

中間土・混合土の圧密・圧縮・透水特性

Consolidation, Compression and Permeability Properties of Intermediate Soil and Mixture Soil

土 田 孝 (つちだ たかし)

運輸省港湾技術研究所土質部土性研究室長

1. はじめに

一般に、土質工学においては、地盤を砂質地盤と粘性土地盤とに分けて別々の設計法が用いられている。両者の最も大きな違いは、建設工事の施工のスピードと対象となる地盤の透水性の差によるものである。すなわち、砂地盤は常に排水状態であるのに対して、粘土地盤は短期の施工に対して非排水であって施工後に圧密による変形がゆっくりと生じるとして取り扱われる。実用的な意味での中間土・混合土地盤とは、施工のスピードと地盤の透水性の関係が相対的であるため単純に砂地盤あるいは粘土地盤として取り扱うことが困難な中間的な性質を示す地盤であるといえる。中間土・混合土のもう一つの問題に、設計定数の決定方法がある。砂地盤では、通常、標準貫入試験に代表される原位置試験で設計定数が決定されるが、粘土地盤では不攪乱試料を採取して実施した室内試験によって設計定数を求める場合が多い。中間土・混合土地盤に対しては、これら砂地盤と粘土地盤とを対象とした方法を単純に適用できない場合がある。本論は中間土と混合土における圧密・圧縮・透水問題について、実用的な観点からまとめた。

2. 中間土・混合土の圧縮・圧密特性

土の圧縮性は、液性限界や塑性指数と密接な関係があることが知られている。図-1は圧縮指数 C_c と塑性指数 I_p との関係であるが¹⁾、 C_c は I_p の増加に伴って大きくなり、図に示すようにほぼ直線関係が認められる。通常 $I_p=20\sim30$ が粘性土と中間土との境界になるが、図のように圧縮性に関しては塑性の変化によって急変する境界は無く、いわば粘性土

の延長上にあるとした取扱いができる。

中間土の圧密特性と透水性を考える場合には、圧密試験の方法に注意する必要がある。圧密係数 c_v が大きな中間土では、圧密の進行速度が大きいため標準圧密試験の排水長(1cm)では十分に圧密特性を把握できない場合が多いのである。図-2は、 c_v の大きな試供体において $\sqrt{t}$ 法を用いる場合の問題点を模式的に示したものである²⁾。 c_v が特に大きい土では、初期の圧密速度が大きいのので本来の時間～沈下関係がOABCであるにもかかわらず、測定が圧密速度に追いつけずABC部分しか得られない場合がある。このような場合、O'ABを初期の直線部分と見誤りO'Cより t_{90}' を求めて本来の c_v を過

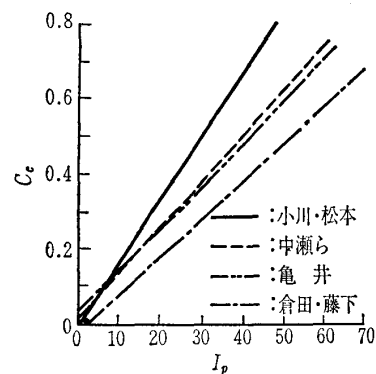


図-1 圧縮指数と塑性指数の関係¹⁾

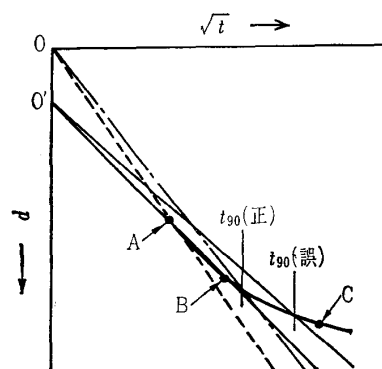
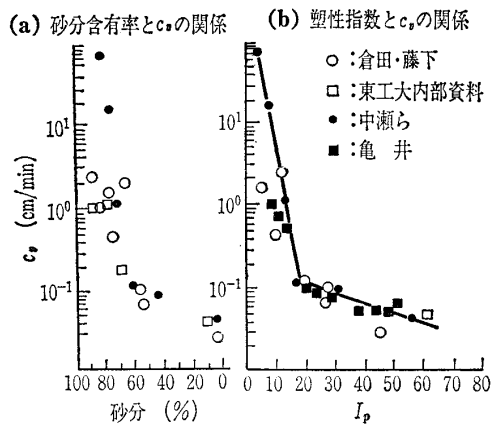


図-2 $\sqrt{t}$ 法における t_{90} の過大評価²⁾

図—3 砂分含有率，塑性指数と c_v の関係

小に評価してしまう。このような事態は c_v が 1 cm²/min よりも大きい場合に起こりやすく，排水長を大きくした圧密試験や圧密直後の時間と沈下関係を細かく高精度に測定できる試験装置を用いる必要がある。

図—3(a)，(b)は， c_v と砂分および I_p の関係を示している。亀井¹⁾は，両図より c_v の値が砂分で 60%， I_p で 20 程度を境として大きく変化していることを指摘している。さらに，亀井は， c_v が 10 cm²/min 以上で非圧密層（圧密を考慮する必要がない層）と仮定すれば，非圧密層の条件が I_p が 5 以下あるいは砂分 80% 以上であるとしている。運輸省港湾局による「港湾の施設の技術上の基準」では，砂質土，中間土，粘性土について次のような分類が示されている⁴⁾。

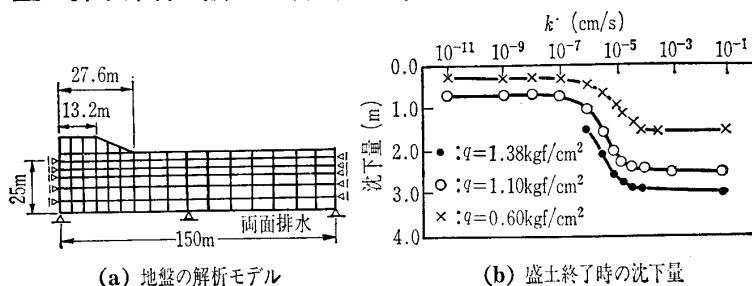
砂質土：砂分の含有量が 80% 以上のもの

中間土：砂分の含有率が 60～80%。

粘性土：砂分の含有率が 60% 以下。

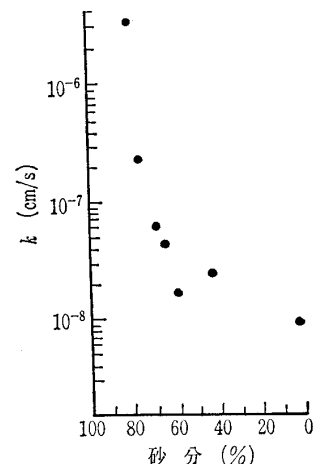
これらの分類は，圧密特性に関する図—3 の結果と対応している。

一般に地盤の設計は，砂質地盤では排水条件，粘性土地盤は非排水条件であるとして実施される。これに対して，中間土地盤における困難な問題は，地盤の排水条件（排水か非排水か）をどう考えるか

図—4⁴⁾

ある。浅岡らは，地盤に盛土を建設する場合について図—4(a)に示すモデルを用い，地盤の透水係数を種々に変化させて盛土時の沈下と支持力の解析を行った⁴⁾。図—4(b)は，盛土施工終了時の沈下量 ρ と載荷重 q ，透水係数 k の関係を示したものであるが，どの荷重においても透水係数が 10⁻⁷～10⁻⁴ cm/s の範囲で沈下量が激変し，その度合いは載荷重が大きいほど著しい。図—4(b)において， k が 10⁻⁷ cm/s 以下の領域と 10⁻⁴ 以上の領域はそれぞれ完全非排水，完全排水状態であり，排水状態でも非排水状態とも断定できない「中間的」あるいは「部分排水状態」とされる場合が存在する。中間土・混合土地盤においては，このような「完全排水」と「完全非排水」の中間に位置する範囲の透水係数を示す場合が多い。完全非排水あるいは完全排水のように条件がはっきりしている場合はせん断強さも一つに決まるが，部分排水の場合は「部分」の程度によって同じ土でもさまざまなせん断強さが考えられる。したがって，中間土・混合土地盤の強度を考える場合は，圧密・透水特性を十分に考慮する必要がある。

中間土・混合土地盤における実用上の問題として，圧密のための排水層としてみなしうるか否か，がある。図—5は，砂を混合した川崎粘土における透水係数 k と砂分含有率の関係である⁵⁾。図をみると，砂分が 85% でも $k = 10^{-6}$ cm/s であり一般の砂地盤の透水係数である 10⁻¹～10⁻³ cm/s に比べるとかなり小さい。したがって，圧密のための排水層として機能するにはより大きな砂分含有率が必要となる。実際の問題では層の厚さや層中の砂分含有率のばらつき，連続性等も考慮する必要がある。排水層をどの



図—5 透水係数と砂分含有率の関係

ように判定するかは、関西国際空港建設事業における沈下予測でも大きな問題となっており⁶⁾、今後さらに研究される必要がある。

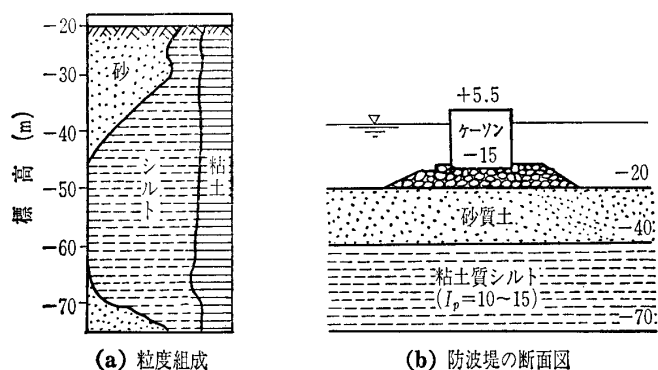
3. 中間土地盤の圧縮・圧密特性が問題となった事例

3.1 シルト層の圧密沈下

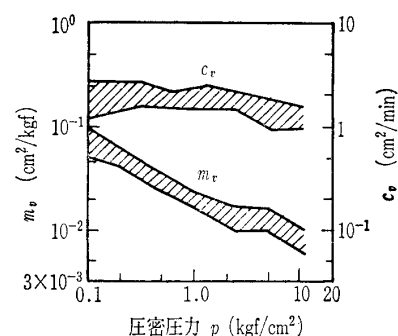
すでに述べたように、標準圧密試験を透水性の大きい中間土に適用する場合は十分な注意が必要である。以下に、中間土地盤の圧密特性が設計上問題となった事例を紹介する⁷⁾。

図—6(a)、(b)はA港における防波堤の断面と土質柱状図である。図のように標高—40mまでは砂質土が堆積し、その下部から約—70mまで塑性指数10~15の粘土質シルトが堆積している。A港では冬季に季節風によって7.5mの設計波を受けると予想され、このとき地盤の安定が問題となった。防波堤建設後、設計波の来襲を受ける冬季までに圧密による強度増加が十分に見込めるならば、図の断面は安定である。標準圧密試験によって求められた粘土質シルト層の c_v を図—7に示すが、施工時の圧密圧力に対応する c_v の平均は $1.4 \text{ cm}^2/\text{min}$ であった。この値を用いて全層厚38m、両面排水条件で計算すると、一次圧密が80%終了するためには約2.8年が必要となり、図—6(b)の断面では冬季の安定性が十分に確保できないという結果になった。

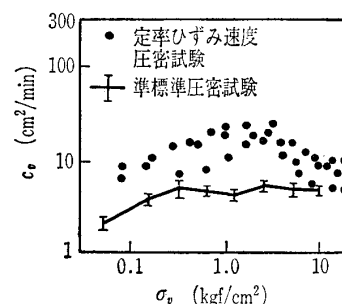
そこで粘土質シルト層の c_v 値に関して再検討を行った。図—8は定率ひずみ圧密試験と準標準圧密試験によって求められた c_v である。ここで準標準圧密試験というのは、標準圧密試験において自記式測定を用いて圧密開始直後の沈下量を2秒おきに細かく読みとった試験のことである。図を見ると、定率ひずみ試験による c_v と準標準圧密試験の c_v はそ



図—6



図—7 粘土質シルト層の c_v と m_v

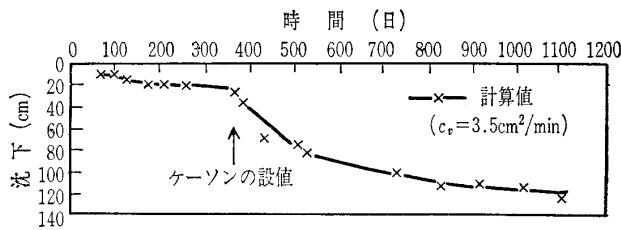


図—8 定率ひずみ圧密試験と準標準圧密試験による c_v

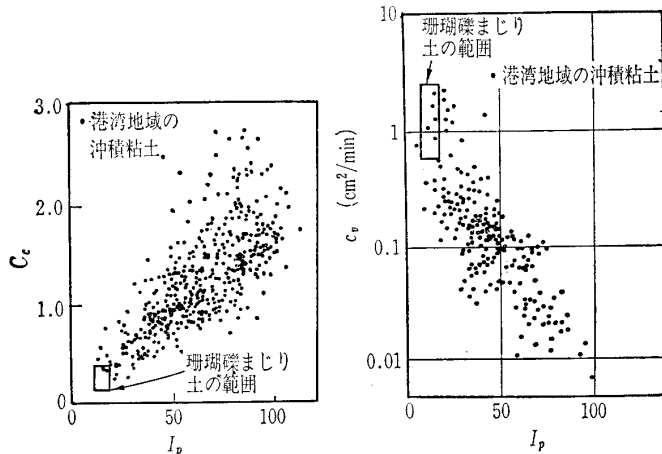
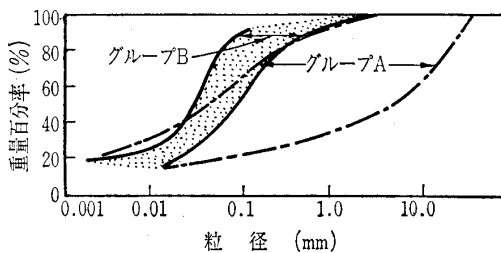
れぞれ図—7の標準圧密試験の値の4~5倍、約2倍となっている。これらの結果から、図—7における c_v の値は原地盤の c_v を過小に評価していると考え、準標準圧密試験の c_v で再計算すればマウンドおよびケーソン本体の重量による地盤の圧密とそれに伴う強度増加が冬季を迎える以前に十分期待しうる、との結論を得て設計を行った。図—9は、施工後の防波堤基礎地盤の沈下の実測値である。図中の実線は、応力分散を考慮し一次元圧密理論によって計算した時間~沈下関係であるが、 c_v としては $3.5 \text{ cm}^2/\text{min}$ を用いている。この値は標準圧密試験から求められた c_v の2.5倍であり、準標準圧密試験によって得られた c_v 値に最も近かった。

3.2 珊瑚礫まじり土地盤における事例⁸⁾

珊瑚礫まじり土は、古い珊瑚礁が波浪によって破壊された海底に堆積したと考えられ、我が国では九州地方の南部から沖縄県の沿岸地域に広く分布している。図—10は珊瑚礫まじり土における I_p と C_c の関係であるが、港湾地域における粘性土の C_c の分布の下限に位置している。標準圧密試験から求められた圧密係数 c_v と I_p の関係を図—11に示すが、 c_v は $0.6 \sim 2.0 \text{ cm}^2/\text{min}$ の範囲にあり、これは標準圧密試験で得られる最大の値といってよい。したがって実際の c_v は更に大きい可能性もある。この地域の珊瑚礫まじり土は二つのグループに分けられる。図



図—9 沈下の実測値と計算値の比較

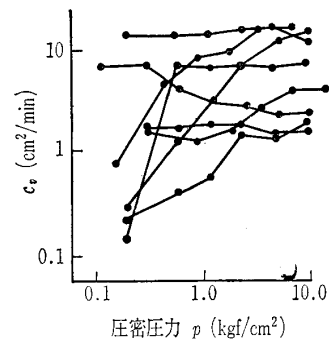
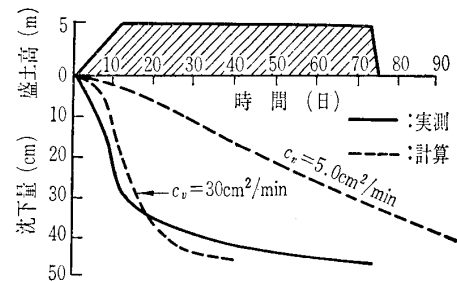
図—10 圧縮指数と塑性指数の関係 図—11 c_v と塑性指数の関係

図—12 珊瑚礫まじり土の粒度組成

—12にそれぞれのグループの粒度組成を示すが、グループAでは、礫分から粘土分に相当する幅広い粒度のものが比較的均一に含まれ、グループBではシルトおよび細砂の粒径に集中している。

珊瑚礫まじり土の力学特性を調べるため、那覇港のグループAの地盤において試験盛土を実施した。

図—13は圧密試験によって求められた圧密係数 c_v である。一次圧密時の沈下～時間関係の初期部分が正確に求めるために供試体の寸法を直径6cm、高さ4cmとし、さらに片面排水で試験を行った。図より、 c_v の平均値は $5.0 \text{ cm}^2/\text{min}$ となる。12日間て高さ5mの盛土を行ったときの時間と沈下の関係を図—14に示す。図中には、図—13の圧密試験結果に基づいて計算した予測値を点線で示している。図のように、最終沈下量は実測値と計算値でほぼ一致しているものの、沈下速度は圧密試験から得られた $c_v = 5.0 \text{ cm}^2/\text{min}$ で予測した値よりもはるかに大き

図—13 圧密試験から求められた c_v 

図—14 時間と沈下の関係

い。沈下量に合うように逆算すると、図中に示したように $c_v = 30 \text{ cm}^2/\text{min}$ と求められる。

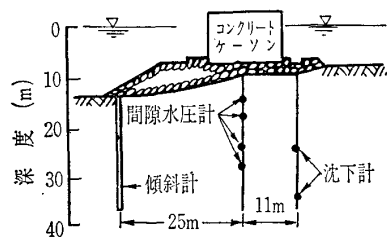
次に、平良港（宮古島）の防波堤建設の事例を紹介する。平良港の防波堤が建設される地盤は、20mの層厚で珊瑚礫まじり土が広く分布している。表—1は、これらの室内土質試験結果の概要である。表のように、標準圧密試験から得られる圧密係数は $0.4 \sim 1.8 \text{ cm}^2/\text{min}$ であり、透水係数は $1.2 \sim 3.8 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ であった。この地盤では現場透水試験も水位回復法、注入法によってそれぞれ実施されてお

表—1 平良港における珊瑚礫まじり土の室内試験結果

土粒子比重	2.80
粒度組成	粘土 (%) 10~19
	シルト (%) 21~56
	砂 (%) 16~44
	礫 (%) 0~56
含水比 (%)	27~32
単位体積重量 (gf/cm^3)	1.7~2.0
圧縮指数 C_c	0.11~0.16
圧密係数 c_v (cm^2/min)	0.4~1.8
透水係数 k (cm/s)	$1.2 \sim 3.8 \times 10^{-5}$

表—2 現場透水試験による透水係数

深 度(m)	水位回復法	注 入 法
3.5~4.0	1.2×10^{-2}	9.9×10^{-4} (単位 cm/s)
5.5~6.0	1.0×10^{-3}	5.4×10^{-4}
9.0~9.5	1.2×10^{-2}	5.4×10^{-4}
12.0~13.0	1.6×10^{-2}	3.3×10^{-3}



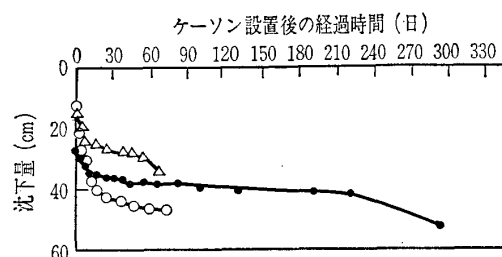
図—15 平良港防波堤における観測

り、その結果は表—2に示すとおりである。表をみると現場透水試験から求められた透水係数 k は、標準圧密試験によって求められた k の実に10～1000倍となっている。この原因として、原地盤においては長さ5cm程度の珊瑚礫を5～50%含んでいるにもかかわらず、室内試験ではこのような礫を取り除いた試料で試験が行われたことが考えられる。

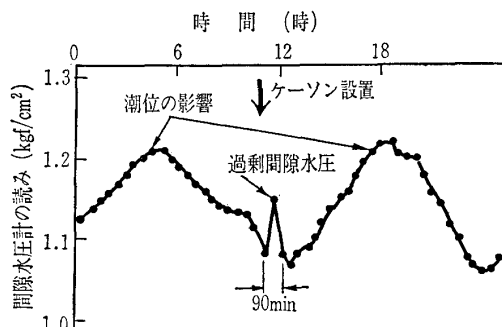
図—15に示すように、防波堤に沈下計と間隙水圧計、傾斜計を設置し、コンクリートケーソンの据付け後の挙動を観測した。図—16(a)は時間～沈下量の関係の例である。図のように、沈下量の差はあるが、いずれもケーソン設置後の瞬時に大きな沈下が生じている。図—16(b)は、ケーソン据付け時の間隙水圧計の測定値である。図をみるとケーソン据付け後約90分で過剰間隙水圧は消散している。これらの沈下および間隙水圧の挙動は、この地盤が原位置透水試験で得られたように大きな透水係数を有し、ほとんど砂地盤と同等の完全排水条件であることを示している。また、室内試験から求めた圧密係数 c_v や透水係数 k は地盤の透水性を著しく過小に評価しているといえる。

このように、珊瑚礫まじり土の地盤において、室内試験で求めた透水係数や圧密係数が実際の地盤の透水性を著しく過小に評価した例は、中瀬らによっても報告されている⁹⁾。中瀬らは奄美大島に建設された岸壁について、施工中の過剰間隙水圧の発生と消散を予測して有効応力による安定解析を実施した。このとき地盤の圧密係数として標準圧密試験から求めた値である $1.0 \text{ cm}^2/\text{min}$ を用いたが、施工中に観測された過剰間隙水圧の消散速度は予測よりもはるかに早く、観測値から c_v を逆算すると $1200 \sim 3000 \text{ cm}^2/\text{min}$ と実に設計値の1000倍以上にもなることがわかったと報告している。

以上のように、珊瑚礫まじり土は、粒度分布、圧密特性、圧縮特性からみると砂と粘土の中間に位置



(a) ケーソン設置後の沈下量



(b) 計測された間隙水圧

図—16

する。しかし、圧密特性・透水性に関して室内試験のデータは原地盤における値を過小に評価する場合が多いことに特に注意を要する。

4. ま と め

中間土・混合土の圧縮・圧密・透水特性をまとめると以下ようになる。

- ① 圧縮指数 C_c は砂から粘土の範囲で連続的に変化し、特に砂と粘土を区分する領域はみられない。したがって、最終沈下量の予測には、標準圧密試験から求められた値をそのまま用いればよい。
- ② 沈下の速度に関しては、標準圧密試験の結果は圧密係数 c_v を過小評価する傾向がある。特に c_v が $1.0 \text{ cm}^2/\text{min}$ よりも大きい場合は注意が必要である。
- ③ 地盤の透水係数が $10^{-4} \sim 10^{-7} \text{ cm/s}$ の範囲にある場合、地盤の排水条件は完全排水（砂質地盤）と非排水（粘性土地盤）の中間にあり、このような範囲の透水係数をもつ中間土・混合土地盤では、排水条件に留意した強度の検討が必要である。
- ④ 中間土地盤においては、室内試験による透水係数が実際の地盤の値を過小に評価する傾向があり、特に珊瑚礫まじり土の場合はこの傾向が著しい。

参 考 文 献

- 1) 亀井健史：中間土，砂か粘土か，第2章 中間土の力学的性質，土質工学会，pp.7~54，1992.
- 2) 土質工学会編：土質試験の方法と解説，pp.299，1990.
- 3) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説（上），pp.173~174，1988.
- 4) 浅岡 顕・伊原 茂・松尾 稔：粘土地盤の部分排水挙動に及ぼす透水係数の影響，第24回土質工学研究発表会，pp.1121~1122，1989.
- 5) 中瀬明男・中ノ堂裕文・日下部治・野村 浩：混合土の圧密特性について，第13回土質工学研究発表会，pp.213~216，1978.
- 6) Endo, H., Oikawa, K., Komatsu, A. and Kobayashi, M.: Settlement of Diluvial Clay Layers Caused by a Large Scale Man-Made Island, Proc. of International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development, GEO-COAST '91, Vol.1, pp.177~182, 1991.
- 7) 梅原靖文：土の圧密試験とその試験法に関する研究，港湾技研資料，No.469，pp.106~110，1984.
- 8) Tsuchida, T., Kobayashi, K., Ifuku, S. and Fukuda, I.: Engineering Properties of Coral Soils in Japanese South Western Islands, Proc. of International Conference on Calcareous Sediments, Vol.1, pp.137~144，1988.
- 9) Nakase, A., Kusakabe, O., Nakanodo, H. and Oneda, H.: Case Record of Quaywall Construction on a Coral Mixed Cohesive Soil, Soils and Foundations, Vol.25, No.4, 103~116, 1985.

(原稿受理 1993. 4. 5)