

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE

OF

THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No. 1182

September 2008

排水を考慮した地震時の地盤の液状化に関する数値解析

山崎 浩之

金田 一広

永野 賢次

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan

目 次

要 旨	3
1. まえがき	4
2. 計算モデル	4
3. 計算モデルの検証	8
3.1 1993年釧路沖地震	8
3.2 1995年兵庫県南部地震	13
4. 飽和度が液状化に及ぼす影響に関する考察	17
5. 結論	18
6. あとがき	18
参考文献	18

Numerical Analysis of Liquefaction of Soil Deposit during Earthquake Considering Pore Water Pressure Dissipation

Hiroyuki YAMAZAKI*

Kazuhiro KANEDA**

Kenji NAGANO***

Synopsis

Assessment of liquefaction of sandy deposits during an earthquake is an important item in the design of port and airport facilities. A numerical analysis based on a finite element method is a useful tool for the foundation design considering the effect of liquefaction on the structure. Most of the numerical programs do not consider the pore water pressure dissipation from soils during seismic loading. A numerical model for liquefaction analysis considering the dissipation of pore water pressure is newly developed. This paper describes the numerical model and its application for the simulation of liquefied ground in actual earthquakes. The effect of the saturation ratio of the pore water on liquefaction is also analyzed by the program. The results show that the program can simulate the ground response to the earthquake and calculate the subsidence of ground due to the dissipation of pore water pressure. The results of the effect of the saturation ratio show that the unsaturated ground with the saturation ratio of 99.8% (Skempton's B-value=0.8) has the same liquefaction potential as the saturated ground.

Key Words: numerical analysis, liquefaction, pore pressure dissipation, saturation ratio.

* Head of Soil Dynamics Group, Earthquake Disaster Prevention Engineering Division, Geotechnical and Structural Engineering Department

** Researcher of Soil Dynamics Group, Earthquake Disaster Prevention Engineering Division, Geotechnical and Structural Engineering Department

*** Kyushu Regional Development Bureau, Ministry of Land, Infrastructure and Transport (Former Member of Soil Dynamics Division, Geotechnical and Structural Engineering Department)

Phone : +81-46-8445054 Fax : +81-46-8440618 e-mail:yamazaki@pari.go.jp

排水を考慮した地震時の地盤の液状化に関する数値解析

山崎 浩之*
金田 一広**
永野 賢次***

要 旨

地震時の地盤の液状化は、港湾・空港施設の設計において重要な検討項目の一つである。地震時の液状化の影響を考慮した地盤設計を行う方法として、有限要素法を用いる方法があるが、ここでは、地震時の地盤の排水を考慮した液状化解析が可能な有限要素プログラムの開発を行っている。本資料では、プログラムに組み込んだ要素モデルの精度を要素試験と比較している。そして、開発したプログラムを実際の地震に適用し、観測結果と比較している。また、地盤の飽和度が液状化にどの程度影響するかを、開発したプログラムで検討している。

得られた結果は以下のとおりである。

- 1) 要素モデルは要素試験結果と整合するモデルであった。
- 2) 開発したプログラムは、実際の地震での地盤の加速度応答および液状化による地表面沈下を説明することができた。
- 3) 透水係数の違いによる沈下および間隙水圧の消散の違いを計算することができた。
- 4) 飽和度の影響を考察したところ、飽和度が 99.8% 以上ある場合には完全飽和状態とほとんど同じ結果となった。

キーワード：数値計算，液状化，排水，不飽和

* 地盤・構造部地震防災研究領域動土質研究チームリーダー
**地盤・構造部地震防災研究領域動土質研究チーム研究官
***国土交通省九州地方整備局（前地盤・構造部動土質研究室研究員）
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 港湾空港技術研究所
電話：046-844-5054 Fax：046-844-0618 e-mail:yamazaki@pari.go.jp

1. まえがき

地震時の地盤の液状化は港湾・空港施設の整備においての重要な検討項目の一つである。設計に際して地盤が液状化すると判断された場合には、地盤改良を行うことが多い。しかし、地盤改良のための費用が高価なために施設整備が困難なことや、地盤改良の施工自体が困難なことがある。このような場合、液状化層が上部や周囲の構造物に影響を及ぼさないことを定量的に確認して、液状化層を放置して施設の設計・施工を行うことが考えられる。これらの検討を「FLIP」のような非排水モデルによる計算プログラムで行うと、次のようなことが問題点となる。

図-1に示すような水平堆積地盤があり、ある層が液状化したとする。この場合、非排水モデルでは地震中、地震後の地表面の沈下を算出することができない。また、透水係数が高い場合、あるいは地震動の継続時間が長い場合には、液状化層から非液状化層に過剰間隙水圧が伝播し非液状化層も連鎖的に液状化する、2次液状化現象が起こることが考えられる。このような点を非排水モデルでは検討することができない。

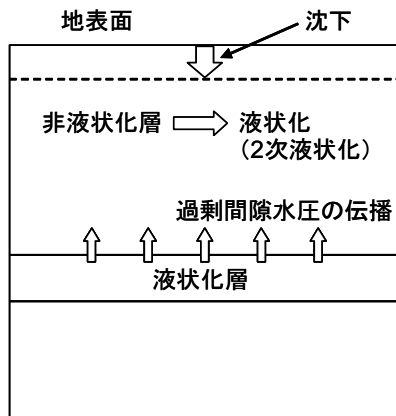


図-1 液状化解析で排水が問題となる例

したがって、上記のような課題を解決するためには、排水を考慮できる液状化解析プログラムが必要となる。現在までに、排水を考慮できる液状化解析プログラムはいくつか開発されているが、それらのプログラムはパラメータの物理的意味が難解で、パラメータ設定が開発者でないと難しいことが利用にあたっての大きな問題点といえる。また、排水を考慮した地盤の地震時挙動については検証がなされていないのが実情といえる。

以上のような背景から、震動中・後の地盤の排水に伴う体積圧縮・沈下・過剰間隙水圧の伝播の解析が可能な数値計算プログラムを新たに開発した。本資料では、開発したプログラムについて以下のことを報告している。

要素試験結果と計算結果を比較することによりプログラムに使われている要素モデルの検証を行っている。そして、開発したプログラムの精度を検証するために、実際の地震での地盤の応答、沈下について解析を行っている。さらに、開発したプログラムは不飽和地盤にも適用できることから、不飽和地盤の液状化特性についての考察も行っている。

2. 計算モデル

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。したがって、要素モデルは土骨格に関する応力-ひずみモデルと間隙に関する応力-ひずみモデルの2つが必要となる。

(1) 土骨格の応力-ひずみモデル

土の応力-ひずみ関係(構成式)は、要素モデルは福武の提案したもので¹⁾、せん断応力-せん断ひずみ関係はR-Oモデルを用い、ダイレイタンシー特性を「おわんモデル」で表現し、全体の応力-ひずみモデルを組み立てているものである。

「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。

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

ここに、 ε_{vow} はせん断によるダイレイタンシー成分、 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それぞれ以下の式で求められる量である。

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

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

ここに、 $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ は水平2方向(x, y)と鉛直方向(z)の直ひずみ、 $\gamma_{zx}, \gamma_{zy}, \gamma_{xy}$ は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)はダイレイタンシー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。

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

$$\gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G_0} \cdot \left(1 + \alpha |\tau_{yz}|^\beta\right) \quad (5)$$

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

$$\alpha = \left(\frac{2}{\gamma_{0.5} \cdot G_0}\right)^\beta \quad (7)$$

$$\beta = \frac{2 \cdot \pi \cdot h_{\max}}{2 - \pi \cdot h_{\max}} \quad (8)$$

ここに、 τ_{xy} 、 τ_{yz} 、 τ_{zx} はせん断応力、 h_{\max} は最大減衰定数、 G_0 は微小ひずみレベル ($\gamma \approx 10^{-6}$)でのせん断弾性係数、 $\gamma_{0.5}$ は規準ひずみ ($G/G_0=0.5$ となるときひずみ)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。 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。

$$G_0 = G_{0i} \cdot \left(\frac{\sigma_m'}{\sigma_{mi}'}\right)^{0.5} \quad (9)$$

$$\gamma_{0.5} = \gamma_{0.5i} \cdot \left(\frac{\sigma_m'}{\sigma_{mi}'}\right)^{0.5} \quad (10)$$

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 (以下本論文では単位応力) σ_{mi}' のときの G_0 、 $\gamma_{0.5}$ 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)～(6)で、有効応力に関する依存性が式(9)、(10)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。

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

$$G' = \frac{1}{3} \cdot (G_{xy} + G_{yz} + G_{zx}) \quad (12)$$

$$G_{xy} = \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial \gamma_{xy}}, G_{yz} = \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial \gamma_{yz}}, G_{zx} = \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial \gamma_{zx}} \quad (13)$$

ここに、 E はヤング率、 ν はポアソン比で、 G' は式(4)～(6)と式(13)で得られる各接線せん断係数を平均したものである。

福武の提案モデルでは、上記の式(11)でヤング率が算出されるが、体積弾性係数はヤング率の関数であることから、体積弾性係数がせん断ひずみの関数となる。したがって、せん断ひずみが増加すると、体積弾性係数も変化することになる。しかし、体積弾性係数はせん断ひずみではなく、平均有効主応力に大きく依存するものであると考えられるので、ここでは以下に述べる式(14)～(16)でヤング率 E を算出することとした。

$$K_s = \frac{(1 + e_0) \cdot \sigma'_m}{0.434 \cdot C_s} \quad (14)$$

$$E = \frac{9 \cdot K_s \cdot G'}{3 \cdot K_s + G'} \quad (15)$$

$$\nu = \frac{3 \cdot K_s - 2 \cdot G'}{2 \cdot (3 \cdot K_s + G')} \quad (16)$$

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)～(10)、式(14)～(16)がここで用いた土の応力-ひずみモデル(構成式)である。

(2) 間隙の応力-ひずみモデル

土骨格の応力-ひずみモデル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得る。

$$d\varepsilon_{\text{void}} = \frac{du}{K_{\text{void}}} \quad (17)$$

$$K_{\text{void}} = \frac{u \cdot K_w}{u \cdot S_r / 100 + (1 - S_r / 100) \cdot K_w} \quad (18)$$

$$S_r = 100 - (100 - S_{r0}) \cdot \frac{u_0}{u} \quad (19)$$

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 $u=0$ 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 \approx 間隙水圧 \approx 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²⁾.

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.

$$B = \frac{K_{void}}{n \cdot K_s + K_{void}} \quad (20)$$

ここに, B は Skempton の間隙圧係数で一般的に B 値とよばれるもの, n は間隙率で, B 値は $0 \sim 1.0$ の値をとり, 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) パラメータ

前項(1), (2)から, 本モデルで必要となるパラメータは, 土の骨格に関わるものは, 微小ひずみでのせん断弾性係数 G_{0i} , 最大減衰定数 h_{max} , 規準ひずみ $\gamma_{0.5i}$, 膨張指数 C_s , 間隙比 e , および「おわんモデル」のパラメータ A, B, C, D で, さらに地盤全体の数値計算を行う場合には密度(単位体積重量)が必要である. 間隙に関わるものは, 水の圧縮指数 K_w , 飽和度 S_r で, さらに, 地盤全体の数値解析を行う場合には, 透水係数 k が必要である. これらのパラメータは対象土に対して要素試験や物理試験を行い定めることができる. 「おわんモデル」のパラメータについては, 液状化解析を対象とする場合には, 解析精度を高めるために, 排水条件での試験ではなく, 非排水繰返し三軸試験や非排水繰返しねじり試験などの液状化試験結果にフィッティングするように定めるのが良い. ここで, 「おわんモデル」のパラメータ A, B, C, D 以外は, 一般的に知られる土質定数であるが, $A \sim D$ は本モデル独自のもので, 値は土の密度や種類によって変わるものである. そこで, 参考として $A \sim D$ の一般的な値を示しておく. $A = -4 \sim -0.3$, $B = 1.4$, $C = 1 \sim 25$, $D = 30 \sim 100$ 程度の値になる. 「おわんモデル」を実際の液状化解析で用いる場合には, $A \sim D$ のパラメータ以外に液状化抵抗の下限値 X_1 を設定する必要がある. 下限値は $X_1 = 0.09 \sim 0.9$ である.

(4) 要素シミュレーション

上記の応力-ひずみモデルを用いて, 実測データにどの程度フィッティングできるかを確認するために, 非排水繰返しねじり試験結果と比較を行う. 非排水繰返しねじり試験は, 圧密圧力が 98 kN/m^2 , B 値が 95% 以上の飽和条

件(飽和度 $S_r \approx 100\%$)で正弦波の繰返しせん断応力をかけて行っている. また, 供試体は相対密度が $D_r=50\%$ の緩詰め供試体と $D_r=80\%$ の密詰め供試体である.

パラメータの設定に際しては, 微小ひずみでのせん断弾性係数 G_0 , 最大減衰定数 h_{max} , 膨張指数 C_s は経験式, 経験値を用い, 「おわんモデル」のパラメータ A, B, C, D および X_1 を変化させて試験結果にフィッティングさせた. ここで, 膨張指数については間隙比 e_0 との関係で与えることとし, すなわち $C_s/(1+e_0) = 0.006$ とし, 最大減衰定数は $h_{max} = 0.24$ とした. 次式が微小ひずみでのせん断弾性係数 G_0 を求めた経験式³⁾である.

$$G_0 = 6900 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot \sigma_m^{0.5} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (21)$$

また, 間隙に関するパラメータは水の圧縮指数を $K_w = 2200000 \text{ kN/m}^2$ とし, 飽和度は供試体作成時に飽和化を行ったので $S_r = 100\%$ とした.

図-2が実測の応力ひずみ関係, 有効応力経路の一例で, 図-3がフィッティングさせた計算結果である.

図-2と図-3から, 繰返し载荷の初期では有効応力経路に違いが見られるが, 液状化の発生および大ひずみの発生を表現できていることがわかる.

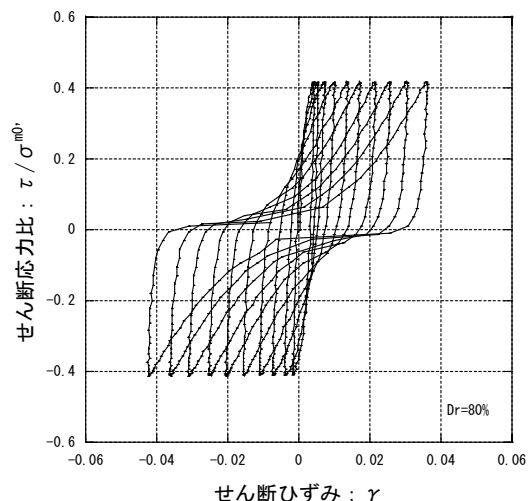


図-2(a) 応力-ひずみ関係 (実測)

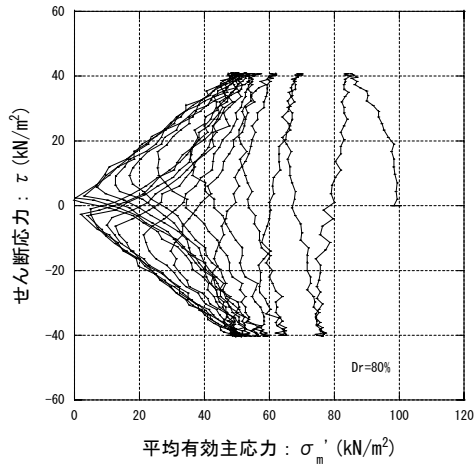


図-2(b) 有効応力経路 (実測)

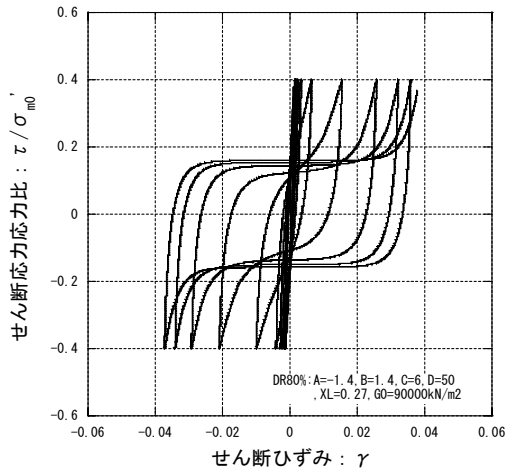


図-3(a) 応力-ひずみ関係 (計算)

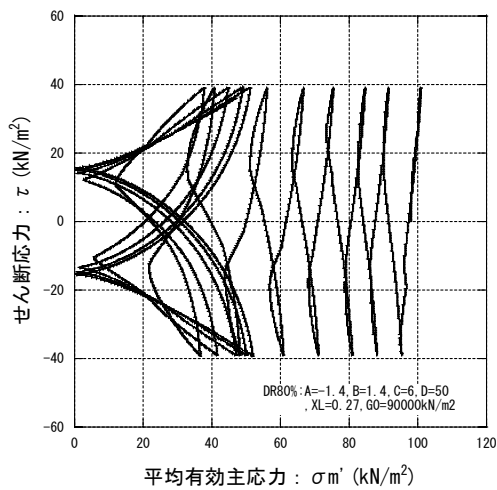


図-3(b) 有効応力経路 (計算)

図-4は液状化が発生する繰返しせん断応力と繰返し回数
の関係, すなわち液状化抵抗曲線を比較したものであ

る. 液状化の定義は両振幅せん断ひずみが $D\gamma=7.5\%$ 発生
したときとした. 図-4から計算値の液状化が発生するせん
断応力と繰返し回数の関係は, 実測値よりも若干勾配
が急ではあるが, ほぼ実測値を説明できるといえる.

図-5は液状化後の過剰間隙水圧の消散により発生する
体積ひずみを, 実測値と計算値で比較したものである. 体
積ひずみは, 载荷終了後の発生せん断ひずみをゼロに戻し,
その後, 間隙水圧を消散させて求めたものである. 図
-5から, ばらつきはあるが実測値と計算値は対応してい
るといえる.

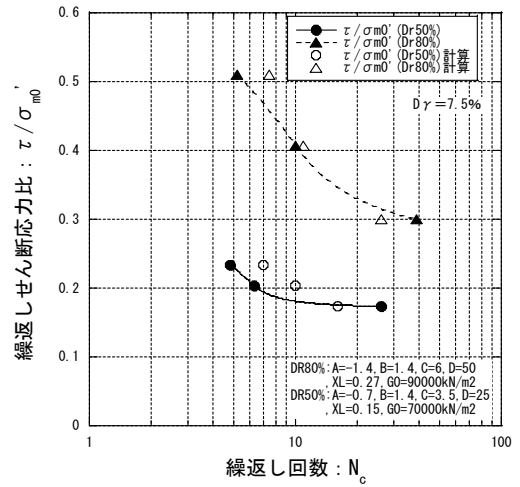


図-4 液状化抵抗曲線

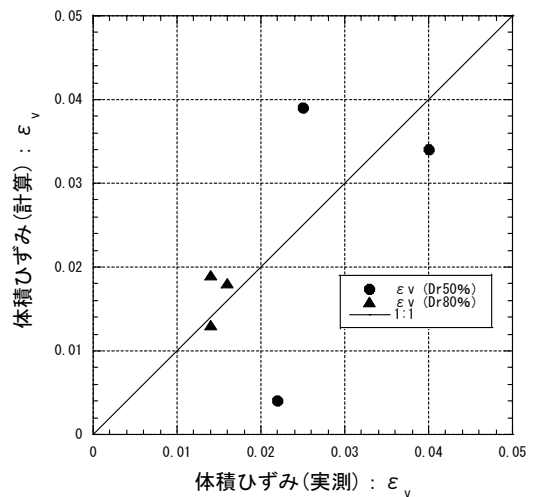


図-5 体積ひずみ

以上から, 本要素モデルは実測の液状化抵抗や液状化
に伴う体積圧縮 (排水) をほぼ説明できており, 排水を
考慮した液状化解析のための数値計算プログラムに適用
可能と判断できる.

3. 計算モデルの検証

前章で示した要素モデルを有限要素プログラムに組み込み排水を考慮した液状化解析プログラムを開発した。要素モデルを組み込んだ有限要素プログラムは、小林らが開発した地盤汎用解析プログラム⁴⁾を、動的解析ができるように改良したものである。なお、プログラムは水平堆積地盤についてのみ適用可能なものである。ここでは、開発したプログラムの検証を、実際の地震でのアレー観測記録を用いて行った。解析対象地震は1993年釧路沖地震と、1995年兵庫県南部地震である。

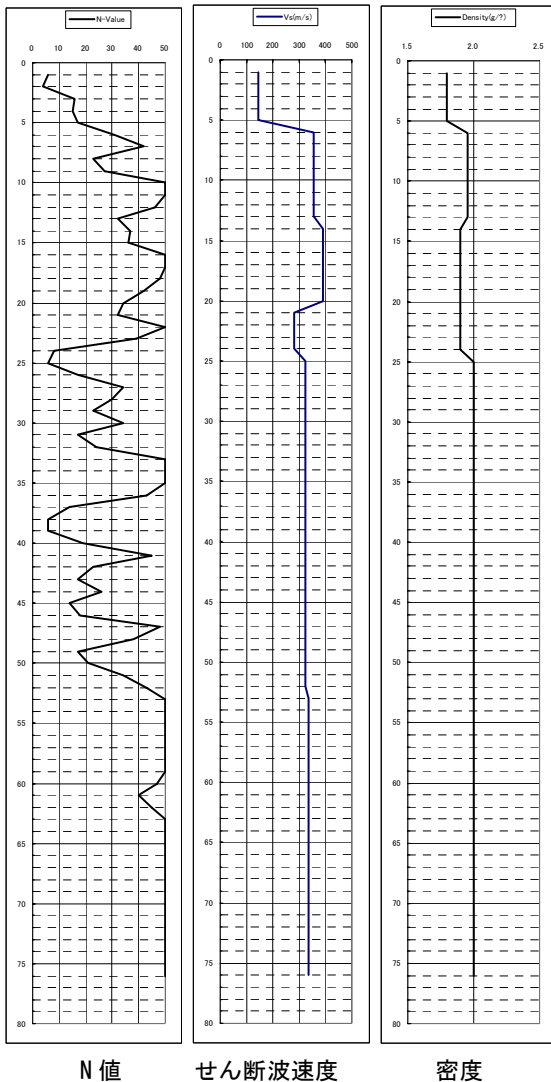


図-6 土質柱状図

3.1 1993年釧路沖地震

1993年釧路沖地震は、1993年1月15日20時6分に釧路沖の深さ107 kmを震源とするマグニチュード7.8の地震である。当地震では、釧路で震度VIの揺れを記録し、釧路港などで大きな被害が発生した。釧路港でのアレー観測は、地表面 (G.L. 0m) と工学的基盤 (G.L. -76m) の2点で行われていた⁵⁾。

(1) 対象地点の土質

図-6が観測地点の土質柱状図である。図-6から、観測地点の土質は地表からG.L. -5m付近まで、G.L. -24~26m, G.L. -31m, G.L. -37~40m, G.L. -43m, G.L. -45~46m, G.L. -49mに標準貫入試験結果のN値が20以下の層があるが、それ以外の層はN値が20以上の比較的堅固な層である。また、地下水位はG.L. -2mの位置である。

観測された地震動の加速度最大値は、基盤で268Gal (EW), 地表で-450Gal (NS)であった。図-7は、今回の解析で入力加速度としたNS方向の基盤での加速度記録と地表面での加速度記録である。NS方向の基盤加速度を入力波としたのは地表面での応答加速度が大きかったからである。図-7から地表面での応答加速度はプラス側で最大振幅344Gal, マイナス側で-450Galとなっており、大きく増幅していることがわかる。なお、井合らは、図-7の観測結果を有効応力法に基づく数値計算プログラム「FLIP」で解析し、地表面での加速度の大きな増幅をサイクリックモビリティ現象で説明している⁶⁾。

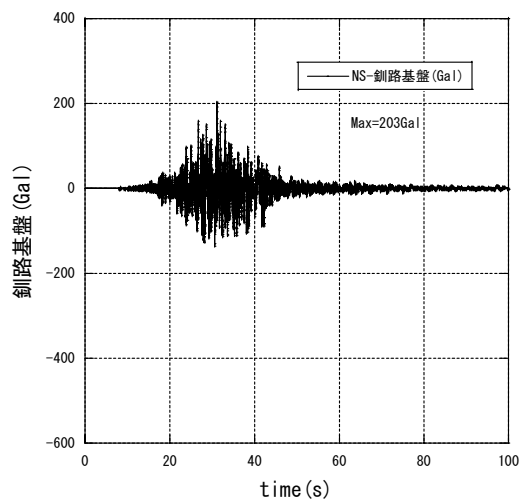


図-7(a) 基盤加速度 (釧路)

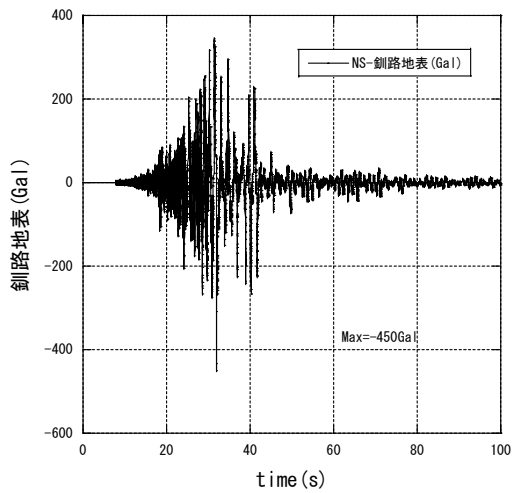


図-7(b) 地表面加速度 (釧路)

(2) パラメータの設定

微小ひずみでのせん断弾性係数と単位体積重量は、図-6の土質調査結果のせん断波速度 V_s と密度の各実測値から直接設定した。せん断弾性係数、密度、せん断波速度には次式の関係があり次式を用いてせん断弾性係数を算定した。

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad (\text{kN/m}^2) \quad (22)$$

ここに、 G はせん断弾性係数、 ρ は密度、 V_s はせん断波速度である。

その他、「おわんモデル」以外のパラメータは以下のように経験式、経験値で設定している。最大減衰定数は砂については $h_{\max}=0.24$ 、シルトについては $h_{\max}=0.22$ とした。規準せん断ひずみは砂については $\gamma_{0.5i}=5.05 \times 10^{-5}$ 、シルトについては $\gamma_{0.5i}=8.08 \times 10^{-5}$ と設定した。膨張指数 C_s と間隙比 e_0 については、砂は $C_s/(1+e_0)=0.006$ 、シルトは $C_s/(1+e_0)=0.01$ とした。透水係数は、砂については図-8の粒径加積曲線から20%粒径が $D_{20}=0.1 \sim 0.2\text{mm}$ だったので、クレーガーの表を参考に $k=0.01\text{cm/s}$ に設定した。シルトについては $k=1 \times 10^{-5}\text{cm/s}$ にした。間隙に関するパラメータについては、飽和度は地下水位以下では完全飽和と考えて $S_r=100\%$ 、水の体積弾性係数は $K_w=2200000\text{kN/m}^2$ 、間隙率は $n=0.45$ とした。

「おわんモデル」のパラメータについては以下のように設定した。

図-6の土質柱状図から、G.L.-5m以深はせん断波速度 V_s がG.L.-20~-24mで $V_s=280\text{m/s}$ の層はあるが、 300m/s を超えており、堅固な地盤であることがわかる。そこで、G.L.-5m以深は液状化が発生しない層であると判断し、「おわんモデル」のパラメータの X_1 を $X_1=9$ と十分に大きく

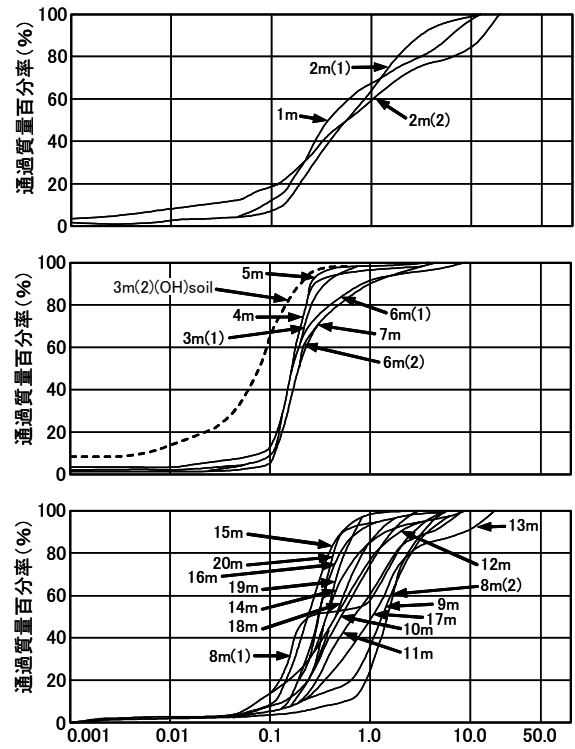


図-8 粒径加積曲線

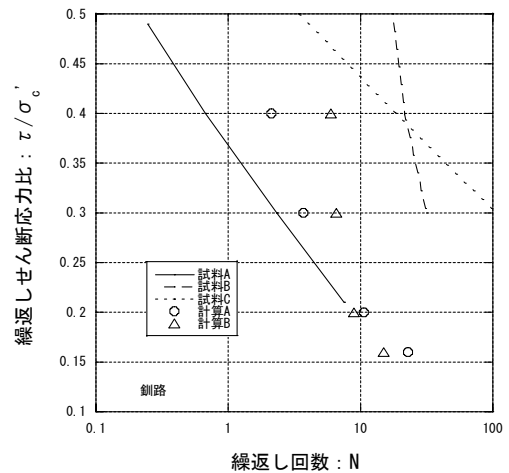


図-9 液状化抵抗曲線 (釧路)

し、過剰間隙水圧が発生しないようにした。G.L.-5m以浅については、現地で採取した乱さない試料を用いた液状化試験結果から設定した。

図-9が液状化試験結果から得られた液状化抵抗曲線である⁶⁾。実線の試料AはG.L.-3.95~-5mで採取されたもの、破線の試料BはG.L.-5~-6mで採取されたもの、点線の試料CはG.L.-6.1~-7.1mで採取されたものである。図-9から現地の液状化抵抗はG.L.-3.95~-7.1mというわずかな層厚で大きく変化していることがわかる。「おわんモデ

ル」のパラメータの設定は、G.L. -5m以浅に対応する図-9の実線に液状化抵抗がフィッティングするように、要素シミュレーションにより行った。その結果が図-9の○プロットである。なお、△プロットは、後述する応答計算結果においてパラメータの再設定を行っており、再設定後のパラメータによる計算結果である。

表-1にFEM解析に用いた地盤の土質パラメータを示す。

表-1(a) パラメータ (釧路)

G.L. (m)	C_D (kN/m ²)	h_{max}	$\gamma_{0.5i}$ ($\times 10^{-5}$)	γ_i (kN/m ²)	S_r (%)	K_w (kN/m ²)	n	k (cm/s)	$C_D/(1+e)$
0~-2	35000	0.24	5.05	17.6	-	2200000	0.45	0.001	0.006
-2~-5	21000	0.24	5.05	17.6	100	2200000	0.45	0.001	0.006
-5~-9	110000	0.24	5.05	19.1	100	2200000	0.45	0.001	0.006
-9~-13	88000	0.24	5.05	19.1	100	2200000	0.45	0.001	0.006
-13~-16	92000	0.24	5.05	19.1	100	2200000	0.45	0.001	0.006
-16~-20	83000	0.24	5.05	18.6	100	2200000	0.45	0.001	0.006
-20~-24	40000	0.24	5.05	18.6	100	2200000	0.45	0.001	0.006
-24~-30	50000	0.22	8.08	19.6	100	2200000	0.45	0.00001	0.01
-30~-35	45000	0.24	5.05	19.6	100	2200000	0.45	0.001	0.006
-35~-40	42000	0.22	8.08	19.6	100	2200000	0.45	0.00001	0.01
-40~-45	40000	0.24	5.05	19.6	100	2200000	0.45	0.001	0.006
-45~-52	37000	0.24	5.05	19.6	100	2200000	0.45	0.001	0.006
-52~-60	37000	0.24	5.05	19.6	100	2200000	0.45	0.001	0.006
-60~-68	35000	0.24	5.05	19.6	100	2200000	0.45	0.001	0.006
-68~-72	33000	0.24	5.05	19.6	100	2200000	0.45	0.001	0.006
-72~-76	33000	0.24	5.05	19.6	100	2200000	0.45	0.001	0.006

表-1(b) 「おわんモデル」のパラメータ A (釧路)

G.L. (m)	A	B	C	D	X_i
0~-5	-4	1.4	1	75	0.15
-5~-76	-1	1.4	7	50	9

表-1(c) 「おわんモデル」のパラメータ B (釧路)

G.L. (m)	A	B	C	D	X_i
0~-5	-8	1.4	1	50	0.15
-5~-76	-1	1.4	7	50	9

(3) 応答計算結果と考察

図-10が地表面応答計算結果で、前述のパラメータの計算A (図-9の○プロット) を用いたものである。図-10を実測の図-7(b)と比較すると、応答が小さいことがわかる。これは、サイクリックモビリティの影響が実際よりも小さくなっていることが原因と考えられる。そこで、「おわんモデル」のパラメータを見直し、前述のパラメータの計算B (図-9の△プロット) を用いたものが図-11である。見直し後の図-11は実測の応答記録の図-7(b)と対応がよくなっている。

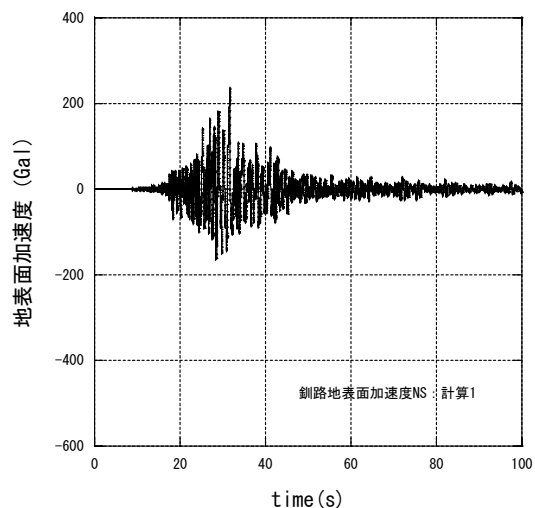


図-10 地表面加速度 (計算 A)

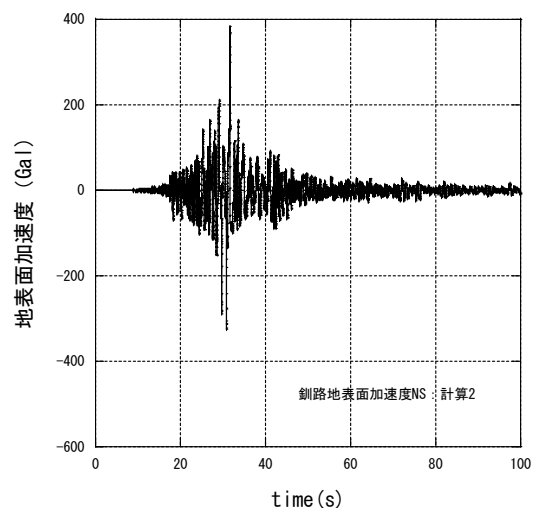


図-11 地表面加速度 (計算 B)

図-12はG.L. -4.4mでの有効応力経路で、図-12(a)がパラメータ見直し前、図-12(b)が見直し後のもので、見直し後の有効応力経路の方がサイクリックモビリティは顕著になっており、この差が図-10と図-11の加速度応答に大きく影響したといえる。したがって、加速度応答については、サイクリックモビリティを適切に評価できるモデル、あるいはパラメータでないと精度の高い計算を行えないといえる。

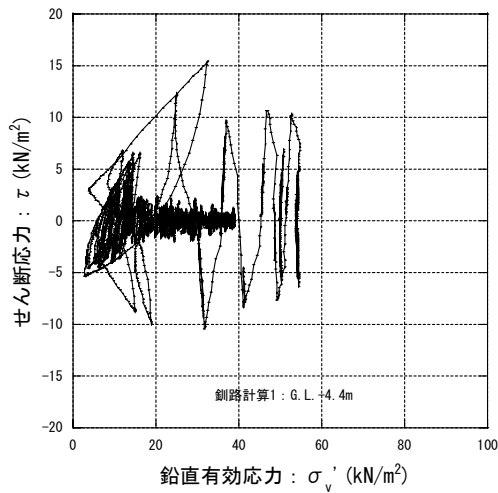


図-12(a) 有効応力経路 (計算 A)

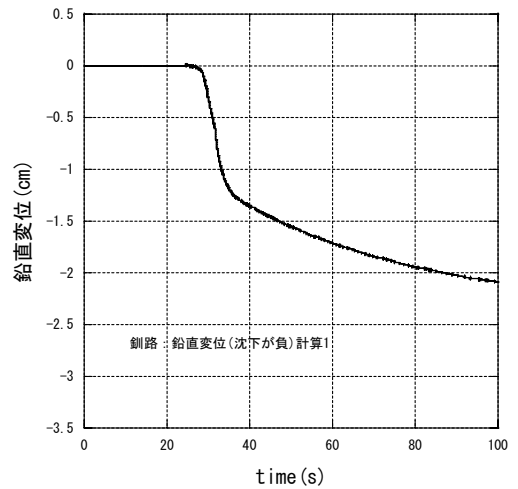


図-13(a) 沈下の時刻歴 (短期) (計算 A)

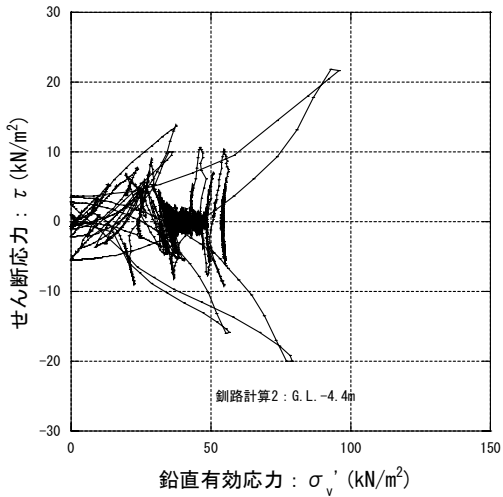


図-12(b) 有効応力経路 (計算 B)

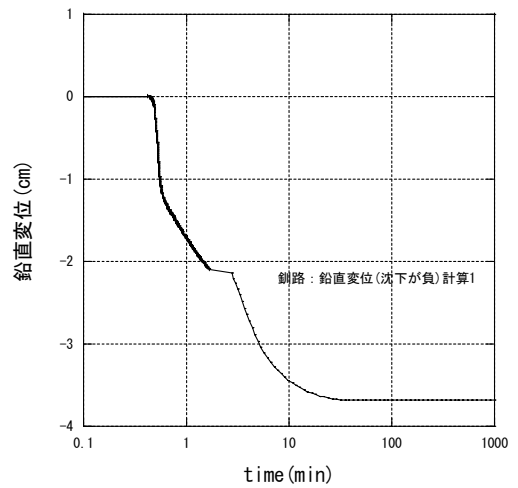


図-13(b) 沈下の時刻歴 (長期) (計算 A)

(4) 沈下計算結果と考察

図-13に沈下計算結果を示す。図-13(a), (b)はパラメータ見直し前で図-13(c), (d)が見直し後のものである。いずれも最終沈下量は3cm程度で、大きな沈下量ではない。現地のアレー観測点でも大きな地盤変状は報告されておらず、計算結果はほぼ対応したものであると考える。

また、前項で最大加速度が大きかった方が小さな沈下量となっている。したがって、本計算事例からは、加速度が限界を超えサイクリックモビリティが発生すれば、震動中の地表面の加速度応答は沈下に関しては鈍感な指標といえる。次に、排水の影響について考察する。

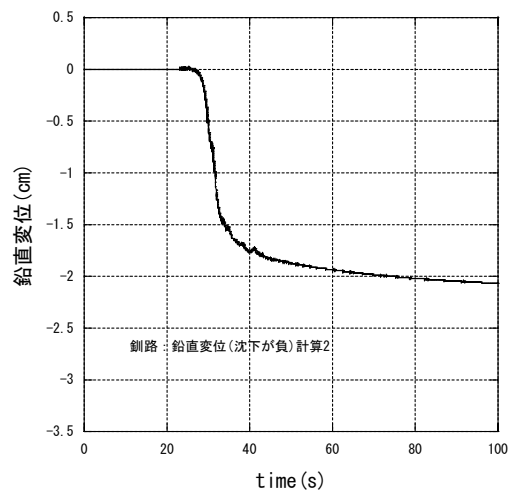


図-13(c) 沈下の時刻歴 (短期) (計算 B)

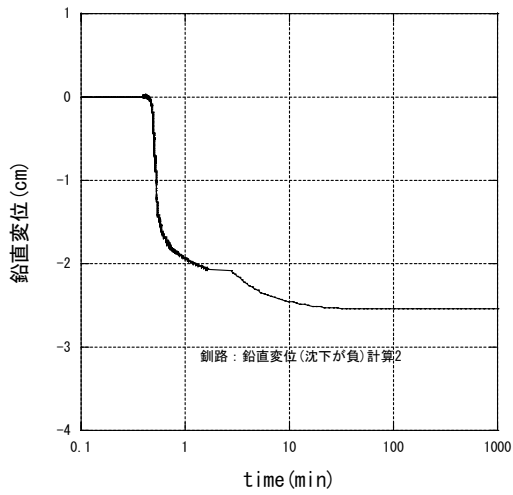


図-13(d) 沈下の時刻歴(長期)(計算B)

沈下の時刻歴を詳細にみると、見直し前、見直し後のいずれのパラメータでも震動中(20~50s)に全沈下量の約半分程度の沈下が発生している。その後緩やかに沈下が続く、約30分で沈下は収束している。

図-14はG.L. -4.4mでの過剰間隙水圧比の時刻歴で、パラメータ見直し後のものである。図-14から過剰間隙水圧比は震動中に上昇して1.0に至り、地震動が弱くなる約40秒から減少が始まり、20分でほぼ0になっている。なお、30sのあたりと40sのところで水圧が瞬間的に減少するところがあるが、これはダイレイタンスが顕著になったためで、水圧の消散によるものではない。

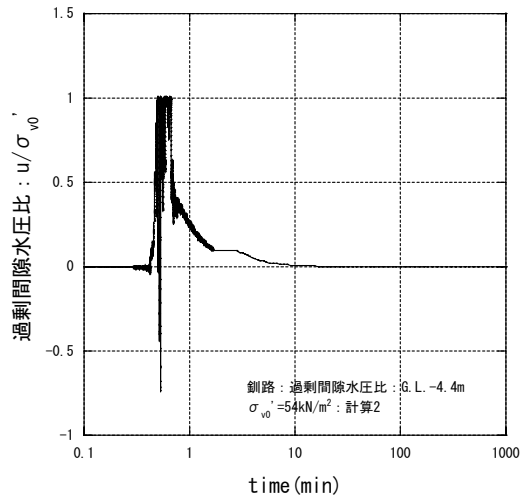


図-14(b) 過剰間隙水圧比の時刻歴(長期)(計算B)

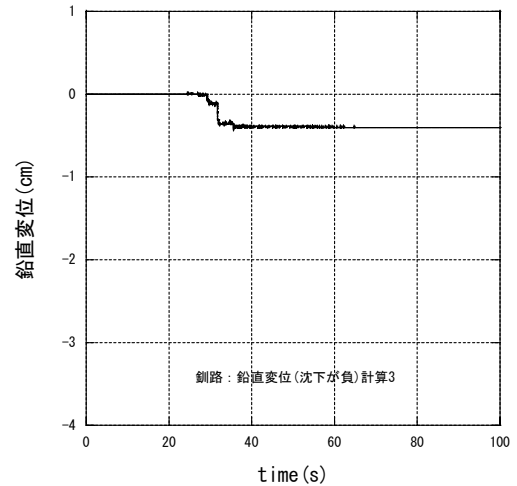


図-15(a) 沈下の時刻歴(短期)(透水係数小)

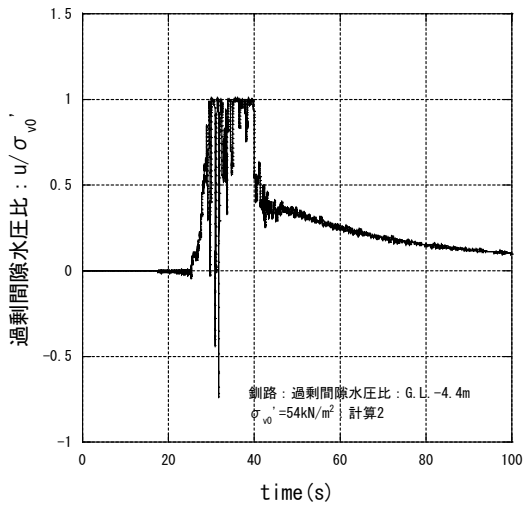


図-14(a) 過剰間隙水圧比の時刻歴(短期)(計算B)

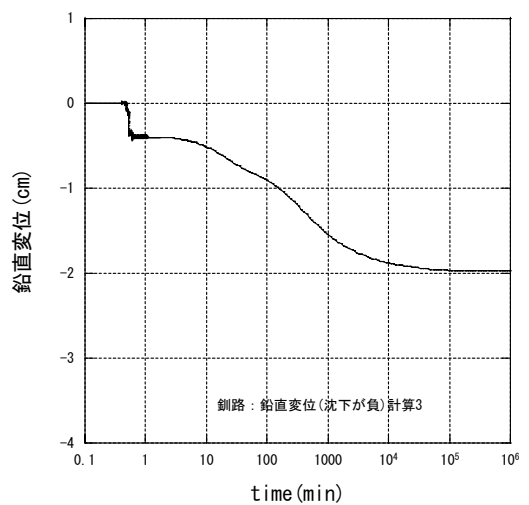


図-15(b) 沈下の時刻歴(長期)(透水係数小)

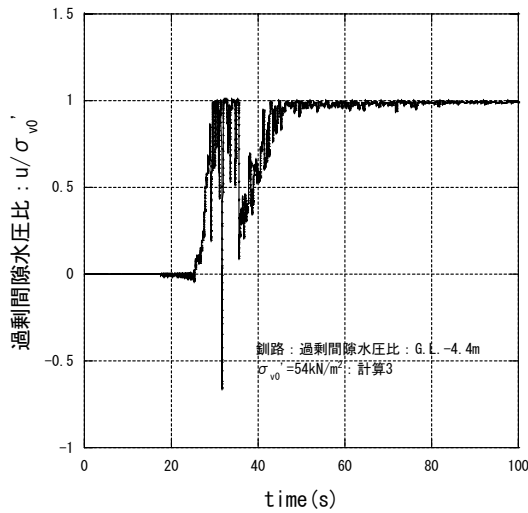


図-16 (a) 過剰間隙水圧比 (短期) (透水係数小)

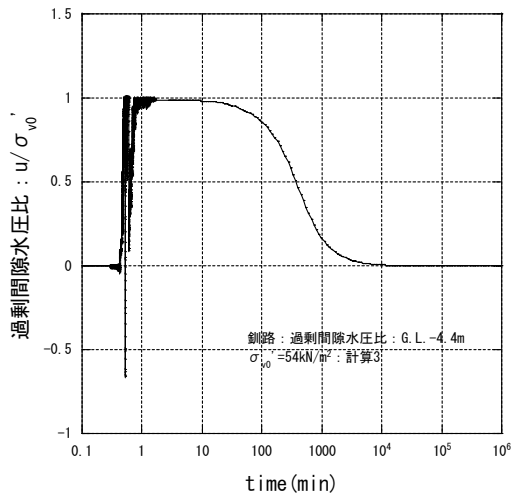


図-16 (b) 過剰間隙水圧比 (長期) (透水係数小)

図-15と図-16は、砂層の透水係数を $k=10^{-2}$ cm/sから $k=10^{-5}$ cm/sに小さくした場合の地表面沈下とG.L. -4.4mでの過剰間隙水圧の計算結果である。図-15と図-16から、沈下および過剰間隙水圧の消散は震動中にはほとんど起こらないことがわかる。このことから、排水を考慮しない数値解析では、透水性の良い地盤の沈下現象、過剰間隙水圧の消散や伝播を適切に評価できないことがわかる。これらのことは、震動中の液状化層から非液状化層への過剰間隙水圧の伝播による連鎖的な液状化、いわゆる2次液状化現象と関連して重要で、透水性の良い地盤では排水を考慮した解析が必要であることを意味するものである。

3.2 1995年兵庫県南部地震

1995年兵庫県南部地震は、1995年1月17日05時46分に兵庫県の明石海峡付近の深さ14kmを震源とするマグニチュード7.2の地震である。当地震では、神戸で震度Ⅶの激震を記録し、阪神地区で多大な被害が発生した。この地震において、神戸市により神戸ポートアイランドでアレー観測が地表面 (G.L. ±0m), G.L. -16m, G.L. -32m, G.L. -83mの4点で行われていた⁷⁾。

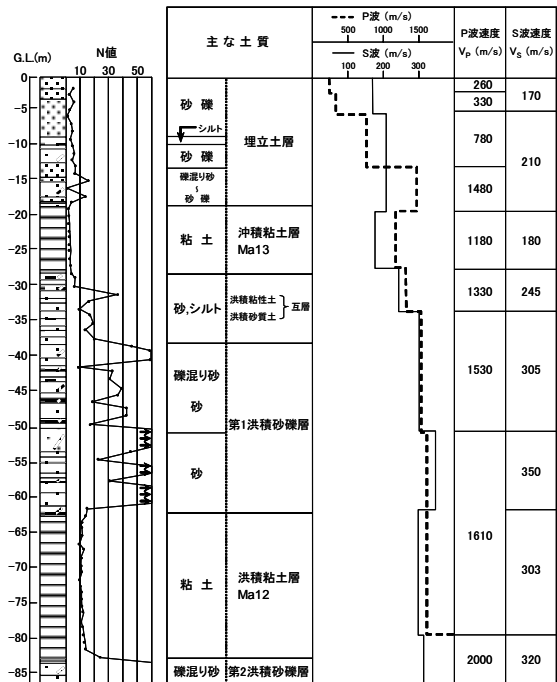


図-17 土質柱状図 (神戸)

(1) 対象地点の土質

図-17が観測地点の地震前の土質柱状図で、神戸市により調査されたものである⁷⁾。図-17から、観測地点の土質は地表からG.L. -19m (K.P. -15m) 付近まで、一部N値の大きなところはあるが、N値が10以下の埋立て土層、G.L. -19～-28mが沖積粘土層、G.L. -28～-37mが洪積粘性土と洪積砂質土の互層、G.L. -37～-60mが第1洪積砂礫層、G.L. -60～-83mが洪積粘土層となっている。

図-18は各深度で観測された加速度記録である。水平方向の最大加速度は、G.L. -83mで536Gal (NS), G.L. -32mで544Gal (NS), G.L. -16mで565Gal (NS), 地表で341Gal (NS)であった。

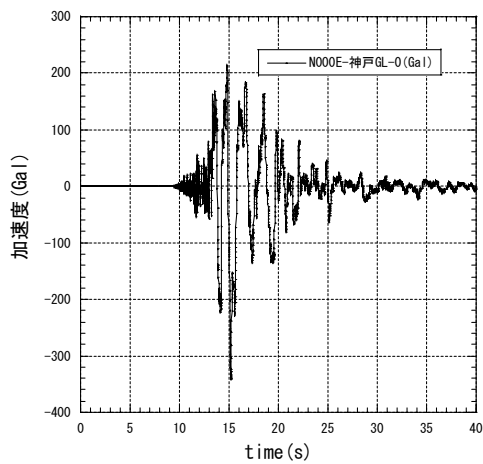


図-18(a) 加速度記録 (神戸 G.L.0m)

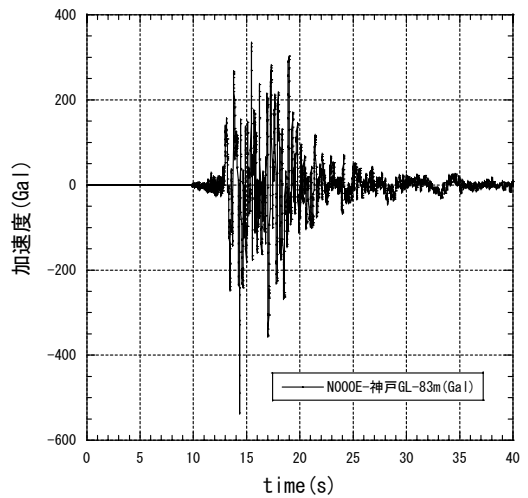


図-18(d) 加速度記録 (神戸 G.L.83m)

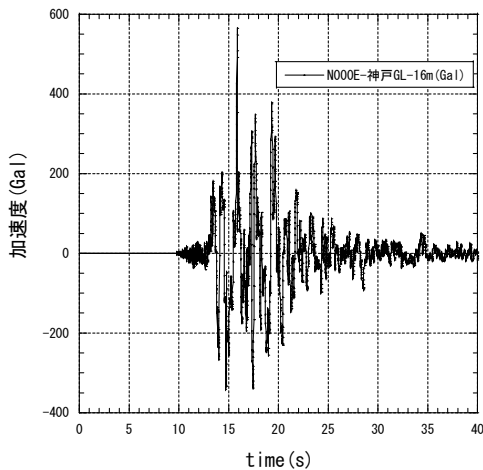


図-18(b) 加速度記録 (神戸 G.L.16m)

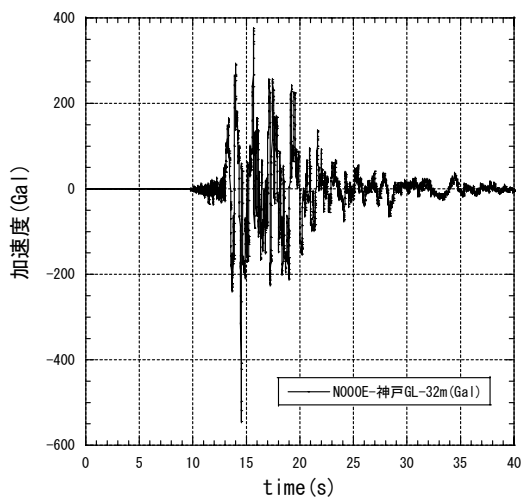


図-18(c) 加速度記録 (神戸 G.L.32m)

(2) パラメータの設定

図-17の土質柱状図から、G.L. -35m以深はせん断波速度 V_s が300m/sを超えており、また洪積層であることがわかる。そこで、解析対象とするのは地震計が設置されていたG.L. -32m以浅とし、G.L. -32m以浅についてパラメータを設定する。

微小ひずみでのせん断弾性係数は、図-17の土質調査結果のせん断波速度 V_s から直接設定した。ただし、せん断波速度からせん断弾性係数を求める場合に必要となる密度は経験的な値(後述の単位体積重量)を用いた。透水係数は神戸市により地震後に行われた埋立て土の透水試験結果から砂(礫)については $k=10^{-5}$ cm/sとした。粘土については経験的な値 $k=10^{-7}$ cm/sを用いた。その他、「おわんモデル」以外のパラメータは経験式、経験値で設定しており、最大減衰定数は砂(礫)については $h_{max}=0.24$ 、粘土については $h_{max}=0.20$ とした。規準せん断ひずみは砂(礫)については $\gamma_{0.51}=5.05 \times 10^{-5}$ 、粘土については $\gamma_{0.51}=2.02 \times 10^{-5}$ と設定した。膨張指数 C_s と間隙比 e については、砂(礫)は $C_s/(1+e_0)=0.006$ 、粘土は $C_s/(1+e_0)=0.06$ とした。間隙に関するパラメータについては、飽和度は地下水位以下では完全飽和と考えて $S_r=100\%$ 、水の体積弾性係数は $K_w=2200000$ kN/m²、間隙率は $n=0.45$ とした。

「おわんモデル」のパラメータについては以下のように設定した。

埋立て土層(G.L. 0~-19m)については、観測地点とはやや離れた位置であるが、地震後に埋立て地盤から凍結採取した試料を用いた液状化試験結果があり、その結果から設定した。図-19の実線および破線が得られた液状化抵抗曲線である⁸⁾。図-19の実線、破線にフィッティングするように要素シミュレーションを行い、「おわんモデル

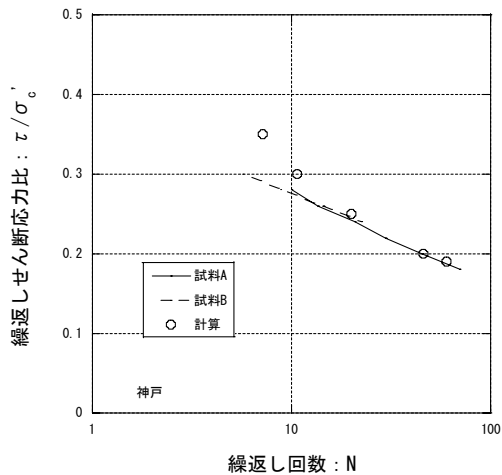


図-19 液状化抵抗曲線（神戸）

ル」のパラメータを設定した. フィッティングさせた結果が図-19の○プロットである.

埋立土層下部の粘土層 (G.L. -19~-28m) については液状化が発生しない土層と考え, 液状化抵抗の下限値を $X_1=9$ と十分大きな値に設定し, パラメータA~Dはダミーとして埋立土層のものを用いた.

粘土層下部に位置する砂とシルトの互層 (G.L. -28~-32m) については, 液状化試験結果がないので埋立土層のパラメータを代用した. N値の分布を見ると, 埋立て土層よりも大きな値であるので, 計算結果は液状化に関して安全側の結果を与えるといえる.

以上のように各パラメータを設定した. 表-2にパラメータの一覧を示す.

表-2(a) パラメータ (神戸)

G.L. (m)	G_{0v} (kN/m^2)	h_{\max}	$\gamma_{0.5t}$ ($\times 10^{-5}$)	γ_t (kN/m^2)	S_v (%)	K_w (kN/m^2)	n	k (cm/s)	$C_v/(1+e)$
0~-5	29000	0.24	5.05	17.6	-	2200000	0.45	1E-05	0.006
-5~-19	28000	0.24	5.05	19.6	100	2200000	0.45	1E-05	0.006
-19~-28	14000	0.2	20.2	16.7	100	2200000	0.45	1E-07	0.06
-28~-32	26000	0.24	5.05	19.6	100	2200000	0.45	1E-05	0.006

表-2(b) 「おわんモデル」のパラメータ (神戸)

G.L. (m)	A	B	C	D	X_1
0~-19	-1	1.4	3	70	0.17
-19~-28	-1	1.4	3	70	9
-28~-32	-1	1.4	3	70	0.17

(3) 応答計算結果

アレー観測によりG.L. -16mとG.L. -32mにおいて図-18で示した加速度記録がとられている. そこで, G.L. -16mの記録とG.L. -32mの記録を用いて, それぞれについて計算を行った. すなわち, 図-20のように, 前者はG.L. -16m以浅をモデル化して計算 (以後: ケース-16m) し, 後者はG.L. -32m以浅をモデル化して計算 (以後: ケース-32m) している.

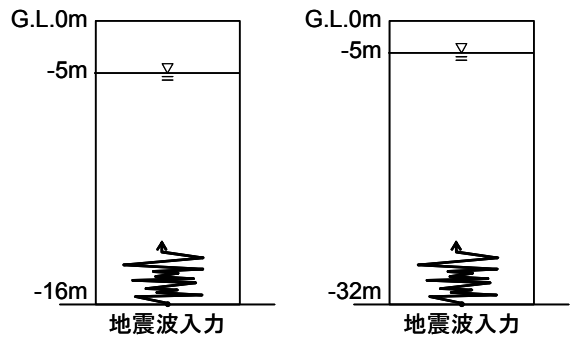


図-20 入力位置と地盤の解析モデル

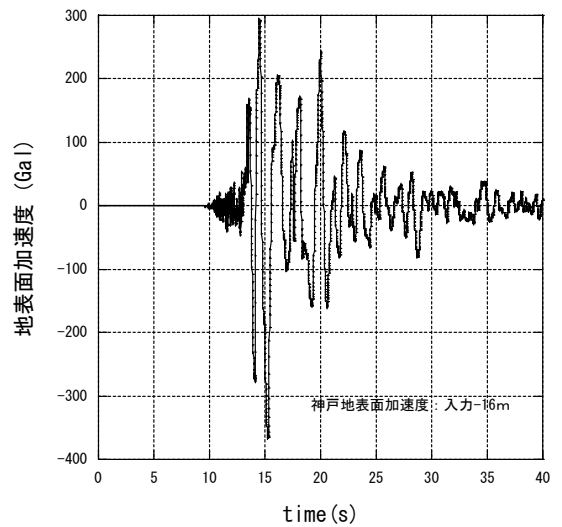


図-21(a) 地表面加速度 (ケース-16m)

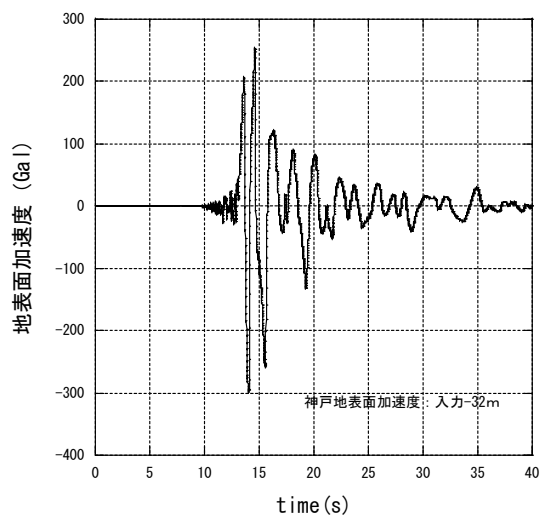


図-21(b) 地表面加速度 (ケース-32m)

図-21が地表面応答計算結果である。図-21と図-18の地表面での加速度記録の実測値を比較すると、ケース-16mの加速度の計算結果、ケース-32mの結果のいずれも実測値をほぼ説明しており、計算モデルは適切に加速度応答を計算しているといえる。

(4) 沈下計算結果と考察

図-22がケース-16m、図-23がケース-32mの沈下計算結果である。ケース-16mでは最終沈下量は約16cm、ケース-32mでは約29cmの沈下量となっている。この両者の沈下量の違いは、G.L. -16~-19mの埋立て土層、G.L. -27~-32mの砂、シルト層の有無である。すなわち、ケース-16mの計算では、G.L. -16~-19mの埋立て土層、G.L. -27~-32mの砂、シルト層で生じる沈下（体積圧縮）が考慮されていないからである。

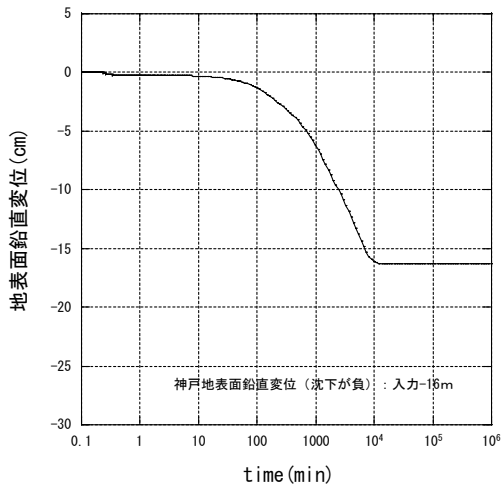


図-22 沈下の時刻歴（ケース-16m）

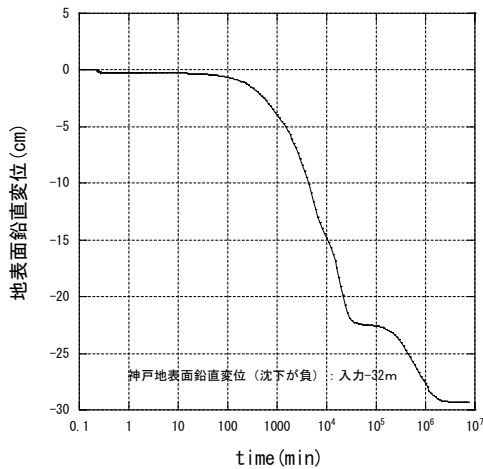


図-23 沈下の時刻歴（ケース-32m）

前述のパラメータ設定で述べたように、G.L. -27~-32mの「おわんモデル」のパラメータは液状化について安全側の設定であるので、ケース-32mの沈下計算結果はやや大きめである可能性があるが、本計算からは地震による地表面沈下量は15~30cmであるといえる。観測地点付近での実測地表面沈下量は30cm程度であったことが報告されており、計算結果はほぼ対応した値であると考えられる。次に、排水の影響について考察する。

沈下の時刻歴を詳細にみると、ケース-16m、ケース-32mのいずれの場合も、震動中（10~25s）にはほとんど沈下は発生していない。震動後、緩やかに沈下が続く。ケース-16mは約10000分（約1週間）沈下が続いている。ケース-32mは 200×10^4 分（約4年）沈下が続いている。ケース-32mの沈下は約30000分（約3週間）で沈下が一度とまるが、 30×10^4 分（約7ヶ月）後に遅れて沈下が発生している。これは、G.L. -27~-32mの土層で発生した過剰間隙水圧の消散がG.L. -19~-27mの粘土層に阻まれているからである。なお、図-23は対数表記であるので実際の沈下速度は時間とともに遅くなっている。

図-24はケース-16mのG.L. -6.8mでの過剰間隙水圧比の時刻歴である。図-24から過剰間隙水圧比は震動中に上昇して液状化に到り、減少が始まるのは約200分（約3時間）ごろからで、震動終了後も高い状態が続くことがわかる。

したがって、液状化層の透水係数が $k=10^{-5}$ cm/sと非常に低い場合には、液状化状態が長く続き、沈下も比較的長期にわたって続くことが計算結果から解析された。過剰間隙水圧の消散は、震動後の地盤支持力の評価など、地盤の安定性を検討する際に重要で、液状化解析に地盤の排水性を考慮することは重要と考える。なお、実際には噴砂現象などが起こるので間隙水圧の消散や沈下は計算よりも早いと考えられる。

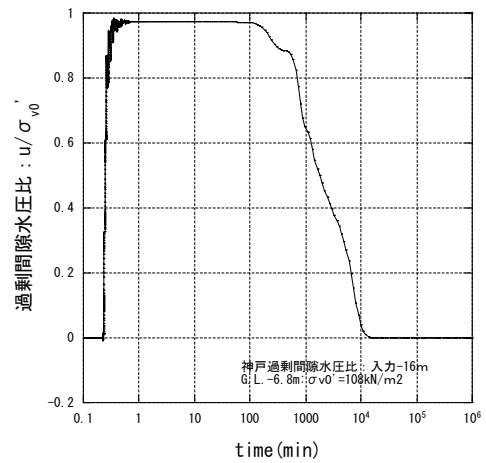


図-24 過剰間隙水圧比の時刻歴（ケース-16m）

4. 飽和度が液状化に及ぼす影響に関する考察

開発したプログラムは2. で示したように、不飽和の影響も考慮できるものである。ここでは、開発したプログラムを用いて、地盤の飽和度が液状化にどの程度影響するかを考察する。

対象とするモデルは、前章の神戸ポートアイランドの事例である。図-17から、G.L. -5~-13mの土層では地下水位G.L. -5m以深であるにもかかわらず、P波速度が $V_p=780\text{m/s}$ と非常に小さい。これは、完全飽和でないことを意味しており、最初に飽和の程度を表す指標のSkempton B値および飽和度 S_r を求める。B値と V_p および V_s の間には、次式の関係があることがIshiharaにより示されている⁹⁾。

$$\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 = \frac{4}{3} + \frac{2 \cdot (1 + \nu)}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)(1 - B)} \quad (23)$$

ここに、 V_p はP波速度、 V_s はS波速度、 ν はポアソン比、 B はSkemptonのB値である。

図-17から、 $V_p=780\text{m/s}$ 、 $V_s=210\text{m/s}$ 、およびポアソン比として $\nu=0.33$ を仮定し、これらを上式に代入すると、 $B=0.8$ が得られる。2. で示した式(14)~(20)に $B=0.8$ 、3章で用いたパラメータ $K_w=2200000\text{kN/m}^2$ 、 $C_s/(1+e_0)=0.006$ 、 $f=0.45$ 、および現地での代表深度での有効拘束圧として $\sigma'_m=130\text{kN/m}^2$ 、静水圧(絶対圧) $u=u_0=140\text{kN/m}^2$ を代入すると、飽和度は $S_r=99.8\%$ が得られる。

したがって、現地のG.L. -5~-13mにかけては飽和度は $S_r=100\%$ ではなく、 $S_r=99.8\%$ であったことになる。通常の液状化解析では、3. で示したように地下水位以下は飽和と考えるが、実際にはこの程度不飽和である場合がある。以下で、 $S_r=99.8\%$ の場合の計算結果および $S_r=99, 95\%$ の場合の計算結果を示し、液状化におよぼす飽和度の影響に関して考察する。なお、計算は3. のケース-16mについて行い、用いたパラメータは飽和度を除いて同じである。また、飽和度はG.L. -5~-13mを不飽和とするのではなく、モデル下端のG.L. -16mまで不飽和とした。

図-25はG.L. -6.8mでの過剰間隙水圧比の時刻歴で、飽和度 $S_r=99.8, 99, 95\%$ の結果を飽和度 $S_r=100\%$ の結果と比較したものである。図-25から、飽和度 $S_r=99\%$ 以上の場合には、 $S_r=100\%$ とほとんど違いが無く、液状化にいたっていることがわかる。

図-26は深さ方向に過剰間隙水圧比の最大値をプロットしたものである。図-26でも図-25と同じように、飽和度 $S_r=99\%$ 以上では $S_r=100\%$ とほとんど違いが見られない。一

方、 $S_r=95\%$ では最大過剰間隙水圧比は小さくなっており、液状化が発生していないことがわかる。

図-27は地表面沈下の時刻歴についての計算結果である。図-27から、飽和度が小さくなるほど震動中の沈下量が大きくなっていることがわかる。これは、前述の過剰間隙水圧についての裏返しの現象である。すなわち、不飽和地盤の場合、間隙中の微小な空気が過剰間隙水圧の発生に対して圧縮し、これにより過剰間隙水圧の上昇を抑制する。しかし、これは地盤の圧縮を伴うこととなり、震動中の地表面の沈下となる。このようなことがモデル化されているために、図-27では飽和度が低いほど震動中の沈下量が大きくなった。

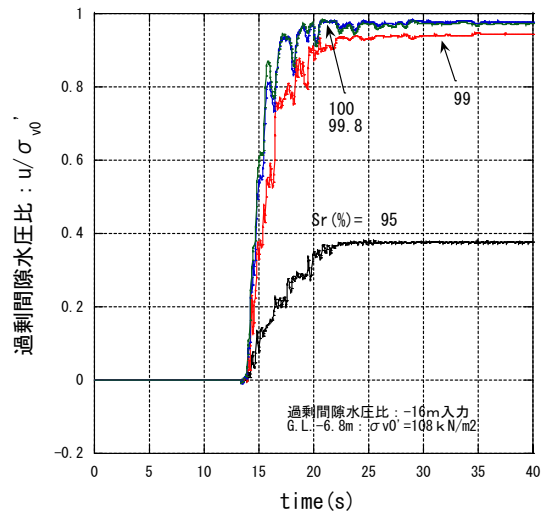


図-25 過剰間隙水圧比の時刻歴 (不飽和解析)

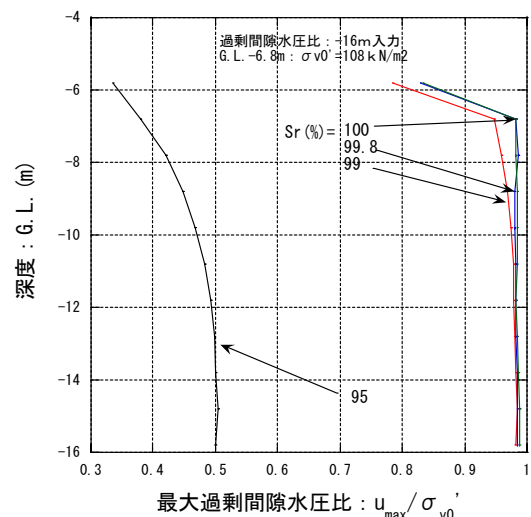


図-26 過剰間隙水圧比の時刻歴 (不飽和解析)

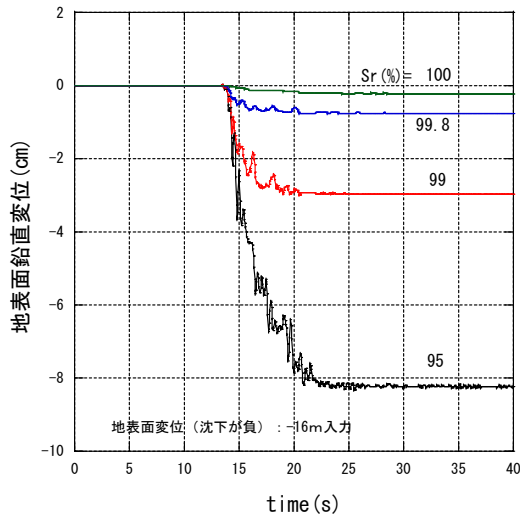


図-27 地表面沈下の時刻歴 (不飽和解析)

以上、本解析ケースから神戸ポートアイランドでは、P波速度から地下水位以下で不飽和層があることが確認されたが、液状化の発生を抑止するほどの飽和度ではなかったといえる。

5. 結論

開発した液状化解析プログラムについて以下のような結論が得られた。

①要素モデルは、液状化にいたるまでの有効応力経路、応力ひずみ関係、および液状化による体積ひずみについて誤差を含んでいるが、概ね実測値を説明するものであった。

②開発したプログラムは実際の地震での地盤応答をほぼシミュレートできるものであった。

③地表面沈下量も観測値と対応するものであった。

したがって、本プログラムにより地震時の液状化による地表面沈下の検討が可能といえる。

④液状化におよぼす不飽和の影響についてプログラムにより考察したが、神戸の観測地点での飽和度 $S_r=99.8\%$ 程度 ($B=0.8$) では液状化の発生に大きな影響がないことが考察された。

6. あとがき

排水を考慮した液状化の数値解析プログラムを開発し、少ない事例ではあるが、事例解析により開発プログラムの有効性は確認できた。今後は、さらに実測データとの比較による検証を進めてプログラムの問題点を解決してい

くとともに、実務への適用を進めていく必要がある。

(2008年5月2日受付)

参考文献

- 1) 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。
- 2) 例えば，山口柏樹：土質力学 (全改訂)，技報堂，p. 37，1984。
- 3) 沿岸技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック (改訂版)，p. 66，1997。
- 4) 小林正樹：有限要素法による地盤の安定解析，港湾技術研究所報告，第23巻，第1号，pp. 83～101，1984。
- 5) 上田茂，稲富隆昌，上部達生，井合進，風間基樹，松永康男，藤本健幸，菊池喜昭，宮井真一郎，関口信一郎，藤本義則：1993年釧路沖地震港湾施設被害報告，港湾技研資料，No. 766，1993。
- 6) Iai, S., Morita, T., Kameoka, T., Matsunaga, Y. and Abiko, K.: Response of a dense sand deposit during 1993 Kushiro-oki earthquake, Soils & Foundations, Vol. 35, No. 1, pp. 115-131, 1995.
- 7) 神戸市開発局：兵庫県南部地震による埋立て地盤変状調査報告書，1995。
- 8) 山崎浩之，善功企，佐渡篤，館下徹：兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察 (その5) 液状化の判定に関する検討，港湾技研資料，No. 813, pp. 167～205, 1995。
- 9) Ishihara, K., Tsuchiya, H., Y. Huang and Kamada, K.: Recent studies on liquefaction resistance of sand-effect of saturation, 4th International conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, CD-ROM, 2001.

港湾空港技術研究所資料 No. 1182

2008. 9

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 昭和情報プロセス株式会社

Copyright © (2008) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。