

ISSN 0386—5878

土木研究所資料第3228号

1

土 木 研 究 所 資 料

ロックフィルダムの地震時観測記録とその動的解析
—— 三保ダムを事例として ——

平成6年1月

建設省土木研究所
ダム部フィルダム研究室

Copyright © (1994) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

ロックフィルダムの地震時観測記録とその動的解析 ——三保ダムを事例として——

ダム部 フィルダム研究室 室 長 中村 昭
主任研究員 安田成夫
研 究 員 岩下友也
多賀恭一
部外研究員 横山真至^{*)}

要 旨

三保ダムにおける実測記録に基づく2次元FEM動的解析と実測との比較から、解析結果に与えるモデルや手法の違いを主に減衰の表現方法から検討した。さらに、三保ダムにおける堤体と地盤との動的相互作用について基礎的な特性を評価した。

また、モデルダムによるパラメータスタディによってフィルダムと地盤との動的相互作用の効果について定量的な評価を試みた。

その結果、2次元動的解析で見積もられる地下逸散減衰量は、現実より少ないと考えられ、応答は実測より過大となった。実測との差は、天端での最大応答加速度を一致させる場合、等価逸散減衰定数に換算して約5%であった。

フィルダムと地盤との動的相互作用効果は、堤体と地盤との全体系を解析の対象とする場合は、堤体の固有周波数が地盤のそれに近づくほど、固有周波数の減少・応答倍率の減少・減衰の増大が大きく、その傾向はダム規模が大きいほど大きい。また、地震動の損失レベルはインピーダンス比の増大に伴って増大し、ダム規模が大きいほど大きい。

キーワード：フィルダム，動的解析，地下逸散減衰，動的相互作用

*) 現(株)建設技術研究所 [平成3年4月～平成5年3月の間部外研究員として在籍]

Observed accelerations of rockfill dams during earthquakes and dynamic analyses — The case study of Miho Dam —

**Dam Department
Fill-type dam Division
Head, Akira NAKAMURA
Senior Researcher, Nario YASUDA
Researcher, Tomoya IWASHITA
Kyoichi TAGA
Sinji YOKOYAMA^{*)}**

Synopsis

The effects of modeling the dams and the methods of dynamic analyses to the calculation results were investigated focused on the expression of the damping, comparing the observed accelerations with the two-dimensional dynamic analyses by F.E.M. at Miho Dam. Fundamental characteristics were evaluated for dynamic interaction between a dam body and its foundation.

Dynamic interaction between an embankment dam and its ground was quantitatively evaluated by the parameter study using a model dam.

The value of radiation damping obtained from two-dimensional dynamic analysis is assumed to be small practically, because the calculated response accelerations were more excessive than observed ones. When 5% of radiation damping is added, the maximum response acceleration at crest coincides with observed ones.

The interaction between an embankment dam and its ground affects as the decrease of resonant frequency and response magnification, and the increase of damping in the case that the ground is included as the model for analyses and the resonant frequency of the dam body is close to that of the ground.

The influence of the interaction has an inclination to increase when the scale of dam becomes large. However, the loss of input earthquake motion decrease according to the increase of impedance ratio between the dam body and its foundation, being independent of the scale of the dam.

Keywords: Filldam, Dynamic analysis, Radiation damping, Dynamic interaction

***)** Formerly visiting researcher from C.T.I. Engineering Co., LTD. (April 1991 to March 1993)

ま え が き

従来、フィルダムの動的解析を行う場合、堤体の剛性に比して基礎地盤（岩盤）の剛性が大きいことから、堤体の基礎を剛と仮定し堤体のみを解析の対象とすることが多かった。しかし、この場合、解析上地下への逸散減衰を直接モデルで表現することができないため、この地下逸散減衰量を等価な内部減衰に置き換え（等価逸散減衰量）、堤体の材料減衰に上乗せして解析することになる。

この等価逸散減衰量は、①あくまである着目点（通常天端）の応答についてのみに等価であって他の部分では異なる。②等価逸散減衰は、振動モードごとに変わるという振動数依存性がある。これらのことから、等価逸散減衰量を用いた剛基礎モデルでの解析結果は、現実のフィルダムの振動性状と異なる可能性がある。

一方、軟弱地盤における建築物・橋梁の基礎構造物の動的解析においては、地盤を含めた構造物と地盤との動的相互作用を考慮した解析手法の研究・開発が著しい。例えば、基礎地盤を含めてモデル化し、FLUSHのような地盤底面に粘性境界、側方に伝達境界を設定できるような解析手法が、現在ではごく一般的に行われるようになってきている。

フィルダムの動的解析においても、このような手法を用いて堤体－地盤系の解析が行われた例はあるが、実測との比較を行う場合、入力地震動としては、堤体の影響を受けていない解放基盤での地震動を基盤底面に戻し入力する必要がある。しかし、現在のダムの地震観測記録として上述のような解放基盤での地震動を観測している所はあまりなく、実測記録との比較においてその解析手法の精度を検証したような例も少ない。

本報告における三保ダムでは、基礎地盤の観測地震動としてコア敷通廊内と堤体の影響が少なく比較的解放基盤に近いと考えられる下流法尻でのものがあり、これは堤体と地盤との相互作用を検討する上で非常に有効な記録と考えられる。

今後、ますます基礎の地質条件の悪い所にフィルダムの建設計画がなされることが多くなることから、基礎を含めたフィルダムの動的解析の検討およびその精度の検証を行うことは重要であり、フィルダムの耐震安全性を評価する上でも不可欠な課題といえる。

本報告は、三保ダムの実測記録に基づく動的解析を通して、フィルダムにおける地盤との動的相互作用についての基礎的な特性を検討し評価したものである。

Handwritten text in the right margin, possibly a page number or date.

Main body of handwritten text, consisting of several paragraphs. The text is written in a cursive script and is mostly illegible due to fading and blurring. It appears to be a letter or a document with multiple lines of text.

目 次

まえがき

1. フィルダムの動的解析に関する既往の研究	1
1.1 フィルダムと基礎地盤の動的相互作用に関する既往の研究	1
1.2 フィルダムの位相差入力に関する既往の研究	8
2. 実測記録に基づく挙動解析	11
2.1 実測地震動	11
2.2 三保ダムの地震時の挙動特性	16
2.3 結 論	21
3. 動的解析による検討	48
3.1 概 要	48
3.2 堤体の材料特性	50
3.3 剛基礎モデルによる動的解析	53
3.4 堤体-地盤系モデルによる動的解析	59
3.5 位相差を考慮した動的解析	63
3.6 結 論	66
4. フィルダムの動的解析に関する基本的考察	104
4.1 三保ダムの場合における各手法の比較と検討	104
4.2 フィルダムにおける地盤との動的相互作用	110
4.3 モデルダムによるフィルダムと地盤との動的相互作用の検討	113
4.4 結 論	119
5. まとめ	168
5.1 三保ダムの実測記録に基づく挙動特性	168
5.2 動的解析による検討	169
5.3 フィルダムの動的解析に関する基本的考察	171
5.4 今後の課題	172

謝 辞

参考文献

THEORY

The first part of the theory is the definition of the function $f(x)$ and the function $g(x)$. The function $f(x)$ is defined as the function which is continuous at x and the function $g(x)$ is defined as the function which is continuous at x .

The second part of the theory is the definition of the function $f(x)$ and the function $g(x)$. The function $f(x)$ is defined as the function which is continuous at x and the function $g(x)$ is defined as the function which is continuous at x .

The third part of the theory is the definition of the function $f(x)$ and the function $g(x)$. The function $f(x)$ is defined as the function which is continuous at x and the function $g(x)$ is defined as the function which is continuous at x .

The fourth part of the theory is the definition of the function $f(x)$ and the function $g(x)$. The function $f(x)$ is defined as the function which is continuous at x and the function $g(x)$ is defined as the function which is continuous at x .

The fifth part of the theory is the definition of the function $f(x)$ and the function $g(x)$. The function $f(x)$ is defined as the function which is continuous at x and the function $g(x)$ is defined as the function which is continuous at x .

The sixth part of the theory is the definition of the function $f(x)$ and the function $g(x)$. The function $f(x)$ is defined as the function which is continuous at x and the function $g(x)$ is defined as the function which is continuous at x .

THEORY

細 目 次

まえがき

1. フィルダムの動的解析に関する既往の研究	1
1.1 フィルダムと基礎地盤の動的相互作用に関する既往の研究	1
1.2 フィルダムの位相差入力に関する既往の研究	8
2. 実測記録に基づく挙動解析	11
2.1 実測地震動	11
2.1.1 三保ダムの概要	11
2.1.2 観測地震の概要	11
2.1.3 観測地点および観測計器	11
2.1.4 観測地震動の補正方法	12
2.1.5 基礎岩盤における地震動の基本特性	14
2.2 三保ダムの地震時の挙動特性	16
2.2.1 固有周波数	16
2.2.2 最大加速度の応答特性	16
2.2.3 せん断剛性率の非線形特性	16
2.2.4 逸散減衰定数	17
2.2.5 固有周波数についての理論的考察	18
2.3 結 論	21
2.3.1 堤体基礎での入力損失	21
2.3.2 堤体の挙動特性	21
3. 動的解析による検討	48
3.1 概 要	48
3.2 堤体の材料特性	50
3.2.1 弾性波探査	50
3.2.2 室内繰返し三軸試験	50
1) 試験条件	50
2) 試験方法	51
3) 試験結果	51
3.3 剛基礎モデルによる動的解析	53
3.3.1 計算手法および計算条件	53
3.3.2 法尻での観測地震動を入力する場合	53
1) 等価逸散減衰定数の算定	53
2) 等価逸散減衰定数の導入法	55

3) 計算結果と考察	57
3.3.3 コア敷での観測地震動を入力する場合	57
3.4 堤体-地盤系モデルによる動的解析	59
3.4.1 計算手法および計算条件	59
3.4.2 法尻での観測地震動を入力する場合	59
1) 鉛直動の影響	59
2) プログラムの比較	60
3) モデル地盤厚の影響	60
4) 地盤物性の影響	60
3.4.3 コア敷での観測地震動を入力する場合	61
3.5 位相差を考慮した動的解析	63
3.5.1 概 要	63
3.5.2 計算手法および計算条件	64
3.5.3 計算結果および考察	64
3.6 結 論	66
3.6.1 剛基礎モデルの場合	66
3.6.2 堤体-地盤系モデルの場合	66
3.6.3 位相差入力の場合	67
3.6.4 堤体-地盤系モデルで見積もられる地下逸散減衰量	67
3.6.5 位相差入力による一般的な影響	67
4. フィルダムの動的解析に関する基本的考察	104
4.1 三保ダムの場合における各手法の比較と検討	104
4.1.1 概 要	104
4.1.2 剛基礎モデルにおけるQUAD-4とFLUSHの違い	104
1) 代表地点での最大応答加速度の値(実測との比較)	105
2) 最大応答加速度の分布	105
3) 周波数応答関数	105
4.1.3 剛基礎モデルと堤体-地盤系モデルの違い	106
1) 堤体-地盤系モデルにおける逸散減衰量の評価	106
2) 代表地点での最大応答加速度の値(実測との比較)	107
3) 最大応答加速度の分布	107
4) 周波数応答関数	107
4.1.4 入力地震動の違い(法尻動を用いるかコア敷き動を用いるか)	108
1) 剛基礎モデルの場合	108
2) 堤体-地盤系モデルの場合	108
4.2 フィルダムにおける地盤との動的相互作用	110
4.2.1 一般的な構造物と地盤との動的相互作用の特性	110

4.2.2	フィルダムにおける地盤との動的相互作用の特性	110
1)	構造物固有周期の長周期化(質量効果)	110
2)	動的入力レベルの低減(地震動の入力損失)	110
3)	減衰の増大(波動逸散)	112
4.3	モデルダムによるフィルダムと地盤との動的相互作用の検討	113
4.3.1	概 要	113
4.3.2	計算手法と計算条件	114
4.3.3	計算結果と考察	114
1)	堤体固有周波数の変化	114
2)	入力レベルの低減	116
3)	応答倍率の低減	116
4)	減衰の増大	118
4.4	結 論	119
4.4.1	解析手法の違いによる地下逸散減衰量の取扱い	119
4.4.2	モデルと入力動の関係	119
4.4.3	モデルダムによるフィルダムと地盤との動的相互作用の検討	120
5.	まとめ	168
5.1	三保ダムの実測記録に基づく挙動特性	168
5.1.1	堤体基礎での入力損失	168
5.1.2	堤体の挙動特性	168
5.2	動的解析による検討	169
5.2.1	剛基礎モデルの場合	169
5.2.2	堤体-地盤系モデルの場合	170
5.2.3	位相差入力の場合	170
5.2.4	堤体-地盤系モデルで見積もられる地下逸散減衰量	170
5.2.5	位相差入力による一般的な影響	170
5.3	フィルダムの動的解析に関する基本的考察	171
5.3.1	解析手法の違いによる地下逸散減衰量の取扱い	171
5.3.2	モデルと入力動の関係	171
5.3.3	モデルダムによるフィルダムと地盤との動的相互作用の検討	172
5.4	今後の課題	172
5.4.1	逸散減衰量	172
5.4.2	3次元動的解析	173

謝 辞

参考文献

〔記号の説明〕

E_r	: ダムの弾性率
E_d	: 地盤の弾性率
α_1	: 堤体の下に2層地盤が有る場合の下層地盤に対する上層地盤のインピーダンス比
α_2	: 堤体の下に2層地盤が有る場合の上層地盤に対する堤体のインピーダンス比
V_p	: P波速度
V_s	: せん断波速度
$F(\omega)$	: 基盤面に対する土構造物天端の変位の周波数応答関数
$u^*(\omega)$	: 土構造物の無いときの地盤の自由表面の周波数応答関数
$\theta(\omega)$	: 土構造物の底面での入力損失フィルター
$\Phi(\omega)$	: 土構造物と地盤の動的相互関数 (土構造物が無い場合の自由表面の変位に対する土構造物底面の変位の比)
$H(\omega)$	: 底面が剛な基盤上にある土構造物の周波数応答関数
f_0	: ダムの基本固有周波数
A	: $= t_1 / (2\pi H \rho)$
H	: ダム高
G_0	: 初期せん断剛性率
ρ	: 密度
G^*	: せん断剛性率
f_1^*	: 固有周波数
T_P	: 地震加速度の卓越周期 (sec)
M	: 地震のマグニチュード
X	: 震源距離 (km)
f_p	: 地震加速度の卓越周波数
A_n	: ダム基礎での最大加速度
A_t	: ダム天端での最大加速度
R^2	: 回帰式における決定係数
A_{max}	: 着目点の最大加速度
G_{max}	: 初期せん断剛性率 ($= G_0$)
T_i	: i 次の固有周期
t_i	: 第1種0次Bessel関数の i 番目の零点 ($t_1=2.4048$, $t_2=5.5201$)
ν	: ポアソン比
w	: 単位体積重量
E	: 弾性係数
γ	: せん断ひずみ

- ϵ_{ad} : 軸ひずみ
 σ_{ad} : 軸差応力
 E_d : 動弾性係数
 h : 減衰定数
 h_i : i 次モードにおける全体系の減衰定数
 $h_{h,i}$: i 次モードにおける堤体材料の内部減衰定数
 $h_{r,i}$: i 次モードにおける等価逸散減衰
 α : Rayleigh減衰における質量マトリックスと剛性マトリックスの比率
 C : ダッシュポットの粘性定数
 c : Rayleigh減衰の減衰マトリックス
 a_v : 進行波解析における鉛直方向の加速度振幅
 a_h : " 水平方向の加速度振幅
 $V_{s,h}$: " 見かけ上の水平方向の（位相）せん断波速度
 $V_{s,0}$: （ハッチで示した）堤体モデルの代表要素の最終せん断波速度の平均値で、堤体の平均的なせん断波速度を表すものとした
 $V_{s,g}$: 地盤（モデルは線形を仮定）のせん断波速度
 f_0 : 堤体単独で存在する場合の入力基盤地震動に対する天端の加速度周波数応答関数から求めた堤体の固有周波数
 f_g : 地盤単独で存在する場合の入力基盤地震動に対する天端の加速度周波数応答関数から求めた地盤の固有周波数
 $f_{1,0}$: 堤体と地盤の全体系モデル（ただし、入力基盤での最大加速度を同じとする）における自由地盤表面に対する天端の加速度周波数応答関数から求めた地盤の固有周波数
 $f_{1,g}$: 堤体と地盤の全体系モデル（ただし、入力基盤での最大加速度を同じとする）における入力基盤地震動に対する天端の加速度周波数応答関数から求めた地盤の固有周波数
 $f_{1,0}$: 堤体と地盤の全体系モデル（ただし、入力基盤での最大加速度を同じとする）における入力基盤地震動に対する天端の加速度周波数応答関数から求めた（抽出した）堤体の固有周波数
 $f_{1,g}$: 同上のものから求めた（抽出した）地盤の固有周波数
 $f_{1,0}$: 堤体と地盤の全体系モデル（ただし、自由地盤表面での最大加速度を同じとする）における自由地盤表面に対する天端の加速度周波数応答関数から求めた堤体の固有周波数
 A_0 : 1 次モードの f_0 に対する周波数応答関数の応答倍率
 $A_{1,0}$: 1 次モードの $f_{1,0}$ に対応する周波数応答関数の応答倍率

1. フィルダムの動的解析に関する既往の研究

1.1 フィルダムと基礎地盤の動的相互作用に関する既往の研究

1.1.1 Chopra et al.の研究

Chopra et al. (1969)は、堤体および有限の地盤の範囲を十分大きく（ダム底面幅の長さを両側に）とった2次元FEMモデルにおいて、半無限のような地盤の影響が考慮できるものとして解析を行っている。ただし、ダムも地盤も等方等質の線形弾性体として計算を行っている。

ダムの弾性係数 E_d に対する地盤の弾性係数 E_f の比 E_f/E_d を0.25, 1, 3, 10, 100にとったときの固有振動数、固有振動モード、逸散減衰を等価な内部粘性減衰におきかえた等価逸散減衰定数の変化を示している。これによれば、

- ①固有振動数は、 E_f/E_d が大きくなるに従ってすなわち、基礎が剛体に近づくに従って増大している。
- ②固有振動モードは、 E_f/E_d の値によって異なり、モードに対する弾性係数の影響は高次モードになるほど大きくなる。
- ③等価逸散減衰定数は、 E_f/E_d が小さくなるにつれて大きくなる。また、基礎表面での変形モードによって変化する。

1.1.2 柳沢の研究

柳沢(1982a)は、堤体を三角形のせん断弾性くさび、地盤を堤体の底敷幅に等しい多層せん断土柱構造と考え、S波が基盤鉛直下方から余弦波が入射した場合の堤体—地盤（4層）系の一般解を求め、その振動特性を検討した。ただし、地盤の減衰は考慮していない。それによると、

- ①堤体のみ、地盤のみ、堤体—地盤系のそれぞれの周波数応答関数を比較すると、堤体のみの場合に比べ地盤との相互作用を考慮した堤体の1次固有周波数は小さくなる。
- ②二層地盤によれば、堤体—地盤系の応答特性は上層地盤の剛性が下層地盤のそれに比べ（インピーダンス比 α_1 が）小さい程、また堤体の剛性が上層地盤のそれに比べ（インピーダンス比 α_2 が）小さい程、堤体の固有振動数が小さくなり、応答倍率が高くなる（地下逸散減衰が小さくなる）。
- ③特に、上層地盤の剛性が一定の場合、堤体材料の剛性が大きいほど系の固有振動数は高くなり応答倍率は低下する。この傾向は、堤体と上層地盤とのインピーダンス比が2付近ではほぼ一定となるので、堤体材料のS波速度を上層地盤のその約2倍程度にすれば、最も効果的に耐震性を高めることになる。

④さらに、二層地盤上の堤体の入力地震波に対する堤頂の周波数応答関数から、ハーフパワー法より逸散減衰定数を求めている。それによれば、 α_1 、 α_2 が大きい程逸散減衰定数は大きくなる。ただし、 α_1 が一定の場合、 α_2 が2以上では逸散減衰定数は α_2 の変化によらずほぼ一定となる。

その後、フィルダムの応答特性が地盤条件によってどのように影響されるかを知るために、FEMによる動的サブストラクチャー法によって地盤の表層（4層中の第1層）の剛性や層厚を変えて、フィルダムの応答の変化を調べている。また、フィルダム－地盤系からなる弾性基礎モデルと剛基礎モデルとから、両者の堤体の振動特性を比較している（柳沢, 1983b）。

物性値としては、堤体、地盤とも線形として解析を行っているが、減衰定数の値は不明である。

入力地震動としては、樽水ダムの通廊で観測された記録の水平動のみを用いているが、地震動の入力条件が不明である（地盤の有る無しに関わらず同一地震動を地盤底面から入力していると考えられる）ため、応答の大きさの比較は問題があると思われる。また、弾性基礎モデルにおいて基礎地盤の剛性と層厚を変化させ、その影響を「単位深さ剛性」という指標で評価しているが、層厚を変えた場合入力地震動の（地表からの）位置そのものが変わるため、これを考慮したパラメーターの評価が必要と思われる。

弾性基礎モデルと剛基礎モデルとの比較で注目すべき点は以下のとおり。

- ①水平動の最大応答加速度の分布は両者あまり変わらない。
- ②鉛直動の最大応答加速度の分布は両者著しく異なる。すなわち、剛基礎モデルでは堤頂付近で最大値が生じ、等加速度線の分布もほぼ水平方向を向いているのに対し、弾性基礎モデルでは堤高の2/3付近の斜面で最大値が生じ、等加速度線は鉛直方向を向いており、特にダム軸付近ではほとんど鉛直動が生じていない。

1.1.3 佐藤・砂坂の研究

柴田・佐藤ら(1982)は、地盤には弾性波動論を用いた解析解を、土構造物には離散系の運動方程式を適用したハイブリッド解析法の定式化を示し、これを用いて土構造物－地盤系の相互作用問題を解析している。この手法では、

- ①土構造物にFEMを用いているため任意形状の土構造物を扱うことが可能である。
- ②地盤には非減衰系の成層地盤を対象にしているが、伝達マトリックスによるP波とSV波を含む重複反射理論を用いているため、斜め入射の影響を考慮することができる。

さらに、この手法は、土構造物と地盤とを分離して解く（土構造物と地盤とを一時的に分割してそれぞれの動的特性をそれらの境界節点に集約する形で求めておき、再び同節点での連続性から两部分系を総合していく）サブストラクチャー法であるため、土構造物と地盤の動的相互作用を評価することが容易である。

また、土構造物を三角形のせん断弾性梁と仮定すると、基盤面に対する土構造物天端の変位の周波数応答関数 $F(\omega)$ は次式のように分離して表現できる簡易応答解析法の定式化を行っている。

$$F(\omega) = u^*(\omega) \cdot \theta(\omega) \cdot \Phi(\omega) \cdot H(\omega) \quad \text{-----} \quad (1-1)$$

ここに、 $u^*(\omega)$ ：土構造物のないときの地盤の自由表面の周波数応答関数。

$\theta(\omega)$ ：土構造物の底面での入力損失フィルター。

$\Phi(\omega)$ ：土構造物と地盤の動的相互作用関数で、土構造物がない場合の自由表面の変位に対する土構造物底面の変位の比。

$H(\omega)$ ：底面が剛な基盤上にある土構造物の周波数応答関数。

$u^*(\omega)$ は重複反射理論より、 $H(\omega)$ はFEM解析あるいはせん断梁理論よりそれぞれ容易に求めることができる。

また、 $\theta(\omega)$ と $\Phi(\omega)$ は土構造物と地盤の動的相互作用を評価したものであって、それぞれ次式で与えられる。

$$\Phi(\omega) = 1 / \{1 - C(\omega) \cdot D(\omega)\} \quad \text{-----} \quad (1-2)$$

$$\theta(\omega) = \sin(k_0 \cdot b) / (k_0 \cdot b) \quad \text{-----} \quad (1-3)$$

ここに、 $C(\omega)$ ：土構造物と地盤の接触面での土構造物側の剛性で、

$$C(\omega) = \{ \mu_0 \cdot \omega \cdot J_1(\omega \cdot H_0 / \beta_0) \} / (\omega \cdot H_0 / \beta_0) \quad \text{-----} \quad (1-4)$$

$D(\omega)$ ：土構造物と地盤の接触面での地盤側の変位関数（コンプライアンス関数）で成層地盤を非減衰系とすると弾性波動理論より、

$$D(\omega) = (2/b) \frac{i \cdot \mu_{N+1} \cdot \rho_{N+1} \cdot T_{12}(k) + T_{22}(k)}{i \cdot \mu_{N+1} \cdot \rho_{N+1} \cdot T_{11}(k) + T_{21}(k)} \cdot \frac{\sin^2(kb)}{k^2} dk \quad \text{-----} \quad (1-5)$$

このように、土構造物を三角形のせん断弾性梁と仮定した場合、上記の全てのパラメータが解析解として求められ、簡易に応答解析を行うことが可能である。ただしこの場合は、土構造物底面の応力は一様と考えているため、土構造物底面の場所的な相互作用の評価はできない。

一方、土構造物をFEMで解析した場合はそれが可能で、土構造物と地盤の接触面上の各節点の相互作用関数 $\Phi(\omega)$ をみると、土構造物の中央に近いほど動的相互作用が大きいことが示されている。

その後、コンプライアンス関数を減衰系の成層地盤に対して、波動理論より、土構造物底面の応力分布が敷幅 $2b$ にわたって一定と仮定すること（土構造物を三角形のせん断弾性梁と仮定することと同義とみなせる）によって敷幅中央の値を解析的に求めている（佐藤・砂坂, 1983a）。

一般に、コンプライアンス関数の逆数が複素剛性であるから、土構造物と地盤の動的相互作用をこの複素剛性で接続された地盤と構造物に置き換えて解析することができる。ここでは、このコンプライアンス関数を種々の土質条件に対して求め、実部、虚部ごとに振

動数との関係を求めている。これによるとコンプライアンス関数は、

- ①ポアソン比にあまり関係しない。
- ②構造物の敷幅が大きくなる程小さくなる。
- ③地盤のせん断波速度（地盤構成）の影響を大きく受ける。

また、複素剛性 $k^*=k+i\cdot\omega$ から地下逸散減衰定数を $h=c/2m\cdot k$ （ k は土構造物全体の質量）として簡易に求め、振動数との関係を示している。これより、地下逸散減衰定数は、

- ①振動数が大きくなると小さくなる。
- ②地盤構成に影響を受ける。
- ③地盤が浅くなると小さくなる。

また、土構造物を三角形のせん断弾性梁、地盤を減衰系の成層地盤とする上記の手法より、具体的な土構造物—地盤系に対して応答計算を行い、土構造物と地盤との動的相互作用を次の各パラメーターから評価を行っている。

- ①コンプライアンス関数 $D(\omega)$ の周波数特性
- ②地盤の周波数応答関数 $u^*(\omega)$ 、土構造物の周波数応答関数 $H(\omega)$ 、土構造物—地盤系の周波数応答関数 $F(\omega)$ の比較
- ③動的相互作用関数 $\Phi(\omega)$ の周波数特性

さらにその後、土構造物を三角形のせん断弾性梁、地盤を非減衰系の成層地盤と仮定して同様な手法でコンプライアンス関数を求めている（佐藤・砂坂, 1983b）。

この場合、地盤は非減衰系であるためコンプライアンス関数は純虚数となり、この逆数である複素剛性は減衰項のみとなる。すなわち、土構造物と地盤の動的相互作用はダッシュポットのみで接続された地盤と構造物に置き換えられる。

このダッシュポットの減衰係数として $\rho_1 V_{s1}$ （ ρ_1 ：地盤の密度、 V_{s1} ：地盤のせん断波速度）を採り、この系の固有振動数と、剛な基盤上の内部減衰を有する三角形せん断梁の固有振動数とが、各振動モードごとに等しくなるように求めた三角形せん断梁の内部減衰を等価逸散減衰定数として求めている。これによると、等価逸散減衰定数は、

- ①インピーダンス比に比例し、その比例定数はモードの次数が大きいく程小さくなる。
- ②比例定数は大町(1981)が求めた値とほぼ一致する。

ところで、このダッシュポットの減衰係数として $\rho_1 V_{s1}$ を採ったのは、一般に、半無限弾性地盤の表面に半無限分布荷重 $P_0 \cdot e^{-i\omega t}$ が作用するときの地下逸散減衰が $\rho_1 V_{s1}$ で与えられるからであって、実際には土構造物の敷幅は有限であるから、敷幅を考慮した等価逸散減衰定数は、

- ①半無限弾性地盤—半無限分布荷重系の場合より大きくなる。
- ②インピーダンス比との関係は右上がりの曲線となる（インピーダンス比に単純に比例しない）。
- ③このことは、波動が鉛直方向へだけでなく土構造物の側方への逸散の効果も表している

と言える。

さらに、佐藤(1983c)は非減衰系の多層地盤に対して、逸散減衰効果を等価な内部減衰に置換し、その等価減衰定数を用いることによって(波動の逸散減衰を考慮した)モード解析法を展開し、その有用性を示している。この中で、まず(下層半無限の)非減衰の2層地盤系に対して、表層地盤に対して固有値解析を行うと固有振動数は複素数となり、固有モードも複素モードに対する一般化された直交関係を示す。これより、無次元モードをN次元モードまでの応答で近似できるものとして、モードの直交性を利用すると通常非減衰系のモード解析が可能となる(ここでは、複素モード系における刺激係数を示しているに留まっている)。さらに、この中で表層地盤の固有振動数が剛な基盤で支持されたVoigt形の粘弾性地盤の固有振動数と等値することによって地下逸散減衰を等価な内部減衰に置換している。その結果、表層の等価地下逸散減衰定数はSezawa(1936)が求めた式と同一のものとなっている。(具体的な2層地盤における等価逸散減衰を用いたモード解析(モード重ね合わせ数は5次まで)と重複反射理論との応答関数の比較例をみるとまずまずの近似度であった。さらにこれを多層地盤への定式化を行っている。)

1.1.4 泉らの研究

泉ら(1982)は、構造物-地盤系の振動解析において地盤底面に粘性境界、側方に伝達境界を用いた2次元FEM解析によって、振動解析を行ううえでのこの手法の精度上の問題点および等価逸散減衰定数の評価を行っている。

ここで注目すべき点は以下のとおり。

①必要な解析精度が得られる地盤のメッシュ高さHは、次式で与えられるが、重複反射理論との比較をみると $n=13$ 程度で良い一致がみられ、この程度の分割数 n では質量マトリックスとして集中質量か分布質量かにはよらない結果となっている。

$$H \leq V_s / \{(n-1) \cdot \nu_{max}\} \quad \text{-----} \quad (1.6)$$

ここに、 V_s : 地盤のせん断波速度

n : せん断波1波長の分割数

ν_{max} : 計算に考慮する最大振動数

②等価逸散減衰定数の算定方法として2通りの方法を行い、インピーダンス比 α との関係を求めた。これによると α が大きくなると逸散量は小さくなるという一般的な傾向と一致している。また、 $\alpha=1.0 \sim 4.0$ では6~10%程度となっているが、この結果は堤体の内部減衰を考慮していないものである。

1.1.5 平田の研究

平田(1989)は、2次元FEM解析(NODAL-II)を用いて、フィルダムの地下逸散減衰の評価および1次元せん断梁理論で求められる等価逸散減衰定数との比較検討を行っている。

NODAL-Ⅱの主な特徴は以下のとおり。

- ①積分は時間領域で行うもので、直接積分法としてはNewmarkの β 法を用いている。
- ②減衰はMaxwell-Voigt体で表される粘性減衰を取り入れているため、減衰は周波数依存性がある。このため、剛基礎モデルで考慮される等価逸散減衰も設定された粘性減衰の振動数依存特性に支配されることになる。
- ③地盤底面に粘性境界設定できるが、側方はローラーとしなければならない。また、粘性境界のダンパー定数は取り付けられた要素の時間ステップ毎に変化するS波速度あるいはP波速度に応じて変えることができる。

高さ100mの線形な物性値をもつ ($V_s=500\text{m/s}$, $h=5\%$) モデルダムに対して、剛基礎モデルと堤体-地盤 (高さ20m) モデル ($V_s=2000, 1500, 1000, 500\text{m/s}$, $h=2\%$:一定) との応答が合う (波形の重ね合わせで評価) ように各 V_s 値をもつ地盤ごとに等価逸散減衰定数を定めた結果をみると、1次元せん断梁理論から求めた1次モードと2次モードのほぼ中間に位置していた。ただし、入力地震動は1978年宮城県沖地震の1地震波のみであり、この結果はその周波数特性に若干左右されるものと考えられる。

剛基礎モデルに等価逸散減衰定数を考慮した場合と、堤体-地盤系モデルで解析を行った場合との応答特性 (最大応答加速度) の違いは以下のとおり。

- ①ダム底面では、地盤との相互作用により堤体-地盤系モデルのほうが剛基礎モデルにくらべ最大応答加速度は小さく、その傾向はダム軸中心に近いほど大きくなる。
- ②ダム軸上では、剛基礎モデルのほうが最大加速度は大きく安全側の評価となる。
- ③法面上では、60%高さ付近で剛基礎モデルの最大加速度は小さくなり必ずしも安全側の評価にはならない。

また、堤体-地盤系モデルにおける基盤表面レベルでの最大加速度は以下の特性をもつ。

- ④堤体中心部ほど小さく、法尻から離れるほど自由表面上最大加速度に漸近する。
- ⑤インピーダンス比 α が大きいほど上記の傾向が顕著 (α が大きいほど相互作用大) となる。
- ⑥ $\alpha=1$ の場合では堤体と地盤との連性振動により、法尻から離れた基盤表面上の最大加速度は自由表面上最大加速度より大きくなる。
- ⑦基盤上で法尻からダム底面幅の半分程度離れたところに観測点を配すれば、ダムの影響が少ない地震波が観測できる。

新冠ダムでの実測値を用いた解析 (岩盤上に基礎を置く堤頂標高の洪水吐での観測動を露頭岩盤上のものと同等として代用している) で、剛基礎モデルおよび堤体-地盤系モデル (堤体、地盤の動的物性値は推定、また減衰定数と地盤のせん断弾性係数は線形) とで検討を行っている。その結果は以下のとおりである。

- ⑧剛基礎モデルで考慮する等価逸散減衰定数は、堤頂でのpeak to peakの最大加速度の対応から求めると約8%であった。これは、モデルダムでのパラメータサーベイから得ら

れた結果より大きめの値であり、その差異の理由としては、入力地震動の位相特性の影響としている。

⑨堤体－地盤系モデルでは、地盤のせん断剛性率が未知であったため、堤頂での観測値の最大加速度に近くなる地盤剛性を採用しているが、波形自体の対応は良いとは言えない。また、計算波形の方が短周期成分をより多く含んでいる。この理由としては、入力地震動は洪水吐きで記録されており、真の露頭波のものでなかったためとしている。

1.1.6 大町の研究

大町(1980)は、フィルダムにおける地下逸散減衰量を等価な内部減衰定数としてどの程度見込むべきかをせん断梁理論に基づく共振曲線から、インピーダンス比 α の関数として次の概略値を表した。

$$0.4\alpha \text{ (1次モード)}, 0.2\alpha \text{ (2次モード)}, 0.1\alpha \text{ (3次モード)} \text{ ----- (1-7)}$$

また、その後、半無限弾性基礎上の非減衰系の三角形せん断梁モデルの第 i 次の基準振動モードの運動方程式を有効質量を仮定した1自由度系の減衰自由振動の運動方程式に置換することによって、等価逸散減衰定数 h_i を次式で示している(大町, 1981)。

$$h_i = \alpha / z_i \text{ (堤体の } G \text{ 一定) ----- (1-8)}$$

$$h_i = \alpha / \sqrt{y_i} \text{ (堤体の } G \text{ が深さ方向に増加) ----- (1-9)}$$

ここに、 z_i ：第1種0次Bessel関数の i 番目の零点。

y_i ：第1種1次Bessel関数の i 番目の零点。

さらに、常時微動観測に基づく実測記録の共振曲線からフィルダムの地下逸散減衰定数の算定を行っている(大町, 1986, 1987)。ただし、 i 次の地下逸散減衰定数 h_i は、ハーフパワー法によるものではなく、共振ピーク値(M_{max})より次式から求めている。

$$h_i = \beta_i / (2 \cdot M_{max}) \text{ または } h_i = 1 / (2 \cdot M_{max}) \text{ ----- (1-10)}$$

ここに、 β_i ： i 次の刺激係数

また、東平ら(1990a)は、時間領域での有限要素法と境界要素法の結合解法(時間領域F E-BE法)によって、堤体と地盤および堤体－地盤－貯水系の動的相互作用を検討している。この手法は、堤体と貯水池の一部をFEMで、基礎地盤と貯水池のFEM離散化をBEMでモデル化しており、境界要素法の導入によって、フィルダムにおける振動エネルギーの貯水池と基礎地盤への逸散を初めて正しく評価できるようになったと言える。また、この手法は、任意の入射角の震動を簡単に扱うことができる。本手法を用いた弾性基礎上のフィルダムのダム頂におけるインパルス応答の振動モード解析から、逸散減衰定数、モードの振幅、固有円振動数を算定し、フィルダムと基礎の動的相互作用に与えるインピーダンス比の影響を検討しており、要約すると以下のとおり。

①逸散減衰量は、インピーダンス比 α と簡単な線形関係にはなく、また単純にモード次数が小さいほど大きいものでもないが、式(1-7)で与えられる概略値と $0 \leq \alpha \leq 0.4 \sim 0.5$ の範

囲でだいたい一致している。

②固有振動数は、インピーダンス比が小さい場合にはモード次数にもよるが、ほとんど剛基礎の固有振動数と変わらない。しかし、インピーダンス比0.25以上になると剛基礎の固有振動数に比べて小さくなる。例えば、1次モードの固有振動数は剛基礎のときに比べインピーダンス比が0.3のときは約10%、インピーダンス比が0.5のときは約20%低下する。

③固有振動モード形状は、インピーダンス比が0.3以下であれば、低次モードでは基礎を剛体と仮定しても良い。インピーダンス比が0.5になると基礎面の変形も著しくなり、剛基礎上のものと異なる形状となる。

また、フィルダムの堤体－地盤－貯水系の解析結果（ダム高100m, 満水状態, 堤体の $V_s=300,500\text{m/s}$, 地盤の $V_s=1000\text{m/s}$ ）によれば（東平ら, 1990b）、貯水による動水圧の効果は、ダムの振動モードによって異なり、1次モードでは大きな影響を与えないが、2次モードの発生を大幅に抑制する。また、2次以上の固有振動数は、動水圧の付加質量の効果により、低振動側にシフトする。しかし、概して貯水がダムの振動に与える影響は小さい。

1.2 フィルダムの位相差入力に関する既往の研究

1.2.1 Dibaj and Penzienの研究

Dibaj et al. (1967)は、CloughとChopraによるFEM解法を適用して、アースダムの地震入力が進行波である場合の解析を行っている。

これによれば、地震動を空間的に変化しないと仮定した場合の解析は、地震波速度がかなり小さく、しかも非常に幅の広い土構造物の応答を解析しようとする場合には大きな誤差を生む可能性があり、地震動が時間的のみならず空間的にも変化することを考慮することの重要性を述べている。

1.2.2 駒田らの研究

駒田ら(1977)は、ロックフィルダムの3次元モデルに対して進行波を考慮した3次元FEM解析を行い、入射する方向の違いによる堤体の震動特性と従来の同位相で入射した場合との差異について検討している。

解析方法の特徴は以下のとおり。

①振動解析法としてモード法を用いているが、減衰マトリックスについてはモードの直交性は保証されていないため、この点について1つの近似解法である。

②減衰はVoigt型の粘弾性モデルを仮定している。ただし、その動粘性係数および動弾性係数は、大型動的三軸試験結果から想定される地震時の応力水準に応じた値を与えている。

解析結果は以下のとおり。

①一様地震波入力の場合に比べ進行性地震波入力の場合には、応答加速度および堤体の動応力は7～9割程度となる。

②堤軸方向の最大加速度が生じる堤体内の地点は進行性地震波の進行方向によって異なり、その地点は堤体内の進行波の経路が最大になる地点に一致する。

1.2.3 渡辺の研究

渡辺(1977)は、Mダムに対して堤軸方向の進行性地震波により、コア部に不利な歪状態を発生するか否かを解明するために、コア部堤軸縦断面に対して左岸側から進行性地震波を入力した2次元FEM解析を行った。

解析手法の特徴は以下のとおり。

①運動方程式の積分は時間領域で行うが、運動方程式中の加速度項を中央差分公式で近似し、質量マトリックスにLumped Mass Matrixを用いることによって積分過程に逆行列計算を行わずに済む利点(計算時間の短縮化)がある。

②減衰はMaxwell型の粘弾性体モデルを仮定している。

③解の安定性を保つために時間刻み Δt は、初期値に対して安定なための一般条件であるVon Neumannの条件を適用して決定している。

解析結果のうち、応答加速度の特性のみについて要約すると以下のとおり。

①堤軸方向の応答加速度は、一様水平地震波、進行性地震波の両者において谷が深い所ほど大きくなる。

②進行性地震波に対する水平加速度応答は、最右岸部を除いて一様水平地震波に対する場合よりもかなり小さく、場所的な最大応答加速度の分布は類似している。この理由としては、入力水平加速度の最大振幅が鉛直方向より傾斜している分だけ小さいためとしている。一方、最右岸寄り堤頂では、一様水平地震波に対するものよりも大きく、これは左岸側からの入射による堤体の震動と右岸側基盤直下からの震動が重複したためとしている。

③進行性地震波に対する鉛直加速度応答は、一様水平地震波に対する場合よりも大きく、この傾向は右岸寄りで著しい。

④以上より、堤軸方向震動においては、入射方向先のアバット部で水平・鉛直両方向とも一様水平地震波の場合より大きくなり注意が必要である。

1.2.4 Dakoulas et al.の研究

Dakoulas et al.(1992)は、アースダムの地震応答における進行波の影響を調べるために任意の角度で入射する定常調和SH波に対する狭谷のダムの定常せん断応答を求める手法の提案とそれによる解析結果を示している。

この方法は、ダムを2次元の三角形のせん断梁モデルとし、谷をチャンネル型の弾性体としている。

モデルダムによる堤軸方向の震動において、入射角および谷幅に関するパラメータスタディの結果は以下のとおり。

- ①左から右方向へ移動する斜め入射波に対しては、ダムへの応答は主に基盤の底面からの入射波と左側境界からの入射波の干渉によって大きく影響を受ける。
- ②入射角を次第に大きく（水平方向に近く）していくと堤頂での最大応答は入射角が $30 \sim 35^\circ$ のときに生じた。
- ③さらに入射角を大きくすると最大応答を生じる地点が堤頂からダムの右サイトへ移動する。
- ④谷幅を非常に長くすると、すなわち非常に堤頂長が長いダムでは、高周波の斜め入射ではほとんど堤頂での増幅はなく、低周波の斜め入射ではほとんど震動すらなく、弾性半無限地盤の応答に近づく。
- ⑤以上の結果は、既往の沖積谷にSH波が入射した場合の結果と一致する。

2. 実測記録に基づく挙動解析

2.1 実測地震動

2.1.1 三保ダム概要

三保ダムは高さ95mの中央コア型ロックフィルダムで最大断面を図-2.1に示す。遮水ゾーンは薄く堤体の大部分はロック材料で構成されている。ロックゾーンは大粒径、中粒径および小粒径の3ゾーンよりなり、これらの粒度分布は図-2.2に示すが、小粒径のロック材料でも平均粒度は4.76mm程度であり、透水係数は 10^{-3} cm/s以上の自由排水の材料である。遮水ゾーンのコア材料は風化岩とスコリアロームをストックパイルで混合した粒度の良い礫混じり土で、まき出し厚40cm、3.2tブルドーザー12転圧施工されている。表-2.1に各ゾーンの間隙比、比重および密度を示すが、各ゾーンとも高い密度に締固められている。

ダム基礎は、新第三紀の漸新世から中新世にかけての海底火山活動に伴う安山岩質火山碎屑岩を主体とし、一部に輝石安山岩の貫入が見られる。基岩は、P波速度が4.0~4.5km/s程度のよく固結した硬岩である。

2.1.2 観測地震の概要

三保ダムで、過去において観測された地震記録をまとめて表-2.2に示す。また、本検討に用いた比較的揺れの大きかった地震動の主な諸元を表-2.3に、震源の位置を図-2.3に示す。

2.1.3 観測地点および観測計器

三保ダムに設置されている地震計（加速度計）は、電磁型加速度計4ヶ所（天端、コア敷通廊、上下流ロック部）、SMAC-Q型強震計2ヶ所（天端、下流法尻）の計6ヶ所である。その位置図を図-2.4に示す。

使用されているSMAC-Q型強震計および電磁型加速度計の特徴は以下のとおりである。なお、SMAC-Q型強震計は明石製作所（株）、電磁型加速度計は共和電業（株）作製のものである。

（SMAC-Q型）

① Q型は想定加速度が岩盤で100~200gal、堤体で300~500gal級の地震動の観測を目的としたものである。このため、記録振幅スケールは非常に大きく、観測された記録自身は非常に小さい。よって、拡大装置（ミニコピーリーダー）を使わないと読み取れない。通常、記録フィルムを8倍に拡大して読みとるが、1mm=200galの精度は変わらない。

② 振子の固有振動数は20Hzということから、振動加速度に対する相対感度の周波数特性

(1~20Hz) は良いといえる。

使用されているSMAC-Q型強震計の性能諸元を一般的に多用されているSMAC-B2型と比較して表-2.4に示す。

(電磁型)

本計器 (AS-1C型式) の周波数特性は良く、測定周波数範囲は0~50Hzであることから、振動加速度に対する相対感度の周波数特性については特に問題はないといえる。

また、現測定可能最大加速度は980galであり、紙送り速度は0.25~40cm/secまで5種類あり、使用目的により選択できるようになっている。

2.1.4 観測地震動の補正

一般に、加速度記録には種々の原因による誤差が含まれており、その主なものを上げると次のものがある。

- ①地震計の振動数特性に起因するもの。
- ②記録紙の伸縮や蛇行などによるもの。
- ③記録ペンの片寄りや記録紙との摩擦によるもの。
- ④記録の読みとりに伴うもの。

加速度記録を積分して速度や変位を算出する場合には、この誤差成分が強調されていくことから、加速度記録の誤差成分の除去方法には十分な検討が必要である。

①については、通常各計器に対応した計器補正を行う。例えば、SMAC型強震計では図-2.5に示すような計器補正が行われる (常田ら、1992)。

②③については、長周期の誤差として記録に表れるため、長周期誤差成分の除去が行われる。

④については、読みとり段階において注意深く行う以外にない。

ここでは、SMAC-Q型強震計・電磁型加速度計とも比較的高周波成分まで感度が良いこと、および動的解析では13Hz程度以上の高周波成分はほとんど影響がないことから短周期成分での計器補正は行わず、計器補正を含め長周期成分の基線誤差修正を行った。

一般に、長周期 (低振動数) の誤差成分の除去には、以下の方法がある。

- ①低振動数を遮断するフィルターを用いる方法
- ②加速度記録の基準線を多項式であらわし、基準線まわりの加速度の2乗平均あるいは速度の2乗平均が最小になるという規範を用いて多項式の係数を定める方法 (Berg et al. 1961)。
- ③加速度から変位への積分過程が梁の分布荷重から曲げモーメントへの積分過程と等価であること、および力学系に挿入されたばねが加速度波形の低周波を遮断するための

フィルターの役割を果たすことを利用して基線の補正を行う方法（吉田ら、1974）。

②③の補正法では、仮定する多項式の次数によって得られる変位の波形が異なり、一義的には決定しえないパラメーターの値に対して、最大変位振幅が比例（②の場合）、もしくは反比例（③の場合）することになり、振動数領域での遮断振動数との対応が明確ではない。

よってここでは、①の方法を用いることとし、一般に使用されているTrifunac(1971)によって提案された方法を用いるものとした。

Trifunacによる基線誤差修正の手順を図-2.6に示す。この手法の主要な点は、数値濾波にあり、その変換関数は次式によって表現される（変換関数には多くの形が有り得るが、ここでは一般的な台形の濾波特性を採用した。）

$$H(f) = \left\{ \begin{array}{ll} 1 & (f < f_c \text{ のとき}) \\ (f_s - f) / (f_s - f_c) & (f_c \leq f \leq f_s \text{ のとき}) \\ 0 & (f > f_s \text{ のとき}) \end{array} \right\} \quad \text{-----} \quad (2-1)$$

ここに、 f_s ：濾波終端周波数

f_c ：濾波切断周波数

変換関数 $H(f)$ に対応した重み関数 $h(t)$ は、

$$h(t) = (1/2\pi) \int_{-\infty}^{\infty} e^{i\omega t} H(\omega) d\omega \quad \text{-----} \quad (2-2)$$

ただし、 $\omega = 2\pi f$

等間隔に数値化された時系列に対しては $h(t)$ の重み関数は次式となる。

$$h_n = (\cos 2\pi n \lambda_c - \cos 2\pi n \lambda_s) / \{2\lambda_r (\pi n)^2\} \quad \text{-----} \quad (2-3)$$

$$(n=0, \pm 1, \pm 2, \dots, \pm N, \lambda_s = \lambda_c + \lambda_r)$$

ただし、 $\lambda_c = f_c / f_s$

$\lambda_r = (f_s - f_c) / f_s$

$f_s = 1 / \Delta_t$

Δ_t ：等間隔の時間刻み

式(2-1)から式(2-3)までにおける f_c と f_s は加速度記録に含まれる長周期の誤差成分の周波数特性によって決定されなければならない。

図-2.7は、典型的な長周期ノイズが混入している加速度記録のフーリエスペクトルを模式的に示したものであり（沢田ら、1987）、この長周期誤差を取り除くにはフーリエスペクトル上で原記録よりこのノイズ分だけを取り除くように f_c 、 f_s を決定すればよいことになる。

本ダムで観測された原波の代表例として、図-2.8にSHAC-Q型強震計、図-2.9に電磁型加速度計で記録された加速度記録のフーリエスペクトルを示す。これより、 $f_c=0.3$ 、 $f_t=0.5$ (Hz)であることが判る。また、他の記録をみてもほぼこの値に近いものであった。

電磁型加速度計の記録について、数種類の切断周波数について数値実験を行った例（松本、1978）をみても、上記の切断周波数の場合が比較的良好な基線誤差修正を行っていた。

以上より、本報告では $f_c=0.3$ 、 $f_t=0.5$ (Hz)として基線誤差修正を行った。

2.1.5 基礎岩盤における観測地震動の基本特性

法尻およびコア敷での観測地震動（補正後）の最大加速度と卓越周波数をまとめて表-2.5に示す。

堤体の影響の少ない法尻での観測地震動において、上下流方向のフーリエスペクトルを図-2.10(1)～(4)に示す。

卓越周波数は、上下流方向では、伊豆半島沖地震で3.1Hz、4.1Hz、箱根地震で3.2Hzが卓越しているが、山梨県東部地震では6.9Hz、8.5Hz、神奈川県西部地震では6.6Hz、7.5Hzと前者2地震に比べ高周波成分が卓越している。これは、ダム軸方向、鉛直方向もほぼ同じような傾向をもっており、後者2地震が直下型地震としての特性がそのまま現れていると言える。

遠距離に震源をもつ地震動の卓越周期としては、渡辺ら(1975)による推定式があるが、これを伊豆半島沖地震にあてはめると（箱根地震の場合 $5.5 \leq M$ より算定不能）次のようになる。

$$T_p = (1.28 \times 10^{-3} M - 7.02 \times 10^{-3}) X + 0.211 \quad \text{-----} \quad (2-4)$$

ただし、 $5.5 \leq M \leq 7.8$

$$59 \leq X \leq 762$$

ここに、 T_p ：地震加速度の卓越周期 (sec)

M ：地震のマグニチュード

X ：震源距離 (km)

（伊豆半島沖地震）

$$\begin{aligned} \therefore T_p &= (1.28 \times 10^{-3} \times 6.7 - 7.02 \times 10^{-3}) \times 10^2 + 56^2 + 0.211 \\ &= 0.300 \text{ (sec)} \end{aligned}$$

$$\therefore f_p = 3.3 \text{ (Hz)}$$

これより観測値とはほぼ一致する。また、震央距離と卓越周期の関係を示したSeed(1968)の図にプロットしたものを図-2.11に示す。

一方、コア敷における観測地震動は、堤体と基礎の動的相互作用の効果を含んでおり、この効果は、堤体の影響のない（あるいは堤体が無い場合の）自由地表面での地震動に対して短周期成分が除去される一種のローパスフィルターとしての効果があることから、地

震波の入力損失と呼ばれることもある（山原、1969, 1970）。

この効果を調べるために、法尻に対するコア敷のフーリエスペクトルの比を図-2.12に示す。なお、図中には後述する堤体-地盤系モデル（基礎高100m）において伊豆半島沖地震を入力した場合の計算結果も対比して示す。

伊豆半島沖地震におけるダム上下流方向のスペクトル比をみると、堤体と地盤との連成系における固有周期 T （0.53sec）付近で最大値、ダム単独の固有周期 T_B （0.48sec）付近で最小値をとり、さらに T_B より短周期側で1以下となっている。これは、通常のこの種の相互作用効果の傾向と一致する。また、ダム軸方向、鉛直方向にもこの傾向はみられる。

一方、山梨県東部地震の場合、伊豆半島沖地震ほど明確ではない。

これまでの観測記録から、法尻とコア敷での最大加速度の関係を図-2.13(1), (2)に示す。コア敷での最大加速度は法尻の約80%～50%となっている。

2.2 三保ダムの地震時の挙動特性

2.2.1 固有周波数

観測データより、法尻での基礎地震動に対するダム天端の周波数応答関数から堤体の固有周波数を求めた。ただし、地震の方向はダム上下流方向とした。また、周波数応答関数はフーリエスペクトルの比で求め、スペクトルはバンド幅0.4HzのParzenウィンドによって平滑化を行っている。

周波数応答関数を図-2.14(1)~(4)に、卓越周波数を表-2.6に示す。

これより、1次固有周波数は上下流方向で1.8~2.0Hz、ダム軸方向で1.7~2.2Hzである。一方、鉛直方向は他の水平方向とは異なり多数のモードが各地震ごとに高周波領域まで存在しており、やや不明確である。

2.2.2 最大加速度の応答特性

ダム基礎での最大加速度 A_n と天端での最大加速度 A_t の関係をこれまでの観測データから整理すると図-2.15(1)~(3)のようになる。また、それぞれの回帰式を求めると次のようになった。

天端と法尻 (SHAC-Q型)	上下流方向： $\log_{10} A_t = 0.659 \log_{10} A_n + 8.737$ ($R^2 = 0.834$)
	ダム軸方向： $\log_{10} A_t = 1.013 \log_{10} A_n + 2.231$ ($R^2 = 0.938$)
	鉛直方向： $\log_{10} A_t = 0.953 \log_{10} A_n + 4.222$ ($R^2 = 0.910$)
天端とコア敷 (電磁型)	上下流方向： $\log_{10} A_t = 0.744 \log_{10} A_n + 6.561$ ($R^2 = 0.809$)
	ダム軸方向： $\log_{10} A_t = 0.827 \log_{10} A_n + 5.599$ ($R^2 = 0.835$)
	鉛直方向： $\log_{10} A_t = 1.030 \log_{10} A_n + 3.469$ ($R^2 = 0.872$)

ただし、 R^2 は決定係数を示す。

2.2.3 セン断剛性率の非線形性

せん断梁理論より、非減衰系でせん断剛性率 G_0 が一定の場合、自由振動の基本(1次)固有周波数 f_0 は後述の式(2-6)より次式で表される。

$$f_0 = A \cdot \sqrt{G_0}$$

ただし、 $A = t_1 / (2\pi H \rho)$ 。

いま、せん断剛性率が G_0 から G^* に移動したと考えるとその固有周波数 f_1^* は次式となる。

$$f_1^* = f_0 \sqrt{G^* / G_0}$$

$$\therefore G^* / G_0 = f_1^{*2} / f_0^2 \text{ ----- (2-5)}$$

これより、微小ひずみ時の基本固有周波数を f_0 とし、強震ひずみ時のそれを f_1^* とする

と、式(2-5)より微小ひずみ時に対する強震ひずみ時の剛性率の低下率を求めることができる。

強震時の堤体の基本固有周波数は既に図-2.14の周波数応答関数から求めた。また、各地震動に対する堤体の平均的なせん断ひずみは、次の2つの方法で求めた。

①の方法；1次元動的解析手法SHAKEMを用い、法尻での地震動を入力して、等価逸散減衰定数を調節しながら天端の最大応答加速度が実測値に近くなったときの各層間の最大せん断ひずみの値を堤体全体で平均したものに0.65を掛け、有効せん断ひずみに直したものをを用いた。

②の方法；次式より求めた天端での変位をダム高(95m)で割って堤体の平均的な最大せん断ひずみとした。

$$(\text{天端の変位}) = A_{\max} / \omega_1^2 \quad (\omega_1^2 = 2\pi f_1^2)$$

ここに、 $A_{\max}$ ：天端の最大加速度（電磁型加速度計の値を採用した）、 f_1 ：各地震動から求めた基本固有周波数、 ω_1 ：各地震動から求めた基本固有円振動数

微小ひずみ時の基本固有周波数および堤体の平均的なせん断ひずみの値としては、小規模地震動として観測された千葉県東方沖地震または東京湾地震の値を用いることとした。千葉県東方沖地震および東京湾地震の基礎（法尻）に対する天端の周波数応答関数を図-2.16(1)(2)に示す。

解析の結果、東京湾地震における堤体平均有効せん断ひずみが最も小さくほぼ 10^{-5} であったため、東京湾地震を微小ひずみ時（ 10^{-5} ）と考えこれに対するせん断剛性率の低下率を求めた。

計算結果を表-2.7および図-2.17に示す。これより、 10^{-5} のせん断ひずみで基準化した繰返し三軸試験結果より若干小さいが、ほぼ同じようなせん断ひずみに対する非線形性を示している。

2.2.4 逸散減衰定数

図-2.14および図-2.16の周波数応答関数についてハーフパワー法で各共振曲線の減衰定数を算定し、その共振曲線のピーク周波数との関係をプロットすると図-2.18(1)～(3)のようになる。ただし、この減衰定数はダム基礎地震動として比較的堤体の影響の少ない法尻での観測地震動を用いているため、堤体の内部減衰と逸散減衰の両方を含んだ全体の減衰定数と言える。

これより、全体の減衰定数は周波数が高くなる程小さくなる傾向がある。これはハーフパワー法による減衰定数の算定式からは、高周波数になるほど共振曲線の幅が大きくなり、減衰定数は高周波数になるほど小さくなる。しかし、この傾向は地下逸散減衰定数の周波数特性と一致している。

前述のSHAKEMでの解析結果から得られた堤体の平均有効せん断ひずみに対する内部減衰

(材料減衰)をロック材料の繰返し三軸試験結果から求め、実測から求めた全体の減衰定数から差し引くことによって逸散減衰定数を求めると表-2.8のようになる。

各地震動における逸散減衰定数と卓越周波数 f およびダム基礎での最大加速度 A_n との関係を図-2.19に示す。

これより、データ数が少ないため明確な関係は今後のデータの蓄積によらなければならないが、概ね次のような地下逸散減衰量と地震動特性との関係が推定される。

①地震動の卓越周波数がほぼ同じなら、最大加速度が大きいほど逸散減衰も大きい。

②ダム基礎で同じ最大加速度をもつ地震なら、地震動の卓越周波数が小さいほど逸散減衰は大きくなる。

2.2.5 固有周波数についての理論的考察

まず、種々の経験式あるいは理論式から、三保ダムの固有周期を算定してみる。

①岡本(1971)による経験式

岡本は、実測されたロックフィルダムの固有周期 T (sec) と堤高 H (m) の相関から次式を提案している。

$$(\text{堤軸直行方向}) \quad T = 0.50H / 100 \quad \therefore T = 0.54 \times 95 / 100 = 0.475, \quad f = 1/T = 2.11$$

$$(\text{堤軸方向}) \quad T = 0.45H / 100 \quad \therefore T = 0.45 \times 95 / 100 = 0.428, \quad f = 1/T = 2.34$$

$$(\text{上下方向}) \quad T = 0.36H / 100 \quad \therefore T = 0.36 \times 95 / 100 = 0.342, \quad f = 1/T = 2.92$$

②松村(1934)の理論式

松村のくさび形せん断梁理論によれば、固有周期は次式で与えられる。

ア) 堤体のせん断弾性係数が一定の場合

$$T_i = 2\pi H / (t_i \cdot V_s) \quad , \quad V_s = \sqrt{G/\rho} \quad (\text{ダム上下流方向}) \quad \text{-----} \quad (2-6)$$

ここに、 T_i : i 次の固有周期 (sec)

t_i : 第1種0次Bessel関数の i 番目の零点 ($t_1=2.4048, t_2=5.5201$)

H : 堤高 (m)

V_s : 堤体のせん断波速度

G : せん断弾性係数

g : 重力加速度 (=9.8m/sec)

ρ : 材料の密度

三保ダムの弾性波探査の結果より、ダムの中標高 (95/2=47.5m) におけるせん断波速度は約 $V_s=500\text{m/sec}$ であるから、

$$\therefore T_1 = 2 \times 3.14 \times 95 / (2.4048 \times 500) = 0.496 \text{ (sec)}, \quad f_1 = 1/0.496 = 2.02 \text{ (Hz)}$$

$$\therefore T_2 = 2 \times 3.14 \times 95 / (5.5201 \times 500) = 0.216 \text{ (sec)}, \quad f_2 = 1/0.216 = 4.63 \text{ (Hz)}$$

イ) 堤体のせん断弾性係数が深さ z 方向に比例する場合 ($G = G_0 \cdot Z$)

$$T_1 = (4\pi/y_1)\sqrt{\rho \cdot H/G_0} \quad (\text{ダム上下流方向}) \quad \text{-----} \quad (2-7)$$

ここに、 y_1 ：第1種1次Bessel関数の1番目の零点($y_1=3.8317, y_2=7.0156$)

深さ方向のせん断波速度(図-3.4参照)が $Z = a V_s^2$ で近似できるとすれば、

$$G = \rho V_s^2 = \rho Z/a, \quad \therefore G_0 = \rho/a$$

よって、式(2-7)は次式となる。

$$T_1 = (4\pi/y_1)\sqrt{a \cdot H} \quad (\text{ダム上下流方向}) \quad \text{-----} \quad (2-7)'$$

$Z = 47.5\text{m}$ のとき $V_s = 500\text{m/sec}$ とすると、 $a = 0.00019$ であるから、

$$\therefore T_1 = (4\pi/3.8317) \times \sqrt{0.00019 \times 95} = 0.441 \text{ (sec)}, \quad f_1 = 1/0.441 = 2.27 \text{ (Hz)}$$

$$\therefore T_2 = (4\pi/7.0156) \times \sqrt{0.00019 \times 95} = 0.241 \text{ (sec)}, \quad f_2 = 1/0.241 = 4.15 \text{ (Hz)}$$

③畑中(1952)の理論式

畑中の三次元せん断振動解では、固有周期は次式で与えられる。

$$T_{ns} = 2\pi / \sqrt{n_0^2 - \varepsilon^2} \quad \text{-----} \quad (2-8)$$

$$n_0^2 = C_0^2 (n^2 \pi^2 / a^2 + \lambda_s^2 / b^2)$$

$$\varepsilon = C_1^2 / 2 \cdot (n^2 \pi^2 / a^2 + \lambda_s^2 / b^2)$$

$$C_0^2 = G / \rho$$

$$C_1^2 = \gamma_s / \rho$$

ここに、 T_{ns} ：(n, s)次モードの固有周期 (n:堤軸方向, s:鉛直方向)

b:堤高

a:谷幅

C_0 :せん断波速度

λ_s :第1種0次Bessel関数のs番目の零点

ρ :材料の密度

γ_s :材料のせん断粘性係数

G:材料のせん断弾性係数

粘性がない場合の自由振動の固有周期は、 $C_1^2=0$ 、従って $\varepsilon=0$ より次式となる。

$$T_{ns} = 2\pi b / (C_0 \sqrt{n^2 \pi^2 / k^2 + \lambda_s^2}) \quad (n=1, 2, 3, \dots, s=1, 2, 3, \dots) \quad \text{-----} \quad (2-9)$$

$$= T_0' \lambda_s / \sqrt{n^2 \pi^2 / k^2 + \lambda_s^2} \quad (n=1, 2, 3, \dots, s=1, 2, 3, \dots)$$

$$= T_0' \cdot \Gamma \quad \text{-----} \quad (2-10)$$

ここに、 $k: k=a/b$

T_0' :2次元自由振動の固有周期で、式(2-8)において特に堤体の長さaがbに比べて非常に大きいときに一致。 $T_0' = 2\pi b / C_0 \lambda_s$

$$\Gamma: \Gamma = \lambda_s / \sqrt{n^2 \pi^2 / k^2 + \lambda_s^2}$$

三保ダムにおいて、 $k=587.7$ (堤頂長)/ $95.0=6.2 \approx 7$ とすると、

$$\therefore T_{11}=0.496 \times 0.982=0.487 \quad \therefore f_{11}=2.05$$

$$\therefore T_{12}=0.496 \times 0.997=0.495 \quad \therefore f_{12}=2.02$$

$$\therefore T_{21}=0.216 \times 0.930=0.201 \quad \therefore f_{21}=4.98$$

$$\therefore T_{22}=0.216 \times 0.987=0.213 \quad \therefore f_{22}=4.69$$

④固有値解析

2次元モデル（堤体－地盤系）での固有値解析の結果を示す。計算は、DINAS（（株）CRC 総合研究所所有）によるもので、後述の動的解析のモデル（図－3.17）に対してサブスペース法により、固有振動数、固有モードおよび刺激係数等を求めている。

計算結果を表－2.9に示す。これより、上下流方向では1次モード（ $f=1.9\text{Hz}$ ）が支配的であるが、鉛直方向では9次モード（ $f=4.3\text{Hz}$ ）が最も卓越していることが分かる。

以上をまとめると表－2.10となる。

これより、理論式より求めた三保ダム堤体のみの固有周波数は、上下流方向で2.0Hz程度と考えられる。一方、実測値あるいは固有値解析の結果から、堤体と地盤との連成系での固有周波数は1.9Hz程度となっている。これは、地盤との相互作用によって固有周期の延びが生じているためと考えられる。

2.3 結 論

2.3.1 堤体基礎での入力損失

法尻で記録された地震動に対するコア敷通廊内での観測地震動のフーリエスペクトルの比をとると、伊豆半島沖地震の上下流方向の場合、堤体と地盤との連成系における固有周波数(1.87Hz)付近で最大値をとり、ダム単独の固有周波数(2.1Hz)付近で最小値をとっており、通常構造物基礎でみられるような入力損失の傾向が明瞭にみられた。また、過去の観測記録から、法尻に対するコア敷での最大加速度の比は約0.8~0.5であった。

2.3.2 堤体の挙動特性

・固有周波数；法尻の観測地震動に対する天端の加速度周波数応答関数より、堤体の基本固有周波数 f_0 を求めると、上下流方向で1.8~2.0Hz、ダム軸方向で1.7~2.2Hzであった。また、鉛直方向は多数のモードが各地震ごとに高周波数領域まで存在しており、やや不明確であった。

また、2次元・3次元の理論解および2次元FEM解析から推定される上下流方向の堤体独自の基本固有周波数は約2.0Hzであり、堤体と地盤との相互作用による固有周波数の減少がみられた(ただし、伊豆半島沖地震についてのみ)。なお、堤体-地盤系における固有値解析の結果からは、 $f_0=1.86\text{Hz}$ であり、ほぼ実測値と一致した。

・基礎に対する天端の応答倍率特性；ダム基礎の最大加速度 A_n と天端の最大加速度 A_t の関係をこれまでの観測データから整理し、回帰式を求めた。回帰式は次式の形となった。

$$\log_{10} A_n = a \cdot \log_{10} A_t + b \quad (a, b: \text{回帰係数})$$

・堤体のせん断剛性率 G の非線形性；1つの微小地震記録といくつかの強震記録について、基礎に対する天端の周波数応答関数から基本固有周波数を求め、微小地震時に対する強震時の固有周波数の減少率から微小地震時に対する強震時の G の低下率(G/G_0)を求めた。また、各地震時における堤体の平均的なせん断歪み γ を1次元の動的解析から推定し、 $\gamma \sim G/G_0$ の関係をプロットするとほぼ三保ダムでのロック材料の繰返し三軸試験結果と一致した。

・地下逸散減衰量；下流法尻の観測地震動に対する天端の周波数応答関数から、ハーフパワー法を適用し、堤体の内部減衰と逸散減衰をあわせた全体の減衰量を基本モードについて求めた。さらに、各地震時の堤体の平均的な内部減衰量を1次元動的解析より推定した平均有効ひずみを用いてロック材料の繰返し三軸試験結果から求め、全体の減衰量からこれを差し引くことによって逸散減衰量を算定した。この結果、逸散減衰量は各地震動ごとに異なり、地震動の最大加速度が大きいほど、また卓越周波数が小さいほど逸散減衰量は大きくなる傾向がみられた。しかし、これについては、今後さらにデータの蓄積により検討する必要がある。

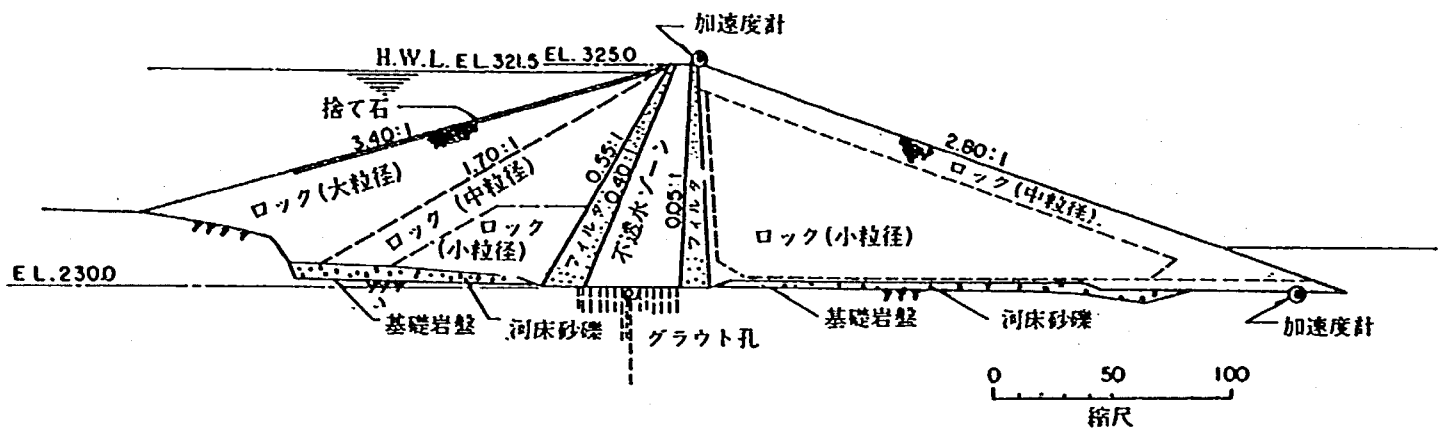
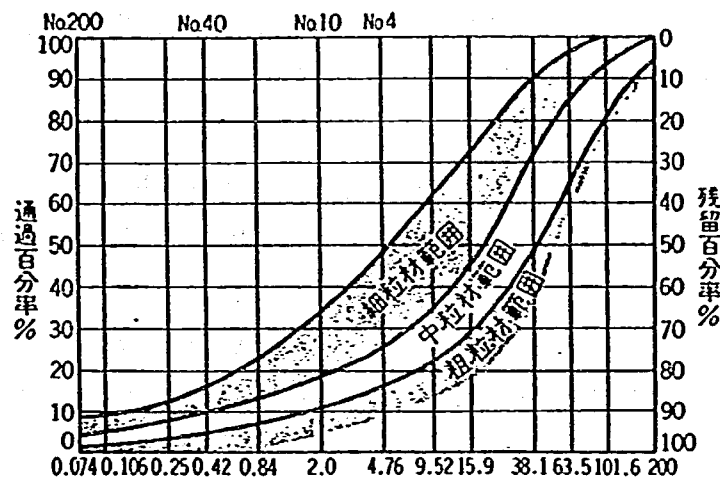


図-2.1 三保ダム最大断面



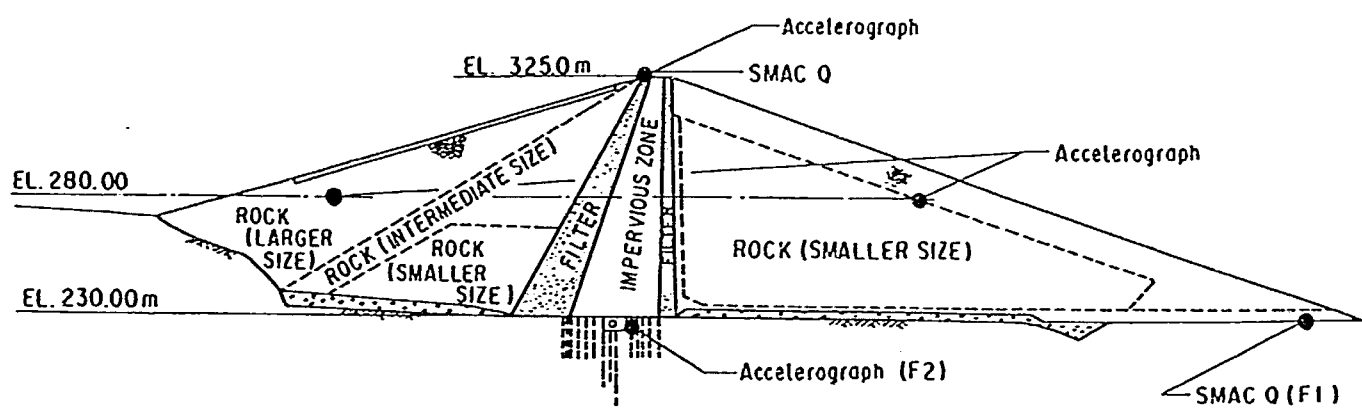
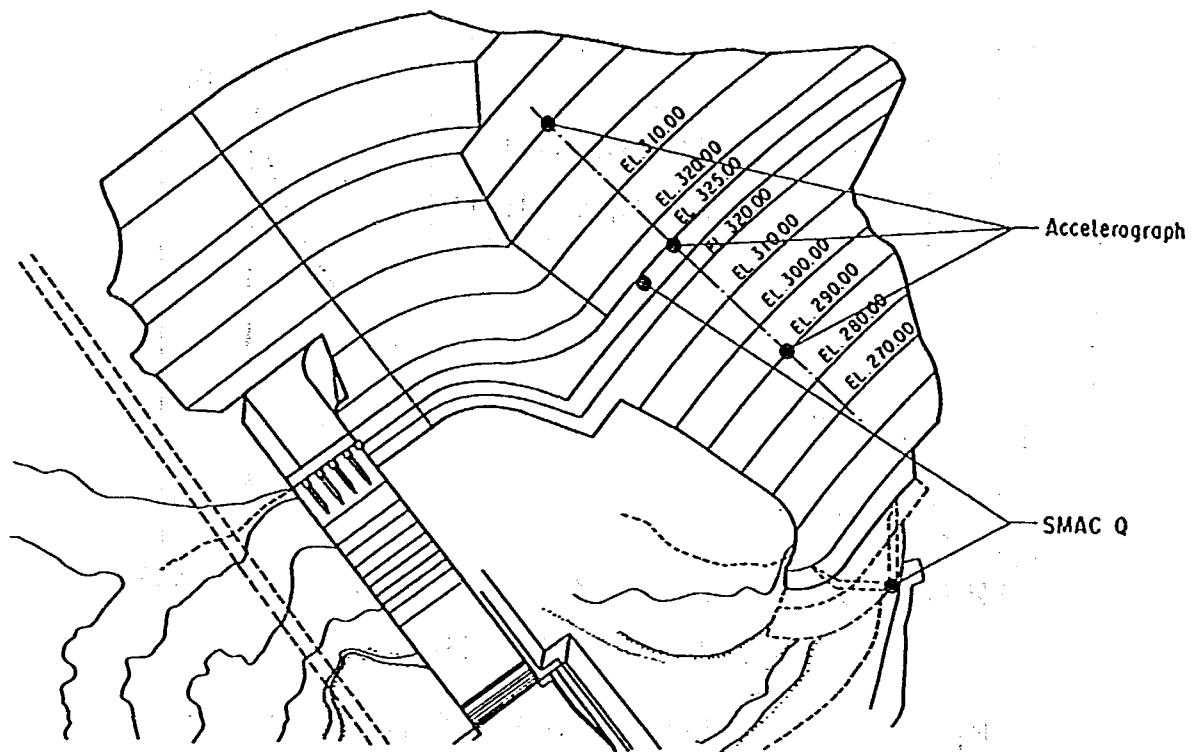


図-2.4 地震計設置位置図

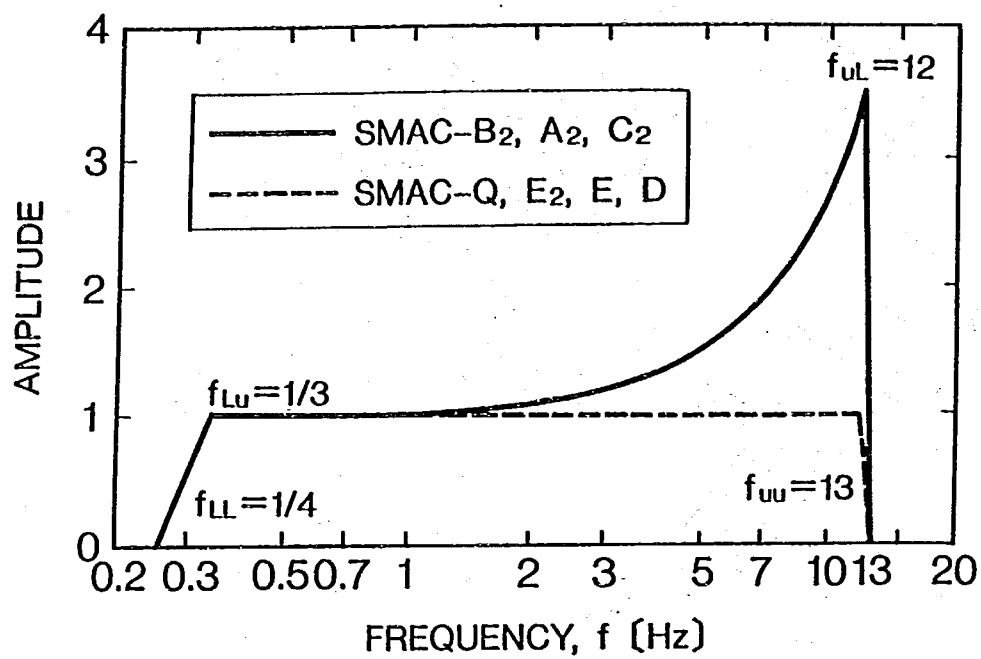


図-2.5 SMAC-Q型強震計の計器補正フィルター

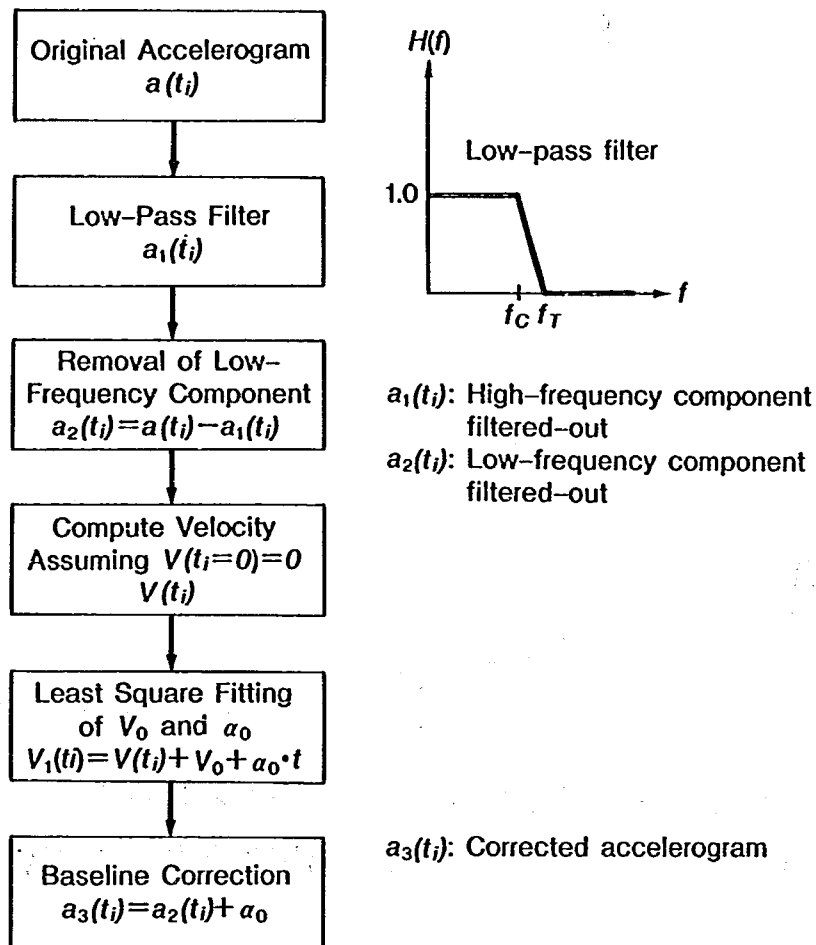


図-2.6 基線誤差修正の手順

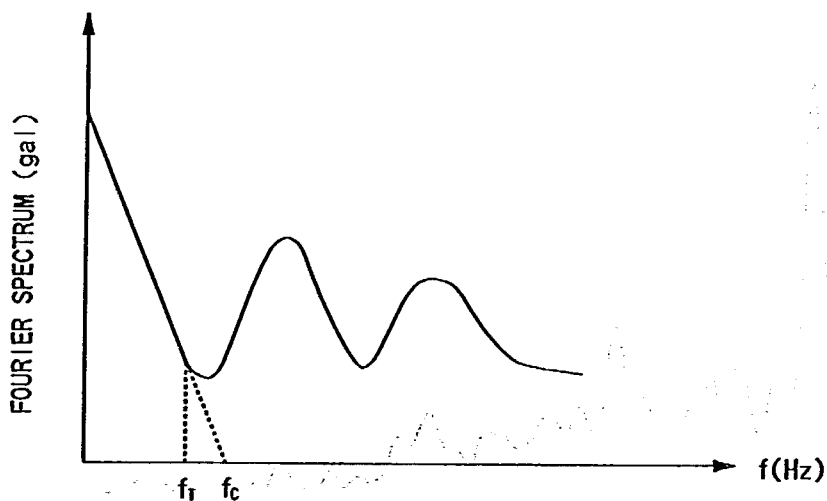


図-2.7 典型的な長周期誤差成分を含む記録の
フーリエスペクトル

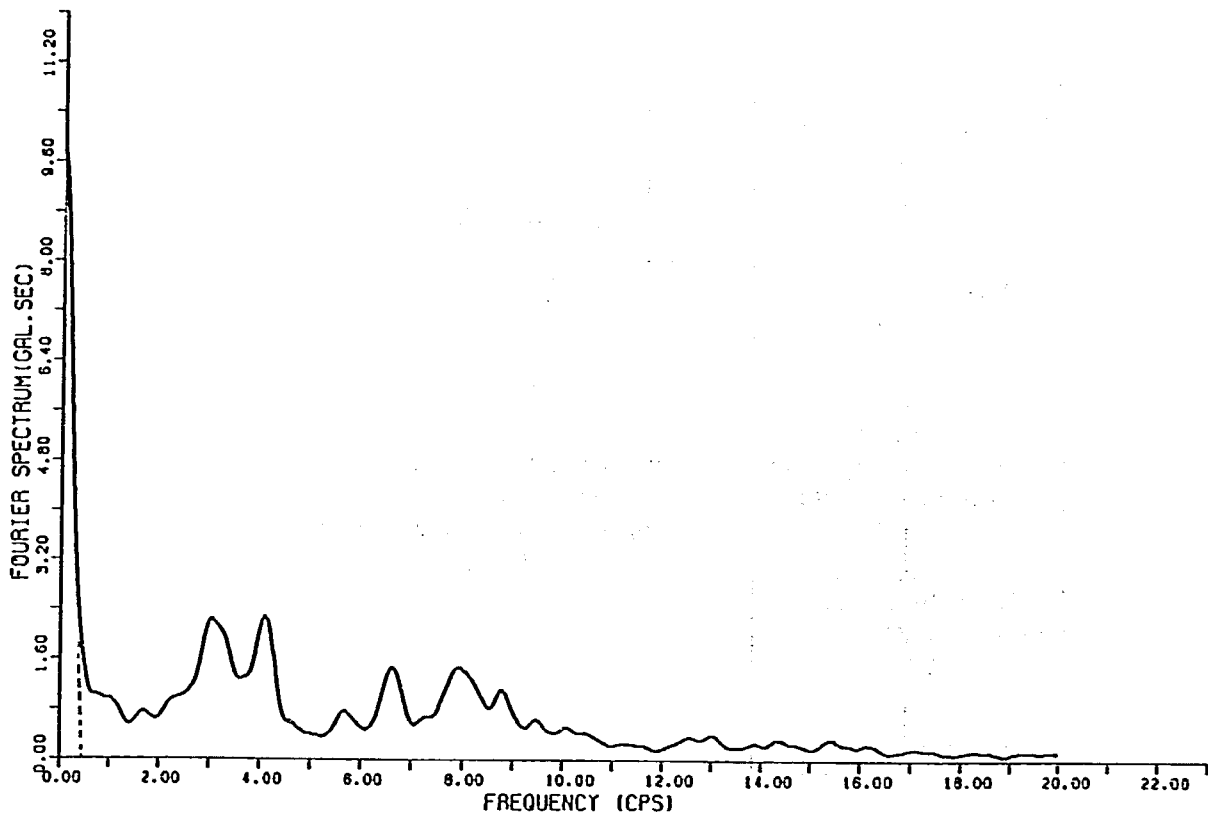


図-2.8 SHAC-Q型観測記録のフーリエスペクトル例
(伊豆半島沖地震, ダム基礎法尻地点, 上下流方向)

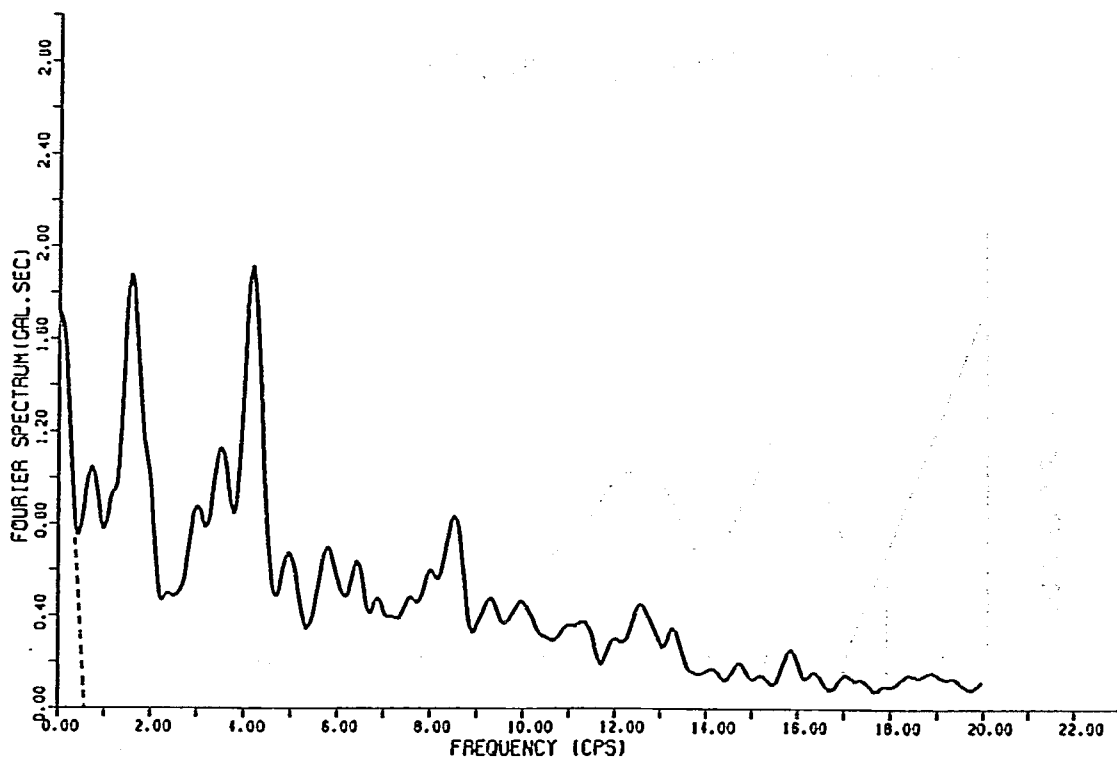


図-2.9 電磁型観測記録のフーリエスペクトル例
(伊豆半島沖地震, ダム基礎コア敷通廊地点, 上下流方向)

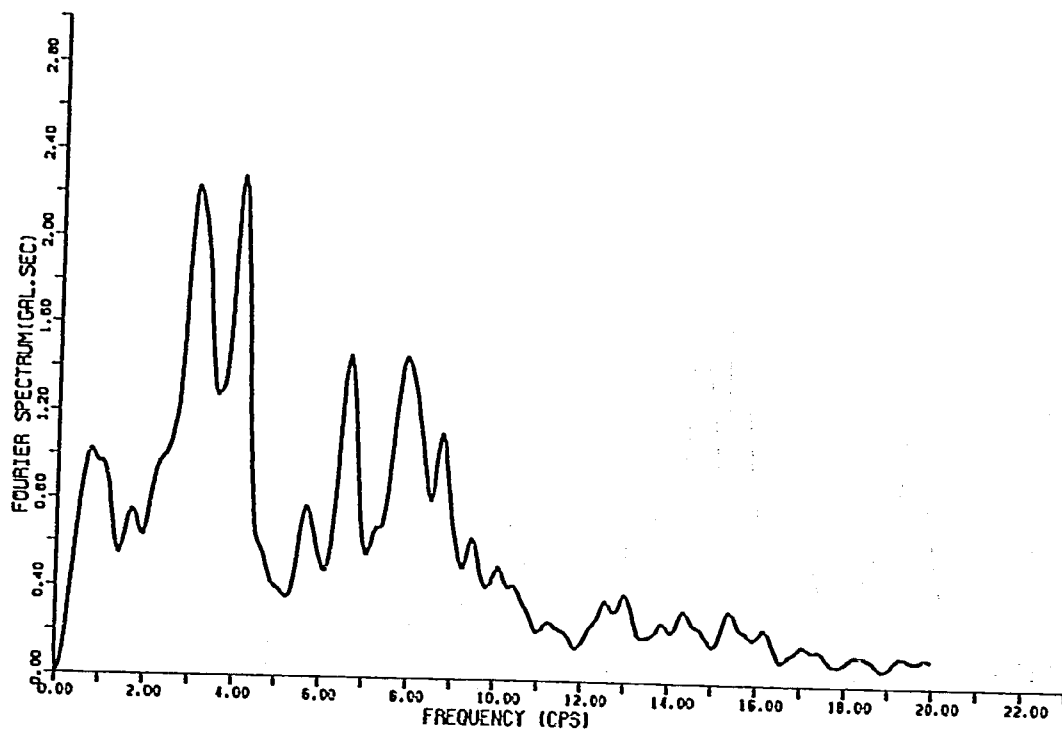


図-2.10(1) ダム基礎地震動のフーリエスペクトル
(伊豆半島沖地震, 法尻, 上下流方向)

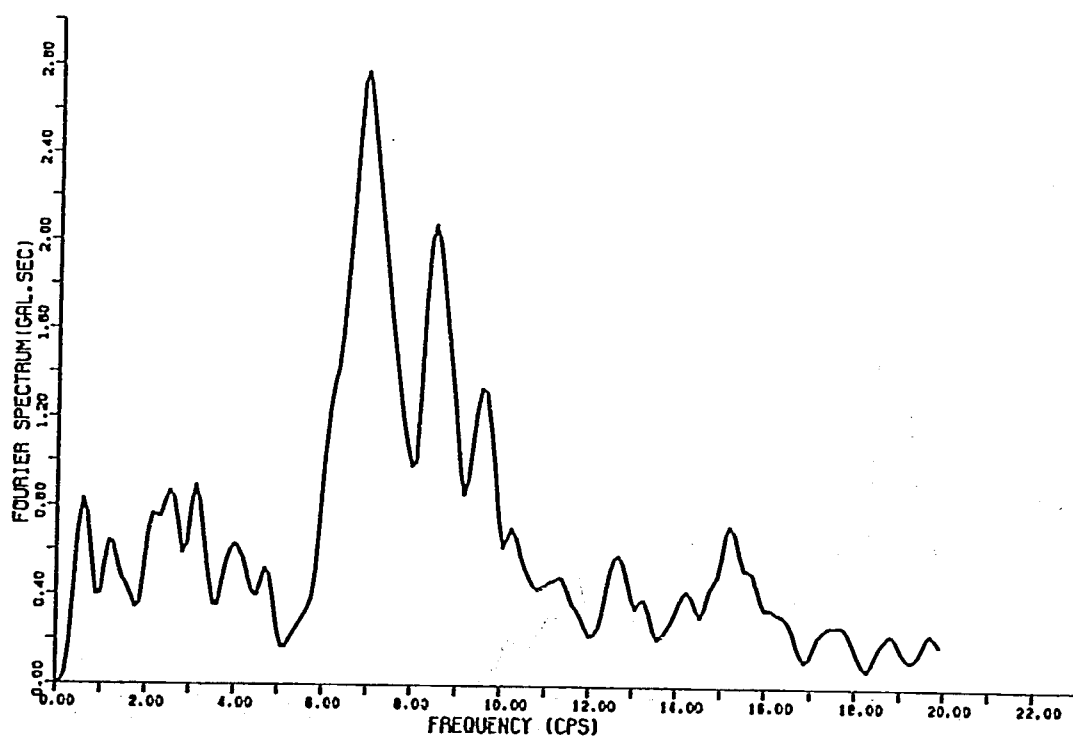


図-2.10(2) ダム基礎地震動のフーリエスペクトル
(山梨県東部地震, 法尻, 上下流方向)

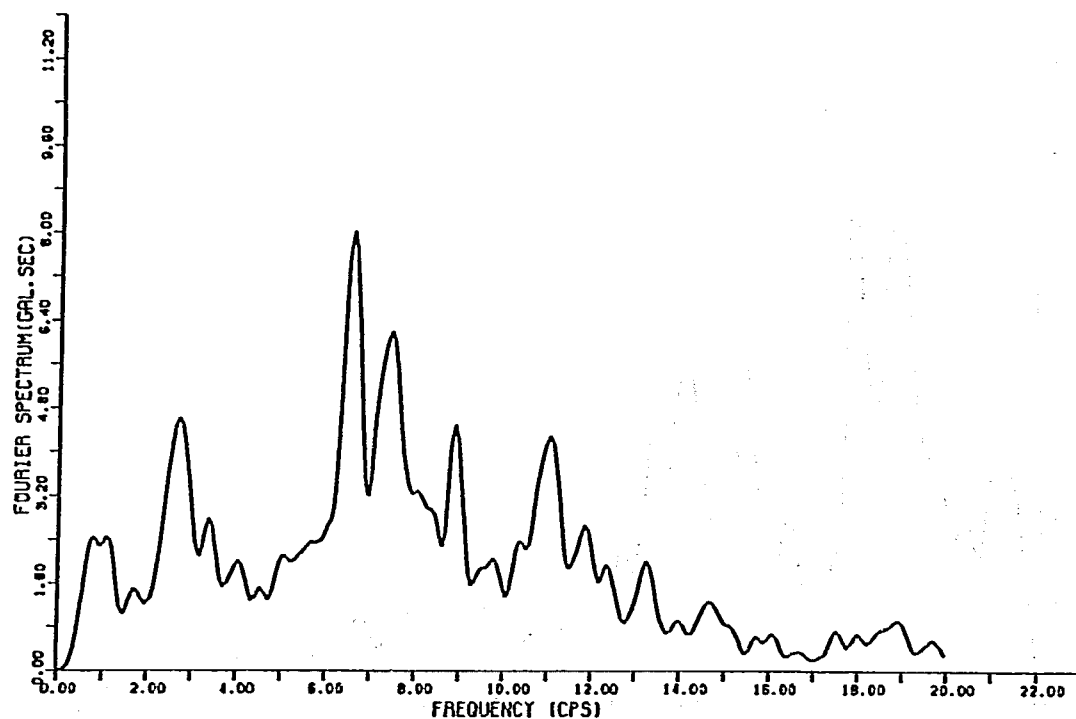


図-2.10(3) ダム基礎地震動のフーリエスペクトル
(神奈川県西部地震, 法尻, 上下流方向)

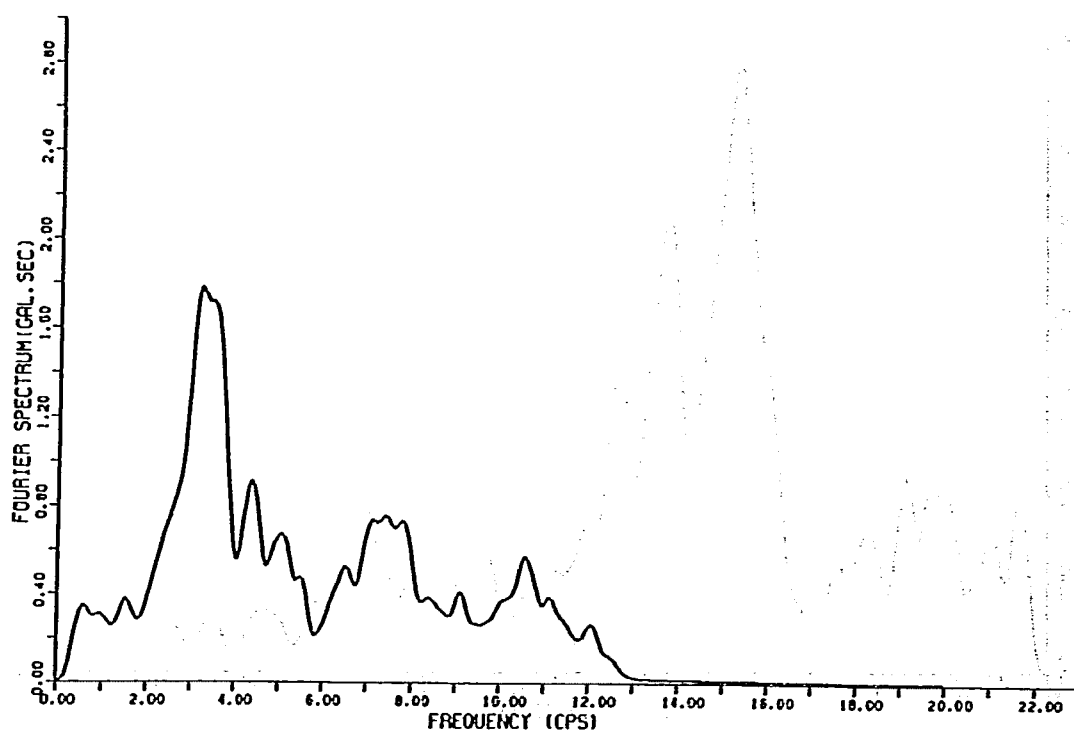
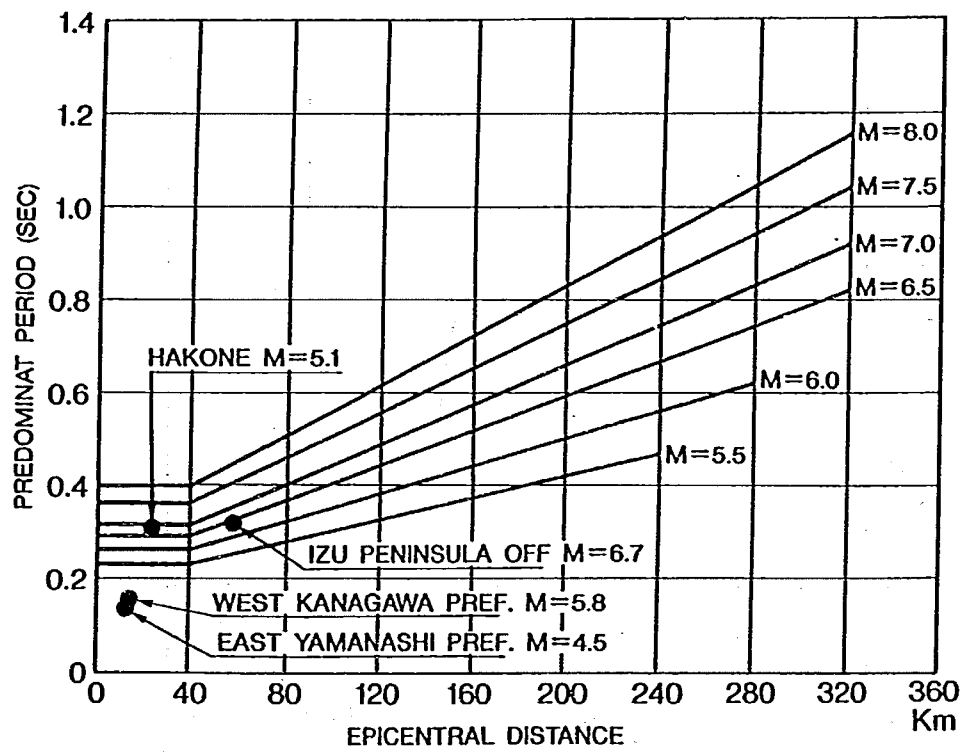


図-2.10(4) ダム基礎地震動のフーリエスペクトル
(箱根地震, 法尻, 上下流方向)



図－2.11 震央距離～卓越周期（Seedの図による）

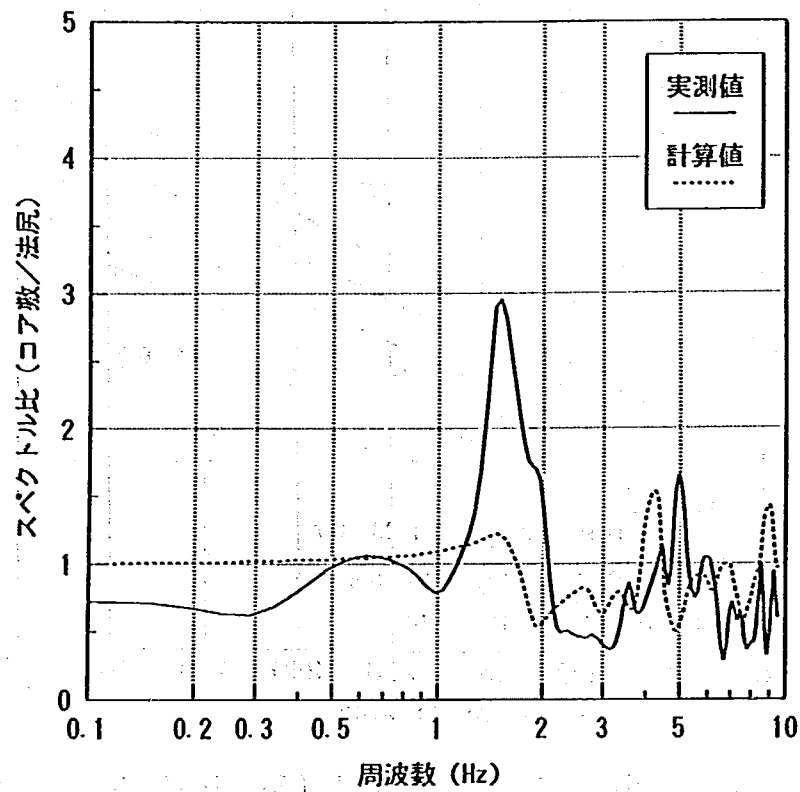


図-2.12 コア数／法尻のスペクトル比
(伊豆半島沖地震)

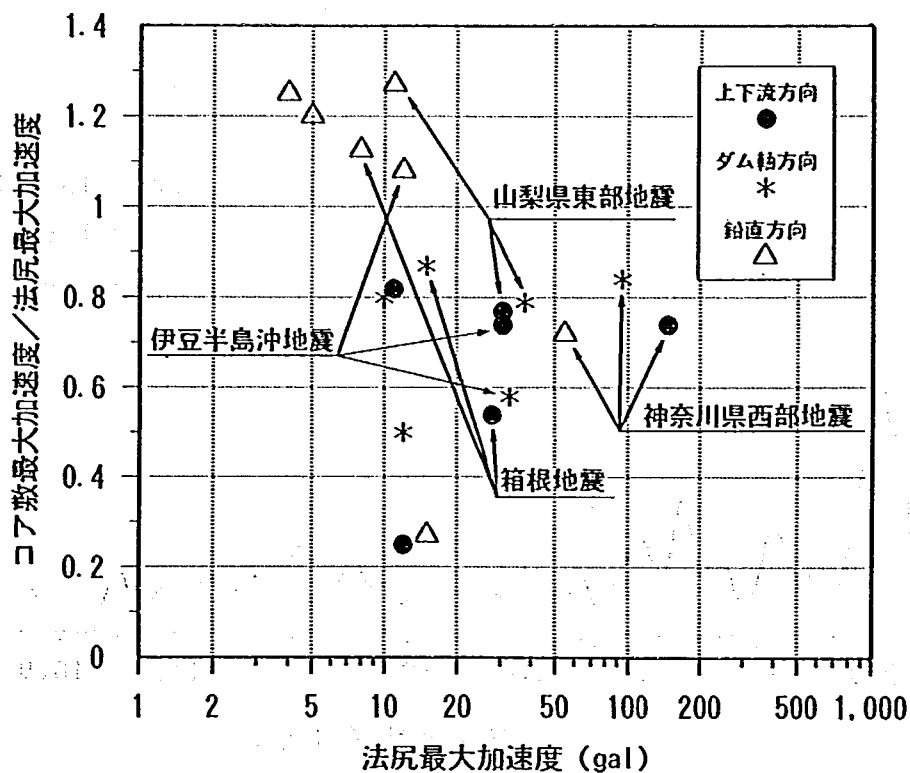


図-2.13(1) 基礎（法尻とコア敷）の
最大加速度の関係

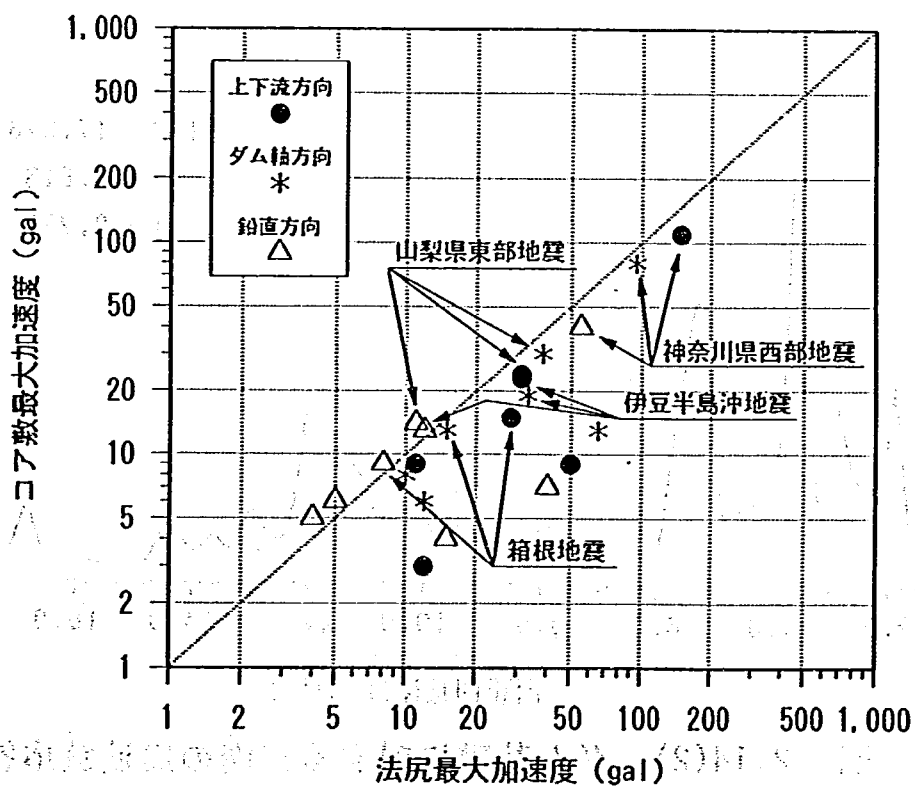


図-2.13(2) 基礎（法尻とコア敷）の
最大加速度の関係

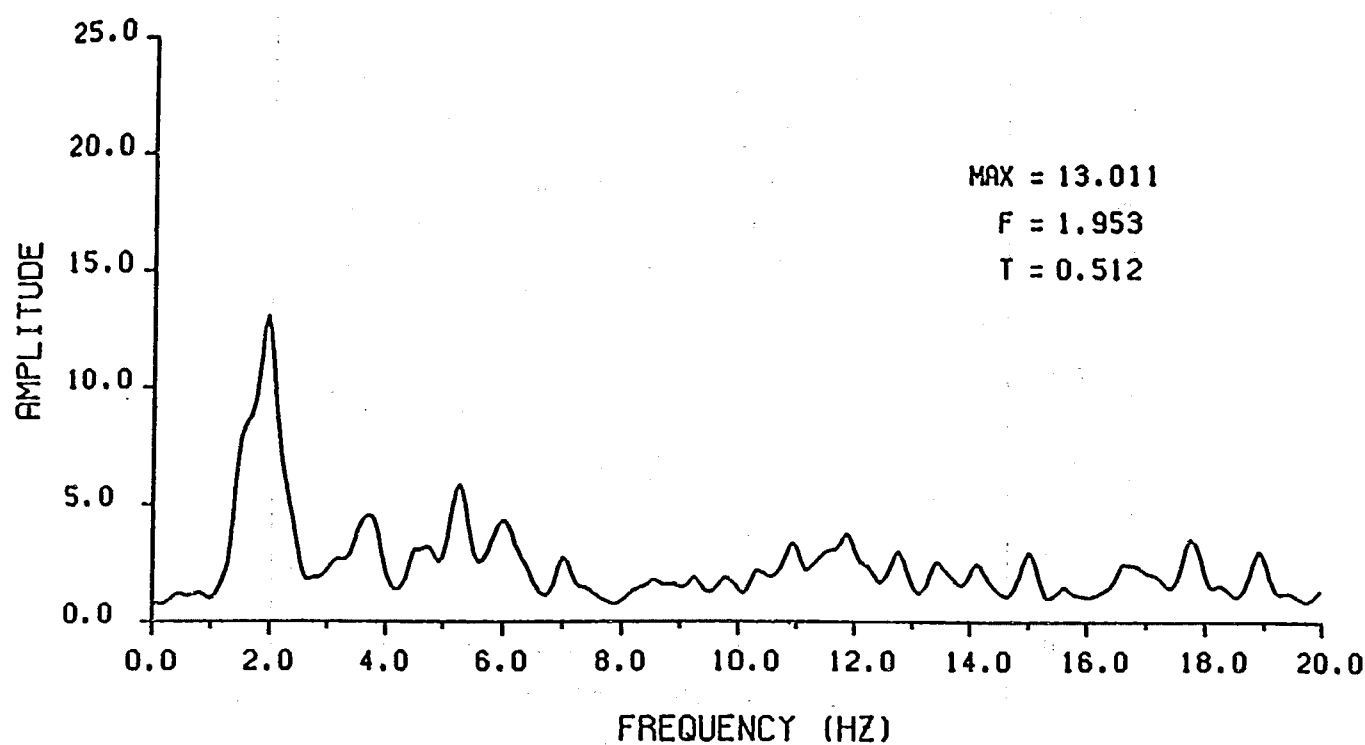


図-2.14(1) ダム基礎に対する天端の周波数応答関数
(伊豆半島沖地震)

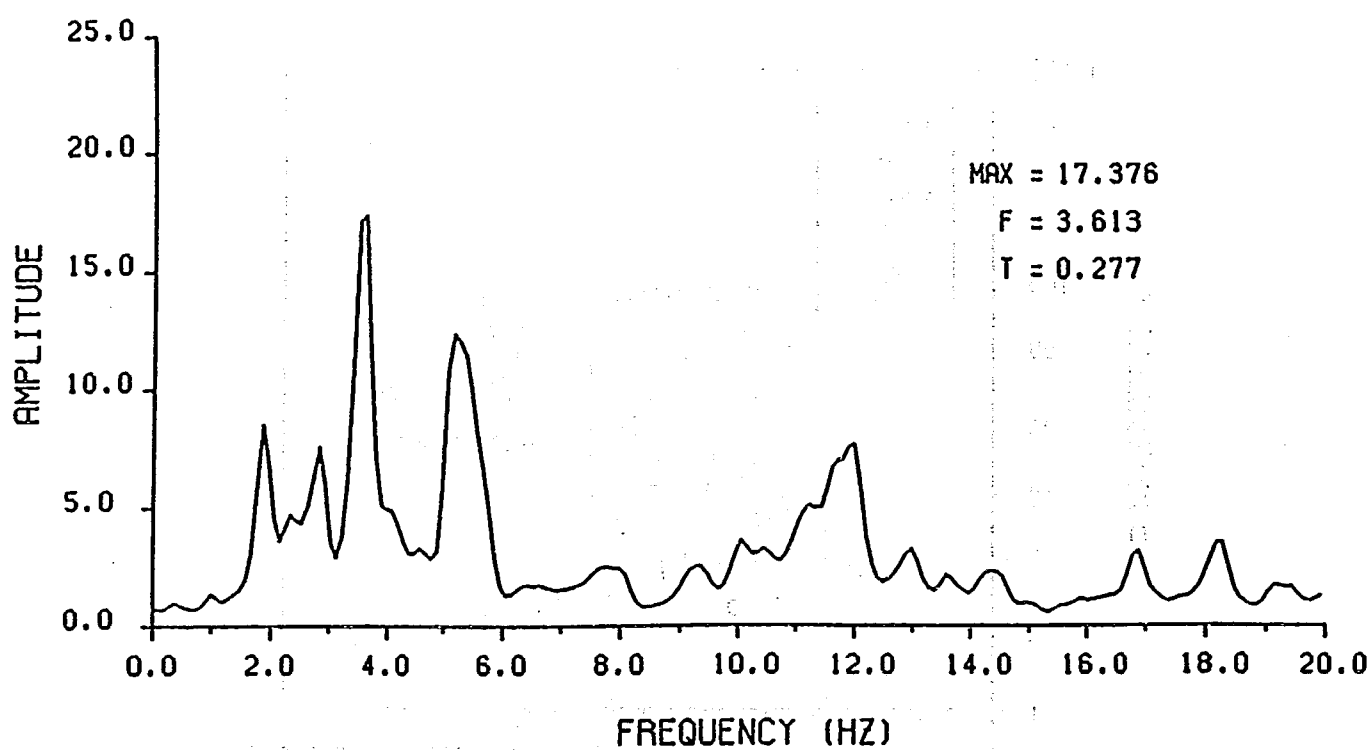


図-2.14(2) ダム基礎に対する天端の周波数応答関数
(山梨県東部地震)

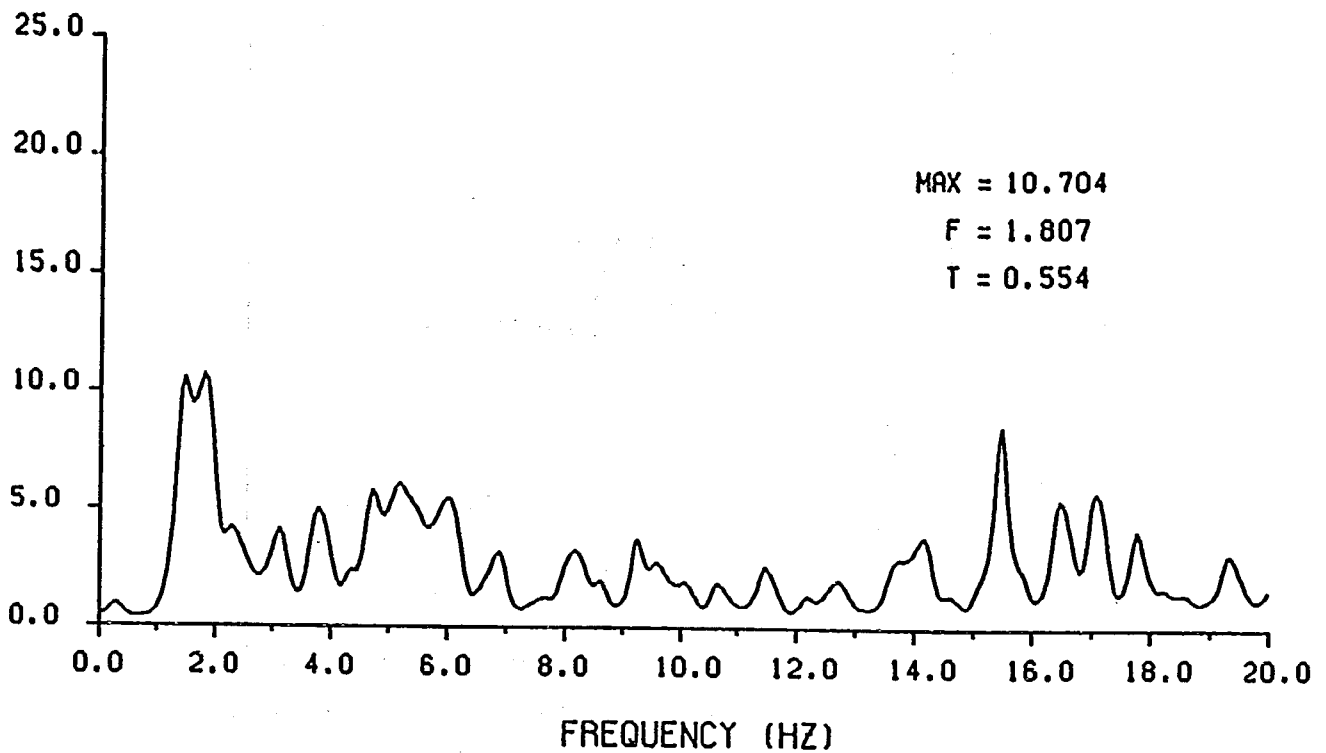


図-2.14(3) ダム基礎に対する天端の周波数応答関数
(神奈川県西部地震)

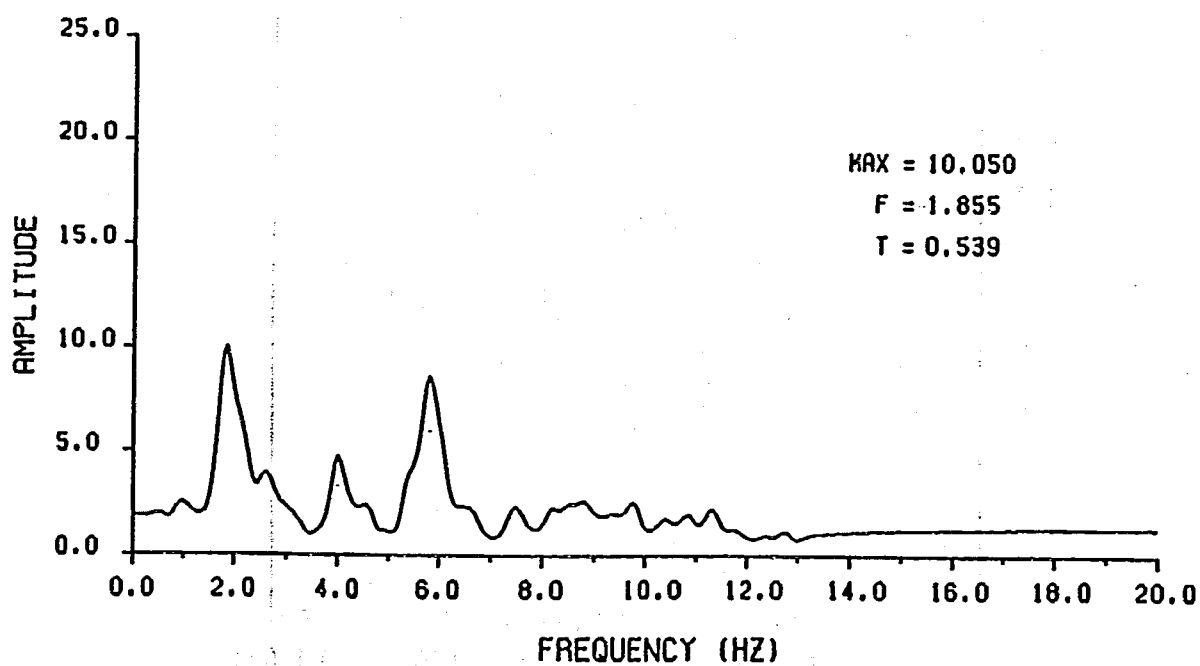


図-2.14(4) ダム基礎に対する天端の周波数応答関数
(箱根地震)

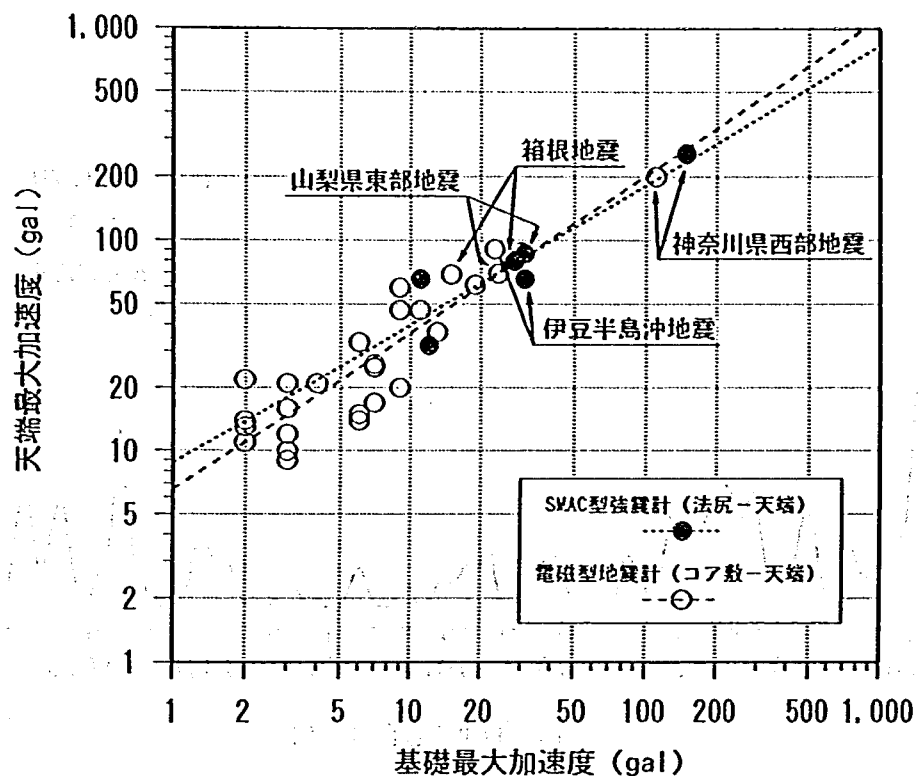


図-2.15(1) 天端と基礎の最大加速度の関係
(上下流方向)

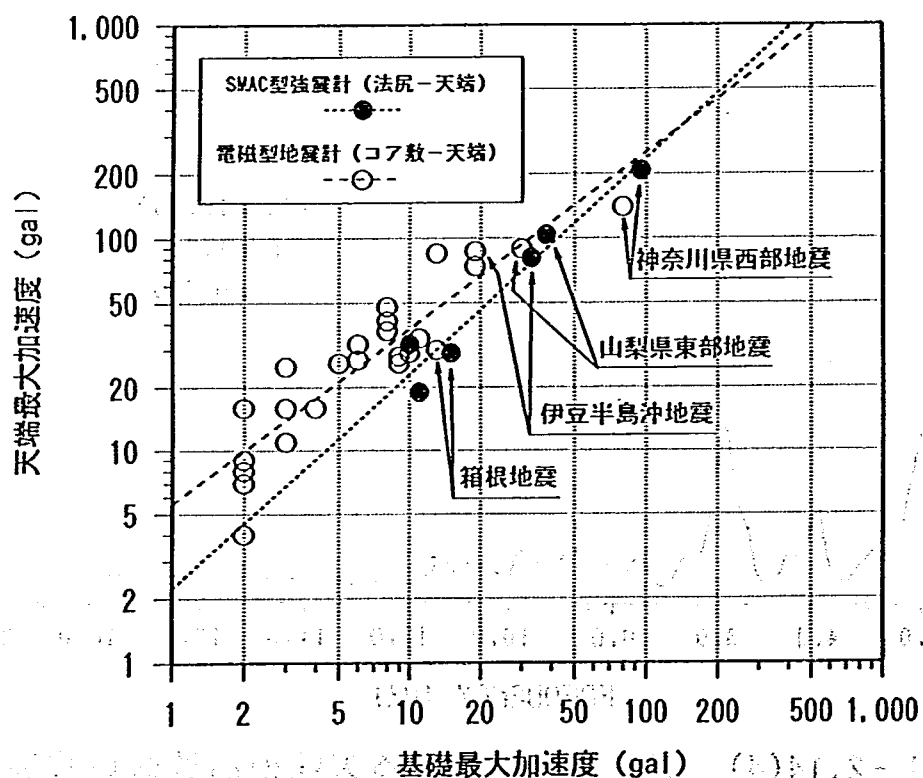


図-2.15(2) 天端と基礎の最大加速度の関係
(ダム軸方向)

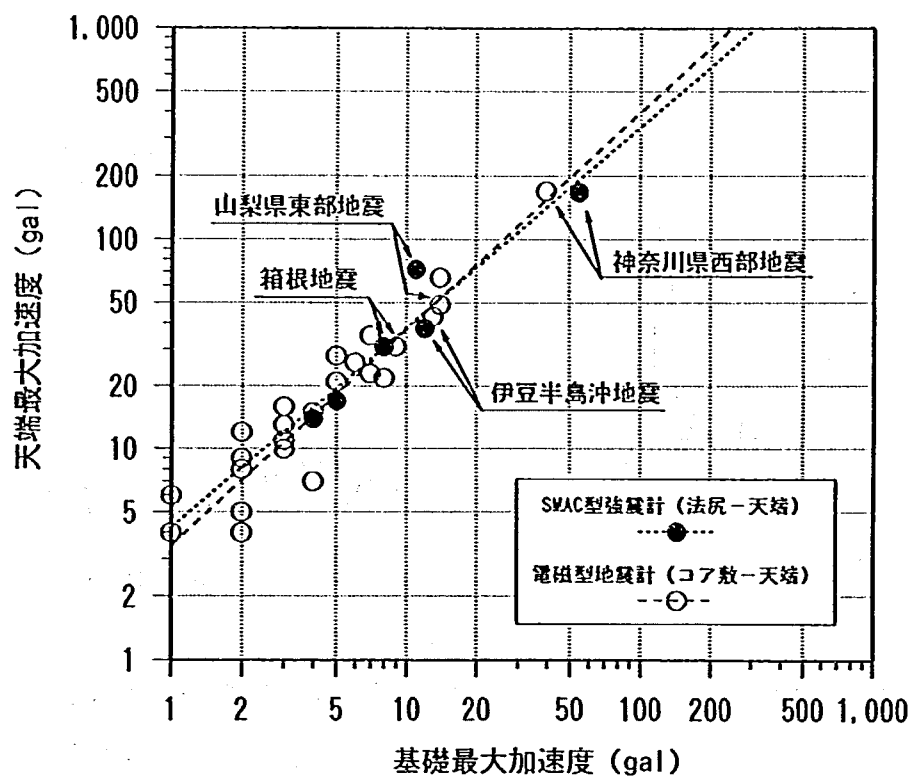


図-2.15(3) 天端と基礎の最大加速度の関係
(鉛直方向)

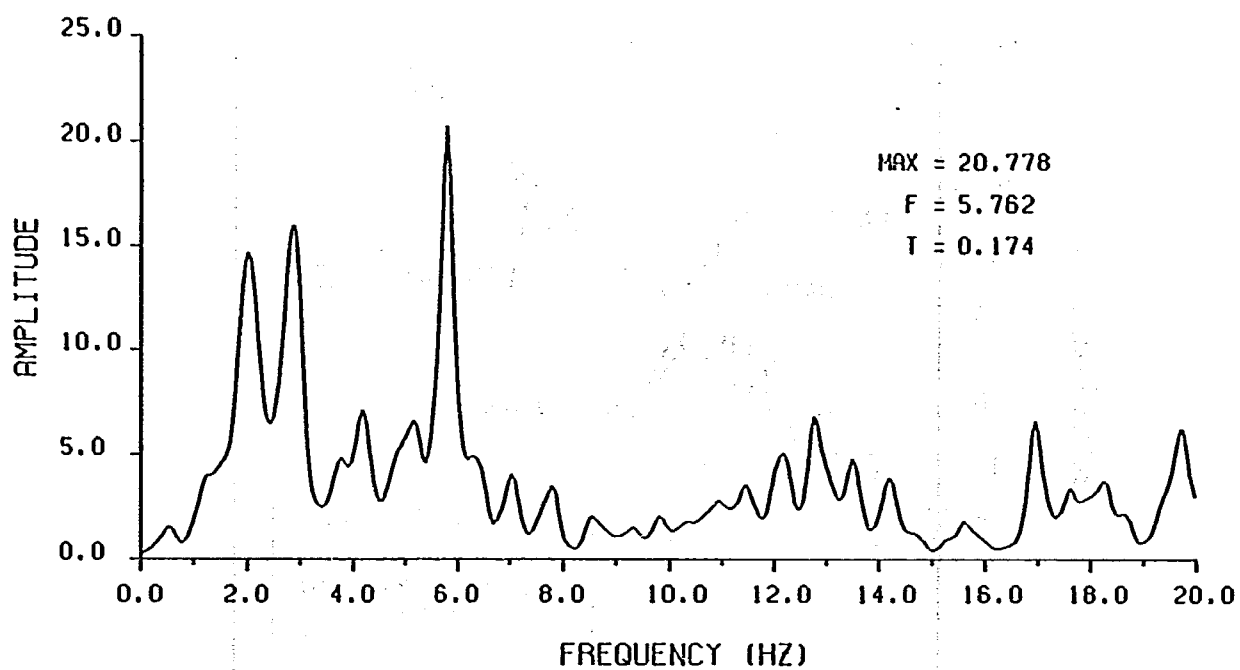


図-2.16(1) ダム基礎に対する天端の周波数応答関数
(千葉県東方沖地震)

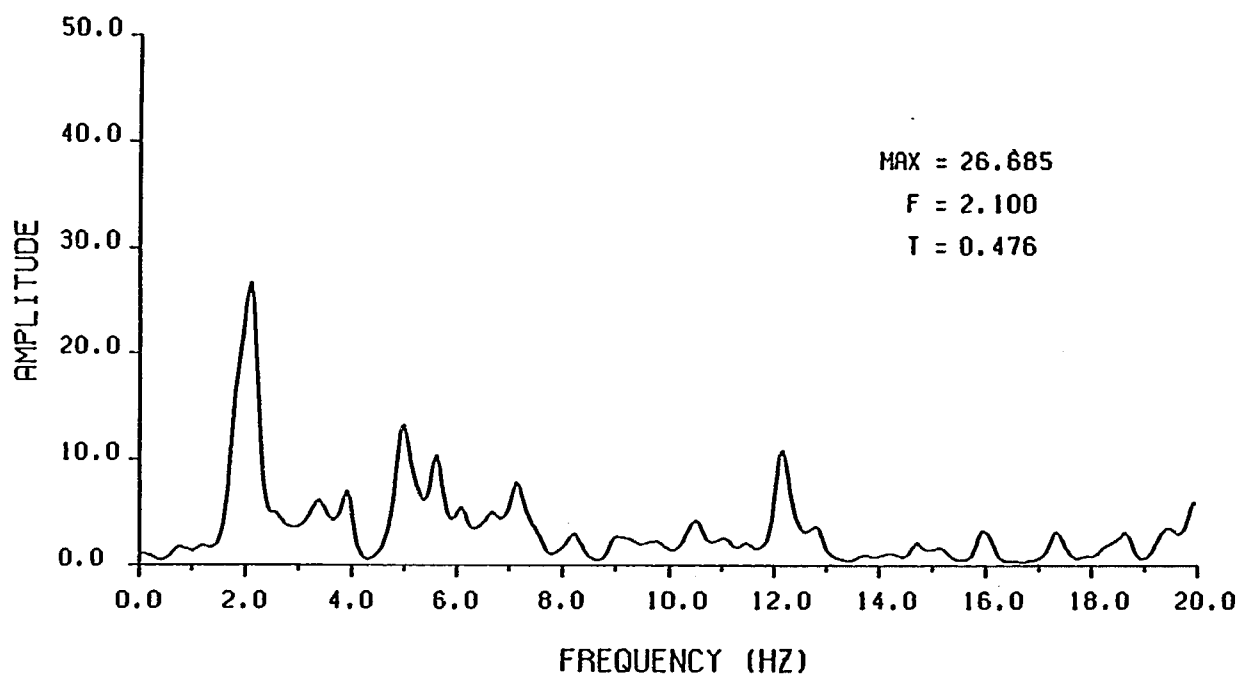


図-2.16(2) ダム基礎に対する天端の周波数応答関数
(東京湾地震)

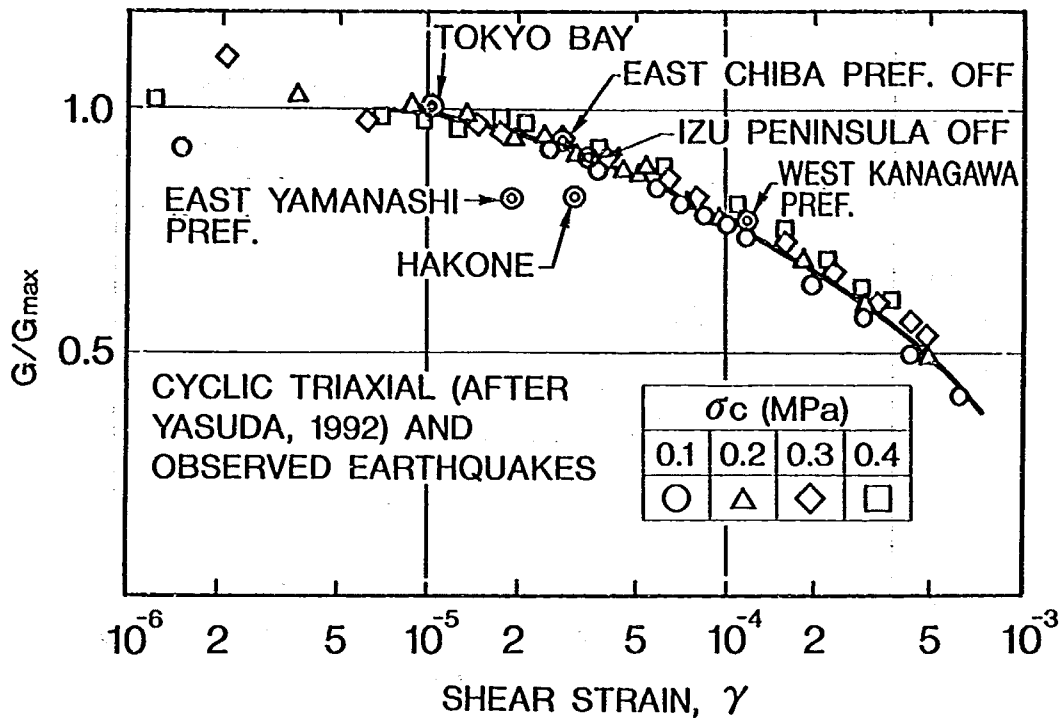


図-2.17(1) G/G_{max} のひずみ依存曲線 (①の方法)

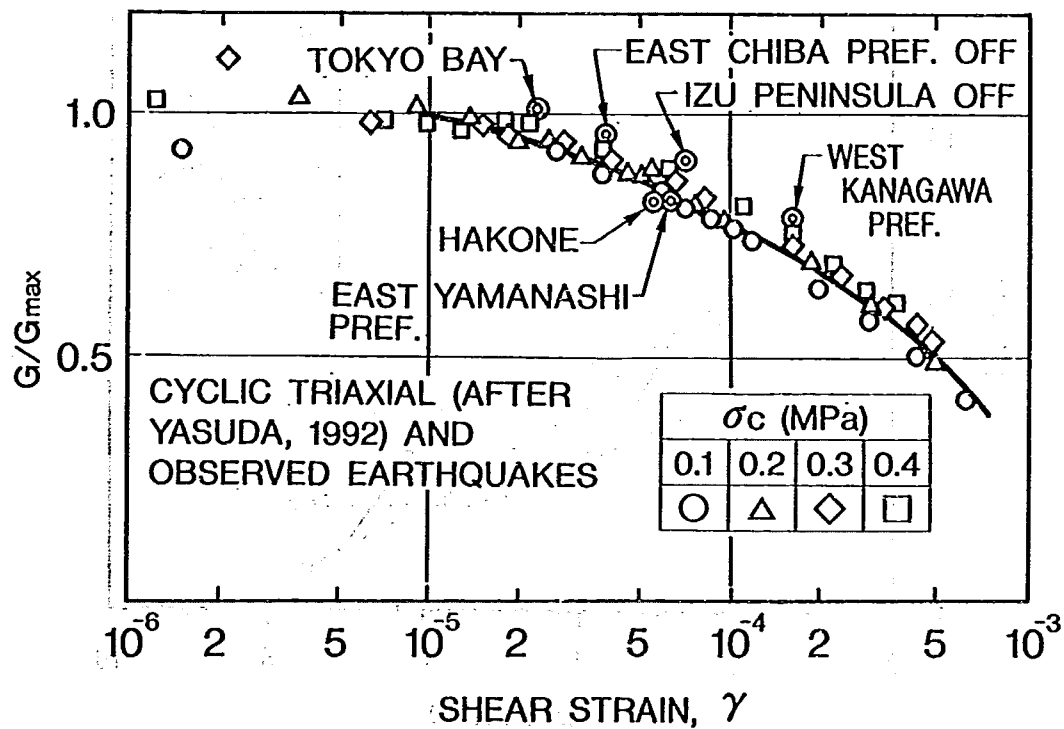


図-2.17(2) G/G_{max} のひずみ依存曲線 (②の方法)

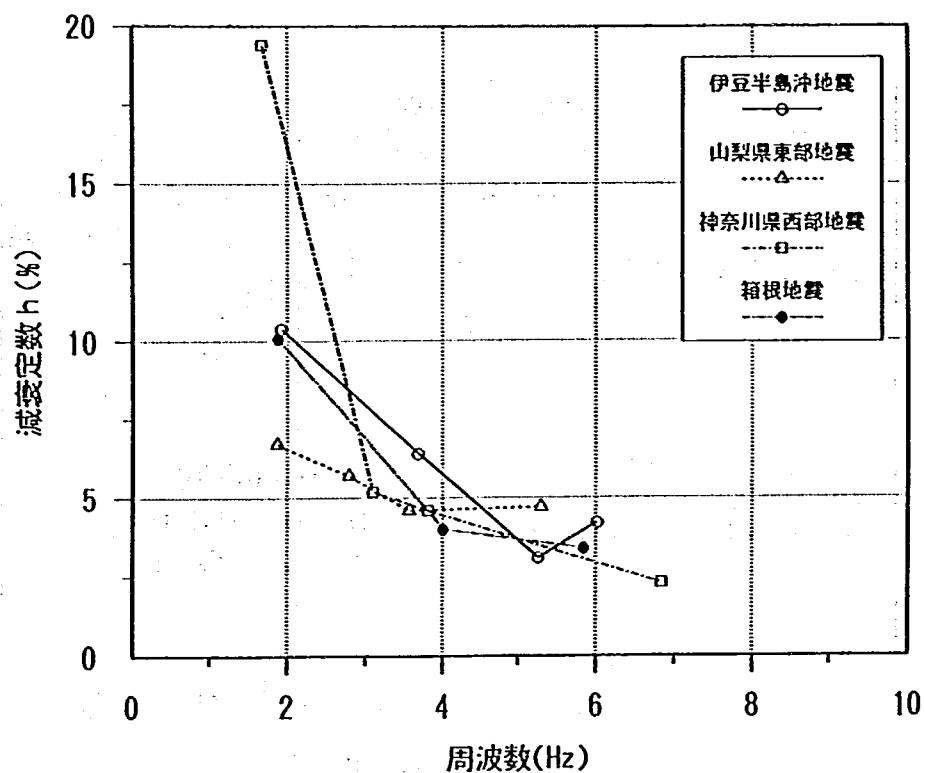


図-2.18(1) ハーフパワー法による全体の減衰定数と周波数の関係（上下流方向）

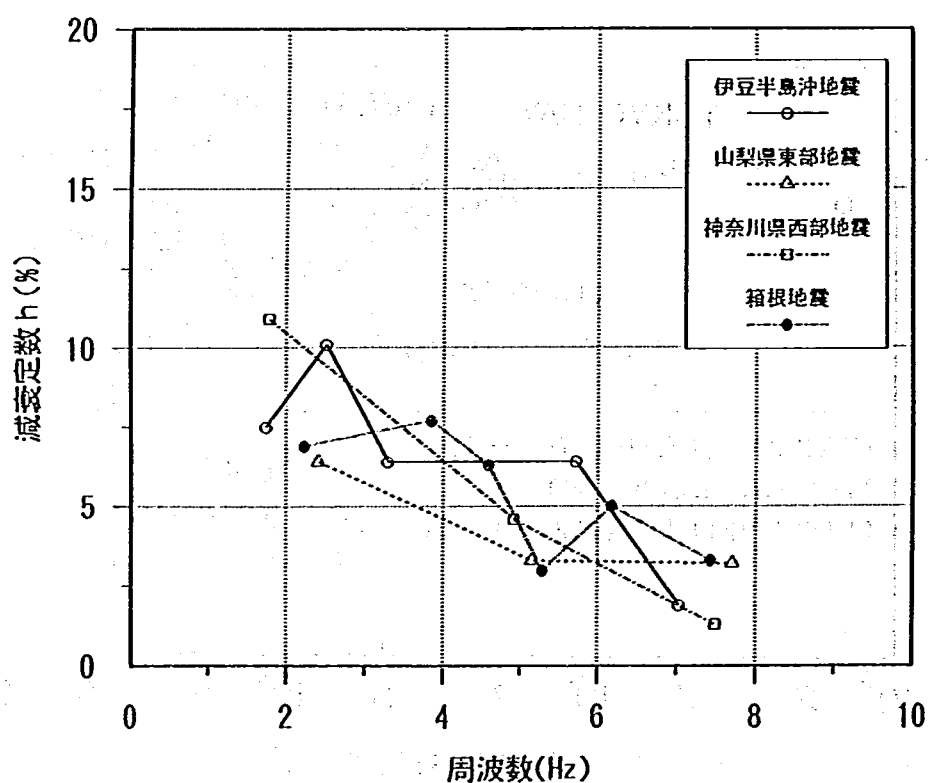


図-2.18(2) ハーフパワー法による全体の減衰定数と周波数の関係（ダム軸方向）

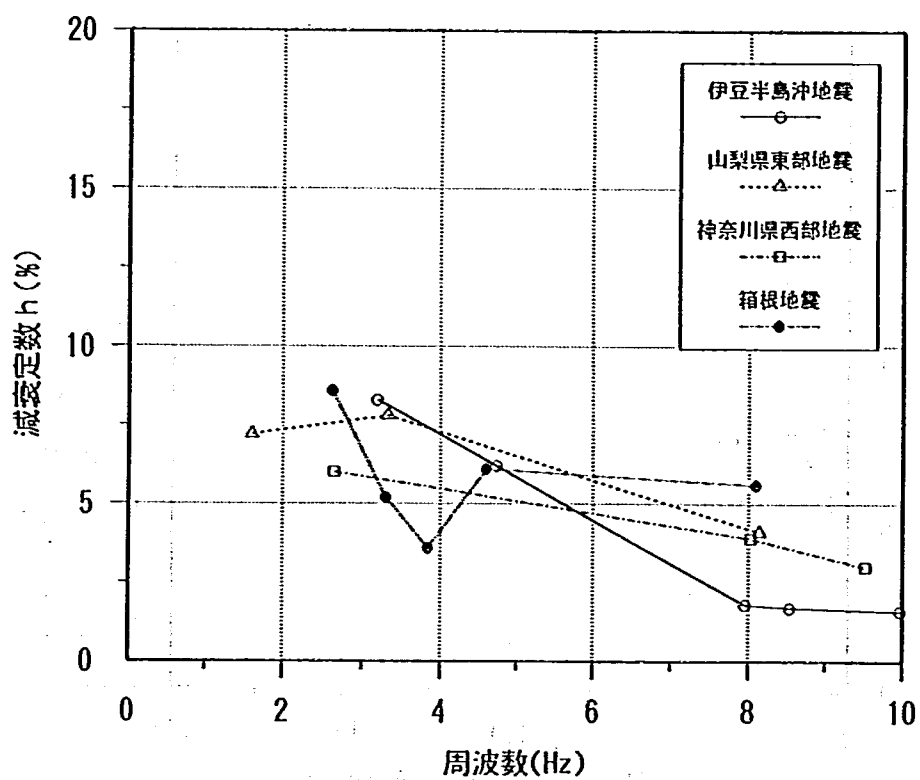


図-2.18(3) ハーフパワー法による全体の減衰定数と周波数の関係（鉛直方向）

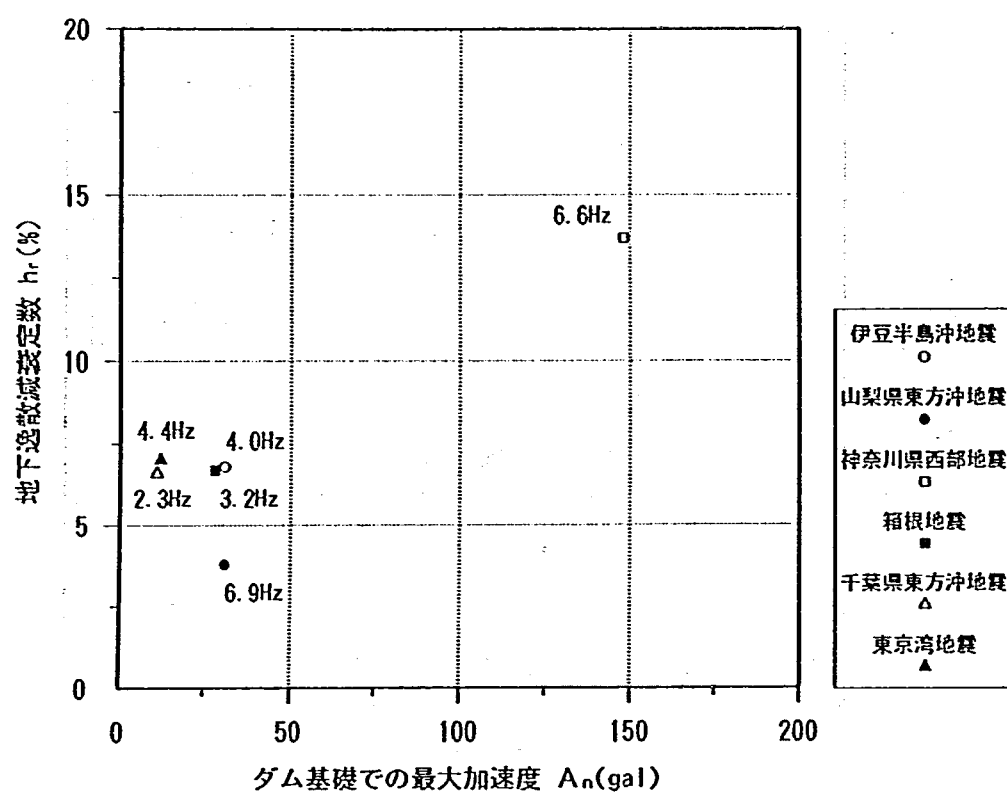


図-2.19 地下逸散減衰定数と地震動特性との関係
(上下流方向 1次モード)

表－２．１ 各ゾーンの間隙比，比重および密度

材 料	間 隙 比	比 重	乾燥密度 (t/m ³)	飽和密度 (t/m ³)
コ ア	0.42	2.86	2.01	2.31
フ ィ ル タ	0.25	2.88	2.30	2.50
ロ ッ ク	0.26	2.92	2.31	2.52

表-2.2 三保ダム観測地震動一覧表(1/2)

(X:上下流方向, Y:ダム軸方向, Z:鉛直方向)

発生年月日				電磁型加速度計 (gal)												SMAC型強震計 (gal)									三保		気象庁データ			
年	月	日	時間	ダム天端			上流ロック		下流ロック		ダム基礎(コア敷)			事務所基礎		ダム天端			ダム基礎(法尻)			ダム 震度	震源 位置	深度	マグニ チュード					
				X	Y	Z	X	Y	X	Y	X	Y	Z	X	Y	X	Y	Z	X	Y	Z									
1976	6	16	7:36	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	68	105	23	—	山梨県東部	11km	—				
1980	3	12	12:23	21	16	5	11	8	11	9	—	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	関東南方沖	E140° 31' N34° 57'	80	5.6			
	6	27	5:55	5	13	3	5	5	8	11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	伊豆半島沖	E139° 13' N34° 56'	0	4.6			
	6	27	6:06	21	19	13	13	21	14	11	3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	伊豆半島沖	E139° 13' N34° 56'	0	4.9			
	6	28	11:50	20	16	9	16	22	12	5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	伊豆半島沖	E139° 12' N34° 57'	0	4.4			
	6	28	12:01	10	5	11	10	17	12	5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	伊豆半島沖	E139° 12' N34° 56'	10	3.3			
	6	29	16:20	91.	87.	43.	57.	76.	48.	76.	23.	19.	13.	—	—	66.	81.	38.	31.	33.	12.	4	伊豆半島沖 *)	E139° 14' N34° 55'	10	6.7				
	7	7	19:54	10	7	3	6	13	6	3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	伊豆半島沖	E139° 13' N34° 56'	10	4.5			
	9	24	4:10	16	16	13	8	8	12	16	3	3	3	—	—	20	20	13	—	—	—	—	3	関東地方南部	E139° 48' N35° 58'	80	5.4			
	10	6	14:22	3	3	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2	関東地方北部	E140° 07' N36° 08'	70	4.6			
	12	14	21:21	9	11	9	5	3	10	12	3	3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	関東地方南部	E139° 10' N35° 26'	20	4.0			
1981	4	14	19:09	70.	89.	49.	82.	72.	89.	52.	24.	30.	14.	—	—	87.	104.	72.	31.	38.	11.	5	山梨県東部 *)	E138° 55' N35° 28'	40	4.5				
1982				地	震	動	な	し	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
1983	4	29	22:39	35	17	8	—	8	20	13	—	—	—	5	3	30	25	13	—	—	—	—	4	静岡県東部	E138° 47' N35° 13'	14	4.7			
	8	8	12:48	200	140	170	150	110	60	130	110	80	40	90	140	257.	208.	168.	148.	95.	55.	—	5	神奈川(県西部 *)	E139° 01' N35° 31'	30	6.0			
	12	26	18:31	12	12	3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	神奈川(県西部)	E139° 04' N35° 22'	20	4.0			
1984	2	14	1:52	25	29	22	7	4	7	8	7	10	8	12	13	25	18	20	—	—	—	—	4	神奈川(件・山梨県境)	E139° 06' N35° 35'	25	5.2			
	3	6	11:19	12	12	—	—	—	—	—	—	—	—	6	6	—	—	—	—	—	—	—	4	大島近海	E139° 12' N29° 20'	452	7.9			
	6	26	10:33	—	—	—	点	—	検	—	中	—	—	—	—	25	25	25	—	—	—	—	3	神奈川(件・山梨県境)	E139° 10' N35° 28'	22	4.4			
	9	5	16:17	10	7	10	9	13	—	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	関東沖	E139° 14' N34° 56'	12	4.5			
	9	14	8:48	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	18	18	15	—	—	—	—	3	長野県西部	E137° 36' N35° 49'	5	6.9			
1985	2	15	16:02	21	32	15	18	22	19	22	3	6	4	4	18	—	—	—	12	12	15	—	4	山梨県東部	E138° 57' N35° 28'	10	3.8			
	10	4	21:26	18	—	—	—	18	—	19	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	千葉・茨城県境	E140° 09' N35° 52'	80	6.2			
	11	6	0:31	19	10	5	9	2	11	7	—	—	—	7	2	—	—	—	—	—	—	—	3	千葉県中部	E140° 14' N35° 21'	50	5.0			
1986	6	24	11:53	20	48	17	21	35	28	35	9	8	—	8	12	—	—	—	—	—	—	—	4	房総半島南東沖	E140° 43' N34° 49'	73	6.5			
	7	9	1:18	20	11	12	—	13	17	20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	神奈川(西部)小田原沖	E139° 05' N35° 13'	60	4.1			
	10	13	19:23	17	12	15	11	22	21	15	7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	伊豆半島東方沖	E139° 09' N34° 59'	4	4.6			
	11	22	9:41	12	10	5	12	7	10	18	—	—	—	3	3	—	—	—	—	—	—	—	3	大島近海	E139° 17' N34° 47'	15	6.0			
1987	5	11	6:34	17	11	17	14	—	24	12	—	—	—	8	8	—	—	—	—	—	—	—	3	伊豆半島東方沖	E139° 16' N34° 57'	12	2.4			
	5	11	15:53	20	14	15	14	—	26	13	—	—	—	6	5	—	—	—	—	—	—	—	4	伊豆半島東方沖	E139° 15' N34° 55'	15	3.1			
	12	17	11:09	60	37	17	26	—	30	28	9	8	5	17	18	66.	32.	14.	11.	10.	4.	4	千葉県東方沖	E140° 29' N35° 22'	58	6.7				
1988	3	18	5:34	47	26	21	21	—	33	34	11	9	5	18	15	—	—	—	—	—	—	—	4	東京都東部	E139° 38' N35° 39'	96	6.0			
	7	31	8:41	22	16	7	10	—	14	10	2	3	4	4	4	—	—	—	—	—	—	—	3	伊豆半島東方沖	E139° 13' N34° 57'	5	5.2			
	8	2	20:16	12	16	9	9	—	9	10	3	2	2	4	5	—	—	—	—	—	—	—	3	伊豆半島東方沖	E139° 12' N34° 56'	2	5.2			
	8	12	14:15	62	34	23	25	—	41	25	19	11	7	18	17	—	—	—	—	—	—	—	4	千葉県南部	E139° 52' N35° 05'	70	5.3			
	9	5	0:49	88	74	66	55	—	51	79	30	19	14	18	25	—	—	—	—	—	—	—	5	山梨県東部	E138° 59' N35° 29'	30	5.6			
	9	5	7:31	9	11	8	9	—	12	17	3	3	2	4	3	—	—	—	—	—	—	—	3	山梨県東部	E138° 58' N35° 30'	32	4.2			
1989	7	1	1:24	37	41	28	24	—	21	32	13	8	5	10	13	—	—	—	—	—	—	—	4	山梨県東部	E138° 58' N35° 29'	20	4.4			
	7	4	22:19	14	9	4	8	—	10	8	2	2	1	3	3	—	—	—	—	—	—	—	3	伊豆半島東方沖	E139° 07' N34° 58'	1	4.9			

注-1) 小数点付きは修正後の値。それ以外は原値の値。

注-2) *) は動的解析に用いた地震動

表-2.2 三保ダム観測地震動一覧表(2/2)

(X:上下流方向, Y:ダム軸方向, Z:鉛直方向)

発生年月日				電磁型加速度計 (gal)												SMAC型加速度計 (gal)									三保 ダム 震度	気象庁データ			
年	月	日	時間	ダム天端			上流ロック		下流ロック		ダム基礎(コア敷)			事務所基礎		ダム天端			ダム基礎(法尻)			震源地		マグニ チュード					
				X	Y	Z	X	Y	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	位置	深度							
1989	7	5	2:29	11	7	4	6	—	6	6	2	2	2	3	3	—	—	—	—	—	—	3	伊豆半島東方沖	E139° 07' N34° 58'	2km	4.7			
	7	5	12:38	13	8	4	6	—	6	6	2	2	2	2	3	—	—	—	—	—	—	3	伊豆半島東方沖	E139° 07' N34° 58'	5	4.2			
	7	7	0:02	21	25	11	13	—	12	16	4	3	3	5	6	—	—	—	—	—	—	4	伊豆半島東方沖	E139° 08' N34° 58'	5	5.2			
	7	9	11:10	14	11	5	8	—	9	11	6	3	2	4	4	—	—	—	—	—	—	3	伊豆半島東方沖	E139° 06' N34° 59'	3	5.5			
	10	14	6:21	47	85	35	28	—	28	48	9	13	7	14	24	—	—	—	50	65	40	5	伊豆大島近海	E139° 30' N34° 49'	21	5.7			
1990	2	20	15:55	33	27	16	15	—	22	22	6	6	3	9	15	25	25	35	—	—	—	4	伊豆大島近海	E139° 12' N34° 42'	20	6.6			
	8	5	16:13	69	30	31	26	—	79	40	15	13	9	27	12	80	29	31	28	15	8	4	箱根*)	E139° 06' N35° 12'	14	5.1			
1991	4	25	7:12	10	9	6	6	—	11	8	3	2	1	3	2	—	—	—	—	—	—	3	静岡県中部	E138° 12' N35° 03'	32	4.9			
	9	3	17:45	12	4	4	25	—	5	6	0	2	2	3	2	—	—	—	—	—	—	4	三宅島近海	E138° 49' N33° 41'	33	6.3			
1992	2	2	4:04	35	28	26	2	—	28	14	0	9	6	14	12	32	19	17	12	11	5	4	東京湾	E139° 48' N35° 12'	90	5.7			
	4	8	11:49	26	26	12	1	—	21	10	7	5	2	4	4	—	—	—	—	—	—	4	山梨県東部	E139° 00' N35° 30'	40	4.4			
	4	10	23:31	15	16	10	1	—	12	8	6	4	3	—	—	—	—	—	—	—	—	3	東京都東部	E139° 36' N35° 42'	80	4.6			

注-1) 小数点付きは補正後の値、それ以外は原波の値。

注-2) *) は助的解析に用いた地震動

表-2.3 地震の諸元

地 震 名	発生年月日	マグニチュード	震源深さ	震央距離	備考(貯水位)
伊豆半島沖	1980.6.29	6.7	10 (km)	56 (km)	EL. 315.53 m
山梨県東部	1981.4.14	4.5	40	13	319.52
神奈川県西部	1983.8. 8	5.8	30	14	315.84
箱根地震	1990.8. 5	5.1	14	23	—

注) 貯水位は「多目的ダム管理年報」より (S. 63年まで)

表-2.4 S M A C型強震計の仕様

	S M A C - Q	S M A C - B 2
振子固有振動数	20 Hz	7.14 Hz
感 度	5mm/1000gal	40mm/500gal
周 波 数 特 性	1~20 Hz	1~3.5 Hz
記 録 範 囲	5~1000 gal	6~500 gal
記 録 紙	スクラッチコート フィルム35mm×45m	スタイラスペーパー 280mm×10m
送 り 速 度	5mm/秒	10mm/秒
記 録 時 間	1.5 分間	3 分間
スタート感度	10 gal	5 gal
刻 時 間 隔	1/2 秒	1 秒

表-2.5 ダム基礎地震動の最大加速度と卓越周波数

	成分	最大加速度(gal)	卓越周波数(Hz)
伊豆半島沖	法尻	x	30.9
		y	33.0
		z	12.0
	コア敷	x	22.5
		y	18.7
		z	13.1
山梨県東部	法尻	x	31.2
		y	37.6
		z	11.2
	コア敷	x	23.5
		y	30.3
		z	13.5
神奈川県西部	法尻	x	147.7
		y	94.5
		z	55.3
	コア敷	x	—
		y	—
		z	—
箱根	法尻	x	27.8
		y	15.0
		z	8.2
	コア敷	x	—
		y	—
		z	—

注-1) x : ダム上下流方向、y : ダム軸方向、z : 鉛直方向

注-2) 卓越周波数のうちアンダーラインの値が最も大きい。

表-2.6 周波数応答関数の卓越周波数

地震名	方向	卓越周波数 (Hz) (10Hzまで)						
		1	2	3	4	5	6	7
伊豆半島沖地震	X	2.0 (1.00)	3.7 (0.35)	5.3 (0.46)	6.0 (0.33)	—	—	—
	Y	1.7 (0.86)	2.5 (0.72)	3.3 (0.67)	5.8 (1.00)	7.0 (0.77)	—	—
	Z	3.2 (0.72)	3.8 (0.61)	8.0 (0.57)	8.5 (0.84)	10.0 (1.00)	—	—
山梨県東部地震	X	1.9 (0.49)	2.8 (0.44)	3.6 (1.00)	5.2 (0.72)	—	—	—
	Y	2.0 (0.23)	2.4 (0.32)	5.2 (0.78)	7.8 (1.00)	—	—	—
	Z	1.6 (0.27)	3.4 (0.63)	7.9 (1.00)	8.9 (0.89)	—	—	—
神奈川県西部地震	X	1.8 (1.00)	3.1 (0.39)	3.8 (0.47)	—	—	—	—
	Y	1.8 (1.00)	2.5 (0.54)	4.9 (0.41)	7.5 (0.62)	—	—	—
	Z	2.7 (0.75)	7.9 (1.00)	9.5 (0.52)	—	—	—	—
箱根地震	X	1.9 (1.00)	2.6 (0.39)	4.0 (0.47)	5.9 (0.86)	—	—	—
	Y	2.2 (0.91)	3.1 (0.55)	3.9 (0.82)	4.7 (0.71)	5.3 (1.00)	6.4 (0.95)	7.5 (0.71)
	Z	1.6 (0.49)	2.7 (0.65)	3.3 (0.59)	3.8 (0.72)	4.6 (0.90)	7.9 (0.80)	9.7 (1.00)

注-1) () は10Hzまでの伝達関数のピークのうちの最大振幅を1で規準化した場合の振幅比を示す。

注-2) X:上下流方向, Y:ダム軸方向, Z:鉛直方向。

表-2.7 基本固有周波数と堤体平均せん断ひずみ

地震名	基本固有周波数 f (Hz)	堤体平均有効せん断ひずみ		せん断剛性率の低下率 $(f_i/f_o)^2$
		方法①	方法②	
伊豆半島沖	1.953	3.54×10^{-5}	6.37×10^{-5}	0.91
山梨県東部	1.860	1.94×10^{-5}	5.40×10^{-5}	0.82
神奈川県西部	1.807	1.21×10^{-4}	1.63×10^{-4}	0.78
箱根	1.855	3.15×10^{-5}	5.35×10^{-5}	0.82
千葉県東方沖	2.000	2.83×10^{-5}	4.00×10^{-5}	0.95
東京湾	$(f_o) 2.051$	1.11×10^{-5}	2.22×10^{-5}	1.00

表-2.8 内部減衰と逸散減衰

地震名	周波数応答関数での h (%)	内部減衰 (%)	1次逸散減衰 (%)	ダム基礎地震動の	
				卓越 f	最大加速度
伊豆半島沖地震	10.4	3.6	6.8	4.0Hz	31 gal
山梨県東部地震	6.7	2.9	3.8	6.9	31
神奈川県西部地震	19.4	5.7	13.7	6.6	148
箱根地震	10.1	3.4	6.7	3.2	28
千葉県東方沖地震	9.9	3.3	6.6	2.3	11
東京湾地震	9.3	2.3	7.0	4.4	12

注) 卓越周波数が2つあると考えられる場合は低周波数側を示す。

表-2.9 固有値解析結果 (堤体-地盤系モデル)

モード 次数 i	固有円振動数 ω_i (rad/sec)	固有振動数 f_i (Hz)	固有周期 T(sec)	刺激係数 *1)		モードスケール *2)	有効質量 *3)		有効質量比 *4)	
				x	z		x	z	x	z
1	11.657	1.855	0.539	61.54	-3.76	0.0334	3787.	14.17	0.283	0.001
2	16.737	2.664	0.375	-0.87	20.00	-0.0298	0.7482	399.8	0.000	0.030
3	19.587	3.117	0.321	-31.43	-9.70	-0.0355	988.0	93.99	0.074	0.007
4	21.573	3.433	0.291	5.00	19.69	0.0384	24.95	387.8	0.002	0.029
5	22.812	3.631	0.275	-10.52	-1.06	0.0305	110.7	1.121	0.008	0.000
6	24.173	3.847	0.260	10.59	-8.70	-0.0386	112.1	75.66	0.008	0.006
7	25.530	4.063	0.246	14.32	-1.70	0.1531	205.1	2.891	0.015	0.000
8	26.000	4.138	0.242	-0.11	7.58	0.0514	.01316	57.40	0.000	0.004
9	26.886	4.279	0.234	-1.63	38.52	0.0399	2.826	1484.	0.000	0.112
10	27.552	4.385	0.228	-17.08	-5.72	-0.0453	291.8	32.66	0.022	0.002

*1) 刺激係数: $(x_i, MI) / (x_i, Mx_i)$ ただし、x: 上下流方向, z: 鉛直方向*2) モードスケール: $x_i Mx_i = 1.0$ となる固有ベクトル x_i 中の最大の節点変位(n).*3) 有効質量: $(x_i, MI)^2 / (x_i, Mx_i)$ *4) 有効質量比: $m_i / \text{全質量}$ (全質量, x: 13400 ton·sec²/m, z: 13290 ton·sec²/m)

表-2.10 固有周波数のまとめ

計算手法	固有周波数 (Hz)			
	(上下流方向)		(ダム軸方向)	
	1次モード	2次モード	1次モード	2次モード
実測値	1.8~2.0	2.6~3.7	1.7~2.2	2.4~3.1
2次元せん断梁理論	2.02(2.27)*)	4.63(4.15)	—	—
3次元せん断梁理論	2.05	4.98	2.02	4.69
固有値解析	1.86	2.66	—	—

*) () は $G=G_0 \cdot Z$ の場合

3. 動的解析による検討

3.1 概 要

地盤上に存在する構造物の地震時の挙動は、常に構造物と地盤とが相互に影響し合い、構造物の応答も地盤との相対的な関係の中で決定される。

構造物の動的解析においても、構造物のみを解析の対象としていた頃では、地震時の減衰効果のうちの地下逸散減衰量の評価が重要であった。すなわち、ダム基礎を剛として底部を固定するモデル（図-3.1(1)参照）では、地下逸散減衰を、地下逸散減衰と等価な内部減衰（等価逸散減衰）として土質材料の内部減衰に加えて系全体の振動減衰とする方法を用いる。

しかし、近年では構造物と地盤との動的相互作用の理論的な原理の解明が行われ、地盤との動的相互作用を考慮した解析手法の開発も活発である。

例えば、図-3.1(2)の弾性基盤モデルでは、地下逸散減衰の効果は底面のダッシュポットで表される粘性境界で表現される。この場合ダッシュポットの定数は基盤のインピーダンス（ $\rho \cdot V_s$ ）となる。

さらに、図-3.1(3)のモデルは、波動の逸散だけでなく地盤からの反力（相互作用力）の効果も考慮したものである。この中で、質点系モデルにおいては、このような地盤の効果は図-3.1(2)のダッシュポットから周波数依存性を有する複素バネ（複素剛性）の形で一般化される。この複素剛性の評価についてはいくつかの研究があるが、現時点では一般的な方法はなく、材料定数を徐々に変化させて複素剛性を評価し、全体の応答値の変動範囲を総合的に考えて対応することが多い。一方、地盤そのものを取り込んで解析するFEMモデルでは、自動的に動的相互作用を考慮して解析することが可能である。ただし、この手法では基礎地盤をある有限の領域で系を切断するため、この領域内に散乱波のエネルギーが閉じこめられないように、人為的に波動エネルギーを吸収する仮想境界を設定している。しかし、地盤の地質状況および物性値がある程度分かておれば、この手法は非常に有効な手法といえる。

一方、地震時の構造物の挙動を計算によって再現しようとする場合、このような解析手法の選択は、入力すべき基礎での地震動がどこで観測されたものであるかによって定まる。三保ダムの場合、コア敷で観測された地震動は堤体の影響を受けたものであり、これを入力動とする場合、入力動そのものが既に堤体と地盤との動的相互作用を含んだものであるため、解析の対象は堤体のみとなる。しかし、法尻で観測された地震動では堤体の影響は少なく、比較的自由地盤での地震動に近いと考えられるため、解析の対象は堤体と地盤の動的相互作用を考慮したモデルとなる。

本検討においては、入力動としてコア敷で観測された地震動と法尻で観測された地震動

の両方について検討するものとし、解析モデルとして2次元FEM手法を用いた剛基礎モデルおよび堤体－地盤系モデルとした。

3.2 堤体の材料特性

3.2.1 弾性波探査

三保ダム堤体内の弾性波速度分布を求めるために、弾性波探査および速度検層を行った。図-3.2に弾性波探査のA、Bの2測線を示す。A測線は上下流方向に250m、B測線はダム軸方向に200mである。発破点間隔は25m、受信点間隔は2.5mである。PS検層は弾性波探査のためのA測線上天端より116mの地点の標高288mの層別沈下計の測定孔を利用した。

この結果、図-3.3に示す堤体内速度分布図が得られた。ただし、上流側は貯水があり計測線が設けられないので速度分布が得られていない。

図-3.4は、S波速度の深度別分布を示す。図には沢田ら(1977)による我が国の幾つかのロックフィルダムにおけるS波速度の平均値が示してある。弾性波探査によるS波速度の分布が、解析の都合上離散的な分布の一点鎖線で示してあるが、実際には連続的に変化すると考えられる。そこで、三保ダムの深度別S波速度は、図中の実線で示す直線式で表せるとし、後述の動的解析にはこの直線式より各深度の初期せん断剛性率を求めた。この直線式のS波速度は、沢田らの式のそののほぼ8割となっている。

また、次の関係式を用いて堤体のせん断剛性率、ポアソン比、弾性係数を求めた。その結果、 V_s/V_p は深度によらずほぼ0.48で、ポアソン比は深度によらず0.35であった。

$$\left. \begin{aligned} G &= w \cdot V_s^2 / g \\ \nu &= \{1 - 2(V_s/V_p)^2\} / 2 \{1 - (V_s/V_p)^2\} \\ E &= 2(1 + \nu) \cdot G \end{aligned} \right\} \text{-----} (3-1)$$

ここに、G：せん断剛性率(Kg/cm²)

E：弾性係数(Kg/cm²)

ν ：ポアソン比

g：重力加速度(=980 cm/sec²)

w：単位体積重量(kgf/cm³)

V_s ：S波速度(cm/sec)

V_p ：P波速度(cm/sec)

3.2.2 室内繰返し三軸試験

1) 試験条件

三保ダムのロック材料の繰返し三軸試験を実施した。試験機の諸元を表-3.1に、装置を図-3.5に示す。変位計およびロードセルは三軸セル内に設置し、試験時の機械的誤差を排除している。変位計は、渦電流型の非接触型変位計を用いている。ターゲットは写真-3.1(1), (2)に示した装置により三軸セル外部から移動させて、圧密後の軸変位に対処している。

試料の粒度分布を図-3.6に示す。試料は、原石山から採取した材料を実ダムのほぼ細粒ロックの粒度に等しくなるように調整してある。供試体の径は $\phi=30\text{cm}$ 、高さは $h=60\text{cm}$ である。また試料は気乾状態で含水比0.3%である。

2) 試験方法

試験は、試料をまず側圧 1kgf/cm^2 で等方圧密し、体積変化量が0もしくは $0.05\%/分$ 以下となった段階で、軸圧 σ_a に 0.2Hz の繰返し応力を与えた。各繰返し応力レベル毎に12波目のヒステリシスループを実験結果とした。応力レベルは徐々に大きくしてゆき、せん断歪が 10^{-3} 近くに達したなら次の段階へと進む。応力段階は一供試体につき1.0, 2.0, 3.0, 4.0 kgf/cm^2 の4段階である。

3) 試験結果

せん断剛性率 G は次のようにして求めた。

$$\left. \begin{aligned} E_a &= \sigma_{ad} / \epsilon_{ad} \\ G &= E_a / \{2(1+\nu)\} \\ \gamma &= (1+\nu) \cdot \epsilon_{ad} \end{aligned} \right\} \text{-----} \quad (3-2)$$

ただし、 E_a ：動弾性係数

σ_{ad} ：軸差応力

ϵ_{ad} ：軸ひずみ

ν ：ポアソン比

γ ：せん断ひずみ

また、減衰定数 h は次のようにして求めた。(図-3.7参照)

$$h = \Delta W / (2\pi W) \text{-----} \quad (3-3)$$

ここで、ポアソン比 ν は弾性波探査の結果から、深さに関係なく0.35であったので、この値を用いて G 、 γ を算出した。

せん断剛性率のひずみ依存曲線を図-3.8に示す。側圧の上昇に伴いせん断剛性率は大きくなっており、ひずみが 5×10^{-6} 以下になると、検出器の精度上ばらつきが見られる。

ここで、室内試験の側圧は次式を介することにより、深さ z の位置の応力状態を再現することができる。すなわち、フィルダムの変形を二次元と仮定しダム軸方向のひずみを0とすれば、有効平均主応力 $\sigma_{\square}'$ は、

$$\sigma_{\square}' = (1/3)(1+\nu)(1+k)\sigma_1' \text{-----} \quad (3-4)$$

$k = \sigma_3' / \sigma_1'$ ：主応力比

となり、三保ダムの実測土圧によれば、 $\sigma_1' = 0.9\sigma_v$ (σ_v ：上載荷重) なので、 $\sigma_{\square}'$ は次式となる。

$$\sigma_{\text{m}}' = (0.9/3.0) (1+\nu) (1+k) w \cdot z \quad \text{-----} \quad (3-5)$$

ただし、三保ダムでは、 $k=0.5$ 、 $\nu=0.35$ 、 $w=2.31\text{t/m}^2$ である。(松本ら、1985)

また、図-3.8に示すせん断剛性率 G の γ 依存曲線を外挿させ、微小ひずみ $\gamma=10^{-6}$ におけるせん断剛性率 G を初期せん断剛性率 G_0 として正規化したものを図-3.9(1), (2)に示す。図-3.9(1)は $\sigma_1/\sigma_3 = 1$ の場合、図-3.9(2)は $\sigma_1/\sigma_3 = 2$ の場合を示したものであり、両ケースとも側圧に依らずほぼ同一線上にある。

減衰定数とひずみの関係を図-3.10に示す。豊浦標準砂のような細粒材と異なり、粗粒材では側圧の影響は顕著に現れていない。

3.3 剛基礎モデルによる動的解析

3.3.1 計算手法および計算条件

計算モデルを図-3.11に示す。計算手法としては、2次元FEM解析手法のQUAD-4およびFLUSHを用いた。

材料の単位体積重量は、標高EL.315.0mに貯水位があるものとして各ゾーンごとに表-3.2に示すように設定した。ただし、貯水池の存在による動的相互作用は考慮されていない。

コア材料およびフィルター材料のせん断剛性率および減衰定数のひずみ依存曲線は求められていないため、ここでは、ロック材料についての室内繰返し三軸実験結果をコアおよびフィルターゾーンにも適用した。計算に用いたせん断剛性率および減衰定数のひずみ依存曲線を図-3.12(図-3.9(2), 図-3.10に相当)に示す。

初期せん断剛性率については、三保ダムでの原位置弾性波探査より得られたS波速度との関係より深度別に求め、各要素ごとに与えた。

ポアソン比については、弾性波探査の結果では深度に依らずほぼ0.35であったが、ここでは各要素ごとに沢田ら(1977)の式を用いて求めたものを使用した。(ただし、動的解析・静的解析とも同じ値とした。)

3.3.2 法尻での観測地震動を入力する場合

1) 等価逸散減衰定数の算定

①金井らによる式の場合

金井ら(1968)は、重複反射理論による非減衰系の半無限2層地盤の地表面の変位振幅の時間変化と、粘性減衰を有する剛基礎1質点系の減衰自由振動の振幅変化を、同一入力に対して比較することにより、表層のi次の固有振動に対する等価逸散減衰定数 h_i を次式で表している。(大沢ら(1981))

$$h_i = 1 / (2i-1) \pi \cdot \ln | (1+\beta) / (1-\beta) | \quad \text{-----} \quad (3-6)$$

ただし、 β : インピーダンス比

三保ダム堤体の平均S波速度は、図-3.3より中間標高付近ではほぼ500m/sec、基礎岩盤のそれは2000m/sec程度であった。また、堤体の単位体積重量はロックゾーンで約2.3t/m³、基礎岩盤で約2.5t/m³であることから次のようになる。

$$\beta = 2.3 \times 500 / (2.5 \times 2000) = 0.23$$

$$\therefore h_1 = 1 / (2 \times 1 - 1) \pi \cdot \ln | (1+0.23) / (1-0.23) | = 0.15$$

$$\therefore h_2 = 1 / (2 \times 2 - 1) \pi \cdot \ln | (1+0.23) / (1-0.23) | = 0.05$$

②佐藤による式の場合

佐藤(1983b)は、非減衰系の半無限2層地盤の固有円振動数を剛な基盤で支持されたVoigt型粘弾性地盤の固有円振動数と等値とすることにより、地下逸散減衰効果を内部減

衰に置換し、等価逸散減衰定数 h_i を次式で表した。

$$h_i = 1/(2i-1)\pi \cdot \ln |(1+\beta)/(1-\beta)| \quad \text{-----} \quad (3-6)$$

これは、①の金井らによる式と一致する。

③土岐の式の場合

土岐(1981)は、重複反射理論による非減衰系2層半無限地盤の地表面変位振幅と、複素剛性を有する剛基礎一層地盤の i 次の固有周期における共振振幅を等しいとおき、次式で等価逸散減衰定数 h_i を表している。

$$\left. \begin{aligned} h_i &= 2/(2i-1)\pi \cdot \beta / \sqrt{1-\beta^2} \\ \therefore h_1 &= 2/(2 \times 1-1)\pi \times 0.23 / \sqrt{1-0.23^2} = 0.15 \\ \therefore h_2 &= 2/(2 \times 2-1)\pi \times 0.23 / \sqrt{1-0.23^2} = 0.05 \end{aligned} \right\} \quad \text{-----} \quad (3.7)$$

④大町の式の場合

大町(1981)は、半無限弾性基盤上の非減衰系の三角形せん断梁モデルの第 i 次の基準振動モードの運動方程式を有効質量を仮定した1自由度系の減衰自由振動の運動方程式に置換することによって、次のように第 i 次の等価逸散減衰定数 h_i を表している。

イ) 堤体の剛性が均一な場合

$$h_i = \beta / Z_i \quad \text{-----} \quad (3-8)$$

ここに、 Z_i : 第1種0次Bessel関数の i 番目の零点

$$\therefore h_1 = 0.23/2.40483 = 0.096$$

$$\therefore h_2 = 0.23/5.52008 = 0.042$$

ロ) 堤体の剛性がダム堤頂から深さ方向に比例して増加する場合

$$h_i = \beta / \sqrt{y_i} \quad \text{-----} \quad (3-9)$$

ここに、 y_i : 第1種1次Bessel関数の i 番目の零点

$$\therefore h_1 = 0.23 / \sqrt{3.83171} = 0.117$$

$$\therefore h_2 = 0.23 / \sqrt{7.01559} = 0.087$$

以上より、推定される等価逸散減衰をまとめると表-3.3のようになり、1次モードで10~15%、2次モードで4~9%であることが分かる。

ところで、等価逸散減衰を用いる場合、次の2つの問題がある。

①以上の誘導法による等価逸散減衰定数はインピーダンス比の関数であると同時に系の固有モードごとに異なることを示している。このため、仮に1次モードの等価逸散減衰定数を全ての振動数に対して用いると、1次固有振動数付近では良い近似を与えるが、高次の固有振動数に対しては大きめの値を与えることになる。

②金井および土岐の式において、「等価」といえるのは、ある代表点（ここではダム天

ダム天端)での変位振幅であり、深さ方向の変位分布に対しては等価ではない。なぜなら、本来弾性体である基礎地盤から受ける地震動は、堤体底面中央ほど入力レベルが低減しているが、等価逸散減衰を用いた剛基礎モデルでは、自由地盤レベルの地震動を剛基礎にそのまま入力しており、基盤付近の地震動としては明らかに過大となるからである。従って、たとえダム天端変位が等しくても、モデル全体の応答性状には差異が生ずると考えられる。

①に対しては、各モードごとに異なる減衰を与えるモード解析手法による計算が一般的であると考えられるが、モード解析法では2次元FEMモデルでの各要素ごとの物性値を変えることができない。よって、ここでは、QUAD-4で用いている振動数に依存するRayleigh減衰を工夫して使用することとした。

②に対しては、等価逸散減衰定数を使用する上で避けることができないため、後述の弾性基礎モデルとの応答性状の比較を行ってその差異を評価することとした。

2) 等価逸散減衰定数の導入法

FLUSHでは、周波数に依存しない複素減衰を用いているため、等価逸散減衰を全ての周波数に対して一律に上乘せすることになる。一方QUAD-4では、振動数に依存するRayleigh減衰を用いているため、材料減衰に上乘せされる等価逸散減衰定数もその振動数特性に依存することになる。

QUAD-4で用いられているRayleigh減衰マトリックスは、1次モードの減衰定数および固有円振動数を h_1 , ω_1 とすると、質量と剛性に比例する部分の比率を考え次式で表される(松本ら, 1981)。

$$[C] = (1 + \alpha) \cdot h_1 \cdot \omega_1 \cdot [M] + (1 - \alpha) \cdot h_1 / \omega_1 \cdot [K] \quad (-1.0 \leq \alpha \leq 1.0) \quad (3-10)$$

このとき、 i 次モードの減衰定数 h_i は次式となる。また、その振動数特性は図-3.13で表される。

$$h_i = h_1 / 2 \cdot \{ (1 + \alpha) \cdot \omega_1 / \omega_i + (1 - \alpha) \cdot \omega_i / \omega_1 \} \quad (3-11)$$

通常、土質材料の履歴減衰は振動数に対して依存性が無いこととして、フィルダムの動的解析においては、このRayleigh減衰においても極力振動数に依存しないように $\alpha = 0.4 \sim 0.6$ の値がとられている。

一方、三角形せん断梁理論によると i 次モードの固有振動数 ω_i は次式で与えられる(松村, 1934)。

イ) 堤体の剛性が均一な場合

$$\omega_i = Z_i \cdot V_s / (2\pi \cdot H) \quad (3-12)$$

ロ) 堤体の剛性がダム堤頂から深さ Z 方向に比例して増加($G = G_0 \cdot Z$)する場合

$$\omega_i = Y_i / (4\pi) \sqrt{G_0 / (\rho \cdot H)} \quad (3-13)$$

これと、式(3-8)、(3-9)より、 i 次モードの等価逸散減衰と固有振動数をそれぞれ h_i 、 ω_i で無次元化すると次式となり、図-3.14のようになる。

$$\begin{aligned} 1) \text{の場合} \quad h_i/h_1 &= Z_i/Z_1 \\ \omega_i/\omega_1 &= Z_i/Z_1 \quad \therefore h_i/h_1 = 1/(\omega_i/\omega_1) \quad \text{-----} \quad (3-14) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2) \text{の場合} \quad h_i/h_1 &= \sqrt{y_i/y_1} \\ \omega_i/\omega_1 &= y_i/y_1 \quad \therefore h_i/h_1 = 1/\sqrt{\omega_i/\omega_1} \quad \text{-----} \quad (3-15) \end{aligned}$$

よって、 i 次モードにおける全体の減衰定数 h_i は、堤体材料の内部減衰を $h_{n,i}$ 、等価逸散減衰を $h_{r,i}$ とすると、堤体の剛性が均一な場合次式となる。

$$\begin{aligned} h_i &= h_{n,i} + h_{r,i} \\ &= h_{n,i} + (Z_i/Z_1) \cdot h_{r,1} \quad (\text{ただし、} h_{n,1} = h_{n,i} = \text{const.}) \end{aligned}$$

ここで、 $h_{r,i} = m \cdot h_{n,i}$ とおくと、

$$h_i = h_{n,i} \cdot (1 + m \cdot Z_i/Z_1)$$

また、 $h_1 = (1 + m) \cdot h_{n,1}$ であるから、

$$h_i/h_1 = (1 + m \cdot Z_i/Z_1) / (1 + m) \quad \text{-----} \quad (3-16)$$

結局、 h_i で無次元化された全体の減衰定数 h_i は、材料の内部減衰に対する1次モードの逸散減衰の比 m のみの関数となり、その振動数特性は図-3.15のようになる。

同様に、堤体の剛性がダム堤頂から深さ方向に比例して増加する場合、全体の減衰定数 h_i は次式となり、その振動数特性も図-3.15にあわせて示す。

$$h_i/h_1 = (1 + m \cdot \sqrt{y_i/y_1}) / (1 + m) \quad \text{-----} \quad (3-17)$$

以上より、動的解析にあたっては図-3.15において、推定される m に応じた全体の減衰定数（プロット値）に合うように Rayleigh 減衰（各曲線）のパラメータ α の値を用いればよいことになる。

m は（1次モードの逸散減衰）／（内部減衰）であり、厳密には天端での最大加速度発生時の値であるが、前章で推定した表-2.8の1次モードの逸散減衰と動的解析から求めた堤体平均の最大内部減衰からその比を求めると表-3.4に示すようにほぼ2程度であることが分かる。

よって、堤体の G が一定であると考え、 α の値としては基本固有周波数の2～3倍程度の周波数に着目すれば、図-3.15より概ね $\alpha = 0.8$ 程度が良いと考えられる。

動的解析にあたっては、1次モードの逸散減衰を内部減衰に上乗せする必要があるが、この値については、表-3.4にみられるように厳密には地震動ごとに異なるものと考えられる。しかし、1次モードの逸散減衰に与える入力地震動の大きさおよび周波数特性との関係は今のところデータ不足のため明確なことが言えないため、表-3.4での値を直接用いると、解析結果に与える Rayleigh 減衰パラメータ α の評価が不明確になるため、ここでは一律同じ1次モードの逸散減衰を用いるものとした。よって本動的解析では、表-3.3

に示すように1次モードの等価逸散減衰定数の推定値が10～15%であることから、1次モードの等価逸散減衰定数として10%、15%の2ケースを設定した。

また α の値としては、0.8および0.6を含め、0.4～1.0の範囲で数ケースの値について動的解析を行った。

3) 計算結果と考察

計算結果より、天端および上・下流ロック部の観測点に一致する地点での最大応答加速度を実測値と比較して表-3.5(1),(2)に示す。また、図-3.16(1)～(3)は横軸に α の値をとって各点の最大応答加速度を示したものであり、図-3.17(1)～(3)は $\alpha=0.4$ の最大応答加速度で基準化した場合を示す。これより、以下の結論が挙げられる。

- イ) α の値を大きくする程最大加速度も大きくなるが、その増加率は1に近づく程大きい。
- ロ) この傾向は、上乘せする等価逸散減衰定数にはほとんど依らない。(等価いっさん減衰定数が10%と15%の曲線がほぼ平行)
- ハ) この傾向は、ほぼ同じ基礎での最大加速度をもつ伊豆半島沖地震と山梨県東部地震を比較すると、高周波成分の卓越する山梨県東部地震の方が α による減衰の影響が顕著であると言える。しかし、同様に高周波成分の卓越する神奈川県西部地震をみれば、逆に加速度振幅の大きな地震動ほど α による減衰の影響は小さくなる、と考えられる。
- ニ) 実測値との比較においては、SMAC-Q型を対象とするかあるいは電磁型とするかによって多少異なるが、等価逸散減衰定数を15%とし、 α の値を0.8とした場合に比較的良い一致が見られた。このときの天端の最大応答加速度を $\alpha=0.6, 0.4$ の場合と比較して表-3.6に示す。

3.3.3 コア敷での観測地震動を入力する場合

コア敷での観測地震動は、

- ①観測点が堤体中央に位置することから、最も堤体の影響が大きい。
- ②堤体の影響を受けたものであるから、堤体の固有周波数付近の主要な周波数成分が除去されている。

これらのことから、等価逸散減衰を考慮しない場合の計算結果では、最大応答加速度は次のように予想される。

- ア) 伊豆半島沖地震では、実測値より若干小さいかあまり変わらない。
- イ) 山梨県東部地震では、実測値より小さくなる。

等価逸散減衰を考慮しない場合(このとき $\alpha=0.6$ を採用)の計算結果を図-3.7(1)に示す。これを見ると予想に反して、天端での最大応答は伊豆半島沖地震では実測より大きく、山梨県東部地震ではほぼ一致した結果となっている。すなわち、予想より全体的に応答が大きいと言える。その理由として、

- ・ 3次元的な逸散減衰の影響。
- ・ 貯水池（による逸散減衰）の影響。
- ・ 地震波の位相差の影響。

が考えられる。また、前述の法尻での観測地震動を入力した場合の計算結果において、等価逸散減衰の予想が約10%であったのに対し、15%の場合の結果が良い一致をみた。そこで、上記の影響による逸散減衰分が約5%程度あるのではないかと推定し、等価逸散減衰を5%としてコア敷で観測された地震動を入力し、計算を行ってみた。

計算結果を表-3.7(2)に示す。この結果をみると、 $\alpha=0.6$ の場合ではほぼ当初の予想（上記A), i)）と一致している。

3.4 堤体－地盤系モデルによる動的解析

3.4.1 計算手法および計算条件

計算手法としては、2次元FBM解析であるFLUSHおよびDINAS（（株）CRC総合研究所所有）を用いた。両解析手法とも地盤において側方に伝達境界、底面に粘性境界を考慮することができる。

ただし、FLUSHは水平・鉛直方向の同時加振はできない。また、底面粘性境界のダッシュポットの方法も加振方向のみに設定される。

一方、DINASは水平・鉛直方向に同時加振することが可能である。また、底面粘性境界のダッシュポットの方法は一方向、両方向の加振に限らず2方向に設定可能である。

計算モデルは、図－3.18に示すように基礎地盤の厚さを20mとするモデルを基本にし、基礎地盤の厚さの影響を評価するために地盤の厚さを100mとするケースに対しても計算を行った。

堤体材料の物性値は全て剛基礎モデルの場合と同じであるが、地盤の物性値は均一とし、表－3.9のように設定した。

入力地震動としては、法尻およびコア敷通廊での観測地震動を用いたが、入力条件は表－3.10のとおり。

3.4.2 法尻での観測地震動を入力する場合

計算ケースとしては、それぞれの目的に応じて表－3.11のように設定した。

計算結果より、実測点と対応する地点での最大応答加速度の値を実測値と対比して表－3.12に示す。

以下、各計算ケースの目的にそって、計算結果に与える影響要因の検討を行う。

1) 鉛直動の影響

入力鉛直動の応答水平動に与える影響を評価するために、法面、ダム軸、ダム基礎面沿いの最大応答加速度を水平動のみ入力した場合と比較して図－3.19(1)～(3)に示す。

法面では、一般に水平・鉛直両加振した方が若干大きいか同じ程度であるが、神奈川県西部地震の天端付近では水平加振のみの方が大きな値を示している。また、山梨県東部地震の上流面の中低標高部においては、特に鉛直動の影響が大きい。

ダム軸では、全体的に両者はさほど変わらないが、神奈川県西部地震の中標高部で鉛直動の影響が大きい。

ダム基礎でも、両者はさほど変わらないが、山梨県東部地震の上流法先付近で鉛直動の影響が大きい。

同様に、入力鉛直動の応答鉛直動に与える影響を図－3.20(1)～(3)に示す。これより、

明らかに鉛直動を入力した場合の方が応答鉛直動は大きく、特に山梨県東部地震、神奈川県西部地震の上流法先付近でその差が大きく、その影響がそのまま上述の水平動にも現れていると言える。

2) プログラムの比較

これは、底面粘性境界のダッシュポットの設定の違いを示すが、表-3.12の結果からも分かるようにその差はほとんど無いと言える。

3) モデル地盤厚の影響

表-3.12の結果からも分かるように100m基礎のモデルの方が若干大きな応答値を示すが、入力動の取扱いが異なる(100m基礎のモデルの場合、法尻での観測地震動を自由地盤表面のものとみなし、SHAKEで100m地下の地震動にもどしてから基盤へ入力しているが、20m基礎の場合、法尻での観測地震動をそのまま基盤に入力している)ことを考慮するとほとんど差は無いと言える。

なお、基礎地盤のメッシュ高さ h_{max} の精度については、一般にモデルの中を歩いて行くせん断波の波長の1/5以下とすることが望ましく、次式で与えられる。

$$h_{max} < \lambda_s / 5 = V_s / (5 \cdot f_{max}) \quad \text{----- (3-18)}$$

ここに、 h_{max} : 最大メッシュ高さ (m)

λ_s : せん断波の波長 (m)

V_s : せん断波速度 (m/sec)

f_{max} : 計算波動周波数の最大値 (Hz)

計算では、 $f_{max}=16$ (Hz) としているため、 $h_{max} < 2000 / (5 \times 16) = 25$ m となり、本モデルのメッシュ高さ 10m は十分な精度をもつと言える。逆に、本モデルのメッシュ高さ 10m は、 $n = 2000 / (10 \times 16) + 1 = 13.5$ より、一波長を 13.5 分割しており泉ら (1982) の検討の 13 分割で十分良い精度がえられた結果にも満足するメッシュ高さである。

4) 地盤物性の影響

地盤物性の影響としては、(1)剛性、(2)減衰定数、(3)ダッシュポットの粘性定数について、100m基礎モデルで神奈川県西部地震を例に検討した。計算ケースを表-3.13に、計算結果を表-3.14に示す。

ここで、入力地震動としては法尻での観測地震動を 100m 地下の地盤まで SHAKE で変換したものを入力している。よって、基礎地盤の物性値を変えると、入力加速度自体も変わることになるが、ここでは同一の入力地震動 (基本ケース) に対する地盤物性値の影響ということから検討を行う。

ア) 地盤剛性の影響

法尻およびコア敷での最大応答加速度をみると、地盤剛性が $V_s=1951\text{m/s}$ から 975m/s へと低下するに伴い応答が大きくなっている。また、この影響は中標高の上・下流ロック部まで及んでいることが分かる。しかし、天端での最大応答加速度は小さくなっている。

一般に、堤体と地盤のインピーダンス比が大きくなる程、地下逸散減衰は増大する。計算ケース(1) (インピーダンス比0.23) に比べケース(2)のインピーダンス比は0.46と2倍になっているため、地下逸散減衰量が増大し、天端の応答が小さくなった(水平方向で約16%低減した)ものと考えられる。

イ) 地盤減衰定数の影響

減衰定数の影響としては、モデルの高さにもよるが、当サイトの基礎岩盤として考えられる範囲 $h=2\sim 5\%$ では堤体の応答にはあまり影響がないと言える。

ウ) 底面粘性境界ダッシュボットの粘性定数の影響

ダッシュボットの粘性定数 C は、本来推定される地震基盤の物性値(密度 ρ 、せん断波速度 V_s)から算定される値($C=\rho \cdot V_s$)を入力すべきであるが、ここでは入力条件との関係からその影響を検討する。

すなわち、底面粘性境界では、地震基盤に粘性定数が $\rho \cdot V_s$ であるダッシュボットを取り付け、その下から入射波の2倍を入力することによって、地震基盤内への波動エネルギーの逸散を考慮しているが、このときの基盤加速度は次式で与えられる(土岐, 1981)。

$$u(t) = 2f(t) - \tau(t)/(\rho \cdot V_s) \quad \text{-----} \quad (3-19)$$

ここに、 $u(t)$: 地震基盤加速度

$f(t)$: 地震基盤に向かって鉛直下方から入射する上昇波の加速度振幅

$\tau(t)$: 地震基盤境界面上でのせん断応力を1階時間微分したもの

すなわち、 $\rho \cdot V_s$ が小さくなる程、基盤加速度は小さくなり、その応答も小さくなる。表-3.14のケース(4)の計算結果はそれを表している。

ところが、ダッシュボットの上から、すなわち基盤底面から直接 $2f(t)$ を入力すれば、 $\tau(t)/(\rho \cdot V_s)$ の分だけ過大な地震動を入力していることになり、応答は大きくなる。表-3.14のケース(5)の計算結果はそれを表しており、ケース(1)との差が $\rho \cdot V_s=513\text{t/m}^2 \cdot \text{s}$ とした場合の $\tau(t)/(\rho \cdot V_s)$ 分の影響、ケース(4)との差が $\rho \cdot V_s=162\text{t/m}^2 \cdot \text{s}$ とした場合の $\tau(t)/(\rho \cdot V_s)$ 分の影響をそれぞれ表している。このように、地震基盤の V_s 値が非常に大きくなるとダッシュボットの影響は小さくなり、基盤加速度は $2f(t)$ に近づくことになる。

3.4.3 コア敷での観測地震動を入力する場合

FLUSHでは、地盤の任意の層に地震動を入力することが可能である。ここでは、前節と同

じ堤体-地盤系モデルに対してコア敷での観測地震動を地盤の地表面層に入力するものとする。ただし、堤体および地盤の物性値、境界条件等は同じである。

計算ケースを表-3.15に、計算結果を表-3.16に示す。

これより、基本ケースをみると、天端での計算値と実測値の最大応答加速度は、比較的一致していると言える。

計算周波数ピッチの影響は、底面基盤からはなれた層面から入力する場合にその精度が問題となることがあるが、本計算の場合ほとんど影響はない。なお、ケース2はケース1に比べ約1.7倍の計算時間を要した。

また、モデルにおける基礎地盤の厚さも、計算にあまり影響ないことが分かる。

3.5 位相差を考慮した動的解析

3.5.1 概 要

従来のフィルダムの動的解析では、基礎を剛体と仮定して基盤底面を同位相相等振幅で震動させて解析することが多い。このことは、地震波が鉛直下方から入射することを仮定するものであるが、実際の地盤構造は複雑で、地震波が完全に鉛直下方から入射することはないと考えられる。また、地震波の伝播に伴い地表面付近では表面波が発生するが、表面波は波動本来の性質として分散性（高周波成分ほど位相速度すなわち波の伝播速度が小さくなる性質）があるため、地表面付近では表面波の混入度が高ければさらに位相差をもって震動することになる。

一般に、震源が遠い場合には浅い部分を経由する波動は減衰してしまい、深い部分を経てきた波動成分が地表面付近の震動を引き起こすことから、このときの震動は実体波によるものと考え、波動の入射方向は鉛直下方（位相差なし、水平方向の位相速度が無限大）とする近似が許される。しかし、震源が浅くて近い地震の場合には、地表面付近の震動は表面波成分が多いことから、位相速度は遅くなり、位相差を考慮した解析が必要となる。

以上より、本検討では、前節の堤体—地盤系における動的解析の結果が実測に比較して大きかったため、その理由としての位相差入力の影響がどの程度かを検討するものである。

ところで、地盤における地震動の水平方向の伝播速度を明らかにするには、異なる2地点以上の観測点で同時に地震観測を実施するアレー観測によらなければならないため、三保ダムでの地震観測では、地震動の位相差を検出することはできない。

地表面上の位相速度の設定において最も簡単には、「入力地震動において表面波およびP波を無視し、水平・鉛直動の比率から推定する方法」（駒田ら、1977）が考えられる。この方法は、単純にS波の進行方向が鉛直より傾斜することにより、鉛直方向の加速度が生じるものと工学的に便宜上仮定し、次式より推定するものである。

$$\theta = \tan^{-1}(a_v/a_h) \quad \text{-----} \quad (3-20)$$

$$V_{s,h} = V_s / \sin \theta \quad \text{-----} \quad (3-21)$$

ここに、 θ : S波の入射角

a_v : " 鉛直方向の加速度振幅

a_h : " 水平方向の加速度振幅

V_s : " 進行方向のせん断波速度

$V_{s,h}$: " 見かけ上の水平方向の（位相）せん断波速度

しかし、現実的には、水平・鉛直動はまったくランダムで両者の比率に規則性はみられずその評価は容易ではない。

よって、ここでは便宜上、種々の入射角を設定しその影響を検討する。

3.5.2 計算手法および計算条件

計算モデルは、計算の手法上、剛基礎モデルについて行った。ただし、下流法尻で記録された地震動を入力し、等価逸散減衰定数は10%とした。

計算手法は、FLUSHにおいて基盤上を水平方向に伝播する地震動を入力できるように改良したプログラム（FLUSH5）を用いた。

堤体の物性値、入力地震動については、剛基礎モデルの場合と同じである。計算ケースを表-3.17に示す。

3.5.3 計算結果および考察

代表点における最大応答加速度の値を実測値と比較して表-3.18に示す。これより、次のことが言える。

- ①天端：入射角が大きくなるほど最大応答加速度は小さくなる。特に、上流側から入射する場合の方が下流側から入射する場合に比べ最大応答加速度の低減は大きい。
- ②堤体中標高部：上流側から入射した場合、入射角が大きくなるほど、上流側斜面の応答加速度は大きくなり、下流側斜面の応答加速度は小さくなる。また、下流側から入射した場合はその逆になるが、その傾向は上流側入射の場合に比べあまり強くない。
- ③堤体底面付近：法尻部では入射角が大きくなるほど、応答加速度は小さくなるが、堤体中央部ではあまり影響はない。

上記①～③の結果において、上流側入射か下流側入射かによって影響の程度が異なるのはモデルが左右対称でないこと、すなわち、堤体の上・下流斜面勾配の違い、基礎の掘削形状・剛性の違いによるものである。三保ダムの標準断面図（図-2.1）およびのモデル図（図-3.11）にみれるように、上流側ロックゾーンの基礎はコアゾーンおよび下流側ロックゾーンの基礎標高以上に岩盤基礎を残していること、下流側の法尻部に約20mの盛土を設けていることから、その差が現れたものと考えられる。このように、位相差を考慮した動的解析では、位相速度そのものの影響の他に基礎形状の影響がかなりあることが分かる。

図-3.21は、堤体法面上の各点の最大応答加速度を入射角 0° と 30° の場合を比較してプロットしたものである。前述の②の結果は、ロックゾーンの法面からやや内部に入った地点での結果であるが、法面上の中標高部でも若干その傾向があることが分かる。しかし、全体的には法面上の加速度応答値は位相差入力の影響によって小さくなっている。

また、位相差入力による最大応答加速度の低減の程度は各地震動によって異なり、表-3.18の入射角 30° の場合の天端での最大加速度の低減率は、各地震ごとに上から順に14%, 29%, 11%, 16%である。これより、次のような位相差入力による最大応答加速度の低減率と入力地震動特性との関係が推定される。

- ①同程度の最大入力加速度をもつ伊豆半島沖地震、山梨県東部地震、箱根地震を比較すると、山梨県東部地震のように高周波の卓越する地震動ほど低減量は大きい。

②高周波の卓越する山梨県東部地震、神奈川県西部地震を比較すると、神奈川県西部地震のように最大入力加速度の大きい地震動ほど低減量は小さい。

実測値との比較においては、前述のように位相差入力と考えられるのは、近地地震である山梨県東部地震と神奈川県西部地震であり、想定される位相差も現実的にはせいぜい10°程度の入射角であると考えられる。この場合の天端での最大加速度の低減率を前節の堤体－地盤系における動的解析の結果にあてはめ、実測値と比較すると表－3.19のようになる。

ところで、位相差入力で問題となるのは、短い距離の2点間の相対変位量が増大することである。図－3.22(1)～(4)は神奈川県西部地震を例に、それぞれコアゾーン、フィルターゾーン、堤体法面および堤体底面を構成する各モデル要素の動的最大水平せん断歪みに与える位相差入力の影響を示したものである。これより、以下のことが言える。

- ①コアゾーン：天端付近では、上流側入射の場合水平せん断歪みは増大し、下流側入射の場合小さくなっている。中・低標高部では、上・下流側入射の場合とも水平せん断歪みは増大しており、増大の割合は、上流側入射の場合の方が、下流側入射の場合に比べ大きい。
- ②フィルターゾーン：全体的に位相差入力の影響によって水平せん断歪みは増大している。ただし、上流フィルターの天端付近では、下流側入射の場合逆に水平せん断歪みは減少している。中・高標高部における水平せん断歪みの増大の割合は、上流側入射の場合の方が、下流側入射の場合に比べ大きい。
- ③堤体法面：天端付近では、入射側の法面の水平せん断歪みは若干大きくなるが、反対側法面で大きく低減している。一方、中標高部から法尻付近ではあまり位相差入力の影響がない。なお、モデルの両端で位相差入力によって水平せん断歪みがやや大きくなっているが、これは境界の影響と考えられる。
- ④堤体底面：全体に渡って位相差入力による水平せん断歪みの増大がみられ、特に増大の割合は、上流側入射の場合の方が、下流側入射の場合に比べ大きい。

以上より、位相差入力によって高標高部において一部（入射側反対法面、下流側入射時のコアゾーン・上流フィルターゾーン）水平せん断歪みは減少するものの、全体的には増大する。特に、コアゾーンおよび天端法面での歪みの増大という結果は、前述の中標高部法面付近での加速度の増大とともに、ダムの安全上注意を要するものと考えられる。

3.6 結 論

3.6.1 剛基礎モデルの場合

剛基礎モデルで解析を行う場合、等価逸散減衰を内部減衰に上乗せする必要がある。等価逸散減衰は従来の研究によれば、2次元解析の結果からは各モードによって異なるが、1次元のせん断梁理論からは基本的に高周波になるほど小さくなるという周波数依存性を示す。よって、動的解析に用いる減衰はこれを考慮したものでなければならない。

本検討では、まずせん断梁理論から求めた等価逸散減衰と内部減衰の和の周波数特性は1次モードにおける両者の比 m によって変わることを示した。そして、この m を実測から推定すると概ね2～3であった。

さらに、動的解析に用いる減衰として、周波数依存性のあるRayleigh減衰に着目し、堤体の基本固有周波数の2～3倍程度までの周波数領域でRayleigh減衰の周波数特性と h_1 の周波数特性を比較的一致させるには、Rayleigh減衰における剛性マトリックスと質量マトリックスの比率を調節するパラメーター、 α を従来の0.4から0.8にすることによって可能であることを示した。

この方法によって、低周波の卓越する地震波はもとより、高周波の卓越する地震動に対しても、等価逸散減衰定数を一律15%として、全地震動バランスよく実測を再現することができた。

ただし、等価逸散減衰定数15%については、三保ダムの堤体と地盤とのインピーダンス比が0.23であることから、堤体を三角形のせん断梁と仮定した場合の等価逸散減衰定数の算定式（大町の式）、あるいは従来の2次元FEMでの解析結果等から等価逸散減衰定数を求めると約10%程度であり、5%程度過大であった。一方、堤体を一層の成層地盤と仮定した場合の等価逸散減衰定数の算定式（金井の式、佐藤の式あるいは土岐の式）では約15%となることから、単純に2次元的に評価される以上の逸散減衰が現実では生じていたと考えられる。

3.6.2 堤体－地盤系モデルの場合

基礎岩盤のせん断波速度 V_s を弾性波速度探査の結果より、 $V_s=2000\text{m/s}$ として解析を行った。その結果、応答加速度は実測よりも過大となった。特に、高周波が卓越する地震動ほど、また最大加速度が大きな地震動ほど過大な傾向を示した。この理由としては、まず全体的に計算値が過大であったのは、前述の剛基礎モデルの結果からも推定されるように、現実的には2次元解析で見積もられる以上の逸散減衰が生じていたためと考えられる。さらに、高周波が卓越する地震動ほど過大な傾向を示したのは、位相差入力の影響があったためと考えられる。

3.6.3 位相差入力の影響

堤体－地盤系モデルでの解析結果のうち、特に高周波成分の卓越する近地地震動（山梨県東部地震、神奈川県西部地震）において、他の地震動に比べ応答が過大であった。この理由の一つとして、位相差入力の影響を検討した。なお、実際に位相差がどの程度であったかは推定が困難であることから、地震波の入射角を数ケース設定して解析を行った。また、この場合の解析は剛基礎モデルで行った。

この結果、入射角が 30° の場合、天端の最大応答加速度の低減率は、入射角が 0° の場合に比べそれぞれ山梨県東部地震で29%、神奈川県西部地震で11%であった。現実的には、10%程度と仮定して堤体－地盤系モデルでの天端の最大応答加速度を補正すると山梨県東部地震については他と同じ程度の実測に対する過大性を示したが、神奈川県西部地震は以前として大きな値を示した。

3.6.4 堤体－地盤系モデルで見積もられる地下逸散減衰量

3.6.3を受け、堤体－地盤系モデルで見積もられる地下逸散減衰量を、剛基礎モデルと比較することによって等価逸散減衰定数に換算して評価した。その結果、地盤の波動逸散を考慮できるFLUSHでは、高周波成分の卓越する地震動ほど、また最大加速度の大きな地震動ほど地下逸散減衰量は小さく見積もられる傾向を示した。これは、前述の実測記録から推定した逸散減衰量に与える地震動特性の影響と比較すると、地震動の周波数特性に対しては一致しているが、最大加速度の影響からは相反しており、その結果、最大加速度の大きな神奈川県西部地震において実測と大きな差が生じたと考えられる。

3.6.5 位相差入力による一般的な影響

フィルダムの堤体横断面上での位相差入力の影響は、中標高部法面付近での加速度の増大を生じさせるとともに、全体的な動的水平せん断歪みを増大させ、特に、コアゾーンおよび天端法面での動的水平せん断歪みの増大は、フィルダムの地震時安定上注意を要する。

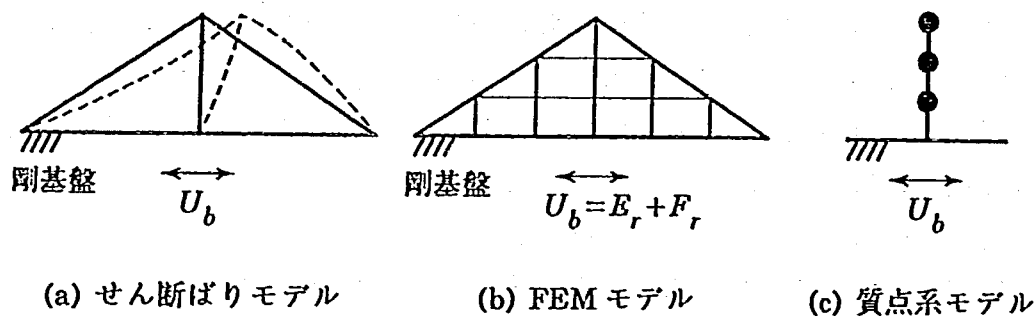


図-3.1(1) 剛基礎モデル

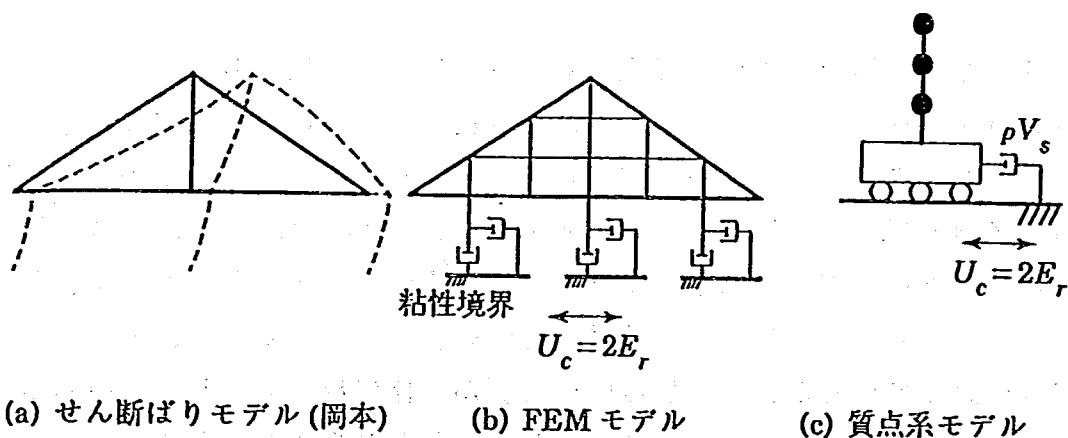


図-3.1(2) 弾性基礎モデル

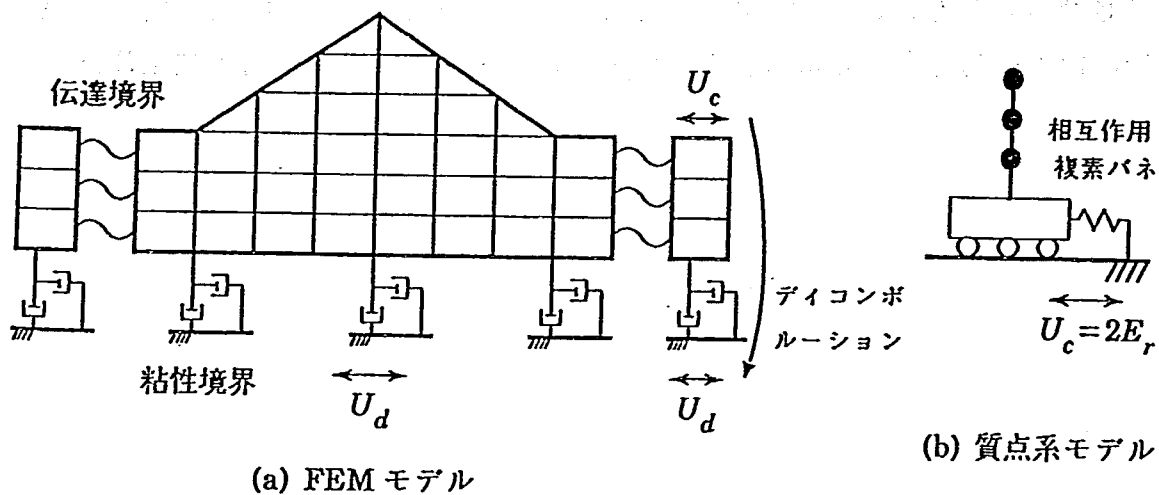


図-3.1(3) 地盤との動的相互作用を考慮した詳細なモデル

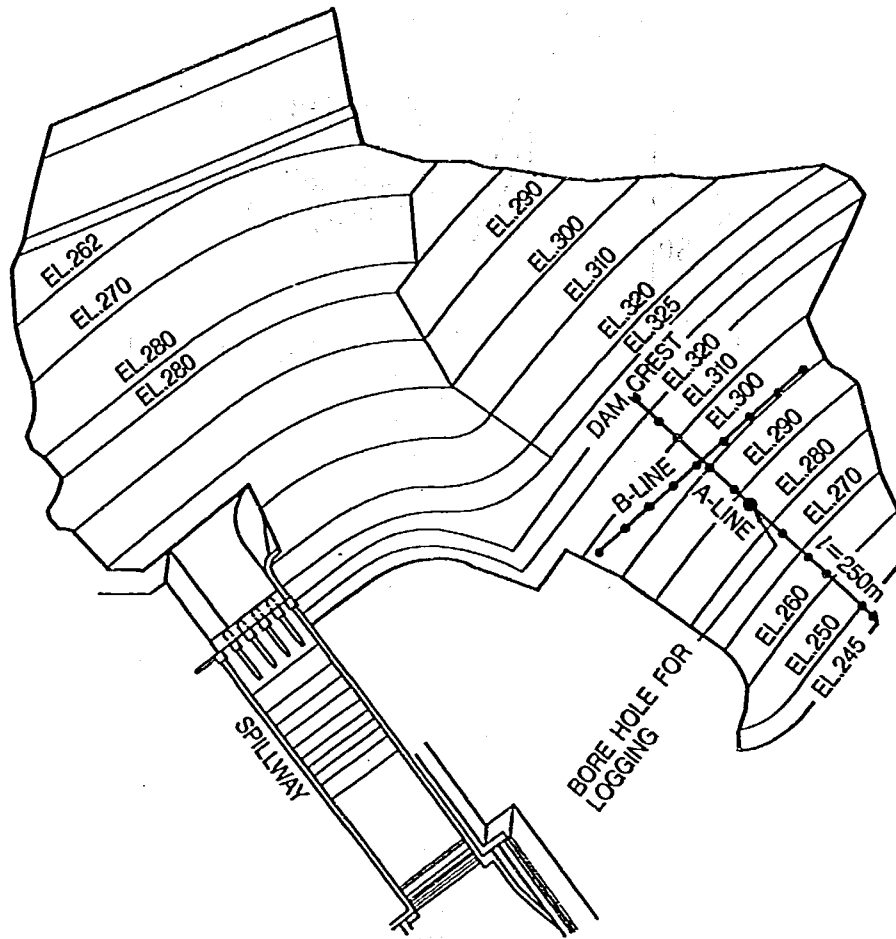


図-3.2 物 探 測 線

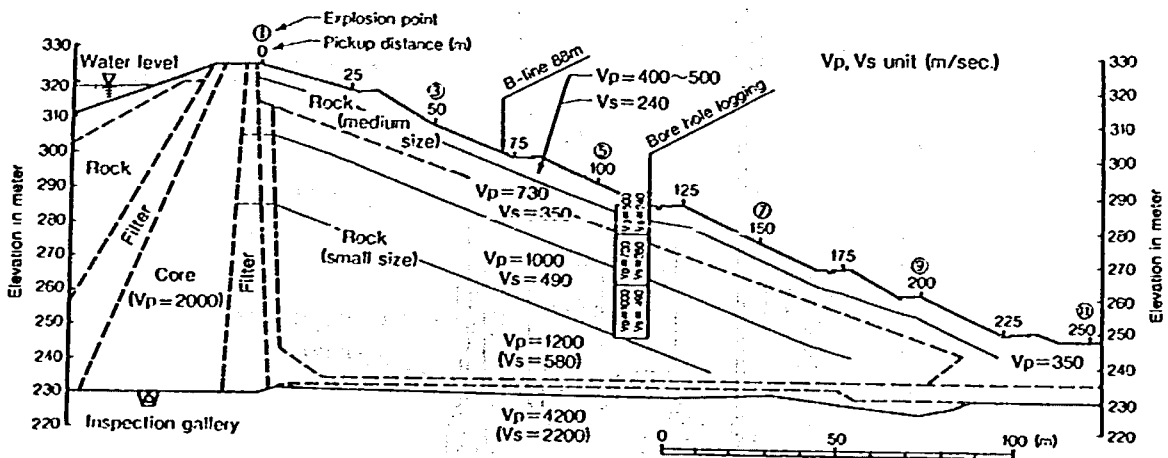


図-3.3 A 測線総合解析断面図

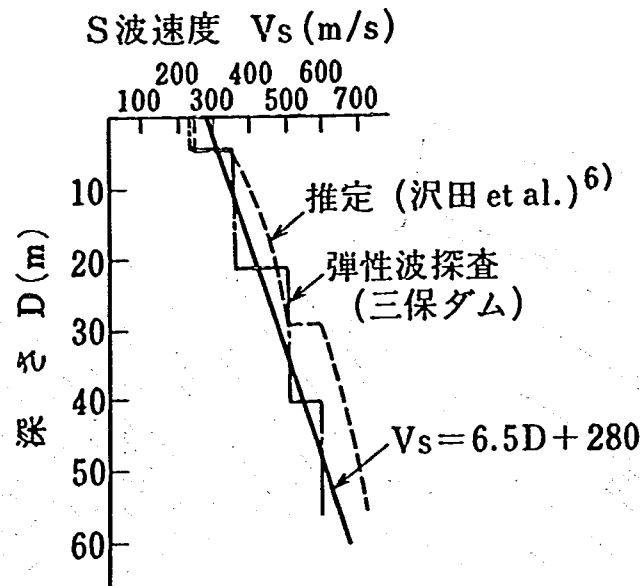


図-3.4 深度別 S 波速度

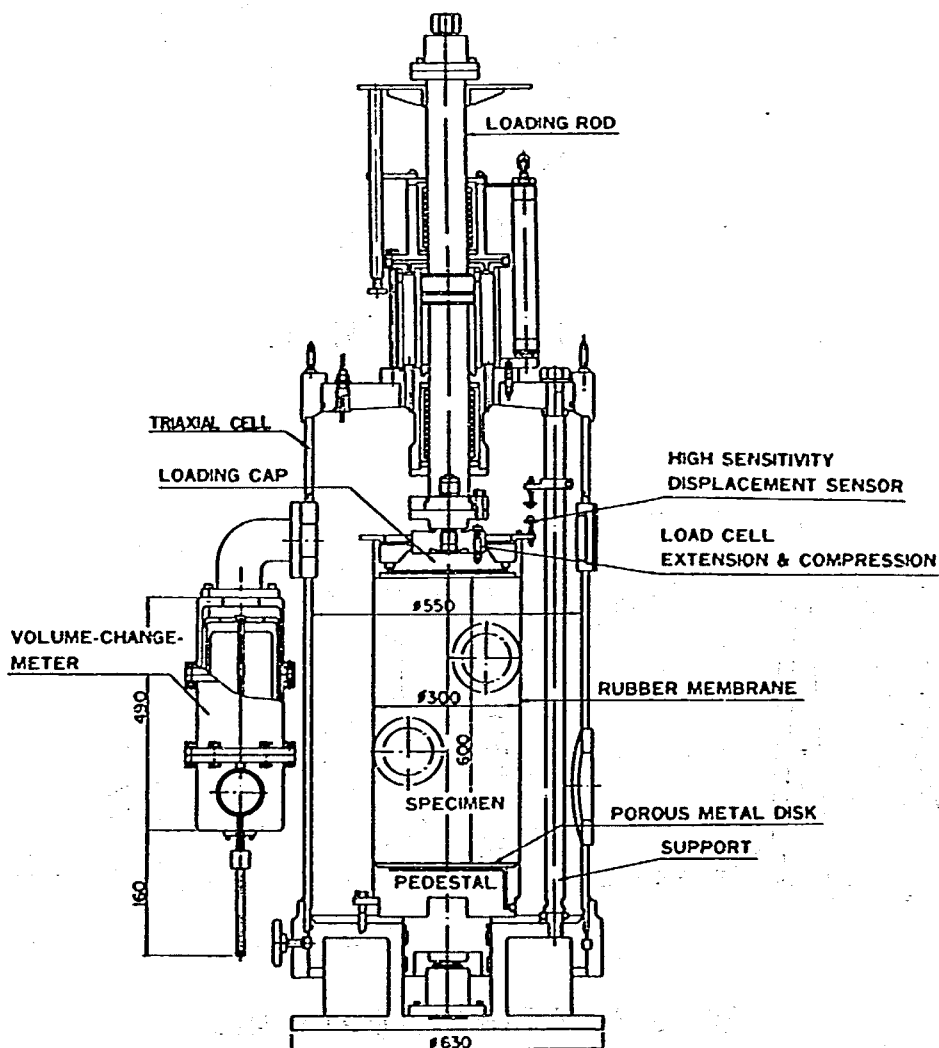


図-3.5 繰返し三軸試験機

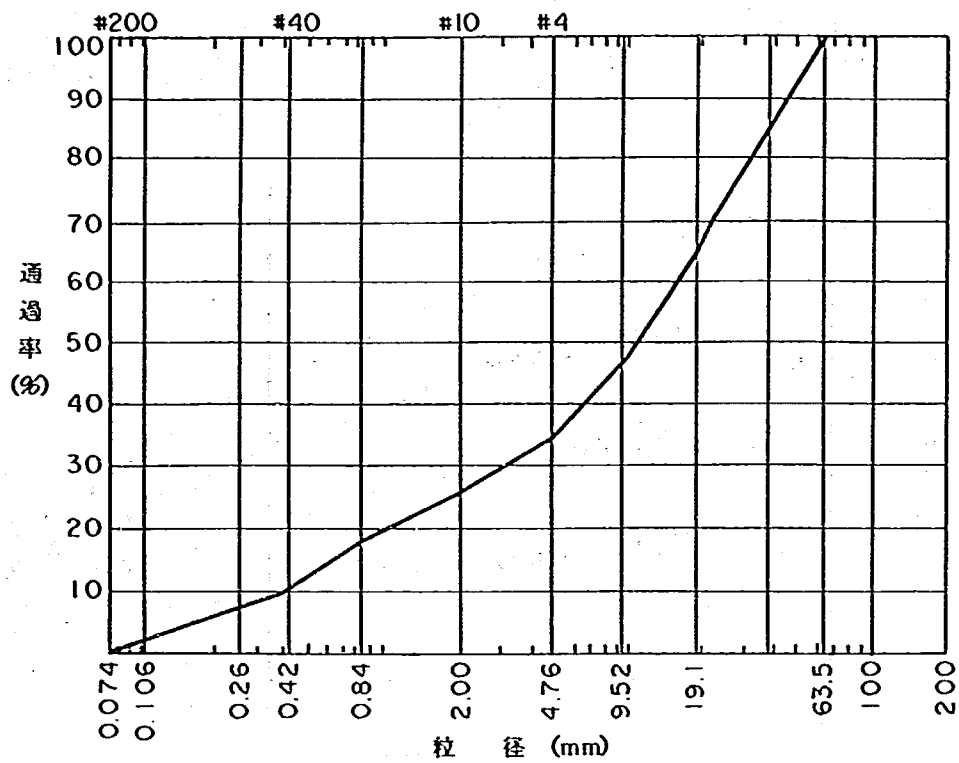


図-3.6 三軸試験供試体の粒度分布

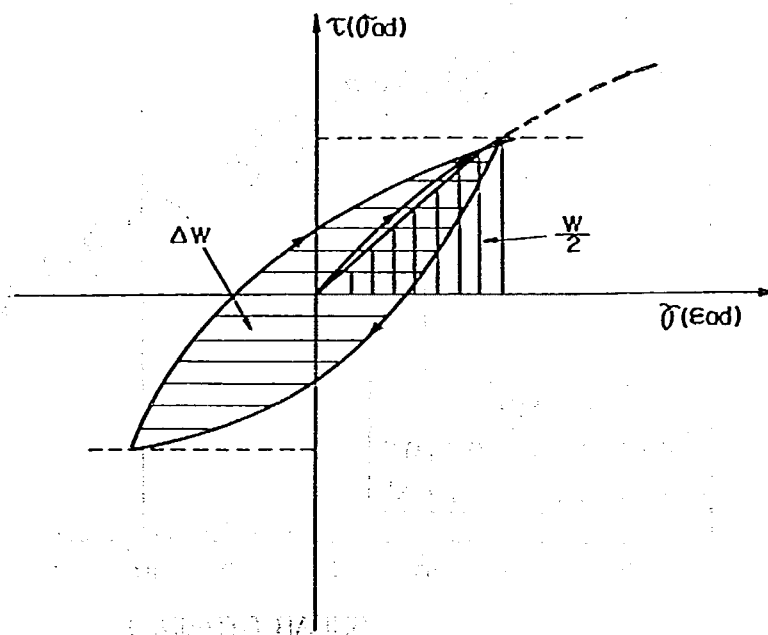


図-3.7 応力～ひずみ関係

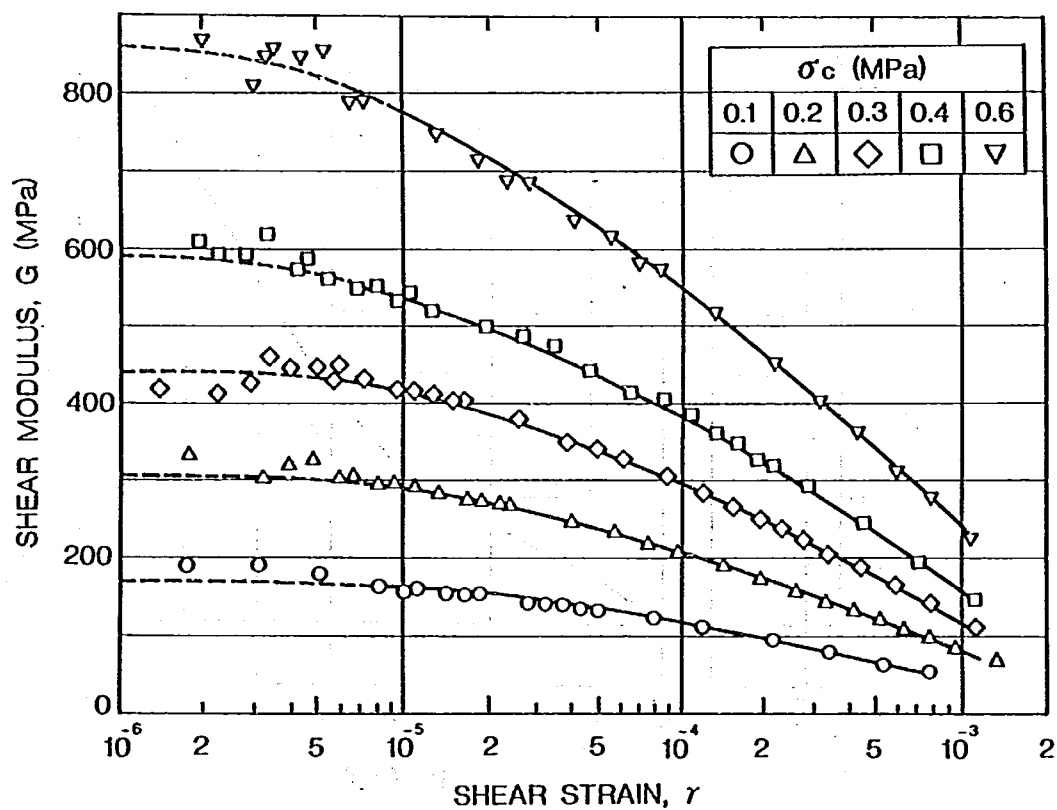


図-3.8 剛性率のひずみ依存曲線 ($\sigma_1/\sigma_3=1$)

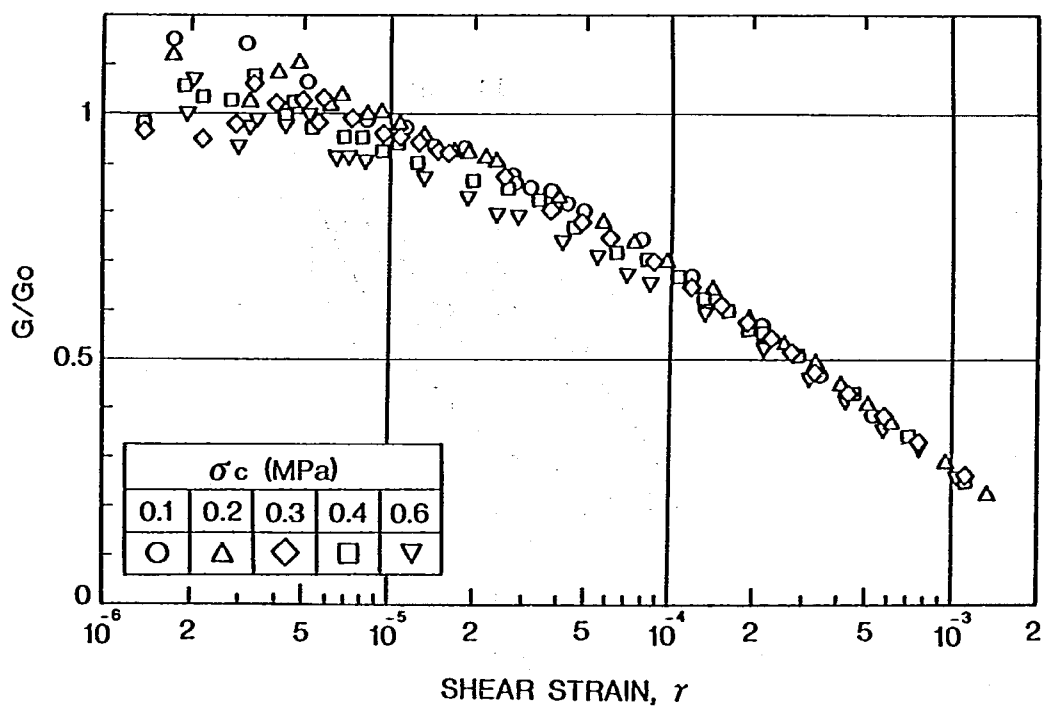


図-3.9(1) G/G_0 のひずみ依存曲線 ($\sigma_1/\sigma_3=1$)

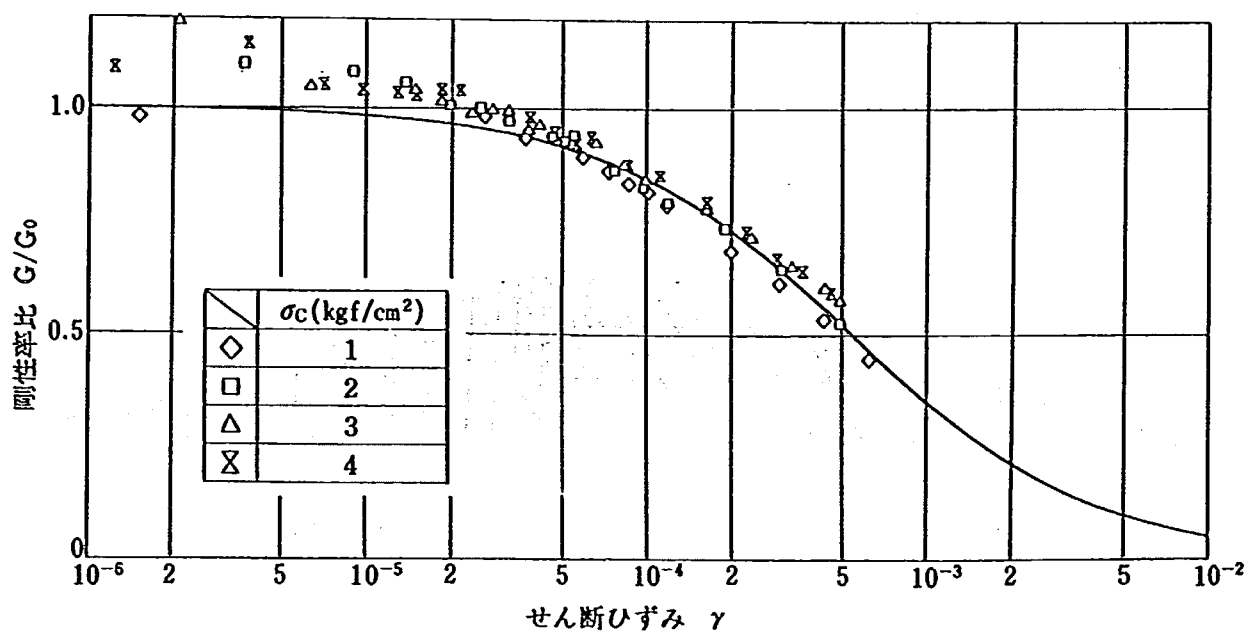


図-3.9(2) G/G_0 のひずみ依存曲線 ($\sigma_1/\sigma_3=2$)

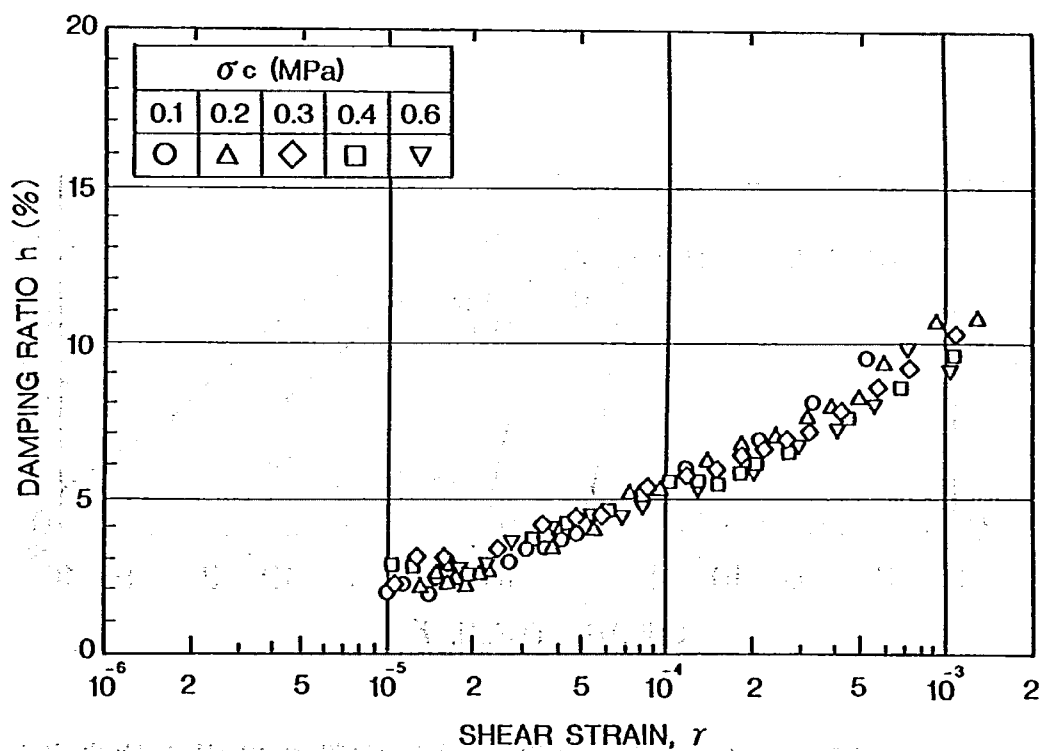


図-3.10 減衰定数のひずみ依存曲線

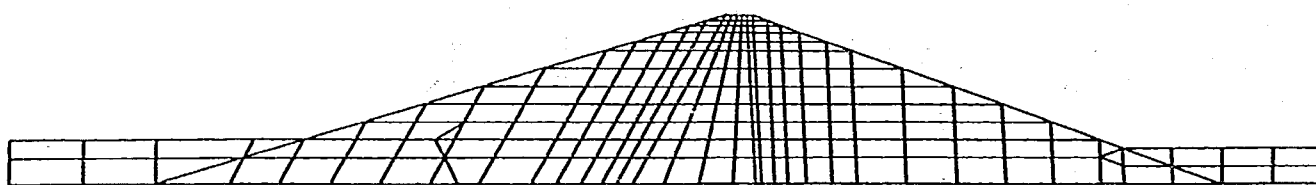


図-3.11 計算モデル図

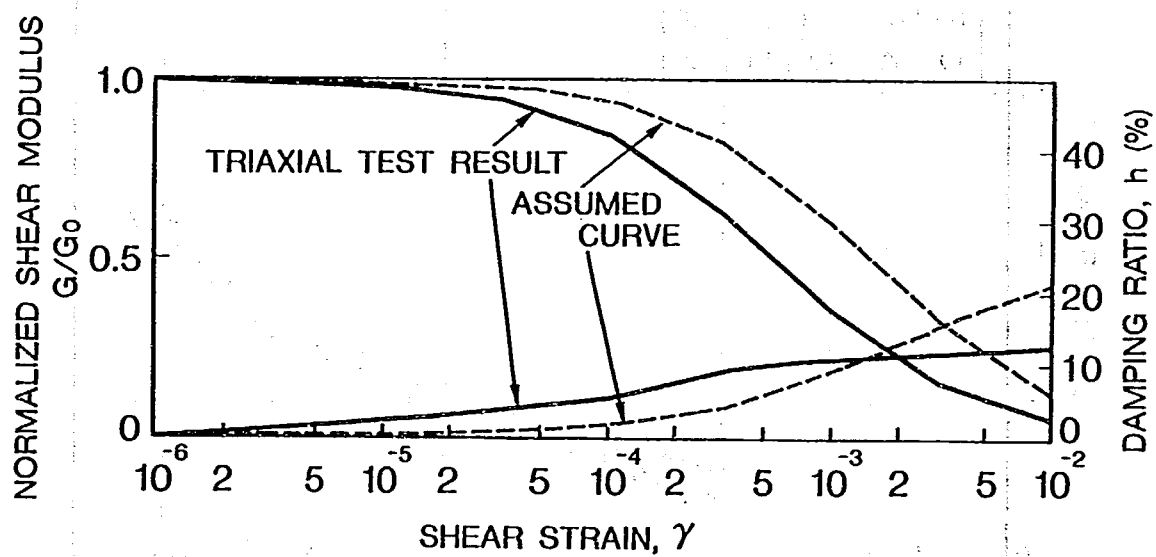


図-3.12 せん断弾性係数，減衰定数のひずみ依存曲線

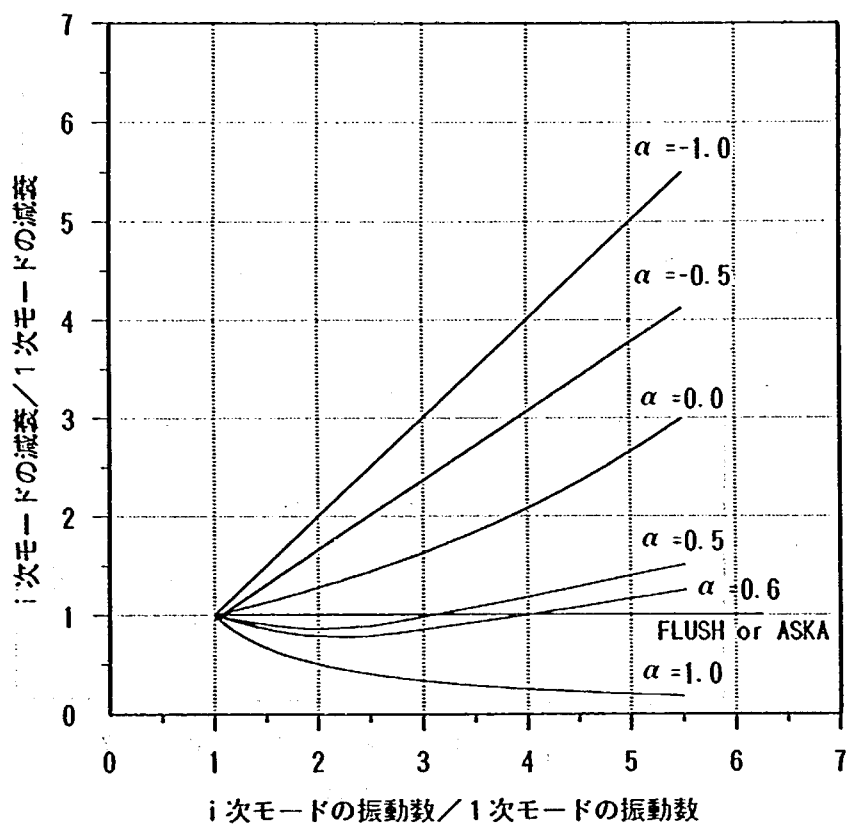


図-3.13 各次モードに作用するReyleigh減衰

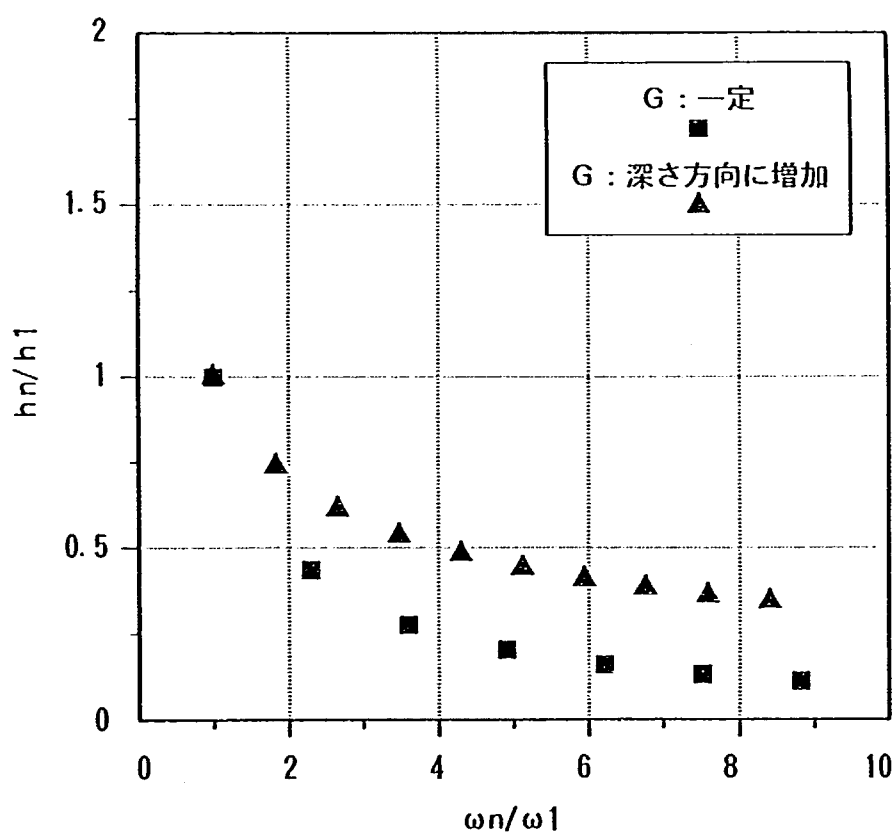


図-3.14 せん断梁理論による等価逸散減衰定数

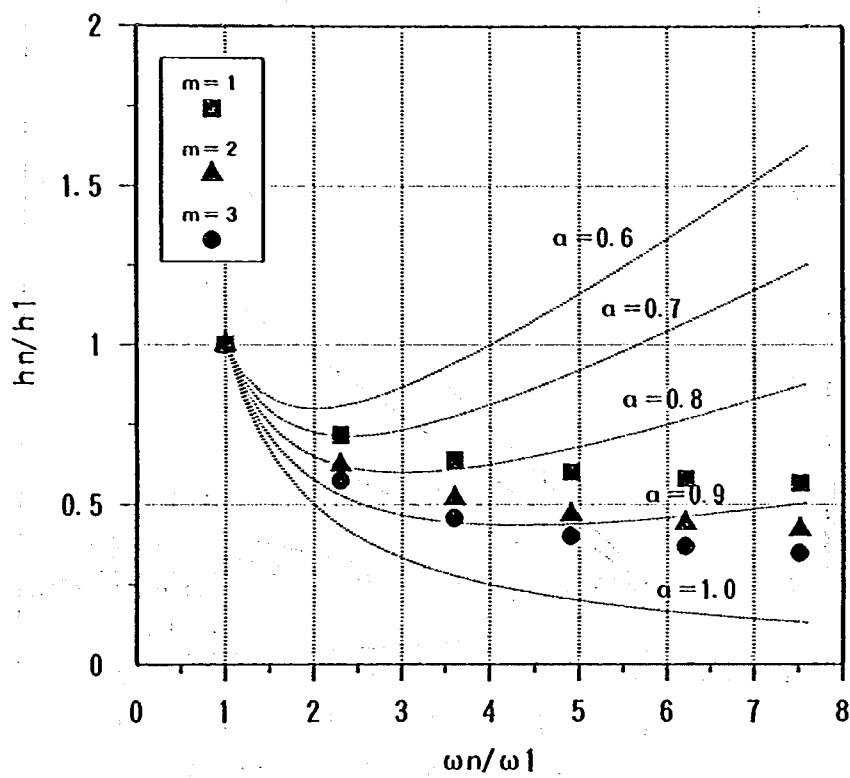


図-3.15 Rayleigh減衰における等価逸散減衰の評価
(G :一定)

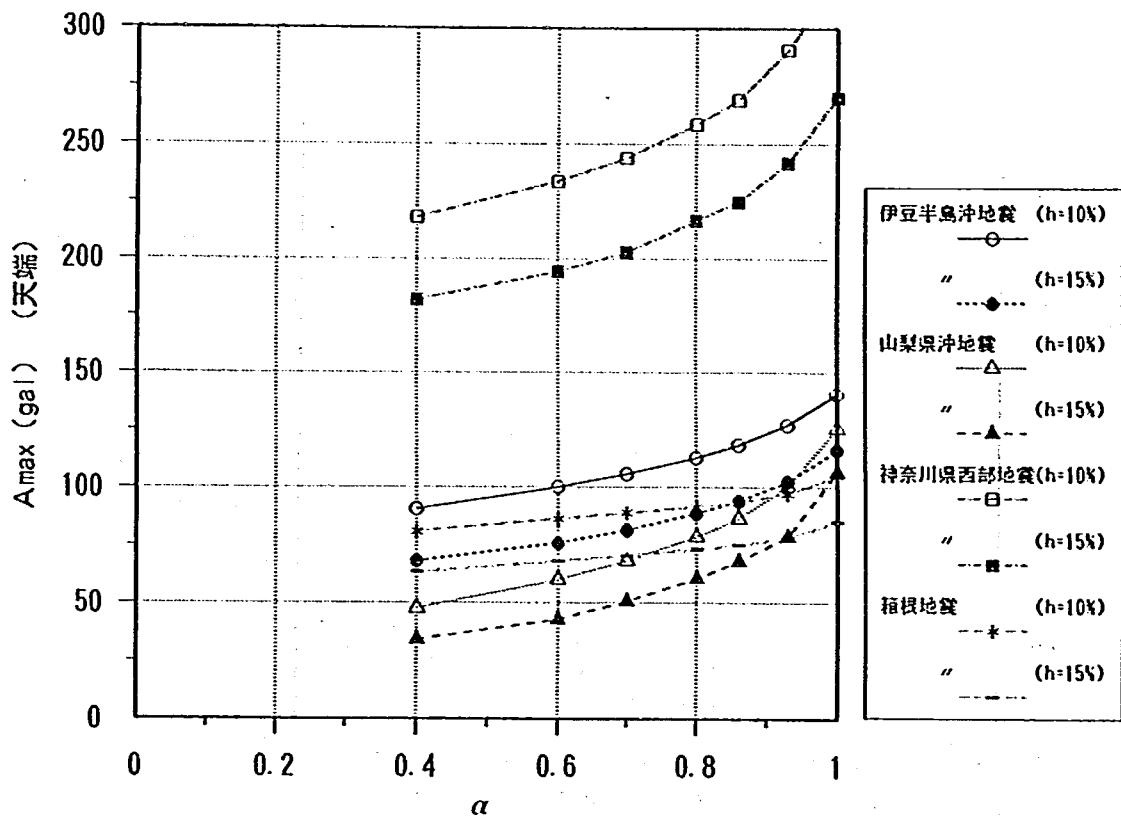


図-3.16(1) α と最大応答加速度 (天端)

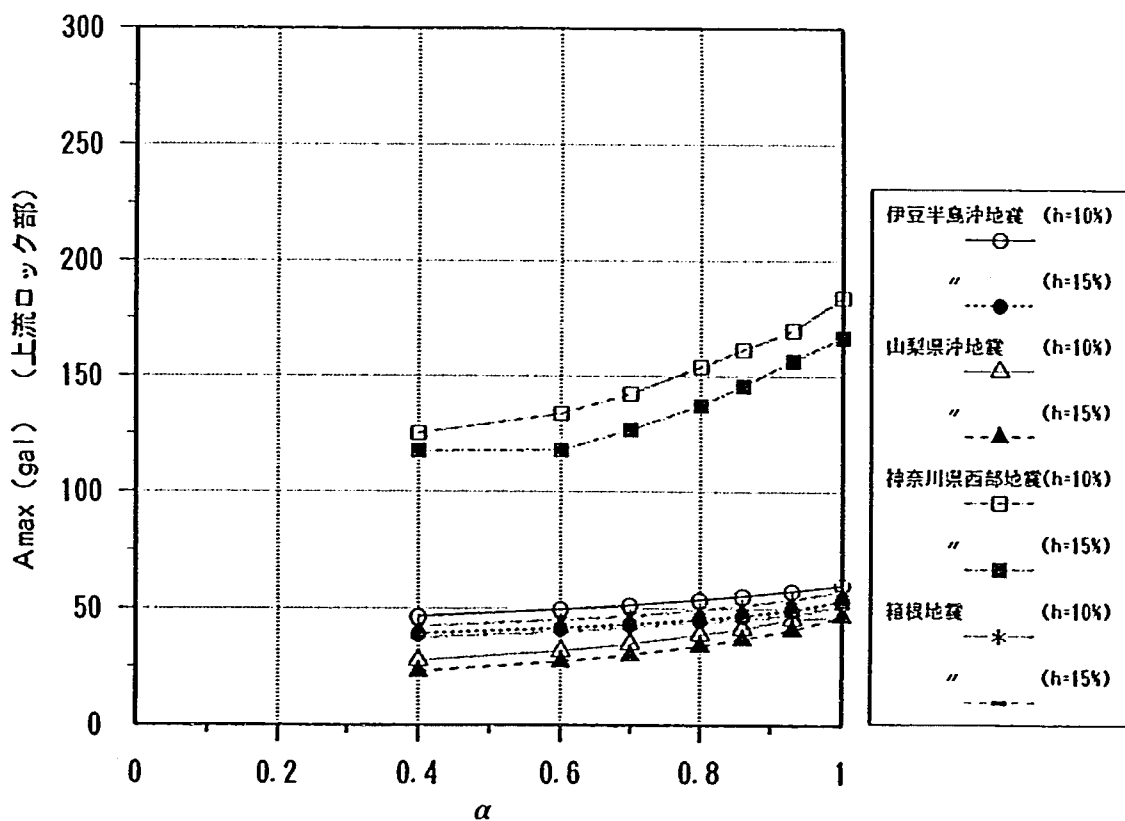


図-3.16(2) α と最大応答加速度 (上流ロック部)

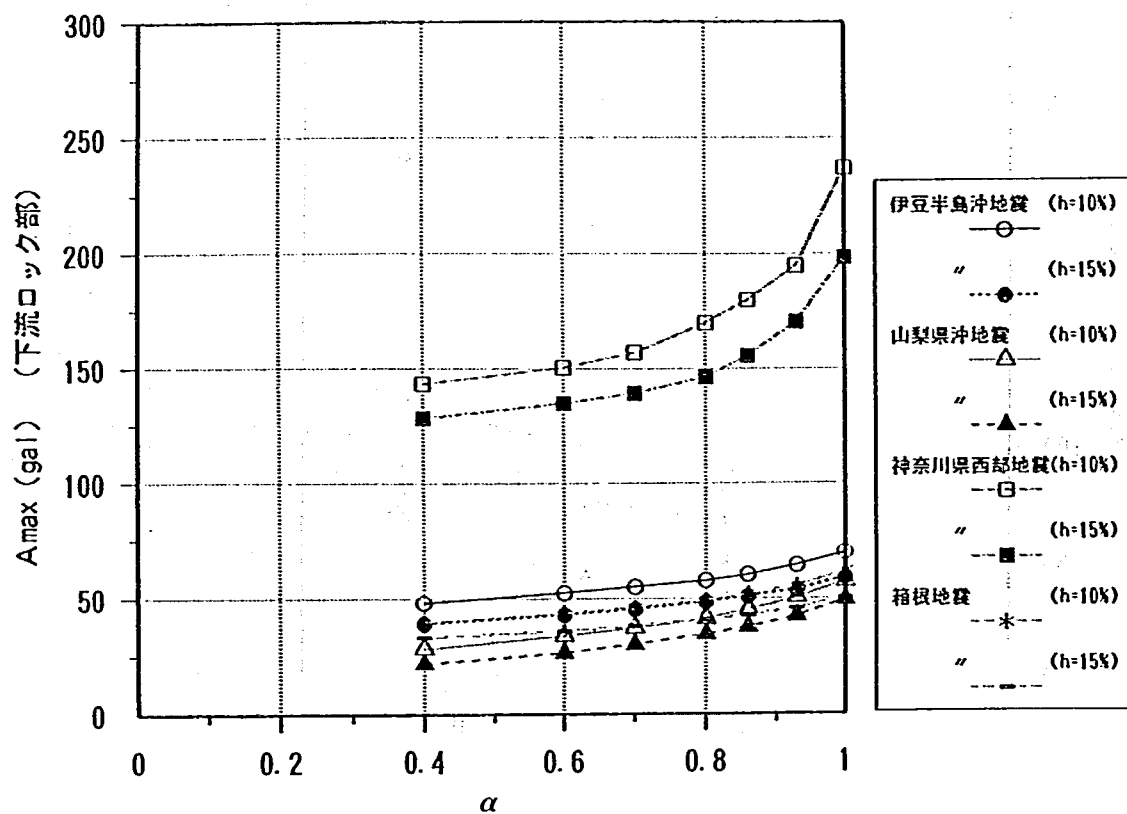


図-3.16(3) α と最大応答加速度 (下流ロック部)

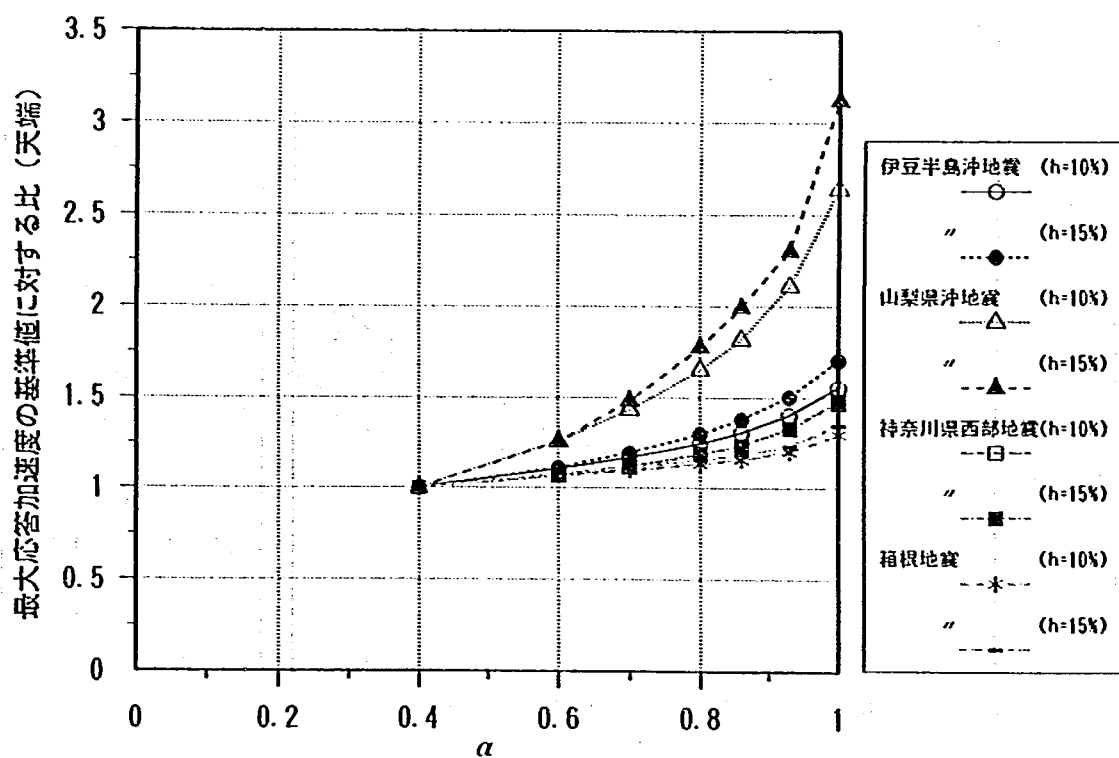


図-3.17(1) α と最大応答加速度の基準値に対する比
(天端)

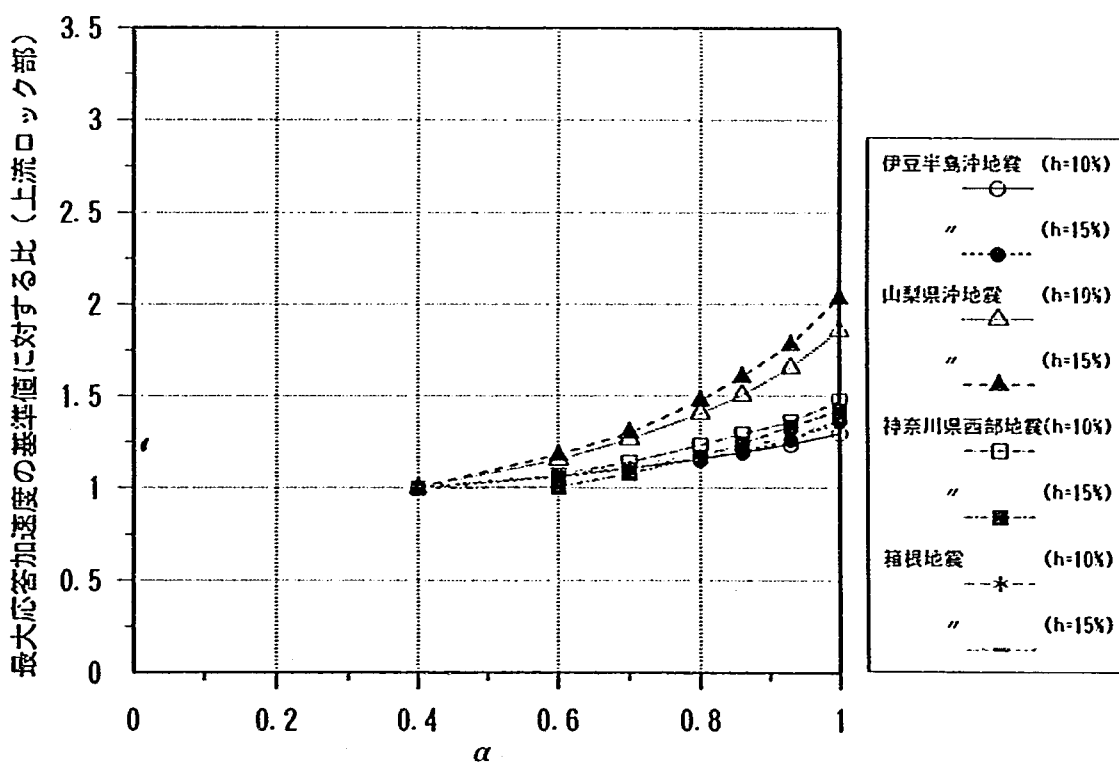


図-3.17(2) α と最大応答加速度の基準値に対する比
(上流ロック部)

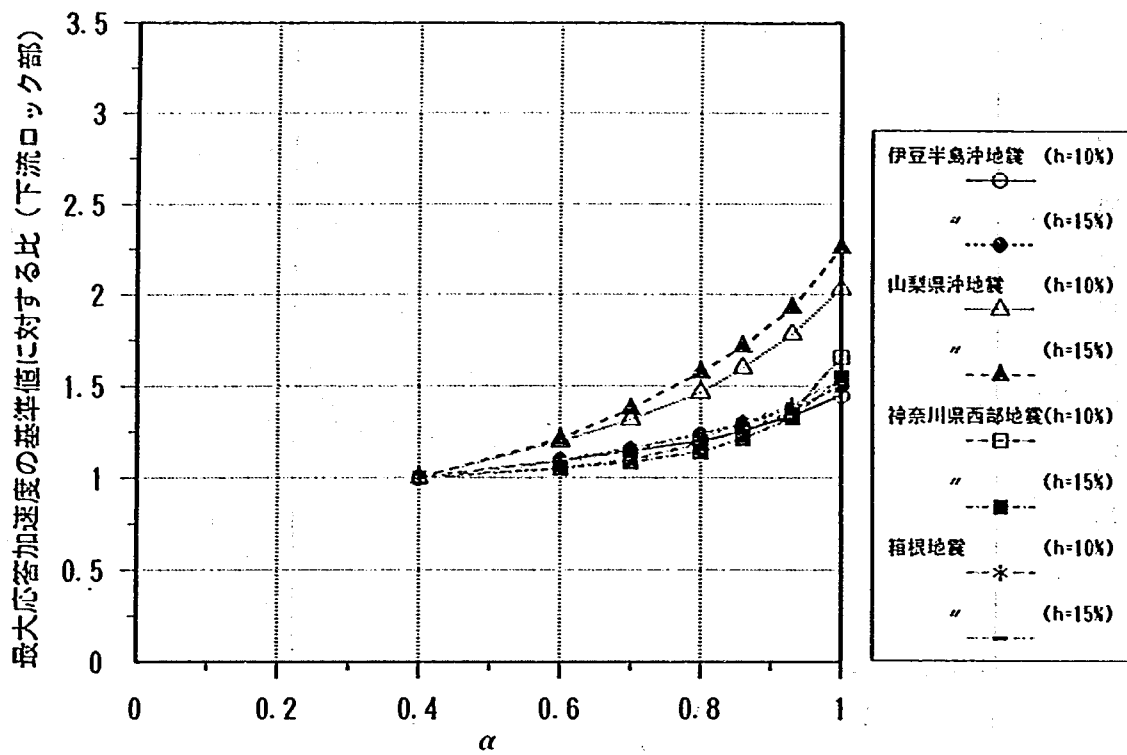


図-3.17(3) α と最大応答加速度の基準値に対する比
 (下流ロック部)

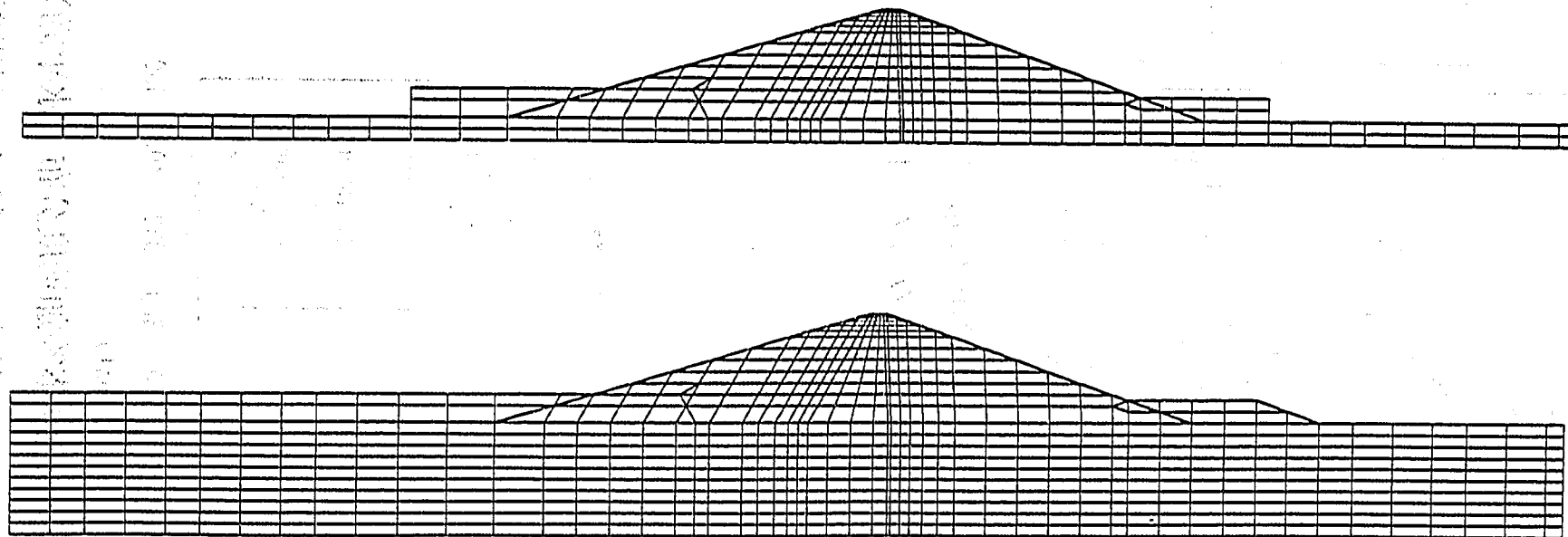


図-3.18 計算モデル

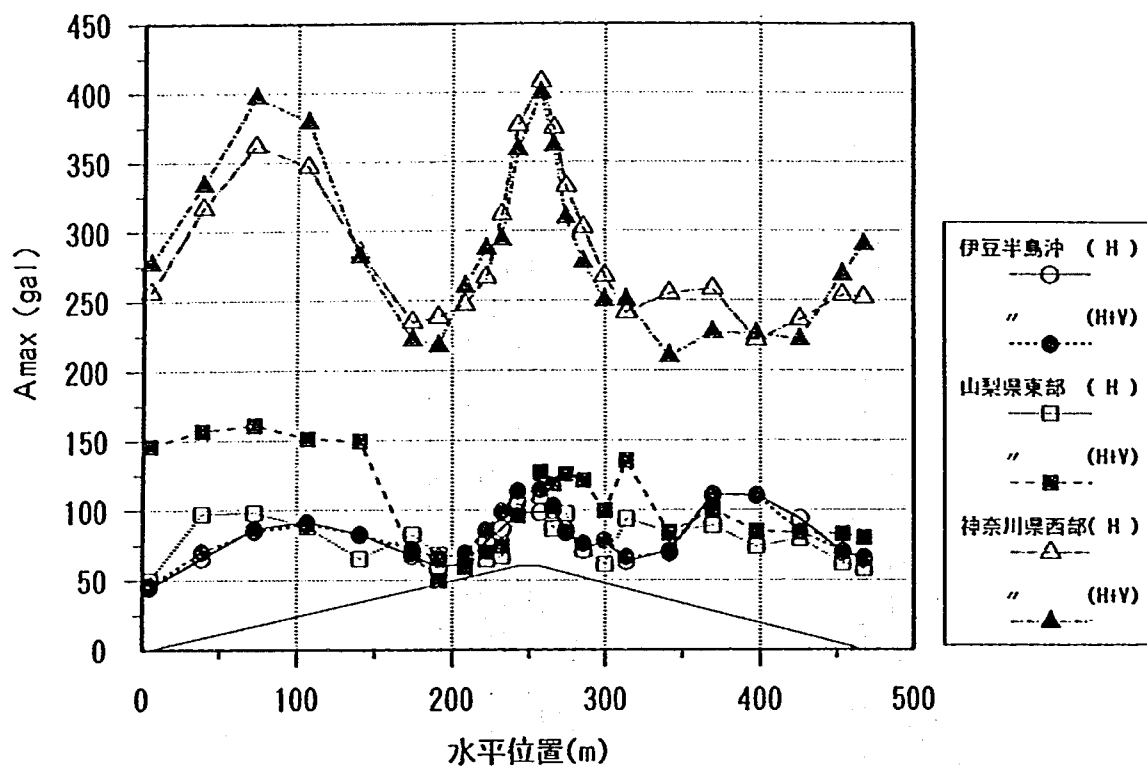


図-3.19(1) 法面最大応答加速度分布 (水平動)

[計算プログラム : DINAS]

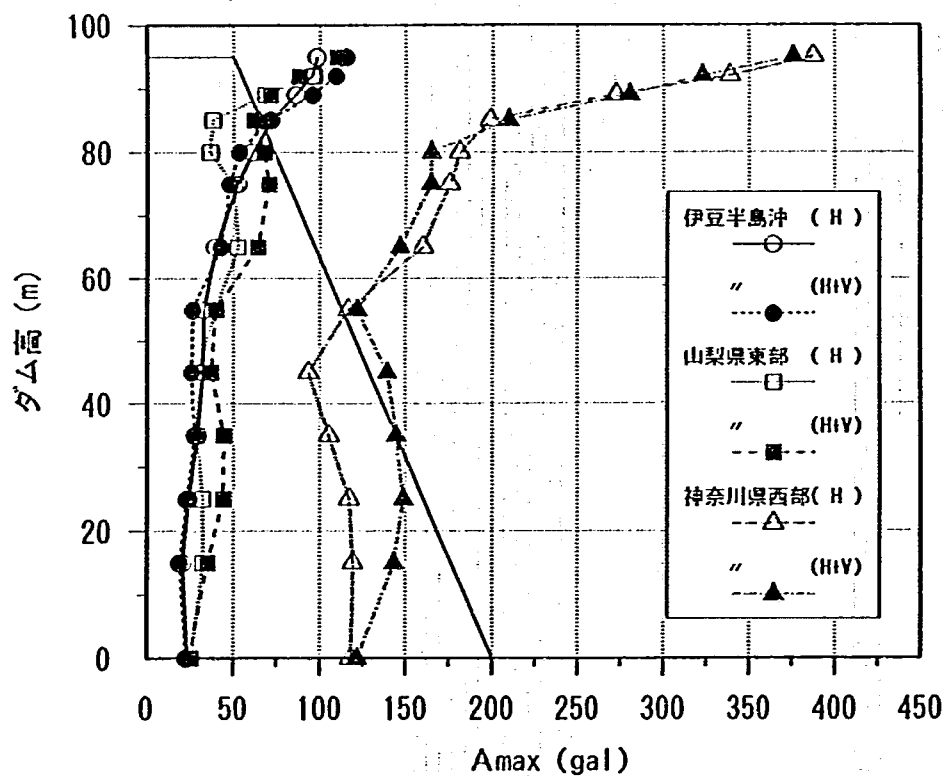


図-3.19(2) ダム軸最大応答加速度分布 (水平動)

[計算プログラム : DINAS]

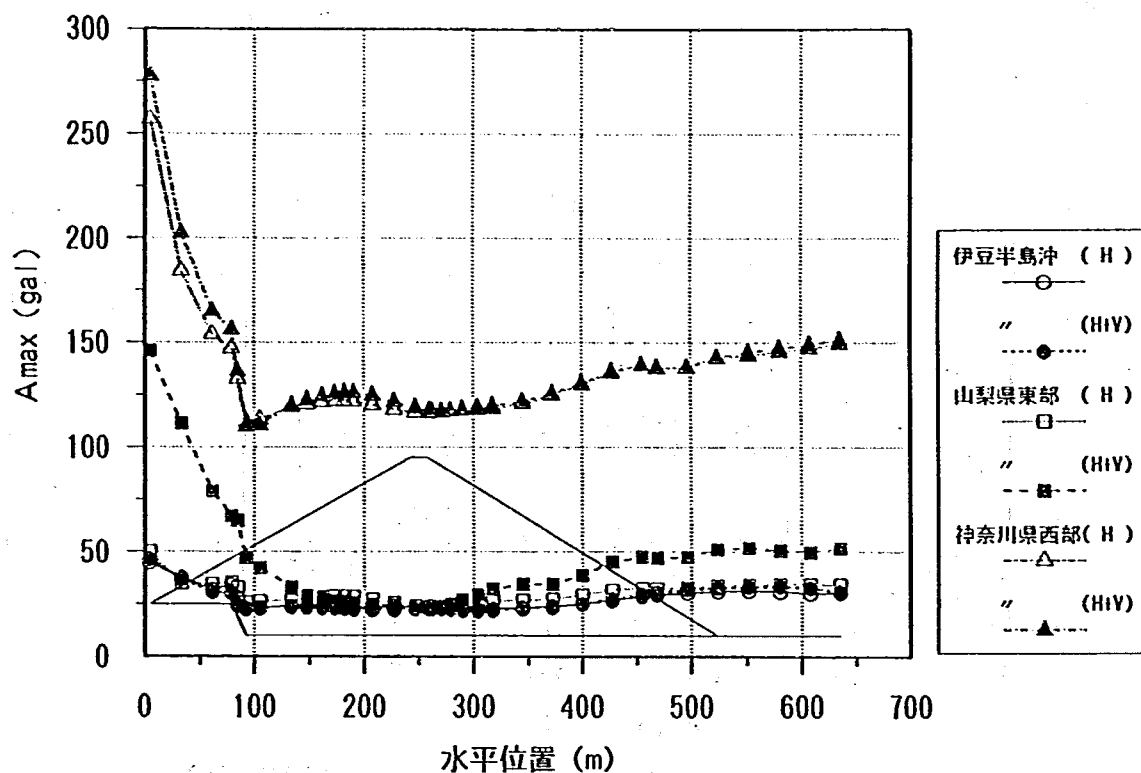


図-3.19(3) ダム基礎最大応答加速度分布 (水平動)

〔計算プログラム : DINAS〕

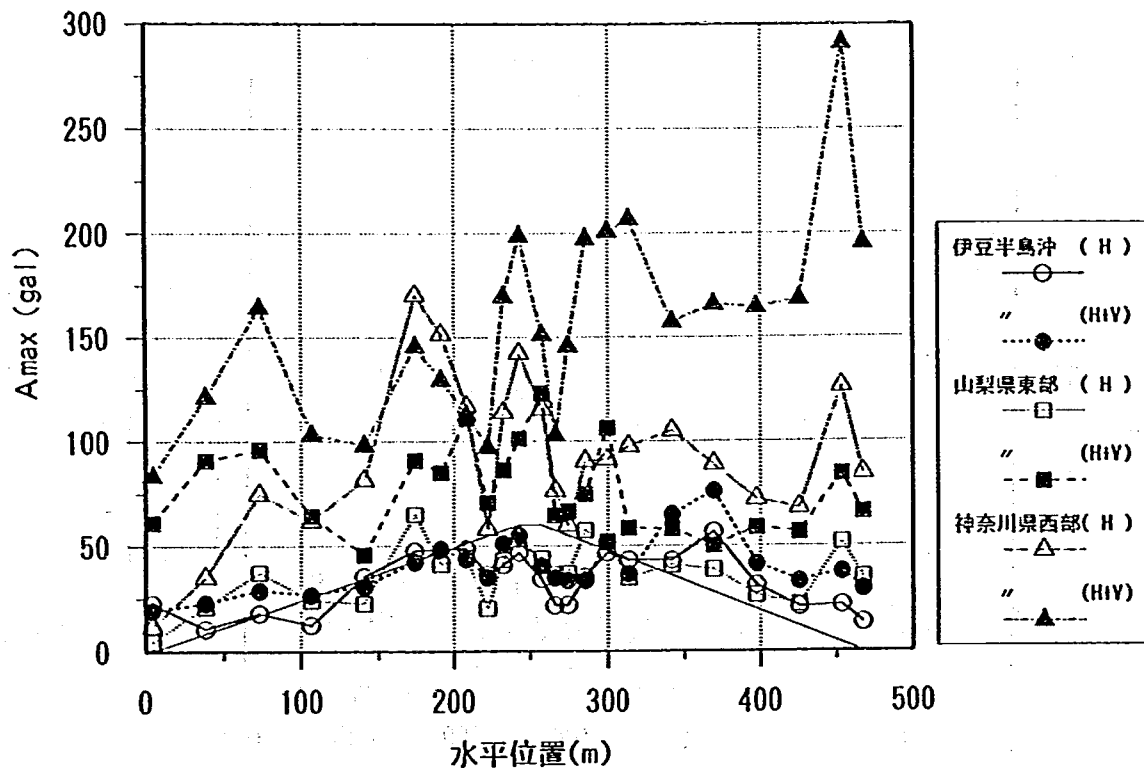


図-3.20(1) 法面最大応答加速度分布（鉛直動）

〔計算プログラム：DINAS〕

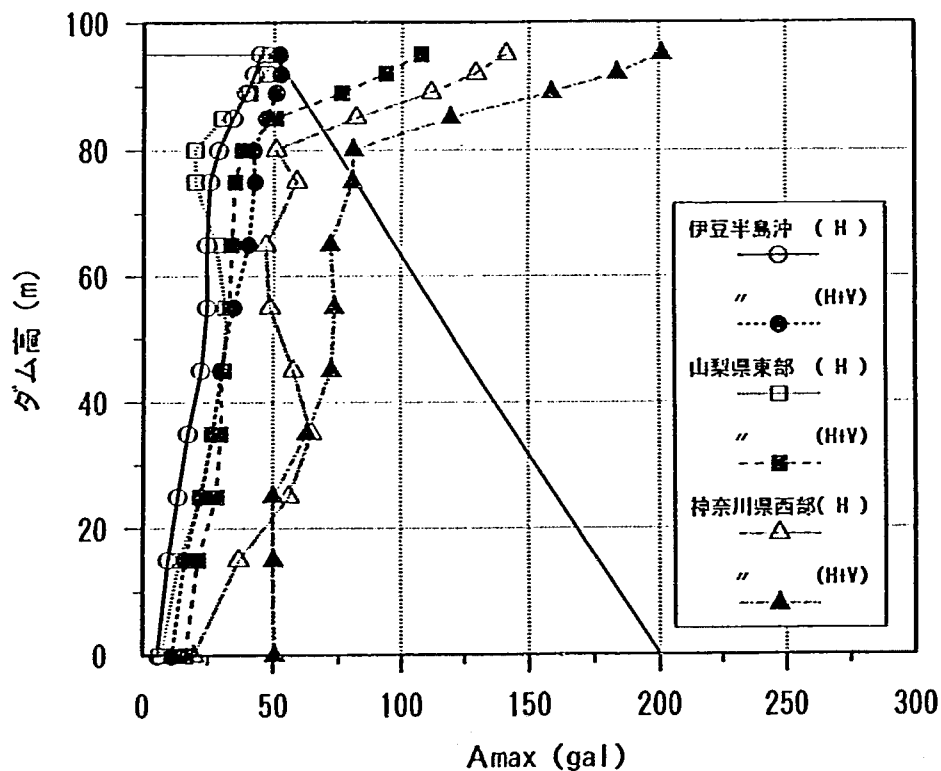


図-3.20(2) ダム軸最大応答加速度分布（鉛直動）

〔計算プログラム：DINAS〕

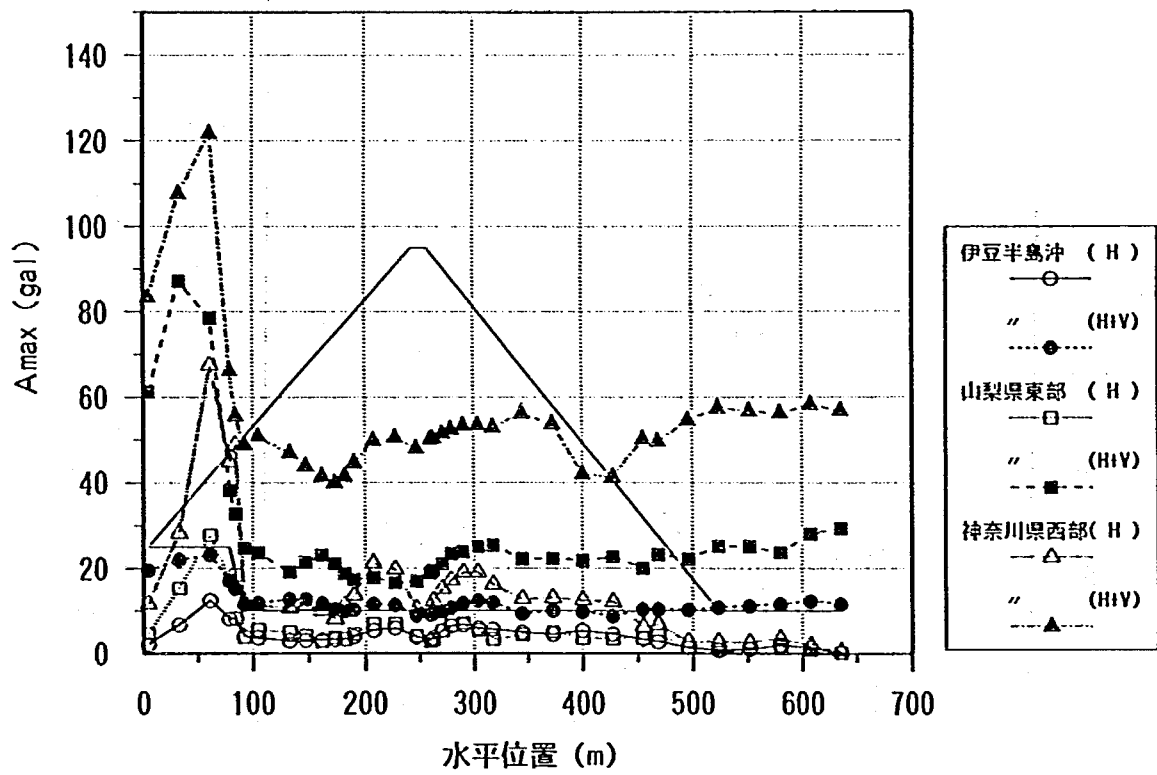


図-3. 20(3) ダム基礎最大応答加速度分布 (鉛直動)

[計算プログラム : DINAS]

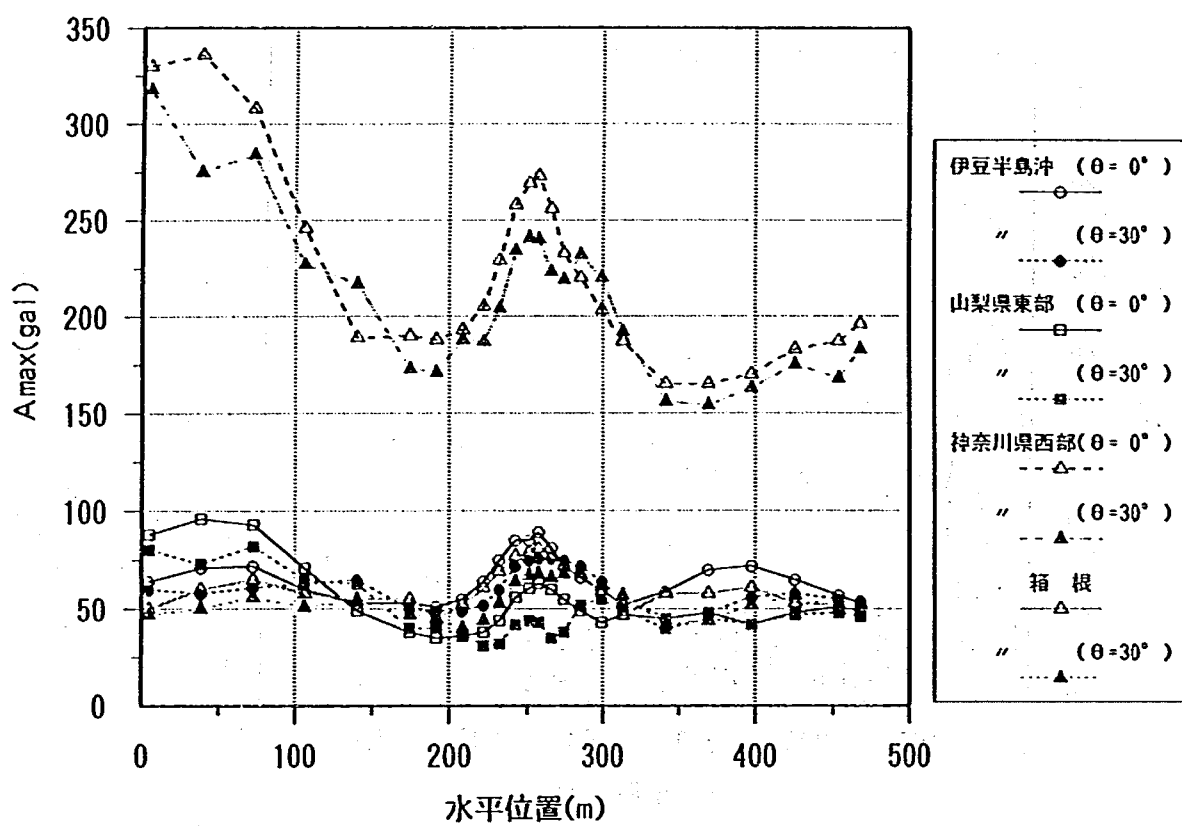


図-3.21 法面最大応答加速度分布（水平動）

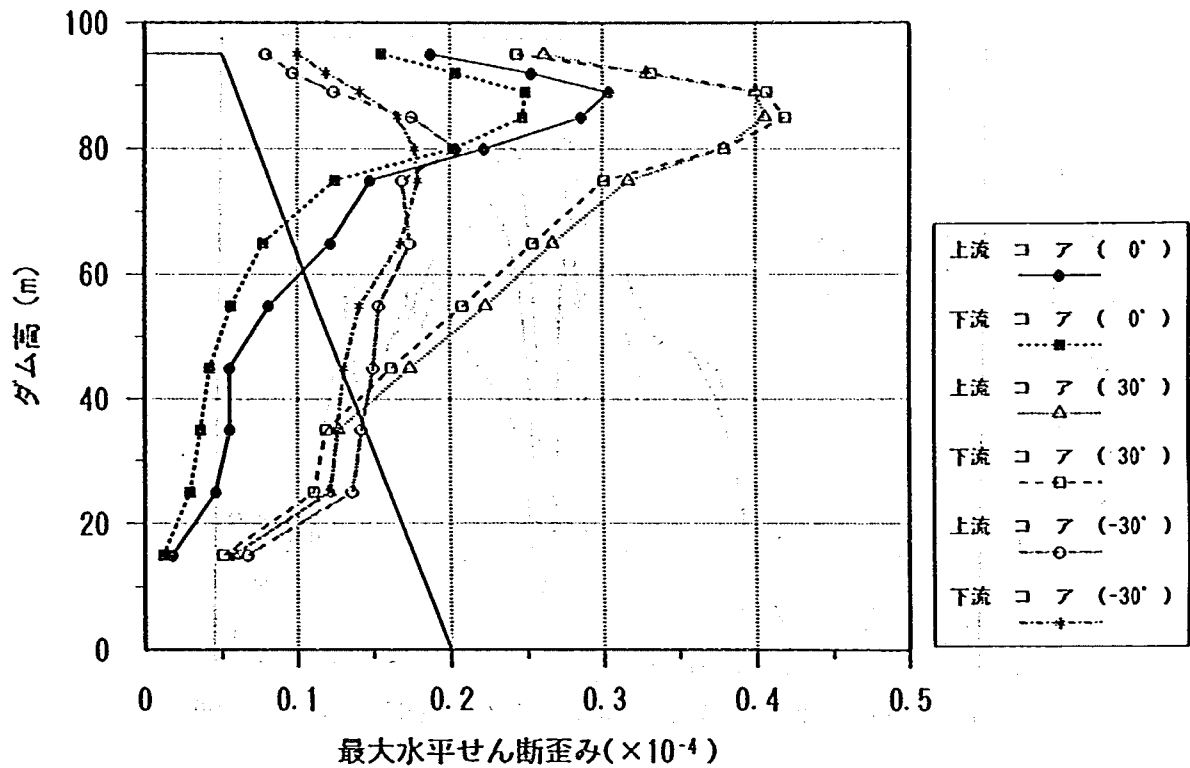


図-3.22(1) ダム軸最大水平せん断歪み分布
神奈川県西部地震 (要素歪み)

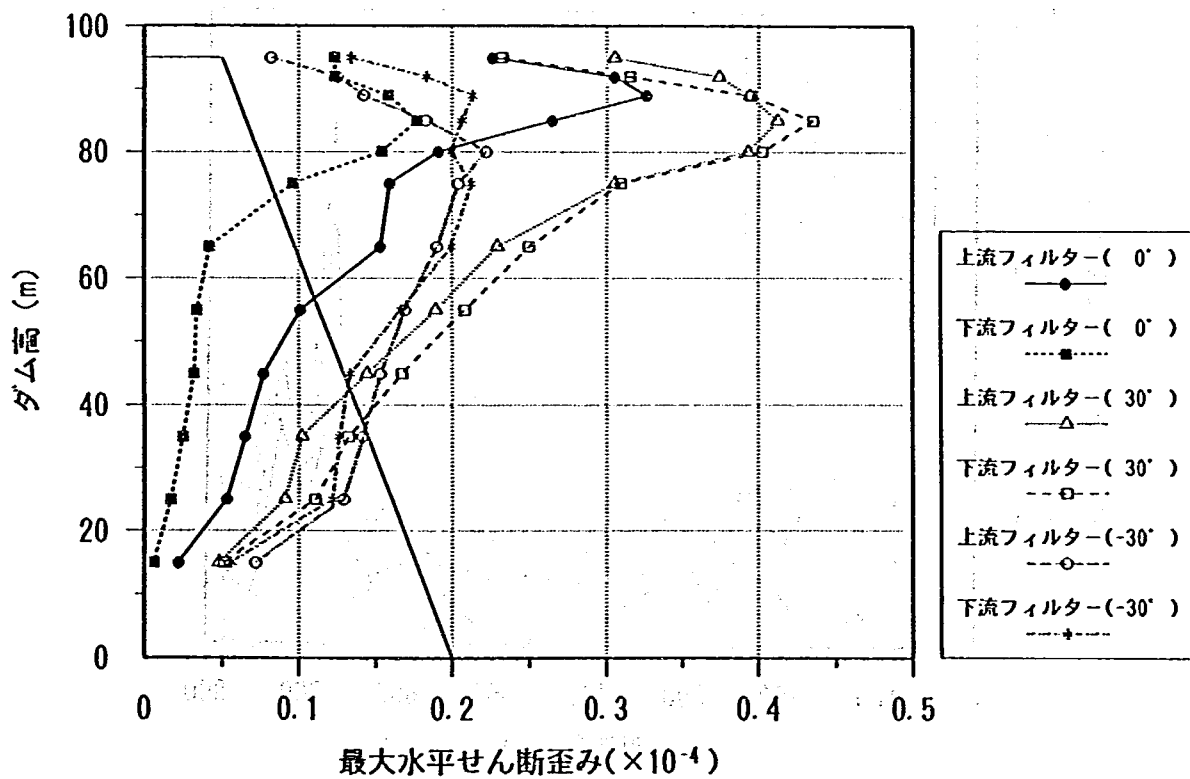


図-3.22(2) ダム軸最大水平せん断歪み分布
神奈川県西部地震 (要素歪み)

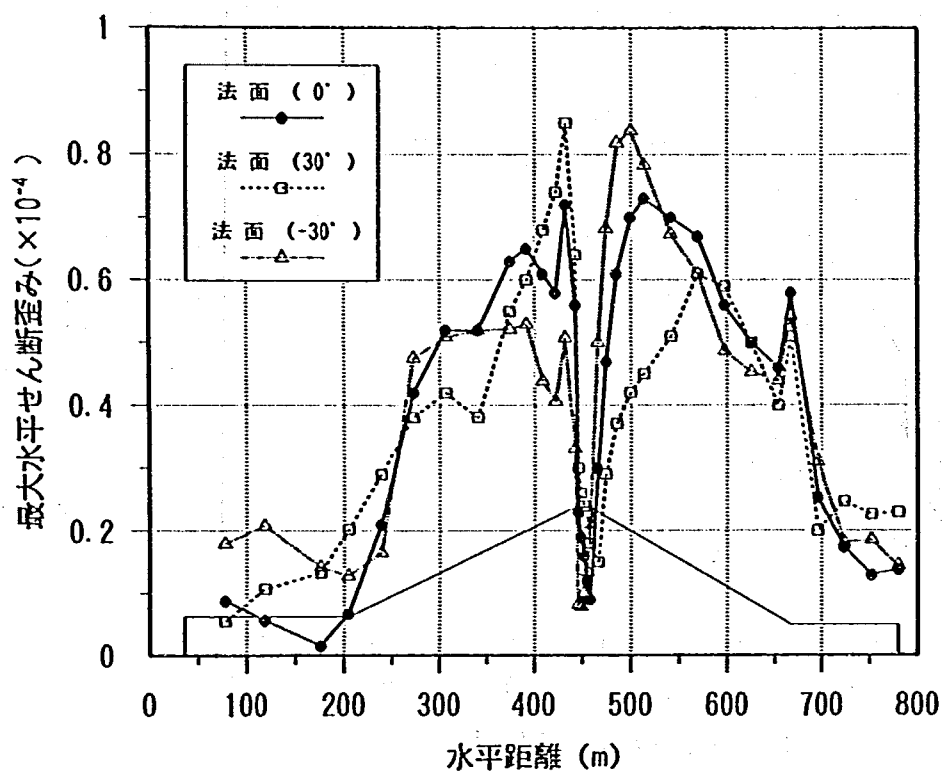


図-3.22(3) 法面最大水平せん断歪み分布
神奈川県西部地震(要素歪み)

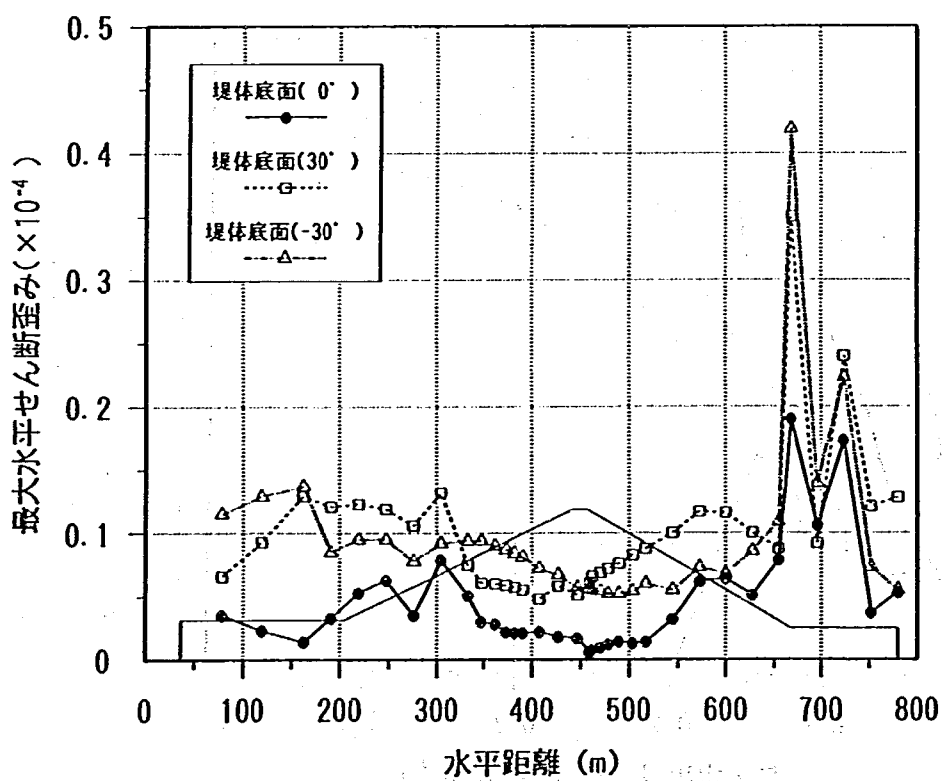
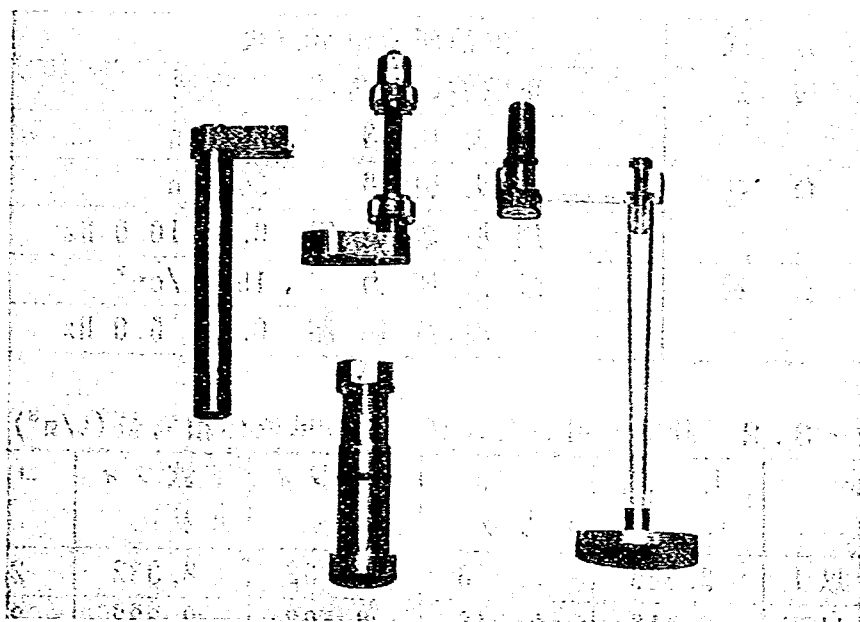


図-3.22(4) 堤体底面最大水平せん断歪み分布
神奈川県西部地震(要素歪み)



写真－3.1(1) 非接触型変位計用ターゲット



写真－3.1(2) ターゲットと非接触型変位計

表-3.1 主 要 諸 元

適用供試体寸法	$\phi 30 \times h 60\text{cm}$
加 振 方 式	電気油圧サーボ方式
加 振 波 形	正弦波、三角波、地震波
	最大圧縮 20 ton
垂 直 負 荷	最大引張 20 ton
	周波数範囲 0.2~10.0 Hz
側 圧 負 荷	最大圧力 15 kg/cm ²
	周波数範囲 0.2~ 5.0 Hz

表-3.2 計算に用いた各ゾーンの単位体積重量(t/m³)

標 高	上 流 ロック	下 流 ロック	上流フィ ルター	下流フィ ルター	コ ア
EL.315m 以上	2.346	2.346	2.332	2.332	2.287
EL.315m 以下	2.518	2.346	2.502	2.332	2.305

表-3.3 各式による等価逸散減衰

式	1 次 (%)	2 次 (%)
金井の式or佐藤の式	15	5
土岐の式	15	5
大町の式 (G:一定)	10	4
大町の式 (G:増加)	12	9

表-3.4 実測地震動より推定されるmの値

地 震 名	1 次モードの逸 散減衰 $h_{r,1}$ (%)	堤体平均の最大 内部減衰 h_n (%)	m (= $h_{r,1} / h_n$)
伊豆半島沖地震	6.8	3.6	1.9
山梨県東部地震	3.8	2.9	1.3
神奈川県西部地震	13.7	5.7	2.4
箱根地震	6.7	3.4	2.0
千葉県東方沖地震	6.6	3.3	2.0
東京湾地震	7.0	2.3	3.0

表-3.5(1) 剛基礎モデル計算結果(入力観測地震動:法尻動,等価逸散減衰定数:10%)

地震名	計算条件		計 算 結 果 (gal)						実 測 値 ^{*)} (gal)					
	計算プログラム	パラメータ α	天 端		上流ロ ック H	下流ロ ック H	法 尻 H	コア敷 H	天 端		上流ロ ック H	下流ロ ック H	法 尻 H	コア敷 H
			H	V					H	V				
伊豆半島沖地震 (1980.6.29)	QUAD-4	0.4	90.47	23.17	46.48	48.24	—	—	SMAC-Q 66.36 電磁型 91.09	37.58	—	—	30.94	—
	"	0.6	99.96	28.10	49.56	52.66	—	—						
	"	0.7	105.76	31.20	51.40	55.16	—	—						
	"	0.8	112.89	34.32	53.77	57.86	—	—						
	"	0.86	118.39	38.19	55.41	60.43	—	—						
	"	0.93	127.07	44.51	57.48	64.44	—	—						
	"	1.0	140.68	51.55	60.03	69.81	—	—						
	FLUSH	—	88.98	20.45	44.15	52.58	—	—						
山梨県東部地震 (1981.4.14)	QUAD-4	0.4	47.58	24.32	27.54	28.31	—	—	SMAC-Q 87.19 電磁型 69.92	72.37	—	—	31.23	—
	"	0.6	59.96	27.56	31.69	33.83	—	—						
	"	0.7	68.07	30.47	34.81	37.26	—	—						
	"	0.8	78.57	38.55	38.66	41.36	—	—						
	"	0.86	86.35	45.49	41.37	45.15	—	—						
	"	0.93	100.41	56.94	45.44	50.44	—	—						
	"	1.0	125.55	78.49	51.08	57.41	—	—						
	FLUSH	—	62.19	18.44	28.90	30.49	—	—						
神奈川県西部地震 (1983.8. 8)	QUAD-4	0.4	218.04	82.24	125.00	143.33	—	—	SMAC-Q 256.68 電磁型 (200.)	168.49	—	—	147.66	—
	"	0.6	233.78	99.91	133.76	150.47	—	—						
	"	0.7	243.95	117.31	142.36	157.02	—	—						
	"	0.8	258.58	146.55	154.01	169.95	—	—						
	"	0.86	269.27	172.74	161.38	179.96	—	—						
	"	0.93	290.60	213.98	169.69	194.82	—	—						
	"	1.0	320.70	267.65	183.90	237.07	—	—						
	FLUSH	—	272.80	49.64	145.43	138.03	—	—						
箱根地震 (1990.8. 5)	QUAD-4	0.4	80.88	17.26	42.08	39.73	—	—	SMAC-Q 79.76 電磁型 (69.0)	31.38	—	—	27.76	—
	"	0.6	86.20	21.25	45.00	43.67	—	—						
	"	0.7	88.88	25.42	46.59	46.10	—	—						
	"	0.8	91.53	32.30	49.38	49.37	—	—						
	"	0.86	93.44	38.22	51.15	51.85	—	—						
	"	0.93	97.14	47.94	53.95	55.35	—	—						
	"	1.0	104.90	62.81	57.46	61.71	—	—						
	FLUSH	—	80.47	16.30	39.87	46.35	—	—						

*) () は補正前の最大値記録のみ有り(三保ダム管理事務所資料より)

注-1) QUAD-4は水平・鉛直同時加振, FLUSHは水平加振のみ。

注-2) 天端はNO.123、上流ロック部はNO.25,26の平均、下流ロック部はNO.193,194,198,199の平均、法尻はNO.254、コア敷はNO.239。

表-3.5(2) 剛基礎モデル計算結果(入力観測地震動:法尻動,等価逸散減衰定数:15%)

地震名	計算条件		計算結果 (gal)						実測値 ^{*)} (gal)					
	計算プログラム	パラメータ α	天端		上流ロック H	下流ロック H	法尻 H	コア敷 H	天端		上流ロック H	下流ロック H	法尻 H	コア敷 H
			H	V					H	V				
伊豆半島沖地震 (1980.6.29)	QUAD-4	0.4	68.14	18.41	39.11	39.33	—	—	SMAC-Q 66.36 電磁型 91.09	37.58	—	—	30.94	— 22.54
	"	0.6	75.85	20.42	41.49	43.13	—	—						
	"	0.7	81.47	22.40	43.23	45.47	—	—						
	"	0.8	88.67	25.66	45.32	48.62	—	—						
	"	0.86	94.08	27.66	46.82	50.93	—	—						
	"	0.93	102.51	34.25	49.33	53.94	—	—						
	"	1.0	116.24	42.92	53.26	59.09	—	—						
	FLUSH	—	66.39	11.26	34.92	41.14	—	—						
山梨県東部地震 (1981.4.14)	QUAD-4	0.4	34.11	18.92	22.99	21.97	—	—	SMAC-Q 87.19 電磁型 69.92	72.37	—	—	31.23	— 23.51
	"	0.6	42.74	22.28	27.11	26.57	—	—						
	"	0.7	50.54	24.31	29.87	30.14	—	—						
	"	0.8	60.60	27.46	33.86	34.53	—	—						
	"	0.86	67.97	33.27	36.80	37.65	—	—						
	"	0.93	78.60	43.34	40.86	42.37	—	—						
	"	1.0	106.48	61.08	46.72	49.54	—	—						
	FLUSH	—	41.65	8.67	23.70	23.27	—	—						
神奈川県西部地震 (1983.8.8)	QUAD-4	0.4	182.05	68.97	117.55	128.47	—	—	SMAC-Q 256.68 電磁型 (200.)	168.49	—	—	147.66	— (110.)
	"	0.6	194.45	78.63	117.86	134.90	—	—						
	"	0.7	202.85	88.68	126.74	139.34	—	—						
	"	0.8	216.84	108.11	137.32	146.48	—	—						
	"	0.86	224.82	130.67	145.78	155.63	—	—						
	"	0.93	241.90	169.84	156.62	170.40	—	—						
	"	1.0	270.20	223.53	166.78	198.53	—	—						
	FLUSH	—	205.74	28.50	123.40	118.18	—	—						
箱根地震 (1990.8.5)	QUAD-4	0.4	63.31	11.97	37.47	33.28	—	—	SMAC-Q 79.76 電磁型 (69.0)	31.38	—	—	27.76	— (15.0)
	"	0.6	67.93	14.23	40.07	35.93	—	—						
	"	0.7	70.40	16.28	41.85	38.13	—	—						
	"	0.8	73.21	20.23	43.97	40.78	—	—						
	"	0.86	75.09	24.87	45.32	42.67	—	—						
	"	0.93	77.98	33.16	47.22	45.69	—	—						
	"	1.0	85.20	47.45	50.74	50.33	—	—						
	FLUSH	—	61.62	9.82	33.53	37.71	—	—						

*) () は補正前の最大値記録のみ有り(三保ダム管理事務所資料より)

注-1) QUAD-4は水平・鉛直同時加振, FLUSHは水平加振のみ。

注-2) 天端はNO.123、上流ロック部はNO.25,26の平均、下流ロック部はNO.193,194,198,199の平均、法尻はNO.254、コア敷はNO.239。

表－３．６ 実測に最も近いケースの計算結果（天端水平最大加速度）

地 震 名	実測値 (gal)		計 算 値 (gal)		
	SMAC-Q	電磁型	$\alpha = 0.8$	($\alpha = 0.6$)	($\alpha = 0.4$)
伊豆半島沖地震	66.4	91.1	88.7	(75.9)	(68.1)
山梨県東部地震	87.2	69.9	60.6	(42.7)	(34.1)
神奈川県西部地震	256.7	200.0	216.8	(194.5)	(182.1)
箱根地震	79.8	69.0	73.2	(67.9)	(63.3)

注）等価逸散減衰定数15%

表-3.7(1) 剛基礎モデル計算結果(入力観測地震動:コア敷動,等価逸散減衰定数:0%)

地震名	計算条件		計算結果 (gal)						実測値 ^{*)} (gal)					
	計算プログラム	パラメータ α	天端		上流ロック	下流ロック	法尻	コア敷	天端		上流ロック	下流ロック	法尻	コア敷
			H	V	ック H	ック H	H	H	H	V	ック H	ック H	H	H
伊豆半島沖地震 (1980.6.29)	QUAD-4	0.4	—	—	—	—	—	—	SMAC-Q 66.36 電磁型 91.09	37.58 42.61	— 57.42	— 48.36	30.94 —	— 22.54
	"	0.6	143.54	52.17	52.44	82.70	—	—						
	"	0.7	—	—	—	—	—	—						
	"	0.8	—	—	—	—	—	—						
	"	0.86	—	—	—	—	—	—						
	"	0.93	—	—	—	—	—	—						
	"	1.0	—	—	—	—	—	—						
	FLUSH	—	157.08	41.90	63.50	74.84	—	—						
山梨県東部地震 (1981.4.14)	QUAD-4	0.4	—	—	—	—	—	—	SMAC-Q 87.19 電磁型 69.92	72.37 49.19	— 82.17	— 89.11	31.23 —	— 23.51
	"	0.6	75.14	49.54	55.51	60.30	—	—						
	"	0.7	—	—	—	—	—	—						
	"	0.8	—	—	—	—	—	—						
	"	0.86	—	—	—	—	—	—						
	"	0.93	—	—	—	—	—	—						
	"	1.0	—	—	—	—	—	—						
	FLUSH	—	101.37	66.53	61.85	71.47	—	—						

表-3.7(2) 剛基礎モデル計算結果(入力観測地震動:コア敷動,等価逸散減衰定数:5%)

地震名	計算条件		計算結果 (gal)						実測値 ^{*)} (gal)					
	計算プログラム	パラメータ α	天端		上流ロック	下流ロック	法尻	コア敷	天端		上流ロック	下流ロック	法尻	コア敷
			H	V	ック H	ック H	H	H	H	V	ック H	ック H	H	H
伊豆半島沖地震 (1980.6.29)	QUAD-4	0.4	94.40	34.46	40.72	54.27	—	—	SMAC-Q 66.36 電磁型 91.09	37.58 42.61	— 57.42	— 48.36	30.94 —	— 22.54
	"	0.6	99.04	36.99	42.62	58.71	—	—						
	"	0.7	101.53	38.95	43.80	61.51	—	—						
	"	0.8	105.49	41.45	45.63	64.85	—	—						
	"	0.86	107.70	43.72	46.88	67.50	—	—						
	"	0.93	112.56	48.39	48.54	71.42	—	—						
	"	1.0	116.62	55.63	51.11	77.06	—	—						
	FLUSH	—	105.83	16.41	48.84	48.29	—	—						
山梨県東部地震 (1981.4.14)	QUAD-4	0.4	48.75	24.89	40.23	45.71	—	—	SMAC-Q 87.19 電磁型 69.92	72.37 49.19	— 82.17	— 89.11	31.23 —	— 23.51
	"	0.6	50.52	28.97	44.17	48.88	—	—						
	"	0.7	55.37	31.51	46.30	50.52	—	—						
	"	0.8	61.41	36.22	48.44	52.38	—	—						
	"	0.86	65.63	42.70	49.68	53.45	—	—						
	"	0.93	71.35	52.96	51.02	54.60	—	—						
	"	1.0	78.84	68.20	52.26	55.36	—	—						
	FLUSH	—	63.48	30.05	43.31	50.08	—	—						

*) () は補正前の最大値記録のみ有り(三保ダム管理事務所資料より)

注-1) QUAD-4は水平・鉛直同時加振, FLUSHは水平加振のみ。

注-2) 等価逸散減衰定数0%の場合は、内部減衰のための $\alpha=0.6$ のケースについてのみ計算を行った。

注-3) 天端はNO.123、上流ロック部はNO.25,26の平均、下流ロック部はNO.193,194,198,199の平均、法尻はNO.254、コア敷はNO.239。

表-3.8 実測に最も近いケースの計算結果（天端水平最大加速度）

地震名	実測値 (gal)		計算値 (gal)		備考
	SMAC-Q	電磁型	h=5%	h=0%	
伊豆半島沖地震	66.4	91.1	99.0	(143.5)	QUAD-4
山梨県東部地震	87.2	69.9	50.5	(75.1)	$\alpha = 0.6$

表-3.9 地盤の物性値

単位体積重量 γ (t/m ³)	2.575
せん断弾性係数 G (t/m ²)	1,000,000
減衰定数 h (%)	2.0
静的ポアソン比 ν_s	0.25
動的ポアソン比 ν_d	0.25
せん断波速度 V_s (m/sec)	1951

表-3.10 地震動の入力条件

対象モデル	入力地震動	入力位置
地盤厚20m	法尻観測地震動	地盤底面 (タ'ツシホ'ツトの下)
	コア敷観測地震動	地盤第一層上面
地盤厚100m	法尻観測地震動 (ただしSHAKEで100m地下面までもどしたもので、入射波の2倍を入力)	地盤底面 (タ'ツシホ'ツトの下)
	コア敷観測地震動	地盤第一層上面

表-3.11 計算ケース

ケース番号	モデル (地盤厚)	使用プログラム	入力方向	地盤物性	目的
①	20 m	DINAS	H	$V_s=1951$	
②	"	"	H + V	"	鉛直動の影響を評価
③	"	FLUSH	H	"	DINASとの差を評価
④	100 m	"	"	"	地盤厚の影響を評価
⑤	20 m	"	"	種々	地盤物性の影響を評価

表-3.12 堤体-地盤系モデル計算結果(入力地震動:法尻)

地震名	計算ケース	計 算 結 果 (gal)						実 測 値 * (gal)					
		天 端		上流口	下流口	法 尻	コア敷	天 端		上流口	下流口	法 尻	コア敷
		H	V	ック H	ック H	H	H	H	V	ック H	ック H	H	H
伊豆半島沖地震 (1980.6.29)	①	98.67	38.44	59.97	72.73	30.39	23.64	SMAC-Q					
	②	115.40	41.30	61.13	70.74	31.92	22.39	66.36	37.58	—	—	30.94	—
	③	98.06	37.74	59.53	71.13	30.17	23.42	電磁型					
	④	94.77	45.20	57.00	71.69	31.39	21.93	91.09	42.61	57.42	48.36	—	22.54
山梨県東部地震 (1981.4.14)	①	113.67	46.14	33.22	53.71	32.82	25.48	SMAC-Q					
	②	126.60	122.20	83.32	61.83	47.48	24.41	87.19	72.37	—	—	31.23	—
	③	110.74	46.63	34.01	52.89	32.52	25.28	電磁型					
	④	116.16	51.20	32.46	61.70	29.84	25.20	69.92	49.19	82.17	89.11	—	23.51
神奈川県西部地震 (1983.8.8)	①	405.93	131.50	158.30	176.14	138.02	117.95	SMAC-Q					
	②	398.26	176.66	165.76	170.99	138.21	121.71	256.68	168.49	—	—	147.66	—
	③	400.62	130.96	157.33	174.25	137.08	117.04	電磁型					
	④	411.99	151.73	149.40	175.78	131.54	108.09	(200.)	(170.)	(150.)	(60.0)	—	(110.)
箱根地震 (1990.8.5)	①	—	—	—	—	—	—	SMAC-Q					
	②	—	—	—	—	—	—	79.76	31.38	—	—	27.76	—
	③	96.98	30.81	49.82	61.19	26.76	20.10	電磁型					
	④	98.97	37.52	48.99	62.05	26.55	19.31	(69.0)	(31.0)	(26.0)	(79.0)	—	(15.0)

*) () は補正前の最大値記録のみ有り(三保ダム管理事務所資料より)

表－3.13 地盤物性影響の計算ケース

計算ケース	地盤剛性 (t/m^2)	地盤減衰定数 (%)	ダッシュポットの粘 性定数 ($\text{t/m}^2 \cdot \text{s}$)	備 考
(1) 基本ケース	$G=1,000,000$ ($V_s=1951\text{m/s}$)	2.0	$C=\rho \cdot V_s=513$ ($V_s=1951\text{m/s}$)	
(2)	$G=250,000$ ($V_s=975\text{m/s}$)	〃	〃	地盤剛性の影 響を評価
(3)	$G=1,000,000$ ($V_s=1951\text{m/s}$)	5.0	〃	地盤減衰定数 の影響を評価
(4)	〃	2.0	$C=\rho \cdot V_s=162$ ($V_s=617\text{m/s}$)	ダッシュポットの 下から入力
(5)	〃	〃	〃	ダッシュポットの 上から入力

表-3.14 地盤物性値の影響の計算結果(最大応答加速度)

地震名	計算ケース	計 算 結 果 (gal)						実 測 値 ^{*)} (gal)					
		天 端		上流口	下流口	法 尻	コア敷	天 端		上流口	下流口	法 尻	コア敷
		H	V	ック H	ック H	H	H	H	V	ック H	ック H	H	H
神奈川県西部地震 (1983.8. 8)	(1)基本	411.99	151.73	149.40	175.78	131.54	108.09	SMAC-Q					
	(2)	357.28	107.11	175.17	194.74	191.81	121.02	256.68	168.49	—	—	147.66	—
	(3)	392.64	144.89	143.89	165.66	123.83	98.67	電磁型 (200.)	(170.)	(150.)	(60.0)	—	(110.)
	(4)	182.60	104.10	161.90	100.89	64.21	61.96						
	(5)	762.17	322.44	391.24	390.48	451.07	416.61						

*) () は補正前の最大値記録のみ有り (三保ダム管理事務所資料より)

表－3.15 計算ケース

計算ケース	計算モデル	計算周波数ピッチ	計算目的
a 基本ケース	基礎地盤厚100m	0- 4(Hz)全て 4- 8(Hz)1つおき 8-16(Hz)2つおき	
b	〃	0-14(Hz)全て 14-15(Hz)1つおき 15-16(Hz)2つおき	計算精度の影響を評価
c	基礎地盤厚 20m	0- 4(Hz)全て 4- 8(Hz)1つおき 8-16(Hz)2つおき	基礎地盤の厚さの影響を 評価

表-3.16 堤体-地盤系モデル計算結果（入力地震動：コア敷）

地震名	計算ケース	計 算 結 果 (gal)						実 測 値 *) (gal)					
		天 端		上流口	下流口	法 尻	コア敷	天 端		上流口	下流口	法 尻	コア敷
		H	V	ック H	ック H	H	H	H	V	ック H	ック H	H	H
伊豆半島沖地震 (1980.6.29)	a	84.08	25.87	39.70	47.53	16.05	15.82	SMAC-Q					
	b	83.99	25.51	39.65	47.50	15.99	15.89	66.36	37.58	—	—	30.94	—
	c	82.51	16.71	36.51	46.26	18.82	14.72	電磁型					
	—	—	—	—	—	—	—	91.09	42.61	57.42	48.36	—	22.54
山梨県東部地震 (1981.4.14)	a	56.63	31.00	37.33	50.67	22.68	16.17	SMAC-Q					
	b	57.63	30.43	37.04	49.53	22.58	15.99	87.19	72.37	—	—	31.23	—
	c	59.26	27.88	40.73	49.66	21.96	17.42	電磁型					
	—	—	—	—	—	—	—	69.92	49.19	82.17	89.11	—	23.51

*) () は補正前の最大値記録のみ有り（三保ダム管理事務所資料より）

表－3.17 位相差を考慮した場合の計算ケース

計算ケース	入射角 θ (°) *	みかけ上の水平せん断 波速度 (m/s) $V_{s,h}$	備 考
①	0	∞	基本ケース
②	10	11,235	上流から下流へ進行
③	20	5,704	〃
④	30	3,902	〃
⑤	-30	-3,902	下流から上流へ進行

*) 鉛直方向に対する入射角を示し、基礎地盤のS波速度 V_s を2000m/sとして算定している ($\theta = \sin^{-1}(V_s/V_{s,h})$)。

表-3.18 最大応答加速度の計算結果（入力地震動：法尻、等価逸散減衰定数：10%）

地震名	入射角(°)	計 算 結 果 (gal)						実 測 値 * (gal)					
		天 端		上流ロ	下流ロ	法 尻	コア敷	天 端		上流ロ	下流ロ	法 尻	コア敷
		H	V	ック H	ック H	付近 H	付近 H	H	V	ック H	ック H	H	H
伊豆半島沖地震 (1980.6.29)	0	88.98	20.45	44.15	52.58	46.28	27.83	SMAC-Q					
	10	87.01	27.85	49.22	47.95	45.85	29.19	66.36	37.58	—	—	30.94	—
	20	82.88	31.29	52.42	43.08	44.97	29.87	電磁型					
	30	76.32	31.26	52.65	38.02	44.33	29.68	91.09	42.61	57.42	48.36	—	22.54
	-30	80.16	11.11	38.45	56.96	44.72	25.89						
山梨県東部地震 (1981.4.14)	0	62.19	18.44	28.90	30.49	41.96	32.10	SMAC-Q					
	10	54.74	22.64	35.77	30.07	40.42	31.84	87.19	72.37	—	—	31.23	—
	20	46.62	23.24	42.31	29.96	38.34	31.97	電磁型					
	30	44.11	21.14	45.88	29.53	35.93	31.17	69.92	49.19	82.17	89.11	—	23.51
	-30	55.20	12.50	21.86	29.09	37.25	29.41						
神奈川県西部地震 (1983.8.8)	0	272.80	49.64	145.43	138.03	171.10	138.98	SMAC-Q					
	10	262.13	69.89	156.80	137.33	158.79	138.44	256.68	168.49	—	—	147.66	—
	20	250.19	75.10	165.51	133.78	144.21	135.89	電磁型					
	30	242.09	69.48	169.73	126.64	134.18	131.22	(200.)	(170.)	(150.)	(60.0)	—	(110.)
	-30	261.75	46.93	114.95	135.63	149.79	130.03						
箱根地震 (1990.8.5)	0	80.47	16.30	39.87	46.35	45.66	26.32	SMAC-Q					
	10	77.06	21.74	41.20	43.15	44.34	26.33	79.76	31.38	—	—	27.76	—
	20	70.81	26.66	42.64	39.77	42.92	26.28	電磁型					
	30	67.81	29.82	42.50	37.01	41.87	26.24	(69.0)	(31.0)	(26.0)	(79.0)	—	(15.0)
	-30	77.54	8.25	39.65	50.18	44.38	25.19						

*) () は補正前の最大値記録のみ有り（三保ダム管理事務所資料より）

天 端 : NO.220
 上流ロック部 : NO.98,119の平均
 下流ロック部 : NO.115,116,136,137の平均
 法 尻 : NO.32
 コ ア 敷 : NO.17

表－3.19 位相差を考慮した堤体－地盤系の動的解析結果の補正值（天端）

地 震 名	堤体地盤系の 結果 (gal) **	低減率 ($\theta = 10^\circ$)	補正後の 値 (gal)	実測値 (gal)*	補正值と 実測の比
伊豆半島沖地震	97.78(1.24)	—	97.8	78.7	1.24
山梨県東部地震	121.80(1.55)	12.0 %	107.2	78.6	1.36
神奈川県西部地震	425.37(1.86)	3.9 %	408.8	228.3	1.79
箱根地震	100.83(1.36)	—	100.8	74.4	1.35

*) SHAC-Q型と電磁型の平均値, **) 20m基礎, 水平加振の場合. ()は実測値との比

4. フィルダムの動的解析に関する基本的考察

4. 1 三保ダムにおける各手法の比較と検討

4. 1. 1 概 要

これまでの動的解析の結果より、以下の3点について検討を行う。

- ①剛基礎モデルにおけるQUAD-4とFLUSHの違い（すなわち減衰特性の違い）。
- ②剛基礎モデルと堤体－地盤系モデルの違い（地下逸散減衰の取扱いの違い）。
- ③入力地震動の違い（法尻動を用いるかコア敷動を用いるかの違い）。

イ) 剛基礎モデルの場合

ロ) 堤体－地盤系モデルの場合

比較する各計算ケースの条件を表-4.1に示す。

4. 1. 2 剛基礎モデルにおけるQUAD-4とFLUSHの違い

計算手法が解析結果に影響を及ぼすのは、主に非線形および減衰の取扱いである。非線形の取扱いとしては、FLUSHは周波数領域で計算を行うため、等価線形化法に依らざるを得ないが、QUAD-4は時間領域で行うため逐次算出歪みレベルに応じて物性を変化させることも可能である。しかし、最大応答に着目する上では、等価線形化法でも実用上は十分であることと、計算時間の短縮化からQUAD-4でも等価線形化法を用いている。また、両者とも最大せん断歪み振幅に乗じる係数として0.65を採用している。よって、両者の応答の差は、減衰特性の影響と言える。この場合の比較は、これまでも検討された例（ダムの耐震設計、1982）があり、それによると次のような結果を得ている。

①QUAD-4において $\alpha=0$ とした場合：モデルダムに対して、種々の加速度振幅および周期を持つ正弦波を入力した場合、天端での応答倍率はFLUSHの方が大きくなる。特に、入力地震動の周期が短くなるほど、また入力加速度が大きくなるほど応答倍率は小さくなるため、両者の差は小さくなるが、相対誤差は逆に大きくなる。また、この傾向はダム軸方向で見ると天端に近いほど顕著である。

②QUAD-4において $\alpha=0.4$ とした場合：堤体の固有周期に近い卓越周期をもつ正弦波に対しては、両者は比較的一致する。

以下では、上記結果と前章の剛基礎モデルでの検討を踏まえ、QUAD-4において主に $\alpha=0.8$ とした場合についてFLUSHと比較検討する。ただし、入力動は下流法尻で観測された水平地震動のみとする。

1) 代表地点での最大応答加速度の値（実測との比較）

4 地震動について、等価逸散減衰定数を10%, 15%とした場合のQUAD-4($\alpha=0.8$)とFLUSHの比較を表-4.2に示す。

これより、天端での最大応答加速度は、地震動の周波数特性によってQUAD-4とFLUSHの大小関係が異なり、高周波の卓越する地震動ではQUAD-4の方がFLUSHより大きく、低周波の卓越する地震動ではその逆となっている。また、中標高の上・下流ロック部では全ての地震動においてQUAD-4の方が大きくなっている。これは、減衰の周波数特性を $\alpha=0.8$ とすることによって高周波まで低減させた結果と考えられ、特に、高周波の影響は高標高ほど顕著と言える。

実測値との比較においては、等価逸散減衰定数を各地震動に対して同じと考えるならば、FLUSHよりQUAD-4の方が全体的に一致がよいが、FLUSHでは高周波の卓越する山梨県東部地震に対する応答が他に比べ小さい。

2) 最大応答加速度の分布

伊豆半島沖地震および山梨県東部地震について、等価逸散減衰定数を10%, 15%とした場合のQUAD-4($\alpha=0.4, 0.8$)とFLUSHのダム軸および法面の最大応答加速度分布をそれぞれ図-4.1(1), (2)に示す。

これより、法面上では、QUAD-4($\alpha=0.8$), FLUSH, QUAD-4($\alpha=0.4$)の順に最大応答加速度は大きく、特に、高周波の卓越する地震動ほど法尻付近でその差が大きくなる。

ダム軸上では、中・低標高で法面上と同じ順に大きくなっているが、高標高部ではFLUSH, QUAD-4($\alpha=0.8$), QUAD-4($\alpha=0.4$)の順となり、高周波の卓越する地震動ほど高標高部での差が顕著になっている。

3) 周波数応答関数

伊豆半島沖地震について入力地震動に対する天端の周波数応答関数をQUAD-4($\alpha=0.4, 0.6, 0.8, 1.0$)とFLUSHの各ケースを比較して図-4.2に示す。

これより、5 Hz程度の3次モードまでは、FLUSHとQUAD-4との差は2次、3次モードピーク付近に現れ、FLUSHでは2次、3次モードでのピークがあまり顕著ではないのに対し、QUAD-4では α の値が大きな場合ほど各モードのピークが顕著となっている。また、5 Hz以上になると、 α の違いによるRayleigh減衰の右上がりの傾向の差が顕著となるため、 α による応答倍率の違いも顕著となっている。

種々の α のケースにおいて、QUAD-4とFLUSHとの応答倍率が最も高周波領域まで似ているのは $\alpha=0.6$ の場合と言える。

4. 1. 3 剛基礎モデルと堤体―地盤系モデルの違い

1) 堤体―地盤系モデルにおける逸散減衰量の評価

まず、堤体―地盤系モデルで評価される地下逸散減衰を剛基礎モデルとの比較から等価逸散減衰定数として評価する。

地下逸散減衰は、堤体の高さおよび形状、堤体と地盤とのインピーダンス比、入力地震動特性（最大加速度・卓越周波数等）によって変わるものと考えられるが、ここではこれまでの計算結果を基本に、堤体形状一定・地盤剛性一定の場合で、主に入力地震動特性（4地震動の特性）の点から検討する。

堤体―地盤系モデルで評価される等価逸散減衰定数は、次の3方法によって算定するものとする。なお、堤体―地盤系モデルとしては基礎の厚さ20m、100mの2ケースについて行い、計算手法は剛基礎モデル、堤体―地盤系モデルともFLUSHを用いた。

方法1) 剛基礎モデルに対して種々の等価逸散減衰定数を与えた場合の天端での最大応答加速度が、堤体―地盤系モデルでのそれに等しくなったときの等価逸散減衰定数を求める。

方法2) 剛基礎モデルに対して種々の等価逸散減衰定数を与えた場合の入力地震動（法尻動）に対する天端の周波数応答関数のピーク値が、堤体―地盤系モデルでの法尻地点に対する天端の周波数応答関数のピーク値に等しくなったときの等価逸散減衰定数を求める。

方法3) 堤体―地盤系モデルでの堤体基礎（法尻地点）に対する天端の周波数応答関数にハーフパワー法を適応して求めた減衰定数から、等価逸散減衰定数を考慮しない剛基礎モデルに対してやはりハーフパワー法により求めた減衰定数を差し引いた値を求める。

計算結果を表-4.3に示す。また、各地震動の天端での最大応答加速度および周波数応答関数のピーク値を図-4.3(1)～(4)に示す。

これより、以下のことが言える。

①モデル上の比較では、基礎地盤の厚さを20mとするモデルに比べ100mとするモデルの方が逸散減衰は小さく、方法2) および3) で顕著である。（基礎地盤の厚さが小さいモデルの方が逸散減衰量が大きい。）

②入力加速度が大きな地震動ほど逸散減衰は小さい。

③高周波の卓越する地震動のほうが逸散減衰は小さい。（特に方法1の場合）

①は、基礎地盤の厚さを20mとした場合と100mとした場合では、入力地震動の条件が違いため（基礎地盤の厚さを20mとするモデルの場合、法尻での観測地震動を入力基盤までSHAKEでもどさずそのまま基盤に入力している）と考えられる。

②は、大きな地震動ほど堤体剛性率の低下が著しく、したがって地盤とのインピーダンス比が小さくなるため、逸散減衰も小さくなるものと考えられる。しかし、等価線形化法による最終せん断剛性率から、堤体のほぼ深さ方向の中心位置でのインピーダンス比を算定すると、比較的加速度が大きい神奈川県西部地震で0.24, その他地震で約0.26であったため、その影響は小さいと考えられる。この傾向は、現実的には入力されるエネルギーが大きいほど出ていくエネルギーも大きくなると考えられる実測での傾向と反対である。

③は、天端の最大応答加速度が高周波の影響を受けやすいにもかかわらず、剛基礎モデルにおける等価逸散減衰分の（高周波数になるほど逸散減衰は小さくなる）周波数依存性を考慮していないことから、特に方法1の場合において高周波の卓越する地震動ほど逸散減衰が小さくなったものと考えられる。

2) 最大応答加速度の値（天端をはじめとする代表地点での実測との比較）

天端では、剛基礎モデルの場合、等価逸散減衰定数を10～15%程度にとることによってまずまずの一致をみることができた。しかし、堤体－地盤系モデルの場合、基礎地盤のVs値として三保ダムで推定される2,000m/sを設定すると、前述のとおり、等価逸散減衰定数に換算して4～9%程度の地下逸散減衰しか評価されていないが、表－3.12にみるように、計算により推定される減衰定数は実測よりかなり大きな値となっている。

これより、現実には複雑な3次元モードの連成や3次元波動逸散効果などによって、2次元平面ひずみ問題で見積もられる以上の応答の低減が生じていると考えられる。今後3次元的な波動逸散を考慮した解析手法が望まれる。

3) 最大応答加速度の分布

ここでは、形状のシンプルな後述するモデルダム（ダム高63m）について最大応答加速度の分布を比較する。ただし、堤体－地盤系モデルは地盤高60m、地盤のVs=1000m/sとしたケース、剛基礎モデルは等価逸散減衰定数を10%としたケースとともに伊豆半島沖地震を自由地盤表面で198galとなるように入力した。両者の比較を図－4.4に示す。

水平動：剛基礎モデルの場合、堤体の中心付近に最小値が存在し天端および法先付近にいくほど大きな値になっているが、堤体－地盤系モデルの場合、堤体底面のダム軸付近に最小値が存在し法面に近づくほど大きな値になっている。両者の堤体への入力の差が堤体底面付近で明らかにみられる。

鉛直動：水平動ほど両者の差はみうけられない。

4) 周波数応答関数

伊豆半島沖地震の場合の法尻位置に対する天端の周波数応答関数を剛基礎モデル（等価逸散減衰定数5%）と堤体－地盤系モデル（地盤高100m）を比較して図－4.5に示す。ただ

し、どちらもFLUSHで計算を行った。

堤体－地盤系モデルの場合、堤体の各次モードのピークが高次まで明瞭にみられるのに対し、剛基礎モデルの場合、2次以上のモードのピークは不明確になっている。これは、剛基礎モデルにおけるFLUSHの減衰の表現方法によるもので、応答倍率の差の問題は別にして、高周波が卓越する地震動の応答解析には堤体－地盤系モデルによる方が適切といえる。なお、剛基礎モデルにおいてQUAD-4($\alpha=0.8$)で計算した場合には図-4.2にみられるように、FLUSHで計算した場合よりは高次のピークが明瞭である。

4. 1. 4 入力地震動の違い（法尻動を用いるかコア敷動を用いるかの違い）

1) 剛基礎モデルの場合

一般に、構造物を地盤と切り離して、構造物基礎を固定として解析する場合、入力地震動として自然地盤の地震動を入力すれば動的相互作用を無視したモデル、有効地震動を入力すれば慣性相互作用を無視したモデル、また、実際に構造物の基礎で観測された地震動、すなわち、地盤との動的相互作用を受けた地震動を入力すれば動的相互作用を考慮したモデルといえる。以上は、構造物を質点系にモデル化する1次元解析の場合には評価しやすいが、フィルダムのように広がりのある構造物の場合、そのままFEM解析等により2次元的に応答解析をしようとする、動的相互作用を無視したモデルの場合はよいが、堤体基礎で観測された地震動を用いて動的相互作用を考慮しようとするモデルの場合、全ての堤体底面に同一レベルの地震動を入力するため、2次元的な動的相互作用の影響を正しく評価することはできない。また、解析で考慮される動的相互作用の程度は入力する地震動の観測位置に大きく左右されることになる。

三保ダムの場合、コア敷での観測地震動は堤体中央に位置しているため、最も入力損失を受けたものであり、上記よりその応答は実測に比して小さくなるものと考えられた。しかし、解析結果は実測より加速度応答が大きく、この意味からも、実際の現象の再現において2次元解析の限界を示すものと考えられる。前述のように、実際の現象は、複雑な3次元モードの連成や3次元波動逸散効果などによって、2次元平面ひずみ問題で見積もられる以上の応答の低減が生じていると考えられる。

2) 堤体－地盤系モデルの場合

本解析に用いたFLUSHでは、堤体－地盤系モデルにおいて地震動を基礎地盤各層の任意の標高レベルから入力が可能である。本来、堤体－地盤系モデルにおける地震動の入力は、地震入力基盤の深さを推定し、その深さまで地盤をモデル化し、そして地震入力基盤での地震動は全て同位相・等振幅とみなして地震動を入力する。しかし、この場合には、入力する深さまで地震動をもどす必要がある。特にダッシュポットの下から入力する場合には、入力波の2倍を入力する必要がある。この手間を省くものとして、本手法では、例えば地

盤地表面で観測された地震動をそのまま地盤地表面に入力することによって、自動的に地震入力基盤の深さまでもどした地震動が地震入力基盤に入力される。ただし、堤体－地盤系モデルではモデル自体すでに動的相互作用を含んでいるため、入力地震動としては堤体の影響のない地震動を入力しなければならない。

この点から、前章の堤体－地盤系モデルの検討で、コア敷での観測動を基礎地盤の地表面から入力したケースは、すでに動的相互作用を受けた地震動を、動的相互作用を考慮したモデルに入力したことになり、このため必要以上に堤体の応答が低減し、結果として実測とよくあったものと考えられる。

ちなみに、伊豆半島沖地震と山梨県東部地震の場合において、法尻での観測地震動をそのまま地盤地表面に入力したケースと、地震入力基盤の位置までSHAKEでもどし、ダッシュポットの下から入射波の2倍を入力したケースを比較して、堤体代表地点の最大応答加速度を表－4.4に示す。

若干の計算誤差があるが、両者の計算結果はほぼ同じであることが分かる。

4.2 フィルダムにおける地盤との動的相互作用

4.2.1 一般的な構造物と地盤との動的相互作用の特性

現在、構造物と地盤との相互作用に関する研究は、主に建築物や橋梁の基礎構造物について行われている。すなわち、軟弱地盤中に存在する剛体構造物を対象にその理論的解明やモデルの構築が進んでいる。

これによると、地盤と構造物の動的相互作用は、次の2つに分離して考えることができる。

- ①構造物の慣性力により地盤に歪み（変形）を生じさせる作用（慣性力相互作用）
- ②構造物の寸法と剛性により地盤の歪み（変形）を拘束する作用（幾何学的拘束作用、キネマティック相互作用）

上記①、②はそれぞれ地盤の複素剛性、有効入力（有効地震動）によって評価される。この2つの効果の評価は、構造物と地盤を一体で解析する場合には必要ないが、両者を分離して解析を行うサブストラクチャー法を行う場合や地盤を線形粘弾性体と仮定して構造系を質点-バネモデルのような簡便なモデルで表現する場合に役立つ。

①、②による相互作用によって構造物の応答に以下のような効果が生じる。

- イ）構造物固有周期の長周期化（質量効果）
- ロ）動的入力レベルの低減（地震動の入力損失）
- ハ）減衰の増大（波動逸散）
- ニ）ロ）、ハ）による応答倍率の低減

以下では、上記イ）～ハ）について既往の研究を踏まえ、その特性を述べる。

4.2.2 フィルダムにおける地盤との動的相互作用の特性

1) 構造物固有周期の長周期化（質量効果）

柳沢（1982a）は、せん断梁理論を用いた二層地盤上のモデル計算から、堤体の基本振動数に与える影響として、振動インピーダンス比および地盤層の厚さを検討している。

これによれば、

- ①基本固有振動数は、振動インピーダンス比が小さくなるほど小さくなる。すなわち、地盤に対して堤体の剛性が低くなるほど、堤体と地盤との連成系の基本固有振動数は小さくなる。
- ②地表層の厚さが大きくなるほど、堤体と地盤との連成系の基本固有振動数は小さくなる。

2) 動的入力レベルの低減（地震動の入力損失）

一般的な構造物と地盤との相互作用による動的入力レベルの低減、すなわち地震動の入力損失については、前述の慣性力相互作用とキネマティック相互作用の両者によるものと

考えられる。すなわち、構造物と地盤との境界面で観測される地震動は、上部構造物の質量効果によって基礎を固定としたときの上部構造物の固有振動数が消失する。また、上部構造物が地盤を拘束することによって異なる2地点間の（地動の）位相ずれや振幅差を生じさせるいわゆるローパスフィルター効果によって高周波成分が消失する。

フィルダムの堤体底面における地震動の入力損失については、堤体底面がほとんど水平に近いことと、仮に地盤に凹形状が存在しても地盤の剛性に比べ堤体の剛性はかなり小さいことから、キネマティック相互作用は無視できるほど小さく、主に堤体の質量効果によるものと考えられる。

一般に、有効入力動は”無質量構造物に対する応答地震動”と定義される（ただし、幾何学的拘束は考慮される）。そのため、従来質量効果が少なく形状効果のみが大きな影響を及ぼすと考えられる地下タンク等において、入力損失を受けた観測地震動から有効入力動を推定するアプローチがあるが、フィルダムの場合の有効入力動は、堤体が無い自由地盤の地震動にほぼ等しくなり、入力損失を受けた地震動とは大きく異なることになる。

平田（1989）は、モデルダムに対する半無限地盤の波動逸散を考慮したFEM解析より、堤体底面レベルにおける最大応答加速度の低減に与えるインピーダンス比の影響を示している。これによれば、

- ①最大応答加速度は、堤体中心の底面位置で最も小さく、中心から法尻へそして堤体から離れるに従って自由表面上の最大応答加速度に近づく。
- ②上記傾向は、インピーダンス比が大きくなるほど顕著である。
- ③インピーダンス比によらず地盤表面上で法尻からダム底面幅の1/2程度離れた位置ではほぼダムの影響は無くなる。

また、柴田ら（1982）は、地盤に弾性波動論を、堤体にFEMを用いたハイブリッド解析法によって、堤体底面各点の入力損失を堤体と地盤との相互作用関数（土構造物がないときの地盤の自由表面の変位に対する土構造物底面の変位の比）を用いて評価している。

これによれば、堤体と地盤との相互作用関数は、高周波成分ほど低減が大きく、いわゆるローパスフィルター効果が示されている。また、堤体の中心位置に近づくにつれて小さな値になっている。

このように、堤敷に長い広がりを持つフィルダムにおいて入力損失を評価するには、2次元的な検討が不可欠と考えられる。しかし、簡便に、例えば堤体を三角形の弾性梁と仮定すると、場所的な入力損失のない1次元的な評価となる。この場合の動的相互作用関数は解析的に与えられ、上記FEM解析の場合と同じような周波数特性をもつ。

また、地盤に入射角 θ でP波およびSV波が入射する場合の入力損失フィルターを次式で与えている。

$$\phi(\omega) = \sin(k_0 b) / k_0 b$$

ただし、 b ：構造物の底面幅、 k_0 ：基盤でのS波速度 β と入射角 θ によって決まる入射

波の波数で、 $k_0 = \omega \cdot \sin \theta / \beta$ 。

これより、入力レベルは θ が大きくなるほど、また高周波になるほど低減している。また、鉛直方向から入射する場合の入力損失フィルターは振動数によらず常に1となることが分かる。

3) 減衰の増大 (波動逸散)

フィルダムと地盤との相互作用による地下逸散減衰量については、従来、剛基礎上の構造物に対して等価な内部減衰、すなわち等価逸散減衰定数として評価されている。等価逸散減衰定数については、大町 (1981) はせん断梁理論から、金井 (1936) や土岐 (1981) は重複反射理論から、各次モードの値をインピーダンス比との関係から求めている。

この中で、大町は堤体を三角形のせん断弾性梁と仮定しているのに対し、金井や土岐は堤体を半無限2層地盤の上層地盤と仮定しているため、算定される等価逸散減衰定数は、大町式より金井や土岐の式の方が大きく算定される。三保ダムの場合、1次モードで前者が10%で後者がともに15%である。実測との比較では15%の場合に良い一致をみたのは、前者においてダム堤体形状に対して2次元的に見積られる以上の逸散分を既に含んでいたからと考えられる。

4.3 モデルダムによるフィルダムと地盤との動的相互作用の検討

4.3.1 概要

モデルダムによるパラメータスタディによって、フィルダムと地盤との動的相互作用における以下の相互作用効果について検討を行う。

イ) 堤体固有周波数の変化

ロ) 入力レベルの低減

ハ) 応答倍率の低減

ニ) 減衰の増大

対象とするモデルは堤体－地盤系モデルとし、堤体の高さおよび地盤剛性の影響を検討する。ただし、地震動の入力条件としては、次の2ケースを設定した。

①モデル入力基盤での地震動（最大加速度）を同じとする場合

②自由地盤地表面での地震動（最大加速度）を同じとする場合

①は、堤体と地盤の全体系における堤体と地盤の動的相互作用を評価するものであり、本来、動的解析を行う場合、設計入力地震動が決定されれば、対象モデルの入力基盤にその地震動を入力することから、この①で堤体と地盤との動的相互作用を評価するのが正しいと考えられる。しかし、この場合、堤体の挙動は常に設定された地盤の高さに大きく左右され、モデルにおける地盤の高さの設定、すなわち、入力基盤位置をどこにとるかが重要な問題となる。

一般に、この場合の動的相互作用は、堤体と地盤との相対関係で定まり、構造物の質量が大きく、地盤に比べ構造物の卓越周波数が大きい程大きくなる。よって、ここでは「堤体と地盤との固有周波数の関係による影響」と「質量効果すなわちダム規模による影響」の点から検討する。

一方、②では設定地盤の高さによらず自由地盤表面での入力条件が同じであることから、堤体のみの挙動に着目した場合の堤体と地盤との動的相互作用を評価するものである。すなわち、基盤での入力動は地盤物性が異なるごと変わることから、その応答は「堤体と地盤の固有周波数の関係」よりも、地下逸散減衰量を規定する「堤体と地盤のインピーダンス比」と、さらに「堤体規模」によると考えられる。

また、このモデルは、地盤剛性を無限大にすると基礎を剛体とするモデルとなる。よって、②では地盤との動的相互作用を考慮しない剛基礎モデルとの比較が可能であり、この比較もあわせて検討を行う。

以上より、①では、地盤をモデルに取り込んで解析を行う場合の堤体と地盤との動的相互作用を評価するものであり、②では、剛基礎モデルで解析を行う場合の波動逸散を考慮した弾性基礎モデルとの差を評価するものである。

4.3.2 計算手法と計算条件

計算手法は、FLUSHを用いる。計算モデルは、図-4.6に示すように地盤高さを60m（1メッシュ高さ10m）とし、ダム高を30m, 63m, 110mとする3モデルを対象とした。また、地盤の側方には伝達境界を、地盤の底面には粘性境界を設定した。

堤体の物性値を表-4.5に示す。

計算に用いた堤体の $\gamma \sim G$, $\gamma \sim h$ 曲線は、三保ダムのロック材料における繰返し三軸試験結果を用いた。

また、初期せん断剛性率は、各要素の拘束圧 σ_m から次式より算出し設定した。

$$G_0 = 1100 \times (\sigma_m)^{0.85} \quad \text{-----} \quad (4.1)$$

$$\sigma_m = (1+2K)/3 \cdot w \cdot D \quad \text{-----} \quad (4.2)$$

ここに、K：主応力比（三保ダムの実測値から0.5とした）。

D：各要素の重心の地表からの深さ(m)。

w：単位体積重量(t/m³)。

地盤の物性値を表-4.6に示す。地盤の物性値は一定とし、せん断波速度として $V_s=200, 1000, 500, 250$ (m/s)の4ケースを設定した。

入力地震動は、三保ダムの法尻で観測された伊豆半島沖地震の上下流方向成分とし、基盤あるいは自由地盤地表面での最大入力加速度が0.2g (=198gal)になるように引き伸ばして入力した。

また、地震時の堤体の平均的なせん断波速度 V_{s0} を図-4.6のモデル図において、ハッチで示した代表要素の等価線形化法の繰返し計算の最終結果の平均値で評価して求めた。さらに、堤体と地盤とのインピーダンス比 β もこの値を使用して算出した。

4.3.3 計算結果と考察

1) 堤体固有周波数の変化

まず、堤体と地盤がそれぞれ単独で存在する場合の固有周波数を求める。

堤体の固有周波数 f_0 は、剛基礎上の堤体のみのモデルに対して上記地震動を入力したときの、入力基盤に対する天端の加速度周波数応答関数（図-4.7）より求めると表-4.7のようになる。

均一で一定の高さをもつ1層地盤の固有周波数 f_0 は次式で与えられ、地盤の高さ $H=60$ mの場合を表-4.8に示す。

$$f_0 = (2 \cdot m - 1) \cdot V_s / (4 \cdot H) \quad (m=1, 2, \dots) \quad \text{-----} \quad (4.3)$$

ここに、H：地盤の高さ

V_s ：地盤のせん断波速度(m/sec)

①モデル入力基盤での地震動を同じとする場合

入力基盤に対する堤体天端の加速度周波数応答関数を図-4.8(1)~(3)に示す。これを見ると、堤体と地盤の全体系における固有周波数 f_1 の中に、堤体と地盤の固有周波数がそれぞれ現れており、それぞれの基本固有周波数を $f_{1.1}$ 、 $f_{1.2}$ とし、これを抽出すると表-4.9(堤体)、表-4.10(地盤)となる。

地震時の堤体の平均的なせん断波速度 $V_{s.1}$ は約150~400m/secであり、地盤のせん断波速度 $V_{s.2}$ が $V_{s.1}$ に近いそれ以下になると、全体系でみる堤体の応答特性は消失してしまう。一方、 $V_{s.2} \gg V_{s.1}$ の場合では、全体系における堤体の固有周波数は地盤剛性の低下に伴い小さくなっている。すなわち、構造物と地盤の動的相互作用による構造物固有周期の増大が生じている。

また、 $f_{1.1}$ の変化率($f_{1.1}/f_{1.0}$)を縦軸に、地盤に対する堤体の基本固有周波数の比($f_{1.0}/f_{2.0}$)を横軸にとり、 $f_{1.1}$ の変化率に与える堤体と地盤の固有周波数の関係をみると、図-4.9となる。

これより、堤体の固有周波数が地盤の固有周波数に近づくほど、 $f_{1.1}$ の変化率は大きく、動的相互作用が大きい。また、この傾向はダム規模に依らない。

全体系における地盤の固有周波数も、動的相互作用によって固有周波数は小さくなっており、その程度を堤体の場合と同様に、堤体と地盤との基本固有周波数の関係で示すと図-4.10となる。

$f_{1.2}$ の変化率は、 $f_{1.2}/f_{2.0}$ に対して直線的ではないが、堤体の固有周波数が地盤の固有周波数に近づくほど大きくなっており、特にダム規模が大きいほどその傾向が顕著である。

また、計算結果から、堤体および地盤の固有周波数をそれぞれ単独で求めた。すなわち、自由地盤表面(ここでは、最も堤体の影響が少ないと考えられるモデル地盤表面右端で代用した)に対する天端の加速度周波数応答関数(図-4.11(1)~(3))から求めた堤体の固有周波数を $f_{11.1}$ 、入力基盤に対する自由地盤表面(前同)の加速度周波数応答関数(図-4.12(1)~(3))より求めた地盤の固有周波数を $f_{11.2}$ とし、これを求めた。基本固有周波数についての結果を表-4.11、表-4.12に示す。また、 $f_{11.1}$ 、 $f_{11.2}$ の変化率($f_{11.1}/f_{1.0}$ 、 $f_{11.2}/f_{2.0}$)に与える堤体と地盤の基本固有周波数の関係を示すと図-4.13、図-4.14となる。

これより、 $f_{11.1}$ 、 $f_{11.2}$ に与える堤体と地盤の基本固有周波数の関係は、全体系の周波数応答関数から抽出した特性とほぼ一致している。

②自由地盤地表面での地震動を同じとする場合

堤体の固有周波数 $f_{11.1}$ を、自由地盤表面に対する天端の加速度周波数応答関数(図-4.15(1)~(3))から求めた。基本固有周波数についての結果を表-4.13に示す。

この場合の堤体の平均的な $V_{\dots}$ は約 $250 \sim 500 \text{ m/sec}$ であり、 $V_{\dots}$ が $V_{\dots}$ に近づくとつれて共振曲線は平坦になるが、堤体の固有周波数はほとんど変化しない。 $V_{\dots} < V_{\dots}$ となると、共振曲線の明確なピークは消失し堤体の震動特性はなくなってしまう。

2) 入力レベルの低減

柴田ら (1982) は、土構造物がない場合の自由表面の変位に対する土構造物底面の変位の比を土構造物底面の各節点ごとに求め、土構造物底面への入力を評価している。これによれば、土構造物の中央に近いほど動的相互作用は大きく、入力損失が大きい。よって、ここでは、堤体底面中央 (ダム軸上) 地点と自由地盤表面との加速度の比をとることによって入力損失を評価する。

① モデル入力基盤での地震動を同じとする場合

自由地盤表面 (ここではモデル地盤表面右端) に対する堤体中央地点の加速度周波数応答関数を図-4.16(1)~(3)に示す。

これより、地盤剛性の増加に伴い地震動の損失レベルも増大していおり、同じ地盤剛性なら堤体規模が大きいほど損失も大きい。これは堤体規模が大きいほどインピーダンス比が大きいためである。

また、損失する周波数領域は堤体の固有周波数付近で顕著となっている。

地表面標高での水平方向の最大応答加速度の分布を図-4.17(1)~(3)に示す。ただし、横軸はダム軸を水平位置の原点にとり、ダム軸上・下流方向の水平距離をダム軸から上・下流法先までの距離で基準化している。また、縦軸は自由地盤表面の最大応答加速度で基準化している。

これより、堤体底面標高での最大応答加速度は、相対的な位置で比較すると、ダム軸付近はやや複雑であるが堤体規模が大きいほど入力損失が大きく、これもインピーダンス比で規定されていると考えられる。

② 自由地盤表面での地震動を同じとする場合

自由地盤表面に対する天端の加速度周波数応答関数を図-4.18(1)~(3)に示す。また、地表面標高での最大水平応答加速度の分布を図-4.19(1)~(3)に示す。これより、入力損失の傾向は①の場合とほぼ同じである。

3) 応答倍率の低減

地震時の応答値としては、加速度、速度、変位、動的歪み、動的応力等が考えられるが、ここでは特に加速度について検討を行うものとし、周波数応答関数にみる応答倍率の低減 (周波数応答特性) と時刻歴中の最大応答値の低減を評価する。ただし、堤体の応答は、

堤体の固有周波数と入力地震動の周波数特性によって変わるため、各ダム間での応答倍率そのものの比較はできない。

①モデル入力基盤での地震動を同じとする場合

自由地盤表面（モデル地盤表面右端）に対する天端の加速度周波数応答関数（前出，図－4.11）より、堤体－地盤系モデルにおける堤体の基本固有周波数に着目した場合の応答倍率 $A_{11.}$ およびこれを剛基礎モデルにおける基本固有周波数での応答倍率 A_0 で基準化した結果を表－4.14に示す。

$A_{11.}$ の A_0 に対する低減率（ $A_{11.}/A_0$ ）を堤体と地盤の固有周波数の関係でみると図－4.20となる。

入力地震動の周波数特性と堤体の固有周波数の関係によって若干異なるが、堤体の固有周波数が地盤の固有周波数に比べ大きくなるほど応答倍率の低減率は大きく、動的相互作用の程度が大きい。

また、堤体における応答加速度の分布を図－4.21に示すような各標高ごとのすべり土塊の平均加速度で評価し、その時刻歴中の最大値 $\overline{a_{max}}$ （以下、すべり土塊の最大平均加速度）によって地盤との動的相互作用による応答倍率の低減を検討した。ただし、対象とするすべり土塊は円形とし、形状(1)と(2)の2つを設定し、 $\overline{a_{max}}$ の算定は次式より求めた。

$$\overline{a_{max}} = \max\{\overline{a}(t)\} = \max[\sum\{m_i \times \overline{a_{H_i}}(t)\} / \sum m_i] \quad \text{----- (4.4)}$$

ここで、 $\overline{a_{H_i}}(t)$ ：i節点の水平応答加速度

m_i ：i節点の占める範囲の質量

$\overline{a_{max}}$ を横軸に、天端から円弧下端までの距離 y をダム高さ H で無次元化したパラメーター y/H を縦軸にとり、各ダムごとの $\overline{a_{max}}$ の分布を図－4.22(1)～(3)に示す（ただし、 $y/H=0$ のときは天端全節点での平均加速度の時刻歴の最大を示す）。

これより、各ダムごとの $\overline{a_{max}}$ は y/H が大きくなるほど、また地盤の $V_{s.}$ 値が低下するほど概ね小さくなっているが、その分布は複雑である。

②自由地盤表面での地震動を同じとする場合

自由地盤表面に対する天端の加速度周波数応答関数（前出，図－4.15）より、堤体の基本固有周波数での応答倍率 $A_{1.}$ およびこれを剛基礎モデルにおける基本固有周波数での応答倍率 A_0 で基準化した結果を表－4.15に示す。また、これより基本固有周波数での応答倍率の低減率をインピーダンス比との関係で示すと図－4.23となる。

ただし、インピーダンス比の算出は、堤体の平均的なせん断剛性率を等価線形化法における繰返し計算の結果から図－4.6のモデルのハッチで示した代表要素の平均値で評価して求めたもので、ここでは概略のインピーダンス比と言える。これより、応答倍率はインピーダンス比の低下に伴い大きくなり、その程度はほとんど堤体規模の影響を受けない。

また、各ダムごとの $\bar{a}_{max}$ の分布を図-4.24(1)~(3)に示す。これより、 $\bar{a}_{max}$ はインピーダンス比が小さくなる程大きくなるが、その程度はダム規模に依って若干異なる。また、円弧(1)と(2)の差はダム規模にもよるが約5~20%程度である。

図-4.25はダム高63mのモデルに対して、FLUSHで計算した場合の剛基礎モデル（等価逸散減衰定数 $h=0\%, 10\%, 20\%$ ）と堤体-地盤系モデルとの比較を示したものである。ただし、 $\bar{a}_{max}$ は円弧(1)と(2)の平均値とした。

また、図-4.26はQUAD-4による剛基礎モデル（等価逸散減衰定数 $h=10\%, 20\%$, Rayleigh減衰パラメータ $\alpha=0.8$ ）と堤体-地盤系モデルとの比較を示したものである。

どちらも、堤体-地盤系モデルにおける $\bar{a}_{max}$ に与えるインピーダンス比の影響の程度と剛基礎モデルにおける $\bar{a}_{max}$ に与える等価逸散減衰定数の影響の程度はほぼ対応しており、この傾向はダム規模に依っていない。

また、 $\bar{a}_{max}$ の分布形状は、堤体-地盤系モデル、剛基礎モデルとも高標高になるほど $\bar{a}_{max}$ の増加率は大きくなっている。しかし、剛基礎モデルでFLUSHを用いた場合とQUAD-4を用いた場合を比較すると、FLUSHを用いた場合では、堤体-地盤系モデルに比べ若干直線的である（例えば、中標高部で一致する場合を比較すると、剛基礎モデルの方が天端付近では小さく、かつ低標高部で大きくなる）のに対して、QUAD-4の場合は、堤体-地盤系モデルと $\bar{a}_{max}$ の分布形状がほぼ一致している。

4) 減衰の増大

②堤体-地盤系における地下逸散減衰量を剛基礎モデルとの比較から算定する。すなわち、等価逸散減衰量 h_e を考慮した剛基礎モデル（計算手法はQUAD-4を用い、レイレイ減衰パラメータ $\alpha=0.8$ とした）での基盤に対する天端の周波数応答関数のピーク値が、堤体-地盤モデルでの自由地盤表面に対する天端の周波数応答関数のピーク値に等しいときの等価逸散減衰量を評価する。各周波数応答関数の1次モードの応答倍率を表-4.16に示す。また、これより堤体-地盤系モデルの地下逸散減衰量を求めると図-4.27(1)~(3)の関係より図-4.28となる。

これより、等価逸散減衰量 h_e はほぼインピーダンス比 β に比例し、 $h_e=0.4\beta$ の関係となる。またこの関係は、ダム規模に依らない。

なお、本手法の地下逸散減衰量は、全モードについてのトータルでの地下逸散減衰量を1次モードの応答倍率に着目して算定したものであり、1次モードに対する地下逸散減衰量を求めたものではない。

4. 4 結 論

4. 4. 1 解析手法の違いによる地下逸散減衰量の取扱い

QUAD-4とFLUSHの減衰特性が解析結果に与える影響を比較した。その結果、応答倍率の周波数特性を比較的一致させるにはQUAD-4におけるパラメータ α を0.6とすれば良いことが分かった。しかし、堤体の挙動を等価逸散減衰定数を用いて剛基礎モデルで検討する場合にはQUAD-4（この場合 α を0.8とする）を使用し、基礎地盤を含んで地下逸散減衰量を考慮する場合は、地盤の波動逸散を考慮できるFLUSHを用いることが基本となる。また、両者において地下逸散減衰を規定するものは、剛基礎モデルでは等価逸散減衰定数、堤体－地盤系モデルでは地盤剛性であり、それらは互いに等価な関係にあると言える。しかし、FLUSHを用いた堤体－地盤系モデルで評価される地下逸散減衰量は最大加速度が大きな地震動ほど小さくなる傾向にあり、注意を要する。

4. 4. 2 モデルと入力動の関係

フィルダムの地震時の挙動を動的解析で再現する場合、入力地震の設定はモデルの設定とあわせて重要な問題である。すなわち、堤体の影響を受けた堤体底面での観測地震動を入力しようとする場合、入力地震動自体が既に地盤との動的相互作用を含んだものであるため、解析の対象は堤体のみとなる。このモデルはある意味では地盤との動的相互作用を考慮したものと言えるが、フィルダムは堤敷幅が広く、地震動の入力損失は堤体中央に近づくにつれて大きくなる。このため、入力する地震動が堤体底面のどの地点で観測されたかによって、応答は大きく異なる。この意味で、剛基礎モデルでの検討はよほど剛性の高い地盤でない限りあまり好ましいと言えない。

一方、堤体－地盤系モデルでは、モデル自体が動的相互作用を考慮したものであるため、入力地震動は堤体の影響を受けていない地点の地震動が必要となる。

また、地下逸散減衰量は設定した地盤物性によって一義的に決まるため、地盤物性の推定精度が重要となる。

実測との比較を伴わない解析においては、入力地震動に対してモデルの設定は自由と言える。従来は、堤体に比して地盤の剛性が比較的大きかったことと、設計上安全側をみて基礎を剛体と仮定することが多かった。しかし、近年基礎地盤の悪い所でもダム計画がなされるようになってきていることと、フィルダムは本来堤敷幅の広い構造物であるため、基礎地盤の影響を非常に受け易いことから、今後は基礎の物性値が得られている限り、基礎を取り込んで解析を行うのが適切と考えられる。ただし、設定した地盤剛性から評価される地下逸散減衰量がどれくらいであるかは各手法ごとに検証しておく必要があり、これは実測との再現計算においても同様である。

4. 4. 3 モデルダムによるフィルダムと地盤との動的相互作用の検討

堤体—地盤系モデル系のモデルダムによるパラメータスタディによって、フィルダムと地盤との動的相互作用効果について検討した。ただし、入力地震動の条件として、①入力基盤での入力動を同じとした場合、②自由地盤表面での入力動を同じとした場合、の2ケースを設定した。

・固有周波数の変化；①の場合、連成系における堤体の固有周波数は、地盤との動的相互作用によって小さくなり、その減少率は堤体単独の固有周波数と地盤単独の固有周波数が近づくほど大きくなる。また、ダム規模が大きいほどその傾向が強い。

一方、②の場合、堤体の固有周波数に変化はみられない。

・地震動の入力レベルの低減；①②とも、堤体と地盤とのインピーダンス比の増加に伴い、入力レベルの低減は大きくなり、特に堤体の固有周波数での低減が顕著である。また、ダム規模の影響としては、堤体の初期せん断剛性率をダム規模によらず同じとした場合、入力レベルの低減はダム規模に依らないが、ダム規模ごとに拘束圧の依存性を考慮し、初期せん断剛性率をダム規模ごとに変えると、ダム規模が大きくなるほど入力レベルの低減は大きくなる。すなわち、このことは入力レベルの低減はダムの質量効果には関係なく、単にインピーダンス比に左右されることを示している。

・逸散減衰量の増大；②の場合において、等価逸散減衰量を考慮した剛基礎モデルとの比較から堤体—地盤系モデルにおいて評価される地下逸散減衰量 h_r を算定した。その結果、天端での応答に着目すると、ほぼ $h_r = 0.4\beta$ (β ：インピーダンス比) の関係となった。

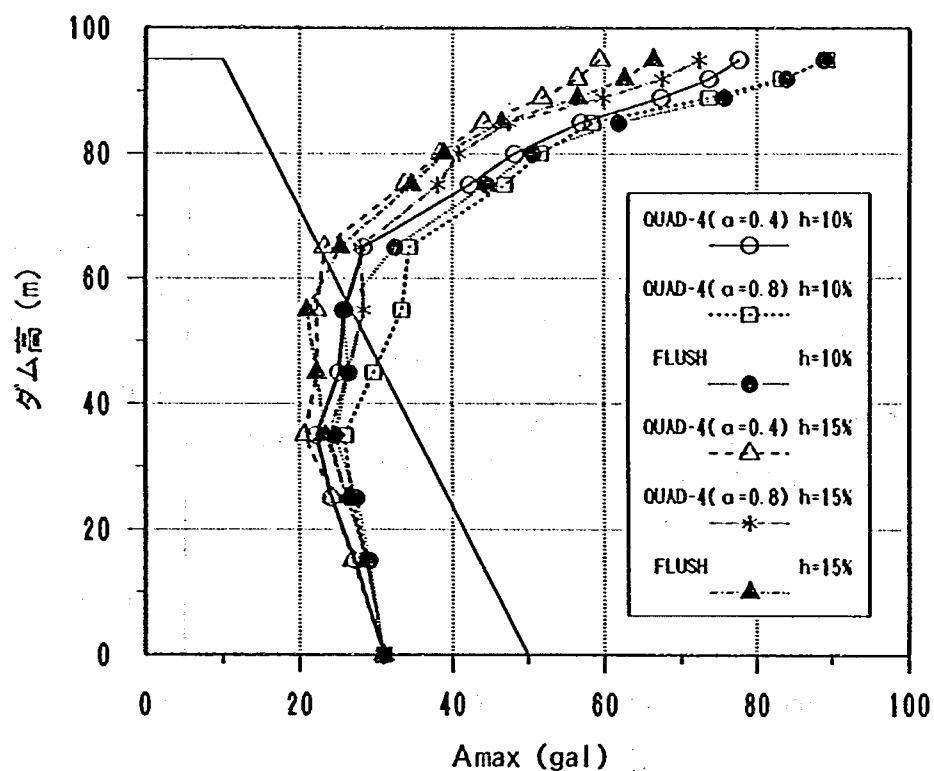


図-4.1(1a) ダム軸最大応答加速度分布
(伊豆半島沖地震, 水平動)

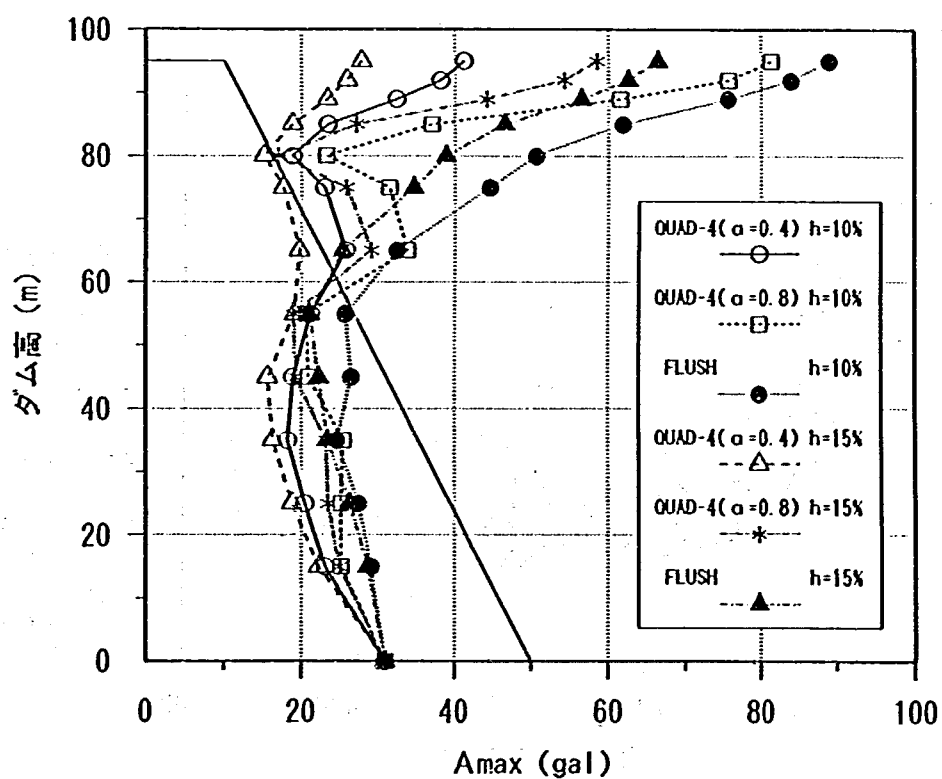


図-4.1(1b) ダム軸最大応答加速度分布
(山梨県東部地震, 水平動)

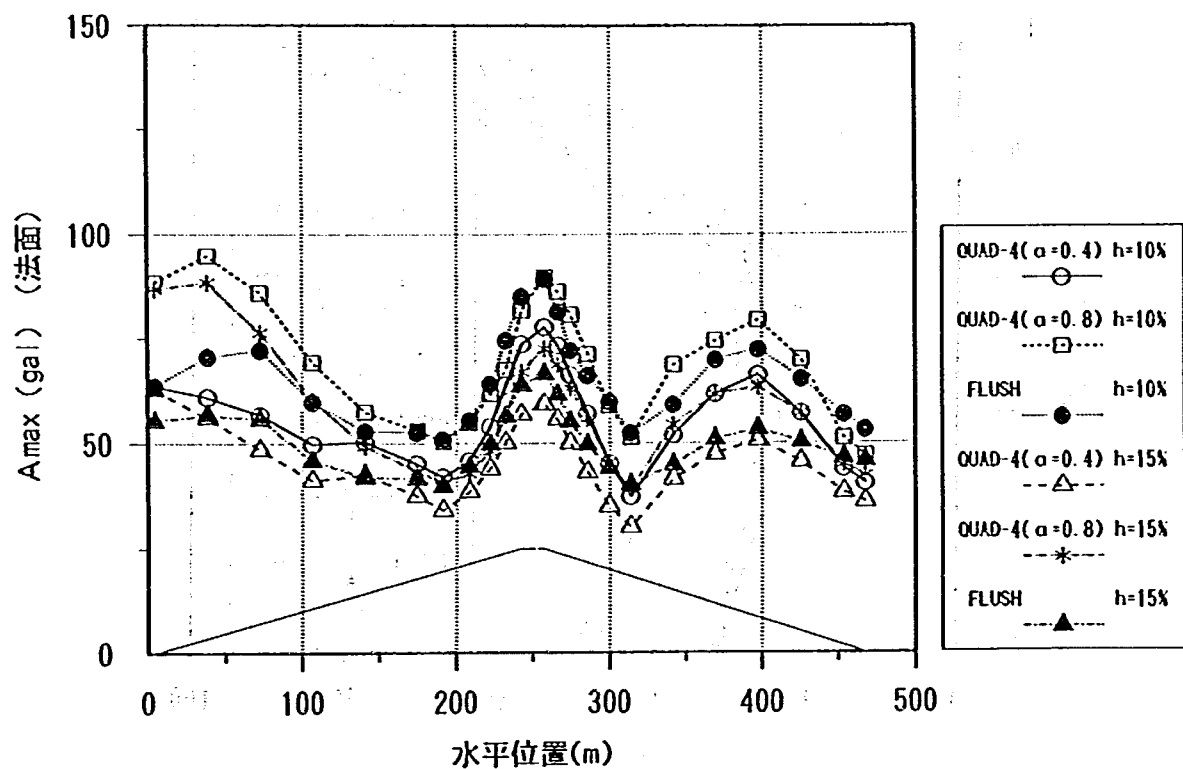


図-4.1(2a) 法面最大応答加速度分布
(伊豆半島沖地震、水平動)

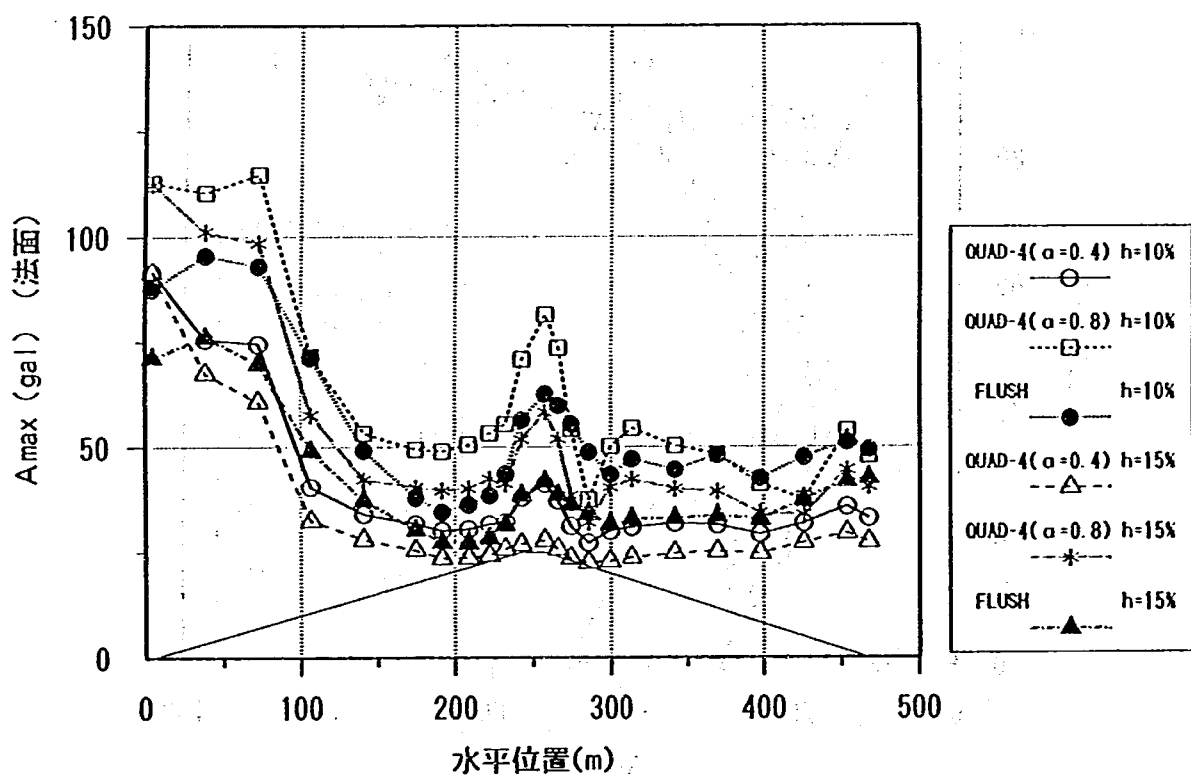


図-4.1(2b) 法面最大応答加速度分布
(山梨県東部地震、水平動)

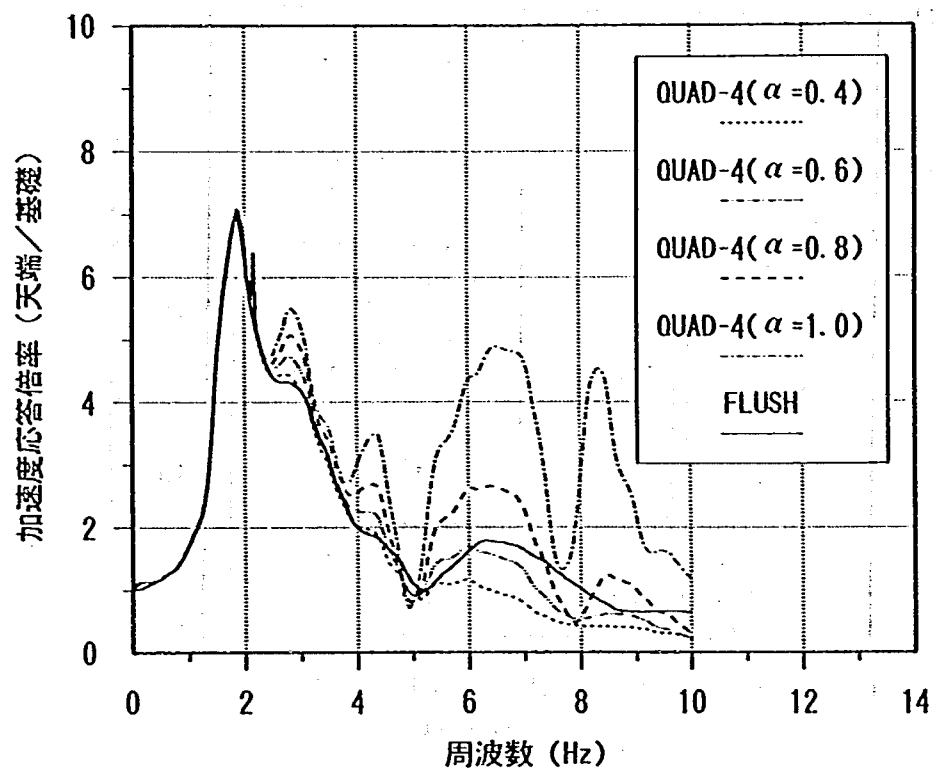


図-4.2 天端と基礎の周波数応答関数
(伊豆半島沖地震, 等価逸散減衰定数10%)

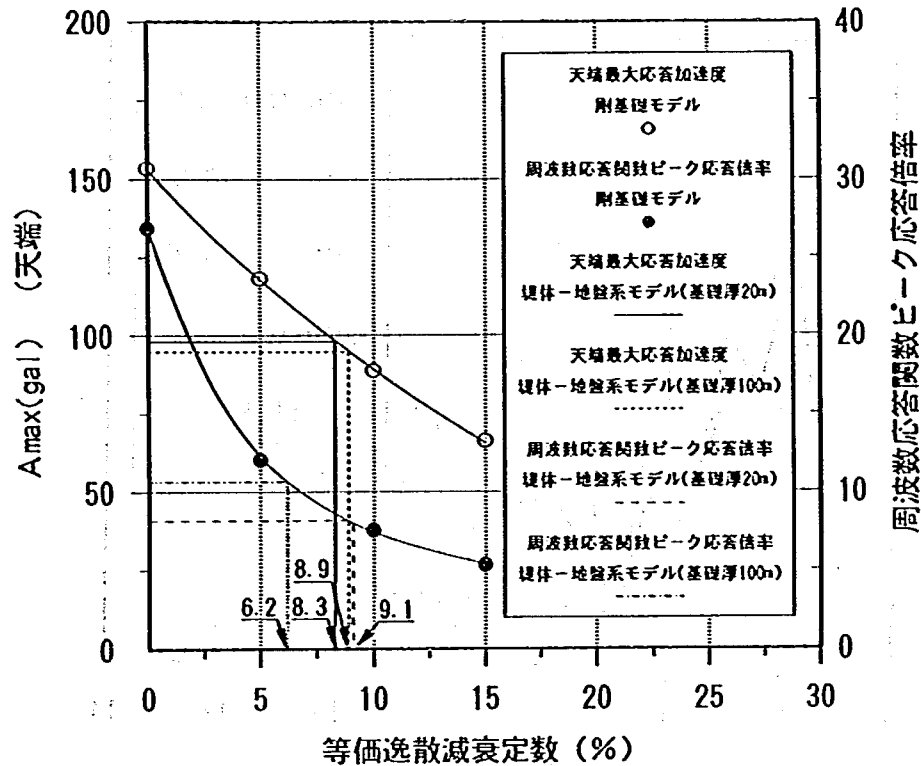


図-4.3(1) 堤体-地盤系モデルの等価逸散減衰定数の算定 (伊豆半島沖地震)

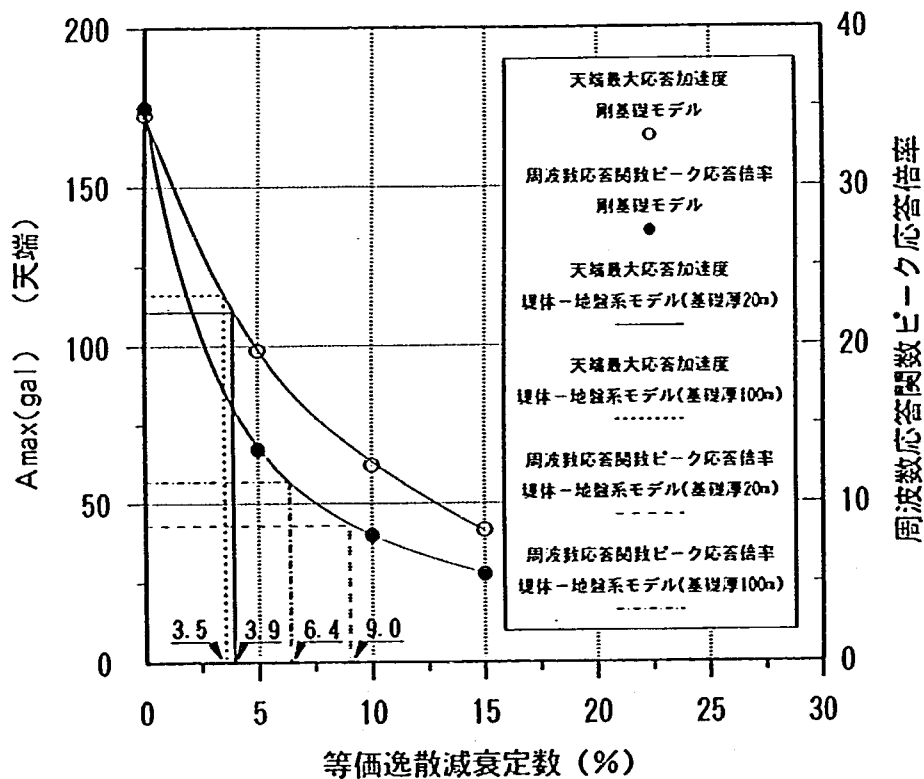


図-4.3(2) 堤体-地盤系モデルの等価逸散減衰定数の算定 (山梨県東部地震)

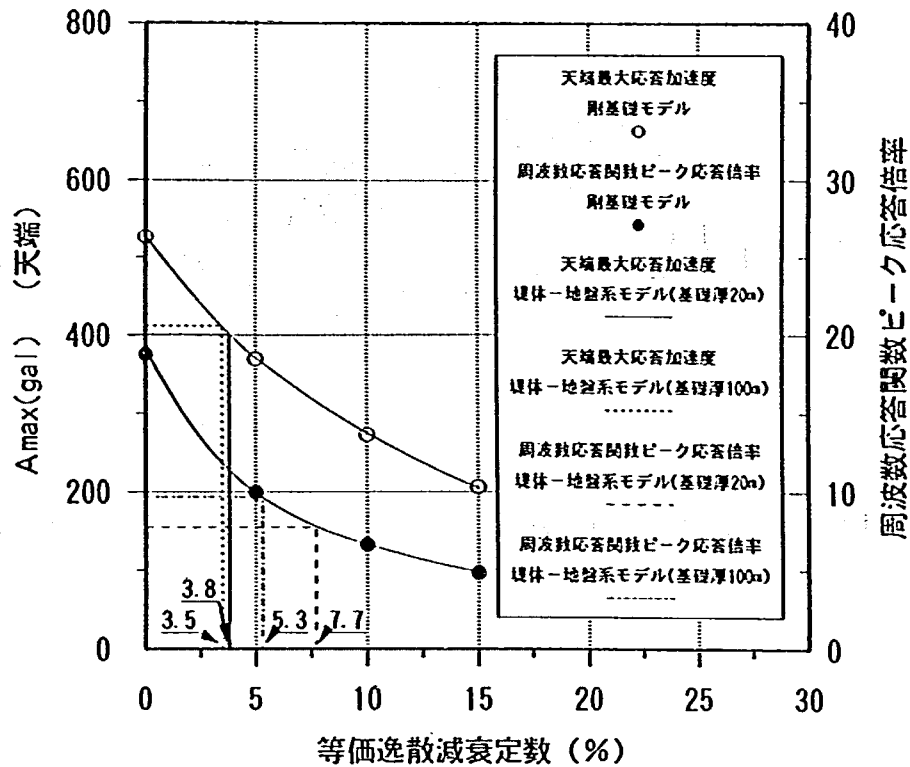


図-4.3(3) 堤体-地盤系モデルの等価逸散減衰定数の算定 (神奈川県西部地震)

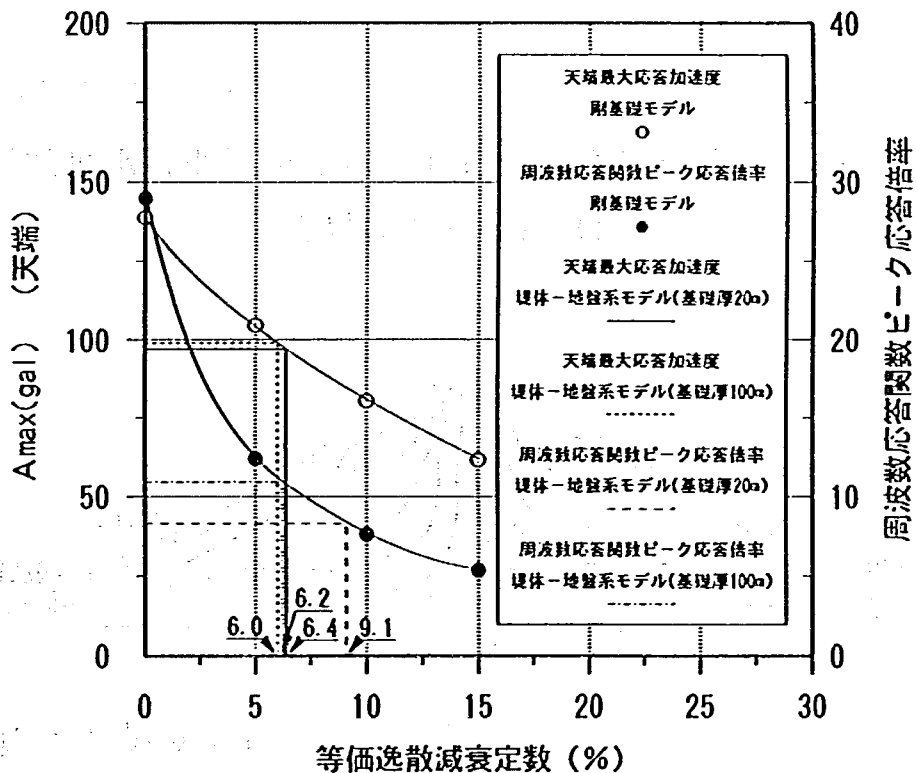


図-4.3(4) 堤体-地盤系モデルの等価逸散減衰定数の算定 (箱根地震)

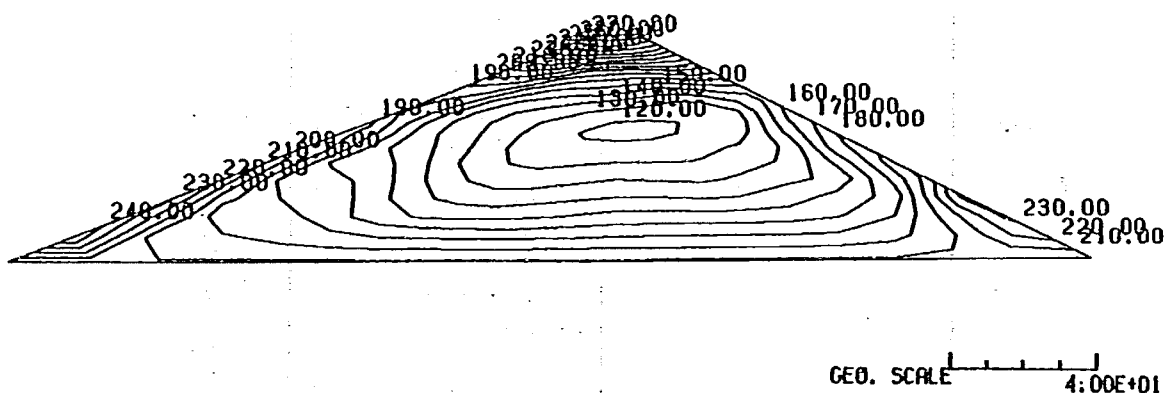


図-4.4(1) 最大加速度の分布（剛基礎モデル，水平加速度）

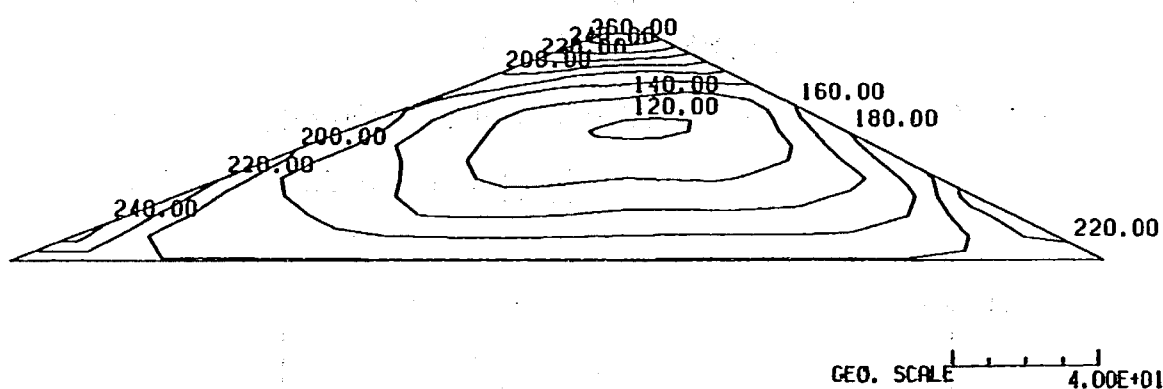


図-4.4(1)' 最大加速度の分布（剛基礎モデル，水平加速度）
〔20galピッチの場合〕

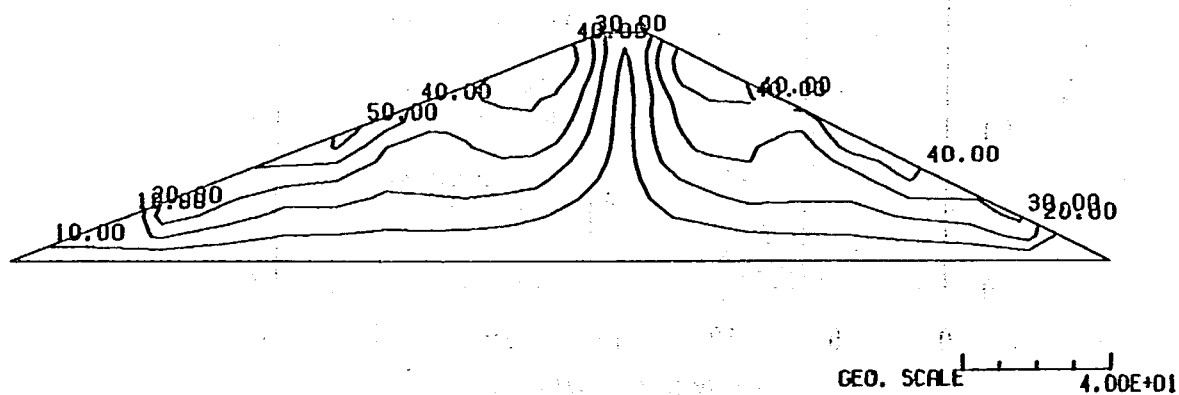
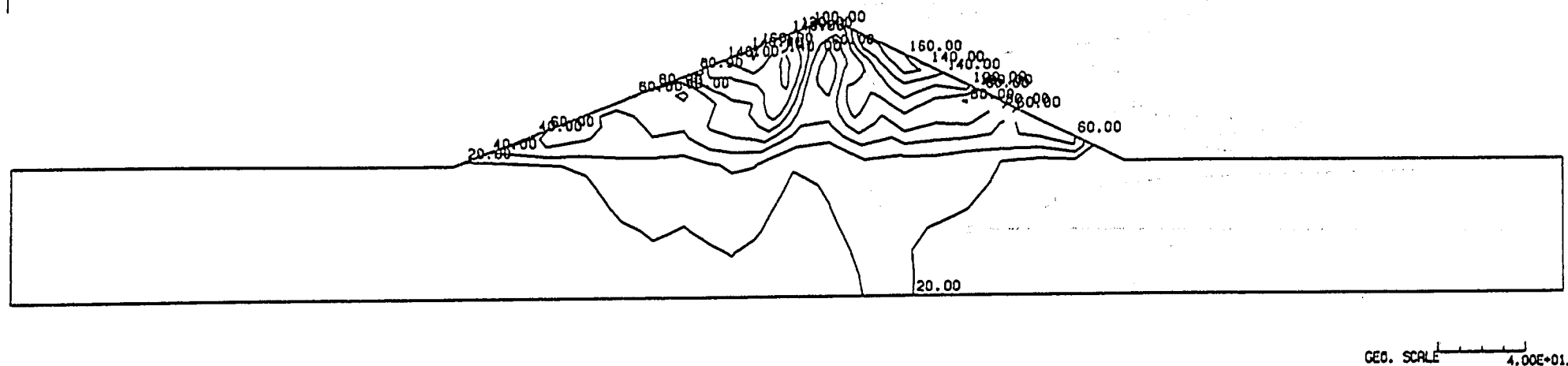
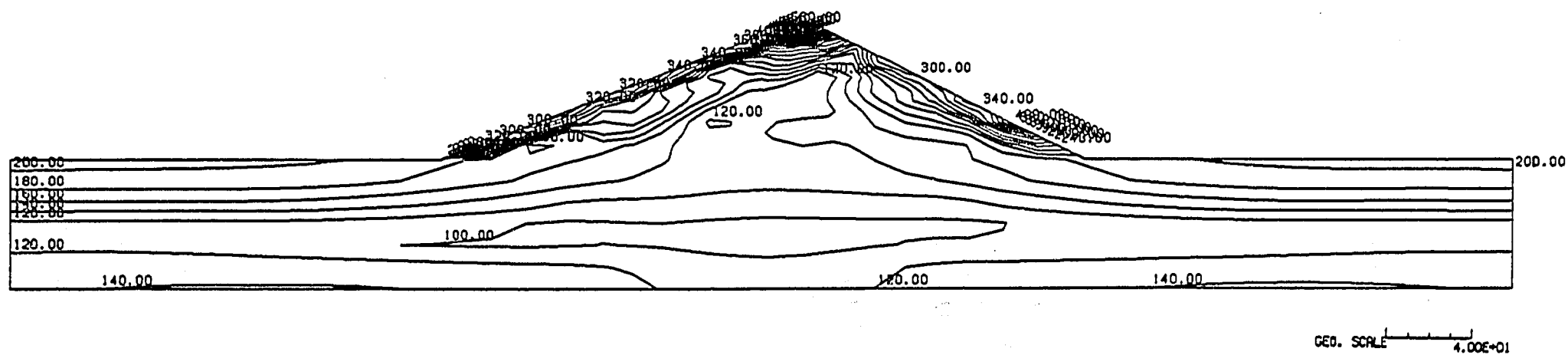


図-4.4(2) 最大加速度の分布（剛基礎モデル，鉛直加速度）



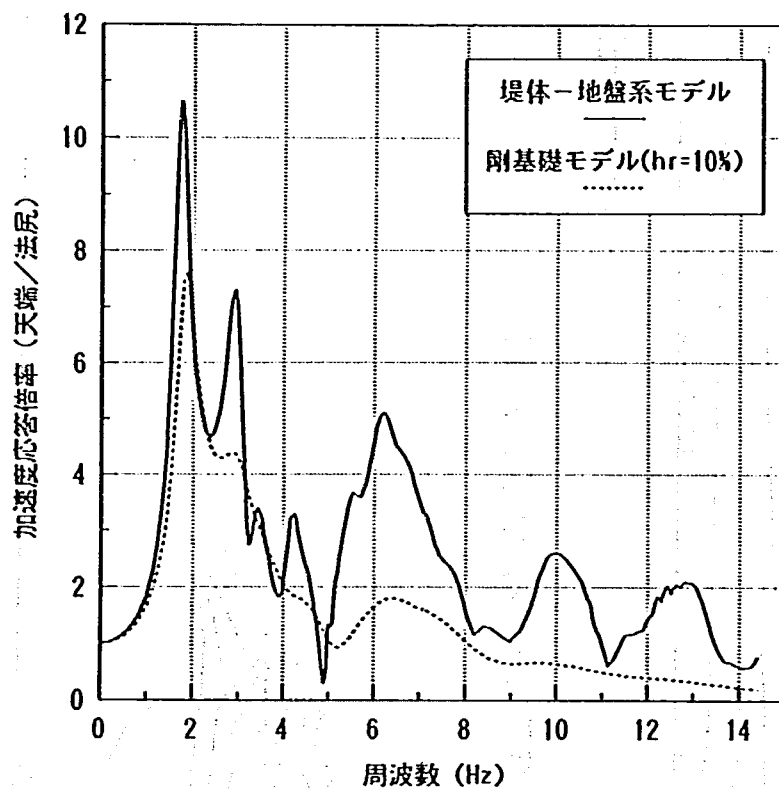


図-4.5 天端／法尻の周波数応答関数
(伊豆半島沖地震)

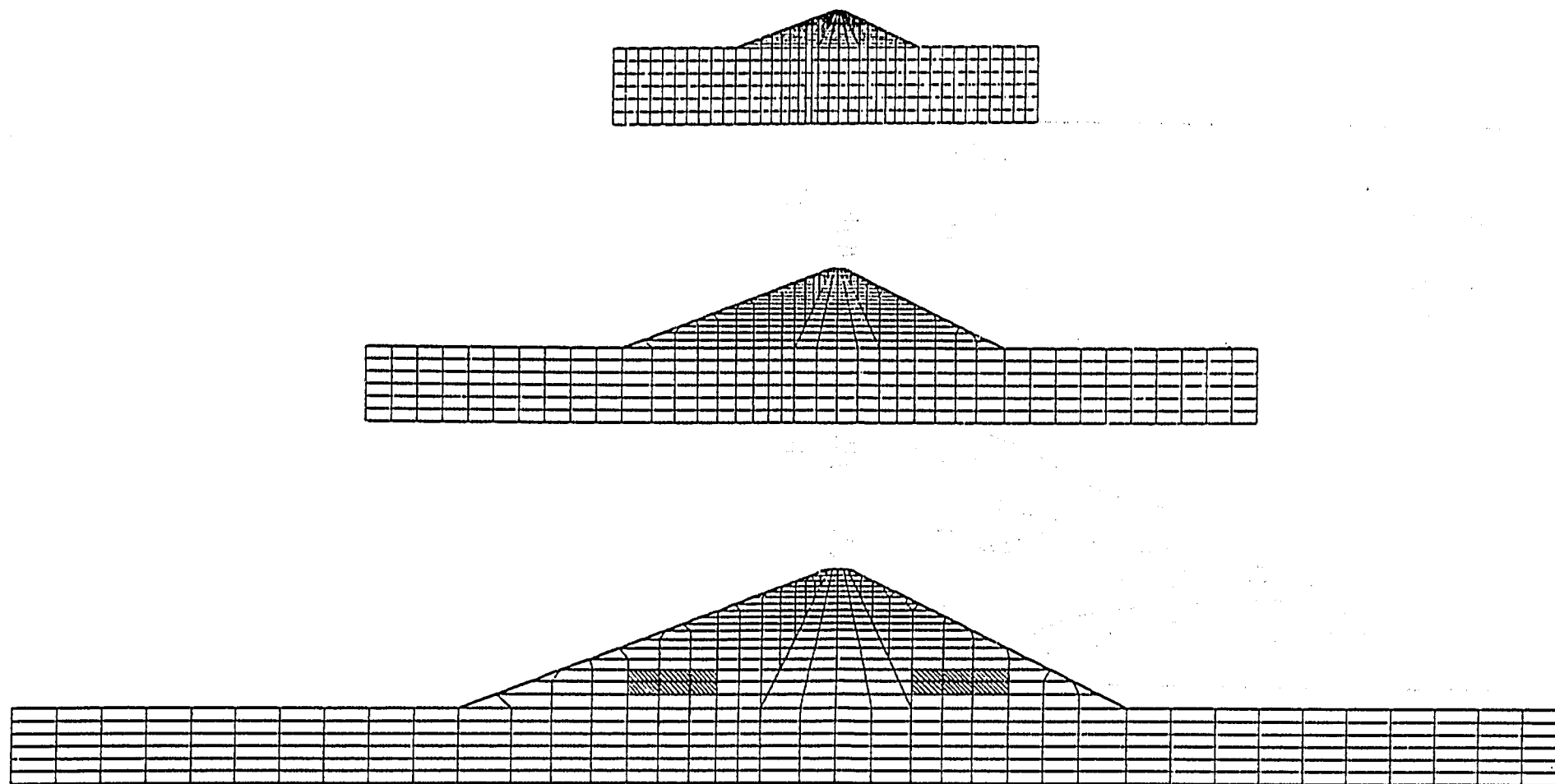


図-4.6 モデル図

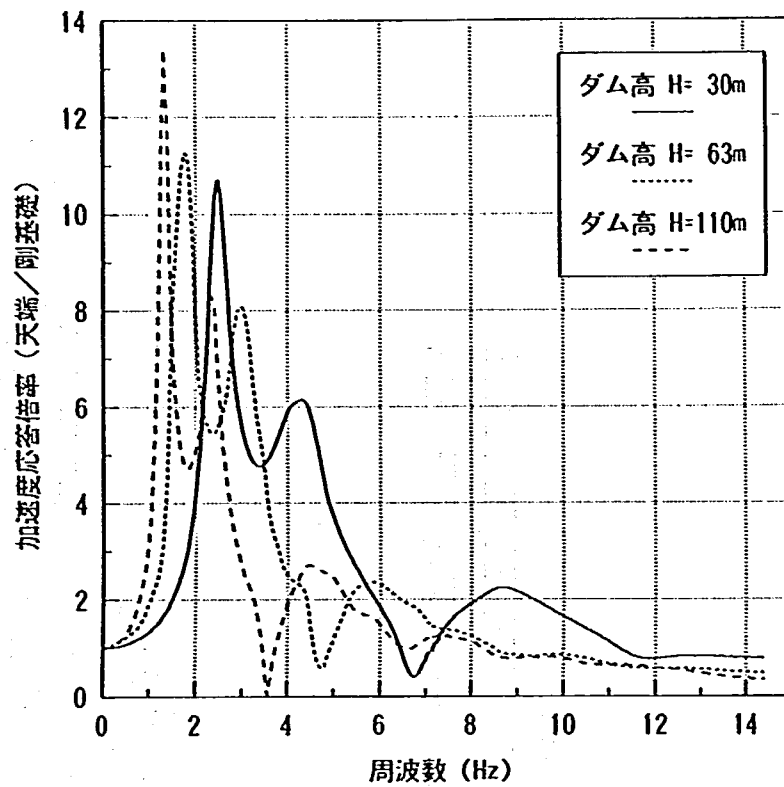


図-4.7 天端／剛基礎のスペクトル比
逸散減衰 $h = 0\%$ (伊豆半島沖地震)

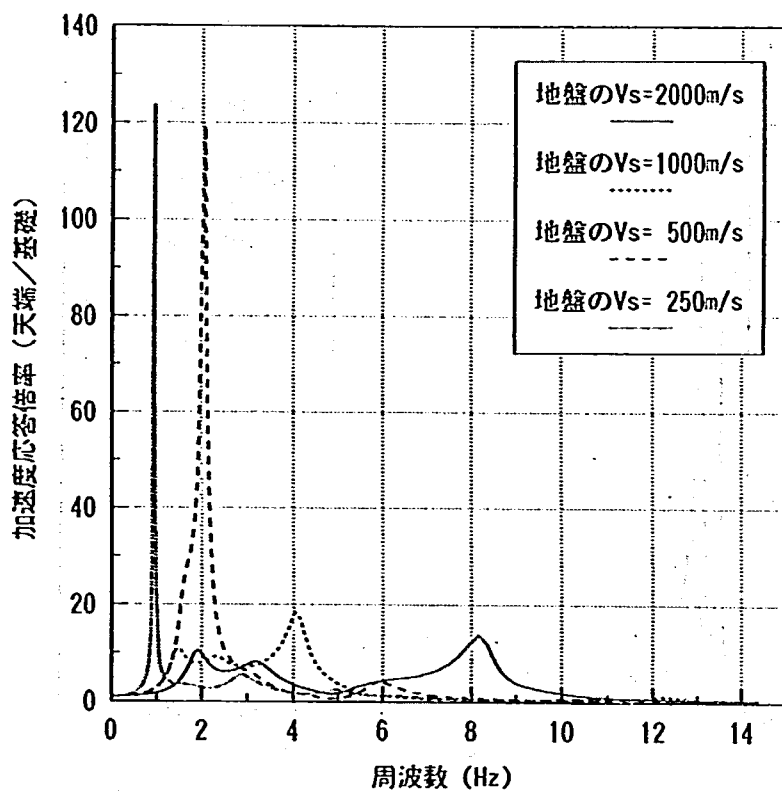


図-4.8(1) 天端／基礎のスペクトル比
ダム高 $H=30\text{ m}$ (伊豆半島沖地震)

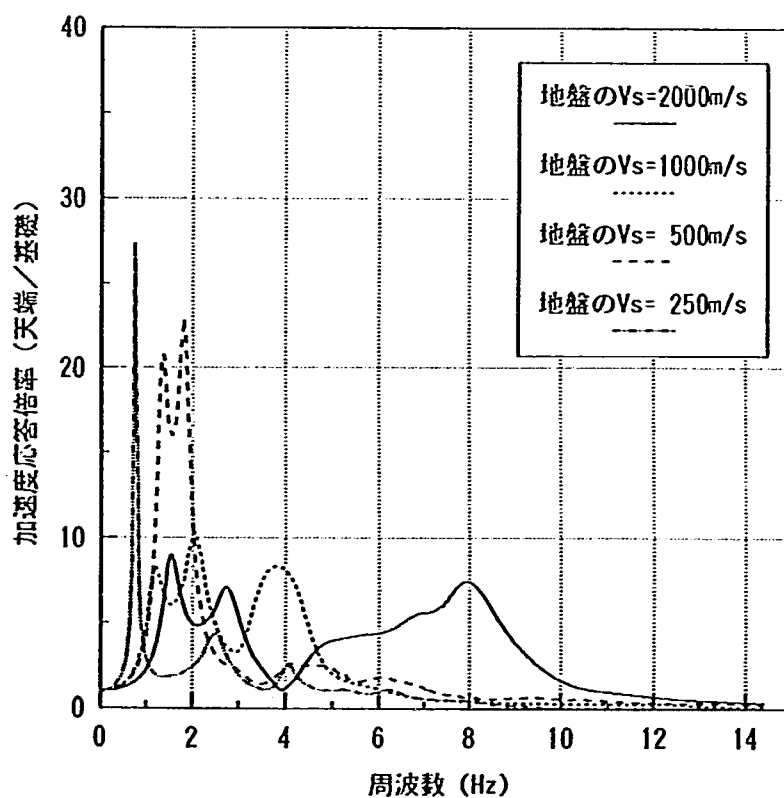


図-4.8(2) 天端／基礎のスペクトル比
ダム高 $H=63\text{ m}$ (伊豆半島沖地震)

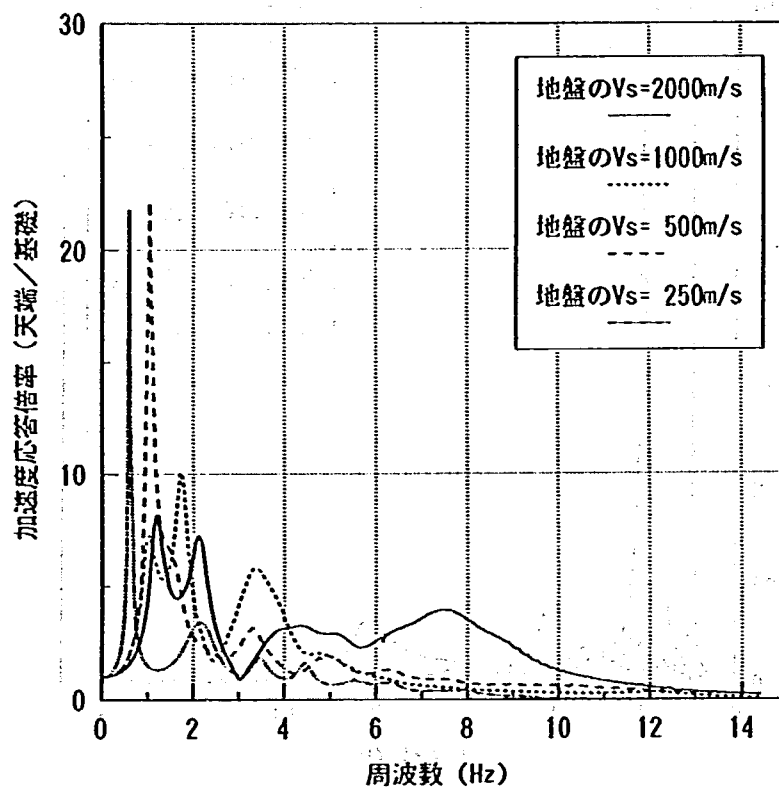


図-4.8(3) 天端／基盤のスペクトル比

ダム高 $H = 110 \text{ m}$ (伊豆半島沖地震)

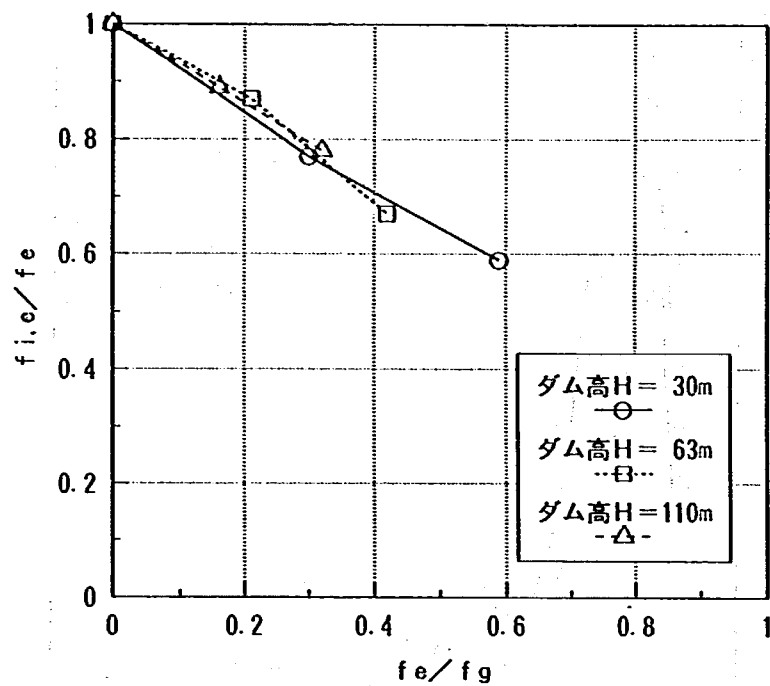


図-4.9 全体系における堤体の固有周波数の変化
伊豆半島沖地震（基盤0.2g）

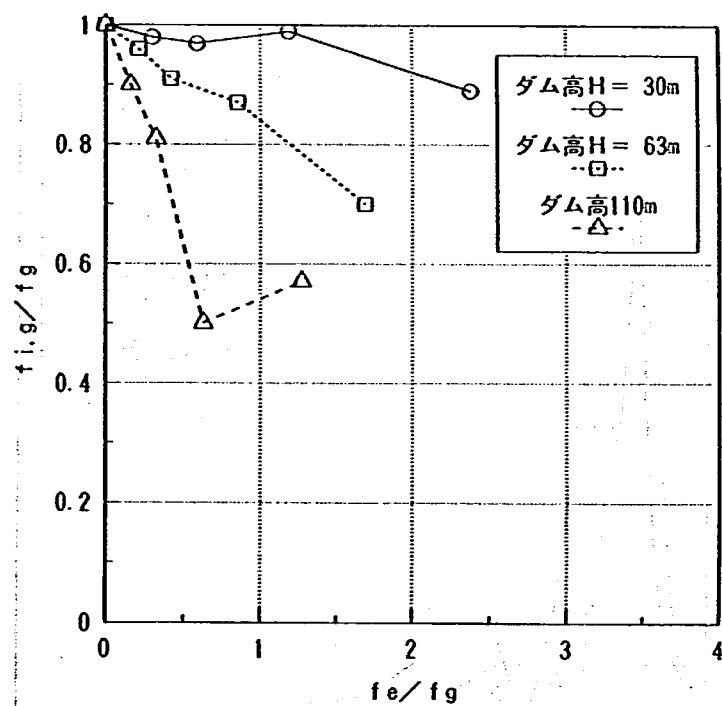


図-4.10 全体系における地盤の固有周波数の変化
伊豆半島沖地震（基盤0.2g）

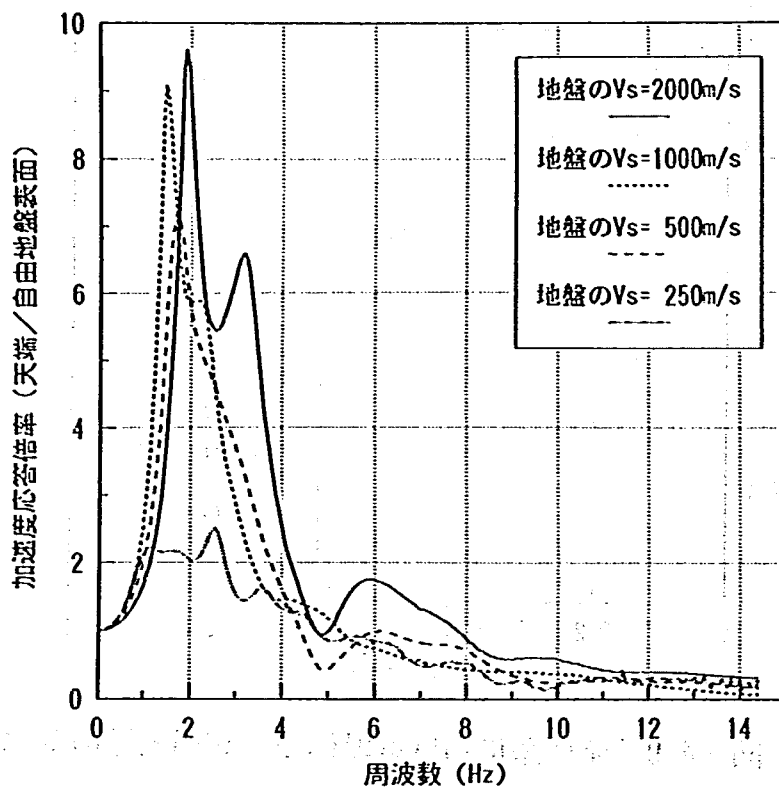


図-4.11(1) 天端／自由地盤表面のスペクトル比
ダム高 $H = 30$ m (伊豆半島沖地震)

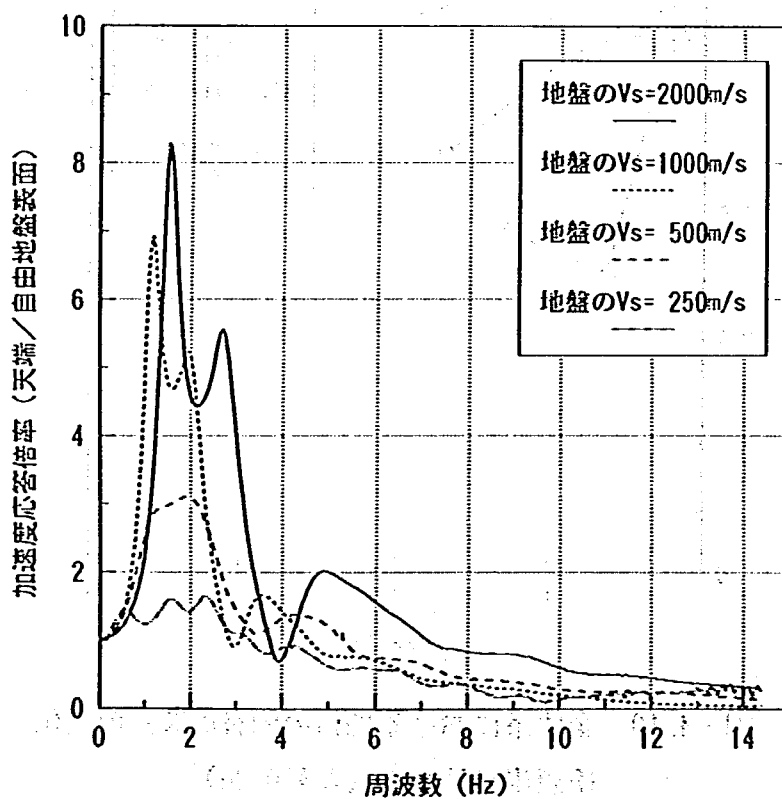


図-4.11(2) 天端／自由地盤表面のスペクトル比
ダム高 $H = 63$ m (伊豆半島沖地震)

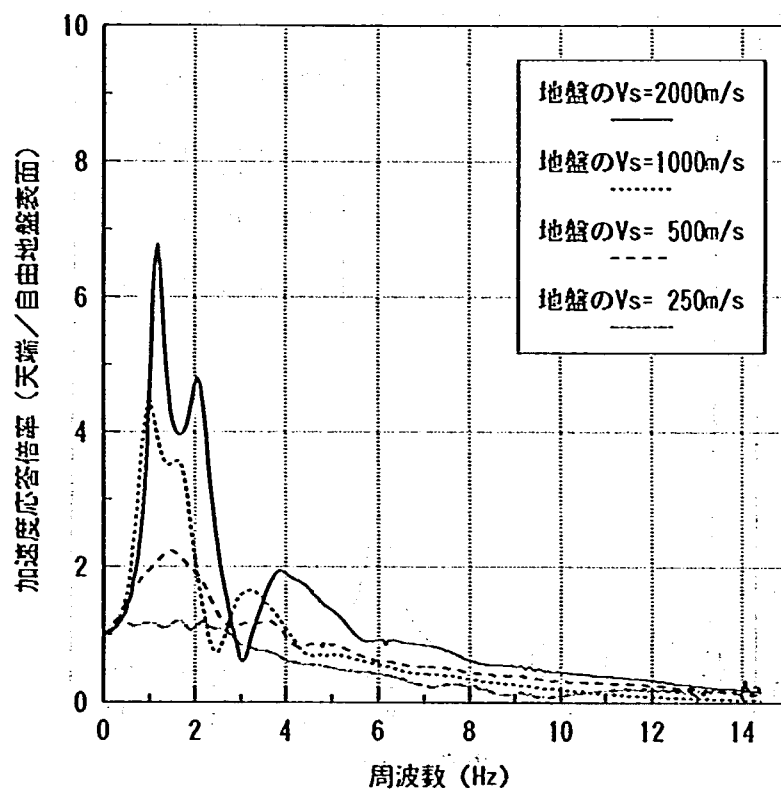


図-4.11(3) 天端／自由地盤表面のスペクトル比
ダム高 $H = 110 \text{ m}$ (伊豆半島沖地震)

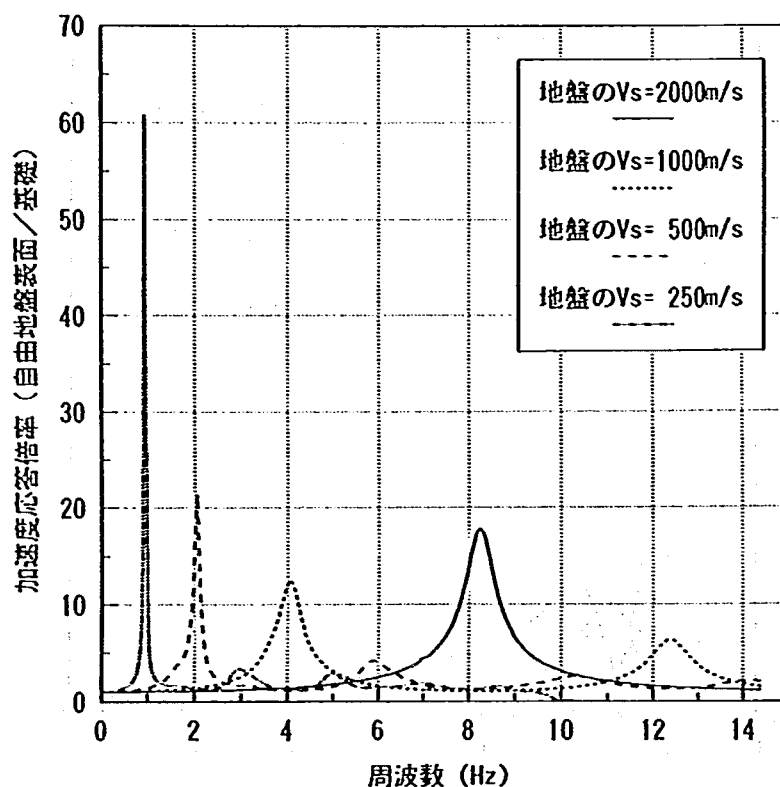


図-4.12(1) 自由地盤表面／基盤のスペクトル比
ダムH=高30m (伊豆半島沖地震) 基盤 0.2g

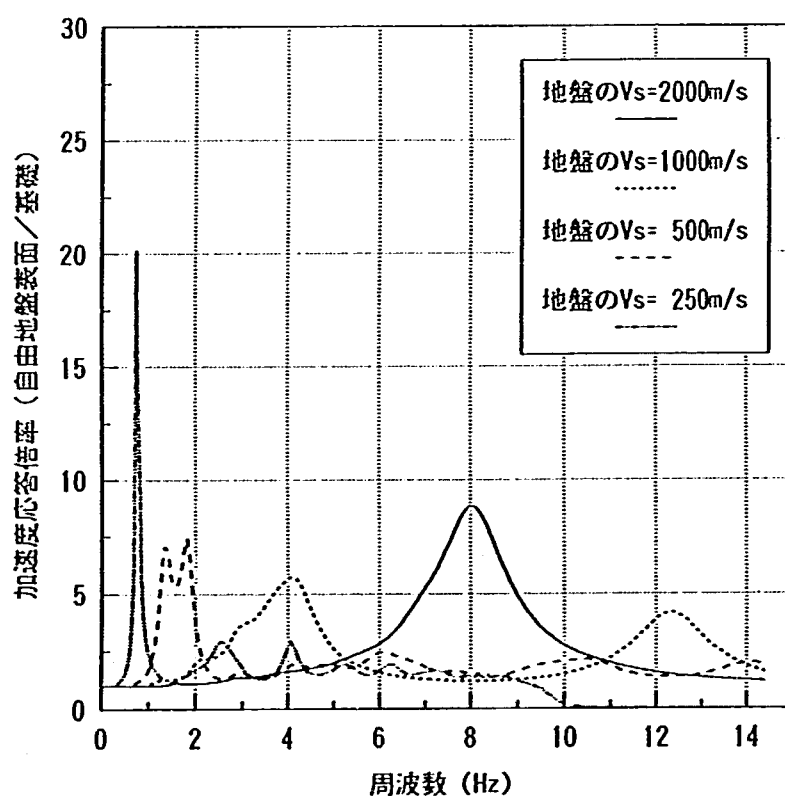


図-4.12(2) 自由地盤表面／基盤のスペクトル比
ダムH=高63m (伊豆半島沖地震)

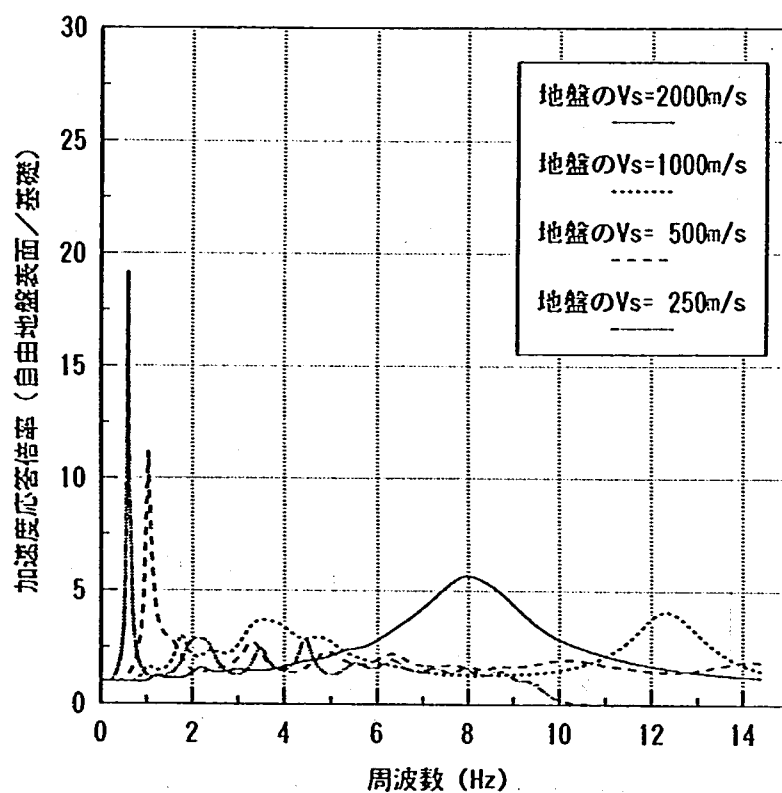


図-4.12(3) 自由地盤表面／基盤のスペクトル比

ダムH=高110m(伊豆半島沖地震) 基盤 0.2g

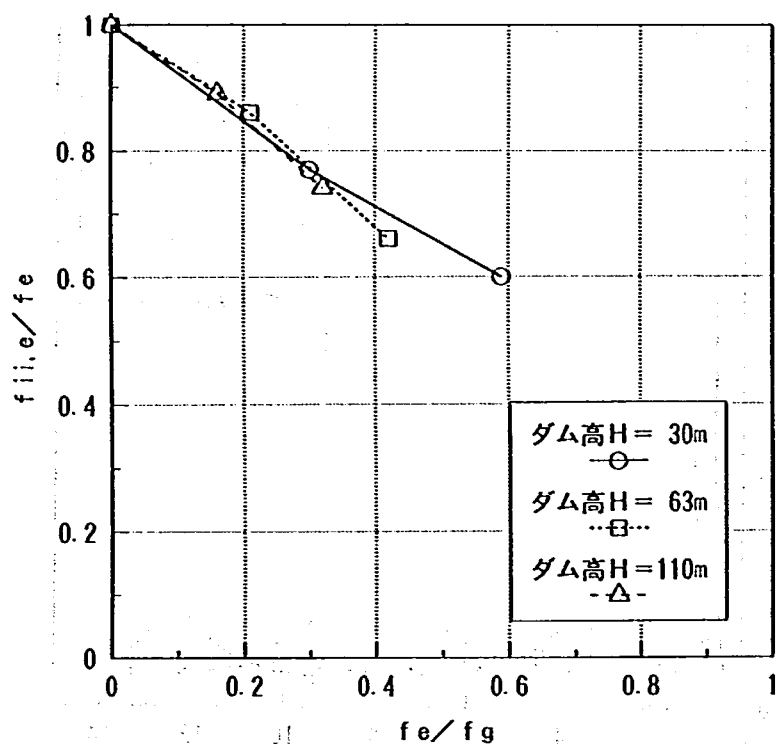


図-4.13 堤体の基本固有周波数の変化
伊豆半島沖地震（基盤0.2g）

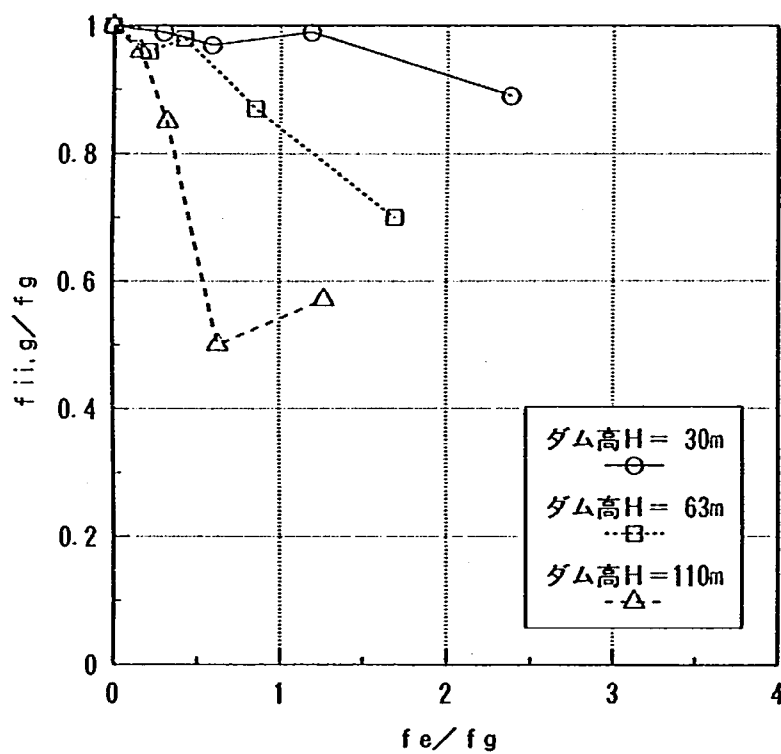


図-4.14 地盤の基本固有周波数の変化
伊豆半島沖地震（基盤0.2g）

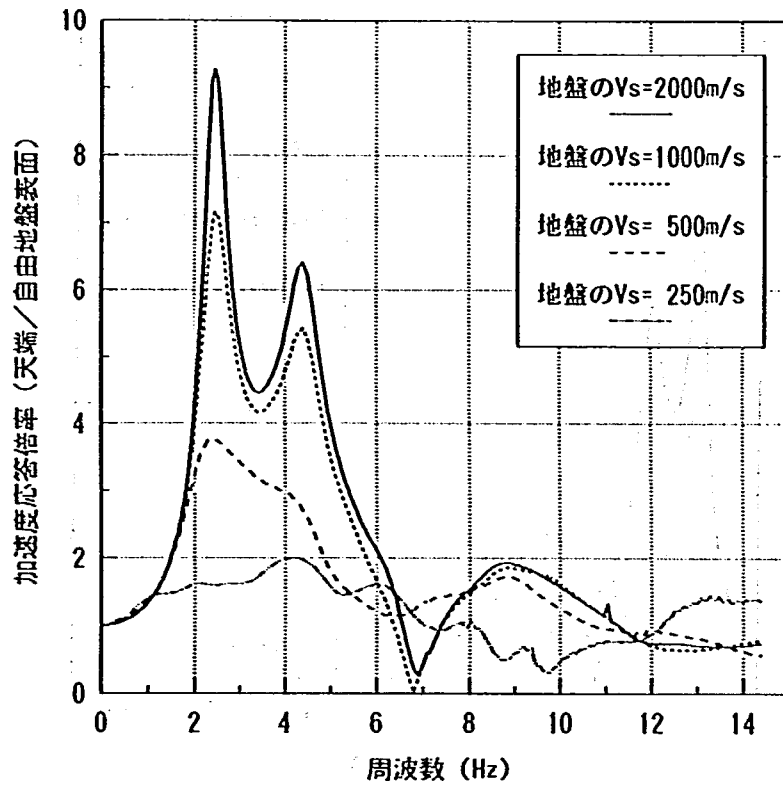


図-4.15(1) 天端／自由地盤表面のスペクトル比
ダム高 $H=30\text{ m}$ (伊豆半島沖地震)

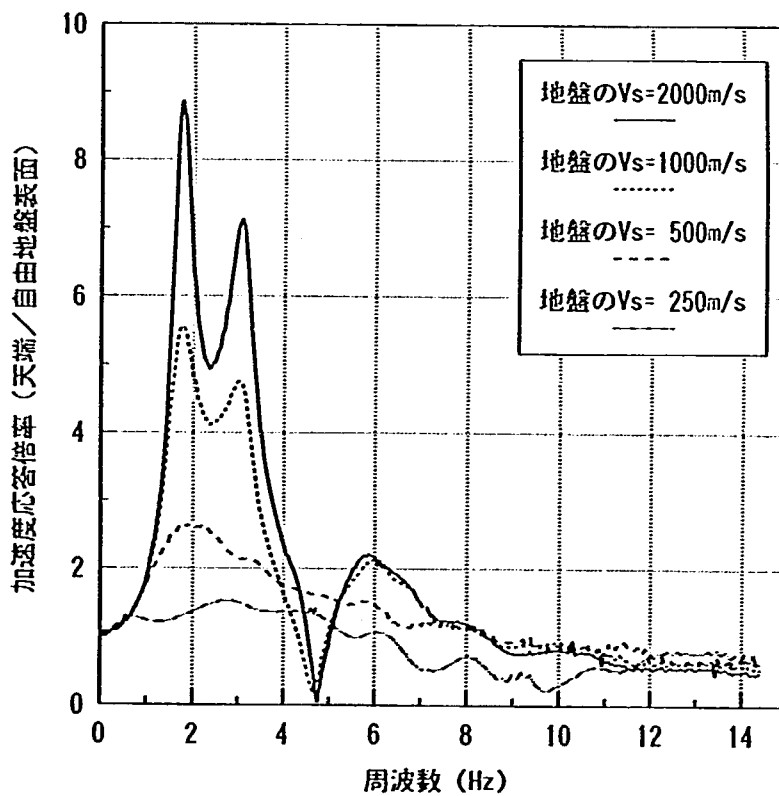


図-4.15(2) 天端／自由地盤表面のスペクトル比
ダム高 $H=63\text{ m}$ (伊豆半島沖地震)

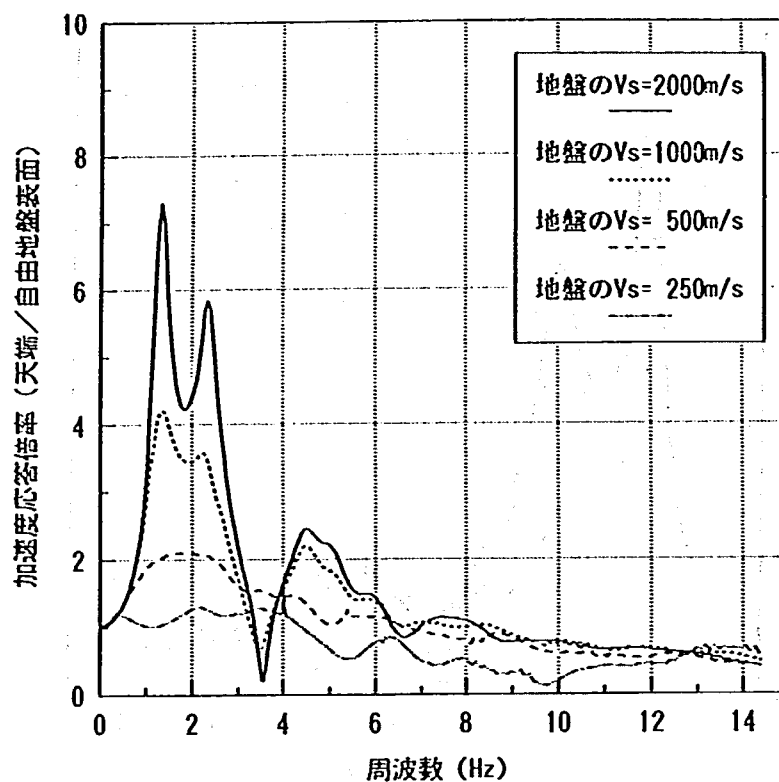


図-4.15(3) 天端／自由地盤表面のスペクトル比
ダム高 $H=110\text{m}$ (伊豆半島沖地震)

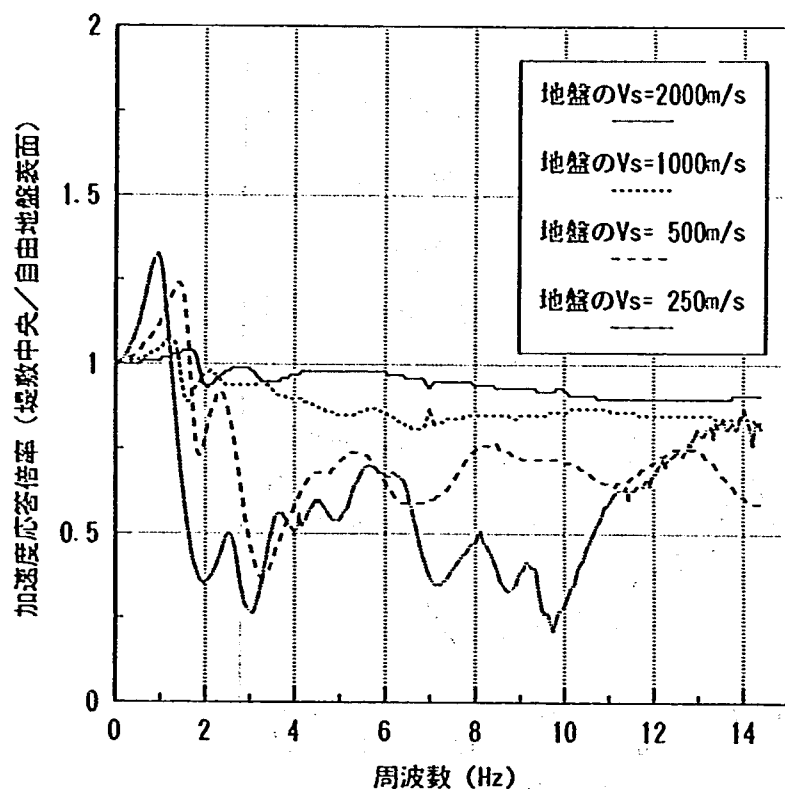


図-4. 16(1) 堤敷中央/自由地盤表面のスペクトル比
ダム高 $H=30\text{ m}$ (伊豆半島沖地震) 基盤 $0.2g$

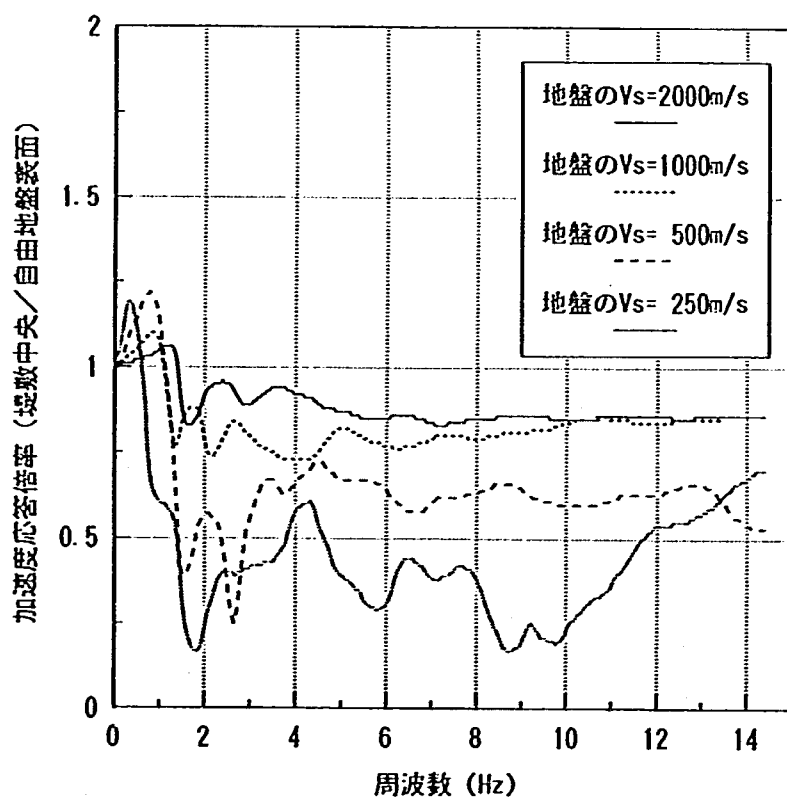


図-4. 16(2) 堤敷中央/自由地盤表面のスペクトル比
ダム高 $H=63\text{ m}$ (伊豆半島沖地震) 基盤 $0.2g$

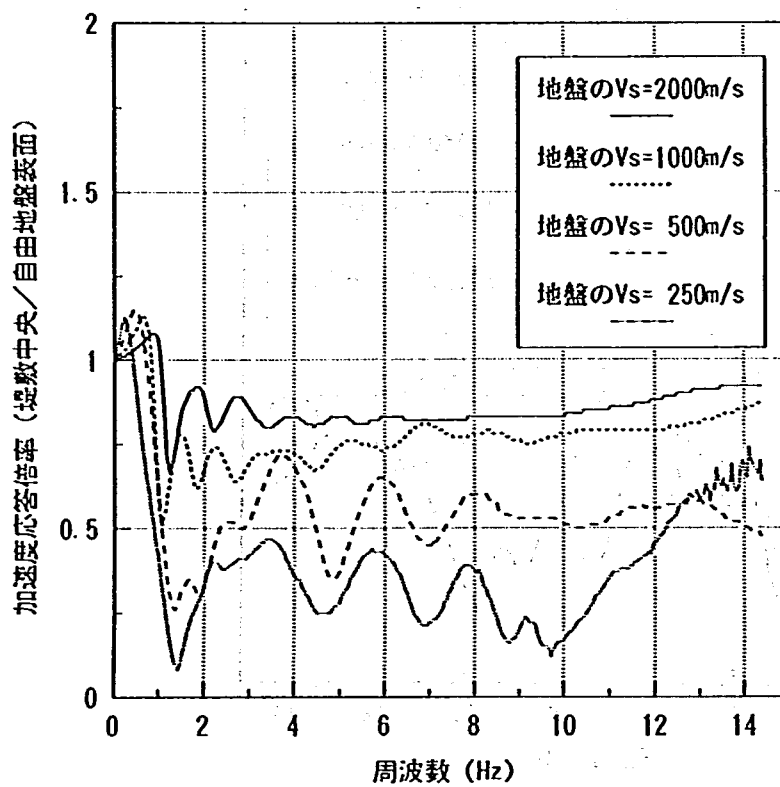


図-4.16(3) 堤敷中央/自由地盤表面のスペクトル比
ダム高 $H=110\text{m}$ (伊豆半島沖地震) 基盤 $0.2g$

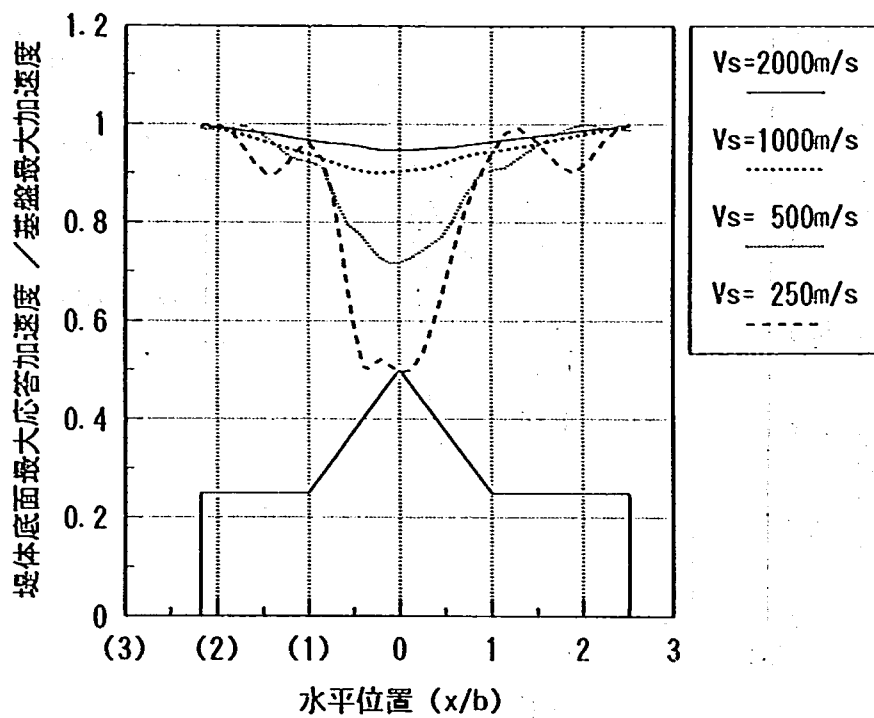


図-4. 17(1) 堤体底面レベルの最大応答加速度比
ダム高 $H=30\text{m}$ 基盤 $0.2g$

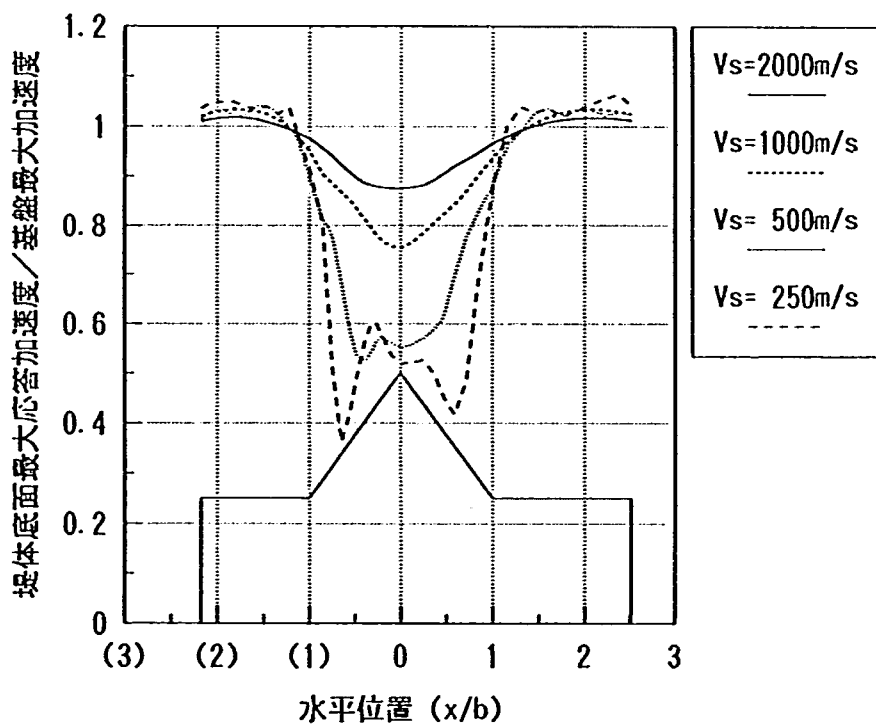


図-4. 17(2) 堤体底面レベルの最大応答加速度比
ダム高 $H=63\text{m}$ 基盤 $0.2g$

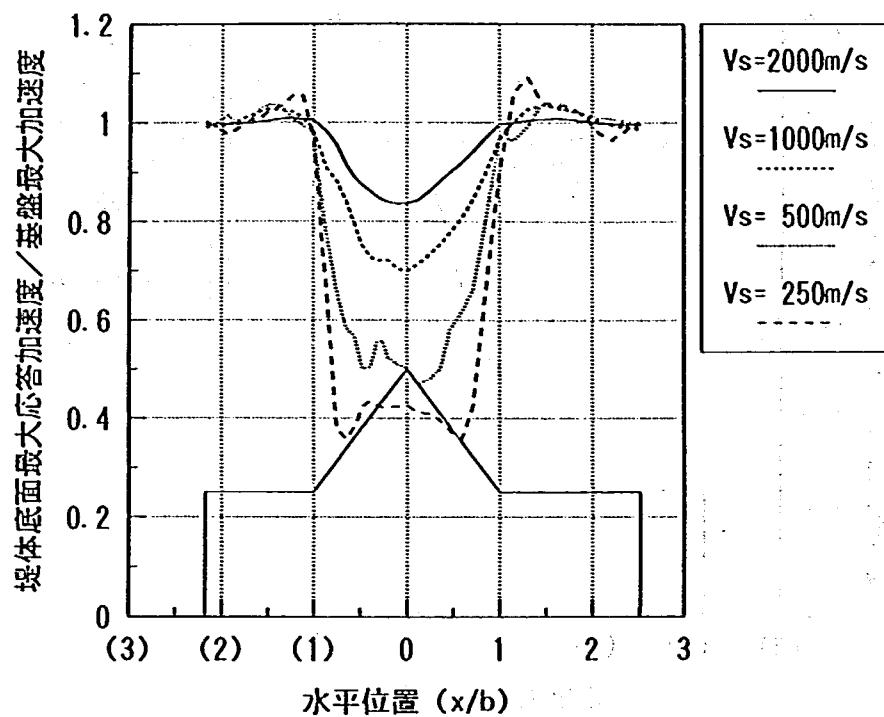


図-4.17(3) 堤体底面レベルの最大応答加速度比

ダム高 $H=110\text{m}$ 基盤 $0.2g$

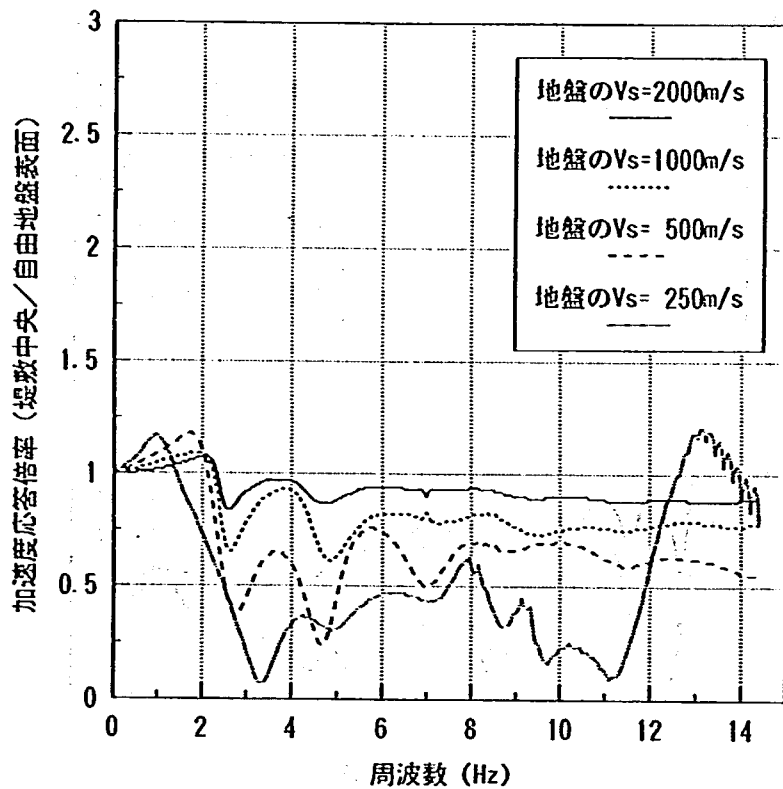


図-4.18(1) 堤敷中央／自由地盤表面のスペクトル比
ダム高 $H = 30$ m (伊豆半島沖地震)

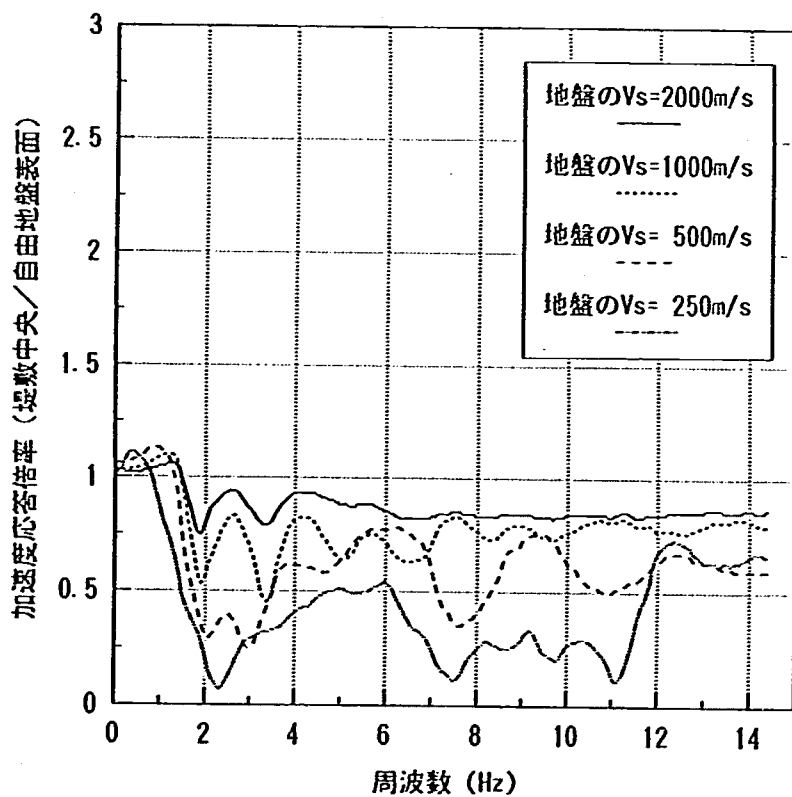


図-4.18(2) 堤敷中央／自由地盤表面のスペクトル比
ダム高 $H = 63$ m (伊豆半島沖地震)

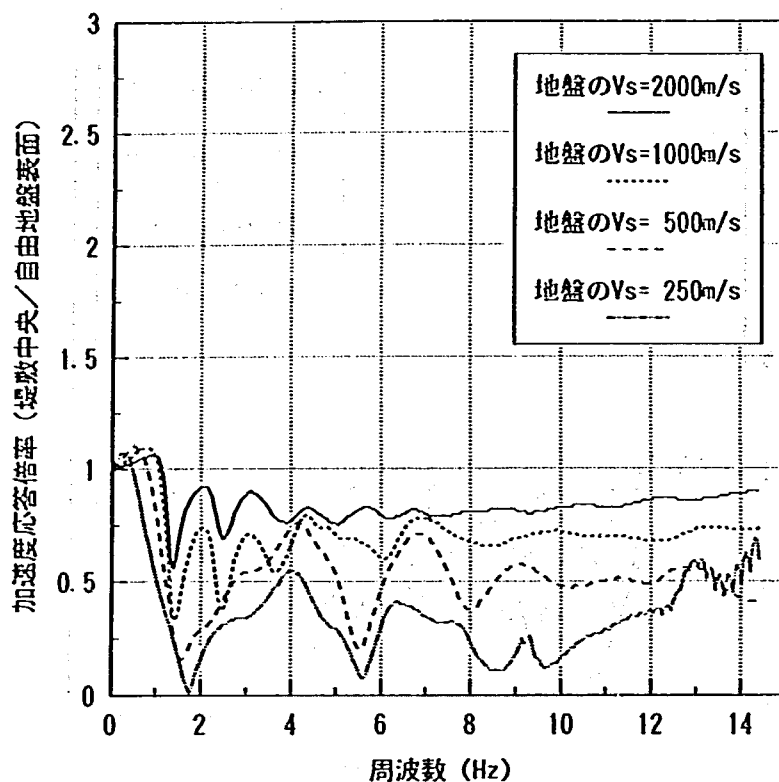


図-4.18(3) 堤敷中央／自由地盤表面のスペクトル比
ダム高 $H=110$ m (伊豆半島沖地震)

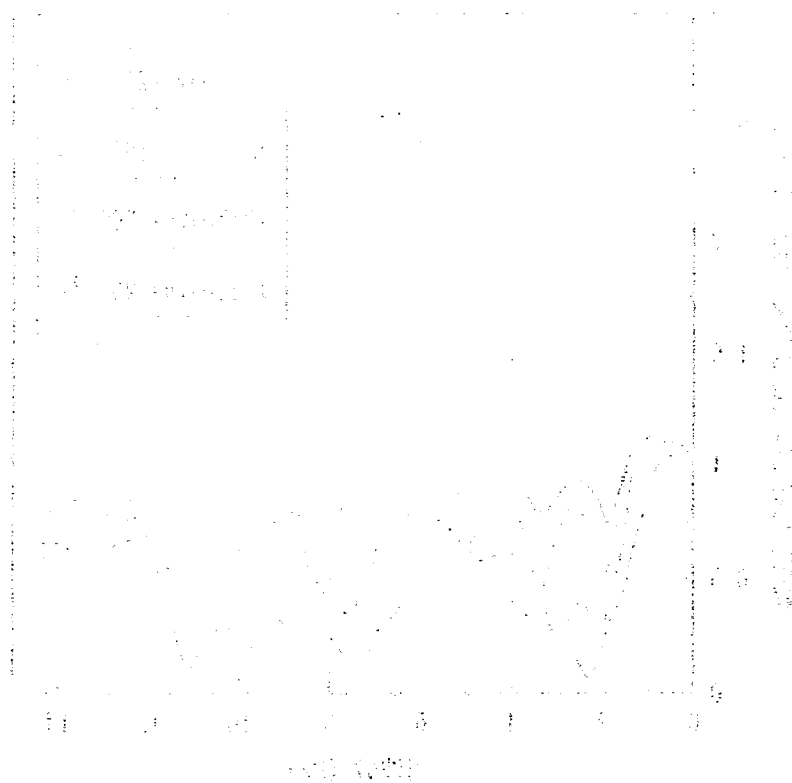


図-4.18(4) 堤敷中央／自由地盤表面のスペクトル比
ダム高 $H=110$ m (伊豆半島沖地震)

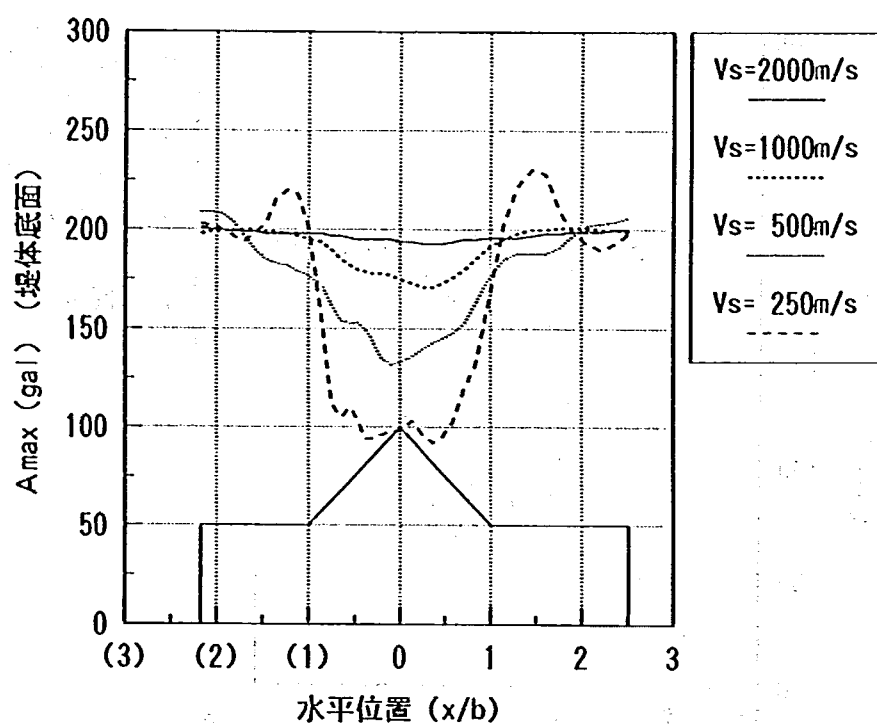


図-4.19(1) 堤体底面レベルの最大応答加速度
ダム高 $H = 30\text{ m}$

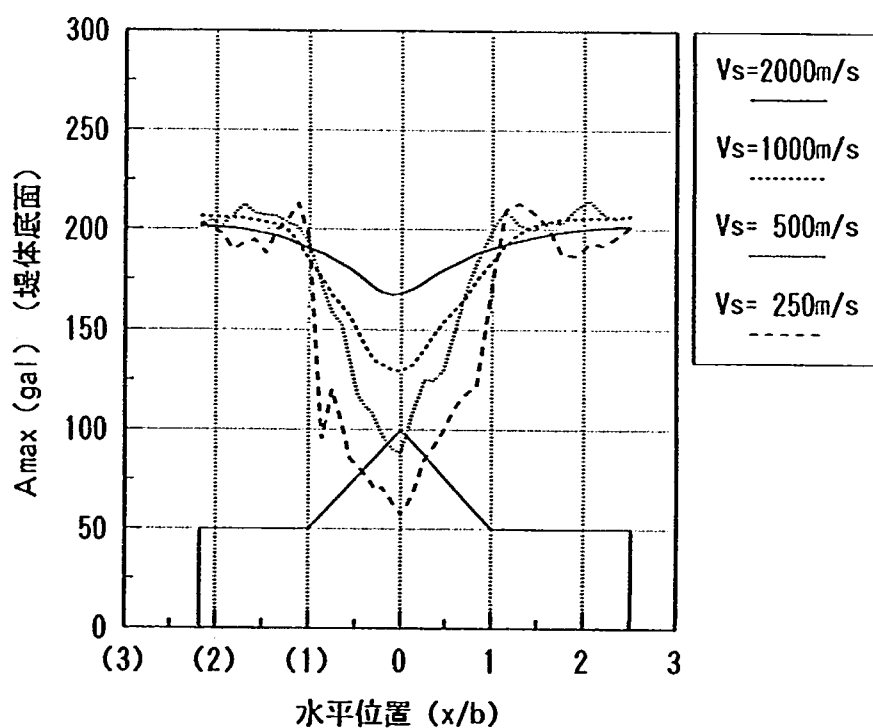


図-4.19(2) 堤体底面レベルの最大応答加速度
ダム高 $H = 63\text{ m}$

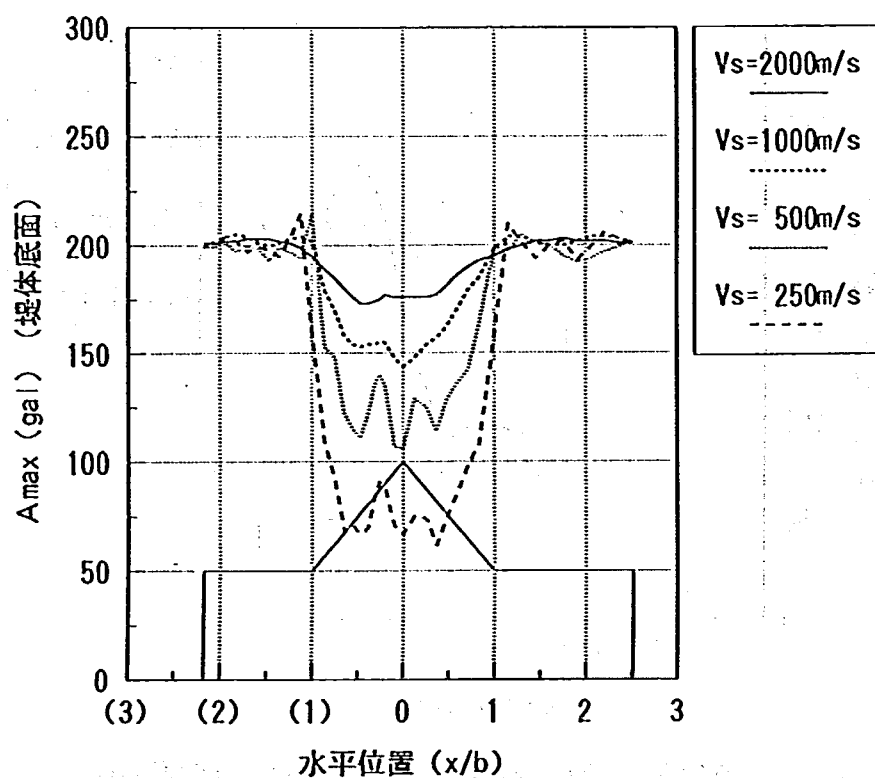


図-4. 19(3) 堤体底面レベルの最大応答加速度
ダム高 $H = 110 \text{ m}$

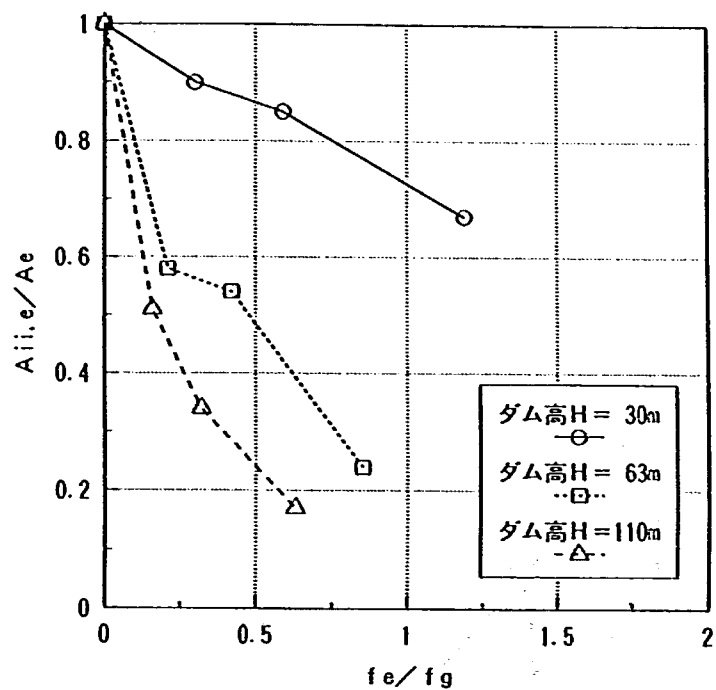


図-4.20 全体系における堤体の基本周波数での
応答倍率での変化、伊豆半島沖地震（基盤 0.2g）

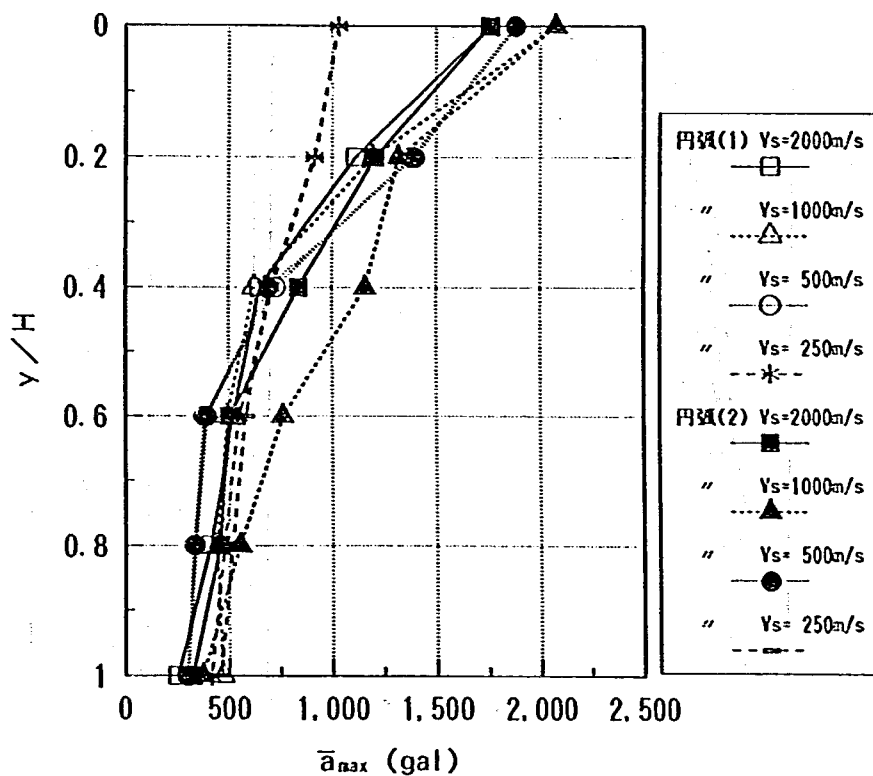


図-4.22(1) すべり土塊の最大平均加速度分布

ダム高 $H = 30 \text{ m}$ (伊豆半島沖地震) 基盤 $0.2g$

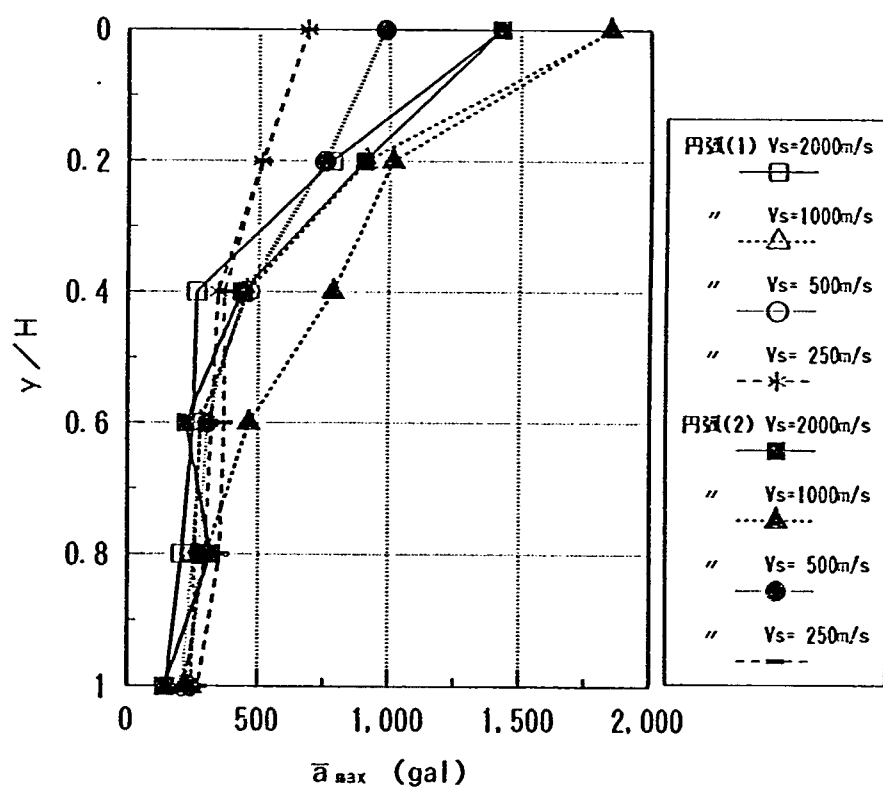


図-4.22(2) すべり土塊の最大平均加速度分布

ダム高 63 m (伊豆半島沖地震) 基盤 $0.2g$

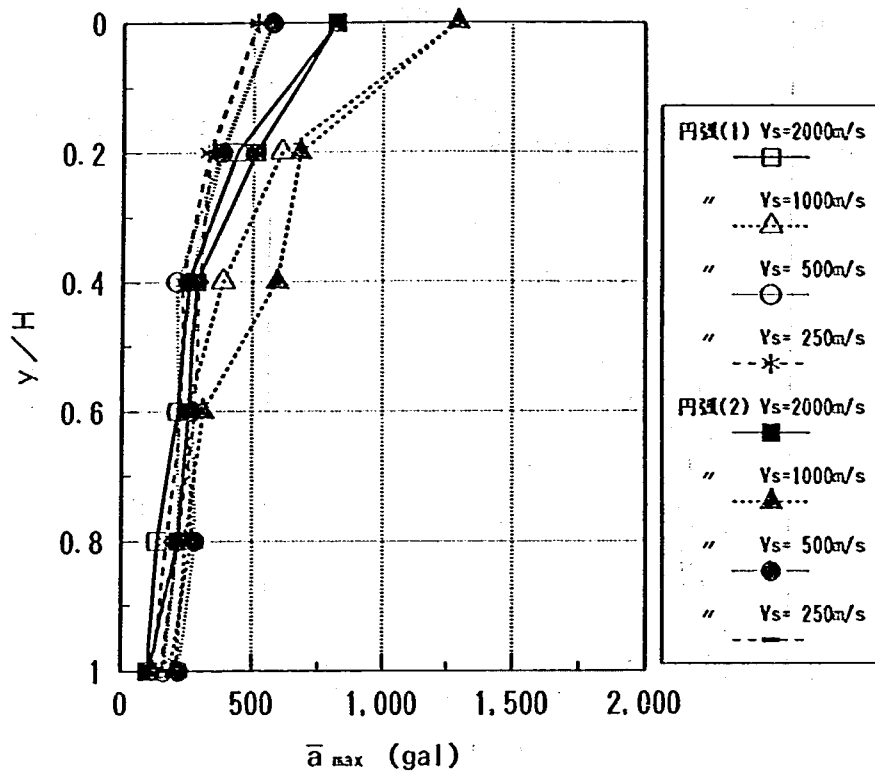


図-4.22(3) すべり土塊の最大平均加速度分布

ダム高110m (伊豆半島沖地震) 基盤0.2g

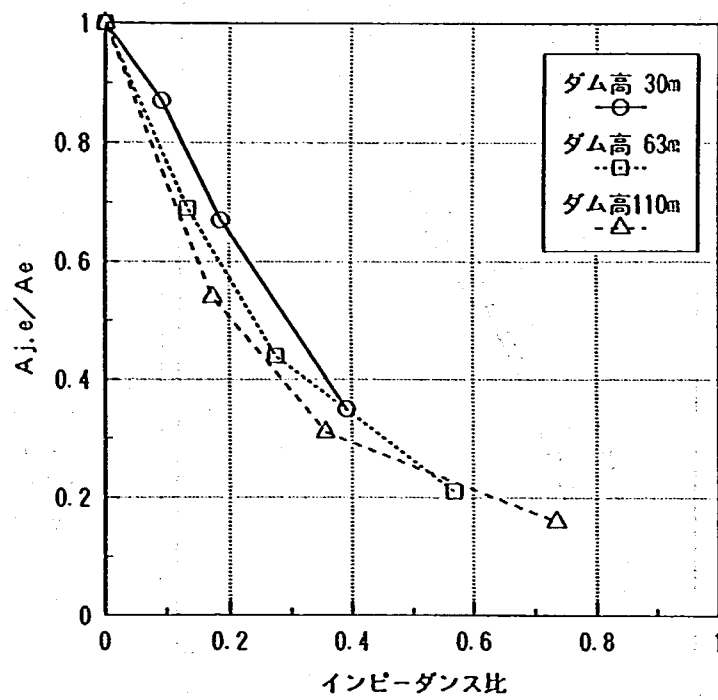


図-4.23 堤体基本固有周波数での応答倍率の変化
伊豆半島沖地震（自由地盤表面 0.2g）

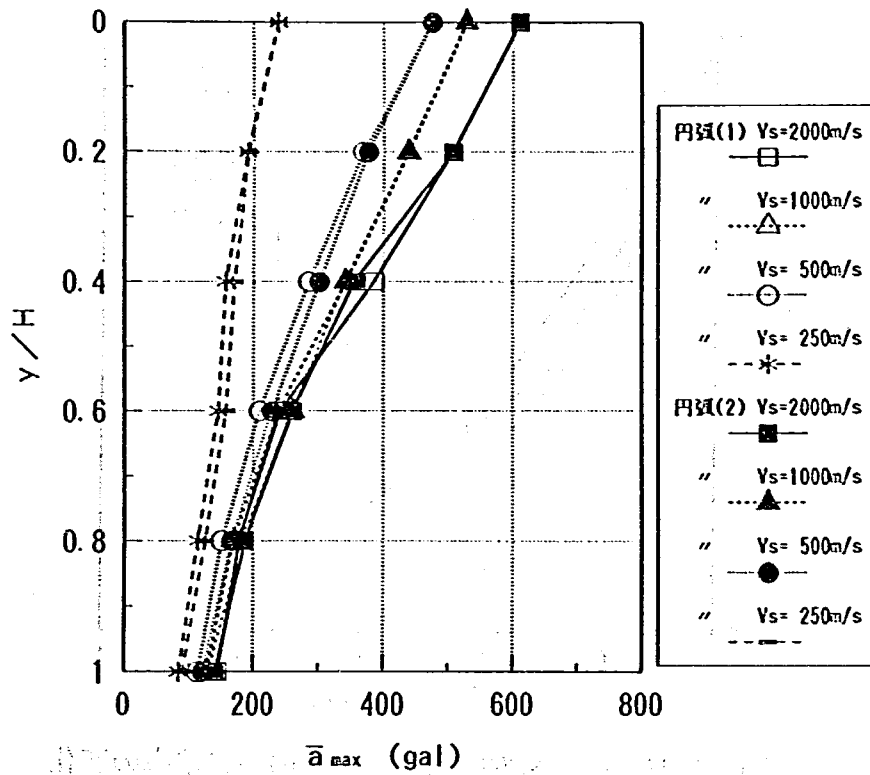


図-4. 24(1) すべり土塊の最大平均加速度分布
ダム高 $H = 30 \text{ m}$

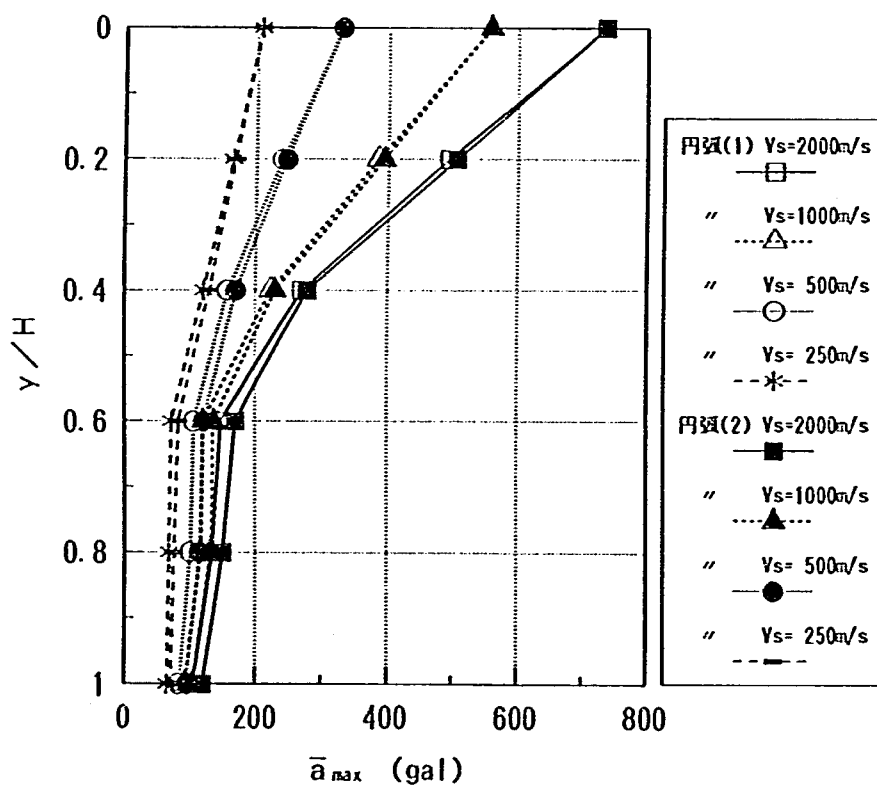


図-4. 24(2) すべり土塊の最大平均加速度分布
ダム高 $H = 63 \text{ m}$

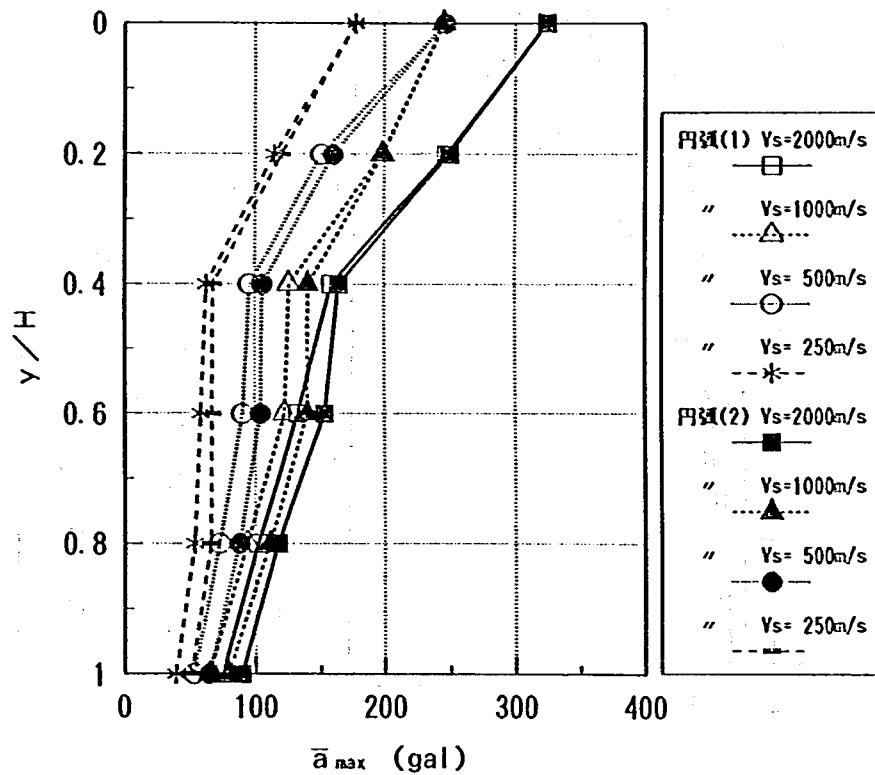


図-4.24(3) すべり土塊の最大平均加速度分布
ダム高 $H = 110$ m

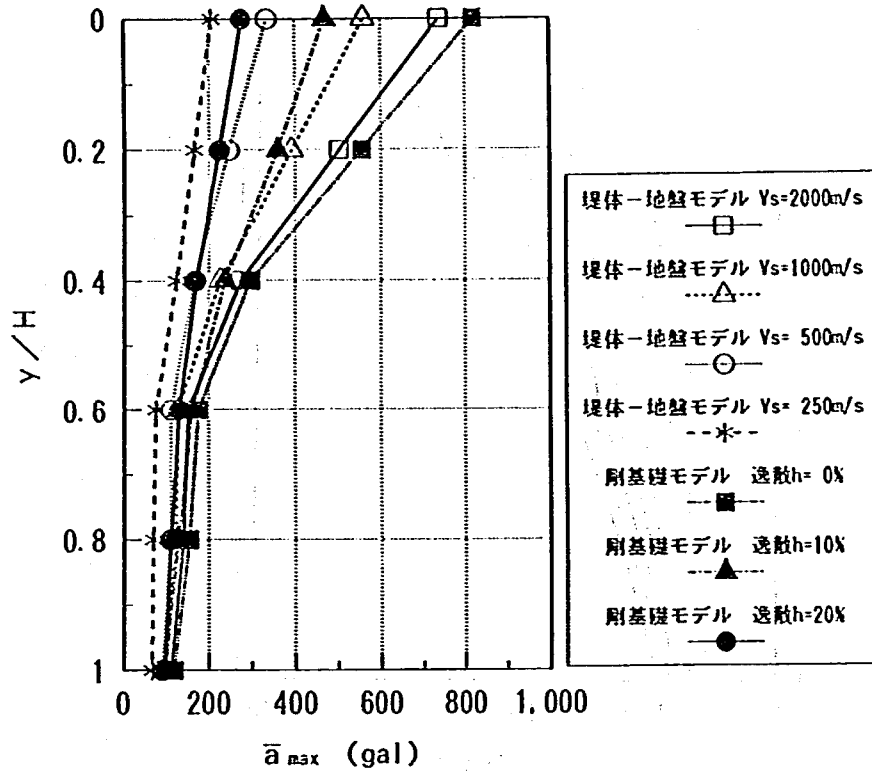


図-4.25 すべり土塊の最大平均加速度分布
ダム高 $H=63\text{m}$

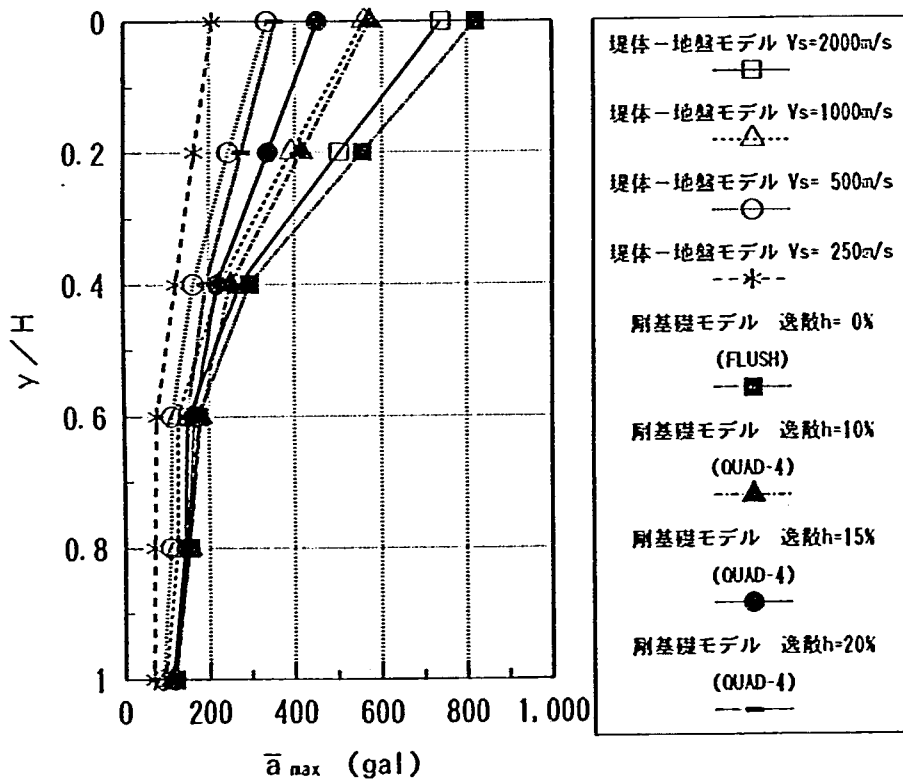


図-4.26 すべり土塊の最大平均加速度分布
ダム高 $H=63\text{m}$ (伊豆半島沖地震)

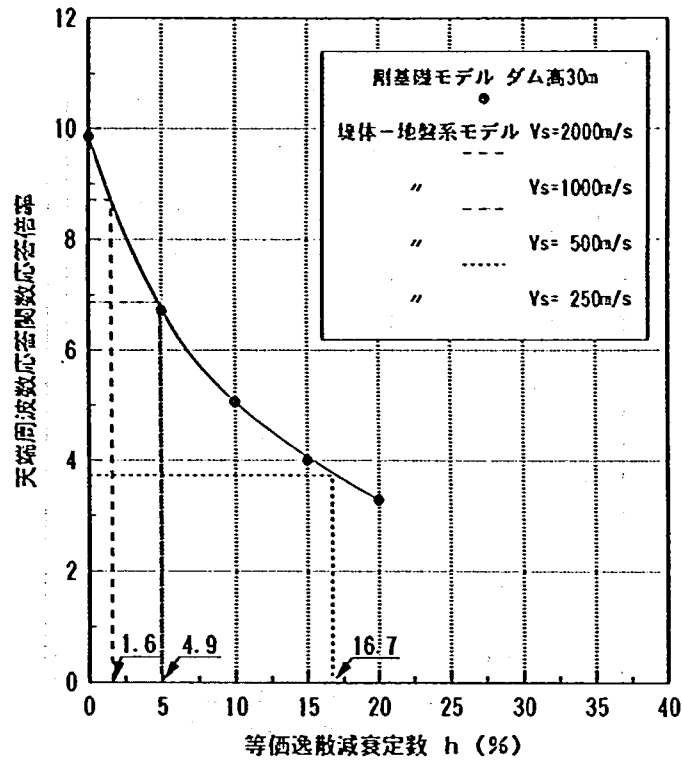


図-4. 27(1) 堤体-地盤系モデルの地下逸散減衰量の算定
(ダム高 $H=30\text{m}$, 伊豆半島沖地震, 自由地盤表面 $0.2g$)

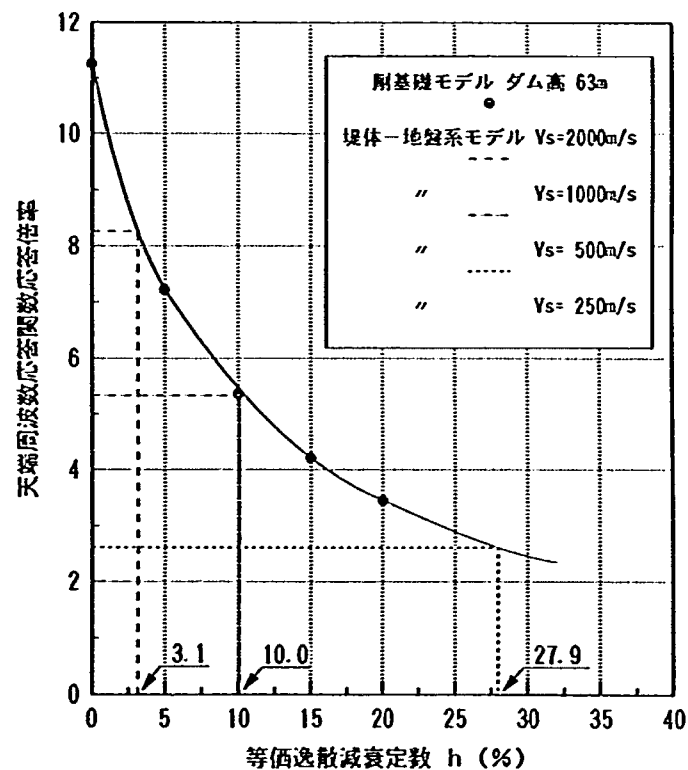


図-4. 27(2) 堤体-地盤系モデルの地下逸散減衰量の算定
(ダム高 $H=63\text{m}$ 伊豆半島沖地震 自由地盤表面 $0.2g$)

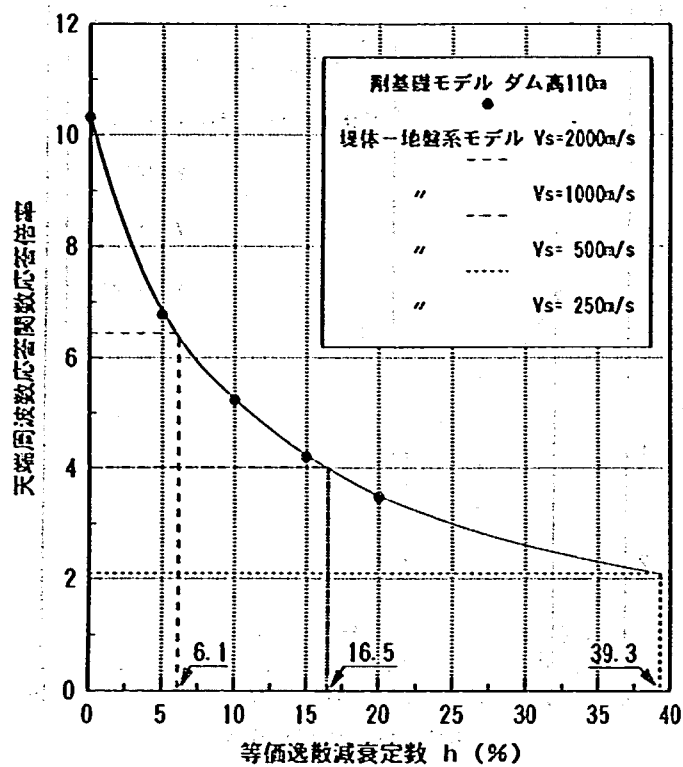


図-4.27(3) 堤体-地盤系モデルの地下逸散減衰量の算定
(ダム高 $H=110\text{m}$ 伊豆半島沖地震 自由地盤表面 $0.2g$)

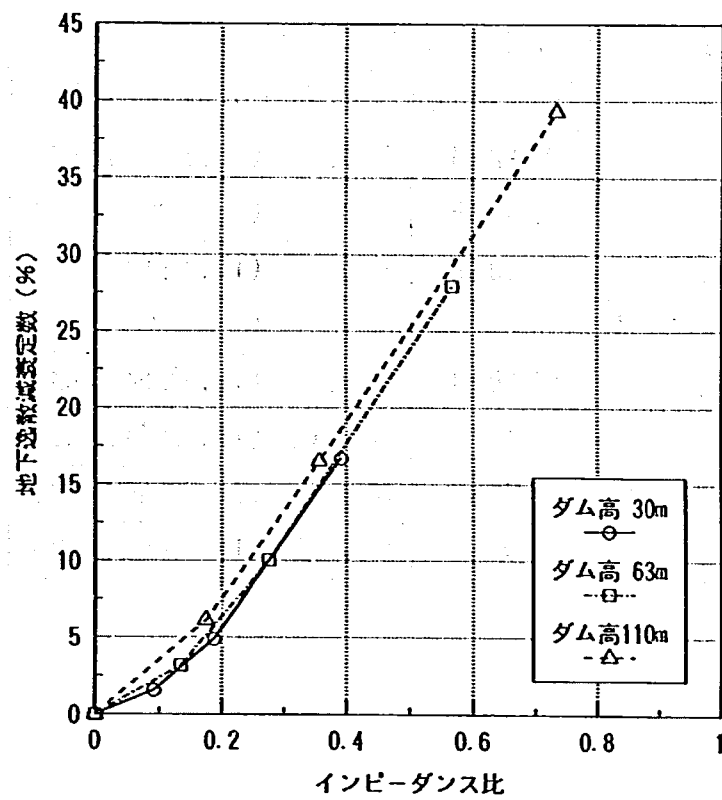


図-4.28 堤体-地盤系モデルの地下逸散減衰量の算定(伊豆半島沖地震 自由地盤表面0.2g)

表－４．１ 比較する計算ケースの条件

比較項目	モデル	計算手法	入力動（方向，位置）	等価逸散減衰
（１）	剛基礎	QUAD-4	法尻（H，底面基盤）	15%
	〃	FLUSH	〃（ 〃 ）	15%
（２）	剛基礎	FLUSH	法尻（H，底面基盤）	10%
	堤体－地盤系	〃	〃（ 〃 ）	――
（３）	剛基礎	QUAD-4	法尻（H，底面基盤）	15%
		〃	コア敷（H，地盤上面）	5%
	堤体－地盤系	FLUSH	法尻（H，底面基盤）	――
		〃	コア敷（H，地盤上面）	――

表-4.2 最大応答加速（実測との比較） 入力観測地震動：法尻動

地震名	計算条件		計算結果 (gal)						実測値 [*] (gal)					
	計算プログラム	等価逸散h(%)	天端		上流ロック H	下流ロック H	法尻 H	コア敷 H	天端		上流ロック H	下流ロック H	法尻 H	コア敷 H
			H	V					H	V				
伊豆半島沖地震 (1980.6.29)	QUAD-4	10	89.29	29.25	52.82	61.88	—	—	SMAC-Q					
	"	15	72.34	19.37	43.53	51.00	—	—	66.36	37.58	—	—	30.94	—
	FLUSH	10	88.98	20.45	44.15	52.58	—	—	電磁型					
	"	15	66.39	11.26	34.92	41.14	—	—	91.09	42.61	57.42	48.36	—	22.54
山梨県東部地震 (1981.4.14)	QUAD-4	10	81.35	29.96	38.80	35.11	—	—	SMAC-Q					
	"	15	58.57	18.42	33.63	29.43	—	—	87.19	72.37	—	—	31.23	—
	FLUSH	10	62.19	18.44	28.90	30.49	—	—	電磁型					
	"	15	41.65	8.67	23.70	23.27	—	—	69.92	49.19	82.17	89.11	—	23.51
神奈川県西部地震 (1983.8.8)	QUAD-4	10	286.58	79.54	154.47	162.20	—	—	SMAC-Q					
	"	15	230.68	51.56	140.39	143.27	—	—	256.68	168.49	—	—	147.66	—
	FLUSH	10	272.80	49.64	145.43	138.03	—	—	電磁型					
	"	15	205.74	28.50	123.40	118.18	—	—	(200.)	(170.)	(150.)	(60.0)	—	(110.)
箱根地震 (1990.8.5)	QUAD-4	10	75.40	31.15	48.22	55.41	—	—	SMAC-Q					
	"	15	61.67	20.03	42.10	45.98	—	—	79.76	31.38	—	—	27.76	—
	FLUSH	10	80.47	16.30	39.87	46.35	—	—	電磁型					
	"	15	61.62	9.82	33.53	37.71	—	—	(69.0)	(31.0)	(26.0)	(79.0)	—	(15.0)

*) () は補正前の最大値記録のみ有り（三保ダム管理事務所資料より）

注-1) QUAD-4, FLUSHとも水平加振のみ

表-4.3 等価逸散減衰定数の算定結果(%)

地震名	方法1)		方法2)		方法3)	
	20m	100m	20m	100m	20m	100m
伊豆半島沖地震	8.3	8.9	9.1	6.2	9.0	7.0
山梨県東部地震	3.9	3.5	9.0	6.4	9.2	6.4
神奈川県西部地震	3.8	3.5	7.7	5.3	8.3	6.5
箱根地震	6.4	6.0	9.1	6.2	9.2	7.0

表-4.4 最大応答加速度(実測との比較)

入力観測地震動:法尻動

地震名	計算条件		計算結果(gal)						実測値 [*] (gal)					
	入力地震動	入力位置	天端		上流ロ ック H	下流ロ ック H	法尻 H	コア敷 H	天端		上流ロ ック H	下流ロ ック H	法尻 H	コア敷 H
			H	V					H	V				
伊豆半島沖地震 (1980.6.29)	法尻動	基礎地盤 地表面	97.00	46.31	57.93	73.46	32.26	22.81	SMAC-Q					
									66.36	37.58	—	—	30.94	—
	2 Er	底面ダマ ショット下	94.77	45.20	57.00	71.69	31.39	21.93	電磁型					
山梨県東部地震 (1981.4.14)	法尻動	基礎地盤 地表面	120.41	53.17	33.81	64.08	31.15	26.31	SMAC-Q					
									87.19	72.37	—	—	31.23	—
	2 Er	底面ダマ ショット下	116.16	51.20	32.46	61.70	29.84	25.20	電磁型					
									69.92	49.19	82.17	89.11	—	23.51

*) () は補正前の最大値記録のみ有り(三保ダム管理事務所資料より)

表-4.5 堤体の物性値

		ダム軸より上流	ダム軸より下流	備 考
単位体積重量	上層2層	1.88(t/m ³)	1.88(t/m ³)	湿潤重量
	下層15層	2.08(t/m ³)	1.88(t/m ³)	1.88(t/m ³)
静的ポアソン比		0.35		飽和重量
動的ポアソン比		0.35		2.08(t/m ³)

表-4.6 地盤の物性値

単位体積重量	2.6 (t/m ³)	備 考
静的ポアソン比	0.25	
動的ポアソン比	0.25	
せん断弾性係数	1061224, 265306, 66327, 16582(t/m ²)	4 ケース設定
減 衰 定 数	2 %	
せん断波速度	2000, 1000, 500, 250 (m/s)	4 ケース設定

表-4.7 堤体の固有周波数 f。(平滑前)

ダム 高	1 次	2 次	3 次
30 m	2.47Hz	4.30 Hz	8.62 Hz
63 m	1.76	3.03	5.79
110 m	1.32	2.34	4.49

表-4.8 地盤の固有周波数 f。(H=60m)

地盤の Vs 値	1 次	2 次	3 次
2,000 m/s	8.33 Hz	25.00 Hz	41.67 Hz
1,000	4.17	12.50	20.83
500	2.08	6.25	10.42
250	1.04	3.13	5.21

表－４．９ 全体系における堤体の基本固有周波数 $f_{1,1}$ (平滑前)

地盤の V_s 値	ダム高 30m	ダム高 63m	ダム高 110m
剛基礎	2.47Hz (1.00)	1.76Hz (1.00)	1.32Hz (1.00)
2,000 m/s	1.90Hz (0.77)	1.53Hz (0.87)	1.17Hz (0.89)
1,000	1.46Hz (0.59)	1.18Hz (0.67)	1.03Hz (0.78)
500	————	————	————
250	————	————	————

注-1) () は剛基礎の場合の基本固有周波数 $f_{1,1}$ を 1.0 としたときの比率。

注-2) $V_s=500, 250$ m/s の場合、堤体の固有周波数は消失。

表－４．１０ 全体系における地盤の基本固有周波数 $f_{1,0}$

地盤の V_s 値	ダム高 30m	ダム高 63m	ダム高 110m	地盤の $f_{1,0}$
2,000 m/s	8.15Hz (0.98)	7.96Hz (0.96)	7.47Hz (0.90)	8.33 (16.67)
1,000	4.05Hz (0.97)	3.79Hz (0.91)	3.37Hz (0.81)	4.17 (8.33)
500	2.05Hz (0.99)	1.81Hz (0.87)	1.03Hz (0.50)	2.08 (4.17)
250	0.93Hz (0.89)	0.73Hz (0.70)	0.59Hz (0.57)	1.04 (2.08)

注-1) () は地盤のみの基本固有周波数 $f_{1,0}$ を 1.0 としたときの比率。

注-2) 地盤の $f_{1,0}$ の () は 2 次モードの値。

表－４．１１ 堤体の基本固有周波数 $f_{1,1}$ と変化率 (平滑前)

地盤の V_s 値	ダム高 30m	ダム高 63m	ダム高 110m
剛基礎	2.47Hz (1.00)	1.76Hz (1.00)	1.32Hz (1.00)
2,000 m/s	1.90Hz (0.77)	1.52Hz (0.86)	1.17Hz (0.89)
1,000	1.47Hz (0.60)	1.17Hz (0.66)	0.98Hz (0.74)
500	————	————	————
250	————	————	————

注-1) () は剛基礎の場合の基本固有周波数 $f_{1,1}$ を 1.0 としたときの比率。

注-2) $V_s=500, 250$ m/s の場合、堤体の固有周波数は消失。

表-4. 12 地盤の基本固有周波数 $f_{1,0}$ と変化率 (平滑前)

地盤の V_s 値	ダム高 30m	ダム高 63m	ダム高 110m	地盤の f_0
2,000 m/s	8.25Hz (0.99)	8.00Hz (0.96)	7.96Hz (0.96)	8.33 (16.67)
1,000	4.05Hz (0.97)	4.09Hz (0.98)	3.54Hz (0.85)	4.17 (8.33)
500	2.05Hz (0.99)	1.81Hz (0.87)	1.03Hz (0.50)	2.08 (4.17)
250	0.93Hz (0.89)	0.73Hz (0.70)	0.59Hz (0.57)	1.04 (2.08)

注-1) () は地盤のみの基本周波数 f_0 を 1.0 としたときの比率。

注-2) 地盤の f_0 の () は 2 次モードの値。

表-4. 13 堤体の基本固有周波数 $f_{1,0}$ と変化率 (平滑前)

地盤の V_s 値	ダム高 30m	ダム高 63m	ダム高 110m
剛基礎	2.47Hz (1.00)	1.76Hz (1.00)	1.32Hz (1.00)
2,000 m/s	2.44Hz (0.99)	1.76Hz (1.00)	1.32Hz (1.00)
1,000	2.49Hz (1.01)	1.76Hz (1.00)	1.32Hz (1.00)
500	2.39Hz (0.97)	1.95Hz (1.11)	————
250	————	————	————

注-1) () は剛基礎の場合の固有周波数を 1.0 としたときの比率。

注-2) $V_s=250\text{m/s}$ の場合および $V_s=500\text{m/s}$ でダム高 110m の場合、堤体の固有周波数は消失。

表-4. 14 基本固有周波数での応答倍率 $A_{1,0}$ と低減率 (平滑前)

地盤 $V_{s,0}$	ダム高 30m	ダム高 63m	ダム高 110m
剛基礎	10.70 (1.00)	12.80 (1.00)	13.42 (1.00)
2,000 m/s	9.62 (0.90)	7.41 (0.58)	6.78 (0.51)
1,000	9.10 (0.85)	6.93 (0.54)	4.52 (0.34)
500	7.21 (0.67)	3.10 (0.24)	2.24 (0.17)
250	————	————	————

注-1) () は剛基礎の場合の応答倍率 A_0 を 1.0 としたときの比率。

注-2) $V_s=250\text{m/s}$ の場合、堤体の応答特性は消失。

表-4.15 基本固有周波数での応答倍率 $A_{j.}$ と低減率(平滑前)

地盤 $V_{..g}$	ダム高 30m	β	ダム高 63m	β	ダム高 110	β
剛基礎	10.70(1.00)	0	12.80(1.00)	0	13.42(1.00)	0
2,000m/s	9.28(0.87)	0.09	8.87(0.69)	0.13	7.30(0.54)	0.17
1,000	7.15(0.67)	0.19	5.66(0.44)	0.28	4.21(0.31)	0.36
500	3.76(0.35)	0.39	2.66(0.21)	0.57	2.10(0.16)	0.73
250	—	0.83	—	1.17	—	1.51

注-1) ()は剛基礎の場合の応答倍率を1.0としたときの比率。

注-2) 地盤の $V_{..g}=250\text{m/s}$ の場合、堤体の応答特性は消失。

表4-16 周波数応答関数の応答倍率(平滑後)

		ダム高 30m		ダム高 63m		ダム高 110m	
		応答倍率		応答倍率		応答倍率	
剛 基 礎 デ ル h.	0%	9.86		11.27		10.33	
	5%	6.73		7.23		6.79	
	10%	5.08		5.37		5.24	
	15%	4.01		4.22		4.21	
	20%	3.30		3.46		3.48	
堤 体 地 盤 系	$V_{..g}$	応答倍率	β	応答倍率	β	応答倍率	β
	2000	8.71	0.092	8.27	0.134	6.44	0.174
	1000	6.86	0.187	5.33	0.275	4.02	0.357
	500	3.73	0.391	2.61	0.568	2.10	0.734
	250	—	0.827	—	1.174	—	1.507

注-1) 地盤の $V_{..g}=250\text{m/s}$ の場合、堤体の応答特性は消失。

5. ま と め

本検討より得られた知見をまとめると以下のとおりである。

5. 1 三保ダムの実測記録に基づく挙動解析

5. 1. 1 堤体基礎での入力損失

法尻で記録された地震動に対するコア敷通廊内での観測地震動のフーリエスペクトルの比をとると、伊豆半島沖地震の上下流方向の場合、堤体と地盤との連成系における固有周波数（1.87Hz）付近で最大値をとり、ダム単独の固有周波数（2.1Hz）付近で最小値をとっており、通常構造物基礎でみられるような入力損失の傾向が明瞭にみられた。

また、過去の観測記録から、法尻に対するコア敷での最大加速度の比は約0.8～0.5であった。

5. 1. 2 堤体の挙動特性

・固有周波数；法尻の観測地震動に対する天端の加速度周波数応答関数より、堤体の基本固有周波数 f_0 を求めると、上下流方向で1.8～2.0Hz、ダム軸方向で1.7～2.2Hzであった。また、鉛直方向は多数のモードが各地震ごとに高周波数領域まで存在しており、やや不明確であった。

また、2次元・3次元の理論解および2次元FEM解析から推定される上下流方向の堤体独自の基本固有周波数は約2.0Hzであり、堤体と地盤との相互作用による固有周波数の減少がみられた（ただし、伊豆半島沖地震についてのみ）。なお、堤体－地盤系における固有値解析の結果からは、 $f_0=1.86\text{Hz}$ であり、ほぼ実測値と一致した。

・基礎に対する天端の応答倍率特性；ダム基礎の最大加速度 A_0 と天端の最大加速度 A_1 の関係をこれまでの観測データから整理し、回帰式を求めた。回帰式は次式の形となった。

$$\log_{10} A_1 = a \cdot \log_{10} A_0 + b \quad (a, b: \text{回帰係数})$$

・堤体のせん断弾性剛性率 G の非線形性；1つの微小地震記録といくつかの強震記録について、基礎に対する天端の周波数応答関数から基本固有周波数を求め、微小地震時に対する強震時の固有周波数の減少率から微小地震時に対する強震時の G の低下率（ G/G_0 ）を求めた。また、各地震時における堤体の平均的なせん断歪み γ を1次元の動的解析から推定し、 $\gamma \sim G/G_0$ の関係をプロットするとは

ば三保ダムでのロック材料の繰返し三次軸試験結果と一致した。

・地下逸散減衰量；監査廊の観測地震動に対する天端の周波数応答関数から、ハーフパワー法を適用し、堤体の内部減衰と逸散減衰をあわせた全体の減衰量を基本モードについて求めた。さらに、各地震時の堤体の平均的な内部減衰量を1次元動的解析より推定し、全体の減衰量からこれを差し引くことによって逸散減衰量を算定した。この結果、逸散減衰量は各地震動ごとに異なり、地震動の最大加速度が大きいほど、また卓越周波数が小さいほど逸散減衰量は大きくなる傾向がみられた。しかし、これについては、今後さらにデータの蓄積により検討する必要がある。

5. 2 動的解析による検討

5. 2. 1 剛基礎モデルの場合

剛基礎モデルで解析を行う場合、等価逸散減衰を内部減衰に上乗せする必要がある。等価逸散減衰は従来の研究によれば、2次元解析の結果からは各モードによって異なるが、1次元のせん断梁理論からは基本的に高周波になるほど小さくなるという周波数依存性を示す。よって、動的解析に用いる減衰はこれを考慮したものでなければならない。

本検討では、まずせん断梁理論から求めた等価逸散減衰と内部減衰の和の周波数特性は1次元モードにおける両者の比 m によって変わることを示した。そして、この m を実測から推定すると概ね2～3であった。

さらに、動的解析に用いる減衰として、周波数依存性のあるRayleigh減衰に着目し、堤体の基本固有周波数の2～3倍程度までの周波数領域でRayleigh減衰の周波数特性と h_v の周波数特性を比較的一致させるには、Rayleigh減衰における剛性マトリックスと質量マトリックスの比率を調節するパラメーター、 α を従来の0.4から0.8にすることによって可能であることを示した。

この方法によって、低周波の卓越する地震波はもとより、高周波の卓越する地震動に対しても、等価逸散減衰定数を一律15%として、全地震動バランスよく実測を再現することができた。

ただし、等価逸散減衰定数15%については、三保ダムの堤体と地盤とのインピーダンス比が0.23であることから、堤体を三角形のせん断梁と仮定した場合の等価逸散減衰定数の算定式（大町の式）、あるいは従来の2次元FEMでの解析結果等から等価逸散減衰定数を求めると約10%程度であり、5%程度過大であった。一方、堤体を一層の成層地盤と仮定した場合の等価逸散減衰定数の算定式（金井の式あるいは土岐の式）では約15%となることから、単純に2次元的に評価される以上の逸

散減衰が現実では生じていたと考えられる。

5. 2. 2 堤体－地盤系モデルの場合

基礎岩盤のせん断波速度 V_s を弾性波速度探査の結果より、 $V_s=2000\text{m/s}$ として解析を行った。その結果、応答加速度は実測よりも過大となった。特に、高周波が卓越する地震動ほど、また最大加速度が大きな地震動ほど過大な傾向を示した。この理由としては、まず全体的に計算値が過大であったのは、前述の剛基礎モデルの結果からも推定されるように、現実的には2次元解析で見積もられる以上の逸散減衰が生じていたためと考えられる。さらに、高周波が卓越する地震動ほど過大な傾向を示したのは、位相差入力の影響があったためと考えられる。

5. 2. 3 位相差入力の影響

堤体－地盤系モデルでの解析結果のうち、特に高周波成分の卓越する近地地震動（山梨県東部地震、神奈川県西部地震）において、他の地震動に比べ応答が過大であった。この理由の一つとして、位相差入力の影響を検討した。なお、実際に位相差がどの程度であったかは推定が困難であることから、地震波の入射角を数ケース設定して解析を行った。また、この場合の解析は剛基礎モデルで行った。

この結果、入射角が 30° の場合、天端の最大応答加速度の低減率は、入射角が 0° の場合に比べそれぞれ山梨県東部地震で29%、神奈川県西部地震で11%であった。現実的には、10%程度と仮定して堤体－地盤系モデルでの天端の最大応答加速度を補正すると山梨県東部地震については他と同じ程度の実測に対する過大性を示したが、神奈川県西部地震は以前として大きな値を示した。

5. 2. 4 堤体－地盤系モデルで見積もられる地下逸散減衰量

5. 2. 3を受け、堤体－地盤系モデルで見積もられる地下逸散減衰量を、剛基礎モデルと比較することによって等価逸散減衰定数に換算して評価した。その結果、地盤の波動逸散を考慮できるFLUSHでは、高周波成分の卓越する地震動ほど、また最大加速度の大きな地震動ほど地下逸散減衰量は小さく見積もられる傾向を示した。これは、前述の実測記録から推定した逸散減衰量に与える地震動特性の影響と比較すると、地震動の周波数特性に対しては一致しているが、最大加速度の影響からは相反しており、その結果、最大加速度の大きな神奈川県西部地震において実測と大きな差が生じたと考えられる。

5. 2. 5 位相差入力による一般的な影響

フィルダムの堤体横断面上での位相差入力の影響は、中標高部法面付近での加

速度の増大を生じさせるとともに、全体的な動的水平せん断歪みを増大させ、特に、コアゾーンおよび天端法面での動的水平せん断歪みの増大は、フィルダムの地震時安定上注意を要する。

5. 3 フィルダムの動的解析に関する基本的考察

5. 3. 1 解析手法の違いによる地下逸散減衰量の取扱い

QUAD-4とFLUSHの減衰特性が解析結果に与える影響を比較した。その結果、応答倍率の周波数特性を比較的一致させるにはQUAD-4におけるパラメータ α を0.6とすれば良いことが分かった。しかし、堤体の挙動を等価逸散減衰定数を用いて剛基礎モデルで検討する場合にはQUAD-4（この場合 α を0.8とする）を使用し、基礎地盤を含んで地下逸散減衰量を考慮する場合は、地盤の波動逸散を考慮できるFLUSHを用いることが基本となる。また、両者において地下逸散減衰を規定するものは、剛基礎モデルでは等価逸散減衰定数、堤体－地盤系モデルでは地盤剛性であり、それらは互いに等価な関係にあると言える。しかし、FLUSHを用いた堤体－地盤系モデルで評価される地下逸散減衰量は最大加速度が大きな地震動ほど小さくなる傾向にあり、注意を要する。

5. 3. 2 モデルと入力動の関係

フィルダムの地震時の挙動を動的解析で再現する場合、入力地震の設定はモデルの設定とあわせて重要な問題である。すなわち、堤体の影響を受けた堤体底面での観測地震動を入力しようとする場合、入力地震動自体が既に地盤との動的相互作用を含んだものであるため、解析の対象は堤体のみとなる。このモデルはある意味では地盤との動的相互作用を考慮したものと言えるが、フィルダムは堤敷幅が広く、地震動の入力損失は堤体中央に近づくにつれて大きくなる。このため、入力する地震動が堤体底面のどの地点で観測されたかによって、応答は大きく異なる。この意味で、剛基礎モデルでの検討はよほど剛性の高い地盤でない限りあまり好ましいと言えない。

一方、堤体－地盤系モデルでは、モデル自体が動的相互作用を考慮したものであるため、入力地震動は堤体の影響を受けていない地点の地震動が必要となる。また、地下逸散減衰量は設定した地盤物性によって一義的に決まるため、地盤物性の推定精度が重要となる。

実測との比較を伴わない解析においては、入力地震動に対してモデルの設定は自由と言える。従来は、堤体に比して地盤の剛性が比較的大きかったことと、設計上安全側をみて基礎を剛体と仮定することが多かった。しかし、近年基礎地盤

の悪い所でもダム計画がなされるようになってきていることと、フィルダムは本来堤敷幅の広い構造物であるため、基礎地盤の影響を非常に受け易いことから、今後は基礎の物性値が得られている限り、基礎を取り込んで解析を行うのが適切と考えられる。ただし、設定した地盤剛性から評価される地下逸散減衰量がどれくらいであるかは各手法ごとに検証しておく必要があり、これは実測との再現計算においても同様である。

5. 3. 3 モデルダムによるフィルダムと地盤との動的相互作用の検討

堤体－地盤系モデル系のモデルダムによるパラメータスタディによって、フィルダムと地盤との動的相互作用効果について検討した。ただし、入力地震動の条件として、①入力基盤での入力動を同じとした場合、②自由地盤表面での入力動を同じとした場合、の2ケースを設定した。

- ・固有周波数の変化；①の場合、連成系における堤体の固有周波数は、地盤との動的相互作用によって小さくなり、その減少率は堤体単独の固有周波数と地盤単独の固有周波数が近づくほど大きくなる。また、ダム規模が大きいほどその傾向が強い。

一方、②の場合、堤体の固有周波数に変化はみられない。

- ・地震動の入力レベルの低減；①②とも、堤体と地盤とのインピーダンス比の増加に伴い、入力レベルの低減は大きくなり、特に堤体の固有周波数での低減が顕著である。また、ダム規模の影響としては、堤体の初期せん断剛性率をダム規模によらず同じとした場合、入力レベルの低減はダム規模に依らないが、ダム規模ごとに拘束圧の依存性を考慮し、初期せん断剛性率をダム規模ごと変えると、ダム規模が大きくなるほど入力レベルの低減は大きくなる。すなわち、このことは入力レベルの低減はダムの質量効果には関係なく、単にインピーダンス比に左右されることを示している。

- ・逸散減衰量の増大；②の場合において、等価逸散減衰量を考慮した剛基礎モデルとの比較から堤体－地盤系モデルにおいて評価される地下逸散減衰量 h_r を算出した。その結果、天端での応答に着目すると、ほぼ $h_r = 0.4\beta$ (β ：インピーダンス比) の関係となった。

5. 4 今後の課題

5. 4. 1 逸散減衰量

これまでの動的解析で考慮される逸散減衰量、特に地下逸散減衰量については、2次元的な評価であったが、今後は3次元的な評価の検討が必要と言える。また、

貯水との逸散効果、さらに実ダムでの実測記録からの検討も今後必要と考えられる。

5. 4. 2 3次元動的解析

フィルダムの動的解析として3次元解析からの検討はやはり不可欠と言える。ただし、この場合もやはり、3次元的な地下逸散減衰を考慮した解析手法を開発する必要があると言える。なぜなら、3次元解析では複雑なモードの連成の影響は考慮できるとしても、3次元的な谷の拘束は、天端での応答加速度を増大させる効果があり、三保ダムでの実測との比較では2次元解析の結果よりさらに過大な加速度応答を与えるのではないかと予想されるからである。

謝 辞

本研究に使用した三保ダムの地震動記録は、すべて神奈川県三保ダム管理事務所からご提供を受けたものであります。同管理事務所の方々には、堤体物理探査においても大変お世話になりました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- Berg, G. H. and Housner, G. W. (1961): Integrated Velocity and Displacement of Strong Earthquake Ground Motion, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 51, No. 51, No. 2, pp. 175-189. April.
- Chopra, A. K. and Perumalswami, P. R. (1969): Dam-Foundation Interaction during Earthquakes, Proc. of 4th World Conference on Earthquake Engineering.
- Dakoulas, P. and Hashmi, H. (1992): Wave Passage Effects on The Response of Earth Dams, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 2, pp. 97-110
- Dibaj, M. and Penzien, J. (1967): Dynamic Response of Earth Dams to Travelling Seismic Waves, Soil Mechanics and Bituminous Materials Research Laboratory, Report No. TE-67-3, Univ. of California, California, Berkeley.
- 東平光生・大町達夫(1990a): 時間領域FE-BE法を用いた弾性基礎上のフィルダムの振動モード解析手法, 土木学会論文報告集, No. 416, I-13, pp. 429-438.
- 東平光生・大町達夫(1990b): 時間領域FE-BE法を用いたダム-基礎-貯水系の振動解析手法, 土木学会論文報告集, No. 422, I-14, pp. 381-390.
- 平田和太(1989): フィルダムの動的解析における地下逸散減衰の評価, 電力中央研究所報告, No. U88061.
- 畑中元弘(1952): 土堰堤の振動に関する3次元考察, 土木学会誌, No. 37-10, pp. 1-6.
- 泉 博充・原田浩史・志波由起夫・岩野政治・西橋秀一・林 克己(1982): 波動逸散を考慮した有限要素法による震動解析, 第17回地震工学研究発表会, pp. 1865-1868.
- 金井 清・小堀鐸二・蛭田捨太郎(1968): 新訂建築学大系11, 地震・振動学, 彰国社.
- 駒田広也・林 正夫・北原義浩・藤原義一(1977): 進行性地震入力波を考慮したロックフィルダムの三次元震動応答解析, 土木学会論文報告集, No. 261, pp. 77-92.
- Matsumoto, N. (1978): A comparison between measured and computed response of Yuda Dam during the July, 8, 1978 Earthquake, Northern Japan, RECERC-78-4, Bureau of Reclamation.
- 松本徳久・安田成夫・志賀三智(1985): ロックフィルダムの地震時挙動, 天然資源の開発利用に関する日米会議, 耐風・耐震構造専門部会, 第17回合同部会会議録, pp. 293-306.
- 松村孫治(1934): 地震動による土堰堤の変形, 土木試験所報告, 第27号, 6月.
- 大町達夫(1980): フィルダムと地盤との動的相互作用に関する基礎的研究, 土と基礎, No. 1191, pp. 31-36.
- 大町達夫(1981): フィルダムの地下逸散減衰の算定, 第36回土木学会年次学術講演会, pp. 570-571.

- 大町達夫・中本伸夫・荒井靖博・高本智博(1986): 常時微動によるロックフィルダムと基礎との動的相互作用の定量的評価の試み, 第18回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp. 316-319.
- 大町達夫・前田慎二・中本伸夫・福岡知久(1987): 実測によるフィルダムの地下逸散減衰量の評価の試み, 第19回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp. 451-454.
- 大沢 胖・南忠夫・松島豊・長田正至(1981): 新建築学大系38, 構造の動的解析, 彰国社.
- 岡本舜三(1971): 耐震工学, オーム社, pp. 387.
- 佐藤忠信・砂坂善雄(1983a): 土構造物-地盤系の震動解析, 第18回土質工学研究発表会, pp. 625-626.
- 佐藤忠信・砂坂善雄(1983b): 土構造物-地盤系における地下逸散減衰の評価, 第17回地震工学研究発表会, pp. 143-146.
- 佐藤忠信(1983c): 地盤の振動モードに及ぼす地下逸散減衰の効果, 第17回地震工学研究発表会, pp. 147-150.
- 沢田純男・土岐憲三・杉山和久(1987): SHAC強震記録における長周期成分の補正に関する研究, 土木学会第42回年次学術講演概要集, pp. 906-907.
- 沢田義博・高橋 忠・桜井彰雄・矢島 浩(1977): ロックフィルダムの物性値分布特性および堤体の動的特性, 電力中央研究所報告, No. 377008.
- Seed, H. B., Idriss, I. M. and Kriefer, F. W. (1968): Characteristics of Rock Motions During Earthquakes, EERC 68-5, University of California, Berkeley.
- Sezawa, K. and Kanai, K. (1936): Damping in Seismic Vibrations of a Surface Layer due to an obliquely Incident Disturbance, Earthquake Research Institute, Sept., No. 14.
- 柴田 徹・佐藤忠信・砂坂善雄(1982): 土構造物-地盤系の地震応答解析, 第17回土質工学研究発表会, pp. 1877-1880.
- 土岐憲三(1981): 新体系土木工学, 構造物の耐震設計, 技報堂出版, pp. 99~101.
- 常田賢一・田村敬一・二宮嘉朗・吉見精太郎・深田秀実(1992): 土木構造物における加速度強震記録(NO. 18), 土木研究所彙報第56号.
- Trifunac, M. D. (1971): Zero Baseline correction of strong-motion accelerograms, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 61, No. 5, pp. 1201-1211.
- 渡辺啓行(1977): Nダム、Mダムの2次元動的安定解析, 電力中央研究所報告, No. 376019.
- 渡辺啓行・金沢紀一(1975): フィルダムの堤体震度に関する一考察, 電力中央研究所報告, No. 75001.
- 山原 浩(1969): 地震時の地動と地震波の入力損失(第1報), 日本建築学会論文報告集, No. 165, pp. 61-66

- 山原 浩(1970)：地震時の地動と地震波の入力損失（第2報），日本建築学会論文報告集，
No.167, pp25-30
- 柳沢栄司(1982a)：土構造物の振動特性に及ぼす基礎地盤の影響，土木学会論文報告集，
No.317, pp.101-110.
- 柳沢栄司・園部好洋(1982b)：フィルダムの振動特性に及ぼす地盤条件の影響，第6回日
本地震工学シンポジウム講演集，pp.1777-1783.
- 吉田 裕・岡山和生(1974)：地震加速度記録の積分における濾波計算のアルゴリズム，土
木学会論文報告集，No.221, pp.25-38.

ロックフィルダムの地震時
観測記録とその動的解析
—三保ダムを事例として—

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3228号
平成6年1月(1994)

ダム部 フィルダム研究室 室長 中村 昭
主任研究員 安田成夫 研究員 岩下友也
研究員 多賀恭一 部外研究員 横山真至^{*}

要旨 三保ダムにおける実測記録に基づく2次元FEM動的解析と実測との比較から、解析結果に与えるモデルや手法の違いを主に減衰の表現方法がら検討した。さらに、三保ダムにおける堤体と地盤との動的相互作用について基礎的な特性を評価した。また、モデルダムによるパラメータスタディによってフィルダムと地盤との動的相互作用の効果について定量的な評価を試みた。その結果、2次元動的解析で見積もられる地下透散減衰量は、現実より少ないと考えられ、応答は実測より過大となった。実測との差は、天端での最大応答加速度を一致させる場合、等価透散減衰定数に換算して約5%であった。フィルダムと地盤との動的相互作用効果は、堤体と地盤との全体系を解析の対象とする場合は、堤体の固有周波数が地盤のそれに近づくほど、固有周波数の減少・応答倍率の減少・減衰の増大が大きくなり、その傾向はダム規模が大きいほど大きい。また、地震動の損失レベルはインピーダンス比の増大に伴って増大し、ダム規模が大きいほど大きい。

キーワード：フィルダム、動的解析、地下透散減衰、動的相互作用

*）現弥建設技術研究所〔平成3年4月～平成5年3月の間部外研究員として在籍〕

郵便はがき

いは50
って円
下手切
を手

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
ダム部フィルダム研究室 行

No. 1

No. 1

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第3228号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印