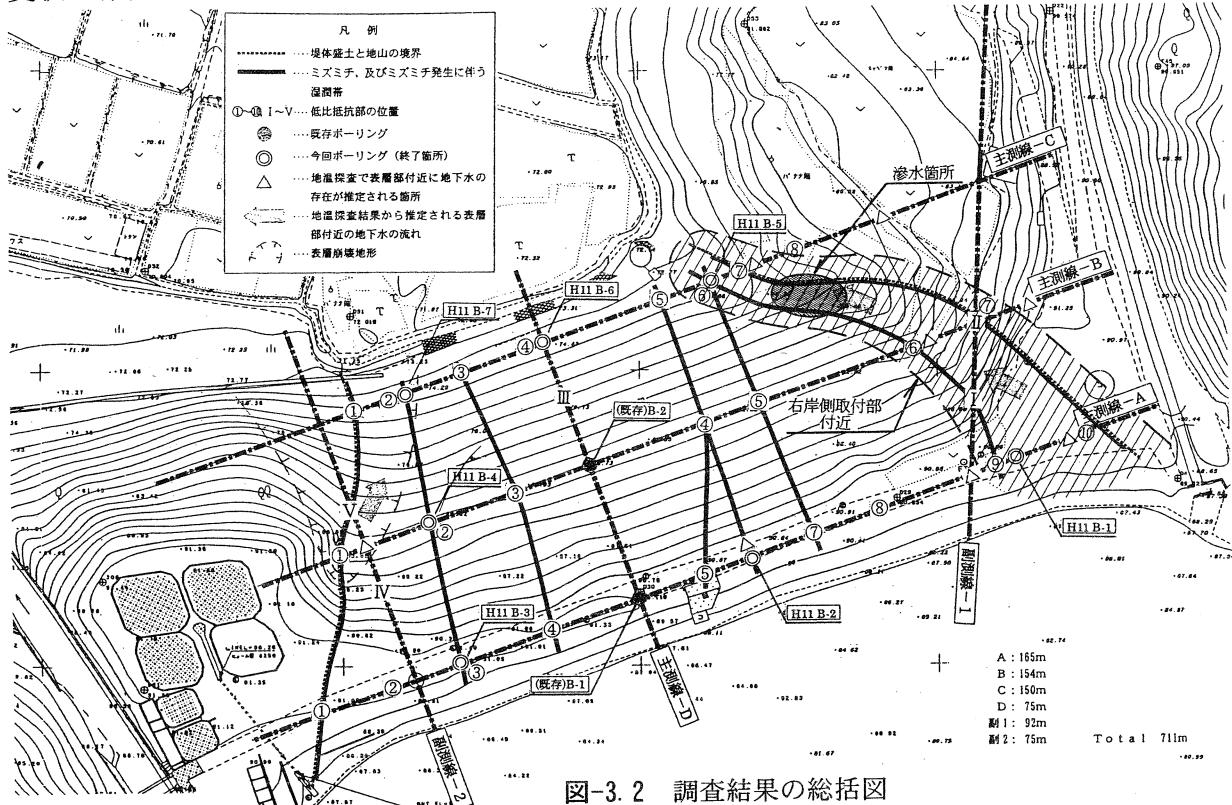


図-3.2 調査結果の総括図

2) 比抵抗 2 次元探査

比抵抗 2 次元探査（電気探査）は、土質や岩石の電導特性の違いに着目して、その差異を比抵抗値として表現し、地中内部の状態を調べる探査手法である。中城ダム堤体の築堤材料（泥岩片・粘性土）と地下水の比抵抗値は $0.8 \sim 100 (\Omega \cdot m)$ を示し（表-3.1*3 参照）、他材質と比較して比抵抗値は低く、かつ数オーダー幅の狭い範囲にある。よって、本調査では狭い範囲の比抵抗値の違いを調べる必要性から高い探査精度が要求され、電極配置は探査精度に優れる 4 極法（ダイポール-ダイポール法）を採用し、解析は有限要素法を利用するものとした*4。

探査解析結果は図-3.2に示したように、解析断面の低比抵抗部（比抵抗値 $1.0^0 \sim 1.0^{0.5} \Omega \cdot m$ ）のうち、堤体横断方向の連続性を検討し、連続性が推定されるものを低比抵抗帯（「水みち」・「湿潤帯」）と考えた。低比抵抗帯は、堤体中央部を除く左・右岸側に分布し、特に右岸側取付部付近に多く見られる。

右岸側取付部付近の解析断面を図-3.3に示す。同図では、推定した地山と堤体盛土の境界から 5~

表-3.1 土質・岩石・水の比抵抗値

| 岩石・土の種類 | 比抵抗 ($\Omega \cdot m$) |
|---------|---------------------------------------|
| 石灰岩 | $6 \times 10^1 \sim 5 \times 10^5$ |
| 安山岩 | $1 \times 10^2 \sim 1 \times 10^4$ |
| 泥 岩 | $1 \times 10^0 \sim 1 \times 10^2$ |
| 砂 | $1 \times 10^0 \sim 1 \times 10^3$ |
| 粘 土 | $8 \times 10^{-1} \sim 1 \times 10^2$ |
| 表 土 | $2 \times 10^2 \sim 1 \times 10^3$ |
| 地下水 | $2 \times 10^1 \sim 8 \times 10^1$ |

20mまでの区間、深さ2~4m付近に近接して2箇所の低比抵抗部が分布している。低比抵抗部は各断面でほぼ等間隔で存在しているため、堤体頂部から法尻方向に連続している「水みち」や「湿潤帯」と推定した。各断面における低比抵抗部の分布は、ボーリングの結果や微地形、探査解析結果から推定した地山と堤体盛土の境界付近に多く分布している。

なお、推定した「水みち」や「湿潤帯」への水の供給源については、ダム湖と地山が考えられるが、詳細は今後の調査・検討を要する。

3) 「水みち」や「湿潤帯」に対する評価

堤体右岸側取付部付近では、比抵抗2次元探査から推定した低比抵抗帯と、地温探査結果及び現地踏査で確認した滲水箇所が一致していることから、「水みち」や「湿潤帯」が形成されている可能性が高いものと考えられる。

堤体中央部には低比抵抗帯が分布せず、左岸側では探査結果と他調査との一致が認められないことから、堤体の健全性を損なうような「水みち」や「湿潤帯」が形成されている可能性は低いものと考えられる。

3.3 堤体の安定に対する調査・検討

① 築堤材料の特性

① ボーリングコアの状況

ボーリングコアは、調査地点や深度によって泥岩片の混入量、含水量、硬軟状況に若干の差異はあるものの、概ね同じ状況であった。

② 物理特性

堤体中央部 H11 B-2 地点の調査結果から作成した総合土性図を図-3.3 に示す。

N値は深度に関わらず N=10 前後、湿潤密度は $\rho_t = 19.2 \text{ kN/m}^3$ 程度、自然含水比は $W_n = 30\%$ 程度、粒度特性はシルト分が約 65%，粘土分が約 30%と材料としてほぼ均一であった。

③せん断特性

CU 試験結果による応力ひずみ関係及び応力パスを図-3.4~3.5 に示す。試験結果は、堤体上・中・下部における各試料で概ね同一であった。

軸ひずみは $\varepsilon = 0.5 \sim 1\%$ まで直線的に増加し、以後 $\varepsilon = 12 \sim 14\%$ まで緩やかな形状となる。間隙水圧は拘束圧 $\sigma_c = 300 \text{ kN/m}^2$ 以下で正の分布を示し、応力パスにおける破壊曲線の関係から、 $\sigma_c = 280 \text{ kN/m}^2$ 程度まで過圧密的な挙動を示していることが判る。

これより、堤体の中央部付近では、堤体の土被りによる拘束圧の範囲（最大 200 kN/m^2 程度）で築堤材に“脆弱化”や“ゆるみ”等の発生は認められず、施工において十分な締固め行われたことが推察される。また、破壊時の強度包絡線から求めたせん断定数は、 $c' = 23 \text{ kN/m}^2$, $\phi' = 30^\circ$ である。

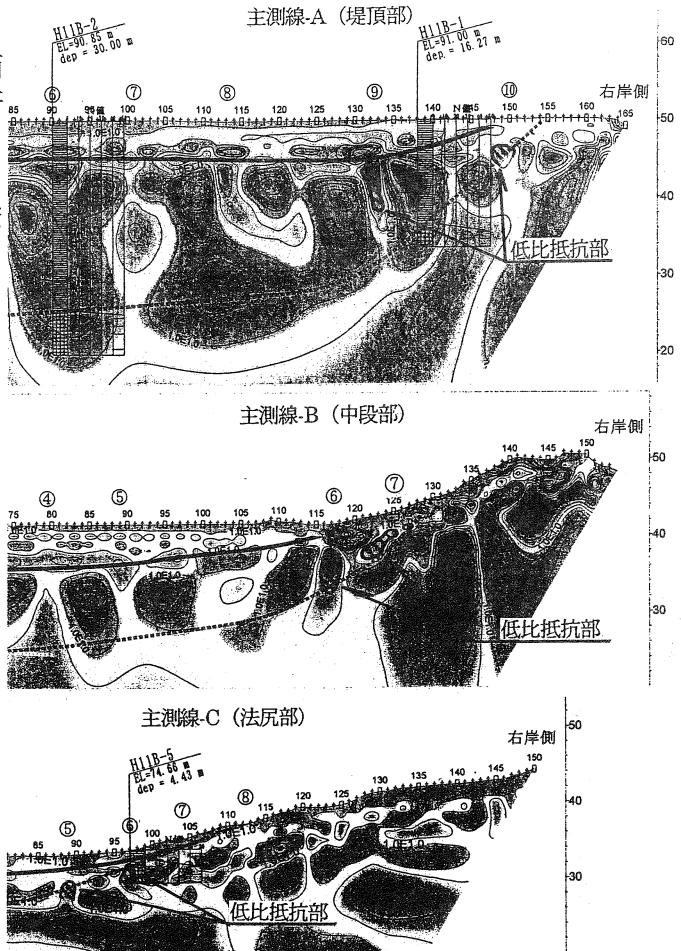


図-3.3 右岸側取付部付近の解析断面

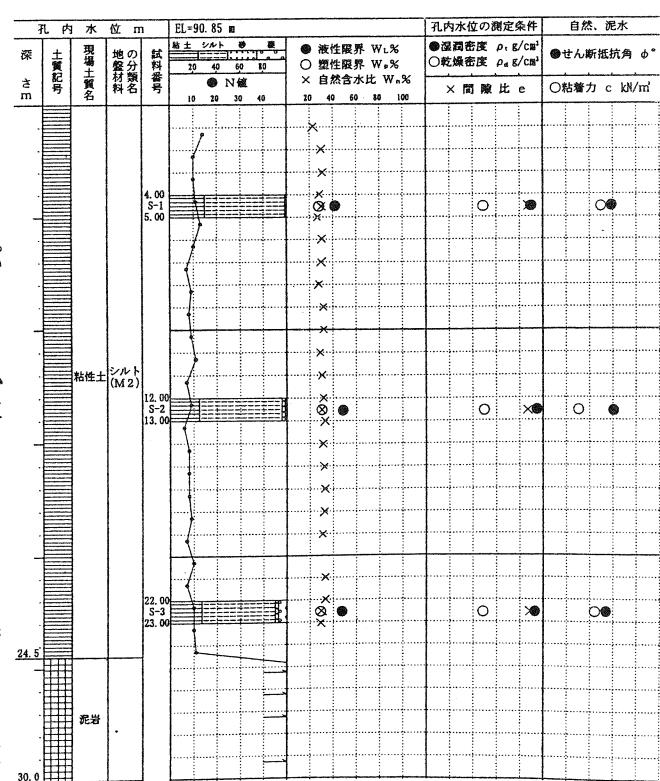


図-3.4 総合土性図

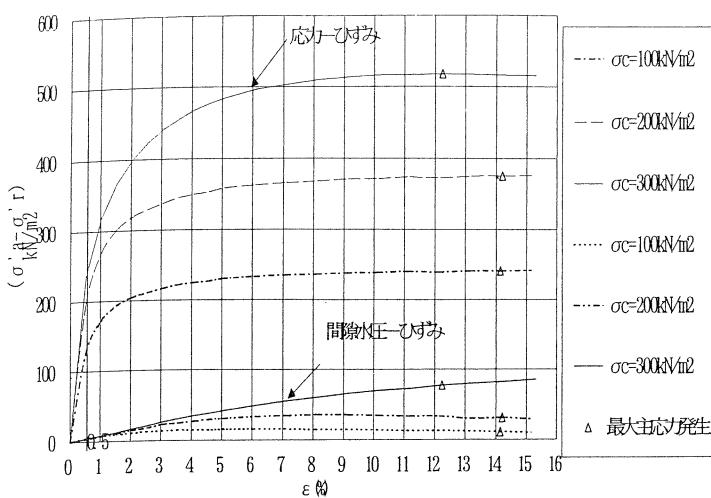


図-3.4 応力ひずみ

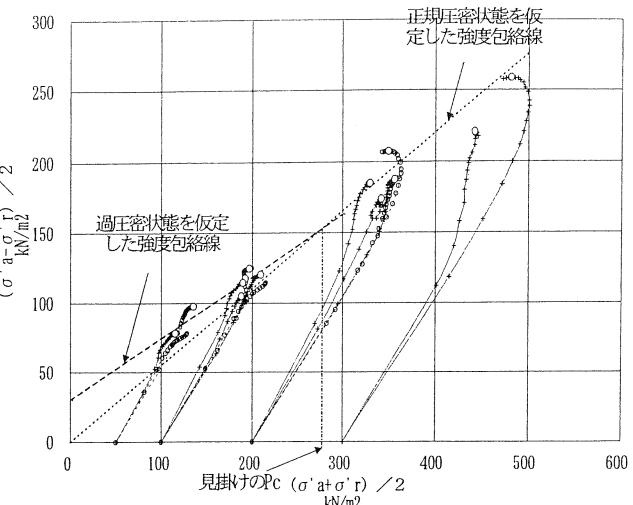


図-3.5 応力パス

2) 安定検討

円弧滑り計算（修正フェレニウス法）による安定計算結果を図-3.6に示す。計算条件は、ダム水位を常時満水位と設定し、堤体内の水位は実測水位に基づいて設定した。堤体内を通る円弧における安全率は $F_s=1.98 > 1.20$ （常時）となる。

3) 堤体の安定性の評価

堤体材料の“脆弱化”や“ゆるみ”に起因した材料強度の低下は確認できず、ダム堤体の安定性も常時には $F_s=1.98$ となり基準安全率 $F_s=1.20$ を満足することから、ダム堤体の安定性は概ね確保されている。

4. 中城ダム堤体の健全性

今回の調査は、築堤材料の特性をはじめとする中城ダム堤体の特徴を考慮した調査・検討を行い、ダムの健全性について次の評価が得られた。

- ① 「漏水」については、堤体の健全性を損なうような「水みち」や「湿潤帯」の存在は確認できなかった。ただし、右岸側取付部付近の滲水についてはその発生源を特定することが重要であると考えられる。
- ② 堤体の安定性に対しては、築堤材料に“脆弱化”や“ゆるみ”は確認されず、堤体の安定性も概ね確保されているものと評価される。

これより、中城ダム堤体の健全性は概ね確保されているものと評価された。また、島尻泥岩を築堤材料とした均一型フィルダムでは、施工上の問題（堤体取付部付近は十分な締め固めを行うことが困難であること）もあり、取付部付近は老朽化の影響が表れ易い状況が確認された。この問題に対する一般性の検証については、同種のダムにおけるデータの蓄積が課題であると考えられる。

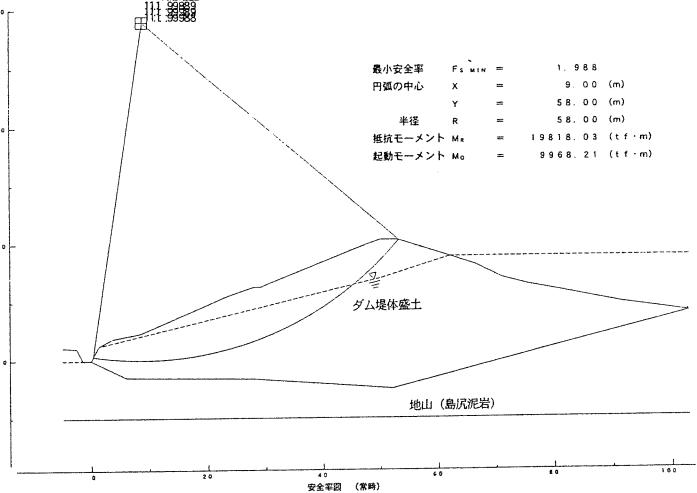


図-3.6 安定解析結果

出 典 : *¹琉球弧の地質誌（沖縄タイムス）、*³地盤調査法（地盤工学会）

参考文献 : *²九州・沖縄の特殊土〔(財)九州大学出版会〕、*⁴比抵抗映像法（古今書院）、物理探査ハンドブック（物理探査学会）

4. シルト分を多く含むサンゴ礫混じり土のセメンテイション効果

親泊 正孝

沖縄総合事務局 開発建設部 (〒900-8530 那覇市前島 2-21-7)

The coral gravelly soils in Miyako and Ishigaki Islands include much silt. The relationship between the unconfined compression strength and overburden pressure was mainly examined with Plasticity Index for manifesting the cementation effect in silty coral gravelly soils. As the result, the values of the unconfined compression strength divided by the overburden pressure are fairly big just under the seabed. It has become almost clear that the silty coral gravelly soils are affected by the cementation effect.

Key Words; Coral gravelly soil, unconfined compression strength, overburden pressure, Cementation effect

1. はじめに

沖縄の港湾・海岸域には、サンゴ片を含む、いわゆるサンゴ礫混じり地盤が堆積している。これらの地盤はシルト質で、特に宮古島、石垣島ではシルト分を多く含んでいる。また、両島のサンゴ礫混じり土は塑性指数(I_p)の得られない、NP(non-plastic)の土も数多く、これらの土の分類や強度評価は長年の課題であった。親泊らは、宮古島、石垣島のサンゴ礫混じり地盤の分類に関し、塑性指数 $I_p(\%) > 20$ の条件を付加して粘性土とみなす、という提案をしている¹⁾。この提案に基づき、塑性指数と併せて一軸圧縮強度及び圧密降伏応力と有効土かぶり圧の関係に着目し、平良港におけるサンゴ礫混じり土のセメンテイション効果について検討を行った。

本論文は、これらの調査・研究成果について述べるものである。

2. 細粒分と塑性指数

平良港のサンゴ礫混じり土は、細粒分(FC)を多く含んでいても塑性指数が得られないものがある。図-1は、細粒分中の粘土分とシルト分の割合を見た上で、塑性指数がどのような値を取るかを見たものである。図中の $FC(\%) = 50 \sim 100$ にプロットされているのは、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」(以下、港湾の基準と称する)では粘性土としてみなされる土である²⁾。線OMは粘土分とシルト分が等しいことを意味するが、 $I_p(\%) > 30$ の土は殆どが、線OMより右下側(領域A)にプロットされており、逆に、塑性指数の得られないNPのサ

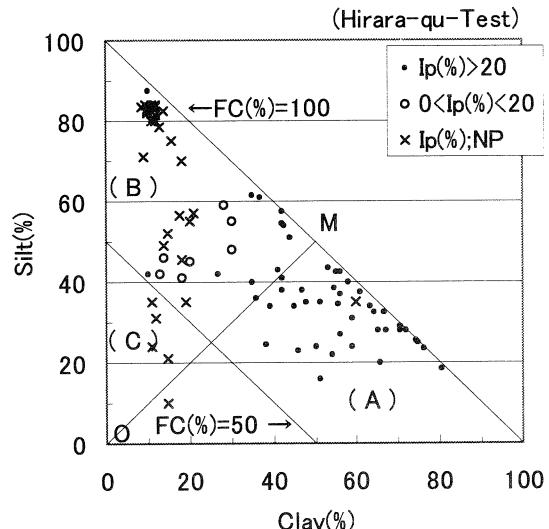


図-1 細粒分中の粘土分とシルト分の割合

ンプルは殆ど $I_p(\%) < 20$ で、左上側(領域B)にプロットされている。領域Cで $FC(\%) = 20 \sim 50$ は、港湾の基準では中間土とみなすこととしている。図-1から、シルト分が粘土分より含有量で卓越する土は、塑性指数の得られないサンプルが多いことが判る。平良港の海底底質は、石灰質の鉱物であるカルサイトを含んでいることが確認されていることから、平良の土で NP となるものは、石灰質成分を多く含んでいるためと思われる。

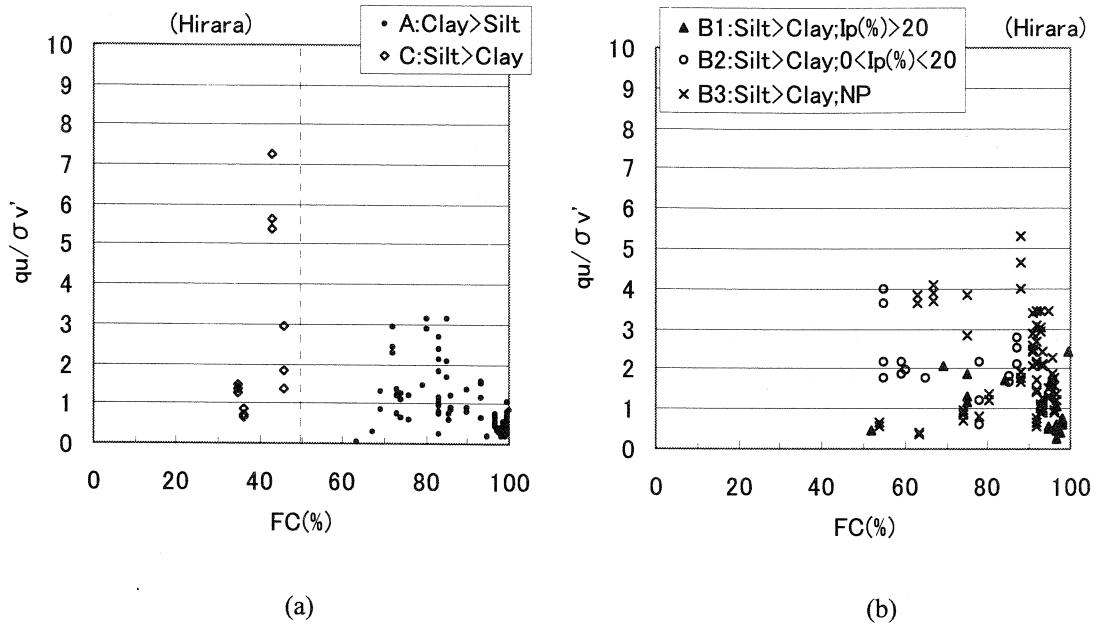


図-2 細粒分と一軸圧縮強度対有効土かぶり圧比

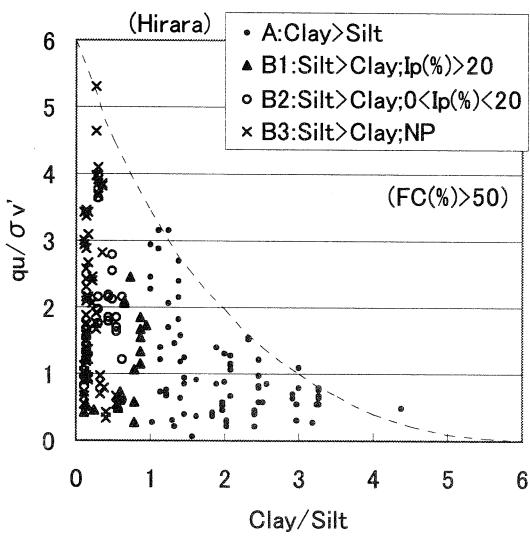


図-3 シルト分対粘土分比と一軸圧縮強度対有効土かぶり重量比

3. 一軸圧縮強度と有効土かぶり圧

(1) 細粒分との関係

図-2 に、横軸に細粒分(FC)を取り、縦軸に一軸圧縮強度(qu 値)を有効土かぶり圧(σ_v')で除した値を示す。図-2(a)は領域A、Cの土に関するものであるが、領域Aの土は殆どが qu/σ_v' が3以下である。これに対し、領域Cのものは7を超しているサンプルがある。細粒分が増大すると qu/σ_v' 小さくなっていく傾向がある。

図-2(b)は、同様に領域Bの土に関して示している。 Ip が 20%以上の土は qu/σ_v' がほぼ2以下であるが、NPの土は全体的に大きく、5を超えるものもある。図-2から FCが多く、 Ip が大きいと qu/σ_v' は小さくなっていくことが判る。 Ip が大きくなるということは、典型的な粘性土になっていくということである。したがって、上述の傾向はこのことと関連しているようである。細粒分中の粘土分をシルト分で除した値を横軸に取って、 qu/σ_v' との関係を見たのが図-3である。挿入した包絡線から判るとおり粘土分の対シルト分比が小さいところでは qu/σ_v' は大きい値が多く、その比が大きくなるにつれて qu/σ_v' は小さくなしていく。また、Clay/Silt の値が小さいところに、NP のサンプルが集中し、 qu/σ_v' の分布幅が大きく、また、大きな値になる土もある。

(2) 深度分布

qu/σ_v' の深度分布を図-4 に示す。図中の包絡線から判るとおり、 qu/σ_v' の値が大きくなるのは深度の浅いところである。図-4(a)では、シルト分が卓越している領域Cのサンプルが地表面付近にあり、 qu/σ_v' が7を超えているサンプルがある。また、図-4(b)では、NP のサンプルが地表面付近で qu/σ_v' が5を超えているサンプルがある。図-5に、沖縄を除く全国の港湾域における qu/σ_v' (図中の $qu/\sum \gamma' h$) の例を示す³⁾。 qu/σ_v' は地表面で大きい値を示し、深くなるにつれ、小さくなっていく。傾向的には平良と同様であるが、地表面付近の qu/σ_v' の値は図-5 では、高々2.5程度である。文

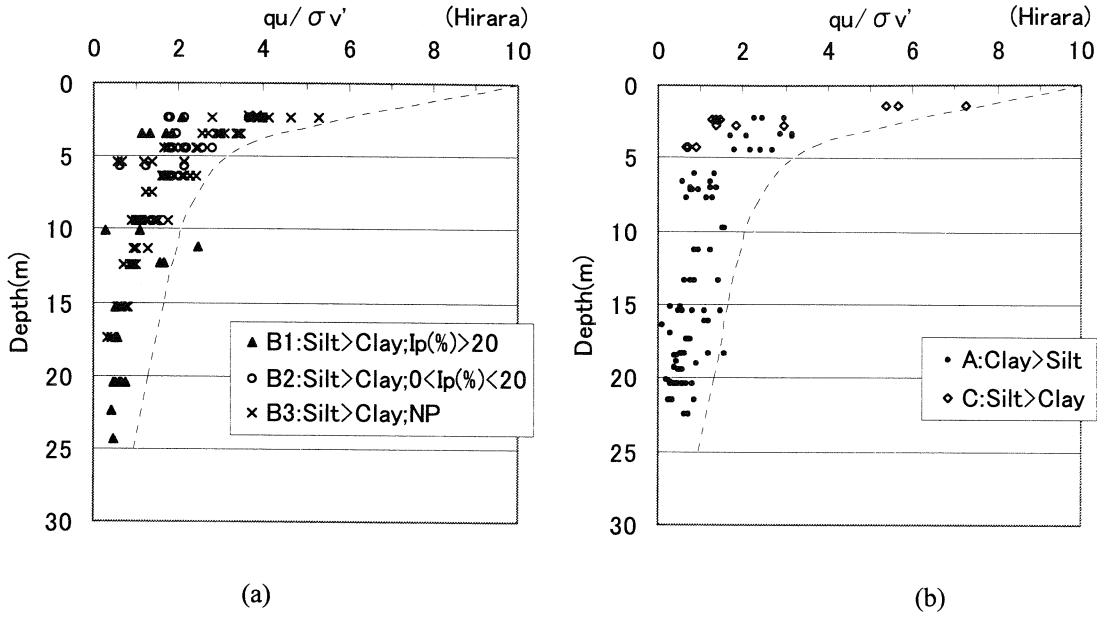


図-4 一軸圧縮強度対有効土かぶり重量比の深度分布

献3)によると、 $qu/\sigma v'$ の全国平均値は0.74である。正規圧密の土に限定すれば、その値は0.68となり、また、過圧密に限定すれば0.81である。更に、正規圧密の土で $Ip(\%)=30\sim100$ に限定すれば0.70となっている。このことから、典型的な粘性土である $Ip(\%)=30\sim100$ の土の $qu/\sigma v'=0.70$ が最低値となっており、粘性土としての性質が強まると $qu/\sigma v'$ は小さくなっていくようである。前出の図-3からも、このようなことが理解出来る。

4. 圧密降伏応力と有効土かぶり圧

圧密降伏応力(P_c)を有効土かぶり圧($\sigma v'$)で除した値が $P_c/\sigma v'=1$ であれば正規圧密であり、また、 $P_c/\sigma v'>1$ であれば過圧密である。しかし、 $P_c/\sigma v'$ が相当に大きい場合は、エイジング(年代)効果、或いは、セメントテイション効果を受けていることが知られている。図-6に、圧縮指数(C_c)を横軸に取り、 $P_c/\sigma v'$ を縦軸に取って、本土の典型的な粘性土の広島、名古屋の土と平良の土をプロットした。広島の C_c はかなり大きく、圧密による間隙比の減少が最も大きいことを示し、名古屋が広島よりやや小さい。これらの両方とも $P_c/\sigma v'$ は1から3程度であり、過圧密の土を含んでいることが判る。平良の土は圧縮指数が非常に小さいが、 $P_c/\sigma v'$ は25近くまで示すものがある。これらの深度分布を見たのが図-7である。ここでも、 $P_c/\sigma v'$ が大きいのは地表面附近である。図-8に、沖縄を除く全国港湾域の圧密降伏応力と有効土かぶり圧の関係を示すが、挿入された

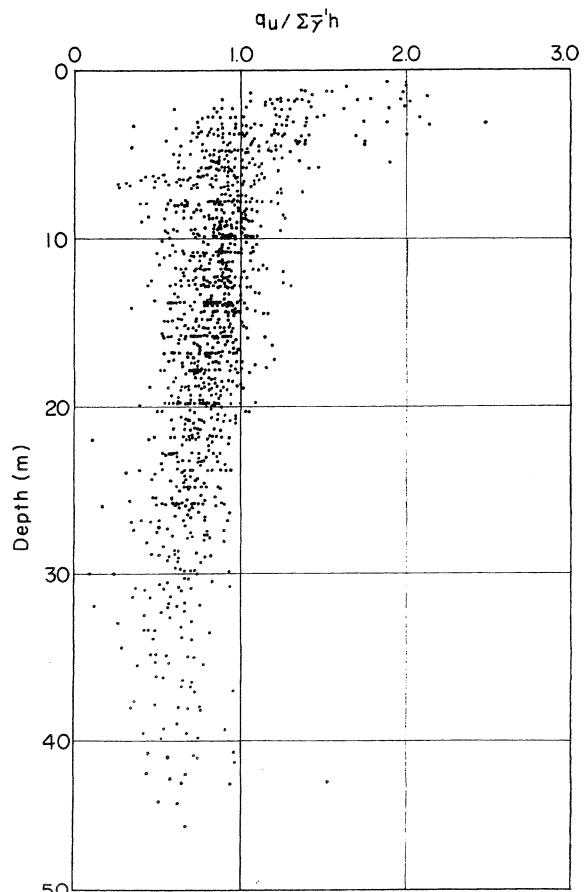


図-5 一軸圧縮強度対有効土かぶり重量比の深度分布³⁾

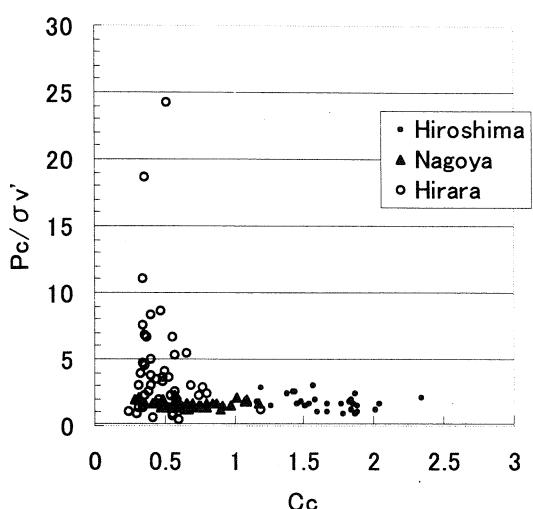


図-6 圧縮指数と圧密降伏応力対有効土かぶり重量比

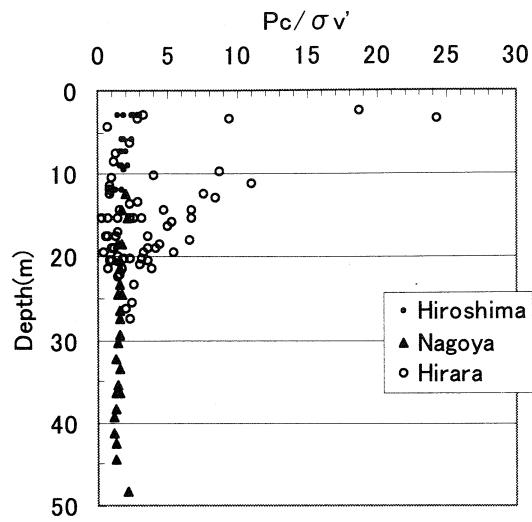


図-7 圧密降伏応力対有効土かぶり重量比の深度分布

線 M が P_c/σ_v' の最大値を示し、約 8 である。過圧密、或いは、エイジング効果があるとしても、本土の粘性土の P_c/σ_v' は高々約 8 であることから、平良の土がセメントテイションを受けていることが容易に想定できる。

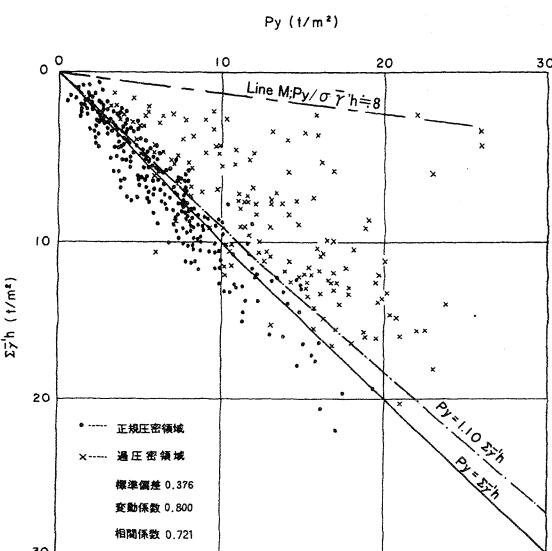
5. 結論

シルト分を多く含む平良港のサンゴ礫混じり土について、主に、塑性指数と併せて一軸圧縮強度と有効土かぶり圧の関係を見ることによって、セメントテイション効果を検討した。得られた結果を以下に示す。

- ① 一軸圧縮強度の対有効土かぶり圧比は、シルト分が粘土分より卓越している土が大きく、粘土分が増えるにつれて小さくなっていく。
- ② シルト分が粘土分より卓越している土の一軸圧縮強度の対有効土かぶり圧比は、地表面付近で相当に大きく、セメントテイション効果が見られる。
- ③ 圧密降伏応力の対有効土かぶり圧比は、沖縄を除く全国港湾域の最大値が高々約 8 であるのに対し、平良のサンゴ礫混じり土では 25 近くにもなり、セメントテイション効果を受けていると言える。

参考文献

- 1) M.Oyadomari, H.Uehara: Classification and strength properties of coral gravelly soils – Case studies of the port and coastal ground in Okinawa Islands, Coastal Geotechnical Engineering in Practice,

図-8 圧密降伏応力と有効土かぶり重量との関係³⁾

Volume 1, pp.135~140, 2000.

- 2) 運輸省港湾局編集、(社)日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp.241~244, 平成11年。
- 3) 小川富美子, 松本一明:港湾地域における土の工学的諸係数の相関性, 港湾技術研究所報告, 運輸省港湾技術研究所, pp.43~45, 59~65, 1978.

5. 環境に配慮した液状化対策工法

不動建設株式会社 福島信吾
○鈴木亮彦

1. はじめに

平成7年に発生した阪神大震災以降、地震に対する設計の見直しが図られ、それまでよりも大きな地震（設計震度）が各指針で設定された。沖縄県においても港湾施設の設計指針^{1),2)}で地域別設計震度が0.05（平成元年6月版）から0.11（平成11年4月改訂版）まで増加し、これまでにない耐震性が求められることとなった。構造物の耐震性を高めるためには、構造形式による対策の他に、地盤強度を増加する対策が行われる。砂地盤の液状化を防止するためには、これまでサンドコンパクションパイル工法（以下、SCP工法）が主として用いられてきたが、近年では市街地に近接する現場での需要が増大し、振動や騒音が発生する同工法の適用が困難となるケースが増えてきていることから、周辺環境に影響の少ない工法の開発が望まれた。

また、その他にも環境に関わるテーマとして、建設工事により発生する産業廃棄物の処分場の不足も挙げられる。これらの現状を踏まえ、本稿では環境に配慮した液状化対策工法をテーマとして、①振動・騒音を伴わず市街地でも適用可能な新しいSCP工法と、②建設廃材を用いたSCP工法について、記述する。

2. 振動・騒音を伴わないSCP工法 一静的締固め砂杭工法一

SCP工法は、軟弱な地盤中に柱列状に砂を圧入することで締固めを行い、地盤の強度を高めて液状化を防止する。しかし、従来のSCP工法では、施工時に大型の振動機（バイブロハンマー）を用いるため振動・騒音が避けられず、近年需要が高まってきた市街地での液状化対策に対しては適用が困難であった。そこで、砂を圧入する機構を静的な強制昇降装置によって施工を行うことで、振動・騒音がSCP工法と比較して大幅に低減される“静的締固め砂杭工法”が開発された。なお、改良原理および出来型は従来のSCP工法と同一であり、したがって、改良効果および設計手法も従来のSCP工法と同等である。静的締固め砂杭工法の施工手順は図-1に示すとおりであり、砂杭造成時にケーシングを地中に打ち戻す間隔がSCP工法と比較して小さく（約6分の1）、地盤を小刻みに締固めている点が主な特徴である。

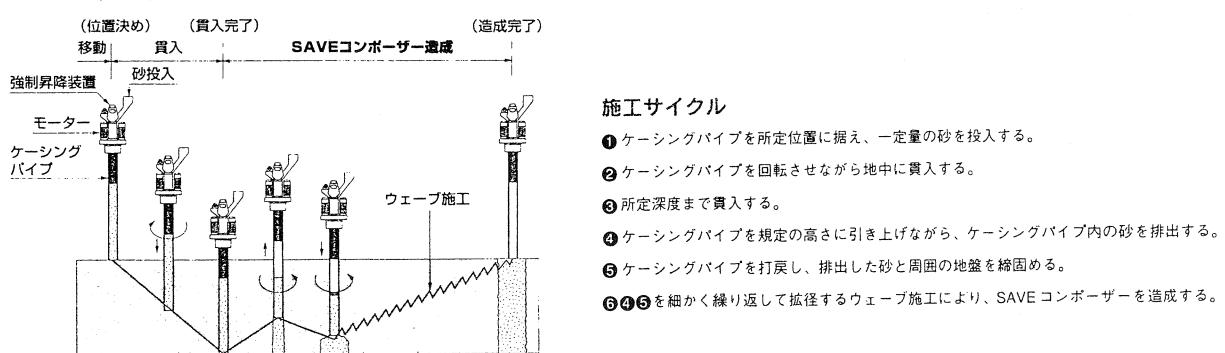


図-1：静的締固め砂杭工法の施工手順

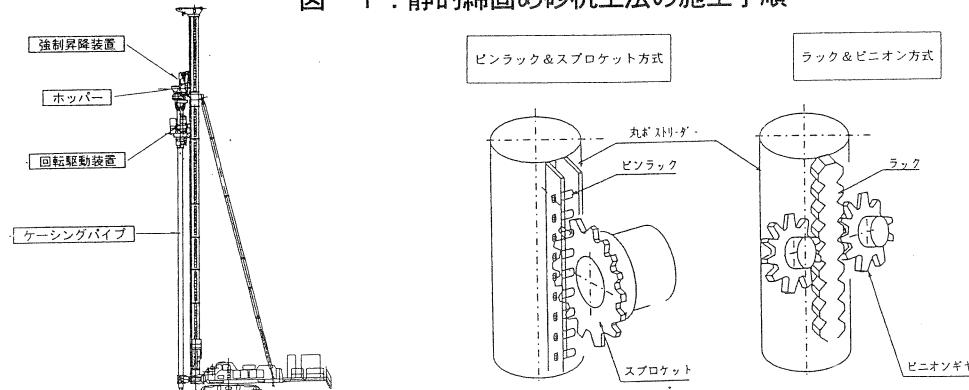


図-2：強制昇降装置の主要部構造図

図-3、4は、同一工区内で行われたSCP工法と静的締固め砂杭工法の、施工時生じる騒音・振動を測定した結果であり、いずれもSCPに比べ静的締固め砂杭工法で低減していることが確認できる。また、振動規制法および騒音規制法で定められた、敷地境界における基準値（振動75dB以下、騒音85dB以下）は、静的締固め砂杭工法では施工機から5m程度の距離で満足され、従来のSCPで一般的に必要とされている50m程度の離隔に対して大幅に減少しており、既設構造物の近傍での適用性の向上が確認された。

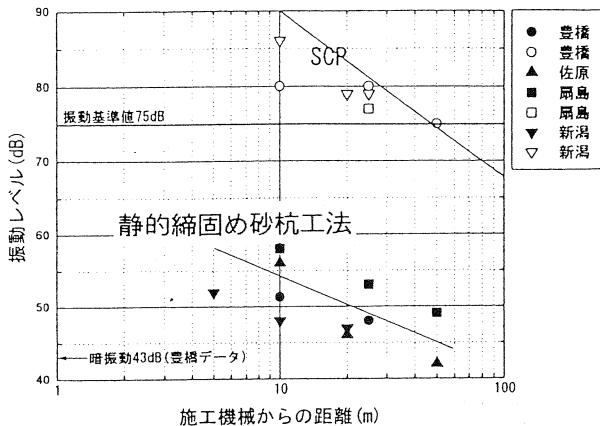


図-3：振動の距離減衰

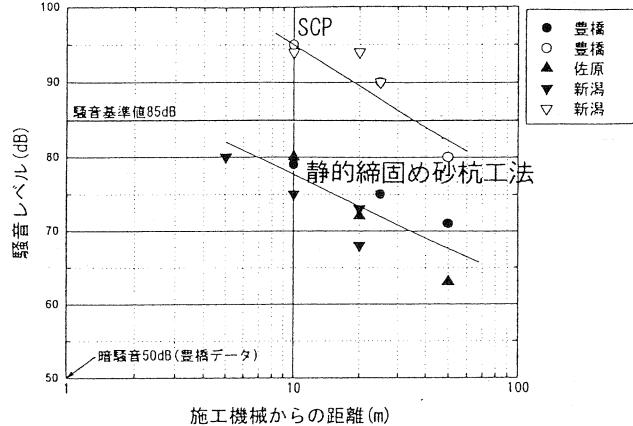


図-4：騒音の距離減衰

3. 建設廃材を用いたSCP工法

建設現場で発生する産業廃棄物は、その処理場の減少とともに大きな社会問題となっている。SCP工法は、通常、購入した砂（または碎石）を地中に圧入することにより地盤を締固める。しかし、既存構造物の解体によりコンクリートガラやアスファルト廃材等が発生する現場では、それらを地盤改良材として有効利用することにより、産業廃棄物の排出低減による環境保全と、処分費の減少によるコストメリットを画ることが出来る。そこで、最近東京都内で行われた建築構造物の新設工事において、現場内でコンクリートガラを再生材として加工し、地盤改良材に用いた事例について紹介する。

3-1. 現場概要

本工事での液状化対策工の仕様は、図-5に示す通りである。災害時には周辺住民の避難場所としての機能を果たすために、大きな地震動（400gal）にも耐える基礎構造を目標として設計された。

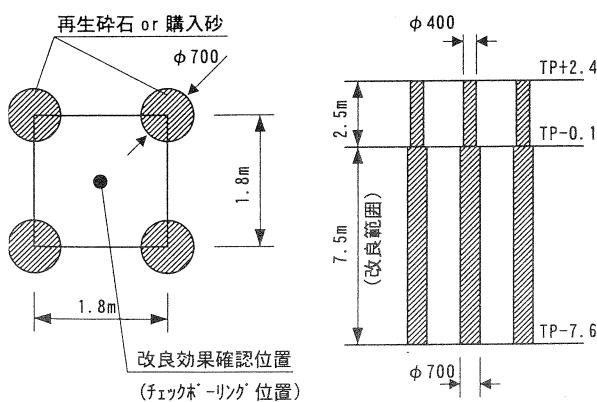


図-5：地盤改良仕様

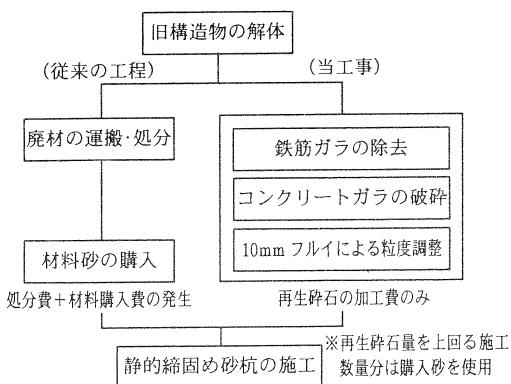


図-6：施工工程の比較

現場内の旧構造物の解体に伴い発生したコンクリート廃材を地盤改良材として有効利用し、施工を行った。従来の工程と廃材を利用した工程の比較は図-6に示す通りであり、産業廃棄物の発生を抑制するとともに、その処分費を低減することで経済的な施工を行うことが出来た。ここで、再生碎石の加工過程は同図中に示す通り、1)旧構造物の解体、2)廃材に含まれる鉄筋ガラ等の不純物除去、3)破碎機によるコンクリートガラのクラッシュ、4)10mm フルイに通した粒度調整、である。図-7に、現場でのコンクリートガラの粉碎について、模式図を示す。ただし、再生碎石のみでは足りない改良材土量分は砂材料を購入した。結果として、全施工数量のほぼ半数程度を再生碎石でまかなうことができた。

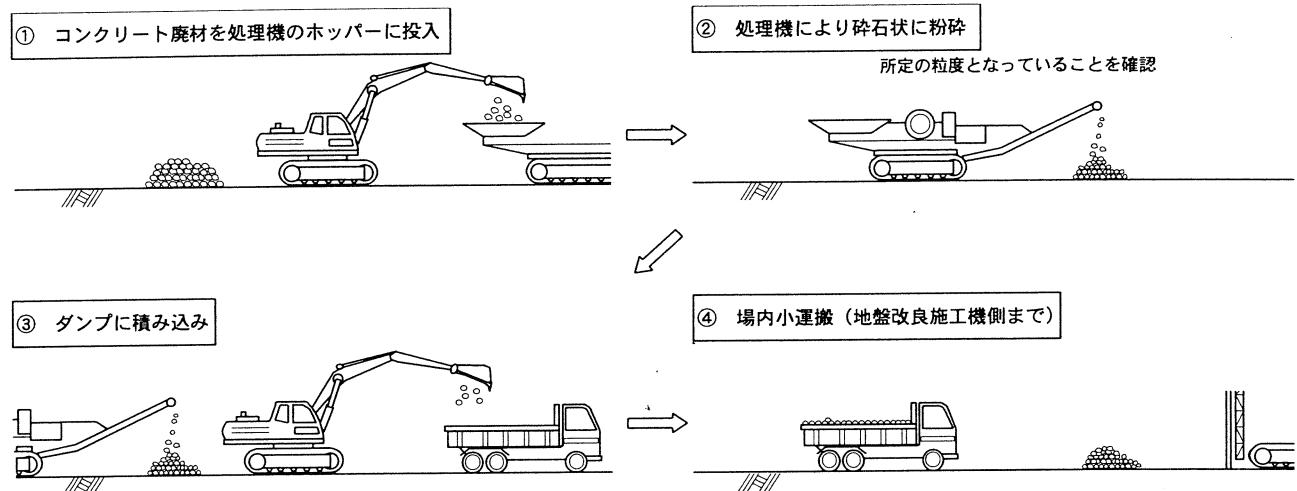


図-7：現場内での再生碎石の加工方法

3-2. 再生碎石の品質と改良効果の確認

現場で加工した再生碎石は、適切な改良効果と施工性を確保するため、従来用いてきた地盤改良材としての実績を考慮し、品質目標を以下のように定めた。

- (1)最大粒径 40mm 以下
- (2)細粒分含有率 $F_c = 5\%$ 以内

図-8に本工事で用いた再生碎石と購入砂の粒度加積曲線を示す。また、参考として同図に、SCP工法における砂と碎石の粒度の実績範囲も示した³⁾。再生碎石の粒度は、SCP工法の碎石実績範囲内にあることがわかる。また、10mmフルイで調整することで、0.074mm以下の細粒分が5%以下になっている。以上のことから、本事例のような手順により、再生碎石は地盤改良材として必要とされる粒度分布を満足することが確認された。

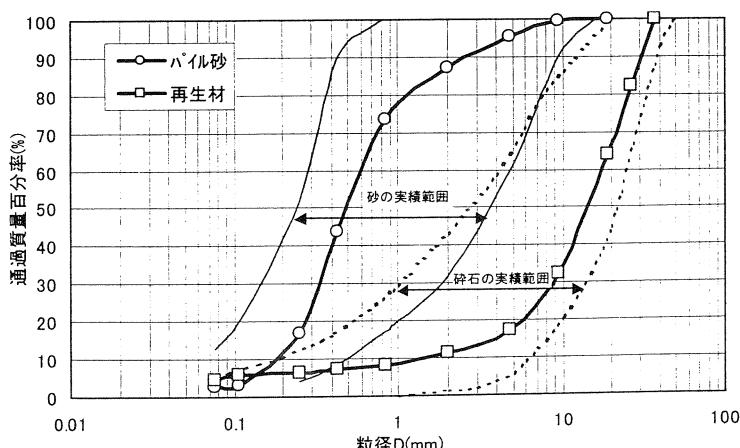


図-8：再生碎石の粒度

再生碎石および購入砂を用いて施工された、それぞれのエリアでの標準貫入試験の結果を図-9に示す。併せて図中に示された事前（改良前）ボーリングのデータと比較すると、両材料ともにほぼ同等のN値の増加が確認される。また、設計時に予想された改良後のN値（予測値）と比較しても同等以上のN値となり、両材料ともに十分な改良効果が得られた。

続いて、改良後の液状化に対する判定として、図-10で施工の事前と事後の液状化安全率FLを比較する。改良後のFLは、すべての深度で安全率1以上を満足した。また、購入砂と再生碎石で比べても同程度のFLを示していることがわかる。

以上のことから、再生碎石の品質（主に粒度分布）に留意することで、再生碎石を使用しても従来の砂材料との改良効果の差異は見られず、液状化の防止に対して十分な効果が得られることが確認できた。

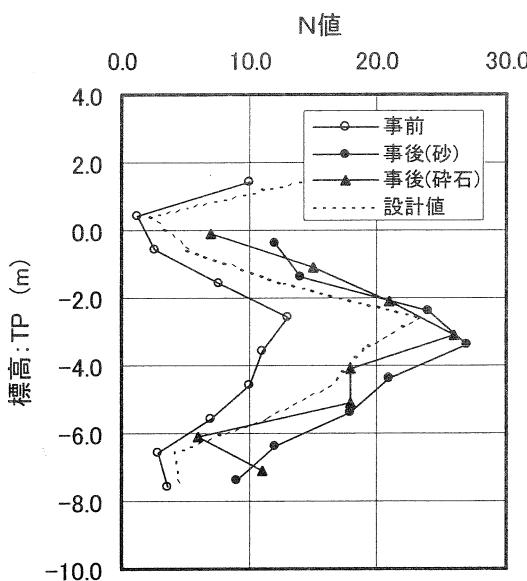


図-9：再生碎石と砂による改良前後の地盤のN値の比較

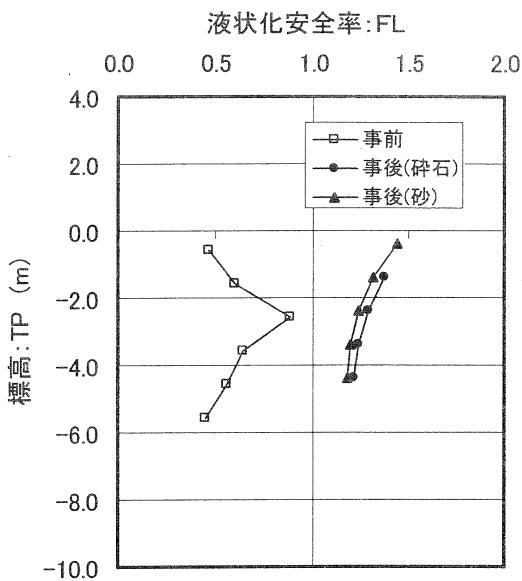


図-10：再生碎石と砂による改良前後の液状化安全率の比較

4. おわりに

社会資本の整備が進む中で、建設工事は近接構造物と隣接する市街地での施工を余儀なくされるケースが多くなってきてている。一方、狭い国土を持つ我が国の宿命として、建設工事等に伴う産業廃棄物の処理場はすでに枯渇しているといつても過言ではなく、これらの環境問題は避けることの出来ない建設業界全体の課題である。こうした現状を踏まえ、本報告では液状化対策をテーマとして、静的締固め砂杭工法の施工方法、周辺環境に及ぼす振動・騒音による影響と、建築工事に伴い発生する廃材の、地盤改良への有効利用について述べた。今後益々深刻化する上記の問題について、これからも取り組み続けて行きたいと考える。

- 1) (社) 日本港湾協会：“港湾の施設の技術上の基準・同解説”，平成元年6月
- 2) (社) 日本港湾協会：“港湾の施設の技術上の基準・同解説”，平成11年4月
- 3) (社) 地盤工学会，“軟弱地盤対策工法－調査・設計から施工まで－”

6. 石炭灰改良材による浚渫土表層改良実証試験

沖縄電力株火力部具志川火力発電所技術課 仲本 文範
沖縄電力株火力部具志川火力発電所技術課 宮里 健
日本国土開発株施工本部技術研究所 佐藤 泰
日本国土開発株施工本部技術研究所 黒山 英伸

1. はじめに

沖縄県の電力の大部分は石炭火力発電所から供給されている。発電にともなって排出される石炭灰の一部は、セメント材料等に有効利用されているが、残りは発電所内に設置した灰捨て場に埋め立て処分しているのが現状である。近年、石炭灰を新たな資源として有効利用する事例が増加しており、例えば護岸裏込・中詰、自立土留、土留底盤改良、海上築堤、盛土および浚渫土改良などの実施例・試験施工がある¹⁾。沖縄電力では、盛土および浚渫土改良などの試験をすでに実施しており、このうち浚渫土改良については前回の発表会で報告済みである²⁾。本報告では、石炭灰有効利用の一方法として埋立地や軟弱地盤の表層改良材への適用性を確認するために実施した実証試験結果の概要を報告する。

2. 試験目的

本試験は、表層改良で一般的に使用されるセメント系固化材の代わりに、石炭灰にセメントおよび添加剤を配合して新たに開発した石炭灰改良材「Gアッシュ」を用い、浚渫土の表層改良に必要な改良効果の確保やそのために必要な改良材の添加率を確認することを目的とした。

なお、本試験での表層改良の目的は、圧密沈下促進用のペーパードレーン施工機械のトラフィカビリティを確保すると同時に、ペーパードレーンの打設貫入に支障がない硬さとするための地盤改良である。

3. 試験方法

3. 1 使用材料

石炭灰改良材の原料となる石炭灰、排煙脱硫石こう（以下石こうと称す）および浚渫土の物性試験結果を表-1に示す。

石炭灰改良材は、石炭火力発電所から発生する石炭灰と、石こう、普通ポルトランドセメントを用いて製造する。配合は、これまでの試験結果から石炭灰、石こうおよびセメントの乾燥重量比を100:10:10とし、石炭灰は飛散防止のため含水比w=15%程度の湿灰にして使用した。

浚渫土は沖縄特有のサンゴ礫混じり土で、室内試験では実証試験ヤードの浚渫土を事前に採取したものを使用した。

3. 2 室内配合試験

表-1 石炭灰改良材の原料および浚渫土の物性試験結果

| 試験項目 | | 石炭灰 | 石こう | 浚渫土 |
|--------------------------------------|---------------------------|-------|-------|-------|
| 土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³) | | 2.404 | 3.403 | 2.764 |
| 自然含水比（搬入時） w_n (%) | | 0.6 | 34.0 | 22.7 |
| 粒度 | 礫分 2~75mm (%) | 0 | 0 | 27 |
| | 砂分 75 μm~2 mm (%) | 3 | 2 | 46 |
| | シルト分 5~75 μm (%) | 67 | 85 | 17 |
| | 粘土分 5 μm未満 (%) | 30 | 13 | 10 |
| | 最大粒径 (mm) | 0.250 | 0.106 | 26.5 |
| pH | | 9.5 | 7.6 | 8.8 |
| コンシス テンシー 特性 | 液性限界 w_L (%) | — | — | 36.1 |
| | 塑性限界 w_P (%) | — | — | 15.3 |
| | 塑性指数 I _P (%) | — | — | 20.8 |
| | コンシステンシー指数 I _C | — | — | 0.64 |

室内配合試験は、浚渫土に石炭灰改良材を5~30%添加し、材齢0、1、2、3、7および28日についてコーン貫入抵抗、一軸圧縮強さを試験し評価を行った。また、地盤改良の目的が施工機械のトラフィカビリティ確保であることから、目標強度は普通ブルドーザの走行が支障なく行えるコーン貫入抵抗 $qc \geq 700\text{kN/m}^2$ とした。

3. 3 現場実証試験

石炭灰改良材は、具志川発電所構内に設置した石炭灰改良材製造プラント（図-1）を用いて製造後、コンテナパックに梱包し10t積みトラックで中城湾埋立地内の試験ヤード（図-2）に運搬した。

浚渫土の表層改良は、室内配合試験の結果から石炭灰改良材の添加率を10%とし、改良厚さはt=1.0、1.5mの2種類とした。施工は、浚渫土表面に所定量の石炭灰改良材を人力で散布後、回転チェーン式の浅層混合攪拌機を用い混合攪拌した。このときの全改良土量は、V=160m³である。

改良後の浚渫土は、材齢1、3、7、28日にコーン貫入抵抗、材齢7、28、42日にブロックサンプリングした供試体の一軸圧縮試験、約1ヶ月養生後にペーパードレーンの打設試験を行い、改良効果を確認した。同時に、土砂荷重による載荷試験を行い、地盤の支持力を確認した。さらに、土壤環境基準と水質に係わる基準について試験を実施し、石炭灰改良材で表層改良を行った場合の環境に与える影響を確認した。

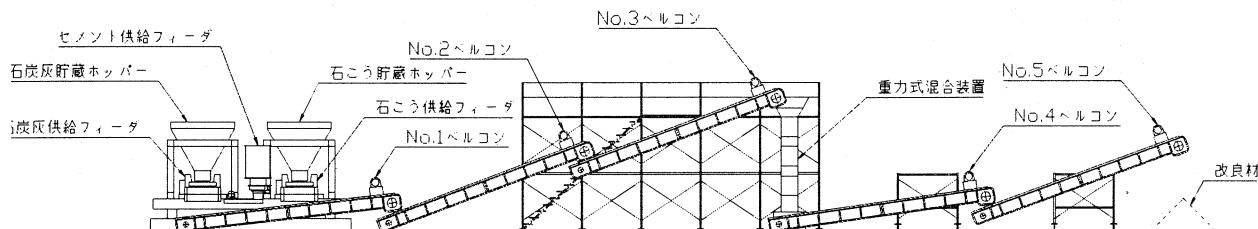


図-1 石炭灰改良材製造プラント

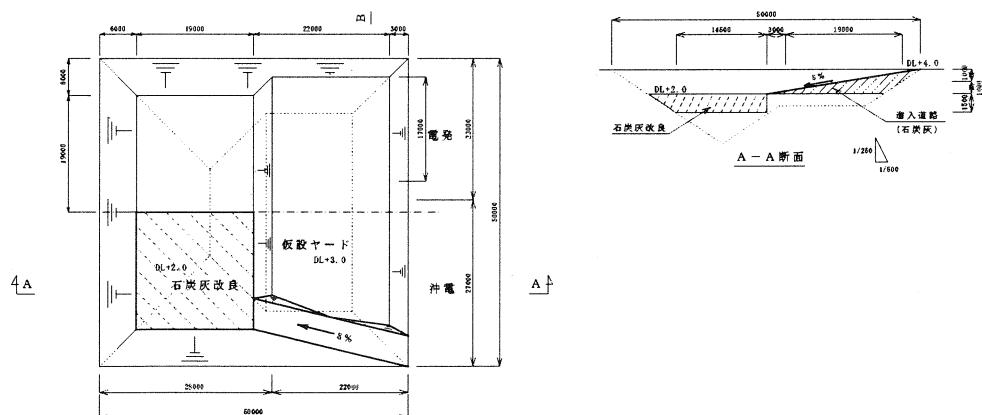


図-2 現場実証試験概要図

4. 試驗結果

4. 1 室内配合試験結果

(1) 石炭灰改良材添加率とコーン貫入抵抗

図-3に浚渫土の石炭灰改良材添加率と材齢毎のコーン貫入抵抗の関係を示す。コーン貫入抵抗は、石炭灰改良材添加率の増加とともに大きくなる。材齢28日で目標強度 $q_c \geq 700\text{kN/m}^2$ を確保するために必要な石炭灰改良材の添加率は、室内配合では7%程度となり、現場配合では現場強度比を2とする必要なコーン貫入抵抗は $q_c = 14 \times 10^2 \text{kN/m}^2$ であることから、石炭灰改良材の添加率は10%となる。

(2) コーン貫入抵抗と一軸圧縮強さ

コーン貫入抵抗と一軸圧縮強さの関係は、コーン貫入抵抗 $q_c = 25.4 q_u \times 10^2 \text{ kN/m}^2$ の関係があることを確認した。室内試験の範囲では、浚渫土においては改良材添加率に係わらず概ね上述の関係がある。

4. 2 現場試験結果

(1) コーン貫入抵抗

浚渫土改良地盤のコーン貫入抵抗を図-4に示す。改良厚さ1.0mおよび1.5mとともに、材齢1日で目標強度 $q_c > 7 \times 10^2 \text{ kN/m}^2$ を十分満足している。また、材齢1日から地盤強度が増加し、改良深度までの貫入が不可能となっている。また、改良厚さ1.5mの材齢0日で深度方向に強度が増加しているは、砂礫分が多い影響と考えられる。

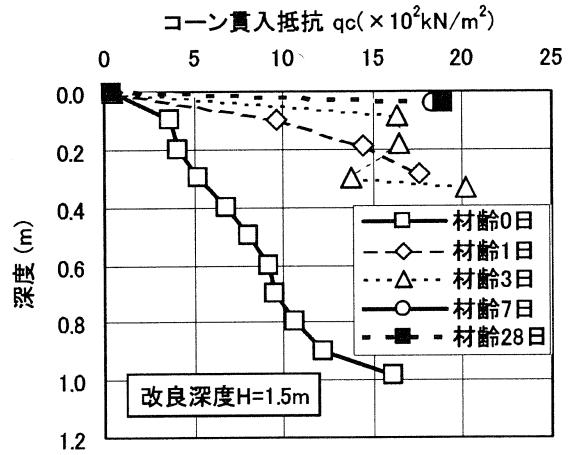
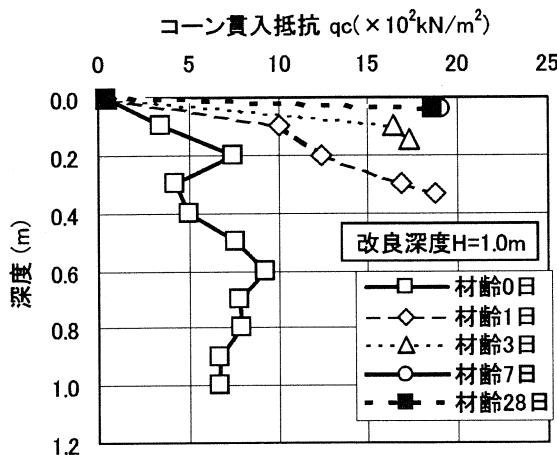


図-4 養生日数によるコーン貫入抵抗

(2) 一軸圧縮強さ

現場でブロックサンプリングした試料と現場混合土を採取後標準養生した試料、および室内配合の一軸圧縮強さを図-5に示す。材齢28日までは強度増加が期待できるが、その後の伸びは期待できない。さらに、改良深さ1mおよび1.5mで強度差がほとんど無いこと、および得られた現場強度比が概ね2であり、このような種類の地盤改良での標準値3に比較して小さいことから、混合攪拌が十分であったことを示している。なお、標準養生とブロックサンプリングの強度差が無いのは温度・湿度などの養生条件が

ほぼ同一であったことによると考えられる。また、改良体の強度は各改良厚さにおいてコーン貫入抵抗から換算した目標改良体一軸圧縮強さ $q_u > 30 \text{ kN/m}^2$ を十分満足していた。目標改良体強度を上回った原因是、室内試験の供試体を作成する際大きな砂礫を除去し試験を実施したことから、結果的に改良材添加率が大きくなつたためと考えられる。

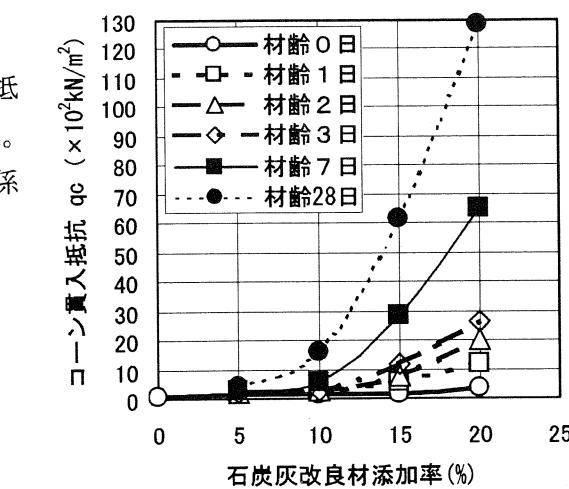


図-3 コーン貫入抵抗と石炭灰改良材添加率

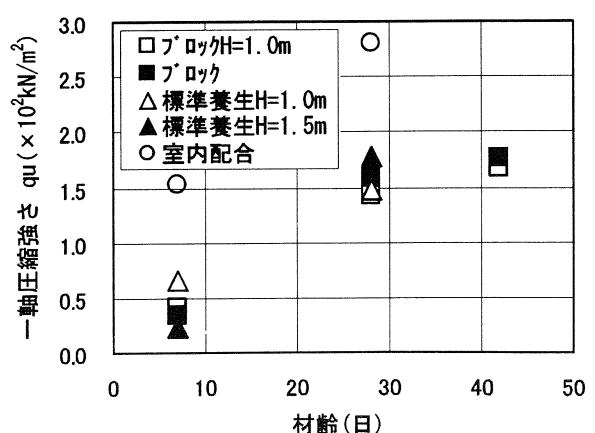


図-5 材齢と一軸圧縮強さ

(3) 地盤改良深さの評価

地盤改良深さを評価するためにスウェーデン式貫入試験を実施した。得られた測定値を砂質土として換算した測定値を図-6に示す。予定改良深度1mおよび1.5mの測定値は、地表面から深くなるに従い増加傾向を示し、その減少傾向はそれぞれ1.3m、1.5m付近から始まっていることから、浅層混合機の改良深さがほぼ予定通りに実施できていることが分かる。

(4) 載荷試験結果

改良した地盤上に建設重機を想定した載荷試験を実施し、地盤の変位量及び地盤状態を改良厚さ1mおよび1.5mの2ヶ所について確認した。載荷はB2.0m×L2.0m×H3.0mの枠内に砂を入れ載荷試験を実施した。載荷圧力は、ペーパードレン施工機械の接地圧23kN/m²を基準に安全率を1.5として約35kN/m²まで圧力を加え、沈下量を測定した。その結果、各改良厚さの沈下量はそれぞれ4mm、6mmと小さく、かつ載荷圧力と直線関係にあることから弾性的な挙動を示しており、ペーパードレン施工機の支持地盤として十分な強度であること確認した。

(5) 実施工機載荷試験

実際に中城湾で使用しているペーパードレン施工機を用い改良地盤上でペーパードレンの打設作業を行ったところ、移動・打設作業に支障無く、支持地盤として十分な耐力を有することを確認した。

(6) 環境に与える影響調査結果

石炭灰改良材が周辺地盤に与える影響について把握するために、現場で改良土をサンプリングした試料について、

土壤環境基準の重金属類（カドミウム、全シアン、鉛、六価クロム、ヒ素、総水銀、セレン）の溶出試験を実施した。分析の結果、すべての重金属類について土壤環境基準以下であることを確認した。また、試験ヤード周辺で採取した海水の分析を実施し、水質に係わる基準（人の健康の保護に関する環境基準）と比較した結果、いずれの項目も基準値以内であることを確認した。

5.まとめ

石炭灰改良材による軟弱地盤の表層改良実証試験の結果、ペーパードレンの施工が可能なトラフィカビリティの確保と打設貫入に支障のない硬さの地盤改良が可能であった。また、石炭灰改良材の環境に対する安全性については、問題がないことを確認した。しかしながら、改良強度は当初設定していた強度よりも大きい結果を得た。これは、室内配合試験では礫分を除去しているが、実証試験では礫分を含むため細粒分に対する改良材の割合が増加したためと考えられる。今後、このことを考慮した改良材添加率の決定などのデータを蓄積し、実施工時に適正な改良ができるよう検討したい。

<参考文献> 1) 高橋：港湾工事における石炭灰の活用技術、電力土木、No. 287、2000.5、pp 3～8

2) 天願他：石炭灰改良材（Gアッシュ）による浚渫土改良試験：第12回沖縄地盤工学研究発表会、1999.11、pp44～97

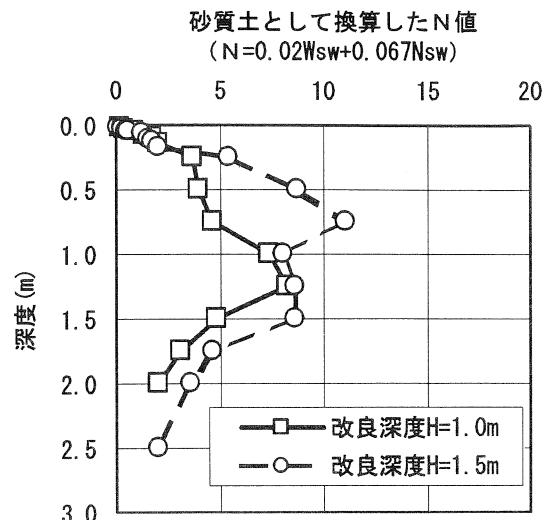


図-6 スウェーデン貫入試験結果

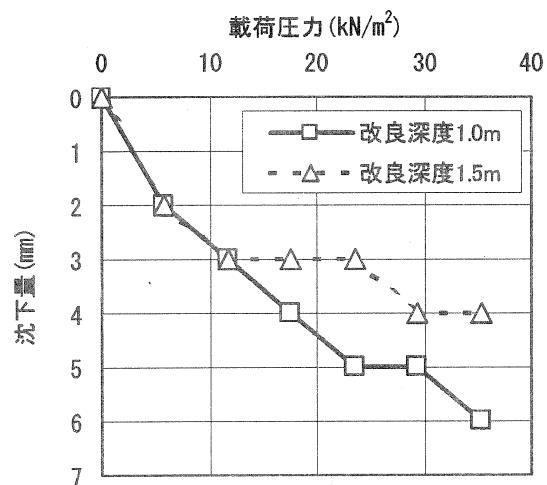


図-7 沈下量と載荷圧

7. GIS を用いた地盤情報データベースの利用例

—那覇市・浦添市・豊見城村—

琉球大学大学院生 ○大城 祐子
琉球大学工学部 原 久夫

1. はじめに

琉球大学土質地盤工学研究室では過去約10年にわたって、沖縄県内各地で実施された地盤調査結果を収集整理し^{1) 2) 3)}、GISを用いたデータベースの作成に取り組んでいる。⁴⁾（1989年～1997年：5077柱状図）

本文は、作成したデータベースをもとに資料収集の最も多い那覇市（1182柱状図）、その周辺地域の浦添市（288柱状図）、豊見城村（159柱状図）に現れる沖積層と琉球層群について、用いたGISソフトによりその分布、層厚、基底標高の主題図を作成し、これらの特徴を報告する。（総柱状図数：1629柱状図）主題図の作成により、データを分析したり視覚的に表すことができる。

2. データベースの利用例

2-1 沖積層

沖積層は、一万年前よりも新しく堆積した地層であるがここでは、盛土・埋土・道路の路床路盤などの人工土層はすべて沖積層に含めた。図3～図5は沖積層の分布、層厚、基底標高の主題図で、これより以下の特徴がみられる。なお、図3のランク付けは図-1を参考にした。

- ① 沖積層は那覇市（●印）、浦添市（◆印）、豊見城村（▲印）の広域に存在しており、ほとんどのボーリング地点で現れる。（図-3）
- ② 沖積層層厚の約65%は0m～5m（●印）の範囲にあり、層厚が10m～40m（▲印）の範囲にある沖積層は、西海岸沿いおよび川沿いに多くあらわれる。（図-4）
- ③ 沖積層の基底標高は、西海岸沿いおよび川沿いは0m以下（★印）と低く、内陸部へ向かうほど高くなっている。基底標高100m以上（▲印）の沖積層は那覇市首里、浦添市前田にみられる。（図-5）

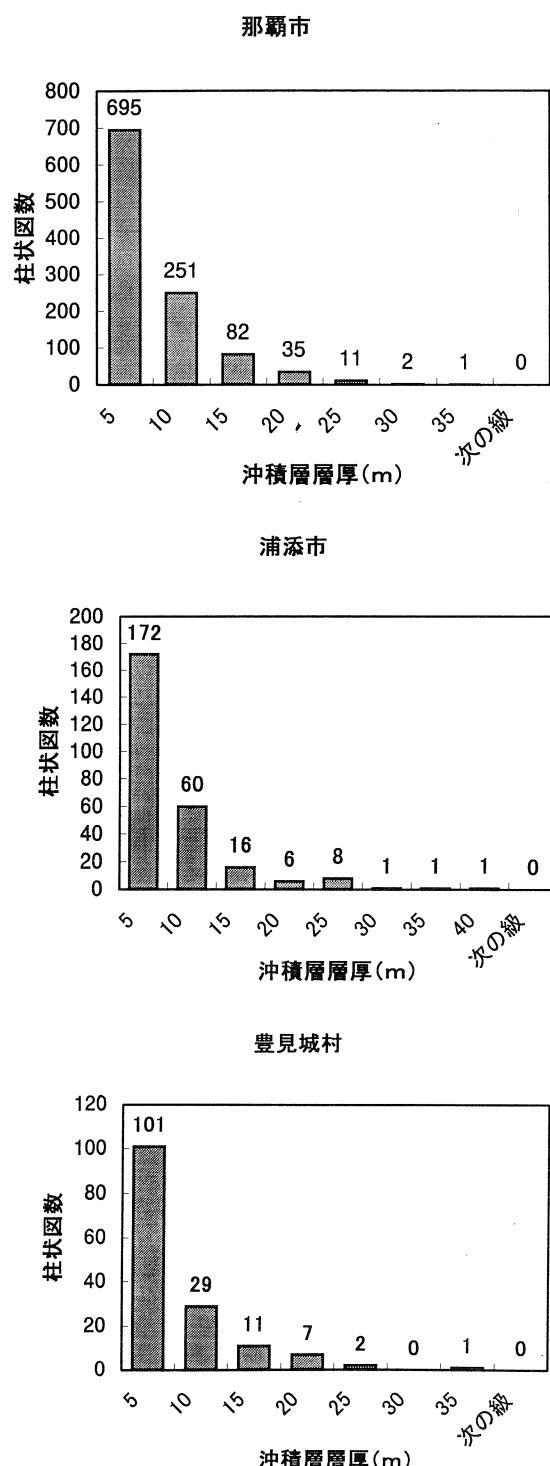


図-1 沖積層頻度分布図（那覇市、浦添市、豊見城村）

2-2 琉球層群

洪積世（更新世）に堆積したサンゴ礁のうち、主要なものを琉球石灰岩と呼んでいるが、その風化碎屑層、砂質層および残積土も含める。⁵⁾

図6～図8は琉球層群の分布、層厚、基底標高の主題図で、これより以下の特徴がみられる。なお、図7のランク付けは図-2を参考にした。

- ① 琉球層群は、那覇市（●印）、浦添市（◆印）は約30%存在し、豊見城村（▲印）は0.03%程度しか存在しない。那覇市、浦添市においては琉球層群の現れない地域、空白地が存在している。これは琉球層群が限られた場所に存在していることを表している。（図-6）
- ② 琉球層群の層厚が20m～60m（▲印）は西海岸沿いに多く現れ、内陸部ではほとんど現れない。とくに西海岸沿いでは、海岸線に近づくほどその層厚が厚くなる傾向がみられる。（図-7）
- ③ 琉球層群の基底標高は沖積層と同様の特徴がみられる。また、基底標高が0m以下（★印）の琉球層群が50%から60%存在し、最も低い基底標高で-88.5mに達している。（図-8）

3. おわりに

本文は、GISを用いて作成した地盤情報データベースをもとに、那覇市、浦添市、豊見城村に現れる沖積層、琉球層群の特徴をGISの機能を利用して主題図で表した。（図3～図8）これより、沖積層は広域にわたって存在していること、0m～5mの範囲にその層厚が多く存在していること、琉球層群は豊見城村ではわずかしか存在せず、那覇市、浦添市の限られた場所に存在し、層厚の厚い琉球層群は西海岸沿い多くみられることなどの特徴を視覚的に表すことができた。

主題図とはユーザーデータを任意の項目で集計、ランク付けし、結果を地図上の図形に色分け表示して、分かり易く表した図のことである。⁶⁾この主題図生成機能などGISを用いたことで地図上からの検索、視覚的な表示・分析が容易にできるようになった。

土質地盤工学研究室では今現在、GISを用いた地盤情報データベースの作成範囲を広げている段階である。今後の課題として、対象範囲の拡大、標準貫入試験結果の数値情報化、地盤情報の収集・管理体制の整備などがあげられる。

また地盤情報データベースの作成にあたり貴重なボーリング資料を提供して頂きました、県内外各コンサルタントの方々に心より謝意を表します。

なお使用したGISソフトはMapInfo Professionalである。（MapInfo ProfessionalはMapInfo Corporationの登録商標である）

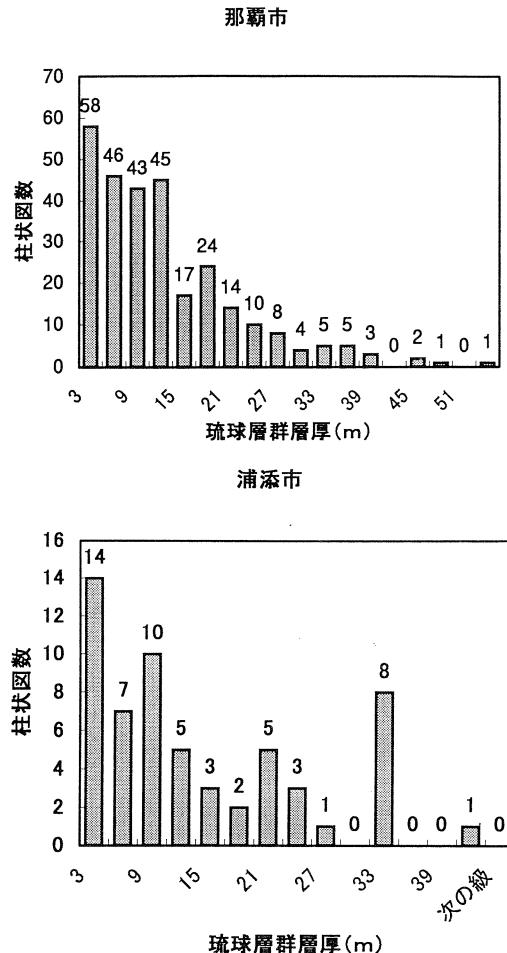


図-2 琉球層群層厚の頻度分布図（那覇市、浦添市）

参考文献

- 1) 石垣里彦, 久野聰, 上原方成, 原久夫: 沖縄県の基礎地盤情報について（その1）, 第4回沖縄土質工学研究発表会講演概要集, pp.31-32, 1991
- 2) 佐久田朝夫, 諸喜田久, 上原方成, 原久夫: 沖縄県の基礎地盤情報について（その2）, 第6回沖縄土質工学研究発表会講演概要集, pp.15-16, 1993
- 3) 大城祐子, 赤嶺伴子, 上原方成, 原久夫: 沖縄県における地盤情報の収集とそのデータベース化, 第11回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集, pp.45-46, 1998
- 4) 大城祐子, 玉寄梨奈子, 原久夫, 渡辺康志, 金城英喜: 那覇市・浦添市におけるGISソフトを利用した地盤情報のデータベース化, 第12回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集, pp.56-59, 1999
- 5) 上原方成: 九州・沖縄土におけるローカル土, 土と基礎, 社団法人地盤工学会誌, pp.67-69, 1993
- 6) 三井造船システム技術株式会社: MapInfo Professional ユーザーズガイド

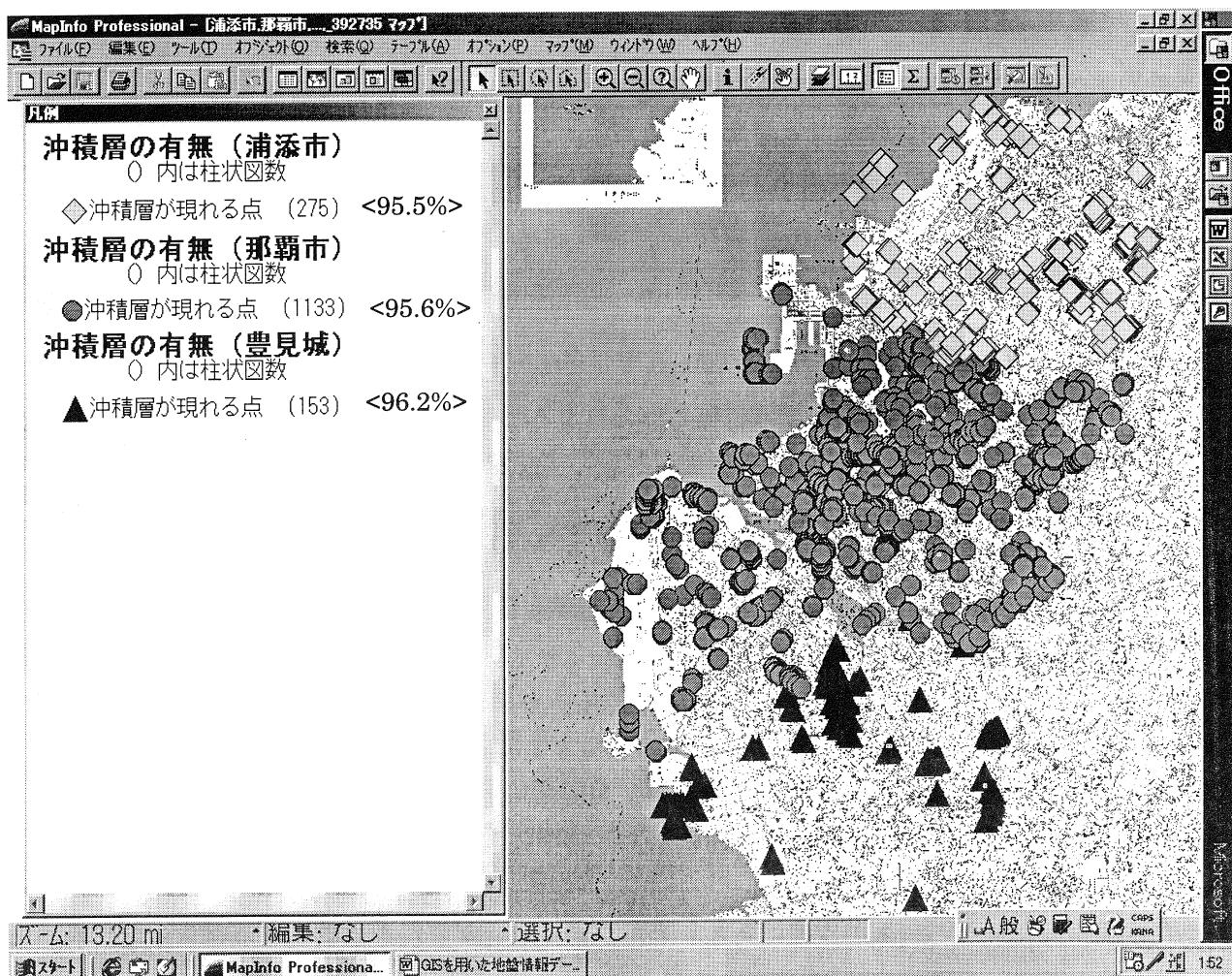


図-3 沖積層の分布図（那覇市, 浦添市, 豊見城村）

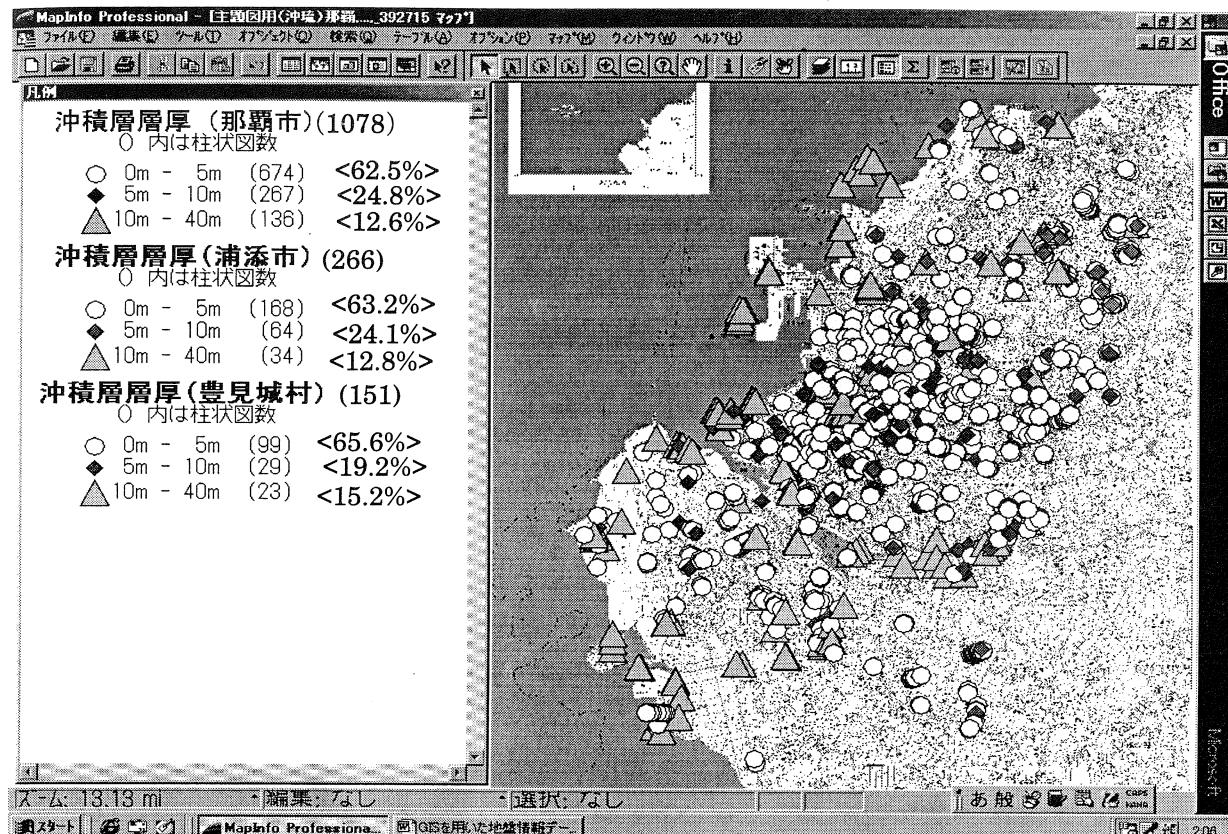


図-4 沖積層層厚図（那覇市，浦添市，豊見城村）

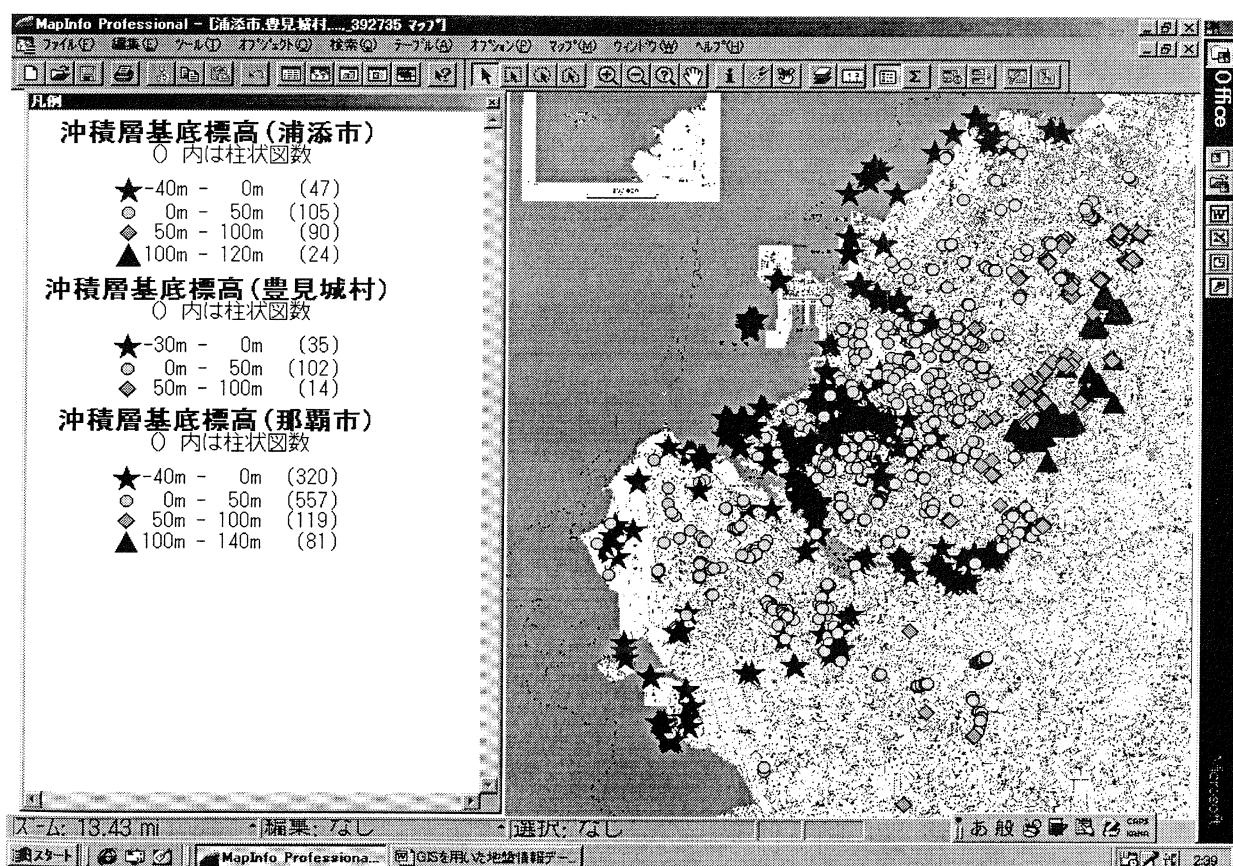


図-5 沖積層基底標高（那覇市，浦添市，豊見城村）

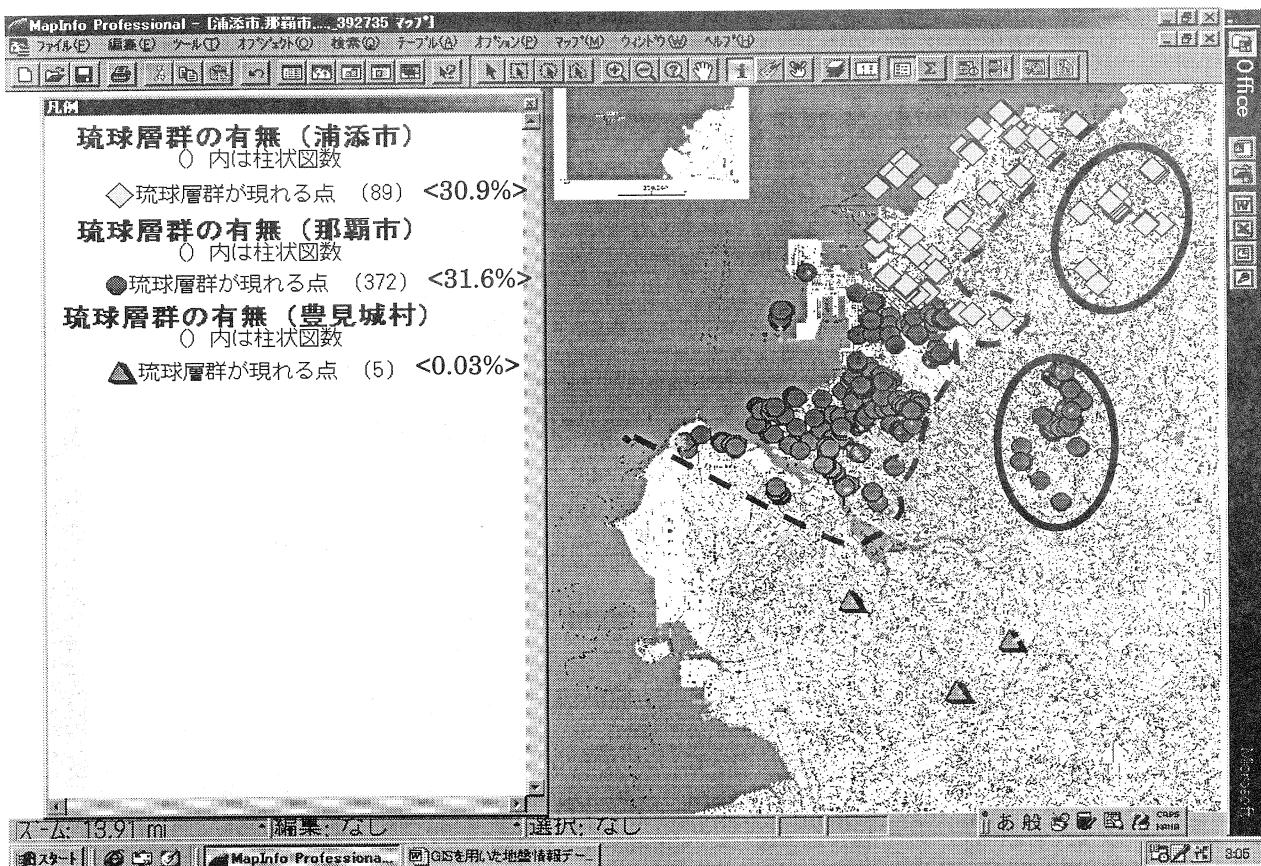


図-6 琉球層群の分布図（那覇市，浦添市，豊見城村）

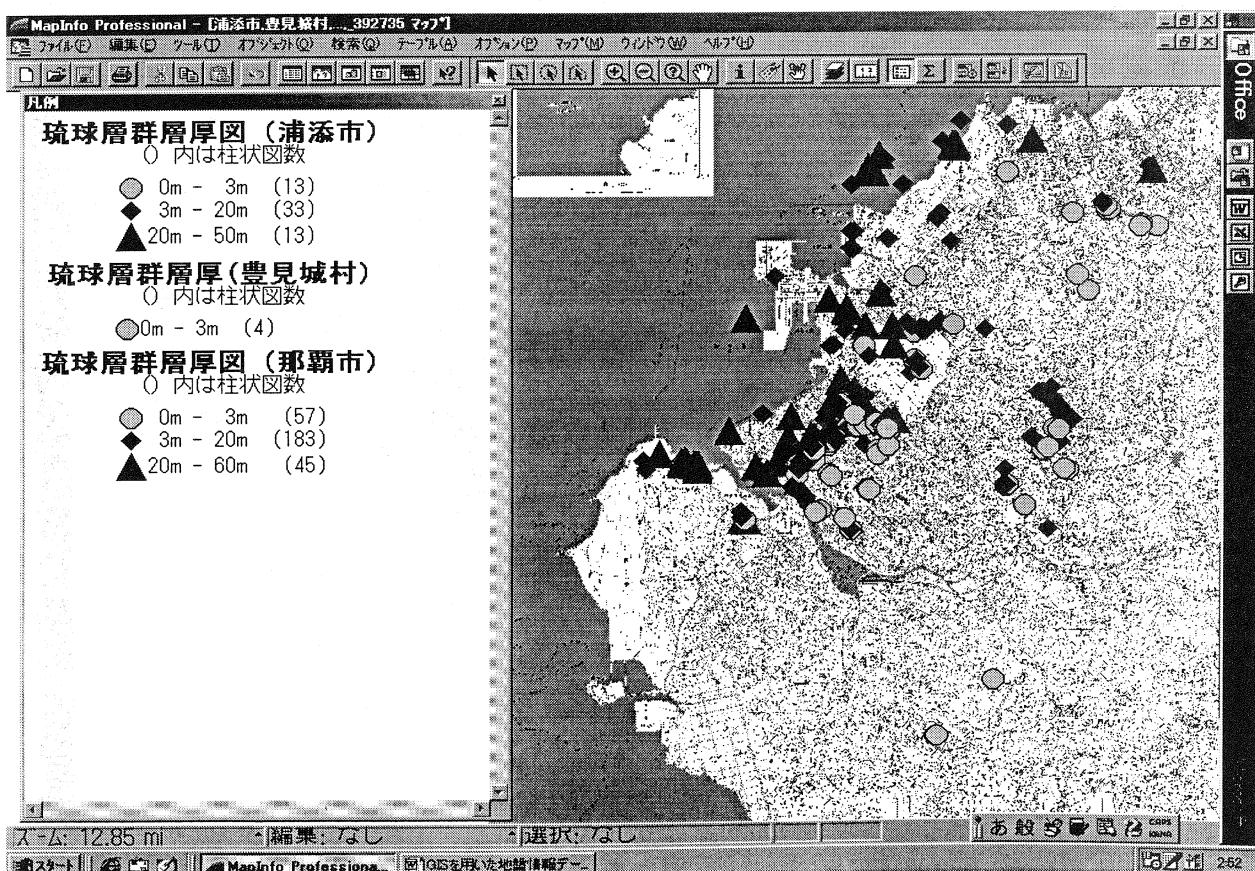


図-7 琉球層群層厚図（那覇市，浦添市，豊見城村）

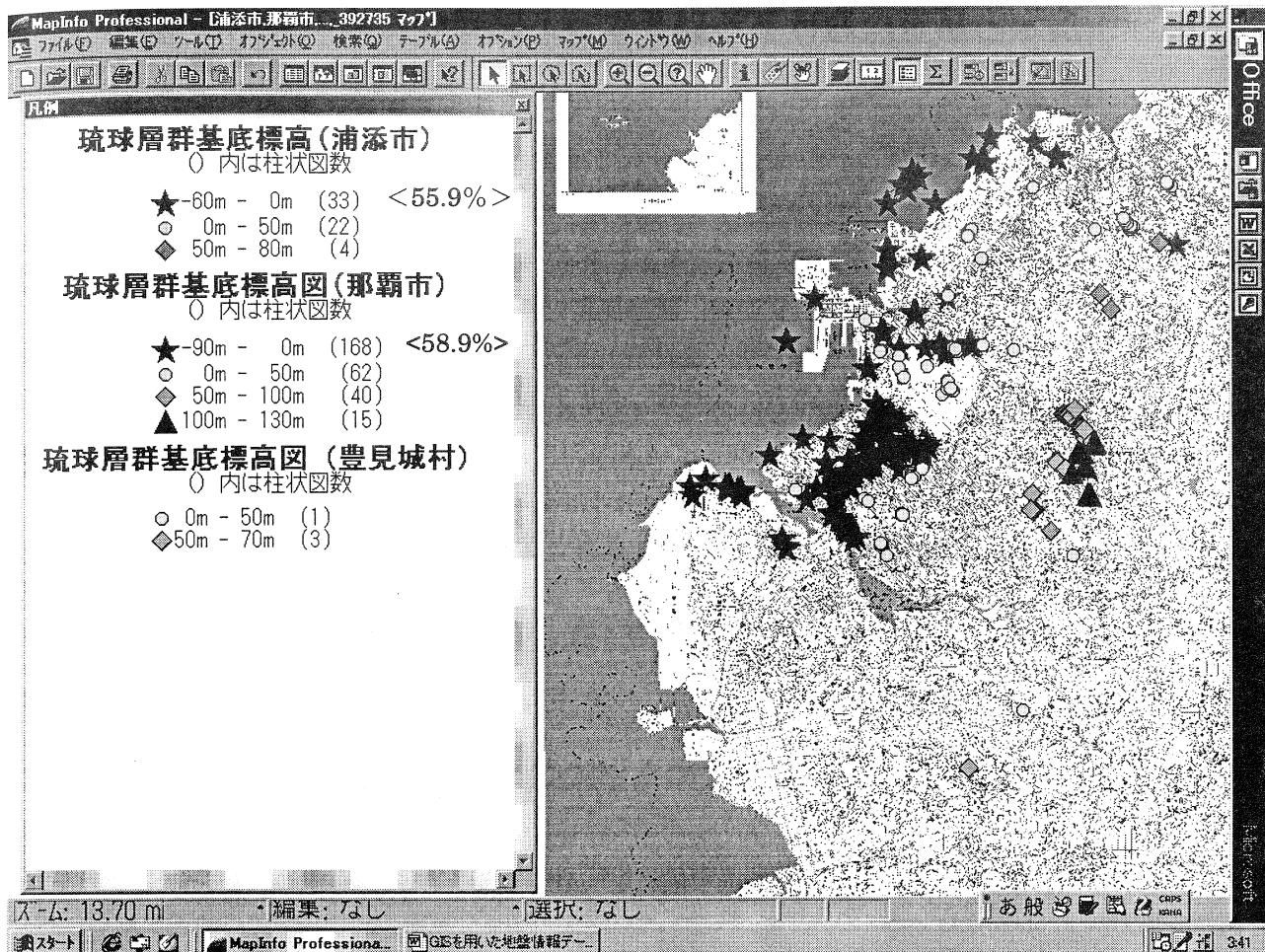


図-8 琉球層群基底標高図 (那覇市, 浦添市, 豊見城村)

8. 赤土濁水ろ過層におけるろ過ユニット開発のための実験的研究

琉球大学工学部生 ○上原 ゆり
琉球大学工学部生 伊志嶺 直哉
琉球大学工学部 原 久夫

1. 目的

国頭まあじ(赤土)は沖縄本島北部に広く分布しており海浜への流出汚染が問題になっている。流出原因としては降雨、土壤・地形の性質、農業活動、開発事業、米軍演習における人為的要因などが挙げられる。このような赤土流出防止対策として様々な対策があるが、その中にろ過型沈砂池施設がある。赤土流出防止対策としての沈砂池では、不織布シートと砂をフィルター材として使用している使用例が増えている¹⁾。

これまでの実験成果から、ろ過層の透水性、濁水除去機能は透過した透水量の増加とともに低下すること、その低下の要因は、水圧の高いろ過層の下部や濁水と接する流入口付近など一部に集中していることが分かっている。このため、ろ過層全体を、小さなろ過ユニットで構成し、機能低下した部分を交換することによって、全体の濁水処理機能を保つ形式を開発中である。本研究の目的は、交換可能なろ過ユニットの開発のための基礎資料を得ることである。

2. 実験方法

図-1 はミニチュアろ過実験装置概略図である。ろ過ユニットの構成は発泡スチロールユニット(高さ:15.18 cm, 横幅:20.55 cm, 透水長:16.39 cm)に不織布シート²⁾(厚さ:0.025 cm, 透水係数 1.04×10^{-2} cm/s)を流入口と出口に貼り付けてその中に砂を入れたものである。このろ過ユニットを濁水槽(アクリル製)

試験は、背面より赤土濁水(濁度:500ppm以上)を毎回 5l 給水しながらポンプでかき混ぜた。赤土が沈殿していたので 2 回目以降は水のみを追加。8 回目まで水のみを追加したが、赤土濁水濁度は 500ppm 以上となっていた。

実験を開始したある時間の水位差 H' と t 時間後の水位差 H'' の平均水位差 H 、および透水量 q から平均透水係数 k を計算し、最後にろ過水の濁度を測定する。濁度を測定した濁度計はポータブル濁度計(PC-06-03)を使用した。

なお、実験で用いた試料土の物理的特性は表-1 に示す。また、実験装置の概略を図-1 に示す。

表-1 試料の物理的特性

| | | | |
|---------|-----------------------------|-------|-----------------------|
| 赤土(石川市) | 粒度特性 | 砂分% | 18 |
| | | シルト分% | 54 |
| | | 粘土分% | 21 |
| | 土粒子の密度 (g/cm ³) | | 2.72 |
| | 液性限界 (%) | | 51.2 |
| | 塑性限界 (%) | | 35.4 |
| 海砂(読谷村) | 粒度特性 | 粗砂分% | 80.95 |
| | | 細砂分% | 16.24 |
| | 土粒子の密度 (g/cm ³) | | 2.79 |
| | 透水係数 (cm/s) | | 9.60×10^{-2} |

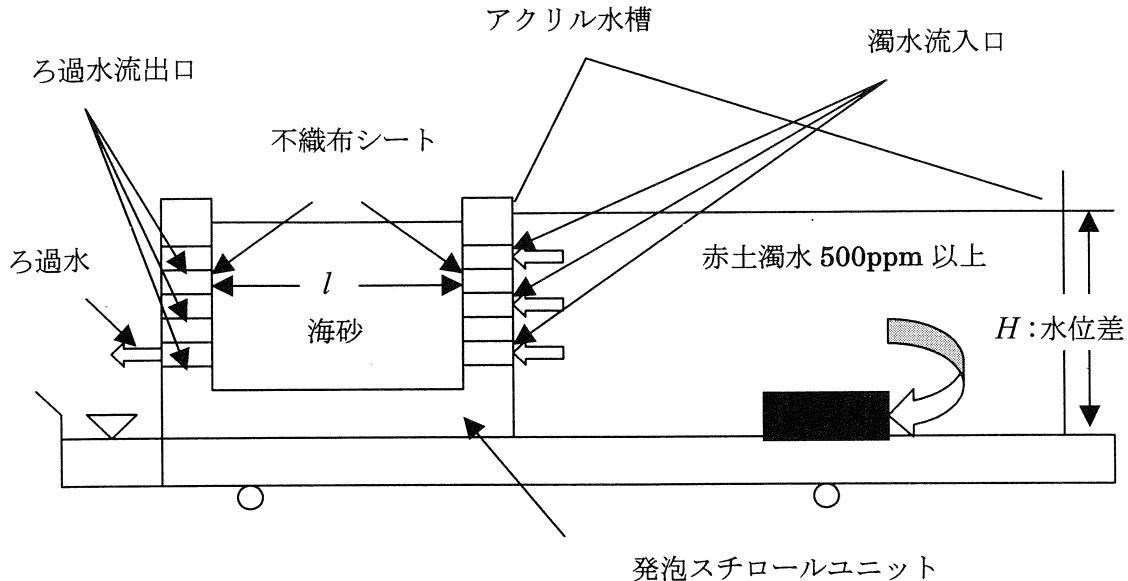


図-1 ミニチュアろ過実験装置概略図

3. 実験結果および考察

今回の実験での平均透水係数を算出した式は

$$q = \int_0^H kb \frac{h}{l} dh \quad \dots \dots (1)$$

(1)式より

$$k = \frac{2ql}{bH^2} \quad \dots \dots (2)$$

である。

ここで、

q : 透水量 (cm^3/s)

k : 透水係数 (cm/s)

H : 水位差 (cm) (H' と H'' の平均)

l : 透水長 (cm)

b : 横幅 (cm)

累積透水量とろ過層の平均透水係数の関係を図-2、累積透水量とろ過水の濁度の関係を図-3 に示す。横軸の累積透水量は、単位面積あたりの赤土濁水累積透水量である。累積透水量の増加に伴い透水性、ろ過水の濁度が変化すると予想されたが、実験では図-2 からも分かるようにろ過層の平均透水係数は $4.15 \sim 5.72 \times 10^{-4}$ (cm/s) を保ち、透水性の低下は確認できなかった。これを不織布シートの透水係数と比較すると非常に小さいものになった。これは濁水流入口側の不織布シートに赤土が付着し透水性が悪くなつたものと思われる。しかし、図-3 よりろ過水の濁度は $0 \sim 10 \text{ ppm}$ の間であり濁度は問題ない結果となっている。この原因は、不織布シートが流入口と流出口に設置されていること、および、水頭差 H が小さく、透過流速がゆっくりとしたものであり、砂層内部でのパイピングが少ないとによるものだ

と考えられる。

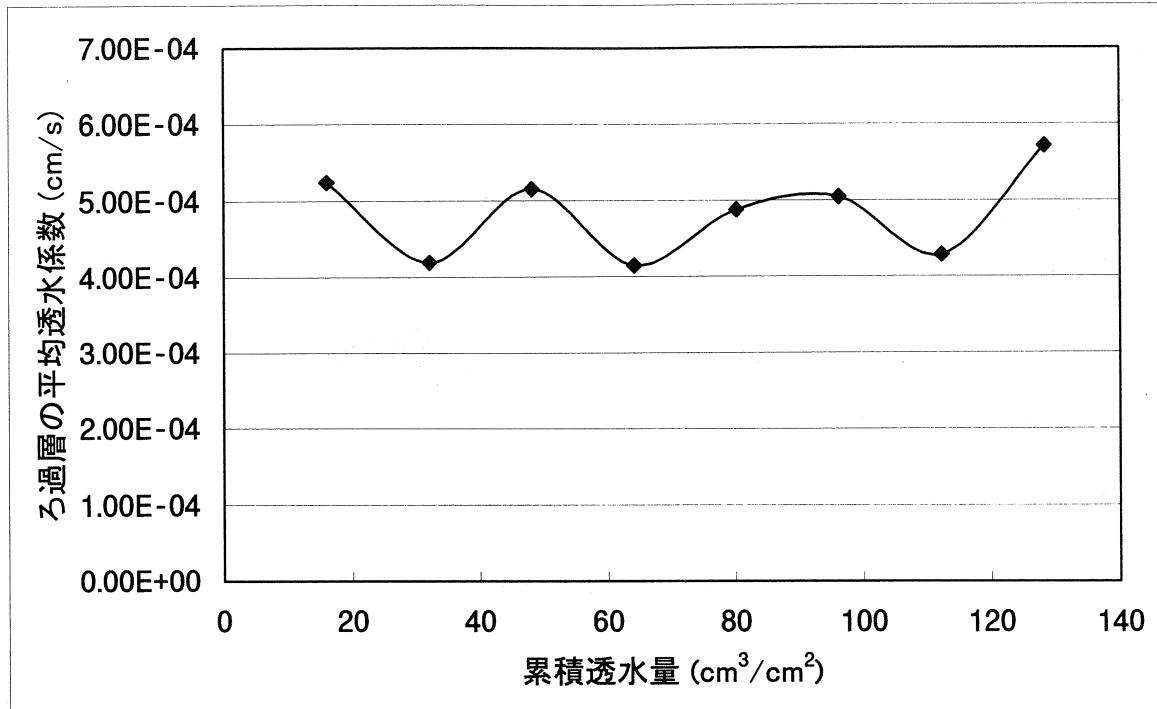


図-2 累積透水量とろ過層の平均透水係数の関係

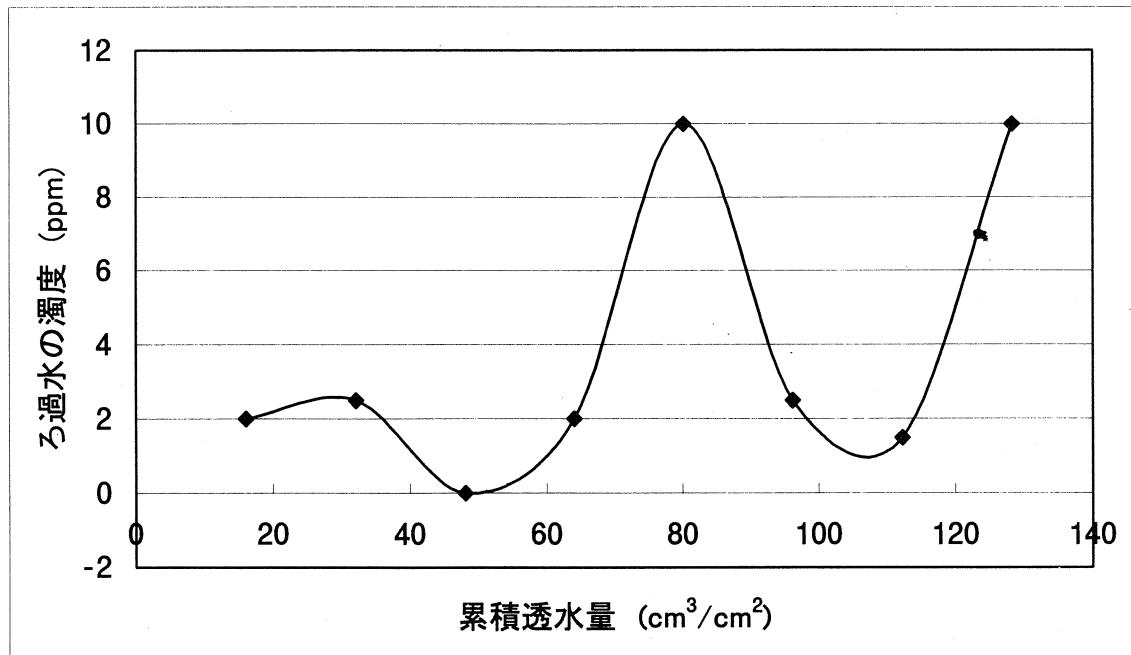


図-3 累積透水量とろ過水の濁度の関係

不織布シートの透水係数と比較してろ過ユニットの透水性が悪くなった原因が、不織布シートに赤土が付着したことによることだと確かめるため、今後は①濁水流入口側とろ過水流出口の両方を透水性の良いステラシート²⁾(厚さ:0.7cm, 透水係数: 6.67×10^{-1} cm/s)②濁水流入口の片側をステラシートにした場合のろ過機能を測定する。また透水長を1/2,1/4とした場合についてもろ過機能を測定する。

また、ろ過層に使用する砂についても、中詰砂の種類によってろ過機能が異なると考えられ、白砂(渡

敷村前島沖、渡嘉敷村ナガシマ島沖)、黒砂(国頭村安波または佐手沖)の砂を使って実験をする予定である。各々の物理的特性は以下のとおりである(表-2)。

表-2 砂の物理的特性

| | 渡嘉敷村前島沖 | 渡嘉敷村ナガシマ島沖 | 国頭村安波又は佐手沖 |
|---------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 粒度特性 | 中礫分 0.9% | 中礫分 0.4% | 中礫分 0% |
| | 細礫分 7% | 細礫分 5.9% | 細礫分 15% |
| | 粗分 77% | 粗砂分 37.6% | 粗砂分 48.7% |
| | 細砂 15% | 細砂 10% | 細砂 34.96% |
| 透水係数 cm/s | 5.07×10^{-2} | 6.02×10^{-2} | 3.80×10^{-3} |
| 最大密度 g/cm ³ | 1.327 | 1.312 | 1.690 |
| 最小密度 g/cm ³ | 1.071 | 1.075 | 1.307 |

4. おわりに

本稿では、ミニチュア実験で得られた試験結果を示したが、本実験で使用したろ過ユニットはろ過層を構成するユニットとして十分な濁水処理機能を有することが確認できた。

今後はさらに大きな(水位差 H が 50~60cm 程度)実験装置を製作し、砂の種類、透水長を変えてそれぞれのろ過層の平均透水係数、ろ過水の濁度の変化を調べていく予定である。

参考文献

- 1) 黒崎靖介: 不織布シートを用いたろ過型沈砂池の計画基準, 第12回沖縄地盤工学研究会 講演概要集, pp. 32, 1999
- 2) 宮城かおり: 2次元室内透水試験による不織布シートの透水性に関する実験的研究, 第11回沖縄地盤工学研究会 講演概要集, pp. 59, 1998

9. 地質弱面をすべり面とする小崩壊について

琉球大学農学部 宜保清一

鹿児島連大農学研究科 中村真也

琉球大学大学院 ○金城志保

1. はじめに

多数の小断層や節理等の地質弱面が発達している斜面では、農地造成や道路建設等に伴う切土に際しそれらの地質弱面を素因とする小崩壊が多発している^{①~④)}。不安定斜面について安定問題を考える場合、一般に、現況安全率 F_s を仮定し、すべり面の平均強度定数の粘着力 \bar{c} を $\bar{c} = h$ (kPa) (h : すべり面最大深さ (m)) として内部摩擦角 ϕ を決めるいわゆる逆算法によって解析が行われ、仮設抑止工および対策工の規模が決定されている^{⑤~⑦)}。しかし、逆算法は、経験に基づくもので、非常に簡便である反面、すべり面付近土の強度特性が勘案されていないという欠点がある。安定解析の精度を高めるためには、土質強度を活用して斜面安定度評価を行う必要がある^{⑧~⑪)}。

斜面崩壊は、その地質および土質特性に起因して発生するもので、小断層や節理などの地質弱面の存在とその強度特性が重要となる。本研究では、小崩壊事例をモデルとして、地質弱面と強度特性を勘案して安定解析を行い、その発生機構を明らかにした。

2. モデルとした小崩壊とその概況

モデルとした小崩壊は、沖縄県中頭郡西原町の切土のり面で発生したものである。切土

のり面全体は、小高い丘陵地を掘削・排土し、宅地の造成を進めていく中で成形されたもので、地質的には島尻層群泥岩からなる。一般に、崩壊は雨水の浸透が原因で発生するが、本事例では、降雨及び地下水が無く、崩壊時に水の影響はなかった。切土のり面の崩壊箇所は、その前面が掘削により除去され、横方向応力が解放されて不安定化が進み、1日経過して崩壊に至った。すべり面は褐色部と青灰色部からなり、前者の褐色面は、崩壊以前から岩盤中に存在していた地質弱面で、風化により青灰色泥岩が褐色に徐々に変色したものである。したがって、この斜面は潜在的なすべり面である地質弱面を内在した不安定岩体からなり、地質弱面がすべり面に転化して崩壊に至ったことが分かる。後者の青灰色面は崩壊に伴い形成された新しい破壊面である。これは、すべり面に転化した地質弱面が不連続に存在していたことを示すもので、崩壊では、青灰色泥岩が骨格部分として関与したと考えられる。この青灰色泥岩は、排土・切土に伴う岩盤内応力の減少により岩体の体積が膨張し、不安定岩体内において幾分緩み（破碎し）、強度が低下していたことが推察される。

以上のように、崩壊は、地質特性および土質工学特性に起因して発生したもので、地質

弱面の存在とその強度特性、破碎青灰色泥岩の強度特性が重要となる。

3. 土質強度特性を活用した崩壊発生機構の解析

1. すべり面で発揮される強度

図-1a), b), c)に、崩壊の正面図および縦断面図を示す。図-1a)は崩壊の正面図で、図-1b)は床掘前の縦断面図である。図-1c)は、崩落直前の不安定岩体の最大縦断面(図-1a)におけるD-C断面)で、三角形A-C-Dで近似できる。すべり面A-B-Cのうち、A-Bは褐色の地質弱面が転化したもので、B-Cは、青灰色破碎泥岩のせん断破壊面である。崩壊時には、地質弱面の示す残留強度と、青灰色破碎泥岩の有するピーク強度が同時に動員され、滑動に抗する。

安定解析においては、地質弱面で発揮される残留強度定数、および青灰色泥岩のピーク強度定数が必要である。そこで、残留強度定数およびピーク強度定数として、既往の研究で得られた数値を用いる^{2),4),12),13)}。島尻層群泥岩の地すべり・崩壊試料の示す残留強度定数は、粘着力が $c_r=0$ 、せん断抵抗角が $\phi_r=10 \sim 20^\circ$ の範囲にある。 $\phi_r \leq 10^\circ$ のような低い数値は、残留時にせん断破壊面が鏡肌を呈するような地すべり・崩壊試料で発揮されるものであり、 $\phi_r=20^\circ$ のような高い数値は、せん断面の発達の悪い試料で得られるものである。ここでは、中間的な試料を想定し残留強度定数を $c_r=0$ 、 $\phi_r=15^\circ$ とする。また、ピーク強度定数については、のり面の前面が掘削により除去されて横方向応力が解放され、岩体内に幾分緩みが生じたとして、破碎泥岩のピーク強度定数 $c'_f=50 \text{ kPa}$ 、 $\phi'_f=35^\circ$ を充てる。

4. すべり面の状況および土質強度特性を勘案した安定解析手法

すべり面は、A-Bの地質弱面と、B-Cの青灰色破碎泥岩からなり、残留強度とピーク強度が崩壊時に同時に動員される。このような崩壊形態の場合、通常の安定解析では崩壊の説明が困難であり、「残留係数を導入した安定解析法」¹⁴⁾が有効である。

ここでは、崩壊したという事実に基づき、崩壊直前($F_s=1.01$)と崩壊時($F_s=0.98$)の状態について解析を行い、その間のすべり面状況の変化を捉えて崩壊の発生機構を明らかにする。図-1c)のすべり面では、A-Bの地質B-Cの青灰色破碎泥岩がピーク強度面となり定数が $c'_f=50 \text{ kPa}$ 、 $\phi'_f=35^\circ$ であるが、崩弱面が残留強度面となり定数が $c_r=0$ 、 $\phi_r=15^\circ$ 、壊の発生はB-Cの青灰色破碎泥岩の破壊によってもたらされる。

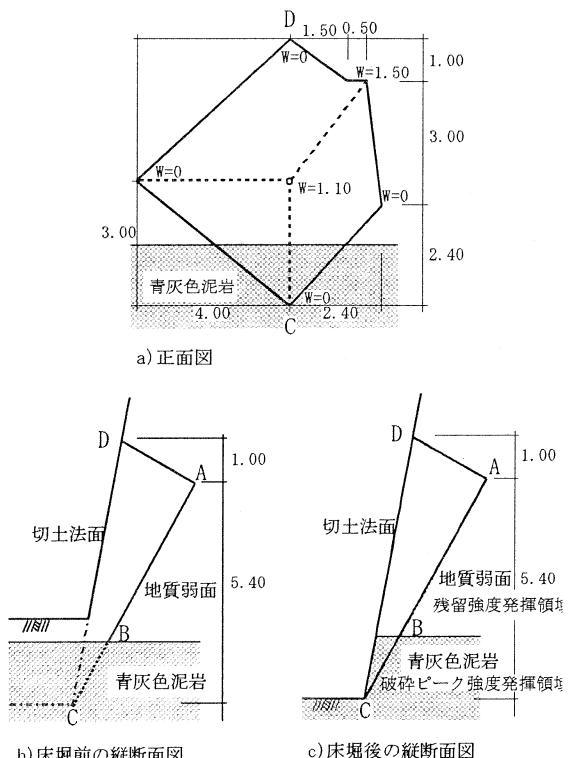


図-1 崩壊の床掘前後の縦断面図と正面図
(S=1/100)

①崩壊直前の状態, $F_s=1.01$:

$F_s=1.01$ として逆算式を求めて,

$$c' = -10.52 \tan \phi' + 17.70$$

すべり面に作用する有効垂直応力 $\bar{\sigma}'_n$ $=10.52\text{kPa}$ および平均強度 $\bar{\tau}=17.70\text{kPa}$ を得る。次に、式(1) : $\tau_r = c_r + \bar{\sigma}'_n \cdot \tan \phi_r$ および式(2) : $\tau_f = c_f + \bar{\sigma}'_n \cdot \tan \phi_f$ に残留強度(定数: $c_r=0$, $\phi_r=15^\circ$)およびピーク強度($c_f=50\text{kPa}$, $\phi_f=35^\circ$)をそれぞれ代入して $\tau_r=2.82\text{kPa}$, $\tau_f=57.36\text{kPa}$ を求める。 $\bar{\tau}$, τ_r および τ_f の値を式(3) : $\tau = R \cdot \tau_r + (1-R) \cdot \tau_f$ に代入すれば $R=0.727$ が得られ、(9)および(10)式によってすべり面平均強度定数 $\bar{c}'=13.6\text{kPa}$, $\bar{\phi}'=21.1^\circ$ が算定できる。

②崩壊時の状態, $F_s=0.98$:

$F_s=0.98$ として逆算式を求め, $\bar{\sigma}'_n=10.52\text{kPa}$, $\bar{\tau}=17.17\text{kPa}$ を得る。①と同様に計算し, $\bar{\tau}$, τ_r および τ_f の値と(3)式より $R=0.727$ が得られ、すべり面平均強度定数は, $\bar{c}'=13.2\text{kPa}$, $\bar{\phi}'=20.9^\circ$ となった。

表-1 に崩壊発生前と発生時の残留係数とすべり面平均強度を示す。 残留係数の $R=0.727$ から $R=0.737$ への微増は、すべり面全体の中で高い強度の青灰色破碎泥岩の B-C 領域が進行的なクリープ破壊によって蝕まれ、A-B の残留強度面が拡がったことを意味する。図-2 は、進行性破壊に伴って変化する残留係数 R 、平均強度 $\bar{\tau}$ 、平均有効応力 $\bar{\sigma}'_n$ および安全率 F_s の関係を示したものである。崩壊に至るまでに $\bar{\sigma}'_n$ に変化はなく滑動力は一定であるが、青灰色泥岩の部分が破壊の進行によって減少して $\bar{\tau}$ が低下し、 $R=0.737$ で $F_s=0.98$ となり崩壊が発生したことが分かる。

表-1 崩壊発生前後の残留係数とすべり面平均強度の低下

| 斜面の状況 | 安全率 R | 残留係数 R | すべり面平均強度 $\bar{c}' (\text{kPa})$ | すべり面平均強度 $\bar{\phi}' (\text{°})$ |
|-------|------------|-------------|-------------------------------------|--------------------------------------|
| 崩壊発生前 | 1.01 | 0.727 | 13.6 | 21.1 |
| 崩壊発生時 | 0.98 | 0.737 | 13.2 | 20.9 |

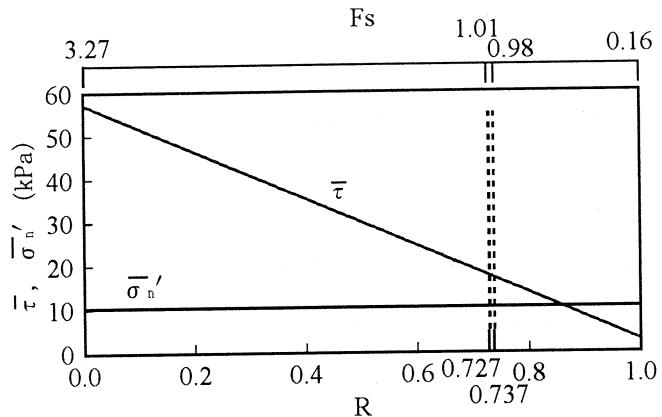


図-2 残留係数 R の変化と平均強度 $\bar{\tau}$ 、平均垂直応力 $\bar{\sigma}'_n$ および安全率 F_s

5. 地質弱面を内在する不安定斜面の安定度評価

表-2 は、図-1c)の断面に対して、安全率 F_s を未知として安定計算を行った結果の比較である。すべり面全域に破碎ピーク強度が動員された場合、 $F_s=3.77$ となり、 $F_s \gg 1.00$ 以上となったことは、残留強度を發揮する不連続面等の弱面の存在が崩壊発生の必要条件であることを意味する。また、すべり面全域に残留強度の動員を想定した場合、 $F_s=0.16$ となり、切土の1日後まで安定状態にあったことを説明できない。地形・地質調査によって地質弱面の広がりが把握でき、 $R=0.750$ と想定されたとした場合、 $F_s=0.94$ となって斜面の状況とほぼ合致し、切土を行う前に仮設抑止工を施す必要があると判断される。

表-2 土質強度を活用した安定計算結果の比較

| 安全率算定手法 | すべり面の平均強度 | | 残留係数 R | 安全率 F_s |
|---------------------|------------------|-------------------|-----------|--------------|
| | \bar{c}' (kPa) | $\bar{\phi}'$ (°) | | |
| すべり面の平均強度として残留強度を適用 | (0) | (15.0) | 1.00 | 0.16 |
| 〃 破碎ピーク強度を適用 | (50) | (35.0) | 0.00 | 3.27 |
| 「残留係数を導入した安定解析法」による | 12.5 | 20.6 | (0.75) | 0.94 |

() 内の数字は適用した値)

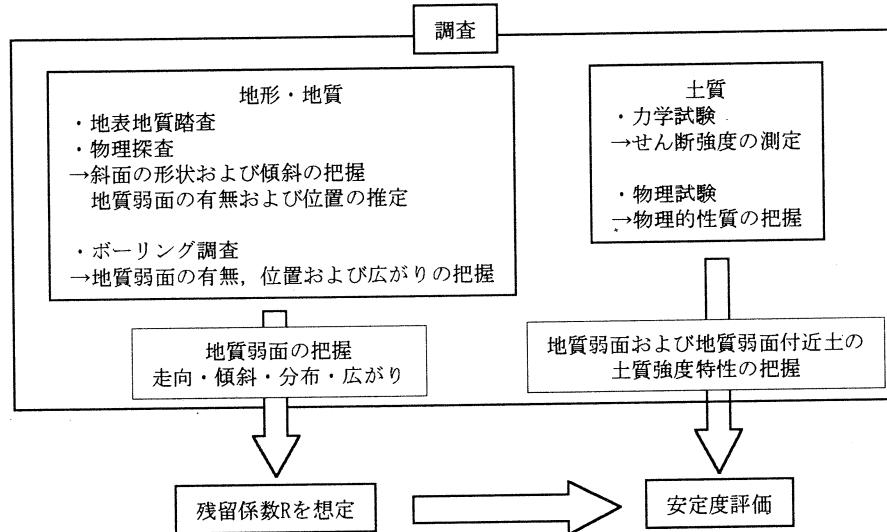


図-3 残留係数に基づいた安定度評価

地質弱面の内在状況を精度の高い調査により把握できると、Rの想定が可能であるので、弱面付近試料の強度定数を測定することによって斜面の安定度を推定できる。

6. まとめ

地質弱面をすべり面とする斜面崩壊について、残留係数を導入して安定解析を行った。得られた知見は以下に示すとおりである。

- ①すべり面全域で破碎ピーク強度または残留強度のいずれかが動員されたと想定して、それぞれ $F_s=3.27$, $F_s=0.16$ を得たが、これらの数値では崩壊の状況を説明できない。
- ②崩壊は、その直前 ($F_s=1.01$) から発生時 ($F_s=0.98$) への移行の過程で残留係数 R が 0.727 から 0.737 へと微増していることから、

進行性破壊に因るものと説明できる。

- ③地質弱面を内在する不安定斜面において、地質弱面の内在状況を把握して残留係数 R を想定し、弱面付近試料の強度定数を活用することにより安定度評価が可能になる。

参考文献

- 1) Skempton, A. W. (1977) : Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech., Tokyo, 3, p. 261-270 2) 宜保清一ら (1981) : 地すべり, 18(2), p.11-18 3) 新城俊也ら (1983) : 土と基礎, 31(1), p.3-18 4) 宜保清一ら (1986) : 地すべり, 23(3), p. 15-20 5) (財) 高速道路調査会 (1985) : 日本道路公団, p. 11-17 6) (社) 農業土木学会 (1989) : (社) 農業土木学会, p. 65-74 7) (社) 日本河川協会 (1997) : 山海堂, p. 199 8) 宜保清一ら (1984) : 地すべり, 20(4), p.1-6 9) Skempton, A. W. (1985) Geotechnique, 35(1), p.3-18 10) 宜保清一 (1987) : 土と基礎, 35(11), p.27-32 11) 宜保清一 (1994) 地すべり, 33(2), p.46-50 12) 周亜明ら (1996) : 地すべり, 32(4), p.26-33 13) 宜保清一ら (2000) : 土と基礎, 48(8), p.9-12 14) Skempton, A. W. (1964) : Geotechnique, 14(2), p. 77-102

10. 地すべり土の残留強度と物理的・鉱物学的性質との関係

鹿児島連大農学研究科 中村真也
琉球大学農学部 宜保清一
九州大学大学院 江頭和彦
琉球大学大学院 ○比嘉 優

1. はじめに

土の物理的・鉱物学的性質と残留強度定数 ϕ_r ($c_r=0$) との関係については, Skempton¹⁾がロンドン粘土等の ϕ_r は粘土含有量 CF の増加に伴って減少することを示して以来, 多くの研究がなされてきた^{2)~5)}。

これまでの報告はいずれも St を多く含有する土について検討したものである。しかし, 地すべり土には, St をほとんど含有しないものの ϕ_r が小さいものや, 非配向性鉱物を主とし ϕ_r が大きいものも少なくない⁶⁾。前者に關係する鉱物としてバーミキュライト (Vt), 緑泥石 (Ch), 雲母 (Mc) 等の配向性鉱物, 後者においては石英 (Qr), 長石 (Fd) 等の非配向性鉱物が考えられ, それら鉱物の含有量と ϕ_r との関係を明らかにすることが重要である。

本研究では, 著者らがこれまで扱ってきた, 地質・土質, 物理的・鉱物学的性質, せん断強度を異にする多くの地すべり土について, $<420\mu\text{m}$ 試料全体の配向性粘土鉱物 (St, Vt, Ch, Mc) 総量, および Qr および Fd の総量に注目し, リングせん断試験によって測定した ϕ_r との関係を明らかにした。

2. 検討に用いたデータ

これまで多くの地すべり土について

行ってきた残留強度測定および物理試験・鉱物分析の結果を表-1に示す。試験方法並びに結果の詳細は, 宜保⁷⁾および宜保ら⁸⁾に述べる。残留強度定数は同一試料でも垂直応力レベルの大小によって異なるので⁹⁾, $c_r=0$ となる高い垂直応力レベルの ϕ_r 値を用いた。

3. ϕ_r と物理的・鉱物学的因子との関係

図-1は, 残留強度定数 ϕ_r と $<2\mu\text{m}$ 粘土含有量 CF の関係を示したものである。図中の N はデータ数, 実線は Lupini et al.²⁾による砂-ベントナイト混合土の ϕ_r -CF 関係である。 ϕ_r は全体として CF の増加に伴って低下する傾向を示し, ベントナイトの $\phi_r=5.3^\circ$ に収斂する。60% ≤ CF ≤ 100%においては, 凝灰岩 (石倉 2 試料) および凝灰質れき質土 (亀の瀬・峠試料) が実線にフィットしている。これらの試料は配向性のスメクタイト (St) を多く含む。CF<20%の領域に位置する馬蘭黄土 (廟湾試料), 黒色千枚岩 (沙壠 試料) には, シルト・砂分が多く, 非配向性の石英 (Qr) が多く含有される。Skempton³⁾により指摘された強度低下の著しい CF=40%の近傍においては, 島尻層群泥岩 (中山 2 試料), 砂質頁岩 (台灣試料) 等の試料群が $10^\circ \leq \phi_r \leq 30^\circ$ の範囲に広く分布しており, CF と ϕ_r との間に一

表-1 試料の残留強度定数および物理的・鉱物学的性質

| 試料 | 残留強度定数 ϕ_r° ($c_r = 0$) | スメクタイト含有量 St (%) $<2\mu m$ | 粒度組成 | | | 塑性指数 I_p | | |
|------------------------|---|----------------------------------|-----------------------|--------------------------|----------------------------|---------------|------|-------|
| | | | clay (%) $<2\mu m$ | silt (%) 2-20 μm | sand (%) 20-420 μm | | | |
| | | | ①法 ^{*1)} | ②法 ^{*2)} | ②法 | | | |
| 島尻層群泥岩 | | | | | | | | |
| 仲順 ^{*a)} | 9.3 | 13 | 6 | 52.1 | 50.0 | 45.2 | 4.8 | 57.1 |
| 北丘1 ^{*a)} | 12.4 | 21 | 12 | 34.0 | 56.0 | — | — | 44.0 |
| 北丘2 ^{*a)} | 14.0 | 19 | 10 | 39.0 | 52.0 | — | — | 33.0 |
| 中山1 ^{*b)} | 16.2 | 21 | 11 | — | 50.7 | 42.0 | 7.3 | 24.4 |
| 中山2 ^{*b)} | 22.1 | 18 | 8 | — | 44.2 | 46.6 | 9.2 | — |
| 中山3 ^{*b)} | 27.2 | 27 | 10 | — | 37.4 | 39.1 | 23.5 | — |
| 佐世保層群泥岩 | | | | | | | | |
| 石倉1 ^{*a)} | 8.0 | 54 | 30 | — | 54.5 | 35.3 | 10.2 | 33.6 |
| 長田代 ^{*a)} | 7.9 | — | 20 | 18.0 | 44.0 | — | — | 31.0 |
| 椎谷層群泥岩 | | | | | | | | |
| 牧野 ^{*a)} | 9.5 | 64 | 37 | 47.0 | 54.0 | — | — | 57.0 |
| 凝灰岩 | | | | | | | | |
| 石倉2 | 6.0 | 98 | 90 | — | 87.6 | 8.5 | 3.9 | — |
| 凝灰質れき質土 | | | | | | | | |
| 亀の瀬・峠 | 7.5 | 98 | 77 | 34.0 | 73.2 | 17.8 | 9.0 | 64.0 |
| 亀の瀬・稻葉 | 5.5 | — | 76 | 34.0 | 62.0 | — | — | 53.0 |
| 亀の瀬・清水谷 ^{*a)} | 8.2 | — | 59 | 26.0 | 54.0 | — | — | 69.0 |
| 珪化頁岩由来断層粘土 | | | | | | | | |
| 大所1 ^{*a)} | 9.8 | 7 | 4 | — | 50.8 | 20.7 | 28.5 | — |
| 砂質頁岩 | | | | | | | | |
| 台湾 ^{*b)} | 25.5 | 0 | 0 | 17.2 | 35.3 | 31.4 | 33.3 | 10.8 |
| 蛇紋岩 | | | | | | | | |
| 大所2 | 27.0 | 0 | 0 | 4.4 | 17.8 | 15 | 68 | 26.7 |
| 黒色千枚岩 | | | | | | | | |
| 雁門 | 20.0 | 0.5 | 0 | — | 16.6 | 20.9 | 62.5 | 14.8 |
| 沙堁 | 36.0 | 0.5 | 0 | — | 9.3 | 34.3 | 56.4 | 7.7 |
| 馬蘭黃土 | | | | | | | | |
| 廟湾 | 32.2 | 3 | 1 | 13.8 | 18.7 | 30.9 | 50.4 | 12.5 |
| ペントナイト | 5.3 | 100 | 100 | 70.0 | 100.0 | 0 | 0 | 206.0 |

*1) JIS A 1204法 *2) 音波処理反復法 *a) および*b) Fig.1におけるグループaおよびb

義的な関係は認められない。 $10^\circ \leq \phi_r \leq 15^\circ$ のグループaでは配向性粘土鉱物等の粒子配向を促す因子が、 $15^\circ \leq \phi_r \leq 30^\circ$ のグループbでは砂粒子や非配向性鉱物といった粒子配向を妨げる因子が支配的であると考えられる。ここで、配向性粘土鉱物は薄膜～薄板状で大変位せん断によって鏡肌を呈する程の配向面を形成するような鉱物を、非配向性鉱物は大変位せん断によっても配向に至らない鉱物を意味する。

ϕ_r と $<420\mu m$ 試料全体の St 含有量との関係は、St $< 20\%$ の領域では明瞭でなかった。

ϕ_r と $<420\mu m$ 試料全体の配向性粘土鉱物、すなわち St, Vt, Ch および Mc

の総量との関係を調べ、結果を図-2に示した。Vtは、2:1型層状ケイ酸塩鉱物で、Stと同じく薄板状かつ膨張性で、構造単位中の層荷電が St との境界の 0.6 から膨張性を失う 0.9 まで及ぶため¹⁰⁾、残留せん断面における粒子配向とのかかわりでは、Stに類似するものから全く異なるものまで多様であることが推測される。ChとMcも2:1型層状ケイ酸塩鉱物であるが、St, Vtと異なり非膨張性である¹⁰⁾。図-2に見られるように、 ϕ_r と配向性粘土鉱物総量の関係はかなり良い。珪化頁岩由来断層粘土（大所1試料）および島尻層群泥岩（仲順試料）は、共に配向性粘土鉱物総量が大きいことから、低い ϕ_r を有していることが説明できる。

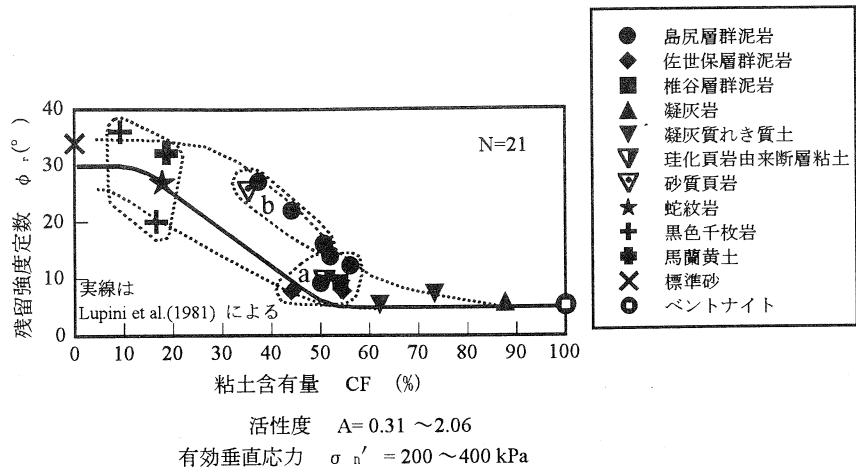


図-1 残留強度定数 ϕ_r と $<2\mu\text{m}$ 粘土含有量 CF の関係

ϕ_r - St 含有量の関係図の St < 20% の領域における試料群は、図-2においては配向性粘土鉱物総量 30%~50% の領域に納まっており、総量の増加に伴って ϕ_r が小さくなる関係が鮮明に認められる。この配向性粘土鉱物総量 30%~50% の領域は、 ϕ_r の支配因子が非配向性鉱物から配向性鉱物へと交代する遷移域であり、 ϕ_r が総量の増加とともに 30° 前後から 10° 前後へと急減する。 ϕ_r と配向性粘土鉱物総量との関係では、用いた試料の大部分が、全域にわたって椅子型状曲線の近傍にプロットされる。

図-3 では、 ϕ_r に対して $<420\mu\text{m}$ 試料全体の Qr および Fd の総量を降順にプロットしている。 ϕ_r は Qr および Fd の総量の減少に伴って小さくなる傾向にあり、全体として両者の関係は良い。Qr および Fd は非配向性であり、これらが卓越する試料では、残留せん断面の形成・発達が抑えられるために強度の低下が小さく、 ϕ_r が高い。Qr および Fd の総量が 30%以上において、 $\phi_r \leq 15^\circ$ のグループ c では ϕ_r の低下に寄与する配向性粘土鉱物の影響がみられるのに対し、 $\phi_r > 15^\circ$ のグループ d では Qr お

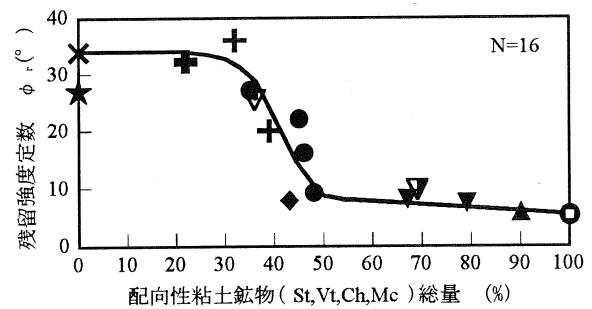


図-2 残留強度定数 ϕ_r と $<420\mu\text{m}$ 試料中の配向性粘土鉱物(St, Vt, Ch, Mc)総量の関係

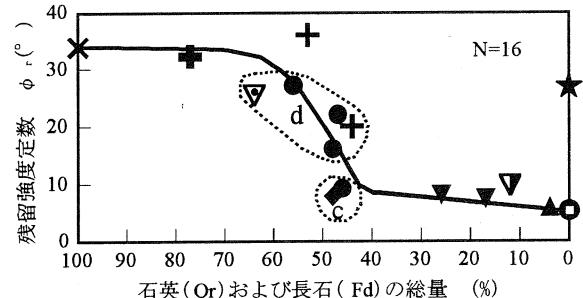


図-3 残留強度定数 ϕ_r と $<420\mu\text{m}$ 試料中の石英(Qr)および長石(Fd)の総量の関係

より Fd が大きく影響しているようである。Qr および Fd の総量が 30%以下において、 $\phi_r \leq 15^\circ$ の試料では Qr および Fd の

影響はほとんどみられない。蛇紋岩（大所2試料）は、 ϕ_r およびFdが含有されないものの、 $\phi=27.0^\circ$ と高い。これは、高いSF含有量と99%を占める非配向性の蛇紋石Spの影響によるものである。

ϕ_r と塑性指数 I_p の関係は明瞭でなかった。

4. ϕ_r の支配因子としての配向性粘土鉱物総量

ϕ_r と $<420\mu\text{m}$ 試料全体の配向性粘土鉱物St, Vt, ChおよびMcの総量との関係は椅子型状曲線で示され、鉱物総量の少ない試料群もその曲線近傍にプロットされている（図-2）。 ϕ_r とSt含有量の間に明瞭な関係が認められなかつたSt<20%領域の試料についても、配向性粘土鉱物総量の増加に伴う ϕ_r の低下傾向が明らかに認められる。従来、地すべり土の ϕ_r は、CF, I_p , St含有量との関係で論じられてきたが、図-2のように配向性粘土鉱物総量を用いれば、地質・土質、物理的・鉱物学的性質、せん断強度を異にする、広い範囲の地すべり土試料に対して、 ϕ_r の違いがよりよく説明できる。例えば、珪化頁岩由来断層粘土（大所1試料）および砂質頁岩（台湾試料）は双方でSF含有量が多いが、前者の $\phi=9.8^\circ$ は配向性粘土鉱物総量が69%であること、後者の $\phi=25.5^\circ$ は総量が36%であることによるものである。

これらのこととは、 ϕ_r と配向性粘土鉱物総量の関係図を活用することにより、リングせん断試験によらない ϕ_r の類推が可能であることを示唆するものである。

5. まとめ

既報のデータを用いて、地すべり土の残留強度定数 ϕ_r と物理的・鉱物学的性質との関係について検討し、以下の結果を得た。

(1) ϕ_r と $<2\mu\text{m}$ 粘土含有量CFおよび塑性指数 I_p の間の相関は希薄であり、 ϕ_r とスメクタイト(St)含有量（ $<420\mu\text{m}$ 試料）との関係もSt<20%領域では明瞭でない。

(2) ϕ_r と配向性粘土鉱物(St, Vt, Ch, Mc)総量との関係は全体としてかなり良好である。その関係は椅子型状曲線で示され、 ϕ_r の支配因子が非配向性鉱物から配向性鉱物へと交代する遷移域が鮮明に認められる。

(3) ϕ_r と配向性粘土鉱物総量の関係図を活用することにより、リングせん断試験によらない ϕ_r の類推が可能であることが示唆される。

参考文献

- 1) Skempton, A. W. (1964) : Géotechnique, 14(2), p. 77-102
- 2) Lupini et al. (1981) : Géotechnique, 31(2), p. 181-213
- 3) Skempton, A. W. (1985) Geotechnique, 35(1), p. 3-18
- 4) Gibo et al. (1987) : Canadian Geotechnical Journal, 24(3), p. 456-462
- 5) 宜保清一ら (1992) : 農土論集, 159, p. 57-63
- 6) 宜保清一ら (2000) : 平成12年度農土学会大会講演会講演要旨集, p. 452-453
- 7) 宜保清一 (1994) : 地すべり, 31(3), p. 24-30
- 8) 宜保清一ら (1997) : 地すべり, 34(2), p. 50-56
- 9) 中村真也ら (1999) : 地すべり, 36(1), p. 28-34
- 10) 日本粘土学会 (1987) : 技報堂出版, p. 46, p. 54-55, p. 133

11. 地すべり土の大変位リングせん断挙動の類別化について

鹿児島連大農学研究科 中村真也
琉球大学農学部 宜保清一
九州大学大学院 江頭和彦
琉球大学大学院 ○畠勢津子

1. はじめに

再調整した地すべり土を一定の有効垂直応力の下で大変位せん断すると、せん断応力は完全軟化（ピーク）強度を示した後漸減しつつ残留強度に到達する。残留強度は、せん断面の最終的な配向面において発揮される最小の排水強度で、大変位せん断と排水条件を満たす必要があるため、その測定には主にリングせん断試験機が用いられている。応力～変位曲線において、完全軟化強度から残留強度に至る強度低下の様相（大変位せん断挙動）は試料の物理的・鉱物学的性質により異なり、Skempton¹⁾は、 $<2\mu\text{m}$ 粘土含有量 $\text{CF} > 40\%$ の試料の場合に粒子配向が起こ

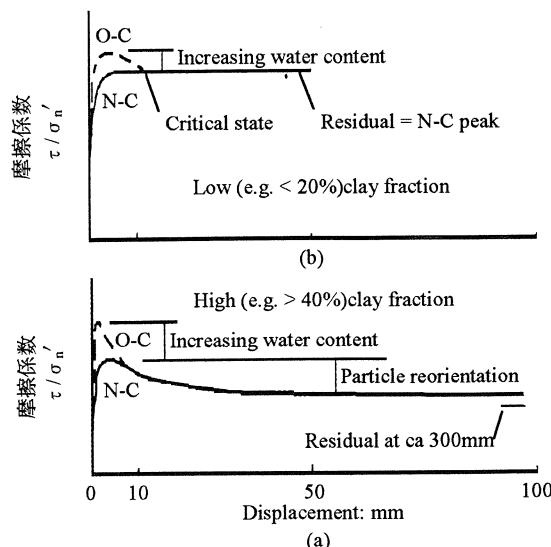


図-1 一定の有効垂直応力下での応力～変位曲線¹⁾

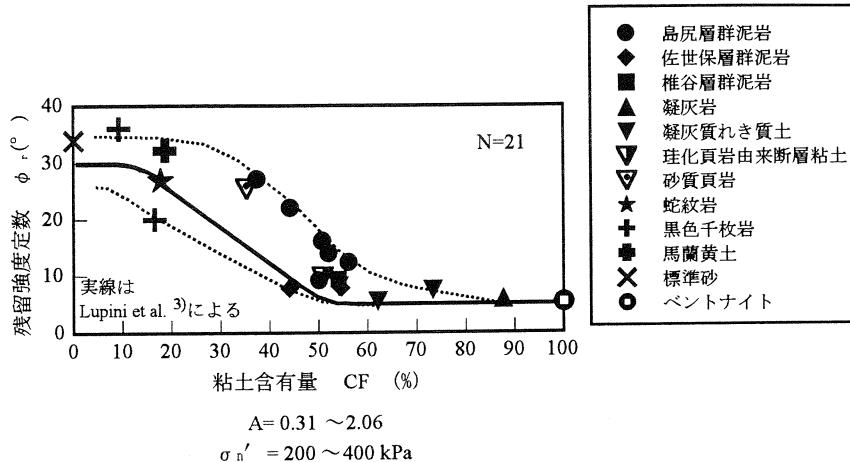
り、完全軟化強度から残留強度へと大きく低下すること、 $\text{CF} < 20\%$ の場合には強度低下がほとんどないことを指摘した（図-1）。宜保ら²⁾は、残留せん断状態に到達する最小せん断変位量が、試料および垂直応力の大小によって異なることを明らかにした。また、Lupini et al.³⁾は、砂－ベントナイト混合土の残留時におけるせん断挙動を残留強度定数 ϕ_r と CF の関係図において sliding shear, transitional (shear) および turbulent shear の 3 shear mode に区分している。

残留せん断面の形成・発達は、特に鉱物学的性質に左右されることが明らかになっており^{4), 5)}、大変位せん断挙動にもその影響が大きく反映されることが考えられる。

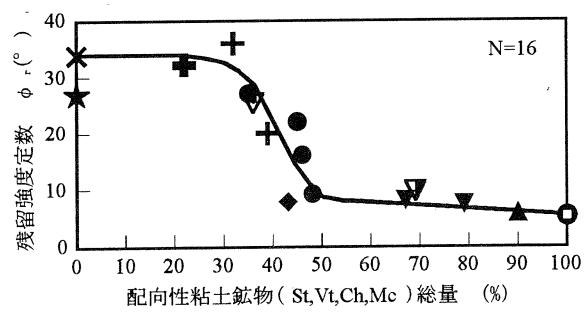
本研究では、地すべり土についてのリングせん断試験結果に基づき、大変位せん断挙動および ϕ_r に及ぼす物理的・鉱物学的性質の影響を明らかにして、大変位せん断挙動の類別化を試みた。

2. せん断強度と鉱物学的性質との関係

図-1に示したように、大変位せん断挙動は、 ϕ_r が CF に支配されるとの考え方から、CF の大小に基づいて 2 つのタイプに



分けられている。図-2は、 ϕ_r と CFとの関係を示したものである^{4), 5)}。Skemptonにより強度低下が著しくなると指摘された CF>40%の領域においては、プロット群が $10^\circ \leq \phi_r \leq 25^\circ$ の範囲に広く分布して、CF と ϕ_r との間に一義的な関係は認められない。一方、 ϕ_r と影響因子との関係のうち、試料全体の配向性鉱物 (St, Vt, Ch, Mc) 総量との関係が最も良好であることが明らかにされている^{4), 5)}(図-3)。図-3において、総量が 50%以上では配向性粘土鉱物が、30%以下では非配向性鉱物の影響が大きい。総量 30%～50%の領域は、 ϕ_r の支配因子が非配向性鉱物から配向性鉱物へと交代する遷移域であり、 ϕ_r が総量の増加とともに 30° 前後から 10° 前後へと急減する。 ϕ_r と配向性粘土鉱物総量との関係は、グループ A (総量が 60%以上の領域で $\phi_r \leq 10^\circ$)、グループ B (総量 30%～50%の領域で $10^\circ \leq \phi_r \leq 36^\circ$)、グループ C (総量 30%以下の領域で $\phi_r > 27^\circ$) に分けられ、グループ B はさらに配向性鉱物が優勢な $\phi_r \leq 15^\circ$ のグループと非配向性鉱物が優勢な $\phi_r > 15^\circ$ のグループに細



分できる。グループ A の試料群は、図-2において、ほとんどが CF>60%の領域に納まっている。40%<CF<60%においては、 ϕ_r が $10^\circ \sim 25^\circ$ の範囲にばらついており、残留せん断状態に至るせん断面の形成・発達の過程においても配向性粘土鉱物や非配向性鉱物の影響の優劣により大変位せん断挙動が異なることが考えられる。そこで、 ϕ_r と配向性粘土鉱物総量の関係に基づき大変位せん断挙動の類別化を試みた。

3. 大変位せん断挙動の類別化

図-4に、各グループの代表的な試料として亀の瀬試料 (A グループ)、台湾試料 (B グループ) および廟湾試料 (C グル

表-1 <420μm試料の粒度組成(%) および鉱物組成(%)

| 試料 | 土・岩の種類 | 粒度組成 | | | 鉱物組成 ^{*1} | | | | | |
|-----|---------|--------------|-----------------|-------------------|--------------------|----|----|----|----|--------|
| | | clay <2μm | silt 2-20 μm | sand 20-420 μm | St | Ch | Mc | Qr | Fd | Others |
| 亀の瀬 | 凝灰質れき質土 | 73.2 | 17.8 | 9.0 | 77 | 0 | 2 | 14 | 3 | 4 |
| 台湾 | 砂質頁岩 | 35.3 | 31.4 | 33.3 | 0 | 13 | 23 | 52 | 12 | 0 |
| 廟湾 | 馬蘭黃土 | 18.7 | 30.9 | 50.4 | 1 | 6 | 15 | 56 | 21 | 1 |

*1 St:スメタバ, Ch:緑泥石, Mc:雲母, Qr:石英, Fd:長石, Others(Cal:方解石, Am:角せん石, Tc:滑石等)

*2 蛇紋岩および珪化頁岩由来

の $\sigma_n' = 100\text{kPa}$ および 300kPa における大変位せん断挙動を示す。各試料の $<2\mu\text{m}$ 粘土含有量 CF, 砂 (20-420μm) 含有量 SF および $<420\mu\text{m}$ 試料中の鉱物組成は表-1 に示すとおりである。

亀の瀬試料では、低い完全軟化強度を示した後、せん断に伴う漸減現象はせん断変位 $D=1,000\text{mm}$ 付近まで続き、かなり小さい τ_r/σ_n' の値となった。残留せん断面は、配向性粘土鉱物の影響を反映して鏡肌を呈する程に発達し、強度の低下が著しい。完全軟化から残留への強度低下率 [$(\tau_{sf}/\sigma_n' - \tau_r/\sigma_n') / (\tau_{sf}/\sigma_n') \cdot 100\%$] は大きく、垂直応力の大小による低下率の差は小さい。

台湾試料では、高い完全軟化強度を示し、 $\sigma_n' = 100\text{kPa}$ では $D=50\text{mm}$ で、 $\sigma_n' = 300\text{kPa}$ では $D=300\text{mm}$ の大変位で残留せん断状態に至り高めの残留強度を示したが、完全軟化強度から残留強度への漸減の様相は有効垂直応力の大小によってかなり異なった。

$\sigma_n' = 100\text{kPa}$ の下でのせん断挙動は大変位に至っても定常状態となっていない。それは、試料が主としてシルトと細砂からなり、低い垂直応力の場合には拘束圧が弱く、土粒子相互の干渉作用が活発となり、残留せん断面付近の土粒子が配向しないことに起因したものである。一方、高い垂直応力の場合には、

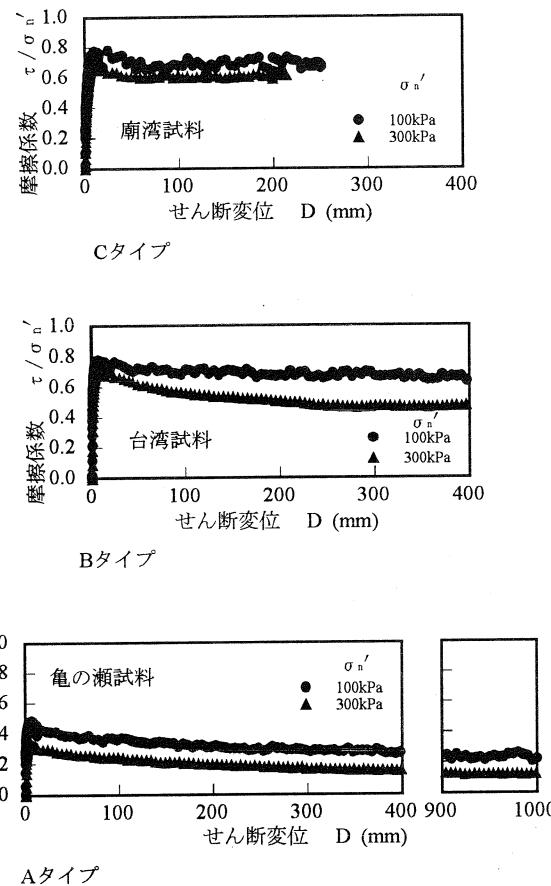


図-4 類型化された大変位せん断挙動の代表例

せん断面付近の土粒子が強制的に配列され、配向性鉱物の影響が顕在化して残留せん断面が形成されるため、せん断に伴って強度が漸減し、低下率は大きくなる。

廟湾試料では、完全軟化強度が高くせん断に伴って強度は僅かに低下するものの、低下率は、 $\sigma_n' = 300\text{kPa}$ のような高い垂直

応力レベルにおいても小さく、残留強度は高い。残留せん断状態に至っても線的なせん断面は形成されない。これは、台湾試料に比べて高い砂含有量、 Q_r および F_d の総量が多いことに起因している。

残留強度への到達変位量については、廟湾試料は非配向性の Q_r および F_d の影響により、強度遞減が比較的小さく、早い時点で残留状態に至った。台湾試料においては、低い垂直応力レベルでは廟湾試料と同様、 Q_r および F_d の影響により早い時点で残留状態となるが、高い垂直応力レベルでは配向性粘土鉱物の影響によりせん断に伴って強度が遞減し、残留強度到達変位量は大きくなる。配向性のスメクタイトが多く含有される亀の瀬試料は、大変位によってせん断面が完全配向に至り鏡肌が形成されるが、強度遞減過程の初～中期では含有シルトおよび砂粒子の影響により完全配向面形成に大変位を要した。せん断挙動の支配因子は、優勢なものから順に、配向性粘土鉱物総量、 Q_r や F_d 等の非配向性鉱物の総量および砂（20～420μm）含有量 SF であり、配向性粘土鉱物総量が少ない場合には非配向性鉱物および砂粒子の影

響が顕在化する。

これらのことから、大変位せん断挙動は、亀の瀬試料に代表される A タイプ、台湾試料に代表される B タイプおよび廟湾試料に代表される C タイプに類別できる。B タイプには、配向性粘土鉱物と非配向性鉱物の影響の優劣により、A タイプまたは C タイプに近い挙動を示すものがあると考えられる。

参考文献

- 1) Skempton, A. W. (1985) : Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory, *Geotechnique*, 35(1), p.3-18
- 2) 宜保清一ら (1992) : 地すべり土の残留強度の大変位せん断試験による測定法と物理的鉱物学的性質による類推法, 農土論集, 159, p.57-63
- 3) Lupini et al.(1981) : The drained residual strength of cohesive soils, *Géotechnique*, 31(2), p. 181-213
- 4) 宜保清一ら : 地すべり土の残留強度と物理的・鉱物学的性質との関係, 農土論集, 投稿中
- 5) 宜保清一ら (2000) : 地すべり土の残留強度と物理的・鉱物学的性質との関係, 第 81 回農土学会九州支部講演集, 佐賀, p. -

12. 沖縄県内におけるすべり・崩壊事例について

上原地盤工学研究所 すべり・崩壊分科会

○我那覇 忠男 新垣 邦彦 桃原 強

町田 律子 渡辺 文利

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。地すべり、崩壊の事例は公表されたものが少ないため、その特徴は未解明な部分が多い。

現在、沖縄県内のすべり、崩壊の特徴を把握すべく崩壊事例の資料収集を行っているところである。本稿では、今までに収集された事例について整理した一部について報告する。

2. 収集データの内容

収集されたデータは、すべり・崩壊の規模、対策の有無によって内容が大きく異なっている。これらデータは、表-1に示すように整理している。

表-1 収集データの例

| 登録番号 | 発生年月日 | 資料年月 | 位置区分 | 地質区分 | 平面形状 | | 断面形状 | | | 地 質 | | | 地下水位 | | |
|------|-------|-------|------|---------|----------|-----------|--------------|--------|------|-----|------|-----|-------|-------|----|
| | | | | | 幅 (m) | 長さ (m) | すべり層厚 (m) | すべり面勾配 | 斜面勾配 | 崩積土 | 島尻泥岩 | その他 | すべり面上 | すべり面下 | 不明 |
| 1 | | H10.8 | 北部 | 国頭層群千枚岩 | 18 | 22 | 3.0 | 40 | 40 | ○ | | 千枚岩 | ○ | | |

現時点では合計46箇所の事例が収集されており、その地域区分は概略次のようになっている。

北部（国頭層群および本部層分布域）： 17箇所

中南部（島尻層群泥岩分布域）： 29箇所

3. データ分析結果

収集データから、一般に相関性があるとされる項目について関係図を作成し図-1～6に示した。以下に各図の特徴を述べる。

- 1) 幅Wと長さL（図-1）：Lを移動ブロックの主測線方向の長さ、Wを移動方向に直角に求めた幅とすると、 $L=W$ の関係を中心に分布している。
- 2) 幅Wおよび長さLと最大深さDの関係（図-2, 3）：移動ブロックの最大深さをDとすると、おおむね $D=W/5 \sim W/10$ 、 $D=L/5 \sim L/10$ の範囲にあることがわかる。
- 3) 幅Wおよび長さLとすべり面勾配 θ_L の関係（図-4, 5）：複合すべりの場合は直線部、円弧すべりの場合は円弧が地表と接する点を結んだ勾配をすべり面勾配とした。地すべりのように規模が大きくなるとすべり面勾配は緩く、規模の小さな崩壊ではすべり面勾配は急になる傾向がみられる。
- 4) すべり面勾配 θ_L と斜面勾配 θ_S の関係（図-6）：当然のことながら、 $\theta_L \leq \theta_S$ の関係が明瞭である。

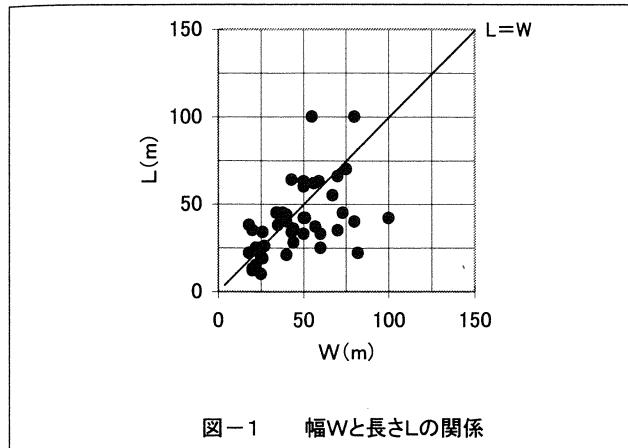


図-1 幅Wと長さLの関係

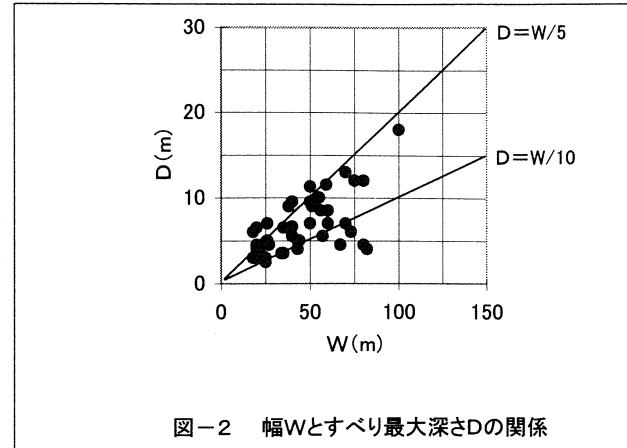


図-2 幅Wとすべり最大深さDの関係

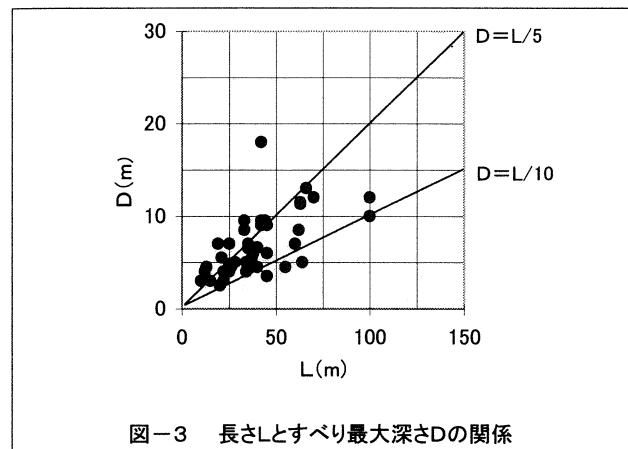


図-3 長さLとすべり最大深さDの関係

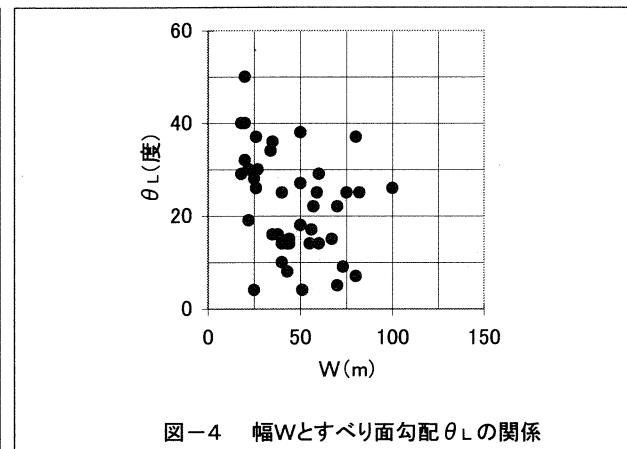


図-4 幅Wとすべり面勾配theta_Lの関係

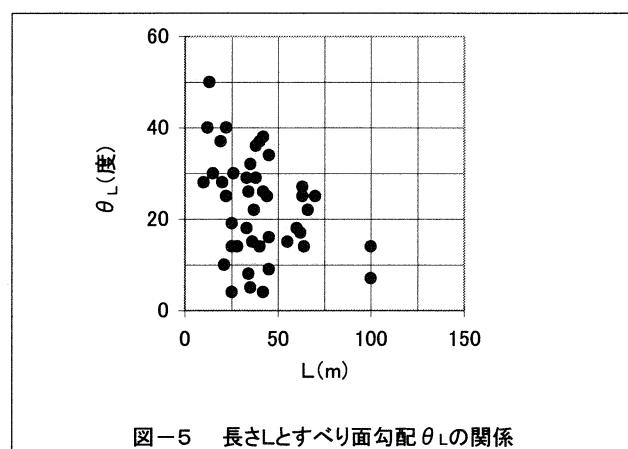


図-5 長さLとすべり面勾配theta_Lの関係

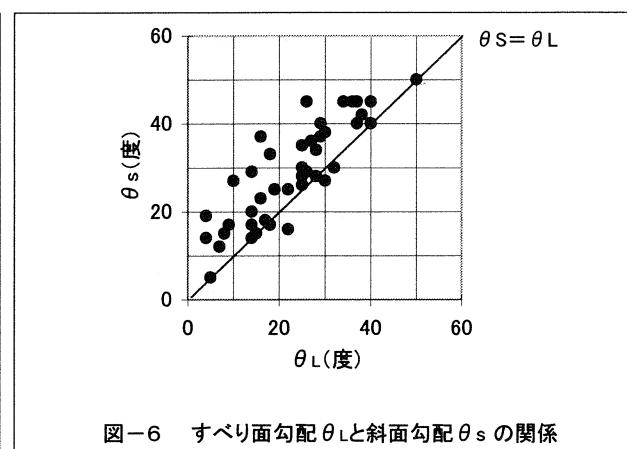


図-6 すべり面勾配theta_Lと斜面勾配theta_sの関係

4. あとがき

昨年から実施した資料収集で46件の事例をデータとして整理してきたが、沖縄県下全域をカバーするには至っておらず、資料数も少ない。今後とも資料収集を積み重ね、その特徴を見いだすことにより、すべり・崩壊の懸念される地区での計画立案の一助になればと考える。

参考文献

- 1) 基礎工: 1993 Vol. 21 No. 3 菅原紀明 - 法面崩壊・地すべり調査のポイント

13. 新潟県牧野地すべりについて

○株清光研究所 赤嶺 伴子
利根コンサルタント株 新潟支店 竹内 領

1.はじめに

新潟県は日本でも有数の地すべり地帯である。特に、寺尾層、椎谷層などの新第三紀層において地すべりが多数発生している。これら新第三紀層の地層は、「新潟油田方向」に分布しており、激しい地殻変動をうけ褶曲し、深部にまで破碎している。

牧野地すべりは、数多くの地すべりブロックからなり、滑動形態が多様である。地すべり群のほぼ中央部を背斜軸が通過しており、地すべり地内において褶曲軸の屈曲がみられる。地すべり地内に分布する椎谷層泥岩は激しく破碎しており、せん断強度が低く発揮される。また、地すべり活動は融雪期や一次融雪期に顕著に現れ、融雪による間隙水圧の上昇に大いに関係する。

ここでは、牧野地すべりにおいて代表的な活動形態を示し、E₃ブロックの発生機構などについて述べる。

2.地形・地質

牧野地区付近は、標高 200~400m の丘陵性山地が広がっており、多数の地すべり防止指定区域が存在する。

調査地周辺には、新第三紀中新世の寺尾層、椎谷層および鮮新世の西山層が分布する。寺尾層は黒色泥岩で代表され、椎谷層は塊状黒色泥岩と、砂岩・泥岩の互層で代表される。西山層は椎谷層に整合にのり、優泥質（暗灰色塊状）な部分と砂岩・泥岩の互層からなる¹⁾。調査地内は塊状暗灰色泥岩の椎谷層からなり、一部に凝灰岩と砂岩の薄層を挟む。北縁部には比較的厚い砂岩・泥岩の互層からなる西山層が分布している。

調査地内を通過する安塚背斜は、北翼側で 40~60°、南翼側で 20~40° の傾斜を成す軸面非対称の褶曲であり、調査地内において褶曲軸が大きく屈曲している（図-1）。

3.地すべり概要

牧野地すべりは、東西約 600m、南北 1750m、面積 60ha の南北に伸びたほぼ長方形をした範囲に約 20 ものブロックが存在し、沢形、馬蹄形、ボトルネック形など多様な地すべりブロックの集合体である（図-1）。古いものは大正 2 年から活動を開始し、地すべりの形態としては崩積土～風化泥岩を移動土塊とした崩積土すべり、風化岩すべりが発生している。保全対象物は耕地、県道、民家などで、これまでに杭打工、法枠工、集水工などの防止工がなされている。

E₃ブロックは、長さ 110m、巾 60~120m の馬蹄形地すべりで、崩積土～風化泥岩を移動土塊とする風化岩すべりである。すべり面角度は頭部で 50°、中央部～末端部では 7° となっている。調査地内を通過する褶曲は、

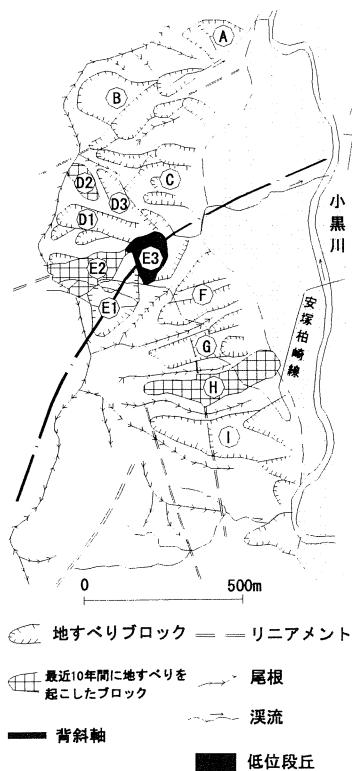


図-1 牧野地区地すべり群と地質構造
(宜保清一他, 土と基礎, 38-12, 1990)

褶曲軸が 30° 末端部に向かって傾き、頭部側で $20\sim40^{\circ}$ 、末端側で $40\sim60^{\circ}$ の傾斜をなす格好となっている。昭和53年に地すべり活動が開始し、56年春の融雪時には大きな変状がみられた。いったんは活動がおさまったものの、平成に入り、融雪時期には定期的に変状が表れるようになった。

渴水期に行った簡易揚水試験の結果から、地すべりブロックの中央部～末端部にかけて、岩盤中に大量の地下水の存在が確認された（図-2）。また、調査ボーリングの結果から、主測線におけるすべり面深度は BV12-1 : GL-12.0m, BV12-2 : GL-11.0m～11.2m, BV12-3 : GL-5.0m となり、図-3 に示すようなすべり面が推定される。

4. 地すべり発生機構

牧野地すべり地の地質は新第三紀層泥岩で、風化に対する抵抗が弱く、含水すると容易に粘土化する。牧野地すべり H ブロックの残留強度、物理的性質及び鉱物学的性質を表-1 に示す²⁾。表-1 より椎谷層の残留強度は、すべり面粘土では 9.5° 、不動層では 19.7° となり、両者の差が大きい。牧野地すべり面において、このように低い残留強度が動員されることがその発生素因と推定される。

層状堆積であるため、層理面からの地層剥離や地下水の浸透流入が起こりやすい構造となっている。また、褶曲の背斜軸が E₃ ブロックを通過し、かつブロック内で屈曲しているため、岩盤が激しく破碎され、深部にまで風化が進行し岩質は脆弱化してい

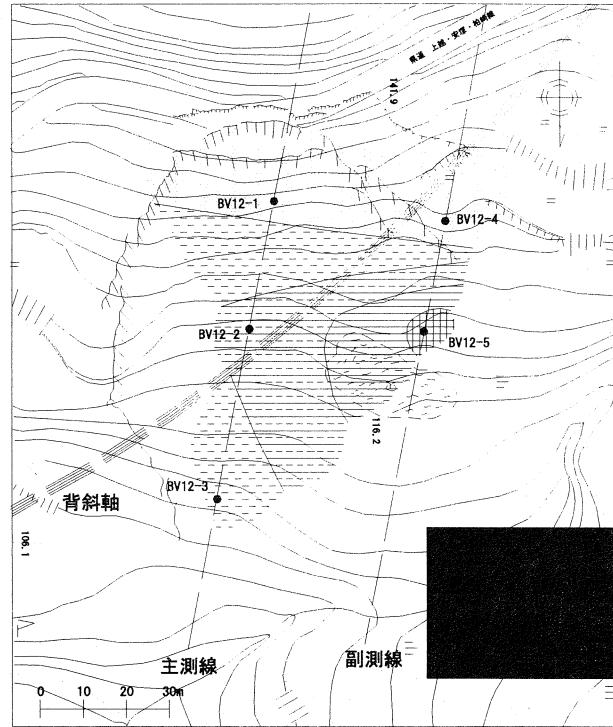


図-2 牧野地すべり E₃ ブロック平面図
(泥岩中の簡易揚水汲み上げ量分布図 [$\bar{Q} = \sum Q/m$])

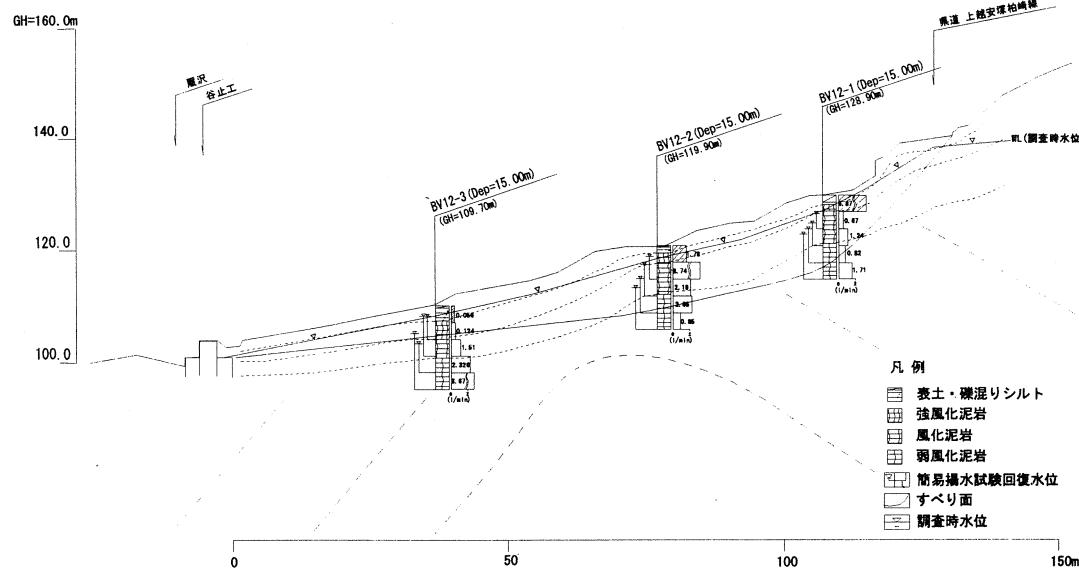


図-3 牧野地すべり E₃ ブロック主測線断面図

表-1-(a) 牧野地すべり H ブロックの強度及び物理的性質
(宜保清一他, 土と基礎, 38-12, 1990)

| 試料土 | 残留強度 (°) | 液性限界 w_L (%) | 塑性指数 I_P | 粒度組成(%) | | |
|--------|-------------|-------------------|------------|---------|------|-----|
| | | | | 粘土分 | シルト分 | 細砂分 |
| すべり面付近 | 9.5 | 81 | 57 | 54 | 29 | 17 |
| 不動部 | 19.7 | 63 | 33 | 47 | 31 | 22 |

表-1-(b) 牧野地すべり H ブロックの鉱物学的性質
(宜保清一他, 土と基礎, 38-12, 1990)

| 試料土 | 粘土画分(<2 μm)中 | | | | | | 粘土画分(<420 μm)中 | | | | | | | |
|--------|--------------|----|----|----|----|----|----------------|-------|----|----|----|----|----|----|
| | Sm | Mi | Ch | Kt | Qr | Fd | Sm | Mi/Vt | Mi | Ch | Kt | Qr | Fd | Py |
| すべり面付近 | 64 | 12 | 5 | 4 | 13 | 2 | 37 | 0 | 8 | 5 | 2 | 33 | 14 | 1 |
| 不動部 | 47 | 17 | 10 | 9 | 15 | 2 | 23 | 1 | 10 | 8 | 4 | 37 | 16 | 1 |

Sm : スメクタイト, Mi : 雲母鉱物, Ch : 緑泥石, Kt : カオリナイト, Qr : 石英, Fd : 長石, Mi/Vt : 雲母鉱物-バーミキュライト, Py : パイライト

る。牧野地すべり E₃ブロックの主測線断面図を図-3に示す。

E₃ブロックの地すべりの誘因としては、融雪期、一次融雪期に発生する融雪水による水位上昇である。写真-1~3は、一次融雪期~融雪期における地すべり頭部の変状状況を示す。渴水期に実施した簡易揚水試験の結果から、すべり面下位の水位回復量は5~14m、揚水量Qは1~9l/minに達しており、岩盤中に大きな被圧帶水層の存在が確認された。図-2は、泥岩中の1m当たりの簡易揚水試験平均汲み上げ量の等値分布を示した図である。渴水期においては、BV12-5を中心としたブロック中央部に地下水が集中し、頭部にはほとんど水のない地下水分布をなし、地すべりは小康状態を保つ。融雪期、一次融雪期になるとブロック頭部に大量の融雪水が供給され、すべり面において異常間隙水圧が発生するため、地すべり活動が再開する。また、地下水位が1m上昇すると斜面安全率が10%程度低下することが安定解析より判明した。

5.おわりに

牧野地すべりは、「新潟油田方向」に分布する新第三紀椎谷層の分布域内に発生した地すべりで、約20ものブロックから成り、その形態も多岐にわたる。

E₃ブロックの発生機構については

- ①地質構造的には地すべり地内を背斜軸が通過し、ブロック付近で大きく屈曲するため、岩盤は激しく破碎され、深部にまで風化が進行している。
- ②破碎泥岩の強度が低く、特にすべり面の平均強度は繰り返し滑動により残留強度($\phi r=9.5^\circ$)にまで低下していると推定でき、地すべりの発生・再発生の素因と考える。
- ③すべり面下位に大きな被圧帶水層が存在することによって、融雪に起因した異常間隙水圧の発生は本地すべりの最大誘因と推定する。



写真-1 平成11年の融雪期における
地すべり頭部の変状

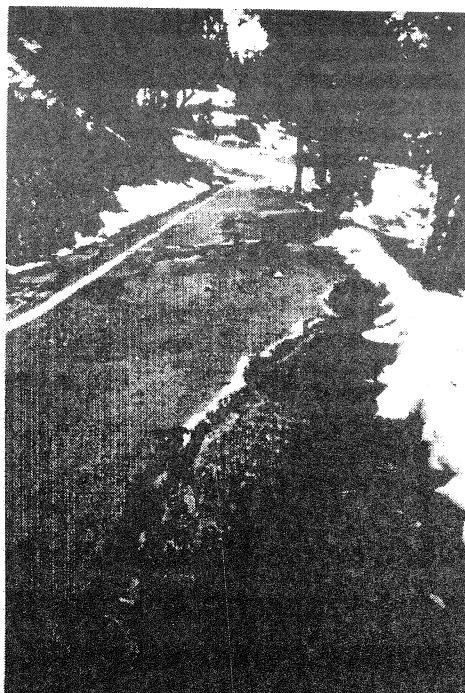


写真-2 平成12年の一次融雪期における
地すべり頭部の変状

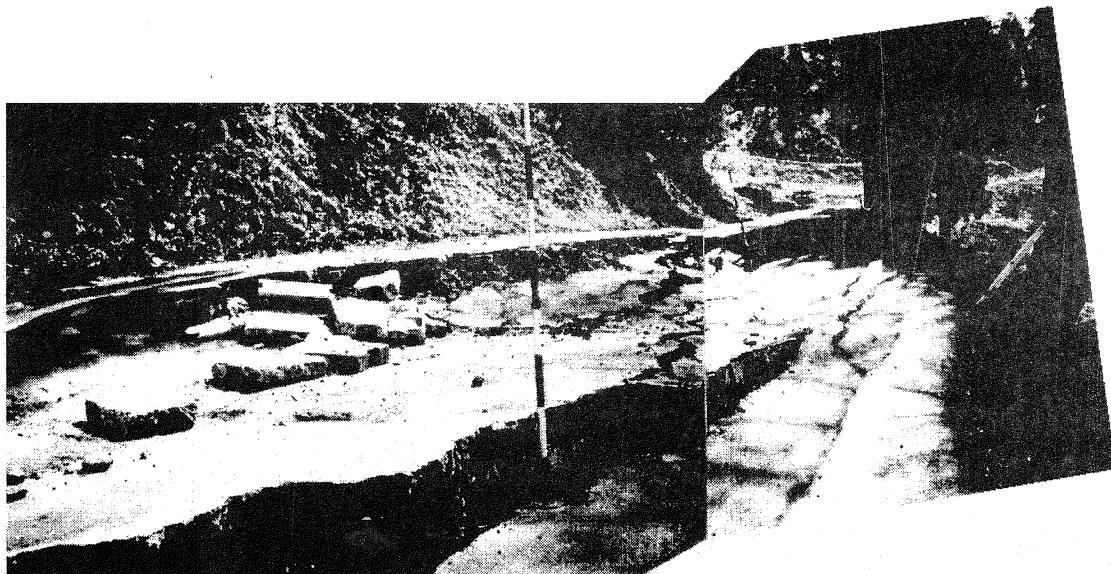


写真-3 平成12年の融雪期における地すべり頭部の変状

謝辞：本文を作成するにあたり、利根コンサルタントの佐々木慶三氏、周亜明氏には、多大なる助言を頂いた。大変感謝しております。

参考文献

- 1) 新潟県地質図
- 2) 宜保清一、佐々木慶三、江頭和彦、吉沢光三：地すべり土塊のせん断強度と斜面安定度評価－新潟県安塚町牧野地すべりを例として－、
土と基礎、Vol.38、No.12、pp.35-40、1990

14. 糸満市字与座における農村公園整備にむけての住民意識の調査

鹿児島連大農学研究科 中村 真也
琉球大学農学部 宜保 清一
田幸技建コンサルタント(株) 森 麻里子
琉球大学農学部 ○佐々倉玲於

1. はじめに

わが国では、豊かさとゆとりを実感できる社会の構築に向けた国民の意識の高まりの中で、地域の特性を生かした美しい農村環境を保全・創出するための環境整備が求められてきている。このような状況の下、機能性に加えて「快適さ」と「美しさ」を兼ね備えた魅力ある総合的な村づくりが各地で展開されている。

本研究では、糸満市字与座を対象に、地域資源を生かした農村公園整備にむけての住民意識を把握するためのアンケート調査を実施し、その結果について分析した。

2. 調査の概要

2.1 調査対象地の概要

字与座は、糸満市の東部に位置する純農村集落で、高台にある上与座と低地の下与座からなる。人口は 740 人（男 376 人、女 364 人）で、世帯数は 195 である¹⁾。与座集落の南方の与座岳に「与座グスク」があり、上与座に湧水の「与座ガー」と「与座馬場」がある。

与座地区では、近年、人口の高齢化や就業構造の変化に伴い、住民同士の交流や地域とのふれあいの機会が減少傾向にある。これま

で、「与座ガー」や「与座馬場」が住民の交流の場として地域の生活に密接に関わってきたが、現在では生活環境や生活様式の変化から利用者も減り、その役割を十分に果たすこともなくなってきた。そこで、このような地域資源の利活用を通して農村集落におけるアメニティの向上を図る必要がある。現在、生活環境・社会環境の保全・整備のための、①コミュニティセンターの設立、②コミュニティセンターに隣接する「与座馬場」を利用した公園整備、③「与座ガー」及び周辺の公園整備、④文化財の継承に関する事業、および⑤下水道整備、が計画されている。

2.2 整備地の概要

「与座ガー」は、古くから飲料水や洗濯等の生活用水として利用され、地域の生活と密接に関わってきた。太平洋戦争以前、「与座ガー」の豊富な水は、高嶺製糖工場の用水、水車を用いて動力源として利用されていた²⁾。現在は、農業用水に利用されているが、上水道の整備により利用者が減少している。地域資源として、歴史的にも高く評価される場所である³⁾。今後、「与座ガー」の周辺を含む親水性の公園化により住民の憩いの場、自然と親しむ場としての利活用が期待される。

「与座馬場」は、古くは馬の競走や綱引き

などが行われ、歴史性のある場所である。馬場内には拝所があり、現在も「御願」が行われているが、伝統行事として毎年行われていた綱引きが5年に1度実施されるだけである等、その利用頻度も減少している。馬場に隣接して、コミュニティセンターの建設が予定されていることから、一体的な整備を図ることにより住民のレクリエーションの場および健康増進の場として利活用されることが望まれている。

2.3 調査方法

与座地区の自治会長へのヒアリング、現地踏査、およびアンケートによる住民意識調査を行った。アンケートは配票調査法により行い、対象者を直接訪問して趣旨を説明した上で回答を依頼し、再度訪問して回収した。なお、集落は上与座から下与座側に広がり発展してきていることと、整備対象資源の「与座ガード」と「与座馬場」は上与座に位置していることから、地域資源等に対する住民の意識に違いが期待される。

3. 調査結果および考察

3.1 アンケートと被験者属性

アンケートは70世帯の協力を得た。被験者は120人で、上与座が70人、下与座が50人であった。被験者の属性は、年代別にみると、上与座では回答者の31%が40代であり、次いで10代と60代がそれぞれ14%となっている。下与座では40代、60代の回答が多くかった。職業別にみると、上与座では主婦、会社員、公務員が多く、農業者は8.6%と少ない。下与座では会社員と農業者が約20%を占めていた。

農業者のほとんどが60代以上であり、与座地区における農業者の高齢化が伺える。また、

その他の年代では会社員、公務員が多く、このことが地域と接する機会の減少につながっていると考えられる。全体的にみて、高年齢層の割合が多く、その活動は活発である。整備にあたっては、高齢者の憩いの場の確保およびバリアフリー環境の実現に留意する必要がある。

3.2 「与座ガード」に対する意識

利用頻度及び利用目的：「与座ガード」の利用について、「よく利用する」「たまに利用する」が上与座で53%、下与座で49%と、約半数が利用している。「与座ガード」が上与座に位置していることの影響は読みとりにくい。利用しない理由としては、「時間がない」が半数を占めていた。利用目的は、「散歩」「水遊び（水浴び）」「御願」「洗濯」が多く、ここでも動植物に対する関心が低い。下与座に比べて、上与座の利用目的は多種多様である。また、以前の与座ガードの利用法として、飲料水、洗濯水等の生活用水や農業用水としての利用が挙げられ、与座ガードが住民

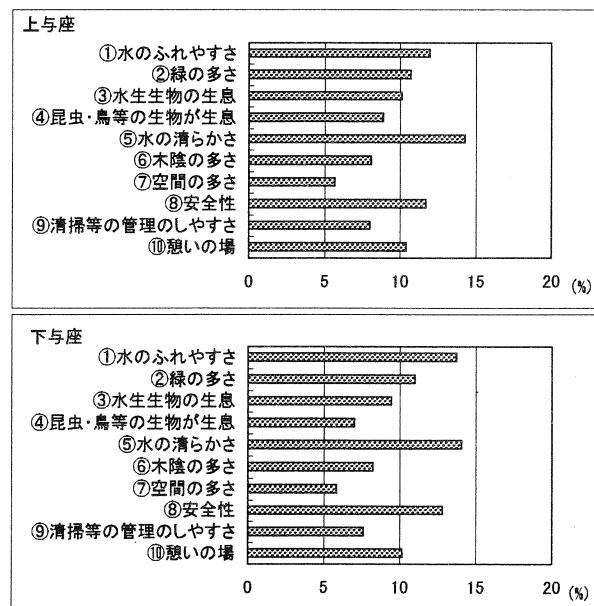


図-1 与座ガード公園整備に対する希望

の生活に密接に関わってきたことが分かる。さらに、製糖工場への利用や水車の動力源としての利用等もあったことが分かった。

整備に対する希望：これに対しては多重選択式で回答を求めた。図-1に示すように、「水の清らかさ」「水のふれやすさ」を望むものが多く、水に対して関心度が高い。次いで、「安全性」が挙げられていることからも、親水性が重視されていることが分かる。また、「緑が多い」「憩いの場」としての整備が求められ、生物に対する意識は低く、自然を生態系としてではなく景観の美しさとして捉える傾向が伺える。湧水・井戸は沖縄の暮らしを支えてきた大切な場所としてその価値は高い⁴⁾。与座地区においても、湧水の地域資源としての評価は高く、「親水空間」「やすらぎ空間」としての整備が期待されていると言える。

3.3 「与座馬場」に対する意識

利用頻度及び利用目的：馬場の利用に関しては、「行かない」が上与座で7%であるに対して下与座で40%と、「与座ガ一」の場合に比べて、上与座と下与座の間に利用頻度に大きな違いがみられる。これは、「与座馬場」が上与座に所在していることと深く関係しており、利用しない理由として、「行きにくい場所にある」「ゆっくりできる場所がない」「時間がない」等を挙げていることからも、日常的に利用しにくい状態であることが伺える。上与座の利用者は伝統行事の場としての利用のほかに、散歩、スポーツ、休息等の日常生活における利用も多く、下与座の利用者のほとんどは伝統行事の場(47%)としての利用に留まっている。

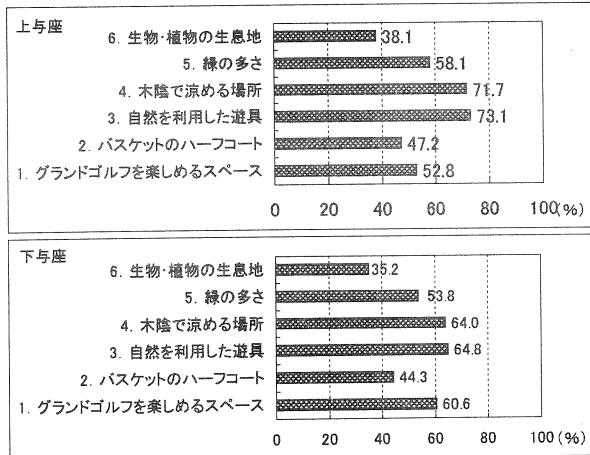


図-2 与座馬場公園整備に対する希望

整備に対する希望：「与座馬場公園」の整備に対して望むものを多重選択式で調べた。図-2のように、「自然を利用した遊具」「木陰で涼める場所」に対して関心が高く、「動植物の生息地」への関心は一番低かった。また、他に希望するものを記入式で求めたところ、馬場の広い空間を利用してスポーツ等を楽しむための場所、人が集まって交流を深めるための場所として整備を求める回答が多かった。「与座馬場公園」と併せて「与座コミュニティセンター」の建設が計画されているが、これらは、レクリエーションや健康増進の場として期待が大きいことから、利用しやすいように集落道および周辺環境の一体的な整備が望まれる。

3.4 住民の村づくりへの関わり方

「美しい村づくり」は長期的取り組みが必要であり、住民の村づくりに対する意識の向上させることが重要である^{5)~7)}。そのためにも住民による意見交換会や整備後の維持管理の自主的履行が望まれる。

学習会および意見交換会への参加意識：「参加する」「できれば参加したい」に対し

て上与座が 79%, 下与座が 70%と比較的高いが、年代別にみると若い年齢層の参加意欲が低い。村づくりにはあらゆる年齢層の意見が反映されることが望ましく、若者の参加を促すような働きかけが必要である。

整備後の清掃・管理のあり方：「清掃・管理を誰が行うべきか」との設問に対して「与座区民全体」との回答が 60%以上となり、「糸満市」「分からぬ」の 30%を大きく上回った。地域資源を住民の手で管理をすべきとの意識が比較的高い。また、回答者自身に清掃・管理に参加する意志があるかどうかに対しては、「参加する」「できれば参加したい」が上与座で 88%, 下与座で 76%を占め、かなり意欲的である。しかし、10 ~ 20 代は参加意欲が低く、地域との関わりが良好でないことが推察される。

4. まとめ

糸満市字与座を対象に農村公園整備にむけての住民の意識を把握するためにアンケート調査を実施し、以下の結果を得た。

与座地区では、湧水の「与座ガー」および「与座馬場」は地域資源として高く評価されている。「与座ガー」は親水空間として、「与座馬場」は健康空間および自然と親しむ場としての整備が期待されており、これらの整備は、訪問者が利用しやすいように、散策

道も併せ計画されることが望まれる。与座区では村づくりに対する住民の参画意欲が高いので、農村公園のような施設の整備後の維持・管理に期待が持てる。

最後に、この研究を遂行するに当たり、アンケート調査に協力して頂いた字与座の自治会長大城昌也氏と区民の皆さん、および田幸技建コンサルタント（株）および農地及び防災工学研究室の皆さんに謝意を表する。

参考文献

- 1) 糸満市与座区自治会（1999）：平成 11 年 11 月字費事務監査報告書, p. 1
- 2) 与座区村づくり推進委員会（1997）：与座の村づくり推進計画, p. 1
- 3) 中村真也, 原田奈美, 宜保清一（2000）：住民の意識・行動に基づく水辺空間としての湧水評価, 琉球大学農学部学術報告, 47, p. -
- 4) 宜保清一, 芦谷奈美, 藤田智康（1997）：農村整備における地域資源の活用－沖縄県大里村の事例－, 琉球大学農学部学術報告, 44, p. 267-273
- 5) 林泰義（1994）：地区計画：住民のまちづくりの視点から, 農村計画学会誌, 12(4), p.26-30
- 6) 牛野正（1995）：地区総合計画の計画組織－農村地域における住民主体による地区総合計画づくりに関する研究－, 農業土木学会論文集, 178(63-4), p. 407-416
- 7) 中村好男（1998）：ホタルの里づくりにみる住民参加型農村整備と水環境保全, 農業土木学会誌, 66(4), p.399-404

15. 地中連続壁施工時における空洞処理について

西松建設㈱ 羽山 里志

1. はじめに

カンジン地区地表湛水型地下ダム建設工事は、県営かんがい排水事業カンジン地区事業計画に基づき、農業用水の水源施設である地表湛水型地下ダムを建設するものである。本施工区域は、沖縄本島より西方150kmに浮かぶ久米島の西部に位置し、島内地盤は大部分が琉球石灰岩という特徴がある。琉球石灰岩は、風化したものから硬質なものまでかなり幅広い特性を持ち、また大きな空洞やドリーネが多数存在している。本工事においては、規模や性状の異なる空洞が数ヵ所発見され、それぞれ異なった処理工法を行った。

本論文は、この空洞の内昨年実施した処理方法について述べる。

2. 地下ダムと空洞処理

地下ダムは、周辺地盤と止水壁を一体化させる構造となっていることから、壁自体の設計強度は $1N/mm^2$ と低く、強度よりも止水性に重点を置いた特性を持っている。これらのことから地盤に空洞や軟弱地盤（空洞内堆積粘土等）がある場合には次の問題が考えられる。

①原位置土攪拌工法のため骨材率が低下する。・・・強度不足

②空洞内に地下水を伴い、止水壁が構築できない。

以上より、地下ダム工事にとって空洞処理は重要なものとなっている。

また空洞を処理するまでの問題を表-1に示す。

表-1 空洞処理の問題点

| 問題点 | 問題となる事項 |
|----------|-----------------------|
| 地下水の有無 | 人力作業の可能性 |
| 地下水の有無 | 締切の必要性 |
| 堆積物の有無 | 堆積物除去の必要性と締切の必要性 |
| 空洞の岩質 | 人力作業の可能性と空洞天端等の崩落の可能性 |
| 空洞の規模・形状 | 締切工法の選定 |

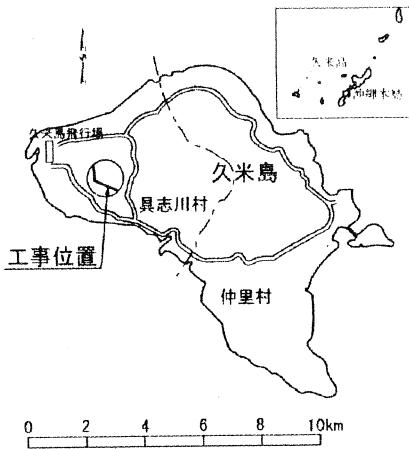


図-1 工事位置図

3. 空洞形状

空洞代表断面を図-2、空洞調査平面図を図-3に示す。

空洞は工事設計時より行われた空洞調査により発見された。微重力探査も実施したがボーリング調査と一致せず、結果としてボーリング調査を密に行うことによって形状の推定を行っている。

この図からもわかるように、空洞はかなり複雑な形状をしている。また、分布エリアはEL3m付近で2分され、上位空洞と下位空洞とに分けています。上位、下位ともに堆積物の充填率は高く、上位空洞の堆積物は茶色で下位空洞の堆積物は黒色を呈したものが多くなっています。

また、この空洞部については地下水水流を伴う可能性があったために、塩水を用いたトレーサー試験も実施した。その結果、連続していると考えられたボーリング孔間で塩分を検知できなかったということもあります、かなり形状が複雑であることが予想された。

空洞の推定線は地質観察を慎重に行った上で入れているが、あくまで推定であり工法決定する上で慎重に検討を行った。

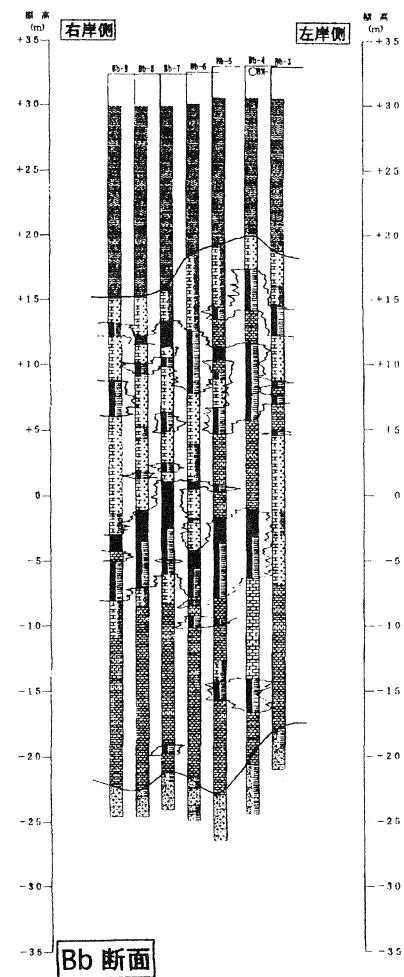


図-2 代表断面図

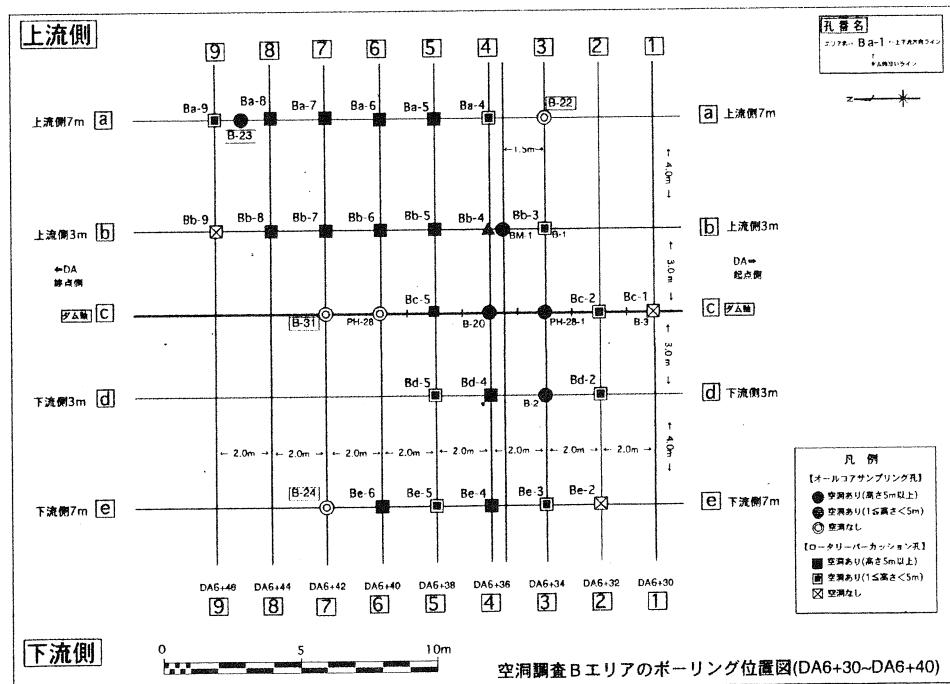


図-3 調査平面図

4. 施工方法

施工計画平面図を図-4に示す。

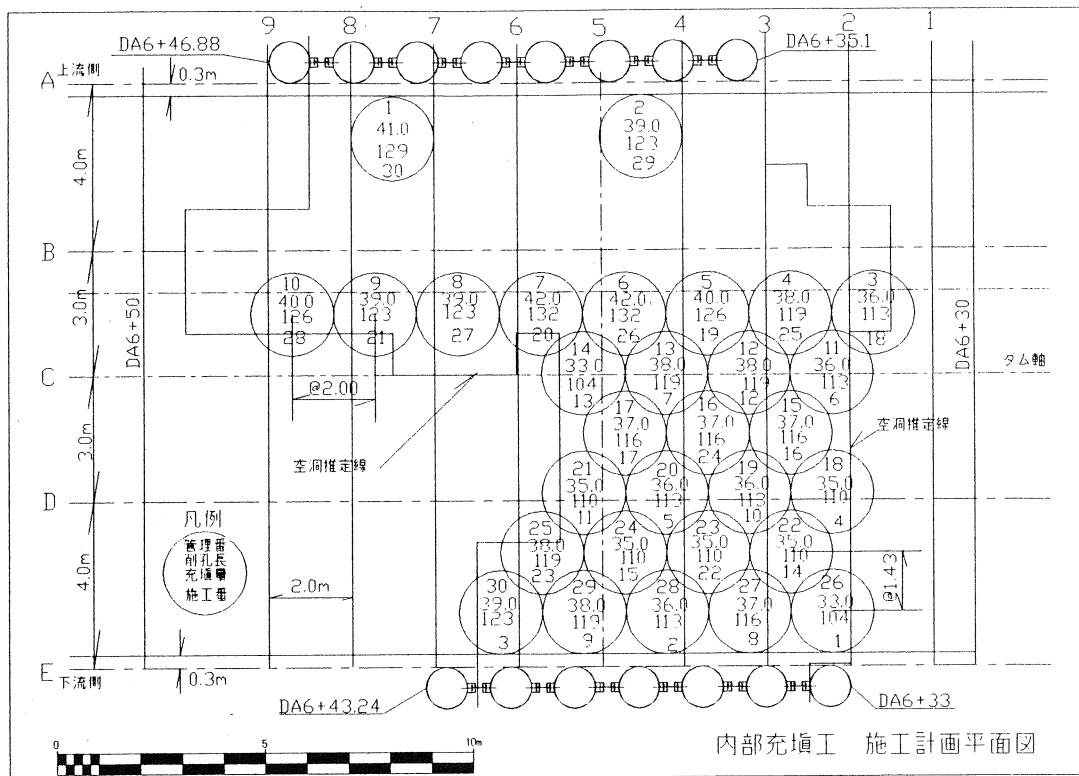


図-4 施工計画平面図

4. 1 締切工

締切工はダム軸上下流 7 m の位置に連続鋼管矢板にて行った。鋼材には $\phi 1000\text{mm}$ 、 $t=9\text{mm}$ を用い、繋ぎにビルト H 鋼を用いた。詳細は図-5 に示す。また、外周の埋め戻しにはモルタルチューブを用い、空洞部、ジャンクション部への流れ込みを防止した。

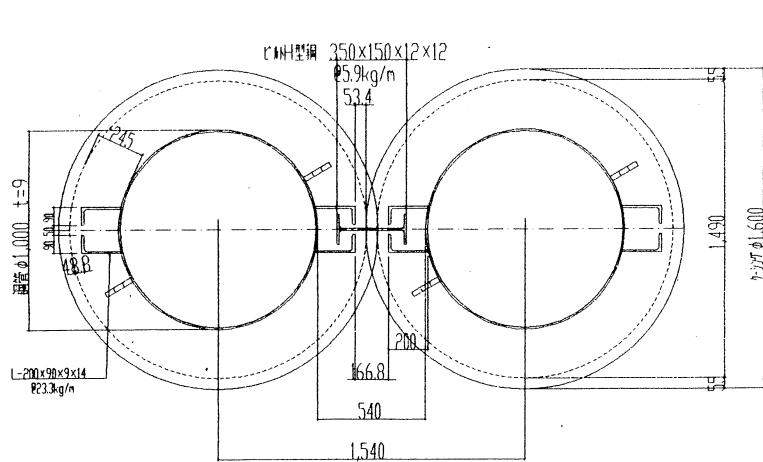


図-5 ジャンクション部詳細図

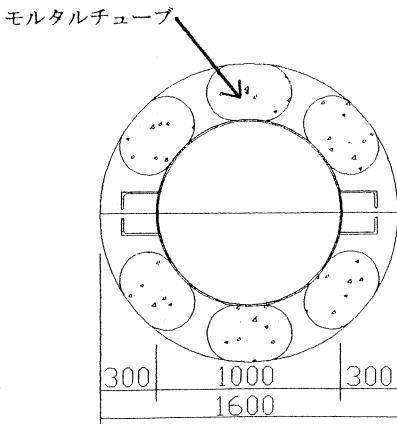


図-6 モルタルチューブ配置図

4. 2 内部充填工

内部充填工は図-4の配列に従い施工を行った。基本的にダム軸から下流側を完全置き換えとし、上流側は2孔で空隙を充填するものとした。削孔深度は空洞推定図から算定して決定している。

空洞を充填するものとして今回は止水壁工で発生する泥土を有効利用する目的でソイルセメントが採用された。また、泥土単体では必要強度 1N/mm^2 を確保することが困難であったため、海砂を20%添加することで強度を確保した。

4. 3 施工実績

①締切工

全旋回の削孔精度は連続して削孔する必要があるため、どうしても前孔側に引っ張られる傾向があるが、許容範囲内の精度を確保することができた。

また、外周モルタルを打設する前に鋼管矢板の建て込み精度を測定し、モルタルチューブの打設順序を調整することで鋼管矢板の立ちを修正し、全ての鋼管矢板をラップさせることができた。

さらに、削孔時の観察を精密に行うことにより、空洞内の充填率が高いことを確認し、内部充填工では堆積物を除去する工法に確定した。

②内部充填工

ソイルセメントの品質は材齢28において、設計強度ぎりぎりのものも見られたが全て満足することができた。また、品質の最終確認のためにボーリングコアを採取し圧縮試験を実施した結果、所定の品質を確保することができた。

空洞内空隙数量の比較表を表-2に示す。空洞空隙部分への充填量は設計時に空洞範囲を安全側に取っていたため、かなり少ない結果が得られた。これは、空洞内の充填率が高かったことも関係していると思われる。

表-2 空洞内空隙数量比較表

| | 設計時 | 実績 |
|-------------------|-----|-----|
| 空隙数量 m^3 | 431 | 207 |

6. おわりに

今回の施工は、大深度の地下水以下の施工であったため、構造的に確実な上記の工法を採用した。その結果、品質的にも問題もなく、空洞を処置することができた。今後各地で空洞処理を行なわれると思われるが、各所空洞の規模、形状とも異なるため、過去の実績にとらわれず、その空洞に最適な工法を選定する必要があると思われる。

16. 多孔質石灰岩における空隙の幾何学的特性と 変形・強度特性に関する実験的検討

琉球大学工学部 ○渡嘉敷直彦 東海大学海洋学部 アイダン オメル
名城大学理工学部 清水 泰弘 熊本大学工学部 菅原 勝彦

1. はじめに

多孔質岩の変形・強度特性や透水性は、内部空隙の量、大きさ、形状、方向性などの幾何学的特性によって大きく影響をうけると考えられる。しかしながら、内部空隙の幾何学的特性評価や、空隙の幾何学的特性と変形・強度特性の関係は、まだ十分把握されておらず、検討課題の一つとなっている。

本研究では、多孔質石灰岩の内部空隙の幾何学的特性を把握し、変形・強度特性との関係を検討することを目的として、Stereology法^{1), 2)}に基づいた評価法により、内部空隙の空隙率および形状特性を推定し、一軸圧縮試験による変形・強度特性との関係を検討した。ここでは、まず、内部空隙の幾何学的諸量を岩石表面の測定から推定する手法の有効性を実験的に検証するため、岩石ブロックの表面測定と各ブロックから取り出した円柱供試体断面による測定結果の比較を行った。内部空隙の幾何学的諸量推定の有効性を検証した後、円柱供試体の一軸圧縮試験を行い、空隙率と変形・強度特性について調べた。

2. 内部空隙の幾何学的特性の評価

最初に、多孔質岩内部空隙の幾何学的特性を評価する手法の有効性を実験的に検証し、各供試体の空隙の空隙率および形状係数の算定を行う。

2.1 多孔質岩供試体

内部空隙の幾何学的特性評価と一軸圧縮試験を実施するため、多孔質岩供試体を準備した。用いた多孔質岩は、沖縄本島具志頭産の琉球石灰岩である。内部空隙の空隙量（空隙率）の大小が、変形・強度特性に影響することを考慮し、表-1に示す空隙量の異なる三種類の供試体を準備した。空隙量の小、中、大の順に、供試体A、B、Cと呼ぶ。供試体は、角柱体に整形し、それぞれ、5本を用意した。角柱供試体の寸法および本数を表-1に示す。また、角柱供試体の表面測定から推定される空隙の幾何学的諸量（空隙率および形状特性）の有効性を検証するため、図-1に示すように、角柱供試体の表面測定終了と同時に、角柱供試体のコアリングを行って、円柱供試体を作製した。角柱供試体からコアリングされた円柱供試体の寸法と本数を表-1に示す。これらの円柱供試体は、空隙の幾何学的諸量の測定を行うため、それぞれ、軸方向に2cmの厚さに切断する。一方、一軸圧縮試験に用いる円柱供試体は、試験後同様に切断し、空隙の幾何学的諸量を測定する。

2.2 空隙率および形状特性の定量化

Stereology法は、幾何学的確率論に基づいて、形態の平面像から立体の形態に関する諸量を推定する方法である。多孔質岩内部空隙の空隙率は、次のように推定される。多孔質岩の任意断面（試験平面）に現れる空隙の面積比 $\sum A_i/A_0$ を多数の断面について

表-1 多孔質岩供試体

| 供試体名 | 角柱供試体数 | 角柱供試体名 | 円柱供試体数 | 計 | 総計 |
|------|--------|--------|--------|----|----|
| 供試体A | 5 | A-1 | 4 | 32 | 95 |
| | | A-2 | 8 | | |
| | | A-3 | 6 | | |
| | | A-4 | 6 | | |
| | | A-5 | 8 | | |
| 供試体B | 5 | B-1 | 8 | 39 | 95 |
| | | B-2 | 8 | | |
| | | B-3 | 7 | | |
| | | B-4 | 8 | | |
| | | B-5 | 8 | | |
| 供試体C | 5 | C-1 | 3 | 24 | |
| | | C-2 | 6 | | |
| | | C-3 | 6 | | |
| | | C-4 | 2 | | |
| | | C-5 | 7 | | |

角柱供試体寸法 27cm(l)×16cm(w)×15cm(h)
円柱供試体寸法 5cm(φ)×10cm(H)

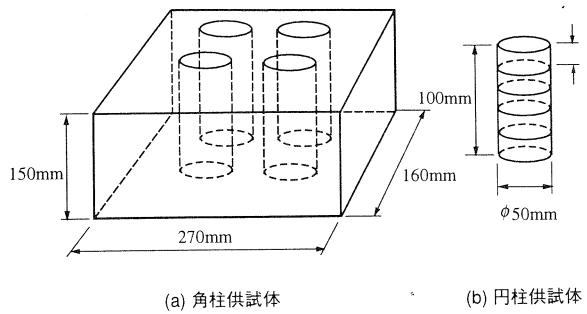


図-1 角柱供試体と円柱供試体の作製

て求めると、その期待値は、単位体積に含まれる空隙の体積比 $\sum V_i/V_0$ に等しくなる。すなわち、岩石の任意断面における空隙の面積を多くの断面について測定することにより、岩石内の空隙率を確率論的に推定できる。

つぎに、内部空隙の形状特性の定量化を次のように考える。空隙率と同様に、任意断面に現れる空隙断面の形状を測定し、多数の断面について形状特性を求めれば、その期待値は、立体としての形状特性を与える。ここでは、空隙の形状特性を与える指標として、図-2(a)に示される形状係数³⁾を用いる。すなわち、空隙面積 A 、空隙周長 l を測定して、形状係数 $f = A/l^2$ を形状特性の指標とする。この形状係数と橿円体で空隙形状を与えた場合の関係を図-2(b)に示す。

2.3 空隙率および形状係数の測定

多孔質岩内部空隙の空隙率および形状係数を精度よく推定するため、図-3に示す写真解析システムを構築した。岩石断面のイメージ写真を用意し、適切な画像処理を行い、画像解析ソフトを用いて空隙部分の抽出を行ったあと、空隙の面積、周長、空隙形状の最長軸などの測定を行う。これらの作業を多くの岩石断面について行い、Stereologyの手法に基づいて、岩石供試体の空隙率および形状係数の推定を行う。

角柱供試体体の表面測定から算定される空隙の幾何学的特性の有効性を検証するため、次の順序で空隙測定を行う。

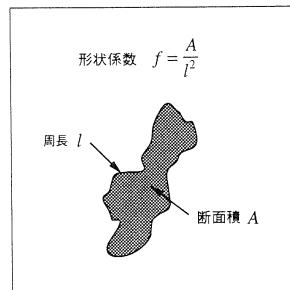
- 1) 最初に、角柱供試体表面6面の写真解析を行い、空隙の幾何学的諸量を測定する。
- 2) 次に、供試体内部の空隙測定を行うため、表面測定を終えた供試体をコアリングして、円柱状の供試体を取り出す。この円柱供試体を輪切りにして、円形状の切断面を多数用意する。
- 3) 角柱体内で作り出された各断面について、写真解析を行い、それぞれ空隙の幾何学的諸量を測定する。

2.4 角柱供試体の表面測定による空隙特性評価の有効性の検討

供試体A-3における表面空隙率および内部空隙率と、空隙を測定する試験平面（測定断面）の面積の関係を図-4に示

| 形 状 | | |
|----------|------|------|
| 形状係数 f | 0.02 | 0.04 |
| 形 状 | | |
| 形状係数 f | 0.06 | 0.08 |

(b) 形状係数と空隙形状の関係



(a) 形状係数の定義

図-2 空隙の形状特性の定量化

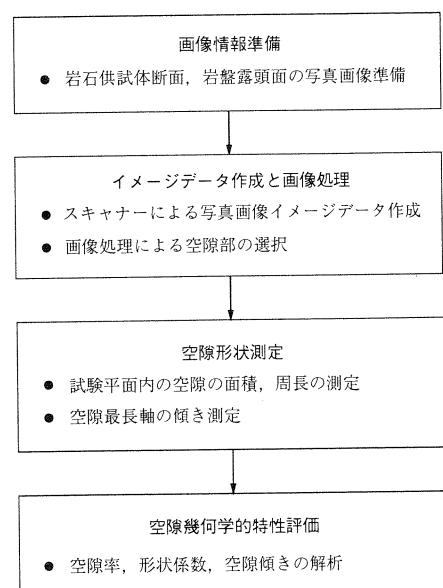


図-3 空隙の写真解析の手順

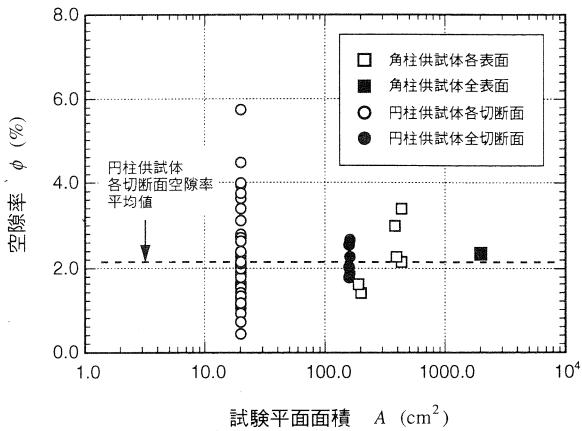


図-4 角柱供試体表面空隙率と内部空隙率の試験平面面積に関する比較(供試体A-3)

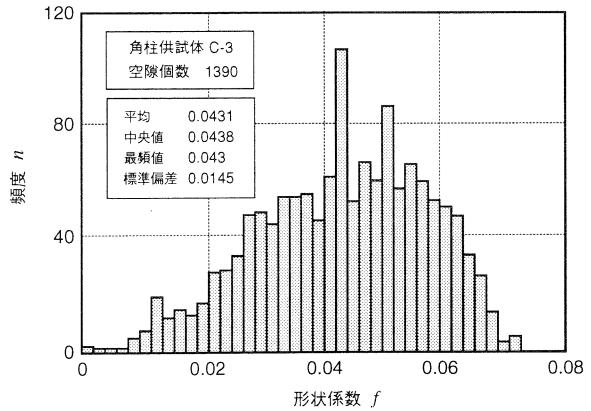


図-5 角柱供試体表面形状係数分布特性(供試体C-3)

す。図中には、角柱供試体の各表面、同じ供試体の全表面（6面全表面）、円柱供試体の各切断面および同じ円柱供試体の全切断面で測定した空隙率の値が、それぞれ、測定面積の値に対して示されている。また、円柱供試体各切断面空隙率平均値と記された破線は、角柱供試体A-3からコアリングされた円柱供試体全切断面における推定空隙率を表している。

測定断面の最も小さい円柱供試体断面における空隙率の値は、各断面ごとに大きなばらつきが見られる。しかし、円柱供試体全断面として測定面積が大きくなると、空隙率のばらつきが小さくなる。角柱供試体各表面の空隙率にばらつきが見られるが、供試体全表面として測定される空隙率の値は、供試体内部で評価された空隙率の平均値とほぼ等しくなることが認められる。これらの知見は、他の供試体における解析結果においても、同様の傾向を示すことが確認された。

図-5に、角柱供試体Cの表面測定で得られた空隙の形状係数の頻度分布を示す。角柱供試体の空隙の形状係数の頻度分布は、空隙率の異なる供試体間で、ほぼ同様の分布形状を示すことが明らかになった。また、形状係数の最頻値は、 $f = 0.043$ または $f = 0.051$ であり、空隙率が異なっていても、同様の傾向を示している。これらの形状係数に対応する橢円空隙モデルは、扁平度の大きい空隙形状となる。

3. 多孔質石灰岩の一軸圧縮変形・強度特性と空隙率の関係

前章に示した多孔質石灰岩を用いて一軸圧縮試験を行い、一軸圧縮変形・強度特性に与える空隙特性的影響について、特に空隙率との関係を調べた。以下に、得られた結果を列挙する。

1) 図-6に示すように、空隙率の異なる3種類の供試体について、空隙率と密度の関係を調べた。空

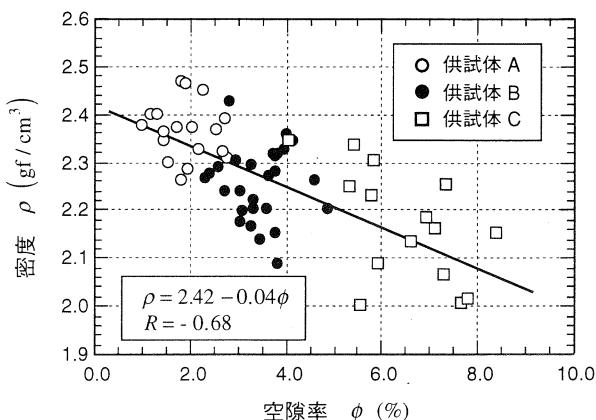


図-6 空隙率と密度の関係

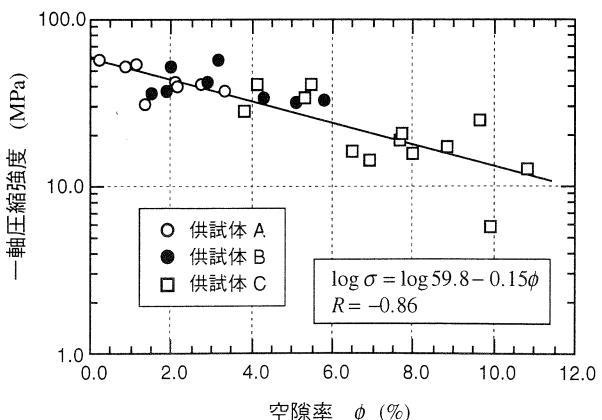


図-7 空隙率と一軸圧縮強度の関係

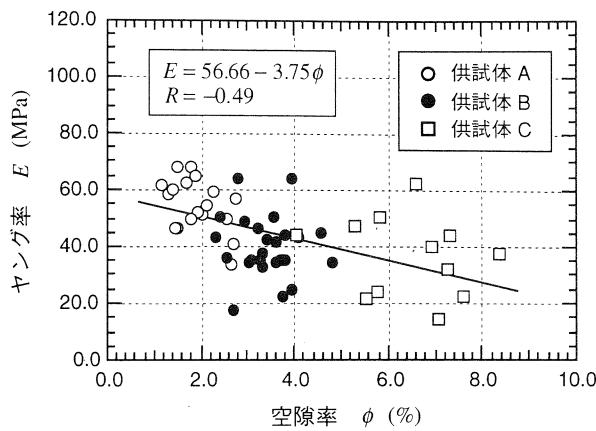
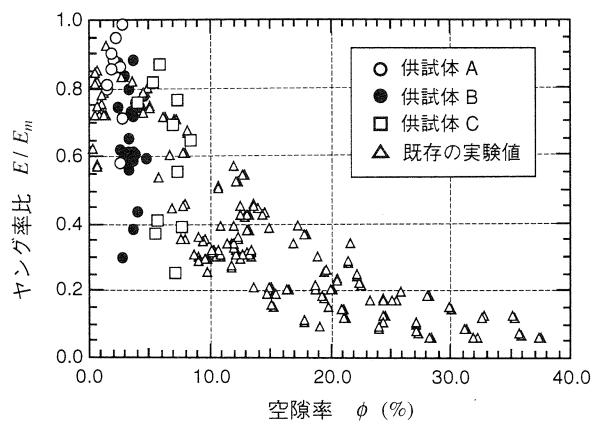


図-8 空隙率とヤング率の関係

図-9 空隙率とヤング率比の関係
(鐘ヶ江, 藤田, [4], 1997)

隙率と密度の間に、ばらつきがあるものの直線的な相関性が認められる。すなわち、内部空隙の空隙率が大きくなると、密度が小さくなる傾向を示している。

2) 図-7に、一軸圧縮強度と空隙率の関係を示す。一軸圧縮強度と空隙率の間に、直線的な強い相関性が認められ、空隙率が大きくなると、一軸圧縮強度が減少する傾向を示している。

3) 図-8に、見かけのヤング率と空隙率の関係を示す。見かけのヤング率は、空隙率との間に、直線的あるいは指数関数的な若干弱い相関性を示している、多孔質体の変形性は、空隙率のみならず、空隙形状や空隙の配置（方向性）などの影響が関与するものと思われる。

4) 図-9は、岩石基質のヤング率で正規化したヤング率比と空隙率の関係を示している。図中には、これまでに得られた実験結果⁴⁾に、本研究で得られた実験結果を同時に示している。本試験結果にばらつきが見られるが、空隙率が大きくなると、見かけのヤング率比が指数関数的に急速に減少する傾向を示している。多孔質岩の変形性は、空隙の存在によって、大きく影響を受けることがわかる。

4.まとめ

Sterology法に基づいた多孔質岩内部空隙の幾何学的特性評価を行い、同供試体の一軸圧縮試験の結果から、空隙の幾何学的特性、特に空隙率と変形・強度特性の関係を検討した。

内部空隙の幾何学的特性の評価法の有効性を検討した結果、内部断面の空隙測定による空隙特性との比較から、岩石表面を広く観測することにより、内部空隙の空隙特性を有効に評価できることを実験的に確認した。

多孔質石灰岩の一軸圧縮変形・圧縮特性と空隙率の関係を検討し、空隙率の大小が変形・強度特性に大きく影響することが明らかになった。

今後の課題として、内部空隙の空隙率と変形・強度特性をさらに検討する一方、テンソル量としての空隙形状、配置の評価と、変形・強度特性の関係を実験的に検討することが必要である。

参考文献

- 1) 諏訪紀夫：定量形態学，岩波書店，1997.
- 2) 渡嘉敷直彦，京谷孝史，市川康明，川本眺万：Stereologyによる多孔質岩石材料の空隙率と幾何学的特性の評価について，第13回西日本岩盤工学シンポジウム，pp.103-108，1992.
- 3) 吉村優治，小川正二：砂のような粒状体の粒子形状の簡易な測定法，土木学会論文集，No.463/III-22，pp.95-103，1993.
- 4) 鐘ヶ江孝，藤田栄輔：石灰岩の一軸圧縮強度特性に関する実験的研究，平成9年度熊本大学卒業論文，1997.

17. 琉球石灰岩層における地盤特性の一検討

琉球大学農学部 新城俊也
(有) 大 邦 ○永吉功治

1 はじめに

熱帶・亜熱帶地域のさんご礁の発達する地域には、地質的に年代の新しい石灰質堆積物が分布している。琉球石灰岩層は、さんご礁堆積物が氷河性の海面変動の影響を繰り返し受けることにより形成されたものであり、その堆積環境に反映して固結層と砂礫層が混在する複雑な地盤を形成している。

琉球石灰岩層の地盤特性の把握には、標準貫入試験による深さごとのN値および固結した石灰岩の一軸圧縮試験等が一般に行われてきた。一方、琉球石灰岩層では固結層よりも砂礫層の層厚が卓越することが多く、構造物基礎等の支持層に利用するためには固結層のみならず砂礫層の地盤特性を把握する必要がある。

本研究では、複雑に変化する琉球石灰岩層の地盤特性を把握することを目的とし、主に沖縄本島北部の海底地盤のボーリングコアを用いて物理試験および力学試験を実施した。

2 N値特性

琉球石灰岩層は一般にN値がばらつくことが知られている¹⁾。図1は、海底地盤の数m離れたボーリング地点における標準貫入試験によるN値の結果を示してある。

琉球石灰岩層は上位よりLa, Lb層およびLc層に区分さ

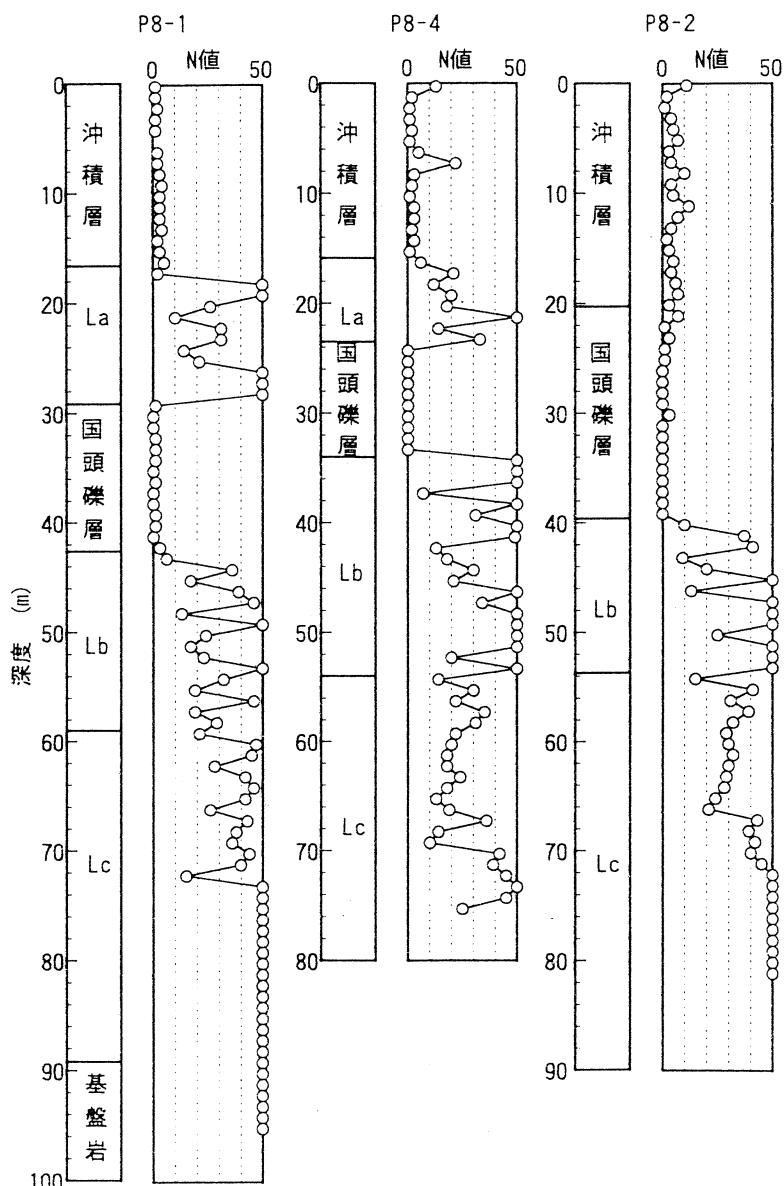


図1 琉球層群の数m離れた地点のN値の変動

れており³⁾、それぞれの層の上部はN値が約10から50以上の値と変化が著しい。これは、堆積後の続成作用による再結晶作用により固結した石灰岩層および砂礫層の固結度の異なる層がそれぞれ複雑に分布しているためと考えられる。また、横方向へ数mのわずかな位置のずれによる各層の層厚および深さ方向のN値が変化しており、横方向へも固結度の異なる層が複雑に分布している。

3 物理特性

ボーリング孔(図1, P8-4)のコアを用いて琉球石灰岩層の物理特性を調べた。

図2は、固結層と砂礫層の乾燥密度 ρ_d と深さの関係を示したものである。ここで、固結層は一軸圧縮試験が行えるもの、それ以外は砂礫層とした。La, Lb層の ρ_d は、固結層が砂礫層よりも大きな値を示すが、深さによる値の変化は認められない。固結層の ρ_d は、1.5から2.5g/cm³の範囲に、砂礫層の ρ_d は、0.5から1.5g/cm³の範囲にそれぞればらついている。一方、Lc層の固結層の ρ_d は、La, Lb層と比較してばらつきもなく、砂礫層と同程度の1.5g/cm³の値を示している。これは、Lc層の固結層がLa, Lb層と固結度の形態を異にするためである³⁾。

図3はLa, Lb, Lc層中の砂礫の粒度分布を示したものである。砂礫層は、層ごとの粒度分布の明確な違いは認められないが、砂分以下の含有量は約10%から70%の範囲にあり、シルト以下の細粒分を40%程度含有することもある。琉球石灰岩層中の砂礫は、礫分のみのものから砂分以下を主体とするものまで存在している。また、砂礫層中に含まれる細粒分の粒度組成は、シルトが大半を占めている。なお、砂礫層の土粒子密度は2.7から2.8g/cm³の範囲である。

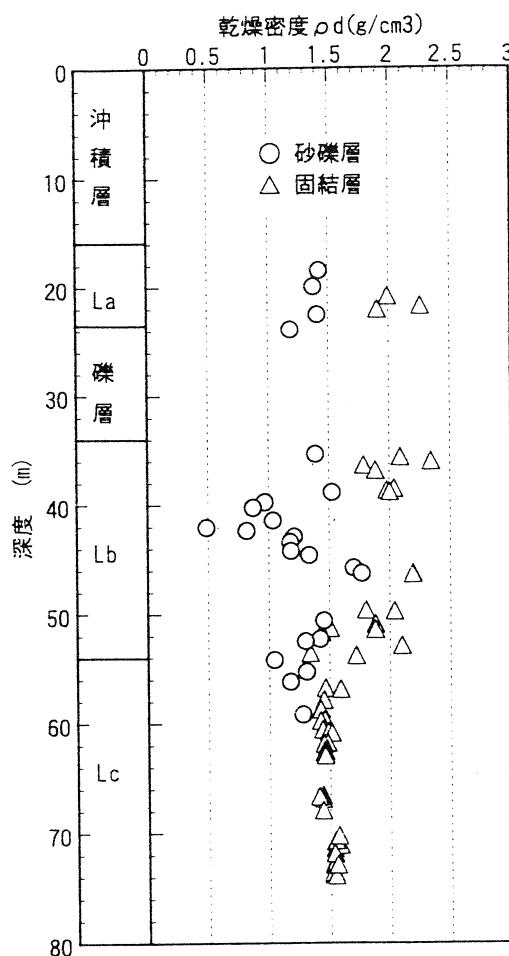


図2 深さ-密度関係

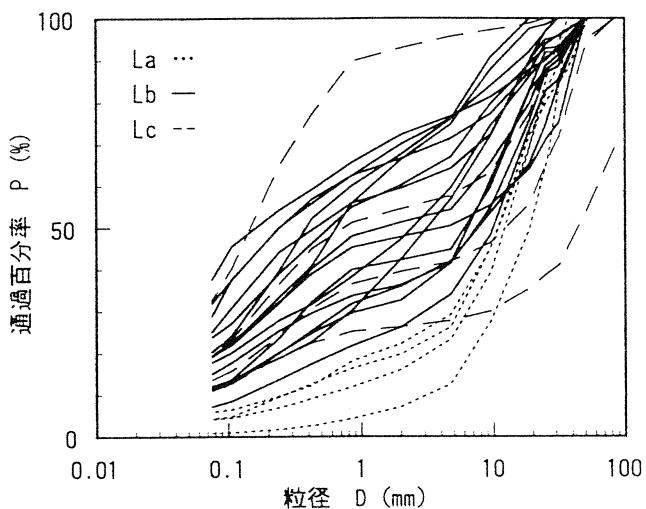


図3 砂礫層の粒度分布

4 固結層の一軸圧縮試験

図4は、La, Lb, Lc層の固結層について一軸圧縮強度 q_u と乾燥密度 ρ_d の関係を示したものである。強度と密度には相関性があることが知られているが⁴⁾、ここでも同様の傾向が確認された。圧縮強度は、堆積年代の異なる層ごとの違いよりも密度に大きく影響されている。これは、再結晶作用の程度の違いによるものと推察される。

一軸圧縮強度 q_u は1 MPaから25 MPa以上の値の範囲でばらつきがみられるが、一部を除いて、概ね3 MPa以上ある。

5 砂礫層の三軸圧縮試験

図5は、La層とLb層のシルト分を含む砂礫層のコアについて圧密排水せん断試験(CD試験)結果を示したものである。せん断強度定数は、La, Lb層でほぼ同程度の値を示し、 $c_d=0$, $\phi_d=38.0^\circ$ である。

図6と図7は、琉球石灰岩の碎屑物を砂分と礫分に分け、それぞれの等方圧密試験とCD試験結果を示したものである⁵⁾。

e-logp関係では、一般的な砂礫に比べ明確な降伏を示しており、その圧密降伏応力 p_y はほぼ1 MPaである。

せん断強度は、砂分では、ピーク強度時で $c_d=0$, $\phi_d=38.5^\circ$ 、限界状態で $\phi_{cv}=36.9^\circ$ であり($c=0$)、礫分では、ピーク強度と限界状態の内部摩擦角はほとんど一致しており、 $\phi_{cv}=36.9^\circ$ を示す。

図8は、CD試験後の粒度分布を示したものである⁵⁾。再結晶作用により石質化している砂礫においても粒子破碎は顕著に生じることがわかる。

6 まとめ

琉球石灰岩層の地盤特性は以下のようである。

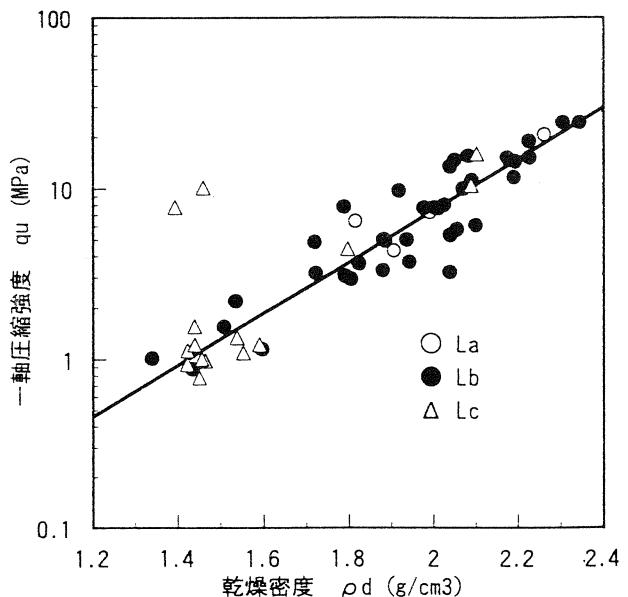


図4 圧縮強度-密度関係

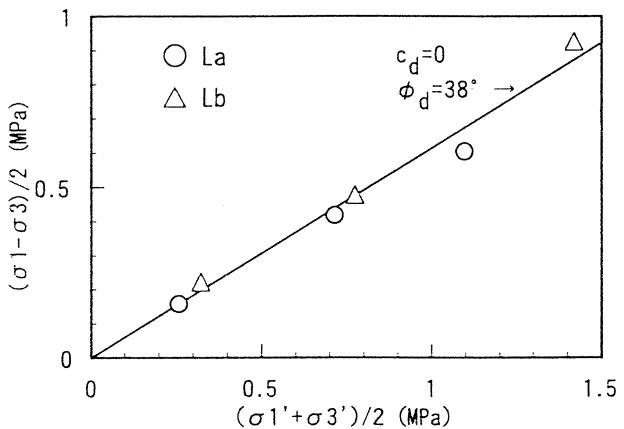


図5 砂礫層の破壊線

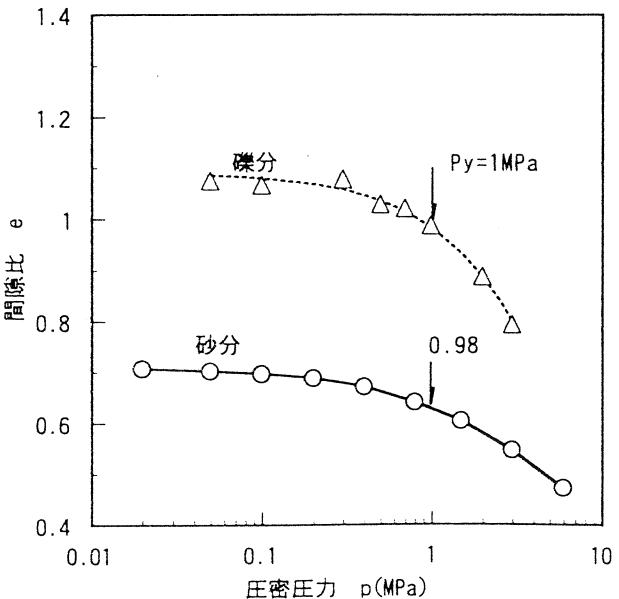


図6 琉球石灰岩碎屑物のe-logp関係

(1)琉球石灰岩層のN値はばらつきが大きく、そのばらつきは深さ方向のみならず水平方向にも不規則に大きく変化している。

(2)固結層の圧縮強度は、1MPaから25 MPa以上までばらついているが、ほぼ3MPa以上ある。

(3)砂礫層は、乾燥密度 $\rho_d=0.5$ から1.5 g/cm³の範囲にあり、その粒度組成は砂分以下を10%から70%の範囲で含有している。このことは、砂礫層の力学特性は砂分以下の粒子含有量の影響を大きく受けることを示唆している。

(4)琉球石灰岩の砂礫は、降伏応力を越える応力レベルにおいて粒子破碎により、構造物基礎の過度の沈下と支持力低下が問題になると考えられる。

参考文献

- 1)宮城調勝・新城俊也・池間好一・福島英次:来間大橋の基礎地盤と下部工の施工,農土誌,62(3),p.1-6,1994
- 2)黒田登美雄・吉川博恭・小澤智生:琉球石灰岩の形成史とその土質工学的評価について,第11回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集,p.69-72,1998
- 3)新城俊也・瀬戸内秀規・永吉功治:琉球層群中の固結した石灰砂の力学特性,破碎性地盤シンポ,p.53-58,1999
- 4)今泉真之・富田友幸・座波吉実:ショミットロックハンマーによる宮古島南東部琉球石灰岩の工学的特性について,応用地質,30(1),p.13,1989
- 5)新城俊也・永吉功治:石灰質砂礫のせん断特性,平成12年度農業土木学会大会講演要旨集,p.396,2000

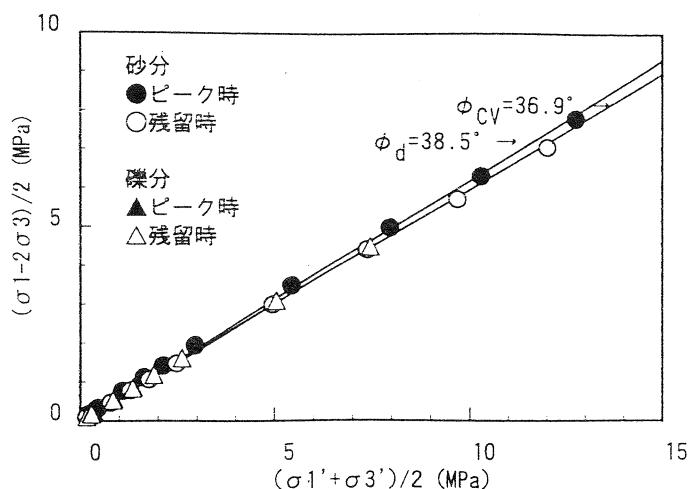


図7 琉球石灰岩碎屑物の破壊線

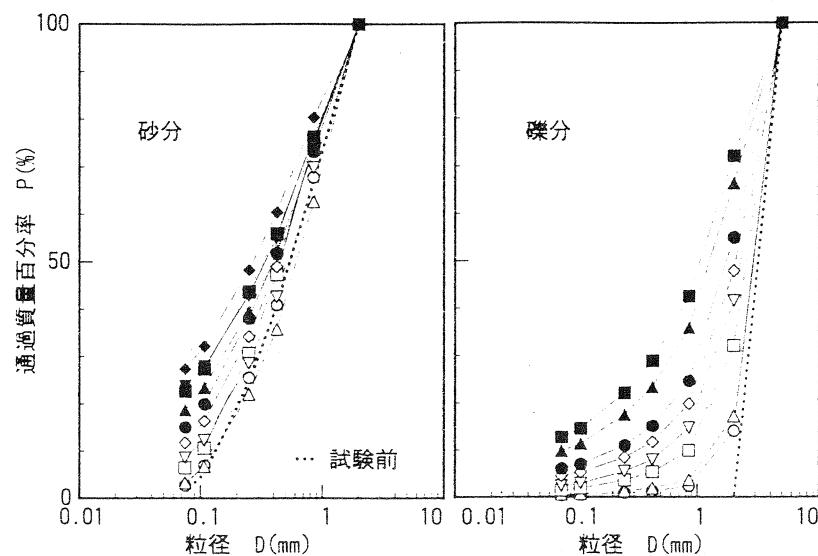


図8 琉球石灰岩碎屑物のせん断試験後の粒度分布

18. 琉球石灰岩地盤データベース作成活動に関する調査研究(その1)

－琉球石灰岩固結部の圧縮強度について－

上原地盤工学研究所・琉球石灰岩分科会

○長堂 嘉光

真栄田 義安

金城 正幸

前川 淳

内村 雄一

1. はじめに

琉球石灰岩は、琉球列島の広い地域に分布する第四紀更新世のサンゴ礁堆積物であり、琉球列島の主要な島々を構成している。

この石灰岩を構成するものは、主としてサンゴ礁を形成する生物群の石灰質遺骸から成り、堆積環境によって礫質、砂質、泥質などに岩相が変化する。また、琉球石灰岩は石灰岩と総称しているが、必ずしも固結した石灰岩だけではなく、未固結の砂や礫からも構成され、地山状態ではこれらが指交状に複雑に堆積している場合が多い。このように琉球石灰岩は、不均質な地盤を形成しているとともに、溶食による空洞が存在するなど、工学的な問題が多く、その取り扱いが非常に難しい地層である。既存研究ではその特殊性から地盤工学的な特性把握や地盤工学的な区分が遅れている。しかし、現場では、常に岩区分や支持層としての適否、あるいは強度定数の推定等、適切な対応に迫られている。

このようなことから、本分科会研究は琉球石灰岩の実態を理解し、構造物の基礎やのり面の安定、その他の土木工学的な取り扱いに際する課題点を明らかにすることを目的とし、手始めにデータベース作りなど活動中である。また、数多くの現場経験やデータの集積が可能で、現場実務者の利点を活かした共同研究である。ここでは活動の一環で得られた「岩状部の圧縮強度特性」に関する地域性や単位体積重量との相関性について分析した成果を報告する。

2. データの収集及び整理

(1) データの収集

岩相やRQDが確認できるように、コア写真のあるボーリングデータを主体に、N値、載荷試験等の各種孔内試験データや採取コアの岩石試験データを集めた。集めた地域とデータ数は図-1に示すとおりである。

(2) データの整理

岩相区分やその記載方式の統一が図られていないので、まず、コア写真より、石灰岩部と砂礫状部に大区分し、表-Iに示すような様式に整理した。ここでいう石灰岩部とは、琉球石灰岩の変化に富む岩相の中で、岩状に固結したL=5~10cm以上のコアが単位区間(1m)中に70%以上含まれる部分をさす。

砂礫状部とは未固結の砂や礫、シルトなどで

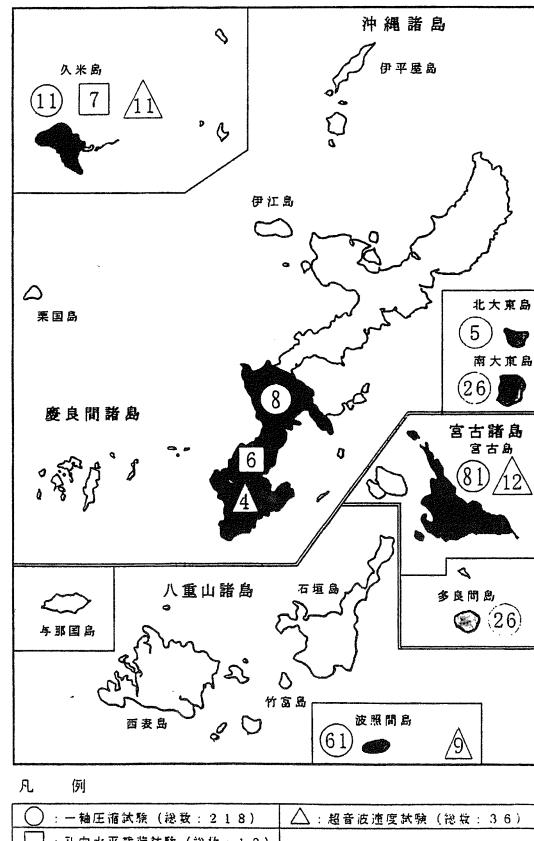


図-1 データの収集地域とデータ数

構成される土層状の試料が連続する箇所で、前記の石灰岩以外の部分を言う。

この層区分の妥当性については、各層毎の特性分析の後に再評価し、必要な修正を加えていく予定である。

表-1 琉球石灰岩の地盤特性データベースの一例

| NO | ① 整理番号 | ② 地域区分 | ③ 層厚 m | ④ 深 度 EL m | ⑤ RQD GL m | ⑩ n=5 % | ⑪ n=10 % | ⑫ N 値 回 | f g h i j k | 岩石試験 | | | | 備 考 |
|----|-----------|-----------|--------------|---------------------|---------------------|---------------|----------------|---------------|----------------------------|-----------------------------|---------------|-----------------------------|-----------------------------|-----|
| | | | | | | | | | | 湿潤密度 g/cm ³ | P波速度 m/sec | 一軸圧縮試験 | | |
| 項目 | 細目 | 単位 | | | | | | | | 圧縮強さ kgf/cm ² | ひずみ % | 変形係数 kgf/cm ² | 引張強さ kgf/cm ² | |
| 1 | 44-4-001 | NA-1 | >24.0 | 1.7 | 12.6 | 100 | 90 | - | 2.62 | 715.5 | | | | |
| 2 | 44-4-002 | " | >24.0 | 8 | 6.3 | 95 | 90 | - | 2.59 | 666.5 | | | | |
| 3 | 44-4-003 | " | >26.0 | 3.5 | 12.4 | 100 | 90 | - | 2.62 | 952.5 | | | | |
| 4 | 44-4-004 | " | >26.0 | -9.4 | 25.3 | 100 | 75 | - | 2.52 | 813 | | | | |
| 5 | 44-4-005 | " | >13.0 | 6.1 | 10.3 | 90 | 85 | - | 2.54 | 541 | | | | |

3. 分析結果

(1) 岩状部の圧縮強度

石灰岩は化学的風化である溶食作用で変質する。すなわち、石灰岩は腐葉土の分解等で生じる二酸化炭素を含んだ水により溶解され、溶け出した炭酸塩は層中で石灰質遺骸や砂礫等の空隙を埋めるように沈殿・再結晶化が進み、固結化を促進させる。したがって、再結晶化の進行度合により固結の程度に変化が生じる点に着目し、先述の方法で整理した一覧表を用いて218件の資料より、図-2に示すように、岩状コアの一軸圧縮強度と単位体積重量について整理した。同図には、琉球石灰岩より古い古大東石灰岩¹⁾の値も併記してある。

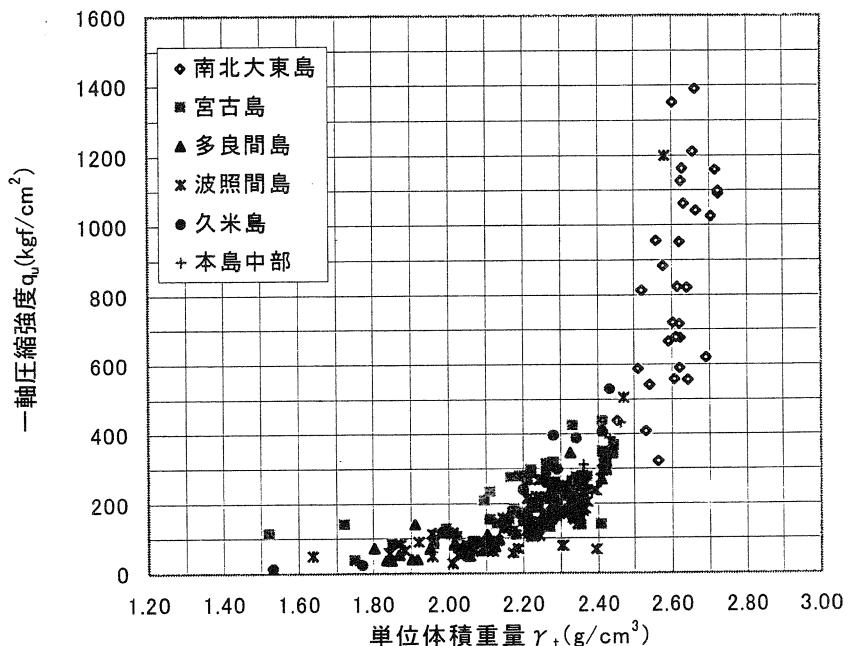


図-2 各地域の一軸圧縮強度と単位体積重量の関係

(2) 分析

琉球石灰岩と古大東石灰岩の物性値には図-2のように明らかな差が認められる。まず、単位体積重量について見てみると、琉球石灰岩の場合は $\gamma_t = 1.5 \sim 2.5 \text{ g/cm}^3$ と多孔質な状態から密な状態まで、かなり広範囲に分布しているが、古大東石灰岩の場合 $\gamma_t = 2.5 \sim 2.7 \text{ g/cm}^3$ と一緒に密な状態で分布している。一軸圧縮強度については、琉球石灰岩の場合は $q_u = 50 \sim 500 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲で得られ、一般的な岩石判定基準²⁾によると、軟岩から準硬岩の値を示しているのに対し、古大東石灰岩の q_u は $500 \sim 1,400 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲で得られ、硬岩の値を示している。

次に γ_t と q_u の関係をみてみると、全体にはばらつきは見られるものの、 $\gamma_t = 2.5 \text{ g/cm}^3$ 以下の区間では γ_t の増加に伴い q_u は緩やかな曲線で増加し、 $\gamma_t = 2.5 \text{ g/cm}^3$ 以上の区間では γ_t の増加に比べ急激に増加しており、全体として指數関数的に増大する傾向を示している。これを相関式で表わすと次のようない関係式が得られ、比較的良い相関性が認められる。なお、このような傾向は他の岩石（安山岩、花崗岩、砂岩等）でも認められる³⁾。

$$q_u = 0.1076 e^{3.3218 \gamma_t}$$

(相関係数 $R^2 = 0.7775$)

これを片対数用紙にプロットしたのが図-3であり、 $\gamma_t - q_u$ の関係はほぼ直線を示す。

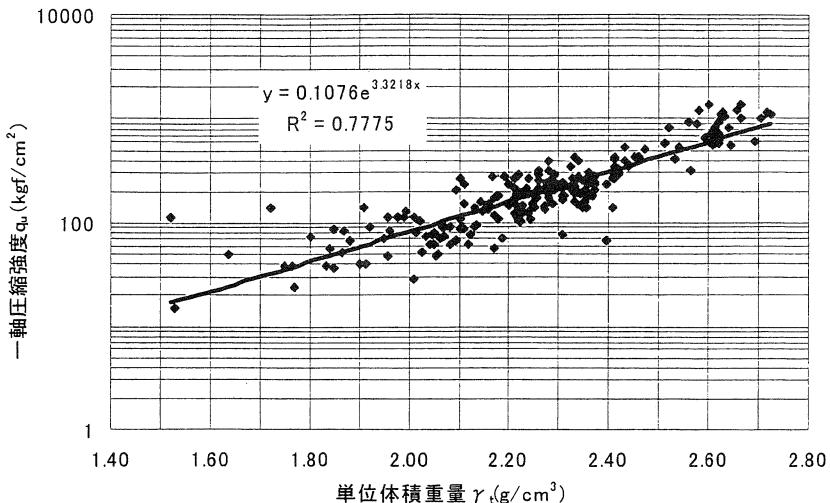
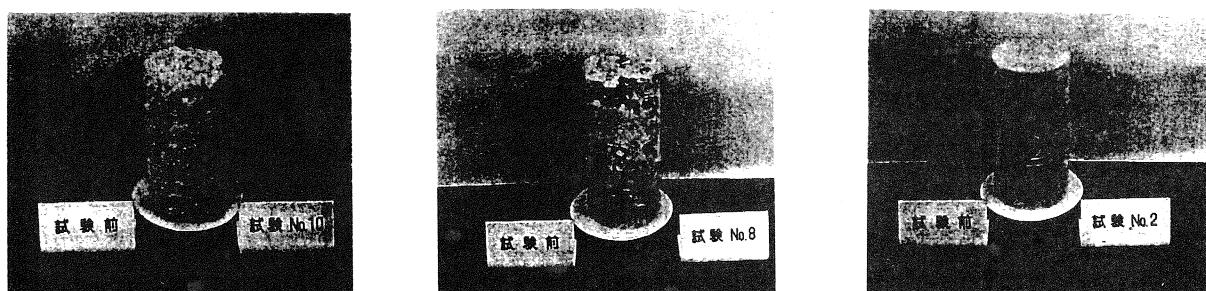


図-3 一軸圧縮強度と単位体積重量の関係

図-4は一軸圧縮強度の頻度分布を地域別に整理したものであり、地域によって多少異なっている。宮古島ではおおむね $q_u=100\sim300$ kg f/cm²、平均値は $\bar{q}_u=201.7$ kg f/cm²を得るが、隣接する多良間島では $q_u=100$ kg f/cm²以下が全体の65%を占め、 $\bar{q}_u=104.2$ kg f/cm²と宮古島のおよそ1/2の値を示している。波照間島では $q_u=50\sim250$ kg f/cm²、 $\bar{q}_u=145.4$ kg f/cm²が得られ、両者の中間的な値を示している。また、南北大東島ではほとんどが $q_u=500$ kg f/cm²以上を示し、 $q_u=1000$ kg f/cm²以上の硬い石灰岩も多く見られる。

このように、地域によって圧縮強度が異なるのは、サンゴ礁堆積物であるがゆえに堆積環境によって岩相が変化することが、一因として挙げられる。他に、琉球石灰岩は海底にあるうちは固結化しないとの認識がある⁴⁾ことから、陸上に隆起した年代の差などに起因することも考えられる。

なお、 q_u が100 kg f/cm²以下の試料は、おおむね $\gamma_t=2.1$ g/cm³以下の多孔質な石灰岩から成り、岩相的には再結晶作用の進んでいない有孔虫砂から成る栗石状石灰岩(写真-1 a)，または固結化は進んでいるが溶食孔の発達した石灰岩(写真-1 b)から成る。一方、 q_u が500 kg f/cm²以上のものは、 γ_t が2.5 g/cm³以上の緻密な石灰岩(写真-1 c)から成る。これより、圧縮強度の典型的なものについては、ボーリングコアの観察でも大体推定できそうである。



a. 栗石状石灰岩

b. 溶食孔の発達した石灰岩

c. 細密な石灰岩

写真-1 典型的なボーリングコア

以上を総括すると、琉球石灰岩の岩状固結部の圧縮強度は地域によって異なるが、単位体積重量との関係については、多少のばらつきはあるが、比較的良い相関性が認められる。これより、コア鑑定と簡単な単位体積重量試験を組み合わせて評価すれば、ある程度、岩状固結部の圧縮強度が推定できるものと考える。この場合、相関式が指数近似式であるため、 γ_t が2.5 g/cm³以上の区間では誤差が大きくなることに留意する必要がある。

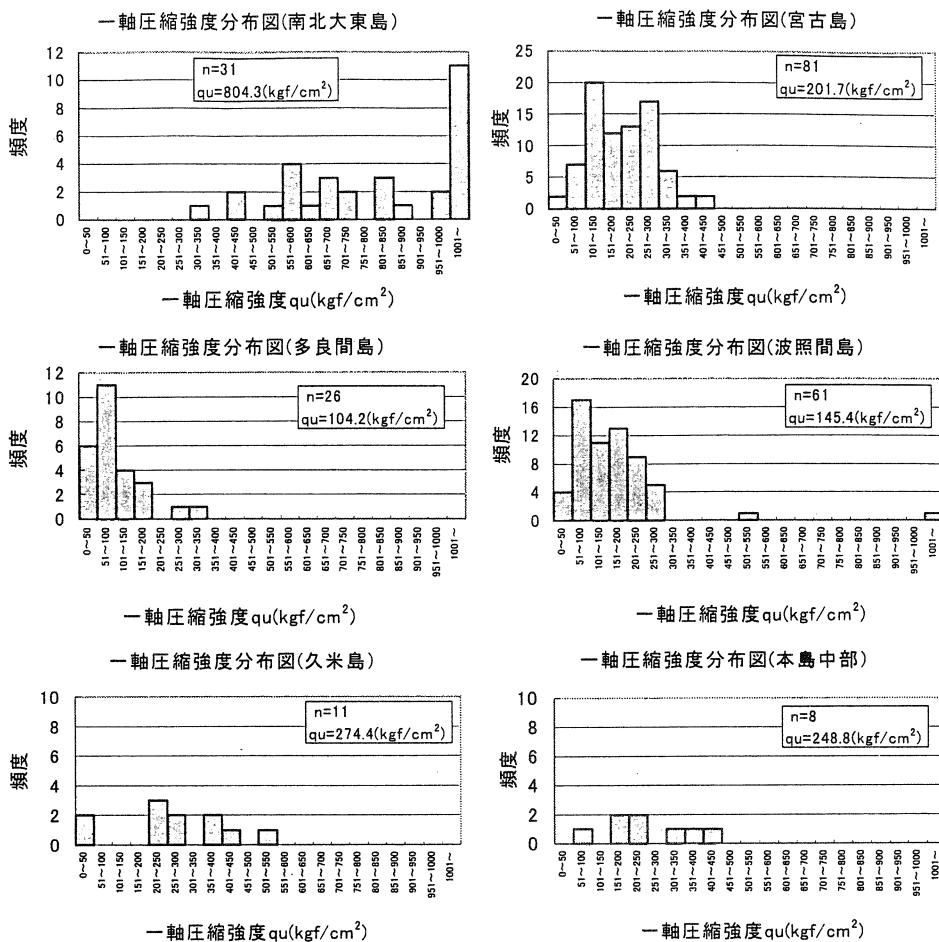


図-4 各地域の一軸圧縮強度分布図

4. おわりに

琉球石灰岩の岩状固結部の一軸圧縮試験データについて収集、整理し、圧縮強度と単位体積重量との関係、及び地域ごとの差異について調べた。その結果を要約すると次のとおりである。

- ①琉球石灰岩の岩状固結部の一軸圧縮強度はおおむね $q_u = 50 \sim 400 \text{ kg f/cm}^2$ の範囲で分布し、地域によって多少差異が認められる。
- ②圧縮強度と単位体積重量とは比較的良い相関関係が認められる。しかも、琉球石灰岩と古大東石灰岩はその物性値に明らかに差が認められるが、 q_u と γ_t の関係は同一近似式で示される。
- ③圧縮強度が典型的なもの ($q_u \leq 100 \text{ kg f/cm}^2$ or $q_u \geq 500 \text{ kg f/cm}^2$) については、ボーリングコアの観察でも大体見当が付く。
- ④これより、コア鑑定と簡単な単位体積重量から大体の圧縮強度を推定することが可能である。

今後もさらにデータを収集・整理し、データベース作成を進めながら、その資料を活用して圧縮強度と他の指標、例えば弾性波速度、弾性係数、RQDなどの関係を把握し、琉球石灰岩の工学的分類のための資料を得たいと考えている。

参考文献

- 1) 古川博恭：大東諸島、琉球弧の地質誌, P.P. 137-143, 1985
- 2) 羽田忍：岩盤分類のための地質要因の見方、岩盤分類、日本応用地質学会, P.P. 176-188, 1984
- 3) 土木学会編：岩盤力学, P.P. 9-10, 1979
- 4) 氏家宏：琉球弧の海底, P.P. 40-44, 1986

19. 琉球石灰岩地盤データベース作成に関する調査研究(その2)

琉球石灰岩砂礫状部におけるN値と変形係数の相関関係について

上原地盤工学研究所・琉球石灰岩分科会

○田場 邦男

新垣 正良

国吉 真考

真栄田 義安

1. はじめに

琉球列島各地域に見られるように、第四紀更新世のサンゴ礁堆積物を起源とする琉球石灰岩が広く分布し、県土全面積の約30%を占めている。この琉球石灰岩は隆起後の再結晶作用で固結する“岩状部”と未固結な“砂礫状部”が複雑に構成しており、不均一な岩相を呈している。特に、砂礫状部のN値はバラツキが大きく、強度特性の把握が困難とされている¹⁾。基礎計画等に伴い砂礫状部では、標準貫入試験と孔内水平載荷試験が一般に採用されるが、このようなN値の状態から変形係数(E値)とN値に有意な相関が認められていないのが現状である。²⁾さらに、設計計画に当たっては問題を含みつつも“吉中の推定式 E = 7 N”³⁾が用いられているが、N値採用の手法が①対象深度付近のN値を採用、②砂礫状部の平均N値を採用、③砂礫状部の最低N値を採用のように統一されず設計担当者の裁量に任せられている。そこで、本研究で琉球石灰岩砂礫状部のバラツキが見られるN値に着目し、原(1999)が提唱する「3倍則」⁴⁾によりN値の補正を行い、E値との関係の再評価を試みた結果相関性の向上が確認されたので、今後の課題点も含め報告する。

2. 分析方法

2-1. 試験資料の収集

特殊土に指定される琉球石灰岩には、未だ統一された土質分類あるいは岩盤分類が設定されていない。その主な理由は石灰岩の成り立ちにも起因する固結程度の不均一性が琉球石灰岩に内在することにあろう。しかし、研究を進めるにあたり暫定的にも分類が必要で、ここでは、収集資料のコア写真鑑定に基づき次のように琉球石灰岩の砂礫状部を定義した。

“砂礫状部とは、琉球石灰岩の変化に富む岩相の中で、未団結の礫や砂、シルトなどで構成される土層状の試料が連続する箇所のこと、RQD(n=5cm)≤70部分を指す”

2-2 N値の補正

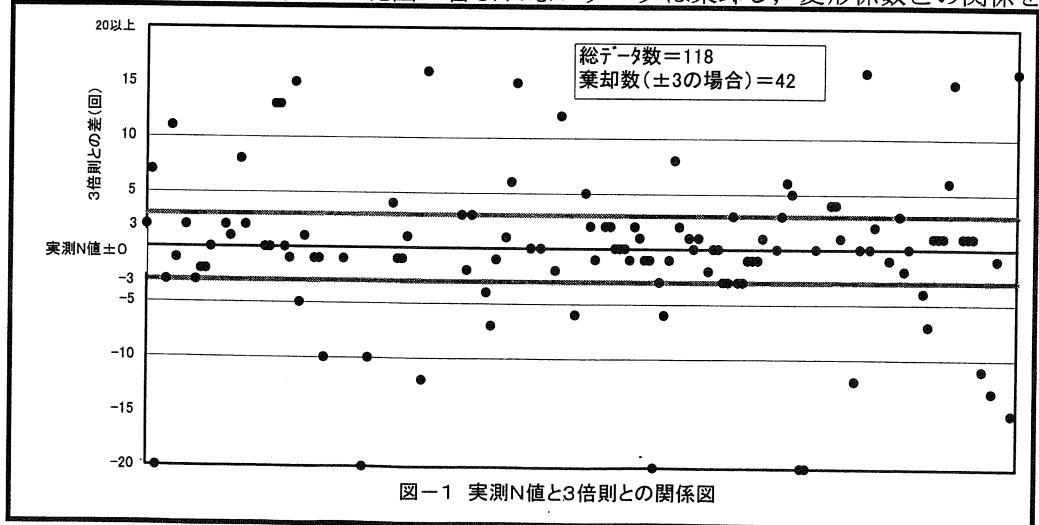
本研究の目標である、変形係数との相関の把握のため、N値の補正を下記の2手順によって定めた。

- ①実測N値を採用し、解析を試みた。但し、N値50回以上の値に対しては、30cm貫入量に相当する打撃回数に換算し、その相関を調べた。
- ②砂礫状部内に存在する礫または岩片がN値の不均一性に大きく関与していると想定されたので、「3倍則」によるN値の補正を施し、再整理を試みた。

※3倍則

N値における10cm区間の打撃数($N_{0-10} \cdot N_{10-20} \cdot N_{20-30}$)の平均値は、その貫入深さと直線関係にあるという実測から得られる経験則で、“N値は中間値 N_{10-20} である3倍にほぼ等しい”とするものである。

尚、補正の方法として、3倍則と実測N値との差を±10, ±5, ±3の範囲にランク分けを行い、図-1に示すように、その範囲に含まれないデータは棄却し、変形係数との関係を求めた

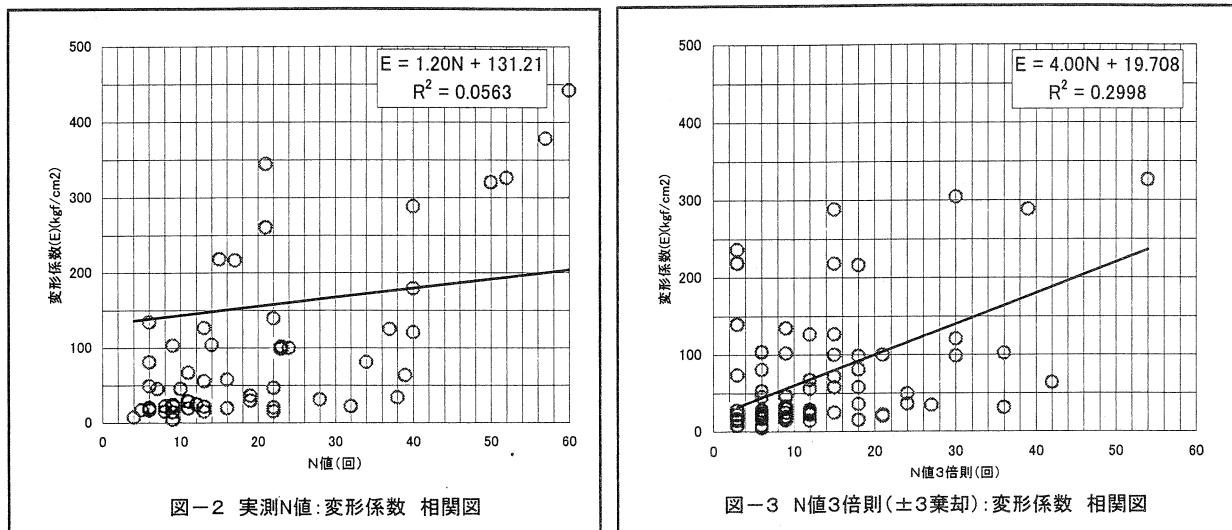


3. 分析結果と考察

前項の分析方法に準じて、相関を求め、得られた結果を「表-1 分析結果」に、実測N値：変形係数の相関図を図-2に、N値3倍則（±3棄却）：変形係数の相関図を図-3に示した。

表-1 分析結果

| N値の補正方法 | 関係式 | R^2 (相関性) | 相関図 |
|---------------------------|---------------------|-------------|-----|
| 実測N値 ($N \geq 50$ は換算N値) | $E = 1.20N + 131.1$ | 0.0563 | 図-2 |
| N値3倍則 (± 10 棄却) | $E = 4.99N + 51.0$ | 0.1235 | — |
| N値3倍則 (± 5 棄却) | $E = 6.59N + 33.8$ | 0.1565 | — |
| N値3倍則 (± 3 棄却) | $E = 4.00N + 19.7$ | 0.2998 | 図-3 |



上記に示したように、N値の補正を施した結果、相関性の向上が確認されたが、これは3倍則によるN値評価の方法が有効であることを意味している。また、一般的に用いられてきた変形係数とN値の相関“ $E = 7N$ ”より若干異なる“ $E = 4N$ ”（現段階において）が成立する可能性があり、これも特殊土として位置づけられている琉球石灰岩層の特有の性質として示唆される。しかし、現時点においての相関性（±3棄却の場合 $R^2 \approx 0.3$ ）は決して良好とは言い難いので、同結果の利用法としては、地域あるいは区域別における変形係数とN値の関係を比較する参考資料として活用する程度にとどめておく事が肝要であろう。

4. まとめ

今回の研究では、琉球石灰岩・砂礫状部のN値と変形係数について良好な相関関係を把握するに至らなかった。それは、不均一に混入する礫または岩片による影響が、予想以上に大きく作用した事が、主原因であると考える。今後の課題としては、礫・岩片等の影響を考慮した試験及び補正の改良が必要であり以下の3項目をはじめ多方面からの検討を重ね、より相関性が明確になるよう、研究を進めていきたい。

- ①巨礫・岩片の影響を低減できる、“大型貫入試験⁵⁾”を用いて、相関性を再評価する
- ②ボーリングコアによって確認された成層状態“塊状率⁶⁾”も補正条件の対象として考慮する
- ③データの増数を図る

- 参考文献
- 1) 上原 方成・他 (1988) 沖縄の土と建設工事、土質工学会、土と基礎、36-3, P29~36
 - 2) 伊野波 盛義・他(1995) 琉球石灰岩層の水平方向地盤特性（変形係数）について、第8回 沖縄地盤工学研究発表会 講演概要集, P32~33
 - 3) (社) 地盤工学会、地盤調査法、第9章孔内水平載荷試験、P254
 - 4) 原・玉寄・他(1999) 沖縄島における代表的地盤のSTP 10cm区間打撃回数に関する一考察、第12回地盤工学研究発表会、講演概要集、P48~51
 - 5) (社) 全国地質調査業協会連合会、ボーリングポケットブック、4章原位置試験、P220~221
 - 6) 伊野波 盛義・他(1997) 琉球石灰岩層の土質工学的地質区分について、第10回 沖縄地盤工学研究発表会 講演概要集、P23~26

沖縄地盤工学研究会 会員

| | | |
|-----|---|--|
| 顧問 | 上原 方成 新城 俊也 宜保 清一 | 上原地盤工学研究所所長 琉球大学農学部 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 渡嘉敷 直彦 | 琉球大学工学部 琉球大学工学部 |
| 会員 | 安里 昭 伊野波 盛義 川口 敦 喜納 源太 新垣 健二 砂川 尚之 平良 聰 照屋 孝 宮城 富夫 森田 敦 吉沢 光三 与那嶺 肇 与那嶺 満 | オパス株式会社 (株)中央建設コンサルタント 梶谷エンジニア(株) 岡三リビック(株) 株沖縄建設技研 (株) 日興建設コンサルタント 株沖技 那覇市 上城技術情報(株) 沖縄県土木建築部 株清光研究所 株大富建設コンサルタント 応用地質(株) |

広 告 目 次

会 社 名

| | |
|-----------------------|----|
| 旭化成建材(株) | 1 |
| 株 朝日建設コンサルタント | 1 |
| 株 アジア測量設計 | 1 |
| 株 岩下建技コンサルタント | 2 |
| 宇部マテリアルズ(株) | 2 |
| 応用地質(株) | 2 |
| 株 大城組 | 3 |
| 株 大富建設コンサルタント | 3 |
| 大野産業(株) | 3 |
| 株 大久組 | 4 |
| 岡三リビック(株) | 4 |
| 株 沖技 | 4 |
| (資) 沖土質コンサルタント | 5 |
| 株 沖縄維持開発 | 5 |
| 株 沖縄建設技研 | 5 |
| (有) 沖縄地盤調査 | 6 |
| 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) | 7 |
| オパス(株) | 7 |
| 株 協和建設コンサルタント | 7 |
| 株 京和土建 | 8 |
| 錦城護謨(株) | 8 |
| 株 国建 | 8 |
| 株 鴻池組 | 9 |
| 株 國場組 | 9 |
| 株 芝岩エンジニアリング | 9 |
| 上城技術情報(株) | 10 |
| 新構造技術(株) | 10 |
| 株 誠研舎 | 10 |
| 株 清光研究所 | 11 |
| 株 大栄組 | 11 |
| 株 大東エンジニアリング | 11 |
| 株 匠エンジニアリング | 12 |
| 株 中央建設コンサルタント | 12 |
| 蝶理(株) | 12 |
| 地質調査業協会 | 13 |
| 株 東京ソイルリサーチ | 14 |
| 株 日興建設コンサルタント | 14 |
| 日本工営(株) | 14 |
| 不動建設(株) | 15 |
| (有) ホープ設計 | 15 |
| 三井石化産資(株) | 15 |
| 琉球セメント(株) | 16 |
| 株 南城技術開発 | 16 |

《人と環境にやさしく大地にたくましい旭の土木資材》
～信頼の高い技術で地域に貢献～

● **パブリックドレーン**

砂・碎石に代わる板状両面排水材

● **ECO-FLOOR**

超軟弱地盤補強用

● **Typar タイパー**

土木用地盤安定シート・土木用フィルター材

〒530-8205

大阪市北区堂島浜1-2-6 新ダイビル4階
TEL.(06)6347-3311 FAX.(06)6347-3313

旭化成建材 株式会社

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



株式会社朝日建設コンサルタント

代表取締役会長 友利徹夫

代表取締役社長 島田信明

〒901-2133 沖縄県浦添市城間3丁目9番1号

☎(098)877-9110 FAX(098)876-8383

測量・建設・補償コンサルタント業

◆測量全般

◆土木設計

◆補償業務

◆都市計画

◆上下水道

◆土質調査

◆区画整理

◆農業土木

◆施工管理



株式会社アジア測量設計

代表取締役 松川清康

本社 〒901-2131 沖縄県浦添市牧港4丁目4番5号

電話 (098)877-6738 (代表)

FAX (098)879-6607

登録 { ●建設コンサルタント(建10)第6410号・測量業第5・10745号
部門 { ●地質調査業(質9)第1712号・補償コンサルタント(補6)第2600号



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 亀浜勇吉
取締役専務 仲本政功 取締役土質部長 長堂嘉光

本 社 沖縄県浦添市前田1529-1

〒901-2102 電話(098)879-6489(代)

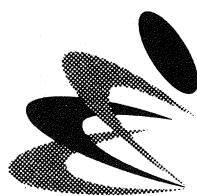
FAX(098)877-0478

宮古支店 沖縄県平良市下里1338-2

〒906-0013 電話/FAX(09807)2-6906

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
発砲スチールブロック軽量盛土工法 EPS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下さい。

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㈱建材部)



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

これから、ますます。

 **応用地質株式会社**

〒102-0073 東京都千代田区九段北4-2-6 TEL(03)3234-0811

沖縄支店：〒900-0025 沖縄県那覇市壺川165番地 TEL (098) 855-3515



株式会社 大城組

代表取締役会長 大城武男
代表取締役社長 高良尚光

沖縄県浦添市勢理客二丁目11番1号
〒901-2122 ☎ 098(877)3625(代)
FAX 098(876)3403



株式会社 大富建設コンサルタント

代表取締役社長 上原武雄
専務取締役 高江洲一宏
土質部長 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

代表取締役会長 當野幸盛
代表取締役社長 畠野幸隆

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)
本社(生コン工場) 南風原町字新川345番地 ☎098-889-4303(代)

特殊技術で県土を築く総合建設業



株式会社 大久組

代表取締役 照屋馨

本社：浦添市勢理客555番地の2
TEL (098) 876-5680
FAX (098) 876-9656

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

〒900-0015 那覇市久茂地2丁目12-21 電波堂ビル8F

TEL 098-862-6280 FAX 098-862-6251

【景観商品】

- ・ロックキーステージ(人工岩)
- ・サニーウッドハイコン
(永久自然木)
- ・モニュメント

【盛土工法】

- ・多数アンカー(垂直擁壁)
- ・ウェブソル(垂直擁壁)
- ・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)
- ・リベラーク(炭素繊維)

建設コンサルタント・測量・地質・土質調査・施工管理



株式会社 沖技

代表取締役会長 小波蔵政良
代表取締役社長 兼城昇
常務取締役 名渡山愛二

浦添市屋富祖3丁目33番3号(山城ビル3F)

TEL (098) 878-6575
FAX (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 沖縄土質コンサルタント

建設大臣登録 建設コンサルタント業(11)-6592号
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560番地の1 電話(098)877-4583・879-4470

一般・土木工事・交通安全対策工事・土木建設資材販売業

株式会社 沖縄維持開発

代表取締役 外間 安洋

取締役工事部長 根間 幸吉

本社 〒902-0072 沖縄県那覇市字真地169-1
電話(098)889-0391(代)
FAX(098)889-0393

事業本部 〒901-1105 沖縄県南風原町新川300
電話(098)888-2727(代)
FAX(098)888-2777

～自然に優しく 未来を見つめて～

営業種目 { 测量業務、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

営業種目●土質試験●地質調査●さく井工事●磁気探査
地中の謎を解き、地域に貢献します！

OJC (有)沖縄地盤調査

代表取締役 仲 嶺 茂

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

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

技術と誠意で地域社会の繁栄に貢献する

(社)沖縄県測量設計業協会会員

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

取締役会長 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

建設省登録第(4)-13320号

代表取締役 平 良 恒 男

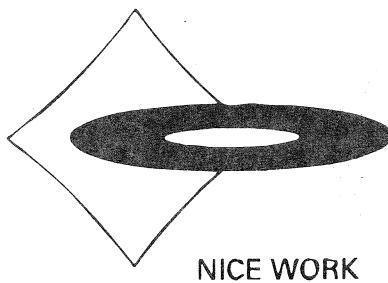
〒900-0023 沖縄県那覇市字楚辺257番地7(たいらビル)

電 話 (098)834-4547(代)

F A X (098)833-1319

大地のように、大樹のよう。に。

のびやかでまっすぐな気持ちで、人と社会の豊かな未来を創造したい。



ナイスワーク

Nice communication

私たちは、最新技術と柔軟なココロで人と社会にナイスワークの「WA」を広げ、豊かな環境づくりにチャレンジします。

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)

支店／東京・京都・神戸・姫路・広島 営業所／川崎・横浜・千葉・名古屋・三重・滋賀・奈良・高松・高知・和歌山・岡

環境創りに奉仕する！

オパス株式会社

OKINAWA PUBLIC WORKS

代表取締役 与那嶺 健 和

取締役副社長 宮 城 利 昭 取締役専務 安 里 幸 男

| | | |
|-----------|-----------------|------------------------|
| 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



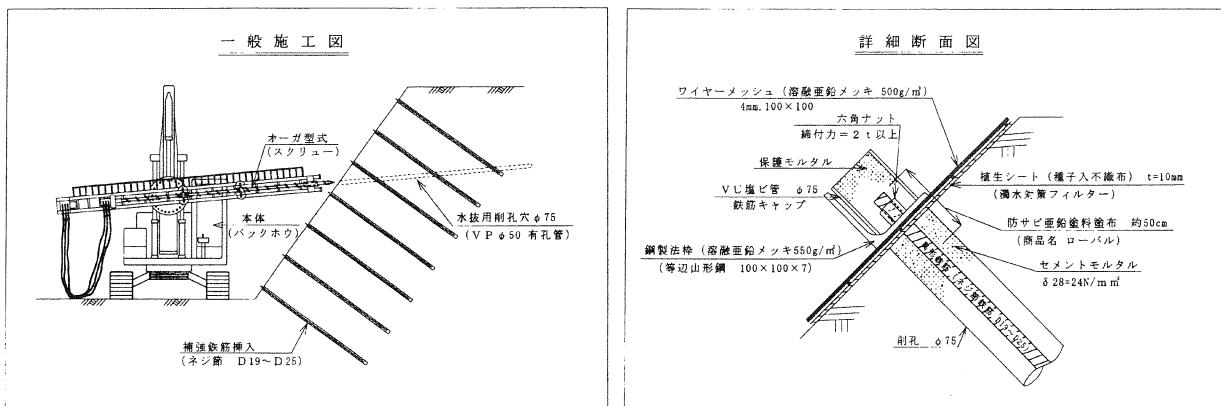
株式会社 協和建設コンサルタント

| | | |
|---------|---------|-------|
| 取締役会長 | 東 江 憲 | 六 晃 雄 |
| 代表取締役社長 | 大 島 袋 定 | 樹 |
| 取締役相談役 | 儀 間 正 | |
| 専務取締役 | 仲 起 | 三郎 |
| 土質調査部長 | 村 伸 | |

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



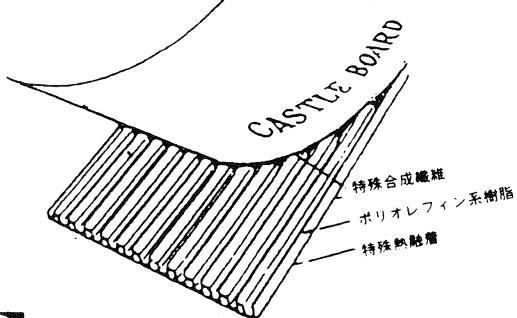
法面に挿入した補強鉄筋に鋼製法枠を組み合わせ、六角ナットで締め付け(20Kgf·m)擬似荷重により、鋼製法枠の軽さを補い、2トンの自重を負荷した状態で法面を安定させます。

※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 沖縄県那覇市字識名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



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)

大深度施工実績

中城湾港地盤改良工事

沖縄地区・総代理店



株式会社 南興

那覇営業所 〒903-0804 沖縄県那覇市首里石嶺町2の239
TEL (098)884-2574(代)
FAX (098)886-2512
本社 〒902-0076 沖縄県那覇市与儀1-5-2
南洋土建ビル3F
TEL (098)854-1161(代)

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
- 都市・地方計画
- 住宅相談
- リゾート開発計画

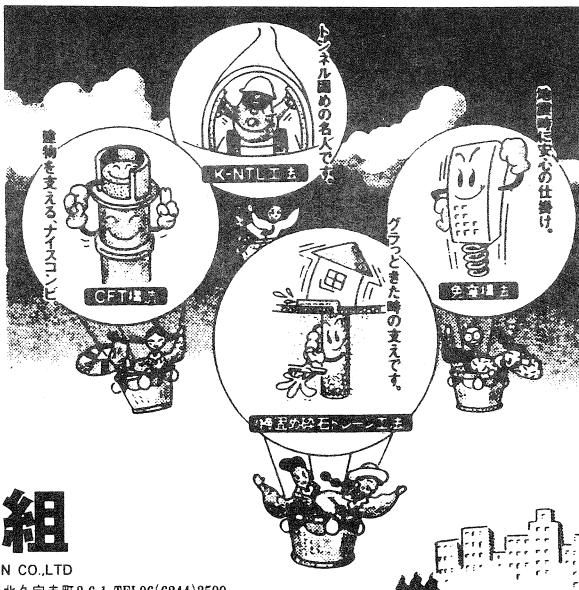


株式会社 国

建

本社 〒900-0015 那覇市久茂地1-2-20 TEL (098)862-1106(代)
東京事務所 〒101-0046 東京都千代田区神田多町2-1 TEL (03)5298-5051
福岡事務所 〒810-0004 福岡市中央区渡辺通5-14-12 TEL (092)732-6990(代)

魅・
街を快適に。



暮らしのすみずみにある、鴻池組の技術。
地下、山地、ビルの中……さまざまな所で
活躍する鴻池組の技術。目立つ存在とは言
えませんが、でも、見えないところでしっかりと
暮らしの快適や安全を支えています。ま
るで、縁の下の力持ちのよう、あなたを見
守る鴻池組です。

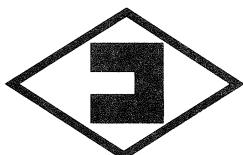


鴻池組

KONOIKE CONSTRUCTION CO., LTD

本社／大阪本店●〒541-0057 大阪市中央区北久宝寺町3-6-1 TEL06(6244)3500
東京本店●〒101-0062 東京都千代田区神田駿河台2-3-11 TEL03(3296)7700 沖縄営業所●〒902-0067 那覇市安里102(日生安里ビル) TEL098(868)1914

“より豊かな人間環境づくりを目指して”



株式会社 国場組

KOKUBA-GUMI CO., LTD

建設事業本部 品質保証 國際規格 ISO 9002 認証取得

代表取締役社長 金城作一

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

営業種目：建設コンサルタント業務・測量業・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
会長 上地竹芝(土木)
(3期)

代表取締役
社長 与那霸強

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)

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

2525 上城技術情報株式会社

建設コンサルタント・ソフトウェア開発販売業務

代表取締役 宮 城 富 夫

〒901-2226

沖縄県宜野湾市嘉数二丁目18番20号 TEL (098) 870-2227(代)
FAX (098) 870-2230

—建設コンサルタント—

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

調査、計画、設計、試験、解析、施工管理



新構造技術株式会社

代 表 技術士 横 岡 武 之 専務取締役 技術士 曽 川 文 次
取締役社長

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 力学試験機総合製造販売・研究設計
土の物理試験・一軸圧縮試験機・三軸圧縮試験機
せん断試験機・圧密試験機・コアーキャッチャー
式サンドサンプラー



代表取締役 伊 藤 政 雄

〒110-0015 東京都台東区東上野1-28-5

電話 (03) 3834-4201

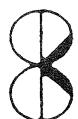
FAX (03) 3834-0825

※建設コンサルタント

道路・橋梁・河川・砂防・港湾・上下水道

地盤・都市災害・地盤改良(計画・調査・設計)

※測量全般・土質調査・施工管理 ※制御システム開発



株式会社清光研究所

代表取締役 吉沢光三

住 所：〒901-2132 沖縄県浦添市伊祖1丁目12番5号

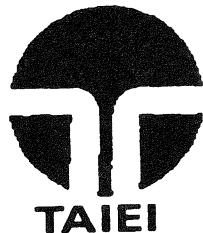
e-mail : seiko@seikoken.co.jp

U R L : http://www.seikoken.co.jp

TEL 098(877)4859

FAX 098(870)5094

より豊かな県づくりに寄与する
総合建設業



株式会社

大栄組

代表取締役 大城栄信

■ 本 社 〒901-2122 浦添市字勢理客555番地の2 ☎ 877-8556(代)

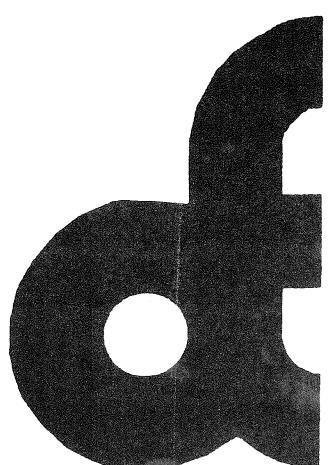
FAX 876-5664

■ 北部営業所 〒905-0012 名護市字名護4586番地 ☎ (0980)52-1570

確かな手応えを未来へ

株式会社
大東エンジニアリング

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

大城栄篤

〒901-2122 沖縄県浦添市字勢理客555-2

TEL (代表) 098-878-1381

FAX (代表) 098-876-0793

技術部・調査部専用FAX 098-875-6821

地域の明日を共に考える



株式
会社



エンジニアリング

建設コンサルタント業務・地質・土質調査業務

建設省登録測量第(4)-11608号

1級建築士事務所 第192-1883号

補償コンサルタント 補 9-3164号

(社)日本補償コンサルタント協会会員

代表取締役 金城 恵勇

〒902-0061 沖縄県那覇市古島70番地の1

☎ (098)868-1645(代) FAX (098)866-3786

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

取締役常務 比嘉定喜

取締役 友利和夫

〒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

★緑化式擁壁工の設計・施工

テクトン

高性能フィルター材

パラグリッド・テラムグリッド

盛土補強用ジオグリッド



蝶理 株式会社

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

沖縄代理店



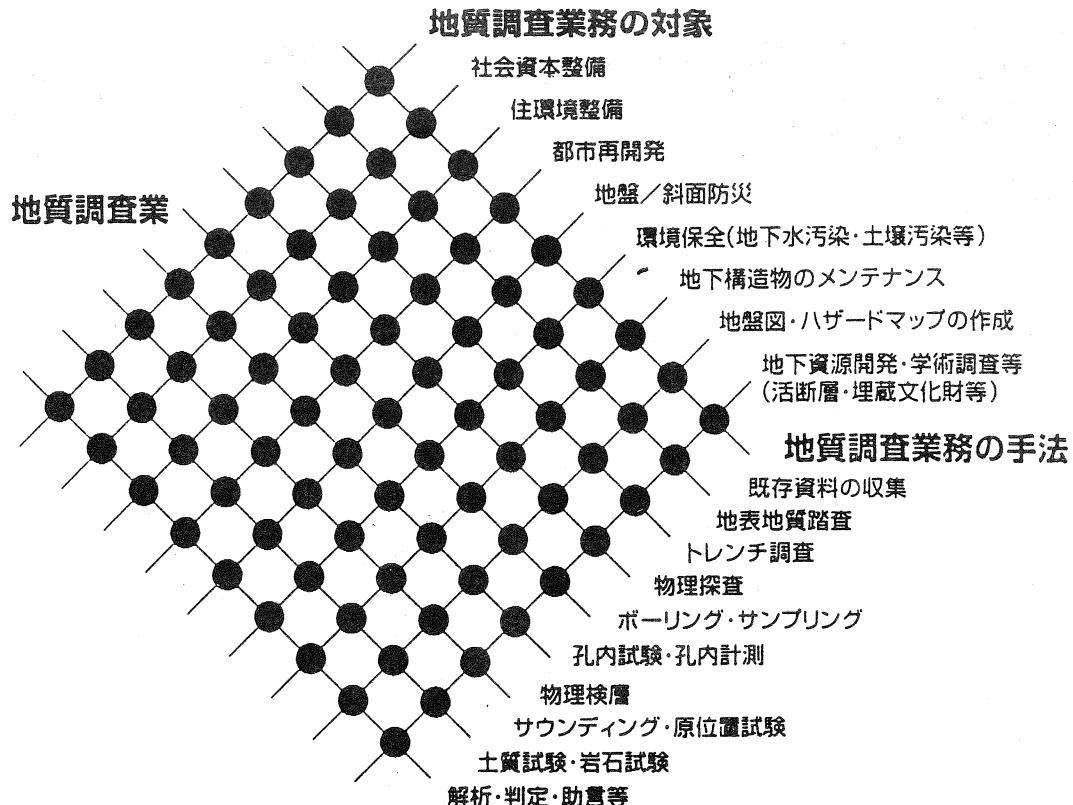
M i C H i B i K i P L A N N i N G



合資会社 導プランニング

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

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”



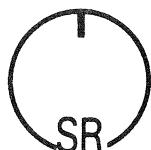
社団法人 全国地質調査業協会連合会
沖 縄 県 協 会

〒901-2102 沖縄県浦添市字前田1529-1

電話 (098) 879-9409 • FAX (098) 877-0478

- | | |
|-------------------|--------------------|
| (株) アジア技研 | (株) 大洋土木コンサルタント |
| (株) 岩下建技コンサルタント | (有) 南西土木設計 |
| (株) 大富建設コンサルタント | (株) ニーズエンジニアリング |
| (有) 大知企画コンサルタント | (株) 日興建設コンサルタント |
| (株) 沖 技 | (有) 宮古磁気開発 |
| (資) 沖土質コンサルタント | 琉球建設コンサルタント(株) |
| (株) 沖縄土木設計コンサルタント | 応用地質(株) 沖縄支店 |
| 沖縄基礎(株) | 梶谷エンジニア(株) 南西支店 |
| (株) 協和建設コンサルタント | 大和探査技術(株) 沖縄営業所 |
| (株) シビルエンジニアリング | (株) 東京ソイルリサーチ沖縄営業所 |
| (資) 新藤土質調査 | (株) ニチボ一沖縄支店 |

- 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

本 社 〒152-0021 東京都目黒区東が丘2-11-16 TEL 03-3410-7221 FAX 03-3418-0127
代表取締役 大 楓 修
沖縄営業所 〒901-2125 浦添市仲西3-15-2-203 TEL 098-878-6299 FAX 098-876-5512
所 長 吉 森 正 文

営業種目 { 建設コンサルタント業務・地質及土質調査業務
施工管理及磁気探査業務



株式会社 日興建設コンサルタント

代表取締役 砂川恵常

本 社 沖縄県浦添市伊祖3丁目44番3号
電 話 (098)877-1667(代)
FAX (098)877-0914番

地球のためにできること。

創造と調和をめざして

総合建設コンサルタント



日本工営株式会社

本 社／東京都千代田区麹町5-4 ☎ 03(3238)8321
福岡支店／福岡市博多区住吉4-3-2 ☎ 092(475)7131
沖縄事務所／那覇市泊2-15-9(照屋総業ビル3F) ☎ 098(868)7712

—— 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 市吉正信

沖縄営業所長 石井隆行

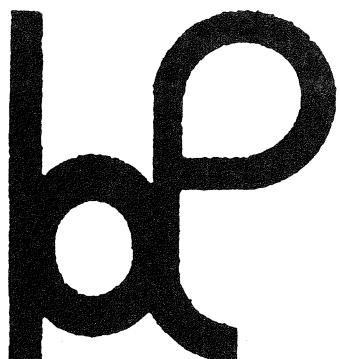
東京本社／東京都台東区台東1丁目2番1号 ☎(03)3831-9111

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

有限
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

☎902-0064

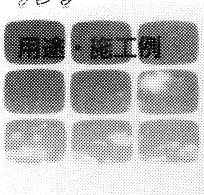
沖縄県那覇市寄宮3丁目3-5

寄宮市街地施設1F-1

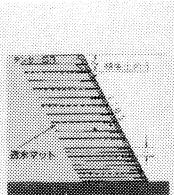
☎098-836-7181 FAX 836-7183

E-mail:hope-ltd@ii-okinawa.ne.jp

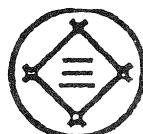
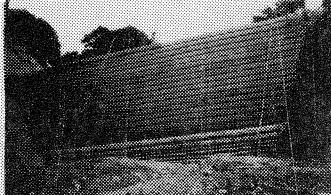
テクノロジー



●福岡 九州自動車道



1984.8 施工



三井石化産資株式会社

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)

☎(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)

☎(098)868-5672 FAX(098)869-7146

郷土の資源で郷土をつくる

琉球セメント

代表取締役 宮里俊一

〒901-2123 沖縄県浦添市西洲2丁目2番地2

TEL(098)870-1080 FAX(098)870-1083

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



NANYOU. T . D

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

表紙説明文

伊計平良川線ロードパーク 連絡歩道橋

本橋は伊計平良川線ロードパーク整備事業の一環として建設されたものであり、道路の両側に設けられた展望塔を結ぶ横断歩道橋である。

伊計平良川線は海中道路と呼ばれるように周りを海に囲まれ、腐食環境の厳しい所でもあり、本橋では、腐食に強い材料としてF R P（繊維強化プラスチック Fiber Reinforced Plastics）を主要部材に用いており、本格的な歩道橋としては国内で初めてである。

本橋の設計にあたっては技術委員会を設置し、多角的に検討が行われ、また桁高を小さく見せるために水平方向に線を入れるなど、景観に対する配慮もなされている。

沖縄県土木建築部

第13回 沖縄地盤工学研究発表会 講演概要集

2000年11月9日発行

編集 第13回沖縄地盤工学研究
発表会実行委員

発行 沖縄地盤工学会
〒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 株式会社太陽
〒901-2114
沖縄県浦添市安波茶2丁目1番6号
TEL(098)876-4188
FAX(098)876-5850