

傾斜地盤の液状化・流動過程のシミュレーション

佐藤忠信¹・文龍²・渦岡良介³

¹正会員 工博 京都大学防災研究所教授 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

²学生会員 京都大学大学院土木工学科 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

³正会員 博士 (工学) 東北大学大学院工学研究科 (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉06)

砂地盤の液状化・流動現象は砂の固体・液体間の相変化過程を含んだ現象と考えることができる。すなわち、液状化が発生する前段階までは固体的な挙動を、完全液状化以降は流体的な挙動を示すようになり、流動現象が発生する。また、過剰間隙水圧の消散やダイレイタンスー現象によって砂地盤の流動化現象が終息し、再び固体的な挙動を示すようになる。本研究ではこのような砂地盤の液状化・流動過程における相変化現象を解析するために、新しく提案した流弾塑性モデルを用いて、強制傾斜土槽を用いた振動台実験を対象とし、モデルの有効性を検討した。特に液状化した後の流動過程の流動速度と水平変位に着目し、解析を行った結果、流弾塑性モデルの解析結果が弾塑性モデルの解析結果より、実験結果をよく表現した。

Key Words : *liquefaction, elasto-plastic model, viscous fluid, effective stress analysis, shaking table test*

1. はじめに

1964年に発生したマグニチュード7.5の新潟地震は、信濃川の下流部に堆積した緩い砂地盤に発生した液状化現象によって、新潟市内の広範囲にわたって様々な被害をもたらした。この地震を契機に、液状化現象の力学的挙動の解明から液状化対策工法に至るまで精力的に研究が行われ、その成果は今日の耐震設計の実務に生かされている。しかしながら、1995年に発生したマグニチュード7.2の兵庫県南部地震では、埋立地を中心に広範囲な液状化が発生し¹⁾、建物の沈下²⁾、杭基礎の損傷³⁾、岸壁・防波堤の変形⁴⁾、⁵⁾など様々な被害が発生した。特に、重力式ケーソン岸壁の海側への水平変位に伴い、岸壁背後地盤では岸壁から数百mにわたって海側への残留水平変位が発生⁶⁾したことから、大きな水平変位を伴う液状化による流動現象が改めて注目されるようになった。液状化地盤の大きな水平変位については、濱田ら⁷⁾による航空写真真測量により、その変位量が定量的に明らかにされた。1964年新潟地震でも、信濃川の堤防付近で10m以上の永久水平変位が発生したことが報告されている。1995年兵庫県南部地震を契機に、液状化に伴う流動現象について、そのメカニズムの解明や対策方法の開発が盛んに行われるようになってきた。

地震時の液状化現象は飽和砂地盤が繰返しせん断応力を受けた際に、有効応力の減少に伴いせん断剛性が低下し、ついには粘性流体のようにせん断抵抗を失ってしまう現象⁸⁾である。さらに、液状化地盤が傾斜している場合などのように重力に基づく起動力があらかじめ地盤内に作用している場合には、液状化地盤の流動により大きな水平変位や沈下が生じ、構造物に大きな被害を及ぼす⁹⁾。また、Yasudaらの中空ねじり試験¹⁰⁾による液状化した砂の非排水せん断挙動に関する研究によると、液状化した砂の応力～ひずみ関係は、ある程度のせん断ひずみまでは非常に小さいせん断剛性を示すが、その後はせん断剛性が急激に回復することがわかっている。この剛性の回復は正のダイレイタンスーにより有効応力が増加することに起因していると考えられる。このような室内試験結果に基づけば、飽和砂の液状化過程は次の3つの過程に分類できる：

- 1) 初期状態から液状化発生まで：繰返し載荷により有効応力が減少する過程で土は固体的な性質を有する。
- 2) 完全液状化状態：有効応力がほとんど0となり、せん断剛性が非常に小さくなる過程で土は流体的な性質を有する。
- 3) その後のせん断剛性の回復：排水状態では過剰間隙水圧の消散、非排水状態では正のダイレイタンスー

シーにより有効応力が回復する過程で土は再び固体的な性質を回復する。

液状化過程における土の力学的な挙動を統一的に解析するためには、上記の3つの挙動を表現できるモデルが必要であり、固体から流体、流体から固体への変態過程を考慮しなければならない。

液状化過程の地盤変形の解析手法として、代表的な手法の一つは有効応力解析手法である。有効応力解析手法は固体力学に基づいて求めた土骨格と間隙水を連成させた場の方程式に砂の構成則を組み込んだものであり、初期状態から地震中の地盤の動的挙動さらには液状化発生までを対象としている。これまで、砂の繰返しせん断挙動に対する室内試験結果をもとに、固体力学に基づいた多くの砂の構成式が提案され、多様な応力条件下での応力～ひずみ関係やダイレイタンス挙動を再現することが可能となっている。一例として、繰返し弾塑性モデル¹¹⁾、弾塑性下負荷面モデル¹²⁾、densificationモデル¹³⁾などが提案されている。

また一方で、液状化が発生した後の流動過程のみを対象とした解析手法も提案されており、これらは固体力学に基づく手法と流体力学に基づく手法に分けられる。固体力学に基づく手法として、例えば、安田ら¹⁴⁾は液状化に伴う流動を簡便かつ実務的な精度で解析できる残留変形解析方法を提案している。Shamotoら¹⁵⁾は過剰間隙水圧比が100%に達した後(ポスト液状化)の地盤のせん断変形過程において、有効応力に依存しない変形成分を表現できる構成式を提案し、液状化後の地盤の残留変形量を解析的に求める方法を提案している。流体力学に基づく手法として、例えば、Uzuokaら¹⁶⁾は液状化した砂をBingham流体として解析する方法を提案し、比較的単純な境界条件下ではあるが流動力や流動後の大変形を定量的に予測している。他にもエネルギー原理に基づいたNewton粘性流体モデル¹⁷⁾、粘弾性モデル¹⁸⁾などが提案されている。

以上のような既往の解析手法は、液状化した砂の固体的な性質と流体的な性質のそれぞれに着目して、提案されたものであり、両者を融合したものではない。実際の液状化現象では固体・流体間の相変化過程が空間的にも時間的にも不均一に発生すると考えられ、ある時刻においては、固体的な性質を持つ領域と流体的な性質を持つ領域が混在することになる。このような問題に対応するには、固体と流体間の遷移領域を表現できる解析手法を開発する必要がある。要素レベルでの研究として、室内試験結果に基づき液状化後の砂のせん断ひずみを粒状体(固体)の性質による成分と不安定な砂粒子と水の混合体(擬塑

性流体)の性質による成分の和で表現する試み¹⁹⁾がなされているが、有限要素解析などに利用できる一般的な構成式にはなっていない。

本研究では、液状化時の相変化過程を表現できる構成式として、簡便かつ多次元解析にも適用可能な砂の構成式を提案する。これは繰返し弾塑性構成式とNewton粘性流体構成式を過剰間隙水圧比に依存した相変化制御関数を導入して、組み合わせたものである。以後提案する構成式を流弾塑性構成式と呼ぶ。この流弾塑性構成式を用いて、強制傾斜土槽を用いた振動台実験を対象とし、液状化した後の流動過程の流動速度と水平変位に着目し、解析を行いモデルの有効性を検討する。

2. 流弾塑性構成式とその定式化

(1) 構成式の基本

固体力学に基づく土と水の混合体の全応力と有効応力の関係は間隙水圧を用いて、以下のように表現できる。

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + p\delta_{ij} \quad (1)$$

ここに、 σ_{ij} は全応力テンソル、 σ'_{ij} は有効応力テンソル、 p は間隙水圧、 δ_{ij} はクロネッカーのデルタである。土骨格を弾塑性体と仮定した場合、有効応力は弾塑性体が負担する応力 σ'_{ij} となり、式(1)は次式のようになる。

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij}^{ep} + p\delta_{ij} \quad (2)$$

一方、流体力学における粘性流体の全応力は一般に次のように表せる。

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij}^{vf} + p\delta_{ij} \quad (3)$$

ここに、 σ_{ij}^{vf} は粘性流体が負担する粘性抵抗応力である。

式(2)と式(3)を比較すると、全応力から水圧を差引いた成分が、式(2)では土骨格の有効応力テンソルに、式(3)では粘性抵抗応力に相当していることがわかる。本研究では、この関係を利用して、液状化過程における固体・液体間の相変化をスムーズに表現できるモデルを提案する。すなわち、地盤が固体として振舞う過程では土・水の二相混合体の有効応力に相当する弾塑性体の応力 σ_{ij}^{ep} を用いる。一方、地盤が液体として振舞う過程では土・水の二相混合

体の粘性抵抗に相当する粘性流体の応力 σ_{ij}^v を用いる。そして、固体・液体間の遷移過程の応力については、固体の有効応力 σ_{ij}^{sp} と液体の粘性応力 σ_{ij}^v のそれぞれが分担すると仮定し、 σ_{ij}^{sp} と σ_{ij}^v の和で表すこととする。固体・液体の応力分担率は、後に示す過剰間隙水圧比に依存した相変化制御関数 α によって決定する。以上より、本研究で提案する流弾塑性構成式を次式に、概念図を図-1 に示す。

$$\sigma_{ij} = (1-\alpha)\sigma_{ij}^{sp} + \alpha\sigma_{ij}^v + p\delta_{ij} \quad (4)$$

弾塑性体の応力 σ_{ij}^{sp} の評価には、弾塑性理論に基づいた Oka ら¹¹⁾ の砂の繰返し弾塑性構成式を用いて、次式のように評価する。

$$d\sigma_{ij}^{sp} = D_{ijkl}^{sp} d\epsilon_{kl} \quad (5)$$

ここに、 D_{ijkl}^{sp} は有効応力増分～ひずみ増分の関係を表す弾塑性係数テンソル、 $d\epsilon_{kl}$ はひずみ増分テンソルである。なお、ここでは D_{ijkl}^{sp} の非線形性を考慮して、増分形で記述している。粘性流体の応力 σ_{ij}^v の評価には等方の Newton 粘性構成式を用いる。

$$\begin{aligned} \sigma_{ij}^v &= D_{ijkl}^v \dot{\epsilon}_{kl} \\ &= 2\mu' \dot{\epsilon}_{ij} + \lambda' \dot{\epsilon}_{kk} \delta_{ij} \end{aligned} \quad (6)$$

ここに、 D_{ijkl}^v は粘性係数テンソル、 $\dot{\epsilon}_{kl}$ はひずみ速度テンソル、 μ' はせん断粘性係数、 λ' は体積変化に関係する粘性係数である。

(2) 相変化制御関数 α

Yasuda ら¹⁰⁾ は液状化した砂の応力～ひずみ関係を調べるため、繰返しねじりせん断装置を用いて実験を実施した。実験は等方拘束圧を加え、非排水状態で一定振幅の繰返しせん断応力を加えて液状化をさせる。その後、非排水状態のまま、単調荷重を行った。その一例(豊浦砂, $Dr=50\%$, 有効拘束圧: 98 kPa)を図-2 に示す。図-2 から分かるように液状化した供試体に単調せん断応力を加えると、非常に小さいせん断応力で大きなせん断ひずみが発生している。そして、あるせん断ひずみが発生した後は、曲線が立ち上がり、強度が回復している。一方、過剰間隙水圧比は強度が回復する時点まで 1.0 を保ち、強度回復時点あたりから減少している。この剛性の回復は正のダイレイタンスーにより有効応力が増加することに起因していると考えられる。

また、Towhata ら²⁰⁾ は液状化した土の中に中空パイプを埋め込んだ後、加振中および加振終了後に、

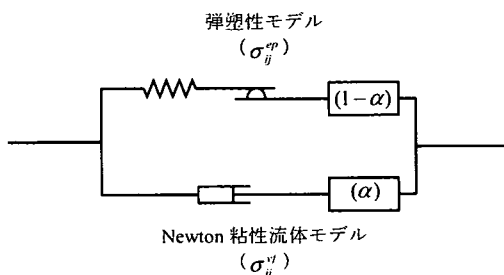


図-1 流弾塑性構成式 の概念

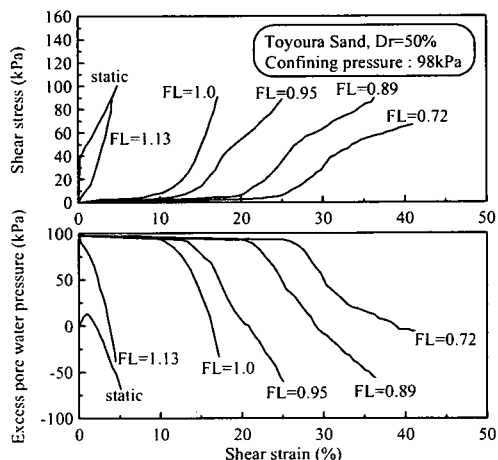


図-2 繰返しねじりせん断実験の結果¹⁰⁾

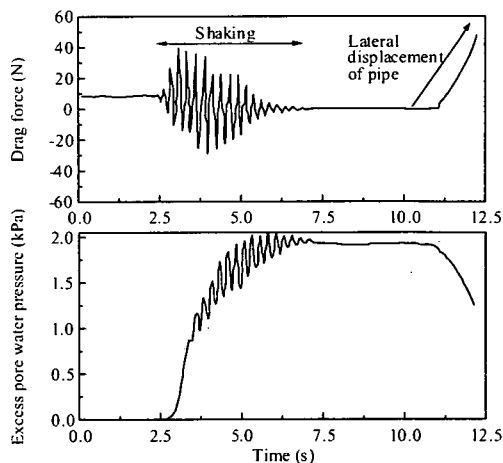


図-3 引張る力と間隙水圧の時刻歴²⁰⁾

そのパイプを引張る振動台実験を行い、引張る力とパイプの変位および地盤の過剰間隙水圧を調べた。その一例を図-3 に示す。液状化した地盤では引張る力がほとんど 0 であり、過剰間隙水圧が下がると急に引張る力が増加している。

このような実験から分かるように、液状化した土が流体的な挙動を示すのは有効応力がほとんど0になっている状態のときであり、有効応力が増加することにより、その剛性を回復する。

このような観点から、本研究で用いた相変化制御関数 α として図-4と式(7)に示す関数を導入した。図-4に示すように液状化が発生している状態では α を1.0に近い値とし、過剰間隙水圧比の減少とともに、急激に0になるようにパラメータをそれぞれ'a=31.0'、'b=30.7'とした。これは、砂が流体的な挙動を示すのは平均有効応力が0に近い状態に限られることをモデル化したものである。

$$\alpha = 1.0 + \tanh(a \times (1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0}) - b) \quad (7)$$

ここに、 σ'_m は平均有効応力、 σ'_{m0} は初期平均有効応力、 a, b はパラメータである。なお、ここでは $(1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0})$ を過剰間隙水圧比 (E. P. W. P. R) とよぶ。

提案した流弾塑性構成式を用いることによって、液状化過程は次のように表現される。初期状態から液状化発生までの過程では、 α が0.0であるため、固体力学に基づいた砂の繰返し弾塑性構成式が用いられる。液状化が発生すると、 α が0.0~1.0の値をとるため、繰返し弾塑性構成式とNewton粘性流体構成式を組み合わせた構成式が用いられる。その後、過剰間隙水圧の消散などに起因して平均有効応力が回復する過程においては、再び α が0.0に戻り、繰返し弾塑性構成式で媒質の挙動が表現される。

(3) 場の方程式と離散化

前述のように流弾塑性構成式では、流体の粘性抵抗応力と土骨格の有効応力テンソルとの等価性を仮定している。したがって、媒質の運動を記述するのに、 α の値に関わらず、Biot²¹⁾の固相と液相の二相から成る飽和孔質体の場の方程式を用いることができる。一般に流体解析では物質の移動をEular的記述法により表現するが、ここでは $\alpha=1.0$ の場合でも固体力学でのLagrange的記述法をそのまま用いる。本研究ではOkaら²²⁾により誘導された固相の変位 u と間隙水圧 p を未知数としたu-p formulationを用い、空間的にはFEM(釣り合い式)とFDM(連続式)により離散化し、時間的にはNewmarkの β 法により離散化する。u-p formulationでは、以下の事を仮定している。

- ① ひずみは、微小ひずみである。
- ② 間隙率の空間微分は0とする。
- ③ 液相の固相に対する相対加速度は、固相の加速度に比較して十分小さい。

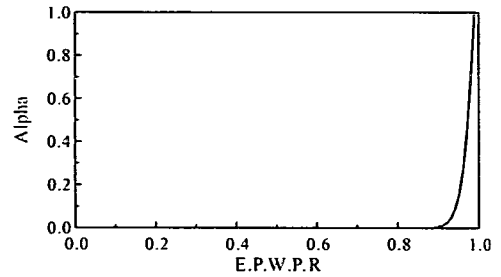


図-4 相変化制御関数 α

④ 土粒子は非圧縮性である。

a) 場の方程式

まず、混合体に対する釣り合い式は運動量保存則に基づいて、近似的に次式のように与えられる。

$$\rho \ddot{u}_i^s = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho b_i \quad (8)$$

ここに、 ρ は混合体の密度、 \ddot{u}_i^s は固相の加速度、 σ_{ij} は混合体の全応力、 b_i は物体力である。

一方、混合体の連続式は質量保存則に基づいて、次式のように表現される。

$$\frac{k}{\gamma_w} \left(\rho^f \dot{\epsilon}_{ii}^s - \frac{\partial^2 p_d}{\partial x_i^2} \right) - \dot{\epsilon}_{ii}^s + \frac{n}{K'} \dot{p}_d = 0 \quad (9)$$

ここに、 k は透水係数、 γ_w は液相の単位体積重量、 ρ^f は液相の密度、 ϵ_{ii}^s は固相の体積ひずみ加速度、 p_d は静水圧からの増加分としての過剰間隙水圧、 n は間隙率、 K' は液相の体積弾性係数である。

b) 離散化

釣り合い式(8)の空間的な離散化には有限要素法を用いる。有限要素の節点の変位ベクトル $\{u_N\}$ と過剰間隙水圧 p_d を要素内で一定値として重心で定義した過剰間隙水圧 p_{de} を用い、それを未知数とし、繰返し弾塑性構成式が増分形であることに留意すると、次式が得られる。

$$\begin{aligned} & [M]\{\ddot{u}_N\} + \{(1-\alpha)[C^m] + \alpha[C^v]\}\{\dot{u}_N\} \\ & + (1-\alpha)[K]\{\Delta u_N\} + \{K_v\}p_{de} = \{F_d\} - \{R_d\} \end{aligned} \quad (10)$$

ここで、各項のマトリックス、ベクトルは以下の通りである。

$$[M] = \int_V \rho [N]^T [N] dV \quad (11a)$$

$$[K] = \int [B]^T [D^op] [B] dV \quad (11b)$$

$$[C^op] = \alpha_0 [M] + \alpha_1 [K] \quad (11c)$$

$$[C^v] = \int [B]^T [D^v] [B] dV \quad (11d)$$

$$\{K_v\}_e = \int \{B_e\}_e dV \quad (11e)$$

$$\{F_d\}_e = \int \rho [N]^T \{b_d\}_e dV + \int [N]^T \{T_d\}_e dS \quad (11f)$$

$$\{R_{dl}\}_e = (1-\alpha) \int [B]^T \{\sigma^e_{l,t} - \sigma^e_{l,t=0}\} dV \quad (11g)$$

ここで、 $[M]$ は質量マトリックス、 $[C^op]$ はRayleigh減衰マトリックス、 $[C^v]$ はNewton粘性流体の粘性マトリックス、 $[K]$ は弾塑性モデルの剛性マトリックス、 $\{K_v\}_e$ は体積ひずみベクトル、 $\{F_d\}_e$ は地震により新たに作用する荷重ベクトル、 $\{R_{dl}\}_e$ は残差ベクトルである。

式(9)の連続式に対し、間隙水圧の項については要素の中心点を差分格子とした差分法²³⁾より、その他の項については釣り合い式の離散化で用いた方法より離散化を行うと次式が得られる。

$$\begin{aligned} \rho^e \{K_v\}_e^T \{\ddot{u}_N\} - \frac{\gamma_w}{k} \{K_v\}_e^T \{\dot{u}_N\} \\ - \xi' p_{dE} + \sum_{i=1}^A \xi'_i p_{dE_i} + A \dot{p}_{dE} = 0 \end{aligned} \quad (11)$$

ここで、 ξ' と ξ'_i は要素中心と隣り合う要素の間を差分格子として差分近似した間隙水圧に関する係数、 p_{dE_i} は当該要素と隣り合う要素の重心での過剰間隙水圧、 A は液相の圧縮性に関する係数である。さらに、空間離散化された釣り合い式(10)と連続式(11)に対して、Newmarkの β 法により時間離散化し、解くべき最終的な場の方程式が得られる。

3. 要素シミュレーションによる流弾塑性モデルの検討

(1) 線形弾粘性モデルを用いた検討

本研究で使用した有限要素解析コードは2次元液状化解析コード(L1QCA2D)をベースとして、ニュートン粘性流体モデルを組み合わせたものである。まず、新しく導入されたニュートン粘性流体モデルの効果を確認するため、線形弾粘性モデルを用いて、要素シミュレーションを行い、そのシミュレーション値と理論値を比較した。この有限要素解析コードでの線形弾粘性モデルは弾性モデルとニュートン粘性流体モデルを組み合わせることで表現した。解析を行った例題はVoigtモデルを用いた静的荷重過程と減衰自由振動を模擬した動的な過程である。

まず、静的な荷重過程ではVoigtモデルに対して、

表-1 理論と数値解析の解析条件

	静的解析	動的解析
ばね定数(μ)	10.0	10.0
粘性係数(η , kPa·s)	1.0	1.0
ステップ外力の計算時間(sec.)	1.0	10.0
収束する理論値(m)	0.1	0.1
質量(kg)		1.8

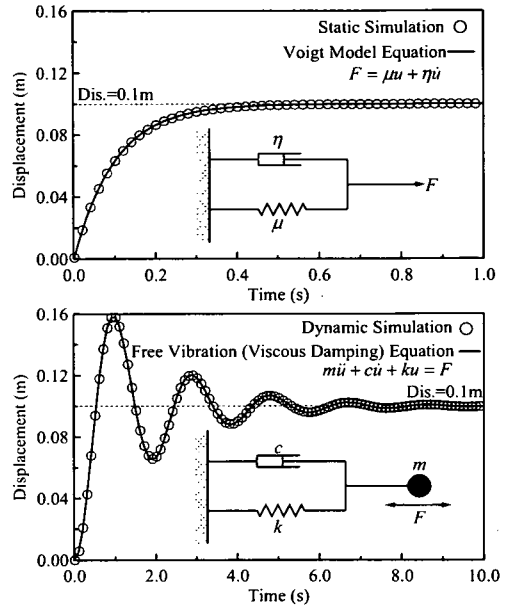


図-5 数値解析と理論値の結果

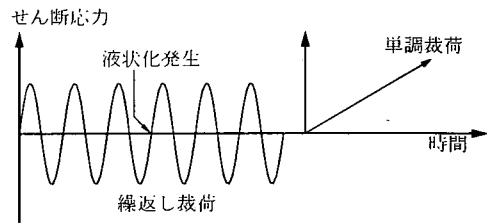


図-6 荷重の時刻歴

作用力 F と変位 u の関係は次式で表現できる。

$$F = \mu u + \eta \dot{u}, \quad u(0) = 0 \quad (12)$$

ここに、 μ はばね定数、 η は粘性係数である。

式(12)における理論値は次式で表現できる。

$$u(t) = \frac{1}{\mu} (1 - e^{-(\mu/\eta)t}) F(t) \quad (13)$$

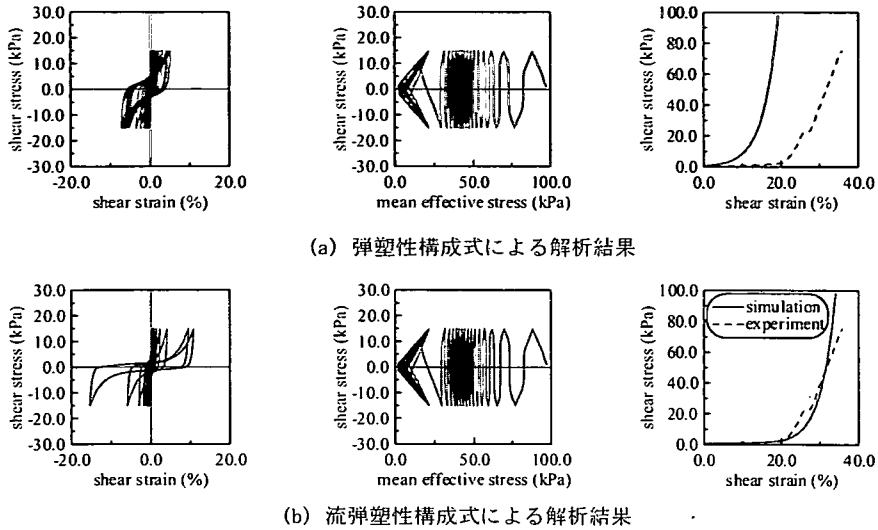


図-7 中空ねじり試験のシミュレーション (試験値は Yasuda ら¹⁰⁾による)

一方、動的な場合の減衰自由振動に対する運動方程式は次式で表現できる。

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F(t) \quad (14)$$

ここに、 m は質量、 c は粘性減衰係数、 k は剛性係数、 u は変位である。

式(14)に対しての境界条件($u_{t=0} = 0.0$, $\dot{u}_{t=0} = 0.0$)を考慮し、その理論値は次式で表現できる。

$$u = \delta_s \left\{ 1 - e^{-h\omega t} \left(\cos w't + \frac{h}{\sqrt{1-h^2}} \sin w't \right) \right\} \quad (15)$$

ここに、 $\delta_s = \alpha/\omega^2$ 、 $\alpha = F/m$ 、 h は減衰定数、 ω は固有円振動数である。

ここで、理論と数値解析の解析条件を表-1に示す。両者のシミュレーション値は理論値とほとんど一致していることが図-5により明らかである。したがって、本解析アルゴリズムを用いて流弾塑性モデルの要素シミュレーションが可能であることが分かる。

(2) 要素シミュレーションによる検討

提案した流弾塑性構成式の基本的な挙動を検討するため、図-6に示すような荷重過程(繰返し荷重後に単調荷重を実施)による単純せん断試験を対象として、一要素を用いた要素シミュレーションを実施した。対象とした実験は Yasuda ら¹⁰⁾により行われた非排水条件の中空ねじり三軸試験である。

a) 実験と解析条件

相対密度 50%の豊浦砂($G_s = 2.64$, $e_{max} = 0.977$, $e_{min} = 0.607$, $D_{50} = 0.12\text{mm}$, 拘束圧 $p_c = 98\text{kPa}$)を対象とし、弾塑性パラメータを設定した。繰返しせん断応力比 0.153 で繰返し回数 20.0 回目に液状化が発生する様に弾塑性構成式のパラメータを設定した。液状化が発生した後も連続して繰返し荷重を 27.0 回目($F_L = 0.95$)までかけた後、単調荷重を行った。なお、粘性流体の構成式を規定する 2 つの粘性係数はそれぞれ $\lambda' = 0\text{kPa}\cdot\text{s}$ 、 $\mu' = 0.3\text{kPa}\cdot\text{s}$ とした。

b) 解析結果

図-7は(a)弾塑性構成式および(b)流弾塑性構成式を用いて単純せん断の要素シミュレーションを行った結果を示している。図の左側は繰返し荷重中のせん断応力～せん断ひずみ関係、中央は繰返し荷重中の応力経路、右側は単調荷重中のせん断応力～せん断ひずみ関係を示している。液状化が発生する前(20.0回以前)では用いている構成式によらずほぼ同じ挙動をしているが、液状化が発生すると流弾塑性構成式を用いた場合の方が弾塑性構成式の場合に比べると、せん断応力が小さい部分でのせん断ひずみの発生が大きいことが分かる。この傾向は単調荷重の部分でも同じである。しかし、流弾塑性構成式を用いている場合でも、せん断応力が大きくなるとせん断ひずみの急激な増加はなくなり、再び固体的な挙動を示すことが分かる。したがって、提案した構成式は、平均有効応力が非常に小さい液状化状態で発生する大きなせん断ひずみを再現する能力が優

れているといえる。また、実験結果と比較してみると弾塑性モデルの方が弾塑性モデルより、実験結果をよく表現していることがわかる。

4. 強制傾斜土槽を用いた振動台実験の解析

(1) 実験条件

ここで解析対象とする実験は、強制傾斜土槽を用いた振動台実験²¹⁾である。実験手順は以下のようである。

- ① 所要の相対密度を有する水平な模型地盤を作成する。
- ② 最大振幅約 100 gal の正弦波を用いて土槽を加振し、地盤を液状化させた後、すみやかに加振を停止する。
- ③ ジャッキアップにより土槽右端を短時間で所要の傾斜角(4.2%)まで傾け、液状化した地盤を流動させ、地盤変位や地盤内の過剰間隙水圧の計測を行う。

振動台と模型地盤および計測装置の配置図は図-8に示す。模型地盤の作成時には、土槽底面から水を急激に注入することによりボイリングを起こし、緩詰め均質な地盤となるようにしている。模型地盤は遠州灘浜砂を使用しており、相対密度は約 40% である。遠州灘浜砂は、平均粒径: 0.24mm, 均等係数: 1.92, e_{max} : 1.251, e_{min} : 0.706 のきれいな砂である。

(2) 解析条件

入力波を図-9に示す。7秒までは振動台実験で用いた波形をそのまま用いたが、その後の土槽を傾斜させる過程を土槽の傾斜による流動方向の重力加速度の成分を入力することで模擬した。

解析に用いたパラメータ(表-2)は模型地盤と同程度の相対密度 40% を有する同一材料の室内試験結果をもとに設定した。表-2 のパラメータのうち、初期間隙比から破壊応力比までのパラメータについては、物理試験や三軸圧縮試験から設定した。残りのパラメータについては、モデルが振動三軸試験での応力ひずみ関係や有効応力経路を再現できるように設定した。繰返し弾塑性モデルを用いた振動三軸試験結果の要素シミュレーション結果を図-10に示す。

相変化制御関数 α については、以下の三つの設定方法を対象とした。

・方法①

相変化制御関数 α に式(7)を使わず、人為的に α を設定する方法。液状化が発生した時点(7秒)で

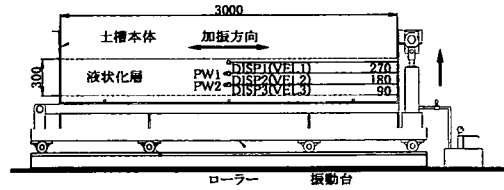


図-8 振動台模型²¹⁾

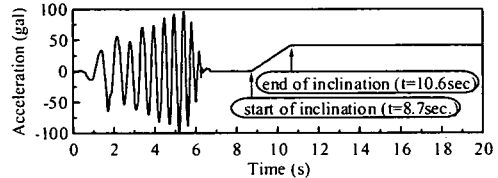


図-9 入力加振波

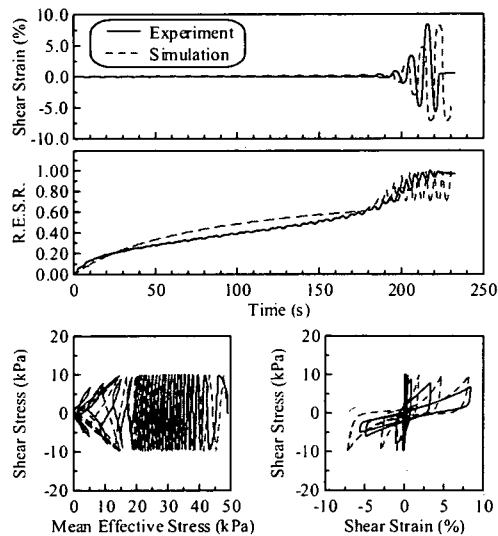


図-10 要素シミュレーションの結果

表-2 モデルで使用したパラメータ一覧

パラメータ	遠州灘浜砂
初期応力比(e_0)	0.992
圧縮指数(λ)	0.025
膨潤指数(κ)	0.0025
初期せん断係数比(G_0/σ'_{m0})	1000.0
変相応力比(M_m)	0.710
破壊応力比(M_f)	0.960
硬化関数中のパラメータ(B_0)	5500.0
硬化関数中のパラメータ(B_1)	30.0
硬化関数中のパラメータ(C_1)	0.0
ダイレーション係数(D_0)	1.00
ダイレーション係数(n)	3.0
弾性基準ひずみ(γ_{ref}^p)	0.001
弾性基準ひずみ(γ_{ref}^k)	0.060
粘性係数($\lambda', \text{kPa}\cdot\text{s}$)	0.0

$\alpha=1.0$ とし、完全に Newton 粘性流体として解析を行った。液状化後の剛性の回復については、Yasuda ら²⁰⁾の研究に基づき、微小抵抗領域（せん断ひずみ：約 15%）を超えると α を 0 とした。なお、このせん断ひずみは、Yasuda らの研究による相対密度：40%、拘束圧：98 kPa \cdot s、 F_v ：1.0 の傾向に相当している²⁰⁾。Newton 粘性流体モデルにおける粘性係数はこの振動台を対象として逆解析で求めた粘性係数^{9), 24)}に基づき、 $\mu'=0.3$ kPa \cdot s とした。この粘性係数は模型地盤の中央部における地表面速度が 1 次元粘性流体の流れによって表現できると仮定し、最大流動速度から算定したものである^{9), 21)}。

・方法②

相変化制御関数 α に式(7)を用いる方法。Newton 粘性流体モデルにおける粘性係数は設定方法①と同じ値である $\mu'=0.3$ kPa \cdot s を用いた。

・方法③

相変化制御関数 α に式(17)を、粘性係数に式(16)を用いる方法。ここでは図-11 および式(16)に示されている濱田ら²⁵⁾の重力場と遠心力場における流動実験、および液状化した砂の中空ねじり試験により求めた粘性係数を用いた。その粘性係数は全鉛直応力の関数となっており、深さ（拘束圧）によって粘性係数が異なっている。粘性係数と全鉛直応力の関係を図-11 に示す。また、図-11 に示される直線の関係は式(16)で与えられる。

$$\log(\mu) = 1.477 \cdot \log(\sigma_v) - 1.176 \quad (16)$$

ここで、 μ は粘性係数 (kPa \cdot s)、 σ_v は全鉛直応力 (kPa) である。

式(16)に示すように深さ（拘束圧）によって粘性係数が異なっているため、その影響を相変化制御関数 α にも考慮する。式(7)の相変化制御関数に、無次元量である相変化制御関数 α の性質を考慮し、深さに依存する係数を乗じて、次式のように定義した。

$$\alpha = \left(1.0 - 0.1 \frac{D}{H_c} \right) \left(1.0 + \tanh(a \times (1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0}) - b) \right) \quad (17)$$

ここに、 D は液状化層の任意の位置までの深さ (m)、 H_c は液状化層の全深さ (m)、 σ'_m は平均有効応力、 σ'_{m0} は初期平均有効応力、 a, b はパラメータである。

5. 解析結果と考察

強制傾斜土槽を用いた振動台実験から得られた流

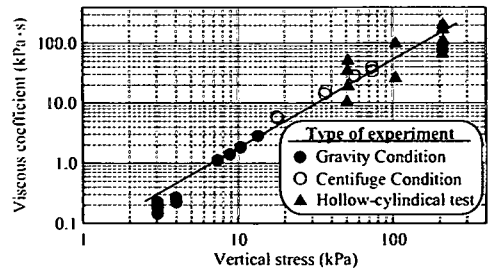


図-11 粘性係数と全鉛直応力の関係²⁵⁾

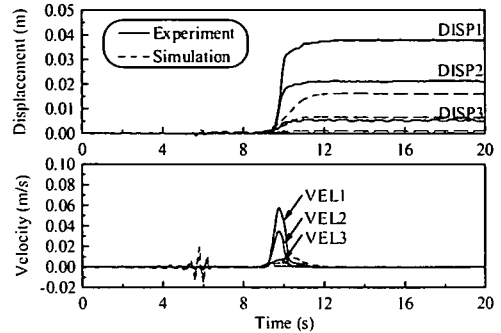


図-12 弾塑性モデルの解析結果

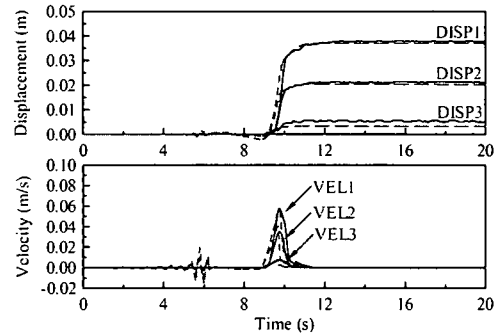


図-13 流弾塑性モデルの解析結果(方法①)

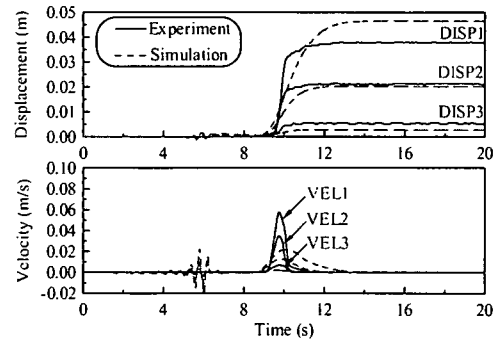


図-14 流弾塑性モデルの解析結果(方法②)

動過程における流動速度と水平変位の時刻歴について、実験結果と弾塑性モデルによる解析結果を図-12に、流弾塑性モデルによる解析結果を図-13(方法①)、図-14(方法②)、図-15(方法③)に示す。また、Uzuokaら¹⁶⁾が同じ振動台実験を対象としてNewton粘性流体モデルで解析した結果を図-16に示す。

液状化した地盤の固体的な性質のみに着目した弾塑性モデルの解析結果(図-12)では、流動過程における実験での水平変位や流動速度を過小に評価している。一方、Uzuokaらが解析した液状化した地盤の流体的な性質のみに着目したNewton粘性流体モデルによる解析結果(図-16)では、流動過程における実験での流動速度を過大に評価している。また、実験ではその速度成分が約12秒で、ほぼ0となっているが、Newton粘性流体モデルでは速度成分の継続時間が実験値と比べて長くなっている。

固体・液体間の相変化過程を考慮した流弾塑性モデルの解析結果(図-13, 14, 15)では、いずれのケースでも、弾塑性モデルやNewton粘性流体モデルより実験結果を定性的によく表現している。特に、方法①の場合は定量的にも実験結果を再現している。しかし、この方法①では相変化制御関数 α を人為的に0か1に制御したものであり、一般的な手法ではない。また、剛性の回復も微小抵抗領域を超えると一気に剛性が回復するため、剛性の回復の部分に計算が少し不安定な場合がある。しかしながら、この方法①が最もよい結果を与えていることを考えると、液状化過程における固体・液体間の相変化は非常に急激に起こっていると考えることもできる。方法②の場合は流動過程において、水平変位については定性的には実験結果をよく再現しているが、流動速度については実験結果を過小に評価する結果となっている。方法③の場合は、実験での最大流動速度をやや過小に評価しているが、定性的には実験結果をよく再現している。特に、流動速度について、Newton粘性モデル(図-16)の結果と異なり、約12秒以降の流動速度の終息をよく再現している。これは、図-17の相変化制御関数 α の時刻歴に示すように、約11秒以降で相変化制御関数 α がほぼ0となり、方法②よりも早くせん断剛性の回復を表現できたことによる。以上のように、相変化制御関数 α の設定方法に課題はあるものの、この適用事例では、流弾塑性モデルが液状化・流動過程を統一的に解析する方法として、有効であることがわかる。

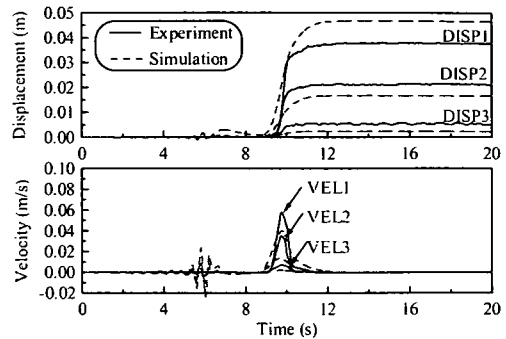


図-15 流弾塑性モデルの解析結果(方法③)

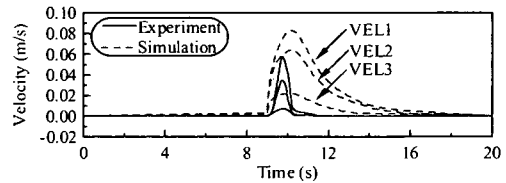
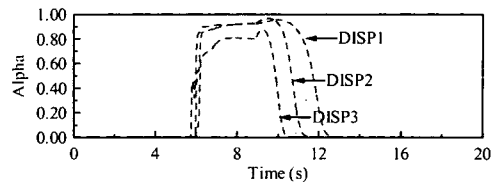
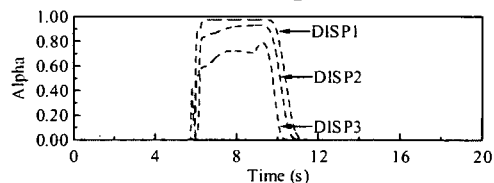


図-16 Newton粘性流体モデルの解析結果¹⁸⁹⁾



(a) 方法②



(b) 方法③

図-17 流弾塑性モデルでの相変化制御関数 α の値

6. 結論

砂地盤の液状化の発生から流動現象、また流動の終息による地盤剛性の回復過程を統一的に解析するための方法論を展開した。水で飽和された砂の液状化・流動化過程を固体状態から液体状態になり固体状態を回復する相変化過程の現象と考え、過剰間隙水圧比に依存した相変化制御関数を新しく定義し、繰返し弾塑性構成式とNewton粘性流体構成式を相変化制御関数を介する事により組み合わせる流弾塑性構成式を提案した。流弾塑性構成式では固体と流

体の相変化を調整することが可能になるので、平均有効応力が非常に小さい液状化状態では流体的な挙動が卓越し、大きなせん断ひずみの発生が可能となる。また、浸透や大ひずみ下におけるダイレイタンスー現象に基づく過剰間隙水圧比の低下とともに、せん断剛性が回復する挙動を表現することも可能となった。

流弾塑性構成式では流体の粘性抵抗応力と土骨格の有効応力テンソルの等価性を利用しているため、相変化制御関数の値にかかわらず Biot による二層混合体の場の方程式を利用できる。そこで有限要素法と差分法を利用して、場の方程式を離散化した解析プログラムを構築した。それを用いて、強制傾斜土槽を用いた振動台実験で得られた流動過程における流動速度と水平変位の時刻歴を計算して実験値と比較した。結果として、流弾塑性モデルは弾塑性モデルや Newton 粘性流体モデルより、流動過程における地盤の変状実験結果をよく再現できることが明らかにされた。また、地盤の剛性の回復過程も実験結果と良く一致しており流動過程の終息が合理的に評価できることも明らかになった。

本研究では、相変化制御関数を単純に過剰間隙水圧比と液状化層厚で無次元化した深度などの関数として表現したが、これが砂の物性とどのように関係しているのか、設定変数として用いられているパラメータの物理的な背景は何かなどについて、今後、実験的な研究を行って、相変化制御関数の表現形式の適正化を図っていかなければならない。

謝辞: 模型実験結果および遠州灘浜砂の液状化試験結果については、早稲田大学濱田政則教授、東海大学川上哲太郎助教からご提供いただいた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Shibata, T., Oka, F. and Ozawa, Y.: "Characteristics of ground deformation due to liquefaction", *Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, No.1, pp. 65-79, 1996.
- 2) Tokimatsu, K., Mizuno, H. and Kakurai, M.: "Building damage associated with geotechnical problems", *Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, No.1, pp. 219-234, 1996.
- 3) Tokimatsu, K. and Asaka, Y.: "Effects of liquefaction-induced ground displacements on pile performance in the 1995 Hyogoken-nambu earthquake", *Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, No.2, pp. 81-98, 1998.
- 4) Inagaki, H., Iai, S., Sugano, T., Yamazaki, H. and Inatomi, T.: "Performance of caisson type quay walls at Kobe port", *Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, No.1, pp. 119-136, 1996.
- 5) Kamon, M., Wako, T., Isemura, K., Sawa, K., Mimura, M., Tateyama, K. and Kobayashi, S.: "Geotechnical disasters on the waterfront", *Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, No.1, pp. 137-147, 1996.
- 6) Ishihara, K., Yasuda, S. and Nagase, H.: "Soil characteristics and ground damage", *Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, No.1, pp. 109-118, 1996.
- 7) 濱田政則, 安田進, 磯山龍二, 恵元克利: "液状化による地盤の永久変位の測定と考察", *土木学会論文集*, No.376/III-6, pp. 211-220, 1986.
- 8) Desai, C. S., Park, I. J. and Shao, C.: "Fundamental yet simplified model for liquefaction instability", *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, Vol.22, No.9, pp. 721-748, 1998.
- 9) 濱田政則, 若松加寿江: "液状化による地盤の水平変位の研究", *土木学会論文集*, No.596/III-43, pp. 189-208, 1998.
- 10) Yasuda, S., Yoshida, N., Masuda, T., Nagase, H., Mine, K. and Kiku, H.: "Stress-strain relationships of liquefied sands", *Proceedings of IS-TOKYO'95 / The first international conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Vol.2, pp. 811-816, 1995.
- 11) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S.: "A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus", *Geotechnique*, Vol.49, No.5, pp. 661-680, 1999.
- 12) Hashiguchi, K., Chen, Z. -P.: "Elastoplastic constitutive equation of soils with the subloading surface and the rotational hardening", *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, Vol. 22, pp.197-227, 1998.
- 13) Zienkiewicz, O. C. and Shiomi, T.: "Dynamic behavior of saturated porous media : The generalized Biot formulation and its numerical solution", *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, Vol. 8, No.1, pp. 71-96, 1984.
- 14) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫: "液状化に伴う流動の簡易評価法", *土木学会論文集*, No.638/III-49, pp. 71-89, 1999.
- 15) Shamoto, Y., Zhang, J. M. and Tokimatsu, K.: "New charts for predicting large residual post-liquefaction ground deformation", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 17, pp. 427-438, 1998.
- 16) Uzuoka, R., Yashima, A., Kawakami, T. and Konrad, J.-M.: "Fluid dynamics based prediction of liquefaction induced lateral spreading", *Computers and Geotechnics*, Vol.22, No.3/4, pp. 243-282, 1998.
- 17) Tamate, S. and Towhata, I.: "Numerical simulation of ground flow caused by seismic liquefaction", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.18, pp. 473-485, 1999.
- 18) Aydan, Ö.: "The dynamic shear response of an infinitely long visco-elastic layer under gravitational loading", *Soil*

- Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 13, pp. 181-186, 1994.
- 19) Shamoto, Y., Zhang, J.-M. and Goto, S.: "Mechanism of large post-liquefaction deformation", *Soils and Foundations*, Vol.37, No.2, pp. 71-80, 1997.
- 20) Towhata, I., Vargas-Monge, W., Orense, R. P. and Yao, M.: "Shaking table tests on subgrade reaction of pipe embedded in sandy liquefied subsoil", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 18, pp.347-361, 1999.
- 21) Biot, M.A.: "Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media", *Journal of Applied Physics*, Vol.33, No.4, pp. 1482-1498, 1962.
- 22) Oka, F., Kodaka, T., Shibada, T., Kato, M. and Uzuoka, R.: "FEM-FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model", *Applied Scientific Research*, Vol.52, pp. 209-245, 1994.
- 23) 赤井浩一, 田村武: "弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析", 土木学会論文集, No.269/III, pp. 95-104, 1978.
- 24) Hamada, M., Sato, H. and Kawakami, T.: "A consideration of the mechanism for liquefaction-related large ground displacement," *Proceedings from the Fifth U.S-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction*, Technical Report NCEER-94-0026, pp. 217-232, 1994.
- 25) 濱田政則, 島村一訓, 柳瀬和俊, 中村正樹, 田中淳寛: "液状化土の流動特性に関する研究", 第2回構造物の破壊課程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集, pp.261-266, 2000.

(2001. 12. 受付)

UNIFIED ANALYSIS OF LIQUEFACTION AND FLOW PROCESSES OF INCLINED GROUND USING FLUIDAL ELASTO-PLASTIC MODEL

Tadanobu SATO, Yong MOON and Ryosuke UZUOKA

Loose saturated sand behaves as a solid before liquefaction but as a fluid when the excess pore water pressure equals the initial confining stress, after which it recovers strength. In this paper, a simple constitutive equation for saturated loose sand was developed to express the phase transformation phenomenon between solid and fluid during liquefaction and the ground flow phenomenon. This is named the fluidal elasto-plastic constitutive equation, which combines a cyclic elasto-plastic behavior of sand and Newtonian viscous fluid characteristic of liquefied sand by defining a state controlling function. This constitutive equation was used for the shaking table test, and its applicability investigated by comparing numerical and experimental results.