

# 実地震加速度記録に基づく 地盤の動的物性定数の逆解析

本多秀夫<sup>1</sup>・小嶋啓介<sup>2</sup>・荒井克彦<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 (株)サンワコン 地質部 (〒910 福井市花堂北1丁目7-25)

<sup>2</sup>正会員 工博 福井大学助教授 工学部環境設計工学科 (〒910 福井市文京3丁目9-1)

<sup>3</sup>正会員 工博 福井大学教授 工学部環境設計工学科 (〒910 福井市文京3丁目9-1)

この研究の目的は、基盤および地盤、土構造物内で記録された地震時の観測加速度から、地盤や土構造物を構成する土質材料の動的物性定数を逆解析することである。逆解析では、観測加速度と、動的有限要素解析により求めた計算加速度のフーリエスペクトルの誤差二乗和を最小化することにより動的物性定数を求める。この方法を水平堆積地盤とフィルダムにおける実際の地震加速度記録に適用した。水平堆積地盤では、地盤の不均一性を表すために、せん断波速度と  $N$  値の回帰式を用いて剛性係数と減衰定数を逆解析した。フィルダムでは、複数の築堤材料より構成される不均一性を表すために、深さとせん断波速度、あるいは拘束圧と剛性係数の回帰式を導入して、剛性係数と減衰定数を逆解析した。水平堆積地盤、フィルダムとも、逆解析された動的物性定数を用いることにより、地震時の応答を精度よく再現できることを示した。

**Key Words** : *dynamic, back-analysis, finite element analysis, measurement, damping, equivalent linearization*

## 1. ま え が き

地盤の地震時応答や、地盤と構造物との動的相互作用などを解明する場合の最も困難な問題の一つとして、地盤の動的せん断剛性や減衰定数などの動的物性定数の決定が挙げられる。動的物性定数は、PS 検層などの原位置試験、あるいは繰返し三軸試験などを組合せて決定されるが、費用などの問題から、過去の動的解析に用いられた値がそのまま用いられる場合も多いようである。さらに、室内繰返し試験は、加振波形と実地震波形の相違、ひずみレベルの問題などに加え、地盤の不均一性、サンプリングに伴う応力解放や攪乱の影響など、本来避けられない問題を内包している。PS 検層も、微小振動時の特性しか求められない、減衰特性の把握が容易でないなどの欠点をもつ。この欠点は、平面アレーによる微動の観測結果から表面波に注目し、地盤のせん断波速度構造を推定しようとする場合<sup>1)</sup>にも避けることができないと考えられる。

以上のような問題を克服する一手段として、現場観測情報を利用して物性定数を推定・修正しようとする逆解析を動的問題に適用する試みが提案されている。動的問題を対象とした逆解析に関する研究は、構造物を対象とした研究が盛んであり、近年、拡張カルマンフィルターに基づく逆解析手法<sup>2)</sup>が多数提案されている。また、土

岐・佐藤<sup>3)</sup>らは、自己回帰・移動平均法を用いて、解析途中で得られる係数から、間接的に構造物の動特性を推定している。地盤材料を対象とした研究は相対的に少ないが、国内外において地震動のアレー観測網と観測記録のデータベース化も進んでおり、逆解析の実証の場を提供する状況となっている。辻原、沢田ら<sup>4)</sup>は基盤ならびに任意深さに設置された加速度計の観測記録に基づき、基盤に対する周波数応答倍率の観測値と計算値の誤差二乗和を最小化するせん断波速度  $V_s$  と  $Q$  値の探索を試みている。 $Q$  値の信頼性に問題があるものの、 $V_s$  についてはかなりの精度が期待できる結果を示している。時松ら<sup>5)</sup>も同様の考え方をを用い、2個の地震計で挟まれた地盤を一つの層とみなし、 $V_s$  と減衰定数  $h$  を、上方の層から順次推定する方法を示した。また、推定された  $V_s$ 、 $h$ 、せん断ひずみの関連から、その非線形特性についても論じている。Abdel-Ghaffar ら<sup>6)</sup>は、フィルダムを2次元のせん断梁でモデル化し、ローパスフィルターを通じた堤頂と基盤の観測加速度から、堤体の剛性係数などを推定している。一方、著者の一人は<sup>7)</sup>、時間領域における動的有限要素解析と観測加速度に基づき、均一と仮定した地盤のせん断弾性係数と減衰定数を推定する手法を提案し、簡単なモデルに適用している。

地盤の動的特性を推定しようとする以上のような研究の問題点として以下の事項があげられる。1) 試験盛土

の動態観測のように、計器の設置が直ちに観測データの入手につながらないために、対象とする地盤に限られる。2) 動的解析には静的解析よりも多くの物性定数を必要とするが、地震計などの観測機器の種類は逆に少ない。3) 通常地盤物性定数の逆解析問題では、載荷重が既知の場合が多いが、動的問題では載荷重も完全には把握できず、また、載荷、除荷が繰返され、地盤の応答がより複雑になる。4) 地震による外力、地盤の応答ともに不規則な変量であり、観測値と計算値を単純に比較することが困難である。5) 地盤の動的物性の非線形性を考慮することが静的問題に比べて容易ではない。

以上のような問題点を考慮したうえで、本研究では、参考文献7)の逆解析手法を発展させて、基盤と地盤あるいは土構造物の任意点に配置された加速度計の観測記録から、地盤のせん断波速度と減衰定数を推定する方法を検討し、水平堆積地盤とフィルダムへ適用した結果を報告する。本逆解析手法は、観測加速度と、動的有限要素解析によって求められた計算加速度のフーリエスペクトルの誤差二乗和を最小化するように、動的物性定数を求める。さらに地盤の不均一性を、 $N$  値、拘束圧と動的物性定数の回帰式などを導入して表現する。このような工夫により、推定するパラメータの個数を減らしながら、過度の簡略化を行うことなく、逆解析における収束計算の安定化と、計算量の減少を図っている。

## 2. 逆解析手法

### (1) 動的解析手法

地盤を対象とした動的解析手法として、重複反射法、モード重合法など多様な方法があるが、本研究では時間領域での直接積分による動的有限要素法を採用する。積分公式としては安定性を重視して、Wilsonの $\theta$ 法( $\theta=1.37$ )を採用する。地盤の非線形挙動の表現方法として、広く利用されているHardin-Drnevichモデル<sup>8)</sup>と等価線形化法の組合せを用いる。Hardin-Drnevichモデルでは剛性係数 $G_d$ と減衰定数 $h$ が、せん断ひずみ $\gamma$ の関数として次式で与えられる。

$$G_d = G_0 / (1 + \gamma / \gamma_r) \quad (1)$$

$$h = h_0 (1 - G_d / G_0) \quad (2)$$

ここで、 $G_0$ : 初期剛性係数、 $\gamma_r$ : 基準ひずみ ( $G_d = G_0/2$  となるときのせん断ひずみ)、 $h_0$ : 減衰定数を示す。各要素の減衰行列  $[C]$  の計算には、減衰特性の振動数依存性を調整する係数  $\phi$  を導入した修正 Rayleigh 減衰<sup>9)</sup>を採用する。

$$[C] = (1 + \phi) h \omega_1 [M] + (1 - \phi) h / \omega_1 [K] \quad (3)$$

ここで、 $\omega_1$ : 1次固有円振動数、 $[M]$ : 質量行列、 $[K]$ : 剛性行列を示す。すべての適用例において  $\phi=0.4$  に

設定した。これにより地震動の主要部分である0.5~5 Hz付近での減衰の周波数依存性が低減されていると考えられる。動的有限要素解析において、再現すべき周波数の上限を7 Hz前後として、積分時間間隔ならびに要素の寸法などを設定した。伝達境界や粘性境界などの境界条件は設定せず、固定境界のみを採用した。逸散減衰などの影響は地盤全体で一定と仮定した減衰定数の値に含まれることになる。

### (2) 動的物性定数

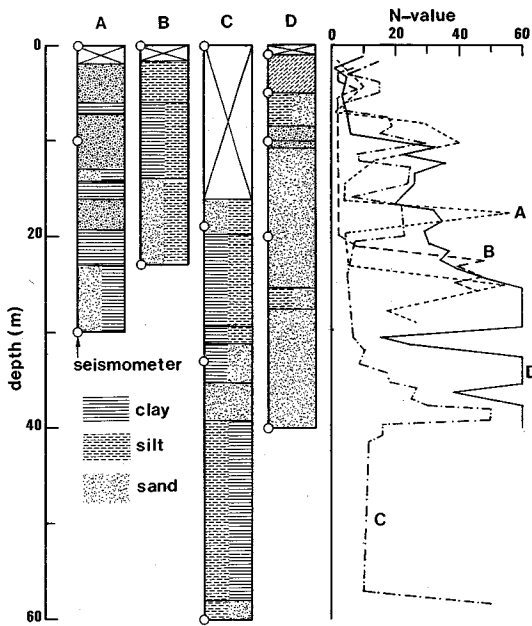
上述の動的解析を行うためには、地盤の初期剛性係数 $G_0$ 、基準ひずみ $\gamma_r$ 、減衰定数 $h_0$ 、密度 $\rho$ 、ポアソン比 $\nu$ が必要である。十分な観測機器が配置されている場合が少ないうえ、これらの物性定数すべてを未知数として逆解析を行うことは、解の一意性、収束計算の安定性などの点で実用的でなく、逆解析の対象とするパラメータを選択する必要がある。密度は事前に比較的精度良く求められ、ポアソン比、基準ひずみは、とり得る範囲に限られており、応答解析結果に与える影響も比較的小さいことから既知とする。以上の結果、地盤によるバラツキが大きく、応答解析結果に大きな影響を与える $G_0$ および $h_0$ を逆解析する物性定数とした。

### (3) 逆解析手法

基盤と地表面あるいは地盤内における加速度の時刻歴が得られているとする。観測加速度と計算加速度の時刻歴の誤差二乗和を最小化するような方法を用いると、サンプリング時間のずれなど、地盤の動的特性とは直接関係のない成分が誤差として入り込む可能性があり、誤差二乗和として最小化する目的関数が滑らかにならず数値解析が困難となる。本研究では、両加速度の時刻歴を周波数領域に変換したフーリエスペクトルの観測値と計算値を比較する。また、逆解析における収束計算を安定させるため、フーリエスペクトルにParzenウィンドウによる平滑化を行う。以上より、動的物性定数の逆解析問題は、次式を最小化するパラメータ、 $G_0$ 、 $h_0$ を探索する最適化問題として定式化できる。

$$J = \sum_{i=1}^{N_m} \sum_{k=1}^{N_f/2-1} (x_{ik} - X_{ik})^2 / \sum_{i=1}^{N_m} \sum_{k=1}^{N_f/2-1} X_{ik}^2 \rightarrow \text{minimum} \quad (4)$$

ここで、 $J$ : 目的関数、 $X_{ik}$ : 観測点 $i$ の観測加速度の $k$ 番目の周波数のフーリエスペクトル、 $x_{ik}$ :  $X_{ik}$ に対応する計算加速度のフーリエスペクトル、 $N_m$ : 加速度計の設置個数、 $N_f$ : サンプリング数を示す。 $J$ は観測加速度と計算加速度の誤差のパワーを、観測加速度のパワーで規準化したような意味を持ち、地動の再現性の指標として、異なるレベルの地震に対しても誤差の大きさを相対的に比較する事ができる。上式はすべての周波数成分でスペクトルの観測値と計算値を比較する場合を示すが、



図一 土質柱状図と加速度計の設置深度

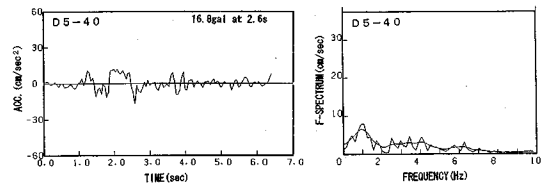
表一 観測地点と対象地震の概要

地震番号	年/月/日	震源			M <sub>J</sub>	観測地点			
		東経	北緯	深度		A	B	C	D
EQ1	1972/08/31	135°37'	35°17'	10km	5.1	○	○	○	○
EQ2	1973/11/25	135°23'	33°53'	60km	5.8			○	
EQ3	1974/02/10	136°56'	35°02'	40km	5.3			○	
EQ4	1984/01/01	136°51'	33°37'	388km	7.3				○
EQ5	1985/10/04	140°10'	35°52'	78km	6.1				○
EQ6	1985/10/17	139°53'	35°52'	67km	4.5				○

実際には7 Hz前後を上限とする代表的な十数個の周波数成分を比較の対象とした。最適パラメータの探索には、パラメータ数が少ないときに有利な Simplex 法<sup>10)</sup>を採用した。

### 3. 水平堆積地盤に対する適用

水平方向には均一とみなされる比較的平坦な地盤における観測結果に、上述の逆解析手法を適用する。図一1は、対象とする地点の土質柱状図と加速度計の設置位置を示す。表一に、対象とした地震の概要を示す。これらは(財)災害科学研究所<sup>11)</sup>、(財)震災予防協会<sup>12)</sup>による地震動記録から抜粋したものである。表一で、観測地点AからC点は大阪平野に位置し、A点(阿倍野)は洪積台地である上町台地上に、B点(森ノ宮)は上町台地側方の沖積層に、C点(千島)は非常に厚い沖



図二 D5の入力加速度とそのフーリエスペクトル

積層に位置している。D点(東京大学生産技術研究所千葉実験所に設置された3次元アレー観測網における中央観測点)である。当地は深さ5 mまでがローム、その下4 m程度が砂混じりの粘性土層、さらにその下が比較的均一な砂層となっている。周辺におけるボーリング調査結果から、当地付近は概ね水平構造をもつ地盤であることが確かめられている。

以後の適用例においては、D5-10のような表現を用いるが、アルファベットは観測地点を、最初の数字は地震番号を、ハイフン以降の数字は地表面からの深さ(m)を示す。

上述の逆解析手法の適用に際し、地盤を深度方向に区分し、各土層の  $V_s$  と  $h_0$  を直接推定しようとする、未知数の個数が増大し、最適化計算の安定性の面で問題がある。ほとんどの地盤で標準貫入試験が行われていることから、土層区分を  $N$  値で代表させ、地盤の深度方向の変化を考慮し、かつ逆解析の対象とするパラメータの個数を少なくするために、次の帰式を導入する。

$$V_s = aN^b \quad (5)$$

$$G_0 = \rho V_s^2 / g \quad (6)$$

ここで、 $N$ : 標準貫入試験による  $N$  値、 $a$ 、 $b$ : 土質特性を表す係数、 $g$ : 重力加速度を示す。今井<sup>13)</sup>によれば  $a$  は沖積砂質土で80、洪積粘性土で115程度、 $b$  は粘性土で0.29、砂質土で0.33程度とされている。 $b$  については変化の幅が小さいため、砂質土と粘性土全体に対する帰式の値である0.314に固定する。以下の適用例では、いずれも入力加速度が小さいため、線形解析のみを行っている。以上の仮定により、逆解析の対象とするパラメータは、式(5)の  $a$  および全層で一定と仮定した  $h$  となる。逆解析における収束計算の初期値として、 $a=100$ 、 $h=5\%$  を与えた。

図二は、観測地点Dにおいて基盤と見なしたGL-40 mへのNo.5地震における入力加速度とそのフーリエスペクトルである。図三は、この時のGL-1、-5、-10、-20 mにおける観測加速度の時刻歴を示す。同図に示すように、基盤における最大加速度は16.8 galであるのに対し、GL-10 mで29.7 gal、そしてGL-1 mで50.3 galと増幅されている。図五は、観測地点DのNo.5地震におけるSimplex法による収束計算

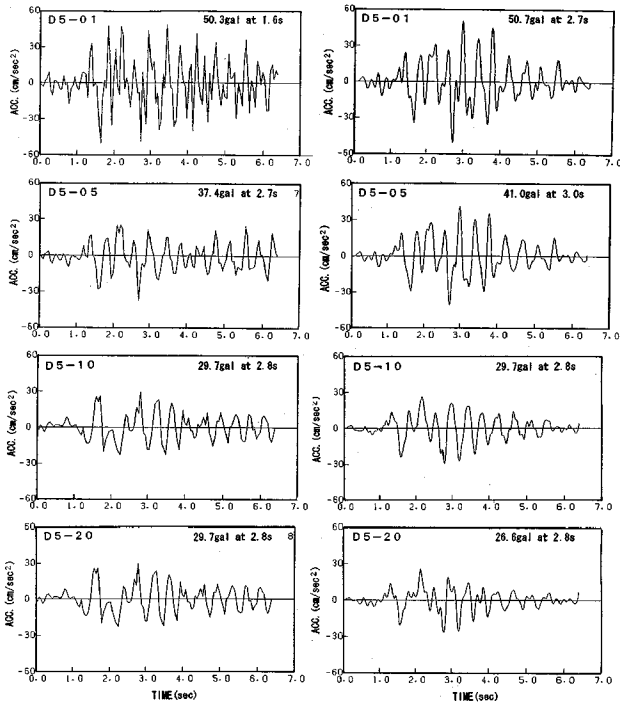


図-3 D5の観測加速度

図-4 D5の計算加速度

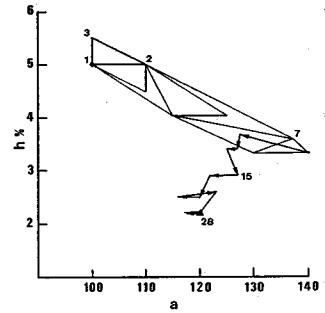


図-5 D5の収束計算の状況

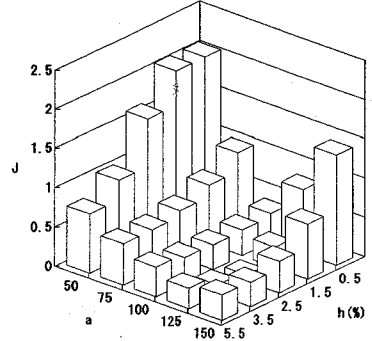


図-6 D5の最適解付近の目的関数の分布

の状況である。約30回の繰り返し計算で解がスムーズに収束している。図-6は、収束値の近傍で、パラメータ  $a$  および減衰定数  $h$  を変化させた場合の、目的関数  $J$  の変化傾向を調べたものである。これらの図より、最適解付近で目的関数の不連続は認められず、常識的な  $a$  および  $h$  の範囲では一義的な最適解が得られているものと考えられる。図-4は逆解析された物性定数による計算加速度の時刻歴を示す。図-3と4の観測値と計算値を比較すると、各深度における加速度の増幅特性、最大加速度の値などから、実地盤の応答を良好に再現していると考えられる。図-7は、観測・計算加速度のフーリエスペクトルの比較である。図-7における2組の実線は計算加速度のフーリエスペクトルを示し、なめらかな実線はParzenウィンドウ処理を行った結果である。また、同図における□印は観測加速度のParzenウィンドウ処理を行ったスペクトルを示す。GL-1 mの観測値で認められる6 Hz前後のピークが、計算では現れていないなど若干の不一致も認められるものの、全体的な応答を良好に再現できているといえる。

図-8は、観測地点CのNo.3地震において、地盤への入力加速度と見なしたGL-60 mの観測加速度とそのフーリエスペクトルである。図-9はGL-19 mとGL-33 mにおける観測加速度の時刻歴を示す。図-10は、同地震に対して逆解析された物性定数を用いた計算加速度を、図-11はそれぞれのフーリエスペクトルを

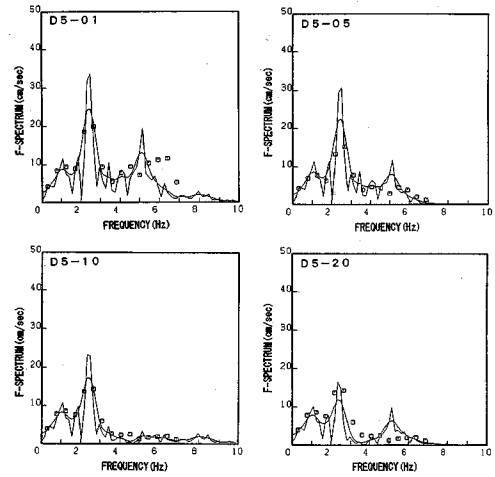


図-7 D5の観測・計算加速度のフーリエスペクトル

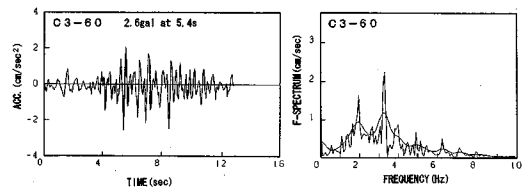


図-8 C3の入力加速度とそのフーリエスペクトル

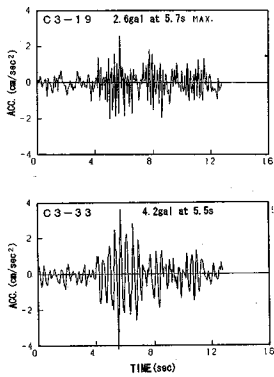


図-9 C3の観測加速度

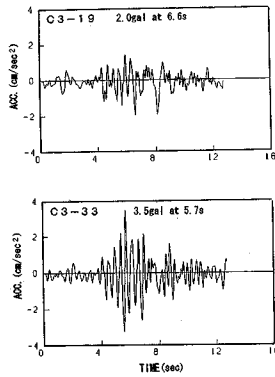


図-10 C3の計算加速度

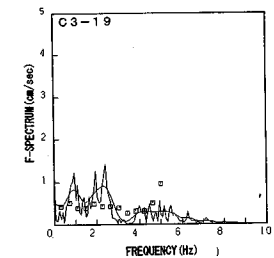
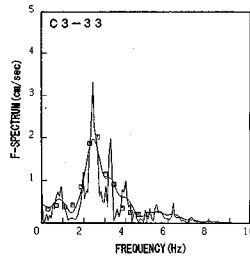


図-11 C3の観測・計算加速度のフーリエスペクトル



示す。図-9, 11において、GL-19 mは $N$ 値が10以下のシルト質粘性土層の最上部付近に位置するにもかかわらず、基盤における入力加速度よりかなり小さく、高周波成分を多く含んでいる。図-3, 4, 7および図-9, 10, 11に示した結果から、本手法によって推定されたパラメータは、地盤の全体的な応答を良く再現しているといえる。

表-2は、表-1に示した観測地点および地震に対し、本手法を適用した結果をまとめたものである。 $\alpha_{max}$ は観測された地表面最大加速度を、 $J_{min}$ は、目的関数の最小値を示す。パラメータ $a$ は初期値の100から±20%程度修正されているのに対し、減衰定数は初期値の5%から相対的に大きく修正されている。

複数の地震が同一地点で観測されている観測点CとDに注目すると、逆解析により求めたパラメータ $a$ は、地震動の加速度の大きさによらず、ほぼ一定値であること、減衰定数は、バラツキは大きいものの、観測地点の地質条件と応答加速度の影響を受けているようであり、応答加速度が大きくなると、減衰定数も大きくなる傾向がある。図-12は観測地点DでPS検層から求められたP波、S波速度<sup>14)</sup>と逆解析された $V_s$ の比較を示す。逆解析された $V_s$ は、第2層を除いてPS検層によって求めた $V_s$ に近い。なお、表-2で $\alpha_{max}$ が最も大きい観測地点DのNo.5の地震に対しては、等価線形化法に

表-2 逆解析結果の一覧

観測地点	地震番号	$\alpha_{max}$ (gal)	$J_{min}$	$a$	$h$ (%)
A		9.3	0.128	112.7	2.4
B	EQ1	20.5	0.290	122.2	2.6
C		10.4	0.266	82.7	0.8
	EQ2	8.0	0.193	92.4	1.1
	EQ3	1.7	0.073	86.7	0.5
D	EQ4	18.7	0.078	113.3	1.4
	EQ5	50.3	0.105	115.1	1.5
	EQ6	8.6	0.102	118.7	0.9

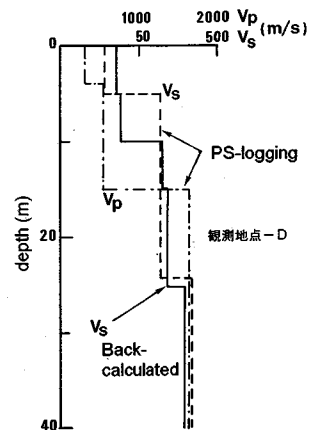


図-12  $V_s$ の実測値と計算値の比較

よる非線形解析を実施したが、応答の再現性における著しい改善は認められなかった。地震時におけるひずみの最大値が $1.0 \times 10^{-4}$ と小さいためであると考えられる。

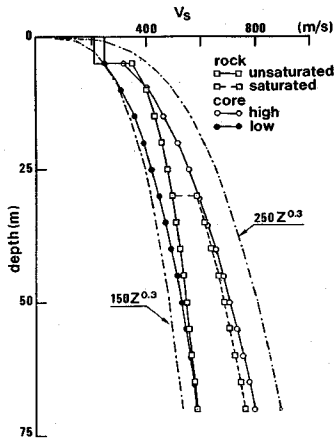
#### 4. フィルダムに対する適用

##### (1) フィルダムへの適用における仮定

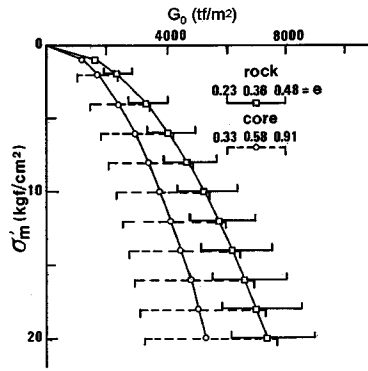
フィルダムは、数種類の築堤材料から形成される場合が多く、拘束圧も深さ方向に大きく変化するため、堤体全体が同一の動的物性定数を持つと仮定することには問題がある。堆積地盤におけるように $N$ 値が測定されていることもないので、式(5)のような表現も利用できない。

沢田<sup>15)</sup>らは、多数のフィルダムで弾性波速度を計測し、せん断波速度を、堤体表面からの深さ $Z$ で表す次の近似式を提案している。

$$V_s = A_s Z^m \quad (7)$$



図一13 セン断波速度の深さ方向の分布



図一14 平均有効応力と剛性係数の関係

表一3 浪岡・深田ダムの概要

ダム名称	浪岡ダム	深田ダム
堤 高	52.4m	55.5m
堤 長	339.6m	304.5m
堤 体 積	1045000m <sup>3</sup>	810000m <sup>3</sup>
形 式	ゾーン型 フィルダム	中心コア型 フィルダム
対象地震	日本海中部	宮城県沖
年 月 日	1983/05/26	1978/06/12
震 源	E138° 09' N 40° 04'	E142° 24' N 38° 06'
深 度	5.0km	40.0km
M <sub>J</sub>	7.7	7.5

ここで、 $A_s$ 、 $m$ ：堤体材料、飽和・不飽和状態および深さで決まる定数であり、 $A_s$ は140～250、 $m$ は0.20～0.35程度の値をとる。図一13は、式(7)から求められるせん断波速度を深さごとにプロットしたものである。図中の一点鎖線は式(7)の $m$ を0.30に固定し、 $A_s$ を150と250とした場合の範囲を示すが、沢田の提案式の範囲を表現していることがわかる。したがって、式(7)における $m$ を0.30に固定して、 $A_s$ を推定することにより、堤体のせん断波速度を決定できると考えられる。この方法をケース1と称する。

一方、土質材料の動的せん断特性に関する多数の研究は、砂礫および粘性土の剛性係数が次のような形で表されることを示している。

$$G_0 = A \frac{(B-e)^2}{1+e} \sigma_m^n = Af(e) \sigma_m^n \quad (8)$$

ここで、 $A$ 、 $B$ ：土質材料に依存する定数、 $\sigma_m$ ：平均有効応力である。多くの提案者が $B=2.17$ か $2.97$ とし、 $B=2.17$ の場合、 $A=800$ 前後、 $B=2.97$ の場合、 $A=300$ 前後の値を用いている。指数 $n$ は、ひずみレベルに依存するが、微小ひずみではほとんどの提案式が0.5を用いている。式(8)から堤体内の剛性係数を求めるためには、係数 $A$ と間隙比の関数 $f(e)$ を決定したうえで、間隙比と平均有効応力の分布を与える必要がある。一般に応力の変形係数への依存性が小さいことから、堤体の密度を与え、変形係数を仮定した築堤解析により平均有効応力の分布は比較的精度良く求めることができる。以上のことから、パラメータ $C=Af(e)$ を逆解析の対象とする。図一14は、式(8)として、ロック材に対してはHardin-Richartの式<sup>16)</sup>を、コア材に対してはHardin-Blackの式<sup>17)</sup>を選択し、平均有効応力に対する初期剛性係数 $G_0$ の変化を示したものである。図中の□、○印は、現存する14個のフィルダムの堤体材料の平均

間隙比<sup>18)</sup>を用いた場合の $G_0$ である。左右の線分は間隙比のパラツキを示す。同図より、コア材に対するパラメータ $C_c$ とロック材に対するパラメータ $C_r$ の比率は、平均有効応力の大きさによらず一定であるとみなせる。 $C_c/G_r$ の値は、ロック材、コア材の間隙比とHardin-Richart式、Hardin-Black式を用いて求めた。間隙比が未知の場合は、前述の14のダムの平均値を用いた。以上より、ロック材の $C_r$ を逆解析するパラメータに選択し、コア材に対しては、 $C_c/C_r$ の値を与え、 $C_c=C_r \times (C_c/C_r)$ と表現する。堤体材料の密度を与え、変形係数を仮定した築堤解析により堤体内の応力分布を求めた後、ロック材のパラメータ $C_r$ を逆解析する方法をケース2と称する。なお、ケース1、2ともに、Hardin-Drnevichモデルを用いて剛性および減衰定数のひずみ依存性を考慮するが、減衰定数 $h_0$ は堤体内で一樣として逆解析を行った。

## (2) 適用結果

対象としたフィルダムの形状と観測地震の概要<sup>19), 20), 21)</sup>を表一3に示す。基礎地盤は、浪岡ダムは珪藻土質泥岩、深田ダムは主に砂岩と泥岩の互層である。平面ひずみ状態を仮定し、堤体中心部断面を図一15のようにモデル化した。両ダムとも図に示す堤体中央部最下段における観測加速度の上下流方向成分を入力地震波とした。浪岡ダムでは図一15に示す堤体中央部S2、天端S1、深田ダムでは天端S1での上下流方向の観測加速度を用いて逆解析を行った。なお、すべてのケースにおいて、堤体の応答加速度が比較的大きいため、時間軸での直接積分法における等価線形化法により、土の非線形性を考慮した。表一4は逆解析の結果をまとめたものである。2つのダムの推定された減衰定数には隔たりが認められるが、その一因として水平堆積地盤と異なり、フィルダム

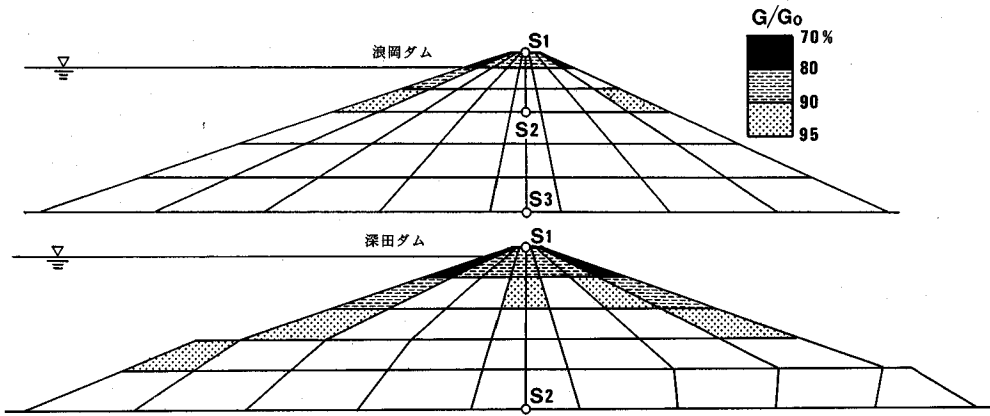


図-15 フィルダムの解析断面および加速度計の設置位置と剛性係数比

表-4 ダムに対する逆解析結果

ダム名称	最大加速度 (gal)	Case	$J_{mit}$	$A_0$	$C_r$	$h$ (%)
浪岡ダム	141.0	1	0.076	175		8.2
		2	0.059		337	10.5
深田ダム	210.2	1	0.112	156		2.6
		2	0.089		382	3.1

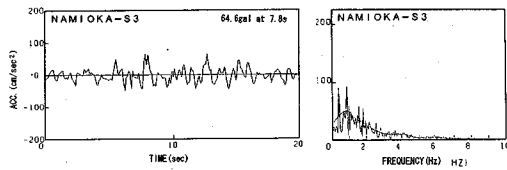


図-16 浪岡ダム基盤への入力加速度とそのフーリエスペクトル

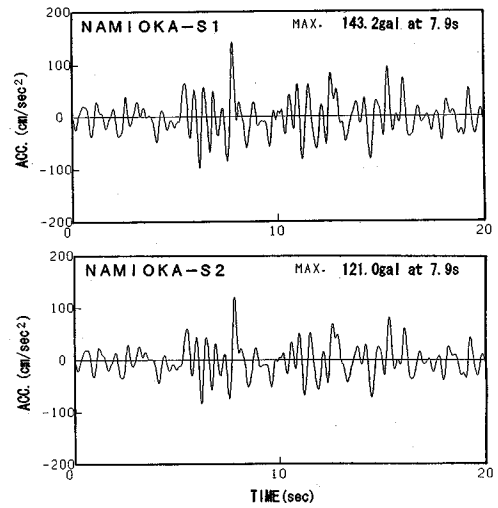


図-18 浪岡ダムの計算加速度 (ケース2)

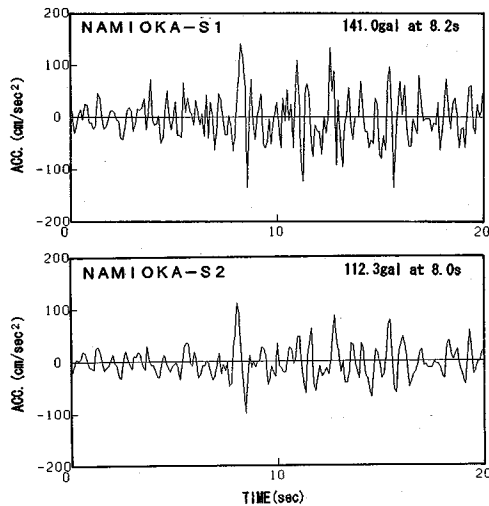
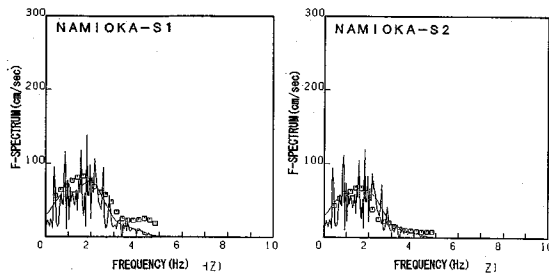


図-17 浪岡ダムの観測加速度

では式(2)の $h_0$ を逆解析の対象としていることがあげられる。等価線形解析で使用されている減衰定数 $h$ を比較する場合には、堤体の最大ひずみレベルが0.2%程度であることから、2つのダムでそれほど大きな差は認められない。ケース2の堤体内応力分布に基づいて剛性係数を求める方法が、最終的な目的関数の値が小さいが、逆解析された動的物性定数を用いて計算した加速度やスペクトルにおけるケース1とケース2の差異はわずかであった。ケース1は築堤解析が不要であるため、実用面での利用価値は捨て難いものと考えられる。図-16は、日本海中部地震における浪岡ダム基盤への入力加速度とそのフーリエスペクトルである。図-17, 18は、浪岡ダム堤体内での観測加速度とケース2の逆解析結果である。図-19に、そのフーリエスペクトルを示す。逆解析されたパラメータは、天端ならびにダム中央における観測加速度を良好にシミュレートしていると考えら



図一19 浪岡ダムの観測・計算スペクトル

れる。図一15の要素分割図には、剛性係数を初期剛性係数で除した剛性係数比  $G/G_0$  の分布を示す。剛性が低下する部分、すなわち大きなせん断ひずみが発達する部分は、平均有効応力が小さな天端および法肩付近に集中している。堤体内で観測された最大加速度が、140~200 gal と比較的大きいのに対し、堤体の剛性の低下は大きくないようである。

## 5. 結 論

基盤や地盤内に配置した加速度計の強震記録から、実地盤のせん断波速度と減衰定数を推定する方法を提案した。水平堆積地盤に対しては、地盤の不均一性を  $N$  値の分布で表し、 $N$  値とせん断波速度の回帰式の係数を推定する方法で逆解析の効率化を図った。多数の観測地点の複数の地震の観測結果に適用して以下の結果を得た。

- 1)  $N$  値とせん断波速度の回帰式を用いることにより、深さ方向に物性の変化する地盤に対しても、動的応答を精度良く再現できるパラメータが、効率よく推定できることが確かめられた。
- 2) パラメータ  $a$  は、地震動の加速度の大きさによらず、それぞれの観測地点ごとにほぼ一定値を示すのに対し、減衰定数は、応答加速度レベルに対する依存性が大きい。
- 3) 推定されたせん断波速度は、PS 検層で求められた値に近い。

本手法をフィルダムに適用する際には、堤体の不均一性を、深さや拘束圧で表し、これらの値と剛性係数との回帰式を用いて逆解析を行い、以下の知見を得た。

- 1) 深さ、拘束圧どちらを用いた場合も、堤体の地震時応答を精度良く再現できるパラメータを推定できることが確かめられた。
- 2) 堤体の不均一性を拘束圧で表す方法が、応答の再現性においては優れているが、深さで表す方法との差は必ずしも大きくない。
- 3) 逆解析された物性定数を用いた動的解析において

も、剛性係数の低下は堤体頂部付近で顕著であるが、最大加速度が 200 gal 程度では、堤体自体は概ね安定であるとのシミュレーション結果が得られた。

謝辞：本研究で用いた地震波の観測記録等は、東京大学生産研究所 片山恒雄教授、福井大学 鳥海勲名誉教授、福井県立大学 菊沢正裕助教授、農林水産省農業工学研究所 谷茂室長らのご助力により入手したことを記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 時松孝次, 新井 洋, 酒井潤也, 仲條有二: 微動のアレー観測から推定した釧路気象台と釧路港湾の地震動特性, 第 29 回土質工学研究発表会概要集, pp.975-976, 1994.
- 2) 星谷 勝, 斉藤悦郎: 常時微動記録を用いた EK-WGI 法による建物の動特性の推定, 土木学会論文集, 第 350 号/I-2, pp.263-270, 1984.
- 3) 土岐, 佐藤, 生木: 自己回帰・移動平均法による構造物の動的パラメータの推定, 京都大学防災研究所年報, 第 21 号 B-2, pp.1-12, 1978.
- 4) 辻原 治, 沢田 勉, 谷 高博: 鉛直アレー観測記録による地盤振動特性の同定, 構造工学論文集, Vol.36 A, pp.747-756, 1990.
- 5) 時松孝次, 岩崎友洋: 鉛直アレー強震記録から推定した地盤の非線形特性の深度分布, 第 29 回土質工学研究発表会概要集, pp.1127-1128, 1994.
- 6) Abdel-Ghaffer, A.M. and Scott, R.F.: Shear Moduli and Damping Factors of Earth Dam, ASCE, Vol.105, GT 12, pp.1405-1426, 1979.
- 7) Arai, K., Iida, K. and Konja, A.: A simple back-analysis in a seismic subsoil context, *Soils and Foundations*, Vol.30, No.4, pp.175-182, 1990.
- 8) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P.: Shear Modulus and Damping in Soils: design equations and curves, *Proc. ASCE*, Vol.98, No.SM7, pp.667-692, 1972.
- 9) 土木学会編, 動的解析と耐震設計第 3 巻, pp.28-71, 1989.
- 10) Nelder, J.A. and Meed, R.: "A simple method for function minimization," *Computer Journal*, Vol.7, pp.308-313, 1965.
- 11) (財) 災害科学研究所: 大阪平野の地震動特性, 1984.
- 12) (財) 震災予防協会強震動アレー観測記録データベース推進委員会, 強震動アレー観測記録データベース, 1992.
- 13) Imai, T.: P and S wave velocities of the ground in Japan, *Proc. 9th ICSMFE*, 1977.
- 14) 片山恒雄: 地震動の工学的距離相関特性に関する実証的研究, 科学研究補助金研究成果報告書, 1986.
- 15) Sawada, Y. and Takahashi, T.: Study on the material properties and the earthquake behaviors of rockfill dams, 第 4 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.695-702, 1975.
- 16) Hardin, B.O. and Richart, F.E.: Elastic Wave Velocities in Granular Soils, ASCE, Vol.89, SM 1, pp.33-65, 1963.
- 17) Hardin, B.O. and Black, W.L.: Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay, ASCE, Vol.94, SM2,



- pp.353-369, 1968.
- 18) 飯田隆一：新体系土木工学 75・ダム設計，技報堂出版，pp.159-169, 1980.
- 19) 長谷川高士，菊沢正裕：フィルダムの動的解析および動的変形特性の同定，農業土木学会論文集，第96号，pp.20-29, 1981.
- 20) 田中忠次，安中正実，川本 治，仲野良紀：一志・大倉川・深田ダムの地震観測結果とフィルダムの動特性，農業土木試験所技報，C21号，pp.1-57, 1981.
- 21) 増田明徳，荒木富美雄：浪岡ダムの盛立と品質管理について，ダム日本，No.444，pp.3-16, 1983.
- (1994.8.31 受付)

## BACK-ANALYSIS OF DYNAMIC SOIL PARAMETERS BASED ON ACTUAL ACCELERATIONS DURING EARTHQUAKE

Hideo HONDA, Keisuke KOJIMA and Katsuhiko ARAI

The purpose of this study is to back-analyze some dynamic parameters of natural soil deposit from the monitored acceleration response during earthquake. The back-analysis determines the dynamic soil parameters which minimize the sum of squares of difference of Fourier spectrum between monitored and calculated responses. The calculated response is obtained by a dynamic finite element analysis in time domain. The back-analysis is applied to many actual records of acceleration response monitored at multi-layered soil deposit and dams. In the back-analysis, some kinds of empirical relationships between shear wave velocity and  $N$ -value or depth are introduced to describe the heterogeneity of the grounds. In both of the applications, a fairly good agreement between monitored and calculated responses is observed by using back-analyzed soil parameters.