

不飽和地盤の地震時の液状化に関する解析

NUMERICAL ANALYSIS ON LIQUEFACTION OF UNSATURATED SOIL DEPOSIT SUBJECTED TO SEISMIC LOAD

山崎浩之¹・金田一広²・永野賢次³

Hiroyuki YAMAZAKI, Kazuhiro KANEDA and Kenji NAGANO

¹正会員 工修 港湾空港技術研究所 地盤・構造部 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

²正会員 工博 港湾空港技術研究所 地盤・構造部 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

³非会員 港湾空港技術研究所 地盤・構造部 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

This paper shows numerical analyses on liquefaction of unsaturated soils. The finite element model is developed using a bowl model which can calculate a dilatancy of soils subjected to cyclic loading such as a seismic load. The bowl model is coupled with pore water model of the soils to analyze liquefaction of saturated soils and unsaturated soils. The stress-strain behavior of the pore water is modeled using Boyle's rule for air included in the pore water.

The numerical results show that the liquefaction strength of unsaturated soils is larger than that of saturated ones. And the static water pressure and the confining pressure influence the liquefaction strength of unsaturated soils. The liquefaction strength of unsaturated soils under a small static water pressure is large compared with that under a large static water pressure. The liquefaction strength under a large confining pressure is large compared with that under a small confining pressure.

Key Words : Liquefaction , seismic load, numerical analysis, finite element method, unsaturated soil, stress strain model

1. はじめに

岸壁・護岸などの海岸構造物は地震時の液状化による被害を受けやすい。これらの対策としては締固めなどの地盤改良による方法がある。最近、不飽和状態になると土の液状化抵抗は大きくなる¹⁾ことが着目され、地盤を不飽和化させる方法が対策の一つとして注目されている。そして、その効果に関する研究成果が室内実験に基づいて報告されている²⁾。一方、山砂などが用いられた埋立地は不飽和であることが予想されるが、地震で液状化が頻繁に発生しており、不飽和地盤の液状化抵抗に疑問が残される。

以上のように、実地盤スケールでの不飽和地盤の地震時挙動は不明な点がある。このような背景から、本研究は、不飽和地盤の地震時挙動を数値計算でシミュレートした。数値計算結果を実データと比較するなど、精度について今後の検討が必要と考えるが、不飽和地盤の液状化特性を定量的に評価することを目的とし、海底地盤への適用性などを検討している。

2. 解析手法

解析手法は、Biot の多孔質理論に基づいた有限

要素法 (FEM) による数値解析である。多孔質理論を用いたのは、地盤を構成する土が土粒子骨格と土粒子骨格間の間隙によりなるからである。有限要素法で用いた土要素の構成式は、福武の提案した「おわんモデル」³⁾に基づくものである。以下に解析手法の概要を示す。

(1) 土の要素モデル (構成式)

要素モデルは福武の提案したもので、応力一ひずみ関係はR-Oモデルが用いられ、ダイレイタンシー特性を「おわんモデル」で表現している。

「おわんモデル」は次式のように、圧縮成分と膨張成分を分離してダイレイタンシー特性をモデル化している。

$$\varepsilon_{vow} = A \cdot \Gamma^B + \frac{G^*}{C + D \cdot G^*} \quad (1)$$

$$\Gamma = (\gamma_{xx}^2 + \gamma_{yy}^2 + \gamma_{xy}^2 + (\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2)^{0.5} \quad (2)$$

$$G^* = \sum (\Delta \gamma_{xx}^2 + \Delta \gamma_{yy}^2 + \Delta \gamma_{xy}^2 + \Delta (\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \Delta (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + \Delta (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2)^{0.5} \quad (3)$$

ここに、 ε_x , ε_y , ε_z は水平2方向(x, y)と鉛直

方向(z)の直ひずみ, γ_{zx} , γ_{zy} , γ_{xy} はせん断ひずみ, $\varepsilon_{\text{void}}$ はせん断によるダイレイタンス成分, A, B, C, D は定数, Γ は合せん断ひずみ, G^* は累積せん断ひずみである.

式(1)の右辺第1項が膨張成分, 第2項が圧縮成分である. 式(1)~(3)はダイレイタンス成分をひずみ成分から求めるもので, せん断応力-せん断ひずみ関係は, 下式のR-Oモデルをから求める.

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G_0} \cdot \left(1 + \alpha |\tau_{xy}|^\beta\right) \quad (4)$$

$$\alpha = \left(\frac{2}{\gamma_{0.5} \cdot G_0}\right)^\beta, \beta = \frac{2 \cdot \pi \cdot h_{\max}}{2 - \pi \cdot h_{\max}} \quad (5)$$

ここに, τ_{xy} はせん断応力, $h_{\max}$ は最大減衰定数, G_0 は微少ひずみレベル ($\gamma = 10^{-6}$) のせん断弾性係数, $\gamma_{0.5}$ は規準ひずみ ($G/G_0 = 0.5$ となるとき) のせん断ひずみである. なお, 式(4)ではせん断応力, せん断ひずみのxy成分しか示していないが, yz, zx成分も式(4)と同様の関係である.

したがって, R-Oモデルで必要となるパラメータは $h_{\max}$, G_0 と $\gamma_{0.5}$ の3つである. $h_{\max}$, G_0 と $\gamma_{0.5}$ には平均有効主応力について以下の関係式がある.

$$G_0 = G_{0i} \cdot \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{mi}}\right)^{0.5}, \gamma_{0.5i} = \gamma_{0.5} \cdot \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{mi}}\right)^{0.5} \quad (6)$$

ここに, σ_m は平均有効主応力で, G_{0i} , $\gamma_{0.5i}$ は, 平均有効主応力がある規準の平均有効主応力 σ_{mi} のときの G_{0i} , $\gamma_{0.5i}$ である.

以上から, せん断応力とせん断ひずみの関係は, ひずみ依存性が式(4), (5)で, 有効応力に関する依存性が式(6)で表される. なお, 履歴曲線はメーシング則を用いている. そして, 直応力と直ひずみの関係は, せん断弾性係数をポアソン比でヤング率に変換することにより表されている.

$$E = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G' \quad (7)$$

$$G' = \frac{1}{3} \cdot (G_{xy} + G_{yz} + G_{zx}) \quad (8)$$

$$G_{xy} = \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial \gamma_{xy}}, G_{yz} = \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial \gamma_{yz}}, G_{zx} = \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial \gamma_{zx}} \quad (9)$$

ここに, E はヤング率, ν はポアソン比で, G' は式(8), (9)で示されるように, R-Oモデルの各成分の接線せん断弾性係数の平均値である.

福武の提案モデルでは, 上記の式(7)でヤング率が算出されるが, ここでは, 以下に述べる式(10), (11)でヤング率 E を算出することとした.

$$K_s = \frac{(1 + e_0) \cdot \sigma'_m}{0.434 \cdot C_s} \quad (10)$$

$$E = \frac{9 \cdot K_s \cdot G'}{3 \cdot K_s + G'} \quad (11)$$

$$\nu = \frac{3 \cdot K_s - 2 \cdot G'}{2 \cdot (3 \cdot K_s + G')} \quad (12)$$

ここに, C_s は膨張指数, e_0 は初期間隙比, K_s は土骨格の体積弾性係数である.

以上, 式(1)~(6), 式(10)~(12)がここで用いた土の構成式である.

(2) 間隙のモデル

土粒子骨格の応力-ひずみ関係は上記の構成式で表したが, ここでは土の間隙に関するモデルを示す. 間隙は水と空気とで占められており, どちらも流体としての挙動を示すので応力-ひずみ関係は平均応力(圧力)と体積ひずみの関係のみで規定される. ここで, 間隙圧 = 間隙水圧 = 間隙空気圧とし, 以下の式で間隙の体積ひずみと間隙圧の関係を導く.

$$d\varepsilon_{\text{void}} = \frac{du}{K_{\text{void}}} \quad (13)$$

$$K_{\text{void}} = \frac{u \cdot K_w}{u \cdot S_r / 100 + (1 - S_r / 100) \cdot K_w} \quad (14)$$

$$S_r = 100 - (100 - S_{r0}) \cdot \frac{u_0}{u} \quad (15)$$

ここに, $\varepsilon_{\text{void}}$ は間隙部分の体積ひずみ, u は間隙に働く圧力(絶対圧), K_{void} は間隙の体積弾性係数, K_w は水の体積弾性係数, S_r (%) は飽和度, S_{r0} (%) は間隙圧が $u = u_0$ のときの飽和度である. なお, 不飽和状態では土粒子間にメニスカスができるために間隙水圧と間隙空気圧は一般には等しくない. しかし, 実測によると飽和度 $S_r = 60\%$ 程度までは間隙圧 = 間隙水圧 = 間隙空気圧という関係が成り立つことが報告されている⁴⁾.

また, 土粒子実質部分の圧縮性を無視すると, Skempton の間隙圧係数と, 間隙の体積弾性係数, 土粒子骨格部分の体積弾性係数の関係は以下のとおりである.

$$B = \frac{K_{\text{void}}}{n \cdot K_s + K_{\text{void}}} \quad (16)$$

ここに, B は Skempton の間隙圧係数, n は間隙率で, B 値は 0~1.0 の値を取り, 間隙に気泡を多く含まれるほど B 値は小さくなり, 乾燥状態では $B=0$ となる.

3. 計算結果

(1) 要素シミュレーション

前章で示した構成式で土要素の単純せん断試験の数値計算をここでは示す. 表-1 にパラメータを示す. 表-1 のパラメータは, 標準貫入試験による N 値が 5 以下の緩詰め地盤に対応するものである. なお, 表-1 中の X_L は式中では示されていないが, 飽和土の液状化抵抗の下限値を決めるものである.

表-1 パラメータ

$G_0(\text{kN/m}^2)$	$\gamma_{0.5i}$	h_{max}	$C_s/(1+e_0)$	$\sigma_{mi}(\text{kN/m}^2)$
7590	0.00005	0.24	0.006	1
A	B	C	D	X_L
-0.5	1.4	3	40	0.11

a) 有効応力経路，ひずみ発生量と繰返し载荷回数

図-1 は，圧密圧力 $\sigma_{m0}'=98\text{kN/m}^2$ ，飽和度 $S_r=100\%$ ，背圧（静水圧） $B_p=98\text{kN/m}^2$ （ $u_0=196\text{kN/m}^2$ ）の条件で，繰返しせん断応力比 $\tau/\sigma_{m0}'=0.2$ の液状化試験を行った場合の計算結果で，図-1(a) はせん断応力と有効応力の関係（有効応力経路），図-2(b) は繰返し回数と発生せん断ひずみの関係である．図-2 は，飽和度を $S_r=90\%$ とし，それ以外は図-1 と同じ条件で計算を行った結果である．

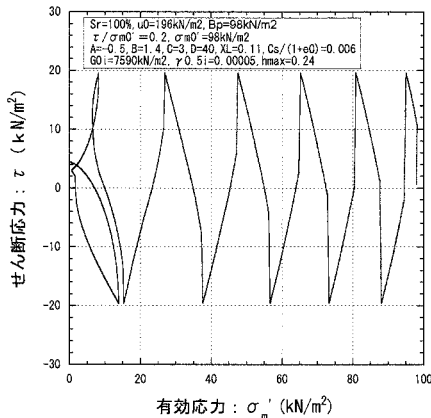


図-1(a) 飽和度 100%の有効応力経路

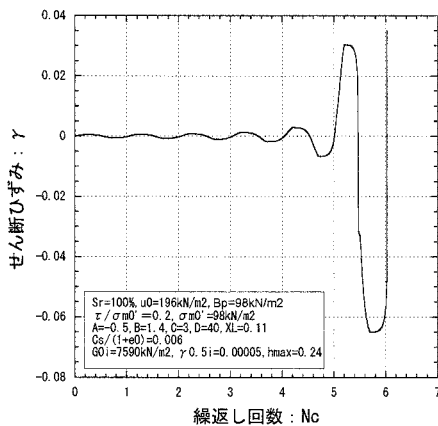


図-1(b) 飽和度 100%の発生ひずみ

図-1 から，飽和度 $S_r=100\%$ の場合には有効応力が繰返し载荷とともに急激に低下して大きなせん断ひずみが発生し，繰返し回数が $N_c=5$ 回で液状化に至っていることがわかる．ところが，図-2 の飽和度 $S_r=90\%$ の場合には，繰返し载荷とともに有効応力は減少するが図-1 ほど急激ではなく，ひずみの発生も急激ではなく，液状化に至るまでに $N_c=80$ 回以上の繰返し载荷が必要となっている．

したがって，図-1 と図-2 の比較から，飽和度が $S_r=100\%$ の飽和状態から， $S_r=90\%$ の不飽和状態に変わることによって，液状化抵抗が大きくなることが示されている．

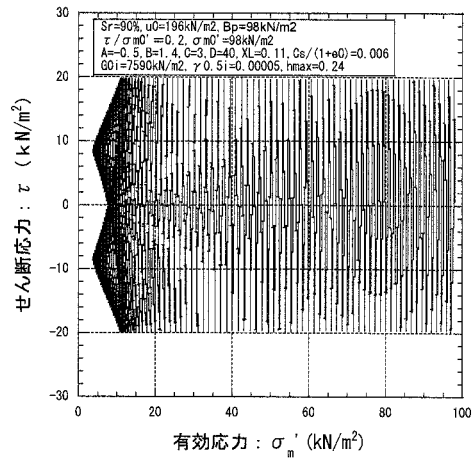


図-2(a) 飽和度 90%の有効応力経路

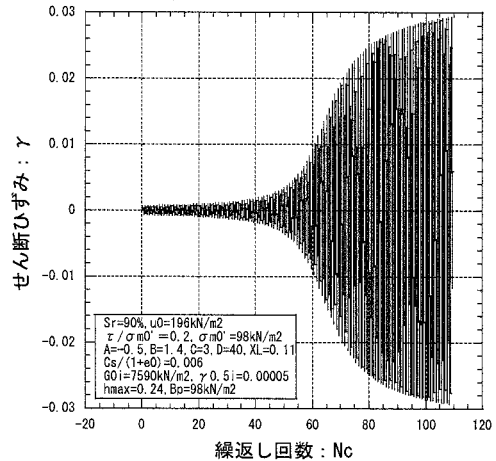


図-2(b) 飽和度 90%の発生ひずみ

b) 液状化抵抗曲線

図-3 は，繰返しせん断応力比と液状化に至るまでの繰返し回数の関係の計算結果（液状化抵抗曲線）液状化の発生は，せん断ひずみの両振幅が 7.5% となった時点として定義した．図-3(a) は圧密圧力が 49kN/m^2 で背圧が 98kN/m^2 の条件，図-3(b) は圧密圧力が 98kN/m^2 で背圧が 98kN/m^2 の条件，図-3(c) は圧密圧力が 49kN/m^2 で背圧が 0kN/m^2 の条件に対して計算したもので，それぞれ飽和度が 100%，95%，90% の場合について計算している．

図-3 から，液状化抵抗曲線は飽和度が低下するほど上になっており，液状化抵抗が飽和度の低下とともに増加していることがわかる．ここで，繰返し回数が $N_c=20$ 回で液状化する繰返しせん断応力比を液状化抵抗の指標 R_{120} として考察を行う．飽和度が 100% から 90% に低下すると， R_{120} は図-3(a) で 0.14 から 0.26，図-3(b) で 0.13 から 0.38，図-3(c) で 0.14 から 0.44 に変化している．したがって，飽和度が同じ値に低下しても，図-3(a) と (b) の比較から圧密圧力が大きい方が液状化抵抗の増加は大きいといえる．また，図-3(a) と (c) の比較から背圧（静水圧）が小さい方が液状化抵抗の増加が大きい．このような傾向は岡村が室内の三軸試験結果でも報告し

ており²⁾、実験事実と整合した結果である。

図-4 は以上に示した計算モデルを田中らのねじりせん断試験での実測値¹⁾と比較したものである。なお、図-4 では実測値にフィッティングするようにパラメータを設定しており表-1 とは異なり、液状化の定義もせん断ひずみの両振幅が 5% である。図-4 から、プロットで示す計算値は実測データよりも勾配が急で、繰返し回数が大きくなると液状化抵抗を過小評価し、繰返し回数が大きくなると過大評価する傾向にあるといえる。この点に関して今後の精度改良が必要である。

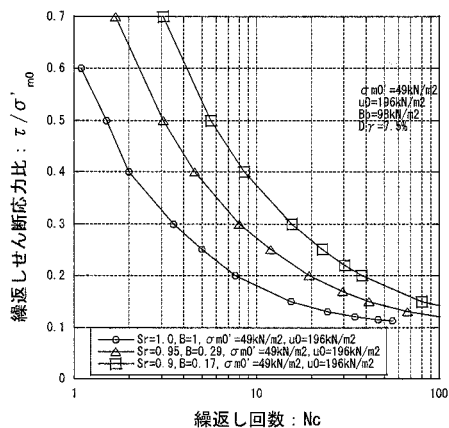


図-3(a) 液状化抵抗曲線 ($\sigma'_m = 49 \text{ kN/m}^2$, $B_p = 98 \text{ kN/m}^2$)

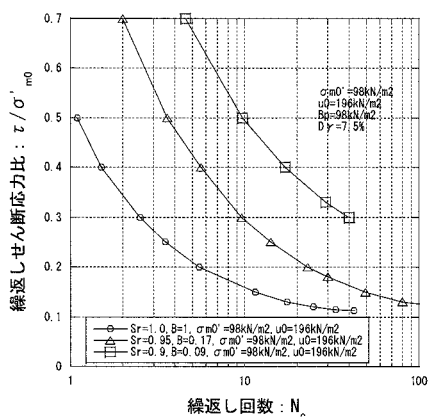


図-3(b) 液状化抵抗曲線 ($\sigma'_m = 98 \text{ kN/m}^2$, $B_p = 98 \text{ kN/m}^2$)

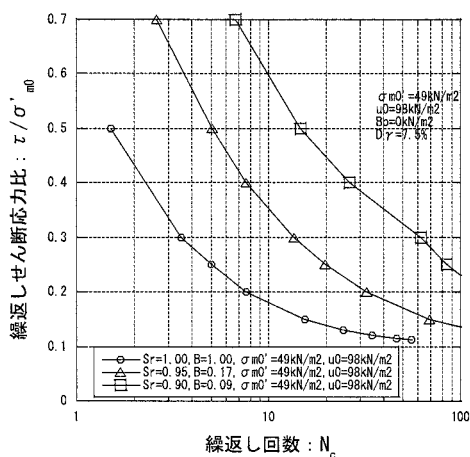


図-3(c) 液状化抵抗曲線 ($\sigma'_m = 49 \text{ kN/m}^2$, $B_p = 0 \text{ kN/m}^2$)

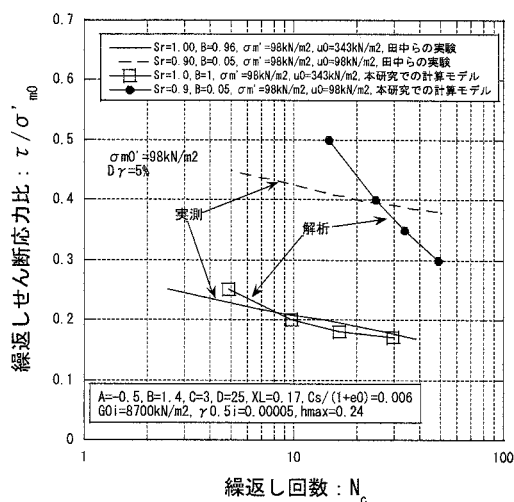


図-4 液状化抵抗曲線(実測値との比較)

(2) FEM による解析

前述の応力ひずみモデルを有限要素プログラムに組み込み、地震時の液状化解析を行った。有限要素モデルは Biot の多孔質理論に基づくもので、繰返しせん断で発生する土のダイレイタンスーと間隙水をカップリングして解くものとなっている。

解析は、図-5 に示すように深さ 10m の一次元モデルの地盤に対して基盤から図-6 に示す地震波を入力して行っている。地震波は最大加速度が約 230Gal のシナリオ波(人工波)である。水位(海面の位置)は、地盤面から 0m, 10m, 20m の高さの位置に変えて、間隙に働く初期水圧の影響を調べた。これは海底地盤であれば水深の影響を調べたことに対応する。地盤の飽和度は 100%, 90%, 80% の 3 種類でそれぞれ計算を行っている。

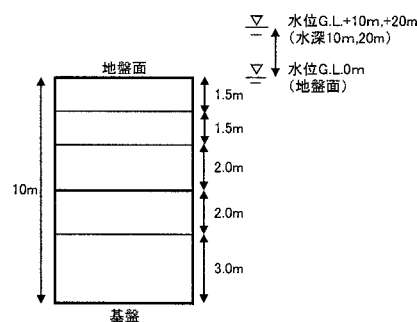


図-5 有限要素モデル地盤

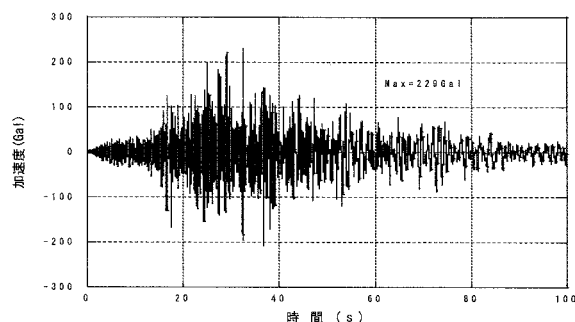


図-6 入力地震動

計算結果の一例として、図-7 に水位が G.L. 0m の場合の平均有効応力比の時刻歴を示す。有効応力比は初期の平均有効応力 σ'_{m0} で各時間の平均有効応力 σ'_m を除したもので、 $\sigma'_m / \sigma'_{m0} = 0$ のときが液状化状態となる。図-7 から加振とともに有効応力比が低下し、特に入力加速度が大きくなる 20~40 秒において急激に低下している。また、どの飽和度においても有効応力比の低下は、深度の浅い方が深い方よりも大きく、浅い方が液状化しやすくなっている。飽和度の影響については、図-7 から同一深度で比

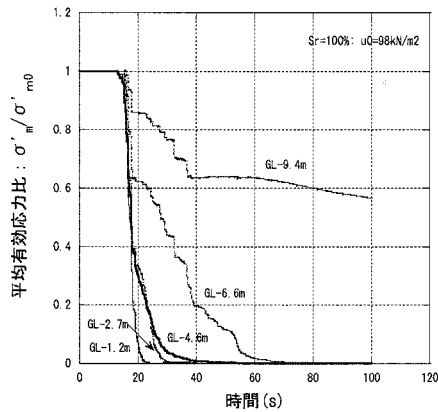


図-7(a) 平均有効応力比と時間関係 ($S_r=100\%$)

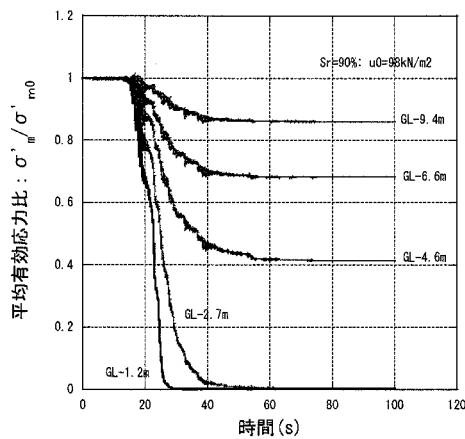


図-7(b) 平均有効応力比と時間関係 ($S_r=90\%$)

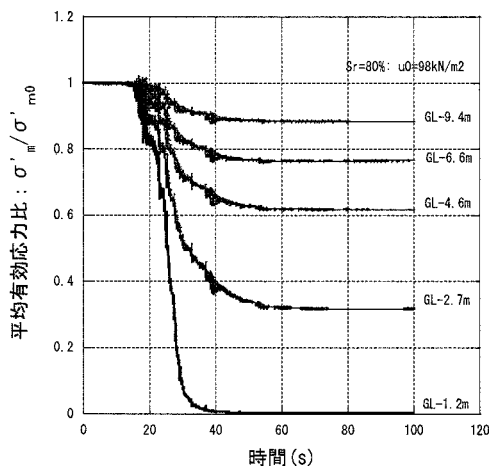


図-7(c) 平均有効応力比と時間関係 ($S_r=80\%$)

べると、飽和度が小さくなる方が有効応力比の低下は少なく、液状化しにくくなっており、要素シミュレーションの傾向が FEM でも現れている。

図-8 は、水位が G.L. 0m の場合の、加振終了時の深さ方向の有効応力比を、飽和度をパラメータとして調べたものである。図-8 から飽和度が 100% の場合には G.L. -7m 程度まで液状化しているが、飽和度 90% では G.L. -3m, 飽和度 80% では G.L. -1m 程度までの液状化となっている。したがって、不飽和化による地盤の液状化対策効果は、深いところで顕著に現れるといえる。

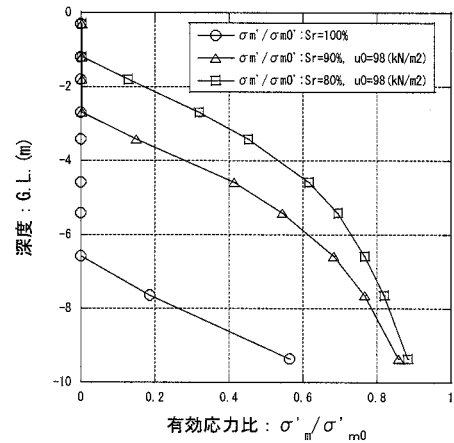


図-8 有効応力比および飽和度と深さの関係

図-9 は水位の影響を調べたもので、加振終了時の有効応力比と深さの関係を地盤面での水圧 (u_0 : 絶対圧) をパラメータとして比較している。

図-9 から、飽和度 100% の場合には有効応力比の分布には地盤面での水圧の大きさは影響しないことがわかる。しかし、飽和度が 90%, 80% の場合には水圧の大きさにより有効応力比の深度分布は異なっており、水圧が大きい方が深い深度まで有効応力比が低下している。これは、水深が深い海底地盤ほど液状化が発生しやすいことを意味しており、不飽和化による液状化対策は水深の浅いところの方が効果は大きいことになる。

5. 考察

同じ飽和度でも地盤面の水圧 (背圧) が小さい場合、および地盤深度が深い (拘束圧が大きい) 方が液状化しにくいことが数値計算から得られた。ここでは、この点について物理的な考察をする。

(1) 地盤面の水圧の影響

液状化は非排水条件下で、せん断時の土の負のダイレイタンス (体積圧縮) を打ち消すように間隙流体が抵抗し、これが過剰間隙水圧の発生となって生じる現象である。負のダイレイタンスを $d\varepsilon_d$ とすると、過剰間隙水圧 du_e は $du_e = K_{void} \cdot d\varepsilon_d$ となる。

ここで、間隙の体積弾性係数は式(14)，(15)で示されるように、飽和度と水圧および水の体積弾性係数の関数となっており、式(14)，(15)から水圧が大きい方が同じ飽和度でも間隙の体積弾性係数は大きくなる。したがって、水圧の小さい方が小さな過剰間

隙水圧の発生となり、液状化しにくくなる。

(2) 拘束圧の影響

液状化抵抗はせん断応力を拘束圧で除したせん断応力比で表され、密度等が同じであれば液状化抵抗は拘束圧に依存しない。これは土の挙動が摩擦則に支配されることによる。図-3 の比較でも飽和度が100%では90%，80%ほど拘束圧の影響を強く受けていない。ただし、飽和度100%でも拘束圧の大きい方が液状化抵抗は大きくなる傾向にある。これは、式(6)で示されるようにせん断弾性係数 G は拘束圧の0.5乗の関数となっており、同じせん断応力比でも拘束圧の大きいほうが小さなせん断ひずみの発生となるからである。このようなせん断ひずみの発生の違いの影響が、飽和度が小さくなると拘束圧の低いところで大きくなったといえる。この点については、実験データを蓄積し、土の応力-ひずみモデルの妥当性を、特に低拘束圧領域で確認していく必要がある。また、図-8，9 で深度が大きくなると液状化しにくくなるのは、前述に加えて浅いところよりも入力地震動の増幅が小さいことが挙げられる。

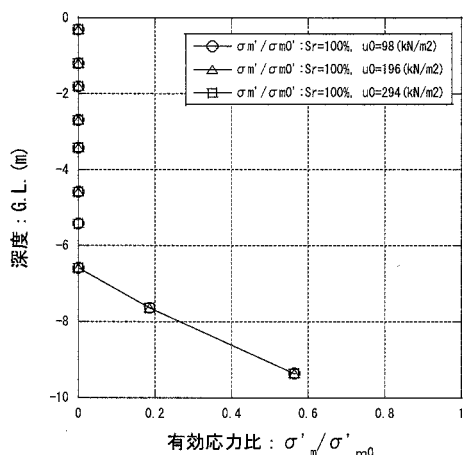


図-9(a) 有効応力比および水圧と深さの関係 (飽和度 100%)

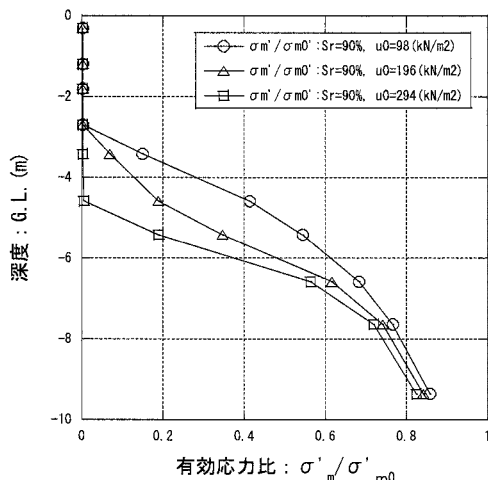


図-9(b) 有効応力比および水圧と深さの関係 (飽和度 90%)

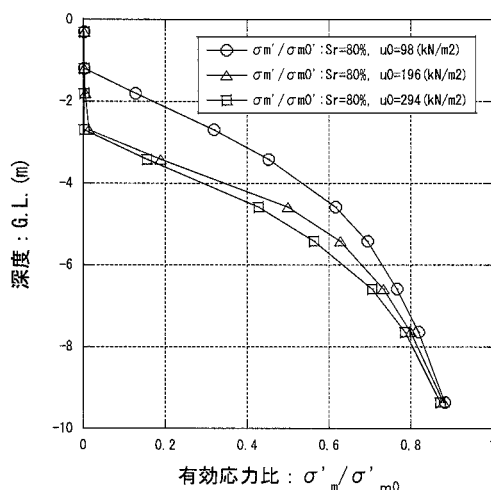


図-9(c) 有効応力比および水圧と深さの関係 (飽和度 80%)

6. おわりに

不飽和地盤の液状化に関して、数値計算による検討を行った。得られた結果は以下のとおりである。

- ① 飽和度が低くなるほど液状化抵抗は大きくなる。
- ② 地盤面の水圧，あるいは要素試験では背圧が小さくなるほど液状化抵抗は大きくなる。
- ③ 地盤深度が深くなるほど，あるいは拘束圧が大きくなるほど液状化抵抗は大きくなる。

以上から、不飽和化による液状化対策は水深の浅い海底地盤ほど，また地盤の深いところの方が効果は大きいことになる。しかしこれらは、数値計算から導かれたもので要素モデルの精度の影響を強く受け、モデルによっては異なった結果を導き出していることである。今後は要素レベルでの検証を進めていく必要がある。また、不飽和化による液状化対策については、施工方法はもとより、不飽和状態が永続的に維持されるかなど基本的検討が必要といえる。

参考文献

- 1) 例えば、田中敬三，吉見吉昭，時松孝次：飽和度が砂のせん断強度に与える影響，不飽和土の工学的性質研究の現状に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.225～228，1987。
- 2) 岡村未対：空気注入による安価な液状化対策工法，土と基礎，Vol.54，No.7，pp.28～30，2006。
- 3) 福武毅芳：土の多方向繰返しせん断特性を考慮した地盤・構造物系の三次元液状化解析に関する研究，名古屋工業大学学位申請論文，1997。
- 4) 例えば，山口柏樹：土質力学（全改訂），技報堂，p.37，1984。