

## サンゴ礫混じり粘性土地盤の支持力と沈下挙動の関係

名古屋大学	正会員	浅岡 顕
名古屋大学	正会員	中野正樹
(株)不動建設	正会員	野津光夫

### 1. はじめに

沖縄の港湾地域には、サンゴ礫混じり粘性土地盤が広く分布している。この地盤は枝サンゴの破砕片（フィンガーコーラル）が混入して、室内試験による圧密係数が約 $7000\text{cm}^2/\text{day}$ と大きく、透水性もよい<sup>1)</sup>。また一般に支持力も大きいといった特徴を有している。ところが、この地盤上に盛土などの構造物を建設すると、盛り立て終了後沈下が長期にわたって起こり、最終沈下量が盛り立て終了時の2倍程度にも達するといった、いわば非排水的な挙動を示す<sup>2)</sup>。

本論文では、弾塑性圧密変形解析を行って、地盤の沈下挙動は①地盤の透水係数だけでなく、②作用する盛土荷重の大きさにも影響することを示し、サンゴ礫混じり粘性土地盤の沈下特性を説明することにある。

### 2. 沈下挙動に及ぼす地盤の透水係数と盛土荷重の大きさの影響<sup>3)</sup>

飽和した軟弱粘性土地盤は、一般に弾塑性的な特性を示す。すなわち、地盤に作用する有効応力径路が異なると変形や支持力が変化する。さらに飽和粘土は水～土骨格の2相系材料であるので地盤の透水係数が異なれば有効応力径路も変化する。ここでは、地盤に作用する有効応力径路を変化させるパラメーターとして、地盤の透水係数と盛土荷重の大きさを取り上げ、弾塑性圧密変形解析を行って、軟弱地盤上に盛土などの有限幅の荷重がなされたときの沈下挙動を調べる。

図1に作用する盛土荷重の形と荷重の仕方を、図2に解析で行う荷重履歴および用いる記号を示す。盛土を載荷速度 $q=1.2\text{kN}/\text{m}^2/\text{day}$ で載荷し、盛り立て終了後一定荷重 $q$ で放置するというものである。沈下挙動については、盛り立て終了時の沈下量を $\rho_0$ 、最終沈下量を $\rho_t$ とする。本研究では特に沈下挙動を表すパラメーターとして沈下比 $\rho_0/\rho_t$ に注目する。地盤の透水係数を変化させ、さらに盛土荷重の大きさを変化させることによって、地盤の沈下挙動 $\rho_0/\rho_t$ がどのように影響を受けるかを調べる。

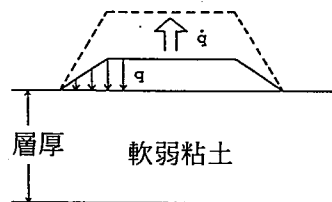


図1 載荷方法と盛土形状

表1 地盤の弾塑性パラメーター

$\lambda$	0.25	$D$	0.0378
$\kappa$	0.13	$\gamma_t$	16.2 (kN/m <sup>3</sup> )
$M$	1.2	$K_0$	0.7
$\nu$	0.2		

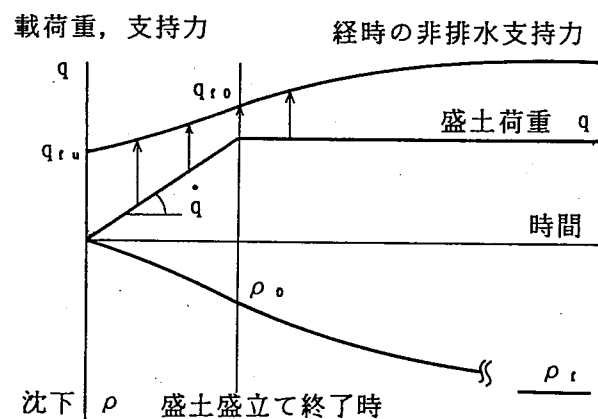


図2 解析の載荷履歴と記号の説明

Relationship between bearing capacity and settlement of Coral soil clay:Asaoka, A. (Nagoya University), Nakano, M. (Nagoya University) and Nozu, M. (Fudo Const. Co. Ltd.)

解析に用いた弾塑性モデルは、土の異方性を考慮した関口・太田モデルである。また、表1に地盤の弾塑性パラメーターを示す。

地盤の層厚や盛土の載荷幅によって地盤の沈下挙動は影響を受けるが、日本の沖積粘土を想定して、層厚25mとし、その有限要素メッシュを図3に示す。また、地盤の初期応力状態を図4に表す。

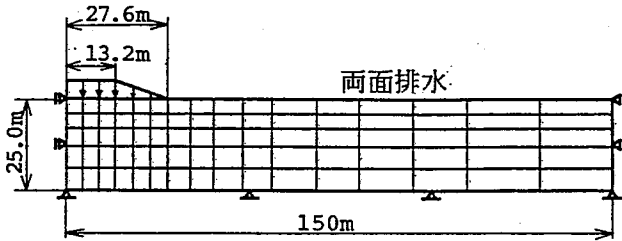


図3 荷重条件と有限要素メッシュ

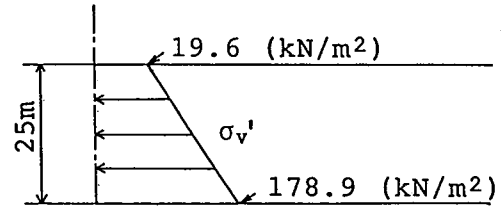


図4 地盤の初期応力状態

ここで、盛土荷重の大きさを示すものとして、荷重安全率 $F_s$ を導入する。すなわち、地盤の非排水支持力 $q_{r,u}$ に対して盛土荷重を換算するもので、

$$F_s = q_{r,u} / q \dots \dots \dots (1)$$

で式示される。地盤の荷重条件、有限要素メッシュ、弾塑性パラメーターが決定したので、地盤の非排水支持力 $q_{r,u}$ を計算することができる。その結果 $q_{r,u} = 109.2 \text{ kN/m}^2$ となった。荷重の大きさを7種類とし、それぞれの盛土荷重（荷重安全率 $F_s$ ）に対し、地盤の透水係数をいろいろと変化させて解析を行った。図5に $\rho_o / \rho_r \sim k$ 曲線を示す。この結果より、

- (1) 沈下挙動を表す沈下比 $\rho_o / \rho_r$ は、地盤の透水係数 $k$ が $10^{-7} \sim 10^{-4} \text{ cm/sec}$ の範囲でのみ急変する。
- (2)  $\rho_o / \rho_r \sim k$ 関係は荷重の大きさによって変化する。

沈下比 $\rho_o / \rho_r$ が変化するのには载荷中に地盤の圧密の程度が異なっているためであり、すなわち部分排水効果の程度が変化していることを意味する。透水係数が $10^{-4} \text{ cm/sec}$ 以上であれば $\rho_o / \rho_r = 1$ で、地盤はほとんど排水的に、 $10^{-7} \text{ cm/sec}$ 以下であれば非排水的に挙動する。この透水係数の範囲で部分排水効果が現れている。また荷重が大きくなるにつれ $\rho_o / \rho_r \sim k$ 曲線が図5に示すように左へ移動しており、地盤に作用する盛土荷重が大きいほど、小さい透水係数で部分排水効果が現れている。つまり、地盤の沈下挙動は透水係数だけでなく、盛土荷重の大きさも影響するのである。

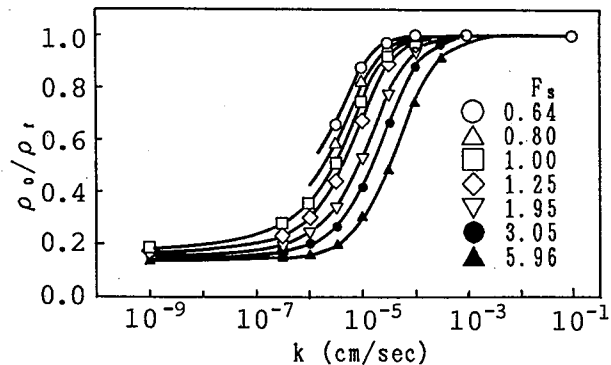


図5  $\rho_o / \rho_r \sim k \sim F_s$ 関係

### 3. サンゴ礫混じり粘性土地盤の事例解析

#### 3.1 沖縄那覇港試験盛土の概要

昭和50～51年度に沖縄開発庁沖縄総合事務所が、那覇港において試験盛土を実施した<sup>4)</sup>。その概要を図6に、地盤条件を図7に示す。地盤の深度10m付近では粒度組成のほぼ50%が礫となっている。図8に盛土中央部の荷重履歴と沈下曲線を示した。

#### 3.2 地盤の弾塑性パラメーターの決定

まず解析に用いるサンゴ礫混じり粘性土地盤の弾塑性パラメーターを求める。一般的に三軸圧縮試験によ

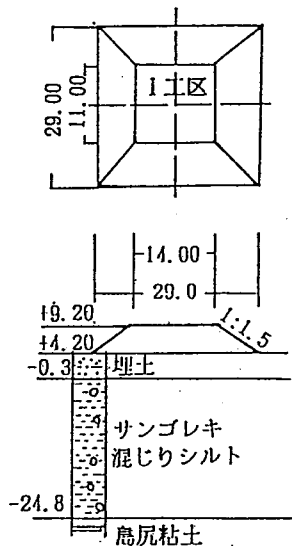


図6 沖縄那覇港試験盛土の概要 (文献1, 2)より)

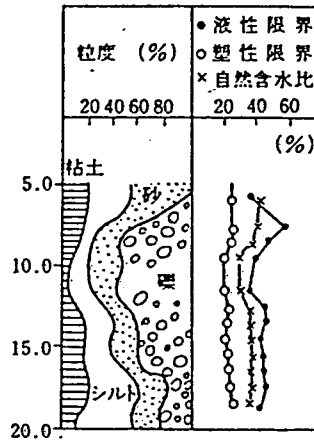


図7 地盤条件 (文献1, 2)より)

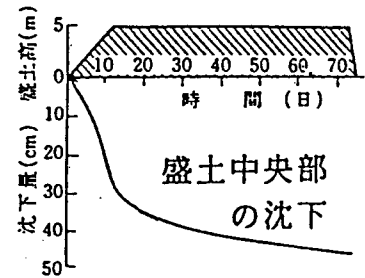


図8 盛土中央部の荷重履歴と沈下挙動 (文献1, 2)より)

り求めるのだが、サンゴ礫混じり粘性土のような中間土においては試験が困難であるため、まず試験盛土で得られた载荷中の沈下データから区分線形予測法<sup>4)</sup>により極限支持力を推定する。その詳細は文献4)に譲り、概略を示すと、まず漸増荷重区間のデータを用いた一階の線形予測の基礎方程式は、

$$\rho_i = \alpha_0 + \alpha_1 \rho_{i-1} + (1 - \alpha_1) \rho_{i-2} \dots \dots \dots (2)$$

となる。 $\alpha_1$ 、 $\alpha_2$ は地盤固有の定数であり $\rho_i$ は等時間間隔 $\Delta t$ に対し、時刻 $t = \Delta t \times i$ における沈下量である。これから時刻 $T$ で载荷を終了して盛土荷重が $q$ で一定放置した場合の線形近似による予測最終沈下量 $\bar{\rho}_T$ を求めることができ、さらに骨格変形係数 $K\rho$ も与えられる。

$$\bar{\rho}_T = \alpha_0 / (2 - \alpha_1) \times T / \Delta t \dots \dots \dots (3)$$

$$K\rho = q / \bar{\rho}_T \dots \dots \dots (4)$$

図9は沈下データの詳細であり、このデータを4つの区間に分け、刻々の骨格変形係数 $K\rho$ を推定したものが図10である。試験盛土築造とともに $K\rho$ は劣化してゆく。 $K\rho$ は割線の骨格変形係数であるので、極限支

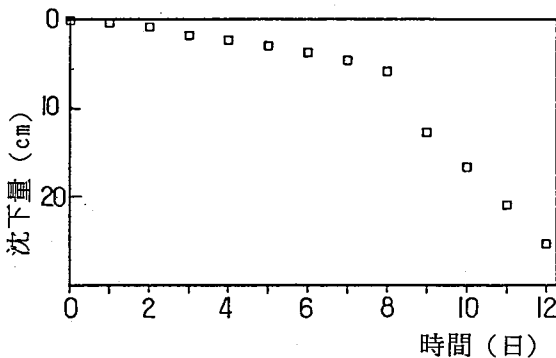


図9 詳細な沈下データ

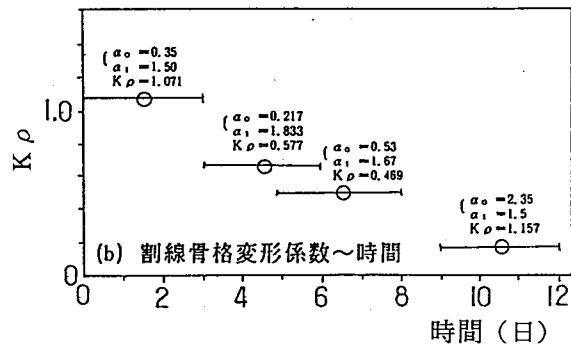


図10 载荷中の骨格変形係数の劣化

持力を求めるためには接線骨格変形係数である $\bar{K}_\rho$ を求め、 $\bar{K}_\rho$ の劣化を追ってゆかなければならない。時刻 $t$ での有効荷重 $q'$ （すなわち全荷重から過剰水圧の蓄積による透水力を引いたもの）は、

$$q'(t) = K_\rho(t) \cdot \rho(t) \dots \dots \dots (5)$$

で与えられ、したがって接線骨格変形係数は、

$$\bar{K}_\rho(t) = dq'(t) / d\rho(t) \dots \dots \dots (6)$$

となる。図11は $K_\rho$ と $\bar{K}_\rho$ の関係を示しており、表2に具体的な計算結果をまとめた。これより $\bar{K}_\rho$ と載荷重の関係を求め、 $\bar{K}_\rho \rightarrow 0$ なる極限支持力を推定する。その結果を図12に示し、極限支持力は $30 \sim 40 \text{ tf/m}^2$  ( $294 \sim 392 \text{ kN/m}^2$ ) となった。また粘土の限界状態線の勾配 $M$ は大きく、 $\lambda$ 、 $\kappa$ およびダイレイタンス係数 $D$  ( $D = (\lambda - \kappa) / M / v_0$ 、 $v_0 = 1 + e_0$ ) は比較的小さいと考えられる。 $\phi' = 40^\circ$ として $M = 1.64$ 、 $\lambda$ は圧密試験より $0.0868$ とした。極限支持力は部分排水状態であるので、地盤の非排水支持力 $q_{ru}$ を $30 \text{ tf/m}^2$  ( $294 \text{ kN/m}^2$ ) 程度として、近似的に $q_{ru} = 5.14c_u$ より非排水せん断強度 $q = 2c_u = 11.7 \text{ tf/m}^2$  ( $114.7 \text{ kN/m}^2$ ) とした。これらの値から $\kappa$ を逆算し、その結果を表3に示す。

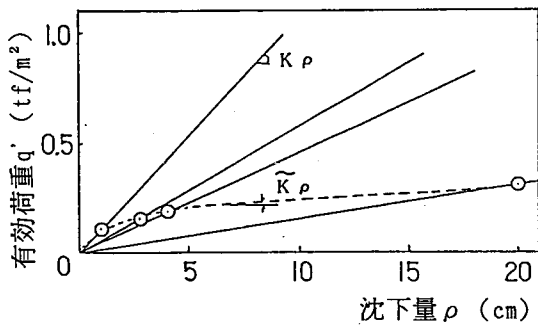


図11  $K_\rho$ と $\bar{K}_\rho$ との関係

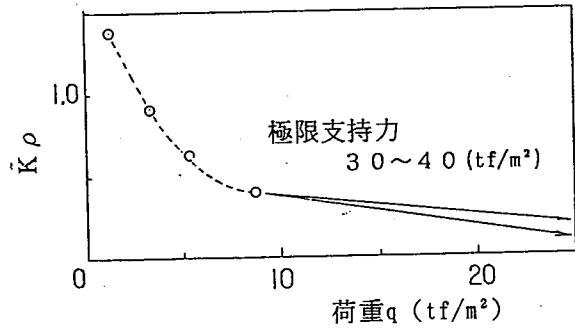


図12  $\bar{K}_\rho$ の劣化と極限支持力の推定

表2  $\bar{K}_\rho$ の計算結果

$q$ ( $\text{tf/m}^2$ )	$K_\rho$	$\rho$ (cm)	$q' = K_\rho \cdot \rho$ ( $\text{tf/m}^2$ )	$\bar{K}_\rho = dq' / d\rho$
1.25	1.071	1.0	1.071	1.37
3.75	0.577	2.7	1.560	0.90
5.42	0.469	4.0	1.876	0.63
8.75	0.157	20.0	3.140	0.40

表3 得られた弾塑性パラメーター

$\lambda$	0.0868	$D$	0.01421
$\kappa$	0.0402	$\gamma_t$	$16.2 \text{ (kN/m}^3)$
$M$	1.64	$e_0$	1.0

### 3.3 荷重安全率 $F_s$ ～地盤の透水係数 $k$ ～沈下比曲線の作成と透水係数の推定

試験盛土の概要より、地盤の有限要素メッシュおよび荷重条件を図13に示す。また地盤の上には埋土層があり、地盤の初期応力状態は図14とした。3.2で求めた弾塑性パラメーターを用いて、剛塑性有限要素法による水～土骨格連成極限つり合い解析を実施した。その結果非排水支持力 $q_{ru}$ は $31.3 \text{ tf/m}^2$  ( $306.7 \text{ kN/m}^2$ ) となり、区分線形予測法により得られた非排水支持力とほとんど等しい値となった。

試験盛土荷重 $q$ は $10 \text{ tf/m}^2$  ( $98 \text{ kN/m}^2$ ) であるので、荷重安全率 $F_s$ は $3.13$ とかなり大きく、すなわち相対的

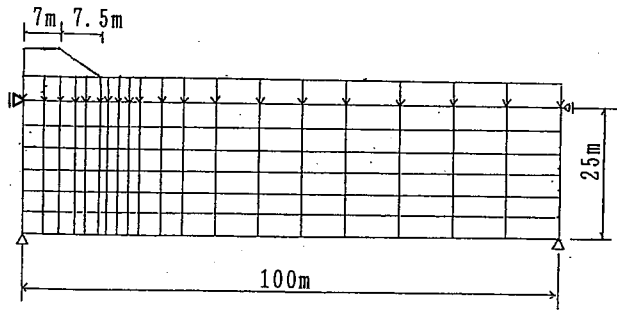


図13 荷重条件と地盤の有限要素メッシュ

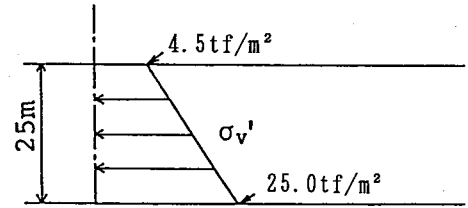


図14 地盤の初期応力状態

に盛土荷重の小さいことがわかった。次に地盤の透水係数をいろいろと変化させ、弾塑性圧密変形解析を行い、図15のように $F_s \sim \rho_o/\rho_r \sim k$ 曲線を作成した。なお、比較のため荷重安全率 $F_s$ が0.82, 1.37, 13.17の盛土についても行っている。サンゴ礫混じり粘性土地盤の沈下比 $\rho_o/\rho_r$ も、地盤の透水係数 $k$ が $10^{-7} \sim 10^{-4}$  cm/secの範囲でのみ急変する。

試験盛土の沈下データより $\rho_o = 27$ cmが得られ、最終沈下量が $\rho_r = 57$ cmと予測でき、沈下比 $\rho_o/\rho_r = 0.47$ を得ることができる。図15を用いて地盤の透水係数を推定すると、 $k = 4.0 \times 10^{-6}$  cm/secとなった。そこで得られた透水係数を用いて弾塑性圧密変形解析を行ったところ、図16のように解析値は実測値と良い一致を示した。

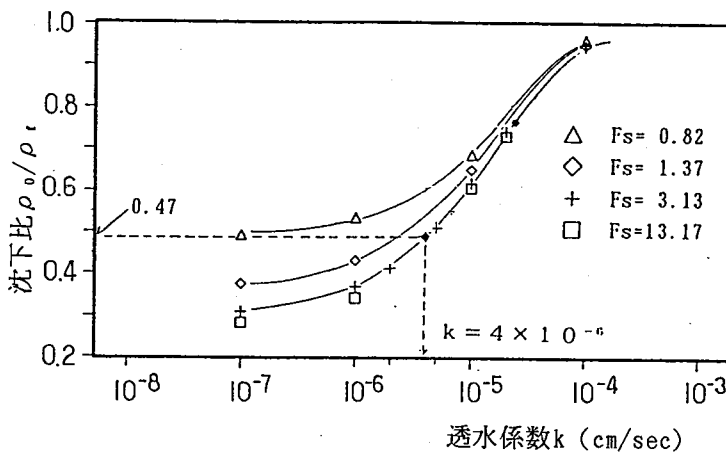


図15  $F_s \sim \rho_o/\rho_r \sim k$ 曲線

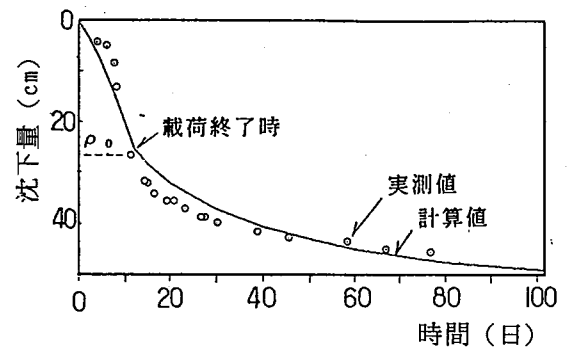


図16 沈下～時間関係の比較

### 3.4 部分排水支持力の推定<sup>5)</sup>

弾塑性圧密変形解析で得られた刻々の地盤内応力を初期値にして、剛塑性有限要素法による極限つり合い解析を行って部分排水支持力を推定した。図17に示すように部分排水支持力は $35 \text{ tf/m}^2$  ( $348 \text{ kN/m}^2$ )程度で、3.2で区分線形近似による予測値と良い一致を示し、このことは弾塑性パラメータの算定が適切であったことを意味する。

### 3.5 サンゴ礫混じり粘性土地盤の沈下特性

図15より、サンゴ礫混じり粘性土地盤の透水係数は比較的大きいが、地盤の非排水支持力が大きいいため、相対的な盛土荷重は小さい。したがって

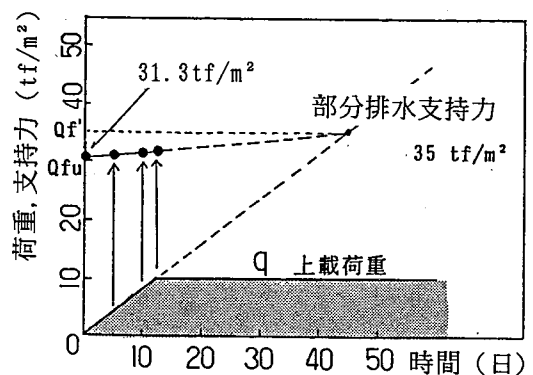


図17 部分排水支持力の推定

沈下も非排水的な挙動を示し、盛土盛立て終了後長期にわたって沈下が起こったと考えられる。

このような地盤に対し残留沈下を減らすためには、図15における $\rho_0/\rho_r$ を大きくすればよい。その地盤改良工法は2つあり、1つはサンドドレーン工法などの排水工法により、地盤の透水係数をさらに改良すること、もう1つは、透水係数の改良は行わずに $\rho_0/\rho_r \sim k$ 曲線を左へ移動させる、すなわち地盤の非排水支持力に対して盛土荷重を大きくして排水的な沈下挙動へと変化させることである。しかし、後者の方法は、沈下量自体増えてしまうし、ほとんどの場合盛土の高さ（大きさ）も決まっているので、前者の方法が実務上有利といえる。

#### 4. おわりに

サンゴ礫混じり粘性土地盤の沈下特性は地盤の非排水支持力に対する盛土荷重の大きさも考慮してはじめて説明することができる。以下に本研究で得られた結論を示す。

- 1) 載荷中の沈下データから区分線形予測法により推定した極限支持力と、水～土骨格連成極限つり合い解析による部分排水支持力はよく一致した。
- 2) サンゴ礫混じり粘性土地盤の沈下比 $\rho_0/\rho_r$ も、地盤の透水係数 $k$ が $10^{-7} \sim 10^{-4}$  cm/secの範囲でのみ急変する。
- 3)  $F_s \sim \rho_0/\rho_r \sim k$ 曲線により得られた地盤の透水係数を用いて弾塑性圧密変形解析を行ったところ、実測値と良く一致した。
- 4) サンゴ礫混じり粘性土地盤は、非排水支持力が大きいため相対的な盛土荷重は小さくなり、たとえ透水係数が大きくても非排水的な挙動を示す。

#### 5. 謝辞

沖縄開発庁沖縄総合事務局から貴重なデータを提供して頂きました。厚く感謝致します。また、本研究は平成4年度文部省科学研究費補助金（特別研究員奨励費：代表者中野正樹, 受付番号1558）により実施したものです。

#### 6. 参考文献

- 1) 土質工学会：ジオテクノート2 中間土, 1992.
- 2) 小沢栄・稲垣紘史・荘司喜博：沖縄におけるサンゴ礫混じり土の地盤改良試験工事, 土と基礎, 1978
- 3) A. Asaoka, M. Nakano, M. Matsuo: Prediction of the partially drained behavior of soft clays under embankment loading, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, pp. 41-58, 1992
- 4) 浅岡顕・野津光夫：観測的方法による圧密沈下の線形予測, 土と基礎, 1993
- 5) A. Asaoka, S. Ohtsuka: Bearing capacity analysis of a normally consolidated clay foundation, Soils and Foundations, Vol. 27, No. 3, pp. 58-70, 1987