

ISSN 0386-5878

土 研 資 料 第1737号

マイクロフィルム 第 号

# 土 木 研 究 所 資 料

地震災害予測のための地盤種判定等調査報告

昭 和 56 年 10 月

建設省土木研究所  
耐 震 研 究 室

Copyright © 1981 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 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、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

# 目 次

|                            |    |
|----------------------------|----|
| 要 約                        | 1  |
| 1. ま え が き                 | 3  |
| 2. 調 査 結 果                 | 5  |
| 2.1 基盤地震動の特性に関する調査         | 5  |
| 2.2 既往資料の整理による地震時斜面崩壊面積率調査 | 15 |
| 2.3 木造構造物の応答解析調査           | 27 |
| 3. 今後 to 検討すべき事項           | 41 |
| 4. あ と が き                 | 42 |

## 要

## 約

地震防災計画を立案するにあたっては、地震による災害規模の予測を行なう必要があり、そのために想定される地盤の挙動および公共土木施設等の被害予測の精度向上を図っていく必要がある。そのために、昭和55年度は建設省河川局および土木研究所において昭和54年度の調査を踏まえて地震動分布推定式の作成、土砂災害の危険度判定法の検討、木造構造物の被害分布の予測手法の検討に関する調査を実施した。

以下にその概要を列記する。

### (1) 基盤地震動の特性に関する調査

想定地震に対する広域な地震動の強度および特性を求めるために、基盤地震動の特性を距離減衰特性および加速度応答スペクトルに着目して調査検討を行なった。

### (2) 既往資料の整理による地震時斜面崩壊面積率調査

危険度判定を実施する際のマクロ的なチェック手法を開発するため、地震に伴う土砂災害と豪雨に伴う土砂災害を、崩壊面積率について比較検討した。

また、地形条件、地質条件、地震の大きさを加味した横断的な考察を実施した。

### (3) 木造構造物の応答解析調査

木造構造物の被害分布予測手法を提示するために、既往の各種研究成果を踏まえて、

i) 地震の諸元、地盤条件等のデータから、マクロ的に木造構造物の被害を予測する方法、ii) 予測される地震動強度、周波数特性、木造構造物の応答特性および強度と変形性能をモデル化し、ミクロ的に木造構造物の被害を予測する方法、の2種類の方法について検討を行なった。

the following: (1) the fact that the  
the following: (1) the fact that the  
the following: (1) the fact that the  
the following: (1) the fact that the

the following: (1) the fact that the

the following: (1) the fact that the  
the following: (1) the fact that the  
the following: (1) the fact that the

the following: (1) the fact that the  
the following: (1) the fact that the  
the following: (1) the fact that the

the following: (1) the fact that the  
the following: (1) the fact that the  
the following: (1) the fact that the  
the following: (1) the fact that the  
the following: (1) the fact that the

## 1. ま え が き

本調査は昭和54年度から開始した調査であり、建設省土木研究所においては、地震防災部、砂防部が分担して調査を行った。地震防災部振動研究室においては基盤地震動の特性に関する調査を実施した。砂防部急傾斜地崩壊研究室においては既往資料の整理による地震時斜面崩壊面積率調査を実施した。地震防災部耐震研究室においては木造構造物の応答解析調査を実施した。

本報告書はその結果を報告するものである。

昭和56年10月

砂防部急傾斜地崩壊研究室

室長 安江朝光

地震防災部振動研究室

室長 岩崎敏男

地震防災部耐震研究室

室長 上田治

研究員 羽立隆幸

1. 在 1990 年 1 月 1 日以前，  
2. 在 1990 年 1 月 1 日以后，  
3. 在 1990 年 1 月 1 日以后，  
4. 在 1990 年 1 月 1 日以后，  
5. 在 1990 年 1 月 1 日以后，  
6. 在 1990 年 1 月 1 日以后，  
7. 在 1990 年 1 月 1 日以后，  
8. 在 1990 年 1 月 1 日以后，  
9. 在 1990 年 1 月 1 日以后，  
10. 在 1990 年 1 月 1 日以后，

第 10 页

1. 在 1990 年 1 月 1 日以前，  
2. 在 1990 年 1 月 1 日以后，  
3. 在 1990 年 1 月 1 日以后，  
4. 在 1990 年 1 月 1 日以后，  
5. 在 1990 年 1 月 1 日以后，  
6. 在 1990 年 1 月 1 日以后，  
7. 在 1990 年 1 月 1 日以后，  
8. 在 1990 年 1 月 1 日以后，  
9. 在 1990 年 1 月 1 日以后，  
10. 在 1990 年 1 月 1 日以后，

## 2. 調 査 結 果

### 2.1 基盤地震動の特性に関する調査

#### 2.1.1. 概 説

地震時における地盤の地震動振幅は、当該地点の地盤・地形条件に左右されるという事実、ならびに、各種施設の被害は地盤条件に大きく影響されるという事実は1923年の関東地震の経験を経て広く認識されるようになった。その後、多くの研究が行われた結果、現在では、地盤の下方から伝播してくるせん断波動が地表層内で透過・屈折をくり返す結果、地盤の条件に応じて地震動の強さが変化するという考え方が一般に支持されている。したがって、想定地震に対する広域な地震動の強度および特性を求める際には、対象地域に共通した基盤における地震動の特性を知ることが重要となる。

本年度は、以上の観点から、基盤地震動の特性を距離減衰特性および加速度応答スペクトルに限定し、検討した。また、流動化発生地点に関する文献の整理を行った。

#### 2.1.2. 目 的

基盤地震動の特性を明らかにし、想定地震に対する広域な地震動強度を合理的に算定し得る手法を開発することを目的とする。

#### 2.1.3. 方 法

##### 1 S M A C型強震計記録の特徴

我国における既往の有効な強震記録は大部分がS M A C - B 2型強震計により得られたものであるが、この強震計は、振子の固有周期が0.14秒(7.14Hz)、減衰定数が1.0とされているために、短周期成分での感度が低下している。すなわち、図-1.1は、強震計の特性により、本来の地震動加速度(図-1.1(a))が、S M A C - B 2型強震計で記録された場合(図-1.1(b))に、どのように変化するかを示したものである。

従来は、図-1.1(b)の波形を“真の加速度”と見なしてきたが、この波形は図-1.1(a)に示したものと比較し、波形の山谷がとれてなめらかになっていると同時に、最大加速度も296gal→221galに低下していることがわかる。図-1.2は、これをパワースペクトルにより示したものであり、短周期成分でスペクトルレベルが小さくなっている様子がよくわかる。

次に、上記のような特性をもった強震記録をもとに、構造物(地盤を含めて)の地震応答を計算した場合に、計算結果がどのようなになるかを加速度応答スペクトルSAおよ

び加速度応答スペクトル倍率  $\beta$  により示したのが図-1.3である。すなわち、図-1.1 に示したように、原加速度波形および S M A C - B 2 型強震計で記録した波形の両者から、それぞれ、 $S_A$  スペクトルおよび  $\beta$  スペクトルを計算し、これらスペクトル値どうしの比を次のように定義する。

$$R_{SA}^{B^2} \equiv S_A^{B^2} / S_A^* \quad (1)$$

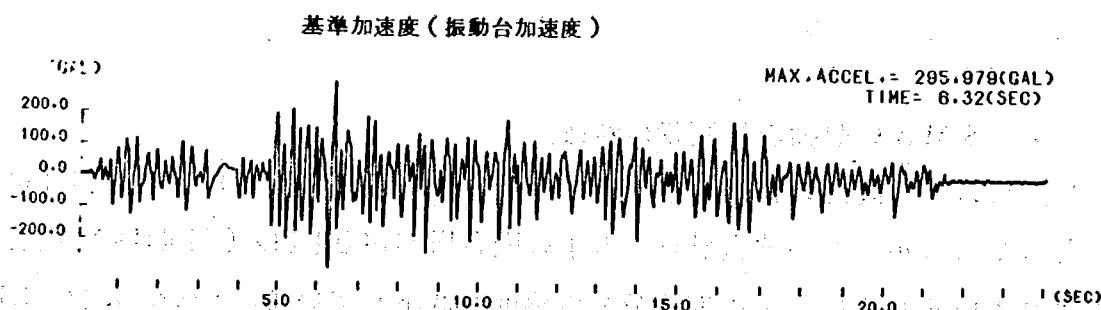
$$R_{\beta}^{B^2} \equiv \beta^{B^2} / \beta^* \quad (2)$$

ここで、 $S_A^*$ 、 $\beta^*$  はそれぞれ、原加速度波形から求めた  $S_A$  および  $\beta$  スペクトル、 $S_A^{B^2}$ 、 $\beta^{B^2}$  はそれぞれ、強震計で記録した波形から求めた  $S_A$  および  $\beta$  スペクトルである。

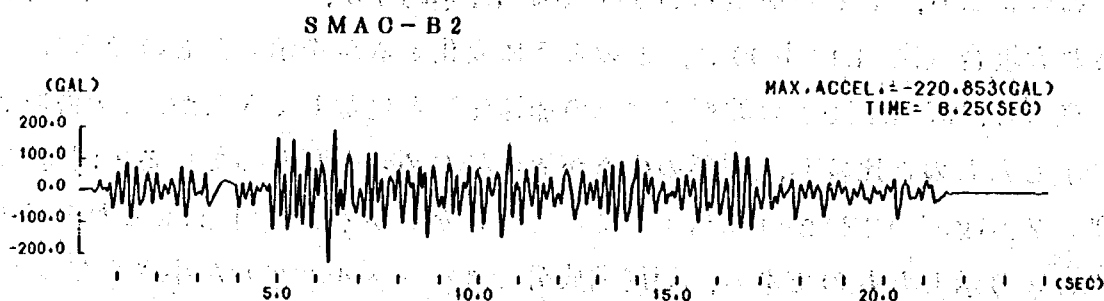
いま、式(1)、(2)の  $R_{SA}^{B^2}$ 、 $R_{\beta}^{B^2}$  を図-1.1を含めて合計7種類の強震記録に対して求め、これらの平均値と平均値からの標準偏差を求めたのが図-1.3であり、これより、次の傾向を指摘できる。

(i) S M A C - B 2 型強震計記録をもとに、 $S_A$  スペクトルを計算した場合には、固有周期が約 0.6 秒から 2 秒の範囲ではおおむね正しく原加速度波形のスペクトル値を評価するが、固有周期が約 0.6 秒以下の領域では  $S_A$  スペクトル を小さめに評価する。

(ii) S M A C - B 2 型強震計記録をもとに、 $\beta$  スペクトルを計算した場合には、固有周期が 0.1 ~ 0.3 秒の範囲においてはスペクトル値を最大で 15 % 程度小さめに、また 0.3 秒から約 2 秒の範囲ではスペクトル値を最大で 25 % 程度大きめにそれぞれ評価する。



(a) 原加速度波形 (最大加速度 296gal)



(b) S M A C - B 2 強震計で記録した加速度波形 (最大加速度 221gal)

図-1.1 S M A C - B 2 強震計の特性による波形の変化

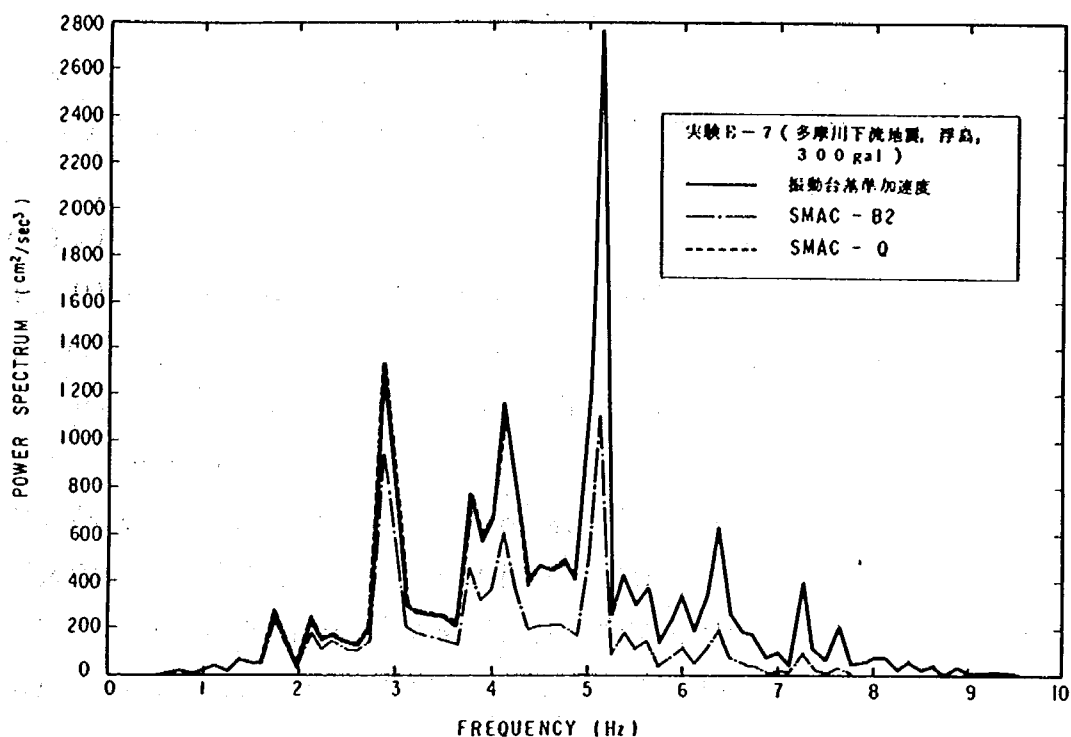
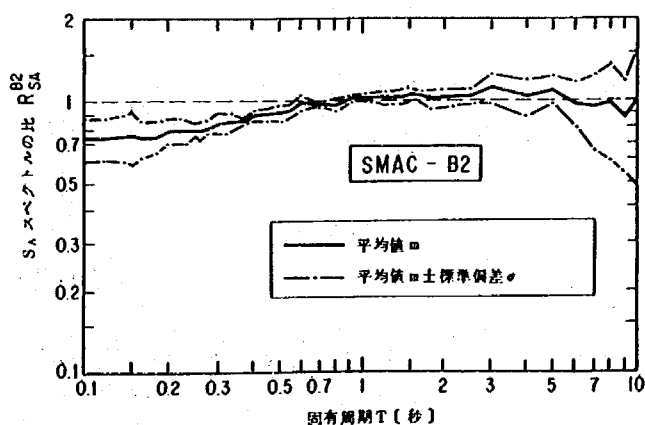
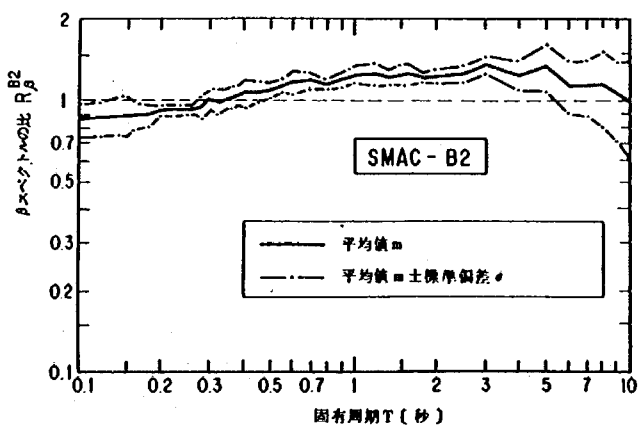


図-1.2 パワースペクトルで表わした図-1.1の波形の変化



(a) SA スペクトル



(b)  $\beta$  スペクトル

図-1.3 SMAC-B2型強震計特性が加速度応答スペクトルに及ぼす影響

## II. SMAC-B 2 型強震計記録の補正

以上のような点を補正するために、バンドパスフィルターによる記録の補正を行った。この際、強震記録の精度は、数値化時の精度に大きく支配されることを考慮して、フィルター特性は次のようにした。

$$F_c(f) = \begin{cases} 0 & 0 \leq f \leq f_{ll} \\ (f - f_{ll}) / (f_{lu} - f_{ll}) \cdot \exp[i\phi(f)/R(f)] & f_{ll} \leq f \leq f_{lu} \\ \exp[i\phi(f)/R(f)] & f_{lu} \leq f \leq f_{ul} \\ (f_{uu} - f) / (f_{uu} - f_{ul}) \cdot \exp[i\phi(f)/R(f)] & f_{ul} \leq f \leq f_{uu} \\ 0 & f \geq f_{uu} \end{cases} \quad (3)$$

ここで、 $f_{lu}$ と $f_{ul}$ は、それぞれ低振動数側および高振動数側の遮断振動数であり、 $f_{ll}$ と $f_{uu}$ は、それぞれ $f_{lu}$ 、 $f_{ul}$ に対応する補正フィルター倍率が0となる振動数である。 $f_{ll}$ 、 $f_{lu}$ 、 $f_{ul}$ 、 $f_{uu}$ は、数値化精度の検討結果に基づき、それぞれ、1/4, 1/3, 12, 13 Hz としている。また、式(3)の $R(f)$ および $\phi(f)$ は、空気減衰器内の空気がばねとして作用する効果を考慮して次式とした。

$$R(f) = \sqrt{\frac{1 + (U/N)^2}{(1 - U^2)^2 + \{ (1 - U^2) U/N + 2hU \}^2}} \quad (4)$$

$$\phi(f) = \tan^{-1} \left\{ \frac{2hU}{(1 - U^2) \{ 1 + (U/N)^2 \} + 2hU \cdot U/N} \right\}$$

ここで、 $U \equiv f/f_n$  ( $f_n$ は振子の固有振動数)、 $N \equiv f_a/f_n$  ( $f_a$ は減衰器の抵抗と空気バネのインピーダンスが等しくなる振動数)である。

### Ⅲ 解析対象記録

現在までに我国の地盤上で、建設省土木研究所および運輸省港湾技術研究所の強震観測網により収録された54回の地震による224成分の記録に対し、上述した計器特性による短周期成分の感度低下の影響を補正し、基盤上の地震動の最大加速度の距離減衰特性および加速度応答スペクトル倍率 $\beta$ の解析を行った。解析に用いた記録を、震央距離 $\Delta$ およびマグニチュード $M$ により分類すると図-1.4の通りである。すなわちマグニチュードが $5 < M < 6$ の小規模の地震は震央距離が $0 < \Delta < 150 \text{ km}$ 、 $6 < M < 7$ の中規模の地震は $50 < \Delta < 200 \text{ km}$ 、 $7 < M < 8$ の比較的大規模の地震は $100 < \Delta < 400 \text{ km}$ 、にそれぞれ対応しており、大規模な地震による比較的震源近くの記録は現在までに観測されていないことから含まれていない。また、おおむね、気象庁の震度で $M$ 以上となるマグニチュードと震央距離の組み合わせを対象としたために、遠距離に発生した小規模地震の記録は除外してある。

解析に際しては、以下の事項に留意した。

㊤建設省新耐震設計法等、従来の解析では、道路橋の基準に準拠して、地盤種別を4種に区分する場合が多い。この場合、最も地盤条件が良好な1種地盤の定義は、第3紀以前の地盤、もしくは、第3紀層までの洪積層の厚さが10m未満ということであり、“基盤”とは必ずしも対応していない。

㊦一方、地盤種別を4種に区分した従来の解析では、1種地盤に対応する応答スペクトルが、2、3、4種地盤に対応する応答スペクトルに比較して大きく異なっているのに対して、2～4種間ではそれほど大きい違いはない。これらの点は、地盤種別の方法に検討の余地が残されていることを示唆している。

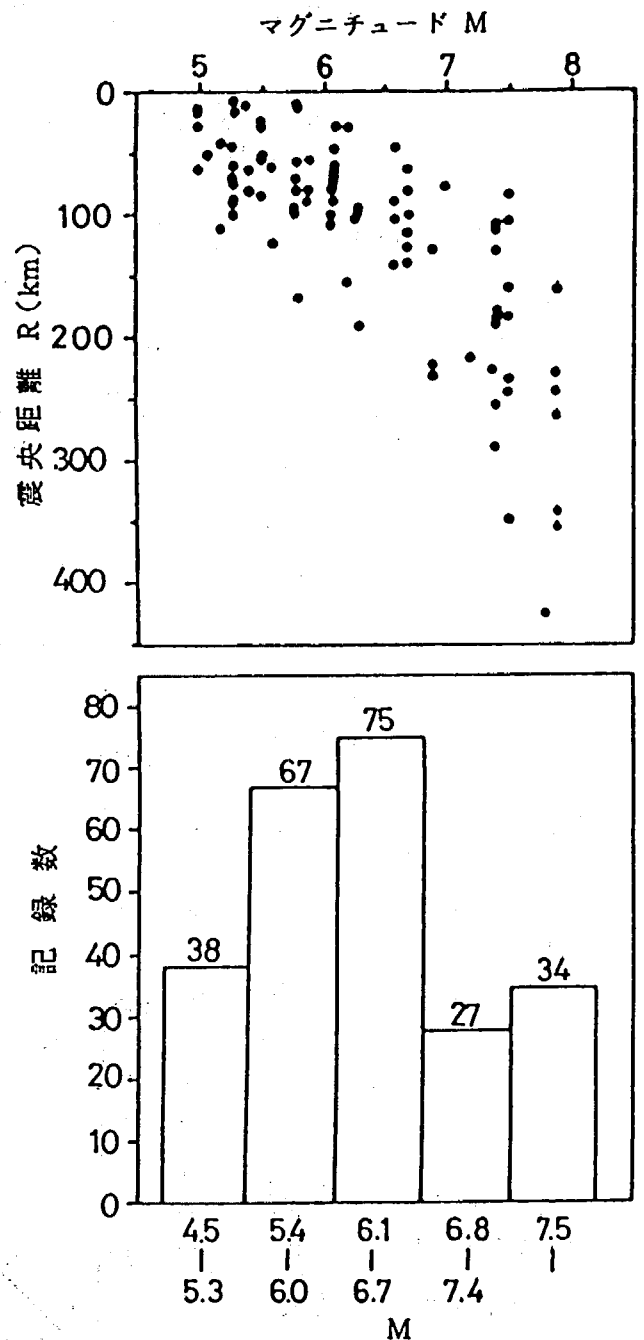


図-1.4 解析に用いた地震記録の分類

以上のような点を考慮するために、本年度は、次式に示す地盤の特性値  $T_G$  をもとに、地盤種別を表 1 に示すように 7 種類に分類した。

$$T_G = \sum_{i=1}^n (4H_i / V_{s i}) \quad (5)$$

ここで、 $H_i$ 、 $V_{s i}$  は、地層区分上せん断波速度が一様とみなされる  $i$  層の厚さおよびせん断波速度である。また、 $T_G$  の算定に際しての基盤は、せん断波速度  $V_s \geq 300 \text{ m/sec}$  以上の土層とし、 $V_s \geq 300 \text{ m/sec}$  の土層が露出している場合を第 1 種地盤とした。図-1.1 に示すように、224 成分中、第 1 種に該当するのは 20 成分であり、これらは開北橋、四徳大橋、東京湾観音崎、横山ダム、裾花ダム、境川橋の計 6 地点において、いずれも地盤上で観測された記録である。

表-1.1 地盤種別の定義および成分数

| 地盤種別 | 定 義                    | 成分数 |
|------|------------------------|-----|
| 1    | $V_s > 300$ 以上が露頭      | 20  |
| 2    | $0 < T_G \leq 0.1$ 秒   | 44  |
| 3    | $0.1 < T_G \leq 0.2$ 秒 | 16  |
| 4    | $0.2 < T_G \leq 0.4$ 秒 | 48  |
| 5    | $0.4 < T_G \leq 0.6$ 秒 | 18  |
| 6    | $0.6 < T_G \leq 1.0$ 秒 | 68  |
| 7    | $1.0 < T_G$            | 10  |
| 合 計  |                        | 224 |

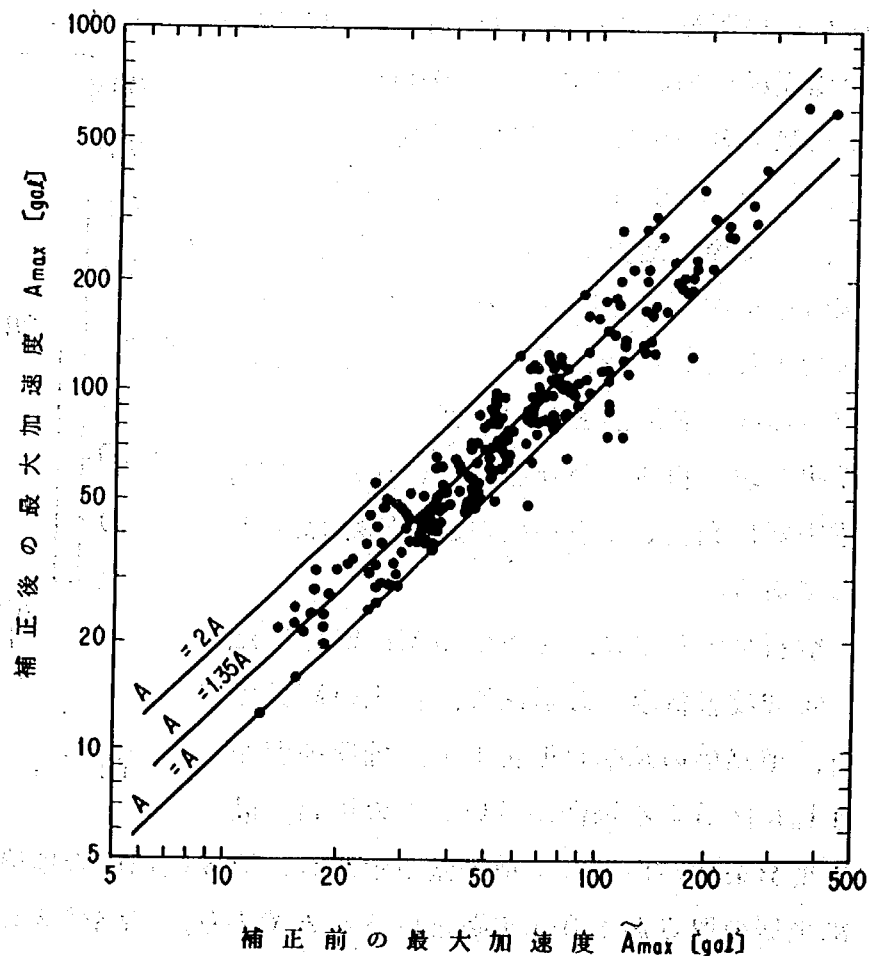


図-1.5 短周期特性の補正が最大加速度に及ぼす影響

図-1.5は、表-1.1に示した224成分に対して、IIに示した補正を加えた結果、最大加速度がどの程度変化するかを示したものである。なかには、補正を加えることにより最大加速度が低下するものもあるが、全体としては大きくなるものが多い。

平均すれば補正前の加速度  $\tilde{A}_{\max}$  と補正後の加速度  $A_{\max}$  の関係は次式で与えられる。

$$A_{\max} \approx 1.35 \tilde{A}_{\max} \quad (6)$$

## 2.1.4 調査結果

### 1 最大加速度の距離減衰特性

以上の記録を用いて、重回帰分析により最大加速度  $A_{max}$  の推定式を求めた。これによると、基盤を表-1.1に示す1種地盤と考えた場合には、最大加速度  $A_{max}$  は次式となる。

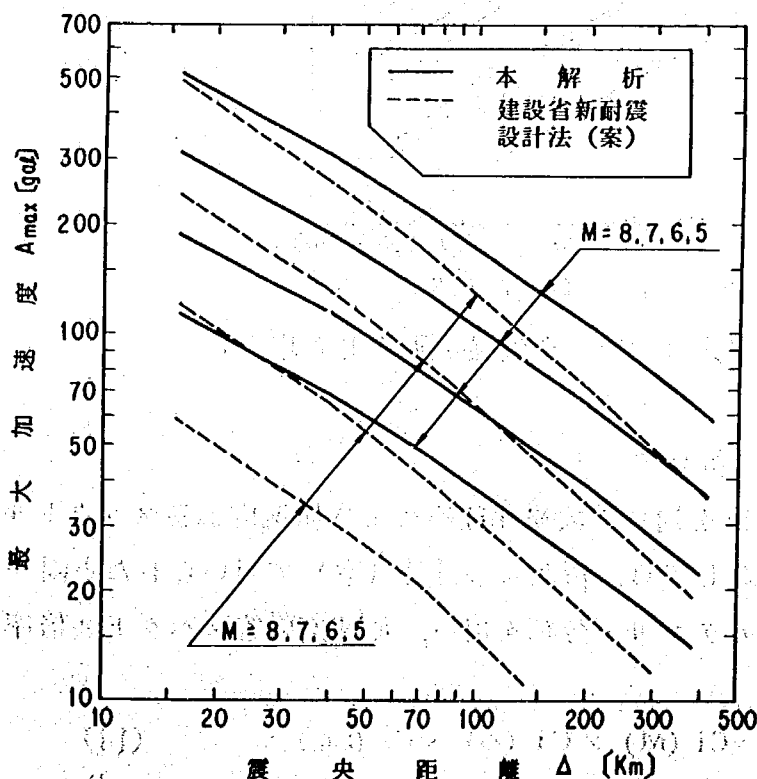
$$A_{max} = 39.6 \times 10^{0.238M} \times (\Delta + 10)^{-0.618} \quad (7)$$

ここで、 $M$  および  $\Delta$  は、それぞれ、地震のマグニチュードおよび震央距離であり、右辺第3項で  $\Delta + 10$  としたのは、 $\Delta = 0$  においてもみかけ上有限な値が得られるようにするための処置である。

上記の結果を既往の研究成果の1例として、建設省の新耐震設計法(案)(昭和52年)の結果と比較した。建設省新耐震設計法(案)では、第1種地盤(道路橋耐震設計指針(日本道路協会、昭和47年)による定義で、第3紀以前の地盤もしくは、第3紀層までの厚さが10m未満の地盤)上の最大加速度を与えるものとして次式が提案されている。

$$A_{max} = 46.0 \times 10^{0.208M} \times (\Delta + 10)^{-0.686} \quad (8)$$

いま、式(7)で与えられる今回の解析結果と式(8)で与えられる新耐震設計法(案)の式の比較を、 $M = 5, 6, 7, 8$  に対して示したのが図-1.6である。この結果によれば、今回の



の解析結果は、新耐震設計法(案)の結果に比較して最大加速度をかなり大きく与えており、短周期成分の感度低下を補正した結果が表われている。なお、式(7)および式(8)の比較からわかるように、距離  $\Delta$  にかかるべき乗項は、今回の解析の方がやや小さくなっている。

図-1.6 最大加速度推定式の比較  
(第1種地盤)

参考までに、表-1.1に示した 224 成分全体の記録から最大加速度を推定した場合には、 $A_{max}$  は次式で与えられる。

$$A_{max} = 107.7 \times 10^{0.219M} \times (\Delta + 10)^{-0.760} \quad (9)$$

これに対して、新耐震設計法（案）では、次式を提示している。

$$A_{max} = 34.1 \times 10^{0.308M} \times (\Delta + 10)^{-0.925} \quad (10)$$

式(8)と式(10)を比較した結果が図-1.7であり、この場合にも上述した第1種基盤の場合と同様に、全体として今回の解析結果の方が新耐震設計法（案）の結果よりも大きめの値を与えている。

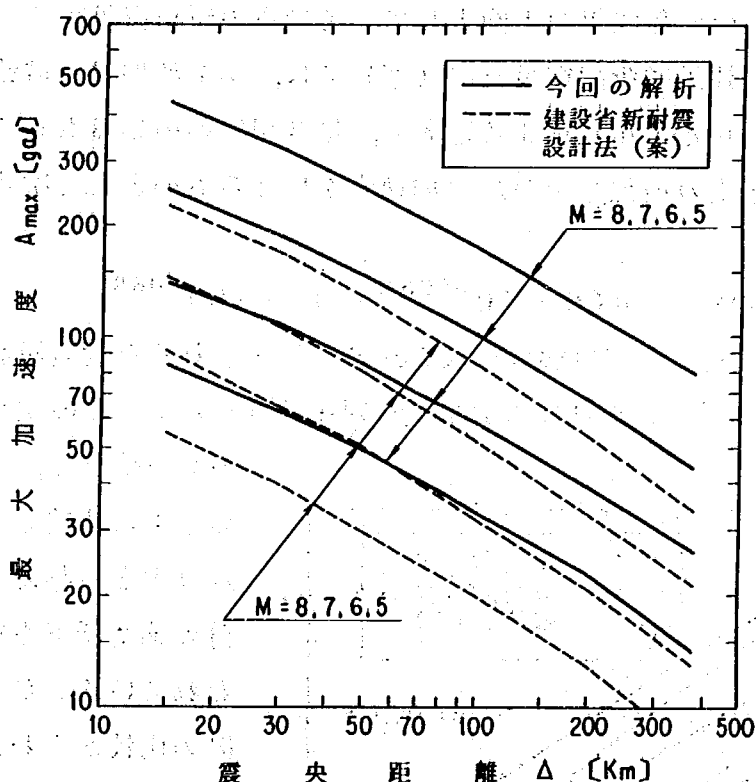


図-1.7 最大加速度推定式の比較（全地盤を平均した場合）

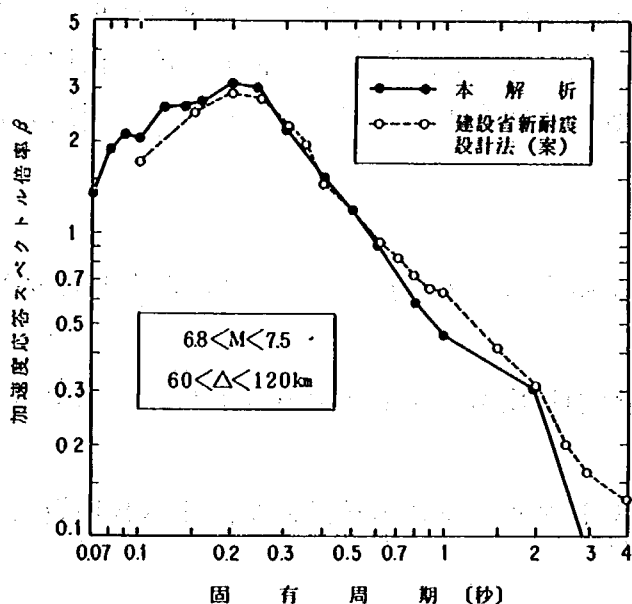
## Ⅱ 加速度応答スペクトル倍率の推定式

次に、上記の 224 成分の強震記録を用いて数量化理論により加速度応答スペクトル倍率  $\beta$  の推定式を検討した。解析に際しては、新耐震設計法（案）で用いられたと同一のマグニチュードおよび震央距離のカテゴリー分類を用い、加速度応答スペクトル倍率  $\beta$  ( $T_i$ ) を次式で与えた。

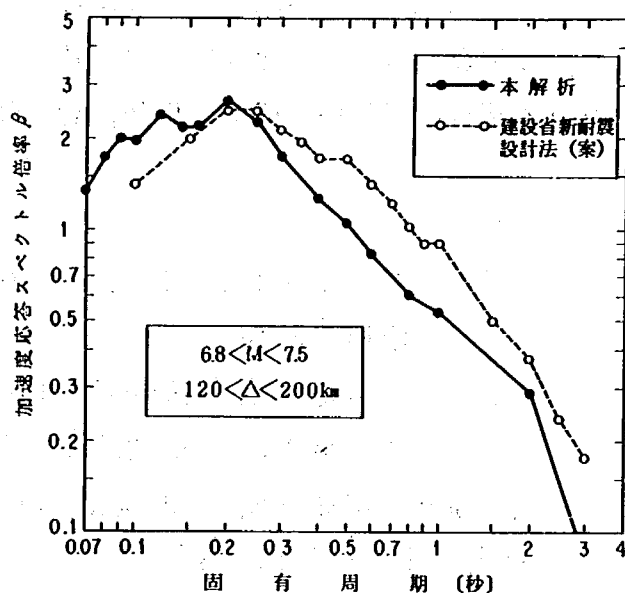
$$\beta(T_i) = C_i(M) \times C_i(\Delta) \times C_i(T_g) \quad (11)$$

ここで、 $T_i$  は対象とする周期であり、 $C_i(M)$ 、 $C_i(\Delta)$ 、 $C_i(T_g)$  はそれぞれ、マグニチュードの重み係数、震央距離の重み係数、地盤種別の重み係数である。

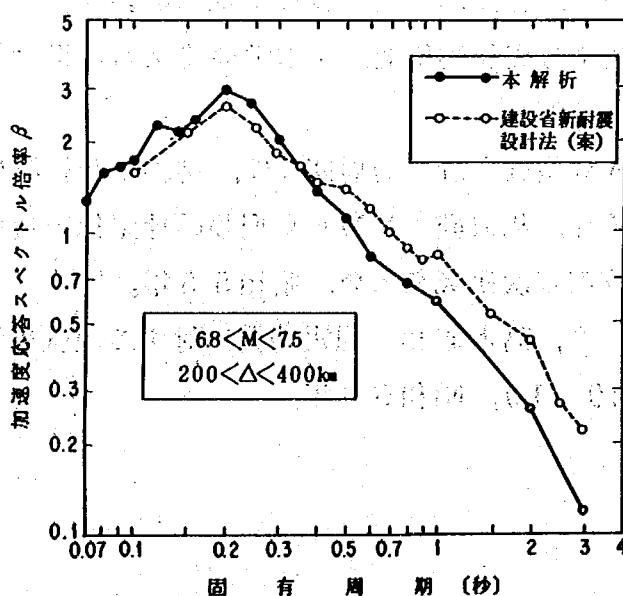
解析結果の一例として、表-1.1に定義した第1種地盤上でのマグニチュードが  $6.8 < M < 7.5$  のカテゴリーに属する  $\beta$  スペクトル減衰定数  $h=0.05$  を示すと図-1.8のようになる。また、図中には、新耐震設計法(案)による第1種地盤(図-1.1で定義した1種地盤とは異なることに注意)の  $\beta$  スペクトルを比較のために示してある。



(a)  $60 \text{ km} < \Delta < 120 \text{ km}$  の場合



(b)  $120 \text{ km} < \Delta < 200 \text{ km}$  の場合



(c)  $200 \text{ km} < \Delta < 400 \text{ km}$  の場合

図-1.8 加速度応答スペクトルの推定式の比較 ( $6.8 < M < 7.5$  の場合)

この結果によれば、周期が0.2～0.3秒以下では、今回の解析による $\beta$ スペクトルが新耐震設計法（案）の値よりやや大きく、また、周期が0.2～0.3秒以上の領域では、これとは反対の傾向になっていることが認められる。

### Ⅲ そ の 他

地震時の流動化地点における施設等の被害調査のために、濃尾地震（1891）、関東地震（1923）、新潟地震（1964）、十勝沖地震（1968）および宮城県沖地震の既往の6地震において、比較的震央距離の大きい流動化履歴地点を選択し、流動化地点における諸施設（道路、盛土、堤防、建築物等）の被害状況に関する資料収集を実施した。

#### 参考文献

- 1) 建設省：新耐震設計法（案），土木研究所資料，第1185号，建設省土木研究所昭和52年
- 2) 片山恒雄，岩崎敏男，佐伯光昭：地震動加速度スペクトルの統計解析，土木学会論文報告集，第275号，昭和53年
- 3) 岩崎敏男，川島一彦，高木義和：地震応答スペクトルの統計解析，土木技術資料，Vol. 21-8，昭和54年。
- 4) 後藤尚男，亀田弘行，杉戸真太，今西直人：デジタルフィルターによるSMA C-B2加速度計記録の補正について，土木学会論文報告集，第277号，昭和53年。
- 5) 岩崎敏男，川島一彦，若林進，高木義和：地震応答スペクトルに及ぼすSMAC型強震計特性に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第309号，昭和56年。
- 6) 後藤健一：SMAC型強震計の短周期特性，地震学会講演概要集，昭和54年。
- 7) 川島一彦，高木義和，相沢興：SMAC型強震計記録の短周期成分の補正，土木学会第7回関東支部年次研究発表会，昭和55年。
- 8) 岩崎敏男，川島一彦，高木義和：想定地震に対する地震動強度の推定法，土木技術資料，Vol. 20-10，昭和53年。

## 2.2 既往資料の整理による地震時斜面崩壊面積率調査

### 2.2.1 概 説

地震に関しては、その発生の予知のみならず、それによる土砂災害に対する避難体制や対策工法の早急な確立が急務となっている。こうした必要性に対応するため、昭和54年度より、関東および東海地方を主な調査対象地域とし、地震による斜面災害危険区域分布図等の作成を含む総合的な危険度判定法の確立を目指して調査を実施している。

一般に、土砂災害対策においては、地震だけを単独に取りあげることがまれで、降雨災害を含めて総合的に対策を立てている。よって、本調査では、地震時と降雨時の土砂災害を比較することにも重点を置き、現場の要請に対応できる危険度判定法を確立したいと考えている。

なお、本年度は崩壊面積率に関する調査を実施した。

### 2.2.2 目 的

本調査は、過去の地震並びに豪雨による数地域の斜面の崩壊面積率に関する既往の資料による調査をもとに、地震時斜面の崩壊面積率と誘因、素因との関係、誘因としての地震と豪雨の対応関係等を明らかにすることによって、地震時斜面の総合的危険度評価法のなかのマクロなチェック手法を開発することを目的とした。

### 2.2.3 方 法

#### I 調査対象地域および対象地震、豪雨

調査対象地域、対象とした地震、豪雨および使用した資料等を表-2.1に示す。

対象地域は、原則的には地震と豪雨による崩壊に関するデータが同一地区で得られる地域としたが、村上、えびの地域では、地震と豪雨による崩壊の発生地域が異なり、八戸では豪雨による目立った崩壊がないため地震による崩壊のみを扱った。

#### II 調査項目

##### (1) 崩壊面積率の集計

既往資料および新たに作成した崩壊地分布図を用い、崩壊地の面積を測定し、0.5km<sup>2</sup>を目安とした小流域毎に集計した。崩壊面積率( $Ca/A$ )は、崩壊面積( $Ca$ )を流域面積( $A$ )で除した値となる。

##### (2) 地形条件

地形条件としては流域の平均傾斜を計測した。起伏量比は流域がひとつの閉じ

た地域とならない、いわゆる残流域でその取扱いが難しいため、起伏量比にかわるものとして平均傾斜を選んだ。ここでは、流域の代表的な傾斜をもつ斜面の傾斜を測定した。また、1地区で扱う場合ははすべての平均値を用いた。

表-2.1 調査対象地域および対象地震、豪雨

|                            | 対象地震・豪雨        | 地 区 名            | 資 料 名                           | 備 考          |
|----------------------------|----------------|------------------|---------------------------------|--------------|
| 丹<br>沢<br>地<br>域           | 1923年<br>関東大地震 | 中津川<br>100.3 Km  | 宮ヶ瀬ダム貯水池周辺地すべり崩<br>壊地調査報告書      | 資料整理         |
|                            | 47.7豪雨         | 中津川<br>100.3 Km  | ・                               | ・            |
|                            | 1923年<br>関東大地震 | 中川川<br>25.49 Km  | 神奈川県荒廃地復旧工事地一覧図<br>昭和22年米軍写真    | 写真判読<br>既存資料 |
|                            | 47.7豪雨         | 中川川<br>25.49 Km  | 昭和44年、昭和48年撮影<br>航空写真           | 写真判読         |
| 伊<br>豆<br>半<br>島<br>地<br>域 | 伊豆半島沖<br>地 震   | 南伊豆<br>2.46 Km   | 地震による斜面崩壊の斜面形態調<br>査            | 既存資料         |
|                            | 51.7豪雨         | ・<br>2.46 Km     | C8-76-23<br>(昭和51年)             | 航空写真<br>判 読  |
|                            | 伊豆大島近<br>海 地 震 | 中伊豆<br>11.59 Km  | 「1978年伊豆大島近海の地震」<br>による崩壊調査報告書  | 既存資料         |
|                            | 53.8豪雨         | ・<br>11.59 Km    | ・                               | ・            |
| 村<br>上<br>地<br>域           | 新潟地震           | 越後早川<br>19.25 Km | 地震による斜面崩壊の斜面形態調<br>査報告書         | ・            |
|                            | 羽越豪雨           | 小長谷<br>5.82 Km   | ・                               | ・            |
| え<br>び<br>の<br>地<br>域      | えびの地震          | えびの<br>1.80 Km   | ・                               | ・            |
|                            | 47.7豪雨         | 加久藤<br>20.32 Km  | 昭和46年、昭和47年撮影航空<br>写真           | 航空写真<br>判 読  |
| 八<br>戸<br>地<br>域           | 1968年<br>十勝沖地震 | 八 戸<br>17.47 Km  | TO-62-7, TO-61-7<br>昭和43年撮影航空写真 | ・            |

### (3) 地質条件

流域ごとに既往の地質図を用いて地質を決定した。調査地域の地質を、花崗岩類、第3紀火山岩類、第3紀堆積岩類、シラスの4種類に区分した。

### (4) 地震力

地震力については震度、震源からの距離、地震のエネルギーについて整理した。加速度については測定資料が少ないため、各地震について整理できなかった。また、震度については震度に関する既往資料が今回の小流域区分に対応するような精度を持たないので、ひとつの地区はひとつの震度で代表させた。次に、地震の

エネルギーは、地震の規模（マグニチュード， $M$ ）と地震のエネルギー（ジュール， $E$ ）との関係式， $\log E = 4.8 + 1.5 M$ によった。

#### (5) 降雨量

各対象降雨の24時間最大雨量，その資料がない場合は，最大日雨量を求めた。対象地域が狭いことから，各地区の雨量は地震力と同様に各地区についてひとつの雨量とした。

#### (6) 資料のまとめおよび考察

崩壊面積率と誘因（地震力，降雨量）および素因（傾斜，地質）との関係をまとめた。また，それらの結果から，崩壊面積率と誘因，素因との関係および誘因としての地震の大きさと降雨の比較について考察を行った。なお，本作業では各地区内の検討は，対象地域が狭いため震度，雨量といった誘因，地質等が1地区についてひとつの値をとるので，主な考察の対象とせず，崩壊面積率，誘因，素因は各地区の平均値，代表値を用いた値を主な考察の対象としている。

### Ⅲ 崩壊面積率の補正

崩壊面積率は対象とする地域のとり方（位置，面積）によって大きく変化する。このため崩壊面積率を異なる地域で比較するには，同じ程度の対象面積どうしを比較するのが望ましい。

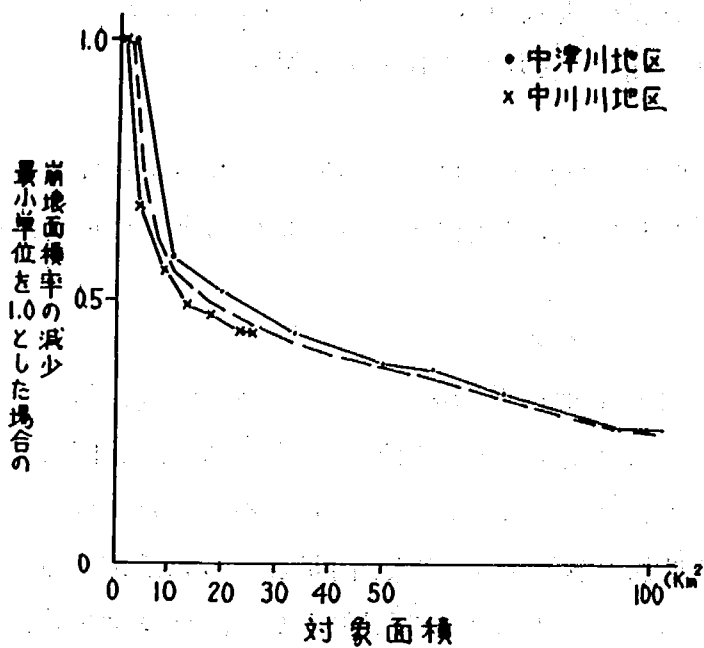
今回の調査では対象面積が2.5～100km<sup>2</sup>と極端に異なるので崩壊面積率の補正値を算出してみた。

対象面積の広い中津川，中川川地区について崩壊地が特に集中している地域を選び，そこを仮の中心点として，半径2km毎の環状地帯に流域の中心を持つ流域面積，崩壊面積を集計し，各ベルト毎に崩壊面積率を求めた。最小面積の崩壊面積率を1.0とした場合の崩壊面積率の減少割合を図-2.1(a)，(b)に示す。

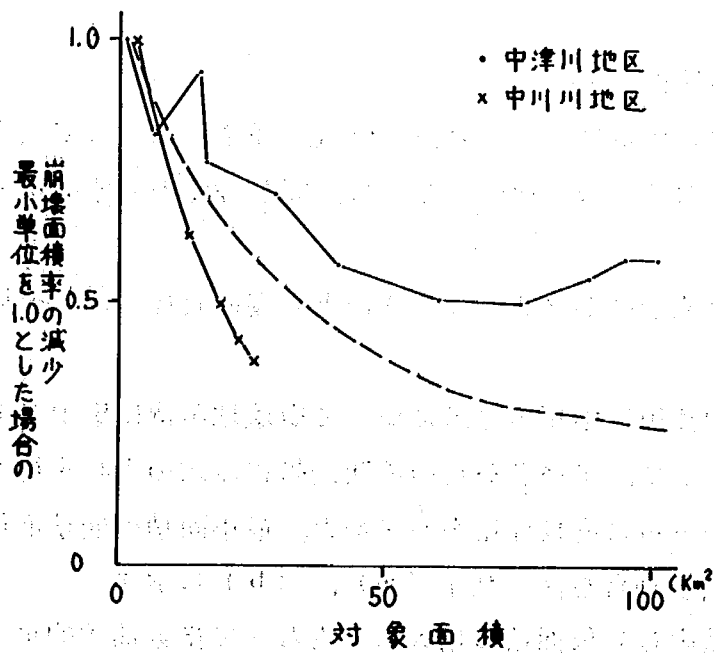
地震時の崩壊面積率は対象面積の増大にともなって指数曲線的に大きく減少している。それに対して降雨時は減少の仕方が小さい。

崩壊面積率の補正は，この図-2.1を用いて行なった。2～3km<sup>2</sup>を最小単位として崩壊面積率が対象面積の増大にともなって指数曲線的に減少するものとして，目視によって中川川，中津川地区の描く曲線の平均的な曲線を描いた（図-2.1中の破線）。この曲線を用いて崩壊面積率を次のように修正した。

$$\text{修正崩壊面積率} = \text{崩壊面積率} \times \frac{\text{20 km}^2 \text{での崩壊面積率割合 (0 \sim 1.0 \text{で表示})}}{\text{対象面積全体の崩壊面積率割合 (0 \sim 1.0 \text{で表示})}}$$



(a) 地震



(b) 降雨

図-2.1 崩壊面積率の補正

## 2.2.4 調査結果

### 1 崩壊面積率集計結果および崩壊発生状況

表-2.2に、各地区別、地質別の崩壊面積率、その修正値、誘因、素因の諸元を示す。

#### (1) 地震による崩壊面積率

表-2.2 地区別、地質別崩壊面積率

| 地域名        | 地区名      | 地 質         | 流域面積<br>(A) Km <sup>2</sup> | 地震による崩壊面積 |             |              | 豪雨による崩壊面積 |             |              | 地震の大きさ |       |                      | 傾斜<br>度 | 雨量<br>mm |
|------------|----------|-------------|-----------------------------|-----------|-------------|--------------|-----------|-------------|--------------|--------|-------|----------------------|---------|----------|
|            |          |             |                             | (Ca)      | (Ca/A)<br>% | 修正<br>(Ca/A) | (Ca)      | (Ca/A)<br>% | 修正<br>(Ca/A) | I      | L     | E                    |         |          |
| 丹 沢        | 中川川      | 全 地 域       | 2549                        | 9,517.2   | 3.73        | 3.98 %       | 5339.5    | 2.09        | 2.30 %       | M      | 362   | $3.2 \times 10^{16}$ | 41      | 440      |
|            |          | 第三紀<br>火山岩類 | 658                         | 2,490.0   | 3.78        | 2.71         | 297.5     | 0.45        | 0.34         | M      | "     | "                    | 40.9    | "        |
|            |          | 花 崗 岩 類     | 18.91                       | 7,027.2   | 3.72        | 3.64         | 5,042.0   | 2.67        | 2.71         | M      | "     | "                    | 41      | "        |
|            | 中津川      | 全 地 域       | 1003.2                      | 23,354.0  | 2.33        | 4.47         | 6,739.0   | 0.67        | 1.61         | M      | 32.0  | "                    | 33.2    | "        |
|            |          | 第三紀<br>火山岩類 | 97.47                       | 23,257.0  | 2.39        | 4.59         | 6,399.0   | 0.66        | 1.59         | M      | "     | "                    | 33.3    | "        |
|            |          | 第三紀<br>堆積岩類 | 2.62                        | 67.0      | 0.26        | 0.12         | 336.0     | 1.28        | 0.83         | M      | "     | "                    | 30.0    | "        |
|            |          | 花 崗 岩 類     | 0.23                        | 300       | 1.30        | —            | 4.0       | 1.74        | —            | M      | "     | "                    | 35.3    | "        |
|            | 南伊豆      | 第三紀<br>火山岩類 | 2.46                        | 295.0     | 1.20        | 0.58         | 69.5      | 0.28        | 0.18         | V      | 11.6  | $1.4 \times 10^{16}$ | 28.5    | 160      |
| 伊 豆<br>半 島 | 中伊豆      | "           | 11.59                       | 1,606.4   | 1.39        | 1.24         | 2,763.7   | 2.38        | 1.98         | V      | 26.6  | $2 \times 10^{16}$   | 28.9    | 150      |
| 村 上        | 越後<br>早川 | 花 崗 岩 類     | 19.25                       | 443.5     | 0.23        | 0.23         | —         | —           | —            | V      | 48.3  | $1.1 \times 10^{16}$ | 30.3    | —        |
|            | 小長谷      | "           | 5.82                        | —         | —           | —            | 259.3     | 0.46        | 0.34         | —      | —     | —                    | 28.3    | 440      |
| えびの        | えびの      | シ ラ ス       | 1.80                        | 538.3     | 2.99        | 1.44         | —         | —           | —            | M      | 5.6   | $8.9 \times 10^{15}$ | 25.4    | —        |
|            | 加久藤      | 第三紀<br>火山岩類 | 203.2                       | —         | —           | —            | 1,636.0   | 0.81        | 0.81         | —      | —     | —                    | 23.5    | 300      |
| 八 戸        | 八 戸      | シ ラ ス       | 17.47                       | 4,299.0   | 2.46        | 2.36         | —         | —           | —            | V      | 189.0 | $4.5 \times 10^{16}$ | 26      | 90       |

I : 震度

L : 震源からの距離 (Km)

E : エネルギー (ジュール)

修正値は20 Km<sup>2</sup>を対象面積とした場合中津川の花崗岩類については、対象面積が小さすぎるので  
修正値を求めない。

修正値でみると、中津川地区で4.47%、中川川で3.98%と丹沢地区では約4.0%程度の崩壊面積率となる。この4%という値は全国的にみても高い値で、関東大地震によって丹沢山地は非常に荒廃したことを示している。また、八戸地区では2%を起え、地震前の降雨の影響を示している。

。他の地区では越後早川地区を除き0.5~1.5%の値となっている。

#### (2) 豪雨による崩壊面積率

修正値でみると、中川川地区で2.3%、中津川地区で1.61%、中伊豆地区で1.98%となっている他は、各地区でも1%以下である。地震、降雨とも各地区

で誘因としての大きさが異なるので、崩壊面積率の単純な比較はできないことに留意する必要がある。

### (3) 小流域単位での崩壊面積率の最大値

各地区における小流域単位（0.5 km<sup>2</sup>程度）での崩壊面積率の最大値を表－2.3に示した。崩壊が集中して発生する場合、小流域単位でみるとどの程度の崩壊面積率となるかこの表から概ね把握できる。全体として地震時における崩壊面積率の方が大きい値を示している。

表－2.3 各地区の小流域を単位とした最大崩壊面積率

| 地 区 名   | 地震時崩壊面積率<br>(最大値) % | 降雨時崩壊面積率<br>(最大値) % | 備 考                             |
|---------|---------------------|---------------------|---------------------------------|
| 中 川 川   | 12～28               | 10～20               |                                 |
| 中 津 川   | 15～20               | 5.5                 |                                 |
| 中 伊 豆   | 7～9                 | 9～11                | 流域面積が小さい (0.2 km <sup>2</sup> ) |
| 南 伊 豆   | 5～7                 | 2                   | 流域面積が小さい (0.1 km <sup>2</sup> ) |
| 越 後 早 川 | 1.2～1.4             | —                   |                                 |
| 小 長 谷   | —                   | 1.5                 |                                 |
| え び の   | 7～10                | —                   | 流域面積が小さい (0.1 km <sup>2</sup> ) |
| 加 久 藤   | —                   | 2.7～3.7             |                                 |
| 八 戸     | 7～8                 | —                   |                                 |

## Ⅱ 崩壊面積率と誘因・素因の一元的相関

なお、以下に示す、図－2.3および図－2.4中で○印は中川川、×印は南伊豆、□印は八戸、●印は中津川、△印は中伊豆、◎印はえびの地区のデータを示している。

### (1) 地 震 時

崩壊面積率と誘因および素因との関係を一元相関として修正値で整理したのが図－2.2および図－2.6である。

#### ① 地 質 (図－2.2 (a))

地震の大きさと地形条件が異なるためか、同一の地質地域においても崩壊面積は広い巾をもつ。第三紀堆積岩類が目立って小さな値を示しているが、対象面積が小さいので、この地質で崩壊面積率が特に小さいとは断定できない。

#### ② 傾 斜 (図－2.2 (b))

えびの、八戸のシラス地域を別にすれば、概ね傾斜が大きくなる程、崩壊面積率が高くなる傾向を示す。地形図上で傾斜を測定しているため、シラス地帯では傾斜が過小になっている可能性がある。

### ③ 震源からの距離 (図- 2.2 (c))

震源に近い程、崩壊面積率が大きいという傾向は必ずしも認められない。特に八戸地区については地震プラス降雨の影響により、崩壊面積率が高くなっている可能性がある。

$$\text{④ エネルギー} \times \frac{1}{\text{震源からの距離}} \left( E \times \frac{1}{L} \right) \quad (\text{図- 2.2 (d)})$$

えびの、八戸地区のシラス地域を除外してみると、 $E \times \frac{1}{L}$  が大きくなるに従い崩壊面積率が大きくなる傾向を持つようである。

ここで用いた  $E \times \frac{1}{L}$  という指標は地震の規模が大きい程、また震源からの距離が近い程、崩壊面積率が高いであろうという想定をもとにしている。

### ⑤ 震 度 (図- 2.6)

他の素因、指標と同様に必ずしも明瞭な関係があるとはいえないが、八戸地区が降雨の影響を受けているということを考えると、明らかに震度の増大とともに崩壊面積率が高くなると考えることができ、崩壊面積率の増加する傾向は指数曲線的である。

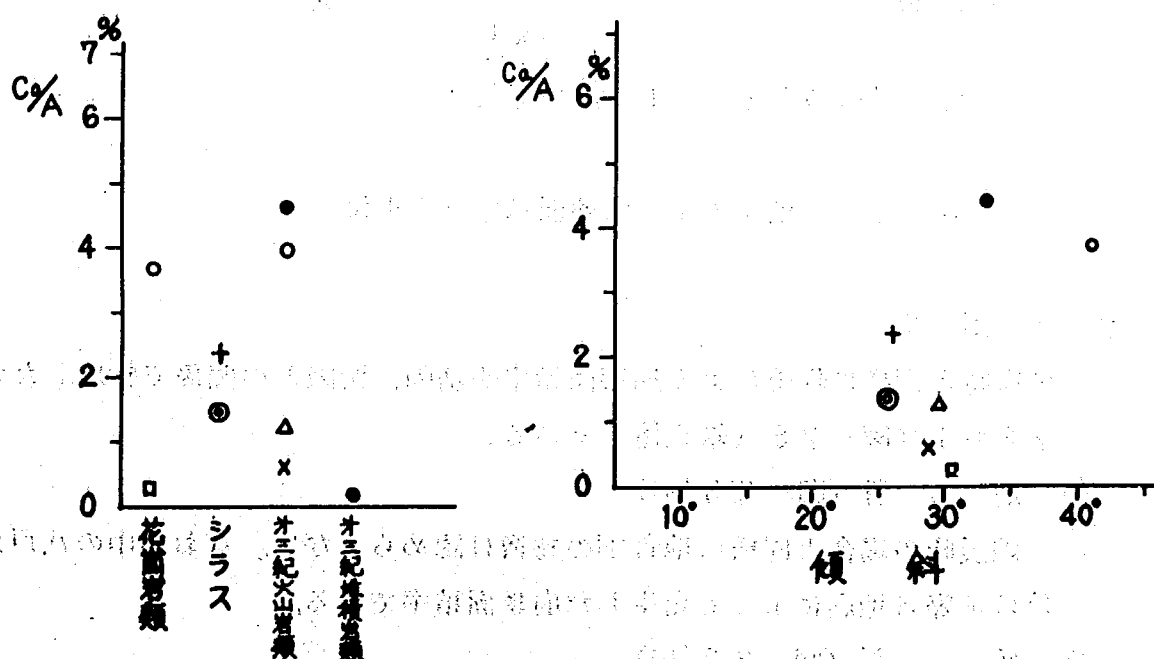
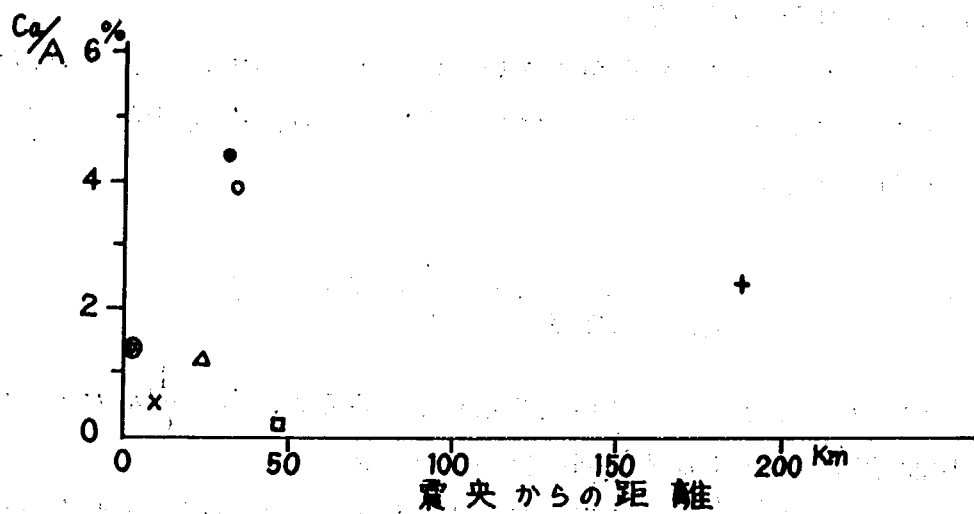
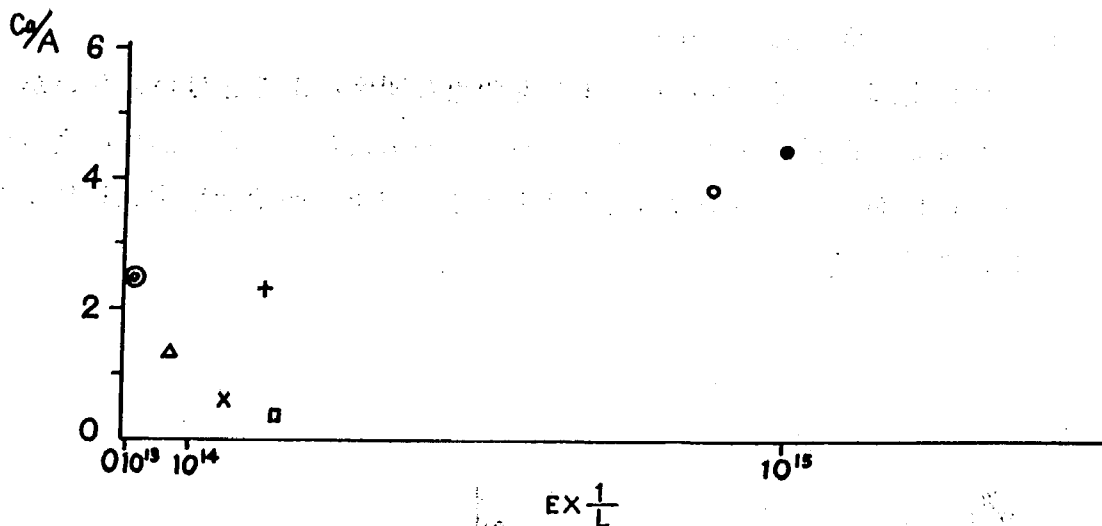


図- 2.2 (a) 地質別崩壊面積率 (修正値) (b) 傾斜別崩壊面積率

図- 2.2 地震による崩壊面積率 (修正値)



(c) 震央からの距離による崩壊面積率 (L)



(d) 地震の大きさによる崩壊面積率

図-2.2 地震による崩壊面積率 (修正値)

## (2) 降雨時

地震時と同様に降雨による崩壊面積率を誘因、素因との関係で整理したのが図-2.3および図-2.5 (修正値) である。

### ① 地質 (図-2.3 (a))

地震時の場合と同様に地質別の特徴は認められない。なお図中の八戸地区の値は実際は地震によって発生した崩壊面積率である。

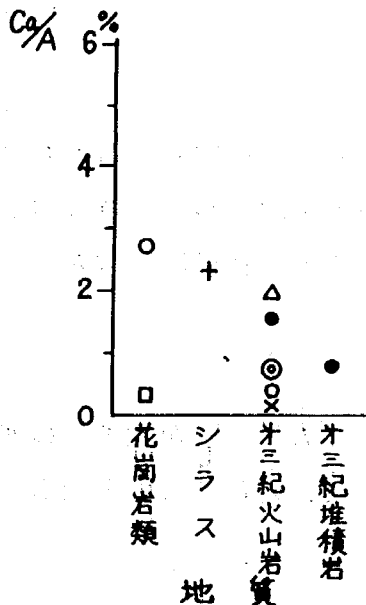
### ② 傾斜 (図-2.3 (b))

地震時の場合と同様に地震の直前に多量の降雨があった八戸地区、地震で地

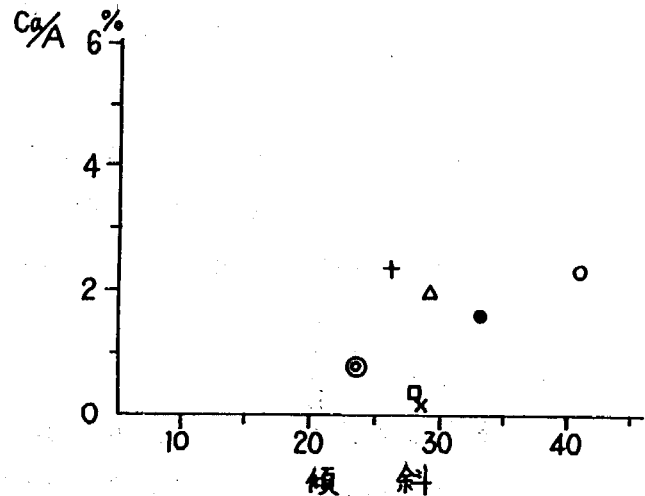
盤がゆるんだ後の降雨によって崩壊した中伊豆地区を除けば、ほぼ傾斜の大きい程、崩壊面積率が大きくなる傾向を持っている。

### ③ 日 雨 量 (図-2.5)

雨量データが地域によって日雨量と24時間最大雨量の値とがあるため断定的なことは言えないが、ここでも八戸地区と中伊豆地区を除けば、雨量の増加にともなって崩壊面積率が大きくなる傾向がある。



(a) 地質別崩壊面積率



(b) 傾斜別崩壊面積率

図-2.3 降雨による崩壊面積率 (修正値)

## Ⅲ 二 元 相 関

誘因, 素因の組み合わせは次の通りである。

(地震時崩壊面積率)

① 地質 — 震源からの距離

② 地質 — 傾 斜

③ 地質 —  $E \times \frac{1}{L}$

④ 傾斜 — 震源からの距離

⑤ 傾斜 —  $E \times \frac{1}{L}$

⑥ 傾斜 — 震 度

⑦ 地質 — 震 度

(降雨による崩壊面積率)

① 地質 — 降 雨

## ② 地質 — 傾 斜

## ③ 傾斜 — 降 雨

これらの組合せで整理を実施してみたが明確な傾向はつかめなかった。以下には概要だけを述べる。

### (1) 地 震 時

何らかの傾向がつかめる組み合わせは、②地質と傾斜、⑤傾斜と  $E \times \frac{1}{L}$ 、⑥傾斜と震度、⑦地質と震度の組み合わせである。

#### ② 地質と傾斜

各地質毎に傾斜の大きい程、崩壊面積率が高くなる傾向があるものと考えられる。シラスが測定された傾斜に比して高い値を示すが、これは地形図による作業のため傾斜が過小になっているものであろう。修正値の方がかえって関係が不明確となる。

#### ⑤ 傾斜と $E \times \frac{1}{L}$

地質を考慮すると一応、傾斜が大きい程、また  $E \times \frac{1}{L}$  が大きい程崩壊率が高い傾向を示すようであるがあまり明瞭ではなく、地質を考慮したもので整理する必要がある。

#### ⑥ 傾斜と震度

⑤と同様に地質の要素を考慮すると一応、傾斜が大きく震度が大きい程、崩壊面積率が大きくなるようである。但し八戸地区はここでも例外的である。

#### ⑦ 地質と震度

各地質毎に震度が大きい程、崩壊面積率が高くなるという傾向を示している。

以上述べたように二元相関ではあまり明瞭な関係が読みとれないが、地質別に地質力と傾斜に対応した崩壊面積率となっているものと推定されるため、これらを同時に表現する方法が必要である。

### (2) 降 雨 時

地震時の関係に比べると更に関係が不明瞭となり、ここではいずれの組み合わせからも傾向を見い出せないが、強いて言えば、地震の影響を受けた中伊豆、実際は地震で発生した八戸地区の例外を除くと、第三紀火山岩類について降雨が大きい程、崩壊面積率が高いという傾向があるようにみえる。

## Ⅳ 素因（地質、傾斜）および地震動が崩壊面積率に及ぼす影響

素因（地質、傾斜）および地震動が崩壊面積率に及ぼす影響をみるために、それらの関係を図-2.4 (a), (b) に整理した。

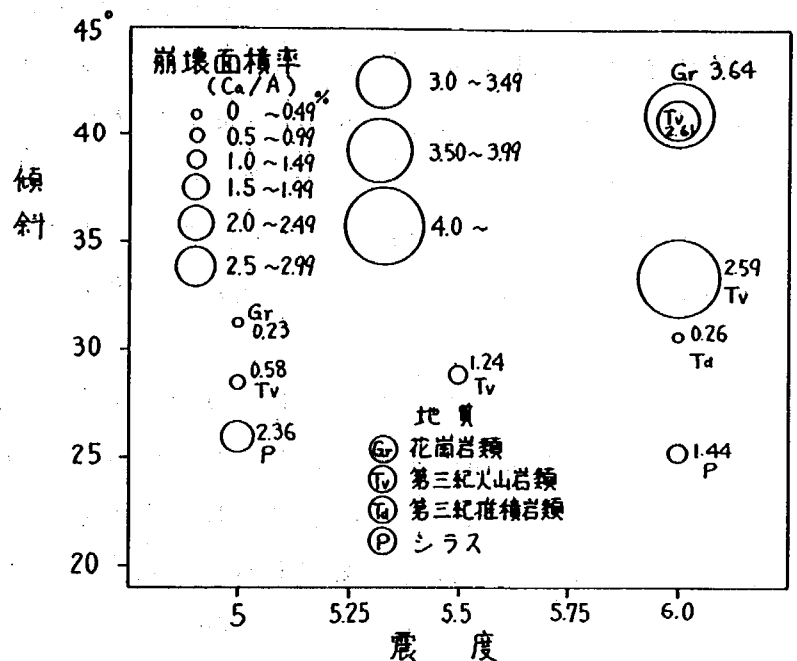
図-2.4 (a) は横軸に震度をとったものであるが、明確な関係が見い出せない。傾

向としては、震度が大きく、傾斜が大きい程、崩壊面積率が大きくなっているものと考えて良いであろう。

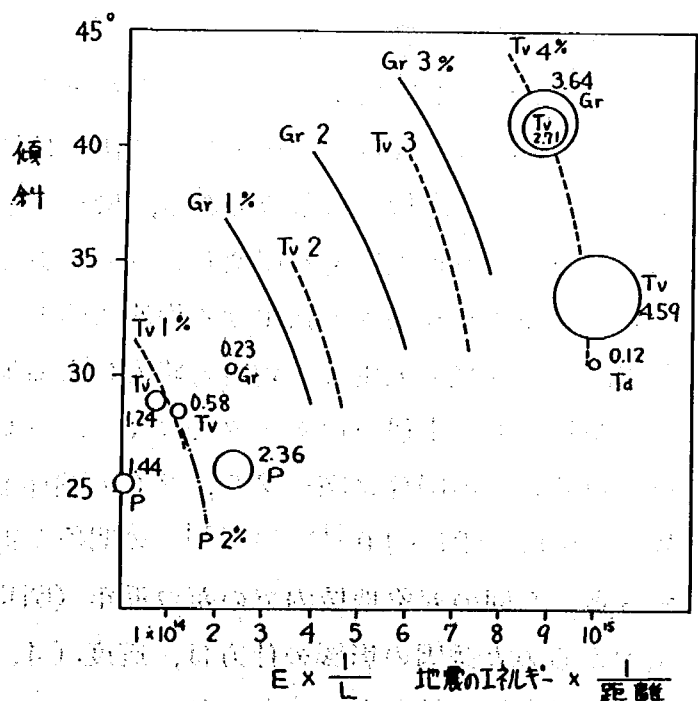
図-2.4 (b) は横軸に地震のエネルギー ( $E/L$ ) をとったものである。

この図からは、地質別に傾斜と地震力によって崩壊面積率が変化してゆくのがわかる。データの数が少ないため、断定的には言えないが、 $E/L$  の増大、傾斜の増大 (今回の場合  $40^\circ$  程度まで) にともなって地質別に崩壊面積率が大きくなっている。

この図を用いて崩壊面積率の大まかな傾向線を求めることができる。 $E/L$  という量の物理的意味が不明確であること、また、サンプル数が非常に少ないこと等の問題点はあるが、仮に震源地と地震の規模を仮定し、対象地域を設定すれば、この図から対象地域の崩壊面積率 (20 km<sup>2</sup> の面積相当) の推定が可能となる。なお、図中に示した線は目視によって引いたもので、各地質別に崩壊面積率の傾向を示している。



(a) 地震力として震度をとった場合



(b) 地震力として  $E/L$  をとった場合

図-2.4 地震力、傾斜、地質別崩壊面積率 (修正値)

# V 誘因としての地震の大きさと降雨量の対応

降雨による崩壊は頻繁に発生しているが地震による崩壊は降雨に比べれば発生頻度は低い。そこで地震の大きさ（震度）がどの程度の雨量に匹敵するか（崩壊発生に関して）を検討するのは、斜面の災害対策上重要な要素となる。図-2.5 および 2.6 に、最大日雨量（ $R$ ）とそれによる崩壊面積率（修正値、 $(Ca/A)'_{rain}$ ）および震度（ $I$ ）とそれによる崩壊面積率（修正値、 $(Ca/A)'_{seis}$ ）の関係を示した。

図-2.5 では、えびの地区、中伊豆地区を除くと、日雨量に対応して崩壊面積率が增大している。図中の破線は、崩壊面積率が有効雨量（ $R-150$ ）と直線関係にあるとの仮定の線である。また、図-2.6 では、河角による加速度と震度の関係  $\alpha = 0.8 \times 10^{1/2} \cdot (I-1)$  を参考とし、崩壊面積率が加速度と直線関係があるとの仮定のもとに適当な定数を採用して描いた線である。

ここでは八戸と中伊豆のデータが特異な値を示していることが注目される。図-2.5 の中伊豆は地震直後の豪雨により崩壊したものであり、図-2.6 の八戸は豪雨直後の地震により崩壊したものであることから、このような条件で発生する崩壊に関しては特別な取扱いが要求されよう。

次に、同一地域で発生した地震と降雨による崩壊面積率をプロットすると図-2.7 のように整理され、中伊豆のデータを除くと、 $(Ca/A)'_{rain} = 1/2 (Ca/A)'_{seis}$  の対応が見られる。この関係に図-2.5、2.6 の関係を代入すると

$(R-150) = 25 \times 10^{1/2} \cdot (I-1)$  の関係が得られる。この関係を用いて大胆な議論をすると、今回の対象地域内でのかつ近年（関東大地震、1923 年以降）における崩壊面積率からみた誘因の影響の仕方は、震度（4, 5, 6）が、最大日雨量（175, 230, 400 mm 程度）に対応することになる。

（謝 辞） 最後になったが、既往収集にあたっては、科学技術庁国立防災科学技術センターはじめ、神奈川県土木部砂防課、同林務部林務課、気象庁地震課、建設省宮ヶ瀬ダム工事々務所の方々に多大なる御援助を賜ったことを記して、感謝の意を表したい。

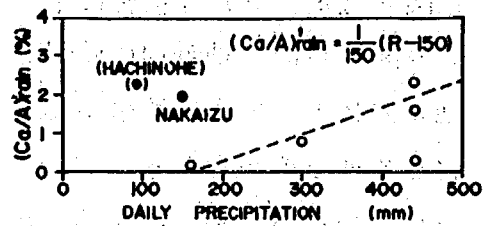


図-2.5 日雨量と崩壊面積率

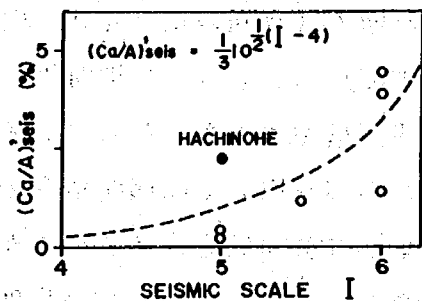


図-2.6 震度と崩壊面積率

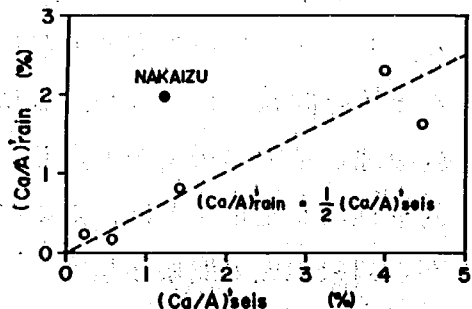


図-2.7 降雨と地震の崩壊面積率の相関

## 2.3 木造建造物の応答解析調査

### 2.3.1 概 説

本調査は、地震災害予測のための地盤種判定調査の一環として、地震災害を表わす一指標としての木造建造物の被害を予測することを目的として昭和54年度に開始された。先年度は木造建造物を構成する木材の強度特性と木造建造物の実例の調査を行なった。今年度は木造建造物の被害を予測する方法として、地震の諸元、地盤条件を与えてマクロ的に予測する方法と、地震動入力、建造物の耐力と変形性能を推定して弾塑性解析を行ない、被害を求めるミクロ的な予測方法を提案した。

### 2.3.2 目 的

地域的に広く分布し、地震力に対する耐力と変形性能がほぼ均一と考えられる木造建造物（主として木造家屋）の被害予測を行なうことにより、地震災害の規模を把握することを目的とする。

### 2.3.3 方 法

#### I マクロ的予測方法

前年度の調査結果に基づいて、木造家屋の震害率と地震諸元、地盤条件の関係を統計的に求めたものをマクロ的予測手法に選定し、マグニチュード $M=8.0$  震央距離 $\Delta=100\text{Km}$ ,  $150\text{Km}$ ,  $200\text{Km}$ に対する地震被害の大きさを試算により求めた。

#### II ミクロ的予測方法

所与の地震諸元、地盤特性から木造家屋の被害を推定するためには次の3つの手続が必要であると考えられる。

① 与えられた地震諸元、地盤特性から地表上での地震動の時系列データを推定する。

② 求められた地震動入力に対する木造家屋の地震応答を弾塑性解析により求める。

③ 木造家屋の地震応答の大きさを地震による被害度に換算する。

このため地表動の推定手法に関する研究事例の調査を行ない、これに基づき地表動を推定し、木造家屋を一質点の力学モデルに置換して地震応答計算を行なった。試算に用いた木造家屋の耐力、復元力特性などの力学的特性は、既往の研究例を参考にして設定した。また、地震応答の大きさと被害度についても既往の研究事例の調査を行なった。

## 2.3.4 調査結果

### I マクロ的予測方法の調査結果

家屋震害率 $D_1$ と地震のマグニチュード $M$ 、震央距離の間には以下に示すような関係がある。

$$\text{家屋震害率 } D_1 = \frac{\text{全壊戸数} + 0.5 \times \text{半壊戸数}}{\text{総戸数}} \times 100 (\%)$$

$$D_{1I} = \frac{1}{164} \times 10^{0.625M + 0.025\Delta M - 0.272\Delta}$$

$$D_{1II} = \frac{1}{73} \times 10^{0.576M + 0.026\Delta M - 0.248\Delta}$$

ここで、 $D_{1I}$  は洪積世以前の地盤における家屋震害率 (%) であり、 $D_{1II}$  は沖積世以降の地盤における家屋震害率 (%) である。但し上式の適用範囲は

$$6.0 \leq M \leq 7.0$$

$$5.0 \leq \Delta \leq 40.0 \quad (\text{Km})$$

である。適用範囲の範囲外ではあるが、 $M = 8.0$ 、 $\Delta = 100 \text{ Km}$ 、 $150 \text{ Km}$ 、 $200 \text{ Km}$  について家屋震害率を試算してみると、沖積世以降の地盤においてはそれぞれ 0.06 %、0.0006 %、0.00001 % となった。

### II ミクロ的予測方法の調査結果

#### (1) 地震動入力の推定

震源特性、地盤特性から地表動を推定した研究事例としては参考文献 1) ~ 10) があげられる。復元力特性を考慮した地震応答計算を行なうためには、地震動の時系列データが必要となる。上述した研究例のうち、比較的少ない労力で地震動の時系列データの推定ができる亀田らの方法によって地震応答解析に用いる地震動入力を設定した。

地表上での地震動は、その周辺の地盤特性の影響を強く受けるといわれており、このために地表動の推定においては、まず基盤動を推定してから表層地盤特性を加味し、目的とする地表動を求めるのが一般的である。がここで採用した亀田らの方法では、地盤特性を分離して考慮せず、地表動の推定モデルのパラメーターを第3種地盤上での実地震動成分を用いて決定し、特定地盤上つまり地震被害の生じやすい沖積地盤上での模擬地震波を直接的に求めることにより地盤特性が地表動に与える影響を考慮している。このために、地表動を求め

るまでの計算労力がかなり少ないものとなっている。亀田らの方法では次式により模擬地震動の時系列データ  $x(t)$  が決定される。

$$x(t) = \sum_{k=1}^m \sqrt{2G_x(t, \omega_k) \Delta \omega} \cos(\omega_k t + \phi_k)$$

ここで、

$$\Delta \omega = 2\pi(f_u - f_l) / m - 1, \quad \omega_k = 2\pi f_l + (k-1) \cdot \Delta \omega$$

$m$ : 振動数成分数,  $f_u$ : 上限振動数,  $f_l$ : 下限振動数

$\phi_k$ : 位相.  $0 \sim 2\pi$  までの一様乱数で与えられる。

$G_x(t, \omega_k)$ : 非定常パワースペクトル

マグニチュード  $M$  と震央距離  $\Delta$  から、各振動成分ごとに図-3.1に示す  $t_s(f)$ ,  $t_p(f)$ ,  $a_m(f)$  のモデルパラメータを回帰式により求め、次式によって  $G_x(t, \omega_k)$  を決定する。

$$G_x(t, \omega_k) = G_x(t, 2\pi f) = \begin{cases} 0 & ; 0 < t < t_s \\ \frac{a_m(f) \{t - t_s(f)\}}{t_p(f)} \exp \left\{ 1 - \frac{t - t_s(f)}{t_p(f)} \right\} & ; t_s < t \end{cases}$$

マグニチュード  $M = 8.0$ , 震央距離  $\Delta = 100 \text{ Km}$ ,  $150 \text{ Km}$ ,  $200 \text{ Km}$  について推定した地表動の一例を図-3.2に示す。本報告では1つの  $M$ ,  $\Delta$  の組み合わせについて波形の位相特性  $\phi_k$  を3種類に変化させて、合計9波の人工地震動波形(加速度)を作成した。図-3.3に模擬地震動波形のフーリエスペクトルを示す。これによると模擬地震動は0.2秒付近と0.8秒付近にピークを持つような波形となっている。また、波形作成の際、位相特性を一様乱数を発生させて変化させたが、この乱数の相違が波形におよぼす影響も多少見られる。図-3.4~3.6に模擬地震動の応答スペクトル曲線を示す。

## (2) 地震応答計算

地震応答計算を行なうためには前述の地震動入力他に、木造家屋の固有周期減衰定数、復元力特性、終局耐力などの力学特性を設定しなければならない。これらの特性値は、対象とする地域の木造構造物の特性により変化するが、本報告では以下に示すように力学特性を想定し、木造構造物を図-3.7に示す一質点モデルに置換して地震応答計算を行った。

木造構造物の固有周期については、一般に次のような特性があると云われている。木造構造物の固有周期は、有効壁率の大きい建物ほど短く、また変位振幅が大きくなるほど長くなる傾向がある。このため壁量が比較的少ない店舗等の建物

と、ある程度の壁量が確保できる住宅とでは多少固有周期が異なると考えられる。また、古い建物と最近の建物を比較すると、最近の建物の方が、建築基準法の改正により壁率が増加し、固有周期が短くなっている。さらに、2階建の木造構造物と平屋建の木造構造物では、2階の方が周期が長くなってくる。このような木造構造物の固有周期は、既往の木造家屋の被害予測の研究、常時微動調査、および実物実験例によって建物用途と固有周期の関係が表-3.1のようにまとめられる。

木造構造物の減衰定数は、既往の常時微動調査および、起振機等による強制振動実験の結果から、5%程度の減衰定数が得られており、実物破壊実験では10~20%程度の減衰定数が得られている。これらの結果より本報告では減衰定数と

表-3.1 木造家屋の固有周期

| 建物の用途 |      | 固有周期 (秒) |
|-------|------|----------|
| 平家建   | 専用住宅 | 0.2      |
| 2階建   | 専用住宅 | 0.3      |
|       | その他  | 0.4      |

して粘性減衰の $h = 5\%$ を用いることにし、履歴減衰は復元力特性により考慮することにした。

木造構造物を一質点モデルに置換したときの復元力特性は、変形が進むにつれて、固有周期が長くなる。という特性をとり入れて、(1)Bi-Liner型モデル、(2)Tri-Liner型モデル、(3)Degrading型モデル、(4)2段階-Bi-Liner型モデル等が考えられている。復元力特性の最大耐力は、鉄筋コンクリート造や鋼構造物で行なわれているように柱、梁、などの部材レベルの耐力から全体構造の終局耐力を推定する方法はとらずに、被害例との整合を考慮し、建物種別ごとに終局耐力を求める方法を一般的に用いている。木造構造物の実物破壊実験等の既往の研究例を参考にして、復元力特性を図-3.8のDegrading型モデルによって考慮し、終局耐力を0.2 tonに設定し、地震応答計算を行なった。

### (3) 試算結果

図-3.9に木造家屋の地震応答計算結果の一例を示す。このように地震応答を、最大応答変位 $\delta$ に着目してまとめた結果を図-3.10に、塑性率の最大値 $\mu_{max}$ に着目してまとめた結果を図-3.11に、履歴による消費エネルギー $E_n$ に着目してまとめた結果を図-3.12に示す。これらの結果より、木造家屋の固有周期が長くなるほど最大応答変位 $\delta$ は増加し、塑性率の最大値 $\mu_{max}$ は減少し、履歴による消費エネルギー $E_n$ は、周期に関係なくほぼ一定の値を示すことが判った。また、震央距離 $\Delta$ が小さくなる程、地震応答は大きくなるという傾向は見られるが、この例のような50 km程度の差では、位相特性によるばらつきにより明確な差異が見られない場合もあることが判った。

一方、地震応答の大きさと被害の対応については、最大応答変位<sup>6)</sup> $\delta$ 、塑性率の最大値<sup>8)</sup> $\mu_{\max}$ によるものが提案されているが対象とする構造物が古い、研究事例が少ない。などの問題があり、新しい建物を含めた地震被害例の調査を更に進めて、その適用性を高めていく必要があると考えられる。参考までに、研究事例<sup>6)</sup>、<sup>8)</sup>による基準値で本試算下の地震応答の大きさを被害度に換算してみると $\delta$ で評価した場合は全ての結果が小被害におさまリ、 $\mu_{\max}$ で評価した場合は $\Delta = 100 \text{ Km}$  の場合の1ケースだけが半壊を示している。

## 参 考 文 献

1. 金井清「地震工学」(建築構造学大系1) 彰国社
2. 小林啓美, 長橋純男「地表で観測された地震動の周期特性から求めた地盤の増幅特性と地震基盤における地震動の性質」日本建築学会論文報告集, 昭和51年2月。
3. 小林啓美, 翠川三郎「地震断層を考慮した地震動スペクトルの推定」日本建築学会論文報告集, 昭和54年8月。
4. 鈴木保典, 佐藤良輔「断層モデルによる短周期加速度・速度の推定」第8回地盤振動シンポジウム 1980. 3. 28
5. 建設省建築研究所「重要官公庁建築物の動的耐震判定基準資料」昭和50年3月。
6. 梅村魁, 青山博之他「構造物の耐震設計(改訂版)」鋼材倶楽部, 昭和52年7月。
7. 川崎市防災会議地震専門部会「川崎市の震災予防に関する調査報告書」1974. 1975. 1979。
8. 望月利男「木造建物の被害想定」(静岡県地震対策基礎調査報告書, 1978. 10)「東京都区内における木造家屋の震害予測のための実態調査と地震応答計算について」日本建築学会論文報告集, 昭和50年4月。
9. 後藤尚男, 亀田弘行「非定常強震地震動の統計的予測モデル」土木学会議文報告集, 1979年6月
10. 星谷勝「地震加速波の統計的予測方法」土木学会論文報告集, 1980. 6
11. 金井清「木造家屋の耐震性調査」川崎市の震災予防に関する調査報告書Ⅱ」1979
12. 大沢胖他6名「木造家屋の耐震性に関する研究(第1報)松代地震に関連して行った木造家屋の耐震試験結果について」地震研究所彙報, 第45号, 1967
13. 青山博他「木造建物の被害予測」構造物の耐震設計(改訂版), 鋼材倶楽部, 1971
14. 静岡県都市住宅部「木造住宅の耐震性能実験」, 「木造住宅の耐震診断基準及び改修設計指針」参考資料, 1978

15. 建設省建築研究所「構造及び平面計画の合理的な設計法の確立（実大試験による構造耐力評価）」昭和50年度総プロ小規模住宅の新施工法の開発報告書，1976

16. 齊田時太郎「木造家屋の振動に関する研究」日本学術振興会第14小委員会報告，19

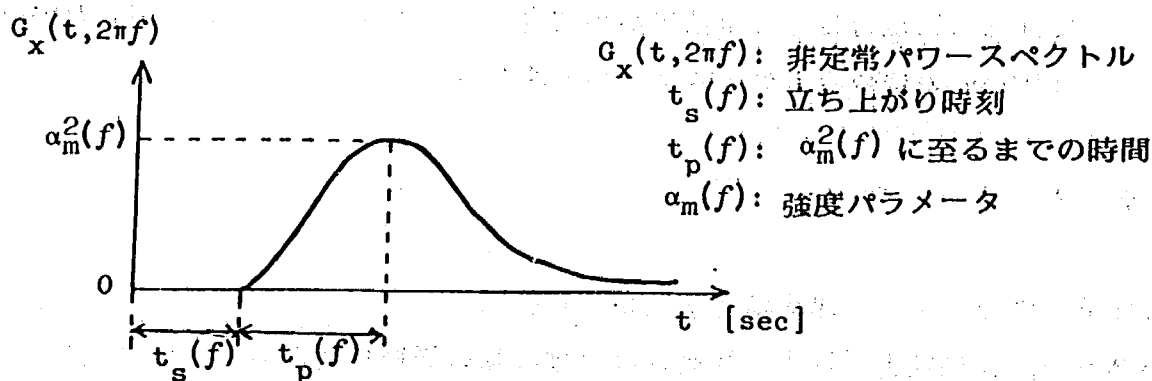
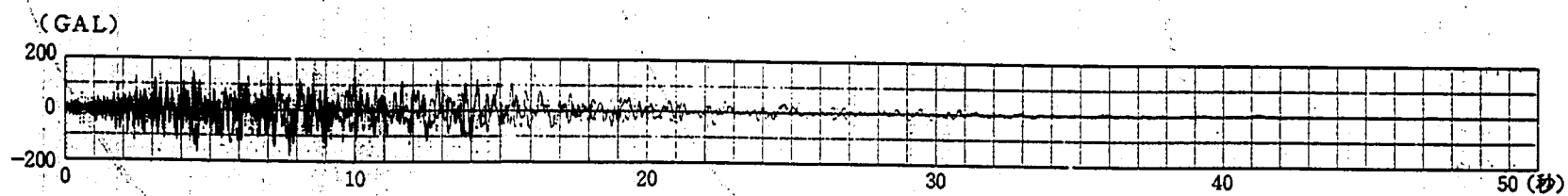
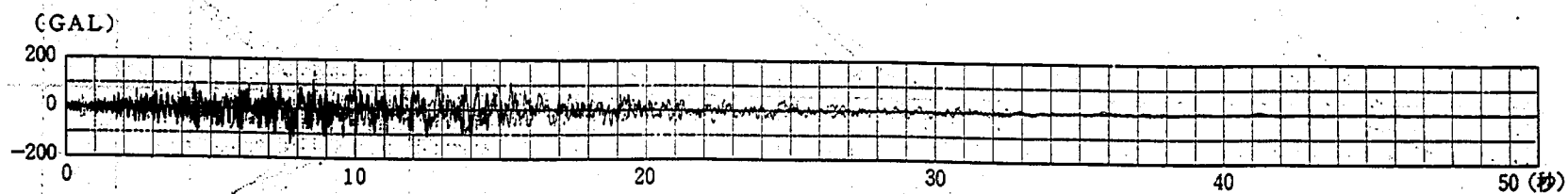


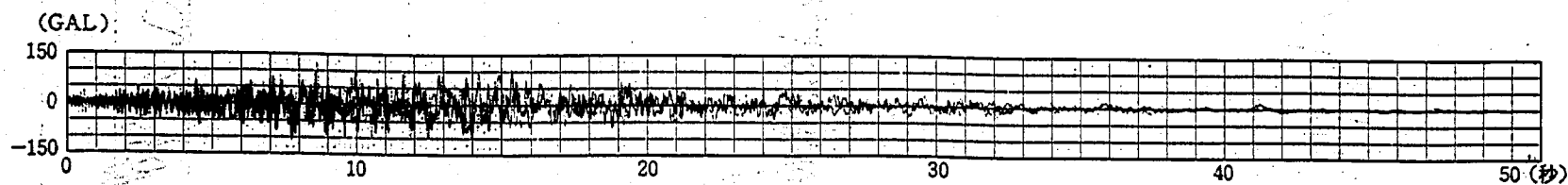
図-3.1 亀田らの方法のモデルパラメータ



(a)  $M = 8.0$   $\Delta = 100$  Km



(b)  $M = 8.0$   $\Delta = 150$  Km



(c)  $M = 8.0$   $\Delta = 200$  Km

図-3.2 模擬地震動波形の時刻歴

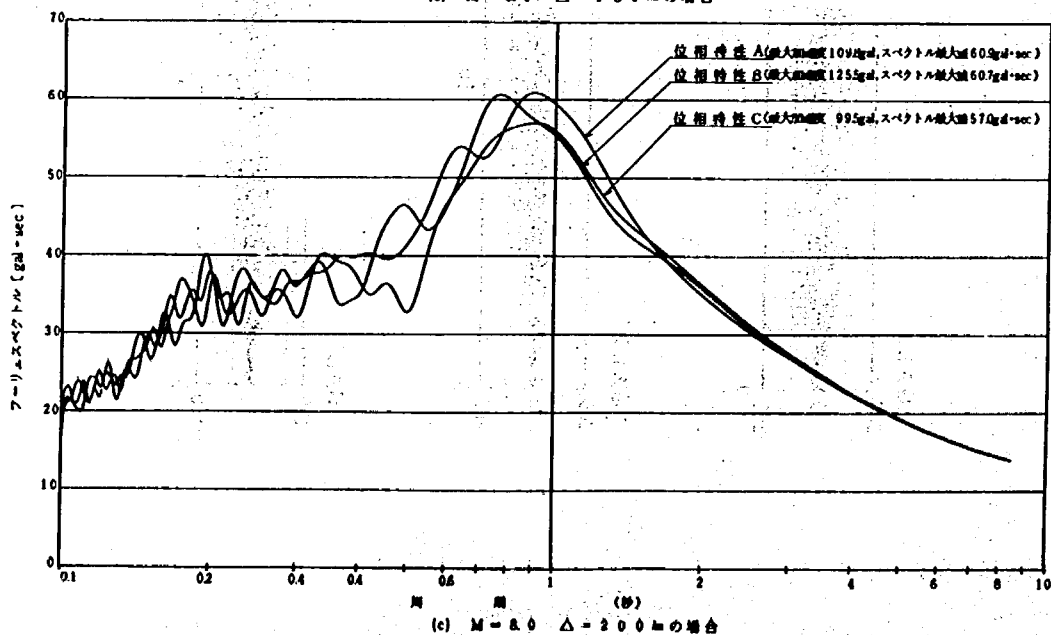
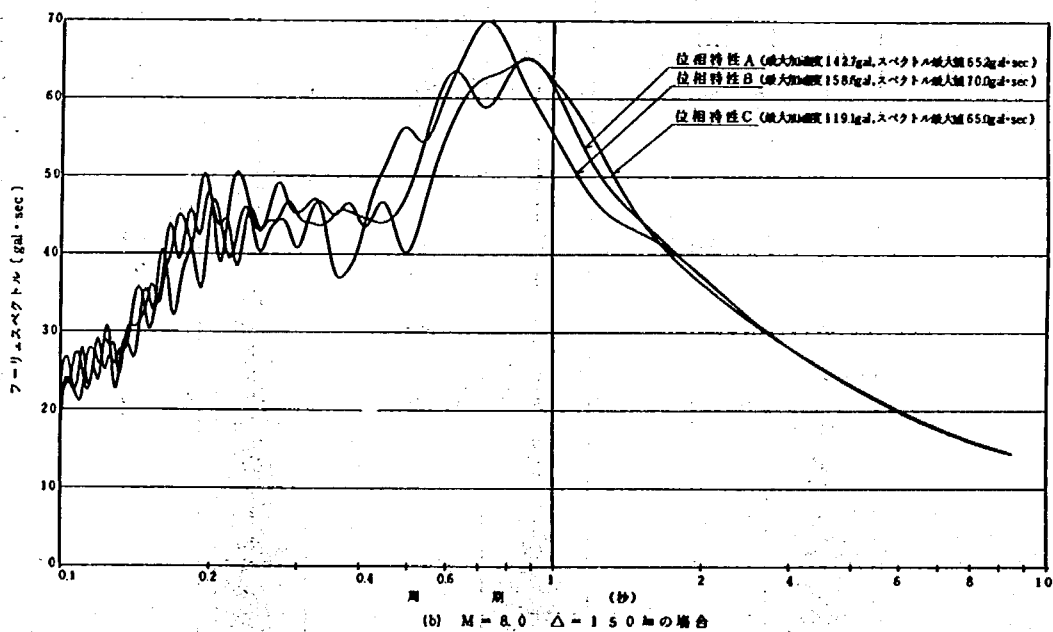
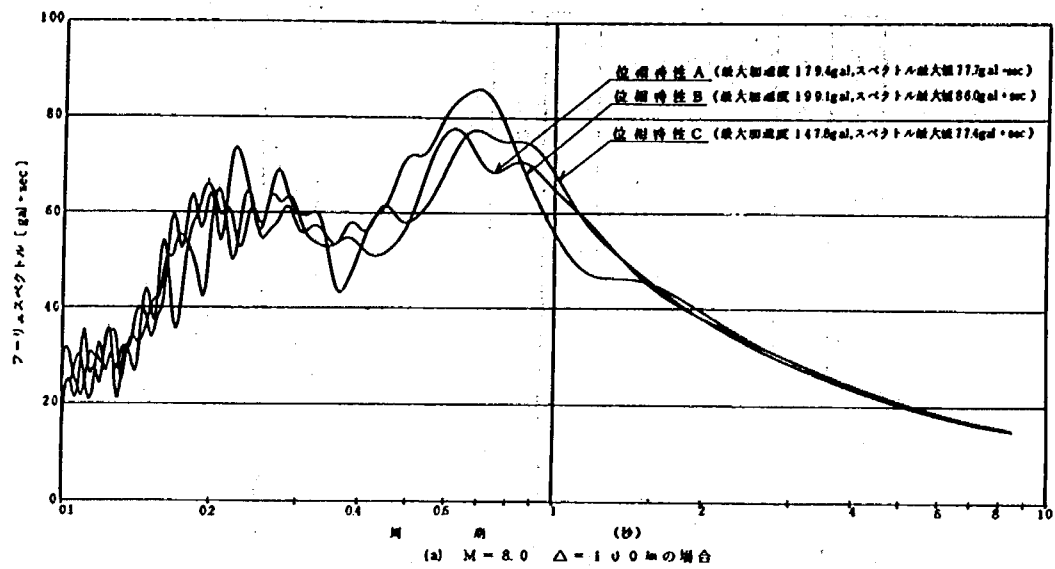


図-3.3 模擬地震動波形のフーリエスペクトル

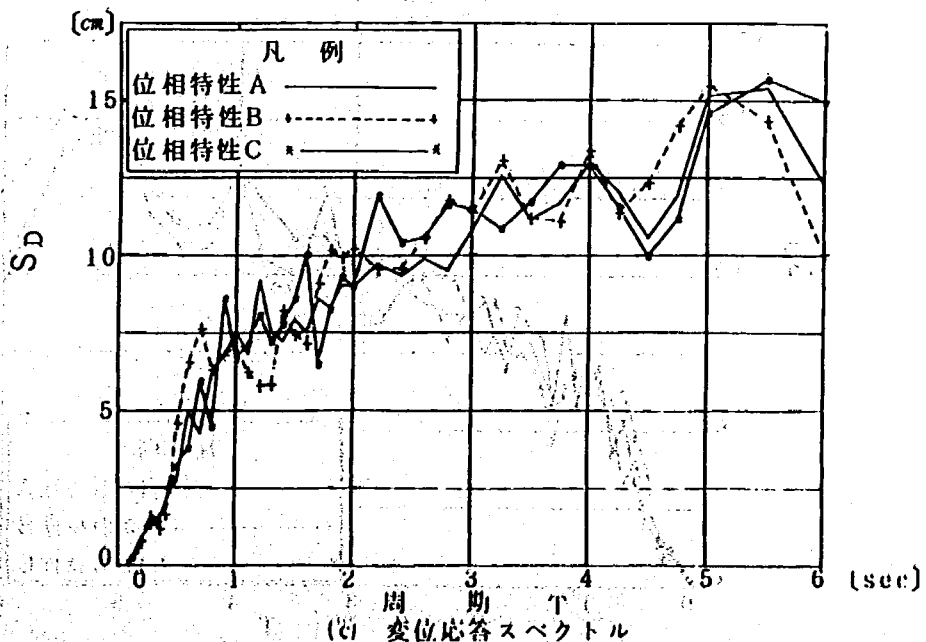
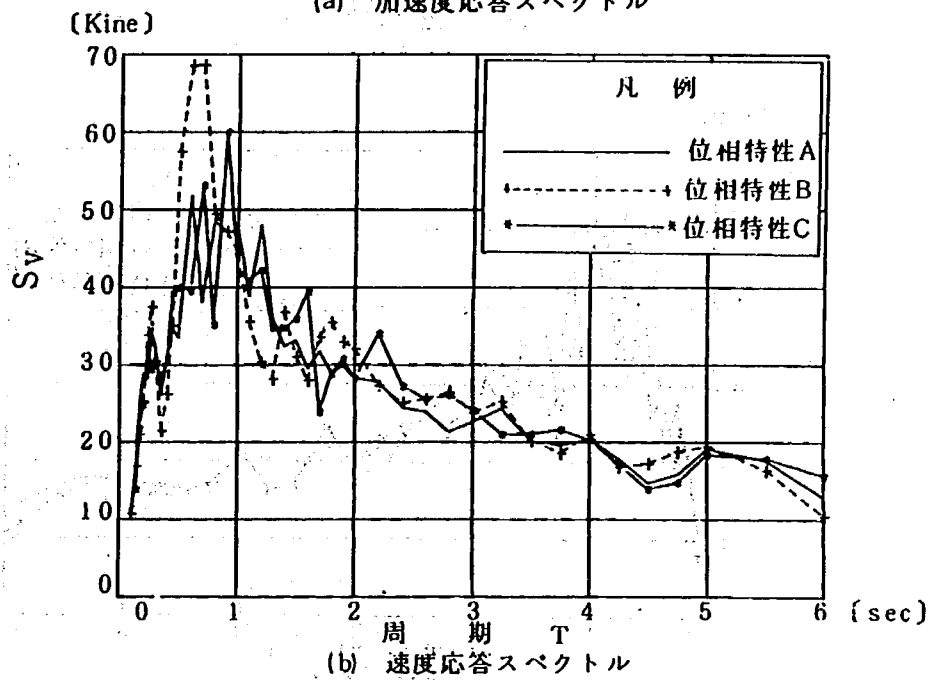
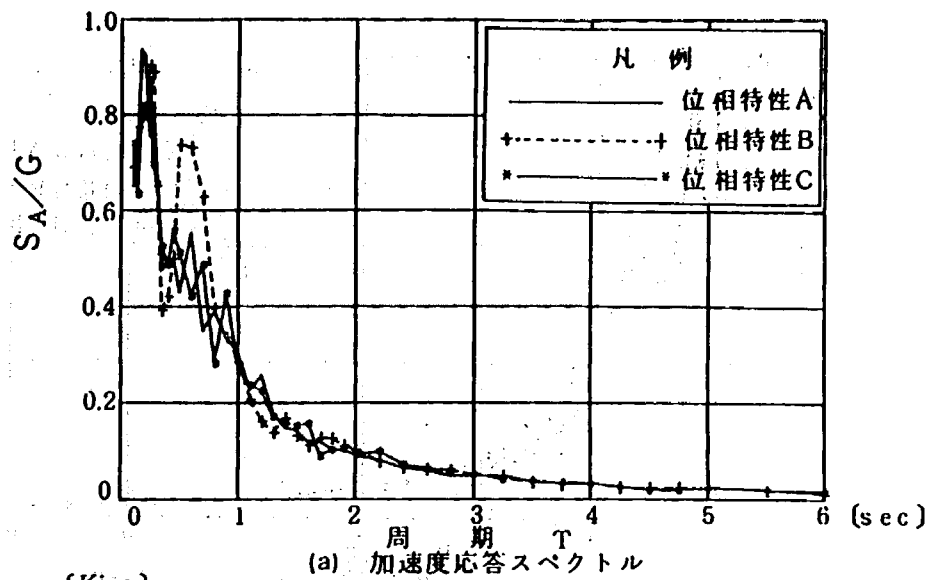


図-3.4 模擬地震動波形の応答スペクトル曲線 ( $M=8.0$ ,  $\Delta=100\text{km}$ の場合)

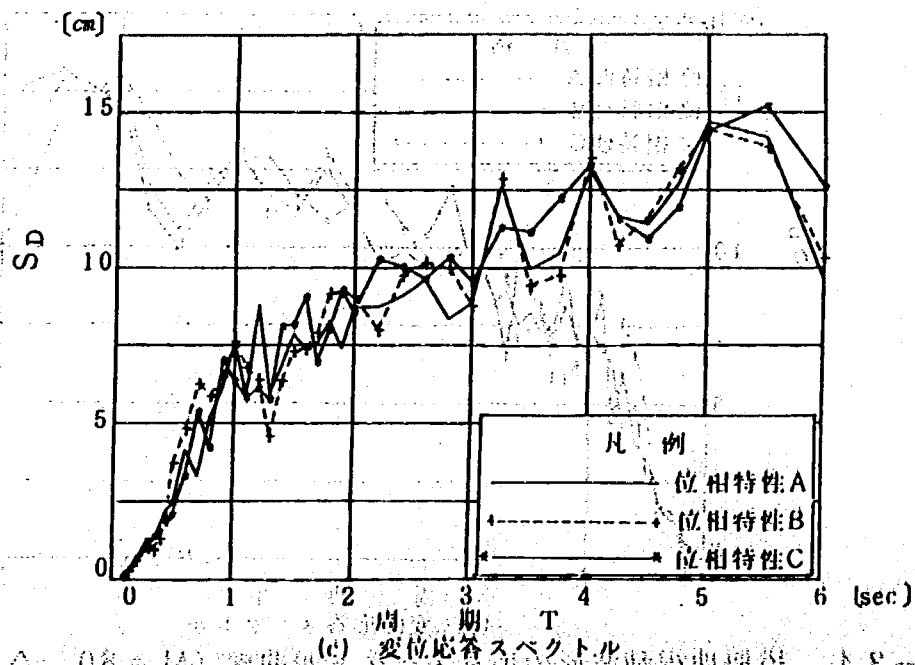
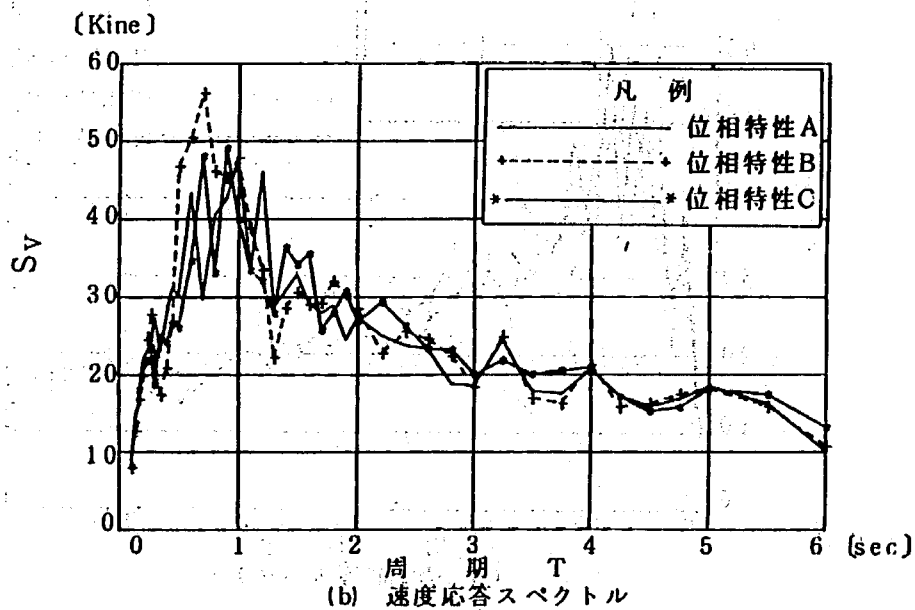
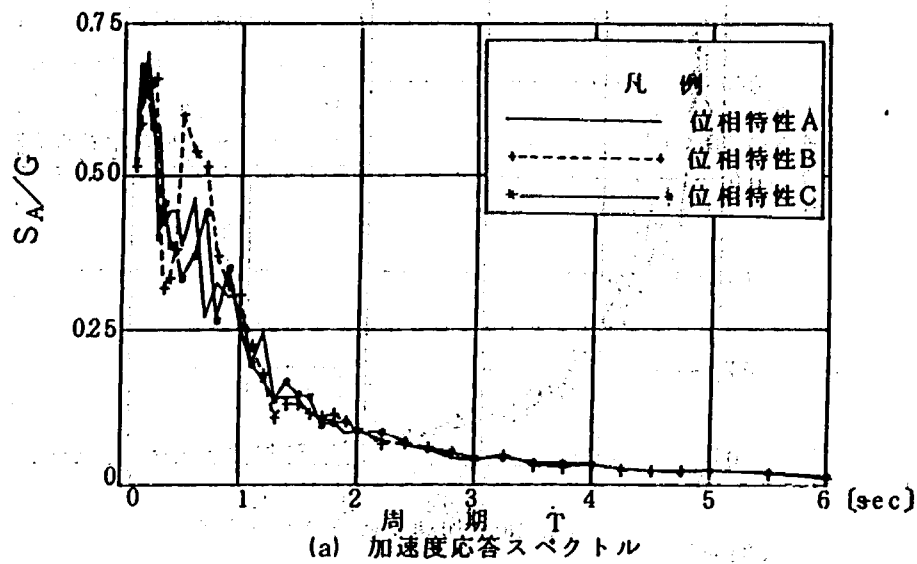
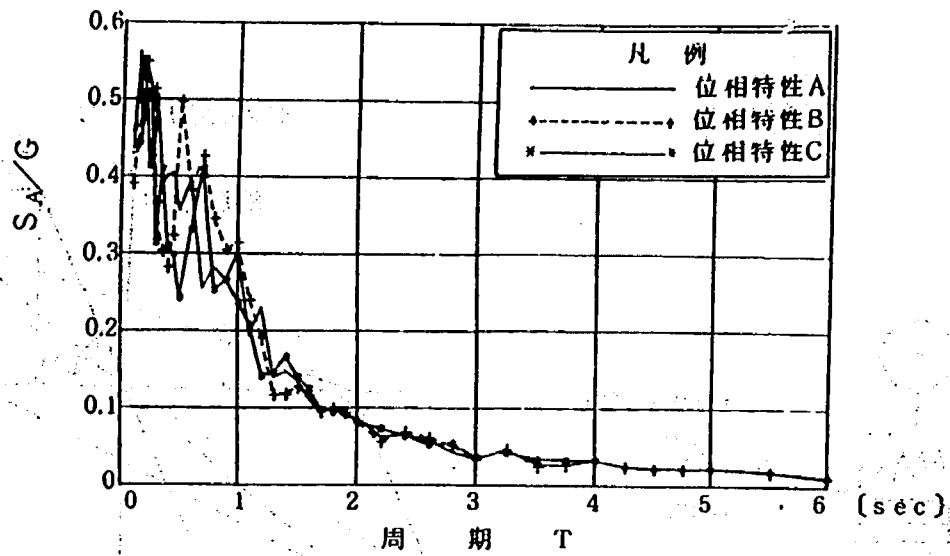
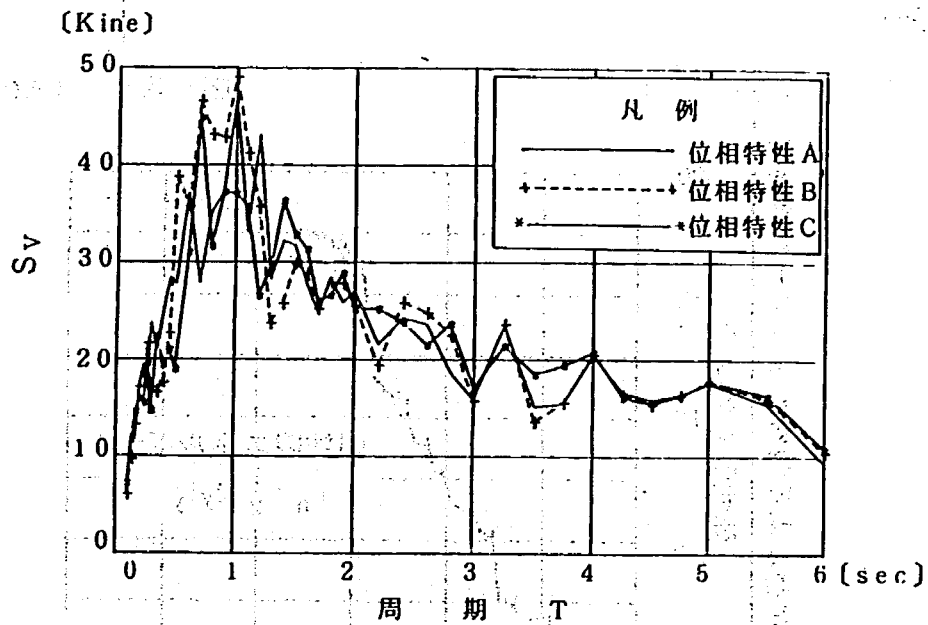


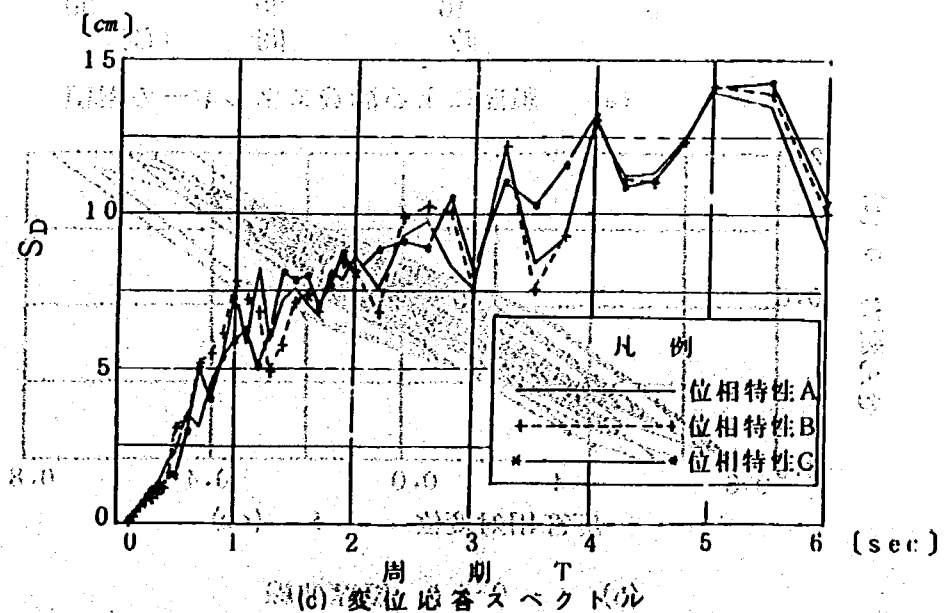
図-3.5 模擬地震動波形の応答スペクトルの曲線 ( $M=8.0$ ,  $\Delta=150$ kmの場合)



(a) 加速度応答スペクトル



(b) 速度応答スペクトル



(c) 変位応答スペクトル

図-3.6 模擬地震動波形の応答スペクトル曲線 ( $M=8.0$ ,  $\Delta=200$  km の場合)  
( $0.01 \leq \Delta \leq 0.8$ ,  $M=5.0$  の仮定で算出)

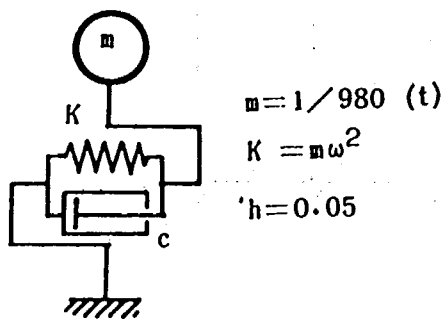


図-3.7 一質点モデル

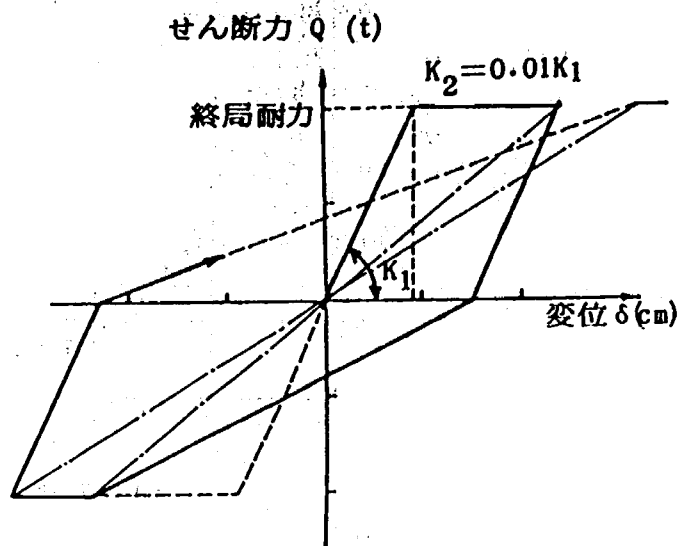
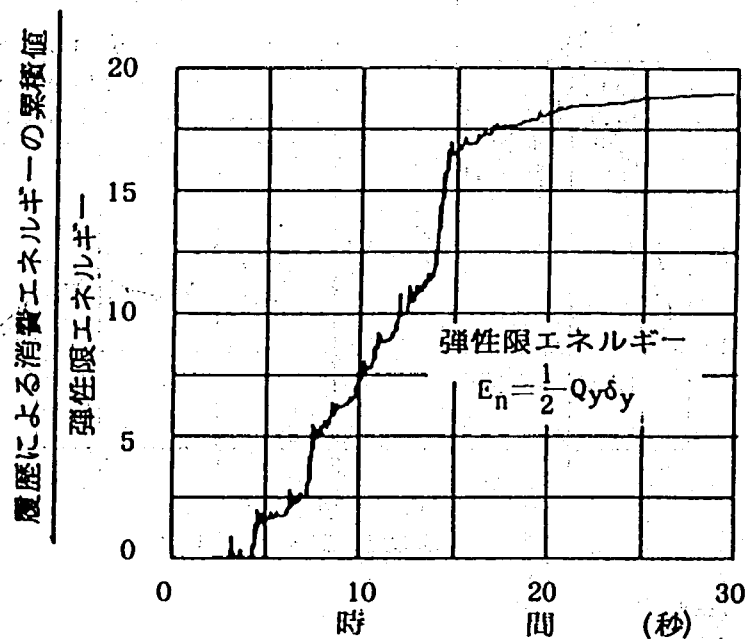
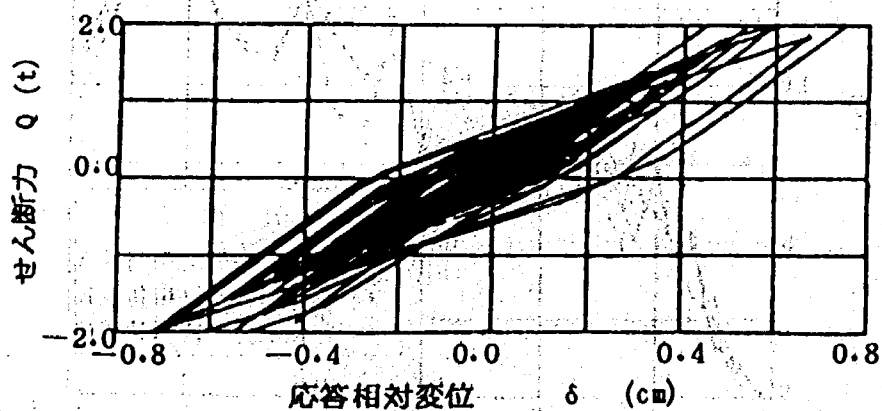


図-3.8 Degrading モデル



(a) 履歴による消費エネルギーの累積



(b)  $Q \sim \delta$  履歴曲線

図-3.9 復元力特性を考慮した応答計算結果の一例  
(終局耐力 = 0.2,  $M = 8.0$ ,  $\Delta = 100 \text{ km}$ )

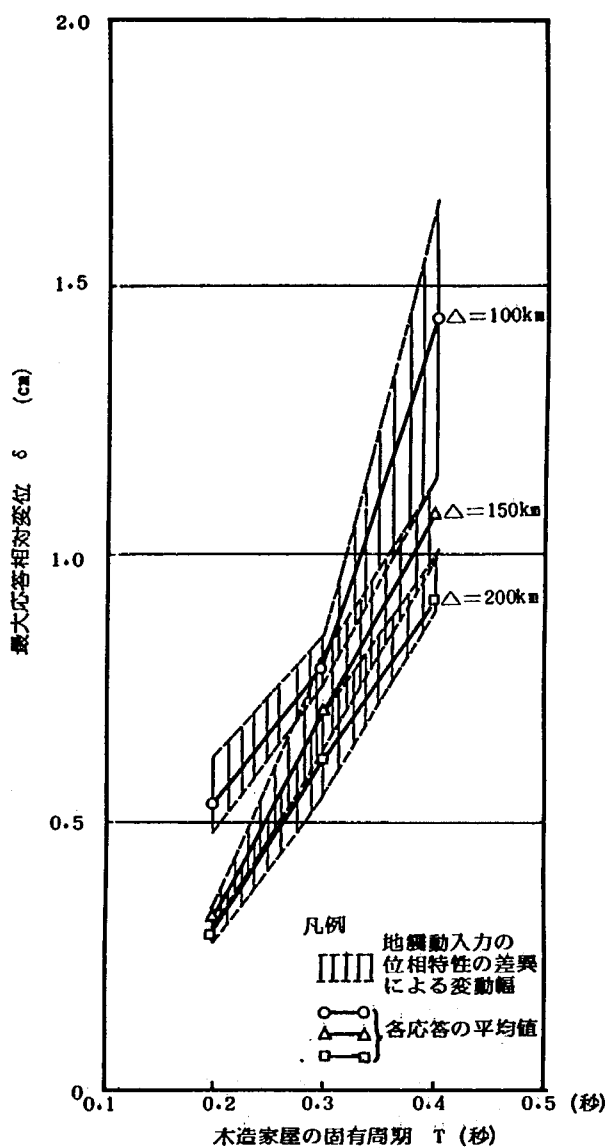


図-3.10 最大応答相対変位の変化  
(震央距離 $\Delta$ と位相特性 $\phi_K$ を変化させた場合)

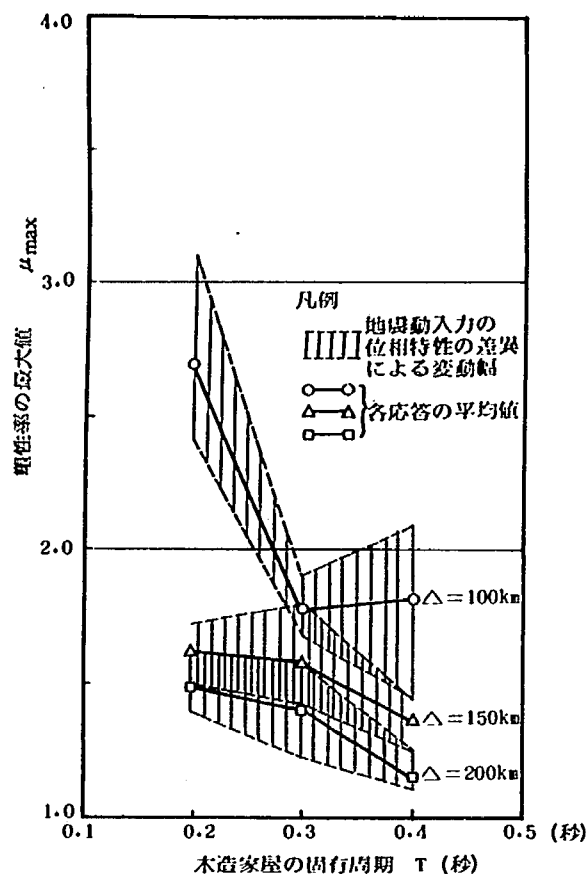


図-3.11 塑性率の最大値の変化  
(震央距離 $\Delta$ と位相特性 $\phi_K$ を変化させた場合)

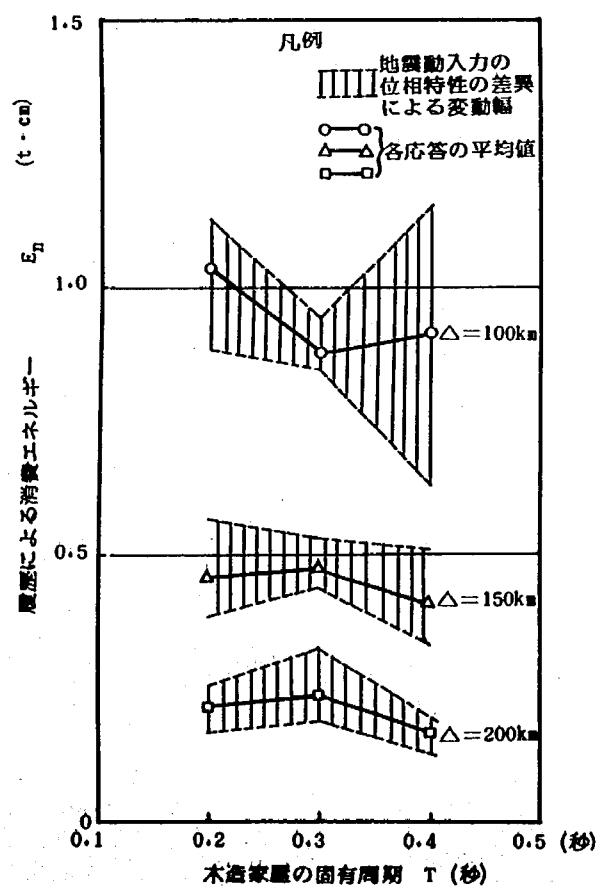
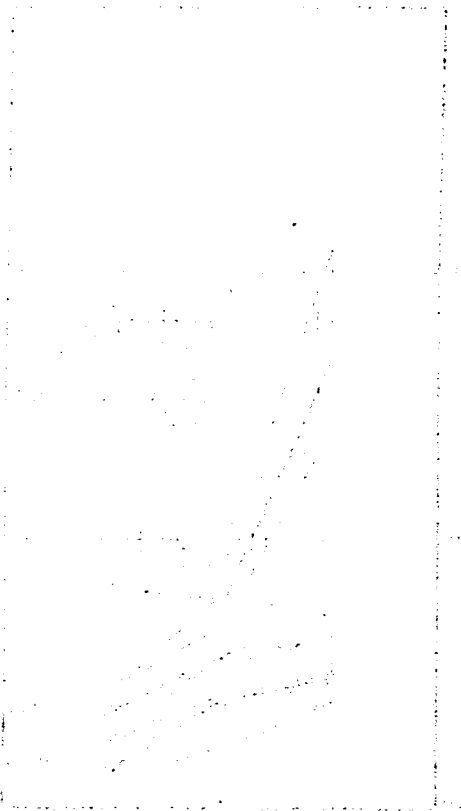
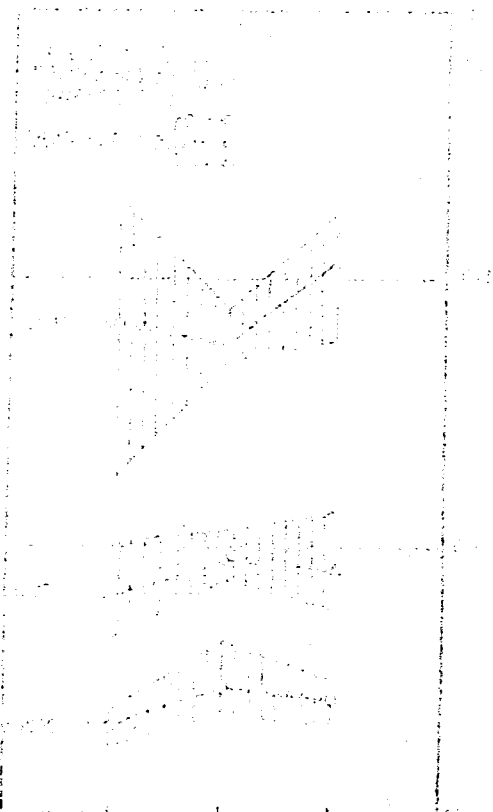


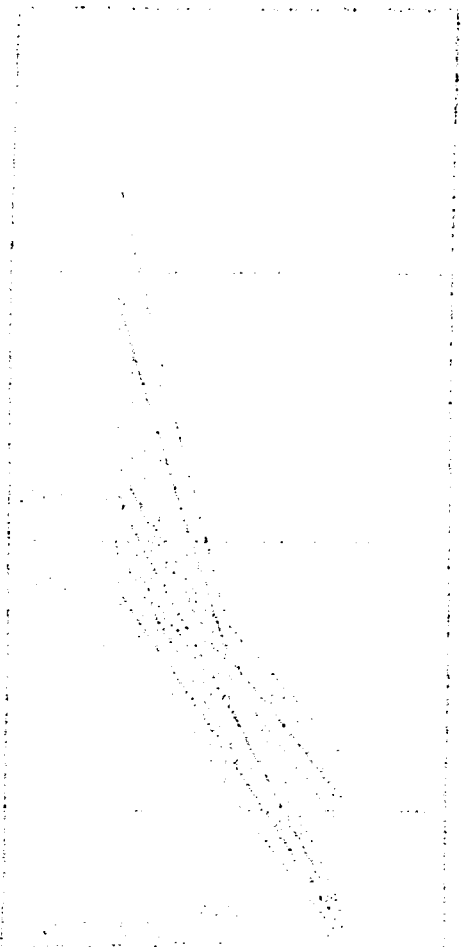
図-3.12 履歴による消費エネルギーの変化  
(震央距離 $\Delta$ と位相特性 $\phi_K$ を変化させた場合)



(a)  $\log_{10} R$  と  $\log_{10} C$  の関係



(b)  $\log_{10} R$  と  $\log_{10} C$  の関係



(c)  $\log_{10} R$  と  $\log_{10} C$  の関係

図 1-1-1 (a)  $\log_{10} R$  と  $\log_{10} C$  の関係

### 3. 今後に検討すべき事項

#### 3.1 基盤地震動の特性に関する調査

本年度はS M A C型強震計記録の数値化精度を考慮した計器補正を加えた強震記録を用いて、重回帰分析および数量化理論を用いて基盤上での最大加速度の推定式および加速度応答スペクトルの推定式を求めた。これらを建設省新耐震設計法（案）に示されている結果と比較すると、いずれも、加速度の短周期成分を補正した影響が表われていると考えられる。しかしながら、今回の解析では7種類の地盤特性ごとに統一した様式で最大加速度および加速度応答スペクトルに倍率が算出されるようにはなっておらず、全体としてやや信頼性の低い解析結果となった。この原因は、解析に用いたデータ数が不足していること、ならびに、地盤種別の分類方法に検討の余地が残されていることと考えられる。次年度以後、こうした点を明らかにし、基盤上の加速度の特性を明らかにしていく必要がある。

#### 3.2 既往資料の整理による地震時斜面崩壊面積率調査

今回の調査では資料数が少ないこと、1対象地域の面積が小さいことなど、考察を加えるには不十分な点が多くあった。今後は、ここで中間報告という形で提出した式、値についての理論的な検討を加えるとともに、資料数を増やす、あるいは、1対象面積を広くとるなど資料の蓄積をはかる必要がある。また、特に地震力をどのような指標で示すかが実用上重要な問題と思われる。

さらには、昭和54年度および本年度検討した種々の危険度判定法を総合化して総合的危険度判定システムを開発し、実際にモデル地区でケーススタディを実施する（地震時土砂災害危険域分布図を試作してみる）ことが必要となろう。

#### 3.3 木造建造物の応答解析調査

今年度は、一般的意味での解析手法を示したが、対象地域を設定した被害予測を行なうためには、検討対象地域に密接した諸条件（対象地域の地盤条件、木造特性など）を含め、解析手法の適用についての詳細な検討を進めることが必要である。また、建造物の地震応答の大きさと被害度との関係についても、地震被害の調査、実物実験等によるデータの蓄積をはかり、その関係を明確にしてゆく必要があると考えられる。

#### 4. あ と が き

本調査は国土庁災害対策総合推進調整費「地震災害予測のための地盤種判定等調査」で実施したものである。本調査を実施するにあたって国土庁防災企画課、震災対策課に多大なる御協力を頂いた。末筆ながらここに記して深い感謝の意を表する次第である。

地震災害予測のための地盤種別  
判定等調査報告

土研資料第1713号  
昭和56年10月(1981)

建設省土木研究所耐震研究室

キーワード 基盤地震動, 地震時斜面崩壊面積率,  
木造構造物の応答解析

**要旨** 地震災害予測のための地盤種判定等調査の一環として行った基盤  
地震動の特性に関する調査結果ならびに既往資料の整理による地震  
時斜面崩壊面積率調査結果, さらに木造構造物の応答解析調査の各  
調査結果をとりまとめて報告したものである。



郵便はがき

四十円切手  
をはって下  
さい

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

耐震研究室 御中

No. \_\_\_\_\_

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1713号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印