

ISSN 0386 — 5878
土研資料第1592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55年6月

建設省土木研究所

Copyright © 1980 Fiscal year 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 各種構造物の応答解析調査	5
2.2 沿道斜面の崩壊調査	21
2.3 沿道斜面の地震応答特性ならびに安定性に関する調査	32
3. 今後に検討すべき事項	39
4. あとがき	40

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54年度は、建設省河川局および土木研究所において昭和53年度の国土庁での調査を踏まえて地震時における各種構造物（木造構造物、公共土木施設）の応答解析のための基礎調査、沿道斜面の崩壊調査、沿道斜面の地震応答特性ならびに安定性に関する調査を実施した。

以下にその概要を列記する。

(1) 各種構造物応答解析調査

木造構造物の応答解析調査は現在までにはほとんどその解析例がないことと、検討の対象とすべき木造構造物を選定するための資料が少ないことなどの観点から今年度はそのための基礎調査として木造構造物を構成する木材の強度分類とその強度特性ならびに木造構造物の実例とを調査してその構造的特徴等を把握した。

(2) 沿道斜面の崩壊調査

1923年の関東地震によって崩壊されたとしている神奈川県丹沢地区の地盤調査をボーリング、サウンディングおよび弾性波探査等により精査し、崩壊地における地盤の力学的特性を把握した。さらに、関東地震による震度分布との対応において当該斜面の崩壊が発生しえたことを試算により確認した。また、簡易な被災の可能性を判定するための点数制による判定調査も実施した。

(3) 沿道斜面の地震応答特性ならびに安定性に関する調査

1978年伊豆大島近海地震により、滑落崩壊を生じた静岡県的主要地方道修善寺下田線河津町川合野地区を対象とした沿道斜面の応答解析を行った。この解析により川合野地区の斜面の地震応答特性、特に加速度分布の特性および沿道斜面の滑り易さなどの分布が判った。

1. まえがき

地震災害予測のための地盤種判定等調査は昭和53年度から災害対策総合推進調整費により実施されている調査である。昭和53年度に国土庁は地盤分類図，地震動の強さに関する台帳の作成，等を行った。昭和54年度に建設省は木造構造物，公共土木施設，等の各種構造物応答解析調査を開始することとなり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砂防部急傾斜地崩壊研究室においては公共土木施設等の応答解析調査の一環として道路の沿道に着目した沿道斜面の崩壊調査を実施した。また，地震防災部振動研究室においては沿道斜面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。

2. 調査結果

2.1 各種構造物の応答解析調査

2.1.1 概 説

我国においては、古来から木造構造物が建造されてきている。現代においては、主要な構造物は大部分が鋼・コンクリート構造であるが、一般の民家等には木造構造物が多い。これらの木造構造物には、古来からの経験の積み重ねから得られた優れた技法により木材の特質を生かした美しい構造物や耐震性に秀でた構造物がある。しかしながら、大規模なものが比較的少ないことや、材料の力学的特性を画一的に取り扱うことが困難なことなどから、その耐震性に関する調査研究はほかの構造物に比べて遅れていると言わざるを得ない。

しかしながら、木造住宅に限らず、木造構造物は、我国においては広く分布しており、地震が発生した場合の被害予測には、木造構造物の動的挙動を把握しておくことが必要であると思われる。

本調査は、地震応答解析による木造構造物の耐震性を検討するものであり、そのための基礎調査として、今年度は主として木造構造物を構成する木材の強度特性と木造構造物の実例とを調査したものである。

2.1.2 目 的

地震災害を予測するために、木造構造物の地震応答解析を行ない、その耐震性を検討する。

2.1.3 方 法

主に、既往の研究論文等の文献資料によって、調査したものである。

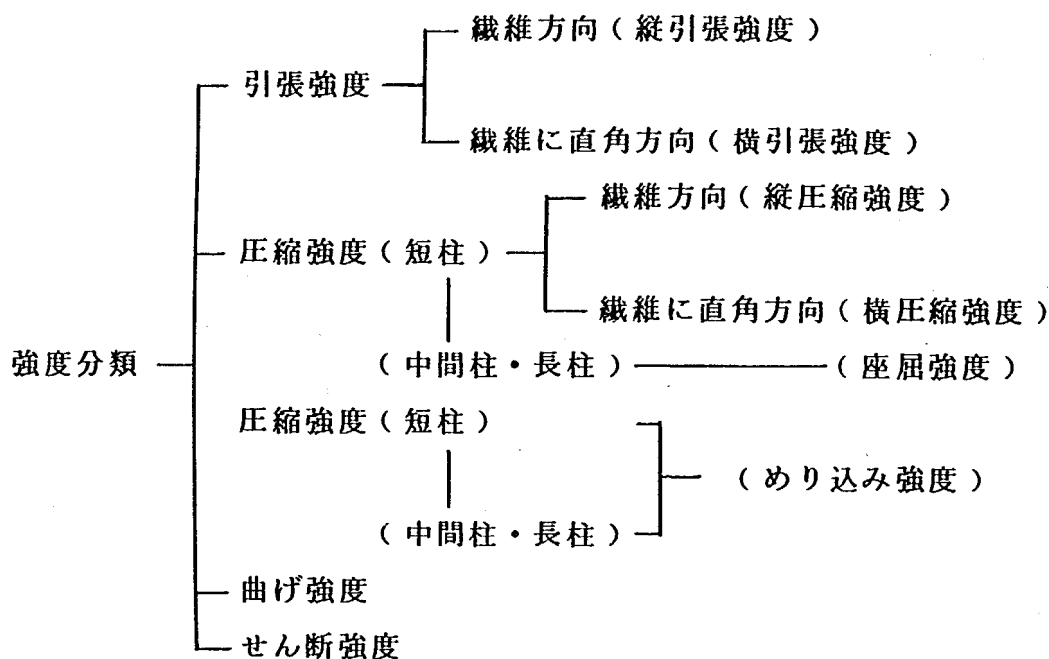
2.1.4 結 果

2.1.4.1 木材の強度特性

(1) 強度の分類

無欠点木材が木造構造物用材として用いられることは、実用的には希であるけれども、木材の一般的性質を与えるものとして取り扱う。その強度に関する調査研究とし

ては従来から各種の試験がなされており、各種の強度が定義されている。それらの調査研究の結果を用い、ここでは強度を次のように分類してみる。



図－ 1. 1 木材の強度分類

この強度分類に従って、これらの強度が木造構造物用材として用いられる場合の問題点等を簡単にまとめてみると、次のようになる。(イ)引張強度はトラスの引張材・筋かいなどで問題になり、短柱の圧縮強度は実験的には興味深いが、実用的には中間柱・長柱の圧縮強度のほうに意義があり、柱・トラスの圧縮材・圧縮筋かい・控え柱などで問題になる。また、めり込み強度は短柱、中間柱・長柱において試験され、圧縮力と各種の繊維方向とのなす角によって変化し、実用的にも意義があり、JISでは圧縮力と各柱の繊維方向とのなす角が直角の場合だけの試験方法を規定している。

なお、引張強度と圧縮強度は木造構造物の応答解析に際しても重要な要素である。(ロ)曲げ強度とせん断強度とが問題になるのは主に梁であり、そのうち、せん断強度は合掌じりが滑動する時に問題となる。

(2) 引張および圧縮に対する応力度～ひずみ度曲線

木材の単一梁の塑性理論は後述のように多くの人々によって提唱されているが、その根本的な相違は曲げを受ける梁の断面内の応力分布の仮定すなわち引張と圧縮に対する応力度～ひずみ度曲線の仮定である。沢田⁹⁾は縦圧縮試験における応力度～ひずみ度曲線の性状を図－ 1. 2 (a), (b)に示すように提案している。図－ 1. 2 (a)は圧縮試験の供試体の中央部付近にせん断の破壊面が生じ、ひずみがこの局部に集中的に起こる

時の典型的な曲線を示したものである。(b)は圧縮試験の供試体の上下両面の少なくともいずれか一方にせん断破壊面が交わり、破壊荷重に達した後のひずみが供試体の上面あるいは下面に著しく分散される時などにみられる典型的な曲線である。応力度～ひずみ度曲線の比例限度を越してからの曲線の形を論ずることはなかなかむずかしい。しかしながら、長い間図－1.2(b)の点線の曲線が考えられてきた。これまでに提案された諸論も全て梁の断面内の圧縮側での応力分布がこの形式に属すると考えられてきている。一方、沢田による縦引張試験における応力度～ひずみ度曲線の性状は図－1.3(a)、(b)のようである。木造構造物用材として使用される多くの針葉樹は欠点がそれほど多くない場合には、ほとんどが図－1.3(a)の場合に属すると考えられる。しかしながら、針葉樹でも一部の材料では、図－1.3(b)に示すような形に属するものもあると考えられる。参考として、図－1.4(a)、(b)、(c)に浅野²⁾による曲げ試験の圧縮外縁の応力度(σ_c)～ひずみ度(ϵ_c)曲線を示す。

さて、既往研究における引張および圧縮に対する応力度～ひずみ度曲線の近似は図－1.5(a)～(g)に示すようにとりまとめることができる。各々について、コメントを付ければ、(i) Baumann³⁾ …… 実際の曲線はそのまま(図－1.5(a))、(ii) 松浦⁴⁾ …… 実際の曲線を三つの直線で近似(図－1.5(b))、(iii) 今⁵⁾ …… 圧縮強度に達するまでに直線、以後は完全塑性(図－1.5(c))、(iv) 久田⁶⁾ …… 今の近似とほぼ同形であるが圧縮強度に達した後下降(図－1.5(d))、(v) 宮城⁷⁾ …… 圧縮比例限度に達した後は完全塑性(図－1.5(e))、(vi) 沢田¹⁾ …… 圧縮側は今の近似と同じ、引張は引張強度に達した後完全塑性(図－1.5(f))、(vii) 杉山⁸⁾ …… 圧縮側は三つの直線で置換するが、圧縮強度に達した後は完全塑性、引張側は沢田の近似と同じ(図－1.5(g))、となり以上を通じて言えることは引張と圧縮のヤング係数が等しいということである。

(3) 既往基準等にみられるヤング係数と許容応力度

木造構造物等に使用される木材は、農林省「製材の日本農林規格」によって製造されたものであるが、これらには各種の欠陥(節、丸身、繊維の傾斜)が含まれていることから、これらの実情を考慮して建設省「建築基準法施行令」および日本建築学会「木構造設計基準・同解説」に許容応力度に関する諸数値が定められている。この考え方は

$$f_s = \frac{2}{3} \alpha F_o$$

$$f_e = \beta f_s$$

ここで f_s : 短期応力に対する許容応力度

f_e : 長期応力に対する許容応力度

F_o : 無欠点木材の強度 (普通構造材に対しては最小値, 高級構造材に対しては平均値を採る)

α : 欠点による低減係数 ($\alpha = K_k \times k_w \times k_g = 0.385 \sim 0.67$)

β : 長期の短期に対する比率 ($\beta = 0.5$)

K_k : 節による低限係数

k_w : 丸身による低限係数

k_g : 繊維の傾斜による低限係数

であり, このようにして木材の構造用材料としての許容応力度を定めている。

ヤング係数については, 同じ材料でも広い範囲に変化するために, 前述の日本建築学会の基準では, 平均的にその値を定めて, それらを使用するケースによって補正することとしている。同基準の標準値を参考として表-1.1に示す。

II 木造構造物の実例

(1) 木 橋

木橋は日本においては古来から優れたものがある。甲斐の猿橋, 越中の愛本橋, 周防の錦帯橋などがその例である。これらの木橋において, これまで多く用いられてきた構造形式は, ほとんどは, 単げた形式, 方づえ形式である。しかしながら, 近年においては, 他の橋に比べて強度, 耐久性の点などで劣ることから, 現在ではほとんど架設されていない。木橋の例として, 昭和15年の木道路橋設計示方書(案)の規定に基づいて架けられた橋長12.16m, 幅員4.5mの単げた形式の橋を図-1.6に示す。

(2) 木造住宅

木造住宅は古来からの日本の建築物である。近年においても多数建設されているのが実情である。その典型的な構造形式を図-1.7に示す。図-1.7に示すように, 屋根は瓦ぶきであり, その基礎はコンクリート製布基礎である。土台は, コンクリート製布基礎にボルトで止められている。また, その上に床版がある。さらに, 住居の内部にはある程度の柱と壁があり, 柱は適当に分散されている。また, 天井裏には梁や, 筋かい, 方づえなどがある。壁には外壁と内壁とがあり, 一般的にモルタル壁, 土壁が多いのが特徴である。

(3) 木造校舎

木造校舎は, 木造住宅に比べて規模の大きい建築物である。戦前から, 全国的に多く建設されてきた。しかしながら, 近年においては, 主に耐火性等の理由から, 鉄筋コンクリート製校舎がこれによって替わった。また, その老朽化に伴う建て替え等により減少してきた。しかしながら, 既往の震害も多く, 検討対象構造物としては, 適

した構造物とも考えられる。図-1.8にその例を示す。

(4) 特殊木造建築物

特殊木造建築物としては、神社、仏閣、等があげられる。これらの建築物は古来から、我国の宗教建築の主体を成し、我国独特の工法で造られているものが多い。神社、仏閣を構成するものとしては、神社：神殿・宝物殿、仏閣：本堂・塔（五重の塔など）・門などがあげられる。いずれも、これらの建築物は明治以前に建てられたものが多い。これらの建築物の特徴としては金物による継手を使わないことがあげられる。また、それらの建築物の基礎、土台、梁、屋根などについて概述すると次のようになる。

(1)基礎……………割合に簡単で玉石を敷込むかあるいは土を抱き込むかのいずれかである。基礎としての特別の方法は施していない。(2)土台……………切込土台と称する貫を使った土台が多く用いられている。(3)梁……………虹梁と称する普通の梁と異なった梁が用いられている。この梁は合掌部で梁高が低く中央部が大きい特徴をもっている。また、梁が中央部で反り上がっているのも特徴である。(4)屋根……………屋根には種々のものがある。構造形式から分類すると四種類程になる。（それについては、参考文献9）を参照されたい。）(5)軒……………法隆寺金堂、薬師寺東塔などに見られるように太いものが多い。

III 固有周期～変位特性

(1) 木 橋

木橋の固有周期～変位特性に関しては、実験研究等の文献資料も少なく不明な点も多い。ここでは、図-1.6に示した木橋について鉛直、水平の各方向のたわみと固有周期とを算定してみた。その結果、鉛直方向では、たわみ0.2～0.5 m程度で固有周期0.07～0.12秒程度であり、かなり短周期であるのに対して水平方向では0.23～0.27秒程度である。

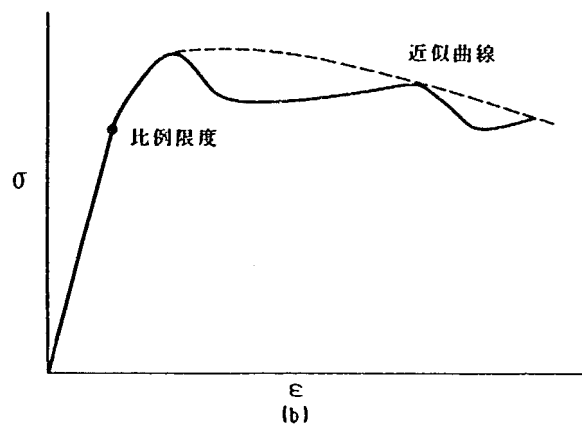
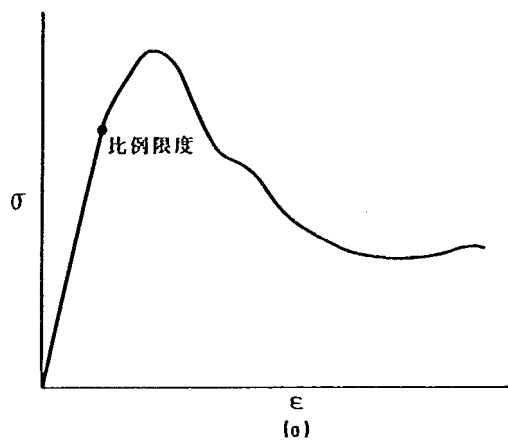
(2) 木造住宅

木造住宅の固有周期～変位特性に関しては、実験研究等の文献資料がある。それによれば、固有周期は、振幅の増加に伴い長くなるとされている。一例として、青山ら⁹⁾の得た関係を図-1.9に示す。いずれの場合も振幅の増加に伴い固有周期が長くなる。また、経過年数30年程度と100年程度との間で振幅の小さいほうの領域で同じような傾向が認められる。

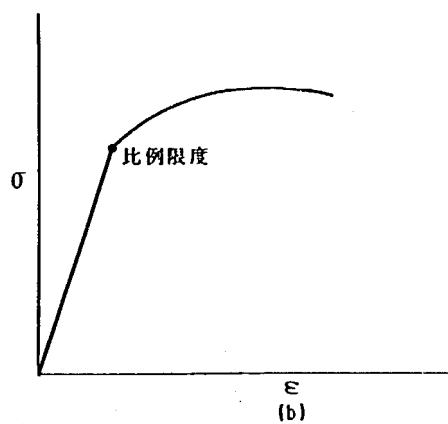
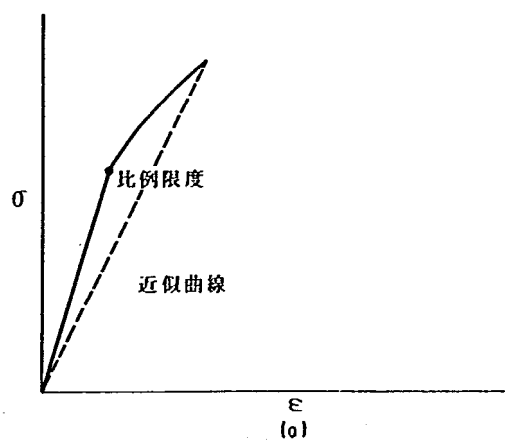
引用文献

- 1) 沢田 稔：矩形断面梁の破壊条件と曲げ破壊係数，林業研究所試験報告，1954年

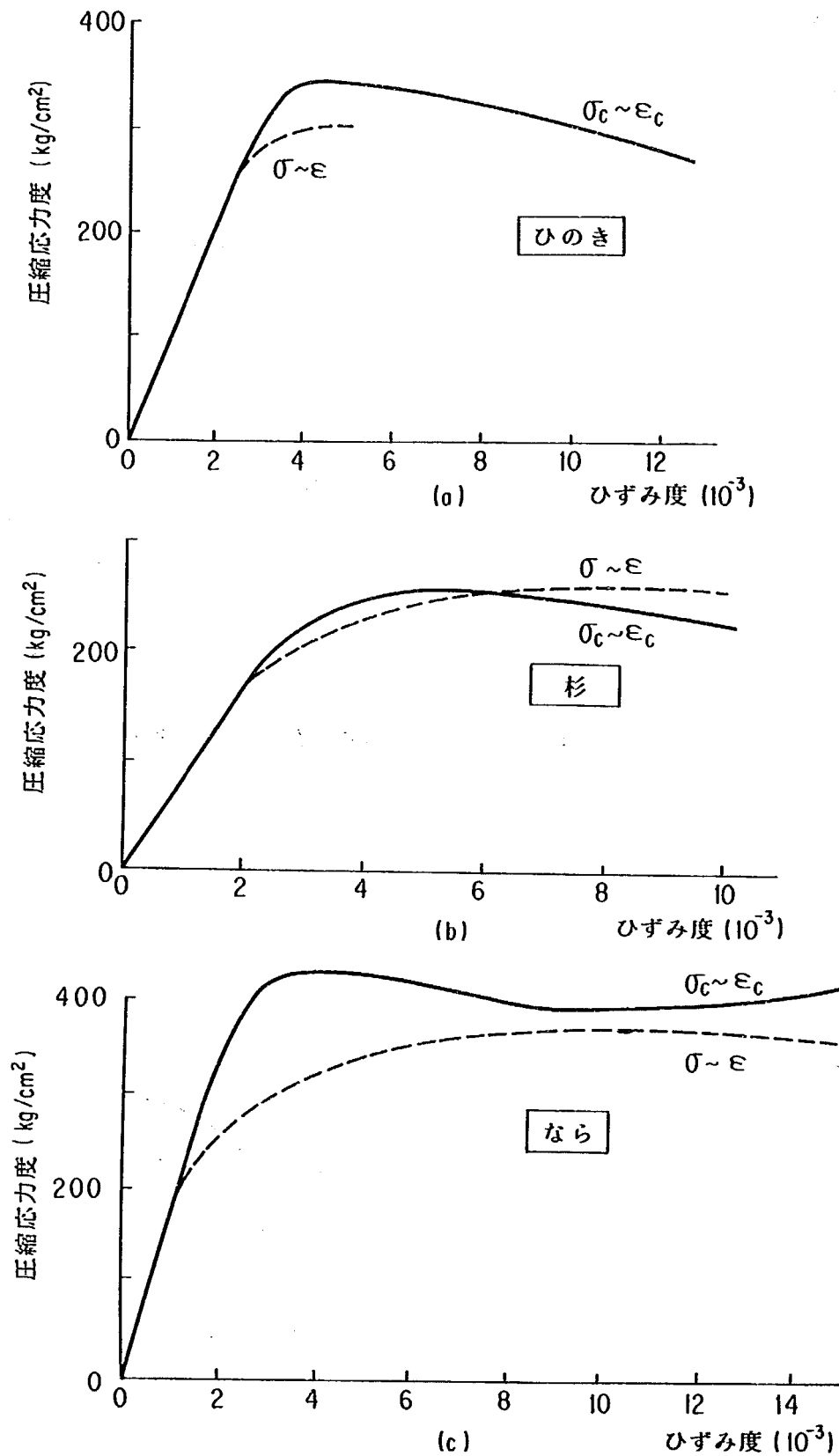
- 2) 浅野猪久夫：木梁の塑性曲げにおける圧縮応力について，日本木材学会誌，1966年
- 3) 杉山 英男：木構造，建築学大系22，1971年
- 4) 松浦 誠：木構造における塑性理論（第1報～第6報），日本建築学会研究報告，1953年
- 5) 今 俊三：木材の曲げ破損について，土木学会論文集，1960年
- 6) 久保田俊彦：木造単一梁の強度並に剛性に関する研究，建築研究所要報、1950年
- 7) 宮城 孝：木材の曲げ強さについて（第1報），造船協会雑纂，1944年
- 8) 杉山 英男：木材の曲げ耐力を論じ許容応力度のあり方に及ぶ，日本建築学会論文報告集，1969年
- 9) 角南 隆：建築構造2，17編社寺建築，常盤書房，1934年
- 10) 青山 博：木造建物の被害予測，構造物の耐震設計（改訂版），1977年



図一 1. 2 圧縮に対する応力度(σ)～ひずみ度(ϵ)曲線



図一 1. 3 引張に対する応力度(σ)～ひずみ度(ϵ)曲線



図—1.4 浅野²⁾による曲げ試験の圧縮応力度
(σ_c) ~ ひずみ度 (ϵ_c) 曲線と圧縮
試験の圧縮応力度(σ) ~ ひずみ度(ϵ) 曲線

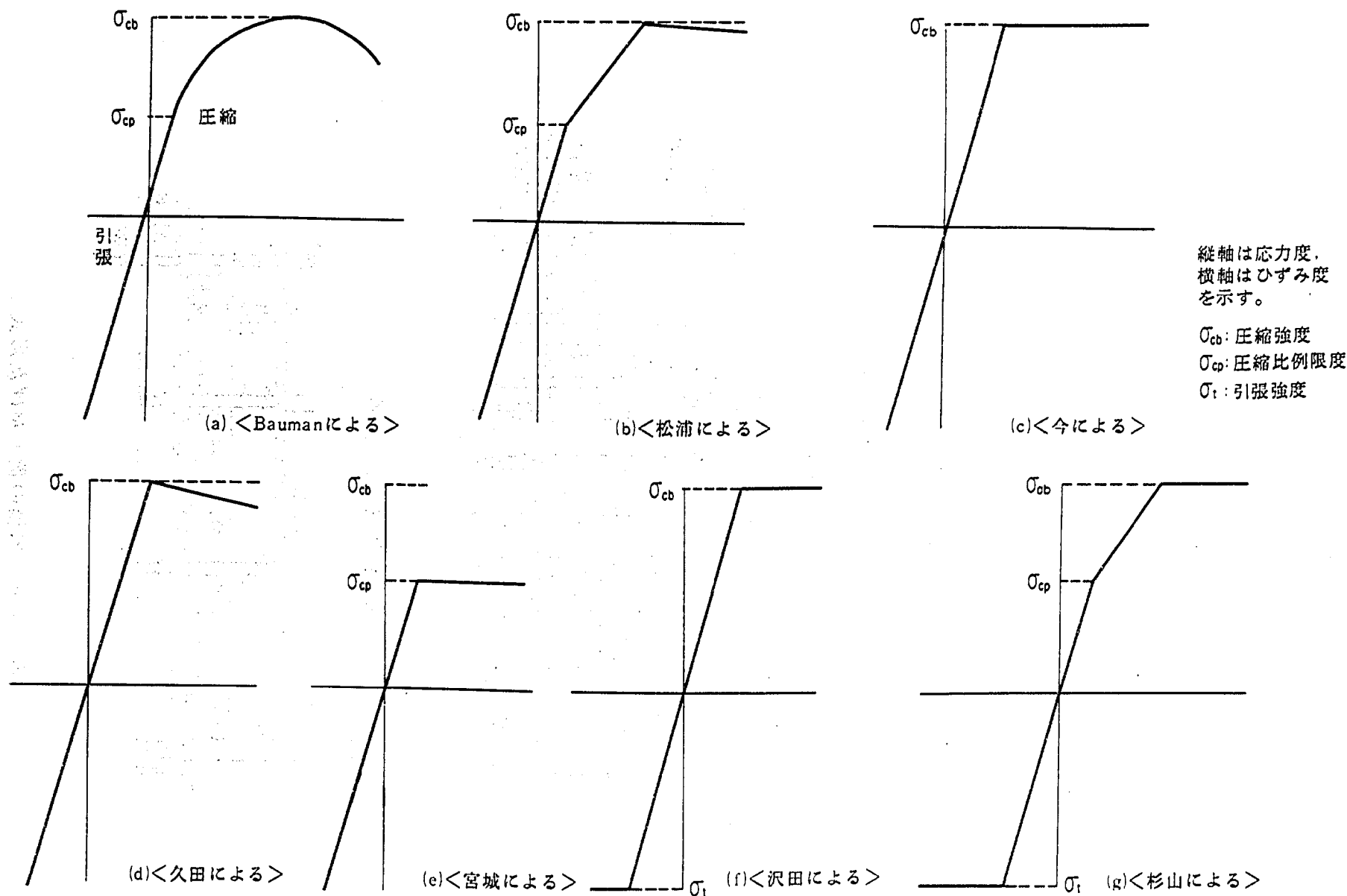
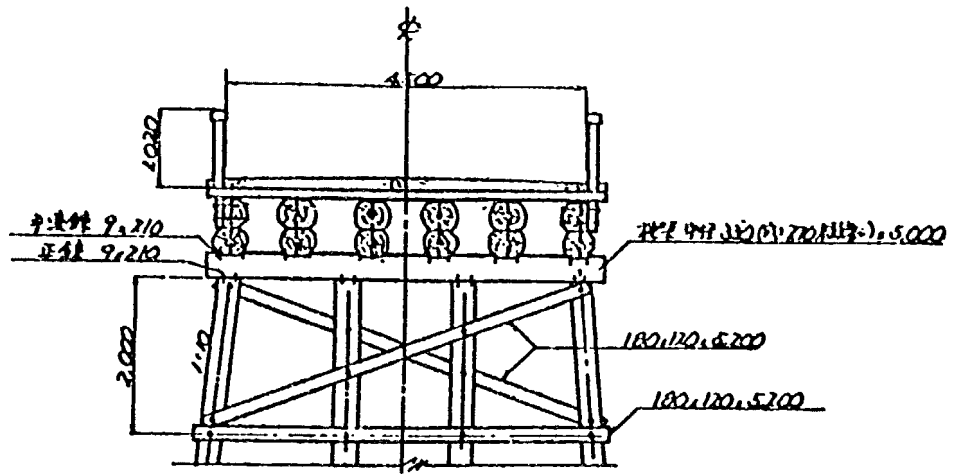
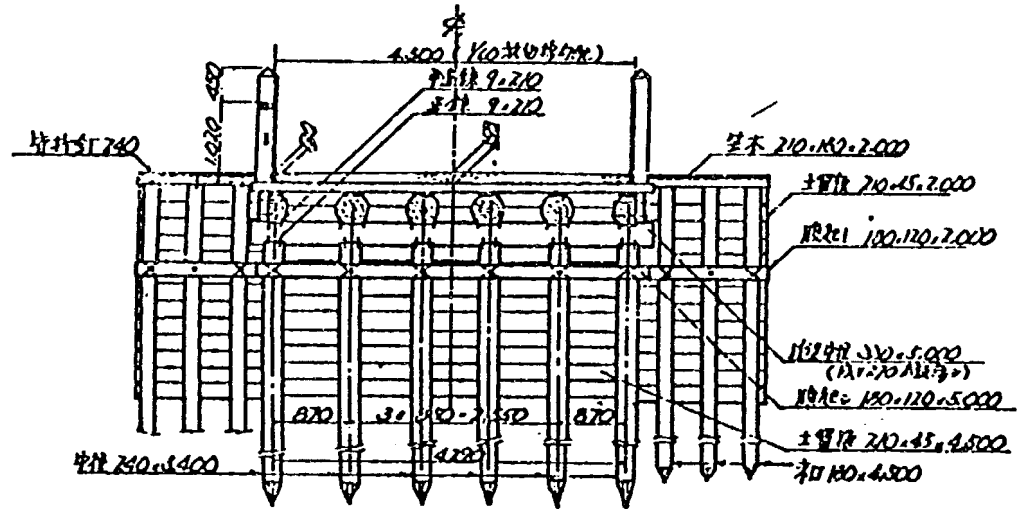


図 - 1. 5 既往研究における引張および圧縮に対する応力度～ひずみ度曲線の近似

横断面図 S-K50 → V₁₀₀



橋台正面図 S-K50 → V₁₀₀



高欄詳細図 S-Y50 → V₆₀

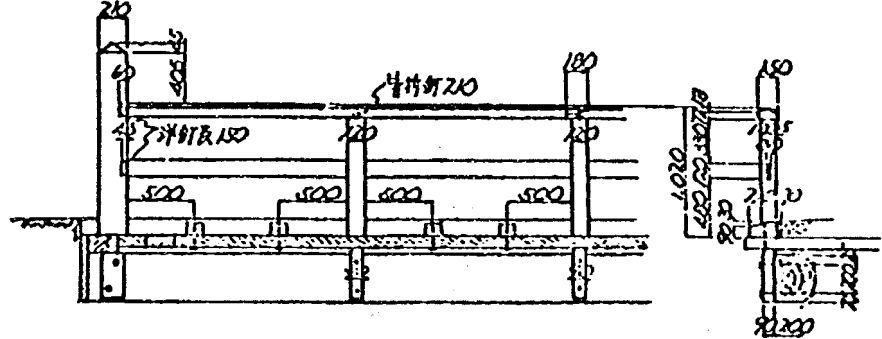


図 - 1.6 木橋の例 (単げた形式)

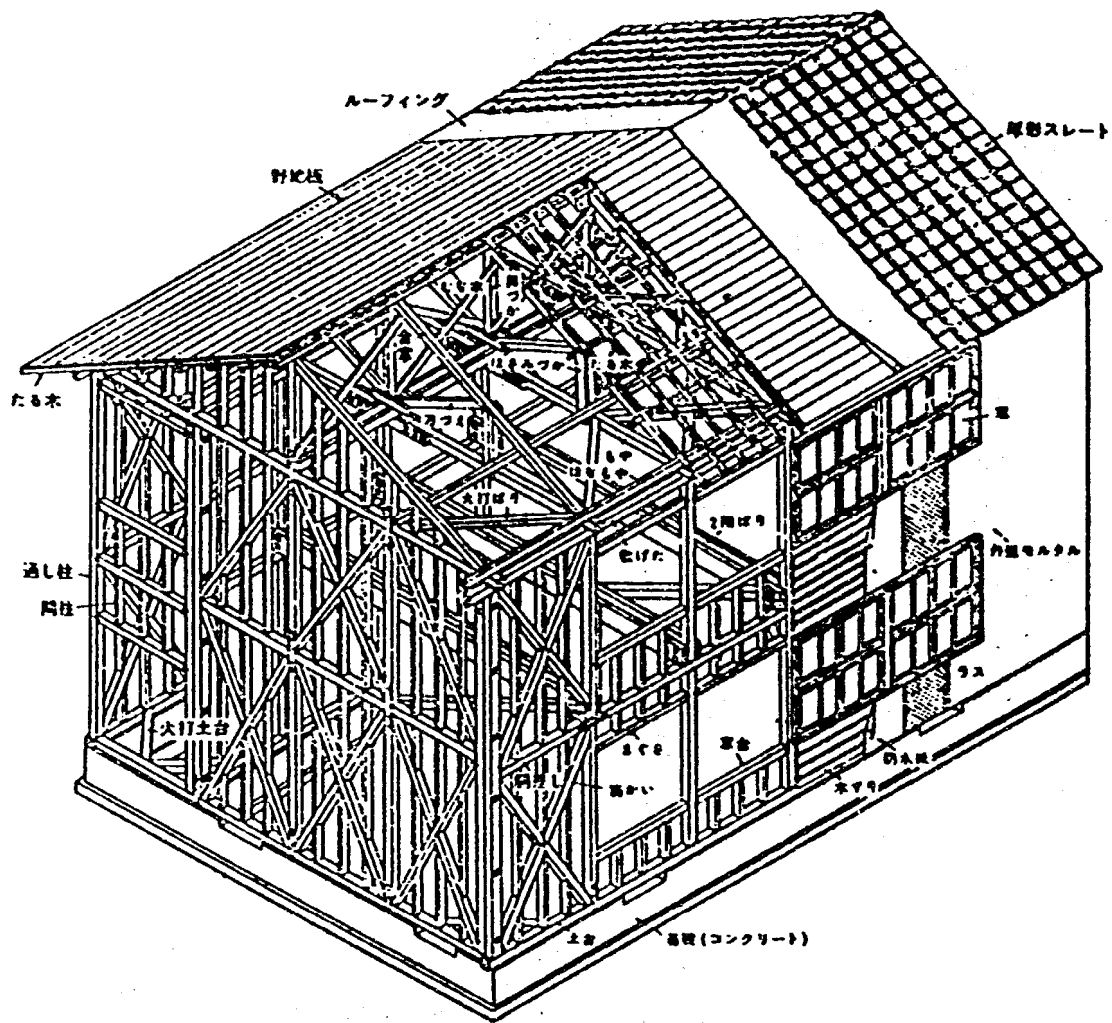


図 - 1.8 木造校舎の例

表 - 1.1 木材のヤング係数<日本建築学会>

(単位: 10^3 Kg/cm^2)

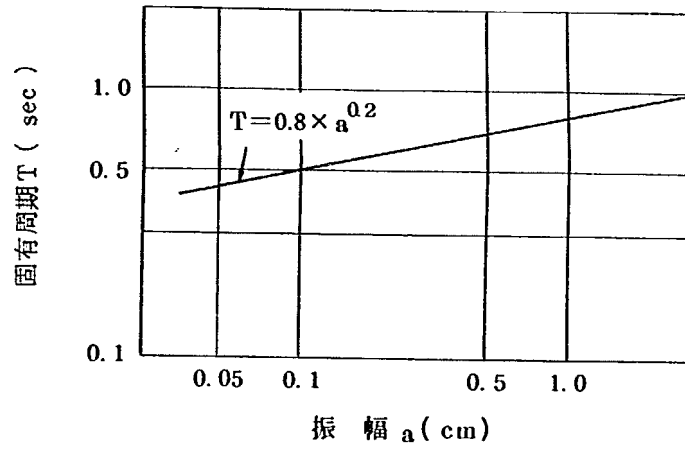
等級		樹 種		E ₁ ***	E ₂ ****
普通 構造材	針葉樹	I 類	あかまつ・くろまつ・からまつ・ひば・ひのき・つが・べいまつ・べいひ	90	2.5
		II 類	すぎ*・もみ・えぞまつ・とどまつ・べいすぎ・べいつが・スプルス	70	
	広葉樹	I 類	か し	100	4
		II 類	くり・なら**・ぶな・けやき**・アビトン	80	
		III 類	ラ ワ ン	70	
上級 構造材	針葉樹	I 類	あかまつ・くろまつ・からまつ・ひば・ひのき・つが・あいまつ・べいひ	100	3
		II 類	すぎ・もみ・えぞまつ・とどまつ・べいすぎ・べいつが・スプルス	80	
	広葉樹	I 類	か し	100	4.5
		II 類	くり・なら・ぶな・けやき・アビトン	90	
		III 類	ラ ワ ン	80	

[注] * 低品質のすぎ (気乾比重 0.3 以下, または平均年輪幅 6 mm 以上に対しては表記の値の 70 % をとる)

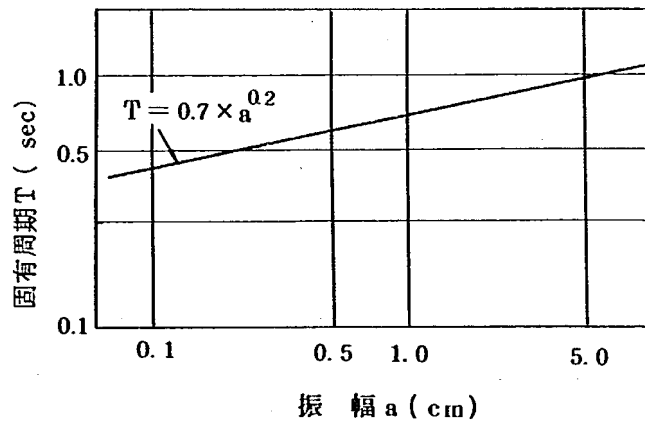
** なら・けやきについては平均年輪幅 1 mm 以上のものとする。

*** $E_{\parallel}$ は木材の繊維方向のヤング係数を示す。

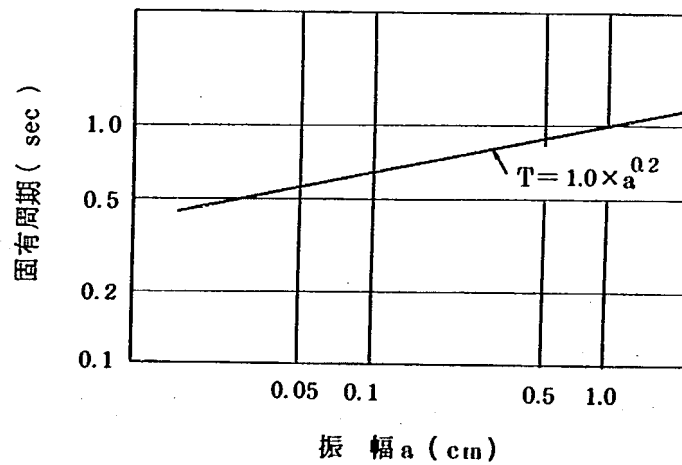
**** $E_{\perp}$ は木材の繊維直角方向のヤング係数を示す。



(a) 実物建物Ⅰ（江東区豊州，30年程度）



(b) 実物建物Ⅱ（北区滝野川，30年程度）



(c) 実物建物Ⅲ（長野県若穂町，100年程度）

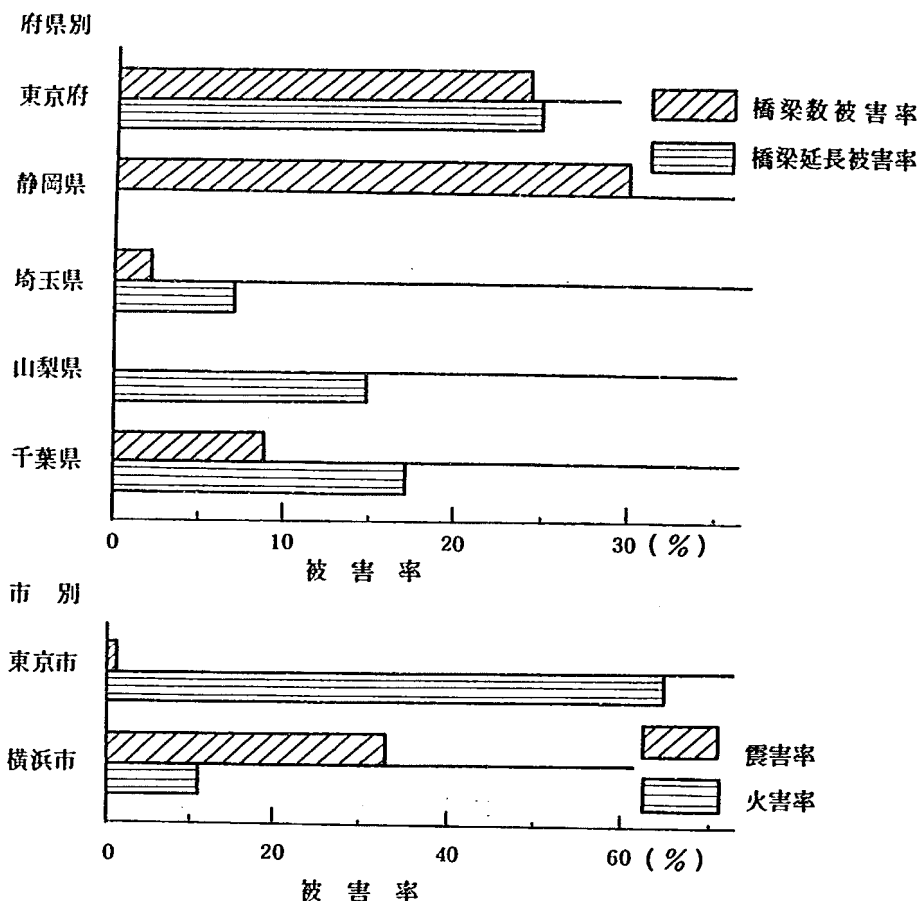
図－1.9 固有周期～振幅特性¹⁰⁾（データのプロット点は省略してある）

付記

被害分布とその解析例

(1) 木橋

関東地震（大正 12 年 9 月 30 日） $M = 7.9$ による被害分布を付図 - 1.1 に示す。



付図 - 1.1 関東地震による木橋の被害分布

(1) 被害率の分布

府県別の被害率の分布では、東京府、静岡県が大きい。しかしながら、神奈川県においては構造材料別の被害率は示されていないものの、全橋に対する橋梁数被害率は 71 %、橋梁延長被害率は 93 %であり、これらの被害率から推定しても東京府あるいは静岡県の被害率を上回ったとも考えられる。

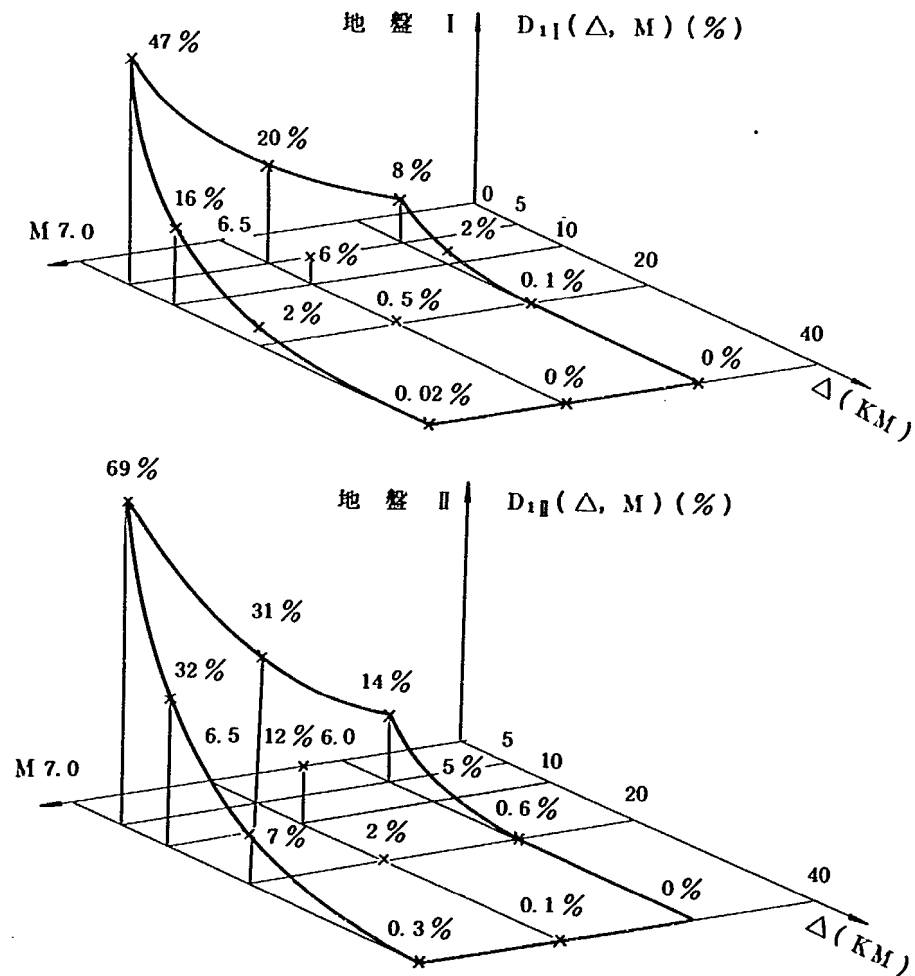
(2) 被害の主な原因

東京市と横浜市とを比べれば判るように、東京市では圧倒的に火害が多かった。仕近の家屋、船舶、橋上に置かれた家財等から類焼したものである。震害に関しては、橋脚杭の沈下と橋台の移動によるのが多かった。橋脚杭の沈下は主に軟質

な地盤の箇所において多くみられた。橋台の移動は川を中心方向に橋台が移動傾斜し土留が橋台の中段で切断されたものである。

(2) 木造住宅

伊豆半島地震（昭和 49 年 5 月） $M = 6.8$ ，えびの地震（昭和 43 年 2 月） $M = 6.1$ ，福井地震（昭和 23 年 6 月） $M = 7.3$ による被害分布とその解析例を付図 - 1・2 に示す。



付図 - 1.2 既往地震による木造住宅の
被害分布と解析例

D_{1I} ; 地盤 I 地域における家屋震害率 (%)

D_{1II} ; " II " " " (%)

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

$$D_{I} (d \cdot M) = \frac{1}{164} \times 10^{0.625M + 0.025dM - 0.272d}$$

$$D_{II} (d \cdot M) = \frac{1}{73} \times 10^{0.576M + 0.026dM - 0.248d}$$

d ; 震央距離 (K M)

M ; マグニチュード

地 盤 I ; 洪積期以前の地盤

" II ; 沖積期以降の地盤

2.2 沿道斜面の崩壊調査

2.2.1 概 説

地震の被災地域に山地，急峻な丘陵などが含まれる場には少なくとも針面崩壊が発生する。地震による斜面崩壊については古来から各種の災害記録が残されているが降雨による斜面崩壊や地震による地変等の被害に比べて不明確な点も多い。ここでは，地震による道路災害に注目し道路およびその沿道斜面における地震災害予測のための一環として関東地震による道路沿道斜面の崩壊地における地盤調査ならびに点数制による道路斜面崩壊の危険度判定調査を実施したものである。

2.2.2 目 的

関東地震による道路沿道斜面崩壊地における地盤の状況を把握する。また，道路沿道斜面崩壊の簡易な危険度判定法を開発しようとする。

2.2.3 方 法

I 関東地震による斜面崩壊地の地盤調査

1923年の関東地震で崩壊したと推定されている¹⁾神奈川県愛甲郡清川村にある県道秦野津久井線の沿道斜面1箇所では地盤調査を実施した。

内容は，機械ボーリング，標準貫入試験，PS検層，弾性波探査，スウェーデン式サウンディング，静的コーン貫入試験およびブロックサンプリングと土質試験であり，上記各種結果をまとめ，調査地の地盤状況について考察を行なった。

また，地震力を考慮した安定解析も行なった。安定解析には，Bishop法を一般のすべりの解析に適するようにJanbuの方法を用い，地震力としては地震による水平加速度を静的な水平方向の慣性力に換算し作用させた。²⁾

II 点数制による判定調査

まず，神奈川県の県道秦野津久井線の札掛から宮ヶ瀬までの約11kmの区間において，200mピッチで沿道斜面をサンプリングし，表-2.1に示す斜面耐震点検調査票の素因要素点について概査的な危険度判定調査を実施した。また，その調査対象区間内にある既往資料で確認できた¹⁾崩壊地10箇所についても同様の調査をした。

次に、他の地域との比較をするために、静岡県東伊豆地方の県道修善寺下田線と国道 135 号線の沿道斜面の資料³⁾との比較を行なった。

表－2．1 斜面耐震調査票

要素	番号	調査項目	項目区分	配点
要素 因 要 素	①	斜面高 (Hm)	50 ≤ H	10
			30 ≤ H < 50	8
			10 ≤ H < 30	7
			5 ≤ H < 10	3
	②	斜面勾配 (a)	1 : 0.6 ≤ a	7
			1 : 1.0 ≤ a < 1 : 0.6	4
			a < 1 : 1.0	1
	③	オーバーハング	構造物のない斜面のオーバーハング	7
			構造物のある斜面のオーバーハング	4
			オーバーハングなし	0
	④	斜面の地盤	斜面の表面に転石、浮石が多い	10
			切土のり面に玉石が多い	7
			風化、変質キレツの発達した岩	6
			レキ混り土砂	5
			風化、変質した岩	4
			キレツの発達した岩	4
			土 砂	4
			粘 質 土	1
			キレツの発達していない岩	0
	⑤	表土の厚さ	0.5 m以上	3
			0.5 m未満	0
	⑥	湧 水	あ り	2
			な し	0
	⑦	落 石, 崩壊頻度	年1回以上	5
			年1回未満	3
			な し	0
管 理 要 素	⑧	斜面の異常, 変状	あ り	a
			な し	c
	⑨	斜面安定工の異常, 変状	あ り	a
			な し	c
	⑩	家屋等に被害を与えた落石崩壊	あ り	a
			な し	c
	⑪	斜面上の有害行為	顕著である	a
			若干見られる	b
			な し	c
	⑫	斜面安定工による斜面の安定度	やや低い	a
			普 通	b
			高 い	c
参 考 素	崩土の到達距離と家屋の配置 そ の 他 特 記 事 項		L = m, H = m, L/H =	

2. 2. 4 結 果

I 関東地震による斜面崩壊地の地盤調査

(1) 調査斜面の概要

調査地は、秦野市街から北方へおよそ 13 Km の丹沢山地東部にあり、布川（中津川支流）に沿う県道の山側斜面に位置する。斜面の傾斜角は約 40° と急傾斜である。

周辺の地質は、第三紀丹沢層群中の唐沢川累層で、主に玄武岩質安山岩の火山角礫岩、集塊岩からなっている。また、表層部はローム質の表土および崖錐で覆われている。

関東地震によって崩壊したと推定される部分は、図-2.1 および 2.2 に示すように巾 20 ~ 25 m、長さ 40 m 程度で、周囲より凹地状に 2 ~ 3 m 低くなっている。崩積土層は、そのほとんどが崩落し、現状斜面にはわずかに残っているのみであり、現在存在する礫混り土は、むしろ、その後に斜面上方より崩落した崖錐層の可能性もある。

(2) ボーリング、サウンディングおよび弾性波探査等の結果

ボーリング、サウンディングおよび弾性波探査の結果を断面図にプロットし、調査地地盤の概要を表わしたものが図-2.1 および 2.2 である。また、各調査結果を層別に区分して対比したものが図-2.3 である。なお、これらの地盤調査方法の組合せは、将来の FEM による地震応答解析のための斜面のモデル化に必要と考えられるものを選択して決定したものである。

この調査地における崩壊時の崩壊面は、上層部地盤の崖錐層内に存在したと推定される。この崖錐層は、表面から約 2 m 程度の深度まで存在し、礫混りシルトないしシルト混り礫からなっている。N 値は 9 ~ 13 回であるが礫によって N 値が過大に測定されているため、締りは緩い。スウェーデン式サウンディングでは 0.5 ~ 2.0 m 程度貫入した。締り程度は、平均 $N_{sw} = 20$ 回前後であるが、極めて不均質と考えられる。静的コーン貫入試験は、図-2.1, 2.2 を見てもわかるように、礫等にあたった場合、それ以深の測定が不可能になったようである。このような、礫を多く含むところでは、十分に崖錐層を把握できなかったようである。したがって、このような地盤のところで崩壊面を推定するには、スウェーデン式サウンディングが比較的簡便で有効だと考えられ、この例では $N_{sw} = 20$ 回程度を崩壊面の境界値として採用するのが妥当と考えられる。

(3) 土質試験の結果

斜面でブロックサンプリングした資料について行った土質試験の結果を表-

2.2に示す。S-1はかつて崩壊した斜面の崩積土で、S-2・2は崩壊斜面外地域の崩積土から採取した資料である。試験結果によれば、S-1とS-2は良く似ているが、S-1がやや粗粒である。粒度配合は、両者ともに良好で、礫分～粘土分まで混っている。

表-2.2 土質試験結果一覧表

試料番号		54-366 S-1	54-366 S-2
自然状態	含水比(%)	40.4	69.2
	土粒子の比重	2.597	2.511
	湿潤単位体積重量(g/cm^3)	1.546	1.396
	乾燥密度(g/cm^3)	1.101	0.712
	間隙比	1.358	2.529
	飽和度(%)	77.2	68.7
粒度	レキ分(%)	48	5
	砂分(%)	24	42
	シルト分(%)	19	28
	粘土分(%)	9	25
	最大径(mm)	25.4	9.52
	60%径(mm)	3.2144	0.1257
	10%径(mm)	0.0064	—
分類	現場視察による分類		
	日本統一分類	GV	OV
三軸圧縮試験	内部摩擦角(度)	20°00'	
	粘着力(kg/cm^2)	0.30	
	排水条件	UU	
土の室内透水試験(cm/sec)		1.396×10^{-5}	

三軸圧縮試験であるが、試料の締め程度が極めて緩く自立しないので、試料をつきかため(単位体積重量が自然状態に比べて数%増)て試験に供したので、乱した影響も含めて自然の地山の強度とは異なる可能性がある。

(4) 安定解析の結果

図-2.2および現地踏査により推定した現地形と崩壊前の地形は、図-2.3に示した通りであり、これを地盤のモデルとして安定解析を行った。

崩壊面上部の土層の単位体積重量は、前述の(3)の結果を参考にして、 $1.5t/m^3$ とし、地震による水平加速度を0から800mm/s²まで百きざみで変化させ、安全率の

低下を試算した結果が図-2.5である。

強度として、前述の(3)の土質試験結果をそのまま用いた場合、加速度が大きくなっても安全率が1.0を割ることはなかったが、三軸圧縮試験時に試料をしめ固めた点等を考慮して任意に強度を低下させた場合、元地形を想定し、 $C = 2.5$ t/m^2 , $\phi = 15^\circ$ とした場合に400 g 程度で安全率が1.0を割った。

なお、関東地震時の神奈川県での震度はVI (250 ~ 400 g)程度とされており⁴⁾、試算結果と合うようになるが、元地形の推定の妥当性、地盤強度の誤差および安定解析法自体の問題等の多くの疑問点が残るので、厳密な議論には将来のより詳細な検討が必要である。

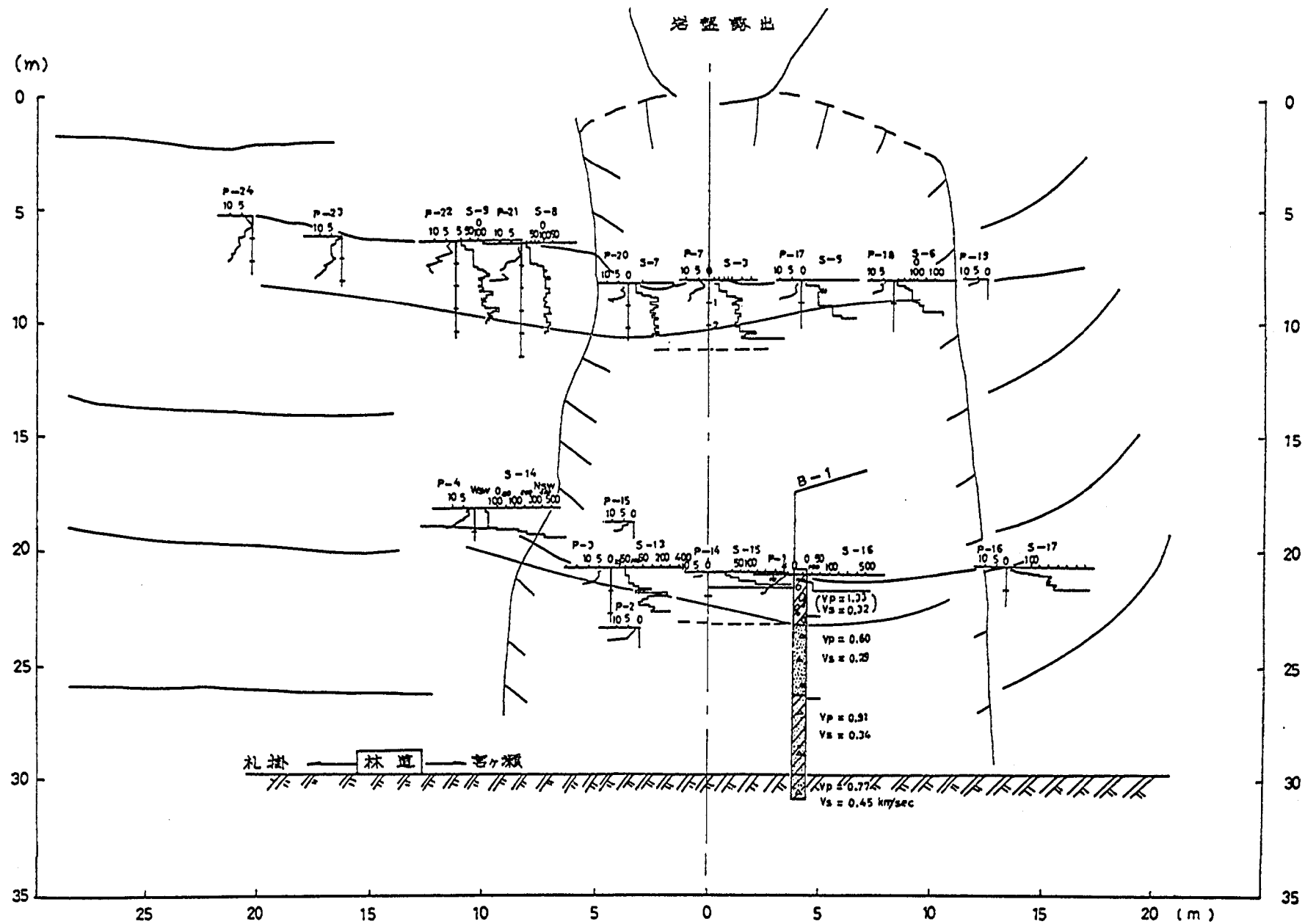


图 - 2 . 1 斜面想定断面图 (正面图)

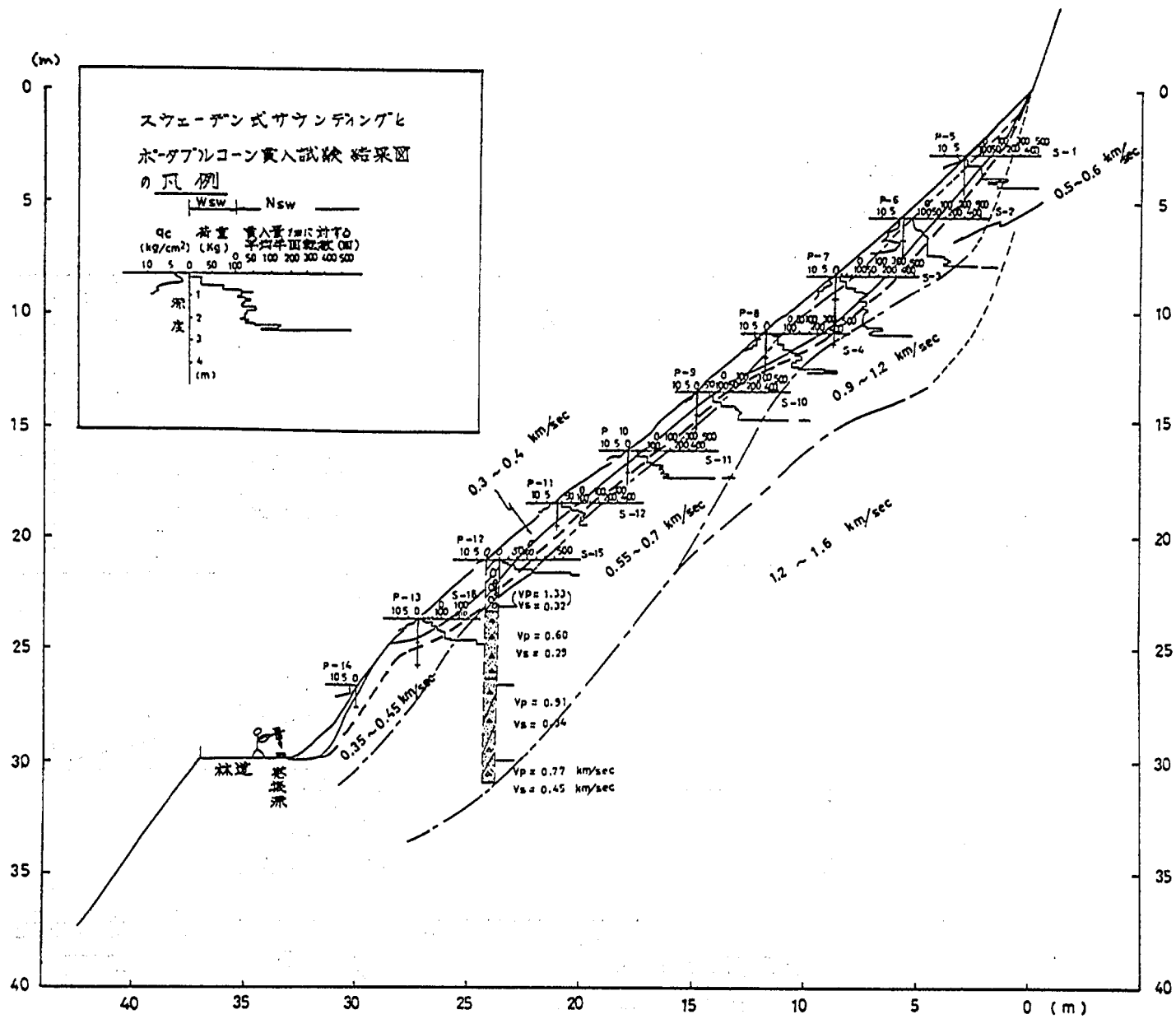


図 - 2 . 2 斜面想定断面図 (縦断面図)

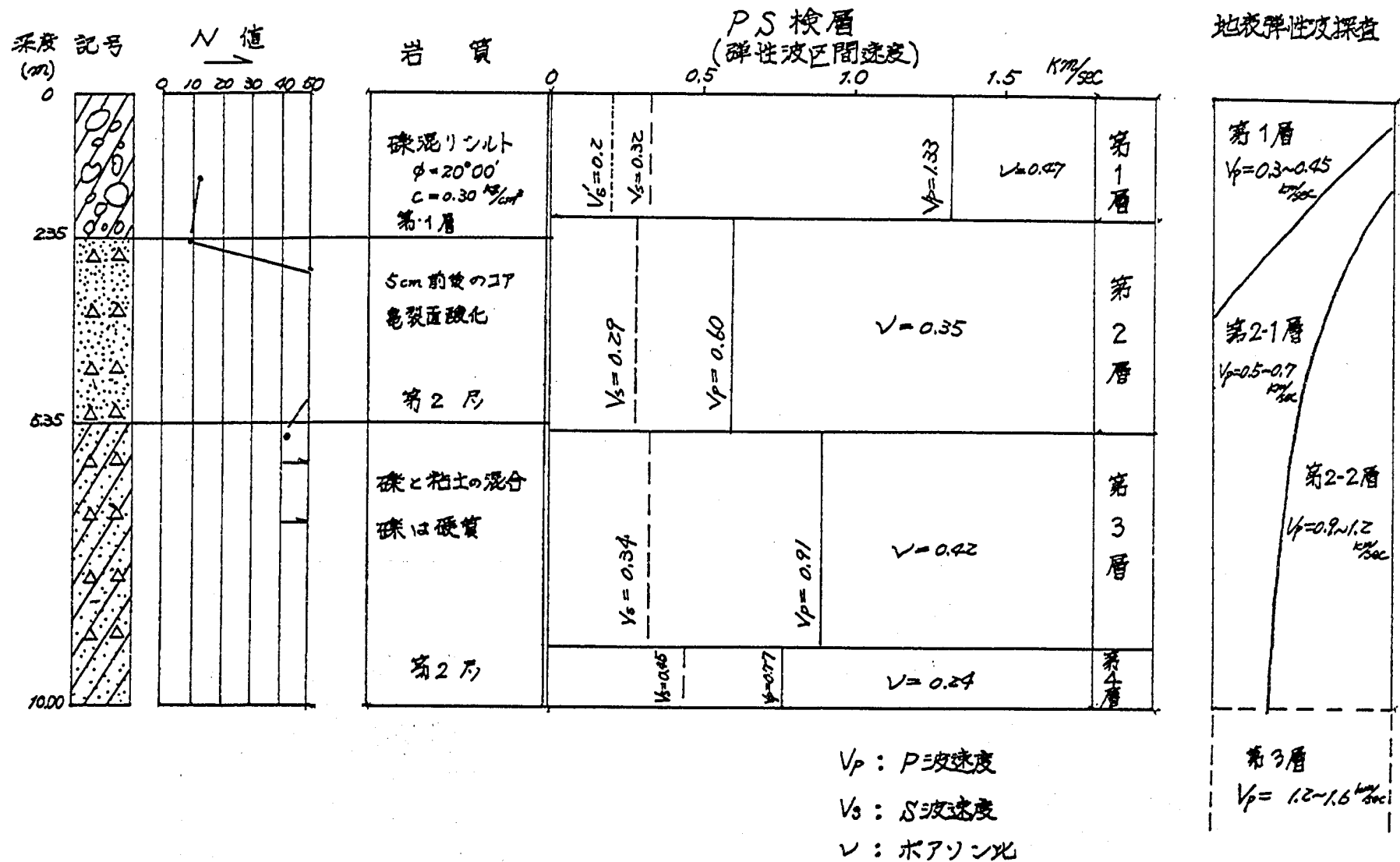


図 - 2 . 3 各種調査結果一覧図

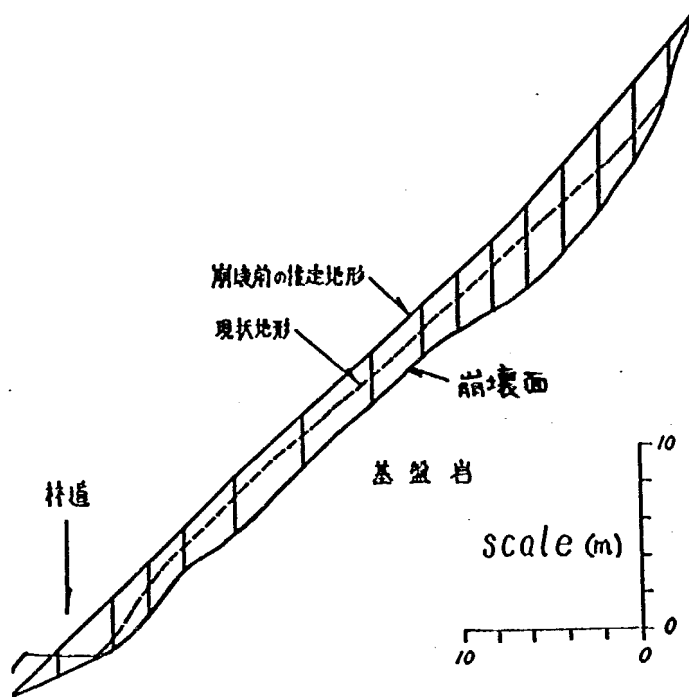


図-2.4 地盤のモデル

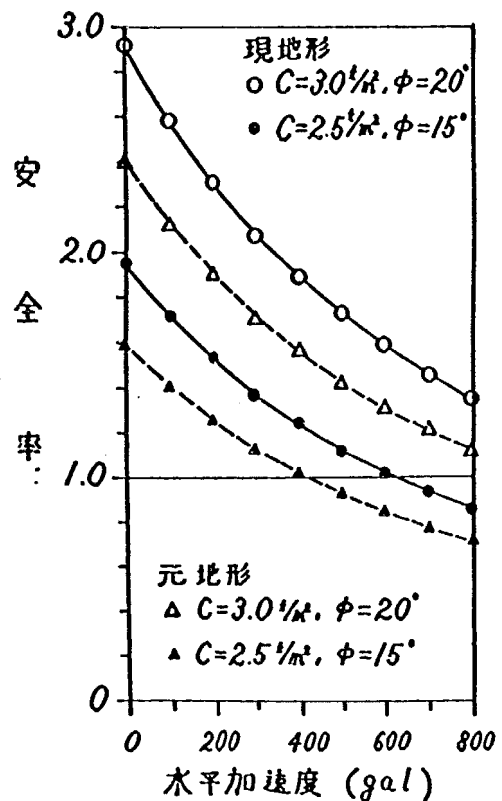


図-2.5 安定解析結果

II 点数制による判定調査

表-2.1の素因要素について斜面毎に採点し、その合計点数の分布をまとめたものが図-2.6である。この図には伊豆地区の結果も示してある。図中の実線および破線は、それぞれ丹沢地区非崩壊斜面および伊豆地区の非崩壊斜面の分布が正規分布になると仮定して統計的に算出した結果を描いたものである。

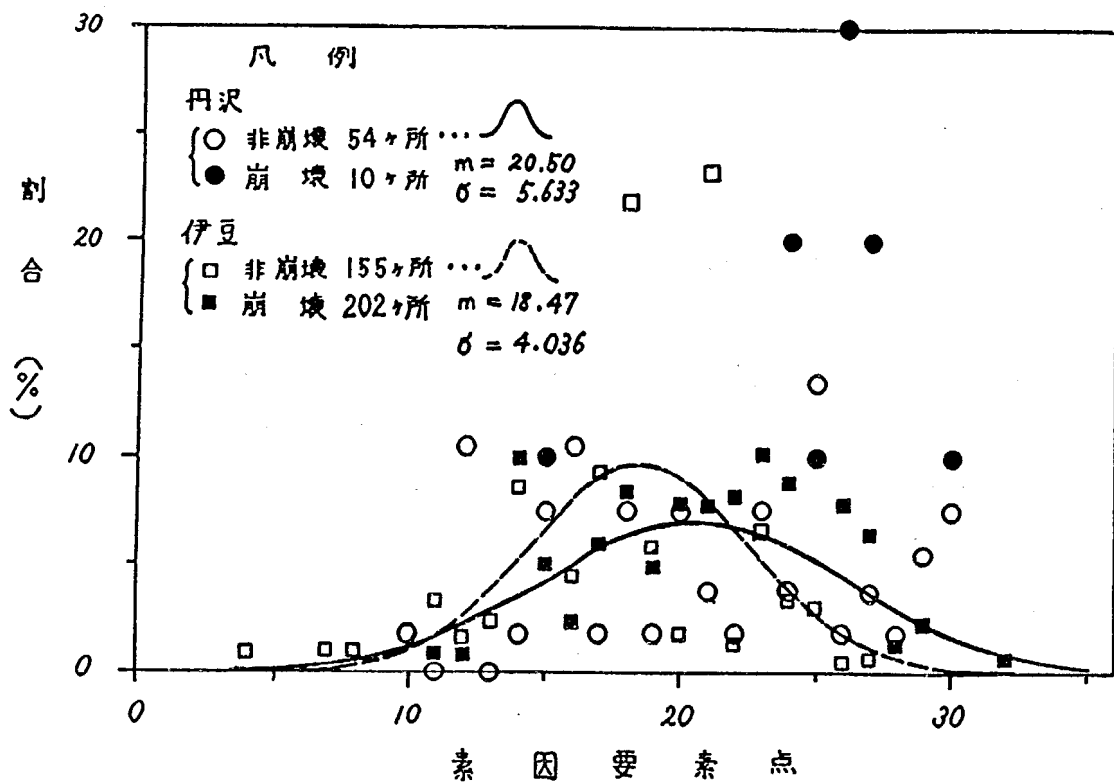
この2つの正規分布のグラフを対比すると、実線の丹沢地区はその平均値が20.50で伊豆地区の18.47よりも約2点大きく、沿道斜面の母集団が伊豆地区に比して相対的に危険な斜面が多いということになる。次に標準偏差 σ についてみると、丹沢地区の方が伊豆地区よりも大きく、比較的安全な斜面から危険な斜面までの分布が広いということになる。一般に、表-2.1の調査票においては、A'(24点以上、危険度大)、B'(14~23点、危険度中)、C'(13点以下、危険度小)の3ランクに分けて⁵⁾危険度判定をしており、その区分で丹沢地区の崩壊例(図中、黒丸印)を見ると、その多くがA'の24点以上になっており、このような簡易な危険度判定法でも、概率的な判定法には有効な手段だと考えられる。

なお、伊豆地区の結果も概略同様な傾向であるが、その詳しい考察は他の報告⁶⁾

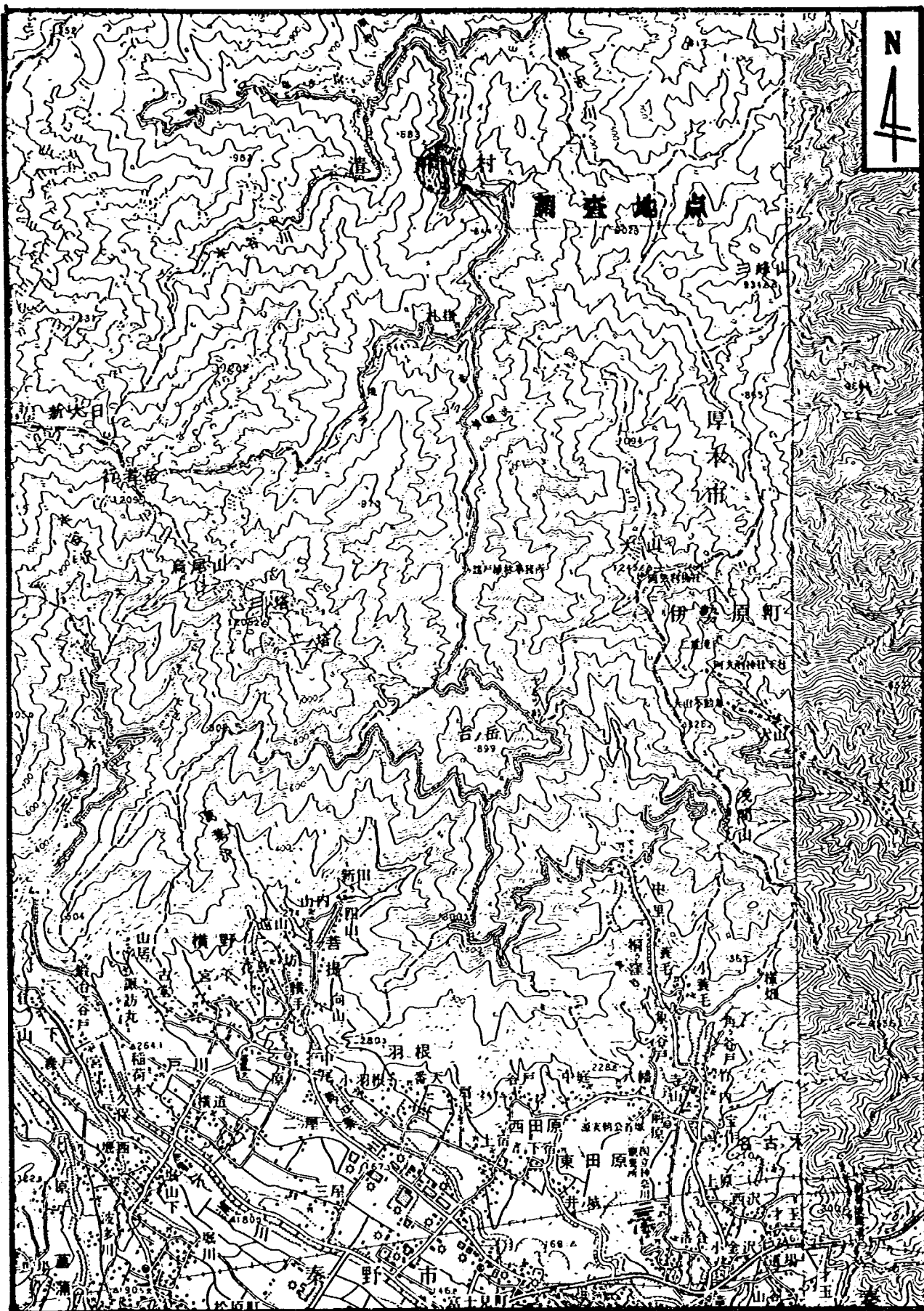
で述べた。

参 考 文 献

- 1) 建設省宮ヶ瀬ダム工事々務所：宮ヶ瀬ダム貯水池周辺地すべり崩壊地調査報告書
1978. 2
- 2) 東伊豆道路震災対策検討委員会：東伊豆道路震災対策検討委員会報告書，
p.p. 91 ~ 106, 1979. 3
- 3) 日本道路協会：道路の震災対策に関する調査報告（Ⅰ），1979. 3
- 4) 宇佐美龍夫：資料日本被害地震総覧，p.p.164 ~ 170，東大出版会，1975. 3
- 5) 全国地すべりがけ崩れ対策協議会：急傾斜地崩壊対策事業の手引昭和55年版，
p.p. 42 ~ 47，1980. 3
- 6) 日本道路協会：道路の震災対策に関する調査報告（Ⅱ），p.p. 59 ~ 69，
1979. 9



図－ 2.6 丹沢・伊豆地区の崩壊・非崩壊別素因要素点分布



付図－2.1 地盤調査位置図

2.3 沿道斜面の地震応答特性ならびに安定性に関する調査

2.3.1 概 説

1978年伊豆大島近海地震に際して多数の地点で沿道斜面の崩壊が生じて長期間にわたって道路施設の機能が失われた。都市圏に近い山間部で地震が発生した場合に被害の予測および適切な対応をとるためには、道路の沿道斜面の地震応答特性ならびにこれに基づいた安定性の検討が重要となる。今年度はこのような観点から、地震により表層の滑落崩壊を生じた斜面をとり挙げて斜面の基本的な地震応答特性を検討した。

2.3.2 目 的

道路の沿道斜面の地震応答特性を調査し、これに基づき、その沿道斜面の地震時安定性を合理的に把握する手法を開発する。

2.3.3 方 法

平面ひずみ状態を仮定した2次元有限要素法により、道路の沿道斜面の地震応答解析を行ない、加速度の分布、応力、ひずみの分布を調査するとともに、その沿道斜面に沿う各地盤のすべりやすさの度合いを検討する。

2.3.4 結 果

(1) 解析対象断面

解析の対象として、1978年伊豆大島近海地震により被害を生じた静岡県修善寺下田線川合野地区の図-31に示す斜面をとり挙げた。本地点では、尾根部の先端にあたり、道路沿いに130 mにわたって斜面崩壊を生じた。斜面勾配は $20 \sim 30^\circ$ 程度の緩斜面であった。地山は安山岩および凝灰角礫岩から成っており、崩壊斜面部には安山岩が広く分布している。斜面の表層では、安山岩の風化が著しく進んでおり、滑落崖上方の未崩壊地で実施した標準貫入試験の結果によると、地表からおよそ23 mの範囲ではN値がすべて30を下廻っていた。本地点では、土木研究所急傾斜地崩壊研究室により地震後に弾性波探査、PS検層、スウェーデン式サウンディング、静的コーン貫入試験等が実施されており、これらの結果に基づいて地層区分、土のせん断剛性、強度を定めた。

(2) 斜面のモデル化および入力地震記録

図-31に示した斜面を2次元平面ひずみ状態を仮定し、地盤の剛性および減衰定数のひずみ依存性を等価線形の考え方で近似的に取り入れた有限要素法によりモデル化

した。解析の方向は代表的な位置における斜面の法線方向とした。従って、本来の地山が持っている三次元的な形状のうち、斜面の法線に直角方向の形状は計算に取り入れられていない。なお、せん断波速度が 500 m/sec 以上の風化層および地山に対しては等価線形化手法による剛性および減衰定数のひずみ依存性は無視した。解析に用いた地盤定数は表-3.1に示すとおりである。

基盤は、斜面下方の水平面をとり、1978年宮城県沖地震により開北橋近傍地盤上で採取された記録を基盤地震動として水平方向に作用させた。なお、最大加速度は基盤で 100 gal とした。

(3) 斜面の地震応答特性

斜面の水平方向および鉛直方向の最大加速度の分布を図-3.2, 3.3に示す。これより、加速度の増幅率に関して以下の点が指適される。

- (i) 地山の中では、加速度はほとんど増幅されない。図-3.2の水平方向最大加速度の分布では、強風化層の上面における最大加速度は 150 gal 程度にすぎない。これが、強風化層、表土と斜面の表面に近づくと大きく増幅される。このような傾向は図-3.3の鉛直方向最大加速の分布においても同様である。
- (ii) 斜面に沿って特にある箇所で加速度が大きく増幅されるような傾向は現れていない。これは、斜面に起伏が少なく、比較的なだらかなためと考えられる。なお、斜面の最上部では、加速度が非常に大きくなっているが、これは、境界条件の影響であり、この部分の結果は意味を持たない。
- (iii) 解析上は鉛直方向に加振していないにもかかわらず、傾斜の影響で水平方向と同程度の鉛直加速度を生じている。斜面の解析では、鉛直方向の入力地震動の影響も重要であることを示している。

(4) 斜面崩壊に対する安定性

常時の状態（自重のみ作用した場合）および上記の地震時の状態に対して、すべりやすさ係数 S_θ を次式で定義する。

$$\text{すべりやすさ係数 } S_\theta = \frac{\text{土に生じる最大せん断応力}}{\text{土のせん断強度}} \quad (1)$$

ここで、土のせん断強度 T_f は粘着力 C と内部摩擦角 ϕ 、上載圧 α により次式で与えられる。

$$T_f = C + \alpha \tan \phi \quad (2)$$

表層地盤に対しては、三軸試験が行なわれており、この結果に基づいて $C = 0.22 \text{ Kg/cm}^2$ 、 $\phi = 18^\circ$ とした。強風化層に対してはこのような試験結果が得られないが、既往の実験結果等を参照して、 $C \simeq 1 \text{ Kg/cm}^2$ 、 $\phi \simeq 30^\circ$ とした。

このようにして、常時の状態および地震時の状態に対して表層地盤および強風化岩層のすべりやすさ係数 S_θ を(1)式により求めた。この結果を図— 34, 35に示す。上述したように、強度の推定に不確定さが大きいため、個々の地点のすべりやすさ係数の絶対値そのものではなく、全体としての分布の比較に意味がある。この結果から次の点が指摘される。

- (i) 常時の状態では、 S_θ は表層上の基部で1.0～1.25となっており、その下の強風化岩層の0.5以下と比較して大きな違いがある。また、今回の地震により崩壊した範囲の最上部付近で S_θ が1.0以上と大きな値をとる領域がある。ここは、斜面の勾配が変化する位置にあたっており、また、表層土の厚さも厚くなり始める境界であることから応力が大きくなったものと考えられる。
- (ii) 地震時には、 S_θ は表層土の基部で1.25～1.5となり、その下の強風化岩層の0.5～0.75と比較して大きくなっている。さらに、上述した崩壊土塊の最上部付近では、 S_θ は1.75以上と他よりも大きくなっており、一部では2.0を越す領域が表われている。仮に、このような箇所では、最初にすべりが生じ、この影響でこれより下方の表層土も順次すべったと考ええると、地震による被害状況を比較的よく説明することができる。
- (iii) 地震により斜面崩壊が起こった範囲は、常時および地震時のいずれの状態においても S_θ が他よりも大きくなる箇所ということができる。この際、崩壊した土塊の上部の未崩壊部における S_θ も崩壊部とそれ程大きく異なるわけではないが、この部分がすべらずに残った原因としては、上記(ii)に示したように、最初のすべりが崩壊部の最上部に現われている S_θ の大きい領域において生じたためと考えられる。

このような点から、今年度開発した有限要素法を用いた斜面の地震応答特性および安定性の検討手法はある程度、1978年伊豆大島近海地震時の川合野地区の沿道斜面の被害状況を説明し得ると考えられる。

(謝辞) 本解析に際しては、土木研究所急傾斜地崩壊研究室の安江室長ならびに仲野研究員の御指導を得た。ここに記して厚くお礼申し上げる。

参 考 文 献

- 1) Sesma, F. J. and Rosenblueth, E. : Ground Motion at Canyons of Arbitrary Shape under Incident SH Waves, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 7, p. p. 441-450, 1979.
- 2) Chang, F. K. : An Empirical Interpretation of The Effects of Topography on Ground Motion of The San Fernando, California, Earthquake, 9 February 1971, Miscellaneous Paper S-76-1, Waterways Experimental Station, 1976.

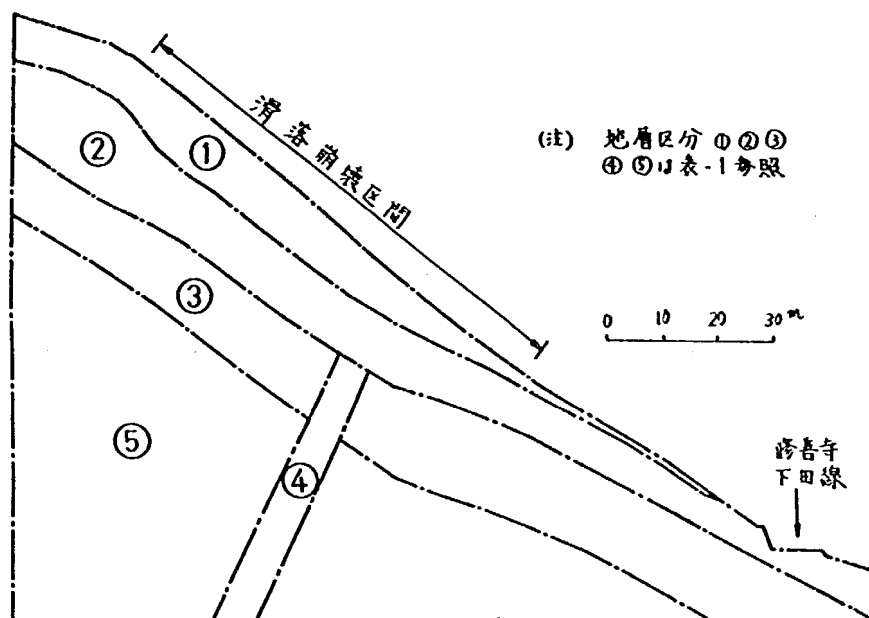


図- 3.1 解析対象斜面（川合野地区）

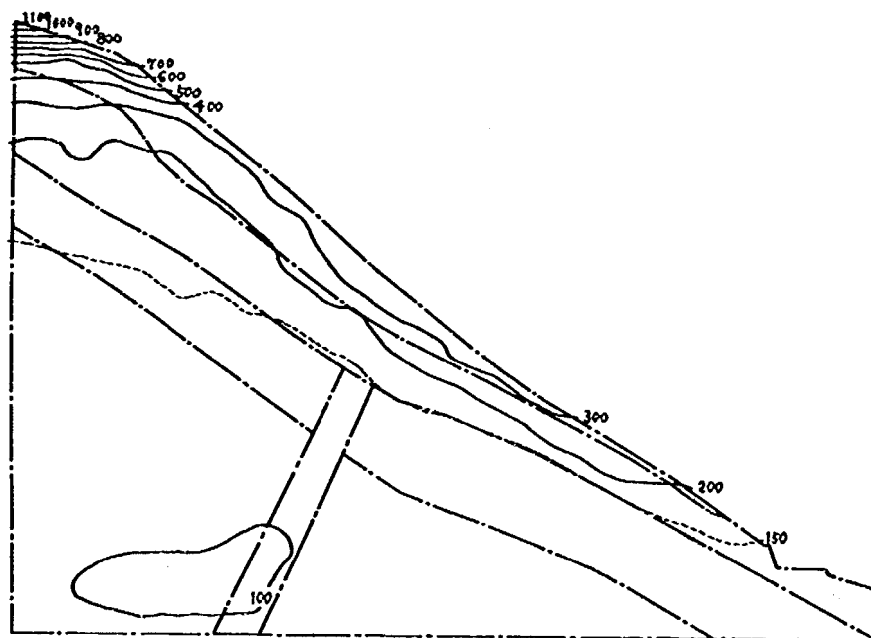


図- 3.2 最大水平加速度の分布

表 - 3. 1 地盤の定数

	区 分	V_s (m/s)	G (t/m^2)	ν	γt (t/m^3)	歪 依 存 線
①	表 土	120	2 500	0.4	1.7	① ②
②	強 風 化 岩	290	16 300	//	1.9	③ ④
③	弱 風 化 岩	570	66 300	//	2.0	歪依存無
④	シアーゾーン	400	32 700	//	2.0	//
⑤	新 鮮 岩	1 200	323 000	//	2.2	//

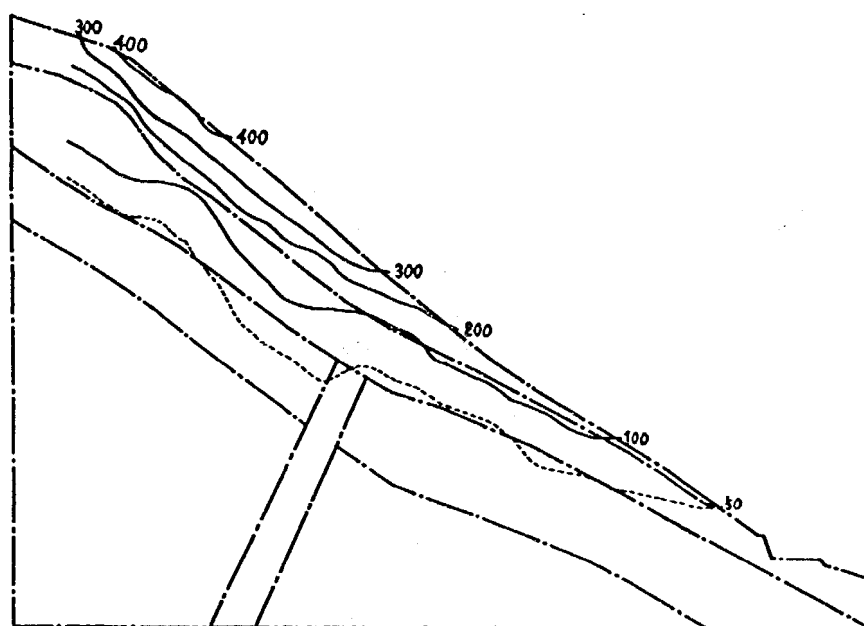


図 - 3. 3 最大鉛直加速度の分布

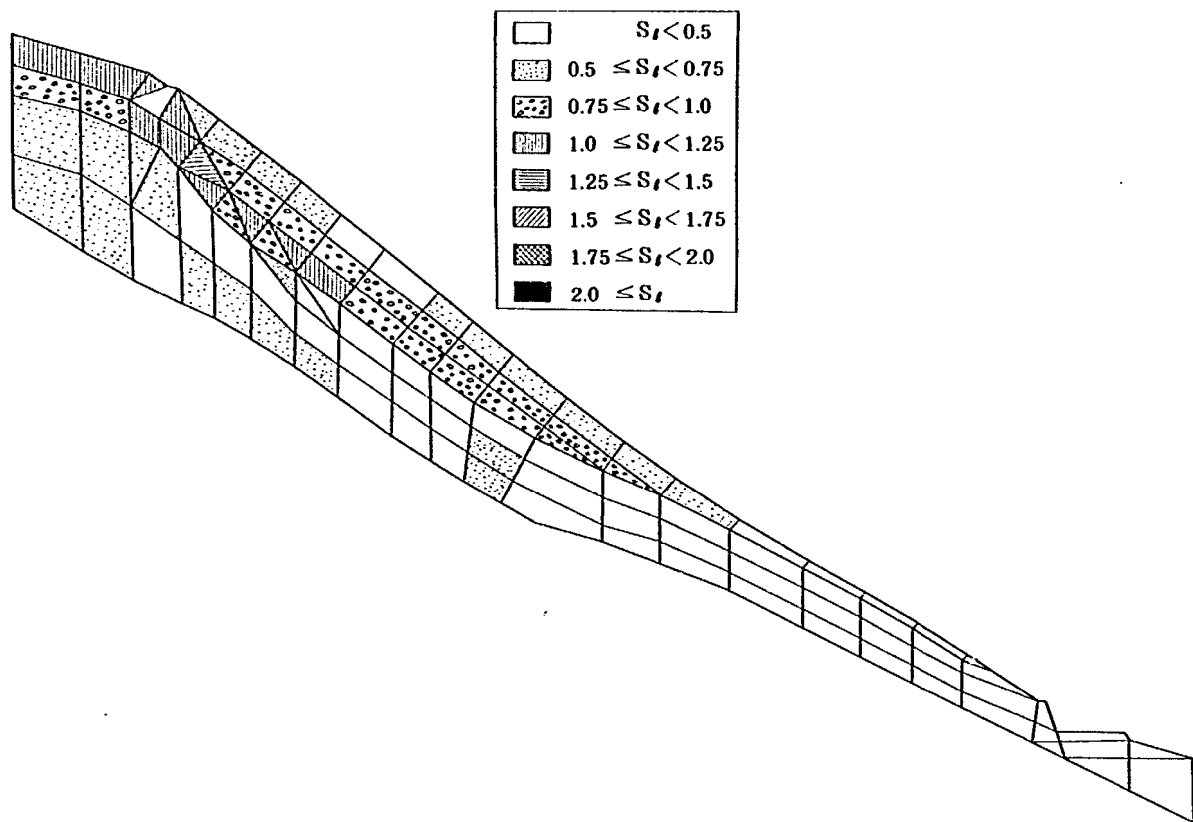


図-3.4 常時のすべりやすさ係数 S_f^s

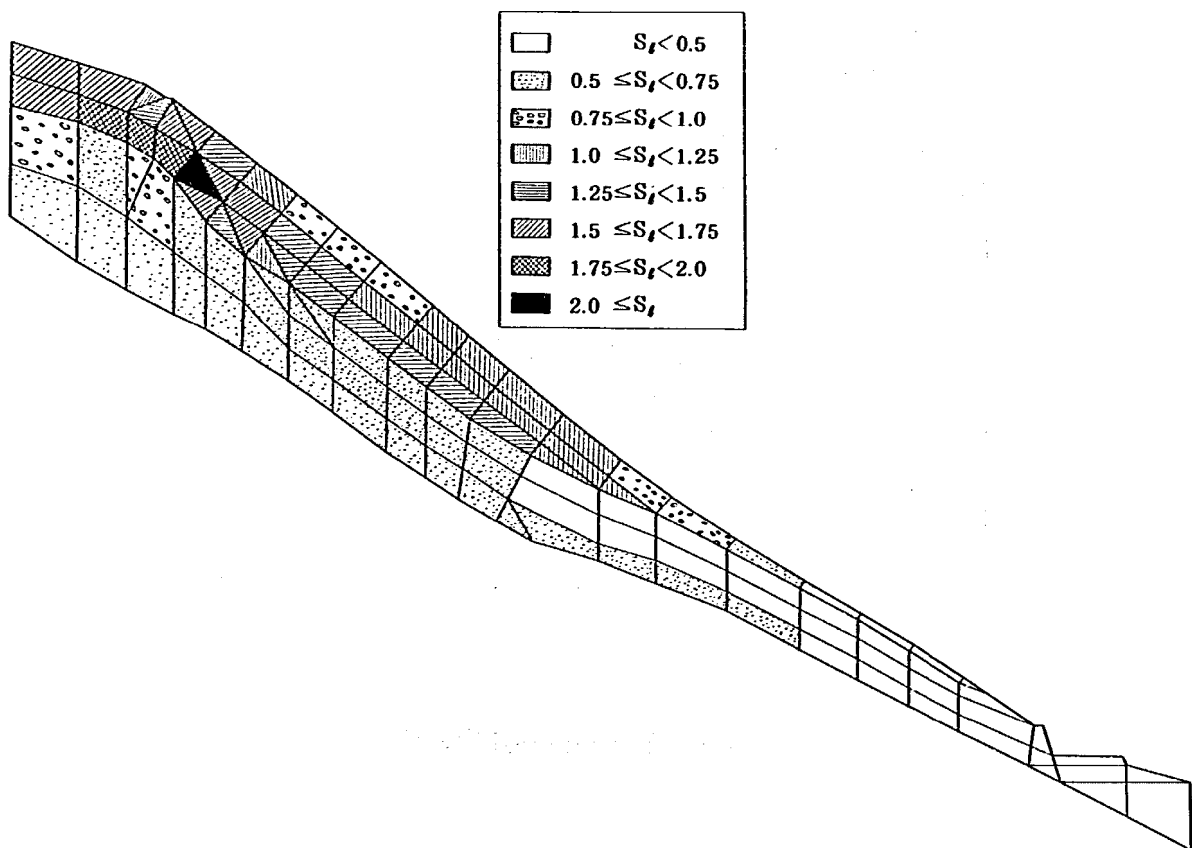


図-3.5 地震時のすべりやすさ係数 S_f^{eq}

3. 今後に検討すべき事項

3. 1 木造建造物の応答解析調査

今年度は基礎調査として木材の強度特性，検討対象選定のための木造建造物の実例（構造的特徴等）を調査したが次年度以降は下記の項目について調査する必要があると思われる。

- 1) 木造建造物の静的耐力
- 2) 木造建造物の剛性
- 3) 木造建造物の動的特性（減衰特性，復元力特性など）
- 4) 考朽度などの分布

3. 2 沿道斜面の崩壊調査

今年度は関東地震による斜面崩壊地の地盤調査と点数制による危険度判定法とを個々に検討した。次年度以降は安定解析による精査および危険度判定法による概査とを有機的に関連させた総合的な危険度判定法を検討して行く必要がある。その場合には，全体的なチェック手段として，崩壊面積率を推定することも重要になってくると考えている。

また，安定解析においては，解析精度を向上させるためにも，有限要素法による解析との整合性の検討および計算に用いる地震時の影響をも考慮した地盤強度の取り方の検討が不可欠となる。

3. 3 沿道斜面の応答解析調査

今年度は2次元平面ひずみモデルにより斜面の基礎的な振動応答特性を検討するとともに，表層の滑落に対する安定性の検討を行ない，これを1978年伊豆大島近海地震により崩壊した斜面に適用して崩壊状況のある程度解析し得る見通しを得た。しかしながら，今年度の手法は，斜面の奥行方向の形状を考慮しておらず，今後，地山の形状効果をより詳細に解析することが必要とされよう。

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建設省河川局防災課災害対策調査室，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1592号
昭和55年6月(1980)

建設省土木研究所耐震研究室

キーワード 地震災害予測, 木造建造物の耐震性, 沿道斜面崩壊地震応答

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
った木造建造物の応答解析のための基礎調査結果ならびに
道路の沿道斜面の既往地震による崩壊調査結果さらに沿道
斜面の加速度分布の特性および斜面の地震時安定性に関す
る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

二十円切手
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. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 1592 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印