

# 液状化時群杭挙動の三次元有効応力解析

大槻 明\*・福武毅芳\*\*・藤川 智\*\*・  
佐藤正義\*\*\*

著者らは、強震時の杭などを含む液状化時の応答を定量的に評価するため、三次元有効応力解析を開発した。この解析コードを用いて地盤・杭・構造物系の模型実験のシミュレーションにより本手法の有効性を確認した。沖積地盤の中間層が液状化する場合を例にとり、実規模モデルを想定した杭基礎の液状化時の応答と地盤改良の関係を検討した。これらの結果から、杭周辺の地盤改良有無により杭断面力に顕著な差異が認められた。また、杭の断面力は液状化時の地盤のひずみに大きく依存していることが分かった。

**Key Words**: liquefaction, three dimensional effective stress analysis, group pile foundation, multi-shaking direction

## 1. はじめに

ウォーターフロントに代表される東京湾周辺の地盤は、一般に軟らかい沖積地盤の中に厚い砂層が含まれることが多く、大地震時の大きな揺れや地盤の液状化の発生に対する十分な配慮が必要である。このような地盤では高層建物、橋梁、石油タンク、コンビナート施設、護岸などの重要構造物が建設されており、それらの耐震性を十分に確保するため、杭などの基礎形式に加え、地盤改良が併用されることがある<sup>1)</sup>。このため、地盤改良を含む構造物の液状化時の耐震安全性の評価は、重要な研究課題である。

液状化時の杭挙動に関する既往研究では、例えば、岩崎ら<sup>2)</sup>、佐藤ら<sup>3)</sup>、宮本ら<sup>4)</sup>は、模型振動実験を通して、杭基礎の液状化時の挙動は周辺地盤の振動に大きく支配されることを指摘している。解析面からの研究については、液状化時の杭挙動を解析した研究は少ない。時松ら<sup>5)</sup>は、地盤と杭間の相互作用バネに地盤の液状化特性を考慮した Penzien 型モデルを適用し、液状化時の杭挙動を良く模擬している。しかし、Penzien 型モデルでは地盤改良を併用した場合、三次元形状を有する改良体の相互作用ばねを適切に設定することが難しい。一方、大槻ら<sup>6)</sup>、塩見ら<sup>7)</sup>は、二次元有効応力解析を用いて、地盤改良を併用した場合の液状化時の杭挙動を検討している。両者の検討では、地盤のひずみにも依存するが、杭断面力は地盤改良を併用した場合、著しく低減する傾向が認められている。これらの解析では地盤および杭を二次元平面ひずみとしてモデル化しているが、杭や地盤改良部は本来三次元的形状と配置を有している。一方、従

来の要素試験(単純せん断)結果から、一方向せん断より多方向せん断の方がダイレイタンシーが多く発生し、液状化強度が小さくなることが指摘されている。このようなことから、構造物の三次元的形状と地震動の多方向性を考慮に入れた三次元解析が望まれている。近年、著者らは三次元液状化解析コード(HiPER)を開発し、多方向入力の影響を考慮した三次元地盤の液状化防止効果についての解析的検討<sup>8)</sup>や液状化した実地盤の観測記録や土槽振動実験に基づいたシミュレーション解析<sup>9),10)</sup>を行った。一連の解析結果から地盤を対象とした本手法の有効性を確認した。

本研究では、強震時の杭などを含む液状化時の応答を定量的に評価するため、HiPERの改良を行った。地盤・杭・構造物系モデルへの本手法の有効性を確認するため、振動台模型実験結果のシミュレーションを実施した。また、沖積地盤の中間層が液状化する場合を例にとり、実規模モデルを想定した杭基礎の液状化時の応答と地盤改良の関係を検討した。

## 2. 解析手法<sup>11)</sup>

二相系のBiot<sup>12)</sup>の基礎式を直接解くことにより、水と土粒子との厳密な挙動を追跡することができる。基礎式は、土骨格の変位  $u$ 、水の変位  $U$  (または水の土骨格に関する相対変位  $w$ )、過剰間隙水圧  $p$  のそれぞれの項が連成しているが、水に関する変数の取り方により  $u-U$ 、 $u-w$ 、 $u-p$  形式と呼ばれる表現法がある。いずれの形式においても、土骨格の変位・水の変位・間隙水圧のどれかの項が連成しているため、一般に解析は難しい。また、三次元問題では特に計算容量に制約が加わる。近年、松田ら<sup>13)</sup>は、 $u-U$  形式に基づいた三次元有効応力解析により、埋設構造物の液状化時の挙動を実験結果と比較している。

一方、本研究では複雑かつ大規模モデルを対象とする

\*正会員 工博 主任研究員 清水建設(株)和泉研究室  
(〒100 千代田区内幸町2丁目2-2)

\*\*正会員 工修 研究員 清水建設(株)和泉研究室

\*\*\*正会員 工修 主任研究員 清水建設(株)技術研究所

上から、基礎式を簡潔なものを考え、土骨格のみに着目した運動方程式を解いている。時間ステップ毎の節点変位を求め、この変位から各要素のせん断ひずみとダイレイタンシーモデルを用いて過剰間隙水圧を推定する。過剰間隙水圧の消散が少ない場合には、この条件が近似的に適用できる。非線形解析では解を得るために直接積分法が使われるが、その方法として大きく分けて2つある。1つは初期剛性法や荷重伝達法などに代表される陰解法で、他の1つは中央差分に代表される陽解法である。石原・三浦<sup>14)</sup>は Mohr-Coulomb を併用した弾性・完全塑性体を構成式として用い、荷重伝達法により三次元相互作用問題を検討しているが、大規模自由度の運動方程式を高速に解くうえから、本研究では時間軸の直接積分法として陽解法を用いた。また、空間領域については有限要素法により定式化した。非線形解析で解くべき運動方程式は、時刻  $t^n$  での釣り合いより次式で表せる。

$$\mathbf{V}^{n+1/2} = \left( \frac{\mathbf{M}}{\Delta t} + \frac{\mathbf{C}}{2} \right)^{-1} \times \left\{ \left( \frac{1}{\Delta t} \cdot \mathbf{M} - \frac{1}{2} \cdot \mathbf{C} \right) \cdot \mathbf{V}^{n-1/2} - \mathbf{F}^n + \mathbf{H}^n + \mathbf{P}^n \right\} \dots \dots (1)$$

ここで、

- M**: 節点に集中した質量マトリックス
- C**: 減衰マトリックス
- V<sup>n</sup>**: 時刻  $t^n$  の速度ベクトル
- P<sup>n</sup>**: 時刻  $t^n$  における節点に作用する地震力ベクトル
- F<sup>n</sup>**: 時刻  $t^n$  における節点に作用する内力ベクトル
- H<sup>n</sup>**: 時刻  $t^n$  における節点に作用する粘性アワグラス抵抗抗力ベクトル

$n, n+1/2$ : ステップ  $n, n$  と  $n+1$  の中間のステップ  
 上式の右辺はすべての値が既知であるから、時刻  $t^{n+1/2}$  での各節点の速度が得られる。この速度を用いて時刻  $t^{n+1/2}$  における各要素のひずみ速度を求めると次のように表される。

$$\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{n+1/2} = \mathbf{B} \cdot \mathbf{V}^{n+1/2} \dots \dots \dots (2)$$

**B** は要素の中央1点で評価されたひずみ・変位マトリックスである。このひずみ速度に時間増分  $\Delta t$  を掛けて時刻  $t^{n+1/2}$  での増分ひずみを求めると次式のようなになる。

$$\Delta \boldsymbol{\epsilon}^{n+1/2} = \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{n+1/2} \cdot \Delta t \dots \dots \dots (3)$$

時刻  $t^n$  での土骨格の応力ひずみマトリックス **D** と水の体積弾性係数  $K_w$  と間隙率  $n_e$  を用いると時刻  $t^{n+1}$  の応力は次式で表される。

$$\boldsymbol{\sigma}^{n+1} = \boldsymbol{\sigma}^n + \left[ \mathbf{D}^n + m \cdot \frac{K_w}{n_e} \cdot \mathbf{m}^T \right] \cdot \Delta \boldsymbol{\epsilon}^{n+1/2} \dots \dots \dots (4)$$

ここで、**m** は  $\{111000\}^T$  で表せるベクトルである。従って、節点に作用する時刻  $t^{n+1}$  の内力の和は次式で表せる。

$$\mathbf{F}^{n+1} = \int \mathbf{B} \cdot \boldsymbol{\sigma}^{n+1} d(vol) \dots \dots \dots (5)$$

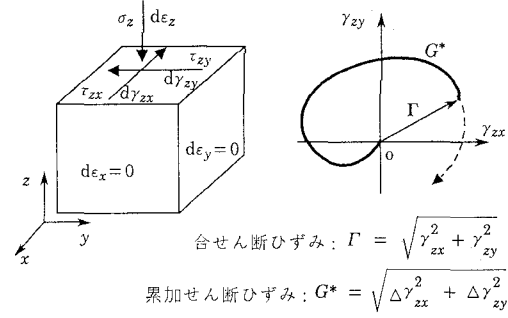


図-1 応力ひずみの定義

等価節点力  $\mathbf{F}^{n+1}$  を求める場合、通常三次元のソリッド要素では8点の積分点を用いて積分を行うが、計算時間の短縮のため積分点を1点にした低減積分が有効である。この低減積分は T. Belytschko<sup>15)</sup> や J. O. Hallquist<sup>16)</sup> らにより開発され、大自由度の衝撃問題を効率よく解く手法として用いられているが、低減積分は積分を厳密に評価しないため、力学的エネルギー変化を伴わない変形モードいわゆるアワグラスモードが発生しやすく、数値的不安定性の原因となることがある。このモードを抑制するため本手法では Hallquist の方法を用いた。なお、本論文では過剰間隙水圧比は  $(\sigma'_{m0} - \sigma'_m) / \sigma'_{m0}$  と定義し、 $\sigma'_{m0}$  は初期の平均有効応力で  $\sigma'_m$  は加振時の平均有効応力である。

### 3. 土の構成式

厳密な構成式は、実現象は正確に表現できるものの、定式化が複雑でパラメータも増え、三次元解析のような大規模な計算には CPU も莫大にかかり、実用的でなくなる。そこで、三次元液状化解析に実用的で簡便な構成式として、液状化解析を行う上での土の特性を保ちつつ、できるだけ簡略化を行った。具体的には、修正 Ramberg-Osgood モデルにダイレイタンシーモデルを付加した構成式を近似的に三次元に拡張して使用した。地震時の実地盤は、近似的に水平面のせん断応力が卓越すると仮定する。そして、図-1において、 $xy$  成分、 $zy$  成分、 $zx$  成分のそれぞれのせん断応力・せん断ひずみ関係を、次式のように修正 R-O モデル<sup>17)</sup>で規定する。

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G_0} \left( 1 + \alpha |\tau_{xy}|^\beta \right), \quad \gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G_0} \left( 1 + \alpha |\tau_{zx}|^\beta \right)$$

$$\gamma_{zy} = \frac{\tau_{zy}}{G_0} \left( 1 + \alpha |\tau_{zy}|^\beta \right) \dots \dots \dots (6)$$

$\alpha, \beta$  はパラメータで、有効応力の関数<sup>18)</sup>である。せん断ひずみから体積ひずみを算定するため、おわんモデルのダイレイタンシー部分<sup>8), 18)</sup>を用いる。このモデルは、多方向単純せん断に基づいたモデルで、水平面でランダムなせん断ひずみ経路に対するダイレイタンシーが算定可能である。おわんモデルによれば、ダイレイタンシー

$\epsilon_{ij}^0$  は、土粒子がこのおわんを上り下りする成分  $\epsilon_r$  とおわん自体が圧縮する成分  $\epsilon_G$  の和として、次式のように表される。

$$\epsilon_{ij}^0 = \epsilon_r + \epsilon_G \dots\dots\dots (7)$$

$$\text{膨張成分: } \epsilon_r = A \cdot T^B \dots\dots\dots (8)$$

$$\text{圧縮成分: } \epsilon_G = \frac{G^*}{C + D \cdot G^*} \dots\dots\dots (9)$$

ここで、 $A, B$ , は  $\epsilon_r$  (膨張成分) を表すパラメータであり、 $C, D$  は  $\epsilon_G$  (圧縮成分) を表すパラメータである。 $B$  は通常 1.6 の値を取る。なお、このダイレイタンスモデルには  $\gamma_{xy}$  の項が入っていない。基礎近傍では、 $\gamma_{xy}$  のダイレイタンスへの影響が無視出来ない場合もあり、改善の余地は残る。

以上述べた R-O モデルやおわんモデルは、基本的にはある面上の応力・ひずみに着目した一次元の構成式である。これらのモデルを三次元有効応力解析へ組込むに当たっては、以下のように考えている。このモデルでは応答解析より得られる体積ひずみから間隙水圧を求めているのではなく、せん断ひずみを応答解析より求め、ダイレイタンスモデルにより過剰間隙水圧を得ている。原理的には不十分ではあるが、せん断ひずみに着目したモデルであるため、せん断が卓越するような地震時挙動は概ね表現できる<sup>9)</sup>。なお、体積弾性係数を一定にして  $G$  や  $E$  を変化させる方法が考えられるが、ここではポアソン比を一定にする方法を採用した。まず、応力・ひずみマトリックスを作成するにあたっては、見掛け上三次元弾性マトリックスと同じ形式のものを用いる。そのマトリックスにおいて、せん断係数  $G$  に対応する成分を一次元の構成式から算定される接線せん断係数 ( $G_{xy}$ ,  $G_{yz}$ ,  $G_{zx}$ ) に置き換える。厳密には、拘束圧の変化による項も  $G$  には考慮すべきであるが、計算間隔が極めて小さいこと等から無視した。

$$G_{xy} = \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial \gamma_{xy}}, G_{yz} = \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial \gamma_{yz}}, G_{zx} = \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial \gamma_{zx}} \dots\dots\dots (10)$$

これにより、せん断係数には 3 方向 ( $x, y, z$  方向) の非線形の影響が評価できる。さらに、次式に示すようにポアソン比  $\nu$  を一定とし、 $G'$  と  $\nu$  からヤング率  $E'$  を次式で与える。

$$E' = 2(1 + \nu)G' \dots\dots\dots (11)$$

$$\nu = \text{一定}, G' = \frac{1}{3}(G_{xy} + G_{yz} + G_{zx})$$

上式によれば、 $E'$  にも有効応力と非線形性の影響が入る。土の骨格部分のポアソン比としては 0.35 を考え、水の体積弾性係数を十分大きく評価することにより、結果として土全体 (固相+液相) では、ポアソン比は 0.5 に近い値となる。

以上のような仮定に基づいた応力・ひずみ関係は、地盤の挙動が単純せん断変形に近ければ問題ないが、垂直

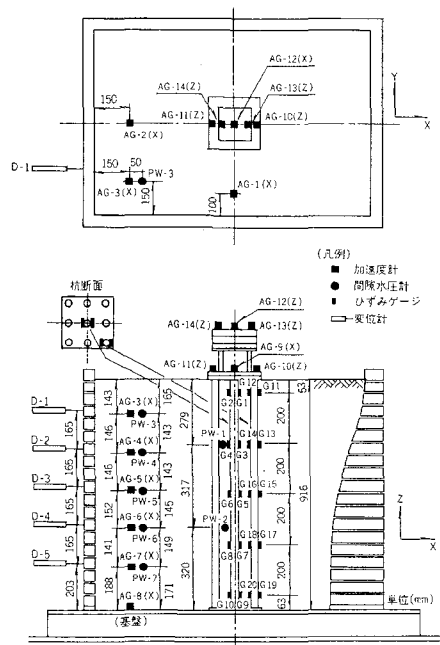


図-2 試験体および計器配置<sup>3)</sup>

表-1 実験に用いた浅間山砂の物性

単位体積重量	$\gamma$	2.0 tf/m <sup>3</sup>
相対密度	$D_r$	90 %
平均粒径	$D_{50}$	0.31 mm
模型地盤の固有振動数	$f_0$	14.9 Hz

(1tf/m<sup>3</sup> = 9.8kN/m<sup>3</sup>)

表-2 上部構造および群杭基礎の模型諸元<sup>3)</sup>

上部構造物	重量	$W = 36.4 \text{ kgf}$
	固有振動数	$f = 21.0 \text{ Hz}$
フーチング	重量	$W = 10.4 \text{ kgf}$
	鋼製箱	240×240×32 mm
杭基礎	杭本数: 9本 (3×3列)	
	杭間隔: 75 mm	
	材質	アルミニウム
	長さ	900 mm
	外径	30 mm
厚さ	1 mm	
ヤング係数	$7.4 \times 10^9 \text{ kgf/cm}^2$	

(1kgf=9.8N, 1kgf/cm<sup>2</sup>=98kPa)

ひずみが卓越する場合には限界がある。またせん断ひずみが卓越する変形に限定しても、 $x$  軸 (または  $y$  軸) の方向により答えが変わってくる。すなわち、このような三次元化は、客観性の原理を満足していない。ただし、この影響は既往の計算<sup>6)</sup>によれば加速度、過剰間隙水圧において 13% 程度である。

#### 4. 杭・構造物系土槽振動実験シミュレーション

本解析手法の妥当性を検証するとともに、地盤と杭の

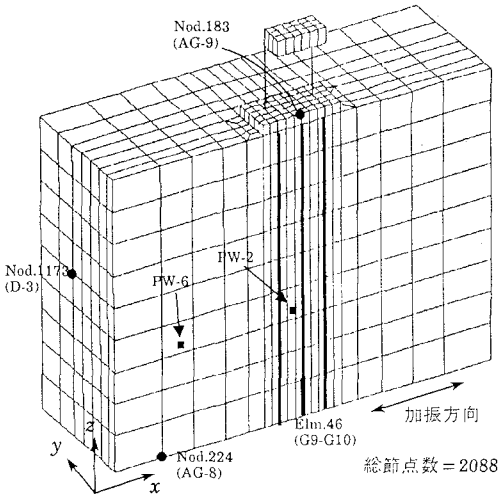


図-3 FEMモデルと出力箇所

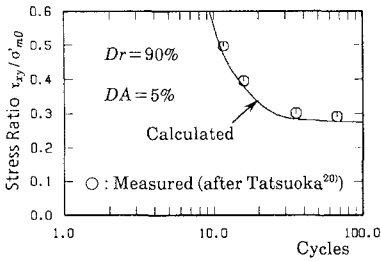


図-4 浅間山砂の液化化強度曲線

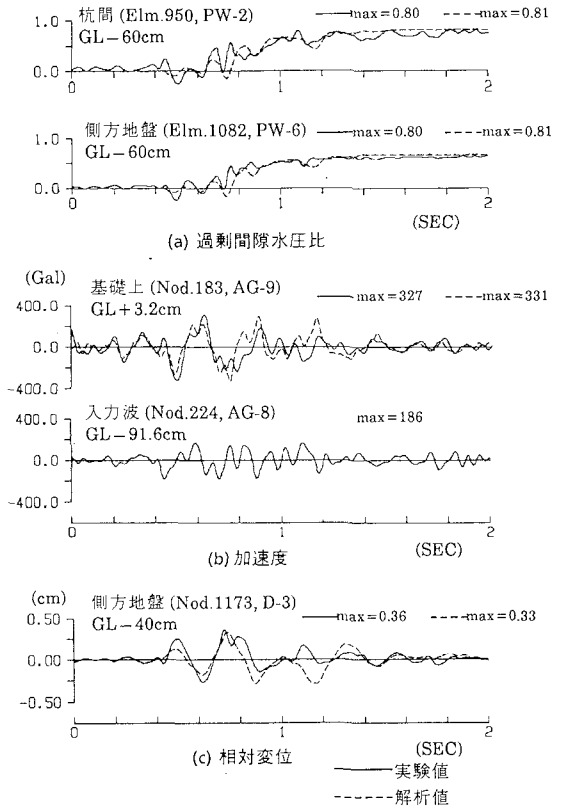


図-5 時刻歴の比較

三次元挙動を検討するため、佐藤・社本<sup>3)</sup>が行った群杭基礎の液化化模型実験のシミュレーションを実施した。模型試験体および計器配置を図-2に示す。用いた試料は浅間山砂で、その物性を表-1に示す。上部構造物および杭基礎の模型諸元を表-2に示す。入力地震波は、1968年十勝沖地震の八戸港で観測されたEW成分を時間軸を1/4に縮尺し、振動台入力最大加速度186 Galとして、実験では10秒間加振しているが、解析ではそのうち主要動の2秒のみに着目して入力している。加振方向は図-2のX方向である。せん断土槽の頂部には、土槽のロッキングを抑えるためのローラを設置している。

(1) 解析条件

FEMモデルを図-3に示す。加振軸(X軸)に対して左右対称であるので、半分のみをモデル化した。地盤は8節点ソリッド要素で、杭および上部構の板ばねは梁要素で、基礎部と上部構は剛体要素でモデル化した。実験では、ロッキングを抑えたせん断土槽を用いており、せん断変形が卓越すると推察されることから、地盤の鉛直方向の変位は全て固定し、側方境界は水平ローラ、下方境界は固定とした。K<sub>0</sub>=0.5と仮定し成層地盤としての初期応力を求めσ<sub>m</sub>の0.5乗に依存させて、初期せん断剛性を設定した。常時微動測定より地盤の1次固有振

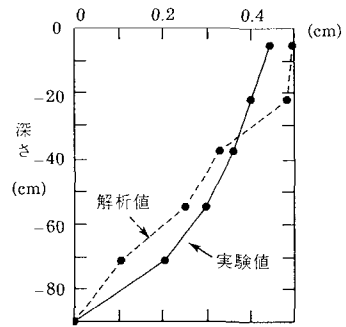


図-6 側方変位最大分布

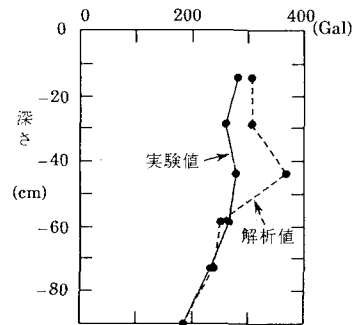
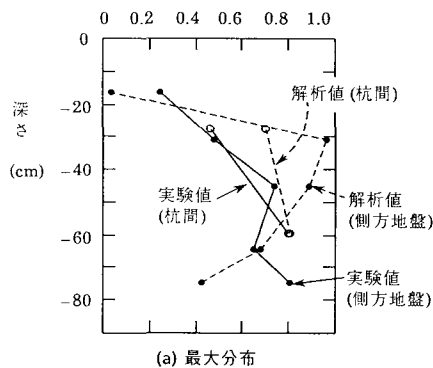
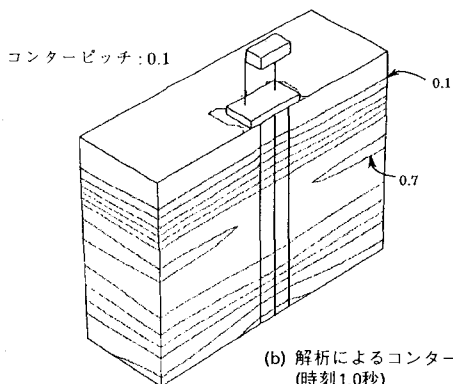


図-7 加速度最大分布



(a) 最大分布



(b) 解析によるコンター (時刻1.0秒)

図-8 過剰間隙水圧比 (過剰間隙水圧/初期拘束圧) の分布

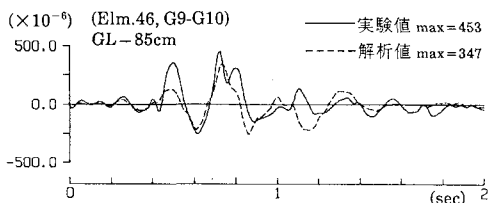


図-9 中心杭の下端での曲げひずみの時刻歴

動数  $f_0$  は 14.9 Hz であり、解析では  $f_0$  が一致するように初期せん断剛性を設定した。その他の非線形性に関するパラメータは、図-4 に示すように浅間山砂の既往の実験データ<sup>20)</sup>などから設定した。上部構の減衰は  $C=2h\omega$  で ( $h=0.4\%$ )、地盤は履歴減衰のみとした。

(2) 実験結果と解析結果の比較検討

図-5 には、実験値と解析値の時刻歴の比較を示す。過剰間隙水圧比は、実験値・解析値ともに 0.6 秒付近から発生し、サイクリックモビリティによる波形の波打ちが見られる。加速度と変位波形の全体的傾向は一致しているが、加速度・変位ともに 0.9 秒~1.2 秒付近で解析値の方が実験値よりやや大きい値を示している。図-6, 7 には、側方地盤における変位と加速度の最大分布を示すが、実験値と解析値の傾向は概ね一致している。両者の最大変位が GL-35 cm を挟んで逆転しているのは、後述する過剰間隙水圧の分布の差異によるものと思

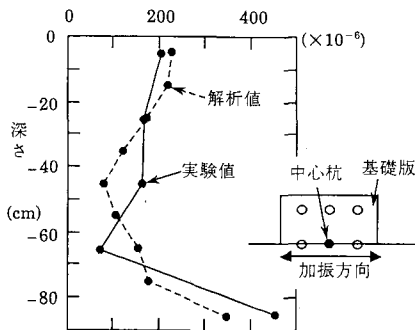


図-10 中心杭の最大曲げひずみ分布

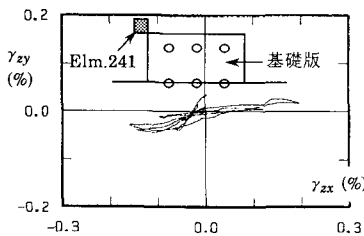


図-11 水平面上のせん断ひずみオービット

われる。図-8 には、過剰間隙水圧比の分布図を示す。側方地盤における最大分布は、実験では GL-45, -75 cm 付近で最大値を示すのに対し、解析では GL-30~-50 cm 付近で最大値を示している。また解析による時刻 1.0 秒における全体の水圧比コンターを見ると、杭基礎近傍地盤ではまわりの地盤に比べて水圧の発生が若干押さえられている。図-9 には、中心に位置する杭の下端付近の曲げひずみの時刻歴を示す。両者の波形の定性的形状は一致している。また、図-5 の変位時刻歴との比較から、杭が周辺地盤と一体となって振動しているのが認められる。図-10 には中心杭の曲げひずみの最大分布を示す。実験値・解析値ともに下層の GL-85 cm 付近において大きな値を示している。これは下端固定の杭に対し図-6 に示すように、地盤下層の相対変位 (ひずみ) が大きいためと考えられる。なお佐藤ら<sup>3)</sup>は、地盤の変位分布を強制変位として作用させた静的三次元解析により、当実験の杭ひずみ分布を精度良く求めている。このことは、本実験条件下では地盤変位がある程度精度良く予測できれば、杭の挙動が把握できることを意味している。図-11 には、基礎端の要素 241 (GL-10~-20 cm) における水平面上のせん断ひずみオービット ( $\gamma_{zx} \sim \gamma_{zy}$ ) を示す。加振直方向 ( $y$  方向) には加振方向 ( $x$  方向) に比べて約 2 割程度のひずみが発生している。特に、地盤が軟化してくる後半部において、 $y$  方向成分の割合が増加している。この付随的な  $y$  方向成分のせん断ひずみは、その絶対量は小さく、 $y$  方向成分のひずみが付加されることによる過剰間隙水圧の新たな発生は構成式の上からはほとんどない。

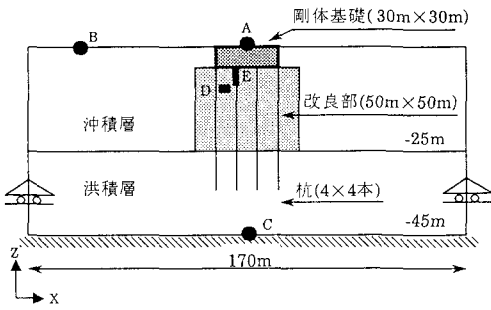


図-12 解析モデルと出力点位置

表-3 解析ケース

加振方向	地盤条件	解析ケース
一方向加振 (X)	未改良	ケース1a
	改良	ケース1b
二方向加振 (X,Y)	未改良	ケース2a
	改良	ケース2b

## 5. 液状化時の杭・基礎系の解析

### (1) 解析条件

液状化時の杭挙動を明らかにするため、軟弱な成層地盤に剛体基礎と16本(4×4)の杭からなる地盤・杭・基礎系モデルを考えた。地盤の幅および奥行きは170m、層厚45mで、基礎の幅および奥行きは30m、根入れ深さ5mである。この解析では周辺地盤の応答と杭の応答の関係を調べるため、基礎の慣性力の影響を少なくした質量の極めて小さい剛体基礎を用いた。地盤および基礎は、4356個の8節点ソリッド要素でモデル化した。杭に関しては、杭間隔10m、杭径1.5m、杭長35mのモデルを設定し、112個の梁要素で表現した。解析モデルの側方および下方境界は、それぞれ水平ローラと固定境界とした。図-12に解析モデル中央での断面図と解析結果の出力点位置を示す。本解析では水位を地表面に設定し、杭のみで基礎が支持されている場合と杭と地盤改良を併用した場合について解析を行った。入力地震波については、TAFT地震記録EW成分を10秒間、最大加速度200Galで一方向入力(X方向)した。また、多方向入力の影響を調べるため、TAFT地震記録EWおよびNS成分を二方向同時に入力(X,Y方向)する場合も検討した。表-3に解析ケースを示す。

### (2) 地盤条件

当地盤は、せん断波速度 $V_s$ が130m/s前後の砂から成る層厚25mの沖積層があり、その下には硬い洪積層が堆積している。N値等の既往データを基に、表-4に示すように地盤のせん断波速度 $V_s$ 、液状化強度の下限値 $X_l$ を設定した。なお、洪積層のダイレタンシーは無

表-4 地盤基本物性

深度(m)	未改良部		改良部	
	m/s		m/s	
	$V_s$	$X_l$	$V_s$	$X_l$
0	130	0.1		
-5	130	0.1	250	0.25
-10	130	0.1	250	0.25
-15	130	0.1	250	0.25
-20	130	0.1	250	0.25
-25	145	-		
-30	160	-		
-35	400	-		
-40	400	-		
-45				

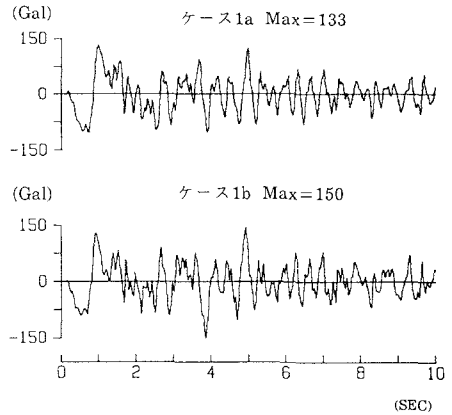


図-13 基礎A点の加速度波形

視し、顕著な地盤改良効果を見るうえから、改良部の地盤剛性および液状化強度の下限値を高めに定めた( $X_l = 0.25$ )。

### (3) 一方向入力時の杭応答と地盤改良の関係

図-13, 14にケース1aおよびケース1bの基礎A点および基礎より離れた地盤B点での加速度波形を示す。地盤改良を併用したケース1bの基礎A点の応答値はケース1aよりも2割程度大きい。両者の波形は類似している。地盤改良すると基礎に入る加速度は大きくなる傾向がある。地盤B点での加速度波形は、両ケース共に4秒付近から液状化が始まり、加速度振幅の減少や周期の伸びが認められる。地盤改良有り無しで、最大値および波形の形状に若干の差異が認められるが、これは、地盤改良の影響と後述する基礎周辺の過剰間隙水圧分布の違いによるものと考えられる。図-15に基礎C点と基礎A点間の伝達関数を示す。両ケースとも0.29Hz(3.5秒)付近にピークが認められる。この成分は液状化の影響を受けた周辺地盤の卓越振動数である。ケース1aに比較してケース1bの卓越振動近傍の応答倍率は、

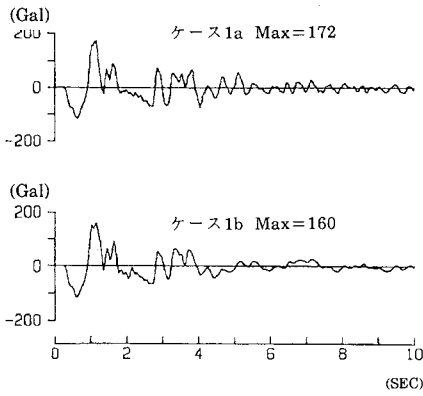


図-14 地盤B点の加速度波形

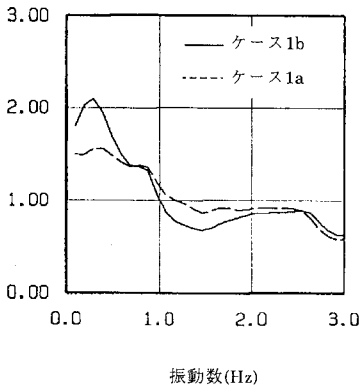


図-15 基礎C点と基礎A点間の伝達関数(継続時間10秒)

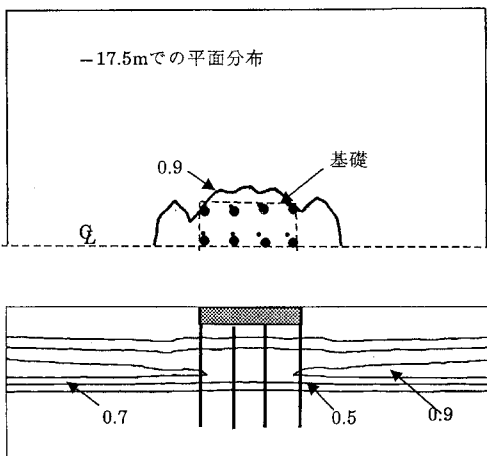


図-16 ケース1aの過剰間隙水圧比分布(10 SEC)

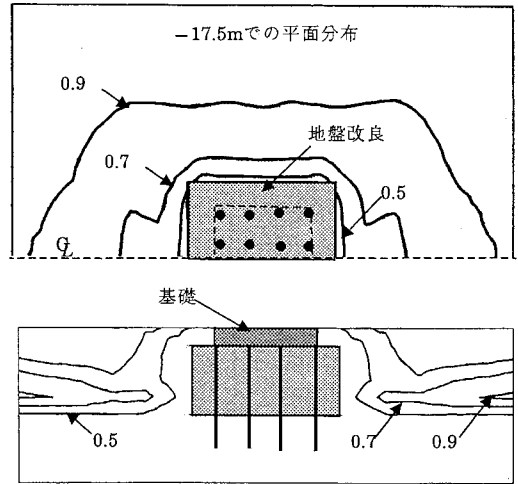


図-17 ケース1bの過剰間隙水圧比分布(10 SEC)

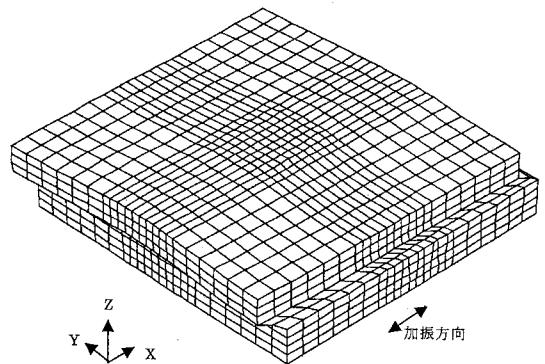


図-18 ケース1aの変形分布(10 SEC)

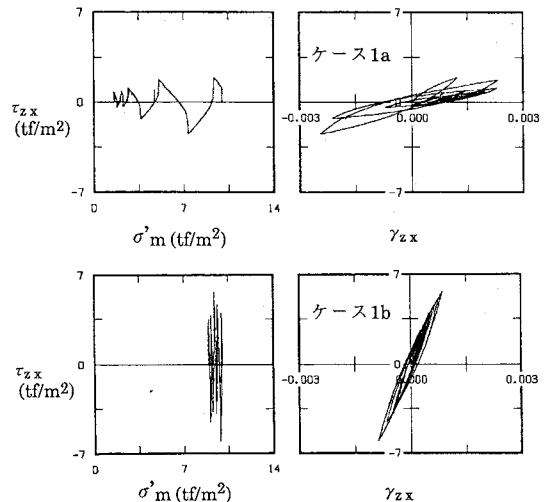


図-19 要素D点の有効応力経路とせん断応力・ひずみ

改良効果により押さえられている。この0.29 Hzの成分は、図-20の杭の曲げモーメントの波形でも卓越している。なお、地盤を線形とした時の地盤の卓越振動数は0.9 Hz (1.1秒)である。図-16, 17に過剰間隙水圧比の分布を示す。今回の解析モデルは沖積地盤の中間層が液状化する場合を想定したことになる。ケース1aでは-10 m~-20 m付近の層に過剰間隙水圧比0.9以上の

値が認められる。基礎直下の間隙水圧比は0.7~0.8程度である。すなわち、未改良でも杭の変形拘束効果によって過剰間隙水圧が若干抑えられている。一方、地盤改良を行ったケース1bでは、周辺地盤を除き基礎周辺の過

剰間隙水圧は極めて小さく、改良効果が現れている。また、ケース1aと異なりケース1bでは改良地盤に沿って過剰間隙水圧比0.5のコンターが地表に伸びている。これは、地盤改良部と周辺地盤の剛性差が大きいため、過剰間隙水圧の上昇に伴い、改良部周辺地盤に大きなせん断ひずみが発生したと考えられる。ケース1aでは過剰間隙水圧比0.9の範囲が基礎近傍から発生しているが、ケース1bでは改良効果により基礎よりかなり離れた地点に認められる。図-16, 17の平面分布から杭および改良地盤が、過剰間隙水圧の分布に三次元的な影響を与えているのが分かる。図-18に地盤改良を行わないケース1aの地盤・杭・基礎系モデルの時刻10秒における変形を示す。地表から4, 5番目の層に液状化に伴う大きな変形が認められる。図-19に杭間の地盤D点のせん断応力( $\tau_{xx}$ )とひずみ( $\epsilon_{xx}$ )および有効応力経路を示す。ケース1bでは顕著な非線形性は生じていないが、ケース1aでは杭間地盤の接線せん断剛性は、液状化時に初期剛性の1/5から1/10程度まで低減している。図-20, 21に杭E点の曲げモーメントの波形とそのフーリエスペクトルを示す。両ケースとも0.29 Hzの成分が卓越している。なお、0.5 Hz付近のピークは入力波に含まれている成分と考えられる。図-22に基礎中央部の外側の杭について最大曲げモーメントの分布を示す。ケース1aでは杭頭および洪積層上面で1600 tf・mおよび950 tf・m程度の曲げモーメントが生じている。図-18の変形図からも分かるように液状化層の影響により杭頭および沖積層と洪積層の境界付近で杭の断面力が大きくなっている。沖積層と洪積層の境界付近で杭のひずみが大きくなることは田蔵ら<sup>21)</sup>の群杭の地震観測結果によっても指摘されている。これに対し、ケース1bでは杭の曲げモーメントは概ね300 tf・mから700 tf・mの間にある。ケース1aに比べ曲げモーメントの値は半分程度に低減しており、改良効果が現れている。本解析モデルと類似した二次元解析<sup>9)</sup>の結果からも、改良により杭の断面力が半分程度低減する傾向があるが、この低減率は周辺地盤の条件や改良の程度により変化するものと考えられる。なお、上部構造のない加振問題(群杭効果が顕著でない)なので、この解析では角の杭を含め他の杭についても図-22と同程度のモーメントが生じている。

地盤の剛性を地震前の初期剛性とした場合と時刻10秒の有効応力を用いて地盤剛性を設定した場合について、基礎中央A点に静的な水平荷重を作用させ、線形解析により基礎の水平変位を求めた。有効応力の低減を考慮して設定した地盤剛性に対する基礎の水平変位は、ケース1aでは初期剛性を用いた場合の1.8倍、ケース1bでは1.2倍であった。このことから杭周辺の平均的な静的地盤剛性は、ケース1aでは液状化の影響により

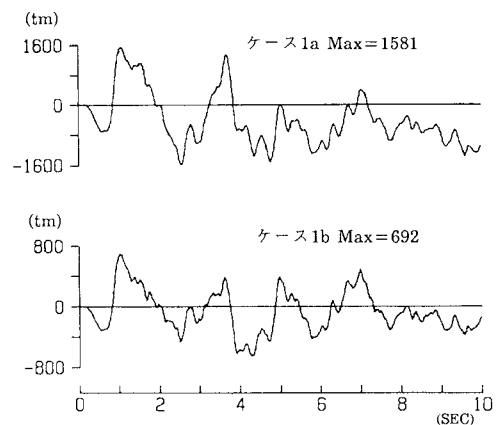


図-20 杭E点の曲げモーメント波形

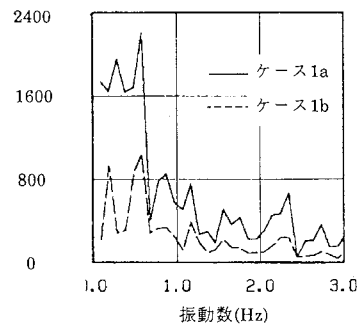


図-21 杭E点のフーリエスペクトル

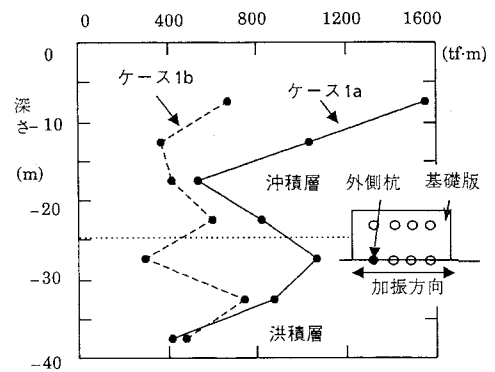


図-22 外側杭の最大曲げモーメント分布

初期剛性の0.56倍に低減されている。一方、ケース1bの改良有りの場合では、平均的な静的地盤剛性の低減は小さい。今回の解析では、中間層に集中して液状化が発生しているため、周辺地盤の平均的な剛性は著しく低減していない。沖積層全体の液状化を想定した場合は、杭周辺の静的な地盤剛性は零に近づくと考えられる<sup>22)</sup>。

### (3) 二方向入力の影響

地盤改良の無い場合(ケース2a)と有る場合(ケース2b)について、二方向入力下の杭の最大曲げモーメントおよび地盤に発生する最大せん断ひずみ(三次元



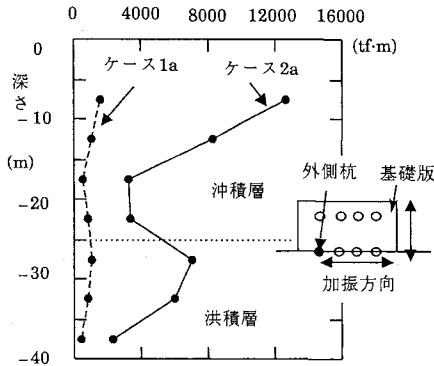


図-23 改良無しの杭の最大曲げモーメント分布  
一方向加振(ケース1a), 二方向加振(ケース2a)

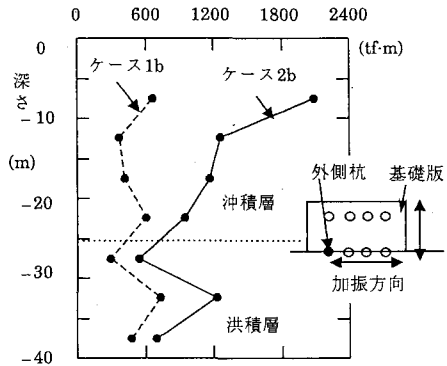


図-24 改良有りの杭の最大曲げモーメント分布  
一方向加振(ケース1b), 二方向加振(ケース2b)

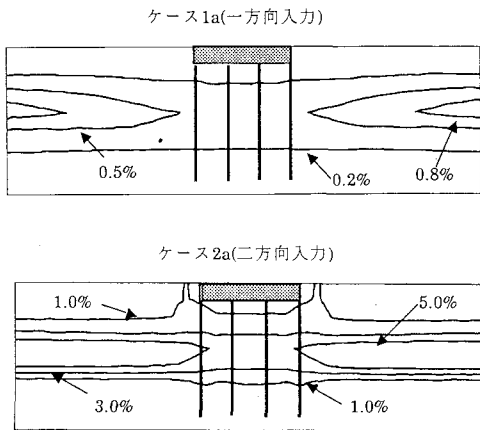


図-25 改良無しの地盤の最大せん断ひずみ ( $\gamma_{max}$ ) 分布

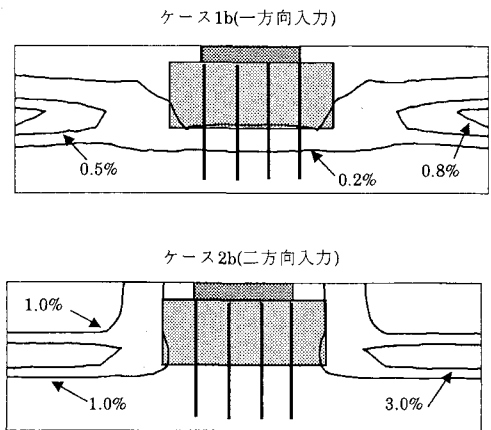


図-26 改良有りの地盤の最大せん断ひずみ ( $\gamma_{max}$ ) 分布

モールの円で定義)  $\gamma_{max}$  を調べた。図-23, 24 には杭に発生した Y 軸回りの最大曲げモーメント分布を、図-25, 26 には地盤中に最大せん断ひずみ分布をそれぞれ一方方向 (X 方向) と二方向同時入力 (X, Y 方向) について示す。ケース 2a の液状化対策が無い場合には、最大曲げモーメントは二方向入力では極めて大きな値を示している。これは、1% から 5% にもおよぶ大きなひずみが基礎周辺地盤に発生したことが原因と考えられる。一方、液状化対策を併用した杭に関しては、一方方向に比較して二方向入力の場合、杭頭で 3 倍程度の大きな最大曲げモーメントが生じている。この時の地盤のひずみは 1% から 3% である。これらの結果から、杭の断面力は液状化時の地盤のひずみに大きく依存していることが分かる。地盤が液状化した後、どれだけのパワー (加速度・継続時間) で地盤が揺らされるかにより地盤のひずみの大きさは依存することから、杭の検討においては一方方向入力より二方向入力の方がより厳しくなる。

## 6. 結論

本研究では、強震時の杭などを含む液状化時の応答を

三次元で評価するため、①まず、本手法を振動台模型実験結果のシミュレーションに適用した。杭の曲げひずみ、過剰間隙水圧波形、地盤の変位波形などの解析結果は、過剰間隙水圧比 0.8 程度のもとで概ね説明できており、本コードの有効性が確認できた。しかし、定量的には一致しない部分もあり今後の検討課題もある。本手法の適用範囲は、现阶段では本結果を定性的に評価したり、種々の基礎形式の解析モデルに適用し、相互比較することにより構造形式の優劣の判断資料等に適用可能と考えられる。②杭基礎系の液状化時の応答と地盤改良の関係を実規模モデルにより検討した。杭周辺の地盤改良の有無により杭断面力に顕著な差異が認められた。また、杭の断面力は液状化時の地盤のひずみに大きく依存していることが分かった。なお、上部構造物の固有周期を 2 秒としたせん断型モデルの解析を事前に試みているが、その結果では、上部構造物が杭の断面力に与える影響は小さく、図-22 の曲げモーメントの値と同程度であった。一方、液状化によると思われる杭の震害事例<sup>23), 24)</sup>が報告されており、今後実現象と本解析の適用性を比較検討する必要がある。③大型解析モデルに対して本手法は計算時間が

比較的短く、容易に液状化解析が可能である。本計算は FACOM VP 2100 を用いているが、図-12 のモデルでは CPU 3 時間程度で解が得られる。ただし、要素幅が小さく、剛性の大きい要素がある場合は計算効率が悪くなることが認められた。

### 参考文献

- 1) 吉見吉昭：超高層建物における液状化対策，基礎工，Vol.19, No.1, pp.17~22, 1991.
- 2) 岩崎敏男・龍岡文夫・板場義雄：砂層中の杭の動的挙動に関する模型振動実験，第14回地震工学研究発表会，pp.37~40, 1976.
- 3) 佐藤正義・社本康広：群杭基礎の液状化時の挙動に関する模型実験と解析，清水建設研究報告，第49号，pp.23~30, 1989.
- 4) 宮本裕司・三浦賢治・Scott, F.R.・Hushmand, B.：Pile-Foundation Response in Liquefiable Soil Deposit during Strong Earthquake, 日本建築学会論文報告集，第439号，pp.49~63, 1992.
- 5) 時松孝次・能村尚榮：液状化過程における地盤変位が杭の応力に与える影響，建築学会構造系論文報告集，第426号，pp.107~113, 1991.
- 6) 大槻 明・吉見吉昭・横山一智・福武毅芳：液状化時の杭挙動の解析的検討，第47回土木学会年次講演会 CS 4, pp.156~157, 1992.
- 7) 塩見忠彦・重野喜政・杉本三千雄・鈴木善雄：Influence of Liquefaction to Pile-Soil-Structure Interaction, 竹中技術研究報告，第47号，pp.99~118, 1992.
- 8) 福武毅芳・大槻 明：三次元液状化解析による部分改良地盤の効果の予測，地盤の液状化対策に関するシンポジウム，上質工学会編，pp.205~210, 1991.
- 9) 福武毅芳・大槻 明・藤川 智：三次元液状化解析による実測記録のシミュレーション，第27回土質工学研究発表会，pp.1103~1106, 1992.
- 10) 藤川 智・福武毅芳・大槻 明：二方向同時入力による液状化実験のシミュレーション解析，第22回地震工学研究発表会，pp.35~38, 1993.
- 11) 大槻 明・福武毅芳：地震時における超々高層建物・地盤系の有効応力解析（その2）三次元解析による多方向入力応答の検討，日本建築学会学術講演集，構造 I, pp.1103~1106, 1993.
- 12) Biot, M.A.：Theory of propagation of elastic waves in a fluid saturated porous soil, J. Acoustic. Soc. of America Vol.28, pp.168~191, 1956.
- 13) 松田隆・伊藤浩二・鳥井原誠：埋設構造物の液状化挙動に関する有効応力解析，第22回地震工学研究発表会，pp.103~105, 1993.
- 14) 石原哲哉・三浦房紀：三次元構造物-地盤系の非線形地盤応答解析，土木学会論文集，No.465/1, pp.145~154, 1993.
- 15) Flanagan, D. P. and Belytschko, T.：A Uniform Strain Hexahedron and Quadrilateral with Orthogonal Hourglass Control, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.17, pp.679~709, 1981.
- 16) Hallquist, J.O.：Theoretical Manual for Dyna3D, Lawrence Livermore National Laboratory, 1983.
- 17) 龍岡文夫・福島伸二：砂のランダム繰返入力に対する応力-ひずみ関係のモデル化について（1），生産研究第30巻9号，pp.26~29, 1978.
- 18) Fukutake, K. and Ohtsuki, A.：Prediction of Preventing Liquefaction of Improved Soil by Three-Dimensional Analysis, International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development (GEO-COAST '91), Vol.1, pp.447~452, 1991.
- 19) 福武毅芳・松岡 元：任意方向単純せん断におけるダイレタンシーの統一的解釈，土木学会論文集，No.412/III, pp.240~248, 1989.
- 20) Tatsuoka, F., Ochi, K. and Fujii, S.：Effect of sample preparation method on cyclic undrained strength of sand in triaxial and torsional shear tests. Bull. of ERS, No.17, Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, 1984.
- 21) 田蔵隆・中松新・清水勝美他：基礎杭の地震時挙動を支配する外的要因の定量的検討，第18回地震工学研究発表会，pp.289~292, 1985.
- 22) 水野二十一・箕輪親宏・阿部秋男：液状化過程における杭基礎の挙動（その2）実験結果と考察，日本建築学会学術講演集，構造 I, pp.373~374, 1993.
- 23) Hamada, M., Yasuda, S., Isoyama, R. and Emoto, K.：Study on Liquefaction Induced Permanent Ground Displacement, Association for The Development of Earthquake Prediction, 1986.
- 24) 吉田 望・小林恒一・中村晋：1964年新潟地震で被害を受けた S 建物の基礎杭の調査，土と基礎，Vol.38, No.6, pp.39~44, 1990.

(1993.11.17 受付)

## THREE DIMENSIONAL EFFECTIVE ANALYSIS FOR EVALUATING RESPONSE OF GROUP PILE FOUNDATION UNDER LIQUEFACTION

Akira OHTSUKI, Kiyoshi FUKUTAKE, Satoshi FUJIKAWA and Masayoshi SATO

Verification of a three dimensional effective stress analysis is discussed through comparisons of results of the shaking table test for a one-story structure supported on group piles through a saturated sandy deposit. The proposed method can well represent the observed nonlinear response of the saturated sandy deposit including the piles-structure system. This method is applied to assess the response of the piles-foundation system under liquefaction. The amplitude of the bending momentum of pile, which depends on the shear strain in soil, reduces so much in case of remedied ground around group piles against liquefaction compared with that of no preventive measures.