

液状化による被害程度の簡易予測法に関する提案

Proposal for Simple Prediction Method of Degree of Damage Induced by Liquefaction

若井明彦*・鵜飼恵三**

Akihiko WAKAI and Keizo UGAI

* 博(工), 群馬大学助教授, 工学部建設工学科 (〒376-8515 群馬県桐生市天神町1丁目)

** 工博, 群馬大学教授, 工学部建設工学科 (〒376-8515 群馬県桐生市天神町1丁目)

By adding a modification to the hysteresis curves of the simple cyclic loading model proposed by the authors before, a new prediction method of the degree of damage of soil structures induced by liquefaction is developed in this paper. First of all, based on the comparison of results between the shaking table test of a dry sandy slope and its FE simulation with the proposed model, the way of modification of the model is examined. According to the examinations, the formulations of the model are modified so that the undrained stress-strain relationships of sand observed in a laboratory test of liquefaction should be simulated precisely. Finally, the efficacy of the new formulations is verified through the results of the dynamic centrifuge model tests of an embankment on the liquefiable ground.

Key Words: earthquake, ground, liquefaction, constitutive model, finite element method

キーワード: 地震, 地盤, 液状化, 構成モデル, 有限要素法

1. はじめに

過去の大地震の経験に基づき, 砂地盤の液状化による土木構造物の被害を最小限に食い止めるため, 液状化の予防について入念な対策工がなされる一方, 液状化が生じた場合の被害程度について定量的に予測するための数理モデルに関する研究が行われてきた。繰返しせん断により土骨格が体積収縮しようとする際に間隙水圧が発生することで, 結果として有効応力の減少によるせん断強度低下がもたらされる, いわゆる応力ダイレイタンスー関係に基づく有効応力モデル等が広く飽和砂の液状化挙動の再現に用いられている(例えば, Zienkiewicz & Shiomi (1984), Pastor & Zienkiewicz (1986), 福武・松岡 (1989), Pradhan & Tatsuoka (1989), Kabilamany & Ishihara (1990), Nishi & Kanatani (1990), Iai et al. (1992), Oka et al. (1992)など)。このような弾塑性構成則に加え, 固液二相系の運動方程式を効率的に解くためのアルゴリズムが提案され, 多くの液状化解析用 FEM プログラムがこれまでに発表されてきた。

これらのモデルの多くは, 室内試験結果や被害事例の再現等に基づいてすでに有効性が検証されており, 解析対象とする系について十分な土質データが集められている場合には, 精度の高い予測結果を得ることが可能である。しかし実務においては, 必ずしも質的・量的に十分なデータが揃っていないにも関わらず, 液状化による被害危険性のある程度推定しなくてはならない場合も少なくない。また都市全体を一括して地震被害予測の対象とするような大

規模数値シミュレーション技術(市村・堀 1999 など)がにわかに現実味を帯びてきた今日, 限られた情報を最大限有効に活用して概略的な解を得るための簡便な予測手法が, 厳密な液状化解析モデルとは別に求められている。

従来から地盤の動的変形特性(変形のひずみ依存性)の評価については $G-\gamma, h-\gamma$ 関係 (G :せん断弾性係数, γ :せん断ひずみ, h :減衰率)が広く用いられており, 種々の土質ごとに設計用の $G-\gamma, h-\gamma$ 関係の参考値が公開されている(例えば, 土研資料 1982)。一方, 土木構造物の安定性評価については, Mohr-Coulomb の破壊規準に基づくせん断強度定数 (c, ϕ) を基本に, 極限平衡法による安定計算が用いられる。これらはいずれも利用上の便を考え, 設計において標準化された土質情報である。

これらと同様に, 飽和砂の液状化に対する抵抗の大きさを評価するための指標として, 繰返し載荷応力比と液状化に至る回数を示した液状化強度曲線が広く用いられており, 多くの研究者により様々な砂に対する実験曲線が公開されている(例えば, 石原 1976)。室内の繰返しせん断試験において計測された応力ひずみ関係や間隙水圧の時刻歴などを精度良く再現することを追及した前述の弾塑性構成モデル群も, この液状化強度曲線の再現を精度検証の重要な手がかりの一つと位置付けていた場合の多いことに注意すべきである。なお, 通常の弾塑性理論に基づく構成モデルは, 僅かな載荷応力比の変化による繰返し回数の急激な変化を十分に再現できない場合が多く, 一般に液状化強度曲線の勾配が実測よりも急になり易いと言われ

ている (田口 1997 など) . さらに, 厳密な構成モデルは実測された基本的物性を再現するためのパラメータ同定の手続きに, 相当の時間を要することがある.

本研究においては, 液状化を伴わない一般の地盤の地震時挙動予測を目的に提案された全応力解析用の簡易な繰返し載荷モデル (Wakai et al. 1997, 2001) の履歴曲線に修正を加えることにより, 液状化による被害程度を簡便に予測するための新たな手法を提案する. 特に液状化に至るまでの繰返し回数を, 繰返し載荷応力比に応じて自由に調整できるようなモデル化上の工夫を行い, 液状化前の $G-\gamma, h-\gamma$ 関係ならびにせん断強度, さらに液状化強度曲線の再現性に重点をおいた簡易な全応力モデルを構築した. これは大ひずみ時に履歴曲線を変形させることで, 液状化に至るまでの応力ひずみ関係を表現しようとした吉田ら (1998) の全応力モデルの発想に類するものである.

提案されるモデルでは, 地震中に発生する間隙水圧の大きさ自体や, 水圧の消散に伴う遅れ沈下を考慮できないため, 液状化抑止のための排水工法の評価などには適用することができないが, 質的・量的に十分なデータが揃っていない場合の簡易な液状化被害予測モデルとして, 工学的には十分に意味がある:

2. 数理モデル

通常の全応力モデルに基づく動的応答解析と同様に, 以下の運動方程式を Newmark の β 法に基づく時間積分アルゴリズムにより解く.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + \{p\} = -[M]\{\ddot{U}\} \quad (1)$$

$\{p\}$ は内部応力に等価な節点力ベクトルであり, 線形弾性体では $\{p\} = [K]\{u\}$ である. $[M], [C], [K]$ はそれぞれ質量, 減衰, (初期) 剛性マトリクス, $\{u\}, \{U\}$ はそれぞれ (各位置の) 相対変位, (基盤の) 絶対変位ベクトルである. 減衰マトリクスの導出には Rayleigh 減衰を仮定した.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (2)$$

弾塑性挙動時の応力ひずみ関係は次式で与えられる.

$$\dot{\sigma}_{ij} = \left[D_{ijkl} - \frac{D_{ijpq} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{pq}} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}} D_{mnlk}}{-\frac{\partial f}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial \varepsilon_{ij}^p} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} D_{ijkl} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kl}}} \right] \dot{\varepsilon}_{kl} \quad (3a)$$

$$D_{ijkl} = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \delta_{ij} \delta_{kl} + \frac{E}{2(1+\nu)} (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \quad (3b)$$

$$G_0 = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3c)$$

$$\begin{cases} h = \gamma = \bar{\gamma}(\varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ij0}) & (\text{on 骨格曲線}) \\ h = \bar{\gamma} = \bar{\gamma}(\varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ij0}) & (\text{on 履歴ループ}) \end{cases} \quad (3d)$$

本モデルでは, せん断応力とせん断ひずみの代表量として以下の $\bar{\tau}, \bar{\gamma}$ が用いられているが, 式(3d)のようにある量により差し引いた相対値を引数とする場合が多い. 式(3d)における添字 0 および a を付したひずみテンソルは, それぞれ初期および最新の載荷方向反転時の値を示す.

$$\bar{\tau}(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} \sin\left(\frac{\pi}{3} + \Theta\right) \quad (4a)$$

$$\bar{\gamma}(\varepsilon_{ij}) = 2 \cdot \sqrt{J_2} \sin\left(\frac{\pi}{3} + \Theta\right) \quad (4b)$$

$$\Theta = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left(-\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \right) \quad \left(0 < \Theta < \frac{\pi}{3} \right) \quad (4c)$$

J_2, J_3 は偏差応力の第二, 第三不変量, * を付したものは同じく偏差ひずみの不変量である.

処女載荷時の骨格曲線および載荷方向反転後の履歴ループ上での降伏関数はそれぞれ f, f' のように与える. f の右辺は双曲線状の応力ひずみ関係 ($\bar{\tau}$ の最大値が τ_f) を与える. f' の右辺はより高次の曲線形状を表現できる.

$$f = \bar{\tau}(\sigma_{ij} - \sigma_{ij0}) - \frac{G_0 \cdot \bar{\gamma}(\varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ij0})}{1 + \frac{G_0 \cdot \bar{\gamma}(\varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ij0})}{\tau_f}} \quad (5a)$$

$$f' = \bar{\tau}(\sigma_{ij} - \sigma_{ij0}) - \frac{a \cdot \bar{\gamma}(\varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ij0})^n + G_0 \cdot \bar{\gamma}(\varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ij0})}{1 + b \cdot \bar{\gamma}(\varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ij0})} \quad (5b)$$

G_0 は初期せん断弾性係数, b, n は履歴ループの形状および目標とする $h-\gamma$ 関係などから決まる定数である.

$b \cdot \gamma_{G0}$ および n を簡易に決定するための線図を図-1 に示す. $\gamma_{G0} = \tau_f / G_0$ である. $b \cdot \gamma_{G0} = 0.5$ の時に履歴ループは双曲線となり骨格曲線と形状が一致するため, 本モデルは修正 Hardin-Dmevich モデル (1972) と一致する.

せん断強度 τ_f は Mohr-Coulomb の降伏規準に従うので,

$$\tau_f = c \cdot \cos \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \phi \quad (6)$$

である. 液状化解析においては $c = 0$ と仮定する.

式(5b)における a は履歴ループの始点・終点の位置関係から定まり, 載荷方向折返し毎に更新される. 具体的には, $(\bar{\gamma}, \bar{\tau})$ 平面上の履歴ループの縦横の長さをそれぞれ $(\bar{\gamma}_b, \bar{\tau}_b)$ とすると, a は次式で求められる. これより, b, n の値によらず履歴ループは常に所定の始点と終点を通る.

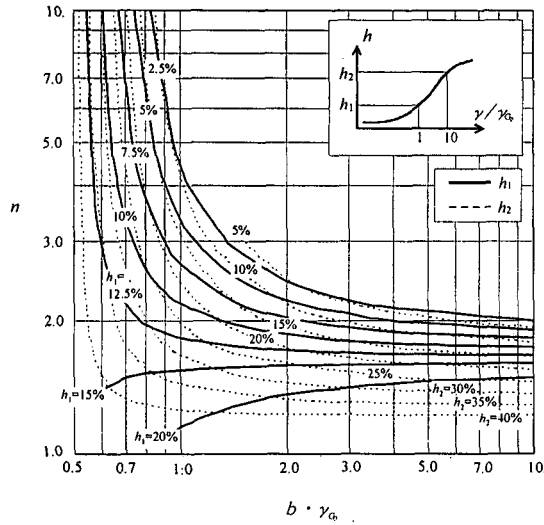


図-1 b および n を簡易に決定するための線図

$$a = \frac{1}{\tilde{\gamma}_b^n} \{ \tilde{\tau}_b (1 + b \tilde{\gamma}_b) - G_0 \tilde{\gamma}_b \} \quad (7)$$

以上の他、履歴ループが連続的に骨格曲線に接続するための補正法、応力レベルの変化に連動した折返し参照点の更新など、細かな補正については文献(若井・鶴飼 1999)を参照されたい。

液状化解析では非排水(等体積)状態を仮定するため、処女載荷時の骨格曲線および載荷方向反転後の履歴ループ上での塑性ポテンシャルは、それぞれ g および g' で与えられる。互いに引数が異なることに留意されたい。

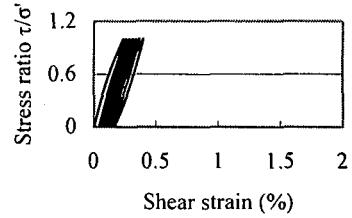
$$g = \sqrt{\bar{J}_2 (\sigma_{ij} - \sigma_{ij0})} \quad (8a)$$

$$g' = \sqrt{\bar{J}_2 (\sigma_{ij} - \sigma_{ija})} \quad (8b)$$

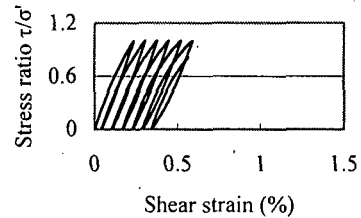
今回は繰返し載荷による履歴曲線の変化を考慮するため、載荷方向が折返される毎に、式(7)で履歴ループの形状を指定する際の $\tilde{\gamma}_b$ の与え方について修正を施す。履歴ループの割線勾配が $\tilde{\tau}_b / \tilde{\gamma}_b$ であることから、これを操作するために $\tilde{\gamma}_b$ を修正することにした。

初期状態に対する相対ひずみ増分 $d\gamma$ の符号の正負により載荷・除荷が規定されると仮定すると、おのおのの状態に対応する $\tilde{\gamma}_b$ の補正係数 ($\tilde{\gamma}_b$ に乗ずる係数)、すなわち s_L および s_U が定義される。正值の時には繰返し載荷によりひずみ振幅が漸増する現象(液状化など)を、負値の時には漸減する現象を表すことが出来る(若井 2000)。 s_L と s_U がともに 1 の時には、修正前のモデルと一致する。

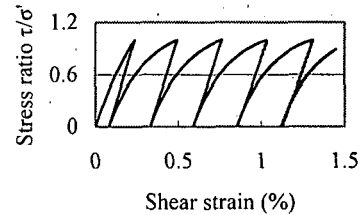
これらの値は応力、ひずみ値もしくは累積仕事量などの関数となりうるが、次章の振動台実験の再現計算において



(a) $s_L = 0.1, s_U = 0$



(b) $s_L = 0.3, s_U = 0$



(c) $s_L = 0.3, s_U = -0.3$

図-2 繰返し載荷によるせん断ひずみの蓄積(モデル)

は簡単化のため一定値と仮定し、続く液状化実験の再現計算においては、載荷方向反転時のせん断ひずみの大きさに依存して変化するものと仮定する。

3. 乾燥砂からなる斜面の振動台実験の解析(予備的検討)

モデル修正の妥当性を検証するには、模型実験や要素試験結果の再現を試みる事が有効である。地震動の継続時間が長い(繰返し回数が多い)場合など、一波あたりの地震動のエネルギーが小さいにもかかわらず、初期せん断応力の影響により変形が徐々に蓄積していくような現象では、先に述べたような s_L と s_U を導入したモデル化が必要と思われる。ここでは(財)鉄道総合技術研究所において行われた、乾燥した豊浦砂からなる斜面に関する 1G 場の振動台実験(館山 2000)の結果(沈下時刻歴)を再現することで、このような s_L と s_U の導入による履歴ループの修正の有効性を検証した。

これらの定数の変化による繰返しせん断時の挙動の相違について、一例を図-2に示す。 s_L と s_U 以外の材料定数の選択については、Pradhan & Tatsuoka (1989)による繰返しねじりせん断試験結果(密詰め砂)を再現するのに用い

たパラメータ (若井 2000) を用いた。また繰返し载荷中の負のダイレイタンスを考慮するため、本章では式(8a)および(8b)に代わり、Rowe (1962) の応力ダイレイタンス式に基づく塑性ポテンシャル (若井 2000) を採用した。

これらの解析結果から分かるように、パラメータ s_L と s_U の値に応じて、繰返しによるせん断ひずみの蓄積の割合が異なる。初期载荷側に徐々にひずみが蓄積していく現象では、 s_L が大きいほど、また s_U が小さいほどひずみの進行が速くなる。初期せん断の影響によるひずみの繰返し漸増現象は室内要素試験により容易に調べられる。実際の特性に合うように s_L と s_U を決めることが望ましい。

振動台実験結果 (館山 2000) の再現に用いた有限要素メッシュを図-3 に示す。振動台実験における変位や加速度の実測点位置も図中に示した。「A...」は水平加速度、「D...」は水平または鉛直変位である。図中の矢印は各値の正方向を示す。メッシュの下端を固定、左右端は鉛直のみ自由の境界条件とした。入力波は実測すなわち振動台実験の台加速度波形 (図-4) (5Hz の正弦波形) をそのまま用いた。実験では斜面の表面をメンブレンで被い、内側から弱い負圧 (0.17 kPa) で吸引することで疑似的に小さい粘着力を発生させている。解析でも同様に、自重による初期応力の他に等方圧縮応力 0.17 kPa を加えた。また実験では盛土天端に若干のサーチャージがあるので、解析においても盛土天端に接する要素の単位体積重量をサーチャージの分だけ大きくすることで、サーチャージの作用している斜面内の初期応力状態を再現した。

材料定数はできるだけ要素試験結果に基づいて決定した。 G_0 は拘束圧の平方根に比例すると仮定した。拘束圧 10 kPa の平面ひずみ圧縮試験から得られた応力ひずみ関係を用いて、ピーク応力のちょうど半分が作用している時の割線変形係数 (いわゆる E_{50}) をもとに、当該拘束圧レベルでの G_0 を決定 ($G_0 = 0.5E_{50} / (1 + \nu)$) した。割線変形係数 E_{50} と初期接線変形係数 (いわゆるヤング率 E_0) との関係は、 $E_{50} = 0.5 \cdot E_0$ で与えられると仮定した。これは本モデルのように、応力ひずみ曲線を双曲線と仮定した場合に成り立つ幾何学的関係である。ポアソン比は $\nu = 0.3$ と仮定した。強度定数については平面ひずみ試験や三軸圧縮試験の結果などから $c = 0$ 、 $\phi = 42^\circ$ とした。ダイレイタンスの大きさを操作する定数は $K_{cv} = 3.5$ と仮定した (龍岡 1987)。拘束圧 50 kPa の繰返し三軸圧縮試験から求めた $h-\gamma$ 関係をもとに、図-1 より $b \cdot \gamma_{c0} = 8.0$ および $n = 1.4$ とした。繰返し载荷によるせん断ひずみの累積状況について十分な室内試験の結果が得られていないため、履歴ループの修正に必要な各パラメータについては、図-2(c)に従い、 $s_L = 0.3$ 、 $s_U = -0.3$ とした。

実験 (館山 2000) および解析の時刻歴 (変位 D05 および D06) を図-5 に示す。図中の解析結果には、比較のため、修正前のモデル (s_L と s_U がともに 1) により得られた結果も示した。修正後のモデルでは、変位増加の割合が等加速度的に大きくなる傾向を再現できるようになったものの、実験のように突然急増する傾向は見られない。実験結果により近い時刻歴を得るには、 s_L と s_U の値がひずみの増加とともに急増するモデル化が考えられる。これはすでに述べたように、液状化強度曲線をいかに緩い勾配にする

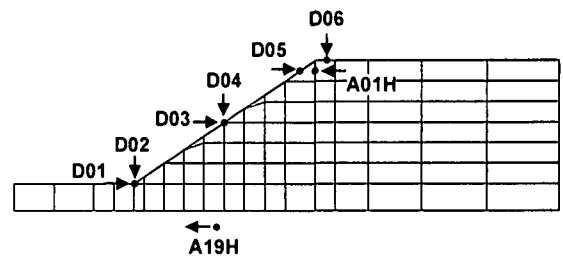


図-3 有限要素分割 (8 節点) と実験における計測位置

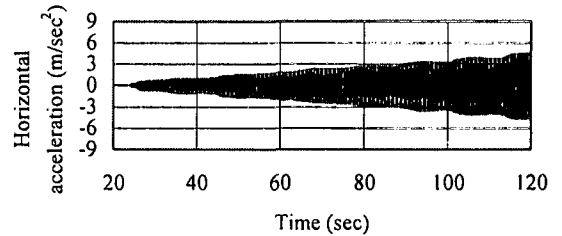


図-4 実験 (館山 2000) で計測された台加速度 A19H

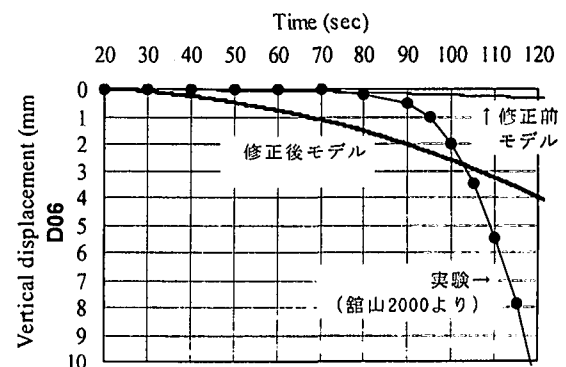
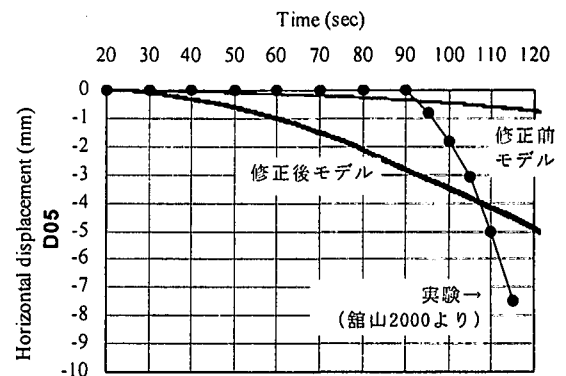


図-5 実験 (館山 2000) と解析の結果の比較 (繰返し载荷によりひずみの漸増を考慮した修正後モデルと修正前モデルの解析結果)

かという命題と、モデル化上は類似した問題である。本章では応力レベルによらず s_L と s_U の値を一定値としたが、次章の液状化解析においては、これをひずみレベルに依存する形に修正することを試みる。

4. モデルの再修正と砂地盤上の盛土の液状化解析

液状化解析に適用しうるモデルすなわち適切な液状化強度曲線を得られるモデルを開発するためには、僅かな載荷応力比の変化による繰返し回数の急激な変化を十分に再現できる工夫が必要である。そのためには、前章で述べたように、 s_L と s_U の値がひずみの増加（または累積塑性仕事など）とともに急増するモデル化が有効である。

ここでは簡単化のため、載荷方向反転時に設定される s_L と s_U の値について、ともにその瞬間の γ (式(3d)参照) に依存して更新されると仮定する。ただし振動台実験の時のように片振りの振動によるひずみの一方向への漸増ではなく、繰返し載荷とともに両振幅が増加して行く現象をモデル化するために、 s_L と s_U の値はともに正值とした。すなわち、

$$s_L = s_U = 1 + \left(\frac{\gamma}{\xi} \right)^\zeta \quad (9)$$

ここに ξ, ζ は定数であり、液状化強度曲線が実測と合うように設定する。 γ のべき乗の形を採用したのは、繰返し載荷時の急なひずみ振幅の増加現象を表現するためである。また、液状化強度曲線の操作を容易にするため、以降の液状化解析においては、 G_0 が地盤の初期平均有効応力 σ_{m0}' に比例する（初期剛性比 G_0/σ_{m0}' が一定）と仮定することに留意されたい。

G_0/σ_{m0}' が一定であれば、式(9)に基づいて液状化強度曲線を求めるのは比較的容易である。繰返し載荷のせん断応力振幅が $\hat{\tau}$ である場合を想定すると、処女載荷時のひずみ振幅 γ は次式で与えられる。なお $c=0$ を仮定しているので、式(6)より $\tau_f = \sigma_{m0}' \sin \phi$ となる。簡単化のため、ここでは中間主応力の影響は無視した。

$$\gamma = \frac{\hat{\tau}}{G_0 \left(1 - \frac{\hat{\tau}}{\tau_f} \right)} = \frac{\left(\frac{\hat{\tau}}{\sigma_{m0}'} \right)}{\frac{G_0}{\sigma_{m0}'} \left(1 - \frac{1}{\sin \phi} \times \frac{\hat{\tau}}{\sigma_{m0}'} \right)} \quad (10)$$

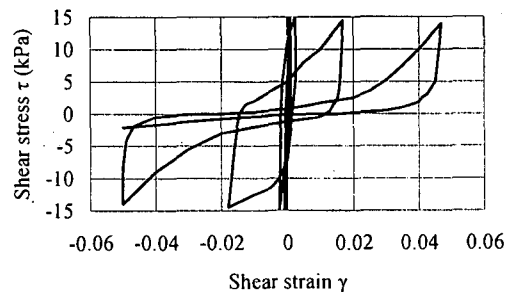
上式の右辺に式(9)で与えられる係数を逐次乗じていきながら、所定のひずみ振幅（例えば両ひずみ振幅で10%）を超えるひずみに至るまでの回数 N' を数える。液状化強度曲線の横軸となる繰返し回数 N は、ちょうど N' の半分の値である。式(9)を見ると分かるように、ひずみ振幅 γ が ξ を超えたあたりからひずみ振幅の急激な増加が見られる。またその増加の急激さの度合いを操作するのが ζ である。 ξ に極めて大きな値を代入すると、このモデルは元の修正前のモデルに戻る。

本章では渦岡 (2000) により紹介されている室内要素試験の結果ならびに砂地盤上の盛土の動的遠心模型実験 (Koseki et al. 1994) の結果の再現を試みることで、新たに提案した手法の有効性を検証する。なお、本研究で提案した手法はあくまで簡便法であり、厳密な液状化解析を行う場合には、本モデルによらず有効応力モデルに基づく連成解析が必要であることを改めて付記しておく。

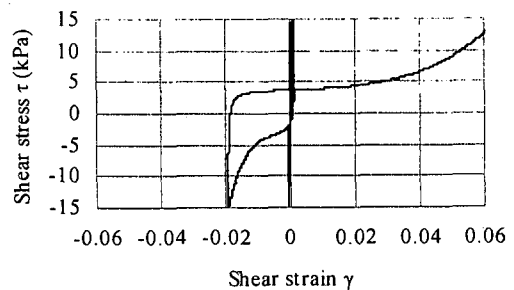
図-6 は建設省土木研究所において実施された、豊浦砂に対する非排水繰返し中空ねじり試験 (1998) の結果と本モデルによるその数値シミュレーション (全応力解析) である。ここで用いた定数を表-1 に示す。 $c=0$ とした。初期拘束圧 σ_{m0}' は 65kPa である。渦岡 (2000) は Oka et al. (1992) のモデルに改良を施した構成モデルについて検討を行い、その有効応力解析を行っているが、表-1 の定数はここで用いられた定数を一部参考にして設定したものである。 b, n は液状化時の履歴ループの形状などをもとに決定した。また液状化強度を操作するための新たなパラメータ ξ, ζ に

表-1 材料定数の一覧 (要素試験の再現)

G_0 (kPa)	86100
ϕ (deg)	25
$b \cdot \gamma_{c0}$	1.6
n	5
ξ	0.00091
ζ	4



(a) 実験結果 (渦岡 2000 より引用)



(b) 解析結果 ($\xi = 0.00091, \zeta = 4$)

図-6 中空ねじり試験のシミュレーション

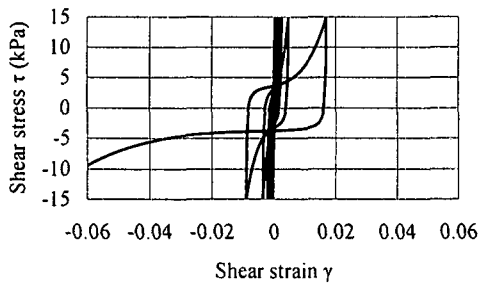


図-7 中空ねじり試験のシミュレーション
($\xi = 0.01, \zeta = 1$ のケース)

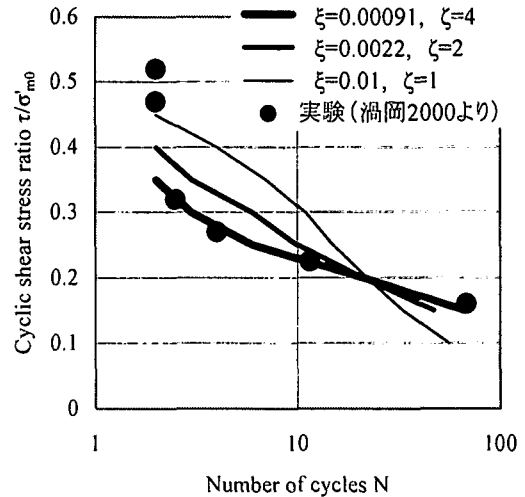


図-8 本モデルに基づく液状化強度曲線

表-2 材料定数の一覧 (遠心模型実験の再現)

	飽和砂	盛土
G_0 (kPa)	$G_0 / \sigma'_{mo} = 1830$	52400
ν	0.49	0.33
c (kPa)	0	5
ϕ (deg)	25	25
$b \cdot \gamma_{G_0}$	1.6	1.6
n	5	5
ξ	0.00091	10^{20}
ζ	4	—
γ (kN/m^3)	18.9	19.2

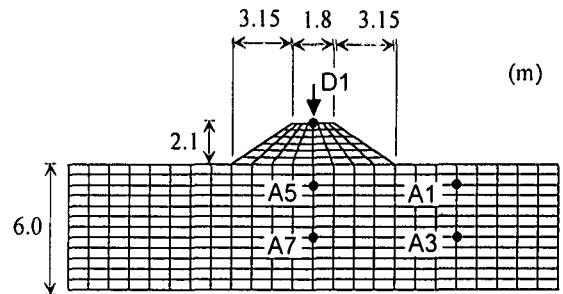


図-9 有限要素分割 (8 節点) と実験における計測位置

については、液状化強度曲線の実測値 (渦岡 2000) をもとに $\xi = 0.00091, \zeta = 4$ と設定した。

図-6 の解析結果において、せん断ひずみの増加とともに急激にひずみ振幅が増大する (剛性が低下する) 液状化現象が定性的に再現されていることが分かる。 ξ, ζ の値の取り方いかんにより、このひずみ増加の急激さの度合いが変化することは確認済みである。例として、 $\xi = 0.01, \zeta = 1$ としたケースの解析結果を図-7 に示す。大ひずみに至った後のひずみ増加割合が、図-6 の解析結果と比べて若干鈍化していることが分かる。

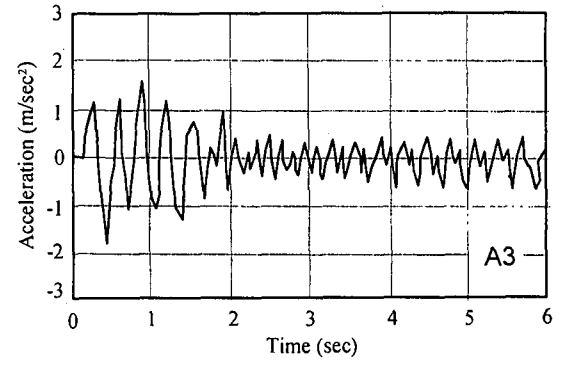
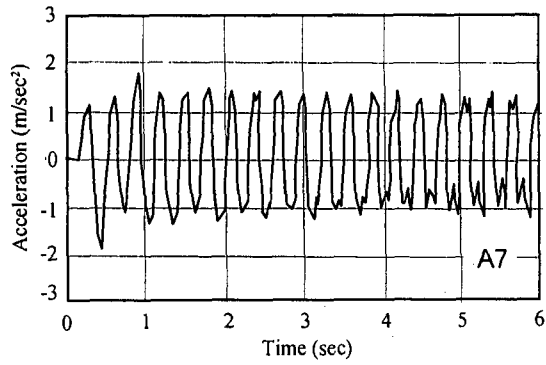
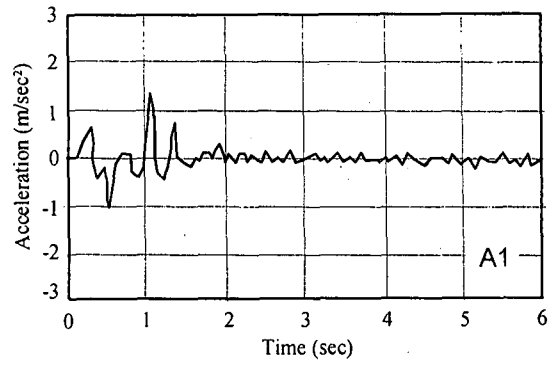
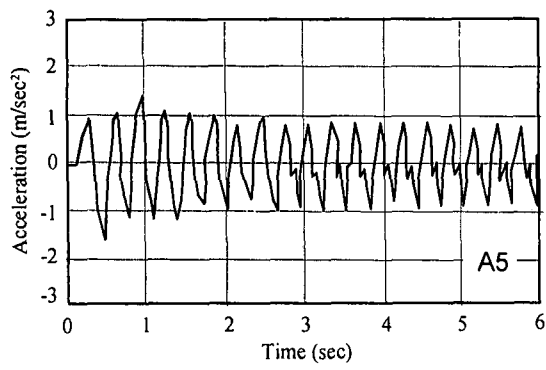
一方、液状化強度曲線 (両ひずみ振幅 10% で液状化と判断) に関して、本モデルと実測との比較を図-8 に示す。比較のため、図-6 と図-7 で用いた ξ, ζ の値以外に、 $\xi = 0.0022, \zeta = 2$ のケースについても液状化強度曲線を示した。このように、 ξ, ζ の値を変化させることにより、任意の液状化強度曲線の勾配を再現することが可能である。次にこれらの違いが液状化時の盛土の沈下量にどのような影響を与えるのかを調べる。

図-9 は解析対象とする動的遠心模型 (Koseki et al. 1994) に対応する有限要素メッシュである。遠心実験における変位や加速度の実測点位置も図中に示した。「A...」は水平

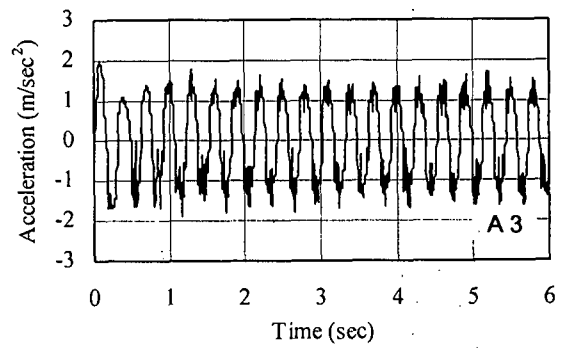
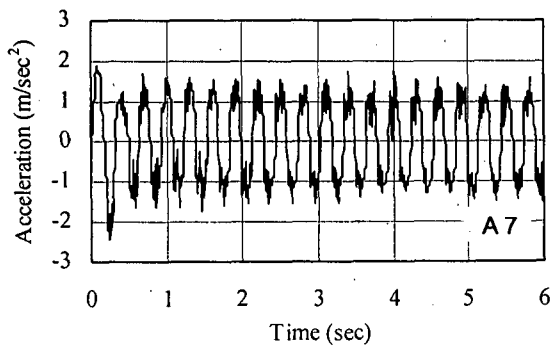
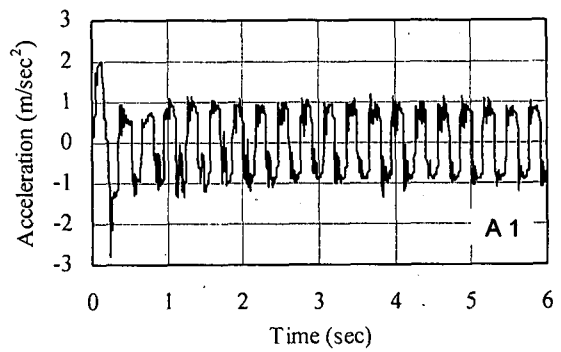
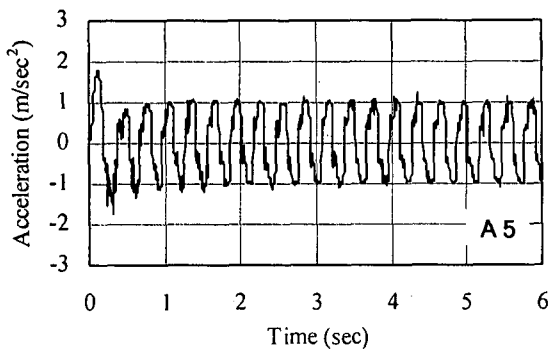
加速度、「D...」は鉛直変位である。実験では地盤中の間隙水圧も数箇所計測しているが、本モデルは間隙水圧の予測が出来ないので、図からは省略した。

渦岡 (2000) を一部参考に、表-2 のような材料定数を用いて、本モデルによる動的遠心模型実験の全応力解析を行った。盛土は非液状化材とし、不飽和のため見かけの粘着力を考慮した。実験の振動台の加速度波形を、解析の基盤入力加速度とすることが望ましいが、今回は形状の近い正弦波形 (0.3sec 周期, 20 波) に置換して解析を行った。実験のように、入力波振幅を 3 段階に変化させ、それぞれのケースでの盛土天端の沈下量などを比較した。

入力加速度 (正弦波) 振幅が 1.8m/sec^2 のケースの結果について、各点の加速度および天端の変位の時刻歴を実験と解析 (ただし $\xi = 0.00091, \zeta = 4$ のケースのみ) で比較したものが、それぞれ図-10 と図-11 である。盛土直下の加速度応答の傾向は良く再現されているが、水平地盤部の応答については、液状化後の応答の減少をある程度は再現しているものの、その絶対値は過大に評価されている。この点については渦岡 (2000) もほぼ同様の傾向の解析結果を示しており、それが Rayleigh 減衰 (剛性比例型) の定数を更新することで改善されると指摘している。



(a) 実験結果 (渦岡 2000 より)



(b) 解析結果 ($\xi = 0.00091$, $\zeta = 4$ のケース)

図-10 地盤内各位置の応答加速度の時刻歴 (実験と解析の比較) (入力波の加速度振幅 1.8m/sec^2)

天端の変位量は実測より若干下回る結果となったが、今回の解析での入力地震波形が実験と異なること、定数が室内試験の結果に必ずしも準拠していない可能性があることなどを加味すると、両者の一致度は比較的良好と考えられる。図-12 は加振終了時の系全体の変形図である。液状化により地盤が側方流動し、盛土全体が沈下していることが分かる。

図-13 は ξ, ζ の値を3通りに変化させた各ケースの解析結果と実験とを比較したものであるが、入力加速度の振幅とともに盛土の天端の沈下量がどのように変化するかを示したものである。いずれの解析ケースも実験結果の傾向を良く再現している。液状化強度曲線の勾配が過大なケースでは、せん断応力比の高い荷状態における液状化まで

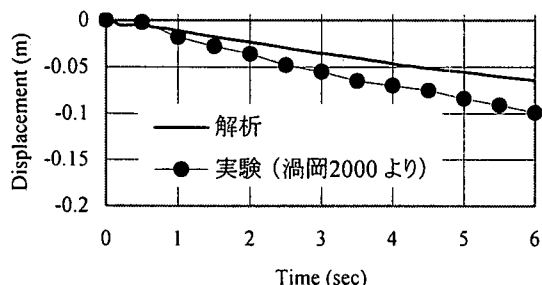


図-11 盛土天端の変位の時刻歴 (実験と解析の比較)
(図-10 と同一のケースについて)

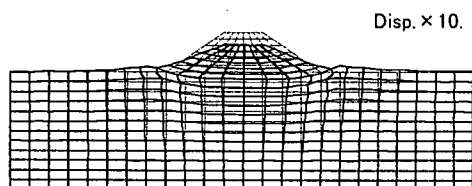


図-12 地震後の残留変形状 (解析の結果)
(図-10 と同一のケースについて)

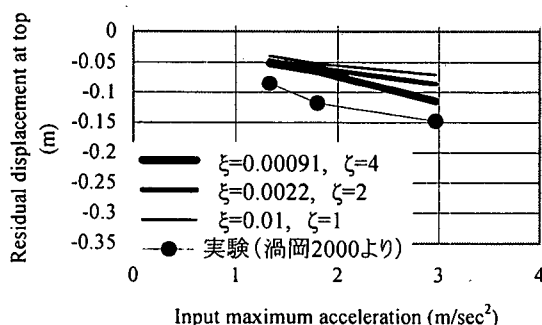


図-13 各ケースの盛土天端の沈下量
(実験と解析の比較)

の繰返し回数を過大評価するため、結果的に残留沈下量がより小さめになっている。本モデルのように適切に液状化強度曲線を考慮した解析は有効であることが確認された。

なお、実際には液状化後の水圧消散により、地盤がさらに沈下する場合も考えられるため、本モデルに基づく解析結果の定量的評価にあたっては、さらなる検討が必要であろう。例えば、繰返し载荷により生じたひずみ振幅などを手掛かりに蓄積された間隙水圧を推定し、これをもとに水圧消散後の沈下量を予測するための変形解析を行い、液状化による残留変形に加え合わせるなどの修正法も考えられる。これについては今後の課題としたい。

5. まとめ

本研究により得られた主な知見をまとめると以下のとおりである。

- (1) 著者らが提案していた簡易な土の繰返し载荷モデル (全応力モデル) の履歴曲線の形状を修正し、新たに液状化による被害程度を簡便に評価するための手法を提案した。乾燥砂斜面に関する 1G 場の振動台実験結果の再現計算において認められた問題点に基づいて、より精度良く液状化土の応力ひずみ関係を表現しうるモデル化上の工夫を行った。修正モデルの妥当性は、砂地盤上の盛土の動的遠心模型実験結果との比較により検証された。
- (2) 本モデルは、従来の弾塑性モデルでは取り扱いが難しかった液状化強度曲線の勾配の減少を極めて容易に実現できることが分かった。液状化強度曲線の勾配が過大であると、地震後の残留沈下量を過小評価することがある。
- (3) 本モデルは、地震中に発生する間隙水圧の大きさ自体や、水圧の消散に伴う遅れ沈下を考慮できないため、液状化抑止のための排水工法の評価などには適用することができない。本モデルに基づく解析結果の定量的評価にあたっては、さらなる検討が必要である。これについては今後の課題である。
- (4) 本来は厳密な有効応力解析に基づいた液状化の再現が最も望ましいが、その前段階の予備的検討や、十分な土質情報のないケースなど、概略的な予測をせざるを得ない場合に本手法は有効である。

謝辞

本研究において模型実験の結果等を文献を通じて引用させて戴いた、東京大学の古関潤一先生、東北大学の渦岡良介先生、(独) 土木研究所 旧 動土質研究室 松尾修氏 (現 国土技術政策総合研究所) をはじめ研究室の方々、(財) 鉄道総合技術研究所の館山勝氏らに記して深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 土研資料：地盤の地震時応答特性の数値解析法 - SHAKE:DESRA -, 1982.
- 2) Hardin, B.O. and Dmievich, V.P. : Shear modulus and damping in soils : Design equations and curves, Proc. ASCE,

- No.SM7, Vol.98, pp.667-692, 1972.
- 3) 福武毅芳・松岡元：任意方向単純せん断におけるダイレイタンスの統一的解釈，土木学会論文集，No. 412/III-12, pp.143-151, 1989.
 - 4) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. : Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 2, pp.1-15, 1992.
 - 5) 市村強・堀宗朗：都市強震動予測のためのマクロ・ミクロ解析手法の現状について，応用力学論文集，Vol. 2, pp. 469-476, 1999.
 - 6) 石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，p. 253, 1976.
 - 7) Kabilamany, K. and Ishihara, K. : Stress dilatancy and hardening laws for rigid granular model of sand, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 9, No. 2, pp.66-77, 1990.
 - 8) Koseki, J., Koga, Y. and Takahashi, A. : Liquefaction of sandy ground and settlement of embankments, *Proc. Int. Conf. CENTRIFUGE 1994*, pp. 215-220, 1994.
 - 9) Nishi, K. and Kanatani, M. : Constitutive relations for sand under cyclic loading based on elasto-plasticity theory, *Soils and Foundations*, Vol. 30, No.2, pp.43-59, 1990.
 - 10) Oka, F., Yashima, A., Kato, M. and Sekiguchi, K.: A constitutive model for sand based on the non-linear kinematic hardening rule and its application, *Proc. 10th World Conf. Earthquake Engineering, Madrid*, pp.2529-2534, 1992.
 - 11) Pastor, M. and Zienkiewicz, O. C.: A generalized plasticity, hierarchical model for sand under monotonic and cyclic loading, *Proc. 2nd Int. Sym. Numerical Models in Geomechanics, Ghent*, pp.131-150, 1986.
 - 12) Pradhan, T. B. S. and Tatsuoka, F. : On stress-dilatancy equations of sand subjected to cyclic loading, *Soils and Foundations*, Vol. 29, No. 1, pp.65-81, 1989.
 - 13) Rowe, P.W. : The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact, *Proc. Royal Soc., London, Series A, Vol.269*, pp.500-527, 1962.
 - 14) 田口洋輔：液状化による地盤・基礎構造物の3次元挙動に関する研究，岐阜大学学位論文，1997.
 - 15) 館山勝：4.2.1 砂質土盛土1G場振動実験，高地震力に対する土構造物の耐震設計法に関する研究報告，土木学会，pp. 56-62, 2000.
 - 16) 龍岡文夫：土の強さと地盤の破壊入門，2.4.4 ダイレイタンス特性における法則性，地盤工学会，pp.71-76, 1987.
 - 17) 渦岡良介：地盤の液状化発生から流動までを予測対象とする解析手法に関する研究，岐阜大学学位論文，2000.
 - 18) Wakai, A., Ugai, K., Matsuo, O. and Shimazu, T. : Dynamic elasto-plastic analyses of the sliding displacement of embankment during earthquake, *Proc. Int. Sym. Deformation and Progressive Failure in Geomechanics, Nagoya*, pp.635-640, 1997.
 - 19) 若井明彦・鶴飼恵三：土の G- γ , h- γ 関係と Mohr-Coulomb の破壊規準を考慮した斜面の動的弾塑性応答解析，地震時の斜面の不安定化メカニズムと設計法に関するシンポジウム論文集，地盤工学会，pp.39-44, 1999.
 - 20) 若井明彦：4.4.2 砂質盛土の実験結果のシミュレーション，(1) 解析事例 1，高地震力に対する土構造物の耐震設計法に関する研究報告，土木学会，pp. 133-141, 2000.
 - 21) Wakai, A., Ugai, K., Sato, M. and Tazo, T. : Numerical analysis for seismic behavior of a slope based on a simple cyclic loading model, 4th Int. Conf. Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Paper No. 5.06 in CD-ROM, San Diego, 2001.
 - 22) 吉田望・規矩大義・末富岩雄・酒井達史：レベル2地震動に対する地盤の地震応答解析に関する検討，第10回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.805-810, 1998.
 - 23) Zienkiewicz, O. C. and Shiomi, T. : Dynamic behavior of saturated porous media; The generalized Biot formulation and its numerical solution, *Int. J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 8, No. 1, pp.71-96, 1984.

(2003年4月18日受付)