

砂および粘土の繰返しせん断強度に基づく有効応力モデルとその液状化解析への適用

山本陽一¹・兵動正幸²・黒島一郎³・谷垣正治⁴

¹正会員 工修 三井建設(株)技術研究所(〒270-01 千葉県流山市駒木518-1)

²正会員 工博 山口大学助教授 工学部社会建設工学科(〒755 山口県宇部市常盤台2557)

³フェロー会員 三井建設(株)土木技術部(〒261 千葉県千葉市美浜区中瀬1-9-1)

⁴工博 三井建設(株)技術研究所(〒270-01 千葉県流山市駒木518-1)

本論文では、地震時の飽和砂および粘性土の破壊過程を表現可能な実用性の高い有効応力モデルを実験的な検討を踏まえて提案する。提案するモデルは新たな応力経路モデルと有効応力比・ひずみ関係に基づくモデルから構成されており、応力経路モデルについては強度曲線を直接用いたモデル化を行っている。さらに、兵庫県南部地震(1995)の際に激しい液状化現象が見られたポートアイランドでの鉛直アレー観測記録のシミュレーションに基づいて、提案モデルの妥当性と強震時の地盤応答について検討を行った。

Key Words : cyclic mobility, cyclic strength line, earthquake, effective stress model, ground response, liquefaction, soil nonlinearity

1. まえがき

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、臨海部の埋め立て地盤を中心として大規模な液状化が生じた。これを契機に大規模地震動に対する地盤の評価法として、有効応力法による地震応答解析の有用性が再認識されている。大きな地震動に対しては、緩い砂質地盤のみならず、密な砂質地盤や粘性土地盤についても破壊に至る可能性が考えられるが、この場合、砂質土についてはサイクリックモビリティの評価が重要であると思われる。兵庫県南部地震の際に激しい液状化現象が見られたポートアイランドの鉛直アレー観測記録については、地震後既にくつかの有効応力解析プログラムによるシミュレーション^{1)・2)・3)}が行われているが、いずれも顕著なサイクリックモビリティ現象が生じていたことが明らかにされている。また、森ら⁴⁾は Superstition Hill 地震(1989)において、井合ら⁵⁾は釧路沖地震(1993)において完全に液状化した地点の観測波形中に、サイクリックモビリティの影響が現れていることを示している。このように、程度の差こそあれ大抵の砂質地盤の液状化現象には、サイクリックモビリティ挙動を伴う場合が多いように思われる。一方、粘性土地盤については先の地震による被害も未だ明らかではないが、吉田¹⁾は解析結果から沖積粘土層の非線形性が地盤の応答に大きく影響したことを指摘し

ている。

さて、有効応力解析法に関する研究は現在も活発になされており、土の構成モデルは高度に発展している。一方で詳細な解析が可能となるにつれて、解析に必要なパラメータの設定や解析結果の精度等の解釈に関して高度な工学的判断を必要とすることが多くなってきている。しかも、一般に土の繰返しせん断試験から得られる液状化強度曲線や変形特性曲線等を直接的に用いることが不可能なことも問題と考えられる。また、構成モデルが高度になっているにも関わらず、サイクリックモビリティについてはその評価方法が未だ不明瞭で不完全であるように思われる。また、それらのモデルは砂質土に対するもので、粘性土についてはほとんど考慮されていないのが実状である。この結果、実務検討においては地盤の非線形性を本来最も厳密な形で評価し得るはずの有効応力解析は、全応力解析法である等価線形解析ほど一般的な用途として供されていない。したがって、有効応力法による地震応答解析が広く実用に供されるためには、解析パラメータの設定が容易かつその方法や根拠が明確であること、さらに大規模地震動を想定した検討では、土の破壊過程の挙動を適切に評価可能である必要があると考えられる。

本研究はこの点を踏まえ、有効応力法の特長を生かしながら、手法の一般化と簡易化を目指した実用性の高いモデルの提案を行うものである。提案する

	Liquefaction	Limited Liquefaction	Cyclic Mobility
有効応力経路			
応力ひずみ			
液状化強度線			
タイプ	指数関数型	双曲線型	双曲線型
式型	$R = \alpha N^{\beta}$	$R = \frac{\alpha}{N} + R_{\infty}$	$R = \frac{\alpha}{N} + R_{\infty}$

図-1 サイクリックモビリティの定義

モデルは新たな応力経路モデルと有効応力比・ひずみ関係に基づくモデルから構成されている。応力経路モデルについては、繰返し試験結果の表現方法として最も一般的で、実験データの蓄積も豊富な繰返し強度曲線の中に繰返しせん断挙動に関する多くの情報が含まれていることに着目して、これを直接用いたモデル化を行っている。モデルは、砂質土の液状化を前提として構築されているが、粘性土の破壊過程についても一貫した評価が可能な形になっている。さらに、提案モデルの地震応答解析法への適用性の検証と強震動時の地盤の応答性状を明らかにする目的で、前述のポートアイランドで得られた鉛直アレー観測記録のシミュレーションを行った。

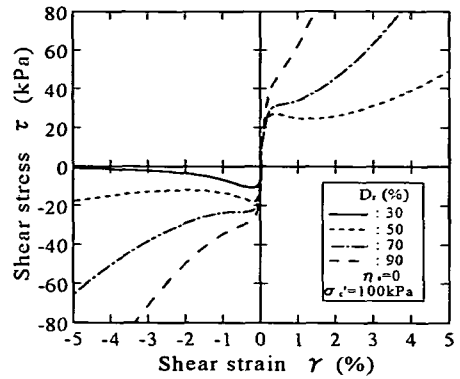
尚、実施した試験は非排水静的および繰返し三軸試験でその結果は、せん断応力 $\tau = (\sigma_a - \sigma_r)/2$ 、せん断ひずみ $\gamma = (1 + \nu)\epsilon_a$ 、平均有効主応力 $\sigma' = (\sigma'_a + 2\sigma'_r)/3$ 、有効応力比 $\eta = \tau/\sigma'$ として整理を行っている (σ_a : 軸方向応力, σ_r : 側方応力, ϵ_a : 軸ひずみ, ν : ポアソン比 (= 0.5)). また、解析は一次元のせん断変形を仮定して $\tau = \tau_{xy}$, $\gamma = \gamma_{xy}$ としている。

2. サイクリックモビリティの定義と液状化強度曲線の定式化

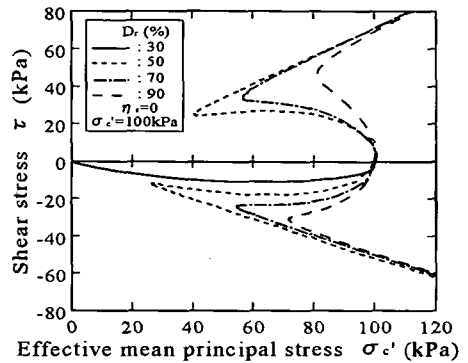
Castro ら⁶⁾や Vaid ら⁷⁾は、一般に液状化と呼ばれる現象について、非排水単調せん断挙動に対応させる形で次のような区別を行っている (図-1参照)。

Liquefaction: 収縮一方でついに定常状態に至るもの。

Limited Liquefaction: 収縮挙動の過程においてひずみ軟化を示した後に、膨張傾向に転じて強度の回



(a) せん断応力・せん断ひずみ関係



(b) 有効応力経路

図-2 豊浦砂の非排水三軸試験結果

復をするもの。

Cyclic Mobility: ひずみ軟化を生じず、膨張傾向にあるもの。

図-2に、種々の相対密度の豊浦砂に対して実施した非排水静的三軸試験結果を示したが、この定義に従えば、 $D_r = 70, 90\%$ の結果がサイクリックモビリティに、 $D_r = 50\%$ の結果が Limited Liquefaction、そして $D_r = 30\%$ の伸張せん断挙動が Liquefaction にそれぞれ相当している。図-3はこれらの繰返し三軸試験結果として $DA = 5\%$ で規定した液状化強度曲線を相対密度に対して比較したものである。強度線は、密度が高くなるほど繰返し回数の少ないところにおいて立ち上がる傾向にあり、特に $D_r = 70, 90\%$ の強度線においてこの傾向が顕著である。図-4、図-5は、それぞれ豊浦砂 $D_r = 30, 90\%$ の液状化強度曲線を、所定の軸ひずみ両振幅 $DA = 1, 2, 5, 10\%$ に対して示したものである。 $D_r = 30\%$ の強度曲線は、液状化に至ると同時に一気に変形が進行するために、ひずみ振幅の規定による違いは認められない。一方、 $D_r = 90\%$ の場合は、ひずみの規定による強度線の違いが明確で、強度の立ち上がり傾向

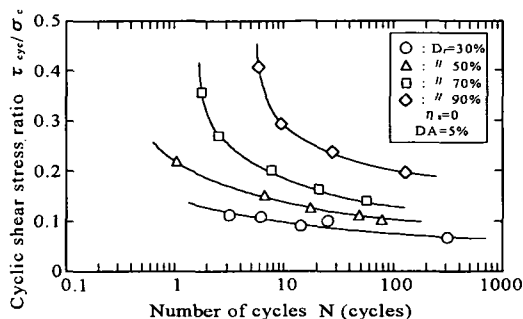


図-3 相対密度による液状化強度曲線の比較

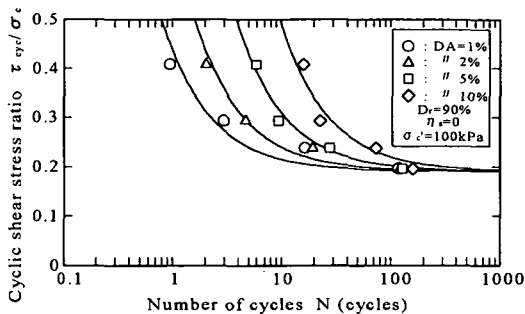


図-5 所定の軸ひずみ両振幅に至るに必要な繰返しせん断応力比・繰返し回数関係 (豊浦砂 $D_r=90\%$)

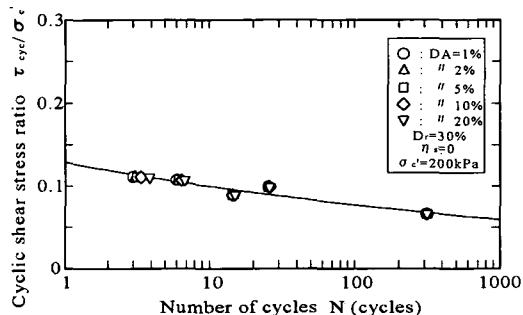


図-4 所定の軸ひずみ両振幅に至るに必要な繰返しせん断応力比・繰返し回数関係 (豊浦砂 $D_r=30\%$)

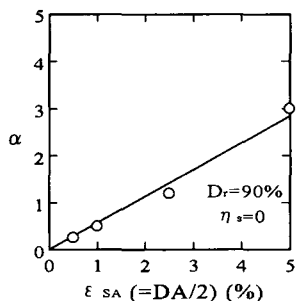


図-6 定数 α と片振幅軸ひずみの関係 (豊浦砂 $D_r=90\%$)

が、ひずみの発達とともに大きくなることを表している。

このように、強度曲線に見られる急激な立ち上がりは、変相後の膨張性挙動に起因したサイクリックモビリティによる強度増加を強く反映している。また、強度曲線の立ち上がりの程度は、先のサイクリックモビリティの反映も含めて、液状化中の砂の変形挙動を表していると考えられるので、これを直接利用することによって、解析パラメータの設定や解析結果の精度等の解釈に関してより容易なモデル化が可能になると考えられる。

この場合、強度曲線を何らかの方法で定式化することが必要となるが、立ち上がりの傾向を示す強度曲線に対しては、次式に示す双曲線による近似が有効であることが知られている³⁾。

$$R(\tau_{cyc}/\sigma'_e)_f = \alpha/N + R_{min} \quad (1)$$

ここで、 R_{min} は $N=\infty$ における液状化強度であり、ひずみ振幅の大きさによらない。 α は強度曲線の立ち上がりの程度を規定するパラメータである。図-5中に描いた曲線は上式により回帰したものである。ここで、 α を片振幅軸ひずみ ϵ_{SA} ($=DA/2$)に対してプロットしたのが図-6である。図から明らかなようにプロットしたひずみの範囲では両者が比

例関係にあることが分かる。したがって、 α に関して次式を与えることができる。

$$\alpha = C_1 + C_2 \epsilon_{SA} \quad (2)$$

ここで、 C_1 、 C_2 は回帰に伴う定数である。

3. 有効応力比～ひずみモデル

サイクリックモビリティに関する見逃せない現象として応力～ひずみ曲線の形状がある。図-7 (a), (b), (c)には、豊浦砂 $D_r=90\%$ の繰返し三軸試験から得られた、せん断応力 τ ～せん断ひずみ γ 関係、有効応力比 η ～せん断ひずみ γ 関係、有効応力経路をそれぞれ示した。通常、有効応力経路が変相線に至るまでの応力～ひずみ履歴曲線は紡錘型の形状をしているが、変相以降においては、有効応力経路の位相の逆転により、逆S字の形状を示す。これは、有効応力の回復に伴い剛性が増加するために、この過程のひずみ増加が抑えられるために他ならない。一方の、 η ～ γ 関係は変相後のサイクリックモビリティにおいても紡錘型の履歴曲線の形状を保っている。また、図-8は繰返しせん断応力ピーク時の有効応力比 η_p と片振幅せん断ひずみ γ_m の関係を異なる繰返しせん断応力条件での試験

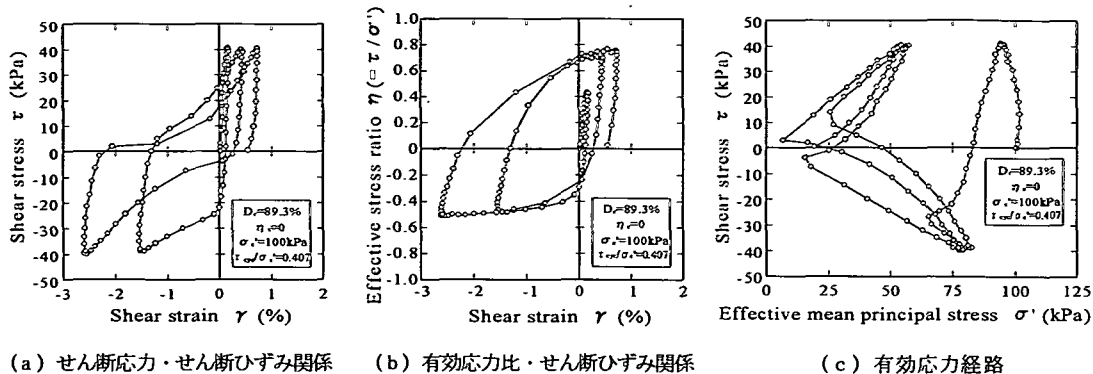


図-7 豊浦砂 $D_p=90\%$ の非排水繰返し三軸試験結果

結果を含めてプロットしたものであるが、両者の関係は、繰返しせん断応力比 τ_{ov}/σ'_c や繰返し回数の違いによらず一義的である。さらに、図-9は、サイクリックモビリティ時の $\eta \sim \gamma$ 履歴曲線について、異なる2種類の繰返しせん断応力条件での試験結果を示したものであるが、履歴曲線についても折り返し時の有効応力比が等しければ、繰返しせん断応力比や繰返し回数の違いによらず一義的に表されることが分かる。

このような特徴を有する有効応力比～ひずみ関係に対して、柴田ら⁹⁾や兵動ら¹⁰⁾は骨格曲線について、原ら¹¹⁾や三原ら¹²⁾は履歴曲線についても双曲線による近似が有効であることを示している。本モデルにおいてもこれと同様な方法により、有効応力比～ひずみ関係を表現することとした。

まず、図-8の関係は処女載荷時の骨格曲線に相当するものであり、これを次式で与えた。

$$\gamma = \frac{\eta}{\frac{G_{max}}{\sigma'_c} \left(1 - \frac{\eta}{\eta_f}\right)} \quad (3)$$

ここで、 G_{max} は微小ひずみ時のせん断剛性であり、 η_f は破壊時の有効応力比である。図-8中の実線は、試験結果の G_{max} と η_f から、上式により求めたものである。

次に履歴曲線は、繰返し載荷中の $\eta \sim \gamma$ 関係が Masing 則に従うものとして、式(3)を拡張した次式で与えた。

$$\gamma = \gamma_0 + \frac{\eta - \eta_0}{\frac{G_{max}}{\sigma'_c} \left(1 - \frac{\eta - \eta_0}{2\eta_f}\right)} \quad (4)$$

ここで、 (γ_0, η_0) は折り返し点の値である。式

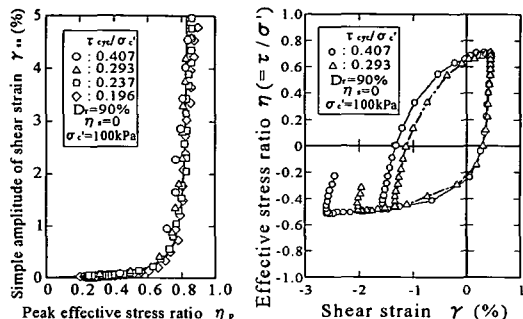


図-8 ピーク有効応力比・片振幅ひずみ関係 図-9 有効応力比・ひずみ履歴曲線の比較

(3)、(4)で与えられる有効応力比～ひずみモデルは、 $\sigma' = \sigma'_c$ 、つまり、有効応力が初期有効応力に等しく、変化しないとする時、非線形全応力モデルである Hardin-Drnevich モデル^{13)、14)}に一致する。

このように、有効応力比～ひずみ関係に基づいたモデル化を行うことにより、初期状態から破壊過程であるサイクリックモビリティについて、終始一貫した変形の評価が可能となる。さらに、有効応力比～せん断ひずみ関係は、せん断応力、有効応力、ひずみの三者を関連づけるものなので、有効応力を通して、後で示す応力経路モデルと一体化した剛性の評価が可能となる。

4. 応力経路モデル

応力経路モデルは、室内試験結果に基づいた降伏条件を設けて有効応力経路を定め、これにより繰返し載荷過程の各段階で間隙水圧の発生量を予測するものであり、代表的なモデルとして Ishihara ら¹⁵⁾のモデルがある。

ここで提案するモデルは、先に行った強度曲線の定式化に基づいて構築しているが、繰返しせん断時

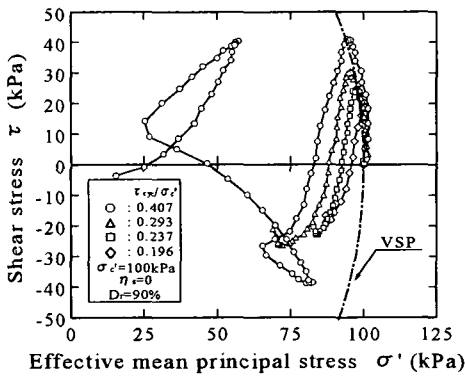


図-10 処女有効応力経路VSP

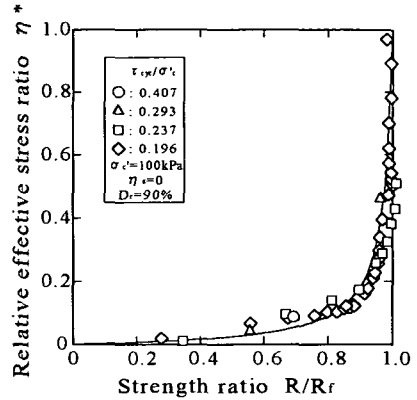


図-11 相対有効応力比・強度比関係

の有効応力経路から明らかなように、変相線 PTL (Phase Transformation Line) に至る過程とそれ以降のサイクリックモビリティ挙動とは全く異なったものとなっているので、変相線を境に分けて評価を行っている。

(1) 変相状態に至る過程の応力経路の定義

まず、初期の降伏条件として次の仮定を設けた。

① 初期降伏条件を $|\eta| \geq |\tau_{mn}/\sigma'_c|$ とする。ここで、 $|\tau_{mn}/\sigma'_c|$ は最小の液状化強度であり、式(1)で与えられた R_{mn} に他ならない。この条件を満たさない場合の応力経路は、以下に定める VSP (Virgin Stress Path) で与えられる。

図-10は異なる繰返しせん断応力条件の試験結果において、最初の半サイクルの有効応力経路を重ねて示したものであるが、処女載荷過程においては、繰返しせん断応力の大きさに関係なく、同一の応力経路上にあることが明らかである。そこで、これらの経路を包絡する曲線を次式で与え、この経路を VSP と定義する。

$$\Delta \sigma' = - \frac{\tau \sigma'_c}{2B^2 \sqrt{1 - \left(\frac{\tau}{B}\right)^2}} \Delta \tau \quad (5)$$

ここで、 σ'_c は初期有効応力である。また、実験結果における VSP 上の任意の点を (σ'_k, τ_k) とし与えた場合、定数 B は次式で与えることができる。

$$B = \frac{\sqrt{\tau_k^2}}{\sqrt{1 - \frac{4}{\sigma'^2_k} \left(\sigma'_k - \frac{\sigma'_c}{2}\right)^2}} \quad (6)$$

ただし、 $B \geq |\eta_{rr}| \sigma'_c / 2$

ここで、 η_{rr} は変相時の有効応力比である。また、

VSP は擬似的に変相線に至るまでの静的な応力経路を与えるものである。したがって、定数 B は変相時のせん断強度と見なせる。つまり、 $N = 0.5$ 回で変相線に達する時の繰返し強度と等価であると考えられるので、式(1)から与えることも可能である。

次に、初期の降伏条件を満たした後の降伏条件は、次のように設定した。

② 有効応力比が圧縮と伸張それぞれの領域において、過去最大の有効応力比を超える時 ($|\eta| > |\eta_{mn}|$) を降伏とする。

降伏後の応力経路については、以下に示す算法法により与えられる。

図-11は、繰返し三軸試験から得られた相対有効応力比 $\eta^* \sim$ 繰返しせん断強度比 R/R_f 関係¹⁰⁾を示したものである。 η^* は、任意の繰返し回数における応力サイクルピーク時の有効応力比 η_p が、この点のせん断応力 τ と初期有効拘束圧 σ'_c の比で表される初期有効応力比 η_i と変相時の有効応力比 η_{rr} との間でどのような位置にあるかを表す相対的な応力比であり、次式で定義される (図-12参照)。

$$\eta^* = \frac{\eta_p - \eta_i}{\eta_{rr} - \eta_i} \quad (7)$$

強度比 R/R_f は、外力としての繰返しせん断応力比 R を変相時の繰返し強度 R_f で除して正規化したものであり、いわゆる液状化抵抗率 F_L の逆数に相当する。図から明らかなように、 $\eta^* \sim R/R_f$ 関係は繰返しせん断応力比の違いによらず一義的であり、この関係を次式で与えた。

$$\eta^* = \frac{R/R_f}{a - (a-1)R/R_f} \quad (8)$$

ここで、 a は実験定数であり、図中の曲線は上式により回帰したものである。

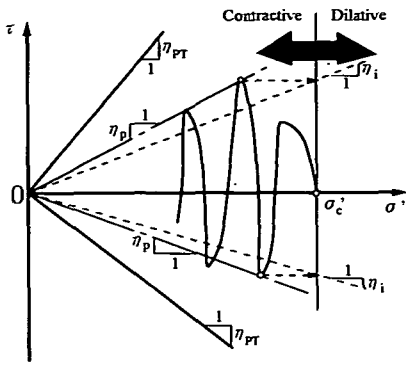


図-12 相対有効応力比の定義

これより、一定の繰返し応力振幅が作用する場合には、有効応力 σ' ~ 繰返し回数 N 関係を任意に算出することができる。そこで、不規則なせん断応力が作用する場合の有効応力の算定法として、この関係に Martin ら¹⁶⁾ や石井ら¹⁷⁾ によって示された評価法を適用する (図-13参照)。

今、 $R (= |\tau/\sigma'_c|)$ なる大きさの繰返しせん断応力比が、半サイクル作用する場合を考える。この時までの繰返しせん断により、有効応力はすでに、 σ' まで減少していたと仮定する。 R が、仮に一定応力振幅として作用し、有効応力が σ' まで減少するに必要な等価繰返し回数 N_{eq} は、式 (1)、(8) から次のように与えることができる。

$$N_{eq} = \frac{\alpha_{PT}}{R \frac{1 + (a-1)\eta_{eq}^*}{a\eta_{eq}^*} - R} \quad (9)$$

ここで、 α_{PT} は先に定義した有効応力比・ひずみ関係で $\eta = \eta_{PT}$ として与えられる変相時のひずみを式 (2) に代入して求められる値であり、変相時の強度線を規定する定数である。また、 η_{eq}^* は相対有効応力比の定義から、

$$\eta_{eq}^* = \frac{\tau/\sigma'_{c0} - \tau/\sigma'_c}{\eta_{PT} - \tau/\sigma'_c} \quad (10)$$

と表される。したがって、 $R (= |\tau/\sigma'_c|)$ の大きさの繰返しせん断応力比が、半サイクル作用するときの有効応力 σ' は、 $N = N_{eq} + 0.5$ として評価した R_i を式 (8) に代入することによって、

$$\sigma' = \frac{\tau}{\eta^*(\eta_{PT} - \tau/\sigma'_c) + \tau/\sigma'_c} \quad (11)$$

と与えられる。これを引き続くせん断応力半サイクル毎に、繰返し

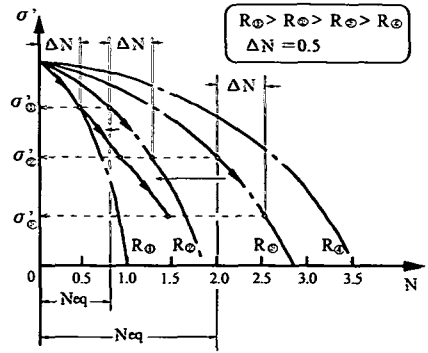


図-13 不規則载荷に対する有効応力の算定法

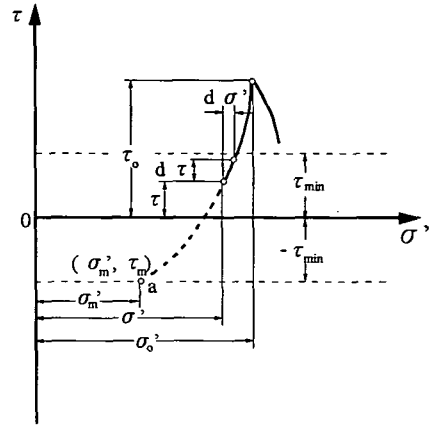


図-14 $|\tau - \tau_c| < |\tau - \tau_{min}|$ の領域における応力経路の定義

計算することによって、不規則载荷時の有効応力の変化を評価することができる。

この有効応力算定法により、降伏後の応力経路を与えることが可能となるが、降伏時のせん断応力 τ_c を基準とする応力経路上のせん断応力が $|\tau - \tau_c| < |\tau_{min} - \tau|$ の時には、式 (9) を用いて N_{eq} を算出することができない。そこで、この領域における応力経路は、 $\tau = \tau_{min}$ として式 (11) から与えられる点 a (σ'_m, τ_m) と降伏点 (σ'_{c0}, τ_c) とを包絡する曲線と与えることとした (図-14参照)。つまり、

③ 降伏後の除荷・再载荷過程において、 $|\tau - \tau_c| < |\tau_{min} - \tau|$ の領域における応力経路は次式で与えられる。

$$\Delta \sigma' = \frac{\Delta \tau (\sigma'_{c0} - \sigma'_m)}{2(\tau - \tau_m)} \quad (12)$$

ここで、降伏点のせん断応力 τ_c と τ_{min} との間には、 $\tau_c \times \tau_{min} < 0$ の関係がある。

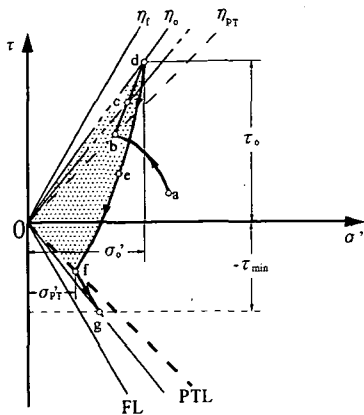


図-15 サイクリックモビリティ時の応力経路

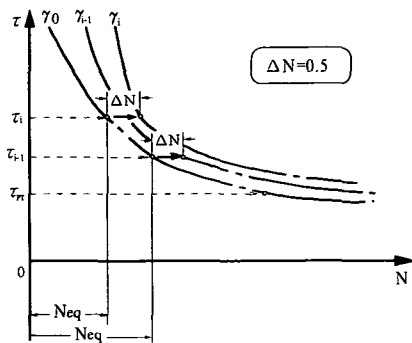


図-16 等価繰返し回数の定義

次に、 τ が τ_{min} を越えてさらに増加していく過程の応力経路は、以後、どの位置で折り返したとしても、直前の降伏点 (σ'_0, τ_0) を基準に考えれば、半サイクルのせん断応力が作用したと考えることができる。したがって、

④ 降伏後の除荷・再載荷過程において、 $|\tau - \tau_0| \geq |\tau_{min} - \tau_0|$ の領域における応力経路は、各時間ステップ毎に $N = N_{eq} + 0.5$ として式(9)～式(11)の計算を繰り返すことにより与えられる。

次に、折り返し点において、②の降伏条件を満足しない場合の応力経路は、以下のように考えた。

⑤ 折り返し点において降伏条件を満たさない場合には、その後の有効応力の変化はなく、応力経路は $\Delta\sigma' = 0$ とする。ただし、載荷過程であれば直前の降伏時の載荷過程、除荷過程であれば直前の降伏時の除荷過程における応力経路と等しくなり、これを越えるような場合は、以後これと同一の経路で与えられる。

(2) サイクリックモビリティの評価

図-15は、サイクリックモビリティ現象を模式的に表したものであるが、この時の挙動は、変相線を境に有効応力が増加する領域 ($b \rightarrow c \rightarrow d, f \rightarrow g$) とせん断応力の折り返しにより有効応力が減少する領域 ($d \rightarrow e \rightarrow f$) の2つの場合がある。そこで、この時の応力経路を、有効応力の増加領域と減少領域とに分けた評価によって定義する。

a) 有効応力の増加領域

今、応力経路が変相線に達した時、これまでのせん断履歴により生じた最大のひずみの大きさが γ であったとする (図-16参照)。この時の等ひずみ線は強度曲線に他ならず、式(1)、(2)からせん

断応力比～繰返し回数関係で表される等ひずみ線を任意に評価することが可能である。したがって、 Δt 秒後にせん断応力 τ が作用するとして、この時のひずみが仮に γ となるに必要な繰返し回数 N_{eq} は、

$$N_{eq} = \frac{C_1 + C_2 |\gamma_0| / (1 + \nu)}{|\tau / \sigma'_c| - R_{mn}} \quad (13)$$

と表せる。せん断応力が増加する過程においてゼロクロス点を超えれば、どの時点で折り返したとしても、前回の折り返し点を基準にすれば、半サイクルのせん断応力波形が作用したものと見なせる。したがって、 Δt 秒後に引き続きせん断応力 τ が作用する時のひずみ γ は、 $N = N_{eq} + 0.5$ として式(1)に代入すれば、

$$|\gamma| = \left\{ (|\tau / \sigma'_c| - R_{mn})(N_{eq} + 0.5) - C_1 \right\} / (1 + \nu) / C_2 \quad (14)$$

と与えられる。

さらに、先に定義された有効応力比～ひずみ関係に、上式から与えられるひずみを代入すれば、 $\tau (= \tau_0 + \Delta\tau)$ が作用する時の有効応力を定めることが可能となる。したがって、各時間ステップ毎に上記の評価を行うことにより、有効応力が回復していく過程の応力経路が定義される。

b) 有効応力の減少領域

サイクリックモビリティ時の有効応力経路は、有効応力の回復と減少を繰り返す。この時せん断応力の大きさにもよるが、 $\tau = 0$ のゼロクロス点において直ちに $\sigma' = 0$ とはならず、徐々に原点に近付いて行く挙動を示す。これに伴い、図-15のハッチに示されるような、有効応力減少過程の経路と位相を転じる点の有効応力比とで囲まれるループの面積

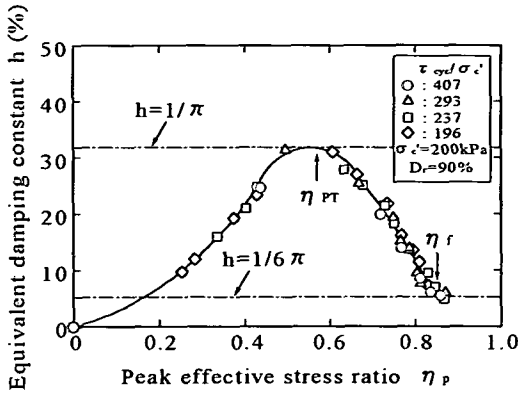


図-17 ピーク有効応力比と等価減衰定数の関係 (豊浦砂 $D_r=90\%$)

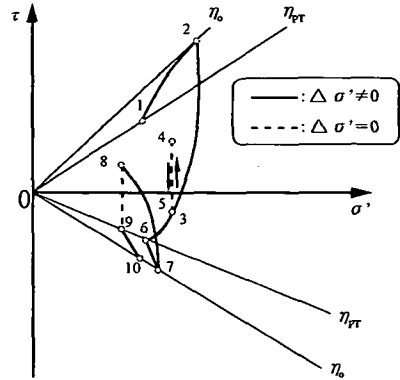


図-18 降伏条件 ($|\eta_{max}| \geq |\eta_{PT}|$)

は、繰返しとともに減少していく。

図-17は、豊浦砂 $D_r=90\%$ の応力サイクルピーク時の有効応力比 η_p と等価減衰定数 h の関係を示したものである。図中には、併せて静的非排水試験結果から得られた変相時の有効応力比 η_{PT} と破壊時の有効応力比 η_f についても示した。初期の段階で h は増加傾向にあるが、 η_{PT} を境としてそれ以降は、減少に転じることが分かる。したがって、サイクリックモビリティ時には、有効応力経路上のループの面積と減衰定数とが共に減少傾向にあるようである。

そこで、有効応力減少領域の応力経路を定義するにあたり、図-15のハッチで表される有効応力経路上のループの面積 ΔS と減衰定数 h とが、

$$\Delta S = \pi h \tau_o^2 / |\eta_o| \quad (15)$$

と表される等価な関係があると考えた。ここで、 τ_o 、 η_o はそれぞれ図に示される折り返し点でのせん断応力、有効応力比である。

次に、有効応力の減少過程における応力経路 (d \rightarrow e \rightarrow f) は次式で与えた。

$$\sigma' = \sqrt{(\tau - c)/a} \quad (16)$$

ここで、上式を基にして定められる ΔS を、式(15)に代入すれば、変数 a 、 c は、それぞれ次のように与えることができる。

$$a = \frac{3 + \sqrt{3(2\pi h + 1)}}{6\tau_o(1 - \pi h)} \eta_o^2 \quad (17)$$

$$c = \tau_o - a \left(\frac{\tau_o}{\eta_o} \right)^2 \quad (18)$$

ここで、式(17)の右辺の平方根と分母の部分に着目すれば、

$$\frac{1}{6\pi} < h < \frac{1}{\pi} \quad (19)$$

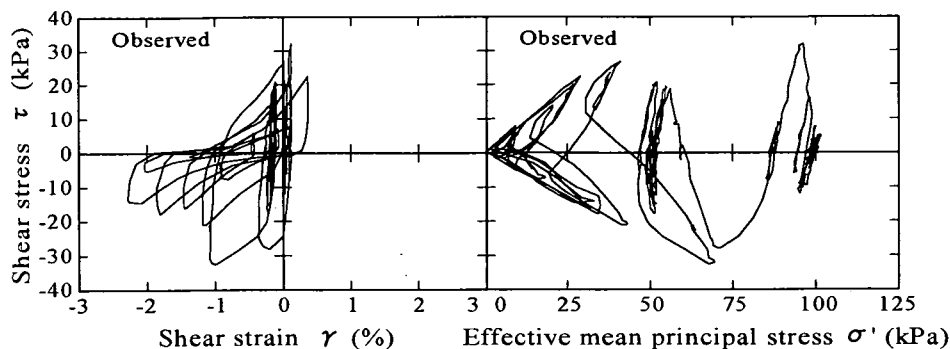
の条件が満足されなければならないことが分かる。図-17には、この領域についても示しているが、サイクリックモビリティ時の h はこの範囲内にあることが実験結果からも伺える。したがって、 ΔS には明確な物理的意味は不明であるが、現象としては上記の考え方が妥当であることを示している。

これにより、式(16)に定める有効応力の減少過程における応力経路は、有効応力が増加傾向から減少傾向に転じる折り返し点でのせん断応力 τ_o と有効応力比 η_o 、そして減衰定数 h が与えられれば計算される。ここで、 τ_o 、 η_o については、応力経路の計算過程において必然的に求められるが、 h については式(19)の条件を満足する次式を与えた。

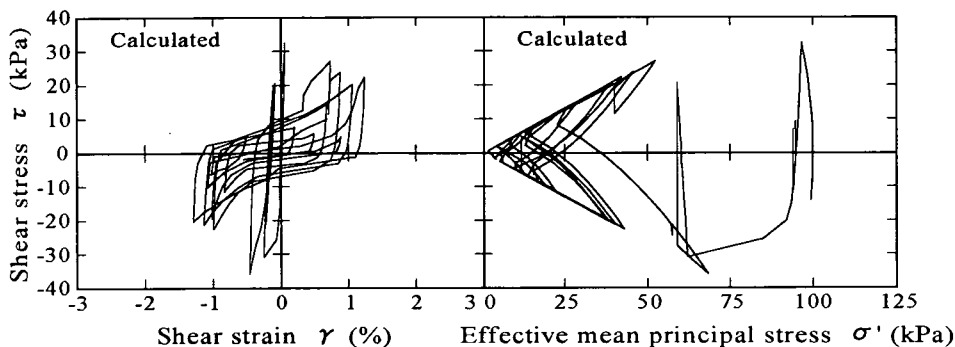
$$h = \frac{1}{6\pi} + \frac{h_{max} - 1}{6\pi} \left(\frac{\eta_o - \eta_f}{\eta_{PT} - \eta_f} \right)^2 \quad (20)$$

ここで、 h_{max} は最大減衰定数である。上式によれば、 h は η_o の増加に伴い限りなく $1/6\pi$ に漸近する形で低下していく。

図-18には、サイクリックモビリティ時の降伏条件を示した。図-19に豊浦砂 $D_r=90\%$ に対して実施した不規則载荷による繰返し三軸試験結果と、提案モデルによる計算結果とを比較した。ここで、不規則波形はタフトNS波(1952)を用い、この加速度記録と相似な波形を荷重として载荷している。計算結果は実験結果と良好な対応関係にあるが、特に変相線に達した後の過程において、破壊線に漸近する形で応力回復を繰返ししながら徐々に有効応力が減少していく様子や、応力回復に伴う応力 \sim ひずみ曲線の形状等、飽和砂のサイクリックモビリティ特有の挙



(a) 繰返し三軸試験結果 (豊浦砂 $D_r=90\%$)



(b) 提案モデルによる計算結果

図-19 不規則載荷による試験結果と計算結果の比較

動をうまく表現していることが分かる。また、この他の実験結果に対する検討から、計算結果の精度が過剰間隙水圧、変形量とも液状化強度線の回帰の精度に直接依存することを確認している。

(3) 提案モデルの粘性土への適用

提案モデルは飽和砂の液状化を前提としているが、試験から与えられる強度曲線を直接取り入れているので、粘性土に対してもこれを用いる限りにおいては、飽和砂と同様な方法で破壊過程の変形を評価することが可能と考える。後で解析結果を示すポートアイランドでは G.L-19 ~ -27m にかけて沖積粘土層があるが、文献 18) によれば、ほぼ正規圧密の状態にあり、塑性指数は概ね 60 以上と日本の海成粘土としては比較的高塑性であることが示されている。そこで、ここでは等方正規圧密状態下の高塑性粘土の繰返し挙動に対するモデルの適用を試みる。ただし、粘性土については顕著な載荷速度依存性の挙動を示すことが知られているが、これについては今後の課題とし、ここでは時間依存性がないものと仮定する。

図-20は、ポートアイランドの沖積粘土とほぼ同

等の塑性指数を有する五日市粘土 ($I_p = 72.8$) の繰返し三軸試験結果¹⁹⁾を示したものである。有効応力比~ひずみ関係については砂質土と同様の評価が可能なが分かる。一方、応力経路は砂の液状化のように間隙水圧が初期拘束圧に等しいまでは上昇することはなく、限界状態線 CSL に漸近する形で定常なループを描く。したがって、破壊過程の応力経路をどのように提案モデルで表現するかが問題となるが、これについては次のように考えた。

まず、変相線であるが、当然のことながらこの場合変相線は存在しない。しかしながら、破壊過程の応力~ひずみ関係は緩やかながら硬化型のループを描いている。そこで、変相状態を変形の発達が変化する点と考え、有効応力比~ひずみの双曲線関係における変曲点の応力比がこれに相当するものとして代用する。

次に、破壊過程における間隙水圧の発生量であるが、これについては、式(16)~(18)により破壊過程の減衰定数に関係付けられている。図-21は、応力サイクルピーク時の有効応力比 η_p と等価減衰定数 h の関係を示したものである。この場合、図-17に示した豊浦砂の試験結果とは異なり、 h は η_p の

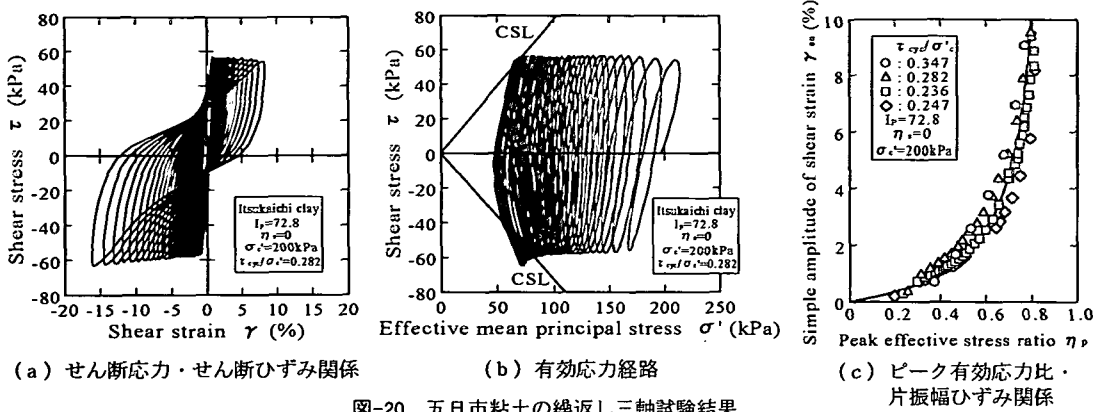


図-20 五日市粘土の繰返し三軸試験結果

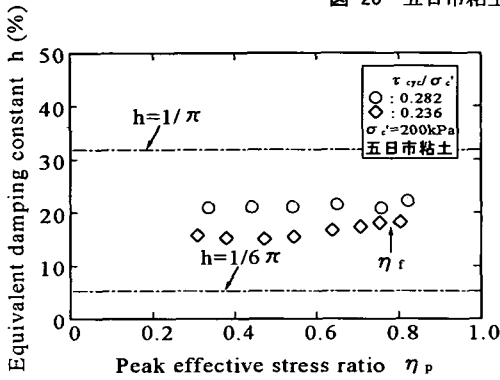


図-21 ピーク有効応力比と等価減衰定数の関係 (五日市粘土)

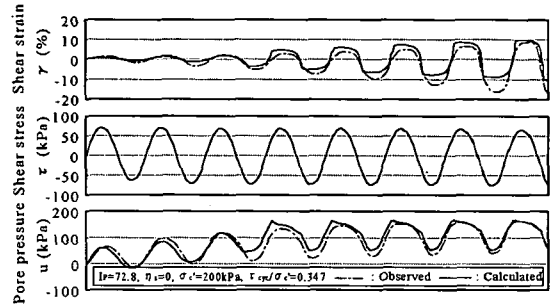


図-22 粘土に対する試験結果と計算結果の比較

増加に対してほとんど変化しないか、微増する程度の傾向にある。したがって、破壊過程における粘土の h には式 (20) に代わるものとして、次式が与えられる。

$$h = h_{max} \quad (21)$$

図-22に繰返し三軸試験結果とモデルによる計算結果の比較を示した。図の実験結果は、繰返し回数4回目で静的試験から得られた限界状態線に達して、以降の間隙水圧は定常状態にあるのだが、このような粘性土特有の挙動や破壊過程の大変形について、計算結果は試験結果を良好に表現しており、提案モデルが粘性土に対しても適用可能であることが明らかである。

5. ポートアイランド鉛直アレー観測記録のシミュレーション

(1) 解析概要

a) 地盤モデル

ポートアイランドの鉛直アレー観測では、GL-83mの記録に方向誤差があること^{3), 20)},

GL-32m以浅の沖積砂層と埋土層での液状化の可能性が指摘されていることから²¹⁾、本解析ではGL-32m以浅の地盤を解析の対象とした。

表-1に解析用地盤モデルを示す。地下水位は文献21)の報告よりGL-2.4mに設定した。初期剛性 G_{max} は、PS検層結果²²⁾を基に拘束圧依存性を考慮する形で設定し、砂質土の内部摩擦角は、大崎の式から N 値より $\phi = \sqrt{20N + 15}$ として設定した。粘性土の ϕ については、図-20の試験結果から設定した。

提案したモデルにおいて最も重要なパラメータは強度曲線に関する定数 (C_1 , C_2 , R_{min}) であるが、埋土層と沖積粘土層については、地震後に採取された不攪乱試料に対して繰返し三軸試験が行われている²²⁾。図-23に各層の強度曲線を示す。図 (a), (b) のプロットがそれぞれ埋土層、沖積粘土層の試験結果²²⁾であり、実線は式 (1) で回帰して得られたものである。また、図 (c) に示したGL-27m ~ -32mの沖積砂層のプロットは、原子力発電所耐震設計技術指針²³⁾に示されている液状化判定法²⁴⁾から $DA = 2\%$, 5% の強度を N 値から算定して求めた推定値である。図-24に回帰した強度曲線から

表-1 解析地盤モデル (ポートアイランド)

深度 GL (m)	土質	地震計位置	密度 ρ (t/m ³)	初期剛性 G_{max} (MPa)	液状化パラメータ等
0	埋土層 ▽ W.L. =-2.4m	■	1.9	300 $\sigma'_{m0}{}^{0.5}$	$\nu = 0.35$ $\phi' = 25.8^\circ$ $K_0 = 0.5$
19	埋土層 (砂礫)	■ GL -16m	1.9	300 $\sigma'_{m0}{}^{0.5}$	$\nu = 0.35$ $\phi' = 25.8^\circ$ $K_0 = 0.5$ $h_{max} = 0.20$ $R_{min} = 0.15$ $a = 40$ $C_1 = 0.309$ $C_2 = 0.146$ $B/\sigma'_{m0} = 0.841$
27	沖積粘土層		1.6	138 $\sigma'_{m0}{}^{0.5}$	$\nu = 0.40$ $\phi' = 38.2^\circ$ $K_0 = 0.5$ $h_{max} = 0.20$ $R_{min} = 0.28$ $a = 40$ $C_1 = 0.018$ $C_2 = 0.244$ $B/\sigma'_{m0} = 0.709$
32	沖積砂層		1.9	277 $\sigma'_{m0}{}^{0.5}$	$\nu = 0.35$ $\phi' = 31.4^\circ$ $K_0 = 0.5$ $h_{max} = 0.30$ $R_{min} = 0.22$ $a = 40$ $C_1 = 0.3$ $C_2 = 0.2$ $B/\sigma'_{m0} = 1.020$

与えられた定数 α と片振幅軸ひずみ ϵ_{SA} の関係を示した。ここで、図中の実線はいずれも式 (2) で回帰したものである。これらの回帰により強度曲線に関するすべての定数が設定された。

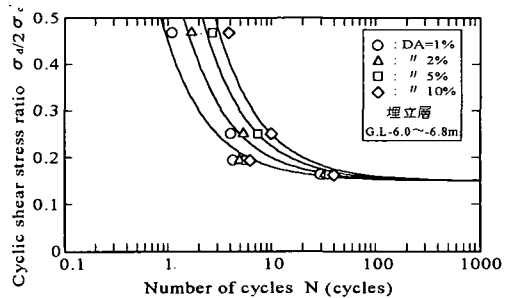
b) 解析方法

解析は、水平成層地盤を仮定した一次元問題とし、提案モデルを用いた有効応力解析と比較のため非線形全応力解析の2種類の方法で行った。地盤は直列のせん断多質点系でモデル化し、逐次積分法による時刻歴解析によって各質点の応答を評価している。また、有効応力解析は非排水条件で行っており、地盤の透水性は考慮していない。全応力解析は、提案モデルにおいて過剰間隙水圧の発生がないものとして計算を行っている。Hardin-Drnevich モデルによる非線形解析に相当する。解析方向は観測記録波形振幅の大きい NS 方向とし、GL-32m での観測波を入力動とした。

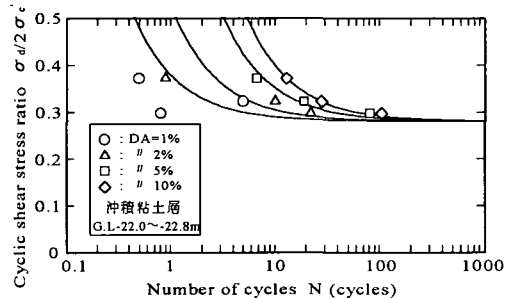
(2) 解析結果

図-25に地表面と GL-16m における加速度の観測波形と解析波形の比較を有効応力、全応力解析について示した。有効応力解析結果の図中に示した矢印は初めて変相線に達したポイントを表している。また、図-26にはこれらに対応する応答スペクトルを示した。

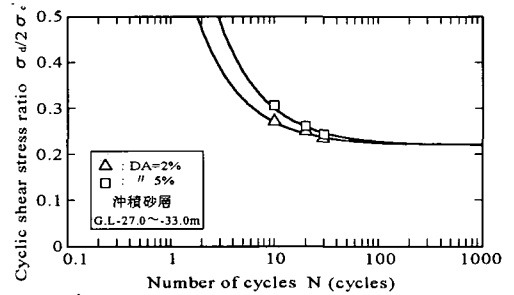
まず、地表面の加速度波形について見れば、有効応力解析結果は、液状化に伴う長周期化や応答の低下を良好に評価して観測波形に適合している。これに対し、全応力解析結果は位相が大きく進行する形で観測波形と大きく異なる傾向を示している。また、



(a) 埋土層 (GL-6.0~6.8m)

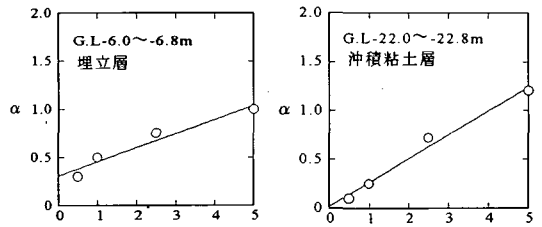


(b) 沖積粘土層 (GL-22.0~22.8m)



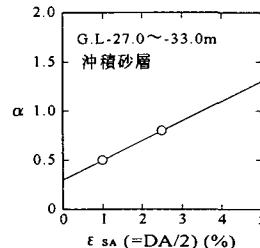
(c) 沖積砂層 (GL-27.0~32.0m)

図-23 各層の強度曲線



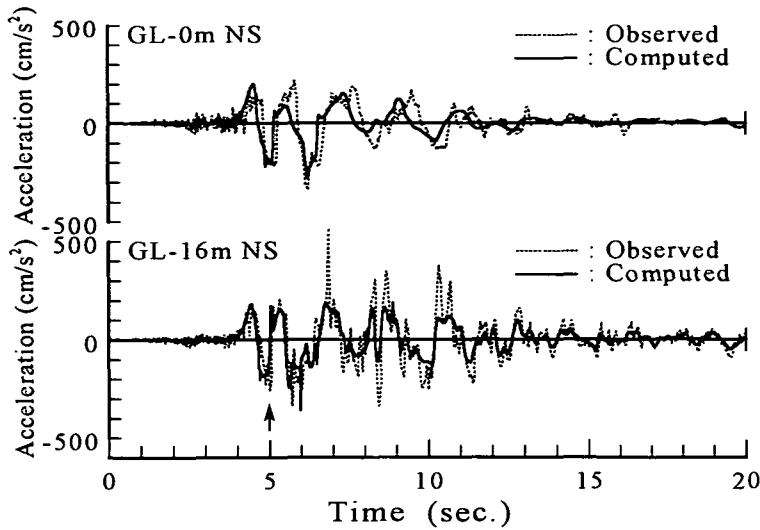
(a) 埋土層

(b) 沖積粘土層

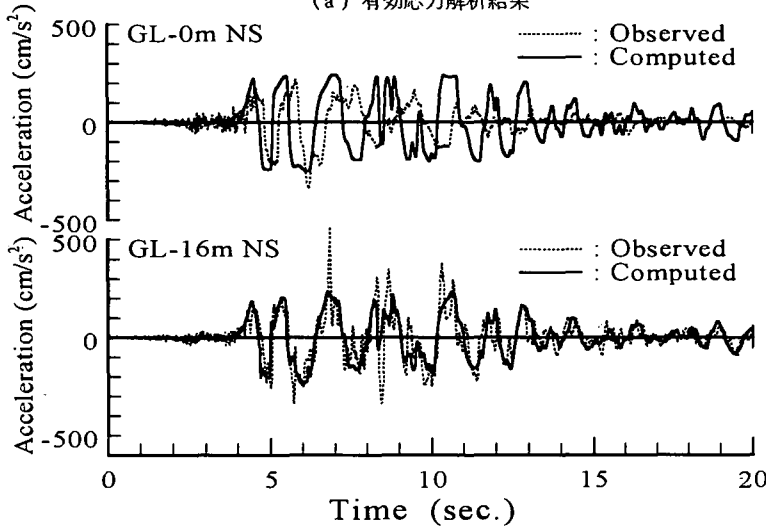


(c) 沖積砂層

図-24 定数 α と片振幅軸ひずみの関係



(a) 有効応力解析結果

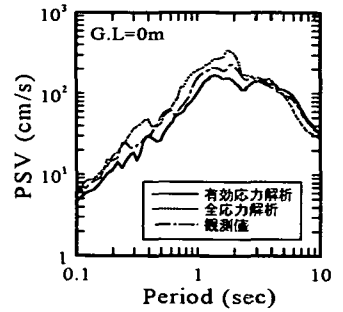


(b) 全応力解析結果

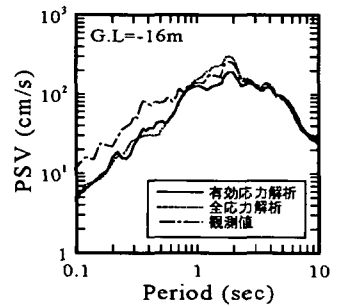
図-25 加速度時刻歴の比較

応答スペクトルからも有効応力解析結果が観測値の応答をよく表しているのに対し、全応力解析は2秒以下の短周期の応答を大きく、5秒以上の長周期の応答を小さく評価しており、短周期側にシフトした傾向にある。これは、これまでに言われているように全応力解析では液状化のような大変形を評価しきれないことを表している。

次に、GL-16mの加速度波形について見れば、全応力解析結果は観測波形よりもやや長周期側になる形で徐々に位相がずれて行くのが分かる。これに対して、有効応力解析結果と観測波形の位相はよく一致している。また、有効応力解析の加速度波形の方がピーク付近において鋭く立ち上がる形状を示して



(a) 地表面

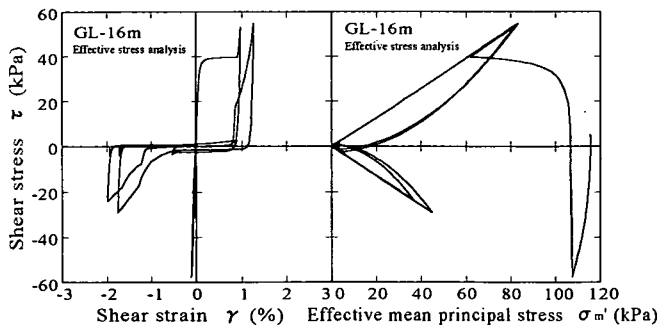


(b) GL-16m

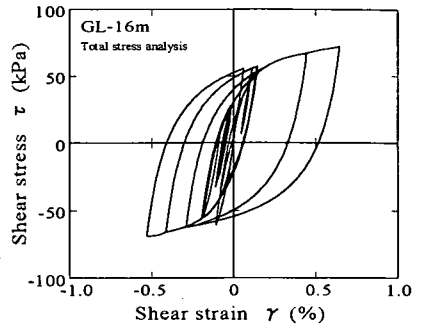
図-26 応答スペクトルの比較

おり、観測値により近い結果となっている。したがって、観測地点においても有効応力解析結果とほぼ同時点で変相状態に至り、それ以降は、図-27の有効応力解析結果に示すようなサイクリックモビリティ特有の現象が生じたことが推測できる。ただし、応答スペクトルにはここで述べたような解析方法の違いによる大きな違いは認められず、いずれの解析結果も短周期側の応答を過小評価していることが分かる。これは両解析の加速度波形において、図の時間で7秒～11秒にかけての観測値のピークを過小評価していることが主要な要因と考えられるが、この理由として次のことが考えられる。

まず、全応力解析の場合、ひずみレベルが大きい



(a) 有効応力解析結果



(b) 全応力解析結果

図-27 各解析結果のせん断応力・せん断ひずみ関係と有効応力経路 (GL-16m)

ところにおいて履歴減衰が著しく増加する傾向にあるために、破壊過程においてその応答を小さく評価してしまう。有効応力解析の場合は、GL-16m 付近の N 値がこれ以外の埋土層よりも大きいことから、図-23 (a) に示した液状化強度線より、もっと硬化型の強度線であった可能性が高く、サイクリックモビリティ時において解析結果に示した以上の激しい剛性の変化を生じたものと考えられる。

図-28には、各解析における地盤の最大応答値の分布を示した。最大加速度について見ると、有効応力解析と全応力解析では、全体的に全応力解析結果の方がやや小さめの値となっている。加速度分布は、両解析結果とも沖積粘土層において低下する傾向を示しているが、全応力解析の応答が著しく低下するのに対して、有効応力解析結果のそれはさほど低下しない興味深い結果となった。過剰間隙水圧比の分布と図-29の時刻歴から埋土層が最初の大きな揺れにより液状化に至ったことが分かるが、粘土層においても引き続き大きな揺れによって、静的試験から得られた限界状態線に達し、以降定常な間隙水圧挙動を示している。したがって、粘土層において強い非線形が生じたことは間違いないものと考えられるが、ここで示した全応力解析法では粘土の破壊過程における応答を過小評価してしまう恐れがあることを解析結果は示している。粘土層の応答は上層の埋土層の応答に大きく影響しており、有効応力解析において粘性土の破壊過程の挙動をモデル化することの重要性を示唆している。

6. 結 論

本研究は、地震時の地盤の破壊過程における非線形性についても適切な評価が可能な実用性の高い有効応力モデルの提案を試みたものである。提案手法の特徴は、繰返し試験結果として最も一般的な繰返

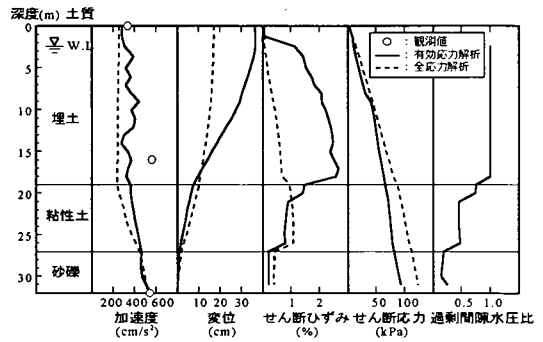


図-28 最大応答値の比較

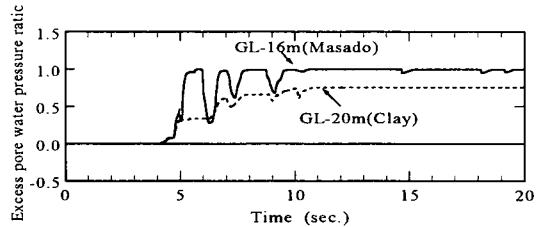


図-29 過剰間隙水圧比の時刻歴

し強度・繰返し回数関係を直接用いたこと、実験結果を踏まえてモデルを構築することにより、解析パラメータの設定を容易にしかつその根拠を明確にしたことである。

提案モデルによる繰返し三軸試験のシミュレーションの結果、飽和砂のサイクリックモビリティのみならず粘性土の破壊過程についても適切な評価が可能であることが明らかとなった。また、提案モデルを用いた有効応力解析によるポートアイランドの鉛直アレー観測記録のシミュレーションの結果、強度線を適切に与えることによって、強い非線形性を伴う強震動時の地盤応答についても精度の高い解析が可能であり、本提案手法の妥当性が明らかになった。また、同観測地点の埋土層ではサイクリックモビリティに伴う激しい剛性の変化が生じていたことが明

らかであり、粘土層の応答性状が上層の埋土層の応答に大きく影響している等、地盤の破壊過程における非線形性を適切に評価する有効応力解析法の重要性が明らかとなった。

なお、ここで用いた記録波形は神戸市によって観測されたもので、関西地震観測研究協議会を通じて提供していただいた。

参考文献

- 1) 吉田望：1995年兵庫県南部地震におけるポートアイランドの地震応答解析，土と基礎，Vol. 43, No. 10, pp. 49-54, 1995.
- 2) 川瀬博，佐藤智美，福武毅芳，入倉孝次郎：兵庫県南部地震による神戸市ポートアイランドでのボアホール観測記録とそのシミュレーション，日本建築学会構造系論文集，第475号，pp. 83-92, 1995.
- 3) Sugito, M., Sekiguchi, K., Yashima, A., Oka, F., Taguchi, Y. and Kato, Y. : Correction of Orientation Error of Borehole Strong Motion Array Records Obtained during the South Hyogo Earthquake of JAN. 17, 1995, *Proc. of JSCE*, No. 531/I-34, pp. 51-63, 1996.
- 4) 森伸一郎，三輪滋，Guan Baoqi：液化した地盤の地震時挙動に関する検討，第22回地震工学研究発表会，土木学会，pp. 51-54, 1993.
- 5) 井合進，松永康男，森田年一，桜井博孝：釧路港湾での強震動の特徴，第21回地盤振動シンポジウム，日本建築学会，pp.33-42, 1993.
- 6) Castro, G. and Poulos, S. J. : Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility, *Proc. of ASCE*, Vol. 103, No. GT6, pp. 501-516, 1977.
- 7) Vaid, Y. P. and Chem, J. C. : Cyclic and Monotonic Undrained Response of Saturated Sands, *Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions*, ASCE Convention, Detroit, pp. 120-147, 1985.
- 8) 東拓生，大塚久哲，二宮嘉朗：砂質土の相対密度を考慮した液化強度曲線の定式化，土木学会第49回年次学術講演会概要集，Ⅲ，pp. 528-529, 1994.
- 9) 柴田徹，Djoko S. Soelamo：繰返し載荷を受ける砂質土の応力・ひずみ特性，土木学会論文報告集，第239号，pp. 57-65, 1975.
- 10) Hyodo, M., Murata, H., Yasufuku, N. and Fujii, T. : Undrained Cyclic Shear Strength and Residual Shear

Strain of Saturated Sand by Cyclic Triaxial Tests, *Soils and Foundations*, Vol. 31, No. 3, pp. 60-76, 1991.

- 11) 原勝重，龍岡文夫，佐藤剛司：砂の非排水繰返しねじりせん断における詳細な応力～ひずみ関係，第19回土質工学研究発表会，pp. 577-580, 1984.
- 12) 三原正哉，西邦夫：繰返し載荷を受ける砂の非排水時・応力～ひずみ曲線のモデル化，第20回土質工学研究発表会，pp. 617-620, 1985.
- 13) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. : Shear modulus and damping in soils : Design equations and curves, *Proc. of ASCE*, Vol. 98, No. SM7, pp. 667-692, 1972.
- 14) 国生剛治，桜井彰雄：Modified Hardin-Drnevichモデルについて，土木学会第33回年次学術講演会概要集，Ⅲ，pp. 116-117, 1978.
- 15) Ishihara, K. and Touhata, I. : One-Dimensional Soil Response Analysis during Earthquakes Based on Effective Stress Method, *Journal of the Faculty of Engineering*, University of Tokyo(B), Vol. 35, No. 4, pp. 655-700, 1980.
- 16) Martin, G.R., Finn, W. D. L. and Seed, H. B. : Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading, *Proc. of ASCE*, Vol. 101, No. GT5, pp. 423-438, 1975.
- 17) 石井雄輔，吉見吉昭：不規則繰返しせん断による砂のダイレイタンシー特性及び液状化抵抗，第14回土質工学研究発表会，pp. 577-580, 1979.
- 18) 地盤工学会関西支部：海底地盤—大阪湾を例として—，1995.
- 19) 兵動正幸，杉山太宏，山本陽一，河田頼治：繰返しせん断を受ける正規圧密および過圧密粘土の間隙水圧とひずみの評価，土木学会論文集，No.487/Ⅲ-26, pp. 79-88, 1994.
- 20) 吉田郁政，栗田哲史：兵庫県南部地震の観測記録を用いたポートアイランド表層地盤の動特性の逆解析，土と基礎，Vol. 43, No. 9, pp. 44-48, 1995.
- 21) 地盤工学会阪神大震災調査委員会：阪神・淡路大震災調査報告書（解説編），1996.
- 22) 神戸市開発局：兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査（ポートアイランド，六甲アイランド）報告書，1995.
- 23) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針，1987.
- 24) 国生剛治，吉田保夫，長崎清：密な砂地盤のN値による液化判定法，第19回土質工学研究発表会，pp. 559-562, 1984.

(1996. 8. 23受付)

EFFECTIVE STRESS MODEL OF SAND AND CLAY BASED ON CYCLIC SHEAR STRENGTH AND ITS APPLICATION TO LIQUEFACTION ANALYSIS

Youichi YAMAMOTO, Masayuki HYODO, Ichiro KUROSHIMA and Masaharu TANIGAKI

An effective stress model which can evaluate the undrained cyclic shear behaviour of sands and clays is proposed in this paper. The model is constituted of effective stress ratio and strain model and an effective stress path model which is developed by using the cyclic strength curves of soils. Cyclic mobility behaviour can be reasonably simulated in the model. A response analysis was performed on the site where liquefaction was happened and seismic motion was recorded by borehole array during Great Hanshin Earthquake by applying the proposed model. Accuracy of the model was verified by comparing the analytical result with observed one.