GHE-S モデルによる土の動的非線形挙動の評価方法

室野　剛隆*　　野上　雄太**

田上　和也***　　坂井　公俊*

Evaluation of Nonlinear Dynamic Response at Subsurface Ground Applying GHE-S Model

Yoshitaka MURONO　　Yuta NOGAMI

Kazuya TANOUE　　Kimitoshi SAKAI

Many stress-strain models have been proposed for a dynamic response analysis of ground. Most of these models, however, are unable to express “S-shape” stress-strain relationship appeared in a large strain level, because these models apply the Masing's rule to build hysteresis curves. We, therefore, propose a new method to take into account the S-shape stress-strain characteristics. The model is consists of the skeleton curve expressed by GHE model and the hysteresis curves expressed by the modified Masing's rule. This model has eight parameters. These parameters should be decided by results of cyclic loading tests. Cyclic loading tests, however, is not always conducted at all soil layers. We, therefore, set the standard parameters derived from the data in the past experiment for this model.

キーワード：非線形履歴モデル，骨格曲線，履歴曲線，S 字型履歴形状，表層地盤

1．はじめに

現行の耐震設計では，表層地盤の影響を適切に評価することになっている。鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）【以降，耐震標準と称す】[1]では，地盤種別毎の設計地震動を用いる手法と，表層地盤を動的解析により評価する手法の2つがある。表層地盤を動的解析により評価する場合，適切な地盤調査を実施することはもちろんのこと，適切な土の構成則を使うことも非常に重要である。設計実務では，RO モデル[2]や双曲線モデル[3]などがよく使われているようである。これらのモデルにはいくつかの問題点があるため，モデルの特徴を理解した上で用いる必要があり，注意を要する。近年では，これらのモデルの問題点を改良したモデルも多数開発されている[例えば4]。本報告では，既往のモデルの問題点をいくつか解決した，より高精度な土の履歴モデル（以降，GHE-S モデルと称す）を開発したので報告するとともに，本モデルを設計実務で活用するためのパラメータの標準値の設定や表層地盤の評価事例を紹介する。

2．室内試験から得られる土の応力～ひずみ関係

繰り返し載荷試験等により，土のせん断応力 τ～せん断ひずみ γ 関係および履歴減衰 h ～せん断ひずみ γ 関係を求めると，一般に τ～γ 関係は紡錘型の形状を描くために，ひずみと共に割線剛性は低下し，履歴減衰 h は大きくなる。図1および図2は，ある砂質土の供試体に対して，中空ねじりせん断試験により τ～γ 関係およびせん断剛性と履歴減衰のひずみ依存性（G/G_0 ～ γ，h ～ γ 関係）を求めたものである。ここで，G_0 は，微小ひずみ

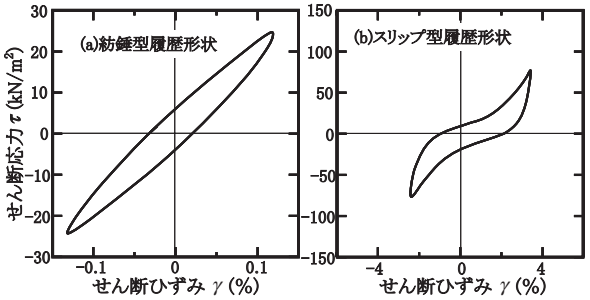


図1　中空ねじりせん断試験から得た砂質土の応力～ひずみ関係

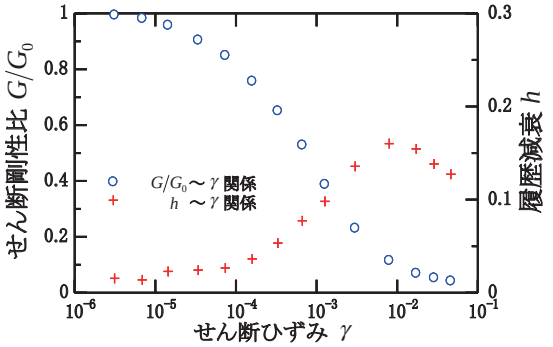


図2　中空ねじりせん断試験から得たある砂質土の G/G_0 ～ γ，h ～ γ 関係

＊　構造物技術研究部　耐震構造研究室
＊＊　構造物技術研究部　耐震構造研究室（現 ジェイアール東日本コンサルタンツ㈱）
＊＊＊　構造物技術研究部　耐震構造研究室（現 ジェイアール東海コンサルタンツ㈱）

時のせん断剛性である。この試験結果で興味深いのは，ひずみが小さい間は，$\tau \sim \gamma$関係は典型的な紡錘型の形状になっているが，ひずみがある程度大きくなると，$\tau \sim \gamma$関係はスリップ状の形状を示していることである。その結果，図2を見ると，ひずみが1%を越えたあたりから，履歴減衰が大きくならずに減少する傾向を示していることが分かる。次章では，このように，大きなひずみのときに現れることのあるスリップ型履歴形状を表現できるGHE-Sモデルの概要を示す。

3．土の非線形履歴モデル（GHE-Sモデル）の概要

3.1　骨格曲線

骨格曲線は，微小ひずみからピーク強度に至るまで広いひずみ領域で実験値にフィッティング可能なモデルとして，GHEモデル（General hyperbolic equation model）[5]を用いる。GHEモデルは式(1)で評価される。

$$y = \frac{x}{1/C_1(x) + x/C_2(x)} \tag{1}$$

ここにx，yは正規化ひずみ，正規化せん断応力で，$x=\gamma/\gamma_r$，$y=\tau/\tau_f$である。γ_rは規準ひずみ，τ_fはせん断強度である。また，$C_1(x)$と$C_2(x)$は補正係数で式(2)で評価される。

$$C_1(x) = \frac{C_1(0)+C_1(\infty)}{2} + \frac{C_1(0)-C_1(\infty)}{2}\cdot\cos\left\{\frac{\pi}{\alpha/x+1}\right\}$$
$$C_2(x) = \frac{C_2(0)+C_2(\infty)}{2} + \frac{C_2(0)-C_2(\infty)}{2}\cdot\cos\left\{\frac{\pi}{\beta/x+1}\right\} \tag{2}$$

このモデルには，$C_1(0)$，$C_2(0)$，$C_1(\infty)$，$C_2(\infty)$，α，βという6個のパラメータが存在するが，正規化ひずみ$x=\gamma/\gamma_r=0$で，$dy/dx=1.0$の条件から$C_1(0)=1.0$，正規化ひずみ$x=\gamma/\gamma_r \to \infty$で$dy/dx=0$の条件から，$dC_2/dx|_{x\to\infty}=0$が得られる。よって，未知数は4個となる。これらは全て，繰り返し載荷試験から得られた$G/G_0 \sim \gamma$から算定可能である。

3.2　履歴曲線

次に履歴法則について述べる。既往のモデルでは，履歴法則としてMasing則が用いられる。Masing則とは，骨格曲線上の点A(γ_a, τ_a)で除荷されると，その後の履歴は，骨格曲線を相似比λ倍に拡大した履歴を辿るというものである。このλを変化させると，どのように履歴曲線が変化するかを図3に示す。一般の$\tau \sim \gamma$関係では，原点に関して対称な点B($-\gamma_a$, $-\tau_a$)で逆方向の骨格曲線に滑らかに接続される必要性から，λ=2が用いられている。その結果，履歴形状は紡錘型を示す。しかし，対称点に戻るためには，B点において，λが2でありさえすれば良い。特に，A点から除荷されB点に至るまでに，相似比を図3の下図の赤線のように変化させると，履歴曲線

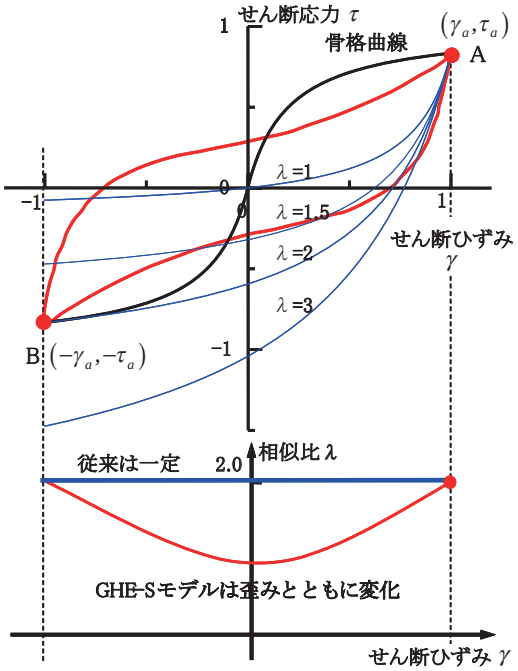


図3　Masing則における相似比λの影響

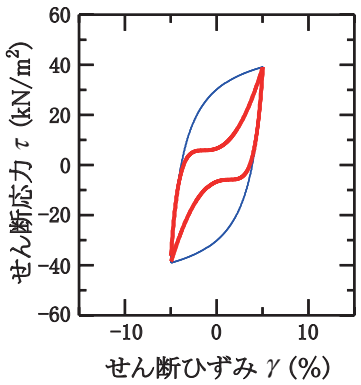


図4　修正したMasing則における履歴曲線の例

が2章で示したようにスリップ形状（図3の上図の赤線）を示す。よって，繰り返し載荷試験から得られた$h \sim \gamma$関係を満足するように，せん断ひずみγに応じて相似比λを変化させることにより，室内試験から得られた実際の土の非線形特性を精度良く追跡することが可能になると言える。

数値計算上は，室内試験の結果より$h \sim \gamma$関係が与えられた場合に，骨格曲線から折り返すたびに，履歴ループの面積と実験で得られた履歴減衰hが一致するように相似比λの値を決定する。これにより，任意の減衰特性を満足する履歴曲線を作成できる。相似則λをひずみγの関数（以下，相似関数$\lambda(\gamma)$と呼ぶ）として定義する場合，相似関数$\lambda(\gamma)$としては，図1に示した載荷試験の履歴曲線に最も近かった2次関数を採用した。図4に，相似関数$\lambda(\gamma)$として2次関数を用いた場合に求まる$\tau \sim \gamma$関係の例を示す。なお，図中の細線は通常の設定として$\lambda(\gamma)$=2(一定)とした場合である。

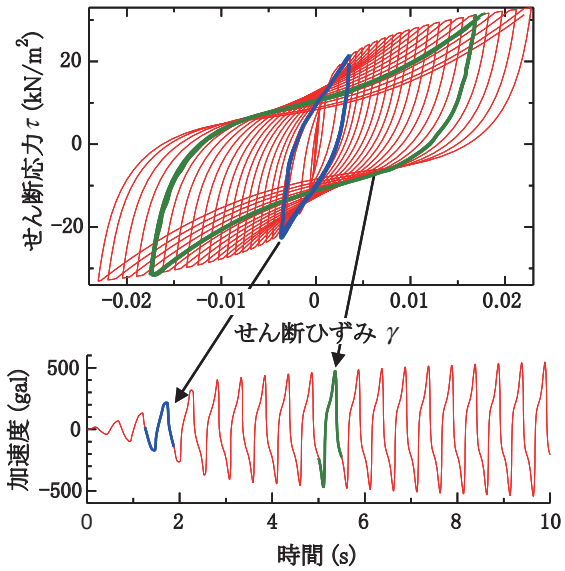


図５　試計算例（上段：履歴曲線，下段：加速度時刻歴波形）

表１　式 (3) のパラメータ

材料	γ_r	γ_{r0}	G_{min}/G_{max}
砂（Dr=50%）	0.00025	0.0006	0.18
砂（Dr=80%）	0.0005	0.0015	0.35
粘土	0.0013	0.013	0.1

3. 3　除荷時の接線剛性

除荷時の接線剛性は，初期剛性G_0として定義するのが一般的であるが，除荷時の接線剛性も非線形性を示すと言う研究成果もある。例えば，吉田ら[6]は式 (3) のような関係を要素実験から提示しており，本研究でもこの提案式を採用する。なお，豊浦標準砂および粘土について，表１のような値を得ている。

$$\frac{G_0}{G_{max}} = \frac{1-G_{min}/G_{max}}{1+\gamma/\gamma_{r0}} + \frac{G_{min}}{G_{max}} \qquad (3)$$

3. 4　計算例

試計算として，振幅を漸増した周期2Hzの正弦波を入力した。その結果得られた土のτ～γ関係および時刻歴波形の一例を図５に示す。ひずみレベルが小さい間は紡錘型の履歴（青線）を描いているが，ひずみレベルが大きくなるとともにスリップ型の形状（緑線）を示すようになる。その結果，波形に対してもひずみレベルが大きい領域では，ひずみ硬化の影響が現れている。

なお，本モデルの妥当性を検証するために，大型せん断土層を用いた乾燥砂の振動実験の結果をシミュレーションしている。詳細は文献 (7) に示すが，従来のモデルに比べて高精度化が図られていることを確認している。

４．パラメータの標準値の設定

３章で提案したモデルを適用する場合，現地の土の動的な変形特性（G/G_0 ～ γ，h ～ γ関係）や強度特性（粘着力c，内部摩擦角ϕ）が必要である。しかしながら，設計の実務においては，解析対象となる地盤の全土層にわたって詳細に試験されることは少なく，応答に大きな影響を与える可能性のある土層などに絞って実施されることが多い。そこで，試験値が得られない土層に対して本モデルを適用するために，GHE-Sモデルのパラメータの標準値を定めた。標準値の設定にあたっては，鉄道総研が所有する20試料（砂質土：5，粘性土：15）の試験結果を用いた。これらの試料は，GHE-Sモデルのパラメータの設定に必要な変形特性と強度特性の両者が得られているものであり，様々な土質，様々な拘束圧下の非排水条件で実施されたものである。

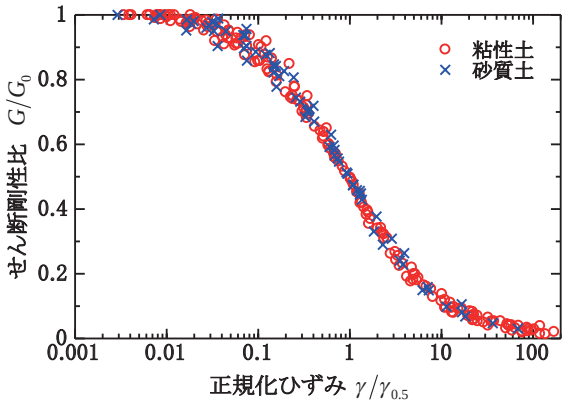


図６　検討に用いた試料のG/G_0 ～$\gamma/\gamma_{0.5}$関係

4. 1　G/G_0 ～γ関係

要素試験のG/G_0 ～ γ関係において，G/G_0 =0.5 となる時のひずみ（以下，規準ひずみ$\gamma_{0.5}$と呼ぶ）で横軸を正規化したG/G_0 ～$\gamma/\gamma_{0.5}$関係を重ね描いたものを図6に示す。様々な拘束圧や土質の条件で実施された試験結果が含まれているにも関わらず，狭い範囲の曲線で表現されることが分かる。既往の研究においてもG/G_0 ～$\gamma/\gamma_{0.5}$関係は拘束圧によらず狭い範囲に分布することが指摘されている例えば[8]。このことから，本研究では，$\gamma_{0.5}$で正規化したG/G_0 ～$\gamma/\gamma_{0.5}$関係は土質や拘束圧によらず一定であると仮定する。この仮定の下で，室内試験より得られたG/G_0 ～$\gamma/\gamma_{0.5}$関係にGHE-S モデルをフィッティングし，平均値をパラメータの標準値として設定した。本来であれば，式(1)からも分かるように，GHE-Sモデルは，せん断強度の概念を取り入れるために，せん断強度τ_f及び初期せん断剛性G_0から式(4)より求まる規準ひずみγ_rで横軸を正規化すべきモデルである。

$$\gamma_r = \tau_f / G_0 \qquad (4)$$

よって，単純に$\gamma_{0.5}$を用いて横軸を正規化すると，せん断強度の概念が欠落してしまうため，強度の概念を取り入れる必要がある。そこで，本研究では，全20試料か

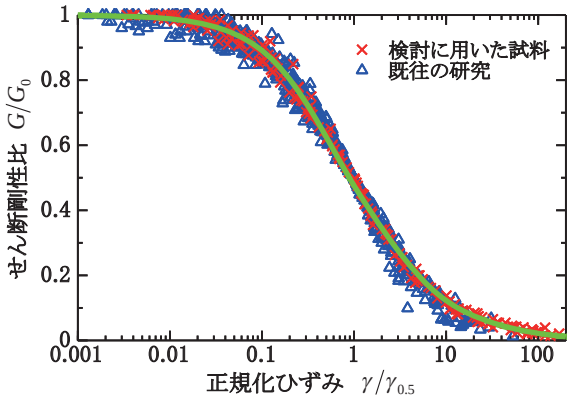


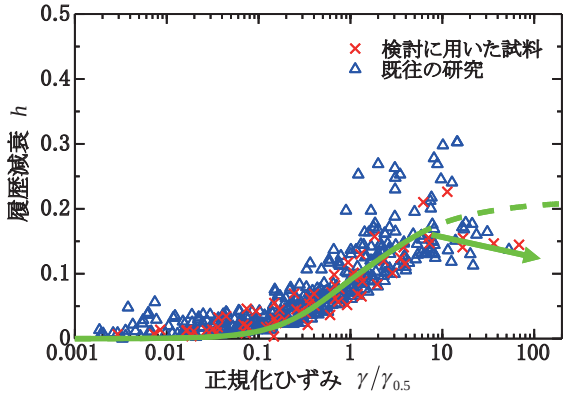
図７　標準値を用いたG/G_0 ～$\gamma/\gamma_{0.5}$と試験結果

表２　式 (2) の標準パラメータ

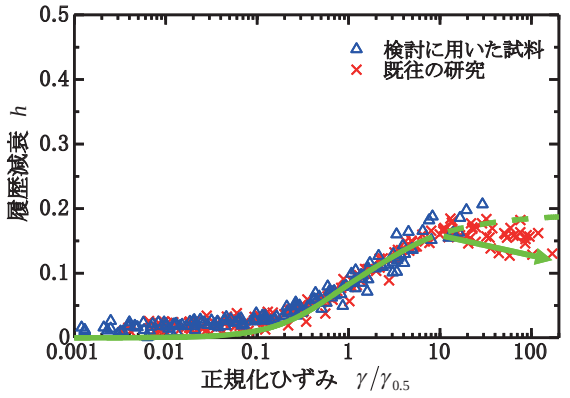
$C_1(0)$	$C_2(0)$	$C_1(\infty)$
1.000	0.830	0.170
$C_1(\infty)$	α	β
2.500	2.860	3.229

表３　式 (6) のパラメータ標準値

	β	h_{max}
砂質土	1.31	0.21
粘性土	1.29	0.19



(a)　砂質土



(b)　粘性土

図８　標準値を用いたh ～$\gamma/\gamma_{0.5}$と試験結果との比較

らγ_rと$\gamma_{0.5}$の関係を調べ，式(5)の関係を導き出し，これを用いてせん断強度の概念を取り入れた。

$$\gamma_r = 2.5\gamma_{0.5} \tag{5}$$

具体的には，横軸をγ_rで正規化した場合には，式(1)，式(2)より，$\gamma \to \infty$のとき，$\tau/\tau_f \to 1.0$の関係から$C_2(\infty)$=1.0となるが，横軸を$\gamma_{0.5}$で正規化した場合には，式(5)の関係を用いることで，$C_2(\infty)$=2.5が得られる。よって，本研究では，$C_2(\infty)$=2.5とすることで，横軸を$\gamma_{0.5}$で正規化しても，せん断強度の概念が入るように工夫した。なお，パラメータの標準値の設定において，横軸の正規化に$\gamma_{0.5}$を用いたのは，前述のようにばらつきが小さいことのほかに，既往の研究で変形特性G/G_0 ～γ関係や規準ひずみ$\gamma_{0.5}$を推定できる式がいくつか提案[例えば9)]されており，実務ではこれらを活用できる利点があるからである。

全試料（20 試料）に対して GHE-S モデルのパラメータをフィッティングし，平均値を算出した結果を表２に示す。また，図7に，平均値を用いて描いたG/G_0 ～$\gamma/\gamma_{0.5}$関係と全 20 試料および既往の研究[10) -16)]から読み取ったG/G_0 ～$\gamma/\gamma_{0.5}$関係を示す。図7より，GHE-S モデルの平均曲線は，検討に用いた試料および既往の研究結果の平均的な値となっていることが確認できる。

4. 2　h ～γ関係

次に，G/G_0 ～γ関係と同様にして，規準ひずみ$\gamma_{0.5}$で横軸を正規化したh ～$\gamma/\gamma_{0.5}$関係について標準値を設定する。h ～$\gamma/\gamma_{0.5}$関係は，式(6)に示す形でモデル化し，h_{max}，βの２つのパラメータでフィッティングした。実際には，式(1)と式(6)より，h ～$\gamma/\gamma_{0.5}$関係が描ける。

$$h = h_{max}\left(1 - G/G_0\right)^{\beta} \tag{6}$$

なお，大ひずみ時の減衰定数h_{max}（hが減少する領域を除く）は，細粒分含有率，砂分含有率などの土質や拘束圧の影響があるとの指摘もあり，これらの影響を考慮してh_{max}を定式化している研究もある[16)]。しかしながら，これらを考慮してもh_{max}には大きなばらつきがあるようである。本研究では，これらの影響を詳細に検討するだけの十分な試料が無いこと，一般的には，粘性土よりも砂質土の方がh_{max}が大きい傾向にあることを勘案し，砂質土と粘性土の２種類に分類して標準値を設定した。式(6)にフィッティングして得られた平均値を表３に示す。土質毎のパラメータの違いは明瞭には見られないが，砂質土のh_{max}が粘性土よりも大きいという一般的傾向は表現できている。次に，h～$\gamma/\gamma_{0.5}$関係の平均曲線と検討に用いた試料および既往の文献[10) -16)]から読み取ったh～$\gamma/\gamma_{0.5}$関係を重ね描いたものを図８に示す。図８では，粘性土は既往の研究も含めてばらつきが小さく，砂質土で

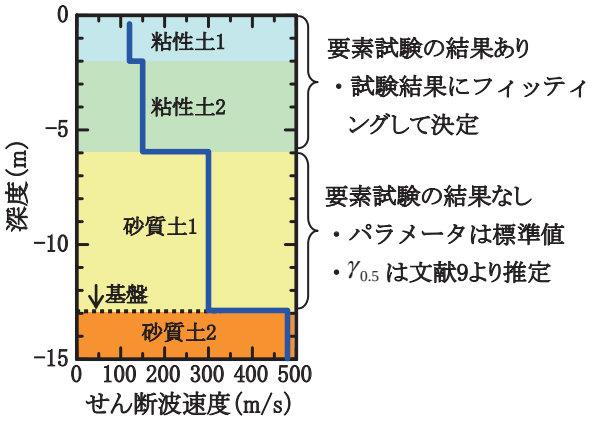


図９　対象地盤のせん断波速度分布

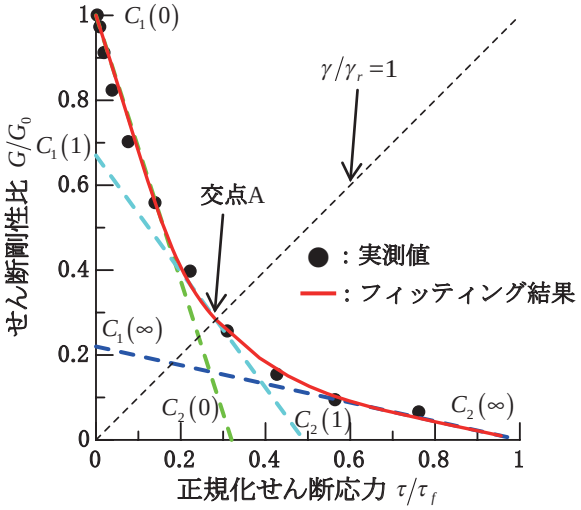


図10　GHE-Sモデルによる実験データのフィッティング

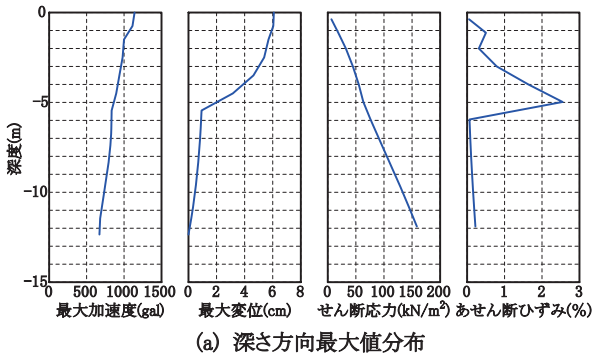
はばらつきが大きい。しかしながら，いずれも設定した標準値は既往の研究も含めた平均的な曲線を示している。なお，設定した $h\sim\gamma/\gamma_{0.5}$ 関係は，式(6)を見れば分かるとおり，h_{max} に漸近する式である。実際には，ひずみがある程度大きくなると h は減少してくる。このモデル化は今後の課題であるが，せん断ひずみ γ が概ね1%を越えたあたりから h が減少する傾向にあるため，本研究では，γ が1%を超えたら h を単調に減少させている。

5．地盤応答解析

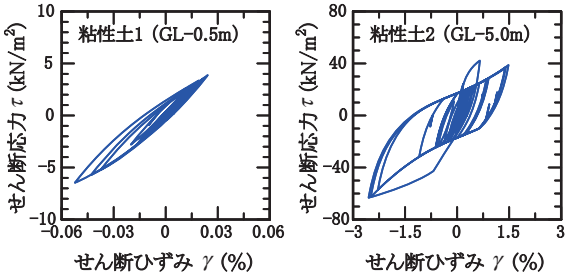
本章では，GHE-Sモデルを用いた地盤の1次元時刻歴動的解析を行ない，地震時の表層地盤の挙動を評価した事例を示す。

5.1　対象地盤

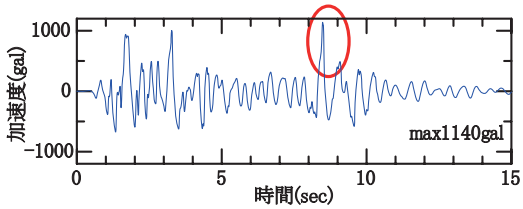
対象地盤の深さ方向せん断波速度分布を図9に示す。この図には，土質区分も併記している。地盤の固有周期が0.25秒のG3地盤である。なお，この地盤は，液状化の影響はないものとする。



(a) 深さ方向最大値分布



(b) 履歴曲線



(c) 地表面の加速度応答波形

図11　解析結果

5.2　解析条件

基盤に鉄道構造物等設計標準（耐震標準）[1]に示されるL2地震動スペクトルⅡ（G1地盤用）を入力した。粘性減衰は，地盤のせん断弾性波速度，土質分類をパラメータとして周波数依存性を考慮した平均的な Q^{-1} 値の提案式[17]を参考に決定したレイリー減衰を用いた。

5.3　GHE-S モデルのフィッティング

GL-6mまでの粘性土1，2の層は，土の変形特性と強度特性が繰返し載荷試験および三軸圧縮試験により求められている。よって，試験結果を用いてGHE-Sモデルのパラメータを決定した。例として，粘性土2のフィッティング手順を以下に示す。

手順①：モール・クーロンの破壊規準により，せん断強度 τ_f を算定し，$\gamma_r=\tau_f/G_0$ により規準ひずみ γ_r を求める。

手順②：繰返し試験で得られた $G/G_0\sim\gamma$ 関係を，図10に示すように $G/G_0\sim\tau/\tau_f$ 関係に書き換える。

手順③：正規化ひずみ $x=\gamma/\gamma_r=0$ で，$dy/dx=1.0$ の条件から $C_1(0)=1.0$ である。

手順④：$C_2(0)$ は，載荷初期（微小ひずみ）の $G/G_0\sim\tau/\tau_f$ 関係での横軸の切片である。

手順⑤：$C_1(\infty)$, $C_2(\infty)$は，大きなひずみレベルにおけるG/G_0 ～ τ/τ_f 関係での縦軸の切片と横軸の切片である。

手順⑥：図10のγ/γ_r=1の直線とデータ曲線との交点Aにおけるデータ曲線との接線を求める。

手順⑦：手順⑥の接線の縦軸切片が$C_1(1)$，横軸切片が$C_2(1)$である。これらを式(2)に代入してα, βを求める。

以上により，粘性土2のパラメータが決定される。砂質土1は，繰返し載荷試験が実施されていないため，4章で設定したパラメータの標準値を用いることとした。ここで，パラメータの標準値を用いる場合には，規準ひずみ$\gamma_{0.5}$が必要となるが，これは既往の研究[9)]から推定した。

5.4 解析結果

解析結果として，深さ方向最大値分布，地表面およびGL-5m付近の履歴曲線，地表面の加速度応答波形を図11に示す。対象地盤は，GL-5.0m付近に速度が大きく異なる層境界が存在する。そのため，(a) の深さ方向最大値分布図を見ると，この層境界で2.5%程度の大きなせん断ひずみが発生し，変位分布の曲率が大きく変化していることがわかる。この層境界の直上の要素である(b)のGL-5m付近の履歴曲線を見ると，大きなひずみが出ているため，履歴形状がスリップ形状を示していることが確認できる。一方，地表面付近は，せん断ひずみが0.05%と小さいため履歴曲線は，紡錘型を描いている。また，(c) の地表面加速度波形では，例えば，8.5秒付近に，せん断応力～せん断ひずみ関係がS字型を描くことによる，ひずみ硬化の影響が波形として現れていることが分かる。

6．まとめ

本研究では，地震時の表層地盤の非線形挙動を動的解析により評価するためのモデルを提案した。具体的には，既往のほとんどのτ～γ関係モデルで考慮できなかったスリップ状の履歴曲線を表現できるGHE-Sモデルを提案した。このモデルは，ひずみが小さい領域から大きい領域に至るまで，室内試験で得られた変形特性および強度特性を完全に満足することが可能である。これにより，中小地震から大地震まで，一つのパラメータで統一的に地盤の挙動を動的解析により評価できるようになった。また，GHE-Sモデルに必要となる変形特性や強度特性が，実測値として得られない土層にも適用するために，過去に実施された室内試験結果から合計8つのパラメータの標準値を設定し，本モデルの実務での適用性を広げた。

さらに，1次元時刻歴動的解析の評価事例を紹介した。

文　献

1）（財）鉄道総合技術研究所編，運輸省鉄道局監修：鉄道構造物等設計標準同解説，耐震設計，丸善，1999

2）Jennings, P.C : Periodic Response of a General Yielding Structure, Proc. ASCE, EM2, pp.131-163, 1964.

3）Konder, R.L : Hyperbolic Stress-Strain Response; Cohesive Soils, Proc. ASCE, SM1, pp.115-143, 1963.

4）西村昭彦，室野剛隆：GHEモデルと簡易な履歴則を用いた土の非線形モデルの提案と実験的検証，第25回地震工学研究発表会，pp.309-312，1999

5）Tatsuoka, F. and Shibuya, S. : Deformation characteristics of soils and rocks form field and laboratory tests, Theme Lecture 1, Proc. of Ninth Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2, pp.101-170, 1992.

6）吉田望，澤田純男，竹島康人，三上武子，澤田俊一：履歴減衰特性が地盤の地震応答に与える影響，土木学会地震工学論文集 Vol.27，2003

7）室野剛隆、野上雄太：S字型の履歴曲線の形状を考慮した土の応力～ひずみ関係，第12回日本地震工学シンポジウム，pp.494-497，2006

8）原昭夫，清田芳治：各種材料の変形特性に関する研究(その1)背景と研究目的，第20回土質工学研究発表会，pp.547-548，1985

9）安田進，山口勇：種々の不撹乱土における動的変形特性，第20回土質工学研究発表会，pp.539-542, 1985

10）田中幸久，工藤康二，国生剛治，加藤宗明，加藤朝郎，長崎清：砂礫材料の動的変形特性について，第20回土質工学研究発表会，pp.599-600，1985

11）畑中宗憲，鈴木善雄：不攪乱礫試料のくり返し変形・強度特性，第22回土質工学研究発表会，pp.611-612，1987

12）西好一，金谷守，当麻純一，西剛整，黒田修一：低拘束圧下における砂礫材料の変形特性，第23回土質工学研究発表会，pp.633-634，1988

13）安田進，永瀬英生，小田真也，木辻浩二：ステージ載荷が動的変形特性に与える影響，「地盤および土構造物の動的問題における地盤材料の変形特性」に関する国内シンポジウム発表論文集，pp.127-132，1993

14）社本康広，楠亀鉄男：異方拘束圧下での砂の繰返し変形特性，第28回土質工学研究発表会，pp.923-924, 1993

15）山下聡，土岐祥介，白崎和稚：砂の繰返し非排水三軸変形試験に及ぼすメンブレンペネトレーションの影響，第29回土質工学研究発表会，pp.767-768, 1994

16）内田明彦，畑中宗憲，時松孝次：地盤材料の繰返し変形特性の定式化，日本建築学会構造系論文集，第544号，pp.69-75, 2001

17）福島美光，翠川三郎：周波数依存性を考慮した表層地盤の平均的なQ^{-1}値とそれに基づく地盤増幅率の評価，日本建築学会構造系論文集，vol.460，1994