

地盤の動的挙動に関する振動台実験と動的解析の比較

秋田直樹¹・白戸真大²・福井次郎³

¹正会員 独立行政法人土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム 研究員 (〒305-8516 つくば市南原1-6)

²正会員 修(工) 独立行政法人土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム 研究員

³正会員 工修 独立行政法人土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム 上席研究員

1. はじめに

近年、構造物の耐震設計において、地表面での設計地震力の算出や、基礎および地中構造物の照査等に動的解析が導入される傾向にある。地盤の動的解析は、地盤の復元力特性としてせん断剛性とせん断ひずみの非線形特性を考慮した一次元解析がよく行われ、そのパラメータの設定法についても種々の文献で解説されているが、大地震時への適用に関する検証は十分ではない。本論文は、乾燥砂を用いた大型の振動台実験結果と自由地盤の動的解析結果との比較を行うことにより、動的解析モデルに用いる既往の地盤の復元力特性やパラメータの設定方法の適用性を検討した

結果を報告するものである。

2. 振動台実験の概要

対象とした実験は、基礎の動的挙動を把握するために実施した実験であるが、本論文では、基礎およびせん断土槽の影響を受けにくい位置での地盤振動データを用いて検討を行った。実験の詳細は、文献¹⁾を参照されたい。

実験は、土木研究所所有の三次元大型振動台(テーブル寸法 8m×8m)上にせん断土槽(縦 4m×横 4m×高さ 2.1m)を固定し、せん断土槽内に作成した砂地盤中に基礎模型を設置して行った。せん断土槽は最下層が高さ 30cm、その他の段は高さが 20cm のものを 10 段重ねたものである。図-1 に模型の概要および各センサー位置を示す。

上述の様に、この実験は、本来基礎の動的挙動を把握する実験であるが、A-4 の位置で計測する加速度は、基礎およびせん断土槽の影響を受けにくいと考えられるため、自由地盤解析との比較検討は A-4 位置の計測結果を用いて行った。

地盤は、始めに支持地盤(下層)を作成し、その上に剛体の基礎模型を設置したのち上層地盤を作成した。地盤材料は豊浦標準砂(乾燥砂)であり、上層は相対密度 $Dr=60\%$ で単位体積重量 1.55g/cm^3 、下層は $Dr=75\%$ で単位体積重量 1.58g/cm^3 である。実験開始前に板叩き法により計測した地盤の平均せん断弾性波速度(V_s)_{ave} は下層で 230m/s、上層で 200m/s である。

実験ケースを表-1 に示す。CASE 1 では 2Hz の正弦波を、最大入力加速度 100、300 および 500gal の

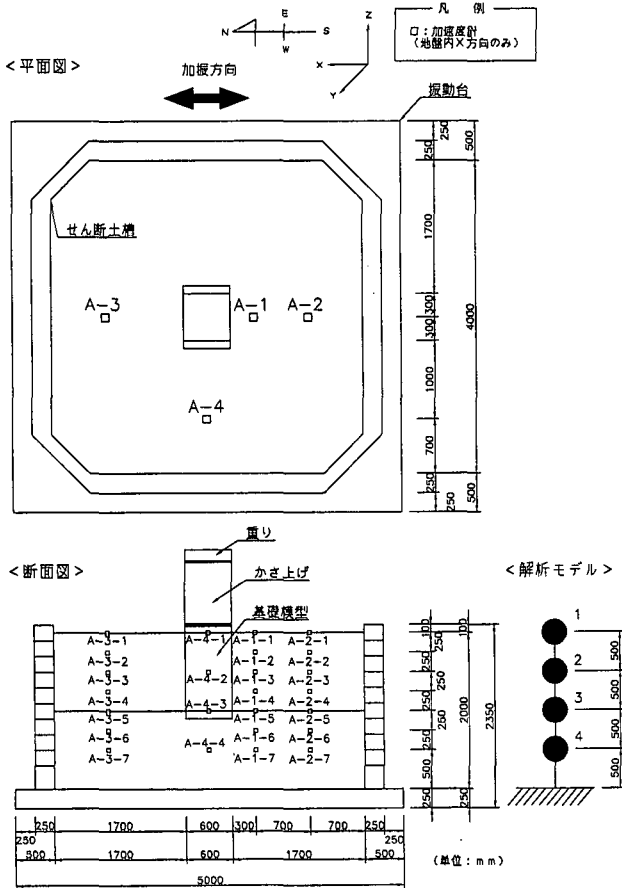
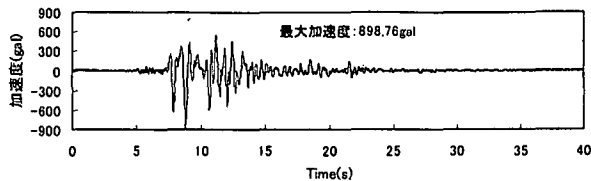


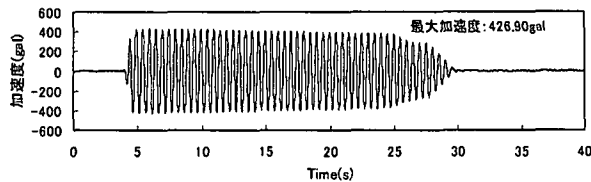
図-1 模型の概要および解析モデル

表-1 実験ケース

実験ケース	入力波(実際の最大加速度)
CASE 1-1	神戸波100gal (88.2gal)
CASE 1-2	神戸波300gal (257.7gal)
CASE 1-3	神戸波500gal (474.41gal)
CASE 1-4	神戸波800gal (900.55gal)
CASE 2-1	正弦波100gal (86.0gal)
CASE 2-2	正弦波300gal (264.7gal)
CASE 2-3	正弦波500gal (525.7gal)



(a) 神戸波 800gal



(b) 正弦波 500gal

図-2 入力加速度

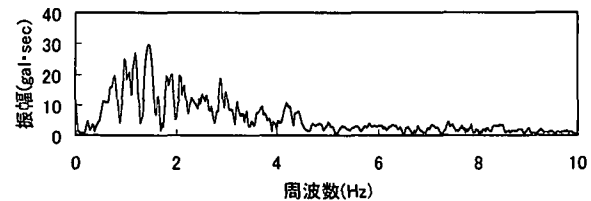


図-3 入力加速度フーリエスペクトル (神戸波 800gal)

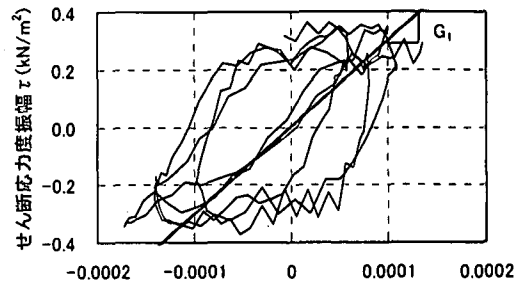
3ステップでそれぞれ30秒間加振した。CASE 2では、神戸海洋気象台 N-S 成分の地震波（以下、神戸波という）を用いて、最大入力加速度 100、300、500 および 800gal までの 4 ステップで、段階的に加振した。神戸波による加振は最大の加速度が目標加速度になるように、時間領域で加速度の振幅に一定値を乗じて調整した。各加速度ステップでは、一定時間加振した後、振動台を一旦停止し、その後、次の加速度ステップの加振を行った。また、センサーは加振直前に全てゼロクリアしている。なお、CASE1 と CASE2 では上層地盤を作り変えている。神戸波 800gal と正弦波 500gal のケースにおける振動台上で計測した加速度時刻歴と最大値（絶対値）を図-2 に示す。

神戸波および正弦波のケースともに 0.01 秒間隔でデータ整理を行った。地盤の変位は、振動台との相対変位で整理するものとし、地盤中で計測した加速度記録と振動台上で計測した加速度記録の差を取った後に時間方向に 2 回積分を行うことにより算出した。ただし、積分は、入力波の卓越周波数を考慮し、正弦波では 1.0Hz～3.0Hz、神戸波では 0.2Hz～10Hz の成分を抽出したものに対して行った。参考のため、図-3 に神戸波 800gal の入力加速度スペクトルを示す。

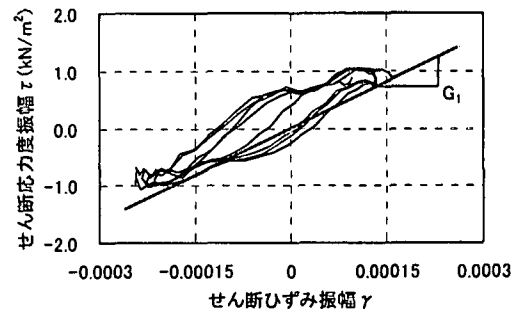
3. 地盤の解析モデルと動的変形特性

3. 1 地盤解析モデル

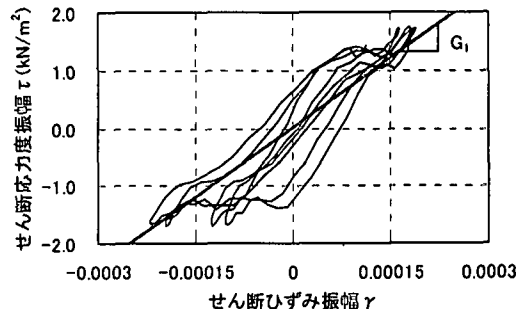
表-1 に示す 7 ケースに対して、自由地盤の応答解析を行った。自由地盤は、図-1 に示すような質点とそれを結ぶせん断型パネで一次元のモデル化をした。



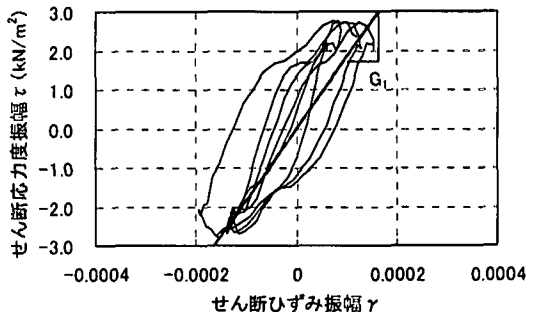
(a) GL-0.0m～GL-0.5m



(b) GL-0.5m～GL-1.0m



(c) GL-1.0m～GL-1.5m



(d) GL-1.5m～GL-2.0m

図-4 自由地盤のせん断力-せん断ひずみ関係 (正弦波 100gal 加振実験結果)

解析は底面より振動台上で計測した波形と同一の加速度波形を入力することにより実施した。

3. 2 初期せん断剛性

地盤の初期せん断剛性 G_0 は、以下の 2 通りの方法で設定した。

- (1) せん断弾性波速度 V_s より推定：コーン貫入試験から得られた換算 N 値分布より推定した V_s を用いて G_0 を設定した。以後、この方法で推

表-2 地盤の初期せん断弾性係数 G_0

質点No.	層厚 H (m)	深度 (m)	換算N値から推定した G_0			正弦波100gal加振から推定した G_0				
			単位体積 重量 γ_t (kN/m^3)	換算 N値 (回)	せん断波 速度 V_s (m/sec)	初期せん断 弾性係数 $G_0(\text{kN/m}^2)$	せん断ひず み振幅 γ_L (%)	せん断応力 振幅 τ_L (kN/m^2)	平均せん断 剛性 G_1 (kN/m^2)	初期せん断 弾性係数 $G_0(\text{kN/m}^2)$
1		0.0								
	0.5		15.5	2	100.8	19,100	0.010	0.30	3,000	0.80
2		0.5								
	0.5		15.5	8	160.0	40,500	0.013	0.70	5,385	0.76
3		1.0								
	0.5		15.8	15	197.3	62,700	0.015	1.20	8,000	0.70
4		1.5								
	0.5		15.8	15	197.3	62,700	0.015	2.73	19,000	0.70
		2.0								

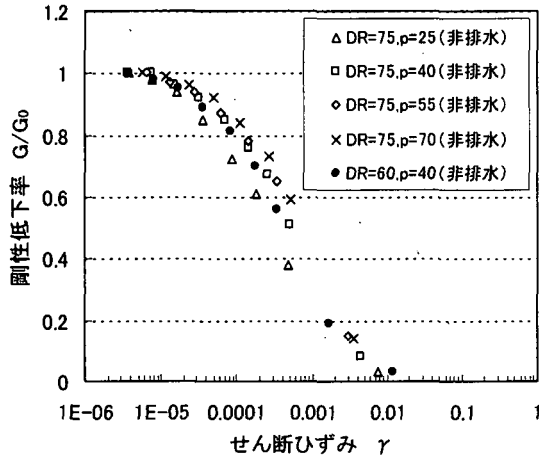


図-5 豊浦標準砂の $G/G_0 \sim \gamma$ 関係 (D_r : 相対密度(%), p : 拘束圧 (kN/m^2))

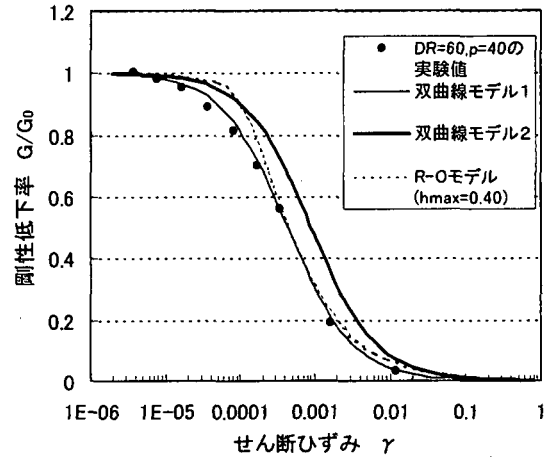


図-6 各解析モデルの $G/G_0 \sim \gamma$ 関係

定した G_0 を G_{0N} と表すものとする。ここに、計測した $(V_s)_{ave}$ を用いなかったのは、 G_0 は拘束圧に依存することから、深さ方向に G_0 を連続的に変化させるのがよいと考えたためである。

- (2) 正弦波 100gal 加振結果より推定：正弦波 100gal 加振の結果から得られた $\tau \sim \gamma$ 履歴曲線から初期せん断剛性 G_0 を下記の①～③の手順で推定した。

- ① 正弦波 100gal 加振実験結果のうち加振が安定している 10s～12s の結果から、式(1)、(2)を用いて $\tau \sim \gamma$ を求める。

$$\tau = w \cdot a(t) / A \quad (1)$$

$$\gamma = \Delta U(t) / h \quad (2)$$

τ : 平均せん断応力度(kN/m^2)

w : 対象とする土層質量(t)

$a(t)$: 計測加速度(m/s^2)

A : せん断土槽内面の面積(m^2)で 15.50 m^2

γ : 対象とする土層の平均せん断ひずみ

$\Delta U(t)$: 相対変位(m)

h : 対象とする土層の厚さ(m)

- ② ①で求めた $\tau \sim \gamma$ 履歴曲線から、せん断応力振幅 τ_L およびせん断ひずみ振幅 γ_L を求め、平均せん断剛性 $G_1 = \tau_L / \gamma_L$ を仮定する。図-4 に G_1 を示す。

- ③ 図-5 の $G/G_0 \sim \gamma$ 関係から求まる②で設定した γ_L に対する剛性低下率 G_1/G_0 と、②で設定した G_1 から G_0 を逆算する。ここに、図-5 は別途実施した豊浦砂の繰返し三軸試験結果をまとめたものである。解析では、相対密度 $D_r=60\%$ の試験結果を参照した。

以後、この方法で推定した G_0 を G_{0s} と表す。

以上の2通りの方法により推定した G_0 を表-2 に示す。換算 N 値より推定した G_{0N} は実験結果から逆算した G_{0s} と比べて、4～6 倍大きい。換算 N 値から推定した V_s から求まる G_0 と G_{0s} では、板叩き法による $(V_s)_{ave}$ から求めた G_0 の方が 1.5～3 倍大きい。

3. 3 非線形特性

上述したように、実験に用いた豊浦砂の $G/G_0 \sim \gamma$ 関係は、図-5 で表される。図から、 D_r , p の大きさに関わらず $G/G_0 \sim \gamma$ 関係はほとんど同じであることがわかる。これより、加振前後で D_r が変化しても、 $G/G_0 \sim \gamma$ 関係はほとんど変化しないものと考えられる。

解析に用いた非線形モデルは以下に示す(1)双曲線モデル 1、(2)双曲線モデル 2、(3)Ramberg-Osgood モデル (以下、R-O モデルと呼ぶ) の3通りである。ただし、双曲線モデル 2 による解析は、神戸波 800gal 加振 (CASE1-4) および正弦波 500gal 加振

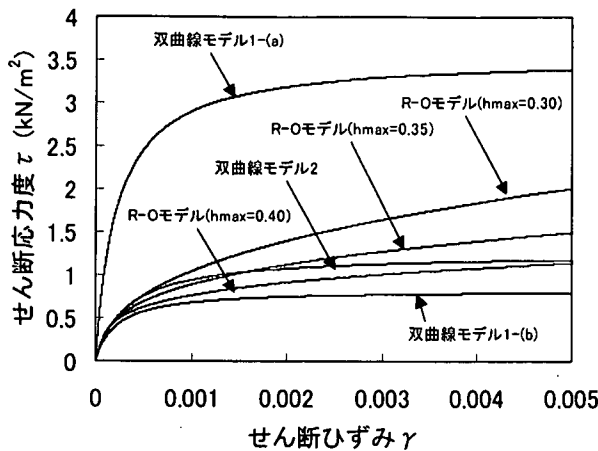


図-7 各解析モデルの $\tau \sim \gamma$ 関係

(CASE2-3) の2ケースのみしか行っていない。各モデルの $G/G_0 \sim \gamma$ 関係を図-6 に、 $\tau \sim \gamma$ 関係を図-7 に示す。また、内部曲線は Masing 則より与えた。

(1) 双曲線モデル1:

双曲線モデルは Hardin-Drnevich モデルとも呼ばれ、骨格曲線が式(3)で表される²⁾。

$$\tau = \frac{G_0 \cdot \gamma}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (3)$$

ここに、

G_0 : 初期せん断剛性

γ_r : 規準ひずみである。

また、双曲線モデルでは、せん断ひずみを無限大としたときに漸近するせん断応力を τ_{max} とすると、 τ_{max} 、 G_0 、 γ_r は次の関係を持つ。

$$\tau_{max} = G_0 \cdot \gamma_r \quad (4)$$

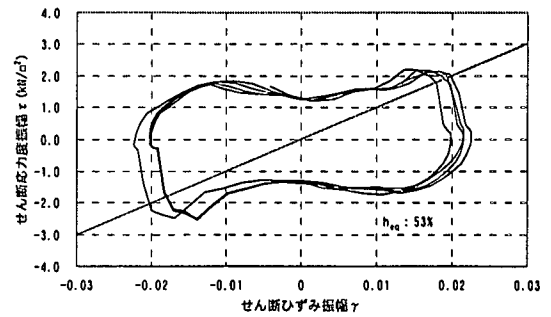
双曲線モデル1では、 G_0 に G_{0N} を用いたケースを双曲線モデル1-a、 G_0 に G_{0S} を用いたケースを双曲線モデル1-b と呼ぶ。また、基準ひずみ γ_r はよく行われている様に $G/G_0=0.5$ となるとききの γ を用いるものとし、図-5 より $\gamma_r=0.00044$ とした。

(2) 双曲線モデル2:

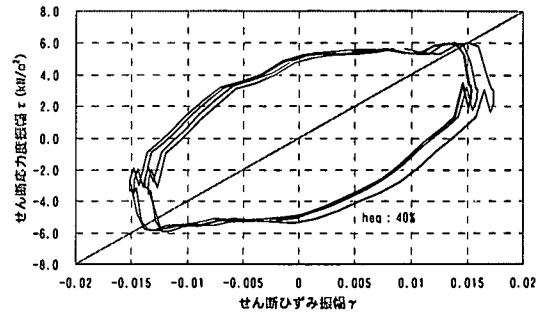
式(3)において、 G_0 を正弦波 100gal 加振から求めた初期剛性 G_{0S} とした。また、ここでは文献³⁾ で終局状態に着目した方法として紹介されているように τ_{max} を与えることにし、本解析では図-8 に示すように正弦波 500gal 加振実験から得られた 10s~12s のせん断応力振幅から τ_{max} を求めた。表-3 にこの方法で求めた τ_{max} を示す。なお、一般的に用いられているモール・クーロンの破壊条件から求めた値(三軸圧縮試験結果から求めた豊浦標準砂の内部摩擦角 ϕ を 35 度と設定し、上載圧に $\tan \phi$ を乗ずることで τ_{max} を算出した結果)を同表に示す。この結果からは両者は比較的良く一致しており、内部摩擦角を用いて算出する τ_{max} は解析パラメータ設定の一つの目安になると考えられる。

(3) R-O モデル

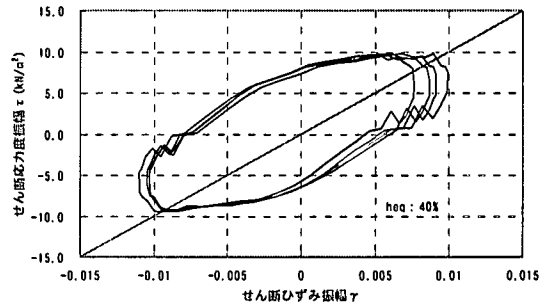
R-O モデルは式(5)で表される²⁾。



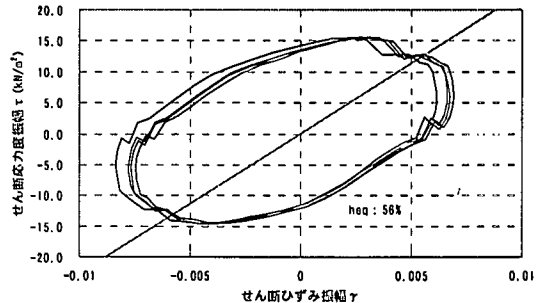
(a) GL-0.0m~GL-0.5m



(b) GL-0.5m~GL-1.0m



(c) GL-1.0m~GL-1.5m



(d) GL-1.5m~GL-2.0m

図-8 自由地盤のせん断応力-せん断ひずみ関係 (正弦波 500gal 加振実験結果)

表-3 τ_{max} の比較

深度(m)	双曲線モデル2で 使用した $\tau_{max}(\text{kN/m}^2)$	モール・クーロンの 破壊条件から求めた $\tau_{max}(\text{kN/m}^2)$
GL-0.25m	2.5	2.7
GL-0.75m	6.0	8.1
GL-1.25m	10.0	13.6
GL-1.75m	15.0	19.0

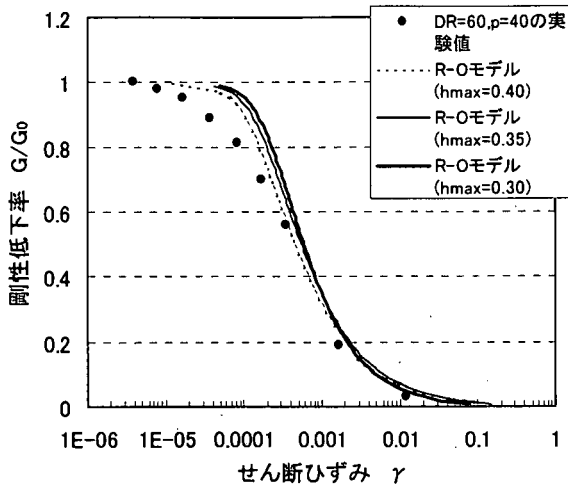


図-9 R-O モデルの $G/G_0 \sim \gamma$ 関係

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} \left\{ 1 + \alpha \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right)^\beta \right\} \quad (5)$$

ここに、

$$\tau_f = G_0 \cdot \gamma_r$$

G_0 : 初期せん断剛性

γ_r : 規準ひずみ

α, β : 非線形特性を表す係数

このモデルでは、 α と β を独立に指定することもできるが、本解析では一般によく行われている方法の一つとして、

$$\alpha = 2^{\beta-1}, \quad \beta = \frac{2\pi h_{\max}}{2 - \pi h_{\max}} \quad (6)$$

より算出する。ここに、 $h_{\max}$ は最大減衰定数である。本解析では、中小ひずみ領域と大きなひずみ領域の挙動の両者に配慮するために、文献³⁾を参考に、 G_0 を G_{0S} に、また基準ひずみ γ_r を双曲線モデル1と同様に $G/G_0=0.5$ となるときのひずみから $\gamma_r=0.00044$ にしたうえで、最大減衰定数 $h_{\max}$ をいくつか変えた $G/G_0 \sim \gamma$ 関係を求めて、その中から大きなひずみ領域の $G/G_0 \sim \gamma$ 関係に近くなる $h_{\max}$ を与えた。図-9に示すように $h_{\max}=0.30, 0.35, 0.40$ の中から $\gamma_r=0.00044$ よりひずみの大きい領域で実験結果に近くなる $h_{\max}=0.40$ を選択した。

図-8には、割線せん断剛性を直線のように仮定した時の透過減衰少数 h_{eq} も併せて示した。ここで求めた h_{eq} は40%~50%であり、ここで設定した値に近いことがわかった。

3. 4 バネへの換算

質点を結ぶせん断バネの剛性は式(6)により与えた。

$$k_s(t) = G(\gamma(t)) \frac{A}{h} \quad (6)$$

ここに、 $k_s(t)$ は割線バネ剛性(kN/m)、 γ は式(2)による。

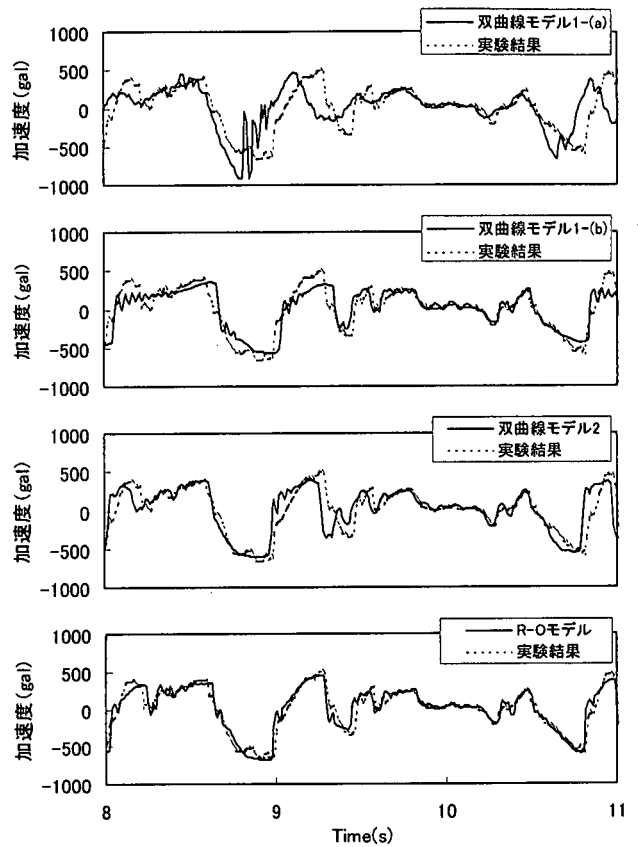


図-10 地表面の応答加速度時刻歴 (神戸波 800gal)

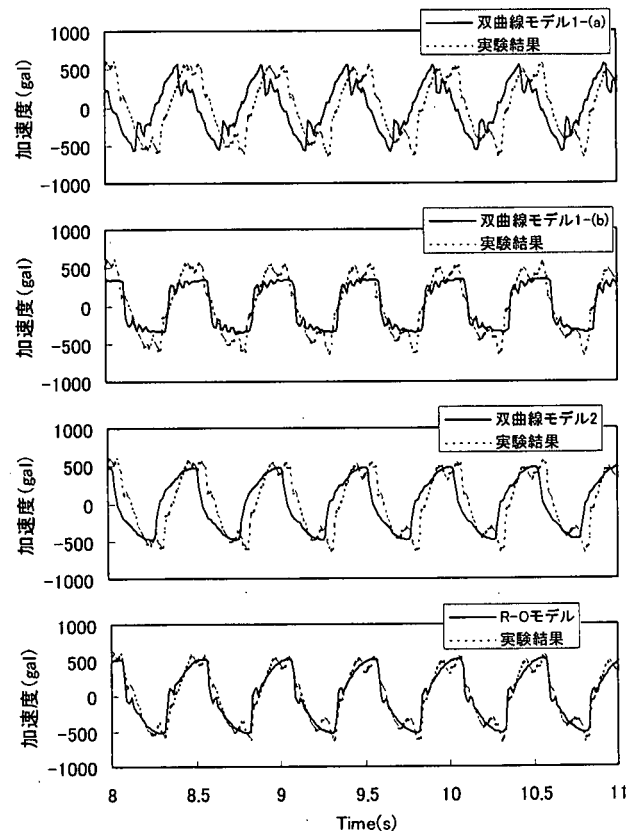


図-11 地表面の応答加速度時刻歴 (正弦波 500gal)

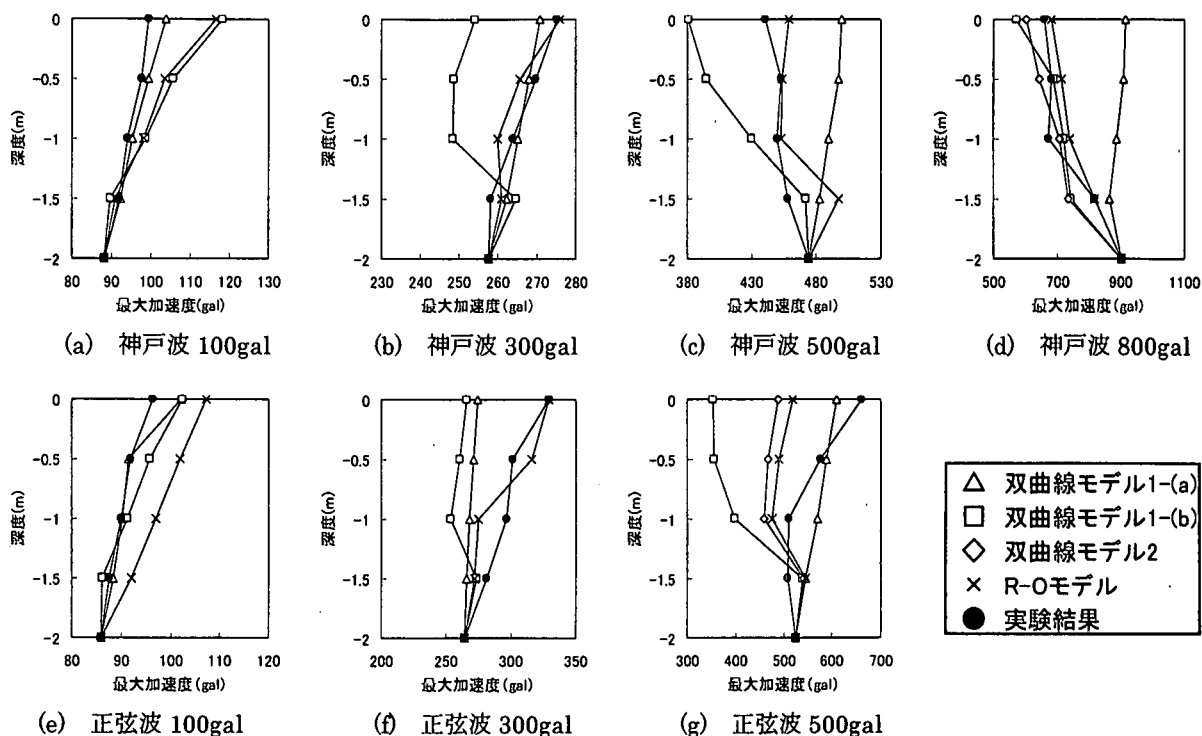


図-12 地盤の応答加速度の最大値

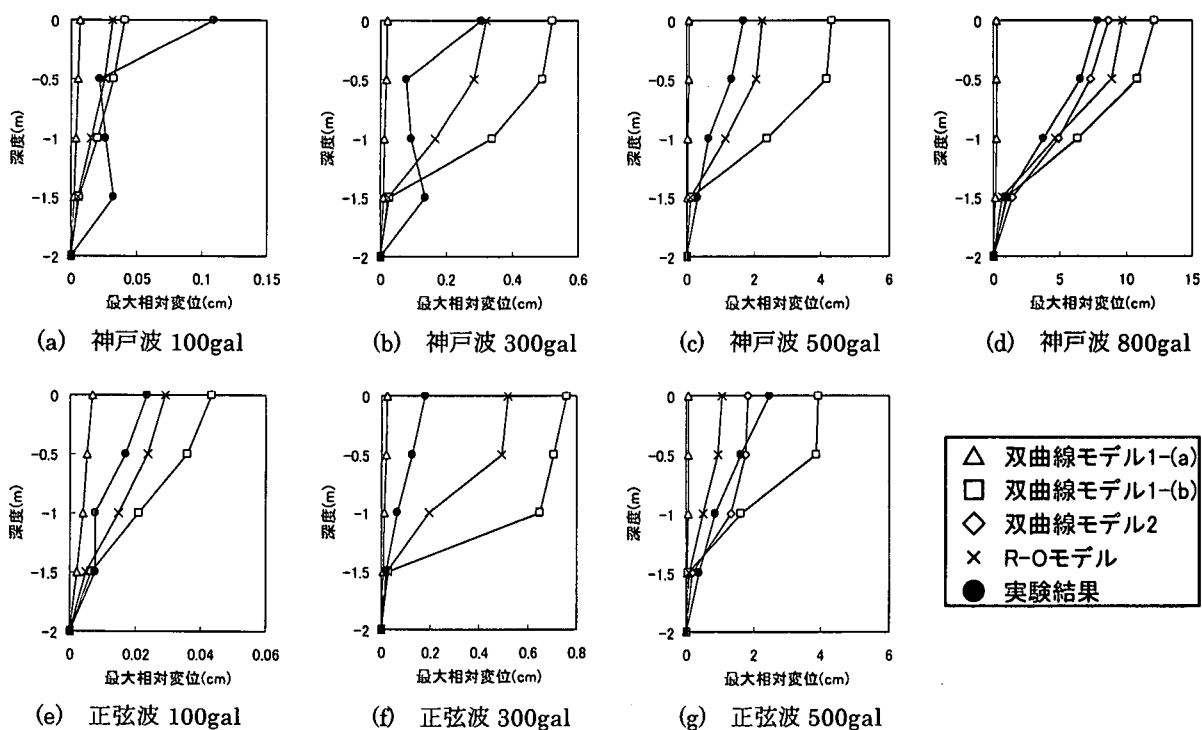


図-13 地盤の応答変位の最大値

4. 解析結果

図-10 に神戸波 800gal 加振における実験結果と解析結果の加速度時刻歴を、図-11 に正弦波 500gal 加振における実験結果と解析結果の加速度時刻歴を比較した。また、図-12 に最大応答加速度の深度方向分布を、図-13 に最大応答変位の深度方向分布を比較し

た。解析では Rayleigh 減衰を与えて、初期剛性を用いて算出した 1 次と 2 次の固有周期（それぞれ 0.09s、0.04s）に対して 2% を設定した。

まず、双曲線モデル 1-(a) について考察する。図-10、11 の加速度時刻歴は、他の解析モデルに比べて位相のずれが大きい。図-7 から考察すると、このモデルは他のモデルに比べてひずみが大きくなったときの履歴減衰特性が過大であることによる。図-14 に正弦波 100gal 加振の結果を示すが、生じるひずみが小さく

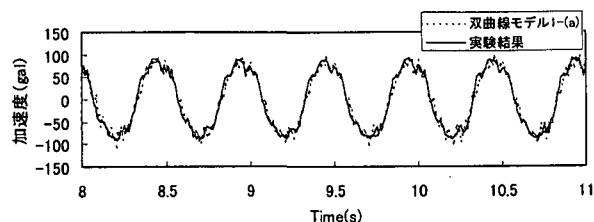


図-14 地表面の応答加速度時刻歴（正弦波 100gal）

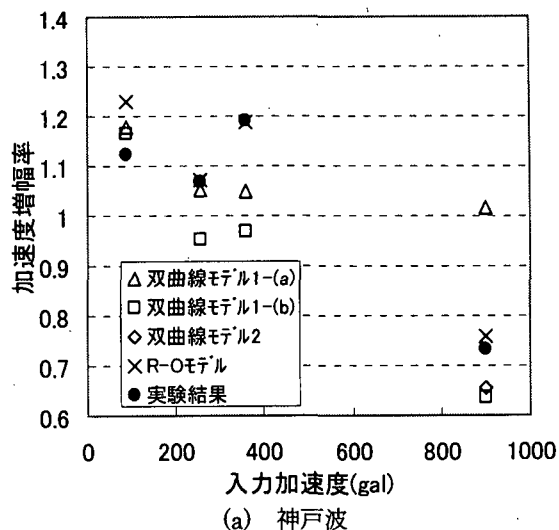
履歴減衰も小さい場合、位相差は見られないことがわかる。また、図-12の加速度分布は、入力加速度が小さいときは実験結果に近いが、神戸波加振では入力加速度が大きくなるにつれて加速度を過大評価し、上層で応答加速度が小さくなる現象を再現できない。正弦波の 500gal 加振は実験結果に近い加速度を与えているものの分布形状が異なる。入力加速度が大きくなるにつれて加速度を過大評価している一方で、図-13に示す最大変位分布は、過小評価している。変位を過小評価するのは、このモデルで用いられている V_s から推定した G_{0N} が、前述のように他の手法による G_0 よりかなり大きいこと、さらに規準ひずみ γ_r が他のモデルと同じか小さいために他のモデルよりも τ_{max} が大きくなり、地盤の非線形化があまり進行しないことによると考えられる。

次に双曲線モデル 1-(b)について考察する。双曲線モデル 1-(b)は双曲線モデル 1-(a)と規準ひずみのみが同じで、 G_0 と τ_{max} が異なる。最大加速度は、入力加速度が小さい加振では実験値よりも大きく評価するが、入力加速度が大きくなると実験値より過小に評価する。特に、図-10からわかるように、約 400gal で加速度応答が頭打ちになる。図-13に示すように応答変位は、地中深い領域では実験値より過小であるが、地表面近くで急激に大きくなり、実験値を過大に評価する。これは、図-7からもわかるように、双曲線モデル 1-(a)とは逆に G_0 を小さくしたことで τ_{max} も小さくなり、地盤の非線形化が進行したためである。

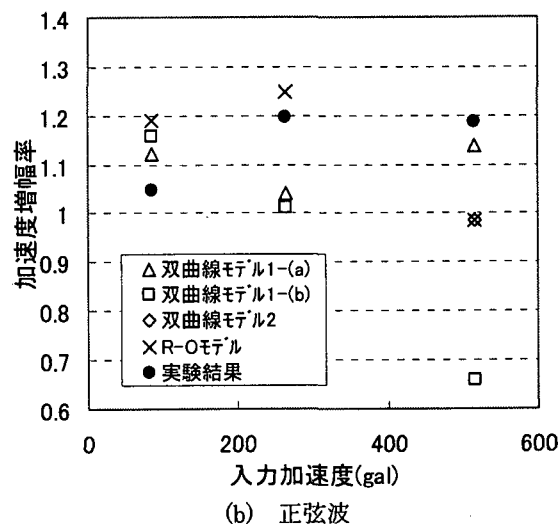
双曲線モデル 1-(a)と双曲線モデル 1-(b)の解析結果を比較した場合、入力加速度が小さい場合は両者の差がほとんど見られないが、入力加速度が大きくなるにつれて差が大きくなる。従って、入力加速度が大きい場合には、 τ_{max} の影響が大きいことが予想される。

双曲線モデル 2 は、双曲線モデル 1-(a)と 1-(b)が τ_{max} を従属的なパラメータとして扱っているのとは異なり、 τ_{max} を主たるパラメータとして扱っているモデルである。図-10、11の時刻歴では若干の位相差が見られるものの双曲線モデル 1-(a)よりは小さく、神戸波では最大加速度分布、最大変位分布ともに実験に近い値を与える。このように、最大加速度による加振の場合には、双曲線モデルでは τ_{max} を主たるパラメータとするのが良いと考えられる。

R-O モデルの結果は、図-10、11の時刻歴における位相および振幅とも実験値と良く一致しており、また、図-12、13の最大加速度分布、最大変位分布も、入力加速度が 100gal 加振では実験よりも加速度や変位を過大評価するものの、その他は実験結果と良く一致している。これは、 h_{max} を大きく与えることにより、



(a) 神戸波



(b) 正弦波

図-15 地表面の加速度増幅率

中ひずみおよび大ひずみ領域の $G/G_0 \sim \gamma$ 関係を材料試験結果に一致させたためと考えられる。すなわち R-O モデルの設定に当たっては h_{max} の選定が重要であることがわかる。室野ら⁴⁾も、砂地盤を用いた大型振動台実験結果との比較から R-O モデルでは h_{max} の選定が重要であることを指摘している。なお、室野らの実験および解析では豊浦砂を用いてはいないが、レベル 2 地震動に対して $h_{max}=0.35$ と仮定し解析を行った結果が実験結果に近い加速度波形を与えている。

なお、正弦波 500gal 加振の応答変位分布は、いずれの解析モデルによる結果も実験と異なっている。この原因は、解析にあるのか、実験時の模型やせん断土槽にあるのかは不明である。

図-14 に入力加速度が大きくなるにしたがって地表面の加速度増幅率がどのように変化したのかを示す。神戸波加振では、最大加速度の絶対値をプロットした。正弦波加振では、加振が安定している 10.0s～15.0s の 1 周期毎に最大・最小値を抜き出して、絶対値の平均値をプロットした。

図-15 より、神戸波加振では、解析は入力加速度が大きくなるほど土の非線形化が進み、地盤の加速度増

幅が小さくなる実験結果を再現していることがわかる。ただし、双曲線モデル 1-(b)では、他のモデルに比べて増幅率の低下が大きく、大ひずみ領域で発揮されるせん断応力が小さいことの影響がここでも見て取れる。

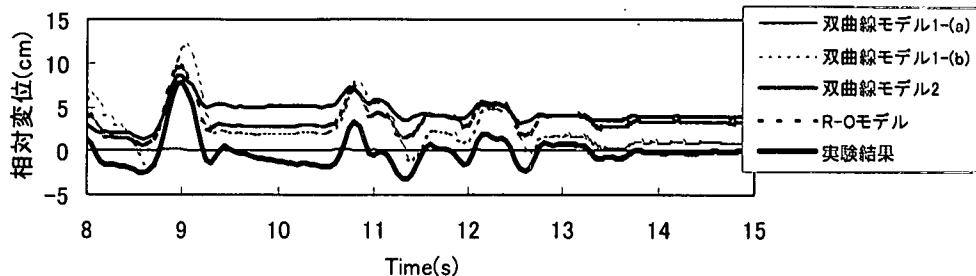


図-16 地表面応答変位の時刻歴（神戸波 800gal）

正弦波加振において、実験では 300gal 加振まで加速度増幅率が増加し、その後 500gal 加振まではほぼ一定であるのに対し、双曲線モデル 1-(a)は入力加速度に関わらず、増幅率はほぼ一定の値、双曲線モデル 1-(b)は入力加速度が大きくなるにつれて増幅率が減少、R-O モデルは、500gal のみ減少するなど、異なる挙動を示している。この原因についても今のところ不明であり、今後の検討課題である。

図-16 に神戸波 800gal 加振における地表面の応答変位の時刻歴を示す。図には、入力加速度の大きい 8.0s~15.0s の間を示している。最大変位は、ほとんど相対変位が出ない双曲線モデル 1-(a)以外はいずれも実験値に近い値を示す。それに対し、残留変位に近い変位である 15s 付近の変位は、R-O モデルも双曲線モデル 2 も約 5cm の差が生じ、最大変位の実験値との差よりも大きな差となる。この理由としては二つ考えられ、一つは、解析モデルの履歴特性、特にここでは検討の対象としていない内部曲線のモデル化にあると考えられる。内部曲線は、除荷経路を決定するものであり、残留変位量に大きく影響すると考えられる。もう一つは、実験の加速度記録から変位を算出する時のフィルターの影響であると思われる。今後、さらに様々な事例を比較する必要があるが、筆者らは、残留変位の算出は、既往の動的解析モデルでは困難であると考えている。

5. まとめ

せん断土槽を用いた大型振動台実験結果と地盤の非線形特性に双曲線モデルおよび R-O モデルを用いた一次元解析の比較を行った。解析の結果から、地盤の動的解析に関して、以下の事項について考慮するのがよいと考える。

双曲線モデルを用いて、レベル 2 地震動に対する解析を行う場合には τ_{max} を主たるパラメータとして設定するのがよいと考えられる。ここで、 τ_{max} は内部摩擦角 ϕ から求まる値を目安として考えられる。

しかし、標準貫入試験結果から内部摩擦角 ϕ を推定し、解析に用いる場合には、用いる内部摩擦角の推定式の選定に注意を要する。解析結果から、双曲線モデル 1-(b)のように τ_{max} を小さく評価した場合には加速度を過小に、変位を過大に、双曲線モデル 1-(a) のように τ_{max} を大きく評価した場合には加速度を過大

に、変位を過小に与える。一方で、各種設計基準に示される N 値から内部摩擦角を推定する式は、地盤抵抗の算出に用いることを前提に、過小評価された値を算出するように設定されていることが多い。地盤の変位分布や加速度時刻歴を算出する場合は、一般に構造物に作用する荷重の算出に用いられることが多く、過小評価した ϕ から過小評価した τ_{max} を与えることで、危険側の設計をするおそれがある。したがって、N 値から ϕ を推定する式を参考にして τ_{max} を与える場合には、平均的な ϕ を推定する式を参考にする必要がある。

R-O モデルは、双曲線モデルのように τ_{max} に関する概念を持たないモデルであるため、実際よりも地盤の強度や剛性を過大評価するとの指摘がある。しかし、ここでの解析結果や既往の解析結果から類推すると、最大減衰定数 h_{max} を適切に選定することで比較的良好な結果が得られると考える。土質試験から h_{max} を求めることは難しいが、振動台実験結果との比較からは、 h_{max} に 35%~40%程度の値を与えておけばよいと考えられる。

いずれにしても、大地震時の地盤の挙動を算出するためのモデルやそれに対する検証は十分ではなく、設計実務においては各解析モデルの特徴を十分に把握し、適切に用いる必要がある。

耐震設計において構造物の性能を明確にするためには、地盤との相互作用の評価に用いるための地盤の動的解析手法の研究は重要である。また、地震後の性能の評価を行うために重要な残留変位の推定に関しても注意が払われて行くべきであろう。今後も、実験と解析の比較事例や観測事例を蓄積することで、動的解析手法を確立していく必要がある。

参考文献

- 1) 白戸真大、秋田直樹、福井次郎：基礎の地盤反力度特性に関する振動台実験、第 26 回地震工学研究発表会講演論文集、pp.869-872、2001。
- 2) 日本建築学会：入門・建物と地盤の動的相互作用、1996。
- 3) 土質工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで、1993。
- 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講演論文集、pp. 309-312、土木学会、1999。