

# 港湾技研資料

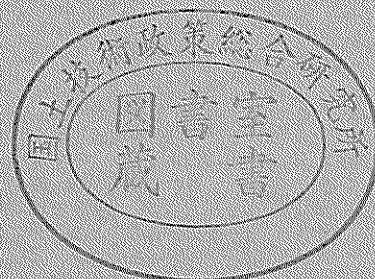
TECHNICAL NOTE OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 718 Dec. 1991

ゆるい砂地盤における地震時の間隙水圧の観測と解析

井 合 進  
倉 田 栄 一

運輸省港湾技術研究所



# Pore Water Pressures and Ground Motions Measured during the 1987 Chiba-Toho-Oki Earthquake

Susumu IAI\*  
Eiichi KURATA\*\*

## Synopsis

Most of the previous studies on soil liquefaction were based on either laboratory tests or macroscopic in-situ observation of liquefaction related phenomena such as sand boils. In-situ measurements of pore water pressures and ground motions during earthquakes are urgently required for further development of liquefaction studies. The present report offers results of the observation of in-situ excess pore water pressures and ground motions measured during the 1987 Chiba-Toho-Oki Earthquake of magnitude 6.7.

The observation site is located at a reclaimed island in Tokyo Bay close to Kawasaki and the epicentral distance is 70 km. The maximum ground acceleration is 93 Gals. Excess pore water pressure at the depth of 8 meters below the ground surface rises about 40 cm in water head, being about 5% of the initial effective vertical stress. In order to evaluate the in-situ properties of the soil, a ground freezing technique is used for sampling. Based on the results of the laboratory tests an effective stress analysis is conducted, indicating a reasonable applicability of the model used for the present study.

**Key Words:** Earthquake Observation, Effective Stress Analysis, Liquefaction

---

\* Chief, Geotechnical Earthquake Engineering Laboratory, Structural Engineering Division  
\*\* Senior Research Engineer, Structural Engineering Division

# ゆるい砂地盤における地震時の間隙水圧の観測と解析

井合 進\*  
倉田栄一\*\*

## 要 旨

地震時の砂質地盤の液状化の予測のための研究は種々行われてきたが、これらは室内試験ないしは噴砂など原位置でのマクロな現象に基づくものであり、液状化の過程における地盤の挙動を原位置において計器観測した例は極めて限られている。本報告では、川崎港の東扇島地区において実施している観測で得られた結果のうち、1987年に千葉県東方沖で発生したマグニチュード6.7の地震における観測結果とその解析結果を報告する。

本地震では水頭にして約40cm、有効上載圧力の5%に相当する過剰間隙水圧の上昇が観測された。この時の地盤最大加速度は93Galであった。観測地点は、岸壁建設のため粘性土を山砂に置換えた場所で、砂の液状化特性については地盤凍結サンプリング等を実施し詳細な検討を行った。この結果をもとに、一次元の有効応力解析を実施した結果、実測値に相当する水圧の上昇が計算され、解析法の適用性に関する一つの見通しが得られた。

キーワード：液状化，地震観測，有効応力解析

## 1. はじめに

地震時の砂質地盤の液状化については、1964年の新潟地震を契機として活発な研究が行われてきた。しかし、これらの研究は、室内試験ないしは原位置での噴砂などのマクロな現象に基づくものであり、液状化発生過程における過剰間隙水圧の上昇の挙動や、この過程における地盤の地震応答特性などの変化を把握するためには、液状化の原位置での計器観測が必要であるとされてきた。現在までのところこのような計器観測の成功例は、わずかに数例を数えるのみである<sup>1)~3)</sup>。

著者らにおいてもこのような原位置での定量的な研究の必要性を痛感し、川崎港東扇島において1986年10月より観測を実施している。観測開始以来、1990年末までに15回の地震記録が得られているが、この中で1987年千葉県東方沖地震の記録で初期有効上載圧力の5%に相当する過剰間隙水圧の上昇が認められた。勿論、観測の最終目的は初期有効上載圧力に等しい過剰間隙水圧が発生するときの地盤の挙動の把握であり、この意味では、今回の報告の対象である記録の水圧の上昇程度は、やや小さすぎるものともいえよう。しかし、先に述べたとおり、

このような計器観測の例は極めて限られており、また、観測の最終目的がいつ達成されるかについては、必ずしも確定できるものではないこと等を考慮し、現時点での取りまとめをおこなうこととした。以下では、観測方法、土質調査方法、および観測記録とその解析結果を示すこととした。

## 2. 観測方法

### 2.1 観測地点の概要と土質柱状図

観測地点は川崎港と横浜港を結ぶ京浜運河に沿って展開する埋立地の1つの東扇島地区にあり、その位置図を図-1に示す。同地点は-10m 矢板式岸壁の背後に位置し、荷揚物の野積み場の一角に位置する。-10m 矢板式岸壁の建設地点の地盤は元来は軟弱な粘性土で構成されていたが、図-2に示すように岸壁の建設にともない千葉県産の山砂で置換えられている。観測地点の土質は図-3に示すように、地表からGL-14m までが置換及び埋立による砂質土、GL-14m からGL-35m までが沖積粘性土、GL-35m から以深が洪積層になる。洪積層の上部は砂質土、粘性土、粘土砂れきなどが層をなし、GL-40m 以深は砂れき層となる。地表付近では

\* 構造部地震動研究室長

\*\* 構造部主任研究官（強震観測担当）

10程度のN値となっているが、この部分を除けばGL-35mまでのN値はおおむね2~4である。N値は50以上となるのはGL-40mの砂れき層である。-10m矢板式岸壁の工事に関連した調査で得られた観測地点を含む地域の沖積粘土層の単位体積重量および $q_u$ 値を図-4と5に示す。

## 2.2 砂のサンプリングと液状化特性

砂地盤の液状化に関する力学的特性を詳細に調査するためには、原位置における不攪乱試料の採取がポイントとなる。しかし、液状化しやすい砂の不攪乱試料の採取はトリプルチューブなどの通常の砂のサンプリング方法では極めて困難であるとされている。今回の調査対象地点における砂のように細粒分（粒径0.0074mm以下の成分）をほとんど含まない場合には、地盤凍結による方

法が有効とされている。

そこで、本研究では、砂のサンプリングをトリプルチューブと地盤凍結による2つの方法で実施し、両者を比較することとした。各サンプリングの平面的な実施位置は図-6に示されるとおり、また、サンプリング深度は図-3中に示されるとおりであり、両者の位置は水平および鉛直方向にそれぞれ約2m離れている。各サンプリングの方法と実施の経過は以下のとおりである。

(1) トリプルチューブサンプラーによるサンプリング  
トリプルチューブサンプラーは図-7に示すような構造をもつサンドサンプラーである。チューブの内径は、同図に示すように、130.8mmである。3重管構造の外管は先端に特殊なメタルクラウンを装備し、削孔のために回転する。その内側の管は上端にベアリング付のヘッドで支持され、外管の回転が伝わらない機構となっており、この管の下端には試料採取用のシューが取付けられている。このシューはスプリング機構により外管のメタルクラウンより若干突出しており、試料がシューの中に入ったのちに外管のメタルクラウンで周りの土を追い切りする仕組みになっている。試料はシューを通り、最内側のサンプルチューブに格納される。掘削用の泥水は外管とその内側の管の隙間を通り先端に放出し、メタルクラウンにある6箇所孔を通り外管の外側に沿って上方に排出される。地上に回収されたサンプルチューブは、その両端に試料落下防止のためにスポンジを詰め、1日かけて水抜きをした後、ドライアイスを含めた箱内に入れて凍結させる。

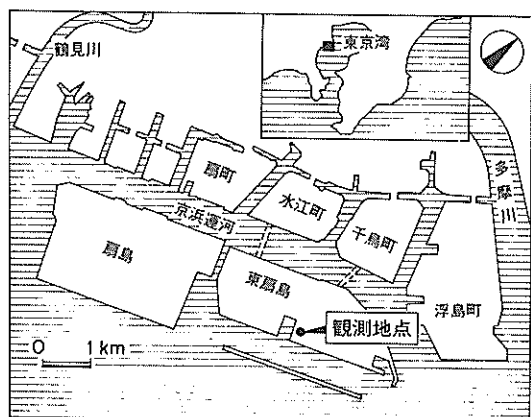


図-1 観測地点の位置

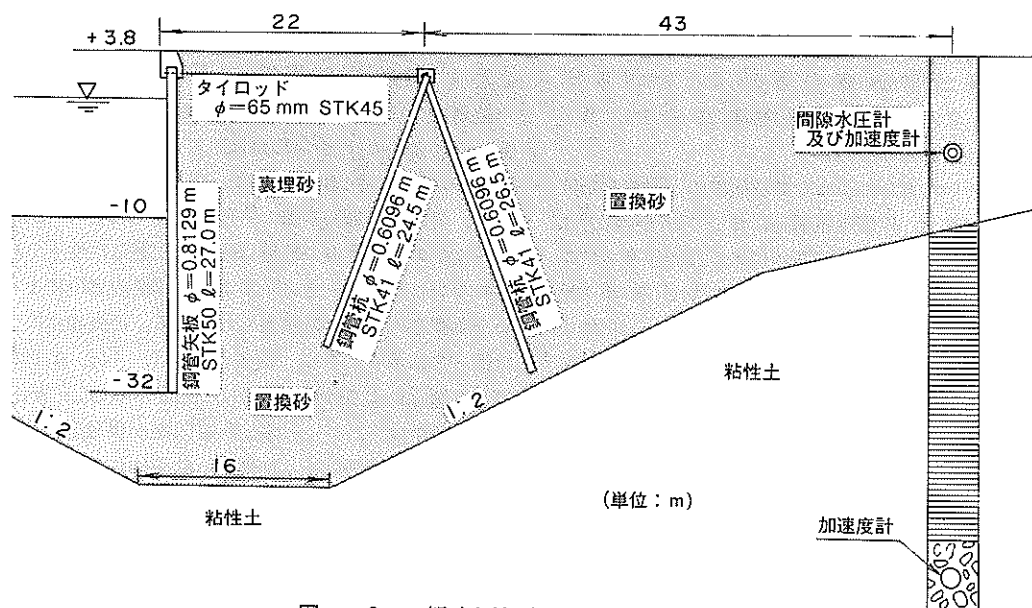


図-2 観測地点付近の地盤断面

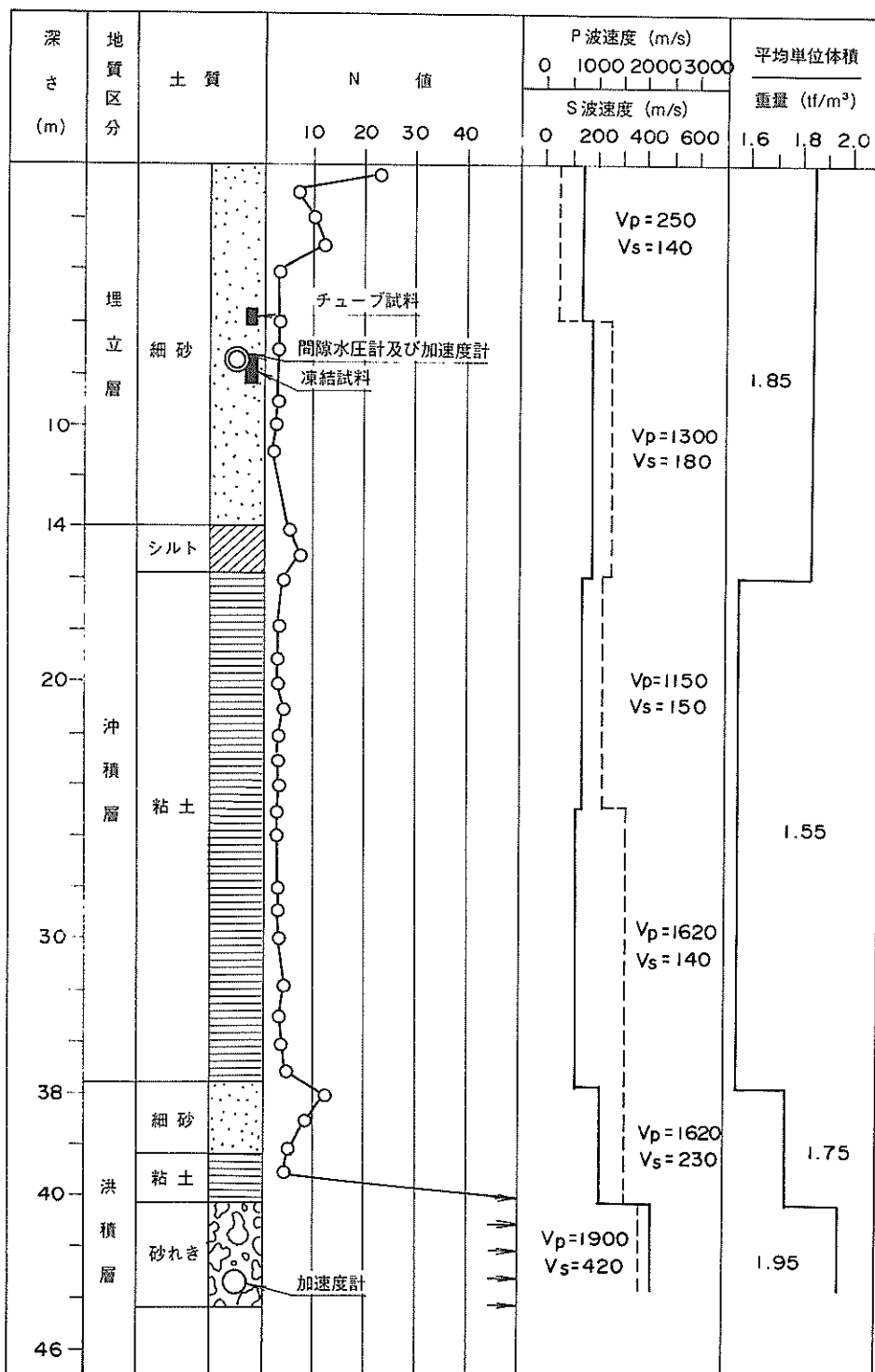


図 - 3 観測地点の土質柱状図

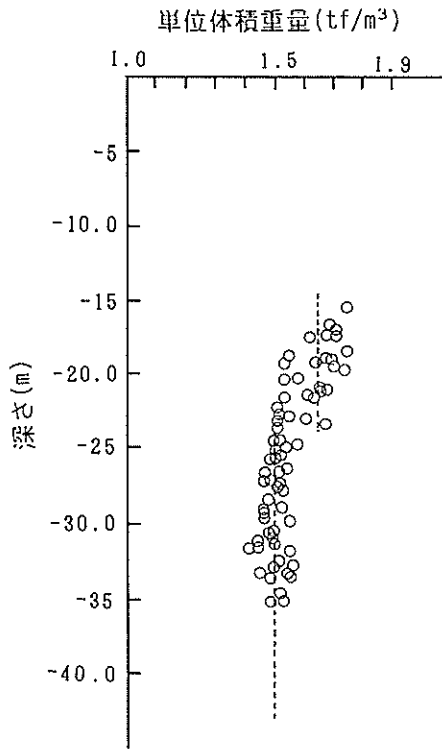


図-4 粘性土層の単位体積重量

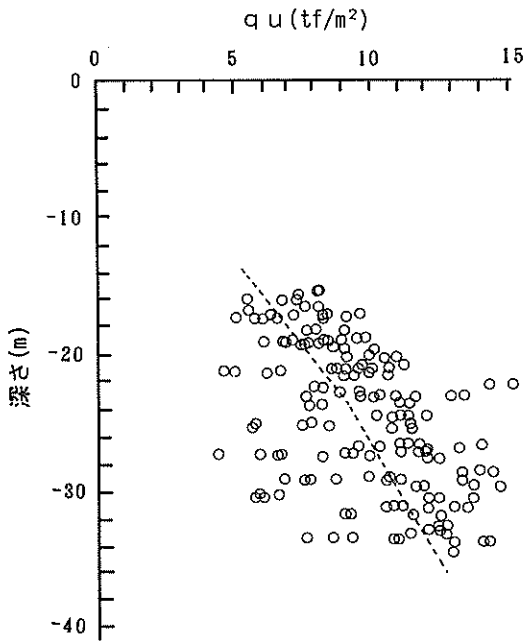


図-5 粘性土層の一軸圧縮強度

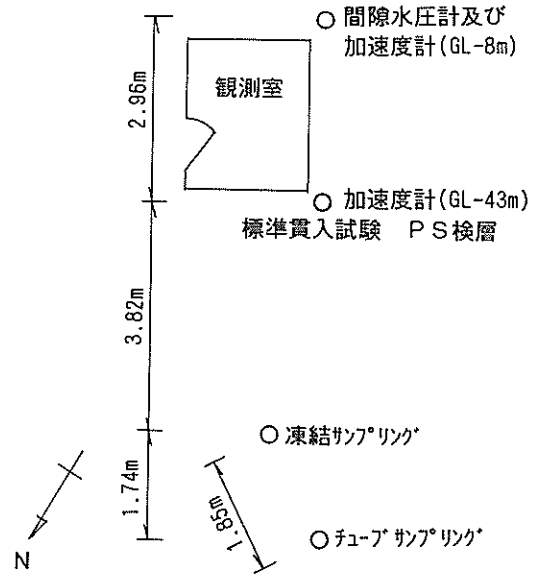


図-6 砂のサンプリングおよび計器の設置位置

本研究においても、上述のような標準的な手順にしたがってトリプルチューブサンプラーによるサンプリングを実施した。

(2) 地盤凍結によるサンプリング

地盤凍結サンプリングは砂層内に冷媒供給用の鋼管を設置して、その周辺地盤を凍結させたのち、コアチューブにて不覚乱試料を採取する方法であり、地盤凍結サンプリングの概要図を図-8に示す。本研究における実施経過は以下の通りである。

はじめに GL-6 m まで  $\phi 450\text{mm}$  で削孔してガイドケーシングを設置する。ガイドケーシングは、サンプリング用、凍結管用、および温度計用などのガイド管が組み込まれたもので、その設置目的は地盤凍結後に迅速かつ垂直にコアリングするためと、凍結対象地盤の応力解放を少なくさせるためである。凍結管は液体窒素が循環する管とそれを保護する外管で構成される。凍結作業は凍結管にタンクローリーより平均  $320\text{kgf/h}$  の液体窒素を供給し、凍結管の中心より水平に  $365\text{mm}$  離れた場所と凍結管の  $25\text{cm}$  下端の温度が  $-1^\circ\text{C}$  以下となった時点で凍結作業を終了した。この間の液体窒素の供給時間は 32 時間、供給量は約  $10.2\text{tonf}$  余りであり、推定される凍結範囲は直径で約  $730\text{mm}$ 、深さ方向の距離で約  $2\text{m}$  であった。

試料の採取にあたっては、試料径  $150\text{mm}$ 、試料長  $1200\text{mm}$  のダブルコアチューブを用いて、冷却水（不凍液を含む、 $-10\sim-15^\circ\text{C}$ ）による送水掘りでのサンプリング

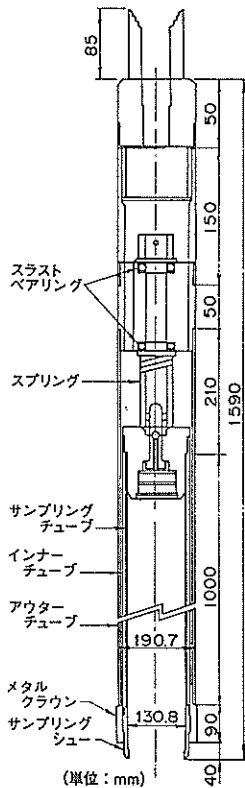


図-7 トリプルチューブサンプラーの構造図

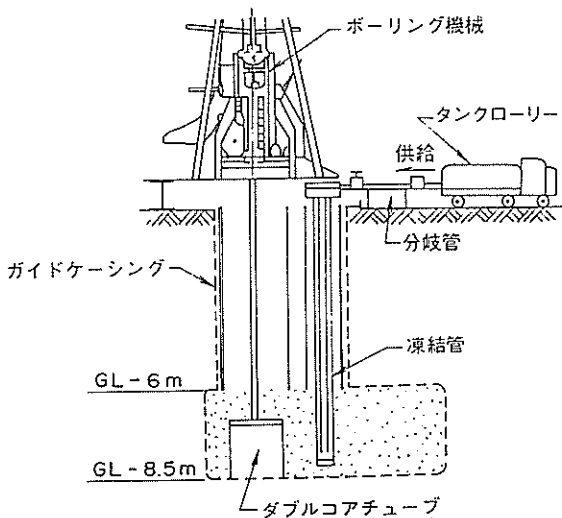


図-8 地盤凍結サンプリングの概要図

グを行った。サンプラーの挿入から試料を取出すまでの所用時間は1時間余りであった。なお、 $-5 \sim -52^{\circ}\text{C}$ に凍結された地盤の解凍経過は、 $0^{\circ}\text{C}$ 以上に戻ったのが約10日後、凍結前の平常温度の $16^{\circ}\text{C}$ に回復したのは18日後であった。

### (3) 砂の液状化特性

サンプリングにより得られた砂は均一な粒径をもつ、細粒分の少ない砂である。その代表として GL-8 m における凍結試料の粒度を図-9 に示す。なお、同図には、参考のため、既往の地震の経験に基づいて導かれた港湾の技術上の基準・同解説による液状化しやすい砂の粒度の範囲をあわせて示した。

砂の物理試験結果は表-1 に示す通りである。サンプリング方法が異なる両試料の試験結果で、特に相対密度に大きな差がみられる。凍結試料が約30%に対して、トリプルチューブ試料は約80%と2倍以上の高い値となっている。なお、表-1 に示すように、サンプリング試料に応じて、最大・最小乾燥密度が若干異なっているが、これらの相違が計算される相対密度の値に与える影響は小さい。

両試料の液状化強度においても相対密度と同様の傾向がみられた。図-10 にトリプルチューブ試料の繰返し三軸試験結果と凍結試料の繰返し三軸試験結果と中空ねじり試験結果を示す。繰返し回数20回におけるひずみ両振幅が5%時のせん断応力比を比較するとトリプルチューブ試料は凍結試料に対して約2倍高い値となった。

砂の試料が乱されることは、密度や微視的構造が変わることを意味し、密度の変化には応力解放やチューブ押し込み時のせん断変形による体積変化が関与する。砂のダイレイタンス特性から考えれば、ゆるい砂ではその密度が増加するはずであり、逆に密な砂ではその密度が減少するはずである。

既往の事例では、密な地盤におけるサンプリングで地盤凍結サンプリング試料の液状化強度に対してトリプルチューブサンプリング試料の液状化強度が著しく低下したという事例は報告されている<sup>4)</sup>。しかし、ゆるい砂地盤における事例は著者らの知る限りこれまで報告されておらず、ゆるい砂地盤での事例が待たれていた。今回得られた事例はまさにこの事例に相当するものであり、この意味でここに示した結果は重要なものと考えられる。

繰返し三軸試験および中空ねじり試験の代表例のせん断応力、軸ひずみ、過剰間隙水圧の時刻歴を図-11 と図-12 に示す。これら時刻歴にはゆるい砂に特徴的なひずみの急増が見られる。後に示すように、液状化の解析においては、ここに示した土の繰返し載荷時における

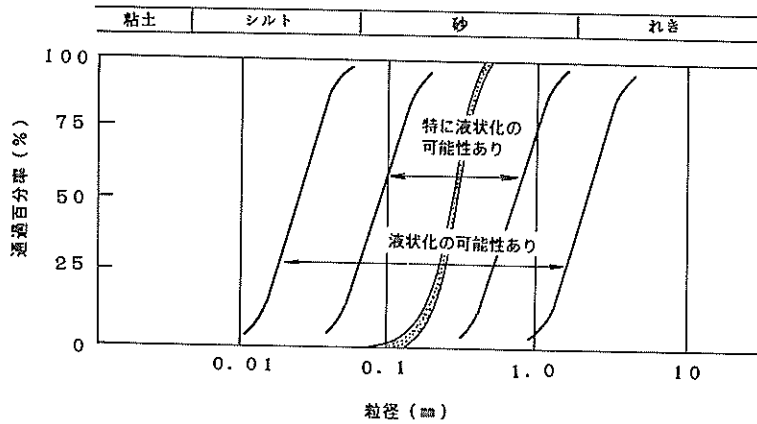


図-9 砂質土の粒度

表-1 砂質土の室内試験結果

		資料採取方法	
		トリプルチューブ	地盤凍結
採取深さ	(m)	5.40~6.0	7.55~8.45
粒度特性	れき (%)	0.4	0.6
	砂 (%)	95.4	98.2
	細粒土 (%)	4.2	1.2
	平均粒径 D50	0.26	0.28
	均等係数 U <sub>c</sub>	2.16	1.69
比重		2.667	2.706
含水比		22.0	30.1
湿潤密度		1.806	1.839
乾燥密度		1.492	1.413
最大乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )		1.594	1.660
最小乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )		1.228	1.351
相対密度 (%)		77	26
透水係数 (cm/sec)		1.17*10 <sup>-3</sup>	1.67*10 <sup>-1</sup>
内部摩擦角			28°

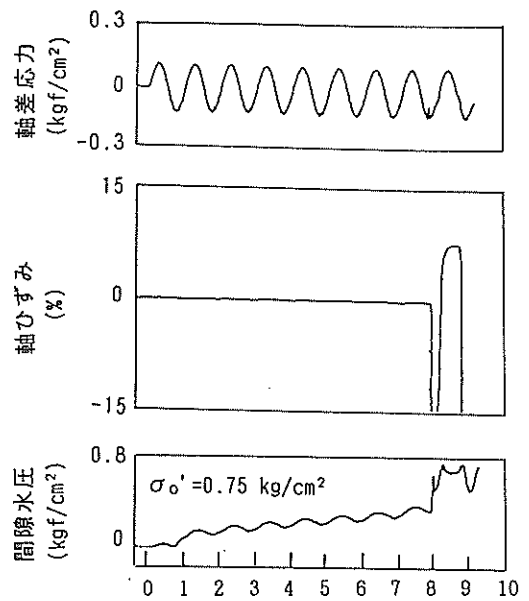


図-11 繰返し三軸試験の記録例

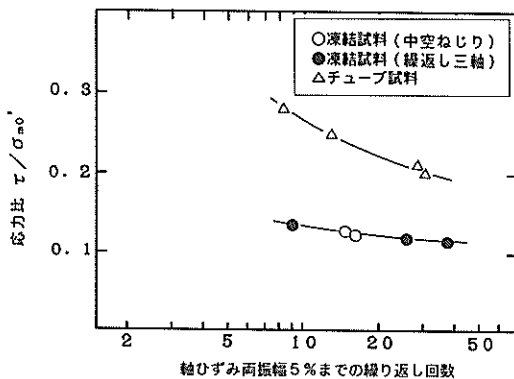


図-10 砂質土の液状化強度

挙動が重要なポイントとなる。

### 2.3 観測システム

#### (1) 観測システムの構成

観測計器の配置は図-3に示すように間隙水圧計が砂層中に1台設置されている。また、加速度計は間隙水圧計と同じ深度に1台、さらに、基盤に1台が設置されている。間隙水圧計の設置深度はGL-8mである。基盤に設置した加速度計の深度は加速度計が格納されている耐水容器の最下部の深さで表示すればGL-43mである。

地中に埋設される地震計は10年以上の実績があり、その耐久性については十分に把握されているが、間隙水圧



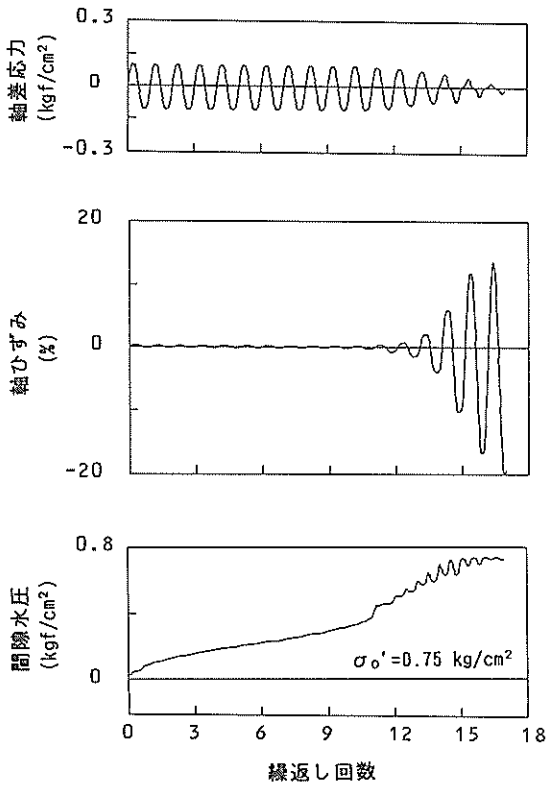


図-12 中空ねじり試験の記録例

計については明確でないのが実情である。ここでは使用ケーブル、および接続部分の防水性などに地震計と同等の対策を効じた。また予備の水圧計を取付け、万一の故障に備えた。ここで用いた間隙水圧計は半導体ストレインゲージ圧力変換器を備え、受圧面の前に金網をフィルターとして取付けたものである。金網のメッシュ寸法は75 $\mu$ である。間隙水圧計は予備の間隙水圧計を含め2台が横向きに取付いている。また受圧面を保護するために穴あきのケースが外側に取付けられている。間隙水圧計と防護ケースの外観を写真-1に示す。砂層中に設置された加速度計(上)と間隙水圧計(下)が一体となったものを写真-2に示す。

ここで用いた加速度計は一般にサーボ型と呼ばれ、振子の運動に比例する電気量を帰還して振子を中立点に保たせ、その帰還電気量を増幅して出力する機構を有するものである。形状が小型で、感度一様な振動数範囲が広く、ダイナミックレンジが大きいなどの特長をもつ。サーボ型加速度計には力平衡型と速度帰還型があるが、ここでは力平衡型を使用している。加速度計の振動特性と位相特性を図-13に示す。

観測システムの構成図を図-14に示す。この観測シ

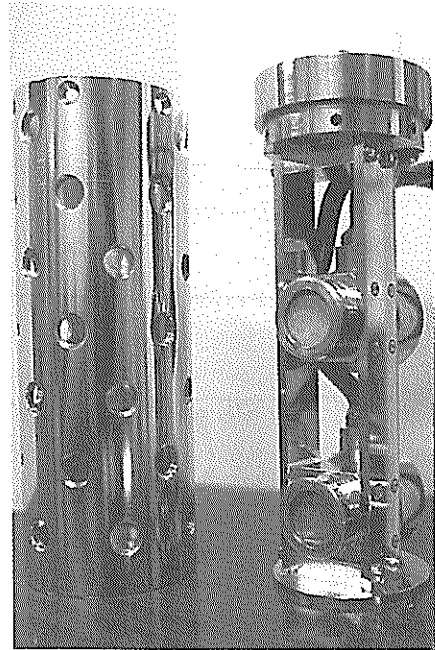


写真-1 間隙水圧計

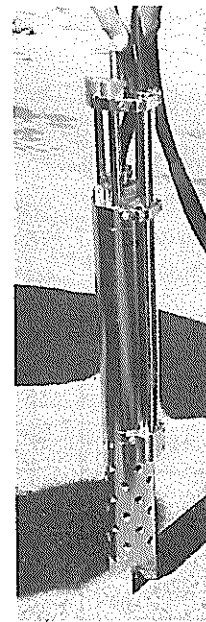


写真-2 砂層中に設置した間隙水圧計および加速度計

ステムの記録媒体には磁気バブルメモリを使用している。

磁気バブルメモリは写真-3に示すような形状で、背面にコンセントが付き、記録器に容易に装着、取外しができる。ここで用いている磁気バブルメモリは1メガバイトの記憶容量を有し、地震1回分の記録が記憶される。

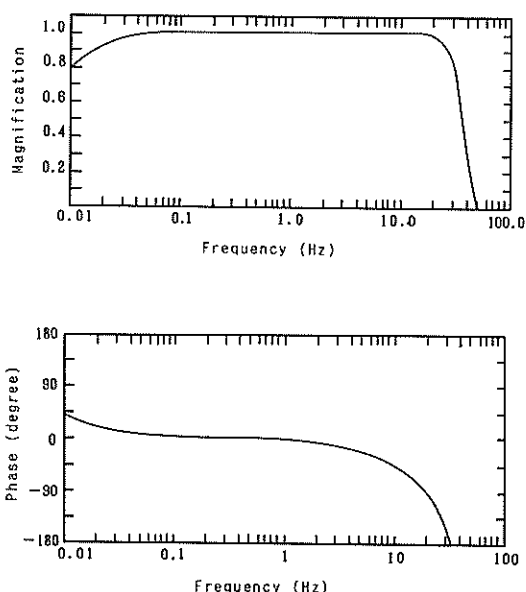


図-13 加速度計の振幅、位相特性

記録器には2台の磁気バブルメモリが装備されており、2回の地震記録まで記憶できる。ただし、記録を回収する以前に2回以上の地震が発生した場合には最大加速度が小さい方の磁気バブルメモリの内容が消され、新しい地震記録が書き込まれる。基盤の加速度計の鉛直および水平成分で1Gal以上が受感されたときに始まり、遅延メモリに蓄えられた10秒間前のデータから随時記録される。初めの約3分間は0.01秒のサンプリングで、その後、約40分間は0.2秒のサンプリングでデータが収録される。間隙水圧と加速度とともに時刻データも記録される。

る。この時刻データはFMラジオ放送時報により自動を較正され、日差で0.01秒以下の誤差範囲に保持されている。観測システムのおもな性能を表-2に示す。記録装置の外観を写真-4に示す。

### (2) 間隙水圧計の設置方法

間隙水圧計は砂層中に以下の手順で設置した。まず、孔壁の崩壊を防ぐために、GL-7mまでφ114mmのケーシングをセットし、その先1mをφ86mmで清水掘りした。つぎに、間隙水圧計をバケツの水の中に入れ、フィルターと受圧面との間の気泡を出した後、ビニール袋で包み、口元まで水を満たしたボーリング孔内に間隙水圧計を挿入した。孔中で間隙水圧計を包んだビニール袋を取除き、ロットを繋ぎ合わせながら孔底まで吊り下ろした。孔底付近が非常にゆるい状態若若干崩れたために予定していた深度に届かず、下部水圧計受圧中心はGL-7.57m(ただし以後GL-8mと記す)となった。着底後孔底から約2mまで埋まる量の豆砂利を充填し、間隙水圧計が固定されたことを確認したのちに、ロットを外し、さらに約2mまで埋まる量の現地発生した砂を充填した。ケーシングを引抜き、地表面下までボーリング孔内をボーリング時に現地で発生した砂によって埋戻した。

## 3. 観測記録

### 3.1 地震

本報告で対象とする地震は1987年12月17日に千葉県東方沖の深さ58Kmに発生したマグニチュード6.7の地震である。この地震では千葉、銚子、勝浦が震度Vの強震、

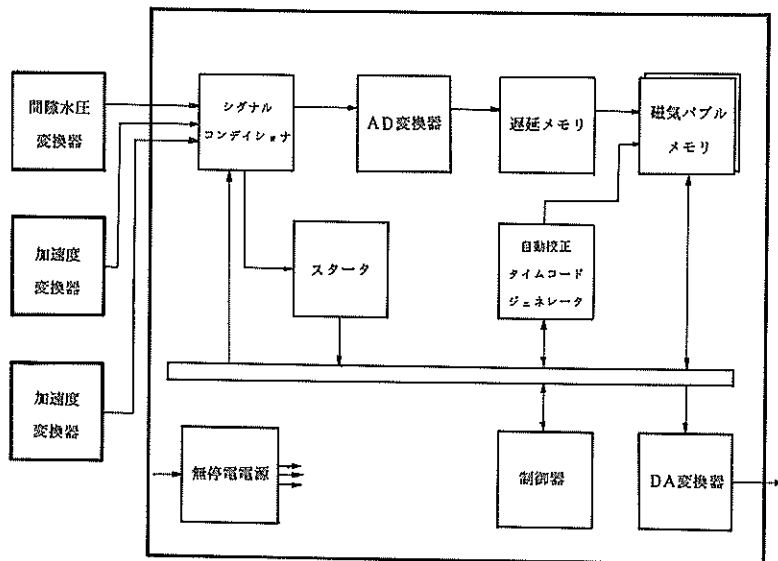


図-14 観測システム構成図

表-2 観測システムの性能諸元

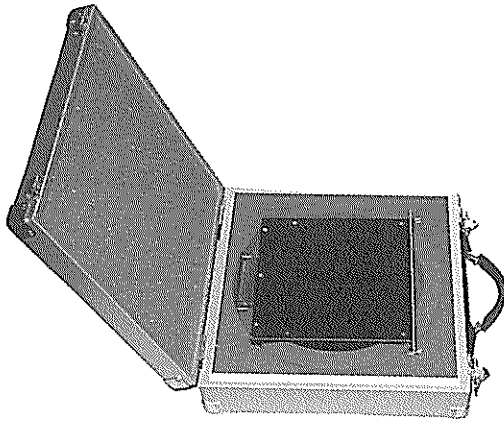
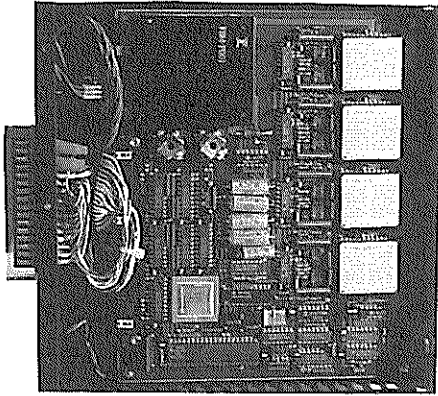


写真-3 磁気バブルメモリ

さらに首都圏全域で強い地震動に見舞われた。この地震による人的被害は死者2名、負傷者135名、また住居の被害は全壊6、半壊を含め破損した家屋が62,593に及んだ。(1987年12月26日、消防庁調べ)

港湾施設の被害はなかったが、千葉県、東京都の埋立地で液状化による噴砂が数多く観察された。そのうち、千葉港周辺地域についての調査結果は、著者らの一人を含む調査メンバーにより別途報告がなされている<sup>9)</sup>。なお、東扇島の観測地点付近では噴砂が目撃されたという報告はない。本地震の震央の位置を図-15に示す。観測地点と震央との距離は約70Kmであった。

### 3.2 間隙水圧と加速度記録

この地震において観測された間隙水圧および加速度の記録波形を図-16に示す。この地震による間隙水圧の最大値は水頭にして75cmを記録している。この間隙水

間隙水圧計	
圧力容量	1.75kf/cm <sup>2</sup>
受圧面	φ19mm
変換方式	半導体ストレインゲージ
過負荷	3.5kgf/cm <sup>2</sup>
耐振動	50G
出力感度	20mv/V
重量	25g
加速度計	
形式	力平衡型
成分	3
測定範囲	~2G
固有周波数	200Hz
記録装置	
記録範囲	0.1~1000Gal
周波数範囲	0.05~30Hz
A/D変換	16ビット
サンプリング周波数	
(0~3.413分)	100Hz
(3.413~39.68分)	5Hz
遅延	10秒間
トリガレベル	1Gal(基盤)
絶対時刻精度	1/100秒以内
磁気バブルメモリ	1MB*2個
電源	50Hz, 100V
	バックアップ電池内蔵

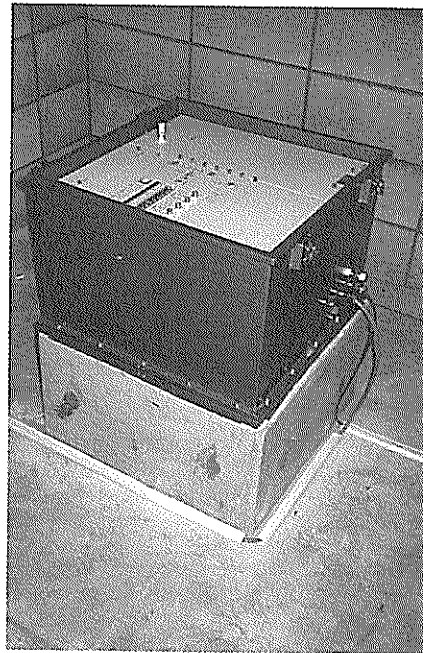


写真-4 記録装置

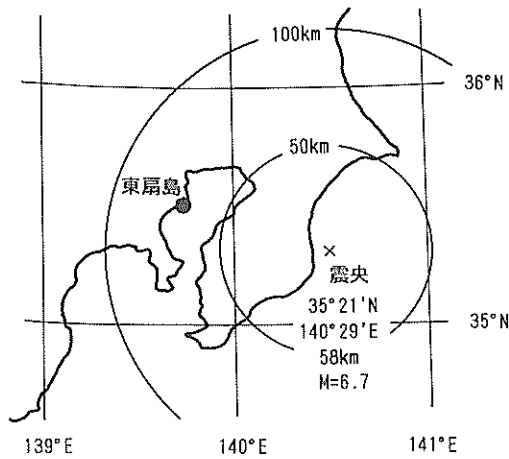


図-15 震源の位置

圧記録波形には振動成分が優勢に含まれている。そこで、スムージングによりこの振動成分を分離すると、図-17に示すように過剰間隙水圧の長周期成分の最大値は水頭にして約40cm程度となる。この値は有効上載圧力の約5%に相当する。過剰間隙水圧は図-17に示すように、

加速度の小さい0~4秒間、すなわちP波(粗密波)においては蓄積はみられず、4秒以降のS波(せん断波)において蓄積されている。この地震の主要動は加速度波形に見られるほぼ3周期で、時間にして約3秒間で水圧が上昇したことになる。その後も振動は継続するが、排水効果により、水圧が徐々に低下する経過を辿っている。なお、図-16に示すように記録開始から43分間後においても若干の残留水圧が認められた。その後残留水圧が完全に消散したことの確認は、観測地点の静水圧の時間的変化が大きいためできなかった。

間隙水圧計の設置深度における最大加速度はEW成分で50Gal, NS成分で81Gal, 上下成分は25Galであった。また、水平成分の合成最大加速度は93Galであった。

間隙水圧波形の短周期成分は加速度波形に図-17に示すように近似しており、振動数領域で比較すると図-18のフーリエスペクトルに示すように、よく対応している。このことから、間隙水圧の短周期成分は間隙水圧計自体の振動により動的な水圧を記録した公算が強く、図-19に示すように間隙水圧計の受圧面の向く方向が

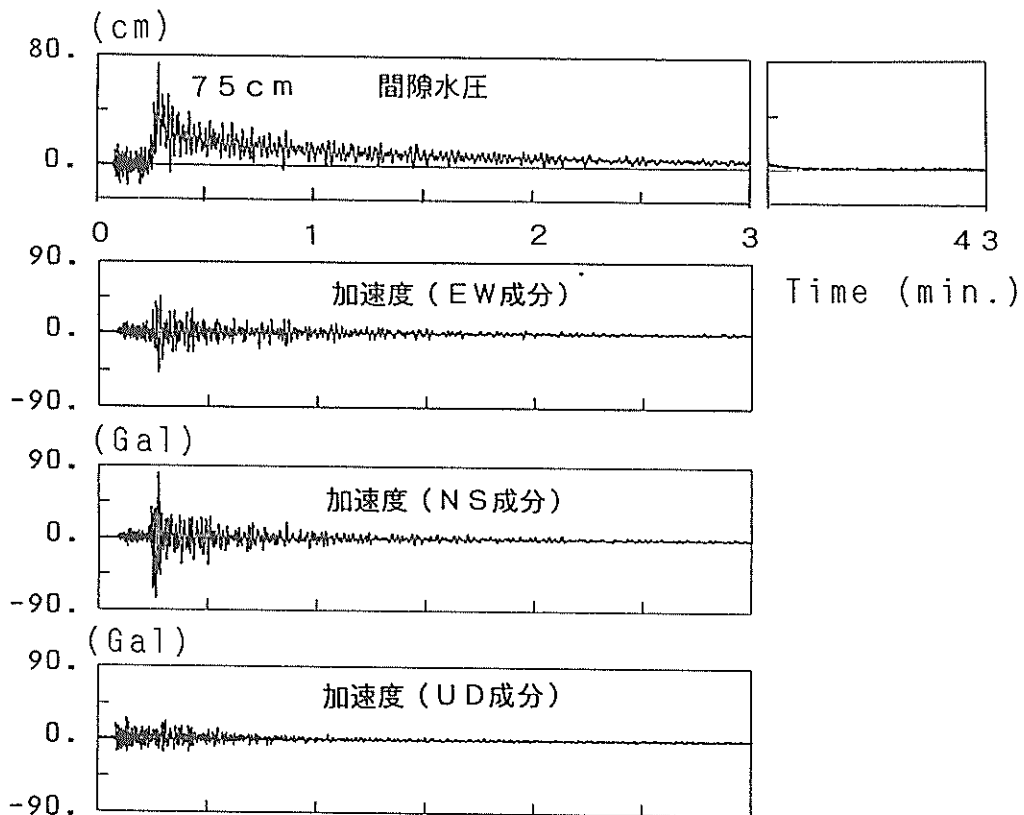


図-16 砂層における観測記録波形

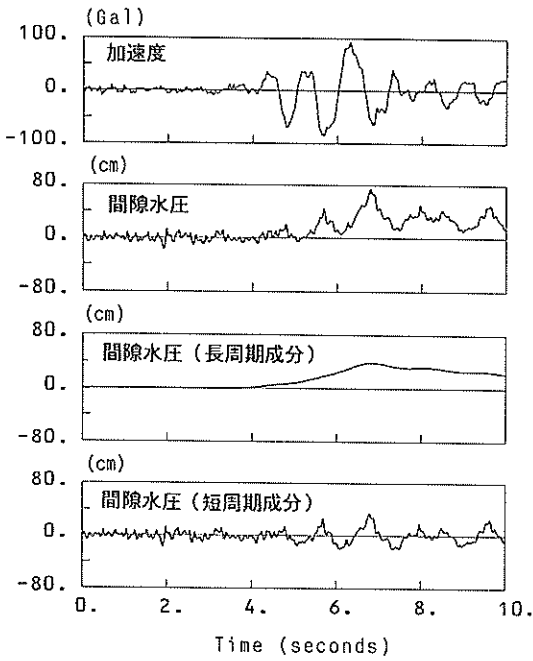


図-17 観測記録波形の主要変動部分

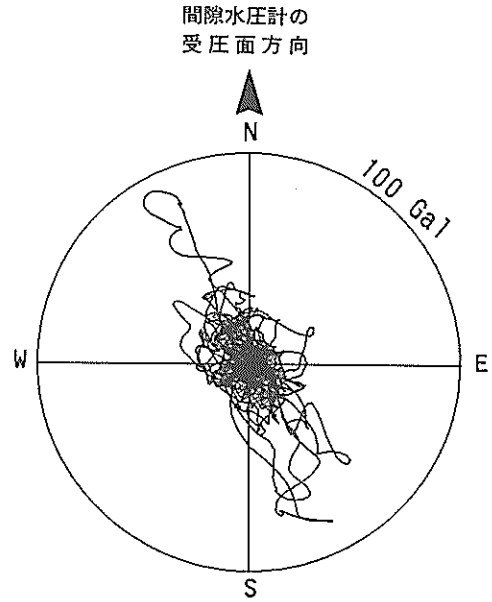


図-19 砂層の水平面における加速度軌跡

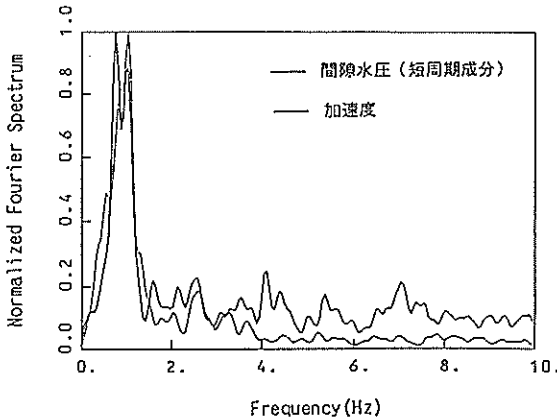


図-18 間隙水圧の短周期成分と加速度のフーリエスペクトル

卓越振動方向に近かったことが短周期成分が大きくなったことと強いかわりがあるものと推測される。

#### 4. 解析

本観測により捉えられた原位置における地震時の過剰間隙水圧および地盤の地震応答を工学的に利用するためには、これらの挙動が先に示した地盤の構成や土の力学的性質とどのように関係しているかを検討することが必

要である。このため、過剰間隙水圧の上昇および地盤の非線形を考慮した地震応答解析を実施した。使用した解析モデルは、著者らの一人を含むグループで開発中のモデルであり、コンピュータプログラムの愛称はFLIP (Finite Element Analysis of Liquefaction Program) である。この解析モデルの概要を以下に説明する。なお、詳細については別報告を参照されたい<sup>6)-7)</sup>。

##### 4.1 解析モデルの概要

###### (1) 応力-歪モデル

本解析においては、過剰間隙水圧の発生に伴う有効応力の変化を考慮して動的解析を行うため、これらを適切に表現する応力-ひずみ関係および過剰間隙水圧モデルが必要となる。せん断に関する応力-ひずみ関係については、図-20に示すように任意方向のせん断面に対して仮想的な単純せん断が発生するものとして、これらのせん断機構に対して双曲線型モデルを適用することとした。このモデルは、東畑・石原<sup>8)</sup>により提案されたものである。本解析においては、双曲線モデルにおけるMasing則を修正し、履歴ループの大きさを任意に調整可能なように拡張してある<sup>7)</sup>。

双曲線モデルのパラメータとしては、内部摩擦角 $\phi$ 、および有効拘束圧力が $\sigma_m$ 。時のせん断弾性係数 $G_m$ が必要である。これらのパラメータにより、地震応答解析の初期状態における排水せん断強度 $\tau_{m0}$ 、せん断弾性係数 $G_{m0}$ 、および双曲線モデルの基準歪 $\gamma_{m0}$ は、初期有

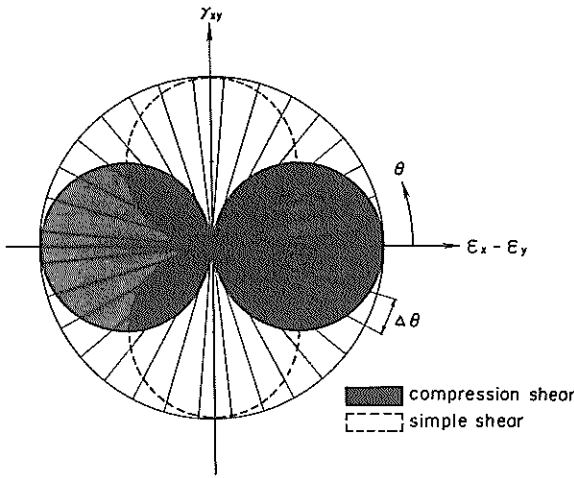


図-20 せん断応力～せん断ひずみモデル

効拘束圧力を  $\sigma_{mo}'$  とすると以下のように与えられる。

$$\begin{aligned} \tau_{mo} &= \sigma_{mo}' \cdot \sin \phi_f \\ G_{mo} &= G_{ma} \cdot (\sigma_{mo}' / \sigma_{ma}') \\ \gamma_{mo} &= \tau_{mo} / G_{mo} \end{aligned} \quad (1)$$

このモデルの特徴は以下の通りである。

- 排水条件におけるせん断応力～せん断歪の履歴ループの特性(歪依存カーブ)は、既往の試験データとよく適合する。
- 主応力の回転の影響が自然に(新たなパラメータを導入しなくても)考慮される。
- 材料の異方性が導入されやすい形となっている。

(2) 過剰間隙水圧モデル

有効応力解析は、過剰間隙水圧の上昇に対応して、せん断破壊線に極めて接近した有効応力経路を対象としないといけない。したがって、有効応力経路のモデル化として、図-21に斜線で示すような変相線を伴う液状化フロントを仮定した。図に示す変相線は、応力空間において contractive zone から dilative zone を区分する線である。この液状化フロントは、静的非排水かつ全拘束圧力一定の条件下において  $\sigma_m' / \sigma_{mo}'$  に一致する状態変数  $S$  と、せん断応力比  $r = \tau / (-\sigma_{mo}')$  によって示される(ここに、 $\sigma_{mo}' = (\sigma_{\sigma_1}' + \sigma_{\sigma_3}') / 2$ ,  $\tau = (\sigma_{\sigma_1}' - \sigma_{\sigma_3}') / 2 = \sqrt{\tau_w^2 + \{(\sigma_{\sigma_1}' - \sigma_{\sigma_3}') / 2\}^2}$ )。液状化フロントの形は、基本的には同図中の破線によって示されるとおり、変相線以下では鉛直、変相線を越えると破壊線に平行になるとした。具体的には、液状化フロントは、液状化フロントパラメータ  $S_0$  から以下に示す関数により近似した。

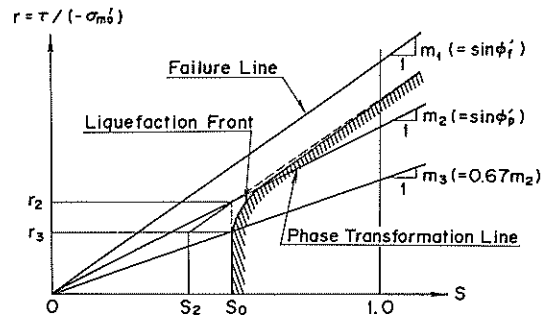


図-21 液状フロント、状態変数  $S$ 、およびせん断応力比の概念

$$S = S_0 \quad (r \leq r_3 \text{ の時})$$

$$S = S_2 + \sqrt{(S_0 - S_2)^2 + \{(r - r_3) / m_1\}^2} \quad (r > r_3 \text{ の時}) \quad (2)$$

ここに、 $r_2 = m_2 S_0$

$r_3 = m_3 S_0$

$S_2 = S_0 - (r_2 - r_3) / m_1$

$m_1 = \sin \phi_f'$

$m_2 = \sin \phi_p'$

$m_3 = 0.67 m_2$

$\phi_f'$ : 内部摩擦角

$\phi_p'$ : 変相角

同式中の液状化フロントパラメータ  $S_0$  は、正規化した塑性せん断仕事  $w (= W_s / W_n, W_s: \text{塑性せん断仕事}, W_n = (\tau_{mo} \cdot \gamma_{mo}) / 2, \tau_{mo} = m_1 \cdot \sigma_{mo}, \gamma_{mo} = \tau_{mo} / G_{mo}, G_{mo} = G_{mo} \cdot \sigma_{mo}' / \sigma_{ma}')$  の関数として次式より与えられる。

$$S_0 = 1 - 0.6 (w / w_1)^{p_1} \quad (w \leq w_1 \text{ の時})$$

$$S_0 = (0.4 - S_1) (w_1 / w)^{p_2} + S_1 \quad (w > w_1 \text{ の時}) \quad (3)$$

上式の中の  $p_1 \cdot p_2 \cdot w_1 \cdot S_1$  は、以下の考えに基づき与えている。

- 実験室レベルでの研究では、 $S_0 = 0.4$  で土の性質が急変する。したがって、定式化の際、 $S_0 > 0.4$  に対するパラメータと  $S_0 < 0.4$  に対するパラメータの少なくとも2つのパラメータが必要となる。 $(p_1, p_2)$
- 様々な土の液状化をモデル化するために、正規化した塑性せん断仕事の寄与および  $S_0$  を全域に渡ってコントロールできるパラメータが必要となる。 $(w_1)$
- サイクリックモビリティの安定したシミュレーションを得るために、限界状態(すなわち完全液状化状態)において  $S_0$  は0となるべきではない。した

が、 $S_0$ の限界最小値としてパラメータが必要となる。 $(S_1)$

上記パラメータの概念図を図-22に示す。また、塑性せん断仕事の計算においては、全せん断仕事から弾性せん断仕事にパラメータ  $c_1$  をかけて微小なせん断応力レベルでの過剰間隙水圧の発生/非発生の挙動を柔軟に追跡できるようにしている。さらに、変相線を越えた領域においては、塑性せん断仕事すべてが液状化に作用しないと考えられることから、その増加率について若干の補正を加えている。

有効応力解析に当たっては、式(2)から求める状態変数  $S$  から、これに等価な塑性体積歪を求める。また、液状化の進行(すなわち、状態変数  $S$  および液化フロントパラメータ  $S_0$  変化)にともなって、せん断弾性係数  $G_m$  を次式により与える。

$$S_0 > 0.4 \text{ の時} \\ \tau_m = \tau_{m0} \cdot S, G_m = \tau_m / \gamma_{m0} \quad (4)$$

$$S_0 < 0.4 \text{ の時} \\ \tau_m = \tau_{m0} \cdot S_0 + \Delta \tau_m, G_m = \tau_m / \gamma_m \quad (5)$$

$$\begin{aligned} \text{ここに、} \Delta \tau_m &= \Delta \tau_m \cdot \sigma_{m0}' \\ \Delta \tau_m &= (m_1 - m_2) \cdot (0.4 - S_0) \\ \gamma_m &= \gamma_{m0} / (S_0 / 0.4) \end{aligned}$$

ただし、動的解析の初期条件として、 $S_0 < 0.4$  となる場合には、上式に対し、若干の補正を行っている。

以上から、本モデルの特徴として、以下の事が言える。

a) 式(5)に示すように、液状化の進行( $S_0$ の減少)にともなって、せん断歪のスケールを拡大することにより、数パーセント程度以上の歪を数値解析上安定して

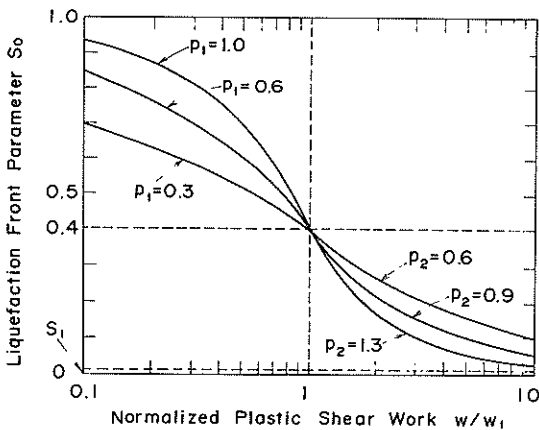


図-22 液状化パラメータの概念図

求められる。

b) 塑性せん断仕事  $W_s$  を  $W_s = (\tau_{m0} \cdot \gamma_{m0}) / 2$  により正規化したものを、液状化を進行させる内部変数  $w$  (式(3))として用いているので、非排水繰返しせん断試験における液状化せん断抵抗は、拘束圧力に依存せず一定となる。

#### 4.2 過剰間隙水圧モデルのパラメータの決定

過剰間隙水圧のモデルには、先に説明した5個のパラメータ ( $S_1, w_1, p_1, p_2, c_1$ )が必要である。これらのパラメータは非排水繰返しせん断試験結果をもとに、試験と同一条件で要素シミュレーションを行い、試験結果をシミュレートできるように試行的に求められるものである。

本解析では、有効上載圧力の5%程度の過剰間隙水圧を解析しなければならないので、パラメータ設定における要素試験のシミュレーションにおいてもこの点には注意を払った。また、繰返しせん断試験としては、先に述べたように三軸試験および中空ねじり試験の両者を実施しているが、ここでは、原位置での載荷条件に近い中空ねじり試験の結果を用いることとした。

使用した過剰間隙水圧の上昇曲線と要素シミュレーションにより決定したパラメータおよびパラメータに対応する過剰間隙水圧上昇曲線を図-23に示す。

#### 4.3 地盤モデル

本研究では、簡易な検討によりどの程度の解析が行えるかという観点から、対象地盤を水平地盤とみなし、17の要素からなる1次元地盤モデルにより解析を実施した。砂層(要素3~7)の初期せん断剛性( $G_{m0}$ )は凍結試験を中空ねじりせん断試験で求めた値を用いた。また、他の要素の初期せん断剛性( $G_{m0}$ )はPS検層によるせん断波速度をもとにつぎの式により求めた。

$$G_{m0} = \gamma (V_s)^2 \quad (6)$$

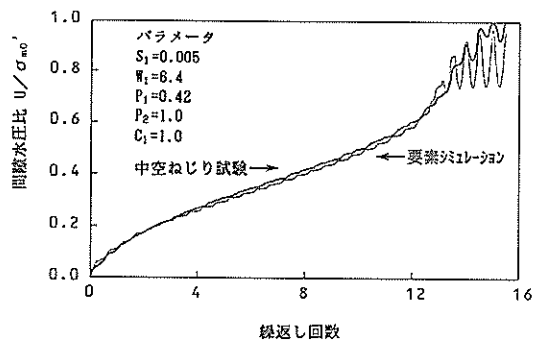


図-23 パラメータの選定に用いた過剰間隙水圧水圧曲線

ただし、 $\gamma$ ：密度

$V_s$ ：せん断波速度

$$\phi = \tan^{-1}(C_u / \sigma_v) \quad (8)$$

ただし、 $\sigma_v$ ：上載拘束圧力

また、体積弾性係数 ( $K_0$ ) はつぎの式により求めた。

$$\lambda = (2\nu * G_{mo}) / (1 - 2\nu)$$

$$K_0 = (3\lambda + 2G_{mo}) / 3 \quad (7)$$

ただし、 $G_{mo}$ ：初期せん断剛性

$\nu$ ：ポアソン比

ポアソン比は0.33とした。

有効応力解析において必要となる粘性土の内部摩擦角は、一軸圧縮強度  $q_u$  値からつぎの式で求めた。

$$C_u = q_u / 2$$

以上のようにして決定した各要素の土質定数を表-3に示す。

動的解析では下方を固定し、入力地震動は基盤で観測された水平動1成分とした。ただし、この地震では水平動の方向性が顕著であることから、その卓越する成分の波形を用いた。入力地震動の最大加速度は47Galであり、記録の開始5秒後から10秒間のデータを時間間隔0.01秒で入力した。計算は非排水条件下でおこない、積分ではWilson- $\theta$ 法 ( $\theta = 1.4$ ) を用い、数値解析的に安定性を高めるためにレーレー減衰として  $\alpha = 0.0$ 、

表-3 地盤モデルの土質定数

深さ (m)	土質	層厚 (m)	N 値	要素 分割	せん断 波速度 $V_s$ (m/s)	平均有 効応力 $\sigma_{mo}$ (kPa)	初期せん 断剛性 $G_{mo}$ (kPa)	体積弾 性係数 $K_0$ (kPa)	密度 $\gamma$	内部摩 擦角	変相角
0				1							
2.6	細砂	2.6	13	1	140	15.71	36280	78563			
		3.4	3	2		40.87	36280	78563			
6.0	細砂	1.0	3	3	180	72.80	46060	99793	1.85	28	25
		1.0	3	4							
		2.0	3	5							
		2.0	3	6							
		2.0	3	7							
		2.1	3	8							
14.1	粘土	1.7	4	8	180	98.90	53460	115836	1.65	28	
15.8	シルト質 粘土	3.0	1	9	150	119.04	34875	75578	1.55	39	
		3.0	3	10							
		3.2	3	11							
25.0	粘土	3.0	3	12	140	154.61	30380	65827	1.55	55	
		3.0	3	13							
		2.6	2	14							
33.6	粘土	2.0	3	15							
35.6	粘土混 細砂			16	230	184.93	92575	200566	1.75	66	
38.3	粘土	1.9	4	17							
40.2	粘土質 砂れき		100	18							



$\beta = 0.005$  を液状化の進行にともなって減少させる形で用いた。

#### 4.4 解析結果

GL-8 m の加速度波形について、計算値と観測値を比較すると図-24 に示すように波形は比較的良好な対応が見られるが計算値は観測値に対してやや低い結果となった。最大加速度で比較すると計算値は観測値の約70%となっている。この両者の波形と入力波形との伝達関数で比較すると図-25 に示すように増幅度の大きな振動数は観測値と計算値では0.1Hz 程度のずれがある。この図でも明かなように、観測地点の増幅特性は1次のモードが支配的である。図-26 に解析および観測による地盤の深さ方向の最大加速度分布を示す。

これらの地震応答と関連する地盤内の応力ひずみの状況を見るため、GL-8 m に相当する要素の応力-ひずみ履歴曲線を図-27 に示す。これによれば、本地震においては、地盤が著しい非線形性を示すほどひずみが大きくなっていない。また、同じ要素の有効応力については図-28 に示すようにわずかな低下であり、これらの結果は地震動の強さが中程度であることと関連しているものと思われる。

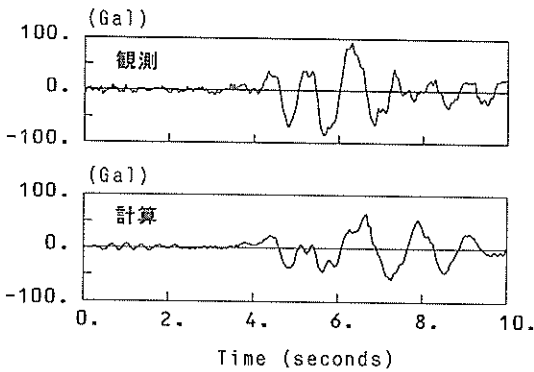


図-24 加速度波形の比較

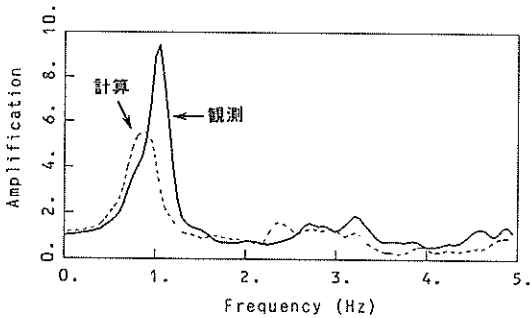


図-25 地盤モデルと実地盤の伝達特性

最後に過剰間隙水圧について計算値と観測値を対比したものを図-29 に示す。観測値に見られる振動成分を除けば両者は概ねよい一致を示している。観測値に見られる振動成分は、先に述べたように計器観測上のノイズとも言うべきものであり、この振動成分が解析では表現できないのは、当然の結果といえる。

以上のように、1次元の簡易な解析ではあったが、応答加速度および過剰間隙水圧の両者について大まかには観測値と整合性のある結果が得られた。この結果は、この検討で用いた解析手法の適応性がある程度支持するものと考えられる。特に、原位置の砂の力学特性を地盤凍

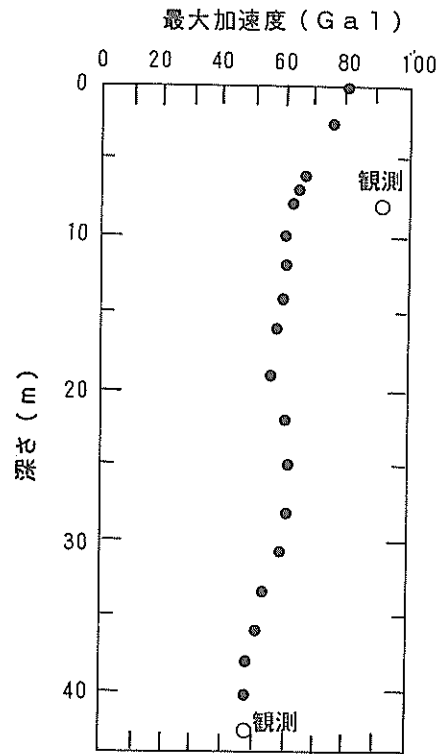


図-26 最大加速度分布

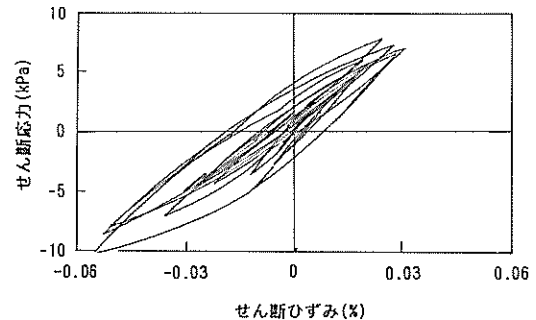


図-27 せん断応力～せん断ひずみの関係

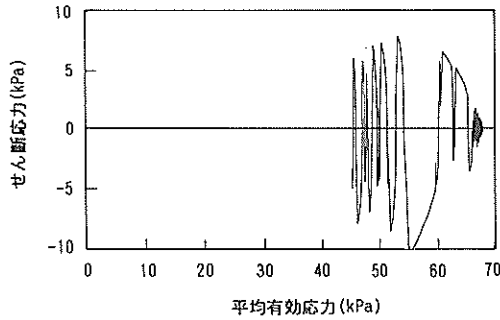


図-28 有効応力径路

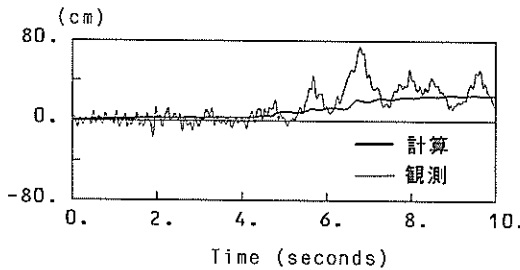


図-29 過剰間隙水圧の比較

結サンプリングにより正確に把握できたことがこのよう  
な結果に大いに反映されたものと考えられる。

## 5. 結論

本研究で報告したゆるい砂地盤における地震時の間隙  
水圧の観測は、さらに大きい地震動の到来を期して現在  
継続中であるが、本報告で取りまとめたやや中間的な検  
討結果としては、以下の結論を導くことができよう。

- 1) 観測地点の砂質土は細粒分が少ない、均等な粒径  
をもつ砂質土により構成されており、その相対密度は  
約30%という非常にゆるい状態であった。その液化化  
強度については、非排水繰返し三軸試験によれば繰返  
し回数20回で軸ひずみ両振幅が5%のときのせん断  
力比は約0.12であった。
- 2) 通常のサンプリング方法であるトリプルチューブサ  
ンプラーによる試料の採取では、乱れにより相対密度  
が80%、その液化化強度は地盤凍結試料と比較して2  
倍以上高い値となった。
- 3) 千葉県東方沖で発生した  $M = 6.7$  の地震において、  
砂層の  $GL - 8m$  で水頭40cm、初期有効上載圧力の  
約5%に相当する過剰間隙水圧が観測された。間隙水  
圧と同じ位置での水平合成最大加速度は93Galであ  
った。

- 4) 地盤凍結試料の室内試験結果をもとに、これらの観  
測結果を解析したところ、解析値と実測値はおおむね  
整合するものとなり、用いた解析手法の適用性がある  
程度支持する結果が得られた。

(1991年9月30日受付)

## 謝 辞

本観測の実施にあたり、観測場所の選定、提供等に多  
大なご支援を戴いた川崎市港湾局、ならびに土質関係資  
料等の提供を戴いた運輸省第二港湾建設局横浜調査設  
計事務所の関係各位に感謝の意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) Ishihara, K., Shimizu, K. and Yamada, Y.  
(1981): "Pore water pressures measured in  
sand deposits during an earthquake," Soils  
and Foundations, Vol. 21, No.4, pp.85-  
100
- 2) Ishihara, K., Anazawa, Y. and Kuwano, J.  
(1987): "Pore water pressures and ground  
motions monitored during the 1985 Chiba-  
Ibaragi Earthquake," Soils and Foundations,  
Vol.27, No.3, pp.13-30
- 3) Ishihara, K., Muroi, T. and Towhata, I.  
(1989): "In-situ pore water pressures and  
ground motions during the 1987 Chiba-  
Toho-Oki Earthquake," Soils and Founda-  
tions, Vol.29, No.4, pp.75-90
- 4) Yoshimi, Y., Tokimatsu, K. and Hosaka, Y.  
(1989): "Evaluation of liquefaction resistance  
of clean sands based on high-quality  
undisturbed samples," Soils and Founda-  
tions, Vol.29, No.1, pp.93-104
- 5) 井合 進・浦上 武・武藤義敬・菊池正樹(1988):  
1987年千葉県東方沖地震による千葉港周辺地域の液  
状化等について、港研資料, No.616, pp.1-47
- 6) 井合 進・松永康男・亀岡知弘(1990): ひずみ空間  
における塑性論に基づくサイクリックモビリティ  
のモデル, 港湾技術研究所報告, 第29巻, 第4号,  
pp.27-56
- 7) 井合 進・松永康男・亀岡知弘(1990): サイクリッ  
クモビリティのモデルのパラメータの同定, 港湾  
技術 研究所報告, 第29巻, 第4号, pp.58-83
- 8) Towhata, I. and Ishihara, K. (1985):  
"Modelling soil behaviour under principal  
stress axes rotation," Proceedings of 5th  
International Conference on Numerical  
Methods in Geomechanics, Nagoya, Vol.1,  
pp.523-530

港 湾 技 研 資 料

No.718

1991・3

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発 行 所 運輸省港湾技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印 刷 所 株式会社 東京プリント  
東京都港区西新橋3-24-9

Published by the Port and Harbour Research Institute  
Nagase, Yokosuka, Japan.

Copyright © (1990) by P.H.R.I

Allright reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmit  
-ed, nor translated into a machine language without the written permission of the Director  
General of P.H.R.I

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は  
一部の転載、複写は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。