

表層地盤の動的解析における土の変形特性パラメータ設定の影響

月岡 桂吾* 山内 泰知** 山本 昌徳*
小野寺 智哉* 井澤 淳*

A Study on Parameter Setting for Deformation Characteristics for Dynamic Grand Response Analysis

Keigo TSUKIOKA Yasutomo YAMAUCHI Masanori YAMAMOTO

Tomoya ONODERA Jun IZAWA

A dynamic ground response analysis has been used in practice as a recommended method for seismic design of railway structures in Japan. The GHE-S model, which can precisely reproduce the deformation characteristics of soils from small to large shear strain levels, is applied to the analyses. The parameters of the GHE-S model are usually set by designers according to the deformation characteristics obtained from laboratory tests. Therefore, the accuracy of the analysis is greatly dependent on how the parameters are set and how the deformation characteristics are obtained. Consequently, this paper examines how to set up the deformation characteristics of soils in a ground response analysis.

キーワード：土の変形特性，非線形動的解析，耐震設計，パラメータ最適化

1. はじめに

構造物の耐震設計では、地震時に強い非線形性を示す表層地盤の変形特性を精緻にモデル化し、構造物に作用する慣性力と地盤変位を適切に設定する必要がある。そのため、鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計（以降、耐震標準）¹⁾では、幅広いひずみレベルの土の変形特性を精緻にモデル化可能な GHE-S モデル²⁾を適用した逐次非線形動的解析（以降、動的解析）の実施が推奨されている。ここで使用する GHE-S モデルのパラメータは、室内地盤材料試験から得られる土の変形特性にフィッティングするように設定することになる。この時、フィッティング対象となる土の変形特性としては、せん断剛性率 G とせん断ひずみ γ の関係 ($G \sim \gamma$ 関係) と履歴減衰 h とせん断ひずみ γ の関係 ($h \sim \gamma$ 関係) を用いるのが一般的であり、試験においてこの関係を適切に求めることが重要となる。しかしながら、 $G \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ 関係を求めるために実施されてきた従来の室内地盤材料試験法にはいくつかの問題があることが分かかってきており、筆者らは精緻な動的解析を実施可能な室内地盤材料試験法（以降、RTRI 法）を提案している³⁾。一方で、適切な変形特性を試験から求められた場合でも、パラメータフィッティングは解析者が試行錯誤的に実施するのが一般的であるため解析者によってばらつきが生じ、その後の地盤の動的解析や構造物の耐震設計に影響を及ぼす恐れがある。

本稿では、RTRI 法から求めた変形特性を用い、経験の異なる 3 名の解析者が設定する GHE-S モデルパラメータを用いた動的解析結果と、最適化手法により設定されたパラメータを用いた動的解析結果、およびハイブリット地盤応答試験結果を比較することで、地盤の動的解析における土の変形特性パラメータ設定の影響について検討を行った。

2. GHE-S モデルについて

室内地盤材料試験法により土の変形特性を求める際、図 1 に示すように幅広いひずみレベルで非排水繰返しせん断を行い、各ひずみレベルでのせん断応力 τ とせん断ひずみ γ 関係（以降、 $\tau \sim \gamma$ 関係）の割線剛性とループの面積からせん断剛性 G （一般的には試験時の最大せん断剛性 G_{\max} で除した G/G_{\max} を使用）と履歴減衰 h を求める。一般的に $\tau \sim \gamma$ 関係は紡錘型を示し、せん断ひずみの増大に伴いせん断剛性は低下、履歴減衰は増加するが、せん断ひずみが 0.1~1% を超えた辺りから間隙水圧が負圧になることから逆 S 字型へ変化し、せん断剛性は増加、履歴減衰は減少へと転ずるサイクリックモビリティという現象が現れる。これを表現できる非線形モデルとして GHE-S モデルが提案されている²⁾。GHE-S モデルは骨格曲線に GHE モデル (General Hyperbolic Equation model, GHE)⁴⁾を用い、履歴法則に用いる Masing 則の相似比をせん断ひずみに応じて変化させることで、履歴曲線を逆 S 字型として、履歴減衰の減少を表現できるように改良されたものである。ただし、履歴減衰の減少は表現できるものの、拘束圧の増加によるせん断強度 τ_f の増加

* 鉄道地震工学研究センター 地震動力学研究室

** 大日本ダイヤコンサルタント株式会社

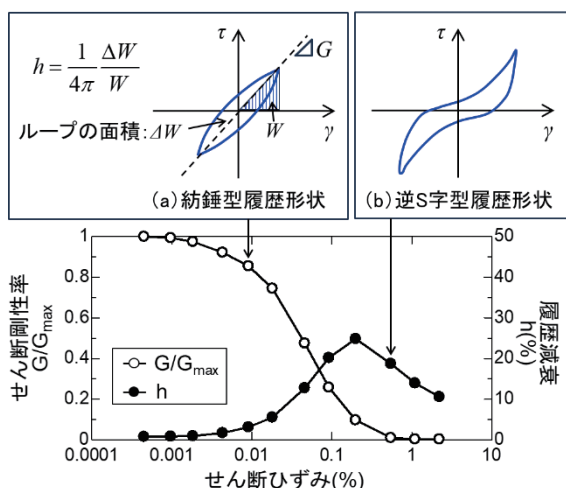


図1 土の変形特性の概念図

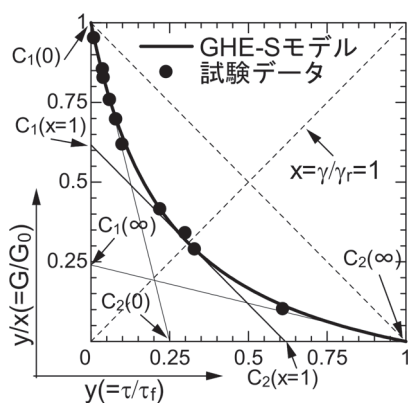


図2 GHE-Sモデルパラメータの概要

自体は考慮出来ないため、サイクリックモビリティによるせん断応力の増大は考慮できないことに注意を要する。GHE-S 骨格曲線モデルを式 (1)、式 (2) に示す。

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

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

$$\begin{cases} \alpha = \frac{\pi}{\cos^{-1}\left(\frac{2C_1(1) - C_1(0) - C_1(\infty)}{C_1(0) - C_1(\infty)}\right) - 1} \\ \beta = \frac{\pi}{\cos^{-1}\left(\frac{2C_2(1) - C_2(0) - C_2(\infty)}{C_2(0) - C_2(\infty)}\right) - 1} \end{cases} \quad (1-2)$$

$$h = h_{\max} (1 - G/G_0)^\kappa \quad (2)$$

ここで、 $x = \gamma/\gamma_r$: 正規化ひずみ、 $y = \tau/\tau_f$: 正規化せん断応力、 $\gamma_r = \tau_f/G_0$: 基準ひずみ、 G_0 : 初期せん断剛性 ($\equiv G_{\max}$)、 τ_f : せん断強度、 h : 減衰定数、 h_{\max} : 最大減衰定数である。なお、 G_0 は PS 検層等から推定される現地盤の初期せん断剛性、 G_{\max} は室内土質試験から得られる最大せん断剛性として区別する。図2に $G/G_0 \sim \tau/\tau_f$ 軸上での変形特性試験結果と GHE-S モデルパラメータの関係を示す。式 (1)、式 (2) に示すように、GHE-S モデルでは骨格曲線として $C_1(0)$ 、 $C_2(0)$ 、 $C_1(\infty)$ 、 $C_2(\infty)$ 、 $C_1(1)$ 、 $C_2(1)$ の6つ、履歴減衰として h_{\max} 、 κ の2つの計8つのパラメータを設定する必要がある。このうち、図2に示す通り $C_1(0)$ と $C_2(\infty)$ は 1.0 であるため、設定すべきパラメータは6個となる。

3. 非線形最適化手法によるパラメータの同定

3.1 最適化手法

RTRI 法から求めた変形特性に適合するような GHE-S モデルの骨格曲線に対するパラメータを最適化手法により推定する。推定には、最適化プログラム SolvOpt⁵⁾ を使用した。SolvOpt は反復 Shor's アルゴリズムに基づいており、制約あり・制約なし双方の非線形最適化問題に対応している。本稿において最適化手法により求めるべき未知変数 z は前述した以下の6つの GHE-S パラメータである。

$$z = (C_1(\infty), C_1(1), C_2(0), C_2(1), h_{\max}, \kappa) \quad (3)$$

3.2 拘束条件 (上限値・下限値) の設定

パラメータの同定において、物理的に意味のない解を除外するために図2の関係から各パラメータ間に式 (4) のような拘束条件を課した。

$$\begin{cases} 0 < C_1(\infty) < C_1(1) < C_1(0) = 1 \\ 0 < C_2(\infty) < C_2(1) < C_2(0) = 1 \end{cases} \quad (4)$$

また、履歴減衰パラメータ h_{\max} に関しては既往の結果を参考にして以下のような探索範囲の上限・下限を設定した。 κ については下限値のみ設定し、上限については解析結果への影響が小さいことから特に設定していない。

$$\begin{cases} 0.1 < h_{\max} < 0.5 \\ 0 < \kappa \end{cases} \quad (5)$$

3.3 目的関数 (残差) の設定

GHE-S モデルと変形特性試験の残差の2乗和を最適化する目的関数として式 (6) のように設定した。

$$E(z) = E_1(z) + E_2(z) + E_3(z) + E_4(z) \quad (6)$$

$$E_1(\mathbf{z}) = \sum_{i=1}^{N_c} \left\{ y(\mathbf{z})_i^{cal} - (\tau / \tau_f)_i^{test} \right\}^2 \quad (6-1)$$

$$E_2(\mathbf{z}) = \sum_{i=1}^{N_c} \left\{ y(\mathbf{z})_i^{cal} - (\tau / \tau_f)_i^{test} \right\}^2 + \sum_{i=1}^{N_c} \left\{ y / x(\mathbf{z})_i^{cal} - (G / G_0)_i^{test} \right\}^2 \quad (6-2)$$

$$E_3(\mathbf{z}) = \sum_{i=1}^{N_c} \left\{ y / x(\mathbf{z})_i^{cal} - (G / G_0)_i^{test} \right\}^2 \quad (6-3)$$

$$E_4(\mathbf{z}) = \sum_{i=1}^{N_c} \left\{ h(\mathbf{z})_i^{cal} - h_i^{test} \right\}^2 \quad (6-4)$$

ここで、図3に示すように E_1 は $\tau/\tau_f \sim \gamma/\gamma_r$ 関係、 E_2 は $G/G_0 \sim \tau/\tau_f$ 関係、 E_3 は $G/G_0 \sim \gamma/\gamma_r$ 関係および E_4 は $h \sim \gamma/\gamma_r$ 関係の残差にそれぞれ対応し、GHE-Sモデルのパラメータを設定する際に解析者がフィッティングに用いている関係である。添え字“cal”はGHE-Sモデルから算定した値，“test”は変形特性試験から得られた値である。 N_c は要素試験データ数である。なお、履歴減衰 h が低下する点以降はフィッティング計算から除外した(図3(4))。

E_1 (式(6-1)、図3(1))はせん断強度に対するせん断応力($y = \tau/\tau_f$)の残差を表している。正規化せん断ひずみ x が概ね 10^{-1} を超えるまではせん断応力も小さいため、それに応じて残差(試験値と計算値との乖離)も小さいが、正規化せん断ひずみ x が 10^{-1} を超えると正規化せん断応力 y は急激に増加する。そのため、仮にパラメータが不適切であれば $10^{-1} < x$ の大ひずみ領域における残差が顕著となる。このことから、 E_1 は大ひずみ領域に重きがおかれた残差評価式であるといえる。

E_3 (式(6-3)、図3(3))はせん断剛性率($y/x = G/G_0$)の残差を評価している式である。ひずみが増加するにつれてせん断剛性が急激に低下するため、仮にパラメータが不適切だった場合でも、大ひずみ領域において E_3 は小さな残差として評価される。その結果、式(6)における E_3 の影響度が低下し、大ひずみ領域におけるパラメータの推定精度も低下する。このことから、 E_3 は微小ひずみ領域に重きがおかれた残差評価式であるといえる。

$E_2 (=E_1+E_3)$ (式(6-2)、図3(2))は上記 E_1 と E_3 の和であるが、GHEパラメータの設定の際に利用する $G/G_0 \sim \tau/\tau_f$ 関係の残差を評価するため設定している。せん断応力がせん断強度に近づく大ひずみ領域において $y (= \tau/\tau_f)$ は1に近い値をとるが、同時にせん断剛性率 $y/x (= G/G_0)$ は低下して0に近い値をとる。これとは逆に微小ひずみ領域においてせん断剛性率 $y/x (= G/G_0)$ が1に近い値をとる時、 $y (= \tau/\tau_f)$ は0に近い値をとる。このことから E_2 は微小ひずみ領域および大ひずみ領域双方におけるパラ

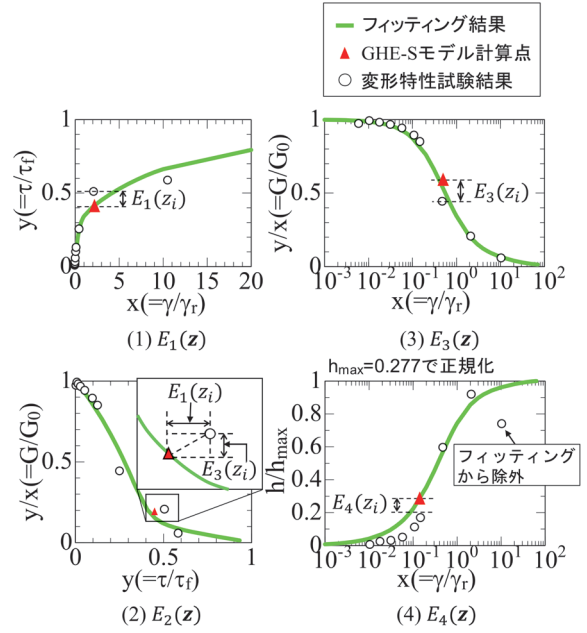


図3 骨格曲線および履歴減衰曲線に対する最適化手法の目的関数の残差の模式図(修正済み)

メータの影響を同時に評価できると言える。

3.4 最適化問題の設定

式(4)、式(5)の拘束条件および式(6)の目的関数を含めた本稿におけるGHE-Sモデルのフィッティングに対する最適化問題は以下のように定義される。

$$\min \{ E(\mathbf{z}) + r \cdot \max[0, \max(\mathbf{P})] \} \quad (7)$$

ここで、 P は式(4)、式(5)の拘束条件(パラメータの上限値・下限値)をペナルティー関数として組み込んだものである。 r はペナルティー係数で $r=2n$ とした。 n は本最適化問題における未知数($n=6$)である。

最適化計算は初期値 z_0 から開始し、式(7)が最小になるようなGHE-Sパラメータ(式(3))を反復計算により算出する。なお、最適化計算の初期値 z_0 にはGHE-Sモデルの標準パラメータ⁶⁾を設定した。

4. GHE-Sパラメータの推定

4.1 検討に用いたデータ

変形特性は、RTRI法を表1の豊浦砂、珪砂6号、珪砂8号のそれぞれ相対密度 $D_r=60, 80\%$ に対して適用して取得した。なお、珪砂6, 8号については密度に関わらずほぼ同等の内部摩擦角が得られている。このデータに対して動的解析経験が10年以上の解析者A、5年程度の解析者B、経験の無い解析者Cの3名の解析者にフィッティングを依頼すると共に、上記の最適化手法

表 1 用いた土質試料一覧

No	試料	平均粒径 D ₅₀ (mm)	相対密度 D _r (%)	内部摩擦角 φ'(°)
a-1	豊浦砂	0.18	60%	35.7
a-2			80%	37.6
b-1	珪砂6号	0.32	60%	38.2
b-2			80%	38.2
c-1	珪砂8号	0.10	60%	40.4
c-2			80%	39.7

※ 試験はすべて等方拘束圧 σ'=100kPa で実施

を用いたフィッティングも行った。なお、基準ひずみ γ_r は式 (8) の関係式を用いて算出した。

$$\begin{cases} \tau_f = \sigma' \tan \phi' \\ \gamma_r = \tau_f / G_{\max} \end{cases} \quad (8)$$

4.2 フィッティング結果

図 4 に各試料の図 3 に示す関係に対してフィッティングした結果を示す。h/h_{max} ~ γ/γ_r 関係における h_{max} については、最適化手法で設定された h_{max} で正規化している。以下に各関係に対するフィッティング結果の特徴について説明する。

(1) τ/τ_f ~ γ/γ_r 関係 (E₁)

せん断初期のひずみレベルが小さい領域 (概ね x < 2.0 の領域) では、解析者 C が実施した珪砂 6 号 D_r = 60% において試験値との乖離が見られたが、それ以外の試料については各解析者および最適化手法で大きな違いは見られず、試験結果を精度良くフィッティング出来ている。しかしながら、図中に示している試験実施時の最大せん断ひずみ以降のひずみ領域から、各解析者および最適化手法との間で乖離が見られることが分かる。

(2) G/G₀ ~ τ/τ_f 関係 (E₂)

この関係は τ/τ_f ~ γ/γ_{r} と G/G₀ ~ γ/γ_{r} の影響を受けると考えられ、後述するように G/G₀ ~ γ/γ_{r} 関係 (E₃) が解析者によらずほぼ同一な結果を得ているため、各フィッティングの残差は τ/τ_f ~ γ/γ_{r} 関係 (E₁) の残差に左右されると考えられる。しかし、τ/τ_f ~ γ/γ_{r} 関係 (E₁) より残差は小さいようである。}}}}}

(3) G/G₀ ~ γ/γ_{r} 関係 (E₃)}

全試料に各解析者および最適化手法による違いは見られず、ほぼ同一のフィッティング結果が得られた。

(4) h/h_{max} ~ γ/γ_{r} 関係 (E₄)}

珪砂 6 号 D_r = 80% 以外のケースについては大ひずみ領域で減衰が減少している。解析者 C はこれを認識できておらず、減衰が降下した点も含めてフィッティングしたため大きな差が見られるが、それ以外の解析者は減少した点を除いて設定しており、最適化手法によるフィッティング結果と概ね同様な結果が得られた。

図 5 は各解析者および最適化手法により得られた

GHE-S モデルパラメータを用いて式 (6) に基づいて計算した変形特性試験値との残差の比較である。試料によらず、最適化手法が各解析者よりも小さな残差で評価出来ていることが分かる。図 4 のフィッティング状況からも分かるように解析者ごとにパラメータのばらつきが大きくなる可能性があり、本稿で提案する残差を尺度とした最適化手法を適用することにより、短時間で適切・客観的なパラメータを人為的ミス無く推定することができると考えられる。

5. ハイブリッド地盤応答試験による精度検証

4 章で示した GHE-S モデルパラメータの設定精度が地盤の動的解析に与える影響を確認するため、各解析者および最適化手法が設定した一連の GHE-S モデルパラメータを用いた動的解析を行った。また、その精度を検討するため、正解値を与える試験としてハイブリッド地盤応答試験 (以降、ハイブリッド試験)³⁾ を実施し、動的解析結果と比較した。

5.1 対象地盤

動的解析およびハイブリッド試験の対象地盤を図 6 に示す。試験対象層の GHE-S モデルパラメータは図 4 に示したフィッティングにより得られた値を用い、それ以外の層については標準パラメータ⁶⁾ を適用した。変形特性試験は等方拘束圧 σ' = 100 (kPa) で実施しており、ハイブリッド試験における試験対象層は等方拘束圧 σ'_{hyb} = 20 (kPa) であるため、初期せん断剛性 G₀ および初期せん断弾性波速度 V_s は式 (9) により拘束圧で補正して用いた。

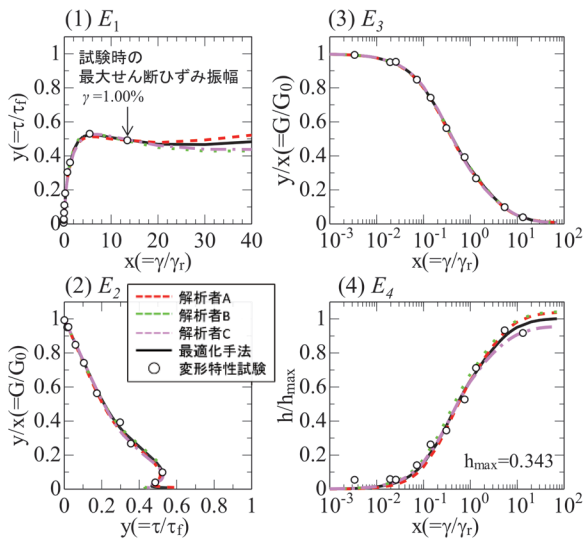
$$\begin{aligned} G_0 &= G_{\max} \sqrt{\sigma'_{hyb} / \sigma'} \\ V_s &= \sqrt{G_0 / \rho} \end{aligned} \quad (9)$$

基盤には ρ = 2.0g/cm³, V_s = 400m/s 相当の粘性境界を設置し、耐震標準に示されているスペクトル II 地震動 (G1 地盤) を入力した。

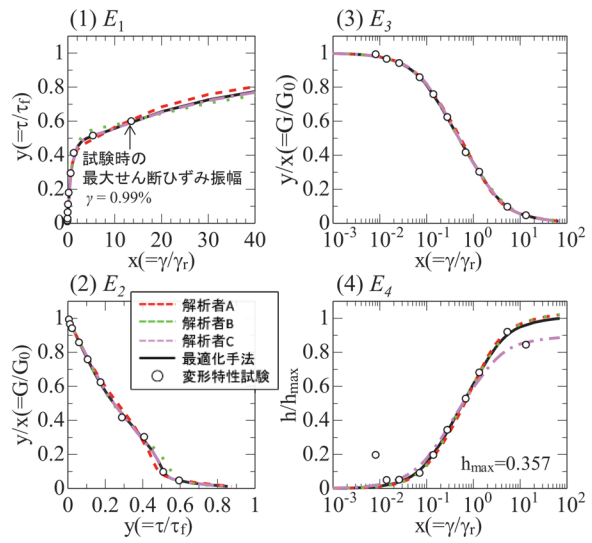
5.2 最大値分布の比較

図 7 に各解析者により設定した GHE-S パラメータ、および最適化手法が設定した GHE-S パラメータを用いた動的解析およびハイブリッド試験の最大値分布を示す。

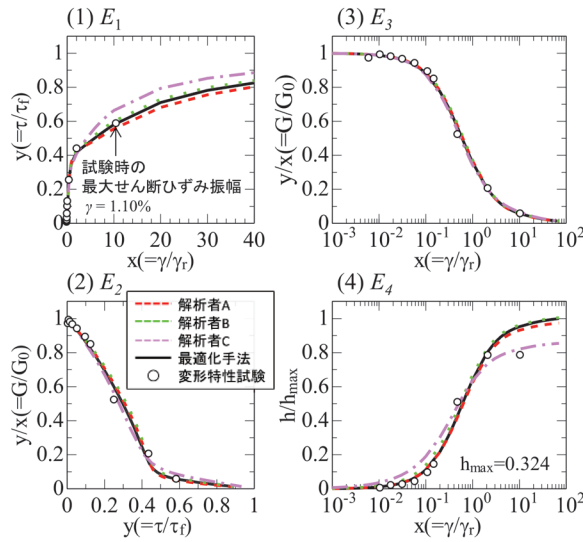
加速度深度分布については、すべてのケースで動的解析結果がハイブリッド試験結果を過小評価している。これはハイブリッド試験の試験対象層では、非排水せん断に伴う負の過剰間隙水圧の発生、いわゆるサイクリックモビリティによる急激な剛性増加や強度増加が見られる。全応力解析モデルある GHE-S モデルでは、サイク



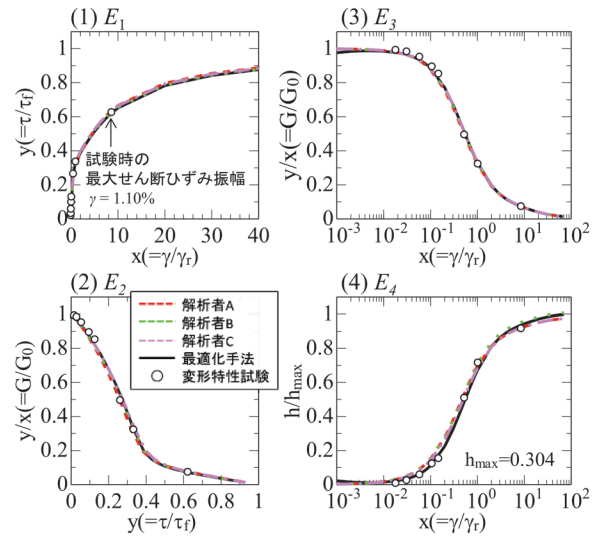
(a-1) 豊浦砂 $D_r=60\%$ ($\gamma_r=0.00242$)



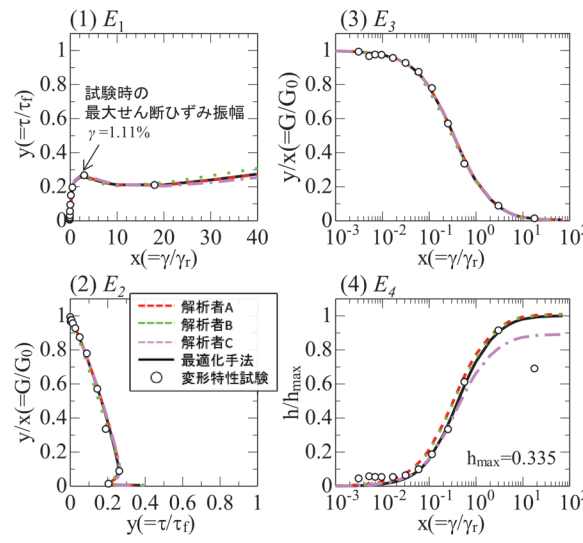
(a-2) 豊浦砂 $D_r=80\%$ ($\gamma_r=0.00225$)



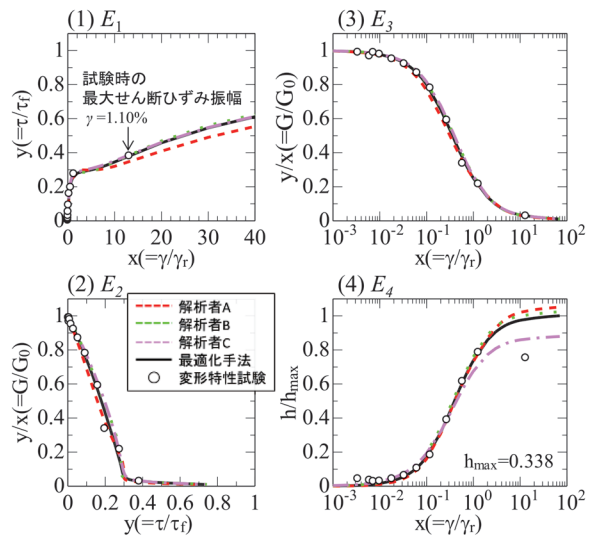
(b-1) 珪砂6号 $D_r=60\%$ ($\gamma_r=0.00106$)



(b-2) 珪砂6号 $D_r=80\%$ ($\gamma_r=0.00102$)



(c-1) 珪砂8号 $D_r=60\%$ ($\gamma_r=0.00194$)



(c-2) 珪砂8号 $D_r=80\%$ ($\gamma_r=0.00183$)

図4 各解析者および最適化手法を用いたフィッティング結果

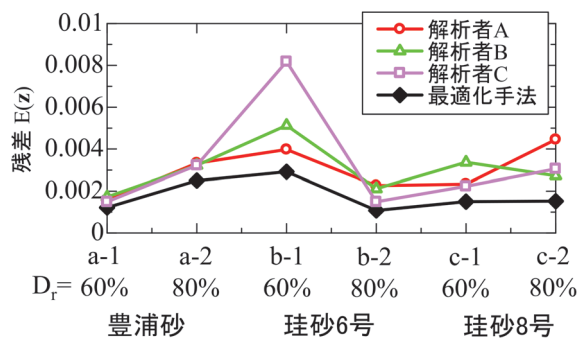


図5 式(6)に基づいた残差の比較(修正済み)

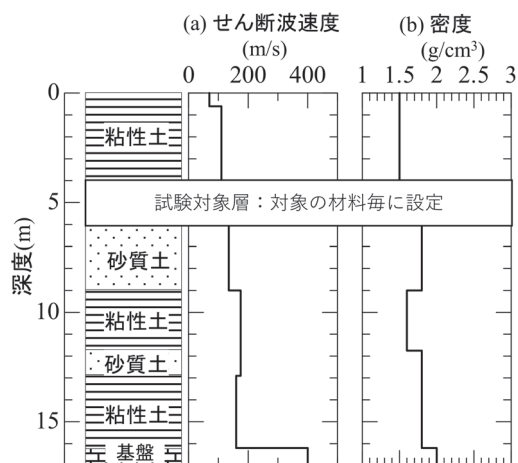


図6 動的解析で用いる地盤モデル(修正済み)

リックモビリティによりせん断応力～せん断ひずみ関係がS字型になる挙動は表現できるもの強度増加は表現できていないためと考えられる。この点については全応力解析の限界であるが、非常に短周期の応答となるため、一般的な固有周期を有する鉄道構造物への影響は小さいと考えられる⁷⁾。

各図の変位分布に着目すると、各解析者および最適化手法によるフィッティング結果によらず概ね同程度の値が得られていることが確認できる。ただし、各図のせん断応力分布、せん断ひずみ分布を見ると、ハイブリッド試験と比較してせん断応力は過小評価、せん断ひずみは過大評価する傾向にあることが分かる。これは、図4に示した様にせん断ひずみ1%程度までの変形特性試験を用いてパラメータフィッティングをしているのに対して、動的解析では4%以上のひずみが発生しており、大ひずみ領域の変形特性を十分に評価出来ていないためと考えられる。レベル2地震動を想定する場合には、変形特性試験においてより大ひずみ領域を評価する必要があると言える。

履歴減衰の設定について、解析者Cが豊浦砂 $D_f=80\%$ 、珪砂6号 $D_f=60\%$ 、珪砂8号 $D_f=80\%$ において履歴減衰低下点もフィットさせるようにフィッティングしていたものの、最大値分布にはその影響は見られず、

他の解析者と同程度の値を示している。履歴減衰の設定の影響についても、上記と同様に変形特性試験においてより大ひずみ領域を評価し、検討する必要がある。

6. まとめ

本稿では、地盤の逐次非線形動的解析における土の変形特性を表すGHE-Sモデルのパラメータに関して、最適化手法を用いた設定方法について提案した。また、経験の異なる3名の解析者が設定した変形特性と最適化手法で設定した変形特性を比較するとともに、それらを用いた動的解析を実施し、ハイブリッド地盤応答解析試験結果と比較することで解析精度に与える影響を比較した。その結果、以下の知見を得た。

1) 最適化手法を用いた変形特性の設定について

各解析者によって設定された変形特性にはそれぞればらつきがみられ、最適化手法により設定された変形特性の方が小さな残差で試験結果をフィッティング出来ることを確認した。最適化手法を用いることで、人為的エラーを排除し、常に同じ精度でパラメータ設定を行うことができ、有効な手法であると考えられる。

2) 変形特性の設定と動的解析の精度について

解析者および最適化手法を用いて設定したパラメータを用いた動的解析による最大値分布を比較した。今回用いた変形特性試験結果はせん断ひずみ1%程度までの領域を評価していたのに対して、動的解析では4%以上のせん断ひずみが発生しており、十分に変形特性が評価出来なかった可能性がある。より大ひずみ領域の試験結果を用いた同様の検討が必要である。

今後、大ひずみ領域の土の変形特性を評価可能な試験法の検討を行うと共に、表層地盤の動的解析における土の変形特性パラメータ設定の影響を引き続き検討していきたい。

文献

- 1) 国土交通省監修、(公財)鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、丸善出版、2012
- 2) 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
- 3) 鈴木聡、井澤淳、豊岡亮洋、小島謙一：耐震設計における適切な表層地盤応答評価法の構築、鉄道総研報告、Vol.32、No.9、pp.11-16、2018
- 4) Tatsuoka, F. and Shibuya, S.: Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Theme Lecture 1, Proc. of Ninth Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2, pp.101-170,

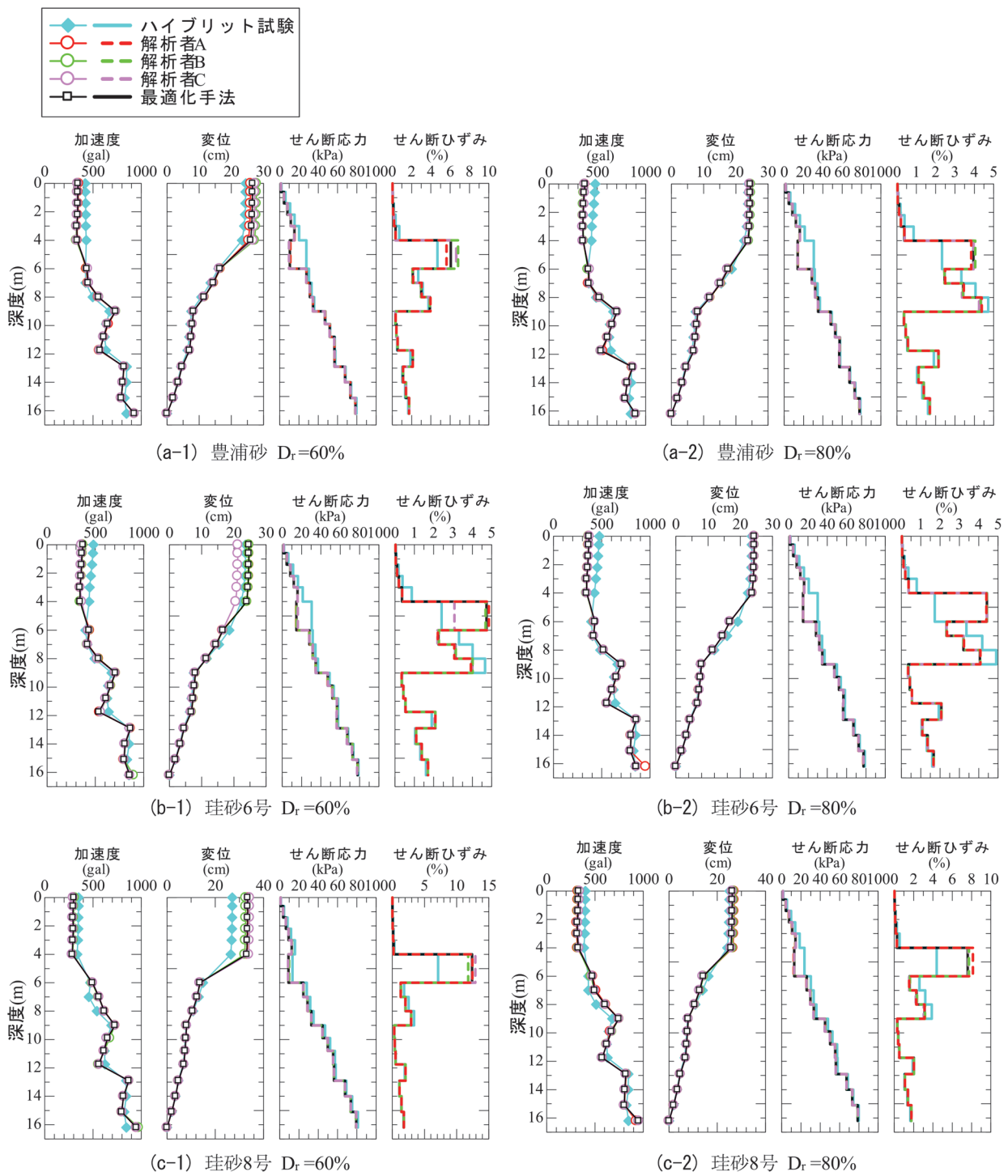


図7 動的解析における最大値分布の比較 (修正済)

- 1992.
- 5) Kappel, F, & Kuntsevich, A: An implementation of Shor's r-algorithm, Computational Optimization and Applications, Vol.15, No.2, pp.193-206, 2000.
- 6) 野上雄太, 室野剛隆: S字型履歴曲線を有する土の非線形

- モデルとその標準パラメータの設定, 第30回土木学会地震工学研究発表会論文集, 2009
- 7) 笠井悟, Duttine Antoine, 井澤淳, 鈴木聡: 杭基礎の耐震設計における土の変形特性試験の影響, 土木学会第73回年次学術講演会, III-197, pp.393-394, 2018