

ISSN 0917-5687

第14回沖縄地盤工学研究発表会

Annual Meeting Papers of Okinawa Geotechnical Society, 2001

講演概要集



2001年11月 1 日

(沖縄ハイツ)

沖縄地盤工学会

目次

第 14 回沖縄地盤工学研究発表会にあたって	1
沖縄県地質調査業協会 理事長 下地 巖	
1 GIS(地理情報システム)を用いた土質調査資料の活用例	2
○呉屋健一 (財)沖縄県建設技術センター	
2 サンゴ礫混じり地盤のN値に関する幾つかの確率特性	8
○前川進 沖縄総合事務局平良港湾工事事務所 親泊正孝 (同)	
3 赤土濁水ろ過層におけるろ過特性把握を目的とした実験的研究	12
○知念樹 琉球大学工学部生 原久夫 琉球大学工学部 吉元啓 (社)沖縄建設弘済会 池城宣子 琉球大学工学部生	
4 国頭まあじの粒度特性と人工降雨実験による流出土量の関連性について	16
○渡久地勲 那覇市 原久夫 琉球大学工学部	
5 高遮水(三層構造)鉛直壁工法による汚染土壌の封じ込め	20
原田健二 不動建設(株)ジオエンジニア本部 福島信吾 (同) ○鈴木亮彦 (同)	
6 「頑丈土破碎材」の開発とその工学的性質	24
天願友一 沖縄電力(株)発電部 宮里健 (同) 佐藤泰 日本国土開発(株)技術研究所 ○黒山英伸 (同)	
7 農業農村整備事業における市町村職員の役割	28
宜保清一 琉球大学農学部 ○佐々倉玲於	

中村真也 琉球大学農学部

- 8 堆積クラストの水浸透特性について 32
○宮良志乃 琉球大学農学研究科
宜保清一 琉球大学農学部
中村真也 (同)
- 9 県道2号線沿いの空中写真判読 34
○与那嶺満 応用地質(株)
内村雄一
- 10 地すべり土の大変位リングせん断挙動に及ぼす鉱物組成の影響 38
○中村真也 琉球大学農学部
宜保清一 (同)
江頭和彦 九州大学大学院
- 11 台風16号, 19号の影響による連続降雨によって発生した2, 3の地すべり・崩壊(速報) 42
○宜保清一 琉球大学農学部
吉沢光三 (株)清光研究所
宮城富夫 (株)上城技術情報
中村真也 琉球大学農学部
- 12 台風による降雨と災害箇所数の関係からみた土砂災害予報の可能性 46
○吉村康信 上原地盤工学研究所島尻層泥岩分科会
我那覇忠男, 桃原強, 町田律子, 渡辺文利 (同)
- 13 琉球石灰岩地帯に於ける斜面災害のタイプ分類について 48
新垣正良 上原地盤工学研究所琉球石灰岩分科会
内村雄一, 国吉真孝, ○金城正幸, 田場邦夫, 長堂嘉光, 真栄田義安 (同)
- 14 琉球石灰岩層を支持層とする鋼管杭の載荷試験について 52
神村美州 沖縄県北部土木事務所
親川克志 (同)
○又吉康之 (同)
- 15 個別有限要素法(DFEM)による不連続性岩盤および石積み構造の力学的安定性評価

○渡嘉敷直彦 琉球大学工学部	58
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	
16 簡易せん断試験機を用いた古宇利砂のせん断強度回復の測定に関する実験的研究	
○山城哲朗 琉球大学大学院	64
原久夫 琉球大学工学部	
我那覇亮次 琉球大学工学部生	
17 一面せん断試験による残留強度の測定	68
宜保清一 琉球大学農学部	
中村真也 (同)	
畑勢津子 (株)岡三リビック	
○比嘉優 琉球大学大学院農学研究科	
18 過圧密石灰質シルトの一面せん断挙動	72
新城俊也 琉球大学農学部	
小宮康明 (同)	
○島袋真希 琉球大学大学院農学研究科	
19 石灰質礫のせん断強度に及ぼす粒子破碎の影響	76
新城俊也 琉球大学農学部	
宮城調勝 (同)	
○永吉功治 (有)大邦	

第 14 回沖縄地盤工学研究発表会にあたって

沖縄県地質調査業協会 理事長 下地巖

平成 13 年 9 月 13 日～14 日の 2 日間、全地連「技術フォーラム 2001」新潟が北陸の地新潟市で開催された。第 12 回目の技術フォーラムである。めまぐるしく変貌する社会システムの大変革の真っ只中であって、社会に貢献する地質調査業の役割は？将来展望は？地質調査業の責任と取り組むべき課題は？など等が提起された。

我が国は災害列島といってもよく、国土を構成する地形・地質は、地震災害や豪雨災害に対して大変脆弱であるという特徴をもち、常に激甚災害を抱えていると評価されている。豪雨災害に関しては沖縄県とて例外ではない。

また、いわゆる建設ビックバンの煽りを受け、新しい建設事業（公共投資）が抑制される中で、災害に関するよりの確な調査、環境問題に関するよりの確な調査は更にその重要度が増してきている。「防災と環境」がこれからのキーワードになるであろうことは疑いのないことで、土壌汚染、地下水汚染、廃棄物の処理などの問題はますます大きな問題になり、今後われわれが取り組む重要な課題であるとして十分な対応が要望されている。

他に、全地連が今年度の事業として取り組んでいる「ボーリングのインデックス情報（目録情報）」の収集についての報告（紹介）がありました。このことに関しては、昨年の当研究発表会の講演概要集の巻頭でも原先生からご指摘がなされているように、全国レベルでもその重要性が再認識され、全地連として取り組むことになったものと思料される。全地連が各会員企業を中心アンケート調査を実施して収集するもので、膨大な量になるであろうことは想像に難くない。膨大な既存の地質資料や地球科学的な情報を整理して、地盤のデータベースを構築し、国土の基盤情報として誰でも有効に活用できるように整備する。社会的な貢献を果たす必要がある観点と、産業の更なる発展のためにも有力な基礎資料となるものと期待されている。

さて、本研究発表会は今年で第 14 回を迎え、年々隆盛の一途をたどってきていることは誠に喜ばしい限りであります。とりわけ前回（昨年第 13 回）から上原地盤工学研究所も新規に参加するようになり、とくに民間コンサルタントの若い技術者の意識の高揚に大いに貢献していることは高く評価されてよいと思います。

本研究発表会は、前述の全地連の技術フォーラムとも相通ずるものがあります。今後、全地連の技術フォーラムに本研究発表会からも積極的に参加、発表するようになれば沖縄地盤工学会のこれからの更なる発展にも明るい展望が開けてくるものと期待したいと思います。

発表者の皆様の今後ますますのご研鑽と関係各位のご苦勞を多として結びと致します。

1. GIS(地理情報システム)を用いた土質調査資料の活用例

(財) 沖縄県建設技術センター
試験研究部 呉屋 健一

1. はじめに.

土木構造物等の設計の際には、設計に必要な地盤情報を得るため土質調査が行われる。その調査の中でボーリング調査は重要な調査項目の1つである。

設計対象となる構造物が帯状に長い場合、あるいは面的に広がりをもった場合には数本から数十本のボーリング調査が行われる。その調査結果から土層推定断面図等の設計資料を作成することになるが、数本のボーリングデータから水平方向に連続した土層断面図を描くため、ボーリング地点間の情報は周辺データからの推定となる。地層構成、不整合等が事前にある程度把握できている場合には推定に大きな問題はないと考えられる。

しかし、構造物基礎を支持する層の起伏が激しい場合や、地層構成が複雑な場合には、水平方向に変化する地盤特性を適切にとらえる必要がある。

そこで、今回はGIS(地理情報システム)を用いて点状のボーリングデータに空間座標(X,Y座標とZ深度)をもたせて水平方向につながりをもったデータ(推定)とすることにより、地盤特性(地層構成、地下水位、基盤の深度等の分布)を把握しようとするものである。

2. 中城湾港(新港地区)の例

中城湾港(新港地区)では、浚渫土砂を用いた埋立てによる臨海部の土地造成が行われている。造成された地盤は軟弱なため圧密沈下及び地盤支持力の面からPD(プラスチックボードドレーン)工法、SCP(サンドコンパクションパイル)工法等の地盤改良が必要となる。地盤改良設計において、圧密沈下の面からは沈下量及び沈下時間が主な問題となる。沈下量の算定方法は、いくつかあるが新港地区では次式のmv法を採用している。

$$S = m_v * \Delta P * H$$

ここに、 S : 圧密沈下量 (m)
mv : 体積圧縮係数 (m²/tf)
ΔP : 増加荷重 (tf/m²)
H : 圧密層厚 (m)

上式からわかるように沈下量は、圧密層、増加荷重が同一であれば圧密層厚が厚いほど沈下量は大きくなる。新港地区の場合、圧密層厚は埋立て土層(砂層を除く)から基盤となる島尻泥岩層までである。その基盤形状は起伏が激しいことが既往の報告等¹⁾で知られている。

これまでの地盤改良設計実績をみると数本のボーリングデータを用いて圧密層厚を決定するため、実際の圧密層厚を設計に十分反映できていないことが多い。

これを模式図で示したのが図-1である。図のように設計圧密層が実際の圧密層よりも薄い場合や逆に厚い場合が生じることになる。圧密層を厚くとらえた場合には、設計沈下量よりも実沈下量は小さな値を示すことになり、圧密層を薄くとらえた場合には設計沈下量よりも大きな沈下が生じる。このように沈下量を問題とする場合には、圧密層厚を適切に把握し計算モデルを設定することが重要であり、圧密層の底面となる基盤の深度を把握することが前提となる。

ここでは、GISを用いてボーリングデータから各層の地盤情報を面的にとらえ、またボーリングデータ及びPDの打設結果から、基盤の深度特性をとらえる。

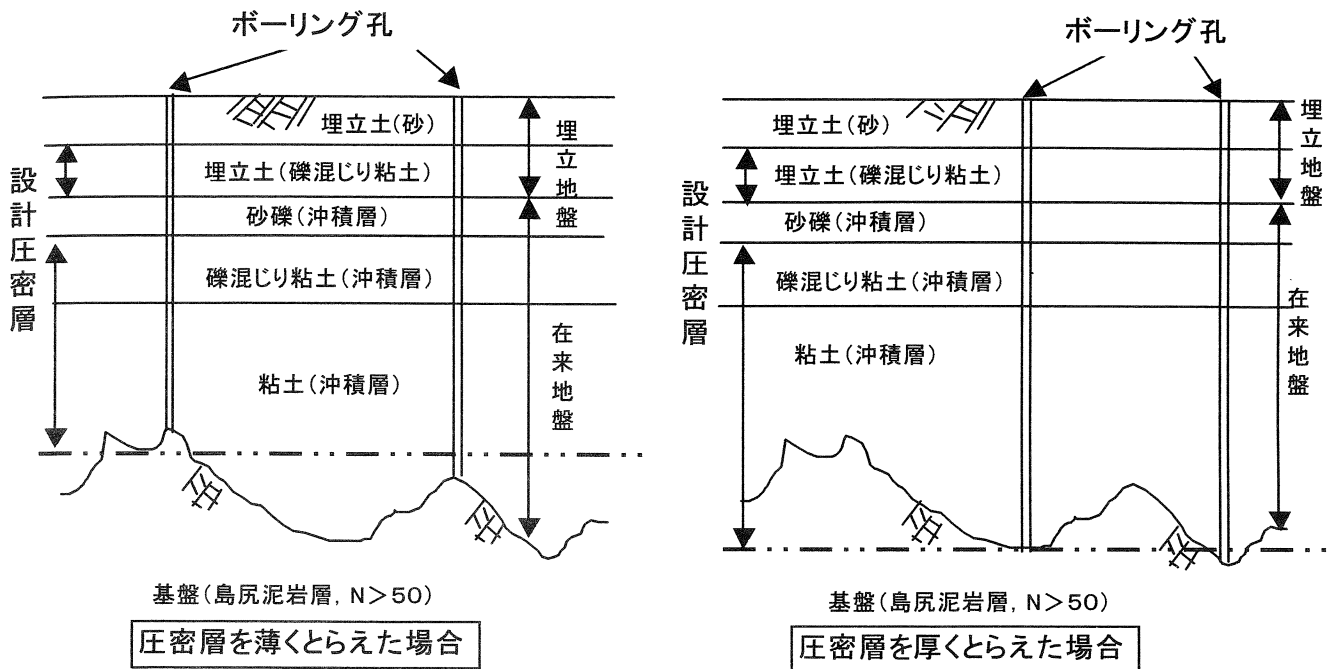


図-1 圧密層厚の決定(断面図)

3. 各層の地盤情報

GISの構成

GIS上の各図面の構成は、図-2のとおりであり、ベースとなる港湾計画図等の図面上に他の図面をかぶせるイメージである。

今回用いたボーリング本数は、約750本で柱状図から座標、標高、地下水位、N値、層厚、層区分等を読みとり、データベースソフトを用いてデータベース化した。また、土質定数等の決定に用いた土質試験結果、追跡調査で観測された沈下データについても同様にデータベース化した。

データベース化したボーリング情報について位置情報(X,Y座標)を元に他の図面と関連させると図-3のように各地点のボーリング情報が引き出せるようになる。また、最終沈下量や工事記録等も合わせて表示するようにすれば埋立て後の維持管理用にも活用できる。

GISソフトでは、データベースから各データ項目に関する図として各層の層厚分布、圧密沈下量分布等が作成できる。図-4、5に在来地盤(埋立て前の地表)及び基盤のコンターを例に示す。これらは、ボーリング地点間をGISソフトに組み込まれた補完法で推定されたものであり、埋立て前の水準測量及PD打設長等を用いて推定値の検証が必要である。

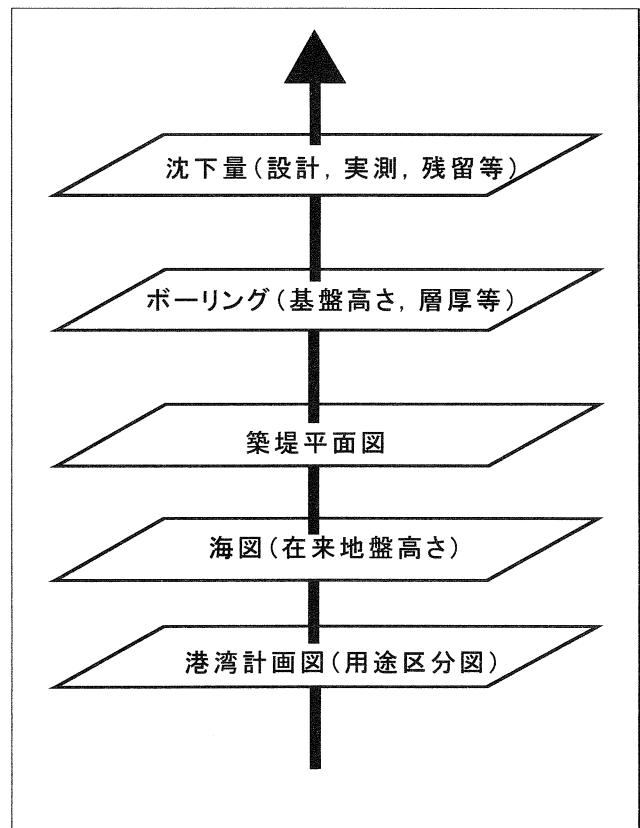


図-2 GISの図面構成

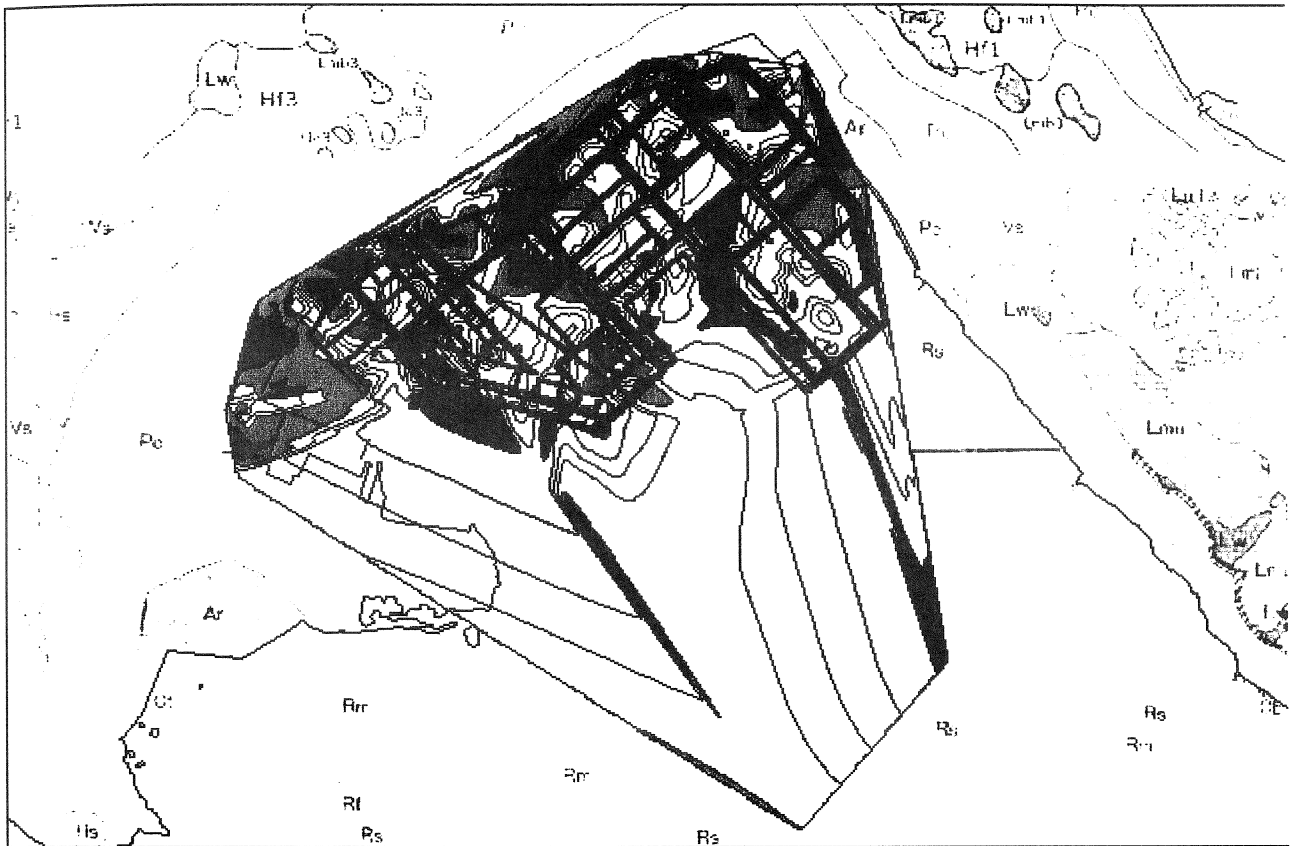


図-5 基盤コンター

4. 基盤の深度特性

基盤の深度について過去の設計及び施工例から考えてみる。施工箇所は図-6のとおり3次埋立て地の先端部分に位置する。施工範囲は図-7に示すように地盤改良幅20m、延長約320mで打設ピッチにより3つの区域に分けられており、ピッチはそれぞれ1.7,2.1,1.8mである。

図-8に設計時と施工完了後の基盤深度の比較を示す。断面は図-7に示すA-A断面である。図にはボーリング結果による土層推定断面、設計に用いた設計基盤深度及びPD打設結果からのPD打設基盤深度の3つを示してある。ただし、PD打設箇所とボーリング箇所の水平距離は約6mある。

この図からわかるように、VI区域では設計基盤深度と実際のPD打設基盤深度に差はあるものの全体の形状と

中城湾港(新港地区)

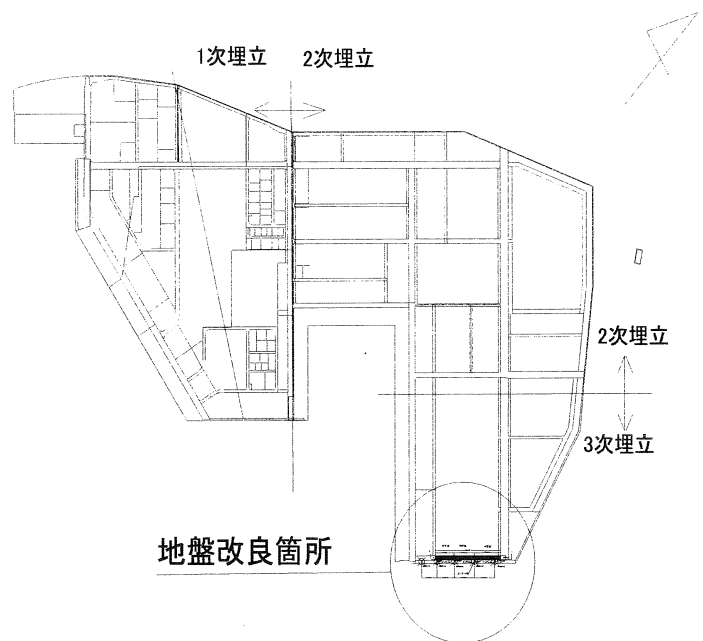
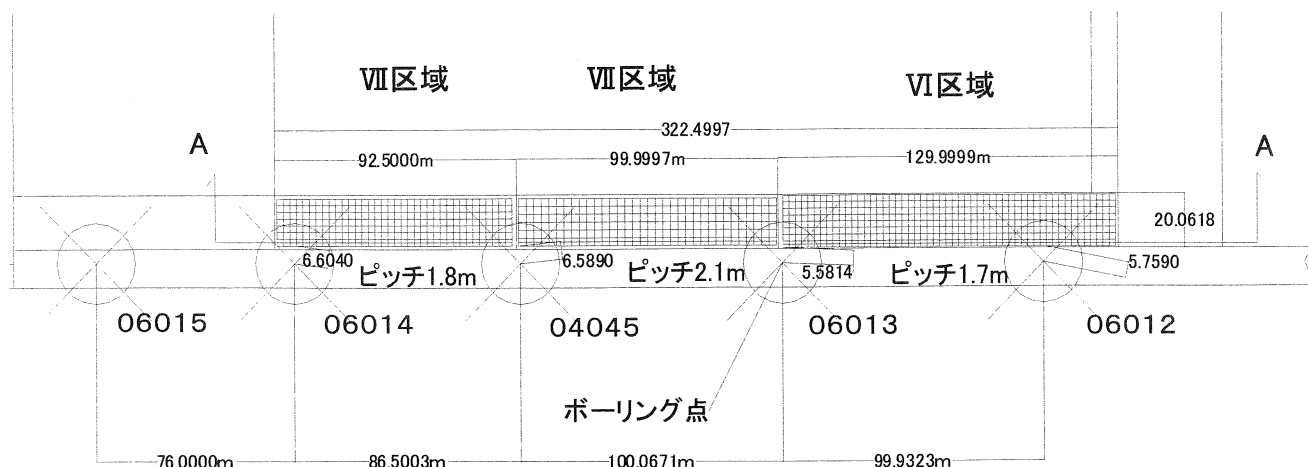
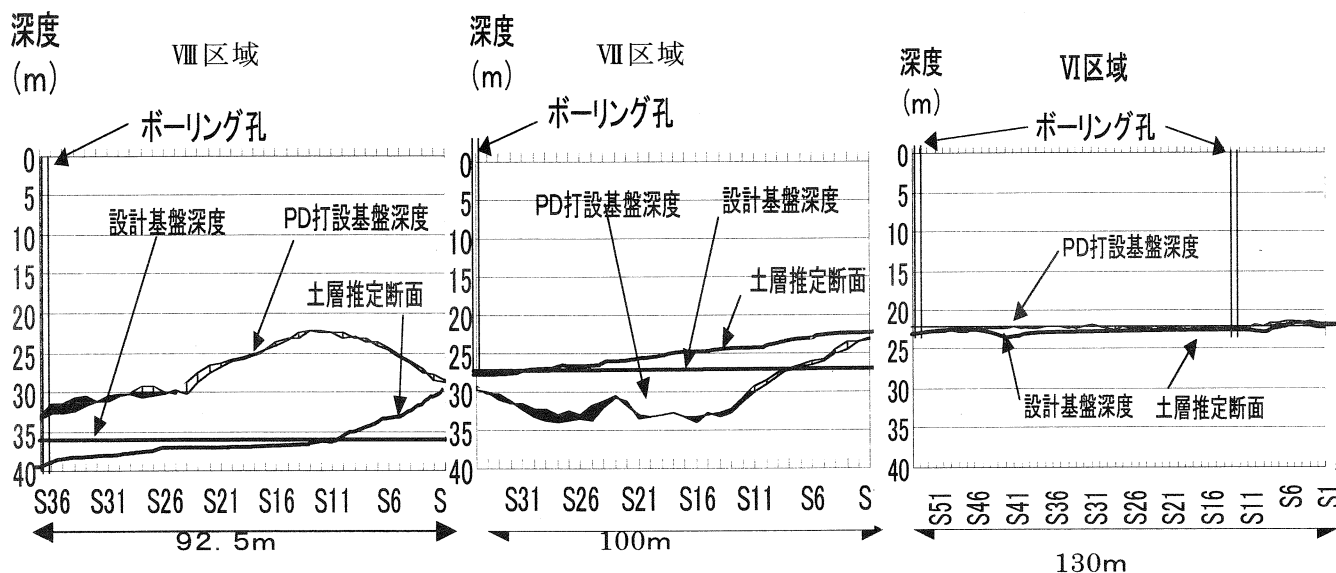


図-6 施工箇所位置図



図－7 施工平面図



図－8 基盤深度の比較

しては一致していることがわかる．Ⅶ区域については，設計基盤深度が実際の PD 打設基盤深度よりも浅くなっている．Ⅷ区域については，Ⅶ区域と逆で設計基盤深度が実際の PD 打設基盤深度よりも深くなっているのがわかる．

改良区域全体の PD 打設基盤深度を立体的に示したのが図－9で，そのコンターを図－10に示す．これらの図から PD 打設基盤深度は延長方向だけでなく，横方向にも変化しているといえ，起伏の激しさがわかる．

この起伏を PD 打設長からみると表－1 に示すように，設計と施工時の平均打設長には 1.3 ～ 8.1 m の差が生じている．また，最大打設長と最小打設長の差は 8 ～ 11 m もありこの値そのものが基盤深度の高低差であり，非常に険しい地形であることがわかる．

このようなことから数本のボーリングでは基盤深度を正確に把握することは難しいといえる．

次に，設計時における基盤深度の推定精度が圧密沈下量の算定にどの程度影響があるかを計算してみた．表－2 に沈下量の比較を示す．表中の基盤既知の場合とは PD 施工完了後に基盤深度を十分に把握できた場合に設計ラインを決め計算した値である．ここでは，基盤の延長直角方向（図－8 の奥行き方向）の変化及び他の層厚の変化はないものとし，基盤深度のみが変化しているとしている．

いずれの計算でも沈下量に 10 cm 程度から数 10 cm の差があることがわかる．

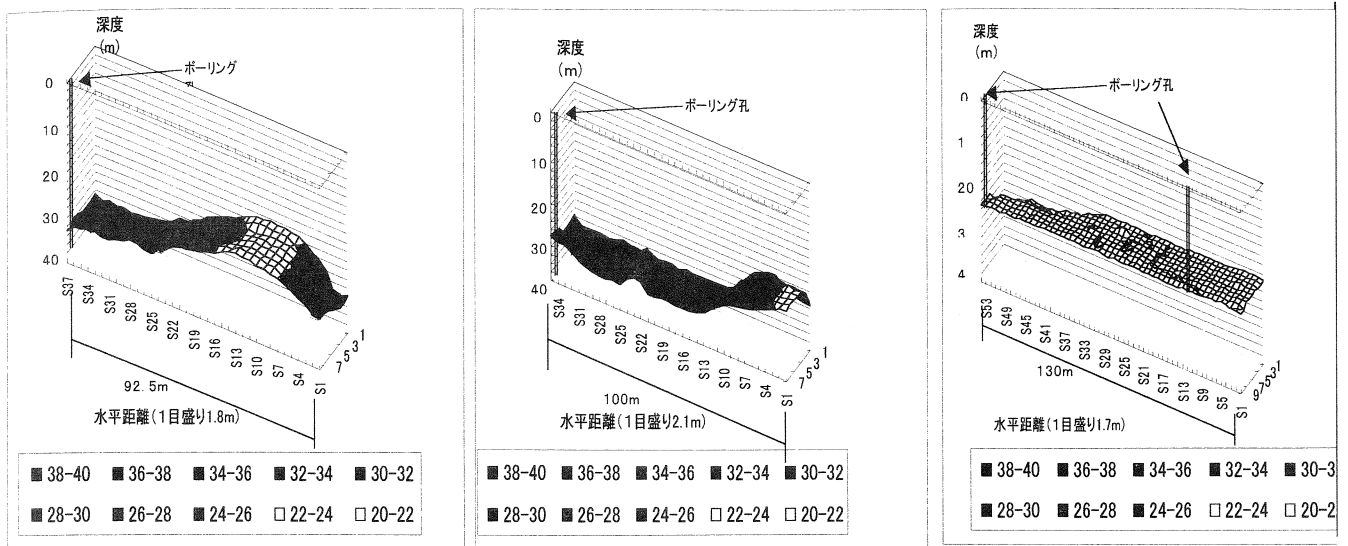


図-9 基盤立体図

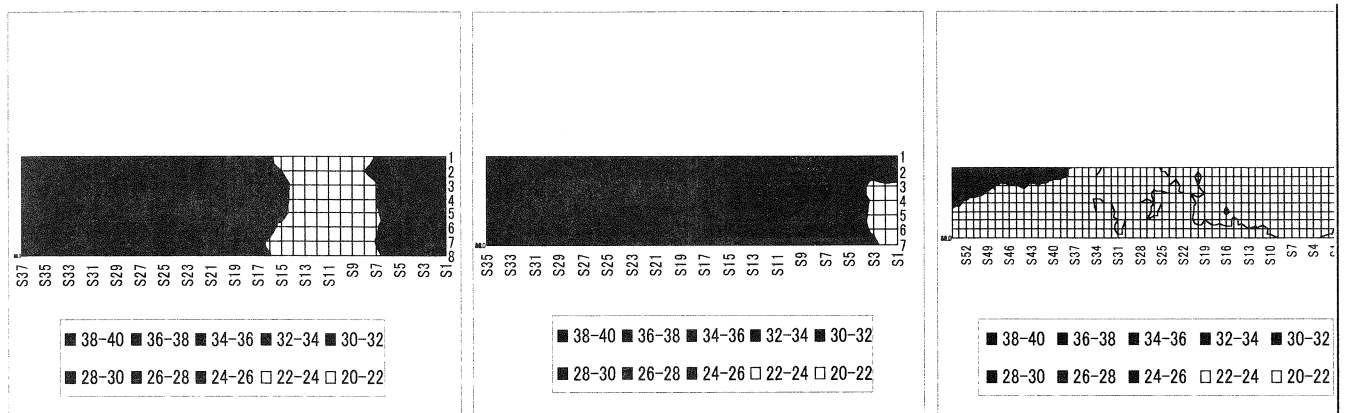


図-10 基盤コンター

また、設計定数、層厚等の他の条件を固定して、基盤の直上の粘土層厚に1mの相違が生じた(基盤深度が1m上下に変化)場合には沈下計算から5cmの沈下量変化がある。

表-1 PD打設長の比較

	VI	VII	VIII
平均打設長(設計)	23.8m	26.6m	36.1m
平均打設長(施工)	22.5m	30.6m	28.0m
上記の差	1.3m	-4.0m	8.1m
最大打設長(施工)	29.1m	33.9m	33.9m
最小打設長(施工)	21.0m	23.0m	22.2m
範囲(施工)	8.1m	10.9m	11.7m
打設本数	486.0	245.0	296.0

表-2 沈下量の比較

区域	設計	基盤既知の場合	差
VI	0.44m	0.36m	0.08m
VII	0.70m	0.93m	0.23m
VIII	1.12m	1.00m	0.12m

5. おわりに.

G I Sを用いて土質調査資料の活用例として基盤の深度特性をとりあげたが、今回報告したのはごく限られた区域である。これからデータを整理、分析することにより新港地区全体の各層の層厚、分布特性、基盤深度、傾斜等の地盤特性の把握ができると考えている。これらの地盤特性は、圧密計算の適切な地盤モデル(特に圧密層厚)を決定する際の目安になると考える。

このように点在するボーリングデータにG I Sを用いることにより、利用価値の高い土質調査資料とすることが可能である。

参考文献1) 平良聡 呉屋健一: 中城湾港(新港地区)の軟弱層の厚さについて, 第6回沖縄土質工学研究発表会概要集 p59-60

2. サンゴ礫混じり地盤のN値に関する幾つかの確率特性

親泊 正孝, 前川 進

沖縄総合事務局 平良港湾工事事務所(〒906-0012 平良市宇西里7-21)

In the coral gravel ground, according to the studies by the author, N values of the soil, including coral gravel, are smaller than the sandy soil because the content of sand is less. In this paper, N values influenced by sand content were investigated under the consideration of probability. The result is that the distribution of N values of the coral gravel soil matches well to Rayleigh's Distribution. Furthermore, the non-transcendence probability of the N value of soil, including a lot of gravel, is larger than that for soil in general.

Key words : Coral gravel soil, N value, Rayleigh's Distribution, non-transcendence probability

1. はじめに

サンゴ礫混じり土は粒度組成などが多様で、その分類は本土の土を対象とした基準では適合性が良くない。そのため、沖縄では従来から独自のマニュアルが利用されてきた¹⁾。しかし、当該マニュアルは沖縄の海域の土を画一的に取り扱っているため、不適切な部分があることを親泊が指摘している²⁾。分類に関して親泊らは透水性を考慮の上一定の成果を得ており³⁾、また、強度試験方法の適用や設計実務における強度評価に混乱があることも指摘している⁴⁾。

サンゴ礫混じり土の分類の試みとして標準貫入試験に着目して検討を行い、細粒分が50%を超える場合でも、粘性土として扱うのは不適切な場合があることを親泊は指摘しているが⁵⁾、これに引き続き確率的な観点からアプローチを試みた。

サンゴ礫混じり地盤における標準貫入試験結果の確率論的分析を行い、幾つかの有効な結果を得たのでここに報告する。

2. N 値の概況

砂分と N 値との関係を図-1に示す。かなりのバラツキがあるものの砂分の増加に伴いN値の増大が見られる。砂分60%辺りからN値の増大が著しくなるのが特徴的で、それ以下ではバラツキが大きい事がわかる。同様に、砂礫分とN値との関係を図-2に示す。粒度組成を砂礫分に広げて整理したものであるが、データの相関がよりはっきりとしている。図-1で見られた砂分60%以下のバラツいた部分のデータ

が砂礫分として80%以上のグループに入ったことによるものと思われ、サンゴ礫が N 値の増大へ寄与している可能性が指摘できる。図より砂礫分が80%を超えると、図-1に比べてN値の分布が広がっており、N 値の低いサンプルが増えていることがわかる。これらから、サンゴ礫混じり地盤のN値は砂分の増大とともに増大する一方、礫分の増大により砂分が減少し、それによって N 値も減少する。また、サンゴ礫へのロッドの直接接触により比較的大きい N 値が得られることも考えられる。

3. サンゴ礫に関する指標の導入

ここでサンゴ礫混じり地盤の N 値においてサンゴ礫そのものの振る舞いを、より詳細に観察するため式(1)に示す指標を導入する。

$$W_e = (D_{\max} - D_{2nd}) / 2 \times (100 - D_{2nd\%}) \quad (1)$$

ここに、 W_e はサンゴ礫の影響をみるための指標として最大粒径等価重量と呼ぶこととし、 D_{\max} は最大粒径、 D_{2nd} は最大粒径のふるい目に次ぐ2番目のふるい目で、 $D_{2nd\%}$ はそのふるいでの残留率である。

図-3に礫分と最大粒径等価重量との関係を示す。礫分を10%以上含有すると、その増大とともに最大粒径等価重量が圧倒的に大きくなり、サンゴ礫の影響が大きくなっていくことを示している。図-4に最大粒径等価重量と N 値との関係を示した。図には凡そ

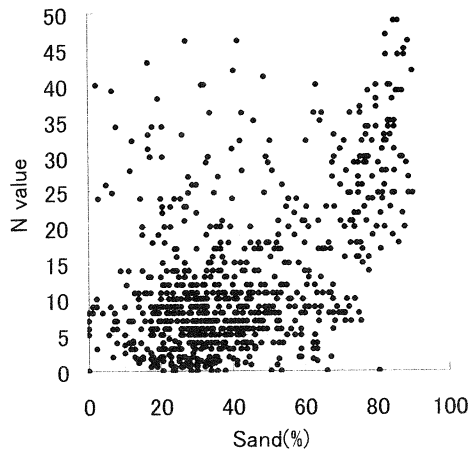


図-1 砂分とN値との関係

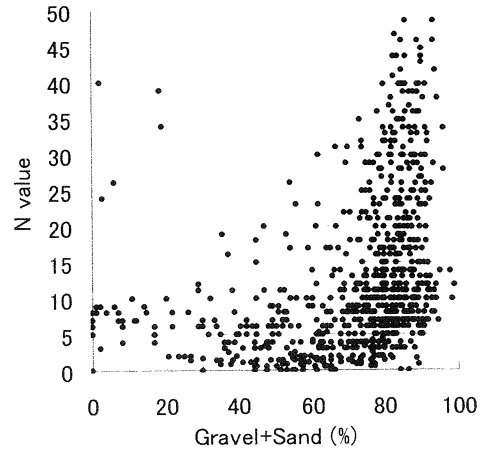


図-2 砂礫分とN値との関係

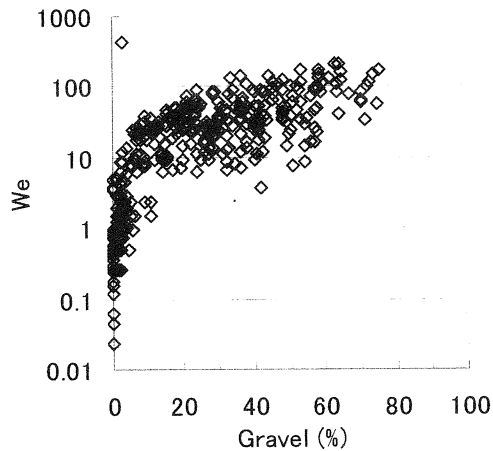


図-3 礫分と最大粒径等価重量との関係

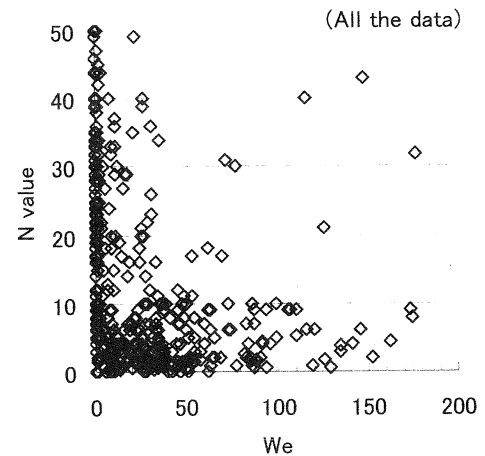


図-4 最大粒径等価重量とN値との関係

の包絡線を挿入してあるが、 We の増加とともに N 値の減少が見られる。これはサンゴ礫が増えた分、砂分が減少することによると考えている。

4. N 値の確率特性

図-5に N 値の頻度分布と出現確率を示した。ただし、 N 値の全データの平均値で各 N 値を除してから区分階ごとの頻度分布を示してある。図にはレイリー分布を併せて示してあるが頻度分布はよくこれに近似していると言える。同図を詳細に見ると、例えば、 $N/N(\text{mean})=3\sim3.5$ の区分階を見ると、(a)図のケースで出現確率 $p=0.046$ の実数値で、(b)図のケースで出現確率 $p=0.024$ の実数値が得られている。平均値は前者が大きいことも踏まえると、サンゴ礫を多く含む土の N 値は相対的に低めであることがわかる。ただ

し、(b)図は区分階が5を超えているが(a)図では4~4.5までであることにより、サンゴ礫を多く含む土でも N 値の平均値に比べて相当大的な値を得るケースがあることもわかる。前述した貫入時のロッドのサンゴ礫直接接触が原因であろう。

図-6に N 値の未超過確率を示した。特徴的なこととして未超過確率を示す線が $N=10$ 付近で折れていることが挙げられ、また、全データでは $N=10$ の未超過確率が約0.6であるのに対して、 $We>10$ のグループでは約0.75となり、 N 値が10以上となる確率は前者が約40%であるのに対し、サンゴ礫を多く含む土では25%程度しかないことが判る。

図-7に最大粒径等価重量と N 値の未超過確率との関係を示した。最大粒径等価重量が10を境として N 値の未超過確率がどのように変化するかを見たも

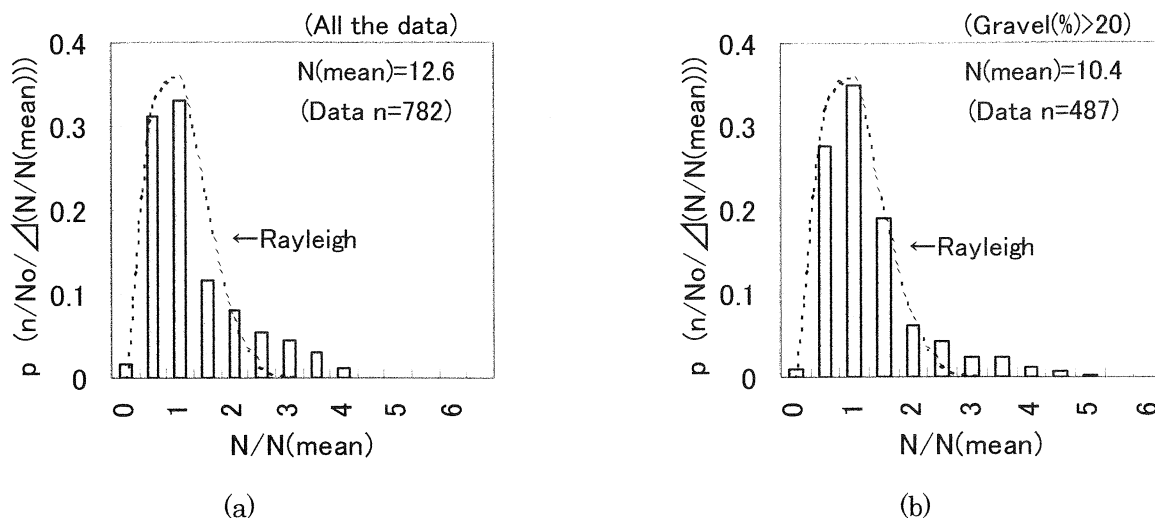


図-5 N 値の頻度分布と出現確率

のである。We>10の場合は $N=10$ の未超過確率は $p=0.77$ であるのに対し、We<10では $p=0.45$ とかなり小さい。サンゴ礫分含有量の多寡がN値10を超えるかどうかの確率に大きく関わっていると言える。これは、最大粒径等価重量の指標としての有効性と、We=10がサンゴ礫の多寡によりN値の特性が大きく変化することを示す適度な区分値であるとも言える。

5. 多変量解析による検討

N 値の大小を左右する因子として深度、礫分、砂分、シルト分、粘土分及び最大粒径等価重量を考え、これらを独立変数として多変量解析を行った。その結果を図-8に示す。N 値が30程度までは実際値と計算値が良く合っているが、それを越えると計算値が小さめの傾向になっている。その原因は、サンゴ礫混じり地盤の土の堆積状況からサンゴ礫片の混入が確認される深度は現地盤以下、ほぼ10m付近までであることと、それ以深では砂分の増大とともにN値の増大が顕著になるからであろう。礫分含有量を10~20%で区分して解析を行えば、N 値が30を超える範囲でも良い相関が得られるものと思われる。

多変量解析で得られた従属変数のN 値は式(2)のとおりである。

$$N = 0.69Z - 0.039G + 0.21Sa - 0.14Si - 0.10CC + 0.0094We \quad (2)$$

ここに、Z は深度(m)、G は礫分含有量(%), Sa

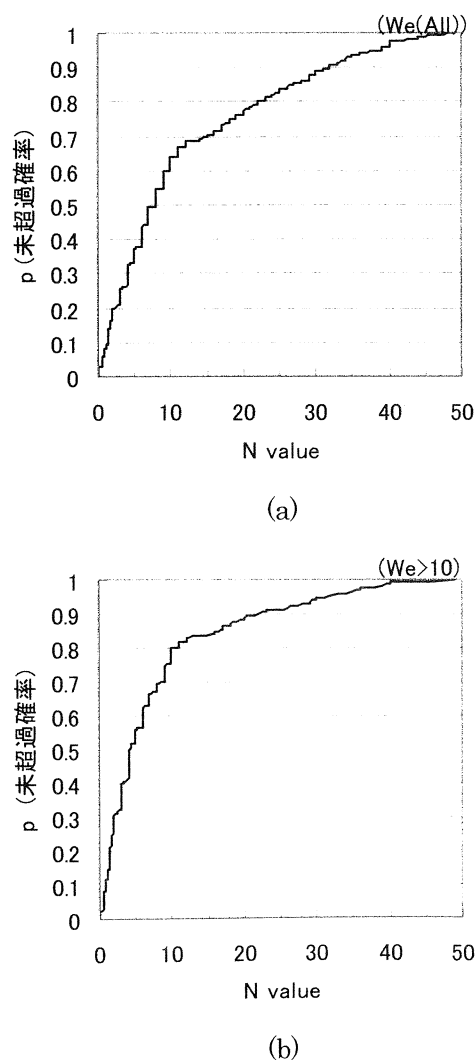


図-6 N 値の未超過確率

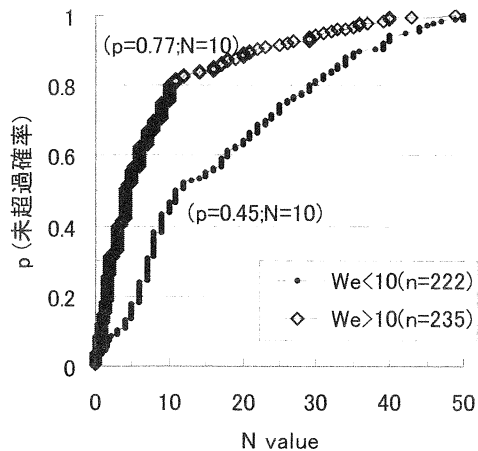


図-7 最大粒径等価重量とN値の未超過確率

は砂分含有量(%), Si はシルト分含有量(%), CC は粘土分含有量(%), We は最大粒径等価重量である. なお, 相関係数は 0.603 である.

N 値の増大には深度の深さが最も大きく影響し, 次いで砂分含有量の増大が貢献することが多変量解析結果から判った. 砂分についてはこれまで述べてきたことを裏付けている.

6. まとめ

本論分をまとめると以下のとおりである.

- ① サンゴ礫分が多いと砂分が減少し, その影響で N 値が小さめとなる.
- ② サンゴ礫混じり地盤の N 値の頻度分布はレイリー分布によく一致する.
- ③ N 値の未超過確率を見ると, サンゴ礫分が多い土と少ない土とでは, N=10 の場合で前者が $p=0.77$ で後者が $p=0.45$ と大きく異なる.
- ④ サンゴ礫混じり地盤の N 値を増大させるのは砂分であるが, サンゴ礫そのものへの貫入ロッドの直接接触によることも一部有り得る.

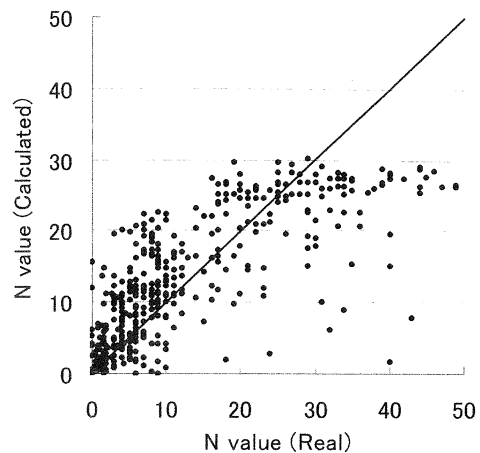


図-8 N値の多変量解析結果

参考文献

- 1) 沖縄総合事務局港湾計画課:サンゴ礫混じり土調査・設計マニュアル(案), pp.58~61, 1995.
- 2) 親泊正孝, 知花包信, 古川 清, 小川孝也:サンゴ礫混じり地盤の静的・動的特性, 破碎性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会報告書及びシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.121~126, 平成11年5月.
- 3) 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, Vol.1, pp.135~140, Sep., 2000.
- 4) 親泊正孝:さんご礫混じり土に適用された強度試験とその結果に関する幾つかの考察, 土と基礎, Vol.49, No.3, Ser.No.518, 地盤工学会, pp.8~11, 2001.3.
- 5) 親泊正孝:サンゴ礁周辺海底堆積土の工学的特性, 海洋開発論文集, Vol.17, 土木学会, 海洋開発委員会, pp.393~398, 2001.6.

3. 赤土濁水ろ過層におけるろ過特性把握を目的とした実験的研究

琉球大学工学部生 知念 樹
琉球大学工学部 原 久夫
(社) 沖縄建設弘済会 吉元 啓
琉球大学工学部生 池城 宣子

1. はじめに

一般的に赤土と呼ばれる国頭まあじは、沖縄本島北部地域の急傾斜の山地や丘陵地に多く分布しており、受食性土壌であることから侵食され流出しやすい素因を有している。その土壌要因に降雨、海・陸の地形の自然的要因と開発工事などの人為的要因が重なり、赤土濁水とし河川や海を汚染し、大きな社会問題となっている。

そうした状況を受け、平成7年に「赤土等流出防止条例」が施行されて以来、公共工事では様々な対策工法がとられている。その中で最も広く用いられているのがろ過型沈砂地であるが、現状での沈砂地では十分に赤土流出防止を行うのは困難である。

これまでの研究^{1) 2)}で、不織布シートと砂をろ過層に併用することによって、ろ過機能を発揮することがわかっているが、ろ過層の砂層幅については合理的な指針がなく、いまだろ過層の透水性とろ過水の濁度の良さの両方のバランスの取れた砂層幅は決定していない状況にある。

そこで本研究では、これまでのろ過実験水槽^{1) 2)}を大型化することにより、砂層幅だけではなく、水位差も考慮することによって、ろ過機能に優れた砂層幅と水位差、透水性に関する赤土濁水ろ過実験を行っている。今回は実験結果の一部を報告するものである。

2. 実験方法

実験条件として砂層幅：50cm、水位差：50cm で実験を行った。実験に用いたろ過実験水槽はアクリル性であり、ろ過実験水槽（高さ：100cm、横幅：20cm、長さ：200cm）の流出口と水槽内部に不織布シートを設置し、その間に砂を入れ、砂層（砂層幅：50cm、高さ：60cm、横幅：20cm、密度：1.3g/cm³）を作ったものである。実験は、背面部から赤土濁水（濁度：1000ppm）を給水し、水位が50cmに達した時点から測定を開始する。その後も水位を一定に保ちながら攪拌装置で掻き混ぜる。ろ過水の透水量が100lごとに約1～5l程度を採水し、ろ過水の濁度をポータブル濁度計を用いて測定した。その採水量と採水にかかった時間から時間あたりの透水量 q (cm³/s) を求め、透水量 q (cm³/s) から不織布シートと砂層で構成されているろ過層の平均透水係数 k (cm/s) を求める。

ろ過層の平均透水係数 k の算出は下記の式による

$$k = 2ql/bH^2$$

ただし、

q ：時間あたりの透水量 (cm³/s) k ：ろ過層の平均透水係数 (cm³/cm²) b ：水槽幅 (cm)

H ：水位 (cm) l ：透水長 (cm)

濁水ろ過実験終了後、砂層を流入側と流出側に分け、さらにそれぞれを四等分し計8つに分解した試量を採取した。その試料を炉乾燥により完全に乾燥させた後、赤土を含んだ砂の量 (m) を測定し 75 μ m のふるいで赤土を洗い流し、砂だけを炉乾燥で再度乾燥させ、赤土を含まない砂の量 (m_s) を測定し、砂層中での砂に対する残留赤土の比率を求めた。

砂層中での砂に対する残留赤土の比率 r の算出は以下の式による

$$r = (m - m_s) / m_s \times 100$$

ただし、

m : 砂+赤土 (g) m_s : 砂 (g)

なお、実験で用いた試料の物理的特性は表-1、不織布シートの特性値を表-2、ろ過実験水槽の概略図を図-1、ろ過実験水槽の前面を写真1、ろ過実験水槽の側面を写真2に示す。

表-1 試料土の物理的特性

赤土(石川土)			海砂(チービシ砂)		
土粒子の密度		2.72g/cm ³	礫分		6.60%
砂分		18%	粒度分布	粗砂分	85.80%
粒度分布	シルト分	54%		細砂分	4.60%
	粘土分	21%	最大密度		1.312g/cm ³
液性限界		77.5%	最小密度		1.075 g/cm ³
塑性限界		35.9%	透水係数		6.02×10 ⁻² cm/s
最適含水比		32.3%			

表-2 不織布シートの特性値

吸出防止材	ステラシート	テクトン
素材	ポリエステル	ポリプロピレン
厚さ	0.7cm	0.035cm
透水係数	(4.27~6.67)×10 ⁻¹ cm	9.85×10 ⁻³ ~1.29×10 ⁻² cm/s

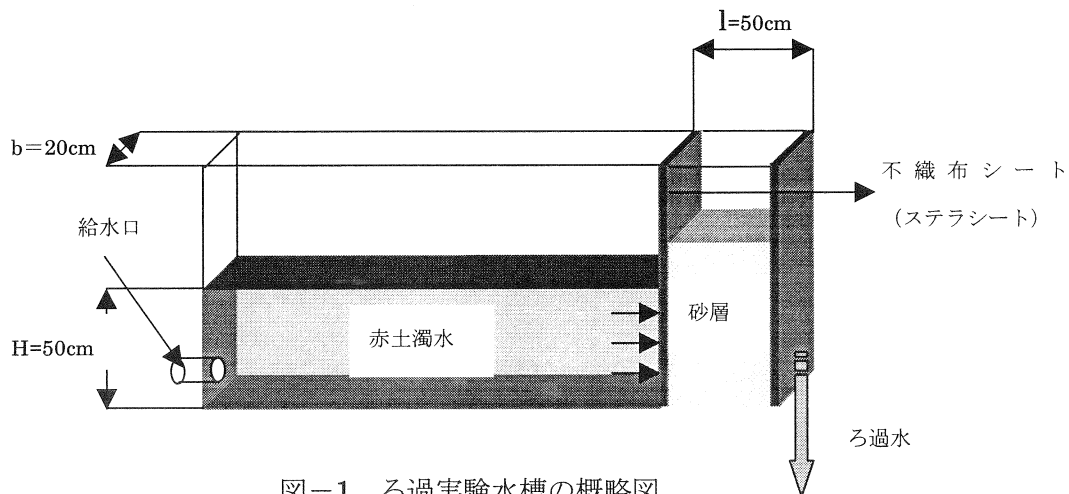


図-1 ろ過実験水槽の概略図

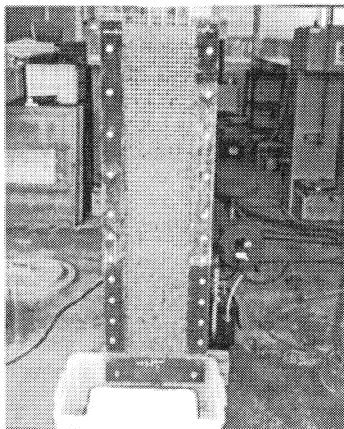


写真1 ろ過実験水槽 前面

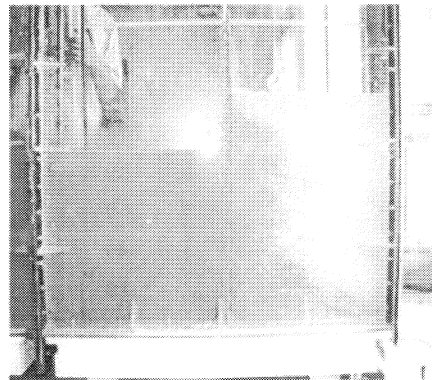


写真2 ろ過実験水槽 側面

3. 結果と考察

図-3 は赤土濁水が定水位になった時点から、ろ過水の測定時までにおけるろ過水の累積透過流量と透過時間の関係図である。測定はろ過水の透過流量 100l ごとにしており、ろ過水の累計透過流量が増加するにしたがい、100l をろ過するのに要する時間は徐々に長くなっている。

図-4 は測定時におけるろ過層の累計透過流量とろ過層の平均透水係数の関係図である。累計透過流量が増加するにしたがい、平均透水係数は単調に低下している。その原因はろ過層での目詰まりによるものである。累計透過流量が $3300\text{cm}^3/\text{cm}^2$ の時点で、低下していた平均透水係数が一時上がり、その後、累計透水係数が $4000\text{ cm}^3/\text{cm}^2$ になるまで平均透水係数は単調に低下を示している。累計透水係数が $4500\text{ cm}^3/\text{cm}^2$ を超えたあたり

りから透水係数が幾度か上下し $1.2 \times 10^{-3} \sim 3.2 \times 10^{-3}\text{cm/s}$ の値を保つようになり、ろ過実験開始時の平均透水係数 $1.0 \times 10^{-1}\text{cm/s}$ に対して 100 倍も低下しており、実用的ではないため実験を終了した。

図-5 は測定時におけるろ過水の濁度とろ過水の累計透過流量の関係図である。ろ過水の濁度は 0~10ppm であり、終始、「沖縄県赤土等流出防止条例」における濁水の排出基準値である 200ppm 以下を大きく下回っている。ろ過水の濁度の面で、不織布シートと砂層によるろ過層が赤土処理に優れていることがわかる。

写真 3 は実験終了後の砂層の様子である。流入側 (E, F, G, H) で赤土による目詰まりが生じているのに対して流出側 (A, B, C, D) の A, B, C では目

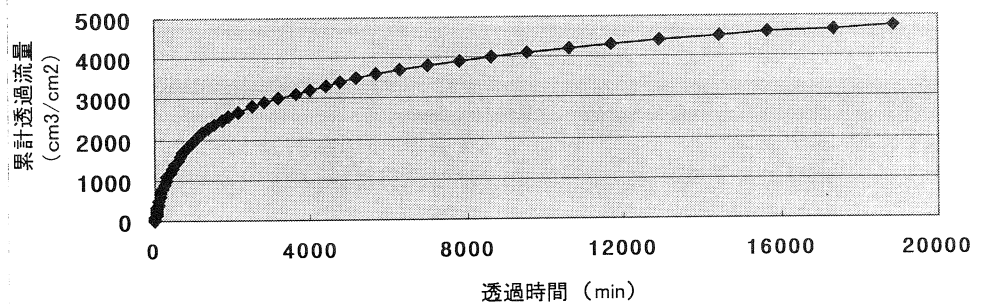


図-3 累計透過流量—透過時間 関係図

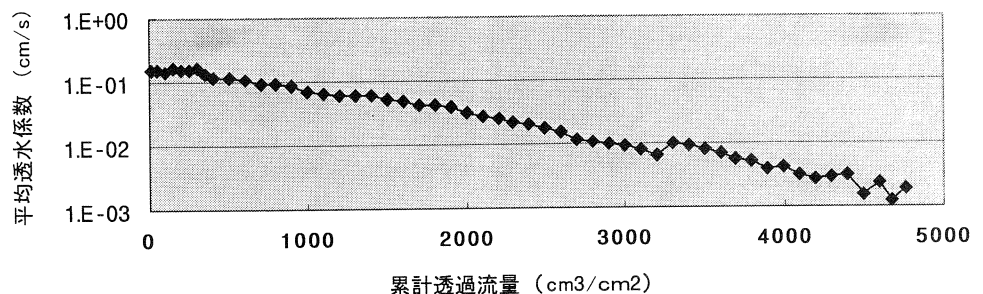


図-4 累計透過流量—平均透水係数 関係図

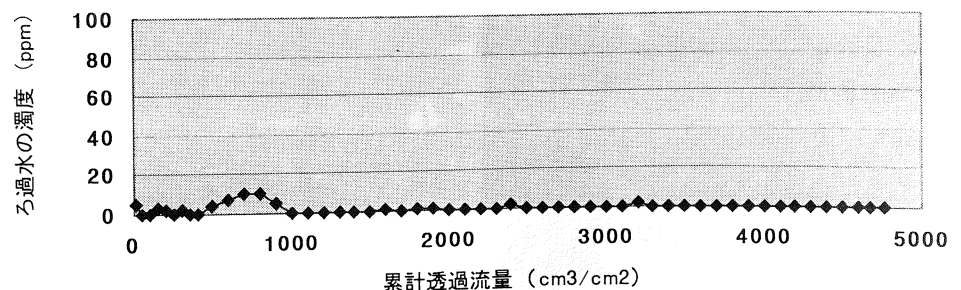


図-5 累計透過流量—ろ過水の濁度 関係図

詰まり観察されず、下部に位置する D に若干赤土による目詰まりが見える。表-3 は、実験終了後の流入側および流出側の砂層中での砂に対する残留赤土の比率 r である。流入側では砂層中での砂に対する残留赤土の比率が約 7~10% であるのに対して、流出側は約 1% である。表-3、写真 3 から分かるように、流入側と流出側の赤土による目詰まりの違いは大きく、赤土の目詰まりによる平均透水係数の低下から考えると、目詰まりの少ない流出側の砂層はまだまだ利用価値が高く、目詰まりの多い流入側の回復改善が必要である。

表-3 砂層中での砂に対する残留赤土の比率(%)

流出側			流入側		
A~C	D	E	F	G	H
0.70	1.29	7.69	10.48	7.30	8.98

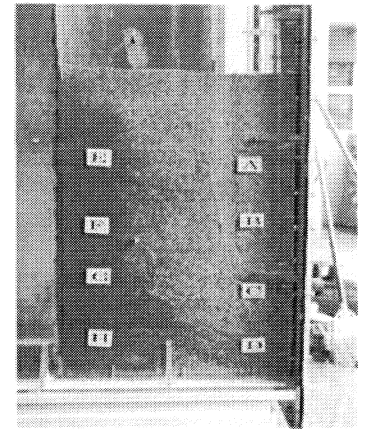


写真 3 実験終了後のろ過層

4. おわりに

ろ過層のろ過特性把握を目的として赤土濁水ろ過実験を行った結果以下ことがわかった。

1. ろ過層の平均透水係数は累計透過流量が増加するにしたがい単調に低下し、累計透過流量が $4500 \text{ cm}^3/\text{cm}^2$ の時点で $1 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ の値を示しており、透水性に優れず実用的でなかった。
2. ろ過層の濁度は非常に低く、不織布シートと砂層で構成しているろ過層が濁度の面で赤土処理に優れていた。
3. 赤土の目詰まり分布は、流入側で全体的に目詰まりを生じているのに対して流出側では下部のみが若干の目詰まりを生じ、流入側と流出側に大きな違いが見えた。
4. 目詰まりが生じた流入側の砂層の回復もしくは除去と、目詰まりのない流出側の有効利用が必要であることが確認できた。

今後は、水位差と砂層幅を変えてより多くの条件下で実験を行い、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、その両方にバランスのとれた水位差と砂層幅を調べていく予定である。

参考文献

- 1) 宮城かお里, 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発表会講演概要集
- 2) 伊志嶺直哉, 上原ゆり, 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. 第 13 回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集

4. 国頭まあじの粒度特性と人工降雨実験による流出土量の関連性について

○ 那覇市 渡久地 勲

琉球大学工学部 原 久夫

1. はじめに

沖縄県中・北部地域に広く分布している国頭まあじは受食性が高く、その分布地形の特性や降雨などの気象条件により侵食および流出が生じやすい自然的背景を有しており「赤土汚染」として環境問題となっている。「赤土汚染」を防止するのに流出防止対策の質的向上はもちろん、赤土流出発生源の把握と流出防止、またどのような特性のある土が流出しやすいかを把握しておくことが重要である。そこで本研究では、国頭まあじの分布地域から採取した試料に対し、人工降雨実験を行いその表土流出量を調べた。さらにその流出土量と粒度特性の関連性について検討した。

2. 試料土および実験方法

2. 1 試料土

国頭まあじは既往の研究報告により地表から深度5～15cm間では地中の温度変動が激しく、これによる表層の風化侵食が著しいことがわかっている。これは流出を生じさせるひとつの要因と考えられる。このことから沖縄県本島北部地域の主要道路沿いの裸地82地点で、地表面から5～15cmの深度において約3kgの試料を採取した。試料は採取位置の自然含水比を保つため保存バッグに保存した。このような条件で採取した試料をその後の各実験で用いた。

2. 2 実験方法

図-1に本研究で行った各実験の流れを示す。土粒子の密度試験・粒度試験は人工降雨実験結果より得られた流出土量をもとに、流出土量の多い試料・少ない試料の各10個について行った。

●人工降雨実験

締固めを行った試料(表-1参照)を写真-1のようにセットしたあと、表-2に示す条件で実験を行い各試料の流出土量を測定した。約9000(mm/hr)という実際にはない降雨強度に設定し

たが、この実験では試料土の違いによる流出土量の差を調べるのが主目的であるため、このような高降雨強度に設定した。

表-2 人工降雨実験の条件

降雨強度 (mm/hr)	散水時間 (min)	斜面勾配 (°)
9000	12	40

3. 実験結果および考察

人工降雨実験の結果を試料採取位置とともに表-3と図-2に示す。図-2に示すように人工降雨実験による流出土量は、採取した場所によって大きな差がある。特に顕著な地域的な偏りはなく近接した地点においてもその流出土量には個別的な差がある。また地質区分と流出土量に特別な関係は認められなかった。

図-3は人工降雨実験結果による流出土量のヒストグラムであり、全試料のうち約半数(50.62%)は流出土量5g/(mm・m²)以下に集中している。それ以外では流出土量が増加するに伴い個数は減少する分布となっている。

粒度特性と流出土量の関連性を調べる目的で、流出土量の多い試料・少ない試料の各10個について粒度試験を行った。その結果から得られた粒径加積曲線より両者の形状を比較してみると違いが確認できた。このことから粒径分布と流出土量になんらかの関連性があると予測される。

表-1 締固め条件

モールド	落下高さ (cm)	締固め回数 (回)	層数 (層)	ランマー質量 (kg)	含水比 (%)	締固めエネルギー (N・m/m ³)
10cm	30	25	3	2.5	自然含水比	5.516×10 ⁵

細粗粒子の混ざり方を示す代表的な指標としては均等係数がある。しかし本研究の場合、対象土の過半数が粘性土であり 10%粒径(D_{10})の測定値がないものが多い。そこで均等係数にかわる指標として次式で定義される平均均等係数を用いた。

$$\overline{U_c} = \left(\prod_{i=1}^n \left(\frac{D_{pi+50}}{D_{pi}} \right) \right)^{1/n} \quad (1)$$

$p_i=10,15,20,25,30,35,40$

式中、例えば $i=1$ の場合、 D_{pi+50}/D_{pi} は均等係数と一致する。以下、分母の粒径が 5%ごとに増加した粒径比となる。上式による平均均等係数は、これらの比の加積平均となっている。図-4 に平均均等係数と流出土量の関係を示す。図から

$$\log_{10} \overline{U_c} > 1.30 \quad (\overline{U_c} > 20) \quad (2)$$

となるものはすべて流出土量が少ないことが確認できる。粒径幅が広く粒度分布がよければ流出土量は減少するものと考えられ、これは 1 つの判断基準になる。

次に、シルト分を縦軸に、粘土分を横軸にとりそこに流出土量の多い試料・少ない試料をプロットして得たものを図-5 に示す。この図から領域区分線は

$$y = -2x + 100 \quad (3)$$

x:粘土分(%) y:シルト分(%)

で表され(A)領域では流出土量が多く、(B)領域では流出土量が少ないという区分ができる。これも 1 つの判断基準となる。

4. おわりに

国頭まあじの粒度特性と人工降雨実験による流出土量との関連性を調べることを目的として実験を行い、それより得られた結果を以下に示す。

- ・人工降雨実験による試料の流出土量は、採取した場所によって大きな差があるものの特に顕著な地域的な偏りはない。また、地質区分との関係も認められなかった。
- ・式(1)で定義された平均均等係数を用いると、式(2)の範囲内にある試料は流出土量が少ないと考えられる。
- ・図-5 に示す領域区分線により区分される(A),(B)はそれぞれ流出土量の多い領域、少ない領域であると考えられる。

平均均等係数と粒度組成の両方を適用して流出土量の多少を判断すると 20 例中、17 例を区分すること

ができる。

参考文献

- 1) 前武富 聡 「赤土流出防止のための安定処理に関する実験的研究」 平成 5 年度卒業研究



写真-1 人工降雨実験風景

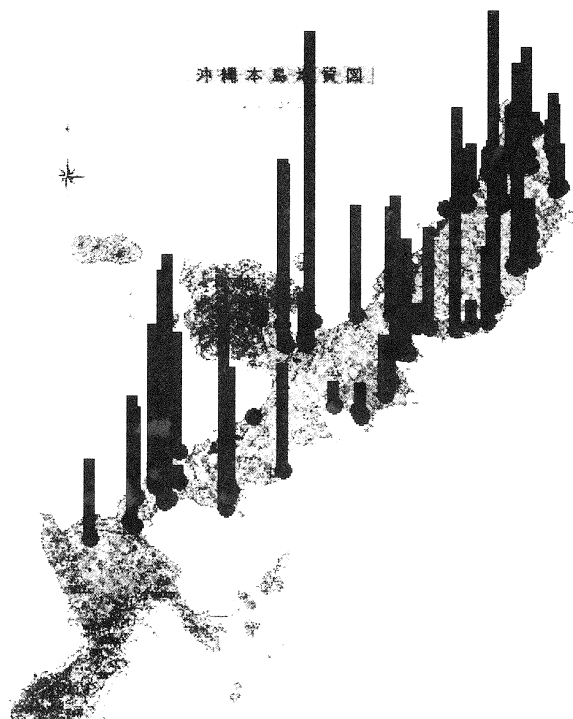


図-2 試料採取位置および人工降雨実験による流出土量

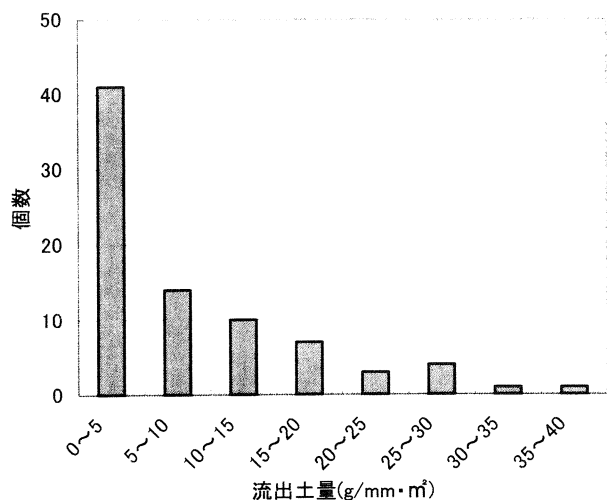


図-3 流出土量のヒストグラム

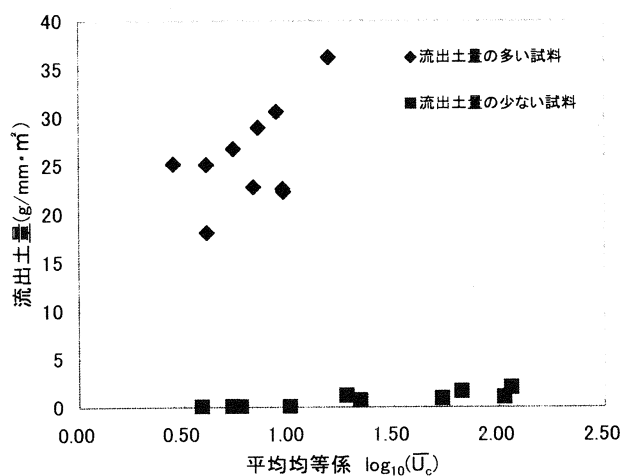


図-4 平均均等係数と流出土量の関係

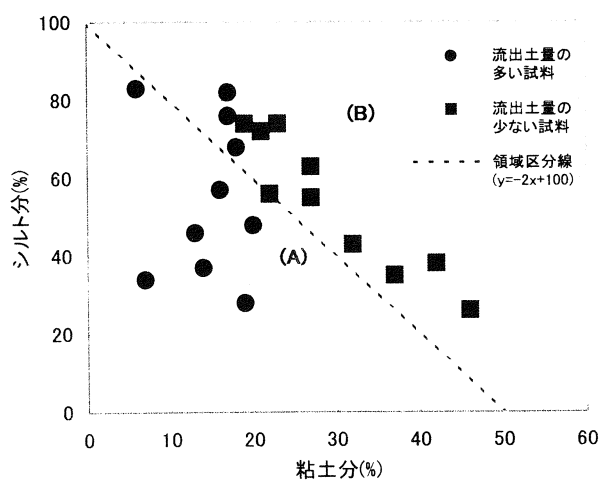


図-5 シルト・粘土分による流出土量の区分

表-3 試料採取位置および人工降雨実験結果

試料 NO	自然含水比 (%)	流出土量 (g/mm·m²)	緯度(°)	経度(°)
1	13.76	16.28	26.42467	127.82270
2	32.15	30.61	26.45290	127.86432
3	24.56	28.95	26.45017	127.85977
5	19.81	0.91	26.42993	127.81875
6	16.83	25.19	26.44177	127.93087
7	24.33	9.90	26.41337	127.77053
8	22.78	2.10	26.45432	127.93488
9	30.12	15.53	26.45938	127.93770
10	20.48	13.25	26.47963	127.99938
12	14.91	11.21	26.45455	127.82508
13	15.28	18.00	26.46713	127.84735
14	31.52	3.16	26.46647	127.84825
15	30.93	2.01	26.47177	127.87532
16	16.50	14.92	26.50370	127.87532
17	14.91	-	26.53753	127.96468
18	19.05	2.12	26.61443	128.02613
19	26.97	5.76	26.61913	128.02442
20	19.48	36.21	26.63700	128.03502
21	31.69	13.73	26.64258	128.08553
22	23.70	13.50	26.64243	128.12677
23	26.82	1.01	26.65292	128.13325
24	19.93	9.70	26.64000	128.14602
25	11.83	11.67	26.60515	128.14333
26	15.90	26.77	26.60515	128.99553
27	29.17	22.61	26.61292	128.00295
28	21.40	3.40	26.61395	128.00110
29	34.16	22.83	26.61602	128.00182
30	20.80	0.05	26.63517	127.99840
31	21.73	0.02	26.63558	127.99808
32	23.93	1.19	26.64208	127.97283
33	15.63	0.94	26.64790	127.97342
34	37.02	3.57	26.62242	128.02552

自然含水比 流出土量				自然含水比 流出土量			
試料 NO	(%)	(g/mm・m ²)	緯度(°) 経度(°)	試料 NO	(%)	(g/mm・m ²)	緯度(°) 経度(°)
35	26.90	0.69	26.75418 128.19138	70	16.45	17.15	26.60385 128.13298
36	28.30	5.15	26.76152 128.20877	71	17.41	14.28	26.60233 128.14613
37	26.03	2.12	26.75893 128.21545	72	22.10	2.69	26.62938 128.15738
38	35.81	4.65	26.75893 128.21748	73	12.89	12.53	26.62837 128.17087
39	18.35	3.45	26.75183 128.24890	74	15.50	16.36	26.62635 128.20300
40	18.81	7.18	26.75725 128.25885	75	27.72	2.98	26.62970 128.22117
41	19.28	11.59	26.76308 128.20643	76	9.36	9.37	26.63375 128.24080
42	18.13	4.52	26.77792 128.21662	77	9.47	—	26.65102 128.24682
43	21.34	5.21	26.77923 128.22195	78	19.50	18.10	26.65525 128.25000
44	22.35	3.53	26.78967 128.24353	79	30.14	3.90	26.67592 128.24247
45	20.64	2.56	26.79395 128.24097	80	24.80	3.90	26.69648 128.24392
46	24.99	3.35	26.79672 128.24778	81	19.30	25.12	26.69325 128.27780
47	16.35	17.52	26.79502 128.24973	82	24.04	3.23	26.69052 128.27443
48	19.47	7.52	26.79740 128.26977	83	27.51	4.50	26.69827 128.29290
49	24.16	1.62	26.79748 128.29220	84	34.46	0.02	26.73723 128.28922
50	24.39	9.28	26.80117 128.28640	85	14.71	9.88	26.83895 128.28928
51	32.54	2.49	26.81148 128.28825				
53	18.50	3.98	26.83800 128.29798				
54	15.33	3.42	26.81683 128.31562				
55	18.05	7.78	26.80847 128.31932				
56	17.77	2.66	26.80942 128.32027				
57	12.80	7.90	26.79475 128.32098				
58	20.49	5.31	26.77417 128.32707				
59	17.71	2.51	26.77098 128.32193				
60	24.05	4.43	26.72360 128.29070				
61	25.72	0.04	26.70072 128.28307				
62	19.48	22.33	26.70072 128.27872				
63	22.87	2.57	26.70077 128.27868				
64	20.53	2.73	26.69113 128.26952				
65	16.80	—	26.54852 128.05797				
66	19.26	2.09	26.54232 128.08592				
67	16.13	4.21	26.53617 128.08957				
68	19.66	—	26.55843 128.11862				
69	27.03	4.03	26.57242 128.12573				

5. 高遮水（三層構造）鉛直壁工法による汚染土壌の封じ込め

不動建設株式会社 原田健二

福島信吾

○鈴木亮彦

1. はじめに

近年、土壤汚染等の環境問題については、益々感心が高まっており、現状の把握や対策について盛んに議論がなされている。平成 10 年には共同命令（廃棄物処分場の技術上の基準に対する命令＜総理府・厚生省＞）に基づき、全国の最終処分場の内、遮水工等の設備が設置されていない施設が明らかにされ、沖縄県においても 22 箇所の処分場が不適正であるとの指摘がなされた。

鉛直遮水工法は、地下水により廃棄物や汚染土壌から溶出する有害物質を封じ込める工法である。上記の共同命令の新構造基準において鉛直遮水工として示されたものは、①薬液等の注入固化工法、②地中壁工法、③鋼矢板工法、④その他の工法であり、本稿で紹介する遮水工は④の“その他の工法”に属する。

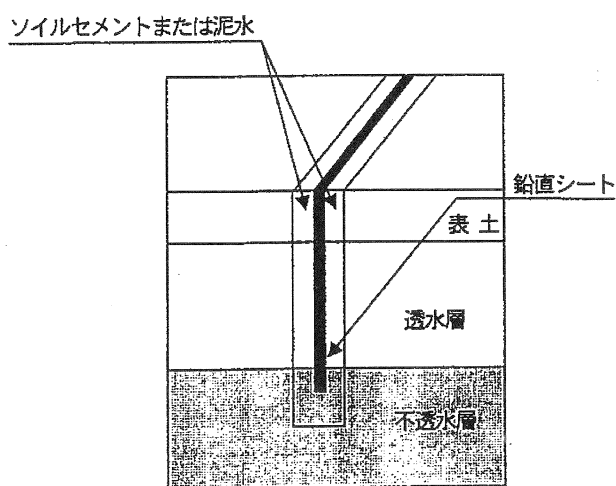


図-1：三層構造鉛直壁の模式図

鉛直遮水工法において最も重要な点は、壁体の連続的な遮水性の確保である。この観点から、図-1に示すように合成樹脂系シートや薄鋼板などのシート材料を使用し、その両側をソイルセメント壁（以下、連続壁）で覆い、一層信頼性の高い三層構造とする工法を開発した。

ここでは、この壁体として三層構造を有する高遮水鉛直壁工法の概要と適用事例について、記述することとする。

2. 高遮水鉛直壁工法の概要と特徴

高遮水鉛直壁工法は、先行打設や先行削孔により連続壁を造成し、その後シート材料を打設する工法である。

連続壁の造成については、大きく分けて以下の2つの方法がある。

- ① 先行打設 ソイル化（セメントベントナイトなどによる原位置攪拌）

プレボーリング工法やTRD工法（トレーダー工法：ソイルセメント地中連続壁工法）等を使用し原位置攪拌によりソイルセメント壁を造成する。

- ② 先行削孔 泥水置換（セメントベントナイトなどによる完全置換）

アースオーガー工法、ケーシング回転掘削工法などによりセメントベントナイト等で置き換えを行い、泥水壁を造成する。この場合、連続壁自体に強度が要求される事は少ないので、一般的な連続壁と比べセメント添加量が少なくなる。

シート材料に応じて、高密度ポリエチレンシートを用いる「ジオロック工法」と薄鋼板を用いる「シートウォール工法」の2つの方法がある。

2-1. シート材料の特性と構造

①ジオロック工法

ジオロック工法のシート材料の特性を表-1に示す。このシートは図-2に示すような形状を持っており、シート材料の継手部は水膨張性シーリング材をセクションに挿入することにより、水密性を確保している。またこのシート材料は耐薬品性及び耐久性に優れた合成樹脂系シート（高密度ポリエチレン（HDPE）シート）を使用している。またこのシートはフレキシブルな材質であり地盤の変形や地震等に対し追従が可能であるという特長を持っている。

表-1：ジオロックのシート材料

項 目	測定方法	基準値
密度	JIS K 7112	0.942g/cm ³ 以上
厚さ	JIS K 6250	2.0mm+15%,0
引張強さ	JIS K 6251	1177N/3cm 以上 (120kgf/3cm)
伸び	JIS K 6251	560%以上

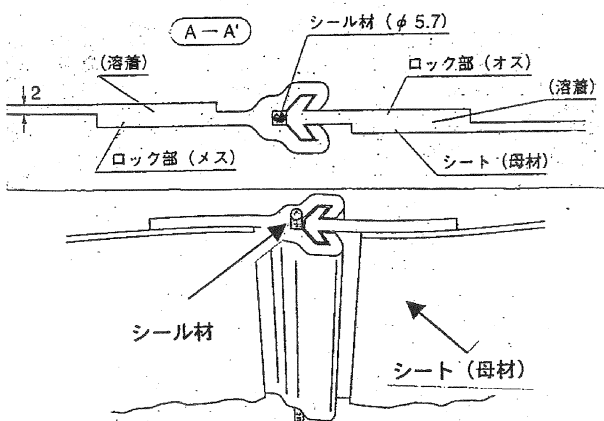


図-2：ジオロック工法のシート材料の構造

②シートウォール工法

シートウォール工法のシート材料は、薄鋼板（JIS G3131 SPHC）であり、これは熱間圧延軟鋼板で冷間加工性に優れており特性は表-2に示す通りである。また図-3に示す継手部に不透水性グラウト材を充填することにより、確実な遮水効果が得られる。

表-2：シートウォールのシート材料の特性

引張強さ	伸 び	
270N/mm ² 以上	厚さ 1.6mm 以上 3.2mm 未満	29%以上
	厚さ 3.2mm 以上	31%以上

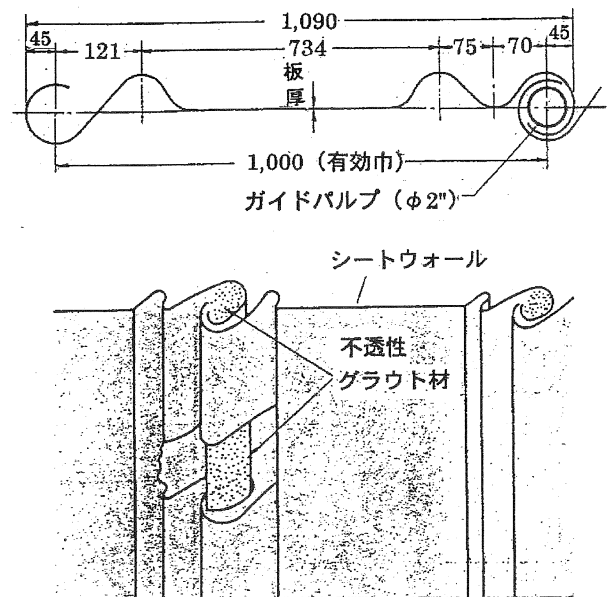
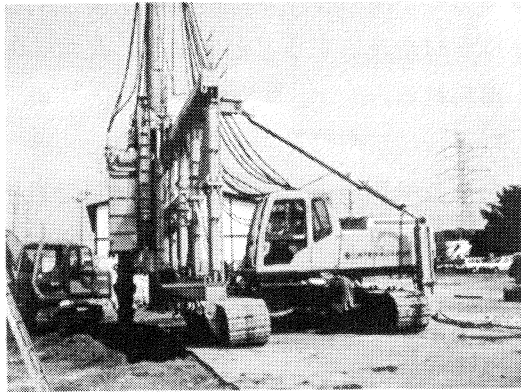


図-3：シートウォール工法の構造

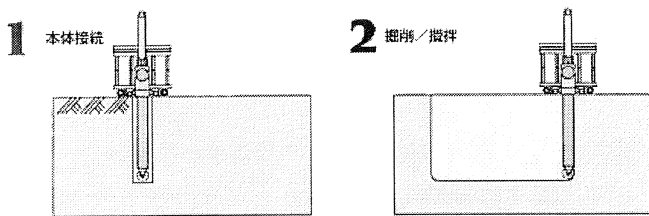
2-2. 高遮水鉛直壁工法の施工方法

連続壁を先行打設する工法のひとつに、TRD工法がある。図-4は、TRD工法の施工機と手

順を示しており、カッターポストを地中に貫入した後、地盤の切削とセメントスラリーの攪拌を同時に行い、連続壁を造成する工法である。



(a) 施工機



(b) 施工手順

図－４：TRD工法

図－５に高遮水鉛直壁工法の施工手順を示す。この図は、TRD施工機によるソイルセメント壁の先行打設と、その後のジオロック工法による遮水シートの打設工程を示している。なお、ジオロック工法とシートウォール工法はシート材料がことなるが施工方法については、ほぼ同様である。以下に施工手順を示す。

① セット

シート材料貫入フレームにセットし打設機に吊り込み、所定の位置にセットする。

② 貫入

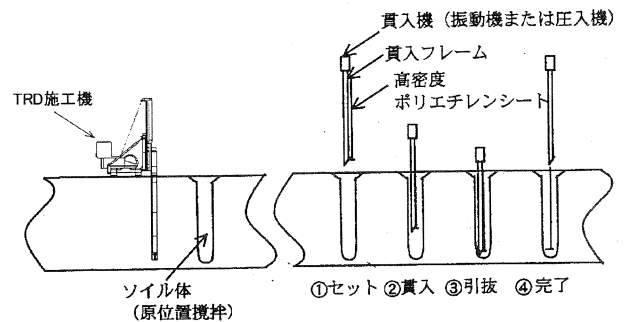
貫入機（振動機または圧入機）を用いてシート材料をセットした貫入フレームを先行打設された地盤中に貫入する。

③ 引抜き

シート材料が所定深度に到達した後、貫入フレームのみを引き抜く。

④ 完了

打設完了後、次の施工位置へ移動する。



図－５：遮水シートの貫入手順

2－3．高遮水壁工法の特長

当工法の特長は、以下の通りである。

① 高遮水壁の構築

図－１に示した通りソイルセメントとシート材料のサンドイッチ構造（三層構造）により、遮水性に優れた鉛直遮水壁を構築できる。

② 地盤への追従性

高強度の連続壁が造成された場合には、地盤の変形や地震によりクラックが発生し、遮水不良となる恐れがある。しかしシート材料がフレキシブルであるジオロック等を用いることにより地盤の変形に追従できる。また、連続壁自体もセメント添加量が少ない為、剛性が小さく三層構造の遮水壁自体も地盤への追従性に優れている。

③ 砂礫地盤や軟硬岩への対応

砂礫地盤や軟硬岩などにも対応できる先行打設機・先行削孔機を選択することによりシート打設機のみでは貫入が困難な地盤にも施工が可能となる。

④ シート打設時の貫入負荷軽減

先行打設・先行削孔とシート打設を平行して施工するため、シートの打設時は未固化状態の地盤で打設が行える。このことによりシートの貫入に負荷が無く施工性が向上される。またシートの損傷の可能性も減少する。

3. 適用事例

旧ごみ処分場環境対策工事として、高遮水鉛直壁構造が採用された適用事例を紹介する。

当地区では、N値が50以上の岩盤へ根入れする必要性があり、ジオロック工法とTRD工法の組合せによる三層構造が採用された。

TRD工法により構築されたソイルセメント壁中にジオロックシートを挿入することにより、より高い遮水効果を期待している。図-5は、端部を試掘した際の断面状況を撮影したものである。

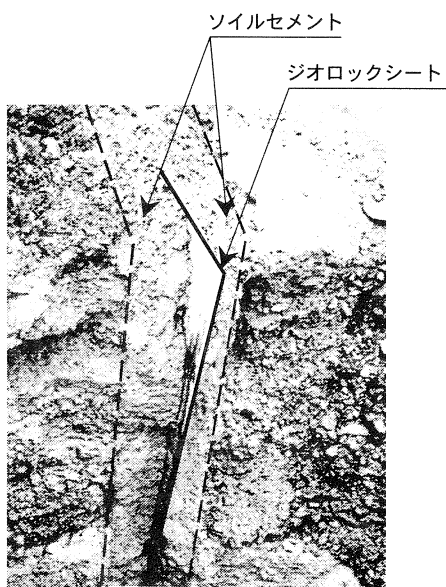


図-5：三層構造の断面状況

4. 沖縄の地盤への適用についての考察

図-6は沖縄県内で頻繁に見られる土層構成のパターンであり、下層より島尻層群、琉球石灰岩

灰岩、沖積層の順に堆積している。

琉球石灰岩はさんご礁堆積物であるため、所々にポーラス状の間隙を有しており、不透水層とは言えない。したがって、沖積層で充分な不透水性を持たない場合には、遮水工は琉球石灰岩の層を突き抜けて、島尻層まで根入れをする必要がある。ただし、琉球石灰岩の大部分は硬質であるため、切削や貫入を行う場合には施工機的能力が充分に高くないと、施工は困難となる。

この点でTRD工法は、前述の適用事例においてもN値50以上の地盤の切削を行っており、高い施工能力が証明されていることから、沖縄県内における適用性も充分に期待できるものと考えられる。

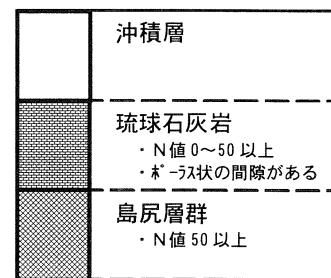


図-6：沖縄本島で特徴的な土層構成

5. おわりに

以上、最終処分場などにおける汚染土壌の封じ込め対策としての、三層構造の鉛直遮水工法について述べた。今後、こうした高い遮水性を有した技術が、不適正処分場の改善の一助となれば幸いです。

6. 「頑丈土^{がんじゅうど}破砕材」の開発とその工学的性質

沖縄電力(株)発電部具志川火力発電所業務課長 天願 友一
沖縄電力(株)発電部具志川火力発電所業務課 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

沖縄電力(株)具志川火力発電所は沖縄本島電力需要の35%を賄う石炭専焼発電所であり、燃料である石炭の燃焼に伴い約10万t/年の石炭灰が発生している。そして、この石炭灰を有効利用することは、電力の安定供給、資源の活用、環境の保全などの面から重要な課題となっている。これまでも、セメント原料として利用するほか、石炭灰を用いた路盤材や地盤改良材¹⁾²⁾を開発・製造し有効利用を図ってきた。今回、新たに石炭灰を大量に有効利用する技術として「頑丈土破砕材」を開発し、平成12年12月に(財)土木研究センターから土木系材料技術・技術審査証明³⁾を取得した。

本報告では「頑丈土破砕材」の概要とその工学的性質について述べる。

2. 「頑丈土破砕材」の概要

2. 1 「頑丈土破砕材」とは

「頑丈土破砕材」は、石炭火力発電所で副生される石炭灰に水と数種類の添加剤、セメントを混合して製造する「頑丈土」を締め固めて固化・養生(貯蔵)した後に掘削・破砕して製造する人工の地盤材料であり、路床、路体(盛土)、構造物の裏込めや埋戻し、河川築堤、土地造成の用途に対し、通常の地盤材料と同様に設計・施工を行うことができる。

写真-1に「頑丈土破砕材」を示し、図-1に「頑丈土破砕材」の製造システムを示す。

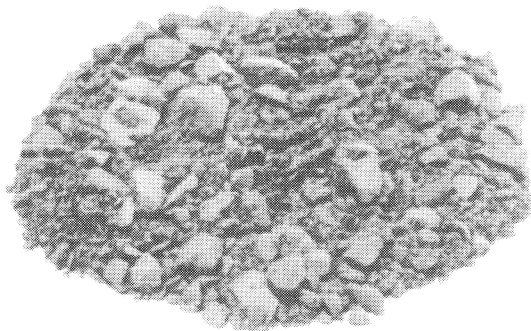


写真-1 「頑丈土破砕材」

2. 2 「頑丈土破砕材」の特徴

「頑丈土破砕材」は以下のような特徴を有している。

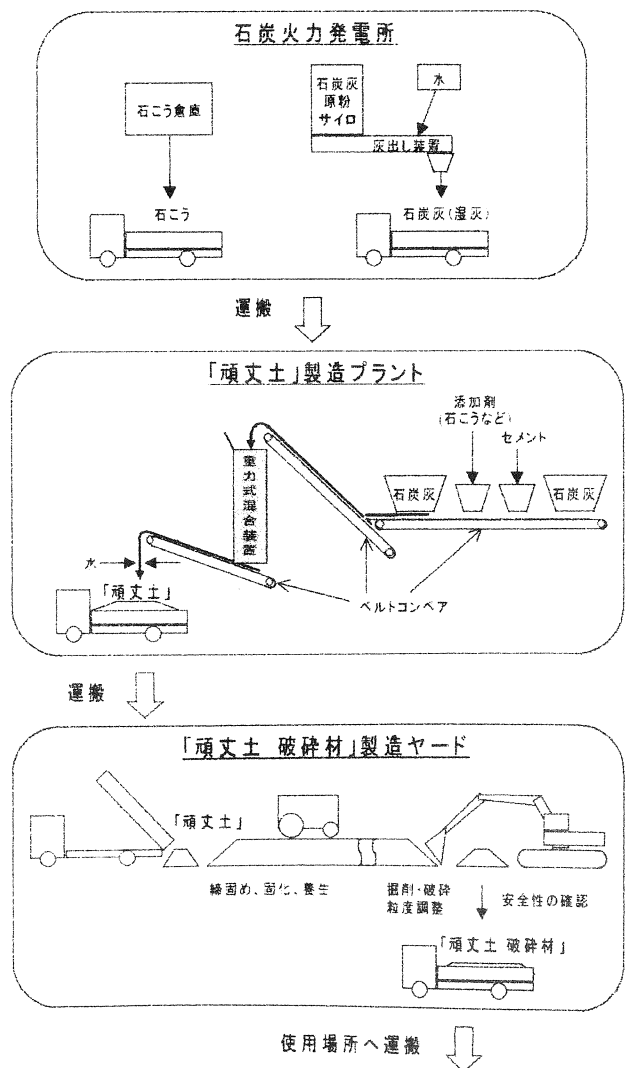


図-1 「頑丈土破砕材」の製造システム

(1) リサイクルによる自然環境の保全

石炭灰を地盤材料としてリサイクル使用できるため、資源の有効利用を図ることができる。また、土砂の採取や処分場建設にともなう環境破壊を抑制できる。

(2) 大量供給が可能

固化させて貯蔵した「頑丈土」を需要に応じて掘削・破碎して製造するため、従来の石炭灰加工品と違って一時期にまとまった量を供給することができる。

(3) 環境に対して安全

有害物質の溶出量は土壌環境基準を満たし、環境に対して安全である。

3. 「頑丈土破碎材」の工学的性質

ここでは、「頑丈土破碎材」の実証盛土試験で行った試験の結果でその工学的性質を示す。

実証盛土試験での「頑丈土破碎材」の製造は次のように行った。表-1に示した配合G1、G2、G3の「頑丈土」を実機プラントの重力式混合装置で製造し、これを屋外ヤードにおいてタイヤローラで締固めて盛土とし、固化、養生する。1ヶ月以上養生した後、「頑丈土」の盛土を掘削・破碎して「頑丈土破碎材」を製造する。

製造した「頑丈土破碎材」は各種室内試験を行うほか、配合G1、G3の「頑丈土破碎材」を用いて実証盛土を造成し盛土の調査を行った。なお、「頑丈土破碎材」の実証盛土は次のように造成した。ダンプトラックで運搬してきた「頑丈土破碎材」を自然含水比状態のままで、0.6^m3クラスのバックホウで仕上がり厚さ30cmになるように敷きならし、G1は2.5tクラスの振動ローラで転圧回数4・6・8回締固め、G3は4tクラスの振動ローラで転圧回数6、8回締固める。

以下に試験結果を示す。

(1) 一面せん断試験

配合G1、G2、G3の「頑丈土破碎材」を0.85mmふるいでふるい分け、通過分を自然含水比状態で締固め度が92%になるようにせん断箱に締固めて供試体を作製し、JGS 0561「土の圧密定圧一面せん断試験方法」に従い一面せん断試験を行った。

表-2に「頑丈土破碎材」の強度定数を示す。一面せん断試験の結果から求めた「頑丈土破碎材」の強度定数は、粘着力 $c=41.0\sim 80.5\text{ kN/m}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi=38.6\sim 45.9^\circ$ であり、砂質土と同等の強度特性⁴⁾を有することが確認された。

(2) CBR試験

配合G1、G2、G3の「頑丈土破碎材」を37.5mmふるいでふるい、 $\phi 15\text{ cm}$ モールド、4.5kgランマー、落下高45cm、3層×67回突き固めの条件で締固めて供試体を作製し、JIS A 1211「CBR試験方法」に従い、締固めた「頑丈土破

表-1 「頑丈土」の配合

材料	配合(質量比*)		
	G1	G2	G3
石炭灰の種類	FA-1	FA-2	FA-3
石炭灰	100	100	100
水	30	40	40
セメント(高炉B種)	7	5	7
石こう	0	10	10

*：水以外は乾燥状態での質量比

表-2 「頑丈土破碎材」の強度定数

「頑丈土破碎材」	粘着力 c (kN/m^2)	せん断抵抗角 ϕ ($^\circ$)
G1	80.5	45.1
G2	41.0	45.9
G3	63.1	38.6

表-3 CBR試験結果

「頑丈土破碎材」	CBR (%)	膨張比 (%)	試験時の含水比 (%)
G1*	11.1	0.184	44.3
	(20.9)	(1.043)	39.0
G2	61.9	0.149	38.6
G3	49.4	0.552	44.8

*：G1の試料は、盛土にした「頑丈土破碎材」から採取したものであり、自然含水比が「頑丈土破碎材」製造時よりも高くなっていた。
G1の()内の値は含水比を「頑丈土破碎材」製造時の含水比に調整して測定したものである。

材」のCBR試験を行った。

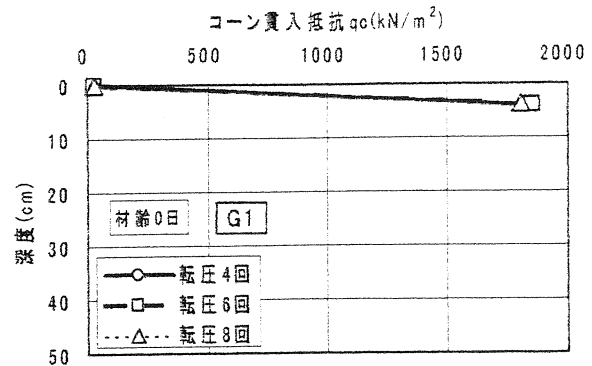
表－3にCBR試験結果を示す。自然含水比で締固めた「頑丈土破碎材」のCBRは11.1～61.9%の範囲にあり、道路路床に適用可能な強度を有することが確認された。また、試験結果から膨張比は1%程度以下であり、路床として評価した場合、良好な状態⁵⁾であることが確認された。

(3) コーン貫入試験

配合G1の「頑丈土破碎材」の実証盛土において、コーン貫入試験を行った。

図－2に「頑丈土破碎材」の盛土のコーン貫入試験結果を示す。

転圧回数4・6・8回ともに5cm未満の貫入深さでコーン貫入抵抗は1,700kN/m²以上あり、それ以深への貫入は不可能であった。このことから、締固めた「頑丈土破碎材」はダンプトラックの走行に必要な強度(1,200kN/m²以上)⁶⁾を持つことが確認された。



図－2 実証盛土のコーン貫入試験結果

(4) 長期強度

配合G1の「頑丈土破碎材」実証盛土からブロックサンプリングした供試体と配合G2の「頑丈土破碎材」を室内で締固めた供試体について締固め後の材齢による一軸圧縮強さを測定した。

表－4に締固め後の材齢による一軸圧縮強さの試験結果を示す。締固めた「頑丈土破碎材」は、一軸圧縮強さが材齢とともにわずかに増加する傾向がみられるが、その値は1,000kN/m²以下であり、長期強度は過大にはならないことが確認された。

表－4 締固め後の材齢による一軸圧縮強さ

材齢 (日)	室内締固め供試体 (G 2)		実証盛土供試体 (G 1)	
	一軸圧縮強さ qu (kN/m ²)	強度比 qu/qu7	一軸圧縮強さ qu (kN/m ²)	強度比 qu/qu7
0	293	0.735	—	—
1	347	0.869	—	—
3	386	0.968	—	—
7	399	1.000	654	1.000
28	420	1.053	714	1.092
54	—	—	772	1.180

(5) 密度

配合G1、G2、G3の「頑丈土破碎材」について JIS A 1210「突固めによる土の締固め試験方法」突固め方法：B法 に従い締固め試験を行った。

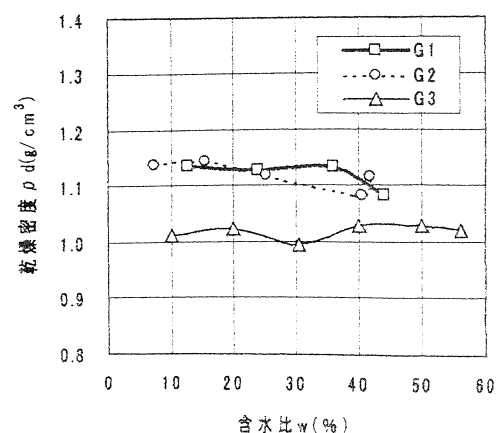
表－5に締固め試験の結果を示し、図－3に含水比と乾燥密度の関係(締固め曲線)を示す。

表－5 締固め試験結果

「頑丈土破碎材」	含水比の範囲 (%)	湿潤密度の範囲 (g/cm ³)	乾燥密度の範囲 (g/cm ³)
G 1	12.8～44.1	1.28～1.56	1.08～1.14
G 2	7.3～41.8	1.22～1.58	1.00～1.14
G 3	10.0～56.1	1.11～1.59	0.99～1.03

「頑丈土破碎材」の湿潤密度は、1.11～1.59g/cm³で1.6g/cm³より小さい。また、図－3の締固め曲線から、含水比による乾燥密度の変化は小さいことが確認された。

また、配合G1の「頑丈土破碎材」実証盛土について JIS A 1214「砂置換法による土の密度試験方法」に従い密度を測



図－3 含水比と乾燥密度の関係

定した。

表-6に「頑丈土破砕材」の実証盛土の現場密度試験結果を示す。

密度は転圧回数の増加とともに大きくなっているが、湿潤密度は $1.381 \sim 1.454 \text{ g/cm}^3$ であり、 1.6 g/cm^3 より小さく通常の盛土材料よりも軽量である⁴⁾ことが確認された。

(6) 粒度試験

配合G1、G2、G3の「頑丈土破砕材」について締固め前、粒度調整前の状態で粒度試験を行った。なお、JIS A 1204「土の粒度試験方法」に従い試験を行うと粒状塊が水洗い等によって破砕され実際より細粒化された結果となるため、気中ふるい分けによる粒度試験方法を採用した。

図-4に「頑丈土破砕材」の粒度試験結果を示す。G1、G2、G3ともに粒度は似ており、石分まじり土質材料Sm-Rに分類され、粒径75

mm以下の土質材料の粒度は砂まじり細粒分質礫(GF-S)に相当し、礫質土[G]に属する。また、均等係数は $U_c > 10$ となっており、粒径幅の広い材料であることが確認された。

(7) 透水性

配合G1、G2、G3の「頑丈土破砕材」を直径10cm高さ12.7cmのモールドに標準エネルギー($E_c \approx 550 \text{ kJ/m}^3$)で突固めて供試体を作製する。締固めた供試体についてJIS A 1218「土の透水試験方法」の変水位透水試験方法に従い透水係数を測定する。

表-7に透水試験結果を示す。締固めた「頑丈土破砕材」の透水係数は、 $k_{15} = 6.55 \times 10^{-5} \sim 2.44 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ であり、微細砂と同等の範囲にある⁵⁾ことが確認された。

4. おわりに

石炭灰の大量有効利用を目的として開発した「頑丈土破砕材」について、その概要と工学的性質を紹介した。今後、実証試験や施工実績を重ね「頑丈土破砕材」の有用性を明らかにしていきたいと考えている。また、現在「頑丈土破砕材」を製造・供給(販売)するための体制を整備しているところであり、広く活用されることを望む。

なお、「頑丈土破砕材」の開発にあたり丸紅株式会社、株式会社國場組の協力を得ました。ここに記して謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 天願、波平、城間、佐藤：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講演概要集、pp.44~47、1999年11月9日。
- 2) 仲本、宮里、佐藤、黒山：石炭灰改良材による浚渫土表層改良実証試験、第13回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集、pp.22~25、2000年11月9日。
- 3) 財団法人土木研究センター：土木系材料技術・技術審査証明報告書「頑丈土破砕材」、平成12年12月。
- 4) 日本道路公団：設計要領第一集 土工編、平成10年5月。
- 5) 社団法人地盤工学会：土質試験の方法と解説 第一回改訂版、平成12年3月。
- 6) 社団法人日本道路協会：道路土工―施工指針、昭和61年11月。

表-6 現場密度試験の結果

転圧回数	含水比(%)	湿潤密度(g/cm^3)	乾燥密度(g/cm^3)	締固め度(%)
4回	39.4	1.381	0.991	87
6回	39.3	1.422	1.021	90
8回	39.7	1.454	1.048	92

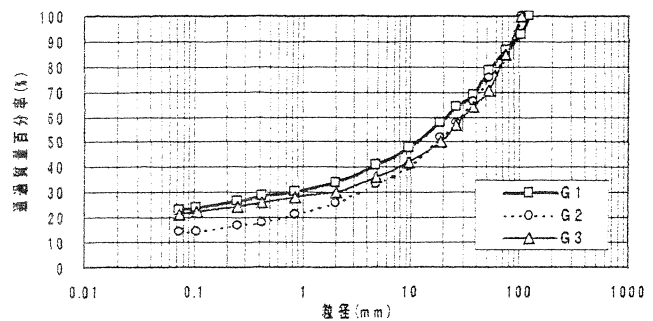


図-4 「頑丈土破砕材」の粒度

表-7 透水試験結果

「頑丈土破砕材」	乾燥密度(g/cm^3)	透水係数(cm/s)
G1	1.012	2.44×10^{-4}
G2	1.112	2.12×10^{-4}
G3	0.960	6.55×10^{-5}

7. 農業農村整備事業における市町村職員の役割

琉球大学農学部 宜保清一

○佐々倉玲於
中村真也

1. はじめに

農業農村整備事業（以下「整備事業」と略する）では、食料・農村・農業基本法の制定に伴い、農業生産性の向上だけを考えた生産基盤整備ではなく、農村の多面的機能の発揮、農業の持続的な発展、農村の振興を考えた生活環境整備や自然環境整備を実施することが求められている。さらに、生産基盤整備においても地域の特性に応じて環境との調和に配慮することが求められている¹⁻⁴⁾。また、農村では過疎化、高齢化、農家と非農家の混住化などから、地域住民の整備事業に対する意識・意向も多様化している。

このような状況を踏まえて、整備事業の計画・実施においては、従来にも増して地域住民が主体的に事業計画に参画し、地域住民の意向が十分取り入れられる必要がある。整備事業の計画・実施においては行政職員が主導的役割を果たす場合が多く、その役割は重要である⁵⁾。本研究では、行政職員の整備事業に及ぼす影響と事業効果増大の可能性を明らかにするため、整備事業対象地域に直接的に関与する市町村職員（以下「職員」と略す）を対象に、整備事業に対する意識についてアンケート調査を行い、その結果を分析した。

2. 調査概要

平成8年度～平成11年度に農村総合整備事業、集落地域整備事業および中山間地域総合整備事業が実施された沖縄本島内市町村の整備事業の現状について予備的ヒアリング調査を行った。

その結果を基にして、整備事業の内容および市町村の規模を考慮して、沖縄県の北部、中部、南部からそれぞれ1村を選定し、配票

調査法によるアンケート調査を実施した。調査対象者は、役場の農林土木課、建設課等の部署の職員全員とした。なお、整備事業に今まで関わったことがない職員に対しては、今後関わったときのことを想定して回答を求めた。

3. 調査結果および考察

3.1 アンケートの回収率と回答者の属性

調査票の配布部数、回答数および回収率を表-1に、回答者の属性を表-2に示す。

3.2 整備事業に対する意識

1) 整備事業による波及効果

整備事業は、社会的・経済的效果をもたらす⁶⁾が、事業の計画過程において、住民の地域への愛着や連帯感、職員整備事業関係者の地域づくりに対する意識の向上といった波及効果も考えられる⁷⁾。

表-1 アンケートの配布部数と回収率

地区名	配布部数	回答数	回収率(%)
A村	50	14	28.0
B村	50	39	78.0
C村	34	19	55.9
合計	134	72	53.7

表-2 回答者の属性

属性		件数(人)	割合(%)
性別	男性	61	84.7
	女性	10	13.9
	不明	1	1.4
	計	72	100.0
年齢	10代	1	1.4
	20代	11	15.3
	30代	20	27.8
	40代	23	31.9
	50代	14	19.4
	60代	2	2.8
	不明	1	1.4
行政経験	10年未満	26	36.1
	10年～20年	10	13.9
	20年～30年	22	30.6
	30年～40年	7	9.7
	不明	7	9.7
従業員数	あり	42	58.3
	なし	27	37.5
	不明	3	4.2

このような波及効果の可能性については、職員の約90%が認識している。波及効果として考えられる6項目に対しては、整備施設による直接的な経済的効果だけではなく、地域住民や職員の意識の向上にも良い影響を及ぼす可能性があるとして認識されていることが分かる(図-1)。

2) 地域づくりにおける整備事業の位置づけ

整備事業は、単なる整備にとどまらず、自然環境、景観、文化、住民の意識等に影響を及ぼすため、地域づくり・むらづくりにおいて重要な役割を果たすことが考えられる。職員の半数以上は地域づくりにおける整備事業の重要性を認識しているが、明確な賛意を表さない職員も存在する。

3.3 整備事業における地域住民への配慮

1) 従来の整備事業における住民意向の反映状況

近年、整備事業における住民参加の重要性が指摘されている⁸⁻¹¹⁾。そこで、職員が従来の整備事業における住民意向の反映状況についてどう捉えているかを調べた。図-2のように、住民意向の反映が十分でなかったと認識している職員が64%を占め、従来の整備事業においては住民に対する配慮が十分でなかったことが伺える。

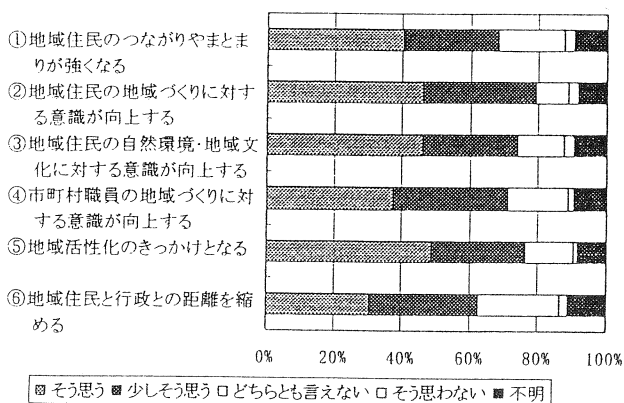


図-1 整備事業に伴う波及効果の内容

2) 住民参加と住民参加推進に関する手法

住民参加および住民参加推進のための手法を把握するため、職員がこれまで採用したことのある手法について多重選択方式で回答を求めた。

事業説明会、代表者による意見交換会、住民との数多くの話し合いおよびアンケート調査が住民参加手法の主流である。住民への啓発活動、事業についての広報活動の手法は採用率が低く、住民参加を促す働きかけは十分でないようである。近年、住民の主体的参加手法として注目されているワークショップは採用率が最も低く、ワークショップの手法や考え方が十分に普及していないことが伺える。住民意識・意向の多様化を考えると、住民の主体的参加を促す手法を積極的に利用する必要があると考える。

3) 住民意向反映の必要性

図-3は、整備事業への住民意向反映の必要性に対する職員の認識を示したものである。83%の職員が住民意向反映の必要性を認めている。従来の住民意向反映状況(図-2)と併せて考えると、住民意向の反映に対する職員の認識の変化が伺える。

4) 生産基盤整備における住民意向把握の必要性

生産基盤整備事業は、土地改良法(5~10条)に則り、整備による受益者の合意によって実施される。生産基盤整備事業は、生態系、景観、歴史・文化等を含めた地域環境に対して様々な変化、影響を与えることから、受益者だけでなく、地域住民の意向についても把握が必要である^{12, 13)}。

そこで、生産基盤整備事業の計画・実施における受益者以外の住民意向把握の必要性について調べた。図-4において、「必要」が51%で、整備事業における住民意向反映の必要性(図-3)と比較して低い。生産基盤整備事業に関しては、住民意向把握の必要性があまり認識されてなく、地域環境への配慮の意識

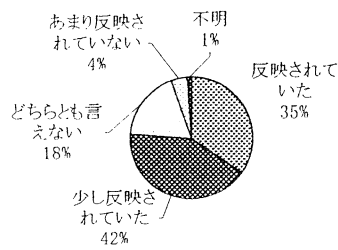


図-2 従来の整備事業における住民意向の反映

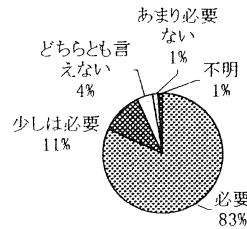


図-3 今後の整備事業における住民意向の反映

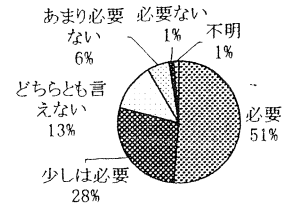


図-4 生産基盤整備事業における住民意向の反映

も低い。

3.4 住民参加に対する意識

1) 地域住民の主体的な参加

現在、整備事業において、地域住民が少しでも関わっていれば住民参加がなされたとみなされているようである。しかし、地域住民が自らの問題意識に基づいた主体的な合意形成ができるような住民主導の住民参加が必要である¹⁴⁾。

そこで、このような住民参加を推進していくための体制づくりの必要性について回答を求めた。

「必要」とした職員が64%で、住民の主体的参加のための体制づくりの必要性を感じている。さらに、住民の主体的参加が整備事業に及ぼす効果について、「事業が地域住民の意向にそったものとなる」、「事業が順調に進む」、「地域住民と行政との距離を縮める」、「住民の地域づくりに対する意識を高め、その後の地域づくり活動により影響を与える」の4項目を挙げ、賛意を求めた。図-5から明らかなように、すべての項目において効果が期待されている。

2) 住民参加に伴う障害に対する意識

整備事業において、計画段階から住民が主体的に参加することで様々な障害の発生が予想される。そのことにより職員が住民参加の推進に消極的になっていることが考えられる。

そこで、住民参加に伴う障害と考えられる10項目(表-3)に対する賛意について、調査結果を図-6に示す。

整備事業において必然的に起こり得る「住

民の要求」が最大の障害として認識されていることは、整備事業の煩雑化を懸念していることの現れである。また、「行政組織構造」、「人事的問題」および「人員不足」を障害とする割合も高い。これは簡単には改変できない行政システム上の問題である。反対に、「時間」は障害と捉えられていない。時間的な問題よりも住民参加が重要であると認識されている。「国、県の指導」および「制度的問題」も障害とは考えられていない。

すべての項目において、障害と捉える職員と障害とは捉えない職員が存在する。この職員の意識差は、先の10項目のような障害と考えられることが発生した場合、それを障害と捉えるか否かの判断に影響し、住民参加を積極的に採りいれるかどうかを左右する。よって、整備事業における住民参加の状況は、整備事業担当職員の住民参加に対する意識によって大いに異なると考えられる。

3.5 整備事業および地域づくりにおける職員の役割

整備事業および地域づくりにおける職員の果たす役割について職員自身の認識を把握するため、6項目について回答を求めた。

職員の80%以上は、「住民と行政の連携」および「地域特性への配慮」が必要であると認識している。50%以上は職員自身の意識の高揚が不可欠であり、地域づくりに対する住民の意識を高めながら、住民と連携して整備事業を進めていかなければならないと認識している。しかし、「職員の意欲」の項目では、「そう思う」24%、「少しそう思う」30%、「どちらとも言えない」29%、「あまりそう思わ

ない」+「そう思わない」が16%で、職員の認識に違いがある。整備事業や地域づくりにおける職員の果たす役割は重要であり、職員の認識および意欲によって整備事業への取り組み姿勢が決まり、整備事業の効果が左右される。

表-3 住民参加を行うにあたって障害となること(質問項目)

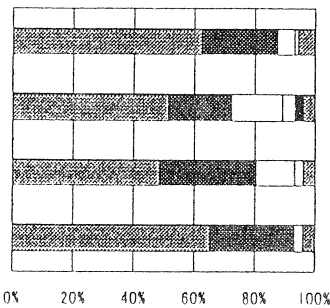
①<時間>	住民参加は時間がかかりすぎるため、積極的に行うべきではない。
②<国、県の指導>	国や県の指導がないために、住民参加の取り入れ方がわからない。
③<制度的問題>	住民参加の制度がないために、住民参加を取り入れにくい。
④<財政的問題>	住民参加を積極的に進めるためには人件費・経費がかかり、市町村財政を圧迫する。
⑤<コンサルタント任せ>	整備事業計画は、コンサルタントが中心となって行うので、どれだけ住民の意向が取り入れられているかわからない。
⑥<住民不参加>	住民参加を取り入れるべきであるが、地域住民が参加しない。
⑦<人員不足>	住民参加を積極的に進めるためには、市町村職員の数が少なすぎる。
⑧<行政組織構造>	積極的な住民参加を進めるためには、行政組織の構造を変える必要がある。
⑨<人手的問題>	職員の専門性に配慮しない人手(配置換え)は、整備事業における住民参加体制の恒常化の妨げとなる。
⑩<住民要求>	住民参加を取り入れると、地域住民の要求が多くなる。

①事業が地域住民の意向に沿ったものとなる

②事業が順調に進む

③地域住民と行政との距離を縮める

④住民の地域づくりへの意識を高め、その後の地域づくり活動により影響を与える



■ そう思う ■ 少しそう思う □ どちらとも言えない □ あまりそう思わない ■ そう思わない □ 不明

図-5 住民の主体的参加による効果

①住民の要求

②行政組織構造

③人事的問題

④人員不足

⑤住民不参加

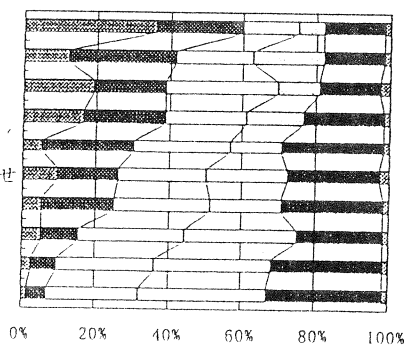
⑥コンサルタント任せ

⑦財政的問題

⑧制度的問題

⑨国、県の指導

⑩時間



■ そう思う ■ 少しそう思う □ どちらとも言えない □ あまりそう思わない ■ そう思わない □ 不明

図-6 住民参加を行うにあたって障害となること

4. まとめ

整備事業の計画・実施に伴う波及効果により、地域住民や市町村職員の意識の高揚などを含めた地域づくりが期待できる。

現状の住民参加は行政主導の傾向が強く、地域住民の形式的な参加に留まっているが、市町村職員は住民参加や地域住民の主体的な参加の必要性を認識している。整備事業に伴う波及効果、住民参加の必要性、整備事業における市町村職員の役割および重要性についての職員の認識には差がある。今後、整備事業を計画・実施していく上で、市町村職員は、自身が持つ役割の重要性を自覚し、整備事業への取り組み姿勢に優劣が生じないように意識を高めていく必要がある。

参考文献

1. 農林水産省構造改善局計画部(1990): 土地改良事業計画指針「農村環境整備」, (社)農業土木学会, pp.1-2
2. 平野達男(2000): 農業土木学会誌, 68(1), pp.11-17
3. 千賀裕太郎(2000): 農業土木学会誌, 68(8), pp.815-820
4. 安楽 敏(1999): 農業土木学会誌, 67(5), pp.479-482
5. 門間敏幸, 安中誠司(2000): 農村計画学会誌, 16(2), pp.98-109
6. 広瀬伸(2000): 農業土木学会誌, 68(1), pp.27-32
7. (社)農村環境整備センター(1996): 農村環境の科学, 朝倉書店, pp.28-30
8. 中瀬 勲(2000): 農業土木学会誌, 68(8), pp.831-835
9. 岩田俊二ほか(1999): 農村計画学会誌, 17(4), pp.278-289
10. 星野 敏(1992): 農村計画学会誌, 11(1), pp.50-59
11. 「農村計画学」編集委員会(1994): 農村計画学—農業土木から農村整備への展開—, (社)農業土木学会, pp.156
12. (社)農業土木学会(2000): 改訂六版農業土木ハンドブック, (社)農業土木学会, pp.58-59
13. 地域環境管理工学編集委員会(1997): 人と自然にやさしい地域マネジメント—地域環境管理工学—, (社)農業土木学会, pp.140-145
14. 藤本信義ほか(1999): 農村計画論文集, 1, pp.91-96

8. 堆積クラストの水浸透特性について

琉球大学大学院農学研究科

琉球大学農学部

同

○宮良志乃

宜保清一

中村真也

1. はじめに

傾斜畑においては、雨水により侵食が発生し、表流水は濁水となって凹部に湛水する。濁水は土粒子を沈降・沈積させながら土中へと浸透し、土壌表面に堆積クラストを形成する。堆積クラストは水浸透を阻害し、降雨時の表面流去水を増大させ、土壌侵食を促進する¹⁾。土中への水の浸透はこの堆積クラストの浸透特性により支配される。

本研究では、カオリナイト薄層（堆積クラスト）と標準砂層の土柱について、水頭差(H)を与え、定水位法により透水試験を行い、クラスト層厚(L)とHの関係、およびクラスト層のフラックス(q)と動水勾配(i)の関係を調べた。また、層流状態の動水勾配の範囲においてダルシー式を適用し、クラスト層の透水係数(k)を求めた。

2. 試験方法

本試験では、水頭差(H)をH=10, 20, 30, 40, 80, 120, 160 mmとし、それぞれのHに関するクラスト層厚(L)から動水勾配(i)を求め、透水試験によりフラックス(q)と動水勾配(i)の関係を調べた。なお、動水勾配(i)は、 $i = \text{水頭差(H)} / \text{クラスト層厚(L)}$ で定義する。土柱の作成にあたり、下層の標準砂については、2 cm層厚相当の標準砂 90 gを水中落下法により試料円筒内に詰め、上層の堆積クラストについては、H=10mmの下でL=2.0mmとなる相当質量(2.0g)のカオリナイト懸濁水を、1分間振とうした後

に試料円筒+余水吐円筒+濁水湛水用円筒に注入し、ストークスの法則が成立する水位で標準砂層上に沈降・沈積させた。クラスト層を透過する透過水の採取時間は1分間とし、流量が一定となるまで採取を継続した。

なお、透水試験についてはダルシー則が成立する動水勾配の下で行う必要がある。動水勾配がある限界を越えて増大すると、動水勾配とフラックスの関係が直線とならず、ダルシー則から逸脱する²⁾。これまで、ダルシー則の適用限界をレイノルズ数を用いて、 $Re \equiv (qD_{10}/\nu) \leq 4 \sim 10$ (Re レイノルズ数; q フラックス; D_{10} 土の有効径; ν 動粘性係数)³⁾ や、 $Re = \rho \nu D / \eta$ (ρ 水の密度; ν 流速; D 土粒子の平均粒径; η 水温 10℃における水の粘性係数)⁴⁾ で判断する報告がある。

本試験では、層流状態の範囲内でそれぞれの動水勾配(i)についてダルシー式を適用し、透水係数(k)を求めた。

3. 試験結果

図1は、水頭差(H)とクラスト層厚(L)の関係を示したものである。クラスト層厚(L)は沈積終了時(H=0mm)においてL=3.4mmであったが、Hの増加と共に漸減し、H=160mmでL=1.2mmとなった。このような層厚の変化は、水頭差が大きくなるに伴い圧密が進行し、圧力エネルギーに対応した間隙状態に移行していることを意味する。

図2は、フラックス(q)とiの関係を示して

いる。 q は $i=5.0 \sim 61.5$ で i に伴い増加し、 $i=100$ を過ぎたあたりでピークをとった後減少傾向を示した。このような傾向は、標準砂を試料とした場合の q と i の関係においても認められている²⁾。一方、 q を i で無次元化したグラフ(図3の上図)でも、⑥および⑦に相当するプロットを通して一線を引くことに無理がある。これらのことは、 $i=100$ 以上の大きな圧力エネルギーの下では、水の浸透に伴いカオリナイト土粒子の配列構造に乱れが生じ、浸透が層流状態でないことを示唆する。したがって、 $i=61.5$ 以下において層流範囲が得られていると考え、 $i=5.0 \sim 61.5$ の範囲内で透水係数(k)を求めた。

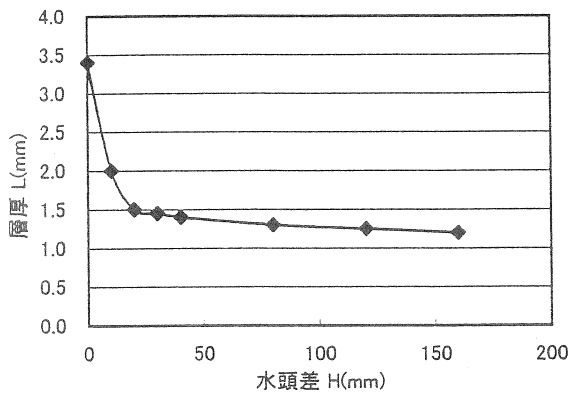


図1.水頭差と層厚の関係

図3の下図中の①～⑤のプロットは湾曲状に変化し、直線で表わした場合 $q = ki + c$ となり、ダルシー則を満足できない。このことは、土粒子の沈積現象により形成された堆積クラストが、 i の増加に伴って圧密を受け、構造が密になったため、各々の i に対して異なった透水係数を発揮していることを意味する。

以上のことを考慮すると、①～⑤の各プロットについてダルシー式を適用することが適当であると考え、各プロットに対応する $q = ki$ 関係から透水係数(k)を得た。プロット①～⑤についての k をそれぞれ $k_1 \sim k_5$ とすると、 $i=5.0$ で $k_1=1.3 \times 10^{-4}$ 、 $i=13.3$ で $k_2=8.3 \times 10^{-5}$ 、 $i=20.7$ で $k_3=6.8 \times 10^{-5}$ 、 $i=28.6$ で $k_4=6.3 \times 10^{-5}$ 、 $i=61.5$ で $k_5=4.9 \times 10^{-5}$ となった。 k_5 は k_1 と比較し約 1/3 小さくなっている。

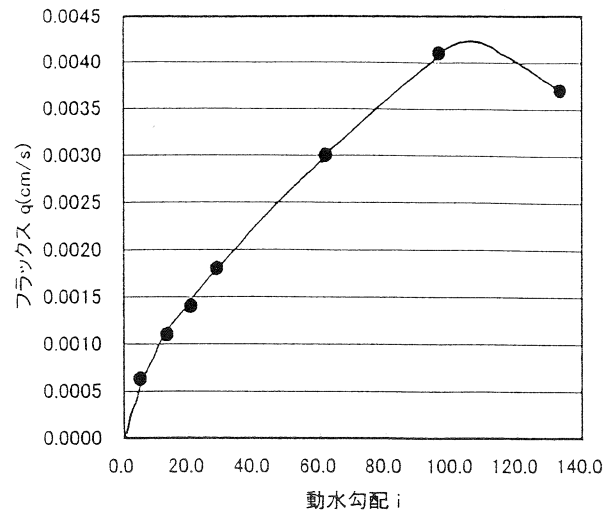


図2.フラックスと動水勾配の関係

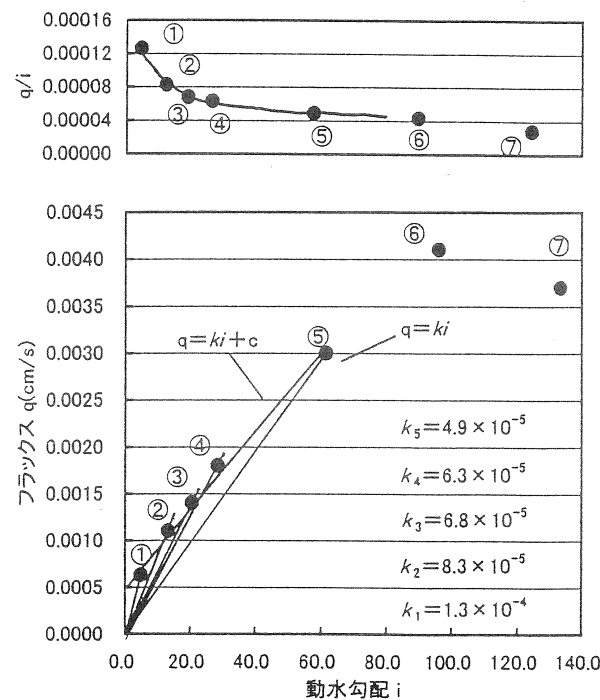


図3.各動水勾配によって異なる透水係数

参考文献

- 1) 西村拓(1995) 降雨による表層クラストの形成が土層の物理性・受食性に及ぼす影響に関する研究, 博士論文, p. 4-21, 2) 土質試験法改訂編集委員会編(1980) 土質試験法(第2回改訂版), 土質工学会, p. 335 - 357, 3) 久保田敬一・河野伊一郎・宇野尚雄(1976) 透水設計へのアプローチ, 鹿島出版, p. 12-13, 4) 山村和也・鈴木音彦(1981) : 土と水の諸問題, 鹿島出版, p. 9-17

9. 県道2号線沿いの空中写真判読

応用地質株式会社 ○ 与那嶺 満
内村 雄一

1. はじめに

県道2号線は沖縄本島北部の山地帯を分水嶺として東西海岸に向かって流下する水系に沿った横断道路の1つで、地域の重要な生活道路となっている。

平成12年7月、9月の台風による豪雨で道路沿いの斜面崩壊が数箇所が発生した。こうした斜面災害は、道路の安全性および地域住民の生活に重大な影響を与えている。

本稿では、県道2号線沿いの地形的特長を空中写真により判読し、災害発生の素因となる地すべり地形の分布と災害の関係を検討した。

2. 地形地質の特徴

図-1に海岸線から県道2号線沿いの地質図に地形分類を加筆して示す。

地形は海岸線より650mが谷底低地、2.1km付近までは自然斜面傾斜が 15° ~ 30° の丘陵地一般斜面、3.0km付近までは 30° 以上の丘陵地急斜面、3.2kmまでは 30° 以上の山地急斜面、3.2kmからは 15° ~ 30° の山地急斜面に区分される。斜面崩壊が発生した箇所は、海岸線より1.5km、2.7km、3.0kmの3箇所である。

地質は、海岸線より沖積層が650m付近まで分布し、3.0km付近まで名護層粘板岩千枚岩泥質岩が分布し、3.0kmからは嘉陽層砂岩粘板岩が分布している。



図-1 調査地周辺の地形・地質の概要 (1/50,000)

3. 県道沿いの空中写真判読

写真判読は、地すべりの移動体の輪郭、滑落崖、二次地すべり、崩壊地形の分布を判読し、防災の必要が懸念される箇所を抽出する目的で行った。県道2号線沿いに撮影された縮尺 1:12,000 のモノクローム密着写真 12 枚を使用し、地形図から定性的な問題箇所を抽出したのち空中写真判読により推察した。予察図は、地形図、傾斜区分図、水系図を利用した。なお、写真判読は、地形図判読と合わせて行われるが、立体視する範囲が狭く、比高、距離、傾斜、体積などの計測結果を転写する作業は熟練を要する点に留意が必要である。

4. 空中写真判読結果

写真判読による地すべり地形の滑落崖、移動体の輪郭、初期的変形斜面の輪郭、二次すべり、崩壊地形の分布は図-2に示すとおりである。海岸線から直線で 2.2km の区間に規模は小さいものの地すべり地形が多く認められ、災害発生箇所も滑落崖地形を持つ地すべり地形と判読された。また、2.2 km より東側では明瞭な地すべり地形は少ないという判読結果になった。この 2.2km を境にして地質の違い、地形の違いは以下のとおり認められた。

- ①地質は、名護層粘板岩千枚岩泥質片岩から嘉陽層砂岩・粘板岩互層と変化しており、名護層の分布区域に地すべり地形が認められる。
- ②地形は丘陵地から山地へと変化している。丘陵地の県道沿いに地すべり地形が多く認められる。

判読結果から今後も地すべりに注意を要する斜面が多く存在すると考えられる。道路に直接被害を及ぼす可能性の観点から留意すべき事項を以下のとおり検討した。

1) 直線距離 0.1km～0.7km

背後斜面のいたるところに地すべり地形の分布が確認された。すでに路面変状も発生しており、留意が必要な区間である。

2)直線距離 1.1km 付近

災害が発生した区間を含み、地すべり分布が多く認められる。災害発生区間周辺にも地下水の湧出、小崩壊、風化の進行が顕著に見られる区間である。

3)直線距離 1.5km～2.1km

山地地形との境界に当たる。災害発生した区間を含み、背後斜面には規模の大きな滑落崖地形が連続しているため、今後も注意を要する斜面が多い区間である。

地すべり地形は、地形区分で丘陵地、地質区分で名護層千枚岩に集中して分布している。また、山地や嘉陽層砂岩粘板岩互層に地すべり地形は認められない。この要因と考えられることを以下に述べる。

- ・ 広域的な地形図や与那川の流路から地質構造線が認められ、破碎帯等の弱面が分布すると考えられる。
- ・ 集水しやすい地形を呈しており、災害発生箇所は全て谷地形を呈している。

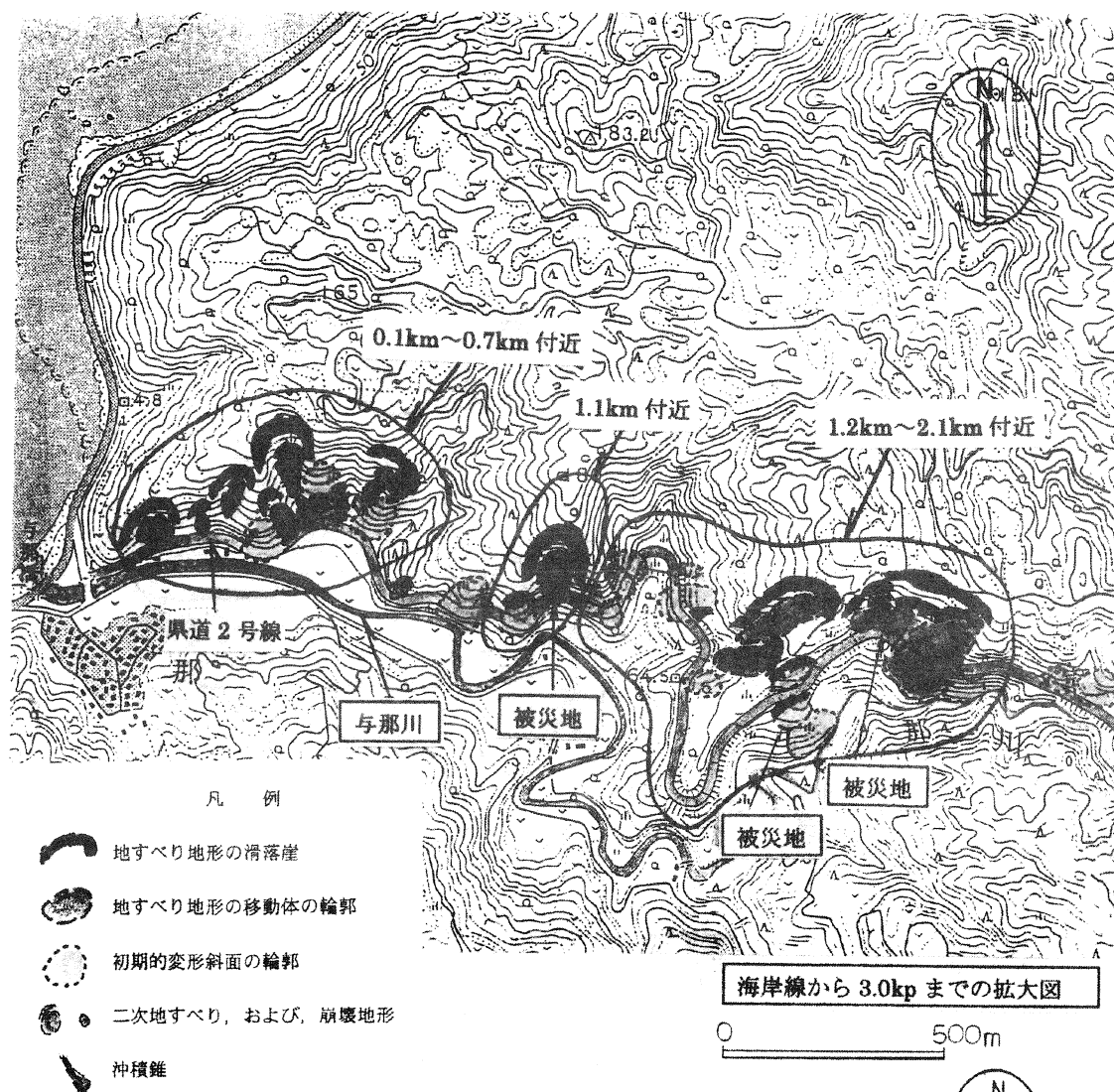


図-2 写真判読結果

4. 終わりに

写真判読で判明した地すべり地形の分布箇所と災害発生箇所が整合することが判明した。また、災害は、集水地形となっている箇所で、豪雨による地下水位の上昇を誘引として発生したと考えられる。このように災害は地形条件、気象条件などのいくつかの素因・誘因が重なって発生する。地盤災害と崩壊要因をまとめて図-3に示す。

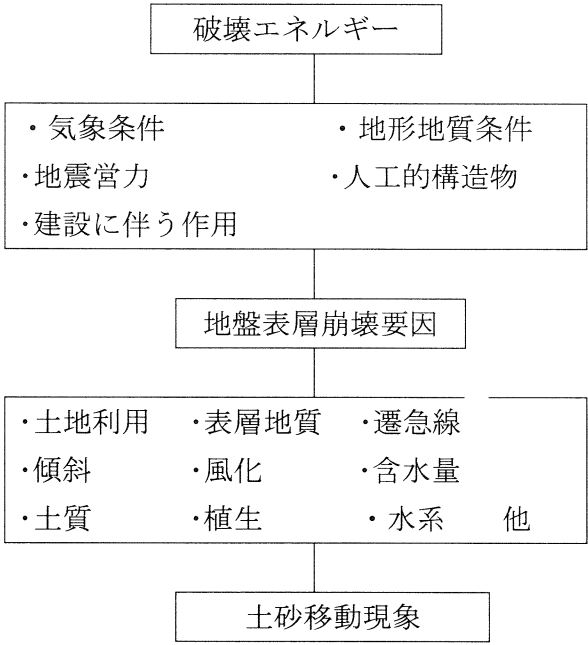


図-3 地盤災害の概要と崩壊要因

防災を検討する際、写真判読結果から地すべり地形の分布する区域で表層地質、斜面傾斜、岩盤の風化や安定度、湧水や変状箇所等を踏査して、現地において地表面に変状が確認される場合は、伸縮計や地盤傾斜計、または、ボーリング調査や孔内傾斜計観測等を実施する必要がある。

広域的な災害の危険度を予測する場合は、主要な要因の効果とそれらの間の相互作用を明確にする必要がある。予測手法には多変量解析が有効な手段の一つと考えられ、写真判読結果とリモートセンシングやGISの技術を併用することで予測精度の向上を図る必要があると考えられる。

10. 地すべり土の大変位リングせん断挙動に及ぼす鉱物組成の影響

琉球大学農学部

○中村真也

琉球大学農学部

宜保清一

九州大学大学院農学研究院 江頭和彦

1. はじめに

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 σ_n' 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、砂ー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 に区分整理した。

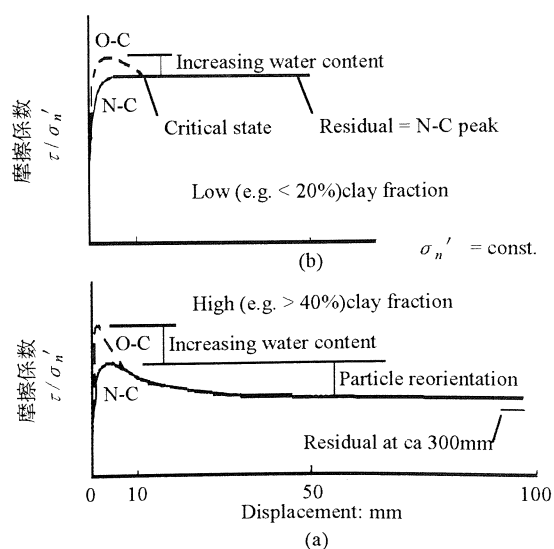
残留せん断面の形成・発達には、特に鉱物学的性質に左右されることが明らかになっており^{4, 5)}、大変位せん断挙動にもその影響が大きく反映されることが考えられる。

本研究では、物理的・鉱物学的性質の影響を基にして大変位せん断挙動の類別化を試みた。

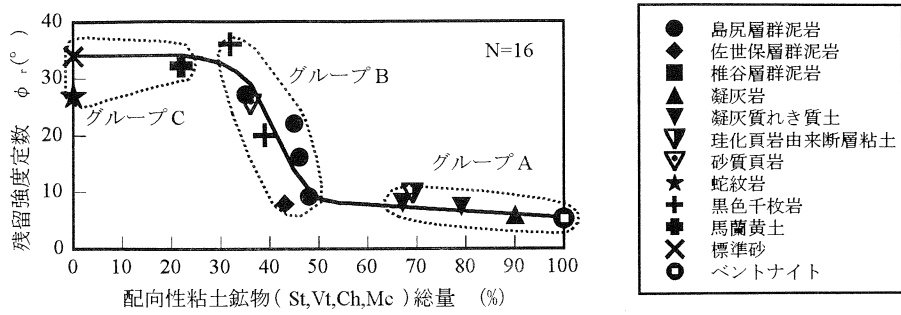
2. 残留強度定数 ϕ_r と鉱物学的性質との関係

大変位せん断挙動は、図－1 に示すよ

うに、 ϕ_r が CF に支配されるとの考えから、 CF の大小により 2 つのタイプに分けられている。しかし、 ϕ_r と多くの影響因子との関係の中で、 $<420\mu\text{m}$ 試料中の配向性鉱物 (St, Vt, Ch, Mc) 総量との関係（図－2）が最も良好であることが明らかにされており^{4, 5)}、この関係に基づいてせん断挙動を考察するのが適切と考える。図－2 は、残留強度定数 ϕ_r と $<420\mu\text{m}$ 試料中の配向性鉱物 (St, Vt, Ch, Mc) 総量の関係を示したもので、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°



図－1 一定の有効垂直応力下での応力～変位曲線¹⁾

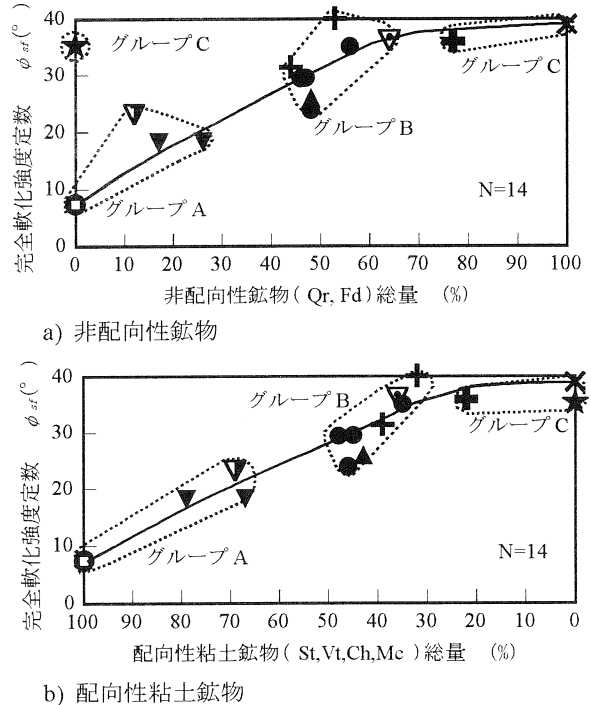


図－2 残留強度定数 ϕ_r と<420 μm 試料中の配向性粘土鉱物 (St, Vt, Ch, Mc) 総量の関係⁵⁾

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。残留せん断面の形成・発達は、配向性鉱物と非配向性鉱物の影響の度合いにより種々変化する大変位せん断挙動が具体化されたものであると考える。

3. 完全軟化強度定数 ϕ_{sf} への鉱物学的性質の寄与

完全軟化強度は、<420 μm スラリー試料を正規圧密した後、排水せん断試験を行って得られる再調整試料のピーク強度であり、正規圧密強度（粘着力 $c_{sf} \cong 0$ ）とみなしている。図－3（a, b）に、完全軟化強度定数 ϕ_{sf} と<420 μm 試料中の非配向性鉱物（Qr, Fd）総量および配向性粘土鉱物（St, Vt, Ch, Mc）総量との関係を示す。石英 Qr は粒子そのものに割れ目がなく、摩擦に対して極めて抵抗力があり、Qr を多く含有する岩塊のせん断破壊では石英粒子が先に反応し抵抗する。正規圧密試料のせん断においても Qr 粒子が先に反応し、せん断抵抗を増大させる⁶⁾。長石 Fd も Qr と同様なせん断特性を示す。図-3a に示すよう



図－3 完全軟化強度定数 ϕ_{sf} と<420 μm 試料中の非配向性鉱物（Qr, Fd）総量および配向性粘土鉱物（St, Vt, Ch, Mc）総量との関係

に、 ϕ_{sf} は、Qr および Fd の総量が多くなるに伴って増大し、総量 60%以上ではほぼ一定値となる。なお、図中の★印の蛇紋岩も Qr 等と同様のせん断特性を示す。図-3b では、 ϕ_{sf} に対して配向性鉱物総量を降順にプロットしてある。総量 30%以上の領域では ϕ_{sf} は総量の増加に伴って小さくなり、配向性鉱物が支配的であることが分かる。図－3（a, b）の関係は共に良好で、図－2 の各グループは図－3 においてもうまく分けることができる。

表－1 <420 μ m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	silt	sand	St	Vt	Ch	Mc	Qr	Fd	Others	
		<2μm	2-20 μ m	20-420 μ m								
亀の瀬	凝灰質れき質土	73.2	17.8	9.0	77	0	0	2	14	3	4	
大 所	断層粘土 ^{*2}	50.8	20.7	28.5	4	41	24	0	7	5	19	
台 湾	砂質頁岩	35.3	31.4	33.3	0	0	13	23	52	12	0	
廟 湾	馬蘭黄土	18.7	30.9	50.4	1	0	6	15	56	21	1	

*1 St:スチクタイト, Vt:バーキュライト, Ch:緑泥石, Mc:雲母, Qr:石英, Fd:長石, Others(Gyp:石こう, Cal:方解石, Dol:苦灰石等)

*2 珪化頁岩由来

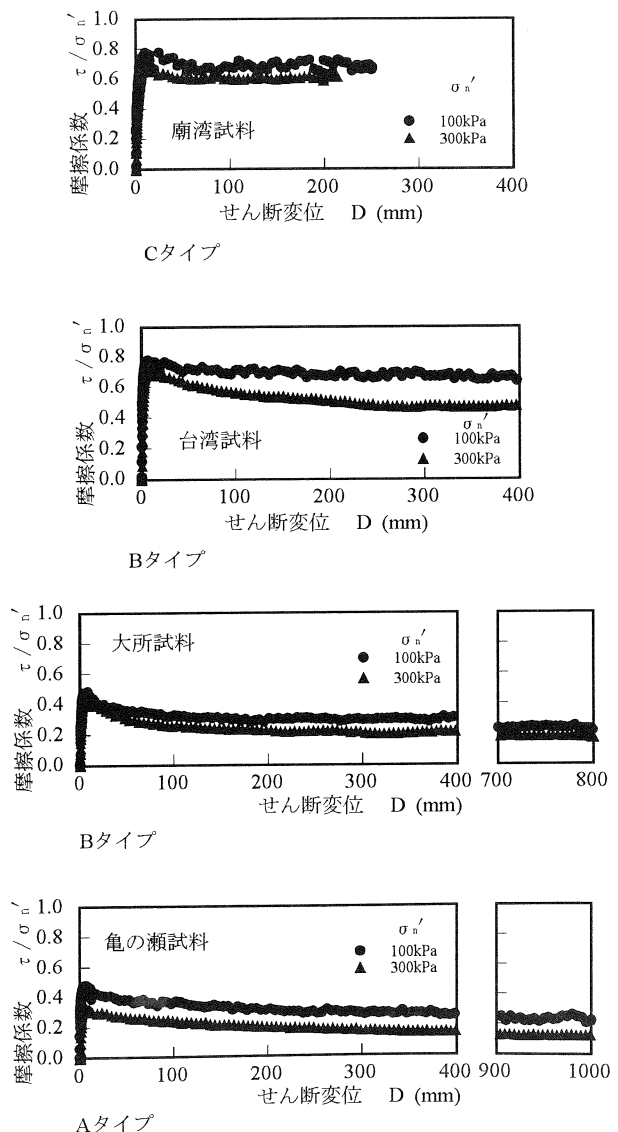
4. 大変位せん断挙動の類別化

図－4 は、上記した各グループから、亀の瀬試料（A グループ）、大所試料（B グループ）、台湾試料（B グループ）および廟湾試料（C グループ）を挙げ、 $\sigma_n' = 100\text{kPa}$ および 300kPa における大変位せん断挙動を示したものである。各試料の粒度組成および鉱物組成は表－1 に示すとおりである。

亀の瀬試料の $\tau/\sigma_n' \sim D$ 関係は、低い完全軟化強度を示した後に漸減し、 $D=1,000\text{mm}$ 付近で低い τ_r/σ_n' 値に落ち着いたものである。その残留時のせん断面は含有配向性粘土鉱物の影響により鏡肌となった。完全軟化から残留への強度の低下率〔 $(\tau_f/\sigma_n' - \tau_r/\sigma_n') / (\tau_f/\sigma_n') \cdot 100$ （％）〕は大きく、 σ_n' の大小による差違はほとんどない。

大所試料では、 $D=4 \sim 6\text{mm}$ で完全軟化強度を示し、 $D=700\text{mm}$ の大変位を経て残留強度に到達した。残留せん断面は鏡肌を呈する程に発達した。強度低下率は、亀の瀬試料と同様に大きく、 σ_n' の大小による差違も僅かである。

台湾試料は、高い完全軟化強度を示し、 $\sigma_n' = 100\text{kPa}$ が $D=50\text{mm}$ の変位で、 $\sigma_n' = 300\text{kPa}$ が $D=300\text{mm}$ において高めの残留強度に到達した。完全軟化強度から残留強度へ



図－4 類別化された大変位せん断挙動の代表例

の逓減の様相は σ'_n 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、試料が主にシルトと細砂からなるために、低圧の下では土粒子相互の活発な干渉作用により、残留せん断状態に至っても粒子配向が起こらないためである。 $\sigma'_n = 300\text{kPa}$ の場合は、高圧による強制的な粒子配向と配向性鉱物の影響が合わさって残留せん断面が発達し、強度低下率が大きくなった。

廟湾試料は、強度低下率が $\sigma'_n = 300\text{kPa}$ のような高い垂直応力レベルにおいても小さく、残留強度が高い。残留せん断状態に至っても線的なせん断面の形成は認められない。これは、高い砂含有量、高い Q_r および F_d の総量に起因している。

図-5 は、各試料についての $\sigma'_n = 100\text{kPa}$ および 300kPa における低下率と $<420\mu\text{m}$ 試料中の配向性粘土鉱物総量との関係を示したものである。亀の瀬および大所試料は、配向性鉱物の影響により、残留せん断面が発達し低下率も大きくなった。 σ'_n の大小により残留せん断面の発達状況が幾分異なることが推察される。台湾試料では、 σ'_n の大小により低下率に差がみられた。配向性粘土鉱物総量の少ない廟湾試料では、高い垂直応力の下においても残留せん断面は発達せず、低下率も小さい。

残留強度への到達変位量については、廟湾試料では非配向性の Q_r および F_d の影響により強度逓減が比較的小さく、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な挙動を示したが、高い垂直応力レベルでは配向性粘土鉱物の影響により強度逓減がみられた。大

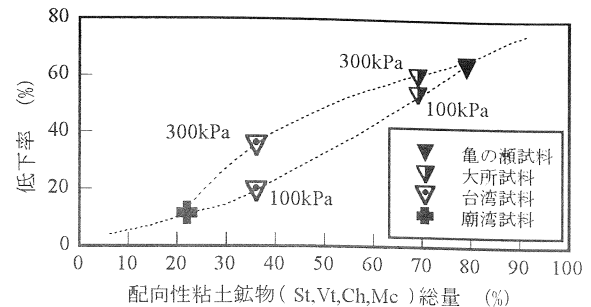


図-5 $\sigma'_n = 100\text{kPa}$ および 300kPa における低下率と $<420\mu\text{m}$ 試料中の配向性粘土鉱物 (St, Vt, Ch, Mc) 総量の関係

所試料は、配向性鉱物の影響により各 σ'_n においても粒子配向面が形成されたが、強度低減の初～中期では含有シルトおよび砂粒子の影響により配向面形成に幾分変位を要した。配向性粘土鉱物を多く含有する亀の瀬試料は、鏡肌面が形成されたが、大所試料と同様、シルトおよび砂粒子の影響があり配向面形成までに大変位を要した。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、砂 ($20 \sim 420\mu\text{m}$) 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や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。また、配向性鉱物が非配向性鉱物より優位に影響する大所試料のような A タイプに近い挙動のものもある。

参考文献

- 1) Skempton, A. W. (1985): *Géotechnique*, **35**(1), pp.3-18
- 2) 宜保清一ら (1992): 農土論集, **159**, pp.57-63
- 3) Lupini et al. (1981): *Géotechnique*, **31**(2), pp.181-213
- 4) 宜保清一ら: 農土論集, **210**, pp.69-74
- 5) 中村真也ら (2000): 第 81 回農土学会九州支部講演集, 佐賀, pp. 221-224
- 6) 周亜明ら: 農土論集, **187**, pp.23-29

11. 台風16号,19号の影響による連続降雨によって発生した2,3の地すべり・崩壊(速報)

琉球大学農学部
(株)清光研究所
上城技術情報(株)
琉球大学農学部

○宜保清一
吉沢光三
宮城富夫
中村真也

1. はじめに

沖縄では、居住空間や人々の活動範囲の拡大に伴って土地開発が進展し、地すべり・崩壊にさらされる機会が増加している。地すべり・崩壊の発生原因として、地形・地質・地質構造・土質のような内的要因と、雨水浸透による地下水位上昇や地震、切土や盛土等の外的要因が挙げられる。土質力学的見地からは、地下水位の上昇に伴う移動土体の重量増に基づくせん断応力の増大や、土中の間隙水圧の増大によるせん断強度の減少がすべり発生の原因となっている。

台風16号および19号の影響による今回の記録的な豪雨は多くの崖くずれ災害をもたらした。先に新聞で採り上げられた西原町津花波の斜面災害をはじめ、その多くは沖縄中南部の島尻層群泥岩地帯において豪雨に伴って発生する典型的な小規模の地すべり・崩壊である。ここでは、調査・検討中の2,3の地すべり・崩壊について、概況、発生原因等を速報的に示した。

2. 9月の降水量

沖縄中南部地方は、9月1日～28日の間に日雨量120mm以上を4度(7, 8, 12, 25日)記録するほどの豪雨(累積雨量1081mm)に見舞われた。図-1に那覇の日雨量

および累積雨量を示す。23日～28日の6日間の総雨量は420.5mmに達し、26日には時間雨量58.5mmの集中豪雨があり、地すべり・崩壊が多発した。

3. 島尻層群泥岩地帯で発生した地すべり・崩壊

1) 西原町津花波地内小崩壊

本崩壊は26日午後8時頃に発生した。末端部は石積み擁壁を破壊し、土砂が民家敷地に押し寄せ、駐車中の車両を直撃、住民に避難命令が出された(写真-1, 2)。図-2は、崩壊ブロックの平面および断面をポンチ絵で示したものである。崩壊は泥岩斜面特有の地質・土質を素因として豪雨が引き金となって発生した。図から分かるように、崩壊斜面の土中是不透水性基盤と透水性表層土からなる

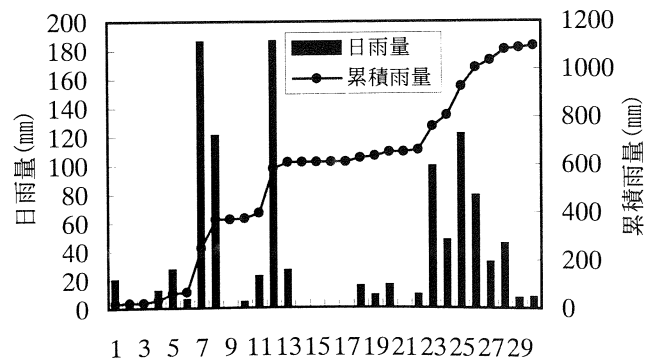


図-1 那覇の降雨量(2001年9月)

土中是不透水性基盤と透水性表層土からなるために、多量の浸透水は地下水を上昇させており、結果として土の強度を低下させ、斜面が一層不安定になった。多量の浸透水は広い背後地に降った雨水で、地形的・地質的に雨水の大部分が崩壊地に集中的に流入したようである。

このコメントは、現地を外から単に視ての判断により、ポンチ絵を示し解説を加えたものである。本件は小規模災害であるので、対策として通常の工法を採用することが予想される。しかし、崩壊ブロックの左右の斜面も類似した状況下であり、それらの安全のためには、本件の原因を明確にし、対策には発生原因をなくすような工法が望まれる。

2) 沖縄カントリークラブ内小規模地すべり群

西原町沖縄カントリークラブ（ゴルフ場）内においても、26日から27日にかけて多数の小規模地すべりが発生した（写真－3～5）。従業員の話によると、地すべりが発生した斜面の末端部には常に滲出水が見られたとのことで、踏査時（10月8日）も他の箇所と比べて明らかに高含水状態であった。いずれの地すべりも背後に集水域を控えており、やはり、表層土と不透水性基盤との境界部が長年の浸透水の影響により弱化して地すべり発生に至ったと考えられる。

3) 西原町運動公園内地すべり

本地すべりは26日に地すべり変状が確認された（写真－6～7）。図－3に地すべりの断面図を示す。地すべりは、斜面長が約40m、幅が約45m、平均斜面勾配が

25°で、頭部の滑落崖は4.5mである。地すべりが発生した箇所は、18年前に傾斜角15°～20°の元地盤上に約10mの盛土工（クチャ）により造成された斜面である。その背後には広い集水域があり、透水性の盛土と不透水性の元地盤との境界面付近は常時浸透水の影響を受けて弱化が進行していたと考えられる。滑落の様相、移動土塊の破壊状況およびすべりブロック脚部の変状と、土質強度的見地を併せ判断すると、すべり面の大部分は元地盤と盛土との境界面が転化したものと推定できる。このタイプの地すべりは、盛土の崩壊と誤解されがちであるが、盛土の強度は境界面付近土に比べて強い上、施工後長年を経て排水強度となっており、地すべりの発生において盛土が主導的な役割を果たすとは考え難い。十数年の間に盛土層と元地盤との境界面付近が浸透水の影響により弱化し、幾度かの豪雨や連続降雨の際の断続的な微小移動により強度が残留強度近くにまで低下して、地すべり発生に至ったと解釈すべきである。

4. おわりに

連続降雨を誘因として発生した地すべり・崩壊について、島尻層群泥岩地帯における一般的な地質および土質特性に基づいて解説した。地すべりの機構解明にあたっては、地形、地質、地下水、すべり面深度を詳細な調査によつて的確に把握すると共に、すべり面土の強度および物理的・鉱物学的性質を明らかにする必要がある。最後に、調査に御協力いただいた(株)沖縄カントリークラブ営業部の大城道教課長に謝意を表します。



写真-1 津花波地内小規模崩壊

写真-2 泥流化した末端部

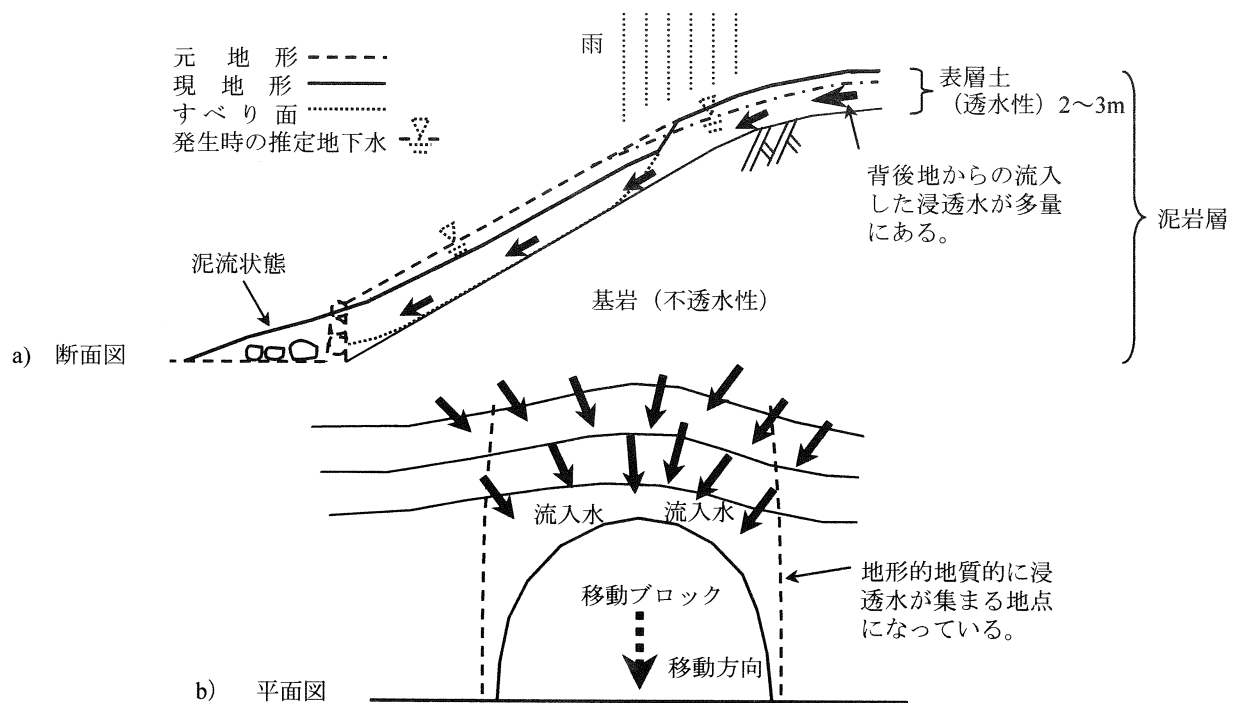


図-2 津花波小規模崩壊のポンチ絵



写真-3

沖縄カントリークラブ
 内 9番ホールの小規模
 地すべり

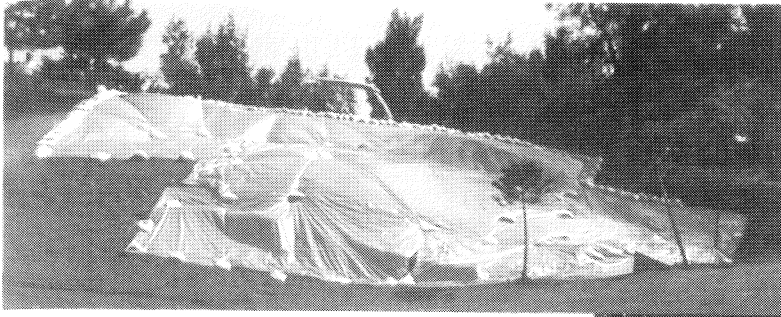


写真-4 沖縄カントリークラブ内 10番
ホールの小規模地すべり



写真-5 沖縄カントリークラブ内 14番ホールの
小規模地すべり



写真-6 西原運動公園内地すべり

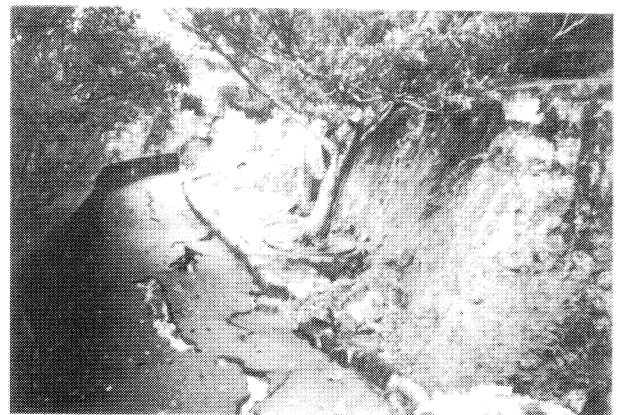


写真-7 滑落崖と寸断された遊歩道

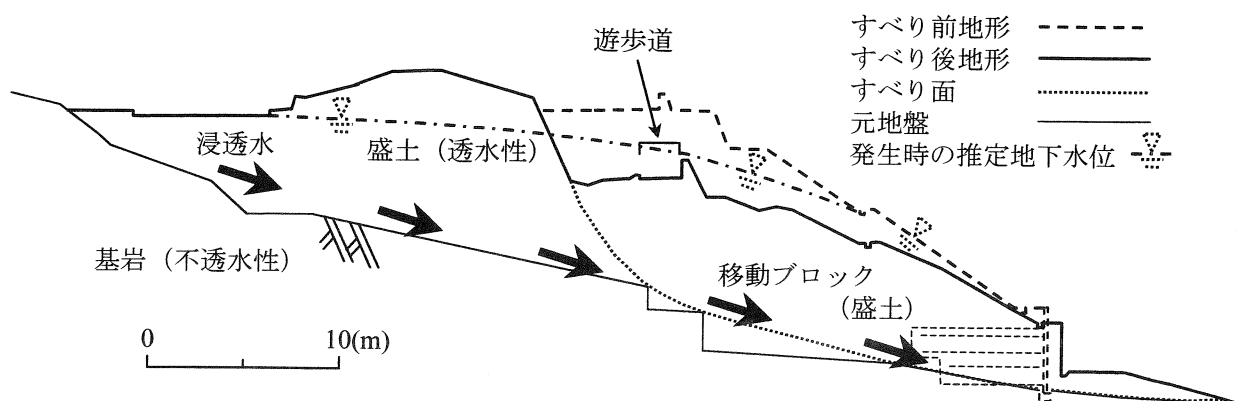


図-3 西原運動公園内地すべりの断面図

12. 台風による降雨と災害箇所数の関係からみた土砂災害予報の可能性

上原地盤工学研究所 すべり・崩壊分科会

我那覇 忠男 桃原 強 町田 律子

渡辺 文利 ○吉村 康信

1. はじめに

災害の予知は古くて新しい課題であり全国的にも土砂災害に対するリスク評価のニーズは高い。沖縄の土砂災害は周期的に襲来する台風が誘引となって発生するのが特徴である。今回、以上の点をふまえ、公開された気象および災害情報の収集を行い、台風が誘引となって発生する土砂災害の発生傾向について分析するとともに「土砂災害発生予報」などのような情報配信の可能性について検討した。

2. 収集した資料

今回収集した資料は表2-1のとおりである。

表2-1 収集資料一覧

種 別	作成機関	収集情報
沖縄県地域防災計画	沖縄県	台風による災害件数
消防防災年報	沖縄県	過去の近接台風
気象月報	気象庁	台風時の雨量
異常気象	気象庁	台風時の降雨日数

台風による災害件数は、道路崩壊（あるいは決壊）、山崩れ、崖崩れと記載されたものを抽出した。過去の台風と降雨量は、沖縄県から300km以内に近接した台風（昭和27年～平成11年）に対するデータを収集した。

3. 検討方法

検討作業は、災害の発生件数と降雨量との関係に絞り、発生場所や地形・地質から見た検討は行っていない。それは、公開資料を沖縄住民に提供する防災情報のひとつとして使えないかという点にしばったからである。また、このことは沖縄県下全域に対する傾向を把握するという利点があるとともに場所的な傾向が見いだせない欠点もあるが、天気予報で出される洪水警報などのような表現の提供が可能になれば意味があるものと判断した。

4. 検討結果

図4-1に昭和48年から平成11年（27年間）までの台風襲来状況（沖縄県から300kmの範囲に近接したも

の）を示した。台風の総数は169である。台風の進路は北西と北東に卓越し、東大東島と久米島付近を通過するものが比較的多い。

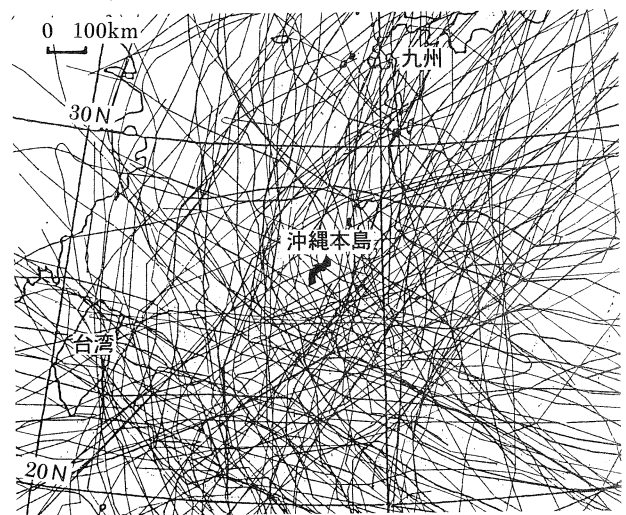


図4-1 台風の経路（昭和48年～平成11年）

表4-1に整理データの内容を、図4-2、図4-3、図4-4、図4-5に降雨量と災害件数の関係を示す。

それぞれに降雨が多いほど災害件数が増える傾向にあるが、総降雨量および日降雨量と災害件数との関係に比較的良好な相関が認められる。なお、崖・山崩れに相関性が乏しいのは、保全対象物の有無と分布密度が情報量に影響しているものと思われる。これらの結果をまとめると次のとおりとなる。

表4-1 整理したデータ

種 別	機 関
総降雨量	気象庁
最大日当り降雨量	気象庁
最大時間当り降雨量	気象庁
降雨日数	気象庁
道路災害と記録された数	沖縄県
地すべりと記録された数	沖縄県
崖・山崩れと記録された数	沖縄県
砂防と記録された数	沖縄県

- 1)降雨量の増加に伴って災害件数の上限が増加する。
- 2)総降雨量 100mm、200mm、300mm 付近に災害件数の増加段階が認められる。
- 3)最大日降雨量 50mm、100mm 付近に災害件数の増加段階が認められる。
- 4)最大時間降雨量および日平均雨量と災害件数との関係では災害件数の増加段階は明瞭ではない。

以上の傾向から災害件数の変化には、次のような特徴が見られる。

- 1) 災害件数は、時間・量的に集中した降雨時に増加する。
- 2) 災害件数は、ある降雨段階で急に増加する。
- 3) 災害件数は、その上限数の範囲で大きくばらつく。

災害件数の増加段階は、道路施設などの保全対象物の、機能の限界（水路の排水能力や法面の安定性など）の段階を示すものと考えられる。また、ばらつきは、保全対象物の密度の地域性を示唆するものと考えられる。表4-2は、これまでの検討結果に基づき災害発生件数の増加傾向をまとめたものである。

表4-2 災害件数の増加傾向

指 標	降雨量(mm)	災害件数
総降雨量	100	発 生
	200	増 加
	300	さらに増加
日降雨量	50	発 生
	100	増 加

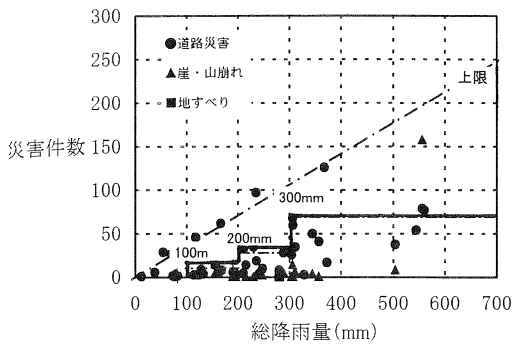


図4-2 総降雨量と災害件数の関係

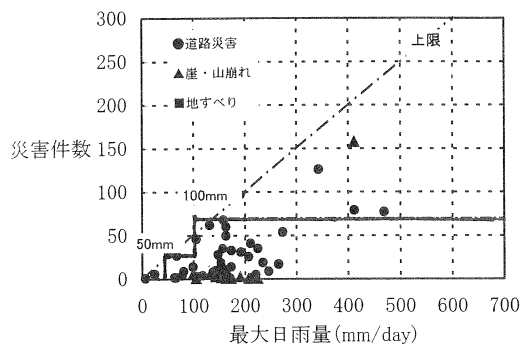


図4-3 最大日降雨量と災害件数の関係

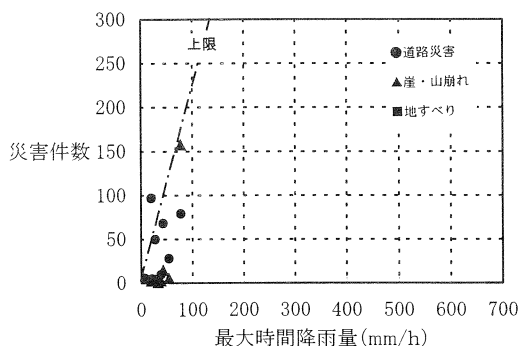


図4-4 最大時間降雨量と災害件数の関係

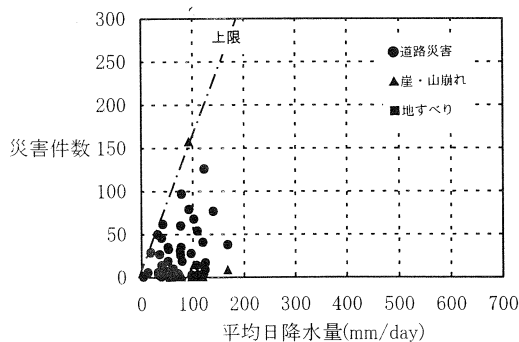


図4-5 平均日降雨量と災害件数の関係

ややおおざっぱな表現であり災害の予知についてどの程度の実用性があるかわからないが、住民が台風などによる降雨を経験している時、その段階の降雨量と災害の状況を基準として、その後の災害発生段階を予想するに足る資料にはなりうるものと考えている。

つまり、総降雨量 100mm 以上が記録されさらに降雨が連続しているような時、次の局面として「200mmの総降雨量に達した段階で災害が多発するのではないか」というように活用できるものと思われる。

5. おわりに

今回の検討に利用した資料は、公開資料を前提とした。

つまり、出来る限り公共の情報を活用した災害の予知が、効率的かつ汎用性に富み、住民の避難情報に活用できるのでないかとの判断に基づくものである。

しかしながら、現在の公開資料は各機関に散在している。また、気象については比較的満足できる情報が収集できるものの災害の事例について十分とはいえない。

場所、災害の形態、保全対象物の種別、経済的被害規模、地質・地形条件などについてインターネットによる情報の公開が進めば台風に対する危機管理およびリスク評価に活用できるものと思われる。

13. 琉球石灰岩地帯に於ける斜面災害のタイプ分類について

上原地盤工学研究所・琉球石灰岩研究グループ

(株)中央建設コンサルタント.新垣正良 応用地質(株).内村雄一

(株)大富建設コンサルタント.国吉真孝 (株)ホープ設計.○金城正幸

琉球建設コンサルタント(株).田場邦男 (株)岩下建技コンサルタント.長堂嘉光

(株)国建.真栄田義安

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形成する。これらの島々で琉球石灰岩は、島尻層群など第三紀以前の地層を覆って石灰岩台地を形成するが、うるま変動に伴う断層活動でブロック状に傾動し、地層境界部で石灰岩堤と呼ばれる急崖を形成することが多い。さらに、石灰岩特有のカルスト地形の発達、岩相の変化に富む琉球石灰岩の特性や下位に分布する島尻泥岩とも関連し、様々なタイプの斜面災害の要因となって一般的な斜面崩壊分類の適用を困難にしている。本報告では、これらの特性や特殊地形を素因として発生する琉球石灰岩に特徴的な斜面災害について事例研究等に基づいて分類を試み、対策事例などに言及した。

2. 琉球石灰岩台地の特徴

(1) 琉球石灰岩の特徴

琉球石灰岩は、固結化した石灰岩だけでなく未固結の砂や礫からも構成され、岩相変化に富んでいる。石灰岩固結部の一軸圧縮強度は $q_u=50\sim400\text{ kg/cm}^2$ ($5\sim40\text{ MN/m}^2$) の範囲にあり、単位体積重量も $\gamma_t=1.5\sim2.5\text{ g/cm}^3$ と強度変化と相関関係が認められ、軟岩から中硬岩にまたがる。一方、未固結砂礫状部は、N値が2~50以上にばらつき、N値と変形係数との相関も不明瞭である。

(2) 特徴地形

琉球石灰岩台地にはドリーネやカレン等のカルスト地形があるが、特に斜面災害に関連するのはキャップロックやフィッシャーであり、岩盤倒壊が生じている。キャップロックは石灰岩の浸食で形成された残丘であり、下位の島尻泥岩斜面上に転倒した巨大な石灰岩転石を残す場合がある。断層により形成された石灰岩堤と呼ばれる急崖では、主断層に派生する小断層が内在し、溶食の進行でフィッシャーが形成され、崖に沿った岩体が背後のフィッシャーで孤立する場合がある。

その他、石灰岩岩相の固結状態の違いや下位に分布する島尻泥岩との不整合面を境に、斜面の差別浸食によってオーバーハングや浮き石が生じることが多く、斜面崩壊や落石災害が頻発している。

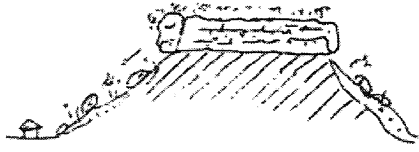


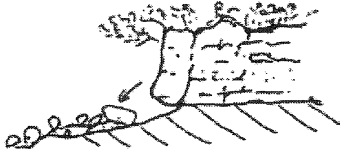

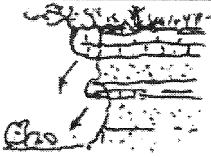


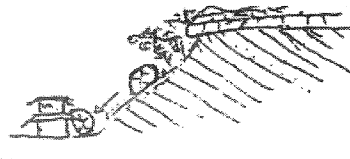
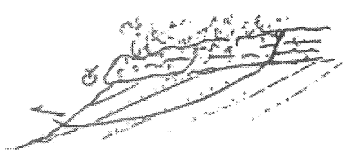
3. 斜面災害タイプの分類と災害事例

(1) 斜面災害タイプ分類

過去の災害事例の分析を踏まえ、琉球石灰岩斜面災害のタイプ分類の考え方として、

①特徴的な地形・地質的な素因、②事象発生のメカニズム、③発生する規模と頻度、の要素に着目した。過去の災害事象から、琉球石灰岩斜面災害はその形態によって、倒壊、崩壊、落石、すべり出しの大きく4つのタイプに分類し、これらに上記の要素を加えて表-1に示すように細分類を行った。

表-1 琉球石灰岩地帯における斜面災害の分類

	タイプ	スケッチ	特徴
倒壊	キャップロック倒壊		下位の泥岩斜面が、地すべりや崩壊あるいは、浸食により上位の琉球石灰岩がオーバーハング状態となって崩壊する。台風時における発生事例が多い。
	前倒し倒壊 (トップリング)		石灰岩の急崖において、断層によって形成されたフィッシャー等、割れ目面から分離した岩体が地震時に倒壊する。岩体の岩質・形状・割目の角度等により、トップリングやバックリングの形態となる。
	後倒し倒壊 (バックリング)		
斜面崩壊	不整合＋オーバーハング型		台風時(風・雨)によく発生する。中規模 下部の泥岩が洗掘により、オーバーハング等の不安定形状をもたらし、崖の崩壊へと推移する。
	内部未固結型 (ケースハーディング)		切土により未固結部が露出すると、不安定化、あるいは崩壊する場合もある。(琉球石灰岩の特徴である再結晶作用に大きく影響される)
落石	オーバーハング		固結度の低い部分が差別浸食によりえぐられ、張り出した部分が台風時の木の揺さぶり等によって崩落する。
	抜け落ち		小～中規模 全体に固結度の低い砂質石灰岩から構成され、一部固結した岩塊が差別浸食により残留、それが崩落する。
	はく離		小規模 台風時に発生する。 植物根、雨水の溶食作用により割れ目が拡大し剥離する。
すべり出し	転石の再移動		キャップロック倒壊後、斜面途中に崩壊した転石が、豪雨時における前面土塊の洗掘によりバランスを失い再移動する。
	石灰岩を乗せた泥岩すべり		例は少ないが、石灰岩上部に大きな木などがあって、台風時の豪雨や木の揺さぶりによって滑り出す。

(2) 斜面災害の事例

写真－１は琉球石灰岩地帯に於ける斜面災害の事例を示したものである。写真－１(a)、(b)は、北中城村安谷屋地内で昭和60年8月13日の台風9号に伴う風雨を直接の誘因として発生したキャップロック型倒壊の事例である。崩落岩塊の大きさは13m×3m×2.5mであり斜面下方に位置するコンクリート平屋の屋根の一部を壊した。対策工としては、切土工＋現場打ちのり枠工が施されている。

写真－１(c)は、断層によって形成された割れ目によって石灰岩急崖から完全に分離した石灰岩体(10m×7m×10m)であり、下方に農道が計画されている。崩壊の形態としては、地震を直接の誘因としたトップリング崩壊が想定され、対策工としては分離した岩塊の除去工が施されている。

写真－１(d)は、那覇市首里地内の工事現場で見られる琉球石灰岩特有のケースハーディング型斜面である。露頭面はよく固結した石灰岩の急崖から成り、より安定を得るために緩く切直した所、岩質不良の石灰岩が露出し、逆に不安定化した事例である。対策工としてはアンカー付のり枠工が計画されている。

写真－１(e)は、本部町谷茶地内で、平成12年8月8日の台風8号に伴う風雨を直接の誘因として発生した抜け落ち型落石の事例である。落石の大きさは直径2m程度で、空き家を全壊させた。

写真－１(f)は、浦添市前田地内で、平成13年5月12日の台風1号に伴う風雨で発生した転石の再移動型すべりの事例である。転石の大きさは直径5m程度で、レンタル機具等を覆いつくす被害がでた。

4. 対策の基本的考え方

沖縄では従来から、琉球石灰岩斜面下は聖域・霊域とされ、日常生活の場所に利用されないため、結果的に被災が回避されていた。近年土地の高騰などから、かつての土地利用の慣習に反し、このような場所に近接した開発が行われることもあり、被災のケースが増えているように思われる。過度の土地利用には一定の利益とリスクが伴うが、少なくとも人命への被災だけは防止すべきである。基本的には土地利用規制が有効で、被災緩衝樹林帯の整備など、かつての土地利用に学んで、新たな施策の取り入れも検討すべきであろう。

なお、事例に紹介したように、復旧対策に採用される対策工には、予防工として浮き石・オーバーハング部の切土や除去、網掛け、モルタル吹き付け、不整合部の根固め工、アンカー工(定着部の固結処理)など、防護工として防護柵、防護擁壁、ロックシェッドなどがあるが、今後とも斜面災害のタイプや現場条件を踏まえ、より適切な対策が選定できるよう事例を収集・分析していきたい。

5. おわりに

今回の研究から、琉球石灰岩斜面の災害には、いわゆる岩盤崩壊から土砂の斜面崩壊にまたがる多岐のタイプがあることがわかった。特に、ケースハーディング型の切土のり面崩壊や転石の再移動のような特殊な例もあり、のり面の設計や防災計画策定の参考資料として留意が必要である。今後はさらに事例を収集し、タイプ毎の発生頻度や被災規模、対策工法などについて整理して被災予防のあり方や対策の詳細についてまとめていきたい。

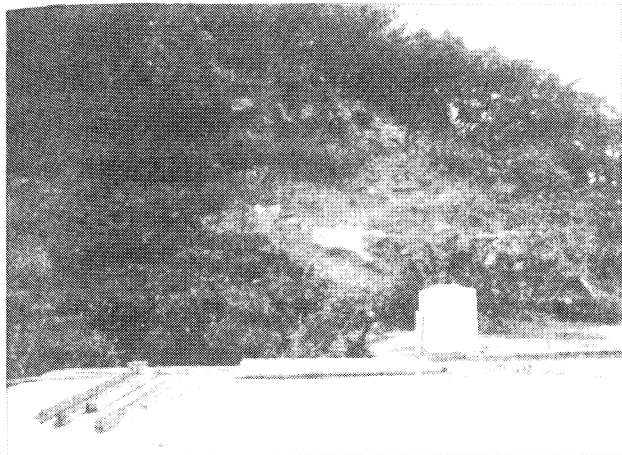
参考文献

道路土工、のり面工・斜面安定工指計：1999、日本道路協会編

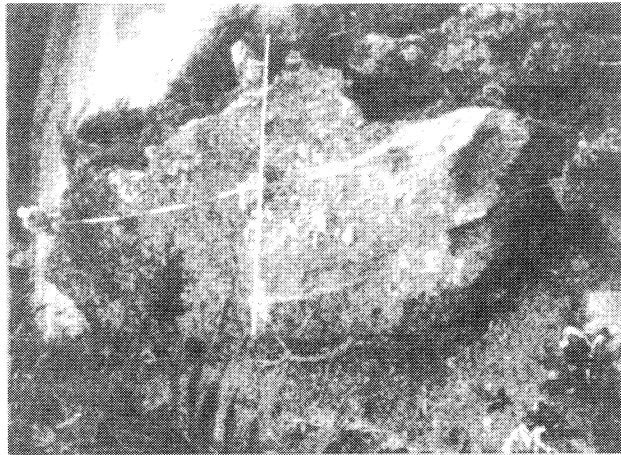
落石対策便覧：2000、日本道路協会編

カルトス：1996、日本地理学会カルスト地域作業グループ・篠原和子編

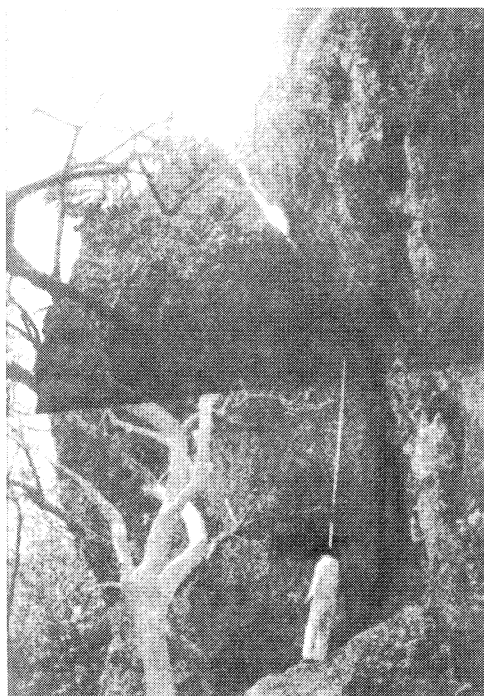
石灰岩地盤データベース作成に関する調査研究(その1)(その2)：2000、第13回沖縄地盤工学研究発表会、上原地盤工学研究所、琉球石灰岩研究グループ



(a) キャップロック型倒壊



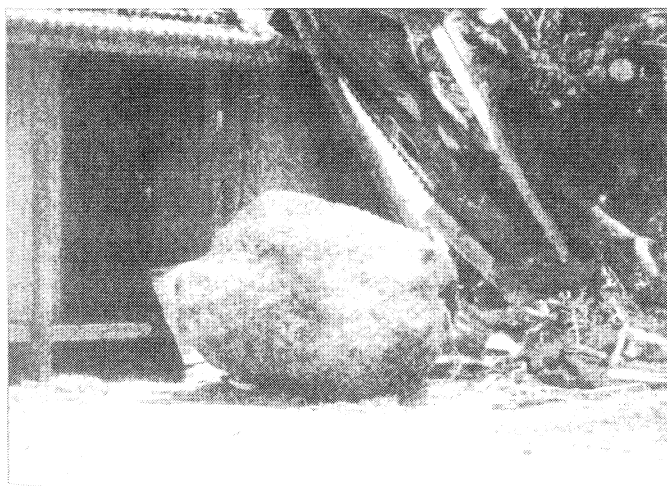
(b) 同左の崩落石の状況 (13m×3m×2.5m)



(c) トップリングにより前倒ししている石灰岩塊



(d) 内部未固結型斜面、切土により岩質不良の石灰岩が露出した状況



(e) 抜け落ち型落石により崩落した石灰岩塊 (φ=2m)



(f) 再移動した石灰岩転石 (φ5m)

写真-1 琉球石灰岩地帯に於ける斜面災害の事例

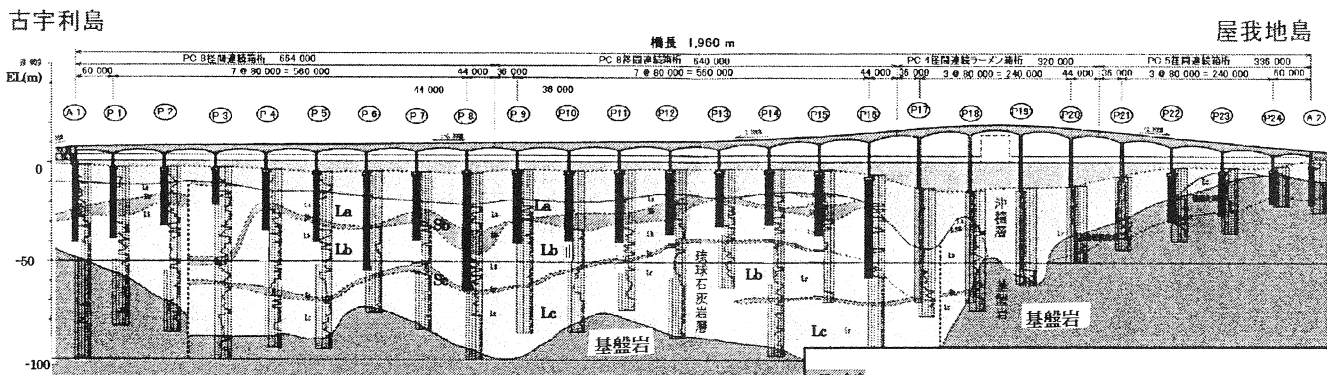
14. 琉球石灰岩層を支持層とする鋼管杭の載荷試験について

北部土木事務所 古宇利大橋建設現場事務所 主 幹 神村 美州
主任技師 親川 克志
主 任 〇又吉 康之

1. はじめに

古宇利大橋は、今帰仁村古宇利島と名護市屋我地島を結ぶ延長2,020m（橋梁部1,960m、埋立60m）の離島架橋である。同橋梁の地質構造は、基盤岩層である本部層の上に、本県の特異土である琉球層群（琉球石灰岩層）が広く分布し、経済的な基礎工形式選定及びその土質定数、支持力管理について多くの問題点があった。そこで、平成9～10年度に「古宇利大橋基礎工検討委員会」を開催し、各種の地盤試験と杭の載荷試験を実施し、同結果から地盤の支持力評価、基礎形式及び施工管理手法の検討を行った。

その後、同委員会報告の検討結果に従い杭基礎の施工を進めてきたが、支持力管理手法の精度向上のため、蓄積された実施工データによる再検討を始めたところ、平成12年度に実施した橋脚の試験杭において、打ち止め時の挙動や動的載荷試験結果がこれまでとは違う杭が頻発したことから、新たに静的及び動的載荷試験を実施し支持力特性及び支持力管理の再検討を行った。本報告では、その静的載荷試験結果及び動的載荷試験結果とそれを用いた支持力管理手法の再検討結果の報告を行う。



図－1 古宇利大橋地層断面概要図

2. 琉球石灰岩層に関する従来知見及び「古宇利大橋基礎工検討委員会報告」での検討結果

本橋の当初設計では、瀬底大橋、来間大橋等の施工実績と従来の知見に基づき、琉球石灰岩層を支持層とする基礎形式設計、施工の特徴として以下のことがあげられた

- ①琉球石灰岩層は強度のばらつきが大きく、橋脚左右でのボーリングの強度の違いもあり（深度・水平方向ともにばらつきが大）、支持層が明確でないため支持層が深くなる。
- ②従来工法では鋼管杭と琉球石灰岩層との周面摩擦力は、あまり期待できない。
- ③琉球石灰岩層の支持層への根入れ深さおよび先端支持力の設定が難しい。
- ④固結した琉球石灰岩中間層を打抜く必要がある。

これより本橋標準橋梁区間の基礎杭工法として、経済性および施工性から鋼管杭基礎を選定したうえで、支持層深さ別工費比較より、下記の3工法の基礎工が選定された。

- ①支持層まで打込みが可能と思われる土層：打撃工法による鋼管杭基礎
- ②支持層まで打込みが不可能と思われる土層（支持層が－30m～－40m程度）：補助工法併用鋼管杭基礎
- ③ 〃 （支持層が－40m程度以深）：複合杭（鋼管杭／場所打ち杭）

当初設計の基礎形式での施工試験、P3、P9、P8各種載荷試験等の結果から、本橋の琉球石灰岩層を支持層とする基礎形式設計、施工法等を以下の通り変更した。

凡例	
完新世	A1 沖積層末段砂層・砂礫石灰質現世沖積層礫物
第四紀	La 栗石石灰質砂質石灰岩空層に富み、再結晶度低
	Lb 赤褐色土（砂混）粘土質土
	Lc 琉球石灰岩（砂質）石灰岩層に属する下部に林石を含む
	Ld 琉球石灰岩（I）～泥質砂質石灰岩・砂質石灰岩層に属する
	Ld 泥～砂質上部石灰質砂下部泥質砂層に属する
先第三紀	本部層 古期石灰岩層（岩質）砂岩千枚岩

- ① 施工試験及び動的載荷試験を用いた情報化施工により、鋼管杭打撃工法（10tf 油圧ハンマ）で、固結した琉球石灰岩中間層（La 層）の打抜きは可能である。
- ② 載荷試験結果から、鋼管杭と琉球石灰岩層の周面摩擦力度（押込み）は当初設計（9.81 KN/m²）より大きく、3N KN/m²と評価できる。
- ③ 連続動的載荷試験による先端支持力の深度方向の変化から、0.981 MN を設定した。なお、上記②の周面摩擦力度により先端支持力にさほど期待しなくてもよいことと琉球石灰岩層のばらつき、空洞等の問題から、空洞や軟弱箇所でないことを確認する目的で 0.981 MN を設定した。
- ④ 上記①～③により、周面摩擦力度、先端支持力等の土質定数の変更による杭長減、シンプルな鋼管杭打撃工法へ変更設計を行い、コスト縮減を図った。
- ⑤ 静的載荷試験と動的載荷試験及び簡易杭頭計測法の結果比較から、琉球石灰岩層への動的載荷試験の適用性と簡易杭頭計測法の概ねの適用性が確認された。
- ⑥ 深度・水平方向ともにばらつきが大きい琉球石灰岩層を支持層とする鋼管杭の支持力管理として、杭全数について簡易杭頭計測法（OPA）による支持力管理手法を用いることとした。

表－1～2に平成9～10年度に開催した「古宇利大橋基礎工検討委員会」の概要を示す。

表－1 基礎工検討委員会の検討で用いた土質調査、載荷試験 注) 鋼管杭径はφ1000mm.

事 項	調査、載荷試験
土質調査	フィッパ－リング（N 値、オール7、岩石試験〔一軸、三軸〕：1 橋脚あたり平均2 孔）、PS 検層、CPT 試験
載荷試験	①P9 鋼管杭静的載荷試験 グラウト杭1 本、グラウトなし1 本②P8 橋脚複合杭静的載荷試験 1 本③P3 鋼管杭急速載荷試験 1 本④動的載荷試験（P3, P9〔多点各3 回〕, P8〔多点1 回〕P2, P5, P7〔連続動的各1 回〕）

表－2 基礎工検討委員会決定事項（基礎工法、地盤定数）

注) 表中の P_i 、 A_i はは橋脚橋台名を示す。

事 項	当 初	基礎工検討委員会決定事項
基礎工法	鋼管杭打撃工法 (P_9) 複合杭 (A_1 , $P_{1\sim2}$, $P_{4\sim7}$, $P_{10\sim12}$, $P_{14\sim16}$) 鋼管杭中掘併用工法 (P_9 , P_{13})	$A_1 \sim P_{15}$ まで全て鋼管杭打撃工法 ($N \geq 50$ の中間層（固結石灰岩層）は油圧ハンマのみで施工可能)
地盤定数	既往の設計実績より ・先端支持力：0.2 NA_i MN (20 NA_i t f) 〔支持層： $N \geq 30$ が5m 以上連続〕 ・周面摩擦力度： 押込み 9.81 KN/m ² (1 tf/m ²) 引抜き 9.81 KN/m ² (1 tf/m ²)	各載荷試験結果を参考として ・先端支持力：0.981 MN (100 t f) 〔支持層：琉球層群の深度、N 値によらず良好な地盤：Lb 層以深〕 ・周面摩擦力度： P_9 静的、 P_3 急速の平均値 押込み 3N KN/m ² (0.3N tf/m ²) 引抜き 2N KN/m ² (0.2N tf/m ²) [押込みの2/3 に低減]

3. 本施工の試験杭の動的載荷試験結果における問題点

平成11年度末～平成12年度にかけて、琉球層群に打ち止める A_1 , P_{11} , P_{12} , P_{14} , P_{15} の各橋脚の本施工が始まり、そこでの杭の打ち止め状況、動的載荷試験結果から以下のことが明らかとなった。

- ① 施工 (A_1 , P_{12} , P_{14}) での試験杭の打止時挙動（貫入量、リバウンド量）、動的載荷試験による支持力推定値が、平成9年施工の P_3 , P_9 橋脚の試験杭と比較して悪い。 P_{12} , P_{14} 橋脚の試験杭8本では、設計杭長の約2倍まで打設してようやく支持力が確認できた。
- ② 施工後1週間程度の養生期間ではほとんどセットアップが見られず、波形マッチングの結果では設計深度付近でほとんど設計支持力を満足しない。ただし、2ヶ月程度の長期養生によりセットアップしているものも見受けられた。
- ③ 簡易杭頭計測の結果が、動的載荷試験の結果に対して2倍程度の過大な値を与える

これより本杭長の大幅増が懸念され、設計杭長付近の深度では設計先端支持力 0.981 MN の確保が困難な上、セットアップが小さく周面摩擦力が期待できないため、既往の載荷試験位置と支持力特性が違ふおそれがあることと、動的載荷試験及び簡易杭頭計測法の精度に疑問が生じ、その再検討の必要が生じた。

4. P14 橋脚静的載荷試験

4. 1 試験概要

本施工での試験杭の結果から杭長の大幅な増大が懸念され、また打ち止まりのよくない地盤の支持力特性

及び支持力管理手法の再検討のため、P14 橋脚において以下のとおり静的載荷試験を実施した

1) 試験目的・・・貫入量が大きく打ち止まりの悪い杭についての静的な支持力確認と、長期養生期間をおいた場合の支持力のセットアップを確認する。同時に動的載荷試験を実施し、その支持力値の精度と本杭の施工管理に採用されている簡易杭頭計測法の精度も併せて確認する。

2) 試験仕様・・・試験杭:P14C4 杭 $\phi 1,000 \times t19 \times L40,000$ (先端補強バンド無し) 根入長 29m
試験基準: 地盤工学会『杭の鉛直載荷試験基準・同解説』(多サイクル方式)

◎位置の選定の目安: 琉球石灰岩層 L b 層以深に根入れ。先端地盤の N 値は 20 程度、貫入量は 15mm 程度、古宇利大橋で最も短い実杭長 25m の杭とする。

試験工程	H12. 11 月	12 月	H13. 1 月	2 月	3 月	4 月
試験杭施工打止め H12. 11. 28						
1 ヶ月後静的載荷試験 H12. 12. 26		1 ヶ月				
2 ヶ月後動的載荷試験 H13. 1. 23			1 ヶ月			
5 ヶ月後静的載荷試験 H13. 4. 25				3 ヶ月		

4. 2 静的載荷試験結果

静的載荷試験結果を表-5 に示す。また荷重～沈下曲線を図-3～4 に示す。それによると、1 ヶ月後の試験では、第2限界荷重が 3.5MN、またそのときの先端支持力は 0.84MN で、全体支持力、先端支持力ともに必要な支持力を満足しなかった。しかし、5 ヶ月後(動的載荷試験後 3 ヶ月)の試験結果では、第2限界荷重が 4.5MN、またそのときの先端支持力は 1.34MN で、周面摩擦力についてもほぼ設計の 3 N kN/m² を満足し、必要な支持力を満足することが確認された。

5 ヶ月後の最大荷重については、5.0MN

さらに、静的載荷試験の結果から得られた周面抵抗を表-6 に整理する。1 ヶ月後と 5 ヶ月後の試験において、周面抵抗を比較すると、琉球石灰岩層で 1.9 のセットアップ率が得られ、長期養生後の周面摩擦力は回復することが確認された。

5. P14 橋脚での静的載荷試験結果と動的載荷試験・簡易杭頭計測結果との比較

5. 1 計測結果

施工後 2 ヶ月(静的載荷試験後 1 ヶ月)で実施した動的載荷試験の波形マッチング解析は、施工後 1 ヶ月の静的載荷試験結果と良い相関が得られた。図-6 に動的載荷試験から得られた静的な荷重沈下曲線を 1 ヶ月後の静的載荷試験の最終サイクルと重ねた図を示す。これによると動的載荷試験結果

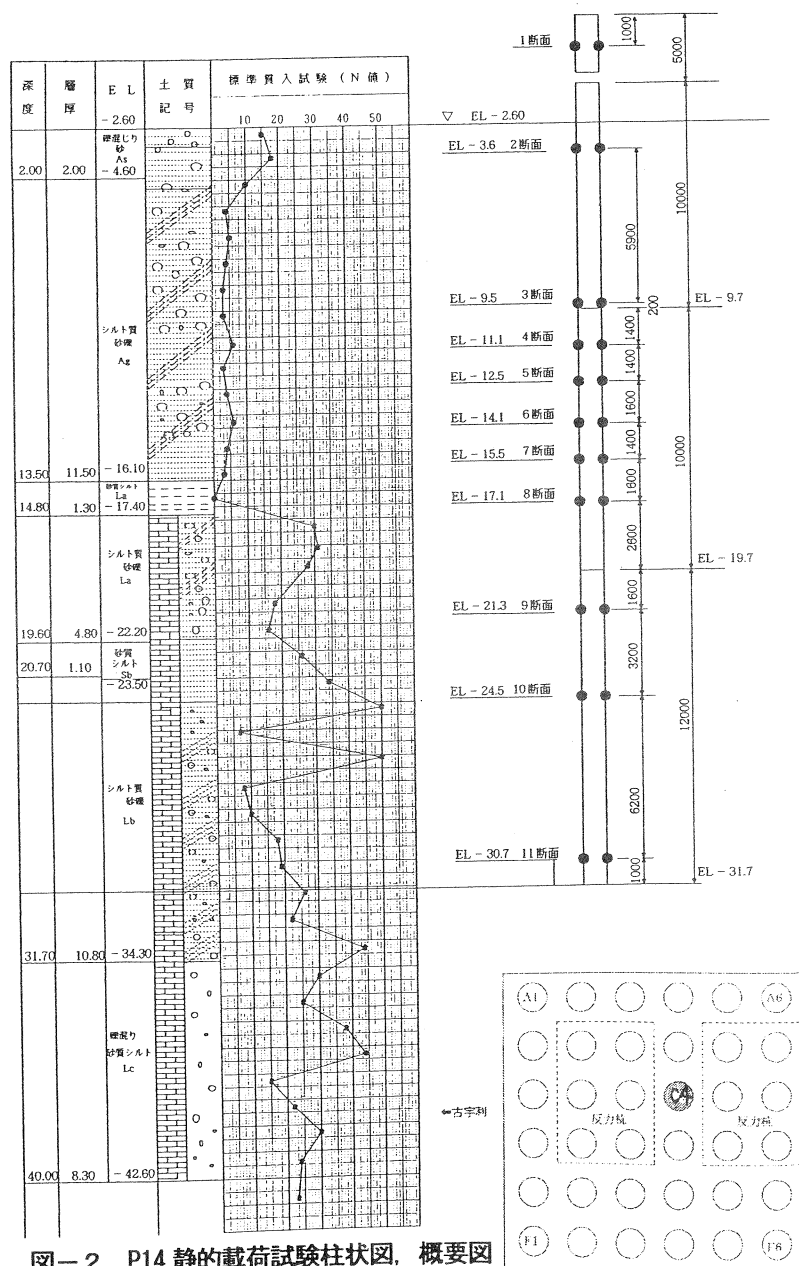


図-2 P14 静的載荷試験柱状図、概要図

は、静的載荷試験の最終サイクルの変曲点（第1限界荷重）に対応している。

なお、今回の検討では、第1限界荷重と第2限界荷重の相関が不明なことから、安全側にみて波形マッチング解析は第2限界荷重相当として扱う。

5. 2 波形マッチングの静的載荷試験に対する精度

2ヶ月後動的載荷試験結果/1ヶ月後静的載荷試験結果=3.04MN/3.50MN=0.87であった

5. 3 簡易杭頭計測の静的載荷試験に対する精度

2ヶ月後簡易杭頭計測/1ヶ月後静的載荷試験結果=6.99MN/3.50MN=2.00

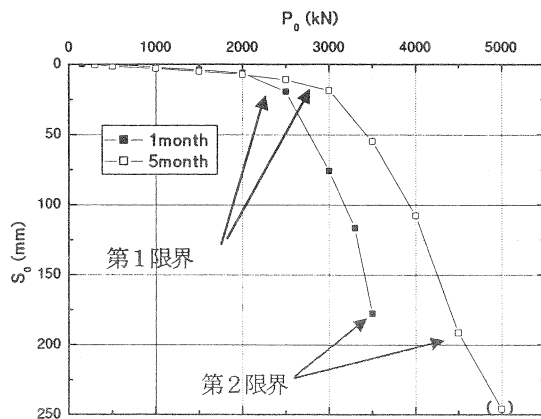


図-3 1ヶ月と5ヶ月の静的載荷試験結果比較（杭頭）

表-5 静的載荷試験結果

単位：(MN)

	設計 極限 支持力 (N値)	必要支持力		1ヶ月後静的		5ヶ月後静的	
		地震 時 押込	地震 時 引抜	第1 限界 荷重	第2 限界 荷重	第1 限界 荷重	第2 限界 荷重
全 体	4.73	4.47		2.38	3.50	2.75	4.50
周面摩擦	3.75		2.29	1.95	2.66	2.32	3.16
先端支持	0.98			0.43	0.84	0.43	1.34

施工時 貫入量 s=13mm, リバウンド k=5mm, 油圧ハマ：落下高8

注) 5ヶ月後については、5.0MN まで載荷したが、沈下剛性が大きくなる現象が生じたため、値として採用しない。

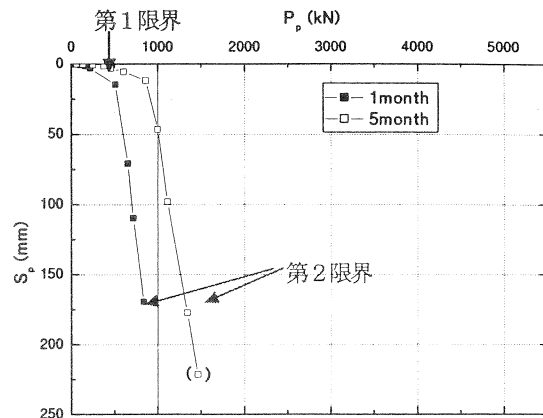


図-4 1ヶ月と5ヶ月の静的載荷試験結果比較（杭先端）

表-6 静的載荷試験による周面摩擦力の評価

土層名	ゲージ No.	層厚 (m)	N 値	τ 1ヶ月後 (kN/m ²)	τ 5ヶ月後 (kN/m ²)	セットアップ 1ヶ月/5ヶ月	τ/N 5ヶ月後	τ/N 設計
沖積	As ①~④	7.4	9.0	64.2	26.3	0.5	3.0	2
	Ag ④~⑦	5.4	4.8	17.5	21.4		4.5	2
琉球層群	La ⑦~⑨	5.8	19.8	19.3	23.8	1.9	1.2	3
	Sb ⑨~⑩	3.2	36.7	32.1	42.8		1.2	2
	Lb ⑩~⑫	6.2	18.4	20.0	60.1		3.3	3

5. 4 簡易杭頭計測の静的載荷試験に対する精度

施工時簡易杭頭計測/施工時波形マッチング=5.58MN/2.51MN=2.22

5. 5 動的載荷試験結果（波形マッチング解析）静的抵抗の長期養生後のセットアップ

杭施工時に乱された地盤が、乱れの回復とともに支持力が経時的に大きくなるセットアップ現象は、本土の堆積地盤では、砂地盤：5日、粘性土地盤：10日程度で収れんすることが一般的である。図-7に養生期間が40~110日の静的抵抗のセットアップを時間軸上でプロットしたものを示す。

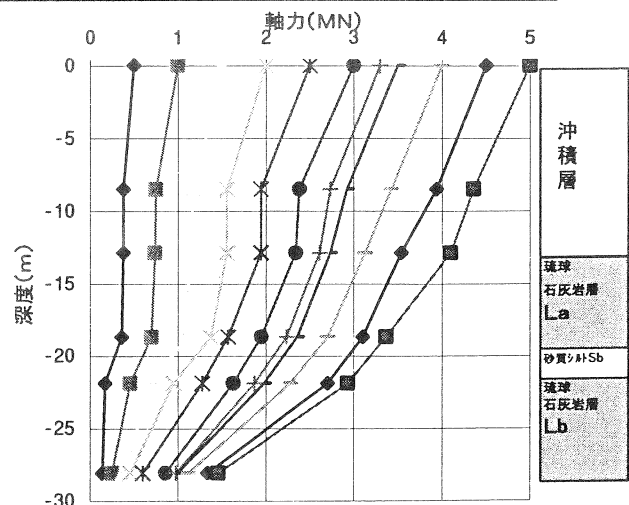


図-5 P14 橋脚静的載荷試験軸力分布図（打止後5ヶ月）

それによると、静的載荷試験結果と同様に1週間養生では回復しなかった橋脚でも、長期間養生後は静的抵抗が回復する傾向が見られる。よって、今回の静的載荷試験と複数の動的載荷試験により、これまでの一般的概念にはなかった長期セットアップ現象が初めて確認された。

6. 簡易杭頭計測の補正による施工管理方法の提案

動的載荷試験、簡易杭頭計測の適用性が確認できたことから、基礎工検討委員会での決定事項のとおり、簡易杭頭計測を用いた施工管理方法とすることとした。

ただし、今回の各載荷試験結果による精度検証結果に基づき、表-8 に示す各支持力推定値の精度を考慮して簡易杭頭計測法を補正する。

6. 1 施工時の簡易杭頭計測方法の補正方法

簡易杭頭計測を用いた補正支持力管理式のフロー図を図-8 に示す。表-9 に示す各補正値と以下に示す式を用いて簡易杭頭計測法を補正し、支持力確認を行う。

$$Rsr = Rtoy \times Co \quad Co = Cpy \times Sri \times St$$

Rsr : 養生後静的抵抗, $Rtoy$: ヤットコでの簡易杭頭計測値,
 Co : 簡易杭頭計測補正係数, Cpy : ヤットコ補正係数, St : セットアップ率
 Sri : 静的抵抗比=打ち止め時静的抵抗/簡易杭頭動的抵抗

6. 2 先端支持力と周面摩擦力の分離

- ① 先端支持力の評価は、簡易杭頭計測法の先端支持力値が過大となる傾向があるため、道路橋示方書式の第1項を静的載荷試験結果との相関から次式で補正する。

先端支持力=道示第1項×補正係数(先端)

- ② 周面摩擦力の評価は上記の方法での先端支持力を補正簡易杭頭計測値から引いて求める。

周面摩擦力=補正簡易杭頭計測値-道示第1項×補正係数

6. 3 再打撃時の補正簡易杭頭計測法の補正係数

養生後再打撃時の簡易杭頭計測の補正式を次式に示す。周面と先端の分離は打ち止め先端を使用する。

(再打撃時) $Rsr = Rtoy \times Srr \times Cpy$ Srr : 再打撃時静的抵抗比=再打撃時静的抵抗/簡易杭頭動的抵抗

表-7 動的載荷試験・簡易杭頭計測結果 (単位: MN) 施工時 貫入量 $s=13\text{mm}$, リバウンド $k=5\text{mm}$

	施工時			2ヶ月後		1ヶ月後静的	
	波形マッチング	簡易杭頭	道示1項	波形マッチング	簡易杭頭	第1限界	第2限界
全体	2.51	5.58	—	3.04	6.99	2.38	3.50
周面摩擦	1.78	—	—	2.16	—	1.95	2.66
先端支持力	0.73	—	1.65	0.88	—	0.43	0.84

表-8 支持力確認方法の位置付け

試験種類		荷重	計測値	評価	精度
静的載荷試験		静的	杭頭荷重・変位・軸力	最も信頼性が高く、結果を直接設計に反映できる。	高い ↓ 低い
急速載荷試験		急速	杭頭荷重・変位・軸力	静的に準ずるが、動的な効果を補正する必要がある。	
動的載荷試験	多点	衝撃	軸力・軸加速度	動的で最も情報量が多い。	
	杭頭	波形マッチング	衝撃	杭頭荷重・杭頭加速度	
	CASE法	衝撃	杭頭荷重・杭頭加速度	一次元波動理論に基づいた静的支持力の推定法	
簡易杭頭計測法(OPA)		衝撃	杭頭加速度、杭頭変位(手書き)	現場で支持力が得られるが、適切なダンピング、セットアップ率が必要	低い
動的支持力式		衝撃	杭頭変位(手書き)	加速度のみの情報(施工管理手法としては古宇利大橋以外実績無し)	
		衝撃	杭頭変位(手書き)	もっともポピュラーな管理手法、経験式	

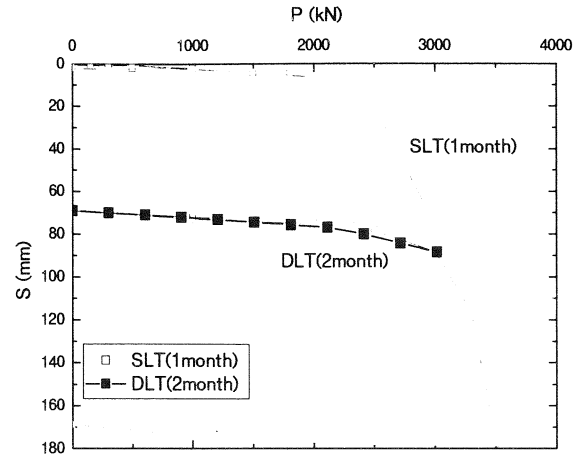


図-6 動的載荷試験(DLT)と静的載荷試験(SLT)の荷重～沈下曲線の比較

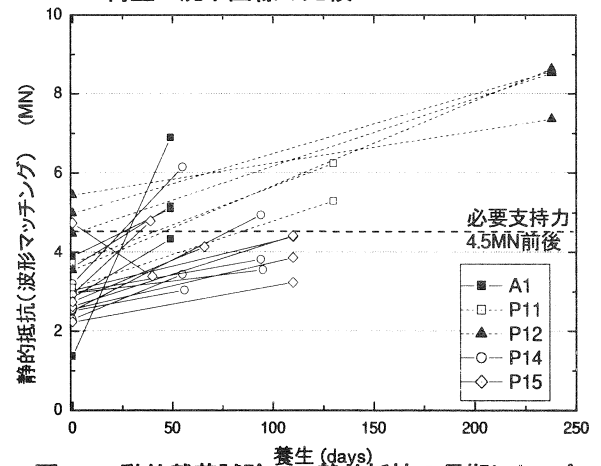


図-7 動的載荷試験での静的抵抗の長期セットアップ

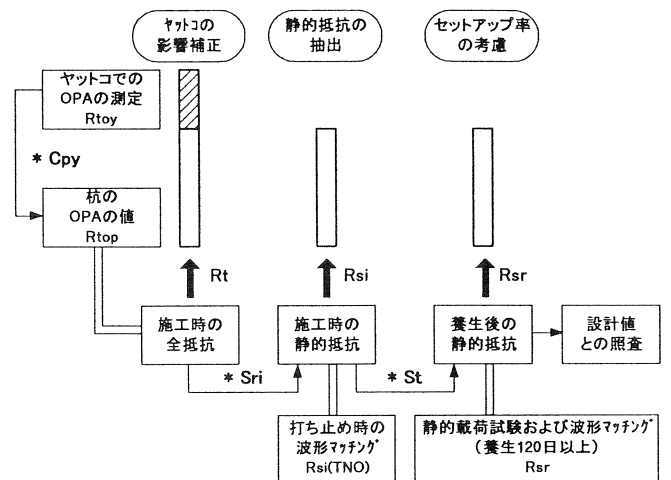
表-9 簡易杭頭計測法の補正式の補正値一覧表

係数名称	係数値	係数算定根拠及び適用条件
静的抵抗比 S_{ri} (再打撃時静的抵抗比)	0.47	実際の杭の打ち止め条件を考慮して、施工時の打ち止位置 L_b 層 (EL-50m 以浅) 及び貫入量が 20mm 以下を対象データ (動的/簡易杭頭) とした場合の平均値
セットアップ率 S_t	1.8	養生日数 120 日程度以上の養生期間をおいた動的载荷試験結果と 5 ヶ月後の P14 静的载荷試験杭結果から算定。ただし、P14 静的载荷試験結果で、沖積層のセットアップ率が小さかったことから、適用条件は設計杭長に占める沖積層厚の割合が 40% 以下とする。
ヤットコ補正係数 C_{py}	0.92	実施工で使用するヤットコ (φ1000mm×t19mm×L14m) を用いた簡易杭頭計測試験から算定
道示 1 項補正係数 (先端)	0.8	補正係数は 5 ヶ月後静的载荷試験の先端支持力/P14 静的試験杭施工時道示第 1 項 = $1.34/1.65$ から算定。ただし、設計先端支持力 0.981MN を確保とするために、P14 静的载荷試験杭の貫入量 13mm をから、10tf ハマ落下高 8 で貫入量 13mm 以下にて打ち止める。
再打撃時の補正係数 S_{rr} (再打撃時静的抵抗比)	0.5	対象データは養生期間 2 ヶ月程度以上とし、動的試験結果平均値 $S_{rr}=0.49$ と静的試験結果 $S_{rr}=0.5$ から $S_{rr}=0.5$ を採用した。

7. まとめ

7. 1 静的载荷試験 動的载荷試験及び簡易杭頭計測法

- ① 5 ヶ月後の静的载荷試験の結果、設計支持力をほぼ満足する全体 4.5MN の支持力を確認した (打ち止め貫入量 13mm, 実杭長に対する沖積層の割合が 40% 以下の条件)。また、先端についても設計支持力以上の 1.34MN の支持力が得られた。よって、打ち止まりの悪い地盤でも基礎工検討委員会決定事項の土質定数による設計支持力値を満足する。
- ② 動的载荷試験の精度について、2 ヶ月後の動的载荷試験の波形マッチング結果は、1 ヶ月後の静的载荷試験結果とほぼ相関することが確認された。
- ③ 施工後 1 ヶ月から 5 ヶ月の間に地盤のセットアップが進むことが確認でき、長期セットアップという現象が、初めて P14 静的载荷試験、各橋脚動的载荷試験で確認された。



R_T : 全抵抗, R_{si} : 打ち止め時静的抵抗, R_{sr} : 養生後静的抵抗
 R_{Tf} : 全抵抗のうちの先端抵抗, f_{sr} : 全抵抗のうちの周面抵抗
 R_{sif} : 打ち止め時静的抵抗のうちの先端抵抗,
 f_{sif} : 打ち止め時静的抵抗のうちの周面抵抗
 R_{srf} : 養生後静的抵抗のうちの先端抵抗, S_t : セットアップ率
 f_{sr} : 養生後静的抵抗のうちの周面抵抗 J_s : ダンピングファクター,

図-8 簡易杭頭計測を用いた補正支持力管理式のフロー

- ④ 上記の結果から、H10 年度実施の当初载荷試験より打ち止まりが悪い地盤、かつ本橋の最短設計杭長 25m 程度でも、基礎工検討委員会決定の設計先端支持力及び周面摩擦力度が概ね確保できることが確認された。それによって大幅な杭長増もなく、修正設計によるコスト縮減がある程度確保できた。
- ⑤ 簡易杭頭計測の結果は、静的载荷試験、波形マッチングと比較して過大な値を与えることが明確となり、本施工の管理に用いるためには何らかの補正が必要となることが分かった。

7. 2 簡易杭頭計測法による支持力管理手法について

基礎工検討委員会での施工管理手法の基本方針を踏襲しつつ、今回の静的・動的载荷試験及び簡易杭頭計測法の結果の比較から、簡易杭頭計測法測定値に補正係数を乗じた補正式を支持力管理に用いることとした。

8. 琉球石灰岩層を支持層とする基礎に関する今後の課題

本工事でも、琉球石灰岩層は深度及び水平方向のばらつきが顕著であり、その対応として簡易杭頭計測法による杭全数管理を採用したことは評価できる。しかし、今後も同地盤に対しては、支持力管理手法の検討と、载荷試験、土質データの蓄積及び合理的な調査設計手法の検討が必要である。また今回の検討では、琉球石灰岩層の長期セットアップという新しい現象が確認された。今後、そのメカニズムに関する研究が望まれる。

参考文献

- 1) 沖縄県土木建築部北部土木事務所 古宇利大橋建設現場事務所: 古宇利大橋基礎工検討委員会業務委託 報告書 平成11年3月
- 2) 沖縄県土木建築部北部土木事務所, 鋼管杭協会: 古宇利大橋第4期鋼管杭支持力管理調査検討業務 報告書 平成13年7月

15. 個別有限要素法(DFEM)による不連続性岩盤および石積み構造の力学的安定性評価

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

1. はじめに

トンネル、地下発電所、エネルギー地下備蓄など、岩盤内に構築される岩盤構造物の建設が、巨大化とともに増加の一途をたどっている。また、我が国は、急峻な岩盤斜面を多数有し、これらの岩盤構造物や岩盤斜面の安全性の確保が求められている。

一方、古来より人々の生活のあらゆる面で、石材が利用され、世界中の至る所で、文化財としての石積み構造物や遺構が多数見られる。しかし、石造文化遺産の多くは、築造から長い年月が経過しているものが多く、石材の老朽化、地震や周辺の自動車通行による振動の発生などが原因となって、石積み構造の緩みやはらみ出し、さらには、構造全体が崩壊を起こしかねないものもある。これらの貴重な石積み構造物を修復保存することが社会的問題となっており、その対応が求められている。

これらの岩盤構造物や石積み構造物の安全性を検討するため、不連続性の影響を考慮に入れた力学的挙動を把握することが必要となる。一般に、岩盤は、地質学的要因による大小様々な不連続面を有しており、その力学的挙動の把握は、不連続面で区切られた岩石ブロックの集合体として扱うのが良い場合も多い。一方、石積み構造物も、個々の積み石が相互に絡み合っており、バランスを保っており、安定性の検討は、積み石の集合体として、積み石相互の動きを把握するのが自然であろう。

このような岩石集合体の力学的挙動を検討するため、不連続性に起因する複雑な力学的挙動を表現できる種々の数値解析法 (DEM, DDA など) が提案^{1)~3)} されている。これらの方法では、モデル化の際に考慮される慣性項に関して、振動を押さえるための材料の粘性特性や数値的減衰特性の導入が行われている。しかし、岩石と不連続面における、ひずみ速度依存性の挙動が、まだ十分に明らかにされておらず、粘性特性の評価が困難である。

筆者らは、通常有限要素法を基礎として、不連続体の大変形挙動を表現できる個別有限要素法 (Discrete finite element method, DFEM) を提案⁴⁾ してきた。本解析法では、重力場で運動する不連続体の力学モデルにおいて、慣性項を無視することによって、粘性特性を強制的に導入することを回避している。

本研究では、周辺に卓越した不連続面を有する素掘りトンネル、ならびに、石積み擁壁を例として取りあげ、個別有限要素解析法を適用して、それぞれ、安定性の評価を行う。これらの解析結果と実験結果、実際の現象との比較を行って、不連続性を有する岩盤構造物および石積み構造物の挙動を把握するために、個別有限要素法の適用が有効であることを示す。

2. 個別有限要素法 (DFEM) の概要

Aydan らによって提案された個別有限要素法は、通常有限要素法を基礎として、重力場にある不連続体の運動を、慣性項を無視する擬似動的手法により解析する方法である。慣性項を無視する理由は、慣性項の導入の際に必要となる岩石と不連続面の粘性特性の評価を回避することにある。

不連続性の岩盤や石積み構造におけるモデル化では、岩石個体部分を微小変形に支配される個体要素で置き換え、また、不連続面やブロック間の接触部を有限変形の可能な接触要素でモデル化する。

個別有限要素法の定式化は、通常有限要素法と同様であり、離散化された運動方程式は、次のように表される。

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = F \quad (1)$$

ここで、

$$\mathbf{M} = \int_{\Omega_e} \rho \mathbf{N}^T \mathbf{N} d\Omega, \quad \mathbf{C} = \int_{\Omega_e} \mathbf{B}^T \mathbf{D}_v \mathbf{B} d\Omega,$$

$$\mathbf{K} = \int_{\Omega_e} \mathbf{B}^T \mathbf{D}_e \mathbf{B} d\Omega, \quad \mathbf{F} = \int_{\Omega_e} \mathbf{N}^T \mathbf{b} d\Omega + \int_{\Gamma_{te}} \bar{\mathbf{N}}^T \mathbf{t} d\Gamma$$

である。

(1) 式について、時間領域における有理近似を行い、中央差分による時間分割法を適用すると、次式を得る。

$$\bar{\mathbf{K}} \mathbf{U}_{n+1} = \bar{\mathbf{F}}_{n+1} \quad (2)$$

ここで、

$$\bar{\mathbf{K}} = \frac{1}{\Delta t^2} \mathbf{M} + \frac{1}{2\Delta t} \mathbf{C},$$

$$\bar{\mathbf{F}}_{n+1} = \left(\frac{2}{\Delta t^2} \mathbf{M} - \mathbf{K} \right) \mathbf{U}_n - \left(\frac{1}{\Delta t^2} \mathbf{M} - \frac{1}{2\Delta t} \mathbf{C} \right) \mathbf{U}_{n-1} + \mathbf{F}_n$$

このようにして (1) 式を解くと、岩石や不連続面の構成則における速度に依存するパラメータや、速度に無関係なパラメータの振動が発生する。ここで、振動を押さえるため慣性項を無視すると、岩石と接触部の構成則は、それぞれ、弾性および弾塑性が仮定される。

本解析法では、岩石と接触部の粘性特性を評価することを避けるため、慣性項を無視する”擬似動的解析”を採用する。数値解析では、擬似的な時間ステップ増分法が用いられる。また、接触部のすべりや開きによって生じる大変形挙動を計算するため、Updated Lagrangian 法が導入されている。

3. 老朽化した素掘りトンネルの安定性評価

北海道豊浜トンネルの岩盤崩落事故を受けて、全国で実施されたトンネルの緊急点検において、沖縄県下のトンネルの一つが、現況調査の結果、危険と指摘され、早急な安全対策が求められた。ここでは、対象となったトンネルの補修の要否を判断する力学的安定性の検討を目的として、個別有限要素解析と模型実験による確認を行ったので、不連続性岩盤への個別有限要素法の適用例として紹介する。

(1) トンネル周辺の地質状況

本トンネルは、沖縄本島北部今帰仁村内に位置し

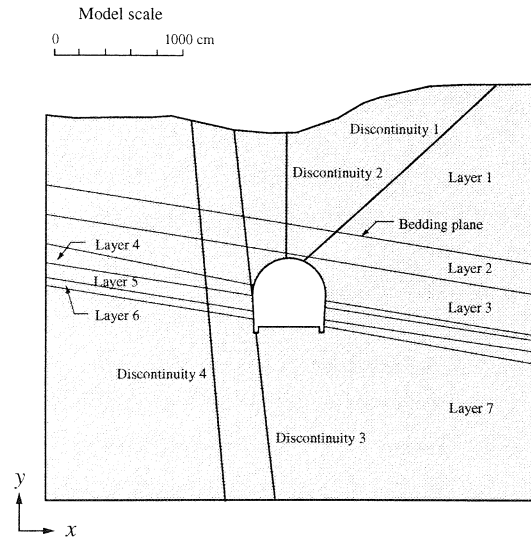


Figure 1. Geological cross section.

Table 1. Physical and mechanical properties of rock sample.

Property	Boreholes		
	Borehole 1	Borehole 2	Borehole 3
Young's modulus (kgf/cm ²)	3,100	3,400	10,000
Poisson's ratio	0.259	0.310	0.277
Density (gf/cm ³)	1.83	1.81	1.90
Porosity (%)	30.2	30.0	32.3
Elastic wave velocity (km/s)			
V _p	1.59	1.43	1.83
V _s	0.64	0.57	0.75
Uniaxial strength (kgf/cm ²)			
σ _c	8.02	7.77	16.83
σ _s	1.24	0.86	1.31
Friction angle (Degree)	40.1	40.1	40.8
Cohesion (kgf/cm ²)	1.40	1.10	0.83

ており、70年ほど前に建設された長さ約15m、地山かぶり約10mの素掘りのトンネルである。トンネルの安定性の検討に先立ち、トンネルの現況調査と地質調査を実施した。トンネル周辺の地質状況を Fig. 1 に示す。トンネル周辺の地盤は、固結度の低い砂岩層であり、図のような層理構造と発達した節理面が認められた。トンネル内壁には、これらの数条の開口亀裂（不連続面番号1, 2, 3）が確認されており、点検の際の目視調査から、危険度の高いトンネルと判断されている。

トンネル周辺で実施したボーリング調査から得られた岩盤の物理、力学特性を Table 1 に示す。表に示すように、トンネル周辺岩盤は、圧縮強度が低い軟岩に分類されている。

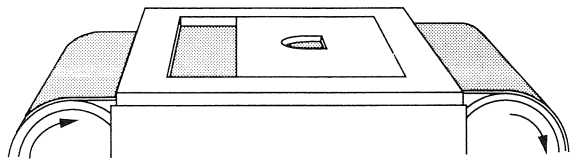


Figure 2. An illustration of the base friction apparatus.

(2) トンネル模型実験

安定性の検討に際しては、現トンネルの補修の要否を判断するため、トンネル周辺岩盤の風化の進行や、雨水の浸透による節理面のさらなる開口や発達を考慮し、これらの要因に対応した、きびしい条件を設定して、実験および解析の両面から周辺岩盤の挙動をとらえることにした。

実験では、筆者らが開発した底面摩擦模型実験装置 (Fig.2) を用いて、卓越した不連続面を有するトンネル上部岩盤の自重による変形状態を調べた。Fig. 3に示すように、石膏を用いて成形した縮尺 1/50 のトンネル模型を作り、重力に相当する底面摩擦を模型に与えて実験を行った。

模型実験による素掘りトンネル周辺岩盤の変形状態をFig. 4に示す。トンネル上部の不連続面で挟まれた扇形の部分が、不連続面に沿って大きくトンネル内部に変位している様子が見られる。

(3) トンネルの安定解析

現トンネルの補修の要否を判断する安定解析と、コンクリート支保工による安定性の評価を行うことを念頭におき、Table 2に示すような4つの解析ケースを設定した。表中、CASE 1および2が、素掘りトンネルの解析ケースであり、CASE 3および4が、支保を考慮した解析ケースである。Table 2には、岩盤各層ならびに不連続面の材料特性が示されている。

表に示す各解析ケースについて、自重による個別有限要素解析を行った。ここでは、現トンネルの安定解析の結果を示すこととし、素掘りトンネルにおいて、不連続面の摩擦角 $\phi=0^\circ$ の条件におけるCASE 2の解析結果について述べる。なお、この解析ケース (CASE 2) は、地山や不連続面の開口部が、風化や雨水の浸透など長期的な要因により、材料特性の劣化が生じ、トンネル上部の岩盤ブロックの滑りが生じる極限の状態を想定したものである。

Fig. 5は、不連続面の摩擦角 $\phi=0^\circ$ における素掘りトンネル (CASE 2) の個別有限要素解析による、トンネルの変形状態を示している。図中の太線が、変形後の状態である。Fig. 5(a), (b)に見られるように、解

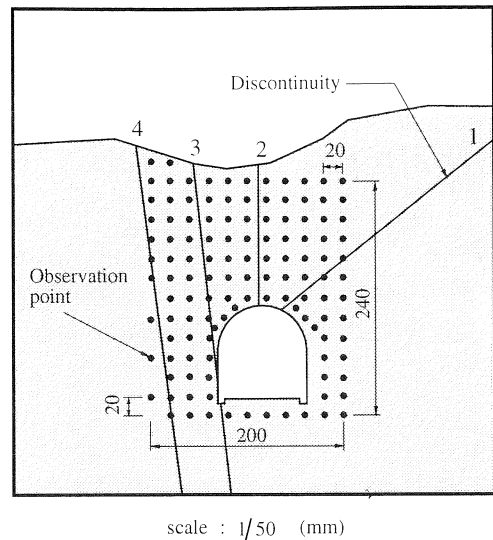


Figure 3. Configuration of model.

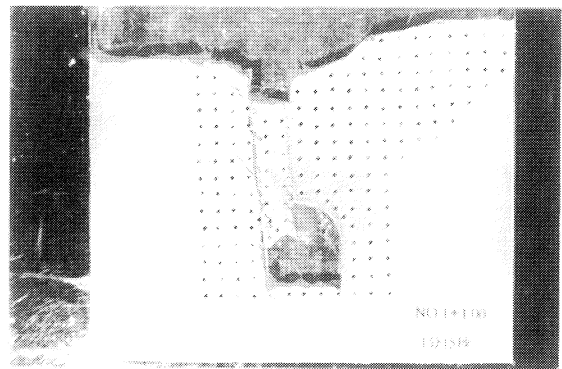
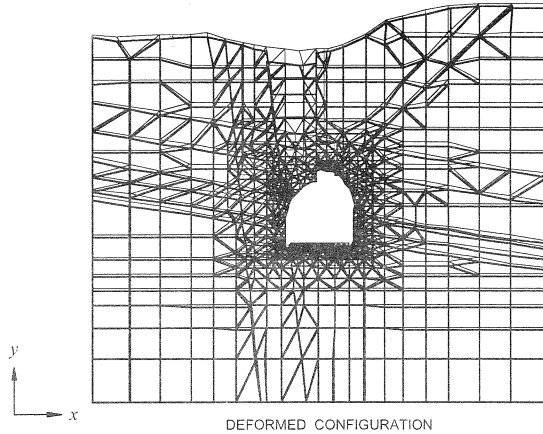


Figure 4. The result of the model test.

Table 2. Physical and mechanical properties of layers and discontinuities used in analyses.

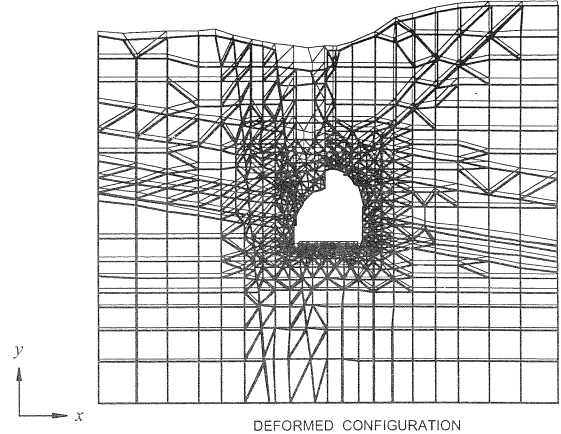
Material	Property		
	E (kgf/cm ²)	ν	γ (gf/cm ³)
Layers			
Layer 1	5,000	0.282	1.85
Layer 2	10,000	0.282	1.85
Layer 3	3,500	0.282	1.85
Layer 4	2,500	0.282	1.85
Layer 5	4,500	0.282	1.85
Layer 6	3,500	0.282	1.85
Layer 7	1,500	0.282	1.85
Discontinuity			
	$E = 1,500$ (kgf/cm ²), $G = 585$ (kgf/cm ²), $\nu = 0.282$, $t = 0.6$ (cm), $\sigma_t = 0.1$ (kgf/cm ²),		
CASE 1	$c = 0.0$ (kgf/cm ²), $\phi = 35.0^\circ$ (unsupported)		
CASE 2	$c = 0.0$ (kgf/cm ²), $\phi = 0.0^\circ$ (unsupported)		
CASE 3	$c = 0.0$ (kgf/cm ²), $\phi = 0.0^\circ$ (supported)		
CASE 4	$c = 0.0$ (kgf/cm ²), $\phi = 35.0^\circ$ (supported)		

Mesh scale 0 1000cm
Disp. scale 0 1000cm



(a) Deformed configuration at iteration 10.

Mesh scale 0 1000cm
Disp. scale 0 1000cm



(b) Deformed configuration at iteration 15.

Figure 5. Computed deformed configurations.

析の繰り返しが進むにつれて、トンネル上部の節理面で挟まれた岩盤ブロックが、トンネル内部に大きく変位していく状況が示されている。この解析による変位性状は、Fig. 4に示した模型実験の結果と類似しており、このような不連続性の岩盤構造物の力学的挙動を解析する手法として、個別有限要素法の適用が有効であることを示している。

4. 石積み擁壁の安定性評価

全国各地に、歴史的構造物である城郭が点在している。田中ら⁵⁾は、国内の城郭石垣の変状の現況を調査し、多くの石垣が老朽化し、崩落の危険性があることを指摘している。これらの重要構造物の修復保存が問題となっており、修復保存の可否を判断することが求められている。このため、石積み擁壁の力学的挙動の解析を行って、石積み擁壁の安定性を評価し、力学的側面からの判断が必要となる。

筆者らは、石積み擁壁の安定性を評価するため、個別有限要素解析による石積み擁壁の力学的挙動を検討している。ここでは、石積み擁壁モデルによる変形特性について述べ、実際の石積み擁壁の変状例と比較検討を行う。

(1) 石積み擁壁のモデル化

城郭石垣などの石積み擁壁は、比較的大きな積み石と、積み石間の間隙を埋める間詰石で構成されている。Fig. 6に、石積み擁壁の解析モデルを示す。擁壁モデルは、積み石材、間詰材、および背面土（地山、裏込土）、および不連続部の接触要素よりなる構造体

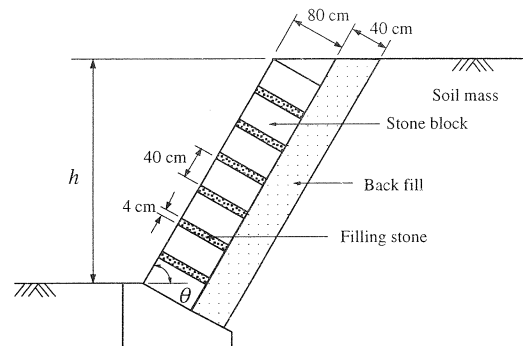
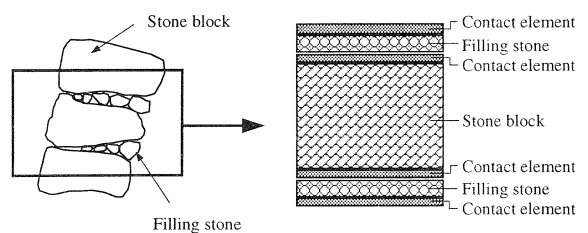


Figure 6. Typical numerical model of masonry wall.



Typical section of masonry wall

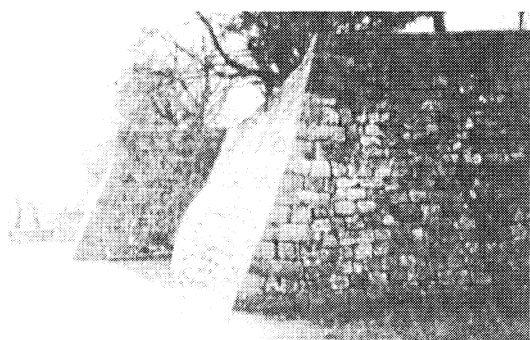
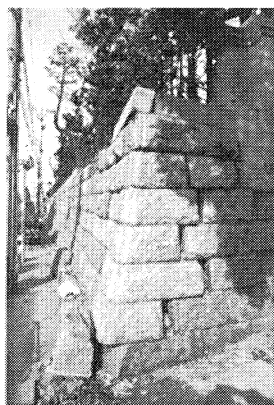
The interacting block model of masonry wall

Figure 7. The DFEM modelling of block structures.

としてモデル化を行っている。解析ケースとして、擁壁を構成する積み石の寸法と間隙の間隔を一定とし、擁壁高さ、傾斜角の形状寸法、および裏込め材、地山の材料特性を変化させて解析を行う。Fig. 7は、石積み擁壁の個別有限要素解析を行う際に、石積み構造をどのようにモデル化するかを示している。積み石

Table 3. Material properties of block and contacts.

Type of material	D1		D2		D3	
Properties	Stone block	Filling stone	Stone block	Filling stone	Stone block	Filling stone
E (kgf/cm ²)	1.0×10^4	2.8×10^3	5.0×10^4	7.3×10^2	5.0×10^4	2.0×10^3
ν	0.35	0.37	0.3	0.35	0.3	0.33
ρ (kgf/cm ³)	2.2×10^{-3}	1.3×10^{-3}	2.4×10^{-3}	1.5×10^{-3}	2.6×10^{-3}	1.7×10^{-3}
σ_t (kgf/cm ²)	5.0	4.0	10.0	6.0	20.0	8.0
ϕ (°)	25.0	20.0	35.0	33.0	40.0	35.0
c (kgf/cm ²)	20.0	15.0	30.0	25.0	40.0	35.0
Contact element						
E_c (kgf/cm ²)	2.8×10^2		7.3×10^2		2.0×10^3	
G_c (kgf/cm ²)	2.8		7.3		20.0	
σ_c (kgf/cm ²)	0.1		0.1		0.1	
ϕ (°)	5.0		5.0		5.0	
c (kgf/cm ²)	0		0		0	

Figure 8. Deformed wall of Fukui Castle
(After Tanaka et al., 1997).Figure 10. Deformed state of a wall in Kobe caused by
1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake.

および間詰石を、固体要素で置き換え、石材間の接触部を接触要素でモデル化している。同様に、石材と裏込め材、背面地山の間にも、接触要素を入れている。

(2) 石積み擁壁モデルの変形特性

Fig. 6に示す石積み擁壁モデルについて、静的自重および地震荷重による応答を、個別有限要素法を用

Table 4. Material properties of soil and contacts.

Type of material	E1			E2			E3		
Properties	Soil mass	Back fill		Soil mass	Back fill		Soil mass	Back fill	
E (kgf/cm ²)	1.0×10^2	6.0×10		5.0×10^2	3.0×10^2		5.0×10^3	3.0×10^3	
ν	0.4	0.42		0.35	0.40		0.3	0.38	
ρ (kgf/cm ³)	1.9×10^{-3}	1.6×10^{-3}		2.0×10^{-3}	1.8×10^{-3}		2.2×10^{-3}	2.0×10^{-3}	
σ_t (kgf/cm ²)	0.1	0.06		1.0	0.6		5.0	3.0	
ϕ (°)	30.0	18.0		30.0	18.0		30.0	18.0	
c (kgf/cm ²)	0.2	0.12		2.0	1.2		2.2	1.3	
Type of contact element	a	b	c	a	b	c	a	b	c
E_c (kgf/cm ²)	5.0×10^2	5.0×10^3	5.0×10^4	5.0×10^2	5.0×10^3	5.0×10^4	5.0×10^2	5.0×10^3	5.0×10^4
G_c (kgf/cm ²)	5.0	5.0×10	5.0×10^2	5.0	5.0×10	5.0×10^2	5.0	5.0×10	5.0×10^2
σ_c (kgf/cm ²)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
ϕ (°)	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0
c (kgf/cm ²)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1

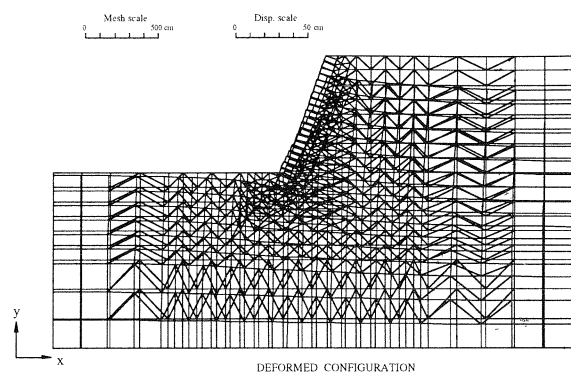
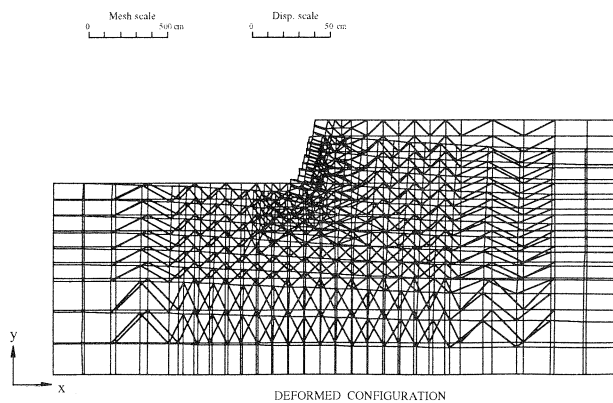


Figure 9. Computed deformed configuration.

Figure 11. Deformed configuration of wall under
seismic loading.

いて解析を行う。解析ケースとして考慮した積み石と接触部の材料特性をTable 3に示し、背面土と接触部の材料特性をTable 4に示す。これらの材料特性と、擁壁構造体の形状、および荷重条件を組み合わせた解析ケースについて解析を行った。

城郭石垣が被害を受けた実例として、福井城の石垣における、はらみだしの変状例をFig. 8に示す。長

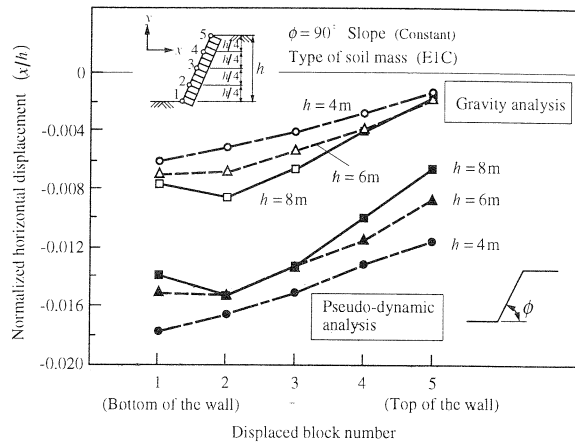


Figure 12. The effect of wall height and loading type on the horizontal displacement of the wall.

期にわたる石垣背後の土圧により、はらみだしが生じている。この状況を解析により再現したのが、Fig. 9に示す擁壁の変形状態である。図のように、背面土の自重により、擁壁下部から1/3の近辺に、大きくはらみだしていることがわかる。この結果は、実際の石垣の変状に類似している。

また、阪神大震災の際に被害を受けた擁壁の例をFig. 10に示す。激しい横揺れによる土圧を受けて、擁壁の積み石間に、ゆるみが生じ、擁壁下部の積み石が押し出されている様子が見られる。この状況を解析した結果をFig. 11に示す。この解析では、石積み擁壁のモデルに、地震時の横揺れに相当する水平荷重を載荷して解析している。図のように、擁壁下部の積み石の押し出しが認められ、実際の変状を説明することができる。

これらの石積み擁壁の変状例と、その解析結果の一致から、個別有限要素法の適用が、石積み擁壁の変形挙動を解明するために有効であることがわかる。

つぎに、石積み擁壁の形状、傾斜角の構造特性 (Table 3) と、積み石接触部および背面土の材料特性 (Table 4) をパラメータとして、静的自重および地震荷重による石積み擁壁モデルの解析を行い、構造特性、材料特性の相違による変形特性を調べた。

Fig. 12は、傾斜角 90° の擁壁について、擁壁高さの変化による、擁壁側面の各標点における水平方向の変位を示している。地震荷重による擁壁の水平変位は、静的自重による水平変位よりも、大きくなることを示している。また、静的自重では、擁壁高さが大きいほど変位が大きいのに対し、地震荷重下では、高さが小さいほど変位が大きくなる傾向を示している。

Fig. 13は、擁壁高さを一定とし、傾斜角を変化させた場合について、静的自重および地震荷重による

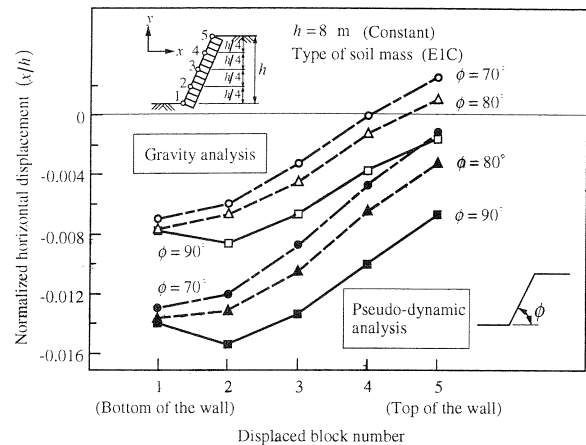


Figure 13. The effect of wall slope and loading type on the horizontal displacement of the wall.

擁壁側面各標点における水平変位を表している。地震荷重による擁壁の水平変位は、静的自重による水平変位よりも大きい傾向を示している。また、静的自重および地震荷重の何れの場合も、擁壁傾斜角が大きくなると、擁壁側面の水平変位が大きくなることを示している。

石積み擁壁は、石積み構造と背面土が複雑に絡み合い、複雑な挙動をすることが明らかになった。

5. まとめ

不連続性の岩盤構造物および石積み構造物の力学的安定性を評価することを目的として、提案した個別有限要素解析法を用い、卓越した不連続面を有する素掘りトンネル、および石積み擁壁の安定性評価を行った。これらのモデルによる解析結果は、模型実験結果あるいは、実際の現象に良く一致しており、不連続性の構造物の挙動の把握に、個別有限要素法の適用が有効であることが確認された。

参考文献

- 1) Cundall, P. A. : *Symposium, ISRM, Proceedings*, 2, pp.129, 1971.
- 2) 大西有三, 陳光齊: 不連続変形法 DDA による岩盤崩落のシミュレーション, 材料, Vol.48, No.4, pp.329-333, 1999.
- 3) 亀村勝美: 講座, 不連続岩盤の調査・解析と評価, 土と基礎, Vol.48-4, No.507, pp.51-56, 2000.
- 4) Aydan, Ö., Mamaghani, I.H.P. and Kawamoto, T. : Application of discrete finite element method (DFEM) to rock engineering structures, *NARMS '96*, pp.2039-2046, 1996.
- 5) 田中国熙, 新谷洋二: 日本の城郭石垣の変遷と現状, 土木学会論文集, No.576 / IV-37, pp.101-110, 1997.

16. 簡易せん断試験機を用いた古宇利砂のせん断強度回復の測定に関する実験的研究

琉球大学大学院 ○山城哲朗
 同学部学生 我那覇亮次
 同大学工学部 原久夫

1 はじめに

南西諸島周辺のさんご礁海域には琉球石灰岩を主体とする琉球層群が発達し、海底地盤を形成している。これらの堆積物は生物の遺骸を起源とする石灰質の砂礫であり密度が小さく、大きな間隙を形成し粒子破碎を生じやすい不安定な地盤を形成している。破碎性の砂で構成された地盤は杭の打ち込みに伴い、周面摩擦力が低下すると考えられる。杭打設直後の地盤支持力と養生したあとの地盤支持力の比をセットアップ¹⁾というが、セットアップは杭周辺部の強度回復による影響が大きいと考えられる。杭体直近の砂領域は打設時には大きなせん断変形と間隙水圧上昇により局部的に液状化し、せん断強度が極端に低下していると考えられる。強度回復は間隙水圧消散（圧密）による強度回復が主要因ではあろうが、砂自体の固結作用による強度回復もあると考えられる。軟弱な飽和砂質土地盤での杭の支持力を評価する際、杭周辺部地盤の強度の回復を推算することができれば、今後の杭の支持力を考える上で一つの目安となるだろう。

そこで本研究では簡易せん断試験機を用いて単調載荷の非排水せん断試験、ひずみ振幅漸増方式の液状化試験を行った。強度回復は静置時間が長くなるほど大きくなると予想されるので、ここでは、静置時間を変えた実験を行いその影響を調べた。実験試料は古宇利架橋事業現場で採取された試料と豊浦砂でありその差を比較した。

2 試料及び実験方法

試料は沖縄県古宇利島周辺海域の深さ 25.45～27.45m, 35.45～37.45m からボーリングにより採取された試料と古宇利島周辺海岸の表層砂および豊浦砂を用いた。ボーリングにより採取した試料は人為的に砕き、2mm ふるいを通過したものを使用した。試料の物理的性質については、表-1に示すとおりである。供試体寸法は直径が 7.5cm、高さが 5cm である。

表 - 1 試料の物理的性質

	表層砂	25.45～27.45m	35.45～37.45m
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.733	2.690	2.687
最大間隙比 e_{max}	1.240	2.222	1.892
最小間隙比 e_{min}	0.832	0.982	0.906
粗砂分 %	31.7	4.3	16.4
中砂分 %	47.6	13.3	16.0
細砂分 %	11.1	18.5	33.0
シルト分 %	2.0	35.9	25.6
粘土分 %	7.6	18.0	9.0
均等係数 U_c	8.83	41.54	50.91
曲率係数 U'_c	2.34	0.37	2.54

試験装置は簡易せん断試験装置^{2), 3)}を使用した。装置の概要図を図-1に示す。この装置は真空による負圧により供試体に等方圧を作用させるとともに、軸方向応力を独立に作用させ異方圧密させる事ができ、さらに三軸セルが不要であるなど従来の装置と比べ、試験手法を簡素化している。

また、飽和度を高める方法として二重負圧法を適用しており飽和度の検討は B 値により行う。試験は、 B 値 0.97 以上を確認したものに関して実施した。圧密方法は静止土圧係数 K_0 を 0.50 に設定した異方圧密とした。異方圧密条件は有効側方応力が 30.9kpa、有効軸方向応力が 61.8kpa である。試験は単調載荷試験とひずみ振幅漸増試験の二種類の非排水単純せん断試験を実施した。ひずみ振幅漸増試験は第一波目のせん断ひずみ片振幅を $\pm 5 \times 10^{-4}$ とし、第二波目以降、順次せん断ひずみ片振幅を 1.5 倍間隔で漸増させるひずみ制御の正弦波を用いている。せん断ひずみ速度は単調載荷試験と同様 0.2%/min とした。また単純せん断はせん断中に非排水かつ供試体高さを一定に保つ方法で行った。

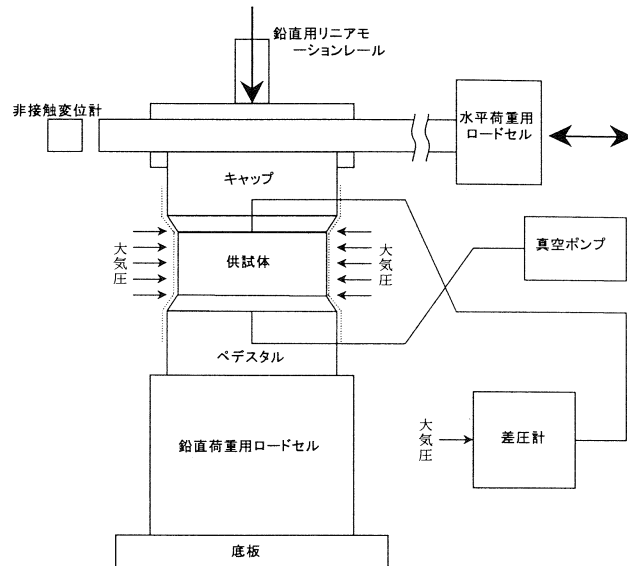


図-1 簡易せん断試験機概要図

が 61.8kpa である。試験は単調載荷試験とひずみ振幅漸増試験の二種類の非排水単純せん断試験を実施した。ひずみ振幅漸増試験は第一波目のせん断ひずみ片振幅を $\pm 5 \times 10^{-4}$ とし、第二波目以降、順次せん断ひずみ片振幅を 1.5 倍間隔で漸増させるひずみ制御の正弦波を用いている。せん断ひずみ速度は単調載荷試験と同様 0.2%/min とした。また単純せん断はせん断中に非排水かつ供試体高さを一定に保つ方法で行った。

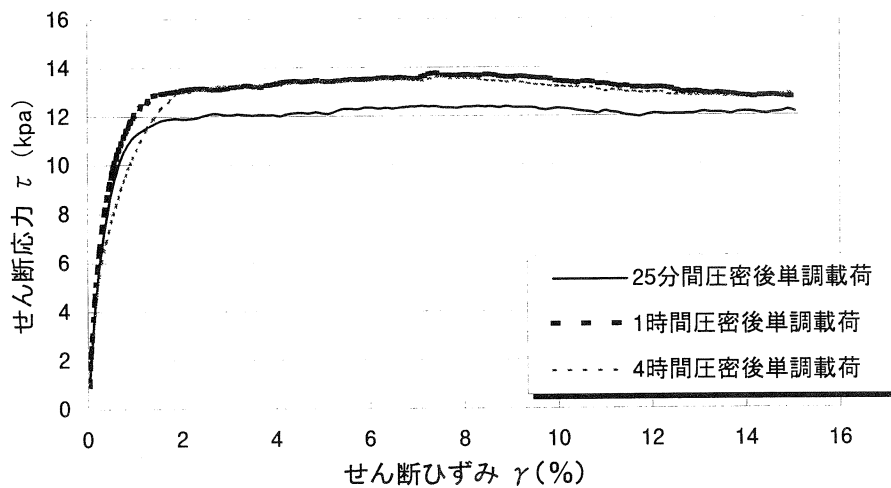
3 実験結果および考察

表-2に試験条件及び単調載荷の非排水せん断試験における、 $\gamma=4\%$ 時のせん断応力を示す。 $\gamma=4\%$ 程度で τ が一定となることからこの値をせん断強度の目安とした。一般に砂のせん断強度は圧密時間に依存しないことが知られている。今回用いた試料は粒子破碎特性をもつ石灰質砂であるが、せん断応力は各試料で多少のばらつきがあるものの、圧密時間によらず、ほぼ一定値を示した。図-2は深さ 25.45~27.45m から採取した試料の各圧密時間におけるせん断応力~せん断ひずみ関係である。この図からも圧密時間にかかわらずほぼ一定値を示していることがわかる。

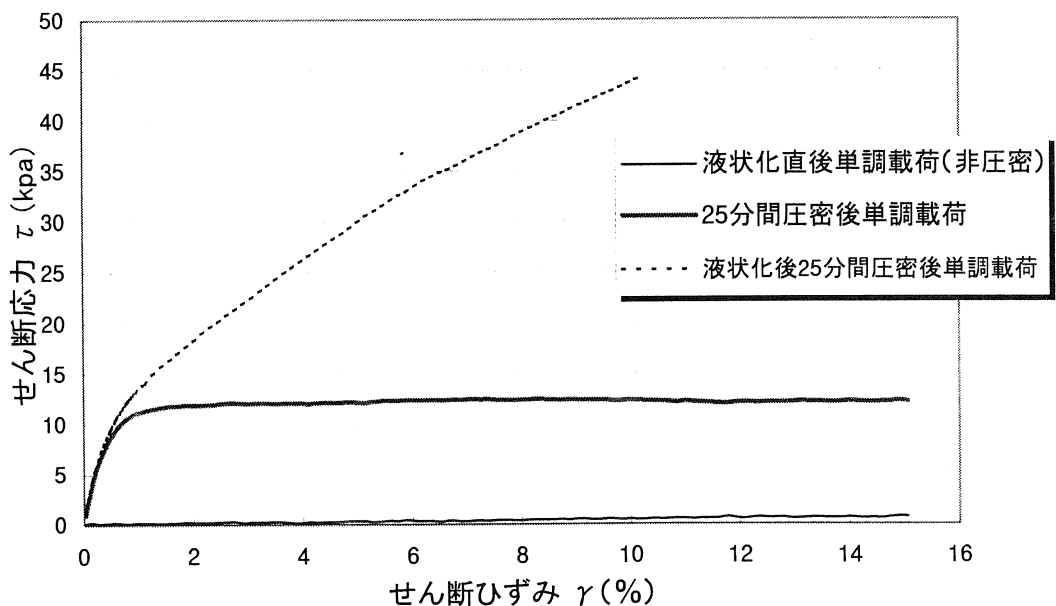
液状化後の単調載荷試験では、圧密のみの場合と比べ豊浦砂を除いた試料のせん断応力が明らかに大きな値を示していることがわかる。これは液状化後の圧密により供試体の相対密度が上がることで、より大きなせん断応力を発揮したと考えられる。もっとも顕著な密度の変化を示した表層砂は、ひずみ振幅漸増試験前は相対密度 Dr が約 70%を示したが試験後圧密終了時に相対密度 Dr は約 80%に増加していた。図-3、図-4は深さ 25.45~27.45m から採取した試料と水深 35.45~37.45m から採取された試料の25分間圧密後単調載荷、液状化直後単調載荷、および液状化後25分間圧密単調載荷試験のせん断応力~せん断ひずみ関係である。これらの図から明らかに、液状化後単調載荷の非排水せん断試験によるせん断強さは圧密のみで単調載荷の非排水せん断試験のせん断強さよりも増加していることがわかる。

表－２ 試験条件と結果

試験条件		豊浦砂	表層砂	深さ25.45～ 27.45m試料	深さ35.45～ 37.45m試料
	圧密時間	せん断ひずみ $\gamma=4\%$ に対するせん断応力 τ (kpa)			
圧密単調 載荷	25分	12.1	11.3	12.1	11.0
	1時間	11.9	13.1	13.2	13.0
	4時間	12.2	14.9	13.3	13.8
液状化後 単調載荷	0分	0.26	0.36	0.53	0.39
	25分	13.3	31.7	26.5	25.1



図－２ 圧密時間ごとのせん断応力～せん断ひずみ関係
(単調載荷の非排水せん断試験)



図－３ 25.45～27.45m試料の各条件ごとの
せん断応力～せん断ひずみ関係
(単調載荷の非排水せん断試験)

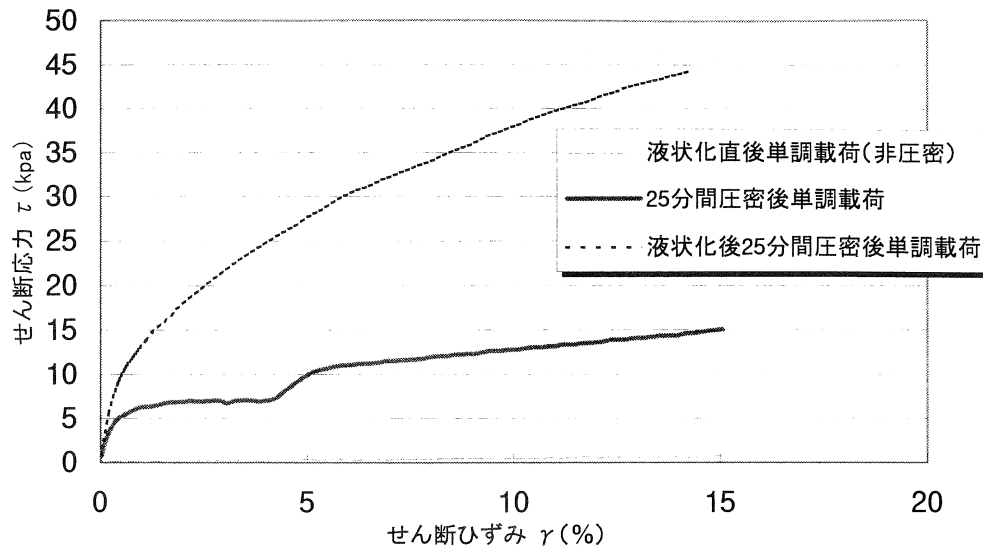


図-4 35.45～37.45m試料の各条件ごとのせん断応力～せん断ひずみ関係
(単調載荷の非排水せん断試験)

4 おわりに

本実験では簡易せん断試験を用いて砂のせん断強度回復を測定し、次のことがわかった。

- 1) 一般に砂のせん断強度は圧密時間に依存しないとされるが、今回の実験結果も同様の結果を得た。
- 2) ひずみ振幅漸増方式の液状化試験後、再圧密することにより表層砂、25.45～27.45m 試料および 35.45～37.45m 試料は豊浦砂に比べ、せん断強さが大きく増加する。

今後の課題として、液状化後のせん断強度回復を再圧密の時間を変化させて調べるとともに、再圧密後の相対密度と同等の供試体を作成し、単調載荷試験を行うことでせん断強度の回復と相対密度の関係を検討する。また古宇利島架橋事業から得た動的載荷試験のデータを利用してオンライン応答実験を行い、杭の載荷試験における周面地盤の強度回復を検討することでセットアップの推算へ結び付けていく。

参考文献

- 1) 屋良 朝廣, 東浜 安邦: 古宇利大橋杭基礎における琉球石灰岩層の特性について, 第 11 回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集, pp.73-76. 2000
- 2) 日下部 伸, 森尾 敏, 岡林 巧, 藤井 照久, 兵藤 正幸: 簡易単純せん断試験装置の試作と種々の液状化試験への適応, 土木学会論文集, No617/III-46, pp. 299-304. 1999
- 3) 日下部 伸, 森尾 敏, 小田 恵之輔, 岡林 巧, 兵藤 正幸: シリカ薄液で改良された破碎性砂の液状化抵抗の評価, 第 34 回地盤工学研究発表会, pp.1009-1010. 1999

17. 一面せん断試験による残留強度の測定

琉球大学農学部

宜保清一

同

中村真也

岡三リビング(株)

畑勢津子

琉球大学大学院農学研究科○比嘉 優

1. はじめに

残留強度の測定には、リングせん断試験機や一面せん断試験機が使用されている¹⁾。一方向に大変位せん断を与えるリングせん断試験に対して、繰り返し一面せん断試験機では残留せん断面の形成・発達が不十分であるため、得られる残留強度値が大きくなる^{2,3)}。そのため、プレカットした供試体を用いて残留強度を測定する試みがなされている⁴⁾。

中国、黄土地帯は地すべり多発地帯であり、残留強度特性を把握することにより地すべり解析が進展するものと思われるが、中国では残留強度測定に一面せん断試験機を使用せざるをえない状況にある。我が国においても一面せん断試験機は十分に普及していることから、残留強度への利活用の要請は高い。しかし、一面せん断試験とリングせん断試験によって得られる残留強度の値の差違については未だ明確にされていない。

本研究では、一面せん断試験による残留強度測定の実用化をめざして、プレカット供試体を用いた小変位の一面せん断試験とリングせん断試験を実施し、双方の結果について比較検討した。

2. 試料および試験方法

試料は、黄土地帯の廟湾地すべり⁵⁾から採取した風成黄土、水成堆積物および砂質泥岩

である。各試料の物理的性質を表-1に示す。

試料は、まず風乾し、420 μ mフルイ通過後スラリー状態に調整して、一面せん断試験およびリングせん断試験に供した。一面せん断試験には三笠式改良型一面せん断試験機（上部可動下部固定型）を使用した。供試体は、過圧密試料（先行荷重 $P_0=300\text{kPa}$ で圧密）をワイヤーソーでカットし、カット面をガラス板で一定方向に磨き上げ作成した。プレカット面供試体をせん断箱にセットし、垂直荷重 $\sigma_n = 10\text{kPa}$ の下で24時間吸水膨張させた後、所定の垂直荷重($\sigma_n = 30\text{kPa}, 50\text{kPa}, 70\text{kPa}, 100\text{kPa}$, それぞれ OCR=10, 6, 4.3, 3)の下で24時間再圧密し、せん断を行った。

リングせん断試験⁶⁾は、まず試料を 300kPa の下で圧密・せん断して残留せん断面を与えてから所定の垂直荷重($\sigma_n = 30\text{kPa}, 50\text{kPa}, 70\text{kPa}, 100\text{kPa}$)の下で多段載荷方式によるせん断を行った。せん断速度は、双方の試験で $v=0.01\text{ mm/min}$ とした。

3. 試験結果

3.1 風成黄土試料

一面せん断試験結果は、図-1および図-2に示すとおりである。図-1はせん断変位 D に対する摩擦係数 τ/σ_n' , 垂直変位 Δh , 有効垂直応力 σ_n' の変化を示したものである。 $\tau/\sigma_n' \sim D$ 関係は、 $\sigma_n = 30\text{kPa}$ の下ではせ

表-1 <420 μm 試料の物理的性質

試料	w_L (%)	I_p (%)	粒度組成			
			clay <2 μm	silt 2-20 μm	fine sand 20-200 μm	coarse sand 200-420 μm
風成黄土	31.3	12.5	13.8	29.0	56.9	0.3
水成堆積物	41.9	19.9	40.3	45.9	13.2	0.6
砂質泥岩	42.6	25.2	46.3	36.0	15.8	1.9

せん断挙動が不安定であり、土粒子相互の干渉作用が影響したものと思われるが、最終的には定常状態となった。 $\Delta h \sim D$ 関係は、せん断初期にわずかに変動したが、 $D \geq 1\text{mm}$ では定常状態になった。図-2 は、応力経路と残留強度包絡線を示したもので、図中にリングせん断試験結果もプロットしてある。応力経路は、せん断初期に σ'_n が一旦減少してから増加に転じており、軽い過圧密状態の性状を示した。これは、せん断面の砂粒子がインターロッキング現象を起こしていることを意味しており、 $\Delta h \sim D$ 関係では認められない程の正のダイレイタンシーが発現したことが考えられる。応力経路は最大値を示した後、最終的には一定の包絡線上に納まった。一面せん断試験による残留強度定数 ($c \cdot \phi$) は $c=28.3\text{kPa}$, $\phi=29.7^\circ$ となった。図中に併記されているリングせん断試験から得られた残留強度定数 ($c_r \cdot \phi_r$) $c_r = 11.2\text{kPa}$, $\phi_r = 29.2^\circ$ と比較して、 c と c_r との差は 17.1kPa で大きく、 ϕ と ϕ_r の差は小さい。

3.2 水成堆積物試料

$\tau / \sigma'_n \sim D$, $\Delta h \sim D$ および $\sigma'_n \sim D$ 関係を図-3 に、応力経路および残留強度包絡線を図-4 に示す。図-3 において、 $\tau / \sigma'_n \sim D$ 関係は、各 σ_n の下で $D=4\text{mm}$ 付近で定常状

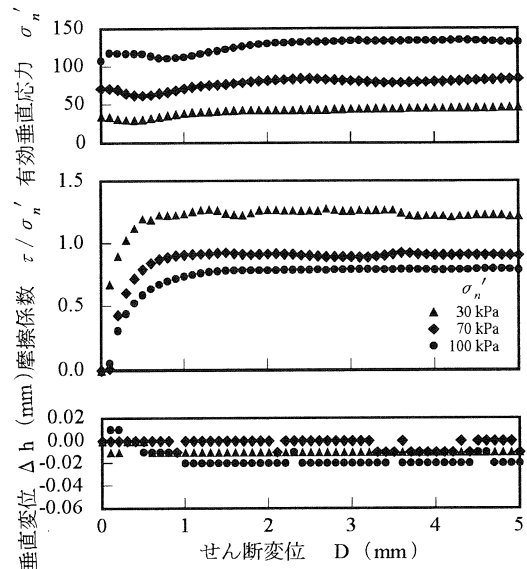


図-1 風成黄土供試体の一面せん断試験結果

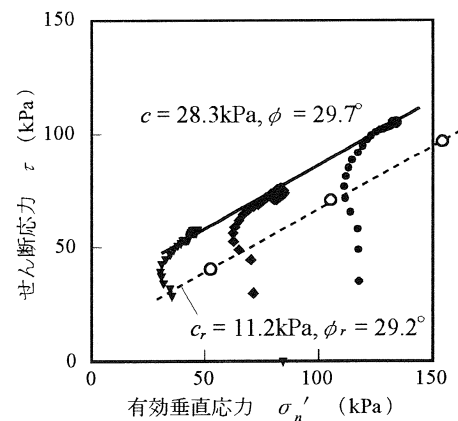


図-2 風成黄土供試体の応力経路と強度包絡線

態に納まったが、30kPa および 50kPa の低い σ_n の下では、風成黄土試料と同様、せん断挙動が幾分不安定である。 $\Delta h \sim D$ 関係から、 $\sigma_n = 100\text{kPa}$ の下でプレカット面上の土粒子がせん断により幾分乱されていることが分かる。図-4 に示す応力径路は、図-2 と大いに異なり、正規圧密的な挙動を示した。せん断に伴いダイレイタンスーがわずかに負となり、その後定常状態になった。残留強度定数は $c = 18.7\text{kPa}$, $\phi = 23.9^\circ$ で、リングせん断試験では $c_r = 7.1\text{kPa}$, $\phi_r = 22.7^\circ$ となった。風成黄土試料に比べて $c_r \cdot \phi_r$ がかなり低く、粘土粒子の配向への影響が認められる。 c と c_r との差は 11.6kPa , ϕ と ϕ_r との差は 1.2° と小さい。

3.3 砂質泥岩試料

$\tau / \sigma_n' \sim D$, $\Delta h \sim D$ および $\sigma_n' \sim D$ 関係を図-5 に、応力径路および残留強度包絡線を図-6 に示す。 $\sigma_n = 100\text{kPa}$ の下で垂直変位量が比較的大きく、定常状態に至るまでに $D \geq 4\text{mm}$ の変位を要した(図-5)。これは、プレカット面が比較的高い σ_n の下で圧密効果が現れ、せん断に伴って土粒子が再配列したためと考える。 $\sigma_n = 100\text{kPa}$ の下で応力径路が正規圧密的挙動を示したことはその裏付けとなろう(図-6)。残留強度定数は $c = 15.6\text{kPa}$, $\phi = 31.4^\circ$ で、リングせん断試験では $c_r = 6.0\text{kPa}$, $\phi_r = 24.9^\circ$ となった。 c と c_r との差は 9.6kPa , ϕ と ϕ_r との差は 6.5° である。

4. 一面せん断試験による残留強度測定の妥当性

残留強度定数は一面せん断試験とリングセ

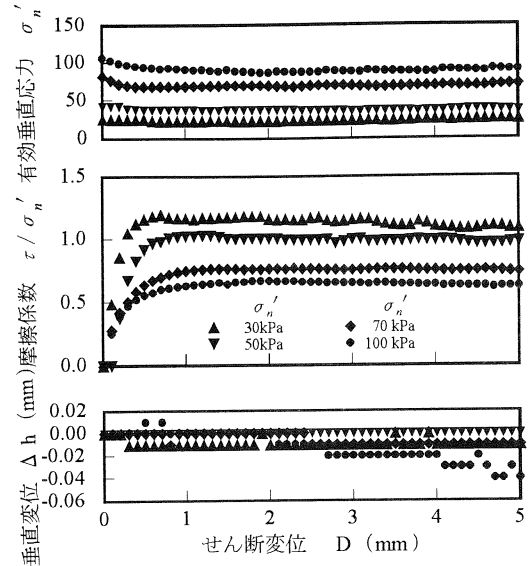


図-3 水成堆積物供試体の一面せん断試験結果

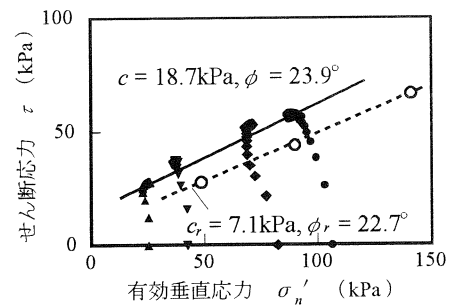


図-4 水成堆積物供試体の応力径路と強度包絡線

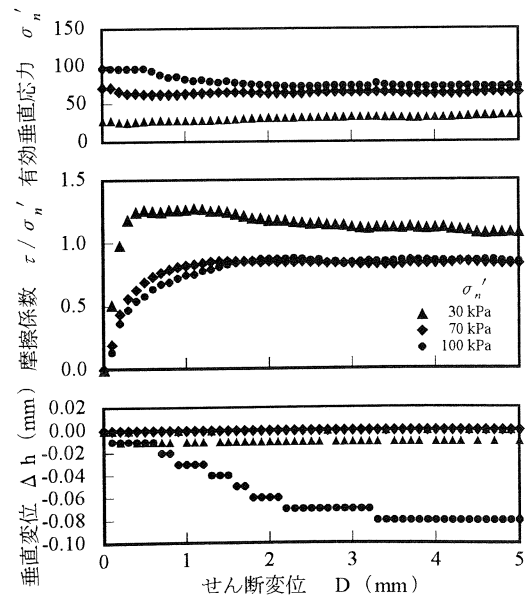


図-5 砂質泥岩供試体の一面せん断試験結果

表-2 一面せん断試験およびリングせん断試験で求めた残留強度定数の比較

試料	残留強度定数				両測定値の差	
	リングせん断試験		一面せん断試験		$c - c_r$	$\phi - \phi_r$
	c_r (kPa)	ϕ_r (°)	c (kPa)	ϕ (°)		
風成黄土	11.2	29.2	28.3	29.7	17.1	0.5
水成堆積物	7.1	22.7	18.7	23.9	11.6	1.2
砂質泥岩	6.0	24.9	15.6	31.4	9.6	6.5

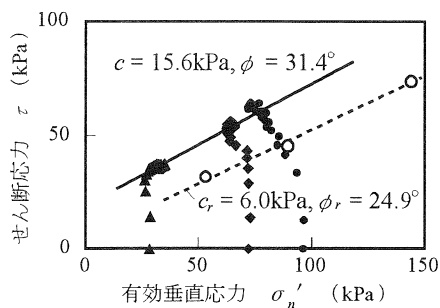


図-6 砂質泥岩供試体の応力経路と強度包絡線

ん断試験との間に明らかな差違があり、粘土分の多い試料で大きく、砂分の多い試料で小さい(表-2)。これは、粘土分が多い場合にプレカット面がリングせん断試験の残留せん断面に比べて粒子配向が十分でないこと、砂分が多い場合は双方の試験において砂粒子のインターロッキング現象により残留せん断面の発達不良となることに起因したものである。

プレカット面供試体を用いた一面せん断試験の活用を可能にするためには、多くの地すべり土について強度定数差を得て関係図および換算式を確立する必要がある。

参考文献

- 1) (社)農業土木学会(1989): 農林水産省構造改善局, 土地改良計画設計基準—農地地すべり防止対策, (社)農業土木学会, p.16-31
- 2) Bishop, A. W., Green, G. E., Garga, V. K., Andersen, A. and Brown, J. D.(1971): A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength, *Geotechnique*, **21**(4), p.273-328
- 3) 古谷保(1983): 残留強度の性質とその測定法について, 地すべり, **20**(1), p.21-27
- 4) 宜保清一(1979): 粘土の残留強度に関する研究, 琉球大学農学部学術報告書, **26**, p.184-272
- 5) 宜保清一, 孫保平, 趙廷寧, 佐々木慶三, 江頭和彦, 中村真也(1998): 黄土高原固原地区の廟湾(Miaowan)地すべりについて, 第79回農業土木学会九州支部講演集, 長崎, p.243-246
- 6) 宜保清一(1994): 残留強度測定のためのリングせん断試験装置とその測定精度, 地すべり, **31**(3), p.24-30

18. 過圧密石灰質シルトの一面せん断挙動

琉球大学農学部 新城俊也

同 上 小宮康明

同大学院 ○島袋真希

1. はじめに

南西諸島の島々にはさんご礁で形成された石灰質生物群を主とする石灰質土が堆積している。このような石灰質堆積物においては杭の打ち込みに伴って周面摩擦力が著しく低下することが知られている¹⁾。そのメカニズムとしてせん断に伴う土の体積収縮により杭表面への垂直応力が減少することが指摘されている²⁾。杭材との周面摩擦力が十分に確保されない場合は杭周辺の土中にグラウチングが実施されることが考えられる。その場合の周面摩擦力は土のせん断力に支配されると考えられる。

本研究では、過圧密状態にある石灰質シルトの杭の周面摩擦に及ぼすグラウチングの効果を把握するために、一面せん断試験によりせん断特性を検討した。

2. 杭の周面摩擦力と一面せん断試験の関係

杭の周面摩擦力は図 1 に示すように $f_0 = \sigma_N' \tan \delta$ で与えられる（ここに、 σ_N' ：杭表面の有効垂直応力、 $\tan \delta$ ：土と杭の摩擦係数）。一方、杭表面から離れて位置する土中の有効水平応力は $\sigma_H' = K_0 \sigma_V'$ で与えられる（ここに、 σ_H' ：土中における有効水平応力、 σ_V' ：有効土被り圧、 K_0 ：静止土圧係数）。杭周辺の土中にせん断に伴って体積変化が生じる場合、杭表面の有効垂直応力は土中の有効水平応力と等しく変化するのではなく、地盤剛性の程度に応じて変動すると考えられる。地盤剛性は杭周辺の土中のアーチ作用によって形成される。また、杭周辺の土中にグラウチングが実施された場合の周面摩擦力は、グラウト注入部とその周辺地盤とのせん断力に依存するため周面摩擦力は $f_0 = \sigma_N' \tan \phi$ で与えられる（ここに、 ϕ ：土の内部摩擦角）。

杭の摩擦力評価のために一面せん断試験装置による定圧試験あるいは定体積試験が実施されており、通常定圧試験は排水せん断試験に、定体積試験は非排水せん断試験にそれぞれ

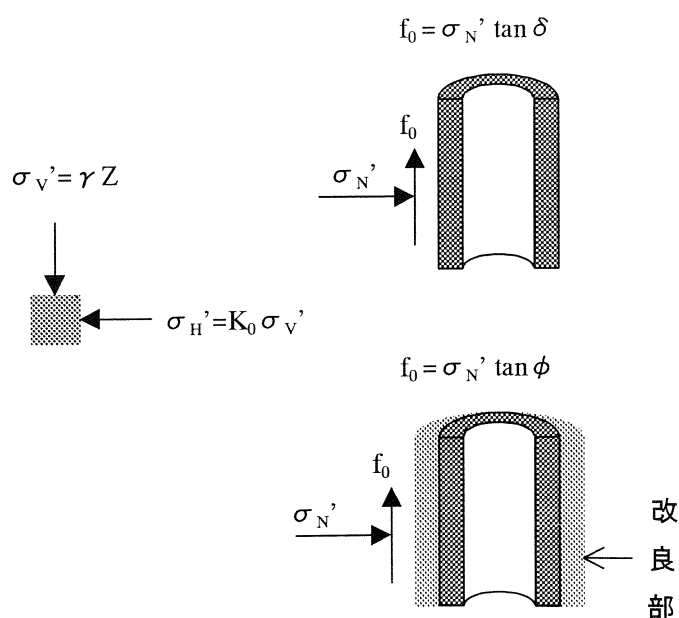


図 1 杭の周面摩擦力

れ位置づけて土のせん断挙動を評価している³⁾。これらの試験方法を杭表面におけるせん断挙動と対応させると、定圧試験は有効垂直応力を一定に保つことから地盤剛性が低くアーチ作用が生じない場合に、定体積試験は体積変化に対して周辺地盤の追随を許さないことから、地盤剛性が高く体積変化を生じる領域の外側にアーチ作用が生じる場合にそれぞれ対応するといえる。

3. 試料および実験方法

試料はさんご礁の石灰質堆積物の $75\mu\text{m}$ ふるい通過分を用いた ($\rho_s=2.78\text{g/cm}^3$, 炭酸カルシウム含有量 90%以上)。試験装置は三笠式一面せん断試験装置を使用した。垂直応力へのせん断箱の周面摩擦の影響を除くため、反力板側にロードセルを設置して、垂直応力をせん断面上で測定している。

過圧密試料は、せん断箱内で圧密圧力 $\sigma_c=500\text{kPa}$ で圧密した後、圧密圧力 $\sigma_c=250, 100, 50$ にそれぞれ除荷して作成した。せん断試験は過圧密比 $\text{OCR}=1, 2, 5, 10$ の供試体についてそれぞれに定圧試験と定体積試験を行った。せん断速度は定圧試験では 0.05mm/min 、定体積試験では 0.1mm/min とし、せん断変位 8mm まで試験を行った。

4. 実験結果

図2に定圧試験による応力比 τ/σ_N －せん断変位 D 関係および垂直変位 ΔH －せん断変位 D 関係を示す。また図3は定体積試験による応力比 τ/σ_N －せん断変位 D 関係および垂直応力 σ_N/σ_{N0} －せん断変位 D 関係を示してある。なお、垂直応力 σ_N は圧密終了時の垂直応力 σ_{N0} で無次元化し、応力比 σ_N/σ_{N0} で示してある。定圧試験では、過圧密比が大きいほど τ/σ_N － D 関係は初期の立ち上がりが急になるが、せん断変位が増加すると過圧密比に拘わらずほぼ一

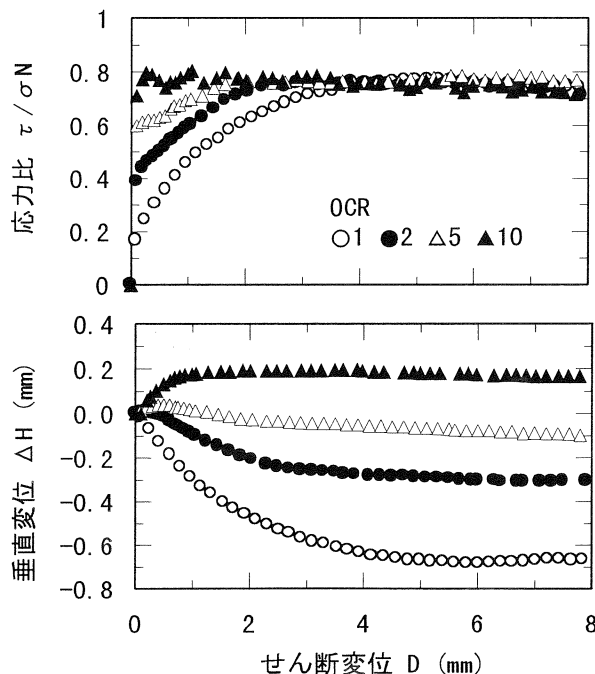


図2 定圧試験結果

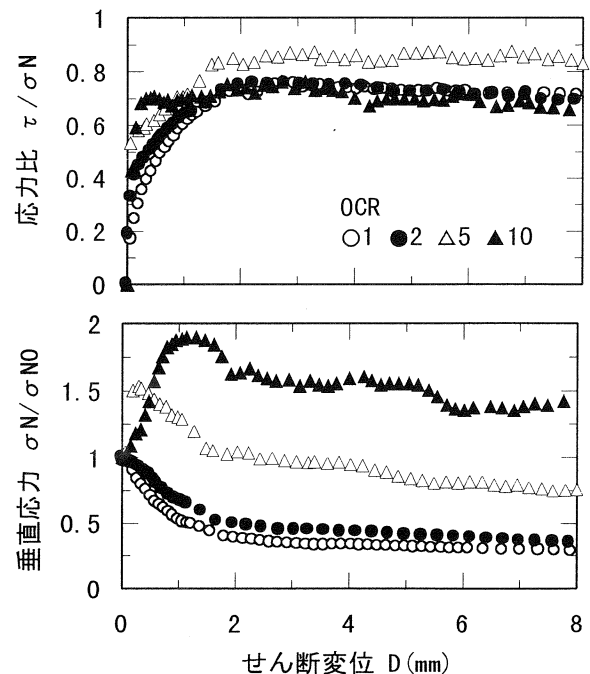


図3 定体積試験結果

致し、応力比 τ/σ_N は一定値となっている。H-D 関係では過圧密比の増加に伴って体積収縮が減少し、OCR=10 では体積膨張に転じている。定体積試験では τ/σ_N -D 関係は定圧試験と同じ傾向を示している。垂直応力 σ_N/σ_{N0} は、OCR=1 と 2 ではせん断に伴って著しく減少しているが、OCR=5 と 10 では増加した後減少傾向に転じている。OCR=5 では垂直応力は一旦増加しせん断終了時には圧密終了時の垂直応力を下回っているが、OCR=10 では圧密終了時の垂直応力より大きな垂直応力を保っている。これらの結果より、過圧密比の小さい場合にはせん断に伴う体積収縮により垂直応力が減少するが、過圧密比の大きい場合にはせん断による体積膨張により垂直応力が増加することが認められる。

図 4 に定圧試験および定体積試験による応力経路を示す。いずれの試験においても応力経路は同一の破壊線に至っており、内部摩擦角は 37.5° である。しかし定体積試験では垂直応力によって破壊に至るまでのせん断応力の動員が、定圧試験とは異なっている。垂直応力が大きい場合すなわち正規圧密状態に近

く過圧密比が小さい場合はせん断に伴う垂直応力の減少によりせん断応力の動員が小さくなるが、垂直応力が小さい場合すなわち過圧密比が大きな場合は垂直応力が増加するためせん断応力の動員が大きくなる。

5. 考察

図 5 は定体積試験におけるせん断応力 τ -垂直応力 σ 関係を、それぞれの過圧密比ごとに τ/σ_{N0} - σ_N/σ_{N0} 関係で整理し比較したものである。杭表面の垂直応力が一定に保たれているとき、杭の周面摩擦力は $f_0 = \sigma_N \tan \delta = K_0 \sigma_v \tan \delta$ で与えられる。一方、体積変化に伴い垂直応力が変動する場合の周面摩擦力は $f = f_0 (\sigma_N/\sigma_{N0}) = K_0 (\sigma_N/\sigma_{N0}) \sigma_v \tan \delta$ で与えられ、周面摩擦力は垂直応力の増加割合 σ_N/σ_{N0} に依存することが分かる。 σ_N/σ_{N0} が 1 より小さい場合は周面摩擦力 f は垂直応力の変動前の周面摩擦力 f_0 よりも小さくなり、一方 σ_N/σ_{N0} が

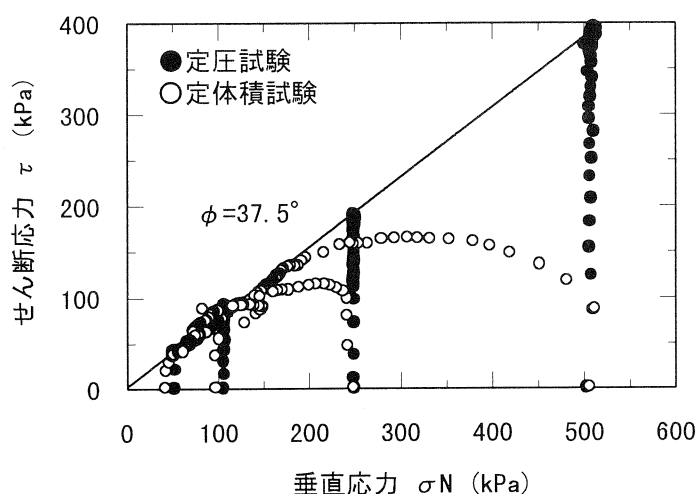


図 4 応力経路

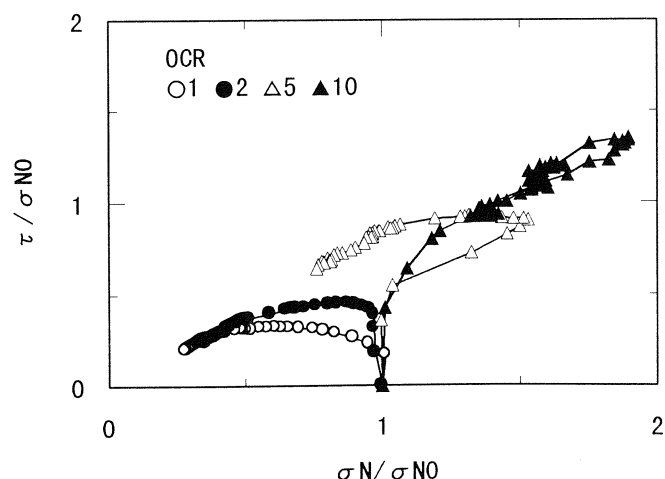


図 5 τ/σ_{N0} - σ_N/σ_{N0} 関係

1 より大きい場合には f は f_0 よりも大きくなる。

図6に定体積試験によるせん断変位 8mm における垂直応力 σ_N/σ_{N0} と過圧密比関係を示す。

過圧密比 $OCR=1$ では $\sigma_N/\sigma_{N0}=0.3$ であるが、過圧密比が大きくなるにつれ σ_N/σ_{N0} が大きくなり、 $OCR=10$ では $\sigma_N/\sigma_{N0}=1.45$ にまで増大している。石灰質シルトは正規圧密状態およびそれに近い状態では σ_N/σ_{N0} は 1 以下でありせん断に伴って周面摩擦力が低減するが、過圧密比が大きくなると σ_N/σ_{N0} は 1 より大きくなり周面摩擦力が増大する。

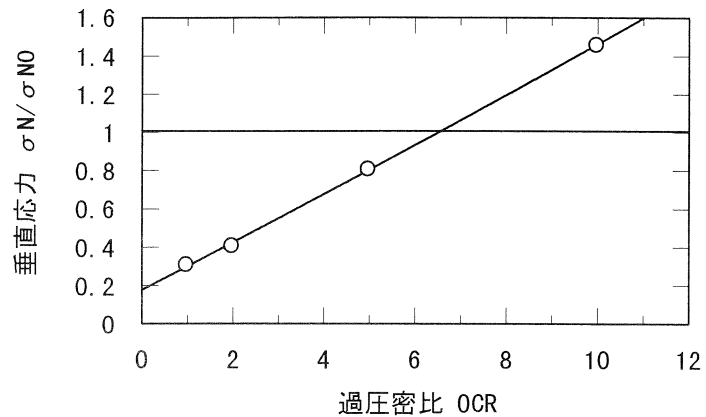


図6 垂直応力 σ_N/σ_{N0} —過圧密比 関係

6. まとめ

過圧密領域における石灰質シルトのせん断特性について一面せん断試験により検討した。石灰質シルトは、正規圧密および軽い過圧密状態ではせん断に伴う杭表面への垂直応力の低下により周面摩擦力が減少するが、過圧密比が大きくなるとせん断面付近の土中での体積膨張により杭表面への垂直応力が増加するため周面摩擦力が増加する。

参考文献

- 1) McClelland, B.: Design of Deep Penetration Piles for Ocean Structures, Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 100, No. GT7, pp. 709-747, 1974
- 2) Murff, J. D.: Pile Capacity in Calcareous Sands: State of Art, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 5, pp. 490-507, 1987.
- 3) 地盤工学会: 土質試験の方法と解説—第一回改訂版—, p. 563-600, 2000

19. 石灰質礫のせん断強度に及ぼす粒子破碎の影響

琉球大学農学部 新城俊也
同 上 宮城調勝
(有) 大 邦 ○永吉功治

1. はじめに

沖縄に分布する琉球石灰岩は固結層と砂礫層が混在する複雑な地盤を形成している。その層厚は固結層より砂礫層の方が卓越することが多い。砂礫層の粒子は軟質であり破碎しやすいことから、構造物基礎の過度の沈下と支持力低下が問題とされている。

破碎性材料のせん断挙動には粒子破碎が大きく影響する。粒子破碎は応力とひずみの大きさの影響を受ける。一定応力のもとでは、ひずみの増加に伴い石灰質礫の粒子破碎は破碎がほとんど生じない領域から破碎が顕著に生じる領域そして破碎量が一定値に収束する領域へと変化する傾向にあることが示された¹⁾。本研究では、粒子破碎とひずみの関係に及ぼす応力レベルの影響を検討し、石灰質礫のせん断強度に及ぼす粒子破碎の影響について調べた。

2. 試料

試料は琉球石灰岩の碎石を粒径2mmから10mmに調整したものを用いた。

最大・最小密度試験は、締固め試験用のモールド(直径10cm, 高さ12.7cm)を用いて行った。試験方法は、地盤工学会規準の「砂の最小密度・最大密度試験」に準じて行った²⁾。

試料の粒度分布と物理的性質をそれぞれ図-1と表-1に示す。

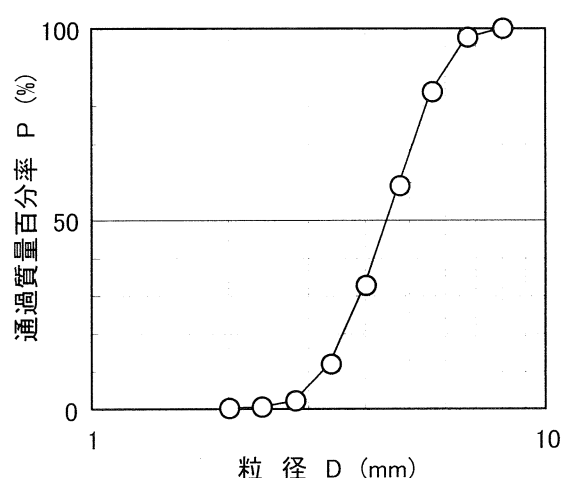


図-1 粒度試料の分布

3. 実験方法

供試体寸法は直径10cm, 高さ20cmである。供試体は、空中落下法(落下高さ40cm)により5層に分けて作成した。空中落下法による供試体の相対密度 D_r は65%から70%の範囲にあった。供試体は下端面から水を注入し飽和させた。

試験は、圧密排水せん断試験(CD試験)を行った。有効側圧は $\sigma'_3 = 49\text{kPa}$, 98kPa , 196kPa , 294kPa の4段階について、軸ひずみ速度 $1.0\text{m}/\text{min}$ でせん断を行った。なお、圧密過程およびせん断過程ともに背圧 98kPa を作用させている。

表-1 物理的性質

土粒子密度	$\rho_s (\text{g}/\text{cm}^3)$	2.72
均等係数	U_c	1.4
最大間隙比	e_{max}	1.27
最小間隙比	e_{min}	0.86

粒子破碎に及ぼすひずみレベルの影響を調べるため、所定の軸ひずみに達した時点でせん断試験を終了させ、その後、ふるい分けにより試料の粒度分布を調べた。粒子破碎状況を詳細に検討するため、ふるい分けは2.0, 4.75, 9.5mmふるい以外に、2.36, 2.8, 3.35, 4.0, 5.6, 6.7, 8.0mmふるいも用いた。軸ひずみは1%から20%に変化させ、供試体はその都度新しい試料を用いて作製してある。

4. 実験結果

図-2は、有効側圧 $\sigma_3' = 49\text{kPa}$ から 294kPa のもとで軸ひずみ ε_1 を1%から20%まで変化させたときの主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ -体積ひずみ ε_v -軸ひずみ ε_1 関係をまとめて示したものである。

有効側圧 $\sigma_3' = 49\text{kPa}$ と 98kPa では、応力-ひずみ関係はピーク強度が現れている。体積ひずみ ε_v は、軸ひずみの増加に伴い体積圧縮から体積膨張に変化している。

一方、有効側圧 $\sigma_3' = 196\text{kPa}$ と 294kPa では、応力-ひずみ関係は明確なピーク強度を示さない。体積ひずみ ε_v は、軸ひずみの増加とともに体積収縮を示したままである。

図-3は、有効側圧 $\sigma_3' = 98\text{kPa}$ と 294kPa におけるせん断試験後の粒度分布を各軸ひずみごとに示したものである。なお、図中には試験前の試料の粒度分布も併記してある。側圧の違いによる破碎量に差がみられるが、有効側圧 $\sigma_3' = 98\text{kPa}$, 294kPa とともに軸ひずみの増加に伴って細粒化が進行しており、粒子破碎が生じている。

図-4は、有効側圧 $\sigma_3' = 49\text{kPa}$ から 294kPa までの各ひずみごとの試験前後の2mmふるい通過量の増加量 ΔP と軸ひずみ ε_1 の関係を示したものである。図中の矢印はピーク強度に達したときの軸ひずみを示す。側圧の増加に伴い2mm以下通過量 ΔP は増大している。一方、軸ひずみの増加に伴う粒子破碎は側圧に関係なく軸ひずみ $\varepsilon_1 = 3\%$ 付近から増加し始めている。その後軸ひずみ $\varepsilon_1 = 10\%$ 付近まで増加傾向を示す。軸ひずみ $\varepsilon_1 = 10\%$ 以上では、2mm以下通過量 ΔP の増加割合は徐々に減少している。

図-5は、ダイレタンシーと粒子破碎の関係をj示したものである。ダイレタンシ

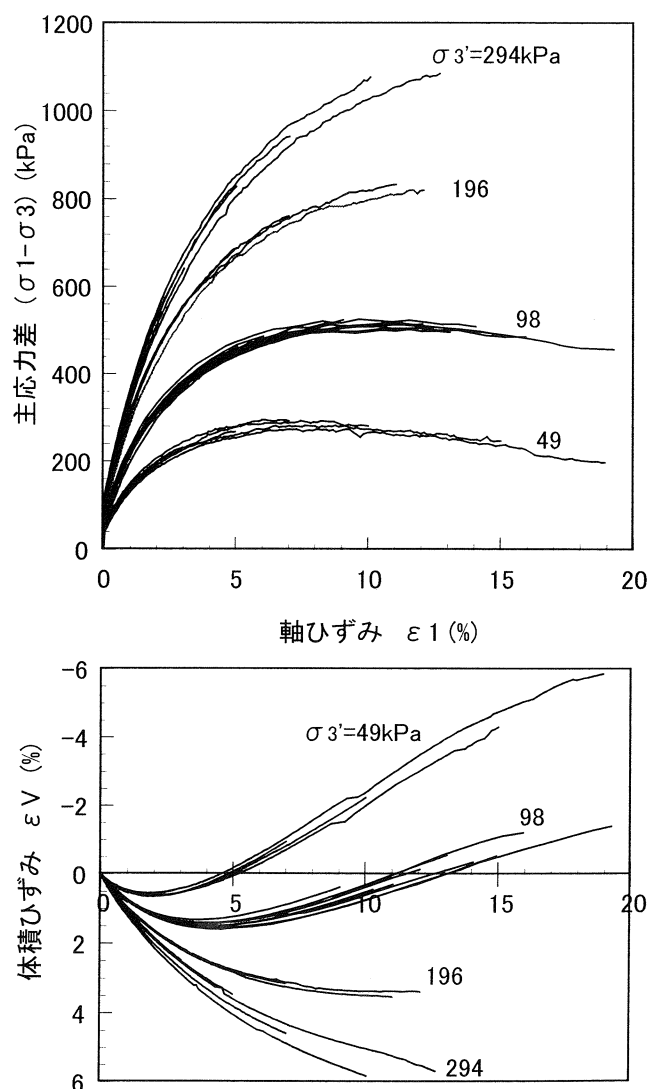


図-2 応力-ひずみ関係

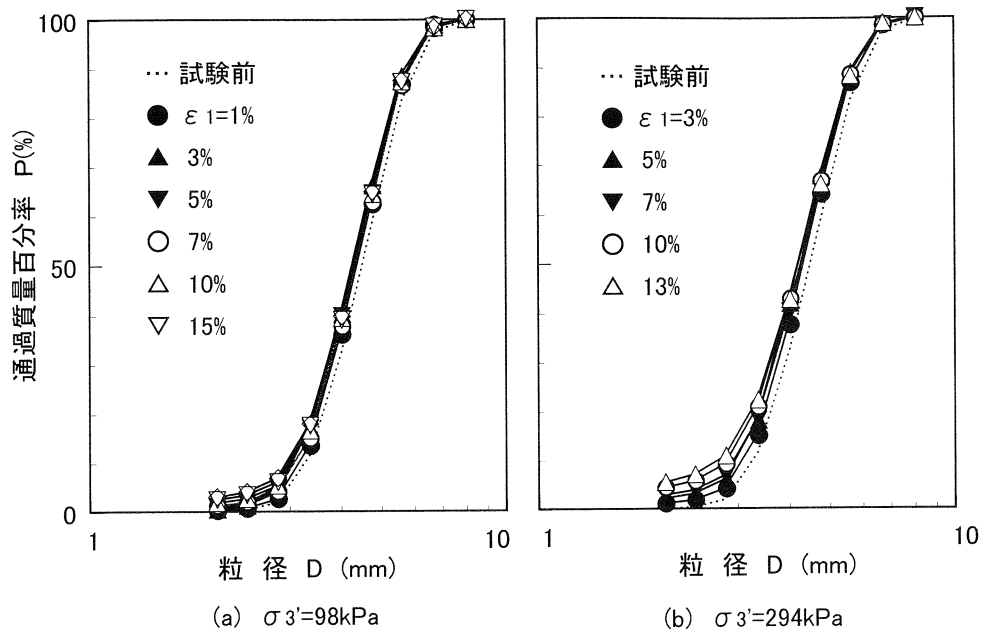


図-3 せん断試験後の粒度分布

一は体積ひずみに対する軸ひずみの増分比であるダイレタンシー係数 $-(d\varepsilon_v/\varepsilon_1)$ で評価した。粒子破碎は2mm以下通過量 ΔP で評価した。側圧の増加に伴う破碎量の増加割合が大きくなると、ダイレタンシーは抑制されている。ダイレタンシーに及ぼす粒子破碎は応力の影響を大きく受ける。

図-6は、内部摩擦角と破碎の関係を示したものである。内部摩擦角は側圧ごとの各ひずみに対して $\sin \phi_i = (\sigma_1 - \sigma_3)_i / (\sigma_1' + \sigma_3')_i$ の関係から求めた。内部摩擦角 ϕ_i と2mm以下通過量 ΔP の関係は図-5のダイレタンシー挙動と対応している。ダイレタンシーが大きいほど内部摩擦角 ϕ_i も大きい。同じ破碎量で比較すると側圧の増加に伴い内部摩擦角 ϕ_i が減少している。粒子破碎の増加により内部摩擦角は $\phi_i = 40^\circ$ の値に収束する傾向にある。

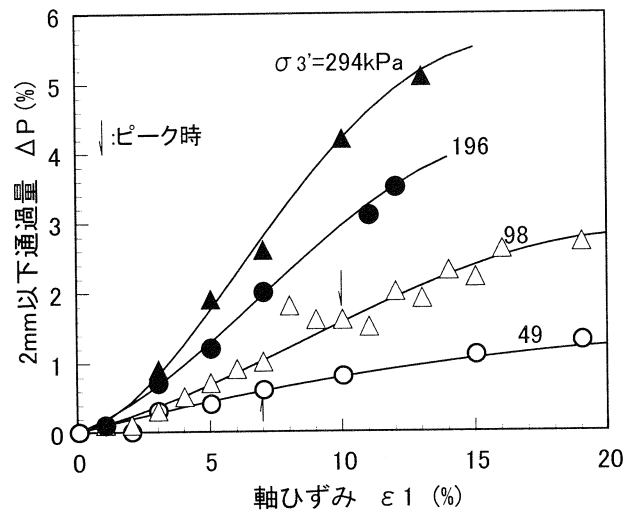


図-4 破碎とひずみの関係

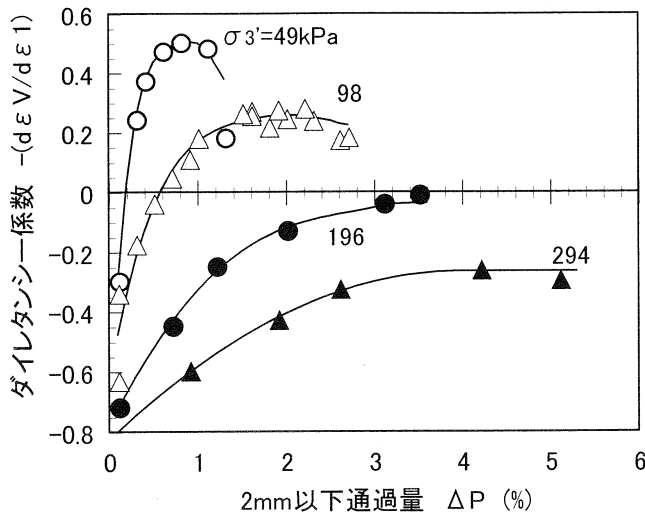


図-5 ダイレタンスと破碎の関係

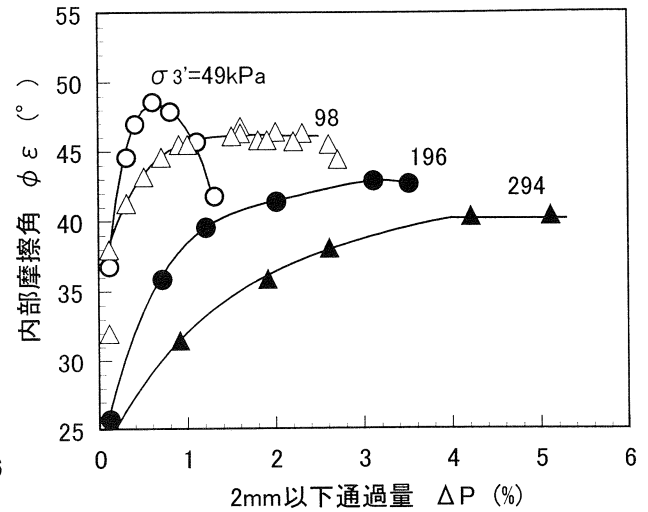


図-6 内部摩擦角と破碎の関係

5. まとめ

石灰質礫のせん断強度に及ぼす粒子破碎の影響は以下のである。

- (1)粒子破碎は、側圧に関係なく軸ひずみ3%から10%付近の間で顕著に生じる。
- (2)拘束圧の増大に伴う破碎量の増加割合が大きくなるとダイレタンスは抑制される。
- (3)内部摩擦角は、粒子破碎の増加に伴い一定値に収束する傾向にある。

参考文献

- 1)新城俊也・宮城調勝・永吉功治:石灰質礫のせん断に伴う粒子破碎とひずみの関係,第82回農業土木学会九州支部講演発表会(投稿中),2001
- 2)地盤工学会編:土質試験の方法と解説, p.136-144, 2000

沖縄地盤工学会会員

顧問	上原 方成	上原地盤工学研究所
	新城 俊也	琉球大学農学部
	宜保 清一	琉球大学農学部
会長	原 久夫	琉球大学工学部
	副会長 加藤 進	琉球大学工学部
	渡嘉敷 直彦	琉球大学工学部
会員	安里 昭	オパス(株)
	石井 正	パシフィックコンサルタンツ(株)
	伊野波 盛義	(株)中央建設コンサルタント
	川口 敦	梶谷エンジニア(株)
	喜納 源太	岡三リビング(株)
	国吉 真孝	(株)大富建設コンサルタント
	新垣 健二	(株)沖縄建設技研
	砂川 尚之	(株)日興建設コンサルタント
	平良 聡	(株)沖技
	照屋 孝	那覇市
	名嘉 健	沖縄県
	宮城 富夫	上城技術情報(株)
	吉沢 光三	(株)清光研究所
	与那嶺 満	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
宇部マテリアルズ (株)	2
応用地質 (株)	2
(株) 大富建設コンサルタント	2
大野産業 (株)	3
(株) 大久組	3
岡三リビック (株)	3
(株) 沖技	4
(資) 沖土質コンサルタント	4
(株) 沖縄維持開発	4
(株) 沖縄建設技研	5
(有) 沖縄地盤調査	5
(株) 沖縄土木設計コンサルタント	5
(株) 沖縄物理探査	6
奥村組土木興業 (株)	6
オパス (株)	6
(株) 協和建設コンサルタント	7
(株) 京和土建	7
錦城護謄 (株)	7
(株) 国建	8
(株) 國場組	8
(株) 芝岩エンジニアリング	8
上城技術情報 (株)	9
新構造技術 (株)	9
(株) 誠研舎	9
(株) 大東エンジニアリング	10
(株) 中央建設コンサルタント	10
蝶理 (株)	10
地質調査業協会	11
(株) 東京ソイルリサーチ	12
(株) 南城技術開発	12
(株) 日興建設コンサルタント	12
日本工営 (株)	13
不動建設 (株)	13
(株) ホープ設計	13
三井化学産資 (株)	14
琉球セメント (株)	14

《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・砕石に代わる板状両面排水材

● **エコリックスメール**

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

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

株式会社 朝日建設コンサルタント

代表取締役社長 野 里 耕 正

〒901-2133 沖縄県浦添市城間3丁目9番1号

☎(098)877-9110 FAX(098)876-8383

測量・建設・補償コンサルタント業

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

株式会社 アジア測量設計

代表取締役 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)

F A X (098)879-6607

石灰、セメント系地盤改良材グリーンライム

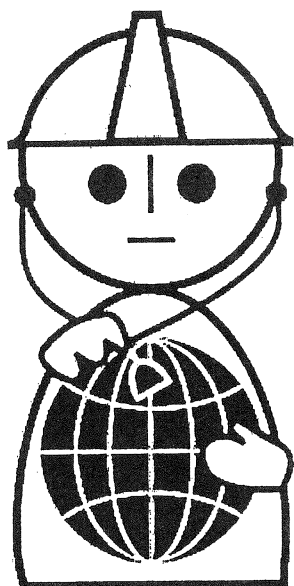
盛土補強、地盤安定用ジオグリッド テンサー
発砲スチールブロック軽量盛土工法 E P S 土工法
(三菱化学グループ製品特約店)



宇部マテリアルズ株式会社

軟弱地盤でお困りの際は気軽に御連絡ください。

山口販売部／山口県美祢市伊佐町伊佐4611～1 TEL 0 8 3 7 (5 2) 0 1 7 8
沖縄連絡先／沖縄県那覇市港町3丁目5番地1 TEL 0 9 8 (8 6 1) 1 9 5 0
(沖阪産業(株)建材部)



地球のお医者さん

OYO

応用地質株式会社 沖縄支店
〒900-0025 沖縄県那覇市字壺川165番地
TEL :098-855-3515 FAX :098-855-3530



株式会社 **大富建設コンサルタント**

代表取締役社長 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)
F A X (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

取締役会長 當 野 幸 盛

代表取締役社長 當 野 幸 隆

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

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)

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 山 城 治

本社：浦添市勢理客555番地の2

☎ (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

〒901-0305 糸満市西崎町5丁目10番地

TEL098-840-9360 FAX098-840-9361

【景観商品】

- ・ロッキーステージ(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)
- ・EPS(軽量盛土)
- ・テンサー(ジオグリッド)

【軟素材】

- ・CP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(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・補償



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 常務取締役 照 屋 義 明

沖縄県浦添市屋富祖3丁目33番3号（山城ビル3F）

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

営 業 種 目

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



合資会社 沖土質コンサルタント

建設コンサルタント業 (11)-6592号
建設大臣登録 測 量 業 (9)-4599号
地 質 調 査 業 (9)-1061号

代表者 大 底 隆 一
常 務 知 名 朝 盛

本 社：沖縄県浦添市勢理客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

本 社 沖縄県那覇市真地169-1

☎ (098) 889-0391(代) F A X (098) 889-0393

事業本部 沖縄県南風原町新川300

☎ (098) 888-2727(代) F A X (098) 888-2777

～自然に優しく 未来を見つめて～

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

株式会社 沖縄建設技研

代表取締役社長 砂川 徹男 専務取締役 富田 清
技 術 士

常務取締役 金城 真明 取締役 栗国 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。

OK (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

建設省登録測量第(5)-13320号

代表取締役 平 良 恒 男

〒900-0023 沖縄県那覇市字楚辺257番地7(たいらビル)

電 話 (098)834-4547(代)

F A X (098)833-1319

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

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・仙台・名古屋・三重・滋賀・奈良・高松・高知・徳島・和歌山・堺

環境創りに奉仕する！

オパス株式会社

OKINAWA PUBLIC WORKS

取締役専務 安 里 幸 男 環境事業部課長 安 里 昭

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

営 業 種 目

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

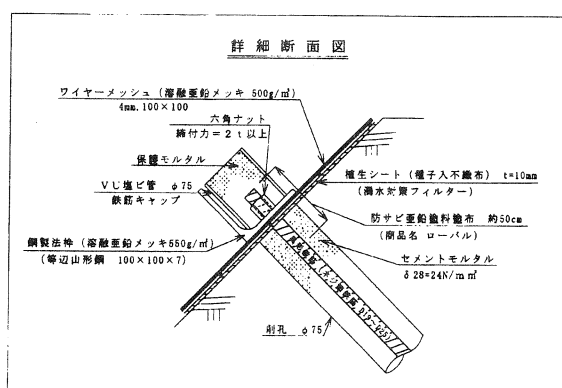
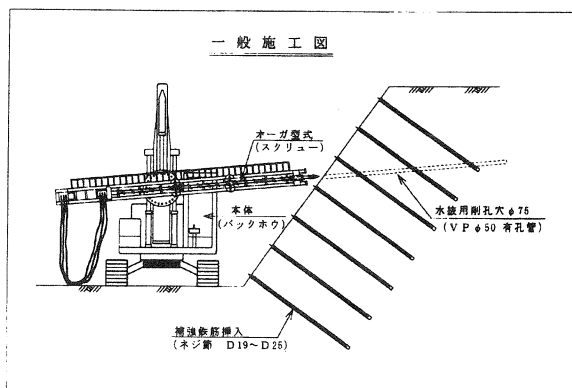
株式会社 協和建設コンサルタント

取締役会長 東 江 憲 六
代表取締役社長 大 城 晃
取締役相談役 島 袋 定 雄
専務取締役 儀 間 正 樹
土質調査部長 仲 村 起三郎

浦添市仲間1丁目22番7号

電話 (098) 879-5016

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



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

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

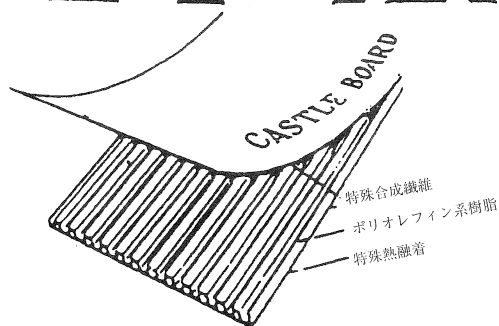
(株)京和土建 沖縄県那覇市識名290の21 TEL098-834-5143 FAX098-853-3865

プラスチックドレーン工法

キャッスルボード

大深度施工実績

中城湾港地盤改良工事



沖縄地区・総代理店

株式会社 南 興



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)

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

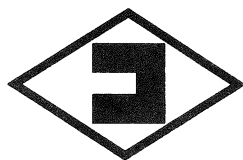


株式会社 国 建

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

本 社 〒900-0015 那覇市久茂地1-2-20 TEL (098) 862-1106(代)
東京事務所 〒101-0046 東京都千代田区神田多町2-1 TEL (03) 5298-5051

“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 国際規格 ISO 9002 認証取得

代表取締役社長 宮 城 宏 光

本 社 〒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) 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 上 地 竹 芝 (土木 3期)

代表取締役 与 那 覇 強

取締役 友 利 龍 夫 (土木 14期)

技術部次長 知 花 悟 (土木 20期)

技術部 崎 濱 秀 治 (土木 21期)

設計 3 課 図 師 博 愛 (土木 37期)

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

文明を創造する技術のネットワーク



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

ー建設コンサルタントー

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

調査、計画、設計、試験、解析、施行管理



新構造技術株式会社

代 表
取締役社長

技術士 曾 川 文 次

九州支店長 宮 崎 暢 隆

本 社：〒136-0071 東京都江東区亀戸1丁目42番20号(住友不動産亀戸ビル)

電話 03(5626)5811 FAX 03(5626)5822

九 州 支 店：〒812-0012 福岡市博多区博多駅中央街8番36号(博多ビル)

電話 092(451)4281 FAX 092(451)5789

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

電話 098(941)1509 FAX 098(861)2792

営 業 品 目

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



株式会社 誠 研 舎

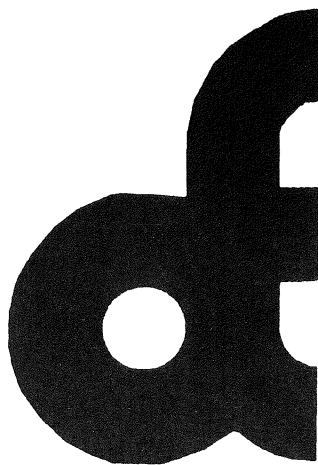
代表取締役会長 伊藤政雄 代表取締役社長 西山道夫

〒110-0015 東京都台東区東上野1-28-5

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

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

確かな手応えを未来へー



株式会社 大東エンジニアリング

建設コンサルタント業・測量業
地質調査業

代表取締役社長

大 城 榮 篤

〒901-2122 沖縄県浦添市字勢理客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

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

テ ク ト ン

高性能フィルター材



蝶 理 株式会社

★緑化式擁壁工の設計・施工

パラグリッド・テラムグリッド

盛土補強用ジオグリッド

大 阪 本 社 〒541-0048 大阪市中央区瓦町2-4-7

TEL 06(6228)5356 FAX 06(6228)5210

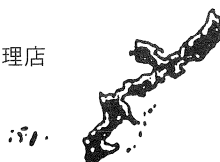
東 京 本 社 〒103-0012 東京都中央区日本橋堀留町2-4-3

TEL 03(3665)2286 FAX 03(3665)2431

福岡営業所 〒810-0001 福岡市中央区天神2-13-7

TEL 092(781)8476 FAX 092(712)2079

沖縄代理店



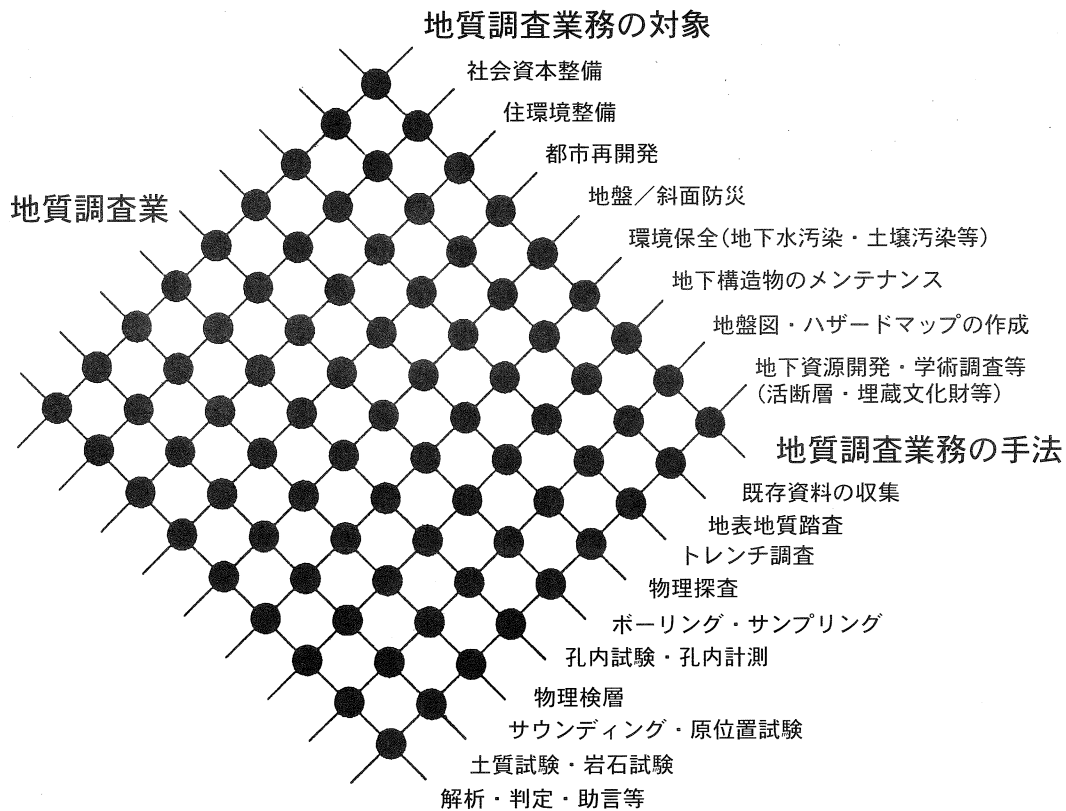
M I C H I B I K I P L A N N I N G

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”



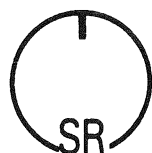
社団法人 全国地質調査業協会連合会 沖 縄 県 協 会

〒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) 岩下建技コンサルタント
(株) 大富建設コンサルタント
(有) 大知企画コンサルタント
(株) 沖 技
(資) 沖土質コンサルタント
(株) 沖縄土木設計コンサルタント
沖縄基礎 (株)
(株) 協和建設コンサルタント
(株) シビルエンジニアリング
(資) 新藤土質調査

(株) 大洋土木コンサルタント
(有) 南西土木設計
(株) ニーズエンジニアリング
(株) 日興建設コンサルタント
(有) 宮古磁気開発
琉球建設コンサルタント (株)
応用地質 (株) 沖縄支店
梶谷エンジニア (株) 南西支店
大和探査技術 (株) 沖縄営業所
(株) 東京ソイルリサーチ沖縄営業所
(株) ニチボー沖縄支店

- 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（パイプロフロテーション）



株式会社
東京ソイルリサーチ

ISO・9001
認証取得

本 社 〒152-0021 東京都目黒区東が丘2-11-16 TEL03-3410-7221 FAX03-3418-0127
代表取締役 **大 槻 修**
沖縄営業所 〒901-2125 浦添市仲西3-15-2-203 TEL098-878-6299 FAX098-876-5512
所 長 **吉 森 政 文**

環境にやさしく
自然美をモットーに土木設計業務に取り組む



株式会社 **南城技術開発**

代表取締役 **城 間 敏 夫**
専務取締役 **西 平 守 清**

本 社 〒902-0078 沖縄県那覇市識名1丁目4番16号 TEL (098)836-4847
FAX (098)888-1322
南風原支店 〒901-1117 沖縄県南風原町字津嘉山1642-1 TEL (098)888-1551

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 3 F) ☎098(868)7712

——— ところを育む環境づくりをめざして ———



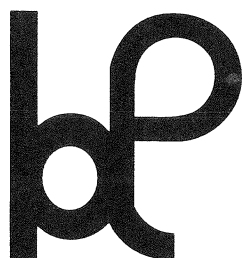
不動建設

取締役社長 福田 誠

沖縄営業所長 石井 隆行

東京本社／東京都台東区台東 1 丁目 2 番 1 号 ☎(03)3831-9111
大阪本社／大阪府中央区平野町 4 丁目 2 番 16 号 ☎(06)6201-1121
沖縄営業所／沖縄県那覇市久茂地 2 丁目 12 番 21 号 ☎(098)868-5613

大地に希望を架ける



URL: www.hopedesign.co.jp

株式会社 **ホープ設計**

建設コンサルタント業務・測量業務
地質・土質調査業務・施工管理業務

代表取締役

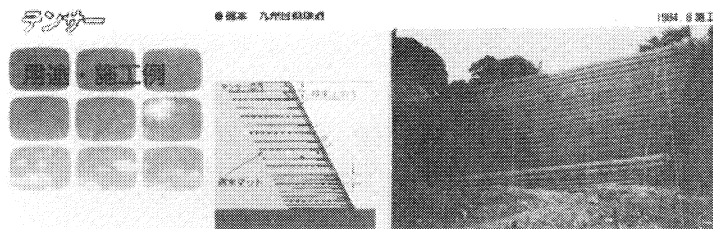
高 嶺 哲 夫

☎902-0064

沖縄県那覇市寄宮 3 丁目 3 - 5
寄宮市街地施設 1 F - 1

☎098-836-7181 FAX836-7183

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



三井化学産資株式会社

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

☎(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

表紙説明文

金城ダム（那覇市首里金城町地内）

金城ダムを建設している安里川は県都那覇市の市街地中心部を貫流する二級河川であり、当河川は河積が極端に狭く、例年のように氾濫、浸水し、甚大な被害を与えていた。

安里川の氾濫を防除する抜本的対策として、上流にダムを建設し洪水調節を行うとともに流況の安定化を図る目的で建設された治水ダムである。

当建設地には2000年世界文化遺産に登録された首里城と識名園を結ぶ県指定文化財の「ヒジ川橋と取付道路」があり、これを保存する目的でダムの貯水池が2つに分けられている。

金城ダムの修景は首里城の城壁をイメージした石張りを行っており、古都首里の景観にとけ込んでいる。このように、金城ダムは洪水調節のみならず、県民の憩いの場として利用されるものと期待しています。

沖縄県土木建築部

第14回 沖縄地盤工学研究発表会

講演概要集

2001年11月1日発行

編集 第14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 東洋企画印刷
〒900-0024

沖縄県那覇市古波蔵4-1-1
TEL (098) 831-7404
FAX (098) 831-9958