

ISSN 0917-5687

第九回沖繩地盤工学研究発表会

Annual Meeting Papers of Okinawa Geotechnical Society, 1996

講演概要集



1996年10月15日

(沖繩コンベンションセンター)

沖繩地盤工学研究会

第九回沖縄地盤工学研究発表会開催にあたって

沖縄地盤工学研究会副会長
琉球大学 宜保清一

本研究発表会の名称が「沖縄地盤工学研究発表会」に変わりました。これは、学会名称が土質工学会から地盤工学会に変更されたことに伴うものです。学会の名称変更については、「土と基礎、43(7)」の巻頭言で、改名の趣旨、経過および今後の課題が示されています。「地盤工学」は、「建設事業、国土保全事業に関連する地盤の工学的問題を扱う学問で、土質工学を含む広い分野をカバーするもの」とされ、その対象と境界領域は次のようにイメージされています。

地盤工学に含まれる分野：土質工学，地盤防災，地盤環境，海洋地盤，岩盤

地盤工学とオーバーラップする分野：土木工学，建築学，農業土木学，地質学，土壌学，地球物理学，地震工学，自然災害科学，地下水学，廃棄物学

地盤工学と接点を持つ分野：材料学，海洋学，環境科学，景観工学

学会では、改名は学会活性化の手段の一であるとして、広報活動を重要視し、活動内容の社会へのPR、若い人々の地盤工学に対する興味喚起、等の目標を掲げています。本研究発表会でも、毎年、地盤の工学的問題に関する実験研究、調査研究および事例研究の成果が披露され、研究者および技術者の交流と資質の向上を図っています。この分野の一層の発展と安全で豊かな地域社会づくりへの貢献を考えますと、今後は、一般の人々の理解と支援の輪の拡がりが必要になりましょう。幅広い活動と社会へのPRは欠かせません。

本研究発表会が沖縄の土と地盤における工学的諸問題とその解明、および開発と環境保全についての産官学の情報交換の場として一層充実し発展するよう、関係機関および各位の末永き御支援を切に望みます。

1996年10月15日

目次

- 1 海水揚水発電技術実証試験パイロットプラント建設工事について 1
池口 幸宏 (電源開発(株)沖縄海水揚水建設所)
- 2 農村環境整備における地域資源の活用について - 沖縄県大里村の事例 - 5
宜保 清一(琉球大学)
芦谷 奈美(琉球大学大学院)
藤田 智康((株)アジアプランニング)
- 3 石垣島中南部地方における孔内載荷試験の事例 9
知念 信恒(永技研(株))
上原 良顕(同)
安里 悦二((株)エース・エンジニアリング)
石川 哲雄(同)
- 4 沖縄における弾性波速度と地質 11
高久 和彦 (大和探査技術(株))
古市 周二 (同)
- 5 琉球層群の工学的特性について 15
屋良 隆司((株)沖縄建設技研)
金城 正幸(同)
新垣 健二 (同)
砂川 徹男 (同)
- 6 大型岩盤掘削機 3500SMの琉球石灰岩への適用について 19
竹垣 喜勝(奥村組土木興業(株))
古川 忠彦(同)
西野 一人(同)
丸山 健一(同)
- 7 繰り返し再圧密した島尻粘土の K_0 圧密試験結果について 23
山口 晃平(琉球大学)
上原 方成(同)
原 久夫(同)
砂川 尚之 (琉球大学大学院)
- 8 正規圧密粘土の排水せん断された供試体内部の含水比分布 25
謝 建明 (琉球大学工学部)
上原 方成 (同)
原 久夫 (同)

9	地下水への影響を考慮した橋梁設計について……………	27
	松島 良成 (沖縄県土木建築部)	
10	島尻層泥岩における場所打ち杭の支持力評価について……………	33
	金掘 賢司 (沖縄総合事務局南部国道事務所)	
	當山全浩 (同)	
11	島尻層泥岩における標準貫入試験の打撃回数一貫入量曲線について……………	37
	多和田 伸 ((株)中央建設コンサルタント)	
	伊野波 盛義 (同)	
12	地盤情報を利用した島尻層泥岩に関する一考察……………	41
	砂川 尚之 (琉球大学大学院)	
	上原 方成 (琉球大学)	
	原 久夫 (同)	
13	島尻泥岩のせん断強度について (地すべりの現場より) ……………	43
	小野 仁 (応用地質(株))	
	与那嶺 満 (同)	
	比嘉 弘隆 (同)	
14	台湾中部横貫公路地すべり土の物理的・鉱物的性質とせん断強度特性について……………	49
	宜保 清一(琉球大学)	
	周 亜明(鹿児島大学大学院)	
	井上 英将(琉球大学大学院)	
15	再活動型地すべりににおける土質強度と安定解析……………	53
	宜保 清一(琉球大学)	
	周 亜明(鹿児島大学大学院)	
	中村 真也(琉球大学大学院)	
	佐々木慶三(利根コンサルタント(株))	
16	地盤汚染浄化工法とその選定について(用途変更に伴う地盤汚染浄化工法の選定)……………	57
	伊岡森 悟 ((株) 鴻池組土木本部)	
	大北 康治 (同)	
	中馬 逸男	
17	土壌等の沈降時間について (第2報) ……………	61
	大見謝辰男(沖縄県衛生環境研究所)	
	比嘉榮三郎(同)	
	花城可英(同)	
	満本 裕彰(同)	
18	赤土等流出防止対策の試験施工について……………	63
	原田 昌光 (沖縄総合事務局北部国道事務所)	

19 セメント系固化材添加による赤土流出抑制効果に関する室内および野外降雨実験……67

大城 敏(琉球大学大学院)

上原 方成(琉球大学)

原 久夫(同)

内間 義次(琉球セメント(株))

金城 勝(同)

仲松 照隆(同)

沖縄地盤工学研究会員…………… 71

1 海洋揚水発電技術実証試験パイロットプラント建設工事について

電源開発(株)沖縄海水揚水建設所 池口幸宏

1. はじめに

通商産業省では海水揚水発電技術の実用化を目的としてパイロットプラントを建設し、長期の試験運転による同技術の実証および利用技術の確立を図ることとし、昭和62年度より「海水揚水発電技術実証試験」を電源開発(株)に委託して実施している。これを受けて電源開発(株)は国頭村美作地点に世界初の海水揚水発電技術実証試験パイロットプラントを建設中である。本稿では、実証試験および建設工事の概要と環境保全対策について述べることとする。

2. 海水揚水発電技術実証試験の概要

揚水発電は、発電所の上下に池を設け、深夜の余剰電力を利用して下池の水をポンプで上池に揚げ、電気需要が上がる昼間にこの水を利用して発電するものである。海水揚水発電は海を下池として利用するもので、以下に示すような特徴を有する。

- ① 海岸が急峻な地形であれば立地が可能である。
- ② 火力、原子力発電所等の大規模電源地域および電力需要地域近傍での立地が可能であり、送電および系統運用の面から有利である。
- ③ 下池の築造が不要である。

したがって、海水揚水発電は立地可能地点の拡大が図られるとともに、建設コストの低減も期待できることから、開発を推進することにより将来にわたるピーク需要対応電源の安定確保につながるものである。

パイロットプラント建設完了後は5年間の実証試験を行い、以下に示す課題について実証する計画である。

- ① 上池に貯留した海水の塩分飛散による周辺環境への影響
- ② 上池から地盤への海水浸透防止対策
- ③ 水路、水車等への海生生物付着による発電および揚水効率への影響
- ④ 高水圧、高流速下で海水に接するポンプ水車等の金属材料の腐食
- ⑤ 高波浪時における安定した取放水の確保
- ⑥ 海水利用に伴う放水口付近に生息する珊瑚等の海生生物への影響

3. パイロットプラント建設工事の概要

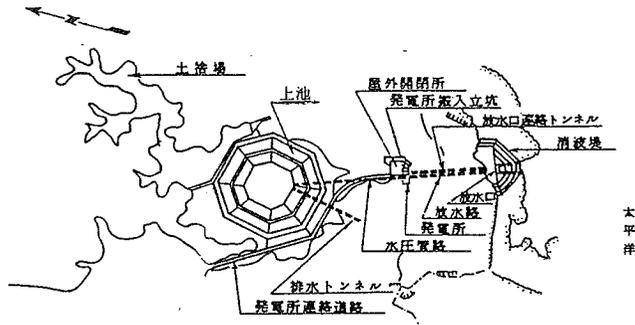
本プラントは、海岸から約600m離れた標高150m付近の台地に掘込み式の上池を築造し、下池として太平洋を直接利用して、地下約150mに設ける発電所で最大出力30MWの発電を行うものである。本プラントの平面および縦断面を図-1に、計画諸元を表-1に示す。

主な土木構造物は上池、取水口、水圧管路、発電所、放水路および放水口であり、それぞれ次のような特徴を有している。

(1) 上池

上池は、海水の地盤への浸透防止を目的としてライニングによる表面遮水方式を採用したことから、遮水工の施工性および地形等を考慮して、堤体は八角形の掘込み式のアースフィルとした。また、3次元CADにより土工バランスの優れた位置を選定し、斜面勾配は安定計算の結果から1:2.5とした。総盛立量は約42万 m^3 であり、材料は周辺地山および地下工事の掘削ずりを使用した。

上池遮水工は、維持管理が容易なようにコンクリートや土質材料による保護層を設けない露出型とし、シート材料には遮水性、変形性、耐候性および経済性に優れたEPDM(Ethylene-Propylene-Diene



パイロットプラント平面



パイロットプラント縦断面

図-1 海水揚水発電技術実証試験パイロットプラント平面および縦断面

表-1 計画諸元

項目	諸元
発電計画	最大使用水量 有効落差 最大出力 ピーク継続時間
上池	型式 形状 規模 最大築堤高 周長 最大径 最大水深 満水水位 満水標高 有効貯水容量
水路	水圧管路 放水
発電所寸法	ポンプ水車 発動発電機
送電	電線

Terpolymers: ASTMによる表記) ゴムを採用した。また、万一シート破損等による漏水が発生した場合、漏水はシート下面のトランジション層(厚さ50cmの碎石層)を通じて上池底部に設けられた監査廊内に導かれ、漏水検知器が作動するとともにポンプによって上池に戻される構造になっている。

(2) 取水口

取水口は掘込み式の上池の貯水容量を最大限に利用できる朝顔型とし、形状は正八角形で8本のパイパーを放射状に設置して天井スラブを支持する構造とした。取水口から水圧管路への管路はバルマウス形状の立坑とし、海水の地盤への浸透防止を目的として内張鋼管を設置し、海水による鋼管の腐食防止のために電気防食を施した。

(3) 水圧管路

水圧管路には、海水にたいする耐腐食性に全く問題がなく、塗装鋼管に比べて海生生物が付着しにくいFRP管およびFRPM管(Fiberglass Reinforced Plastic [Mortar] Pipes)を直管(斜坑部)約

300m区間に採用し、その他の区間は電気防食を施した鋼管とした。岩盤埋設式水圧管路にFRP(M)管を採用するのは世界で初めてである。

水圧管路の裏込め材は、石炭灰の有効利用の観点から開発されたFC(Flyash Cement)硬化体を使用した。FC硬化体の利点としては、流動性が高いことから、締固めが不要であるため狭い場所での打設に有効あり、材料分離しにくく長距離圧送が可能なため管の据付けと並行した施工が可能であることが挙げられる。

(4) 発電所

発電所は地下約150mに位置する地下空洞で、掘削後の岩盤内の安定的な応力分布を期待するため断面形状はかまぼこ形で、空洞規模は幅16.4m、高さ31.8m、長さ40.4m、掘削量約18,000m³である(図-2参照)。掘削においてはNATM工法を採用し、アーチ部(EL.-5.5m以上)は頂設導坑先進切掘工法で、本体部(EL.-5.5m以下)は発破によるベンチカット工法を基本とした。組立盤(EL.-15.0m)以上の空洞支保としては、吹付コンクリートとロックボルトを永久支保(側壁の一部にPSアンカーを施工)とし、アーチコンクリートを設けないという特徴を有している。また、地上から発電所へのアプローチが1本の搬入立坑(8.2m×8.8mの矩形断面)のみであり、掘削機械および資材の搬出入、掘削ズリの搬出、構築コンクリートの搬入、ポンプ水車および発電機などの機器搬入をこの立坑だけに頼っていることも既設の発電所では例を見ないものである。

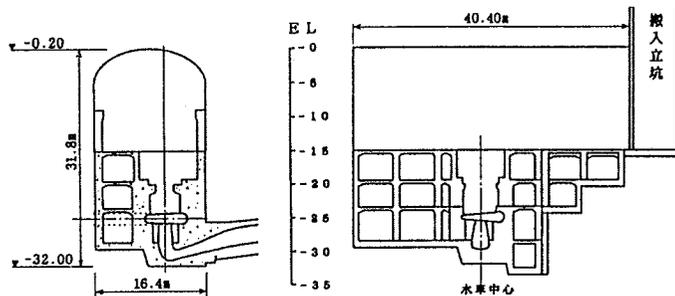


図-2 発電所概要

(5) 放水路

放水路は、幅3.9m、高さ2.7mの矩形断面から内径2.7mの円形断面に漸縮する延長約21mの内張管部と内径2.7m、巻厚30cm、延長183mの巻立コンクリート部からなり、総延長は約204mである。海水にたいする耐防食の観点から、内張管には電気防食を施すとともに、巻立コンクリート部の鉄筋にはエポキシ樹脂塗装鉄筋を使用した。

(6) 放水口

放水口は、放水口本体、護岸擁壁、消波堤ブロックからなり、放水口本体は円形断面から2連ボックスカルバートへ変化する形状をしたRC構造物である。護岸擁壁の高さは、沖縄諸島沿岸は台風時の吹き寄せによる海水の貯留効果が大きく1m程度の潮位上昇があることから、50年有義波高に潮位上昇を考慮して決定した。消波堤ブロックにはテトラポッドを使用し、50tタイプを350個、32tタイプを550個、計900個を設置した。

4. 環境保全対策

沖縄本島北部地域はヤンバルと呼ばれ、約六千種の固有種および南限、北限種が集中しており、ヤンバルの面積を考慮すると全国平均の約50倍の密度で種が集中する地域である。本プラントはこのヤンバルの中に位置しており、上池周辺の陸上部にはノグチゲラ(国指定特別天然記念物)、ヤンバルクイナ(国指定天然記念物)などの16種の生物学上貴重な動物が生息している。また、工事区域周辺は土壌が国頭マージと呼ば

れる赤黄色土であり、浸食されやすいため海岸への赤土流出が懸念される地域であり、また放水口周辺の海域には珊瑚が広く分布していることから、建設工事にあたっては、これらの動物、珊瑚の保護および赤土流出防止を目的として次のような対策を実施した。

(1) 動物の保護

工事区域の外周には、カメ等の小動物が工事区域内へ侵入し、工専用車両等との事故に遭遇しないように、高さ30cmのポリエチレン製の侵入防止柵を設置し、道路側溝には、カメ、雛鳥等が転落してもスロープを利用して元の方向へ自力で脱出できる構造の傾斜側溝を採用した。また、16種の貴重動物について写真解説した手帳型のパンフレットを工事関係者に配布し、貴重動物を発見した場合には、発見場所および周辺の状況等を当社に報告し、適切な処置がとられたことを確認するようにした。さらに、ポスターの掲示および講演会の開催等の啓蒙活動により、工事関係者の動物の貴重性にたいする理解を深めるようにした。

(2) 濁水処理

工事区域に関係するすべての沢に濁水防止堰を設け、工事期間中および降雨時に発生する濁水をポンプによって貯留池（容量約46,400m³）に集水し、全量を濁水処理プラント（能力200m³/h）で浄化（目標値：SS 10ppm）した後に近隣の沢へ放流する方法で、海域への赤土流出を防止した。また、周辺自然林より流入する雨水は清水であることから、排水工によって集水し直接沢へ放流するとともに、工事の進捗に応じて上池堤体背面に張芝を施工したり、土地改変区域をアスファルト乳剤散布等によって表面被覆することで、濁水の発生量を低減した。さらに、これらの対策が有効に機能していることを確認するために、豪雨時に随時パトロールを実施して河口海域での赤土流出の有無を観察した。

(3) 土捨場等の修景緑化

土捨場や仮設用地等の土地改変区域については、植生の復元を目的として、周辺樹木より種を採取し育苗したポット苗を1本/1.5m²の割合で植栽することとした。植栽樹木は、周辺生態系を破壊しないようにイタジイ等の周辺森林の優占種を中心とし、鳥類が好む結実樹を適度に配植するものとした。また、鳥類の水飲み場としての溜池を土捨場内に設置し、生物に配慮した造林を行うとともに、土捨場水路には石積みを採用し、小動物の生息空間を確保する等の環境へきめ細かく配慮した。

(4) 工事中環境モニタリング

建設工事による周辺環境への影響を把握するために、①気象・海象観測、②騒音・振動調査、③水質調査、④動物（陸生動物、土壌生物、水生生物）調査、⑤鳥類調査、⑥珊瑚調査等の環境モニタリングを実施している。

5. おわりに

パイロットプラントの建設は、平成2年3月の準備工事、平成3年6月の土木本工事着工以来、着実に進捗し、平成8年9月現在の進捗率は土木工事で87%、建設工事全体で67%に達している。土木工事においては新技術関連の工事はほぼ終了し、主要な土木構造物はほぼ完成している状態である。今後の工事は建築、電気が中心となるが、土木工事としては平成8年度工事に上池天端のバラベットおよび遮水シートの漏水検知のための監査廊内配管を施工するほか、発電機等の機器類の据付に伴う工事等を行っていく予定である。

環境保全対策については所期の成果が上がり、現在では工事区域内において濁水発生源となる裸地はなくなるとともに、土捨場等に植栽した樹木も順調に生育し、様々な生物の生息が確認されるようになった。今後は植栽計画に従った修景緑化工事を引き続いて実施するとともに、工事中環境モニタリングの徹底を継続していく予定である。

最後に本稿を執筆するにあたって多大なご理解とご指導をいただいた通商産業省資源エネルギー庁公益事業部発電課各位をはじめとして、関係者各位に厚く感謝の意を表する次第である。

2 農村環境整備における地域資源の活用について

—沖縄県大里村の事例—

琉球大学農学部 宜保 清一
琉球大学大学院 ○芦谷 奈美
(株)アソシアラソニック 藤田 智康

1. はじめに

農村環境の整備においては、地域環境を資源として認識し、地域の振興に結びつけることが重要である^{1) 2)}。沖縄県においても、環境に配慮した事業計画を樹立、実施することが求められており、従来の手法に加え、新しい考え方、進め方が必要である。沖縄県は南北400km、東西1000kmの広大な海域に分布する島々からなる。県域の全てが亜熱帯性気候に属しており、降雪を見ない日本唯一の島嶼地域である。本島中南部をはじめ多くの島々にみられる琉球石灰岩層は、50万年以降の比較的新しい地殻変動により10~200mの範囲で隆起してできた地層で、南西諸島特有のものである。琉球石灰岩段丘沿いには古い集落が集中しており、他県にみられるような河川沿いの集落は少ない³⁾。これは、石灰岩層下部の不整合面に湧水があり、その周辺に集落が形成されたためである。このような地域特有のものを環境資源として評価し、環境整備に活用することは、これからの農村整備に不可欠である。本報告は、那覇市に隣接し混住化のすすむ農村の代表である大里村を事例として、自然・社会・生産環境について環境資源調査を行い、資源の特性を整理したもので、沖縄県の環境整備を進める上で基礎資料となる。

2. 調査地域の概要

大里村は、那覇市の南東9.25kmに位置し、南西2.5km、南北5.28km、総面積12.35km²で、4町2村と接し、県内でもめずらしい海に面しない村である。村の大部分は農業振興地であるが、平成5年度の村人口は11,325人、世帯数が3,002戸で、都市化に伴う人口増加が著しい⁴⁾。農家戸数は総世帯の約3割で、平成2年で887戸、その内訳は、専業農家が160戸(18%)、第一種兼業農家が116戸(16%)、第二種兼業農家611戸(84%)である。主要作物はサトウキビ、野菜、花キ、果樹である。また、畜産業も盛んで、農業粗生産額の約半分を占めている⁵⁾。

3. 調査の方法と内容

人間生活の拠点である集落は農村景観の変貌を鋭敏に映し出すものであるため、集落景観を農村景観の核の一つと位置づけ^{6) 7)}、調査の対象とした。集落景観に地域性を与える構成要素として伝統的な赤瓦屋根、石垣、御嶽を選んだ。調査は、主として資料収集、聞き取りおよび現地踏査によった。大里村にみられる自然環境、社会環境、生産環境を、それぞれ「保全、改善、創造・復元」するものに分けた。自然環境としては地質、地形、土壌、河川、動・植物、社会環境としては土地利用、集落の形態、井戸、史跡・文化財、公園、生産環境としては整備された農地、ダム等がある。

4. 結果と考察

大里村の自然環境としては、東側周辺が石灰岩の丘陵地で、中央部にかけては起伏を伴った島尻層群特有の泥岩台地を形成し、西側は平坦地となっている。土壌は、大部分が島尻層群泥岩の風化土であるジャーガルからなり、一部石灰岩の丘陵地に島尻マージがみられる。農林地については、最も自然度の高い東側の丘陵地を除き、殆どが耕地や放牧地として利用されており、自然植生の分布は少ない^{8, 9)}。また、大里村は鏡波川(2級河川)等の6つの河川の源流となっている(図-1)。最近の環境保全では、河川に対して親水や景観、ビオトープ、水質保全といった機能を重視し、地域の環境資源として評価するようになってきている¹⁰⁾。大里村の河川のほとんどは、未処理の生活排水や畜産汚濁水が流入し、水質が悪化している¹¹⁾。そのため、かつて

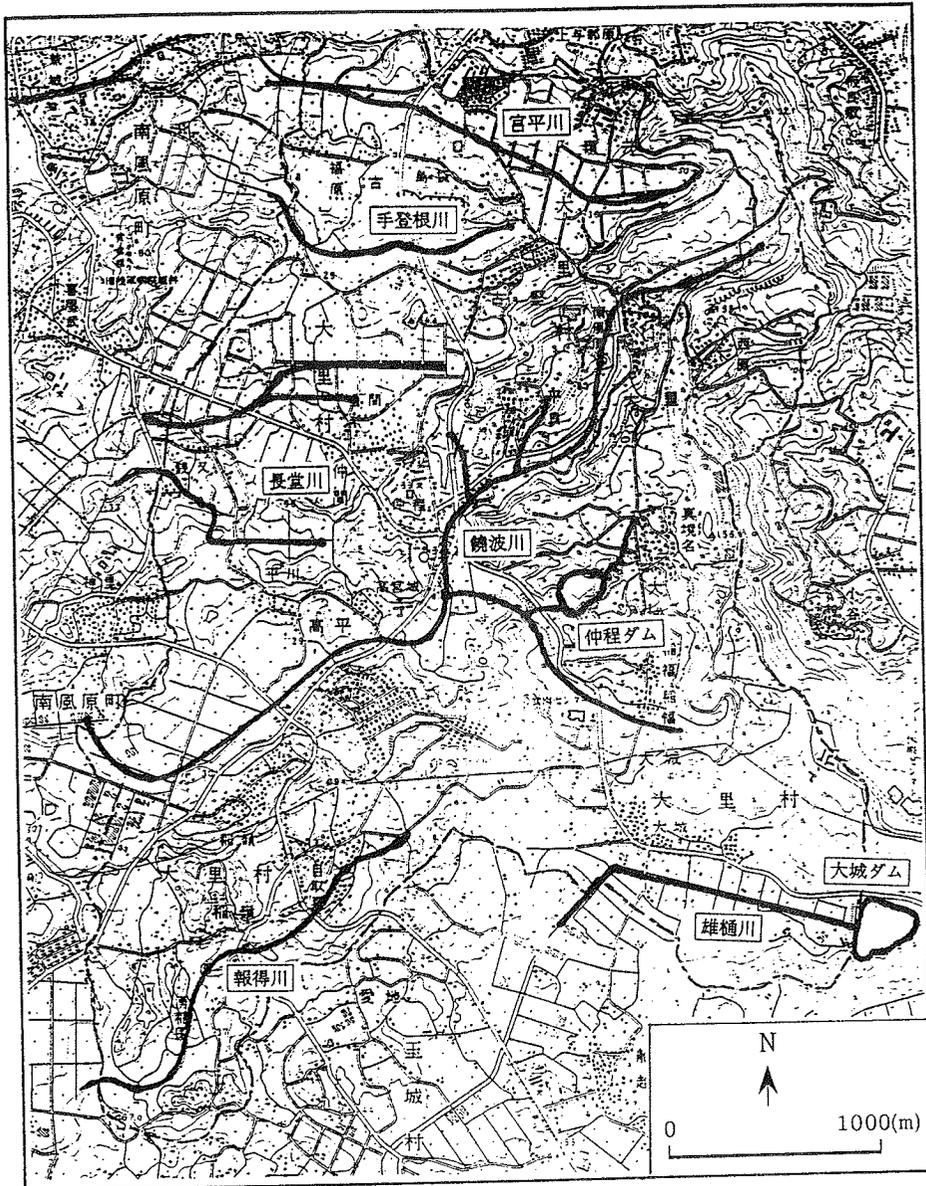


図-1 大里村の河川とダム

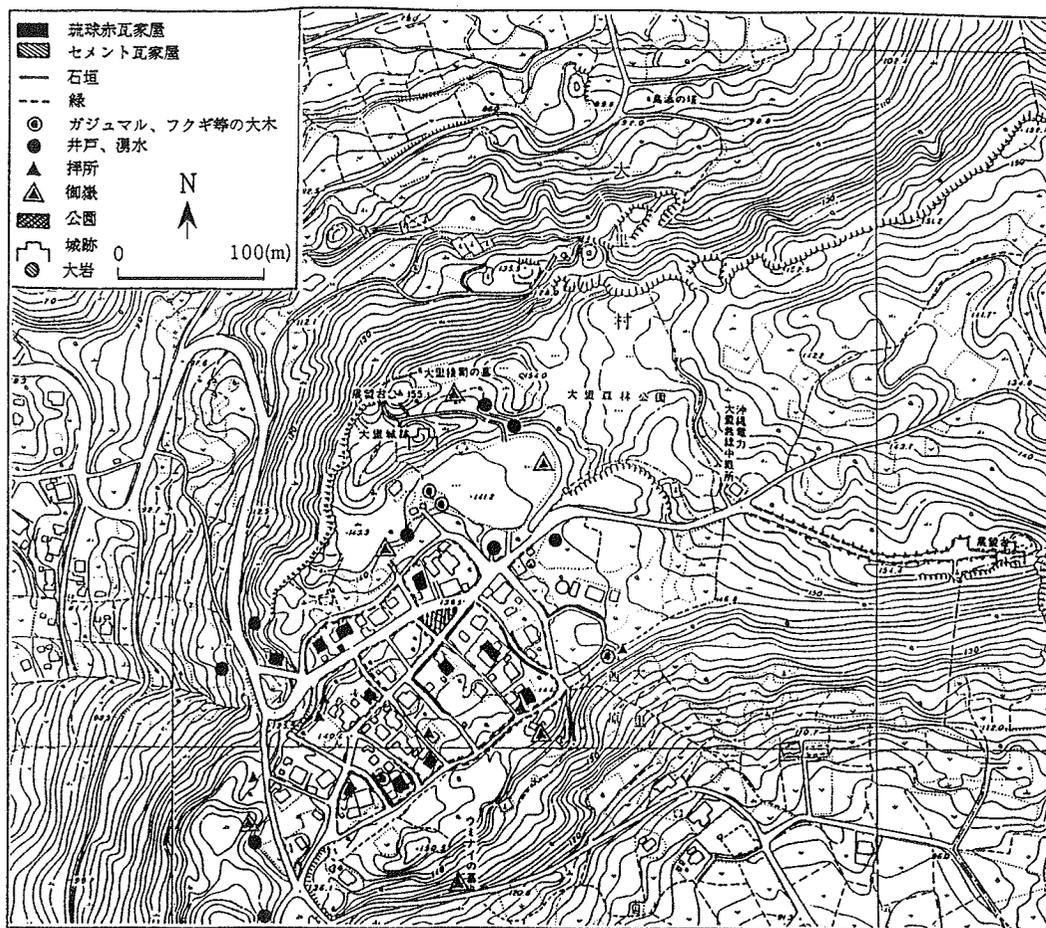


図-2 現地調査を行った字西原集落の平面図

みられたテナガエビ、メダカ、トウギョなどの生き物の姿が消え、グッピー、テラピア、ユスリカなどが生息している。親水空間の回復のためにも、水質の改善は必要である。自然環境としては、他に生物の生息地となっている森林地帯があり、自然植生が残っている御嶽・城跡等は社会環境としてあげられる。御嶽は、村落背後の深い森の一部を聖域としている場合が多い(図-2)。集落の赤瓦屋根や石垣なども、保全すべき資源である。現在、沖縄で伝統的の住居といえば、赤瓦屋根がイメージされる。集落道には、拝所や石敢當(魔除け)が所々にみられ、沖縄らしい生け垣や石垣も残っている。これらは伝統的な景観要素として修景の際には必要不可欠である。また、ミーミンメー(豊年祭)や獅子舞などの祭り、組踊りといった芸能などもあり、文化財や史跡同様その歴史・文化的価値から保全すべき資源といえる。また、集落内の公園は、既存の広場を利用整備したため、手狭なものが殆どで、村民一人当たりの公園面積は約6m²と少ない。ゲートボール場として利用されている所が多く、殺風景で憩いの場や景観要素としての価値が低い。公園を緑化し、掲示板に瓦や漆喰を使用し、柵などを琉球石灰岩を用いた石積みにしたりすれば、地域性のある集落景観が得られよう。生産環境に関しては、農地・農道は碁盤目状の画一化されたものとなっており、ダムは水草が繁茂していて、近づくことも困難であり、これからの農村環境としては改善されるべきものである。創造・復元すべき資源として、自然環境では河川の水辺環境があげられる。大里村の河川の殆どは、コンクリート護岸

表-1 大里村の環境資源

	保全すべき資源 (まもる)	改善すべき資源 (なおす)	創造・復元すべき資源 (つくる)
自然環境	森林地帯 (自然植生)	河川 (水質)	河川の水辺環境
社会環境	集落の伝統的景観 (赤瓦屋根、石垣など) 御嶽、文化財、史跡、 祭り、伝統芸能	公園 (活用・修景)	井戸の周辺(親水空間整備) 文化財、史跡 (レクリーション、 学習の場としての整備)
生産環境	ダム (周辺の自然植生)	農道(修景・安全性) ダム(周辺植物の維持管理)	ダム (ビオトープ整備)

となっており、川縁に沿ってフェンスが張られている所が多い。そのため、親水性に乏しく、景観的価値も低い。生活の場に近い河川なので、水辺は休息の場としての利活用が考えられるが、生態系には十分配慮すべきである。社会環境としては、井戸、文化財、史跡がある。沖縄では井戸は集落にとって重要な存在であり、「水の神」として拝所になっている。大里村にも井戸は多く存在するが、水道の普及や水量・水質の変化で、使われなくなり、殆どがフェンスで囲まれている。古い集落の井戸は文化的価値があり、整備によってシンボリックな水風景になりうる。文化財・史跡は、もちろんその文化的価値は高く、学習の場や憩いの場として活用が望まれる。生産環境では、ダムには、コイ、ゲンゴロウブナ、ブラックバス等が生息しており、ビオトープとしての活用が期待される。表-1は、大里村の環境資源を保全、改善、創造・復元すべき資源別にまとめたものである。これらの環境資源および利活用についてはさらなる検討が必要であり、今後は、沖縄の他の地域についても調査を行い、結果について比較検討する予定である。

最後に、調査に当たり大里村、沖縄県農林水産部農地水利課および(社)農村環境整備センターにお世話になったことを記し、謝意を表す。

参考文献

- 1) 藍澤 宏・林 宏規・保住秀樹：農村地域資源からみた集落類型に関する研究，農村計画学会誌13(4)，pp.7-18(1995)
- 2) 農村環境整備センター：農村環境整備の科学，朝倉書店，pp.34~45(1995)
- 3) 福島駿介：沖縄の石造文化，(有)沖縄出版，pp.11(1987)
- 4) 大里村：大里村勢要覧，pp.4(1993)
- 5) 大里村：統計おおごと5号(H.4)
- 6) 勝野武彦：集落・農村計画と緑地・環境，農村計画学会誌2(2)，pp.27-33(1983)
- 7) 高御堂麻理子・高橋理喜男・重松敏則：集落景観構成要素としての茅葺き屋根の保全に関する研究，農村計画学会誌10(1)，pp.25-35(1991)
- 8) 環境庁：第2回自然環境保全基礎調査現存植生図，No.10，No.14(S.62)
- 9) 環境庁：第3回自然環境保全基礎調査現存植生図，No.11，No.15(S.56)
- 10) 中根千枝：農業農村整備と農村地域社会，農業土木学会誌64(1)，pp.1-6(1996)
- 11) 大里村：生活排水対策推進計画(H.6)

3 石垣島中南部地方における孔内載荷試験の事例

永技研(株) 知念信恒, 上原良顕 (株)ニーズ・エンジニアリング ○安里悦二, 石川哲雄

1. はじめに

石垣島中南部には中生代の富崎層や新生代の洪積層が広く分布する。本事例はこれらの地質について孔内載荷試験を実施したものであり、その概要を報告する。

試験の目的は、傾斜地での橋梁杭基礎の設計に必要な地盤定数を得ることにある。特に杭設計において水平方向地盤反力係数を求めるためには地盤の変形係数が重要となる。

2. 試験地盤及び試験方法

洪積層は円レキを介在するレキ混じり粘土や砂礫、富崎層は千枚岩、砂岩、チャートよりなる変成岩である。前者は大小の円レキの介在、後者は破砕帯の存在や褶曲により片理面が開口した地質不連続面の発達により剥離性を有する特長がある。このような地盤特性からボーリング孔を利用した孔内載荷試験を選定した。岩盤でのコア採取はロータリー式スリーブ内蔵二重管サンプラーを使用し、孔内載荷試験装置は制御測定自動化されたエラストメータを使用した。

3. 地盤構成と地盤定数

3-1 コア採取率とRQD

図-1は調査対象地での各地質についてコア採取率(%)とRQD(%)の平均値を示したものである。

- コア採取率は全層において63~95%と良好な反面、富崎層の砂岩、千枚岩、チャートはRQD値が12~54%と低くなる傾向にある。
- RQD値の低下要因としては、砂岩、千枚岩において片理面に沿っての風化変質及び破砕帯の介在が主要因である。チャートは褶曲によるヘキ開面の存在により、それぞれ地質不連続面が発達する事による。

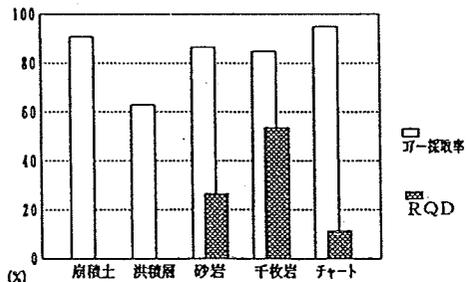


図-1 コア採取率とRQDの関係

3-2 変形係数とN値

図-2は孔内載荷試験結果より得られた変形係数; EとN値¹⁾(JAS A 1219に準じ、50以上については30cm毎の打撃回数に換算)についてまとめたものである。

- 洪積層はバラツキがあり $E = 4N \sim 12N (\text{kgf/cm}^2)$ のオーダにあるが、砂礫(砂礫の形状が大きな円レキ介在のため不向²⁾)を除けば $E = 7N (\text{kgf/cm}^2)$ に相関性を有している。
- 富崎層は岩種、岩質によって変動するがチャートや反発の層位を除けば $E = 5N (\text{kgf/cm}^2)$ に相関性を有している。

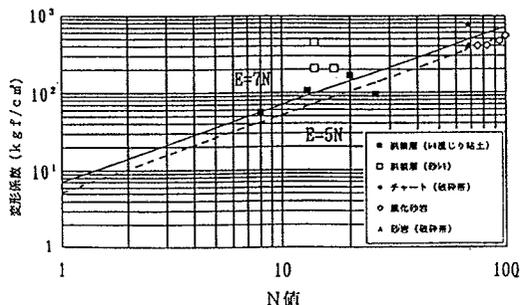


図-2 変形係数とN値の関係

3-3 変形係数とRQD

図-3は富崎層のN値が50以上～反発となる地質について、岩級区分を行ない孔内载荷試験結果よりの変形係数；EとRQD³⁾についてまとめたものである(参考資料として沖縄本島の嘉陽層を加筆)。

- 富崎層の岩級区分がD～C_M級岩盤となる場合、岩種を問わず $E = RQD \times (30 \sim 200) (\text{kgf/cm}^2)$ のオーダで相関性を有している。
- 地質時代の異なる嘉陽層を加筆したが、富崎層、嘉陽層とも岩級区分がC_L～C_M級では、同一岩級区分の未風化部で $E = RQD \times 200 (\text{kgf/cm}^2)$ 、風化進行部で $E = RQD \times 30 (\text{kgf/cm}^2)$ で相関性を有する傾向がある。

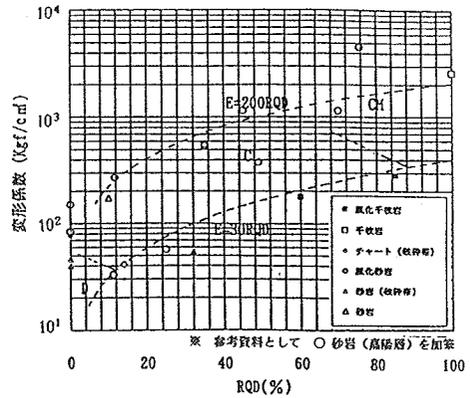


図-3 変形係数とRQDの関係

4. まとめ

- 本地域での地盤の変形係数は、洪積層の砂レキを除けば全層として $E = 8.88 \times N^{0.908} (\text{kgf/cm}^2)$ となる相関性を得る。また、N値が50以上～反発となる岩種については岩級区分とRQD値で相関性があり、D～C_M級で $E = RQD \times (30 \sim 200) (\text{kgf/cm}^2)$ のオーダで相関性を有する。また、比較参考のため、剥離性を有する嘉陽層の砂岩を加筆したが、両地質とも未風化でその上限値、風化部で下限値をとる傾向がある。
- しかし、地盤構成要素(地質時代、岩級区分、岩種、岩質)によって相関性を示す傾向もあり、設計では相関性の高い地質、岩種単位で変形係数を採用する必要がある様に思われる。今後、データの蓄積、解明が重要となる。
- 今後の展望としては、本域の様に地質不連続面の多い変成岩類では、室内試験用のテストピットが得にくい事。またN値による場合、反発となる岩質も多く、N値から変形係数を求める際、しばしば不都合となる。今後、この様な地質不連続面の発達した変成岩類では現位置試験実施の重要度は大きいものとなる。

参考文献

- 1) 地盤調査法 P.253～P.255 地盤工学会 平成7年9月1日
- 2) 杭基礎設計P.75 日本道路協会 平成5年5月25日
- 3) 岩の工学的性質と設計・施工への応用 P.306～P.307 土質工学会 昭和54年1月10日

4 沖繩における弾性波速度と地質

大和探査技術(株) ○ 高久 和彦、古市 周二

1. はじめに

弾性波探査は地震探査とも呼ばれ、屈折法と反射法の2種類に大別される。一般に土木地質の基盤調査には屈折法が用いられている。屈折法は地中での発破等によって人為的に弾性波を発生させ、縦波(P波)が直接又は異地層間で屈折して伝播してくる状況を地表に設置した感震器で観測し、その結果を解析して地層構造を求める方法である。これらにより求められるP波速度値(Vp)から地盤を評価し、更に岩盤分類し、設計・施工の基礎資料とする。弾性波探査は県内でもトンネルや切取部、原石山、ダムの調査等に用いられている。

また、ボーリング孔を利用した弾性波の測定方法として速度検層がある。これはボーリング孔内に感震器を一時固定し、孔口付近に設置した鉄板や厚板をカケヤで強打し、縦波(P波)または横波(S波)を発震し、孔中の感震器までの初動到達時間を測定し、ボーリング孔周囲のVp, Vs(S波速度値)を求め、これらにより地盤定数を算出するものである。一般に、速度検層の調査対象は、地表弾性波探査によって得られた速度層断面の検証(ボーリング調査との併用)であったり、重要構造物や高層建築物の耐震設計資料を得る目的で実施することが多く、その場合にはPS検層であり、常時微動測定を併用することが多い。

2. 目的

沖縄県下における弾性波速度を集計し、地質と対比させることによって、今後の測定結果の速度値に対して、岩質の良好度を評価するのに役立つ。また、地質名、岩石名が判明するとその一般的な速度値が推定され、その推定値より更に地盤の力学定数(例えば弾性波速度と一軸圧縮強度)を推測することが可能であり、概略設計の資料となり得ることから、今回は集計を試みた。

3. 調査位置の分布状況

調査位置は右図に示すように沖縄県全島に分布する。弾性波探査は24件、速度検層が13件である。弾性波探査は名護市以北の本島北部に大半が集中しているが、速度検層は本島南部に多い。目的別では、弾性波探査が道路の切取部が8件、土地造成が6件、トンネル、ダムが各5件となっている。速度検層は発電所が4件、発電所以外

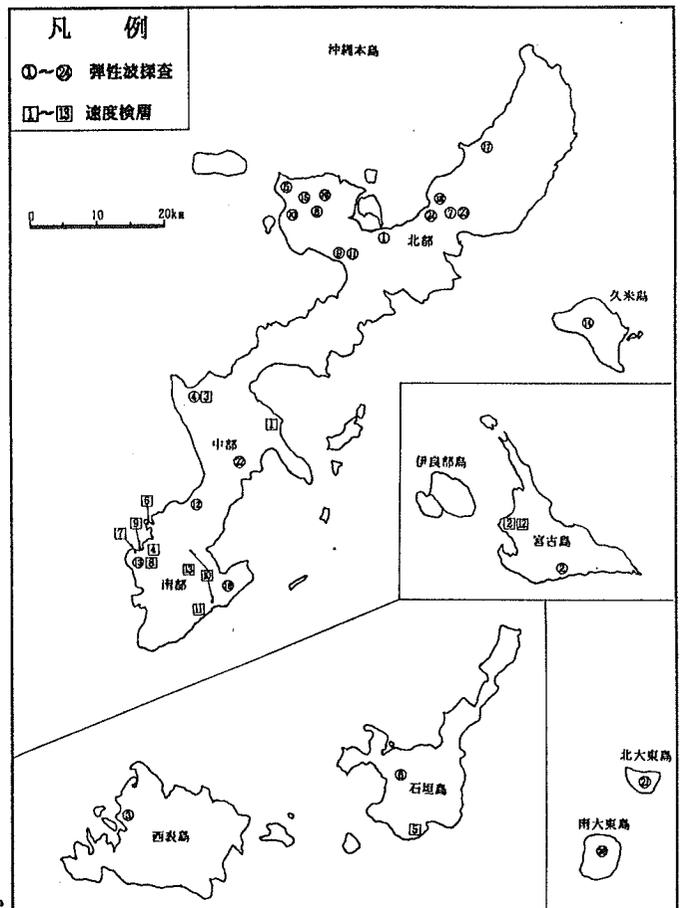


図1. 調査位置図

の構造物築造に伴う調査が8件、その他1件となっている。次に振源について、一般に、屈折法弾性波探査の振源は爆薬を用いている。しかし、火薬類の許可に時間と手間を必要とすることから、市街地の近くでは非爆薬振源（かけやによる発振、もんけん落下等）を用いる場合もある。爆薬振源に比較して発振エネルギーが小さく探査深度が浅いため、基盤深度が20m以浅の場合によく用いられている。今回の24件の弾性波探査の内、非爆薬振源を用いているのは10件である。速度検層にもいくつかの方法があるが、一般には前述のダウンホールによる板叩き法である。しかし、サスペンションPS検層（振源、受振器が一体化したもの）という方法もある。

4. 屈折法による弾性波速度の統計

屈折法弾性波探査結果について、まず地質を沖縄地区の地質に応じて10種類に区分した。そしてそれぞれの地質毎に基盤のVp（平均、max、min）を算出し、これと一般的なVp（※1）との比較を行う。（但し、琉球石灰岩、島尻泥岩、大東石灰岩については一般的なVpがない）。集計に用いたVpは風化帯の速度ではなく、新鮮な岩盤の速度と判定される部分の速度値である。

表1より砂岩頁岩互層、花崗岩、安山岩、泥質片岩、千枚岩については一般的なVpに近似している。琉球石灰岩については

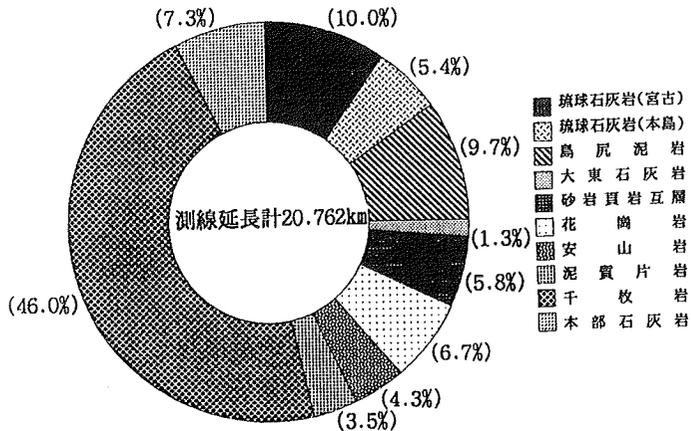
表1. 地質別屈折法データ

標準値がないため単純には比較できないが、本島ではVp=2.0km/sec程度である。宮古ではバラツキが多く部分的には4.0km/secのVpを示すため本島の琉球石灰岩よりもVpが平均的に速い。島尻泥岩については沖縄本島のデータだけだが、本島の琉球石灰岩と同じVpを示す。一方、本部石灰岩についてはVpが標準値よりもかなり低下している。これは、亀裂等の発達他に複雑な地質構成に起因するものと思われる。表1のなかで地質別に調査測線延長を表したものが図2である。これによれば調査対象の約5割弱が千枚岩である。ついで琉球石灰岩、島尻泥岩の順序である。千枚岩の調査数量が多いのは本島北部で比較的まとまった調査が多いことに起因する。

地 質	延 長 (km)	件 数	Vp (km/sec)			※1 Vp	ΔVp
			平均	max	min		
琉球石灰岩(宮古)	2.055	1	2.66	4.00	1.30	--	----
琉球石灰岩(本島)	1.130	5	2.01	2.20	1.70	--	----
島 尻 泥 岩	2.007	3	2.00	2.00	2.00	--	----
大 東 石 灰 岩	0.280	2	2.90	4.10	2.00	--	----
砂 岩 頁 岩 互 層	1.200	1	2.55	2.70	2.50	2.65	-0.10
花 崗 岩	1.400	1	4.21	4.50	3.80	4.29	-0.08
安 山 岩	0.900	1	3.27	3.50	2.50	3.26	+0.01
泥 質 片 岩	0.730	1	4.13	5.00	2.50	4.30	-0.17
千 枚 岩	9.540	6	3.92	4.50	2.60	4.23	-0.31
本 部 石 灰 岩	1.520	4	3.27	4.00	1.90	5.23	-1.96
全 体	20.762	24	3.26	5.00	1.30		

※1：服部、杉本の「P波速度の岩種別統計値」より

$$\Delta Vp = Vp - Vp(\text{平均})$$



次に各地質別にVp区分(0.5km/sec毎)によるヒストグラムを作成した。これによれば地質によりある一定の速度値に集中したものとなった。本島の琉球石灰岩、島尻泥岩、砂岩頁岩互層がその特徴を顕著に表す。花崗岩及び安山岩は1km/secの幅にほぼ集中している。千枚岩、本部石灰岩は平均Vp付近を中心に1.5km/secの幅を持つ。大東石灰岩は2分している。宮古の琉球石灰岩及び泥質片岩は分散している。全体については、やはり調査数量の多い千枚岩や琉球石灰岩の影響が出ていて、2.0, 4.0km/sec付近に集中している。

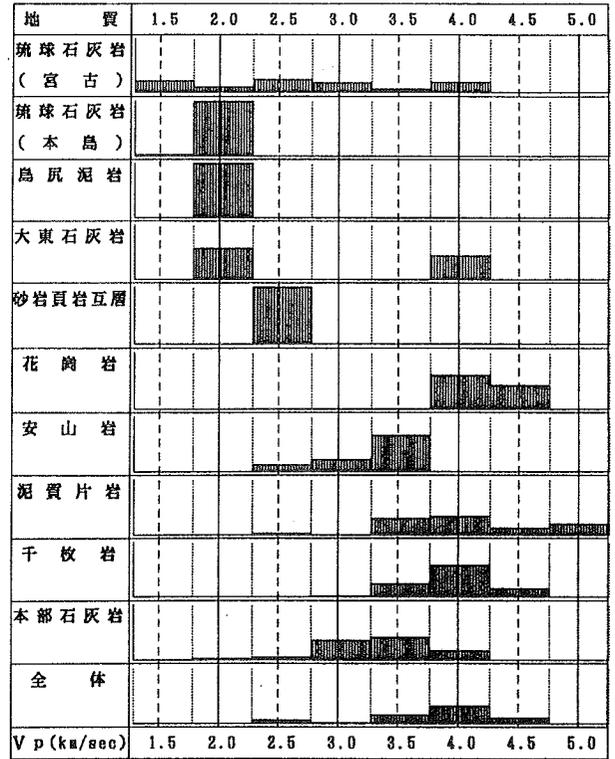


図3. 地質別ヒストグラム(%)

5. 速度検層のによる弾性波速度の統計

屈折法と同様に速度検層結果について、5種類の地質に区分して、地質毎に平均Vp、Vsを算出した。調査孔数は計18孔、それらの内、7孔については2種類の速度値(例えば琉球石灰岩と島尻泥岩)を用いたため、データ数は計25となった。琉球石灰岩は本島、宮古、石垣のデータである。島尻泥岩は本島南部がほとんどであり、新里泥岩は本島南部のみである。

Vpの平均については、琉球石灰岩が2.14km/sec、新里泥岩は1.60km/secの値を示すが、それ以外は2.0km/sec程度である。Vsは平均値で0.60~0.80km/sec間に含まれる。

表2. 地質別検層速度データ

地質	数	Vp (km/sec)			Vs (km/sec)			調査数量
		平均	max	min	平均	max	min	
琉球石灰岩	9	2.14	2.50	1.70	0.68	1.20	0.25	350m
新里泥岩	4	1.60	1.79	1.32	0.63	0.66	0.61	130m
島尻砂岩	1	2.00	—	—	0.80	—	—	6m
島尻泥岩	10	2.05	2.60	1.24	0.61	0.80	0.44	55m
泥質片岩	1	2.00	—	—	0.80	—	—	15m
小計	25	2.02	—	—	0.65	—	—	556m

次に、これら得られた V_p 、 V_s を対比したものが図4である。これからは地質別の相関は見られない。

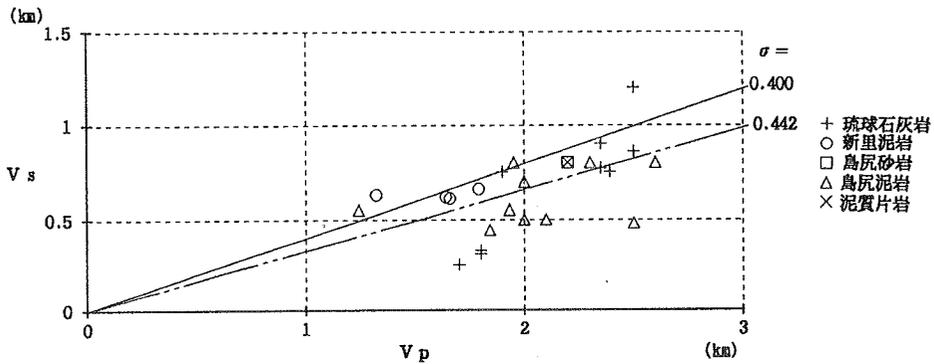


図4. V_p と V_s の関係

6. まとめ

本データの留意点は下記の通りである。

(1)弾性波探査

- 地質によってはデータが少ないため、 V_p にバラツキが少ない。
- 非爆薬震源のデータは発震エネルギーが小さいため基盤の速度を得られない可能性がある。
- 琉球石灰岩(本島)は一般に軟岩と解釈しているため、調査数が少ない。
- 本島北部のように変化に富んだ地質では弾性波探査の実施比率が高い。
- 一般の標準 V_p と沖縄の V_p は一部を除いてほぼ同じである。

(2)PS検層

- 琉球石灰岩、島尻泥岩についての調査数量が多いため、全体的にポアソン比 $\sigma=0.40$ 以上、平均で $\sigma=0.442$ と軟岩の特徴を表している。
- 一般に検層の V_p は地山の V_p より速い場合が多いが、今回のデータでは屈折の V_p とほぼ同じ速度を示している。

7. おわりに

今回は傾向を表す程度で、標準値を求めるにはデータが少なかった。今後、これらの調査を更に実施して、沖縄の地質別の弾性波速度を統計的に求めていきたい。

参考文献

物理探査技術協会 発行「土木弾性波探査法」、物理探査学会 発行「図解 物理探査」

5 琉球層群の工学的特性について

(株) 沖縄建設技研 ○ 屋 良 隆 司 金 城 正 幸
 " 新 垣 健 二 砂 川 徹 男

1. まえがき

第四紀更新世の琉球層群は沖縄本島中南部やその周辺離島に広く分布している。琉球層群は島尻層群の上に不整合に堆積し、主に琉球石灰岩層や砂礫層から構成されている。設計時における強度定数の決定については、粘性土層では乱さない試料を採取し、その試料を用いて力学試験を行い、試験結果を元に決定しているのが現状であるが、琉球層群砂礫層については近年礫質土などを対象にした特殊な土のサンプラーも開発されているが、現状ではN値を利用して内部摩擦角を推定しているのが一般的である。

ここでは琉球層群砂礫層のN値と物理特性および琉球層群砂礫による盛土層を乱した状態で採取して締固めた供試体について行った三軸圧縮試験結果と物理特性の関係について検討する。

2. 土層および試験方法

図-1はいくつかの調査結果から代表的な土質柱状図を示したものである。琉球石灰岩層と砂礫層が互層を成したものの、砂礫層の上部に褐色の粘土層が堆積したものの、琉球層群を用いて盛土したものなど琉球層群の土層の変化が著しいことを示している。N値は琉球石灰岩層においては50以上を示しているが、砂礫層においては5~50以上を示し、砂としての相対密度は緩い~非常に密な状態にある。所によってはN値が4以下を示し、非常に緩い状態の場合もある。

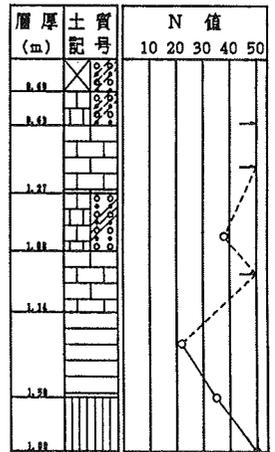


図-1 土質柱状図

土質試験は、物理試験と三軸圧縮試験を行った。標準貫入試験によって得られた試料については自然含水比と粒度試験を行い、それぞれN値との関係を示した。

三軸圧縮試験は琉球層群砂礫による盛土層を対象にCD試験を行った。試料は、乱さない状態で採取が不可能な状態にあったので、現場密度試験を行った後、自然含水比が変化しないよう乱した状態で試験室へ搬入し試験に供した。供試体は直径10cm、高さ20cmのモールドに自然含水比の状態で調製(1.9mmふるい通過分)した試料を静荷重載荷(ジャッキ圧による載荷)により、現場密度試験で得た湿潤密度の±1%程度の範囲内に締固めて作製した。

3. 試験結果および考察

標準貫入試験を行った付近の試料について実施した粒度試験の粒径加積曲線を示したのが図-2である。粒度により土質を分類するとそのほとんどは礫質土に分類され、一部には砂分またはシルト分優勢の場合もある。ここで対象としている地層の粒度組成は現場透水試験を行った試料についての粒度試験結果と同様な傾向を示している¹⁾。

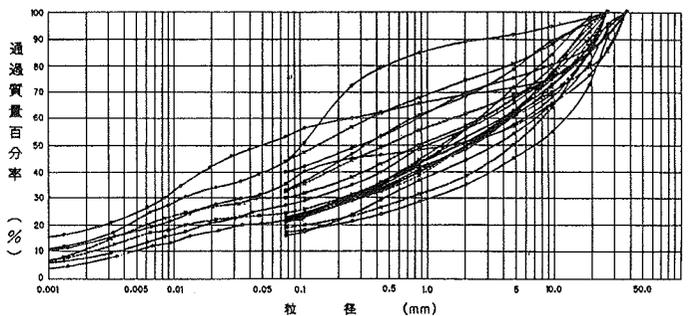


図-2 粒径加積曲線

図-3は標準貫入試験を行った部分の試料について、自然含水比とN値の関係を示したものである。自然含水比はおよそ10～40%に対し、N値は2～50の範囲を示しており、バラツキは大きい、自然含水比が減少するとN値は増加し、自然含水比が増加するとN値は減少する傾向を示している。このような関係は、ここではデータ数が少ないが、島尻層における性質²⁾と同様な傾向を示していると言えよう。

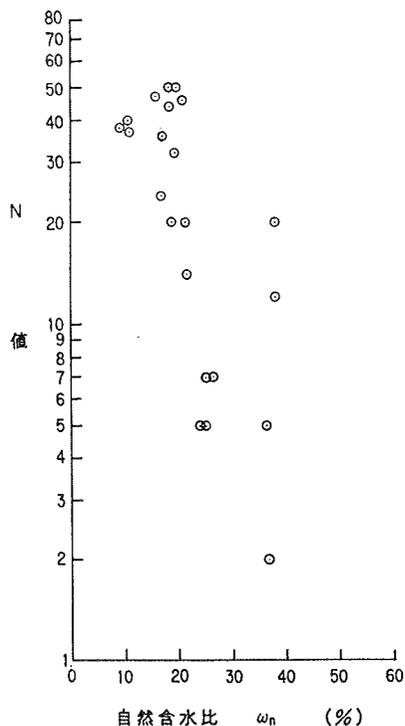


図-3 自然含水比とN値

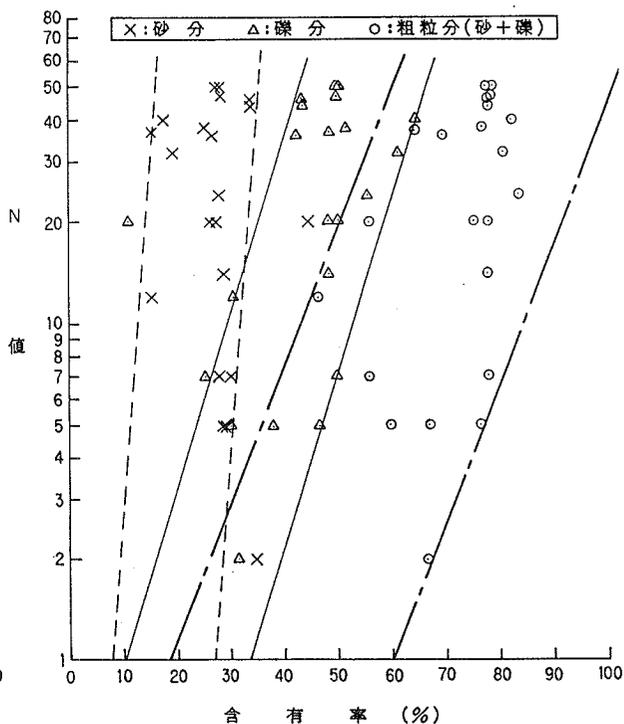


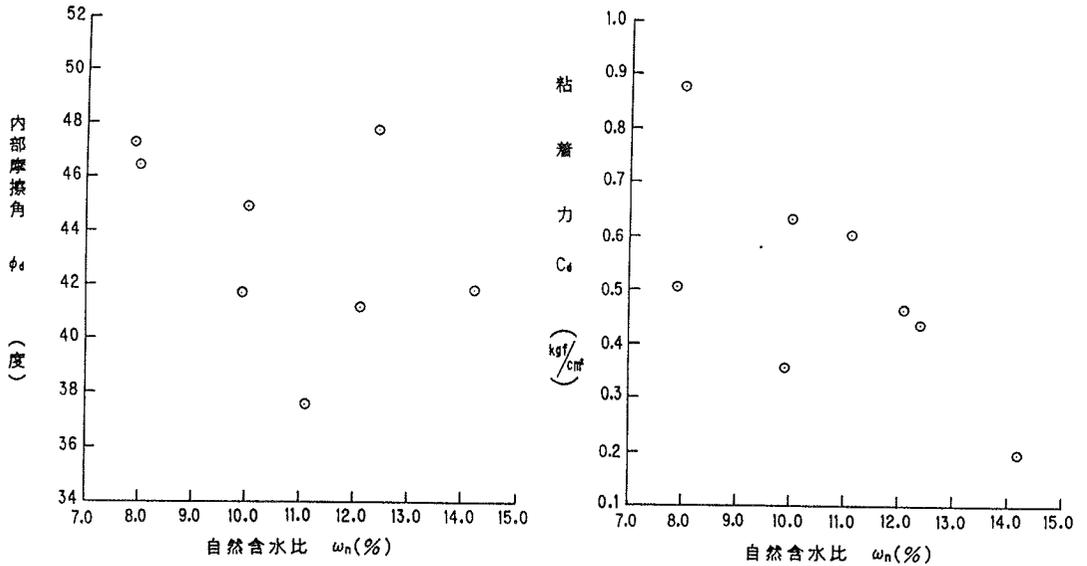
図-4 含有率とN値

図-4は砂・礫および粗粒分(砂+礫)含有率に対するN値の関係を示したものである。バラツキが大きく、それぞれの含有率に対するN値の関係を特定することは困難であるが、例外を除けばある範囲内においてそれぞれの含有率が増加するとN値も増加する傾向を示している。ここではある範囲を便宜的に示しているが、データ数が多くなるとその範囲は広がるものと思われる。含有率の増加に対するN値の増加割合(勾配)は砂の場合が、礫の場合より大きい。粗粒分(砂+礫)含有率の増加に対するN値の増加割合は、当然砂や礫の場合より小さくなる。

三軸圧縮試験を行った試料を粒度組成により分類すると粘土まじり砂、シルト質礫、粘土質礫等に分類され、図-2の試料と同様な粒度組成を示している。

図-5は自然含水比と内部摩擦角および粘着力の関係を示したものである。(1)は自然含水比と内部摩擦角の関係を示したものである。データ数が少なくバラツキも大きい、自然含水比が1.2～1.3%で内部摩擦角が約4.8度を示すデータがあるが、この例外を除けば自然含水比が増加すると内部摩擦角は減少する傾向を示している。このように自然含水比が大きくても大きな内部摩擦角を示しているのは礫による影響が考えられよう。

(2)は自然含水比と粘着力の関係を示したものである。内部摩擦角と同様、データ数が少なくバラツキも大きい、自然含水比と内部摩擦角の関係よりも明らかに自然含水比が増加すると粘着力は減少する傾向を示している。データが大きなバラツキを示しているのは粒度組成の違いによるものと考えられる。



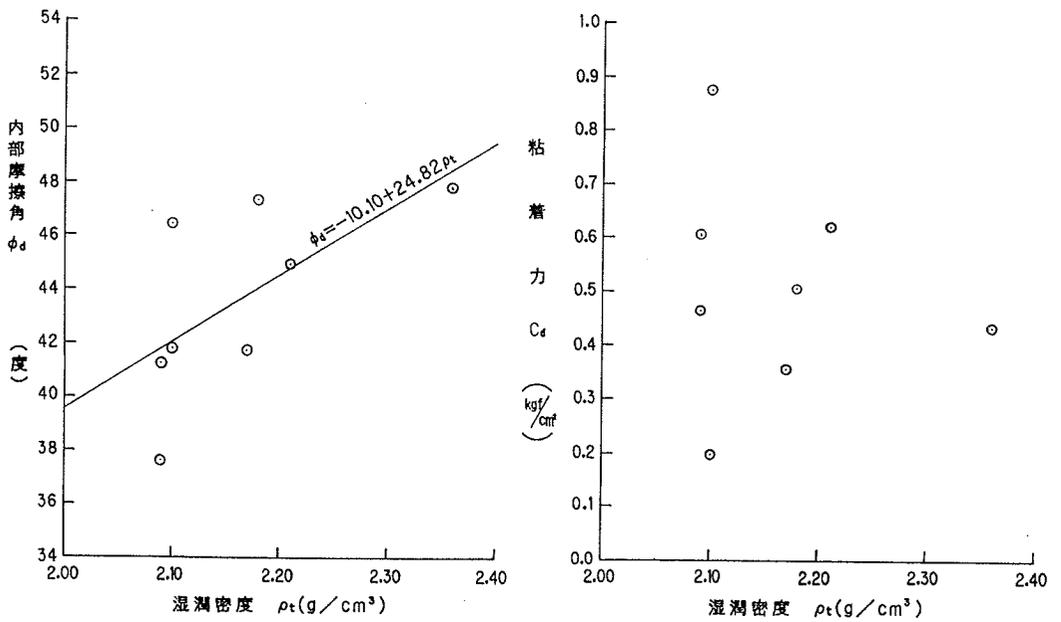
(1) 自然含水比と ϕ_i の関係

(2) 自然含水比と C_a の関係

図-5 自然含水比と ϕ_i および C_a の関係

図-6は湿潤密度と内部摩擦角および粘着力の関係を示したものである。(1)は湿潤密度と内部摩擦角の関係を示したものである。バラツキは見られるものの湿潤密度が増加すると内部摩擦角も増加する傾向を示している。データ数は少ないがこれらのデータから実験式を求めると $\phi_i = -10.10 + 24.82\rho_t$ の関係が得られ、すべてのデータはほぼ実験式の $\pm 10\%$ の範囲内に入っている。

(2)は湿潤密度と粘着力の関係を示したものである。データ数も少なくバラツキも大きい、湿潤密度が増加すると粘着力も増加する傾向を示している。同じ湿潤密度における粘着力のバラツキが大きいのは粒度組成の違いによるものと考えられる。



(1) 湿潤密度と ϕ_i の関係

(2) 湿潤密度と C_a の関係

図-6 湿潤密度と ϕ_i および C_a の関係

図-7は粗粒分含有率と内部摩擦角の関係を示したものである。データ数が少なくバラツキも大きいので、粗粒分含有率と内部摩擦角の関係を把握することは困難であり、更に数多くのデータの収集が必要と思われる。

図-8は細粒分含有率と粘着力の関係を示したものである。多少バラツキは見られるものの細粒分が増加すると粘着力も増加する傾向を示している。データ数は少ないがこれらのデータから実験式を求めると $C_d = -0.030 + 0.023F$ の関係が得られる。

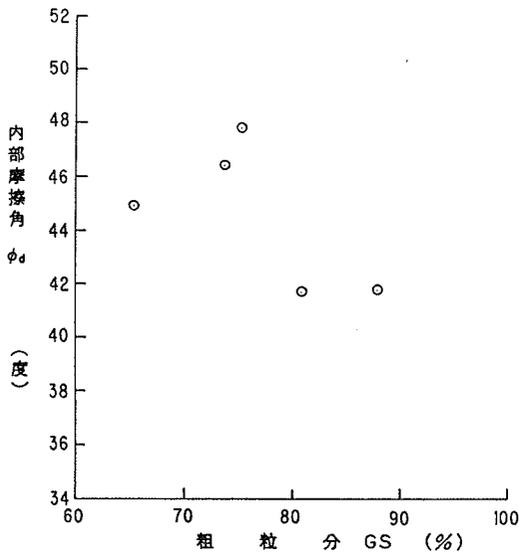


図-7 粗粒分含有率と ϕ_d の関係

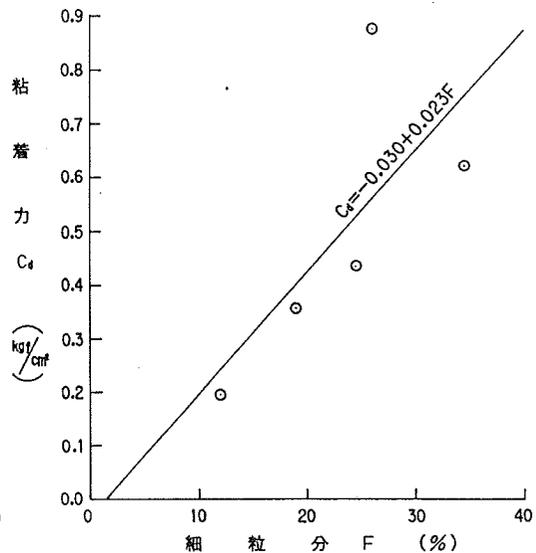


図-8 細粒分含有率と C_d の関係

以上自然含水比、湿潤密度、粒度組成等と内部摩擦角および粘着力の関係を検討してきたが、データ数が少ないので断定できないが、図-5～図-8のデータに限って言えることは、内部摩擦角は湿潤密度との関係から、粘着力は細粒分との関係から推定することがよりベターだと思われる。

4. あとがき

今回示した関係はデータ数が少なく、バラツキも大きいので、明確な関係を得るまでには至っていない。今後はより多くのデータを集積し、更に検討を重ねることによって設計等への利用が可能と思われる。

・参考文献

- 1) 砂川徹男・金城正幸：琉球層群の透水係数について，平成6年度土木学会西部支部研究発表会講演概要集，pp. 394～395，1995。
- 2) 砂川徹男・上原方成：島尻層群における与那原層の工学的性質，土と基礎，Vol. 31，No. 4，pp. 27～31，1983。

6 大型岩盤掘削機3500SMの琉球石灰岩への適用について

奥村組土木興業株式会社 竹垣 喜勝 西野 一人
古川 忠彦 ○丸山 健一

1. はじめに

市街地や重要構造物の周辺では、振動、騒音、飛び石などの影響から発破が敬遠されることが多い。かわりに採用される大型ブレーカ、リッパ、割岩機、あるいは静的破碎剤を使用した工法は、作業効率が悪いことや経済的な負担が大きいなどの問題がある。

こうした問題の解決を目指して新しく開発した大型岩盤切削機3500SMは、中硬岩から硬岩領域の岩盤を低振動、低騒音で効率良く掘削するもので、大規模岩盤掘削に適している。

3500SMには花崗岩、流紋岩、砂岩、頁岩、泥質片岩、安山岩、石灰岩を対象に各地で試験工事や本工事の一部として施工した5年間の実績がある。今回は、その間に蓄積した掘削能力や切削ビットの磨耗などについての調査・分析結果をもとに、琉球石灰岩への適用性について検討した。

2. 3500SMの概要と特長

(1) 概要

3500SMには胴体中央部に切削用回転ドラム(切削ドラム)があり、その外周面に超硬チップを埋め込んだ切削ビット160本が螺旋状に並んでいる。4履帯で走行しながら切削ドラムを手前からすくい上げる方向(アップカット)に回転させ、自重を反力にして岩盤を破碎する。本体に装備した引出し用と積込み用(180度旋回可能)の2本のベルトコンベアを使って岩砕を排出する。表-1に仕様を示す。

(2) 特長

1) 掘削能力が大きい

弾性波伝播速度が3.0~4.0km/sまで、一軸圧縮強度も2,000kgf/cm²程度の中硬岩から硬岩までの掘削が可能。純掘削能力(平均値)¹⁾は、CL級で250m³/h以上、CM級で200m³/h以上、CH級で110m³/h以上である。

掘削能力が大きいことで、工期の短縮や施工費の節減が期待できる。

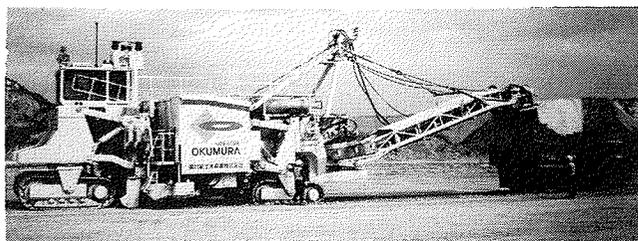
2) 掘削面の仕上り精度、平坦性が良い

レベルコントロールシステムが、レーザレベル計のデータをもとに掘削深さ(最大50cm)や横断勾配(最大7%)を自動的にコントロールするため、仕上がり面の高さ精度は設計値±3cm以内。面積の広い構造物では、均しコンクリートのロスを大幅に低減できる。

また、掘削面はゆるみがなく、平坦性も良好であるから、重機の走行路としてそのまま使用できる。

表-1 3500SM仕様

区 分	仕 様		
寸 法	全 全 全	長 幅 高	14.10 m 4.90 m 7.08 m
	総 重 量	作 業 時	145 t
	切削ドラム	切 削 幅	3.50 m
最大切削深さ		0.50 m	
直 径		1.40 m	
回 転 数		48 rpm	
機 関	ビット本数	160 本	
	総 排 気 量	37,800 cc	
	定 格 出 力	1,217ps	
積 込 装 置	燃 料 タ ン ク	2,300 ℓ	
	積 込 能 力	1,900 m ³ /h	
	積 込 高 さ	4.88 ~7.49 m	
走 行 性 能	作 業 速 度	≤25 m/min	
	登 坂 能 力	20 度	
	最 小 回 転 半 径	15 m	



写-1 作業中の3500SM

3) 低振動、低騒音

振動は30dB以下(30m地点)、騒音は特殊マフラーや着脱式の防音装置の働きで78dB(A)以下(30m地点)。重要構造物や住居にも接近して施工できる。

4) 掘削した岩砕の最大粒径は200mm以下

盛土材として使用する場合でも二次破碎設備が不用

5) 1台で掘削から積み込みまでの連続作業が可能

積み込み専用の補助重機を省略できる。

3. 実績

これまでの実績を表-2に示す。

表-2 実績一覧表

	第1回(兵庫県)	第2回(大阪府)	第3回(島根県)
施工数量	2,000m ³	27,000m ³	65,000m ³
岩種・等級	花崗斑岩CL、CH級 流紋岩質凝灰岩CM級	和泉層群砂岩CH級 和泉層群頁岩CM級	三郡変成岩類 泥質片岩CM級
純掘削能力	CL級…270m ³ /h CM級…240m ³ /h CH級…120m ³ /h	CM級…200m ³ /h CH級…150m ³ /h	CM級…210m ³ /h
岩盤性状	一軸圧縮強度 1,100~2,100kgf/cm ² {107.8~205.8MPa} 地山弾性波速度 1.2~2.4km/s	一軸圧縮強度 900~1,550kgf/cm ² {88.2~151.9MPa} 地山弾性波速度 3.2~3.9km/s	一軸圧縮強度 400~1,950kgf/cm ² {39.2~191.1MPa} 地山弾性波速度 1.7~4.4km/s
工期	1.5カ月	1.4カ月	3.0カ月
施主	弊社試験施工	大阪府企業局	中国電力(株)
	第4回(兵庫県)	第5回(石川県)	第6回(栃木県)
施工数量	3,000m ³	1,200m ³	1,500m ³
岩種・等級	流紋岩質凝灰岩CM級	安山岩CM級	ドロマイトCM-CH級
純掘削能力	CM級…260m ³ /h	CM級…270m ³ /h	CM-CH級…175m ³ /h
岩盤性状	一軸圧縮強度 600~3,800kgf/cm ² {58.8~372.4MPa} 地山弾性波速度 0.5~2.4km/s	一軸圧縮強度 450~1,500kgf/cm ² {44.1~147.0MPa} 地山弾性波速度 2.1~2.2km/s	一軸圧縮強度 760~1,000kgf/cm ² {74.5~98.0MPa} 地山弾性波速度 1.9~2.5km/s
工期	1.0カ月	1.3カ月	1.3カ月
施主	弊社試験施工	—	住友大阪セメント(株)

4. 琉球石灰岩への適用

油圧ブレーカやリッパ付きブルドーザで琉球石灰岩を掘削した場合、効率的な作業が出来ないことが多い。琉球石灰岩には、空隙が多いのでチゼルやシャンクが貫入するだけで亀裂が周辺に広がらないからである。こうした琉球石灰岩の特徴に対しては、岩盤切削機のように一定の幅を連続的に掘削する面掘削の方式が適していると考えられる。そこで、岩盤切削機による掘削を想定して、工法選定の際に重要となる時間当たり掘削能力とビット消費量について検討した。

(1) 掘削能力

表-3は、沖縄県糸満市地内の建設現場から採取した岩石の試験結果である。

表-3 岩石調査結果

項目		データ数	結果	
一軸圧縮強度 σ_c (MPa) {kgf/cm ² }		15	29.6±14.7 {302±150}	
圧裂引張強度 σ_t (MPa) {kgf/cm ² }		13	5.0±1.2 {51.4±12.3}	
超音波伝播速度 V_{po} (km/s)		15	5.08±0.2	
シヨア硬度HS		13	37±3.0	
地質鉱物学的試験				
構成鉱物名	鉱物記号	量比 (vol%)	モース硬度	粒径 (mm)
方解石	Cal	95	3	0.01以下
不透明鉱物	Opa	3	—	0.01以下
その他	—	2	—	—

神村ら²⁾は沖縄各島における岩石を調査した結果、

- ① 地盤の弾性波伝播速度 V_p については岩盤区分の等級が上位の西表島第三紀泥岩、砂岩層で1.3~1.4km/sであるのに比べて琉球石灰岩では風化した層でも1.0~1.5km/s、新鮮部では2.3~2.6km/sを示すこと、
- ② 岩石片の超音波伝播速度 V_{po} と一軸圧縮強度 σ_c の関係については図-1で、境界線を境に琉球石灰岩と一般岩を区分できること、

などから、琉球石灰岩は V_p 、 V_{po} が一般の岩石よりも速い割には圧縮強度が低いことを明らかにしている。

今回の岩石試験結果を図-1に重ねて表示すると(●印)同様の傾向を示した。

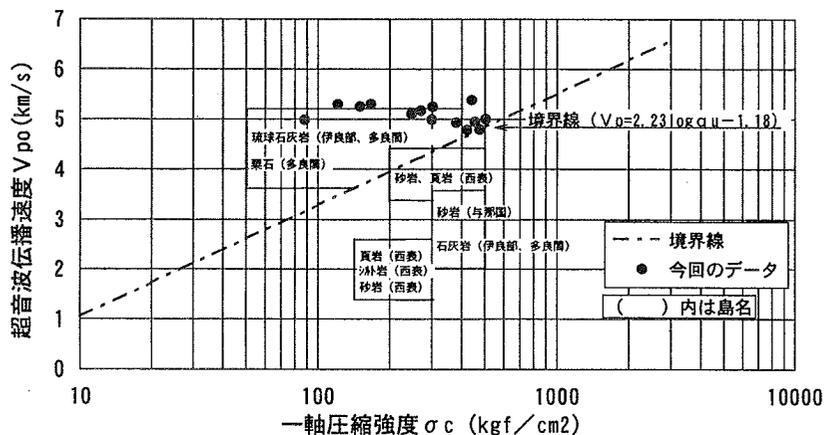


図-1 超音波伝播速度と一軸圧縮強度の関係

図-2は3500SMの時間当たり掘削量Q(実績)と V_p の関係を示したものである。今回は、岩石試料を採取した現場での V_p が明らかでないため、 $V_p=2.3\sim 2.6$ km/s(上記新鮮岩の場合)と仮定すれば、図-2からQの推定値は250~300m³/hとなる。

図中の $V_p=2.0\sim 2.5$ km/s付近に分布する岩の σ_c が400~2,000kgf/cm²であったのに対し、琉球石灰岩では σ_c の最大値が400~500kgf/cm²であることを考慮すれば、Qの値はさらに大きくなることが明らかで、350~400m³/hは十分期待できる。

(2) ビット消費量

図-3は同機のビット消費量M(実績)とVpの関係を示したものである。

室ら³⁾は単位掘削量当たりのビット消費量Mが、石英類含有量をK₀、岩盤の亀裂係数をCrとしたとき、岩盤強度指数σb(=K₀²(1-Cr))の指数関数になることを明らかにしている。

図において、流紋岩質凝灰岩(K₀=35%)と安山岩(K₀=0%)のVpが2.3~2.6km/sと同程度でも、Mの値に4倍程度の差があるのは、K₀の違いであると解釈できる。

今回採取した琉球石灰岩は石英類を含んでいないため、新鮮な岩石でも安山岩と同程度の0.05本/m³以下になると予測される。

5. おわりに

岩石試験と既存の資料から琉球石灰岩への適用性を検討した結果、以下の結論を得た。

①一軸圧縮強度σcが400~500kgf/cm²程度で、空隙の多い琉球石灰岩の掘削方法として、岩盤切削機の面掘削方式が優れている。

②時間当たりの掘削量Qは350~400m³/h、ビット消費量Mも0.05本/m³以下(花崗岩の場合の1/6~1/10)と予想されるため、在来工法と比較して工程短縮と施工コストの縮減が可能である。

3500SMは施工時の騒音、振動が周辺環境へ与える影響が小さいことから、市街地周辺での施工も可能である。今後、機会が得られれば、試験施工を行って予測値の確認をするとともに、実際に稼動した場合の問題点についても検討を加えたい。

最後に、今回の検討で、快く資料等を提供していただいた琉球大学工学部環境建設工学科の上原方成先生、原久夫先生、株式会社鴻池組の牛尾弘行氏に深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建設機械化協会：岩盤切削機3500SM(サーフィスマイナー)、機械化技術・技術審査証明報告書、1994年7月
- 2) 神村貞治・広谷泰夫・佐藤允：琉球石灰岩の力学ならびに物理特性について、第11回土質工学研究発表会、pp.949~952、1976年6月
- 3) 室達朗・竹垣喜勝・丸山健一・藤元英樹：岩盤切削機の掘削能力とビット磨耗の寿命予測、土木学会論文集、第492号/VI-23、pp.127-136、1994年6月

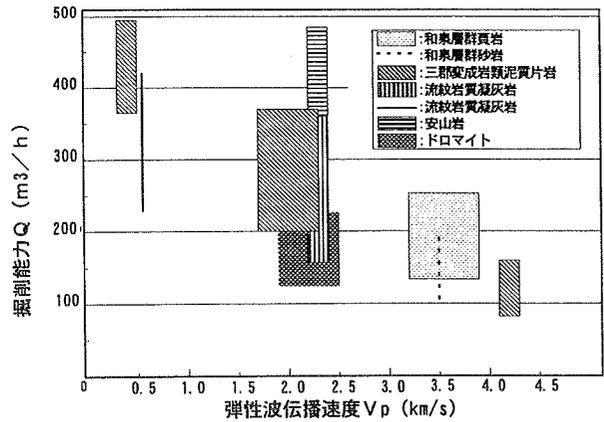


図-2 掘削能力と弾性波伝播速度の関係

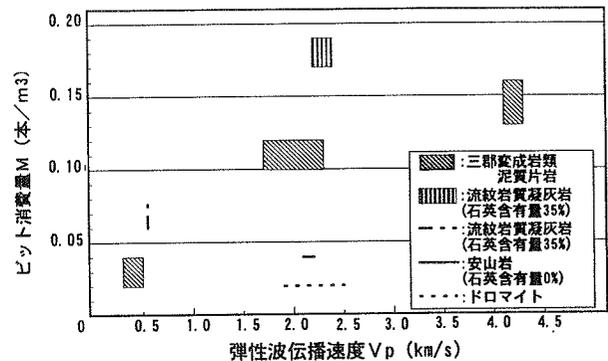


図-3 ビット消費量と地山弾性波速度の関係

7 繰り返し再圧密した島尻粘土の K_0 圧密試験結果について

琉球大学工学部 ○山口 晃平 上原 方成,
原 久夫 砂川 尚之,

1. まえがき

工学的に軟岩に分類される島尻層泥岩は現在過圧密状態にあり、地質履歴によって幅広い力学特性を示す。

自然地盤の形成過程は通常一次元的であり、異方的な圧密および膨潤を繰り返して現在に至っていると考えられる。しかし基準化された三軸試験では、圧密過程がすべて等方状態であるため、自然地盤の圧密状態を再現しているとはいえない。そこで、自然地盤の圧密状態を再現するために、供試体の側方へのひずみを生じさせないような、いわゆる K_0 圧密過程を経た後、せん断試験を行うことによって原位置に近い状態で、そのせん断特性を求めることができる。

本研究において、今回、琉球大学工学部棟の南側敷地内より採取した島尻層泥岩を用いて、その力学的挙動の把握を目的として、三軸試験機を用いた K_0 圧密三軸試験を実施したのでその結果と考察を報告する。

2. 試料および供試体

採取した試料を打ち砕き、 $2,000 \mu\text{m}$ ふるい通過分を一昼夜水に浸す。液性限界の二倍以上の含水比を保ちながら攪拌機で十分練りかえす。15cm径のモールドに、練りかえした試料の $425 \mu\text{m}$ ふるい通過分を満たし1~2日間放置する。高圧密試験装置を利用して、鉛直圧密圧力 49kPa で圧密沈下が終了するまで20日間 K_0 圧密する。圧密終了後モールドから油圧ジャッキを用いて試料を取り出し、直径50mm、高さ100mmの円柱形供試体が制作できるように4等分し、含水比が変わらないように養生箱で保管する。 K_0 圧密三軸試験を行う時にトリミングし直径50mm、高さ100mmの円柱形供試体を制作する。その試料の物理的性質は、 $W_L=61.2\%$ 、 $W_p=29.3\%$ 、 $I_p=31.9\%$ 、 $\rho_s=2.68\text{g/cm}^3$ である。

3. 実験方法

本試験で使用した試験装置の概要を図-1に示す。三軸試験機を用いて、側方ひずみが生じないように K_0 圧密三軸試験を行うために、軸圧縮量 ΔH をダイヤルゲージで、体積変化量 ΔV を排水量でそれぞれを自動計測する。今回、 K_0 圧密時の合成応力速度 $\dot{v} = \sqrt{\dot{p} + \dot{q}}$ を0.71, 1.48, 1.55, (kPa/day)で荷荷した。

K_0 圧密時の合成応力速度 $\dot{v} = 0.71$
(kPa/day)で荷荷したものを $v_{0.75}$ 、
 $\dot{v} = 1.48$ (kPa/day)で荷荷したものを $v_{1.48}$ 、
 $\dot{v} = 1.55$ (kPa/day)で荷荷したものを $v_{1.55}$
で表す。 $v_{0.71}$ は $v_{1.48}$ 、 $v_{1.55}$ の2倍の時間をかけて荷荷した。そしてこれらの間に

$$A_0 = \Delta V / \Delta H$$

A_0 : 供試体の初期断面積

(すなわち $\epsilon_r = 0$ ϵ_r : 径方向ひずみ)が成立するように側圧を制御する。側圧の調整にはコンピューターからの電気信号で空気圧を調整できる電気・空気圧変換器 (EP変換器) を用いた。この試験機の側方ひずみの精度はおおよそ0.009%以内に収まるように制御している。それ

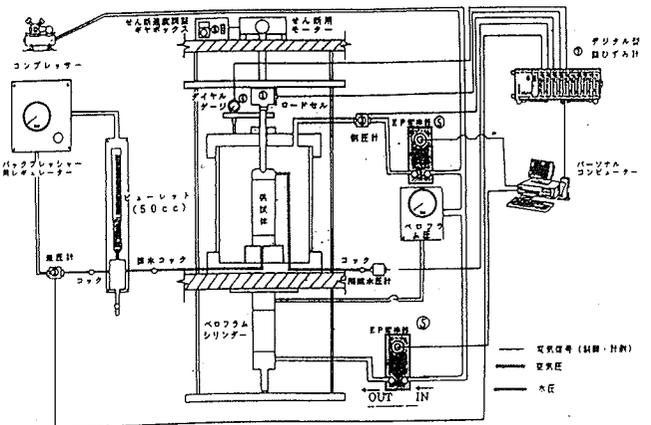


図-1 試験機の概要

それぞれの合成応力速度により K_0 圧密した後、 K_0 状態を保ちながら除荷を行った。

4. 試験結果と考察

図-2 に有効応力径路図、図-3 に軸方向圧密圧力と間隙比の関係、図-4 に K_0 値と時間の関係をそれぞれ示す。図中の矢印は過圧密域と正規圧密域の境界を示す。

図には示していないが、それぞれ、圧密時の体積ひずみ ϵ_v は 15%、せん断ひずみ γ は 10% にまで達した。その後の除荷により、体積ひずみ ϵ_v は 12% まで回復したが、せん断ひずみ γ は 1% 程度の回復にとどまっている。

図-2 から応力速度 0.71~1.55 (kPa/day) のもとでも、同一の応力径路路をたどることがわかる。圧密の進行にともない応力比 η は平均値 0.90 を示す。

図-3 において初期間隙比が異なっているものの、先行圧密圧力 p_c は 36(kPa)、膨張指数 c_s は 0.05、圧縮指数 c_c は 0.22 となり、三例とも等しい値を示す。また、初期間隙比の違いは試料作成時の含水比の乱れによると思われる。

図-4 から圧密開始時の K_0 値は安定していないが、圧密が進行し正規圧密域に入ると $K_0=0.47$ 付近に漸近する。そして圧密が終了して除荷になると再び増加する。

今後の課題として K_0 状態におけるせん断特性と、過圧密比の関係を明らかにし、実自然状態の力学特性との比較検討を行う。

5 まとめ

1. 合成応力速度 0.75, 1.48, 1.55 における K_0 圧密試験の結果、その応力比 η 及び K_0 値は一定値を示しそれぞれ $\eta=0.90$ 、 $K_0=0.47$ となる。
2. 軸方向圧密圧力と間隙比の関係から初期間隙比は異なるが、 $p_c=36$ (kPa)、 $c_s=0.05$ 、 $c_c=0.22$ と等しい値を示す。

(参考文献)

土質工学会編：土の試験の方法と解説

森脇 武夫： K_0 圧密飽和粘土の繰り返し圧密特性、
第 30 回土質工学研究発表会講演集

又吉 康之：正規圧密粘土の体積一定せん断試験に関する研究

宮永 和明：島尻層泥岩の力学的性質に関する基礎的研究

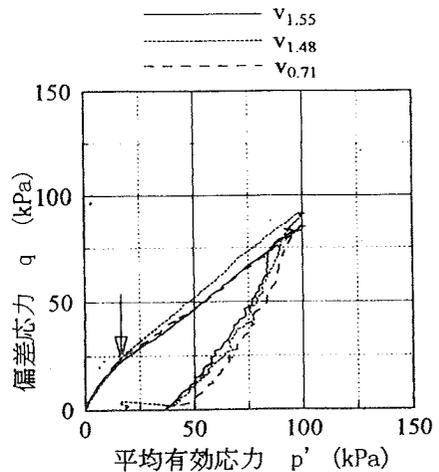


図-2 有効応力径路

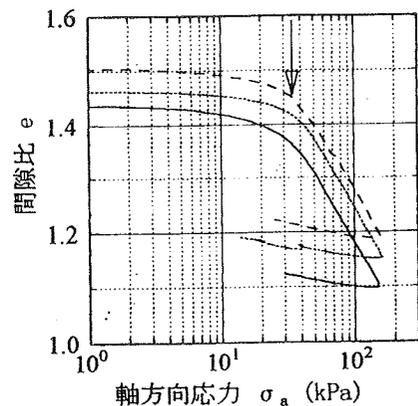


図-3 軸方向圧密圧力と間隙比の関係

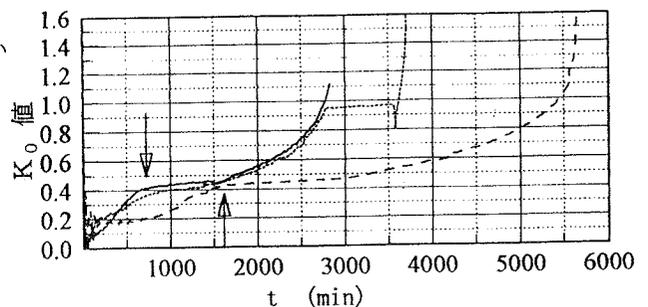


図-4 K_0 値と時間の関係

8 正規圧密粘土の排水せん断された供試体内部の含水比分布

琉球大学工学部 ○ 謝 建明
 琉球大学工学部 上原 方成
 琉球大学工学部 原 久夫

1. まえがき

三軸圧縮試験では、供試体を一つの要素とみなし、供試体内部の間隙水圧や体積変化はすべて一様と仮定してきた。その仮定をもとにして、多くの試験が行われてきた。しかし、土の変形や破壊挙動を評価する上では、供試体内部の間隙水圧や体積変化を考慮する必要がある。特に、粘土のような透水性の低い土では、排水に時間を要するため、せん断中に供試体が均一に排水されていない可能性が高く、それがせん断挙動に何らかの影響をおよぼしていると考えられる。しかし、供試体内部の間隙水圧や体積変化を実測することは非常に困難である。

したがって、本研究では、練り返した島尻粘土より作製した正規圧密粘土を用いて、排水条件のもとで、三軸圧縮試験を行った。そして、供試体の等方圧密後、排水せん断中の各段階での供試体を細かく分割して含水比を測定し、含水比分布を求めた。それにより、供試体内部の水の移動を把握し、それを引き起こす間隙水圧の様子を推定できた。

2. 試験方法および概要

2-1 試料土について

試験では、島尻泥岩を粉砕し、粒径 $425 \mu m$ 以下の粘土を用いた。それを練り返して鉛直圧密圧力 $49kPa(0.5kgf/cm^2)$ で 20 日間 K_0 圧密した。圧密終了後、直径 $5cm$ 、高さ $10cm$ の円柱形に成形したものを使用した。試料の物理的性質については、表-1 に示すとおりである。

2-2 試験方法

通常の軸対称三軸圧縮試験機を用い、有効応力 $p' = 98.1kPa(1.00kgf/cm^2)$ で 24 時間等方圧密を行い、その後、等方応力状態からせん断ひずみ $\gamma = 1\%, 3\%, 6\%, 15\%$ に至るまで排水せん断試験を行い、等方圧密後および各せん断ひずみの供試体に対して含水比分布の測定を行った。ひずみ速度は、過剰間隙水圧が発生しないように $10^{-3}\%/min$ とした。

表-1 島尻粘土の物理的性質

土粒子の密度	$\rho_s = 2.69 g/cm^3$
液性限界	$W_L = 62.0 \%$
塑性限界	$W_P = 27.7 \%$
塑性指数	$I_P = 34.3 \%$
粒度分布	砂礫分 15.3 % シルト分 41.3 % 粘土分 43.4 %

含水比分布測定試験に際しては、供試体を厚さ $1.5 cm$ になるように縦方向にトリミングした後、上下に二分割して、ステンレス製の円筒形チューブを並べて固定した装置を用いて、供試体にチューブを押し込み、チューブ内の試料に対して含水比の測定を行った。

3. 試験結果および考察

含水比分布測定試験により得られた供試体の含水比分布を図-1 に示す。図は、等方圧密後および各せん断ひずみ時における供試体の等含水比線図を示している。この等含水比線は、測定した含水比分布の平均値から $\pm 2.5\%$ の幅をもって 0.5% のきざみで描いたものである。含水比分布測定試験を行った供試体の応力とひずみの状態を図-2 に示す。図-3 では、供試体の上部、下部および中央部の三部分について、各せん断ひずみにおける有効応力 p' と三部分の平均体積比 f の変化を示したものである。

等方圧密後の供試体の含水比分布は、供試体の側面と下方面を除き、ほぼ一様な分布を示している。側面や下方面の含水比低下の原因は、供試体の取り出しや含水比分布測定試験の準備の際に、外部に接しているために、乾燥や乱れの影響を受けやすいことが考えられる。供試体の側面の含水比が低くなっているのは、測定した他の供試体の含水比分布にも見られる傾向である。

次に、せん断ひずみ $\gamma=1\%$ の供試体の含水比分布は、上下部の含水比が高くなっていることが確認できた。このことより、供試体内の水は、上下方向へ排水していることがわかる。さらに、せん断ひずみ $\gamma=3\%$ と 6% の供試体では、 $\gamma=1\%$ の供試体で見られた上下部の含水比が高くなっている傾向がより顕著なものとなった。それに加え、供試体の中央部では、含水比の低下が見られた。このことは、供試体の中央部の間隙水圧が高く、上下部では低くなっていることが考えられる。

せん断ひずみ $\gamma=15\%$ の供試体でも、上述のように含水比が中央部で低く、上下部で高くなっている傾向は変わらない。さらに、供試体のせん断面方向に沿った付近では、含水比が低くなっていることが確認できた。

また、図-3よりせん断の初期では、上部、下部および中央部の体積比 f はほぼ同様なものであるのに対して、せん断の後期では、中央部が上下部と比較して低くなっていることがわかる。このことは、せん断中の供試体内部の変形は決して一様ではなく、上下部と比較して中央部の変形の方が大きいということがわかる。

4.まとめ

含水比分布測定試験の結果より、排水せん断試験では、せん断が進むにつれて供試体内部の含水比は、中央部で低く、上下部で高くなるように変化し、供試体内の間隙水は中央から上下方向に向けて移動し、排水されるがわかり、また、供試体内部の体積比は一様ではなく、中央部で低く、上下部で高くなることが確認できた。したがって、せん断の進行に伴い供試体内部の間隙水圧は中央部で高く、上下部で低くなることが間接的に確認でき、また、せん断破壊時のせん断面に沿って含水比が低くなっていることが確認できた。

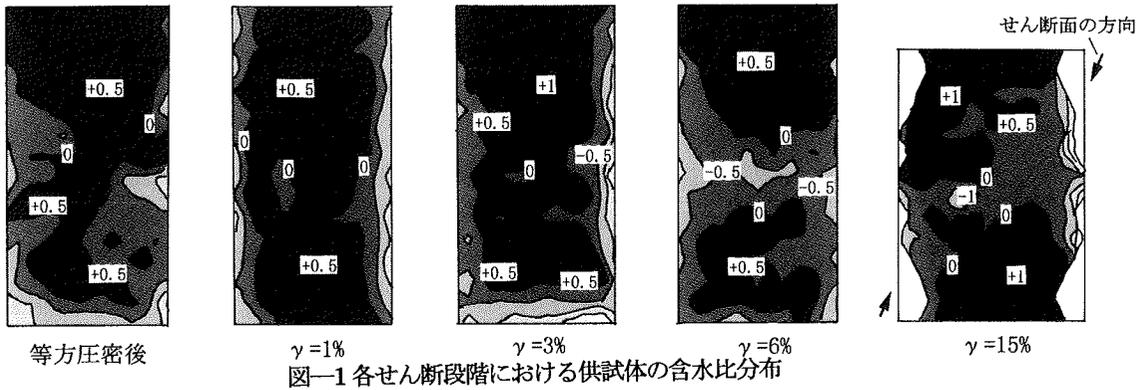


図-1 各せん断段階における供試体の含水比分布

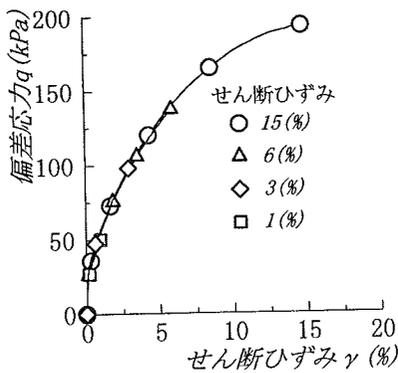


図-2 せん断ひずみと偏差応力の関係

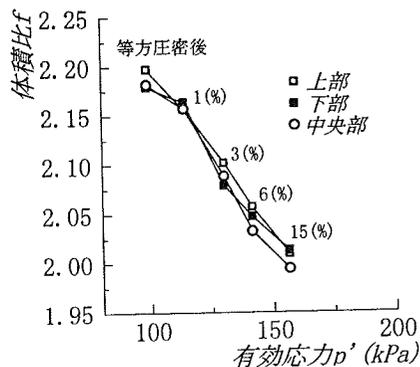


図-3 排水せん断時における有効応力と体積比変化の関係

参考文献

- 1) 又吉 康之 平成7年度修士論文 正規圧密粘土の体積一定せん断試験に関する研究

9 地下水への影響を考慮した橋梁設計について

沖縄県土木建築部

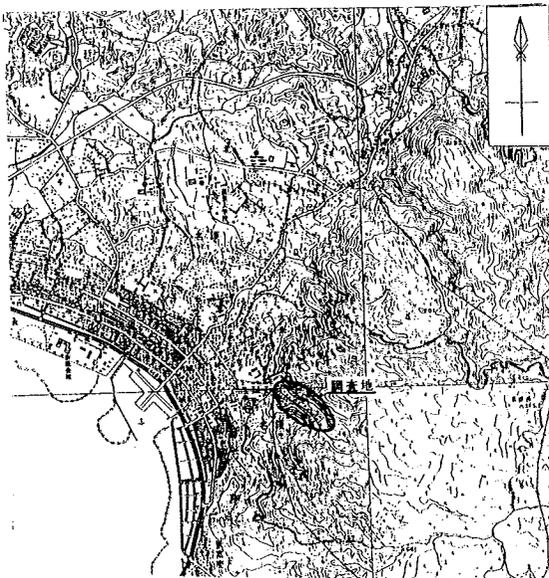
松島良成

1. はじめに

名護市東江に位置する県道18号線において、改良工事に伴う橋梁の計画がある。計画されている橋梁は2橋である(図—1参照)。しかし、橋梁予定箇所には、工場の取水井戸があり、基礎工の施工時に影響を及ぼすことが懸念されるため、詳細の地下水の調査を実施し、その結果を考慮して橋梁のスパン割りを行った。そこで、今回、地下水への影響を考慮した橋梁設計の事例として報告する。

2. 位置及び地形地質概要

今回調査位置は、名護市東江地内の名護城址公園付近を流れる幸地川沿いの谷底平野である。幸地川は、沖縄本島の島軸方向に延びる国頭の山地を深く開折して東から西へ流下し、本調査地の下流に位置する工場付近で沖積平野に達し海に注いでいる。



図—1 位置図

この山地と沖積平野との境界は地形的に明瞭で、北北東から南南西に延びる線状模様を示している。山地の標高は、150m以上で起伏に富み山腹は急傾斜である。一方調査地である谷底平野部は、標高10~20mで、緩傾斜の低平地となっている。調査地の地質は、山地を形成する国頭層群名護層とこれを不整合に覆う沖積低地堆積物により構成されている。沖積低地堆積物は、幸地川沿いの谷間を埋めるように分布している。

1、2号橋付近の地質断面図を図—2—1、図—2—2に示す。

3. 調査および解析方法

過去の調査結果等により、調査地における地質状況や大局的な水理構造は把握されており、橋脚施工に伴う地下水の汚濁により工場の取水井戸が影響を受ける可能性が予測される。

そこで、本調査は、橋梁基礎工施工時に発生する濁水の定量的な評価及び周辺地下水に流出する濁水の定量的な評価を行うためのものである。

具体的には、下流側に計画されている橋梁(以下1号橋)付近では、工場取水井戸を揚水孔とした揚水試験データ等から、逆解析手法を適用して、対象域の詳細な水理パラメータを同定する。また、上流側に計画されている橋梁(以下2号橋)付近では、試験施工を行い濁水の浸透のモニタリングを実施し、汚濁物質の分散パラメータを同定する。これらのパラメータを用いた移流分散解析により、1号橋及び2号橋の各橋脚施工時の工場取水井戸における濁度を予測する。

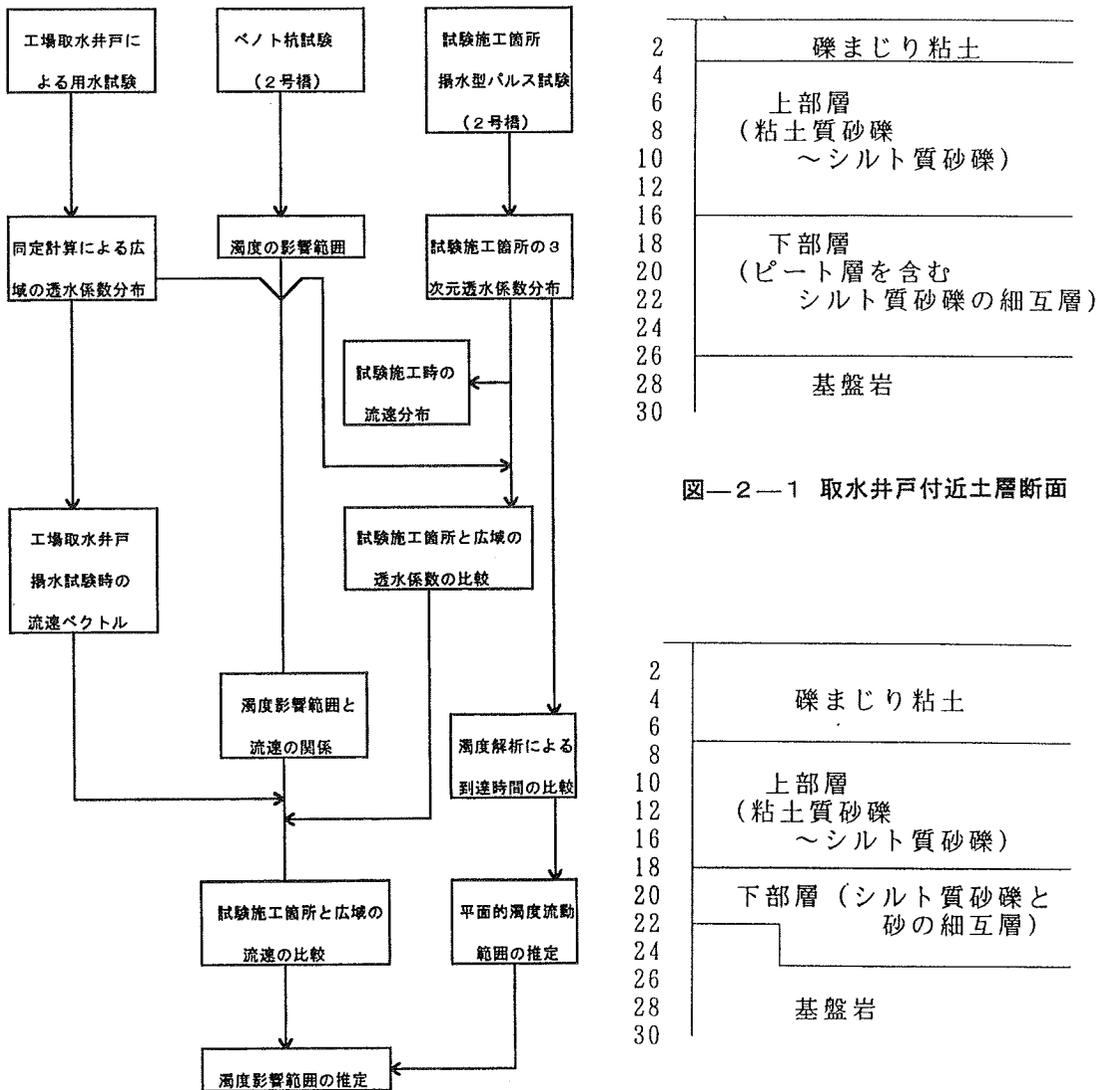
調査における各試験、解析の流れは図—3ようになる。

ところで、調査は以下のような4項目にわけられる。

- 1) 揚水型パルス試験・・・試験施工を実施する2号橋付近において、予め揚水型パルス試験を実施

して、試験施工箇所での3次元的水理構造を把握する。

- 2) 工場取水井戸を利用した揚水試験・・・工場取水井戸を揚水孔、既設の調査ボーリング孔等を観測孔とした揚水試験を実施する。このデータと既往地質調査資料を元に地下水逆解析を実施し、1及び2号橋を含めた全域の水理パラメータを把握する。得られた水理パラメータは、試験施工時のモニタリング孔の位置設定及び濁度予測解析のデータとする。
- 3) ペノト杭試験施工・・・2号橋付近で実施される試験施工に先立ち、1)及び2)の結果をもとに適切な箇所にモニタリング孔を削孔する。試験施工時には、モニタリング孔及び工場取水井戸にて濁度計測を実施する。なお、モニタリング中は、工場取水井戸では連続揚水する条件とした。
- 4) 濁度予測解析・・・試験施工時の濁度のモニタリングデータを用いて、平面2次元の移流分散解析を行い、1及び2号橋の各橋脚の工事段階での工場取水井戸箇所における濁度の予測解析を行った。



図—2—1 取水井戸付近土層断面

図—2—2 2号橋付近土層断面

図—3 濁度影響範囲予測調査解析の流れ

4. 調査および解析結果

1) 揚水型パルス試験

試験施工結果から濁度の到達範囲を予測するためには、試験施工エリアでの透水係数を同定する必要がある。また、予測解析において、試験施工エリアの透水係数と、後述する広域揚水試験で得られた広域の透水係数を比較し、予測解析に用いるパラメータを決定する必要もある。

そのために、3次元的な透水係数を同定し、試験施工で濁度の浸透経路となりうる透水経路を把握するために、パルステストを実施した。パルステストとは、複数のボーリング孔の所定深度での注水あるいは揚水に伴う他のボーリング孔各深度での水圧の経時変化より、試験領域の透水係数をマッチングさせる試験手法である。試験孔の配置を図—4に示す。また、解析結果を表—1に示す。

2) 取水井戸を用いた揚水試験
揚水孔と観測孔の位置図を図—5に示す。観測孔は連続水位観測孔11孔、手観測孔2孔の13孔とした。

試験手順は以下のとおりである。
イ. 観測孔の洗浄及び自記記録装置の設置

ロ. 揚水試験時の揚水パターンは図—6のとおりとする。

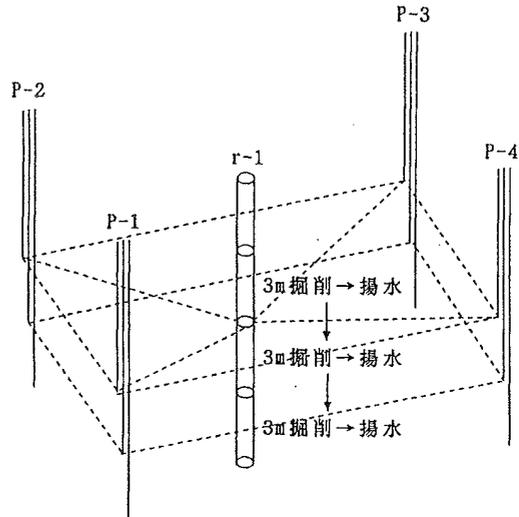
ハ. ①段階として、2時間程度の揚水停止を行い、初期水位を測定した。

ニ. ②段階として、24時間連続揚水を実施した。この揚水量は、1276 $\frac{m^3}{分}$ とした。

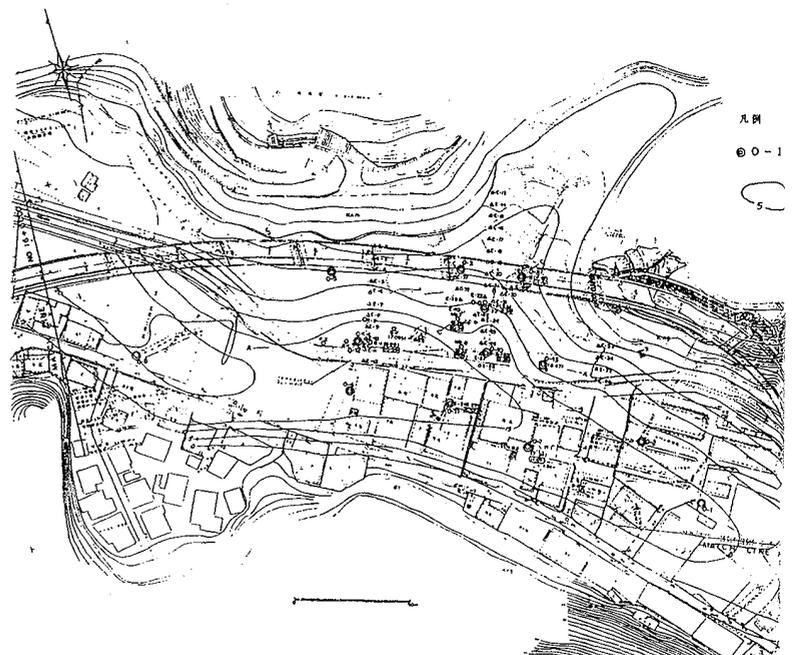
ホ. ③段階として、24時間連

表—1 透水係数結果一覧表

層 No.	設定	層厚	透水係数 (解析結果)	流速 (m/hour)
1	完全不飽和 (大気層)	1 m	—	—
2	部分飽和 (自由水面を含む)	6 m	$5.0 \times 10^{-4} cm/sec$	3.0×10^{-4}
3	完全飽和	3 m	$5.0 \times 10^{-4} cm/sec$	3.0×10^{-4}
4	完全飽和	3 m	$5.0 \times 10^{-3} cm/sec$	3.0×10^{-3}
5	完全飽和	3 m	$3.0 \times 10^{-3} cm/sec$	1.8×10^{-3}



図—4 試験孔の配置図



図—5 地下水観測孔の配置図

続揚水後、揚水を4時間程度停止し、水位の回復を測定した。

解析は、ヤコブ、チーム、タイス、および回復法などにより井戸周辺地盤の透水係数と貯留係数および影響範囲の算出をおこなった。

これらの結果より以下のことがわかった。

- ・ 透水係数は、 $K=1.5 \times 10^{-2} \sim 3.6 \times 10^{-1}$ cm/sec の範囲内であり、若干のばらつきがある。
平均的には、 $K=9.4 \times 10^{-2}$ cm/sec 程度であり、透水性が良好であることがわかる。
- ・ 貯留係数は、 $S=0.013 \sim 0.418$ の範囲にあり、平均的には、0.13 程度である。
- ・ 影響範囲はややばらつきが認められるが、200m 前後の値となっている。そこで影響範囲は、実測の平均値の 217m とする。

以上の解析により得られた水理定数は、連続揚水試験から求めたものであり、一様地盤を想定している。しかし、一般には、地盤の水理定数は、地盤の複雑さを反映して場所毎に異なる値を持つことが多い。

そこで、これらのことを解決するために地下水の逆解析を実施し、水理定数のゾーニングを行なった。これにより、今回調査解析の対象となる、地下水の影響範囲 217m における地盤のモデル化が可能となる。これを図-7に示す。

これをもとに、工場取水井戸付近での橋梁工事に伴う水質汚濁の検討を行なう。

3) 試験施工（濁度モニタリング）

2号橋付近にて、本施工と同様にベント杭掘削による試験施工を実施する。施工に際して、発生・移流拡散する汚濁物質の濁度をモニタリング孔で捕え、分散パラメーターの同定解析および濁度予測解析データとする。ここで、モニタリング孔の配置を図-8、ベント杭掘削パターンを図-9に示す。

試験施工の結果をまとめると、以下のようになる。

ベント機から 40cm 離れた M-0 孔における結果から、ベント機から数 m 離れると、通常の掘削であれば伝わる濁度は 500 ppm 程度である。また、ベント機掘削条件によっては、2000ppm 以上の濁度が発生する。M-2、M-3 孔に濁度が伝達されなかったことから、ベント機から 18 m 以上離れると濁度は殆ど伝わらない。

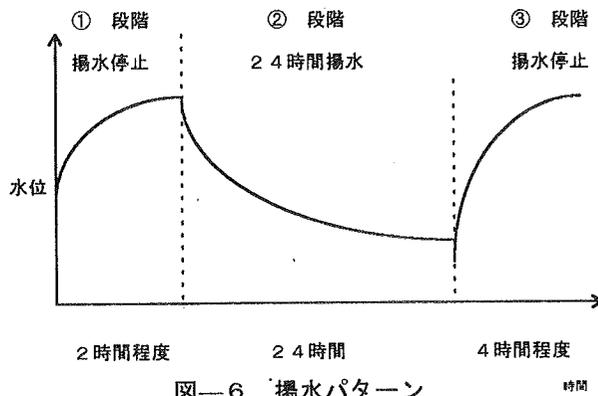


図-6 揚水パターン

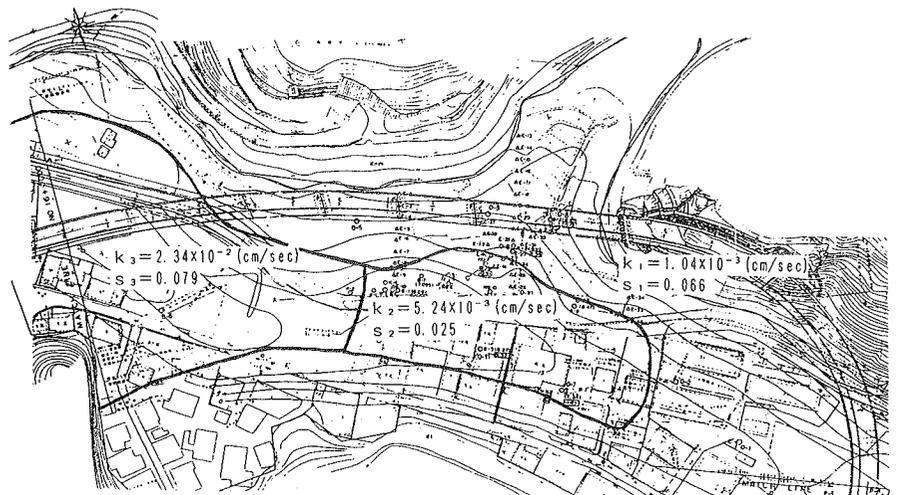


図-7 水理定数のゾーニングマップ

・ただし、M-1孔のデータによると透水係数の小さいステップ1の区間でのみ濁度の伝達が明瞭である。このことは、何らかの水みちが存在している可能性を示唆するものであり、発生源から18m離れると確実に濁度伝達はないとは、言い切れない。

・揚水型パルス試験によって、試験施工範囲の最大の透水係数として 5.0×10^{-8} cm/sec が得られた。

しかし、試験施工では5m離れたM-1孔においては6時間程度で到達した。パルス試験の結果から推定される到達時間は250時間であり実測とは大きく異なる。これは、実際には、濁水が層内を平均的に流れているのではなく、一部の高透水性の水みちを流れている可能性を示している。

5. 影響範囲の検討および考察

橋梁基礎掘削時や基礎工の施工に伴って多少なりとも工事濁水が発生する。ここで、濁水が井戸に到達する過程を考えてみる。

図-10は揚水しない場合の濁水の移流状態を模式的に表しているが、濁水は地下水の下流に移流することになる。

また、図-11は、揚水中の濁水の移流状態を模式的に表している。図示のように揚水井戸周辺近傍では、地下水が井戸に向かって流動するため、汚染源Aの濁水が井戸に到達して影響を及ぼす恐れがある。

一方、汚染源Bでは、地下水が下流部に流れるので、濁水は井戸に到達することはなく影響が生じないことになる。すなわち、揚水中の地下水流動の方向が重要な鍵となる。

ここで、これまでに得られた水理パラメータにより、濁水の予測をおこなう。

汚染源と取水井戸の距離を20m程度として解析すると、発生源濁水濃度の20%~40%が取水井戸に到達するという結果を得た。また、試験施工結果により、濁水が2000ppm程度まで発生することが確認されている。

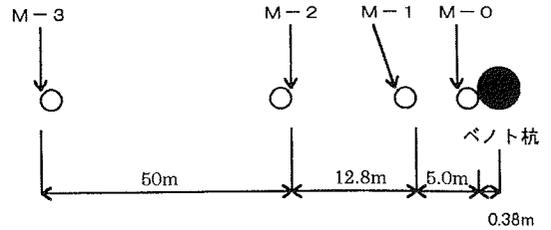


図-8 モニタリング孔の配置図

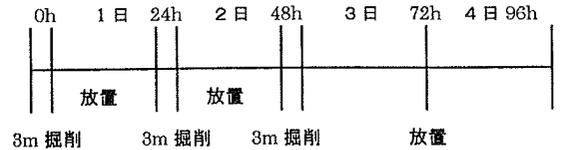


図-9 ベント杭掘削パターン

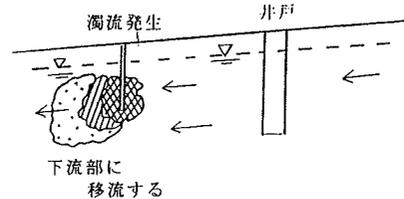


図-10 揚水しない場合の濁水の移流状態

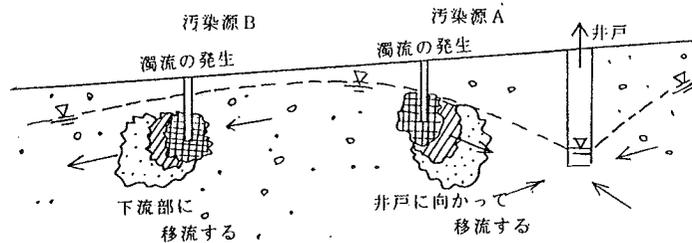


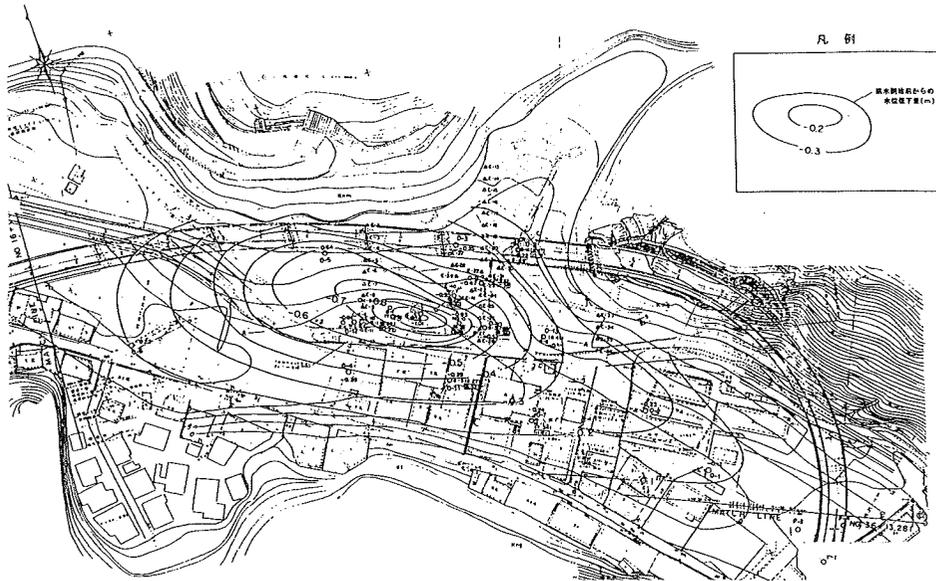
図-11 揚水中の濁水の移流状態

ところで、工場取水井戸の水質の管理値は 3ppm としており、下流部の取水井戸への移流が予想される範囲では、基礎工による濁水の影響が取水井戸までおよぶことが予測される。

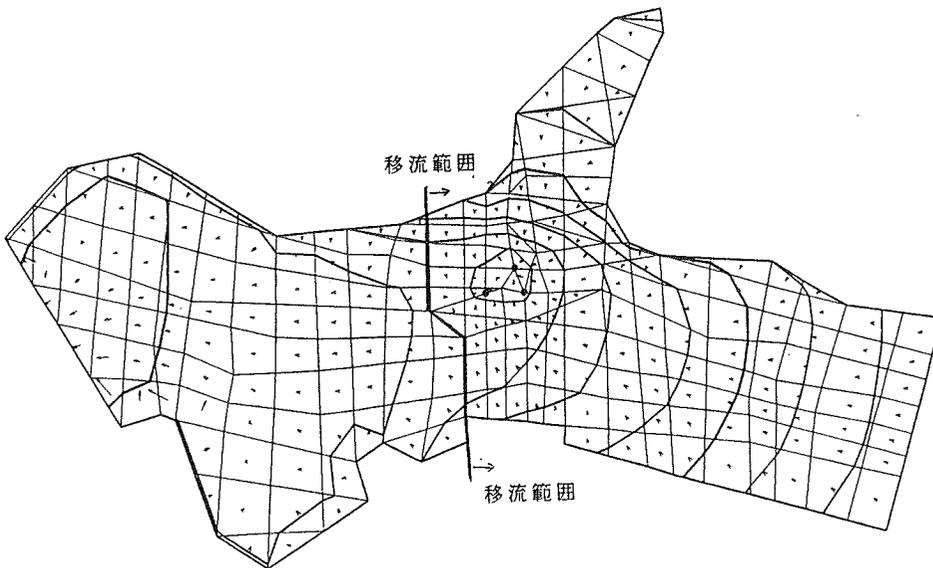
そこで、橋梁基礎工が取水井戸へ影響しない範囲は、取水井戸方向への移流がない地点を境界とする。これを図—12、13に示す。よって、これらの結果を基に、橋梁のスパン割りを行なった。

6. おわりに

橋梁基礎工に伴う濁度予測の事例があまりなく、今回のような事例は希であると考えるが、今回の報告が今後の土木構造物の基礎に関わる地下水問題の参考になれば、幸いと思います。



図—12 地下水位低下量コンター図（揚水試験終了時）



図—13 揚水孔24時間揚水時の流速ベクトル

<参考文献>

地盤工学会 : 地盤調査法

10 島尻層泥岩における場所打ち杭の支持力評価について

沖縄総合事務局 南部国道事務所 金堀賢司

○富山全浩

1. はじめに

沖縄本島中南部に分布する島尻層群(以下、島尻層泥岩という)は、第三紀中新世から鮮新世にかけての海成堆積物であり軟岩の中で最も固結度が低く、乾湿風化を受けやすいグループとされ、沖縄地方の代表的な特殊土のひとつである。この島尻層泥岩中に根入れされた杭基礎の挙動については、その特異性より、通常の地盤中(第4紀地盤)に根入れされた杭とは異なることから、杭基礎の支持力を精度よく評価するのが困難となっている。

本文では、杭基礎の中の場所打ち杭に着目し、与那原層に根入れされた南風原高架橋における鉛直載荷試験¹⁾、新里層に根入れされた下田高架橋における鉛直載荷試験²⁾および下田高架橋における深層載荷試験³⁾をもとに解析を行い、とくに先端支持力の評価法において、土被り圧を考慮した合理的な支持力式の提案を行うものである。

2. 載荷試験地点における地盤物性

場所打ち杭の支持力評価を行うためには、その位置の地盤状況を明らかにする必要がある。南風原杭、下田杭サイトにおいてはH6、H7年にかけて室内試験および原位置試験がおこなわれている。図-1は、これらの試験の中で単位体積重量 γ 、一軸圧縮強度 q_u および有効せん断抵抗角 ϕ' について試験結果を深度方向にプロットしたものである。図中、白抜きの印が南風原サイト、黒ぬりの印が下田サイトの結果を示す。

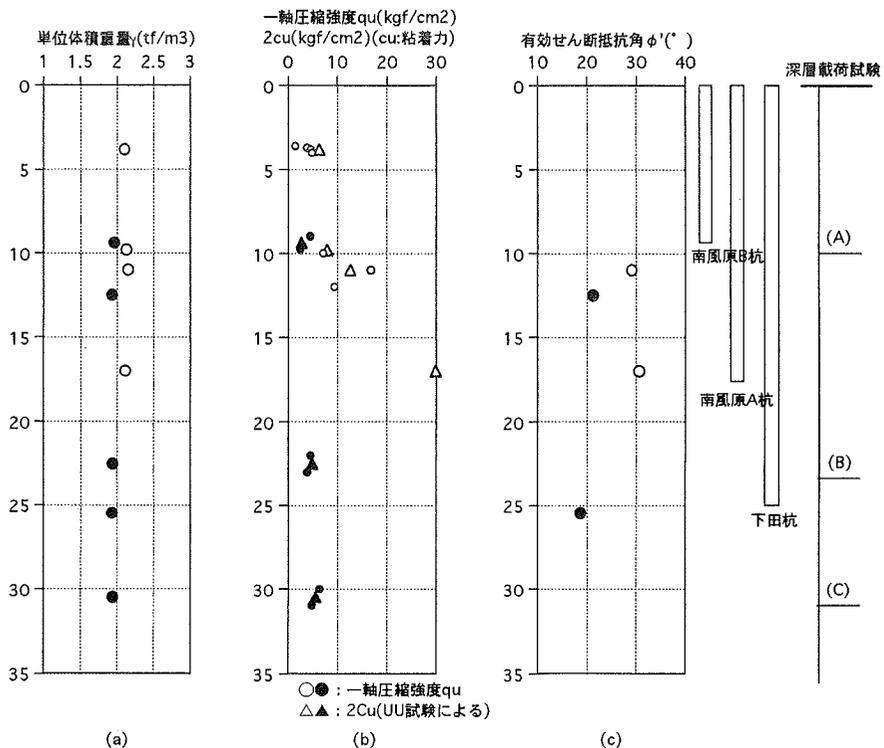


図-1 当該サイトの地盤物性値

ここで、図-1aは、単位体積重量 γ の深度分布である。両サイトともに $\gamma=2.0\text{tf/m}^3$ となっており、また、深度方向による違いはみられない。

図-1bは、一軸圧縮強度 q_u および三軸UU試験から得られた非排水強度の粘着力成分を比較して示しているが、これを見ると南風原サイト、下田サイトともに深さ方向に増加する傾向が認められる。また、両者を比べると、下田サイトの方が小さな値となっている。これは、下田サイトに分布する新里層が南風原サイトに分布する与那原層に比べ固結度が低いことによるものと考えられる。

図-1cは、CU試験による有効せん断抵抗角 ϕ' の深さ方向分布を示している。両サイトともに2点しかデータはないが、南風原サイト、下田サイトともに深さ方向にほぼ一定で、それぞれ 30° 、 20° となっている。

これらの調査結果を踏まえ、ここでは以降の支持力評価に用いる地盤物性値を表-1のように決定した。

表-1 支持力推定のための地盤物性値

杭の名称	$\gamma(\text{tf/m}^3)$	$q_u(\text{kgf/cm}^2)$	$c_u(\text{kgf/cm}^2)$	$\phi'(^{\circ})$
南風原A杭	2.0	-	14.93	30
南風原B杭	2.0	11.12	6.31	30
下田杭	2.0	4.22	2.48	20
深層下田A	2.0	3.5	1.38	20
深層下田B	2.0	4.22	2.48	20
深層下田C	2.0	5.62	2.81	20

※表中の“-”印は試験データがないことを意味する

3. 降伏、極限支持力の判定

場所打ち杭の鉛直載荷試験結果および深層載荷試験結果を以下に示す。図-2は、鉛直載荷試験の杭頭における荷重-沈下レベル(S/D)関係である。ここで、降伏支持力 R_y はP-S/D曲線の折れ線とすると、降伏時の沈下レベルは全ての杭が0.1%前後となっており、通常の地盤に比べかなり小さな沈下レベルで降伏していることがわかる。

図-3は、各杭の杭先端に着目した場合の先端支持力度P-S/D関係を示している。図中、降伏点 q_y を○印で、極限点 q_u を●印で表示しており、前者はp-S/D関係における折れ点を、後者はS/D=10%時の値とする。また、S/D=10%時の沈下レベルにまで至っていない杭については、最大荷重時(↑印で表示)の支持力度を極限支持力度とみなしている。ここで、図-3における降伏支持力度 q_y および極限支持力度 q_u を表-2に整理した。これらの図表から、南風原A,B杭に比べ地盤の軟弱な新里層に根入れされている下田杭は降伏支持力度、極限支持力度ともに小さな値となっている。

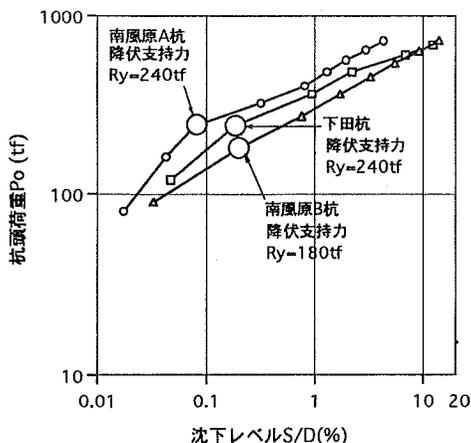


図-2 杭の支持力-沈下レベル関係図

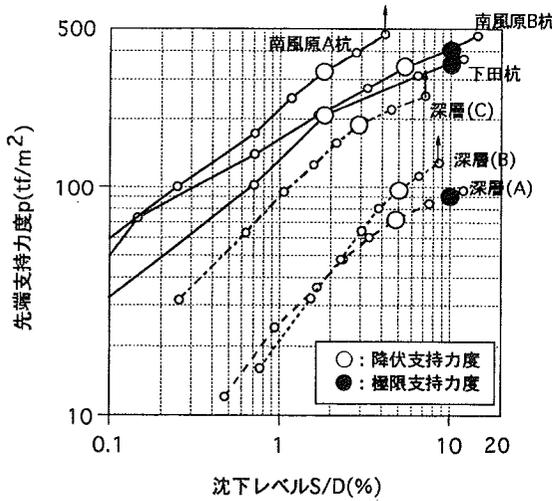


図-3 支持力度-沈下量関係図

表-2 支持力度の判定

杭の名称	島尻層泥岩	降伏支持力度 q_y (tf/m ²)	極限支持力度 q_u (tf/m ²)
南風原A杭	与那原層	320	470以上
南風原B杭	与那原層	338	401
下田杭	新里層	208	350
深層下田A	新里層	72	90
深層下田B	新里層	96	128以上
深層下田C	新里層	189	252以上

4. 杭先端の支持力評価

1) 支持力式の提案

現行の道路橋示方書Ⅳ下部構造編によれば、場所打ち杭の杭先端の極限支持力度 q_u は硬質粘性土層の場合、 $q_u=3q_y$ で推定している。しかし、前述したように、島尻層泥岩に根入れされた杭の挙動は通常の地盤中に根入れされた杭とは異なるといわれ、また、島尻層泥岩は地盤中に多くの潜在クラックを有しているとともに、スレーキングが進行しやすい。したがって、一軸圧縮強度を用いた道示式($q_u=3q_y$)を用いた場合、 q_u を実際より低く評価してしまう可能性がある。そこで、ここでは、土被りによる影響を考慮し、地盤の支持力理論から得られる次式を用いて杭先端の支持力度を推定する⁴⁾。

$$q_u = \alpha c N_c + q N_q + 1/2 \beta \cdot D N_\gamma \text{ (tf/m}^2\text{)} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 α, β : 形状係数($\alpha=1.3, \beta=0.6$) q : 上載荷重(tf/m²)
 D : 杭径(m) N_c, N_q, N_γ : 支持力係数

(1)式を用いて支持力度を推定する場合、非排水強度を用いる方法と排水強度定数を用いる方法の2通りの方法が考えられる。ここでは、この2つの方法により支持力度を推定し、その精度について実測値と比較する。

2) 非排水強度を用いる方法

ここでは、非排水強度を用いて(1)式より支持力度を推定し、実測値との比較を行う。非排水強度としては、一軸圧縮強度 q_u および三軸UU試験より得られる c_u を用いている。

図-4は実測支持力度 q_u と推定値 q_u^* とを比較した結果である。また、この図には、道示式の結果も示している(内部摩擦角 $\phi=0$ より、 $N_c=5, N_q=1$)。ここで、右上がりの直線上にプロットがのると実測値と理論値が一致することになる。これをみると、道示式(□印)に比べ土被りが考慮されている分 q_u による推定値(○印)が支持力度は大きくなり、実測値に合う傾向がみられる。さらに、 c_u による推定値(△印)の方が、より大きな支持力度を与えている。これは、UU試験ではその拘束効果により、島尻層泥岩特有の潜在クラックの影響が小さくなり、 q_u で推定するよりも大きな値が得られたことによるものと考えられる。

3) 排水強度定数を用いた方法

ここでは、非排水強度定数(c', ϕ')を用いて(1)式より支持力度を推定し、実測値と比較する。

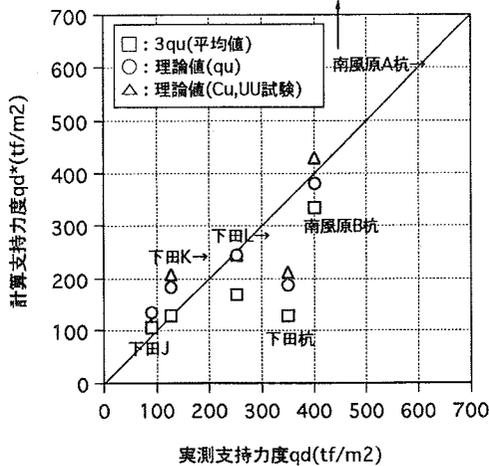
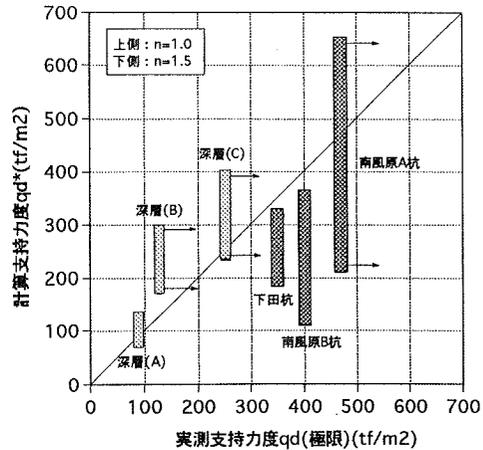


図-4 非排水強度を用いた場合の
実測支持力度と推定支持力度の比較



安全率n=1.0	安全率n=1.5
有効粘着力c'=0 有効せん断抵抗角φ'=30°(南風原) 有効せん断抵抗角φ'=20°(下田)	有効粘着力c'=0 有効せん断抵抗角φ'=20°(南風原) 有効せん断抵抗角φ'=15°(下田)

図-5 排水強度定数を用いた場合の
実測支持力度と推定支持力度の比較

図-5は、その比較結果を示す。なお、c'については(1)式の精度を高めるために事前に実測値からφ'を固定して逆解析を行ったところ、ほぼ無視できるという結果が得られたため、φ'のみを考えている。推定値 q_u^* は上下の範囲で示してあるが、上段はφ'に対する安全率n=1.0のとき、下段はn=1.5とした場合の結果である。これをみると、深層載荷試験(下田サイト)の場合、n=1.5とした方が一致するようであるが、逆に杭の載荷試験結果の場合は、n=1.0が比較的一致するようである。この原因が載荷面積の違いによる影響かどうか、今後さらに検討する必要がある。

5. おわりに

場所打ち杭先端の極限支持力度の評価方法として、土被り圧を考慮した支持力式から推定し、実測値との比較をおこなった。また、あわせて道示式と実測値との比較もおこなった。

その結果、道示式 $q_d=3q_u$ により先端支持力度を評価した場合、深層載荷試験による支持力度については概ね妥当な値を与えるが、杭の鉛直載荷試験による支持力度については過小評価となった。また、この支持力式に用いる物性値として、非排水強度を用いる方法と排水強度定数を用いる方法の2通りの考え方があがるが、推定精度における両者の間の有意差はみられなかった。

本報告は、平成6年度より当事務所で行っている「沖縄の特殊土における橋梁設計施工方法検討委員会」(委員長：琉球大学工学部教授 上原方成)において、検討している内容の中間報告である。平成8年度は、追加試験を行い、推定精度を向上させたいと考えている。また、平成9年度をめどに、指針(案)の作成を進めている。

参考文献

- 1)南風原高架橋載荷試験工事 場所打ち杭鉛直載荷試験報告概要書：沖縄総合事務局南部国道事務所，1993.
- 2)下田高架橋下部(その2)工事に伴うP5基礎杭鉛直載荷試験報告書：沖縄総合事務局南部国道事務所，1995.1
- 3)下田高架橋下部工事地質調査(深層載荷試験)：沖縄総合事務局南部国道事務所，1993.5
- 4)道路橋示方書・解説IV下部構造編：日本道路協会，1990.2

11 島尻層泥岩における標準貫入試験の打撃回数-貫入量曲線について

(株)中央建設コンサルタント 設計1部 多和田 伸
 ○ “ 土質部 伊野波 盛義

1. はじめに

沖縄島の中・南部地域には、新第三紀中新世後期～第四紀更新世初期（今からおよそ1,000万年～150万年前）の海成堆積層である島尻層が分布していて、その層厚は2,000mを越すとも云われており^{1) 2)}、当地域の基盤を形成している。島尻層は泥岩（方言名：クチャ）と砂岩（方言名：ニービ）からなっているが、いずれも一般にはN値が50以上を有していて、建設分野における良好な支持層として捉えられてきた。しかしながら、近年の建設部門の著しい発達により構造物が大型化・複雑化してきており、それらに対して島尻層（特に泥岩）を従来どおりに取り扱っていいのかどうかの議論がなされるようになってきた。ところで、島尻層泥岩においては、標準貫入試験の際打撃回数が増加するにつれて貫入抵抗が増大し、貫入量が次第に小さくなっていく事がよく知られている。しかしながら、島尻層泥岩における打撃回数-貫入量曲線については今までほとんど考慮されてこなかったようである。今回、島尻層泥岩において打撃回数-入曲線を描いてみたので、それを紹介するものである。なお、今回の事例報告については土質工学会発行の『N値及びC、 ϕ -考え方と利用法-』³⁾を参照させていただいた。

2. 島尻層泥岩における標準貫入試験方法の実情及び問題点

標準貫入試験はJIS-A-1219として日本工業規格に制定されており、沖縄県内においてもそれに従って試験がなされている（標準貫入試験のJIS規格については他書⁴⁾を参照していただきたい）。ただ、島尻層泥岩に対しては地盤が固く、一回あたりの打撃では数mm程度しか貫入しない事から、次の様な測定方法がなされている様である。

- ①. 予備打ちが5～15cmと必ずしも一定していない。また、予備打ちにおけるハンマーの落下高さは規定高さ(75cm)よりも低い。
- ②. 本打ちにおける打撃回数の測定が10cm毎になされ、最後に50回打撃した時点での累計貫入量を測定する。

ところで、上記の2点については、打撃回数(N)-貫入量(S)曲線を描き、それからN値を算定する上では不都合である。すなわち、①についてはN-S曲線の原点の取り方の問題であり、②についてはN-S曲線の形状の不正確さにつながる。したがって、これらの不都合を補うには予備打ちの段階からハンマーの落下高さを基準高さにとり、予備打ち、本打ちともにある打撃回数に対する貫入量の測定をできるだけ細かく行う必要がある³⁾。

3. 島尻泥岩層における打撃回数(N)－貫入量(S)曲線の作成例及び考察

今回、那覇市天久地内において島尻泥岩層を対象にした深さ5 mのボーリング調査を行った。その際、標準貫入試験は前項で指摘した問題点を踏まえて、予備打ちは15 cmとして、予備打ちの段階からハンマーの落下高さは75 cmとした。そして、GL－2 mまでは予備打ち、本打ちともに5 cm毎の打撃回数を測定し、GL－3 mにおいては、予備打ちでは5 cm毎に、本打ちでは打撃回数5回毎の貫入量の測定を行った。また、GL－4 m以深では予備打ち、本打ちともに打撃回数5回毎の貫入量の測定を行った。なお、GL－1 mの予備打ちでは貫入量15 cmに対する総打撃回数を測定した。試験は各深さとも本打ちで打撃回数が50回に達した時点で終了するものとした。

図1に通常一般的に表される土質柱状図を示す。また、図2に各深さ毎のN－S曲線を示す。図2より、深くなるにつれて次第に総打撃回数は多くなっているが、累計貫入量は少なくなっていき、下部ほど貫入抵抗が大きく、したがって地盤が堅く当然N値が大きい事がわかる。また、各深さ毎のN－S曲線を見てみると、打撃回数が増えるにつれて1回毎の貫入量は次第に減少していき、指数関数的な関係にある様である。したがって、原点の位置（前項で述べた予備打ち量の違い）によってN値が異なるという事になる。ところで、島尻層泥岩の場合、一般的にN値が50以上であるが、他の土質定数（ q_v 値、 E_v 値等）との相関関係を検討する際には換算N値が必要となる。その際、N－S曲線が求まっていればそれを貫入量30 cmまで延長する事によって容易に換算N値が求まるものであるが、一般的には次の式によって30 cm貫入量に対する単純比例的な換算N値を求めている。

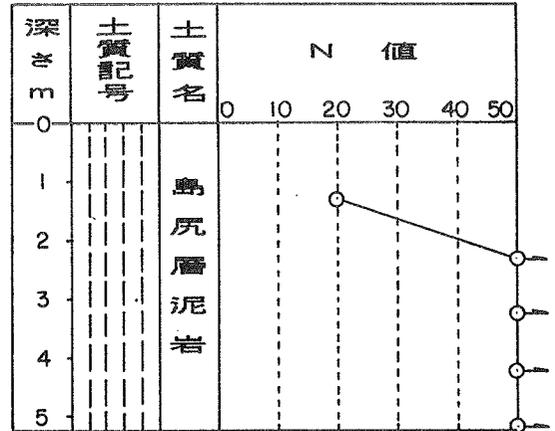


図1. 土質柱状図（那覇市天久地内）

換算N値 = 50回 × $\frac{30 \text{ (cm)}}{50 \text{ 回打撃時の貫入量 (cm)}}$ (式1)⁵⁾

(式1)のN－S曲線における意味は、原点と打撃回数50回時点とを直線で結び、貫入量30 cmまで延長した時の打撃回数が換算N値という事である。一方、図2からもわかるように島尻層泥岩のN－S曲線は指数曲線で示され、直線に近くなる事はあっても、本来直線ではない。したがって、換算N値はN－S曲線から求めた場合と(式1)によって求めた場合とでは異なってくる。ここで、図2において15 cm予備打ち行った場合と、予備打ちをなしとした場合について、それぞれ(式1)による

単純比例換算N値とN-S曲線を延長して求めた換算N値の4通りの比較を図3に示す。図3によれば、換算N値は予備打ち量が同じであれば単純換算よりN-S曲線を延長して求める方が大きく、また、それぞれの場合では予備打ち量の多い方が大きくなっている。したがって、各深さとも予備打ちなしで単純換算の場合が一番小さく、予備打ち15cmでN-S曲線を延長して求めた場合が一番大きな換算N値となっており、その差はだいたい1.5~2倍の開きとなっている。

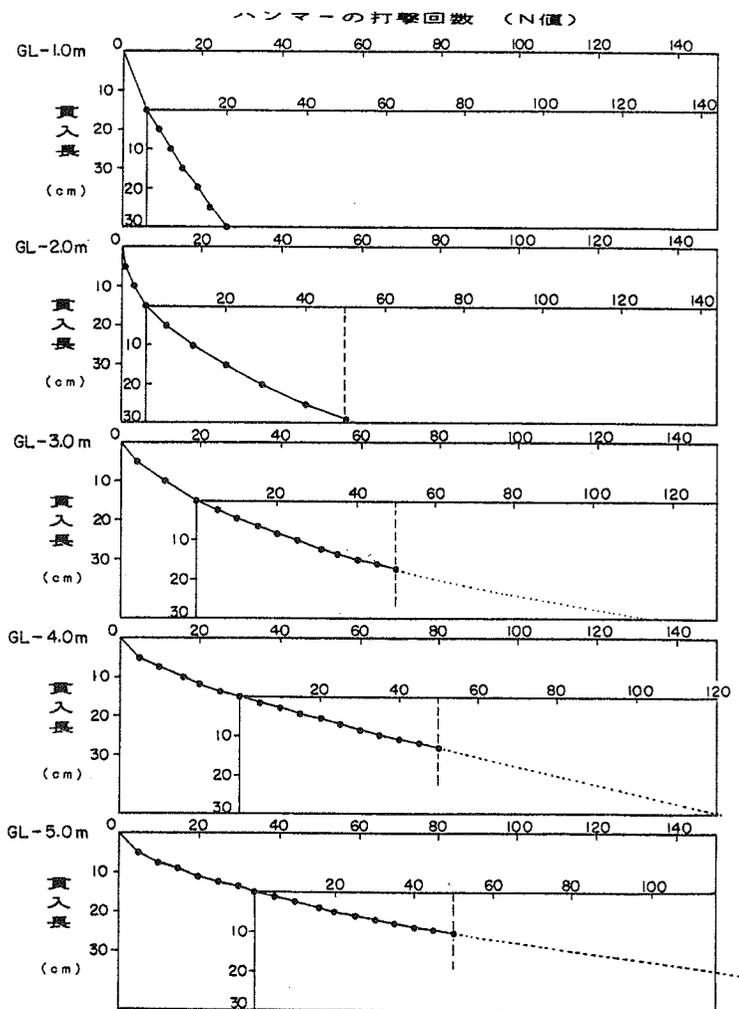


図2. 島尻層泥岩における打撃回数 (N) - 貫入量 (S) 曲線
(那覇市天久地内)

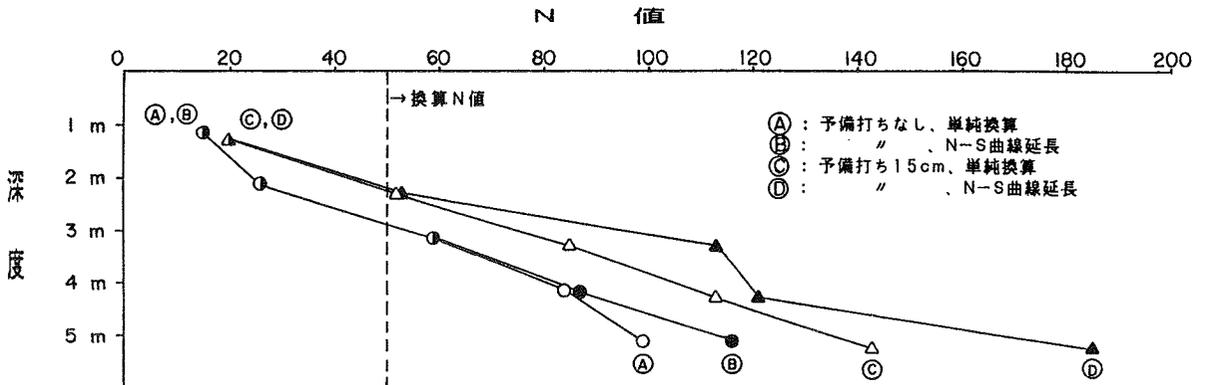


図3. 島尻層泥岩における換算N値の求め方の違いによる差
(那覇市天久地内)

4. まとめ

島尻泥岩層に対して標準貫入試験を実施した場合、打撃回数が増加するにしたがって累計貫入量の増加率は小さくなり、なかなか貫入しにくくなる事はよく知られている。今回、打撃回数 (N) - 貫入量 (S) 曲線を描くために打撃回数と累計貫入量の測定を従来より多少細かく行ってみた。その結果、

① 5 cm 貫入毎の打撃回数を測定する事によって N - S 曲線が比較的きれいに描くことができる。

② N - S 曲線は、指数的な曲線形状を示す様である。

したがって、原点の取り方 (予備打ち量) によって N 値にかなりのバラつきが生じる事から、今後、島尻泥岩層における標準貫入試験の予備打ち量の検討が必要と思われる。また、従来の方法による換算 N 値とともに N - S 曲線より得られた N 値についても検証する必要がある。

参考文献

- 1) 沖縄タイムス社発行、『琉球弧の地質誌』
- 2) 新星図書出版発行、神谷厚昭著 『琉球列島の生いたち』
- 3) 土質工学会発行、『N 値および C, ϕ - 考え方と利用法 -』 PP37~40
- 4) 例えば 地盤工学会発行、『地盤調査法』 PP193~207
- 5) 例えば 日本道路公団 設計要領 第2集 平成2年7月版 P6-6

12 地盤情報を利用した島尻層泥岩に関する一考察

琉球大学大学院 ○砂川 尚之, 上原 方成, 原 久夫

1. まえがき

工学的に軟岩(過圧密粘土)に分類される島尻層泥岩は、比較的良好な支持層とされているが、近年の土木構造物の大型化・重量化に伴い、その支持力特性を把握することが重要になってきている。そこで、沖縄県内における土質調査資料を収集整理した地盤情報データベース¹⁾を用いて、島尻層泥岩のN値に着目し、N値が50に達するまでの島尻層泥岩の層厚について考察した。

2. データ処理と考察

地盤情報データベースには、沖縄県内におけるボーリング調査のデータが1766本収録されており、その各ボーリングデータは、各市町村別および地図帳を用いて検索することができる。検索の結果、付図1~2に示すように、柱状図などの一般事項や深さとN値の関係などを出力する事ができる。その他、標高を考慮した柱状図を任意の数だけ連続出力する機能も兼ね備えており、また、新規にデータを入力することも可能となっている。

このデータベースを利用し、沖縄県中南部地域を対象に各ボーリング孔の最大深度において島尻層泥岩が存在するデータのみを選出し、これから、ボーリング地点の標高とN値が50に達するまでの深さ(以降 D_{N50} と表記する)との関係を調べ表-1にまとめた。また、N値が50に達するまでの深さの頻度分布を図-1に示す。

島尻層泥岩は1107本選出され、島尻層泥岩が出現するまでの平均深さは8.0mであった。また、N値が50に達するまでの平均の深さは9.9mで、標準偏差は7.9mであった。全データ数に対して那覇市や浦添市のデータ数が比較的多いため、標高0~19mのデータ数が多く検出された結果となっている。

図-1から、深さ15m以内には80%以上の頻度でN値が50に達する事に着目し、表-1を利用して、ボーリング位置の標高と D_{N50} の相関性を考察してみる。標高-20~+19mでは深さ1.5m以内でN値が50以上に達するデータが65%以上あり、さらに標高が20m以上となると、その割合は90%以上となっている。このことから、標高が高いほど D_{N50} は浅くなる傾向が認められる。

図-2は、 D_{N50} を0~15m(O)と16m以上(●)に分類し、そのボーリング地点を沖縄県中南部地域の島尻層泥岩地層図²⁾にプロットしたものである。これから、 D_{N50} が16m以上のボーリング地点は、比較的沿岸に近い地点に多く見られる。

3. まとめ

- ① 島尻層泥岩について、N値が50に達するまでの平均深さは9.9mで標準偏差は7.9mであった。
- ② 標高が高いほど、N値が50に達する深さは浅くなる傾向が認められる。
- ③ 比較的沿岸に近い地点ほど、N値が50に達するまでの深さは深くなる。

参考文献

- 1) (1993) 佐久田朝男, 諸喜田久; 地盤情報の有効利用に関する研究。(卒業研究)
- 2) (1970) 地質調査月報 第21巻 第11号 「第5次沖縄天然ガス資源調査・研究概報」

表-1 ボーリング地点の標高と D_{N50} (N値が50に達するまでの深さ)との関係

	ボーリング位置の標高 (m)								合計
	-20	0	20	40	60	80	100	120	
0~5	3	68	75	32	31	21	40	26	296
6~10	13	182	91	43	32	24	38	8	431
11~15	9	94	19	10	10	15	13	1	171
16~20	4	61	10	2	3	2	2	3	87
21~25	1	33	7	0	0	1	0	0	42
26~30	1	34	1	1	0	1	0	0	38
31~35	4	22	1	1	0	1	0	0	29
36~40	3	2	0	1	2	0	0	0	8
41~45	0	0	0	0	0	0	0	0	0
46~50	0	5	0	0	0	0	0	0	5
合計	38	501	204	90	78	65	93	38	1107

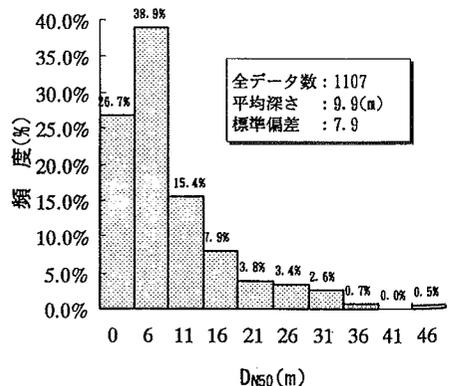
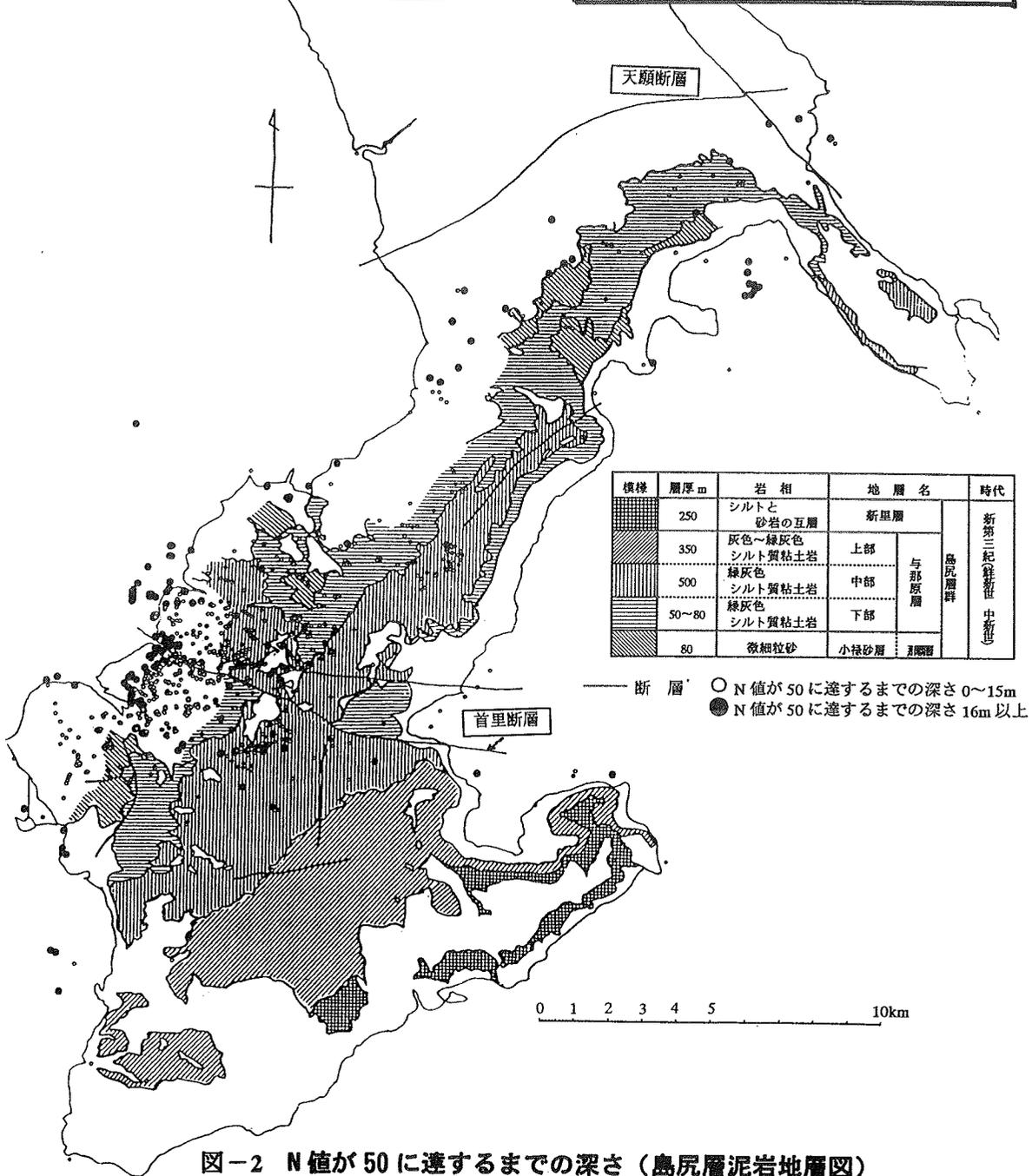
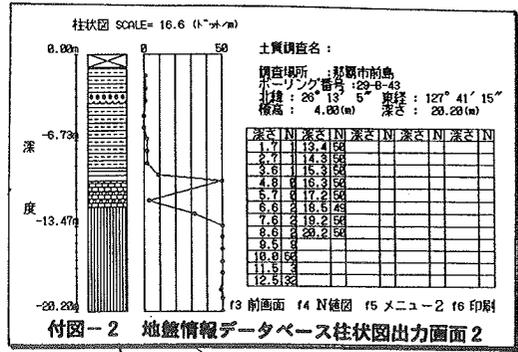
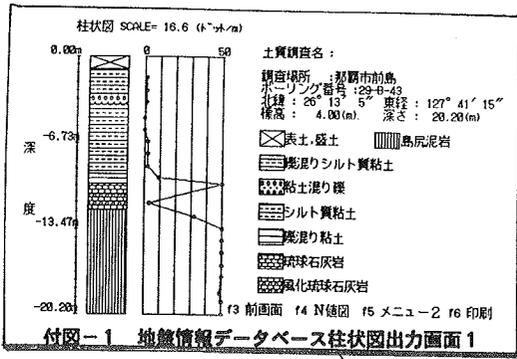


図-1 N値が50に達するまでの深さの頻度図



原図：地質調査月報 第21巻 第11号 「第5次沖縄天然ガス資源調査・研究概報」(1970)

13 島尻泥岩のせん断強度について (地すべりの現場より)

応用地質株式会社 小野 仁
○与那嶺 満
比嘉 弘隆

1. はじめに

島尻層群は、沖縄本島の南部地域に広く分布する第三紀中新世から鮮新世にかけての海成堆積物である。本層の泥岩は軟質であることから、一般的に「島尻粘土」と呼称されてきた。また、島尻層群の泥岩は、沖縄で「くちゃ」と呼ばれており、本層を対象とした土木工事では、切土工事に伴う地すべり、盛土工事におけるスレーキングによる沈下など過去から多くの問題を有していた。

切土工事を例に挙げると、工事中に変状を来すものもあれば、工事を終了して数年経過してから変状が発生する場合もあり、その取扱が大きな問題となっている。このような切土工事を計画した場合、事前に調査・検討・設計を実施することになるが、調査においてはボーリングを実施し、室内土質試験としては一軸圧縮試験、三軸圧縮試験（非圧密非排水条件）を実施するのが一般的であった。この試験結果はすべり面強度を示さないことから、得られた強度を直接解析に用いることができず、試験結果は泥岩層の性状を把握することに使用されているのが現状であった。

一方、琉球大学の工学部、農学部では島尻泥岩層の完全軟化強度、残留強度についての研究がなされており、多くの報告がなされている。この中には強度を正確に推定する方法についての提案等もなされているが、現状では採用されていない。

今回は、平成7年度・8年度に当社が実施した地すべりの調査・解析の結果をもとに、すべり面強度について報告する。

同時に、今後の計画段階における調査・設計の流れを（案）としてまとめたので、その方針についても報告する。島尻泥岩のすべり面強度について考察したので、その結果を報告する。

2. せん断強度の定義について

一般にすべり面には地すべり粘土と称される粘土を挟在するがこの粘土は現在の有効土被りより大きな強度を有する過圧密粘土である。過圧密粘土は、ある有効垂直応力 σ_n' で排水せん断試験を行うと最大せん断強度を過ぎてから変形の進行に伴って強度低下し、残留強度に落ち着く。正規圧密粘土では最大せん断強度を過ぎて緩やかに残留強度に近づく。完全排水条件の試験では、過圧密粘土の場合体積膨張によりせん

断中に含水比が増加するがある変形量から一定となる。正規圧密粘土では、体積圧縮が生じ、あるせん断変位から含水が一定となる。この過圧密・正規圧密両者の大きな変位に対する含水比は同じになると考えられている。

図2-1に示した過圧密粘土の3種類のせん断強度をどのような条件で採用するかについて述べる。

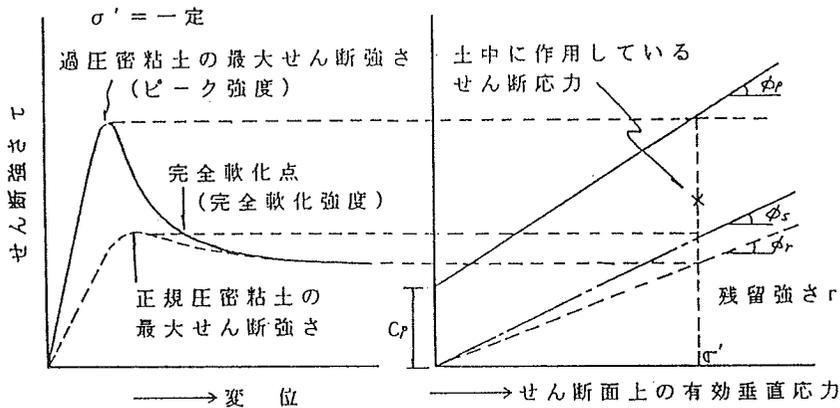


図2-1 過圧密粘土・正規圧密粘土のせん断特性

すべり面、亀裂、弱面等の分離面が存在しない斜面においては、ピーク強度 τ_p を用いて安定度を評価することが可能である。また、明確なすべり面を有した繰り返し活動しているすべり面については、移動量が大きいため残留強度 τ_r を採用することが考えられ、この強度を用いて安定解析を行うと $F_s = 1.0$ に近似するとの報告がある。

これに対して、過去に移動したが現在は停止している地すべりの強度定数をどのように評価するかが問題となる。Skempton(1970)は実験結果に基づいて、「このような地すべりの解析には、残留強度ではなく変形に伴うダイラタンシーによる体積変化が無くなった時のせん断強度、すなわち、完全軟化強度 τ_s を採用すべきである」と述べている。この指摘は、「一度地すべりを生じた後に滑動を停止した地すべり粘土は正規圧密粘土になっており、その圧密降伏応力は P_c は、現在の有効土被り応力に近い」(玉田 1981)との報告と一致している。

以上をまとめると、斜面の安定度評価に適用するせん断強度は以下ようになる。

- すべり面、弱面などの分離面を有しない斜面の強度
 - ピーク強度 τ_p C_p' 、 ϕ_p'
- 一度活動した地すべりのすべり面強度
 - 完全軟化強度 τ_s ϕ_s' ($C_s' \approx 0$)
- 現在著しく活動している地すべりのすべり面強度
 - 残留強度 τ_r ϕ_r' ($C_r' \approx 0$)

3. 事例によるすべり面強度の推定

平成7年度・8年度に島尻泥岩の分布地域で、地すべりの調査・解析・設計業務を実施した。これらの地すべりは、変状が進行し続けているものや、過去に明瞭な変状を発生しているが現在は停止しているものなど様々であった。これらの各地すべりから、すべり面強度を総合的に判断するために以下のような作業を実施した。

地すべりを現場における大型せん断試験と見なし、安定解析式（簡便法）を変形すると以下のようになる。

$$F_s = \frac{\sum (W \cos \alpha - u l) \tan \phi' + \sum C' l}{\sum W \sin \alpha}$$

$$\frac{F_s \cdot \sum W \sin \alpha}{\sum l} = C' + \frac{\sum (W \cos \alpha - u l)}{\sum l} \tan \phi'$$

これとクーロンの破壊基準（ $\tau = C' + \sigma' n \cdot \tan \phi'$ ）と比較すると、平均せん断応力 τ および平均有効垂直応力 $\sigma' n$ は以下のように表すことができる。

$$\tau = \frac{F_s \cdot \sum W \sin \alpha}{\sum l}$$

$$\sigma' n = \frac{\sum (W \cos \alpha - u l)}{\sum l}$$

この作業により、1つの地すべりを $\tau - \sigma' n$ 関係図中の1つの点として表現することができる。平成7年度・8年度実施した14箇所地の解析結果を図3-1に示した。なお、同図には宜保（1992）による完全軟化強度、残留強度の平均値を示した。

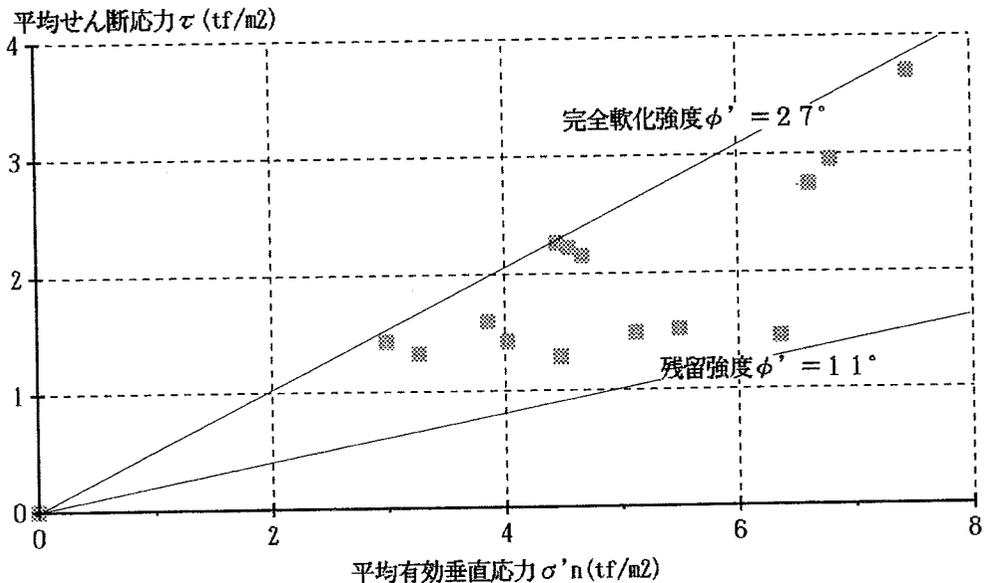


図3-1. $\tau - \sigma' n$ 関係図（既存資料による）

これによると、すべてが宜保が示す完全軟化強度と残留強度との間に含まれることが分かった。これは、解析した全ての地すべり地が過去にすべったか、もしくは現在の活動していることを示している。

4. すべり面強度の推定方法について

図3-1に示した図では、今回実施した地すべりは過去に活動した経歴を有していることが分かる。

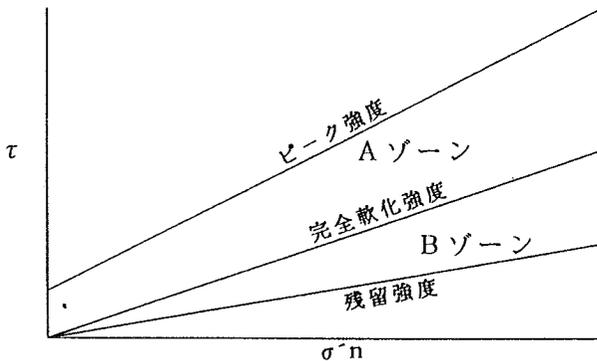
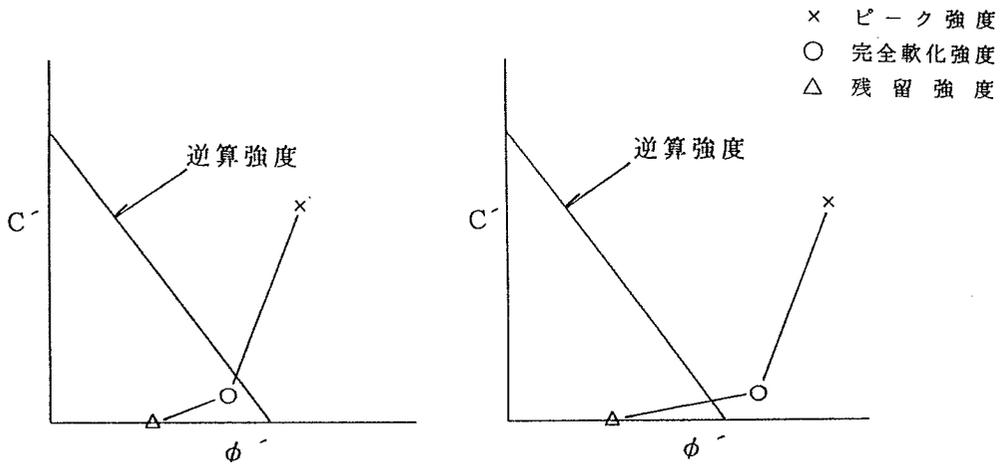


図4-1. せん断強度の関係

完全軟化強度を過去に活動し現在は停止している地すべりのすべり面強度、残留強度を現在の著しく活動している地すべりのすべり面強度とすると、Aゾーンに強度があるものは初生すべりであり、Bゾーンは繰り返し活動している地すべりであることが指摘できる。

言い換えれば、どの位置に強度が位置するかによって現状の安定度が評価できることになる。

一般にすべり面強度を推定する場合には逆算法を用いるが、この時に作成するC-φ図に各種せん断強度をプロットすると、初生すべりは図4-2(a)、活動中の地すべりは図4-2(b)のようになる。



(A) 初生すべり

(B) 活動中

図4-2. 逆算強度とせん断強度の関係

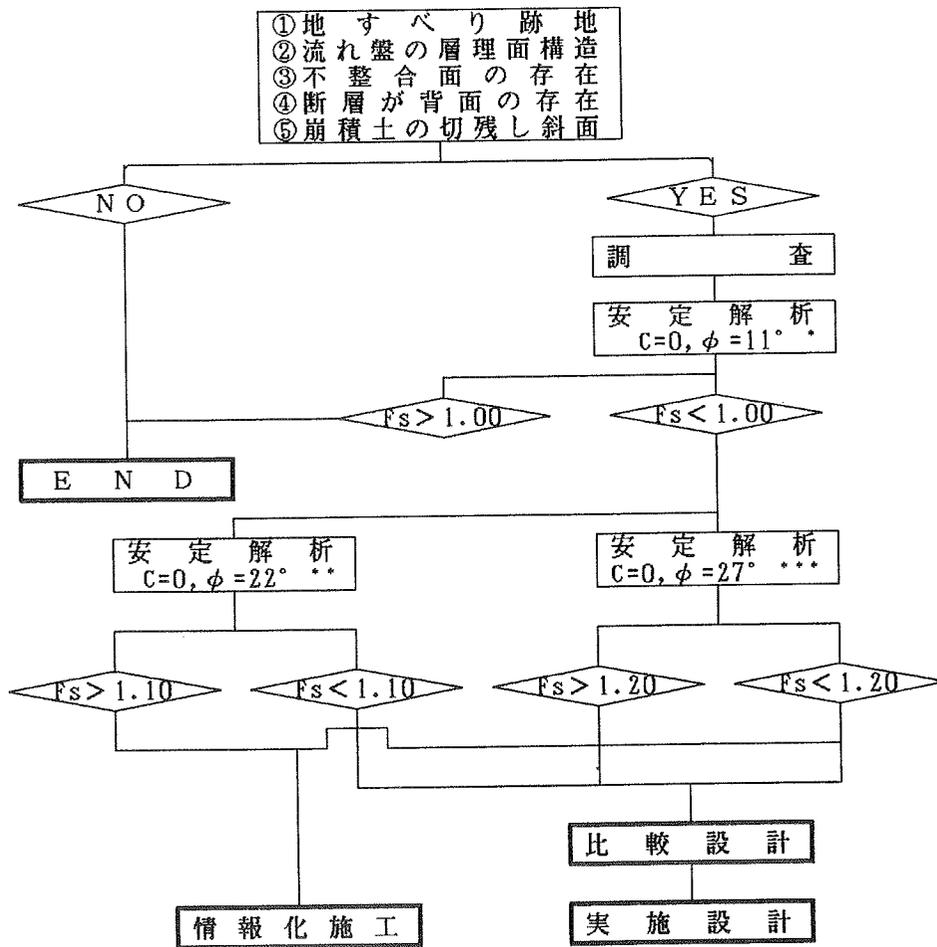
5. 計画段階における調査・設計の流れ

切土工事において変状または崩壊しやすい地盤構造は下表のとおりである。

表5-1. 切土斜面が崩壊しやすい地盤構造

	崩壊しやすい地盤構造	模 式 図
①	<p><古い地すべり跡地> 古い地すべり箇所を、主測線の断面積比で約4%以上切り取ると、地すべりが再発生することが多い。</p>	
②	<p><流れ盤の層理面構造> 炭層を挟む流れ盤の斜面はよく滑る。砂岩・泥岩の互層からなる流れ盤構造の斜面は、ときどき滑る。</p>	
③	<p><不整合面の存在> 溶岩、火砕流堆積物の下に泥岩・凝灰岩が分布し、その不整合面が流れ盤構造をなす所は、切土によって初生すべりが起こり易い。</p>	
④	<p><断層が背面に存在> 斜面の背面に断層が存在する箇所は、断層面の背面側に存在する水圧の作用によって、壊滅的に斜面が崩壊することがある。</p>	
⑤	<p><崩積土の切り残し斜面> 斜面崩壊などによる堆積物が分布する箇所での切土工事で切り残しが発生した場合は、降雨期に発生する。スライスカットに多く見られる</p>	

この条件の有無、及び切土後の形状を用いて安定解析を実施する場合、対策工法の必要性等が事前に把握できれば、有効な事業が推進できる。現在の段階ではデータの数が少ないことから私案の段階ではあるが、切土を計画する場合の調査・設計の流れを作成し、図5-1に示した。これは、表5-1の条件と完全軟化強度の平均値、残留強度の平均値などをパラメータとして作成したものである。



- * 残留強度の平均値 (宜保(1992))
- ** 既存すべり面強度平均値
- *** 完全軟化強度平均値 (宜保(1992))

図5-1 計画のり面地すべり対策工法設計業務流れ図(私案)

6. あとがき

今回は、島尻泥岩のすべり面強度に着目して報告したが、実際のすべり面強度が室内試験結果と良く合致していることが分かった。これらの結果は14箇所の地すべり地における結果であり、今後データを集積することによって、更に明確にできるものと考えている。これらの強度問題が解決すれば、一步踏み込んだ調査・解析・設計ができ、やがて地すべりの予知・予測に結びつくと考えられる。

今回は計画段階での流れを私案として示したが、これをより正確なものに高めていくことが今後の課題と考えている。そのためには、定体積一面せん断試験を実施することが必要となることから大学との共同研究なども念頭に置いて実施される必要があると考えられる。

14 台湾中部横貫公路地すべり土の物理的・鉱物的
性質とせん断強度特性について

琉球大学農学部 宜保 清一
鹿兒島大学大学院 周 亜明
琉球大学大学院 ○井上 英将

1. はじめに

台湾中部横貫公路地すべりは大規模な再活動型地すべりである。10数年来、降雨などを誘因として滑動・停止を繰り返しているため、すべり面の平均強度は残留強度にまで低下していると考えられる。しかし、採取試料についての残留強度測定後の再圧密・再せん断試験において低い垂直応力レベルに対して強度回復が認められ、また、残留強度の測定値が低い垂直応力レベルにおいてかなり高めとなりクーロン則の強度線にフィットしなかった¹⁾。このようなことから、本研究では、残留強度および回復強度特性を明確にするために、滑動・停止を想定した大変せん断→再圧密→再せん断試験を行い、結果について検討した。

2. 地すべりの概況と試料の物理的・鉱物学的性質

本地すべりは、台湾西部地方の陳有蘭溪川沿いの斜面に位置する第三紀層の再活動型の崩積土地すべりで、幅は約1,400m、斜長は約1,000m、斜面勾配は約26°である。地すべりは、4つの滑動ブロックからなり、1994年8月8日の豪雨を契機に再発した。地すべり頭部には明瞭な滑落崖が形成されている。地質は、新第三紀中新世瑞芳層群の南港層で、瑞芳層群は砂岩、粉砂岩(シルト岩)、頁岩、石灰岩、煤(石炭)からなる。地すべり頭部には背斜軸が通り、流れ盤構造を呈する。

せん断試験に供された試料は地すべり末端部で採取した。表-1に試料の物理的性質を示した。420 μ m

表-1 試料の物理的性質

W _L (%)	W _P (%)	I _p	比重	粘土 (<2 μ m)	シルト (2~ 20 μ m)	細砂 (20~ 200 μ m)	粗砂 (200~ 420 μ m)
26.5	15.7	10.8	2.65	17.2	18.4	38.0	26.4

ルイ通過試料は、塑性指数が10.8とかなり低塑性であり、粗砂+細砂分が64.4%で、2 μ m

以下粘土分が17.2%と低い。図-1にX線回折図を示した。石英(Qr)、雲母(Mi)、緑泥石(C_h)が同定され、その中では石英が卓越している。これら鉱物組成から、地すべり移動土塊は、頁岩由来の崩積物を主に石灰岩由来の崩積物が混じったものであると推測される。

3. 大変位せん断試験結果

図-2にリングせん断試験結果の代表例を示した。応力を無次元化することで異なる荷重でのせん断挙動の比較が可能になる。せん断応力はそれぞれ6~10mmの変位でピーク

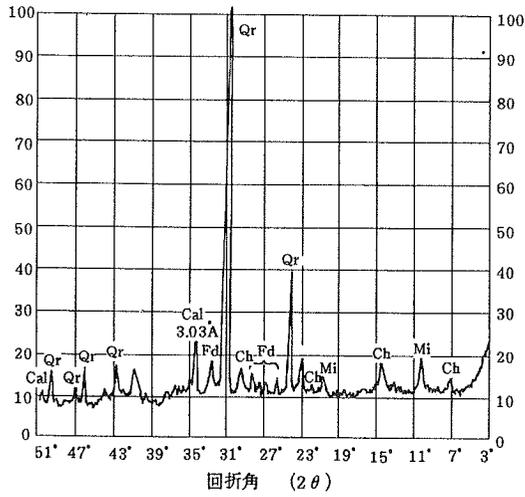


図-1 地すべり試料のX線回折図

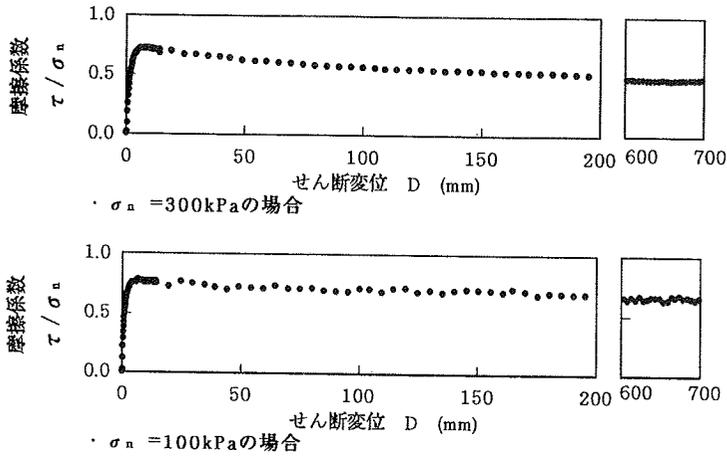


図-2 試料の大変位リングせん断試験結果

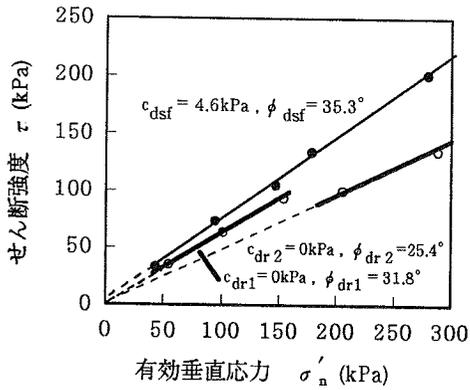


図-3 垂直応力レベル別に求めた残留強度と完全軟化強度

(完全軟化強度)に達するが、ピーク後のせん断挙動は垂直応力 σ_n の大小によって異なった。 $\sigma_n=300\text{kPa}$ では、ピーク後なだらかな強度低下を示しつつ、250mmの大変位でせん断応力はほぼ一定となった。これは、高い拘束圧の下で土粒子配向が起りせん断面が発達したためである。一方、 $\sigma_n=100\text{kPa}$ では、ピーク後の強度低下が小さく、せん断応力にかなりの変動がみられた。これは、低い垂直応力の下ではシルトや細砂のインターロッキング作用が主導的となり、土粒子配向がほとんど起こらないためであり、せん断挙動は垂直応力に依存していることがわかる²⁾。

図-3はクーロン則に基づいて試験結果を整理したものである。完全軟化強度定数は $c_{\text{soft}}=4.6\text{kPa} \cdot \phi_{\text{soft}}=35.3^\circ$ となった。残留強度については、最小二乗法で強度線(残留粘着力を $c_{\text{res}}=0$ として)を描いた場合、残留せん断抵抗角 $\phi_{\text{res}}=26.9^\circ$ を与えたが、低い垂直応力レベルの測定値が強度線よりかなり高めに位置してしまい、強度線にフィットしない。一方、 $\sigma_n=50\sim 300\text{kPa}$ に対する各測定値を尊重し結んだ場合は、強度線は湾曲し、一義的その定数が決まらない^{3, 4, 5)}。このような残留せん断特性は、低い σ_n レベルに対しては土粒子配向が進まずせん断面が発達しないことに起因するものである。この問題を解決するため、図のように低い σ_n レベルと高い σ_n レベル別に強度崩落線を描き、 ϕ_{res} を求めた。それぞれ $\sigma_n=50\sim 100\text{kPa}$ で $\phi_{\text{res}}=25.4^\circ$ 、 $\sigma_n=200\sim 300\text{kPa}$ で $\phi_{\text{res}}=31.7^\circ$ を得た。両者の差はかなり大きい。

4. 強度回復特性

試料の強度回復特性を調べるため、滑動・停止を想定した大変位せん断→再圧密→再せん断試験を行った。図-4および図-5は、それぞれ $\sigma_n=300\text{kPa}$ 、 200kPa に対する試験結果で、初期せん断領域、残留せん断領域および再せん断領域のせん断応力挙動を示す。 σ_n が大きいため、大変位せん断による粒子配向が良くせん断面が発達しているために、再せん断においてほとんど強度回復がみられない。図-6の $\sigma_n=100\text{kPa}$ では、一旦残留強度にまで低下した強度が幾分回復した。150kPaにおいても強度の回復がわずかに認められた。図-7の $\sigma_n=50\text{kPa}$ では、強度の回復は大きく、完全軟化強度に近い強度となった。これは、拘束圧が小さいため、大変位せん断後も土粒子配向がほとんど起こらず、再圧密によって

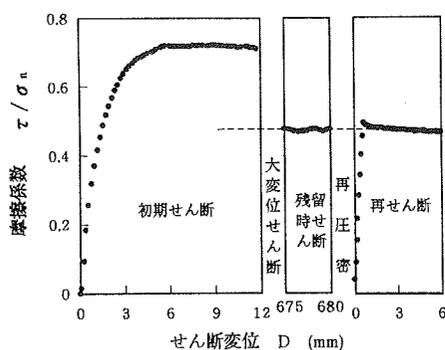


図-4 $\sigma_n=300\text{kPa}$ におけるせん断挙動

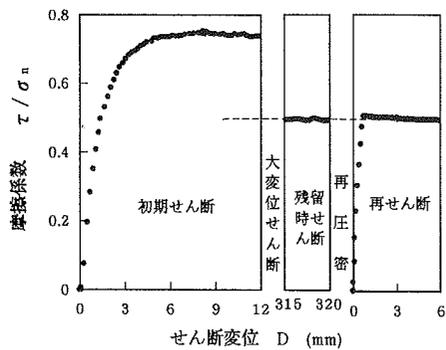


図-5 $\sigma_n=200\text{kPa}$ におけるせん断挙動

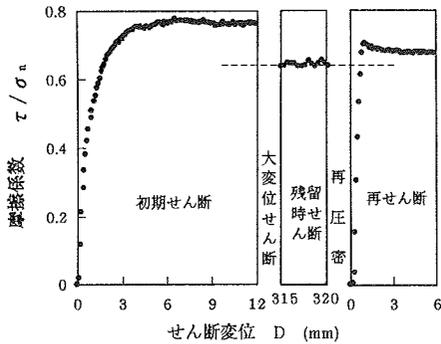


図-6 $\sigma_n=100\text{kPa}$ におけるせん断挙動

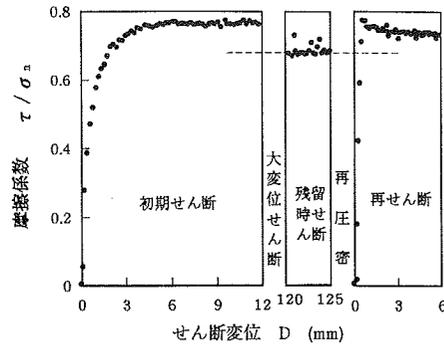


図-7 $\sigma_n=50\text{kPa}$ におけるせん断挙動

土粒子が再配列し強度が回復したためである。これらのせん断応力挙動を基に再せん断時の強度をクーロン則で整理した。 $\sigma_n \geq 200\text{kPa}$ の垂直応力レベルでは、再せん断時に強度の回復がみられず、残留強度が動員される。残留強度定数は $c_{ar}=0\text{kPa} \cdot \phi_{ar}=24.9^\circ$ となった。 $\sigma_n \leq 150\text{kPa}$ の垂直応力レベルにおいては、再圧密により強度が回復するので、再発生時に残留強度より高い強度が発揮される。回復強度としてその定数は $c_{ar,c}=3.0\text{kPa} \cdot \phi_{ar,c}=32.2^\circ$ となった。以上のことから、残留強度および回復強度は垂直応力に依存することが明白である。

なお、本報告は、台湾大学陳信雄教授、九州大学江頭和彦教授、太田ジオリサーチ林義隆氏との共同研究によるものである。

参考文献

- 1) 宜保清一・周亜明・井上英将：台湾中部横貫公路地すべり土のせん断強度特性について，平成8年度 農業土木学会大会講演集，pp. 638-639, 1996.
- 2) 宜保清一・江頭和彦・林 義隆：地すべり土の残留強度の大変位せん断試験による測定法と物理的鉱物学的性質による類推法，農土論集(159)，pp. 57-63, 1992.
- 3) Bromhead, E. N. : Large landslide in London clay at Hence bay , Kent, Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 11, pp. 291-304, 1978.
- 4) Gibo, S. : The ring shear behavior and residual strength, Proc. 4th Int. Conf. and Field Workshop on Landslides, Tokyo, pp. 283-288, 1985.
- 5) Hawkins, A. W. and Privett, K. D. : Residual strength : Does BS5930 Help or Hinder?, Geological Society, Engineering Geology Special Publication, No. 2, pp. 279-282, 1986.

15 再活動型地すべりにおける土質強度と安定解析

琉球大学農学部 宜保 清一
 鹿児島大学大学院 周 亜明
 琉球大学大学院 ○中村 真也
 利根コンサルト(株) 佐々木慶三

1. はじめに

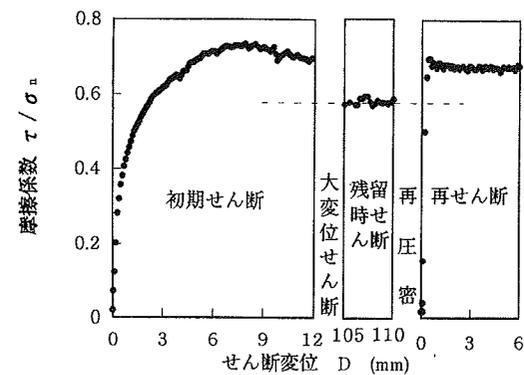
地すべり後に安定状態に達した斜面が、再び旧すべり面に沿ってすべり出す「再活動型地すべり」では、すべりの累積移動量が大きいと、すべり面は鏡肌が形成される程に発達して強度が「残留強度」にまで低下しているものとして安定解析を行っている^{1, 2, 3)}。滑動・停止を繰り返すすべり形態は、静止時にすべり面強度の回復および地下水位の増減に依存する。このような地すべりでは、残留強度特性および再圧密による強度回復特性は再発機構を支配すると思われるが、土質工学的背景などに関する未解明点はまだ多い。したがって、本研究は再活動型地すべりの土質工学的背景を追究したもので、中国、岷江流域の薛城鎮地すべり^{4, 5)}と日本の石倉地すべり²⁾を事例として、大変位せん断後の残留強度および再圧密後の回復強度の特性を一層明確にし、安定解析への適用について検討した。

2. 試験方法

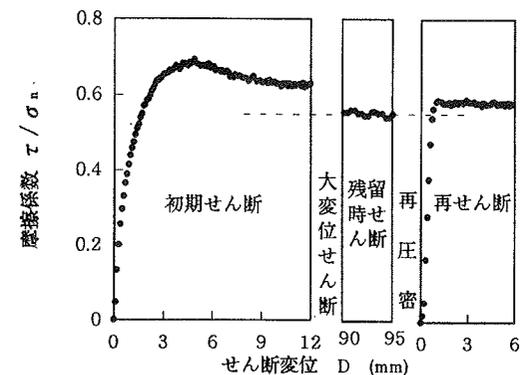
420 μ mフルイ通過試料についてまず外径100mm、内径60mm、高さ20mmのドーナツ状供試体を作成し所定の垂直応力の下で滑動・停止を想定した大変位せん断-再圧密-再せん断の試験を行い、完全軟化強度および残留強度を求めてから供試体を再圧密(2日間)して再せん断強度を求めた。せん断応力(τ)~せん断変位(D)関係において、ピーク時の完全軟化強度(τ_{cst})と大変位せん断後の残留強度(τ_{ar})は共に排水強度である。したがって、せん断は排水条件を満たす必要があるため、せん断速度を強度測定時に0.01mm/minとし、大変位せん断においては時間短縮のために0.5mm/minと速めた⁶⁾。

3. 結果および考察

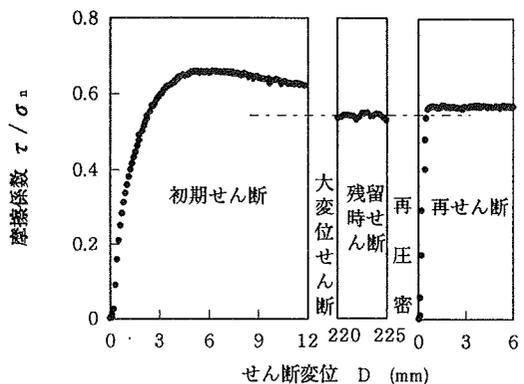
試験では、大変位せん断に伴う強度低下および再圧密による強度回復の特性を明らかにした。図-1と図-2は、薛城鎮と石倉試料における摩擦係数 τ/σ'_n とせん断変位Dの関係を、完全軟化強度を中心とした初期せん断領域、残留せん断領域および再せん断領域に分けて整理したものである。薛城鎮試料については、図-1に示したように、 $\sigma'_n=30$ kPaでは、完全軟化強度から残留強度への低下率は19.7%であった。残留強度にまで低下した強度は、再圧密によって完全軟化強度近くにまで回復した(回復率は18.4%)。 $\sigma'_n=60$ kPaでは、低下率は19.7%で、回復率は9.0%であった。 $\sigma'_n=100$ kPaでも、同様な傾向が示され、低下率および回復率は、それぞれ20.0%、8.4%となった。このように、 $\sigma'_n \leq 100$ kPaにおいては、 σ'_n が低いほど再圧密によるせん断面付近の粒子再配列が盛んであり、強度の回復が認められた。一方、 $\sigma'_n=150$ kPaおよび200kPaにおいては、強度の低下率は25%以上となったが、反面、強度の回復はほとんどなく無視できる程度であり、強度は残留強度のままであった。石倉試料(図-2)は、配向性鉱物粒子が卓越し、残留強度がかなり小さいため⁷⁾、強度の



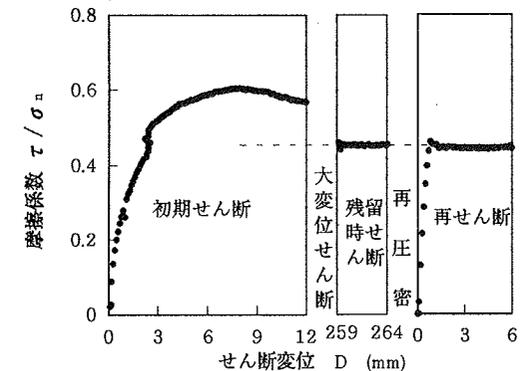
a) $\sigma_n = 30\text{kPa}$



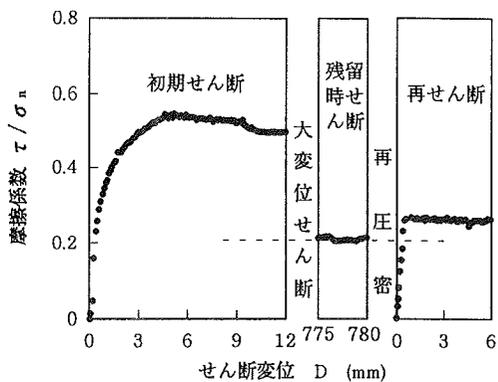
b) $\sigma_n = 60\text{kPa}$



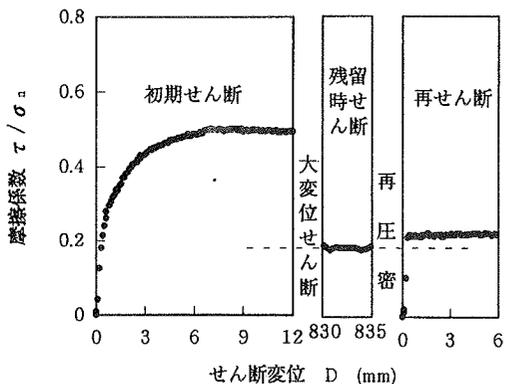
c) $\sigma_n = 100\text{kPa}$



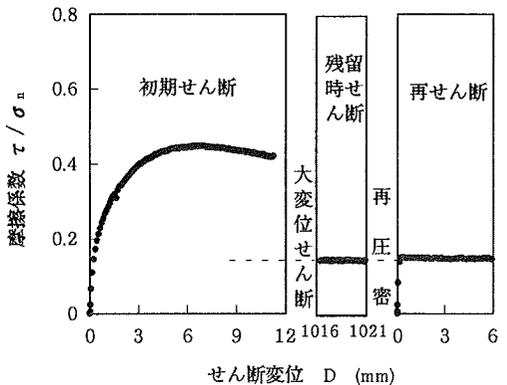
d) $\sigma_n = 200\text{kPa}$



a) $\sigma_n = 50\text{kPa}$



b) $\sigma_n = 100\text{kPa}$



c) $\sigma_n = 300\text{kPa}$

図-2 石倉試料における大変位せん断挙動
—強度の低下と回復—

図-1 薛城鎮試料における大変位せん断挙動
—強度の低下と回復—

低下率は61.4%~67.2%で、極めて大きい。再圧密後の残留強度からの回復は、 $\sigma_n=50\text{kPa}$ で27.6%、 $\sigma_n=100\text{kPa}$ で17.8%、 $\sigma_n=200\text{kPa}$ では11.4%も増大した。 $\sigma_n \geq 300\text{kPa}$ においては、残留強度からの強度回復はほとんど認められなかった。これは、残留せん断面が十分発達して再圧密によって粒子の再配列が起こらなかったことに起因したもので、不攪乱泥岩試料の鏡肌面やプレカット面に沿っての残留強度測定が一面せん断試験^{8,9)}や三軸圧縮試験¹⁰⁾によって可能であることの所以である。

4. 再活動型地すべりにおける土質強度

再活動型地すべりの安定解析に残留強度を適用した場合、安全率が $F_s < 1.0$ となり、実際と矛盾する¹¹⁾。また、大変位せん断→再圧密(正規圧密)→再せん断の試験において、低い垂直応力レベルに対して顕著な強度回復が示された。そこで、再せん断強度を回復強度(τ_{arc})と定義し、大変位せん断→再圧密→再せん断の試験結果をクーロン則に基づいて整理した。薛城鎮試料は、完全軟化強度定数が $c_{arc}=8.0\text{kPa}$ 、 $\phi_{arc}=30.0^\circ$ となった。再せん断時の強度として、 $\sigma_n=30\text{kPa} \sim 100\text{kPa}$ においては回復強度 $c_{arc}=3.8\text{kPa}$ 、 $\phi_{arc}=28.0^\circ$ が、 $\sigma_n \geq 150\text{kPa}$ に対しては強度の回復がなく、残留強度 $c_{ar}=0\text{kPa}$ として $\phi_{ar}=25.0^\circ$ が示された。薛城鎮試料は、完全軟化強度から残留強度への強度低下が比較的小さいために、残留強度と回復強度との差違も小さい。石倉試料では、 $\sigma_n \leq 200\text{kPa}$ レベルにおいて回復強度 $c_{arc}=2.5\text{kPa}$ 、 $\phi_{arc}=11.5^\circ$ が、 $\sigma_n \geq 300\text{kPa}$ に対しては残留強度 $c_{ar}=0\text{kPa}$ 、 $\phi_{ar}=8.3^\circ$ が示された。

5. 薛城鎮三次すべりの安定解析

薛城鎮地すべりの三次すべりブロックの滑動・停止は、すべり面の状況および地下水位の増減に依存する。本ブロックのすべり面については、ボーリング調査を行っていないので、地形・地質および地すべりの状況を基に曲率半径 $r=400\text{m}$ の大円弧を想定した。図-3は安定解析断面図である。頭部のスライス①~⑥および脚部のスライス⑩~⑬では、有効土かぶり圧が $\sigma_n' \leq 100\text{kPa}$ 相当であるので、すべり面強度として回復強度($c_{arc}=3.8\text{kPa}$ 、 $\phi_{arc}=28.0^\circ$)が、また、中間のスライス⑦~⑨は $\sigma_n' = 100 \sim 170\text{kPa}$ 相当であるので、残留強度($c_{ar}=0\text{kPa}$ 、 $\phi_{ar}=25.0^\circ$)が関与している。このような再活動地すべりでは、残留強度を発揮するすべり面領域と回復強度を発揮する領域が共にブロック全体の滑動に抗しているので、再発時の簡便式は残留強度の項と回復強度の項で示され、次式が成り立つ。

$$F_s = \frac{\sum c' \cdot l + \sum (N-U) \cdot \tan \phi'}{\sum T}$$

$$= \frac{\sum c_{arc} \cdot l_i + \sum (N_i - U_i) \cdot \tan \phi_{arc}}{\sum T_i + \sum T_j} + \frac{\sum c_{ar} \cdot l_j + \sum (N_j - U_j) \cdot \tan \phi_{ar}}{\sum T_i + \sum T_j}$$

ここで、 F_s : 安全率

l_i, N_i, T_i, U_i : スライス⑦~⑨における各スライスのすべり面長(m)、スライス重量の垂直分力(tf/m^2)と接線分力(tf/m^2)、間隙水圧(tf/m^2)

l_j, N_j, T_j, U_j : スライス①~⑥およびスライス⑩~⑬におけるすべり面長(m)、垂直分力(tf/m^2)、接線分力(tf/m^2)、間隙水圧(tf/m^2)

安定解析では、まず上式に残留強度定数および回復強度定数を代入し、繰り返し計算

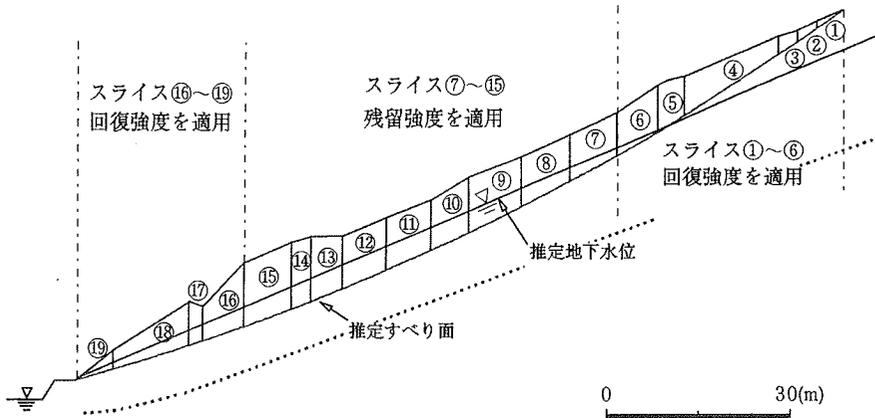


図-3 蕨城鎮三次すべりブロックの安定解析断面

(試算)によって再発時($F_s=1.0$)の地下水位を確定し、 $c'-\tan\phi'$ 関係図を得た。対策のための設計強度定数は、宜保らが先に提案した「残留係数を導入した安定解析法」^{1), 11), 12)}に基づく図解法によって、 $c'-\tan\phi'$ 関係図と土質強度から求められる。 $c'-\tan\phi'$ 関係図に残留強度定数のA点($c_{ar}, \tan\phi_{ar}$)と回復強度定数のB点($c_{arc}, \tan\phi_{arc}$)をプロットし設計強度定数は、AB直線と $c'-\tan\phi'$ 直線との交点IP($\bar{c}', \tan\bar{\phi}'$)で与えられる。一方、すべり面強度として残留強度だけが関与しているとして解析を行った場合、 $F_s=0.91$ となり、斜面の安定度を過小に評価してしまう。

地すべり再発時の安定解析で回復強度を考慮すべきかどうかに関して、浅層すべりや層すべり、大規模地すべりの二次および三次すべりでは、低い土かぶり圧のすべり面領域の占める割合が小さくないため、すべり面全体を浅層部と深層部に分けて、前者に回復強度を、後者に残留強度を適用することは土質工学的見地からも合理的であると考えられる。

参考文献

- 1) 農林水産省構造改善局:土地改良事業計画設計基準-農地地すべり防止対策-, pp. 69-70, pp. 165-166, 1989.
- 2) 長崎県北振興局林業部治山課:平成2年発生石倉地すべりの概要, 地すべり, Vol. 29, No. 3, pp. 41-49, 1992.
- 3) 佐々木慶三・吉沢光三・宜保清一・江頭和彦:沖縄島尻層群地帯の地すべり-地質学的背景-, 地すべり, Vol. 27, No. 2, pp. 31-37, 1990.
- 4) 周亜明・宜保清一・江頭和彦・藤本昌宣:中国, 岷江および雑谷脳河流域地すべり土の物理的・鉱物学的性質とせん断強度特性, 農土論集(投稿中)
- 5) 宜保清一・佐々木慶三・周亜明・江頭和彦:中国, 岷江および右支雑谷脳河流域の地すべり, 地すべり, Vol. 32, No. 4, pp. 41-48, 1996.
- 6) 宜保清一:残留強度測定のためのリングせん断試験装置とその測定精度, 地すべり, Vol. 31, No. 3, pp. 24-30, 1994.
- 7) Egashira, K, Gibo, S. and Nakayama, Y.: Mineralogical difference between two slip surfaces in the Ishikura landslide, Nagasaki, Clay Science, Vol. 9, No. 4, pp. 241-245, 1995.
- 8) 宜保清一:島尻層軟化泥岩の残留強度について, 琉球大学農学部学術報告, Vol. pp. 265-281, 1978.
- 9) Nakano R.: Geotechnical properties of mudstone of Neogene tertiary in Japan with special reference to the mechanism of squeezing swelling rock pressure in tunneling, Proc. of Int. Sym. on Soil Mechanics in Perspective (Oaxaca, Mexico), March, Session 2, pp. 75-92, 1979.
- 10) 藤川武信・宜保清一:破壊面の応力解析による残留強度の決定, 農土論集, Vol. 57, pp. 33-38, 1975.
- 11) 宜保清一:残留係数を導入した安定解析法-沖縄島尻層群泥岩地すべりへの適用-, 地すべり, Vol. 33, No. 2, 1996.
- 12) 宜保清一:地すべり斜面の安定性評価に用いる強度定数の考え方, 土と基礎, Vol. 35, No. 11, pp. 27-32, 1987.

16 地盤汚染浄化工法とその選定について

(用途変更に伴う地盤汚染浄化工法の選定)

(株) 鴻池組 伊岡森 悟
 " ○大北 康治
 " 中馬 逸男

1. まえがき

工場等移転に際し、地盤が有害な物質によって汚染されていることが判明する事例が増加している。これら汚染地盤の浄化を計画するためには、汚染物質の種類、汚染範囲、濃度、浄化目的、関連法規、周辺環境などを調査する必要がある。引き続き、汚染物質や現場の条件によって粗選別した後、浄化工法の特徴、工費、工期等を詳細に比較検討し最適な工法を選択することになる。

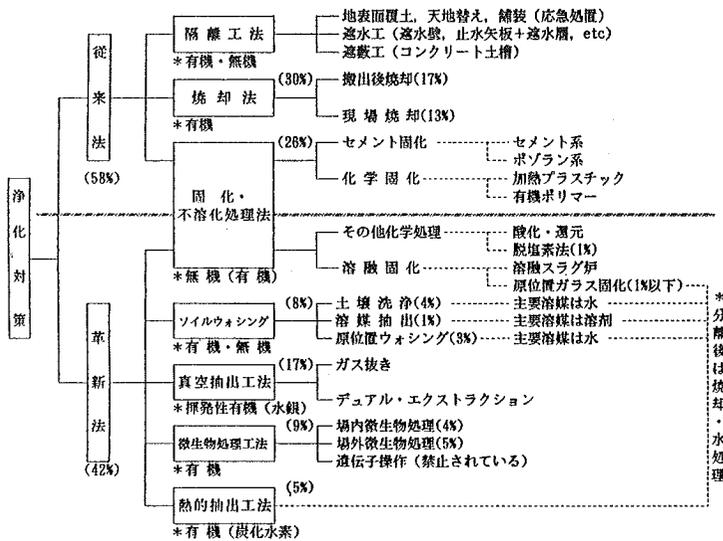
本報告では詳細な検討をする前の粗選別として米国EPAのスクリーニング手法を用いた事例を紹介すると共に、欧米で開発され、日本における浄化事例においても増加しつつある「革新法」（新しい浄化工法）の概要を紹介する。

2. 地盤汚染の浄化工法

浄化工法の分類を図-1に示す。焼却、固化・安定化、隔離処分など従来から技術の確立していた汚染浄化工法（従来法）と最近開発されてきた新しい汚染浄化工法（革新法）とに大別できる。括弧内は米国内の施工実績件数の割合を示したもので、従来法：6割、革新法：4割の構成となっている。一方、我が国では経済的な観点を重視し、有害物を溶出してこないように固化・安定化処理するか、遮断、遮水工によって隔離

することが一般的であり、環境庁水質保全局監修「土壤汚染対策ハンドブック」も隔離工法が基本となっていた。しかし、近年になって汚染物質の範囲が広がり、有機塩素溶剤等の浄化処理法として、土壤洗浄法、真空抽出工法、熱的抽出・脱着法や汚染物質を無害化して浄化する化学処理法や原位置ガラス固化法などの施工例が増加している。

特に、水質汚濁防止法の改正等を背景として、有機塩素溶剤の浄化法である真空抽出工法の施工例が急増している。



注) 括弧内は1991年米国内実績(隔離工法を含まず)

図-1 主な地盤浄化工法

3. 浄化法の選別

革新法を含めた浄化工法の中から最適な浄化工法を選別するため、米国EPAのスクリーニング手法²⁾を用いたのでその選別法を紹介する。浄化工法の粗選別は、対象とする汚染物質から浄化工法を絞り込む段階：1次スクリーニング、さらに、汚染地盤の特徴や汚染程度を考慮して絞り込む段階：2次スクリーニング

対象とする汚染物質による 1次スクリーニング								地盤汚染修復技術				土粒子径・地質		
汚染物質の分類 ①揮発性有機塩素化合物 ②半揮発性有機塩素化合物 ③非塩素系揮発性有機化合物等 ④非塩素系半揮発性有機化合物等 ⑤石油系炭化水素 ⑥農薬 ⑦重金属、無機物及び無機化合物								No	原位置 /掘削	汚染物質 の拡散防止、分解 除去分離技術	注1) 実用 /実証 レベル	注2) 必要な 後処理	小	粘土
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	合致率						中	砂、 礫
△	△	○	○	○	△	×	/	1	原位置	微生物分解	実用	無し	粘土不適	
○	×	○	×	○	×	×	/	2	原位置	真空抽出	実用	廃ガス 廃液	粘土不適	
○	△	○	△	△	△	○	/	3	原位置	土壌洗浄	実証	廃液	粘土不適	
×	△	×	△	×	△	○	/	4	原位置	固化・安定化	実用	無し	1/4以上は困難	
△	△	△	△	△	△	○	/	5	原位置	ガラス固化	実用	無し		
△	○	△	○	△	○	×	/	6	原位置	加温式真空抽出	実用	廃ガス 廃液	粘土不適	
×	△	×	△	×	△	○	/	7	原位置	封じ込め	実用	無し		
△	△	○	○	△	△	×	/	8	掘削	スラリー ² 生物処理	実用	無し		
△	△	○	○	△	△	×	/	9	掘削	固相生物処理	実用	無し		
△	○	△	○	○	△	○	/	10	掘削	土壌洗浄	実用	廃液	2層以下を 必要とする	
×	△	×	△	×	△	○	/	11	掘削	固化・安定化	実用	無し	1/4以上 は困難	
△	○	×	×	×	○	×	/	12	掘削	化学的 脱ハロゲン処理	実用	廃液	粘土では効 率を下げる 必要	
△	○	△	○	△	○	×	/	13	掘削	溶媒抽出	実用	廃液	粘土では効 率を下げる 必要	
×	×	△	△	△	△	○	/	14	掘削	化学的酸化 還元処理	実用	無し	粘土では効 率を下げる 必要	
○	×	○	×	×	×	×	/	15	掘削	真空抽出	実用	廃ガス 廃液	粘土では効 率を下げる 必要	
○	○	○	○	○	○	×	/	16	掘削	熱脱着	実用	廃ガス	砂まじり 度が好	
△	△	△	△	△	△	○	/	17	掘削	ガラス固化	実用	無し		
△	○	△	○	△	○	×	/	18	掘削	焼却	実用	無し	砂まじり 度が好	
△	○	△	○	△	○	×	/	19	掘削	熱分解	実証	無し	砂まじり 度が好	
×	△	×	△	×	△	○	/	20	掘削	封じ込め	実用	無し		

図-2(1) 地盤汚染修復技術スクリーニングシート

の2段階で実施する。利用の便を考慮して、日本語訳のスクリーニングシートとしてまとめた図を図-2(1)、(2)に示す。

4. 選別事例

(1) 選別のための現場条件

現地調査から得られた結果および浄化処理の基本構想を表-1に示す。

表-1 選別条件

調査結果	汚染物質の種類	重金属（カドミウム、砒素等）、農薬の複合汚染
	汚染地盤の特徴	粘土分を多く含む。阻害物質（無機塩、油）を含む。
	汚染の程度	高濃度である
浄化処理の基本構想		<ul style="list-style-type: none"> ・原位置で処理 ・複合汚染を一括処理 ・汚染物質の無害化

(2) 1次スクリーニング（図-2(1)参照）

1次スクリーニングにおける浄化技術の選別では、「△」以上の評価すなわち「×」を含まない浄化技術の内、浄化処理の基本構想に従って表-2に示す。

表-2 1次スクリーニングによる選別結果

原位置／掘削	浄化技術
原位置	<ul style="list-style-type: none"> <li style="width: 50%;">・土壌洗浄法 <li style="width: 50%;">・固化安定化工法 <li style="width: 50%;">・ガラス固化工法 <li style="width: 50%;">・封じ込め工法

さらに、現場の条件等を考慮して2次スクリーニングを実施した。

(3) 2次スクリーニング（図-2(2)参照）

現場の条件等、詳細な選別条件から明確となったことは以下の通りである。

- ①粘土分を多く含む地盤を対象とすることから、土壌洗浄法は不適当である。
- ②阻害物質（無機塩、油）を含む地盤を対象とすることから、固化・安定化工法は不適当である。
- ③原位置ガラス固化と封じ込め工法が残ったが、浄化処理の基本構想として汚染物質の無害化を挙げており、原位置ガラス固化工法が選別された。

今回は原位置ガラス固化工法1工法のみが選別されたが、通常は複数の浄化工法が選別され、それらの浄化工法の工費を積算した後、経済性や信頼性さらに、関係法規等を総合的勘案して最適な浄化工法を選定することとなる。

5. まとめ

本報告では、日本人が利用しやすいように整理しなおしたスクリーニングシートと、それを用いた選別事例により米国EPAの浄化法選定システムを紹介した。なお、発表会ではOHP等を用いて革新的な浄化工法の概要についても紹介する。

参考文献 1)大北康治：地盤汚染はどのように浄化されるか、地盤環境読本、（社）地盤工学会、pp.152～157、1996.3

2)US EPA & US Air Force：Remediation Technologies Screening Matrix Reference,1993

US EPA：Technologies Screening Guide for Treatment of CERCLA Soils and Sludges, 1988

3)(財)エソ・ニソツク振興協会：平成6年度 土壌環境評価・修復システムに関する調査研究報告書、1995.3

17 土壤等の沈降時間について (第2報)

沖縄県衛生環境研究所 大見謝辰男 比嘉榮三郎

花城可英 ○満本裕彰

I はじめに

沖縄県赤土等流出防止条例 (以下、「赤土条例」と称す) では、事業現場で発生した濁水は沈殿池に貯留しSS (浮遊物質) を200mg/l以下にして排出することを規定している。

前報において、赤土等の沈砂池等での沈降時間を予測するために、室内試験における経過時間とSSの関係について報告した¹⁾。

本報では、追加の室内試験と実際の事業現場に設置してある沈砂池等において沈降時間とSSの関係について予備調査をおこなったので報告する。

II 方法

1 室内試験法及び試料

前報¹⁾に準じて行った。試料は前回と追加の試験を代表した8試料である (表1)。

2 フィールド調査

調査は、1995年6月に名護市、豊見城村、糸満市、南風原町、大里村で行った。名護市で1回、その他の市町村 (南部地域) で3回実施した。調査時には、貯留式沈殿池はほとんど見られなかったため、大雨時にはオーバーフローする沈砂池等を中心に実施した。

事業現場に設置してある沈砂池等から水深10cmと水深の1/2の深さ (以下、水深 (1/2)) の検水采取しSS等を測定する。採水時間は、原則として降雨終了時と、それから24時間後の2回とした。尚、SSはJIS K 0102に準じて測定した。

降雨量は、北部地域は名護測候所、南部地域は沖縄気象台の糸数測候所の1時間降雨量を使用した。また、ここでは降雨開始を3mm/hr以上からとし、降雨終了を3mm/hr以上の降雨がそれ以降24時間経過しても見られないときとした。

III 結果及び考察

図1に国頭マージ2試料、県外の赤黄色土2試料、図2にジャーガル及びクチャ4試料の水深25cm、75cmにおけるSSの経時変化を示す。図1では、土地改良M、旭川、西尾は水深25cm、75cmとも1440分 (1日) 後には99%以上が沈降しているが、石垣市の野底層に分布する土地改良Aは上記の3試料に比べて沈降が遅い。土地改良Aと同じ野底層から採取した他の試料も同様の傾向を示した。

そこで、土地改良Aの理化学性を琉球大学農学部で調べたところ陽イオン交換容量 (CEC)、pH、電気伝導度 (EC) が比較的高いことから、他の試料よりも電気二重層が厚く土粒子が凝集しにくく分散状態にあることが沈降を遅らせる原因となっているものと考えられる。

図2では、敷地造成O (沈砂池への流入水) は発生源での裸地対策が不十分であるためにSSが49,000mg/lと高濃

表1 試料状況

試料	土壤等	備考
土地改良A	国頭マージ	沈砂池堆積土
土地改良M	国頭マージ	沈砂池堆積土
旭川		
西尾		
土地改良B	ジャーガル	沈砂池堆積土
公園造成K	クチャ	沈砂池流出水
土地改良M	ジャーガル	沈砂池流出水
敷地造成O	クチャ	沈砂池流入水

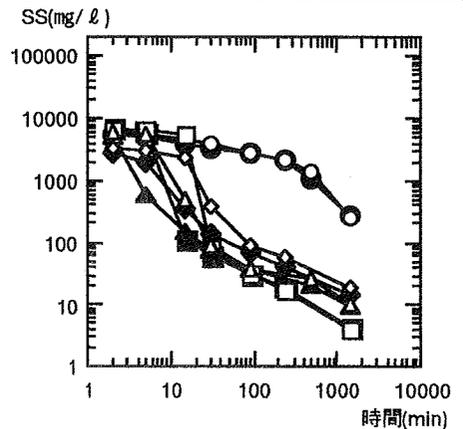
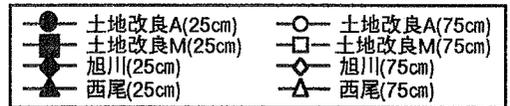


図1 SSの経時変化 (国頭マージ及び県外試料)

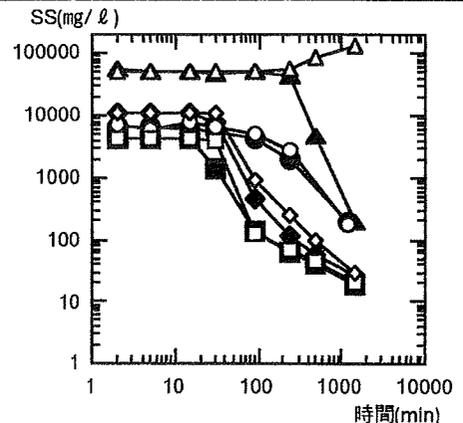
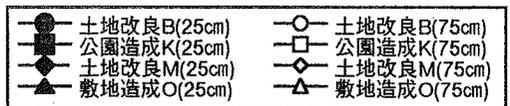


図2 SSの経時変化 (ジャーガル及びクチャ)

表2 フィールド調査地点

市町村	事業区分	土壌等	備考
名護市	土地改良N	国頭マージ	土砂溜マス
豊見城村	宅地造成T	クチャ	沈殿池(容量大)
豊見城村	土地改良B	ジャーガル	土砂溜マス
糸満市	土地改良O	クチャ、島尻マージ	沈砂池
南風原町	公園造成K	クチャ	沈砂池

度であった。そのため、水深25cmでは時間の経過とともにSSは減少し、1日後には198mg/lと99%以上の沈降が見られるが、水深75cmでは逆に増加している。これは初期濃度が高すぎて、下方では沈降しにくくなっているためではないかと考えられる。その他の試料は1日後には水深25cm、75cmともに初期SSから99%以上が沈降している。

フィールド調査は、6月15日からの結果を代表として示す(表2、図3、4)。

南部地域(15~16日)は、降雨量76mm、北部地域(15~17日)は、降雨量108.5mmであった。

南部地域の採水は、降雨終了から約28~30時間経過しており、SSは水深10cmで1.0~20mg/l、水深(1/2)で1.0~21mg/lとなっている(図3)。

北部地域の採水は降雨終了から約45分後と、約25時間後に行っている。約45分後のSSは水深10cmで145~558mg/l、水深1/2地点で136~1,370mg/l、約25時間後は水深10cmで12~102mg/l、水深(1/2)で20~226mg/lであった(図4)。

沈砂池等には、降雨終了後も表流水の流入があり、中にはオーバーフローによる排水がみられる場合もあるため、SSの推移には単純に土粒子の沈降以外の要因も考えられるが、降雨終了時から約1日後までには水深(1/2)において14地点のうち13地点がSSが200mg/l以下であった。全体では水深10cmにおいて調査総数31地点中30地点が、水深(1/2)において30地点のうち28地点でSSが200mg/l以下であった。

沈殿池を設置しても、発生源対策が不十分で高濃度の濁水が流入すると、沈降に時間がかかる場合もありえる。よって、沈殿池以外でも十分な防止対策をとり濁水の発生をおさえることが必要である。また貯留した濁水は、SSが基準値以下になると速やかに排出し、次の降雨に対応することも重要である。

<謝辞>

試料土を提供して下さいました琉球大学農学部の翁長謙良教授と試料を分析して下さいました渡嘉敷義浩教授及びフィールド調査の採水に協力して下さいました名護保健所衛生課の職員の皆様に深く感謝致します。

V 参考文献

1) 満本裕彰・大見謝辰男・比嘉榮三郎・花城可英：土壌等の沈降時間について，第8回土質工学研究会，pp.42-43，1995

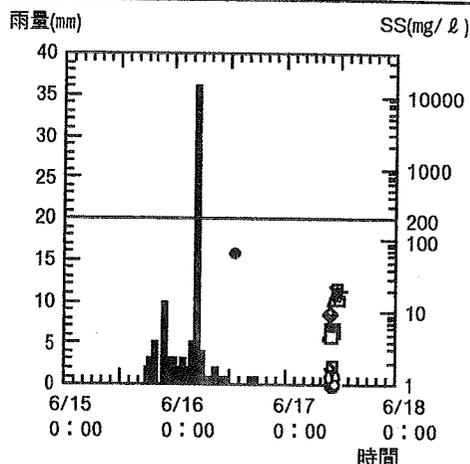


図3 フィールド調査
(南部地域 6月15~17日)

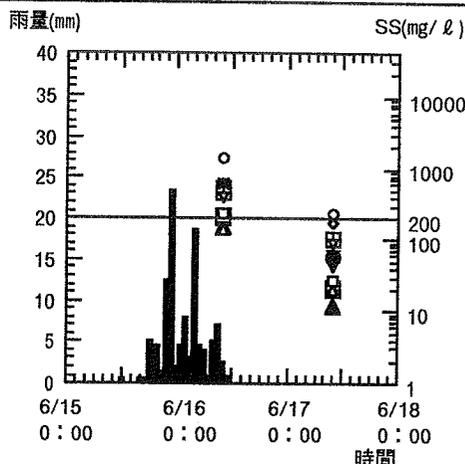
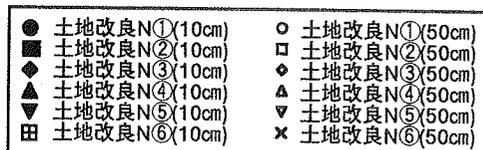


図4 フィールド調査
(北部地域 6月15~17日)

18 赤土等流出防止対策の試験施工について

沖縄総合事務局 北部国道事務所 原田 昌光

1. はじめに

沖縄県においては周知の通り、陸域の開発に伴う赤土等の流出が大きな環境問題となっており、平成7年10月には「沖縄県赤土等流出防止条例」が施行され、開発行為における対策が義務づけられた他、国をはじめとする各行政機関においては対策工法の開発や対策指針の策定が行なわれている。

沖縄総合事務局開発建設部においては、平成8年4月に「赤土等流出防止対策マニュアル(案)」(以下マニュアル)を策定し、開発建設部の実施する事業行為における対策工法を規定した。同マニュアルの策定に先立ち、北部国道事務所では各種対策工法の試験施工を実施しており、その結果がマニュアルに大きく反映されることとなった。ここでは北部国道事務所の実施した試験施工の内容について報告する。

2. 試験施工の目的

赤土流出防止対策については以前より開発工事現場等においてさまざまな手法が試みられてきた。しかしこれらの対策による効果の程度についてはあまり定量的に評価されてきたとはいえず、条例に規定された数値基準への対応、あるいは費用対効果の検証という観点から、各種対策による効果を定量的に把握することが望まれた。

なお、沖縄総合事務局の実施する道路事業においては、事業完成後の路面は全て舗装され、法面等に関しては各種の緑化工が施されるため、事業完成後の赤土等流出はほぼないと言って良い。このため本試験における対策は工事期間中の暫定的な対策を念頭に置いたものとなっている。

3. 試験の概要

試験は名護市辺野古の久志バイパス工事現場近くに、図1に示す約4,300m²の試験地を造成し、平成6年9月から平成8年3月の約1年半にわたって実施した。試験項目は下記の通りであり、降雨時に採水観測を行ない、対策工の効果を検証した。

なお、平成7年5月には沈砂池形状、表面被覆工等の大幅な改変を実施したため、ここでは平成7年6月以降の試験結果について報告する。

- ・表面被覆工(シート被覆、アスファルト吹付、土壌団粒化剤)
- ・土砂流出防止柵
- ・沈砂池(貯留型沈砂池、ろ過型沈砂池)

試験期間中の降雨の状況は表1に示す通りであり、時間雨量45.7mm、日雨量124.4mm、連続雨量208.8mmと、降雨強度、連続雨量ともにかなり大きな雨を経験している。

表1 試験期間中の降雨の状況

項目	雨量(mm)	備考
総雨量	2,805.9	(H6.9.1~H8.3.31)
最大10分間雨量	14.8	(H8.6.7 21:50)
最大時間雨量	45.7	(H7.6.7 21時)
最大2時間雨量	81.6	(H7.9/25 9~10時)
最大日雨量	124.4	(H7.9.25)
最大連続雨量 (日雨量0.1mm以上)	208.8	(H7.9.20~26)

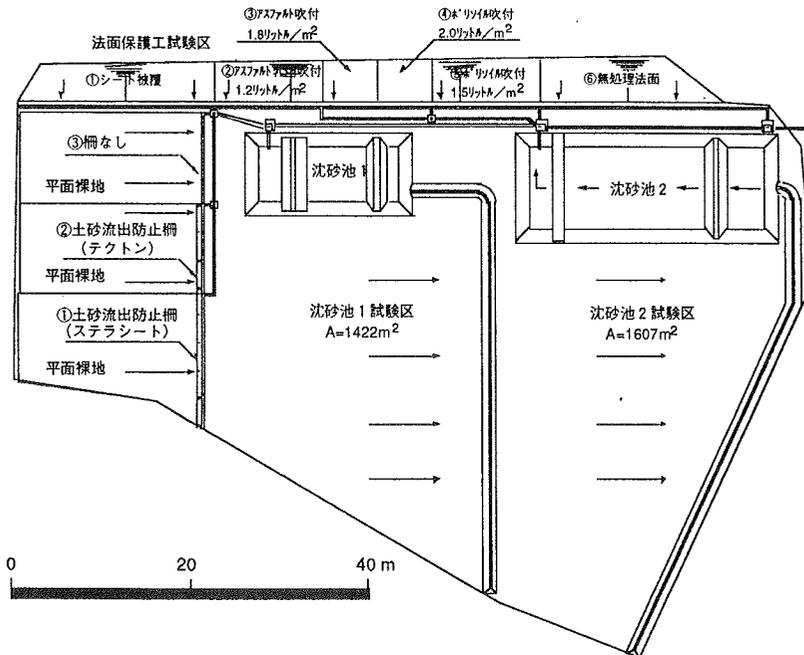


図1 試験区平面図

4. 試験結果の概要

4.1 表面被覆工

表面被覆工は法高5m、1割勾配の切土斜面に各対策工を施工した。試験結果は表1に示す通りであり、シート被覆、アスファルト乳剤散布、土壌団粒化剤散布ともに適切な施工と維持管理を実施すれば、表面被覆工単体で流出水を200mg/L以下の濃度に抑制することが可能であることが明らかとなった。

表2 法面被覆工試験結果

観測日時	SS濃度 (mg/ℓ)								
	シート被覆	アスファルト1.2ℓ/m²		アスファルト 1.8ℓ/m²	ホリツイル		EMNコート	無処理	
		未崩壊	崩壊		2.0ℓ/m²	1.5ℓ/m²			
6/7 17:50	26	39	-	44	200	200	-	-	16,000
6/7 21:50	29	-	130	39	120	39	-	-	6,000
6/8 8:00	14	-	1,300	62	27	47	-	-	-
6/10 15:40	2	76	550	9	34	45	-	-	890
6/15 21:10	12	41	900	39	89	110	-	-	6,900
6/28 15:15	1	-	620	57	23	25	-	-	1,100
6/28 21:00	6	270	1,100	150	380	300	-	-	12,000
7/22 5:00	35	-	470	92	130	190	-	-	2100
7/22 9:40	5	80	400	28	45	97	-	-	1,100
8/22 1:00	30	-	220	98	320	740	-	-	7400
9/22 15:00	77	3.9	350	99	630	470	-	-	1300
9/23 9:30	130	8	220	16	150	880	-	-	3400
9/25 10:00	59	38	140	61	920	1,400	-	-	4,900
9/29 6:30	77	5	190	38	260	950	-	-	4,000
2/24 22:00	5	50	-	150	-	7	41	78	200
2/27 0:00	11	86	-	520	-	43	100	330	3,900
3/21 6:30	8	57	-	220	-	26	42	87	2,300
3/20 8:00	14	60	-	150	-	40	8	300	1,900

注：表中の下線は、被覆工を再施工したことを示す。

4.2 土砂流出防止柵

土砂流出防止柵は、図2に示す構造の柵に従来より用いられているステラシートと、新素材としてテクトンの2種類のろ過シートを用い、柵を設置しない場合との比較試験を行なった。

試験結果は表2に示す通りであり、新素材（テクトン）の使用により、従来の素材（ステラシート）より土砂捕捉効果は上昇したものの、柵単体では流出水の濃度を200mg/L以下に抑制することはできず、沈砂池と併用する必要があることが明らかとなった。

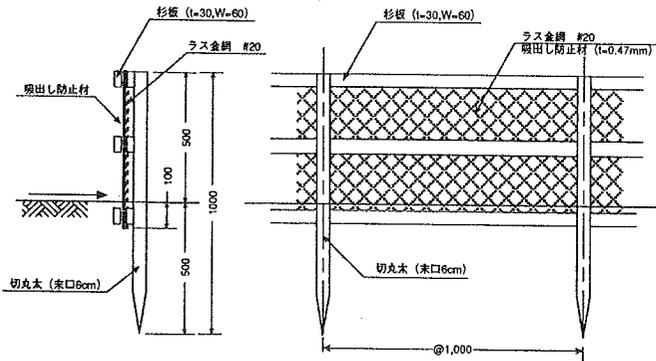


図2 土砂流出防止柵

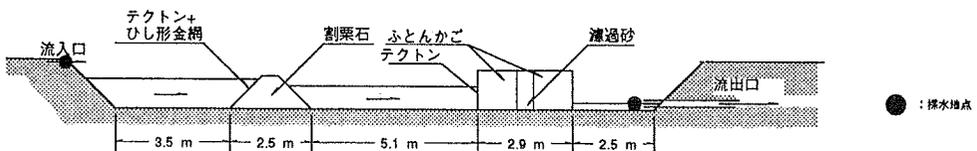
表3 土砂流出防止柵試験結果

観測日時	SS濃度 (mg/L)		
	ステラシート	テクトン	柵なし
6/7 17:50	550	710	1,920
6/7 21:50	610	370	4,400
6/8 8:00	560	360	1,360
6/10 15:40	315	440	990
6/15 21:10	740	690	4,500
6/28 15:15	520	160	480
6/28 21:00	1,000	300	3,200
7/22 9:40	600	330	1,000
8/22 1:00	460	610	2,500
8/24 11:15	390	640	770
9/22 15:00	1,100	80	2,900
9/23 9:30	380	200	220
9/25 10:00	580	290	1,900
9/29 6:30	820	120	2,400
2/24 22:00	490	7	489
2/27 0:00	385	51	1,345
3/20 9:00	268	31	1,058
3/21 6:30	243	18	1,210

4.3 沈砂池

沈砂池試験は、約1,500m²の裸地からの濁水を沈砂池に導き、流入する濁水を砂+吸出し防止材によってろ過しながら放流するろ過型沈砂池（沈砂池-1）、及び1降雨による濁水を全量貯留する貯留型沈砂池（沈砂池-2）の2種類について実施した。沈砂池の概念図は図3に示す通りである。

沈砂池-1 容量：約80m³ / 1,000m²



沈砂池-2 容量：約150m³ / 1,000m²

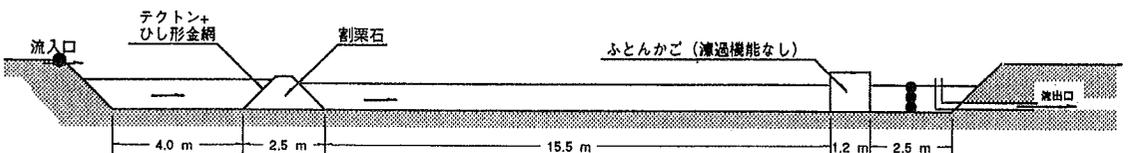


図3 沈砂池の概念図

沈砂池試験の結果は表4に示す通りである。表中の数値は、降雨中及び降雨後に複数回（7～31回）測定した結果のうち最大値を示している。ろ過型沈砂池については、降雨初期に沈砂池底の裸地を雨が直接叩くことにより、流出口より低水位の沈砂池内において一時的に高濃度が観測されるため、その初期濃度を含む値と除く値を併せて示してある。また貯留型沈砂池については、深度別の測定結果を表示しているが、水位が測定深度まで達しない場合を「-」として表示している。

表4 沈砂池試験結果（各最大SS濃度）

観測日	沈砂池-1（ろ過型）			沈砂池-2（貯留型）				
	流入濃度 (mg/L)	流出濃度 (mg/L)		流入濃度 (mg/L)	流出濃度 (mg/L)			
		全試料	初期濃度 を除く		底から 0.1m	底から 0.35m	底から 0.6m	底から 0.85m
6/7	3,300	130	43	4,100	510	430	150	-
6/15	3,400	1	1	3,000	130	120	92	-
6/28	3,900	200	40	3,200	350	220	31	-
7/22	1,600	110	10	1,200	110	-	-	-
9/22	3,700	70	10	2,200	290	250	180	100
2/27	2,500	7	7	1,900	27	-	-	-
3/21	1,400	13	13	1,300	140	-	-	-

表に示される通り、流入濃度は1,000～4,000mg/Lであったのに対し、ろ過型沈砂池においては流出口付近の濃度は全観測を通じて200mg/L以下であり、降雨初期のわずかな時間を除けば50mg/L以下となった。また、約1年半を通じてろ過効果の低下は見られなかった。貯留型沈砂池においては、底層において最大510mg/Lの濃度を記録しているが、最も表層となった水位における値は全て200mg/Lを下回っていた。なお、9/20～9/26の降雨においては、貯留型沈砂池はその容量を超えて越流したが、ろ過型沈砂池は小容量であるにもかかわらず溢れることはなかった。

このことから、ろ過型沈砂池においては降雨中であっても200mg/L以下の濃度で排水することが可能であり、また貯留型沈砂池においても表層排水とすれば降雨中においても200mg/L以下で排水できることが明らかとなった。

5. まとめ

前述のように赤土等流出対策についてはさまざまな工法が提案、試行されているにもかかわらず、その効果についてきちんとした評価がなされてこなかった現状がある。本試験により、例えば従来「あまり耐用性がない」とされてきたアスファルト乳剤吹付が、吹付時の管理を十分に行なえば赤土等流出対策として高い効果を長期にわたって発揮すること、「目詰まりが激しい」とされてきた砂ろ過が、適切な構造を与えれば非常に高い効果を発揮することなどが明らかとなった。

これらの試験結果は前述のマニュアルに反映されているが、今後も各現場における試行結果を踏まえ、対策の改良や新たな技術の開発を行なってゆくこととなる。

19 セメント系固化材添加による赤土流出抑制効果に関する 室内および野外降雨実験

琉球大学大学院 ○ 大城 敏
 琉球大学工学部 上原 方成, 原 久夫
 琉球セメント株式会社 内間 義次, 金城 勝, 仲松 照隆

1. まえがき

沖縄本島中北部には国頭まあじと呼ばれる熱帯地方特有のラテライトに見かけ上よく似た土が広く分布している。国頭まあじは受食性があり、透水係数が低く、浸透能が小さいので雨水が土の表面を流れやすい。それに加え比較的急な山地に分布しているため、土壌が侵食され流出しやすい背景をもっている。このような不利な条件をもつ国頭まあじが一度降雨により侵食されると、地表流水は濁度となって河川や海域に流出し、赤土汚染という重大な環境問題を引き起こす。

著者らは、これまでも赤土流出防止に関する実験的研究を行っており、その研究成果を報告してきた。今回は国頭まあじ分布域各所から採取した赤土で構成された盛土斜面をセメント系固化材(RKC)によって安定処理したとき、流出防止効果はどの程度であるかを調べる室内降雨実験の結果について報告する。また約1年間に渡り、野外での自然降雨を受ける斜面からの赤土流出状況を観測した野外降雨実験の結果についても報告を行い、室内試験結果との関連性について述べる。

2. 試料

図-1は実験に用いた試料の採取場所を示す。また、表-1に各試料の物理的的性質を示す。

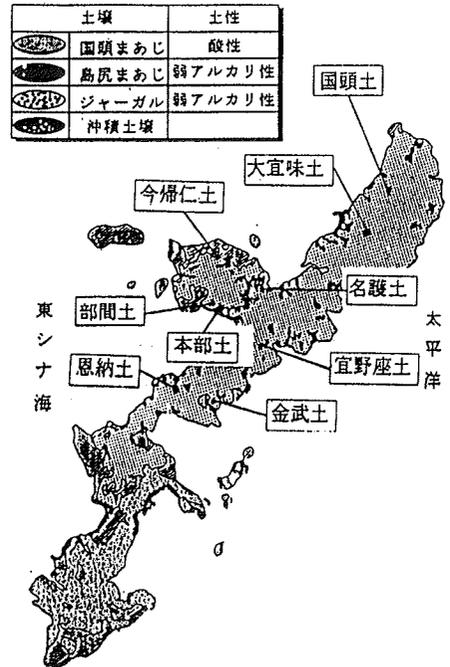


図-1 国頭まあじ土の分布²⁾と試料採取位置

表-1 各赤土の物理的性質

採取地	国頭土	大宜味土	本部土	名護土	宜野座土	金武土	恩納土	今帰仁土	部間土
土粒子の密度 (g/cm ³)	2.707	2.758	2.837	2.697	2.733	2.711	2.654	2.720	2.79
w _L (%)	41.1	42.9	50.0	34.7	57.8	33.5	27.6	33.4	82
w _p (%)	32.9	33.7	33.1	24.0	41.1	24.5	19.6	18.2	26.7
砂礫分(%)	27.0	25.2	8.9	61.5	7.3	37.2	43.8	32.0	19.7
細粒分(%)	73.0	74.8	91.1	38.5	92.7	62.8	56.2	68.0	80.3
w _{opt} (%)	20.0	19.9	25.2	17.5	27.0	19.1	16.4	22.1	23.0
ρ _{dmax} (g/cm ³)	1.620	1.690	1.552	1.740	1.476	1.705	1.725	1.619	1.542

3. 実験方法と結果

室内および野外降雨実験の実験方法と結果について述べる。

3-1 赤土の種類による室内降雨実験

表-1に示す各試料土を、直径10cmのモールドにそれぞれの最適含水比で締め固め、降雨実験供試体を作成した。

締固めエネルギーは JIS-a1210 に準拠している（呼び名 B-a 法）。供試体作成時の表面突き固め痕跡の流出量への影響を除去するため、モールドを上下反転して降雨のあたる面とした。図-2 に示すような降雨装置（傾斜角度 $\theta = 25^\circ$ ）を用い、降雨強度 1800mm/hr、散水時間 5 分を与えて表面から流出する赤土混濁液を採取し、流出土量を測定した。この実験では、集中豪雨のような強い降雨によるガリの発生を促すため特に強い降雨強度とした。

またセメント系固化材を添加した赤土についても同様の実験を行い、その効果を調べた。図-3、4 には未処理土における室内降雨実験結果を示す。図-3 に示すように赤土の流出量は、土の種類によって大きく異なり、砂質土である「名護土」がその他の土に比べ、際立って多くの流出量となっている。「名護土」以外の土（細粒土）は名護土の約 1/5 の流出量である。細粒土について、その流出量と液性限界との関係を調べてみたものが図-4 である。この図に示すように、液性限界が小さいほど流出量が多くなることわかる（図-3、4）。

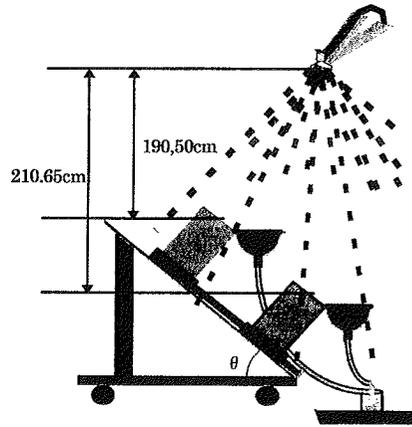


図-2 室内降雨実験装置の概要^③

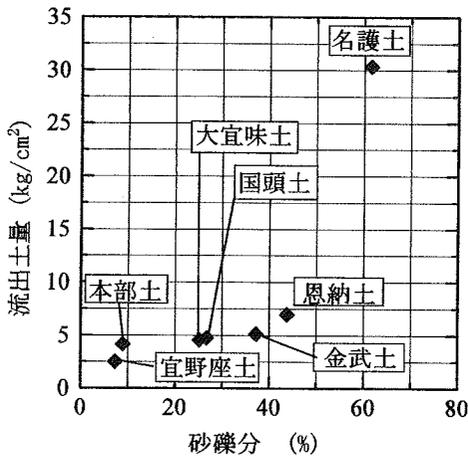


図-3 流出土量と砂礫含有量（未処理）

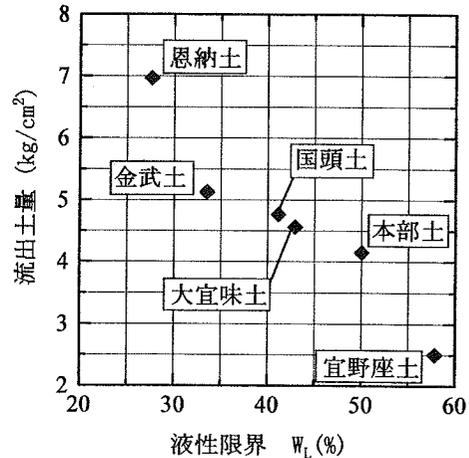


図-4 流出土量と液性限界（未処理）

3-2 室内降雨実験と野外降雨実験による赤土流出量の比較

3-1 での実験結果をふまえ、セメント系固化材の添加量、養生時間などの諸条件による流出抑制効果への影響を調べる実験を行った。実験に用いた土は図-1 および表-1 に示す部間で採取された赤土である。部間土は、大宜味土、国頭土などと比較的好く以て代表的な物理特性を有している細粒土である。実験装置は 3-2 で説明した室内降雨装置と同一である。この実験での降雨強度は、48mm/hr、散水時間は 30 分、傾斜角度 $\theta = 40^\circ$ としている。図-5 は、流出土量とセメント系固化材（RKC）混合比との関係を示しているが、これよりセメント系固化材を 3% 混合することにより流出量を約 1/7 にまで減少することができることわかる。

図-6は散水時間中に流出する懸濁液のSS値(mg)測定結果を示す。散水時間が進むにつれてSS値は減少していくこと、セメント系固化材(RKC)を3%混合した供試体からの懸濁液では、早い時期から、沖縄県条例規定値200ppm以下となることがわかる。また、ここでは示していないが養生時間を設けることにより抑制効果が現れることも確認されている⁴⁾。

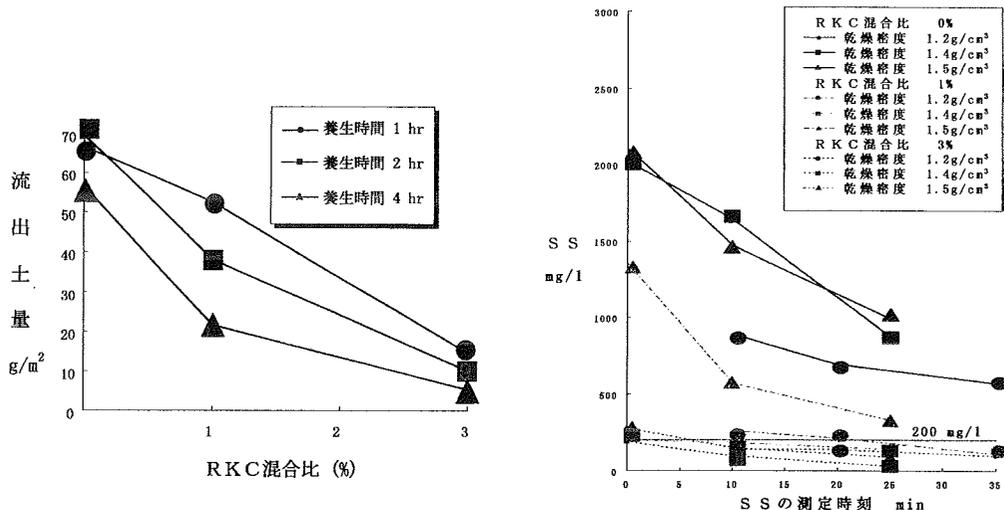


図-5 赤土流出土量とセメント系固化材(RKC) 混合比の関係

図-6 懸濁液のSS値の経時変化

野外降雨実験では部間土を用い、図-1に示される位置に人工盛土斜面を作成し(施工は平成7年5月29日)、平成7年5月29日~平成8年3月18日までの自然降雨による赤土流出量を測定した。人工盛土斜面は図-7に示す4種類とし、法先における赤土流出量の比較を行っている。盛土の締固めは建設機械(バックホー)で行い、その乾燥密度は1.174~1.200g/cm³(締固め度78%)である。

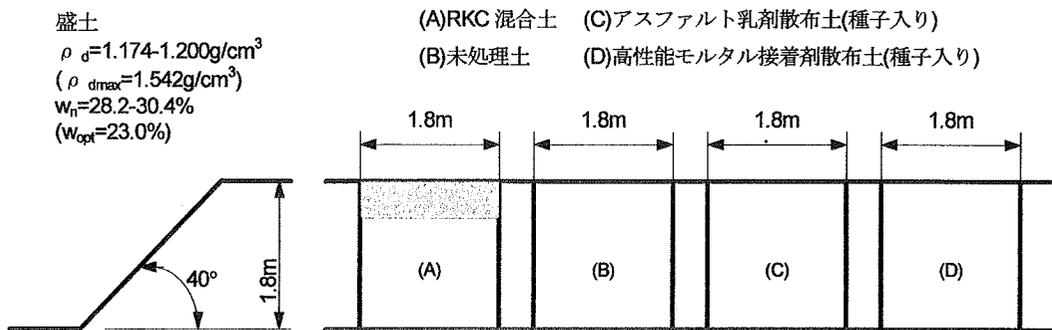


図-7 人工盛土斜面概略図(影部分は非降雨面)

測定期間は表-2に示す三期で、各期間の降雨によって生じた赤土混じり表流水全量を採取し、土砂流出量を測定した。表に示すように流出土量は未処理土が一番多く、以下セメント系固化材(RKC)混入土、高性能モルタル処理土、アスファルト処理土の順に流出土量が減っている。後者の二つは種子の発芽により植生が繁茂し、流出土量が抑制されている。セメント系固化材(RKC)を混入することによる流出土量抑制効果は未処理の場合の約1/3程度となることがわかる。

次に、試験盛土解体直前に盛土表面の貫入抵抗試験を実施した結果を表-2に示す。貫入抵抗値が2450kPa(25kgf/cm²)以上となる深さ(cm)で地表面の硬いを評価すると、RKC混合土が最も硬くなっている。また

流出土量の少ないアスファルト乳剤散布土（種子入り）、高性能モルタル接着剤散布土（種子入り）は、植生によって高い保水性をもつため、かなり柔らかく、盛土斜面としては安定性が低いことがわかる。

表-2 盛土面からの流出土量とその粒度比較

期間	降雨量 (mm)	盛土種類	(A) RKC(3%)	(B)未処理土	(C)未処理土+ア	(D)未処理土+高性
			混入土		スファルト乳剤 (種子入)	能モルタル接着増強 剤散布(種子入)
I 期		流出土量 (kg/m ²)	2.90	8.86	0.56	1.03
H7/5/29~ H7/8/2	364	粗粒分(%)	40.9-52.9	43.2-48.3	19.2-28.9	15.9-29.0
		細粒分(%)	50.1-57.4	49.4-58.5	67.8-82.6	68.0-84.0
II 期		流出土量 (kg/m ²)	3.1	9.10	0.04	0.07
H7/8/2~ H7/11/20	705	粗粒分(%)	50.2-56.9	55.8-64.6	12.8-15.4	18.6-20.7
		細粒分(%)	43.1-49.8	35.4-44.2	84.6-87.8	79.3-81.4
III 期		流出土量 (kg/m ²)	0.187	1.308	0.003	0.008
H7/11/20~ H8/2/14	126	粗粒分(%)	60.9-62.3	73.1-76.1	—	—
		細粒分(%)	37.7-39.1	23.9-26.9	—	—
貫入抵抗値が2450kPa (25kgf/cm ²)以上となる深さ(cm)			1.0以下	9.5-18.5	19.5-33.0	6.0-40.0

4. まとめ

室内および野外降雨実験から以下のようなことが確認できる。

1. 室内降雨実験においては未処理のままでは赤土各種とも流出土量は過大であり、各流出土量の違いは、粒度特性と液性限界によると思われる。
2. セメント系固化材を混合して安定処理すると流出土量は抑制に効果があることが確認される。またそれに伴いSS（浮遊物質量）も抑制される。
3. 野外降雨実験においてはセメント系固化材で安定処理された斜面は貫入抵抗値も増大し、法面表層の安定化、侵食抑制に対して効果がある。

5. あとがき

今回は赤土流出の発生源対策として、セメント系固化材添加による室内および野外降雨実験の結果を報告したが、現在の室内降雨試験によって現場の流出状況を予測するのは困難なので今後、さらに条件設定（各種赤土での混合割合など）を十分に検討する必要がある。

参考文献

- 1) 上原方成, 原久夫, 黒島安之, 仲松照隆, 金城勝: 法面表層(浅層)安定処理に関する実験的研究, 第1回地盤改良シンポジウム, 日本材料学会, 土木学会, 土質工学会, pp59-64, 1994.6
- 2) 沖縄県環境保健部: 赤土流出防止対策の手引き, 1991
- 3) 新垣博史, 他: 赤土流出防止のための安定処理に関する実験的研究(その2), 平成6年度 卒業論文
- 4) 安里憲人, 天野泰己: 赤土流出防止のための安定処理に関する実験的研究(その3), 平成7年度 卒業論文

沖縄地盤工学研究会員

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	石川 秀夫	財団法人 沖縄県建設技術センター
	加藤 進	琉球大学工学部
	川村 正信	浦添市
	喜納 源太	岡三興業株式会社
	下地 康之	株式会社 ソイル開発
	新垣 健二	株式会社 沖縄建設技研
	平良 聡	株式会社 沖技
	玉城 佳卓	沖縄県土木建築部技術管理室
	千村 次生	沖縄県地質調査業協会（梶谷エンジニアリング(株)）
	原 久夫	琉球大学工学部
	宮城 富夫	上城技術情報株式会社
	吉沢 光三	株式会社 清光研究所
	与那嶺 肇	株式会社 大富建設コンサルタント

広告目次

会社名

(株)朝日建設コンサルタント	1
(株)アジア測量設計	1
(株)岩下建技コンサルタント	1
(株)大城組	2
(株)大富建設コンサルタント	2
大野産業(株)	2
(株)大久組	3
応用地質(株)	3
岡三興業(株)	3
(株)沖技	4
(株)沖縄維持開発	4
(株)沖縄環境興発	4
(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	5
(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	6
岩水開発(株)	7
錦城護謨(株)	7
(株)協和建設コンサルタント	7
(株)鴻池組	8
(株)芝岩エンジニアリング	8
上城技術情報(株)	8
(株)誠研舎	9
(株)清光研究所	9
(株)ソイル開発	9
(株)大栄組	10
(株)大東エンジニアリング	10
(株)匠エンジニアリング	10
(株)中央建設コンサルタント	11
(株)日興建設コンサルタント	11
日本深層地盤改良協会沖縄支部	11
不動建設	12
(有)三角エンジニアリング	12
三井石化産資(株)	12
(有)ホープ設計	13
琉球セメント(株)	13
琉建設計(株)	13
新構造技術(株)	14
奥村組土木興業(株)	14
(有)沖縄地盤調査	14

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
常務取締役 比 嘉 武 光
取締役部長 大 島 大 山

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

測量・建設・補償コンサルタント業

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



株式会社 アジア測量設計

代表取締役 松 川 清 康

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



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

株式会社 岩下建技コンサルタント

代表取締役 下 地 巖 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1529-1
☎(098)879-6489(代)・FAX(098)877-0478
宮古営業所 〒906 沖縄県平良市下里1338-2
☎(09807)2-6906



株式会社 大城組

代表取締役社長 大城 武男
代表取締役専務 上原 和雄

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



株式会社 大富建設コンサルタント

代表取締役社長 上原 武雄
専務取締役 与那嶺 肇
常務取締役 高江洲 一宏

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

限りある資源をリサイクル、沖縄の美しい自然を守り、産業発展に貢献する。

粒調再生路盤材 ホワイトコーラル® 「製造装置及び製品特許登録」



大野産業株式会社

代表取締役 當野 幸盛

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

ホワイトコーラル総販売元 (有)オリジン物産(たから工場内)

☎098-998-9807

本社(生コン工場)

南風原町字新川345番地

☎098-889-4303(代)

特殊技術で県土を築く総合建設業



株式会社

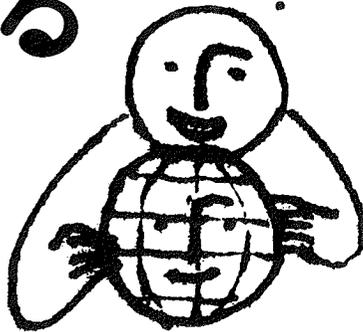
大久組

組

代表取締役 照屋 馨

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

つくる



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



応用地質株式会社

〒102 東京都千代田区九段北4-2-6 TEL:03-3234-0811

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

土木資材、新工法のパイオニア

岡三興業株式会社 沖縄営業所

〒900 那覇市久茂地2丁目9-7 住友生命那覇久茂地ビル6F

☎098-862-6280 FAX098-862-6251

【景観商品】

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

【盛土工法】

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

【軟素材】

- ・ファブリフォーム(布製型枠)
- ・クレイマックス
(漏水防止ライナー)
- ・シルトフェンス(汚濁防止膜)

建設コンサルタント・測量
地質・土質調査・施工監理



株式会社 沖 技

代表取締役社長 小波 藏 政 良
代表取締役専務 比 嘉 龍三郎
常務取締役 兼 城 昇
常務取締役 名渡山 愛 二

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

一般・土木工事・交通安全対策工事・土木建設資材販売業

株式会社 沖 縄 維 持 開 発

代表取締役 外 間 安 洋

取締役工事部長 根 間 幸 吉 事業本部長 浜比嘉 清 則

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

<道路事業部>

<環境事業部>



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

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 宜野湾市赤道2-10-1 ☎ (098)892-8039
FAX (098)892-4567

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(8) -4599号
地 質 調 査 業(4) -1061号

代表者 大 底 隆 一
常 務 知 名 朝 盛

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

一般土木建設施工工事
特殊土木施工工事
安全施設資材販売及び施工工事



株式
会社

沖 縄 建 工

代表取締役 伊 保 みね子

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

～自然に優しく 未来を見つめて～

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



株式
会社

沖 縄 建 設 技 研

代表取締役社長 砂川 徹男 専務取締役 富田 清
技 術 士
常務取締役 金城 真明 取 締 役 栗国 明

〒901-21 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・土質調査・測量全般

OGP 株式会社 沖縄物理探査

建設省登録第(4)-13320号

代表取締役 平 良 恒 男

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

営 業 種 目

測量業・地質調査業
建設コンサルタント



株式
会社

オモト建設コンサルタント

測量業登録第(5)-9047号

建築業登録第263-727

代表取締役 成 底 弘 敏

取締役 成 底 勲 取締役 比 嘉 清

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

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

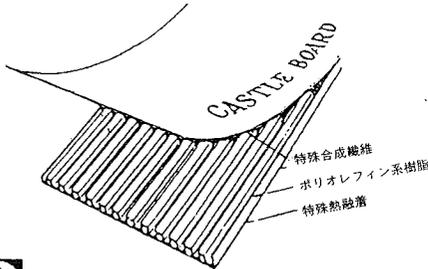
岩水開発株式会社

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

プラスチックドレーン工法

キャスティングボード



大深度施工実績
 中城湾港地盤改良工事

沖縄地区・総代理店

株式会社 南 興



錦城護謨株式会社

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

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

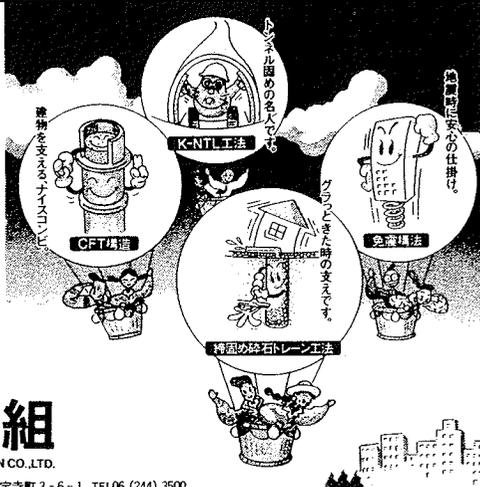
土木事業の調査・測量・計画・設計・施工監理
 都市計画・上下水道・地質及び土質調査

株式会社 協和建設コンサルタント

代表取締役会長 東 江 憲 六
 代表取締役社長 大 城 晃
 代表取締役副社長 島 袋 定 雄
 常務取締役 宮 城 吉 夫
 取締役土質部長 仲 村 起三郎

浦添市字伊祖375番地の1 電話 (098)879-5016

魅になる技術で、
街を快適に。



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

鴻池組
KONAIKE CONSTRUCTION CO.,LTD.

本社/大阪本店 ●〒541 大阪市中央区北久宝寺町3-6-1 TEL06(244)3500
東京本店 ●〒101 東京都千代田区神田駿河台2-3-11 TEL03(3296)7700 沖縄営業所 ●〒902 那覇市安里102(日生安里ビル) TEL098(868)1914

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) 専務取締役 与那 覇 強
取締役 友利 龍 夫 (土木 14期) 技術1部 知 花 悟 (土木 20期)
技術開発部長 設計1課長

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

文明を創造する技術のネットワーク

上城技術情報株式会社

建設コンサルタント・ソフトウェア開発販売業務

代表取締役 宮 城 富 夫

〒901-21
沖縄県浦添市伊祖一丁目21番2-303号 ☎ (098)876-2815(代)
FAX (098)878-4054

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

※建設コンサルタント

道路・橋梁・河川・砂防・港湾・上下水道

地盤・都市災害・地盤改良(計画・調査・設計)

※測量全般・土質調査・施工管理 ※制御システム開発



株式会社 清光研究所

代表取締役 吉沢 光三

〒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

- 本 社 〒901-21 浦添市字勢理客555番地の2 ☎ 877-8556(代)
FAX 876-5664
- 北部営業所 〒905 名護市字名護4586番地 ☎ (0980)52-1570

確かな手応えを未来へ



株式会社
大東エンジニアリング

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

代表取締役社長

大 城 栄 篤

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



株式
会社



エンジニアリング

営業種目

建設コンサルタント業務・測量及び調査業務
地質・土質調査業務・施工管理業務

代表取締役 金 城 恵 勇

取締役 津嘉山 恵 福

取締役 宮 里 紀一郎

取締役 下 地 照 義

取締役 金 城 宏 雄

沖縄県那覇市字古島70番地 1

TEL 098(868)1645 (代表)

営業種目

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



株式会社 中央建設コンサルタント

代表取締役 砂川 晃 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12番11号

電話 098-877-4390(代) FAX .098-876-2661

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



株式会社 日興 建設コンサルタント

代表取締役 砂川 恵 常

本 社 沖縄県浦添市伊祖3丁目44番3号

電 話 (098)877-1667(代)

FAX (098)877-0914番

豊かな実績と確かな技術で、地域に根差した地盤改良工法の確立を目指す。

日本深層地盤改良協会 沖縄支部

支部長 福 田 利 夫

沖縄県浦添市勢理客497

TEL 098 (879) 6710(代表)

—技術と誠実で奉仕する—



不動建設

取締役社長 市吉正信

沖縄営業所長 徳田安明

東京本社／東京都台東区台東1丁目2番1号 ☎(03)3831-9111

大阪本社／大阪市中央区平野町4丁目2番16号 ☎(06) 201-1121

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

◆営業種目◆

土木設計・農業土木・測量全般・土質調査
区画整理・上下水道・施工管理



有限会社

三角エンジニアリング

代表取締役 金城昇

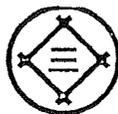
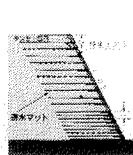
〒901-21 本社 沖縄県浦添市字安波茶2番地

TEL(098)878-7534(代) FAX(098)878-7853

デンター

◆熊本 九州自動車道

1984.8竣工



三井石化産資株式会社

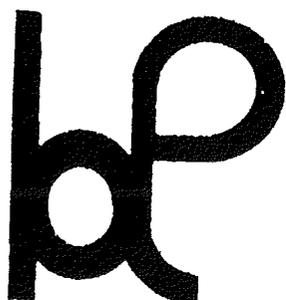
福岡営業所 〒810 福岡市中央区天神2丁目14番13号
(天神三井ビル)

☎(092)752-0766 FAX(092)752-0769

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

☎(098)868-5672 FAX(098)869-7146

大地に希望を架ける



有限会社 **ホープ設計**

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

代表取締役

高 嶺 哲 夫

☎901-21

沖縄県浦添市字経塚179の2

☎098-874-5733 FAX098-879-8351

郷土の資源で



郷土をつくる

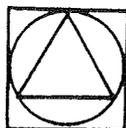
琉球セメント株式会社

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・農業土木設計
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 穎(土木2期) 取締役常務 中松竹吉(土木16期)
代表取締役専務 安室 雅夫(土木8期) 取締役設計部長 国 吉 健(土木21期)

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

— 建設コンサルタント —

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

調査、計画、設計、試験、解析、施工管理



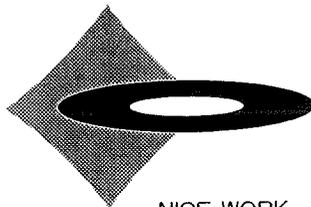
新構造技術株式会社

代表取締役社長 森元峯夫 常務取締役九州支店長 技術士 曾川文次

本社：〒160 東京都新宿区西新宿六丁目3番1号(新宿アイランド・ウィング)
電話 03(3343)1011 FAX 03(3343)1210
九州支店：〒812 福岡県福岡市博多区博多駅中央街8番36号(博多ビル)
電話 092(451)4281 FAX 092(451)5789
支店：東京・東北・北関東・北陸・名古屋・大阪
事務所：長崎・南九州

大地のように、大樹のように。

のびやかでまっすぐな気持ちで、人と社会の豊かな未来を創造したい。



NICE WORK
OKUMURA

ナイスワーク

Nice communicatio^N

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

奥村組土木興業株式会社 本社/〒552 大阪市港区三先1丁目11番18号 TEL.(06)572-5301(代表)
支店/東京・京都・兵庫 営業所/神奈川・広島・岡山・滋賀・奈良・徳島・高知・和歌山 他

営業種目 ● 土質試験 ● 地質調査 ● さく井工事 ● 磁気探査

地中の謎を解き、地域に貢献します！

OJC (有)沖縄地盤調査

代表取締役 仲嶺 茂

本社 〒904-01 沖縄県北谷町字桑江478-5 TEL (098)936-9955
営業所 〒904-21 沖縄県沖縄市泡瀬1-2-28 TEL (098)938-2226

表紙写真説明

海水揚水発電技術実証試験パイロットプラント

海水揚水発電技術実証試験パイロットプラントは、沖縄本島北部の国頭村と東村の境界部の太平洋に面した国頭村美作に位置しています。この事業は海を下池として利用する世界初の海水揚水発電所を建設するもので、通商産業省からの委託で電源開発株式会社が実施しており、平成8年9月15日現在における建設工事全体の進捗率は約67%です。

本プラント周辺の陸上部にはヤンバルクイナをはじめ、16種の生物学上貴重な動物が生息し、放水口周辺の海域には珊瑚が広く分布しています。建設工事においては、このような環境との調和をめざし、カメ等の小動物の工事区域内への侵入を防止する柵を設置したり、道路側溝には小動物が転落しても自力で脱出できるようにスロープつきの傾斜側溝を採用するとともに、工事区域内で発生した濁水をすべて貯留池に集水し、濁水処理プラントで浄化した後に近隣の沢へ放流する方法で、赤土の海域への流出を防止しました。また、土捨場には植生の復元を目的として周辺森林と同種の苗木を中心とした植栽を行うとともに、溜池や石積水路を設置して小動物の生息空間を形成するなど、様々な環境保全対策を実施しています。

(文責：電源開発株式会社 池口)

第九回 沖縄地盤工学研究発表会 講演概要集

1996年10月15日発行

編集 第九回沖縄地盤工学研究
発表会実行委員

発行 沖縄地盤工学研究会
〒903-01 沖縄県西原町字千原1
琉球大学工学部環境建設工学科
TEL(098)895-2221 (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