

第七回沖縄土質工学研究発表会

Annual Meeting Papers of Okinawa Geotechnical Society, 1994

講演概要集



1994年10月13日

(沖縄コンベンションセンター)

沖縄土質工学会

第7回沖縄土質工学会研究会開催にあたって

沖縄土質工学会副会長

琉球大学 宜保清一

地形的に急峻で地質的土質的にも脆弱な地盤では、豪雨によって毎年多大な地すべり・崩壊等の土砂災害が発生しています。記憶に新しいものには、鹿児島災害があります。また、島しょ環境下にある沖縄では台風期・梅雨期に土砂災害が頻発しており、中南部の島尻層群泥岩地帯では開発に伴って地すべりや崩壊が多発し、北部山地では赤土砂流出による河川および海域の汚濁が社会問題となっています。中国の揚子江の土砂流入の問題、成長の著しい東南アジア諸国における開発と保全の問題も深刻であり、地球規模での環境保全や防災の必要性は年々高まっています。これらの問題解決のために対応が急がれており、土質工学分野への期待は大であります。このような状況下で、本研究会の皆さんの活躍はめざましく、土質工学研究発表会も7回目を迎えるに至りました。そして来年の第八回沖縄土質工学研究発表会（10月4日（水）・5日（木））には、「土地開発と保全に関する国際セミナー」を併せ開催する予定であります。土質工学会九州支部では、各県の持ち回りで「国際セミナー」を開催しており、平成7年度は沖縄県の当番となっています。沖縄は中国、台湾、香港と長年交流してきたことから、このセミナーをこれらの国々の環境保全に対する取り組みや研究状況を知る機会にすべく、招へい講師の人選については土質工学会、地すべり学会等と相談し検討を進めています。セミナーを有意義で、盛況なものにするためには関係機関の強力なバックアップは不可欠であり、運営等に関しては本研究会の皆さんの御苦勞をお願いすることになります。

今回の発表会では、例年同様多くの研究成果が報告されます。また、セミナーでは、パネリストによる話題提供と討論会を予定しています。フロアからの御質問・コメントを交換し、活発な御討議をお願いします。

最後に、この研究集会が研究発表および情報交換の場として一層充実したものになるよう、関係機関および関係各位の末永き御支援を切に希望します。

1994年10月13日

目 次

講演会資料

コンクリートの話	1
琉球大学名誉教授 具志 幸昌	
台風の国際化に向けて	11
琉球大学教授 石島 英	

沖縄土質工学研究発表会

1 赤土流失と流出に関する論考	14
上原 方成（琉球大学工学部環境建設工学科）	
2 赤土流出防止池への密度勾配を持つドレーン材の適用性	18
丸山 幾男（芝浦工業大学工学部）	
森田 幸雄（チッソ株式会社）	
丸山 健吉（岡三興業株式会社）	
3 沖縄県北部赤土地帯における崩壊の特徴と形態	22
宜保 清一（琉球大学農学部）	
辛島 光彦（琉球大学農学部）	
4 揚子江および支流域の土砂災害と防止に関する研究	26
－岷江右支雑谷脳河流域の地すべり－	
宜保 清一（琉球大学農学部）	
佐々木慶三（利根コンサルタント㈱）	
周 亜明（鹿児島大学大学院）	
江頭 和彦（九州大学農学部）	
5 揚子江および支流域の土砂災害と防止に関する研究	30
－岷江右支雑谷脳河流域の沙坝崩壊性地すべりの土質強度－	
宜保 清一（琉球大学農学部）	
周 亜明（鹿児島連合大学院）	
辛島 光彦（琉球大学農学部）	
井上 英将（同）	

6 基盤面の傾斜する軟弱層の圧密解析	32
原 久夫（琉球大学工学部）	
又吉 康之（琉球大学大学院）	
7 中城湾港（新港地区）における軟弱土の工学的特質	34
呉屋 健一（沖縄県中城湾港建設事務所）	
平良 聡（㈱沖技）	
8 那覇港海域におけるサンゴ礁堆積物－その形成と発達－	38
新城 三雄（同）（梶谷エンジニア㈱南西支店）	
宗像 勇（同）	
9 サンゴ礫混り土特性調査（中間報告）	44
宮崎 祥一（沖縄総合事務局開発建設部港湾計画課）	
具志 良太（同）	
10 軟弱地盤上の橋梁基礎に関する地盤改良について	48
兼次 一郎（沖縄県北部土木事務所）	
亀川 智幸（同）	
松島 良成（同）	
11 非排水三軸伸張試験による砂のせん断特性	50
林 秀吉（琉球大学工学部）	
加藤 進（同）	
12 那覇空港自動車道における杭鉛直載荷試験について	54
金城 博（沖縄総合事務局南部国道事務所 那覇空港自動車道出張所）	
上原 啓文（同）	
13 マルチチャンネル浅層反射法を用いた土质地質調査（海洋部）	58
岩上 淳一（沖縄開発庁沖縄総合事務局那覇港工事事務所）	
足立 幾久（大和探査技術株式会社）	
浴 信博（同）	

14	マイクログラビティ探査の空洞調査への適用	62
	吉田 祥一（応用地質株式会社）	
	大塚 康範（同）	
	野崎 京三（同）	
15	大保ダムの基盤構造と岩盤せん断試験結果について	66
	平松 信幸（沖縄総合事務局北部ダム事務所）	
	下地 博明（同）	
	藤原 康宏（同）	
16	島尻層群泥岩地盤のK値の評価法	70
	吉沢 光三（㈱清光研究所）	
	宮城 富夫（上城技術情報㈱）	
	土質工学研究発表会 実行委員	72

講演會資料

コンクリートの話

コンクリートの始まり、生い立ち、特性、耐久性

沖縄土質研究会にて 1994年10月

琉球大学名誉教授 工博 具 志 幸 昌

1. 始めに

ただ今御紹介に与りました具志でございます。本日はコンクリートの話をさせていただきます。コンクリートは皆様の御専門の土と違いまして人工物でありますので、そんなに昔からあるものではございません。人間の歴史の中に始まりがあるわけで、そのお話から始めさせて頂いて、その生い立ち、つまり発展の有様を述べ、次ぎに、何故それが今日あるように人間にかくも重宝されて使われているのかその理由を、つまりコンクリートの特性をお話します。この辺りから皆様もよくご存じの事柄だと思いますし、私のコンクリートに対する考え方の一端も入って参ります。終りに沖縄のコンクリートの特徴や、昔（ローマ時代）程ではないにしても長持ちさせる方法などを私の研究を通じて得た知識に基づいて述べさせて頂こうかと思っております。ただ、皆様の興味をひくことができる話ができますか心配しております。何はともあれ、しばらくの間御静聴の程を御願ひ致します。

2. コンクリートとは何か、その始まり？

2.1 コンクリートとは？ その果たしている役割

今日コンクリートと言えばポルトランドセメントと水と練り合わせた物、つまりセメントペーストを結合材として岩石の小片や微粒子――粗骨材と細骨材――をつなぎ合わせて一体的な大きな岩石類似物に固めた物を言います。ただ、結合材はポルトランドセメントペーストとは限らず、アスファルトでも高分子材料でもよいわけで、その時はアスファルトコンクリート、レジンコンクリートと言います。

御承知の通り、現在は石器時代・青銅器時代を経て鉄器時代の延長上にあると言われております。鋼材は最も重要な建設材料であります。他に現代の文明化社会を支える生産機械・装置、輸送機械（自動車・列車・船舶等）、農機具、日常用具（はさみ・包丁・家具等）を造るのに使われており、鉄器時代の名にふさわしく、鉄なしでは現代社会は成り立ちません。コンクリートは鉄とは違い建設材料としてだけしか使われておりませんが、鉄と共に現在最も重要な建設材料になっております。建設材料としては鉄以上に広く使われていると言ってよいでしょう。建物・橋・道路・上下水道・港湾・護岸・堤防・擁壁・

トンネル等、現代社会はコンクリートなしでは成り立ちません。世界50億の人口を地球上で養っていくことが出来るのはコンクリートの御陰であると言っても過言でないと思っております。

沖縄県でもコンクリートは非常に多用されている建設材料で、他の材料と比べてその用いられている比率は飛び抜けております。沖縄の気候・風土にマッチしている上に、耐久性との関連で廉価であるからでしょう。このコンクリートに対する一般の評価は余り芳しくなく、コンクリートの家は暑い、肌触りが冷たい、コンクリートジャングル、四角いマッチ箱ばかりの町並みとか言う言葉が使われております。しかし沖縄の都市地域の家屋は殆どコンクリート造で、日本国内では珍しい不燃都市を形成しております。上に述べた悪評はコンクリートの利点を活かしきっていない(工夫が足りない)ことと経済的な制約(狭い敷地と資金不足)のためでしょう。コンクリートは日本では明治以降(沖縄では大正時代から、盛んに用いられるようになったのは昭和25年以降)導入された新材料で、木材・石材・鋼材とは違った特色を有する建設材料で、それにふさわしい使い方をすべきです。建物について言えば不燃性で台風にびくとしない、白蟻にも悩まされない家に住むことのできる有難さを感じるべきでしょう。

2.2 コンクリートの始まり

英国の Joseph Aspidin が1924年にポルトランドセメントの特許を取得したことがコンクリートの始まりと考えている人はいないと思いますが、古いコンクリート構造物と言うと、ローマ時代に造られた偉大なる建造物ーパンテノンやコロシウムやローマ帝国の各地に残されている水道橋などを思い出される方もいると思います。これら2000年後の今日まで残っている建造物は石材が主体なのですが、部分的に当時の技術で造ったコンクリートやモルタル・プラスターなどが使われており、その偉大なる耐久性に対して今日の土木・建築の技術者は等しく敬意を表すると共に教えられることが多々あるところがあります。ローマ人がこの様な偉大なる建造物を残し、更に当時の Vitruvius という人が建設工事やコンクリートなどに関する偉大なる技術書を残したために、コンクリート・モルタル・プラスターなどの発明者はローマ人であると思いがちです。しかし、ローマ人のコンクリート技術はそれまでに発達してきた、連綿として伝えられてきた古代の建設技術、コンクリート技術を偉大なる国力を背景にして大規模化したに過ぎません。Vitruvius 自身がその著書でその事に触れております。ローマ人はその文明・文化をギリシャ人から引き継いだ様に建設技術やコンクリートやモルタルに関する知識をギリシャ人から学びまし

た。ギリシャ人はその知識を先行する文明のミケーネから、ミケーネはその前のミノアつまりクリート文明から学んだことが判っております。ミノア人は更に古代フェニキヤ人からコンクリートやモルタルの技術を学んだとされております。更にその以前、エジプト人はピラミッドの建設に当たり、石の接合部に石膏系或は石灰系のモルタルを用い、ピラミッドの石の表面を同系統の漆喰で覆っていました。また、メソポタミヤでは日干し煉瓦の接合部つまり目地にアスファルト系の材料の他に石灰系の材料を使い、更に日干し煉瓦の壁の表面に石灰系の漆喰を塗っております。この様にずっと以前から文明の発祥と共に発達してきたコンクリートやプラスターの技術が民族や国が異なっても連綿として人々の間を伝えられてきて、ローマで大成・開花したと言うべきでしょう。残念ながら、ローマ時代以降その文明を引き継いだヨーロッパ文明はゲルマン民族大移動の混乱期に引き続き中世の封建時代に入り、学問や真理の探求の休止期に入り、それまでに受け継いで来た技術は新しく発展することもなく、石灰の技術などが細々と受け継がれただけで、コンクリートの技術などは忘れられてしまい、ルネッサンスを経て産業革命期に入るまで新しい展開はありませんでした。

18世紀以降のことはしばらく置いておいて、古代のコンクリートや漆喰がどの様に建設工事に使われてきたか振り返ってみることにいたします。

セメントという言葉が物と物とをくっつけると言う意味があるように、最初、文明の初めのメソポタミヤやエジプトで、石灰岩を焼いた石灰（水を振りかけて消石灰にして）が、煉瓦や石材を積み重ねて壁（ピラミッドも）を造る際の目地材（接着材）に使われていたし、煉瓦や石造の壁を美しくみせるために表面を塗るプラスターとして使われていました。又ローマ時代には暗きよの壁の内張りの防水材（漆喰的用法）としてや床や天井のアーチにも利用されてきました（コンクリートの用法）。ところが最近考古学的な発掘の結果、もっと古くから石灰の利用が行われていたことが判明致しました。パレスチナ地方（今問題になっているエリコ）やトルコの新石器時代の遺跡から、煉瓦の壁と共にコンクリート類似物で造った研磨された床が発掘されました。同時に発見された穀物等のC₁₄による年代測定によるとエリコではBC7000頃とされました。化学分析やX線回折による測定によると床構成物は主としてカルサイト（方解石）からなり、少量の石英などを含むことが判りました。骨材も石灰岩でした。骨材と結合材とはよく結合しており、セラミックス状の小片も床に含まれておりました。しかもその遺跡には土器は発見されませんでした。他の考古学的調査からも当時は無土器時代とされております。つまり、土器の利用に先立って石灰の利用が行われていたわけです。これによって人類の石灰或はコン

クリートやモルタルの利用は今から9000年前に遡ることになります。人類が火を生産に利用したのは粘土(土器)よりも石灰(即ちセメント類似物)が先であるということになります。これは画期的な事実であります。しかも最初からモルタル的用法もコンクリートの用法もおこなわれていたわけです。

石灰は気硬性セメントと言われているように大気中で硬化します。この事に人類が気が付いたのは偶然のことと思われませんが(或は必然か)、石灰岩の洞窟で暖を取るために火を燃やしたり、屋外で食物を火で調理する際に、台に石灰岩の石を使ったりすることで、その事を発見したのでしょうか。石灰岩は約750℃で炭酸ガスを放出して生石灰になります、それに雨や水が接触して消石灰になり、結合性や硬化性に気が付いたのでしょうか。この様に人類の石灰利用の始まりは推測されております。新石器時代の遺跡は石灰コンクリート或は石灰プラスターであります、石灰製造のキルン(釜)もあったわけで、その外壁は石材としても、内張りには恐らく粘土を使ったことであろうし、或は不純物の多い石灰岩を仮焼することにより現在のセメントに近い水硬性の石灰を得たと思われます。ローマ人は火山岩又はポゾラナと呼ばれる砂を混ぜた石灰モルタルを構造物に使いました。石灰/ポゾランプラスターを水路の内張りに使いました。それが水硬性であり、水密性や耐久性に又強度に優れていることを知っていました。ポゾラナが得られない時は煉瓦を粉末にして石灰に混ぜてモルタルを造りました。水硬性セメントの発明もローマ人ではなくそれ以前の時代の技術を継承したものであるとされております。

3. 近代のコンクリートの発達 水硬性石灰の再発見

ローマ人はポゾラン入りの石灰モルタルを使って今日まで残るコンクリート使った構造物を残しましたが、その技術はその後、中世に入って忘れ去られ、18世紀になって再発見されました。即ち、John Smeaton (1724-1792) が Eddystone Lighthouse の建設に従事している時、石灰モルタルは水中で硬化せず、波浪の作用にも十分耐える耐久性も持っていないことを見いだしました。そこで色々の石灰岩から造った石灰モルタルの試験を致しました。その結果、最良のモルタルは粘土分を最大限に含んでいる石灰岩から造られた物であることを見いだしました。その成果は1791年に報告されています。石灰モルタルの水硬性は純粋な最も硬い石灰岩からではなく、石灰岩に含まれる粘土質鉱物に求めるべきであることを示してくれました。この功績は非常に大きいのです。

Smeaton の業績が直ちに広く用いられたわけではなく、色々の意見が出され、

彼の意見に異議を唱えるものも多かったのですが、多くの人が実験を繰り返すうちに、次第に支持者が増えていきました。中でも1818年にフランス人のエンジニア Vicat は「水硬性をもつ石灰或はセメントは石灰、シリカ、アルミナを含んでいなければならない」としました。

単に炭酸ガスを追い出すに足るだけの温度で石灰を焼き、得られた石灰を摺り潰して粉末にすることもせずに使用していました。石灰岩は仮焼されましたが、熔融するまでには至りませんでした。

天然セメント

1796年にイギリスの James Parker は砂利堆積物の形で産出する石の塊をキルンで仮焼してから摺り潰し、「天然セメント」の特許を得て製造しました（後にローマンセメントと名付けました）。彼の製造に使った石灰岩は粘土含有率が高かったので、石灰の仮焼温度よりも高い温度で石灰を焼くことになったが、熔融してガラス化するまでには至りませんでした。

この種セメントは類似品が色々と製造され、当時盛んになっていた公共工事（運河、下水道等）に盛んに使われましたが、天然に産出する岩石をそのまま仮焼しているので、地域によって成分もまちまちで、仮焼温度も「感」で行い、一定していませんでした。従って、製品の性質もまちまちでしたが、評判もよく、大量に製造され（ヨーロッパ及びアメリカで）、ポルトランドセメントが製造されるようになって後までも、しばらくの間競合していました（1890年代から1900年代にかけて生産の最盛期）。天然セメントの性質は変動が大きかったのですが、海水中に於ける耐久性ではポルトランドセメントをしのぐものもあり、強度も高いものもありました（一例、35年材令で 794 kg/cm^2 とか 329 kg/cm^2 ）。一般に急結性で、比較的強度は低く、製造コストも低かった。

ポルトランドセメント

Joseph Aspidin がポルトランドセメントの製造特許を取ったのが1824年でした。彼はその前からセメントの製造を行っていましたが、当時、外国を含めて他の人々も石灰岩と粘土との比率を色々変えて一緒に焼いてセメントを作ろうとしていました。ポルトランドセメントは彼が特許を取らなくても何れはそんなに変わらない時期に誰かが発明したと思われています。天然セメントと違うところは、石灰岩以外に粘土を主原料とし、原料成分の調整を図り、製品のばらつきを少なくしたことと、焼成温度を石灰岩から炭酸ガスを追い出すに足る温度以上、半熔融する温度まで上げて（ $1400 \sim 1500 \text{ }^{\circ}\text{C}$ 、天然セメントは $100 \sim 1300 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ）、石灰分とシリカやアルミナとの間に反応生成物を造りだしたこととであります（天然セメントは不十分）。彼はもちろんその事に気が付いてい

たわけではありません。その後多くの学者やエンジニアがセメントの製造や製品の品質改善（例えば、鉛直キルンから回転キルンへの転換、急結性の改善など）に努めた結果、利用が拡大され、今日のポルトランドセメントの姿があるわけです。ポルトランドセメントも最初の間天然セメントと同じく急結性でしたが、少量の石膏を添加することで解決しました（アメリカの工場でフランス人化学者 P. I. Giron により、19世紀の終りか）。彼の発明後しばらくしてロンドンの下水道工事が始まり、彼の製品が用いられ、ポルトランドセメントの生産は順調に推移しました。当時建設工事が盛んに行われていたアメリカ合衆国にも盛んに輸出されました。日本も明治維新になってから早速輸入しています。アメリカと日本とはほぼ同時にポルトランドセメントの生産に乗り出し（アメリカ1871年、日本1875年〔明治8年〕）、間もなく両国共に有数な生産国の仲間入りをしています。

コンクリート利用の発展

コンクリートの利用の拡大はその優れた性質から当然のことですが、鉄筋コンクリートの発明（1850年にフランス人 Lambot が鉄筋と組み合わせてボートを造り、当時の万博に出品したのが始まりと言われ、1867年に同じフランス人の Joseph Monier が鉄筋コンクリートの部材製作の特許を取りました。しかし鉄筋コンクリートの構造物が多用されるに至るまでには多くの研究者・技術者の理論的、実際的研究が必要でありました）はコンクリートの利用価値と範囲とを著しく拡大しました。

コンクリート利用技術上のエポックポイントは三つあると言われております。その一つは Abrams の水セメント比理論で（それまではコンクリートの強度的出し方には現実とよく適合する理論はありませんでしたが、この理論により合理的な配合〔1：2：4と言うような配合から脱して〕ができるようになりました）、いま一つはA E 剤による空気連行であり（寒い地方でのコンクリートの耐久性が確保されるようになりました）、最後のものは、高性能減水剤とシリカフェームの利用による高強度コンクリート（または高性能コンクリート）の開発であります。これによりコンクリートの強度の上限が一挙に2倍以上にはね上がりました。

4. コンクリートの利点と欠点――

何故コンクリートを利用するのか

新石器時代の昔から人類は石灰即ちセメントを利用してきました。昔の使い方は石材や煉瓦を積み重ねるときの接着材としてと、それらを積み重ねて壁を造った時の表面を塗りつぶす漆喰的用法の他に、地面に直接接する床を砂利や

砂を石灰で固めて造るコンクリートの用法でした。これらの用法は現在も盛んに使われていますが、現在ではセメント生産が昔よりずっと容易になり生産額も増えたので、コンクリートを人造石として石材的に使う工法、即ち、重力ダムや擁壁、構造物基礎や大型ケイソン（これらは殆どが鉄筋コンクリートであるが）、道路舗装、コンクリート製品等にも使われ、更に鉄筋コンクリートの用法がセメント需要の大部分を占めるに至っています。鉄筋コンクリートとしての用法は木材や近代の鋼材の用法と全く同じ用法で、梁・柱・スラブ・壁・管などとして、現代の建造物（建築物、橋梁、擁壁、護岸、下水道等）の主流を占めるに至っております。そしてこれらの用法を総合すると、現在の文明社会はコンクリートなしでは成り立たないことが判ります。コンクリートやモルタルがこの様に多量に且つ色々な使い方をされる理由を考えてみます。紙数の都合で題目だけを表示します。

- 1) その耐久性
- 2) その強さ
- 3) 小粒物質を任意の大きさの石に（人造石）
- 4) 流動体施工で、常温で固化
- 5) 輸送の容易さ
- 6) 資源の豊富さ
- 7) 任意強度の材料
- 8) 不燃性・耐火性
- 9) 鉄筋コンクリート

5. 沖縄のコンクリートの特性と耐久性

5.1 沖縄のコンクリートの特徴と

それを取り囲む環境の特性

沖縄のコンクリートの特徴という第一に挙げられるのが、碎石・海砂の使用ですが、これは資源的にそうせざるを得なかったからで、米軍から受け継いだものであります。次に、高温多湿の亜熱帯環境と周りが海の島しょ環境（塩分環境）です。それから、住宅の建築に鉄筋コンクリートが非常に高い割合で用いられている（都市環境では恐らく90%以上）ことでもあります。これは台風の常襲地帯（木造住宅は台風時に揺れたり音を発したり、屋根を飛ばされないまでも瓦が動いて雨漏りがする）であり、木材資源が少ないことと木材の腐食並びに食害で長持ちしないためであります。そのお陰で、那覇市等は理想的な防火都市を形成しています。以下、沖縄のコンクリート並びにそれが置かれている環境の特色の項目だけを列挙しておきます。

- (1) 碎石と海砂又は砕砂
- (2) 高温多湿の環境
- (3) 周りが海の塩分環境
- (4) 凍害無し
- (5) 生コンの普及

5. 2 沖縄のコンクリートを 耐久的にする方法

5. 2. 1 沖縄県の耐久性総説

コンクリートは沖縄県では非常に普及していますが、その理由は上でも述べたように、風土のマッチしている、その持つ耐久性、適当な強さ、利用しやすさ、比較的廉価等であります。しかし、知識の不足から海砂を洗わないで長年にわたって使ってきたため、鉄筋コンクリート構造物が広範囲わたり、深刻な塩害を蒙りました。この被害はコンクリート構造物の耐久性に関する声価を著しく傷つけてしまった程でした。又、最近アルカリ骨材反応の被害も出てきています。コンクリートの耐久性と言えば普通次の事項が挙げられています。

1) 風雨・寒暖などの自然作用によるコンクリートの劣化(いわゆる岩石等の風化に同じ)

2) 凍結・融解の繰り返しによる劣化

3) 有害な化学物質によるコンクリートの変質または膨張などによる劣化

4) アルカリ骨材反応による劣化

5) コンクリート中の鉄筋の腐食による劣化

6) 水流・交通荷重等による摩耗

耐久性に影響を与える事項は他にもありますが、沖縄県で特に問題にしなければならぬ事項は上記のうち4)と5)であります。

5. 2. 2 アルカリ骨材反応によるコンクリートの劣化の防止

アルカリシリカ反応によるコンクリート構造物の被害は沖縄県内で数カ所あると取り沙汰されていますが、はっきりと同定されているわけではありません。筆者も数カ所の被害状況を観察しています。外国産の粗骨材が原因物質であるとささやかれているし、又、沖縄本島産の砕砂にもアルカリシリカ反応を引き起こす物質が含まれていると言う情報もあります。何れも正式に確認されてはいません。沖縄県で消費されている国内産のセメントは比較的アルカリ分は少なく0.8%前後と言われています。アルカリシリカ反応防止について今取るべき措置としては次ぎような事項が考えられます。

a) 公共的な機関による県内で使用されている代表的な骨材の検査（アルカリシリカ反応を引き起こす鉱物を含んでいるか否かともし含んでいればその物質の特定と含有率）とその結果の公表

b) 使用するセメントのアルカリ分検査結果の添付を求める

c) アルカリシリカ反応を引き起こす可能性のある骨材を使用する時は

1) 0.6%以下のアルカリ分を含んでいるセメント(低アルカリポルトランドセメント)を使うか

2) セメントに対してフライアッシュを内割で25%以上使うか

d) 県内で使用されている骨材を使って、アルカリ骨材反応の実験を公共機関で実施し、実際にそれがどの様に起こるのか調査し、細かい対策を考える。

5. 2. 3 コンクリート中の鉄筋の腐食防止

沖縄県内で起きた（或は起きつつある）鉄筋の腐食による鉄筋コンクリート構造物の損傷による被害は世界的にみても稀にみるほどの規模のもので、その原因はコンクリート中に含まれていた塩分であることが明らかになっています。復帰前に建造された鉄筋コンクリート製の橋梁や学校校舎は現在殆ど残っていません。コンクリート中に含まれていた多量の塩分の源泉は二つあります。一つは練り混ぜの際入り込んだもので海砂に含まれていた塩分であり、いま一つはコンクリートが硬化した後に周囲の環境から入り込んだもので、波やしぶきの形でコンクリート表面に付着し、そこから内部に浸透していったものであります。鉄筋コンクリート構造物の塩害を防止するにはこの塩分の源泉を断てばよいのですが、海岸付近とか海中の構造物ではそれも仲々難しいことです。以下、常識的なことですが、コンクリート中の鉄筋の防錆方法を題目だけ挙げてみます。

1) 海砂を洗って使うこと

2) 外部から塩分がコンクリート中に入り込まないようにする

3) エポキシ樹脂塗装鉄筋を使用する

4) 水セメント比を小さくし、鉄筋のかぶりを厚くする

5) 防錆剤を使う

6. 結 び

石灰利用に始まる人間のモルタル・コンクリートの利用は、ギリシャ・ローマの遙か以前、エジプトやメソポタミヤはおろか、文明の始まる遙か前、新石器時代に始まっています。その後その生産・利用技術は人種・民族・国家の差

を越えて、連綿として人々の間を伝えられ、受け継がれてきました。近世になってるルネッサンス、産業革命を経て、その技術の再確認が行われ、以後、学術・科学の進歩・発展に呼応して、その生産と利用は飛躍的に発展しまして、今日に至っております。現在はコンクリートは文明社会の基礎を築く建設材料となっており、世界至るところで使われている重要な建設材料となっております。今日の文明の維持・発展はコンクリートなしでは考えられないほどになっております。沖縄県でも非常に多用されておりますが、コンクリートは使用する場所の気候・風土や地形の影響を受け、更に骨材の関係から強い地域性を持っております。地域毎にその耐久性を阻害する因子も違い、又、多々存在しております。コンクリートは優れた特性を有する建設材料であり、その持つ利点を活かして、一層我々の生活を豊かにして行こうではありませんか。

御静聴を感謝致します。

参考文献

コンクリートの歴史についてもっと詳しく知りたい方には次の文献が手に入りやすい。

Jasper O. Draffin: "A Brief History of Lime, Cement, Concrete and Reinforced Concrete", J. of the Western Society of Engineers, Chicago, Illinois, March 1943 (琉大コンクリート教室)

Roman Malinowski: "Prehistory of Concrete", Concrete International, March 1991

Roman Malinowski: "Concretes and Mortars in Ancient Aqueducts", Concrete international. January 1979

沖縄のコンクリートやその耐久性については次の文献がある。

塩害調査結果の記録(被害の実状とその原因探求)

具志幸昌:「沖縄県における鉄筋コンクリート構造物の耐久性」、セメントコンクリート、No. 363、昭和52年5月号

同上タイトルで、琉球大学土木工学科同窓会誌、Vol. 8、昭和55年10月(写真が多い)

塩害に関する実験や防錆方法を纏めた物

具志幸昌:「亜熱帯・海洋性気候下におけるコンクリート中の鉄筋の発錆及び防錆に関する実験的研究」、琉球大学工学部紀要第34号、昭和62年10月

具志幸昌:「沖縄における鉄筋コンクリートの耐久性」、第175回コンクリート講習会テキスト、セメント協会、昭和62年7月

台風国際化にむけて

＝台風の発生、襲来、経路＝

要旨

日本はもちろんその他の殆んどのアジア大陸沿岸諸国は台風の襲来を受け、物心両面の日常生活のなかで台風との闘いまたは台風との共存をしいられてきた。台風は広大な西北太平洋全域に発生、出現するものである。したがって、この海域に点在する島々、国々の人々も同じ体験を経てきたわけである。

台風は海洋で発生し、殆んどの生涯を海域で過ごす。それにかんがみ、大陸沿岸諸国の人々はそれぞれの国が台風と干渉しあう限られた防備区域のみに目をむけ、近視眼的にみてきた嫌いがある。

時代は国際化、グローバル化の時代である。台風の生育する全海域を対象に台風理解の目を向けることでいままで見えていなかった台風の側面がみえてくるのではなかろうか。これは当然、台風属性についていままでより時間、空間に拡張された知識をもたらすものであり、ひいては台風と共存するアジア太平洋の人類の生活を豊にかにすることにつながると思われる。

このような見地に立って、講演者が近年行った台風の「発生、襲来、経路」に関する研究から得られた2、3の知見について講話する。

沖縄土質工学研究発表会

1 赤土流失と流出に関する論考

琉球大学工学部環境建設工学科 上原方成

1 はじめに

沖縄における土砂流出の問題は深刻で地域振興と環境保護とのかかわりで根が深い。翁長によれば、1986年久志大川の観測結果から、3.3 km²の流域面積で148tonに及ぶ大量の微細粒土の“流亡(失)”が見積もられ、他に、70mm降雨で3,000ton/5hrs(北部)、沖縄県で年間 30,582,000ton(宜野座村;流域面積3,080haで約22万トン流出量事例から)など海域への“流出”量算定報告がある。それは国土保全と海域保護の両面から由々しき問題である。さて、陸域での流失量と河川海域での流出量は相対的に見て等量(収支)と見なされるが、ことが環境問題(水質・汚濁・濃度など)として対応を考える時と、工学的問題(開発・建設などでの土量)とする場合とではその取り扱い視点が異なってくるし、加害・被害の議論または現実対応を離れた環境論議などがあるかみ合わないことが多い。そこで、本報文は、これまでの赤土問題のいろいろな調査、研究、評価等で議論されて来た事柄を若干レビューして、今後の赤土問題対策において前向きで実行性ある論議に資することを願って問題の一端を環境地盤工学の面から論考する。

2 赤土等関連調査および評価について

1) “被度”調査について

海底(礁原、礁池なども含めて)や底質の状況を表現するのに陸域での“被度”(被覆度)準用問題がある。ある調査域で stationやlineを調査担当者の判断によって選定し、そこで例えば 5m x 5m の areaで底質を覆うサンゴその他底生生物の密度(被覆度)をカウントする。勿論、調査者の学識経験に負うところ大であり、それらの分布が変化に富み移動なども予想されるので複数箇所での観測値から“平均値”(問題含みであるが)で以示すこともなされよう。そして、それらが1--100%の10ランク区分(図-1)によってある地点または地域の数値として示される。しかし、それが一度数値で与えられると、その前提条件や適用制約などを越えて一義的、表面的に受け取られてしまい、実態とかけはなれたものになる(一般の方の定性的解釈)こともあろう。工学的視点から見ると、調査時期、期間、時間による変動は勿論、ある area 例えば、地形地質等条件を考慮した所定の湾域、沿岸域や河口域全体の“代表的”または“平均的”(/km²)数値として意味をもつには、航空写真、海図等、過去のデータ蓄積も踏まえて点・線のみならず面的にも把えられること、そして、時には確率論的にあるareaでの調査ポイント数の設定などが望まれるし、そのようなやり方が、定量的、面または立体的次元を扱う工学の場では期待されよう。

2) 赤土等堆積調査について

現在普通に用いられている方法として、目視や海図・海底地形図などにより調査点・線を設定し、堆積状況を“被度”的手法で測定評価している。その状況は以下のように5段階に分けている(図-2)。

0: 赤土の堆積またはその濁りが全く認められない。

1: 底質は赤土が薄く堆積しているが、水の濁りはない。

2: 底質は赤土が堆積し、水もやや濁っている。

3: 底質に赤土が堆積し、水は濁り、透明度は5m程度。

4: 底質には赤土が厚く堆積し、透明度は1m程度。

5: 赤土が厚く堆積し透明度は0m。

この場合も、時期・季節的条件も考慮に入れるべきであり、現行予算、工期では困難かもしれないが、でき得れば

ば年間を通じての面的調査も望まれる。工学的立場からは、地形図、海図、航空写真などを駆使して堆積厚さ、広がり、巻き上げ、拡散等の状況も含めて1)で述べたようなことが言えよう。赤土堆積状況については、後にも言及するがその防止、除去対策にあたっては陸域の赤土“流失”とのかかわりで、“流域”の植生被覆度、土砂流失および“工事区域”での“流失”の土量予測と、海域・海岸での“対策工事区域”内の赤土も含めて各種被度の具体的な、量的な算定が必要である。

3 水質・汚濁関連調査方法について

赤土等流出(または流入)による河川水、海水の水質悪化については誰しもが心を痛めており、その対策が官民学の調査研究協力によって進められているところである。根本的には発生源での流失を抑制、防止するのが建前であるが、沖縄の気候風土(地形地質土質、降雨条件など)から、それを全面的に阻止することは、たとえ人為的なものがなくとも不可能なことである。それゆえに常に赤土・赤水の流出を抑制、規制し、又は、赤土底質を除去するための目安として水質汚濁の問題が取り上げられている。水質汚濁については、すでに衛生工学(公害も含む)上、赤水(ppm評価)、土粒子(ppm、%や濃度としてのg/l, kg/m³評価)などでの検討がなされている。すなわち、濁水濃度の測定方法としては、SS(suspended solids)、濁度(光透過)、透視度(目視)があるが、それぞれに測定値範囲、バラツキなどがあって一長一短あるようで、近年は沖縄県衛生環境(旧公害衛生)研究所の「赤土汚染簡易測定法」が広く用いられている。このことについては、後に述べるが、赤土の生態系への影響問題は専門外であることから差し控えて、今日、“汚濁”の論議のもとになっている以下の3点を取り上げたい、

1) 衛生工学(公害)的視点

赤土問題のみならずBOD, CODなどととも広く“水質工学”の問題として扱われる。

0 濁度(汚濁度合い:機器、光透過利用)

0 SS(mg/l or ppm)

0 透視度(透視板目視)

2) 環境地盤工学の視点

陸域での流失量と河川海域での堆積量(拡散流出量含む)として扱われる。

0 土量、排土量(ton or ton, kg/area, km², m²)

3) 環境工学(または科学)的視点

底質土中の赤土量、生態系ともかかわりある被度として、かつ地球環境問題として扱われる。

0 汚染度:赤土濃度(kg/m³, g/l)

以上の視点については、それぞれのスタンスの違いから結果の評価、適用に違いがあるものの、可能な限り相関性または整合性があるべきであろう。何故ならば、赤土問題の対応には、単に加害被害の思想ではなく、また生態科学的な面のみからではない(science—applied science—engineering practice)地域に即した持続性ある開発可能な現実的対応が迫られるからである。そのためには、規制、罰則など法令条例施行の面では水質(SSなど)重視があるとしても、現場管理、指導の面では濃度、透視度が大きい実効性があり、一方、赤土流失、流出の抑止、防止、除去などの対策においては予測的な流失量、堆積量などが問題となり、行政施策上、仮設費とか防災費、処理費とかの予算的、工程的な配慮が望まれるからである。そういう意味で、SS—透視度—汚染濃度—土量の相互補完、相関性が、調査点・方法、サンプリングおよびサンプル試験法の合理性と、調査季節、期間、時間等の妥当性と相俟って確立されなければならない。

4 赤土汚染簡易測定法と実際

沖縄県衛生環境研究所による「赤土汚染簡易測定法」は広い場所・範囲で、数多いポイントにおいて、継続

調査が可能な簡便法として提案され、大いに活用に値するものである。この方法について異論はないが、工学的視点に立って見ると、次のようなことが問題点として挙げられよう。

1) 調査ポイントの設定

地形図、海図など利用して目視にもよりつつ知識・経験に富む者が行うことは当然であるが、航空写真や過去のデータなども参考にして、ある範囲、領域内での合理的なポイントおよびポイント数をその域を面的に代表し得るものとして設定することを求めたい。

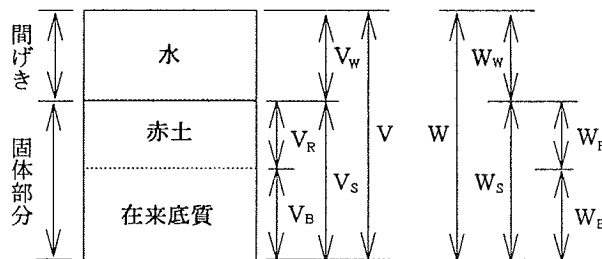
2) サンプリングおよびサンプル

底質の上層と下層の年代的变化の度合い(断面:層理層序)を先ず見極め、その層厚の割合(新旧)をもとにサンプリング深さ(4--5cmとなっているが)を設定し(底質の定義必要)サンプルの履歴(後背地土地利用状況;国頭まーじ/風化残積土、国頭れき層や島尻まーじ、島尻層群/クチャ・ジャーガル、ニービ)を判定する。”赤土汚染場所”との判定とその範囲境界、測定結果(数値)のバラツキ格差、精度などの問題に合理的な(有為の差、許容誤差等)判定が下せるような前提条件設定が必要である。また、サンプル処理法について、土質工学会では2mm径以上はレキとしており、それ以下は砂、シルト(0.074mm以下)、粘土分(0.005mm以下)としていことから、4mmフルイ通過の土砂の性状と堆積土砂の性状の違いや試料土の量(スプーン使用)および含水比(スタンダードは乾乾燥)による影響がないかどうか疑問が残る。スプーンによる体積量(V)と質量(GF)含水比のかかわりにおいて、赤土濃度としての数値 g/l、g/l、000cm³を考えると問題がある。

3) 濃度表現としての g/l

底質中の赤土濃度と実際の堆積状況との相関性が提示されて(8ランク:図-3)重宝だが、工学的視点からは、底質中の赤土含量として考えている。

したがって、赤土堆積量としては、g/lにおけるlの意味とともに、調査点設定、試料採取法とあわせて工学的な密度の概念である kg/m³や底質 1m³(体積)中の赤土量 kg の関連で誤解を招く。なお、濃度という表現は通常液体体積中の溶質の割合として %でしめされるので工学の土量感覚になじまないものがある。



土質工学的土の模型図 (100%飽和)

以上の点を踏まえつつ、測定値と赤土堆積の実情との隔たり感について工学的視点で考察して見よう。

陸域における土砂流失の一般式 $A-R \times K \times Ls \times C \times P$ R:降雨 Ls:勾配 C:作物

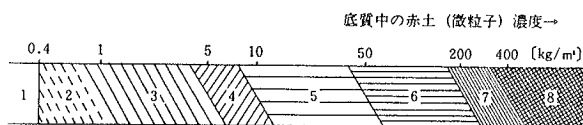
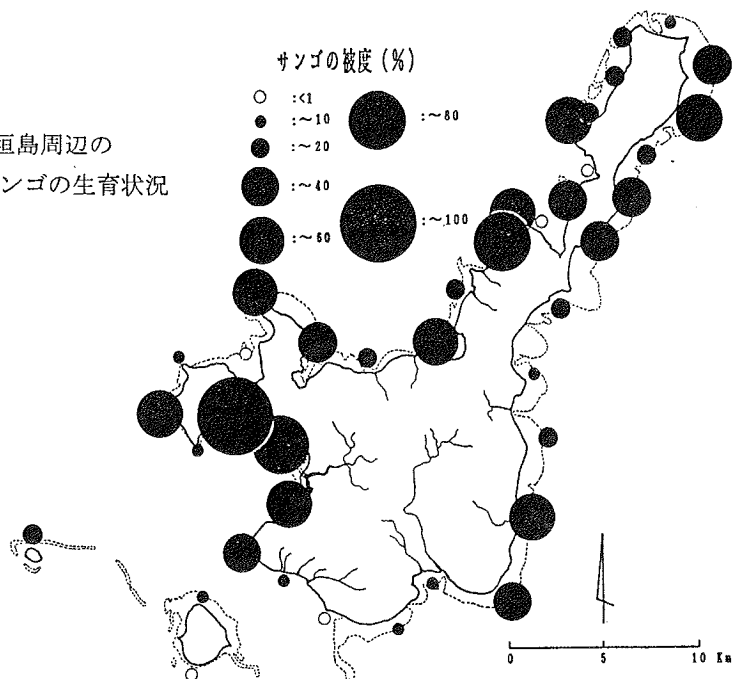
から、降雨、土質、地質、地形勾配特性等をもとにして K:土 P:管理、保全

開発流域または工事区域での土砂流亡を推算しその流失量を如何にして低減するかは、C:植生被覆度、保護工などや P:施工/保安全管理などの人為的要素にかかることになる。したがって、発生源(流出源)対策が、第一義的に検討され、河川、排水溝等を経て又はじかに海域へ流出する段階での粗粒土の沈降(loss)を考慮に入れた土砂量を把握することが要求される。ここで堆積の分布状況によって底質の”赤土濃度”が、点-線的に求められるのではなく、その領域での全体”量”となって処理対策工の対象土となり、”濃度”(g/l kg/m³)と”土量”(kg/m² ton/kg²)とに実務的に開きが生ずることになる。さらに、沿岸流、礁内流況や台風、波浪、人為によるはたき、巻き上げなども考慮に入れるとその開きはより大きくなる。このような見地から、筆者らは第一義的に発生源対策を求めて、模型実験による土質安定処理土、未処理土の斜面からの流失量を観測し、その低減化を図る努力をしているところである。それと並行して流出途中での処理効果を高める調査研究が、最後に海域堆積赤土除去手法が早期に求められよう。

1)加害、被害の短絡的な議論をやめ、2)行政的には長期的、短期的の方策を立て、3)第一義的に発生源対策と規制をハード、ソフトの両面から実行し、次いで流出抑止、防止策を行って河川海域汚染を低減し、避けられない流出上は、予算をかけても除去、回帰使用する。そのためには、事前調査、アセスメントをしっかり行い、執行にあたっては、仮設、防災費を配慮するソフトな施策と技術的な指導管理が望まれる。

謝辞 赤土等調査研究での翁長謙良教授ら、沖縄県衛生環境研究所(大見謝、下地氏ら)の成果報告や、関連シンポジウム、交流集会、セミナーなどにおける議論の成果を参考、引用させていただきました。関係各位にお礼申しあげます。

図 1. 石垣島周辺の
サンゴの生育状況



- 1: 定量限界以下、極めてきれい。
- 2: 水辺で砂をかきまぜても微粒子の舞い上がりが確認しにくい。
- 3: 水辺で砂をかきまぜると微粒子の舞い上がりが確認できる。
- 4: 見た目ではわからないが、水中で底質を掘り起こすと微粒子で海が濁る。
- 5: 注意して見ると底質の汚れがわかる。
- 6: 一見して赤土による汚れがわかる。
- 7: 歩くと泥の足型がくっきりとできる。赤土の堆積がよくわかるが、まだ砂を確認できる。
- 8: 立っているだけで足がめり込む。見た目は泥そのもの。

図 3. 底質中の赤土濃度と底質状況の関係

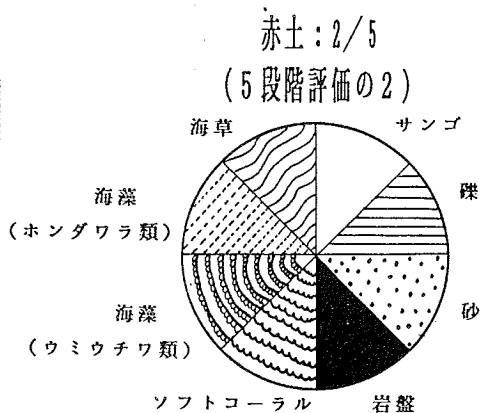


図 2. 赤土堆積状況凡例

2 赤土流出防止池への密度勾配を持つドレーン材の適用性

芝浦工業大学 工学部 丸 山 幾 男

チッソ株式会社 森 田 幸 雄

○岡三興業株式会社 丸 山 健 吉

1. はじめに

本提案は、フィルター材と排水の両方の性能を有し、かつパイプ表層は粗く内面に向かって密度が密となっているフィルターパイプに関して模型実験を行い、その目詰まり効果を評価した結果により赤土流出防止用沈殿池の排水方法の一提案をするものである。

地下排水施設の暗渠に用いるフィルター材の排水機能を十分に発揮させるには、フィルター内の目詰まりによる透水能力の減少及び管内への土砂の流入がない等、中詰めフィルター材と管の設計施工上大変な苦勞をしている。また一般に暗渠は、余剰な地下水を捕捉し排除するために設置されかつ定常的に排水が行われる必要がある。

地下水捕捉能力は土壌からの地下水供給能力を上回る必要があり、初期透水性と目詰まり防止の配慮が必要である。また埋設中の空隙を保持できある程度の地盤変動にも耐える力学的特性も与えられなければならない。フィルターパイプは、土壌から暗渠の中心に向かって、最初は大粒子から段階的に細粒材料をフィルターし最後は通水能力の大きな定断面形をもつパイプとなっている。この事により三次元的な集水能力を持たした、これらの事を念頭に置き試験を行った。

2. フィルタードレーンの集排水性能の試験方法

1) 目的：フィルタードレーンの各土質内の透水性を検討して、ドレーン材としての集排水性能を把握することを目的として、目詰り性能を実験する。

2) 試験材料およびドレーン

〈土質〉

- 1, 荒川水系の川砂
- 2, 飯豊珪砂 (川鉄鉱業) K-6
- 3, 有機質土 (芝浦工大太宮)
- 4, 粘性土 (関東ローマ大宮校舎の地下3m)

〈フィルタードレーン材〉

熱融着性ES繊維の糸太さ別3種類

- 1, C P-50-18d/f
- 2, C P-50-32d/f
- 3, C P-50-65d/f

3. 実験ケース

表-1に実験ケースを示す。12つの供試体からの流出量より集水性能を検討する。

表-1 供試体番号および材料の性質

資料No	土の種類	d_m (mm)	w (%)	λ (%)	K_1 (cm/s)	$h'v-\gamma\phi$	k_1 (cm/s)
1	珪砂	0.200	85.0	40.0	3.39×10^{-2}	50-18d/f	1.57×10^{-2}
2	珪砂	0.200	85.0	40.0	3.39×10^{-2}	50-32d/f	6.95×10^{-2}
3	珪砂	0.200	85.0	40.0	3.39×10^{-2}	50-65d/f	7.49×10^{-2}
4	川砂	0.850	80.0	42.0	6.13×10^{-1}	50-18d/f	1.57×10^{-2}
5	川砂	0.850	80.0	42.0	6.13×10^{-1}	50-32d/f	6.95×10^{-2}
6	川砂	0.850	80.0	42.0	6.13×10^{-1}	50-65d/f	7.49×10^{-2}
7	有機質土	0.080	55.0	39.0	$3.39 \times 10^{-3 \sim 4}$	50-18d/f	1.57×10^{-2}
8	有機質土	0.080	55.0	40.0	$3.39 \times 10^{-3 \sim 4}$	50-32d/f	6.95×10^{-2}
9	有機質土	0.080	55.0	39.0	$3.39 \times 10^{-3 \sim 4}$	50-65d/f	7.49×10^{-2}
10	粘土	0.014	28.0	50.0	$4.78 \times 10^{-4 \sim 5}$	50-18d/f	1.57×10^{-2}
11	粘土	0.014	28.0	45.0	$4.78 \times 10^{-4 \sim 5}$	50-32d/f	6.95×10^{-2}
12	粘土	0.014	28.0	48.0	$4.78 \times 10^{-4 \sim 5}$	50-65d/f	7.49×10^{-2}

●目詰まり性能試験



4. 供試体の土およびドレーンの透水係数

供試体に使用した4種類の土の粒度試験結果は、図-1に示す。室内透水試験の結果を表-2に示す。ただし有機質土と粘性土は、現場土を乱した状態から作成した。したがって、その再現性は困難であるので変水位透水試験と供試体試験の最大値である。

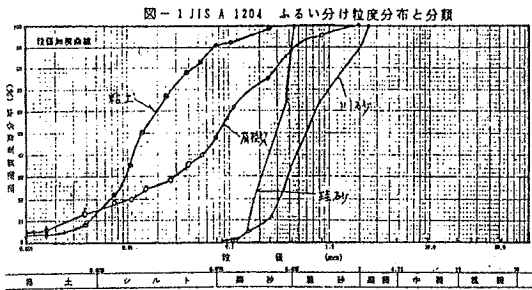


表-2 実験に用いたドレーンと土質の透水係数 K_1 の結果

No	ドレーン	土透水係数	ドレーン透水係数	No	ドレーン	土透水係数	ドレーン透水係数
1	18d/f	3.39×10^{-2}	1.57×10^{-2}	7	18d/f	$3.39 \times 10^{-3-4}$	1.57×10^{-2}
2	32d/f	3.39×10^{-2}	6.95×10^{-2}	8	32d/f	$3.39 \times 10^{-2-4}$	6.95×10^{-2}
3	65d/f	3.39×10^{-2}	7.49×10^{-2}	9	65d/f	$3.39 \times 10^{-3-4}$	7.49×10^{-2}
4	18d/f	6.13×10^{-1}	1.57×10^{-2}	10	18d/f	$4.78 \times 10^{-4-5}$	1.57×10^{-2}
5	32d/f	6.13×10^{-1}	6.95×10^{-2}	11	32d/f	$4.78 \times 10^{-4-5}$	6.95×10^{-2}
6	65d/f	6.13×10^{-1}	7.49×10^{-2}	12	65d/f	$4.78 \times 10^{-4-5}$	7.49×10^{-2}

5. 流出量と排水実験結果からの透水係数 (k_i)

12ヶの供試体の土質が安定する期間は、その土質によって異なる。測定は、'92.10下旬～'93.01上旬の72日間での最大値と最小値を表-3に示す。

この結果より水理学、ポテンシャル流れ理論・通常井戸の取水量公式^{1) 2)} Theimの方法などを参考に単位長さ当りの集水量は (1) 式で表され、透水係数を測定流出量から (2) 式で算出した結果を表-4に示す。

表-3 2ヶ月間のドレーンからの排水量の最大値と最小値

No	最大 (cm ³ /sec)	最小 (cm ³ /sec)	No	最大 (cm ³ /sec)	最小 (cm ³ /sec)
1	122.9 (11/19)	9.5 (1/10)	7	17.2 (11/30)	2.5 (1/13)
2	129.8 (11/16)	6.8 (1/13)	8	6.8 (11/16)	0.6 (1/13)
3	118.0 (11/4)	3.0 (1/13)	9	18.0 (11/7)	1.0 (1/13)
4	125.8 (11/4)	14.2 (1/13)	10	17.0 (11/1)	1.6 (1/13)
5	130.7 (11/16)	15.6 (1/13)	11	42.0 (11/23)	1.6 (1/13)
6	155.3 (11/30)	17.5 (1/7)	12	20.7 (11/2)	1.3 (12/20)

表-4 透水係数の比較

資料 No	実験流出量の土層の透水係数 k_i		標準土層の透水係数 K_1 (cm/sec)	ドレーンの透水係数 k_i (cm/sec)
	最大値 (cm/sec)	最小値 (cm/sec)		
1	1.60×10^0	4.43×10^{-2}	$\alpha \times 10^0$	1.57×10^{-2}
2	1.64×10^0	8.60×10^{-2}	~	6.95×10^{-2}
3	1.49×10^0	3.80×10^{-2}	$\beta \times 10^{-2}$	7.49×10^{-2}
4	1.59×10^0	1.80×10^{-1}	$\gamma \times 10^1$	No1と同じ
5	1.65×10^0	2.00×10^{-1}	~	No2と同じ
6	1.95×10^0	2.21×10^{-1}	$\delta \times 10^{-1}$	No3と同じ
7	2.18×10^{-1}	3.16×10^{-2}	$\epsilon \times 10^{-3}$	No1と同じ
8	8.61×10^{-2}	7.59×10^{-3}	~	No2と同じ
9	2.28×10^{-1}	1.27×10^{-2}	$\zeta \times 10^{-5}$	No3と同じ
10	2.15×10^{-1}	2.03×10^{-2}	$\eta \times 10^{-4}$	No1と同じ
11	5.32×10^{-1}	2.03×10^{-2}	~	No2と同じ
12	2.62×10^{-1}	1.65×10^{-2}	$\theta \times 10^{-7}$	No3と同じ

*** 標準土層の透水係数は、水理公式集より算定した。***

$$q = 2\pi k (H - h_0) / \log_e(2a/r_0) \text{ -----(1)}$$

ただし、H=水深 (10.0 cm)

$h_0 = (Z + p / \rho g) = H + a$ (速度ポテンシャル水頭≒50 cm)

a=土層厚さ (40.0 cm)

r_0 =管半径 (ドレーンの厚さを無視して≒1.5 cm)

k=土またはドレーンの透水係数 (cm/sec)

したがって、透水係数を測定流出量から (2) 式で算定する。

$$k_i = \frac{(q / 2\pi) \log_e(2a/r_0)}{(H + a)} \text{ -----(2)}$$

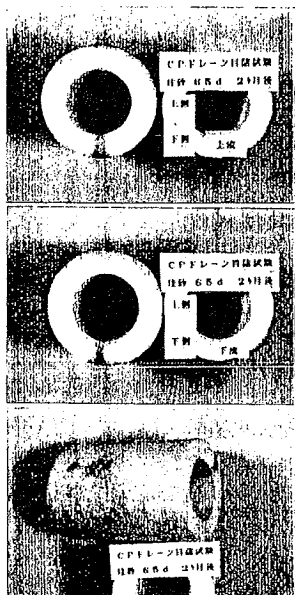
6. ドレーンの目詰り評価

珪砂 (No, 1, 2, 3)、川砂 (No, 4, 5, 6)、共にドレーンの内部の目詰りは、繊維の太さには支配されないが、若干の土粒子が表層・中層に認められたがkiを変化させるまでには至っていない。

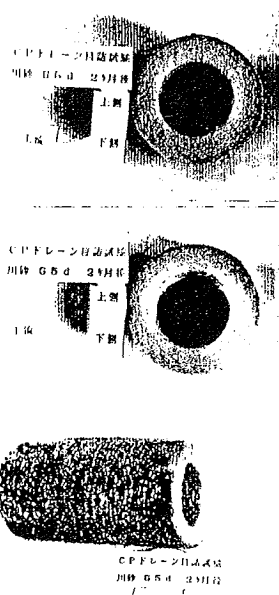
有機質土 (No, 7, 8, 9) はかなり早い時期から目詰りが生じていたと考えられる。有機質が給水によって土質の間隙やドレーンの目詰りを大きくしたと考えられる。ドレーンの粗さによる比較は、粗い方がよい。

粘性土 (No, 10, 11, 12) は土質の不安定さが、2ヶ月後の流出量でも不安定な値が記録されて判断が困難である。算定ki値を比較しても、初期の段階から 10^{-1} オーダーで始まり終了時でも 10^{-2} オーダーでしかない。取り出したドレーンは、初期に入れた時とほとんど同じ状態であった。したがってドレーンの目詰りは、一時的には発生したがその後、三次元的な構造的な特徴から流出されたと考えられる。

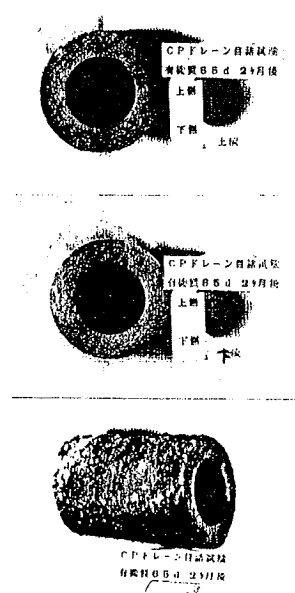
CPドレーン目詰り試験
2ヶ月経過後外観写真
珪砂・65d



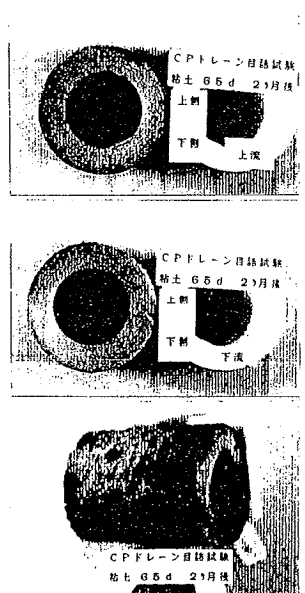
CPドレーン目詰り試験
2ヶ月経過後外観写真
川砂・65d



CPドレーン目詰り試験
2ヶ月経過後外観写真
有機土質砂・65d



CPドレーン目詰り試験
2ヶ月経過後外観写真
粘土・65d



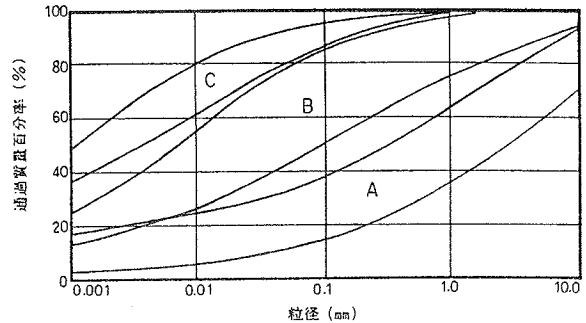
7. 国頭まあじの材料特性

文献³⁾によれば、国頭まあじには礫質土から粘性土まであらゆる粒径が含まれ、その粒度分布は下記図-2に示すA, B, Cグループに分類できるとあり、その内容は次の通りである。

Aグループ：礫質土または基岩の強風化土を含む土で、締固め後の透水係数 $k_i=10^{-6}\sim 10^{-8}$ 程度。

Bグループ：千枚岩および火成岩類を基岩とする一般的な国頭まあじで、締固め後の透水係数 $k_i=10^{-6}\sim 10^{-8}$ の値が得られる。

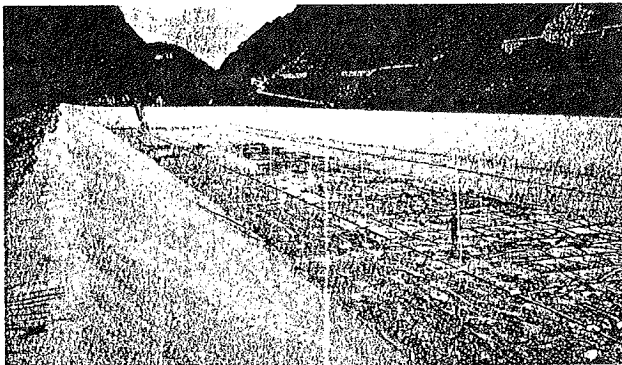
Cグループ：国頭まあじの中でも特殊土として取り扱う必要のある赤褐色土の一部である、分布面積は小さいが各地で確認されている。



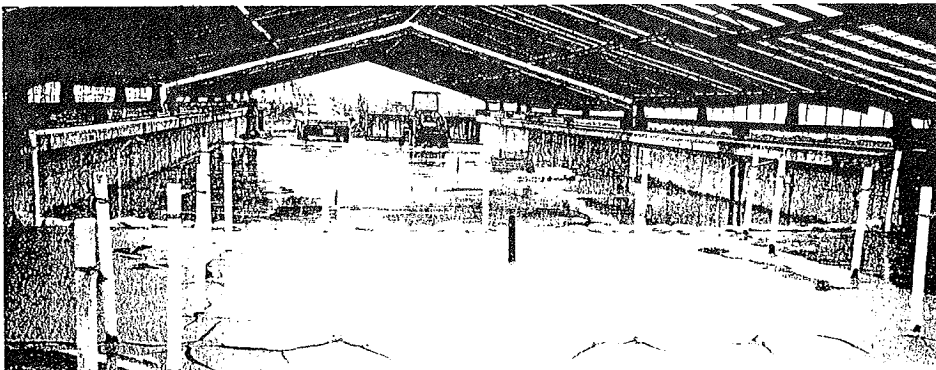
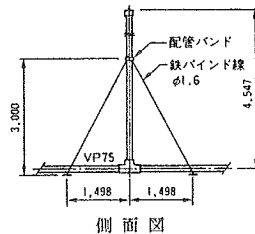
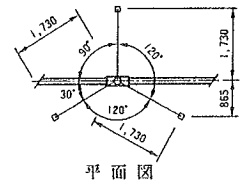
これから見ると、Aグループは透水係数 k_i は締固め後の値であり、粒土分布から今回の試験結果と比較しても透水係数は粘性土の値より良いと思われ、Bグループも同様に透水係数は粘性土程度の値と思われ、Cグループは粘土分が供試体の関東ロームよりも多いので、今後赤土での試験を行うとともに試験施工を試み確認して行きたいと思っている。

8. 実施例

これまでの試験結果に基づき、下に示す現場において試験施行を行い良好な結果を得た。特に排水された水はきれいに澄んでおり、ろ過効果もあることが確認されている。



▲ダム建設用貯泥池ドレーン工事（秋田県）



▲工場廃水沈殿池早期脱水工事（熊本県）

（参考文献）

- 1) 土木学会水理委員会水理公式集改訂委員会：（社）土木学会・水理公式集（1985）、pp378-379
- 2) 土木学会会長 瀧山養：技報堂出版株式会社・新版土工学ハンドブック 上巻（1986）、pp485-486
- 3) 山内豊聡監修 土質工学会九州支部：（財）九州大学出版会・九州・沖縄の特殊土（1983）、pp222-224

3 沖縄県北部赤土地帯における崩壊の特徴と形態

琉球大学 農学部 宜保清一 ○辛島光彦

I. はじめに

沖縄北部の赤土地帯における土砂流出は自然環境、観光および漁業に多大な被害を与えており、その影響は多岐にわたっている。土砂生産は、主に農地開発や道路建設等の土地改変に伴う侵食および崩壊によるものである。崩壊は、ほとんどの場合切土後の豪雨が誘因となって発生する。素因的には、層理の発達した地質弱面の存在および土質強度が重要である¹⁾。崩壊のすべり面における弱面領域および非弱面領域の強度として、それぞれ残留強度とピーク強度が想定される。本研究では、切土法面崩壊の実態調査を基に、崩壊の特徴・形態および土質強度と崩壊発生の関係について検討した。

II. 崩壊の特徴と強度的背景

1. 崩壊の実態

法面崩壊事例を表-1に示す。図-1の断面図は名護市多野岳で発生した切土法面の崩壊(A)である。道路建設に伴い切土された500mにわたる強風化岩法面で、豪雨の際に8カ所が崩壊した。崩壊は、斜長50m、幅60m、最大深度7mの中規模のものから斜長30m、幅20m、最大深度3mのものまであった。すべり面は、すべり方向の地質弱面が転化したもので、強風化岩はスレート状に2~3cm厚さで剥離された。図-2の断面図は名護市真喜屋の農地開発地区で発生した切土法面崩壊(A)である。農道の切土法面が豪雨によって斜長15m、幅12m、最大深度3mにわたり崩壊した。すべり面はれき層内にあり、やはり地質弱面が転化したものである。図-3は、真喜屋の切土法面崩壊(B)で、斜長30m、幅44m、最大深度2.5mの浅層すべりである。崩壊は、切土に伴う応力解放によってれき層内の亀裂が拡大・開離し、雨水が浸透して誘発されたものである。すべり面付近の亀裂面は黒褐色に変色しており、せん断破壊に伴う軟弱なシルト薄層の形成が認められた。図-4に宜野座村前山圃場整備地区の細粒シルト層の崩壊(B)を示す。小規模な崩壊が切土の全域で発生した。すべり面は細粒シルト層内にみられた。法面の頭部の引張り亀裂は、

表-1 法面崩壊事例

事 例	開発の種類	斜長(m)	幅(m)	最大深度(m)	すべり面の状況
名護市多野岳崩壊(A)	道路建設	50	60	7	強風化岩・流れ盤性弱面
多野岳崩壊(B)	道路建設	45	50	5	強風化岩・流れ盤性弱面
多野岳崩壊(C)	道路建設	43	35	5.5	強風化岩・流れ盤性弱面
名護市真喜屋崩壊(A)	農地開発	15	12	3	れき層・流れ盤性弱面
真喜屋崩壊(B)	農地開発	30	44	2.5	れき層・開口亀裂面
真喜屋崩壊(C)	農地開発	50	44	8	れき層・流れ盤性弱面
宜野座村前山崩壊(A)	農地整備	14	15	2	細粒シルト・開口亀裂面
前山崩壊(B)	農地整備	14	25	2	細粒シルト・開口亀裂面
前山崩壊(C)	農地整備	12	20	1.2	細粒シルト・開口亀裂面
東村 上新川崩壊(A)	道路建設	8	20	1.5	細粒シルト・開口亀裂面
上新川崩壊(B)	道路建設	12	15	1.5	細粒シルト・開口亀裂面
上新川崩壊(C)	道路建設	10	20	1.5	細粒シルト・開口亀裂面

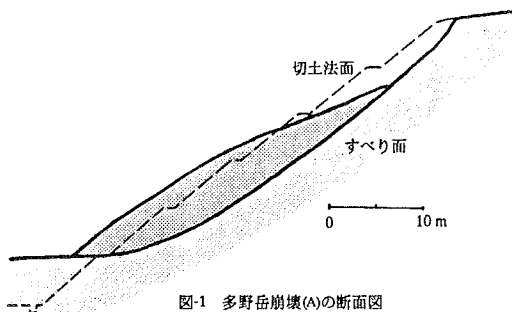


図-1 多野岳崩壊(A)の断面図

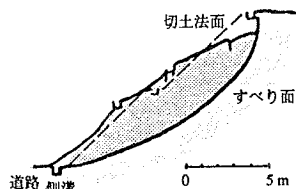


図-2 真喜屋崩壊(A)の断面図

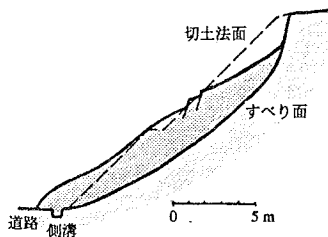


図-4 前山崩壊(B)の断面図

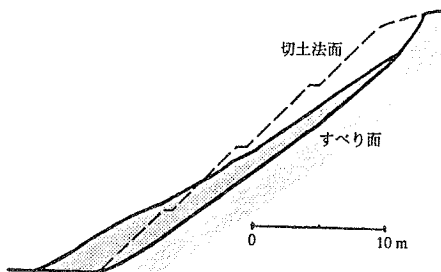


図-3 真喜屋崩壊(B)の断面図

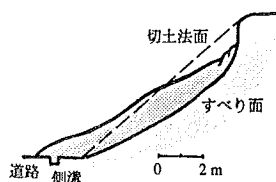


図-5 上新川崩壊(C)の断面図

切土の際の横圧解放および崩壊が原因で形成されたものである。図-5は、東村上新川の県道沿い切土法面で多発した崩壊の代表事例(C)で、斜長10m、幅20m、深度1.5mの小規模細粒シルト崩壊である。切土による応力解放に対して敏感に反応する細粒シルト層と固結シルト層の境界面がすべり面に転化し、特定の方向の切土法面で崩壊した。

2. 崩壊の特徴

調査結果を基に赤土地帯の切土法面崩壊の特徴を整理すると、以下のようになる。切土および豪雨が崩壊発生の誘因である。素因は、層理等の地質弱面、れき層内亀裂、応力解放によって形成された亀裂である。法面全体の不安定化は、応力解放に伴う弱面の開離や亀裂の拡大によってすべり面領域の弱화가進行し、雨水が土体内へ容易に浸入するためである。強風化岩およびれき層の崩壊は、斜長50m、幅60m、最大深度7mの比較的大きなものから斜長10m、幅10m、最大深度2m程度の規模のものまである。すべり面は、弱面が潜在すべり面となる場合と、弱化したれき層内に形成される場合がある。すべり面勾配は $35^{\circ} \sim 45^{\circ}$ の範囲にあり、弱面の走向と弱面強度（残留強度）、および亀裂を有する強風化岩やれき層のピーク強度により規制されたものである。細粒シルトでは、斜長10m以下、幅15m以下、深度2m程度の小規模な崩壊が多く、ほとんどが細粒シルト層内ですべっている。すべり面勾配が $30^{\circ} \sim 35^{\circ}$ の範囲にあることは、細粒シルトのピーク強度と応力解放により形成された亀裂の関与を示唆する。

3. 崩壊の強度的背景²⁾

表-2に、真喜屋崩壊(B)のれき層試料と上新川崩壊(C)の細粒シルト試料の残留およびピーク強度を示す。ピーク強度は、れき層試料では $c_{dr}=16.1\text{kPa}$ ・ $\phi_{dr}=43.5^\circ$ となり、細粒シルトでは $c_{dr}=12.0\text{kPa}$ ・ $\phi_{dr}=28.5^\circ$ となった。れき層のピーク強度は、細粒シルトに比べてかなり高く、島尻層群の小亀裂を有する泥岩と類似している。両試料において粘着力が比較的小さい。これは亀裂の影響や細粒シルトの性質に因るものである。残留強度は、れき層試料において著しいバラツキを示したが、経験的に粘着力をゼロ($c_{dr}=0\text{kPa}$)として $\phi_{dr}=26.0^\circ \sim 33.3^\circ$ を得た。細粒シルトでは $c_{dr}=0\text{kPa}$ ・ $\phi_{dr}=27.3^\circ$ となった。 ϕ_{dr} 値が両試料において高めとなったことは、主に含有粘土粒子の非配向性に起因したものであるが、れき層においてはさらに小礫の影響も考えられる。ピークと残留との強度差については、細粒シルトで粘着力が 12.0kPa 、摩擦角が 1.2° であるに対し、れき層では粘着力が 16.1kPa 、摩擦角が $10^\circ \sim 17.5^\circ$ もあった。表-2には多野岳崩壊(A)、真喜屋崩壊(A)および前山崩壊(B)の正規圧密状態試料の残留強度および完全軟化強度も示してある。

表-2 崩壊土の土質強度

試料とその状態	ピーク強度		完全軟化強度	残留強度
	$c_{dr}(\text{kPa})$	$\phi_{dr}(^\circ)$	$\phi_{dr}(^\circ)(c_{dr}=0)$	$\phi_{dr}(^\circ)(c_{dr}=0)$
名護市多野岳崩壊(A)				
正規圧密試料	-	-	36.0	16.5
名護市真喜屋崩壊(A)				
正規圧密試料	-	-	35.0	28.5
名護市真喜屋崩壊(B)				
不攪乱 試料	16.1	43.5	-	26.0~33.3
攪乱 試料	7.9	40.0	-	19.8~33.0
宜野座村前山崩壊(B)				
正規圧密試料	-	-	35.0	31.0
東村 上新川崩壊(C)				
不攪乱 試料	12.0	28.5	-	27.3
正規圧密試料	-	-	-	26.5

Ⅲ. 崩壊の形態

赤土地帯における切土法面の崩壊は、崩壊状況と強度的背景を基にして、形態分けされる。図-6の模式図は弱面に規制される強風化岩崩壊である。弱面は流れ盤性で、走向傾斜角が 35° 以上である。切土に伴う応力解放により弱面領域が弱化・拡大し、雨水浸入によって崩壊が誘発される。強風化岩は高強度(>れき層の強度)であるので、崩壊発生の危険度は、切土勾配の大小よりも、すべり面に対する弱面領域の占める割合に支配される。事例としては、中規模なものが多野岳崩壊(A)、小規模なものが真喜屋(A)崩壊である。図-7はれき層の崩壊である。れき層は $c_{dr}=16.1\text{kPa}$ ・ $\phi_{dr}=43.5^\circ$ の強度を示すが、小さな衝撃で容易に分離破壊するほどに脆くなっている。層には縦横に開口亀裂が存在するので、横圧解放に反応して切土面に平行な層厚部分が緩み、切土勾配が1:1.0より急な場合に浅層すべりを引き起こす。真喜屋(B)がその崩壊事例であり、長大な法面ほど崩壊の危険性が高まる。図-8は細粒シルトの崩壊である。応力解放に対して敏感に反応する細粒シルト層と固結シルト層との境界

面がすべり面に転化する。細粒シルトは強度的に弱く ($c_{ar}=12.0\text{kPa} \cdot \phi_{ar}=28.5^\circ$)、切土によって法面頭部に引張り亀裂が形成されるので、雨水が弱面に浸入して不安定化する。前山(B)および上新川(C)の小規模崩壊はこの形態に相当する。

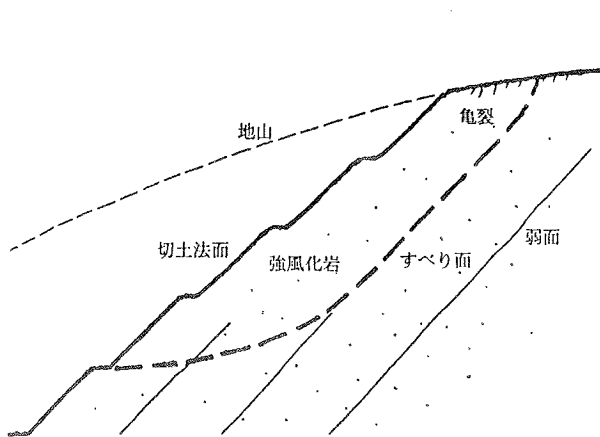


図-6 強風化岩の崩壊形態 ①(弱面による規制)

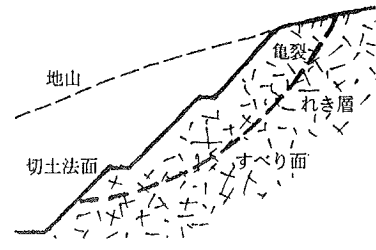


図-7 れき層の崩壊形態 ②(亀裂面の寄与)



図-8 細粒シルトの崩壊形態 ③(低強度)

IV. おわりに

沖縄の赤土地帯の切土法面の崩壊は、ほとんどの場合切土後の豪雨が誘因となって発生する。これは、切土による応力解放が弱面への雨水浸入を容易にし、斜面の不安定化を助長するためである。素因的には、地質弱面の存在と土質強度が重要であり、弱面領域および非弱面領域の強度として、それぞれ残留強度とピーク強度が関与する。残留強度は、れき層試料で $c_{ar}=0\text{kPa} \cdot \phi_{ar}=26.0^\circ \sim 33.3^\circ$ 、細粒シルトでは $c_{ar}=0\text{kPa} \cdot \phi_{ar}=27.3^\circ$ となった。ピーク強度は、れき層試料で $c_{ar}=16.1\text{kPa} \cdot \phi_{ar}=43.5^\circ$ 、細粒シルトでは $c_{ar}=12.0\text{kPa} \cdot \phi_{ar}=28.5^\circ$ となった。崩壊は、崩壊状況と強度的背景を基に、①～③の形態に分けられる。①強風化岩崩壊：強風化岩は高強度であるので、崩壊の危険度は弱面の存在に支配される。②れき層の崩壊：れき層は、開口亀裂の影響で、横圧解放に伴い浅層すべりを引き起こし易い。③細粒シルトの崩壊：細粒シルトは強度的に弱く、切土の際の引張り亀裂に雨水が浸入して不安定化する。なお、本研究の一部について河川整備基金助成(宜保)と文部省科学研究費(一般研究(A)(02402050)翁長)の補助を受けたことを付記する。

参 考 文 献

- 1) 宜保清一, 他: 沖縄県北部赤土地帯の崩壊に対する弱面の寄与, 農業土木学会九州支部講演会概要集, pp. 175-178(1993)
- 2) 宜保清一, 他: 沖縄, 赤黄色土地帯の崩壊土・岩の強度特性－風化岩崩壊と風化土崩壊の比較－, 平成6年度農業土木学会大会講演概要集, pp. - (1994)

4 揚子江および支流域の土砂災害と防止に関する研究

－岷江右支雑谷脳河流域の地すべり－

琉球大学農学部 宜 保 清 一

利根コンサルタント(株) 佐々木 慶 三

鹿児島大学連合大学院 ○周 亜 明

九州大学農学部 江 頭 和 彦

1. はじめに

揚子江流域は、中国全土の20%に達する180万km²を占め、4.3億余りの人口を擁する。中国中南部の政治、経済、文化の中心となっていて、三峡ダムの建設等の開発も急ピッチで進められている。一方、流域斜面では地すべり・土石流が多発し、流入土砂量は黄河を上回り「第二の黄河論」¹⁾が厳しい現実となっている。著者らは、1994年5月23日～5月28日の間、揚子江左支岷江流域の地すべり・土石流の現場踏査を行った。ここでは、岷江右支雑谷脳河流域の理県の地すべりについて報告する。

2. 雑谷脳河流域と理県の概況

(1) 位置

雑谷脳河流域は岷江右支に位置する。理県は四川省阿坝藏族・羌族自治州に属し、13郷からなる、その県城は成都市から約200km、汶川県の県城から約50km離れた雑谷脳河流域にある。県の人口は約43,000人で、その民族構成比はチベット族、羌(チャン)族、漢民族がそれぞれ3分の1である。主たる産業は林業、農業、畜産業であるが、雑谷脳河の豊富な水資源を利用した水力発電の開発も進められている(図-1)。

(2) 地形

雑谷脳河はやや東流して汶川県の県城付近で岷江に合流する。合流点より約10km付近までは横谷で、そこから上流約30km甘堡の間は縦谷となり、甘堡より上流は再び横谷となる。雑谷脳川では、地すべりや土石流(扇状地)或いは兩岸の岩盤の迫り出した所が狭窄部を形成している。これら狭窄部の上流側では河床勾配が緩やかで河岸段丘が形成されているので、河床勾配は緩急を繰り返している。溪岸斜面は比高が1,000m～1,700mもあり、起伏量の大きいV字谷を形成している。溪岸には地すべりブロックが数多く分布し、崖錐や扇状地地形も多く、変化に富んでいる。

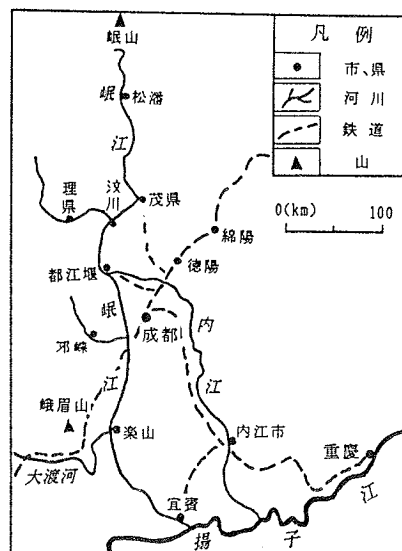


図-1 岷江右支雑谷脳河流域位置図

(3) 地質

雑谷脳河流域は松潘甘孜褶曲系に属する構造区で、東縁の岷江沿いに構造区を区切る断裂帯が発達している²¹⁾。この断裂帯に沿って花崗岩体の併入がある。雑谷脳河の河口から理県县城までの約50kmの間には古生界シルリ～デボン系の灰色千枚岩、石灰岩、チャートが分布する。また、この区間の左岸（北側）流域と理県县城上流側には中生界三疊系と一部古生界石炭～二疊系の千枚岩、変質砂岩、石灰岩、頁岩が分布する。この構造区は印支期と燕山期に構造運動を受け、さらに新生代の新構造運動期の強烈上昇地区にあたり、激しい褶曲により地層が逆転し、断層が発達している²²⁾。

(4) 水文

流域は、地形の起伏量が大きく、気候が上流と中下流とで著しく異なる。上流域は寒温帯の冷湿気候であるが、中下流域は温帯の典型的な岷江早魃谷型である。冬は山地季節風によって寒冷・乾燥し、日照が強い、夏は西南季節風の影響を受けて降水がわりと多く、4月から10月までの降雨量が年降水量の大部分を占める。合流点より約40km上流の甘堡は年平均気温が11.8℃で、年平均降水量は海拔が上がるにつれて増加する（表-1）²³⁾。

表-1 年降雨量と海拔との関係

地名	年平均降雨量(mm)	海拔(m)
甘堡	543.4	1800
朴頭	630.0	1990
沙坝	764.4	2408
米亞羅	817.7	2765

3. 地すべりの概要

雑谷脳河は、理県县城の上流域が中生界三疊系の横谷地形の冷湿気候で、植生が増加し、下流域では古生界シルリ～デボン系で縦谷地形の早魃谷で、植生が乏しい。地すべりは下流域の溪岸沿いに多い。踏査した地すべりは次の通りである。

(1) 薛城镇地すべり

早魃谷の代表的な地すべりの一つで、雑谷脳河口より約30km上流の右岸で10年前に発生した（写真-1）。地すべり発生時の状況については資料がなく不明である。地すべりブロック全体は幅1,000m、長さ2,500mの馬蹄型を呈するが、この時活動した範囲は、幅が国

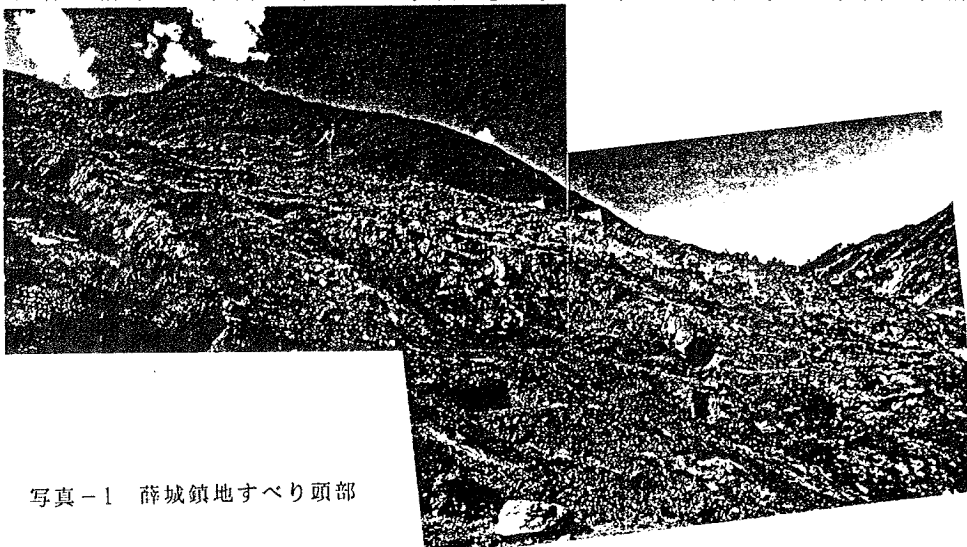


写真-1 薛城镇地すべり頭部

道で150m、山腹で200～300m、長さが約1,500mと言われている。地すべり斜面は、国道および擁壁に変状がみられることから現在も断続的な活動を示しているようである。また、山腹斜面内には、地すべりによって破壊した家屋や溜池が放置され、農地も耕作不能となっている。この地すべりの押し出しにより雑谷脳河は河幅が狭まったために、地すべりの末端だけでなく、対岸の大規模な崖錐の脚部で洗掘や侵食が起きている。

(2) 危閑溝地すべり

地すべりは、雑谷脳河の右岸、県城の約4km下流に位置した古い地すべりで、対岸には羌(チャン)族の古城がある(写真-2)。1986年以後、落石で10人が死亡した。地すべりブロックは斜面の途中で終わり、河沿い国道の山側切土斜面には岩盤が露出している。地すべり頭部滑落崖の左翼が不安定で、ここから供給された土砂が旧地すべり土塊に上載している。上載土砂が不安定化して頭部に引っ張り亀裂を形成させており、土砂の一部は地すべりブロックの左翼側を通して末端に達し、落石となっている。

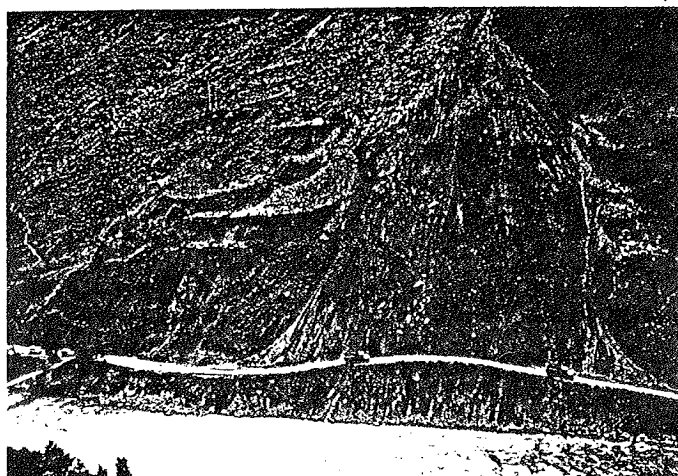


写真-2 危閑溝地すべり全景

(3) 沙垣崩壊性地すべり

地すべりは、雑谷脳河上流右岸、標高2,400mの沙垣地区で発生した。家屋建設のための斜面の末端切土によって誘発されたものである(写真-3)。1990年に駐車場の石積擁壁に変状した。1993年12月にはひび割れが拡大し、大部分が倒壊した(写真-4)。また、擁壁に隣接している多数の民家で壁面が破断し押し出されたために、現在まで27戸が避難した。地すべり高さが15～20m、斜面勾配が40°前後で引張り亀裂が多数あり、斜面形状より浅い崩壊性地すべりであると考えられる。

(4) 地すべりの特徴

① 雑谷脳河の溪岸およびその支溪の斜面には数多くの地すべりが分布している。地質的には古生界シルリ～デボン系の堆積岩地区の分布密度が高い。地すべり規模は幅500m～1,000m、長さ1,000m～2,000mの大規模なものが多い。また、斜面勾配は急で、30°前後である。② 地すべり型は移動土塊による分類では崩積土すべり、移動形式による分類では再活動、徐動型である。③ 地すべりの末端は河床に達しているものから、斜面中腹で終

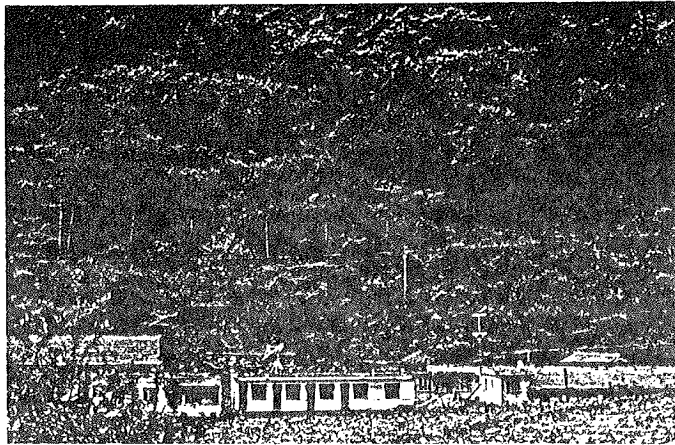


写真-3 沙坝崩壊性地すべり全景

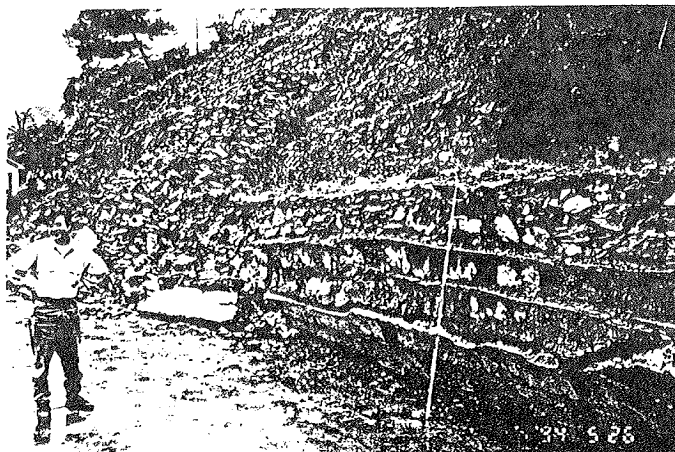


写真-4 石積擁壁の破壊状況

わるものもあり、地すべり発生時が異なるものが多い。末端が河床に達している地すべりは不安定化しているものが多い。

これらの地すべりの最大の問題は、地すべりによる度重なる国道の途絶もさることながら、雑谷脳河の狭隘化による対岸の崖錐の不安定化による河の閉塞である。詳細な調査と早急な対策が望まれる。

参考文献

- 1) 宜保・周・江頭・佐々木: 揚子江山峡地域の地すべりについて, 地すべり Vol. 31, No. 2, (1994)
- 2) 黄汲清 監修: 中国の地質構造とその発達史, 築地書館(1986)
- 3) 都城秋穂 編: 地球科学選書「世界の地質」, 岩波書店(1991)
- 4) 中国科学院成都山地災害と環境研究所, 水利部四川省理県水電局洪水対策室: 理県, 哈爾木溝土石流災害対策調査報告(1992)

5 揚子江および支流の土砂災害と防止に関する研究

— 岷江右支雑谷脳河流域の沙坝崩壊性地すべりの土質強度 —

琉球大学農学部 宜 保 清 一

鹿児島大学連合大学院 周 亜 明

琉球大学農学部 辛 島 光 彦

琉球大学農学部 ○井 上 英 将

1. はじめに

地すべりは、雑谷脳河上流右岸、標高2,400mの沙坝地区で発生した浅い崩壊性地すべりで、斜面の末端切土によって誘発されたものである(宜保ら 1994a)。1990年に駐車場の石積擁壁に変状した。1993年12月にはひび割れが拡大し、大部分が倒壊した(写真-1)。また、擁壁に隣接している多数の民家で壁面が破断し押し出されたために、現在まで27戸が避難した。地すべりの高さが15~20m、勾配が40°前後で引張り亀裂が多数みられる。また、1,000m上方の斜面頭部に約1mの滑落と亀裂が2~3条あり、地元から崩壊性地すべりとの関係について究明の要望があった。本研究では、採取試料についてせん断強度測定試験を行い、本地すべりの対策および大規模地すべりとの関連についての検討に役立てる。

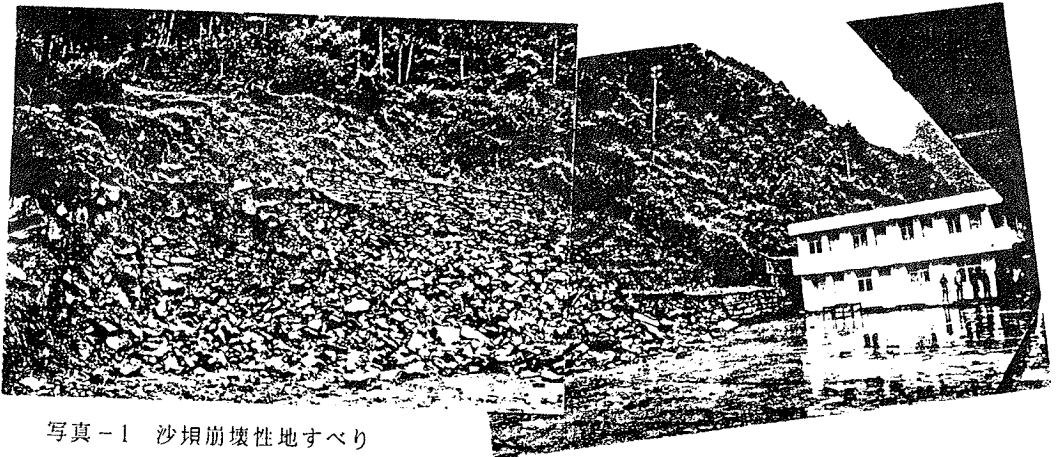


写真-1 沙坝崩壊性地すべり

2. 試料および実験方法

実験に用いた425 μ mフルイ通過試料は、粘土分が6%、シルト分が30%、細砂分が64%で、液性限界および塑性指数がそれぞれ $w_L=30\%$ 、 $I_p=7$ である。425 μ mフルイ通過試料をせん断箱内で所定の圧力まで圧密し、外径100mm、内径60mm、高さ20mmのドーナツ状供試体を作成した。ピークおよび残留強度の測定は定体積・定圧兼用リングせん断試験装置を用いて定圧試験を行った(宜保 1995)。試験は、まず所定の垂直応力 $\sigma_v=50\text{kPa}$ 、 100kPa 、 200kPa の下で圧密し、それぞれについて正規圧密せん断を行い、ピークおよび残留強度を求めた(また、 $\sigma_v=300\text{kPa}$ による先行圧密の後、それぞれを $\sigma_v=50\text{kPa}$ 、 100kPa の下でせん断する過圧密強度測定(試験中)も行い、初生すべりの破壊機構の解明に役立てる)。なお、せん断は速度を0.01mm/minとして排水条件とした。

3. 試験結果および考察

図-1にせん断変位に対する応力変化($\tau/\sigma_n \sim D$)を示す。応力の無次元化によって、垂直応力の大小によるせん断挙動の違いが明瞭になる。せん断挙動はひずみ軟化の動きを示しつつ、8mm~15mmのせん断変位でピークに到達した後、徐々に低下して200mmあたりからほぼ一定値になっている。これは、せん断領域が形成されても、面の発達が十分でないためであり、粒子が配向していないことを示唆する(宜保ら 1992)。図-2にピーク強度および残留強度を示す。定数は、ピーク強度で $c_r=8.9\text{kPa}$ ・ $\phi_r=36.8^\circ$ 、残留強度では経験的に $c_r=0$ として $\phi_r=36.0^\circ$ を得た。正規圧密強度と残留強度との強度差は非常に小さい。両方の強度線がほぼ平行であるため、大変位後の強度低下は、粘着力の喪失によるものである。すべり面勾配がかなり大きいと推定される。

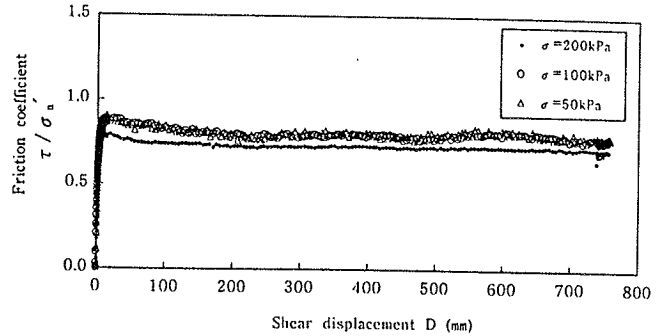


図-1 沙埧崩壊性地すべり土の定圧せん断試験結果

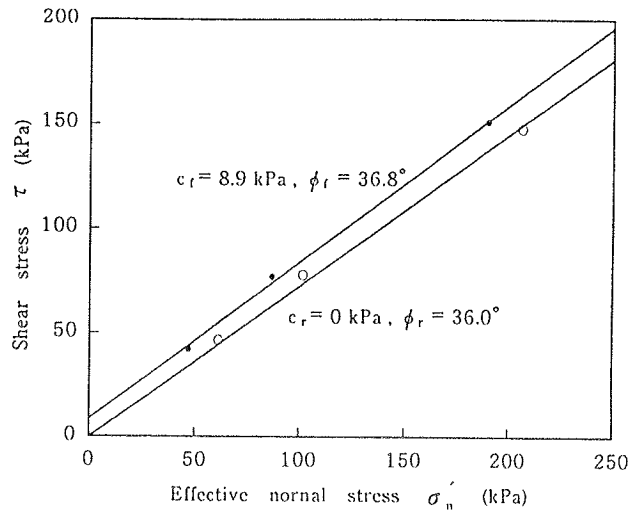


図-2 沙埧崩壊性地すべり土のピーク強度と残留強度

沖縄北部赤土地帯では、崩壊は弱面の残留強度に規制され、三つに形態分けされた。そして、高めの残留強度は含有粘土鉱物の非配向性に起因していることが指摘された(宜保ら 1994b)。本地すべり土も残留強度が高めであり、正規圧密強度からの強度低下が極めて小さく、大変位後の残留せん断面の発達が見られない。これは、赤土試料と同様、非配向性の粘土鉱物粒子からなることが考えられ、本地すべりは崩壊に近い地すべりであると判断される。

4. おわりに

正規圧密強度から残留強度への低下が小さく、大変位せん断後の残留せん断面が形成されなかったことから非配向性であると推定される。粒子配向は鉱物粒子によって支配されるので、含有粘土鉱物の分析結果を得て土質特性を追究する予定である。

6 基盤面の傾斜する軟弱層の圧密解析

琉球大学工学部 原 久 夫 又 吉 康 之

1 まえがき

中城湾港(新港地区)における軟弱層の特徴は、その基盤層である島尻層群の不陸が激しいことにある。このような地盤であっても圧密沈下量の計算は通常の沈下計算と同じ様に Terzaghi の一次元圧密理論によって計算されることが多い。しかしこの一次元圧密計算では、不陸による層厚の変化は考慮されていないため実際の沈下挙動に対応しないところがある。

本文では、このような軟弱層厚が大きく変化する場合の圧密沈下挙動を明らかにする第一段階として、有限要素法による基盤面の傾斜する軟弱層の圧密解析を行った結果について報告する。

2 計算条件

2-1 土質条件

軟弱粘土の構成式は代表的弾塑性構成式である修正Cam-clayモデルを使い、その材料定数は島尻粘土に対する過去の実験結果²⁾を参考に表-1のようにした。圧密の計算は底面を不透水とする片面排水条件として計算した。圧密荷重は1 kgf/cm²の一律荷重である。また軟弱層の初期状態は等方正規圧密状態とした。

表-1 軟弱粘土の弾塑性定数

圧縮指数: λ	0.14
膨潤指数: κ	0.042
界状態線の勾配: M	1.25
基準間隙比: e_N	1.2
ポアソン比: ν	0.3
透水係数: k	10 ⁻⁶ cm/sec

注) $\lambda = \frac{C_c}{2.3}$, $\kappa = \frac{C_s}{2.3}$

2-2 計算の種類と要素分割

有限要素法による計算は図-1 aに示す3ケースで行い、要素分割の一例(CASE-3)を図-1 bに示す。この例では節点数は59、要素数は92、境界条件は左右両面で水平変位拘束、下端面で垂直変位拘束である。

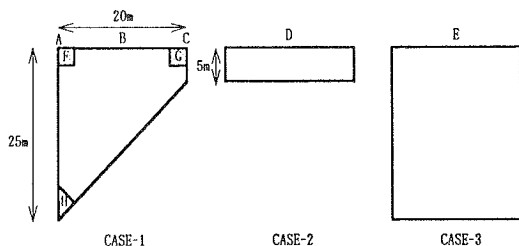


図-1 a 有限要素法による計算ケース

- CASE-1: 基盤面が傾斜し、層厚が変化する場合
 - CASE-2: 全体の層厚をCASE-1での薄い層厚とした場合
 - CASE-3: 全体の層厚をCASE-1での厚い層厚とした場合
- CASE-2, 3は層厚一定の一次元圧密沈下であるので Terzaghi の解と一致する。

3 計算結果と考察

3-1 地表面の沈下

図-2に各ケースでの計算で得られた地表面の沈下曲線を示す。A, B, CはCASE-1での地表面沈下曲線で、それぞれ層厚の最大点、中間点、最少点(図-1参照)に対応している。またD, EはCASE-2, 3での沈下曲線である。

図から、圧密初期では沈下曲線に差はないものの、圧密が進むと、層厚が厚くなるにしたがって地表面の沈下量も多くなることがわかる。層厚の変化を考慮しない一次元圧密理論計算では、沈下量は層厚に比例するため、この例の場合、A点(層厚25m)の最終沈下量はC点(層厚5m)の最終沈下量の5倍と計算されることになる。ところが層厚変化を考慮したCASE-1の沈下計算例にみられるように、A点の最終沈下量はC点の約1.6倍となっており、各点の沈下量は層厚に比例しないことがわかる。

また比較のために層厚一定で層厚の薄い場合(CASE-2: D点)と厚い場合(CASE-3: E点)の計算例が示してある。A点の沈下は全

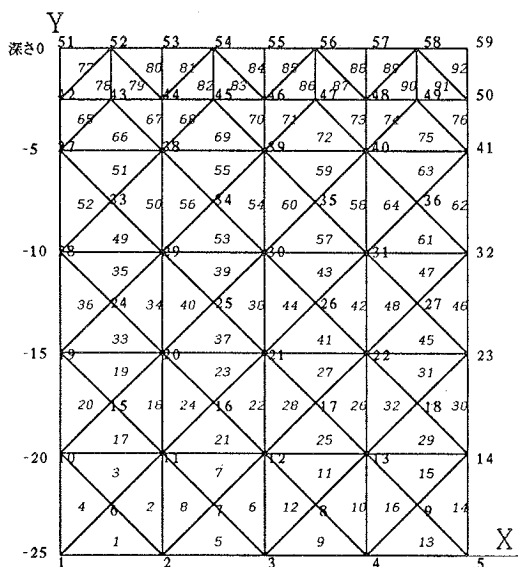


図-1 (b) 要素分割図

幅20m

体層厚が厚い場合の約57%しか沈下しないのに対し、C点の沈下は全体層厚が薄い場合の約1.8倍の沈下が生じている。

3-2 地盤内部の応力変化

このように最終沈下量が単純に層厚に比例しない原因は、層厚が変化している場合には地盤内部でのひずみや応力状態が一樣でないことによる。図-3にCASE-1での左上要素（F要素）、右上要素（G要素）、左下要素（H要素）について圧密初期から最終状態までの応力状態の変化を示している。

各要素とも圧密初期には同一の等方応力状態から出発するが圧密の進行とともにそれぞれ異なった応力経路をたどり最終応力点に至る。特に層厚の薄い場所の要素Gの応力点は、圧密の進行とともに限界状態線（C.S.L.）に近づいている。このことは圧密の最終段階ではG点付近の地盤は破壊に近い状態にあることを示している。一方層厚の厚い場所の要素Fの応力点は等方応力状態に近づき強度が増加して安定状態にある。

沈下は、① 排水による体積減少による沈下と ② 排水の伴わないせん断変形による沈下の二つが重なりあって生じており、その結果として地表面の沈下が観測される。一定層厚の一次元圧密では、①の体積減少による沈下が卓越してするために強度も増加する。逆に応力状態が限界状態線に近い場合には②のせん断変形による沈下が卓越する。後者の場合、沈下量が前者と同じであっても排水を伴っていないため強度増加は見込めない。

このような観点から図-3を見直すと、G点付近の沈下はせん断変形による沈下が卓越し、応力状態が破壊に近く危険な状態にあり、逆にH点、F点付近では体積減少による沈下が卓越し、一次元沈下の場合よりさらに安定な状態になっていることがわかる。

一般的に地盤の非排水強度は圧密によって増加するが、CASE-1の計算例のように層厚が変化する場合には、圧密が終了してい

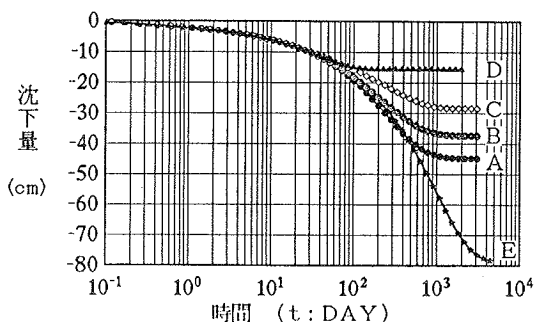


図-2 地表面沈下曲線

も層厚の薄い場所では破壊状態にかなり近づいている点も存在する。したがって設計沈下量よりも大幅に沈下が進行しているところではこのような点にも十分注意する必要がある。

4 まとめ

軟弱層厚が変化する場合の圧密沈下挙動を明らかにするため、有限要素法によって基盤面の傾斜する軟弱層の圧密解析を行った。その結果を要約すると以下のである。

- 1) 層厚が厚くなるにしたがって地表面の沈下量も多くなるが、その量は層厚には比例しない。
- 2) 層厚を一樣と仮定して一次元圧密計算を行うと、層厚の薄いところではその計算値より大きな沈下が生じ、厚いところでは小さめの沈下が生じる。
- 3) このような不一致は、層厚が変化する場合には地盤内部の応力状態が一樣でないことによる。特に層厚の薄いところでは圧密が終了した時点で破壊点に近い応力状態になっているためその後の安定解析にはこの点に十分注意を払う必要がある。

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回沖縄土質工学会研究発表会概要集, pp. 59-60, 1993.11
- 2) 原 久夫, 上原 方成: 応力誘導異方性を有する正規圧密粘土の非排水せん断特性, 土質工学会論文報告集, Vol.1.28, No. 2, 196-204, 1988.6

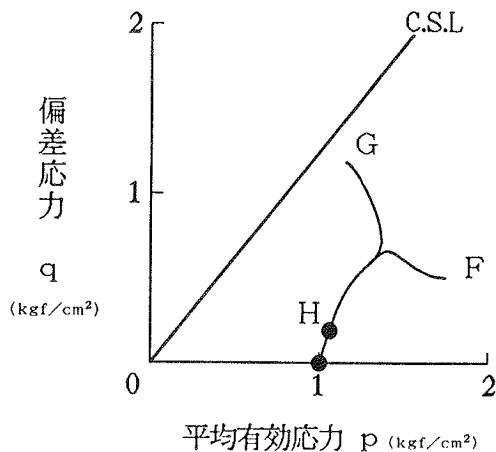


図-3 要素の応力変化

7 中城湾港(新港地区)における軟弱土の工学的特性

○沖縄県中城湾港建設事務所 呉 屋 健 一

株式会社 沖 技 平 良 聡

1. ま え が き

中城湾港は沖縄県最大の人口、産業の集積地である本島中南部の東海岸に位置し、北の勝連半島と南の知念岬、及び湾口の津堅島、久高島に囲まれた天然の湾型をした湾である。湾口部にいたっては津堅島、久高島及び発達した珊瑚礁が外洋からの波浪を防ぐため、古くから天然の良港として利用されてきている。

新港地区は、勝連半島と泡瀬岬に囲まれた港奥部に位置しており、流通機能と生産機能を併せ持った流通加工湾港として計画されたものである。(図

- 1)

現在、2次埋立事業計画が進行中で約147haが浚渫土砂等による埋立造成中である。2次計画において埋立造成前が多くの土質調査業務等が注目され、構造物設計の際に必要土質調査資料が蓄積されてきている。本文はこれまでに蓄積されてきた土質調査資料をもとに、部分的ではあるが軟弱土の土質試験結果をまとめ、整理したものである。なお、まとめ、整理に用いたボーリング本数は51本で、ボーリング位置については図

- 2 に示した。

2. 地 形 ・ 地 質 概 要

新港地区一帯の標高は、ほとんど平坦であり、ごく暖やかに南側に傾斜し、所々に低地も見られる。また周辺の陸域は湾を囲むように丘陵や台地をなしている。

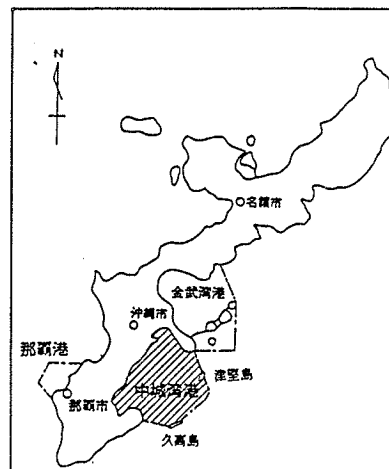


図-1 位置図

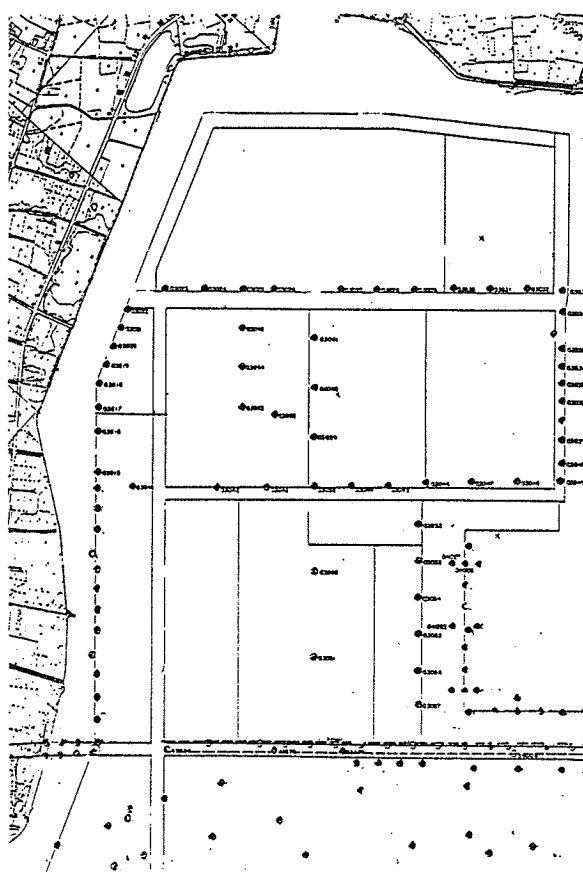


図-2 ボーリング位置

新港地区の地質は、上位より沖積層、下位に島尻層という構成である。沖積層は、上部からサンゴ礫まじり土、沖積粘土の順に推積している。この沖積層は非常に軟弱でN値は0～5程度であり、層厚は平均値で13.8m、浅い所で1m、深い所で30mにも及ぶことがわかっている。¹⁾ また、基盤をなす島尻層は激しい不陸を示すことが指摘されている。¹⁾

3. 物理的性質

図-3、4に深さ（GLを0とした）方向に対する自然含水比 W_n 、自然状態の湿潤密度 ρ_t の変化を示した。 W_n は深度方向に対して急激な変化は見られず深度20m以深でわずかに減少する程度である。平均値は47.8%で

自然含水比 W_n による土の分類²⁾では粘性土に該当する。 A についてはばらつきが大きい。原因としては W_n のばらつきが少ないことから、土粒子の比重のばらつきによるものと思われる。沖積層の粘性土では通常1.45～1.6程度³⁾であり、今回の試験結果は割と高い値を示していることがわかる。

図-5に自然含水比 W_n と液性限界 W_L の関係を示す。ほとんどが $W_n < W_L$ で直線よりも下の領域にあることから性状としては塑性状態であり比較的安定した地盤であると思われる。

図-6に塑性図（日本統一土質分類）を示す。ほとんどがA線より上に位置する。またB線より右にあることから、CHに分類され、高塑性で、

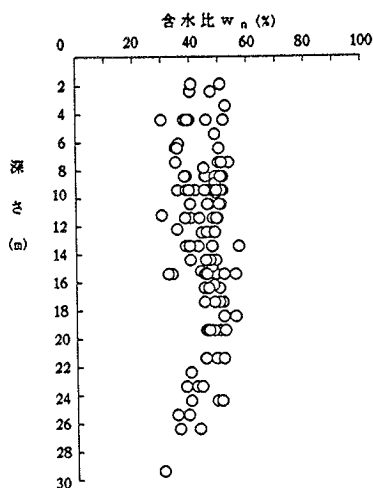


図-3 深さ方向に対する自然含水比 W_n の変化

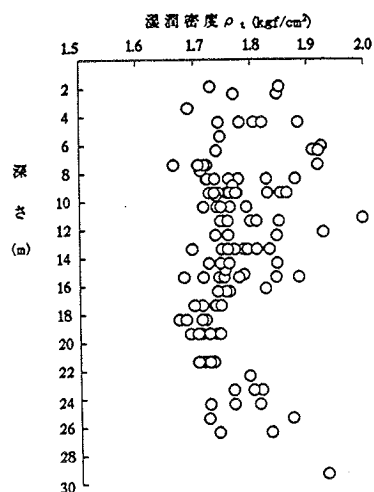


図-4 深さ方向に対する湿潤密度 ρ_t の変化

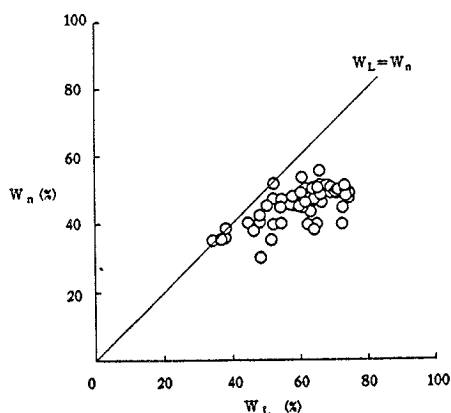


図-5 自然含水比 W_n と液性限界 W_L の関係

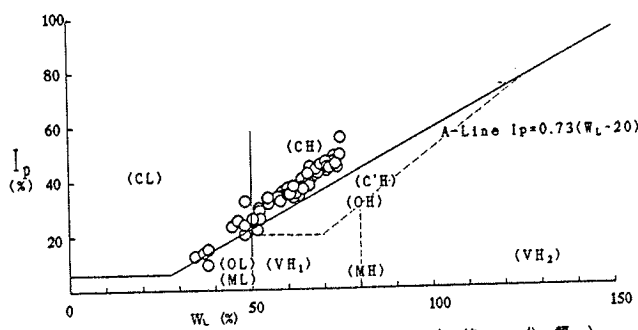


図-6 塑性図（日本統一分類）

圧縮性が大きく、透水性の小さい粘土であることがわかる。

次に土粒子の比重と G_s 自然含水比 W_n の関係を図-7に示す。軟弱地盤に堆積している土粒子比重の調査結果⁴⁾では粘性土は2.6~2.7の値であるが、今回の試験結果では2.6~2.8の値を示している。

図-8に自然状態の湿潤密度 ρ_t の自然含水比 W_n に対する変化を示した。 W_n の変化に対して ρ_t は1.65~1.9程度まで変化することがわかる。このことは地盤改良などで圧密の進行にともないわずかな含水比の減少が密度の増加につながることを示している。

通常、軟弱地盤においては地下水位が高く、粘性土の間隙は水分で満たされほぼ飽和状態であると考えられる。したがって $S_r = 1$ とすると ρ_t は次式のように表される。

$$\rho_t = \rho_s \cdot G_s \frac{1 + 0.01 W_n}{1 + 0.01 W_n G_s} \quad (1)$$

図中の点線は比重 G_s を2.6, 2.7, 2.8として(1)式をもとに計算したものである。良い相関性を示しているのがわかる。

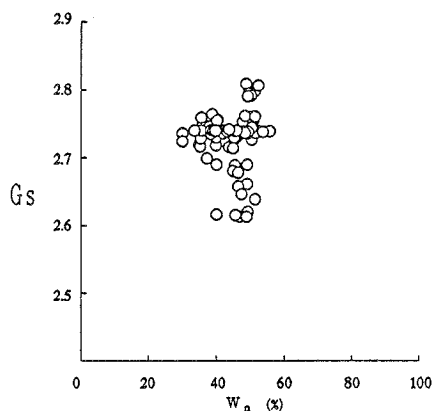


図-7 比重 G_s と自然含水比 W_n の関係

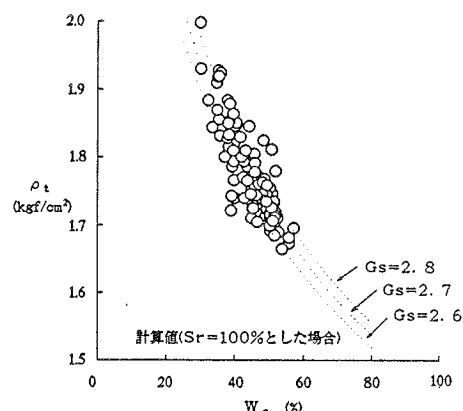


図-8 湿潤密度 ρ_t と自然含水比 W_n の関係

飽和土では自然間隙比 e_n と自然含水比 W_n の間にも一対一の対応があり、強い相関性が見られる。この関係を図-9に示す。これから $e_n = 0.027 W_n$ が得られる。

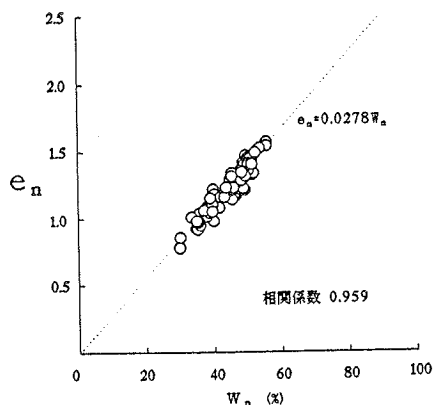


図-9 間隙比 e_n と自然含水比 W_n の関係

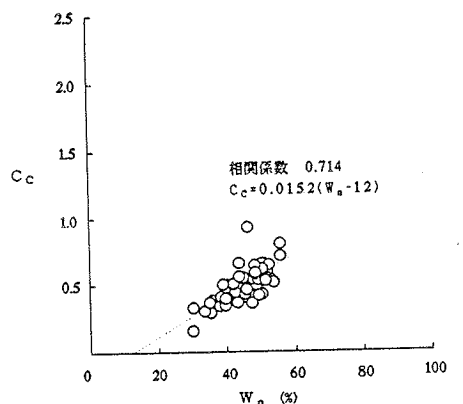


図-10 圧縮指数 C_c と自然含水比 W_n の関係

これに平均的な含水比48.7%を用いて求めると平均的な

間隙比は1.32となる。

4. 力学的性質

今回力学試験として一軸圧縮試験と標準圧密試験がおこなわれてい。図-10に標準圧密試験より得られた圧縮指数 C_c と自然含水比 W_L の関係を示す。 C_c は土の初期間隙比と圧密荷重により定まる値である。飽和した土においては先に述べたように e_0 と W_L の間に相関性があるので、 C_c についても同様に W_L との相関性が得られる。これから飽和した軟弱地盤の粘土においては自然含水比 W_L から圧縮指数をある程度知ることができそうである。

図-11は圧縮指数 C_c と液性限界 W_L の関係を示したものである。両者は直線関係があることが知られており³⁾、今回のデータにおいても直線関係が得られそうである。図中にはスケンプトンにより得られた直線を示してある。

次に地盤の非排水せん断強度を表す一軸圧縮強度 q_u の深さ方向に対する変化を図-12に示す。ばらつきが多いものの全体としては深さとともに増加し、正規圧密地盤の傾向が見られる。

図-13に圧密降伏応力 P_c と有効土被り圧 P_v との関係を示す。正規圧密の場合、 $P_c = P_v$ で表される線上にくるが、全体的に $P_c > P_v$ となる。やや過圧密的傾向を示している。

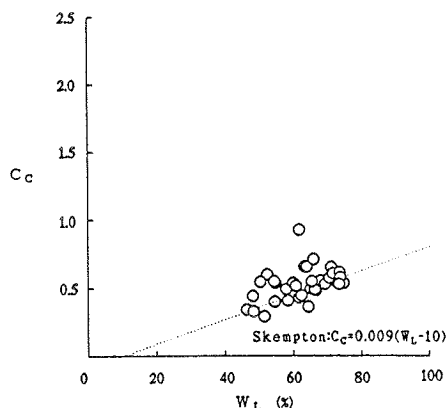


図-11 圧縮指数 C_c と液性限界 W_L の関係

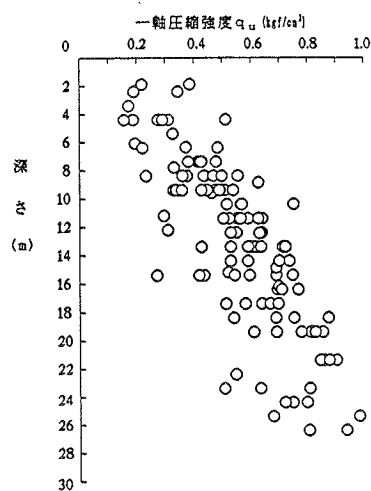


図-12 深さ方向に対する一軸圧縮強度 q_u の変化

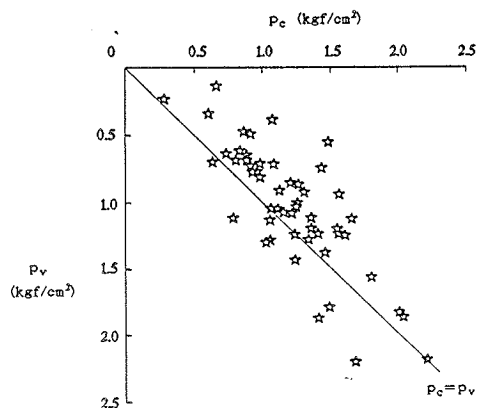


図-13 圧密降伏応力 P_c と有効土被り圧 P_v の関係

< 参考文献 >

- 1) 第6回沖縄土質工学会発表会;1993, pp59~60
- 2) 社団法人日本道路協会;道路土工 土質調査指針 pp255~256
- 3) 社団法人土質学会;1本のサンプリング試料から pp81~84
- 4) 稲田 倍穂;軟弱地盤における土質工学 pp41~42

8 那覇港海域におけるサンゴ礁堆積物—その形成と発達—

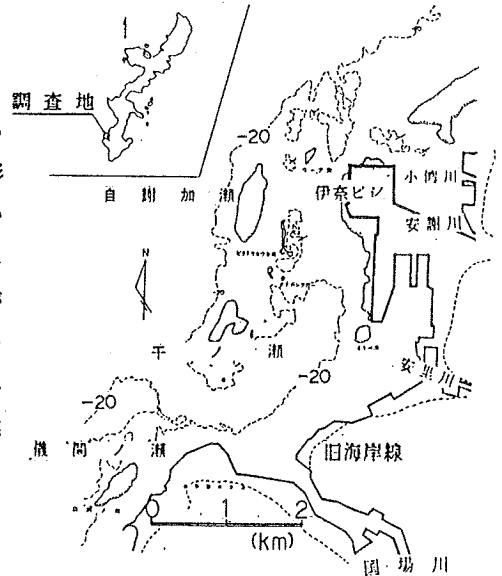
梶谷エンジニア(株) 宗 像 勇 ○新城 三 雄

那覇港, 海底地形, サンゴ礁堆積物, 海水準変動, ウルマ変動

1. は じ め に

地球温暖化が懸念されるなか、サンゴ礁が CO_2 を固定するの
か排出するのといった議論が白熱しており、地球環境における
サンゴ礁の位置づけがクローズアップされている。サンゴ礁の形
成や発達形態については、海洋生物学的アプローチの歴史は古い
が、海洋地質学あるいは海洋化学的研究は現在その緒についたに
すぎない。とりわけ、サンゴ礁の堆積構造については不明点が多
い。そのような状況下、サンゴ礁の発達する那覇港海域におい
ては沖縄の本土復帰以来20年に渡ってボーリング調査が実施され
ている。部分的にはかなり詳細なデータの蓄積があり、サンゴ礁
堆積学の絶好のフィールドといえよう。

本検討では、那覇港海域におけるサンゴ礁の堆積構造研究の第
一段階として、これらのボーリングデータを整理し、礁の発達形
態や構造についての予察的な報告を行う。



図・1 位 置 図

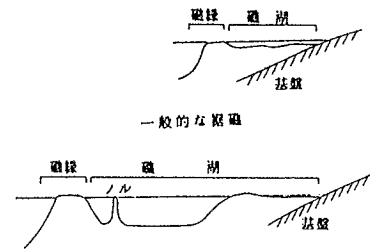
2. 地 形 と 地 質 の 概 要

2・1 海 底 地 形

那覇港は、那覇市街地に隣接して東シナ海に面しており、天然の良港として13世紀頃から繁栄している。
この海域のサンゴ礁地形は、沖合約3km付近に、自謝加瀬や干ノ瀬と呼ばれる礁縁(リーフクレスト)が南北
に連なり、そのすぐ内側に同方向の配列でモーブ瀬、ビクトリウセ岩、ダナカンフガーと呼ばれるノルある
いはパッチリーフの連なりがあり、更にもっとも内側に、現在は新港ふ頭として埋立が進んでいるが、伊奈
ビシ、オネベ瀬などのリーフの高まりが、旧海岸線の沖合1km程度に連なっている。これら3列のリーフの高
まりはほぼ海水準に等しく、各リーフ間には水深20mを越える広い礁湖があり、天然の良港たる由縁である。

この海域には北側より、小湾川、安謝川、安里川、国場川などの
河川が集中的に流入している。

沖縄地方に一般にみられるサンゴ礁のタイプは単純な裾礁が多く、
礁縁は陸域から1km内外、礁湖の水深も数m程度の場合が多く、那
覇港海域のサンゴ礁はその規模において異例であり、その生因には
河川の集中、あるいは地質構造が大きく関与していると考えられる。



図・2 那覇港海域のサンゴ礁モデル

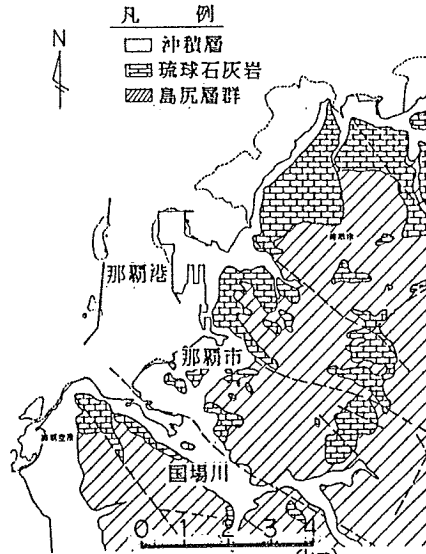
2・2 地 質 概 要

那覇港海域の地質は、新第三紀中新世～鮮新世(約800万～200万年前)の島尻層群を基盤とし、それを不
整合に覆う第四紀更新世(数10万年前)の琉球石灰岩、完新世のサンゴ礁堆積物(沖積層)などによって構
成される。これらの成層状態を表・1に、また陸域における分布を図・3に示す。

島尻層群は、青灰～暗灰色を呈する泥岩・砂岩を主体とし、中国大陸からの多量な土砂供給によって形成
されたもので層厚は数千mに達すると言われている。陸域においては、“島尻変動”と呼ばれる構造運動に

表・1 那覇港海域の地質順序

時代	地質名	層・岩・相	堆積環境・地質構造
新第三紀	沖積層	現世サンゴ礁 サンゴ、貝殻片を含む シルト・砂質シルト サンゴ、貝殻片から なる砂レキ 青緑質シルト ～粘土	沖積海成による 沖積層の堆積 海成低下による侵食凹地を埋積した 陸性粘土層
第四紀	安土粘土層	褐色粘土 (石灰岩風化土二次堆積物)	断層運動 (ウルマ変動)
新第三紀	琉球石灰岩	砂レキ質石灰岩が主体で、部分的に硬質石灰岩あり。 余剰として断層堆積相を示す砂質、生跡質石灰岩相からなる。	隆起・侵食 リーフの形成 (琉球サンゴ海)
新第三紀	島尻層群 泥岩・砂岩	最上部は風化泥岩 泥岩を主体とし砂岩を挟む。	隆起・侵食 断層断層(島尻変動) 海成層



図・3 那覇港周辺の地質図

よりブロック化し、断層はNW-SE系が卓越する。これらの断層の幾つかは那覇港海域の海底下にも連続する。

琉球石灰岩は、琉球列島に広く分布して段丘を形成する。過去のサンゴ礁堆積物で“琉球サンゴ海”と呼ばれる温暖で平穏な浅海に発達した後、ウルマ変動と呼ばれる構造運動により隆起・ブロック化している。陸域では那覇市東方の首里台地（標高100m前後）や那覇市街地一带（標高20m～30m）などで平坦面を形成し、那覇港海底下にも広く分布する。また、海底下の石灰岩上面には凹地を埋積して、琉球石灰岩風化土の二次堆積物と考えられる褐色の安土土層が分布する。

沖積層は、陸域に近い部分では基底部に汽水性の粘性土を伴う場合もあるが、本体部はサンゴ礁及びその破砕物から形成される。

3. サンゴ礁の構造

ここでは、那覇港及びその周辺地域で実施された208本のボーリングデータを基に、明らかとなった基盤構造及びサンゴ礁の堆積構造について述べる。

3・1 基盤構造

前項で述べたように対象地一帯の基盤を構成する地層は、新第三紀の泥岩・砂岩から構成される島尻層群である。

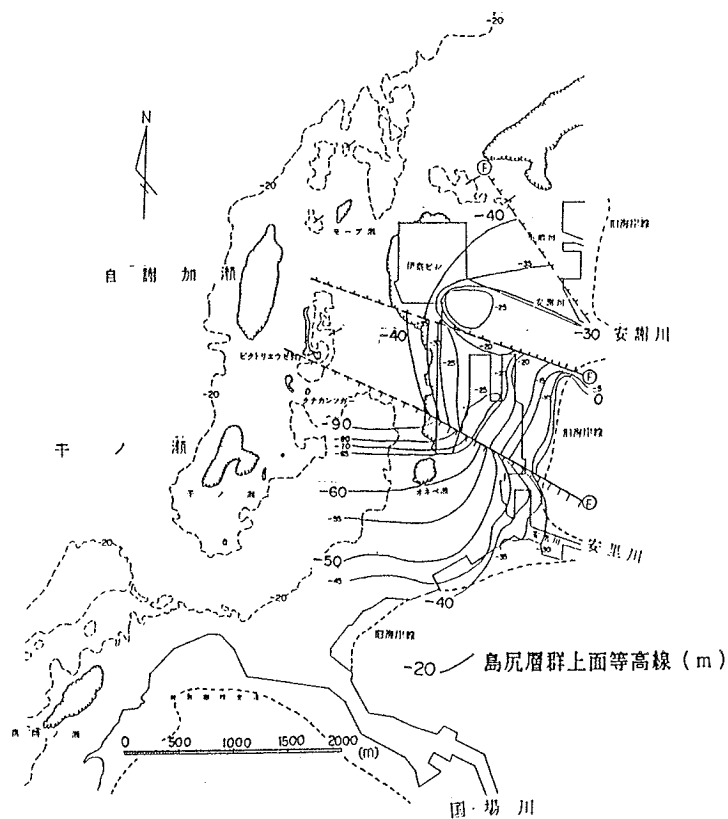
図・4に基盤の上面地形をあらわす基盤等高線図を示すが、これによると、対象地の基盤は、3本の胴切り断層(NW-SE方向)によってブロック化され、特に南北両端を断層によって切られた基盤の高まりが認められる。また、基盤の上位には、第四紀更新世に堆積した“古サンゴ礁”堆積物とも呼べる琉球石灰岩が堆積する。

図・5に琉球石灰岩及びその風化二次堆積物である褐色粘土層堆積後の上面地形をあらわす沖積層基底面等高線図を示す。これによると、対象地の沖積層基底面は、現在の地形面と調和的であり、ほぼD L-30m以浅に沖積層が分布することがわかる。

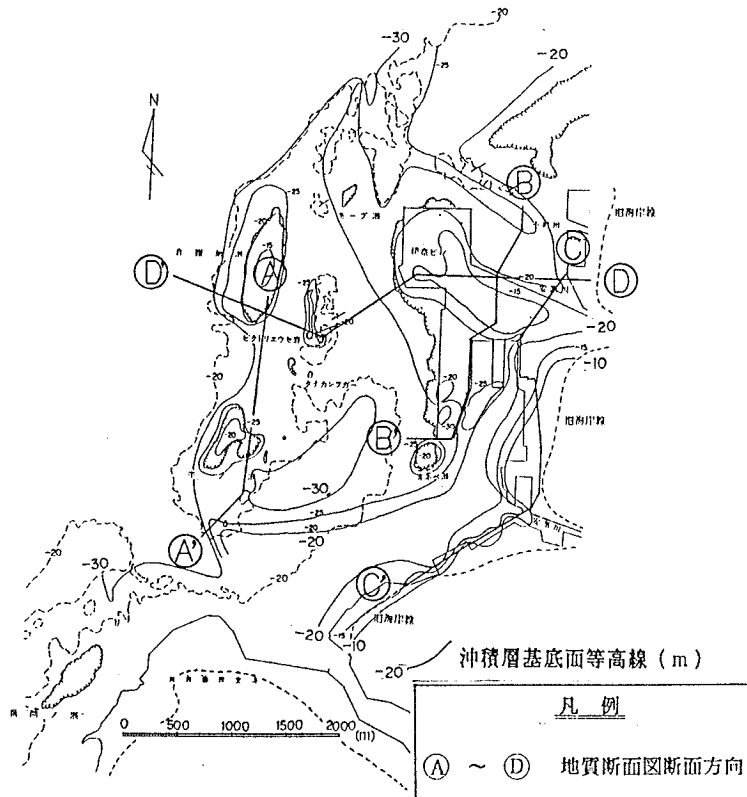
3・2 サンゴ礁の堆積構造

本項では、前述の基盤上面に堆積した沖積層の堆積構造について述べる。

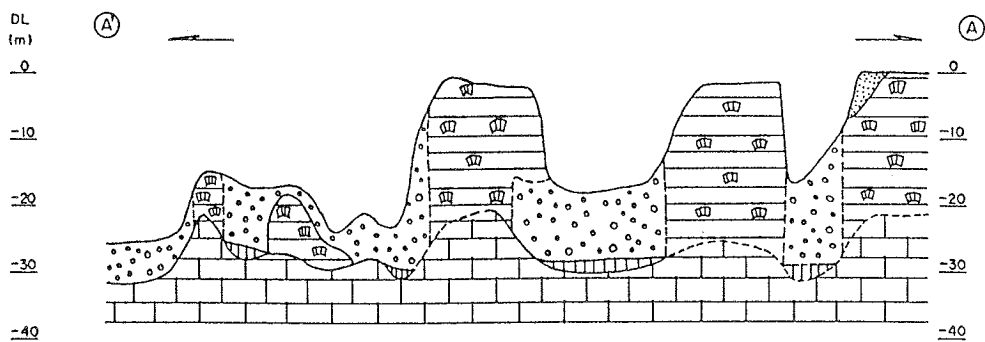
対象地に分布する沖積層は、そのほとんどがサンゴ礁堆積物であり、その堆積構造は図・6、図・7の地質断面図に示される。A、B、Cの各断面は沖合から順次南北方向に切った断面、D断面は東西方向の断面をあらわす（図・5参照）。



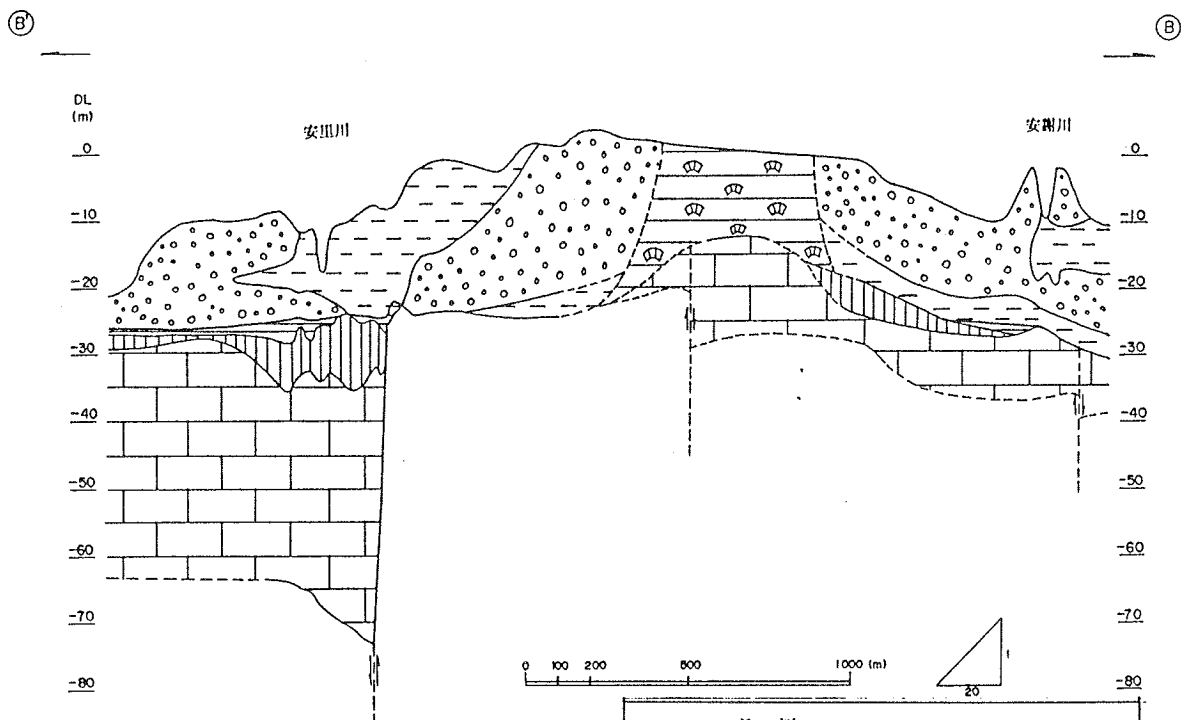
図・4 島尻層群上面等高線図



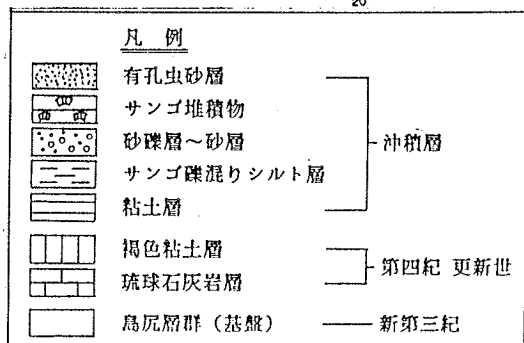
図・5 沖積層基底面等高線図



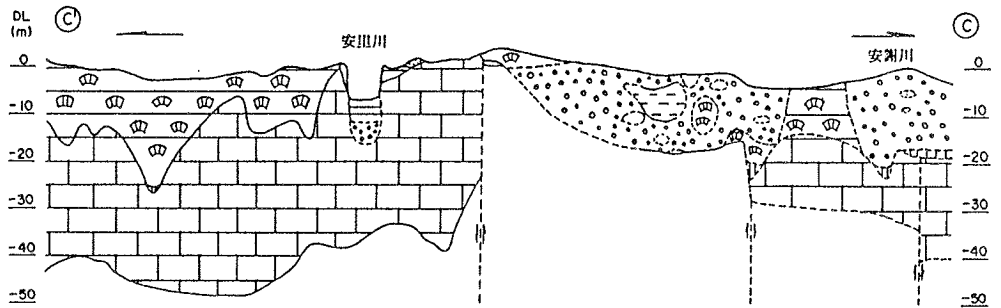
A断面は、最も海側の外洋に面した南北方向の断面である。
 この図から、沖積層の基底面を示すDL-20m~-30m付近に琉球石灰岩の凸部が認められ、その箇所に原位置性を示すサンゴが堆積する。
 逆に、DL-30m付近の凹部には、サンゴ礁二次堆積物の砂礫層~砂層が分布する。



B断面は、A・C両断面の中間付近の断面である。
 この図からも、DL-15m~-20m付近に琉球石灰岩の凸部が認められ、その箇所にサンゴが堆積する。逆に、DL-20m以深には、シルト層及び砂礫層が分布する。
 また、断層に規制された基盤（島尻層群）の凸部がDL-20m~-25m付近に認められるが、原位置性のサンゴの発達が悪い。



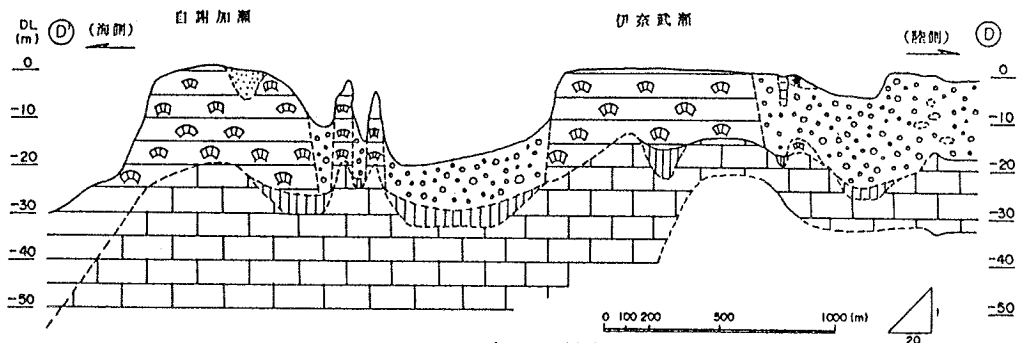
図・6 那覇港海域の地質断面図 (1)



C断面は、最も陸側に近い南北方向の断面である。

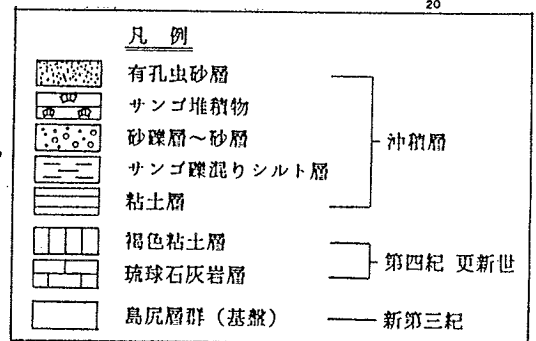
この図から、DL-25m以浅に分布する琉球石灰岩の上面にはサンゴが堆積しているが、河川（安謝川・安里川）の流入部については、二次堆積物の砂礫層及びヘドロ層が分布する。

また、断層に規制された基盤の凸部がDL-20m以浅に認められるが、サンゴの発達が悪い。



D断面は、海側から陸側へ向かって切った東西方向の断面である。

この図から、DL-15m～-25m付近に琉球石灰岩の凸部が認められ、その箇所にはサンゴが堆積する。逆に、DL-20m～-25m付近の凹部には、二次堆積物の砂礫層～砂層が分布する。



図・7 那覇港海域の地質断面図（2）

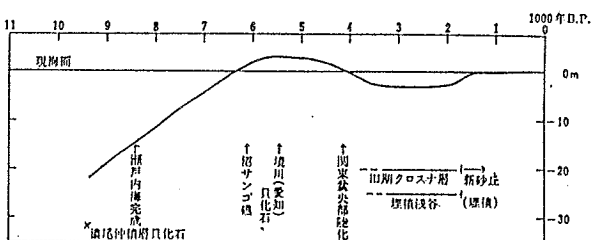
4 結 論

那覇港海域におけるボーリングデータの見直しによって、当海域のサンゴ礁堆積物の構造や発達について、次のような結論を得た。

- ① 断層で規制された構造的な高まりが那覇港の沖合に延びており、礁形成の初生段階において他の地域とは異なる広い浅海（サンゴ礁の堆積場）が存在した。なお、那覇港の沖合10km付近にも神山島、ナガンヌ島などの独立したサンゴ礁があり、その方向への基盤構造の連続性が示唆される。
- ② 自謝加瀬や干ノ瀬などの礁縁は、北側は小湾川や安謝川の谷、南側は国場川の谷によって切られ、それらの地域で、礁湖と外洋が広くつながっている。そのため強い沿岸流が生じて、水深20mを越える深い礁湖が形成されたと推定される。強い潮流は礁湖内のノルの形成にも関与している。
- ③ 礁本体は、琉球石灰岩の高まりに発達する傾向が強く、安謝粘土層及び島尻層群の分布域については、地形的な高まりがあっても発達がみられない。これについては、宮古島平良港におけるサンゴ礁の発達形態を論じた宗像(1990)²⁾の報告とも一致する。
- ④ 礁本体はD L-20m~25m以浅に発達し、それ以深には分布しない。テクトニクスな変動を無視すると、このレベルまで海進が進んだ年代は8,000~9,000年. B. P. であり、礁もその前後から形成されたものと推定される。なお、古川(1982)³⁾は、那覇港海底下の沖積層最下部における木片の¹⁴C年代として、9,190±260年. B. P. を提示、奄美諸島喜界島においては小西(1979)⁴⁾がサンゴ礁基底の¹⁴C年代を8,530年±100年. B. P. と提示しており、これらとほぼ調和的である。

なお、南西諸島一帯における礁本体の基底は、当海域に限らず概ね-20m~-25mに求めることがで

きる。また、パラオ諸島のボーリングでも-22m~-25mと同一レベルに確認されている。サンゴ礁の発達を規制する要素は、海水温、光量、潮流など様々であるが、最近の研究では年間6mm以上の海面上昇には追従できないとの報告もある。完新世における礁形成を規制した最大の要因が海面上昇速度にあるとすれば、サンゴ礁基底は汎世界的に同一レベルとなる可能性もあり興味深いものがある。



図・8 完新世海面変動曲線

5. あ と が き

サンゴ礁問題が注目されるなか、ボーリングデータを基に那覇港海域における礁形成について検討してみた。今回使用したデータは氷山の一角に過ぎず、当海域においては多くのボーリングや物探のデータがある。今後、それらを含めて整理することができれば、詳細な那覇港海域の海底地盤図を作成することができる。海底地盤図は、港湾建設に当たっての基礎的データとして利用されるほか、サンゴ礁の発達形態や堆積構造を検討する貴重な資料として有効に利用することができよう。

最後に、本報告をまとめるに当たり、ボーリングデータの使用をお許しいただいた沖縄総合事務局那覇港工事事務所に対し、感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 沖縄総合事務局那覇港工事事務所：昭和50年度那覇港(防波堤中)土質調査(1975)他21編報告書
- 2) 宗像勇：サンゴ礁堆積物の堆積過程の検討（非公表：1990）
- 3) 古川博恭・仲村剛：那覇市及びその周辺海域の地盤（琉球列島の地質学研究 Vol. 6:1982）
- 4) 小西健二：後氷期珊瑚礁の立体構造からみた完新世海面変動(1979)
- 5) 日本第四紀学会編：日本の第四紀研究 P. 93(1977)

9 サンゴ礫混り土特性調査(中間報告)

沖縄総合事務局開発建設部港湾計画課 宮崎 祥一

〇具志良太

1. はじめに

沖縄の港湾地域に広く分布しているサンゴ礫混り土は、サンゴ礫の混入の影響で、一般の粘性土とは異なった性質を示す。このような地盤において構造物を設計する場合、土質調査の方法、土質定数の設定方法、長期的な挙動等、種々の課題がある。現に那覇港の試験工事においても、一般的な粘性土とは異なった傾向がみられており、構造物の大型化に伴い、その傾向は顕著になってくると思われる。しかしながら、サンゴ礫混り土に対して種々の調査、研究が行われているものの、ごく一部の特性を評価しているのがほとんどである。

本局では、これまでのサンゴ礫混り土の調査、研究結果及び物理、力学試験データを基に、基本的な特性を明らかにすることにより、サンゴ礫混り土を含む地盤における効果的、合理的な設計法を確立するための技術資料を作成することを目的として、平成5～6年度の2ケ年度にわたり本調査を実施している。

本稿は、その中間報告として、実施した既存調査研究結果及び既存ボーリングデータの収集・整理、土質調査業者に対するアンケート調査結果及びそのことにより明らかになった、サンゴ礫混り土の特性について概記するものである。

2. 平成5年度調査内容

1) 既存調査研究結果の収集・整理

今までまとめられた文献・調査研究報告書についてその概要及び得られた知見を収集整理した。収集した既存文献・調査研究の一覧表を表-1に示す。

2) 既存ボーリングデータの収集・整理

直轄港湾事務所(那覇港、中城湾港、平良港、石垣港)で行ったボーリング調査(昭和47年6月～平成5年9月)を対象にサンゴ礫混り土にかかるボーリングデータを収集整理し、サンゴ礫混り土の特性を分析した。分析項目の一覧表を表-2に示す。

3) 土質調査業者に対するアンケート調査

沖縄の港湾地域で調査実績のある11社を対象にサンゴ礫混り土に関するアンケート調査を実施した。調査項目の一覧表を表-3に示す。

3. サンゴ礫混り土の特性把握

1) 既存調査研究結果の整理

表-1に示した既存文献等を整理し、ボーリング(サウンディング、サンプリング)、室内試験(物理試験)、室内試験(試験方法、試験結果の整理方法)、強度特性、沈下特性、設計(強度定数の設定)の別にサンゴ礫混り土に関する知見を取りまとめた。その結果を表-4に示す。

2) 既存ボーリングデータの整理

既存ボーリングデータを当局所有の図化プログラムにより分析し、物理特性、力学特性、沈下特性をに関して表-5に示す項目でサンゴ礫混り土の特性を明らかにした。また、自然含水比の頻度分布図を図-1～図-5、液

表-1 既存文献・調査研究一覧表

1	川上 浩・阿部 宏史：動乱を繰り返す土のせん断特性、土木学会論文報告集 1970
2	サンゴ礫混り砂質シルトのせん断特性に関する研究、昭和51年度報告書
3	中瀬明男・日下 昭・野村 昂：サンゴ礫混り土の圧縮特性、土質工学研究委員会 1976
4	小沢 栄・堀江 敏・石川 清：沖縄におけるサンゴ礫混り土の強度特性、1978
5	小沢 栄・堀江 敏・石川 清：沖縄におけるサンゴ礫混り土の強度特性について、土木学会西部支部研究委員会 1981
6	鹿嶋市港湾建設局：サンゴ礫混り土の試験法(主に、三軸(変位型)、透水試験) 1981
7	井上 昌幸・渡辺 文雄：サンゴ礫混り土の土質特性について、第17回土質工学研究委員会 1982
8	寺尾 隆・岡田 孝夫・山田 幸嗣：サンゴ礫混り土の特性について、第17回土質工学研究委員会 1982
9	吉田 信行・平野 邦彦・鈴木 誠博・平元 正樹：サンゴ礫混り土のせん断強度特性について、第22回土質工学研究委員会 1989
10	宮城 一郎・高野 武元・城間 永雄：中城湾港新港地区の埋立て工事の賛成について、第22回土質工学研究委員会 1989
11	吉川 正典・中野 敏彦・藤原 弘樹・金丸 武：三軸式コーン試験による海底地盤特性の把握、第3回沖縄土木工学研究委員会 1990
12	日本港湾コンサルタント：サンゴに関する強度(資料)
13	ジョナサン・中国土：砂か粘土か、土質工学 1992
14	Takashi Tsuchida & Yasuki Kobayashi: Engineering Properties of Coral Soils in Japanese South Western Islands, Proc. of Int. on calcareous sediments 1988
15	H. Taniguchi, T. Takagaki, T. Wano, T. Matsuzaki: Engineering Properties of Coastal in Okinawa Islands, GEO-COAST 1991
16	安藤 勝・神原 光夫・足立 隆雄・中野 王郎：サンゴ礫混り土の土質特性、沈下特性と地盤改良効果、土質工学研究委員会 1993
17	赤間 清介・岡田 孝・城間 永雄・吉村 隆：サンゴ礫混り土の土質特性について、土質工学研究委員会 1992
18	BACKHAUS J. et al: Prediction of long-term settlements in hydraulic fill, 1987
19	中瀬 明・中ノ島・日下 昭・野村 昂：埋立土の圧縮特性について、第13回土質工学研究委員会 1987
20	佐藤 中野・神野：サンゴ礫混り土の土質特性と沈下挙動の関係、土質工学西部支部シンポジウム 1973
21	沖縄総合事務局：土質調査マニュアル 1989. 7
22	沖縄総合事務局：サンゴ礫混り土の土質特性に関する考察 1990. 4(平良港湾埋立土土質調査報告書)
23	沖縄総合事務局：沖縄における港湾技術ガイド 1987. 3

表-2 分析項目一覧表

関 度 分 布	幾分含有率との相関性	幾分境界との相関性
以下に示す項目について幾分分布図を作成した。	以下に示す項目について幾分含有率との相関図を作成した。	以下に示す項目について幾分境界との相関図を作成した。
・自然含水比(Wn)	・自然含水比(Wn)	・塑性指数(Ip)
・土粒子密度(ρ_s)	・単位体積重量(γ_t)	・圧縮指数(Cc)
・単位体積重量(γ_t)	・塑性指数(Ip)	・圧縮係数(Cv)
・塑性指数(Ip)	・圧縮指数(Cc)	・体積圧縮係数(Mv)
・幾分含有率(β)	・圧縮係数(Cv)	($P=1.0\text{kg/cm}^2$ に対する値)
・幾分分含有率(ρ_c)	・体積圧縮係数(Mv)	
・圧縮指数(Cc)	($P=1.0\text{kg/cm}^2$ に対する値)	相関図は、全体及び各層毎にまとめた。
・圧縮係数(Cv)	・透水係数(K)	
・体積圧縮係数(Mv)	($C_v \cdot M_v \cdot \gamma_t$ より計算した値)	
($P=1.0\text{kg/cm}^2$ に対する値)		
幾分分布図は、全体及び各層毎にまとめた。	相関図は、全体及び各層毎にまとめた。	

性限界と圧縮指数の関係を図－6～図－10に示す。

3) 土質調査業者に対するアンケート調査の整理

土質調査業者より寄せられた回答を整理し、サンゴ礫混り土にかかるサウンディング、サンプリング、物理試験、力学試験、圧密試験に関して現状、問題点、工夫、意見等をまとめた。そのまとめを表－6に示す。

表－3 アンケート調査項目一覧表

設問No	調 査 項 目
1	サンゴ礫混り土を含む地盤の調査経緯
2	主なサウンディングの方法
3	主なサンプリングの方法
4	主な室内試験（物理試験）の方法
5	主な室内試験（力学試験）の方法
6	主な室内試験（圧密試験）の方法
7	室内試験の供試体の整形方法
8	変形ひず試験ができる、中・大型三軸圧縮試験機の有無、仕様、所在
9	中・大型圧密試験機の有無、仕様、所在
10	調査・試験における問題点 （サウンディング、サンプリング、室内試験、その他）
11	調査・試験に関する工夫 （サウンディング、サンプリング、室内試験、その他）
12	調査・試験に関するアイデア （サウンディング、サンプリング、室内試験、その他）
13	調査・試験に関する意見等

4. 調査結果及び課題

3. 1)～3) により得られた結果及び平成6年度調査に向けた課題について、以下に述べる。

1) サンプリング

現状は、土質工学会基準のシンウォールサンプリング（ $\phi=75\text{mm}$ ）、港研式サンプラー（ $\phi=76.5\text{mm}$ ）でそのほとんどが実施されている。しかし、サンゴ礫混入の影響により、乱さない試料の採取が困難である。よって課題としては、乱れの影響を極力少なくできるようなサンプリング方法、あるいは乱れのはなを少なくできるようなサンプリング方法（例えば大孔径サンプリング）について検討を行う必要がある。

2) サウンディング、試験方法、強度特性

サウンディングの現状は、ほとんどが標準貫入試験で実施されているが、三成分コーン貫入試験、大型貫入試験等の原位置試験が有効であろうと思われる。特に三成分コーン試験による原位置での非排水強度の推定は可能であると考えられる。

表－4 既存調査研究の整理結果一覧表

ボーリング	・三成分コーン試験による原位置での非排水強度の推定は、データの蓄積により可能ではないか。（資料№11） ・大型ベーン等の原位置試験の開発に期待が持たれている。（資料№23）
室内試験（物理試験）	・サンゴ礫の混入により、全体的に比重、単位体積重量が大きく、含水比、塑性指数は小さい。（資料№4、8、13、14、22）
室内試験（試験方法、試験結果の整理方法）	・骨格が形成された土壌に粘性土に三軸圧縮試験を適用することには問題がある。土骨格形成の判断には、粘性土分に費した含水比による整理が有効である。（資料№3、13） ・鉛直方向と側面方向の水平応力を側圧として圧密を行い、地中に近い拘束状態に似た後にU試験を行う。（変形ひず試験）（資料№7、8、21、22）
強度特性	・れき分50%以下～粘土領域、50～75%～中間領域、75%以上～れき領域（資料№1） ・サンゴ礫を除いた細粒土で砂質土、粘性土の判定を行い、粘性土の場合は、 $\phi_u=0$ 法で設計。サンゴ礫混入率が70～80%以上の場合は、 ϕ_d を基準とする。（資料№2） ・れき骨格が形成されると非排水強度の低下が著しい。骨格構造形式の限界混入率は40～50%と考えられる。（資料№3、5） ・平良地のデータによると、「 ϕ 地盤」としての取扱が好ましいと判断される。（資料№7、17） ・礫の間の粘土が強度特性を支配していると考えて、礫を除いた土質を用いて試験を行うことを提案している。粘土サルト分が70%以上の場合は非排水強度、砂サルト分90%以上の場合は、 ϕ' （または ϕ_d ）、中間サルト分のみで90%以上を占める場合は対象となる構造物の機能に応じて、有効応力経路の変曲点の強度を採用したり、 ϕ' （または ϕ_d ）を採用する。（資料№9） ・標準混入率が50%以下においては、非排水せん断特性は粘土の挙動と類似しており、65%を超えると特性は変化し始め、80%に至ると砂質土の特性が強くなっていく。（資料№10） ・粘土含有率が20%以下の場合は、砂質土として ϕ 評価する。（資料№22）
成下特性	・室内試験から求めた圧縮係数 C_v や透水係数 k は、地盤の透水性を過小評価している。（資料№10、13） ・標準貫入試験の適用限界は1 $\rho 10$ 以上と考えられる。 C_v が 1cm/sec 以上の場合は注意を要する。（資料№12、19） ・成下特性は、地盤全体の透水係数 $10^{-6} < k < 10^{-4} (\text{cm/sec})$ の範囲で急変する。長期成下下の原因は、安定に関する F_s が大きいため地盤は非排水的な挙動を示すものと考えられる。（資料№16、20） ・ C_v/C_c の値は、粒土に関係なく、一定の値である。（資料№19）
設計（強度定数の設定）	・粘着力の整理には以下の方法によるのが望ましい。 【一軸圧縮試験の場合】 ・標準一軸圧縮強度 q_u を箇中にプロットし、最小二乗法によって求めた平均強度曲線を設計強度曲線とする。 【三軸圧縮試験の場合】 ・モール円半径の値をX軸に平行にY軸にとり、その値を試料のせん断強さとし、深度別にそれぞれの値をプロットする。それ以外はモール円の包絡線がY軸と交わる点の値をせん断強さとし、深度別にそれぞれの値をプロットする。その後最小二乗法により平均強度曲線を算出し設計強度曲線とする。 ・変形ひず試験を実施した場合は、通常の三軸圧縮試験結果の整理方法と同様に平均強度曲線を算出し、その値の2/3の強度を設計強度曲線とする。（資料№21、22） ・サンゴ礫混り土を砂質土として評価し、せん断抵抗角を決定する際には、前述のN値と ϕ_d と ϕ の関係等も考慮し、C/D試験の結果 ϕ_d 値から5°差し引いた値を使用することが適当と考える。但し、30°を最大値とする。簡便法としてN値から ϕ を推定する場合には、 $\phi = (15N)^{1/3} + 15$ （ ϕ_d 値の不明確性を考慮し、前述の関係式より5°差し引いた）により算定することもある。（資料№22）

よる強度特性の評価」についてその妥当性を検討する必要がある。

3) 物理特性

通常の粘性土とは若干異なった傾向がみられ、土粒子密度（比重）、単位体積重量（湿潤密度）は大きく、含水比、塑性指数は小さい。また礫分含有率と、ある程度の相関性がみられ、単位体積重量は正の相関関係、含水比及び塑性指数は負の相関関係がある。さらに塑性図から判断すると、

那覇港、中城湾港は通常の粘性土と似たような傾向であり、石垣港、平良港は非常に低塑性で圧縮性の小さい土である。

今後引き続きデータの蓄積を行い、検証を行う必要がある。

4) 沈下特性

室内試験から求めた圧密係数、透水係数は、地盤の透水性を過小に評価している。また沈下指標は、礫分含有率と相関性がみられ、圧密係数及び透水係数は正の相関関係、圧縮指数及び体積圧縮係数は負の相関関係がみられる。しかし、これらは定性的なものであり、設計に反映できるレベルの結果ではない。また、透水係数の評価についても、はっきりと定量的にとらえたレベルのものではなく、沈下指標を定量的に把えるには、原位置試験で得られたサンプリング試料を用いた大型圧密試験、あるいは礫分含有率を人工的に変化させた試料を用いた大型圧密試験を行う必要があると思われる。

このような試験を行うための設備、体制を考慮すると、大学の研究室等のレベルが必要であり、調査の方向性、試験方法を検討する必要があると思われる。

5) 設計(強度定数の設定)

強度定数の設定方法について以下の方法が有効であろうと思われる。

表-5 既存ボーリングデータ解析結果一覧表

物理特性	①自然含水比(W_n)
	<ul style="list-style-type: none"> 一般的な堆積地域の粘性土と比べて低い範囲(20~50%)に分布している。 各港毎に分布の形が異なっており、中城湾港に比べて那覇港、石垣港、平良港の方が相対的に低い値になっている。 礫分の増加に伴い、含水比は低くなる傾向がみられる。
物理特性	②土粒子の密度(ρ_s)
	<ul style="list-style-type: none"> 一般的な堆積地域の粘性土と比べて大きめの範囲(2.65~2.80)に分布している。
物理特性	③単位体積重量(γ)
	<ul style="list-style-type: none"> 一般的な堆積地域の粘性土と比べて、かなり大きめの範囲(1.6~2.2)に分布している。 那覇港、中城湾港に比べて、石垣港の方が大きめの値になっている。 礫分の増加に伴い、単位体積重量は大きくなる傾向がみられる。
物理特性	④塑性指数(IP)
	<ul style="list-style-type: none"> 通常の粘性土より小さい範囲(40以下)に分布しており、かなり低塑性である。 那覇港、中城湾港に比べて、平良港、石垣港の方が小さい値となっている。 塑性指数とみると、那覇港、中城湾港は一般的な粘性土と同様の傾向がみられるが、石垣港、平良港は低塑性の部分にデータが集中しており特徴性がみられる。 礫分含有率の増加に伴って、塑性指数は小さくなる傾向がみられる。
物理特性	⑤礫分含有率(β)、細粒分含有率(F_c)
	<ul style="list-style-type: none"> 礫分の含有率は大半が80%以下、細粒分の含有率は5~95%の範囲に分布しており、バラツキが大きいようである。
力学特性	①一軸圧縮強度
	<ul style="list-style-type: none"> 礫分の増加に伴い一軸圧縮強度は減少する傾向がみられるが、乱れの影響がどうかははっきりしない。
沈下特性	①圧縮指数(C_c)
	<ul style="list-style-type: none"> 通常の粘性土より小さな範囲(0.4以下)に分布しており、圧縮性は低くなっている。 礫分含有率の増加に伴い、圧縮指数は小さくなる傾向がみられる。 粘性限界との相関性は、一般的な堆積地域の粘性土における関係($C_c=0.016(WL-30)$)よりSkempton($C_c=0.009(WL-10)$)の関係に近いようである。
沈下特性	②圧密係数(C_v)
	<ul style="list-style-type: none"> 通常の粘性土より大きめの範囲($5 \times 10^{-4} \sim 4 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{d}$)に分布しており、沈下速度はかなり速いと想定される。 礫分含有率の増加に伴い、圧密係数は大きくなる傾向がみられる。 粘性限界との相関性は、一般的な堆積地域の粘性土と同様に負の相関がみられるが、圧密係数の値は若干大きめになっている。
沈下特性	③体積圧縮係数(m_v)
	<ul style="list-style-type: none"> 通常の粘性土より小さめの範囲($\times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{kgf}$)に分布しており、圧縮係数の項で述べたように、圧縮性は小さいようである。 礫分含有率の増加に伴い、体積圧縮係数は小さくなる傾向がみられる。 粘性限界との相関性は、一般的な堆積地域の粘性土と同様に、正の相関がみられるが、体積圧縮係数の値は若干小さめになっている。
沈下特性	④透水係数(k)
	<ul style="list-style-type: none"> 圧密試験より得られた透水係数は$3 \times 10^{-3} \sim 5 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$の範囲に分布しており、通常の粘性土より透水性はかなり良いと判断される。 礫分含有率の増加に伴い、透水係数は大きくなる傾向がみられる。

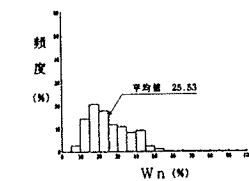


図-1 自然含水比の頻度分布(那覇港)

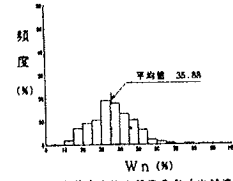


図-2 自然含水比の頻度分布(中城湾港)

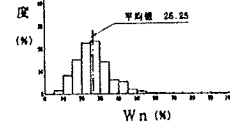


図-5 自然含水比の頻度分布(全体)

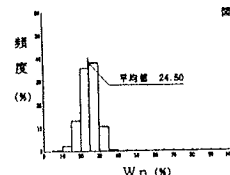


図-3 自然含水比の頻度分布(石垣港)

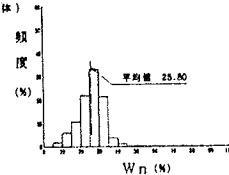


図-4 自然含水比の頻度分布(平良港)

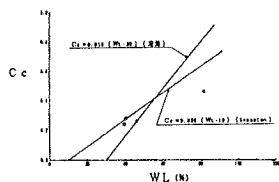


図-6 液性限界と圧縮指数の関係（那覇港）

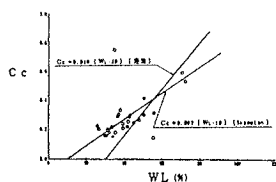


図-7 液性限界と圧縮指数の関係（中城港跡）

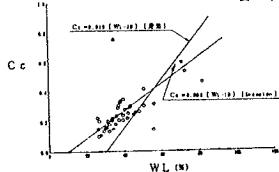


図-10 液性限界と圧縮指数の関係（全体）

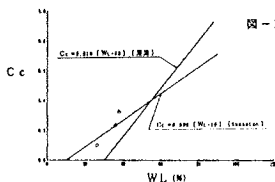


図-8 液性限界と圧縮指数の関係（石垣港）

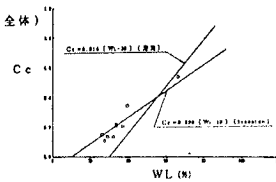


図-9 液性限界と圧縮指数の関係（平良港）

表-6 アンケート調査の回答結果一覧表

	サウンディング	サンプリング	物理試験	力学試験	圧密試験
現況 問題点 工夫	<ul style="list-style-type: none"> 現行のサウンディングは標準貫入試験がほとんどである。動的貫入試験、三成分コーン貫入試験、ペーセン試験も実施はしているが、実施されていない。 サング礫が露出になり、正確なN値が測定できない。また、試験の採取が出来ないことがある。 サング礫にあつたと判断された場合は、掘削、除去後、再度試験を行っている。また、試験結果停止用のハネを取り付けて実施した事がある。スライムの除去は、特に念入りに行っている。 	<ul style="list-style-type: none"> 現行のサンプリングは、シムールサンプリング（土質学会減価）、掃研式コアキャッチャー付サンブラーでそのほとんどが実施されている。 サング礫が露出になり、押し込みが出来なくなる。また、試験の取れが難しく、実施する場合もある。 サング礫で押し込み不可能となった場合は、一旦掘削し、機を除去した後、連続でサンプリングを行っている。 試験の脱落を防止するために、コアキャッチャーを用いている。 	<ul style="list-style-type: none"> 現行の物理試験は、JIS・土質工学基準で実施されている。 掘削方向の土質の異化が著しいため、試験試料を多め（通常の3〜4割）に採るようにしている。 	<ul style="list-style-type: none"> 現行の力学試験は、実質100試験、三軸圧縮試験、中大径一軸試験等と多岐にわたっている。また、採取試料をそのままの状態で使用する三軸試験機は、ほとんどの社が所有しており、さらに大きな試験機を大手の社が所有している。ただし、その所在は、ほとんどが本士である。 試験機サイズが規格化されていない。 試験機の製造は、JIS規格に準ずるための製造が困難なため、採取試料の上下端のみを削り、サング礫除去部分は、粘土で充填して試験に供している。なお、凍結してから、試験機を搬入し、試験した例もあった。 	<ul style="list-style-type: none"> 現行の圧密試験は、標準圧密試験・大径圧密試験が約半分の割合で実施されている。また、採取試料をそのままの状態で使用する圧密試験機は、約半分の社が所有している。ただし、その所在は本士に偏っている。 試験機は採取試料の上下端のみを削り、サング礫除去部分は粘土で充填している。また、出来るだけ、サング礫の混入の少ない部分を選んで、試験機を作成している。 圧密試験の管内に試験体をセットする時点で、サング礫が露出に当たっており、圧密試験より得られた値の妥当性の判断が困難である。
意見等	<ul style="list-style-type: none"> 標準貫入試験にかわる方法として三成分コーン貫入試験、大径貫入試験等の原位試験が有効と認められる。三成分コーン貫入試験によるφ値あるいは、大径貫入試験によるN値と標準貫入試験によるN値との相関関係の確立が望まれる。 サンプリング孔に隣接した場所での連続原位試験（三成分コーン等）を実施する。 	<ul style="list-style-type: none"> トリプルチューブサンブラー、凍結サンプリングが有効と認められる。 大径のサンプリングにより押し込みの負担を低減させる。 連続したサンプリングを行い、出来るだけ試験数を多くして、バラツキをなくす。 	<ul style="list-style-type: none"> 試験試料を通常より多く採り、傾向を把握する必要がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 試験機が異なる場合が多いため、低力試験した値のまま、中大径の試験機を用いて試験を行った方がよい。 試験数を通常より多くし、測定値付近で複数の試験を行った方がよい。 サンプリング、露出した試料を採取する方法（例えば大径貫入試験）で強度試験を行った方がよい。 サング礫を除去した後に、再圧密を行い、その試験を用いて試験を行う。（圧密圧力、圧密時間の検討が必要） 	<ul style="list-style-type: none"> 試験機が異なる場合が多いため、低力試験した値のまま、中大径の試験機を用いて試験を行った方がよい。 低力の影響を少なくするため、一旦圧密試験力付近まで凍結した試験機を用いて試験を行う。 サング礫を除去した後に再圧密を行い、その試験を用いて試験を行う。（圧密圧力、圧密時間の検討が必要）

① C評価の場合（粘性土として扱う場合）

一軸圧縮強度、通常のUU試験による粘着力の場合は、最小二乗法による平均強度を設計強度とする。変則UU試験を実施した場合は、上記と同様に平均強度を算出し、その値の2/3を設計強度とする。

② φ評価の場合（砂質土として扱う場合）

CD試験より得られたφd値より5° 差し引いた値を設計強度とする。ただし、30° を最大値とする。簡便法としてN値から推定する場合は、 $\phi = (15N)^{1/2} + 15$ を用いる。

今後は、上記の「強度定数の設定方法」についてその妥当性を検討する必要がある。

5. おわりに

平成5年度調査では、既存調査研究結果、既存ボーリングデータ、土質調査業者に対するアンケート調査よりサング礫混り土の特性を把握し、「三軸圧縮試験方法」、「礫分含有率の大小による強度特性の評価」等の提案ができた。平成6年度調査においては学識経験者からなる委員会を設置し、これらの提案について検討を行いサング礫混り度を含む地盤における調査・設計のためのガイドライン的技術資料を作成する予定である。今後、関係位のご指導、ご協力を切にお願いする次第である。

10 軟弱地盤上の橋梁基礎に関する地盤改良について

沖縄県北部土木事務所

兼次一郎 亀川智幸 ○松島良成

1. はじめに

軟弱地盤上において、橋梁基礎として杭を設計する場合、鉛直支持、水平支持についての検討を行うが、一般には杭の剛度を大きくすることによって問題を解決する。しかし、地震時に液状化を起す地盤や超軟弱地盤等の場合、横方向の地盤反力を得るため地盤改良を必要とする場合が考えられる。このように地盤改良を施す場合、改良の範囲や設計強度の決定する手法が、まだ確立されていないのが現状である。

ただし、改良範囲について参考となる資料としては、道路公団設計要領の斜面上に設けられる杭基礎の設計において、杭径の十倍の水平土被りがあれば、通常用いられる地盤反力係数 k_h は、低減せず採用できるようになっている。

そこで、今回は改良範囲は杭径の十倍として、設計強度の決定する方法を有限要素法を利用し検討を行った。

2. 地盤の弾性係数の算定

まずはじめに、杭基礎の横方向変位に関して有限要素法を利用するにあたり、道路橋示方書(以下道示とする)による杭基礎の設計との間には、設計上の相違点があるため、何らかの補足が必要である。そこで、以下に述べる方法を利用して、その相違点を補い、FEM解析することにした。

道示における杭基礎では、杭の変形量を小さい変位で抑え、その範囲内では地盤反力は杭の変位量に比例するものと仮定した線形弾性地盤反力法を採用している。ここで、着目する変位量 y と地盤反力度 p の割線勾配 p/y を水平方向地盤反力度係数 k_h と定義している。ところで、反力度係数を算定するには、地盤の変形係数(E_0)が利用されるが、有限要素法(以下FEMとする)では、弾性係数、ポアソン比が計算上必要となる。

そこで、地盤の変形係数(E_0)をFEM解析に代入する弾性係数(以下換算弾性係数 E とする)に変換することにする。道示によれば杭全面の反力度は $k_h \cdot y$ (杭のたわみ量)により算出できるので、ある E_0 に対し変位(y_0)を計算し、反力分布を求める。次に、それを外力として、仮定した換算弾性係数 E の地盤モデルに入力してFEM解析す

表-1 FEM解析の諸条件

杭 径 (mm)	1000
杭 長 (m)	11
水平荷重(t)	40
鋼管のヤング率	2.10×10^6
鋼管の μ アソソ比	0.3
地盤の E (kgf/cm ²)	100 ~ 16000
地盤の μ アソソ比	0.4

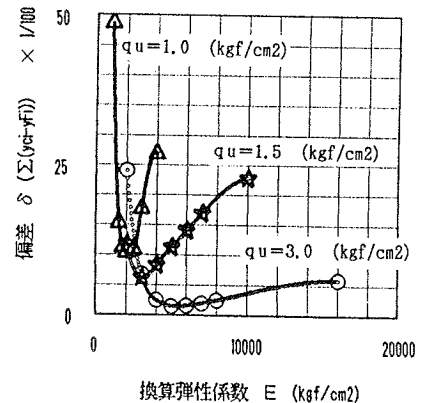


図-1 仮定 E と偏差の関係

ことで変位 (y_F) を求める。
次に、 y_o と y_F の偏差を計算し、その値が最小となる値をある E_o の換算弾性係数 E とする。それを図 - 1 に示す。このような計算を複数の E_o に対して計算し、 E_o と E の回帰式を求める。この回帰式が、 E_o を E に変換する式となる。それを図 - 2 に示す。以上のような解析に用いられた諸条件を、表 - 1 に示す。

3. 地盤強度の算定

一様水平地盤の許容水平変位を 1.5 cm とした場合の杭のたわみ量 y_{o2} と地盤反力度を算定する。次に、改良範囲の換算弾性係数 E' を仮定した改良地盤を含む任意の軟弱地盤層にその反力を作用させる。FEM解析で変位 y_{F2} を計算し、反力度算定に求めた杭のたわみ量 y_{o2} との偏差 $\Sigma (y_{F2i} - y_{o2i})^2$ が最小となる E' を設計上の換算弾性係数 E' とする。各々の E の軟弱地盤強度に対して求めた改良範囲の E' を図 - 3 に示す。また、ロシステイク曲線により近似した曲線も示す。

この曲線によれば、軟弱層の E が $1 (\text{kgf/cm}^2)$ 以下であっても改良範囲の E' は $1000 (\text{kgf/cm}^2)$ で十分に横方向反力が得られるという結果を得る。したがって、液状化地盤等で反力が期待されない地盤でも $1000 (\text{kgf/cm}^2)$ の E' で改良すればよいことになる。

次に、図 - 2 に示した回帰線により地盤の変形係数 E_o を求め、 $E_o = 210 c_u$ より設計に必要な地盤強度 c_u を決定することができる。

4. おわりに

今回の検討は、弾性体と仮定した解析であるため、実際の杭の挙動とは異なったものである。しかし、杭基礎の設計は、前述のとおり弾性体として設計しているのが現状である。したがって、今回の検討結果はある程度参考になると考える。今後、後には、載荷試験等の機会に逆解析等を行って検証する必要があると考える。

< 参考文献 >

- 1) 日本道路協会 : 杭設計便覧, 1992, 10

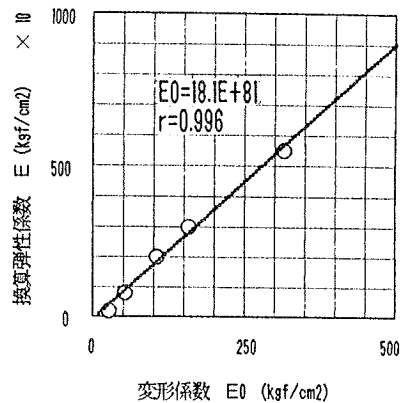


図 - 2 E_o と E の関係

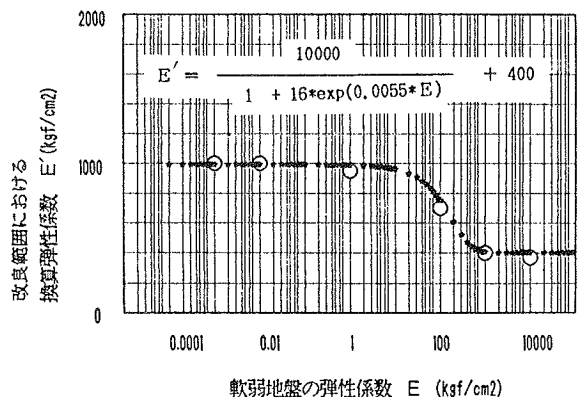


図 - 3 軟弱地盤の E と改良地盤の E の関係

11 非排水三軸伸張試験による砂のせん断強度特性

琉球大学工学部 ○林 秀 吉
加 藤 進

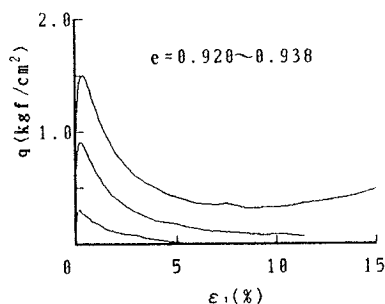
1. まえがき

地震による液化後の砂地盤の安定解析をする時、非排水状態に於ける砂の残留特性を知ることは大変重要である。この非排水挙動に関する研究は多くの場合三軸圧縮試験によっておこなわれている。しかし、実際の砂地盤の挙動は三軸圧縮状態だけではなく、単純せん断状態および三軸伸張状態も含まれており、これらの状態を再現した実験も必要である。本研究では三軸伸張試験により得られた非排水挙動について、これまでに得られている結果¹⁾と比較し、報告するものである。

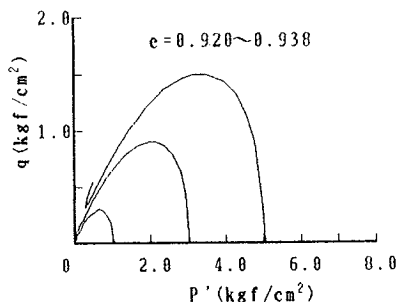
2. 実験概要

供試体は気乾砂に5～6%の水を加えて、モールド内で六層に分けて突き固めた。モールド内の寸法

は直径5cm、高さ10cmである。なお、供試体突き固め後の乱れを極力避けるため、モールドは供試体をベDESTALの上にセットしてから取り外した。三軸セル内に供試体をセット後 $\sigma_0=0.2\text{kgf/cm}^2$ の側圧を加えた状態で、CO₂を20分間通し、引き続き脱気水を500cc流した。背圧は全ケース $\sigma_b'=2.0\text{kgf/cm}^2$ とした。所定の拘束圧で圧密後、 $\varepsilon_1=0.5\%$ の速度で、非排水三軸伸張試験を行った。供試体の上下端部には摩擦除去層を設けた。これは厚さ0.05mmテフロンシートの上に、厚さ0.2mmの八片のメンブレンと、層厚0.2mmのグリース層を交互に二層重ねたものである。供試体の間隙比は、実験後に測定した含水比から計算した。なお初期拘束圧は $\sigma_0'=0.5\sim5.0\text{kgf/cm}^2$ の範囲である。

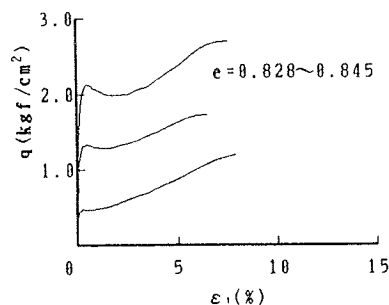


(a) 偏差応力—軸ひずみ

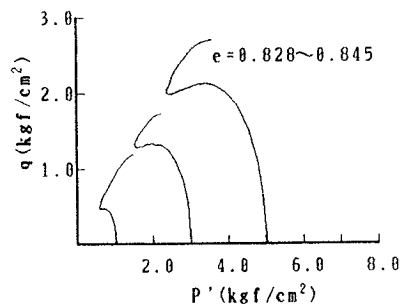


(b) 偏差応力—平均主応力

図-1 極緩い砂の非排水挙動



(a) 偏差応力—軸ひずみ



(b) 偏差応力—平均主応力

図-2 緩い砂の非排水挙動

3. 実験結果および考察

非排水三軸伸張試験より得られた応力-ひずみ曲線と有効応力経路を図-1 および図-2 に示す。初期拘束が大きい時、応力-ひずみ曲線のピークが高く現れるが、初期拘束圧が小さくなるとそのピーク

が小さくなる傾向がみられる。軸差応力が最小値に達するまで、供試体は一樣に変形していた。その後供試体の一部が極端に細くなる現象が現れた。この現象はどのケースにおいても、再び軸差応力が増加する過程で徐々に現れており、準定常状態までは、

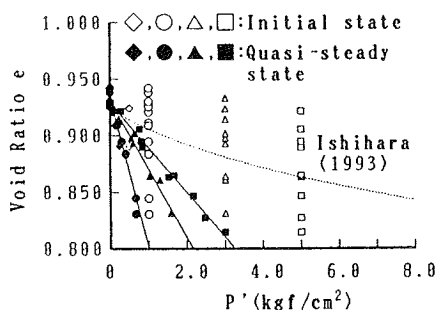


図-3 湿潤詰めによるQSSL

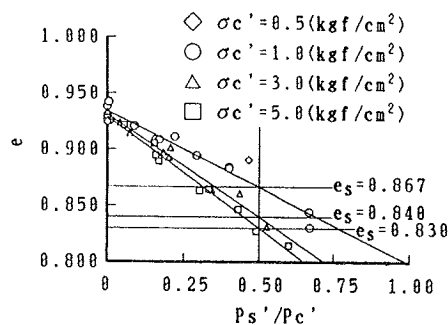
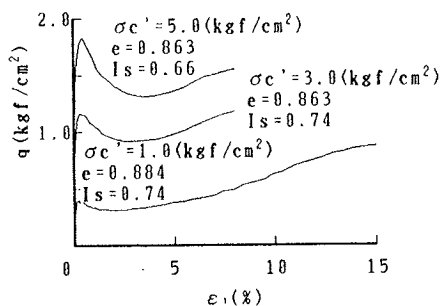
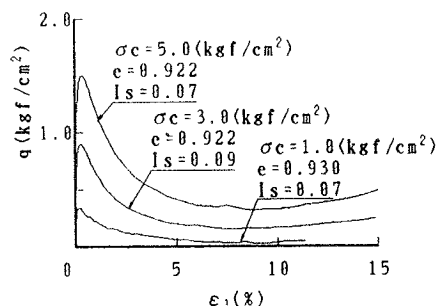


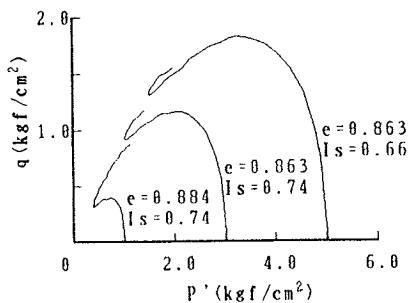
図-4 I_s の定義図



(a) 偏差応力-軸ひずみ

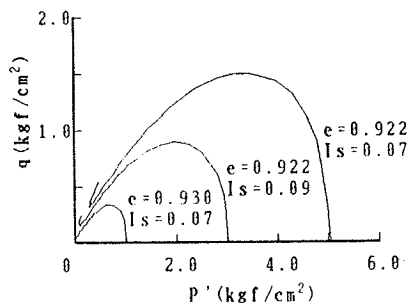


(a) 偏差応力-軸ひずみ



(b) 偏差応力-平均主応力

図-6 状態指数による比較(その2)



(b) 偏差応力-平均主応力

図-5 状態指数による比較(その1)

その現象の影響は少ないと考えられる。この準定常状態における有効拘束圧と間隙比の関係を図-3に示す。図中の白印は、圧密後の初期状態であり、黒印は準定常状態である。図中の実線は各拘束圧ごとに最小2乗法で求めた。破線は圧縮試験から求めた準定常状態線である。伸張試験の結果はこの圧縮試験より得られた線より下側にあることが分かる。図-4は状態指数 I_s の定義図である。圧縮試験の場合と異なり拘束圧ごとに準定常状態線が異なるため、圧縮試験と同様に I_s を定義することが出来ない。そこで $p_s' / p_c' = 0.5$ が収縮と膨張の境界であるので、この点の間隙比を e_s とし、状態指数 I_s を下記のよう

$$I_s = (e_0 - e) / (e_0 - e_s) \quad (1)$$

ここで、 e_0 : 境界の間隙比

e : 供試体の間隙比

e_s : $p_s' / p_c' = 0.5$

q_p / p_s' と p_p' / p_s' の関係を図-7に示す。図より、種々の間隙比と初期拘束圧について得られた各点は、 $M_L = 0.43$ の傾きを持つ直線上にあることが分かる。

$$q_p / p_s' = 0.738 + M_L (p_p' / p_s' - 1) \quad (2)$$

p_p' / p_c' の特性を検討するために、ピーク応力における有効拘束 p_p' の値を初期拘束 p_c' に対してプロットした。かなりばらついているが、両者に次の直線関係があることが分かる。

$$p_p' / p_c' = 0.68 \quad (3)$$

この直線の傾きは圧縮試験から得られた結果 ($p_p' / p_c' = 0.61$)¹⁾ よりも、若干大きい値であった。初期状態における有効拘束圧と準定常状態における有効拘束圧との比 p_c' / p_s' は初期状態比と呼ばれている。この初期状態比 r_c と I_s との間には図-9に示す関係がある。初期状態比は状態指数の増加に伴って減少する傾向があり、ほぼ次式のように関係付けられる。

$$r_c = p_c' / p_s' = 2.0 / I_s \quad (4)$$

図中の破線は圧縮試験から得られた r_c と I_s の関係である。

ピーク時の強度 $S_p (= q_p / 2)$ と I_s の関係を図-10に示す。式(2)に式(3)と式(4)を代入して得られた結果を図中に実線で示している。

$$S_p / \sigma_0' = 0.15 + 0.08 I_s \quad (5)$$

圧縮試験の結果である破線と比較して、下側にある。

残留強度 S_{us} と I_s の関係を図-11に示す。

$$S_{us} / \sigma_0' = 0.17 I_s \quad (6)$$

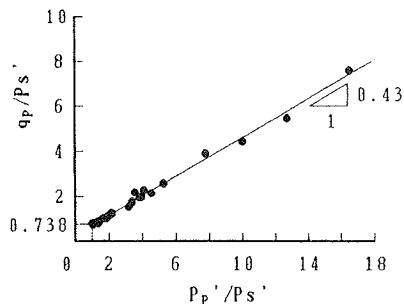


図-7 q_p / p_s' と p_p' / p_s' の関係

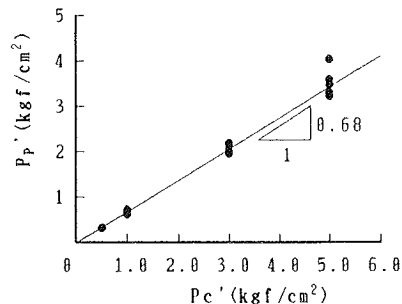


図-8 p_p' と p_c' の関係

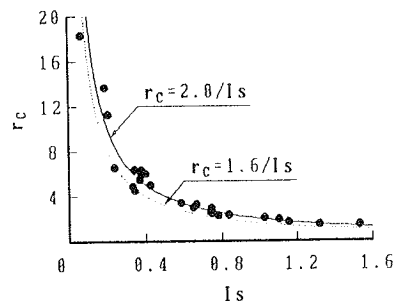


図-9 r_c と I_s の関係

この場合にも、圧縮試験の結果と比較して、伸張試験の結果はかなり小さく半分程度である。

ピーク強度と残留強度の関係を図-12に示す。図中の実線は式(5)と式(6)より、 I_s を消去して求めた。

4. まとめ

- 1). 三軸伸張試験による準定常状態線は初期拘束圧により異なる。
- 2). 三軸伸張試験により得られる強度は三軸圧縮試験に比較してかなり低い。
- 3). 以上の結果から分かるように、地震による液状化後の砂の安定解析をする時には、これまでのような圧縮試験から得られる残留強度特性だけでなく、伸張試験の結果もあせて検討していくべきである。

【参考文献】

- 1). kenji Ishihara: Liquefaction and flowfailure during earthquake, The 33rd Rankine Lecture.

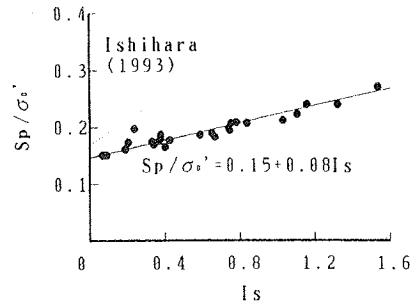


図-1.0 ピーク強度 S_p と状態指数 I_s の関係

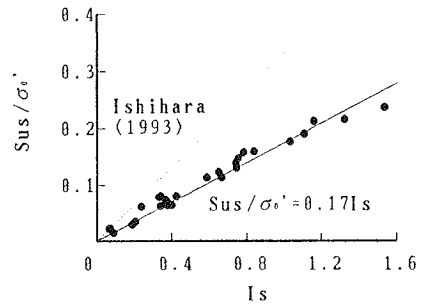


図-1.1 残留強度 S_{su} と状態指数 I_s の関係

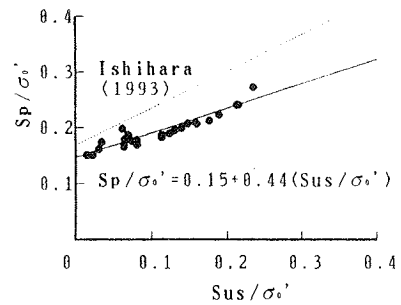


図-1.2 ピーク強度 S_p と状態指数 I_s の関係

12 那覇空港自動車道における杭鉛直載荷試験について

沖縄総合事務局南部国道事務所 那覇空港自動車道出張所

○金城 博・上原 啓文

1. は じ め に

那覇空港自動車道は、大部分において高架橋方式で設計されており、橋台・橋脚の支持を島尻層群泥岩新鮮部に求めている。新鮮な泥岩は、一般に均質でありN値も50以上を記録することから、従来から良好な支持層と見なされてきた。しかし、周面摩擦力等を含めた杭の支持力機構については不明な点が多いのが現状である。

南部国道事務所では、泥岩を支持層とする橋梁基礎杭の支持力機構を明らかにするため、継続的に杭の鉛直載荷試験を実施している。本報告では、図-1に示す橋梁建設箇所において実施した場所打ちコンクリート杭の鉛直載荷試験結果を述べると共に、過去に実施された類似の試験データと比較・検討し、泥岩における杭の支持力特性や支持力機構について考察するものである。

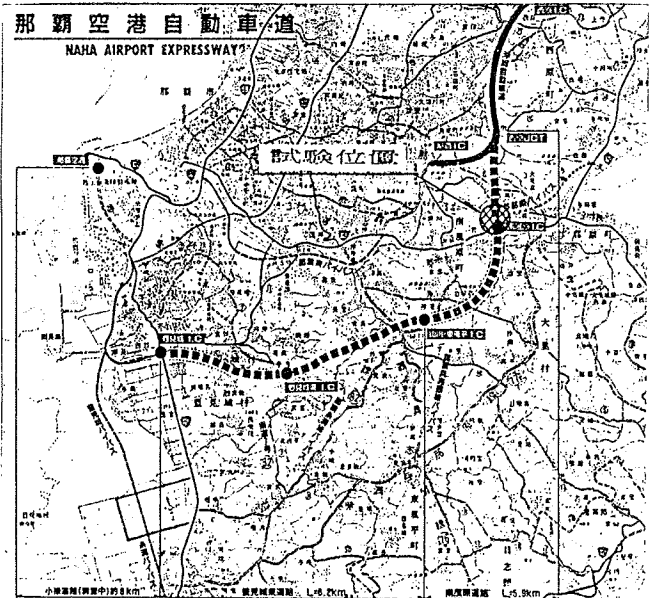


図-1. 載荷試験位置

2. 試 験 概 要

試験は、宮城高架橋P15（杭No.19）において実施した。試験杭は、全周回転機を用いて施工されたφ1200mmの場所打ちコンクリート（ペノト）杭である。

(1) 地 盤 状 況

試験に当って事前ボーリングを実施し、図-2に示すような地盤状況が確認された。設計床面以下4.2mまでは、N値2～3の軟弱な沖積粘土（Ac層）、それ以下はN値が15～50にかけて漸増する風化泥岩が10.4mの層厚で分布する。16.4m以下には、N値50以上を呈する与那原層泥岩（Tc層）が分布する。本層には一部シルト岩優勢な部分も介在するが、概ね均質な泥岩と評価される。Tc層への試験杭の根入れは、11.9mとなっている。

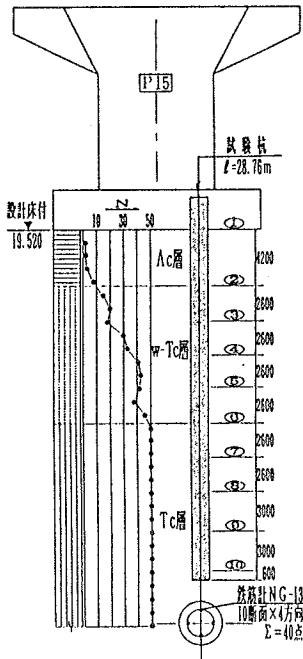


図-2 地盤状況及び鉄筋計取付位置

(2) 試 験 荷 重

試験荷重は、下表に示す支持力度を仮定して、P=1500tに設定した。

表-1 試験荷重設定条件		
支持力度 土 層	最大周面摩擦力 f (tf/m ²)	極限先端支持力 Ru (tf/m ²)
沖積粘土 (Ac層)	3.0	
風化泥岩 (w-Tc層)	5.0	
泥 岩 (Tc層)	15.0	450

(3) 試験方法

試験は、土質学会基準「杭の鉛直載荷試験基準・同解説」による多サイクル・荷重制御方式に準じて実施した。
試験内容を表-2に、測定項目を表-3にそれぞれ示す。

表-2 試験内容の一覧

項 目		内 容
試 験 の 種 類		単 杭 の 鉛 直 載 荷 試 験
試 験 最 大 荷 重		P=980tf (計画: P=1500tf)
試 験 杭	杭 の 種 類	場所打ちコンクリート(ベノト)杭
	本 数	n = 1 本
	杭 の 外 径	D=1200 mm
	杭 の 長 さ	ℓ=28.76m
反 力 杭		n=4本 (φ1200, ℓ=26.5m)
試 験 方 法		多サイクル荷重制御方式
載荷反力の形式		載荷梁・反力杭使用による反力方式

表-3 測定項目の一覧

項 目		内 容
荷 重		圧力変換→静ヒズミ測定
試 験	杭 頭 沈 下 量	4点：杭頭4方向
	杭頭水平変位量	2点：杭頭X・Y
	中間部沈下量	1点：⑥断面位置
	先端部沈下量	1点：⑩断面位置
杭	杭体ヒズミ量	40点：{①～⑩}×4方向
反力杭浮上り量		4点：4本×1点
そ の 他		試 験 時 気 温

注) 杭体ヒズミ量は鉄筋計にて計測、位置は図-2参照

3. 試験結果

試験結果の概要を表-4に示し、杭頭における荷重(P)-沈下量(S)の関係を図-3に示す。試験最大荷重は $P_{\max}=980\text{tf}$ であり、最終的な杭頭部沈下量は $S_{\max}=160.02\text{mm}$ に達した。

(1) 第1限界荷重及び第2限界荷重

杭の鉛直支持に関する特性値として、第1限界荷重及び第2限界荷重を判定し、表-5に示す結果を得た。これらは、従来、降伏荷重、限界荷重と呼ばれていたものに相当する。

第1限界荷重(降伏荷重)の求め方には幾つかの手法があり、それらを総合的に判断して決定するのが一般的である。本試験では $\log P - \log S$ 法、 $S - \log t$ 法、 $\Delta S / \Delta \log t - P$ 法のそれぞれについて解析し、杭頭=600tf、杭先端=233tfと判定した。

第2限界荷重(極限荷重)は、杭先端沈下量(測定していない時は杭頭)が杭先端直径の10%に相当する荷重、または杭頭荷重-沈下量曲線が沈下量軸にほぼ平行と見なされる荷重のうち小さいほうの値と定義される。本試験の場合は、杭頭荷重 $P=1000\text{tf}$ へ増加中に、杭径の10%以上に沈下が進行し、沈下量曲線も沈下量軸に平行となった。

表-5 第1限界及び第2限界荷重の判定

試験杭の鉛直支持特性		杭頭(t)	杭先端(t)
第1限界荷重	$\log P - \log S$ 法	600	235
	$S - \log t$ 法	500 ~ 625	233 ~ 349
	$\Delta S / \Delta \log t - P$ 法	600	233
	判定	600	233
第2限界荷重		980	480.5

表-4 試験結果の概要

項目	内容
試験最大荷重	$P_{\max}=980\text{tf}$
試験杭頭部最大沈下量	$S_{\max}=160.02\text{mm}$
” 残留沈下量	$S_r=152.81\text{mm}$
” 弾性戻り量	$S_{el}=7.21\text{mm}$
試験杭頭部水平変位量(最大荷重時)	$X=-2.05\text{mm}$
	$Y=0.12\text{mm}$
試験杭先端最大沈下量	$S_{p\max}=154.56\text{mm}$
” 残留沈下量	$S_{pr}=151.92\text{mm}$
” 弾性戻り量	$S_{pel}=2.64\text{mm}$
先端伝達軸力	$P_p=480.5\text{tf}$
反力杭最大浮き上り量	$S_u=2.08\text{mm}$ (反力杭No.3)
試験所要時間	13時間 11分

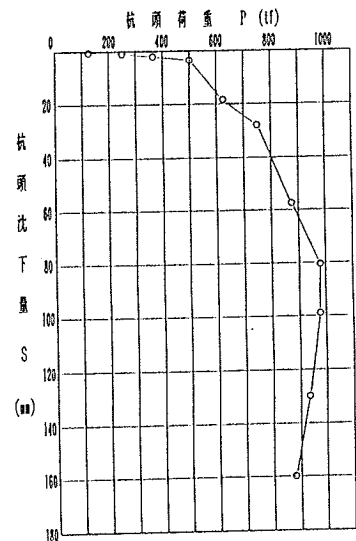


図-3 杭頭荷重と沈下量の関係

(2) 軸力分布

鉄筋計より得られたひずみ量を基に、各荷重段階における軸力(伝達荷重)を算出し、土層別に整理したのが図-6である。同図より、第4段階荷重(P=500tf)までは、杭先端部に作用する軸力が小さく、杭の周面摩擦力により保持される荷重の割合が高い。第5段階荷重(P=625tf)以降、先端部に伝達される軸力が大きくなり、周面摩擦力が極限に近い状態に達したことが読み取れる。最大荷重(P=980tf)時の先端部軸力は最大で $P_r=480.5\text{tf}$ を記録した。

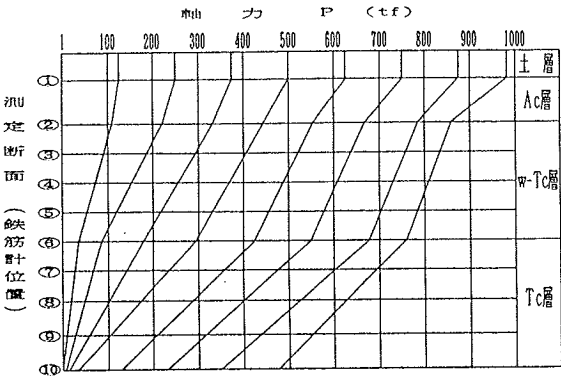


図-6 軸力分布図(各土層別)

(3) 杭先端支持力及び周面摩擦力

表-6に、杭先端極限支持力及び、土層別の周面摩擦力をまとめて示す。また、図-7には、杭頭荷重に対する周面摩擦力の推移を土層別に整理してある。

杭の極限先端支持力度は、杭先端部への最大軸力より、 $q_d=424.8\text{tf/m}^2$ と評価される。

周面摩擦力は、土層によって発現機構が大きく異なり、沖積粘土(Ac層)では、荷重段階に応じて、ほぼ比例的に増加し、 $P=875\text{tf}$ 時に最大値 $f=4.4\text{tf/m}^2$ を記録する。風化泥岩(w-Tc層)は、 $P=375\text{tf}$ 時に最大値 $f=3.8\text{tf/m}^2$ を示すが、それ以降の荷重に対しては減少し、最大荷重時には 2tf/m^2 以下にまで低下する。泥岩(Tc層)は、風化泥岩の摩擦力がピークに近づいた $P=250\text{tf}$ 時より急速に摩擦力が発現され、 $P=500\text{tf}$ 以降は緩やかな増加に留まる。最大値は $P=875\text{tf}$ 時に $f=7.8\text{tf/m}^2$ が記録される。

表-6 杭先端支持力及び周面摩擦力

杭先端極限支持力度	周 面 摩 擦 力			
	土 層	平均N値	最大摩擦力度(tf/m ²)	発現時荷重(tf)
424.0 tf/m ² (480.5 tf)	Ac	3	4.4	875
	w-Tc	33	3.8	375
	Tc	67	7.8	875

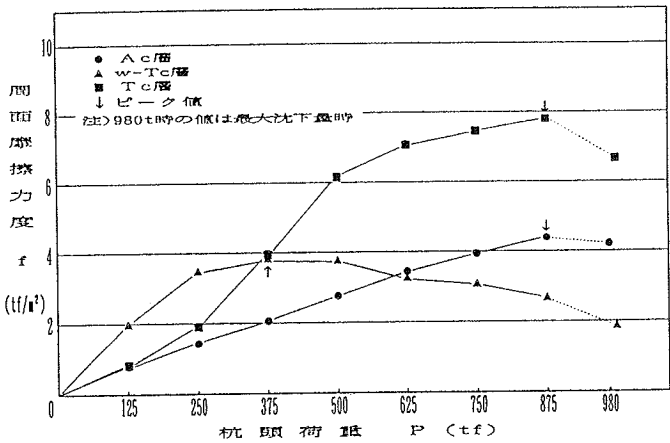


図-7 杭頭荷重と周面摩擦力の関係(土層別)

4. 考 察

那覇空港自動車道では、与那原層泥岩の支持力特性を明らかにするため、本試験と同様の杭鉛直載荷試験、ボーリング孔を利用した深層載荷試験、平板載荷試験などの原位置試験を実施している。ここでは、それらのデータも併せて整理し、与那原層泥岩における杭の支持力特性や支持力機構について考察する。

表-6に各試験の概要を示す。これらのうち南風原高架橋P₈における杭の鉛直載荷試験については、石垣(1993)により詳細な報告が提出されている。試験に用いられた杭はA杭、B杭の2本であり、いずれも杭長は短いものの、杭径や施工法は本試験の場合と同じ条件で実施されている。

表-6 与那原層泥岩を対象とした支持力試験の概要

位 置	試 験 項 目	試 験 内 容	結 果	備 考
南風原高架橋 P8	杭の鉛直載荷試験	<ul style="list-style-type: none"> ・試験杭 A杭 ($\ell=12.0\text{m}$), B杭 ($\ell=5.4\text{m}$) ・試験法 KODAN 503-1988 (多サイクル荷重制御) ・測定項目 杭体応力 (鉄筋計), 沈下量, 杭体圧縮量, 水平変位量, 反力杭浮き上り量 	<ul style="list-style-type: none"> ・第1限界荷重 A杭: 560tf, B杭: 480tf ・第2限界荷重 A杭: 720tf, B杭: 720tf ・極限先端支持力度 A杭: 470tf/m^2, B杭: 465tf/m^2 ・最大周面摩擦力 $w\text{-Tc}: 2.38\text{tf/m}^2$, $\text{Tc}: 7.77\text{tf/m}^2$ (A杭), 11.85tf/m^2 (B杭) 	杭径, 施工法は本試験の場合と同様 (地盤状況) A杭 0~4m: $w\text{-Tc}$ ($N=30\sim40$) 4~12m: Tc (換算 $N=107$) B杭 0~5.4m: Tc (換算 $N=107$)
宮城高架橋 P17	深層載荷試験	<ul style="list-style-type: none"> ・試験孔 $\ell=17\text{m}$ ($\phi 116\text{mm}$) ・試験法 土質工学会基準 (多サイクル荷重制御) ・測定項目 沈下量 	<ul style="list-style-type: none"> ・極限支持力度 471 tf/m^2 (最終沈下量 13.8mm) 	試験面は換算 $N=65$ の泥岩が分布
喜屋武高架橋 P16	平板載荷試験	<ul style="list-style-type: none"> ・載荷板 $\phi=300\text{mm}$ ・試験法 土質工学会基準 (多サイクル荷重制御) ・試験項目 沈下量 	<ul style="list-style-type: none"> ・極限支持力度 425 tf/m^2 (最終沈下量 78mm) 	試験面には, $N>50$ の泥岩が分布

(1) 周面摩擦力の評価

各土層における最大周面摩擦力は次のように評価される。

沖積粘土 (A c 層) : 本試験においては, ピーク値 $f=4.4\text{tf/m}^2$ を示した。道路橋示方書の基準によれば, 場所打ち杭における粘性土の最大周面摩擦力は C または N (≤ 15) tf/m^2 と与えられており, 試験結果は十分に基準値をクリアーしている。

風化泥岩 (w-Tc 層) : 本試験におけるピーク値は $f=3.8\text{tf/m}^2$ ($N=33$), 南風原高架橋では $f=2.38\text{tf/m}^2$ ($N=37$) が得られている。N 値との関係からは $f=0.06\sim 0.12\text{N}$ 程度の評価となり, この値は道路橋基準値を大きく下回るものである。また, いずれの試験においても早い段階で最大値に達し, 極限荷重時には残留強度が発現されているに過ぎず, 風化泥岩の周面摩擦力の取り扱いについては注目すべき点が多い。

泥 岩 (T c 層) : 本試験からはピーク値 $f=7.8\text{tf/m}^2$ ($N=67$), 南風原高架橋からは $f=7.77\sim 11.85\text{tf/m}^2$ ($N=107$) の値が得られている。N 値との関係からは, $f=0.16\sim 0.24\text{N}$ ($N=50$ とした場合) あるいは $f=0.07\sim 0.12\text{N}$ (換算 N 値の場合) と評価される。この値も道路橋基準値を大きく下回り, 与那原層泥岩の大きな特徴と言える。

(2) 杭先端支持力の評価

本試験及び表-6 に示される支持力試験のデータは 5 ケースのみであるが, いずれも極限荷重 $P_u=424.8\sim 471\text{tf/m}^2$ の範囲にある。試験個数は少ないものの総体的に 10% 程度の範囲に包含されることから, 信頼性は高いものと信ぜられる。

5. ま と め

与那原層泥岩における場所打ち杭については, 先端支持力重視, 周面摩擦力は低いという支持力機構を考える必要がある。周面摩擦力は杭の施工方法などにより, 発現機構や数値が異なることも予想され, 今後の課題として挙げておきたい。また, 島尻層群全体をみた場合, 砂岩についてはどのように評価されるのか, あるいは同じ泥岩でも, 堆積年代と強度特性に差がみられる豊見城層あるいは新里層の場合はどう評価すべきなのか, 今後の検討課題は多い。

< 参 考 文 献 >

- (1) 石垣弘規(1993): 第6回沖縄土質工学研究発表会論文集 PP23~26
- (2) 沖縄総合事務局南部国道事務所(1993): 宮城高架橋下部 (その5) 工事深層載荷試験報告書
- (3) " (1993): 喜屋武高架橋下部 (その3) 工事平板載荷試験報告書

13 マルチチャンネル浅層反射法を用いた土质地質調査(海洋部)

岩上 淳一(沖縄開発庁沖縄総合事務局那覇港工事事務所)
足立 幾久・浴 信博(大和探査技術株式会社)

1. はじめに

土木分野の浅部(0~100m)の地質調査はボーリング調査により直視によっているところが多い。ボーリングデータのみでは点の情報でしか地質状況が把握できない。地層としての広がり、分布、連続性を反射面として捉えるために、数10m程度を対象にしたマルチチャンネル浅層反射法探査を実施した。

ここでは、沖縄本島の2カ所で行われた浅層反射法探査の例を紹介する。

2. 探査概要

調査地は2カ所とも沖縄県的那覇港で、両調査域とも海底には、シルト、砂の下に琉球石灰岩が堆積して、その下部に土木基盤となり得る新第三紀の島尻層群が堆積している。一方の調査域では、約300m離れている2カ所の既存ボーリングデータで、島尻層群の深度が約25mの相違があることがわかっている。シングルチャンネルの音波探査等では発震波が琉球石灰岩層上面で分散され、また多重反射による影響で攪乱されて、その下部の基盤状況をうまく捉えることができない。そこで震源にエアガンを用いてマルチチャンネル反射法により、基盤の深度及び形状を求めた。マルチチャンネル反射法の特徴は、いわゆる共通反射点重合法(Common Depth Point Stacking: CDP スタッキング)を中心としたコンピュータによるデータ処理が行われる点にあり、これによって著しくS/N比向上が期待できる。

3. 探査方法

測定は、あらかじめ設定された測線上を探査船により100m程度(4m間隔×24チャンネル)のストリーマケーブルを曳航し8m毎にエアガンによる発震を行い記録を取得した。船位及び発震位置は電波測位機により同時に測量した。図-1に探査概念図、表-1に探査仕様を示す。

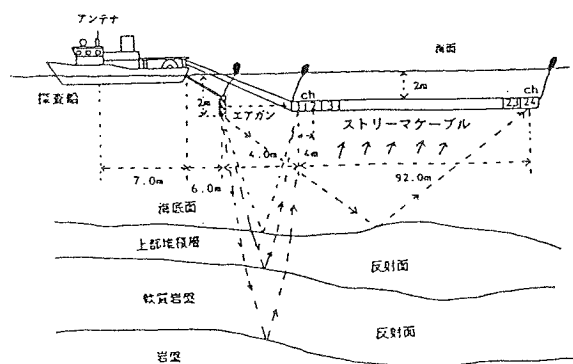


図-1 探査概念図

探 鉱 機	: D F S - V
震 源	: 17ガロン(20cu. inch)
受 振 器	: ストリマケーブ
発震点間隔	: 8m
受振器間隔	: 4m
チャンネル数	: 24チャンネル
重 合 数	: 6重合
サンプリングレート	: 1ミリ秒
電波測位機	: トライホーンター

表 - 1 探 査 仕 様

4. 探 査 結 果

図 - 2、3 は測線長約1kmの測線の例で各々時間断面図と深度断面図である。調査域は水深が10m~20mの海域である。図 - 2、3 を見ると、探査対象深度である海底から100m付近までは何らかの連続性の良い反射記録が見られ、700m付近には調査域の基盤である国頭層群上面からと思われる反射記録も見られる。比較的小容量である20cu. inchのエアガンを用いたにも関わらず、対象深度よりかなり深部の反射記録も得られているのが判る。次に図 - 4 には探査対象深度である100m付近までを拡大した深度断面図に解釈を行った例を示す。調査域に土質ボーリングがあり、それと対比し、解釈を試みた。図 - 4 には何層かの反射記録が見られるが、連続性の良い強い反射記録を層境界として解釈をした。海底から15~20mにシルト、シルト質砂が堆積し、その下部に30~40mの層厚で琉球石灰岩層があり、その下に土木の基盤である島尻層群を想定した。ボーリングデータと反射法データ処理により求まる区間速度をもり込み構造解釈の結果を表 - 2 に示す。

図 - 5 はもう一方の地区で行われた測線約700mの測線で深度断面図上に解釈を行った例を示す。この測線は、島尻層群の深度が約25m相違のある2本の既存ボーリング点を通過しているものである。ボーリング点とボーリング点の中間部付近に反射記録が乱されて切断されている様子が顕著に認められる。これを断層と解釈した。

5. ま と め

両調査域とも対象とした地質構造を把握することができた。しかし土木の浅層反射の解析をする上で層構造の深度確認には、ボーリングデータの有無が精度を上げる不可欠な情報であろう。

また、特に浅層を対象とするために、深度にして100m程度までの高分解能の断面が要求されるため、震源エネルギーはそれほど大きくなくてもいいが、より高周波数の震源による探査が必要となり、今後の課題である。

最後に、本発表にあたり、沖縄開発庁沖縄総合事務局那覇港工事事務所に多大なご協力をいただいた。また、(株)地球科学総合研究所には測定作業において、数々の探査機器の使用に際して便宜をはかっていただいた。ここに感謝の意を示す。

層厚	岩 質	地質年代	区間速度
15～20m	シルト・シルト砂	沖積世	1600m/s
40～50m	琉球石灰岩	更新世	1800m/s
600m	泥岩	新第三紀	2000～3000m/s
?	砂岩・頁岩	?	?

表 - 2 構造解釈

時間断面図

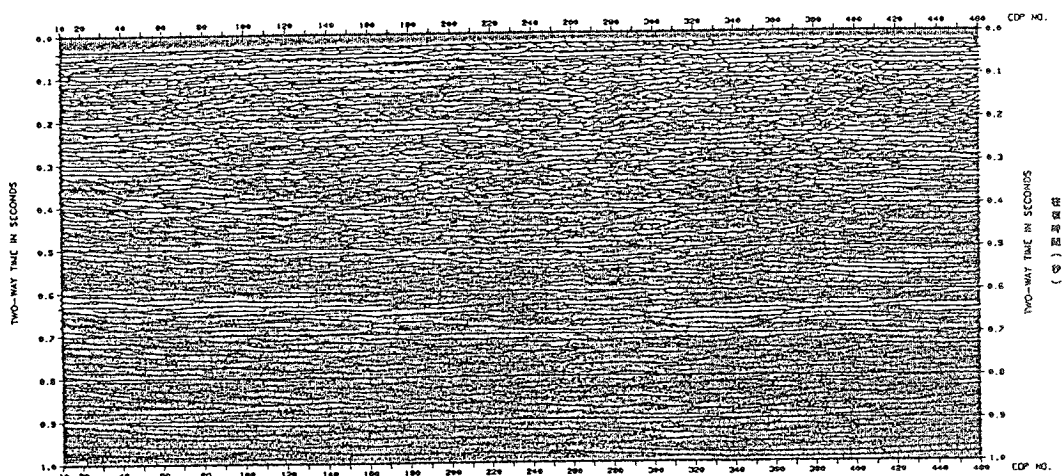


図 - 2

深度断面図

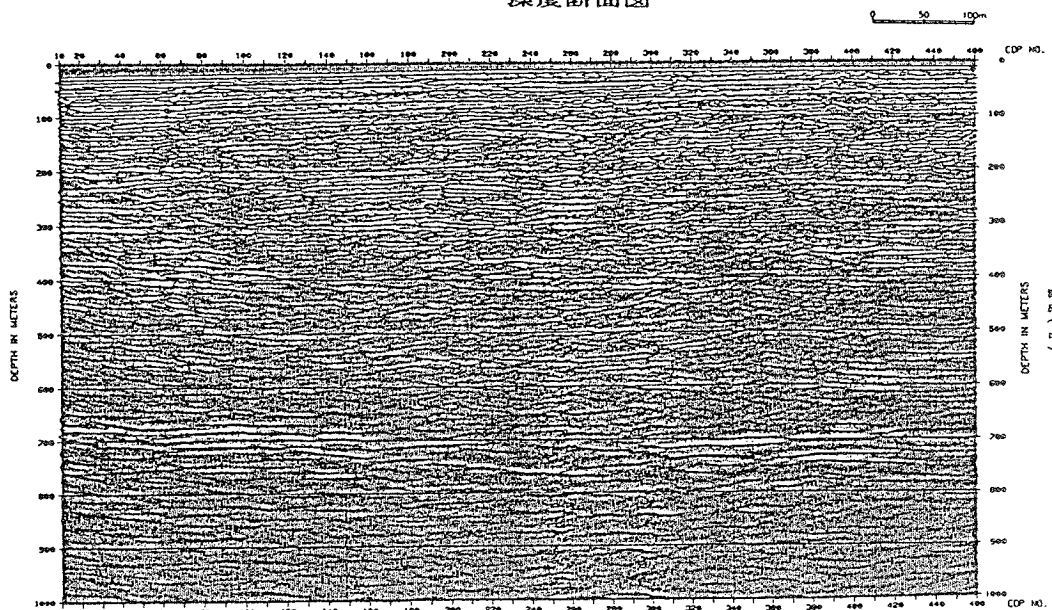


図 - 3

解釈深度断面

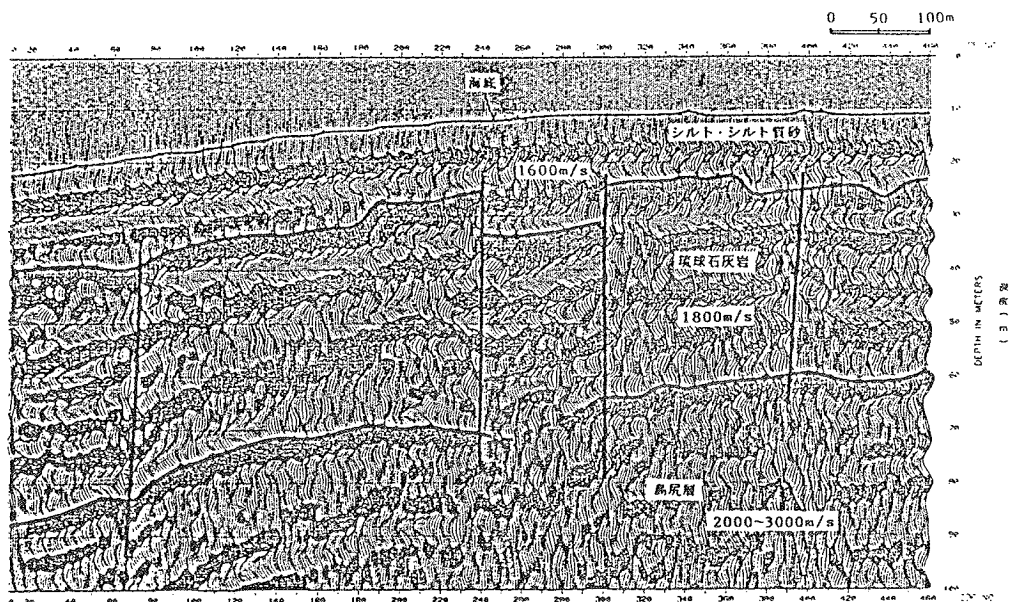


図-4

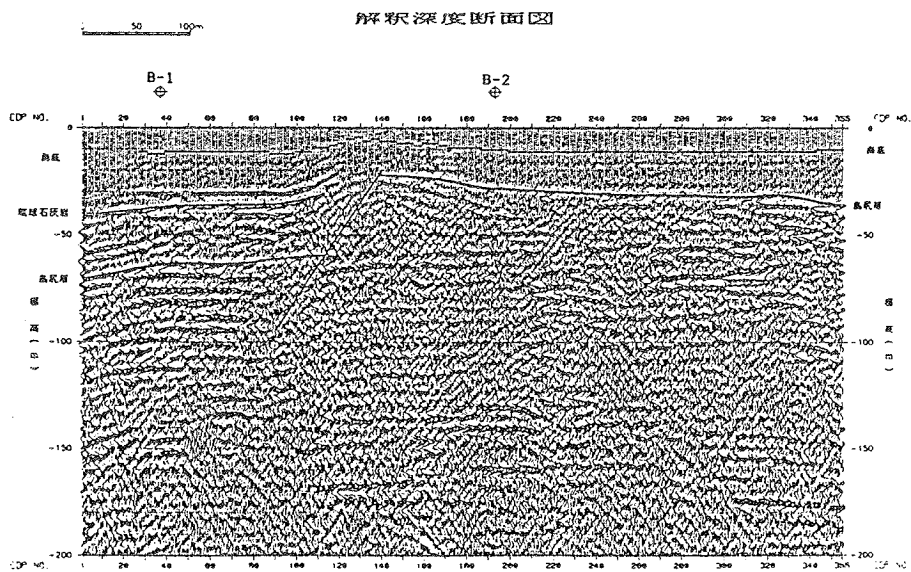


図-5

14 マイクログラビティ探査の空洞調査への適用

応用地質株式会社

吉田 祥一・大塚 康範・野崎 京三

1. はじめに

重力探査は従来、資源探査などの大規模な地下構造探査手法の一つとして利用されている。これら通常の重力探査では、 1mGal あるいは 0.1mGal のオーダーの測定を目的として全ての調査計画・測定作業・データ処理などが行なわれている。これに対して最近では、重力計の測定精度が向上し、それに応じてニーズも多様化してきたことから、 μGal オーダーの重力探査「マイクログラビティ探査」が土木分野などで実施されるようになってきた。鍾乳洞・廃坑などの空洞や100m程度以浅の基盤構造といった浅所の地下(密度)構造異常を対象とした重力探査がそれである(たとえば、飯田1983、千葉1986、野崎・加藤1988)。

本報では、マイクログラビティ探査を特に空洞調査、地盤の緩み域、そして石灰岩地帯の空洞調査に適用した例に的を絞って紹介し、その有効性と限界について述べる。

2. マイクログラビティ探査の概要

図-1に重力データの処理と解析の流れを示す。

マイクログラビティ探査においては、一般に、対象とする重力異常の大きさが 0.1mGal ($100\ \mu\text{Gal}$) のオーダー以下であり、場合によっては重力測定精度の限界に近い 0.01mGal 程度のこともある。したがって、それに見合った精度で測定およびデータ処理を行なう必要がある。

2-1. 重力測定

測定方法としては、多くの場合、閉環測定法が採用されている。これは、重力測定の基点を始/終点としてループ状に各測定点を回る方法である。特に精度を要求される場合には、重力計のドリフトをより正確に把握するために往復測定法などが採用される。

重力計としては、従来より LaCoste重力計(精度数 μGal) が利用されてきたが、数年前にカナダの SCINTREX 重力計が登場した。これは、最近のエレクトロニクス技術の飛躍的な向上により、重力計はショックに弱いもの、という重力計の常識を打破った重力計であり、現場での作業性を大幅に向上させた。また、精度的にも国土地理院(1993)などによって LaCoste重力計と遜色のないことが実証されている。

重力測定は、これらの重力計を用いて $10\ \mu\text{Gal}$ の精度を目安として行なわれる。なお、重力値は、地下の構造異常以外にも、測定点の高さによって大きく変化するため、重力測定とあわせて水準測量を実施するのが通常である。

2-2. データ処理

マイクログラビティ探査におけるデータ処理は、図-1に示すように、以下の3つのステップからなる。

①重力値の計算:

調査地で得られた重力測定データを補正して各測定点での重力値を求める。

②重力異常値(ブーゲー異常値)の計算:

求めた重力値にさらに種々の補正(重力補正)を施し、重力異常値を計算する。

③解析:

この重力異常値の分布から、スペクトル解析・フィルター処理などによって地下の密度構造を推定する。

マイクログラビティ探査においては、通常の重力探査に比べてノイズが相対的に大きくなるため、フィルター処理などの解析が特に重要となる。この解析手法について次章で述べることにする。

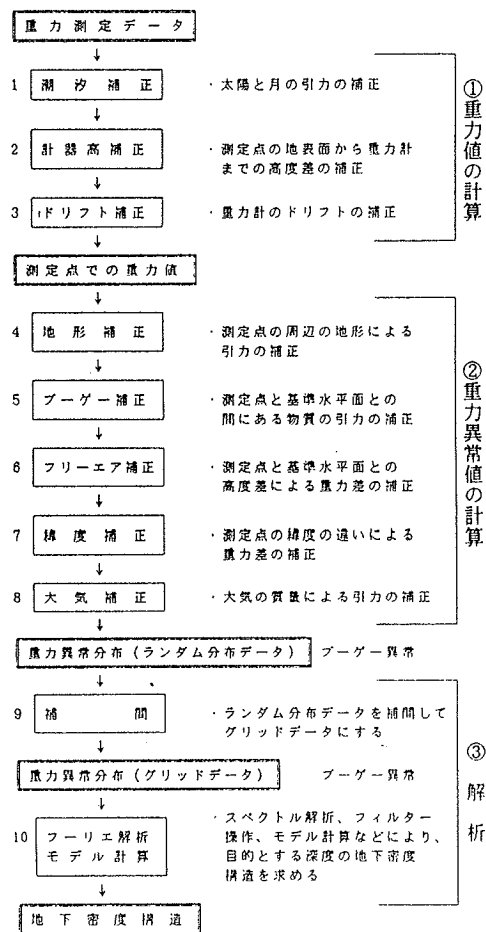


図-1 重力データの処理と解析の流れ

3. 解析手法

本章では、まず、空洞モデルによる重力異常の現われ方について検討し、次に、その重力異常を検出するためのフィルター処理の概要を述べる。

3-1. 空洞モデルから期待される重力異常

図-2に、いろいろな規模の空洞モデルによる重力異常分布を示す。

空洞上面の深度が各々等しい場合（今の場合は10m）、当然のことではあるが、空洞の規模が大きくなるにつれて重力異常の大きさも大きくなる。また、重力異常の現われる範囲は、概ね、空洞の中心深度の5倍程度であることが分かる。例えば、空洞の規模（辺長）が5mの場合には重力異常の大きさは約60 μGal であり、その範囲は約60m（ $\approx 12.5\text{m} \times 5$ ）である。一方、重力測定の精度は、前述したように10 μGal を目安としてあるが、実際には、地盤振動によるノイズなどが加わるため、検出可能な重力異常の大きさは現場状況によって大きく変わる。一応の目安として、空洞の上面深度が空洞の規模（辺長または直径）の1倍ないし1.5倍よりも浅ければ重力異常として検出が可能であると言える。また、測定点間隔は、重力異常の範囲の中に5～6点以上設置する必要がある。

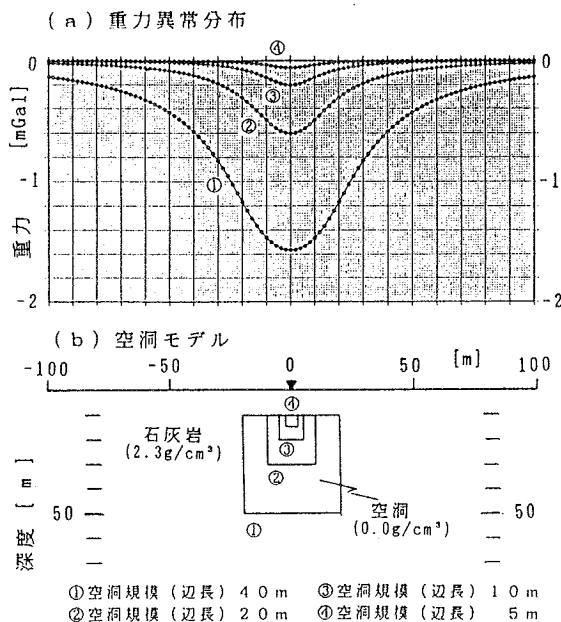


図-2 空洞モデルと重力異常分布

3-2. 重力異常の検出

重力異常を検出するためのフィルター処理（解析）は、マイクログラビティ探査にとって最も重要な過程である。加藤(1987)は、このデータ処理について、フーリエ解析に基づく2次元フィルター理論として系統的にまとめているので、詳細については同書を参照されたい。

重力異常の検出には、まず、図-3(a)に示すような元の重力異常分布（ブーゲー異常分布）のスペクトルの分析を行ない、各スペクトル成分をリージョナル群、ローカル群、ノイズ群にグループ分けする。リージョナル群は、探査深度よりも深い地下構造などに起因する波長の長い成分であり、逆に、ノイズ群は、測定誤差や地表付近の不均質な構造などに起因する波長の短い成分である。重力異常の検出は、元のフーリエスペクトルからリージョナル群や

ノイズ群をフィルター処理によって除去し、目的とするローカル群を抽出することに相当する。図-3(b)の重力異常傾向面の除去はリージョナル群を除去することに対応し、その残差重力異常分布から波長の短いノイズ成分を除去することによって、図-3(c)のフィルター処理後の重力異常分布が得られる。

このようなフィルター処理を施すことによって始めて、元のブーゲー異常分布では必ずしも明瞭ではなかった地下の構造異常（空洞等）による重力異常が抽出される。さらに、このフィルター処理後の重力異常分布をもとに下方接続処理や微分処理などを施すことにより、必要に応じて解析の分解能力を高めることもできる。

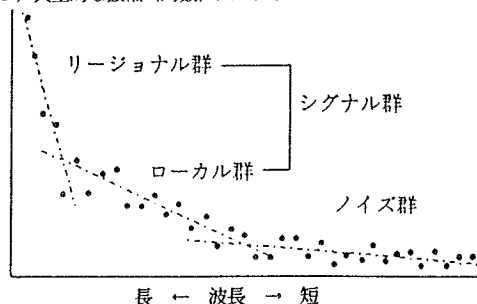
4. 適用例

4-1. ボックスカルバート（空洞）の検出

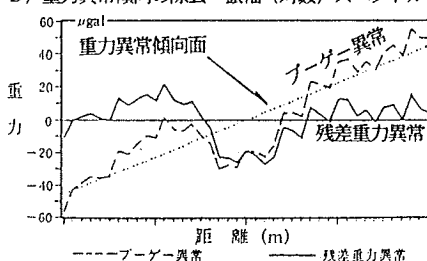
図-4に、開削により築造された鉄道トンネル（空洞）の上方を横断する2本の測線に沿って実施したマイクログラビティ探査の例を示す。

2測線とも、ボックスカルバートの箇所には約80 μGal の大きさの重力異常が検出されているのが分かる。ボックスカルバートの標準断面による重力異常分布の計算値と比較してみると、振幅は若干小さめであるが、重力異常の範囲はかなりよく一致している。また、重力が最小となる点はボックスカルバートの直上で両者とも非常によく一致していることが分かる。

a) 典型的な振幅（対数）スペクトル



b) 重力異常傾向の除去 振幅（対数）スペクトル



c) フィルター処理後の重力異常分布

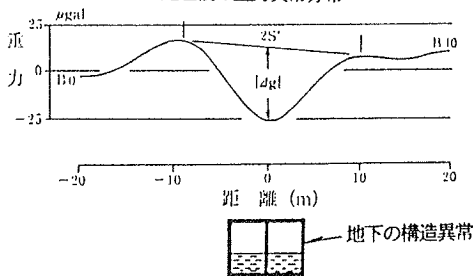


図-3 重力異常の検出

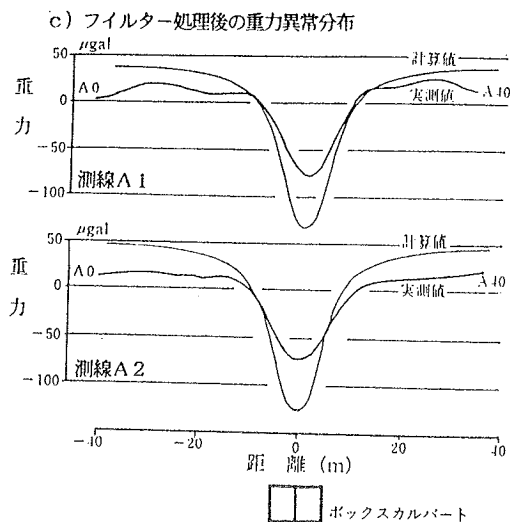
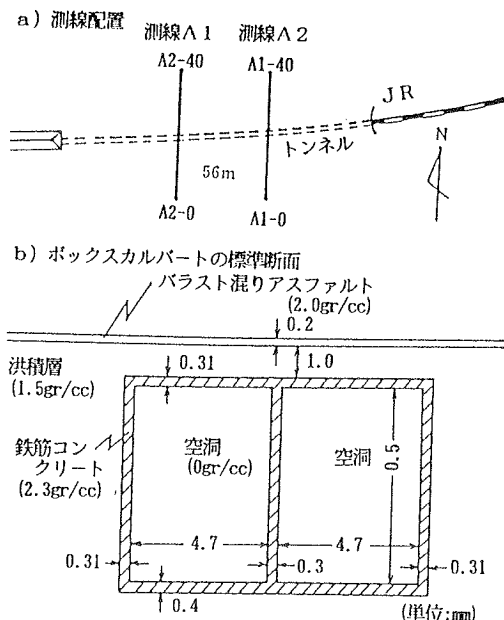


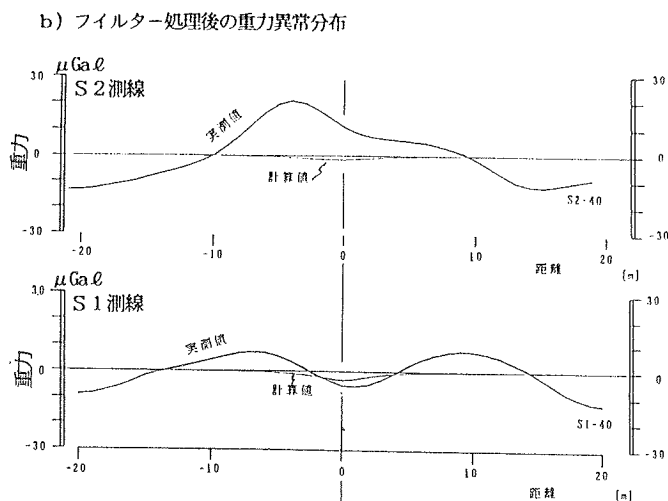
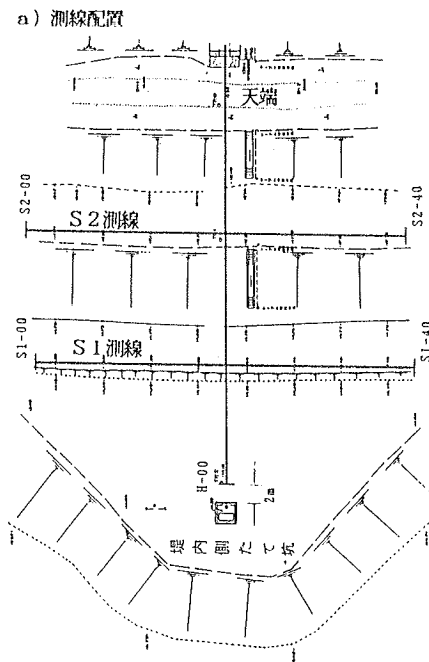
図-4 ボックスカルバート(空洞)の検出例

4-2. 地盤の緩み域の検出

図-5は、河川堤防において高さの異なる2面の小段を利用し、樋門周辺の地盤状況の把握を目的として実施したマイクログラビティ探査の例である。

S1・S2両測線とも測線の両端で重力値が小さくなる傾向の中に、測線中央部で低重力異常域が認められる。特に、S1測線においてこの低重力異常は顕著である。一方、樋門のモデル構造による計算重力異常分布は、その大きさがS1測線(樋門深度2m)では約 $7\mu\text{Gal}$ 、S2測線

(樋門深度4m)では $2\mu\text{Gal}$ と非常に小さい。これらの低重力異常は、樋門の空洞そのものを反映したものではなく、樋門周辺に地盤の緩み域(低密度域)が存在し、その緩み域を反映したものであると考えられる。



c) 地下構造断面

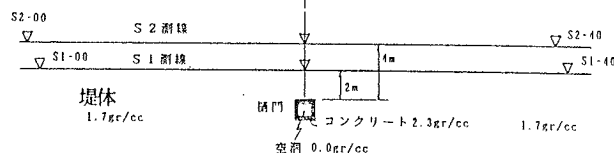


図-5 地盤の緩み領域の検出例

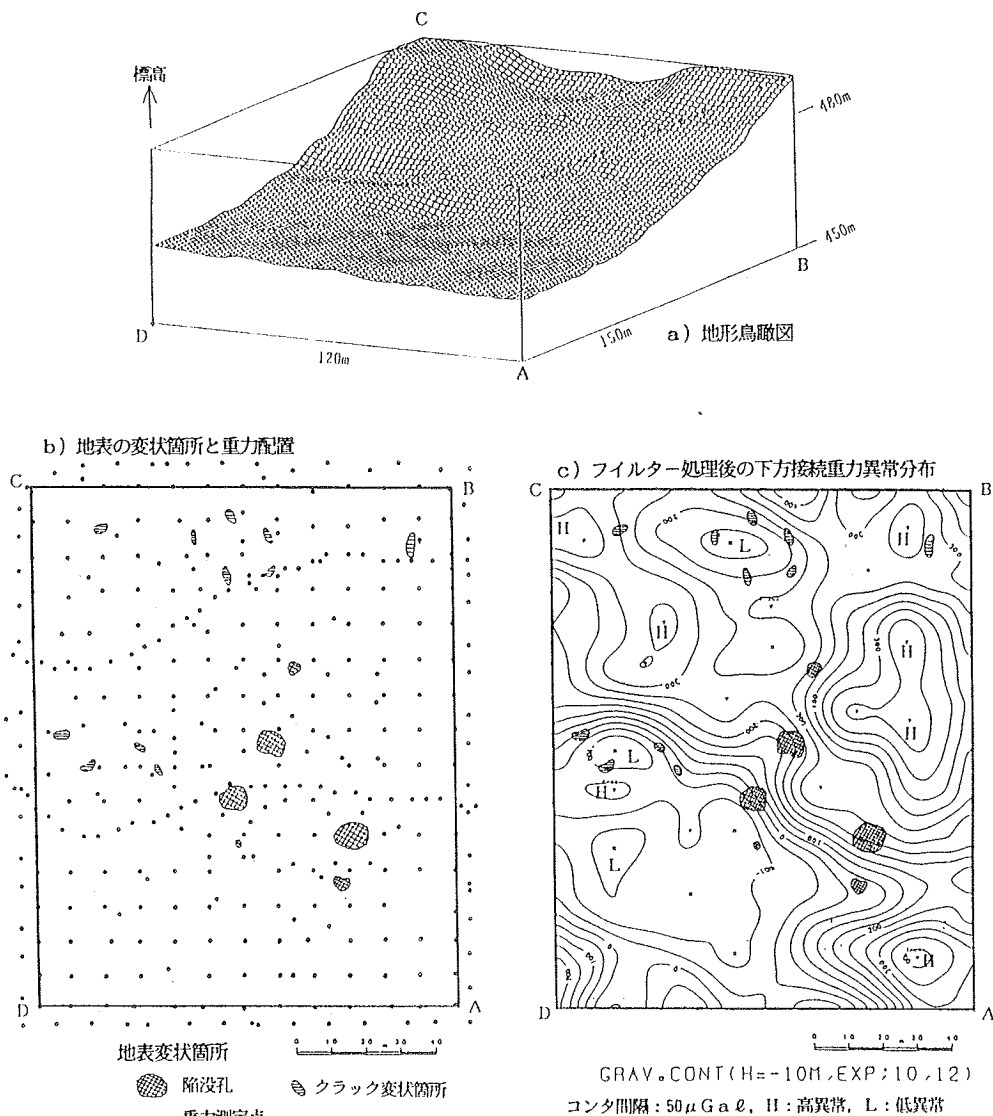


図-6 石灰岩地帯の空洞・緩み調査例

4-3. 石灰岩地帯の空洞・緩み調査

図-6は、陥没対策を目的とした石灰岩地帯の空洞・緩み調査の例である。

この例では、フィルター処理後の重力異常分布から、さらに分解能力を高めるために地表面より10m下方での重力異常分布を下方接続処理により求めている(図-6(c))。

陥没孔とクラック変状箇所が重力の急変帯および局所的な低重力異常域の周辺部に集中していることが認められる。地下の鍾乳洞等の空洞域がこれらの低異常域に沿って分布しており、地表の変状は、この空洞／緩み域に発生しているものと考えられる。一方、高重力異常域においては緻密な石灰岩などの高密度物質が分布していることが推定される。実際、図上の中央右の高重力異常域においてボーリングを実施したところ、地表から2mの深度で結晶質の緻密な石灰岩が確認された。

5. まとめ

以上、マイクログラビティ探査の空洞調査への適用性を事例を通して紹介してきた。今後マイクログラビティ探査が空洞や緩みを対象とした土木分野における様々な目的の調査に対して利用に供することができれば幸いである。

<参考文献>

- 千葉昭彦(1986): 地下空洞の重力探査実施について、充てん、12号
- 飯田汲事(1983): 亜炭採掘古洞の重力探査、充てん、5・6号
- 加藤元彦(1987): 2次元フィルターの理論と重力・磁力分布の解析、ラティス社
- 野崎京三・加藤元彦(1988): ネックスカルバト上におけるマイクロ重力探査、応用地質年報、No.10
- 都筑三千夫・秋山忠之・木村俊明・山本宏章(1993): SCINTREX社製重力計の特性について、1993年春季地球惑星関連科学学会合同大会講演集

15 大保ダムの基盤構造と岩盤せん断試験結果について

沖縄総合事務局 北部ダム事務所 平松 信幸
下地 博明
○藤原 康宏

1. 概要

大保ダムは、沖縄本島北部の西海岸にある塩屋湾に注ぐ「大保川」の中流域（河口より約2 km）に位置し、本ダム・脇ダムからなるツインダムである。

本ダムは、重力式コンクリートダム（H=77.5m）として、又、脇ダムはロックフィルダム（H=75m）として建設を予定している。

ダム建設は、各種地質調査により基盤の地質性状を把握し、それに基づいて、ダムの設計・施工へと進んでいくものである。現在までに、地質層序・岩盤性状・透水性状等について把握してきている。

今回、基盤のせん断強度を把握するため、岩盤せん断試験を実施したので、ダムサイトの基盤構造と併せて、その結果を報告するものである。

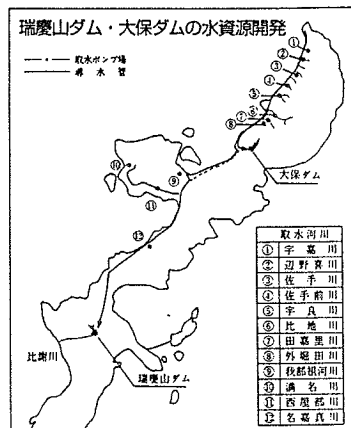
せん断試験を実施した個所に建設予定の「本ダム」の標準断面図を図-2に示す。

2. 基盤構造

1) 地質構造

本ダムサイトに分布する基盤岩は、四万十帯に対比される先新第三紀の名護層の千枚岩および緑色岩からなっている。図-3に示すように、千枚岩は右岸アバット～左岸アバット部にかけて広く分布し、緑色岩は左岸アバットの取付部にわずかに分布する。千枚岩は砂質岩と泥質岩の互層からなり、泥質岩の混在量の差により砂質千枚岩、泥質千枚岩層に概ね区分できる。地層は、右岸から左岸、下流側に傾斜する同斜構造を示し、地層とほぼ平行に片理構造が顕著に発達する。また、千枚岩中には、計画ダムとほぼ直交する高角度の断裂系（破砕幅1m程度）と、計画ダムとほぼ平行で下流に20～35°で傾斜する断裂系（破砕幅10cm）が発達している。

【位置図】

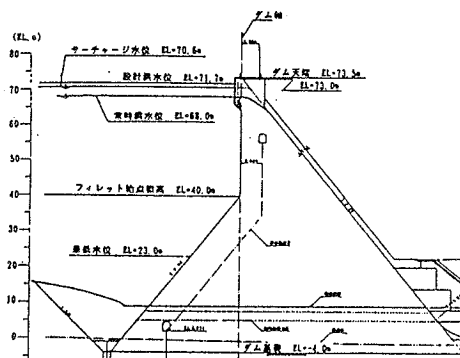


【ダム諸元及び貯水池諸元】

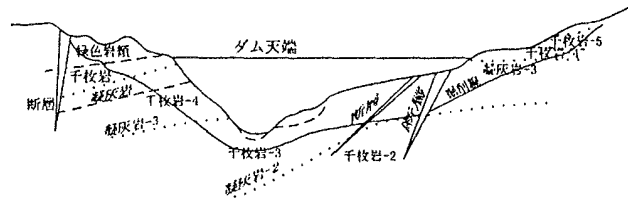
表-1 ダム及び貯水池諸元

型 式	ダ ム 諸 元	
	本ダム	脇ダム
	重力式 コンクリートダム	ロックフィルダム
堤 高	77.50m	75.00m
堤 頂 長	380.0m	700.0m
堤 体 積	500,000m ³	2,754,000m ³
堤 頂 標 高	El. 73.50m	El. 75.00m
貯 水 池 諸 元		
集 水 面 積	13.3km ²	
湛 水 面 積	0.89km ²	
総貯水容量(有効)	20,050,000m ³ (19,350,000m ³)	
常 時 満 水 位	El. 68.00m	
サーチャージ水位	El. 70.60m	
ダム設計洪水位	El. 71.70m	
最 低 水 位	El. 23.00m	

【図-2 本ダム標準断面図】



【 図-3 本ダム地質横断模式図 】



2) 第四紀断層

ダム建設にあたっては、第四紀断層（活断層）の有無について調査しておく必要がある。第四紀断層が存在する場合は、ダム建設サイトとして不適となる。これは、ダム建設後に地層が動いた場合、ダム崩壊となる危険性が大きく、またそれがダムの構造上致命的になるためである。

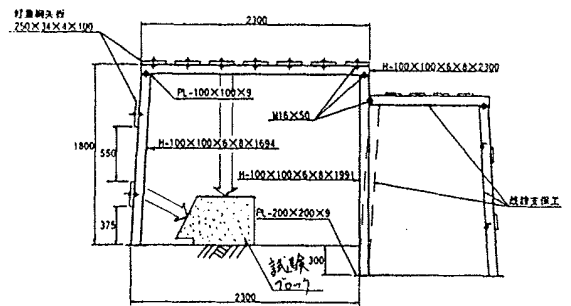
当ダム軸付近に問題となる断層は存在しないことが判っている。

3. 岩盤せん断試験

1) 試験地点の選定及びコンクリートブロックの設置

ダムサイト左右岸の既設横坑を利用し、ダムサイトの基盤岩となる岩盤が出現する横坑内区間を図-4のとおり拡幅を行い、試験ブロック及び荷重装置を設置した。なお、試験は土木学会「原位置岩盤の変形及びせん断試験の指針」に準拠してブロックせん断試験法で行った。

【図-4 せん断試験箇所横断面図】



2) 試験荷重

(1) 鉛直荷重

本ダムの堤体基本形状の検討において、ダム高(H=77.5m)，下流面勾配 (n=1:0.8)，上流フィレット面勾配(n=0.8) として、それぞれ下記の圧縮力が働くと算出されている。

表-2 各水位条件毎の圧縮力

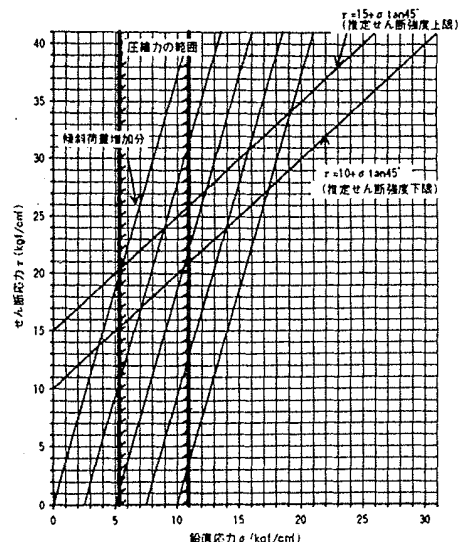
	上流端	下流端
常時満水位	52.99t/m ²	109.28t/m ²
ゲージ水位	58.18t/m ²	104.89t/m ²
計洪水位	65.53t/m ²	97.79t/m ²

試験地点の千枚岩の岩盤状況から、千枚岩のせん断強度は、

$$\tau = 10 \sim 15 + \sigma \tan 45^\circ \quad (\text{kg/cm}^2)$$

程度と推定される。又、せん断荷重に傾斜角 $\theta = 15^\circ$ と上記の圧縮力との関係から、鉛直応力は、2.5, 5.0, 7.5, 10.0kg/cm² とした。

【図-5 推定岩盤強度と鉛直力の配分】



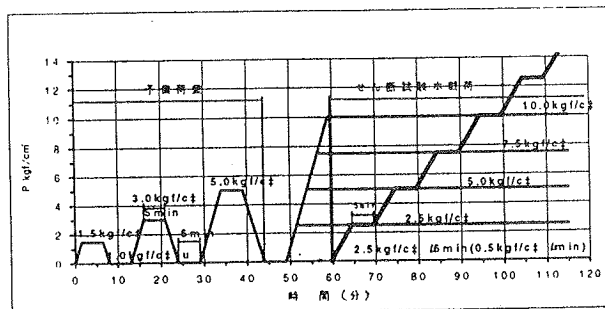
（2）予備荷重

前記の鉛直荷重載荷に先立ち、載荷装置全体を正常な状態に結合し、試験地点の変形特性を把握するため、 5.0kg/cm^2 を最大とする繰り返し載荷を行った。（図-6 参照）

（3）せん断荷重

予備荷重載荷終了後、供試体ブロックの沈下が鉛直荷重による影響を避ける目安として変位変化が $1/100\text{mm}/10\text{min}$ 未満を確認した後にせん断載荷を開始した。
せん断載荷は図-6 に示すような5分間毎の段階を載荷とし、載荷速度は下記を原則とした。

【図-6 せん断試験載荷パターン】

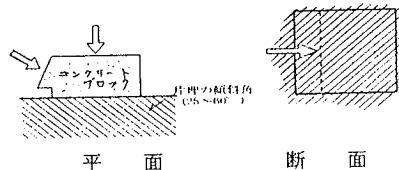


4. 岩盤せん断試験及び試験結果

左右岸共に4ブロックずつ供試体を作成し、鉛直応力をそれぞれ $2.5, 5.0, 7.5, 10.0\text{kg/cm}^2$ と載荷し、その後せん断応力を上記載荷要領により実施した。

試験面と片理（層理）との関係は、図-7のとおりであり、岩盤に異方性はあるものの、ダムのせん断方向には比較的強い方向の片理をもつ岩盤である。

【図-7 試験面と片理（層理）の関係】



【図-8 $\tau - \sigma$ 関係図】

試験結果を図-8に示す。

（1）右岸横坑内試験結果（泥質千枚岩）

☆BL-1, 2, 3のデータにより算定

$$\tau = 24 + \sigma \tan 54^\circ$$

☆BL-4のデータで、 $\Phi = 45^\circ$ 固定で算定

$$\tau = 19 + \sigma \tan 45^\circ$$

（2）左岸横坑内試験結果（砂質千枚岩）

☆BL-2, 3, 4のデータにより算定

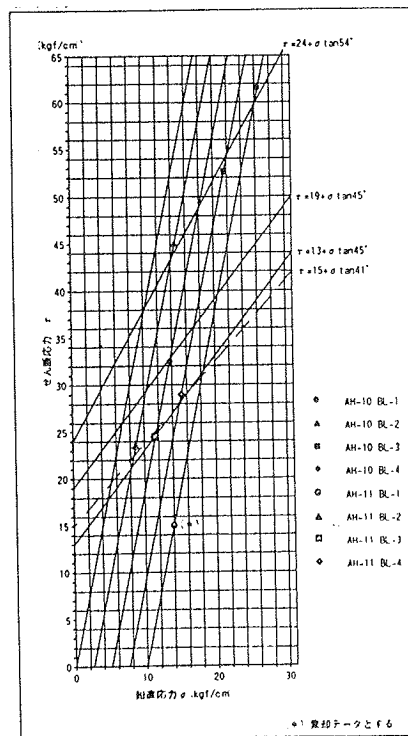
$$\tau = 15 + \sigma \tan 41^\circ$$

☆BL-3のデータを基に、 $\Phi = 45^\circ$ 固定で算定

$$\tau = 13 + \sigma \tan 45^\circ$$

なお、BL-1は、試験面直下に粘土挟層が出現したため、岩盤データとしては棄却した。

上述のとおりの結果となり、ダム基盤のせん断強度としては、妥当な範囲に収まっているものと考えられる。



5. まとめ

表-3に大保ダム近傍の既設ダムでの岩盤強度試験値・設計値及び今回の試験値結果を示す。

表に見るように、砂質千枚岩については、他ダムの千枚岩のCM級中の ϕ 、 ϕ の試験値の範囲内となっている。

泥質岩は他ダムのCM級の上限值以上CH級相当岩盤の強度となっており、非常に大きなデータとなった。

表-3 大保ダム近傍の既設ダムでの千枚岩の岩盤強度

ダム名	岩級	試験値		設計値		決定根拠	備考
		ro(t/m ²)	ϕ	ro(t/m ²)	ϕ		
新川ダム (14.5m)	C ₁ ~C ₂ (CM級相当)	78~134	55°	120	55°	—	粘板岩・千枚岩
漢那ダム (145.0m)	CM級	120~140	50°	120	50°	岩盤が層状であることを考慮し低い方を採用	砂岩・粘板岩互層
安波ダム (186.0m)	C ₁ (C _{II} 級相当)	140~190	50°	112~152	50°	設計強度は調査時に算出した強度に一般的な安全等を考慮して0.8を乗じた値とした。	千枚岩
	C ₁ ~C ₂ (CM級相当)	110~180	45°	88~144	45°	—	千枚岩
	C ₂ (CM~C _L 級相当)	60~95	40°	48~76	40°	—	千枚岩
辺野喜ダム (136.5m)	CM級	80~120	45°	80	45°	緩傾斜割れ目による強度低下脆弱部の混在を考慮し最小値を採用	粘板岩
昔久川ダム (141.5m)	C ₂ (CM~C _L 級相当)	65	40°	50	40°	—	千枚岩
	C ₂ ~D (C _L 級相当)	59	40°	—	—	—	—
大保ダム (177.5m)	CM級	130	45°	—	—	—	千枚岩(砂質)
		190	45°	—	—	—	＊ (泥質)

6. 今後の課題

ダム建設における岩盤せん断強度の大小は、ダム建設の可能性・ダム規模等に大きく影響する。

今後は、この強度設定のために、次の2課題について、調査の継続・検討を行っていく方針である。

(1) 岩盤強度の設定

今回の岩盤せん断試験では、左岸の砂質千枚岩、右岸の泥質千枚岩で異なる試験値が得られた。

今後は、当ダムサイトを代表する地層でせん断試験を追加して実施し、データの集積を行って、岩盤強度を設定する必要がある。

(2) 断層系を考慮した設計強度の決定

2. で述べたように、本ダムサイトの基盤岩中には概ね2タイプの断層系がある。このうち、ダム軸と直交する高角度系のは破碎規模が1m程度であり、コンクリートによる置き換えが可能である。

ダム軸と平行で下流に傾斜する断層系は、ダムの安定計算を行う上で設計強度の決定上考慮しなければならない。このタイプの断層系は、連続性・出現頻度を詳細に把握・評価し、設計強度設定に反映させるよう今後調査を進める必要がある。

16 島尻層群泥岩地盤のK値の評価法

(株) 清光研究所 吉 沢 光 三

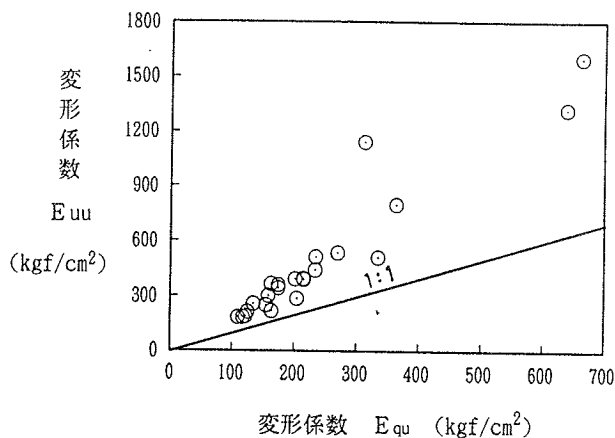
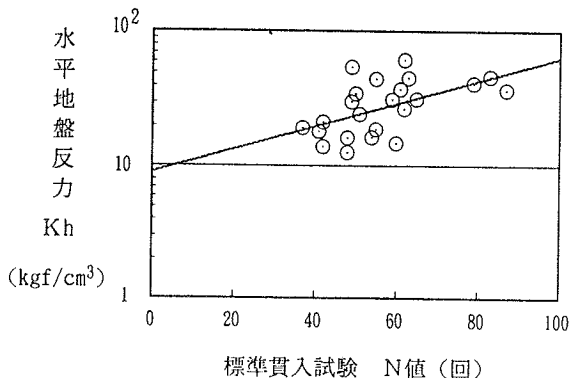
上城技術情報(株) 宮 城 富 夫

1. まえがき

くい等の変位を考慮した設計を行う場合には、地盤の水平方向変形特性を知ることが重要である。第三紀島尻層群のように硬い地盤では、地質履歴によって幅広い力学特性を示すことが知られている。特に島尻層群は、泥岩と砂岩との互層をなし、全層厚2000mを越える浅海～半深海成の堆積物からなり、海成過圧密粘土で小断層や節理面が多く発達することから、試験結果にはそれらの影響を反映することになりうる。これまで行われた、原位置での水平方向載荷試験及び、先行ボーリングで得られた試料土の試験結果を整理し、標準貫入試験のN値や力学試験で得られた変形特性で簡便的に水平方向地盤反力係数を算定する評価法について若干検討したので報告する。

2. 試験地盤及び試験結果

試験地盤は、島尻層群泥岩層において標準貫入試験のN値が30以上の(新鮮部と言われる)硬い地盤を対象に実施した。水平方向地盤反力の測定は従来から提案されている試験機器でボーリング孔を利用して直接的に求める載荷試験によった。ボーリング孔で得られた試料土で、一軸圧縮試験及び三軸圧縮(非圧密非排水)試験を行った。島尻層群泥岩は脆性度の高い「ひずみ軟化型」の過圧密海成粘土で、地質履歴による影響が大きく力学特性の一つである一軸圧縮強度は、 $q_u=14.0\sim40.0\text{ kgf/cm}^2$ の範囲^{1,2)}であると言われている。このバラツキは主に、地殻変動や応力解放などによって形成されたヘヤークラックの影響によるものである。土田ら³⁾は、人工的に試験試料土にクラックを与えて、一軸試験と三軸試験を行い、一軸試験ではクラックによる強度低下が顕著で、三軸試験による強度低下は少ないとしている。これより、三軸試験によって乱れの影響をかなり除いた強度が得られるとしている。泥岩試料土においても、泥岩は潜在的なクラック等を有していることから、土かぶり圧に相当する側圧を与えて試験した。一軸(E_{qu})試験と三軸(E_{uu})試験から変形係数を整理して示したのが図-1である。三軸試験の側圧に関係なく、一軸試

図-1 変形係数 E_{qu} と E_{uu} の関係図-2 K_h と N 値の関係

験と同じ結果が得られれば変形係数は線上に位置するが、三軸試験による変形係数は線上より上側にあり両者には明確な相違が認められ、クラック等が拘束力の影響を受けていることが明らかである。図-2は実際のボーリング孔内で得られた水平方向地盤反力係数(Kh)と E_{qu} 、 E_{uu} との関係を示した。 K_h と E_{qu} 、 E_{uu} には直線関係はみられるが、 K_h が20.0kgf/cm³の範囲においては、ややバラツキの傾向とみられるが、 K_h の増加に伴い差があらわれ、それぞれの結果にはよい相関関係がみられる。図-3には、標準貫入試験(貫入量30cmに対する換算値)のN値と E_{qu} 、 E_{uu} の関係を示した。この図をみると両者とも同様なバラツキがみられる。図-4には、原位置で測定された K_h と標準貫入試験の関係を示したが、図-3同様にバラツキが大きく、必ずしも相関性をみるには至らないようである。

3. あとがき

島尻層群泥岩層における水平載荷試験とボーリングで得られた試料土について一軸・三軸試験結果を整理した。地盤の力学定数を知ろうとする場合、便宜上、ほとんどの場合標準貫入試験によるN値で地盤を評価しているのが現状といえる。粘性土や硬い地盤において、問題があるとしながらも手軽に実施されることではやむを得ないことかもしれない。特に、泥岩は地質履歴の影響を受けやすく、前述したように一軸圧縮強度にはかなりの範囲でのバラツキがみられるとしている。今回の整理の結果、標準貫入試験で整理した図-3及び図-4にもみられるように、N値との傾向には信頼性がかけられるような結果である。N値はさておき、図-2の水平地盤反力係数と変形係数には比較的よい相関関係が得られている。よい相関がみられる理由として、最終的な結果ではなく、初期から破壊に至るまでの最終段階までの課程を考慮されていることが反映されているものと思われる。

これまで整理した結果、島尻層群泥岩層において、水平地盤反力係数は変形特性とよい相関関係がみられ、一軸試験との関係より三軸試験ではより信頼性がある。以下に、それぞれの相関関係を示す。

一軸試験 $K_h(qu) = 0.0531 E_{qu}^{1.18}$

三軸試験 $K_h(uu) = 0.0581 E_{uu}^{1.05}$

N値 $K_h(N) = 8.95 e^{0.0196N}$

$K_h(E_{qu}, E_{uu}) = 114.6 e^{0.016N}$

参考文献

- 1) 吉沢光三, 中村一幸; (第2報) 島尻泥岩土の水浸影響による強度低下, 第14回土質工学研究発表会
- 2) 新城俊也, 小宮康明; 乾湿繰返しによる島尻層泥岩の強度低下, 琉球大学農学部学術報告, 第25号, 1978.
- 3) 土田 孝, 水上純一, 及川 研, 森 好生; 4. 一軸圧縮試験と三軸圧縮試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法, 港湾技術研究所報告, 第28巻, 第3号, 1989.

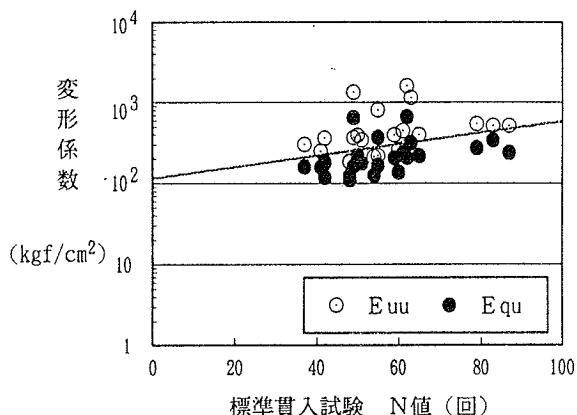


図-3 N値と変形係数の関係

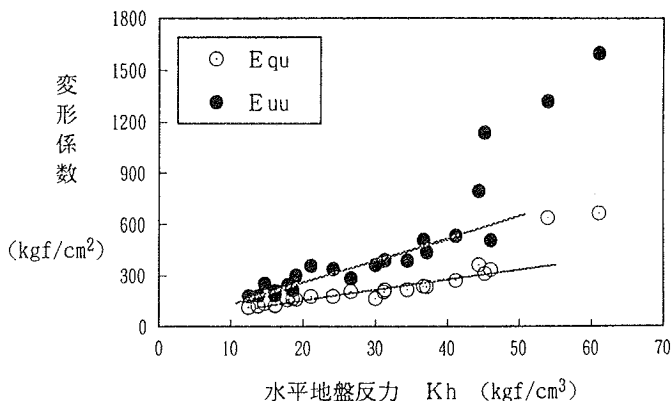


図-4 K_h と変形係数の関係

沖縄県土質工学研究発表会 実行委員

会 長	上 原 方 成	琉球大学 工学部
副会長	新 城 俊 也	琉球大学 農学部
	宜 保 清 一	琉球大学 農学部
	小波蔵 政 良	株式会社 沖技
委 員	加 藤 進	琉球大学 工学部
	喜 納 源 太	岡三興業株式会社
	金 城 正 幸	株式会社沖縄建設技研
	崎 浜 秀 政	上城技術情報 株式会社
	下 地 康 之	株式会社ソイル開発
	新 垣 健 二	株式会社沖縄建設技研
	砂 川 徹 男	株式会社沖縄建設技研
	平 良 聡	株式会社 沖技
	玉 城 佳 卓	沖縄県
	千 村 次 生	梶谷エンジニア株式会社
	原 久 夫	琉球大学 工学部
	照 屋 尚 高	浦添市
	宮 城 富 夫	上城技術情報株式会社
	吉 沢 光 三	株式会社清光研究所
	与那覇 肇	株式会社大富建設コンサルタント

広 告 目 次

会 社 名

(株)朝日建設コンサルタント	1
(株)アジア測量設計	1
(株)岩下建技コンサルタント	1
(株)大城組	2
(株)大富建設コンサルタント	2
(資)大野産業	2
(有)大久組	3
応用地質(株)	3
岡三興業(株)	3
(株)沖技	4
(株)沖縄維持開発	4
(株)沖縄環境興発	4
沖縄基礎(株)	5
(資)沖土質コンサルタント	5
(株)沖縄建工	5
(株)沖縄建設技研	6
(株)沖縄土木設計コンサルタント	6
(株)沖縄物理探査	6
(株)オモト建設コンサルタント	7
岩水開発(株)	7
(株)カルシード	7
錦城護謨(株)	8
(株)協和建設コンサルタント	8
(株)鴻池組	8
(株)國場組	9
(株)芝岩エンジニアリング	9
上城技術情報(株)	9
(株)城南設計コンサルタント	10
新構造技術(株)	10
(株)誠研舎	10
(有)清光研究所	11
(株)ソイル開発	11
(株)大栄組	11
(株)大東エンジニアリング	12
(株)中央建設コンサルタント	12
東京ソイルリサーチ	12
南西プラント工業(株)	13
(株)日興建設コンサルタント	13
日本深層地盤改良協会沖縄支部	13
不動建設	14
三井石化産資(株)	14
(有)琉球公共基礎	14
琉球セメント(株)	15
琉建設計(株)	15

土木 { 企画・調査・測量・設計・土質調査
 施 工 管 理 業 務 全 般



株式会社 朝日建設コンサルタント

代 表 取 締 役 友 利 徹 夫
 専 務 取 締 役 島 田 信 明
 取締役営業部長 比 嘉 武 光
 取締役測量部長 大 島 大 山

本 社 〒901-21 沖縄県浦添市城間 3 丁目 9 番 1 号
 ☎ (098)877-9110
 FAX (098)876-8383

測 量 ・ 建 設 ・ 補 償 コンサルタント業

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



株式会社 アジア測量設計

代表取締役 松 川 清 康
 常務取締役 親 川 勇
 常務取締役 具志堅 古 明

本 社 〒901-21 沖縄県浦添市牧港 4 丁目 4 番 5 号
 電 話 (098)877-6738 (代表)
 FAX (098)879-6607



土木・農業土木・調査、測量、計画
 設計・土質・地質調査・施工監理

株式会社 岩下建技コンサルタント

代 表 取 締 役 下 地 巖 取 締 役 専 務 仲 本 政 功
 取締役土質部長 長 堂 嘉 光

本 社 〒901-21 沖縄県浦添市字前田 1 5 2 9 - 1
 ☎ (098)879-6489(代)・FAX(098)877-0478
 宮古営業所 〒906 沖縄県平良市下里 1 3 3 8 - 2
 ☎ (09807)2-6906



株式会社 大城組

代表取締役社長 大城 武男
代表取締役専務 上原 和雄

本社／沖縄県浦添市勢理客322番地
〒901-21 ☎(098)877-3625
東京事務所／東京都千代田区平河町1丁目8番2号
山京半蔵門パレス302号室
〒102 ☎(03)3237-0813



株式会社 大富建設コンサルタント

代表取締役会長 玉那覇 定 富 常務取締役 与那嶺 肇
代表取締役社長 上原 武雄 取締役測量部長 比嘉 一郎
常務取締役 宮田 旭 監査役設計部長 高江洲 一宏

本社／〒901-21 沖縄県浦添市城間4丁目14番6号
電話 (098)877-8221(代表)
FAX (098)877-8260

限りある資源をリサイクル、沖縄の美しい自然を守り、産業発展に貢献する。

「粒調新路盤材」 下層路盤材／ホワイトコーラル(C-40) 製造販売
上層路盤材／ホワイトコーラル(M-40)



合資会社

大野産業

代表者 當 野 幸 盛

本社 南風原町字新川345番地 ☎098-889-4303(代)
たから工場 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 大 城 光 久
工 事 部 長 照 屋 馨

本 社：浦添市勢理客 5 5 5 番地の 2
☎ (098) 876-5680
FAX (098) 876-9656
那覇営業所：那覇市港町 2 丁目 2 番地の 3
☎ (098) 868-5180

営 業 種 目

地 質 調 査 ・ 環 境 調 査 ・ 災 害 調 査
測 量 ・ 設 計 ・ 災 害 対 策 工 事 ・ 施 工 管 理
維 持 管 理 ・ 計 測 機 器 の 開 発 及 び 販 売



応用地質株式会社

九州支社長 入 佐 純 治
沖縄営業所長 吉 田 祥 一

本 社：東京都千代田区九段北 4-2-6 ☎03-3234-0811
九 州 支 社：福岡市南区井尻 2-21-36 ☎092-591-1840
沖縄営業所：沖縄県浦添市伊祖 1-32-8 ☎098-879-4956

土木資材、新工法のパイオニア

岡三興業株式会社 沖縄営業所

所 長 瀬 頭

〒900 那覇市久茂地 2 丁目9-7 住友生命那覇久茂地ビル6F

☎098-862-6280 FAX098-862-6251

【景観商品】

- ・ ロッキーステージ(人工岩)
- ・ モニュメント
- ・ サニーウッドハイコン(永久自然木)
- ・ セラミックタイル

【盛土工法】

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

【その他】

- ・ パットパットゴルフ
- ・ ホタルストーン(浄水石)
- ・ 防水シート・排水材
- ・ ライナープレート

営 業 種 目

建設コンサルタント業務・測量業務
地質・土質調査業務・施工監理業務



株式会社 沖 技

代表取締役社長 小波蔵 政 良

事 務 所：浦添市屋富祖 3 丁目 33 番 3 号 (山城ビル 2F)
土質試験室：浦添市屋富祖 3 丁目 33 番 3 号 (山城ビル 1F)
電 話 (098) 878-6575(代)
FAX (098) 876-7408

一 般 ・ 土 木 工 事
交 通 安 全 対 策 工 事
土 木 建 設 資 材 販 売 業

株式会社 沖 縄 維 持 開 発

代表取締役 外 間 安 洋

本 社 〒902 沖縄県那覇市字真地 169-1
電 話 (098) 889-0391(代)
FAX (098) 889-0393
事業本部 〒901-22 宜野湾市字我如古 2 丁目 36 番 15 号
電 話 (098) 898-8333(代)
FAX (098) 898-8334

〈道路事業部〉



交 通 安 全 施 設 工 事
道 路 標 識、そ の 他 標 識
道 路 区 画 線 及 び 塗 装 工 事
土 木 工 事 全 般

〈環境事業部〉

路 面 及 び 側 溝 掃 除
上 水 道 管 更 生 工 事
下 水 道 管 路 維 持 管 理

株式会社

沖 縄 環 境 興 発

代表取締役 西 平 守 光

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

☆☆☆営業種目☆☆☆

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

沖縄基礎株式会社

代表取締役 金城善美

専務取締役 米藏敏博

常務取締役 宮城政義

〒901-21 沖縄県浦添市牧港1-62-19 (大永建設ビル)

電話 (098) 876-5436 (代)

FAX (098) 876-5413

営業種目

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



合資
会社

沖土質コンサルタント

建設大臣登録 測量業(7) -4599号
地質調査業(4) -1061号

代表者 大底隆一

常務 知名朝盛

本社：沖縄県浦添市勢理客560番地の1 電話 (098)877-4583・879-4470

交通安全施設資材販売及び施工
一般土木建設資材販売
特殊土木資材販売及び施工



株式
会社

沖縄建工

代表取締役 伊保みね子

本社 〒900 沖縄県那覇市字泊3-1-19

TEL (098) 869-8878

FAX (098) 869-8879

南部営業所 〒901-03 沖縄県糸満市阿波根635

TEL (098) 994-6602

～自然に優しく未来を見つめて～

営業種目 { 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
技術士
専務取締役 富田 清
取締役 金城 真 明
取締役 栗国 明

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

技術と誠意で地域社会の繁栄に貢献する

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



株式会社 **沖縄土木設計コンサルタント**

取締役会長 宮里 安 雄
代表取締役社長 比嘉 弘 政

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

磁気探査・地質・海洋調査・測量全般

OGP 株式会社 **沖縄物理探査**

建設省登録第(3)-13320号
沖縄県磁気探査事業協同組合員

代表取締役 平 良 恒 男

〒900 沖縄県那覇市字楚辺257番地7(たいらビル)
電 話 (098) 834-4547(代)
FAX (098) 833-1319

営 業 種 目
測 量 業 ・ 地 質 調 査 業
建 設 コ ン サ ル タ ン ト



株式
会社

オモト建設コンサルタント

測量業登録第(5)-9047号

建築業登録第 293-727

代表取締役 成 底 弘 敏

取締役支店長 唐 真 清 原

本 社 〒900 那覇市字天久816番地
電話 098(863)6782・6783
FAX 098(861)3830

八重山支店 〒907 石垣市字新川155-14番地
電話 09808(2)2743
FAX 09808(3)1138

- 営業種目
- 各種推進工事 小口径管推進・泥水シールド・刃口推進
 - 薬液注入工事(PAT)瞬結型・乳液型・懸濁型・溶液型
 - 地盤改良工事(PAT)SSS-G・セミパイル(家屋・ビルの基礎地盤)
 - 調査・設計・施工 土質及び地質調査・注入工事の設計・施工
 - 注入材料の販売 岩水3号・6号・マイクロメント・瞬結剤



岩水開発株式会社

沖縄営業所長 長 嶺 修

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

石灰、セメント系地盤改良材 **グリーンライム**

盛土補強、地盤安定用ジオグリット

発泡スチールブロック軽量盛土工法

テンサー

EPS土木工法

(三菱油化製品特約店)

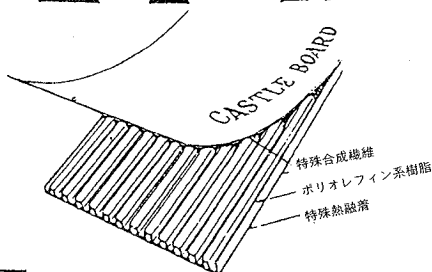
株式会社 カルシート

軟弱地盤でお困りの際は気軽に御連絡下さい。

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

プラスチックドレーン工法

キャッスルボード



錦城護謨株式会社

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

大深度施工実績

中城湾港地盤改良工事

沖縄地区・総代理店



株式会社 南 興

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

営 業 種 目

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



株式
会社

協和建設コンサルタント

代表取締役 東 江 憲 六
専務取締役 島 袋 定 雄
常務取締役 宮 城 吉 夫
土 質 部 長 仲 村 起三郎

浦添市字伊祖375番地の1 電話 (098) 879-5016



株式
会社

鴻 池 組

取締役社長 鴻 池 一 季
沖縄営業所長 牛 尾 弘 行

本 社／大阪市中央区北久宝寺町3丁目6番1号

☎ 06 (244) 3500

沖縄営業所／那覇市安里102番地（日生安里ビル）

☎ 098 (868) 1914

“より豊かな人間環境づくりを目指して”



株式
会社

組
國場

KOKUBA-GUMI CO., LTD.

代表取締役社長 國 場 幸 治

本 社：〒900 沖縄県那覇市久茂地 3 丁目21番 1 号(國場ビル)

TEL (098)863-3141 (代表) FAX (098)863-7989

より快適・安全な
環境（土木空間）をデザインする



株式
会社

芝岩エンジニアリング

代表取締役 上 地 竹 芝 (土木
3期)
取締役 友 利 龍 夫 (土木
14期)
技術開発部長

専務取締役 与 那 覇 強
技術1部 知 花 悟 (土木
設計1課長 20期)

本 社 〒901-21 浦添市伊祖 1 丁目 9 番13号 ☎098(879)4325(代)

那覇支店 〒900 那 覇 市 上 間 2 3 6 番 地 ☎098(854)4181

文明を創造する技術のネットワーク



上城技術情報株式会社

建設コンサルタント・ソフトウェア開発販売業務

代表取締役 宮 城 富 夫

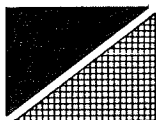
〒901-21

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

FAX (098)878-4054

自然……人類とのふれあい・調和。

建設コンサルタント：建設大臣登録 建3第4724号
一級建築士事務所：知事登録 第12X-923号
測量設計・建設大臣登録 第(1)-14307号
土地家屋調査士事務所：登録 第302号



株式
会社

城南設計コンサルタント

代表取締役 大城克彦

本社：〒904-04 沖縄県恩納村字富着1569

TEL098(964)2642

那覇営業所：那覇市首里石嶺町3-150-1

TEL098(884)2540

中部営業所：沖縄市比屋根1081-3(沖縄経営サポート内)

TEL098(932)1221

名護営業所：名護市字名護1280-1

TEL0980(54)0476

——建設コンサルタント——

道路、橋梁、都市開発、建築、上下水道、トンネルに関する調査、設計、施工管理
構造物の診断、補修、設計、リゾート開発に関する都市計画・施設の設計



新構造技術株式会社

取締役会長 技術士 長尾満 取締役社長 工博 森元峯夫
技術士

本社：〒102 東京都千代田区二番町12番地(ブロードビル)

電話 03(3230)2121 番

支店：東京・北関東・大阪・九州・東北

事務所：北陸・長崎・南九州

営業所：名古屋・茨城・横浜・千葉・静岡・山梨・長野・岡山

鹿児島・佐世保・山形・盛岡

営 業 品 目

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



株式会社

誠 研 舎

代表取締役 伊藤政雄

〒110 東京都台東区東上野1-28-5

電話 (03) 3834-4201

FAX (03) 3834-0825

地盤・都市災害・地盤改良（計画・調査・設計）

都市廃棄物処理に関する調査・計画・設計

制御システム及びソフトの開発



株式会社 清光研究所

代表取締役 吉 沢 光 三

〒901-21 沖縄県浦添市仲間50-3

TEL 098(877) 4859

FAX 098(877) 6445

技術と信頼で、未来を築きます。

◇ 営 業 種 目 ◇

地すべり対策工事・各種アンカー工事

土質調査・さく井工事・グラウト工事

一般土木・建築工事・吹付け工事

調査・設計・地盤改良工事



株式会社 ソイル開発

代表取締役社長 下 地 康 之

沖縄県浦添市字経塚179番地の2

電話 098-878-5960

◆より豊かな県づくりに寄与する◆

総合建設業



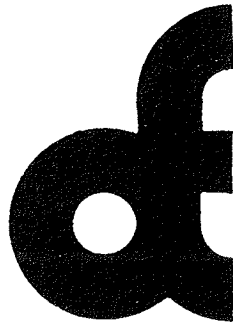
株式会社 大 栄 組

代表取締役 大 城 栄 信 取締役副社長 大 嶺 永 夫

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

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

確かな手応えを未来へー



株式会社 大東エンジニアリング

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

代表取締役社長

大 城 榮 篤

〒901-21 沖縄県浦添市字勢理客 5 5 5 - 2
TEL 098-878-1381 FAX 098-876-0793

営 業 種 目



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

株式
会社

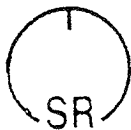
中央建設コンサルタント

代表取締役	砂 川 晃 章	常務取締役	比 嘉 定 喜
専務取締役	砂 川 昌 逸	取 締 役	天 久 武 志
取 締 役	友 利 和 夫	取 締 役	砂 川 武 光

〒901-21 沖縄県浦添市宮城 5 丁目 1 2 番 1 1 号

電話 098-877-4390(代) FAX .098-876-2661

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



株式会社 東京ソイルリサーチ

本 社 〒152 東京都目黒区東が丘2-11-16 TEL 03-3410-7221 FAX 03-3418-0127

代表取締役 大 槻 朝 雄

沖縄営業所 〒901-21 浦添市仲西3-15-2-203 TEL 098-878-6299 FAX 098-876-5512

所 長 天野倉 久 之

南西プラント工業株式会社

代表取締役 木 村 義 明

〒900

沖縄県那覇市字天久902番地

電話 098(868)2656 FAX 098(863)1659

営業 { 建設コンサルタント業務・測量及土地家屋調査士業務
種目 { 地質及土質調査業務・施工管理及磁気調査業務



株式 日 興 建設コンサルタント
会社

代表取締役 砂 川 恵 常

本 社 沖縄県浦添市伊祖3丁目44番3号

電 話 (098)877-1667(代)

FAX (098)877-0914番

豊かな実績と確かな技術で、地域に根差
した地盤改良工法の確立を目指す。

日本深層地盤改良協会 沖縄支部

支部長 福 田 利 夫

沖縄県浦添市勢理客497

TEL 098(879)6710(代表)

—技術と誠実で奉仕する—



不動建設

取締役社長 式 村 健

沖縄営業所長 徳 田 安 明

東京本社／東京都台東区台東1丁目2番1号 ☎(03)3831-9111

大阪本社／大阪市中央区平野町4丁目2番16号 ☎(06) 201-1121

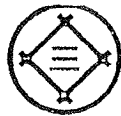
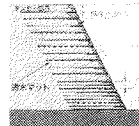
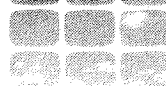
沖縄営業所／沖縄県那覇市久茂地2丁目12番21号 ☎(098)868-5613

デザイン

● 熊本 九州自動車道

1984 8 竣工

用途・施工例



三井石化産資株式会社

福岡営業所 〒810 福岡市中央区天神2丁目14番13号
(天神三井ビル)

☎(092)752-0766 FAX (092)752-0769

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

☎(098)868-5672 FAX (098)864-1336

地質・土質調査・土質試験・磁気探査・地汙り対策工事

有限会社 琉球公共基礎

〒901-13

本社 沖縄県島尻郡与那原町字与那原2319-1

研究室 沖縄県島尻郡与那原町字与那原2319-2

本社事務所 電話 098(946)4587

FAX 098(946)0995

郷土の資源で



郷土をつくる

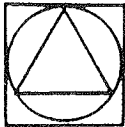
琉球セメント株式会社

代表取締役社長 宮里 俊一

本社 浦添市西洲2丁目2番地2
☎(098) 870-1080(代)

北部事業所 名護市字安和1008番地
☎(0980) 53-8311(代)

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



琉建設計株式会社

代表取締役社長 瑞慶覧 颯 取締役設計部長 国吉 健
代表取締役専務 安室 雅夫 取締役企画部長 松川 和雄

沖縄県浦添市大平2丁目20番1号(レジデンスたくし1階)

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

表紙写真説明

バンナ公園の擬岩展望台

バンナ公園は、石垣島南部・石垣市市街地の北方約4 kmにあるバンナ岳に都市公園として開発・整備を行っているところであります。

バンナ岳は、南北におおむね230mの標高を連ねる長い稜線をもったおよそ400haにわたる森林丘陵地帯であります。この自然環境と石垣島の亜熱帯性気候風土を生かし“花と緑の公園”“自然を満喫できる公園”を目指して整備を行っています。そのため建設される構造物は、自然にマッチするよう配慮され擬岩仕上げのトンネルや巨木を切り開いて横倒しにしたような橋など市民に親しまれる施設が多く造られています。

写真の展望台は、島の北側が見渡せ鉄筋コンクリート構造の下地に石1個毎に鉄筋で骨組みを作りモルタルを吹き付けて仕上げたものです。

琉球石灰岩を模造したもので岩山をくり抜いたイメージで施工されたものです。

写真提供：沖縄県土木建築部

第七回 沖縄県土質工学研究発表会

講演概要集

1994年10月13日発行

編集 第七回沖縄県土質工学研究
発表会実行委員

発行 沖縄県土質工学会
〒903-01 沖縄県西原町字上原1
琉球大学工学部環境建設工学科
TEL(098)895-2221 (内線2743)

印刷 株式会社 アシスト
〒901-11 南風原町字兼城577
(沖縄印刷団地内)
TEL(098)889-6100・1443