

不飽和層への浸透現象を考慮した液状化解析

渦岡良介¹・久保哲夫²・八嶋厚³・張鋒⁴

¹正会員 博士(工学) 防災科学技術研究所 地震防災フロンティア研究センター
(現 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)

²工博 同上/名古屋工業大学教授 工学部社会開発工学科 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

³正会員 工博 岐阜大学教授 工学部土木工学科 (〒501-1193 岐阜市柳戸1-1)

⁴正会員 博士(工学) 岐阜大学助教授 工学部土木工学科 (〒501-1193 岐阜市柳戸1-1)

有効応力解析に不飽和浸透流解析を組み合わせ、一次元土柱における液状化層直上の不飽和層の地震時挙動を解析的に検討した。はじめに、不飽和浸透解析手法を浸透実験結果に基づき検証した。つぎに、兵庫県南部地震で液状化が発生した埋立地盤を対象とし、地盤の不飽和浸透特性、透水係数、入力地震動の種類が液状化層直上の不飽和層の挙動に与える影響を検討した。その結果、不飽和層の浸透特性を考慮したことにより、1)飽和層上面を排水境界とした解析よりも、飽和層の過剰間隙水圧の消散が遅れること、2)不飽和層でも飽和度が上昇すれば液状化の可能性があることがわかった。

Key Words : *liquefaction, excess pore water pressure, unsaturated seepage flow, effective stress analysis*

1. はじめに

地盤の液状化については、地下水位以深の飽和砂質土層を対象として検討することが一般的である。しかしながら、実際には地表面で噴砂や亀裂がみられるように、地下水位以浅の不飽和である表層地盤においても直下の液状化層の影響を受け、なんらかの地盤変状が発生することが多い。杭などの基礎構造物の耐震設計においては、液状化層だけでなく地下水位以浅の表層地盤の地盤反力を評価することも必要となる。また、液状化地盤上の盛土構造物の地震時変形量を予測する上で、液状化層直上の不飽和層の変形特性が盛土構造物の変形量に影響することは容易に想像できる。したがって、液状化層直上の不飽和層の地震時挙動を把握することは工学的に重要となると思われる。

液状化層直上の非液状化層(地震動により液状化しないという意味での非液状化)が地震時に受ける変状について、震害事例や圧密解析に基づき検討されている。例えば、Ishihara¹⁾は1964年新潟地震や1983年日本海中部地震における液状化事例をもとに、地表面で噴砂などの地盤変状が発生する条件を整理している。その結果、地表最大加速度が大きく、液状化層が厚いほど、より厚い非液状化層で変状がみられることを示している。また、Yoshimi and Kuwabara²⁾は飽和土柱に対して一次元圧密解析を行い、非液状化層および液状化層の透水係数、体積圧

縮係数、地下水位などが、非液状化層に伝播する過剰間隙水圧量に及ぼす影響を検討している。その結果、表層の透水係数、体積圧縮係数が液状化層のそれらと比較して十分に小さければ、表層でも液状化が発生する可能性があることを示している。彼らは地下水位の位置が表層に伝播する過剰間隙水圧量に及ぼす影響も検討しているが、地下水位以浅の層は飽和層として扱っており、不飽和層を直接扱っているものではない。

本研究では、一次元土柱における液状化層直上の非液状化層を直接不飽和層として扱い、表層の地震時挙動を解析的に検討した。解析には既往の有効応力解析手法に不飽和浸透流解析を組み合わせた手法を用いた。はじめに、不飽和浸透解析手法を浸透実験結果に基づき検証した。つぎに、基礎的な検討事例として、兵庫県南部地震で液状化が発生した深江浜の埋立地盤を対象とし、地盤の不飽和浸透特性、透水係数、入力地震動の種類が表層の不飽和層の挙動に与える影響を検討した。

2. 飽和・不飽和液状化解析手法

(1) 不飽和層を考慮した場の方程式

解析には Oka ら³⁾の砂の繰返し弾塑性モデルおよび Oka の粘土の繰返し弾粘塑性モデル⁴⁾を組み込んだ有効応力解析コード LIQCA2D⁵⁾を用いた。場の方

程式の定式化には、二相混合体理論に基づいた土骨格の変位と間隙水圧を未知数とする u-p formulation を用いており、力のつりあい式と連続式が連成したものとなっている。場の方程式を以下に示す。

$$\rho \ddot{u}_i^s - \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} - \rho b_i = 0 \quad (1)$$

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

ここに、 ρ は混合体の密度、 u_i^s は固相の変位ベクトル、 σ_{ij} は全応力テンソル、 b_i は物体力ベクトル、 k は透水係数、 γ_w は間隙水の単位体積重量、 ρ^f は液相の密度、 ε_{ii}^s は固相の体積ひずみ、 p は過剰間隙水圧（初期水圧からの増分）、 n は間隙率、 K^f は間隙水の体積弾性係数である。土粒子とその骨格を固相、間隙水を液相と表現している。式(1)の力のつりあい式と式(2)の連続式は土と水の飽和した二相混合体を対象として誘導されたものである。ここでは、間隙水の密度や圧縮性が飽和度によって見かけ上変化すると仮定し、不飽和土の場の方程式を誘導する。

まず、飽和度によって変化する混合体の密度を次のような式で表現する。

$$\bar{\rho} = (1-n)\rho^s + n\bar{\rho}^f \quad (3)$$

$$\bar{\rho}^f = S_r \rho^f \quad (4)$$

ここに、 $\bar{\rho}$ は混合体の見かけの密度、 ρ^s は固相の密度、 $\bar{\rho}^f$ は液相の見かけの密度、 S_r は飽和度である。式(1)、式(2)中の混合体の密度および液相の密度を式(3)および式(4)を用いて置き換えると、次式が得られる。

$$\bar{\rho} \ddot{u}_i^s - \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} - \bar{\rho} b_i = 0 \quad (5)$$

$$\frac{k}{\gamma_w} \left(\bar{\rho}^f \ddot{\varepsilon}_{ii}^s - \frac{\partial^2 p}{\partial x_i^2} \right) - \dot{\varepsilon}_{ii}^s + \frac{n}{K^f} \dot{p} = 0 \quad (6)$$

次に、飽和度の変化に伴う液相の体積変化を考慮する。式(6)の左辺第4項は間隙水圧の変化による液相の体積変化を表した項である。この項を次のように変更し、飽和度の変化に伴う液相の体積変化を考慮する⁶⁾。

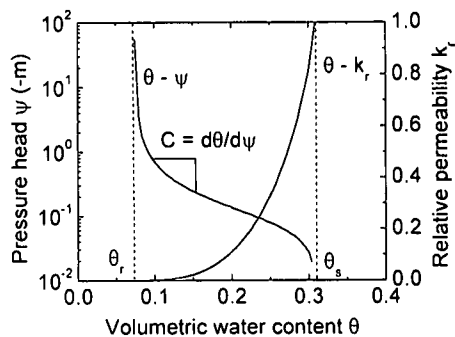


図-1 不飽和浸透特性の模式図

$$\frac{k}{\gamma_w} \left(\bar{\rho}^f \ddot{\varepsilon}_{ii}^s - \frac{\partial^2 p}{\partial x_i^2} \right) - \dot{\varepsilon}_{ii}^s + S_r \frac{n}{K^f} \dot{p} + n \dot{S}_r = 0 \quad (7)$$

さらに式(7)の左辺第5項の飽和度の時間変化について、飽和度が圧力水頭の関数となることを考慮して、次のように変形する。

$$n \dot{S}_r = n \frac{dS_r}{d\theta} \frac{d\theta}{d\psi} \frac{d\psi}{dp} \dot{p} = n \frac{1}{n} C \frac{1}{\gamma_w} \dot{p} = \frac{C}{\gamma_w} \dot{p} \quad (8)$$

ここに、 θ は体積含水率、 ψ は圧力水頭、 C は比水分容量である。式(7)に式(8)を代入して、整理すると次式が得られる。

$$\frac{k}{\gamma_w} \left(\bar{\rho}^f \ddot{\varepsilon}_{ii}^s - \frac{\partial^2 p}{\partial x_i^2} \right) - \dot{\varepsilon}_{ii}^s + \left(\frac{nS_r}{K^f} + \frac{C}{\gamma_w} \right) \dot{p} = 0 \quad (9)$$

また、間隙水の見かけの体積弾性係数を次のように定義すれば、

$$\frac{1}{\bar{K}^f} = \frac{S_r}{K^f} + \frac{C}{n\gamma_w} \quad (10)$$

最終的に、連続式は次のようになる。

$$\frac{k}{\gamma_w} \left(\bar{\rho}^f \ddot{\varepsilon}_{ii}^s - \frac{\partial^2 p}{\partial x_i^2} \right) - \dot{\varepsilon}_{ii}^s + \frac{n}{\bar{K}^f} \dot{p} = 0 \quad (11)$$

以上、得られた式(5)、式(11)の場の方程式に対して、有限要素法（固相の変位）と有限差分法（要素重心での過剰間隙水圧）を適用し、空間離散化を行う。また、時間積分には Newmark の β 法を用いる。

(2) 不飽和浸透特性

不飽和浸透特性は図-1 に示すように、負の圧力

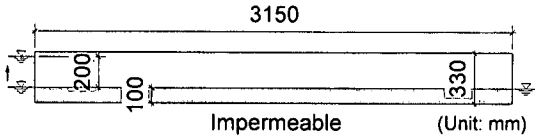


図-2 不飽和浸透模型実験の概略図

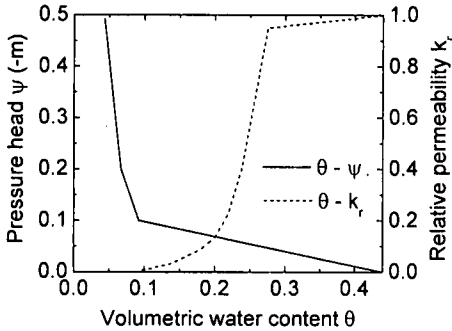


図-3 模型地盤の不飽和浸透特性

水頭と体積含水率の関係（水分特性曲線）および体積含水率と比透水係数（飽和透水係数に対する不飽和透水係数の比）の関係で表現される。ここでは、比較的簡便で適用性が高いとされている van Genuchten による不飽和浸透特性モデル⁷⁾を用いる。まず、圧力水頭より有効飽和度は次式で算定される。

$$S_e = \left(1 + |\alpha \psi|^{n'}\right)^{-m} \quad (12)$$

ここに、 S_e は有効飽和度、 α 、 n' 、 m はパラメータであり、 n' 、 m は次のような関係にある。

$$m = 1 - 1/n' \quad (13)$$

また、有効飽和度は体積含水率を用いて次のように定義される量であり、飽和度とは以下の関係にある。

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{nS_r - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (14)$$

ここに、 θ_s は飽和水分量、 θ_r は高サクション時において残留する水分量である。この有効飽和度を用いて、比水分容量および比透水係数を次のように算定する。

$$C = \alpha(n-1)(\theta_s - \theta_r)S_e^{1/m} \left(1 - S_e^{1/m}\right)^m \quad (15)$$

$$k_r = S_e^{1/2} \left\{1 - \left(1 - S_e^{1/m}\right)^m\right\}^2 \quad (16)$$

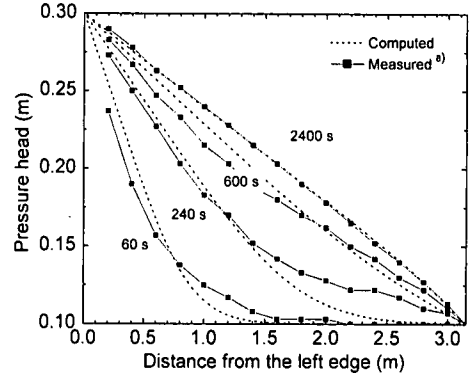


図-4 圧力水頭の比較

以上の不飽和浸透特性を用いて、実際の解析では以下の方法で不飽和領域を扱う。まず、要素の圧力水頭は次式で算定する。

$$\psi = h_w - h + p/\gamma_w \quad (17)$$

ここに、 h_w は初期全水頭、 h は位置水頭である。また、地下水水位以浅の要素には $-\gamma_w(h_w - h)$ で算定されるサクションを初期平均有効応力に付加し、サクションによる地盤剛性の増加を考慮する。次に、式(17)で算定された圧力水頭を用いて式(12)、式(14)より有効飽和度および飽和度を算定する。得られた有効飽和度を用いて、式(15)より比水分容量を、式(16)より比透水係数を算定する。これらの算定値から、不飽和部の間隙水の見かけの体積弾性係数および透水係数を逐次更新する。

(3) 不飽和浸透の解析手法の検証

赤井・宇野⁸⁾の均等砂を用いた不飽和浸透模型実験を対象として、提案した手法の検証を行う。

実験模型の概略図を図-2に示す。模型地盤は平均粒径1.5mmの比較的粗い均等砂で作成されており、乾燥密度1.58g/cm³、間隙率0.44の様な地盤である。模型地盤内の初期水位は土槽底面から10cmの位置にある。実験中は、土槽左端の水位を土槽底面から30cm、土槽右端の水位を土槽底面から10cmに維持し、土槽底面での水圧を測定することにより、模型地盤内の非定常浸透過程を追跡している。

解析に用いた砂の不飽和浸透特性を図-3に示す。この不飽和浸透特性は同実験で求められた模型地盤の初期含水比分布⁸⁾と赤井ら⁹⁾の解析条件から設定したものである。解析では、模型地盤を弾性体（せん断弾性係数：20MPa、ポアソン比：0.3）とした。せん断弾性係数は初期間隙比（0.79）と土層中央深度での初期平均有効応力から既往の実験式¹⁰⁾より算定した。ポアソン比は静止土圧係数が0.5程度であると仮定して設定した。飽和透水係数は赤井・宇野

表-1 モデルパラメータ

Name of soil profile	Bs	Ac	As/Ac
Density ρ (t/m ³)	1.80	1.70	2.00
Initial void ratio e_0	0.45	1.75	0.8
Coefficient of permeability k (m/s)	2.2×10^{-4}	3.8×10^{-10}	1.7×10^{-5}
Compression index λ	0.010	0.390	0.025
Swelling index κ	0.003	0.050	0.003
Initial shear velocity V_s (m/s)	190	150	240
Initial shear modulus ratio G_0/σ'_m	1517	401	751
Failure stress ratio M_r	1.20	0.98	1.37
Phase transformation stress ratio M_m	0.91	0.89	0.91
Hardening parameter B_0	3160	20	2190
For sandy soils			
Control parameter of anisotropy C_d	2000		2000
Reference strain parameter γ_r^p	0.004		-
Reference strain parameter γ_r^s	0.02		-
Dilatancy parameter D_0	4.0		0.0
Dilatancy parameter n	4.0		-
For cohesive soils			
Viscoplastic parameter m'_0		17	
Viscoplastic parameter C_{01} (1/s)		3.0×10^{-7}	
Viscoplastic parameter C_{02} (1/s)		7.5×10^{-8}	

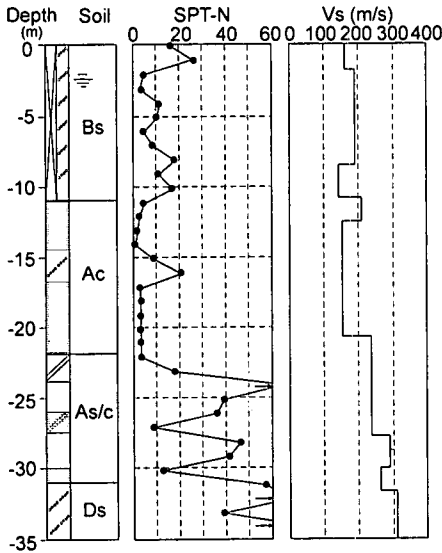


図-5 解析対象地盤¹²⁾

の測定結果⁸⁾より 0.33cm/s とした。また、間隙水の圧縮性を考慮し、その体積弾性係数は 2000MPa とした。FEM モデルは図-2 に示す模型地盤を横 4.5cm、縦 2.0cm の四角形要素で分割して作成した。変位境界条件として、土槽底面は固定、土槽側面は水平方向固定とした。排水境界条件として、土槽底面は非排水、土槽側面は水頭固定（左側 30cm、右側 10cm）とした。計算時間増分は 240 秒までは 0.1 秒、240 秒から 600 秒までは 1.0 秒、その後は 10 秒とした。

実験開始時から 60、240、600、2400 秒後の土槽底面での圧力水頭について、実験および解析の結果を図-4 に示す。60 秒から 600 秒後については、水頭の上昇が早い土槽左側では解析値が実験値よりやや大きく、逆に土槽右側では解析値が実験値やや下回っているが、2400 秒後については、解析値は実験値とよく一致している。図-3 に示した不飽和浸透特性のうち、体積含水率と比透水係数の関係は模型地盤材料に対する実験値ではないことから、このような誤差が発生したものと考えられる。

3. 埋立地盤の解析条件

1995 年兵庫県南部地震の際に液状化が発生した深江浜を対象として、一次元土柱モデルを用いた飽和・不飽和液状化解析を行い、不飽和浸透特性、透水係数、入力地震動の種類が埋立地盤の地震時挙動に与える影響を検討する。

(1) 地盤条件

解析対象とした深江浜では建物の基礎杭の被害が多数みられており、有効応力解析を用いた被害原因の推定¹¹⁾などが行われている。解析対象地盤¹²⁾の概

表-2 解析ケース

	不飽和浸透特性	透水係数	入力地震動
Case 0	-	1倍	東神戸波
Case 1	まさ土A	"	"
Case 2	豊浦砂	"	"
Case 3	"	"	高見波
Case 4	"	10倍	東神戸波

要を図-5 に示す。地下水位は GL-2.2m である。表層約 10m がまさ土による埋立層であり、その下に層厚約 10m の沖積粘性土層、砂質土と粘性土の互層と続いている。埋立まさ土の N 値は 5-15 程度であり、平均粒径は 0.6-1.8mm、細粒含有率は 4-7%、均等係数は 10 程度である。

図-5 に示す土層について、埋立まさ土層 (Bs)、砂粘土の互層 (As/Ac) については砂の繰返し弾塑性モデル、沖積粘性土層 (Ac) については粘土の繰返し弾粘塑性モデルでモデル化した。モデルパラメータは既往の土質調査結果¹²⁾をもとに設定した。解析に用いた各土層のパラメータを表-1 に示す。これらのパラメータは既往の解析事例¹¹⁾で用いたものであり、深江浜の東神戸大橋近傍での鉛直アレー記録を再現できるパラメータとなっている。表層の不飽和層についても、飽和層と同じ弾塑性パラメータを用いている。また、解析上は N 値 50 以上となる GL-35m の砂礫層を剛基盤（底面固定）と仮定した。

(2) 解析ケース

解析は表-2 に示す 5 つのケースについて行った。まず、Case 0 は地下水位以浅の不飽和層を乾燥要素とし、GL-2.2m の地下水位面を排水境界としたケースである。

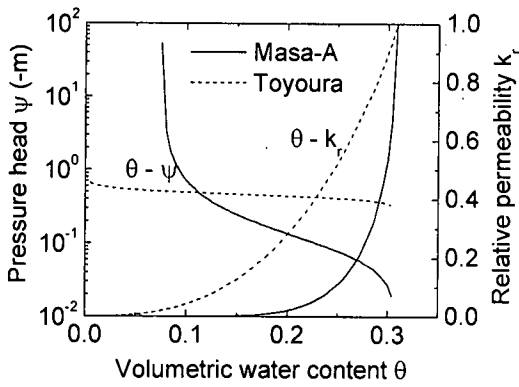


図-6 不飽和浸透特性¹³⁾

表-3 不飽和浸透特性のパラメータ¹³⁾

		Masa-A	Toyoura
Bulk modulus of fluid	K^f (MPa)	2000	2000
Porosity	n	0.309	0.309
van Genuchten parameter	α (1/m)	11.100	2.180
van Genuchten parameter	n'	2.080	12.318
van Genuchten parameter	m	0.519	0.919
Minimum volumetric water content	θ_r	0.075	0.000
Maximum volumetric water content	θ_s	0.309	0.309

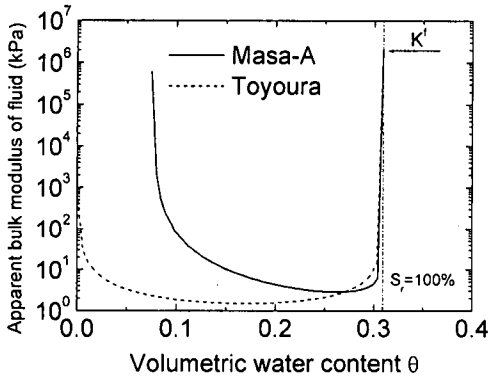


図-7 間隙水の見かけの体積弾性係数

Case1 以降はいずれも地下水位以浅について不飽和浸透特性を考慮したケースである。不飽和浸透特性の既往の測定事例をまとめたもの¹³⁾をもとに2つの不飽和浸透特性を用いた。まさ土 A は当該地盤の土質条件に近い透水係数を有する材料であり、豊浦砂は均等係数の小さい、きれいな砂である。これら2つの土に対する不飽和浸透特性を図-6 に示す。また、図-6 の算定に用いた各材料に対するパラメータを表-3 に示す。ここで、豊浦砂を検討対象としたのは、図-6 に示すようにまさ土とは大きく異なる

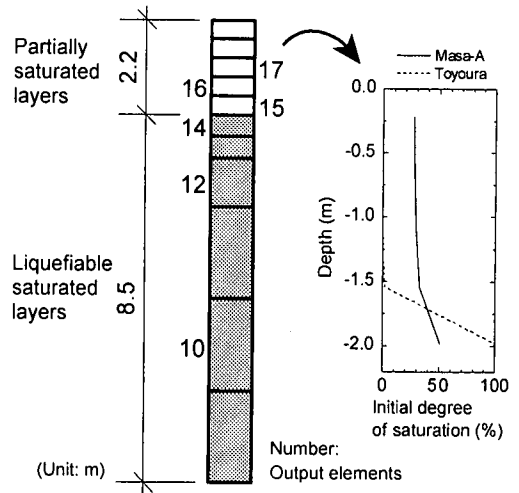


図-8 解析モデル (上部) と初期飽和度

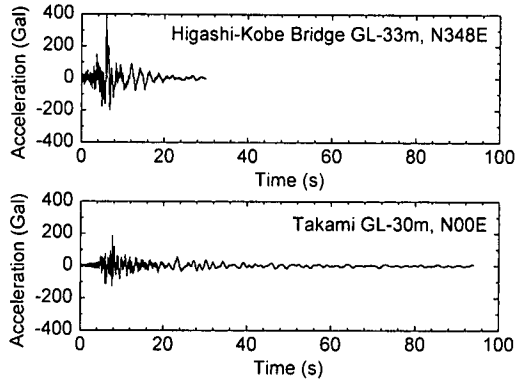


図-9 入力地震動¹⁵⁾

る不飽和浸透特性を有する砂だからである。なお、間隙率は表-1 の間隙比から算定した値としている。さらに、式(10)によって算定される間隙水の見かけの体積弾性係数と体積含水率の関係を図-7 に示す。図-7 に示すように、見かけ上の間隙水の体積弾性係数は体積含水率の増加に伴って、減少から増加に転じ、飽和度が 100% になれば、間隙水の体積弾性係数と一致する。体積含水率が小さい部分において、間隙水の見かけの体積弾性係数が大きくなっており、この傾向は Okusa の気泡の存在を考慮した間隙水の見かけの体積弾性係数の推定式¹⁴⁾と矛盾するものとなっている。これは、不飽和浸透特性として、表-3 に示す van Genuchten モデルのパラメータをそのまま用いたことが原因であるが、ここでは van Genuchten モデルの適用性を検討する意味で図-7 の関係を用いることとする。Case1 と Case2 ではこのような不飽和浸透特性の違いが結果に与える影響を検討する。

また、Case1 以降では初期条件として、不飽和層

では地下水位面からの高さに比例した（式(17)で過剰間隙水圧を 0 として算定される）負の圧力水頭を仮定する。圧力水頭から図-6 の不飽和浸透特性を用いて算定した初期飽和度の深度分布を図-8 右に示す。図の左には解析で用いる有限要素モデルの一部（図-5 における GL-11m 以浅の埋土層）も示しており、図-8 の飽和度の値は不飽和要素の重心位置に対応している。また、初期応力条件として、前述のように初期圧力水頭に応じた要素重心位置でのサクシオンを平均有効応力に付加し、サクシオンによる地盤剛性の増加を考慮する。

Case3 では入力地震動の継続時間の違いが結果に与える影響を検討する。「東神戸波」は兵庫県南部地震の際、深江浜の東神戸大橋の近傍で観測された GL-33m での観測波形¹⁵⁾の N348E 成分である。「高見波」は兵庫県南部地震の際、大阪市の淀川左岸に位置する高見フローラルタウンの GL-30m での観測波形の NS 成分¹⁵⁾である。図-9 にこれら 2 つの波形の時刻歴を示す。これらの波形は加速度振幅が 2 倍程度、継続時間が 4 倍程度異なっている。Case3 でのみ高見波を用いる。

Case4 では地盤の透水係数の違いが結果に与える影響を検討する。Case4 では埋立まさ土の透水係数を表-1 に示した値の 10 倍とした。

なお、いずれのケースでも地震動を入力した動的解析の後、過剰間隙水圧の消散過程を解析するため 10000 秒（約 167 分）の圧密解析（慣性力を考慮しない）を継続して行った。時間積分には Newmark の β 法を用い、その係数は $\gamma=0.6$ 、 $\beta=0.3025$ とした。動的解析中の時間増分は 0.001 秒、圧密解析中の時間増分は時間の経過に応じて 0.01 秒から 0.5 秒まで増加させた。また、高周波振動に対する減衰を確保するため、初期剛性依存型の Rayleigh 減衰を用い、その係数を 0.001 とした。

4. 埋立地盤の解析結果

各ケースについて、飽和層・不飽和層での過剰間隙水圧応答、不飽和層での応力・ひずみの応答、地表面での加速度・変位応答を以下に示す。

(1) 飽和層および不飽和層での過剰間隙水圧

各ケースについて、図-8 に示す要素（飽和層：10, 12, 14, 不飽和層：15, 16, 17）に対して、(a)100 秒までの不飽和層の過剰間隙水圧比（E.P.W.P.R.）の時刻歴、(b)10000 秒までの不飽和層の過剰間隙水圧比の時刻歴、(c)100 秒までの飽和層の過剰間隙水圧比の時刻歴、(d)10000 秒までの飽和層の過剰間隙水圧比の時刻歴の 4 つの結果を示す。Case0～Case4 について、過剰間隙水圧比の時刻歴を図-10～図-14 に示す。ここに、過剰間隙水圧比は発生した過剰間隙水圧を初期有効上載圧で除した値である。以下では、a)不飽和浸透特性、b)入力地震動、c)透水係数の違いが過剰間隙水圧比の時刻歴に

与える影響について考察する。

a) 不飽和浸透特性

不飽和層を乾燥した砂でモデル化した Case0 では、不飽和層の過剰間隙水圧の発生を考慮しないので、飽和層の結果についてのみ(a), (b)に示す。図-10(a)に示すように飽和層の最上要素 14 において過剰間隙水圧比が 1.0 に達していない。これは、飽和層の上面を排水境界としており、地震中でも排水効果の影響を強く受け、過剰間隙水圧比が上昇しないためである。また、図-10(b)に示すように地震後の過剰間隙水圧比は飽和層のいずれの要素でも約 2000 秒（約 30 分）で消散していることがわかる。

一方、不飽和浸透特性を考慮した Case1 および Case2 について、まず飽和層については図-11(c)および図-12(c)に示すように、100 秒までにはほとんど過剰間隙水圧の消散が発生せず、いずれの要素でも完全液状化（過剰間隙水圧比が 1.0）の状態を保っていることがわかる。その後は図-11(d)および図-12(d)に示すように、過剰間隙水圧は消散し始めるが、消散のスピードは Case0 よりも遅いことがわかる。また、いずれのケースでも約 3000 秒以降に過剰間隙水圧比がほぼ一定となっているが、これは飽和層内での過剰間隙水圧がほぼ一定となり、飽和層内の動水勾配がほぼ 0 となったためである。その後、不飽和層への浸透が進行すると、豊浦砂の不飽和浸透特性を用いた Case2 では 8000 秒（約 130 分）前後で飽和層の過剰間隙水圧は 0 となっているが、まさ土の不飽和浸透特性を用いた Case1 では 10000 秒でも完全に過剰間隙水圧が消散していない。不飽和層の浸透特性を考慮したことにより、飽和層上面を排水とした Case0 よりも、不飽和層の透水性が低下し、その結果、飽和層の過剰間隙水圧の消散が遅れたと考えられる。また、まさ土の不飽和浸透特性を用いた Case1 の方が Case2 よりも、過剰間隙水圧の消散は遅いのは、図-6 に示すようにまさ土の方が不飽和域での透水係数が小さいためと考えられる。

次に不飽和層について考察する。不飽和層を乾燥砂でモデル化した Case0 とは異なり、Case1 以降のケースでは不飽和層でも飽和度が上昇すれば、液状化の可能性がある。はじめに、地震中については、図-11(a)および図-12(a)に示すように、豊浦砂の不飽和浸透特性を用いた Case2 では要素 15（不飽和層の最下要素、図-8 参照）で過剰間隙水圧比が 1.0 に達している。これは、図-6 に示すように、豊浦砂の場合、体積含水率が圧力水頭の変化に敏感であり、要素 15 重心の圧力水頭の初期値（-0.22m）ではほぼ飽和状態となっていることから、地震中のせん断応力により液状化に至ったと考えられる。また、本解析では不飽和層でサクシオンによる平均有効応力の増加を考慮している。この効果により不飽和層のせん断剛性が増加し、負のダイレイタンス量は減少する。しかしながら、Case1 の各要素や Case2 の要素 15 以外の要素において、若干の過剰間隙水圧比が地震中に上昇している。特に初期飽和度の低い要素 17 の過剰間隙水圧比が比較的高いことは実際

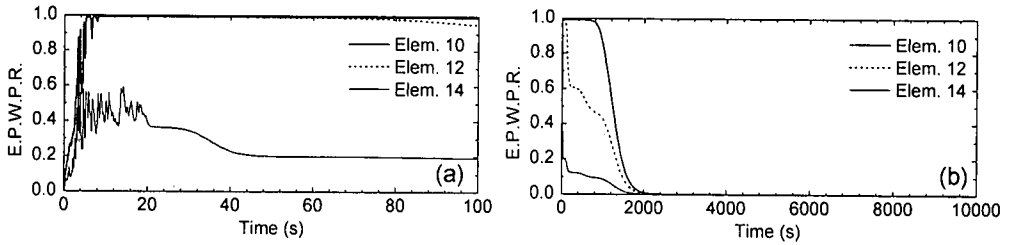


図-10 過剰間隙水圧比の時刻歴 (Case0: 地下水位面排水境界)

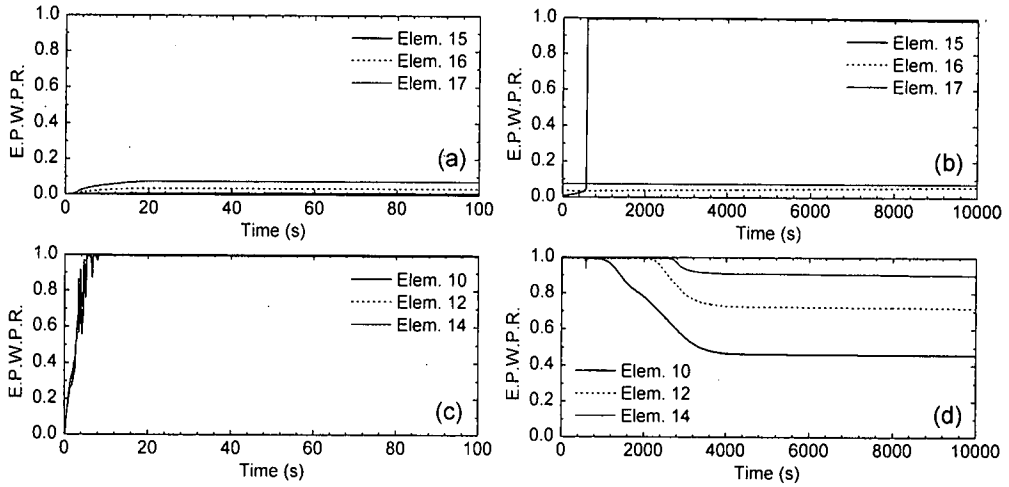


図-11 過剰間隙水圧比の時刻歴 (Case1: まさ土の不飽和浸透特性)

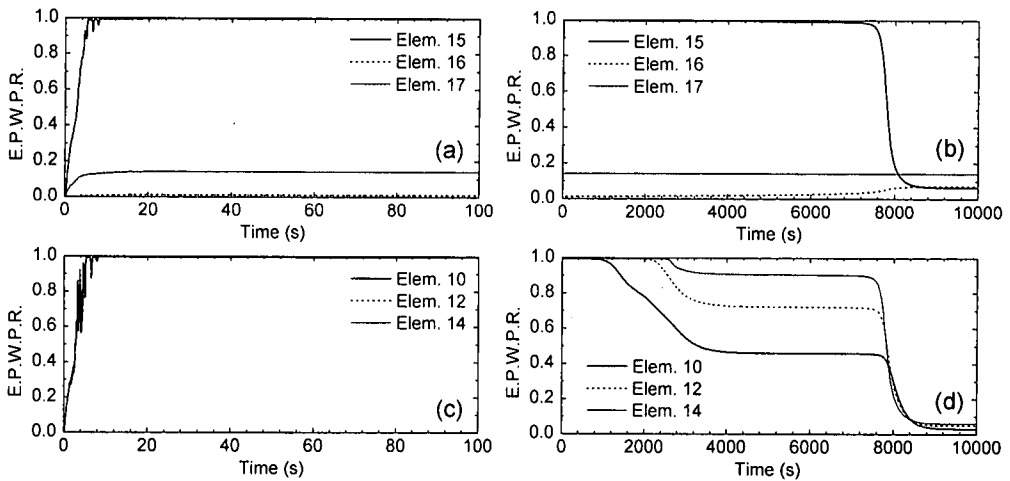


図-12 過剰間隙水圧比の時刻歴 (Case2: 豊浦砂の不飽和浸透特性)

には不合理な現象と思われる。この現象は表-3 に示す van Genuchten モデルのパラメータを用いたことにより、図-7 に示すように体積含水率の小さい部分でも間隙水の見かけ上の体積弾性係数の値が大きく、負のダイレイタンスによる土骨格の収縮により過剰間隙水圧が発生したと考えられる。

仮に Okusa の間隙水の見かけの体積弾性係数の推定式¹⁴⁾を用いた場合、飽和度が低い場合には間隙水の見かけの体積弾性係数が十分に小さいため、このような不合理な過剰間隙水圧は発生しないと考えられる。したがって、本解析条件での van Genuchten モデルによる間隙水の見かけの体積弾性係数は、体

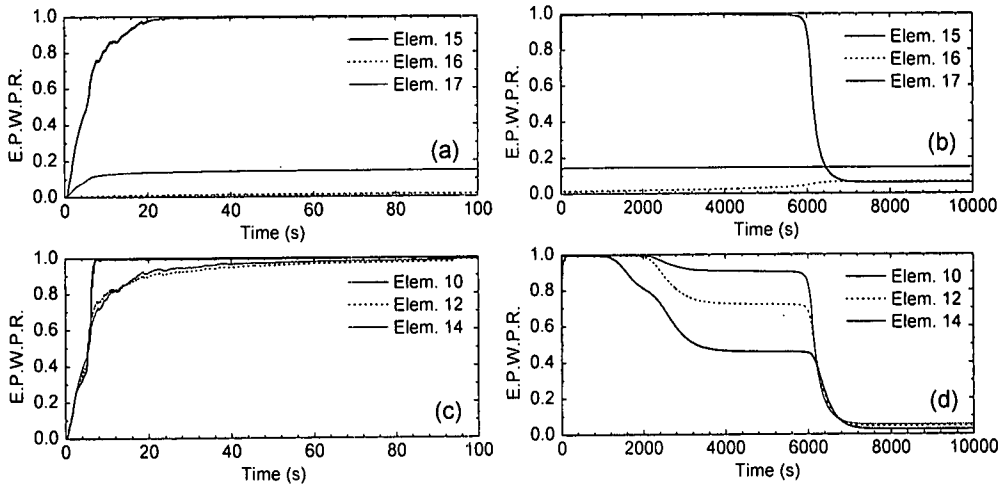


図-13 過剰間隙水圧比の時刻歴 (Case3: 高見波)

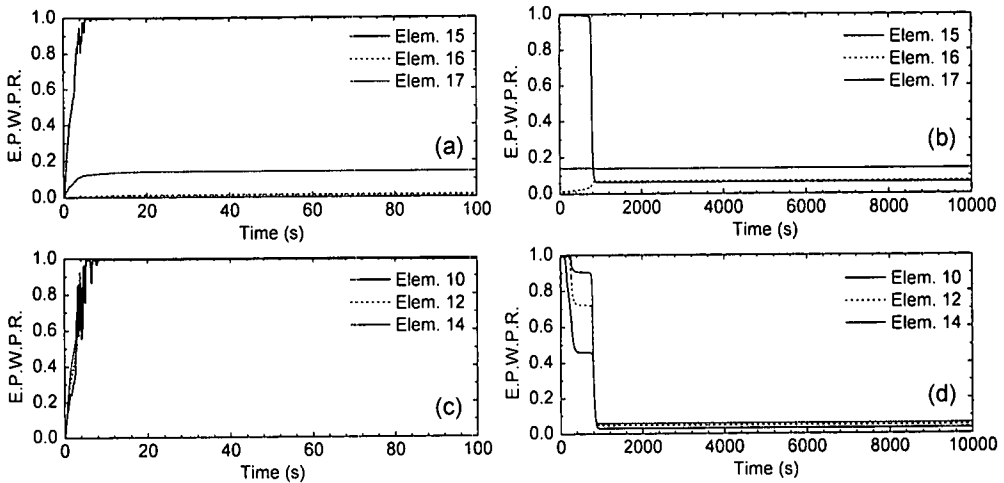


図-14 過剰間隙水圧比の時刻歴 (Case4: 透水性 10 倍)

積含水率が小さい部分においては適用性が低いと思われる。この部分での van Genuchten モデルのパラメータ設定については、さらに検討が必要である。

その後の圧密過程について、図-11(b)をみると、まさ土の不飽和浸透特性を用いた Case1 の要素 15 でも約 600 秒の時点で、過剰間隙水圧比が 1.0 に達していることがわかる。これは液状化した飽和層から伝播した過剰間隙水圧の影響により、要素 15 での負の圧力水頭量が減少し、飽和度が上昇した結果、過剰間隙水圧が上昇したためと考えられる。さらに、時間が経過すると豊浦砂の不飽和浸透特性を用いた Case2 では、図-12(b)に示すように要素 15 での過剰間隙水圧は約 8000 秒 (約 130 分) 前後で急激に消散し、それに伴い飽和層の要素 10, 12, 14 の過剰間隙水圧も消散している。これは図-6 に示すように、豊浦砂の場合、体積含水率が圧力水頭の変化に敏感であり、要素 16 での過剰間隙水圧の上昇によ

り飽和度が急増した結果、透水性が高まったためである。なお、要素 17 においては、前述のように飽和度が低い部分での間隙水の見かけの体積弾性係数を過大に評価したため、過剰間隙水圧が発生しているが、飽和度が低いため透水性は低く、10000 秒経過しても過剰間隙水圧の消散はみられない。

b) 入力地震動

図-13 に示す Case3 では、加速度振幅は小さいものの継続時間が長い高見波を入力している。同じ不飽和浸透特性を用いている Case2 と比較すると、地震中は過剰間隙水圧比の上昇が緩やかである。また、地震後は約 7000 秒 (約 120 分) で過剰間隙水圧がほぼ 0 となっており、Case2 よりもやや早く過剰間隙水圧が消散している。Case2 と Case3 では異なる入力地震動を用いたことにより、地震中のひずみ履歴が異なる結果となり、それが後の圧密過程に影響したと考えられる。

c) 透水係数

図-14 に示す Case4 では埋立層の透水係数を Case2 の 10 倍としている。図-14(a)および(c)に示すように、地震中は Case2 と大差ない結果となっている。地震後については、図-14(b)および(d)に示すように飽和層および不飽和層とも過剰間隙水圧比は約 800 秒でほぼ 0 となっており、Case2 より早く過剰間隙水圧が消散しているものの、定性的には Case2 と同様の結果となっている。

(2) 不飽和層の地震時挙動

Case0~2 について、不飽和層最下部の要素 15 でのせん断応力~せん断ひずみ関係および有効応力経路を図-15 に示す。図-11、図-12 の過剰間隙水圧応答で示したように、豊浦砂の不飽和浸透特性を用いた Case2 (図-15(e), (f)参照) では、地震中に液状化に至り、平均有効応力がほぼ 0 となり、1.0%近いせん断ひずみが発生している。一方、不飽和層への浸透を考慮していない Case0 (図-15(a), (b)参照) やまさ土の不飽和浸透特性を用いた Case1 (図-15(c), (d)参照) では、地震中に液状化に至ることはなく、大きなせん断ひずみは発生していない。ただし、Case1 では地震後の過剰間隙水圧の浸透により、図-15(d)に示すように有効力経路は原点に向かう結果となっている。

Case0~2 について、地表面での水平応答加速度および水平応答変位の時刻歴を図-16 に示す。図に示す縦軸のスケールでは、いずれのケースでも水平加速度、水平変位は同様な応答を示しているが、埋土層が液状化に至る約 8 秒以降は、各ケースの応答はわずかに異なっている。例えば、水平応答変位振幅のピーク値について、Case2 は Case0 より 2mm 程度大きくなっており、これは、Case2 では要素 14 および 15 でも液状化に至っていることが原因と考えられる。本研究での解析条件のもとでは、不飽和浸透の影響を大きく受ける要素が要素 14 および 15 の 2 要素に限られていること、埋土層下部が液状化に至り表層部への入力小さくなることから、各ケースで地表面応答にほとんど差がみられなかったと考えられる。

Case0~2 について、地下水位位置 (GL-2.2m) における沈下量の時刻歴を図-17 ((a)100 秒まで、(b)10000 秒まで) に示す。Case0 では図-10 に示すように地震中から飽和埋立層上部の過剰間隙水圧が消散するため、他のケースより早く沈下が進行し始める。埋立層内の過剰間隙水圧がほぼ消散する 2000 秒あたりで沈下の進行は終了し、最終沈下量は約 57cm となっている。地震後測定された深江浜の阪神高速橋脚周辺の平均沈下量¹⁹⁾は約 35cm であるので、解析は過大評価となっている。この原因の一つとして、埋立層に適用した繰返し弾塑性モデルのダイレイタンシー係数が過大であったことが考えられる。一方、不飽和浸透特性を考慮した Case1, Case2 では飽和埋立層内の動水勾配が一定となる 3000 秒あたりまで沈下が進行するが、図-11、図-12

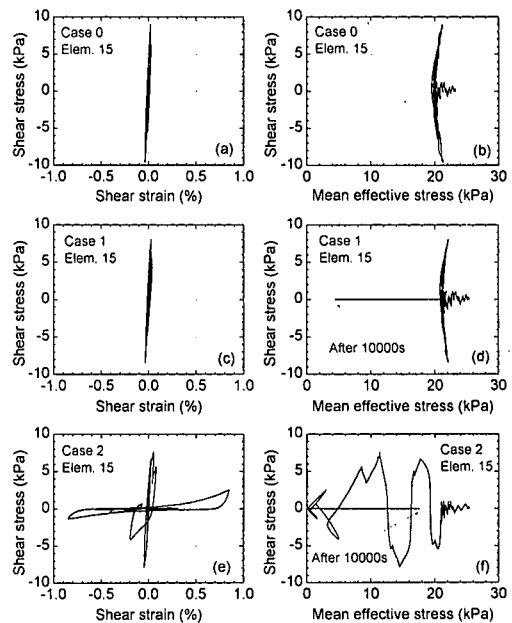


図-15 不飽和層の応力ひずみ関係と有効応力経路

に示すように過剰間隙水圧の消散速度が遅いため、Case0 より沈下の進行は遅くなっている。Case2 では 8000 秒あたりで飽和埋立層内の過剰間隙水圧が消散するため、最終沈下量は Case0 とほぼ同等となっている。

5. まとめ

一次元の有効応力解析に不飽和浸透流解析を組み合わせて、液状化層直上の不飽和層の地震時挙動を解析的に検討した。はじめに、不飽和浸透解析手法を浸透実験結果に基づき検証し、手法の妥当性を確認した。つぎに、兵庫県南部地震で液状化が発生した深江浜の埋立地盤を対象とし、地盤の不飽和浸透特性、透水係数、入力地震動の種類が表層の不飽和層の挙動に与える影響を検討した。その結果、以下の結論を得た。

- (1) 不飽和層の浸透特性を考慮したことにより、飽和層上面を排水とした解析 (Case0) よりも、飽和層の過剰間隙水圧の消散が遅れる結果となった。例えば、豊浦砂の不飽和浸透特性を用いた場合 (Case2) では、飽和層の過剰間隙水圧の消散時間は約 4 倍となった。また、これに伴い沈下の進行に差がみられた。
- (2) 不飽和層での間隙水圧の発生を考慮したことにより、不飽和層でも飽和度が上昇すれば、液状化の可能性があることがわかった。その液状化範囲について、本研究での解析条件では、不飽和層の

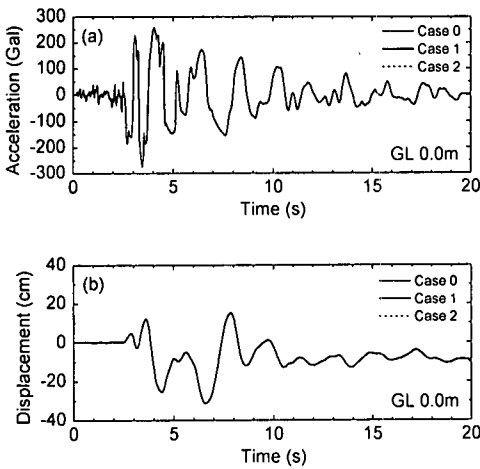


図-16 地表面での水平応答加速度・変位の時刻歴

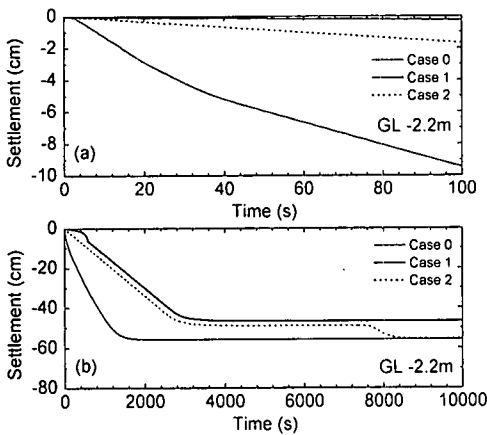


図-17 沈下量の時刻歴

最下要素（要素高さ 0.44m）のみが液状化する結果となった。このため、不飽和浸透特性の違いが地表面での応答に与える影響はわずかであった。

- (3) 入力地震動や透水係数の違いは、圧密過程における過剰間隙水圧の消散速度に影響するが、飽和層および不飽和層の挙動に定性的な違いを与えるものではない。不飽和層の液状化時期に影響するのは不飽和浸透特性であり、精度の高い解析を行うにはその評価が重要となる。
- (4) 不飽和浸透特性モデルとして van Genuchten モデルを用いたが、本解析条件のもとでは、このモデルにより算定した間隙水の見かけの体積弾性係数は体積含水率が小さい部分において過大であった。van Genuchten モデルを不飽和・飽和液状化解析に適用するには、この点に留意する必要がある。ここでは、不飽和層についても飽和層と同じモデルを適用した。しかしながら、不飽和層では噴砂などの不連続体的な挙動が発生することもあり、それによって過剰間隙水圧の消散時間は異なるものにな

る。不飽和土の力学的挙動のモデル化については今後さらに検討する必要がある。

謝辞：本研究の発端は、広島大学工学部佐々木康教授との盛土構造物の地震時変形への不飽和層の影響に関する議論にあります。また、岐阜大学工学部佐藤健助教授には不飽和浸透解析に関して、貴重な助言を頂きました。ここに記して、感謝いたします。

参考文献

- 1) Ishihara, K.: Stability of natural deposits during earthquake, *Proc. of the 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1 pp.321-376, 1985.
- 2) Yoshimi, Y. and Kuwabara, F.: Effect of subsurface liquefaction on the strength of surface soil, *Soils and Foundations*, Vol.13, No.2, pp.67-81, 1973.
- 3) 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.
- 4) Oka, F.: A cyclic elasto-viscoplastic constitutive model for clay based on the non-linear hardening rule, *Proc. of the 4th Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics*, pp.105-114, 1992.
- 5) Oka, F., Yashima, A., Shibata, 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.
- 6) Zienkiewicz, O.C., Chan, A.H.C., Pastor, M., Schrefler, B.A. and Shiomi, T.: *Computational Geomechanics with Special Reference to Earthquake Engineering*, John Wiley & Sons, pp.31-36, 1999.
- 7) Van Genuchten, M.Th.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Sci. Am. J.*, Vol.44, No.5, pp.892-898, 1980.
- 8) 赤井浩一, 宇野尚雄: 土中の準一次元非常浸透流に関する研究, 土木学会論文集, No.127, pp.14-22, 1966.
- 9) 赤井浩一, 大西有三, 西垣誠: 有限要素法による飽和-不飽和浸透流の解析, 土木学会論文集, No.264, pp. 87-96, 1977.
- 10) Iwasaki, T. and Tatsuoka, F.: Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands, *Soils and Foundations*, Vol. 17, No. 3, pp. 19-35, 1977.
- 11) Uzuoka, R., Kubo, T., Yashima, A. and Zhang, F.: Numerical study on 3-dimensional behavior of a damaged pile foundation during the 1995 Hyogo-ken Nanbu

- earthquake, *Proc. of 4th Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Paper Number 6.22, 2001.
- 12) 三輪滋, 池田隆明, 藤井俊二, 伊勢本昇昭: 兵庫県南部地震における液状化で被災した杭基礎建物の調査と解析 (その2: 埋立まさ土の液状化特性), 第32回地盤工学研究発表会, pp.921-922, 1997.
- 13) 竹下祐二, 河野伊一朗: 不飽和浸透特性の推定方法とその適用について, 土質工学会中国支部論文報告集「地盤と建設」, Vol.36, No.3, pp.95-113, 1993.
- 14) Okusa, S.: Wave-induced stresses in unsaturated submarine sediments, *Geotechnique*, Vol.32, No.3, pp.235-247, 1985.
- 15) 日本建築学会兵庫県南部地震特別研究委員会: 1995年兵庫県南部地震強震記録資料集, 1996.
- 16) 南荘淳, 安田扶律, 藤井康男, 丹波寛夫: 兵庫県南部地震による埋地地盤の変状と橋梁基礎構造物の損傷, 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集, pp.281-286, 1998.
- (2000. 10. 30 受付)

LIQUEFACTION ANALYSIS WITH SEEPAGE TO PARTIALLY SATURATED SURFACE SOIL

Ryosuke UZUOKA, Tetsuo KUBO, Atsushi YASHIMA and Feng ZHANG

The effect of subsurface liquefaction on the seismic behavior of partially saturated soil was discussed. The effective stress analysis with unsaturated seepage was presented and verified based on the results of unsaturated seepage experiment. The one dimensional analyses of the liquefied ground during the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake was performed. We discussed the effect of the unsaturated seepage characteristics, permeability and input motion on the generation of excess pore water pressure in partially saturated soil. The numerical results showed that the seepage to partially saturated soil caused the delayed dissipation of excess pore water pressure in the subsurface liquefied soil, and liquefaction of surface partially saturated soil with increase in the degree of saturation.