

地盤の動的解析における変形特性パラメータの特徴と設定手法に関する一考察

山内 泰知¹・山本 昌徳²・井澤 淳³

¹正会員 工修 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
E-mail: yamauchi.yasutomo.82@rtri.or.jp

²正会員 工修 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
E-mail: yamamoto.masanori.21@rtri.or.jp

³正会員 工博 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
E-mail: izawa.jun.06@rtri.or.jp

地盤の変形特性を表す GHE-S モデルは、通常変形特性試験結果に GHE-S モデルが適合するように試行錯誤的にパラメータが決定される。本稿では、最適化手法を用いたパラメータ設定手法を検討した。最適化手法を用いることにより従来のような試行錯誤的な設定よりも精度の高いパラメータが設定できることを確認した。さらに τ - γ 関係において応力の低下が生じているような土質試料の場合、それを大ひずみ領域まで含めてフィッティングするよりも、GHE-S モデルの感度曲線(偏微分係数)のピーク位置をフィッティング時に適切に評価することで、ハイブリット試験と整合した最大値分布になることを確認した。

Key Words: GHE-S model, Non-linear Optimization, Seismic Response Analysis, Partial derivative of the GHE-S model

1. はじめに

構造物の耐震設計では、L2 地震のような大地震時における表層地盤の非線形性の挙動を精緻に評価し、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。鉄道構造物等耐震設計標準・耐震設計¹⁾では地盤の非線形性を考慮した逐次非線形の動的解析の実施が推奨されている。また、地盤の非線形性には GHE-S モデル²⁾の使用が推奨されており、別途実施する対象土層の変形特性試験結果に骨格曲線が適合するようにパラメータが決定される。このパラメータ設定では、一般的に解析者により試行錯誤的に実施されるため、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、構造物の設計にも影響を及ぼす恐れがある。

そこで、本稿では最適化手法を用いたパラメータ設定手法について検討し、従来通り解析者により試行錯誤的に設定した結果と比較する。また、GHE-S モデルの感度曲線を計算し、各 GHE-S モデルパラメータが GHE-S モデル形状に与える影響について検討を行った。最後に最適化手法により得られた GHE-S パラメータを用いた動的解析を実施し、ハイブリット地盤応答試験結果と比較

することで最適化手法の妥当性の確認を行った。

2. GHE-S モデルについて

大地震時の非排水繰返し载荷によって地盤内のせん断ひずみが増加するに従い、せん断ひずみが1%を超えたあたりから応力-ひずみ(τ - γ)関係は紡錘型から逆S字型へ変化し、履歴減衰も単調増加から減少へと転ずる。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)³⁾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²⁾。GHE-S骨格曲線モデルを下記式(1)、式(2)に示す。

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

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

$$\alpha = \frac{\pi}{\cos^{-1} \left(\frac{2C_1(1) - C_1(0) - C_1(\infty)}{C_1(0) - C_1(\infty)} \right)} - 1 \quad (1c)$$

$$\beta = \frac{\pi}{\cos^{-1} \left(\frac{2C_2(1) - C_2(0) - C_2(\infty)}{C_2(0) - C_2(\infty)} \right)} - 1$$

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

ここに $x = \gamma/\gamma_r$ は正規化ひずみ, $y = \tau/\tau_f$ は正規化せん断応力, γ_r は基準ひずみ, τ_f はせん断強度である.

図-1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-1に示す通り $C_1(0)$ と $C_2(\infty)$ は1.0であるため²⁾, 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

(1) 最適化手法

変形特性試験データに適合するような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SolvOpt⁴⁾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 \mathbf{m} は前述した以下の6つのGHE-Sパラメータである.

$$\mathbf{m} = (C_1(\infty), C_1(1), C_2(0), C_2(1), h_{\max}, \kappa)^T \quad (3)$$

(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-1の関係から各パラメータ間に式(4)に示した拘束条件を課した.

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

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なかった.

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

(3) 目的関数(残差)の設定とその特徴

目的関数はGHE-Sモデルと変形特性試験の残差の2乗

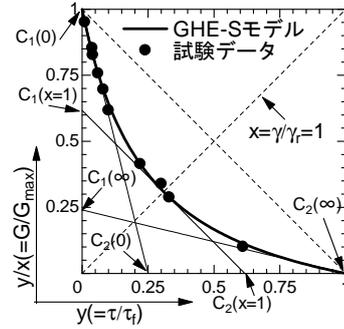


図-1 GHE-Sモデルパラメータの概要

和として式(6)のように設定した.

$$E(\mathbf{m}) = E_1(\mathbf{m}) + E_2(\mathbf{m}) + E_3(\mathbf{m}) + E_4(\mathbf{m}) \quad (6a)$$

$$\begin{aligned} E_1(\mathbf{m}) &= \sum_{i=1}^{N_c} \{y(\mathbf{x})_i^{\text{cal.}} - (\tau/\tau_f)_i^{\text{test}}\}^2 \\ E_2(\mathbf{m}) &= \sum_{i=1}^{N_c} \{y(\mathbf{x})_i^{\text{cal.}} - (\tau/\tau_f)_i^{\text{test}}\}^2 \\ &\quad + \sum_{i=1}^{N_c} \{y/x(\mathbf{x})_i^{\text{cal.}} - (G/G_0)_i^{\text{test}}\}^2 \\ E_3(\mathbf{m}) &= \sum_{i=1}^{N_c} \{y/x(\mathbf{x})_i^{\text{cal.}} - (G/G_0)_i^{\text{test}}\}^2 \\ E_4(\mathbf{m}) &= \sum_{i=1}^{N_c} \{h(\mathbf{x})_i^{\text{cal.}} - h_i^{\text{test}}\}^2 \end{aligned} \quad (6b)$$

ここに E_1 は $\tau/\tau_f - \gamma/\gamma_r$ 関係, E_2 は $G/G_0 - \tau/\tau_f$ 関係, E_3 は $G/G_0 - \gamma/\gamma_r$ 関係および E_4 は $h - \gamma/\gamma_r$ 関係の残差にそれぞれ対応する(図-2). 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-2 d).

E_1 は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(変形特性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.

また, E_3 はせん断剛性($G/G_0 = y/x$)の残差を評価している式であるが, ひずみが増加するにつれて剛性は急激に低下する. 仮にパラメータが不適切だとしても, 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(6a)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.

一方, E_2 は式(6b)より $E_2 = E_1 + E_3$ の関係があり,

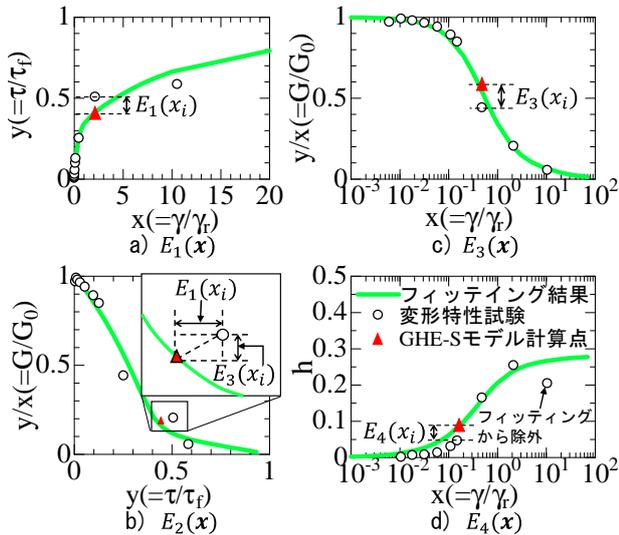


図-2 骨格曲線 a),b),c)および履歴減衰曲線 d)に対する最適化手法の目的関数の残差の模式図

大ひずみ領域において y/x が0に近い値をとる時、 y は1に近い値をとり、これとは逆に微小ひずみ領域において y/x が1に近い値をとる時、 y 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メータの影響を同時に評価できる残差評価式と言える。

(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。

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

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

最適化の計算は初期値 \mathbf{x}_0 から開始され、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 \mathbf{x}_0 にはGHE-S標準パラメータ⁹⁾を設定した。

4. GHE-Sパラメータの推定

(1) 検討に用いたデータ

検討に用いた変形特性試験データは、筆者らの一部が提案している試験方法(以下、RTRI法)⁹⁾を、表-1の豊浦砂、珪砂6号、珪砂8号のそれぞれ相対密度Dr=60, 80%に対して適用して取得した。この変形特性試験データに対して解析経験の異なる3名の解析者および3章で示した最適化手法を用いてフィッティングを行った。なお、基

表-1 フィッティングに用いた土質試料一覧

試料 No.	試料名	内部摩擦角 ϕ' (度)	拘束圧 σ' (kPa)
1	豊浦砂Dr60%	35.7	100.0
2	豊浦砂Dr80%	37.6	100.0
3	珪砂6号Dr60%	38.2	100.0
4	珪砂6号Dr80%	38.2	100.0
5	珪砂8号Dr60%	40.3	100.0
6	珪砂8号Dr80%	39.7	100.0

準ひずみ γ_r は式(8)の関係式を用いて算出した。

$$\begin{cases} \tau_f = \sigma' \cdot \tan \phi' \\ Y_r = \tau_f / G'_{\max} \end{cases} \quad (8)$$

(2) フィッティング結果

図-3に各試料の図-2に示す関係に対してフィッティングした結果を示す。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。

a) $\tau/\tau_f - \gamma/\gamma_r$ 関係(E_1)

微小ひずみ領域(正規化せん断ひずみ $x < 2.0$)では各解析者および最適化手法で違いは見られないが、 $x > 2.0$ の大ひずみ領域では各々の乖離が見られる。

b) $G/G_0 - \tau/\tau_f$ 関係(E_2)

この関係は $\tau/\tau_f - \gamma/\gamma_r$ と $G/G_0 - \gamma/\gamma_r$ の影響を受けると考えられ、後述するように $G/G_0 - \gamma/\gamma_r$ 関係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 $\tau/\tau_f - \gamma/\gamma_r$ 関係(E_1)の残差に左右される。しかし、 $\tau - \gamma$ 関係(E_1)よりは相対的に残差は小さい。

c) $G/G_0 - \gamma/\gamma_r$ 関係(E_3)

全土質試料に対して、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。

d) $h - \gamma/\gamma_r$ 関係(E_4)

豊浦砂 Dr80%、珪砂6号 Dr60%および珪砂8号 Dr80%において初級解析者は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-4は各解析者および最適化手法により得られたGHE-S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。土質試料によらず、最適化手法の方が各解析者よりも残差が小さい。したがって、最適化手法が最も適切に試験データを推定できていると言える。

一方で、フィッティング状況および最適化手法の残差値との比較から、各解析者による推定結果もおおむね妥当な値が得られているものと考えられる。そのため、従来どおり試行錯誤的なフィッティングによっても十分な精度でパラメータを推定することができると考えられる。

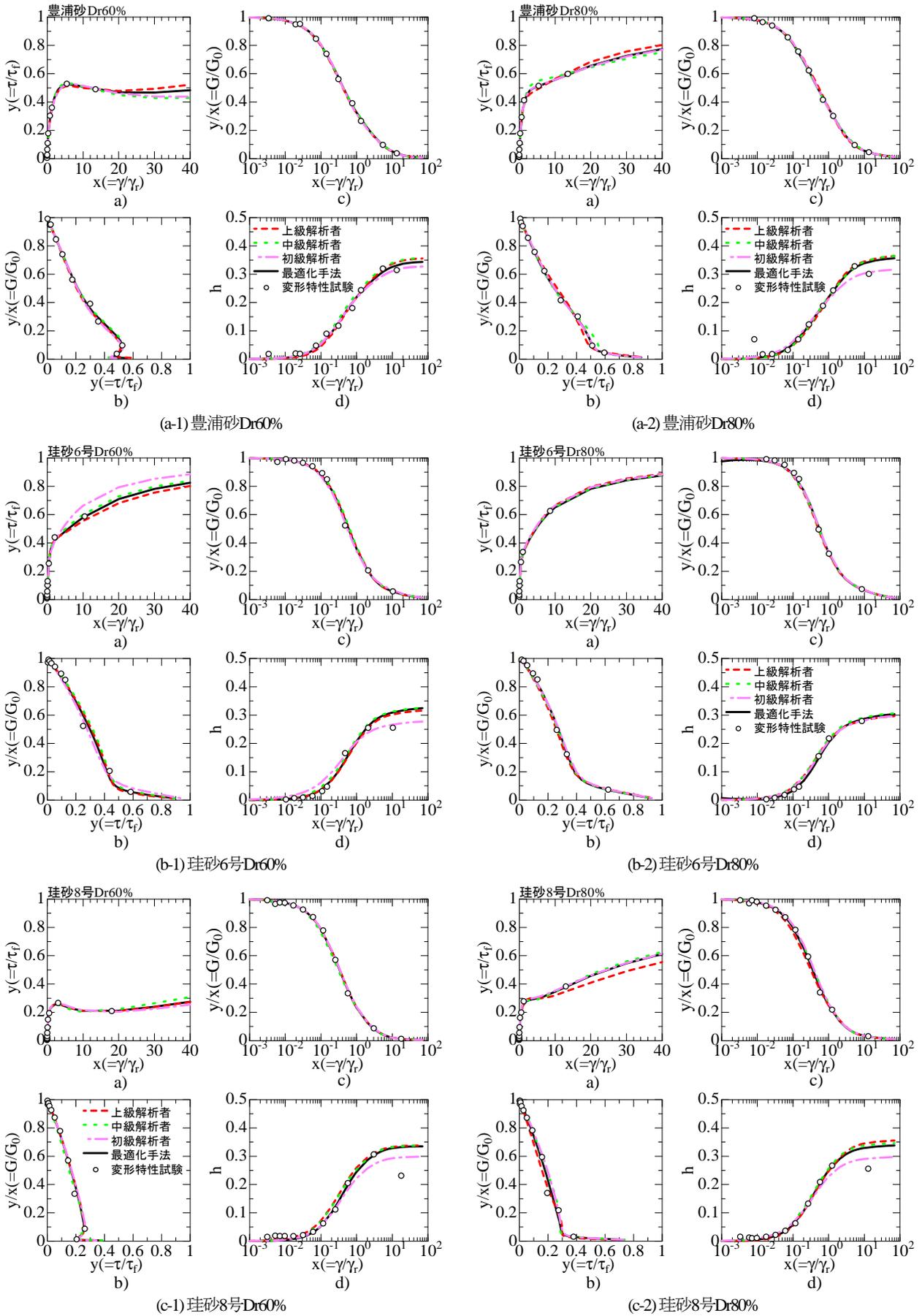


図-3 各解析者および最適化手法によるフィッティング結果

今回は、全試料についていずれの解析者も比較的容易に精度良くフィッティング出来たため、各解析者間に顕著な差は見られなかった。一方で、フィッティングが難しい変形特性試験データの場合、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る。そのような場合、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思われる。

5. GHE-S モデルの残差に対する感度曲線

GHE-S モデルの各パラメータが骨格曲線、履歴減衰に与える影響を調べるために GHE-S モデルの感度曲線（偏微分係数）を計算した。GHE-S 骨格曲線の6つの未知パラメータ(式(3))のうち、任意の1つを微小変化させた時、正規化せん断応力 y もそれに応じて微小変化する。この時、パラメータによっては y が変化しやすいもの、 y が変化しにくいものが存在する。そこで GHE-S モデルの各未知パラメータに対する感度曲線を計算し、各パラメータが GHE-S モデルに与える影響について調べた。

(1) 感度曲線の計算(GHE-Sモデルの偏微分の計算)

例えば、 $C_1(\infty)$ を微小変化させたときの正規化せん断応力 y の微小変化量 $\Delta y/y$ は以下のように表現される。

$$\frac{\Delta y}{y} = \frac{C_1(\infty)}{y} \cdot \frac{\partial y}{\partial C_1(\infty)} \cdot \frac{\Delta C_1(\infty)}{C_1(\infty)} \quad (9)$$

ここで、 $S = \frac{C_1(\infty)}{y} \cdot \frac{\partial y}{\partial C_1(\infty)}$ とおくと式(9)は $C_1(\infty)$ を $\Delta C_1(\infty)$ だけ微小量変化させた時に、 y が Δy だけ変化することを示しており、 S は感度係数となる。ここで、 S には y に対する $C_1(\infty)$ の偏微分が現れるが、GHE-S パラメータが与えられれば解析的に計算できる(付録参照)。したがって感度係数 S も解析的に計算できる。

正規化せん断応力 y 、せん断剛性 y/x および履歴減衰 h それぞれに対する、最適化手法における未知変数 m の偏微分を計算する。未知変数 m (式(3))に対して、正規化せん断応力 y 、せん断剛性 y/x および履歴減衰 h に対する各未知パラメータ m の偏微分は以下ようになる。

$$\frac{\Delta y}{y} = \frac{m}{y} \cdot \frac{\partial y}{\partial m} \cdot \frac{\Delta m}{m} \quad (10)$$

$$\frac{\Delta(y/x)}{y/x} = \frac{m}{(y/x)} \cdot \frac{\partial(y/x)}{\partial m} \cdot \frac{\Delta m}{m} \quad (11)$$

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{m}{h} \cdot \frac{\partial h}{\partial m} \cdot \frac{\Delta m}{m} \quad (12)$$

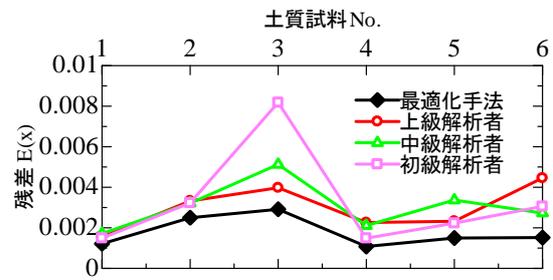


図-4 異なる解析者および最適化手法を用いたGHE-Sモデルの変形特性試験へのフィッティング時の式(6)に基づいた残差の比較。土質試料No.は表-1に対応。

(2) 感度曲線の計算結果

前章にて変形特性試験結果に最適化手法を適用して得られた GHE-S パラメータ x_{opt} を用いて、式(10)~式(12)に基づいて $y, y/x, h$ の感度曲線をそれぞれ計算した(図-5)。なお、図-5 のグラフでは各パラメータ間の大さきによる感度曲線の振幅の大きさを補正するため、各感度曲線に対して各々のパラメータ m を乗じた $(m \cdot \partial y / \partial m)$ をプロットした。

珪砂 8 号 Dr60%の正規化せん断応力 y の感度曲線(図-5 a-5)に着目すると、 $C_1(\infty)$ に対する感度曲線 $(\partial y / \partial C_1(\infty))$ 、赤実線は $x=100$ 付近に上に凸のピークがあり、その他、 $C_1(1), C_2(1)$ のパラメータの感度曲線も概ね $1 < x < 10$ にピークがある。感度曲線はパラメータを微小量変更したときの y の変化のしやすさを表しており、例えば $C_1(\infty)$ を与えられたパラメータ(x_{opt})から微小量だけ変更すれば、 $x=100$ 付近を中心に y が大きく変化することを意味している。一方せん断剛性 y/x の感度曲線(図-5 (b-5))に着目すると、正規化せん断応力 y の感度曲線とは逆に、 $x < 1$ において $C_2(0)$ のピークが見られる。また、 $C_1(1), C_2(1)$ の感度曲線のピークは $x = 1$ に付近に存在する。概ね、 y の感度曲線のピークは大ひずみ側、 y/x の感度曲線のピークは微小ひずみ側に偏って存在することが確認できる。さらに、全土質試料の $y, y/x$ の感度曲線において、 $C_1(\infty)$ の感度曲線のピークは大ひずみ側に、 $C_2(0)$ のピークは微小ひずみ側にそれぞれ存在している。このことは図-1に示す GHE-S モデルの各パラメータの特徴が感度曲線を通して改めて説明できることを意味している。すなわち、 $C_1(\infty)$ は $x \rightarrow \infty$ の大ひずみ領域の骨格曲線を規定するパラメータであり、一方で $C_2(0)$ は $x \rightarrow 0$ の微小ひずみ領域の骨格曲線を規定するパラメータということである²⁾。逆に言えば、 $C_1(\infty)$ は骨格曲線の微小ひずみ領域の形状への寄与は小さく、 $C_2(0)$ は大ひずみ領域における骨格曲線への寄与は小さいことを示唆する。

履歴減衰 h の感度曲線(図-5 3列目)に着目すると、 h_{max} の感度曲線は x が増加するに従い感度が高くなって

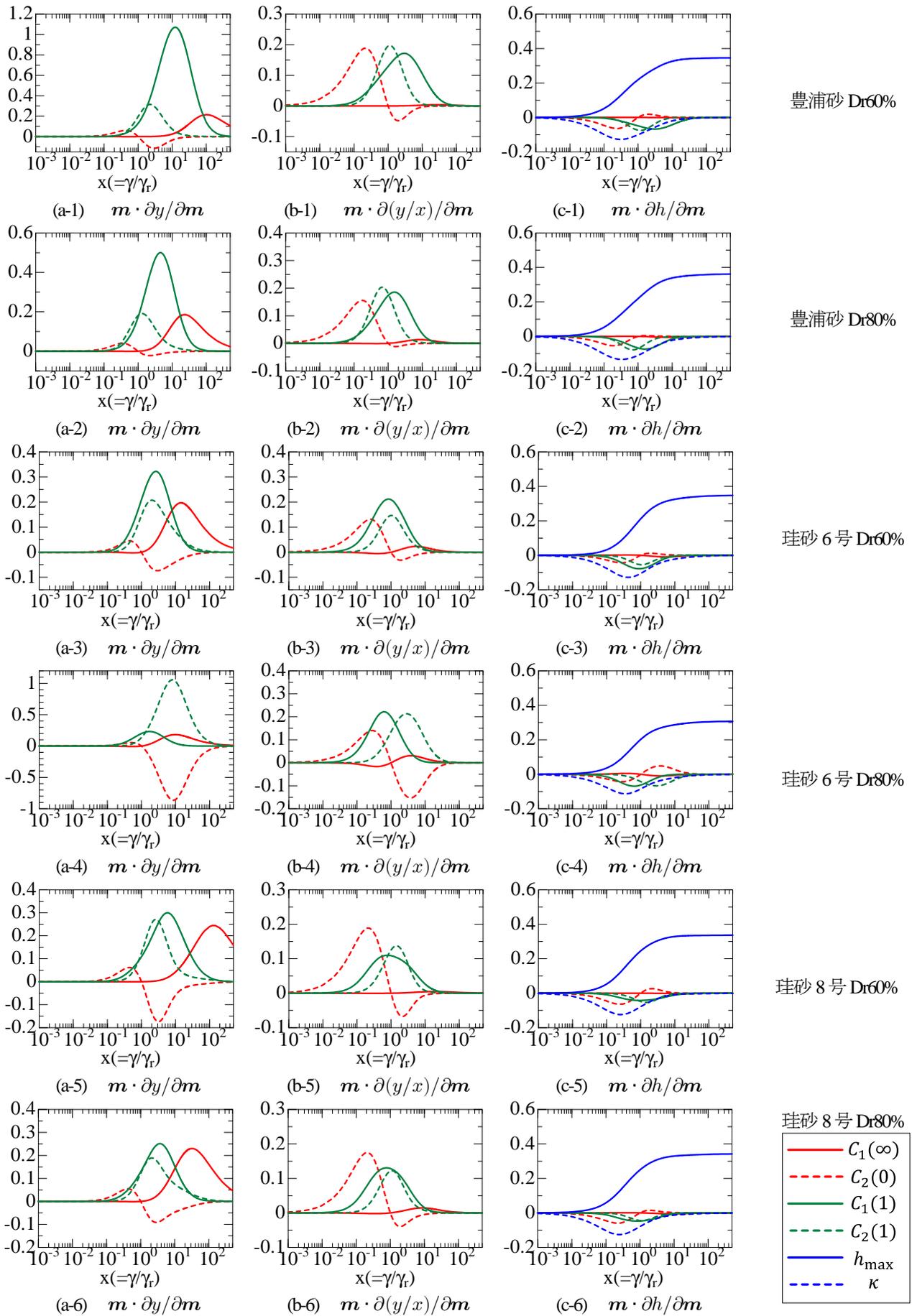


図-5 推定された GHE-S パラメータに対する GHE-S モデルの感度曲線(偏微分係数)

おり、せん断ひずみ x の全領域で感度がある。すなわち h_{\max} を微小変化させると、せん断ひずみ x の全領域で h が変動することを意味している。また、 h_{\max} 以外のパラメータは微小ひずみ領域および大ひずみ領域において感度曲線がゼロに漸近していくが、 h_{\max} のみ大ひずみ領域に行くに従い、感度曲線が急激に増加する特徴がある。このことは、 h_{\max} を微小量変化させることにより微小ひずみ領域よりも大ひずみ領域側で履歴減衰 h の変化が著しいことを意味している。

なお、感度曲線は上に凸であれば、与えられたパラメータ(x_{opt})からパラメータをわずかに増加させれば y は増加方向に変化することを意味し、逆に与えられたパラメータ(x_{opt})よりわずかに小さいパラメータを与えれば y が低下することを意味している。

6. 感度曲線のピーク位置を考慮したフィッティングによる GHE-S パラメータの推定

5章において得られた感度曲線のうち、豊浦砂 Dr60%、珪砂 8号 Dr60%の感度曲線 $\partial y/\partial C_1(\infty)$ におけるピークは $x=100$ を超えている。しかし、フィッティングに用いた変形特性試験データのせん断ひずみ x は $x < 20$ であり、与えられたデータセットのみで $x > 100$ において感度を持つとは考えにくい。

ここで、豊浦砂 Dr60%、珪砂 8号 Dr60%の τ - γ 関係に着目すると共通して $x=10$ 付近で応力が低下している。豊浦砂 Dr60%、珪砂 8号 Dr60%では応力低下が存在するデータに対してフィッティングをしているため、 $x > 100$ の大ひずみ領域でピークをもつような感度曲線 (GHE-S パラメータ) が得られたものと推定される。

そこで、フィッティングによる GHE-S パラメータの推定において応力の低下による影響を確認するために、大ひずみ領域側の骨格曲線に寄与するパラメータ $C_1(\infty)$ に着目し、感度曲線($\partial y/\partial C_1(\infty)$)に対して表-2に示すような以下の検討を行った。

- 豊浦砂 Dr60%、珪砂 8号 Dr60%の τ - γ 関係に見られるような応力が低下した後のデータは使用せずにフィッティングを行う。なお、豊浦砂 Dr60%、珪砂 8号 Dr60%以外の土質試料は大ひずみ領域において応力の低下は見られないが、同一の検討をするために、各試料の変形特性試験データに対しても、大ひずみ領域側のデータを1つないしは2つを除外したフィッティングを行う。
- 最適化手法において、 $\partial y/\partial C_1(\infty)$ のピーク位置が変形特性試験データの正規化せん断ひずみ x の範囲と比べて極端に大きくならない (乖離しない) ような拘束条件を課す。本稿では、変形特性試験デ

表-2 フィッティング検討ケース

	$\partial y/\partial C_1(\infty)$ のピーク位置に制約を課す	フィッティングから大ひずみ領域のデータを除外
ケース 1	—	—
ケース 2	○	—
ケース 3	—	○
ケース 4	○	○

ータの正規化せん断ひずみ x の範囲を参考に $\partial y/\partial C_1(\infty)$ のピーク位置が1~50の範囲になるような拘束条件を適用した。

以上の2つの検討を組み合わせた検討ケース一覧を表-2に示した。なお、上記2つの検討を適用しないケース1は4章で実施した最適化手法によるフィッティングと同一のものである。

(1) フィッティング結果

表-2のケース1~ケース4に対して最適化手法を用いたフィッティングをした結果を図-6に示す。大ひずみ領域のデータをフィッティングに使用する(ケース1, 2)かしない(ケース3, 4)かで、 τ - γ 関係の x が概ね2以上における y の挙動が大きく変化する。 τ - γ 関係に応力の低下がみられた豊浦砂 Dr60%、珪砂 8号 Dr60%ではケース1とケース2で差異が生じたが、その他の土質試料ではケース1とケース2はほぼ同程度の結果 (GHE-S パラメータ) であった。これはケース1では応力の低下の存在により $\partial y/\partial C_1(\infty)$ の感度曲線のピークが100を超えるものの、ケース2では感度曲線のピーク位置に関する拘束条件を課したことで、感度曲線のピーク位置がせん断ひずみの小さい側にシフトするような GHE-S パラメータセットとなるために、ケース1とケース2で差異が生じていると考えられる。一方で、ケース3とケース4ではほとんど差異は無い。これはフィッティング時に大ひずみ領域のデータを除外することで感度曲線のピーク位置は自ずと微小ひずみ側にシフトすることからケース4のピーク位置の制約条件は自動的に満たされたためであると考えられる。

(2) 各ケースごとの感度曲線($\partial y/\partial C_1(\infty)$)の比較

各ケースごとに得られた感度曲線($\partial y/\partial C_1(\infty)$)を図-7に示した。大ひずみ領域のデータを除外したケース3、ケース4は除外しないケース1、ケース2に比べて感度曲線のピーク位置がせん断ひずみの小さい側にシフトしている。すなわち、大ひずみ領域の応力が低下した点をフィッティング時に除外することによって、感度曲線($\partial y/\partial C_1(\infty)$)のピーク位置が微小ひずみ領域側にシフトする。また前述したように、応力が低下した点を除外すれば感度曲線のピーク位置は微小ひずみ側に自ずとシ

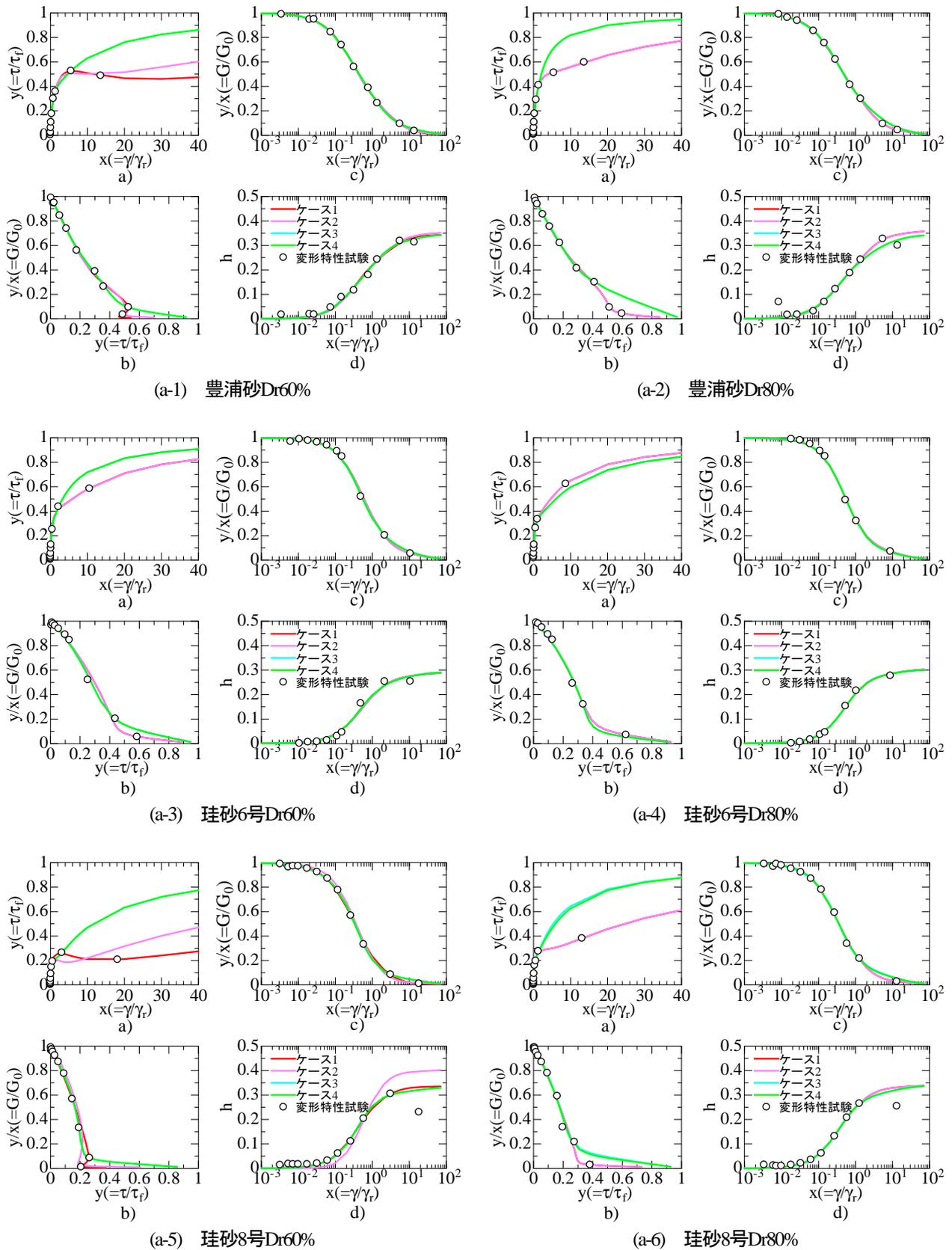


図6 フィッティング結果(ケース1, ケース2~ケース4)

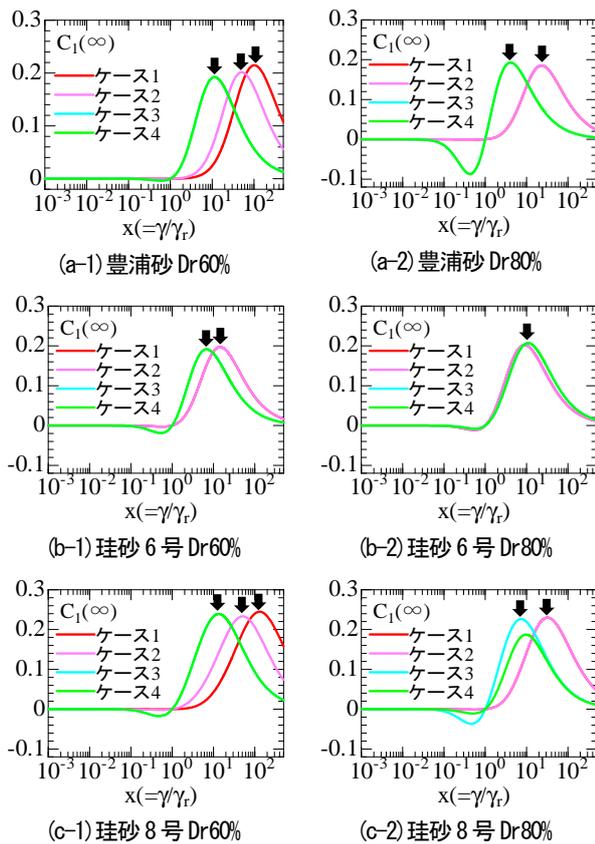


図-7 各ケースごとの感度曲線 ($\partial y / \partial C_1(\infty)$) の比較

フトすることから、ケース3とケース4の感度曲線はほぼ同一の結果となった。なお、珪砂6号の感度曲線 ($\partial y / \partial C_1(\infty)$) のピーク位置は元々 $x = 10$ 付近に位置していたため、ケース3,4はケース1,2とそれほど変わらない結果となった(図-7)。

7. ハイブリッド地盤応答試験による精度検証

(1) 対象地盤

6章の各ケースで得られた GHE-S パラメータを用いた1次元の逐次非線形動的解析を行った。また、その計算の妥当性を検証するため、正解値を与える試験としてハイブリッド地盤応答試験⁹⁾を実施し、動的解析結果と比較した。

動的解析およびハイブリッド試験対象地盤を図-8に示す。試験対象層のGHE-Sパラメータは図-6に示した各ケースごとに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⁹⁾を適用した。変形特性試験は拘束圧 $\sigma'_v = 100.0$ (kPa) で実施しており、ハイブリッド試験における対象層は拘束圧 $\sigma'_H = 20.0$ (kPa) であるため、変形特性試験の初期せん断剛性 G_0 およびせん断波速度 V_s により拘束圧で補正して用いた。基盤には $\rho = 2.0$ g/cm³、 $V_s = 400$ m/s 相当の粘性境界

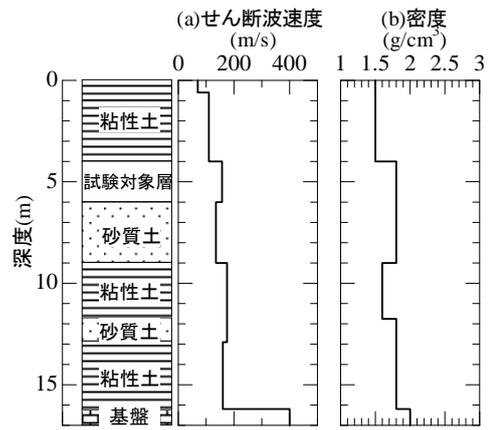


図-8 動的解析で用いる地盤モデル

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。

(2) 最大値分布の比較

図-9に各土質試料ごとの動的解析から得られた最適化手法およびハイブリッド試験結果の最大値応答分布の比較図を示す。

τ - γ 関係に応力の低下がみられた豊浦砂Dr60%、珪砂8号Dr60%の変位およびせん断ひずみの最大値応答分布(図-9 (a-1), (c-1))に着目すると大ひずみ領域における試験データをフィッティングから除外したケース3、ケース4はハイブリッド試験結果とよく整合していることが確認できる。一方で、大ひずみ領域の試験データをフィッティングに用いたケース1ではハイブリッド試験結果との乖離が大きくなっていることが確認できる。また、珪砂8号Dr80%もケース3、ケース4はケース1と比べるとハイブリッド試験結果に近い値となっていることが確認でき、その他の土質試料においてもわずかな違いであるもののケース3、ケース4はケース1と比べハイブリッド試験結果に近い結果であることが確認できる。

このことから、必ずしもケース1のように変形特性試験における大ひずみ領域のデータをフィッティングさせることと、ハイブリッド試験結果と整合させることは一致せず、むしろ変位やせん断ひずみを過大評価してしまう傾向にある。これは6章で述べた τ - γ 関係の大ひずみ領域において応力が低下する点(負勾配)が存在する場合、応力低下点までを含めてフィッティングした場合、感度曲線 ($\partial y / \partial C_1(\infty)$) のピーク位置がフィッティングに使用した変形特性試験データの正規化せん断ひずみ x の範囲から外れ、 $\partial y / \partial C_1(\infty)$ のピーク位置が大ひずみ領域側において生じてしまうことと関連しているためと考えられる。その一方で、ケース3、ケース4のように応力低下点(大ひずみ領域のデータ)を除外してフィッティングした方が、一部の土質試料において感度曲線のピーク位置がフィッティングに使用したデータの正規化せん断ひず

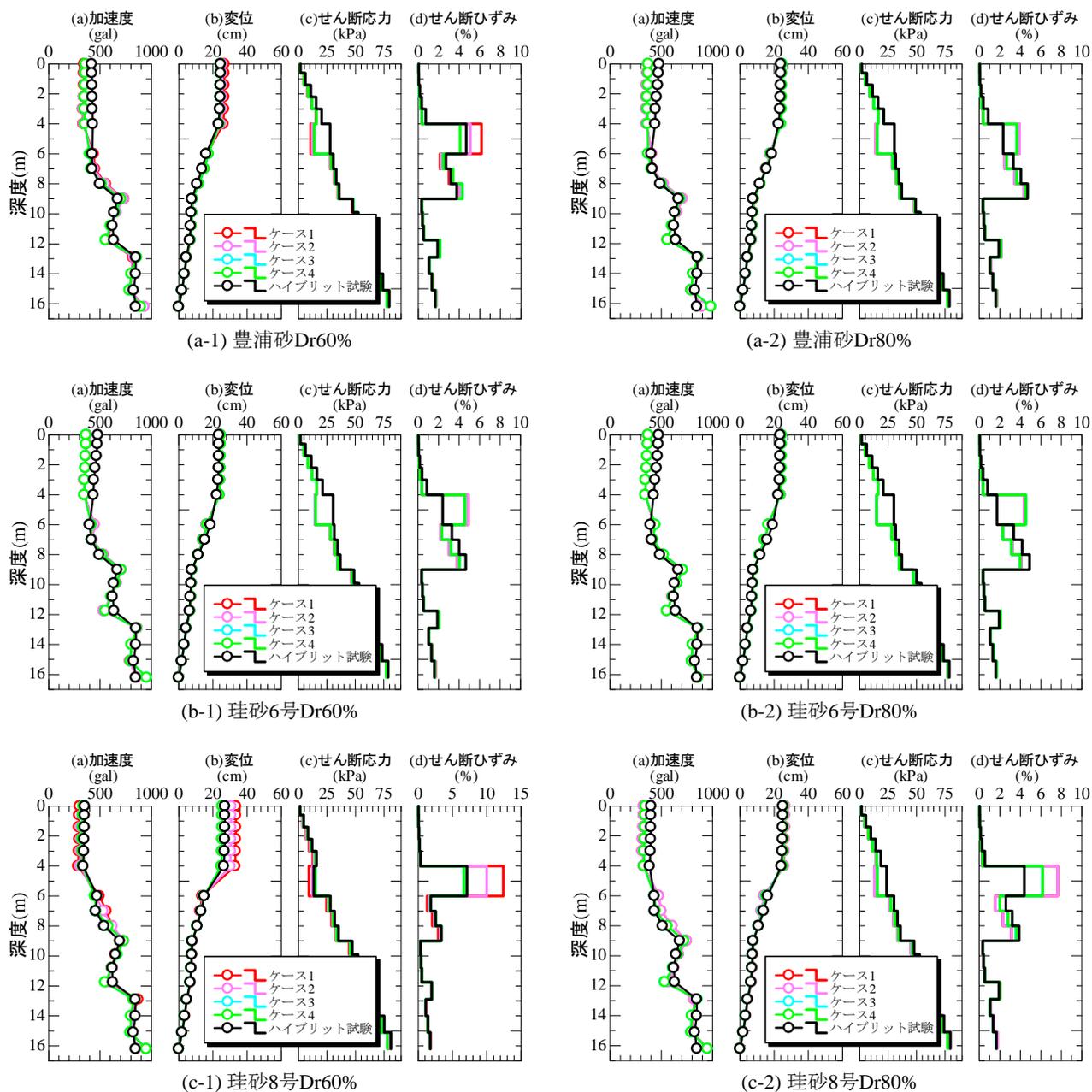


図-9 動的解析における最大値分布の比較

み x の範囲に収まるようになり、特に豊浦砂Dr60%、珪砂8号Dr60%においては動的解析の最大値応答分布がハイブリット試験結果と整合した結果となった。このことは4章で用いたRTRI法よりも τ - γ 関係が単調に増加する単調載荷試験から得られた変形特性を用いて計算した動的解析の方が、ハイブリット試験結果とより整合的であることと調和的である⁸⁾。

なお、 τ - γ 関係に応力の低下が認められない豊浦砂Dr60%、珪砂8号Dr60%以外の土質試料については依然としてハイブリット試験結果と整合しておらず、検討の余地がある。

また、加速度深度分布についてはすべてのケースでハイブリッド地盤応答試験結果よりも過小評価しているがこれはハイブリッド試験におけるサイクリックモビリティによる急激な剛性増加をGHE-Sモデ

ルで表現できていないためと考えられる。この点については検討課題であるが、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⁾

8. まとめ

本稿では、変形特性試験の動的解析パラメータ(GHE-S モデル)の設定に関して、最適化手法を用いた GHE-S パラメータの設定方法について提案した。また、GHE-S モデルの骨格曲線・履歴減衰に対する各 GHE-S パラメータの感度曲線(偏微分係数)を計算した。さらに、動的解析を実施し、ハイブリット試験と比較することで以下の知見を得た。

- 経験の異なる3名の解析者および最適化手法を用いて設定した GHE-S パラメータに対して、残差で比較すると最適化手法が最も残差が小さく精緻な結果であった。しかし、最適化手法および上級・中級解析者のフィッティング結果の差は実務的にはそれほど影響しない程度の差であった。
- τ - γ 関係に応力の低下が存在する場合、 y の $C_1(\infty)$ に対する感度曲線 ($\partial y / \partial C_1(\infty)$) のピーク位置は正規化せん断ひずみ $x > 100$ の位置に生じてしまい、検討に用いている変形特性試験データの正規化せん断ひずみ x の範囲からは大幅に乖離してしまう。一方で、大ひずみ領域の応力が低下する点を除外してフィッティングを行うと、 $\partial y / \partial C_1(\infty)$ のピーク位置は概ねフィッティングに用いた変形特性試験データの正規化せん断ひずみ x の範囲内に位置するようになる。
- 上述の応力が低下する点を除外（感度曲線のピーク位置を考慮）してフィッティングした GHE-S パラメータによる動的解析結果は、大ひずみ領域の点までも含めてフィッティングしたものに比べ、最もハイブリット試験結果と整合していることが確認された。

以上より、GHE-S のパラメータ設定においては変形特性試験データとのフィッティングのみならず、GHE-S パラメータから計算される感度曲線のピーク位置も適切に評価することで、動的解析における地盤の非線形性の挙動が精緻に評価できると言える。

ただし、 τ - γ 関係において応力が低下しない豊浦砂 Dr60%，珪砂 8号 Dr60% 以外の土質試料については依然としてハイブリット試験結果とは整合しておらず、大ひずみ領域の変形特性のモデル化を含め検討の余地がある。

付録 GHE-S モデルの偏微分

正規化せん断応力 y ，せん断剛性 y/x (式(1)) および履歴減衰 h (式(2)) を GHE-S パラメータ \mathbf{m} (式(3)) でそれぞれ偏微分したものを以下に示す。

$$\frac{\partial y}{\partial \mathbf{m}} = \begin{cases} \frac{\partial y}{\partial C_1(\infty)} = x D_2(x) \cdot \frac{\partial C_1(x)}{\partial C_1(\infty)} \\ \frac{\partial y}{\partial C_1(1)} = x D_2(x) \cdot \frac{\partial C_1(x)}{\partial C_1(1)} \\ \frac{\partial y}{\partial C_2(0)} = x^2 D_1(x) \cdot \frac{\partial C_2(x)}{\partial C_2(0)} \\ \frac{\partial y}{\partial C_2(1)} = x^2 D_1(x) \cdot \frac{\partial C_2(x)}{\partial C_2(1)} \\ \frac{\partial y}{\partial h_{\max}} = 0 \\ \frac{\partial y}{\partial \kappa} = 0 \end{cases} \quad (\text{A-1})$$

$$\frac{\partial(y/x)}{\partial \mathbf{m}} = \frac{1}{x} \frac{\partial y}{\partial \mathbf{m}} \quad (\text{A-2})$$

$$\frac{\partial h}{\partial \mathbf{m}} = \begin{cases} \frac{\partial h}{\partial C_1(\infty)} = -\kappa h_{\max} H^{\kappa-1} \cdot \frac{\partial(y/x)}{\partial C_1(\infty)} \\ \frac{\partial h}{\partial C_1(1)} = -\kappa h_{\max} H^{\kappa-1} \cdot \frac{\partial(y/x)}{\partial C_1(1)} \\ \frac{\partial h}{\partial C_2(0)} = -\kappa h_{\max} H^{\kappa-1} \cdot \frac{\partial(y/x)}{\partial C_2(0)} \\ \frac{\partial h}{\partial C_2(1)} = -\kappa h_{\max} H^{\kappa-1} \cdot \frac{\partial(y/x)}{\partial C_2(1)} \\ \frac{\partial h}{\partial h_{\max}} = H^{\kappa} \\ \frac{\partial h}{\partial \kappa} = h_{\max} H^{\kappa} \cdot \log H \end{cases} \quad (\text{A-3})$$

ここに、

$$D_1(x) = \frac{C_1(x)^2}{(xC_1(x) + C_2(x))^2}$$

$$D_2(x) = \frac{C_2(x)^2}{(xC_1(x) + C_2(x))^2}$$

$$H = [1 - (y/x)]$$

である。また、式(A-1)，A(2)の $\frac{\partial C_1(x)}{\partial C_1(\infty)}$ ， $\frac{\partial C_1(x)}{\partial C_1(1)}$ ， $\frac{\partial C_2(x)}{\partial C_2(0)}$ ， $\frac{\partial C_2(x)}{\partial C_2(1)}$ は以下のように記述される。

$$\begin{cases} \frac{\partial C_1(x)}{\partial C_1(\infty)} = \frac{1}{2} \left[1 - \cos \left(\frac{\pi}{N_1} \right) \right] + \frac{M_1 - 1}{2} \cdot L_1 \\ \frac{\partial C_1(x)}{\partial C_1(1)} = L_1 \end{cases} \quad (\text{A-4})$$

$$\begin{cases} \frac{\partial C_2(x)}{\partial C_2(0)} = \frac{1}{2} \left[1 + \cos \left(\frac{\pi}{N_2} \right) \right] - \frac{M_2 + 1}{2} \cdot L_2 \\ \frac{\partial C_2(x)}{\partial C_2(1)} = L_2 \end{cases} \quad (\text{A-5})$$

ここに、

$$M_1 = \frac{2C_1(1) - C_1(0) - C_1(\infty)}{C_1(0) - C_1(\infty)}$$

$$N_1 = \frac{\cos^{-1}(M_1) - 1}{x} + 1$$

$$L_1 = \frac{\pi^2 \sin \left(\frac{\pi}{N_1} \right)}{x N_1^2 \sqrt{1 - M_1^2} [\cos^{-1}(M_1)]^2}$$

$$M_2 = \frac{2C_2(1) - C_2(0) - C_2(\infty)}{C_2(0) - C_2(\infty)}$$

$$N_2 = \frac{\cos^{-1}(M_2) - 1}{x} + 1$$

$$L_2 = \frac{\pi^2 \sin \left(\frac{\pi}{N_2} \right)}{x N_2^2 \sqrt{1 - M_2^2} [\cos^{-1}(M_2)]^2}$$

である。

参考文献

- 1) (公財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 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) 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, 1992
- 4) Kappel, F, & Kuntsevich, A : An implementation of Shor's r-algorithm, *Computational Optimization and Applications*, Vol.15, No.2, pp. 193-206, 2000.
- 5) 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.
- 6) 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, 総研報告, Vol. 32, No. 9, 2018.
- 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.
- 8) 山本昌徳, 山内泰知, 井澤淳：複数の砂および地震動に対する土の変形特性試験法の適用性に関する検討, 第41回地震工学研究発表会講演論文集(投稿中), 2021.

STUDYING THE CHARACTERISTICS AND SETTING METHOD FOR ELEMENT TEST PARAMETERS IN EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSIS

Yasutomo YAMAUCHI, Masanori YAMAMOTO and Jun IZAWA

The parameters of the GHE-S model, which represents the deformation characteristics of the ground, are usually determined by trial and error in order to fit the GHE-S model to the deformation characteristics test results. In this paper, we investigate the use of optimization methods for parameter settings. Results confirm that the optimization method yields more accurate parameters than the conventional manual fitting method.

Moreover, when stress reduction occurs in the τ - γ relation of the element tests, the fitting of the GHE-S model can be performed by properly evaluating the peak position of the partial derivative (sensitivity curve) of the GHE-S model, which enables precise parameter estimation. The results of the seismic response analysis were consistent with those of the hybrid test.