

土木研究所資料

道路橋の耐震設計に関する研究

昭和59年1月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

Copyright © 58年度 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。

道路橋の耐震設計に関する研究

耐震研究室 室 長 岩 崎 敏 男

要旨

本報告は、道路橋の耐震設計法を改善するため、既往地震による道路橋の震害調査、振動実験による道路橋の振動性状調査、地盤上での強震観測に基づく地震動の特性解析、原位置試験及び室内実験に基づく土の動的変形特性と動的強度算定、ならびに橋脚上での強震観測に基づく道路橋の地震応答特性調査の結果をとりまとめたものである。さらに、これらの調査結果に基づいて、道路橋の耐震設計の改善点を指摘している。

キーワード：道路橋、耐震設計、地震動、応答スペクトル、地震応答、土の動的変形特性、液状化強度、液状化判定

道路橋の耐震設計に関する研究

目 次

記号の説明

1. 総 論	1
1.1 道路橋耐震設計基準の推移	1
1.2 従来の道路橋耐震設計指針(1971年)の不備な点と本研究の着眼点	1
1.3 研究の範囲	2
2. 道路橋の震害調査	3
2.1 序	3
2.2 1923年関東地震	3
2.3 1946年南海地震	5
2.4 1948年福井地震	6
2.5 1964年新潟地震	6
〔1〕万代橋	7
〔2〕昭和大橋	10
〔3〕八千代橋	13
〔4〕東跨線橋	17
〔5〕被害統計	17
〔6〕新潟地震による道路橋被害のまとめ	20
2.6 1968年十勝沖地震	21
2.7 1978年宮城県沖地震	23
〔1〕千代大橋	24
〔2〕錦桜橋	25
〔3〕閑上大橋	27
〔4〕伊達橋	28
〔5〕宮城県沖地震による道路橋被害のまとめ	29
2.8 道路橋の震害の一般的傾向	29
3. 道路橋の振動性状	31
3.1 序	31
3.2 道路橋の振動性状の実測例	31
〔1〕新葛飾橋	31
〔2〕鳥井大橋	35

(3) 底沢橋	36
3.3 道路橋の振動性状の一般的傾向	41
4. 地震動の特性	44
4.1 序	44
4.2 加速度記録の解析	44
(1) 解析方法と解析に用いた資料	44
(2) 解析結果	59
(3) 考 察	60
4.3 絶対応答加速度スペクトルの解析	64
(1) 解析方法と解析に用いた資料	64
(2) 解析結果	79
(3) 考 察	89
4.4 応答加速度倍率スペクトルの解析	89
(1) 解析方法と解析に用いた資料	89
(2) 解析結果	90
(3) 考 察	94
5. 土の動的変形特性と動的強度	96
5.1 序	96
5.2 砂質土の動的変形特性	96
(1) 概 要	96
(2) 共振法土質試験による砂のせん断変形係数	96
(3) 砂の動的変形係数に関する室内実験と現場測定と比較	99
(4) 共振法土質試験による砂の減衰	101
(5) 砂の動的変形特性のひずみ依存性	104
5.3 粘性土の動的変形特性	113
(1) 概 要	113
(2) 共振法土質試験による粘性土の低ひずみ領域の動的変形特性	113
(3) 振動三軸試験による中・高ひずみ領域でのせん断変形係数	117
(4) 広範囲ひずみ領域における粘性土の動的変形特性	120
(5) ま と め	121
5.4 砂質地盤の地震時液状化の判定法	121
(1) 概 要	121
(2) 動的強度比(R)の算定法	122
(3) 地震時せん断応力比(L)の算定法	125

〔4〕 液状化抵抗率 (F_L) による簡易判定法の適用例	126
〔5〕 液状化指数 (I_L) による判定	128
6. 道路橋の地震応答	131
6.1 序	131
6.2 道路橋の地震応答実測例	131
〔1〕 道路橋の地震応答の一般的傾向	131
〔2〕 落合橋の実測例	137
〔3〕 新葛飾橋の実測例	139
〔4〕 板島橋の実測例	141
〔5〕 開北橋の実測例	144
〔6〕 高橋脚をもつ橋の実測例	147
6.3 板島橋の地震応答解析	147
〔1〕 概 要	147
〔2〕 橋脚のモデル化	148
〔3〕 応答計算結果と実測値との比較	150
〔4〕 ま と め	153
7. 道路橋の耐震設計の改善	154
7.1 序	154
7.2 設計震度	154
7.3 地震応答解析に用いる入力地震動	157
〔1〕 時刻歴応答解析法に用いる入力地震動	157
〔2〕 応答スペクトル法に用いる入力地震動	158
7.4 道路橋の振動性状と地震応答	158
7.5 地盤の動的性状	159
〔1〕 土の動的変形特性と地盤種別	159
〔2〕 地盤液状化の耐震設計上の取扱い	160
7.6 耐震設計で考慮すべき諸事項	160
〔1〕 鉄筋コンクリート構造物のじん性	161
〔2〕 落橋防止措置	161
〔3〕 支承部の地震荷重	161
〔4〕 地震時の動土圧と動水圧	161
〔5〕 耐震計算上の地盤面	161
8. 結 論	162

記 号 の 説 明

本論文に用いている記号について、各章ごとに以下に説明する。

1. 総 論 記号なし

2. 道路橋の震害調査 記号なし

3. 道路橋の振動性状

f : 振動数 (Hz, または c/s)

h : 減衰定数 (—)

T : 固有周期 (sec)

4. 地震動の特性

A_i : i 番目の観測値 (—)

$\bar{A}$: A_i ($i = 1 \sim N$) の平均値 (—)

$A_{\max}$: 最大加速度 (cm/sec^2 , または gal)

a_1, b_1, c_1 : 式 (4.1) の定数

a_2, b_2, c_2 : 式 (4.2) の定数

C : 粘性減衰係数 ($k_g \cdot \text{sec/cm}$)

$C_{GO}(T, h)$: 応答加速度倍率スペクトル予測式 (4.15) における地盤条件の重み係数

$C_M(T, h)$: 応答加速度倍率スペクトル予測式 (4.15) におけるマグニチュードの重み係数

$C_{\Delta}(T, h)$: 応答加速度倍率スペクトル予測式 (4.15) における震央距離の重み係数

$f_{GO}(T, h)$: 絶対応答加速度スペクトル予測式 (4.12) における地盤条件の重み係数

$f_M(T, h)$: 絶対応答加速度スペクトル予測式 (4.12) におけるマグニチュードの重み係数

$f_{\Delta}(T, h)$: 絶対応答加速度スペクトル予測式 (4.12) における震央距離の重み係数

$\dot{H}_{\max}$: 最大水平加速度 (直交 2 成分のうち大きい値) (cm/sec^2 , または gal)

$\dot{H}'_{\max}$: 最大水平加速度 (直交 2 成分のうち小さい値) (cm/sec^2 , または gal)

$\bar{H}$: 最大水平加速度 $H_{\max}$ の予測値 (cm/sec^2 , または gal)

h : 減衰定数 (—)

i, j, k : 観測値の番号 ($i = 1 \sim N$, $j = 1 \sim R$, $k = 1 \sim k_i$)

k : ばね定数 (k_g/cm)

M : 地震のマグニチュード (—)

m : 質量 ($k_g \cdot \text{sec}^2/\text{cm}$), または平均値 (—)

N : 観測値の個数 (—)

n : 頻度 (—)

n_z : 時間 T_d 間でのゼロクロッシング数 (—)

- P : 非減衰固有振動数 (rad/sec), または超過確率 (—)
 R : 項目 (アイテム) の個数
 R_H : 水平 2 成分の最大加速度比 ($= H'_{\max}/H_{\max}$) (—)
 R_{GC} : 応答加速度倍率スペクトル予測式における地盤条件のレンジ (—)
 R_M : 応答加速度倍率スペクトル予測式におけるマグニチュードのレンジ (—)
 R_T : T_1 と T_m の比 ($= T_1/T_m = n_z T_1/(2 T_d)$) (—)
 R_v : $V_{\max}$ と $H_{\max}$ の比 ($= V_{\max}/H_{\max}$) (—)
 R_{Δ} : 応答加速度スペクトル予測式における震央距離のレンジ (—)
 r : 相関係数 (—)
 S_A : 絶対応答加速度スペクトル (cm/sec², または gal)
 $\bar{S}_A$: S_A の予測値 (cm/sec², または gal)
 S_D : 応答変位スペクトル (cm)
 S_v : 応答速度スペクトル (cm/sec)
 T : 固有周期 (sec)
 T_d : 水平加速度の主要動の継続時間 (sec)
 T_m : 時間 T_d 間での平均周期 ($= 2 T_d/n_z$)
 T_1 : 最大水平加速度 $H_{\max}$ を示す時刻付近での周期 (sec)
 t : 時刻 (sec)
 $V_{\max}$: 最大鉛直加速度 (cm/sec², または gal)
 w : 観測値 A_i を予測するための重み係数 (—)
 x : 観測値 A_i を予測するための変数 (—)
 $y, \dot{y}, \ddot{y}$: 質量 m の相対変位 (cm), 速度 (cm/sec), 加速度 (cm/sec², または gal)
 $z, \ddot{z}$: 地震動の変位 (cm), 加速度 (cm/sec², または gal)
 α : S_A と $\bar{S}_A$ との比 ($= S_A/\bar{S}_A$) (—)
 α_i : A_i の予測値 (—)
 $\bar{\alpha}$: α_i ($i = 1 \sim N$) の平均値
 β : 応答加速度倍率スペクトル (—)
 $\bar{\beta}$: β の予測値 (—)
 Δ : 震央距離 (Km)
 Δ_0 : 震央距離に関する定数 (Km)
 σ : 標準偏差 (—)
 τ : 時刻に関する積分変数 (sec)

5. 土の動的変形特性と動的強度

A, B : 式 (5.13) の定数 (—)

- $A(r)$: 式(5.4)の係数(—)
 a, b : 式(5.14)の定数(—)
 B : 式(5.4)の係数(—)
 C, D : 式(5.16)の係数(—)
 C_1, C_2, C_3, C_4, C_5 : 式(5.26)の補正係数(—)
 c, d : 式(5.15)の定数(—)
 DA : ひずみの両振幅(—)
 DR_e^* : 土の動的せん断強度の実験値と一次推定値の差($= R_e - 0.0042 D_r^*$)(—)
 D_r : 相対密度(%)
 D_r^* : Meyerhof の提案式による相対密度の推定値($= 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}}$)(%)
 D_{10} : 土の粒径加積曲線の10%粒径(mm)
 D_{50} : 土の粒径加積曲線の50%粒径, 平均粒径(mm)
 D_{60} : 土の粒径加積曲線の60%粒径(mm)
 E, F : 式(5.20)の定数(—)
 e : 土の間隙比(—)
 e_{max} : 土の最大間隙比(—)
 e_{min} : 土の最小間隙比(—)
 e_0 : 土の初期の間隙比(—)
 $\bar{e}, \bar{f}$: 式(5.19)の定数(—)
 F_L : 液状化抵抗率($= \frac{R}{L}$)(—)
 $F(\sigma'_c)$: 粘土に関する $\{G\}_{r=5 \times 10^{-4}}$ に対する G の比($= G / \{G\}_{r=5 \times 10^{-4}}$)(—)
 $f(r)$: 砂に関する $\{G\}_{r=10^{-6}}$ に対する G の比(—)
 $f(\sigma'_c)$: 粘土に関する $\{G\}_{r=10^{-6}}$ に対する G の比で σ'_c の関数($= G / \{G\}_{r=10^{-6}}$)(—)
 G : 土の動的せん断変形係数(kg/cm^2)
 $G(I_p)$: 粘土に関する $\{G\}_{r=10^{-6}}$ に対する G の比で I_p の関数($= G / \{G\}_{r=10^{-6}}$)(—)
 G_{max} : 微小せん断ひずみの時の G (kg/cm^2)
 G_s : 土の比重(—)
 G^* : 砂のせん断変形係数の標準値($= 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.5}$)(kg/cm^2)
 $\{G\}_{r=10^{-6}}, \{G\}_{r=5 \times 10^{-4}}$: 土のせん断ひずみ $r=10^{-6}, 5 \times 10^{-4}$ のときの G (kg/cm^2)
 g : 重力の加速度(cm/sec^2 , または gal)
 $g_1(I_p)$: 式(5.16)の関数($= \frac{G / \{G\}_{r=10^{-6}}}{f(\sigma'_c)}$)(—)
 $g_2(I_p)$: 式(5.20)の関数($= \frac{G / \{G\}_{r=5 \times 10^{-4}}}{F(\sigma'_c)}$)(—)
 $H(e)$: 粘土に関する $\{G\}_{r=10^{-6}}$ に対する G の比で e の関数($G / \{G\}_{r=10^{-6}}$)(—)

- h : 減衰定数 (-)
 h_{Nc} : 繰返し回数 N_c での減衰定数 (-)
 h_w : 地下水位 (m)
 h_0 : 減衰定数の一定値項 ($= \frac{1}{10} r^{0.2} p'^{0.5}$) (-)
 I_L : 液状化指数 ($= \int_0^{20} (1 - F_L) W(z) dz$) (-)
 I_P : 塑性指数 (%)
 K : 式 (5.18) の定数 ($= F(\sigma') = \frac{G}{\{G\}_{r=10^{-4}}}$) (-)
 K_0 : 地盤内の鉛直方向有効応力に対する水平方向有効応力の比, すなわち静止土圧係数
($= \sigma'_h / \sigma'_v$) (-)
 $K(r)$: 式 (5.8) で表わされる r の関数
 k_h : 構造物の設計水平震度 (-)
 k_s : 地表面の水平震度 (-)
 L : 地盤内の土要素に地震時に作用するせん断応力比 ($= \tau_{max} / \sigma'_v$)
 $m(r)$: 式 (5.6) の指数で r の関数
 m' : 任意の r の $m(r)$ と $r = 10^{-6}$ の $m(r)$ との差 ($m(r) - m(r = 10^{-6})$)
 N : 標準貫入試験の N 値 (-)
 N_c : 繰返し回数 (-)
 p' : 有効拘束圧 (Kg/cm^2)
 R : 原位置における土要素の動的せん断強度比 ($= C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 R_\ell$) (-)
 R_ℓ : 振動三軸試験による土要素の動的せん断強度比 (-)
 r_d : 式 (5.30) で用いる, 地震時の地盤変形によるせん断応力の深さ
方向の低減係数 ($= 1 - 0.015 Z$) (-)
 T_C : 圧密時間 (時間)
 T_G : 地盤の固有周期 (sec)
 T_0 : 地震波形の卓越周期 (sec)
 t : 時刻 (sec)
 U_C : 均等係数 (D_{60} / D_{10}) (-)
 V_s : せん断波 (S 波) の伝播速度 (m/sec)
 W : 全体仕事量 (Kg/cm^2)
 $w(z)$: 液状化指数 I_L を計算するときの深さ方向の重み係数 ($= 10 - 0.5 Z$) (-)
 z : 深さ (m)
 α : 加速度 (cm/sec^2 , または gal)
 α_B : 基盤面の加速度 (cm/sec^2 , または gal)
 α_s : 地表面の加速度 (cm/sec^2 , または gal)

β_s : 構造物の設計水平震度に対する地表面の水平震度 ($=k_s/k_h$)
 $\triangle h$: 減衰定数の変化項 (—)
 $\triangle u$: 過剰間隙水圧 (kg/cm^2)
 $\triangle W$: 応力履歴により費される仕事量 (kg/cm^2)
 δ : 対数減衰率 (—)
 r : せん断ひずみ (—)
 r' : 地下水位面より上にある土の単位体積重量 (kg/cm^3 , または t/m^3)
 r_t : 土の単位体積重量 (kg/cm^3 , または t/m^3)
 r_w : 水の単位体積重量 (kg/cm^3 , または t/m^3)
 σ_a : 軸応力 (kg/cm^2)
 σ_c' : 有効拘束圧 (kg/cm^2)
 σ_{ap} : 動的軸荷重 (kg/cm^2)
 σ_h' : 水平方向有効応力 (kg/cm^2)
 σ_r : 周面応力 (kg/cm^2)
 σ_v' : 鉛直方向有効応力, または有効上載圧 (kg/cm^2)
 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: 3 主応力 (kg/cm^2)
 τ : せん断応力 (kg/cm^2)
 $\tau_{\max}$: 最大せん断応力 (kg/cm^2)

6. 道路橋の地震応答

a_0 : 地盤上の最大加速度 (cm/sec^2 , または gal)
 a_R : 構造物上の最大加速度 (cm/sec^2 , または gal)
 a_R^L : 線型系の最大加速度の解析値 (cm/sec^2 , または gal)
 $a_R^{N_1}$: 非線型系ケース 1 の最大加速度の解析値 (cm/sec^2 , または gal)
 $a_R^{N_2}$: 非線型系ケース 2 の最大加速度の解析値 (cm/sec^2 , または gal)
 C : 粘性減衰マトリックス ($=C_p+C_e$) ($\text{t} \cdot \text{sec/m}$)
 C_e : 井筒橋脚と地盤との間の減衰マトリックス ($\text{t} \cdot \text{sec/m}$)
 C_p : 井筒橋脚の内部減衰マトリックス ($\text{t} \cdot \text{sec/m}$)
 G : 土のせん断変形係数 (t/m^2)
 G_s : 土の等価せん断変形係数 (t/m^2)
 G_0 : 微小ひずみ時 ($\gamma=10^{-6}$) の土のせん断変形係数 (t/m^2)
 H : 橋脚の高さ (m)
 h : 減衰定数 (—)
 K : 剛性マトリックス ($=K_p+K_e$) (t/m)
 K_e : 井筒橋脚と地盤との間の剛性マトリックス (t/m)

K_{Hi} : 井筒橋脚と周辺地盤 i 層との間のばね定数 (t/m)
 K_p : 井筒橋脚の剛性マトリックス (t/s)
 K_s : $K^{-1} K_e$ (—)
 K_0 : 井筒橋脚の基礎底面における回転ばね定数 ($t \cdot m / rad$)
 M : 質量マトリックス ($t \cdot sec^2 / m$)
 M_p : 井筒橋脚の質量マトリックス ($t \cdot sec^2 / m$)
 T : 固有周期 (sec)
 $U_g, \dot{U}_g$: 表層地盤の絶対応答変位 (m), 速度 (m/sec)
 $U_p, \dot{U}_p, \ddot{U}_p$: 井筒橋脚の絶対応答変位 (m), 速度 (m/sec), 加速度 (m/sec^2)
 $U_{pd}, \dot{U}_{pd}, \ddot{U}_{pd}$: U_p の動的応答変位 (m), 速度 (m/sec), 加速度 (m/sec^2)
 $U_{ps}, \ddot{U}_{ps}$: U_p の擬似静的応答変位 (m), 加速度 (m/sec^2)
 V_s : せん断波 (S 波) の伝播速度 (m/sec)
 X_y : 1 自由度バイリニア系の降伏変位 (cm)
 β : 加速度応答倍率 ($= \alpha_R / \alpha_G$) (—)
 r : 土のせん断ひずみ (—)
 η : 1 自由度バイリニア系の降伏後のばね定数の低下率 (—)

7. 道路橋の耐震設計の改善

F_L : 液状化抵抗率 (—)
 G : 土のせん断変形係数 (t/m^2)
 H : 地層の深さ (m)
 I_L : 液状化指数 (—)
 N : 標準貫入試験の N 値 (—)
 T : 固有周期 (sec), または地盤の卓越周期 (sec)
 V_s : せん断波 (S 波) の伝播速度 (m/sec)
 β : 設計震度の補正係数 (—)

8. 結 論 記号なし

1. 総 論

1.1 道路橋耐震設計基準の推移

我国の土木構造物・建築物は、1891年の濃尾地震および1923年の関東地震による被害経験を契機として耐震設計がなされるようになった。それ以降の主要構造物の設計施工にあたっては、耐震性の配慮が重要な要素となっている。その後、幾多の設計基準の改訂を経てきており、我国において最近建設される構造物については、高度の耐震設計がなされ、その耐震性は相当高いものと考えられている。

道路橋の耐震設計についても例外でない。関東地震直後の1926年、内務省により施行された道路法のなかの道路設計基準で、初めて道路橋の耐震設計を行うことが規定された。この基準では、道路橋の耐震設計は震度法で行うこと、その際の設計水平震度は、地域と地盤条件により0.1～0.4の範囲で選定することがうたわれている。その後、1939年同じく内務省により鋼道路橋示方書が制定され、道路橋の耐震設計にあたっては、水平震度0.2、鉛直震度0.1を同時に作用させるという改訂がなされた。さらに、1956年には、建設省の委託をうけた日本道路協会により、鋼道路橋示方書の改訂が行われた。この改訂にあたっては、1946年の南海地震、1948年の福井地震、1952年の十勝沖地震による道路橋の被害調査結果をもとに、道路橋に考えるべき設計震度が再検討された。この改訂示方書では、地域および地盤条件に応じて、水平震度を0.1～0.35の範囲でとること、さらに鉛直震度0.1を同時に考慮することが規定された。

その後、1964年の新潟地震によって多数の道路橋が被災したことを契機として、道路橋の耐震設計基準の見直しが同じく日本道路協会で行われ、1971年に道路橋耐震設計指針が策定された。ごく最近(1980年4月)までの道路橋の耐震設計は、この指針に従ってなされてきた。この指針では、従来の耐震設計とは大幅な変更がみられた。すなわち、剛構造物に適用する慣用的な震度法に加えて、柔構造物に適用する応答修正震度法(応答を考慮した修正震度法)が初めて導入され、さらに軟弱地盤に対する震害対策や落橋防止対策等の設計細目が盛り込まれた。

1.2 従来の道路橋耐震設計指針(1971年)の不備な点と本研究の着眼点

上述したように道路橋耐震設計指針(1971年)は、それ以前の耐震設計基準に比較して、大幅な変更がみられた。しかし、必ずしも完全なものとはいえず、1)道路橋の震害実態、2)耐震設計のための地震動、3)地盤種別の方法、4)砂質地盤の液状化判定方法とその設計上の取扱い、5)道路橋の振動性状ならびに地震応答を考慮した修正震度法、6)鉄筋コンクリート橋脚・橋台に対する地震時変形性能、7)支承部落橋防止構造の設計細目、さらには、8)動的解析に用いる地震入力などの諸事項について、さらに調査研究が必要とされていた。

筆者はこれらの諸事項のうち、1)道路橋の震害調査、2)道路橋の振動性状、3)地震動の特性、4)土の動的変形特性と動的強度、5)道路橋の地震応答、ならびに6)道路橋の耐震設

計の改善法に着目し、主に実験的、実測的な研究を行ってきた。本論文は、これらの成果をとりまとめたものである。なお、これらの成果の主部は、1977年3月に建設省より策定された新耐震設計法(案)、ならびに1980年5月に日本道路協会より刊行された道路橋示方書、V. 耐震設計編に盛込まれた。後者の道路橋示方書V. 耐震設計編(1980.5)は、1980年5月、建設省より公式に道路橋の耐震設計基準として採用され、現在に至っている。

1.3 研究の範囲

本論文で取扱う研究は、著者が現行の道路橋示方書・耐震設計編の策定を目途に行ってきた多岐の課題が含まれている。すなわち、本論文は道路橋の地震被害の実態、道路橋の振動性状、強震時における地震動の特性、道路橋の地震応答特性、ならびに橋の下部構造周辺部の地盤の動的性質につき、観測と実験の資料に基づく調査結果を提示するとともに、これらの成果を踏まえて、道路橋の耐震設計において考慮すべき事項を指摘している。

2. 道路橋の震害調査

2.1 序

構造物に及ぼす地震の影響を正しく理解し、地震力に対する合理的な耐震設計法を確立するためには、実地震による構造物の被害状況の実態を把握することが重要である。本章では、我国で過去に発生した主要な地震を対象として、道路橋の被害実態を示す。

表 2.1 および図 2.1 は、1923 年の関東地震以来、道路橋にかなりの被害を与えた 11 地震につき、地震の震央、発生年、マグニチュード、および道路橋被害の概要を示している。これらの地震はいずれも、道路橋のみならず、各種の土木・建築施設に多大の震害をもたらしたものである。表 2.1 から、1923 年以来、3000 橋以上の道路橋が被害をうけたこと、またこのうち 29 橋が落橋（ただし火災による 9 橋を除くと 20 橋となる）したことがわかる。

本章の各節では、このうち主な 6 地震を対象として、道路橋の被害概況を示し、さらに、道路橋の震害の一般的傾向をまとめる。

2.2 1923 年関東地震

1923 年 9 月 1 日神奈川県相模湾沿岸付近に震央をもつマグニチュード 7.9（震源深さは 0 ～ 20 Km）の大地震が発生した。この地震は東京や横浜に建造された近代的構造物を襲った最初の地震として注目されるものである。震央付近を初めとして東京、横浜の大都市を含む南関東全域において各種の被害が発生したが、橋梁も大きな被害をうけた。表 2.2 ～ 2.4 は、道路橋の被害統計を示しており、それぞれ各県の被害全数、東京市（当時）の被害、および横浜市の被害である。これらより、道路橋の被害は震央に近い神奈川県で半数以上の多数を占めたこと、東京市では、振動による被害は比較的少なく、火災による被害が多かったこと、一方横浜市では、火災より振動による被害が多かったことなどが指摘される。なお、この地震で振動により落橋した橋は、横浜市内の豊国橋（3 スパン中 1 スパン落橋）、小田原市内の酒匂橋（33 スパン全部落橋）および小田原市内の早川橋（6 スパン中 1 スパン落橋）の 3 橋であった。

この地震のあと、1926 年に制定された道路法の道路設計示方書で道路橋の耐震設計が初めて規定された。この示方書では、橋の耐震設計法として震度法を採用し、設計震度 k として 0.15 ～ 0.4 を与えている。震度 k の値は地域と地盤条件で変化させるが、東京、横浜地区では、0.3 以上とすることとなっている。

表 2.1 道路橋にかなりの被害を与えた 11 地震とその被害の概要

地震発生年・月・日	地震名	M ^{*1}	被害橋数	落橋数	橋の被害金額 ^{*2}
1923. 9. 1	関東大震災	7.9	1,785 ^{*3}	17 ^{*4}	不明
1946. 12. 21	南海トラフ	8.1	346	1	95,605 千円
1948. 6. 28	福井県地震	7.3	243	7	207,651 "
1949. 12. 26	今市地震	6.4	1	0	軽微
1952. 3. 4	十勝沖地震	8.1	128	0	200,000 千円
1962. 4. 30	宮城県北地震	6.5	187	0	43,000 "
1964. 6. 16	新潟県地震	7.5	98	3	1,470,000 "
1968. 2. 21	えびの地震	6.1	10	0	50,000 "
1968. 5. 16	十勝沖地震	7.9	101	0	421,046 "
1978. 1. 14	伊豆大島近海	7.0	7	0	39,000 "
1978. 6. 12	宮城県沖地震	7.4	108	1	4,000,000 "
合 計			3,014	29 ^{*4}	—

*1 M (マグニチュード) は、理科年表または気象庁によった。

*2 被害金額は、地震当時のもの。

*3 火災による被害橋 (約 400 橋) を含む。

*4 火災による落橋 (9 橋) を含む。

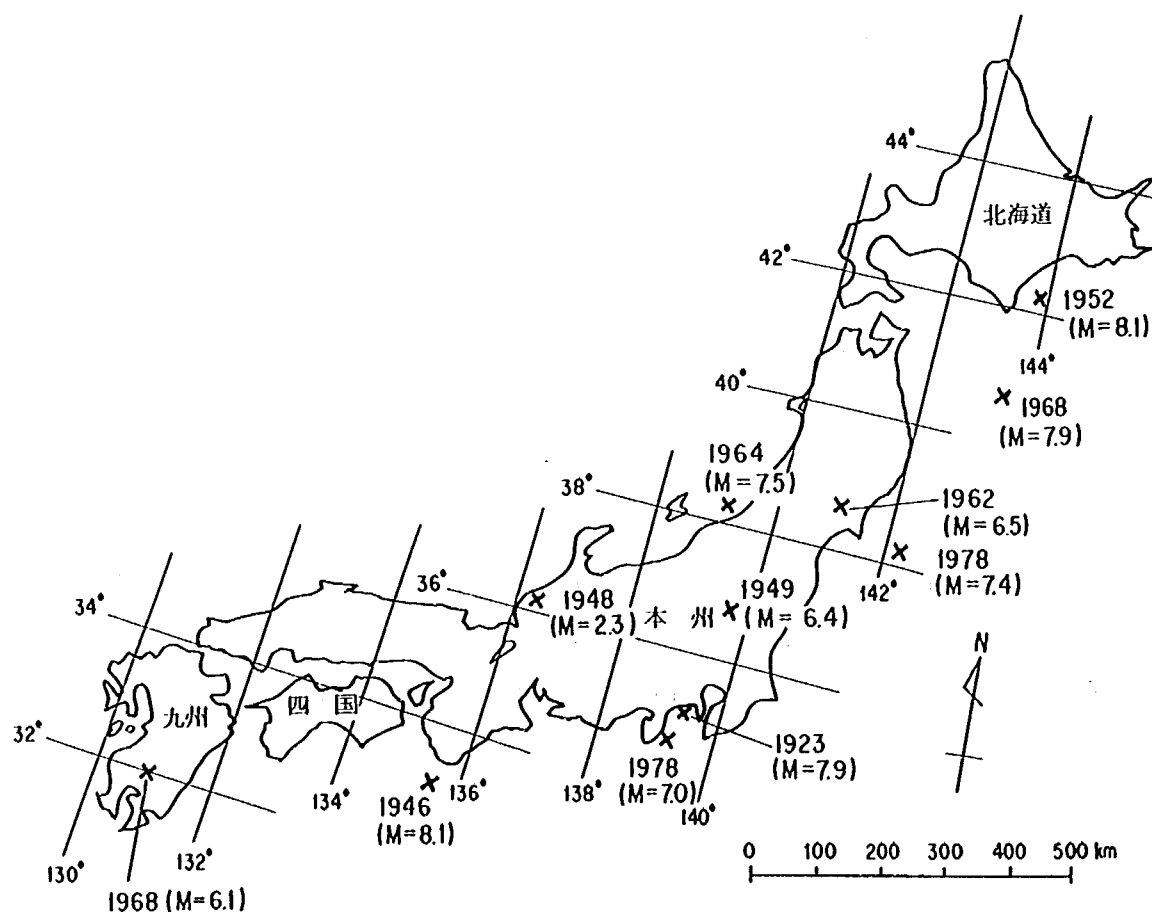


図 2.1 道路橋に被害をもたらした主要地震 (11 地震) の震央

表 2.2 道路橋の被害数（関東地震）

県又は市	調査橋数	振動・火災による被害橋数	百分率	備 考
東 京 東京市	3,338 675	230 358	6.9% 53.0%	東京市を除く
神奈川 横浜市	1,253 108	893 91	71.3% 84.2%	横浜市を除く
静 岡	358	100	27.9%	被災地域内（沼津以北）
埼 玉	1,313	27	2.1%	
山 梨	245	21	8.6%	被災地域内（木橋のみ）
千 葉	690	65	9.4%	
合 計	7,980	1,785	22.4%	

表 2.3 東京市（当時）における道路橋の被害状況（関東地震）

橋 の 形 式	調査橋数	被 害 橋 数 と 百 分 率		
		振動によるもの	火災によるもの	合 計
木 橋	420	6 (1.4%)	276 (65.7%)	282 (67.1%)
鋼 橋	60	6 (10.0%)	49 (81.7%)	55 (91.7%)
石 橋	144	2 (1.4%)	5 (3.5%)	7 (4.9%)
無筋コンクリート橋	4	4 (100%)	0 (0%)	4 (100%)
鉄筋コンクリート橋	47	0 (0%)	10 (21.3%)	10 (21.3%)
合 計	675	18 (2.7%)	340 (50.3%)	358 (53.0%)

表 2.4 横浜市（当時）における道路橋の被害状況（関東地震）

橋の形式	調査橋数	被 害 橋 数 と 百 分 率			
		振動および火災によるもの	振動のみによるもの	火災のみによるもの	合 計
木 橋	75	26 (34.6%)	25 (33.4%)	8 (10.7%)	59 (78.7%)
鋼 橋	31	11 (35.5%)	16 (51.6%)	3 (9.7%)	30 (96.8%)
鉄筋コンクリート橋	2	0 (0%)	2 (100%)	0 (0%)	2 (100%)
合 計	108	37 (35.2%)	43 (39.8%)	11 (10.2%)	91 (84.2%)

2.3 1946年南海地震

1946年12月22日、和歌山県潮ノ岬の南方沖60Kmの海底（震源深さ30Km）で、マグニチュード8.1の南海地震が発生した。この地震による道路橋の被害は、表2.5に示すように、本州・四国・九州の14県におよび、被害数は346橋にも達した。被害内容としては、橋脚

の亀裂、支承部の破壊等が多く、落橋したのは、高知県中村町の四万十川橋 1 橋であった。この橋では、主径間のトラス桁 8 スパンのうち、6 スパンが落橋した。

2.4 1948 年福井地震

1948 年 6 月 28 日、福井県福井市付近に震央（震源深さ 20 Km）をもつマグニチュード 7.3 の地震が発生した。この地震は、震央が福井県・石川県の境界からやや福井県よりの福井平野であったため、福井・石川の両県において構造物に多大の被害が生じた。表 2.6 は、両県内の道路橋被害数である。激甚な被害は福井市内及びその周辺に集中しており、落橋したのは中角橋（14 スパン中 12 スパン落橋）、板垣橋（13 スパン中 8 スパン落橋）、弁天橋（6 スパン中 2 スパン落橋）の 3 橋であった。

この地震による多数の道路橋の被害調査結果から、つぎの事が指摘されている。

被害は、主に下部構造に集中した。上部構造の被害は僅少であり、しかも下部構造の倒壊による衝撃の影響により起こされ、2 次的なものであった。各構造部分の被害状況の主要なものをまとめると次のようである。

- 1) 橋 台 — 沈下、傾斜（河心方向）、すべり、バラベットの破損、取付盛土の沈下、翼壁の破損、水平きれつ
- 2) 橋 脚 — 沈下、傾斜、転倒、きれつ
- 3) 支承部 — アンカーボルトの変形と破損、ローラー支承の破損による主桁の移動
- 4) 主 桁 — 橋台バラベットへの衝突による RC 主桁端部のきれつと圧壊
- 5) その他 — コンクリート桁の施工継目部のきれつと破損、RC 桁の鉄筋不足による被害、コンクリートの品質不良による被害

2.5 1964 年新潟地震

新潟地震は、1964 年 6 月 16 日、本州東北部日本海の新潟県粟島付近で発生したマグニチュード 7.5 の地震である。震央は、新潟市の北方約 55 Km の海底で、新潟市を中心として、各種施設に多大の被害をもたらした。特に、市内を流れる信濃川、阿賀野川の河口付近の沖積平野では、地下水位が高いゆるい砂質地盤であったため、地盤の液状化に起因する激甚な被害が鉄筋コンクリート建築物、港湾施設、鉄道施設等に多く発生した。

新潟市内の信濃川左岸の鉄筋コンクリート造 4 階建アパートの地下室と屋上の 2 個所にあらかじめ設置されていた強震計から完全な強震記録が得られた。我が国において、被害をもたらした地震の被災地域内で工学用強震計が、加速度記録を採取した最初の地震として注目される。地下室での最大加速度は、水平 0.16 g（周期 2 秒）、鉛直 0.05 g（周期 0.3 秒）であった。なお、新潟市の震度階（気象庁）は 5 であった。以下に代表的な道路橋（万代橋、昭和大橋、八千代橋、東跨線橋）の被害状況を示す。これら 4 橋の位置を図 2.2 に示す。

表 2.5 1946年南海地震による道路橋の被害統計

地域及び県名	被害橋数	橋の損害額 (千円)	橋を除く道路の損害額 (千円)
本 州	(179)	(25, 365)	(80, 626)
愛 知	26	806	432
三 重	73	1, 578	4, 230
岐 阜	13	2, 778	43
奈 良	21	71	6, 717
和 歌 山	29	19, 769	64, 887
岡 山	14	346	4, 174
広 島	2	17	143
島 根	1	軽 微	軽 微
四 国	(163)	(70, 240)	(275, 511)
香 川	7	478	1, 033
徳 島	19	3, 687	8, 243
愛 媛	16	3, 273	7, 399
高 知	121	62, 802	258, 826
九 州	(4)	軽 微	軽 微
大 分	1	軽 微	軽 微
宮 崎	3	軽 微	軽 微
合 計	346	95, 605	356, 137

(注) 損害額は、地震当時のものである。

表 2.6 1948年福井地震による道路橋の被害統計

県 名	橋 の 被 害		橋を除く道路の被害	
	被害橋数	復旧額 (千円)	被害地点数	復旧額 (千円)
福 井	180	189, 869	475	205, 945
石 川	63	17, 782	155	41, 463
合 計	243	207, 651	630	247, 408

(注) 復旧額は、地震当時のものである。

(1) 万代橋

万代橋は、国道7号線が新潟市内の信濃川を渡る位置（震央距離5.4km）に1929年に完成した道路橋である。一般図を図2.3に示す。地盤条件は、おおよそ、表層付近1.0m位まではややゆるい中砂ないし粗砂、深度1.0～1.5mではややしまった中砂、1.5m以深はよくしまった細砂である。河流中央部に比べて、両河岸部の方がややゆるい砂質地盤が厚くなっている。2基の橋台は、木杭（長さ約5.5m）をもつ鉄筋コンクリートの重力式橋台であ

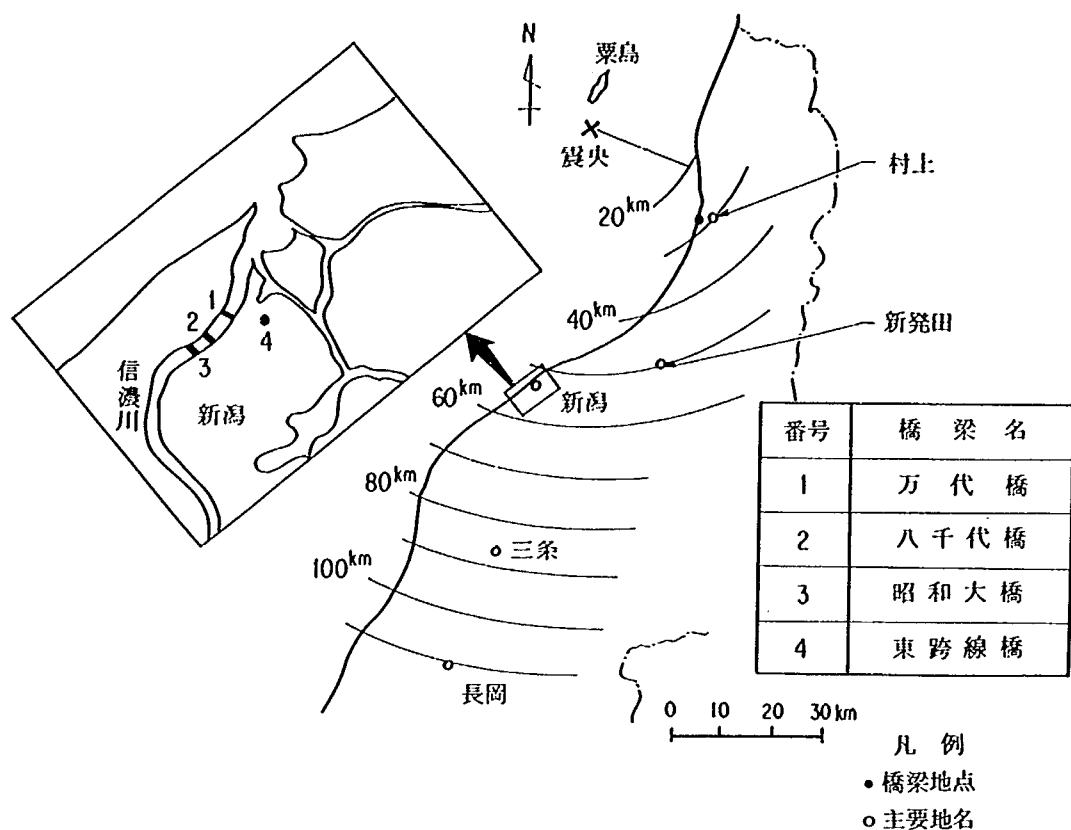


図 2.2 代表的な被害橋 (4 橋) の位置図

る。しかし、この木杭の先端は、硬い地盤には達していない。一方、橋脚はケーソン基礎 (根入れ深さ 10 ~ 12 m) をもつ鉄筋コンクリートの版式橋脚である。兩岸に近い P_1 及び P_7 は側径間を支持するためのケーソン基礎が根入れ深さ 10 m であり $P_2 \sim P_6$ の根入れ深さ 12 m に比べて小さかった。

上部構造は、8 径間の全てが鉄筋コンクリート・アーチであり、兩岸の側径間 2 径間は、2 ヒンジ・アーチ、中央部は 6 径間連続の固定アーチである。橋長は 309 m ($= 2 \times (17.1 \text{ m} + 43.6 \text{ m} + 46.0 \text{ m} + 46.9 \text{ m})$), 幅員は 21.8 m である。表 2.7 は、ケーソン基礎完成時

表 2.7 万代橋ケーソン基礎の地盤支持力試験結果

ケーソン番号	実験年月	支持面の深度	土 質	支持面積	極限支持力	完成時のケーソン底面の深度
1	1927 年 10 月	- 12.4 m	茶色の粗砂	0.097 m ²	75.35 t/m ²	- 12.4 m
2	1927 年 10 月	- 14.3	褐色の細砂	0.196 m ²	118.14	- 15.2
3	1927 年 11 月	- 14.6	"	"	133.69	- 15.2
4	1927 年 11 月	- 15.2	"	"	131.61	- 15.2
5	1927 年 12 月	- 14.9	"	"	131.86	- 15.2
6	1927 年 12 月	- 14.0	"	"	133.43	- 15.2
7	1928 年 2 月	- 12.4	茶色の粗砂	"	111.97	- 13.6

における地盤支持力試験結果を示す。これより、 $P_3 \sim P_6$ では 130 t/m^2 程度、 P_2 、 P_7 で 110 t/m^2 台、また P_1 では 75 t/m^2 の支持力であったことが判る。

この地震により、本橋は激しい被害を受けた。すなわち、兩岸の橋台は大きく沈下し（左岸橋台 1.4 m 、右岸橋台 0.4 m ）、いずれも河心方向にわずかに傾斜した。橋台背面の盛土も大きく沈下した。パラベット壁が橋台本体から切損した。兩岸に近い2基の橋脚も少し沈下した（ P_1 が 30 cm 、 P_7 が 15 cm ）。

これらの下部構造の沈下のため、両側径間のアーチ桁は、大きい変形ときれつが生じた。図2.4にその概要を示す。

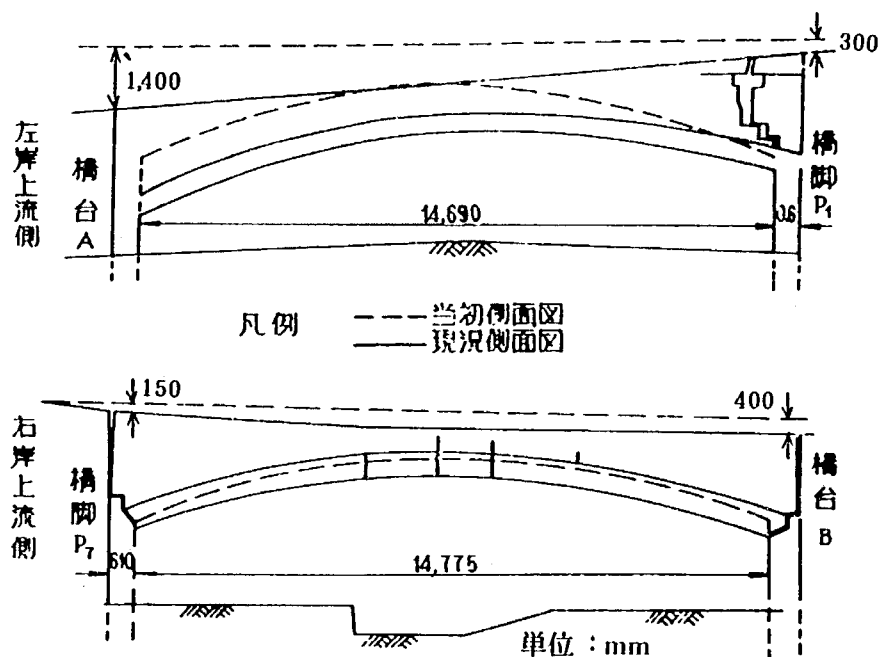


図 2.4 万代橋の側径間部の被災状況

一方、中央の連続6径間のアーチ部では、わずかの永久変形（桁の中央点で、最大 1 cm 以下のたわみ）と橋脚直上付近の石積部で軽微なきれつがみられた。第7径間のアーチリブにも軽きれつが生じた。スパン長の変化は大きくなく、数 cm 以下であった。

本橋は、地震直後、1両日の応急復旧により車両交通に供することが出来たが、その後の恒久復旧では、被災橋のうちで最も長い期間と多額な経費が必要となった。

〔2〕 昭和大橋

昭和大橋は、地震発生のわずか1箇月前の1964年5月に完成した橋で、新潟県道が万代橋の上流 1.2 Km の信濃川を渡る場所（震央距離 5.5 Km ）にある。この場所の地盤は砂質であり、左岸側と中央部はゆるく、右岸側はしまっている。土質柱状図を図2.5、一般図を図2.6に示す。

兩岸の橋台はパイルベント（ $\phi 609 \text{ mm}$ 、 $\ell = 22 \text{ m}$ の1列9本の鋼管杭）であり、また11基の橋脚もパイルベント（ $\phi 609 \text{ mm}$ 、 $\ell = 25 \text{ m}$ の1列9本の鋼管杭）であった。ともに、

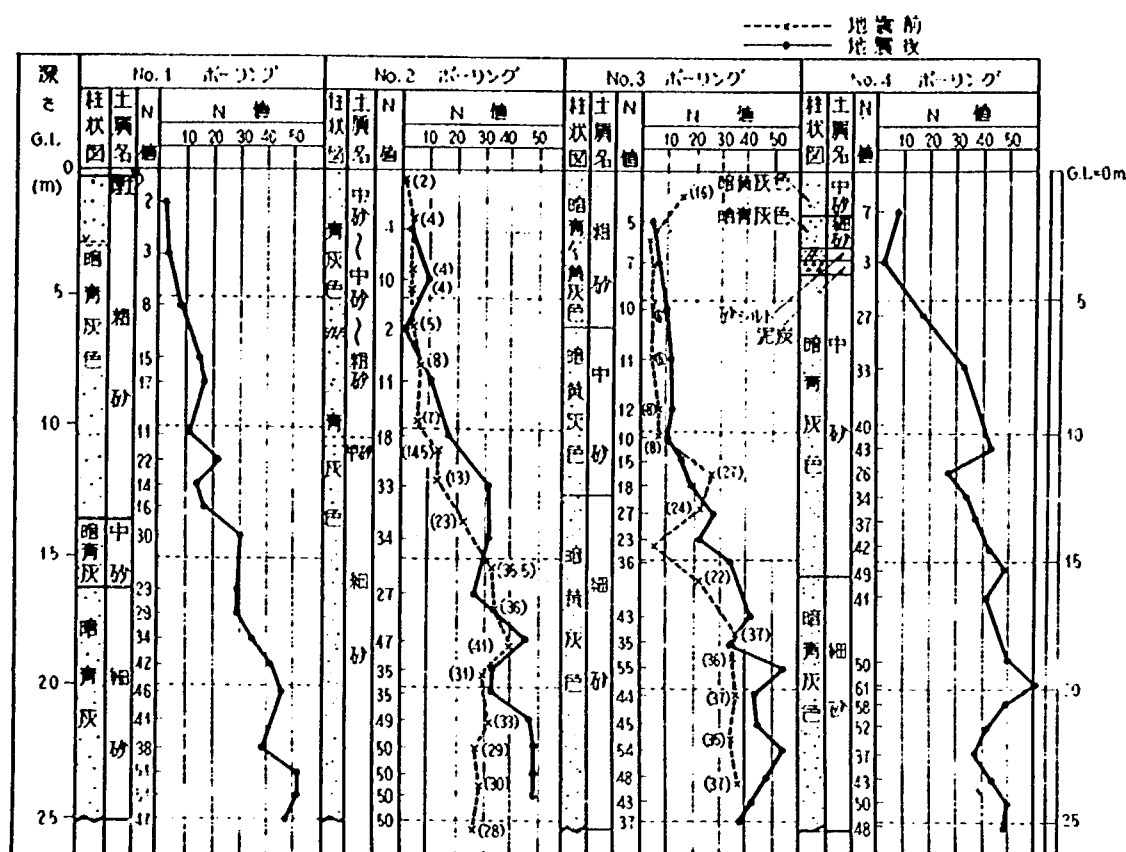


図 2.5 昭和大橋地点における地盤調査結果

地表面か水面付近に鉄筋コンクリートの水貫（みずぬき）、天端は同じく鉄筋コンクリートの横桁があった。下部構造の設計震度は水平 0.2 であった。上部構造は、12 径間あり、いずれも単純支持の合成桁で橋長は 303.9 m ($= 13.75 \text{ m} + 10 \times 27.64 \text{ m} + 13.75 \text{ m}$)、幅員は 24.0 m であった。

地震により、本橋は甚大な被害をうけた（図 2.6）。左岸側の橋台は、河心方向に 1 m 移動し、取付道路は著しく沈下した。一方、右岸側橋台とその取付道路はほとんど無被害であった。左岸寄りの 4 橋脚（ $P_1 \sim P_4$ ）は、右岸へ向って傾斜した。橋脚天端位置での永久移動量は 13 ないし 42 cm であった。 P_5 、 P_6 橋脚は完全に河中に水没した。しかし、 $P_7 \sim P_{11}$ 橋脚は、ほとんど被害をうけなかった。

上部構造については、12 スパンのうち 5 スパン（左岸から第 3 ～ 7 径間）が水中に落下した。このうち第 6 スパンは、 P_5 、 P_6 橋脚の完全崩壊に伴ない両端が完全に水没した。被災状況の概略を図 2.6 に示す。本橋の被害原因を究明するため、各種の調査を行った。すなわち、無被害部分の固有振動特性の測定、全橋に対する永久変形量と被災痕跡の測定、引抜きによる杭の変形量の測定、ボーリングによる地盤の動特性試験、さらに強震記録を用いた橋の地震応答解析など、多方面の調査を行った。一例として、図 2.7 は杭の永久変形量に関する実測調査結果を示す。これらにより、被害原因として、次の点が指摘される。

給與發位所中心開隔

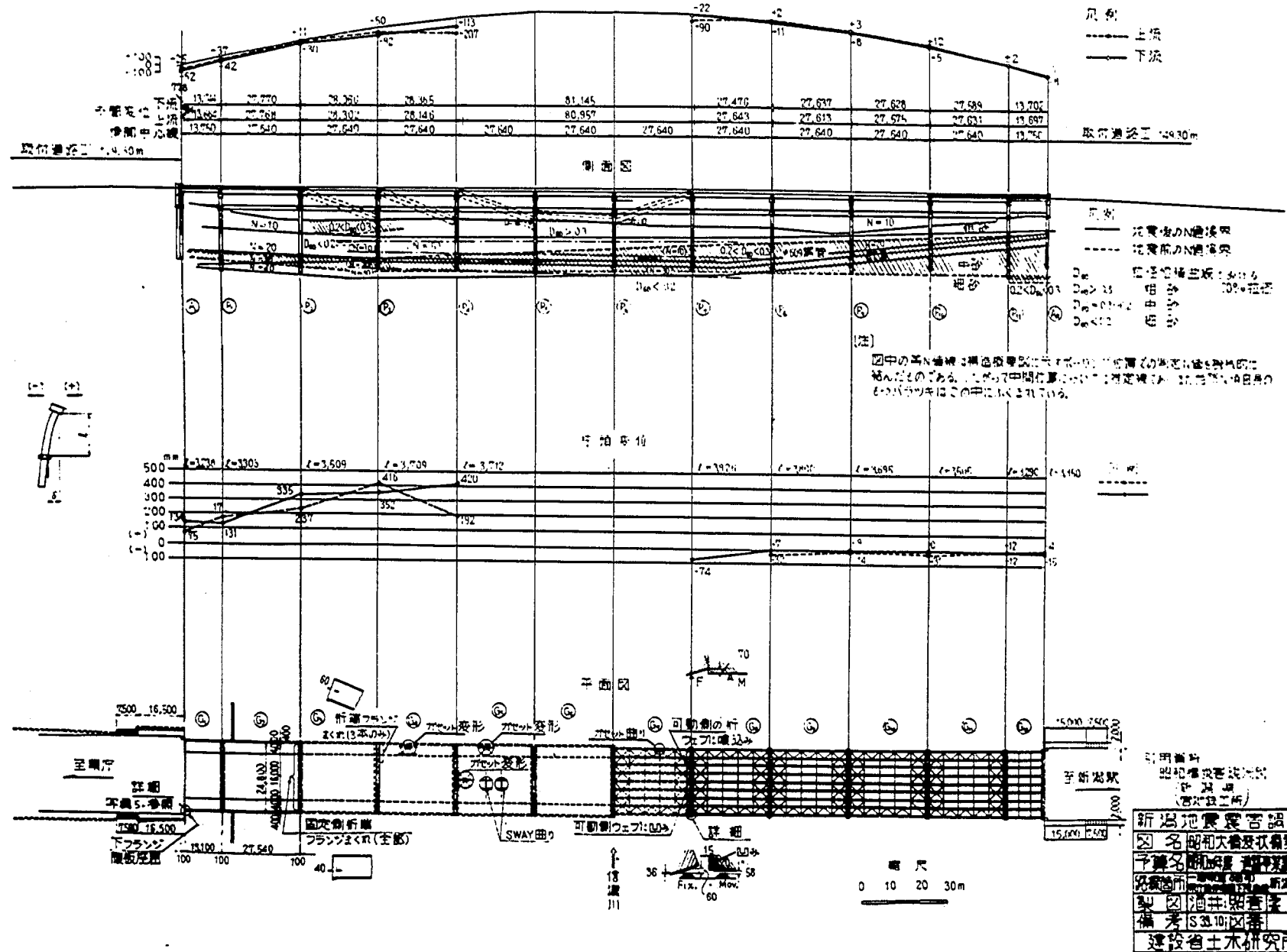


図 2.6 昭和大橋の一般図と被害状況

- 1) 単列の鋼管杭からなるベントパイルの橋台と橋脚は、可とう性が大きすぎた。
- 2) 右岸側を除いて、砂質地盤の液状化現象が発生し、地盤の支持力が大幅に低下した。
- 3) 第6橋脚上の2つの桁端はともに可動支承であった。このため、この部分の主桁は落下しやすい状況にあった。
- 4) 主桁はすべて、単純支持であり、桁端間を連結する措置はとられていなかった。

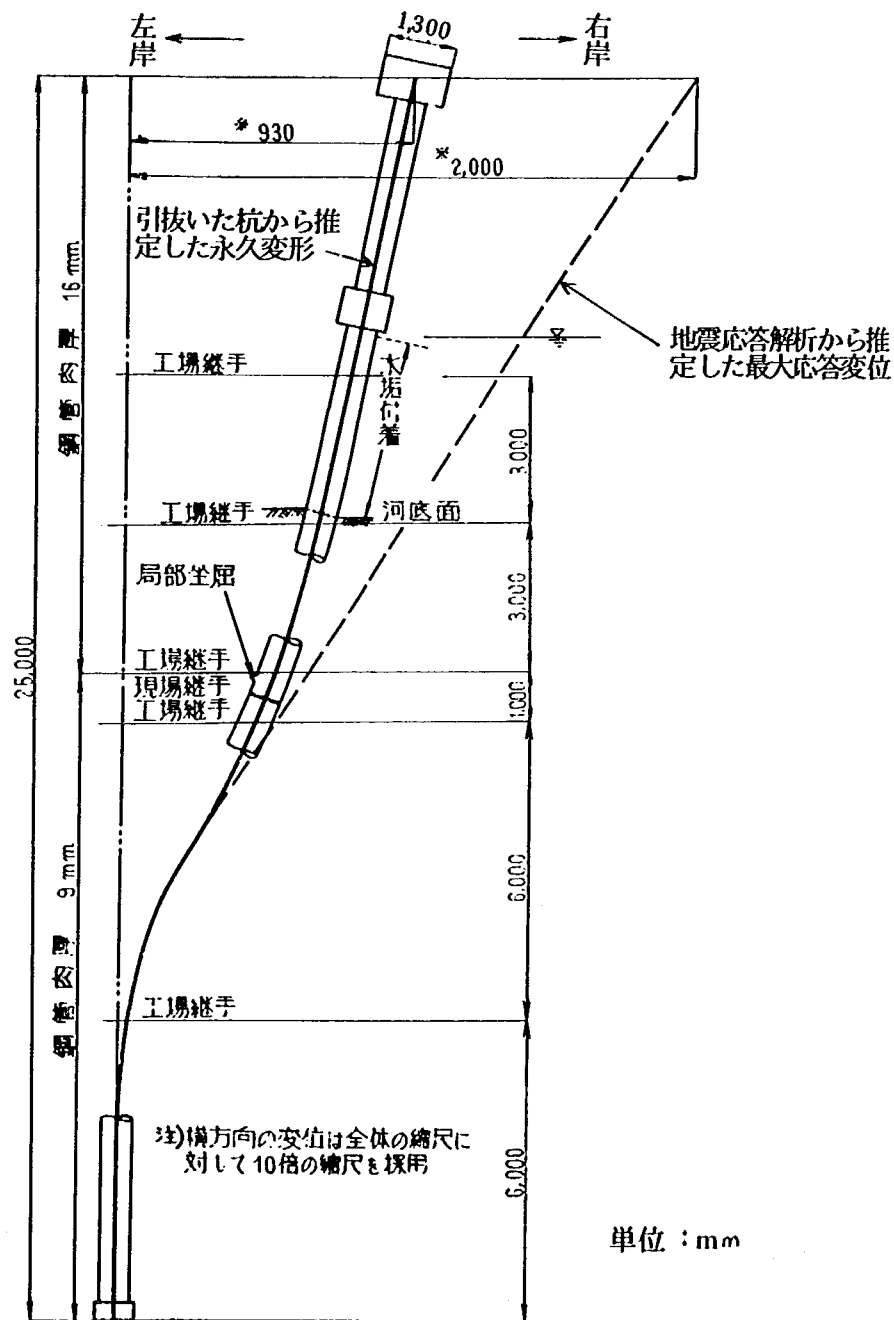


図 2.7 昭和橋の橋脚の変形

(3) 八千代橋

八千代橋は万代橋と昭和橋の間に位置(震央距離5.5Km)し、同じく信濃川にかかる橋で、新潟市道の一部をなす。この地点の地盤も砂質地盤である。一般図と地盤状況を図2.8、

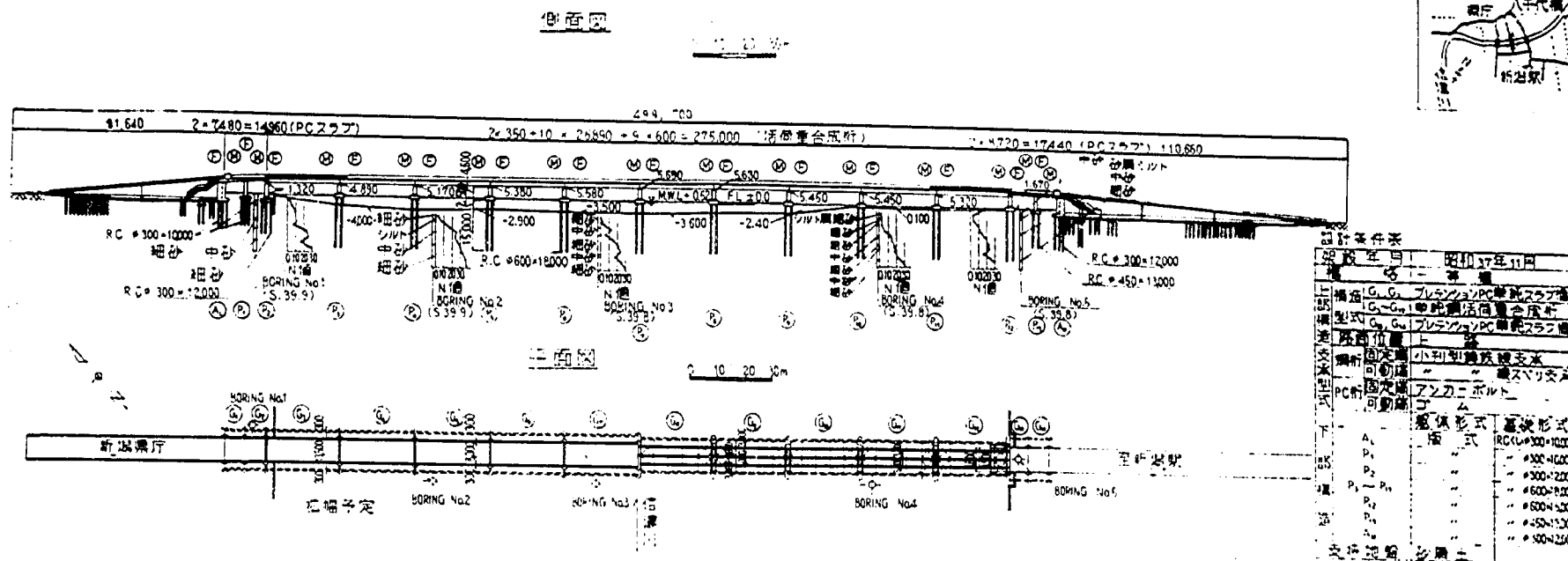
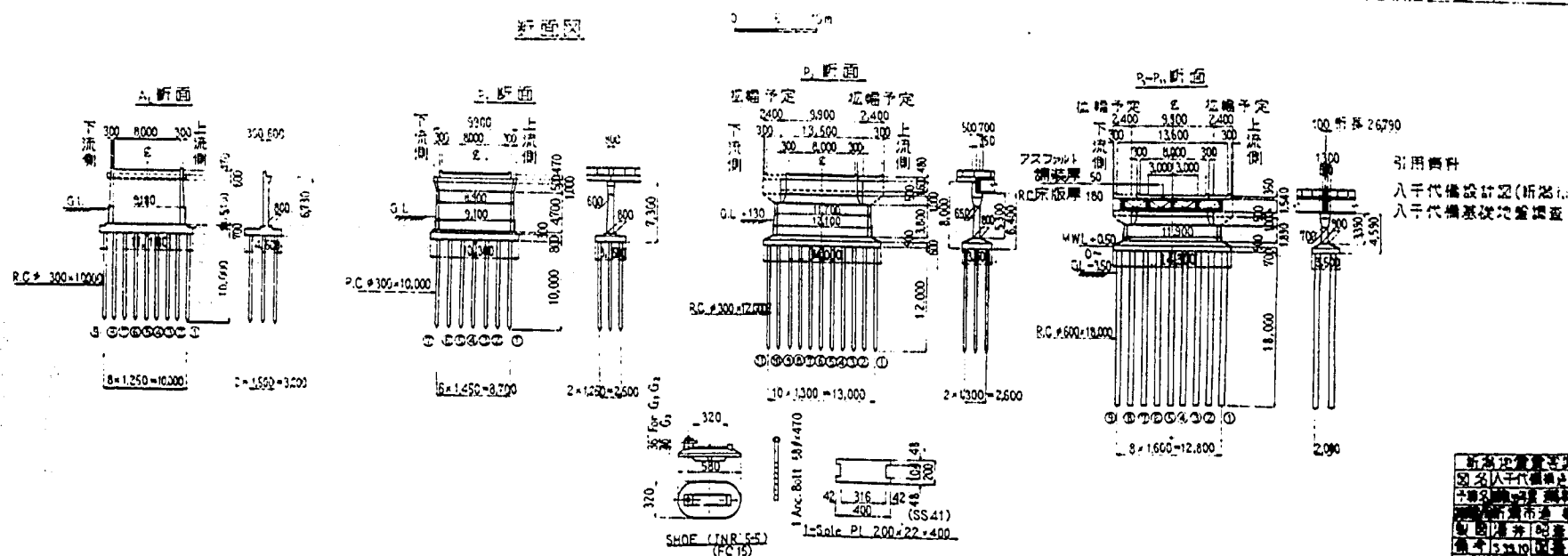


図2.8 八千代橋の一般図



新湖环境资源研究所					
姓名	于代福	性别	男	年龄	38
籍贯	浙江湖州	民族	汉族	学历	本科
现住址	湖州市南浔区	工作单位	湖州市南浔区	职务	所长
身份证号	330501	联系电话	0572-9910101	电子邮箱	
研究方向：土壤污染与修复、环境监测与评价					

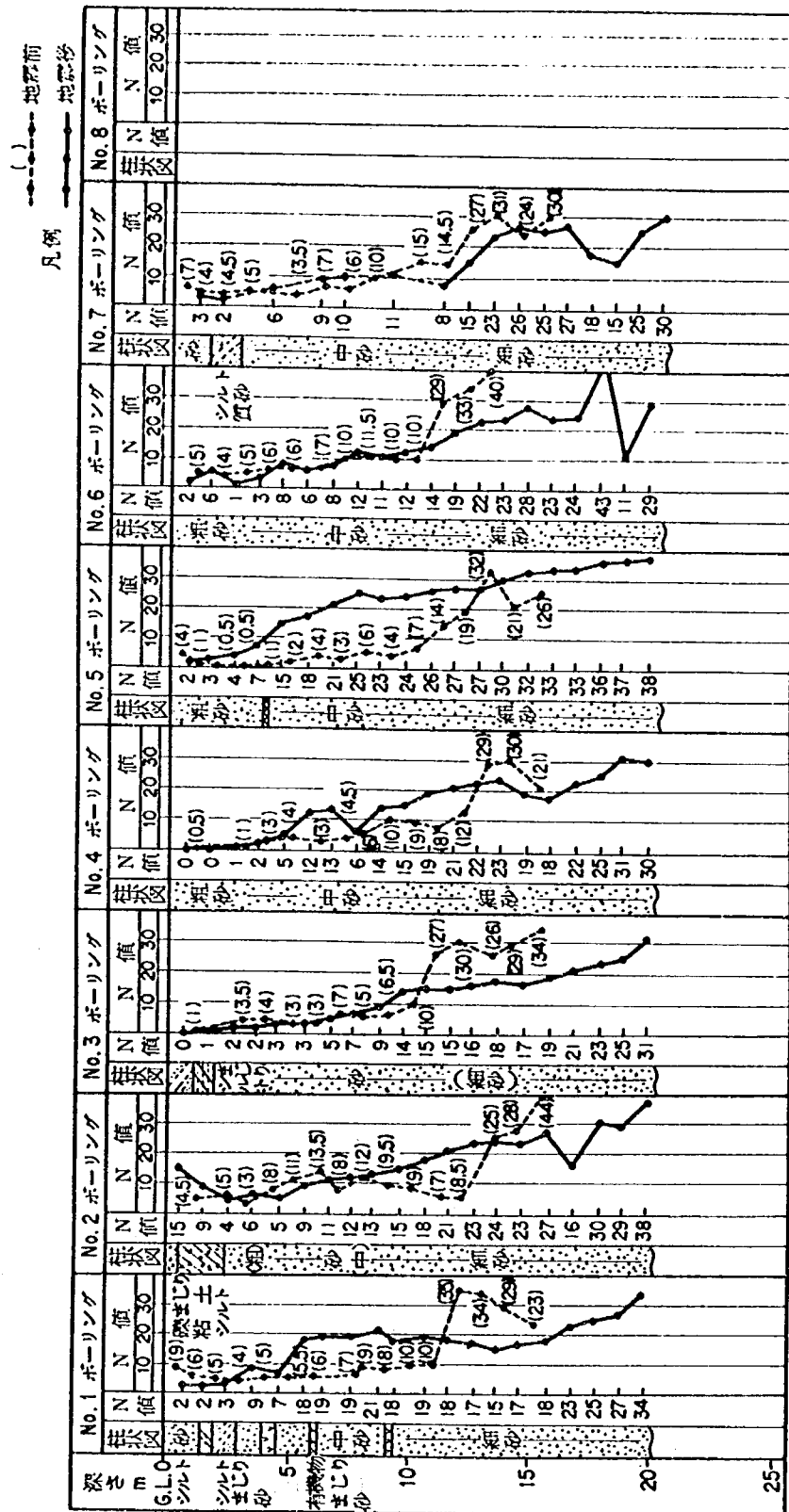


図 2.9 八千代橋の地盤概況図

両岸の橋台は鉄筋コンクリート杭をもつ重力式橋台で、橋脚は鉄筋コンクリート杭をもつ版式橋脚である。上部構造は側径間の4スパンは単純PC桁で、中央の10スパンは単純合成桁である。橋長は307.4m(=2×7.48m+10×27.5m+2×8.72m)で、幅員は8.0mで

ある。

この地震により、本橋は著しい被害をうけた。両橋台の基部は河心に向かって移動したが、天端付近は上部構造の拘束のため移動出来ず大きく傾斜した。左岸から P_1 、 P_2 、 P_{12} 、および P_{13} も地盤のすべりとともに河心方向に移動（ P_2 で最大 1.1 m を記録）したが、橋脚天端は桁の拘束のため、移動出来ず、このため大きく傾斜した。 P_2 と P_{12} の橋脚側面に激しいきれつが生じた。被害状況の一例を図 2.10 に示す。 $P_3 \sim P_{11}$ も移動（ P_9 で最大 40 cm）、傾斜した。 P_4 と P_9 では、支承部に大きい破損が生じた。この種の被害原因として、図 2.9 の地盤状況から推定できるが、地盤が両橋台付近で液状化し、河心方向にすべったことがあげられる。

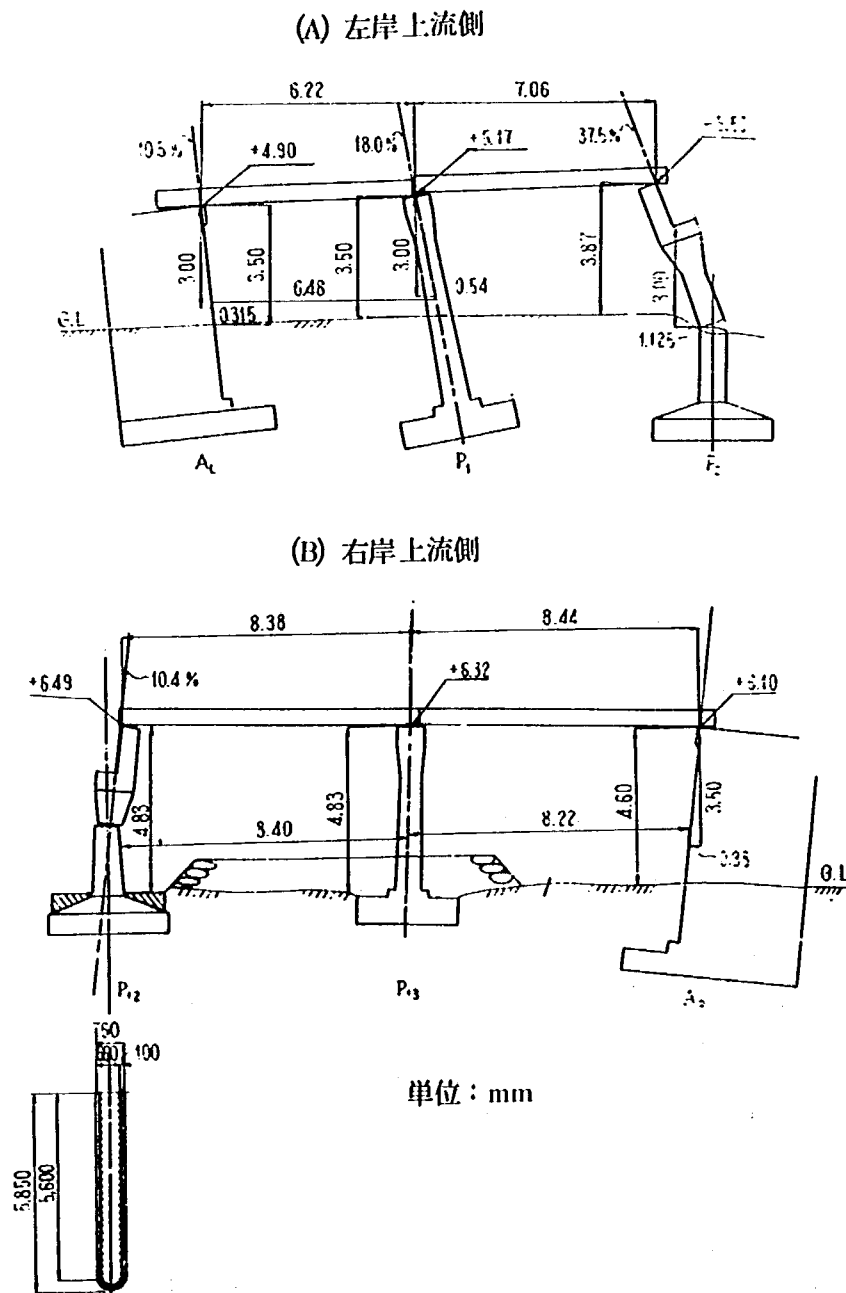


図 2.10 八千代橋の被災状況（左・右橋台付近）

地震後の測量の結果、橋長は40cmも短くなったことが判った。これは、両橋台付近の地盤が下部構造を含めて、河心方向にすべりを起こしたことによると考えられる。 P_2, P_4, P_6, P_{12} に支持された主桁が特に激しく移動し、きれつが大きかった。しかし、この橋では桁の落下がなかったため、本橋は地震直後も歩行者や自転車の交通に供され、不満足ながらその機能をはたした。

(4) 東跨線橋

東跨線橋は、新潟市道が国鉄信越本線を跨ぐ位置(震央距離5.4km)に1963年に架けられた跨線橋である。この地点の地盤も砂質であり、地下水面は地表から2~3mであった。一般図を図2.11に示す。

両橋台は木杭をもつ鉄筋コンクリート版式橋台で、主径間を支える橋脚は鉄筋コンクリート杭(新潟側)又は木杭(新津側)をもつ3本柱のラーメン構造である。これらの設計震度は水平0.2であった。上部構造は15側径間部が単純PC桁で、中央1径間が単純合成桁である。橋長は229.5m($=8 \times 13.5\text{m} + 26.5\text{m} + 7 \times 13.5\text{m}$)で、幅員は8.0mである。

本橋は地震により、中央スパンが著しい被害をうけ落下した。新津側については、橋台と $P_1 \sim P_7$ 橋脚に被害がなかった。 P_8 と P_9 は、それぞれ新津側に2%, 新潟側に4%傾斜した。 P_9 では2.5cmの沈下が起こった。 $P_{10} \sim P_{15}$ および新潟側橋台は水平に約5cm変形し、大きく沈下(最大40cm)した。地震後、 P_9 のRC杭が全部引抜かれたが、最大20cmの変形が観測された。

上部構造については、新津側の8スパンはほとんど無被害であった。第9スパン(主径間)は可動端(新潟側)がレール上に落下した。この落下は P_8 と P_9 が反対方向に変形し、その距離が67cm拡大したことに起因している。

新潟側にある第7径間は、水平、鉛直方向に移動し、アスファルト舗装が壊れた。さらに支承部の破損と主桁端部の衝突が多く観察された。

(5) 被害統計

新潟地震による東北4県の道路橋被害数を表2.8に示す。これら道路橋の被害総額は14億7千万円(当時)で、道路橋を含む道路全体の被害総額38億1千万円の約40%をしめた。

つぎに表2.9は新潟市を中心として半径60kmの範囲内にある永久道路橋のうち橋長20m以上の86橋について、被害の有無にかかわらず全数調査を行った結果の一部である。この調査から下記の注目すべき結論が出されている。

- 1) 大被害は新潟市内の信濃川、阿賀野川下流域のゆるい砂質地盤の沖積地に集中した。
- 2) 被害は気象庁震度の大きいところほど著しいが、局部的には基礎地盤の性状差による影響が大きく現われる。
- 3) 上部構造については、上部そのものが弱点となって被害が生じたというものはなく、いずれも下部構造の被害に起因している。従って、上部構造形式の差による被害率の差は、

表 2.8 新潟地震による道路橋の被害数（木橋は除く）

県 名	被害橋数	重被害橋数	落 橋 数	概略の震央距離
秋 田	7	0	0	140 - 160 km
福 島	5	0	0	120 - 150 km
新 潟	74	8	3	30 - 90 km
山 形	12	0	0	60 - 100 km
合 計	98	8	3	—

表 2.9 新潟地震による道路橋 86 橋の構造形式別被害率

分 類		被 害 率	小 分 類	被 害 率
上 部 構 造 (530 スパン)		12 %	鋼 橋 (168 スパン)	11.3 %
			鉄筋コンクリート橋(222 スパン)	14.9 %
			P C 橋 (132 スパン)	8.3 %
			木 橋 (8 スパン)	100.0 %
下部構造	橋台 (172 基)	20.4 %	直 接 基 礎 (24 基)	16.7 %
			杭 基 礎 (99 基)	19.2 %
			井筒・ケーソン基礎 (29 基)	24.0 %
	橋脚 (444 基)	8 %	直 接 基 礎 (40 基)	0 %
			杭 基 礎 (214 基)	9.8 %
			井筒・ケーソン基礎 (180 基)	8.3 %

注) 新潟市の中心から半径 60 km の範囲

鋼橋, RC 橋, PC 橋を通じてほとんどみられない。

- 4) 下部構造では橋脚に比して橋台の被害が目立つ。これは、橋台裏込め土砂の影響によるものと考えられる。また橋台、橋脚を通じて基礎形式の差（直接基礎、杭基礎、あるいは井筒・ケーソン基礎）による被害率の差は見出せない。
- 5) 新潟市内および周辺においては、砂質地盤の液状化による支持力低下に起因すると思われる被害が目立ったが、基礎が標準貫入試験の N 値 25 ~ 30 のかたい地層に十分根入されているものは被害が軽微であった。

表 2.9 の 86 橋の調査では、構造の最小単位として、上部ではスパン数が、また、下部では橋脚・橋台の数が取られている。つぎに、表 2.10 は上記 86 橋について、橋梁数を最小単位として整理したものである。このため被害率が高くなっている。この表では、比較的軽微な被害（ただし何らかの補修が必要な程度）をうけた橋梁数とともに、大被害をうけた数についても整理している。ここでの大被害の定義は、下記のとおりである。

- ① 上部 — 橋梁上部構造の全体的破壊（落橋を含む）。
- ② 下部 — 下部構造の全体的破壊（倒壊、折損、破断、座屈）。
- ③ 交通能力 — 車両の交通が不可能な状態（ただし、取付道路その他付属構造物に起因するものは除く）。
- ④ 総合評価 — 橋梁全体の震害に関する総合評価で、構造物の変状状態、交通能力の両者を考えて最も被害が大きいもの。

この整理から、つぎの事柄が指摘される。

- 1) 新潟市を中心とする半径 60 km の範囲内の道路橋について、約 60 % が補修を要する被害をうけた。直接基礎、杭基礎、および井筒・ケーソン基礎と分類したときの、基礎形式の差による被害率の差はほとんど見いだせない。
- 2) しかし、大被害をうけた橋に限ってみると被害率は大幅に低下する。さらにまた、大被害の発生率は、表 2.10 に見るように、杭基礎が他の基礎に比較してかなり高くなっている。つまり、終局強度という面では、杭基礎が他の形式の基礎に比べて安全率がやや低下する。一般に杭基礎は軟弱な地盤に施工される傾向のあること、および杭基礎においていわゆる設計計算上の合理化が進んでいることを反映しているものと考えられる。

表 2.10 新潟地震による道路橋 86 橋の基礎構造形式別被害率

基礎種別	全橋梁数	被害橋梁 (軽微なものも含む)	大被害をうけた橋梁			
			上 部	下 部	交通能力	総合評価
直 接 基 礎	18.5 (21.5)	10 (54.1) (19.2)	0.5 (2.7) (12.5)	1.5 (8.1) (21.4)	0.5 (2.7) (10)	0.5 (2.7) (16.7)
井 筒 ケーソン基礎	21 (24.4)	13 (61.9) (25)	1 (4.8) (25.0)	1 (4.8) (14.3)	0.5 (2.4) (10)	0.5 (2.4) (16.7)
杭 基 礎	46.5 (54.1)	29 (62.4) (55.8)	2.5 (5.4) (62.5)	4.5 (9.7) (64.3)	4 (8.6) (80)	2 (4.3) (66.6)
合 計	86 (100)	52 (60.5) (100)	4 (4.7) (100)	7 (8.1) (100)	5 (5.8) (100)	3 (3.5) (100)

注 1. 新潟市より半径 60 km の範囲。

注 2. () 内はパーセントを示す。縦方向（全基礎に対する率）と横方向（各基礎における率）がある。

注 3. 同一橋梁に 2 種の基礎がある場合、0.5 橋ずつに分配して計算している。

注 4. 大被害の定義は、本文参照。

〔6〕新潟地震による道路橋被害のまとめ

新潟地震は、各種の構造物に多大な被害を与えたことに加えて、被害調査が多機関により綿密に行われたことが特徴としてあげられる。道路橋についてみても、現地被害調査のほか、残存構造部分に対する測量と振動測定調査、得られた強震記録を利用しての地震応答解析、さらに原位置地盤調査などが実施された。これらの多方面にわたる調査の結果から下記の事

項がまとめられる。

- 1) 道路橋被害は新潟、山形、秋田、福島の新潟4県で発生したが、大被害は新潟市内の信濃川、阿賀野川の河口部付近の地盤条件が地震に対して不良である地域に集中した。
- 2) 道路橋の被害程度は、気象庁震度階とほぼ比例的であった。しかし、同一震度であっても、地盤条件の相違が被害程度に大きな影響を与えた。
- 3) 上部構造の形式別の被害率をみると、木橋の被害が著しかった。その他の形式（鋼橋、RC橋、PC橋）では、被害率に有意の差は見出せない。下部構造の形式別の被害率は橋脚に比べて橋台が高かった。橋台背面の地震時土圧の影響が橋台の安定性に大きく影響したものと考えられる。基礎構造別の全体的被害率をみると、ケーソン基礎、杭基礎に比べて、直接基礎の被害がやや低かったものの、全体として特に有意の差異はなかった。
- 4) 地表面附近のゆるい砂質地盤が液状化し、支持力が極端に低下した。このため、多くの下部構造が傾斜、沈下、すべりなどの被害をうけた。しかし、標準貫入試験のN値が25以上のよくしまった地盤に十分根入された基礎をもつ橋では軽微な被害ですんだ。
- 5) 上部構造の被害は、桁の落下のほか、支承部、伸縮継手、高欄の損傷がみられた。上部構造の被害は、主に下部構造の損壊と大変位に起因したものであった。
- 6) 道路橋の耐震設計の向上のためには、砂質地盤の地震時液状化が橋の安定に及ぼす影響の評価、ならびに主桁の落下防止装置や支承部の構造詳細などの設計上の細目が特に重要である。

2.6 1968年十勝沖地震

1968年5月16日、北海道十勝沖を震源とするマグニチュード7.9の大地震が発生した。震源域は、北海道エリモ岬の南方約40km、本州三陸沿岸から東方約170kmの位置であった。この地震により、建築物、道路、河川・海岸堤防などにおびただしい被害が発生した。道路については、道路橋の被害はさしたるものでなく、むしろ道路盛土の被害が甚大であった。表2.11は、北海道および東北4県における道路橋および道路（道路橋を除く）の被害統計を示す。100橋に及ぶ道路橋に軽微な被害がみられた。被害の特色は、以下に概述するように、過去の震害経験と類似のものであった。

下部構造については、バイルベント橋脚が剛性不足のため水平方向に永久変形した。また、洗掘作用により、支持力不足をきたし、このため地震時に約20cm沈下した橋脚があった。河心方向に押し出された橋台がかなりあった。一部の橋台では支承の省座付近できれつが生じた。

上部構造については、桁移動、支承部の損壊、RC桁の桁端同志の衝突による損壊などが数例あったが、重大なものは少なかった。

橋台への取付盛土では、数10cm程度沈下したものが多くみられた。

表 2.11 十勝沖地震による道路橋および道路の被害統計

機関名	道 路		道 路 橋		合 計		備 考
	被害地点	被害額(千円)	被害橋数	被害額(千円)	被害数	被害額(千円)	
建設省	111	969,604	—	—	111	969,604	道路被害の多くは青森県下の国道
道 県	北海道	63	319,359	30	206,176	93	525,535
	青 森	818	1,167,060	64	187,770	882	1,354,830
	岩 手	41	34,178	3	19,000	44	53,178
	宮 城	—	—	3	5,100	3	5,100
	秋 田	4	4,600	1	3,000	5	7,600
合 計	1,037	2,494,801	101	421,046	1,138	2,915,847	

注) 被害額は、1968年6月当時のもの

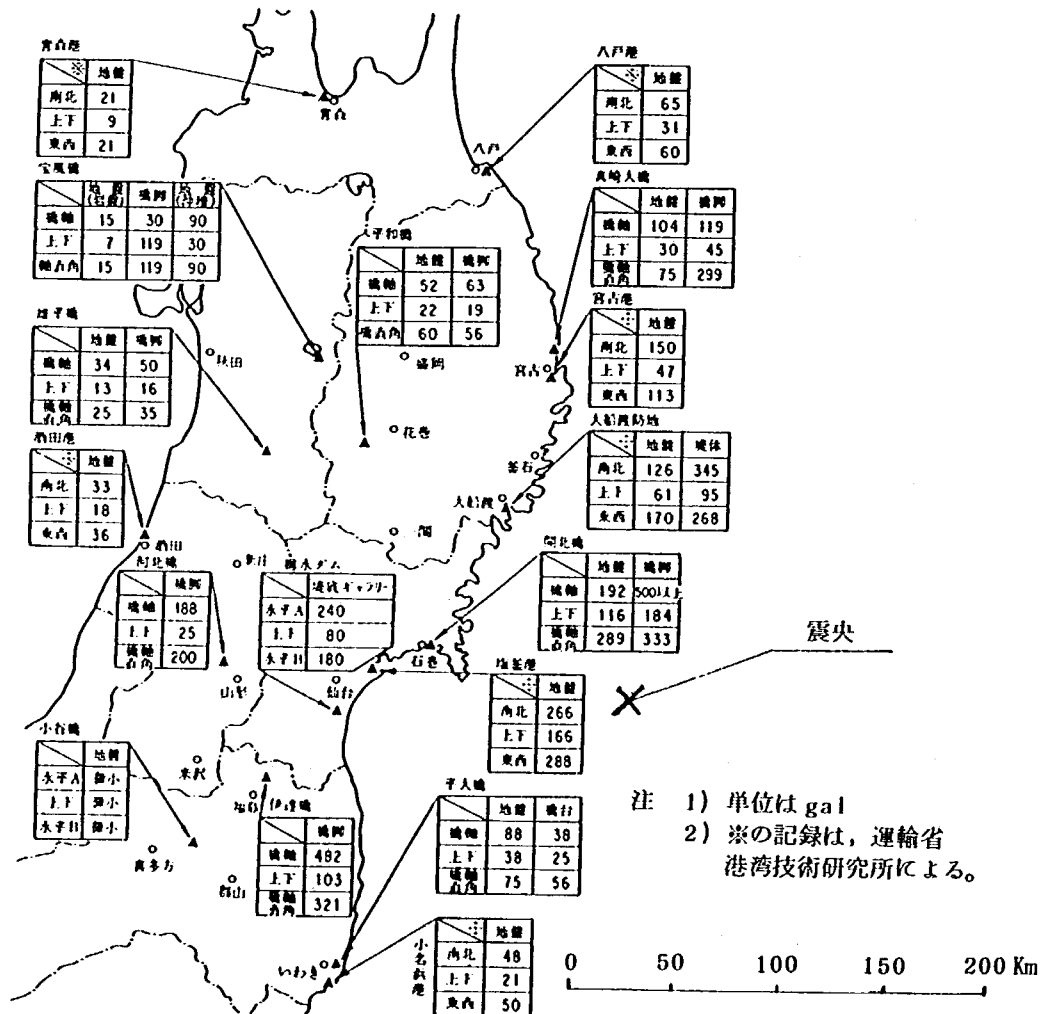


図 2.12 1978年宮城県沖地震の震央と最大加速度の分布

2.7 1978年宮城県沖地震

1978年6月12日、宮城県金華山の東方沖約60kmの海底下約30kmを震源とするマグニチュード7.4の地震が発生し、宮城県下を中心として土木・建築施設等に多大の被害が生じた。

この地震では、東北地方から関東地方にかけて工学用強震計が作動し、各地で加速度記録が収集された。図2.12に本震と震央と各地の最大加速度の分布を示す。これより、宮城県の石巻-塩釜-仙台にかけては240~300 gal, 岩手県東部沿岸部で100~170 gal程度の水平方向の地盤加速度があったことが判る。また、図2.13は震央距離と地盤上の最大加速度の関係を示す。これから、震央距離の増大とともに加速度が急激に低減する傾向があるが、同一距離であっても加速度値に2~3倍程度の差異があることが判る。この差は、発震機構、震源から観測地点までの地震波の伝播特性、観測点近傍における地盤条件等によるものと考えられる。

つぎに図2.14は宮城県内における地質条件、道路橋の主要被害箇所等を示す。また、黒丸印は、道路橋の主要被害地点、白丸印は砂質地盤の液状化(噴砂)発生地点を示している。こ

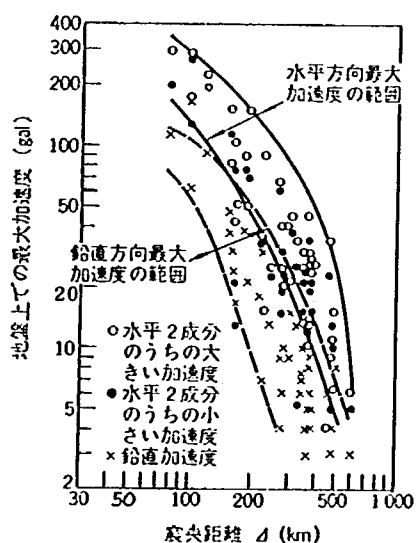


図 2.13 震央距離と最大地盤加速度の関係

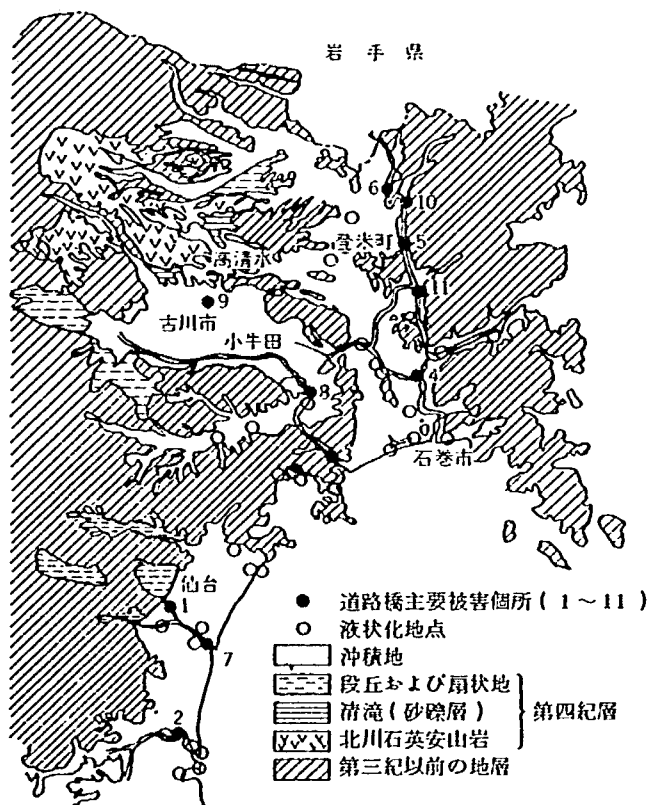


図 2.14 地盤条件と主要道路橋被害箇所
(宮城県内)

れより、主要被害橋のほとんど全てが沖積地に発生していること、地盤液状化に起因すると考えられる橋の被害があったことがわかる。表2.12は図2.14に示した11道路橋の諸元と被害概要を示している。

以下に代表的な道路橋4橋(千代大橋、錦桜橋、閉上大橋、柳津大橋)の被害状況と道路橋被害のまとめを示す。

(1) 千代大橋

千代大橋は、国道4号線が仙台市内の南部の広瀬川を渡る位置（震央距離120Km）に1965年に完成した道路橋である。図2.15はその一般図である。上部構造は9径間の単純支持合成鈹桁で、スパン長33.84m、橋長310m、幅員19m（4車線）である。下部構造は、剛な井筒基礎（根入れ9～18m）の上にT形張出式軀体部をもつ橋脚と半重力式の橋台からなる。地盤は比較的よく締った砂質地盤である。支承はすべて線支承である。

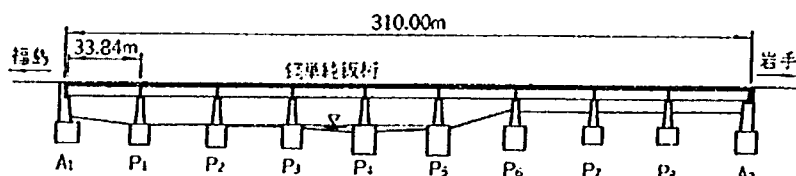


図 2.15 千代大橋の概要図

表 2.12 道路橋の主要被害状況（宮城県内）

番号	橋梁名	道路種別	路線名	個所名	橋 梁 諸 元			架設年度	被害の概要
					橋長 (m)	幅員 (m)	型 式		
1	千代大橋	一般国道	4号	仙台市沖野	310.0	19.0	鋼製活荷重合成鈹桁	昭和40	橋脚が張出部の下で折損
2	阿武隈橋	"	6号	亶理郡亶理町今線	571.6	6.0	鋼製ワーレントラス " 単純鈹桁	" 7	橋脚（ラーメン型式） の下部が水平に切断
3	小野橋	"	45号	桃生郡鳴瀬町小野	247.3	5.5	鋼製単純鈹桁	" 11	全径間とも主桁が横に 移動、杓破損、床板破 損、橋脚の縦方向に割 れ目
4	天王橋	"	45号	桃生郡河南町本町	367.7	6.0	鋼製ゲルバー、 鋼製ランガー	" 34	橋脚の縦方向に割れ目
5	登米大橋	"	342号	登米町日根牛	306.0	6.8	鉄筋コンクリートT桁	" 20	橋台、橋脚軀体、亀裂、 歩道橋落橋防止損傷
6	錦桜橋	"	346号	東和町中田町入会	575.5	6.0	下路トラス桁5連・ ゲルバー桁9連・単 純鋼鈹桁1連	" 31	ゲルバー鋼鈹桁1連落 橋、支承破損
7	関上大橋	主要地方道	塩釜亶理	仙台市藤塚	541.0	8.5	有鉸PC桁3連(ディ ビダーク工法)単純P CボステンT桁7連	" 47	橋脚軀体亀裂（右岸側 河床で流動化）
8	木間塚橋	"	石巻鹿島台 大 橋	鹿島台町木間塚 南郷町二郷	236.0	4.5	単純鋼鈹桁19連	" 6	橋脚桁座破損、伸縮継 手破損、上部桁落込み 一部損傷（一部流動化）
9	江合橋	"	古川佐沼	古川市佐沼	155.0	9.5	単純鋼鈹桁9連	" 7	橋脚横倒れ亀裂
10	米谷大橋	"	湯沢築館 志津川	東和町米谷 中田町浅水	181.4	5.5	ゲルバートラス桁	" 3	ゲルバートラス上弦材 1箇所破損 上部トラス桁のひずみ
11	柳津大橋	一般県道	河南津山	津山町柳津	450.0	8.5	単純トラス 1連 2径間連続トラス1連 3 " 1連	" 49	支承破損、トラス下弦 材とソールプレート間お よびトラス下弦材下フラン ジとウェブの溶接部ク ラック（固定支承上）

地震により、橋脚8基すべてが被害を受けた。P₁～P₄の4基の橋脚は軀体基部付近で水平方向のきれつが生じ、表面コンクリートが著しく剝離した。P₅～P₈の橋脚では軀体部のハン

チ付近で同様の被害をうけた。橋脚躯体部の自由長（地表面から橋脚天端までの高さ）が最も短い P_0 橋脚の被害が最も激しく、左右両側のハンチ部できれつとコンクリートの剝離が著しく、鉄筋が座屈した。このハンチ部付近で、コンクリートの断面積および鉄筋量が急激に変化していることが被害原因の一つと考えられている。

本ルートは、東北と関東を結ぶ大幹線で交通量が多く、かつ地震によって鉄道、高速道路の交通が完全に停止したため、唯一の交通路を確保しながら復旧工事が行なわれた。 P_0 橋脚については、H鋼を組み立てたサドルにより桁を仮受けし本復旧を行った。図 2.16 は P_0 橋脚の被害状態と本復旧の断面を示す。本復旧は、被害の大きい P_1 、 P_2 、 P_0 について既設コンクリート躯体の周りを厚さ 50～70 cm の鉄筋コンクリートで天端まで巻立てた。この際、井筒頂板および既設躯体にさし筋を定着して新旧コンクリートの一体化をはかるとともに、

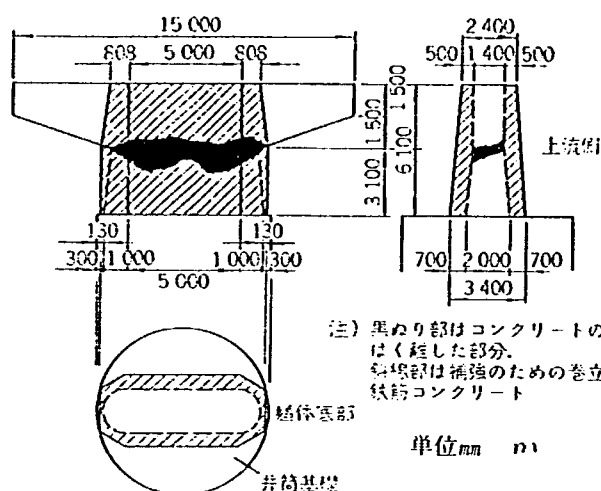


図 2.16 千代大橋 P_0 橋脚の被害と復旧断面

きれつ部には樹脂を注入して補強した。本復旧工事は、わずか 1 カ月で完了した。

(2) 錦桜橋

錦桜橋は、国道 346 号線が北上川を渡る位置（震央距離 110 km）に 1956 年に完成した。図 2.17 は本橋の一般図である。上部構造は、左岸から右岸に向かって、単純支持鋼鈑桁 1 スパン、単純支持鋼トラス 5 スパン、ゲルバー形式の鋼鈑桁 9 連で、全長 575.5 m、幅員 6.0 m（2 車線）である。下部構造は、トラススパンについてはケーソン基礎上の鉄筋コンクリート柱の橋脚からなる。架橋地点の地盤は、ゆるいシルトと砂層からなり、やや硬い砂層は地表面から約 30 m の深さにある。1978 年 6 月の宮城県沖地震では、ゲルバー桁の吊径間の 1 スパンが河床に落橋した。本橋は宮城県沖地震で落橋した唯一の道路橋である。

この橋は、過去 3 回の地震で被害を被っている特異な橋である。すなわち、1962 年宮城県北部地震（マグニチュード $M=6.5$ ，震央距離 $\Delta=15$ km），1978 年 2 月の宮城県沖地震（ $M=6.7$ ， $\Delta=80$ km），および今回の 1978 年 6 月の宮城県沖地震（ $M=7.4$ ， $\Delta=110$ km）の 3 回である。1962 年の地震により、ゲルバー桁の支承（小版形の線支

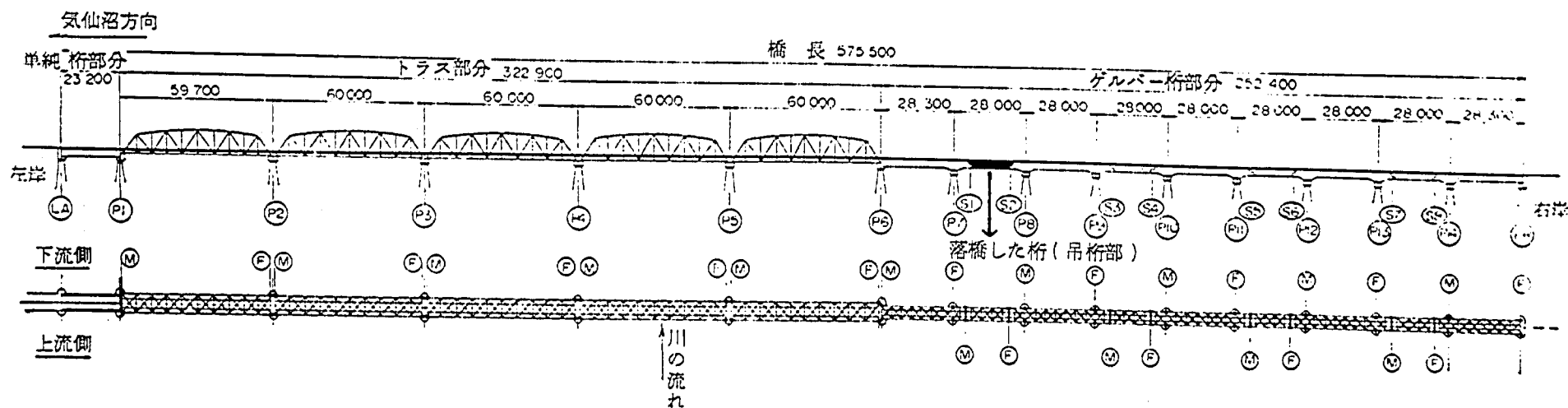


図 2.17 錦桜橋の一般図

承)のサイドブロックが破壊し、右岸橋台上の固定支承周辺のコンクリートにきれつが入った。この地震後桁の水平移動を拘束するために P_8 、 P_9 、および P_{10} の3橋脚において、橋脚天端と鉸桁とを結ぶ支承補強板を取り付ける工事が行われた。

1978年2月の地震では、支承および支承補強板のアンカーボルトが切損した。また1962年の地震で被害のなかった支承を含めて支承サイドブロックが破損した。このときには、ゲルバー桁部のみならず、トラス桁部の支承の大部分が破壊した。トラス部では、 P_6 橋脚上のピン形式の固定支承が著しく損傷し、アンカーボルトが著しく引抜けた。この支承は激しくロッキングしたものと推定される。その他の橋脚上のピン固定支承のアンカーボルトも引抜けた、ローラー形式の可動支承も破損した。

2月の地震から、わずか4カ月たらずであったため、6月の地震の発生時には、まだ支承部の復旧工事を実施中であった。従って、上部構造と下部構造間の拘束がなく、上部構造は自由に水平移動する状態であった。図2.17に示したように、 P_7 と P_8 間のゲルバー桁の吊桁が落橋した。落橋桁より右岸側の上部構造は一様に右岸方向に移動した。移動量は P_8 上で55cmと大きく、右岸に近づくほど小さく右岸橋台上で10cmであった。右岸橋台上の桁端は橋台バラベットの衝突し、このため、橋台取付盛土の舗装面が盛り上がった。

一方、トラス桁部も6月の地震で激しく被災した。 P_6 橋脚上のピン固定支承のアンカーボルトは、引抜け量はさらに大きくなり20cmにも達した。これは、支承のロッキングと並進振動によると推察される。支承下面の橋脚天端コンクリートがけずられており、支承底面は2.5cmも沈下した。ローラー形式の可動支承の被害も著しく、 P_9 上の可動支承ではピンがすべて飛び出し、水中へ落下した。

下部構造の被害としては、 P_8 橋脚の右岸側側面に水平きれつが発生し、右岸側橋台の支承付近に激しいきれつが発生したことがあげられる。

(3) 関上大橋

関上大橋は宮城県的主要地方道塩釜・亘理線が名取川を通過する位置(震央距離120km)に1972年に完成した道路橋である。上部構造は中央部にヒンジをもつ3径間連続のPC箱桁と、7径間単純支持のボステンのPC桁(T形式)で、橋長は541.7m、幅員は8mである。兩岸の橋台は鋼管杭上にあり、また橋脚のうち低水敷にある2橋脚はケーソン基礎上に、また7基の橋脚は井筒基礎上に構築されていた。

1978年6月の地震により、9基の橋脚に多数のきれつが生じた。きれつは地表面から少し上がった断面付近で発生しており、ほとんど全周方向の水平きれつが目立った。

P_1 橋脚には、図2.18に示すように多数の大ききれつが起こり、脚柱部のコンクリートが剝離した。 P_1 橋脚上のローラー支承のストッパーが被災し、支承のガイドピースが破損し、ローラーがほとんど沓から飛び出す程度であった。

単純支持の P_6 橋脚上のPC桁は下流側に向って約6cm移動した。橋脚上では高欄の端部となりの高欄の端部中にはめこまれた。はめこみ量は8cmであった。これより、隣り合う2

本の桁は橋軸方向に最低 8 cm の相対変位を生じたことが指摘される。

また、右岸よりの地表面ではきれつが発生し、そこから噴砂があり、液状化した。この場所の表面付近はゆるい砂層であり、その下は比較的よく締った砂質である。堅固な地層は表面から約 70 m の深さにある。

〔4〕 伊達橋

伊達橋は、阿武隈川が福島市の近くを流れる位置（震央距離約 160 km）に 1963 年に完成した。上部構造は 4 径間連続の鋼トラス桁で、橋長 288.0 m、幅員 7.0 m である。兩岸の橋台は、鋼管杭基礎をもつ鉄筋コンクリート壁式橋台で、3 基の橋脚は砂礫中に根入れされた井筒基礎とやや高い鉄筋コンクリートの梁式躯体を有している。

今回の地震により P_2 橋脚の固定支承上でトラスの下流側下弦材が図 2.19 のごとく座屈した。また P_1 、 P_3 橋脚の可動支承のピンがせん断され、その一部が沓から飛び出した。下部構造については、何らの異常も見られない。

たまたま本橋の P_2 橋脚の天端中央には強震計が設置されていたが、これにより、完全な加速度記録が得られた。加速度の最大値は、橋脚天端において、橋軸方向 482 gal、橋軸直角方向 321 gal、鉛直方向 103 gal とかなり大きいものであった。

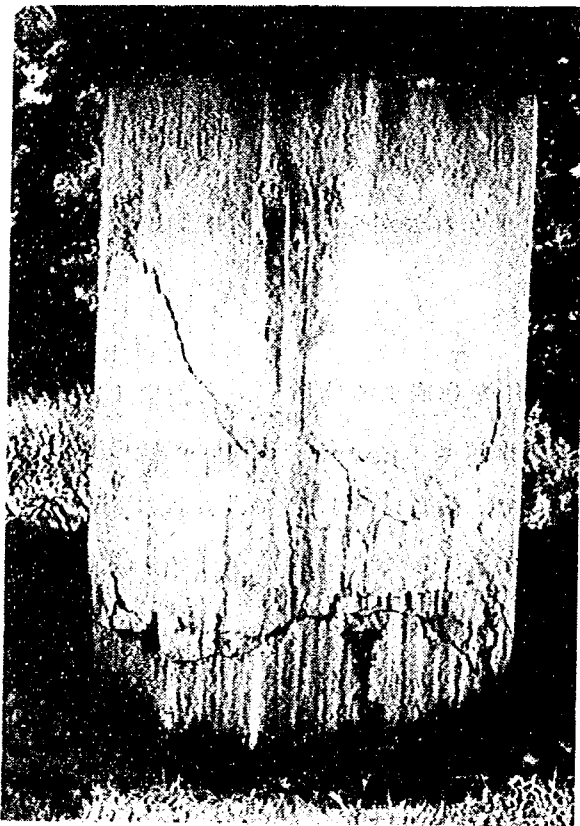


図 2.18 関上大橋 P_1 橋脚の被害概況

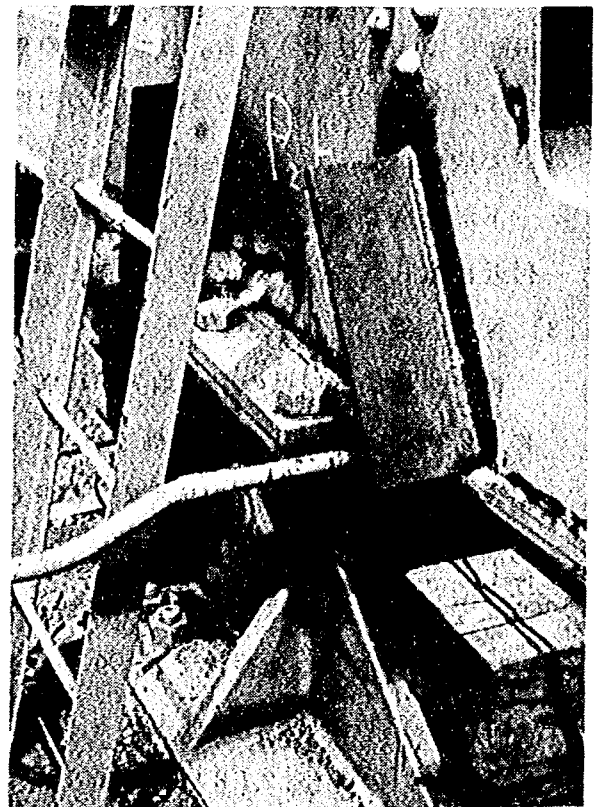


図 2.19 伊達橋 P_2 橋脚上のトラス下弦材の被害概況

〔5〕 宮城県沖地震による道路橋被害のまとめ

1978年宮城県沖地震は道路橋に著しい被害をもたらしたが、道路橋被害の特徴は次のようにまとめられる。

- 1) 上部構造の被害は、支承部および支承周辺部に集中した。一方、下部構造では、橋脚、橋台のコンクリートのきれつとコンクリートの剝離する被害が多かった。
- 2) 全体として、支承部の被害が最も著しかった。道路橋の耐震性向上のためには支承の設計細目の検討が重要とされる。しかし、支承部が破損することによって、上部構造および下部構造の震害を軽減している事実があるので、必要以上に強靱な支承を設けることも得策とはいえない。これらの点を考慮し、適度な耐震強度と変形性能を有する支承構造の研究開発が今後の課題となる。
- 3) 上部構造の落橋は、落橋時の衝撃により上下部構造各部に2次的被害をもたらすので、極力さけるよう配慮すべきである。
- 4) 老朽化した道路橋の被害が目立った。これらの橋は、主に単純桁、ゲルバー桁が多く、橋脚天端幅が十分でなく、また一般に落橋防止構造が付与されていない。これらの老朽橋については、耐震点検を行い、必要な補強を施すことが重要である。
- 5) 鋼トラス橋については、比較的最近架設されたものを含んで、固定支承に近接する弦材に座屈、破断などの被害があった。トラス橋の設計にあたっては、この部分の補強策を検討する必要が認められる。
- 6) 橋脚躯体部の被害も少なくなく、高さが比較的lowく、剛性の高い鉄筋コンクリート橋脚については、強震時の変形性能（つまり、弾性領域をこした塑性領域の変形性能）の照査が重要と認められる。この事は橋の下部構造の耐震設計基準に盛込むべき事項と考えられる。
- 7) 道路橋の地震被害には、橋梁架設地点の地盤条件の影響が大きい。とくに地盤種別ごとの震動振幅の増幅作用、および地盤の液状化現象が構造物に与える影響を適確に把握する研究が今後必要とされる。

2.8 道路橋の震害の一般的傾向

橋の各部の名称を示すため、橋のモデルの一例を図2.20に示す。この図に示すように、橋は上部構造と下部構造に大別される。上部構造は、桁が主要なものであるが、一般に支承部も上部構造に含める。下部構造は橋台（兩岸）と橋脚（中間部）に大別される。また下部構造は、基礎と躯体部に分けられる。基礎としては、直接基礎、杭基礎、ケーソン基礎（井筒基礎を含む）が一般的である。躯体部としては、重力式、半重力式、壁式、版式、ラーメン式、柱式などがある。橋台背面の盛土は取付道路と称し、橋の一部に含めて議論する場合がある。

さて、前節までに述べた既往地震による道路橋の震害実態から道路橋の震害の一般的傾向をまとめてみる。橋の震害は一般に橋台、橋脚、桁、支承部に発生する。橋の震害の機構を分類

すると次の3つに大別される。

- 1) 支承部が弱点となる場合：地震時には、橋の各部はあらゆる方向の振動をうける。支承部の強度が十分でないと、上部構造と下部構造の相対的運動に耐えられず支承部に損傷が生じる。支承部が破壊されると、下部構造頂部の拘束がなくなるため、上部構造に大きな相対変位が生じることがある。この相対変位が極端に大きいと、時により上部構造は落橋する。上部構造が落橋すると、著しい衝撃により、上部・下部構造ともに大被害をうける。
- 2) 下部構造が弱点となる場合：下部構造の強度が不足する場合は、自重の慣性力、および、支承部を介して伝達してくる上部構造の慣性力に抵抗できず、著しいきれつや変形が起こる。場合によっては、完全に倒壊することもある。下部構造に大きな変形や損傷が起こると、それに支持された上部構造にも大被害が起こることがある。
- 3) 周辺地盤が弱点となる場合：下部構造のまわりの支持地盤が地震に対して弱い場合、当該下部構造は沈下したり、水平移動する。ゆるい砂質地盤の場合は、地震時に液状化が起こり、支持力が大幅に低下するので、特に注意を要する。下部構造が地盤支持力の低下により著しく移動すると、それに支持された上部構造は初期の位置を保持できず、大きく変形する。変形が大きいと落橋する例もある。

上述した3種類の弱点部が原因となって、橋の各部で下記の被害が観察されることになる。

- 1) 下部構造：傾斜，沈下，すべり，きれつ，転倒
- 2) 上部構造：移動，きれつと損傷，落下
- 3) 支承部：沓の破壊，アンカーボルトの切断と引抜き
- 4) 取付部：取付道路の沈下（とくに盛土の場合），翼壁の沈下，すべり，はくり，バラベットの損傷

これらの被害の特徴を十分考慮の上，道路橋の耐震設計は改善されることが必要である。

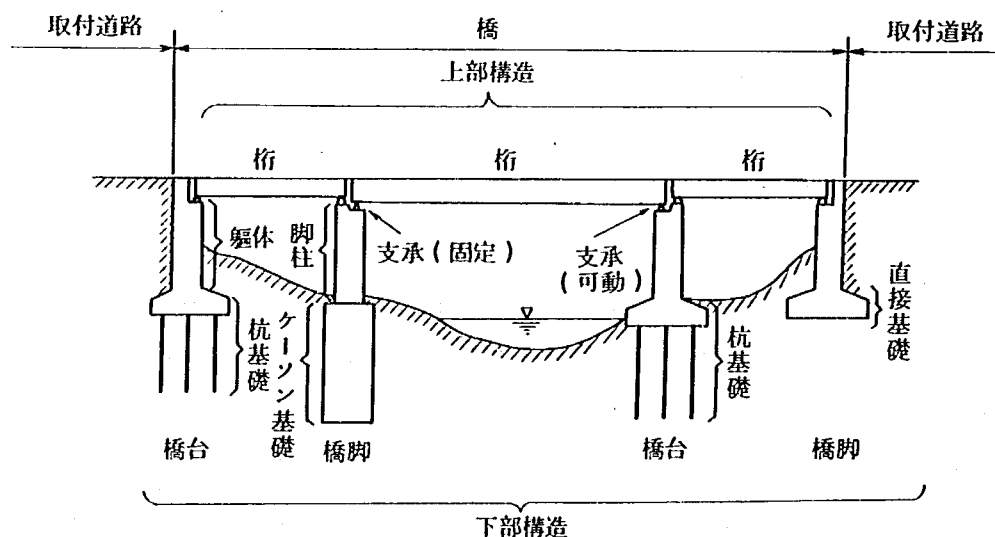


図 2.20 道路橋のモデル図

3. 道路橋の振動性状

3.1 序

道路橋の固有振動周期，モード形状，減衰性などの振動性状を把握するために，道路橋の強制振動実験を数多く実施してきた。振動実験は，橋の各部すなわち基礎単体，橋脚，全橋について行った。地震時と比較して，振動実験時の振幅は非常に微小であるが，実験結果は，当該橋梁の耐震解析の基礎的資料となるとともに，将来設計される同種の構造物の耐震解析に役立つ。

以下の節では，代表的な道路橋の振動実験結果，ならびに道路橋の振動性状の一般的性状を示す。

3.2 道路橋の振動性状の測定例

(1) 新葛飾橋

新葛飾橋は，国道6号線が江戸川をわたる位置に1965年に完成した橋で，その一般側面図と上部構造の標準断面図を図3.1に示す。上部構造は，4径間連続の鋼箱桁2連であり，橋長は442m(≒8×55m)，幅員は17.7mである。40t起振機を用いて橋軸方向の強制振動実験が，橋脚2基(P4とP5)および全橋を対象として実施された。図3.2は，固定橋脚であるP5の一般図，土質柱状図，振動実験時の計測器(加速度計，土圧計)の配置状況を示す。P5地点の地盤条件は，図3.1に示すように，比較的良く締った砂質地盤である。兩岸の橋台は，鋼管杭を有する鉄筋コンクリート扶壁式橋台で，7基の橋脚は井筒基礎をもつ鉄筋コンクリート版式橋脚である。下部構造の設計震度は，水平0.25，鉛直0.1である。

P5橋脚に対する振動実験結果を表3.1と図3.3に，また全橋に対する結果を表3.2と図3.4に示す。P5の実験では，起振力を6段階(第6段階の起振力は，第一段階と同一である)に変化させた場合の結果を示している。これらの結果から，下記の点が指摘される。

- 1) P5橋脚単独の1次の共振振動数は，5.0～6.0 Hzの範囲にあり，起振力の大きさ(換言すれば振幅の大きさ)によって明らかに変化している。つまり，共振振動数は，振幅が小さいときに高く，振幅が大きくなると低下するというバネの非線型性がみられる。一方，減衰定数(h)は，0.08～0.12で振動振幅との関係は明確でない。振動モードは，井筒基礎のロッキング振動と脚柱部の曲げ振動が卓越しており，井筒基礎のロッキング中心は底部から井筒根入長さの約 $\frac{1}{3}$ の位置である。井筒基礎の側面に働く動土圧はほぼ振動変位に比例しており，地盤反力係数(K値)は4～5 Kg/cm²程度(振幅が大きいとK値は低下する)であった。
- 2) 全橋の橋軸方向の1次の共振振動数は2.8 Hzで，減衰定数は0.068であった。P5橋脚は固定支承を有しているため，上部構造と一体となって振動(橋脚天端の変位が上部構造の変位とほぼ等しい)しているが，他のP4，P6，P7橋脚の天端およびA2橋台は全く振動

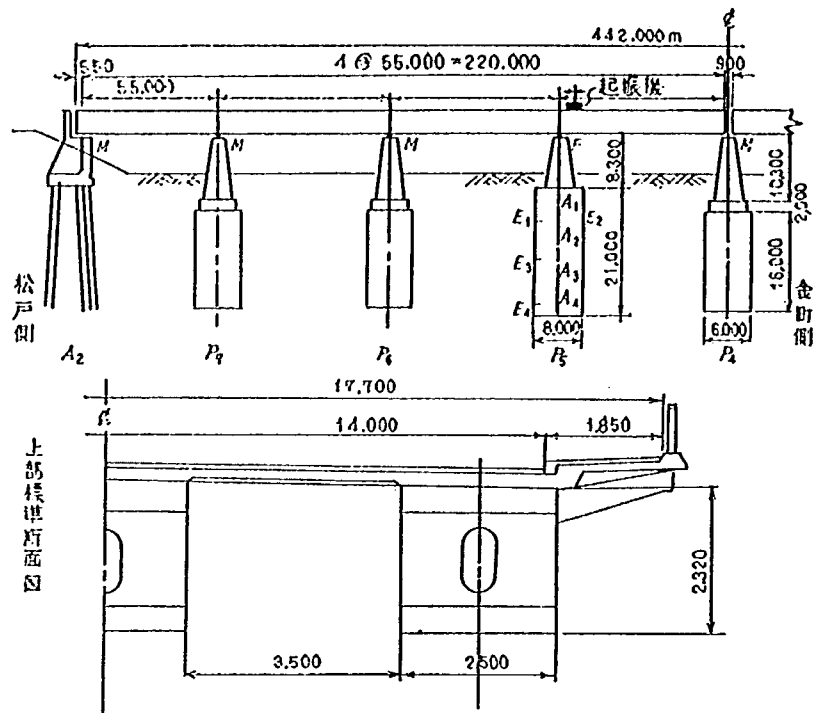


図 3.1 新葛飾橋の一般図

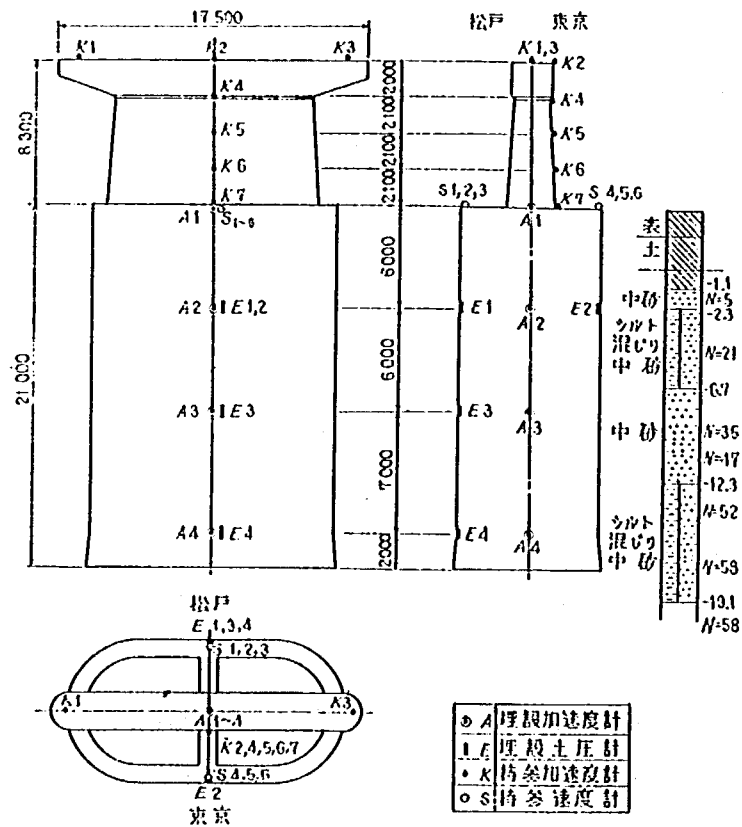
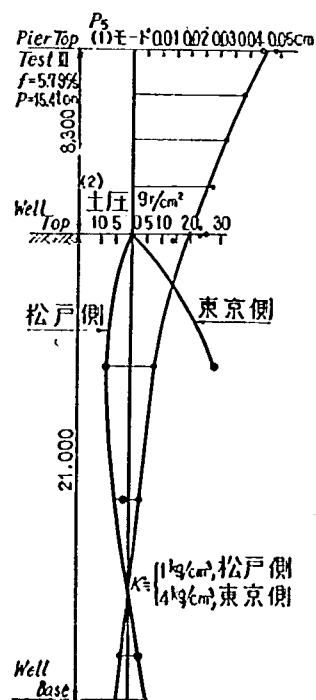
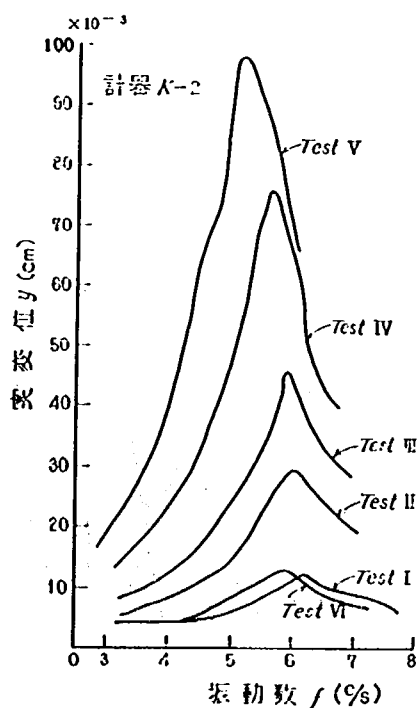


図 3.2 新葛飾橋 P₅ 橋脚の一般図と土質柱状図

表 3.1 新葛飾橋 P₅ 橋脚の振動実験結果

Test No	共振振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h^*	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地盤係数 K (kg/cm ³)	換算弾性係数 E_s (kg/cm ²)	共振時加振力 F (t)	備考
			位置	加速度 α (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm ²)				
1	6.12	0.118	K ₂	17.6	0.0119	E ₂	0.0083	3.0		4.5	
2	5.98	0.109	K ₂	41.0	0.0290	E ₂	0.0186	2.5		10.4	
3	5.91	0.080	K ₂	62.9	0.0456	E ₂	0.029	3.6		16.1	
4	5.63	0.100	K ₂	94.2	0.0752	E ₂	0.045	2.5		25.4	
5	5.26	0.099	K ₂	108.0	0.0990	E ₂	0.093	4.9		31.7	
6	6.00	0.103	K ₂	15.6	0.0110	—	—	—		4.3	
平均	5.8	0.111	*h の求め方		a) 共振曲線から		平均	3.3		—	



(A) 共振曲線 (B) モード・土圧・K 値図

図 3.3 新葛飾橋 P₅ 橋脚の実験結果

表 3.2 新葛飾橋全橋に対する振動実験結果

Test No	共振動数 f_r (c/s)	減衰数 h^*	共振時振幅(最大)			共振時土圧(最大)		地盤係数 K (kg/cm ³)	換算弾性係数 E_s (kg/cm ²)	加振力 F (t)	備考
			位置	加速度 α (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm ²)				
1-1	2.79	0.0728	K-55	8.66	0.0295	E ₂	0.0125	4.1		6.24	
1-2	2.69	0.0787	K-21	9.52	0.0346	E ₂	0.0194	4.4		8.28	
1-3	2.77	0.0642	K-52	12.57	0.0401	—	—	—		8.78	
1-4	2.77	0.0584	K-52	11.35	0.0380	E ₂	0.0179	3.6		8.78	
2-1	2.78	0.0675	K-55	14.28	0.0458	E ₂	0.0179	4.5		9.84	
2-2	2.82	0.0455	K-22	9.76	0.0315	—	—	—		9.10	
平均	2.77	0.0660	h^* の求め方		a) 共振曲線から	平均		4.2			

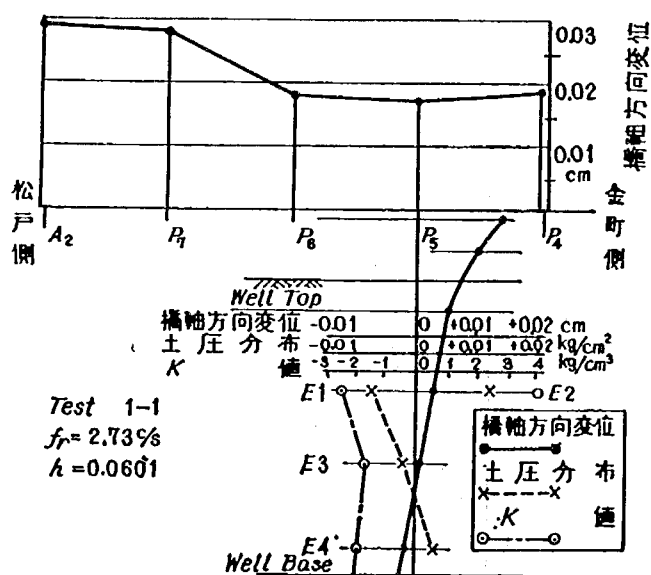
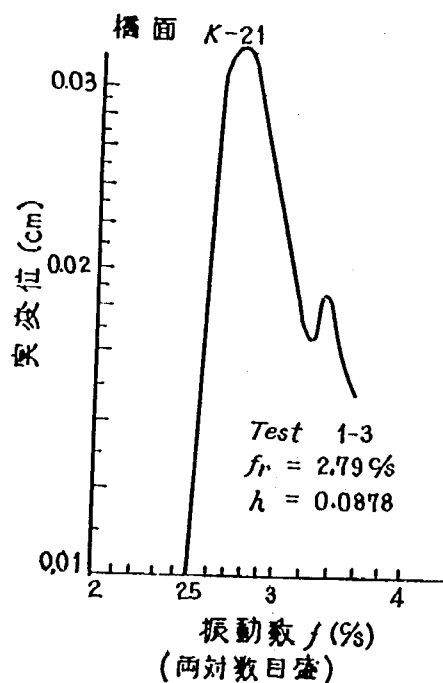


図 3.4 新葛飾橋全橋の振動実験結果

していない。全橋完成時の P5 橋脚の振動モードは、P5 橋脚単独時の振動モードと類似している。図 3.4 (B) の振動モードにおいて、P7、A2 上の上部構造が P4～P6 に比してやや大きい振幅を示しているが、これは連続桁の端部付近で他方向の振動（上下動及び橋軸直角方向振動）の影響が表われたものと考えられる。

なお、本橋については、完成後の実地震時の動的挙動の観測（加速度および土圧）が行われており、その結果については後述（6.2 (3)）する。

〔2〕 鳥井大橋

鳥井大橋は、国道 49 号線が福島・新潟の県境を通過する位置に 1968 年に完成した高橋脚を有する道路橋である。図 3.5 は同橋の一般図、図 3.6 は P1 橋脚の井筒基礎の一般図である。振動実験のため、P1 橋脚の井筒には、施工時に加速度計 10 箇所と土圧計 11 箇所を埋設した。

両岸の橋台は、底面に突起をもつ L 形の鉄筋コンクリート扶壁式橋台である。2 基の橋脚は、根入れ 8～10 m の井筒基礎をもつ鉄筋コンクリートの梁式橋脚で、脚柱部の高さは P1 橋脚で 27.0 m、P2 橋脚で 23.0 m である。下部構造の設計震度としては、水平震度 0.25、鉛直震度 0.1 がとられた。4 基の下部構造の基礎は凝灰岩上につており、2 基の橋脚の基礎は、礫まじりの凝灰質粘土に周辺をとりかこまれている。つぎに、上部構造は 3 径間連続の鋼鈑桁で、橋長 115.0 m、幅員 7.0 m である。左岸橋台で固定支承、両橋脚でピン支承、右岸橋台で可動支承によって支持されている。

本橋については、2 段階の振動実験を実施した。まず、P1 橋脚の井筒基礎単体について、10 t 起振機を用いて、水平 2 方向（橋軸方向および橋軸直角方向）の加振実験を行った。

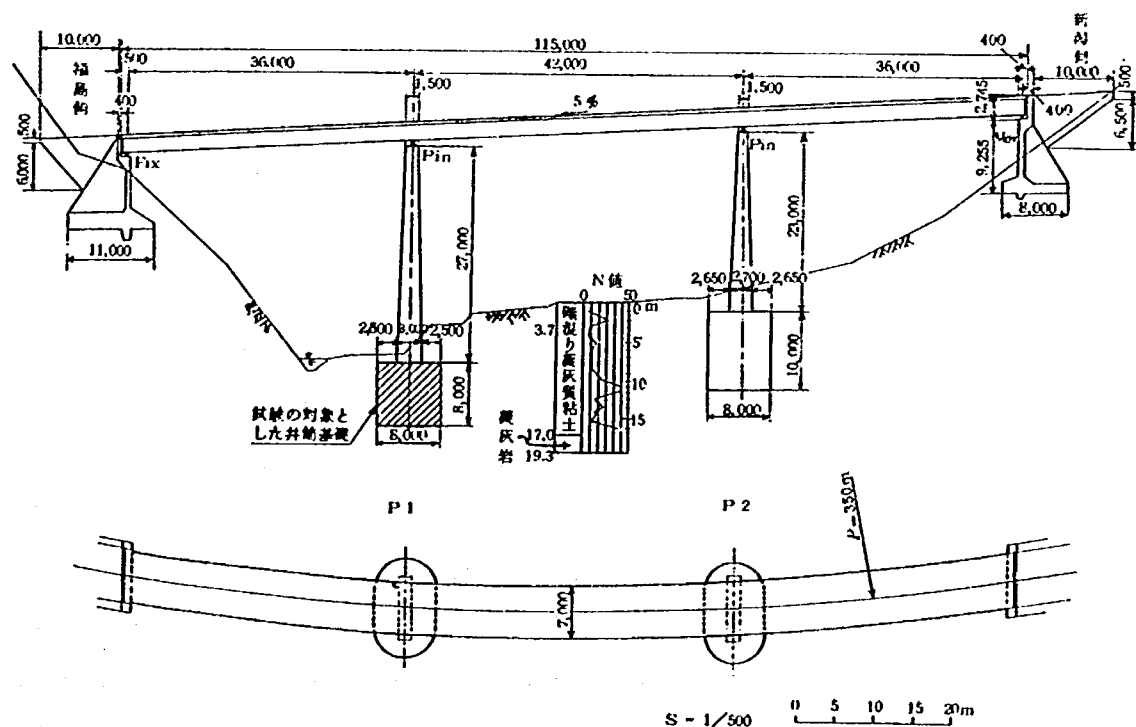


図 3.5 鳥井大橋一般図

さらに、20 t 起振機を用いて、橋梁全体の橋軸直角方向の加振実験を行った。図 3.7 および図 3.8 は、それぞれ、井筒基礎単体の橋軸方向、および全橋の橋軸直角方向の共振曲線と振動モードの代表的結果を示す。これらの実験資料から、鳥井大橋の振動性状につき、次の点が指摘される。

1) 井筒基礎の一次共振振動数は橋軸方向で 12.0 Hz、橋軸直角方向で 13.0 Hz であり、減衰定数は両方向とも 0.15 であった。振動モードは並進とロックイングの合形状をしている。回転中心は、橋軸方向で基礎底面付近の位置、橋軸直角方向で基礎底面から約 10 m の深い位置にある。基礎底面における鉛直方向の地盤反力係数 (K 値) の測定値は、約 15 kg/cm^2 であった。

2) 全橋の橋軸直角方向の 1～3 次の共振振動数は、3.3, 4.1, 5.7 Hz となった。減衰定数は 1～3 次ともいずれも 0.028 であった。また上下部構造全橋の 1～3 次の振動モードが実測された。

(3) 底沢橋

底沢橋は中央高速自動車道が神奈川県相模湖町の底沢という深い谷を渡る位置に架設された高橋脚の橋梁であり、その一般図を図 3.9 に示す。両橋台は重力式鉄筋コンクリート構造である。4 基の橋脚は I 断面の鉄骨鉄筋コンクリート構造で、その基礎構造は P2, P3 橋脚が直接基礎、P1, P4 橋脚が場所打ち杭を有するフーチング基礎である。橋脚の基礎天端から橋脚天端までの高さは、中央の 2 基が約 50 m、他の 2 基が約 30 m と非常に高い。

上部構造は、2 径間連続トラスと 3 径間連続トラスからなる。これらのトラスは、橋脚にヒンジ支持されており、上部構造の橋軸方向地震力および橋脚の橋軸方向地震力の一部は、両側の橋台が受持つ設計となっている。このため、橋脚の橋軸方向の剛性は比較的低い。

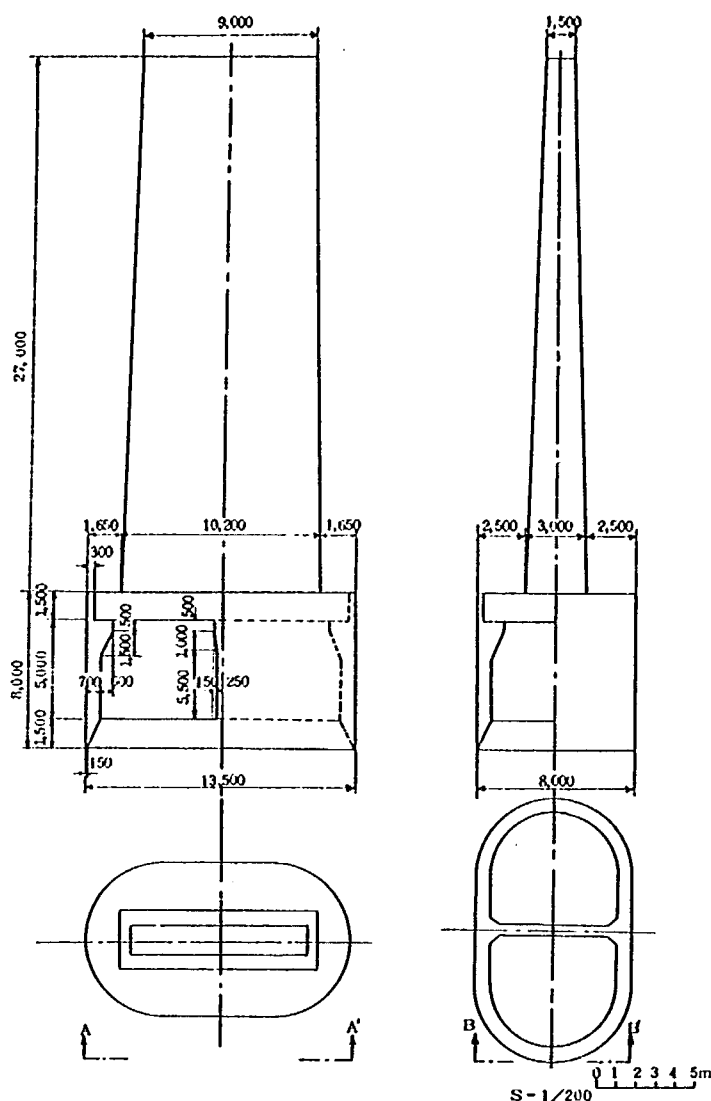
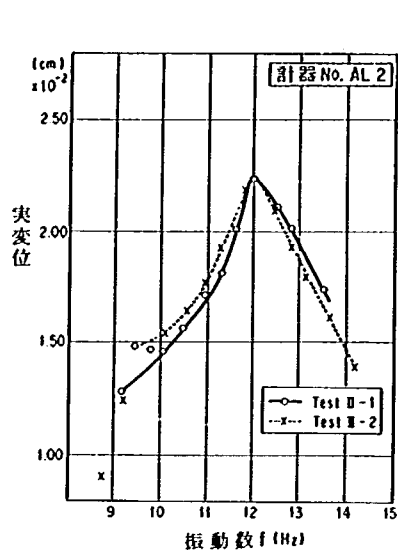
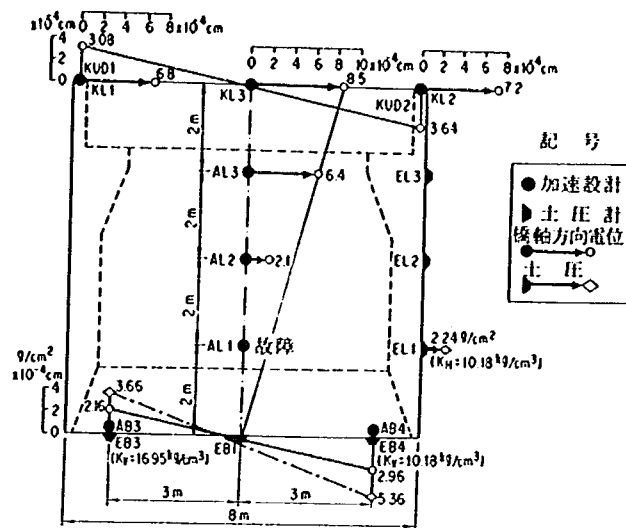


図 3.6 鳥井大橋 P₁ 橋脚の井筒基礎概要図

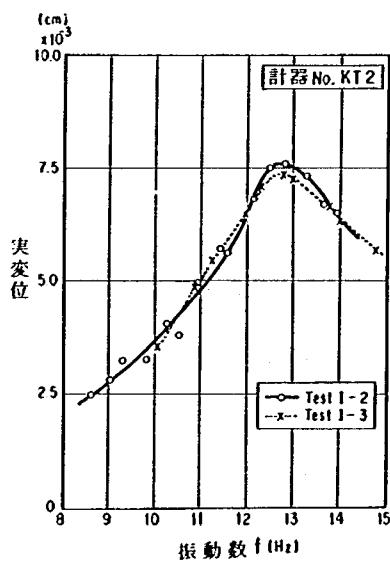


共振曲線

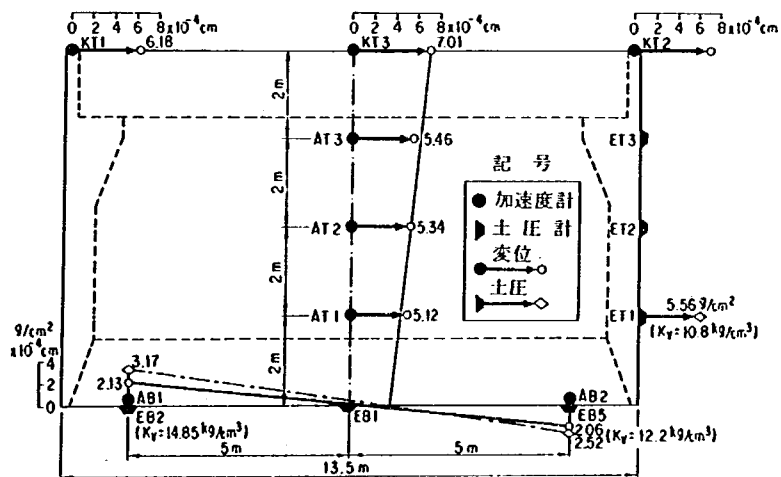


振動モード

(A) 橋軸方向



共振曲線



振動モード

(B) 橋軸直角方向

図 3.7 鳥井大橋 P₁ 橋脚井筒基礎の振動実験結果

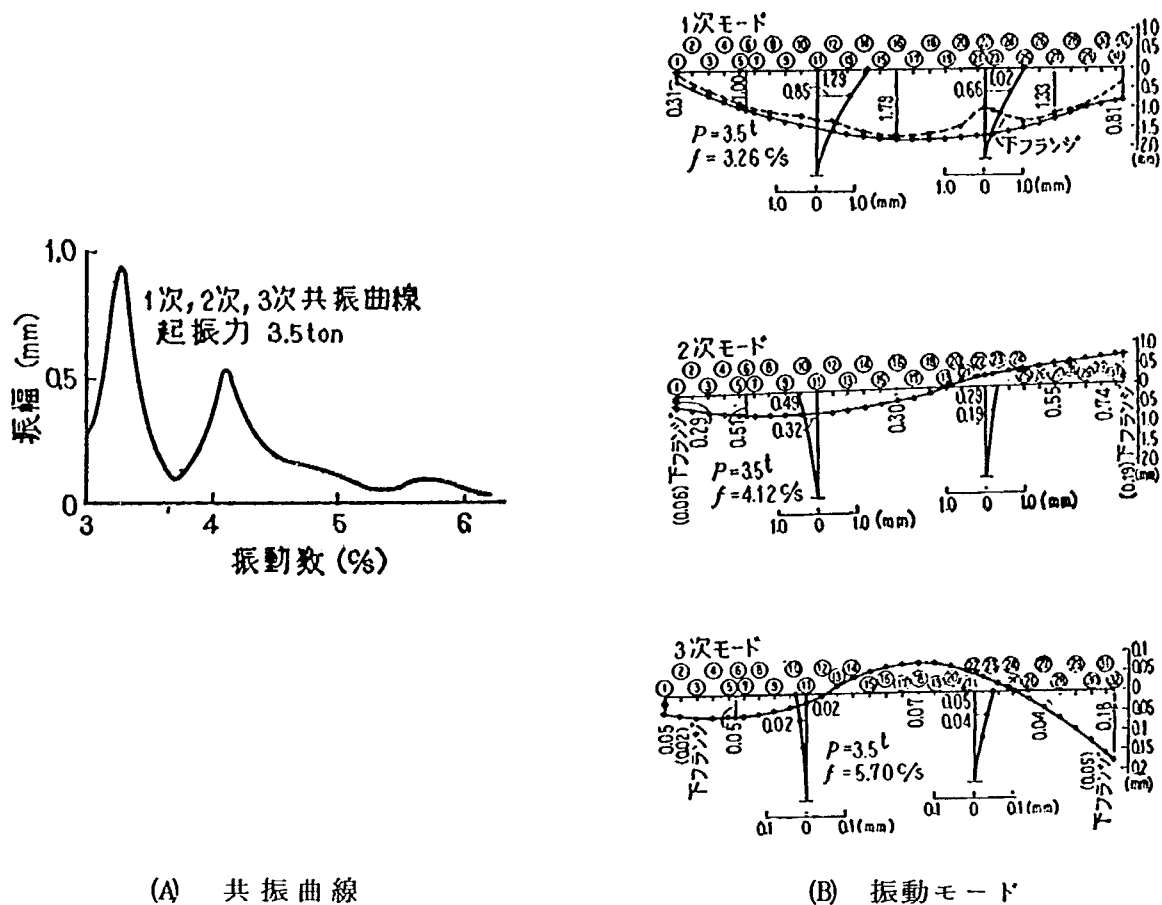


図 3.8 鳥井大橋全橋の橋軸直角方向の振動実験結果

本橋についても、2段階の振動実験が行われた。すなわち、上部構造架設前のP3橋脚単独構造に対する実験と、上下部構造の全橋完成時の実験である。

P3橋脚単独に対する実験は、15t起振機による橋軸方向の強制振動実験、ロケットエンジンによる矩形波（作用力2t、作用時間1秒）を橋軸方向に作用させる振動実験、ならびに40t起振機による橋軸直角方向の強制振動実験からなる。橋軸方向については、1次の固有周期がかなり長い（約1.4秒）ため、ロケットエンジンを橋脚天端に固定し、矩形波衝撃力解放後の自由振動波形を測定する新しい試みも行われた。

P3橋脚の実験結果を、計算結果とあわせて表3.3に示す。共振振動数は、橋軸方向につき1次が0.77Hz、2次が4.62Hz、また橋軸直角方向につき1次が2.38Hzであり、いずれも理論計算値とほぼ一致した。減衰定数は0.006～0.01の範囲のかなり小さい値を示した。

上下部構造全橋に対しては、中央スパンの中央部に起振機を設置し、橋軸直角方向の強制振動実験を行った。図3.10は共振曲線、共振時の振動モード（3種）を描いたものである。得られた共振振動数は低次から順に、1.53、2.38、2.63Hzであった。これに対応する減衰定数は、0.013、0.017、0.017であった。

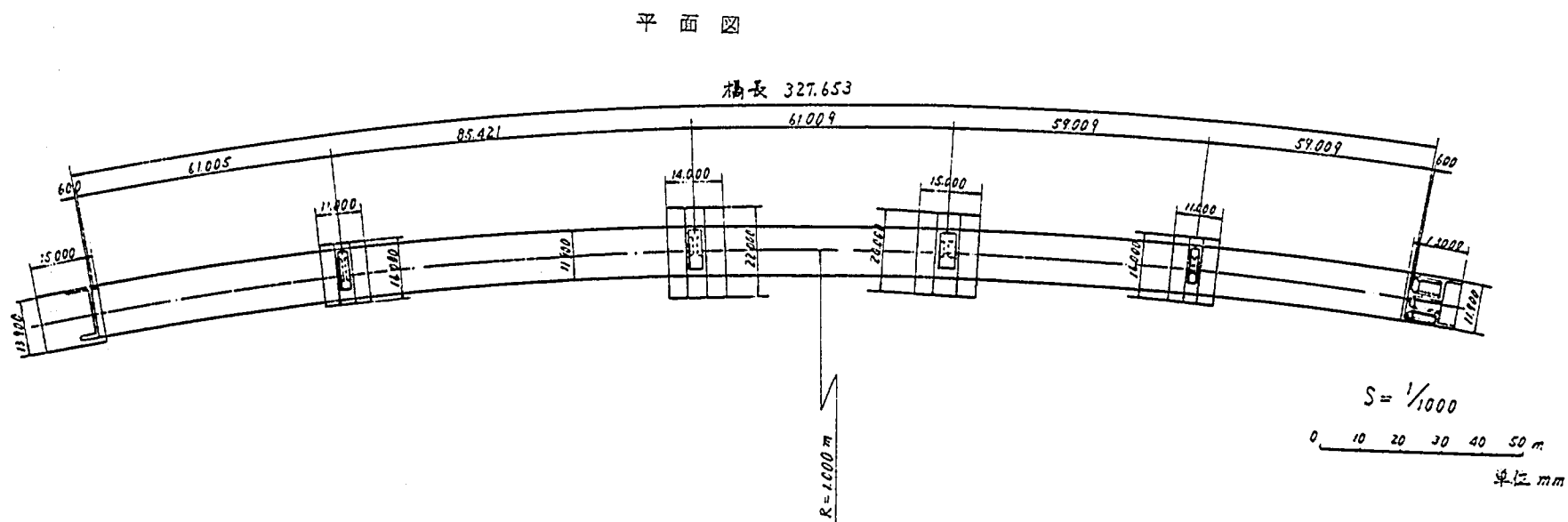
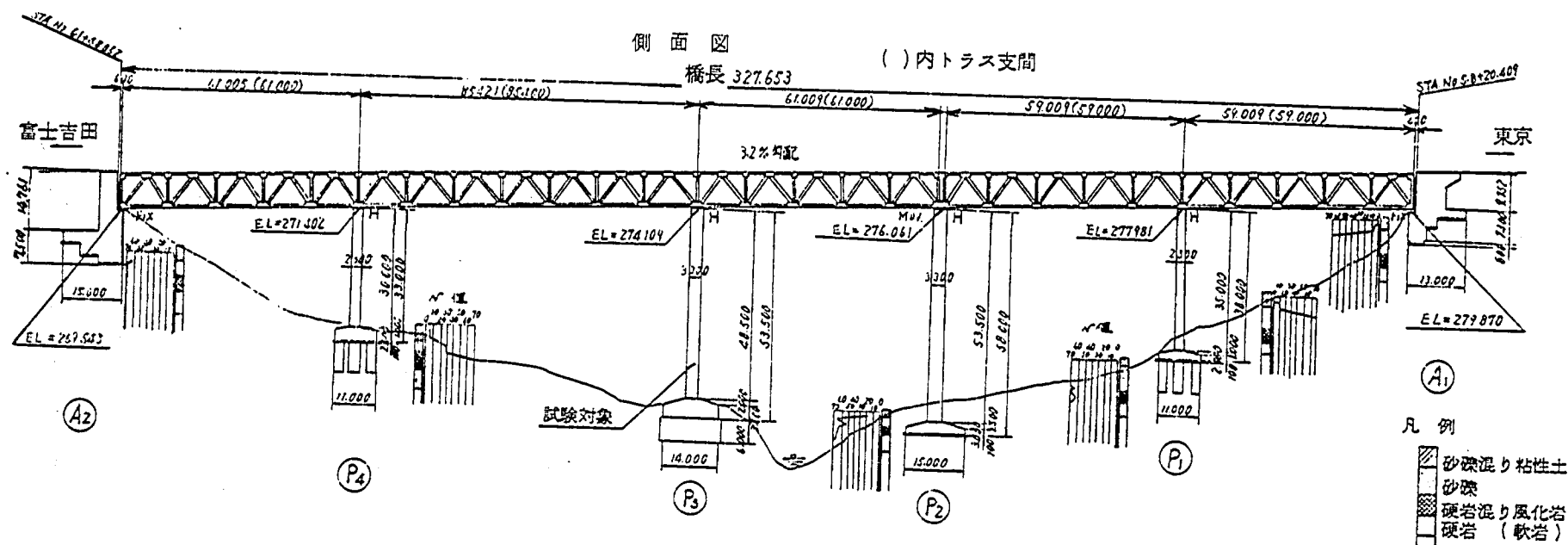
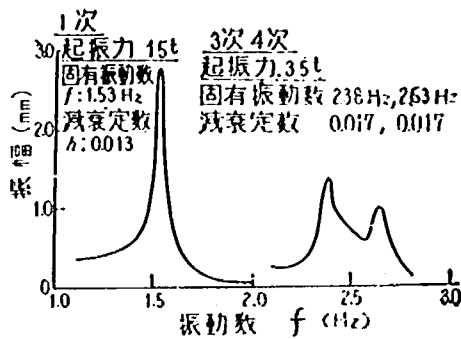


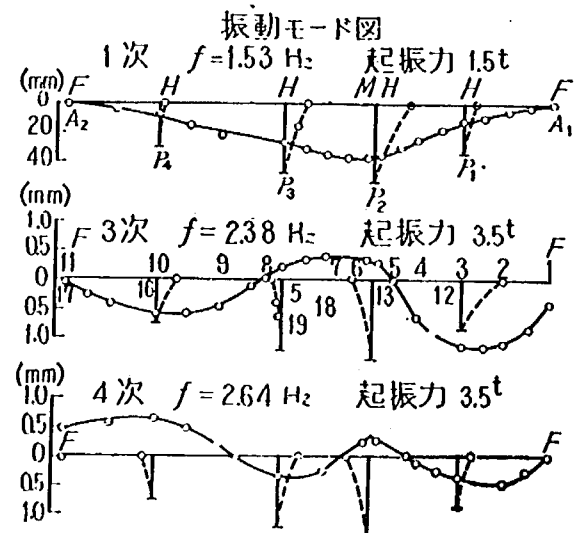
図 3.9 底沢橋一般図

表 3.3 底沢橋 P₃ 橋脚の振動実験結果

試験概要	加振方向		橋軸直角方向	橋軸方向	
	加振機		40t型起振機	15t型起振機	2tロケット
	試験日		42年10月11日	42年10月12日 13日	42年10月14日
試験結果	振動モードの次数		1次モード	1次モード	1次モード 2次モード
	共振振動数		2.38 Hz	0.77 Hz	0.77 Hz 4.62 Hz
	固有周期		0.420 sec	1.30 sec	1.30 sec 0.62 sec
	減衰定数		0.010 0.02 以下	0.007 0.006	0.006 0.007
	振動モード		片持梁の1次曲げ変形	片持梁の1次曲げ変形	片持梁の1次、2次曲げ変形の重複
	最大振幅	加加速度	190 gal	7.0 gal	3.45 gal 2.8 gal
計算値	変位		0.95 cm	0.30 cm	0.15 cm 0.0033 cm
	固有振動数		2.58 Hz	0.710 Hz	
計算値	固有周期		0.388 sec	1.41 sec	
				0.225 sec	



(A) 共振曲線



(B) 振動モード

図 3.10 底沢橋全橋の橋軸直角方向に対する振動実験結果

3.3 道路橋の振動性状の一般的傾向

3.2 に記述した 3 橋を含む 26 道路橋について、現場振動実験の結果をとりまとめ、道路橋の振動性状の一般的傾向を示す。水平方向加振時の橋の各部の固有周期と減衰定数の関係に着目して整理したのが、表 3.4 と図 3.11 である。ここで、グループ A は、通常規模の橋脚をもつ道路橋の 1 次モードに対する実験結果で、グループ B は基礎天端からの橋脚高さが 25 m 以上の高橋脚橋梁の 1～3 次モードに対する実験結果である。ここに示すように、26 橋に対する振動実験は、基礎単体、橋脚、全橋の 3 施工段階について行っている。図 3.11 では、これらの構造部分と基礎構造の種類に分類して整理を行っている。

つぎに、図 3.12 は、上記のグループ B について、振動次数（1, 2, 3 で示す）ごとの周期と減衰定数の関係を示している。同一の橋に対するデータは、直線で結んでいる。また、図 3.13 は橋脚、全橋の両ケースにつき、橋軸方向および橋軸直角方向に分けて、橋脚の高さと 1 次固有周期との関係を示す。これらの資料から、道路橋の振動性状の一般的傾向として、下記の点が指摘される。

- 1) 水平方向の 1 次固有周期は、基礎単体で 0.07～1.0 秒、橋脚で 0.1～1.3 秒、全橋で 0.3～1.2 秒の範囲にある。橋脚が高くなると、橋脚および全橋の周期は長くなる。また、橋脚および全橋の周期の算定にあたっては、基礎を支持する地盤の剛性の影響を無視できない。
- 2) 通常規模の橋脚をもつ道路橋の各部（基礎単体、橋脚、および全橋）の 1 次固有振動に対する減衰定数（臨界減衰に対する比、 h ）は、1 次固有周期（ T 、秒）と反比例関係があり、大略 $h = 0.02/T$ で表示される。一方、高橋脚および高橋脚を有する道路橋の減衰定数は、固有周期と無関係でほぼ一定の値（平均値 $h = 0.013$ ）をとる。
- 3) 上記 1)、2) は比較的小さい振幅の現場振動実験（構造物上に起振機を設置した強制振動実験）の結果である。地震時には、周辺地盤が振動することにより、構造物が加振されること、また振幅値が大幅に大きくなることを考慮する必要がある。現在までに得られた振動実験結果と実地震時観測結果の比較から、振幅の増大とともに周期は長く、また減衰定数は大きくなることが推測される。

表 3.4 26道路橋の振動実験結果一覧表

試験対象	基礎種別	橋 梁 名	加振方向	減 衰 定 数 (h)			固 有 周 期 (T)			主要振動モード	グループ
基礎	ケーソン基礎	鳥井大橋	Lg Tr	0.15 0.15			0.083① 0.077①			回 転 回 転	A A
	杭基礎	琵琶湖大橋	Lg	0.01			1.000①			曲 げ	A
		横吹橋 {	Lg	0.26			0.080①			回 転	A
		新小松川大橋 {	Tr	0.36 0.15 0.336			0.078① 0.121① 0.081①			回 転	A A A
橋脚	直接基礎	四徳大橋 {	Lg	0.012	0.011		0.502①	0.135②		曲 げ	B
			Tr	0.010	0.012		0.370①	0.138②		せん断	B
			Lg	0.013	0.013		0.735①	0.171②		曲 げ	B
			Tr	0.011	0.013		0.380①	0.138②		せん断	B
		底沢橋 {	Lg	0.006	0.007		1.30 ①	0.216②		曲 げ	B
			Tr	0.01			0.430①			曲 げ	B
	ケーソン基礎	吉田大橋	Lg	0.108			0.154①			回 転	A
		駿河大橋	Lg	0.08			0.179①			回 転	A
		安治川橋	Lg	0.0865			0.115①			回 転	A
		新葛飾橋 {	Lg	0.111			0.172①			回 転	A
		平井大橋	Lg	0.0583			0.180①			回 転	A
		木曾川橋	Lg	0.129			0.417①			回 転	A
		刀水橋	Tr	0.097			0.210①			回 転	A
			Lg	0.25			0.286①			曲 げ	A
	杭基礎	浜松町高架橋	Lg	0.186			0.143①			曲 げ	A
		倉敷川橋	Lg	0.380			0.213①			曲 げ	A
		筏川橋	Lg	0.101			0.276①			曲 げ	A
		庄内新川橋	Lg	0.140			0.288①			曲 げ	A
		信濃川大橋 {	Lg	0.0399			0.325①			曲 げ	A
			Tr	0.0320			0.240①			曲 げ	A
			Lg	0.0735			0.242①			曲 げ	A
			Tr	0.0275			0.582①			曲 げ	A
		港大橋 {	Lg	0.105			0.210①			曲 げ	A
			Tr	0.090			0.235①			曲 げ	A
		福島橋	Lg	0.107			0.208①			曲 げ	A
		横吹橋 {	Lg	0.021			0.710①			曲 げ	A
		長泥橋 {	Lg	0.0046	0.0115		1.40①	0.214②		曲 げ	B
			Tr	0.0295	0.0074		0.424①	0.113②		曲 げ	B
			Tr・Lg	0.366			0.261①			曲 げ	A
			Lg	0.435			0.308①			曲 げ	A
全橋	ケーソン基礎	吉田大橋	Lg	0.110			0.290①			回 転	A
		新葛飾橋	Tr	0.066			0.361①			回 転	A
		鶴川橋	Tr	0.012	0.015	0.016	0.758①	0.600②	0.458③	曲 げ	B
		鳥井大橋	Tr	0.028	0.028	0.028	0.306①	0.242②	0.176③	曲 げ	B
	杭基礎	汐留高架橋 {	Lg	0.055			0.354①			曲 げ	A
		筏川橋	Lg	0.040			0.392①			曲 げ	A
		昭和橋	Lg	0.144			0.288①			曲 げ	A
		琵琶湖大橋	Lg	0.0431			0.493①			曲 げ	A
		横吹橋	Lg	0.040			0.833①			曲 げ	A
			Tr	0.0121	0.0151	—	1.15①	0.507②	0.232③	曲 げ	B
	直接基礎	底沢橋	Tr	0.013	0.017	0.017	0.65①	0.419②	0.378③	曲 げ	B

注) Lg: 橋軸方向

Tr: 橋軸直角方向

①: 1次

②: 2次

③: 3次

Aグループ: 一般橋脚

Bグループ: 高橋脚

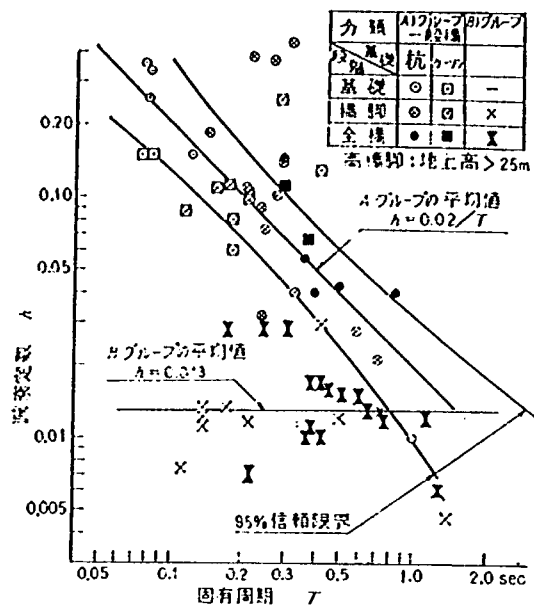


図 3.1.1 道路橋の固有周期と減衰定数の関係

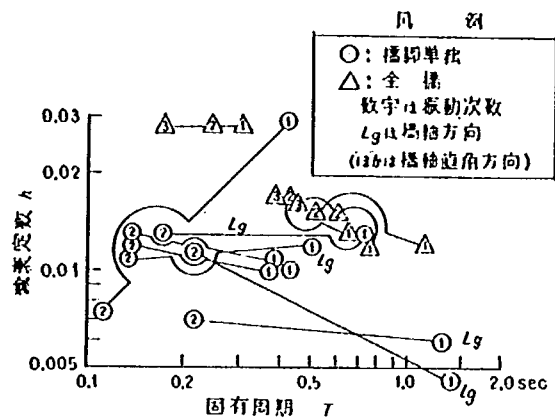
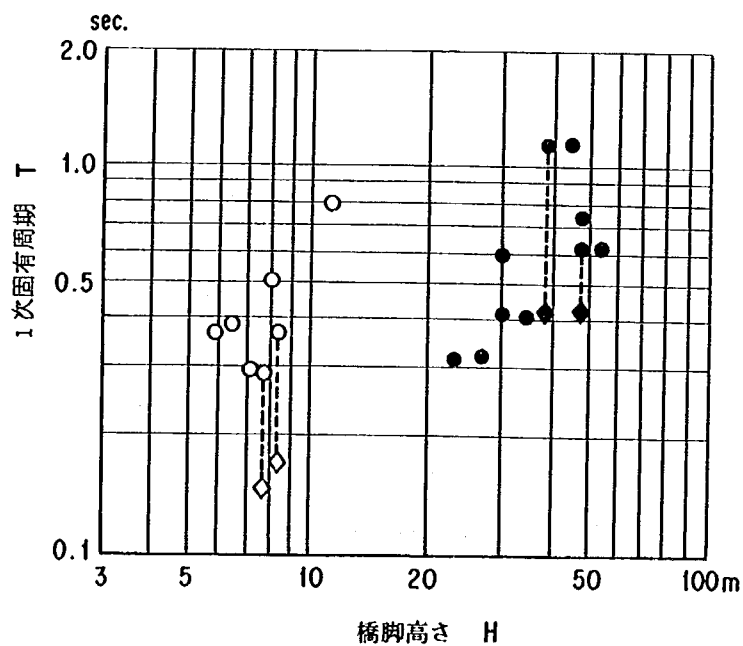


図 3.1.2 高橋脚橋梁の固有周期と減衰定数の関係



凡例

構造	方向	橋脚	橋脚直角
全橋	○	●	
橋脚	◇	◆	

図 3.1.3 橋脚の高さと1次固有周期の関係

4. 地震動の特性

4.1 序

構造物の耐震設計を合理化していくためには、強震時に構造物に作用する地震力を適確に把握することが最も重要である。このため、我国においては、各種構造物および周辺地盤に強震計を設置し、強震時における地盤動および構造物の地震応答を観測し、その特性を解析している。

本章では、我国の各種地盤上で取得された加速度強震記録 301 記録を統一的に整理し、加速度の特性値（最大加速度、主要動の継続時間、鉛直加速度と水平加速度の比など）に及ぼす地震諸元（地震のマグニチュード、震央距離）と地盤条件の影響を解析（重回帰分析）した結果をまず示す。

ついで、同じく我国の各種地盤上で取得された 277 成分の代表的な加速度強震記録をもとに、絶対応答加速度スペクトル（ S_A ）および応答加速度倍率スペクトル（ β ）に着目した解析（数理化 I 理論による統計解析）の結果を示す。

これらの解析結果より、地震条件および地盤条件を与えて、加速度の特性値、絶対応答加速度、ならびに応答加速度倍率を定量的に算定することが可能となり、各種構造物の耐震設計の基礎資料として役立てることが出来る。

4.2 加速度記録の解析

〔1〕解析方法と解析に用いた資料

加速度記録の波形特性値を地震諸元（マグニチュード、震央距離）と観測点の地盤条件の関数として定式表示するため、重回帰分析を行う。解析に用いる記録は、建設省土木研究所、運輸省港湾技術研究所などの諸機関が公表した強震記録資料のうち、マグニチュード（ M ）が 5.0 以上、震源深さが 60 Km 以浅の地震で、かつ地盤加速度 50 gal 以上の記録が 1 記録以上ある場合の記録全部とした。

解析の対象とした 301 記録の諸元値を一覧表として表 4.1 に示す。この表に示した大部分の記録は SMAC-B2 型（固有周期 0.14 秒、減衰定数 1.0）の強震計により得られた加速度記録（1 記録あたり水平 2、鉛直 1 の合計 3 成分からなる）である。解析で着目した事項は次の通りである。

- (1) 地震諸元：マグニチュード（ M ）、震央距離（ Δ , Km）
- (2) 地盤条件：地盤を道路橋耐震設計指針（1971）に準拠して、次のように第 1 種から第 4 種に分類した。

第 1 種地盤：岩盤地域の地盤（洪積層の深さが 10 m 以内の地盤も含む）

第 2 種地盤：洪積地域の地盤

第 3 種地盤：沖積地域の地盤（ただし沖積層の厚さが 25 m 未満）

表 4.1 (I) 解析対象の 301 記録の諸元

(I) 第 1 種地盤

整理 No	記 録 No	地震発生 年月日時分	マグニ チュード M	震 央 位 置	観 測 地 点	震央距離 d (km)	波 形 特 性 値					
							Hmax (gal)	T ₁ (sec)	T _d (sec)	Rv	n _z (回)	T _m (sec)
I- 1	S - 236	68. 5. 16, 09:49	7.9	北本州東沖	宮古 - S	189	118	0.24	73.82	0.26	710	0.21
I- 2	S - 237	"	"	"	秋田 - S	326	33	2.80	68.11	0.79	71	1.92
I- 3	S - 271	68. 5. 16, 19:39	7.5	青森県東沖	宮古 - S	213	91	0.16	11.86	0.19	117	0.20
I- 4	S - 273	68. 5. 23, 04:29	6.3	岩手県 沖	宮古 - S	86.9	60	0.06	8.60	0.17	91	0.19
I- 5	S - 312	68. 6. 12, 22:42	7.2	"	宮古 - S	107	112	0.22	21.43	0.24	252	0.17
I- 6	S - 313	68. 6. 13, 06:57	6.1	"	宮古 - S	106	51	—	—	0.24	—	—
I- 7	1004-Gr-1	68. 7. 1, 19:45	6.1	埼玉県 中央部	境 川 橋	48.1	55	0.18	1.58	0.18	6	0.53
I- 8	1006-Gr-1	"	"	"	鶴 川 橋	48.1	20	0.36	2.50	0.40	15	0.33
I- 9	319-Gr-3	"	"	"	四徳大 橋	135	30	0.46	1.72	0.60	15	0.23
I-10	S - 356	68. 7. 5, 20:28	6.4	"	宮古 - S	135	19	—	—	0.26	—	—
I-11	CB032	69. 9. 9, 14:15	6.6	岐阜県 中央部	新菊川 変電所	146	35	0.22	2.21	0.29	22	0.20
I-12	319-Gr-4	"	"	"	四徳大 橋	84.9	27.5	0.36	11.36	0.51	69	0.17
I-13	602-Gr-1	"	"	"	横 山 ダム	58.4	17.5	0.36	2.72	0.57	27	0.20
I-14	S - 553	70. 9. 14, 18:45	6.2	宮城県 沖	宮古 - S	110	39	0.18	14.00	0.33	151	0.19
I-15	S - 554	"	6.2	"	大船渡 防地 - S	64.8	65	0.16	1.91	0.31	20	0.19
I-16	TH-014	70. 10. 16, 14:26	6.2	秋田県 南東部	宮古 - S	119	39	0.16	6.42	0.54	88	0.15
I-17	319-Gr-5	71. 1. 5, 06:09	6.1	愛知県 南岸沖	319 四徳大橋	150	13	0.26	7.23	0.31	29	0.50
I-18	102-Gr-16	71. 2. 26, 04:27	5.5	新潟県南西	102 米山大橋	26.3	116	0.20	1.48	0.31	19	0.16
I-19	202-Gr-15	"	5.5	"	202 魚沼橋	42.7	81	0.22	0.70	0.16	6	0.23
I-20	1006-Gr-3	71. 7. 23, 07:07	5.3	山梨県東部	1006 鶴川橋	16.3	69	0.18	0.58	0.28	7	0.17
I-21	495-CB045-1	"	5.3	"	境 川 橋	16.3	44.8	0.16	0.91	0.22	16	0.11
I-22	500-TH032-1	71. 8. 2, 16:25	7.0	襟裳岬 沖	真崎大 橋	225	35.3	0.06	34.07	0.42	952	0.07
I-23	542CB032	72. 10. 6, 20:31	5.5	伊豆半島 南西沖	新菊川 変電所	54.9	52.5	0.42	2.50	0.14	25	0.20
I-24	552KT024	72. 12. 14, 19:16	7.2	八丈島東岸	観 音 崎	257	35	0.50	20.25	0.29	—	—
I-25	S - 732	73. 6. 17, 12:55	7.4	根室半島 南東沖	塩釜工場 — S	677	13	—	—	—	—	—
I-26	S - 782	73. 11. 19, 22:02	6.4	宮城県 沖	塩釜工場 — S	117	56	0.50	8.05	0.50	36	0.45
I-27	S - 786	"	"	"	大船渡防地 — S	39.8	59	0.16	2.11	0.42	20	0.21
I-28	S - 822	74. 5. 9, 08:33	6.9	伊豆半島沖	港 研 - S	110	10	—	—	0.50	—	—
I-29	S - 843	74. 7. 8, 14:45	6.3	茨城県 沖	塩釜工場 — S	211	19	—	—	0.32	—	—
箇 数 n			(29)			(29)	(29)	(24)	(24)	(29)	(24)	(24)
算術平均 m			6.43			135.2	48.5	0.36	12.8	0.34	121	0.30
標準偏差 σ_n							30.3	0.52	19.3	0.15	225	0.353

表 4.1 (2) 解析対象の 301 記録の諸元

(II) 第 2 種地盤(1)

整理 No	記 録 No	地 震 発 生 年月日時分	マグニ チュード M	震 央 位 置	観 測 地 点	震央距離 Δ (km)	波 形 特 性 値					
							Hmax (gal)	T ₁ (sec)	T _d (sec)	R _v	n _z (回)	T _m (sec)
II-1	901-GL-4	63. 8. 4, 20:43	5.1	九十九里浜	土研千葉	28.8	77	0.20	0.45	0.45	5	0.18
II-2	906-GL-2	67. 4.30, 07:02	5.1	茨城県沖	土研 鹿島試験所	25.7	50.0	0.26	0.63	0.18	5	0.25
II-3	S-196	67.11.19, 21:07	6.0	"	鹿島-S	72.2	80.9	0.20	2.58	0.21	28	0.18
II-4	901-Gr-31	68. 3. 7, 11:54	5.1	千葉県 中央部	土研 千葉支所	11	50	0.15	2.34	0.50	26	0.18
II-5	205-Gr-6	68. 4. 1, 09:42	7.5	日向灘	石瀬戸橋	130	28	0.60	17.2	0.53	76	0.45
II-6	401-Gr-32	68. 5.16, 09:49	7.9	北本州東沖	土研 千葉支所	644	15	—	—	1.33	—	—
II-7	S-262	"	"	"	釧路-S	259	36	1.18	59.34	0.42	145	0.82
II-8	S-234	"	"	"	室蘭-S	293	209	0.64	15.60	0.33	109	0.29
II-9	S-252	"	"	"	八戸-S	235	235	0.42	18.28	0.34	77	0.48
II-10	S-239	"	"	"	鹿島-S	592	16	—	—	—	—	—
II-11	S-238	"	"	"	酒田-S	392	27	2.89	64.86	0.59	75	1.73
II-12	199HK011	"	"	"	北海道大学 工学部	328	123	0.24	23.75	0.31	141	0.34
II-13	S-263	68. 5.16, 19:39	7.5	青森県東沖	釧路-S	221	19	—	—	0.37	—	—
II-14	S-241	"	"	"	室蘭-S	196	95	0.22	8.54	0.32	68	0.25
II-15	TH020	"	"	"	八戸工場 -S	155	83.8	0.50	15.40	0.42	94	0.33
II-16	906-Gr-8	68. 6.12, 22:42	7.2	岩手県沖	土研 鹿島試験所	449	70	0.32	1.78	0.11	13	0.27
II-17	S-310	"	"	"	八戸-S	194	35	0.80	29.58	0.57	177	0.33
II-18	S-337	"	"	"	酒田-S	300	13	—	—	0.23	—	—
II-19	901-Gr-33	68. 7. 1, 19:45	6.1	埼玉県 中央部	土研 千葉支所	74.5	65	0.36	8.28	0.58	51	0.33
II-20	1005-Gr-1	"	"	"	姥久保橋	40.8	45	0.30	4.47	0.33	28	0.32
II-21	S-341	"	"	"	鹿島-S	123	35	—	—	0.23	—	—
II-22	TK037-1	"	"	"	土研 鹿島試験所	110	60	0.44	9.06	0.17	59	0.31
II-23	CB031	"	"	"	沼津変電所	109	41.3	0.30	11.58	0.15	71	0.33
II-24	CB033	"	"	"	熱海変電所	101	25	0.16	22.26	0.25	216	0.21
II-25	317-Gr-1	68. 8. 6, 01:17	6.6	愛媛県西岸	瀬詰大橋	186	13	—	—	0.38	—	—
II-26	S-483	69. 9. 9, 14:15	6.6	岐阜県 中央部	金沢-S	99.8	30	—	—	—	—	—
II-27	S-488	"	"	"	興津-S	154	19	—	—	0.16	—	—
II-28	AC009	"	"	"	二川変電所	122	51	0.42	2.58	0.22	15	0.34
II-29	AC010	"	"	"	安城変電所	95	60	0.24	2.07	0.27	15	0.28
II-30	AC011	"	"	"	大高変電所	82.0	35	0.26	5.61	0.54	50	0.22
II-31	CB031	"	"	"	沼津変電所	176	23	0.30	8.50	—	59	0.29
II-32	CB039	"	"	"	新関ヶ原 変電所	70.4	44	0.28	6.58	0.34	72	0.18

表 4.1 (3) 解析対象の 301 記録の諸元

(II) 第 2 種地盤(2)

整理 No	記 録 No	地 震 発 生 年 月 日 時 分	マグニ チュード M	震 央 位 置	観 測 地 点	震央距離 d (km)	波 形 特 性 値					
							Hmax (gal)	T ₁ (sec)	T _d (sec)	R _v	n _z (回)	T _m (sec)
II-33	S-515	70. 1. 21, 02:33	6.7	北海道南部	室蘭-S	174	34	0.34	20.30	0.38	131	0.31
II-34	S-518	"	"	"	釧路-S	129	43	0.42	23.30	0.26	110	0.42
II-35	205-Gr-8	70. 7. 26, 07:41	6.7	宮崎県沖	石瀬戸橋	80.9	30	0.50	7.60	0.47	43	0.35
II-36	S-555	70. 9. 14, 18:45	6.2	"	八戸-S	221	14	—	—	0.29	—	—
II-37	461-AC008	71. 1. 5, 06:09	6.1	愛知県 南岸沖	大塚変電所	43.1	158.8	0.26	1.69	0.22	14	0.24
II-38	461-AC009	"	"	"	二川変電所	40.1	87.5	0.42	2.08	0.20	12	0.35
II-39	461-AC010	"	"	"	安城変電所	55.1	46.3	0.26	2.75	—	19	0.29
II-40	461-AC011	"	"	"	大高変電所	71.0	55	0.38	3.20	0.50	26	0.25
II-41	461-CB039	"	"	"	新関ヶ原 変電所	120	27.5	0.44	4.95	0.36	27	0.37
II-42	203-Gr-27	71. 2. 26, 04:27	5.5	新潟県南西	横倉沢橋	25.7	38	0.64	3.38	0.53	15	0.45
II-43	S-612	71. 6. 13, 13:06	5.3	茨城県沖	鹿島-S	40.9	51	0.22	2.39	0.39	22	0.22
II-44	901-Gr-47	71. 7. 23, 07:07	5.3	山梨県東部	土研 千葉支所	106	19	0.20	0.37	0.16	5	0.15
II-45	495-KT016	"	"	"	新横浜 変電所	55.1	27.5	0.24	9.92	0.36	83	0.24
II-46	495-CB031	"	"	"	沼津変電所	48.3	32.5	0.18	6.70	0.23	51	0.26
II-47	S-627	71. 8. 2, 16:25	7.0	襟裳岬沖	室蘭-S	272	38	0.28	26.38	0.21	161	0.33
II-48	S-634	"	"	"	釧路-S	203	64	0.82	7.27	0.33	42	0.35
II-49	500HK011	"	"	"	北海道大学 工学部	293	55	0.22	4.08	—	36	0.23
II-50	906-Gr-12	71. 10. 11, 19:16	5.2	千葉県北部	土研 鹿島研究所	9.43	138	0.38	0.18	0.09	1	0.36
II-51	S-647	"	"	"	鹿島-S	13.4	116	0.32	0.16	0.11	1	0.32
II-52	S-674	72. 5. 11, 09:45	5.8	釧路沖	釧路-S	65.5	85	0.28	4.17	0.29	25	0.33
II-53	552KT020	72. 12. 4, 19:16	7.2	八丈島東岸	城堀すり道 入口	279	25	0.36	14.64	0.30	150	0.20
II-54	552CB031	"	"	"	沼津変電所	292	45	0.24	18.47	0.28	122	0.30
II-55	552CB033	"	"	"	熱海変電所	277	60	0.20	13.22	0.21	133	0.20
II-56	S-733	73. 6. 17, 12:55	7.4	根室半島 南東沖	釧路-S	141	164	1.28	11.02	0.34	47	0.47
II-57	S-734	"	"	"	室蘭-S	451	24	0.38	27.72	0.25	163	0.34
II-58	S-737	"	"	"	八戸-S	481	16	—	—	0.31	—	—
II-59	S-741	73. 6. 24, 11:43	7.1	根室半島沖	釧路-S	212	61	0.34	14.31	0.25	67	0.43
II-60	S-742	"	"	"	室蘭-S	522	11	—	—	0.27	—	—
II-61	901-Gr-61	73. 9. 30, 15:18	5.9	銚子付近	土研 千葉支所	46.8	18.8	0.54	18.62	0.67	111	0.34
II-62	906-Gr-117	"	"	"	土研 鹿島試験所	26.9	100	0.76	2.20	0.13	11	0.40
II-63	S-770	"	"	"	鹿島事-S	30.7	70	0.88	5.97	0.14	18	0.66
II-64	901-Gr-162	73. 10. 1, 23:16	5.8	銚子付近	土研 千葉支所	58.7	25	0.32	11.91	0.50	95	0.25

表 4.1 (4) 解析対象の 301 記録の諸元

(Ⅱ) 第 2 種地盤 (3)

整理 No	記 録 No	地 震 発 生 年 月 日 時 分	マグニ チュード M	震 央 位 置	観 測 地 点	震央距離 Δ (km)	波 形 特 性 値					
							Hmax (gal)	T ₁ (sec)	T _d (sec)	R _v	n _z (回)	T _m (sec)
Ⅱ-65	906-Gr-118	73. 10. 1, 23:16	5.8	銚子付近	土研 鹿島試験所	33.2	87.5	0.44	3.65	0.14	23	0.32
Ⅱ-66	S — 785	73. 11. 19, 22:02	6.4	宮城県沖	八戸 — S	194	10	—	—	0.50	—	—
Ⅱ-67	S — 813	74. 3. 3, 13:50	6.1	千葉県 東岸沖	鹿島事一S	43.3	98	0.46	0.70	0.11	2	0.70
Ⅱ-68	S — 828	74. 5. 9, 08:33	6.9	伊豆半島沖	興津 — S	58.4	25	0.40	5.20	0.57	22	0.47
Ⅱ-69		"	"	"	沼津変電所	62.0	181.3	0.28	5.75	0.14	42	0.27
Ⅱ-70	S — 845	74. 7. 8, 14:45	6.3	茨城県沖	鹿島事一S	70.7	50	0.34	4.56	0.38	48	0.19
Ⅱ-71	906-Gr-21	74. 8. 4, 03:16	5.8	埼玉県西部	土研 鹿島試験所	67.4	25.0	0.20	6.90	0.25	48	0.29
Ⅱ-72	901-Gr-66	"	"	"	土研 千葉支所	47.2	31.3	0.18	9.92	0.40	94	0.21
Ⅱ-73	S — 882	74. 11. 16, 08:32	6.1	銚子付近	鹿島事一S	53.2	73	0.38	2.86	0.27	18	0.32
Ⅱ-74		75. 4. 21, 02:36	6.4	大分県中部	大分 — S	28.6	65	0.20	6.81	0.43	73	0.19
箇 数 n			(74)			(74)	(74)	(62)	(62)	(69)	(62)	(62)
算術平均 m			6.79			157	57.2	0.43	10.6	0.33	61.1	0.34
標準偏差 σ_n			—			—	45.8	0.39	12.1	0.18	50.9	0.22

表 4.1 (5) 解析対象の 301 記録の諸元

(Ⅲ) 第 3 種地盤(1)

整理 No	記 録 No	地 震 発 生 年月日時分	マグニ チュード M	震 央 位 置	観 測 地 点	震央距離 Δ (km)	波 形 特 性 値					
							Hmax (gal)	T ₁ (sec)	T _d (sec)	R _v	n _z (回)	T _m (sec)
Ⅲ-1	S-72	65. 4.20, 08:42	6.1	駿 河 湾	京浜山下変 —S	137	19.4	—	—	0.16	—	—
Ⅲ-2	S-78	"	"	"	名古屋造函 —S	130	13.8	—	—	0.22	—	—
Ⅲ-3	904-GL-1	"	"	"	904 新天龍川橋	46.6	101	0.94	0.96	0.21	43	0.05
Ⅲ-4	907-Gr-2	68. 2. 2, 05:00	5.4	福 島 県 沖	907- 平大橋	85.2	50	0.22	0.68	0.40	6	0.23
Ⅲ-5	101-Gr-7	68. 3. 7, 11:54	5.1	千葉県 中央部	101- 新葛飾橋	34.3	25	—	—	0.12	—	—
Ⅲ-6	1108-Gr-4	"	"	"	1108-一ツ 橋高架橋	36.5	13	0.42	7.52	0.38	40	0.38
Ⅲ-7	1109-Gr-2	"	"	"	1109-羽田 海底トンネル	35.5	18	—	—	0.28	—	—
Ⅲ-8	195-TK040	"	"	"	大崎変電所	36.7	18.8	0.24	3.38	0.53	23	0.29
Ⅲ-9	112-Gr-8	68. 3.30, 04:04	5.0	和歌山付近	112- 紀州大橋	6.73	80	0.15	1.6	1.06	29	0.11
Ⅲ-10	207-Gr-1	68. 4. 1, 09:42	7.5	日 向 灘	207- 高津大橋	274	25	0.50	9.48 以上	0.20	33	0.58
Ⅲ-11	305-Gr-4	"	"	"	305- 港大橋	402	25	1.15	11.33	0.32	19	1.19
Ⅲ-12	308-Gr-2	"	"	"	板 島 橋	103	186	0.60	14.87	0.23	102	0.29
Ⅲ-13	309-Gr-14	"	"	"	乙 女 橋	162	35	—	—	0.43	—	—
Ⅲ-14	313-Gr-1	"	"	"	313- 石鎚橋	183	55	—	—	0.18	—	—
Ⅲ-15	S-213	"	"	"	細 島 — S	110	246	0.80	8.80	0.28	18	0.98
Ⅲ-16	S-266	"	"	"	和歌山事 —S	317	81	0.04	0.25	0.16	4	0.13
Ⅲ-17	905-B-252	68. 4. 4, 19:54	5.1	松 代 付 近	905- 落合橋	7.75	90	1.60	3.28	0.50	37	0.18
Ⅲ-18	301-Gr-1	68. 5.16, 09:49	7.9	北本州東沖	301- 雄平橋	324	25	1.2	24.0 以上	0.40	65 以上	0.74
Ⅲ-19	302-Gr-5	"	"	"	302- 開北橋	325	13	0.52	16.8 以上	0.38	104 以上	0.32
Ⅲ-20	303-Gr-8	"	"	"	303- 河北橋	398	20	1.1	36	0.50	93	0.77
Ⅲ-21	1301-Gr-1	"	"	"	1301- 土木試験所	324	38	1.0	25.61	0.79	102	0.50
Ⅲ-22	1302-Gr-5	"	"	"	1302- 千代田橋	243	91	0.64	19.15	0.27	99	0.39
Ⅲ-23	1305-Gr-1	"	"	"	1305- 幌満橋	154	78	0.16	16.50	0.31	178	0.19
Ⅲ-24	S-267	"	"	"	小 樽 — S	355	17	—	—	0.65	—	—
Ⅲ-25	S-235	"	"	"	青 森 — S	247	213	0.78	39.16	0.61	80	0.98
Ⅲ-26	907-Gr-6	"	"	"	907- 平大橋	473	25	0.60	60.74	0.32	172	0.71
Ⅲ-27	199-TH019	"	"	"	大船渡—S	248	145	0.44	72.71	0.23	317	0.46
Ⅲ-28	301-Gr-2	68. 5.16, 19:39	7.5	青森県東沖	301- 雄平橋	658	10	—	—	0.50	—	—
Ⅲ-29	302-Gr-6	"	"	"	302- 開北橋	357	13	—	—	0.23	—	—
Ⅲ-30	907-Gr-7	"	"	"	907- 平大橋	514	20	—	—	0.25	—	—
Ⅲ-31	1301-Gr-1	"	"	"	1301- 土木試験所	224	20	—	—	0.50	—	—

表 4.1 (6) 解析対象の 301 記録の諸元

(Ⅲ) 第 3 種地盤(2)

整理 No	記 録 No	地 震 発 生 年 月 日 時 分	マグニ チュード M	震 央 位 置	観 測 地 点	震央距離 Δ (km)	波 形 特 性 値					
							Hmax (gal)	T ₁ (sec)	T _d (sec)	R _v	n _z (回)	T _m (sec)
Ⅲ-32	1302-Gr-7	68. 5. 16, 19:39	7.5	青森県東沖	1302- 千代田橋	174	45	0.64	19.15	0.42	158	0.24
Ⅲ-33	1305-Gr-3	"	"	"	1305- 梶溝橋	129	57	0.14	12.10	0.33	139	0.17
Ⅲ-34	S — 264	"	"	"	青 森 — S	193	86	0.26	16.31	0.29	94	0.35
Ⅲ-35	S — 282	68. 5. 18, 08:17	5.1	北本州東沖	大船渡—S	205	83	1.02	13.30	0.22	28	0.95
Ⅲ-36	S — 286	68. 5. 23, 04:29	6.3	岩 手 県 沖	大船渡—S	157	18	—	—	0.83	—	—
Ⅲ-37	S — 304	68. 6. 12, 22:42	7.2	"	青 森 — S	259	22	0.92	37.86	0.59	76	1.00
Ⅲ-38	TH019	"	"	"	大船渡—S	131	111.3	0.46	23.52	0.16	118	0.40
Ⅲ-39	101-Gr-9	68. 7. 1, 19:45	6.1	埼玉県 中央部	101- 新葛飾橋	46.7	38	0.84	14.68	0.26	92	0.32
Ⅲ-40	104-Gr-9	"	"	"	104- 新利根川橋	29.4	75	1.16	14.37	0.33	39	0.74
Ⅲ-41	1108-Gr-5	"	"	"	1108-一ツ 橋高架橋	46.2	48	0.44	8.12	0.37	36	0.45
Ⅲ-42	1109-Gr-3	"	"	"	1109-羽田 海底トンネル	49.6	65	0.36	1.05	0.15	6	0.35
Ⅲ-43	S — 339	"	"	"	山下変—S	62.7	45	—	—	0.22	—	—
Ⅲ-44	S — 340	68. 7. 1, 19:45	"	"	品 川 — S	49.7	88	0.40	2.30	0.25	14	0.33
Ⅲ-45	TKO40	"	"	"	大崎変電所	49.1	87.5	0.92	12.50	0.36	57	0.44
Ⅲ-46	KTO 17	"	"	"	平塚変電所	67.1	72.5	0.62	5.53	0.22	16	0.69
Ⅲ-47	S — 350	68. 7. 5, 20:28	6.4	宮 城 県 沖	塩 釜 — S	105	17	—	—	1.06	—	—
Ⅲ-48	S — 361	"	"	"	大船渡—S	82.5	51	0.58	6.29	0.37	26	0.48
Ⅲ-49	302-Gr-11	"	"	"	開 北 橋	81.2	28	0.32	3.20	0.47	50	0.13
Ⅲ-50	304-Gr-14	"	"	"	伊 達 橋	166	23	—	—	0.22	—	—
Ⅲ-51	907-Gr-15	"	"	"	平 大 橋	193	18	—	—	0.44	—	—
Ⅲ-52	207-Gr-2	68. 8. 6, 01:17	6.6	愛媛県西岸	207 高津大橋	161	33	0.70	6.75	0.24	24	0.56
Ⅲ-53	308-Gr-4	"	"	"	板 島 橋	18.7	438	0.30	4.36	0.32	38	0.23
Ⅲ-54	313-Gr-2	"	"	"	石 鎚 橋	89.0	63	0.95	5.10	0.32	23	0.44
Ⅲ-55	S — 366	"	"	"	細 島 — S	116	44	—	—	0.32	—	—
Ⅲ-56	308-Gr-8	68. 8. 6, 13:21	5.3	"	板 島 橋	18.3	228	0.20	0.75	0.26	7	0.21
Ⅲ-57	S — 453	69. 4. 21, 16:19	6.5	日 向 灘	細 島 — S	52.2	96	0.32	6.10	0.27	49	0.25
Ⅲ-58	S — 479	69. 9. 9, 14:45	6.6	岐阜県 中央部	四日市—S	101	38	—	—	0.74	—	—
Ⅲ-59	S — 480	"	"	"	衣 浦 — S	100	55	0.42	6.62	—	50	0.27
Ⅲ-60	S — 485	"	"	"	神戸事—S	206	20	—	—	0.20	—	—
Ⅲ-61	S — 491	"	"	"	田子ノ浦 —S	188	44	—	—	0.20	—	—
Ⅲ-62	AC007-1	"	"	"	新 八 幡 橋	88.8	45	0.18	9.82	0.47	90	0.22

表 4.1 (7) 解析対象の 301 記録の諸元

(Ⅲ) 第 3 種地盤(3)

整理 No	記 録 No	地 震 発 生 年 月 日 時 分	マグニ チュード M	震 央 位 置	観 測 地 点	震央距離 Δ (km)	波 形 特 性 値					
							Hmax (gal)	T ₁ (sec)	T _d (sec)	R _v	n _z (回)	T _m (sec)
Ⅲ-63	AC012	69. 9. 9, 14:45	6.6	岐阜県 中央部	新枇杷島 変電所	67.6	36	0.32	11.80	0.31	85	0.28
Ⅲ-64	CB035	"	"	"	清水変電所	151	35	0.30	7.18	0.29	35	0.41
Ⅲ-65	CB038	"	"	"	新高塚 変電所	134	53	0.68	7.84	0.25	45	0.35
Ⅲ-66	KK- 022	"	"	"	栗東変電所	127	25	0.56	13.07	0.40	60	0.44
Ⅲ-67	OS- 016	"	"	"	新高槻 変電所	163	39	0.52	12.71	—	75	0.34
Ⅲ-68	KK- 020	"	"	"	新米原 変電所	86.8	38	0.40	5.28	0.40	38	0.28
Ⅲ-69	KK-021	69. 9. 9, 14:15	"	"	玉個荘 変電所	105	50	0.20	7.37	0.40	68	0.22
Ⅲ-70	305-Gr- 5	"	"	"	港 大 橋	217	14	1.20	13.85	0.71	34	0.82
Ⅲ-71	311-Gr- 5	"	"	"	豊浜大橋	146	12.5	0.52	8.86	0.20	50	0.35
Ⅲ-72	1201-Gr- 6	"	"	"	西横堀 高架橋	187	10	1.00	33.52	0.25	65	1.03
Ⅲ-73	1302-Gr-10	70. 1. 21, 02:33	6.7	北海道南部	1302- 千代田橋	63.8	85	0.42	36.06	0.33	287	0.25
Ⅲ-74	1305-Gr-11	"	"	"	1305- 幡満橋	87.9	148	0.20	11.40	0.30	94	0.24
Ⅲ-75	304-Gr-21	70. 2. 15, 13:01	5.1	福島県沖	304- 伊達橋	98.8	21	0.12	4.13	0.29	61	0.14
Ⅲ-76	907-Gr-39	"	"	"	907- 平大橋	59.8	58	0.32	1.91	0.71	14	0.27
Ⅲ-77	905-B-266	70. 4. 9, 01:44	5.0	松代付近	905- 落合橋	24.1	58	0.22	1.40	0.12	13	0.22
Ⅲ-78	308-Gr-11	70. 7. 26, 07:41	6.7	宮崎県沖	板 島 橋	135	114	0.02	0.12	0.23	4	0.06
Ⅲ-79	S — 544	"	"	"	細 島 — S	53.2	119	0.34	10.26	0.25	76	0.27
Ⅲ-80	S — 545	70. 7. 26, 16:10	6.1	"	"	53.4	50	0.26	1.90	0.18	18	0.21
Ⅲ-81	TH016-1	70. 9. 14, 18:45	6.2	"	開 北 橋	95.3	23	0.16	2.20	0.78	28	0.16
Ⅲ-82	TH 019	"	"	"	大船渡—S	68.5	170	0.42	4.21	0.21	18	0.47
Ⅲ-83	301-Gr- 7	70. 10. 16, 14:26	"	秋田県 南東部	301- 雄平橋	24.1	158	0.40	4.90	0.30	41	0.24
Ⅲ-84	303-Gr-14	"	"	"	303- 河北橋	99.4	10	0.88	26.12	0.30	102	0.51
Ⅲ-85	114-Gr- 8	71. 1. 5, 06:09	6.1	愛知県 南岸沖	114- 尼崎高架橋	159	23	0.90	4.33	0.13	12	0.72
Ⅲ-86	311-Gr- 6	"	"	"	311- 豊浜大橋	42.3	130	0.60	0.70	0.28	5	0.28
Ⅲ-87	904-Gr- 4	"	"	"	904- 新天龍川橋	66.6	37	0.58	6.53	0.35	31	0.42
Ⅲ-88	S — 578	"	"	"	名古屋造函 —S	76.1	60	0.46	6.50	0.27	41	0.32
Ⅲ-89	S — 581	"	"	"	田子ノ浦 —S	150	11	—	—	0.27	—	—
Ⅲ-90	S — 585	"	"	"	衣 浦 — S	54.2	81	0.66	4.66	0.28	30	0.31
Ⅲ-91	S — 590	"	"	"	敦 賀 — S	167	18	—	—	0.17	—	—
Ⅲ-92	461-AC012	"	"	"	新枇杷島 変電所	88.7	48.8	0.22	6.48	0.16	43	0.30
Ⅲ-93	461-CB038	"	"	"	新高塚 変電所	54.4	87.5	0.38	3.02	0.23	30	0.20

表 4.1 (8) 解析対象の 301 記録の諸元

(Ⅲ) 第 3 種地盤(4)

整理 No	記 録 No	地 震 発 生 年月日時分	マグニ チュード M	震 央 位 置	観 測 地 点	震央距離 d (km)	波 形 特 性 値					
							H _{max} (gal)	T ₁ (sec)	T _d (sec)	R _v	n _z (回)	T _m (sec)
Ⅲ- 94	461KK020	71. 1. 5, 06:09	6.1	愛知県 南岸沖	新米原 変電所	125	40	0.58	4.01	0.25	22	0.37
Ⅲ- 95	461KK021	"	"	"	玉個荘 変電所	117	30	0.30	7.29	0.25	59	0.25
Ⅲ- 96	501-Gr-60	71. 7. 23, 07:07	5.3	山梨県東部	501 東京湾 富津岬	79.6	17	0.24	9.35	0.18	69	0.30
Ⅲ- 97	495-KT004	"	"	"	山下変一S	63.5	42.5	0.28	2.66	0.18	17	0.31
Ⅲ- 98	495-KT017	"	"	"	平塚変電所	40.0	57.5	0.38	2.86	0.17	20	0.29
Ⅲ- 99	495-KT018	"	"	"	鴨ノ宮 変電所	36.1	35	0.22	8.81	0.29	81	0.22
Ⅲ-100	495-KT019	"	"	"	森戸川橋	36.2	57.5	0.26	3.97	0.26	34	0.23
Ⅲ-101	S — 629	71. 8. 2, 16:25	7.0	襟裳岬沖	八戸 — S	212	30	0.26	19.64	—	160	0.25
Ⅲ-102	500HK005	"	"	"	釧路気象台	202	200	0.22	11.00	0.30	49	0.45
Ⅲ-103	500-TI023	"	"	"	姉沼高架橋	219	42.5	0.58	25.35	0.53	100	0.51
Ⅲ-104	508-KT030-1	71.10. 11, 19:16	5.2	千葉県北部	利根川 河口堰	9.29	100	0.38	0.91	0.18	6	0.30
Ⅲ-105	552-TK056	72.12. 4, 19:16	7.2	八丈島東岸	品川 — S	294	25	0.44	25.34	0.40	105	0.48
Ⅲ-106	552-KT004	"	"	"	京浜山下変 —S	280	37.5	0.32	13.85	0.27	92	0.30
Ⅲ-107	552-KT009	"	"	"	富津岬	260	35	0.40	20.59	0.43	117	0.35
Ⅲ-108	552-KT017	"	"	"	平塚変電所	287	52.5	0.56	19.71	0.29	62	0.64
Ⅲ-109	552-KT018	"	"	"	鴨ノ宮 変電所	286	30	0.32	22.23	0.33	141	0.32
Ⅲ-110	552-KT019	"	"	"	森戸川橋	286	62.5	0.32	23.56	0.28	142	0.33
Ⅲ-111	1	73. 6. 17, 12:55	7.4	根室半島 南東沖	1302 千代田橋	229	62.5	0.52	25.28	0.34	157	0.32
Ⅲ-112	12	"	"	"	1305 幡満橋	198	12.5	0.28	35.41	0.96	121	0.59
Ⅲ-113	S — 743	"	"	"	青森 — S	517	15	—	—	0.33	—	—
Ⅲ-114	S — 744	73. 6. 24, 11:43	7.1	根室半島沖	小樽 — S	512	11	—	—	0.27	—	—
Ⅲ-115	25	73.11.25, 13:25	5.9	和歌山県 西部	112 紀ノ川大橋	47.3	50.0	0.34	1.47	0.25	8	0.37
Ⅲ-116	601OS016	"	"	"	新高槻 変電所	114	50	0.36	2.80	0.40	22	0.26
Ⅲ-117	S — 787	73.11.25, 18:19	5.8	和歌山県 中央部	衣浦 — S	178	13	—	—	0.23	—	—
Ⅲ-118	S — 788	"	"	"	和歌山事 —S	42.5	61	0.26	1.03	0.39	10	0.21
Ⅲ-119	602-KK024	"	"	"	紀ノ川大橋	42.7	50	0.24	0.36	0.20	2	0.36
Ⅲ-120	S — 824	74. 5. 9, 08:33	6.9	伊豆半島沖	田子ノ浦 —S	25.9	35	0.46	25.03	0.40	107	0.47
Ⅲ-121	S — 831	"	"	"	品川 — S	145	14	—	—	0.21	—	—
Ⅲ-122		"	"	"	清水変電所	57.8	50.6	0.40	5.39	0.24	31	0.35
Ⅲ-123	104-Gr-26	74. 8. 4, 03:16	5.8	埼玉県西部	新利根川橋	23.7	81.3	0.28	4.94	0.31	32	0.31
Ⅲ-124	204-Gr-27	"	"	"	新八幡橋	295	18.8	0.28	3.50	0.53	30	0.23

表 4.1 (9) 解析対象の 301 記録の諸元

(Ⅲ) 第 3 種地盤(5)

整理 No	記 録 No	地 震 発 生 年 月 日 時 分	マグニ チュード M	震 央 位 置	観 測 地 点	震央距離 Δ (km)	波 形 特 性 値					
							H _{max} (gal)	T ₁ (sec)	T _d (sec)	R _v	n _z (回)	T _m (sec)
Ⅲ-125	907-Gr-83	74. 8. 4, 03:16	5.8	埼玉県西部	平 大 橋	145	25.0	0.40	13.25	0.50	59	0.45
Ⅲ-126	101-Gr-24	"	"	"	新 葛 飾 橋	28.0	37.5	0.20	13.02	0.33	125	0.21
Ⅲ-127	S — 881	74.11.16, 08:32	6.1	銚子付近	青 森 — S	558	15	—	—	0.20	—	—
Ⅲ-128	536OS016	72. 8. 31, 16:54	5.1	京 都 東 部	新高槻 変電所	47.2	50	0.24	1.24	0.25	10	0.25
Ⅲ-129	542CB036	72.10. 6, 20:31	5.5	伊豆半島 南西沖	焼津変電所	55.2	37.5	0.20	2.16	0.40	19	0.23
Ⅲ-130	552TK040	72.12. 4, 19:16	7.2	八丈島東岸	大崎変電所	294	40	0.96	36.86	0.50	127	0.58
箇 数 n			(130)			(130)	(130)	(103)	(103)	(127)	(103)	(103)
算術平均 m			6.54			153	57.2	0.48	11.9	0.34	62.4	0.39
標準偏差 σ_n							56.9	0.30	12.4	0.18	55.1	0.22

表 4.1 (10) 解析対象の 301 記録の諸元

(IV) 第 4 種地盤(1)

整理 No	記 録 No	地 震 発 生 年 月 日 時 分	マグニ チュード M	震 央 位 置	観 測 地 点	震央距離 Δ (km)	波 形 特 性 値					
							Hmax (gal)	T ₁ (sec)	T _d (sec)	R _v	n ₂ (回)	T _m (sec)
IV- 1	S - 71	65. 4. 20, 08:42	6.1	駿 河 湾	京浜事一S	135	18.8	—	—	0.53	—	—
IV- 2	S - 74	"	"	"	清水工場一S	21.6	102.5	0.36	12.60	0.43	57	0.44
IV- 3	902-GL-13	"	"	"	西 新 井 橋	165	15	—	—	0.33	—	—
IV- 4	S - 111	66. 4. 3, 13:43	5.8	茨 城 県 沖	小名浜一S	93.7	69.4	0.48	1.40	0.16	12	0.23
IV- 5	801-GL- 1	66. 11. 12, 21:01	5.5	有 明 海	有 明 海	12.9	118	0.76	4.12	0.11	29	0.28
IV- 6	106-Gr- 2	68. 3. 7, 11:54	5.1	千葉県 中央部	草加高架橋	42.4	25	0.75	13.20	0.20	67	0.39
IV- 7	902-Gr-23	"	"	"	西 新 井 橋	38.5	25	0.46	7.50	0.20	—	—
IV- 8	306-Gr- 1	68. 4. 1, 09:42	7.5	日 向 灘	妙 見 橋	341	48	1.80	23.1	0.42	35	1.32
IV- 9	801-Gr- 2	"	"	"	有 明 海	225	50	1.20	28.66	0.26	51	1.12
IV-10	S - 211	"	"	"	高 知 一 S	167	90	0.74	10.07	0.33	20	1.01
IV-11	S - 214	"	"	"	鹿 児 島 一 S	507	14	—	—	0.29	—	—
IV-12	S - 217	"	"	"	大阪事一S	369	12	—	—	0.08	—	—
IV-13	S - 220	"	"	"	小松島一S	268	19	—	—	0.16	—	—
IV-14	S - 221	"	"	"	広 島 一 S	230	63	—	—	0.22	—	—
IV-15	905-C-110	68. 4. 4, 19:54	5.1	松 代 付 近	長野出張所	9.29	93	0.24	8.62	0.16	54	0.32
IV-16	106-Gr- 4	68. 5. 16, 09:49	7.9	北本州東沖	草加高架橋	643	15	—	—	0.20	—	—
IV-17	1303-Gr- 1	"	"	"	新石狩大橋	324	181	0.62	27.05	0.22	68	0.80
IV-18	1304-Gr- 1	"	"	"	大 桑 毛 橋	260	47	0.70	33.40	0.28	149	0.45
IV-19	S - 250	"	"	"	新 潟 一 S	509	15	—	—	0.07	—	—
IV-20	1303-Gr- 2	68. 5. 16, 19:39	7.5	青森県東沖	新石狩大橋	224	171	0.70	8.81	0.12	27	0.65
IV-21	106-Gr- 9	68. 7. 1, 19:45	6.1	埼玉県 中央部	草加高架橋	38.3	50	2.40	15.53	0.30	86	0.36
IV-22	310-Gr-15	"	"	"	平 井 大 橋	90.4	58	0.44	9.05	0.43	54	0.33
IV-23	902-Gr-25	"	"	"	西 新 井 橋	41.6	80	0.60	2.60	0.19	11	0.47
IV-24	S - 338	"	"	"	京浜事一S	61.8	35	—	—	0.46	—	—
IV-25	306-Gr- 2	68. 8. 6, 01:17	6.6	愛媛県西岸	妙 見 橋	229	18	0.70	18.31	0.28	51	0.72
IV-26	801-Gr- 3	"	"	"	有 明 海	189	20	—	—	0.25	—	—
IV-27	S - 364	"	"	"	広 島 一 S	117	63	0.26	15.71	0.46	84	0.37
IV-28	S - 365	"	"	"	小松島一S	214	11	—	—	0.27	—	—
IV-29	S - 367	"	"	"	高 知 一 S	108	39	—	—	—	—	—
IV-30	S - 484	69. 9. 9, 14:15	"	岐阜県 中央部	大阪事一S	192	13	—	—	0.23	—	—
IV-31	CB034	"	"	"	岩淵変電所	156	64	0.86	18.90	0.44	32	1.18

表4.1(11) 解析対象の301記録の諸元

(IV) 第4地盤(2)

整理 No	記 録 No	地 震 発 生 年月日時分	マグニ チュード M	震 央 位 置	観 測 地 点	震央距離 Δ (km)	波 形 特 性 値					
							Hmax (gal)	T ₁ (sec)	T _d (sec)	R _v	n _z (in)	T _m (sec)
IV-32	CB037	69. 9. 9, 14:15	6.6	岐阜県 中央部	新盤田 変電所	148	41	0.66	14.59	0.32	55	0.53
IV-33	CB040	"	"	"	羽島変電所	61.8	48	0.60	18.74	0.42	78	0.48
IV-34	OS-017	"	"	"	新大阪 変電所	180	29	0.52	4.78	0.34	25	0.38
IV-35	1001-Gr-2	"	"	"	安治川大橋	189	17.5	0.80	20.00	0.14	56	0.71
IV-36	1303-Gr-5	70. 1. 21, 02:33	6.7	北海道南部	新石狩大橋	167	65	0.66	40.21	0.32	116	0.69
IV-37	S-519	"	"	"	苦 小 枚	138	35	0.80	27.62	0.46	125	0.44
IV-38	306-Gr-3	70. 7. 26, 07:41	"	宮 崎 県 沖	妙 見 橋	369	20	1.46	27.38	0.15	27	2.03
IV-39	S-551	"	"	"	鹿児島一S	517	23	1.60	29.23	0.17	53	1.10
IV-40	305-Gr-6	71. 1. 5, 06:09	6.1	愛知県 南岸沖	港 大 橋	251	13	1.24	15.92	0.61	29	1.10
IV-41	S-577	"	"	"	四日千歳 一S	74.2	84	0.44	7.53	0.39	49	0.31
IV-42	S-583	"	"	"	清水工場 一S	134	11	—	—	0.27	—	—
IV-43	S-586	"	"	"	大阪事一S	156	13	—	—	0.31	—	—
IV-44	461-CB037	"	"	"	新盤田 変電所	86.3	40	1.14	7.54	0.31	32	0.47
IV-45	495-KT006	71. 7. 3, 07:07	5.3	山梨県東部	京浜事一S	60.6	30	0.42	11.49	0.29	65	0.35
IV-46	S-633	71. 8. 2, 16:25	7.0	襟裳岬沖	苦小枚一S	242	28	0.16	23.65	0.32	226	0.21
IV-47	542-CB904	72. 10. 6, 20:31	5.5	伊豆半島 南西沖	浜岡発電所	44.1	120	0.40	0.16	0.67	1	0.32
IV-48	552TK020-1	72. 12. 4, 19:16	7.2	八丈島東岸	西 新 井 橋	306	25	0.80	21.32	0.40	90	0.47
IV-49	552KT026-1	"	"	"	草加高架橋	311	30	0.56	19.04	0.25	67	0.57
IV-50	552CB034	"	"	"	岩淵変電所	308	45	0.96	25.60	0.44	59	0.87
IV-51	320GR-11	73. 6. 17, 12:55	7.4	根室半島 南東沖	厚 岸 大 橋	98.6	118.7	—	—	0	—	—
IV-52	1304GR-15	"	"	"	大 桑 毛 橋	152	75.0	0.62	58.70	0.33	313	0.38
IV-53	S-740	"	"	"	苦小枚一S	389	24	1.10	53.28	0.21	172	0.62
IV-54	106GR-123	73. 9. 30, 15:18	5.9	銚子付 近	草加高架橋	79.3	13.9	0.60	18.75	0.22	71	0.53
IV-55	310GR-120	"	"	"	平 井 大 橋	139	12.5	0.46	25.43	0.51	97	0.52
IV-56	902GR-1-33	"	"	"	西 新 井 橋	78.4	18.8	0.78	2.92	0.27	8	0.73
IV-57	S-766	73. 9. 30, 15:18	"	"	千 葉 一 S	51.0	21	0.56	23.63	0.29	95	0.50
IV-58	106-GR-1-24	73. 10. 1, 23:16	5.8	"	草加高架橋	91.8	15.6	0.68	29.83	0.08	90	0.66
IV-59	S-791	73. 11. 25, 18:19	"	和歌山県 中央部	大阪事一S	84.8	13	—	—	—	—	—
IV-60	S-814	74. 3. 3, 13:50	6.1	千葉県 東岸沖	小名浜一S	154	13	—	—	0.38	—	—
IV-61	S-816	"	"	"	京浜事一S	112	11	—	—	0.09	—	—
IV-62	S-825	74. 5. 9, 08:33	6.9	伊豆半島沖	"	123	28	0.82	15.94	1.54	48	0.66

表 4.1 (12) 解析対象の 301 記録の諸元

(IV) 第 4 地盤(3)

整理 No	記 録 No	地 震 発 生 年 月 日 時 分	マグニ チュード M	震 央 位 置	観 測 地 点	震央距離 Δ (km)	波 形 特 性 値					
							Hmax (gal)	T ₁ (sec)	T _d (sec)	R _v	n _z (回)	T _m (sec)
IV-63	S-830	74. 5. 9, 08:33	6.9	伊豆半島沖	清水工場-S	54.1	149	--	—	0.24	—	—
IV-64		"	"	"	岩淵変電所	64.9	43.8	0.88	13.80	0.73	48	0.58
IV-65	S-840	74. 7. 8, 14:45	6.3	茨 城 県 沖	小名浜-S	65.0	56	—	—	0.29	—	—
IV-66	S-841	"	"	"	千 葉 - S	136	13	—	—	0.46	—	—
IV-67	310-Gr-26	74. 8. 4, 03:16	5.8	埼玉県西部	平井大橋	78.2	56.3	0.28	7.22	0.33	64	0.22
IV-68	902-Gr-38	"	"	"	西新井橋	31.2	50.0	0.36	16.38	0.50	106	0.31
箇 数 n			(68)			(68)	(68)	(46)	(46)	(66)	(45)	(45)
算術平均 m			6.36			17.3	45.5	0.75	18.2	0.32	70.0	0.60
標準偏差 σ_n							38.7	0.42	12.2	0.21	56.6	0.35

第4種地盤：軟弱な沖積地域の地盤（ただし沖積層の厚さが25m以上）

(3) 加速度波形特性値：図4.1に1つの記録例（水平2，鉛直1の合計3成分）を示す。この図に示すように，ここでの解析では，次の8つの特性値をとりあげた。

(a) 最大水平加速度（直交する水平2成分のうち大きい値）： $H_{\max}$ (gal)

(b) $H_{\max}$ を示す時刻付近での周期： T_1 (秒)

(c) 主要動の継続時間： T_d (秒)

(d) 最大鉛直加速度 $V_{\max}$ と $H_{\max}$ の比： $R_v = V_{\max}/H_{\max}$

(e) 水平2成分の最大加速度比： $R_H = H'_{\max}/H_{\max}$

ただし $H'_{\max}$ は直交する水平2成分のうち小さい方の最大加速度 (gal)

(f) 時間 T_d 間でのゼロクロッシング数： n_z

(g) 時間 T_d 間の波形の平均周期： $T_m = 2T_d/n_z$ (秒)

(h) T_1 と T_m の比： $R_T = T_1/T_m = n_z T_1/(2T_d)$

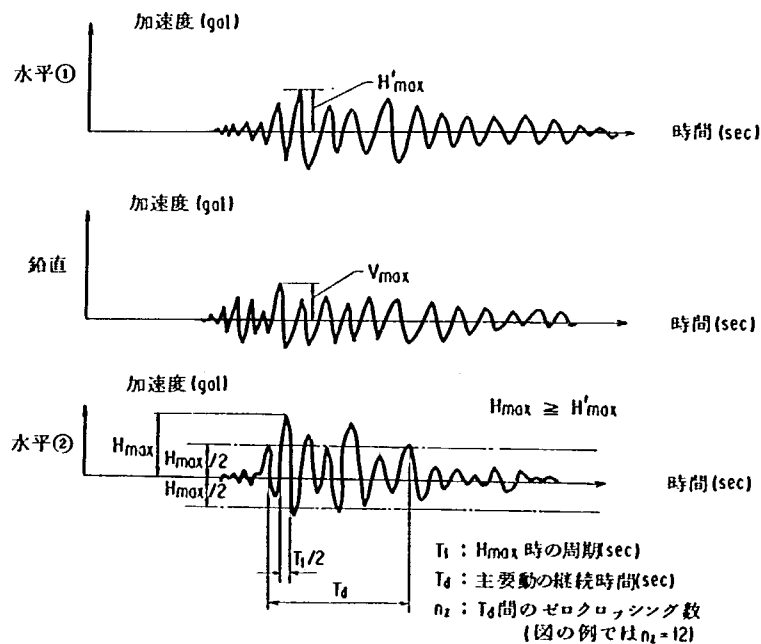


図 4.1 $H_{\max}$, $H'_{\max}$, $V_{\max}$, T_1 , T_d , n_z の求め方

表 4.1 に示した 301 記録を，マグニチュード，地盤条件，震央距離について分類整理した結果を表 4.2 に示す。この表から，大きいマグニチュード ($M \geq 7.0$) で近距離 ($\Delta < 60$ Km) の記録は皆無であること，また比較的小さいマグニチュード ($M < 7.0$) では，遠距離 ($\Delta \geq 200$ Km) の記録が僅少であることがわかる。さらに，地盤種別ごとの記録数については，第1種地盤=29記録，第2種地盤=74記録，第3種地盤=130記録，第4種地盤=68記録となっており，第3種が多く，第1種が少ない。

上記記(3)の(a)~(h)に示した8つの特性値（代表してXとする）が，次式(4.1)に示す回帰式で表現できると仮定し，全データ，および4種の地盤種別ごとに回帰式を求めてみた。

表 4.2 解析対象の 301 記録の分布

マグニチュード M	地盤 種別	震 央 距 離 d (km)					合 計	
		$20 < d$	$20 \leq d < 60$	$60 \leq d < 120$	$120 \leq d < 200$	$200 \leq d$		
$5.0 \leq M < 6.0$	1	2	3				5	67
	2	3	12	3			18	
	3	4	16	5	2	2	29	
	4	2	5	7	1		15	
$6.0 \leq M < 6.5$	1		3	6	3	1	13	81
	2		7	8	2	1	18	
	3		12	13	8	1	34	
	4		3	6	6	1	16	
$6.5 \leq M < 7.0$	1		1	2	1		4	62
	2		1	6	6		13	
	3		5	10	10	1	27	
	4		1	4	9	4	18	
$7.0 \leq M < 7.5$	1			1		3	4	41
	2				2	12	14	
	3				2	14	16	
	4			1	1	5	7	
$7.5 \leq M \leq 7.9$	1				1	2	3	50
	2				3	8	11	
	3			2	6	16	24	
	4				1	11	12	
合 計		12	69	74	64	82	301	

- 注) 1) 第1種地盤=29, 第2種地盤=74, 第3種地盤=130, 第4種地盤=68記録
 2) 小マグニチュードで遠距離の記録および大マグニチュードで近距離の記録は, 僅少である
 3) 表の値は記録数である 1記録には3成分(水平2, 鉛直1)が含まれている

$$X = a_1 \cdot 10^{b_1 M} \Delta^{c_1} \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに,

X : 波形特性値(上述の(a)~(h))

M : マグニチュード

Δ : 震央距離

a_1, b_1, c_1 : 定数

である。なお, (a)の $H_{\max}$ については, 次式(4.2)による回帰式についても解析を行った。

$$H_{\max} = a_2 \cdot 10^{b_2 M} (\Delta + \Delta_0)^{c_2} \dots\dots\dots (4.2)$$

ここに, a_2, b_2, c_2, Δ_0 は定数で, Δ_0 については, $\Delta_0 = 10, 20, 30$ (Km) の3ケースを考慮した。式(4.2)は本質的には, 式(4.1)と変わるものではないが, 式(4.1)では $C_1 < 0$, $\Delta \rightarrow 0$ のとき $H_{\max} \rightarrow \infty$ (無限大) となることを避けるため, 式(4.2)の形を考

え、両者の比較を試みた訳である。また、式(4.2)で $\Delta_0 = 0$ とすれば、式(4.1)と同一になる。

(2) 解析結果

重回帰分析の結果として得られた回帰式、偏相関係数および重相関係数の値をまとめて表4.3に示す。ただし、この表には、実施した重回帰分析のうち、重相関係数が0.5以上となった3つの波形特性値($H_{\max}$, T_d , および n_z)についてのみ記載している。また $H_{\max}$ の回帰式については、式(4.1)の場合(1ケース)と式(4.2)の $\Delta_0 = 10$ Kmの場合(1ケース)の2ケースについてのみ示している。この表の地盤種別の欄において、全体とは地盤種別を考慮することなく全記録に対する解析結果であり、我国における全般的な平均値を与えるものである。

表 4.3 重回帰分析の結果

波 形 特性値	地盤 種別	回 帰 式	偏相関係数		重相関 係数 r
			M	d	
$H_{\max}$ (gal)	1	$H_{\max} = 28.5 \times 10^{0.207M} \times d^{-0.598}$	0.33	-0.47	0.48
	2	$H_{\max} = 13.2 \times 10^{0.330M} \times d^{-0.806}$	0.50	-0.59	0.59
	3	$H_{\max} = 32.1 \times 10^{0.254M} \times d^{-0.757}$	0.47	-0.61	0.61
	4	$H_{\max} = 6.47 \times 10^{0.423M} \times d^{-0.977}$	0.65	-0.72	0.72
	全体	$H_{\max} = 18.4 \times 10^{0.302M} \times d^{-0.800}$	0.51	-0.62	0.62
	1	$H_{\max} = 46.0 \times 10^{0.208M} \times (d+10)^{-0.686}$	0.33	-0.47	0.48
	2	$H_{\max} = 24.5 \times 10^{0.333M} \times (d+10)^{-0.942}$	0.50	-0.59	0.59
	3	$H_{\max} = 59.0 \times 10^{0.261M} \times (d+10)^{-0.886}$	0.48	-0.62	0.62
	4	$H_{\max} = 12.8 \times 10^{0.432M} \times (d+10)^{-1.125}$	0.65	-0.71	0.72
	全体	$H_{\max} = 34.1 \times 10^{0.308M} \times (d+10)^{-0.925}$	0.51	-0.62	0.62
T_d (sec)	1	$T_d = 3.89 \times 10^{-4} \times 10^{0.466M} \times d^{0.589}$	0.59	0.41	0.89
	2	$T_d = 1.37 \times 10^{-2} \times 10^{0.262M} \times d^{0.485}$	0.29	0.27	0.71
	3	$T_d = 2.75 \times 10^{-2} \times 10^{0.291M} \times d^{0.265}$	0.37	0.17	0.61
	4	$T_d = 2.28 \times 10^{-1} \times 10^{0.199M} \times d^{0.233}$	0.25	0.16	0.52
	全体	$T_d = 2.08 \times 10^{-2} \times 10^{0.274M} \times d^{0.394}$	0.32	0.23	0.65
n_z	1	$n_z = 1.43 \times 10^{-2} \times 10^{0.410M} \times d^{0.441}$	0.41	0.22	0.75
	2	$n_z = 4.23 \times 10^{-1} \times 10^{0.0974M} \times d^{0.681}$	0.11	0.35	0.66
	3	$n_z = 6.28 \times 10^{-1} \times 10^{0.272M} \times d^{0.0313}$	0.39	0.02	0.54
	4	$n_z = 4.05 \times 10^{-1} \times 10^{0.190M} \times d^{-0.0646}$	0.22	-0.04	0.29
	全体	$n_z = 4.68 \times 10^{-1} \times 10^{0.243M} \times d^{0.195}$	0.30	0.12	0.54

波形特性値のうち、 T_1 , R_V , R_H , T_m , R_T については重相関係数が0.5未満であり式(4.1)の形で回帰式を求めることは妥当でないと考えられる。このため、これらの特性値については、地盤種別ごとに平均値と標準偏差を求めてみた。その結果を表4.4に示した。

表 4.4 T_1 , R_v , R_H , T_m , R_T の平均値と標準偏差

波形特性値	平均値(m)および 標準偏差(σ)	地 盤 種 別			
		第 1 種	第 2 種	第 3 種	第 4 種
T_1 (sec)	m	0.36	0.43	0.49	0.75
	σ	0.52	0.39	0.30	0.42
$R_v = \frac{V_{\max}}{H_{\max}}$	m	0.34	0.33	0.34	0.32
	σ	0.15	0.18	0.18	0.21
$R_H = \frac{H'_{\max}}{H_{\max}}$	m	0.75	0.77	0.80	0.78
	σ	0.17	0.16	0.15	0.15
$T_m = \frac{2 T_d}{n_z}$	m	0.30	0.34	0.39	0.61
	σ	0.36	0.22	0.22	0.35
$R_T = T_1/T_m$	m	1.20	1.26	1.26	1.23

上記の結果につき、直観的に理解しやすくするために、図表示する。まず、震央距離(Δ)－マグニチュード(M)－水平最大加速度($H_{\max}$)の関係を第1～4種地盤、および全体地盤について、図4.2～図4.6に示す。これらの図において、実際は式(4.1)の回帰式(あるいは、式(4.2)の $\Delta_0 = 0$ の場合)、点線は式(4.2)の $\Delta_0 = 10$ Kmの回帰式を図で示したものである。

震央距離(Δ)－主要動継続時間(T_d)の関係($M = 8.0$ の場合の例)を図4.7に、またマグニチュード(M)－主要動継続時間(T_d)の関係($\Delta = 100$ Kmの場合の例)を図4.8に示す。さらに、震央距離(Δ)－鉛直加速度比(R_v)の関係、および震央距離(Δ)－水平加速度比(R_H)の関の例(いずれも第4種地盤)を図4.9および図4.10に示す。

また、最大水平加速度推定のための回帰式の精度と、推定値のバラツキの程度を知るために、最大水平加速度の実測値($H_{\max}$)と表4.3の上段(第1～4種、 $\Delta_0 = 0$ の場合)に示した回帰式を用いたときの水平加速度の推定値($\bar{H}_{\max}$)との比をとり、その頻度分布を示したのが図4.11である。

[3] 考 察

上述した解析結果から、地震諸元(マグニチュードM, 震央距離 Δ)、地盤条件(第1～4種)と加速度波形の特性値との関係について、次の事項を指摘することができよう。

- 1) 加速度波形の特性値のうち、地震諸元(M, Δ)との相関が比較的高いものは、最大水平加速度 $H_{\max}$ 、主要動継続時間 T_d 、およびゼロクロッシング数 n_z であり、それぞれ表4.3に示した関係式で表わされる。
- 2) 得られた回帰式によると、最大水平加速度 $H_{\max}$ は、マグニチュードの増大、震央距離の減少に伴ない大きい値をとる。また震央距離の増加に伴ない最大水平加速度の減少の割合は第1種地盤が最も小さく、他の3つの地盤種別(第2～4種)の間には、ほとんど差がみられない。最大水平加速度 $H_{\max}$ の推定式を用いた場合の結果のバラツキは、実測値

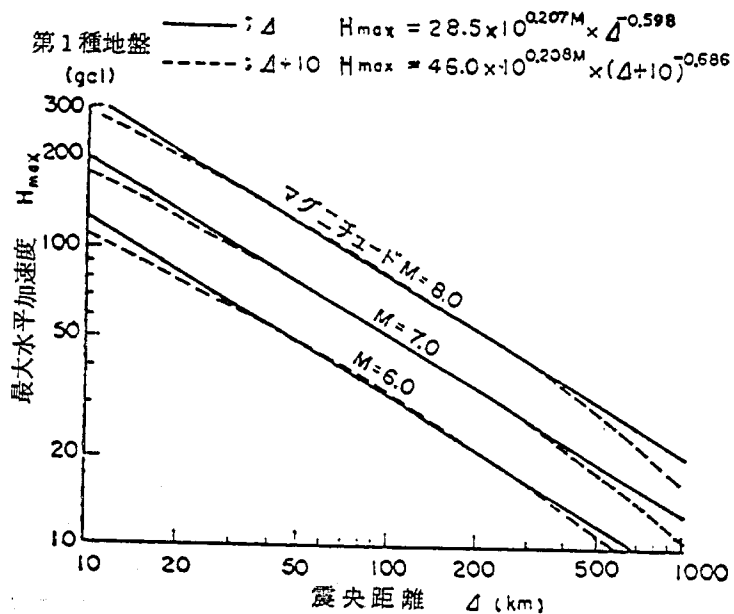


図 4.2 $H_{max} - M - \Delta$ 関係図 (第1種地盤)

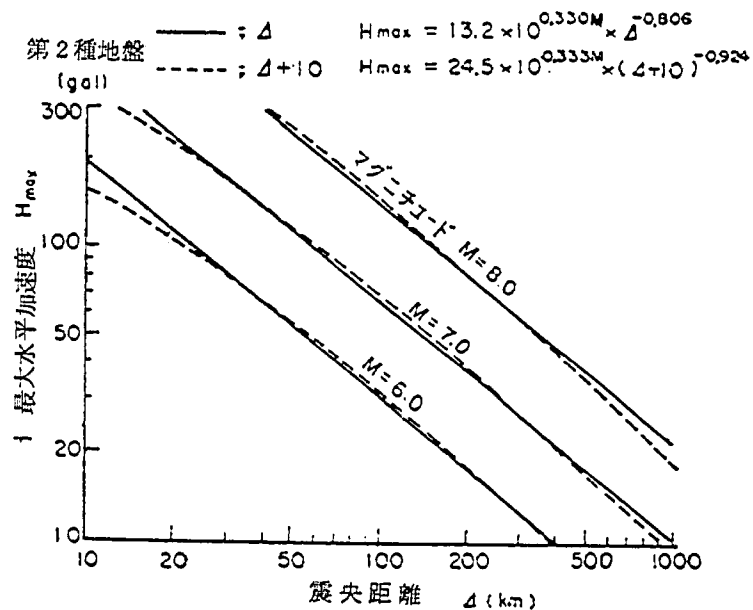


図 4.3 $H_{max} - M - \Delta$ 関係図 (第2種地盤)

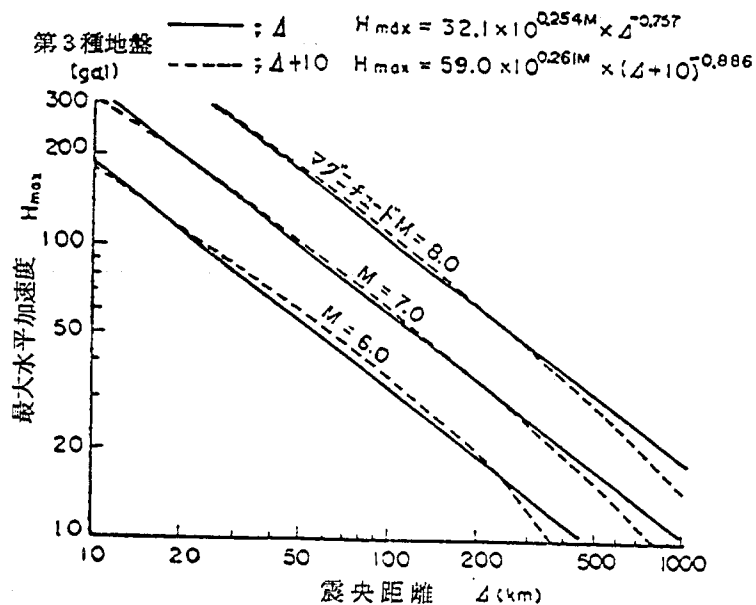


図 4.4 $H_{max} - M - \Delta$ 関係図 (第3種地盤)

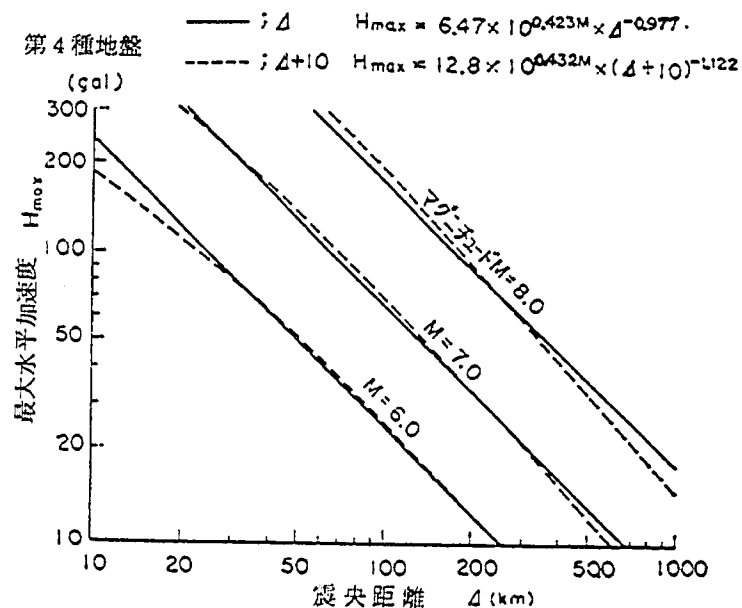


図 4.5 $H_{max} - M - \Delta$ 関係図 (第4種地盤)

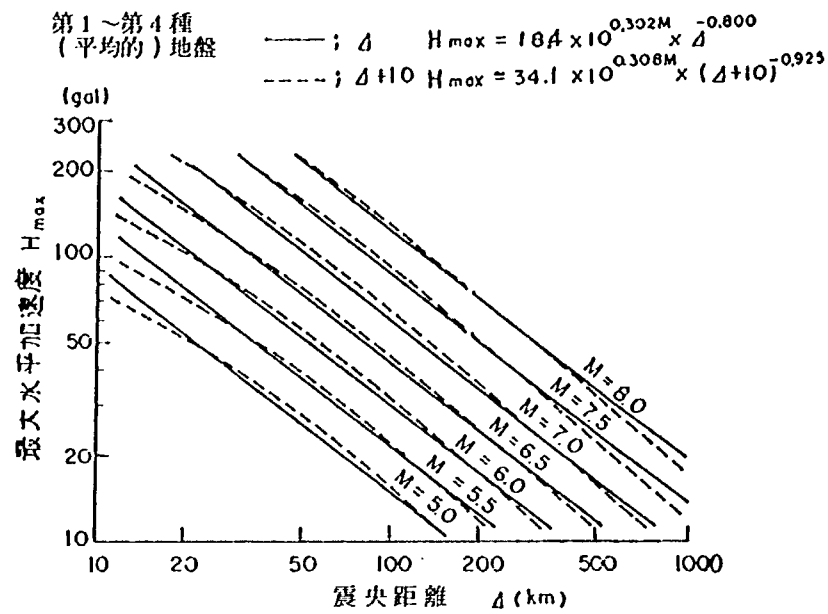


図 4.6 $H_{max} - M - \Delta$ 関係図 (第1種~第4種 (平均的) 地盤)

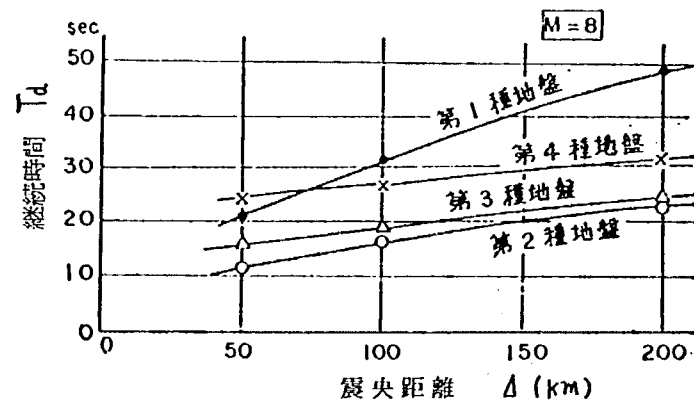


図 4.7 $\Delta - T_d$ 関係図 ($M = 8$)

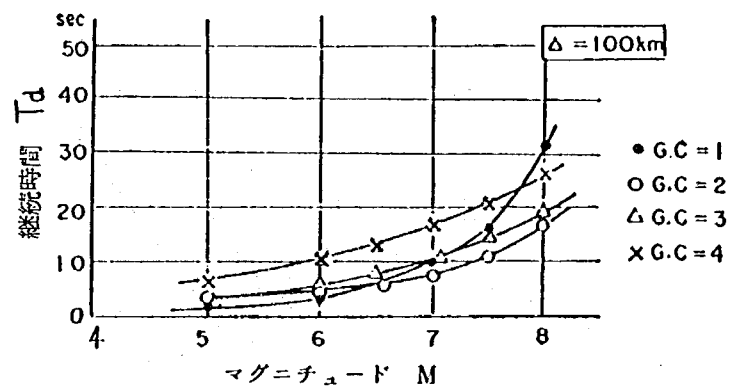


図 4.8 $M - T_d$ 関係図 ($\Delta = 100 \text{ km}$)

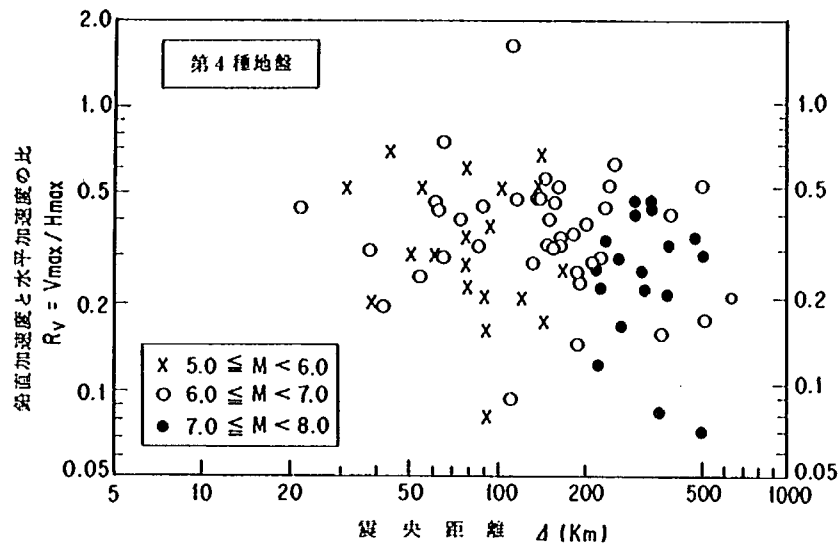


図 4.9 鉛直加速度の水平加速度に対する比

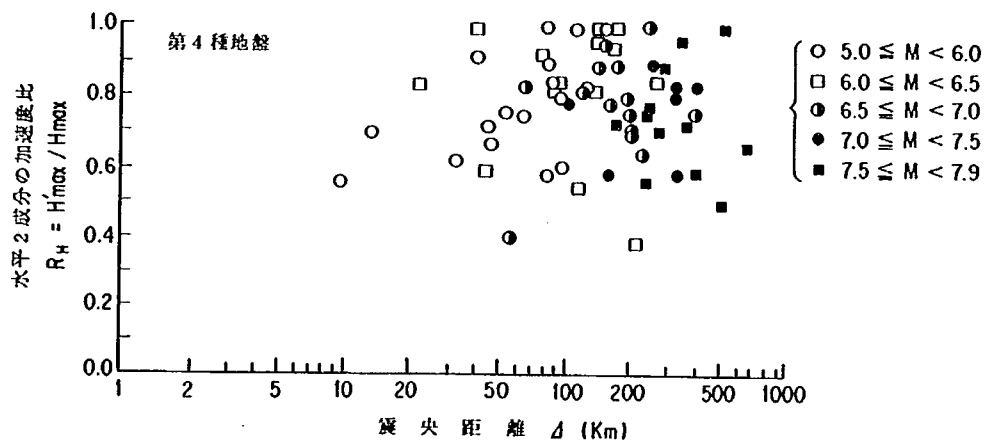


図 4.10 震央距離と水平 2 成分の加速度比の例 (第 4 種地盤の場合)

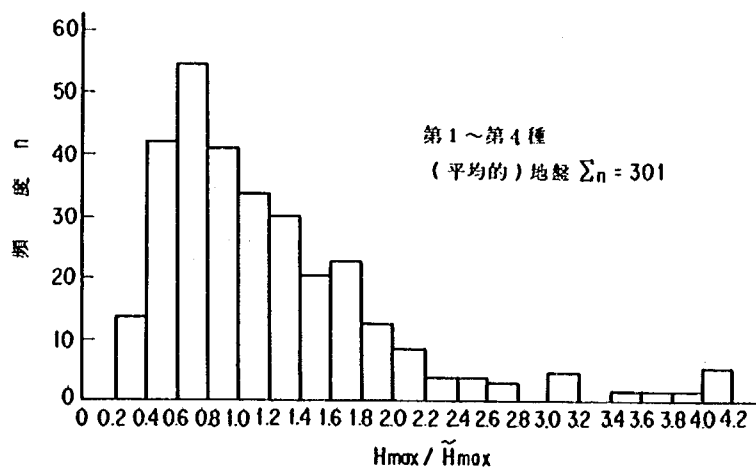


図 4.11 実測加速度 ($H_{\max}$) と推定加速度 ($\tilde{H}_{\max}$) の比の頻度分布

に対しておおよそ 0.5 ～ 2.0 倍の範囲に入る。

- 3) 主要動の継続時間 T_d は、マグニチュードおよび震央距離の増加に伴って長くなる。この傾向は、震央距離よりもマグニチュードによる方が強く現われる。
- 4) ゼロクロッシング数 n_z については、地盤条件の差異によって、震央距離の影響の度合いが異なるという特色がみられる。すなわち、第 1 種、第 2 種の比較的良好な地盤では、震央距離が大きくなるに従って n_z が増大するが、第 3 種、第 4 種の比較的軟らかい地盤では、震央距離はほとんど影響せず、マグニチュードのみが影響するという傾向がある。
- 5) 波形特性値のうち、最大水平加速度発生時付近の周期 T_1 、最大鉛直加速度と最大水平加速度の比 $R_v = V_{\max}/H_{\max}$ 、水平 2 成分の加速度比 $R_H = H'_{\max}/H_{\max}$ 、主要動継続時間中の平均周期 $T_m = 2 T_d/n_z$ 、および周期 T_1 と T_m の比 $R_T = T_1/T_m$ の 5 つの特性値と地震諸元との間には明確な相関は見出せない。
- 6) 最大水平加速度発生時付近の周期 T_1 、および主要動継続時間中の平均周期 T_m の平均値は、地盤が軟質なほど長くなる。この傾向は、第 4 種地盤において特に顕著である。また、 T_1 は T_m の 1.20 ～ 1.26 倍となっており、この倍率 R_T は地盤条件には大きく影響されない。
- 7) 最大鉛直加速度と最大水平加速度の比 $R_v = V_{\max}/H_{\max}$ の平均値は、地盤条件の影響をほとんど受けず、 $R_v = 0.32 \sim 0.34$ の値をとる。 R_v の値は、平均値に標準偏差 (σ) を加えると、0.50 程度となる。また、 R_v の値と震央距離との間には、明確な相関関係は見出せない。
- 8) 水平 2 成分の最大加速度の比 $R_H = H'_{\max}/H_{\max}$ (ただし $H_{\max} \geq H'_{\max}$ であるため、 R_H は常に 1.0 以下の値となる) の平均値についても、地盤条件による差はほとんどなく、 $R_H = 0.75 \sim 0.80$ の値をとる。また、同一規模のマグニチュードの地震については、震央距離が増大すると R_H が大きくなる傾向がある。

4.3 絶対応答加速度スペクトルの解析

(1) 解析方法と解析に用いた資料

(i) 地震応答スペクトルの解析方法

線型なばねと粘性減衰をもつ 1 自由度の線型系が、その基部に地震動加速度 $\ddot{Z}(t)$ をうけたときの運動方程式は、周知のように次式で表わされる。

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = -m\ddot{Z}(t) \quad \cdots \cdots \cdots (4.3)$$

ここに、

m : 質点の質量 ($Kg \cdot sec^2/cm$)

c : 粘性減衰係数 ($Kg \cdot sec/cm$)

k : ばね定数 (Kg/cm)

y : 質点と基礎との相対変位 (cm)

$\dot{y}$: 相対速度 ($= \frac{dy}{dt}$) (cm/sec)

$\ddot{y}$: 相対加速度 ($= \frac{d^2 y}{dt^2}$) (cm/sec²)

$\ddot{Z}(t)$: 地震動の加速度 (cm/sec²)

t : 時刻 (sec)

式 (4.3) の解 y (時刻 t における相対変位) は, 次式で与えられる。

$$y = - \frac{1}{p\sqrt{1-h^2}} \int_0^t \ddot{Z}(\tau) e^{-ph(t-\tau)} \sin p\sqrt{1-h^2}(t-\tau) d\tau \dots\dots\dots (4.4)$$

ここに,

$p = \sqrt{\frac{k}{m}}$: 非減衰固有円振動数 (rad/sec), (固有周期 $T = \frac{2\pi}{p}$ (sec))

$k = \frac{c}{2\sqrt{mk}}$: 減衰定数

τ : 時間に関する積分変数 (sec)

つぎに, 応答変位スペクトル値 S_D , 応答速度スペクトル値 S_V , および絶対応答加速度スペクトル値 S_A は, 次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} S_D &= y_{\max} = \frac{1}{p\sqrt{1-h^2}} \left[\int_0^t \ddot{Z}(\tau) e^{-ph(t-\tau)} \sin p\sqrt{1-h^2}(t-\tau) d\tau \right]_{\max} \\ S_V &= \left(\frac{2\pi}{T} \right) S_D \\ S_A &= \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 S_D \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.5)$$

S_D , S_V , S_A はそれぞれ, 変位 (cm), 速度 (cm/sec), 加速度 (cm/sec² または gal) の単位を有している。応答スペクトル値を無次元的に表示するものとして, 次式 (4.6) で定義される応答加速度倍率スペクトル β がある。

$$\beta = \frac{S_A}{\ddot{Z}_{\max}} \dots\dots\dots (4.6)$$

ここに, $\ddot{Z}_{\max}$ は地震動加速度の最大値 (gal) である。この応答加速度倍率 β は, 地震動加速度の最大値で正規化しているため, 地震動加速度の大きさが直接的には影響しない。このため, 多数の加速度の異なる強震記録を用いて平均化することができる特色を有している。

構造物に与える地震動の強度ならびに周期特性の影響を表現する方法として, 応答加速度スペクトルが多く用いられてきた。本節では, 絶対応答加速度スペクトル (S_A) をとりあげ, 地震諸元および地盤条件を与えて S_A を合理的に推定する資料を求めることを目的として, 我国で得られた多数の水平加速度記録を用いて, S_A 値 (絶対応答加速度スペクトル値) の統計解析を行う。なお, 式 (4.6) で表わされる β 値については次節 (4.4) で述べることにする。

(2) 統計解析の方法

ここでの統計解析手法としては、いわゆる数量化Ⅰ理論を用いることにし、以下にその概要を示す。

いま、 N 個の観測値（外的基準値）があり、 i 番目の観測値を A_i とし、 A_i の実現に影響したと考えられる R 個の項目（アイテム）を選び出す。次に、各項目を数個の範ちゅう（カテゴリー）に分ける。 j 番目の項目の範ちゅうの数を k_j とする。このようにして、観測値 A_i のそれぞれは各項目内のいずれか1つの範ちゅうに対応した特性をもつものとする。

観測値の番号を i 、項目の番号を j 、各項目内の範ちゅうの番号を k （厳密には、 k_j とすべきであるが、簡単化するため添字 j を除く）とし、変数 x_{ijk} を考える。この変数 x_{ijk} の値は、観測値 A_i の特性が項目 j の範ちゅう k に対応するときは1とし、それ以外の場合は0とする。ここで、項目 j 内の範ちゅう k の重み係数（カテゴリー値）を w_{jk} とし、

$$\alpha_i = \sum_{j=1}^R \sum_{k=1}^{k_j} x_{ijk} w_{jk} \quad \dots\dots\dots (4.7)$$

なる量を考える。数量化Ⅰ理論では、 N 個の観測値 A_i が N 個の予測値 α_i ともっともよく一致するように重み係数 w_{jk} を定める。このような w_{jk} を定めるために、観測値と予測値の差の2乗和

$$\sum_{i=1}^N (A_i - \alpha_i)^2$$

が最小となるという条件を用いる。最適の重み係数 w_{jk} が定められれば、観測値と予測値の相関係数

$$r = \frac{\frac{1}{N} \sum A_i \alpha_i - \bar{A} \bar{\alpha}}{\sigma_A \cdot \sigma_\alpha} \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

の大きさが統計モデルの妥当性の目安となる。 $\bar{A}$ および $\bar{\alpha}$ はそれぞれ、観測値および予測値の平均値であり、 σ_A および σ_α はそれぞれの標準偏差である。

式(4.7)では、重み係数の和で予測値が求められると仮定したが、観測値の性質によっては重み係数の積で予測値を与えると仮定した方が適切な場合がある。このときの予測値は、

$$\alpha_i = \prod_{j=1}^R \sum_{k=1}^{k_j} w_{jk}^{x_{ijk}} \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

の形で与えられる。両辺の常用対数をとれば上式は

$$\log \alpha_i = \sum_{j=1}^R \sum_{k=1}^{k_j} x_{ijk} (\log w_{jk}) \quad \dots\dots\dots (4.10)$$

となり、形式的には式(4.7)と同じになる。統計モデルの妥当性を示す量は、同様に式(4.8)の相関係数で与えられるが、この場合には $\bar{A}$ 、 σ_A および $\bar{\alpha}$ 、 σ_α はそれぞれ、 $\log$

A_i および $\log a_i$ の平均値と標準偏差である。式(4.10)からわかるように、この場合の重み係数は常に正の値をとる。

(3) 解析に用いた強震記録と応答加速度スペクトル

ここでの解析では、1956年から1974年にかけて我国で発生した67回の地震によって各地の地盤上で得られた277成分の強震記録(水平加速度記録)を基礎資料とした。表4.5は、用いた強震記録の概要をまとめたものである。ここではマグニチュード4.4以下、震源深さ61km以上の地震は一応対象外とした。図4.12は67回の地震のマグニチュード別の頻度を表したものである。67回の地震の約 $\frac{2}{3}$ はマグニチュード5以上7未満の中規模地震である。マグニチュードが7.5以上の地震は、1964年新潟地震($M=7.5$)、1968年日向灘沖地震($M=7.5$)、1968年十勝沖地震($M=7.9$)と同日の余震($M=7.5$)の千回だけである。大部分の記録は、建設省土木研究所および運輸省港湾技術研究所が管掌する地盤上の強震計(大部分はSMAC-B2型)により収得され、解析されたものである。

解析に用いた水平277成分の強震記録を最大加速度の範囲別に分類した結果が図4.13である。最大加速度100gal未満の記録が全体の80%強をしめている。加速度の範囲としては20gal刻みで示したが、記録数は40~59galの範囲のものが最も多く、それ以下およびそれ以上ともいずれも記録数は減少している。

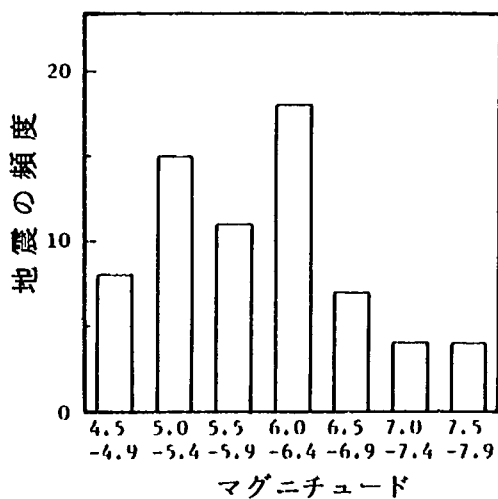


図4.12 67回の地震マグニチュード別頻度

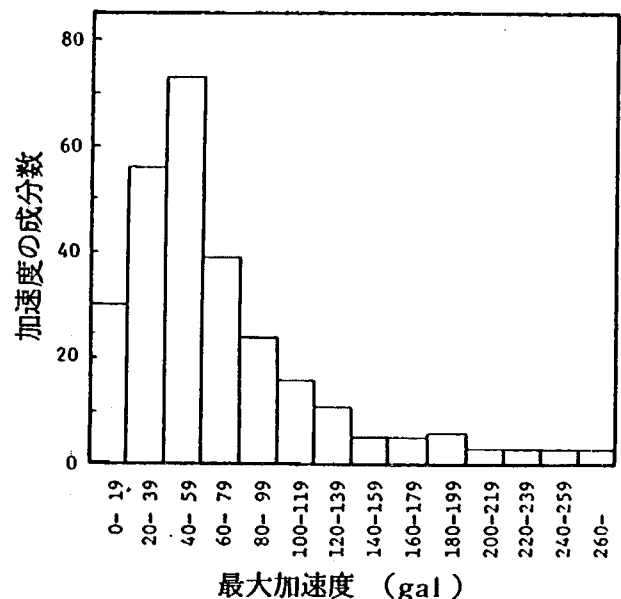


図4.13 277成分の最大加速度別成分数

応答スペクトルの計算に用いた1自由度線型系の減衰定数(h)は0.05とした。また、固有周期(T)は0.1~4.0秒の範囲とし、18箇の非減衰固有周期における絶対応答加速度スペクトル値(S_A)でスペクトル曲線を代表させた。これらの固有周期の値は、

表 4.5 (1) 解析対象の 277 成分の諸元

整理 番号	地震発生 年月日時分	観測 地点	M	d (km)	Amax (gal)	M					d (km)					G. C.			
						I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV
						54 未満	54 1 6.0	6.1 1 6.7	6.8 1 7.4	7.5 1 7.9	6 1 19	20 1 59	60 1 119	120 1 199	200 1 405	第 1 種	第 2 種	第 3 種	第 4 種
1	56. 2. 14, 09:52	東 大	6.0	12	70		○				○						○		
2				"	56		○				○						○		
3				"	67		○				○						○		
4				"	50		○				○						○		
5	62. 4. 23, 14:58	釧 路	7.0	94	244				○				○				○		
6		気 象 台		"	373				○				○				○		
7		塩 谷		141	27				○					○		○			
8				"	24				○					○		○			
9				148	22				○					○		○			
10				143	80				○					○			○		
11				"	36				○					○			○		
12				126	30				○					○				○	
13	63. 3. 27, 06:34	造 函 - S	6.9	"	24				○					○				○	
14	63. 8. 4, 20:43	土 研 千 葉	5.1	29	77	○						○					○		
15				"	71	○						○					○		
16	(新潟地震)	新潟県営ア	7.5	51	135					○		○						○	
17	64. 6. 16, 13:01			"	157					○		○						○	
18	65. 4. 20, 08:42	新天竜川橋	6.1	47	42			○				○						○	
19				"	100			○				○						○	
20				9	108			○			○							○	
21				"	67			○			○							○	
22				22	95			○				○							○
23	65. 4. 20, 08:42	- S	6.1	"	107			○				○							○
24	66. 1. 20, 10:44	新 潟 - S	5.3	85	20	○							○					○	
25				"	20	○							○					○	
26	66. 4. 3, 13:43	小名浜-S	5.8	94	56		○						○						○
27				"	84		○						○						○
28	66. 4. 5, 17:51	落 合 橋	5.4	8	206		○				○							○	
29				"	187		○				○							○	
30				11	139		○				○								○
31				"	230		○				○								○

表 4.5 (2) 解析対象の 277 成分の諸元

整理 番号	地震発生 年月日時分	観測 地点	M	d (km)	Amax (gal)	M					d (km)					G. C.				
						I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	
						5.4 未満	5.4 1 6.0	6.1 1 6.7	6.8 1 7.4	7.5 1 7.9	6 1 19	20 1 59	60 1 119	120 1 199	200 1 405	第1種	第2種	第3種	第4種	
32	66. 5. 28, 14:21	裾花ダム	5.3	13	53	○					○					○				
33				"	47	○					○					○				
34	66. 8. 20, 18:32	裾花ダム	4.5	21	130	○						○				○				
35				"	129	○						○				○				
36	66. 9. 8, 1:20	魚沼橋	4.8	18	45	○					○					○				
37	66.10. 8, 21:02	土研千葉	4.9	33	89	○						○					○			
38				"	46	○						○					○			
39	66.11.12, 21:01	有明海	5.9	13	118		○				○								○	
40				"	87		○					○								○
41	67. 1. 7, 20:59	塩釜一S	6.3	107	46			○					○					○		
42				"	32			○					○						○	
43		大船渡一S		95	25			○					○						○	
44				"	48			○					○						○	
45	67.11.19, 21:07	鹿島一S	6.0	72	55		○						○				○			
46				"	85		○						○				○			
47	68. 3. 30, 4:04	和歌山事	5.0	6	172	○					○								○	
48		一S		"	253	○						○							○	
49	68. 4. 1, 9:42	板島橋	7.5	103	170					○			○					○		
50				"	186					○			○						○	
51		高知一S		167	64					○				○					○	
52				"	97					○				○					○	
53		細島一S		81	182					○				○					○	
54				"	242					○				○					○	
55		和歌山事		317	46					○					○				○	
56		一S		"	76					○					○				○	
57		68. 5. 16, 9:49		青森一S	247	208					○					○			○	
58					"	180					○					○			○	
59	宮古一S			189	112					○				○		○				
60				"	97					○				○		○				
61				八戸一S	189	233					○				○			○		
62	"	181							○				○			○				

表 4.5 (3) 解析対象の 277 成分の諸元

整理 番号	地震発生 年月日時分	観測 地点	M	d (km)	Amax (gal)	M					d (km)					G. C.				
						I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	
						5.4 未満	5.4 1 6.0	6.1 1 6.7	6.8 1 7.4	7.5 1 7.9	6 1 19	20 1 59	60 1 119	120 1 199	200 1 405	第1種	第2種	第3種	第4種	
63	68. 5. 16, 9:49	新石狩大橋	7.9	324	181					○					○				○	
64				"	175					○				○				○		
65		幌満橋		156	78					○				○				○		
66				"	52					○				○				○		
67				293	205					○				○		○				
68		室蘭一 S		"	135					○					○		○			
69	68. 5. 16, 19:39	室蘭一 S	7.5	196	95					○				○			○			
70				"	75					○				○			○			
71		青森一 S		193	66					○				○				○		
72				"	86					○				○				○		
73		宮古一 S		213	90					○					○	○				
74				"	77					○					○	○				
75	68. 5. 16, 19:39	新石狩大橋	7.5	224	97					○					○			○		
76	68. 5. 16, 19:39	幌満橋	7.5	75	57					○			○					○		
77				"	46					○			○						○	
78	68. 5. 18, 8:17	大船渡一 S	5.1	168	79	○								○				○		
79				"	49	○									○				○	
80	68. 5. 23, 4:29	宮古一 S	6.3	87	50			○					○			○				
81				"	51			○					○			○				
82	68. 6. 12, 22:42	青森一 S	7.2	259	20				○						○			○		
83				"	22				○						○				○	
84		八戸一 S		194	37				○						○			○		
85				"	32				○						○			○		
86		宮古一 S		107	110				○					○			○			
87				"	98				○					○			○			
88	68. 7. 1, 19:45	平井大橋	6.1	90	58			○					○						○	
89				"	49				○				○						○	
90		品川一 S		50	67				○				○						○	
91				"	113				○				○						○	
92	68. 7. 5, 20:28	大船渡一 S	6.4	83	30			○					○					○		
93				"	51				○				○						○	

表 4.5 (4) 解析対象の 277 成分の諸元

整理 番号	地震発生 年月日時分	観測 地点	M	d (km)	Amax (gal)	M					d (km)					G. C.			
						I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV
						5.4 未満	5.4 1 6.0	6.1 1 6.7	6.8 1 7.4	7.5 1 7.9	6 1 19	20 1 59	60 1 119	120 1 199	200 1 405	第 1 種	第 2 種	第 3 種	第 4 種
94		板 島 橋		19	438			○			○							○	
95				"	361			○			○							○	
96				117	61			○					○						○
97	68. 8. 6, 1:17	広島 - S	6.6	"	48			○					○						○
98	68. 11. 14, 3:41	宮古 - S	6.0	93	52		○						○			○			
99				"	32		○						○			○			
100	69. 4. 21, 16:19	細島 - S	6.5	52	63			○				○						○	
101				"	98			○				○						○	
102				100	40			○					○					○	
103	69. 9. 9, 14:15	衣浦 - S	6.6	"	61			○					○					○	
104	70. 7. 26, 16:10	細島 - S	6.1	53	49			○				○						○	
105				"	49			○				○						○	
106				53	88			○				○						○	
107	70. 7. 26, 7:41	細島 - S	6.7	"	122			○				○						○	
108	70. 9. 14, 18:45	大船渡	6.2	65	25			○					○			○			
109		防地 - S		"	66			○					○			○			
110		四日市		74	86			○					○					○	
111		千歳 - S		"	79			○					○					○	
112		名古屋造函		76	46			○					○					○	
113		- S		"	53			○					○					○	
114				54	81			○				○						○	
115	71. 1. 5, 6:09	衣浦 - S	6.1	"	76			○				○						○	
116	71. 6. 13, 13:06	鹿島 - S	5.3	41	41	○						○					○		
117				"	54	○						○					○		
118	71. 8. 2, 16:25	釧路 - S	7.0	203	68				○								○		
119				"	65				○								○		
120	71. 10. 11, 19:16	鹿島 - S	5.2	13	34	○				○							○		
121				"	127	○				○							○		
122				66	94		○						○				○		
123	72. 5. 11, 9:45	釧路 - S	5.8	"	66		○						○				○		
124	68. 7. 1	101	6.1	47	38			○				○						○	
125		新葛飾橋		"	34			○				○						○	

表 4.5 (5) 解析対象の 277 成分の諸元

整理 番号	地震発生 年月日時分	観測 地点	M	J (km)	Amax (gal)	M					J (km)					G. C.			
						I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV
						5.4 未満	5.4 6.0	6.1 6.7	6.8 7.4	7.5 7.9	6 19	20 59	60 119	120 199	200 405	第 1種	第 2種	第 3種	第 4種
126	74. 8. 4	101	5.8	28	37		○					○						○	
127		新葛飾橋		"	29		○					○						○	
128	71. 2. 26	102	5.5	26	107		○					○				○			
129		米山大橋		"	108		○					○				○			
130	68. 7. 1	104	6.1	31	65			○				○						○	
131		新利根川橋		"	81			○				○						○	
132	74. 8. 4	104	5.8	32	79		○					○						○	
133		新利根川橋		22	53		○					○						○	
134	68. 7. 1	106	6.1	38	49			○				○							○
135		草加高架橋		"	49			○				○							○
136	72. 12. 4	106	7.2	311	28				○						○				○
137		草加高架橋		"	24				○						○				○
138	74. 8. 4	106	5.8	26	48		○					○							○
139		草加高架橋		"	66		○					○							○
140	68. 3. 30	112	5.0	7	70	○					○							○	
141		紀州大橋		"	80	○					○							○	
142	73. 11. 25	112	5.9	48	52		○					○						○	
143		紀州大橋		"	47		○					○						○	
144	73. 11. 25	112	5.8	43	54		○					○						○	
145		紀州大橋		"	33		○					○						○	
146	71. 2. 26	202	5.5	43	78		○					○				○			
147		魚沼橋		"	71		○					○				○			
148	71. 2. 26	203	5.5	26	38		○					○					○		
149		横倉沢橋		"	26		○					○					○		
150	69. 9. 9	204	6.6	87	43			○					○					○	
151		新八幡橋		"	41			○					○					○	
152	68. 2. 21	205	6.1	38	18			○				○					○		
153		石瀬戸橋		"	17			○				○					○		
154	68. 4. 1	205	7.5	130	29					○				○			○		
155		石瀬戸橋		"	27					○				○			○		

表 4.5 (6) 解析対象の 277 成分の諸元

整理 番号	地震発生 年月日時分	観測 地点	M	d (km)	Amax (gal)	M					d (km)					G. C.			
						I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV
						5.4 未 満	5.4 1 6.0	6.1 1 6.7	6.8 1 7.4	7.5 1 7.9	6 1 19	20 1 59	60 1 119	120 1 199	200 1 405	第 1 種	第 2 種	第 3 種	第 4 種
156	70. 7. 26	205	6.7	81	27			○					○				○		
157		石瀬戸橋		"	30			○					○				○		
158	70. 10. 16	301	6.2	24	149			○				○						○	
159		雄平橋		"	115			○				○						○	
160	66. 6. 24	302	5.1	63	17	○							○					○	
161		開北橋		"	13	○							○					○	
162	67. 1. 17	302	6.3	72	17			○					○					○	
163		開北橋		"	22			○					○					○	
164	67. 1. 17	304	6.3	140	35			○						○				○	
165		伊達橋		"	19			○						○				○	
166	69. 9. 9	305	6.6	215	8			○							○				○
167		港大橋		"	13			○							○				○
168	68. 4. 1	306	7.5	340	36					○					○				○
169		妙見橋		"	48					○					○				○
170	68. 4. 1	308	6.3	213	35			○							○			○	
171		板島橋		"	34			○							○			○	
172	68. 8. 6	308	5.3	18	170	○					○							○	
173		板島橋		"	226	○					○							○	
174	70. 7. 26	308	6.7	135	74			○						○				○	
175		板島橋		"	70			○						○				○	
176	69. 4. 21	309	6.5	133	12			○						○			○		
177		乙女橋		"	13			○						○			○		
178	72. 12. 4	310	7.2	405	19				○						○				○
179		平井大橋		"	15				○						○				○
180	74. 8. 4	310	5.8	77	30		○						○						○
181		平井大橋		"	43		○						○						○
182	69. 9. 9	311	6.6	145	11			○						○				○	
183		豊浜大橋		"	10			○						○				○	
184	71. 1. 5	311	6.1	43	126			○				○						○	
185		豊浜大橋		"	110			○				○						○	
186	69. 9. 9	319	6.6	85	15			○					○			○			
187		四徳大橋		"	25			○					○			○			

表 4.5 (7) 解析対象の 277 成分の諸元

整理 番号	地震発生 年月日時分	観測 地点	M	d (km)	Amax (gal)	M					d (km)					G. C.			
						I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV
						5.4 未満	5.4 1 6.0	6.1 1 6.7	6.8 1 7.4	7.5 1 7.9	6 1 19	20 1 59	60 1 119	120 1 199	200 1 405	第 1 種	第 2 種	第 3 種	第 4 種
188	68. 7. 1	501 東京湾 (富津岬)	6.1	82	23			○					○					○	
189				"	18			○					○					○	
190	69. 10. 3	501 東京湾 (富津岬)	4.5	22	17	○						○						○	
191				"	15	○						○						○	
192	72. 12. 4	501 東京湾 (富津岬)	7.2	260	33				○						○			○	
193				"	33				○						○			○	
194	73. 3. 27	501 東京湾 (富津岬)	4.9	26	45	○						○						○	
195				"	55	○						○						○	
196	74. 5. 9	501 東京湾 (富津岬)	6.9	122	41				○					○				○	
197				"	36				○					○				○	
198	72. 12. 4	503 東京湾 (観音崎)	7.2	257	35				○						○	○			
199				"	25				○						○	○			
200	73. 3. 27	503 東京湾 (観音崎)	4.9	34	109	○						○				○			
201				"	55	○						○				○			
202	74. 5. 9	503 東京湾 (観音崎)	6.9	114	53					○			○			○			
203				"	30					○			○			○			
204	69. 9. 9	602 横山ダム	6.6	58	12				○			○				○			
205				"	14				○			○				○			
206	68. 3. 7	901 土研 千葉支所	5.1	11	47	○					○						○		
207				"	47	○					○						○		
208	68. 7. 1	901 土研 千葉支所	6.1	74	65			○					○				○		
209				"	45			○					○				○		
210	69. 10. 3	901 土研 千葉支所	4.5	38	14	○						○					○		
211				"	16	○						○					○		
212	73. 3. 27	901 土研 千葉支所	4.9	23	29	○						○					○		
213				"	19	○						○					○		
214	74. 8. 4	901 土研 千葉支所	5.8	47	31		○					○					○		
215				"	27		○					○					○		
216	68. 7. 1	902 西新井橋	6.1	41	78			○				○							○
217				"	48			○				○							○

表 4.5 (8) 解析対象の 277 成分の諸元

整理 番号	地震発生 年月日時分	観測 地点	M	d (km)	Amax (gal)	M					d (km)					G. C.			
						I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV
						5.4 未満	5.4 6.0	6.1 6.7	6.8 7.4	7.5 7.9	6 19	20 59	60 119	120 199	200 405	第1種	第2種	第3種	第4種
218	71. 1. 5	904	6.1	66	24			○					○					○	
219		新天竜川橋		"	34			○					○					○	
220	69. 4. 6	905 (B)	4.5	11	157	○					○							○	
221		落合橋		11	37	○					○							○	
222	70. 4. 9	905 (B)	5.0	24	58	○						○						○	
223		落合橋		"	25	○						○						○	
224	71. 11. 10	905 (B)	4.5	8	46	○					○							○	
225		落合橋		"	71	○					○							○	
226	69. 4. 6	松代 905 (C)	4.5	11	45	○					○								○
227		落合橋		"	56	○					○								○
228	71. 11. 10	松代 905 (C)	4.5	8	42	○					○								○
229		落合橋		"	47	○					○								○
230	71. 10. 11	906 土研	5.2	9	58	○					○							○	
231		鹿島試験所		"	136	○					○							○	
232	69. 6. 23	907	5.2	73	7	○							○					○	
233		平大橋		"	10	○							○					○	
234	69. 7. 23	907	5.5	77	18		○						○					○	
235		平大橋		"	13		○						○					○	
236	70. 2. 15	907	5.1	59	43	○							○					○	
237		平大橋		"	59	○							○					○	
238	71. 9. 8	907	5.5	60	43		○						○					○	
239		平大橋		"	31		○						○					○	
240	71. 7. 23	1006	5.3	17	71	○					○					○			
241		鶴川橋		"	66	○					○					○			
242	69. 9. 9	1201 西横堀	6.6	187	10			○					○					○	
243		高架橋		"	9			○					○					○	
244	70. 1. 21	1303	6.7	167	57			○					○						○
245		新石狩大橋		"	61			○					○						○
246	70. 1. 21	1305	6.7	35	105			○			○							○	
247		幌満橋		"	102			○			○							○	

表 4.5 (9) 解析対象の 277 成分の諸元

整理 番号	地震発生 年月日時分	観測 地点	M	d (km)	Amax (gal)	M					d (km)					G. C.			
						I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV
						5.4 未満	5.4 6.0	6.1 6.7	6.8 7.4	7.5 7.9	6 19	20 59	60 119	120 199	200 405	第 1 種	第 2 種	第 3 種	第 4 種
248	71. 10. 11	1401 利根川	5.2	13	107	○					○							○	
249		河口堰		"	103	○					○							○	
250	71. 7. 23	1004 境川橋	5.3	17	46	○					○					○			
251	67. 4. 30	906 土研	4.9	37	46	○						○						○	
252		鹿島試験所		"	46	○						○						○	
253	73. 9. 30	906 土研	5.9	27	93		○					○						○	
254		鹿島試験所		"	67		○					○						○	
255	73. 10. 1	906 土研	5.8	33	82		○					○						○	
256		鹿島試験所		"	57		○					○						○	
257	74. 3. 3	906 土研	6.1	41	76			○				○						○	
258		鹿島試験所		"	53			○				○						○	
259	74. 11. 16	906 土研	6.1	55	146			○				○						○	
260		鹿島試験所		"	135			○				○						○	
261	68. 7. 1	1004	6.1	49	25			○				○				○			
262		境川橋		"	55			○				○				○			
263	68. 7. 1	1005	6.1	34	48			○				○					○		
264		姥久保橋		"	40			○				○					○		
265	68. 7. 1	1109 羽田	6.1	54	61			○				○						○	
266		海底トンネル		"	55			○				○						○	
267	68. 5. 16	1304	7.9	259	34					○					○				○
268		大楽毛橋		"	47					○					○				○
269	74. 3. 3	1401 利根川	6.1	35	85			○				○						○	
270		河口堰		"	85			○				○						○	
271	74. 7. 8	1401 利根川	6.3	80	44			○					○					○	
272		河口堰		"	50			○					○					○	
273	74. 8. 4	1401 利根川	5.8	70	19		○						○					○	
274		河口堰		"	24		○						○					○	
275	74. 11. 16	1401 利根川	6.1	53	134			○				○						○	
276		河口堰		"	153			○				○						○	
277	68. 5. 16	1303 新石狩大橋	7.5	224	170					○					○				○

$T = 0.1, 0.15, 0.2, 0.25, 0.3, 0.35, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0,$
 $1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0 \text{ (sec)} \dots\dots\dots (4.11)$

である。

(4) 範ちゅう (カテゴリー) の設定

1 自由度系の最大応答加速度値 (S_A) に影響を及ぼす主要な項目 (アイテム) として、地震のマグニチュード、観測点までの震央距離、および観測点の地盤条件の3つを考慮した。これらの他に、最大加速度、振動継続時間、地震の発生機構、震源から観測点までの地震波の伝播機構と地下構造などが考えられるが、これらは上記3項目に含まれるか、あるいは全地震について統一した定量評価が困難であるという理由により、今回の解析では直接考慮しなかった。最大加速度については、4.2で述べたように、マグニチュード、震央距離、および地盤条件の3項目で表示できるものとし、直接的には取上げなかった。

本解析の目的は、なるべく多数の実測資料を利用して現時点で工学的に有用な情報を得ることにあり、いたずらに解析を複雑にすることをさけた。従って、主要な影響を及ぼす因子として、前述のマグニチュード、震央距離、および地盤条件の3項目を選定し、その他の要因がもつ影響については、ばらつきの形で間接的に検討することにした。

上述の3項目のうち、マグニチュードと震央距離は連続量といえる量である。従って、これらの変数と絶対応答加速度スペクトル値 (S_A) との間に関数関係を仮定することにより、地盤条件を層別因子とする通常の重回帰分析 (その例を4.2で述べた) が可能である。しかし、ここでは、上記の3要因がスペクトル値に及ぼす非線型的な影響を実測データに即して把握することを重視し、それぞれの範ちゅうを設定して数量化I理論による統計解析を行なうことにした。

各種の予備的検討の結果、最終的に解析に使用した範ちゅうを表4.6に示す。地盤条件の分類については、従来から土木構造物の分野で多用されている道路橋耐震設計指針 (1971) による分類法に従った。この分類法は、前節 (4.2) において詳述されている。表4.6には、マグニチュード (M) および震央距離 (Δ) の各範ちゅうに含まれる記録の平均値も並示している。各範ちゅうの設定にあたっては、データ数の分布がある特定の範ちゅうに片寄りすぎないこと、および結果を工学的に応用するさいに便利なことなどを勘案した。震央距離の範ちゅうでは、震央距離が大きくなるほど範ちゅうの幅が等差級数的に大きくなるようにした。

次に、表4.7は、範ちゅうの組合わせによる分類に含まれる強震記録の成分数を示したものである。当然のことながら、小マグニチュードで遠距離の記録、および大マグニチュードで近距離の記録が欠如しており、データの分布は片寄っている。このデータの片寄りの改善は、今後のデータ蓄積を待つほかはない。とくに、大マグニチュード ($M > 7.0$) で、近距離 ($\Delta < 100 \text{ km}$) の強震記録を、各種地盤条件のもとで取得していくことが将来の重要課題といえよう。

表 4.6 数量化解析に用いた項目(アイテム)と範ちゅう(カテゴリー)

ア イ テ ム	カ テ ゴ リ ー	各カテゴリーの平均
マ グ ニ チ ュ ード (M)	M = 4.5. ~ 5.3	4.96
	M = 5.4 ~ 6.0	5.75
	M = 6.1 ~ 6.7	6.30
	M = 6.8 ~ 7.4	7.06
	M = 7.5 ~ 7.9	7.65
震 央 距 離 (d : km)	d = 6 ~ 19	11.7
	d = 20 ~ 59	38.2
	d = 60 ~ 119	82.9
	d = 120 ~ 199	158.7
	d = 200 ~ 405	271.3
観測地点の地盤条件	1 種 : 第三紀以前の地盤 (以下岩盤と称する), 又は 岩盤までの洪積層の厚さが10m未満	
	2 種 : 岩盤までの洪積層の厚さが10m以上, 又は岩 盤までの沖積層の厚さが10m未満	
	3 種 : 沖積層の厚さが25m未満で, かつ軟弱層* の 厚さが5 m未満	
	4 種 : 上記以外の地盤	

注) *耐震設計上支持力を無視する土層

表 4.7 解析に用いた 277 データの分布

マグニチュード M	地盤条件	震 央 距 離 d (km)					合 計	
		6 ~ 19	20 ~ 59	60 ~ 119	120 ~ 199	200 ~ 405		
4.5 ~ 5.3	第 1 種	6	4				10	60
	第 2 種	4	10				14	
	第 3 種	12	8	8	2		30	
	第 4 種	6					6	
5.4 ~ 6.0	第 1 種		4	2			6	48
	第 2 種	4	4	4			12	
	第 3 種	2	12	6			20	
	第 4 種	4	2	4			10	
6.1 ~ 6.7	第 1 種		4	6			10	102
	第 2 種		4	4	2		10	
	第 3 種	4	32	22	8	2	68	
	第 4 種		6	4	2	2	14	
6.8 ~ 7.4	第 1 種			4	3	2	9	29
	第 2 種			2	4	2	8	
	第 3 種				4	4	8	
	第 4 種					4	4	
7.5 ~ 7.9	第 1 種				2	2	4	38
	第 2 種				6	2	8	
	第 3 種		2	6	4	2	14	
	第 4 種				2	10	12	
合 計		42	92	72	39	32	277	

(5) 予測式の設定

数量化Ⅰ理論の適用にあたり数回の試算を行った結果、予測式は式(4.9)の形で示されるように重み係数の積で与えるのが妥当であると判断された。すなわち、ここでは絶対応答加速度スペクトル値 $\bar{S}_A$ (gal)の3つの重み係数の積の形で次式のように予測することにした。

$$\bar{S}_A(T, h) = f_M(T, h) \times f_{\Delta}(T, h) \times f_{GC}(T, h) \quad \cdots \cdots \cdots (4.12)$$

ここに、

T : 1自由度系の非減衰固有周期(sec) (式(4.11)参照)

h : 1自由度系の減衰定数(=0.05一律とした)

$\bar{S}_A(T, h)$: 周期 T , 減衰定数 h の1自由度系の絶対応答加速度スペクトル値の予測値(gal)

$f_M(T, h)$: マグニチュードの各範ちゅう(表4.6参照)に対する重み係数

$f_{\Delta}(T, h)$: 震央距離の各範ちゅう(表4.6参照)に対する重み係数

$f_{GC}(T, h)$: 地盤条件の各範ちゅう(表4.6参照)に対する重み係数

である。この場合の重み係数は常に正の値となり、式(4.12)による予測値も常に正の絶対応答加速度スペクトル値を与えることになる。

[2] 解析結果

(1) 概 要

数量化解析から得られた重み係数を一覧表にして、表4.8に示す。ここでは、マグニチュードおよび震央距離の項目のそれぞれ1つの範ちゅうの重み係数の値を1.00にとっている。表4.8を用いれば、例えば $M=6.1\sim 6.7$, $\Delta=20\sim 59$ Kmの地震により、3種地盤上の固有周期 $T=0.5$ 秒, 減数定数 $h=0.05$ の振動系に生ずる絶対応答加速度(平均値)は、式(4.12)から

$$\bar{S}_A(0.5, 0.05) = 0.309 \times 2.91 \times 140 = 126 \text{ gal} \quad \cdots \cdots \cdots (4.13)$$

と予測できる訳である。

図4.14(A)~(P)の16枚のスペクトル図は、表4.8から求まる各範ちゅうに対する絶対応答加速度スペクトル図である。また、図4.15は2つの異なる地震($M=5.4\sim 6.0$, $\Delta=6\sim 19$ Kmおよび $M=7.5\sim 7.9$, $\Delta=120\sim 199$ Km)で得られる第1種および第4種の地盤上の絶対応答加速度値を比較したものである。岩盤上(第1種地盤)と軟弱な沖積地盤上(第4種地盤)の地震記録の振動特性の相違がいずれの地震に対しても明瞭に現われている。さらに2つの地震では、同一種の地盤上でも振動数が明らかに異なることが認められ、一般にマグニチュードの大きな地震の地震動には比較的長周期の成分が多く含まれているといえる。

同一の震央距離($\Delta=60\sim 119$ Km), 同一の地盤(第3種地盤)に対して、マグニチ

表 4.8 数量化解析から求めた重み係数

T^*	r^{**}	$f_M(T, 0.05)$					$f_d(T, 0.05)$					$f_{GC}(T, 0.05)$			
		マグニチュード (M)					震 央 距 離 (J: km)					地 盤 条 件 (G C)			
		4.5~5.3	5.4~6.0	6.1~6.7	6.8~7.4	7.5~7.9	6~19	20~59	60~119	120~199	200~406	Type I	Type II	Type III	Type IV
0.10	0.56	0.218	0.278	0.296	0.399	1.00	5.10	2.67	2.05	0.994	1.00	126	107	120	106
0.15	0.53	0.225	0.274	0.297	0.448	1.00	4.85	3.01	2.15	1.00	1.00	155	130	141	125
0.20	0.54	0.185	0.280	0.288	0.499	1.00	5.48	3.24	2.07	1.05	1.00	169	149	161	129
0.25	0.55	0.171	0.254	0.283	0.534	1.00	6.86	3.65	2.33	1.21	1.00	135	129	143	129
0.30	0.56	0.164	0.269	0.280	0.548	1.00	6.59	3.51	2.25	1.27	1.00	109	130	147	131
0.35	0.55	0.161	0.274	0.302	0.588	1.00	5.74	3.05	2.13	1.24	1.00	92.8	126	149	142
0.40	0.57	0.152	0.268	0.311	0.557	1.00	5.45	3.01	1.92	1.33	1.00	83.0	122	145	144
0.50	0.63	0.108	0.237	0.309	0.593	1.00	6.35	2.91	1.60	1.36	1.00	76.6	113	140	156
0.60	0.67	0.0889	0.246	0.321	0.618	1.00	5.88	2.79	1.46	1.32	1.00	62.1	101	134	159
0.70	0.70	0.0730	0.222	0.315	0.644	1.00	6.77	2.96	1.56	1.37	1.00	50.0	88.8	118	148
0.80	0.68	0.0683	0.214	0.294	0.595	1.00	5.89	2.73	1.54	1.28	1.00	47.9	91.0	115	145
0.90	0.67	0.0672	0.214	0.285	0.581	1.00	5.13	2.38	1.48	1.20	1.00	46.4	90.5	113	136
1.00	0.67	0.0653	0.204	0.284	0.636	1.00	4.62	2.15	1.40	1.16	1.00	43.3	89.3	107	125
1.50	0.72	0.0503	0.138	0.204	0.534	1.00	4.40	2.20	1.44	1.00	1.00	33.0	56.5	68.5	84.6
2.00	0.71	0.0605	0.148	0.215	0.585	1.00	3.66	1.99	1.29	0.924	1.00	24.7	36.8	44.1	46.2
2.50	0.70	0.0587	0.136	0.183	0.405	1.00	3.50	1.95	1.34	0.947	1.00	21.9	37.7	35.8	33.0
3.00	0.69	0.0660	0.138	0.194	0.391	1.00	3.26	1.79	1.35	0.867	1.00	18.8	26.6	28.5	26.6
4.00	0.68	0.0701	0.144	0.187	0.395	1.00	2.81	1.61	1.27	0.788	1.00	15.7	20.3	24.1	19.1

T^* = 周期 (秒) r^{**} = 相関係数

ュードの異なる地震による絶対応答加速度スペクトルの変化の様子を図 4.16 に示す。マグニチュードの変化による応答加速度の変化は、短周期に比べ長周期でより顕著に現われることがわかる。

また、図 4.17 は同一のマグニチュード ($M = 6.1 \sim 6.7$)、同一の地盤 (第 3 種地盤) について、地震が異なる震央距離で発生する場合の応答加速度スペクトルの変化を示したものである。これにより、震央距離の変化による応答加速度値の変化は、短周期領域で顕著なことがわかる。

従来、定性的には認められていたが、図 4.15 ~ 図 4.17 から応答スペクトルの形状が地盤条件のみならず、マグニチュード、震央距離の影響をうけることが定量的に明らかになったことは意義深いといえる。

(2) 予測値 $\bar{S}_A$ の特性

この解析で、考慮した各種要因が応答加速度スペクトル値 $\bar{S}_A$ に与える影響をより詳細に検討してみよう。

図 4.18 は、震央距離と地盤種別の範ちゅうが同一のときに、マグニチュードの変化によって、応答加速度スペクトル値がどのような影響をうけるかを図示したものである。マグニチュードの影響度は、スペクトル図の短周期領域と長周期領域で異なっている。すなわち、固有周期が 0.4 秒程度以下の領域では、マグニチュードが $M = 4.5 \sim 5.3$ から $M = 7.5 \sim 7.9$ に増加すると応答加速度スペクトル値は 5 ~ 6 倍になるが、固有周期が 0.7 秒

程度以上の領域では、この倍率が1.4～2.0倍と大きな値を示す。つまり、長周期構造物では地震マグニチュードの変化によって、応答加速度値が短周期構造物よりも大きな影響をうけることは明らかであり、このような傾向はスペクトル形状の変化として前述の図4.15、図4.16にも現われている。

次に、地震のマグニチュードと地盤条件の範ちゅうを固定して、震央距離のみを変化させたときに応答加速度スペクトル値に与える影響を図4.19に示す。これから、震央距離の影響は、短周期領域で顕著であることがわかる。この傾向は、前掲の図4.17からも明らかであり、近距離地震には短周期成分が相対的に強く含まれていることに起因していると考えられる。

記録地点の地盤条件が応答加速度スペクトルに与える影響を図4.20に示す。この図は、地震のマグニチュードと震央距離の条件が同一のときに、各種地盤上の強震記録の応答加速度スペクトル値が、岩盤（第1種地盤）上の値に対して何倍になるかを示している。この図によると、地盤の影響は固有周期が0.5～2.0秒の領域で顕著に現われ、この範囲では地盤が軟弱なほど応答加速度スペクトル値が大きくなる。また約0.3秒以下の短周期の領域では、地盤種別によって応答加速度スペクトル値はあまり影響をうけない。しいていえば、硬質地盤の方がやや高い応答値を示している。

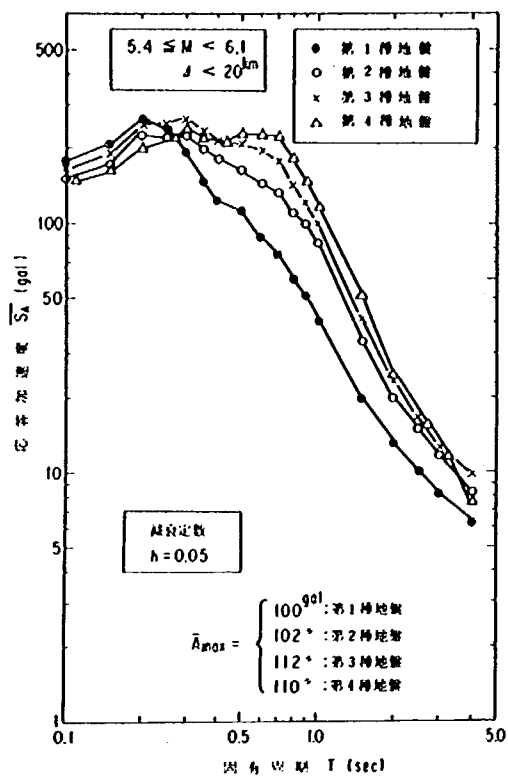
図4.18～図4.20の3つの図を比較することにより、重み係数の比が最も大きいのはマグニチュードであり、以下、震央距離、地盤条件の順になっていることがわかる。

(3) 実測値のばらつき

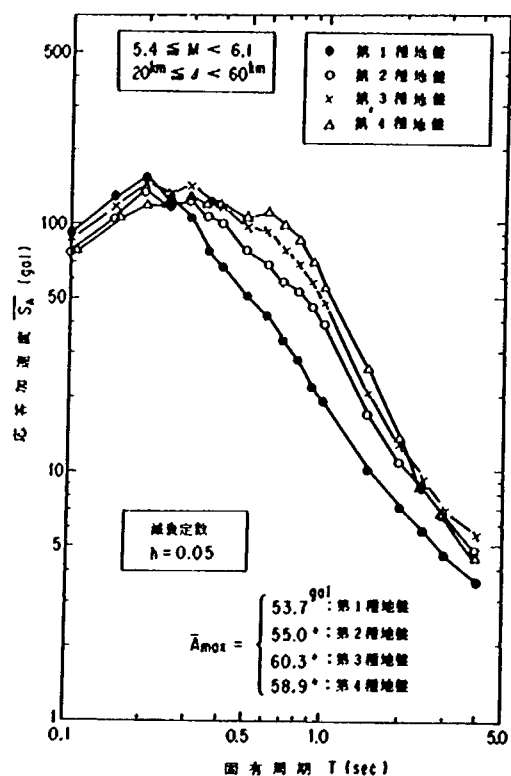
前掲した表4.8の相関係数の値からわかるように、実測値 S_A と予測値 $\bar{S}_A$ との間の相関は必ずしも高くない。式(4.12)はマグニチュード、震央距離、地盤種別のある1つの組合わせに対して1つの予測値 $\bar{S}_A$ を与えるが、この組合わせに属する実測値はかなり大きなばらつきをもっている。図4.21は $M=6.1\sim 6.7$ 、 $\Delta=20\sim 59$ Km、第3種地盤の条件を満たす32個のデータ（表4.7参照）のばらつきの範囲と式(4.12)による予測値を示している。この図からも明らかなように、表4.8の重み係数と式(4.12)から予測値 $\bar{S}_A$ を求めた場合、将来実際に観測される地震記録の応答加速度スペクトル値の中には、この予測値を上まわるものや下まわるものが現われる。図4.21のばらつきの主原因は、解析に用いた範ちゅうの幅がかなり大きいこと、および実際の応答加速度スペクトル値は、マグニチュード、震央距離、地盤条件以外の要因の影響もうけることの2つにある。ここでは、解析に用いた277成分の記録に基づいて実測値が予測値に対しどのように分布しているかを検討する。いま、実測値 S_A と予測値 $\bar{S}_A$ の比を α とおく。

$$\alpha = \frac{S_A}{\bar{S}_A} \dots\dots\dots (4.14)$$

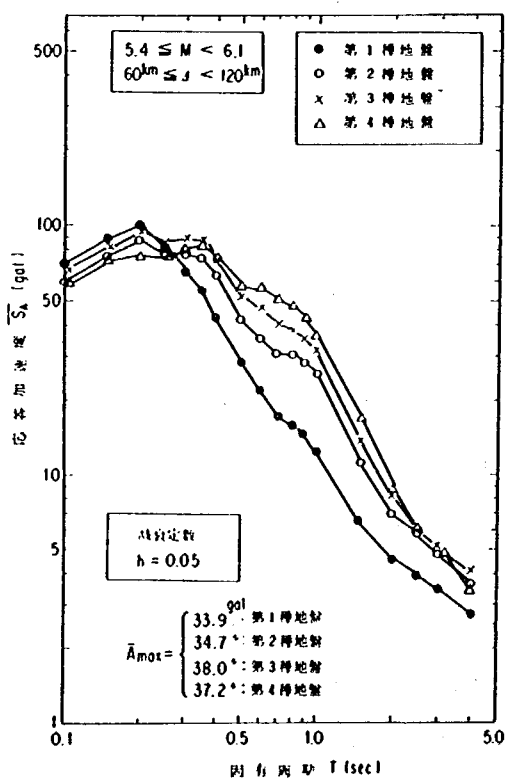
解析に用いた記録数は277成分であるので、各固有周期に対して277個の α の値がある。図4.22～図4.25は α の分布を $T=0.1, 0.5, 1.0, 4.0$ 秒の4つの固有周期につき



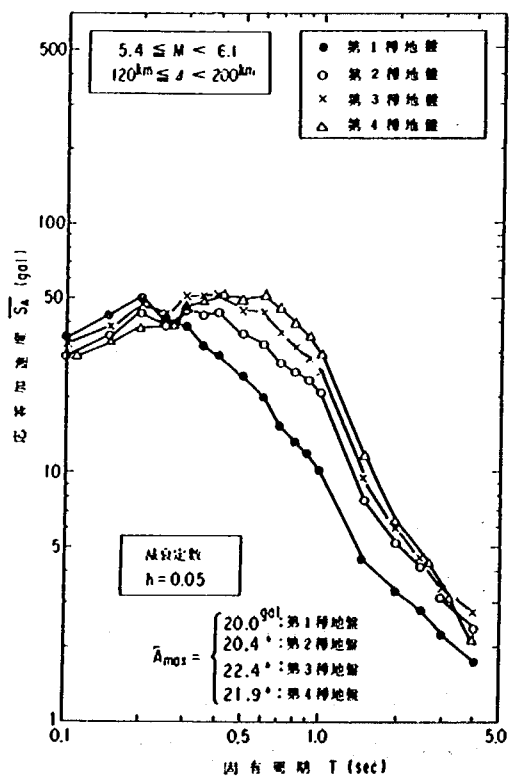
(A) $M = 5.4 \sim 6.0$, $\Delta = 6 \sim 19 \text{ Km}$



(B) $M = 5.4 \sim 6.0$, $\Delta = 20 \sim 59 \text{ Km}$

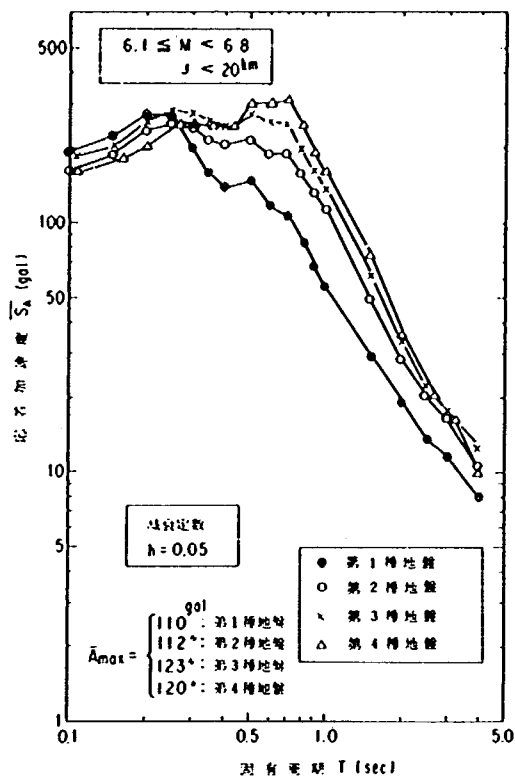


(C) $M = 5.4 \sim 6.0$, $\Delta = 60 \sim 119 \text{ Km}$

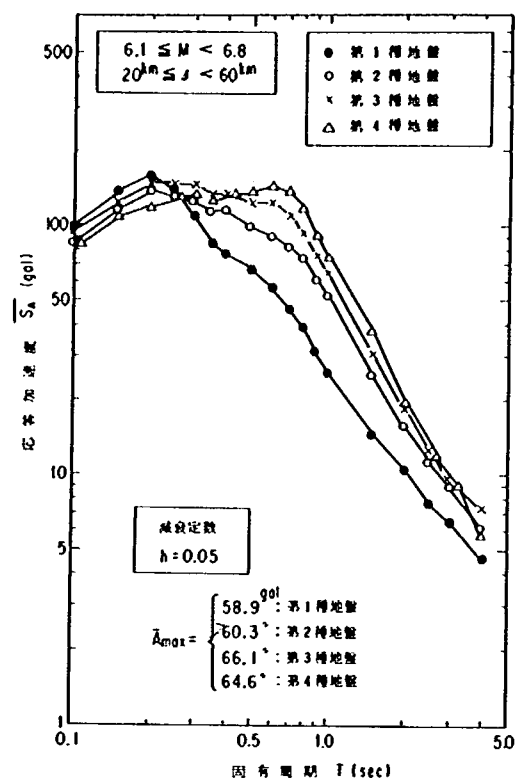


(D) $M = 5.4 \sim 6.0$, $\Delta = 120 \sim 199 \text{ Km}$

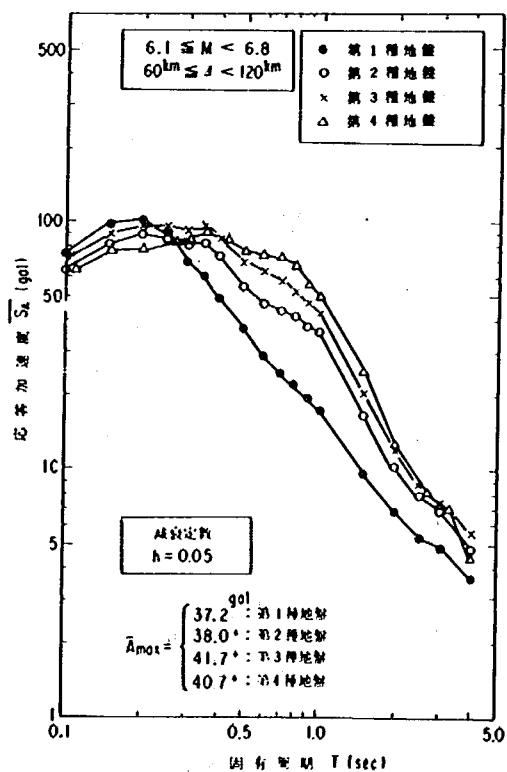
図 4.14 (A)~(D) 絶対応答加速度スペクトル曲線 ($M = 5.4 \sim 6.0$)



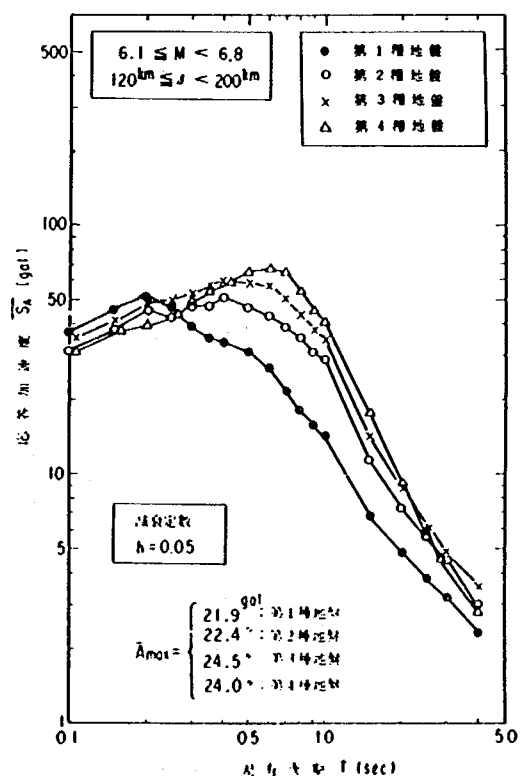
(E) M = 6.1 ~ 6.8, Δ = 6 ~ 19 Km



(F) M = 6.1 ~ 6.8, Δ = 20 ~ 59 Km

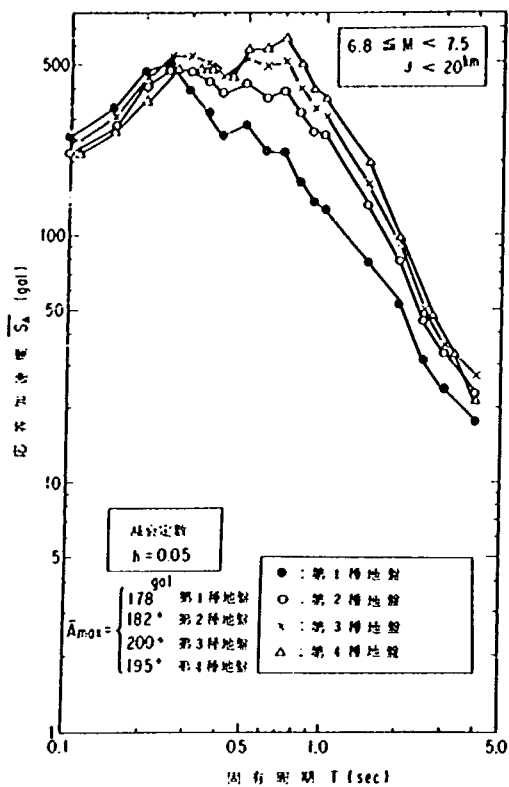


(G) M = 6.1 ~ 6.8, Δ = 60 ~ 119 Km

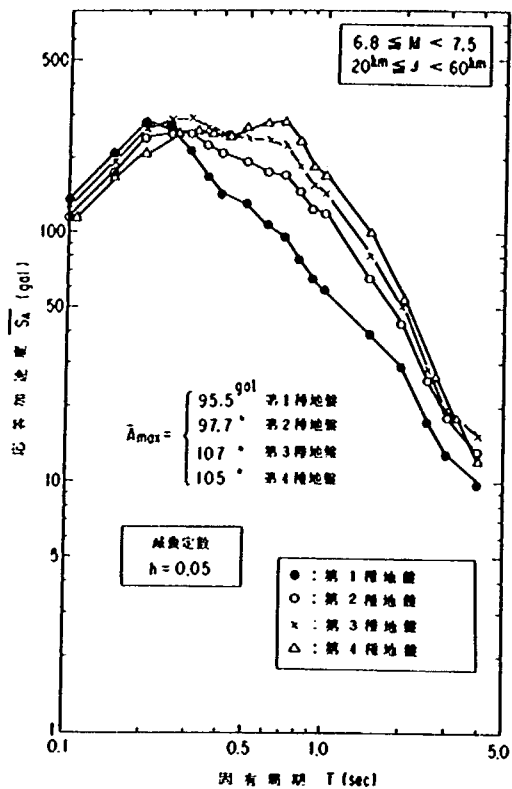


(H) M = 6.1 ~ 6.8, Δ = 120 ~ 199 Km

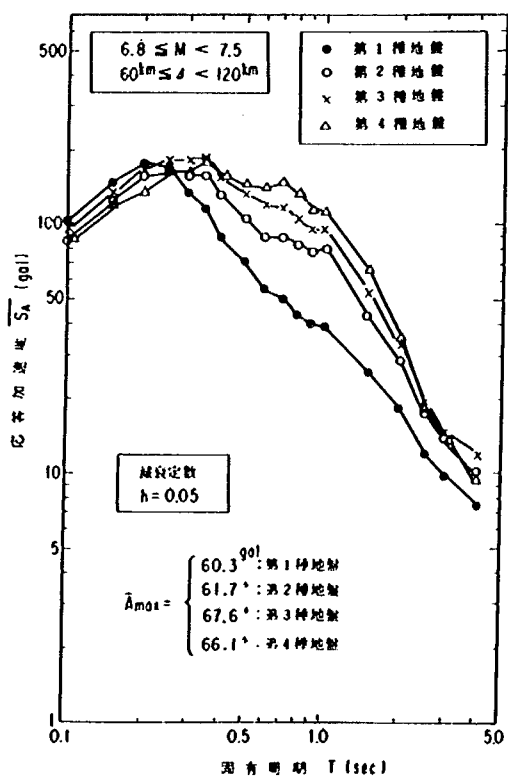
図 4.14 (E)~(H) 絶対応答加速度スペクトル曲線 (M = 6.1 ~ 6.8)



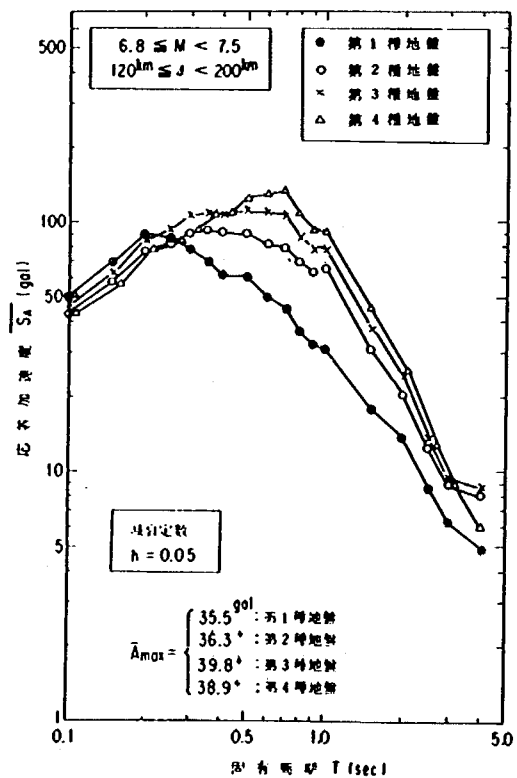
(I) $M = 6.9 \sim 7.4$, $\Delta = 6 \sim 19$ Km



(J) $M = 6.9 \sim 7.4$, $\Delta = 20 \sim 59$ Km

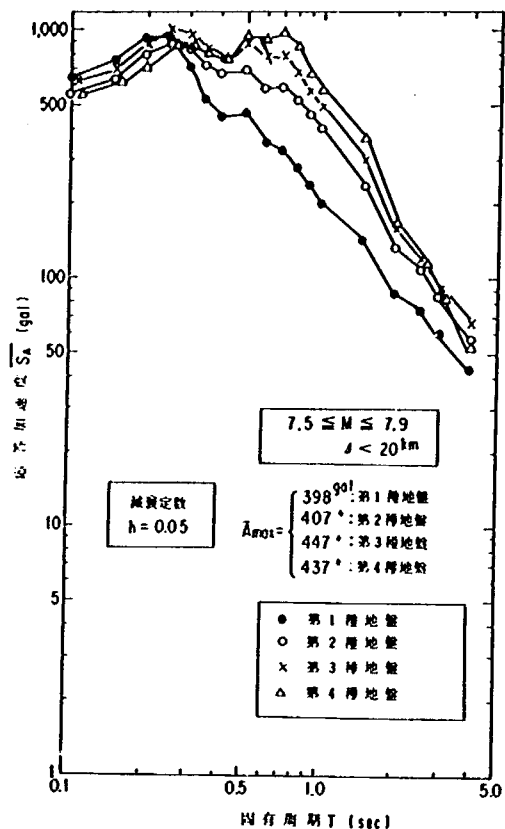


(K) $M = 6.9 \sim 7.4$, $\Delta = 60 \sim 119$ Km

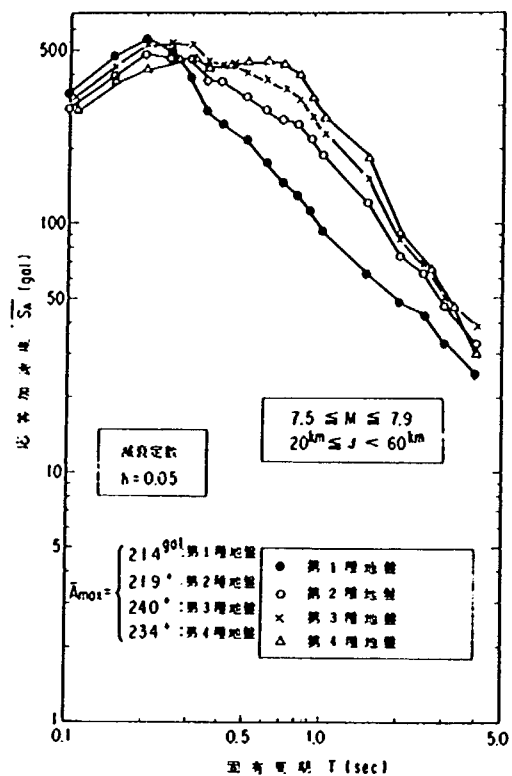


(L) $M = 6.9 \sim 7.4$, $\Delta = 120 \sim 199$ Km

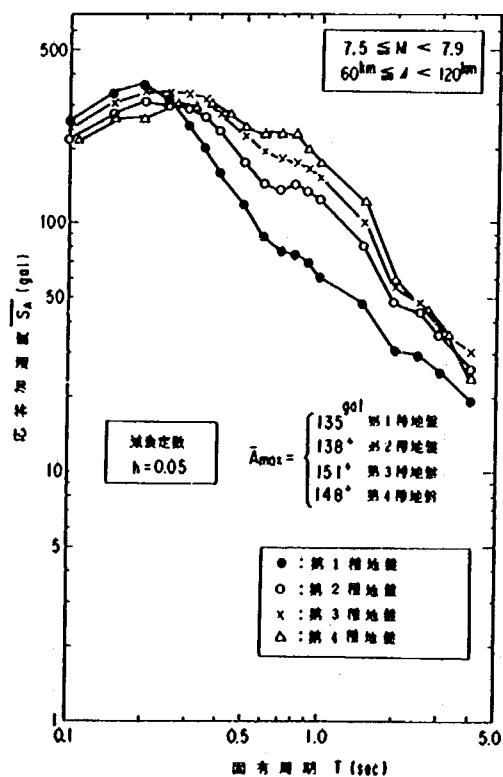
図 4.14 (I)~(L) 絶対応答加速度スペクトル曲線 ($M = 6.9 \sim 7.4$)



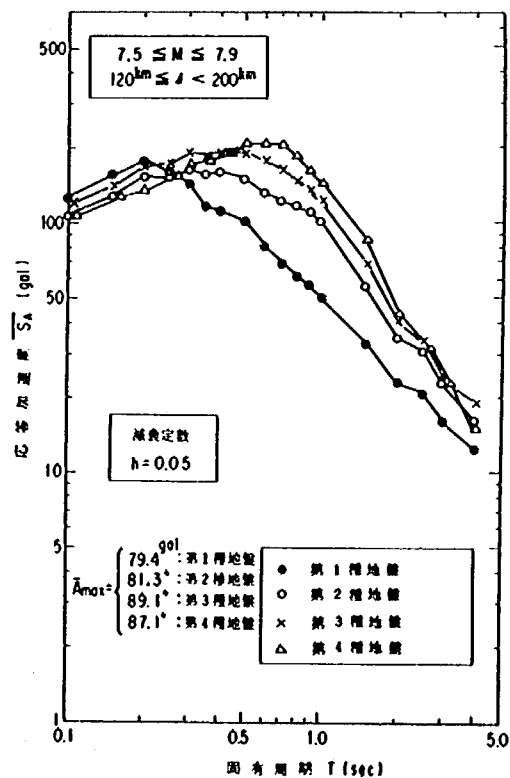
(M) $M = 7.5 \sim 7.9$, $\Delta = 6 \sim 19 \text{ Km}$



(N) $M = 7.5 \sim 7.9$, $\Delta = 20 \sim 59 \text{ Km}$



(O) $M = 7.5 \sim 7.9$, $\Delta = 60 \sim 119 \text{ Km}$



(P) $M = 7.5 \sim 7.9$, $\Delta = 120 \sim 199 \text{ Km}$

図 4.14 (M)~(P) 絶対応答加速度スペクトル曲線 ($M = 7.5 \sim 7.9$)

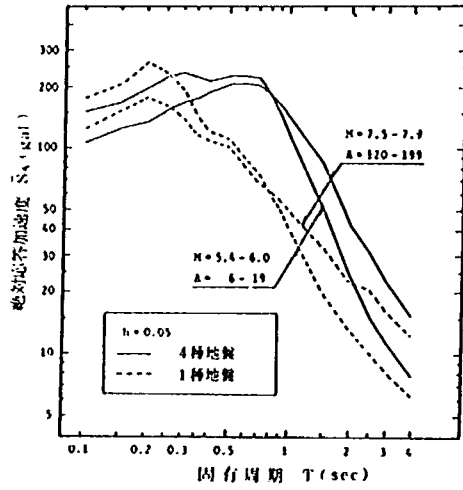


図 4.15 応答スペクトル曲線の比較例

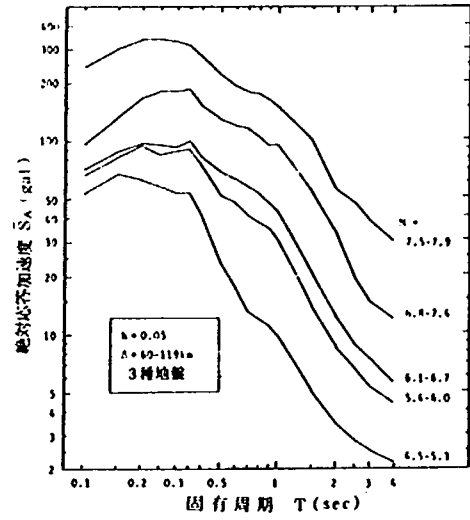


図 4.16 マグニチュード-応答スペクトル曲線の変化

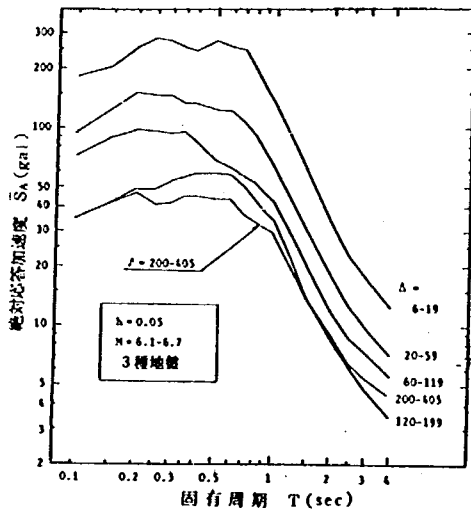


図 4.17 震央距離-応答スペクトル曲線の変化

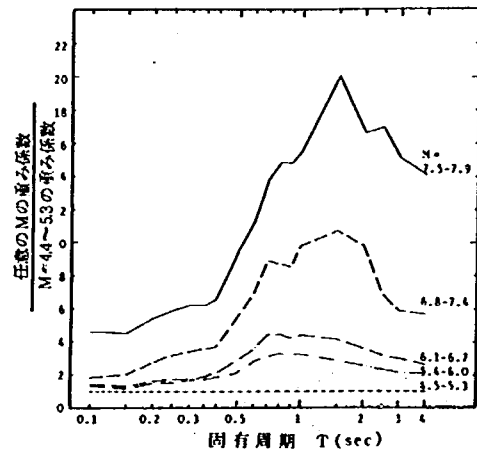


図 4.18 マグニチュードの影響

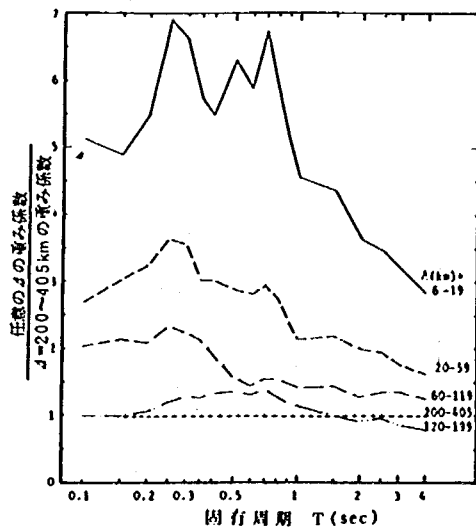


図 4.19 震央距離の影響

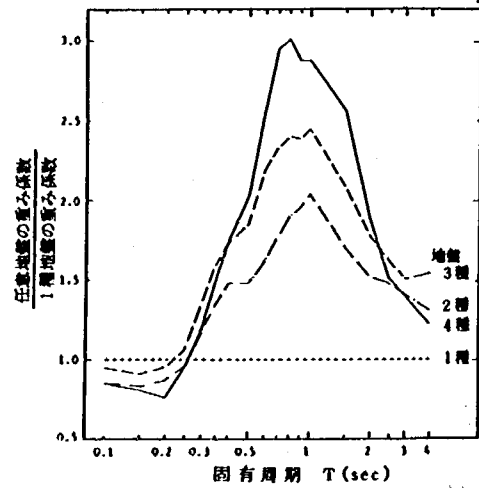


図 4.20 地盤条件の影響

ヒストグラムの形で描いたものである。いずれの分布も α の大きな値の方向に長い裾野をもち、一見して対数正規分布に類似した形状を示している。表 4.9 には、277 個のデータから求めた α の平均値と標準偏差を各固有周期について示した。T = 0.8 ~ 4.0 秒の範囲では、2 つの異常に大きな α の値が標準偏差の妥当な推定を乱していることが明らかとなったため、この 2 つのデータを除外して m_α , σ_α を計算した。各固有周期におけるデータを図 4.22 ~ 図 4.25 のように 15 個の区分に分割し、各区分に含まれる実測値の個数と対数正規分布を仮定して得られる推定個数との適合度に関して、 χ^2 -検定を行った。

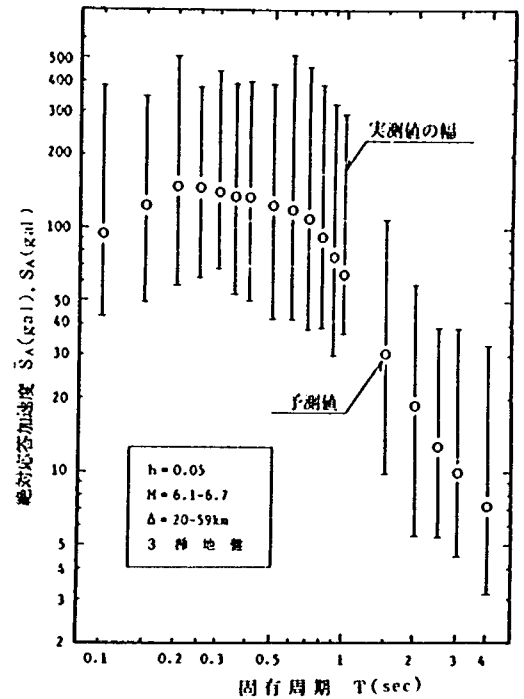


図 4.21 スペクトル予測値 $\bar{S}_A$ と実測値 S_A の幅

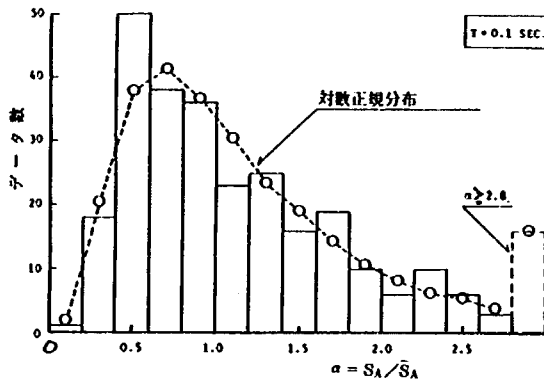


図 4.22 T = 0.1 秒に対する α の頻度

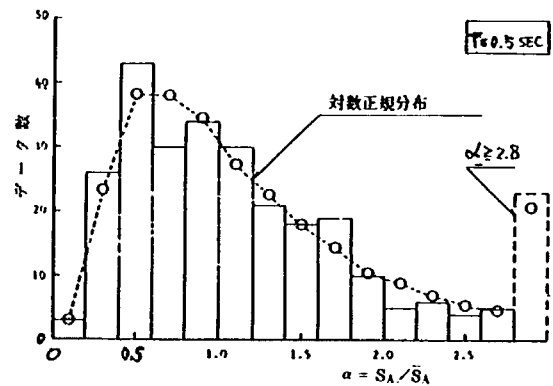


図 4.23 T = 0.5 秒に対する α の頻度

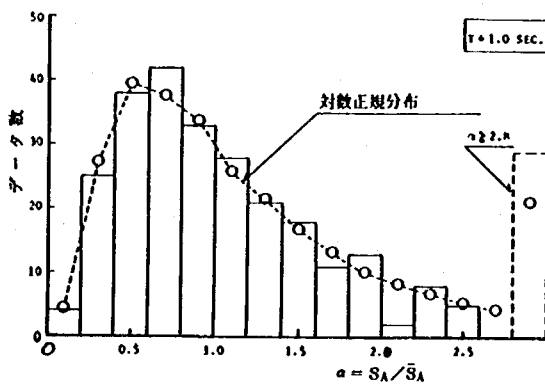


図 4.24 T = 1.0 秒に対する α の頻度

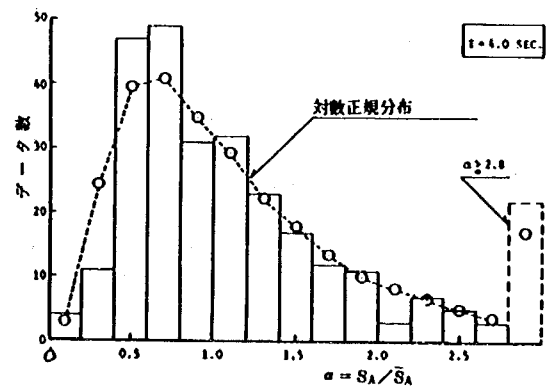


図 4.25 T = 4.0 秒に対する α の頻度

図 4.2 2 ～ 図 4.2 5 には、対数正規分布をあてはめた場合の α の推定分布を示してあり、表 4. 9 の (4) 欄には各固有周期に対する χ^2 の値をまとめた。データを 15 区間に分割した場合の有意水準 0.05 に対する χ^2 の値は 21.03 である。固有周期 $T = 0.15$ および 0.2 秒での χ^2 の値がこれをやや上まわっているが、全体的に見て対数正規分布は有意水準 0.05 で妥当であるといえる。

α の分布が固有周期にかかわらずほぼ対数正規分布とみなされるものと仮定すれば、任意の超過確率 p を与える α の値を求めることができる。表 4. 9 の (5) 欄には、対数正規分布を仮定して求めた超過確率 $p = 0.05, 0.1, 0.2, 0.4, 0.5$ に対する α の値を示した。同一の超過確率に対する α の値は固有周期に無関係にほぼ一定値となっており、概略の値は表 4. 9 の最下行に示した平均値で代表させることができる。

式 (4.12) で計算して得られる予測値 $\bar{S}_A$ は超過確率約 50% の応答加速度スペクトル図を与え、仮りにこれを約 3 倍すると超過確率 5% のスペクトルを与えることになる。表 4. 9 に示した α の値と式 (4.12)、表 4. 8 による $\bar{S}_A$ 値を併用すれば、構造物の重要度にあつた超過確率に対する応答加速度スペクトル値を求めることができる。

表 4. 9 超過確率 p と $\alpha = \frac{S_A}{\bar{S}_A}$ の関係

(1) T	(2) m_α	(3) σ_α	(4) χ^2	(5) p に対応する α の値					
				p=0.05	p=0.1	p=0.2	p=0.3	p=0.4	p=0.5
0.10	1.24	0.910	11.78	2.94	2.32	1.75	1.41	1.18	1.00
0.15	1.25	0.882	31.66	2.90	2.31	1.74	1.42	1.20	1.02
0.20	1.27	0.914	26.34	2.98	2.36	1.77	1.44	1.21	1.03
0.25	1.26	0.968	19.78	3.06	2.39	1.77	1.43	1.19	1.00
0.30	1.26	0.948	10.19	3.04	2.38	1.78	1.43	1.20	1.01
0.35	1.29	1.10	9.01	3.31	2.53	1.83	1.45	1.18	0.98
0.40	1.26	0.999	11.50	3.12	2.42	1.78	1.42	1.18	0.99
0.50	1.30	1.05	6.93	3.24	2.51	1.84	1.46	1.21	1.01
0.60	1.29	1.11	10.40	3.33	2.54	1.83	1.44	1.18	0.98
0.70	1.34	1.32	16.80	3.70	2.74	1.91	1.47	1.18	0.96
0.8*	1.27	1.02	9.56	3.16	2.45	1.79	1.43	1.18	0.99
0.9*	1.29	1.08	12.55	3.28	2.52	1.83	1.45	1.19	0.99
1.0*	1.28	1.09	14.47	3.28	2.51	1.81	1.43	1.17	0.97
1.5*	1.23	1.00	17.01	3.08	2.38	1.74	1.39	1.14	0.95
2.0*	1.23	0.956	7.37	3.01	2.35	1.73	1.39	1.16	0.97
2.5*	1.27	1.14	14.97	3.34	2.53	1.80	1.41	1.15	0.95
3.0*	1.24	1.01	19.45	3.11	2.40	1.75	1.40	1.15	0.96
4.0*	1.23	0.953	16.49	3.00	2.34	1.73	1.39	1.16	0.97
平 均 値				3.16	2.44	1.79	1.43	1.18	0.99

(1) T = 周期 (秒)

(2) m_α = α の平均値

(3) σ_α = α の標準偏差

$$(4) \chi^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(F_i - f_i)^2}{F_i}$$

$$\chi^2_{0.05, 12} = 21.03$$

F_i = 生起回数 (期待値)

f_i = 生起回数 (観測値)

(5) p = 超過確率

* m_α, σ_α の計算で 2 データを無視した。

〔3〕 考 察

1956年から1974年の19年間に日本各地の地盤上の強震計によって収集された277成分の加速度強震記録から計算した応答加速度スペクトルの18個の固有周期におけるスペクトル値（ただし減衰定数は0.05）に対し、地震マグニチュード、震央距離、記録地点の地盤条件の3項目を因子として数量化I理論による統計解析を行い、以下の結果を得た。

- 1) 与えられた地震のマグニチュード、注目地点からの震央距離の範囲、ならびに注目地点の地盤条件に対して、平均的な絶対応答加速度スペクトル値を3つの重み係数の積の形で予測する経験式が求められた。
- 2) マグニチュード、震央距離、および地盤条件が絶対応答加速度スペクトル値に及ぼす影響を定量的に検討して得られた傾向は、従来から定性的に指摘されてきた傾向とよく一致した。
- 3) 絶対応答加速度スペクトル値 S_A に与えるマグニチュードの影響は固有周期0.7秒以上の領域で特に顕著であり、この領域の絶対応答加速度スペクトル値はマグニチュードの増加に伴ない著しく増大する。震央距離の減少による絶対応答加速度スペクトル値の増大は一般にスペクトル図で0.8秒以下の短周期領域で顕著に現われる。また、地盤条件の影響は固有周期0.5～2.0秒程度の領域で著しく、この領域においては地盤が軟弱になるに従って絶対応答加速度スペクトル値は増大する。
- 4) 実測と予測値の比が近似的に対数正規分布に従うことを利用し、任意に与えられた超過確率の値に対応した絶対応答加速度スペクトル値を予測する資料を提供した。
- 5) 地震のマグニチュード、震央距離、地盤条件を考慮して求めた絶対応答加速度スペクトル図を利用すれば、構造物の地震応答解析に用いるべき入力地震動の波形を合理的に選定することができる。

4.4 応答加速度倍率スペクトルの解析

〔1〕 解析方法と解析に用いた資料

前節4.3では、地震動の動的作用を表現する指標として絶対応答加速度スペクトル (S_A) をとりあげて統計解析を行ったが、本節では式(4.6)で定義した応答加速度倍率スペクトル (β) に着目して、前節と同様の統計解析を行う。

解析対象の地震動記録、範ちゅうの設定、および予測式の設定はすべて前節と同様とした。すなわち、表4.6、表4.7に示したように、277成分の記録をマグニチュード、震央距離、地盤条件の3項目により範ちゅう分けした。また、予測式は、次式(4.15)とした。

$$\bar{\beta}(T, h) = C_M(T, h) \times C_{\Delta}(T, h) \times C_{00}(T, h) \quad \cdots \cdots \cdots (4.15)$$

ここで、

$\bar{\beta}(T, h)$: 固有周期 T 、減衰定数 h をもつ1自由度線型系の応答加速度倍率スペクトルの

予測値

$C_M(T, h)$: マグニチュード M の重み係数

$C_\Delta(T, h)$: 震央距離 Δ の重み係数

$C_{GC}(T, h)$: 地盤条件 G.C. の重み係数

(2) 解析結果

数量化 I 理論の解析から求めた応答加速度倍率スペクトル β に対する、マグニチュード、震央距離、および地盤条件の重み係数を表 4.10 に示す。この表から、例えばマグニチュード $M = 7.5 \sim 7.9$ 、震央距離 $\Delta = 60 \sim 119$ km の地震により第 3 種地盤上の固有周期 $T = 0.5$ 秒、減衰定数 $h = 0.05$ の 1 自由度系に生じる応答加速度倍率は、式 (4.15) から次のように推定できる。

$$\bar{\beta}(0.5, 0.05) = 1.0 \times 0.845 \times 1.746 = 1.48 \quad \dots\dots\dots (4.16)$$

表 4.10 応答加速度倍率スペクトルに対するマグニチュード、震央距離、地盤条件の重み係数の値

固有 周期 T_1 sec	重 相 関 係 数 r_i	マグニチュード M						震 央 距 離 d (km)						地 盤 条 件 G.C.				
		重 み 係 数 $C(M)_i$					レ ン ジ R_M	重 み 係 数 $C(d)_i$					レ ン ジ R_d	重 み 係 数 $C(G.C.)_i$				レ ン ジ R_{GC}
		$4.5 \leq M < 5.4$	$5.4 \leq M < 6.1$	$6.1 \leq M < 6.8$	$6.8 \leq M < 7.5$	$7.5 \leq M < 7.9$		$d < 20$	$20 \leq d < 60$	$60 \leq d < 120$	$120 \leq d < 200$	$200 \leq d < 405$		1種	2種	3種	4種	
0.10	0.46	1.204	1.113	1.074	0.888	1.000	1.355	0.918	0.904	1.095	0.902	1.000	1.214	1.758	1.466	1.500	1.581	1.340
0.15	0.44	1.242	1.095	1.079	0.999	1.000	1.244	0.878	1.025	1.162	0.914	1.000	1.321	2.142	1.761	1.742	1.556	1.377
0.20	0.39	1.021	1.119	1.046	1.114	1.000	1.119	0.993	1.106	1.122	0.961	1.000	1.167	2.333	2.018	1.986	1.614	1.442
0.25	0.29	0.944	1.014	1.028	1.190	1.000	1.262	1.243	1.243	1.258	1.105	1.000	1.258	1.866	1.758	1.774	1.607	1.164
0.30	0.30	0.906	1.076	1.016	1.223	1.000	1.349	1.195	1.196	1.211	1.164	1.000	1.211	1.499	1.761	1.820	1.637	1.213
0.35	0.42	0.892	1.093	1.098	1.315	1.000	1.472	1.045	1.046	1.153	1.142	1.000	1.153	1.276	1.702	1.824	1.782	1.429
0.40	0.43	0.855	1.094	1.112	1.223	1.000	1.432	0.954	0.966	1.001	1.183	1.000	1.240	1.191	1.730	1.866	1.762	1.567
0.50	0.58	0.611	0.956	1.115	1.324	1.000	2.163	1.128	0.979	0.845	1.222	1.000	1.445	1.067	1.567	1.746	1.928	1.807
0.60	0.65	0.519	0.995	1.162	1.374	1.000	2.648	1.021	0.932	0.771	1.181	1.000	1.531	0.867	1.429	1.679	1.954	2.254
0.70	0.69	0.418	0.899	1.142	1.435	1.000	3.436	1.209	0.996	0.836	1.237	1.000	1.479	0.692	1.235	1.466	1.832	2.648
0.80	0.67	0.381	0.865	1.064	1.327	1.000	3.428	1.069	0.928	0.827	1.164	1.000	1.406	0.659	1.259	1.426	1.807	2.742
0.90	0.65	0.381	0.863	1.030	1.288	1.000	3.388	0.920	0.804	0.794	1.084	1.000	1.365	0.643	1.265	1.406	1.687	2.624
1.00	0.67	0.362	0.804	1.016	1.403	1.000	3.868	0.842	0.738	0.766	1.078	1.000	1.462	0.597	1.211	1.337	1.578	2.636
1.50	0.69	0.277	0.545	0.728	1.176	1.000	4.236	0.808	0.759	0.791	0.941	1.000	1.318	0.454	0.764	0.848	1.074	2.366
2.00	0.68	0.333	0.587	0.774	1.300	1.000	3.908	0.671	0.687	0.701	0.859	1.000	1.489	0.339	0.498	0.542	0.583	1.722
2.50	0.65	0.324	0.541	0.661	0.899	1.000	3.090	0.640	0.673	0.729	0.879	1.000	1.563	0.302	0.443	0.440	0.417	1.466
3.00	0.62	0.362	0.545	0.692	0.858	1.000	2.767	0.597	0.619	0.741	0.814	1.000	1.675	0.259	0.361	0.353	0.337	1.390
4.00	0.58	0.404	0.545	0.682	0.880	1.000	2.477	0.497	0.562	0.703	0.726	1.000	2.014	0.212	0.271	0.301	0.239	1.419

このようにして、表 4.10 の重み係数から、表 4.7 に示した各項目の範ちゅうに対する応答加速度倍率スペクトルの予測値を求めることができる。一例として、図 4.26 および図 4.27 は、それぞれ、マグニチュード $M = 6.8 \sim 7.4$ および $M = 7.5 \sim 7.9$ 、震央距離 $\Delta = 20 \sim 59$ 、 $60 \sim 119$ 、 $120 \sim 199$ km、地盤種別 G.C. = 1 ~ 4 種に対する応答加速度倍率スペクトルを図示したものである。これらから、同一のマグニチュード、震央距離に属するグループの

中で、地盤条件が変化するときの応答加速度倍率スペクトルの変化を知ることができる。同様の解析結果として、応答加速度倍率スペクトルに及ぼすマグニチュードの影響を調べるために、震央距離 $\Delta = 60 \sim 119$ Kmで第4種地盤に属する応答加速度倍率スペクトルを図4.28に、また震央距離の影響を見るために、マグニチュード $M = 6.8 \sim 7.4$ で第4種地盤に属する応答加速度倍率スペクトルを図4.29に示す。

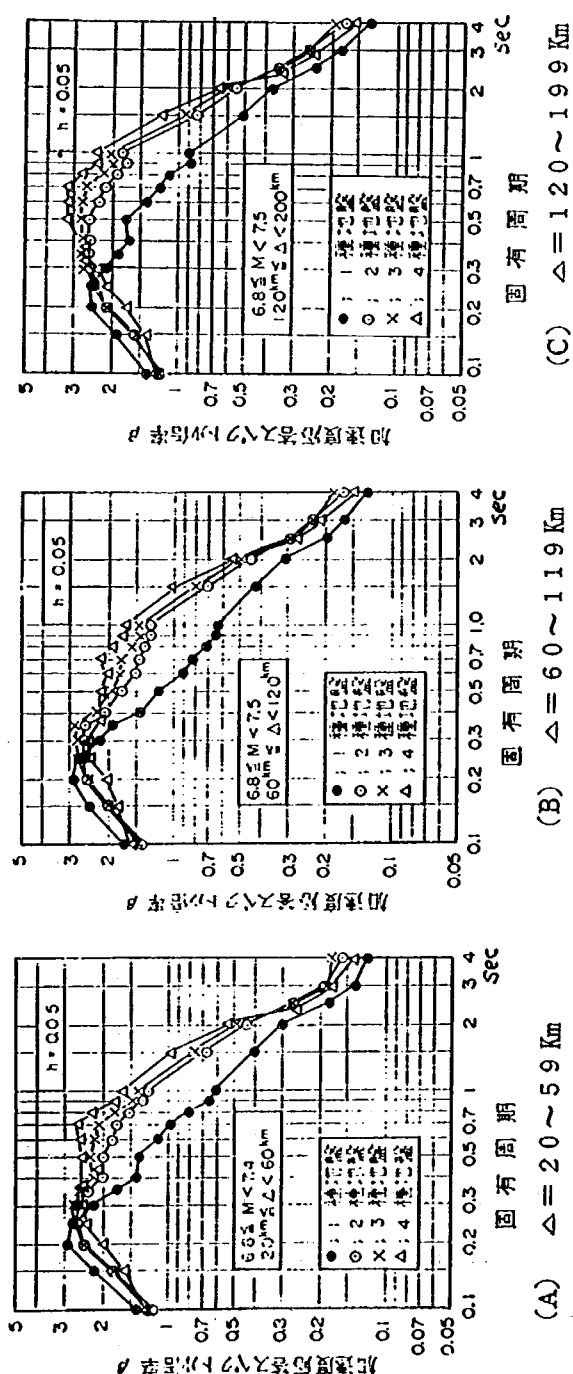


図 4.26 $M = 6.8 \sim 7.4$ に対する応答加速度倍率 β スペクトル

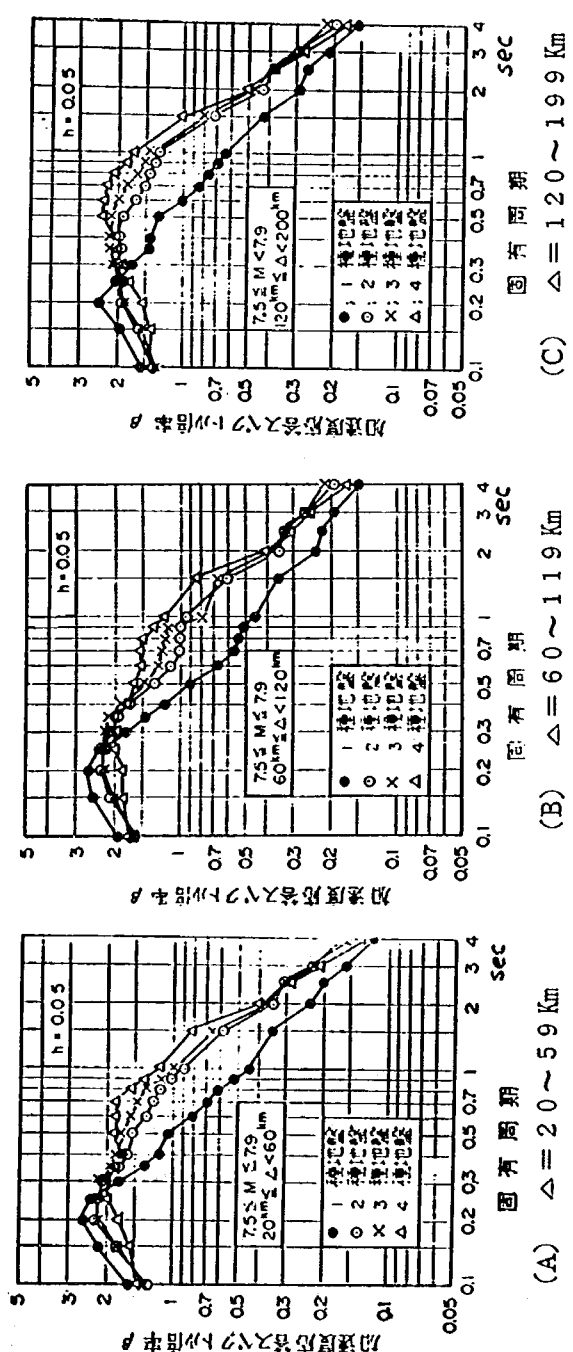


図 4.27 $M = 7.5 \sim 7.9$ に対する応答加速度倍率 β スペクトル

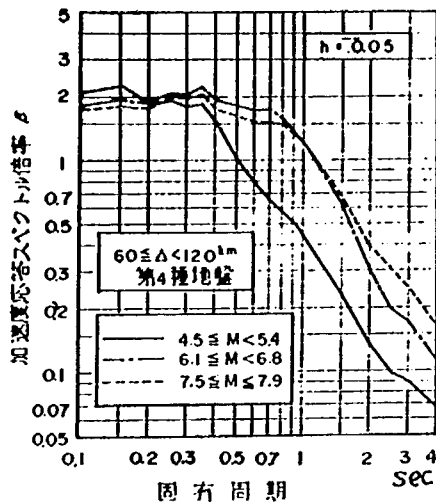


図 4.28 応答加速度倍率スペクトルに
及ぼすマグニチュードの影響
($\Delta = 60 \sim 119 \text{ km}$, 第4種地盤)

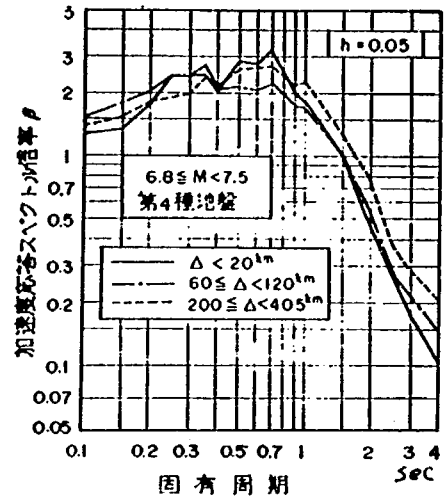


図 4.29 応答加速度倍率スペクトルに
及ぼす震央距離の影響
($M = 6.8 \sim 7.4$, 第4種地盤)

以上の図から、応答加速度倍率スペクトルに及ぼすマグニチュード、震央距離、地盤条件の3者間の影響度を知ることができるが、表 4.10 の重み係数を用いるとこれらの影響を直接的に表わすことができる。すなわち、図 4.30 は震央距離と地盤種別の範ちゅうが同一のときに、マグニチュードが変化するとどのように応答加速度倍率スペクトルが変化するかを示すために、 $M = 4.5 \sim 5.4$ の範ちゅうの重み係数で正規化したマグニチュードの重み係数を示している。

この結果によれば、固有周期が 0.4 秒程度以下の短周期領域では、マグニチュードは応答加速度倍率スペクトルにほとんど影響を与えないが、約 0.4 秒より長周期の領域では大きな影響を与える。とくに、固有周期 1.5 秒付近では、マグニチュードが 4.5 ～ 5.4 から 6.8 ～ 7.4 および 7.5 ～ 7.9 に変化すると、応答加速度倍率スペクトルはそれぞれ 4.2 倍および 3.6 倍と大きく変化する。従って、固有周期が 0.4 秒以上の中～長周期構造物では固有周期が 0.4 秒以下の短周期構造物に比較して応答加速度倍率がマグニチュードに依存する度合いが大きいことがわかる。

つぎに、同一の震央距離、地盤条件の場合に、どの範ちゅうのマグニチュードが応答加速度倍率を最大にするかを示したのが図 4.30 の上段である。これによれば、応答加速度倍率が最大となるのは、固有周期が 0.1 ～ 0.2 秒の範囲では $M = 5.4 \sim 6.0$ の場合である。固有周期が長くなるに従って、 $M = 6.1 \sim 6.7$, $6.8 \sim 7.4$, $7.5 \sim 7.9$ の順にマグニチュードの大きい範ちゅうへと移行していくことがわかる。

一方、マグニチュードと震央距離の範ちゅうが同一のときに、地盤条件が変化するとどのように応答加速度倍率スペクトルが影響をうけるかを示したのが図 4.31 である。この図は、第1種地盤の範ちゅうの重み係数で正規化した地盤種別の重み係数の変化を示している。こ

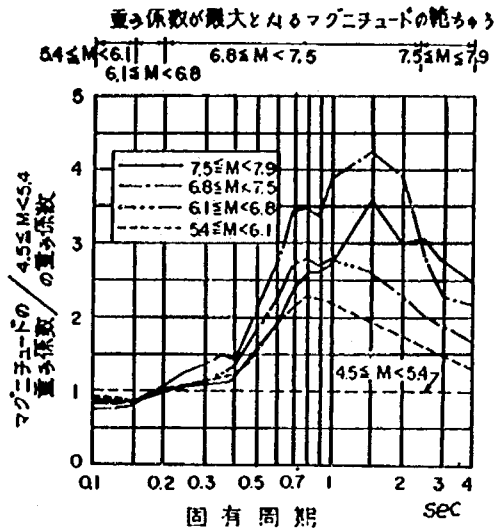


図 4.3.0 重み係数によって表わした
マグニチュードの影響

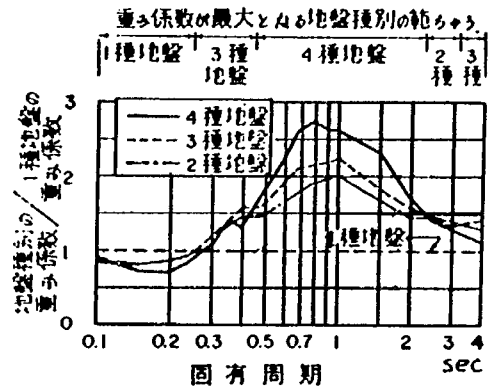


図 4.3.1 重み係数によって表わした地
盤条件の影響

れによれば、地盤条件の影響は固有周期が 0.4 ～ 2.0 秒程度の領域で大きく、この領域では地盤が軟質なほど応答加速度倍率が大きくなることがわかる。また、固有周期が 0.3 秒以下の短周期の領域では、応答加速度倍率スペクトルは地盤種別の影響をそれほど受けていない。しかし、わずかであるが、地盤が硬質なほど応答加速度倍率は大きくなる傾向が認められる。この傾向は図 4.3.1 の上段に示した応答加速度倍率スペクトルを最大にする地盤種別の範ちゅうにも現われている。

また、マグニチュードと地盤条件の範ちゅうが同一のときに、震央距離の変化が応答加速度倍率スペクトルに与える影響を示したのが図 4.3.2 である。この図は、震央距離 $\Delta = 6 \sim 19$ Km の範ちゅうの重み係数で正規化した震央距離の重み係数の変化を示している。この結果によれば、応答加速度倍率スペクトルは、固有周期が 1.5 秒程度以上の長周期成分を除けば、ほとんど震央距離の影響を受けないことがわかる。しかし、図 4.3.2 の上段に示した応答加速度倍率を最大とする震央距離の範ちゅうを見ると、わずかではあるが短周期から長周期の構造物になるにつれて震央距離の大きい場合が小さい場合に比較して応答加速度倍率が大きくなる傾向があることが認められる。

以上では、応答加速度倍率スペクトルに与えるマグニチュード、震央距離および地盤条件の影響を、それぞれ個別に検討してきたが、これら 3 者の影響の程度がどのような割合かを調べるために、式 (4.15) で定義した重み係数 $C_M(T, h)$, $C_\Delta(T, h)$, $C_{G0}(T, h)$ のレンジ (表 4.5 参照) を検討する。ここでレンジとは、項目 (カテゴリー) ごとの重み係数の最大値と最小値の比 (最大値 /

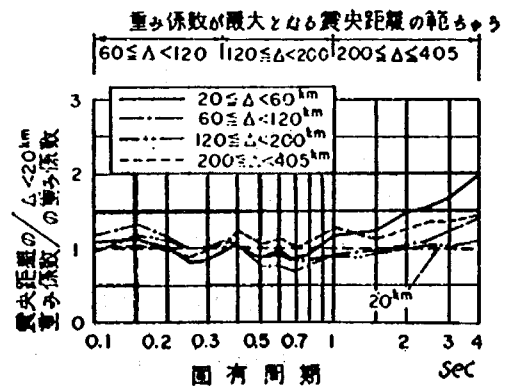


図 4.3.2 重み係数によって表わした震央距離の影響

最小値)である。このレンジを、固有周期の関数として表わしたのが図 4.3 3 である。これによれば、応答加速度倍率スペクトルに与える影響は固有周期 0.4 秒付近を境として異なり、これより短周期の領域ではマグニチュード ($M=4.5 \sim 7.9$), 震央距離 ($\Delta=6 \sim 405 \text{ km}$), および地盤条件 (第 1 ~ 4 種) の影響はおおむね同程度である。これに対して、固有周期が 0.4 秒以上の中～長周期の領域では、一般にマグニチュードの影響が最も支配的であり、地盤条件がこれに次ぎ、震央距離の影響は比較的小さいことがわかる。

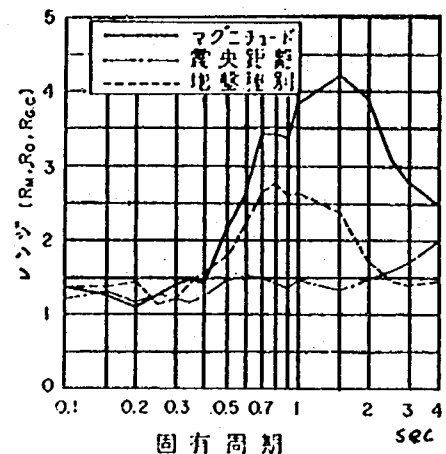


図 4.3 3 応答倍率 β スペクトルに対するマグニチュード、震央距離、地盤種別のレンジ値

[3] 考 察

1956 年から 1974 年までの間に我国で発生した 67 回の地震 ($M=4.5 \sim 7.9$) により地盤上で観測された 277 成分の水平加速度記録を用いて、応答加速度倍率スペクトルを算定した。この結果、応答加速度倍率スペクトルの特性として、次の事柄が指摘される。

- 1) 固有周期が 0.4 秒程度以上の領域では、応答加速度倍率スペクトルに及ぼす影響は、一般にマグニチュード ($M=4.5 \sim 7.9$) が最も支配的であり、地盤条件 (第 1 ~ 4 種) がこれに次ぎ、震央距離 ($\Delta=6 \sim 405 \text{ km}$) の影響は最も小さい。また、固有周期が 0.4 秒程度以下の領域では、マグニチュード、震央距離、地盤条件の 3 者の影響はほぼ同程度である。
- 2) 応答加速度倍率スペクトル β に及ぼすマグニチュードの影響は固有周期が 0.4 秒以上 (とくに、1.5 秒付近) で大きいのにに対し、固有周期が 0.4 秒以下ではそれほど著しくない。また、長周期になるほど、応答加速度倍率スペクトルは、小マグニチュードの地震の場合に比較して、大マグニチュードの地震の場合が大きくなる傾向がある。
- 3) 応答加速度倍率スペクトル β に及ぼす地盤条件の影響は固有周期が 0.4 ~ 2 秒程度の領域で大きい。また、この領域では地盤が軟質なほど応答加速度倍率は大きくなるのに対し、固有周期が 0.3 秒程度以下および 2.5 秒程度以上の領域では地盤条件の影響はさほど著しくない。さらにまた、長周期 (ただし 2.5 秒程度以下の範囲) の構造物になるほど、応答加速度倍率は、地盤が軟質な場合の方が硬質な場合より大きくなる傾向がある。
- 4) 応答加速度倍率スペクトル β に及ぼす震央距離の影響は、固有周期が 1.5 秒程度以上の領域を除けばさほど著しいものではない。しかし、詳細に見ると、わずかではあるが、長周期の構造物になるほど、応答加速度倍率スペクトルは、遠距離の地震の場合の方が近距離の地震の場合より大きくなる傾向がある。
- 5) 応答加速度倍率スペクトル β に関する解析結果と前節に示した絶対応答加速度スペクトル

ルに関する解析結果とを比較すると、スペクトルの形状は両者の間でほぼ同一である。

5. 土の動的変形特性と動的強度

5.1 序

道路橋の上部構造は、地盤に支持された基礎および下部構造躯体によって支持されている。第2章に示した既往地震による道路橋の被害例を見ると、被害分布は地盤条件の影響を強くうけていること、断層、地すべり、液状化などの地盤震害がしばしば橋梁の耐震性に著しい影響を及ぼしていることがわかる。従って、橋の耐震設計にあたっては、地震動の地盤による増幅作用を検討するとともに地盤震害の発生の可能性を検討しておくことが必要となる。激しい地盤震害が起こることが明らかに予測される現場では、重要な構造物の建設はさけるのがよい。このような地域にやむを得ず橋梁を建設する場合には、特別な配慮が必要である。地盤の支持力が不足する場合に橋梁の地震被害が大きくなることを考えると、橋梁下部構造の耐震設計にあたっては地盤の増幅作用および地盤の動的支持力に十分留意することが重要となる。地震時の動的支持力は、静的支持力とは大幅に異なることが指摘されている。特にゆるい飽和砂層については地震時の液状化現象により大幅に剛性と支持力が減少する。液状化が起こると地震動の継続時間の後半部分では、液状化した砂層により下部構造には大きな外力が作用する。最悪の場合には、砂層が構造物とともに地すべり状にすべることがある。上記のように、地盤の動的性質が橋梁の耐震性に与える影響の重大性を考慮し、本章では、地盤土の動的変形特性と動的強度につき、実験にもとづいて検討した結果を記述する。

5.2 砂質土の動的変形特性

〔1〕 概 要

地震時の地盤の振動特性を解析的に算定するためには、土の動的変形特性を求めておく必要がある。特に地盤の地震時におけるせん断振動の解析にあたっては、せん断変形後数(G)と減衰定数(h)を設定すると同時にそれらのひずみ依存性を求める必要がある。ここでは、砂質地盤の動的変形特性について、i) 室内実験(共振法土質試験)によるせん断変形係数の算定、ii) 室内実験と現場測定で求めたせん断変形係数の比較、iii) 共振法土質試験による減衰定数、さらにiv) ねじり試験から求めたせん断変形係数と減衰定数のひずみ依存性(広範囲のひずみ領域における動的変形特性)を論じる。

〔2〕 共振法土質試験による砂のせん断変形係数

土質試料の動的変形特性を室内で実測するために開発された共振法土質試験機の概要を図5.1に示す。供試体は高さ25cm、外径10cm、内径6cmの中空円筒であり、下部固定、上部でねじり振動力を与えて、振動系の共振振動数を求める。得られた共振振動数から計算によって土質試料のせん断変形係数を求める。また、共振時に加振力を切断することによって得た自由振動の波形から土質試料の履歴減衰定数を求める。

せん断ひずみ γ の振幅は、 $\gamma = 10^{-6} \sim 5 \times 10^{-4}$ の間で変化させうる。側方拘束圧は内圧、

外圧とも空気圧で同一圧力を与える。また、これとは独立に軸力を与える。

実施した数多くの砂質試料に対する実験結果から下記のことが指摘しうる。

シルト分以下の細粒分を含んでいない、いわゆるきれいな砂 (clean sand) のせん断変形係数 G は砂の種類によらず次式で近似的に表示できる。

$$G = 900 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot p^{0.38} \quad (\gamma = 10^{-6} \text{ のとき}) \quad (5.1)$$

$$G = 830 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot p^{0.44} \quad (\gamma = 10^{-5} \text{ のとき}) \quad (5.2)$$

$$G = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot p^{0.5} \quad (\gamma = 10^{-4} \text{ のとき}) \quad (5.3)$$

ここで、 G はせん断変形係数 (kg/cm^2)、 p は平均主応力 ($p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$, kg/cm^2)、 e は間隙比である。式 (5.3) は、Hardin らがオタワ砂で求めた実験式と同一である。

表 5.1 と図 5.2 は、上記の式を求める際の実験に用いた砂の諸元と粒径加積曲線を示している。これより、用いた材料はすべて粒度がそろっているきれいな砂 (シルト分以下の細粒分を含んでいない) であることがわかる。つぎに図 5.3 ~ 5.5 は式 (5.1) ~ (5.3) を誘導した実験結果である。これより、上式が広範囲の間隙比に対して成立することがわかる。実験はすべて空気乾燥試料で、 $\sigma_1/\sigma_3 = 1.0$ の状態で行なったもので、図中の記号の説明は、表 5.1、図 5.2 に示している。

シルト分以下の細粒分を含む粒度分布のよい砂を含めて任意の砂のせん断変形係数 G ($\text{kg}/$

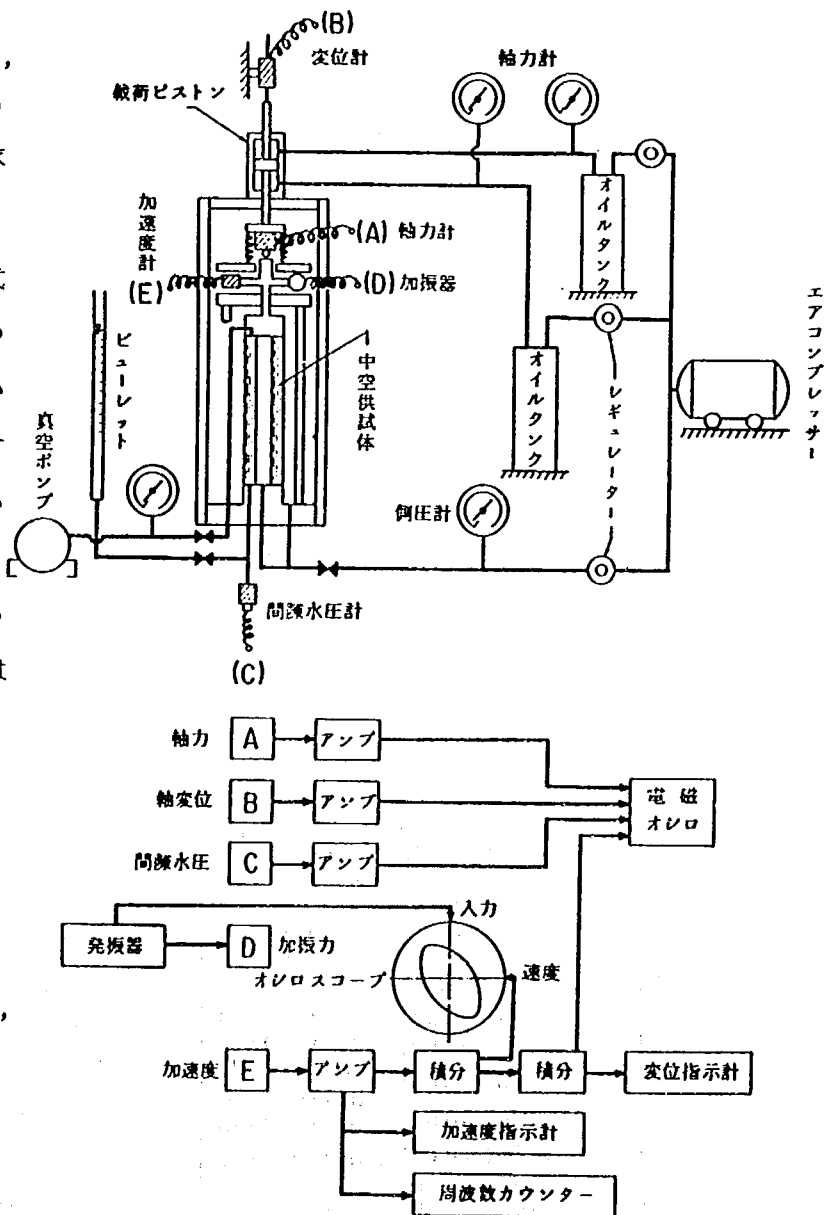


図 5.1 共振法土質試験機の概要

表 5.1 供試体の材料特性

砂 質 試 料	G_s	D_{10} (mm)	D_{60} (mm)	U_c	e_{max}^b	e_{min}^b
豊浦砂 (TO), 半角, 均一	2.64	0.12	0.175	1.46	0.96	0.64
浅間山砂 A (SA), 均一	2.65	0.85~2.0 ^{d)}		—	0.82	0.61
“ B (SB), “	2.72	0.40~0.85 ^{d)}		—	0.92	0.67
“ C (SC), “	2.68	0.25~0.45 ^{d)}		—	0.98	0.65
砂岩碎石 (CS), 角, 均一	2.73	2.0 ~5.0 ^{d)}		—	1.09	0.80
石灰岩碎石 (CL), 半角, 均一	2.74	2.0 ~5.0 ^{d)}		—	0.93	0.64
30—50オクワ砂 ^{c)} (OS), 丸, 均一	2.66	0.3	0.54	1.8	0.80	0.48
扇島砂 (OG), 半角, 良配合	2.69	0.2	0.45	2.25	0.72	0.49
入間砂 (IR), 角, “	2.75	0.28	0.56	2.0	0.84	0.57
入間砂 A (IRA), 角, 均一	2.67	2.0 ~5.0 ^{d)}		—	1.06	0.79
“ C (IRC), “, “	2.75	0.4 ~0.85 ^{d)}		—	0.92	0.65
“ Z ₃ (IRZ ₃), “, “	2.75	0.5	0.74	1.48	0.91	0.65

(注) a) 全ての試験は $\sigma_1/\sigma_3 = 1.0$ で行われたb) e_{max} , e_{min} は, 空気乾燥状態で測定

c) TO, SA, CSなどは供試体の略名

d) 粒径幅

e) Drnevich and Richart (1970) による

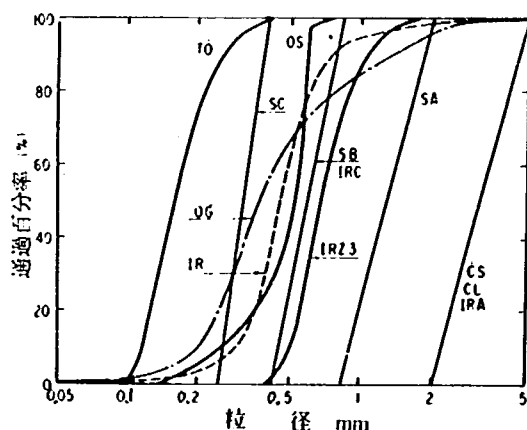
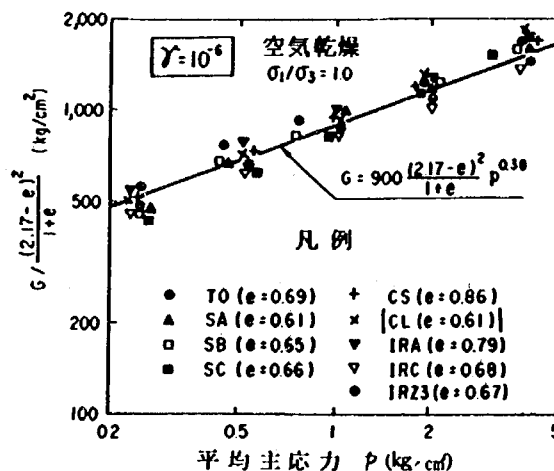
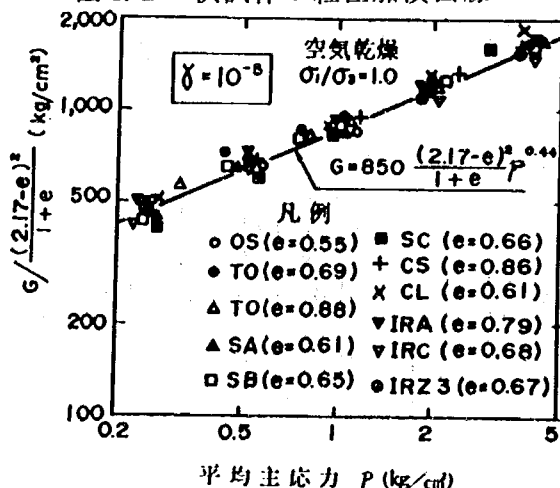
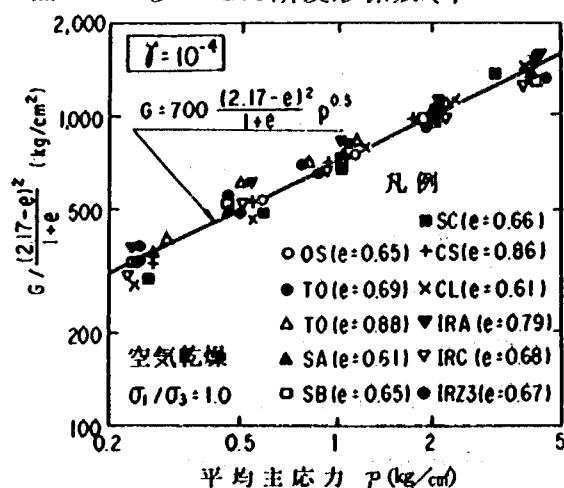


図 5.2 供試体の粒径加積曲線

図 5.3 砂のせん断変形係数 ($\gamma = 10^{-6}$)図 5.4 砂のせん断変形係数 ($\gamma = 10^{-5}$)図 5.5 砂のせん断変形係数 ($\gamma = 10^{-4}$)

cm²) は、一般的に次式で表示できることが、多数の実験から求められた。

$$G = A(r) \cdot B \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot p^m(r) \dots\dots\dots (5.4)$$

ここで、 e は間隙比、 p は平均主応力 (kg/cm²) である。 $A(r)$ は、せん断ひずみ r の関数で、 $r = 10^{-6}$ で 900、 $r = 10^{-5}$ で 850、 $r = 10^{-4}$ で 700 である。

また、 B の値は p や r によらず、砂の粒度分布などの物理的性質による係数である。

図 5.6 は、均等係数の小さいきれいな砂 (以下単にきれいな砂という) に対する平均粒径と B 値との関係を示す。

つぎに、細粒分を含み、かつ粒度分布のよい自然砂に対する均等係数 U_c と B 値との関係および入間砂を基本として人工的に粒度を調整した細粒分含有砂の細粒分含有量と B 値との関係をそれぞれ図 5.7 および 5.8 に示す。これらより式 (5.4) の B 値に関して次のことが指摘できる。

- (i) きれいな砂の B 値は、平均粒径の影響を受けずおおむね $B = 1.0$ としてよい。このことは、換言すれば、きれいな砂のせん断変形係数は、式 (5.1) ~ 式 (5.3) で表示できることを意味している。
- (ii) 粒度分布がよくなると (つまり、 $U_c = D_{60}/D_{10}$ が大きくなると)、 $B < 1.0$ となり、同一の p, e をもつきれいな砂に対して G の値は低下する。また細粒分を含有する砂では、同一の p, e をもつきれいな砂に対して G の値は低下する。つまり、自然砂は、一般に粒度分布がよく、細粒分を多少なりとも含んでいるから、その B 値は一般に 1.0 より小さく、その G 値は式 (5.1) ~ 式 (5.3) で求まる G 値より多少小さな値となる。

[3] 砂の動的せん断変形係数に関する室内実験と現場測定と比較

砂質地盤である静岡県南伊豆町入間地区および神奈川県川崎市扇島地区を対象として、原位置における地盤調査から求めたせん断変形係数と採取

した砂試料の共振法土質試験から求めたせん断変形係数の比較を行い、室内実験の妥当性を検討する。

まず、入間地区の 2 地点 (No.1 と No.3) の原位置調査結果を図 5.9、図 5.10 に示す。

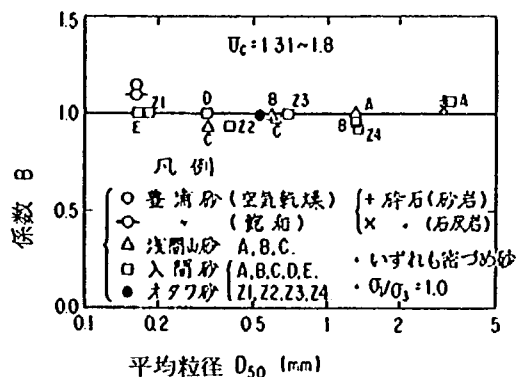


図 5.6 きれいな砂の平均粒径 D_{50} と係数 B 値との関係

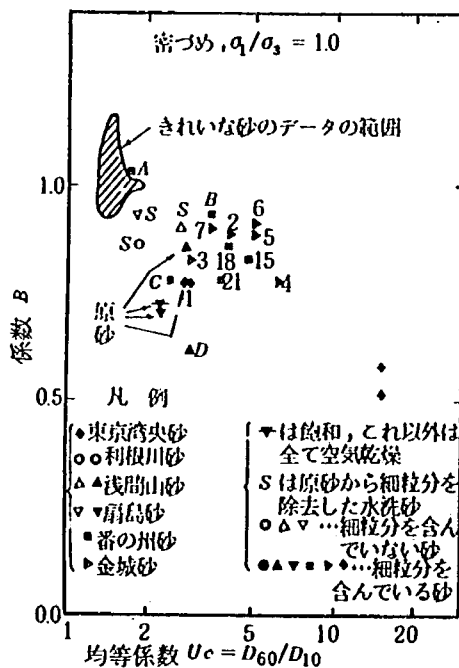


図 5.7 自然砂の均等係数 U_c と係数 B 値との関係

つぎに原位置から採取した砂試料を用いて圧密時間 1 時間で共振法土質試験を行い、せん断変形係数 G に関して、図 5.11, 図 5.12 の結果を得た。図 5.12 には、入間砂に対する実験データのほかに、[2] で示したきれいな砂に対する実験式 (5.1) ~ 式 (5.3) の関係も太線で示した。これより入間砂の実験値は自然砂であるため、きれいな砂の実験式に比べるとかなり低い値となる事がわかる。

共振法土質試験の結果から原地盤のせん断変形係数 (G) の分布を求めるためには、地盤内の平均有効主応力 p' と間隙比 e が必要となる。ここでは、 p' は単位体積重量 γ_t , K_o ($=0.5$ と仮定) および地下水位から求めた。また、 e は、Gibbs and Holtz の実験結果に基づき Meyerhof が与えた式 ($D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}}$; N : N 値,

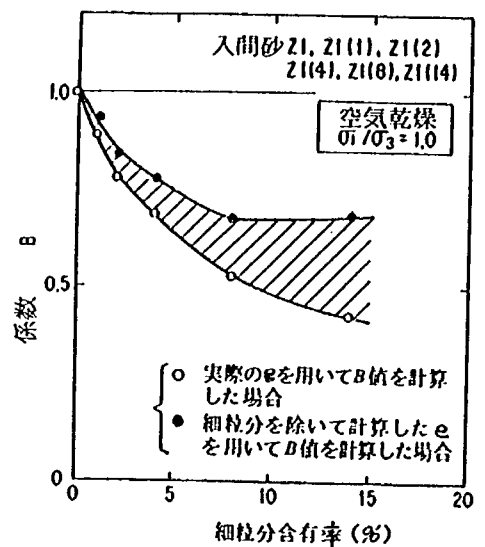


図 5.8 人工粒度砂の細粒分含有率と係数 B 値との関係

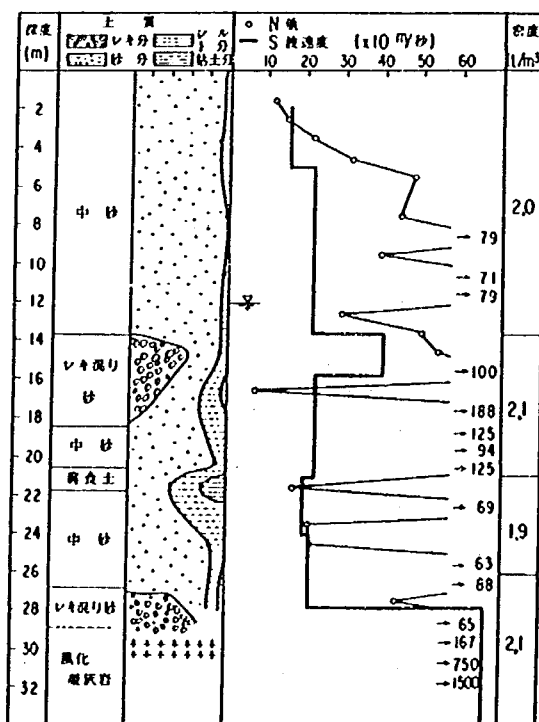


図 5.9 入間地区 No.1 地点土質柱状図

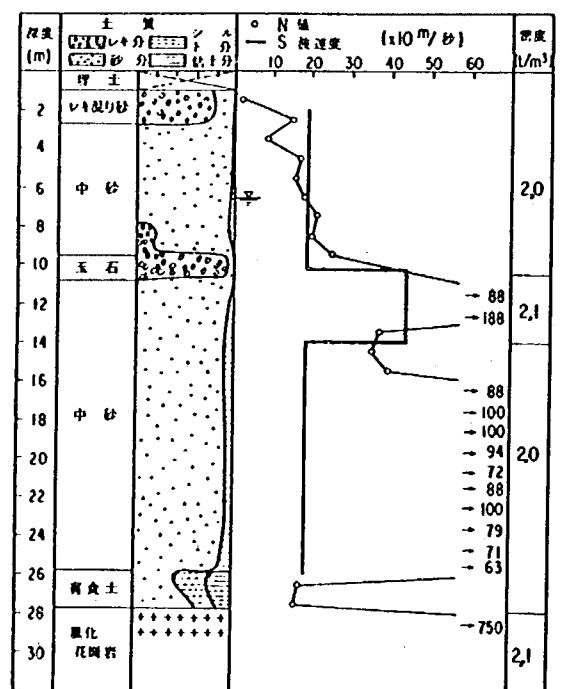


図 5.10 入間地区 No.3 地点土質柱状図

σ_v' : 有効上載圧, kg/cm^2) から相対密度 D_r の値および吉見・陶野の方法で定めた $e_{\max}$, $e_{\min}$ の値を用いて算定した。つぎに、図 5.12 に示した入間砂に対する実験式を用いて G 値を計算した。図 5.13, 5.14 にこのようにして求めた G 値をプロットした。これらの図で太い実線は、原位置測定 of せん断波速度 (V_s) と単位体積重量 (γ_t) から $G = \frac{\gamma_t}{g} V_s^2$ で計算した G 値を並示したものである。

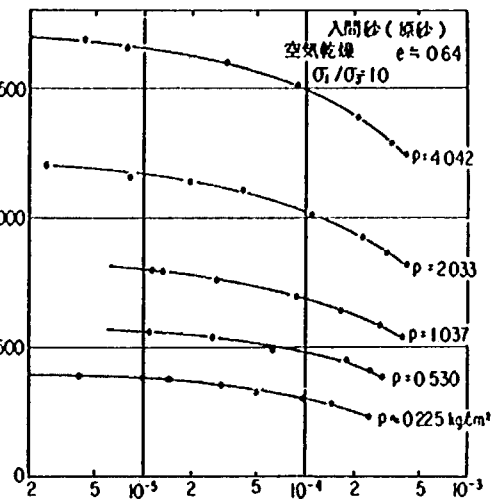
一方、扇島に対する同様の調査結果を、図 5.15～5.17 に示す。これらの結果よりひずみレベルを考慮した共振法土質試験結果から推定した砂質地盤のせん断変形係数 G は、原位置で行った P, S 検層の結果 (S 波速度) から推定した G 値とよい対応を示すこと、深さ方向の G 値の分布は、むしろ前者の方が自然であることがわかる。

〔4〕 共振法土質試験による砂の減衰

共振法土質試験において共振状態から入力を急激に停止させ、供試体に自由振動を起こさせ、その時の振動減衰の対数減衰率 δ から次式により履歴減衰定数 h を求め得る (図-5.18 参照)。

$$h = \frac{1}{2\pi} \delta$$

$$\delta = \frac{\log e \gamma_1 - \log e \gamma_6}{6-1} = \frac{2.30 (\log_{10} \gamma_1 - \log_{10} \gamma_6)}{5}$$



せん断ひずみ振幅 δ

図 5.11 入間砂の共振法土質試験結果例

$$\left. \begin{aligned} & \\ & \end{aligned} \right\} (5.5)$$

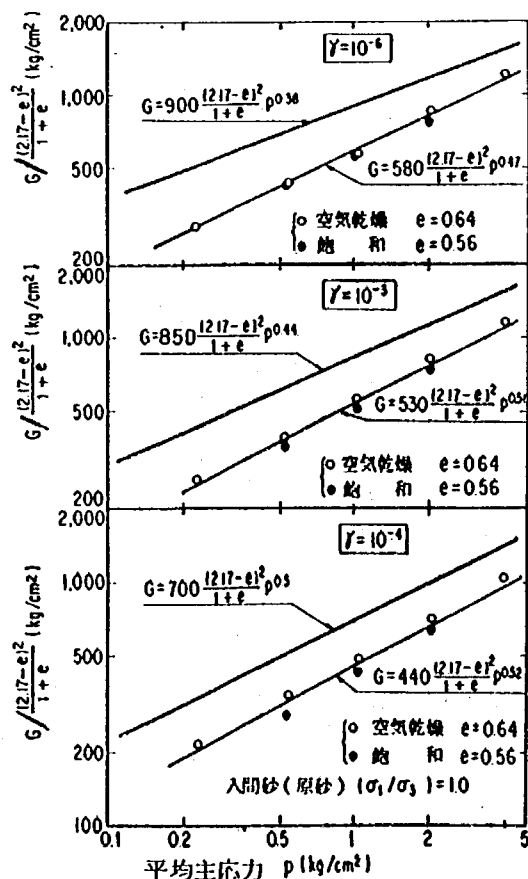


図 5.12 入間砂の共振法土質試験結果

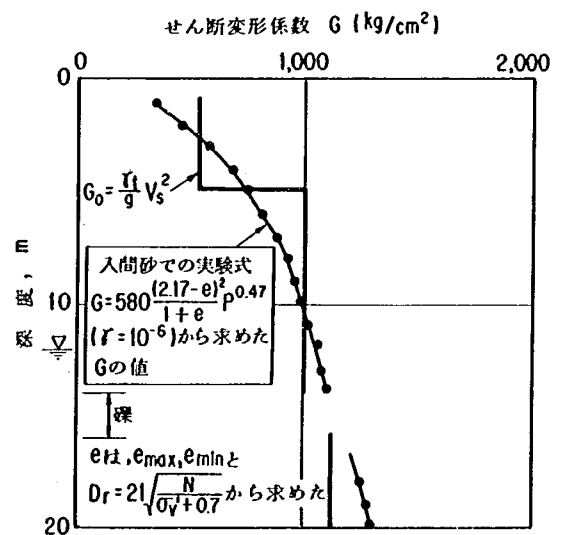


図 5.13 入間地区 No.1 地点での共振法試験と S 波速度による G 値の比較

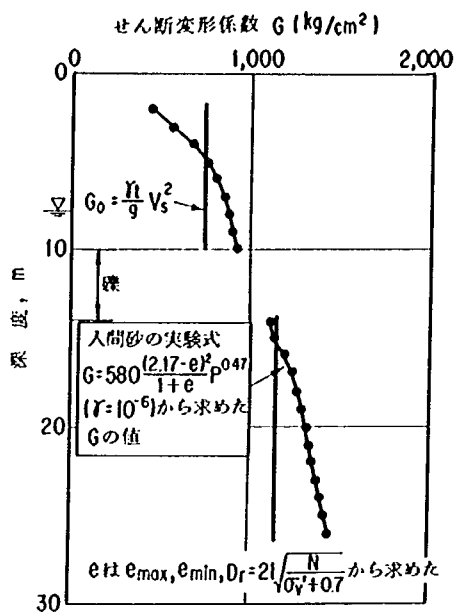


図 5.1.4 人間地区 No.3 地点での共振法試験と S 波速度による G 値の比較

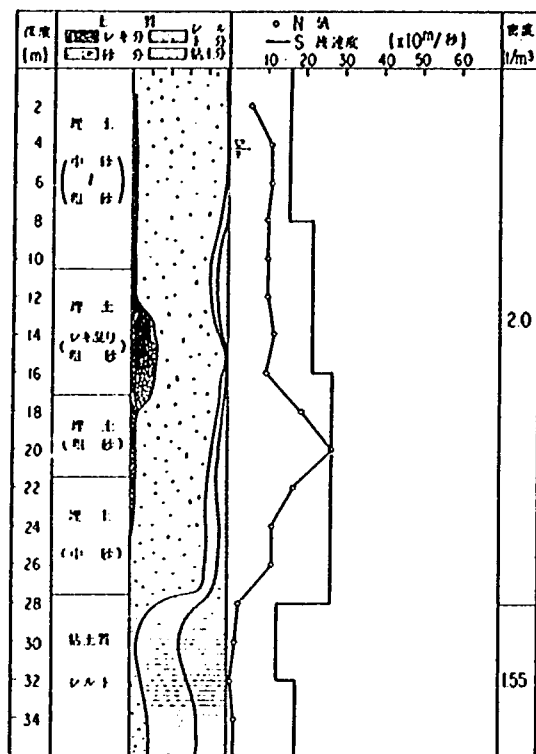


図 5.1.5 扇島地点の土質柱状図

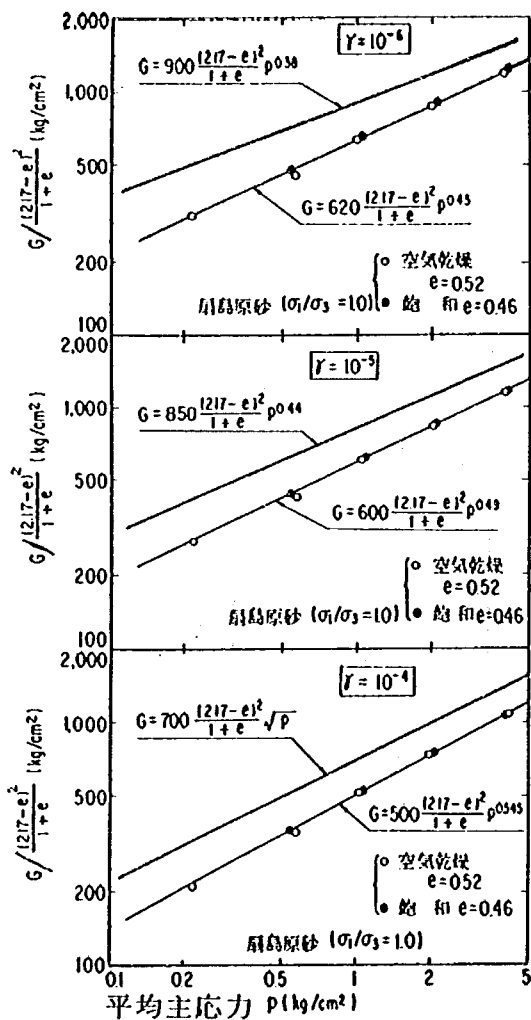


図 5.1.6 扇島砂の共振法試験結果

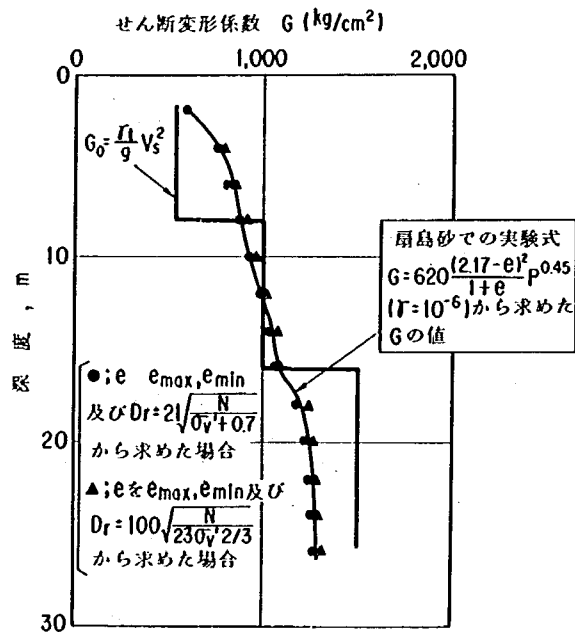


図 5.1.7 扇島での共振法と S 波による G 値の比較

定常振動から自由振動に移行した初期の5サイクルの間での平均的な減衰曲線から求め、せん断ひずみ振幅 γ は定常振動時の値で代表させた(図5.18参照)。

ここで注意すべきことは、共振法試験から求まる δ , h は、繰返し回数が $10^3 \sim 10^4$ 回の後で得られる値であるという点である。後述するように $\gamma = 10^{-4}$ 程度のひずみであっても、土の減衰係数は繰返し回数の影響を強く受ける。従って共振法試験では、繰返し回数が少ない時の減衰を求めることは不可能である。

つぎに、図5.19は豊浦標準砂に対する履歴減衰定数 h の測定例である。これより h はせん断ひずみ γ が大きいほど、また平均主応力 p' が小さいほど大きい値をとることがわかる。図中にSeed and Idriss が数多くの実験データを集約して定式化した砂の減衰係数の値を示してあるが、実施した共振法試験の結果はSeed and Idriss の値より小さい。

図5.20は、豊浦標準砂を用いての $p' = 0.5 \text{ kg/cm}^2$, 2 kg/cm^2 での $h - \gamma$ 関係を、また、図5.21は $\gamma = 10^{-5}$, 10^{-4} での $h - p'$ の関係を示す。 h の値は、間隙比 e , 飽和乾燥状態の差によって変化しないことがわかる。

図5.22は種々の砂に対する $h - p'$ の関係を示す。この図の中のオタワ砂のデータは、Drnevich and Richart の中空供試体に対する実験結果である。

また図中の式、

$$h = \frac{1}{10} \gamma^{0.2} \cdot p'^{-0.5} \dots\dots (5.6)$$

はHardin がオタワ砂の中実供試体を用いて得た実験式である。本研究で実施した数多くの砂についてのデータを調べると砂の種類によって、 h の値は

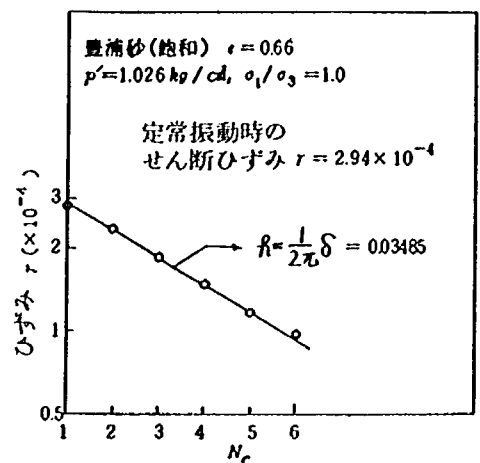


図 5.18 共振法での自由振動波形解析例

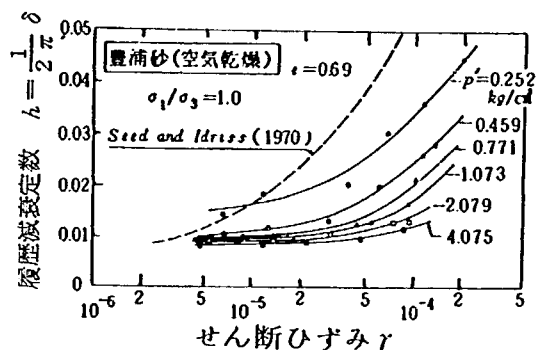


図 5.19 履歴減衰定数 h の測定例

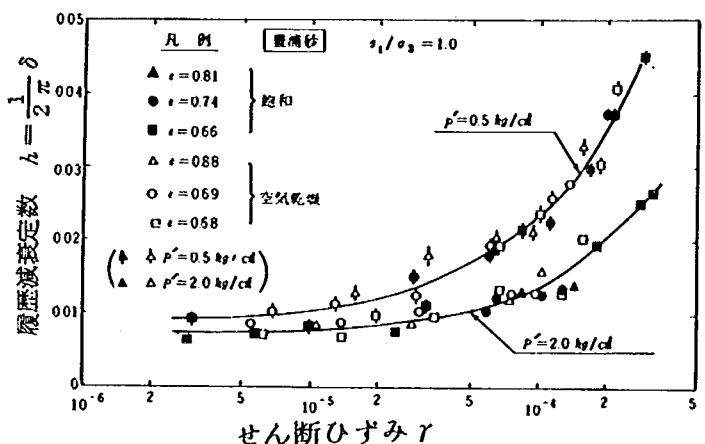


図 5.20 豊浦砂の $h - \gamma$ 関係

異なるが、式(5.6)による h を h_0 とすれば、多種の砂の履歴減衰定数 h の値は次式で近似できる。

$$\left. \begin{aligned} h &= h_0 + \Delta h \\ h_0 &= \frac{1}{10} \gamma^{0.2} \cdot p'^{-0.5} \end{aligned} \right\} (5.7)$$

ここで、 Δh は砂の種類によって変化し、 γ によって多少変化するが、 e や p' にはよらない値である。なお図5.22は実施したすべての砂についての $\gamma = 10^{-5}$ 、 10^{-4} における h の範囲を示す。これが $\gamma = 10^{-5} \sim 10^{-4}$ における砂の履歴減衰係数の目安を与える。この外、 h に対する均等係数、平均粒径、細粒分含有率、式(5.4)の B 値の影響も調べた。これらの実験結果から以下のことが指摘される。

- (i) 共振法土質試験で得られる履歴減衰定数 $h = \frac{\delta}{2\pi}$ (δ : 対数減衰率) は、ひずみ γ が大きく、平均有効主応力 p' が小さいほど大きい値をとるが、間隙比 e や飽和乾燥の状態の差にはよらない。
- (ii) h 値は均等係数が大きいほど、やや大きくなる傾向があるが、平均粒径 D_{50} 、粒子形状、細粒分含有量、あるいは式(5.4)の B 値とは、明確な関係がない。

[5] 砂の動的変形特性のひずみ依存性

地震時における地盤や構造物の応答解析を行なうには、土のせん断変形係数(G)と減衰定数(h)を適確に評価する必要があるが、この際、これらの係数をせん断ひずみ(γ)との関係で把握することが重要である。ここでは、中空供試体を用いた繰返しねじりせん断試験を行ない、せん断ひずみ $\gamma = 10^{-6} \sim 10^{-2}$ の範囲にわたる種々の砂のせん断変形係数と減衰定数の測定結果を示す。

図5.23は、中空ねじり試験における任意ひずみ γ に対するせん断変形係数(G)と減衰定数 h の定義を示す。

豊浦標準砂に対する実験により、任意のひずみ γ と平

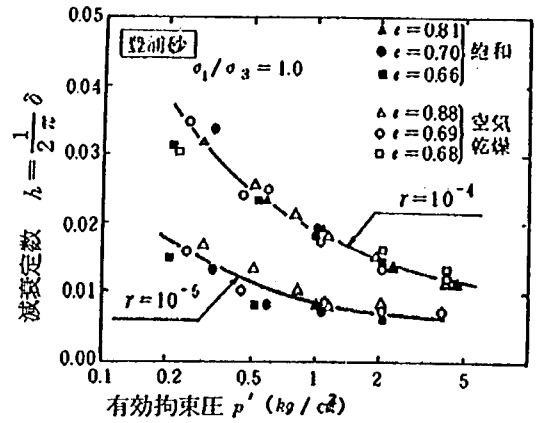


図 5.21 豊浦砂の $h - p'$ 関係

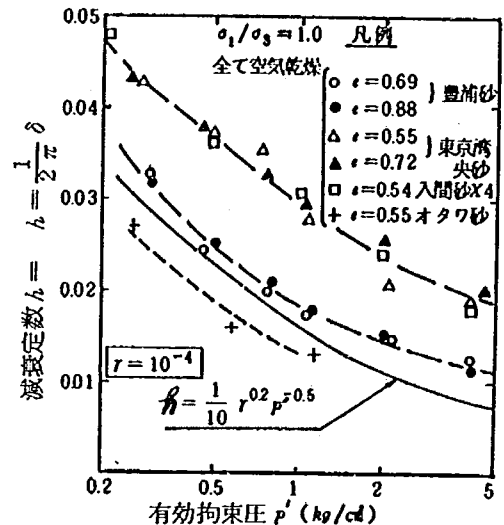


図 5.22 種々の砂の $h - p'$ 関係

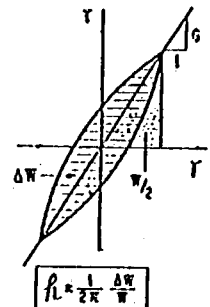


図 5.23 中空ねじり試験におけるせん断変形係数(G)と減数定数(h)の定義

均主応力 p ，間隙比 e におけるせん断変形係数は，次式で表現できることが求まった。

$$\{G\}_{\gamma,p} = K(\gamma) \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p^{m(\gamma)} \quad \dots\dots\dots (5.8)$$

ここに， $K(\gamma)$ はせん断ひずみ γ のみの関数で， $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ における $\{G\}_{\gamma,p=1} / \frac{(2.17-e)^2}{1+e}$ と定義する。 $m(\gamma)$ は p のべきで， γ の関数である。図 5.24 に $m(\gamma)$ を γ の関数として示す。 $m(\gamma)$ はせん断ひずみ振幅 γ が増加すると，増大する。すなわち， $\gamma = 10^{-6}$ で $m(\gamma) \approx 0.4$ に対して， $\gamma = 5 \times 10^{-3}$ で $m(\gamma) \approx 0.9$ となっている。

式 (5.8) から，せん断ひずみ $\gamma = 10^{-6}$ における豊浦砂のせん断変形係数は，

$$\{G\}_{\gamma=10^{-6},p} = K(\gamma=10^{-6}) \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \cdot p^{m(\gamma=10^{-6})} \quad \dots\dots\dots (5.9)$$

となる。式 (5.8)，(5.9) から両者の比をとると，

$$\frac{\{G\}_{\gamma,p}}{\{G\}_{\gamma=10^{-6},p}} = \frac{K(\gamma)}{K(\gamma=10^{-6})} \cdot p^{m(\gamma)-m(\gamma=10^{-6})} \quad \dots\dots\dots (5.10)$$

となる。 $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ の場合，この式は

$$\frac{\{G\}_{\gamma,p=1}}{\{G\}_{\gamma=10^{-6},p=1}} = \frac{K(\gamma)}{K(\gamma=10^{-6})} \quad \dots\dots\dots (5.11)$$

となり，これを式 (5.10) に代入すると，

$$\frac{\{G\}_{\gamma,p}}{\{G\}_{\gamma=10^{-6},p}} = \frac{\{G\}_{\gamma,p=1}}{\{G\}_{\gamma=10^{-6},p=1}} \cdot p^{m(\gamma)-m(\gamma=10^{-6})} \quad \dots\dots\dots (5.12)$$

が得られる。

図 5.25 は，豊浦砂の実験（ただし $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ の場合）から求めた $G/G^* \sim \gamma$ 関係（ここに $G^* = 7.00 \frac{(2.17-e)}{1+e} \cdot p^{0.5}$ （式 (5.3) 参照））である。この図から得られる任意の γ に対する G/G^* の値を $\gamma = 10^{-6}$ のときの G/G^* の値で除すことにより，式 (5.12) の右辺の

$$\frac{\{G\}_{\gamma,p=1}}{\{G\}_{\gamma=10^{-6},p=1}}$$

が得られる。このようにして求めた図が，図 5.26 の太実線 ($p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$)

である。

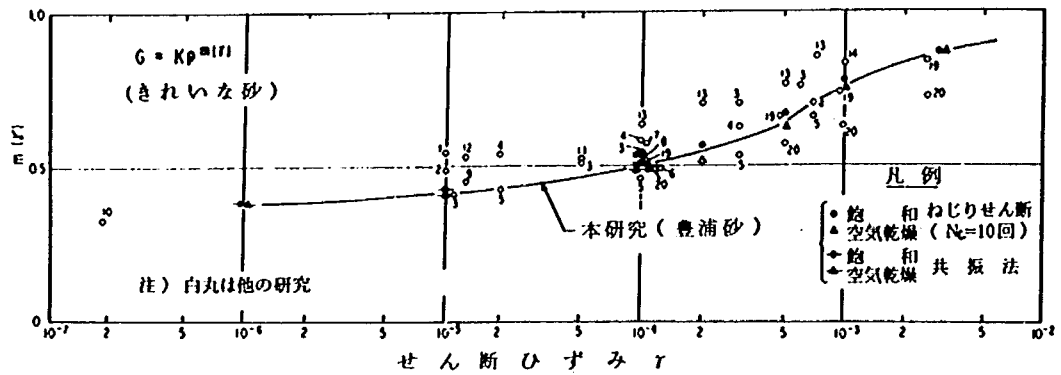


図 5.24 きれいな砂に対する $\gamma \sim m(\gamma)$ 関係

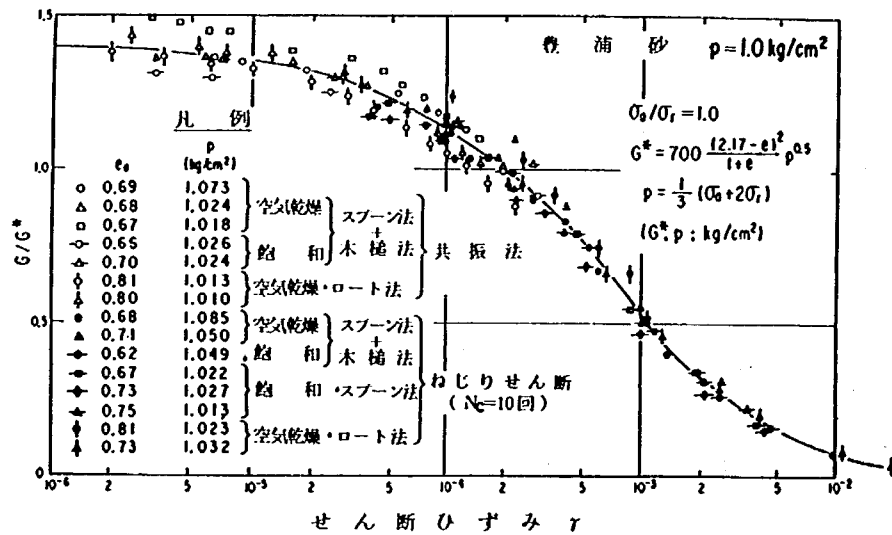


図 5.25 豊浦砂に対する $\gamma \sim \frac{G}{G^*}$ 関係 ($p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$)

図 5.26 の太線の関係と図 5.23 のべき $m(\gamma)$ の関係を式 (5.12) に代入することにより、任意の p に対する $\gamma - \frac{\{G\}_{r,p}}{\{G\}_{r=10^{-6},p}}$ の関係が得られる。 $P' = 0.25, 0.5, 2.0 \text{ kg/cm}^2$ に対して、この関係を示したのが、同じく図 5.26 の細い実線である。なお、この図の破線は、対応する P に対する $G/G_{r=10^{-6}} - \gamma$ 関係の実測値をそのままプロットしたものであるが、両者には、良好な一致が見られる。以上でわかるように、 $P' = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ のときの $\frac{\{G\}_{r,p=1}}{\{G\}_{r=10^{-6},p=1}} \sim \gamma$ 関係と $[m(\gamma) - m(\gamma = 10^{-6})] \sim \gamma$ 関係が得られていれば、式 (5.12) から $P' = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ 以外の拘束圧 P' に対する $\frac{\{G\}_{r,p'}}{\{G\}_{r=10^{-6},p'}} \sim \gamma$ 関係を求めることができる。

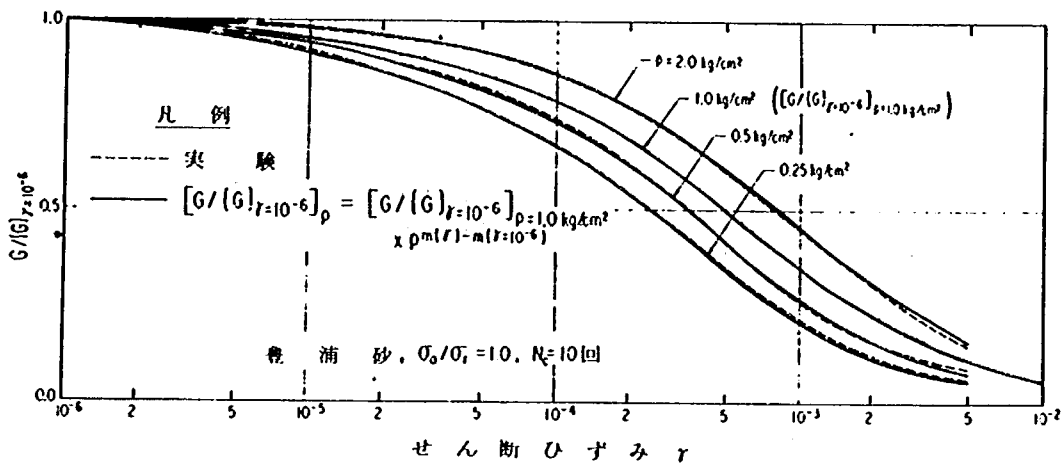


図 5.26 豊浦砂に対する $r \sim \frac{G}{[G]_{r=10^{-6}}}$ 関係

以上は、豊浦標準砂についての検討結果を示したが、次に種々の砂に対する平均的な

$\frac{[G]_{r,p'}}{[G]_{r=10^{-6},p'}} \sim r$ 関係を求めた同様の結果を図 5.27 および図 5.28 に示す。まず、図

5.27 は、多数の砂に対する $P' = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ のときの $\frac{[G]_{r,p'=1}}{[G]_{r=10^{-6},p'=1}} \sim r$ 関係であり、実線

は、これら実測データの平均曲線である。また、図 5.28 は同じ砂に対する $m(r) \sim r$ 関係であり、実測値の範囲と平均とを並示している。両者の平均曲線から r に対する $f(r) =$

$\frac{[G]_{r,p'=1}}{[G]_{r=10^{-6},p'=1}}$ と $m'(r) = m(r) - m(r=10^{-6})$ の関係をまとめたのが図 5.29 である。

以上の実験的検討（図 5.29 と式（5.12））から、地盤や土構造物のせん断変形係数の任意の拘束圧におけるひずみ依存性（ $\frac{G}{G_{\max}} \sim r$ 関係）を算定するための簡易で実用的方法が与えられたといえる。

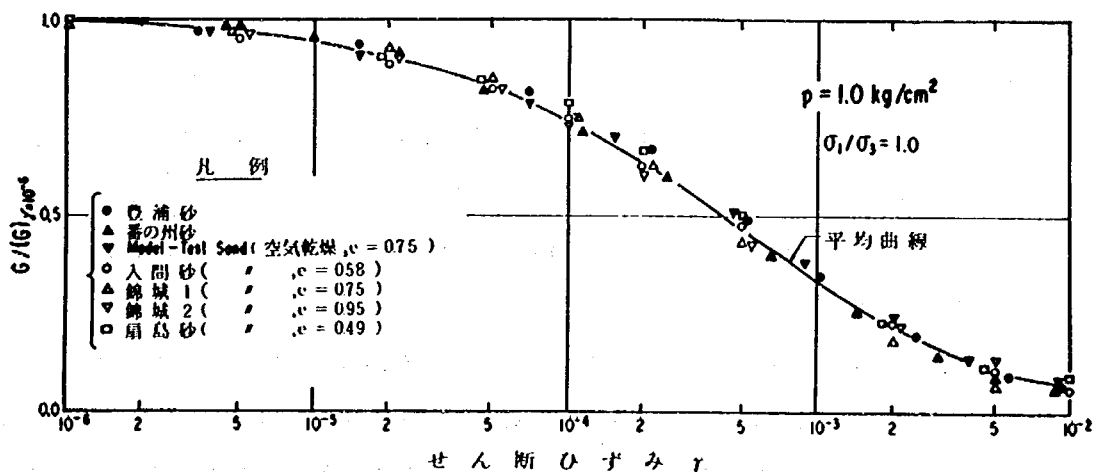


図 5.27 多数の砂に対する $r \sim \frac{G}{[G]_{r=10^{-6}}}$ 関係

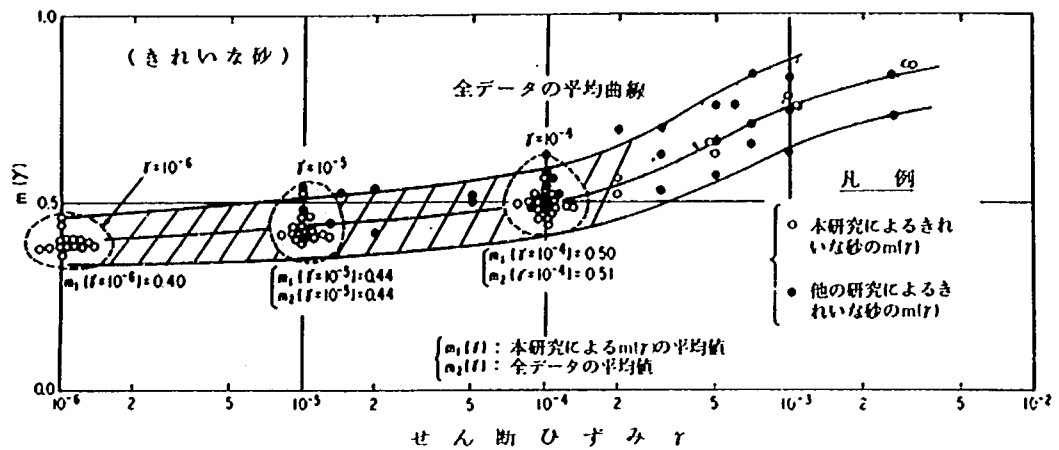


図 5.28 多数の砂に対する $\gamma \sim m(\gamma)$ 関係

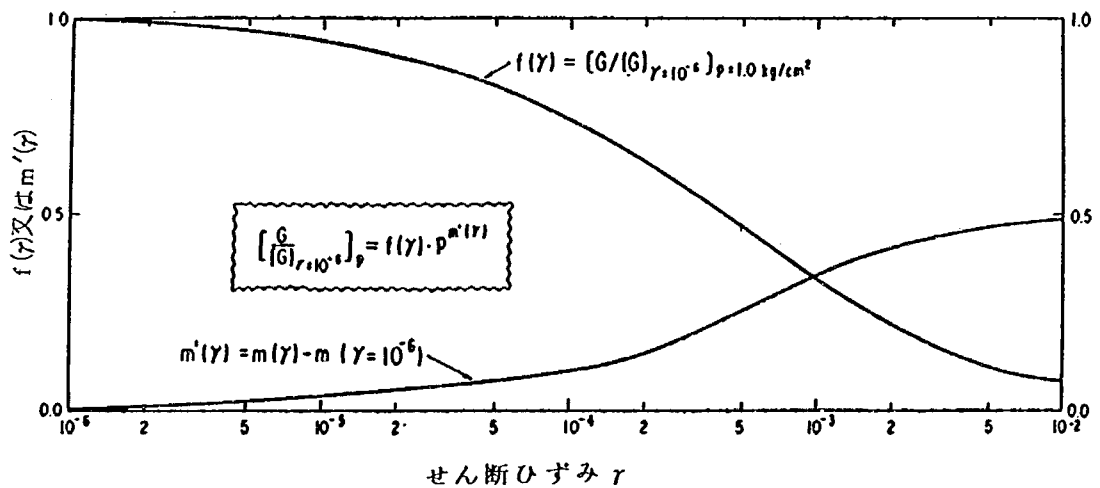


図 5.29 $\gamma \sim \left[\frac{G}{G_{\gamma=10^{-6}}} \right]_{p=1}$ 関係と $\gamma \sim [m(\gamma) - m(\gamma = 10^{-6})]$ 関係の平均的曲線

次に、減衰定数のひずみ依存性の中空ねじり試験による実測結果を示す。砂の減衰定数 h (図 5.23 に示す定義に従って求めた) に影響を及ぼす主要な因子としては、せん断ひずみ振幅 (γ)、平均有効主応力 (p)、間隙比 (e)、および繰返し载荷回数 (N_0) の 4 つが挙げられており、それぞれの影響の実測例を示す。図 5.30 および 5.31 は豊浦砂および番の州砂に対する $\gamma - h$ 関係である。これらの図には、共振法試験による $h (= \frac{\delta}{2\pi})$ 、 δ : 対数減数率) も同時に示している。これらの図から $\gamma > 10^{-4}$ の範囲になると h に与える γ の影響が大きいことがわかる。

図 5.32 は、豊浦砂に対する $e - h$ 関係であるが、 h に対して e の影響は小さいことがわかる。つぎに図 5.33、5.34 は繰返し回数 N_0 の影響を調べたものである。これより、繰返し回数 N_0 の影響は小さくなく N_0 が小さいと h は大きく、 N_0 が大きくなると h は小さくなるといえる。特に、数千回の繰返しがある共振法土質試験の結果の h はかなり小さく求まることがわかる。以下では、地震応答解析に用いることを考慮し、 $N_0 = 10$ 回のデータに統一して

取扱いことにする。

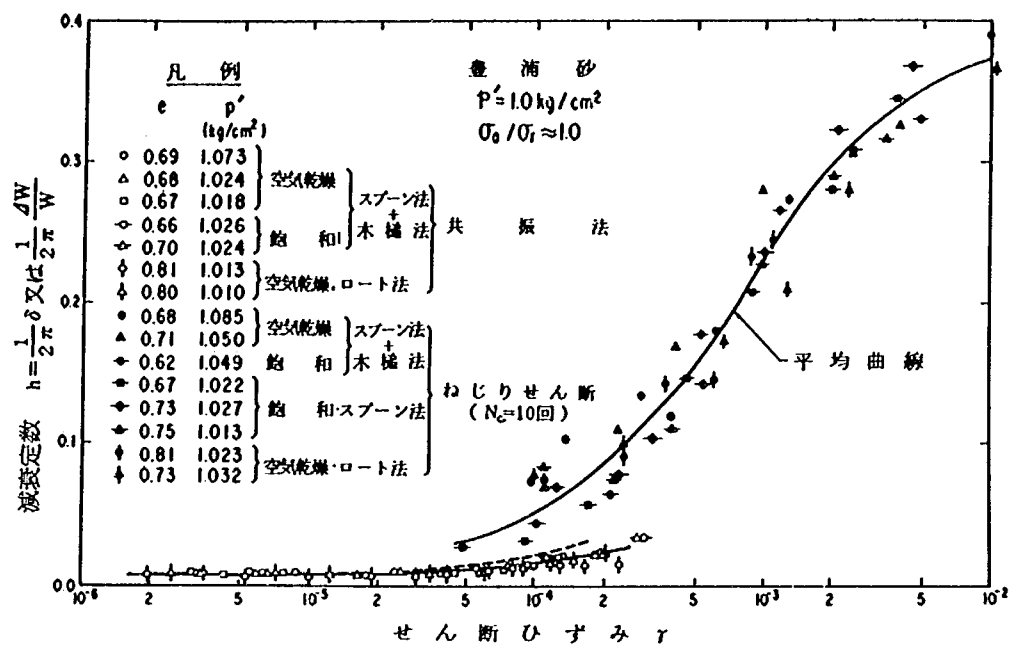


図 5.30 豊浦砂に対する $\gamma \sim h$ 関係 ($P' = 1.0 \text{ kg/cm}^2$)

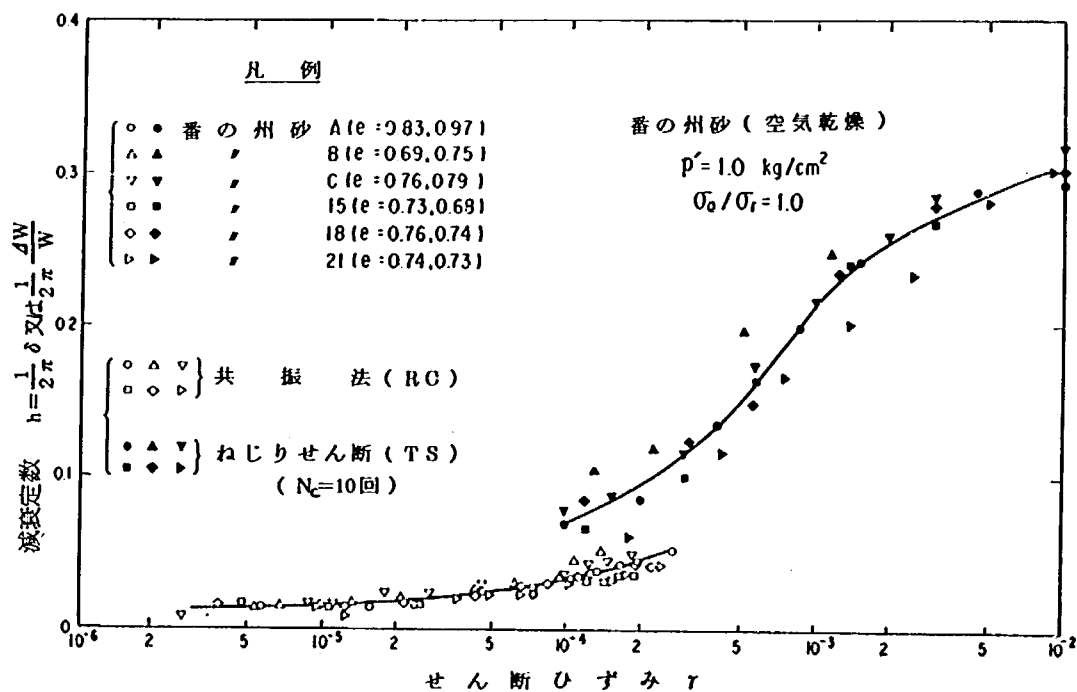


図 5.31 番の州砂に対する $\gamma \sim h$ 関係 ($P' = 1.0 \text{ kg/cm}^2$)

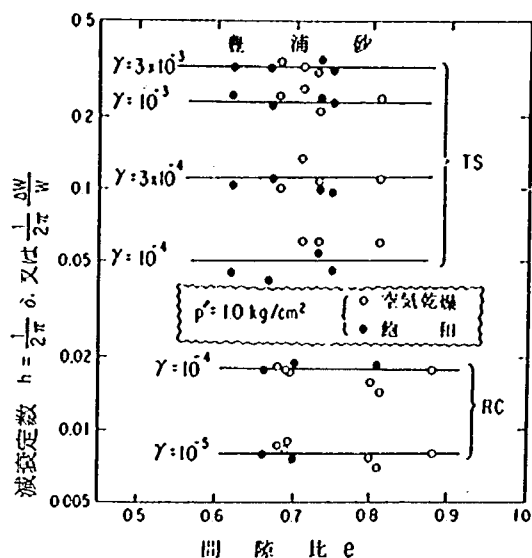


図 5.3.2 豊浦砂に対する間隙比(e)と減衰定数(h)の関係 ($p' = 1.0 \text{ kg/cm}^2$)

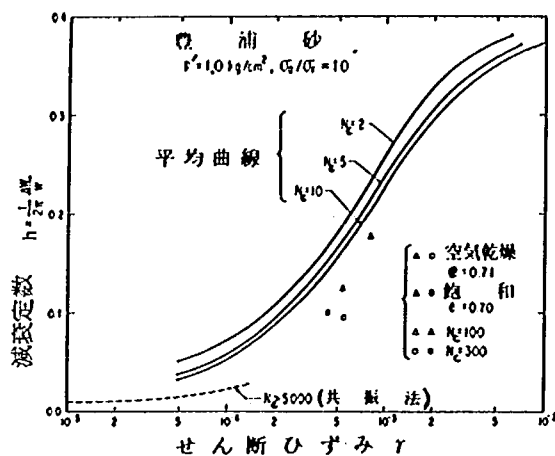


図 5.3.3 豊浦砂の $\gamma-h$ 関係に及ぼす繰返し載荷回数 (N_c) の影響 ($P' = 1.0 \text{ kg/cm}^2$)

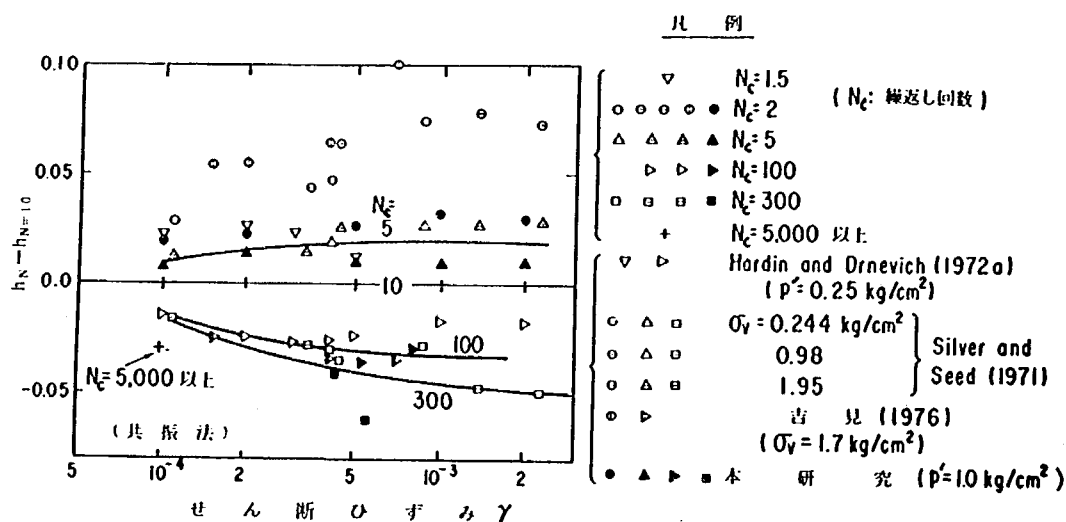


図 5.3.4 7種の砂に対する $\gamma \sim (h_{NC} - h_{NC=10})$ の関係

図 5.3.5～5.3.7 は、拘束圧 P' が h に与える影響を調べたものである。これらより、 P' が大きくなると h は低下することが明らかである。

次に、せん断変形係数 G と減衰定数 h を調べたのが、図 5.3.8～5.4.1 である。これらの図は $G/G_{\max}$ に対する h の関係を描いたもので、豊浦砂と番の州砂に対する各種条件下の平均曲線とその他の多くの砂試料の実験データをプロットしている。これより、 $G/G_{\max} \sim h$ 関係は、ほぼ同一の砂に対しては 1 本の曲線で表わされ、この関係は、間隙比、拘束圧、せん断ひずみ振幅により影響をうけないことがわかる。

以上の実験資料より、砂の減衰定数に関して次のことが指適できる。

- (i) 砂の減衰定数に影響を及ぼす要因としては、せん断ひずみ振幅、拘束圧、繰返し載荷回数が支配的である。
- (ii) 砂の種類の違い、間隙比、湿潤状態、供試体作製法が h に与える影響はいずれも小さい。

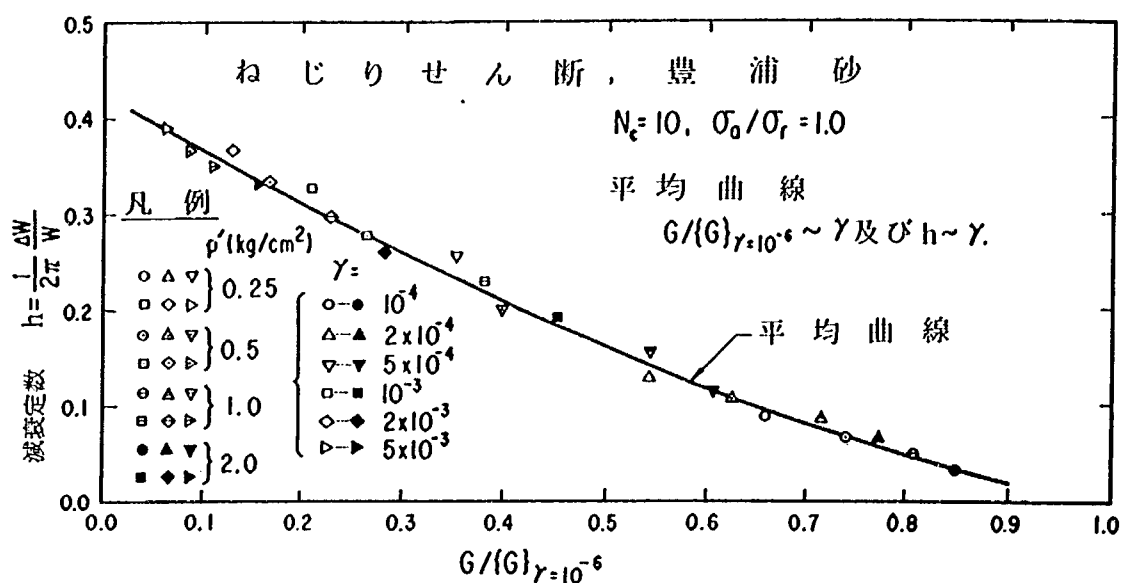


図 5.38 豊浦砂に対する $\frac{G}{(G)_r \cdot 10^{-6}} \sim h$ 関係 ($N_c = 10$ 回)

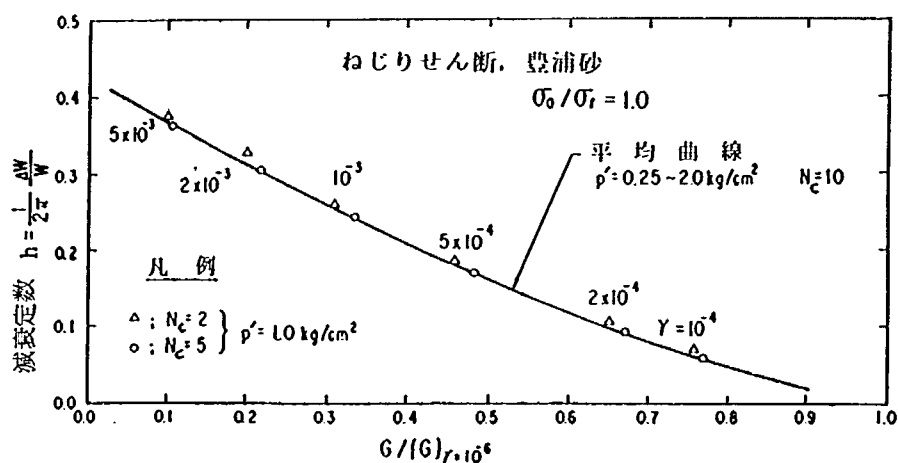


図 5.39 豊浦砂に対する $\frac{G}{(G)_r \cdot 10^{-6}} \sim h$ 関係 ($N_c = 2, 5, 10$ 回)

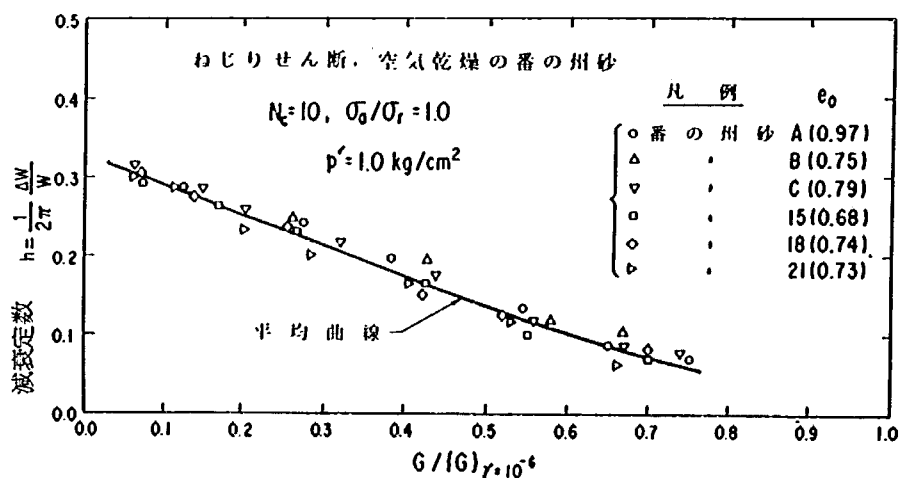


図 5.40 番の州砂に対する $\frac{G}{(G)_r \cdot 10^{-6}} \sim h$ 関係 ($P' = 1.0 \text{ kg/cm}^2$)

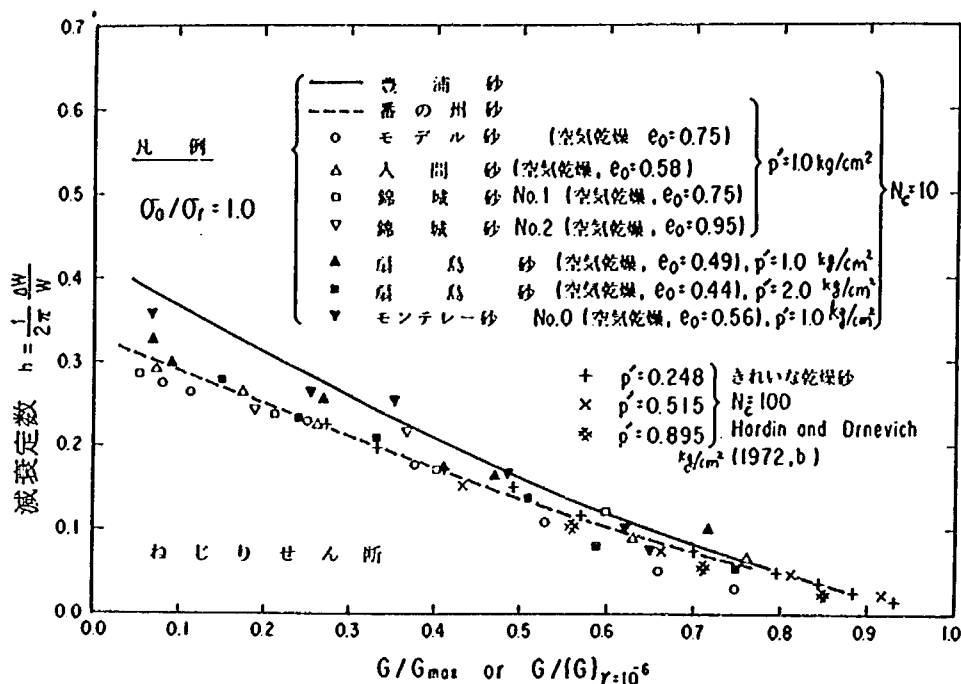


図 5.4.1 各種の砂に対する $\frac{G}{(G)_r=10^{-6}}$ (又は $\frac{G}{G_{max}}$) $\sim h$ 関係

5.3 粘性土の動的変形特性

(1) 概 要

軟質な沖積地盤に建設される各種構造物の地震時の挙動は、周辺地盤の安定性に著しく影響されることが指摘されている。かかる地盤の地震時安全性を詳細に検討するさいには、地震荷重に対する地盤材料の動的変形特性を適確に把握しておくことが重要となる。ここでは、軟質な沖積地盤のうち、従来検討されることの少なかった沖積粘性土の動的変形特性（主に、せん断変形係数のひずみ依存性）に関する実験結果を示す。表 5.2 は実験を行った供試体の概要および実験条件を示している。ここでの供試体はいわゆる正規圧密状態のものであり、原位置有効上載圧を基準として設定した圧密拘束圧で 24 時間前後圧密の後、試験を行ったものである。

(2) 共振法土質試験による粘性土の低ひずみ領域の動的変形特性

共振法土質試験を行なうことにより、比較的ひずみの小さい領域でのせん断変形係数 (G) のひずみ振幅 (γ) に対する変化が求まる。例えば図 5.4.2 は、川崎市浮島地区から採取された沖積粘性土に対する共振法土質試験の結果 ($\gamma \sim \frac{G}{(G)_r=10^{-6}}$ 関係) の一例である。この図から、

拘束圧、間隙比などの諸因子により粘性土の動的変形特性が異なることがうかがわれる。以下では、影響因子として(i)圧密拘束圧 (σ'_0)、(ii)塑性指数 (I_p)、および(iii)間隙比 (e) をとりあげ、これらが粘性土の動的変形特性に与える定量的な影響を論ずる。

せん断ひずみ振幅 $\gamma = 2 \times 10^{-4}$ の場合について、圧密拘束圧 (σ'_0)、塑性指数 (I_p)、および、間隙比 (e) が粘性土の動的変形係数に与える影響の実測結果を、それぞれ図 5.4.3、

表 5.2 実験対象試料および実験条件

試料名				物理特性		実験条件				
No	地点	供試体 No	採取深度 (m)	I _p (%)	D ₅₀ (mm)	σ _v ' (kg/cm ²)	σ _c ' (kg/cm ²)	T _c	e	試験方法
1	浮	U- 1	5.0 ~ 5.4	34.5	0.0034	0.25	0.25	24h	2.81	D. T.****
2		U- 3		36.5	0.0113				2.56	
3		U- 4		37.9	0.019				3.02	
4		U- 5		26.3	0.007				2.74	
5		U- 6		32.6	0.0055				2.93	
6	島	U- 7	15.0 ~ 15.8	32.6	0.002	0.70	0.35	24h	3.11	D. T.
7		U-10		46.9	0.0165				2.99	
8		U-11		42.7	0.014				2.34	
9		U-12		42.9	0.0135				2.11	
10		U-13		41.8	0.0026				2.68	
11	島	U-14	27.0 ~ 27.4	22.1	0.031	1.25	1.25	24h	1.21	D. T.
12		U-17	5.0 ~ 5.4	42.9	0.0076	0.25	0.25	24h	1.88	R. C.***
13		U-18		41.4	0.012				2.77~1.43	
14		U-19	15.0 ~ 15.8	43.1	0.015	0.7	0.35~4.9	24~48h		
15		U-20	27.0 ~ 27.4	20.7	0.016	1.25	1.25~4.9	24h	1.18~0.85	
16	ボアイ トランド	P- 4	6.5 ~ 7.8	16.0	0.0068	0.35	1.05	29h	1.51	D. T.
17		P- 7		16.0	0.0097			24~48h	1.52~1.516	R. C.
18		P- 3	12.5 ~ 13.5	19.2	0.0072	0.65	1.5	29h	1.37	D. T.
19	千鳥 町	A- 4	23.0~23.88	10.2	0.043	2.1	2.1	24h	1.52	D. T.
20		A- 5		19.9	0.038				2.1, 4.2	1.42, 1.26
21		C- 6	27.0~27.89	17.0	0.025	2.3	2.3		1.89	D. T.
22		C- 7		20.5	0.019				2.3, 4.6	1.96, 1.62
23	境	13A-I-1	18.0 ~ 18.8	20.6	0.023	1.55	1.55	24h	1.38	D. T.
24		13A-I-2		19.8	0.018				1.37	R. C.
25	川	16B-II-5	22.0~22.85	17.3	0.024	1.8	1.8		1.67	R. C.
26		16B-II-6		29.4	0.015				1.90	D. T.
27	川	16B-III-6	25.0~25.85	28.4	0.023	2.5	2.5	1.77	D. T.	
28		16B-III-7		27.6	0.028			1.75	R. C.	
29	KE (1) 45	T4- 2	6.0 ~ 6.9	28	93**	0.75	0.75	19h	1.10	R. C.
30		S4- 1	12.0 ~ 12.7	18	94**	1.28	1.28	18.8h	1.08	
31		S4- 3	22.0 ~ 22.86	19	95**	2.07	2.07	21.3h	1.18	
32	KE (1) 56	I - 18	18.0 ~ 18.85	40.2	96.0**	1.6	1.6	20h	2.32	R. C.
33		I - 30	30.0 ~ 30.38	54	99.0**	2.4	2.4		2.08	
34	(2) 浮 島	Na 1	2.0 ~ 2.85	87.2*	— **	0.025	0.1	15h	3.08	R. C.
35		Na 4	5.0 ~ 5.9	84.7*	98.5**	0.18	0.18	15h	3.18	
36		Na 7	8.0 ~ 8.9	76.1*	99.0**	0.25	0.25	15h	2.98	
37		Na 10	11.0 ~ 11.9	66.5*	96.0**	0.37	0.37	15h	2.92	
38		Na 13	14.0 ~ 14.83	48 *	98.5**	0.50	0.50	16h	2.50	
39		Na 20	21.0 ~ 21.87	20 *	84.0**	0.90	0.90	6h	1.10	
40		Na 21	22.0 ~ 22.87	15.6*	84.0**	0.97	0.97	6h	1.20	
41		Na 26	26.45~27.50	15.6*	90.0**	1.35	1.35	15h	1.12	
42	荒川	2'- 4	9.0 ~ 9.7	—	64.0**	0.55	1.47	24h	0.97	R. C.

* : 外挿値

** : 近傍土層から求めた(シルト+粘土)分含有率(%)

(1) 首都高速道路公団の調査報告による

*** : R. C. (共振法土質試験)

**** : D. T. (振動三軸試験)

(2) 日本道路公団の調査報告による

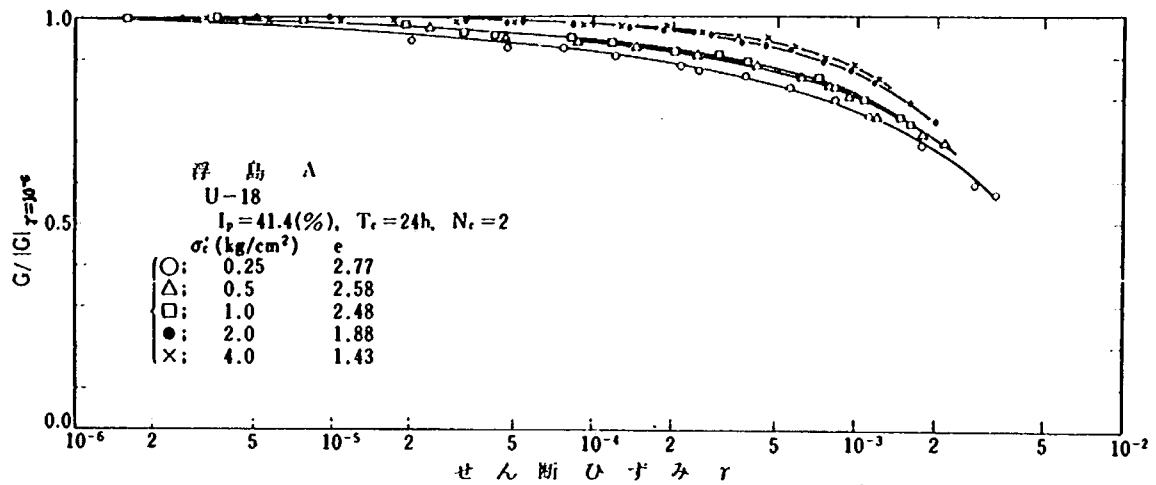


図 5.4.2 粘性土に対する共振法試験の一例 ($r \sim \frac{G}{\{G\}_{r=10^{-6}}}$ 関係)

5.4.4 および 5.4.5 に示す。これらの図から、 $\frac{G}{\{G\}_{r=10^{-6}}}$ の値は σ'_c の増加に伴ない、1.0 に近づくように増加すること、 I_p 、あるいは e の増加に伴ない減少していくことがわかる。

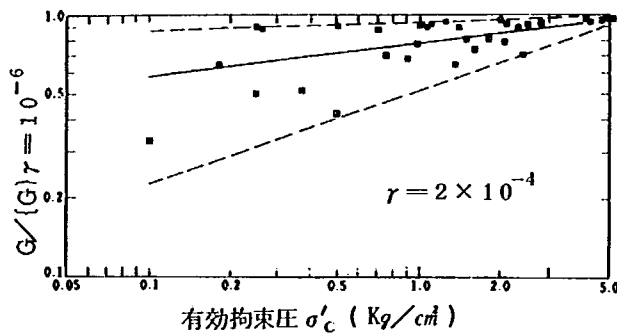


図 5.4.3 $\sigma'_c \sim \frac{G}{\{G\}_{r=10^{-6}}}$ 関係
($r = 2 \times 10^{-4}$)

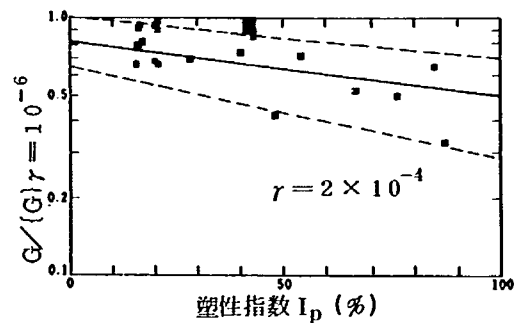


図 5.4.4 $I_p \sim \frac{G}{\{G\}_{r=10^{-6}}}$ 関係 ($r = 2 \times 10^{-4}$)

つぎに、上記の結果から、任意ひずみに対する $\frac{G}{\{G\}_{r=10^{-6}}}$ 値の σ'_c 、 I_p および e_0 に関する変化は、それぞれ式 (5.13)、(5.14)、および (5.15) の形で表現しうる。

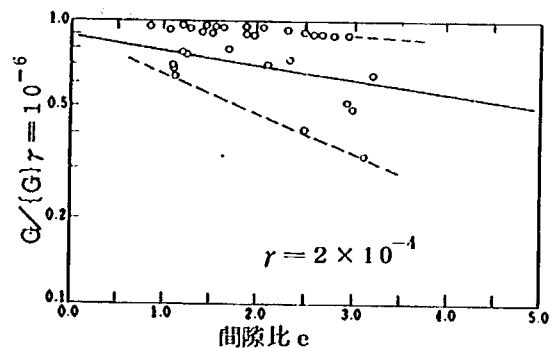


図 5.4.5 $e \sim \frac{G}{\{G\}_{r=10^{-6}}}$ 関係
($r = 2 \times 10^{-4}$)

$$\frac{G}{\{G\}_{\gamma=10^{-6}}} = \begin{cases} f(\sigma_c') = A \cdot \sigma_c'^B & \dots\dots\dots (5.13) \\ G(I_p) = a \cdot 10^{b(I_p/100)} & \dots\dots\dots (5.14) \\ H(e) = C \cdot 10^{d \cdot e} & \dots\dots\dots (5.15) \end{cases}$$

ここに、 A, B, a, b, c および d はひずみごとに決まる定数で σ_c' は拘束圧 (kg/cm^2)、 I_p は塑性指数 (%), および e は間隙比である。

上記の各式中の定数は、ひずみごとに求まるが、代表的なひずみ値に対して整理したのが、表 5.3 である。この表に示した値を図表にプロットすると、任意のひずみに対する定数を外挿により推定しうる。式 (5.13) から求めた推定値と実測値を比較すると図 5.46 が得られる。

式 (5.13) ~ (5.15) は、 $\frac{G}{\{G\}_{\gamma=10^{-6}}}$ に対する個々の因子の影響を表わしたものであるが、 σ_c' と I_p の影響を同時に考慮した推定式を求めるため、図 5.47 をプロットした。

表 5.3 低ひずみ領域における $\frac{G}{\{G\}_{\gamma=10^{-6}}}$ の推定に用いる各定数

	$f(\sigma_c') = A \cdot \sigma_c'^B$		$G(I_p) = a \cdot 10^{b(I_p/100)}$		$H(e) = C \cdot 10^{d \cdot e}$		$g_1(I_p) = C \cdot 10^{D(I_p/100)}$	
r	A	B	a	b	c	d	C	D
2×10^{-6}	0.991	0.00258	0.999	-0.0101	1.000	-0.00087	1.000	0.000
5×10^{-6}	0.965	0.0160	0.990	-0.0272	1.000	-0.00446	1.000	0.000
10^{-5}	0.938	0.0275	0.975	-0.0470	1.000	-0.0141	1.000	0.000
2×10^{-5}	0.908	0.0443	0.955	-0.0742	1.000	-0.0250	1.018	-0.0253
5×10^{-5}	0.863	0.0727	0.900	-0.125	0.950	-0.0357	1.046	-0.0654
10^{-4}	0.820	0.101	0.855	-0.169	0.900	-0.0428	1.095	-0.131
2×10^{-4}	0.780	0.129	0.820	-0.219	0.875	-0.0504	1.158	-0.212
5×10^{-4}	0.705	0.185	0.800	-0.301	0.850	-0.0552	1.292	-0.371
適用範囲	$\sigma_c' = 0.1 \sim 5.0 (\text{kg}/\text{cm}^2)$		$I_p = 0 \sim 100 (\%)$		$e = 0.50 \sim 3.50$		$I_p = 30 \sim 100 (\%)*$	

* $I_p = 0 \sim 30\%$ に対して $g_1(I_p) = 1.00$

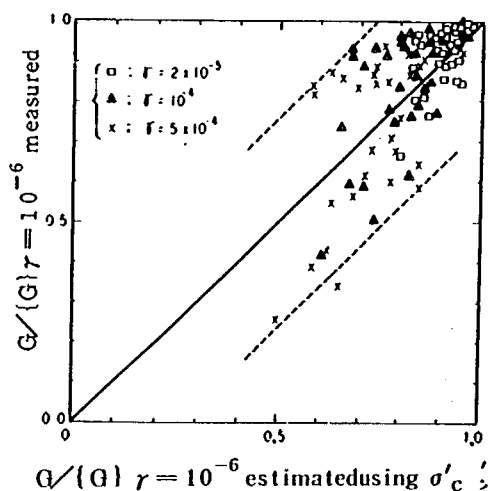


図 5.46 式 (5.13) による推定値と実測値の比較

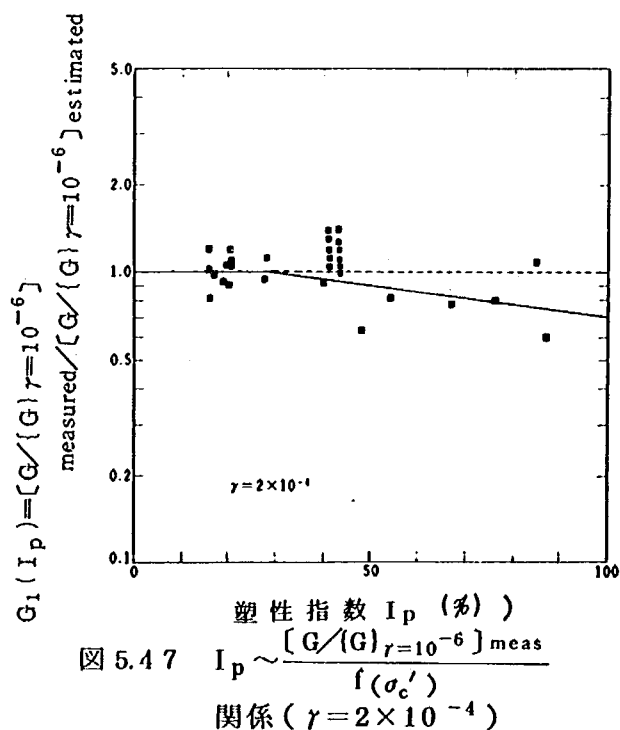


図 5.47 $I_p \sim \frac{[G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}}]_{\text{meas}}}{f(\sigma_c')}$ 関係 ($\gamma = 2 \times 10^{-4}$)

この図は、 $\gamma = 2 \times 10^{-4}$ の場合について、 $\frac{G}{\{G\}_{r=10^{-6}}}$ の実測値と式 (5.13) による推定値 $f(\sigma'_c)$ の比と I_p との関係を示している。この図から、両者の比は I_p の増加に伴ないやや減少していく傾向がわかる。この関係の平均的曲線（図中の実線）を式化すると、

$$\frac{G/\{G\}_{r=10^{-6}}}{f(\sigma'_c)} = g_1(I_p) = \begin{cases} 1.0 & (0 \leq I_p \leq 30) \\ C \cdot 10^{D(I_p/100)} & (30 \leq I_p \leq 100) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (5.16)$$

で表わされる。ここに C, D は、ひずみに応じて決まる定数であり、代表的ひずみにおける値を表 5.3 に示している。式 (5.16) から $\frac{G}{\{G\}_{r=10^{-6}}}$ の推定式と式 (5.17) が求まる。

$$\frac{G}{\{G\}_{r=10^{-6}}} = f(\sigma'_c) \cdot g_1(I_p) \quad \dots\dots\dots (5.17)$$

式 (5.17) による推定値と実測値との関係を示すと、図 5.48 が求まる。

図 5.46 と図 5.48 とを比較すると、式 (5.13) より式 (5.17) の推定式の方が精度がよいといえる。つぎに、間隙比の影響をみるために、図 5.49 に $\gamma = 2 \times 10^{-4}$ のときについて、実測値と式 (5.17) による推定値との比と間隙比との関係を示す。この図より、式 (5.17) による推定値は、間隙比の影響を受けないことがわかり、結論として、式 (5.17) の推定式が実用できることがわかる。式 (5.13)、(5.16) および (5.17) に基づき、 $I_p \leq 30\%$ および 100% の場合について、代表的な σ'_c に対する $\gamma \sim \frac{G}{\{G\}_{r=10^{-6}}}$ 関係を求めた結果の一例を図 - 5.50 に示す。この図は、粘性土の低ひずみ領域における $\gamma \sim \frac{G}{\{G\}_{r=10^{-6}}}$ 関係の典型例として、実用しうるものである。

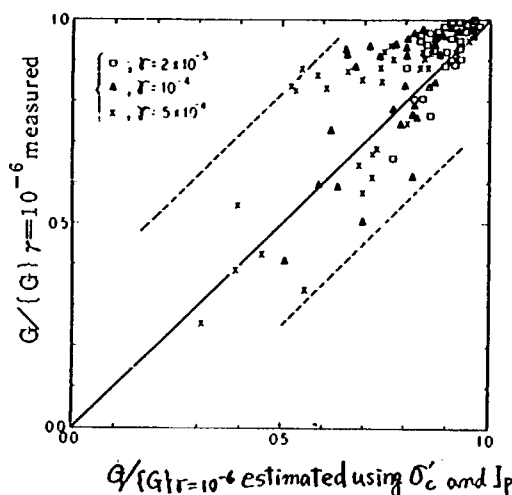


図 5.48 式 (5.17) による推定値と実測値の比較

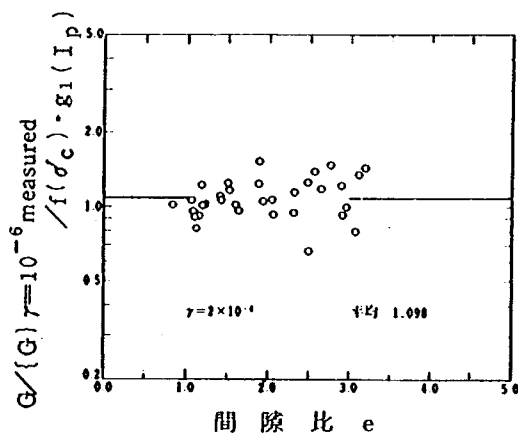


図 5.49 $e \sim \frac{G/\{G\}_{r=10^{-6}}}{f(\sigma'_c) \cdot g_1(I_p)}$ の関係

[3] 振動三軸試験による中・高ひずみ領域でのせん断変形係数

振動三軸試験による、粘性土の中・高ひずみ領域でのせん断変形係数の測定結果を示す。図 - 5.51 は、一例として $\gamma = 10^{-3}$ で基準化

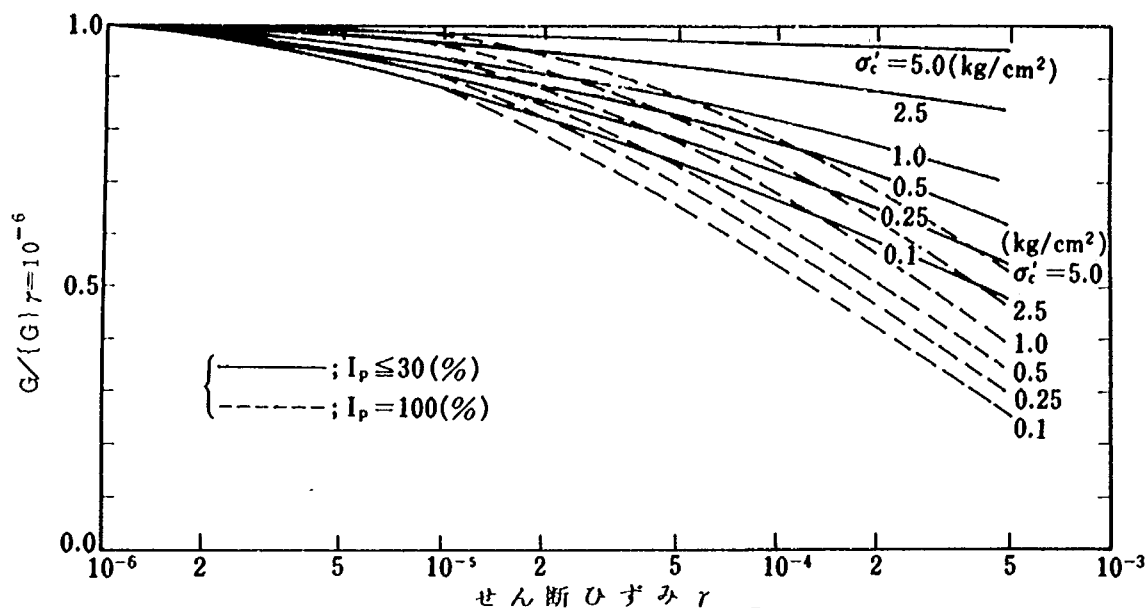


図 5.50 式 (5.17) から推定した $\frac{G}{(G)_{\gamma=10^{-6}}}$ と γ の関係

した浮島地区粘性土のせん断変形係数のひずみ依存性を示す。これより $\gamma > 5 \times 10^{-3}$ においてはひずみ依存性がかなり顕著であることがわかる。

前項 [2] の場合と同様に、せん断変形係数に与える影響因子として、拘束圧 σ'_c 、塑性指数 I_p 、および間隙比 e を取り上げ、それぞれの影響の程度を調べる。

図 5.52 および図 5.53 は、それぞれひずみ $\gamma = 5 \times 10^{-4}$ のせん断変形係数 $(G)_{\gamma} = 5 \times 10^{-4}$ を基準とした場合のせん断変形係数 G と拘束圧 σ'_c および塑性指数 I_p との関係を示す。ここで、 $\gamma = 5 \times 10^{-4}$ のせん断変形係数を基準としたのは、このひずみ値で、[2] で示した低ひずみ領域でのせん断変形係数の変化曲線と結合を行なうためである。これらの図より、 $G/(G)_{\gamma=5 \times 10^{-4}}$ は σ'_c により影響をうけず、ひずみに応じた一定値であること、また I_p の増加に伴って増加することがわかる。なお間隙比 e に関しては、 e の増加に伴ない $G/(G)_{\gamma=5 \times 10^{-4}}$ は、やや増加する傾向を示している。

図 5.52 および図 5.53 の結果に基づいて、

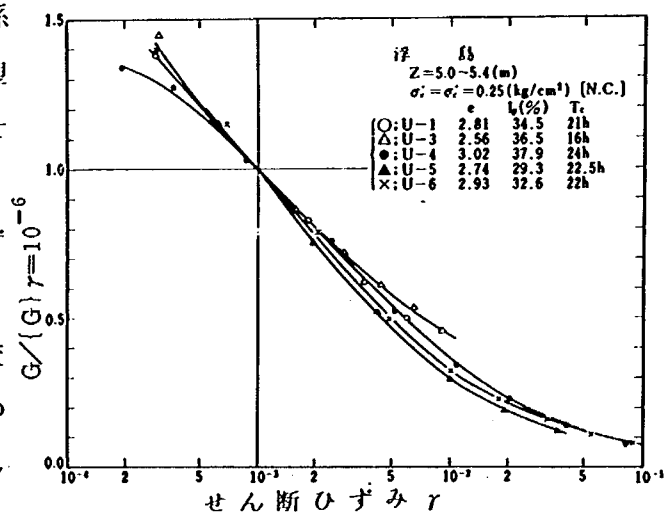


図 5.51 振動三軸試験結果例

($\gamma \sim \frac{G}{(G)_{\gamma=10^{-6}}}$ 関係)

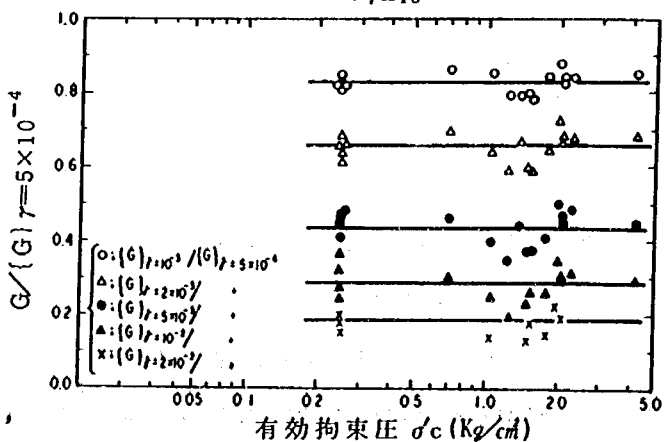


図 5.52 $\sigma'_c \sim \frac{G}{(G)_{\gamma=5 \times 10^{-4}}}$ 関係

代表曲線を設けて、推定式を求めると式 (5.18) および式 (5.19) が得られる。

$$\frac{G}{\{G\}_{r=5 \times 10^{-4}}} = F(\sigma'_c) = K \quad \dots\dots\dots (5.18)$$

$$\frac{G}{\{G\}_{r=5 \times 10^{-4}}} = G(I_p) = \left(\frac{I_p}{100}\right) \bar{e} + \bar{f} \quad \dots\dots\dots (5.19)$$

上式中の定数 K , $\bar{e}$ および $\bar{f}$ は、ひずみに応じて決まる定数であり、代表的なひずみに対する実測値を表 5.4 に示す。

次に、前項 [2] の場合と同様に、 σ'_c および I_p の両因子を考慮した推定式を求めてみる。図 5.54 は、

$$\frac{G}{\{G\}_{r=5 \times 10^{-4}}}$$

の実測値と式 (5.18)

に基づく推定値との比 $[g_2(I_p)]$ による I_p の影響を示したものである。

同図より、 I_p の増加に伴って実測値が推定値より大きくなる傾向がわかる。この関係を表わす推定式として次式が求まる。

$$\frac{[G/\{G\}_{r=5 \times 10^{-4}}]}{F(\sigma'_c)} = g_2(I_p) = \left(\frac{I_p}{100}\right) E + F \quad \dots\dots\dots (5.20)$$

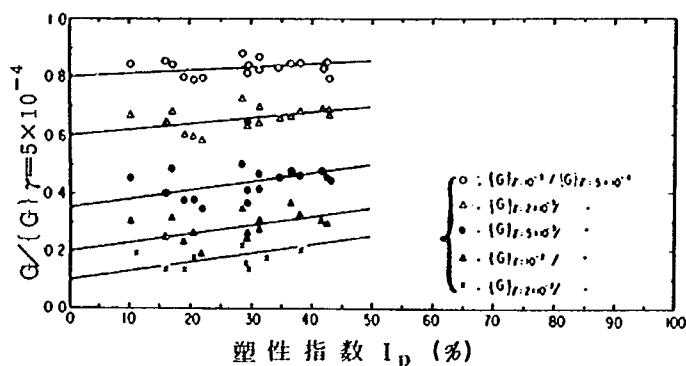


図 5.53 $I_p \sim \frac{G}{\{G\}_{r=5 \times 10^{-4}}}$ 関係

表 5.4 中・高ひずみ領域における $\frac{G}{\{G\}_{r=5 \times 10^{-4}}}$ 推定のための定数

	$F(\sigma'_c) = K$ $r = r_i$	$G(I_p) = \frac{G}{\{G\}_{r=5 \times 10^{-4}}}$ $r = r_i$ $= \bar{e} \cdot (I_p/100) + \bar{f}$		$g_2(I_p)$ $r = r_i = E \cdot (I_p/100) + F$	
r	K	$\bar{e}$	$\bar{f}$	E	F
10^{-3}	0.831	0.108	0.800	0.14	0.96
2×10^{-3}	0.655	0.210	0.595	0.36	0.90
5×10^{-3}	0.431	0.272	0.350	0.72	0.80
10^{-2}	0.282	0.300	0.200	0.90	0.75
2×10^{-2}	0.170	0.300	0.100	1.02	0.72
適用範囲	$\sigma'_c = 0.1 \sim 5.0$ (kg/cm ²)	$I_p = 0 \sim 50$ (%)		$I_p = 0 \sim 50$ (%)	

この式中のE, Fは、ひずみに応じて求められる定数であり、代表的なひずみに対するE, Fの値を表5.4に示してある。ここで、式(5.20)の適用範囲については、実験条件の分布から定めて、表5.4に並示した。

式(5.18)と式(5.20)から σ'_c および I_p を考慮した推定式として次式が得られる。

$$\frac{G}{\{G\}_{r=5 \times 10^{-4}}} = F(\sigma'_c) \cdot g_2(I_p) \\ = K \left\{ \left(\frac{I_p}{100} \right) E + F \right\} \dots\dots (5.21)$$

次に間隙比eの影響を検討するため

に、 $\frac{G}{\{G\}_{r=5 \times 10^{-4}}}$ の実測値と式(5.21)から求まる推定値との比と間隙比の関係を示す一例($r = 5 \times 10^{-3}$ の場合)が図5.55である。この図より、実測値と推定値との比は間隙比によってほとんど影響されないことがわかる。従って $\frac{G}{\{G\}_{r=5 \times 10^{-4}}}$ は、式(5.18)～式(5.20)によって、 σ'_c および I_p の関数として推定しうるといえる。

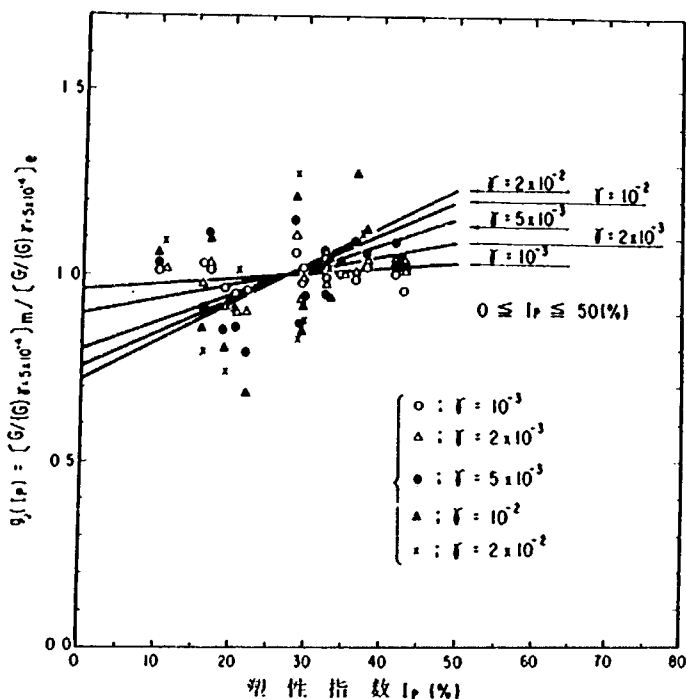


図 5.54 $I_p \sim \frac{[G/\{G\}_{r=5 \times 10^{-4}}]}{F(\sigma'_c)}$ 関係

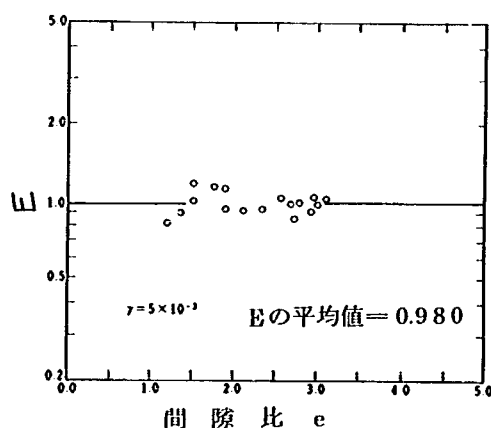


図 5.55 $e_c \sim \frac{[G/\{G\}_{r=5 \times 10^{-4}}]}{F(\sigma'_c) \cdot g_2(I_p)}$ 関係

[4] 広範囲のひずみ領域における粘性土の動的変形特性

前述した[2]および[3]において粘性土のせん断変形係数のひずみ依存性を検討したが、両者の結果を結びつけることにより、広範囲のひずみ領域($r = 10^{-6} \sim 2 \times 10^{-2}$)における動的変形特性が設定できる。両者をまとめた推定式として、次式が得られる。

$$r = 10^{-6} \sim 5 \times 10^{-4} : \frac{G}{\{G\}_{r=10^{-6}}} = f(\sigma'_c) \cdot g_1(I_p) \dots\dots\dots (5.22)$$

$$r = 5 \times 10^{-4} \sim 2 \times 10^{-2} : \frac{G}{\{G\}_{r=10^{-6}}} = [f(\sigma'_c) \cdot g_1(I_p)]_{r=5 \times 10^{-4}} \cdot f(\sigma'_c) \cdot g_2(I_p) \\ \dots\dots\dots (5.23)$$

$\sigma'_c = 0.1, 1.0$ および 5.0 (kg/cm^2), ならびに $I_p = 0.30$ および 50 (%) の場合を例にとり, 広範囲のひずみ領域に対して $\gamma \sim \frac{G}{\{G\}_{r=10^{-6}}}$ 関係を求めたのが, 図-5.56 である。

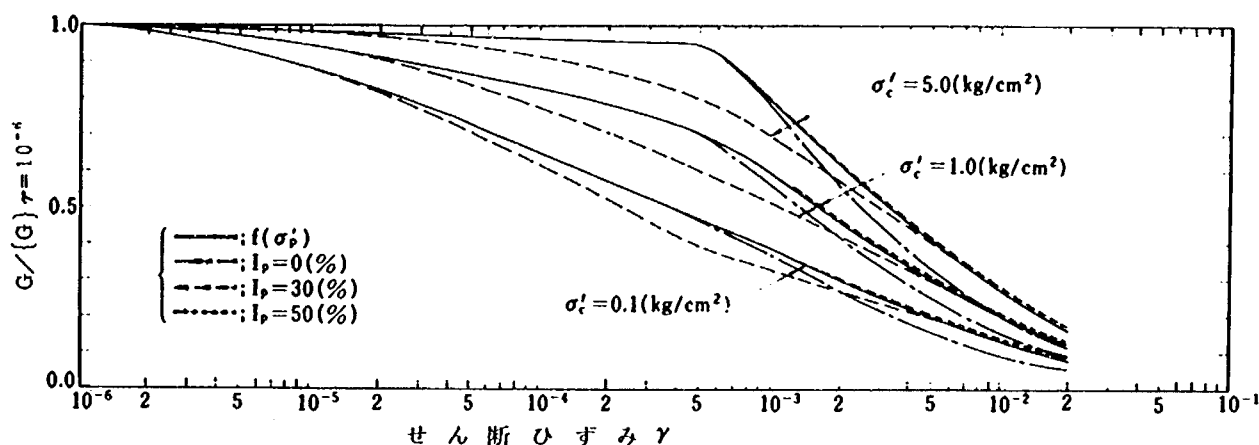


図 5.56 広範囲なひずみ領域における $\gamma \sim \frac{G}{\{G\}_{r=10^{-6}}}$ 関係の例

[5] まとめ

共振法土質試験および振動三軸試験による正規圧密状態の沖積粘性土の動的変形特性（せん断変形係数のひずみ依存性）に関する実験から，以下の結果を得た。

- (1) 低ひずみ領域 ($\gamma = 10^{-6} \sim 5 \times 10^{-4}$) では, $\frac{G}{\{G\}_{r=10^{-6}}}$ のひずみ依存性は拘束圧 σ'_c 、塑性指数 I_p および間隙比 e の影響を受ける。これらの因子毎の推定式（式 (5.13) ～ 式 (5.15) および表 5.3）ならびに合成した推定式（式 (5.17) および表 5.3）が求められた。
- (2) 中・高ひずみ領域 ($\gamma = 5 \times 10^{-4} \sim 2 \times 10^{-2}$) では, $\frac{G}{\{G\}_{r=5 \times 10^{-4}}}$ のひずみ依存性は塑性指数 I_p の影響を受けるが，拘束圧 σ'_c および間隙比 e にあまり影響されない。 I_p のみによる $\frac{G}{\{G\}_{r=5 \times 10^{-4}}}$ の推定式（式 (5.19) および表 5.4），ならびに I_p, σ'_c を考慮した推定式（式 (5.21) および表 5.4）が求められた。
- (3) 広範囲なひずみ領域 ($\gamma = 10^{-6} \sim 2 \times 10^{-2}$) における, $\gamma \sim \frac{G}{\{G\}_{r=10^{-6}}}$ 関係（式 (5.22) 式 (5.23) および図 5.56）が求められた。

5.4 砂質地盤の地震時液状化の簡易判定法

[1] 概要

前述したように 1964 年新潟地震により道路橋をはじめとする各種の構造物が地盤の液状化に起因する被害を受けた。この地震を契機として，砂質地盤の液状化が構造物の耐震安定性に与える影響の重要性が指摘され，地盤液状化に関する調査研究が盛んに行われるようになった。これに伴い，各種構造物の耐震設計基準のなかに，液状化の判定や対策に関する条

項が盛込まれるようになってきた。ここでは、道路橋の下部構造を対象として設計実務にとり入れやすい地盤液状化の簡易判定法を示す。

ここで示す判定方法では、原位置調査に基づいて、(1)地下水位、(2)土の単位体積重量 γ_t 、(3)標準貫入試験の N 値、および(4)平均粒径 D_{50} （あるいは細粒分含有率）の情報が整っていれば、容易に液状化判定が可能となる。

図 5.57 は、地震時における表層地盤の動的挙動を模式的に示したものである。同図の(A)は原位置から採取した砂質試料の振動三軸試験による動的強度比 R_L を、また(B)は表層地盤の基盤に地震加速度 α_B が作用したときの、任意の土要素内の動的せん断応力 τ を示している。地震時に、地盤内の土の要素に作用するせん断応力 (τ) の最大値を有効拘束圧 (σ'_v) で除した値を地震時せん断応力比 L ($=\tau_{\max}/\sigma'_v$) とし、この L に対する土の原位置動的せん断強度比 R (R_L の関数として求める) の比を液状化抵抗率 F_L と称し、

$$F_L = \frac{R}{L} \dots\dots\dots (5.24)$$

で定義する。ある地点につき、式(5.24)から求まる F_L の深さ方向の変化を求めることによって、その地点の液状化の有無と程度を判定しようとするのが、ここで示す判定方法の骨子である。

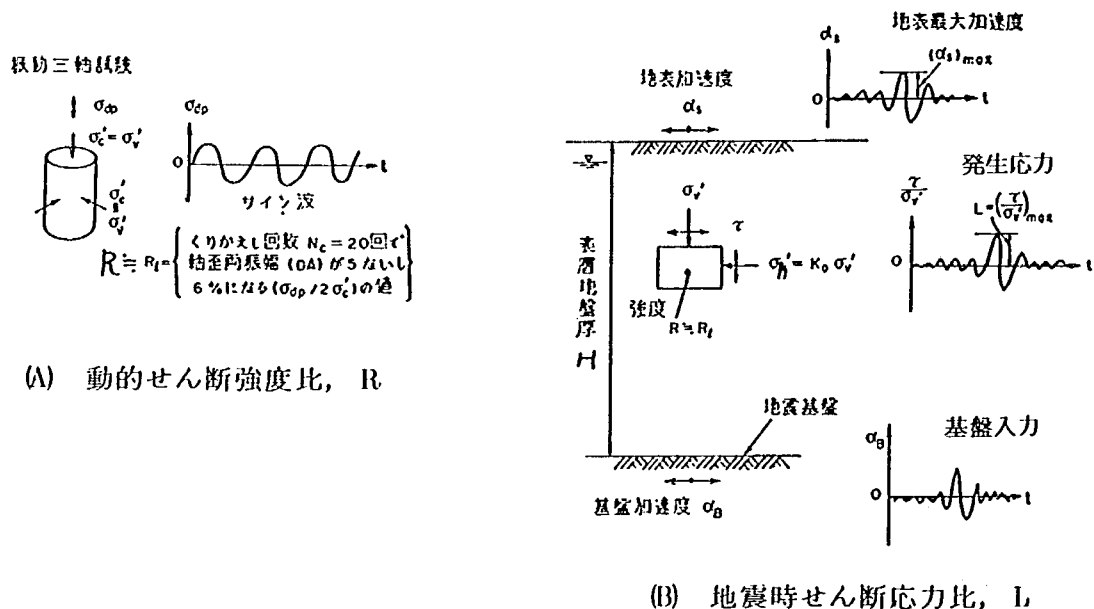


図 5.57 表層地盤の動的せん断強度比 R と地震時せん断応力比 L の定義

[2] 動的せん断強度比 (R) の算定法

原位置における砂の要素を、攪乱を与えず原位置の力学的特性を保持したままサンプリングし、この不攪乱試料に対して行った振動三軸試験の結果の一例を図 5.58 に示す。これは、有効拘束圧 σ'_c が原位置有効上載圧 σ'_v に等しいときの非排水状態の振動三軸試験の結果であ

り、横軸は繰返し回数 N_0 、縦軸は動的軸荷重 σ_{dp} と拘束圧 σ'_c の比の半分（つまり $\sigma_{dp}/(2\sigma'_c)$ ）である。この図は、個々の供試体において、軸ひずみ両振幅（DA）が1%、2%、6%、10%となる場合および過剰間隙水圧が有効拘束圧 σ'_c と等しくなる場合（つまり $\Delta U = \sigma'_c$ ）の N_0 と $\sigma_{dp}/(2\sigma'_c)$ の値を示す。ここで、この振動三軸試験の土の動的せん断強度比として

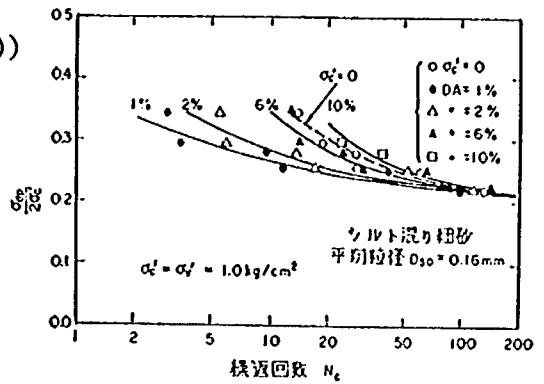


図 5.58 不攪乱砂質試料に対する振動三軸試験結果の一例

$$R_L = \left\{ \begin{array}{l} \text{繰返し回数 } N_0 = 20 \text{ で、軸ひずみ} \\ \text{両振幅が 6\% となる時の } \sigma_{dp}/(2\sigma'_c) \\ \text{の値として、図-5.58 のような実} \\ \text{験結果から求める。} \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (5.25)$$

を定義する。こうすると、原位置の動的せん断強度比 R は、 R_L に種々の補正を施すことによって、次式で求め得る。

$$R = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R_L \quad \dots\dots\dots (5.26)$$

ここに、

R : 原位置の動的せん断強度比。

R_L : 式(5.25)で定義される不攪乱砂質試料の振動三軸試験による動的せん断強度比。

C_1 : 振動三軸試験と原位置状態との間での拘束圧の相違を補うための補正係数で、 $C_1 = (1 + 2k_0)/3$ と表わされる。

C_2 : 地震荷重の波形のランダム性に関する補正係数で、1.43～1.82（平均1.62）で表わされる。

C_3 : 不攪乱試料の採取から運搬、保管、試験までの過程における試料の攪乱に関する補正係数。

C_4 : 同上の過程における密度化に関する補正係数で、 $C_3 \times C_4 \approx 1.0$ と考えられる。

C_5 : 地震動の水平面での2次元性に関する補正係数で、通常0.9程度と考えられる。

以上より、一般の地盤で原位置の静止土圧係数 K_0 が0.5の場合には、 $C_1 \times C_2 \times (C_3 \times C_4) \times C_5 = \frac{2}{3} \times 1.62 \times 1.0 \times 0.9 \approx 1.0$ となり近似的に

$$R \approx R_L \quad \dots\dots\dots (5.27)$$

と仮定できる。なお、軸ひずみ両振幅（DA）が6%という状態は、過剰間隙水圧が有効拘束圧 σ'_c に等しい状態に近く、砂質試料がほとんどせん断抵抗を失った状態であり、土要素がほぼ液体状になった状態といえる。

個々の現場に対して上記の方法により R_L 値を求めることは、実際には経済的、時間的な面から容易でない。そこで、実務に適用することを考慮して、現場で入手し易い標準貫入試

験のN値，単位体積重量 γ_t ，地下水位，
粒分布などの情報を用いて上記の動的
せん断強度比 R_L を推定することを試みる。

図5.59は，数多くの不攪乱砂質試料に
対する振動三軸試験結果から描いたもの
で，試料の平均粒径 D_{50} （横軸）と動的せん
断強度比 R_L （ただし縦軸は， $DR_L^* =$
 $R_L - 0.0042 D_r^*$ をとっている。ここに
 $D_r^* = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}}$ である）との関係を示
している。この図より， D_{50} と DR_L^* との
間には，ある種の関係があり，この関係
は平均的に次式で表示できることが求ま
る。

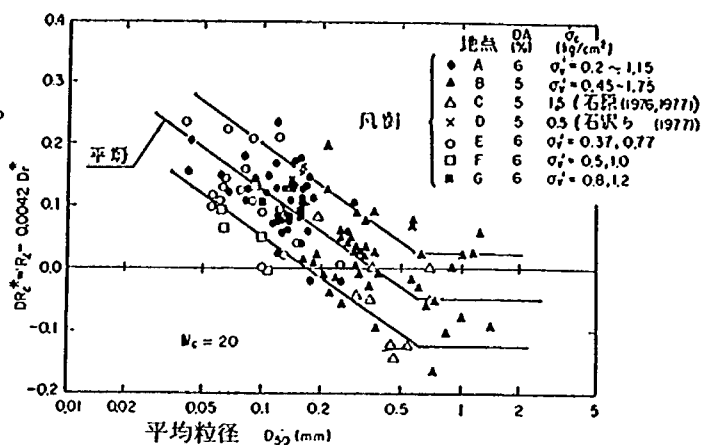


図 5.59 不攪乱砂質試料の平均粒径 D_{50}
と動的強度比 R_L との関係

$$DR_L^* = \begin{cases} 0.225 \log_{10} \frac{0.35}{D_{50}} & (0.02 \leq D_{50} \leq 0.6 \text{ mm}) \\ -0.05 & (0.6 < D_{50} \leq 2.0 \text{ mm}) \end{cases} \dots\dots\dots (5.27)$$

式(5.27)から動的せん断強度比 R_L は，次式で表現できる。

$$R_L = \begin{cases} 0.0042 D_r^* + 0.225 \log_{10} \frac{0.35}{D_{50}} & (0.02 \leq D_{50} \leq 0.6 \text{ mm}) \\ 0.0042 D_r^* - 0.05 & (0.6 < D_{50} \leq 2.0 \text{ mm}) \end{cases} \dots\dots\dots (5.28)$$

ここで， $D_r^* = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}}$ （これは，Meyerhof が Gibbs and Holtz の実験結果から求めた
細粒分を含まない砂に対するN値，有効拘束圧 σ_v' と相対密度の関係である）であるから，
N値， σ_v' （kg/cm²），および D_{50} （mm）が判れば，動的せん断強度比 R_L が推定できることにな
る。ここで， σ_v' は図-5.57(b)を参照して，次式で求められる。

$$\sigma_v' = \left[\int_0^{h_w} \gamma_t dz + \int_{h_w}^z \gamma' dz \right] / 10 \dots\dots\dots (5.29)$$

ここで，

σ_v' ：有効拘束圧（kg/cm²）

γ_t ：地下水面より上にある土の単位体積重量（t/m³）

γ' ：地下水面より下にある土の単位体積重量（t/m³）。近似的に $\gamma' = \gamma_t - \gamma_w$ （ γ_w ：
水の単位体積重量，t/m³）

h_w ：地下水位（m）

z ：対象とする土要素の深さ（m）

である。

図 5.59 の関係を踏まえた式 (5.28) により、振動三軸試験の動的せん断強度比 R_d が推定できる。これにより式 (5.26) あるいは式 (5.27) の関係から、原位置の土要素の動的せん断強度比 R の推定が可能となる。

〔3〕 地震時せん断応力比 (L) の算定法

図 5.57 (b) で定義した地震時せん断応力比 L は、次式によって近似的に求められる。

$$L = k_s \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad \dots\dots\dots (5.30)$$

ここで、

k_s : 地表面における震度 (地表面に考える最大加速度を重力加速度で除したもの)

σ_v : 深さ z における全上載圧 (kg/cm^2), $\sigma_v = (\int_0^z \gamma_t dz) / 10$,

σ'_v : 式 (5.29) で与えられる有効上載圧 (kg/cm^2),

r_d : 地震時の地盤変形によるせん断応力の深さ方向の低減係数である。

地表面における震度 k_s は、入力地震動の大きさと周波数特性、地盤の応答特性によって変化するため、個々の現場においてこれを正確に把握することは容易でない。近似的には、次の 2 方法のいずれかによることが考えられる。

- (1) 検討対象地点において、想定すべき地震が与えられており、想定地震のマグニチュード M と震央距離 d (Km) が判明するときには、4.2 にならって次式により k_s を推定できる。

$$k_s = \frac{\alpha_s}{g} = \frac{1}{g} (18.4 \times 10^{0.303M} \times d^{-0.800}) \quad \dots\dots\dots (5.31)$$

- (2) 設計に想定すべき地震を与えることができない場合には、例えば、次式から k_s を推定できる。

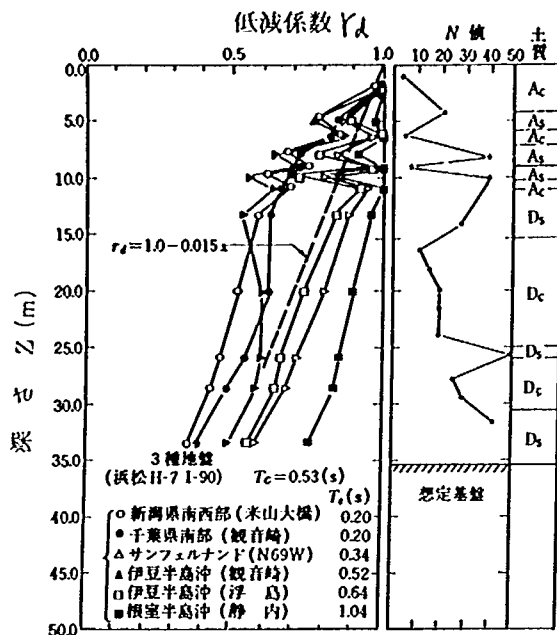
$$k_s = \frac{1}{\beta_s} k_h \quad \dots\dots\dots (5.32)$$

ここに、 k_h は考慮している構造物の設計震度、また β_s は構造物の設計震度に対する地盤の震度の低減係数である。 k_h は構造物の種類に応じて設計基準で与えられている設計震度を用いることができる。式 (5.32) は、地盤に考慮する震度としては、構造物の設計震度をある程度低減するという考え方であり、 β_s の値としては $\frac{4}{3} \sim 2$ 程度の値をとることができる。

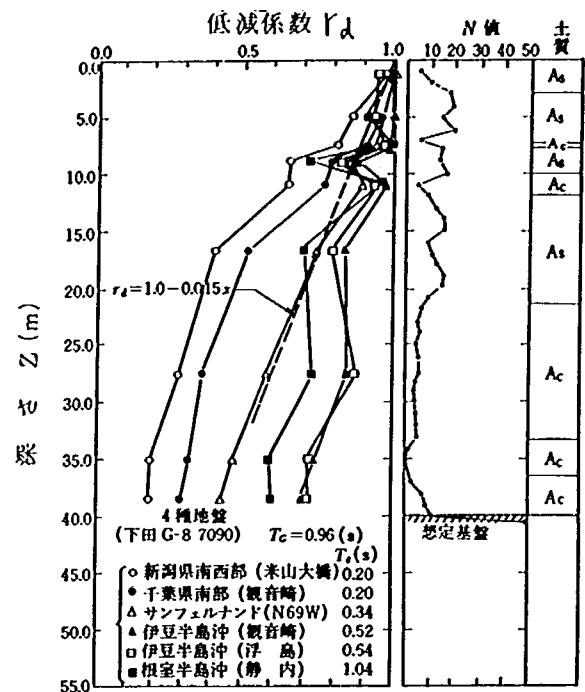
次に、低減係数 r_d の値を地震応答計算により算定した例を図 5.60 に示す。これらより、わが国における沖積地盤に対する平均的關係として次式が求まる。

$$r_d = 1 - 0.015z \quad \dots\dots\dots (5.33)$$

ただし、 z は深さ (m) である。



(a) 3種地盤での例



(b) 4種地盤での例

図 5.60 低減係数 r_d の試算例

[4] 液状化抵抗率 (F_L) による簡易判定法の適用例

本節の[1]～[3]に示した液状化の簡易判定法を1964年の新潟地震の場合に適用した例を示す。図5.61および図5.62は、新潟市内の4地点(液状化のなかった西大畑町地点と昭和大橋ボーリングNo.4地点、液状化した昭和大橋ボーリングNo.2地点と新潟鉄道病院地点)における標準貫入試験のN値、平均粒径および液状化抵抗率 F_L の計算結果を示す。ここでの計算では、当該地震により新潟市内で得られた強震記録(最大加速度 ≈ 165 gal)を参照して、地表震度 $k_s = 0.17$ と仮定した。液状化が発生しなかった図5.61の地点では、液状化抵抗率 F_L がおおむね1.0以上の値を示している。これに対して液状化が発生した昭和大橋No.2地点(橋脚基礎杭の変状から約10 mの深さまで液状化したと推定されている)では、深さ11 m程度まで F_L 値がおおむね1.0以下となっている。同じく液状化した新潟鉄道病院でも深さ15 m程度まで F_L 値が1.0以下となっている。

新潟地震に際して、液状化したかあるいは液状化しなかったことが明らかな新潟市内の多数の地点について、上記と同様の計算を行ない、深さ方向の F_L 値をプロットしたのが図5.63である。この図では、黒丸は液状化が発生したことを、また白丸は発生しなかったことを示す。液状化の発生深度は、上述のような杭の変状や噴砂した砂の土質試験結果から推定したものである。図5.63から、 $F_L > 1.0$ の所では黒丸が少なくほとんど液状化が発生していないが、 $F_L < 1.0$ でかつ11 m程度より浅い所ではほぼ液状化していることが判る。

この結果から上述した簡易判定方法が有効であるといえる。

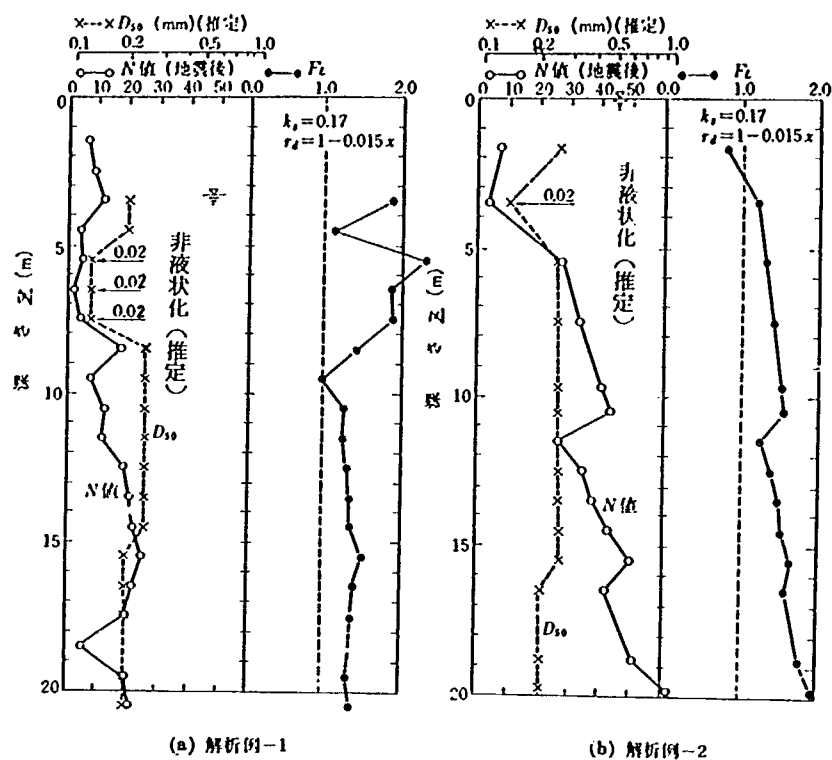


図 5.6 1 液状化しなかった 2 地点での液状化抵抗率 F_L の深さ分布

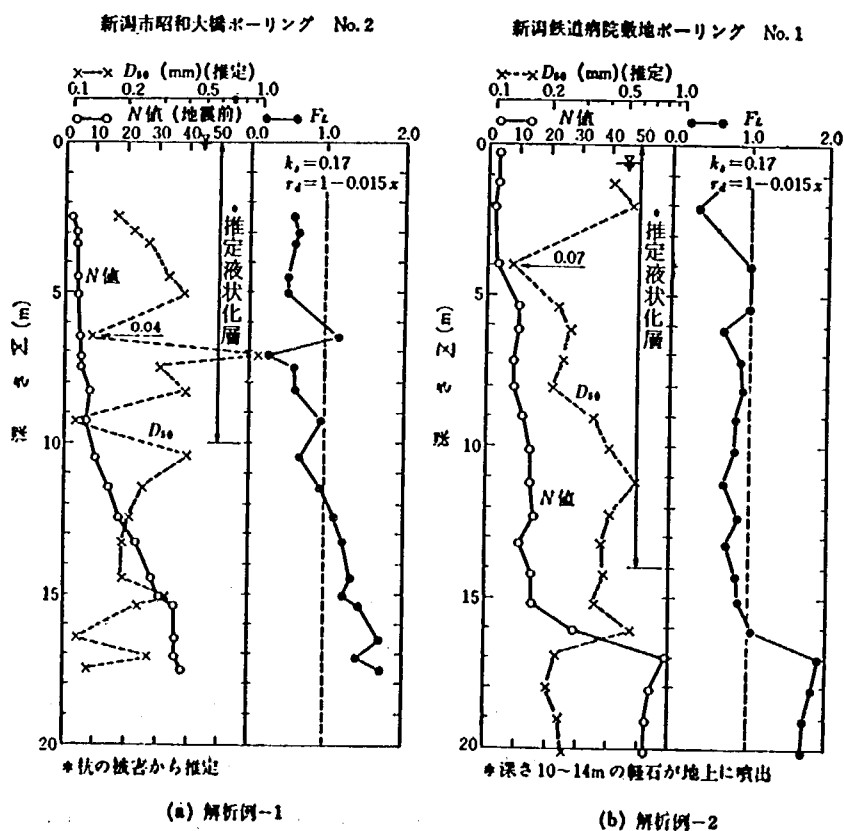


図 5.6 2 液状化した 2 地点での液状化抵抗率 F_L の深さ分布

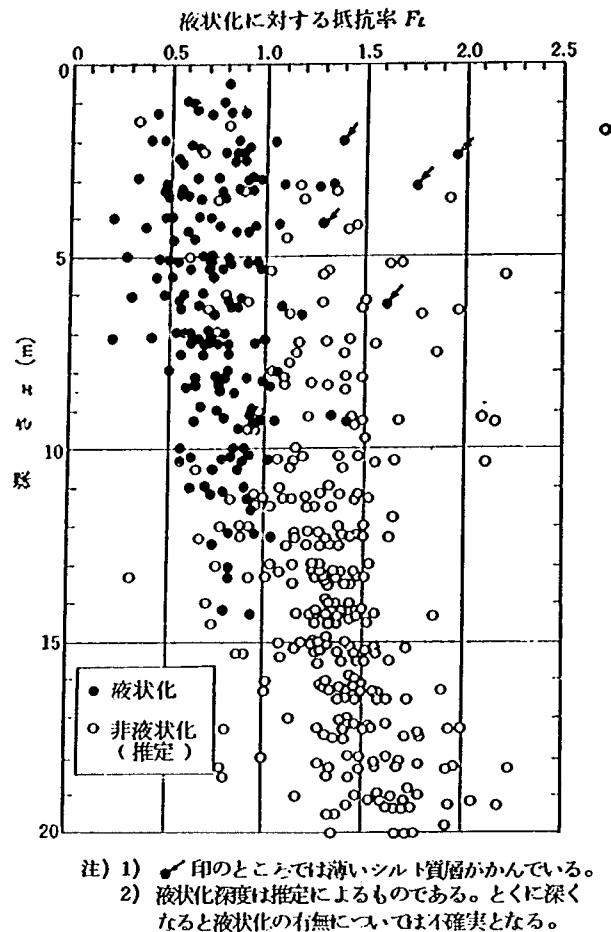


図 5.6.3 新潟地震により液状化の有無が判明している多数地点での液状化抵抗率 F_L の分布

[5] 液状化指数 (I_L) による判定

前項で示したように、任意の深さにおける液状化の発生の可能性は、液状化抵抗率 F_L を計算することによりある程度可能であるといえよう。しかしながら、地盤の液状化が構造物の耐震性に与える影響の度合は、液状化層の厚さと液状化の程度に左右されるものと考えられる。そこで、これらを考慮に入れた液状化指数 I_L を次式により定義してみる (図 5.6.4 参照)。

$$I_L = \int_0^{20} (1 - F_L) W(z) dz \quad \dots\dots\dots (5.34)$$

ここに、 $(1 - F_L)$ の値は $F_L > 1.0$ のときはマイナスの値とせず 0 とする。また、 $W(z)$ は深さ方向の重み係数で、 $W(z) = 10 - 0.5z$ (z は深さ、m) とする。

式 (5.34) から求まる I_L は、液状化が構造物に影響を与えると考えられる深さ 0 ~ 20 m の間における F_L 値 (1.0 より小さくなる場合を考慮) と、その深さ方向の分布 (同じ F_L 値でも浅いほど構造物に与える影響を大きくした) の両者を含む 1 つの指数である。極端な場合を想定し、 $z = 0 \sim 20$ m の間で $F_L = 0$ の場合は、 $I_L = 100$ となる。一方、 $z = 0 \sim 20$ m の間で、 $F_L \geq 1.0$ の場合は $I_L = 0$ となる。これら以外の場合は、 I_L 値は 0 と 100 の間の値をとる。

さて、前項で計算を行った新潟地震の例にその他の地震の例を加え、液状化地点と非液状化地点に対して I_L を計算した結果を表5.5に示す。図5.65は液状化地点と非液状化地点の地点数の I_L 値ごとの頻度を図化したものである。この図から判るように、非液状化地点の I_L 値は小さく、最大でも $I_L=20$ である。非液状化地点の大半は $I_L \leq 5$ となっている。一方、液状化地点の I_L 値は比較的大きいのが多く、液状化地点の80%は $I_L \geq 5$ 、50%は $I_L \geq 15$ となっている。これより、 $I_L \leq 5$ の地盤では、液状化の可能性が低く、 $I_L \geq 15$ の地盤では、液状化の可能性が高いといえる。 $I_L=5 \sim 15$ となる地盤については、液状化の有無は微妙であり、 I_L による判定法だけでは判定が困難な領域といえよう。

なお、本節に示した液状化抵抗率 F_L および液状化指数 I_L の実務設計への適用とその取扱いは、7.5で述べる。

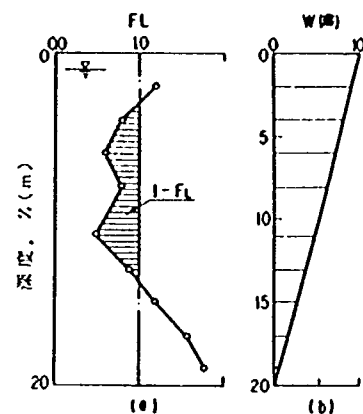


図5.64 F_L 分布、 $(1-F_L)$ 値および $W(z)$ の概念図

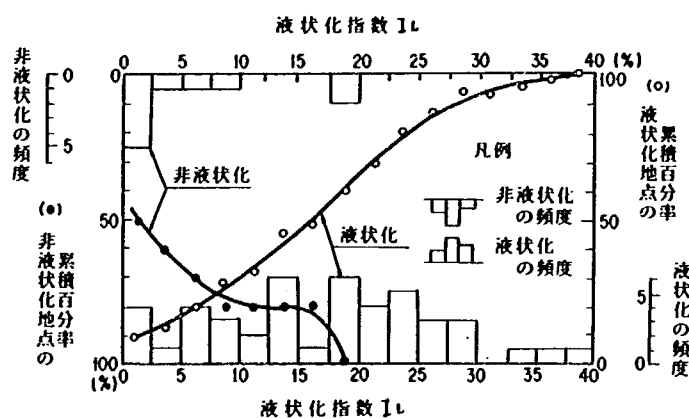


図5.65 液状化指数 I_L の頻度分布

表 5.5 液状化指数 I_L の計算結果

地 点		地震名	調査* 時期	地下水位	D ₅₀ *	土 質	α _{s max} (gals)	I _L	液状化の有無***
神 道 寺		新 潟 1964 M=7.5	A	2.3 m	E	細 砂	① 170	0.0	×
小 金 町			A	5.2	E	中 砂		0.0	×
信濃川鉄道橋	1		A	2.0	M	細～中砂		9.0	○
	2		A	2.5	M	〃		24.9	○
東 跨 線 橋	Br. 1		A	0.5	E.M	細～粗砂		5.8	○(6)
	Br. 2		B	2.5	M	〃		1.3	○(8)
	Br. 4		B	2.5	M	〃		0.6	○(5)
	Br. 5		B	2.5	M	〃		0.0	×
万 代 橋	Br. 6		A	0.0	M	中 砂		20.2	○(9)
八 千 代 橋	Br. 1		B	0.0	E.M	細～中砂		18.3	○(11)
	Br. 5		B	0.0	E.M	〃		39.5	○(11)
	Br. 7		B	0.0	E.M	〃		26.2	○(11)
新 松 浜 橋	Br. 1		A	1.2	M	中～粗砂		18.6	×
	Br. 2		A	0.0	M	〃		24.0	○(11)
泰 平 橋	Br. 1		A	1.56	M	粗 砂		32.9	○(11)
	Br. 2		A	0.0	M	〃		19.6	○(5)
国 道 8 号 線			A	0.0	M	細 砂		8.2	×
昭 和 大 橋	Br. 1		A	0.0	E	粗 砂		28.2	○(10, 25)
	Br. 2		A	0.0	M	中～粗砂		16.5	○(10, 25)
	Br. 3		A	0.0	M	〃		14.3	○(10, 25)
	Br. 4		A	0.0	E	中 砂		4.6	×
	Br. 2		B	0.0	E	中～粗砂		22.7	○(10, 25)
	Br. 3		B	0.0	E	〃		23.2	○(10, 25)
西 大 畑 町			A	3.5	E	細～中砂		0.4	×
新 潟 空 港			U	0.8	E	中～粗砂		13.1	○(10)
関 屋 分 水 堰			A	0.6	M	粗 砂		28.6	○
新 潟 鉄道病院	Br. 1		B	1.4	M	細 砂		20.1	○(10-14)
	Br. 2		B	1.3	M	細～粗砂		5.8	○(10-14)
	Br. 1		A	0.63	M	細 砂		13.5	○(10-14)
	Br. 2		A	1.18	M	〃		10.5	○(10-14)
川 岸 町	Br. 1		A	1.25	M	粗 砂		18.9	○
	Br. 2		A	1.25	M	〃		20.1	○
	Br. 3		A	1.25	M	〃		19.9	○
	Br. 4		A	1.25	M	〃		14.5	○
川 岸 町	BC 21-2		B	1.2	E	中 砂		5.1	○
	BC 21-3		B	1.2	E	〃		9.7	○
	BC 104		A	1.2	E	〃		14.2	○
	BC 14		A	1.35	E	細～中砂		4.4	○
五 反 田 橋	Br. 1		A	0.10	M	細～シルト砂		5.3	×
	Br. 2	A	4.3	M	細砂～シルト	0.0	×		
七 重 浜	Br. 1	十勝沖 1968 M=7.9	A	0.95	M	細 砂	② 200	0.0	○
	Br. 2		A	0.95	M	〃		0.0	○
	Br. 3		A	1.1	M	〃		5.8	○
八 戸 市		A	0.57	E	〃	235③	26.7	○	
岐 阜 市		濃 尾 1891 M=8.0	A	0.9	M	中 砂	255④	36.1	○
鷺 沼			A	0.75	M	礫まじり砂	210④	13.0	○
お が せ 沼			A	2.10	M	〃	210④	8.8	○
大 垣 市			A	1.20	M	砂～礫まじり砂	270④	28.7	○
港 区 名 港 通		東南海 1944 M=8.0	A	0.6	M	中 砂	200⑤	19.5	○
〃 港 明 町			A	0.9	M	粗 砂		26.3	○
稲 永 新 田		A	0.23	M	シルト砂～細砂	17.7	○		
福井市高屋町 45		福井 1948 M=7.3	A	4.2	M	中～粗砂	325④	22.7	○
丸 岡 町 農 協			A	1.8	M	シルト～中砂	295④	18.7	×
丸 岡 町 称 念 寺			A	1.8	M	中砂～礫	315④	24.9	○
福井市高屋町 2-168			A	4.2	M	砂まじりシルト～中砂	325④	11.4	○

(注) * B: 地震前, A: 地震後, U: 不明

** E: 推定値, M: 測定値

*** ×: 非液状化, ○: 液状化

() 内は推定液状化深度

① 川岸町での測定値

② 他地点での測定値から推定

③ 八戸での測定値

④ 軟質沖積層に対する推定式:

$$\alpha_{smax}(gal) = 32.1 \times 10^{0.254M} \times d^{-0.959}$$

ここに, M=マグニチュード, d=震央距離(km)

⑤ 構造物の被害から推定

6. 道路橋の地震応答

6.1 序

道路橋の耐震性を評価するために、通常の震度法（応答を考慮した修正震度法を含む）による設計のほかに地震時の橋梁各部の動的な挙動、つまり地震応答を実測あるいは解析によって算定することが盛んに行われるようになった。この傾向は、1964年以来、高速道路などで高い橋脚をもつ道路橋の建設が盛んになったことに起因しているものと考えられる。さらにこの傾向は、1971年道路橋耐震設計指針（1971.4）が策定され、詳細な検討が必要な橋に対しては地震応答解析を実施すべきことがうたわれたことにも起因している。

構造物の地震応答解析の方法としては、多くのものがあるが、道路橋の地震応答解析では、主に下記の方法がとられている。

- (1) 応答スペクトル法：地震応答スペクトル曲線を用いて構造物の最大応答を求める方法。
- (2) 時刻歴応答を求める方法：特定の地震波形を用いて数値積分により、構造物の時刻歴応答を計算する方法。

橋の耐震設計のための地震応答解析で重要因子となるのは、(1)地盤と下部構造の影響を考慮した実構造物のモデル化、(2)地震入力のとおり方、および(3)解析結果の評価と設計への反映などが考えられる。

以下に代表的な道路橋に対して、地震応答の実測および解析の結果を示す。

6.2 道路橋の地震応答実測例

〔1〕道路橋の地震応答の一般的傾向

道路橋に対する強震観測網の現況を図6.1に示す。この図に示すように昭和55年3月現在、99橋に対して211台の強震計が設置されている。これらの大部分の橋では、1台は橋脚天端（場合により2台）、1台は周辺地盤上（まれに2台）と通常は2台の強震計（各3成分）がおかれている。地盤上の設置位置は地形、地盤条件等を考慮し、橋からさほど遠くない位置が選ばれている。

これらの観測点のうち、すでに28橋において、強震記録が得られている。表6.1は、これらの橋の概要をとりまとめたものである。これらの橋の地盤条件は、軟弱地盤から岩盤まであり、多岐にわたっている。基礎構造には、直接基礎、ケーソン基礎、および杭基礎が含まれている。橋の規模としては、我国における平均的なものが多く、橋脚の高さはおおむね20m以下、上部構造はスパン100m未満の桁橋またはトラス橋である。設計震度は0.2～0.3の範囲にある。ただし、このうち非常に高い橋脚（ともに最高42m）をもつ橋が2橋、および径間長150mのランガー橋1橋が例外的に含まれている。これらの橋の水平方向の固有周期は0.2～1.0秒の間にある。

表6.2は、これら28橋のうち落合橋を除く27橋について、1969年までに観測された

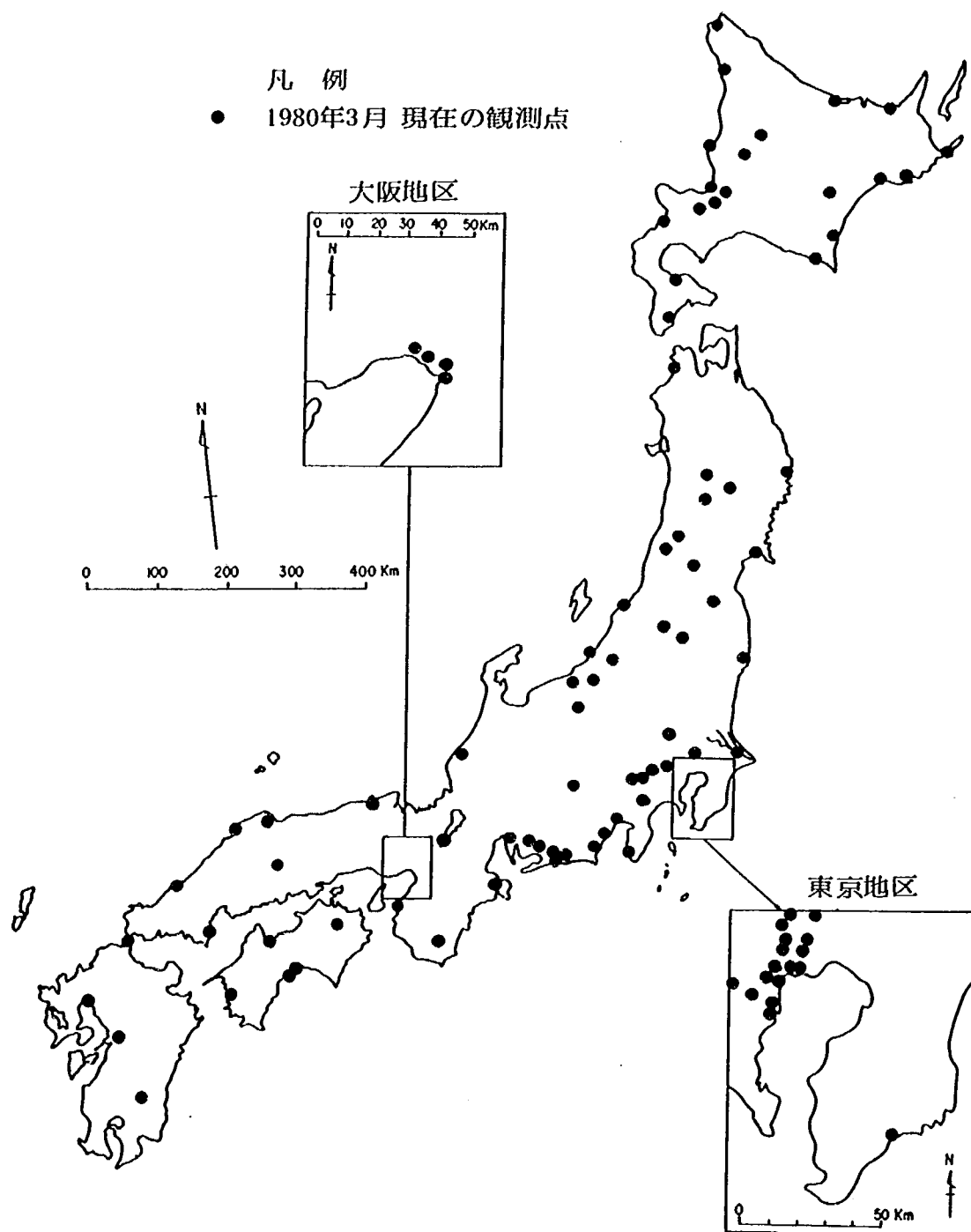


図 6.1 我が国における道路橋の強震観測点 (SMAC型強震計)

表 6.1 強震記録のある 28 橋の構造概要

番号	橋 名	構 造 諸 元					加速度計の個数			橋軸方向の 動 特 性		分番号	備考
		橋 長	幅員	上部構造	基 礎	土 質	地盤上	構造物上*		固有周 期(秒)	減衰 定数		
								橋 脚	橋 台				
1	安 治 川	1,368m	33m	箱 桁	ケーソン	シルト	1	1(8.1m) 1(12.6)		0.5 0.8	0.1 0.1	1-1 1-2	橋脚 1 橋脚 2
2	尼 崎	280	28.3	板 桁	ケーソン	シルト	1	1(4.2)		0.6	0.1	2	高架橋
3	千 代 田	706	6	ワーレントラス R C	ケーソン 直 接	砂	1	1(9.5)	1(4.0)			3-1 3-2	
4	伊 達	288	7	ワーレン トラス	ケーソン	礫	1	1(9.7)			0.5	0.1	4
5	文 巻	144	7.6	R C	ケーソン	砂	1	1(5.8)				5	
6	平 井	622	20	ゲルバー 箱桁	ケーソン	シルト	1	1(8.8) 1(8.8)				6-1 6-2	橋脚 5 橋脚 6
7	幌 満	140	7.5	R C	ケーソン	礫	1	1(4.8)				7	
8	一 の 橋	—	8.8	板 桁	場所打 P C 杭	頁岩	1	1(16.0)				8	高架橋
9	石 瀬 戸	82	6	ハウトラス	直 接	砂	1	1(12.2)				9	
10	石 槌	211.55	6	P C	ケーソン	礫	1	1(5.5)				10	
11	板 島	125.2	6	板 桁	ケーソン	シルト	1	1(5.0)		0.55	0.1	11	
12	紀 川	747.35	10.5	箱 桁	ケーソン	砂	1	1(16.0)				12	
13	妙 見	237.70	8	合 成 桁	鋼 杭	粘土	1	1(5.0)				13	
14	西 新 井	444.6	15	ゲルバー 板桁	ケーソン 鋼 杭	砂	1	1(6.7) 1(7.4)				14-1 14-2	橋脚 7 橋脚 9
15	落 合	948	6	ゲルバー 板桁	ケーソン	礫	2	1(6.5)		0.35	0.1	15	
16	大 楽 毛	220.8	11.8	合 成 桁	鋼 杭	砂	1	1(4.5)				16	
17	乙 女	275	6	板 桁	ケーソン	礫	1	1(4.8)				17	
18	境 川	227.1	10.45	ワーレン トラス	直 接	岩	1	1(42.0)				18	
19	新 葛 飾	442	17.7	箱 桁	ケーソン	中砂	1	1(8.3)		0.36	0.07	19	
20	新利根川	654	10.85	板 桁	鋼 杭	砂	1	1(7.5)				20	
21	四 徳	101	7	トラスト ランガー	直 接	岩	1	1(42.0)				21	
22	草 加	—	8.2	合 成 桁	鋼 杭	粘土質 シルト	1	1(6.5)				22	スパン 150m
23	平	141.6	19.3	板 桁	鋼 杭	シルト	1		1(6.0)			23	高架橋
24	高 津	325.6	10.2	合 成 桁	ケーソン	細砂	1	1(6.0)				24	
25	豊 浜	561	6.8	合 成 桁	鋼 杭	礫	1	1(6.6)				25	
26	姥 窪	481.79	25.5	板 桁	場所打 P C 杭	礫	1	1(18.0)		0.2	0.1	26	
27	魚 沼	205.6	7	板 桁	ケーソン	礫	1	1(13.4)		0.2	0.1	27	
28	吉 田	270.2	22	箱 桁	ケーソン	砂	1	1(7.8) 1(7.8)		0.2 0.3	0.1 0.1	28-1 28-2	橋脚 1 橋脚 2

* () 内の値は下部構造の高さ(m)

表 6.2 地盤上加速度と橋梁下部構造天端加速度の比較

番号	橋 名	地震発生 年 月 日	マグニ チュード	震源 深さ	架橋地点		最 大 加 速 度 (gal)						分番号	デー タ No		
							橋軸方向		橋軸直角方向		上下方向					
					震度階	震央距離(km)	a _G	a _R	a _G	a _R	a _G	a _R				
1	安 治 川	1963. 3. 27	6.9	0	4	121	21.9	67.0 28.0	34.0	25.0 25.0	14.0	6.0 —	1-1 1-2	1 2		
2	尼 崎	1963. 3. 27	6.9	0	4	121	28.0	46.0	37.6	50.0	13.5	9.0	2	3		
3	千 代 田	1967. 3. 12	4.5	10	3	35	32.5	31.3 33.8	25.0	41.3 23.8	5.3	7.5 10.6	3-1 3-2	4 5		
								1967. 7. 5		4.1		170	3	71	33.8	58.8 42.5
		1967. 9. 19	—	90	3	195	23.8		36.5 20.0		26.3					33.8 27.5
								1968. 5. 16	7.9	20		4	241	87.5	131.3 91.3	72.5
		1968. 5. 16	7.5	40	3	172	37.5				77.5 43.8				31.3	
								1967. 1. 17	6.3	30	3	151	22.1	28.8		19.1
		1968. 7. 5	6.4	50	4	169	23								20	
		5	文 巻	1963. 12. 24	—	—	—	—	37.0	43.9	27.5	22.4	—	—	5	16
		6	平 井	1967. 3. 19	—	80	3	41	15.6	25.0	17.5	16.3	10.0	—	6-1	17
				1968. 3. 6	5.2	50	3	39	30	20 58	25	18 13	8	8 8	6-1 6-2	18 19
1968. 7. 1	6.1									50		4		52	58.1	108 128
				1968. 10. 8	—	70	3	34	30		48 65		35			35 28
1968. 5. 16	7.9									20	5	157		68.8	72.5	51.3
1968. 5. 16	7.5			40	5	74	56.3	68.8	43.8	87.5	18.8	25.0	7	25		
8	一 の 橋	1968. 3. 6	5.2	50	3	46	20	40	20	50	5	10	8	26		
		1968. 7. 1	6.1	50	4	46	38	140	48	173	18	25	8	27		
		1968. 10. 8	—	70	3	39	55	120	55	125	13	28	8	28		
9	石 瀬 戸	1968. 2. 21	6.1	0	4	39	22.5	50	20	25	10	5	9	29		
		1968. 3. 25	5.7	0	3	39	22.5	50	22.5	35	10	5	9	30		
		1968. 4. 1	7.5	30	4	131	25	70	30	35	15	10	9	31		
10	石 槌	1968. 4. 1	7.5	30	4	182	35	83	55	65	10	23	10	32		
		1968. 8. 6	6.6	40	4	89	63	95	63	78	20	23	10	33		
11	板 島	1967. 1. 1	4.6	10	2	248	27.5	18.8	17.5	28.8	—	—	11	34		
		1968. 4. 1	7.5	30	4	101	169.9	213	186.2	375	43	55	11	35		
		1968. 4. 1	6.3	0	3	99	34	35	36	65	10	13	11	36		
		1968. 8. 6	6.6	40	5	11	437.5	200	360.9	233	140	100	11	37		
		1968. 8. 6	4.1	30	3	19	55	30	55	65	10	8	11	38		
		1968. 8. 6	4.8	40	3	18	50	100	60	65	8	20	11	39		

番号	橋 名	地震発生 年 月 日	マグニ チュード	震源 深さ	架橋地点		最 大 加 速 度 (gal)						分番号	デー タ No	
							橋軸方向		橋軸直角方向		上下方向				
					震 度 階	震 央 距 離 (km)	a _G	a _R	a _G	a _R	a _G	a _R			
12	紀 川	1968. 3. 30	5.0	0	4	6	80	115	70	55	85	30	12	40	
13	妙 見	1968. 4. 1	7.5	30	3	337	35	45	48	48	20	8	13	41	
		1968. 8. 6	6.6	40	3	226	18	25	18	25	5	20	13	42	
14	西 新 井	1968. 7. 1	6.1	50	4	41	80	95	48	33	15	10	14-1	43	
		1968. 10. 8	—	70	3	42	40	40	50	38	8	5	14-1	44	
								33		50		50	10	14-2	45
16	大 楽 毛	1968. 5. 16	7.9	0	4	257	31.3	45.0	41.3	43.8	12.5	12.5	16	46	
17	乙 女	1967. 11. 28	—	130	2	68	16.1	23.7	10.0	8.7	—	—	17	47	
18	境 川	1968. 7. 1	6.1	50	4	45	25	85	55	125	10	15	18	48	
19	新 葛 飾	1967. 3. 2	—	85	3	36	15.0	38.8	21.3	28.7	—	—	19	49	
		1967. 11. 10	—	80	3	42	18.9	43.8	14.4	48.8	—	6.0	19	50	
		1968. 7. 1	6.1	50	4	47	37.0	50	38.6	55	10	10	19	51	
		1968. 10. 8	—	70	3	37	35	38	28	45	5	10	19	52	
20	新利根川	1968. 7. 1	6.1	50	4	31	75	90	65	53	25	13	20	53	
21	四 徳	1968. 7. 1	6.1			136	30	40	25	98	18	13	21	54	
22	草 加	1968. 3. 7	5.1			42	18	60	25	35	5	5	22	55	
		1968. 7. 1	6.1			38	50	75	50	65	15	8	22	56	
		1968. 10. 8	—			45	35	45	48	63	10	5	22	57	
23	平	1968. 2. 26	5.4			64	50	23	40	35	20	10	23	58	
		1968. 3. 16	7.9			473	23	8	25	15	8	5	23	59	
24	高 津	1968. 4. 1	7.5			271	20	118	25	75	5	20	24	60	
		1968. 8. 6	6.6			159	25	95	33	83	8	20	24	61	
25	豊 浜	1969. 5. 9	5.6			58	30	60	23	85	8	10	25	62	
26	姥 窪	1968. 7. 1	6.1	50	4	32	35	48	45	178	15	15	26	63	
27	魚 沼	1966. 1. 9	5.2			42	28.0	65.0	32.5	27.5	—	—	27	64	
		1966. 9. 8	5.1			5	50.0	63.0	45.0	63.0	14.0	13.0	27	65	
28	吉 田	1961. 8. 19	7.0			135	15.8	38.0	19.0	—	—	—	28-1	66	
								43.2		—		—	28-2	67	

注) 1) a_G : 地盤上の加速度 | a_R : 構造物上の加速度

2) 15 落合橋については別に示す

地震の諸元、および地盤上と橋梁下部構造天端での3方向の最大加速度値を一覧表にしたものである。つぎに、図6.2は水平2方向について、地盤加速度と橋梁下部構造天端加速度を比較したものである。また図6.3は鉛直方向の加速度の比較である。これらより、つぎの点が指摘される。

- (1) 多くの場合、橋梁下部構造天端の水平加速度は地盤上の水平加速度より大きい。
- (2) 地盤水平加速度に対する下部構造天端水平加速度の比（応答倍率）は、地盤水平加速度が、大きくなるに従って小さくなる傾向がある。
- (3) 橋台上の水平加速度は一般に地盤水平加速度より小さい。
- (4) 地盤上の鉛直加速度は、水平加速度より小さく $1/3 \sim 1/2$ 程度である。
- (5) 下部構造天端の鉛直方向の応答倍率は、水平方向のそれより小さく $0.5 \sim 2.0$ 程度の値をとる。

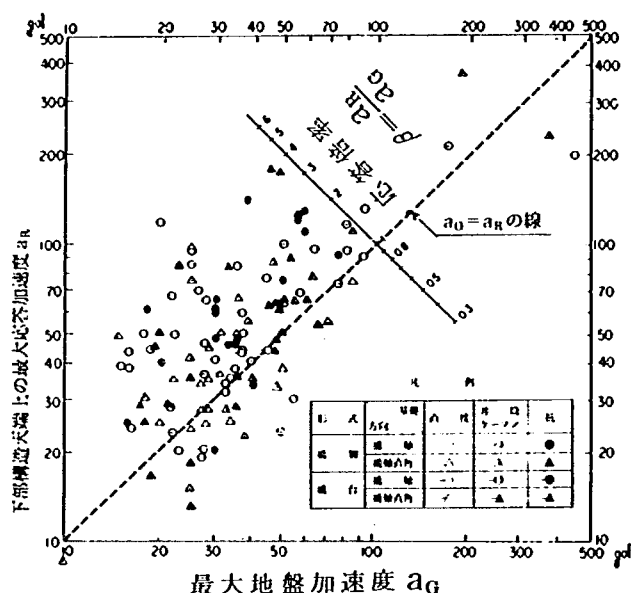


図 6.2 道路橋の強震観測結果（水平方向）

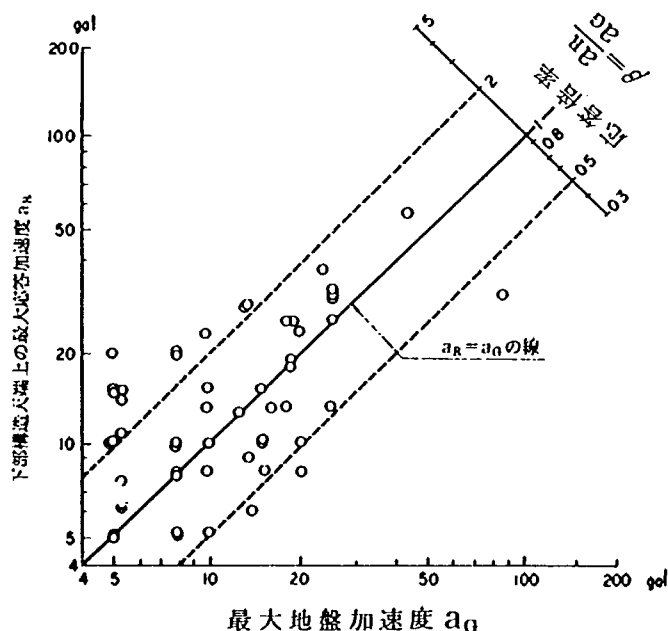


図 6.3 道路橋の強震観測結果（鉛直方向）

〔2〕 落合橋の実測例

落合橋は、長野市の千曲・犀両河川の合流点付近の、長野県道に架かる道路橋で、1966年に完成した。1965年末に本橋の11号橋脚(P₁₁)の天端上および同橋脚より約100m離れた河川高水敷の地盤上に各1台の強震計(SMAC-B2型)が設置され、強震観測が行われている。P₁₁は井筒基礎と壁式橋脚からなり、その概要と地盤条件を図6.4に示す。地盤は、地表から2mまではN値13程度の砂、それ以下15mまでN値10～36の砂礫であり、比較的良好なものである。上部構造は、橋長948m、幅員6mで12径間のゲルバー鋼鈑桁と10径間の単純鋼鈑桁からなる。P₁₁橋脚に作用する上部構造の死荷重反力は約390tである。一方、下部構造は、井筒基礎あるいは鉄筋コンクリート杭基礎をもつ鉄筋コンクリートの橋脚、橋台からなっている。

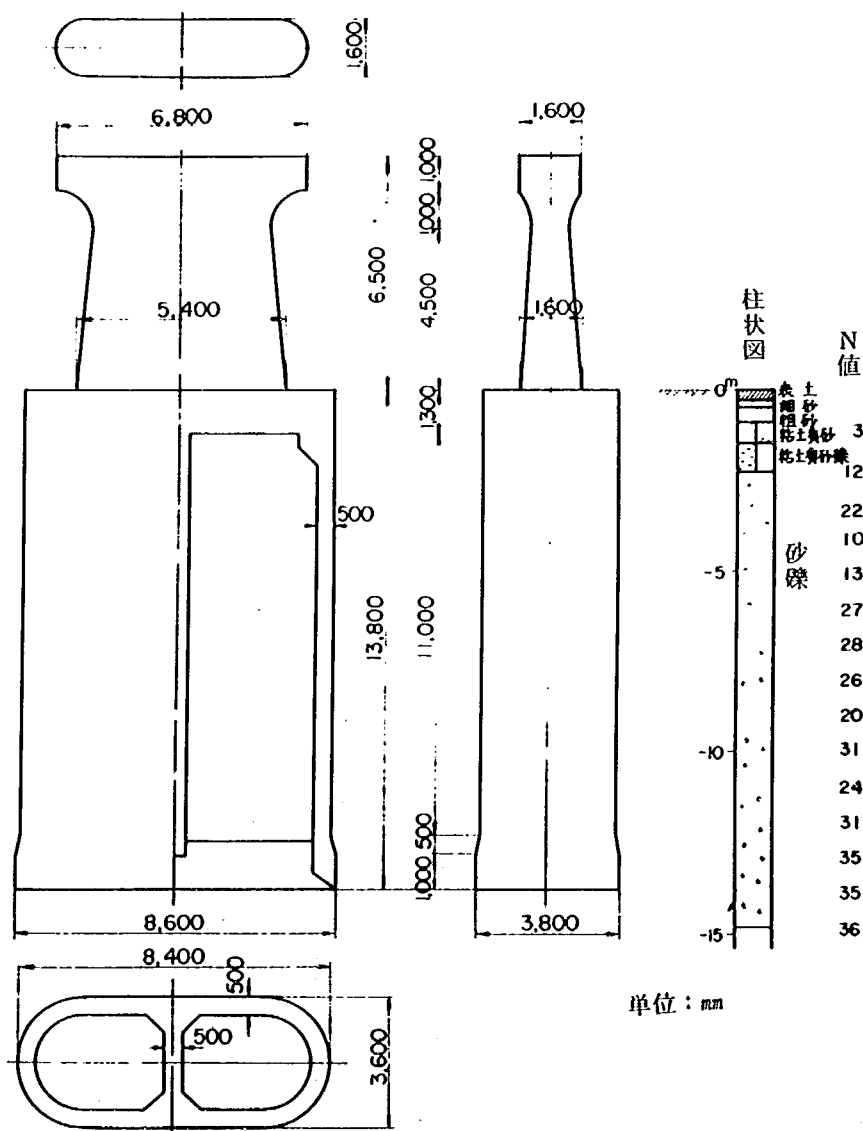


図 6. 4 落合橋 P₁₁ 橋脚の概要図と地盤条件

本橋は松代町から約7 Kmの所に位置しているが、松代町を中心に1965年中頃より松代郡発地震が発生した。特に1966年4月には地震活動が最盛期を迎え、 $M=5.0 \sim 5.2$ の中小規模の地震が相当数発生し、多数の強震記録が得られた。

代表的な記録を図6.5に示す。この図(A)はP11橋脚上の加速度記録(最大190 gal)を、また(B)は地盤上の加速度記録(最大213 gal)を示す。本橋は200 gal程度以上の強震を数回経験したが、何ら変状は見られなかった。図6.5の記録より、1) 加速度の最大値は小さいが、振動継続時間が短かく振動周期も短いこと、2) このため地盤上に比較し、橋脚上の加速度の方が小さいことがわかる。

次に、図6.6は、代表的な18回の地震による両地点の加速度記録から読みとった、地盤加速度と橋脚上加速度(いずれも最大値)の関係をプロットしたものである。この図において、 a_G および a_R はそれぞれ地盤上加速度の最大値(gal)および橋脚上加速度の最大値(gal)(ともに橋軸方向)を示す。この図より地盤加速度 a_G が小さい間(a_G が70 gal程度以下)では $a_R > a_G$ であるが、 a_G がある程度以上に大きくなると $a_R < a_G$ となる傾向がみられる。つまり、構造物の加速度応答倍率である a_R/a_G は、地盤加速度 a_G が大きくなるにつれて低下する傾向がみられる。この関係を図から最小2乗法で求めたのが次式である。

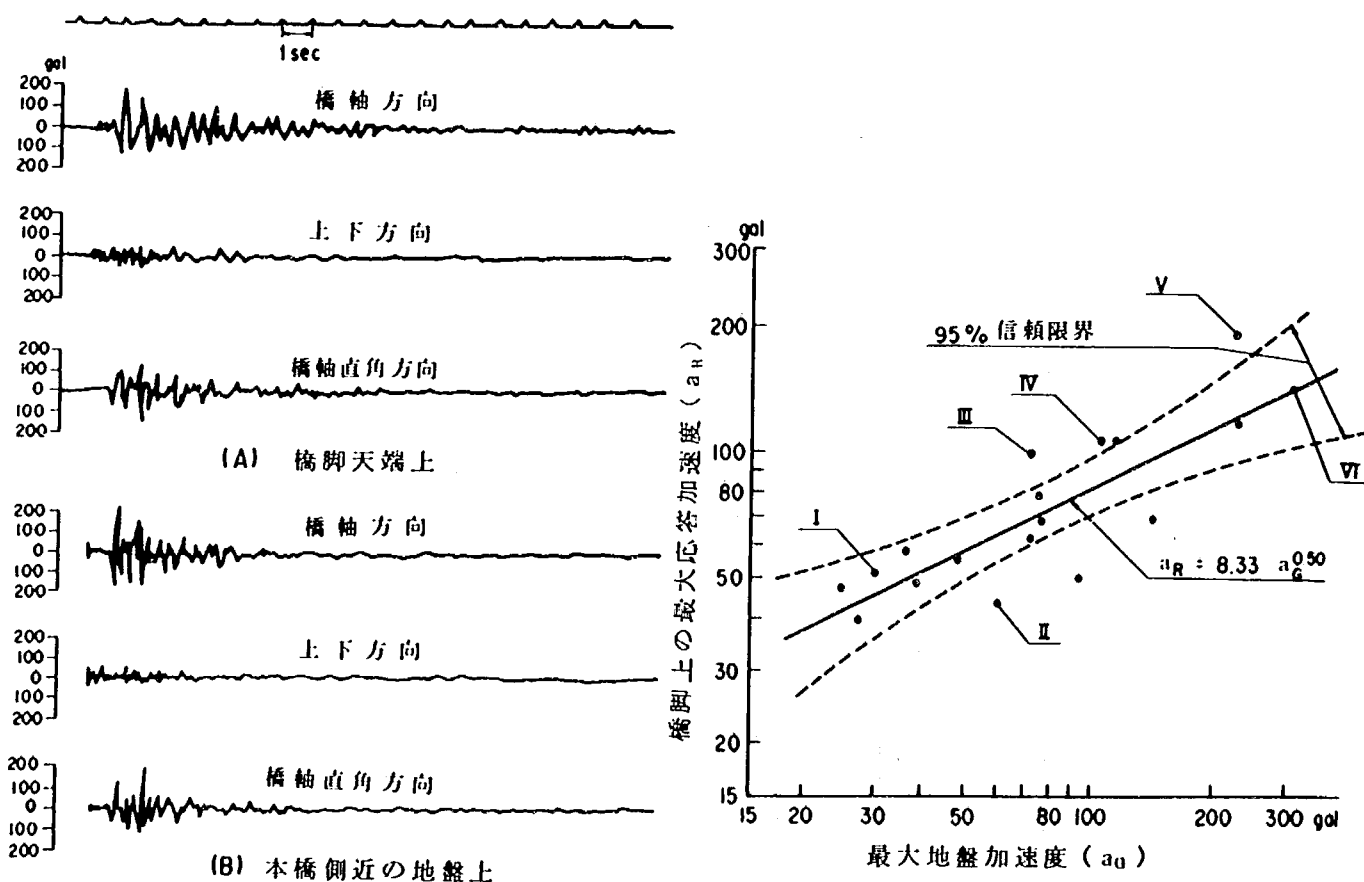


図 6.5 落合橋における加速度記録の例

図 6.6 落合橋における地盤加速度と橋脚上加速度の関係(橋軸方向)

$$\left. \begin{aligned} a_R &= 8.33 \times a_G^{0.5} \\ \text{または} \\ \frac{a_R}{a_G} &= 8.33 \times a_G^{-0.5} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.1)$$

式(6.1)から、本橋の地震応答には明らかに非線型性が現われていることがわかる。

表6.3は図6.6に示したⅠ～Ⅵの6個の地震をとり出して、実測値と解析結果を比較したものである。ここでの解析は、本橋を簡単な1自由度系とみなし、(1)線型系のばねを仮定した場合、(2)バイリニアの非線型系を仮定した場合(Case 1とCase 2の2ケースがある)について、地盤加速度の時刻歴を入力としたときの1自由度系の質点の絶対加速度を解析的に求め、その最大値を求めたものである。この表の下に示すTとhは1自由度系の固有周期(秒)と減衰定数であり、さらにバイリニア系の X_y と η は降伏変位(cm)と降伏後のばね低下率($\eta=0.6$ は降伏後のばね定数が初期のばね定数の0.6倍であることを示す)である。表6.3の実測と解析との比較によっても、地盤加速度 a_G が小さい範囲($a_G \leq 70 \text{ gal}$)では、実測と線型系とがおおむね一致しているが、 a_G が大きくなると線型系では解析値が実測値より大きくなり、非線型系の解析値が実測値と比較的近いことが判読できる。

表6.3 落合橋橋脚の地震応答の実測値と解析値の比較

No	地震 発生日時	測定最大加速度		解析最大応答加速度			測定値に対する解析値の百分率		
		地盤上 $a_G(\text{gal})$	橋脚上 $a_R(\text{gal})$	線型 $a_R^L(\text{gal})$	非線型 Case 1 $a_R^{N1}(\text{gal})$	非線型 Case 2 $a_R^{N2}(\text{gal})$	$\frac{a_R^L}{a_R} \times 100$ (%)	$\frac{a_R^{N1}}{a_R} \times 100$ (%)	$\frac{a_R^{N2}}{a_R} \times 100$ (%)
Ⅰ	1966. 4. 5 17:52	30.0	51.3	43.7	43.7	43.7	85.2	85.2	85.2
Ⅱ	1966. 2. 12 04:05	60.0	43.8	55.1	55.1	54.0	125.8	125.8	123.3
Ⅲ	1966. 5. 6 19:08	70.0	100.0	97.1	97.1	80.5	97.1	97.1	80.5
Ⅳ	1966. 5. 28 14:21	102.5	107.5	128.1	128.1	106.6	145.5	119.2	99.2
Ⅴ	1966. 4. 5 17:51	212.5	190.0	187.0	187.0	195.5	171.5	98.4	102.9
Ⅵ	1966. 4. 17 10:21	302.5	145.0	202.7	202.7	211.8	209.2	139.8	146.1

注) 線型: $T=0.35 \text{ sec}$, $h=0.1$ の線型系

非線型Case 1: $T=0.35 \text{ sec}$, $h=0.1$, $\eta=0.6$, $X_y=0.3 \text{ cm}$ のバイリニア系

非線型Case 2: $T=0.35 \text{ sec}$, $h=0.1$, $\eta=0.4$, $X_y=0.15 \text{ cm}$ のバイリニア系

a_R^L , a_R^{N1} , a_R^{N2} : 線型系, 非線型系 Case 1, 非線型系 Case 2の最大応答加速度の解析値

[3] 新葛飾橋の実測例

新葛飾橋の概要と振動性状については3.2[1]で記述したのでここでは省略する。本橋については、P₅橋脚天端上および同橋脚より約700m離れた地盤上に、各1台の強震計(SMAC-B2型)が設置されている。これに加えて、P₅橋脚の井筒基礎(深さ21m)内

にひずみゲージ型の加速度計4個と土圧計4個が埋設されている。

この橋では1967-1968年の4回の地震に際して、加速度と土圧の記録が得られた。

表6.4に各計器による加速度と土圧の最大値を示す。図6.7は、4回の地震の水平2方向に対する地盤上加速度と橋脚上加速度の関係である。図6.8は、1968年7月1日東松山地震（マグニチュード6.1）の際の加速度と土圧の最大値の深さ分布（橋軸方向）を示す。これより、下記のことといえる。

表6.4 新葛飾橋における強震観測結果

地 震 発生日	マグニ チュード	架 橋 地 点		強震計による最大 加速度 (gal)						橋脚 5 の井筒中の埋設計器						備考
										最大加速度(gal)			最大土圧(kg/cnf)			
		気象庁 震度階	震央距 離(km)	地 盤 上			橋 脚 上			A-1	A-2	A-3	E-1	E-3	E-4	
L	T			V	L	T	V	L	L	L	L	L	L			
1967. 3. 2	—	3	36	15.0	21.3	—	38.8	28.7	—	—	—	—	—	—	—	
1967. 11. 10	—	3	42	18.9	14.4	—	43.8	48.8	6.0	17.4	27.9	8.2	0.199	0.046	0.034	
1968. 7. 1 (東松山)	6.1	4	47	37.0	38.6	10	50	55	10	32.1	25.0	21.8	1.295	0.218	0.108	図 6.8 参 照
1968. 10. 8	—	3	37	35	28	5	38	45	10	23.6	17.9	12.7	—	0.112	—	

注) L: 橋軸方向
T: 橋軸直角方向
V: 上下方向

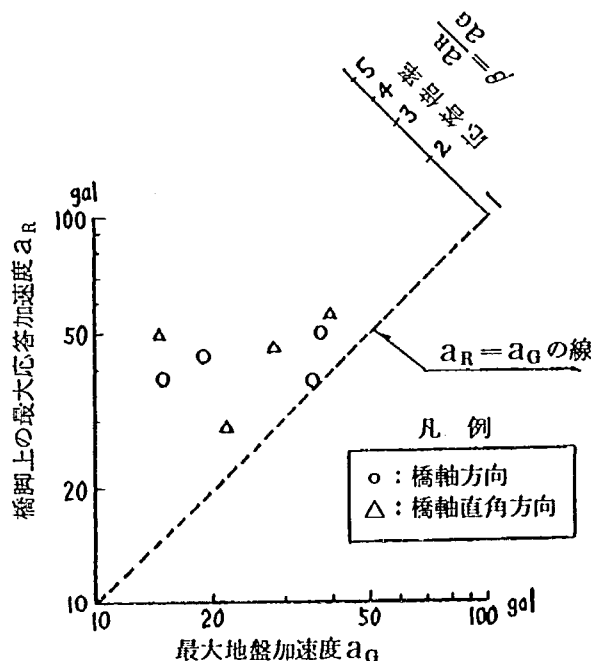


図6.7 新葛飾橋の地盤加速度と橋脚上加速度の比較(4地点)

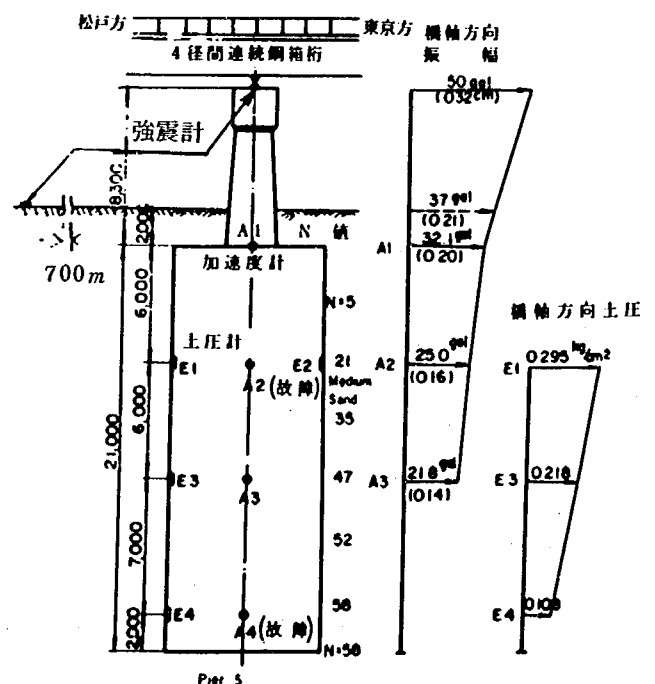


図6.8 新葛飾橋の強震観測結果
(1968年7月1日東松山地震)

- (1) 地盤加速度が40 gal程度以下の地震動に対して、橋脚天端の加速度は地盤加速度より大きい(応答倍率1.3~3.3倍)が、井筒の加速度は地盤加速度より小さい。この橋でも

橋脚天端の応答倍率は、地震加速度が大きくなるにつれて低下する傾向がある。

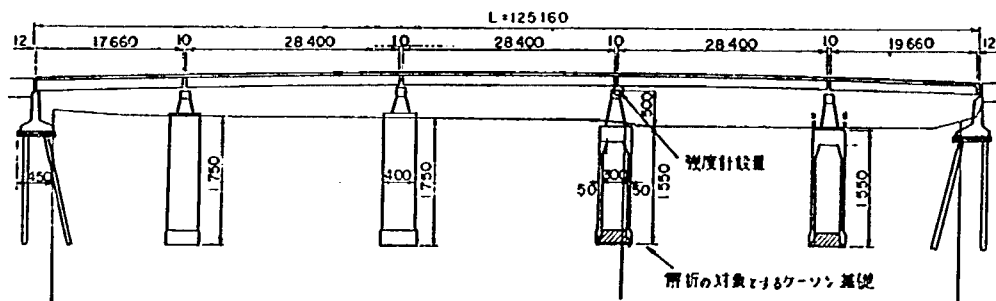
- (2) 前述(3.2〔1〕)したように、振動実験では P_5 橋脚の固有周期 T は 0.36 秒、同橋脚井筒周辺の地盤の反力係数 K 値(土圧を変位で除した値)は 4.0 kg/cm^3 であったが、地盤加速度が 40 gal 程度の実地震時には、 $T=0.5$ 秒、 $K=2.0 \text{ kg/cm}^3$ の値が得られた。井筒天端の絶対変位は、振動実験時に 0.1 mm 程共であったのに対して、地震時には 2 mm 程度であった。これより、地盤と井筒間の相対変位も地震時に増加したこと、地震時の地盤の剛性が低下したことが推察される。

〔4〕板島橋の実測例

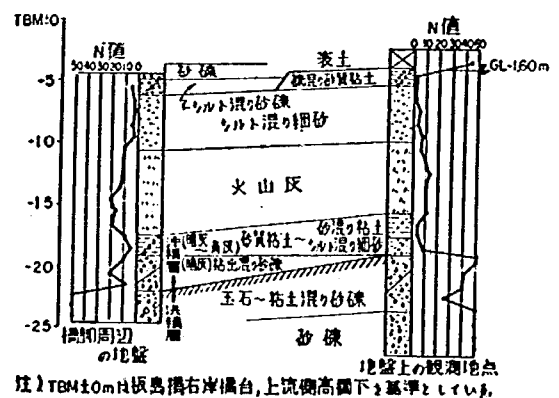
板島橋は、愛媛県宇和島市に 1965 年に架設された道路橋である。一般図を図 6.9 に示す。図に示すように、この地点では粘土質ローム、シルト、砂礫の下約 18 m の深さに岩盤がある。両橋台は長さ 18 m の鋼管杭基礎と鉄筋コンクリート躯体からなる。上部構造は、単純合成桁 5 径間からなり、全長 125 m ($=19.5 \text{ m} + 3 \times 28.4 \text{ m} + 19.7 \text{ m}$)、幅員 6 m である。

本橋には、完成と同時に、 P_3 橋脚天端上と本橋より約 200 m 離れた地盤上の 2 箇所に 2 台の強震計 (SMAC-B2 型) が設置された。

本橋は、強い地震動を数回経験している。



(A) 一般図



(B) 地盤構成

図 6.9 板島橋の(A)一般図と(B)地盤構成

1968年4月1日には日向灘地震（マグニチュード7.5）が、本橋から101Km離れた地点に発生した。この地震の後には、多くの余震が発生した。図6.10は本震に際しての、地盤上と橋脚上の加速度記録（各3成分）である。水平最大加速度は、地盤上で186galであったのに対して、橋脚上では375galとかなり大きな増幅があった。

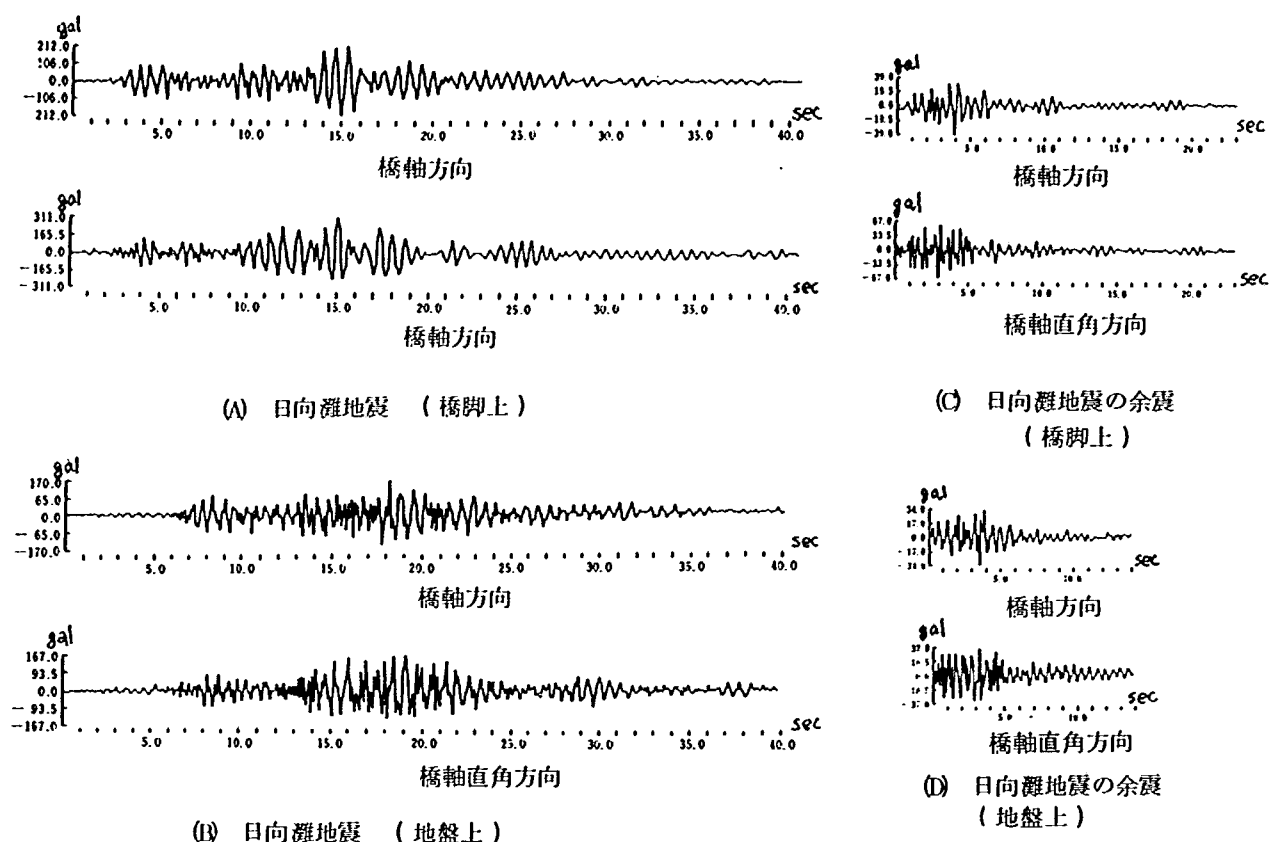


図6.10 1968年4月1日日向灘地震による板島橋の強震記録

次に同年8月6日には、豊後水道地震（マグニチュード6.6）が本橋からわずか11Kmの位置（震源深さ約40Km）に起こった。この地震の後には、かなりの余震が6回発生した。図6.11は、豊後水道地震の本震に際しての、2箇所における強震記録（各3成分）である。水平最大加速度は地盤上で438galであったのに対し、橋脚上では233galで応答倍率は小さかった。前述の表6.2の板島橋のところには、上述の地震による両地点の3方向の最大加速度を示してある。この表に示した外にも、4回の主要余震（マグニチュードは、4.9, 5.3, 4.2, および4.4であり、地盤上の水平最大加速度は130, 280, 80および88galであったが、橋脚上は記録が得られなかった）が起こっている。

実測された地盤最大加速度 a_0 と橋脚上最大加速度 a_R の関係を図6.12にプロットした。この図では、6回の地震による水平2方向の関係を示している。

本橋は、上述したように多数回の強震動を受けたが、何らの被害も発生しておらず、この点注目に値するものである。

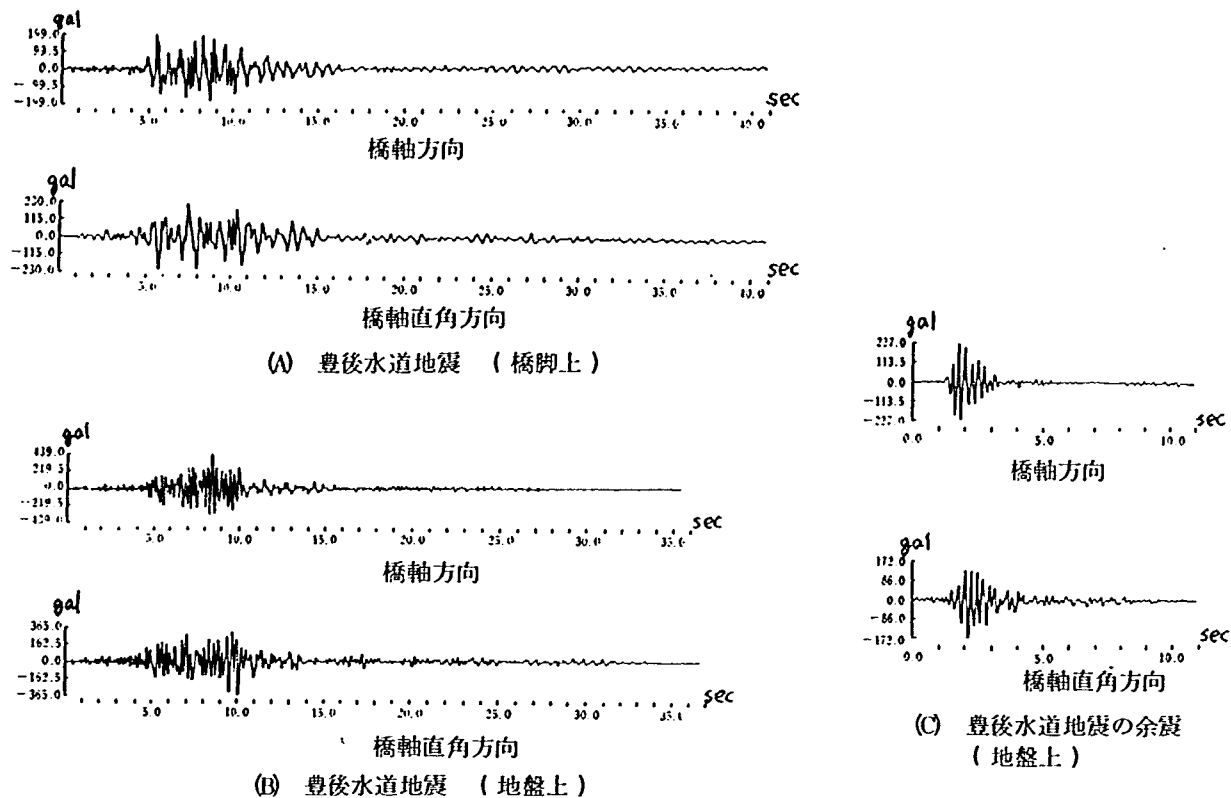


図 6.11 1968 年 8 月 6 日 豊後水道沖地震による板島橋の強震記録

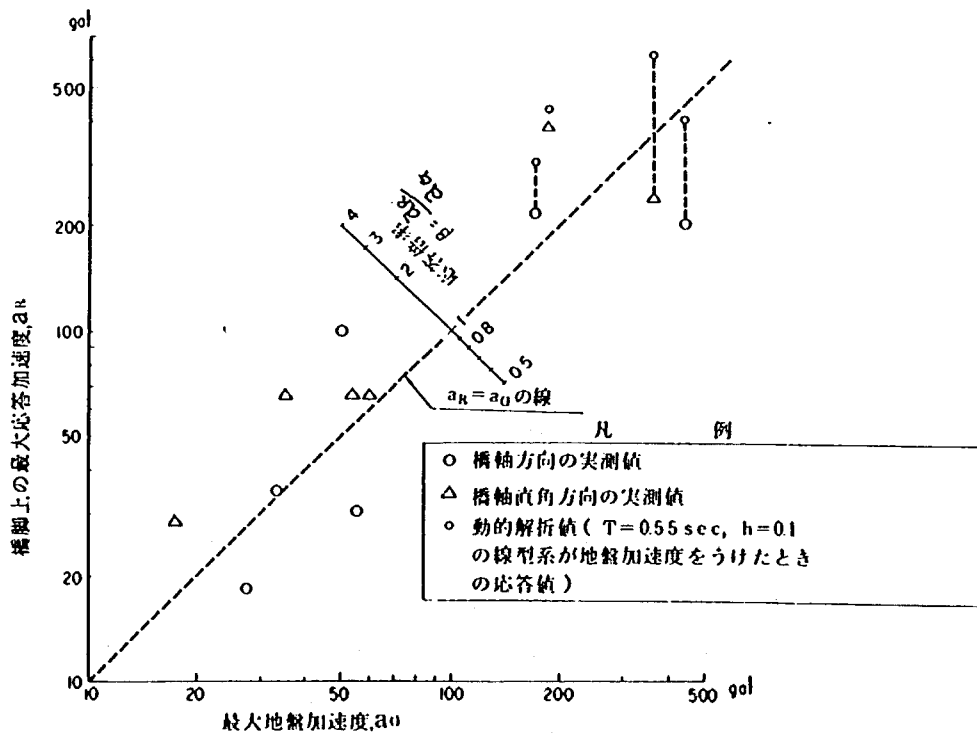


図 6.12 板島橋における強震観測結果

本橋については、実測記録を用いてやや詳細な地震応答解析を行っている。

この結果については、6.3に示す。

〔5〕 開北橋の実測例

開北橋は、宮城県石巻市に1965年に完成した橋長285mの5径間連続鋼ボックスである。一般図を図6.13に示すが、 P_1 が固定沓、その他(A_L, P_2, P_3, P_4, A_R)は可動沓を有している。ただし、可動沓の付近には P_4, A_R を除き橋軸方向のオイルダンパー(1基当たりの最大支持力40t、最大変位 ± 50 mm)が取付けられている。地盤条件は、図に示すように、左岸側では風化岩が露出しており、 P_1 および P_2 はそれぞれ直接基礎、および浅い井筒基礎により岩着している。風化岩層は右岸側では急激に沈みこんでおり、 A_R 橋台の位置では厚さ約37mの沖積シルト層が堆積している。強震計(SMAC-B2型)は、 P_2 橋脚天端に1台、および P_2 からわずか約30m離れた左岸上流側の河川敷に1台がいずれも P_2 橋脚完成直後の1966年に設置されている。

本橋では、1966年6月24日の宮城県東方沖の地震($M=5.1$)から、1978年6月12日の宮城県沖地震($M=7.4$)を含んで、9回の地震により有効な記録が得られている。表6.5は、9回の地震の諸元と、水平2方向の最大加速度を示す。地震No.1~4では橋脚単独状態での観測、また地震No.5~9では上部構造架設後の橋梁完成状態での観測である。図6.14は、観測結果全体をプロットしたもので、地盤最大加速度 a_G と橋脚最大加速度 a_R の関係を示す。両者の関係を最小二乗法により求めると橋軸方向および橋軸直角方向に対して次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} a_R &= 2.41 \times a_G^{1.10} && \text{(橋軸方向)} \\ a_R &= 2.03 \times a_G^{0.91} && \text{(橋軸直角方向)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.2)$$

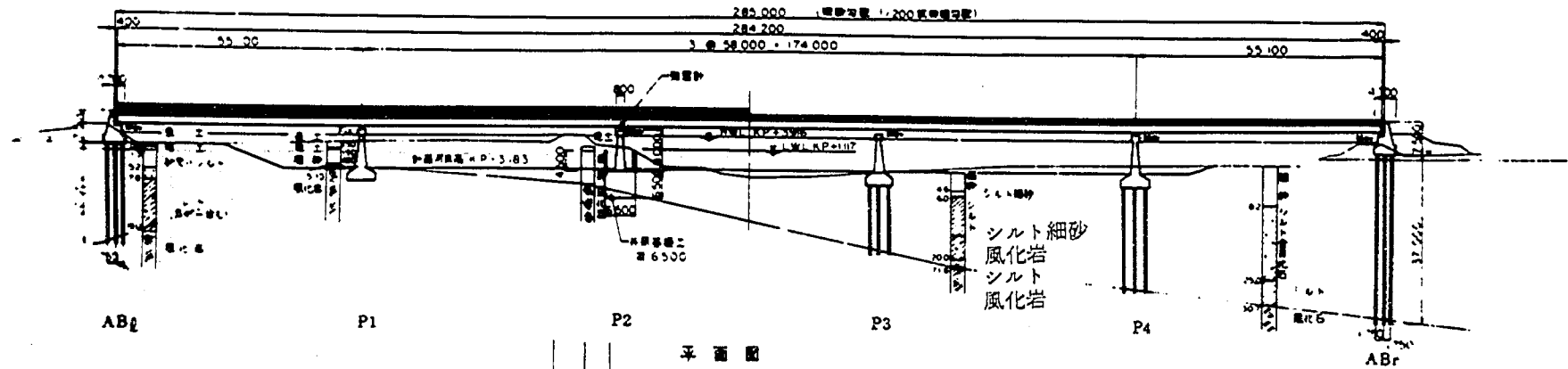
式(6.2)より、開北橋の地震応答について、次のことが指摘される。

- (1) 地盤最大加速度と橋脚最大加速度間の関係は、橋脚単独の場合と全橋完成後で大差がない。
- (2) 同一地盤加速度に対する橋脚天端の増幅率は、橋軸方向の方が橋軸直角方向よりかなり(2~3倍程度)大きい。
- (3) 橋軸方向の場合には、増幅率のべき乗項が1.10で1.0より大きくなっているが、これは図6.14から判るように大加速度の完全な資料が少ないために、一部の地震の影響をうけたものと考えられる。全体的な傾向としては、両方向とも弱震時から強震時にわたって、地盤最大加速度と橋脚最大加速度はおおむね比例関係にあるといえる。なお、地盤最大加速度と橋脚最大加速度が比例するとして、両者の関係を表現すると、

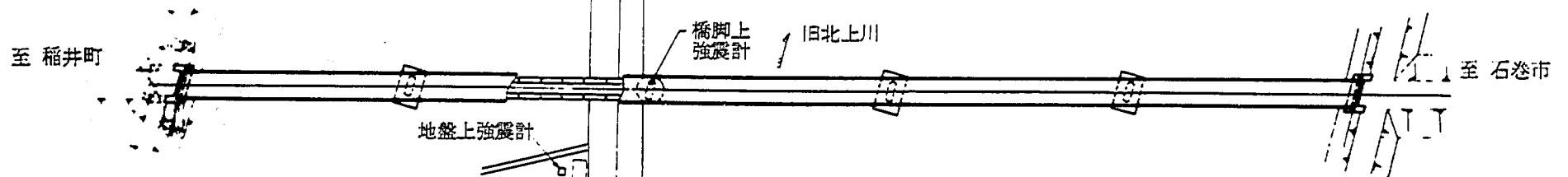
$$\left. \begin{aligned} a_R &\approx 3.5 \times a_G && \text{(橋軸方向)} \\ a_R &\approx 1.3 \times a_G && \text{(橋軸直角方向)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.3)$$

となる。これからも橋軸方向の応答倍率が橋軸直角方向のそれより2.7倍程度大きいこと

側面図 (5倍縮小縦断図)



平面図



断面図

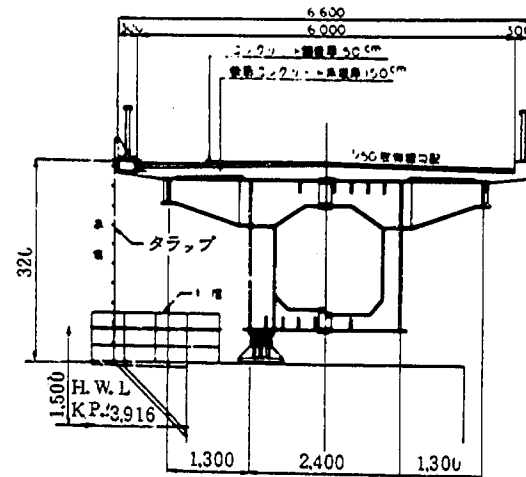


図 6.13 開北橋の一般図

表 6.5 開北橋における主要強震記録

No	地震発生 年 月 日	マグニ チュード M	震央距離 d (km)	最 大 加 速 度 (gal)				備 考
				橋 軸 方 向		橋 軸 直 角 方 向		
				地盤 a _G	橋脚 a _R	地盤 a _G	橋脚 a _R	
1	1966. 6. 24	5.1	63	25.1	58.4	12.8	37.3	↑ 上部架設前 ↓
2	1967. 1. 17	6.3	72	17.4	58.9	20.6	29.8	
3	1968. 6. 12	7.2	195	11.5	35.4	15.2	26.0	
4	1968. 7. 5	6.4	81	18.1	86.2	27.5	40.5	
5	1970. 9. 14	6.2	95	19.7	59.0	31.8	43.7	↑ 上部架設後 ↓
6	1977. 6. 8	5.8 ^d	45	46.6	148.9	—	—	
7	1977. 6. 14	—	—	15.7	46.6	—	—	
8	1978. 2. 20	6.7	80	76.2	326.4	141.3	197.0	
9	1978. 6. 12	7.4	90	192.2	> 500	288.7	331.2	

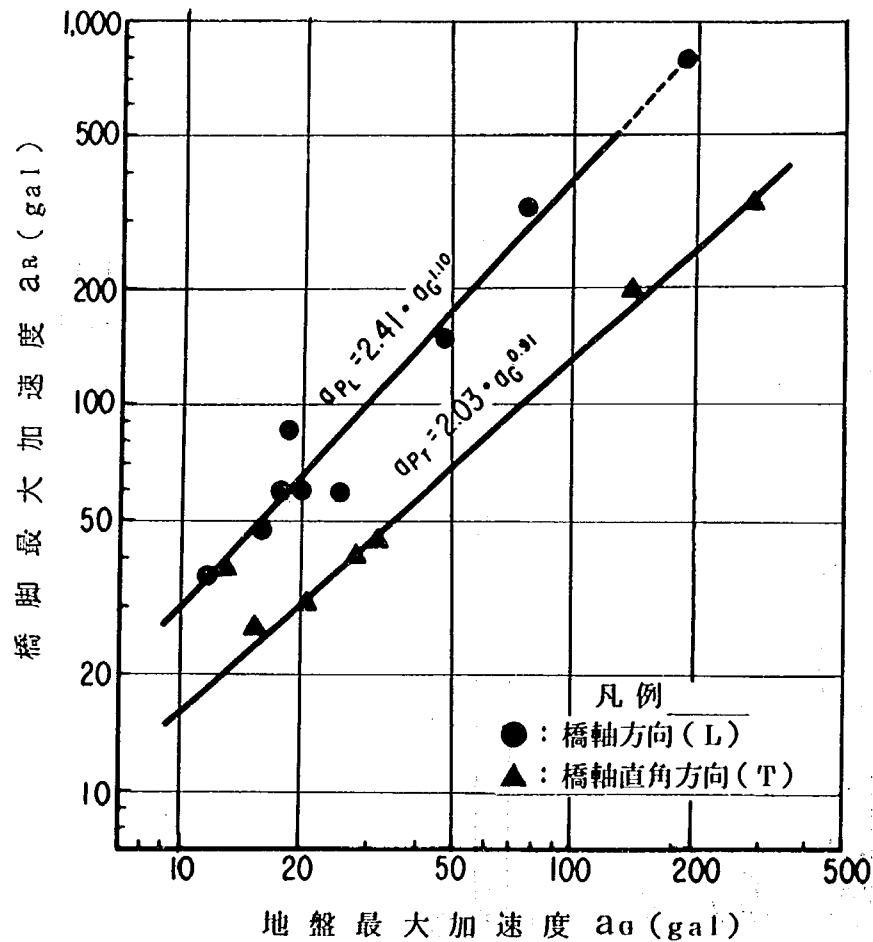


図 6.14 開北橋における地盤最大加速度と橋脚最大加速度の関係

がわかる。

- (4) 式(6.2)を前述した落合橋の観測結果(式(6.1)の上式)と比較すると、係数に大きな差が見られる。この差は、地震動の特徴の差(落合橋ではMの小さい近地地震、一方、開北橋では遠地地震が多い)及び構造特性の差(砂礫中のケーソン基礎と岩盤上の直接基礎)によるものと考えられる。

[6] 高橋脚をもつ橋の実測例

表6.1に示した28橋のうち、橋脚の高さが10mをこえる高橋脚をもつものは8橋である。これらの8橋について、13の強震記録が取得されている。これらの高橋脚における記録をもとに、地盤最大加速度(a_0)と橋脚天端最大加速度(a_R)の関係を描いたのが図6.15、橋脚高さ(H)と応答倍率($\beta = a_R/a_0$)の関係を示したのが図6.16である。なお、図6.16では、橋脚高さが10m未満の橋についてもプロットしてある。これらの関係から、つぎのことが指摘される。

(1) 高い橋脚をもつ橋の応答倍率

β は、地盤加速度 a_0 が100galを越えない範囲において、およそ1~4の間にある。この範囲の加速度に対しては、 β 値は a_0 によって変化していないので、高い橋脚をもつ橋は、上記加速度範囲では線型的な挙動を示すものと考えられる。

- (2) 橋脚の高さHと応答倍率 β の間には、さほど明確な関係を見出せない。しかし、高さが低い橋で応答倍率の幅が大きい($\beta = 0.4 \sim 6$)のに対して、高い橋では応答倍率の幅がやや小さい($\beta = 0.8 \sim 4$)ことがわかる。また、この幅は地盤加速度によっても影響され、地盤加速度が大きいほど β 値は小さくなる傾向がわかる。

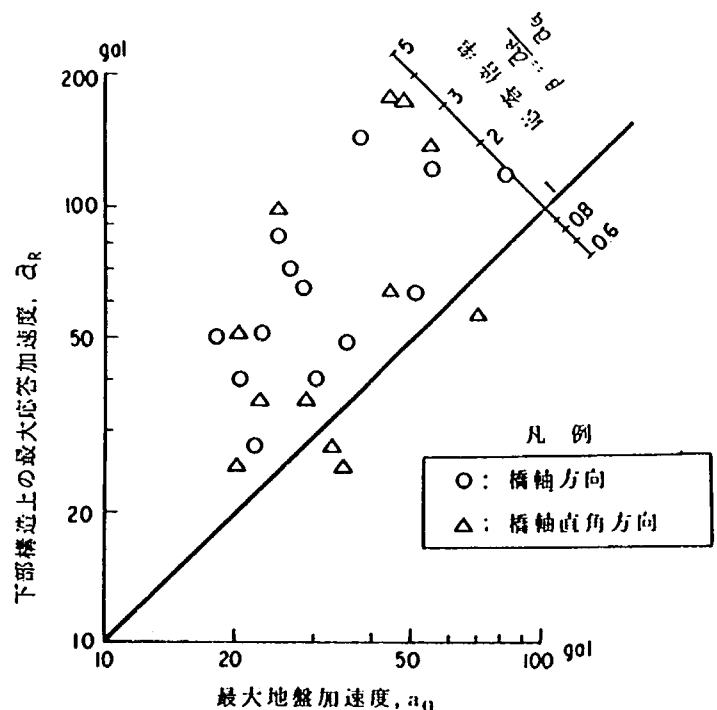


図6.15 高い橋脚(10m以上)をもつ8橋の地震応答の実測結果

6.3 板島橋の地震応答解析

(1) 概要

6.2 [4]で述べたように、板島橋においては、1968年4月の日向灘地震(M=7.5)および同年8月の豊後水道地震(M=6.6)、およびそれらの余震によって、多数の強震記

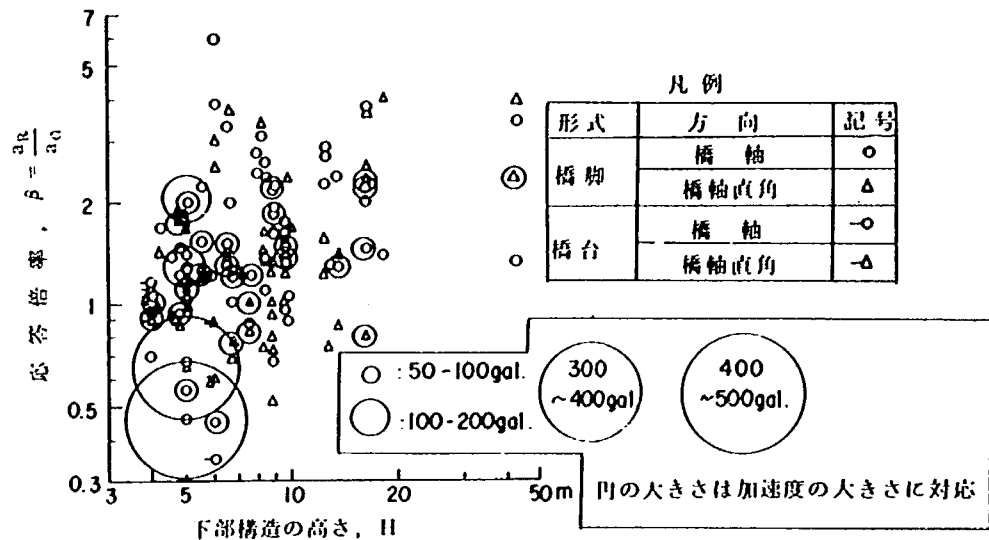


図 6.16 橋脚高さと応答倍率の関係

録が得られた。ここでは、これらの実測記録を用いて同橋の地震応答解析を行う。なお、解析対象とした P 3 橋脚について常時微動が測定されており、橋軸方向、橋軸直角方向、および鉛直方向の卓越振動数は、それぞれ、3.8、3.2 および 6.0 Hz と求まっている。

〔2〕 橋脚のモデル化

地盤上の観測点で取得された強震記録を用いて、橋脚天端の地震応答を計算するために、下記の仮定をおいて P 3 橋脚および周辺地盤をモデル化する。地震応答解析は、橋軸方向、橋軸直角方向の水平 2 方向について行ったが、ここでは橋軸方向の解析についてのみ述べる。

- 1) 井筒橋脚は周辺地盤に弾性支持されたはり部材と考え、橋脚の下型張出し部、脚柱部、および井筒の質量は、それぞれ、橋脚天端、橋脚重心、および井筒の重心位置に集中させ、並進運動に対する集中質量として取扱う。
- 2) 井筒橋脚の周辺地盤は、せん断振動する 1 次元の質量-ばね系モデルに置換し、等価線型の考え方により近似的に地盤の変形係数および減衰定数のひずみ依存性を計算に取入れる。
- 3) 対象とする P 3 橋脚には、2 連の単純桁が載っており、2 連の桁は固定支承および可動支承により同橋脚に支持される。ここでの解析においては、可動支承に作用する摩擦の影響は無視し、固定支承が支持する 1 連の桁の全重量が橋脚天端に集中するものとして取扱う。
- 4) 地盤と井筒橋脚を結ぶ地盤ばねは、地盤反力係数を用いて算定する。その際、地盤の変形係数は、周辺地盤の地震応答解析から求められる地盤のせん断ひずみに適合する地盤等価弾性係数を用いる。このようにして求めた地盤のばね定数を表 6.6 に示す。

以上の 4 つの仮定のもとに、井筒橋脚を図 6.17 に示す力学モデルに置換した。この場合の井筒橋脚の運動方程式は次式で表わされる。

$$M_p \ddot{U}_p + C_p \dot{U}_p + K_p U_p + C_e (\dot{U}_p - \dot{U}_g) + K_e (U_p - U_g) = 0 \quad \dots\dots\dots (6.4)$$

ここで,

M_p, C_p, K_p : 井筒橋脚の質量マトリックス, 内部減衰マトリックスおよび剛性マトリックス

C_e, K_e : 井筒橋脚と地盤との間の減衰マトリックスおよび剛性マトリックス

$U_p, \dot{U}_p, \ddot{U}_p$: 井筒橋脚の絶対応答変位, 絶対応答速度, および絶対応答加速度

$U_g, \dot{U}_g$: 表層地盤の絶対応

答変位および絶対

応答速度

ここに, U_g および $\dot{U}_g$ は表層地盤に対する応答計算により求めることができる。いま,

$$M = M_p, \quad C = C_p + C_e,$$

$$K = K_p + K_e \quad \dots\dots\dots (6.5)$$

とおくと, 式(6.4)は次のようになる。

$$\begin{aligned} M \ddot{U}_p + C \dot{U}_p + K U_p \\ = C_e \dot{U}_g + K_e U_g \quad \dots\dots\dots (6.6) \end{aligned}$$

ここで, U_p を擬似静的応答 U_{ps} と動的応答 U_{pd} に分解すれば,

$$U_p = U_{ps} + U_{pd} \quad \dots\dots\dots (6.7)$$

となる。ここで U_{ps} は, その定義から,

$$K U_{ps} - K_e U_g = 0 \quad \dots\dots\dots (6.8)$$

であるから, 次式で与えられる。

$$U_{ps} = K_s U_g \quad \dots\dots\dots (6.9)$$

ここで $K_s = K^{-1} K_e$ である。式(6.7)および式(6.9)を式(6.6)に代入すると, 次式(6.10)が得られる。

$$\begin{aligned} M \ddot{U}_{pd} + C \dot{U}_{pd} + K U_{pd} \\ = -M \ddot{U}_{ps} + (C_e - C K_s) U_g \\ \dots\dots\dots (6.10) \end{aligned}$$

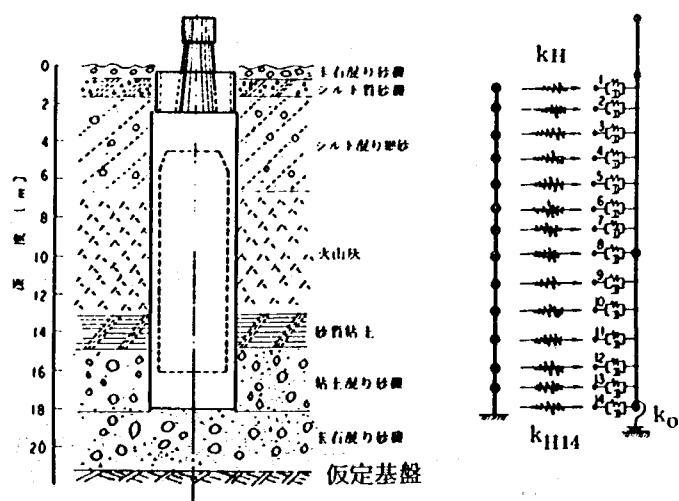
となる。ここで式(6.10)の右辺の

表 6.6 地盤のばね定数

ばね定数 [t/m, tm/rad]	日向灘地震	日向灘地震 (余震)	豊後水道地震
K_{H1}	1744	2417	1496
K_{H2}, K_{H3}	3488	4833	2991
K_{H4}	3565	4940	3317
K_{H5}, K_{H6}, K_{H7}	3642	5048	3642
K_{H8}	4444	6160	4446
K_{H9}, K_{H10}	5246	7273	5250
K_{H11}	10748	14894	9588
K_{H12}	13541	18762	11606
K_{H13}	10833	15010	9284
K_{H14}	60768	62857	59994
K_0	1.66×10^5	1.66×10^5	1.66×10^5

注) : ばね定数 K_{Hi} ($i = 1 \sim 14$) は基礎と周辺地盤 i 層との間のばね (図 6.17 参照) (t/m)

K_0 は基礎底面における回転ばね定数 (tm/rad)



(a) 井筒橋と周辺地盤 (b) 解析モデル

図 6.17 井筒橋脚と地盤のモデル化

第2項の減衰項の影響は一般に小さいから、それを無視すると、井筒橋脚の運動方程式は次式となる。

$$M\ddot{U}_{pd} + C\dot{U}_{pd} + KU_{pd} = -M\ddot{U}_{ps} \quad \dots\dots\dots (6.11)$$

式(6.11)は、 M 、 K および C の直交性を仮定することにより、モーダルアナリシスの手法により解析できる。

[3] 応答計算結果と実測値との比較

式(6.11)により井筒橋脚天端の地震応答を求めるために、まず地盤上の強震観測点で得られた加速度記録から、その地点の基盤(洪積層の砂礫層)への入射波を計算した。次に、この基盤入射波を橋脚地点の基盤(同じく洪積層の基盤層)に作用させて、基盤での地震動を計算した。ここで、基盤入射波を作用させたのは、地中深部から入射してくる波動は地表近くの地盤の影響をうけていないため、地盤上の観測点の橋脚天端点のいずれにおいても、同じ性質をもっていると考えられるからである。また基盤地震動の計算は、地盤の変形係数および減衰定数のひずみ依存性を考慮した等価線型の重複反射理論を用いて行った。この計算では、原位値で測定したせん断波速度を基本とした。さらに、5.に示した砂質土と粘性土に対する実験結果から、変形係

数と減衰ひずみ依存性の関係を図6.18のようにとった。この基盤の地震動の計算に用いた地盤の設定数を表6.7に示す。

次に、このようにして求めた橋脚位置での基盤地震動を図

6.17のモデルの再盤に作用させて、式(6.11)から橋脚天端

の絶対加速度を日向灘沖地震の本震の場合について、計算した結果が図6.19である。この図には、比較のため、橋脚天端での実測加速度を点線で示している。この計算では振動実験の結果を参照して、式(6.11)の C に対応する減衰定数を20%と仮定している。また計算上求められた井筒橋脚およびその周辺地盤の固有振動数は表6.8に示すとおりである。また橋脚地点の地盤の応答計算に用いた地盤の諸定数は、表6.9に示すとおりである。なお、表6.8と表6.9には、後述する日向灘地震の余震および豊後水道地震の場合の結果も示している。

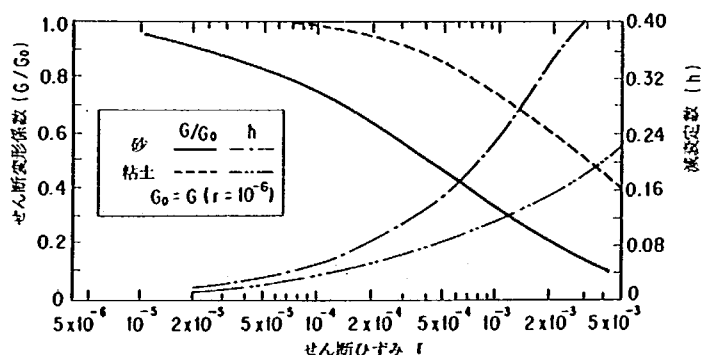


図6.18 地盤の変形係数と減衰定数のひずみ依存性

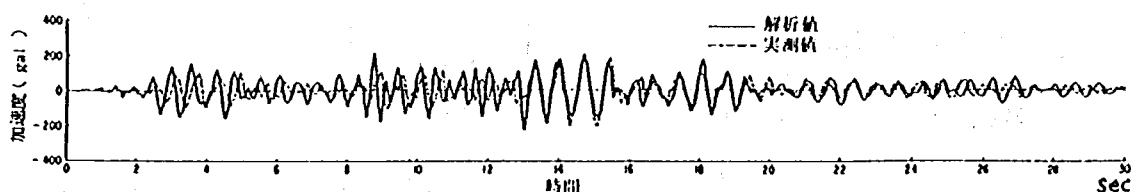


図6.19 日向灘沖地震に対する計算値と実測値の比較(橋脚天端、橋軸方向)

表 6.7 地盤観測点の計算に用いた地盤定数

① 地 盤 条 件	②地層	③微小ひずみ時	④日向灘地震	⑤日向灘地震 (余 震)	⑥豊後水道地震
⑦ せん断波速度 V_s (m/sec)	1	107	90	105	83
	2	125	106	123	105
	3	145	122	143	121
	4	125	106	123	108
	5	480	480	480	480
⑧ 等価せん断変形係数 G_s (t/m ²)	1	1752	1248	1700	1051
	2	2710	1930	2629	1897
	3	2789	1986	2705	1952
	4	2870	2044	2783	1722
	5	51722	51722	51722	51722
⑨ 等 価 減 衰 定 数 h	1	—	0.10	0.05	0.12
	2	—	0.10	0.05	0.08
	3	—	0.10	0.05	0.08
	4	—	0.10	0.05	0.12
⑩ せん断ひずみ r ($\times 10^{-4}$)	1	—	4	0.8	15
	2	—	4	0.8	10
	3	—	6	1	8
	4	—	7	1	10
⑪ $\frac{\text{等価せん断変形係数 } G_s}{\text{微小ひずみ時のせん断変形係数 } G_0}$	1	—	0.7	0.97	0.6
	2	—	0.7	0.97	0.7
	3	—	0.7	0.97	0.7
	4	—	0.7	0.97	0.6

このようにして求めた計算値と実測値を比較すると、計算値は実測値の全体的特徴をよく再現しており、特に計算開始後 1.3 ～ 2.1 秒にかけての主要動付近では、位相特性、振幅特性ともに両者は良く一致していることがわかる。

次に、同様の手法で日向灘地震の余震、および豊後水道地震の本震の場合につき、橋脚天端の絶対応答加速度波形を計算し、これと実測波形とを対比して示したのが、図 6.2.0 および図 6.2.1 である。ここで、地盤と井筒橋脚を結ぶばね定数、履歴減衰定数、逸散減衰定数は、上述の日向灘地震の場合と同一の考え方で求めており、それぞれ、表 6.9 に示したとおりである。この結果によれば、日向灘地震の余震の場合には、前述の日向灘地震の本震の場合(図 6.19)と同程度に計算値は実測値の位相および振幅特性の特徴を再現していると考えられる。これに対して、豊後水道地震の場合には、上記 2 地震の場合と比較すると、やや一致度が低い。この一致度が良くない原因としては、豊後水道地震では地震動の卓越振動数成分が井筒橋脚の基本固有振動数に近いと、井筒橋脚は単に周辺地盤の地震時の運動に従って振動するばかりでなく、井筒橋脚独自の振動もある程度誘起されており、このような場合には地盤と井筒橋脚を結ぶばね定数を始め、井筒橋脚の振動に関係する諸定数をさらに慎重に定めること

表 6.8 井筒橋脚および周辺地盤の固有振動数の計算結果(橋軸方向)

地 震 名	(Hz)			
	周辺地盤		ケーソン橋脚	
	1 次	2 次	1 次	2 次
日 向 灘 地 震	1.6	4.9	2.8	7.8
日向灘地震(余震)	1.9	5.7	3.1	8.3
豊 後 水 道 地 震	1.6	4.7	2.7	7.7

表 6.9 橋脚地点の表層地盤の地震応答計算に用いた地盤定数

① 地 盤 条 件	②地層	③微小ひずみ時	④日向灘地震	⑤日向灘地震 (余 震)	⑥豊後水道地震
⑦ せん断波速度 V_s (m/sec)	1	107	90	105	83
	2	125	105	123	105
	3	145	115	135	115
	4	125	163	192	151
	5	480	480	480	480
⑧ 等価せん断変形係数 G_s (t/m ²)	1	1752	1390	1926	1192
	2	2710	1451	2011	1451
	3	2789	1742	2415	1743
	4	2870	5432	7527	4656
	5	51722	51722	51722	51722
⑨ 等価減衰定数 h	1	—	0.10	0.05	0.12
	2	—	0.10	0.05	0.08
	3	—	0.10	0.05	0.08
	4	—	0.10	0.05	0.12
⑩ せん断ひずみ r ($\times 10^{-4}$)	1	—	5	0.9	16
	2	—	7	1.2	11
	3	—	7	1.3	11
	4	—	2	0.5	6
⑪ $\frac{\text{等価せん断変形係数 } G_s}{\text{微小ひずみ時のせん断変形係数 } G_0}$	1	—	0.7	0.97	0.6
	2	—	0.7	0.97	0.7
	3	—	0.7	0.97	0.7
	4	—	0.7	0.97	0.6

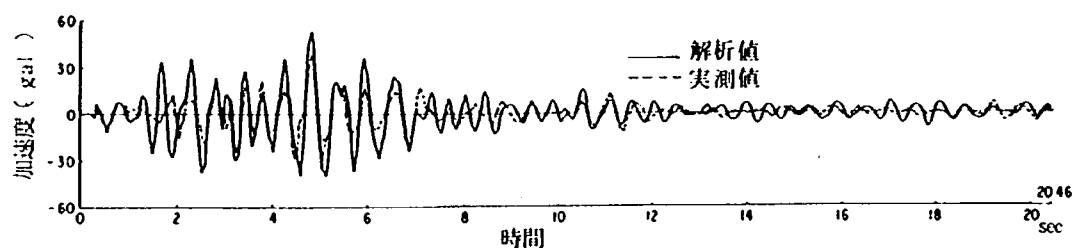


図 6.20 日向灘地震の余震に対する橋脚天端加速度の実測値と計算値の比較 (橋軸方向)

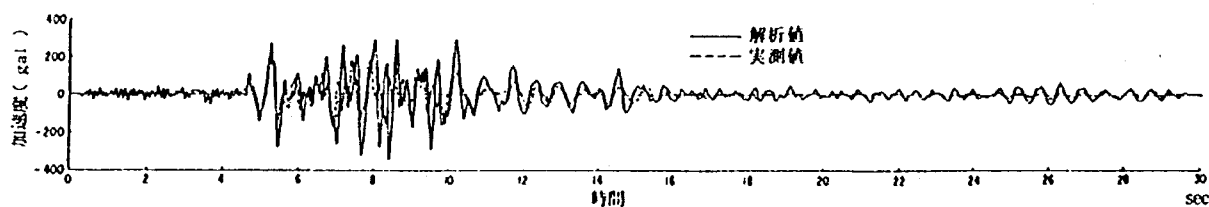


図 6.21 豊後水道地震に対する橋脚天端加速度の実測値と計算値の比較 (橋軸方向)

が必要とされるためと考えられる。

[4] ま と め

板島橋を例にとって、地盤中に深く根入れされた井筒橋脚の地震応答特性を、橋脚天端および周辺地盤上の2箇所でも同時観測された合計3回の加速度強震記録を用いて解析を行った。この解析で対象としたのは、井筒橋脚の基本固有振動数が、周辺の表層地盤のせん断振動の基本固有振動数よりわずかに高く、また作用した地震動の振動数成分が表層地盤のせん断振動の基本固有振動数にほぼ等しい場合（日向灘地震の本震と余震）、ならびにこれより高い場合（豊後水道地震）である。これらの解析の結果から次の点が指摘される。

- (1) 橋脚天端の応答に含まれている振動数は、橋脚周辺の表層地盤のせん断振動の基本固有振動数と良く一致している。つまり、本井筒橋脚は地震時には周辺地盤の運動の影響を強くうけ、その運動におおむね従っている。この点を考えると、起振機等を橋脚天端に設置して行った振動実験から求めた共振振動数と地震時に橋脚天端で卓越する振動数は直接的には一致しない場合があり得ると考えられる。
- (2) 地中に根入れされた井筒橋脚が、その周辺の表層地盤とおおむね同じように振動することは、地盤と構造物の動的相互作用の影響が小さいことを意味している。本解析では、日向灘地震の本震と余震がこれに相当している。この場合には、橋脚から約400 m離れた地盤上で観測された加速度記録をいったん基盤面の地震動に変換し、これを用いて計算した橋脚天端の絶対応答加速度は、時間領域において主要動付近の実測値の特徴をかなり良好に再現することができた。
- (3) 地中に深く根入れされた井筒橋脚がその周辺の表層地盤の影響を強くうけることが指摘されたが、この種の橋梁下部構造の耐震設計を合理化していくためには、地震時の地盤の運動（地震動）を正しく推算することが重要となる。今後、この方面の実証的資料の蓄積と合理的解析方法の開発が期待されるところである。

7. 道路橋の耐震設計の改善

7.1 序

我国における道路橋の耐震設計基準として最近まで使用されてきた道路橋耐震設計指針（1971）は、1964年の新潟地震による道路橋の被害経験を契機として改訂作業がなされ、1971年3月に完成したものである。その後、9年余を経過した現在、橋に関連する地震工学分野の研究の進展には著しいものがある。特に、1977年に策定された建設省の新耐震設計法（案）には多方面の新しい研究成果が集大成された。また、1978年の宮城県沖地震に代表される最近の地震による道路橋の被害調査も詳細になされている。これらの研究成果を踏まえて、1980年5月に道路橋示方書・V耐震設計編が策定され、道路橋の耐震設計基準が改訂された。

本章では6.までに記述した研究成果を踏まえた上で、道路橋の耐震設計法の改善のための提言を行う。すなわち、設計震度、動的解析に用いる入力地震動、道路橋の振動性状と地震応答、地盤の振動特性、ならびに橋の耐震設計で考慮すべき諸事項について述べる。これらの主要部分は、上述した最新の道路橋示方書・V耐震設計編にとりこまれている。

7.2 設計震度

橋の耐震設計を改善するためには、耐震設計に用いる設計震度を合理的に定める必要がある。橋の設計震度に影響する要素としては、地震活動度の地域特性、架橋地点の地盤特性、地震動に対する構造物の増幅、橋の重要度などが考えられる。

地震活動度の地域特性の影響は、地震活動の激しい地域とそうでない地域との設計震度に差異を設けることにより考慮することができる。地震活動の地域特性を求める方法には、1) 広域における過去の地震活動の歴史的資料（地震発生時刻、震央、震源深さ、マグニチュードなど）に基づく統計確率解析から震度を求める日本の手法、および2) 最近の地震学の発展（特にプレートテクトニクス理論）に基礎をおき、地震断層の位置とマグニチュード、地震発生機構および地震発生の確率から震度を求めようとする米国的手法がある。

我国においては、主要な大地震が太平洋をはじめとする海底に震源をもつことから、地震断層の位置や規模を確定し、将来を予測することは現状では非常に困難であり、上記2)の方法は採用しがたい状況にある。この事情により、すでに米国で採用されている2)の地震断層と設計震度とを直接関係づける方法は、我国では精度の良い方法とはいえず、現状では1)の方法によるのが良いと考えられる。1977年に策定された建設省の新耐震設計法（案）では、この考え方にに基づき、我国の各地に考慮すべき設計震度の地域区分が考えられた。我国の各種構造物の耐震設計で考慮する地震活動度の地域特性は、この新耐震設計法（案）の結果を採用するのが最適と考えられる。

地盤特性の影響としては、建設地点の地盤の良否により、橋の設計震度を増減させることにより考慮できる。一般に地盤が軟質なほど地震時の振動振幅が大きいとされている。加速度期

待値については、4.2、4.3に示したように軟質な地盤では堅固な地盤に対して加速度は大きくなっている。また、2.に示した過去の震害例の調査によると、地盤の軟質なほど震害が激しい傾向が明らかである。従って、異種の地盤に建設される多数の耐震強度をほぼ同一に保つために、地盤種別に応じて設計震度を増減させることが妥当といえる。

橋の設計震度をその地盤特性に応じて変化させるためには、まず地盤の分類法を規定する必要がある。従来の道路橋耐震設計指針では、地層の地質学的分類と各地層の厚さにより、表7.1に従って地盤を第1種から第4種に分類する方法がとられていた。しかし、この方法には、地層の分類という定量化しにくい作業が入るため、調査・設計者により個人差が出てくると、まだ同じ沖積層の地層厚が同一であっても地盤には硬軟があり、増幅特性が異なることなどの欠点があった。

表 7.1 従来の道路橋耐震設計指針の地盤種別と補正係数

区分	地 盤 種 別 ¹⁾	補正係数
1 種	(1) 第三紀以前の地盤（以下岩盤と称する） (2) 岩盤までの洪積層 ²⁾ の厚さが10m未満	0.9
2 種	(1) 岩盤までの洪積層の厚さが10m以上 (2) 岩盤までの沖積層 ³⁾ の厚さが10m未満	1.0
3 種	沖積層の厚さが25m未満でかつ軟弱層 ⁴⁾ の厚さが5m未満	1.1
4 種	上記以外の地盤	1.2

注)：1) 地盤種別は一応の目安を示したものであるから、架設地点の状況に応じて

係数を判断すること ここでいう地層の厚さは地表面からの厚さとする

2) 沖積層のしまった砂層、砂れき層、玉石層を含む

3) がけくずれ等による新しい堆積層を含む

4) 耐震設計上支持力を無視する土層

上記の点を改善するために、地盤の振動特性を表現する一つの指標である地盤の卓越周期を基本とし、これによって地盤分類を行うことが考えられる。地盤の卓越周期を求めるには、常時微動測定による方法、地震動測定による方法、せん断波速度による方法などがあるが、卓越周期が個人差、器具の差、あるいは測定時間の差などによらずにほぼ安定してかつ比較的容易に求め得るという点から、せん断波速度による方法が最も適当と考えられる。

いま、図7.1に示すような地盤を想定すると、その地盤の卓越周期は各地層のせん断速度を用いて次式により計算できる。

$$T(\text{sec}) = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \dots\dots\dots (7.1)$$

ここに、 H_i 、 V_{si} は第 i 層の地層厚とせん断波速度である。せん断波速度は弾性波探査による原位置実測から求めるのが望ましいが、実際には経費や時間の制約から難しい場合が少なく

ない。その場合には、標準貫入試験のN値から、次の経験式によって、 V_s の近似値を求めることが出来る。

$$V_s \text{ (m/sec)} = \begin{cases} 100 N^{\frac{1}{3}} \text{ (粘性土層に対して)} \\ 80 N^{\frac{1}{3}} \text{ (砂質土層に対して)} \end{cases} \dots\dots\dots (7.2)$$

また、基盤層としては、我国のような表層地盤が比較的軟質な地盤の場合には、 $V_s = 300$ m/sec, N値 = 50 (砂質土層) または 30 (粘性土層) の地盤をとることが出来るとされている。卓越周期による地盤分類は $T = 0.2, 0.4$ および 0.6 秒を境界とし、第1～4種の地盤に分類することができる。

また、各分類ごとの設計震度の補正係数は、4.2の結果を参照して、表7.2によることができる。ここでは、従来の道路橋耐震設計指針に準じて、2種地盤を基準(補正係数1.0)としている。なお、岩盤地域などでは、式(7.1)によると、地表面からすでに V_s が 300 m/sec 以上となるため、計算上、卓越周期 $T = 0$ 秒となる。この場合、実際の卓越周期が0秒という

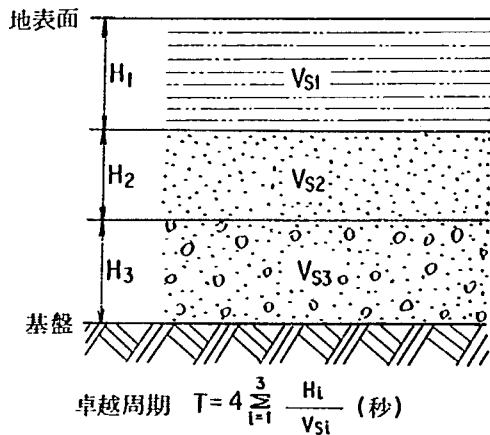


図 7.1 地盤の卓越周期の計算

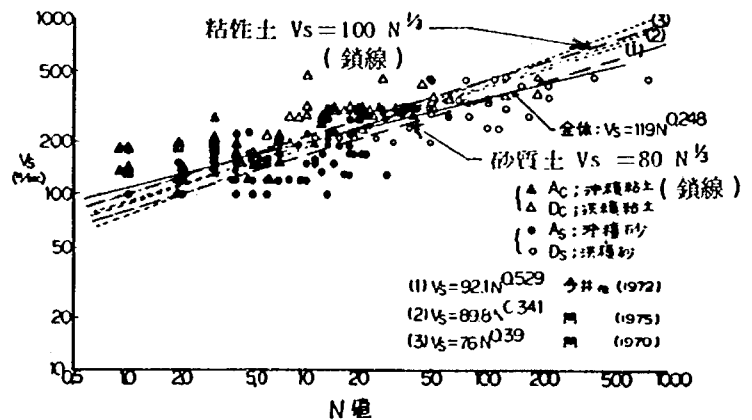


図 7.2 標準貫入試験N値とせん断波速度 V_s の関係

表 7.2 地盤種別による設計震度の補正係数

地盤種別	卓越周期 T (sec)	地盤種別による 補正係数
第 1 種	$0 \leq T < 0.2$	0.9
第 2 種	$0.2 \leq T < 0.4$	1.0
第 3 種	$0.4 \leq T < 0.6$	1.1
第 4 種	$0.6 \leq T$	1.2

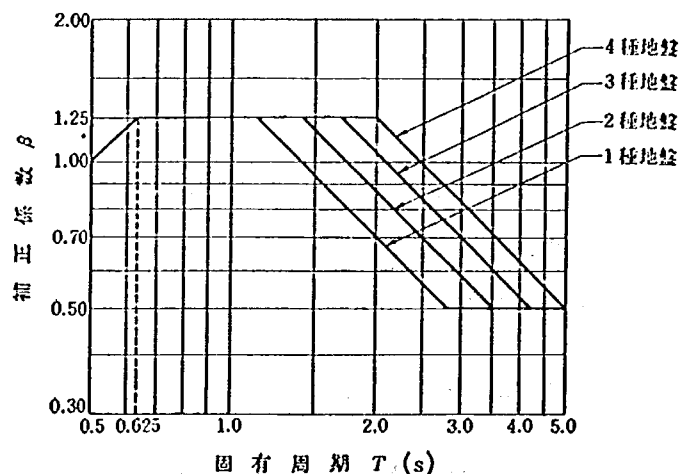


図 7.3 各種地盤に対する構造物の応答特性による設計震度の補正係数 (β)

ことではないが、表 7.2 から第 1 種地盤に分類できるので、実用上は問題とならない。ここに示した地盤種別の方法は著者の提案により、道路橋示方書・V 耐震設計編に採用されたものである。

次に、地震動に対する構造物の増幅作用の影響については、4.3 および 4.4 の結果が利用出来る。例えば、図 4.26 から、地震動に対する構造物の増幅作用の影響による設計震度の補正係数 (β とする) として、近似的に図 7.3 が得られる。この図で、横軸は地盤の影響を考慮した橋の固有周期であり、計算から求められる。固有周期は橋脚天端に一定水平力を加えて、水平変位を求めることにより近似計算ができる。縦軸の β は地震動に対する構造物の増幅作用による設計震度の補正係数で、ここでは橋の非線型性と減衰特性を考慮し、図 4.26 (ここでは減衰定数 $h = 0.05$ の線型系を仮定している) の結果を修正し、 $\beta = 0.5 \sim 1.25$ の値をとるように設定されている。ここに示した地震動に対する構造物の増幅作用を考慮した固有周期の計算方法、および β の値については、著者の提案により道路橋示方書・V 耐震設計編に採用されたものである。

さらに、橋の重要度の影響による設計震度の補正については、橋が不通となったときの代替性、住民の生活や他の施設に及ぼす迷惑度、被災時の復旧・避難活動との関連性などを考慮し、行政判断により、道路のルートごとに決定するのが妥当と考えられる。

橋の設計震度は上記の諸要素を考慮し、総合的な見地から基準化されるべきものである。

7.3 地震応答解析に用いる入力地震動

道路橋の地震応答解析として、一般に(1)地震動の加速波形を用いる時刻歴応答解析法と、(2)地震応答スペクトル曲線を用いる応答スペクトル法の 2 つが多用されている。以下にこの両方法について、入力地震動を選定するにあたっての基本的事項を記述する。

(1) 時刻歴応答解析法に用いる入力地震動

時刻歴応答解析法に用いる入力地震動としては、架橋地点で得られた既往強震記録を用いるのが最適であるが、一般にはそのような記録は入手できない。次善の方法として、架橋地点の地盤条件に類似した地点で取得された強震記録の中から、地震動の条件および橋の振動特性を考慮して、適切なものを選定するのがよい。

この際に考慮すべき要素としては、地震動の特性に関して強度、周期特性、継続時間、また橋の特性に関して橋の固有周期、減衰定数、終局耐力と変形性能などがある。地震動の特性は、地震の規模(マグニチュード)、震源における破壊のメカニズム、震源から架橋地点までの地形・地質と地震波の伝播特性、さらには震源の深さ、震央距離、架橋地点近傍の地盤条件などによって変化するものと考えられる。これらの諸要素のうち、現時点で工学的に考慮できる要素は地震のマグニチュード、震央距離、および架橋地点の地盤条件の 3 要素と考えられる。従って、具体的な地震応答解析の実施にあたっては、既往の強震記録の中から、これら 3 要素を勘案し、4.2 ~ 4.4 の結果を参照して入力地震動の波形を選定するのがよい。

〔2〕 応答スペクトル法に用いる入力地震動

応答スペクトル法に用いる入力地震動としては、架橋地点で得られた強震記録から求めた地震応答スペクトル曲線を用いるのが最適である。しかし、実際にはこのような記録やスペクトル曲線は得られにくい。従って、一般には、架橋地点の地盤条件に類似した地点の既往強震記録から計算した地震応答スペクトル曲線、または複数のスペクトルを平均（ただし地盤条件を考慮）して求めた平均応答スペクトル曲線を用いるのがよい。この際、地盤条件のみならず、地震の規模（マグニチュード）、震央距離の要素も可能な限り考慮するのが望ましい。

応答スペクトル曲線は、4.に述べたように、特定の加速度地震波形に対して、周期と減衰定数を与えた1自由度線型系の最大応答値を周期と減衰定数の関数としてスペクトル表示したものである。従って応答スペクトルには、地震動の強度のみならず、周期特性、過度振動、継続時間の影響などの情報が重複して盛込まれている。このため、応答スペクトル法による地震応答解析を行うにあたっては、前項〔1〕で述べた方針に従って、基本とする入力地震動を選定し、その応答スペクトル曲線を用いるのがよい。

複数個の強震記録から計算された応答スペクトルを用い、記録のもつ特性（地盤条件、地震のマグニチュード、および震央距離）を考慮のうえ算出された平均応答スペクトルは、個々のものよりも多くの地震動の特性を包絡的に含んでいる。従って、実用的な設計に反映させるための橋の地震応答解析に用いる応答スペクトルとしては、平均応答スペクトルを標準とするのがよいといえよう。平均応答スペクトルについては、4.3および4.4に記述してある。この筆者の提案による平均スペクトルは、道路橋示方書・V耐震設計編に盛込まれている。

7.4 道路橋の振動性状と地震応答

構造物の地震時の動的挙動を理論計算によって解明することを地震応答解析というが、この解析にあたっては、まず構造物の振動性状を的確に把握する必要がある。ここでいう構造物の振動性状とは、通常、固有振動特性（すなわち固有周期）、振動モード、および減衰性の3要素を意味する。固有周期と振動モードは、構造物をモデル化し、質量分布と剛性分布を与えれば振動理論により計算可能である。この両者については、モデルの設定が重要であり、計算そのものは比較的容易に行える段階になっている。しかも、この両者では、実物振動実験や模型振動実験により検証することがある程度可能である。

道路橋の固有周期を計算する方法としては、下部構造天端に上部構造の自重に等しい水平力を加えて下部構造天端の水平変位を算出し、その水平変位から周期を求める方法が簡易で実用的である。この際、支持地盤が岩盤などの良好な場合は、基礎の変形が無視できるため、橋脚下端を固定と仮定して固有周期を求めてよい。しかし、支持地盤が軟弱の場合については、地盤の変形、および基礎の並進・回転などの影響を考慮したうえで固有周期を計算する必要がある。

る。特に、杭基礎、井筒基礎、ケーソン基礎の場合には、地盤と基礎の変形が橋の固有周期を決める重要な要素となるので留意する必要がある。

次に、橋の減衰定数としては、通常の橋の場合は橋の固有周期（ T 秒）に応じて変化させる方法が考えられる。3.3に示したように、微小振幅時の橋の減衰定数（臨海減衰に対する比、 h ）の実測の値として、 $h = 0.02/T$ が得られている。強震時の減衰定数としては、これより相当大きな値が期待できる。一方、高い橋脚を有する橋のように、橋脚躯体部の弾性変形が卓越する場合には、一般に減衰定数は小さく、実測の平均値（微小振幅時）として $h = 0.013$ が得られている。この場合も強震時の減衰としては、これより大きな値が期待できる。

一方、橋の地震応答については、地盤加速度が大きくなるに従って、一般に応答倍率が小さくなるという実測結果に注目すべきである。すなわち、橋の耐震設計のための応答解析では、強震時を対象としている訳であるから、地盤と橋の非線型性を考慮することが必要である。しかし、基礎の支持地盤が良好な場合、あるいは高橋脚の場合などについては、必ずしもこの傾向がみられず、線型系の解析で十分な精度が得られる場合もある。さらに、地中に深く根入れされた基礎をもつ橋の場合には、地震時に橋脚が周辺支持地盤とほとんど同一の振動をしており、橋脚よりむしろ周辺地盤の地震時挙動を正しく評価していくことがとくに重要である。

7.5 地盤の動的性状

橋の耐震性を確保するうえで、周辺地盤の変形と強度の動的性状を正しく把握することが重要となる。地盤の動的性状としては、土の変形特性、地盤種別、砂質地盤の地震時液状化などに注目すべきであり、以下にその取扱いについて述べる。

〔1〕 土の動的変形特性と地盤種別

土のせん断変形係数(G)と減衰性は原位置から採取した試料に対して適切な室内土質試験を行って算定するか、原位置試験におけるせん断波速度(V_s)の実測値を基本として算定するのがよい。等価線型法による地盤の地震応答解析においては、地震時に地盤に生じるであろうひずみレベルを考慮したうえで、解析に用いる土のせん断変形係数を推定する必要がある。最近の地盤の地震応答解析では、土の非線型性を直接的に取入れる直接非線型法が用いられることが多くなってきた。この場合には、原位置から採取した土質試料に対する室内試験結果などを参照して、土の応力-ひずみ関係を出来るだけ忠実に設定する必要がある。

また、原位置の標準貫入試験(N 値)を用いて近似的にせん断波速度(V_s)を推定することが可能であり、式(7.2)に実験式を示した。しかし、この推定には、かなりの誤差を含むことを承知したうえで解析を行う必要がある。

次に、地盤種別については、7.2で述べたように設計震度を決定する重要な要素である。7.2では表層地盤の卓越周期の大きさにより地盤種別を行う方法を示した。この卓越周期の算定にあたっては、表層地盤の剛性と深さを決める必要がある。これは簡便的には原位置の標準貫入試験によることが出来るが、厳密にはボーリング孔を利用したせん断波速度(V_s)

の測定を行い、これにより地盤の卓越周期を算定するのがよい。

〔2〕 地盤液状化の耐震計算上の取扱い

5.4 に砂質地盤の地震時液状化の判定方法を示したが、ここでは液状化抵抗率 F_L および液状化指数 I_L を橋の耐震設計に応用する場合の実務的な取扱いについて述べる。

まず、液状化抵抗率 F_L については、図 5.6 3 に示したように、深さごとの液状化発生の有無と F_L 値との間に明確な関係があることがわかる。すなわち、深さ 11 m 程度より浅く、かつ F_L がおおむね 1.0 より小さい深さでは、液状化有りが大部分であり、それ以外ではほとんど液状化無しとなっている。さらに、個々の場合を検討してみると、構造物に甚大な被害が発生したのは、 F_L が 0.6 程度以下と相当小さい場合が多い。従って、 F_L が 1.0 以下であっても、 F_L 値の大きさによって耐震計算上の取扱いを変えるのが妥当と考えられる。

この点に加えて、地盤の液状化が構造物に与える影響は、地形の状況や構造物の種類を考慮して議論する必要がある。構造物の耐震性に関連して地盤の液状化が問題となるのは、大別して、地盤のすべりを問題とする場合（斜面の安定など）、地盤の水平支持力を問題とする場合（橋梁下部構造の水平抵抗など）、および地盤の鉛直支持力を問題とする場合（浅い基礎や地中埋設物の鉛直支持など）の 3 ケースが考えられる。これらの各場合について、上記 F_L 値に対する耐震設計上の取扱いを十分吟味する必要がある。このうち、橋梁下部構造の基礎周辺地盤の水平抵抗を問題とする場合、次のような取扱いが提案される。

- 1) $F_L > 1.0$ の砂層：液状化の発生がないか、あってもその影響は小さいものと考え、耐震計算上の地盤定数（支持力や地盤反力係数）として、常時の値を用いる。
- 2) $1.0 \geq F_L > 0.8$ の砂層：軽度の液状化が発生するものと考え、耐震計算上の地盤定数として、常時の値を一部軽減（例えば $2/3$ ）させたものを用いる。
- 3) $0.8 \geq F_L > 0.6$ の砂層：中程度の液状化が発生するものと考え、耐震計算上の地盤定数として、常時の値をかなり軽減（例えば $1/3$ ）させたものを用いる。
- 4) $0.6 \geq F_L$ の砂層：完全液状化が起こり、その影響が大きいと考え、耐震設計上の地盤定数は期待しない（すなわち、支持力や地盤反力係数を 0 とみなす）。

上記の取扱いは、 F_L の算定法とともに道路橋示方書・V耐震設計編に反映され、道路橋の耐震設計の実務に取り入れられている。

次に、液状化指数 I_L については、ある地域の液状化予測地図の作成などに利用することができる。すなわち、ある地域全体にわたって、可能な限りのボーリング資料を収集し、各ボーリング点について F_L 値と I_L 値を計算する。ついで、この I_L 値の大小により、5.4 に記述した事項を参照して、各地点における地震時液状化の有無と程度を推定する訳である。実際に、この I_L 値を基本としてある地域（静岡県内）の液状化の可能性を求めた例がある。

7.6 道路橋の耐震設計で考慮すべき諸事項

道路橋の耐震設計を行うための重要な要素として前節までに、設計震度、地震応答解析を用

いる入力地震動、道路橋の振動性状と地震応答、地盤の動的性状について述べた。実際の耐震設計に際しては、これら以外にも考慮すべき各種の項目がある。代表的なものとして、鉄筋コンクリート構造物のじん性（地震時の変形性能）の確保、落橋防止措置、支承部の地震荷重、地震時の動土圧と動水圧、耐震設計上の地盤面などがある。以下、これらの事項について、その耐震設計上の留意点を概述する。

〔1〕 鉄筋コンクリート構造物のじん性

コンクリート構造物は鋼構造物に比べて一般に、地震時にぜい性的な破壊を起こしやすい。このことは、1978年の宮城県沖地震の際に多数の鉄筋コンクリート橋脚が破損したことによっても指摘されている。鉄筋コンクリート橋脚・橋台の設計にあたっては、主鉄筋の応力度が降伏点をこえてからもある範囲内で、ぜい性的な破壊を生じることなく変形し得るような、適度のじん性（変形性能）を付与するよう設計する必要がある。

〔2〕 落橋防止措置

橋の耐震設計を行うにあたっては、万一、設計で想定した以上の地震力が作用することがあっても、桁（上部構造）の落橋事故だけは防止出来るよう配慮しておくことが重要である。橋の落橋防止措置としては、(1)支承の移動制限装置、(2)下部構造頂部の余裕幅、(3)落橋防止装置（桁と下部構造の連結、隣りあう桁どうしの連結、および桁または下部構造の突起）の設置の3者が考えられる。通常の橋にあつては、これらのうち少なくとも2者を満足することにより橋の落橋防止に万全を期すことが必要である。なお、落橋防止装置の設計に用いる震度としては、通常の設計震度を上まわる値（例えば2倍）を採用すべきである。

〔3〕 支承部の地震荷重

支承には地震荷重として水平力および鉛直力（上揚力）を考える必要がある。この際、地震荷重は一般に、すべてアンカーボルトによって下部構造に伝達されるものとして、アンカーボルトの寸法を決める必要がある。1支承あたりのアンカーボルトの最小本数は2本とする。また、アンカーボルトの直径と埋込み長は地震荷重に対して安全なよう決定するが、それぞれの下限値の規定を考慮する必要がある。

〔4〕 地震時の動土圧と動水圧

橋台や擁壁などの抗土圧構造物には地震時に土圧が増加して作用する。また貯水池や海中の橋脚では静水圧のほかに地震時に動水圧が作用する。橋梁下部構造の耐震設計にあたっては、これらを考慮する必要がある。また、地震応答解析においても、これらの影響を作用力または付加質量として適切に考慮する必要がある。

〔5〕 耐震設計上の地盤面

橋梁基礎の耐震設計上の地盤は、通常は常時の設計で考慮する設計地盤面をとることができる。しかし、完全液状化する砂質土層またはごく軟弱な粘性土層が表層にある場合は、この部分を見捨て、その下面を耐震設計上の地盤面と仮定し、耐震性を向上させる方向の設計を行う必要がある。

8. 結 論

本論文は、道路橋の耐震設計を合理化していくことを目的として、著者が実施してきた各種の調査結果をとりまとめたものである。すなわち、過去の主要地震による道路橋の震害調査、道路橋の現場振動実験、強震動の観測と解析、地盤の動的性状の実験的検討、さらには橋の地震応答特性調査などの成果を示した。これらの調査研究から道路橋の耐震設計にあたっては次の諸点が重要であることが指摘されよう。なお、各課題ごとの詳細な成果は、各章にまとめてあるので、ここでは総合的な結論を示すことにする。

- 1) 橋の耐震設計にあたっては、合理的な設計震度を考慮する必要がある。橋の設計震度の決定に際しては、地震活動度、地盤特性、地盤と構造物の動的相互作用、橋の振動性状、橋の重要度などを考慮する必要があることを指摘した。
- 2) 橋の耐震性を確保する上においては、震度法による耐震設計に加えて、地震応答解析や地震時変形性能（じん性）の検討を行うのがよい。これらの解析にあたっては、適切な入力地震動を選定する必要がある。本論文では、対象とする地震の規模と震央距離および建設地点の地盤条件を与えて、既往の強震記録から適切な地震動強度と波形を設定する方法を提案した。
- 3) 道路橋の地震応答解析における解析モデルは、地盤と構造物の動的相互作用の効果、同種構造物の振動実験結果、地震観測結果などを参照して適切な振動系を設定する必要があることを示した。
- 4) 橋の耐震設計と地震応答解析にあたっての、架橋地点周辺地盤の動的性状（地盤の変形特性と強性特性）の算定方法、ならびに、飽和した砂質地盤の地震時液状化の判定方法を提案し、実務設計に反映させた。
- 5) 橋の耐震設計にあたっては、上述の他、鉄筋コンクリート構造物の終局耐力、落橋防止措置、支承部の設計、地震時の動土圧と動水圧、および耐震設計上の地盤面などについて十分の配慮が必要である。
- 6) 最後に、現在までの道路橋の耐震設計基準に十分に反映できない項目で、今後早急に解決をはかるべき課題として次のものがあげられる。
 - A) 強震時における震央付近の地震動の特性、および地盤による地震動の変化
 - B) 地盤と構造物の動的相互作用の解析とその効果を考慮した橋の設計震度の合理化
 - C) 砂質地盤の地震時液状化現象の判定とその耐震設計上の取扱方法の合理化
 - D) 橋の各部分、とくに支承部分と落橋防止装置に実際に作用する地震力の把握と設計震度の合理化

これらの課題について今後とも調査・研究を行い、その成果を反映させることにより、道路橋の耐震設計法をさらに合理化していくことが必要である。

参 考 文 献

1. 総 論

- 1) 日本道路協会, 「道路橋耐震設計指針・同解説」1972. 4
- 2) T. Iwasaki, 'Earthquake - Resistant Design of Bridges in Japan,' 土木研究所集報第29号, 1973. 5
- 3) 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, 1977. 3
- 4) 日本道路協会, 「道路橋示方書・同解説, V耐震設計編」1980. 5

2. 道路橋の震害調査

- 1) 土木学会・復興局, 「大正12年関東大地震震害調査報告」土木学会編, 1927. 1
- 2) 建設院第一技術研究所・鉄道技術研究所港湾研究室, 「昭和21年12月21日南海地震調査報告」建設院第一技術研究所概報, 1948. 6
- 3) 建設省土木研究所, 「昭和23年6月28日北陸震災調査報告」建設省土木研究所報告第78号, 1949. 3
- 4) 栗林栄一, 「橋脚の耐震性について(I), (II)」土木技術資料Vol. 3-5, 1961. 5; 同Vol. 4-1, 1962. 1
- 5) 多田安夫, 松野三郎, 山村和也, 栗林栄一, 「東北地震震害調査(I), (II)」土木技術資料Vol. 4-10, 1962. 10; 同Vol. 4-11, 1962. 11
- 6) 建設省土木研究所, 「新潟地震調査報告」土木研究所報告第125号, 1965. 1
- 7) 土木学会, 「昭和39年新潟地震震害調査報告」1965
- 8) 建設省土木研究所, 'Damage to Roads, Dikes, and Highway Bridges during the Tokachioki Earthquake,' 土質工学論文報告集 1970. 6
- 9) 建設省土木研究所, 「1968年十勝沖地震災害調査報告」土木研究所報告141号, 1970. 11
- 10) 岩崎敏男, 'Earthquake - Resistant Design of Bridges in Japan,' 土木研究所集報第29号, 1973. 5
- 11) T. Iwasaki, J. Penzien, R. C. Clough, 'Literature Survey - Seismic Effects on Highway Bridges,' EERC Report No. 72-11, University of California, 1972-11
- 12) 岩崎敏男, 川島一彦, 常田賢一, 「1978年6月宮城県沖地震被害調査概報」土木研究所資料第1422号, 1978. 10
- 13) T. Okubo, T. Iwasaki, 'Summary of Experimental and Analytical Seismic Research Performed Recently on Bridges in Japan,' Proc. of A Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridges, Applied Technology Council, 1979. 11
- 14) T. Iwasaki, K. Kawashima, 'Damage to Civil Engineering Structures due to the Near Izu-Ohshima Earthquake of January 14, 1978,' South Pacific Regional

Conference on Earthquake Engineering, 1979. 5 ; and Bulletin of New Zealand Society of Earthquake Engineering Vol. 12-3, 1979. 6

- 15) 大久保忠良, 大橋昭光, 岩崎敏男, 川島一彦, 常田賢一, 「1978年宮城県沖地震による土木施設の被害概況」日米天然会議, 耐風耐震構造専門部会, 第11回合同部会会議録, 建設省土木研究所, 1979. 9
- 16) 土木学会東北支部, 1978年宮城県沖地震調査委員会「1978年宮城県沖地震調査報告書」土木学会東北支部, 1980. 4
- 17) E. Kuribayashi, T. Iwasaki, 'Progress Report of Research Works in Bridge Earthquake Engineering at the Public Works Research Institute, Japan,' Seventh World Conference on Earthquake Engineering, 1980. 9

3. 道路橋の振動性状

- 1) 栗林栄一, 「橋りょう杭基礎の振動時の弾性および減衰性について」地震工学国内シンポジウム, 1962. 11
- 2) 久保慶三郎, 「橋脚振動の減衰性と振動性状」同上, 1962. 11
- 3) 土木研究所, 「新葛飾橋橋脚振動試験」建設省土木研究所, 1966. 3
- 4) 高田孝信, 栗林栄一, 岩崎敏男, 「新葛飾橋の耐震実験」土木学会地震工学研究発表会, 1964. 10
- 5) 伊藤学, 片山恒雄, 「橋梁構造の振動減衰」土木学会論文集第117号, 1965. 5
- 6) 土木研究所, 「新葛飾橋振動試験」土木研究所資料第150号, 1966. 3
- 7) 栗林栄一, 岩崎敏男, 「橋梁下部構造の振動実験調査結果」土木研究所資料第152号, 1966. 3
- 8) 岩崎敏男, 小山田欣裕, 「鳥井大橋振動試験」土木研究資料第342号, 1968. 2
- 9) 土木研究所, 「底沢橋振動試験報告書」土木研究所資料第346号, 1968. 3
- 10) 栗林栄一, 岩崎敏男, 「橋梁の耐震設計に関する研究(Ⅱ) — 橋梁の振動減衰に関する実測結果 — 」土木研究所報告第139号, 1970. 5
- 11) 日本道路協会, 「道路橋耐震設計指針・同解説」1972. 4
- 12) E. Kuribayashi, T. Iwasaki, 'Dynamic Properties of Highway Bridges,' Proc. of Fifth World Conference on Earthquake Engineering, 1973. 6
- 13) 日本道路協会, 「道路橋設計示方書・同解説, V耐震設計編」1980. 5

4. 地震動の性質

- 1) M.A. Biot, 'Analytical and Experimental Methods in Engineering Seismology,' Trans, ASCE, Paper No. 2183. 1943
- 2) G.W. Housner, R.R. Martel, J.L. Alford, 'Spectrum Analysis of Strong-Motion

- Earthquakes, ' Bull. of Seismological Society of America, Vol. 43, No. 2, 1953. 4
- 3) 高橋忠, 「ダム地点の地震動と構造物の Response について」電研月報, Vol. 4, No. 5, 1955
 - 4) G.W. Housner, ' Behaviors of Structures during Earthquakes, ' Journal of E.M., Proc. of ASCE, 1959. 10
 - 5) 高田孝信, 大久保忠良, 栗林栄一, 「橋梁の耐震設計に関する研究(I) — 地震応答スペクトル・1964 —」土木研究所報告第128号, 1965. 10
 - 6) 土田肇, 山田通一郎, 倉田栄一, 須藤克子, 「港湾地域強震観測年報(1963, 1964)」港湾技術研究所資料No. 55, 1968; 「同(1965, 1966)」同No. 62, 1968
 - 7) T. Katayama, ' A Note on the Acceleration Ratio Spectrum of Seventy Japanese Strong-Motion Earthquake Records, ' Bull. of Faculty of Science and Engineering Chuo Univ., Vol. 12, 1969
 - 8) 土田肇, 倉田栄一, 須藤克子, 「港湾地域強震観測年報(1967)」港湾技術研究所資料No. 64, 1969; 「同No. 98, 1970; 「1968年十勝沖地震とその余震の港湾地域における強震記録」, 同No. 80, 1969; 「港湾地域強震観測年報(1969)」, 同No. 100, 1970; 「同(1970)」, 同No. 116, 1971
 - 9) S. Hayashi, H. Tsuchida, E. Kurata, ' Acceleration Response Spectra on Various Site Conditions, ' Proc., 3 Japan Earthq. Eng. Symposium, 1970. 11
 - 10) 栗林栄一, 岩崎敏男, 辻勝成, 「地震応答スペクトルに及ぼす諸因子」, 土木学会第11回地震工学研究発表会, 1971. 7
 - 11) 日本道路協会, 「道路橋耐震設計指針・同解説」 1972. 4
 - 12) 本州四国連絡橋公団, 「本州四国連絡橋耐震設計指針」 1972
 - 13) E. Kuribayashi, T. Iwasaki, Y. Iida, K. Tuji, ' Effects of Seismic and Subsoil Conditions on Earthquake Response Spectra, ' Proc. of International Conference on Microzonation for Safer Construction, Research and Application, Vol. II, 1972
 - 14) 倉田栄一, 石坂徳三, 土田肇, 「港湾地域強震観測年報(1971)」港湾技術研究所資料No. 36, 1972; 「同(1972)」, 同No. 160, 1973; 「同(1973)」, 同No. 181, 1974; 「同(1974)」, 同No. 202, 1975
 - 15) N.M. Newmark, J.A. Blume, K.K. Kapur, ' Seismic Design Spectra for Nuclear Power Plants, ' Proc. ASCE, Vol. 99, Po. PO 2, 1973
 - 16) 土田肇, 倉田栄一, 石坂徳三, 林聡, 「各種地盤における平均応答スペクトル」港湾技術研究所報告, Vol. 12, No. 4, 1973
 - 17) 佐伯光昭, 片山恒雄, 岩崎敏男, 「我国の地盤上で得られた地震動の加速度波形記録および

び加速度応答スペクトルの特性について」土木学会第31回年次学術講演会講演概要集第1部, 1976

- 18) T. Iwasaki, T. Katayama, 'Statistical Analysis of Strong-Motion Earthquake Response Spectra,' Proc. of U.S.-Japan Seminar on Earthquake Engineering Research with Emphasis on Lifeline Systems, Tokyo, 1976
- 19) 建設省, 「新耐震設計法(案)」, 総合技術開発プロジェクト・新耐震設計法の開発研究報告書, 土木研究資料第1185号, 1977. 3
- 20) 土木研究所, 「昭和51年度総合技術開発プロジェクト・耐震技術に関する研究開発報告書」, 土木研究所資料第1250号, 1977. 3
- 21) 片山恒雄, 岩崎敏男, 佐伯光昭, 「地震動加速度応答スペクトルの統計解析」, 土木学会論文報告集Vol. 275, 1978. 7
- 22) 岩崎敏男, 若林進, 川島一彦, 高木義和, 相沢興, 「土木構造物における加速度強震記録 No. 1)」土木研究所集報第32号(1978. 3); 「同(No. 2)」同33号(1978. 10); 「同(No. 3)」同34号(1978. 10); 「同(No. 4)」同35号(1980. 3); 「同(No. 5)」同36号(1980. 3)
- 23) 岩崎敏男, 若林進, 常田賢一, 「加速度記録の統計解析」土木技術資料Vol. 20-4, 1978. 4
- 24) T. Iwasaki, T. Katayama, K. Kawashima, M. Saeki, 'Statistical Analysis of Strong-Motion Acceleration Records Obtained in Japan,' Proc. of Second International Conference on Microzonation for Safer Construction, Research and Application, 1978. 11~12
- 25) 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, 1979. 8
- 26) 日本道路協会, 「道路橋示方書・同解説, V耐震設計編」1980. 5
- 27) T. Iwasaki, K. Kawashima, M. Saeki, 'Effects of Seismic and Geotechnical Conditions on Maximum Ground Accelerations and Response Spectra,' Proc. of Seventh World Conference on Earthquake Engineering, 1980. 9

5. 土の動的変形特性と動的強度

- 1) K. Iida, 'The Velocity of Elastic Waves in Sand,' Bull. of Earthquake Research Institute, Vol. 16, 1936
- 2) H.J. Gibbs, W.G. Holtz, 'Research on Determining the Density of Sand by Spoon Penetration Test,' Proc. of Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, 1957
- 3) G.G. Meyerhof, 'Discussion of Gibbs and Holtz Paper,' Proc. of Fourth Inter-

- national Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, 1957
- 4) B.O. Hardin, F.E. Richart, Jr., 'Elastic Wave Velocities in Granular Soils,' Journal of SMF Division, ASCE, Vol. 89, No. SM 1, 1963
 - 5) B.O. Hardin, 'The Nature of Damping in Sands,' Journal of SMFD, Proc. of ASCE, Vol. 91, No. SM 1, 1965
 - 6) B.O. Hardin, J. Music, 'Apparatus for Vibration during the Triaxial Test,' Symposium on Instrumentation and Apparatus for Soil and Rocks, STP 392, ASTM, 1965. 6
 - 7) 建設省土木研究所「新潟地震調査報告」土木研究所報告第125号, 1965. 1
 - 8) B.O. Hardin, W.L. Black, 'Sand Stiffness under Various Triaxial Stresses,' Journal of ASCE, Vol. 92, No. SM 2, 1966
 - 9) 土質工学会シラス研究委員会「えびの地震と地盤災害」土と基礎, Vol. 16, No. 9, 1968. 9
 - 10) 土質工学会震害調査委員会「1968年十勝沖地震による地盤震害調査概報」土と基礎, Vol. 16, No. 9, 1968. 9
 - 11) 土田肇, 「砂質地盤の流動化の予測と対策」運輸省技術研究所, 第21回直技研報 15, 1970
 - 12) F.E. Richart, Jr., J.R. Hall, Jr., R.D. Woods, 'Vibrations of Soils and Foundations,' Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N. J., 1970
 - 13) V.P. Drnevich, F.E. Richart, Jr., 'Dynamic Prestraining of Dry Sand,' Journal of ASCE, Vol. 96, No. SM 2, 1970. 3
 - 14) H.B. Seed, I.M. Idriss, 'Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis,' Report No. EERC 70-10, Univ. of California, Berkeley, 1970. 12
 - 15) K. Ishihara, S. Li, 'Liquefaction of Saturated Sands in Triaxial Torsion Shear Test,' Soils and Foundations, Vol. 12, No. 2, 1972. 6
 - 16) K.H. Stokoe, II, R.D. Woods, 'In-Situ Shear-Wave Velocity by Cross-Hole Method,' Journal of SMFD, Proc. ASCE, Vol. 98, No. SM5, 1972
 - 17) 日本道路協会, 「道路橋耐震設計指針・同解説」1972. 4
 - 18) K.H. Stokoe, II, F.E. Richart, Jr., 'In-Site and Laboratory Shear Wave Velocities,' Proc. Eighth ICSMFE (Moscow) Vol. 1, 1973
 - 19) Y. Yoshimi, I Tohno, 'Statistical Significance of the Relative Density,' ASTM, STP, No. 523, 1973
 - 20) 栗林栄一, 岩崎敏男, 龍岡文夫, 堀内俊一, 「土の動的変形特性 — 共振法土質試験機による測定 — 」土木研究所資料第912号, 1974. 5
 - 21) 石原研而, 安田進, 「液状化に及ぼす地震波の不規則と初期拘束圧の影響」土と基礎, Vol.

- 22) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 「土の動的性質の現場測定と室内実験」第4回日本地震工学シンポジウム, 1975
- 23) E. Kuribayashi, T. Iwasaki, F. Tatsuoka, 'Effects of Stress-Strain Conditions on Dynamic Properties of Sands,' Proc. of JSCE, No. 242, 1975. 10
- 24) E. Kuribayashi, T. Iwasaki, F. Tatsuoka, 'Effects of Particle Characteristics on Dynamic Deformation Properties of Soils,' Proc. of Fifth Asian Regional Conference on SMFE, India, 1975
- 25) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 高木義和, 吉田精一, 「土の動的変形特性に関する室内実験結果」土木学会・第14回地震工学研究発表会, 1976. 6
- 26) 栗林栄一, 岩崎敏男, 龍岡文夫, 吉田精一, 「砂地盤の動的変形特性の現場測定と室内実験」土と基礎, Vol. 23-12, Serial No. 214, 1975. 12
- 27) T. Iwasaki, F. Tatsuoka, 'Dynamic Soil Properties with Emphasis on Comparison of Laboratory Tests and Field Measurements,' Proc. of Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, 1976. 1
- 28) E. Kuribayashi, T. Iwasaki, F. Tatsuoka, 'A History of Soil Liquefaction in Japan,' Proc. of Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, 1976. 1
- 29) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 高木義和, 「広範囲な歪領域での砂の動的せん断変形特性, 低周波動的せん断試験装置の開発」土木研究所資料第1080号, 1976. 3
- 30) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 吉田精一, 「砂の動的変形特性に及ぼす粒度分布の影響」第11回土質工学研究発表会, 1976
- 31) 大橋昭光, 岩崎敏男, 龍岡文夫, 宮田浩邇, 「東京湾岸道路の曙橋および新辰己橋における地盤耐震性調査」土木研究所資料第1170号, 1976. 9
- 32) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 吉田精一, 「地盤の動的変形特性に関する実験的研究(I) —微小ひずみ領域における砂の動的変形特性—」土木研究所報告第148号, 1977. 3
- 33) 栗林栄一, 岩崎敏男, 龍岡文夫, 「地震時における砂質地盤の動的挙動に関する研究 —1974年伊豆半島沖地震の事例—」同上, 1977. 3
- 34) 大橋昭光, 岩崎敏男, 宮田浩邇, 龍岡文夫, 「地震時における地盤流動化判定法の検討」土木技術資料 Vol. 19-4, 1977. 4
- 35) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 佐伯光昭, 「N値とひずみレベルを考慮したS波速度Vsとの関係例」第12回土質工学研究発表会, 1977. 5
- 36) T. Imai, 'P- and S-Wave Velocities of Ground in Japan,' Proc. of Ninth ICSMFE, Tokyo, Vol. II, 1977. 7
- 37) M. Hakuno, T. Iwasaki, F. Tatsuoka, 'Effects of Soil Liquefaction on Dynamic

- Behavior of Pile Foundation,' Ninth ICSMFE, Tokyo, 1977. 7
- 38) T. Iwasaki, F. Tatsuoka, 'Effects of Grain Size and Grading on Dynamic Shear Moduli of Sands,' Soils and Foundations Vol. 17-3, 1977. 9
 - 39) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 森本巖, 「振動特性に基づく地盤種別分類法について」土木学会, 第32回年次学術講演会講文集 1977. 10
 - 40) M. Ohashi, T. Iwasaki, F. Tatsuoka, 'A Simplified Procedure for Assessing Seismic Liquefaction of Silty Sand Deposits,' Proc. of Central American Conference on Earthquake Engineering, 1978. 1
 - 41) T. Iwasaki, F. Tatsuoka, 'Shear Moduli of Sands under Cyclic Torsional Shear Loading,' Soils and Foundations, Vol. 18-1, 1978. 3
 - 42) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 常田賢一, 「地盤流動化の判定方法」土木技術資料 Vol. 20-4, 1978. 4
 - 43) R.K. McGuire, F. Tatsuoka, T. Iwasaki, K. Tokida, 'Probabilistic Procedures for Assessing Soil Liquefaction Potential,' Journal of PWRI, No. 9, 1978. 3
 - 44) 龍岡文夫, 岩崎敏男, 常田賢一, 「N値 — 有効上載圧 — 平均粒徑を用いた飽和砂質土の非排水動的強度の簡易推定式」第13回土質工学研究発表会, 1978. 6
 - 45) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 常田賢一, 「N値等による飽和砂質土の非排水動的強度推定式の検討」同上, 1978. 6
 - 46) T. Iwasaki, F. Tatsuoka, Y. Takagi, 'Hysteretic Damping of Sands under Cyclic Loading and Its Relation to Shear Modulus,' Soils and Foundations, 18-2, 1978. 6
 - 47) F. Tatsuoka, T. Iwasaki, et. al., 'A Method for Estimating Undrained Cyclic Strength of Sandy Soils Using Standard Penetration Resistance,' Soils and Foundations, 18-3, 1978. 9
 - 48) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 常田賢一, 安田進, 「砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法と適用例」第5回日本地震工学シンポジウム, 1978. 11
 - 49) T. Iwasaki, F. Tatsuoka, K. Tokida, S. Yasuda, 'A Practical Method for Assessing Soil Liquefaction Potential Based on Case Studies of Various Sites in Japan,' Proc. of Second International Conference on Microzonation for Safer Construction, Research and Application, 1978. 11~12
 - 50) R.K. McGuire, F. Tatsuoka, T. Iwasaki, K. Tokida, 'Assessment of the Probability of Liquefaction of Water-Saturated Reclaimed Land,' Proc. of 3rd International Conference on Applications of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering, 1979. 1~2
 - 51) F. Tatsuoka, T. Iwasaki, S. Yoshida, S. Fukushima, H. Sudo, 'Shear Modulus

- and Damping by Drained Tests on Clean Sand Specimens Reconstituted by Various Methods," Soils and Foundations, 19-1, 1979. 3
- 52) M. Ohashi, T. Iwasaki, F. Tatsuoka, K. Tokida, "A Simplified Method for Assessing Earthquake-Induced Soil Liquefaction Potential," Proc. of Second New Zealand Conference on Earthquake Engineering, 1979. 5
- 53) T. Iwasaki, F. Tatsuoka, S. Fukushima, H. Sudo, "Stress Conditions and Stress Histories Affecting Shear Modulus and Damping of Sand Under Cyclic Loading," Soils and Foundations, 19-2, 1979. 6
- 54) 岩崎敏男, 常田賢一, 「1978年宮城県沖地震による地盤被害に関する調査」土木学会第15回地震工学研究発表会, 1979. 7
- 55) 岩崎敏男, 常田賢一, 吉田精一, 「沖積粘性土の動的変形特性」土木研究所資料第1504号 1979. 9
- 56) K. Yamamura, T. Iwasaki, K. Tokida, Y. Sasaki, E. Taniguchi, "Ground Failures and Damages to Soil Structures from the Miyagi-ken-oki, Japan Earthquake of June 12, 1978," Second U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 1979. 8
- 57) 岩崎敏男, 常田賢一, 吉田精一, 「正規圧密下の沖積粘性土の動的変形特性」土木技術資料 Vol. 21-10, 1979. 10
- 58) 岩崎敏男, 常田賢一, 吉田精一, 「長期圧密・過圧密下の沖積粘性土の動的変形特性」土木技術資料 Vol. 22-2, 1980. 2
- 59) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 高木義和, 「地盤の動的変形特性に関する実験的研究(II) — 広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性 — 」土木研究所報告第153号, 1980. 3
- 60) T. Iwasaki, K. Tokida, "Studies on Soil Liquefaction Observed during the Miyagi-ken-oki Earthquake of June 12, 1978." 7WCEE, 1980. 9
- 61) S. Yasuda, K. Tokida, "Soil Liquefaction Evaluation with Use of Standard Penetration Resistances," 7WCEE, 1980. 9

6. 道路橋の地震応答

- 1) 高田孝信, 栗原利栄, 国広哲男, 「多スパン・デビダーク方式P・C橋の振動性状と耐震性について — 天草連絡橋四号橋 — 」土木研究所所報第128号, 1966. 4
- 2) 栗林栄一, 岩崎敏男, 「道路橋における松代群発地震の強震観測結果」土木技術資料 Vol. 8-10, 1966. 10
- 3) E. Kuribayashi, T. Iwasaki, "Observed Earthquake Responses of Bridges," Proc. of 4WCEE, 1969. 1
- 4) 岩崎敏男, 「橋梁基礎の耐震設計に関する動的検討」橋梁と基礎, Vol. 3-10, 1969. 10

- 5) 後藤尚男, 秋吉卓, 「弾性地盤中にある基礎構造物の地震応答特性 — 楕円断面を有する剛基礎 —」土木学会論文報告集 Vol. 117, 1970. 5
- 6) 小坪清真, 高西照彦, 「非線型地盤中の鋼管橋脚の地震応答」第3回日本地震工学シンポジウム(1970), 1970. 11
- 7) 小坪清真, 烏野清, 原田譲二, 「長大橋梁の過渡地震応答」同上, 1970. 11
- 8) 栗林栄一, 岩崎敏男, 飯田裕, 「橋の地震応答とその基準化について」日米天然会議・耐風耐震構造専門会議・第4回合同部会議事録, 土木研究所, 1972. 5
- 9) T. Iwasaki, 'Earthquake-Resistant Design of Bridges in Japan,' 土木研究所集報 No. 29, 1973. 5
- 10) T. Iwasaki, K. Kawashima, 'Seismic Analysis of Highway Bridges Using Strong-Motion Acceleration Records,' Proc. of 2nd Conference on Microzonation for Safer Construction, Research and Application, 1978. 11
- 11) T. Iwasaki, K. Kawashima, 'Seismic Analysis of a Highway Bridge Considering Soil-Structure Interaction Effects,' Proc. of South Pacific Regional Conference on Earthquake Engineering, 1979. 5
- 12) 大橋昭光, 岩崎敏男, 川島一彦, 「板島橋の地震応答の実測と解析」日米天然会議・耐風耐震構造専門部会・第11回合同部会議事録, 土木研究所, 1979. 9
- 13) 岩崎敏男, 川島一彦, 高木義和, 相沢興, 「開化橋における強震記録の解析」土木研究所資料第1532号, 1979. 10
- 14) 岩崎敏男, 川島一彦, 「強震記録を用いた道路橋井筒ケーソン橋脚の地震応答解析」土木学会論文報告集第293号, 1980. 1
- 15) 岩崎敏男, 川島一彦, 高木義和, 「道路橋井筒ケーソン橋脚の地震応答に及ぼす周辺地盤の影響の解析」土木研究所報告第154号, 1980. 3
- 16) K. Kawashima, 'Soil-Structure Interaction of a Highway Bridge with Use of Recorded Strong-Motion Accelerations,' Seventh World Conference on Earthquake Engineering, 1980. 9

7. 道路橋の耐震設計の改善

- 1) 日本道路協会, 「道路橋耐震設計指針・同解説」1972. 4
- 2) 建設省, 「新耐震設計法(案)」土木研究所資料第1185号, 1977. 3
- 3) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 佐伯光昭, 「N値とひずみレベルを考慮したS波速度 V_s との関係」第12回土質工学研究発表会, 1977. 5
- 4) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 森本巖, 「振動特性に基づく地盤種別分類法について」第32回土木学会年次学術講演会論文集, 1977. 10
- 5) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 常田賢一, 「地盤流動化の判定法」土木技術資料 Vol. 20-4, 1978. 4

- 6) A'TC, 'Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Bridges,' Applied Technology Council, 1978. 6
- 7) M. Ohashi, E. Kuribayashi, T. Iwasaki, K. Kawashima, 'An Overview of the State of Practices in Earthquake-Resistant Design of Highway Bridges in Japan,' Proc. of A Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridges, Applied Technology Council, 1979. 11
- 8) A'TC, 'Proceedings of A Workshop on Earthquake-Resistance of Highway Bridges,' Applied Technology Council, 1979. 11
- 9) 日本道路協会, 「道路橋示方書・同解説, V. 耐震設計編」 1980. 5
- 10) 渡辺定弘, 他, 「簡易式を用いた静岡県の液状化予測」第15回土質工学研究発表会, 1980. 6
- 11) E. Kuribayashi, T. Iwasaki, 'Progress Report of Research Works in Bridge Earthquake Engineering at the Public Works Research Institute, Japan,' Seventh World Conference on Earthquake Engineering, 1980. 9

道路橋の耐震設計に関する研究

ISSN 0386-5878

土研資料第2042号

昭和59年 1月

岩崎敏男

要旨 本資料は道路橋の耐震設計を改善するため、道路橋の震害、道路橋の振動性状、地震動の特性、土の動的変形特性と動的強度、道路橋の地震応答を調査し、まとめたものである。



郵便はがき

305-□□

40円切手
をはって
下さい。

建設省土木研究所

地震防災部耐震研究室 御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. 90

No. 90

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第2042号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

