

第二回沖縄土質工学研究発表会

講演概要集



1989年11月17日

沖縄土質工学研究会

第二回沖縄土質工学研究発表会開催にあたって

沖縄土質工学研究会副会長
琉球大学教授 許 光瑞

時の流れが速く、本発表会の第1回目は昨年の11月13日に行なわれ、第2回目の発表会も関係諸氏の御努力によりまして、ここに開催の運びとなりました。会員の一人として慶びに耐えない次第であります。と申しますのは、昨年の開催に当たりまして、会長の上原方成教授から、「是非来年以降も会員諸氏と、この会にて沖縄の土質・地盤の諸問題についてお互いに議論できることを望んで止まない。」ということでありましたので。

小生が日頃常に考えておりますのは、我々土質技術者（または関係者）にとって特に重要と思われるは、現場の諸計測、現場の経験、または現場における調査研究などであるように思います。土質力学または土質工学をより分かり安くするためには、前述のフィードバックなしには為し得ないような気がいたします。特に我々の住んでいる沖縄の地盤の特殊性について、お互いにもっとデータを出し合って、お互いに勉強する機会をもった方が良いように考えます。つまり、本回のような研究発表会を重ねることによって、或いは技術者のどなたでも期待したいような『沖縄地盤図』ができる方向に発展するかも知れないと考えております。確かに数年前、当地で沖縄の地盤および基礎工法について講習会を開催しましたが、その時にフロアから前述の地盤図に対する要望もありました。その時に講師から見せられた地盤の工学的性質から判断すると、かなり難しいようにおもいました。しかし、『群』の力を借りれば何とか最大公約数的なものが出来ないものかと期待しております。先ずはこの研究発表会が末長く続くことを切望して止みません。

最後に、今回の発表会に際しまして、御協力いただきました関係機関、各企業ならびに会員諸氏に対して、厚くお礼申し上げます。

1989年11月17日

目 次

1. 練り返し再圧密した島尻粘土のクリープ特性……………
(琉球大学工学部：原久夫)…… 1
2. 段階急速圧密試験……………
(㈱沖縄技術コンサルタント：平良聰，稻福清美，吉沢光三)…… 5
3. 締め固めた島尻層泥岩土の圧密特性について（その5）……………
(㈱沖縄建設技研：砂川徹男，當山清巳)…… 7
4. 乾燥砂の単純セン断特性における実験的研究（その3；セン断強度と
粒子間摩擦角）…………… (琉球大学：許光瑞，加藤進，田仲恵美)…… 9
5. 国頭礫層の特性について……………
(北部ダム事務所：五道仁実，松隈宣明，仲里純勇)…… 11
6. 琉球石灰岩の路盤材としての規格の再検討……………
(財)沖縄県建設技術センター：松島良成)…… 13
7. コンクリート再生路盤材料の現場利用について……………
(財)沖縄県建設技術センター試験研究部土質室：平良勝則，小野恵助
松島良成，安田隆)…… 17
8. 石炭灰利用による改良土壤での芝栽培試験……………
(㈱鴻池組：中澤重一，篠原淑郎，牛尾弘行)…… 19
9. 最近の新しい土木材料について……………
(三菱油化株式会社：新谷秀人)…… 23
10. 琉球石灰岩層における橋梁基礎杭の載荷試験……………
(沖縄総合事務局開発建設部港湾計画課：中野敏彦，与那嶺和史
沖縄総合事務局石垣港工事事務所：田仲康時)…… 27
11. 琉球石灰岩の載荷荷重と変形の関係……………
(琉球大学工学部：嶺井直樹，上原方成)…… 31
12. 細粒分を含む砂質地盤のS C P 設計法の海上工事への適用……………
(不動建設株式会社特殊工法事業本部研究室：水野恭男
山本実，中角功)…… 35
13. 中城湾港新港地区の埋立て工事の実情について……………
(沖縄県土木建築部中城湾港建設事務所：兼次一郎，喜屋武元秀
株式会社協和建設コンサルタント：城間永誠)…… 37
14. 深層混合工法による護岸基礎の設計と施工例……………
(日本深層地盤改良協会沖縄支部：福田利夫，有限会社大久組：照屋馨)…… 41

15. 屋嘉トンネルの地質と施工……………
(沖縄県土木建築部北部土木事務所：富永実広，玉城孝哲
比嘉和夫，多和田真忠)…… 45
16. 残留強度測定に必要なせん断変位……………
(琉球大学農学部：宣保清一，森英勇，赤嶺光宏
沖縄県北部農林土木事務所：仲村哲)…… 49

1. 練り返し再圧密した島尻粘土のクリープ特性

琉球大学 工学部 原 久夫

1 まえがき

練り返し再圧密した島尻粘土の物理的性質、圧密特性、せん断変形特性、強度特性についてはすでに参考文献¹⁾に報告している。本文ではこの再圧密島尻粘土に一定の荷重を作成させた時、変形が時間的にどのように進行していくかというクリープ挙動について実験した結果を述べる。

2 実験方法

2-1 試料の準備方法と諸特性値

実験に用いた試料は、打ち碎いた島尻泥岩土に水を加え、十分に攪拌した後 K_0 圧密して作成した（詳細は参考文献¹⁾）。出来上がった供試体の諸特性値を表-1に示す。ここで ϕ' は有効応力表示によるせん断抵抗角、Mは破壊時の平均有効応力 p'_z と偏差応力 q_z の比で限界状態線の勾配である。Mと ϕ' には

$$M = \frac{6 - 3 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (1)$$

の関係がある。 K_0 値は静止土圧係数、 α は標準圧密試験における二次圧密期間中のひずみの対数時間軸での勾配である。

2-2 非排水せん断強度 q_r

非排水クリープ試験を行なう時のクリープ荷重の大きさを表示する基準として島尻粘土の非排水せん断強度 q_r を用いる。練り返し島尻粘土の q_r は非排水三軸圧縮試験（CU）によって求めた。圧密荷重 $p'_z=2\text{kgf/cm}^2$ としたとき $q_r=1.50\text{kgf/cm}^2$ である。

2-3 2-1項の方法で作成した島尻粘土の供試体を三軸試験装置にセットし、圧密荷重 $p'_z=2\text{kgf/cm}^2$ で一日間等方圧密した。次に多段階非排水クリープ試験をつぎの三種類の条件で行なった。

供試体①：非排水せん断強度 q_r の20%相当のクリープ応力 Δq_c を4回載荷する。

供試体②：非排水せん断強度 q_r の40%相当のクリープ応力 Δq_c を2回載荷する。

供試体③：非排水せん断強度 q_r の80%相当のクリープ応力 Δq_c を1回載荷する。

表-1 練り返し島尻粘土の特性値

比重	G_s	2.78
液性限界	W_L	60%
塑性限界	W_p	32%
塑性指数	I_p	28%
粘土分		52%
シルト分		41%
砂分		7%
体積圧縮係数	$M_v * p'_z$	= 0.9
二次圧密勾配	α	3.2E-3%/min
f- $\ln(p')$ 切片	N	2.93
f- $\ln(p')$ 勾配	λ	0.170
膨潤時f- $\ln(p')$ 勾配	κ	0.026
f : 比体積、 $f = 1 + e$		
限界状態線勾配	M	1.15
有効せん断抵抗角	ϕ'	28.8°
間隙圧係数	A_r	0.788
非排水強度	q_r / p'_z	0.755
クリープ上限降伏値	q_c' / p'_z	0.67
静止土圧係数	K_0	0.56

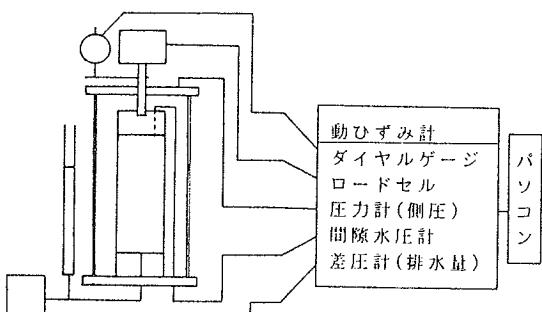


図-1 測定システムの概要

クリープ期間は一日とし最終段階でのクリープが終了後ただちにひずみ速度1%/minで非排水せん断試験を行なった。等方圧密、クリープ、非排水せん断試験過程を通じて供試体の軸変位、間隙水圧、軸力、排水量を測定した。計測コントロールはすべて動ひずみ計を通じてパソコンで行なった。測定記録の最小時間間隔は0.01分である。測定システムの概要を図-1に示す。クリープ期間での供試体断面積増加によるクリープ応力の補正是行なっていない。

図-2に各ケースでの供試体の有効応力経路(ストレスパス)を示す。図の横軸は平均有効応力 p' 、縦軸は偏差応力 q であり、各々次式で表される。

$$p' = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}, \quad q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2)$$

$$\sigma_1 = \sigma_1 - \Delta u \quad (3)$$

$$\sigma_3 = \sigma_3 - \Delta u \quad (4)$$

σ_1, σ_3 : 軸方向、径方向全応力

Δu : 間隙水圧

図中の $C_{20,1}$ 等の記号はクリープ試験の区別を示し、第一添字は Δq_c と q_c との比(%)を、第二添字はそれが何段階目の載荷であるかを示している。

3 結果と考察

3-1 クリープ終了時における変形と応力の状態

図-3にクリープ終了状態における偏差応力 q 、平均有効応力 p' 、各段階ごとの間隙水圧の増分 Δu 、せん断ひずみ増分 $\Delta \gamma$ を示す。

図-3aはクリープ応力 Δq_c に対するせん断ひずみ増分と間隙水圧増分の応答を示す。間隙水圧増分はクリープ応力に比例して増加しているが、せん断ひずみ増分はクリープ応力が大きくなるにつれて急激に大きくなる。

また、図-3bはせん断ひずみ増分 $\Delta \gamma$ と間隙水圧増分 Δu をクリープ応力 Δq_c で割り、単位荷重に対するせん断ひずみ増分、間隙水圧の増分で表しそれらと、クリープ荷重載荷前の応力比($\eta_A = q_c / p'$)との関係を示す。この図からクリープ過程中のせん断ひずみは、クリープ応力が同じであってもその応力が載荷される直前の応力状態(η_A)によって大きく影響されることが分かる。

たとえば、供試体①($C_{20,1}$)の場合についてみると、

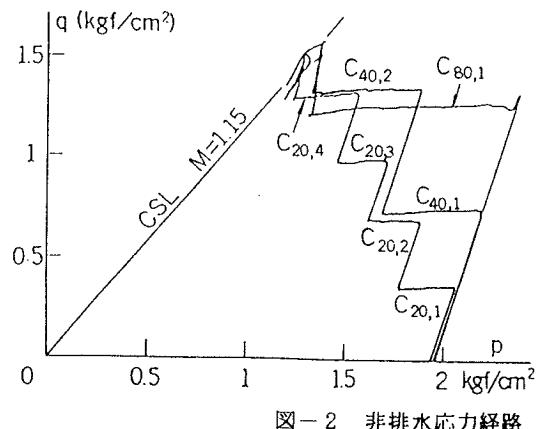


図-2 非排水応力経路

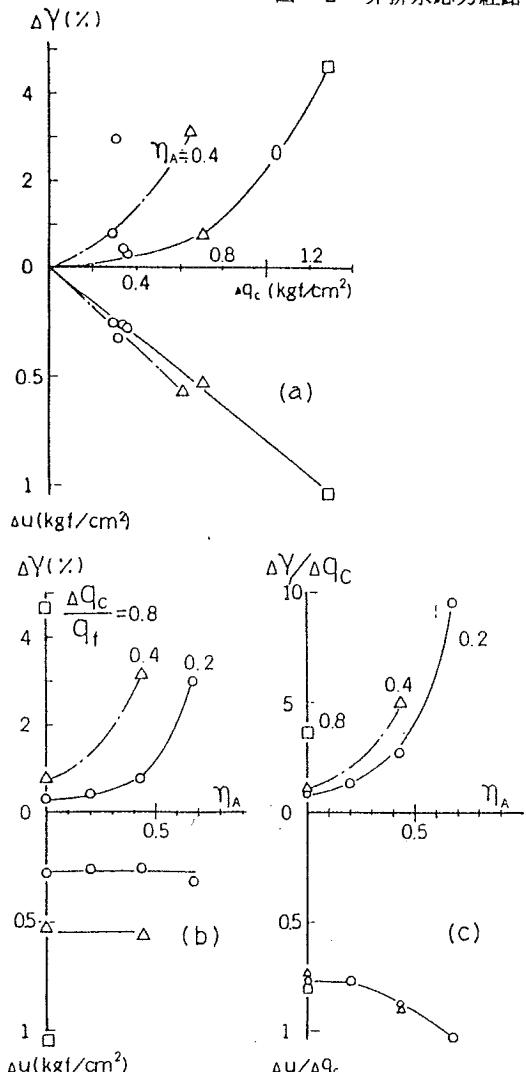


図-3 非排水クリープ終了時の状態量

γ_A の小さい第一段載荷のせん断ひずみ増分は $\Delta\gamma(C_{20,1})=0.307\%$ であるのに対し、 γ_A の大きい第四段載荷のせん断ひずみ増分は $\Delta\gamma(C_{20,4})=2.987\%$ と約10倍も発生している。この事実は、実地盤で応力比が高い場合にはわずかの荷重増分でも過大な変形あるいは破壊の危険性が高いことを示すものである。

逆に間隙水圧の増分はそれほど影響されないことが分かる。間隙水圧の応答はせん断ひずみ程には鋭敏でないので軟弱地盤の破壊に対する施工管理の手法として間隙水圧挙動を使うのは有効的でないといえる。

3-2 クリープ中のせん断ひずみと間隙水圧挙動

図-4、5、6はそれぞれクリープ期間中におけるせん断ひずみ速度 $\dot{\gamma}$ 、間隙水圧増分速度 \dot{u} 、対数時間 $\log t$ の関係を示している。ただしせん断ひずみ速度 $\dot{\gamma}$ 、間隙水圧増分速度 \dot{u} はクリープ応力 Δq_c で割り正規化している。

図に示した例は、供試体①($C_{20,1}$)の第一段載荷($C_{20,1}$)と第四段載荷($C_{20,4}$)の場合である。図に示すように $\log(\dot{\gamma}/\Delta q_c)$ と $\log(\dot{u}/\Delta q_c)$ は対数時間 $\log t$ と直線関係にある。ひずみ速度は載荷直前の応力状態によって大きく影響される様子が分かる。

またこれらの図中でプロット点のそれぞれは、勾配が同一であるいくつかの直線上に乗っているようである。その勾配はせん断ひずみ速度 $\dot{\gamma}$ 、間隙水圧増分速度 \dot{u} ともほぼ-1であることから、クリープ過程でのひずみ速度と間隙水圧増分速度とには比例関係が成立することが分かる。

図-6は $\log(\dot{\gamma}/\Delta q_c)$ と $\log(\dot{u}/\Delta q_c)$ の関係を示す。両者には明瞭な直線関係があり、その傾きが-1であることから上で述べた比例関係が成立している。詳細は省略するが、この時の比例係数は応力比に依存し、応力比が大きくなると比例係数は小さくなる^{2)、3)}。破壊状態に近づき応力比が大きくなると、その比例係数は非常に小さくなり実質的には、ほぼ0となる。

3-3 クリープ終了後の非排水せん断挙動

図-7にクリープ終了後の非排水せん断試験結果を示す。図-7は応力～ひずみ～間隙水圧関係である。せん断前の応力比が高いので、非常に小さいひずみ($\varepsilon_r=0.19-0.34\%$)で破壊し、その後急激な軟化現象を示す。この非排水せん断挙動は応力比の高い正規圧密粘土の特長である⁴⁾。

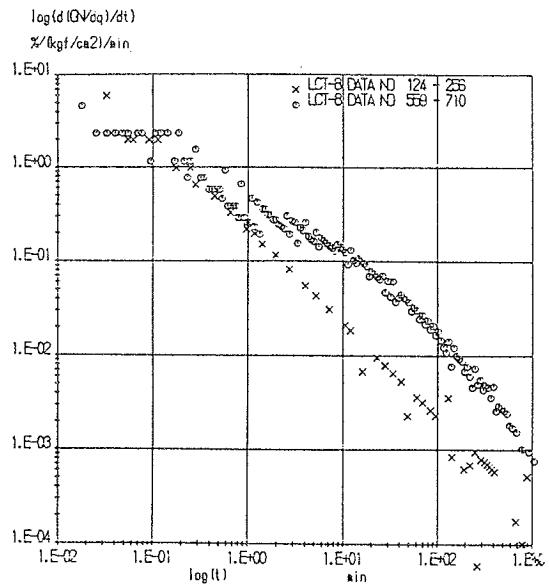


Fig. 4 Relationship between $\log(t)$ and $\log(d(GV/dq)/dt)$

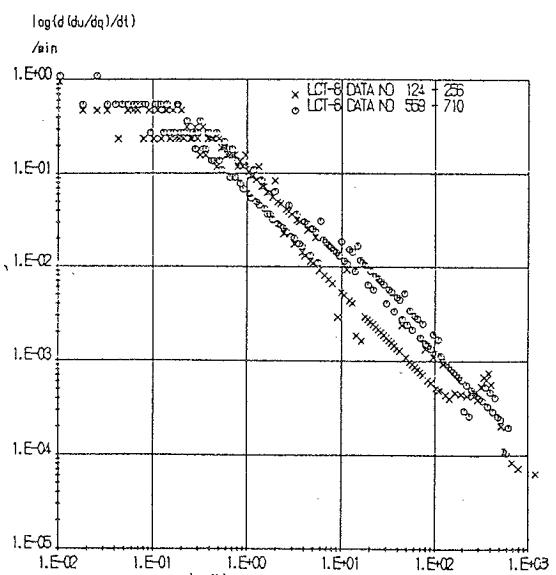


Fig. 5 Relationship between $\log(t)$ and $\log(d(du/dq)/dt)$

全 結論

練り返し再圧密した島尻粘土の非排水クリープ試験の結果をまとめると次のようにある。

1 クリープひずみは、その荷重が作用する直前の応力状態によって大きく左右される。応力比が高い場合にはわずかの付加荷重でも大きなせん断ひずみが生じる。

2 クリープによって発生する間隙水圧はせん断ひずみほどには鋭敏でない。そのため破壊を念頭において計測管理には間隙水圧測定は有効でない。

3 クリープ過程における対数せん断ひずみ速度、対数間隙水圧増加速度は対数時間に比例して減少する。その比例係数はクリープ荷重が作用する前の応力比に依存する。

4 クリープ過程における間隙水圧増加速度はせん断ひずみ速度に比例する。その比例係数はクリープ荷重が作用する前の応力比に依存する。

5 大きなクリープ荷重を受け、応力比が高い状態にある供試体に対し非排水せん断を行なうと、非常に小さいひずみで破壊し、その後急激な軟化現象を示す。

謝辞：本論文にかかる実験は本学卒業生下地浩之君（東急建設）、仲松明君（三井建設）によるものです。ここに記して謝意を表します。

参考文献 1)原久夫：練り返した島尻粘土の諸性質について、第一回沖縄土質工学研究発表会講演概要集、1988.11, pp42-45. 2)原、上原、下地：正規飽和粘土の多段階非排水クリープ試験について、第24回土質工学研究発表会発表講演集、1989.6, pp625-628. 3)原、上原：非排水クリープ過程におけるひずみ速度と間隙水圧増加速度の関係について、土木学会第44回年次学術講演会講演概要集第3部、III-174、平成元年10月、pp422-423. 4)原、上原、下地：異方圧密粘土とクリープ応力を受けた粘土の非排水せん断特性の比較、第23回土質工学研究発表会発表講演集、1988.6, pp527-530.

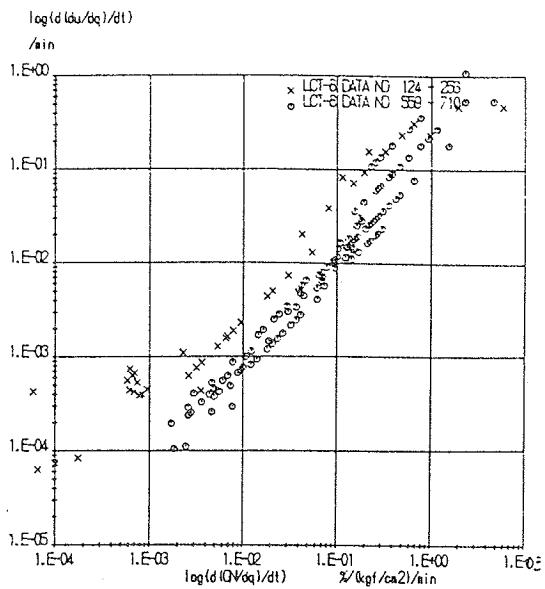


Fig. 6 Relationship between $\log(d(\log(d\sigma/dq)/dt)/dt)$ and $\log(dQV/dq)/dt$

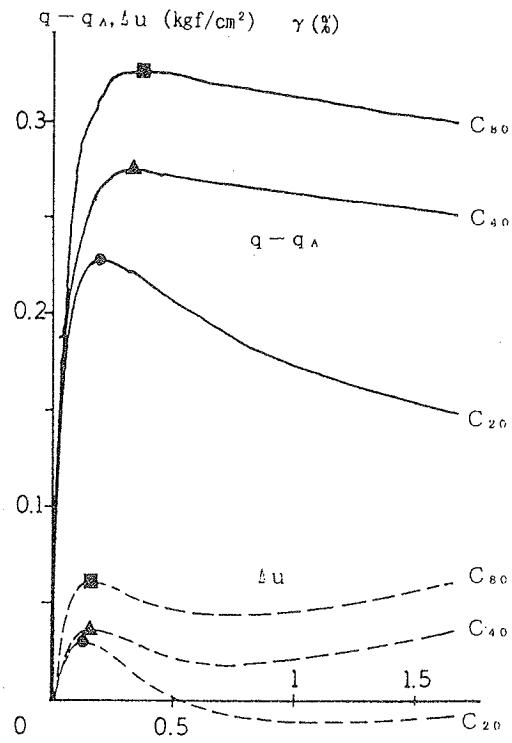


図-7 応力～ひずみ～間隙水圧関係

2. 段階急速圧密試験

(株) 沖縄技術コンサルタント

○ 平良 聰 稲福 清美 吉沢 光三

1. はじめに

現行の室内標準圧密試験は各段階荷重の所要時間として24時間を設定しているため、一連の圧密試験を終了するためには7~10日間を要し、他の試験に比べて手間がかかり効率が非常に悪い。標準圧密試験における一荷重段階は24時間の載荷時間には理論的必然性はなく、便宜的に決められたものである。そこで圧密定数を合理的に定めようとする研究が1950年代から試みられるようになり、1988年10月に特殊圧密試験に関するシンポジウム¹⁾が開かれこれらの問題に対して言及している。今回は、島尻層群に由来する軟弱粘土を採取し、圧密時間の短縮による圧密定数を検討したものである。

2. 試験及び試験結果

段階方式のものはテルツアギーの一次元圧密理論で取り扱われる、いわゆる一次圧密の部分は短時間に終了するので、各段階の載荷時間を短縮することにより圧密定数を得ようとするものである。

圧密試験の時間短縮については、Northe²⁾の研究がある。Northe^yは4種類の粘土スラリーと2種類の自然試料について載荷時間20分（この載荷時間の設定は全行程が8時間以内に終了できることからである）の段階載荷方式による急速圧密試験を行い、24時間載荷の場合との両者の間に実用上の差異がないことを報告している。

しかし、この場合には短時間に終了させる土には適用限界があるとしている。すなわち、Taylor法により圧密係数を求めるには、一次圧密（90%）が20分以内で終了するような土であることが必要である。この結果、圧縮性の小さい土では $C_v > 0.0387 \text{ cm}^2/\text{min}$ ($55.74 \text{ cm}^2/\text{day}$)、また圧縮性の大きい土でも $C_v > 0.00387 \text{ cm}^2/\text{min}$

($5.574 \text{ cm}^2/\text{day}$) が適用範囲であることが指摘されている。今回の試験における圧密載荷時間の設定においては、図-1にみられるように既存のデータの t_{90} の値を参考にして決定した。この図からすると、10分以内で t_{90} が得られる。しかし、幾つかは20分程度までもみられることから、今回の載荷時間を30分とした。もう一方、60分及び24時間載荷の試験を行った。ここに、24時間載荷は標準圧密と呼ぶ。

図-2の $e \sim \log P$ 曲線をみるとそれぞれの載荷時間においては、大きなバラツキはないが、載荷時間が短くなると、標準圧密載荷の下側になる傾向がみられる。図-3及び図-4にそれぞれの載荷時間によって得られた圧密降伏応力 P_c と圧縮指数 C_c の関係を示した。図-3の圧密降伏応力 P_c は、標準圧密載荷の値よりも大きい傾向にあり、載荷時間が短くなるほど P_c は大きくなる。このことから P_c に関しては載荷時間の影響が顕著である。逆に、図-4でみられる圧縮

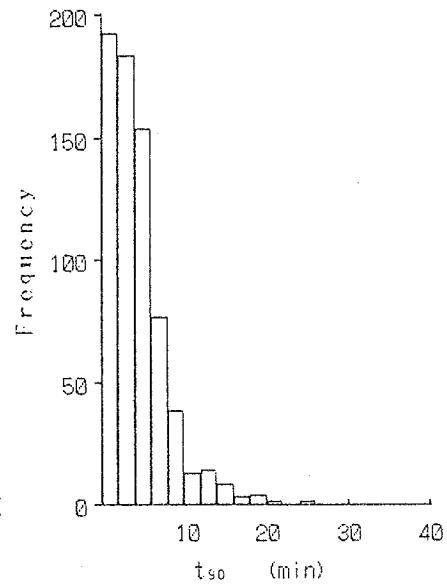


図-1 t₉₀

指數は低めの傾向がある。

3. あとがき

今回検討した急速段階載荷圧密試験の結果、急速載荷による $e \sim \log P$ 曲線は標準圧密載荷試験の曲線よりも下側に位置するが、曲線群の傾向において試験（載荷時間）の違いによる顕著なちがいはみられないようである。今回の報告においては、試験数量が少ないため、Northebyが言うように実用に至るまでの検討には及ばなかつた。今後は、他の定数と合わせて、改良された定率ひずみ速度圧密試験を実施する予定であり、それらの結果と比較検討し報告

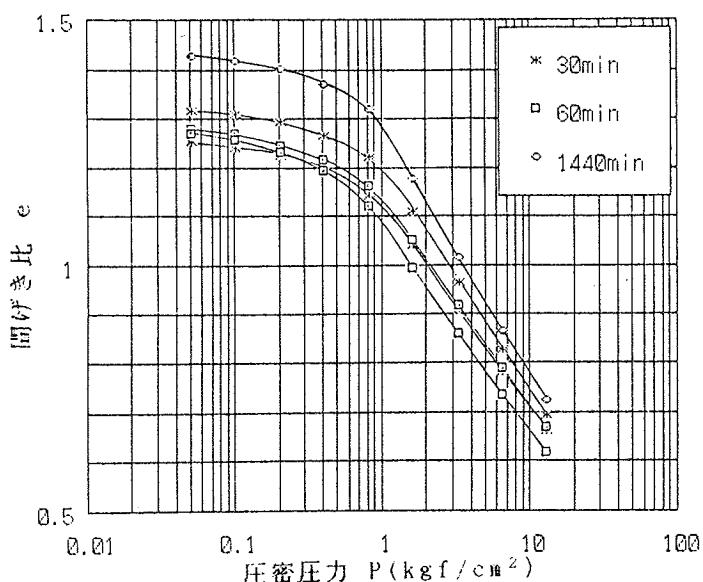


図-2 $e \sim \log P$ 曲線

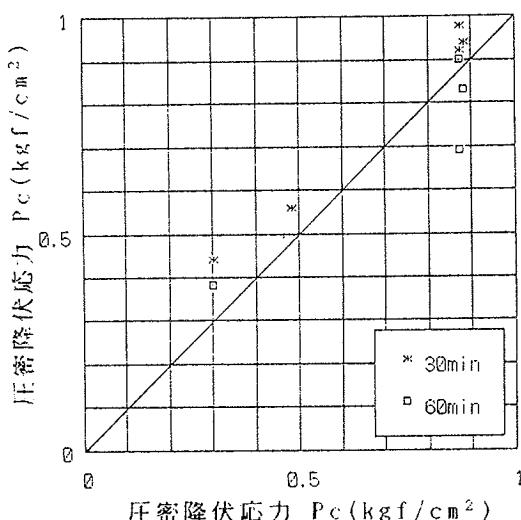


図-3 圧密降伏応力

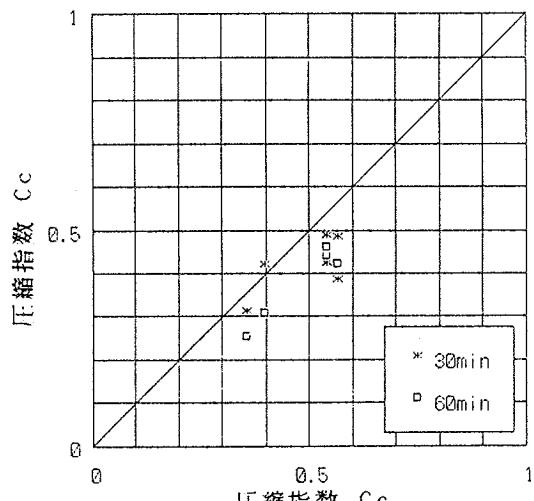


図-4 圧縮指数

する予定である。

参考文献

- 1) 特殊圧密方法に関する研究委員会：特殊圧密シンポジウム発表論文集，土質工学会，1988.10.
- 2) Northeby, R.d.,:Rapid consolidation test for routine investigations, Proc. 2nd Australia-New Zealand Conference on S.M.F.E., 1956, PP. 20-26.

3. 締め固めた島尻層泥岩土の圧密特性について（その5）

（株）沖縄建設技研 ○砂川徹男
〃 當山清巳

1. まえがき

沖縄本島中南部に広く分布する新世代第三紀の島尻層泥岩を安定処理して盛土材料等に利用する目的で継続実験を行っている。これまでにも一部報告してあるが、今回は泥岩土の初期含水比を25%，30%および35%に変化させ、安定材を用い3種類の方法で突き固めた泥岩土の圧密特性について比較検討した。

2. 試料および試験方法

試料は沖縄県浦添市において新鮮な泥岩地山を土工機械で掘削し、自然含水比の状態で袋詰めにして試験室へ搬入し、木づちで粉碎しながら手でほぐし、2.5~4mmふるいを通して試験に供した。試料の物理的性質は、土粒子の比重2.721、粒度組成は砂分4.5%，シルト分63.5%，粘土分32.0%、液性限界67.4%および塑性限界25.7%である。日本統一土質分類法によると三角座標でF、塑性図でCHに分類される。

圧密試験用供試体は内径15cmのモールドと質量4.5kgのランマーを用いて作製した。試料の含水比は25%，30%および35%に調整し、これに安定材を混合して突き固めを行った。突き固め方法は突き固め層数3、各層当たりの突き固め回数をそれぞれ17，42および92回とし、ランマーの落下高さは4.5cmとなっている。安定材はセメント系で軟弱地盤用として改良されたものである。モールド内で3層に突き固めた試料は中央部分を圧密リングに入るよう成形し、標準圧密試験を実施した。

3. 試験結果および考察

図-1は初期含水比が異なる3種類の泥岩土に安定材を混合して3種類の方法で突き固めた後、圧密リングに入るよう成形した供試体の締固め仕事量と初期間隙比の関係である。初期含水比が25%と30%の場合、初期間隙比は締固め仕事量の増加に伴い減少する傾向を示しているが、初期含水比が35%の場合には、締固め仕事量が増加しても初期間隙比は必ずしも増加しないことを示しており、高含水比粘土の締固め特性を示している。

図-2は締固め仕事量と飽和度の関係を示したものである。飽和度は初期含水比がいずれの場合でも締固め仕事量の増加に伴い増加する傾向を示しているが、その増加割合は初期含水比が25%の場合に著しく、初期含水比の増加に伴い小さくなる傾向を示している。

図-3は図-1および図-2に示した状態の供試体について標準圧密試験を行ったときの $e - \log p$ 曲線である。各々の段階における圧密圧力に対する間隙比

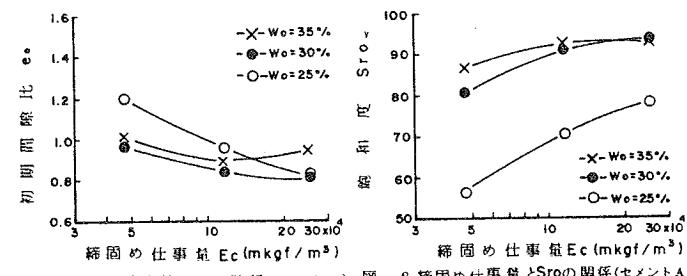


図-1 締固め仕事量と e_0 の関係(セメントA) 図-2 締固め仕事量と S_r の関係(セメントA)

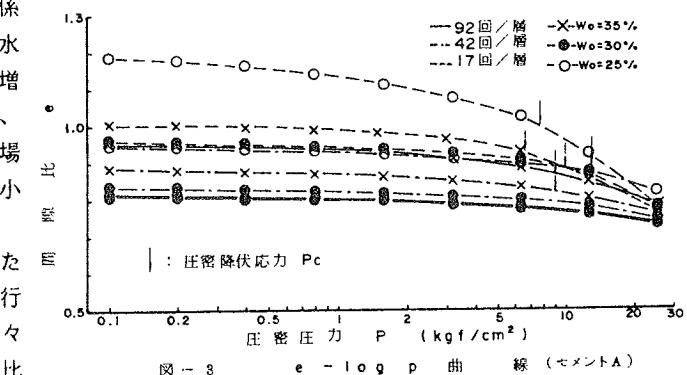


図-3 $e - \log p$ 曲線(セメントA)

は初期含水比が25%と30%の場合は突固め回数の増加に伴い小さくなっている。しかし、初期含水比が35%の場合、間隙比は仕事量の増加に伴い必ずしも小さくなるとは限らず、初期間隙比や飽和度同様、高含水比粘土の締固め特性によるものと考えられる。

図-4は締固め仕事量と図-3から得られる圧縮指数の関係を未処理土と比較して示してある。圧縮指数は締固め仕事量の増加に伴い減少する傾向を示している。初期含水比が25%および30%で、1層当たりの突固め回数が92回の場合は圧縮指数が得られず、初期含水比が35%で1層当たりの突固め回数が42回と92回の圧縮指数はほぼ同様な値を示している。

図-5は乾燥密度と圧縮指数の関係を未処理土と比較して示してある。圧縮指数は締固め仕事量の関係と同様に、乾燥密度の増加に伴って減少している。

図-6は締固め仕事量と圧密降伏応力の関係を未処理土と比較して示したものである。圧密降伏応力は締固め仕事量の増加に伴い増加する傾向を示している。安定材を用いて締固め仕事量が大きくなると圧密降伏応力を示していない場合があるが、これは安定材を用いることにより改良効果が大きくなり、標準圧密試験では圧密降伏応力が得られないことがある。また、初期含水比が同一の場合、安定材を用いた場合の圧密降伏応力が大きくなり、その改良効果を示している。

図-7は乾燥密度と圧密降伏応力の関係を未処理土と比較して示したものである。初期含水比が25%と30%の場合、圧密降伏応力は乾燥密度の増加に伴い増加する傾向を示しているが、初期含水比が35%の場合には異なった傾向を示している。すなわち、高含水比粘土は仕事量が大きくなつても必ずしも乾燥密度は増加しないことによるものと考えられる。

図-8は平均圧密圧力と体積圧縮係数の関係を示している。例外を除き体積圧縮係数は平均圧密圧力の増加に伴い減少する傾向を示している。初期含水比が25%および30%の場合の体積圧縮係数は締固め仕事量が大きいほど小さく出る傾向にあるが、初期含水比が35%の場合は異なる傾向を示しており、高含水比粘土の特性によるものであろう。

4. あとがき

今後は他の安定材についても比較検討していくたい。

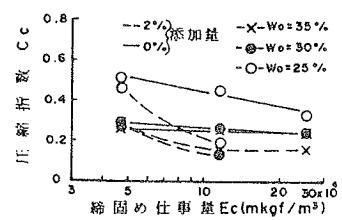


図-4 締固め仕事量とCcの関係(セメントA)

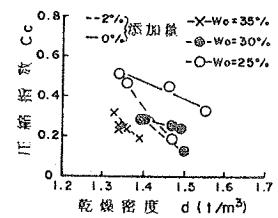


図-5 乾燥密度とCcの関係(セメントA)

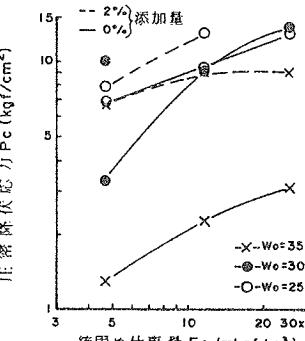


図-6 締固め仕事量とPcの関係(セメントA)

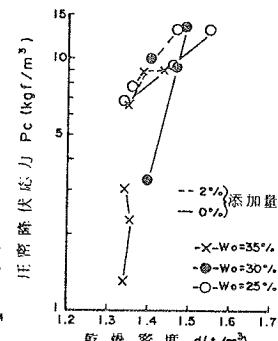


図-7 乾燥密度とPcの関係(セメントA)

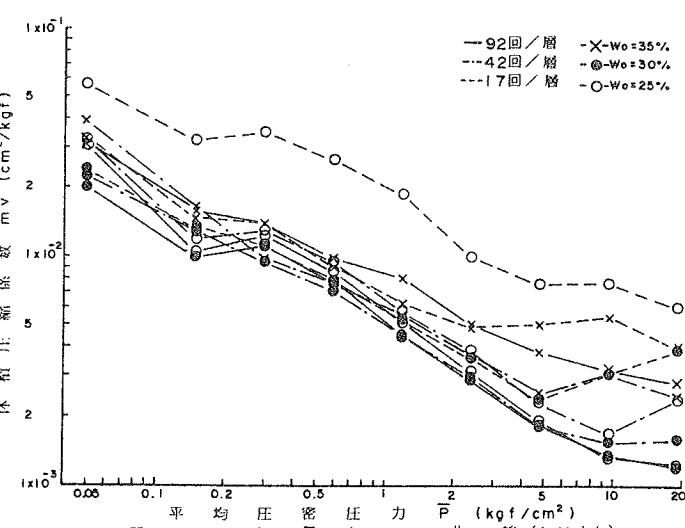


図-8 平均圧密圧力と体積圧縮係数の関係(セメントA)

4. 乾燥砂の単純セン断特性における実験的研究 (その3; セン断強度と粒子間摩擦角)

琉球大学 許光瑞、加藤進、○田仲恵美

1. はじめに

本研究では、単純セン断におけるセン断強度と粒子間摩擦角の関係を明らかにすることを目的とする。

具体的には密度、拘束圧、砂の種類及び供試体の拘束方法をかえて、ダイレイタンシー特性及び粒子間摩擦角のセン断強度への影響を調べた。

2. 単純せん断特性に関する既往の研究

Oda¹⁾は2次元のモデルをもちいて次式を求めた。

$$\tau / \sigma_v = \kappa \cdot \tan \phi \quad (1)$$

ここに、 τ はせん断応力、 σ_v は垂直応力、 ϕ は鉛直軸に対する最大主応力軸の傾き角、 κ は粒状体の粒子間摩擦角によってのみ決まる定数。また、Odaは次の応力～ダイレイタンシー式を導いた。

$$\frac{\tau}{s} = \frac{\cos(\xi - \phi)(\tan^3 \theta - 1) - \dot{v}/\dot{\gamma}(\tan^3 \theta + 1)}{\cos(\xi - \phi)(\tan^3 \theta + 1) - \dot{v}/\dot{\gamma}(\tan^3 \theta - 1)} \quad (2)$$

ここに、 $t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ 、 $s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ 、 $\theta = \pi/4 + \phi_\mu/2$ 、 \dot{v} は体積ヒズミの増分、 $\dot{\gamma}$ は最大せん断ヒズミの増分、 ξ は鉛直軸に対する最大主ヒズミ増分軸の傾き角、 ϕ_μ は粒子間摩擦角。 $\dot{v}/\dot{\gamma} = 0$ となる時の τ/s は次式になる。

$$\left(\frac{\tau}{s} \right)_0 = \frac{\tan^3(\pi/4 + \phi_\mu/2) - 1}{\tan^3(\pi/4 + \phi_\mu/2) + 1} \quad (3)$$

落合²⁾は(1)式の定数 κ を次式のように表した。

$$\kappa = (\tau / \sigma_v) = \sin \phi_{cv} \quad (4)$$

ここで、 ϕ_{cv} はCritical stateにおいて発揮されている摩擦角。さらに落合は、静止土圧状態において発揮されている摩擦角は粒子間摩擦角に等しいと考え、次式を得た。

$$\kappa = \sin \phi_{cv} = 2 \cdot \sin \phi_\mu / (1 + \sin \phi_\mu) \quad (5)$$

Caquot³⁾は滑り面上の粒子の接触面を集めると、ある球面上に隙間なく張り付けられると仮定し、次式を導いた。

$$\tan \phi_{cv} = (\pi/2) \cdot \tan \phi_\mu \quad (6)$$

3. 粒子間摩擦角 κ および内部摩擦角 ϕ の推定手順

1).鉛直軸に対する最大主応力軸の傾き角 ϕ と最大主ヒズミ増分軸の傾き角 ξ は、セン断応力のピーク付近で一致すると仮定し、(1)式より κ を求める。

2).限界間隙比の状態において次式⁴⁾が成立すると考え、 κ より ϕ_μ を求める。

$$\kappa = (\tau / \sigma_v)_{cv} = \frac{\tan^3(\pi/4 + \phi_\mu/2) - 1}{\tan^3(\pi/4 + \phi_\mu/2) + 1} \quad (7)$$

3).応力比 τ / σ_v と内部摩擦角 ϕ との間に成立する次式⁵⁾によって ϕ を求める。

$$\sin \phi = \frac{(\tau / \sigma_v)^2 + \kappa}{(\tau / \sigma_v)^2 + \kappa \cdot (2 - \kappa)} \quad (8)$$

表-1. 試料の一般的性質

	豊浦標準砂	川砂(台)
土粒子比重Gs	2.65	2.72
最大密度 γ_d max(gf/cm ³)	1.640	1.688
最小密度 γ_d min(gf/cm ³)	1.333	1.379
有効粒子径 D ₁₀ (mm)	0.121	0.260
均等係数 Uc	1.57	3.00

表-2 敷密密度(gf/cm³)

ケース	D _r (%)			
	100%	80%	60%	40%
①・②	1.635	1.576	1.507	1.444
③	1.687	1.614	1.549	1.487

表-3 実験シリーズ

ケース	D _r (%)	σ_v (gf/cm ³)	試料及び拘束方法
①	40	0.5	・豊浦標準砂 ・ワイヤー補強 メンブレン
	60	1.0	
	80	2.0	
②	40	0.25	・豊浦標準砂 ・リング拘束
	60	0.5	
	80	1.0	
	100	2.0	
③	40	4.0	・川砂(台湾産) ・リング拘束
	60	2.0	
	80	0.5	

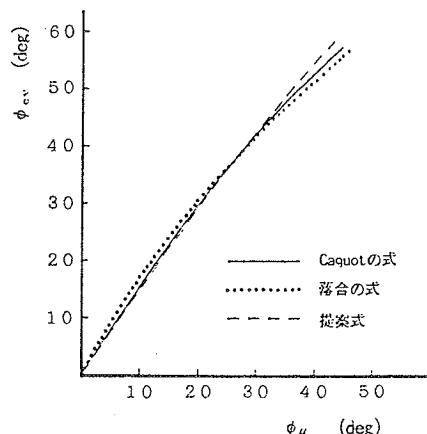


図-1 ϕ_{cv} と ϕ_μ の関係

4. 実験概要

本実験に用いた試験装置及び供試体の形状は前報告と同様であるのでここでは省略する。試料は豊浦標準砂と川砂（台湾産）であり、気乾状態で用いた。一般性質は表-1に示す。設定密度は $\sigma_v = 0.1(\text{kgf/cm}^2)$ で表-2に示す4段階とした。設定範囲は所定の相対密度に対して $\pm 3\%$ 以内とした。表-3に実験シリーズを示す。ケース①は前報告に示したものであり、ケース②と③が今回の実験でのデータである。供試体の側方はリング（厚さ1mm, 47枚）によって拘束されている（SG I型）。供試体作成方法はケース①と②は多重フルイ法、ケース③は突き固め法により作成した。

5. 実験結果及び考察

1) 内部摩擦角 ϕ と粒子間摩擦角 ϕ_μ

密度とセン断強さを $\phi(e_{in} + 1)$ で表し、粒子間摩擦角 ϕ_μ の関係を図-4に示す。若干のばらつきはあるが両者には直線関係があるようと思われる。このことより、セン断強さは間隙比と粒子間摩擦角によって決定されるのではないかと考えられる。

2) 体積ヒズミ増分と応力比

体積ヒズミ増分とセン断応力比の関係を図-3に示す。この図において、相対密度が大きくなると体積ヒズミ増分も大きくなっている。また、密度ごとにほぼ一定値を示している。図におけるばらつきは、セン断強度をダイレイタンシーの違いだけでは説明できないことを示している。

3) セン断強度と粒子間摩擦角及びダイレイタンシー

セン断中に供試体は体積変化をおこす。このことを考慮し、体積変化による仕事量の分だけセン断強度を補正することによって次式が仮定される。

$$\tau / \sigma_v = (1 + \dot{\epsilon}_v / \dot{\gamma}_H) \cdot \kappa \quad (9)$$

ここで、 $\dot{\epsilon}_v / \dot{\gamma}_H$ は体積ヒズミ増分とセン断セズミ増分の比である。この式の左辺を縦軸に右辺を横軸にとりセン断応力が、ピークの時の結果を示したのが図-4である。図中の実線は 45° の傾きを示しており、両者は等しいといえる。

6. まとめ

せん断強度は間隙比とモーピライズされた粒子間摩擦角によって決定されると考えられる。せん断応力がピークに達する時のダイレイタンシーの値は間隙比のみによって決まるのではなく、モーピライズされた粒子間摩擦角とも関係がある。また、その時の主応力軸の回転角は主ヒズミ増分軸の回転角と関係があると予想される。

（参考文献）

- 1). Oda:ON STRESS-DIRATANCY , SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.15, No.2, June. 1974
- 2)5). 落合：直接セン断試験における砂の挙動、土質工学会論文報告集、Vol.15, No.4, Dec. 1975
- 3). Caquot: 山口柏樹(1978)、土質力学(技報堂出版)、pp.210
- 4). 許、他：みかけの粒子間摩擦角、第24回土質工学研究発表会講演集

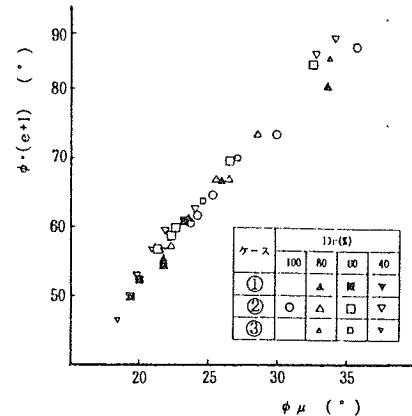


図-2 内部摩擦角と粒子間摩擦角の関係

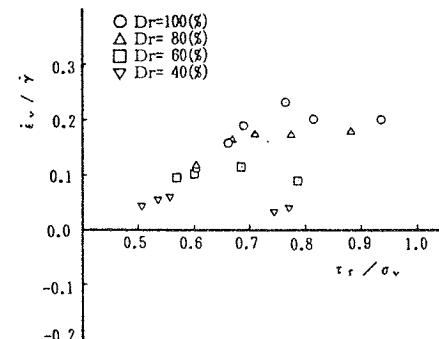


図-3 セン断強さとダイレイタンシーの関係

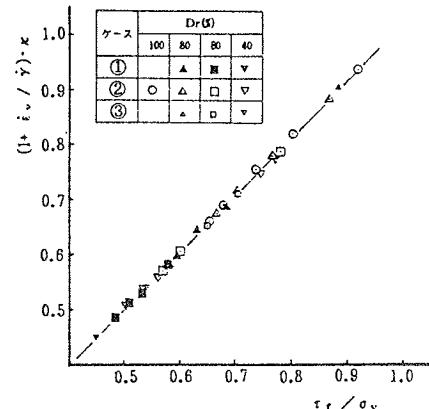


図-4 セン断強さとκの関係

5. 国頭礫層の特性について

北部ダム事務所

○ 五道 仁実 松隈 宣明 仲里 純勇

1. まえがき

沖縄本島中北部には第四紀更新生の未固結堆積物である国頭礫層が広く分布する。

本報告は、国頭礫層の物理的特性及び透水性、強度、変形等の工学的特性について現在までに得られている調査結果をとりまとめ報告するものである。

2. 本島中北部に分布する国頭礫層

現在、本島北部、中部の3地点に分布する国頭礫層について調査を実施している。

国頭礫層は基盤岩が露出していた後背山地を供給源として堆積したものであると考えられ、各ダムでその基礎岩盤には違いがあるが、この違いが国頭礫層全体の性状にどのように反映されるかは現在明確ではない（表-1）。本報告では、3地点の国頭礫層の各々の特性について考察する。

3. 国頭礫層の特性

表-1 土質層序

地質時代	Aダム		Bダム		Cダム	
		冲積層 (1~8m)		冲積層 (3~10m)		冲積層 (約3m)
第四紀	更新世	国頭礫層 (s i) 5m	シルト層 (g) 30m	国頭礫層 (k s) 5m	シルト層 (k g) 30m	国頭礫層 (re) 50m
先第四紀		名護層群 砂粘板岩	嘉陽層 砂岩粘板岩互層			名護層群 千枚岩

表-2 国頭礫層の特性

土質	Aダム		Bダム		Cダム	
	シルト層	礫層	シルト層	礫層	砂層	礫層
粒 分 %	—	—	0	36.7~54.1	0.0~71.0	31.0~65.4
砂 分 %	—	—	17~35	19.5~39.5	18.0~84.7	16.2~40.0
特 性	シルト分%	—	22~51	13.7~16.7	4.9~36.0	9.0~15.7
	粘土分%	—	30~44	7.4~11.3	4.0~11.2	4.0~10.0
水 分 %	W _r %	—	—	19.3~28.7	22.4	30.8
	W _w %	—	—	11.7~20.4	14.2	16.7
	I _r %	—	—	6.8~9.5	8.2	14.1
含 水 比	25.1~25.5	20.2	24.7~32.5	15.3~18.0	8.0~22.7	9.7~14.0
比 重	2.74~2.77	2.74	2.73~2.78	2.68	2.65~2.78	2.69~2.80
湿潤密度	2.00~2.01	2.05	1.88~1.97	1.90~1.99	—	—
乾燥密度	1.59~1.61	1.63	1.43~1.58	1.02~1.70	—	—
間隙比	0.73	0.69	0.76~0.91	0.68~0.88	—	—
N 値	7~27	14~38	8~16	7~114	2~	8~
C(kgf/cm ²)	0.8~1.2	0.45	0.07~0.85	0.63	0.15~0.65	0.19
φ(°)	24.0~24.5	21.5	16.8~31.6	37.4	24.5~35.5	34.7
透水性	—	—	$1 \times 10^{-4} \text{~cm}^2/\text{s}$			

これらのデータは深度がシルト層で0~5m程度、礫層で1~8m程度のものであり表層部の値である。N値、CBR、せん断抵抗角の関係については国頭礫層のデータ数が少なく、これだけでは一概に論ずることはできないが、国頭礫層につづく風化した基盤岩のデータと合わせて考察するとそれぞれの相関が認められた。

2) Bダムに分布する国頭疊層

Bダムに分布する国頭疊層は大別して、シルト層と疊層に分類される。シルト層は国頭疊層の最上位に分布しており、概して締まっていて透水性は低い ($1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ オーダー) が、一般に軟質で粒径が揃っている。疊層は幅広い粒度分布を示すが全体に偏りのない良好な粒度分布である。疊径は概ね $5 \sim 10 \text{ cm}$ で砂岩を主体とする円疊よりなり全体として締まっている。透水性はさまざまな試験方法により測定されているが、測定値はかなり幅をもっており、これは疊層の粒度構成に起因するものと考えられる。全体的な透水係数としては $1 \times 10^{-4} \sim 10^{-5} \text{ cm/s}$ オーダーであるが、局的には $1 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ 前後の高透水部が介在する。力学試験としてシルト層に対して標準貫入試験、オランダ式貫入試験、三軸圧縮 (C.U.) 試験を実施した (表-3)。q.c 値と N 値との関係は高標部では $q.c = 3N$ の関係が確認された。また低標高部では両者に明確な相関が認められず、一因としては地下水位が影響しているのではないかと考えられる。疊層については孔内載荷試験 (K.K.T.)、標準貫入試験、大型一面せん断試験を実施している (表-4)。K.K.T. の結果、疊層の弾性係数 (E.t) は概ね $500 \sim 1200 \text{ kg/cm}^2$ であり、また N 値と E.t の間には相関関係が認められた。

表-4 力学試験結果 (疊層)

表-3 力学試験結果 (シルト層)

採取位置		粘着力 C(kg/cm ³)	内部摩擦力 φ(度)		
深度(m)				N 値	q.c
1	2.0 ~ 3.1	0.19	24.3	6	—
	4.5 ~ 5.1	0.82	16.6	10 ~ 16	—
2	2.35 ~ 3.0	0.07	31.6	7 ~ 9	20
	4.3 ~ 5.1	0.85	20.8	9	25
3	2.4 ~ 3.1	0.32	25.4	9 ~ 5	19
	7.5 ~ 8.0	0.15	24.3	8	20
平均		0.40	23.8	8.7	21

3) Cダムに分布する国頭疊層

Cダムに分布する国頭疊層は大別して粘土層、砂層、疊層に分類され、調査は砂層、疊層を中心として行っている。疊層の粒度分布はBダムのそれと同様に全体に偏りのない良好な分布を示すのに対し、砂層は粒度分布曲線でシルト以上の粒径で明瞭な立ち上りを示し粒度分布に著しい偏りが認められる。透水性は砂層で概ね $1 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ オーダー、疊層で $1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ オーダーであることが確認されている。

力学試験は標準貫入試験、三軸圧縮 (C.U.) 試験、圧密試験を実施している。N 値はばらつきが大きく一概に判断できないが、深度とともに増加する傾向が見られる。特に砂層は深度 5 m 付近までは N 値 10 以下のものが多くみられるが、深度 10 m 以深では大部分が N 値 20 以上となる。また圧縮指数 (C.c) は砂層で 0.09 ~ 0.14、疊層で 0.14 ~ 0.16 であり圧縮性の小さい地盤であると考えられる。

4. あとがき

本報告では各地に分布する国頭疊層に対して実施された調査結果を各々について概説的に述べることにとどまった。それぞれのダムにおいて調査目的が異なるため試験方法、項目も異なり、一概に各ダム間の国頭疊層の特性を比較することはできないが、個々の国頭疊層の特性は把握されたと考えられる。今後は、各地の国頭疊層の工学的特性を比較し次の機会に発表することとした。

6. 琉球石灰岩の路盤材としての規格の再検討

所属 (財) 沖縄県建設技術センター
氏名 松島 良成

1. まえがき

沖縄県で路盤材として使用されている琉球石灰岩は、その特性によりアスファルト舗装要綱における規格（粒度、すり減り減量など）には、適合しない骨材が多いが、修正CBRは、100～200程度と路盤材としては十分なものがほとんどであることが、これまでの実績よりわかつってきた。

アスファルト舗装要綱においては、「骨材の品質や粒度に関する規格は一般的な標準を示すもので、規格の規定には適合しない骨材でも、現場の経験や室内の研究などから、所要の品質の舗装が得られると判断される場合はそれを使用できるので、使用目的に応じて経済性を考慮した適切な選定が必要である。」とある。琉球石灰岩は沖縄地方において有効利用を図るべき地方材料であり、舗装の路盤材料としての琉球石灰岩の品質規格を定めることが望まれる。本研究は、琉球石灰岩の路盤材としての特性を過去の品質管理のデータより把握し、その特性を活かした粒度規定を作成することを目的としている。

2. データ解析の結果および考察

データ解析の結果を、図-1、図-2に示す。ここで、 0.074 mm ふるい通過量をA、 4.76 mm ふるい通過量をBとおき、 $R = (B - A) / A$ とする。この図より、修正CBR 80%以上が期待できる 0.074 mm 通過量（%）、 4.76 mm ふるい通過量（%）を決定することができる。次に、 4.76 mm ふるい通過量の上限を検討する。例えば、 0.074 mm ふるい通過量（%）=20%とすると 4.76 mm ふるい通過量=58%以上であればよいことになり、 4.76 mm ふるい通過量=100%でもよいということになる。しかし、そのような粒度とするとタルボットの式に合わない粒度曲線になる。そこで、そのような粒度曲線でも強度が十分に期待できるかを検討しなければならない。（この検討事項を検討-1とする）また、琉球石灰岩のように細粒化しやすい材料においては、細粒化にともなう強度の低下について、検討しなければならない。そこで収束粒度に対する検討を行うことにした。（この検討事項を検討-2とする）ここで、収束粒度とは、締固まった状態の材料に繰り返し載荷を行うと、材料が細粒化してある粒度曲線に収束するそのときの粒度のことである。

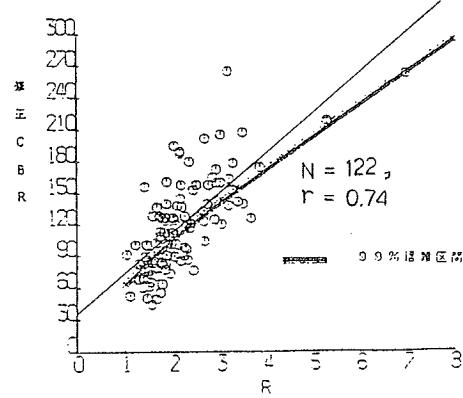


図-1 修正CBRとRの関係

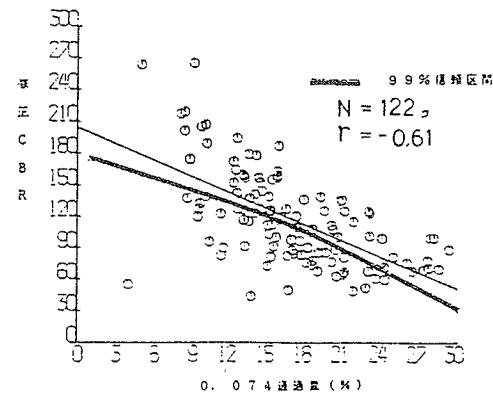


図-2 修正CBRとRの関係

3. 実験方法

4-1 実験方法

室内実験は、検討-1についての実験1と検討-2についての実験2の二つに分けた。

(1) 実験1 ("非繰り返し法"による締固め試験の同一試料に対する"繰り返し試験")

実験に用いた試料は、沖縄本島北部にある本部砕石所で採取したものである。材料の品質は、すり減り減量=48%、比重=2.74である。

1) 締固め試験

締固め方法は、JIS A 1210 の15cmモールド、4.5kgランマーを用いランマー高さ45cmで3層92回の突固め(呼び名:2.5法)で行う。

2) CBR試験

CBR試験は、JIS A 1211、38.1法を用いる。CBR供試体は、最適含水比との差が1%以内になるようにして、JIS A 1210 のうち呼び名2.5の規定によって供試体を作製する。次に、4日間水浸して吸水膨張試験を行った後で貫入試験を実施する。

まず最初に、試料を自然乾燥させ、CBR試験用、締固め用とに分ける。締固め試験用の試料をすべて、3層92回で締固める。その結果得た締固め曲線より最大乾燥密度、最適含水比を求めて、その含水比との差が1%以内になるようにCBR用試料を調整して、前述の方法で締固めて、CBR用供試体を作製する。(これを1回目(N=1)締固めとする。)それを4日水浸後貫入試験を行う。1回目締固めた試料をすべてとりだして、自然乾燥させ、1回目と同様にCBR試験用、締固め試験用の試料とに分ける。締固め試料をすべて、前述の締固め方法で締固める。その結果得た締固め曲線より、2回目(N=2)CBR用供試体を作成して、1回目と同様にCBR試験を行う。前述の1回目、2回目と同様に3回目、4回目、5回目と実験を行う。

(2) 実験2(締固め試験) 実験に用いた試料は、実験1と同じものである。締固め試験方法は、実験1に同じ。まず、締固め試験で最適含水比を求め、その含水比で締固めた供試体を6個作る。次に、その供試体の上から回数を変えて4.5kgランマーを落下させる。今回の場合は1セット92回として6個の供試体に1セットずつ増やして落下させる。次にその落下回数の異なる6個の供試体の粒度を調べる。

4. 実験結果および考察

(1) 実験1

実験結果は表-1および図-3~5に示すようになった。図-3からわかるように、繰り返し回数が増えるに従って細粒化してゆく。図-4は細粒化にともなって締固め曲線が変化してゆく様子がわかる。また、細粒化が進行するに従って、最大乾燥密度は大きくなり最適含水比は小さくなっているが、図-5から密度の増大にともなってCBRが大きくならないことがわかる。次に、タルボットの式の係数nについてまとめたものが表-2である。この結果より締固め前の粒度は、n=3程度の分布をしているが、繰り返して締固めるに従って、各々の粒径のnの値の差が大きくなっているが、すなわちタルボットの式に合わないものになってゆくがCBRは増加してN=2で最大値を示す結果になっている。以上のような結果より路盤材としての琉球石灰岩は、繰り返し回数が

表-1 実験2の結果

N	\bar{e}	S_r (%)	V_r (%)	$F_{(w)}$	2.5 CBR	5.0 CBR	W (%)
1	0.46	65	11.0	1.878	264	260	10.9
2	0.41	68	9.3	1.933	281	296	10.2
3	0.38	70	8.4	1.987	226	258	9.7
4	0.38	69	8.4	1.989	212	229	9.5
5	0.36	75	6.8	2.015	157	187	9.8

e : 開隙比

S_r : 乾燥度

V_r : 空隙率

$F_{(w)}$: 最大乾燥密度

W : 最適含水比

ふえるに従って骨材は細粒化し、それにともなって最大乾燥密度も大きくなるが、CBRは、ある粒度、最大乾燥密度で最大値を示す。最大乾燥密度が大きくなつても、CBRは増大しない。したがつて、琉球石灰岩のような細粒化しやすい材料には、タルボットの式を適用しないほうがよく、目標とする粒度は最大の修正CBRが得られる粒度とすべきであると考えられるので、2.において述べた粒度の決定方法が妥当であるといえる。

表-2 実験1における粒度の変化

7#1目	38.1	31.7	25.4	19.1	12.7	4.76	2.38	1.19	0.42	0.074
N=1	-	8.3	4.3	3.3	3.0	2.9	2.9	3.0	3.1	3.1
N=2	-	18.3	20.0	9.5	5.2	4.2	3.9	3.8	3.4	3.5
N=3	-	-	40.0	22.6	9.4	5.6	4.9	4.5	3.8	3.8
N=4	-	-	20.1	16.9	10.4	6.1	4.9	4.5	3.9	3.9
N=5	-	-	-	68.0	17.8	7.2	6.0	5.3	4.7	4.3

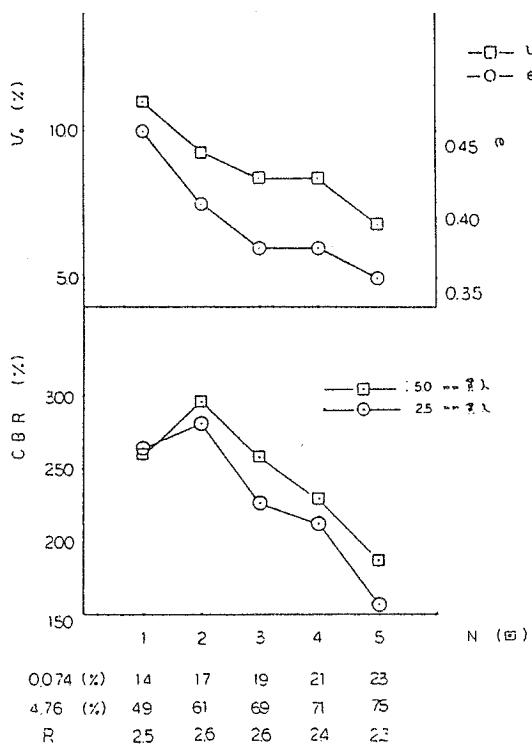


図-5 CBRの変化

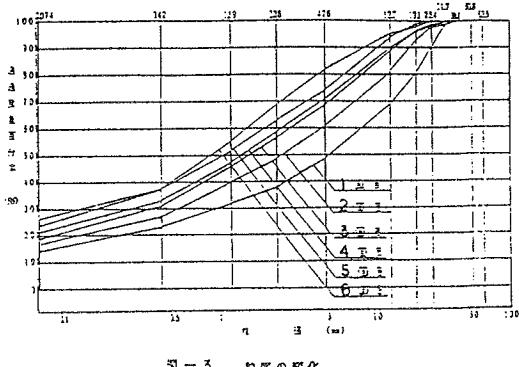


図-3 粒度の変化

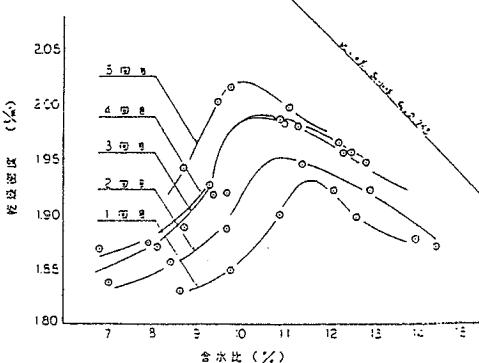


図-4 土骨架密度の変化

表-3 実験2の結果

(2) 実験2.

実験の結果を表-3、表-4に示す。この結果より、繰り返し突き固めるとその後の粒度はほとんど変化しないでかえって、自硬性などの性質により細粒分が減少するような傾向がみられる。また、収束粒度分布(表-4の $P_f(x)$)もN₀₂からN₀₆の分布とほぼ同じとみてよいであろう。したがって、一度締固まつた材料は締固め時に細粒化するだけで、繰り返し突き固める際の細粒化にともなう強度の低化はないと考えられる。

5. あとがき

今回の研究の成果として、目的である粒度規定の作成の方向づけができはしたが、今後の課題として残されたものとして次のようなものがある。

(1) Rの値の上限、最大粒径のCBRへの影響について調べる。

(2) この粒度規定の作成はあくまで理論的なものであるので、実際に試験施工を行い、製造時あるいは施工時の誤差を考慮した規定とする必要がある。

(3) 材料製造時における品質管理の手法を決める。

今後は、上記のような課題に対する検討だけでなくデータの集積も行いながら今回得られた結果の修正もしてゆかねばならないと考えている。

《参考文献》

- 1) 土質工学会：「土質試験法」、pp.277～233、1979
- 2) 溝渕 優：「砂質系特殊土のソイルセメントへの利用技術」、道路建設、425号、pp.54～63、道路建設業協会、1983年6月
- 3) 森 滉雄：「火山レキの締固め特性と支持力」、土と基礎 13巻、6号、pp.6～7、土質工学会 1965年7月

項目	38.1	31.7	25.4	19.1	12.7	4.76	2.38	1.19	0.42	0.074
前粒度	100	94	83	63	51	38	27	18	10	6.3
N ₀₁	100	95	90	79	69	54	40	29	17	10.4
N ₀₂	100	96	91	82	73	56	42	30	18	10.5
N ₀₃	100	98	92	82	70	55	42	30	18	10.7
N ₀₄	100	97	90	76	65	52	38	27	16	9.4
N ₀₅	100	98	93	79	67	53	39	27	17	10.1
N ₀₆	100	98	91	79	67	53	37	25	14	6.8

表-4 粒子破碎試験による Δf 、 Δf 、 $P_f(x)$ の計算例

項目	38.1	31.7	25.4	19.1	12.7	4.76	2.38	1.19	0.42	0.074
前粒度	100	94	83	63	51	38	27	18	10	6.3
$h(x, r)$	0	1	7	16	18	16	13	11	7	4.1
(1)式	0.04	0.39	1.42	3.01	7.25	4.37	3.61	4.07	4.18	
計							28.3			
$h(x, 2r)$	0	2	8	19	22	18	15	12	8	4.2
(1)式	0.08	0.48	1.67	3.63	8.52	4.97	4.06	4.52	4.60	
計							32.5			
Δf							33.3			
Δf							12.3			
$P_f(x)$	100	96	91	83	74	56	42	30	18	10.6

7. コンクリート再生路盤材料の現場利用について

(財) 沖縄県建設技術センター 試験研究部 土質室
 ○平良勝則 小野恵助 松島良成
 安田隆

1. はじめに

コンクリート再生路盤材料の現場利用は、建設関連工事等より多量に発生するコンクリート片や残余生コンを有効再利用し将来起こるであろう有限である沖縄県内の骨材等の不足を補い、且つ産業廃棄物の処理量を減らすという非常に有意義なことであると考えられる。

しかししながら、沖縄県においてはその品質等に関する調査が少ないためこれを現場利用する根拠に乏しく積極的に使用できない状況にあるため十分調査研究し又他機関の実績等も参考にし沖縄県における“コンクリート再生路盤材料の利用基準”を作成したい。

又使用するにあたり下記の事項等について決定されねばならないが今回の発表は昭和60年から昭和63年までに当センターにおいて行った再生路盤材料の試験結果及び重交通量地区における耐久性の試験方法(案)について述べるものである。

2. 現場利用にあたり決定(確認)されねばならない事項

2-1 品質に関する事項

a. 含水量 b. 粒度 c. 液性限界 d. 塑性限界 e. 比重 f. 吸水量 g. 安定性 h. すりへり減量 i. 軟石量 j. 修正CBR値

2-2 性状に関する事項

a. 等値換算係数値の決定 b. 重交通量地区における耐久性の傾向

2-3 工事標準歩掛の決定に必要な事項

a. 設計密度の決定 b. 補正係数の決定 c. 現場着単位容積重量の決定

3. コンクリート再生路盤材料の物理的、力学的試験結果(S60~63)

表-1

	粒度試験		塑性指数	締固試験 3層 92回				修正CBR(%)	すりへり(%)	比重
	4.75 通過率(%)	0.075 通過率(%)		最大乾燥密度(t/m³)	最適含水比(%)	間隙比	飽和度(%)			
C-40	36	7.1	NP	1.863	12.3	0.46	73	131	—	2.720
M-40	30	4.8	NP	1.890	12.8	0.45	78	172	37.4	2.737

4. 重交通量地区における耐久性に関する実験方法(案)

コンクリート再生路盤材料に繰り返し乾湿及び締固めを行うことにより

--- 再生路盤材料

— 既知路盤材料

①吸水量増加率

②骨材の細粒化の傾向

③支持力の変化の傾向

を調べ現在路盤材料として利用されていいるクラッシャーラン、流しコートルにおいても同様な調査をしそれぞれの支持力の値及びその変化の傾向に類似性があるかを確認する。支持力の最大値および変化の傾向に大きな差がないければ路盤材料として利用可能と判断してよいものと考える。

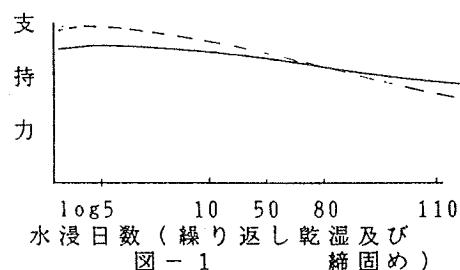


図-1

- 4-1. 四分法した試料で水浸日数を 5 日、 10 日、 50 日、 80 日、 110 日に設定した供試体を作成しそれぞれ A、 B、 C、 D、 E グループとする。また、それぞれのグループは 4 個の供試体をもって構成し、そのうち 3 個で CBR 試験による支持力測定、他一個において試料の細粒化の傾向を調査するため粒度試験を行うものとする。
- 4-2. 締固め試験により最適含水量 w_* 、最大乾燥密度 ρ_0 を決定する。
- 4-3. 各グループの試料を最適含水量で締固め（92回3層）、重量 W を測定し 5 Kg 荷重を載荷して 5 日間水浸させる。水浸後、すべてのグループの試料を水槽より取り出す。
- 各グループにおける実験順序は下記の通りである。
- A グループ ----- (締固め 1 回、延べ水浸日数 5 日、炉乾燥 0)
 重量測定 $W \rightarrow$ CBR 貫入試験
- B グループ ----- (締固め 2 回、延べ水浸日数 10 日、炉乾燥 1 回)
 重量測定 $W \rightarrow$ 炉乾燥 → 重量測定 $W \rightarrow$ 締固め → 重量測定 $W \rightarrow$ 5 日水浸 → 重量測定 $W \rightarrow$ CBR 貫入試験
- C グループ ----- (締固め 3 回、延べ水浸日数 50 日、炉乾燥 2 回)
 重量測定 $W \rightarrow$ 炉乾燥 → 重量測定 $W \rightarrow$ 締固め → 重量測定 $W \rightarrow$ 20 日水浸 → 重量測定 $W \rightarrow$ 炉乾燥 → 重量測定 $W \rightarrow$ 締固め → 重量測定 $W \rightarrow$ 25 日水浸 → 重量測定 $W \rightarrow$ CBR 貫入試験
- D グループ ----- (締固め 4 回、延べ水浸日数 80 日、炉乾燥 3 回)
 B、C グループと同様な方法で締固めを 4 回、水浸、炉乾燥を 3 回繰り返した後 CBR 貫入試験を行う。
- E グループ ----- (締固め 5 回、延べ水浸日数 110 日、炉乾燥 4 回)
 B、C、D グループと同様な方法で締固めを 5 回、水浸、炉乾燥を 4 回繰り返した後 CBR 貫入試験を行う。
- 4-4. 縦軸に支持力、横軸に \log 水浸日数（繰り返し乾湿及び締固め）を取って支持力～水浸日数グラフを描く。
- 4-5. 既設路盤材料（クラッシャーラン C-40、流しコーラル）についても同様な実験を行い再生路盤材料との支持力値の差及び変化の傾向を調べる。

5. あとがき

今回発表した事項は、室内実験だけによるものであり 2 に列挙した通り等値換算係数値をはじめとしてコンクリート再生路盤材料を現場で使用するためには決定されねばならない事項が数多くあるため沖縄県土木建築部南部土木事務所の協力のもと県道 137 号線佐敷町字新里において現場実験を行う予定であり、この結果と室内実験の結果とを併せ詳細な決定事項を作成することができるものと思われる。

8. 石炭灰利用による改良土壌での芝栽培試験

株鴻池組 ○中澤重一
株鴻池組 篠原淑郎
株鴻池組 牛尾弘行

1. まえがき

沖縄県北部の土壌は風化残積土である国頭マージでなっている。この土壌は赤褐色を呈し、酸性土 ($\text{pH}=4.0\sim4.5$) であると同時に、保水性・排水性に乏しく、有用植物（作物等）の生産に適しているとはいえない。また、雨水の侵食作用に対する抵抗力も弱く、一度裸地になると旧に復さず、海域の赤水汚染の原因になることもある。近年、この地域にゴルフ場建設が多数計画されているが、この地域でのゴルフ場のターフは上述の土壌条件のために、満足すべき状態にはなっていない。従来から、この土壌改良として砂の混合方法が採られているが、砂の混入率を50%程度にしなければならず、経済的でなく現況ではグリーンやティーグラントのみにこの方法が採用されているに過ぎない。したがって、ゴルフ場の大部分を占めるフェアウェイについてはなんら土壌改良はなされていない。安価な土壌改良方法を確立する目的で、土壌改良材として近年大量に産出されている石炭火力発電所の石炭灰の適用を試みた。本報告はこれらの結果について述べたものである。

表-1 各試験圃場の土壌構成と施肥等の有無

2. 試験圃場の構成と測定項目

この試験は種々の配合で試験圃場を作成し、そこに芝を植え付け、芝の生育状況を観測測定したものである。すなわち、砂及び石炭灰の配合、施肥条件の異なる1単位： $2.5\text{m}\times4.0\text{m}$ の圃場を30区画用意し、各圃場を半分に仕切り、それぞれにコウライ芝、ティフトン芝を張芝の状態で施工し、追肥条件を同一にしての生育試験である（表-1参照）。試験は平成元年1月に開始して、1年間の予定で進めている。試験場所は名護市安部北上原で、現地の土壌は中粗粒赤色土（通称・国頭マージ）に分類される。

測定項目とその方法は以下の通りである。

① 芝の刈り取りとその重量測定

芝の刈り取りは植えつけ直後は生育の状況に応じて適時を行い、その後は週1回の割合で実施した。刈り取り直後に生葉重量を測定した。刈高は10mmである。

② 根茎の観察比較

根茎の発達状況は3ヶ月毎に、各区に1個割合でホールカッターで抜き取った試料を観察・記録した。

③ その他の測定

その他、適時に貫入抵抗値の測定、 pH 測定、EC測定、土壌の三相分布等

区 名	床 土 配 合 %			切 土	盛 土	肥 料	土 改 材
	砂	赤 土	石炭灰				
1 G	100	0	0		○		
2 "	70	30	0		○		
3 "	50	50	0		○		
4 "	90	0	10		○		
5 "	85	0	15		○		
6 "	80	0	20		○		
7 "	100	0	0		○	+	+
8 "	70	30	0		○	+	+
9 "	50	50	0		○	+	+
10 "	90	0	10		○	+	+
11 "	85	0	15		○	+	+
12 "	80	0	20		○	+	+
13 FW.R	10	80	10		○		
14 "	20	70	10		○		
15 (対)	0	100	0		○		
(参) 16 (般) G	90	10	0		○	+	+
" 17 " T	70	30	0		○	+	+
" 18 " FW.R	50	50	0		○	+	+
19 "	10	90	0	○			
20 "	30	70	0	○			
21 "	50	50	0	○			
22 "	0	90	10	○			
23 "	0	80	20	○			
24 "	0	70	30	○			
25 "	10	90	0	○		+	+
26 "	30	70	0	○		+	+
27 "	50	50	0	○		+	+
28 "	0	90	10	○		+	+
29 "	0	80	20	○		+	+
30 "	0	70	30	○		+	+

（注）G:グリーン、FW:フェアウェイ、R:ラフ、T:ティーを想定している。

赤土:國頭マージ、土改良:パーク整備等の土壌改良を意味している。

3. 芝の生育に適する土壤条件

試験結果を述べる前に、芝の生育に適する土壤条件を上げておく。①固相40%、液相30%、気相30%程度の土壤構成であること、②土性では、国際土壤学会の分類名で壤質砂土・砂壤土であること、③土壤構造が團粒化したものであること、④土壤反応はおむね中性($\text{pH}=6.0\sim7.5$)であること、⑤鉄、マンガン、硼素、マグネシウム等の微量元素を適当に含有していること、とされている。

4. 植生試験結果

4-1. 刈り取り葉重量の測定結果

前述した各圃場のうち、No.1～No.12区はグリーンを想定したものであり、またNo.13,14は配合が3成分となっているので、各要素の比較ができないので、ここでは紙面の都合もありNo.15～No.30の測定結果を主体に報告する。図-1はNo.15～No.30区の平成元年8月19日までの刈り取り葉重量の合計を棒グラフに示したものである。これによると、No.15の未改良区の葉重量がコウライ・ティフトンの別なく著しく低いことが伺える。また、当然のことであるが、施肥のなかったNo.19～No.24区の葉重量が低くなっていることがわかる。他方、有肥の場合は石炭灰混入率10%が突出した葉重量を示し、以下20%、30%と混入率が高くなる程、葉重量が減少している。これは与えた肥料と石炭灰保有の諸性質との相乗作用によって芝の生育は良くなるが、逆に石炭灰の混入率が高くなると必要とされる微量元素が供給過剰となると考えられる。しかし、経時的にはこれらも減少するので過渡的現象とみなせる。

図-2はコウライ芝について、同一施肥条件のもとで砂及び石炭灰混入率を変化させたものの累積刈り取り量を示したものである。これによると石炭灰10%混入が突出して良い結果を示し、次いで砂混入率50%、30%、石炭灰混入率20%、砂混入率10%の順となっている。従って、比較的高額になる砂を50%混入したものよりも石炭灰10%混入したものが、良い結果をもたらし、石炭灰の芝生育への有効性を立証している。

図-3はティフトン芝について図-2と同様の考え方でまとめたものである。この場合、石炭灰を混入したケースが砂を混入したケースに比較していずれも刈り取り葉重量が多くなっている。その生育結果は石炭灰混入率10%が突出しており、次いで石炭灰20%、30%、砂混入率50%と続き最下位の砂混入率10%、30%

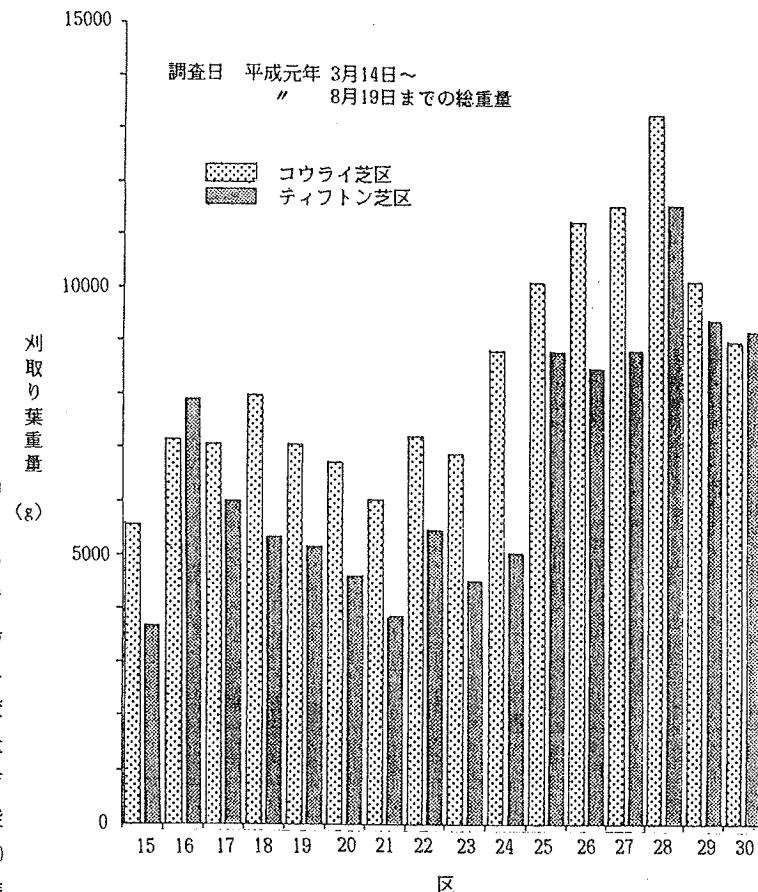


図-1 各試験圃場での生葉刈り取り総重量(No.15～No.30)

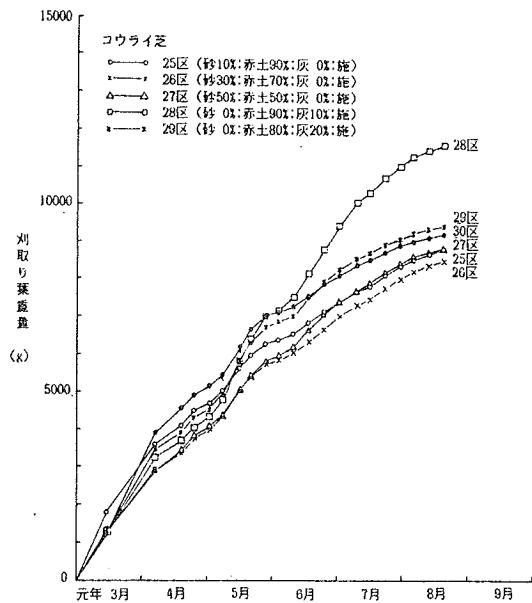


図-2 同一施肥条件での累積刈り取り重量

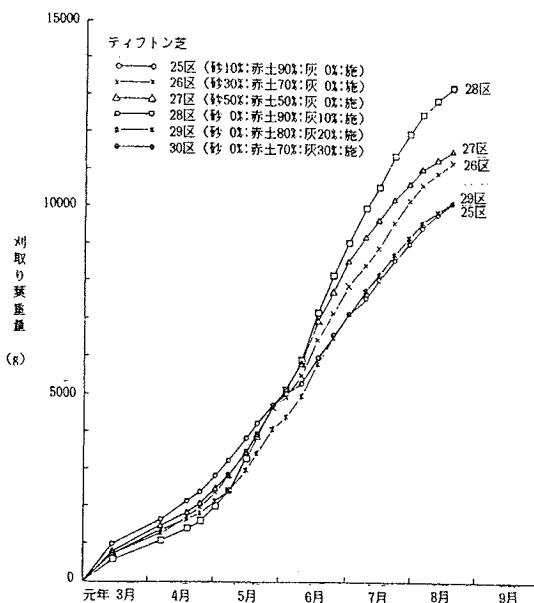


図-3 同一施肥条件での累積刈り取り重量

%はほぼ同様の値を示している。従って、ティフトン芝については、石炭灰と肥料とが相乗効果を発揮し、その結果は甚大であるといえる。

4-2. 根茎の発達の比較

根茎の発達に関しては、採取試料の少ないこともあり数値的に把握はできていない。採取した根茎の洗いだしによる観察記録がデータである。一例として、前述の刈り取り葉重量の最低値を記録したNo.15区と最高値であったNo.28区の根茎の記録写真を写真-1、2に示す。この記録は平成元年7月17日現在のものであるが、根長、根量、地下茎とも石炭灰混入率10%のNo.28区のものが良好であることが観察できる。全体的傾向については、相対的比較のみになるが以下にまとめられる。

①施肥の有無による比較では、当然のことながら有肥料区の方の根茎発達が良好である。

②一般的に、砂の混入率の高い試験区は根茎の発達が良く、赤土100%の試験区や30%程度以下の砂混入区の根茎の発達は悪い。

③根茎の発達の程度と石炭灰混入の割合とは必ずしも比例した傾向は得られていないが、石炭灰混入は写真-2に見られるように肥料との相乗効果によって、根茎発達に良い効果をあたえている。

5. 土壌試験結果

5-1. 貫入試験結果の比較

各圃場の土壤の硬度変化を比較するために貫入式土壤硬度計により、貫入抵抗値を測定した。測定は3月、5月、7月に実施したが、一般的傾向として各圃場とも日数の経過とともに貫入抵抗値は増加している。表層から10cm～20cmの貫入抵抗値の平均を石炭灰混入率関係でまとめたものが、図-4である(対象としたものはNo.15～No.30の7月期の値である)。これによると、コウライ芝区、ティフトン芝区に関わらず石炭灰の混入率が多くなると、貫入抵抗値も増加し

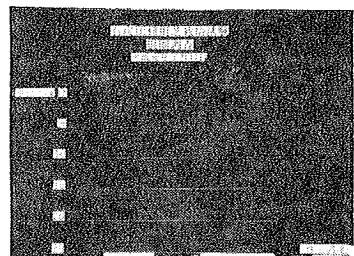


写真-1 No.15区の根茎状況

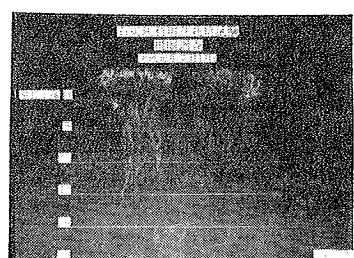


写真-2 No.28区の根茎状況

ており、かなりの相関性が認められる。貫入抵抗値 $10\sim20\text{kg/cm}^2$ の土壤硬度が芝生育に最適条件とされているので、図-4から石炭灰混入率 $10\sim20\%$ の圃場が芝生育のための良い条件を持っていることが分かる。

5-2. 土壤の三相分布及びpH、ECの測定結果

代表的圃場の三相分布及びpH、ECの測定結果を表-2に示す。

三相分布に関しては石炭灰混入の圃場がいずれも、ほどよい三相分布になっている。他方、砂100%のNo.1区では液相5.00%、赤土100%のNo.15区では固相52.00%となっており、芝生育に必ずしも良い条件を持っているとはいえない。

pHに関しては、比較のためや目土として用いた砂が沖縄産のアルカリ性海砂であったため、明瞭な傾向はでていないが、赤土pH=5.0に対し、石炭灰混入の圃場がいずれも6.0以上を示している。これは前述の芝生育の最適条件を十分に満たしており、土壤改良に石炭灰が有効に働いていることを物語っている。

ECはいずれもやや低い値になっているが、石炭灰混入の圃場が他に比較して大きな値を示している。

表-3 生葉生産量順位 従って、土壤学的

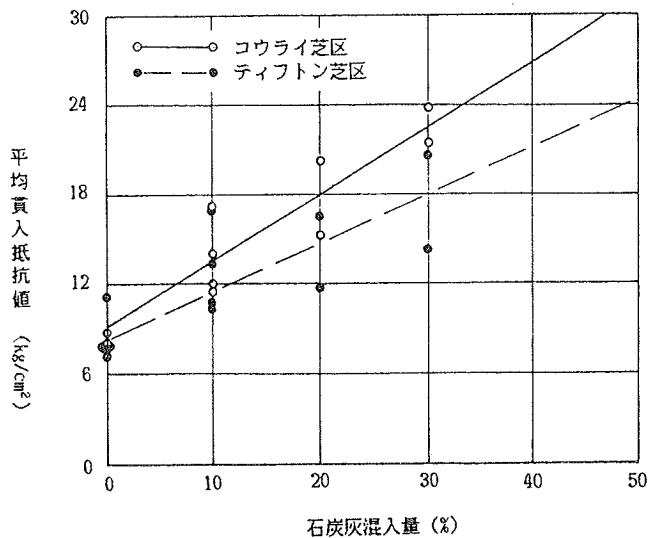


図-4 石炭灰混入量と貫入抵抗値

表-2 代表的圃場での土性値

区	土壤の仕様			土壤の三相			土壤の性質	
	砂	赤土	石炭灰	液相(%)	固相(%)	気相(%)	pH	EC (μs)
1	100	0	0	41.64	5.00	53.36	8.8	21.1
15	0	100	0	52.00	35.50	12.50	5.0	57.2
16	90	10	0				8.0	26.1
22	0	90	10	44.10	40.40	15.50		
23	0	80	20	46.50	36.70	16.80		
24	0	70	30	46.60	37.00	16.40		
27	50	50	0	45.60	29.90	24.50		
28	0	90	10	41.50	38.30	20.20	6.3	70.7
29	0	80	20	42.80	37.00	20.20	6.5	91.9
30	0	70	30				6.9	81.5

順位 区 床 土 検討でも石炭灰の

砂 赤 土 石炭灰 混入は好ましいも

のといえよう。

6. 芝生育に及ぼす要因に関する考察

芝の生育に及ぼす要因を考察するに当たり、相互比較することを目的に

コウライ芝及びティフトン芝をそれぞれの刈り取り葉重量について順序づけ、順の若い方に高得点を与えた総合点数で、全圃場を評価した。表-3は

その結果のベストテンを示したものである。いずれも施肥と土改材混入の

条件はあるが、石炭灰混入のケースが上位を占めている。次いで砂混入と

なっている。従って、赤土（国頭マージ）の土壤改良には石炭灰の適用が

従来の砂混入より良好であると結論される。

7. 謝辞

この試験の実施に当たって、琉球大学上原方成教授には多大のご助言を、

また電源開発（株）石川石炭火力発電所、（株）電発環境緑化センター、

本澤（株）の各位に絶大なご協力を戴いた。心から謝意を表したい。

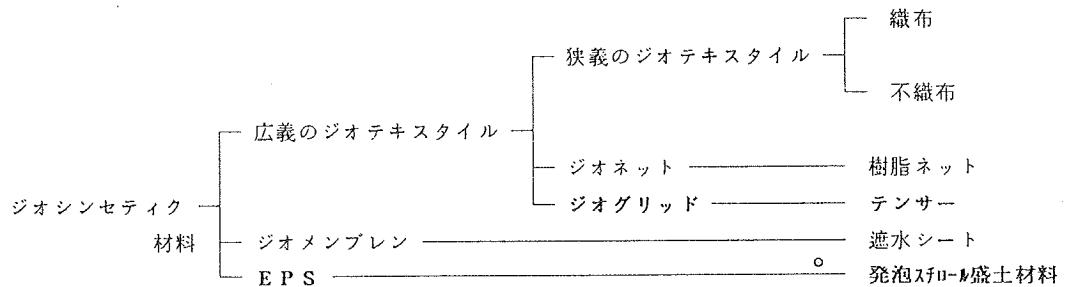
9. 最近の新しい土木材料について

三菱油化株式会社 新谷秀人

1. はじめに

ここ数年来土木分野への新材料の利用ということで、「ジオシンセティク材料」、「ジオグリッド」という言葉が盛んに使われるようになり、その利用、応用も広く行われている。ジオシンセティク材料とは土木用途に用いられる合成高分子材料の事であり、次表の様に分類される。

表-1 ジオシンセティク材料の分類



ここで最近とみに関心を集めているジオグリッド（テンサー）とEPS工法（発泡スチロール土木工法）について紹介する。いずれも最初に海外で発明されたものであるが、全く新しい機能を持った新材料であり、その土木分野への応用の範囲も広いということで、大学、コンサルタント、建設会社、メーカーが集まり、新工法の確立、普及を目的として研究会、新工法開発機構を組織している。ジオグリッドについては約90名の専門家を集めジオグリッド研究会を設立、研究をしており、EPS工法についても発泡スチロール土木工法開発機構を設立している。

2. ジオグリッド補強土工法

網目構造体を土中に敷設すると、土の連続性を阻害せずに土を網目中に強く拘束するなどの利点を生かした補強効果が得られる。従来も重機転圧の困難な盛土法面に対し樹脂ネットを多層敷設する工法等が実用化されてきた。しかし、補強材の強度不足等により必ずしも広くは利用されていない。それに対し、英国で新しく発明されたジオグリッド（テンサー）は高温でポリマー分子の向きを揃えることにより軟鉄並の高強度を実現しており、従来の樹脂ネットに比較すると格段の剛性と高強度であり、表-1の様に従来の樹脂ネットとは別にジオグリッドとして分類されている。この様な新材料の出現を契機に国内、英国、北米などでもジオグリッドによる補強土工法が急進展しつつある。

ジオグリッドはその網目構造により土粒子、碎石等と噛み合い、インターロックするので土、碎石等との一体化特性に優れ、軟弱地盤の補強、路盤、路床の補強、盛土補強等に広く適用されている。

今回は、ジオグリッド独自の新しい補強土工法である急勾配盛土補強工法について紹介する。

ジオグリッドによる急勾配盛土補強は図-1の様にジオグリッドを盛土中に水平に層状多層に敷込むことにより行なわれる。法面表面部分についてもジオグリッドを巻き返し盛土中へ1~2m導き、次の補強材の下に敷く。法面表面に緑化土嚢等積み上げれば法面の整形も良好で、法面緑化により自然な外観が得られる。その設計手法は図-2の様な2分割すべりを考え、その土圧をジオグリッドにより支持できる様にジオグリッドの敷設間隔を決定する。又、ジオグリッ

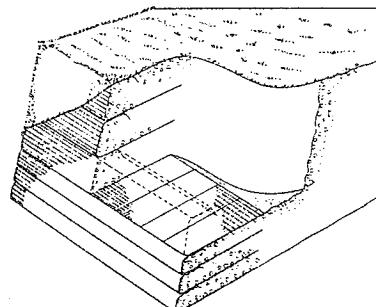


図-1 ジオグリッドによる急勾配盛土補強

ドの引き抜け、支持力、滑動に対する安定性からその敷設長が決定される。その設計手法はJEWELLらにより開発され、一連の電子計算機シリーズ計算(WAGGLEプログラム)により、法勾配角度 β 、内部摩擦角 ϕ' に対し図-3の土圧係数 K 、図-4の長さ係数 f (=敷設長/盛土高さ)が求められており、デザインチャートにより簡便に補強材の最適配置を決定することができる。^{1), 2)}

この設計手法により 設計、施工した例として 鹿児島市火山灰降灰埋立処分場の外周盛土堤体工事を紹介する。桜島からの降灰の埋立処分場の容量を最大限確保するためには堤体のは急勾配とする必要があり、廃棄物による腐食等の心配の無いジオグリッドによる急勾配盛土補強工法が採用された。

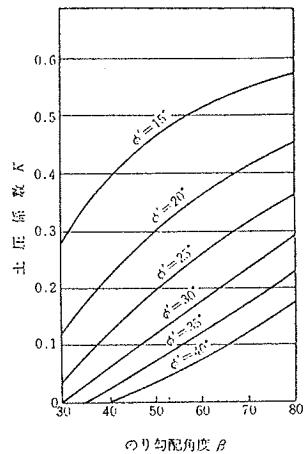


図-3 土圧係数 K と法勾配角度 β , 盛土材の内部摩擦角の関係

法表面に緑化土のうを積み上げ、法面整形を良好にし、緑化をはかった。盛土高さ15.5m、法勾配1:0.5、盛土材の単位体積重量 $\gamma = 1.6 \text{ t o n/m}^3$ 、内部摩擦角 $\phi' = 30^\circ$ 、粘着力 $\theta = 0$ の条件に対し、ジオグリッドとしてテンサーSR-55(引張強度5.5t o n

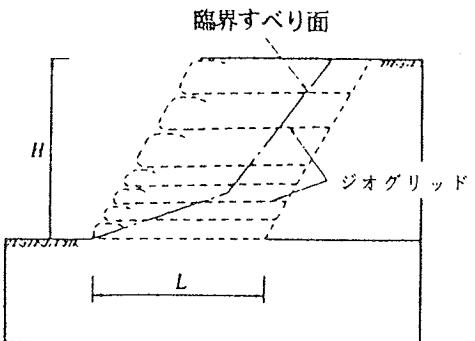


図-2 2分割すべり機構

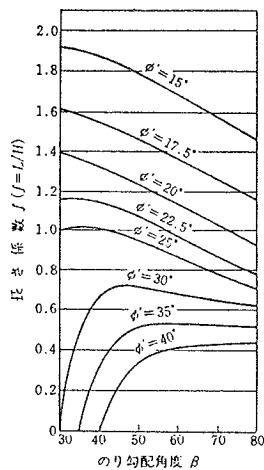


図-4 長さ係数

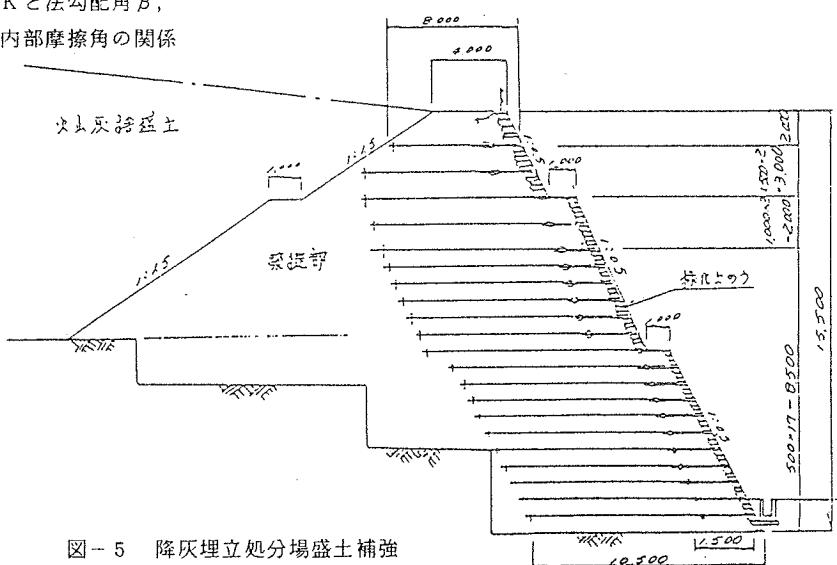


図-5 降灰埋立処分場盛土補強

／m) 10. 5 m長さで図-5の様に2枚敷設した。数カ月後の表面が緑化された状況を写真-1に示す。

3. EPS工法

最近、発泡スチロール(Expanded Polystyrene:EPSと略称)を盛土材料として利用するEPS工法が注目されている。単位体積重量が通常の土砂やコンクリートの約1/100と超軽量であり、又EPS材はブロック状に成形されており、積み重ねて自立させることもできる。これらの特徴を生かして、軟弱地盤対策工や、擁壁、橋台等の裏込めに用いて土圧の低減をはかる工法として非常に

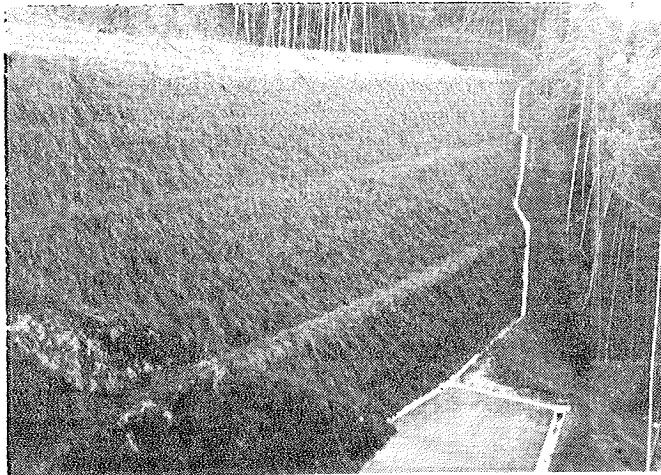


写真-1

期待できるものである。EPS工法が誕生したのはノルウェーで1972年頃からEPS材を軟弱地盤上の盛土等に利用してきており、軽量盛土材として良好な結果を得ている。一方、国内に於いても1985年頃から軟弱地盤の盛土材として使われ始めており、最近では軟弱な埋立地盤の上の盛土、地滑り地帯に於ける盛土等の用途に1万立米以上の大規模な工事例もあり、広く普及しつつある。更に、工法の確立、普及を目的に発泡スチロール土木工法開発機構も組織されており、又建設省土木研究所等での大規模実験、評価等によりその工法は材料規格、設計手法、施工法等についても確立しつつある。EPS材の代表的品質特性を表-2に示す。

表-2 EPS材の代表的品質特性

表-2の様に圧縮強度が10ton/m²程度あり、盛土の底部に使用しても問題が無い。又、大型定尺ブロック(2m x 1m x 0.5m)の重さも20kg程度と軽量であるので運搬、組立が容易で、施工速度も速い。更に大型の重機を使う必要が無いので振動、騒音等の工事環境の面でも有利である。地下水位面以下の所に用いられても、EPS材は独立気泡構造を取っており、吸水の問題が少なく軽量性の特徴が失われない。この特徴は裏返せば、地下水位面以下に使用する場合浮力が発生する可能性があるわけで、設計の際浮力に対する安定性を確認する必要がある。

図-6にEPS盛土標準断面を示す。EPS層の上面は載荷重の分散及び防護などを目的としたコンクリート床板(標準的には10cm厚)のカバーリング層を設ける。

項目	物性値
単位体積重量(ton/m ³)	0.02
圧縮強度(5%圧縮時)	1.1(ton/m ²)
難燃性	自己消火性

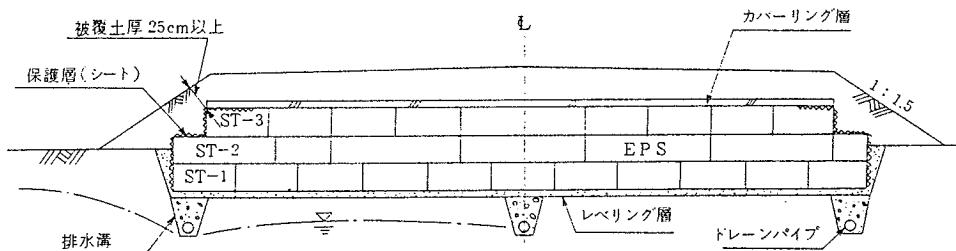


図-6 EPS盛土標準断面

又、図-7の様に相互のずれや不同沈下を防止するために、E P S ブロックは交互に配置する。そして、各ブロックは図-8の緊結材（ジベル）により確実に結合する。

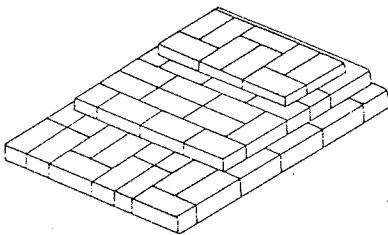


図-7 E P S ブロック配置例

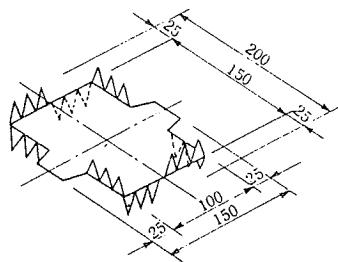


図-8 緊結材の例

E P S 工法はその軽量性を生かし、次の様な用途に適用することができる。⁴⁾

表-3 E P S 工法の用途例

用 途	模 式 図	特 性		工法のメリット
		軽量性	耐立性	
軟弱地盤上の盛土		○	○	・沈下の軽減 ・地盤対策の低減 ・維持管理の低減
構造物の埋戻し		○	○	・上載荷量、土圧の軽減 ・構造物部材断面の低減 ・不同沈下の防止
橋台・擁壁の裏込め		○	○	・アバット背面側圧の軽減 ・側方流動圧の軽減 ・段差の防止
仮設道路		○	○	・施工性の向上(工期の短縮) ・地盤処理の低減 ・撤去、復旧の簡易化
急傾斜地の盛土		○	○	・すべり安全率の確保 ・すべり対策工の低減 ・局地の減少
直立壁		○	○	・最少限局地の確保 ・壁面構造の簡易化
盛土・造成地の擁壁		○	○	・既設構造物への影響緩和 ・引き込み沈下の防止 ・局地の減少
埋設管基礎落石対策				・緩衝性 ・基礎の一体化 ・荷重軽減
				・埋設管不同沈下の防止 ・既設構造物への荷重軽減

参考文献

- 1) Jewell, R. A., Paine, K., Woods, R. I. (1984), "Design Methods for Steep Reinforcee Embankment", Proc. of Symp. on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, London
- 2) 土質工学会編, 土質基礎工学ライブラリー 29 「補強土工法」
- 3) 土と基礎, 37-2 (373), February, 1989 軽量盛土工特集
- 4) 福田直三他: ジオテキスタイル・発泡スチロール, 土木技術, 43卷 2号, 1988

10. 琉球石灰岩層における橋梁基礎杭の載荷試験

沖縄総合事務局開発建設部港湾計画課 中野 敏彦

○ 同 上 与那嶺和史

沖縄総合事務局石垣港工事事務所 田仲 康時

1 はじめに

石垣港臨港道路（橋梁）は、沖合の新港地区の利用を図っていくための臨港交通施設の一部として計画されたものである。

本橋の施工位置の地盤は、およそ 10m 以深が琉球石灰岩で N 値が 2~50 以上と非常に変動が激しく、基盤層（N 値 > 50）は -7m 程度と著しく深い。このため、橋梁の基礎工法について安全性、施工性、経済性の観点から検討を行い、琉球石灰岩層の中である程度 N 値が安定している（N 値 30 程度以上）-40m 程度を支持層とする杭基礎を採用することとした。このため、施工に当たっては、杭の支持力を確認するとともに杭の打止め管理方法を検討する目的で、載荷試験を行った。

本報告では、紙面の都合上杭打ち試験、鉛直載荷試験について報告する。

2 試験概要

試験の実施内容を表-1 に示す。また、各試験杭の打設状況を図-2 に示す。試験に使用した杭は、P4 橋脚の 9 本である。試験杭（T 杭）、反力杭（R1～R6 杭）にはひずみゲージと杭先端部、中間部の動きを地上から直接測定する沈下測定棒を取り付けた。P4 橋脚の杭の配置、設計に使用した N 値は図-3、図-4 に示すとおりである。

表-1 試験項目一覧表

試験名称	測定項目	杭名	調査内容
杭打ち試験	打撃回数 貫入量 ハンマー落差	T 杭 R1～R6 杭 K1, K2 杭	NB-70 のディーゼルハンマーによる最終打止め時の調査を行った。
	打撃応力測定 杭頭加速度測定	T 杭 R1～R6 杭	ディーゼルハンマー打設時に杭のひずみと杭頭加速度を測定してハンマー選定の妥当性および動的持続力の分析を行った
鉛直載荷試験	載荷荷重 時間 杭頭部沈下量 杭中間部沈下量 杭先端部沈下量 杭体ひずみ量	T 杭	杭の側面摩擦力、先端支持力の分析、評価を行った。 T 杭はディーゼルハンマー打設後、杭外間にモルタルを注入した。杭内部は、先端 1.2m から 7m の区分をコンクリートで封めとした。
	杭頭部浮上がり量 杭中間部浮上がり量 杭体ひずみ量	R1～R6 杭	鉛直載荷試験時に、反力杭の引抜き状況を観察し調査した。 (杭の施工は T 杭と同様である。)
水平載荷試験	載荷荷重 地盤点変位 地表面変位 杭体ひずみ量	T 杭 R1～R6 杭	横方向地盤反力係数を評価した。

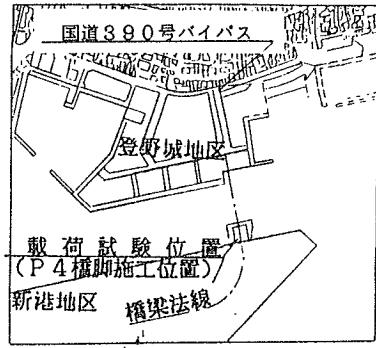


図-1 石垣港平面図

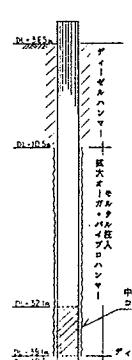


図-2 打設状況

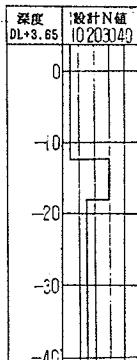


図-4 P4 橋脚設計 N 値

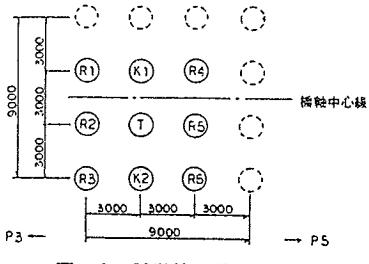


図-3 試験杭の配置

3 杭打ち試験・打撃応力試験

3. 1 杭打ち試験

杭打ち試験は、DL-39. 1m～DL-40. 3m区間のディーゼルハンマーによる施工を対象に実施した。各試験杭の打撃回数、打止め時の貫入量、リバウンド等のまとめと杭打ち公式による極限支持力の計算結果を表-2に示す。また同表には併せて杭先端部のひずみゲージから求めた推定打撃力も示した

表-2に示す道路橋示方書式の値は、同式の杭先端支持力に関する項のみに着目して算定した極限支持力である。これは、今回の施工条件が杭中間部をプレボーリングにより周面土をほとんど乱していることから、打設時の抵抗力としては杭先端部が主体であると判断したためである。このように算定した極限支持力は、表-2に示すとおり実測された杭先端部の打撃力と比較的良く合うことがわかる。

一方、Hileyの式で算定した値は、杭先端打撃力に比較して約3倍の極限支持力を与えている事がわかる。これは、Hileyの式が、本来、周面摩擦力を含む支持力の算定式で、しかも経験的に各常数を設定したものであり、今回の施工条件、すなわち中間部をプレボーリングで周面土を除去した状況は通常の経験範囲を超えたものと考えられる。

表-2 打止め結果のまとめ

	T杭	R1杭	R2杭	R3杭	R4杭	R5杭	R6杭	K1杭	K2杭
打込み深度 (m)	-40.3	-40.3	-40.3	-40.3	-40.3	-40.3	-40.3	-40.3	-40.3
使用ハンマー	NB-70								
累計打撃回数 (回)	169	246	300	153	104	154	261	190	123
貫入量 (mm)	6	5.4	4.8	7.9	10.0	4.4	1.0	6.5	8.5
リバウンド量 (mm)	9	8.8	14	8.0	9.0	5.0	17.0	14.0	9.0
ハンマー落下方 (m)	2.1	2.5	2.7	2.4	2.1	2.0	2.6	2.7	2.2
Hileyの式 (tf)	1440	1836	1647	1452	1044	2088	1971	1440	1218
道路橋示方書式 (tf)	489	432	753	432	486	270	915	753	486
杭先端打撃力 (tf)	520	650	—	—	—	—	700	—	—

3.2 打撃応力測定

打撃応力測定は、T杭とR1～R6杭についてDL-39. 1m～DL-40. 3m区間のディーゼルハンマーによる施工時を対象に行った。

各測定位置の打撃ひずみを、次式から打撃力に変換して鉛直方向の打撃力分布を求めた一例を図-5に示す。

$$\text{打撃力} = E \times A \times \varepsilon / 1,000$$

E : 杭の弾性係数 $2.1 \times 10 (\text{kg f} / \text{cm}^2)$

A : 杭の断面積

ε : 打撃ひずみ

最大打撃力は、800tf～1,000tfであり、杭体の応力としては杭頭部で1,800kgf/cm²程度以下である。

一般的に、鋼管杭の杭打ち時の許容応力度は、施工管理が標準的な場合 $\sigma = 2,000 \text{ kgf/cm}^2$ を目安としている。測定結果によれば、使用したディーゼルハンマー容量(性能)は妥当な選定であった。

打撃力分布の傾向を見ると、本試験の打設状況は、杭中間部がプレボーリングされ、かつ支持層が石灰岩であることを考慮しても、杭先端で急激に打撃力が減少する硬い砂地盤でみられる貫入性状に近似した状況であった。

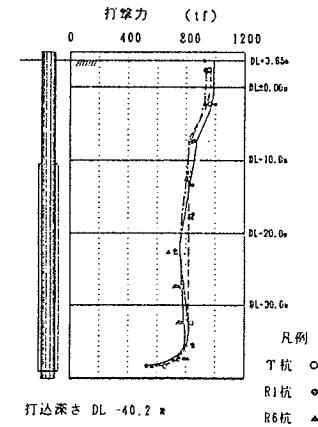


図-5 打撃力分布

4. 鉛直載荷試験

4. 1 試験方法

鉛直載荷試験はT杭で実施した。試験杭はいずれも本杭なので、試験最大荷重は、P4橋脚基礎杭の設計極限支持力 ($P_u = 1,076 \text{ t f}$ /本) をふまえ、当初は $P_{max} = 1,000 \text{ t f}$ としたが、杭沈下量を常時監視しながら $P_{max} = 1,100 \text{ t f}$ まで載荷した。載荷サイクルは5サイクルとした。

載荷速度は、原則として荷重増加時 $100 \text{ t f}/\text{分}$ 、荷重減少時 $200 \text{ t f}/\text{分}$ とし、各サイクルにおける処女荷重及び0荷重に戻した状態で60分もしくは杭の沈下の進行が15分間に 0.03 mm 以下の値が記録されるまで定荷重維持を行った。その他の荷重段階においては、5分間待って次の荷重段階へ移行した。

4. 2 試験実績

試験結果を図-6に示す。今回の試験については、降伏荷重及び極限荷重は確認出来ず、試験最大荷重 $1,100 \text{ t f}$ よりも更に大きいことがわかった。

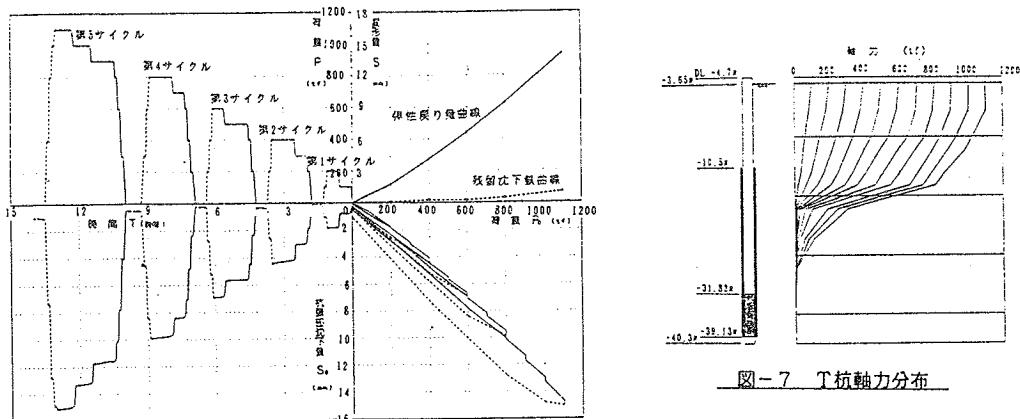


図-6 鉛直載荷試験実績図

4. 3 軸力分布

試験杭の軸力分布（図-7）をみると載荷重は $DL - 30 \text{ m}$ 付近までしか達しておらず、それより上層の杭周面の摩擦力で全荷重が支持されているものと判断される。プローリング区間にグラウト注入したことにより非常に大きな周面摩擦力が得られたものと思われる。

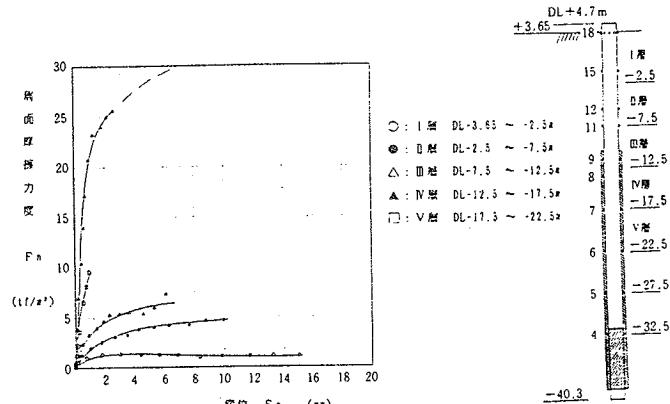


図-7 T杭軸力分布

4.4 杭の極限鉛直支持力

周面摩擦力に関して、試験杭の深さ方向に、I層からV層までの層区分を行い周面摩擦力度と杭変位の関係を調べてみた(図-8)。I層に於いては沈下量が約15mm発生しており、また沈下量が約2mm以後は曲線がほぼ一定の摩擦力度($1.5 \text{ t f / } \varphi$)であることから、極限周面摩擦力度が確認されたものと思われる。一方II、III

層に於いては、まだ微増の傾向にあるが、ほぼ極限周面摩擦力度に達していると推定され、また、IV、V層に於いては極限周面摩擦力度はもっと高いレベルに存在すると思われ、 $F_n - S_n$ カーブからIV層の極限周面摩擦力度を想定すればおおむね $30 \text{ t f / } \varphi$ である。

試験杭の極限鉛直支持力を以下の方法により概略推計した。

①周面摩擦力

ここでは、上記の試験結果をもとに表-3に示す方法で周面摩擦力を推定した。

②杭先端支持力

ここでは、設計支持力の推定方法($Q_p = 20 \times N \times A_p$)から、 680 t f と設定した。

③極限鉛直支持力

$$R_u = Q_p + Q_f = 680 + 2,110 \\ = 2,790 \text{ t f}$$

R_u : 杭の極限鉛直支持力

Q_p : 先端地盤による杭の極限鉛直支持力

Q_f : 杭の周面摩擦力

以上のように種々の仮定を設けて試験杭の極限鉛直支持力を概略推定すると $2,800 \text{ t f}$ 程度となつた。

5 おわりに

本橋梁の基礎は、琉球石灰岩層を支持地盤とする杭基礎工法であるため、琉球石灰岩層における支持力の検討が一番大きなポイントであった。試験結果からみればグラウトを充填したことにより、設定よりもかなり大きい周面摩擦力が働くことがわかり、十分な鉛直支持力が得られることを確認できた。

琉球石灰岩については、沖縄において工事を進めていくうえで常に検討を進めて行くべき重要な課題であり、今回の報告がその一例として参考になれば幸いである。

本試験の実施にあたり、琉球大学上原方成教授、新城俊也教授はじめ関係各位の御指導、御助言を頂いた。ここに記して謝意を表します。

表-3 周面摩擦力度推定結果			
杭長	周面摩擦力度 ($t f / \varphi$)	周面摩擦力 ($t f$)	
DL +3.65	6.15	1.5	37
-2.5	5.0	50	101
-7.5	5.0	6.5	131
-12.5	5.0	30.0	601
-17.5	22.6	150	1,371
-29.1		計(Q_f)	2,110
-40.3			

*IV、V層における
 F_n / S_n の比から、-17.5m以降の
周面摩擦力度はIV層の1/2と想定した。

△: 杭周長
DL: 3.65m ~ -17.5m
 $\varphi: 4.064\pi$
DL: -17.5m ~ -39.1m
 $\varphi: 4.006\pi$

L: 杭長

11. 琉球石灰岩の載荷荷重と変形の関係

琉球大学 工学部 ○ 嶺井 直樹
上原 方成

1. まえがき

沖縄諸島の代表的地層である琉球石灰岩層は、これまで層序が不均質でN値のバラツキが非常に大きいので、良好でない層地盤としての取り扱いが多く、土木構造物等では、島尻層を支持基盤とするものがほとんどである。

しかし、島尻層の上に厚い岩層を形成する場合も多いので、最近、軽中土木構造物では、琉球石灰岩層を支持層とする例も増えつつある。今回、宮古島の池間大橋の直接基礎地点において行われた平板載荷試験の結果と、有限要素法により計算した載荷荷重と変形の関係を、比較、検討してみた。

2. 有限要素法

有限要素法は、微分方程式の数値解法の一種で、近似解を表すのに区分多項式を用いる点に特徴がある。いいかえれば、問題とする領域を小部分に分割し、各々の小部分の特性を近似する簡単な式を作り、それを全体的に組み立てて問題を解く方法である。

(1) 二次元弾性問題

二次元弾性問題における三角形要素を図-1に示す。

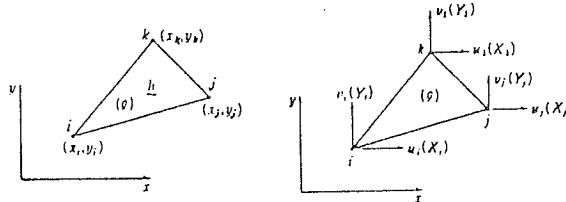


図 - 1 三角形平板要素

図 - 2 節点変位と節点力

要素の節点は三角形要素の頂点i, j, kにあるものとし、その全体座標に関する座標値はそれぞれ、上図に示したとおりとする。節点変位ベクトルの成分は、三つの節点のX方向変位、Y方向変位を考える。すなわち節点変位ベクトル $\{\delta_s\}^T$ は次のようになる。

$$\{\delta_s\}^T = \{U_i, V_i, U_j, V_j, U_k, V_k\} \quad (1)$$

これに対応する節点力ベクトルは、三つの節点にうける力をX, Y方向に分ける。即ち節点力ベクトル $\{f_s\}^T$ は次のようになる。

$$\{f_s\}^T = \{X_i, Y_i, X_j, Y_j, X_k, Y_k\} \quad (2)$$

(2) 未定係数マトリックス

三角形要素内のX方向変位U, Y方向変位は、X及びY座標の関数と考えられ、そのうちもっとも簡単な一次関数を考えると次のようになる。

$$U = \alpha_1 + \alpha_2 X + \alpha_3 Y \quad (3)$$

$$V = \alpha_4 + \alpha_5 X + \alpha_6 Y$$

ここに $\alpha_1 \sim \alpha_6$ は未定係数である。

(3) に、各節点の X, Y 座標値を代入し、これをマトリックス表示すると下式のようになる。

$$\{\delta_s\} = [C] \{\alpha\} \quad (4)$$

式(4)を $\alpha_1 \sim \alpha_6$ について解くと下のようになる。

$$\{\alpha\} = [C^{-1}] \{\delta_s\} \quad (5)$$

(3) ひずみ-未定係数マトリックスと応力-ひずみマトリックス

平面ひずみ場でのひずみは X, Y 方向ひずみ ϵ_x, ϵ_y とこれらの軸に関するせん断ひずみ γ_{xy} の三成分からなり、弾性理論から次のようになる。

$$\epsilon_x = \partial U / \partial X \quad \epsilon_y = \partial V / \partial Y \quad \gamma_{xy} = \partial U / \partial Y + \partial V / \partial X \quad (6)$$

式(6)に式(3)を代入すると

$$\epsilon_x = \alpha_2 \quad \epsilon_y = \alpha_6 \quad \gamma_{xy} = \alpha_3 + \alpha_5 \quad (7)$$

これをマトリックス表示するとつぎのようになる。

$$\{\epsilon\} = [B] \{\alpha\} \quad (8)$$

また、要素内の応力は、X, Y 方向の σ_x, σ_y と、これらの軸に関するせん断応力 τ_{xy} の三つの成分からなる。ところで今回は、平面ひずみ問題として考え、応力-ひずみの関係をマトリックス表示すると次のようになる。

$$\{\sigma\} = [D] \{\epsilon\} \quad (9)$$

(4) 剛性マトリックス

剛性マトリックスを導出するのに今回は、仮想仕事の原理を用いて求めてみる。すなわち、ある弾性体に外力が作用し内部に応力が生じて釣り合ったとする。そしてこの系に微小の仮想変位を与えた時、これに伴って系の内部に仮想ひずみが生じる。その時、応力による仕事（内部仕事）と外力による仕事（外部仕事）が等しいとおくのが仮想仕事の原理である。

一般的にある系の内部仕事 (W_{int}) は、系の応力と仮想ひずみの積をその領域内で積分したものであり、つぎのように表される。

$$W_{int} = \iiint (\sigma_x \epsilon_x^* + \sigma_y \epsilon_y^* + \sigma_z \epsilon_z^* + \tau_{xy} \gamma_{xy}^* + \tau_{yz} \gamma_{yz}^* + \tau_{zx} \gamma_{zx}^*) dV \quad (10)$$

* : 仮想ひずみを表す

これをマトリックス表示するとつぎのようになる。

$$W_{int} = \iiint \{\epsilon^*\}^T \{\sigma\} \quad (11)$$

式(11)に式(9)を代入すると

$$W_{int} = \iiint \{\epsilon^*\}^T [D] \{\epsilon\} dx dy dz \quad (12)$$

また式(8)を代入するとつぎのようになる。

$$W_{int} = \iiint \{\alpha\}^T [B]^T [D] [B] \{\alpha\} dx dy dz \quad (13)$$

$\{\alpha\} = [C^{-1}] \{\delta_s^*\}$ を用いて

$$W_{int} = \iiint \{\delta_s^*\}^T [C^{-1}]^T [B]^T [D] [C^{-1}] \{\delta_s\} dx dy dz \quad (14)$$

$\{\delta_s^*\}^T$ と $\{\delta_s\}$ は x, y, z の関数でないから積分記号の外にだすとつぎのようになる。

$$W_{\text{ext}} = \{\delta_s^*\}^\top \left(\iiint [C^{-1}] [B]^\top [D] [B] [C^{-1}] dxdydz \right) \{\delta_s^*\} \quad (15)$$

また外部仕事 W_{ext} は、その系に作用している外力 f とその作用線方向の仮想変位 δ^* との積の和としてつぎのように与えられる。

$$W_{\text{ext}} = \{\delta^*\}^\top \{f\} \quad (16)$$

仮想仕事の原理では、内部仕事 W_{int} と外部仕事 W_{ext} が等しいので、次のような式が成り立つ。

$$W_{\text{int}} - W_{\text{ext}} = 0 \quad (17)$$

上式に (15) 式、(16) 式を代入すると

$$\{\delta_s^*\}^\top \{f\} - \{\delta_s^*\}^\top \left(\iiint [C^{-1}] [B]^\top [D] [B] [C^{-1}] dxdydz \right) \{\delta_s\} = 0 \quad (18)$$

これを変形すると

$$\{\delta_s^*\}^\top [\{f\} - \left(\iiint [C^{-1}] [B]^\top [D] [B] [C^{-1}] dxdydz \right) \{\delta_s\}] = 0 \quad (19)$$

これが仮想変位 $\{\delta_s^*\}$ に無関係に式 (19) が成り立つためには、

$$\{f\} = \left(\iiint [C^{-1}] [B]^\top [D] [B] [C^{-1}] dxdydz \right) \{\delta_s\} \quad (20)$$

が成り立たなければならない。そしてこのカッコ内は要素の節点力 $\{f\}$ と節点変位 $\{\delta_s\}$ の関係を表す剛性マトリックス $[K_s]$ そのものである。すなわち次のようになる。

$$[K_s] = \left(\iiint [C^{-1}]^\top [B]^\top [D] [B] [C^{-1}] dxdydz \right) \quad (21)$$

よって式 (20) はつぎのようになる。

$$\{f\} = [K_s] \{\delta_s\} \quad (22)$$

ところで、 $[C^{-1}] [B] [D]$ は、明らかに定数であるので、式 (21) の積分内も定数となり、また $[B'] = [B] [C^{-1}]$ とすると剛性マトリックスは、次のように簡単になる。

$$[K_s] = A h [B']^\top [D] [B'] \quad (23)$$

ここに A : 要素の面積、 h : 要素の厚み である。

3 平板載荷試験の方法

載荷位置は、第 P_s 橋脚の下であり、海上部の仮締切の中である。ここで 2箇所について行い、この 2 点をそれぞれ A 地点、B 地点とする。

載荷方式は、土質工学会「地盤の平板載荷試験方法」により、4 サイクル方式を採用した。

また、載荷平板は、直径 30cm の鋼製円形載荷板を使用した。

4 変形係数

有限要素法に用いるのに必要な値である変形係数は、載荷面と別の場所から採取した琉球石灰岩を用いて三軸試験等を行い、その試験結果より応力一ひずみ曲線を描くことにより求めた。その結果を表-1 に示す。

この結果をもとに最小 2 乗法により処理して用いた。

表-1 CT 試験結果による荷重と弾性係数

荷重 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm)
3	1153
4	1048
6	812
8	732
9	667
10	651
12	602
14	551
15	539
16	523
18	490
20	453
21	439
24	365

5 結果及び考察

今回行った載荷試験では、A地点とB地点を比較してみると、載荷荷重が 135 t f/m^2 の場合、両者の沈下量の差は、 17.48 mm もB地点のほうが大きい。どうしてこんなに差ができるのかを考えてみるとこれは地質条件の違いに大きく左右されると考えられる。つまりA地点とB地点とでは、図-3に示されたように変形係数にある程度大きな差があり、例えば、載荷荷重が 120 t f/m^2 の場合、変形係数の差は 116.7 kg f/cm^2 であるのに対し、沈下量の差は 15.7 mm も生じる。このA地点とB地点の変形係数の差は、いろいろ考えられるが、この2点間の距離がそう離れていないので、第一の原因是琉球石灰岩層の不均一なために生じたと考えられる。

また、有限要素法と載荷試験では、載荷荷重が 135 t f/m^2 の場合、両者を比較するとA地点では 14.58 mm 、B地点では、 32.06 mm も載荷試験の値が大きい。このようにどうしてこのような差が生じるのか考えてみると有限要素法の計算に用いるために室内試験より得られた変形係数は、同一な試料であるために変形係数は同じ値となる。この室内試験により求めた変形係数は平板載荷試験の2点の変形係数より大きな値であるため沈下量も小さな値となる。

6.まとめ

今回は、実際の平板載荷試験が有限要素法によりだされた計算結果と比較、検討してみたが、両者の値はかなり違ったものとなり、有限要素法の適用性の問題とともにいかに琉球石灰岩が不均質で複雑な地層であるか考えさせられた。このような琉球石灰岩の性質を今回だけで判断するのは難しいのでこれからも事例の研究も進めていかなければならない。

参考文献

大富建設コンサルタント

池間大橋橋梁整備 第3期工事 その3

戸川 隼人

BASICによる有限要素法による基礎

(サイエンス社)

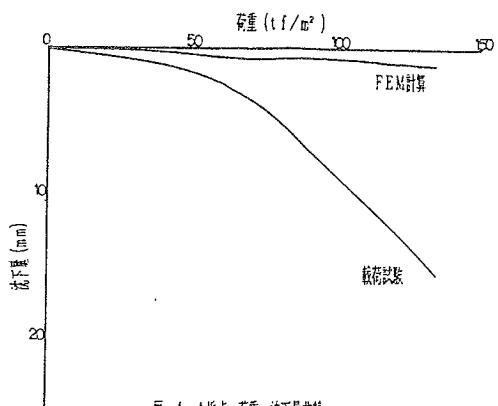
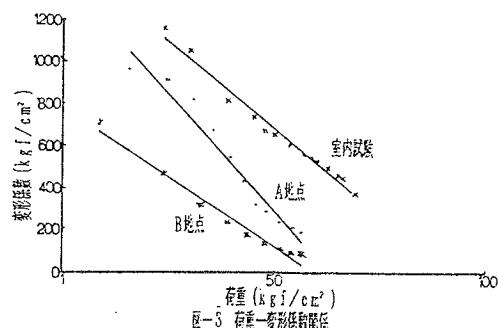


図-4 A地点 荷重-沈下量曲線

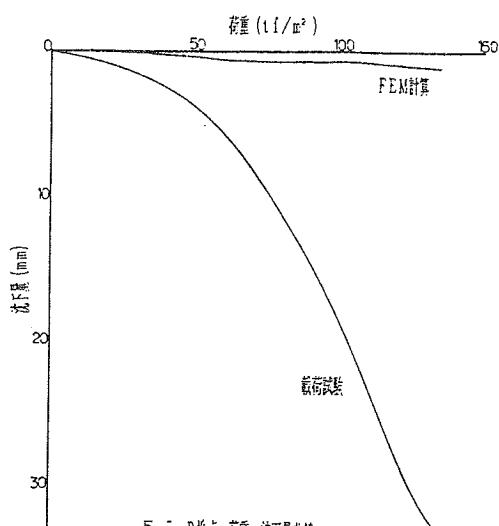


図-5 B地点 荷重-沈下量曲線

12. 細粒分を含む砂質地盤のSCP設計法の海上工事への適用

不動建設株式会社 特殊工法事業本部 研究室 水野 恒男
山本 実
中角 功

1. はじめに

サンドコンパクションパイプ（以下SCPとする）工法は、軟弱地盤中に振動する中空管を用いて、締固めた砂杭を造成する地盤改良工法である。SCPを砂質地盤に適用するにあたっては、既に細粒分含有率を考慮した設計法¹⁾が提案されており、多くの陸上工事結果によりその妥当性が検証されている。

今回、沖縄県下の海上工事にこの設計法を適用し、施工後の調査結果と比較検討したので報告する。

2. 細粒分を含む砂質地盤のSCP設計法の概要

SCP工法を砂質地盤に適用するに当たっては、改良目標強度（多くの場合改良後杭間N値で表示される）を満足するように、置換率（杭径およびピッチ）を定めることが、設計となる。

- 細粒分を含む砂質地盤の改良後杭間N値（N₁）は主に
- ① 原地盤N値（N₀）
 - ② 有効土被り圧（σ'v）
 - ③ 細粒分含有率（F_c）
 - ④ 砂杭の置換率（a_s）
 - ⑤ 振動締固め効果

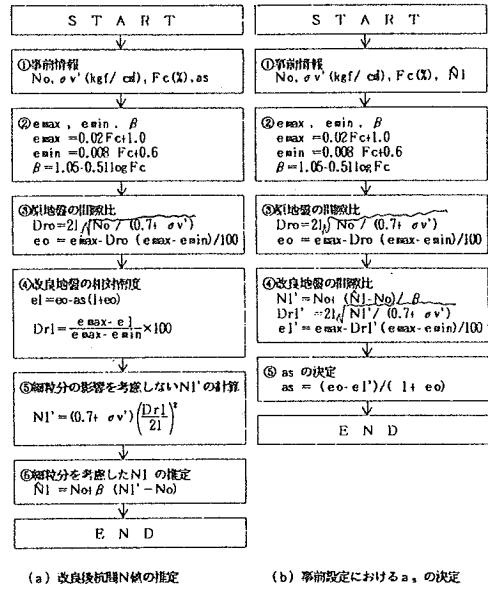
などによってその発現の度合が異なると考えられるが、⑤の振動締固め効果を考慮しないで、他の4つの関係を定式化したものが、今回適用した設計法（図-1のフロー参照）である。

このうち、N～σ'v～D_rの関係には、Meyerhof（マイヤーホフ）²⁾、F_c～e_{max}およびF_c～e_{min}の関係には平間³⁾の提案式を引用している。また低減率βは過去の実績の回帰式より求めた。

3. 当地区の土性と設計内容

当地区は、図-2に示すように、礫混り砂質土および粘性土から構成されており、この海底地盤上に建設される構造物の安定・沈下対策からSCPによる地盤改良が計画された。

このうち細粒分を含む礫混り砂質地盤については、N₁=12、N₀=4、F_c=20%の条件で図-1(b)のフローにしたがい設計し、a_s=20%（砂杭径Φ1300、ピッチ図-6参照）で施工された。



(a) 改良後杭間N値の推定 (b) 事前設定におけるa_sの決定

図-1 細粒分を考慮したSCP設計フロー

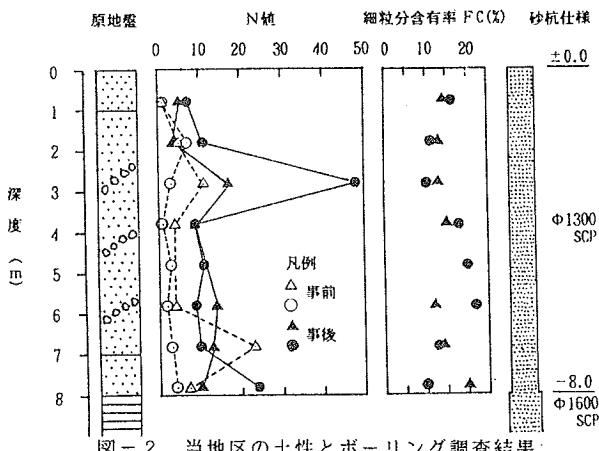


図-2 当地区的土性とボーリング調査結果

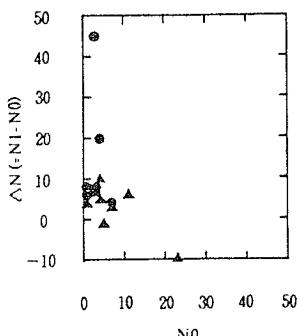


図-3 No～△N関係

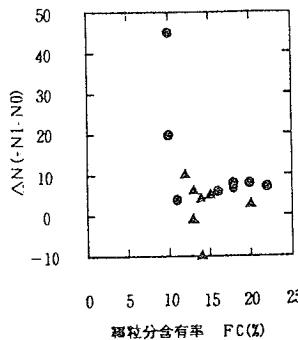


図-4 Fc～△N関係

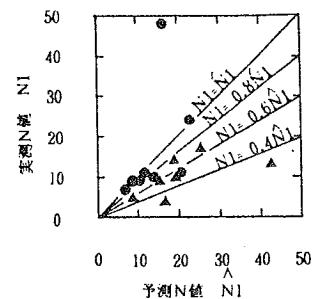


図-5 N̂～N関係

3. SCP施工後の調査結果とその考察

SCP施工後、事前調査位置と同位置で標準貫入試験(SPT)を実施した。またSPTサンプルについては、粒度試験を実施し細粒分含有率Fc(%)を求めた。(図-2参照)

(1) 原地盤N値と改良効果

改良効果を表わす指標としてN値の増分 $\Delta N (= N - N_0)$ を定義し、 ΔN と原地盤N値(N_0)の関係を図-3に示す。事前調査の段階で一部大きなN値を示した(礫打ちと予想される)点を除き、大部分の点で改良効果が表れている。

(2) 細粒分含有率Fc(%)と改良効果

図-4にFc～△N関係を示すが、当地区においては「Fcが増えると改良効果が低下する」という陸上施工結果の傾向は、あまり顕著ではない。

(3) 予測N値と実測N値

図-5に図-1(a)のフローで予測した \hat{N} と実測N値Nの関係を示す。

ほとんどの点で予測N値が実測N値を下回っており、 $N_0 = (0.4 \sim 1.0)\hat{N}$ で分布している。

これは、図-6に示すように同じ置換率20%でも、陸上施工(砂杭径70cmが標準)と海上施工(砂杭径130cm～200cm)では、砂杭の配置が異なることに起因していると考えられる。

すなわち陸上施工においては、1.96m²に1本の砂杭打設に対して、今回の施工では6.51m²に1本の砂杭打設となっており、単位面積あたりに与える振動締固め効果に明らかに差がある。

4. おわりに

今回の調査より、砂杭径の異なる海上施工に細粒分を考慮したSCP設計法を適用するにあたっては、その改良効果を低減して評価する必要のあることがわかった。今後はデーター蓄積し定量化を試みたい。

最後に本報告をまとめるにあたりご協力をいただいた沖縄県農林水産部漁港課、中部農林土木事務所、(株)沖縄土木設計コンサルタントに感謝します。

参考文献

- 1) 水野他：細粒分を含む砂質地盤におけるサンドコンパクションパイル工法の設計法、土と基礎 1987.5
- 2) Meyerhof: Discussion of Session 1, Proc. 4th International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng., London, 1957
- 3) 平間: 相対密度の適応に関する2,3の私見、砂の相対密度と工学的性質に関するシンポジウム発表論文集 1981

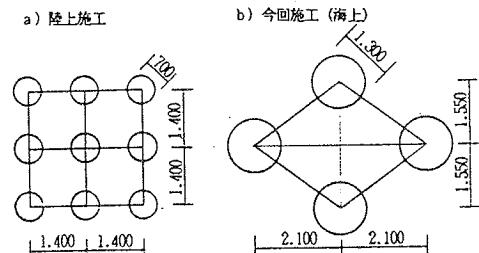


図-6 as=20%の砂杭配置

13. 中城湾港新港地区の埋立て工事の実情について

沖縄県土木建築部中城湾港建設事務所

兼 次 一 郎

○喜屋武元秀

城 間 永 誠

1. まえがき

中城湾は沖縄本島中南部の東海岸に位置し、北の勝連半島と南の知念半島で形成された面積約 240 km² の広大な海域を持つ湾である。湾口部には津堅島、久高島及びそれらの周りに発達したサンゴ礁があり、外洋からの激浪を防いでいる。また津堅島、久高島間の水路から湾の中央にかけて水深が20~50 mあり、港湾としての優れた自然条件を備えている。沿岸部においては遠浅の海域が発達し、埋立工事に適しているだけでなく、地理的にも本県最大の人口、産業の集積地である沖縄本島中南部に位置していることなど産業立地の場としての優れた条件をも兼ね備えている。このため、この湾の一部である勝連半島と泡瀬間の浅海性海域を埋立て整備し、新たな流通及び生産機能の場を建設しようといううのである。

埋立計画は全体で 340 ha 予定されており、工事は一期計画、二期計画の二段階に分けて実施される。昭和58年度に始められた一期計画は約 180 ha の埋立が予定されている。現在その約80%が完了しております、平成 3年度の完成をめどにしている。

中城湾港新港地区における埋立工事は、

1. 流通加工港湾の整備
2. 下水道終末処理場用地の造成
3. 県道用地の造成
4. 住宅用地の造成

を目的として実施されている。このうち『1.流通加工港湾の整備』は、沖縄振興開発特別措置法に基づく沖縄振興開発計画、沖縄県の行政方針としての中城湾開発基本計画及び港湾法に基づく中城湾港港湾計画に従い、沖縄県における産業とりわけ製造業の振興、雇用機会の創出、物流体系の効率化、本島中南部地域の開発等を目指して臨海型工業の生産基盤及びそれを支える流通基盤を形成するために必要なものである。また『2.下水道終末処理場用地の造成』は人口の増加、都市化の進展に伴う汚水量の増大に対応して生活環境の改善と公共用水域の水質保全を図るため、沖縄県が中城湾北部沿岸地域において整備を計画している流域下水道の終末処理場の建設に必要なものである。『3.県道用地の造成』は、埋立地背後の中心都市である沖縄市及びその周辺における効率的な陸上輸送網を形成するため、環状道路の一部として必要なものである。さらに『住宅用地の造成』は、沖縄市における住宅需要に対応して宅地を供給するために必要なものである。

これらの工事は国と県とで実施しており、国が冲防波堤、航路・泊地浚渫、作業用基地としての小舟溜り及び岸壁を、県が岸壁、背後の埋立、臨港道路、緑地を受持っている。

埋立方法としては外周施設（石積護岸、矢板護岸等）を施工した後にその背後の埋立を実施していく方法が取られている。埋立には大量の土砂を必要とするため、陸からの供給だけでは無理があり、航路・泊地の浚渫によって発生した土砂を埋立土として流用している。浚渫は主としてポンプ浚渫によって実施され、浚渫された土砂は海水と一緒に配送管を通して埋立地に投入される。埋立に用いられた浚渫土は粘性土を主体とし、含水比は非常に高く、現状では極めて軟弱な状態にある。埋立地の在来地盤の沖積層中にも層厚が比較的厚く、軟弱な状態で粘性土が堆積していることが確認されている。

このため、本地区の埋立工事は軟弱地盤対策を実施しつつ進行してきた。現在特に軟弱地盤処理とし

て主眼をおいて実施しているのは埋立後の圧密沈下対策である。埋立後に生じる圧密沈下量は各種構造物に有害な影響を及ぼすものと思われる。そのため有害な圧密沈下量を早期に終了させ、残留沈下量を所定の許容値（残留沈下量は10cm以下を見込んでいる。）以下に押えなければならない。そのための対策としてカードボードを用いたバーティカルドレーン工法が、埋立地のほぼ全域で実施されている。

2. 調査敷地の地盤構成状況

2-1 漉渫埋立土

中城湾港新港地区住宅用地及び工業用地の埋立には大量の漉渫土砂が用いられている。この漉渫土は埋立地に2~5mの厚さで投入される。投入された直後の漉渫埋立土の含水比は150~300%にも達し、ほぼ液体状に近い状態を示す。投入直後、土砂粒子の自重による沈降が即座に始まり、含水比は数時間でかなり変化するようである。投入後、数ヶ月から半年ほど放置した後にサンドマット及び良質土による埋立てが圧密沈下を見込んで、計画高さより0.5~1.0m高い位置まで実施される。この時点で漉渫土の含水比は100%前後に落着き、半液体状を呈する。

2-2 在来地盤

埋立地一帯の地盤は、第三紀中新世後期に堆積した島尻層とその上位に直接堆積した沖積層によって構成されている。

対象敷地において島尻層は泥岩（クチャ）と砂岩（ニービ）が互層状に分布する。堆積標高は地点によってかなり異なり、不陸を持って堆積している。

沖積層の層厚も当然、下位の島尻層の不陸の影響を受け、地点によって層厚のバラツキが認められる。最大層厚は30m近くにも達し、しかもその大部分がN値は4以下であり、自沈（N値が0）を示すような箇所も多く確認されており、全体に軟弱な状態で堆積しているものと判断される。

沖積層の上部は砂、礫を主体とした土層（As~Ac）があり、その下位に粘性土を主体とした土層（Ac）がある。このAc層には次のような特徴が認められる。Ac層はその上部でサンゴ礫の混入が目立ち、下部に従い混入が減少し、ついには混入がみられなくなる。

結局、埋立地における圧密沈下は、漉渫埋立土（Fc）と在来粘性土層（Ac）によって起こるものと考えられる。

3. 在来粘性土及び漉渫埋立土の土質特性について

漉渫埋立土（Fc）及び在来粘性土（Ac）も当然のことながら全く均質な土層ということではなく、やはり物理・力学的性質は地点、深度によってバラツキがみられる。設計においても、工区によって採用されている土質諸数値が異なることは必然のことと考えられる。以下に圧密対象土の土質諸数値の一例を示す。

表-1 漉渫埋立土及び在来粘性土の土質諸数値

土層名	土被り深度(m)	圧縮指数Cc	圧密降伏応力Pc(kgf/cm ²)	湿潤密度ρ _t (g/cm ³)	自然含水比W _n (%)	初期間隙比(e _o)
漉渫埋立土(Fc)	2.0~5.8	0.600~0.920	0.038	1.470~1.517	96.5~100.8	2.538~2.800
在来粘性土(Ac)	5.0~15.8	0.225~0.573	0.704~2.120	1.690~1.897	33.2~55.3	0.891~1.474

圧密沈下解析に必要な体積圧縮係数 (m_v) , 圧密係数 (C_v) のオーダはつぎのようである。

	m_v (cm^2/kgt)	C_v (cm^2/day)
浚渫埋立土 (Fc)	$1 \times 10^{-1} \sim 1 \times 10^0$	1×10
在来粘性土 (Ac)	1×10^{-2}	1×10^2

4. 圧密沈下理論値と実測値の比較

圧密沈下対策工法のなかでも圧密を早期に終了させるバーティカルドレン工法は、我国では多くの実績があり、その設計手法についても不確定要素がないわけではないが、一応かなり信頼のおける工法であると評価している。

対象敷地においても各種のカードボードドレン工法が実施されている。設計・施工は土質試験結果及び試験施工を踏まえて、精度の良いものを目指して実施しているが、往々にして理論(設計)と実測の誤差が生じるのはやむをえないものと考えている。本施工においても、理論とおりの圧密現象が起こっていないのが実情である。

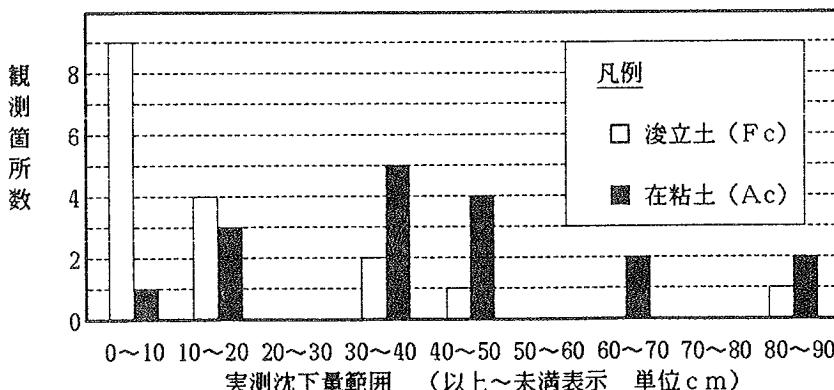
実例として住宅用地で実施された動態観測結果と理論値の比較を要約して記載する。

表-2 中城湾(新港地区) 住宅用地における設計沈下量と実測沈下量の比較

ドレン ピッチ (m)	圧密層の 土層名	圧密層厚 (m)	設計沈下量 (cm)	実測沈下量 (cm)
1.5~2.0	浚渫埋立土 (Fc)	1.90~5.45	18.4~40.2	1.6~86.4
	在来粘性土 (Ac)	5.10~25.40	27.3~124.1	3.0~85.2

※ 観測箇所数 17箇所のうち、

図-1 実測沈下量の頻度図 (17箇所中)



住宅用地の沈下量は、ほとんどの箇所で予想より小さな値が観測されている。当初の設計において、浚渫埋立土（Fc）は薄い層であっても、体積圧縮係数（mv）が大きいため、かなりの沈下があるものと予想された。そして、在来粘性土（Ac）はmvは小さいが、層厚が比較的厚いため、これもかなりの沈下量が見込まれたのである。

ドレン打設後の圧密期間については浚渫埋立土の圧密係数（ $C_v = Ch$ ）が小さなため、在来粘性土よりも長期に渡って沈下が進行すると思われていた。しかし、実測の結果では浚渫埋立土の圧密係数も意外に大きく、沈下も比較的早く終了することが解ってきた。（圧密沈下の理論及び実測曲線は映写機にて示す。）

ま と め

前章を考慮すると、設計値として用いている土質諸数値は、比較的安全側の値と言える。これまでの施工について考慮してみると埋立て地大半の地域について、現行のドレンピッチで設計圧密期間より短い期間で所定の圧密沈下（残留沈下量10cm以下）が完了したものと判断される。このことは埋立て計画との関係上、それが極端でない限りにおいて施工を計画通りに進行させることができ、現在の施工方法で概ね良いものと考えている。

圧密沈下の理論値と実測値の誤差の原因については、圧密層の不均一性が主たるものであると考える。浚渫埋立て土についてはその粒度組成は礫～粘土にまで変化し、沈下量の少なく観測された地点の土質は必ずしも超軟弱な粘土層ではなかったようであり、砂礫層を主として堆積している所も確認された。在来土については、上部の砂・礫（As～Ag）層の層厚によって下位の粘性土（Ac）層の層厚にも変化がでてくるわけである。しかも、その上部にはサンゴ礫が混入しているから、その挙動の推定は難しいものと思われる。

また、圧密沈下の実測値の測定時期についても見逃せない問題があったものと思われる。沈下板は全ドレン打設終了時に設置し、測定を開始している。このため、比較的大きな初期沈下を必ずしも適切に測定できたとは言えないようである。こう考えると理論値と実測値との沈下量の実際の誤差は、小さくなるものと思われる。今後はこのことを踏まえ、測定方法も再度検討し、今後のための正確な記録を残せるよう配慮したい。

最後に、今回の報文に用いたデータは埋立て地の一地域のものであり、必ずしも埋立て地全体を反映したものではない。現在、工業用地では試験的に間隔を変えてドレンを打設し、その動態観測を行なっている。これによってドレン間隔の有効性を把握し、安全でかつ経済的な施工の指針を得ようというものである。これからも課題として、このようなデータをより多く集積させると同時に、工事に反映させていくよう努力したい。

14. 深層混合工法による護岸基礎の設計と施工例

時報誌監修官 〇福田利夫
編集 大久保 照屋 謹

1. はじめに

沖縄県で本格的に深層混合工法が使われたのは、昭和57年、那覇市の安里川において大規模な試験工事が実施されてからである。それ以来、河川護岸の基礎として、その使用範囲も徐々に広まっており、現在では本島全域の河川において、護岸の基礎として活用されている。

本施工例は、沖縄本島南部の、糸満市を流れる報得川における深層混合工法による護岸基礎の施工例である。この施工の特徴は、地盤改良による完成後の護岸の安定を計るばかりでなく、施工時においての掘削斜面の安定を考えて、地盤改良杭を配置計画し、それを実践したと言う点にある。

2. 計画地概要

沖縄本島南部地域には、本島最大の河川である国場川をはじめ、安謝川・鏡波川・安里川等の県管理の河川がある。これらの河川は順次、河川改修工事が進められているが、報得川はそれらの中でも最も河川改修工事の遅れた河川の一つである。

今回の工事場所は、この報得川の河口近く、国道331号線の川尻橋と、その上流の兼城橋との中間地点であり、報得川の中でも最も川幅が広く、軟弱層が10～15mの厚さをもって堆積している場所である。その軟弱層は、過去数回の護岸工事において、その取りあつかいの困難さが、常に問題となっている。

3. 設計概要

1) 土質条件

当計画地の土層構成を図-2に示した。柱状図をみると、ボーリング位置によって層厚は一定ではないが、いずれも、上部からN値1～3の粘土、N値2～20のシルト質砂、N値2～5の砂質粘土、及び基盤の島尻泥岩の層序となっている。第2層の砂質粘土はN値が最大20程度を示しているが、これはこの層内にレキを混入しているためと考えられ、この層も含めて総じて軟弱であると思われる。特に最上部の粘土層は過去の護岸工事においても独特な性状を示し、工事の困難を助長させて来た大きな要因となっている。

この粘土の特徴は、98%以上がシルト分以下と言う微細粒子で構成されているにも拘わらず、層全体の透水性は高く、掘削した場合には、周辺から掘削部分に水が吹き出す現象も多く見られた。

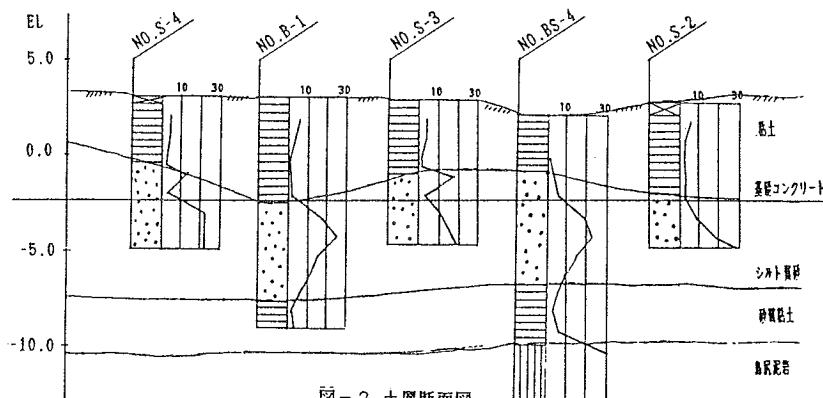


図-2 土層断面図

また、掘削直後のこの粘土はドロップしたショウクリーム状を呈しているが、この粘土層を掘削放置した場合、表面の乾燥に伴って、数時間後には縦横のひび割れが発生し、さらに乾燥すると、ボロボロと剥離して掘削面が徐々に崩落していく性状を示している。

そのため、過去の施工において地盤改良杭周辺が徐々に崩落して、地盤改良杭間の結合がそこなわれ複合地盤としての荷重伝達性が阻害されるとする結果もでている。

表-1 粘土の性状

含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	粒 度 (%)			
			>2mm	2~0.42	0.42~0.074	0.074<
48.3	1.691	1.140	0.3	0.5	1.2	98.3

2) 設計方針

過去の施工例を考えて、地盤改良基礎の設計方針を以下の通り設定した。特に今回の工事においては施工中の掘削断面の安定を十分に考慮することとした。

- ①護岸全体の安定計算は、円弧スベリに対する安全率を計算し、許容安全率Fs = 1.2以上となるような地盤改良杭の配置と強度を設定する。
- ②地盤改良範囲は石積護岸の断面幅とし、石積護岸全体が断面方向に不等沈下しないことを考えて計画する。
- ③護岸の基礎コンクリート位置は地盤改良杭上に計画し、鉛直・水平荷重の支持についても、十分に耐えられる地盤改良強度を設定する。
- ④本護岸の施工に当たっては鋼矢板土留等の仮設工を行わないため、工事中においても掘削斜面が安定することを考慮して地盤改良杭の配置を行う。

3) 設計断面

前記の設計方針に従って地盤改良工の設計を行い、以下の配置と断面形状を得た。

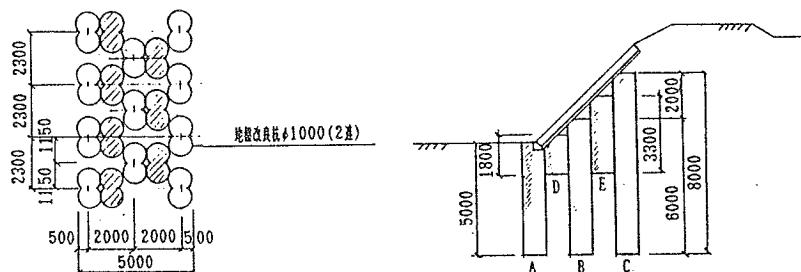


図-3 地盤改良配置図

図-4 設計断面図

- ①地盤改良杭の配置は護岸全体の安定を計るためのA・B・C杭と掘削時の斜面の安定を計るためのD・E杭とから構成される。
- ②A・B・C杭は円弧スベリの安定からその強度を設定するが、D・E杭については、A・B・C杭との連結を計るためのものであるため、最小強度を設定する。
- ③D・E杭は、A・B・C杭の周辺から現地盤土が流出、もしくは剥離しない配置とした。

4) 地盤改良仕様

① 目標強度 : q_u

A・B・C杭については円弧スベリの安定計算より目標強度を $q_u = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ とした。

D・E杭については、上部の地盤改良杭間の連結を計ることを目的とし、最小強度 $q_u = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ とした。

② 改良率 : a_s

改良率は杭面積を改良範囲で除したものである。今回の場合、上部で $a_s = 65.2\%$ 、下部で $a_s = 39.1\%$ である。

③ 改良ユニット

改良ユニットは、SECφ1000(2連式)を使用し、

改良面積は $A = 1.5 \text{ m}^2/\text{set}$ である。

④ 固化材配合量

固化材配合量は最も軟弱と考えられる上部粘性土をボーリングにて採取し、土質工学会基準案「締固めを伴わない安定処理土の試験方法」に準じて配合試験を行い、その結果から決定した。

この場合、固化材としては普通セメントを使用し、水セメント比80%及び100%で配合した。その結果を表-3に示す。また、深層混合杭の室内配合試験強度と現場強度との比は実績から約1/3程度となっており、固化材配合は室内試験によって、目標強度の3倍すなわち、 $q_u = 9.0 \text{ kg/cm}^2$ 以上の強度の発現される配合量を設定した。

以上の結果より、固化材配合量は、水セメント比を80%とし、A・B・C杭で $C = 160 \text{ kg/m}^3$ 、D・E杭で $C = 100 \text{ kg/m}^3$ に設定した。

4. 施工方法及び施工管理

1) 施工機械

沖縄県内でのSEC工法の施工機械は、門型改良機方式、三点杭打機方式、クレーン方式の3方式があるが、今回の工事においては現場も広く、機械等の搬入も問題ないことから、三点杭打機方式によって施工を行った。

また、改良の良否に最も大きく影響する羽根形状については、すでに多くの実績のある、鉛直溝巻き3枚羽根(2段式)を使用した。

図-6に搅拌翼の形状を示す。

また、今回の工事において使用した施工機械とその仕様を表-3に示す。

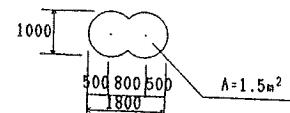


図-5 改良ユニット図

表-2 事前試験結果表

水セメント比 (%)	配合量 (kg/m³)	一輪圧縮強度 (kgf/cm²)		摘要
		28日強度 測定値	平均値	
80	40	2.71		
		2.54	2.78	
		2.85		
	80	5.19		
		4.68	4.68	
		4.21		
	160	8.86		
		8.28	8.24	
		8.59		
	40	2.45		
		2.58	2.89	
		2.18		
100	80	4.15		
		8.88	4.09	
		4.29		
	120	6.20		
		6.08	5.99	
		5.75		
	160	7.29		
		7.94	7.86	
		8.36		
	200	9.98		
		9.65	9.72	
		9.54		

表-3 施工機械仕様表

名 称	規 格	数 量	摘 要
三 点 抗 打 機	85~40t 吊り	1台	
搅拌混合処理機	φ1000 (2連)	1台	
搅拌ロッド及び 搅拌翼・ヘッド	t=8.0~15.0m	2式	
スラリー・プラント	800t×2連	1基	■■■
水 箱	10 m³	1基	
セメントサイロ	80 t	1基	
發 電 机	200 KVA	各1台	
コンプレッサー	吐量8.7m³/min	1台	
管 理 機 器		1台	

注) 搅拌板が必要な場合は、別途計上する。

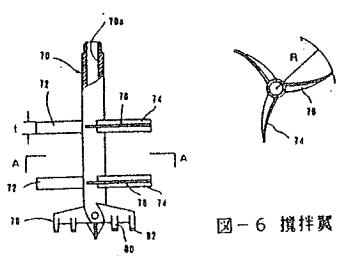


図-6 搅拌翼

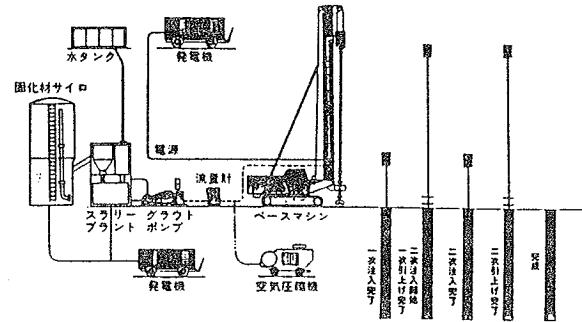


図-7 施工システム図

2) 施工方法

施工は図-7に示した施工システムによって、2回搅拌、2回注入方式で行った。

3) 施工管理

① 現場管理

現場においての管理項目は改良位置と鉛直性の確認、改良深度の確認記録、スラリー注入量の記録、貫入速度の記録等であるが、これらは表-4に示した方法によって管理を行った。

② 強度確認

改良杭の強度の確認は改良28日後にチェックボーリングでコアを採取し、その試料より圧縮試験用の供試体を作成し、一軸圧縮試験にて強度を確認した。表-5に試験結果を示す。

また、改良後28日以前における强度確認方法として、施工直後に改良杭内に塩ビ管を挿入し、それにより採取した供試体によって、7日強度を確認し、強度の発現状況をチェックしながら施工を進めた。

5.まとめ

深層混合杭の施工は安全性、品質ともに良好な結果をもって完了した。特に、従来の施工で頻発していた施工時における掘削斜面の崩落については全く問題がなく、順調に施工が進められた。

最近は沖縄県においても深層混合工法を従来の護岸基礎としてばかりでなく、C-B-O-X、擁壁などの各種構造物基礎としても使っており、その応用分野も広がる傾向にある。しかし、深層混合工法自体、未だ未完の技術であり、これから活用に当たっては、過去の実績を検証しつつ、さらに設計手法の確立や施工法の改良等に努めることが必要である。

表-4 現場管理方法

項目	管理方法	摘要
改良位置	測量にて中心位置の芯出しを行い、位置杭を打つ。	
鉛直性	水準器にてリーダーの鉛直を出し、トラニシットで確認。	
改良深度	オシログラフに記録	リーダーに標尺を設置し、写真にて管理を行う。
スラリー注入量	オシログラフに記録	
貫入速度	オシログラフに記録	

表-5 強度試験結果表 (単位 kgf/cm²)

杭番号	4週強度				目標強度
	N0.1	N0.2	N0.3	N0.4	
A-7	2.2	4.0	4.0	3.4	3.0
A-8	5.8	4.4	-	5.1	3.0
C-6	4.9	3.2	-	4.0	3.0
B-10	5.2	3.1	-	4.1	3.0
B-17	4.4	3.9	-	4.1	3.0

15. 屋嘉トンネルの地質と施工

沖縄県土木建築部北部土木事務所

富永 実広 ・ 玉城 孝哲

○ 比嘉 和夫 ・ 多和田真忠

1. まえがき

金武町及び恩納村において恒常化しつつある交通渋滞の解消、北部リゾート地域への観光客の誘発、周辺地域における物流の活性化等を推進するため国道58号と国道329号を結ぶ県道屋嘉恩納線は、昭和61年度認定された延長4Kmの一般県道である。

屋嘉トンネルは、当道路のほぼ中央部に位置し延長L=524m、幅員W=9.25mで周辺環境の保全と交通の安全性を確保する必要があることから計画されたものである。

昭和63年10月に着工し、トンネル本体を発破によるNATM工法で施工している。現在工事は上半470m、下半420mを掘進し平成2年3月の完成を目指して鋭意施工中である。

本報告は、当トンネルの地質と掘削経過を報告するものである。

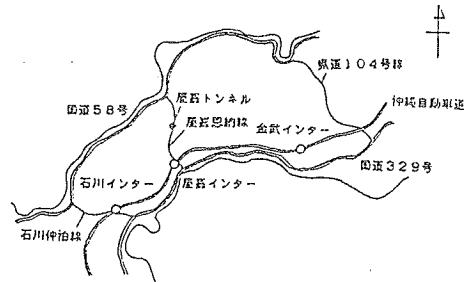


図-1 位置図

2. 設計概要

以下に本トンネルの設計諸元を示す

路線名	県道屋嘉恩納線
道路規格	第3種第3級
設計速度	40Km/H
幅員構成	車道6.0M 歩道1.5M
トンネル等級	C
トンネル断面	図-2参照
トンネル延長	524m

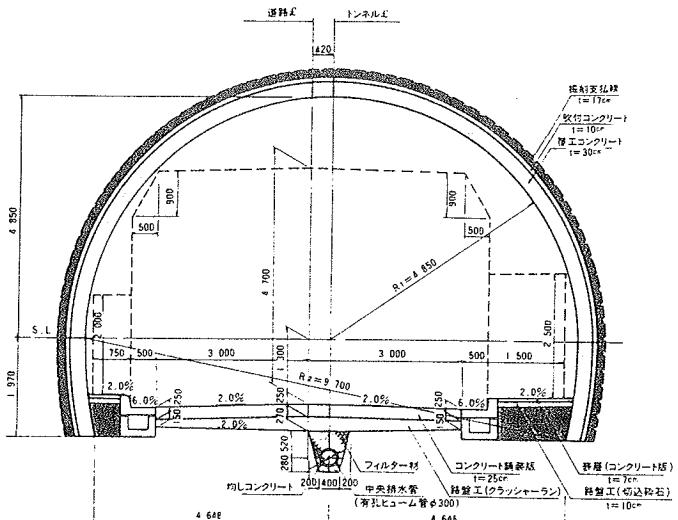


図-2 標準断面 (C パターン)

3. 地形地質概要

地形は、屋嘉岳(190m)を中心に恩納岳(363m)及び石川岳(204m)によって配置される低山性の小起伏山地から構成されている。山地の尾根は一般に丸みを帯び地層の非固結状態が推定できる地貌を呈している。

地質は中世代白亜紀～新生代中期にかけて形成されたと考えられる国頭層群を基盤とする。国頭層群は沖縄本島北端辺戸から中部石川付近までの中部に広く分布する地層で名護層と嘉陽層とに細分される。名護層は黒色頁岩、千枚岩を主体とする泥質岩から成り、一方嘉陽層は砂岩を主とする砂岩、泥岩互層からなる。ボーリング調査の結果、当該地の地質は、国頭層群名護層の黒色千枚岩が分布していることが判明している。

4. 施工

(1) 工法の決定

トンネルの地山区分は、地質と弾性波速度で決り（図-3参照）、それに応じて標準支保パターンが定められている。

掘削工法は在来の矢板工法とNATM工法に大別されるが、本トンネルでは、標準工法であるNATM工法を採用した。

本トンネルの地山は、黒色千枚岩（一軸圧縮強度400Kg/cm²程度）が大部分を占めることが予想される。機械掘削の経済施工限界（一般に200Kg/cm²と言われている）を越えているため、掘削方式は発破方式を採用した。

工事基地は、湧水の自然流下、用地状況、及び工事用道路等を考慮し屋嘉側とした。

(2) NATM工法

在来の工法が、ゆるみ領域の荷重を鋼製支保工と厚肉のコンクリートを主たる支保部材とする剛な支保構造で地山に対抗する工法に対し、NATM工法は、ロックボルト、吹付コンクリートを主たる部材として、地山のゆるみを極力抑え、地山が本来持っている支保能力を活用し現場計測の管理のもとにトンネルを掘削する工法である。

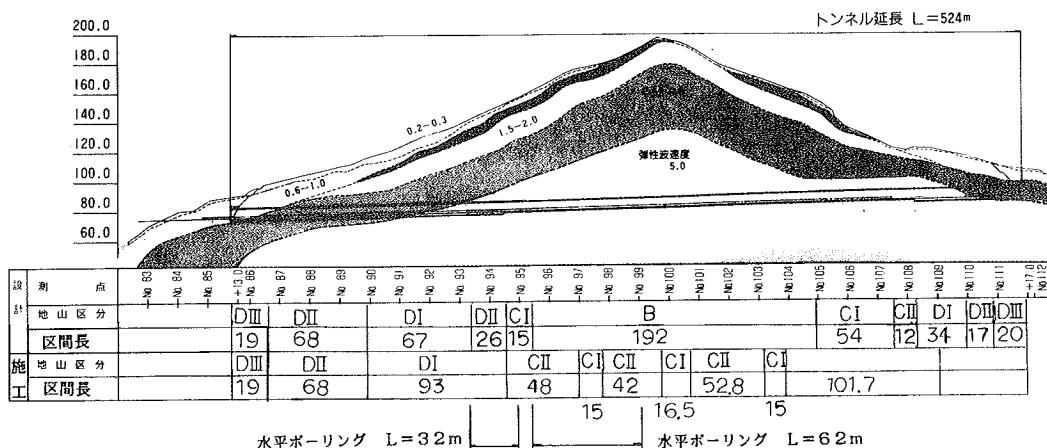
(3) 切羽と掘削

千枚岩は、片理が発達しており、発破後地山応力から解放され亀裂が開口していた。走行は、トンネル軸方向に対して右側に50°、傾斜はさし目で30°～60°であった。切羽がさし目になっていたため、鏡の自立は確保され屋嘉側から掘削した利点が大いに發揮された。

当初設計では、坑口から154mの位置で破碎帯があると推定されていたため、152m掘削後、調査のための水平ボーリングを行った。その結果10～15cm程度のレキ状破碎部を局所的にはさみ、湧水が最大300L/min程度あったが、補助工法を採用する程ではなかった。

当トンネルは、中央部に鋼製支保工なしのB断面が192m設計されていた。B断面の出現位置を確認するため坑口から192mの位置で調査のため、2回目の水平ボーリングを行った。その結果局所的に破碎レキ状コアが採取された。

その結果をもとに、切羽の観察を行ないながら施工を行ったが、結果は図-3に示すとおり、当初設計に比べ1～2ランク落した断面で施工した。



(4) 湧水及び濁水処理

湧水は、当初設計で50L/分程度と予想されていた。低山性の山で最大土被り100m程度、トンネル縦断方向に沢部もない箇所である。

実積は、切羽からにじむ程度から最大300L/分程度までと場所的にかなりの幅があった。湧水のあるところでは、吹付コンクリートの施工が不可能であるため、ビニール管により湧水を処理し吹付コンクリートの施工を行った。低山性の山であるため湧水量は、時間の経過とともにかなり少なくなった。

湧水は、切羽の安定をおびやかす程のものではなかった。

濁水は、環境保全のため、処理能力20m³/hの機械式処理機により、原水のSS濃度8700ppmを90ppm、PH11をPH7程度に処理した。

(5) 補助工法

坑口から96~98mの間で、左肩部から天端にかけて、湧水を伴い軟弱部分が崩落したため、補助工法として、フォアパイリング工法を採用した。落ちるズリの大きさから判断して間隔は30cmとして、D25mm, L=3.0mの鋼棒により施工した。

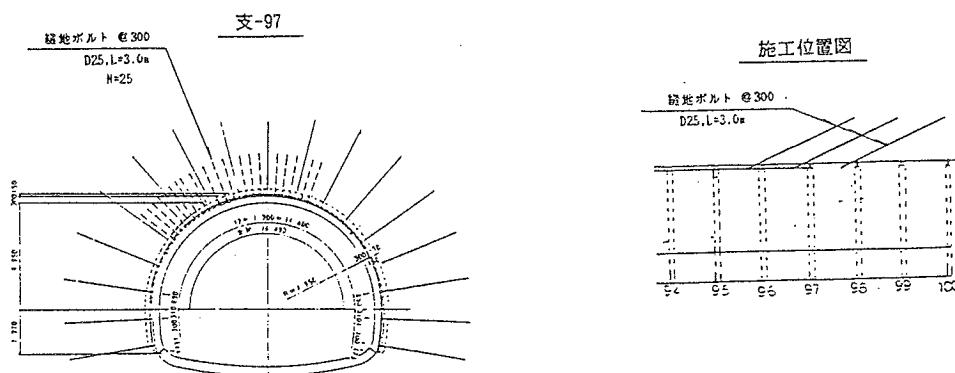


図-4 補助工法

(6) 計測工

計測工は、計測A及び計測Bを次のとおり行った。

	計測項目	目的
計 測 A	坑内観察調査	主に当初設計の地山区分の再評価
	内空変位測定	A B 断面の変形状態を知り支保工の妥当性の判断 C
	天端沈下測定	F トンネル天端の安定性の判断
計 測 B	ロックボルト軸力測定	ロックボルト効果の判断
	地中変位測定	ロックボルト長等の判断
	覆工応力測定	吹付コンクリートの背面土圧、吹付コンクリート内応力
	地山試料試験	一軸圧縮強度、超音波伝播速度、単位体積重量
	ロックボルトイタ抜試験	ロックボルト定着状態の確認

計測Aの内空変位は、測線Cで、C断面では $-0.75\text{ cm} \sim -1.23\text{ cm}$ 、D断面では $-0.98\text{ cm} \sim -2.19\text{ cm}$ であった。天端沈下は測点Fで $-0.4\text{ cm} \sim -0.9\text{ cm}$ であった。この変位は $1D$ (D は掘削直径) から $2D$ 以内で収束し、変位量は小さく通常の安定地山である。計測Bのロックボルト軸力及び覆工応力も許容応力度内であり、問題はなかった。

5. あとがき

本トンネルは、さし目であったこと及び湧水が少なかったことにより切羽の安定が保たれた。千枚岩の特質である肌落ち及び落石等の問題も早期に吹付コンクリートが施工できるNATM工法の利点が発揮でき、問題は生じなかった。また変位が早期に収束する安定性地山であったこと等により、順調に工事が施工されてきている。

施工実績は、地質縦断図に示すように、施工断面は、1～2ランク落とした断面となっている。これは千枚岩の特質にあると思われる。千枚岩は片理に平行な方向の弾性波速度は高い傾向を示すが片理に直交する方向には低い傾向を示す。そのため地山弾性波速度の結果をそのまま岩盤等級に機械的にあてはめるのは危険であり、1ランク程度落して考えた方が実情に合うのではないかと考えられる。

今後 5.4 m の掘削が残されているが、終点側の土被りの薄い箇所及び坑口部の施工となるため、更に慎重に施工して行きたい。

16. 残留強度測定に必要なせん断変位

琉球大学農学部 宜保清一 森 英勇 赤嶺光宏
沖縄県北部農林土木事務所 仲村 哲

残留強度測定は各種の室内土質試験により実施され、それぞれが与えうる可能なせん断変位内での最小値をもつて残留強度(τ_r)としているので、一つの土に対していくつもの τ_r が提出される。Fig.1に直接せん断試験結果($D=16\text{mm}$ で終了)(Cruden et al.1989)とリングせん断試験結果を示す。 $D=16\text{mm}$ の変位量では、せん断応力(τ)は未だ低下途上にあり、その値を τ_r とすべきでない(Fig.2も参照)。 τ_r は、粘土の物理化学的性質や鉱物組成、及びせん断変位(D)の大きさによって影響され、粒子の配向面で発揮される強度であり、一定垂直応力(σ_n)の下では唯一固有の値である(Gibb et al.1987)。粒子配向を決定づける第一の影響因子がせん断変位量であることが残留強度を大変位せん断によって求める所以である。

すべり面土の大変位せん断挙動

420 μm フルイ通過スラリー試料についての等圧リングせん断試験結果を示す(Table 1)。

Kamenose .. $D_{sf}=4\text{cm}$ 付近でピーク(完全軟化強度 τ_{sf})が現れた。 τ_{sf} から τ_r への強度低下率(0.826)が大きいばかりでなく、 τ_r 値も小さい。10cm及び40cmの変位における τ の τ_r に対する比は、それぞれ4.25、3.31であり、 τ_r に到達するまでにかなりのせん断変位($D_r > 200\text{cm}$)が必要とされた。

Kitaoka-1 .. τ_{sf} は $D=8\text{mm}$ で出現しKamenoseより早い。 $\tau_{sf}/\tau_r=2.710$ 、及び $\tau_{40}/\tau_r=1.13$ から、残留状態に至るまでの変位量が $D_r=40\text{cm}$ 程度であり、Kamenoseに比べかなり小さい。

Saza-2 .. せん断挙動はKitaoka-1にほぼ近い。 $D=10\text{cm}$ ですでに τ_r の1.13倍の τ 値まで低下し、 $D=20\text{cm}$ でほぼ残留状態に至った。

Makino-1 .. 他の2つの泥岩試料と幾分挙動が異なった。 $D_{sf}=4\text{cm}$ であり、ピーク後の強度低下も小さい。 τ_r 値はSaza-2に近く、その D_r はKitaoka-1に類似している。

Bentonite .. 100%スマクタイトからなる粘土で、すべての土材中で最小の残留せん断抵抗角 ϕ' 値を有す。 τ_{sf} 及び τ_r が共に小さく、 $D_r=1\sim 2\text{cm}$ も小さい。地すべり土の殆ど

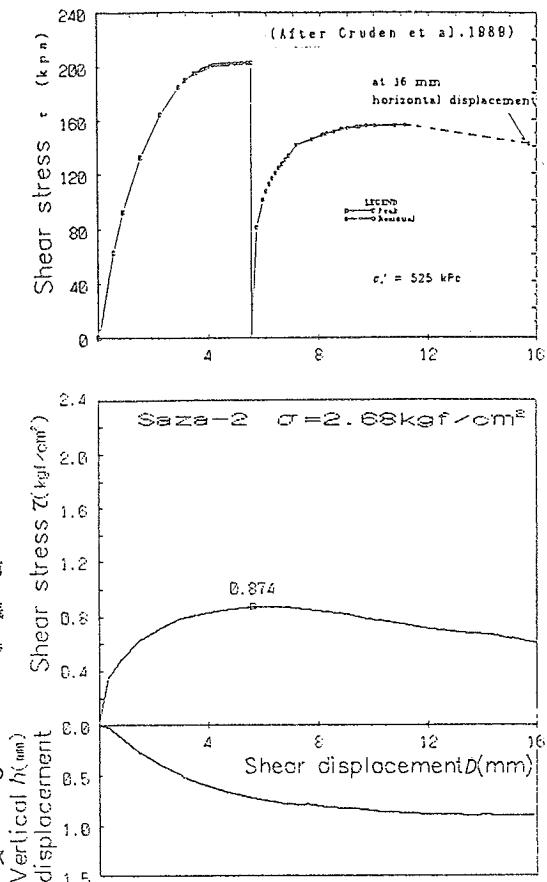


Fig.1 Stress displacement behaviour on landslide soils ($D=0\sim 16\text{mm}$)

はスメクタイト Table 1 Strength loss on shear surfaces with shear displacement on landslide soils

を含有している

低強度を示す。

Kaolin	Sample	σ_n (kgf/cm ²)	τ_s	τ_{s1}	$\tau_{0.6}$	$\tau_{1.0}$	$\tau_{4.0}$	$\frac{\tau_{s1} - \tau_s}{\tau_s}$	$\frac{\tau_{s1} - \tau_{0.6}}{\tau_{s1}}$	$\frac{\tau_{s1} - \tau_{1.0}}{\tau_{s1}}$	$\frac{\tau_{s1} - \tau_{4.0}}{\tau_{s1}}$
			D _r (cm)	D _s (cm)	D _{s0.6} (cm)	D _{s1.0} (cm)	D _{s4.0} (cm)	$\frac{\tau_{s1}}{\tau_s}$	$\frac{\tau_{0.6}}{\tau_s}$	$\frac{\tau_{1.0}}{\tau_s}$	$\frac{\tau_{4.0}}{\tau_s}$
τ _{s1} 及び τ _s が 共に大きく、地 すべり土となり えない。	Kanenose (Kanenose conglomerate)	3.00	0.282	1.504	1.380	1.113	0.886	0.828	—	0.260	0.424
	Kitao-1 (Shimajiri mudstone)	2.68	302.44	4.13	0.8	10	41.92	5.740	—	4.248	3.305
Kamenose 試料 では、シルトや 細砂の存在がせ ん断挙動に大き く影響し、強度 低下に時間要 した。しかし、配 向性スメクタイ	Saza-2 (Sasebo mudstone)	2.68	0.362	0.981	0.981	0.498	0.409	0.831	0.0	0.491	0.583
	Makino-1 (Shiuya mudstone)	2.68	150.74	0.83	0.8	10	45.48	2.710	2.71	1.378	1.13
Kamenose 試料 では、シルトや 細砂の存在がせ ん断挙動に大き く影響し、強度 低下に時間要 した。しかし、配 向性スメクタイ	Bentonite	2.68	0.448	0.874	0.823	0.507	0.448	0.487	0.058	0.420	0.487
	Kaolin	2.68	321.13	0.59	0.9	10	47.86	1.851	1.837	1.132	1.0
Kamenose 試料 では、シルトや 細砂の存在がせ ん断挙動に大き く影響し、強度 低下に時間要 した。しかし、配 向性スメクタイ	Makino-1 (Shiuya mudstone)	2.68	0.430	0.631	0.528	0.567	0.49	0.319	—	0.101	0.223
	Bentonite	2.68	344.02	4.01	0.8	10	44.84	1.467	—	1.319	1.14
Kamenose 試料 では、シルトや 細砂の存在がせ ん断挙動に大き く影響し、強度 低下に時間要 した。しかし、配 向性スメクタイ	Kaolin	2.68	0.238	0.332	0.262	0.253	0.238	0.283	0.211	0.238	0.283
		—	38.26	0.04	0.8	10	38.26	1.395	1.101	1.083	1.0
Kamenose 試料 では、シルトや 細砂の存在がせ ん断挙動に大き く影響し、強度 低下に時間要 した。しかし、配 向性スメクタイ		2.68	0.851	1.278	1.279	1.092	0.851	0.335	—	0.146	0.335
		—	40.63	1.46	0.9	10	40.63	1.503	—	1.283	1.0

粒子に富むため、残留状態では光沢のあるスリッケンサイド面が形成され、小さな τ_s が得られた。スメクタイトにやや富む Makino-1 を含め泥岩試料の場合は、わずかながら異なったせん断挙動示し、D_r=20~40cm の変位で τ_s が生じた。

強度パラメータに影響するせん断変位及び垂直応力

Fig. 2 に、 $\sigma_n = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ に対する Kamenose 試料の摩擦係数 (τ / σ_n) 及び垂直変位 (h) ~ せん断変位 (D) 曲線を示す。図中のせん断抵抗角 φ 値は粘着力を c=0 とした時の $\tan^{-1}(\tau / \sigma_n)$ である。 $\sigma_n = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ では D=300cm 程度の大変位が必要とされた。 $\sigma_n = 3.0 \text{ kgf/cm}^2$ の場合には D=200cm 前後ですでに φ=6.8° まで低下した。垂直荷重の大きさがせん断面の発達に影響を与え、大変位せん断挙動も微妙に変化した。

あとがき

残留状態に到達するまでの最小変位量 (D_r) は物性や垂直応力に依存する。D_r は泥岩においては 20~40cm 前後、凝灰質れき質土では 200~300cm であり、大変位が必要とされる。従って、残留強度を求めるには三軸や直接せん断試験では測定に無理があり、リングせん断試験機の使用が望ましい。最後に、地すべり試料を提供して頂いた建設省大和川工事事務所、国際航業(株)、利根コンサルタント(株)及び(株)沖縄技術コンサルタントに謝意を表する。

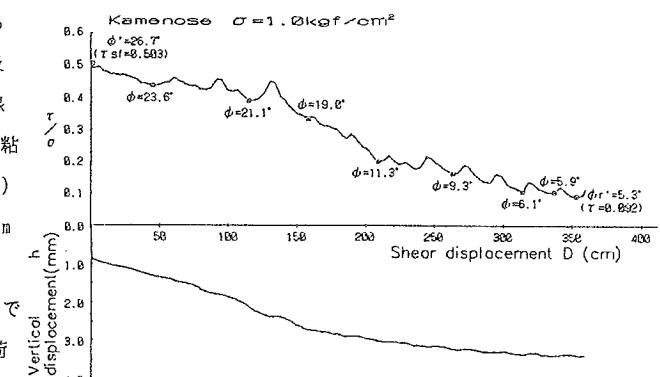


Fig. 2 Effects of normal stress on behaviour during large shear displacement

広 告 目 次

会 社 名

㈱アジア測量設計	1
㈱朝日建設コンサルタント	1
㈱岩下建技コンサルタント	2
㈱大城組	2
㈱大富建設コンサルタント	3
㈲大野産業	3
㈲大久組	4
㈲沖土質コンサルタント	4
㈱沖縄技術コンサルタント	5
㈱沖縄土木設計コンサルタント	5
㈱沖縄環境興発	6
㈱沖縄建設技研	6
金秀建設㈱	7
㈱協和建設コンサルタント	7
㈱国 建	8
㈱国場組	8
㈱芝岩エンジニアリング	9
㈱大東エンジニアリング	9
㈱大栄組	10
㈱中央建設コンサルタント	10
㈲日興建設コンサルタント	11
錦城護謨㈱	11
琉建設計㈱	12

地 災 研 究 会 贊 助 会 員

上城技術情報㈱	13
㈱大名嘉組	13
岡三興業㈱南九州支店	14
沖阪産業㈱	14
沖縄維持開発㈱	15
㈱沖縄物理探査	15
㈱技 建	16
㈱城南設計コンサルタント	16
㈱ソイル開発	17
大晋建設㈱	17
㈱日基コンサルタント	18
日本石灰工業㈱	18
三井石化産資㈱	19
ユニオン土木設計㈱	19
菱和産資㈱	20

測量・建設・補償コンサルタント業

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



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 (0988) 77-6738

土木 { 企画・調査・測量・設計・土質調査
施工管理業務全般



株式会社 朝日建設コンサルタント

代表取締役 友利徹夫

専務取締役 島田信明

取締役営業部長 比嘉武光

本社 〒901-21 沖縄県浦添市港川2丁目26番3-202号(栄行ビル2階)
電話 (0988) 77-9110 (代表)

営業種目

土木・農業土木、調査、測量、計画、設計
土質・地質調査、施工管理



株式会社 岩下建技コンサルタント

代表取締役 下 地 巖

本社／浦添市字当山561番地
電話 0988(79)6489(代)
FAX 0988(77)0478

人と大地へのおもいやり



株式会社 大城組

代表取締役会長 大城 鎌吉
代表取締役社長 大城 武男
常務取締役 上原 和雄

本社：沖縄県浦添市勢理客322番地
〒901-21 ☎ (0988) 77-3625(代)
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(237)0813



株式会社大富建設コンサルタント

代表取締役 玉那覇 定 富
専務取締役 上 原 武 雄
常務取締役 新 垣 盛三郎
設計部長 宮 城 寓
土質部長 与那嶺 肇
測量部長 比 嘉 一 郎

本 社 〒901-21 沖縄県浦添市城間4丁目14番6号
電話 (0988) 77-8221 (代表)
FAX (0988) 77-8260
支 店 〒810 福岡市中央区大名2丁目8番19号
(大福ビル 302号)
電話 (092) 752-3620

限りある資源をリサイクル、沖縄の美しい自然を守り、産業発展に貢献する。
「粒調新路盤材」ホワイトコーラル、ホワイトクラッシャーラン製造販売



合資会社 大野産業

代表者 当野 幸盛

本 社 南風原町字新川345番地 ☎0988-89-4303(代)
生コン製造販売 日本工業規格表示許可工場
たから工場 東風平町字高良267-2番地 ☎098998-3065(代)
ホワイトコーラル、ホワイトクラッシャーラン製造販売

特殊技術で県土を築く総合建設業



有限公司 大 久 組

代表取締役 大 城 光 久
工事部次長 照 屋 馨

本 社：浦添市勢理客555番地の2
☎ (0988) 76-5680
FAX (0988) 76-5664
那覇営業所：那覇市古島38番地の4
☎ (0988) 86-9349

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 建設コンサルタント業 (63)-2734号
測 量 業 (6)-4599号
地 質 調 査 業 (61)-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 (0988)77-4583
(0988)79-4470

営業種目

建設コンサルタント業務・測量業務

地質・土質調査業務・施工監理業務



代表取締役 小波藏 政 良
専務取締役 比嘉 龍三郎
専務取締役 金城 正 雄
常務取締役 兼城 昇

事務所：浦添市屋富祖383番地の1（山城ビル2F）

土質試験室：浦添市屋富祖383番地の1（山城ビル1F）

電話 (0988) 78-6575(代)

FAX (0988) 76-7408

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



株式沖縄土木設計コンサルタント

代表取締役 比嘉 弘政
専務取締役 川満 栄
取締役企画部長 吉川 正英

〒901-21

沖縄県浦添市牧港2丁目54番2号 ☎ (0988) 77-4634

FAX (0988) 76-0759

建設工事全般、道路区画線、道路標識、道路清掃
管更生工事、橋梁塗装工事、上下水道維持管理
建設資材全般、交通安全対策資材全般



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3-1-6 ☎(0988)85-4567
中部営業所 宜野湾市野嵩1-5-18 ☎(09889)2-8039

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



株式会社**沖縄建設技研**

代表取締役社長 砂川 徹 男
技術士 富田 清
専務取締役 取締役 粟国 明
取締役 金城 真明

〒901-21 浦添市字宮城569番地1 ☎(0988)76-4805(代)

—あすの街を創造する—



金秀建設株式会社

代表取締役社長 城間勇吉

那霸市旭町27番地
総務部 ☎(0988)69-1350

建設事業本部

第一・第二営業部 住宅開発課 ☎(0988)62-2066

都市開発課 ☎(0988)62-6559

鉄構事業本部 ☎(09894)5-3351

営業種目

土木事業の調査・測量・計画・設計・施工監理

都市計画・上下水道・地質及び土質調査



株式会社 協和建設コンサルタント

代表取締役	東 謙	江 花	憲 喜	六 昭
専務取締役	謝 定	袋 城	定 吉	雄 夫
常務取締役	島 雄	袋 島	夫 章	雄
取締役	宮 章	島 伸	村 起	
企画部長	島 章	袋 村	三郎	
土質部長	仲 起			

浦添市字伊祖375番地の1 電話(0988)79-5016



未来、あざやかに。

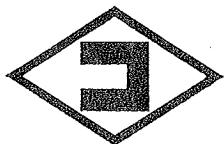


株式会社

國建

本社 〒900 那覇市久茂地1220 国和プラザ ☎(0988)62-1106(代)
東京支社 〒101 東京都千代田区内神田398 神栄ビル ☎(03)256-1969(代)
福岡事務所 〒810 福岡市中央区築院483 かねはビル ☎(092)522-7034(代)

“より豊かな人間環境づくりを目指して”



株式会社 國場組

KOKUBA-GUMI CO., LTD.

代表取締役社長 國場 幸昇

本社 〒900 沖縄県那覇市久茂地3丁目21番1号
☎(0988) 63-3141(代) FAX63-7989
東京支社 〒100 東京都千代田区丸ノ内1丁目8番2号(第二鉄鋼ビル3階)
☎(03) 213-4431(代) FAX215-3477
大阪支店 〒540 大阪市中央区谷町3丁目4番5号(中央谷町ビル3階)
☎(06) 945-0598(代) FAX945-0326
福岡支店 〒812 福岡市博多区博多駅東1丁目21番8号(加月ビル8階)
☎(092) 472-4231(代) FAX474-3049

【営業種目】

- 測量全般
- 一般土木・農業土木の調査、計画及び設計
- 土質調査、土質試験及び品質管理
- 土木工事全般の施工監理



株式会社 芝岩エンジニアリング

代表取締役社長 上地竹芝

専務取締役 与那覇強

本社 〒901-21 沖縄県浦添市字屋富祖383番地の1 (山城ビル3階)

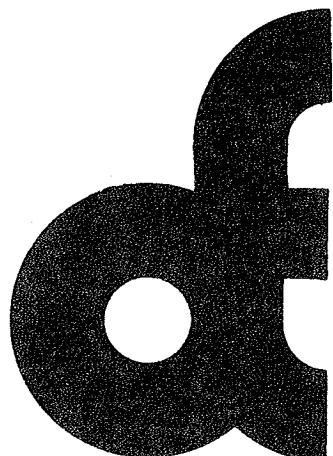
電話 (0988) 79-4325 (代表)

FAX (0988) 76-3793

豊見城支店 〒901-02 豊見城村字我那覇383-26 電話 50-6635
那覇支店 〒900 那覇市字上間236 電話 54-4181

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
大城榮篤

本社 沖縄県浦添市字勢理客555-2

〒901-21 TEL0988-78-1381 FAX0988-76-0793

北部営業所 TEL0980-52-6341

東京支社 TEL03-414-6021

より豊かな県づくりに寄与する

◆総合建設業◆



株式会社 大栄組

代表取締役 大城 栄信

取締役副社長 大嶺 永夫

■本社：浦添市字勢理客555番地

☎ (0988) 77-8556 (代)

FAX (0988) 76-5664

■北部営業所：名護市字世富慶415番地

☎ (09805) 2-1570

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	川晃	章
取締役	砂川	昌和	逸
取締役	利友	和定	夫
監査役	比嘉	嘉久	喜
総務部長	天砂	武川	志
営業部長	砂川	武	光

〒901-21 沖縄県浦添市字宮城633番地

電話 (0988) 77-4390 (代)

FAX (0988) 76-2661

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



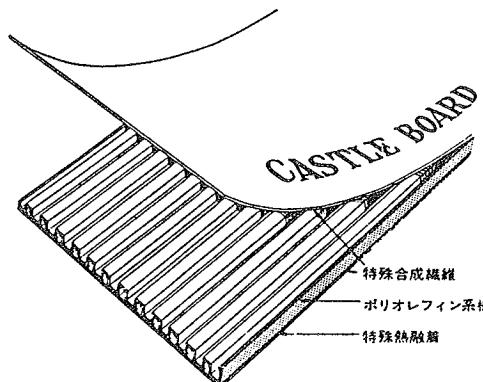
合資会社 日興建設コンサルタント

代表者 砂川 恵常
調査測量部長 松田 長栄
南風原営業所長 城間 敏夫
設計部長 城間 正雄

〒901-21 事務所 浦添市字勢理客456番地 ☎ (0988) 77-1667(代)

プラスチックドレーン工法

キャッスルボード



大深度施工実績

中城湾

沖縄地区・総代理店

○ 株式会社 南興

那覇営業所 〒903 沖縄県那覇市首里石嶺町2の239
TEL (0988) 84-2574 (代)
FAX (0988) 86-2512
本 社 〒902 沖縄県那覇市与儀1-5-2
南洋土建ビル3F
TEL (0988) 54-1161



錦城護謨株式会社

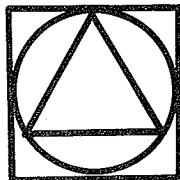
本社・工場 〒581 大阪府八尾市跡部北の町1丁目4番25号

TEL 0729 (92) 2321~9

東京支社 〒105 東京都港区新橋5丁目33番地8号

TEL 03(433)2631~3(新橋SSビル)

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



琉建設株式会社

代表取締役社長 瑞慶覽 頴
代表取締役専務 安室雅夫
取締役設計部長 兼次 稔

沖縄県浦添市字沢砥1403の1
(琉信レジデンスたくし1階)
TEL. (0988) 77-2622
FAX. (0988) 78-7297

地災研究会贊助會員

五五

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1丁目21番2-303号
☎(0988) 76-2815(代)
ファクシミリ 78-4054

総合建設業



株式会社 大名嘉組

代表取締役 名 嘉 謙

本 社／浦添市字大平399-3 ☎(0988)78-9558・9597
伊平屋支店／伊平屋村字島尻16番地 ☎(09804)6-2266・2733
中部支店／与那城村字屋慶名405番地 ☎(09896)8-7527

土木資材、新工法のパイオニア

多数アンカー擁壁 テンサーの

岡三興業株式会社

南九州営業所

沖縄担当 和田

〒892 鹿児島市西千石町1-32 日本団体生命鹿児島ビル

☎0992-26-9051 FAX.0992-26-8369

鉄鋼商社・建設資材卸問屋 農業園芸施設メーカーとして 地域社会に貢献

- 販 売／石灰(土質安定処理材)・棒鋼・形鋼・一般鋼材
建築土木鉄鋼品・ホイストクレーン及び農業園芸
ハウス用資材・テールアルメ工法、ルートパイル工法
- 施 工／園芸ハウス施設・設計施工(全農・経済連指定)
水耕栽培システム・設計施工(全農・経済連指定)
養豚・養鶏舎施設・設計施工(全農・経済連指定)
長尺屋根・壁・設計施工
山留・仮設橋・支保工設計施工
- リース／重仮設材リース(鋼矢板・H形鋼・山留H形鋼)



沖阪産業株式会社

代表取締役社長 座 波 政 福

本社：沖縄県那覇市港町3丁目5番地の1 ☎(代表)0988(62) 2321

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

〒902 本社 沖縄県那覇市字真地169-1
電話(0988)89-0391(代)
FAX(0988)89-0393

磁気探査 地質・海洋調査 測量全般

OGP 株式会社 沖縄物理探査

建設省登録第(2)-13320号
沖縄県磁気探査事業協同組合員

代表取締役 平良恒男

〒900 沖縄県那覇市字楚辺257番地7
電話(0988)34-4547(代)
FAX(0988)33-1319

自然との調和を求めて…
新らしい時代の新らしい技術



株式
会社

技
達

代表取締役 津波古 勝 三

◎ 日本工業規格表示許可工場

各種PC工事、設計、製作施工、ボックスカルバート、カーテンウォール
Lsディブロック、排水路、組立柵溝、電設用各種ハンドホール
道路用コンクリート二次製品、コンクリート製造販売・生コン販売

本 社 沖縄県与那原町字上与那原492-2番地 電話(09894)5-2787(代)
FAX(09894)5-1181
大里プレコン工場 沖縄県大里村字古堅1246番地 電話(09894)5-2458

土木設計・建築設計・測量全般・開発申請
計画及び設計・リゾート開発計画・農業土木
上下水道・港湾・漁港全般の調査計画設計
土地区画整理・土質調査・登記申請

土木測量設計：建設大臣登録 第(1)-14307号
一級建築士事務所：知事登録 第12X-923号
土地家屋調査士事務所：登録 第302号



株式
会社 **城南設計コンサルタント**

代表取締役 大城 克彦

常務取締役 高嶺 正邦
(設計担当)

〒904-04 本社 沖縄県国頭郡恩納村字富着1569
TEL 098964-2642(代)
FAX 098965-0491

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・各種アンカーワーク
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・設計から施工まで



株式会社ソイル開発

代表取締役会長 嘉 謙

代表取締役社長 児 島 孝 一

取締役部長 下 地 康 之

浦添市字大平399-3(国道330号線沿い)

TEL (0988) 78-5960

技術と誠意で
地域社会の繁栄に
貢献する

総合建設業



大晋建設株式会社

代表取締役 大城重信

本社

浦添市牧港5丁目6番8号
沖縄県建設会館5階

TEL (0988) 76-7777(代)



〈営業種目〉

土木設計・農業土木設計・測量全般・調査測量設計・土壤・土質・地質調査及試験
機器探査・地下水調査及解析・さく井工事・大口径ボーリング工

株式会社 日基コンサルタント

旧中村ボーリング調査測量設計工務(有)

本 社 沖縄県那覇市樋川1丁目19番35号
〒900 TEL (0988) 55-5578 FAX (0988) 32-8354
南部事務所 沖縄県東風平町字東風平804番地
〒901-04 TEL (098998) 7522 FAX (098998) 7549
北部事務所 沖縄県名護市伊佐川229番地
〒905-11 TEL (0980) 53-7578 FAX (0980) 53-7288

石灰、セメント系地盤改良材

グリーンライム

盛土補強、地盤安定用ジオグリット

発泡スチールブロック軽量盛土工法

テンサー
EPS土木工法
(三菱油化製品特約店)

◎ 日本石灰工業株式会社

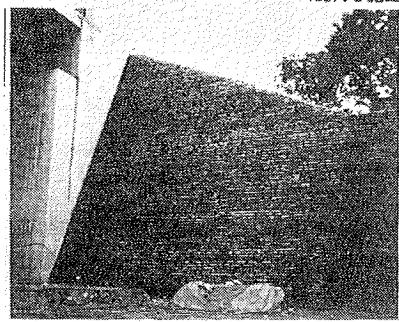
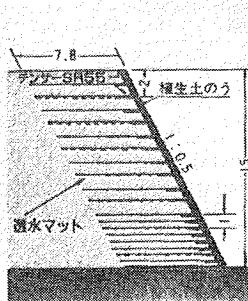
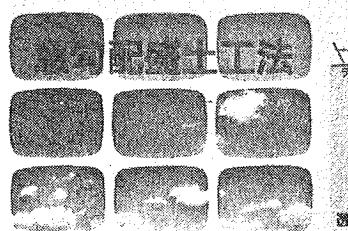
軟弱地盤でお困りの際は気軽に御連絡下さい。

本 社 山口県美祢市伊佐町伊佐4611~1 TEL.08375(2)0002
連絡先 沖縄県那覇市港町3丁目5番地1 TEL.0988(62)2321
(沖阪産業(株)建材部)

テシザー

●仙台 都市計画道路

1987.3 施工



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

(ベガサスマンション 403号)

☎(0988)68-5672 FAX (0988)64-1336

営業種目

建設コンサルタント業務・測量業務

地質・土質調査業務・施工監理業務

電算による製図業務



ユニオン土木設計株式会社

代表取締役社長 宮城盛夫

専務取締役 与那嶺照男

事務所 沖縄県浦添市字小湾446番地(VFWビル)

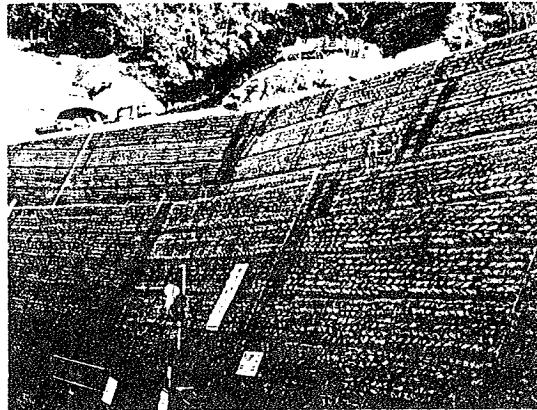
電話 (0988) 79-0273・0274

FAX (0988) 78-0282

土壤の安定を計る……

三菱油化の土木資材

テンサー (急傾斜盛土補強工)



◎営業品目

- テンサー
- EPS土木工法
- スチロボールブロック
- ゴビマット
- ダイヤベース
- アピフレーム
- ユカロンネット
- ユカドレン
- テラパックス
- ストレッチファイバー
- ユカロン・エバードート
- NCジップバーカー
- テラパックスV
- アスロンマット
- MYフェンス

三菱油化株式会社
三菱油化産業資材事業部門
菱和産資株式会社
土木資材事業部

本 社 東京都港区芝浦1-12-3 住友成家芝浦ビル5F 〒105
電 話 03(456)9164~7 FAX: 03(456)9181
九州支店 福岡市中央区天神1-11-17 福岡ビル10F 〒810
電 話 092(721)7733(代表) FAX: 092(711)9246

表紙写真説明

『浦添市美術館』

市の中心部に残された豊かな自然緑地にカルチャーコンプレックスゾーンとして整備されつつあるカルチャーパークがある。その一角に一際目立つ角出し屋根の奇妙な建造物、行き交う人はサイロだといい、またはテンプル（寺院）ともいう。

かつて、大交易時代に栄えた琉球王朝文化があった。その栄華が誇る格調高い琉球漆器など偉大な文化遺産の展示をはじめ、日本・世界の優れた美術品の展示など“芸術文化の殿堂”として期待されるコミュニティ美術館である。

赤瓦屋根にシーサー（魔除けの獅子）という琉球建築様式からのイメージを変えながらも伝統芸能である琉舞の〔花笠〕をモチーフにしてデザインされたユニークな建造物。銅板で施された八角二層ドームの屋根に、歳月緑青が吹くごとく変化する色彩もまた趣があろう。

第二回沖縄土質工学研究発表会

講演概要集

平成元年11月17日 発行

編集 第二回沖縄土質工学研究
発表会実行委員会

発行 沖縄土質工学研究会
〒903-01 沖縄県西原町字千原1
TEL (0988) 5-2221 (内線 2743)

印刷 株式会社 太陽
〒901-21 浦添市字安波茶265-1
TEL (0988) 76-4188