

# 中間砂層を含む軟弱粘性土地盤上の 道路盛土の耐震性の検証

井上 靖武<sup>1</sup>・落合 英俊<sup>2</sup>・松尾 修<sup>3</sup>・岡村 未対<sup>4</sup>・森 昌文<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 福岡北九州高速道路公社理事長 (〒812-0055 福岡市東区東浜 2-7-53)

<sup>2</sup>フェロー会員 九州大学大学院工学研究院建設デザイン部門教授  
(〒812-8581 福岡県福岡市東区箱崎 6-10-1)

<sup>3</sup>正会員 国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震災害研究室  
(〒305-0804 茨城県つくば市旭 1)

<sup>4</sup>正会員 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ主任研究員  
(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

<sup>5</sup>正会員 国土交通省九州地方整備局福岡国道工事事務所所長  
(〒813-0043 福岡市東区名島 3-24-10)

性能設計による盛土の耐震設計では、地震動のレベルと盛土の重要度に応じて、必要とされる耐震性能を確保する設計を行う。道路盛土の耐震性能は、盛土天端の沈下量を指標として判断されるため、その沈下量を定量的に評価できる手法が必要となる。本研究では、中間砂層を有する軟弱粘性土地盤を対象として、深層混合処理工法とサンドコンパクションパイル工法により、常時の安定確保に必要な地盤改良を施した盛土断面を検討断面とし、動的遠心模型実験により断面の耐震性を検討した。さらに、動的FEM解析による解析を行った。検討の結果、盛土天端の沈下量は最大380mmであり盛土は十分な耐震性を有することが確認された。さらに、地震時の地盤改良域の変形抵抗のメカニズムが明らかとなった。

**Key Words :** *soft ground, liquefaction, dynamic centrifuge test, numerical analysis, soil improvement*

## 1. はじめに

軟弱地盤は、一般に緩い砂地盤と正規圧密粘土地盤に大別される。地震時において、それらの材料力学的挙動には大きな違いがあるが、いずれにおいても強度や剛性の低下による支持力の減少が問題となる。

これまでの軟弱地盤上の盛土を対象とした耐震研究では、地震による盛土構造物の被害の多くは砂地盤の液状化によるという見地から、緩い砂地盤上の盛土を検討対象にしたものが数多く行われてきた。これらの研究では、振動台実験や遠心模型実験（例えば、Koga and Matsuo (1990)<sup>1)</sup>、松尾ほか(2000)<sup>2)</sup>）を用い、模型地盤に対する加振実験を行い、模型地盤内の応答加速度や過剰間隙水圧、変形量を克明に観測している。これらの観測結果は、盛土の地震時の変形挙動を解明するための多くの情報を与えている。

一方、粘性土地盤や、砂と粘土の互層地盤上の盛土に関する耐震研究事例は、砂地盤のそれと比べると圧倒的に少ない。その原因の一つには、粘土は液状化を生じず、その点からみれば安全であると認識されていることが挙げられる。しかしながら、ミチオカン地震におけるメキシコシティの被災事例<sup>3)</sup>では、粘土層による地震波の増幅

や長周期化、繰返し荷重の作用による強度の低下が被害を拡大させたことが指摘されており、粘性土に関する要素実験による研究においても繰返し荷重の作用により、過剰間隙水圧が蓄積すること、蓄積した過剰間隙水圧は剛性や強度を低下させることが示されている（たとえば、Hyodo et al. (1994)<sup>4)</sup>）。粘性土のこのような力学特性は、粘土地盤上の盛土であっても、必ずしも地震に対して安定であるとはいえず、その耐震性を検討する必要があることを示している。

また近年研究が進められている性能設計に基づく盛土の耐震設計では、地震動のレベルと盛土の重要度に応じて、必要とされる耐震性能を確保する設計が行われる。盛土の耐震性能は、盛土天端の沈下量で照査されることが多く、各地震動レベルに対して盛土天端における沈下量が設計値を満足することが要求される。このような設計を行うためには、地震時の盛土の沈下量を精度良く予測できる手法が必要となる。しかしながら、上述のように、軟弱粘土と緩い砂層の互層地盤など複雑な地盤条件に対して適用性が確認されている実用的な解析手法は確立されていない。

そこで、本研究では、有明海沿岸に広がる軟弱地盤地帯に計画されている有明海沿岸道路盛土のうち、層の中

間に緩い砂層を含む地盤区間を検討対象とし、現地の地盤状況をモデル化した模型を作製して、この模型の動的遠心実験を行い道路盛土の耐震性を検討した。また、有効応力解析手法を用いて動的遠心模型実験のシミュレーションを行い、解析手法の適用性を検討した。

## 2. 道路盛土の概要と検討断面の選定

### (1) 有明海沿岸道路の概要

有明海沿岸道路は、有明海に沿って、福岡県大牟田市から佐賀県鹿島市に至る延長約55kmの地域高規格道路である。図-1に位置図を示す。地域高規格道路とは、沿道や交通の状況に応じて60～80km/h以上の速度で走れる道路であり、自動車専用道路、またはそれと同等の機能を有した道路である。有明海沿岸道路は、交通渋滞の緩和、通勤圏の拡大や、地域間の連携の強化、物流の流通促進、人々の交流の活性化、緊急時の医療機関への搬送といった交通ネットワーク上の重要な役割を担うことを期待されている。

当該地区は、沖積粘土である有明粘土が10m前後の厚さで存在する。ここに一般盛土部で8m前後、橋梁の取付け部等では一部10数mの高さの盛土が計画されている。これ

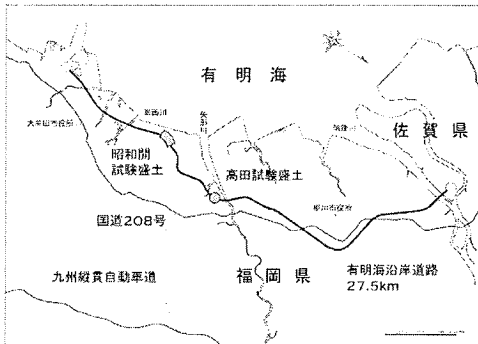


図-1 有明海沿岸道路の位置図

に加えて、既設構造物の近接施工となる部分も多く、このため、基礎地盤に対して支持力増加のために何らかの対策工法が必要となる。以上のことから、有明粘土地盤上の高規格道路の設計・施工のより一層の合理化、軟弱地盤対策工法の選定、新技術の検討、それらを踏まえた技術基準の作成、および将来の性能規定化を念頭においた施工管理・品質管理の方法の検討などを目的として、「有明海沿岸道路軟弱地盤対策工法検討委員会」を組織し、技術的な検討を行っている（井上ほか(2002)<sup>9)</sup>。

### (2) 地盤条件と検討対象とした盛土構造

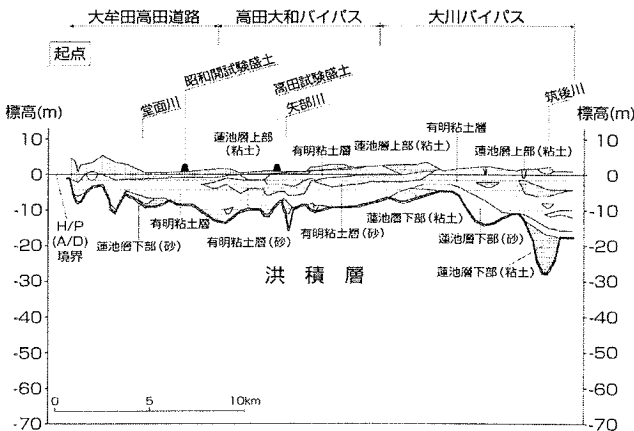
#### a) 地盤条件

道路沿線は、図-2に示した地質図が示すとおり、表層～GL-10m まで有明粘土と呼ばれる沖積粘土が厚く堆積している。路線区間の地盤は、地盤表面からおよそ10m まで有明粘土が堆積した粘土地盤と、層厚約10mの粘土層中に、およそ層厚2mの緩い中間砂層を挟む互層地盤とに大別された。

この中間砂層は、N値が平均で3.5と緩く、地震時に液状化することが推測される。そこで、本研究の検討対象として、この互層地盤上に建設される盛土を選択した。検討対象とした地盤は、図-3に示すとおり層厚がそれぞれ2m、5mの上部および下部沖積粘土層の間に層厚3mの中間砂層が存在する。GL-10m以深は、せん断弾性波速度  $V_s=290\text{m/sec}$  以上のシルト質を含む砂礫の互層地盤である。この砂礫層を耐震設計上の基盤面と考えた。

#### b) 盛土構造および検討断面

計画される盛土の代表的な高さは8m、勾配は、1:1.8である(図-4)。この盛土の建設には、常時のすべりに対する安定性を確保するために地盤改良が必要であった。地盤改良の候補として深層混合処理工法(DMM)とサンドコンパクションパイル工法(SCP)が検討された。改良形式と改良範囲は、表-1に示す地盤調査から得られた強度定数を用いて、円弧すべり手法による検討を行い決



深度	土質区分	N値	一軸圧縮強さ	細粒分含有率	Vs
M			kPa	%	m/s
2.0	シルト質粘土	0~2	17~38	74~99	90
5.0	砂	1~8		1~20	130
10.0	シルト質粘土	0~2	19~95	57~99	80
10.0以深	砂礫	15~40			290

図-3 土層モデル図

定した(図-5)。ここで、常時安全率については、DMMでは1.7(常時の盛土荷重による周辺への側方変形を考慮して設定されている)、SCPについては1.3以上を目標とした。検討ケースを以下に示す。

ケース1：深層混合処理工法ブロック改良  
(改良仕様：改良率 $A_1=78.5\%$ ，改良幅7m)

ケース2：サンドコンパクションパイル改良  
(改良仕様：改良率 $A_2=17.0\%$ ，改良幅13m)

### c)地震外力

耐震設計では、地震波の種類である地震動タイプと地震動の大きさである地震動レベルを決定する必要がある。地震動タイプとは、地震動の発生要因による分類であり、プレート境界の大規模な地震によるタイプI地震動と、内陸部に存在する断層のずれによって生じる内陸直下型のタイプIIに分類される。

地震動レベルとは地震動の大きさである。通常はレベル1、レベル2の2段階に設定される。レベル1地震動とは、道路の供用期間中に発生する可能性の高い中規模地震を指す。レベル2地震動は、発生確率は低いが大きな強度を持つ地震動であり、たとえば、関東大震災(1923年)や兵庫県南部地震(1995年)の地震動が該当する。

当該地で観測された地震動には、中・遠距離地震として1968年の日向灘地震と、近距離地震として1966年の有明海地震(有明波)がある。一次元等価線形解析の結果、地表面応答加速度は内陸型の有明波の方が大きく、ここではタイプII地震動として、道路橋示方書<sup>④</sup>で推奨されている兵庫県南部地震における東神戸大橋近傍で観測された地震波を選択した。

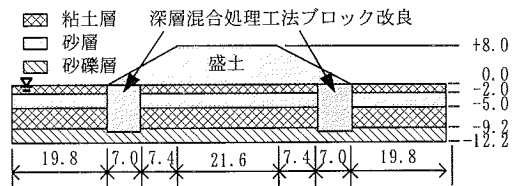
入力加速度の最大値は、道路土工のり面工・斜面安定工指針<sup>⑤</sup>に従いレベル1およびレベル2地震動に対応する水平設計震度を求めた後、同じく同指針に示された、最大加速度と逆算震度の関係を利用して決定した。最大入力加速度は、レベル1地震動で140gal、レベル2地震動で500galとなった。

動的遠心模型実験では、観測波形を道路橋示方書の標準加速度応答スペクトルに適合するように修正を行い、各地震動レベルに振幅調整した波形を使用した。参考に、レベル2地震動波形を図-6に示す。なお図の物理量は実物に換算した値で示してある。

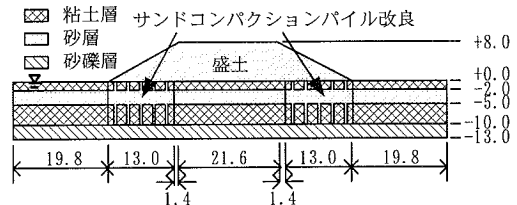
### (3)検討の流れ

2章では、現地地盤の強度定数を用いて地盤改良の設計を行い、検討対象とする道路断面を決定した。

3章では、この道路断面をモデル化した模型地盤を作製し動的遠心模型実験を実施する。まず、模型地盤のモデル化と作製手順を説明する。遠心加速度場における加振実験の結果を示し、盛土の変形量と地盤改良域の変形抵抗メカニズムについて述べる。



(a) ケース1：深層混合処理工法ブロック改良

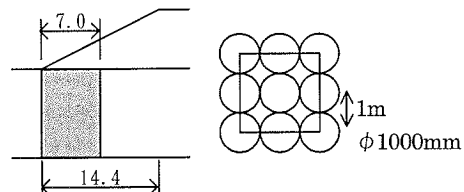


(b) ケース2：サンドコンパクションパイル改良

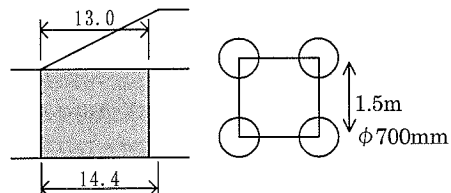
図-4 検討対象の道路断面図(単位：m)

表-1 強度定数

粘土層	$s_u=6.30+1.14z$ $s_u(\text{kPa}, z(\text{m}))$
砂層	$\phi=25^\circ$
粘土層	$s_u=6.30+1.14z$ $s_u(\text{kPa}, z(\text{m}))$



(a) ケース1：深層混合処理工法ブロック改良



(b) ケース2：サンドコンパクションパイル改良

図-5 地盤改良工法の改良仕様

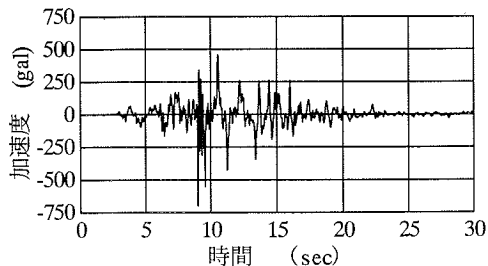


図-6 地震波形(レベル2)

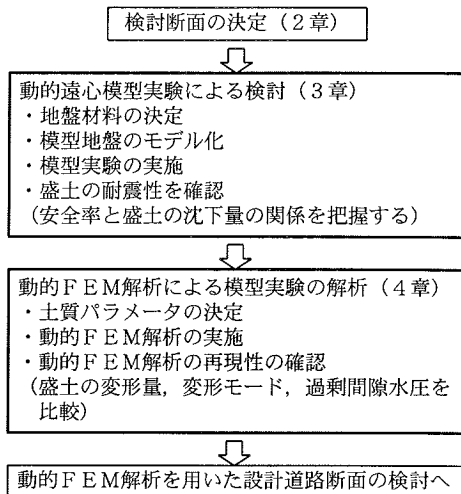


図-7 検討の流れ

4章では、3章で示した遠心模型実験を対象とした動的FEM解析を行い、動的FEM解析ツールの再現性について述べる。

以上の流れを図-7に示す。

### 3. 動的遠心模型実験による検討

#### (1) 模型地盤のモデル化

2章では、道路計画地盤の強度定数を使用して円弧すべりにより地盤改良の設計を行った。この道路断面の耐震性を、模型実験において検討するために、模型地盤の強度特性を現地のそれと合わせるようにモデル化を行った。図-8に示すように、粘土層は、非排水強度分布を、砂層は液状化強度を再現するように模型地盤を作製した。

実験ケースは、2章で述べた2ケースの検討断面のそれぞれに、図-6で示したレベル1およびレベル2地震動を入力した計4実験である。実験ケースを表-2に示す。

模型サイズは、実物の1/60のスケールとした。この模型地盤に対して60Gの遠心加速度場にて加振実験を行う。すべてのケースで間隙流体には水を使用した。透水の相似則を満足させるためには、間隙流体の粘性を60倍にする必要がある。しかし、模型実験において、60倍の透水係数の違いが、盛土の変形量に及ぼす影響は、僅かであるとの報告<sup>9)</sup>もあり、模型地盤の作製時における手間も考慮して水を使用することとした。

#### (2) 地盤材料

模型地盤の作製に用いた試料は、平均粒径 $D_{50}$ が約3mmの均一なレキと、茨城県内で採取した山砂である江戸崎砂、およびカオリン粘土(ASP-100)である。

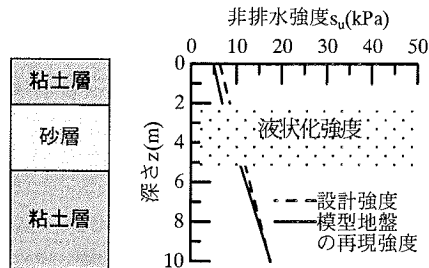


図-8 模型地盤のモデル化

表-2 実験ケース

ケース	地盤改良	地震動
1	DMM	レベル1
		レベル2
2	SCP	レベル1
		レベル2

カオリン粘土は、工業製品であるために、一様な品質のものを容易に入手できること、また、塑性指数( $I_p$  = 約40)のわりに圧密係数 $c_p$ が大きく圧密速度が早いいため、遠心加速度場における圧密による模型地盤の作製が容易であることから選定した。

江戸崎砂<sup>10)</sup>は、現地の図-9に示す砂層の粒度分布と、土木研究所に各種力学試験データが蓄積されていることを考慮して選定した。

現地のサンプリング試料による砂層の両振幅軸ひずみ $\varepsilon_{DA}=5\%$ に対する繰返し強度比は $RL_{20}=0.25\sim 0.35$ であった。また、砂層の平均N値3.5より求めた繰返し強度比は $RL_{20}=0.21$ であった。一方で、液状化抵抗率 $F_L$ による液状化判定では、設計水平震度 $k_h=0.13$ で $F_L$ 値が1を下回る結果となった<sup>9)</sup>。今回の繰返し三軸試験は、チューブサンプリングによるサンプリング試料を用いて行われており、緩い砂の液状化強度は過大に評価される可能性がある<sup>9)</sup>ことを考慮して、模型地盤の砂層は繰返し強度比 $RL_{20}=0.13$ とし、図-11に示した江戸崎砂の $D_r=60\%$ の液状化曲線でモデル化することとした。これら試料の特性をまとめて表-3に示す。また、カオリン粘土の圧密非排水三軸圧縮試験の結果および江戸崎砂の液状化試験の結果をそれぞれ図-10、図-11に示す。

#### (3) 模型地盤の作製

##### a) 深層混合処理工法ブロック改良(ケース1)

盛土の造成は、深層混合処理工法による法面直下部の固化体の造成の後におこなわれる。このため、図-12に示すように盛土による荷重増分は地盤内に分散せず、盛土の直下の地盤に一次的に作用するものと考え、盛土直下の模型地盤の強度を決定した。

模型の作製手順は次の通りである。まず、実験土槽(内寸で幅 150cm, 奥行 30cm, 深さ 50cm)の底部に厚さ 50mm のレキ層を作製し, 所定の位置に深層混合処理領域を模した改良土ブロックをレキ層に 10mm 根入れして設置した。レキ層の上に液性限界の 1.5 倍の含水比で練混ぜ脱気した粘土スラリーを投入し, 表面に載荷板と所定の錘を載せて圧密した。その後, この模型を遠心載

表-3 地盤材料の特性

(a) カオリン粘土

土粒子密度 $\rho_s$	2.632g/cm <sup>3</sup>
液性限界 $w_p$	77.8%
塑性限界 $w_L$	33.8%
塑性指数 $I_p$	44.0
圧密係数 $c_v$ (平均圧密圧力 100kPa)	200cm <sup>2</sup> /day
圧縮指数 $C_c$	0.50
膨潤指数 $C_s$	0.10
限界状態線の勾配 $M$	1.05
強度増加率 $S_u/p$	0.22
繰返し強度比 $R_{L20}$	0.11
$\sigma_c$ (圧密拘束圧)=294kPa ( $\varepsilon_{DA}=5\%$ )	
透水係数 $k$ (平均圧密圧力 100kPa)	$2.0 \times 10^{-7}$ cm/sec

(b) 江戸崎砂

土粒子密度 $\rho_s$	2.684g/cm <sup>3</sup>	
平均粒径 $D_{50}$	0.181mm	
細粒分含有率 $F_c$	10.8%	
最大乾燥密度 $\rho_{max}$	1.522g/cm <sup>3</sup>	
最小乾燥密度 $\rho_{min}$	1.145g/cm <sup>3</sup>	
CD 試験 $\sigma_c=98$ kPa	強度定数 $\phi_d$	34.1°
	強度定数 $c_d$	0.04kPa
$\rho_d=1.430$ g/cm <sup>3</sup> $D_r=60\%$	繰返し強度比	0.130
	$R_{L20}$	( $\varepsilon_{DA}=5\%$ )
透水係数 ( $\rho_d=1.430$ g/cm <sup>3</sup> )		$1.7 \times 10^{-3}$ cm/sec

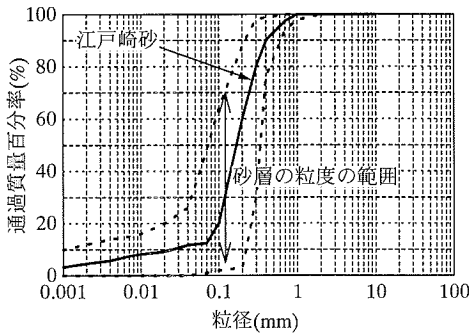


図-9 粒径加積曲線の比較

荷装置に搭載し, 60G の遠心加速度場にて圧密を行い, 下部粘土層を作製した。

圧密終了後, 粘土層の表面を平らに整形した後, 江戸崎砂を  $D_r=60\%$  となるように締め固めて, 層厚 50mm の砂層を作製した(写真-1)。この模型土槽を真空槽内に移動し, 負圧のもとで砂層を水で飽和した。当初は 98kPa の負圧を作用させる予定であったが, 負圧を段階的に作用させたところ, -30kPa で砂層表面に気泡が生じ, 砂層全体が膨れ上がる挙動を示したため, そのまま -30kPa のもとで脱気をおこなった。

続いて砂層の上に粘土スラリーを投入し, 表面に所定の錘を載せて, 40G の遠心加速度場にて 2 回目の圧密を行い, 上部粘土層を作製した。

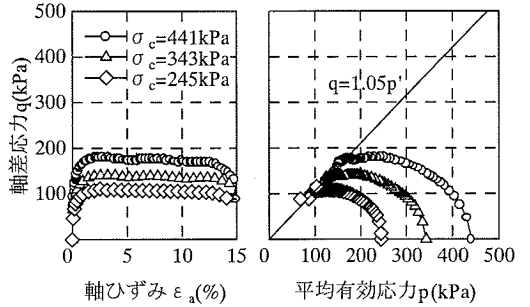


図-10 カオリン粘土の圧密非排水三軸圧縮試験結果

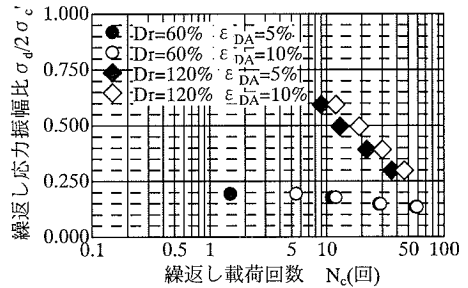


図-11 江戸崎砂の液状化強度曲線

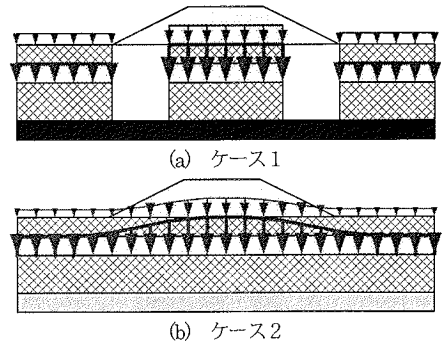


図-12 圧密荷重の形状

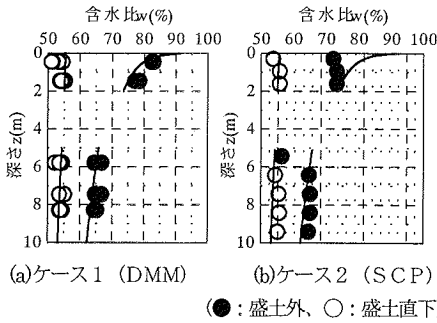


図-13 模型地盤の含水比分布 (実験後に計測)

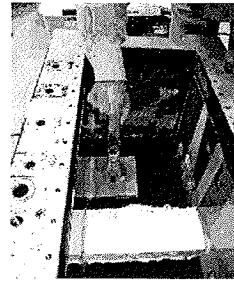


写真-1 中間砂層の締め固め状況 (ケース1)

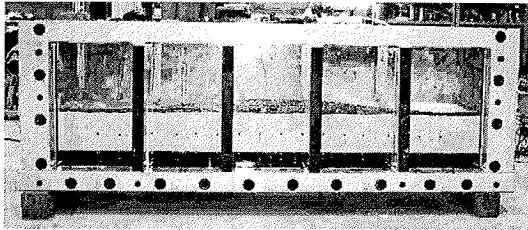


写真-2 真鍮棒による粘土層の圧密状況 (ケース2)

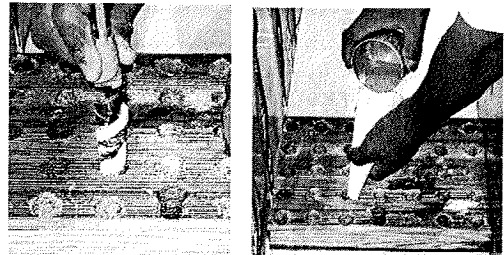
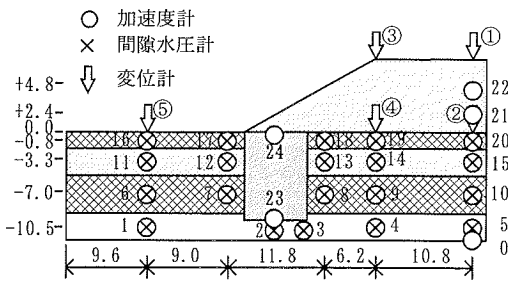
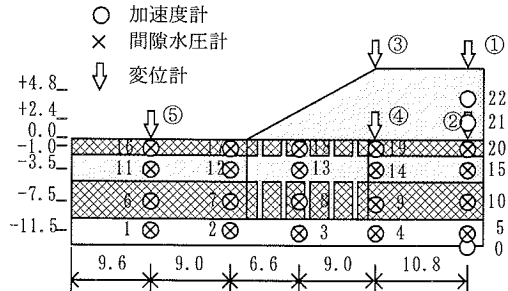


写真-3 砂杭の作製 (ケース2)



(a) ケース1: 深層混合処理工法ブロック改良



(b) ケース2: サンドコンパクションパイル改良

図-14 センサーの位置 (実物換算寸法 模型サイズの60倍, 単位m)

圧密終了後、地盤表面に、含水比10%に調節した江戸崎砂を  $D_r=60\%$  に締め固めて盛土を作製した。この際、粘土表面上にはシリコンオイルを十分に塗布し、盛土のサクシヨンの作用により粘土の含水比が低下しないように配慮した。

図-13は、模型地盤の含水比の目標値 (実線) に 実験後に測定した含水比の実測値を重ねて示した図である。両者は概ね一致しており、設定した圧密圧力で圧密されていることが確認された。

現場での深層混合処理工法による改良形式は、置換率  $A_p=78.5\%$  の接岸改良形式である (図-5(a))。そこで実験では地盤改良部を一樣な強度をもつ改良ブロックとした。改良ブロックの作製と設置は以下の手順で行った。カオリンとセメントを所定の混合量で混合し攪拌した改良土

のスラリーを、型枠内に打設して水中で養生した。それを下部粘土層の作製時に、型枠から取り出し実験容器内に設置した。

改良ブロックの強度は、設計強度と信頼性設計を考慮した実際に施工される強度の違いを考慮して、現改良地盤の設計及び品質管理指針<sup>10)</sup>に従い、設計基準強度  $q_b=400\text{kPa}$  から現場に実際に施工される改良ブロックの強度を  $q_b=540\text{kPa}$  と推定し、これを模型改良ブロックの強度とした。

改良土の配合は、動的遠心模型実験の実施日に設定した強度を発揮できるように配合を設定した。改良ブロックの強度は、テストピースを用いて実験の実施にあわせて一軸圧縮試験を行い確認した。一軸圧縮強さの平均値は、 $\bar{q}_b=575\text{kPa}$  であり、概ね設定強度を再現した。

## b) サンドコンパクションパイル改良 (ケース2)

改良ブロックで盛土直下の地盤が分断されるケース1とは異なり、ケース2では、盛土荷重は地盤内に二次元的に分散する(図-12(b)). そこで、盛土荷重による鉛直応力分布の増加分をブシネスク解より求め、圧密荷重とした。連続的に変化する圧密荷重は、写真-2のように粘土層表面に直径3mmの真鍮棒を敷き並べて再現した。なお本来SCPにより改良された粘土地盤の杭間粘土は、砂杭への応力集中によって、圧密荷重が低減されるが、ここでは簡単のために考えない。

模型は、レキ層を作製後に粘土スラリーを投入し、60Gの遠心場で圧密することにより下部粘土層を作製した。この後、下部粘土層にφ14mmのオーガーで削孔し、乾燥砂を投入して $Dr=120\%$ となるように、突固めによって砂杭を作製した。模型のSCP改良率は現場と同様に17%とし、作製時の作業性を考慮して実物の2倍の杭径とした。砂杭の作製の様子を写真-3に示す。下部粘土層作製後、層厚50mmの砂層をケース1と同様に作製した。SCP改良部分は、一様に密度を上げて $Dr=120\%$ とした。ケース1と同様に砂層の飽和を行ったところ、模型地盤の浮上りが確認されたため、 $-40\text{kPa}$ の圧力で脱気を行った。

砂層の上にスラリーを投入し、所定の鉛直応力分布となるように真鍮棒を表面に敷き並べ、40Gの遠心加速度場にて圧密を行った。

圧密終了後、下部粘土層と同様にして、上部粘土層中にも砂杭を打設し、さらに地盤表面に盛土を作製して模型地盤とした。

地盤作製時に設置した計測センサーの位置を図-14に示す。図中の寸法は、実物換算寸法で示した。

### (4) 実験手順

模型地盤作製後、実験土槽を遠心載荷装置に搭載して60Gの遠心加速度を作用させ、地表面の沈下がおさまり、間隙水圧が静水圧になったことを確認した後、レベル1地震動とレベル2地震動の加振実験を行った。これら2回の加振実験は、遠心装置を停止することなく連続しておこなったが、1回目の加振実験で生じた過剰間隙水圧が消散したことを確認した後、2回目の加振を行った。

### (5) 実験結果

#### a) 過剰間隙水圧と応答加速度

図-15は、レベル1地震動を入力した時の上下粘土層および砂層の中に設置した加速度計、および間隙水圧計の計測値である。過剰間隙水圧の図には、間隙水圧計の設置位置における初期の鉛直有効応力の値を併せて示す。本節以降では、計測値は、特に断りのない限り遠心模型実験の相似則に従い実物スケールに換算した値で示す。

応答加速度は、深層混合処理工法のブロック改良を施したケース1では、入力地震動の最大加速度140galに対して、上部粘土層(A16)で180galに増幅した。一方、サンドコンパクションパイルにより法面下の地盤を改良したケース2では、入力地震動の最大加速度140galに対して、上部粘土層(A16)で220galに増幅した。どちらのケースでも、地表面に向かって地震動が増幅する傾向が見られた。

液状化による波形の長周期化はみられなかった。

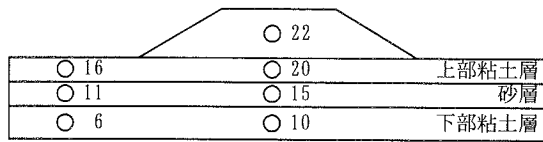
盛土(A22)で観測された最大応答加速度は、ケース1では180gal、ケース2では200galであった。

過剰間隙水圧は、入力加速度が大きい20秒まで上昇し、その後はほぼ一定値を示した。ケース1の粘土層では、水平地盤の地表面付近に位置するP16を除き、約10kPaの過剰間隙水圧が生じた。ケース1の砂層では、水平地盤部(P11)では10kPaの過剰間隙水圧が生じ、盛土直下(P15)では過剰間隙水圧はほとんど生じなかった。砂の液状化強度は拘束圧に依存するため、鉛直有効応力大きな盛土直下では、過剰間隙水圧の発生が抑えられ、このような結果が現れたと考えられる。一方、ケース2では、粘土層は、ケース1と同じく水平地盤部の地表面付近(P16)を除き、約20kPaの過剰間隙水圧を生じた。砂層でも、ケース1と同じく水平地盤部(P11)で10kPaの過剰間隙水圧を生じ、盛土直下(P15)では、過剰間隙水圧はほとんど生じなかった。

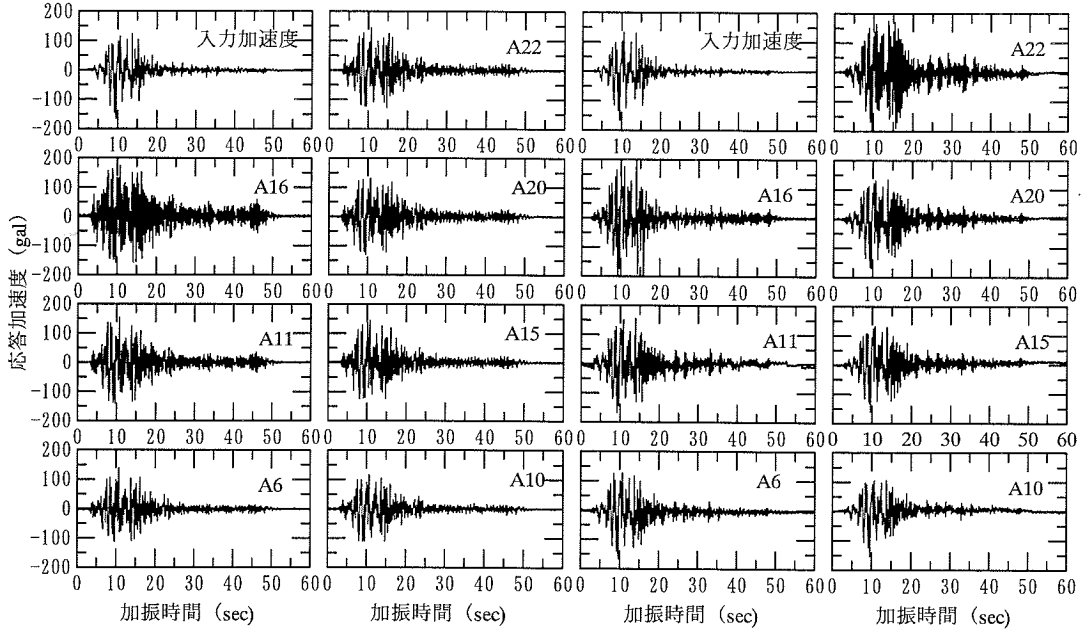
図-16は、レベル2地震動を入力した時の加速度計および間隙水圧計の計測値である。ケース1では、応答加速度は、下部粘土層(P6)でスパイク状の成分が除去された。また、砂層に位置する(A11, A16)では、スパイク状の加速度波形が見られた。このスパイク上の波形は、“液状化フロント”と呼ばれる液状化層と非液状化層の境界付近で見られる波形である。この波形は、液状化と流動に伴うせん断ひずみの急増とそれに伴うひずみ硬化によって生じるものであり、Okamura and Matsuo(2002)<sup>14)</sup>による遠心模型実験の報告の中でも述べられている。ケース2においても、粘土層(A6)では入力加速度のスパイク成分の除去が見られ、砂層(A11)において液状化を示すスパイク状の波形が観察された。

盛土(A22)で観測された最大応答加速度は、レベル2地震動では、ケース1では330galであり、ケース2では320galであった。

過剰間隙水圧は、改良工法の種類によらず入力加速度の大きい20秒まで上昇しその後は一定値を示した。水平地盤部の砂層(P11)では、鉛直有効応力に匹敵する過剰間隙水圧23kPaが生じ、液状化に至った。その後は、若干ではあるが消散する傾向を示した。水平地盤の粘土層(P6)でも、鉛直有効応力に匹敵する過剰間隙水圧が生じた。一方の盛土直下では、砂層(P15)では過剰間隙水圧は



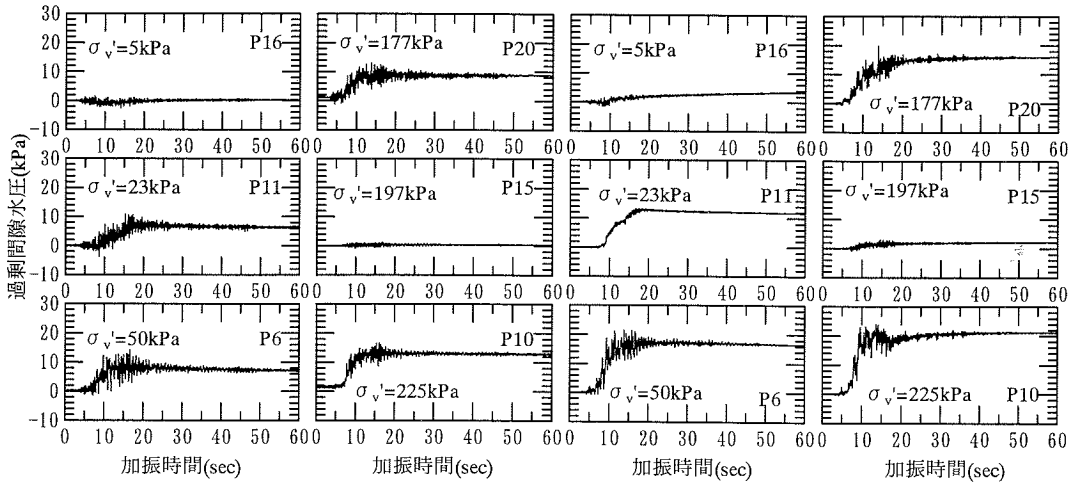
計測センサーの位置 (A : 加速度計, P : 間隙水圧計)



深層混合処理工法 (ケース 1)

サンドコンパクションパイル改良 (ケース 2)

(a) 応答加速度



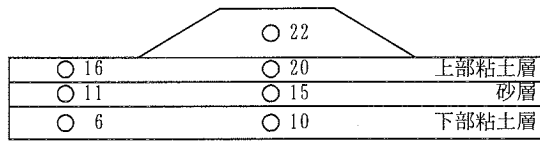
深層混合処理工法 (ケース 1)

サンドコンパクションパイル改良 (ケース 2)

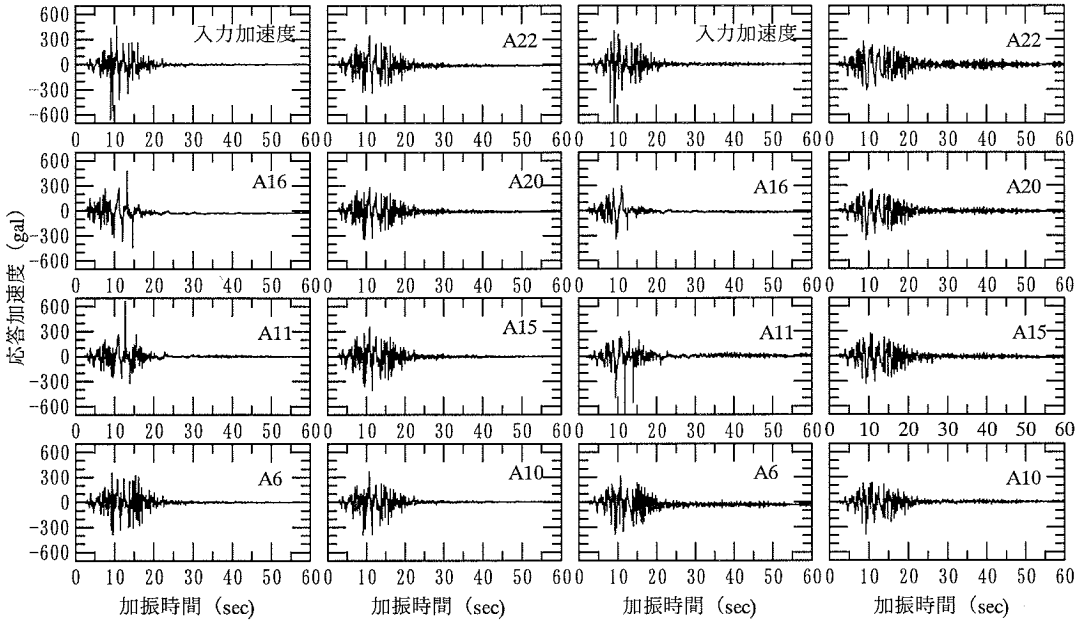
(b) 過剰間隙水圧の変化

図-15 レベル1地震動による加振実験中の応答加速度と過剰間隙水圧の変化





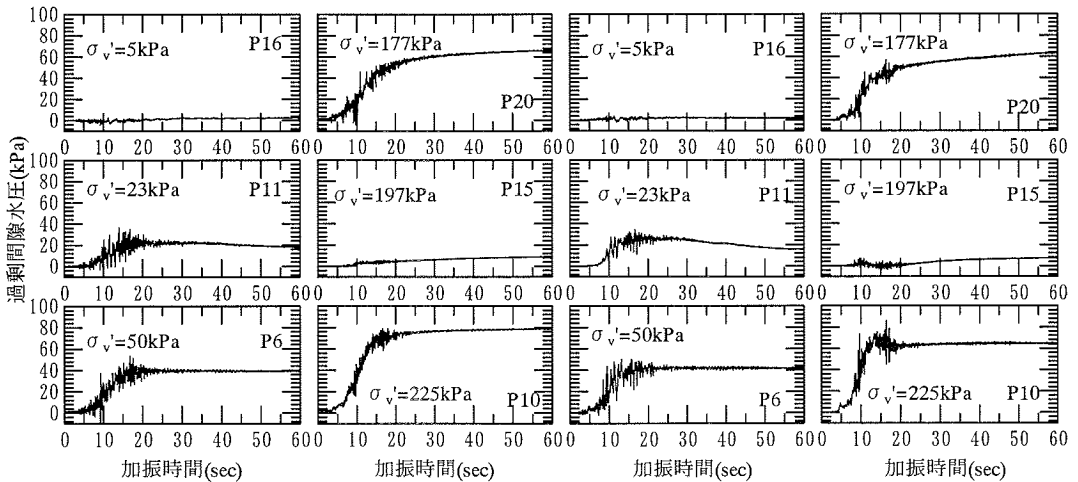
計測センサーの位置 (A : 加速度計, P : 間隙水圧計)



深層混合処理工法 (ケース1)

サンドコンパクションパイル改良 (ケース2)

(a) 応答加速度



深層混合処理工法 (ケース1)

サンドコンパクションパイル改良 (ケース2)

(b) 過剰間隙水圧の変化

図-16 レベル2地震動による加振実験中の応答加速度と過剰間隙水圧の変化

ほとんど生じなかったが、粘土層(P10, P20)では、60~70kPaの過剰間隙水圧を生じた。

粘土層に大きな過剰間隙水圧が生じた原因のひとつには、用いたカオリン粘土の繰返し強度比が $R_{L20}=0.11$ (表-2 参照。ここで $\sigma_c$ は実験し易さから決めた。なお、 $R_{L20}$ は $\sigma_c$ に依存しないことは確認済み。)と、有明粘土を含む日本の海成粘土と比較して小さい事が考えられる<sup>12)</sup>。

### b) 盛土の沈下量

加振後の盛土の実物換算した変形量を図-17に示す。レベル1地震動のもとでは、ケース1(DMM)では変形はほとんど観測されなかった。ケース2(SCP)では、盛土天端中央で52mmと僅かであった。

レベル2地震動においては、ケース1では、盛土の各計測位置で一様に100~150mmの沈下を生じた。一方ケース2では、盛土の中央より、法肩での沈下量が大きく、盛土天端の法肩で最大380mmの沈下を生じた。

### c) 実験終了時の模型地盤の変形状況

加振実験を終了したときの模型地盤の写真を写真-4に示す。両ケースとも、大きな変形、盛土の破壊は見られない。ただし盛土外側には、上部粘土層を貫通した噴砂

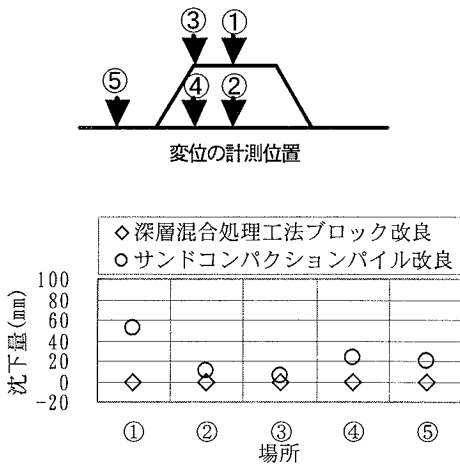
の跡が両ケースともに見られた。

地盤改良域に生じた変形を、図-18に示す。ケース1は実験後に測定した固化体の水平変位量であり、ケース2は模型地盤に設置したターゲットの変位ベクトルである。

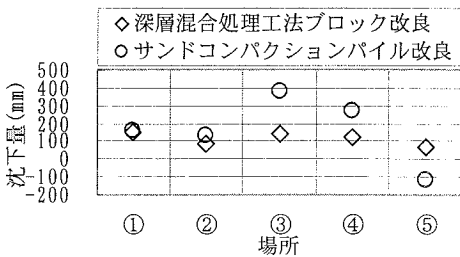
ケース1では、固化体は盛土の外側に変位しており、最大360mmの水平変位が確認された。固化体にはクラックなどの損傷は全く見られなかった。一方のケース2では、盛土の中央付近から砂層の下部に至る円弧状のせん断変形が見られた。

### (6) 遠心模型実験における検討のまとめ

今回の実験を実スケールに直した場合の常時における円弧すべり計算による安全率と、盛土天端の最大沈下量



(a) レベル1地震動による盛土の変形

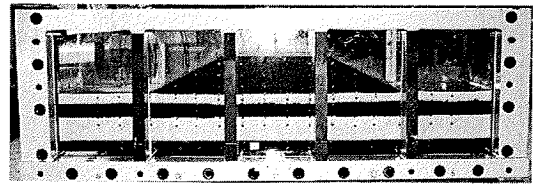


(b) レベル2地震動による盛土の変形

図-17 盛土の変形量

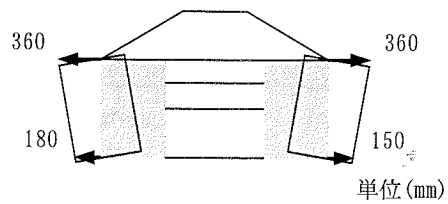


(a) 深層混合処理工法ブロック改良 (ケース1)

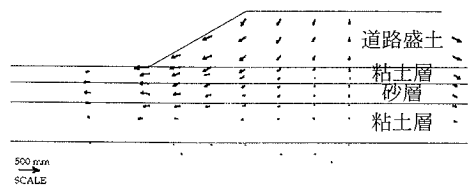


(b) サンドコンパクションパイル改良 (ケース2)

写真-4 加振実験終了時の模型地盤の様子 (レベル2地震動)



(a) ケース1 固化体に生じた水平変位 (実験終了後に測定)



(b) ケース2 ターゲットの変位ベクトル

図-18 地盤改良域の変形の様子 (レベル2地震動)

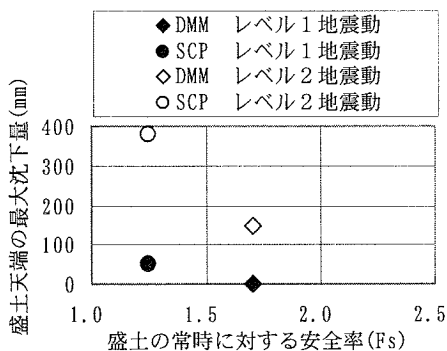


図-19 すべり安全率と盛土天端最大沈下量の関係

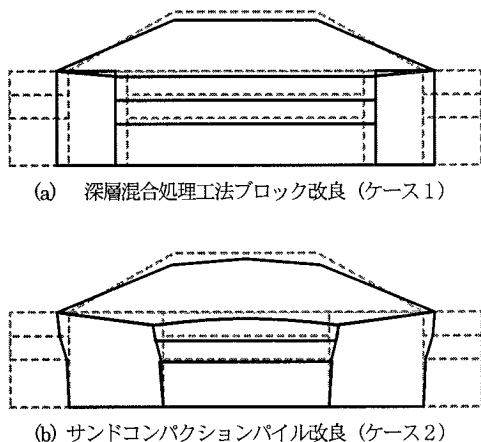


図-20 地盤改良の変形抵抗メカニズム

の関係を図-19 に示す。これより、常時の設計において必要な地盤改良(深層混合処理工法あるいはSCP工法)を施した道路断面では、盛土の沈下量は比較的小さく、特にレベル1地震動では緊急車両などの通行に支障が出ないものであることがわかった。

盛土の変形状況を模式的に示したものが図-20 である。ケース1の深層混合処理工法ブロック改良では、改良体が側方に滑动する変形を示し、盛土が全体的に沈下した。また改良体には回転する挙動も見られた。一方、ケース2のサンドコンパクションパイル改良では、砂層にせん断変形が生じ、盛土全体が円弧状に変形した。これより、地盤改良域の地震時の変形メカニズムは、①深層混合処理工法によるブロック改良では、改良部のせん断変形抵抗が大きくほぼ剛体として変形する。その反面、改良体底面に応力集中が生じることにより、支持層との間で滑动や支持力破壊が盛土の耐震性を決定する。②サンドコンパクションパイル工法による地盤改良部分のせん断抵抗が盛土の安定を決定する。と推定される。

#### 4. 動的FEM解析による遠心模型実験の解析

##### (1) 解析方法および解析モデル

解析には、粘土の粘弾塑性構成式<sup>13)</sup>および砂の弾塑性構成式<sup>14)</sup>を組み込んだ土〜水連成の二次元有効応力解析手法(LIQCA-2D)を用いた。本プログラムは、砂および粘土の繰返し力学挙動を定量的に扱うことが可能である。地盤の初期応力は、初期応力解析を行い決定した。

有限要素メッシュを図-21 に示す。有限要素解析では、動的遠心模型実験の模型を実物大のスケールに換算した解析モデルを使用した。メッシュの底面および側面は、鉛直水平ともに固定境界とした。

入力地震波は、遠心模型実験において振動台で観測した加速度を、相似則に従い実物換算したものを使用した。

粘土層には、繰返し弾塑性モデルを、砂層には、非線形移動硬化モデルを適用した。また、地盤改良部分は、遠心模型実験におけるモデル化を考慮して次のように定めた。

ケース1では、深層混合処理による固化ブロックを弾性体としてモデル化した。

ケース2では、SCP複合地盤を粘土層と砂層とで異なるモデル化を行った。すなわち、SCP粘土複合地盤には粘土の繰返し構成モデルを、SCP砂複合地盤には非線形移動硬化モデルを適用した。

構成モデルに使用する土質パラメータは、遠心模型実験に使用した地盤材料を用いて、物理試験および力学試験を行い決定した。土質パラメータは、各層の中央で設定し層内で一定とした。解析に使用した地盤改良域を除く各土層の土質パラメータは、ケース1とケース2で共通である。

数値解析では、砂層の間隙水の圧縮性を考慮した。それは、模型地盤の砂層の作製時に、気泡の発生が見られ十分な脱気が行えなかったことと、模型地盤の砂層の繰返し強度比  $R_{L20}=0.13$  と実験における砂層の応答加速度の最大値 180gal を考慮するとレベル1地震動においても、水平地盤部の砂層は液状化を生じる可能性があり、脱気が不十分であることにより砂層内部に気泡が残留し、砂層の繰返し強度を増加させた可能性があるからである。

間隙水の圧縮性を決定するために、間隙水の体積圧縮係数を変えた数値解析を数ケース実行した。実験における盛土直下の砂層の過剰間隙水圧を再現する体積圧縮係数は 2,000kPa であった。Okusa<sup>15)</sup>の推定式によれば、この体積圧縮係数は飽和度 95%に相当する。

##### (2) 解析パラメータの決定

###### a) 粘土層

繰返し弾粘塑性モデルのパラメータ ( $B_0, B_1, C_1$ ) は、

非排水三軸圧縮試験をシミュレートすることで決定した。要素シミュレーション結果を図-22 に示す。さらに、同じパラメータを使用して繰返し強度曲線を解析で求めた結果を図-23 に示すが、実験結果と良く一致している。

**b) 砂層**

非線形移動硬化モデルのパラメータ ( $B_0, B_1, C_f, D_0, n, \gamma_{ref}^p, \gamma_{ref}^e$ ) は、液状化強度曲線をシミュレートすることで決定した。シミュレートにあたっては、江戸崎砂のせん断強度比  $R_{L20}=0.13$  を基準として、両振幅軸ひずみ  $\varepsilon_{Da}=5\%$  となる時点の繰返し回数 $\sim$ 繰返し応力振幅比関係 (両振幅軸ひずみ 5% 曲線) の曲線が一致するよう

に努めた。

要素シミュレーションの結果を図-24 に示す。

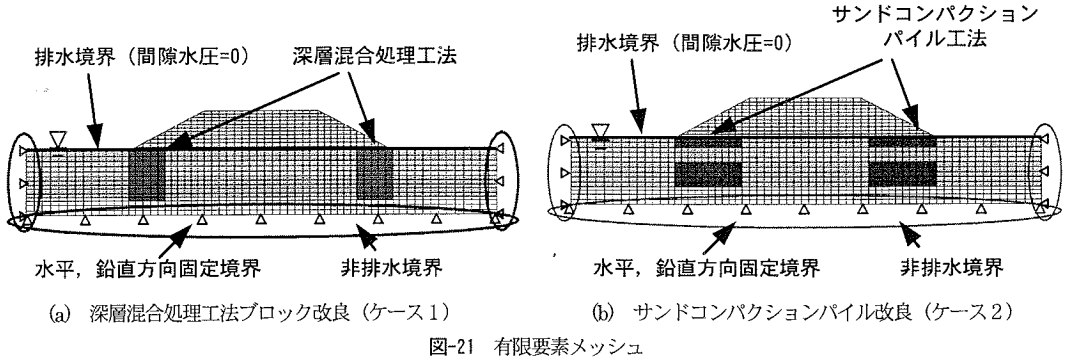
**c) 深層混合処理工法による改良地盤**

弾性体の変形係数は、動的変形試験を行い決定した。

**d) サンドコンパクションパイルによる改良地盤**

① 粘土 $\sim$ 砂杭複合地盤モデル

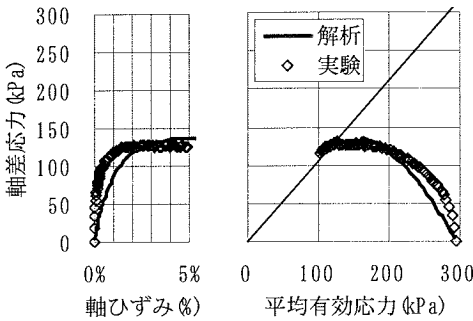
遠心模型実験では、砂杭による粘土層の剛性の増加を考慮するために、実際に土槽内に砂杭を打設し複合地盤を作製した。この砂杭による剛性の増加を評価するために、模型地盤と同じ置換率  $A_s=17\%$  で、中心部に砂杭を配した円柱供試体を作製し、圧密非排水三軸圧縮試験を行っ



(a) 深層混合処理工法ブロック改良 (ケース1)

(b) サンドコンパクションパイル改良 (ケース2)

図-21 有限要素メッシュ



(a) 軸差応力 $\sim$ 軸ひずみ

(b) 有効応力経路

図-22 非排水三軸圧縮試験の要素シミュレーション

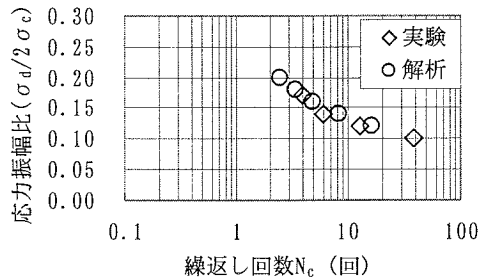


図-23 粘土の繰返し変形試験の要素シミュレーション

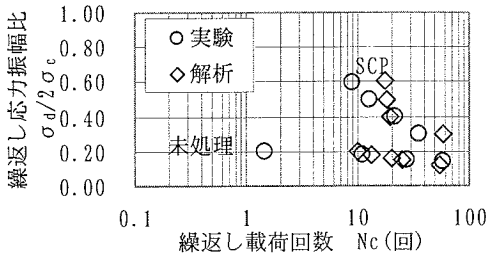
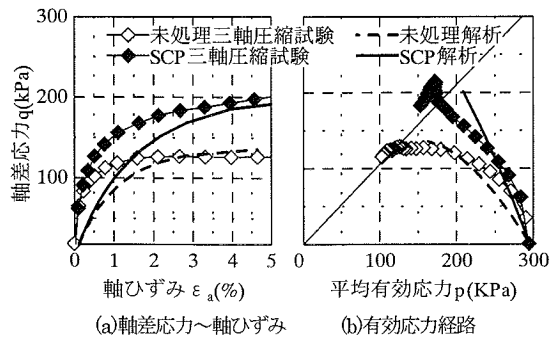


図-24 未処理の砂地盤およびSCP改良砂地盤の両振幅軸ひずみ 5% 曲線に対する要素シミュレーション



(a) 軸差応力 $\sim$ 軸ひずみ

(b) 有効応力経路

図-25 複合供試体の圧密非排水三軸圧縮試験の要素シミュレーション

表-4 パラメータ一覧

		未改良			改良地盤		
		単位	粘土層	砂層	DMM	SCP(粘土-砂杭)	SCP(砂-砂杭)
圧縮指数	$\lambda$	-	0.2170	0.0168	-	0.1800	0.0083
膨潤指数	$\kappa$	-	0.0430	0.0055	-	0.0360	0.0021
初期剛性	$G_0$	kPa	$4.90 \times 10^4$	$4.06 \times 10^4$	$3.36 \times 10^5$	$5.24 \times 10^4$	$5.43 \times 10^4$
変相応力比	$M_m^*$	-	0.814	1.000	-	0.814	1.257
破壊応力比	$M_f^*$	-	0.814	1.130	-	0.814	1.388
硬化パラメータ	$B_0$	-	40	1500	-	40	5000
硬化パラメータ	$B_1$	-	1	15	-	1	50
硬化パラメータ	$C_f$	-	10	500	-	1	0
グレイソンパラメータ	$D_0$	-	-	3.0	-	-	1.0
グレイソンパラメータ	$n$	-	-	2.0	-	-	8.0
塑性基準ひずみ	$\gamma_{ref}^P$	-	-	0.100	-	-	0.060
弾性基準ひずみ	$\gamma_{ref}^E$	-	-	0.120	-	-	0.200
粘塑性パラメータ	$C_{01}$	1/sec	$8.00 \times 10^{-6}$	-	-	$8.00 \times 10^{-6}$	-
粘塑性パラメータ	$C_{02}$	1/sec	$4.00 \times 10^{-6}$	-	-	$4.00 \times 10^{-6}$	-
粘塑性パラメータ	$m_0$	-	20	-	-	20	-
引張強度	$q_t$	kPa	-	-	-75	-	-
粘着力	$c$	kPa	-	-	250	-	-
ポアソン比	$\nu$	-	-	-	0.300	-	-

(注)  $M_m^*$ ,  $M_f^*$  はそれぞれ偏差応力の第二不変量  $\sqrt{2J_2}$  ~ 平均有効応力  $\sigma_m$  平面上の変相応力比, 破壊応力比を示す。

た。結果を図-25に示す。砂杭により破壊時の軸差応力は増加しているが、破壊時の応力比は、カオリン粘土のそれとほぼ同じであった。そこで、粘土の繰返し粘弾塑性モデルを適用することとした。

パラメータの決定方法は粘土層と同じである。シミュレーションの結果を図-25に示す。

### ②砂-砂杭複合地盤

遠心模型実験では、砂杭の圧入による砂層の締固め効果を再現するために、地盤改良域の締固め度を一様に上げた。そこで、数値解析では、複合地盤を一様地盤と考え非線形移動硬化モデルを適用し、模型実験における地盤改良域の相対密度  $Dr=120\%$  に対応する江戸崎砂の液状化強度をシミュレートすることで決定した。要素シミュレーションの結果を図-24に示す。

以上の方法により決定したパラメータを表-4に示す。

## (3)解析結果

### a)盛土の変形量

盛土天端中央の沈下の時刻歴を図-26に示す。盛土の変形のほとんどは、入力加速度の大きな20秒までに生じた。

図-27に盛土の変形量を示す。盛土の天端中央における沈下量は、レベル1地震動の入力では、ケース1で実験0mmに対して解析37mm、ケース2で実験52mmに対して解析78mmであった。一方、レベル2地震動の

入力では、ケース1で実験146mmに対して解析128mm、ケース2で実験157mmに対して解析140mmであった。

### b)盛土の変形モード

数値解析による変形図を図-28に示す。図は、変形モードを分かりやすくするために、変形量のみを5倍に拡大して描いてある。動的遠心模型実験において、深層混合処理ブロック改良をおこなったケース1では、盛土の各部分が一樣に沈下を生じた。これは改良ブロックの水平移動により、改良体背面の地盤が一樣に沈下を生じたためであった。一方、サンドコンパクションパイル工法による地盤改良を施した盛土では、砂層を境に円弧状の変形が確認された。

ケース1では、数値解析においても改良ブロックが水平移動を生じ、ブロックの背面の地盤に沈下が生じていることが見て取れる。沈下は、ブロック底部から約45°の範囲で顕著である。一方、ケース2では、遠心模型実験と同じく、砂層を境としたすべり変形を生じていることがわかる。しかし、円弧は、実験のそれと比較して深くない。

### c)過剰間隙水圧

入力地震動の60秒時点における過剰間隙水圧比の分布を図-29に示す。過剰間隙水圧比とは、“過剰間隙水圧/初期有効応力”で表される液状化に至る過程を表す指標である。水圧比=1.0で要素が完全に液状化に至ったことを示す。2次元解析では、液状化の程度を、室内実験

での“軸ひずみ”のような指標であらわすのが困難であり、過剰間隙水圧比であらわすのが一般的である。

深層混合処理工法ブロック改良では、改良体の背後にも高い水圧比を示す要素が認められる。一方のサンドコンパクションパイル改良では、地盤改良域の水圧比は低く改良の効果が現れている。また、両ケースとも盛土の直下は完全液化化に至っていない。

**d) 最大応答加速度**

図-30 は、レベル2地震動による最大応答加速度の分布である。底面および側面の境界から入射した地震動は、

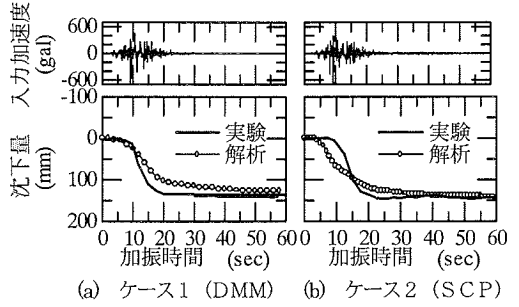


図-26 盛土天端中央における沈下挙動 (レベル2)

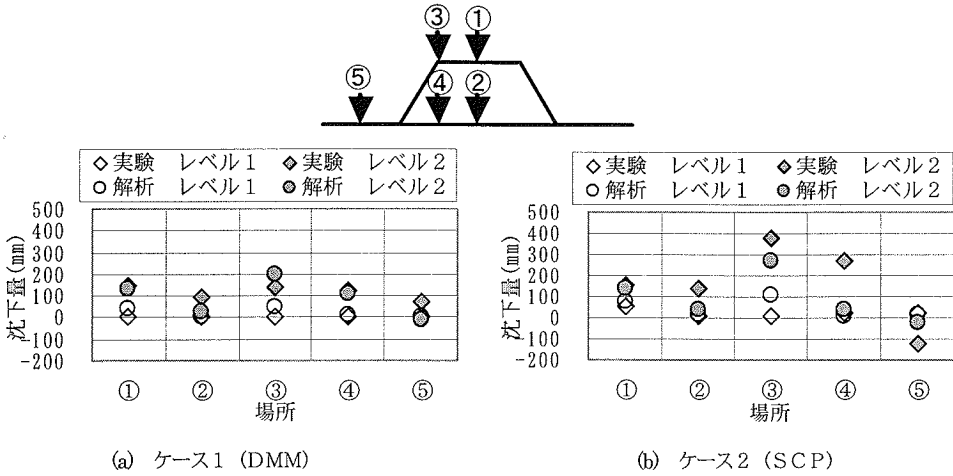


図-27 数値解析による盛土の変形量

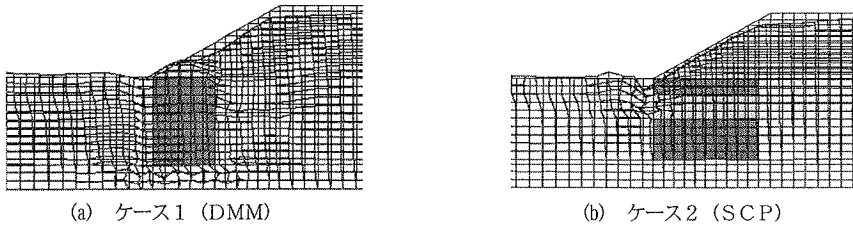


図-28 盛土の変形図 (レベル2 変形量を5倍に拡大した)

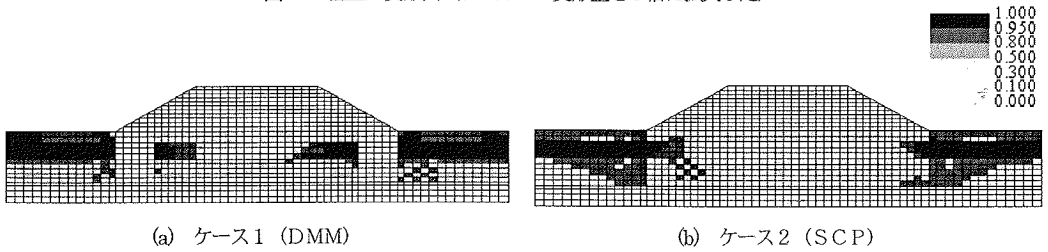


図-29 過剰間隙水圧比の分布 (60sec)

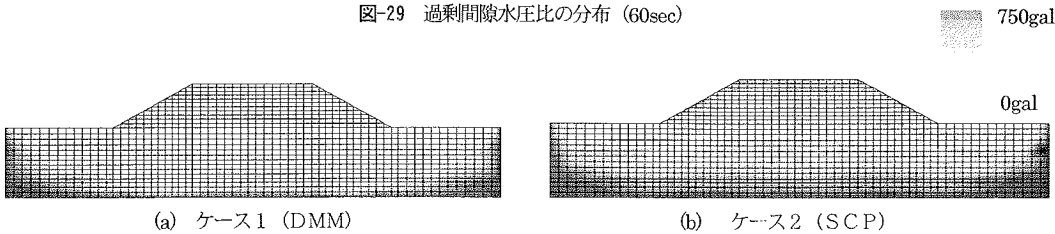


図-30 最大応答加速度の分布 (レベル2)

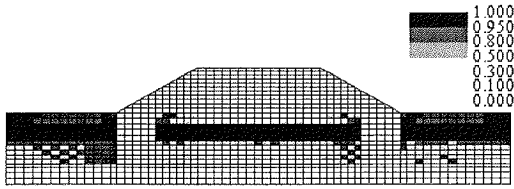


図-31 過剰間隙水圧比の分布 (60sec)

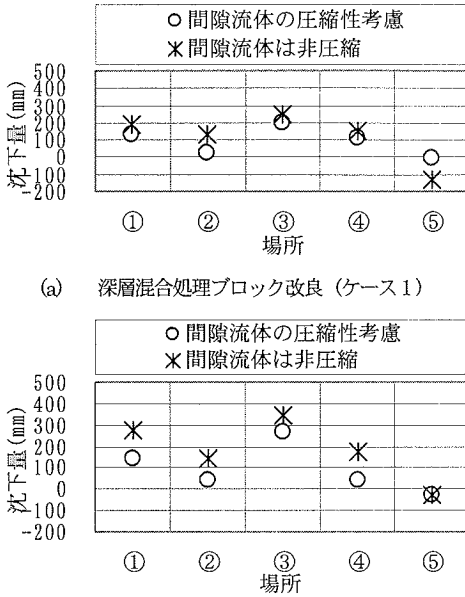


図-32 間隙流体の圧縮性と盛土の変形量

地表面に向かい減衰した。盛土に作用する最大応答加速度は、レベル1地震動では、ケース1で90gal、ケース2で180galであり、レベル2地震動では、ケース1で210gal、ケース2で350galであった。

#### e) 砂層の飽和度が盛土の変形に及ぼす影響

本節では、間隙水の圧縮性を考慮しない解析を行い、これまでの間隙水の圧縮性を考慮した場合との盛土の変形量の違いについて検討した。図-31に過剰間隙水圧比を示す。間隙流体を非圧縮とすることで、盛土直下の砂層も液状化に至った。図-32に、盛土各部の沈下量を示す。間隙水の圧縮性を考慮しない場合、盛土の変形量は50mm~150mm程度増加した。割合にして2~3割である。先に述べた、ケース1の盛土が一樣に沈下を生じる変形モード、ケース2の円弧状の変形モードについては、間隙流体を非圧縮とすることによる影響は見られなかった。

#### (4) 動的FEM解析のまとめ

ここで用いた数値解析手法は、盛土の変形に関して、遠心模型実験を良く再現した。

#### 5. まとめ

軟弱地盤上の道路盛土をモデル化した遠心模型実験を実施し、その盛土の安定性とその変形について検討を行った。さらに、遠心模型実験を対象とした数値解析を実施し、解析手法の妥当性を検討した。

その結果、得られた事項を以下にまとめる。

- ① 検討対象とした強度条件の軟弱地盤では、常時の設計を行い地盤改良を設定すれば、十分な耐震性を有することが確認できた。
- ② 地盤改良工法(深層混合処理工法およびSCP工法)の地震時の変形抵抗メカニズムが明らかとなった。すなわち、深層混合処理工法では、改良体底面の滑動抵抗、SCPでは改良地盤のせん断変形に伴う抵抗が、変形を抑止する働きをもたらしている。
- ③ 今回の検討に用いた動的FEM解析手法は、動的遠心模型実験結果を概ね再現でき、解析は、地震時の盛土の変形を予測するツールのひとつとして有効であることが確認された。

軟弱地盤上での地震時における地盤の挙動を予測するために、原位置で同サイズによる実験的検討を行うことは不可能である。また、現在このような地盤上の盛土の地震時挙動ならびに耐震性を実務的に評価する手法が確立されておらず、そのために、実際の地震時の挙動については、遠心載荷実験や動的FEM解析による数値解析に頼らざるを得ない。今後も、様々な地盤条件や地盤改良を変えたケースに対して模型実験やFEM解析をおこない、軟弱地盤上の盛土の耐震性に関する知見を集めることで、より簡易な設計方法の確立につなげていきたい。

**謝辞:** 実験および解析にあたり、財団法人土木研究センターの千田昌平氏、野津光夫氏、株式会社日建設計中瀬土質研究所の角南進氏、片桐雅明氏、大野雅幸氏には多大なご協力をいただいた。記して謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) Koga, Y. and Matsuo, O.: Shaking table tests of embankments resting on liquefiable sandy soils, *Soils and Foundations*, Vol.30, No.4, pp.162-174, 1990.
- 2) 松尾修, 岡村未対, 田本修一: 法先固化改良による盛土の耐震対策効果に関する動的遠心模型実験報告書, 土木研究所資料, 第3688号, 2000.

- 3) 小林啓美, 翠川三郎: 常時微動測定によるメキシコ市内の地盤震動特性, 第7回地震工学シンポジウム論文集, pp.355-360, 1986.
- 4) Hyodo, M., Yamamoto, Y. and Sugiyama, M. : Undrained cyclic shear behaviour of normally consolidated clay subjected to initial static shear stress, *Soils and Foundations*, Vol.34, No.4, pp.1-11, 1994.
- 5) 井上靖武, 森昌文, 三木博史, 落合英俊: 有明海沿岸地域の地盤と地質—有明海沿岸道路の試験盛土工, 基礎工, Vol.30, No.3, pp.22-25, 2002.
- 6) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 v 耐震設計編, p.17, 2002.
- 7) (社)日本道路協会: 道路土工 のり面工・斜面安定工指針, pp.459-461, 1999.
- 8) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 v 耐震設計編, pp.121-126, 2002.
- 9) Yoshimi, Y., Tokimatsu, K. and Ohara, J.: In situ liquefaction resistance of clean sands over a wide density range, *Geotechnique*, Vol.44, No.30, pp.479-494, 1994.
- 10) (財)日本建築学会: 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針, p.303-306, 2002.
- 11) Okamura, M. and Matsuo, O.: Effects of remedial measures for mitigating embankment settlement due to foundation liquefaction, *International Journal of Physical Modeling in Geotechnics*, pp.1-12, 2002.
- 12) Hyodo, M., Hyde, A.F.L., Yamamoto, Y. and Fujii, T. : Cyclic shear strength of undisturbed and remoulded marine clays, *Soils and Foundations*, Vol.39, No.2, pp.45-58, 1999.
- 13) Oka, F.: A constitutive model for sand based on the non-linear kinematic hardening rule and its application, *Proceeding of Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, pp.2529-2534, 1992.
- 14) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S. : A Cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic strain dependency of the shear modulus, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, pp.661-680, 1999.
- 15) Okusa, S.: Wave-induced stress in unsaturated submarine sediments, *Geotechnique*, Vol.35, No.4, pp.517-532, 1985.

(2003. 2. 5 受付)

## STUDY ON EARTHQUAKE-PROOF PROPERTY OF ROAD EMBANKMENT ON SOFT CLAY GROUND INCLUDING LOOSE SANDY LAYER

Yasutake INOUE, Hidetoshi OCHIAI, Osamu MATSUO,  
Mitsu OKAMURA and Masahumi MORI

In the earthquake-proof design of the road embankment by performance-based design, it is necessary to recognize quantitatively the amount of settlement due to the earthquake, since the earthquake-proof ability is estimated on the settlement at the top of embankment as an index. The seismic motion and the rank of the road are also considered in the design.

In this research, in order to investigate the seismic behavior of road embankment on the soft ground which is improved by Deep Mixing Method and Sand Compaction Pile method, dynamic centrifuge model test and dynamic FEM analysis were performed.