

土 木 研 究 所 資 料

昭和61年度振動研究室調査試験研究成果 概 要 報 告 書

昭和62年 5 月

建設省土木研究所
地震防災部・振動研究室

Copyright © 1987 by P.W.R.I.

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

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

昭和61年度振動研究室調査試験研究成果 概 要 報 告 書

要 旨

本報告書は昭和61年度に、振動研究室が実施した調査試験研究の成果の概要をとりまとめたものであり、実施された課題数は13課題である。その内容は、強震観測、地震動の伝播特性、地盤と構造物の動的相互作用、地盤の耐震性と液状化判定等に関するものである。

キーワード：強震観測、地震入力、地震動、地震災害、地盤、動的挙動、耐震

ま え が き

この報告書は昭和61年度に振動研究室が実施した調査試験研究の概要をとりまとめたものである。当研究室の昭和61年度における課題数は13課題で、その内容は強震観測、地震動の伝播特性、地盤と構造物の動的相互作用、地盤の耐震性と液状化判定等である。

これらの課題について研究を進める上で種々、御協力頂いた関係各位に感謝申し上げたい。なお、本資料が広く活用され、我が国の地震防災対策の一助となれば幸いである。

昭和62年 5 月

地震防災部	振動研究室	室 長	佐々木 康
		研究員	田村 敬一
		〃	柴原 徹郎
		〃	松本 秀應
		技 官	近藤 益央
		〃	相沢 興
		〃	吉見精太郎
		事務官	佐藤たか子

目 次

(1) 部費, 一般研究	
1. 土木技術に関する基礎研究	
1.5 地震動の特性に関する研究	
1.5.1 表層地盤における地震動伝播特性に関する研究	1
(2) 部費, 強震観測経費	
1. 高密度強震観測経費	7
(3) 科学技術振興調整費	
4. 地震に伴う大規模斜面崩壊に関する研究	
4.1 崩壊の発生と崩壊土砂の流下機構の解明	15
(4) 道路事業調査費, 試験調査	
5. 土工および土工構造物に関する試験調査	
5.2 道路盛土の耐震性に関する試験調査	
5.2.3 盛土の破壊に及ぼす鉛直地震動の影響に関する試験調査	29
(5) 道路事業調査費, 試験調査	
8. 道路の災害防止と道路施設の耐震性に関する試験調査	
8.3 道路施設の耐震性に関する試験調査	
8.3.1 道路橋の設計震度算定法に関する試験調査	31
(6) 道路事業調査費, 試験調査	
8. 道路の災害防止と道路施設の耐震性に関する試験調査	
8.4 地震動及び地盤の動的挙動に関する試験調査	
8.4.1 地盤震害予測手法に関する試験調査	33
(7) 道路事業調査費, 大規模特殊事業計画調査	
1. 自然条件に関する試験調査	
1.2 地震動に関する試験調査	
1.2.1 軟弱地盤上の連続高架橋の設計地震動に関する試験調査	35

(8) 道路事業調査費，大規模特殊事業計画調査	
1. 自然条件に関する試験調査	
1.3 地盤の耐震性調査	
1.3.1 液状化地盤中の構造物の耐震設計法に関する試験調査	37
(9) 河川事業調査費	
3. 河川構造物調査	
3.2.1 特殊堤の耐震性に関する調査	39
(10) 河川総合開発事業調査費	
5. 地震時におけるダムの挙動に関する調査	
5.4.1 硬質地盤における地震動特性に関する調査	47
(11) 地建依頼経費	
1. 地方建設局からの依頼による試験	
1.4 河川施設の強震計の点検調査	51
(12) 地建依頼経費	
1. 地方建設局からの依頼による試験	
1.7 ダムの強震計の点検調査	53
(13) 受託工事費	
1. 本州四国連絡橋に関する調査	
1.3 明石海峡大橋の設計地震入力に関する調査試験	55
付属資料1 昭和61年度口頭発表論文	
1. 第21回土質工学研究発表会（昭和61年6月10日～12日）	63
1.1 三次元同時地震観測記録に基づく地震動の増幅特性の検討	
1.2 液状化地盤中の杭の水平抵抗に関する実験	
1.3 液状化地盤中の杭の水平力による変形に関する実験	
1.4 繰返し荷重による砂の永久変形量について	

2.	土木学会第41回年次学術講演会（昭和61年11月22日～24日）	71
2.1	気象庁1倍強震計の記録精度に関する実験的検討	
2.2	大規模斜面崩壊時の推定地震動	
2.3	下水道施設の被害と地震動強さの関係について	
2.4	粘性土地盤上の盛土の水平加振による永久変形	
2.5	地震動波形の繰返し特性	
2.6	日本海中部地震による八郎潟堤防の被害量と周辺での填砂量の関係	
3.	第25回土木研究所研究発表会（昭和61年12月9日～10日）	83
3.1	大規模斜面に作用する地震動特性に関する検討	
4.	第7回日本地震工学シンポジウム（昭和61年12月10日～12日）	87
4.1	高密度強震観測記録に基づく地震動の増幅特性および伝播速度の解析	

付属資料2 強震観測記録及び観測所一覧

1.	強震記録収集、数値化状況	95
2.	強震計設置状況表	97
3.	強震計設置位置図	98
4.	強震計設置位置一覧表	106

(1) 部費，一般研究

1. 土木技術に関する基礎研究

1. 5 地震動の特性に関する研究

1. 5. 1 表層地盤における地震動伝播特性に関する研究

振動研究室 室長 佐々木康

・ 研究員 田村敬一

・ 桑原徹郎

相沢 興

吉見祐太郎

1. まえがき

構造物の耐震設計においては、地震動に及ぼす地盤条件、地形条件等の影響を考慮することが必要である。しかしながら、このような諸要因が地震動に及ぼす影響は、まだ十分には解明されていないのが実情である。そこで、本研究は地震動がどのように地盤中を伝播するかを明らかにし、上記諸要因が地震動に及ぼす影響を解明し、合理的な地震入力の設定方法を確立することを目的に昭和58年度より開始されたものである。昭和58年度には、土木研究所構内で得られた高密度強震観測記録をもとに地震時地盤ひずみの検討を行うとともに、高密度強震観測に用いるデジタル強震計の記録精度について実験的に検討した。昭和59年度には、上記高密度強震観測記録をもとに、地震動の伝播方向を考慮した上で、その水平方向の伝播速度について予備的に検討した。昭和60年度には、記録数を増やして、地震動の伝播速度について検討するとともに、最大加速度および加速度応答スペクトルを指標として、地震動の地盤内増幅特性について検討した。

本年度は、土木研究所構内で得られた高密度強震観測記録をもとに算出した地震時地盤ひずみについて、地盤ひずみと地震のマグニチュードおよび震央距離との関係について予備的に検討した。また、駿河湾沿岸の高密度強震観測場で得られた記録をもとに、地震動の伝播速度について検討した。

2. 研究目的

地震動がどのように地盤中を伝播するかを明らかにし、地盤条件、地形条件等が地震動に及ぼす影響を解明し、合理的な地震入力の設定方法を確立する。また、応答変位法による地中構造物の耐震設計で重要な地震時地盤ひずみの大きさを実測資料に基づき評価する。

3. 研究方法および研究結果

3.1 地盤ひずみと地震のマグニチュードおよび震央距離との関係¹⁾

3.1.1 土木研究所構内の高密度強震観測場の概要および解析対象記録

土木研究所構内(A地区)では、図1に示すように、一辺の長さが100mの十字形の測線に沿って、地表に3点、地表面下2mに5点、地表面下約50mに5点の計13点に換振器を配して高密度強震観測

を行っている。観測は昭和54年より開始されており、昭和62年3月現在74地震による記録(以下、地震の発生順にEQ-1～EQ-74と呼ぶ)が得られている。本検討において解析の対象とした記録は、EQ-1～EQ-50の50地震のうちマグニチュード4未満の地震等による記録を除く。合計42地震による記録である。

3.1.2 地震時地盤ひずみの計算方法

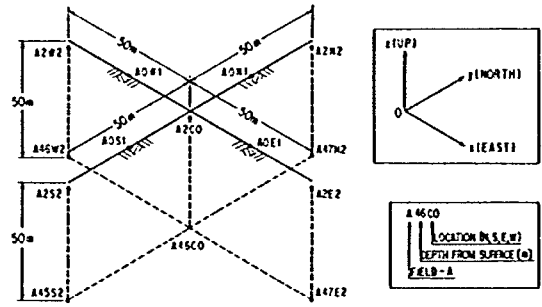
地盤ひずみを算出するためには地震動の変位を求める必要がある。観測で得られた加速度記録から変位を求める方法としては、振動数領域で強震計の特性を補正するためのフィルターをかり、数値積分を行う方法を用いた。ここで、フィルターの低振動数側および高振動数側の遮断振動数は、それぞれ、 $1/5$ Hzおよび20 Hzとした。次に、変位から地盤ひずみを計算するために、図2に示すような4観測点から成る4面体を想定する。ここで、有限要素法の手法を用い、4面体内の点(x, y, z)における変位 $u(t)$, $v(t)$, $w(t)$ が次式のように x, y, z の一次関数で表されるものと仮定する。

$$\begin{aligned} u &= \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 z \\ v &= \alpha_5 + \alpha_6 x + \alpha_7 y + \alpha_8 z \\ w &= \alpha_9 + \alpha_{10} x + \alpha_{11} y + \alpha_{12} z \end{aligned} \quad (1)$$

ここで、 α_i ($i=1 \sim 12$) は未定定数であるが、4観測点の x, y, z 方向の座標および変位を与えることにより定めることができる。式(1)により変位 u, v, w が求められれば、地盤ひずみ $\{\epsilon\}$ は次のように求められる。

$$\begin{aligned} \{\epsilon\} &= \{\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}\}^T \\ &= \left\{ \frac{\partial u}{\partial x}, \frac{\partial v}{\partial y}, \frac{\partial w}{\partial z}, \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}, \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}, \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right\}^T \quad (2) \end{aligned}$$

ここで、式(2)による地盤ひずみ $\{\epsilon\}$ は、式(1)に示したように変位を座標の一次関数で表しているため4面体内では一定となり、この意味では本検討で求められる地盤ひずみは4面体内の平均的なひずみに相当する。



注) A0E1点は昭和57年9月16日まで観測
A2W2点は昭和57年9月16日より観測

図1 強震計の設置位置(工本研究所A地区)

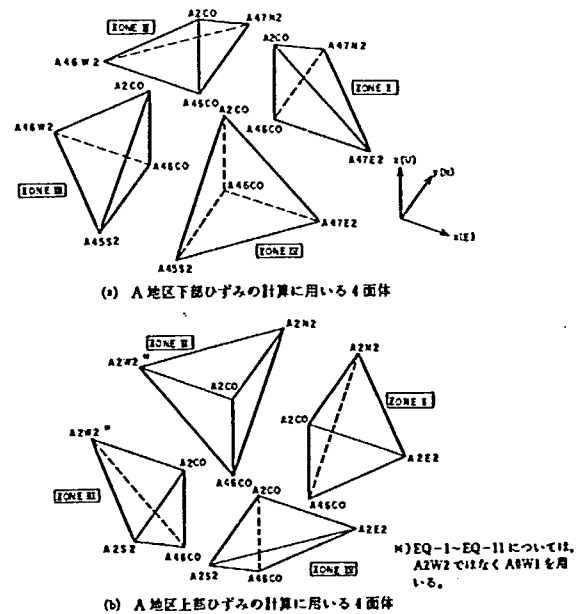


図2 地盤ひずみ計算用の4面体

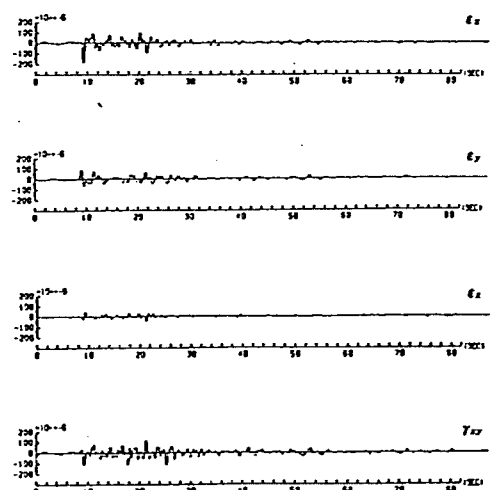


図3(1) 地盤ひずみの計算例(EQ-28, A地区下部ひずみ, ゾーンI)

3.1.3 地震時地盤ひずみの計算

上述の手法により、土木研究所構内で得られた合計42地震による記録をもとに地震時地盤ひずみの計算を行った。地盤ひずみは、図2(a)に示すように地表面下50m付近の観測点を中心とした4個の4面体から算出する地盤ひずみ(A地区下部ひずみ)；図2(b)に示すように地表面付近の観測点を中心とした4個の4面体から算出する地盤ひずみ(A地区上部ひずみ)の2種類に区分して計算を行った。地盤ひずみ波形の一例を図3に示す。

3.1.4 地震時地盤ひずみと地震のマグニチュードおよび震央距離との関係

最大地震動(最大加速度、最大速度、最大変位)および加速度応答スペクトルと地震のマグニチュードおよび震央距離との関係式(距離減衰式)に関しては、現在までに各種の検討が行われている。それらの結果によれば、実用的な距離減衰式としては次式が実測値との対応がよいとされている。

$$X(M, \Delta) = a \times 10^{bM} \times (\Delta + \Delta_0)^c \quad (3)$$

ここで、

X ：最大地震動もしくは加速度応答スペクトル値、

M ：地震のマグニチュード、 Δ ：震央距離、

Δ_0 ： Δ が小さい範囲の X を調整するための定数、

a, b, c ：係数

本検討では、A地区下部ひずみおよびA地区上部ひずみのそれぞれについて、最大ひずみ(4個の各4面体における最大ひずみを平均した値)の距離減衰式が式(3)により表されるものと仮定し、係数 a, b, c を求めた。ただし、ここで、解析の対象とする地盤ひずみは水平面内の伸縮ひずみ(ϵ_x, ϵ_y)およびせん断ひずみ(γ_{xy})とした。また、式(3)中の Δ_0 については、文献(2)を参考にして30kmとした。重回帰分析により式(3)の係数を求めると表1に示すようになる。さらに、A地区下部ひずみの場合について、最大ひずみの距離減衰特性を示すと図4のようになる。これらの結果より次の事項が指摘される。

1) A地区下部ひずみの距離減衰は、既往の最大地震動の距離減衰²⁾(震央距離の-1.2乗程度)よりも小さい。

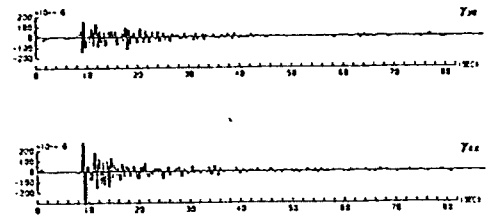
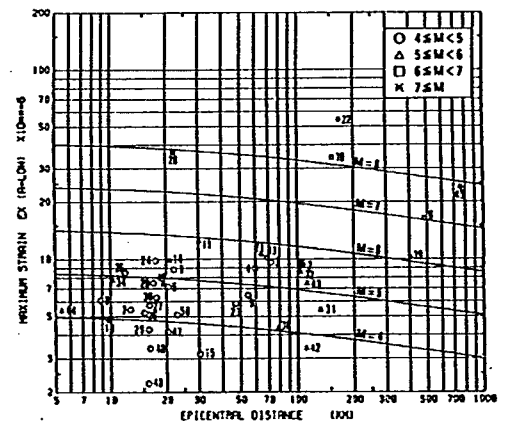


図3(2) 地盤ひずみの計算例

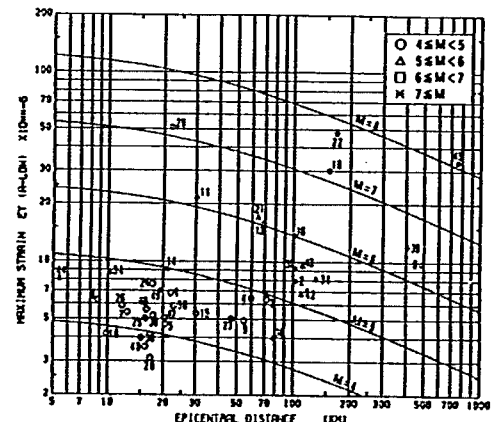
表1 距離減衰式の係数の一覧

区 分		係 数			重相関係数	標準誤差
地 区	ひずみ	a	b	c	R	σ
A地区下部	ϵ_x	1.936	0.227	-0.149	0.652	0.220
	ϵ_y	0.833	0.350	-0.431	0.817	0.176
	γ_{xy}	1.030	0.285	-0.216	0.767	0.195
A地区上部	ϵ_x	0.438	0.795	-1.400	0.875	0.223
	ϵ_y	0.479	0.507	-0.618	0.900	0.183
	γ_{xy}	0.749	0.743	-1.279	0.875	0.256

(注) 巨峰式： $\epsilon = a \times 10^{bM} \times (\Delta + 30)^c \times 10^{-4}$



(a) A地区下部ひずみ ϵ_x



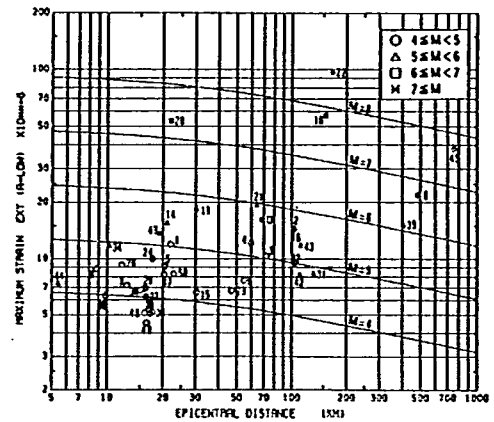
(b) A地区下部ひずみ ϵ_y

図4(1) 最大地盤ひずみの距離減衰特性

2) A地区下部ひずみの伸縮ひずみ ϵ_x と ϵ_y と比較すると、 ϵ_x の距離減衰が小さい。この理由としては、 10×10^4 程度以上の比較的大きなひずみに注目した場合に、 $\Delta \leq 100(\text{km})$ では $\epsilon_x \approx \epsilon_y$ となるのに対して、 $\Delta \geq 100(\text{km})$ では $\epsilon_x \geq \epsilon_y$ となることが考えられる。ただし、このような現象が生ずる原因については、現状でははっきりしない。

3) A地区上部ひずみの距離減衰式は、A地区下部ひずみの距離減衰式と比較して、マグニチュードの影響を敏感に受け、震央距離による減衰が大きい。

4) 一般に、同一マグニチュードおよび同一震央距離で比較すると、せん断ひずみの方が伸縮ひずみよりも大きい。



(c) A地区下部ひずみ γ_{xy}

図4(2) 最大地盤ひずみの距離減衰特性

3.2 地震動の伝播速度

昭和60年度までの検討に引き続き、本年度は駿河湾沿岸の4地区の高密度強震観測場で得られた記録をもとに、地震動の水平方向の伝播速度について検討した。ただし、ここでは紙面の都合上、相良地区高密度強震観測場で得られた記録の解析結果を中心に示すことにする。

3.2.1 相良地区高密度強震観測場の概要

相良地区高密度強震観測場は静岡県御前崎の北に位置する相良町内に展開されている。本地区は駿河湾に注ぐ萩間川沿いの地区であり、萩間川の後背低地、駿河湾沿いの海岸砂丘および周辺丘陵地から構成されている。このような地形・地盤条件を考慮して、強震計は図5に示すように丘陵地から萩間川の後背低地に至る測線および後背低地から砂丘に至る測線を中心として、合計10地点に配置されている。記録波形の一例として、1983年11月24日の静岡県西部沿岸の地震(マグニチュード5.0、以下EQ-4と呼ぶ)によりNo.5地点およびNo.6地点で得られた記録を図6に示す。

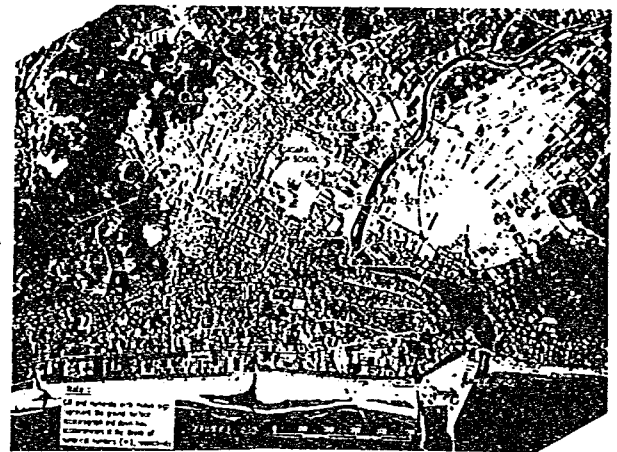


図5 相良地区の高密度強震観測場

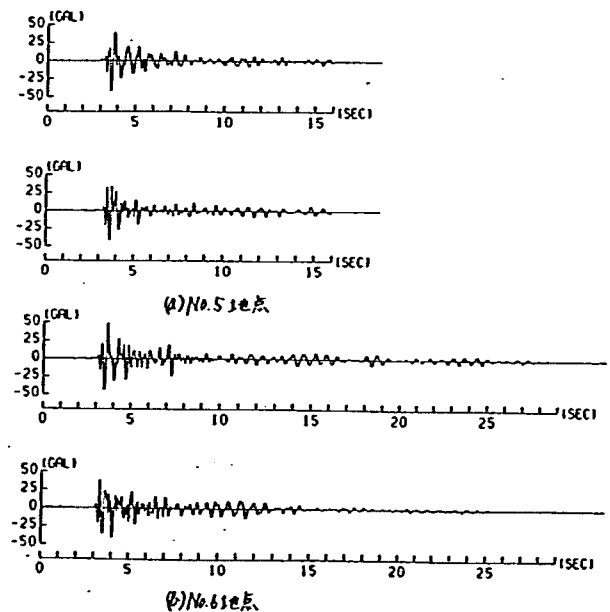


図6 記録波形の一例(EQ-4)

3.2.2 地震動の卓越方向

いま、地震動が水平面内において伝播の卓越方向

を有するものとする。ある観測点で得られた記録を卓越方向成分とそれに直交する成分に分離する場合に、両成分の相関が最も低くなると考えられる。そこで、まず、各観測点で得られた記録より任意の方向の直交座標軸に沿う2成分を算出し、その2成分の相互相関係数を求めることにする。すなわち、各観測点で得られた記録の東西および南北成分を、それぞれ、 $a_x(t)$ および $a_y(t)$ とすれば、座標軸を反時計回りに角度 θ だけ回転させたX軸およびY軸に沿う成分 $a_x(\theta, t)$ および $a_y(\theta, t)$ は図7に示すように求められる。 $a_x(\theta, t)$ および $a_y(\theta, t)$ の相互相関係数 $R(\theta)$ は次式で求められる。

$$R(\theta) = \frac{\int_0^T a_x(\theta, t) a_y(\theta, t) dt}{\sqrt{\int_0^T a_x^2(\theta, t) dt \cdot \int_0^T a_y^2(\theta, t) dt}} \quad (4)$$

ここで、 T は記録の継続時間である。 $R(\theta)$ の計算例として、3.2.1に示したEQ-4のNo.5地点の場合を図8に示す。さらに、 $R(\theta)=0$ となる方向を地震動の卓越方向として、EQ-4の際に記録が得られた各観測点における卓越方向と震央方向との関係を示すと、図9のようになる。ここで、卓越方向は、各観測点ごとに示した2本の矢印のうち長い方の矢印である。図9より地震動の卓越方向と震央方向とは比較的よく一致することがわかる。また、同地震の場合にはNo.10地点における卓越方向のみが他の観測点における卓越方向と若干異なっている点特徴的である。

3.2.3 地震動の伝播速度

3.2.2の検討結果に基づき、2観測点で得られた記録の震央方向成分および震央直交方向成分のそれぞれについて、相互相関係数が最大となる位相遅れを伝播に要する時間とみなして、地震動の水平方向の伝播速度の試算を行う。すなわち、いま、図10に示すように、2観測点 i 、 j において得られた記録の震央方向成分を、それぞれ、 $a_{i,x}(t)$ および $a_{j,x}(t)$ とすれば、それらの相互相関係数 $R_{ij}(\tau)$ は次式により求められる。

$$R_{ij}(\tau) = \frac{\int_0^T a_{i,x}(t) a_{j,x}(t+\tau) dt}{\sqrt{\int_0^T a_{i,x}^2(t) dt \cdot \int_0^T a_{j,x}^2(t) dt}} \quad (5)$$

ここで、 τ は位相遅れである。 $R_{ij}(\tau)$ が最大値をとる位相遅れを τ_{max} とし、2点間の震央方向への投影距離を l (図10参照) とすれば、伝播速度 v は次のように求められる。

$$v = \frac{l}{\tau_{max}} \quad (6)$$

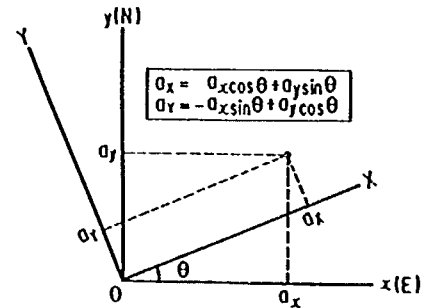


図7 座標軸の回転

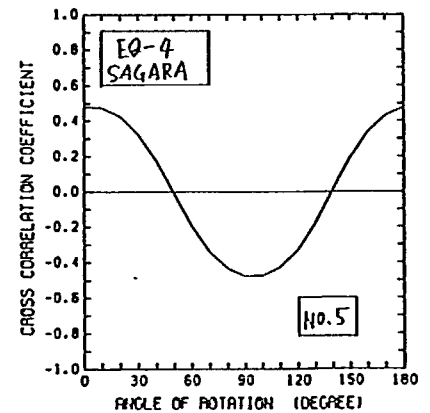


図8 座標軸の回転角と相互相関係数の関係 (EQ-4, No.5地点)

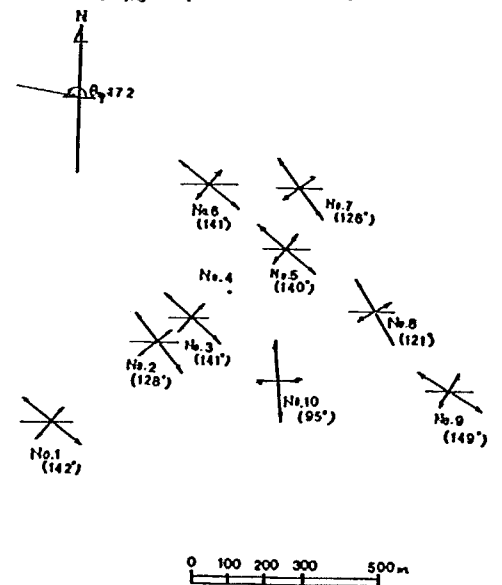


図9 地震動の卓越方向の分布 (EQ-4)

また、震央直交方向成分についても同様に伝播速度が求められる。このようにして求めた伝播速度の一覧を表1に示す。ここで、表中の負の伝播速度は、伝播方向が見かり上と反対であることを示している。また、観測点の組合せごとに伝播速度を示すと、図11のようになる。これらの結果より次の事項が指摘される。

1) 相互相関係数の最大値が0.3~0.4程度の値を示す場合もあり、土木研究所構内で100m程度離れた2観測点の記録から求めた相互相関係数の最大値が一般に0.5程度以上の値となっているのに比較して、本検討で対象とした記録間の相関は低いものとなっている。

2) 一般に、式(6)より求めた伝播速度は、当該地点におけるせん断波速度よりも大きい。また、見かり上、震央とは反対の方向から地震波が伝播してくる場合も認められる。

次に、原記録に振動数領域やバンドパスフィルターをかけ、各周期帯域ごとに2観測点で得られた記録の相互相関係数が最大値をとる位相遅れ T_{max} より式(6)より伝播速度を算出した。一例として、EQ-4の際にNo.5およびNo.6地点で得られた記録から求めた周期帯域ごとの伝播速度を図12に示す。周期帯域ごとに算出した伝播速度については、次の事項が指摘される。

1) 一般に、いずれの周期帯域においても、式(6)より求めた伝播速度は地表面付近のせん断波速度よりも大きい。
2) 周期帯域と伝播速度の間には明瞭な関係は認められないが、本検討の範囲内では、周期5~10秒の範囲において伝播速度が小さくなる場合が多く認められた。

4.まとめ

本年度は、土木研究所構内で得られた高密度強震観測記録とともに地震時地盤ひずみの距離減衰式について検討するとともに、駿河湾沿岸の高密度強震観測場で得られた記録とともに地震動の伝播速度について検討した。

参考文献 1) 土木研究所資料2412号、2) 土木研究所報告166号

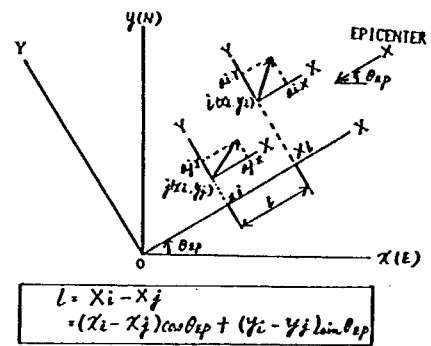


図10 伝播距離の定義

表1 伝播速度の一覧(EQ-4)

伝播方向	伝播距離(m)	成分	最大相互相関係数 R_{max}	R_{max} をとる位相遅れ $T_{max}(s)$	伝播速度 $V(m/sec)$
2→3	83.3	LG	0.302	0.05	1666.0
	83.3	TR	0.414	0.05	1666.0
3→5	227.4	LG	0.300	0.04	5685.0
	227.4	TR	0.362	0.05	4548.0
1→2	243.4	LG	0.308	-0.05	-4888.0
	243.4	TR	0.366	0.17	1431.8
6→5	232.6	LG	0.479	0.17	1368.2
	232.6	TR	0.611	0.16	1453.7
5→8	255.9	LG	0.564	0.09	2843.3
	255.9	TR	0.443	0.08	3198.8
8→9	225.0	LG	0.566	0.08	2812.5
	225.0	TR	0.534	0.07	3214.3

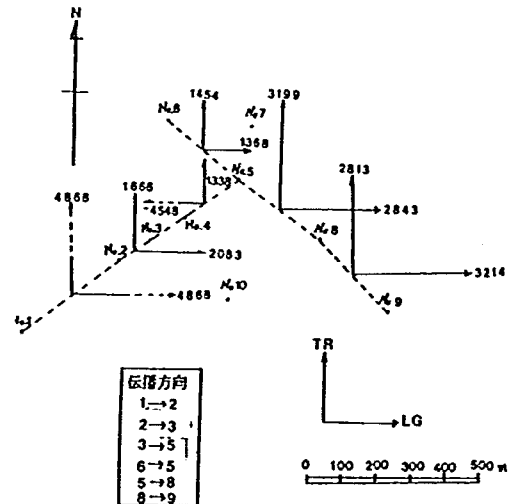


図11 伝播速度の分布

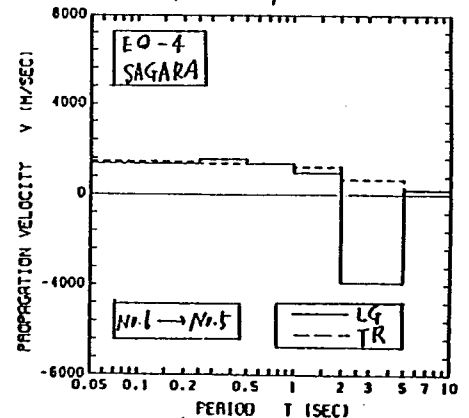


図12 周期帯域ごとの伝播速度

(2) 部費、強震観測経費

1. 高密度強震観測経費

振動研究室	室長	佐々木 康
、	研究員	田村 敬一
、	、	桑原 徹郎
、		相沢 興
、		吉見精太郎

1. まえがき

土木構造物の耐震設計法を合理化するためには、構造物や地盤の強震時の挙動を観測する強震観測を実施する必要がある。このための強震観測には、局所的な地形、地盤条件が地震動特性に及ぼす影響の解明を目的とし、特定地域に多数の強震計を系統的に配置する高密度強震観測と、構造物及び周辺地盤上2〜3箇所に強震計を設置し、地震時の構造物及び地盤の振動特性を観測する一般強震観測とがある。

土木研究所で実施している高密度強震観測は、図-1に示す静岡県の相良、焼津、沼津、松崎の4地区ならびに土木研究所構内におけるものである。また一般強震観測については、昭和62年3月現在全国291箇所の公共土木施設において観測を実施している。

昭和61年度には、前年度に引き続き、高密度強震観測場及び一般強震観測場の点検補正を行おうとともに、強震記録の収集、数値化、とりまとめを行った。また、高密度強震観測記録の一次解析プログラムを拡張整備するとともに、地震時強震計作動状況の推定法の開発及び強震観測地点地盤情報の整理を行った。以下に、高密度強震観測及び一般強震観測について、各々調査結果を述べる。

2. 高密度強震観測

2.1 観測目的

地盤内の三次元的な地震動の伝播並びに局所的な地形、地盤条件の変化が地震動に与える影響を体系的に調査研究し、平面的または立体的な地盤の振動特性を明らかにすることにより、今後建設が計画されている吊橋や沈埋トンネルなどの長大な構造物の耐震設計の合理化および道路網、通信網、ガス、電気、上下水道などのライフライン施設の全体としての耐震性の向上に資することをも目的とする。

2.2 観測方法

駿河湾沿岸の相良、焼津、沼津、松崎の各地

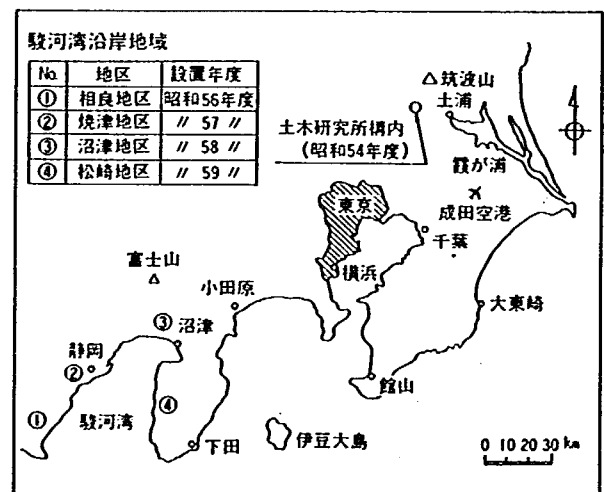


図-1 駿河湾沿岸における高密度強震観測場配置図

区では、それぞれ、10~14箇所の観測点を設け、地表および地中に14~18台のデジタル強震計を配している。高密度強震観測では観測点相互間で時間軸のそろった記録を得ることが必要であり、本観測では観測および記録は個々の観測点ごとに独立であるが、各観測点で絶対時刻を知ることにより同期をとる個別記録方式を採用している。そのために各強震計は水晶時計（公称精度 10^{-7} ）を内蔵しており、さらにNHKの時報を用いて毎正時に較正を行うことにより時計精度を高めている。また、記録は16ビットAD変換器により $\frac{1}{200}$ 秒間隔でデジタル化された後、カートリッジテープに収録される。

2.3 維持点検

相良、焼津、沼津、松崎の各地区について、正常な観測体制の維持を図るために、年間々回の高密度強震観測装置の定期点検を実施した。

2.4 高密度強震観測記録一次解析プログラム

高密度強震観測により得られた記録を種々の解析に使用するためには、記録の妥当性を確認し、その特徴と把握する必要がある。前年度は駿河湾沿岸における高密度強震観測記録の一次解析処理プログラムの開発を行った。本年度は、土木研究所構内における高密度強震観測記録に対しても一次解析処理が行なえるように前年度開発したプログラムの拡張、整備を行った。これにより、高密度強震観測記録に対して表1に示す解析処理が行えるようになった。また、土木研究所構内の一次解析処理の一例を図2に示す。

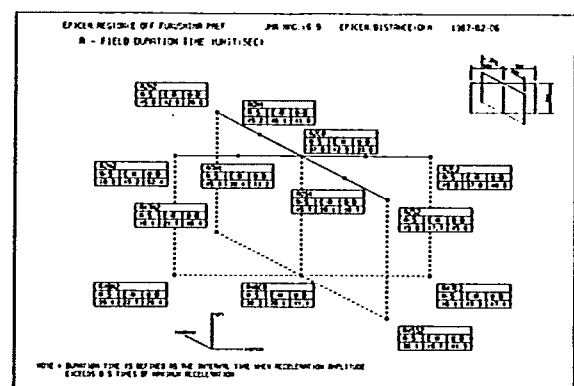
3. 一般強震観測

3.1 調査目的

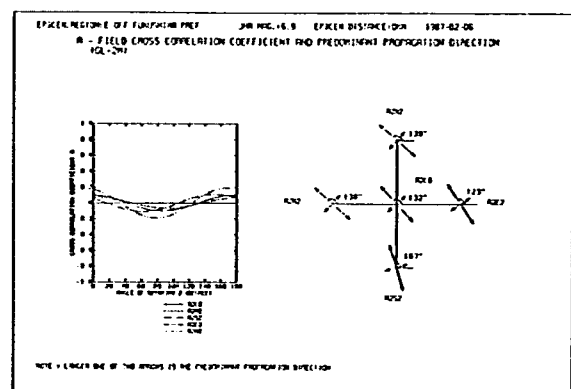
土木構造物のそばにその周辺地盤上、地中にお

表-1 高密度強震観測記録の一次解析処理項目一覧

		駿河湾各地区に対する 解析処理項目	土木研究所構内に対する 解析処理項目
解 析 対 象	全体	地震諸元一覧表の表示 震央位置の図示	同 左 同 左
	各地区	各地区内の最大値の図表示	×
	各地点	地震波の各地区への到達時刻 の図示 ×	×
	各記録波形	最大値(加速度・速度・変位)の 図表示 最大値比較の図示 (水平面内、鉛直方向) 経緯時間内の図示 地震波の各地区への到達時刻の 図示 波形図(加速度・速度・変位) スペクトル図 (フーリエ変換・応答スペクトル) 応答スペクトルの比較図	各地点の合成最大値の図示 地震波の伝播方向の図示 同 左 同 左 同 左 同 左 同 左 同 左



(a) 最大加速度の図示の例



(b) 地震波の伝播方向の図示の例

図-2 土木研究所構内の記録(1987年2月6日福島県沖の地震
M=6.7, Δ=189km)の解析例

ける強震観測網を整備、維持することにより、良質の強震記録を多数蓄積し、公共土木構造物の耐震基準の合理化を図るとともに、地震防災対策立案の爲の基礎資料として活用し、以て公共事業における各種構造物の安全性と経済性に資することと目的とする。

3.2 調査方法および結果

3.2.1 強震観測網の現状

昭和62年3月末現在、全国291箇所の公共土木施設において強震観測が実施されている。表-2は、強震計設置施設別、強震計型式別の設置箇所数及び台数を示す。同表より、道路施設に設置されたSMAC型強震計の比率が高い。

3.2.2 強震観測網の維持点検

土木研究所が設置したSMAC型強震計12箇所26台を含むSMAC型強震計83箇所169台、電磁式強震計22箇所186成分、普及型

表-2 公共土木施設への強震計設置状況

文部省及び国等	設置箇所数	昭和62年3月31日現在		
		SMAC型 箇所数(台数)	電磁式 箇所数(成分数)	普及型 箇所数(台数)
道路施設 (国道、主要地方道、一般国道、一般県道)	165	123(242)	29(365)	13(53)
河川施設 (堤防、堰、水門)	36	23(50)	5(37)	6(14)
ダム施設 (ダム、貯水池)	84	24(53)	32(255)	28(59)
その他	6	6(13)	0	0
計	291	176(358)	66(657)	47(126)

強震計は箇所38台について定期点検補正を実施した。本年度の点検においても消耗箇所、腐食箇所等が見られ、適正に調整、修理を行うことにより強震観測網の維持を図ることができた。表-3表-4には、昭和59年度からの3年間に実施したSMAC型強震計の点検補正結果及び調整交換主要項目を示す。なお、これ等強震計の点検は、道路事業費(道路施設関係の強震計点検)、河川事業費(河川施設関係の強震計点検)、河川総合開発事業費(ダム施設関係の強震計点検)と合併して実施している。

表-3 SMAC型強震計点検補正結果

年度	59 台数(%)	60 台数(%)	61 台数(%)
異常なし	0(0)	0(0)	0(0)
部品調整 交換後異常なし	115(89)	152(89)	152(89)
減圧点検時 部品交換修理要	8(6)	3(2)	8(6)
部品交換修理要	14(10)	13(8)	8(6)
オーバーホール要	2(1)	3(2)	1(1)
修理不可能な地	4(3)	0(0)	0(0)
計	143(100)	171(100)	169(100)

3.2.3 強震記録の収集、数値化、とりまとめ

(1) 強震記録の収集

昭和61年1月～2月の間に、SMAC型強震計により22記録、普及型強震計により43記録と計115記録が21地震によって得られた。この中には、昭和62年6月24日の房総半島南島沖で震央とし勝浦、千葉東京などで震度IV(気象庁発表)を記録した地震(M=6.5)による22記録を含んでいる。図-3にこの地震における各地のSMAC型強震計及び普及型強震計による最大加速度値の分布を示す。

昭和62年の1月から3月にかけて、1月9日の岩手中部沿岸の地震(M=6.6)を始めに同14日の日高山脈北部の地震(M=6.9)、2月6日の福島県沖の地震(M=6.7)、3月18日の日向灘の地震(M=6.6)と最大震度Vを記録した4地震についてSMAC型強震記録及び普及型強震記録、計127記録の回収を行い、強震観測速報としてとりまとめた。図-4及び図-5に、岩手県中部沿岸の地震、日高山脈北部の地震による各地の最大加速度の分布状況を示す。

表-4 SMAC型強震計の
整備交換主要項目

年度	59 台数(%)	60 台数(%)	61 台数(%)
調整交換後異常なし	137	168	168
電池交換	63(41)	35(21)	85(51)
シリアル交換	55(40)	69(41)	95(57)
刻時精度調整	42(31)	52(31)	57(34)
各部調整修理	15(11)	24(14)	14(8)
スリット調整	23(17)	16(10)	12(7)
ペン圧調整	19(14)	9(5)	19(11)
ペン間隔調整	14(10)	12(7)	20(12)
足動動作調整	1(4)	7(4)	3(2)

注) SHK-1型強震計6台と対象として値。

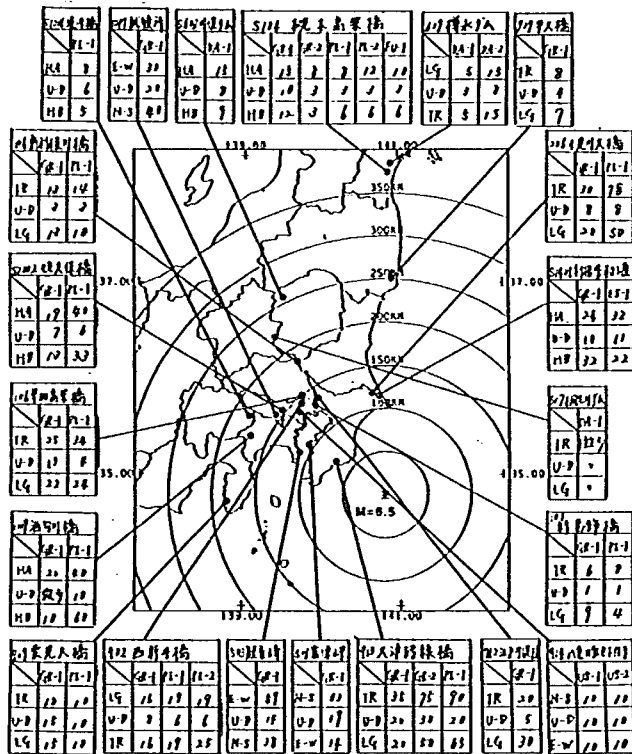


図-3 昭和61年6月24日の地震 (M=6.5) による最大加速度

(2) 強震記録の数値化

昭和61年度は、18記録54成分(7地震)のS/MAC型強震記録の数値化を行, った。この中には昭和60年10月2日に発生した茨城千葉県境地震(M=6.1)により得られた10記録30成分の記録から含まれている。

(3) 強震記録のとりまとめ

昭和61年度に数値化した54成分の記録は、強震観測情報総合システムに収録するとともに、そのデジタル数値、加速度時刻歴波形、加速度応答スペクトル倍率図を、土木研究所彙報Vol.46「土木構造物における加速度強震記録(No.12)」として刊行している。

3.2. 強震観測情報データベースの試行

土木研究所の光ディスクファイリングシステム(OLFIS)中に強震観測情報データベースを構築するとともに、強震観測情報検索図形処理システム(SMDB86)を開発し、試行を行, った。

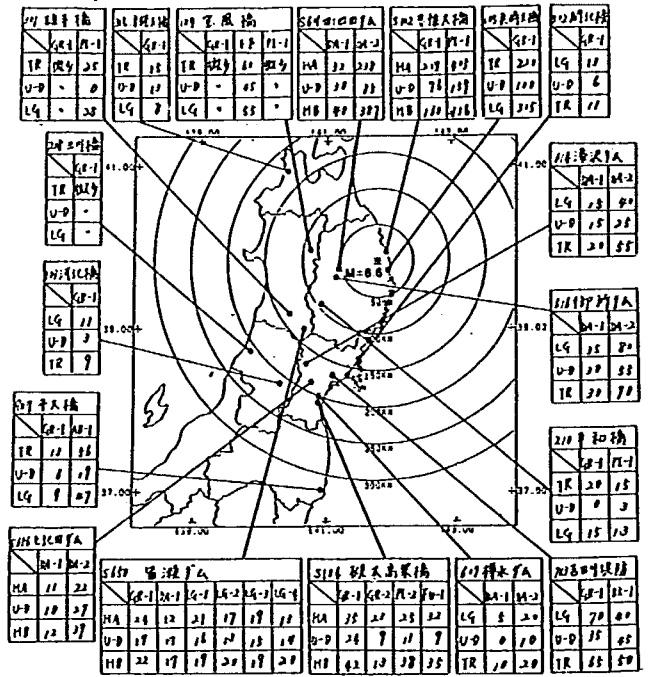


図-4 昭和62年1月9日の地震 (M=6.6) による最大加速度

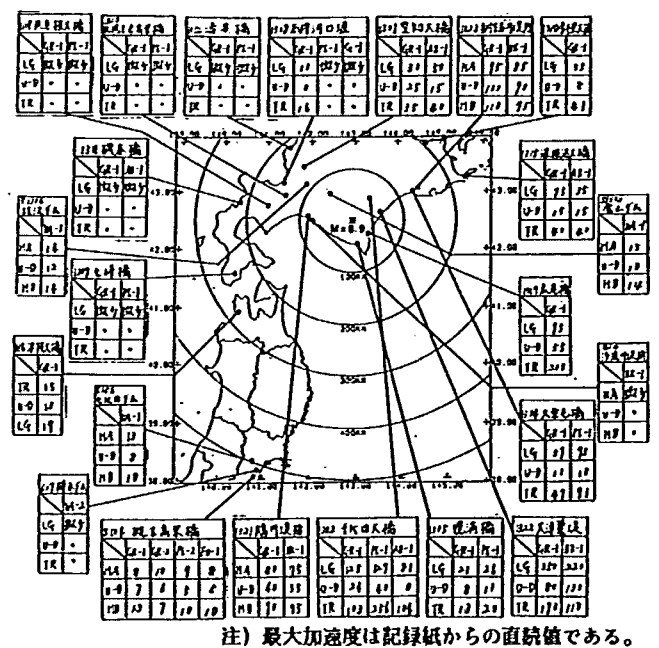


図-5 昭和62年1月14日の地震 (M=6.9) による最大加速度

3.2.5 地震時強震計作動状況に関する検討

地震発生時には、3.2.3で述べたように強震記録の収集を行い、強震観測速報としてとりまとめているが、記録の有無の確認と依頼する範囲を適正なものとするため、また記録加速度レベルと推定するため、既往の強震観測結果に基づき、地震規模(マグニチュード)毎の強震計作動状況について、検討を行った。対象地震は、土木研究所で強震記録の得られている昭和43年日向灘地震から昭和62年3月18日の日向灘の地震までで、震源深さが60kmより浅い地震である。これ等の地震のマグニチュードは、 $M \geq 7.0$ が9地震、 $6.9 \geq M \geq 6.0$ が11地震、 $5.9 \geq M$ が5地震である。これらの地震により得られた強震記録について、強震計の起動した最遠の震央距離、最大加速度25gal以上が得られた最遠の震央距離、最大加速度80gal以上が得られた最遠の震央距離と求めた。ここで最大加速度としては、強震記録の水平2成分の直読値のうち大きい方の値とした。図-6に加速度レベル毎の強震計作動状況を示す。同図より、マグニチュードが大きいほど震央距離の大きい観測所においても記録が得られること、また、最大加速度の大きさは記録ほど震央近傍で得られることがわかる。図中の実線はそれぞれの加速度レベルにおいて、同一のマグニチュードで得られた最遠の地点の記録を用いた限界回帰式である。それぞれの回帰式は次式で与えられる。

$$\log \Delta = 0.305M + 0.415 \quad (\text{強震計起動}) \quad (1) \text{式}$$

$$\log \Delta = 0.359M - 0.168 \quad (a_{\max}^H \geq 25 \text{ gal}) \quad (2) \text{式}$$

$$\log \Delta = 0.546M - 1.836 \quad (a_{\max}^H \geq 80 \text{ gal}) \quad (3) \text{式}$$

上式より、マグニチュード6,7,8における強震計起動範囲は、180km, 360km, 720km程度となる。

また、図-7は気象庁震度について図-6と同様の考え方に基き作成したものである。ここで、対象とした地震は、図-6における全地震を含む29地震である。図中の各震度毎の限界回帰式は、次式で表わされる。

$$\log \Delta = 0.282M + 0.607 \quad (\text{震度Ⅱ}) \quad (4) \text{式}$$

$$\log \Delta = 0.451M - 0.817 \quad (\text{震度Ⅳ}) \quad (5) \text{式}$$

$$\log \Delta = 0.522M - 1.754 \quad (\text{震度Ⅴ}) \quad (6) \text{式}$$

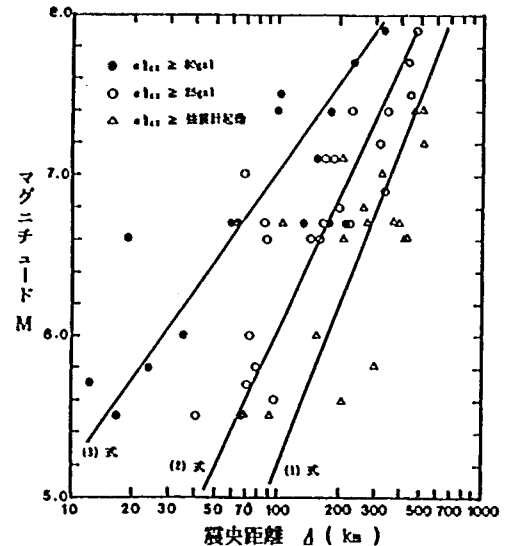


図-6 最大加速度レベル毎の強震計作動状況

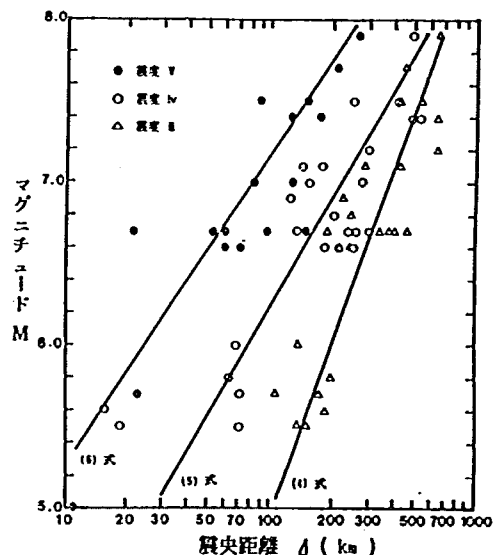


図-7 気象庁震度の発生範囲

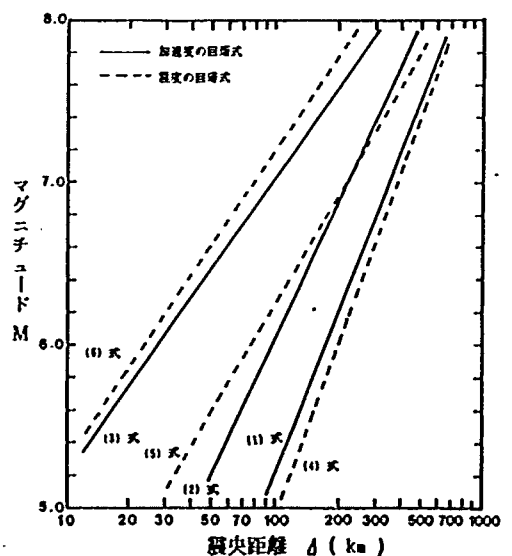


図-8 最大加速度レベル及び気象庁震度の回帰式

さらに、(1)式～(6)式までをまとめて図8に示す。同図より、強震計起動と震度Ⅲ、 $a_{max} \geq 25gal$ と震度Ⅳ、 $a_{max} \geq 80gal$ と震度Ⅴの間にはかなりよい相関があると考えられる。

3.2.6 強震観測地点地盤情報の整理

昭和59年度に建設本省道路局、河川局治水課、開発課とともに、行った強震計設置状況調査結果の整理の一環として、昭和61年度は、強震観測地点地盤情報の整理を行った。整理は、設置状況調査により得られに土質柱状図地質断面図に既存資料を加え、地盤上強震計設置地点における地質・土質柱状図が得られている40地点について、3枚/組の資料を作成することにより行った。資料の内容は、1枚目が強震観測地点概略図および詳細図、2枚目が地質平面図、地質断面図、地形状況、地質状況、既往の調査概要、3枚目が、地質・土質柱状図とした。

さらに強震記録を解釈するうえで重要な地盤の特性値と々種類の方法で求め、相互の比較を行った。々種類の方法とは、「道路橋示方書・同解説Ⅴ編耐震設計編」に示されている地盤の特性値 $T_g(sec)$ を求めるに当たって必要せん断波速度 $V_s(1/sec)$ を道路橋示方書の方法により求める方法、岩崎・龍岡式により求める方法及び今井の式により求める方法の3種類と重複反射理論を用いる方法である。図9に道路橋示方書の方法により求めた T_g を示す。

本手法によると40地点の地盤種別は、1種地盤($T_g < 0.2sec$)20地点、2種地盤($0.2 \leq T_g < 0.4sec$)8地点、3種地盤($0.4 \leq T_g < 0.6sec$)6地点、4種地盤($0.6 \leq T_g$)6地点となる。図-10には、道路橋示方書の方法により求めた T_g を他の手法により求めた T_g と比較したものである。それぞれの手法ともほぼ同様の結果を与えているが、

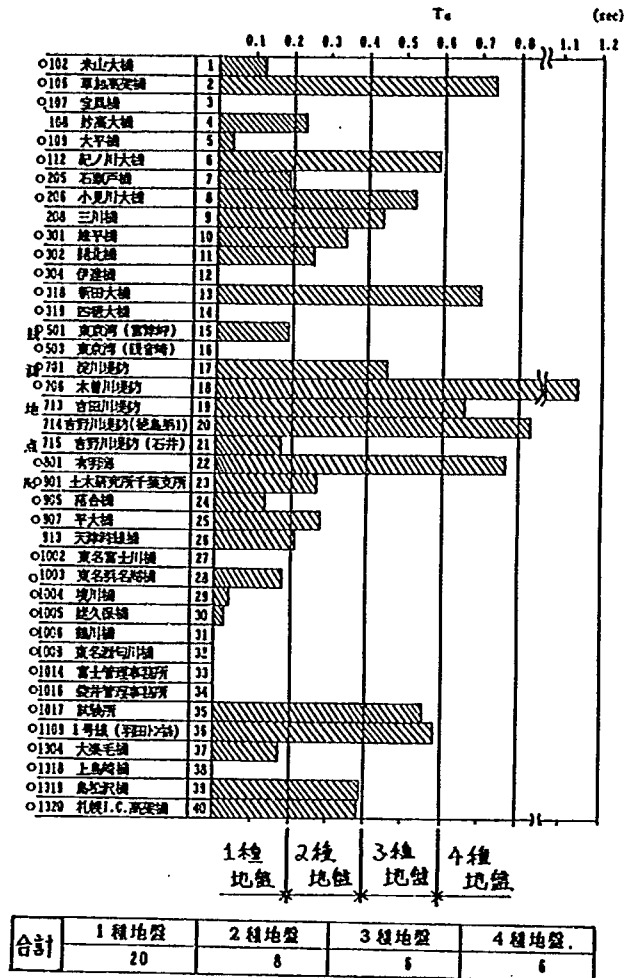


図-9 道路橋示方書による地盤の特性値 T_g

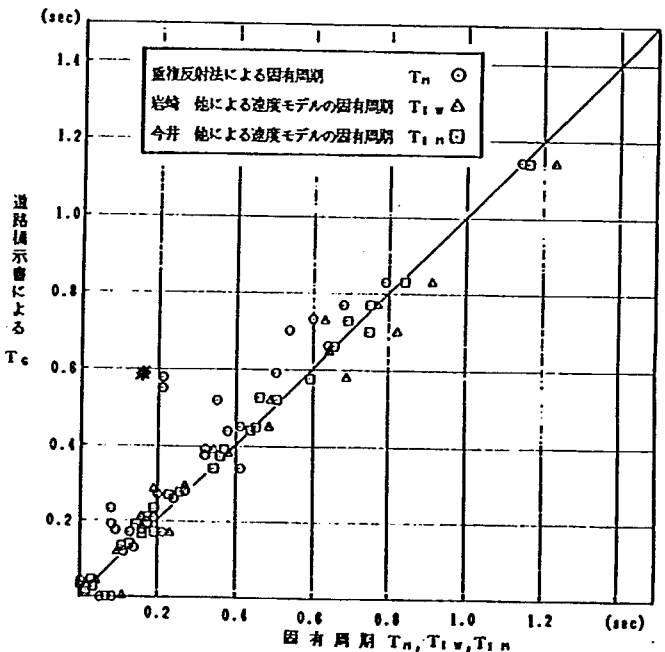


図-10 各種の地盤特性値の比較

図中*印を付した箇所では、道路橋示方書の方法による T_g と重複反射理論を用いて1次の固有周期より求めた T_1 に差異が見られた。この違いは、地盤の土質構成が硬軟互層になっている場合に生ずると考えられるが、今後さらに詳細は検討が必要である。

3.2.7 強震観測記録と地盤特性値の比較検討

前章において述べた地盤情報の得られている40強震観測地点のうち、強震記録の得られている34地点について、強震観測記録より求められる加速度応答スペクトルと地盤の特性値、地盤種別との比較を行った。34地点の観測所は、図-9に示す観測所一覧において観測所No.に丸印を付したものであり、1種地盤19地点、2種地盤6地点、3種地盤5地点、4種地盤4地点である。用いた強震記録は、これらの観測地点の地盤上強震計により得られた162記録であり、水平2成分を独立と考え計324成分とした。図-11に解析対象強震記録の地震規模(マグニチュード) M 、震央距離 Δ (km)、最大加速度値 a_{max} (gal)を示す。マグニチュードでは、全体の54%が6.0以下、震央距離では、全体の83%が100km以下、最大加速度値では、全体の76%が100gal以下であり、マグニチュード7.0以上で震央距離100km以内で得られて記録は少ない。観測地点ごとの記録数では、1記録2成分の観測地点が12地点あり、最大は落合橋の21記録2成分である。

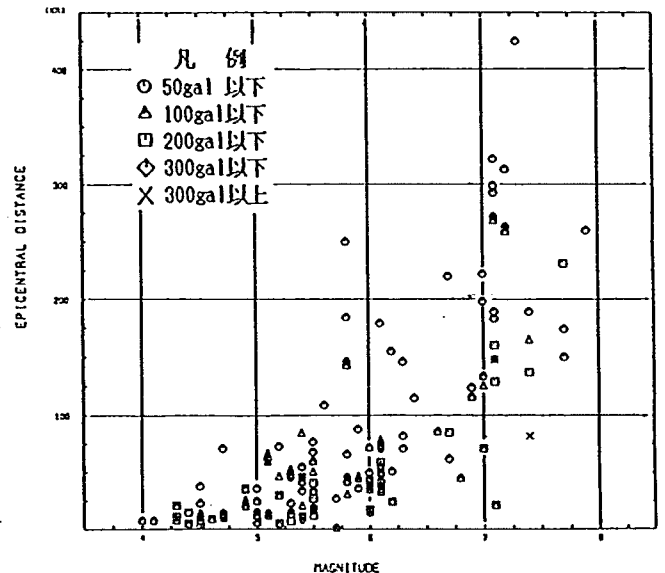


図-11 解析対象強震記録のマグニチュード、震央距離、最大加速度

これ等の強震記録より減衰定数5%の加速度応答スペクトルを求め、応答スペクトルが最大となる周期の平均値 $\bar{T}_1$ (sec)を(7)式により求めた。

$$\bar{T}_1 = \frac{\sum_{i=1}^n T_{1i} (\max(S_{ai}(h=0.05)))}{n} \quad (7)$$

図-12には、前章で求めた道路橋示方書による地盤の特性値 T_g と $\bar{T}_1$ の関係を示す。地震動は、表層地盤の影響をうけ、その固有周期付近で大きい増幅を示すことから、応答スペクトルが最大となる周期は、地盤の特性値 T_g とよい相関があると予想されるが、図-12からは、あまり高い相関は認められない。しかしながら、No.35、No.36は前章で述べたように、地盤の土質構成が硬軟互層になっており、道路橋示

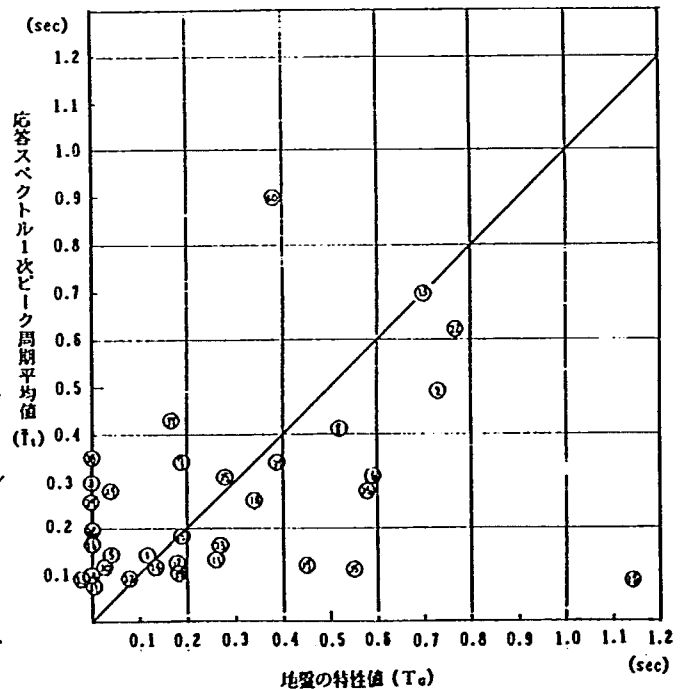


図-12 地盤の特性値 T_g と $\bar{T}_1$ の対応関係

う書による T_g の評価方法に限界がある為であり、またNo.17、No.18の観測地点では、得られた強震記録が1記録のみで、しかも震央距離が10Km以下であることから、震源特性の影響を受けて $\bar{T}_g$ がかなり小さく評価されに為である。またNo.18の地点については、表層の泥炭層のせん断波速度を推定する為に粘性土の推定式を用いたことから、地盤の特性値を小さく評価した為である。以上より、これ等の点についてさらに詳細な検討を加えることにより、 $\bar{T}_g$ と T_g との相関はかほり高くなることが予想される。なお図13には、各地盤種別毎に、強震記録の多数得られている観測地点について、減衰定数0.2の加速度応答スペクトル倍率を重ね書きした結果を示す。図中には地盤の特性値 T_g を併せて記入してあるが、各地盤種別毎に加速度応答スペクトル倍率は、かなり異なつた形状

に於いており、スペクトル倍率に変曲する点と地盤の特性値との間には、かなりよい相関が認められる。

3.3 今後の問題点

- 1) 現在までに得られた強震記録は各種研究に活用され、その成果は多くの基準に反映されているが、本来耐震設計で用いられる大加速度の記録は未だに少ない。従つて、今後早期に有効な強震記録の蓄積を図り、各種公共土木施設の耐震設計法の合理化、高度化に結びつけるために、強震観測網の一層の整備、拡充が必要とされる。
- 2) 強震観測に関しては、現場で観測に携わっている強震観測担当者の努力に負うところが大きい。担当者が特定されていない場合や強震計の取り扱いに習熟していない場合があり、今後とも現場における担当者の明確化と強震観測技術の向上を図る必要がある。

参考文献 1) 岩崎・龍岡・佐伯：N値とひずみレベルを考慮したS波速度 V_s との関係例，第12回土質工学研究発表会 2) T. IMAI, K. TONOUCHI：Correlation of N value with S-wave velocity, ESOPT, May, 1982

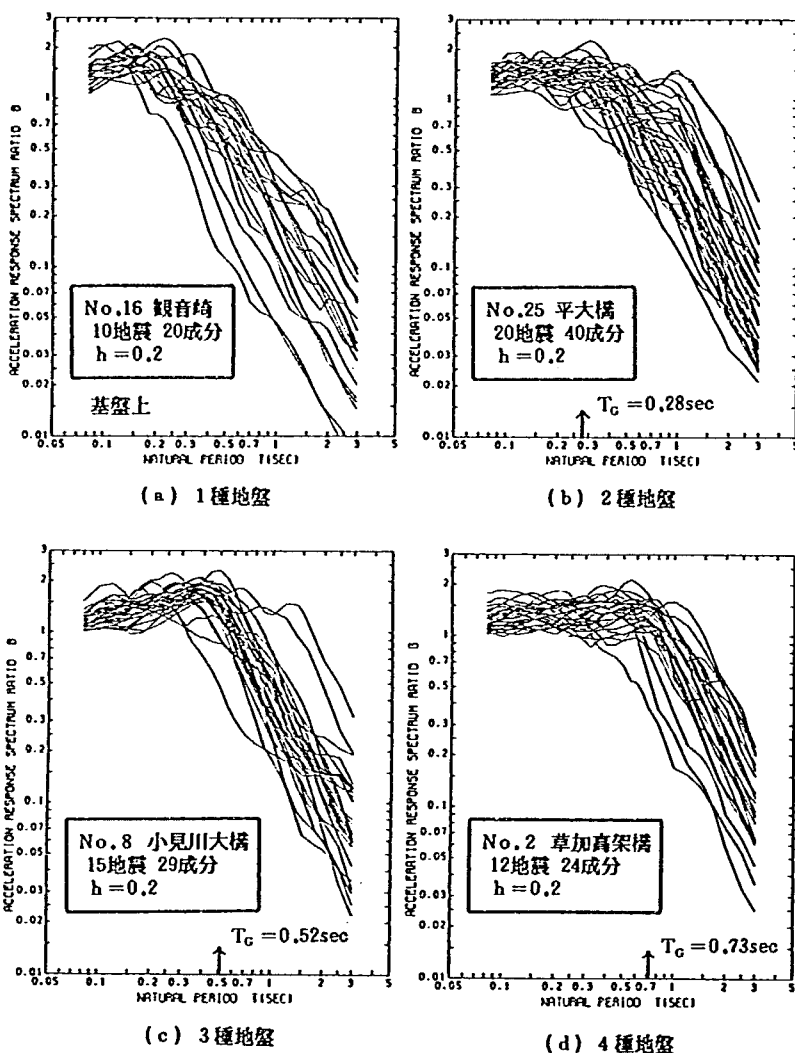


図-13 地盤種別毎の加速度応答スペクトル倍率図

(3) 科学技術振興調整費

4. 地震に伴う大規模斜面崩壊に関する研究

4. 1 崩壊の発生と崩壊土砂の流下機構の解明

研究調整官	福井 経一		
振動研究室 室長	佐々木 康	研究員	衆原 徹郎
砂防研究室 室長	矢沢 昭夫	主任研究員	水山 高久
地質研究室 室長	市川 慧	主任研究員	平野 勇
地すべり研究室 室長	中村 浩之	研究員	久保田哲也
急傾斜地崩壊研究室 室長	浅井涌太郎	主任研究員	寺本 和子

概要

既往地震に伴う大規模崩壊事例を中心に、国内ならびに諸外国における500箇所の崩壊事例を収集した。また、一部の崩壊事例については、現地から土質試料を採取してその工学的性質を試験した。収集した事例について、作用地震動、崩壊斜面の地形的特徴、地質的特徴、土質工学的特徴ならびに崩壊土砂の流下機構について検討を行い、2年間の成果として総合とりまとめた。

1. まえがき

昭和59年9月14日に発生した長野県西部地震 ($M=6.8$) によって御岳山頂上付近の山腹に崩壊土砂土量3,400万 m^3 と推定される大規模な斜面崩壊が発生した。この大規模崩壊は“御岳崩れ”と呼ばれており、崩壊規模が極めて大きかったのみならず、流下した崩壊土砂の流下経路において15名の犠牲者を出し、また王滝川に流入堆積した土砂が自然の湖を形成したことでまれに見る大きな災害であったと認識されている。

地震にともなうこのような大規模な斜面崩壊は、御岳崩れ以外にも我が国で過去の幾つかの地震で発生しており、またペルー国、米国等でも発生したことが知られている。しかし、どのような地形、地質構造を持った斜面が、どの程度の地震動の作用によってこのような大規模な崩壊を生じるのか、またその流下範囲がどの程度であるかは明らかにされておらず、崩壊危険度の大きい斜面の判別、流下範囲の推定や、これにともなう必要な事前措置等の考え方は未解決の状態にある。この種の災害は、ひとたび発生すると被害の影響は空間的にも時間的にも多大なものとなること、特に流下土砂の河道への堆積に代表される二次的な影響の大きさや、太平洋岸と日本海側とを結ぶ本州を横断する道路施設への影響を考えると、地震に伴う大規模な斜面崩壊の発生機構及び流下機構について明らかにしておくことが急務と考えられる。このため、土木研究所では昭和60～61年度の2カ年間をもって、所内の関連研究室が協力してこの課題を解明することとし、重点基礎研究として新たに本課題を設定した。

研究2カ年目であり、また最終年度である昭和61年度は、昭和60年度の成果をもとにさらに詳細な検討を行い、2年間の成果として総合とりまとめを行った。以下に、各研究室が担当した分野の主要な研究成果を示す。また、3ページ以降に分野毎の研究概要を示す。

1.1 作用地震動

地震の特定された既往の大規模斜面崩壊10事例より、大部分の崩壊は内陸で発生したマグニチュード6.6～7.9の地震により、震央距離1.5～47Kmの範囲で発生しており、作用水平最大加速度は、200～435 galと推定された。また、斜面模型振動実験により、地形条件の影響で局所的に加速度が増幅されること、尾根方向の1次振動モードにおいて局所的にひずみの大きくなる領域が存在することが確認された。

1.2 地形的特徴

5地域の大規模崩壊地の大縮尺の空中写真判読、ならびにそのうち2地域についての現地調査を実施した。その結果、尾根筋に見られる線状凹地、周辺斜面と比較して緩やかな平坦面、はらみ出し斜面、斜面下部の侵食、断層を反映したリニアメント、貫入岩体による破砕された岩盤、過摺曲構造等の存在を確認し、大規模崩壊危険度の地形地質指標としてまとめた。

1.3 地質的特徴

地震に伴う大規模崩壊は、第四紀火山岩類、中古生層、中世代～古第三紀流紋岩類にみられる。地すべり等を含めた他の崩壊と比較すると、地震に伴うものでは、深い崩壊は急斜面ほど発生しやすい。崩壊発生の予測には、急斜面における深部の地質構造的な弱層の把握が重要となる。

1.4 土質工学的特徴

過去の事例から特に長野県虚空蔵山及び新潟県名立崩れについて、斜面を構成する土層の土質工学的特性を明らかにした。又この2箇所に加え、長野県御岳崩れ、松越地区、十二権見地区についても、得られた土質定数を用い、震度を勘案して復元地形の安定解析（臨界すべり面解析）を実施した。その結果、臨界すべり面は現地形によく一致し、地震時の安全率もほぼ妥当な値が得られた。

1.5 崩壊土砂の流下機構

既往の崩壊についてマクロな検討を加え、崩壊土量（V）と堆積面積（A）の関に $A \propto V^{2/3}$ の関係があること、堆積地点でのせん断力は0.1～1.0kgf/cm²であることなどを得た。また火山噴出物では、崩壊後急激に強度が低下することを示した。崩土の運動モデルについて、100年前に発生した鳶崩れと御岳崩れを検討材料として考察し、2変数のモデルで現象の説明が可能であることを示した。

1.6 総合とりまとめ

以上の各分野の成果をとりまとめると以下のようなになる。

- 1) 地震時の大規模斜面には、局所的に大きな加速度及びせん断ひずみが発生する。
- 2) 大規模斜面崩壊は、地質的及び地形的に特徴のある斜面において発生しやすい。
- 3) 斜面安定解析（臨界すべり面解析）を行うことにより、すべり面形状及び地震時安全率について妥当な検討を行うことができる。
- 4) 大規模斜面崩壊による崩壊土砂の流下状態、堆積範囲の予測が可能となった。

2. 作用地震動

2.1 研究目的

研究初年度である昭和60年度は、事例収集及びマクロ的な検討により大規模斜面に作用した地震動特性及び斜面の応答特性に関する検討を行った。この結果、対象とした10事例の大部分の地震は、内陸で発生した地震規模（マグニチュード） $M=6.6\sim 7.9$ の範囲の地震であり、震央距離 $\Delta=1.5\sim 47\text{km}$ 、作用水平最大加速度 $a_{\text{max}}=200\sim 435\text{gal}$ と推定された。また崩壊斜面を含む尾根を三角錐近似することにより、作用地震動と崩壊斜面の固有周期との間に一定の関係が認められた。

昭和61年度には、三角錐近似をした大規模斜面の縮小模型を作成し、振動実験により模型の振動モード、加速度応答特性、尾根角度・斜面角度の違いによる応答特性の差異について検討を行い、大規模斜面の地震応答特性を推定した。なお、本研究課題のもとに、昭和62年1月12日～3月31日まで、米国地質調査所のDr. Randall W. Jibson（ランドール・ジブソン）氏が来日し、土木研究所振動研究室において、地震時大規模斜面安定性に及ぼす地震動の地形による増幅特性に関する共同研究を実施した。

2.2 研究方法

模型は、密度 $\rho=0.98\text{g/cm}^3$ 、せん断弾性係数 $G=0.21\text{kgf/cm}^2$ 、減衰定数 $h=10\%$ のシリコンゴムを用いて、尾根角度を $15^\circ\sim 30^\circ$ 、斜面角度を $30^\circ\sim 60^\circ$ に変化させた計6ケースを製作した。図-1に斜面模型概要を、また表-1に模型寸法を示す。模型架台は、底面を銅製とし、地山を石膏としている。加振は、尾根方向及び尾根直角方向に最大加速度 200gal の正弦波を、 $3\text{Hz}\sim 60\text{Hz}$ まで 0.5Hz ピッチで作用させている。計測は、測定方向1成分の超小型加速度計を、模型表面、模型内部及び架台上の14ないし15箇所に設置し、模型の応答加速度を測定した。また、共振振動数において、最大加速度 $1,000\text{gal}$ の正弦波を入力し、ストロボスコープによる観察を行った。なお、振動モードの検討を行うにあたっては、四面体要素数

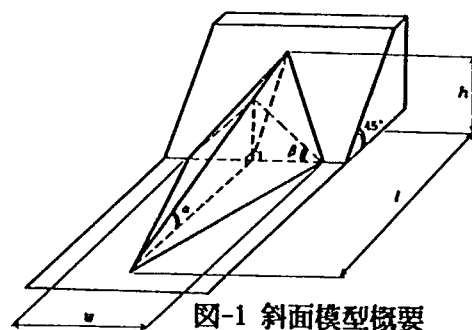


図-1 斜面模型概要

210、節点数91の有限要素モデルを作成し、3次元固有値解析も実施している。

表-1 模型寸法及び加振方向

模型No.	模型寸法					加振方向	
	w(cm)	l(cm)	h(cm)	α	β	尾根方向	尾根直角方向
ケースⅠ	42.4	85.2	39.7	25°	45°	○	○
ケースⅡ	42.4	91.5	33.3	20°	45°	○	○
ケースⅢ	42.4	108.1	29.0	15°	45°	○	○
ケースⅣ	24.4	85.2	39.7	25°	60°	○	○
ケースⅤ	73.4	85.2	39.7	25°	30°	○	○
ケースⅥ	42.4	86.6	50.0	30°	45°	—	○

2.3 研究結果

1) 振動モード 図-2及び図-3にストロボスコープによる観察及び三次元解析により求めた尾根方向及び尾根直角方向の一次共振振動数における振動モードを示す。尾根方向については、図中の斜線で示す領域が円弧上の運動をしており、尾根下部では水平方向の運動が卓越するのに対し、尾根上部では鉛直方向の運動が卓越した。また尾根直角方向加振では、尾根上部に節を持ち尾根最大断面付近及び上端部に腹を持つ振動モードとなった。

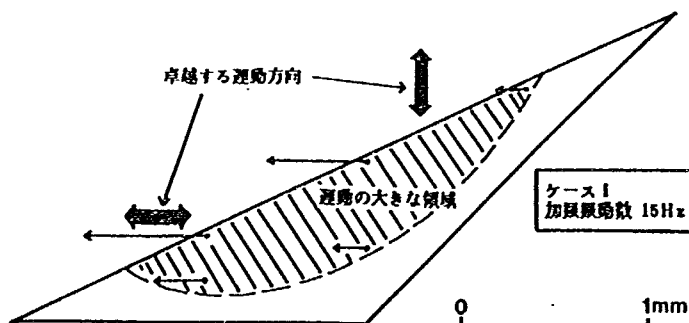


図-2 尾根方向加振時の振動モード、変位分布

2) 加速度応答特性 図-2及び図-3に示す矢印は、尾根中央部の応答加速度が最大になった時の各測点における変位を示している。尾根方向加振については、振動モードの項でも述べたように尾根中央部及び下部における変位すなわち加速度が大きくなっている。尾根直角方向加振では、尾根中央部において大きな加速度応答を示している。また、尾根内部においては、A-A'断面において、上半部の応答加速度が大きい。なお、ひずみ分布は、振動モード及び応答加速度分布より推定すると、尾根方向については尾根軸方向に沿ってせん断ひずみが大きくなっていると考えられる。

3) 尾根角度及び斜面角度の影響 尾根角度及び斜面角度の違いによる最大加速度応答倍率及び共振振動数の変化を図-4に示す。応答倍率及び共振振動数とも、減衰定数、模型寸法の影響をうけるため、絶対値による検討はできないが、変化の傾向としては、尾根角度が大きくなるほど尾根方向の応答加速度倍率は小さくなり、また共振振動数も大きくなっている。斜面角度の影響は、尾根角度の影響ほど明瞭になっていないが、尾根方向について、斜面角度が大きくなるほど応答加速度倍率及び共振振動数とも大きくなる傾向が認められた。

2.4 まとめ

本年度に得られた主要な結論を以下に示す。

- 1) 尾根方向加振時に、局所的にせん断ひずみの大きくなる領域の存在が確認された。
- 2) 尾根直角方向の一次振動モードにおいて、尾根中央部の応答加速度が大きくなり、せん断ひずみも尾根方向に沿って大きくなっている。
- 3) 尾根の仰角が大きくなるほど、尾根の法線方向の応答加速度の増幅倍率は小さくなり、共振振動数は高くなる傾向が認められた。

また、昭和60年度及び61年度の研究により、地震時の大規模斜面には、局所的に増幅された加速度が作用すること、局所的に大きなひずみが生じることなどが明らかとなった。

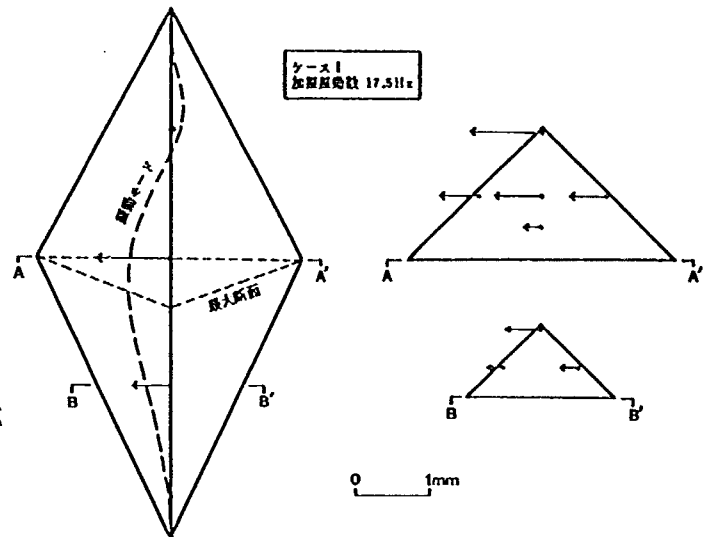


図-3 尾根直角方向加振時の振動モード、変位分布

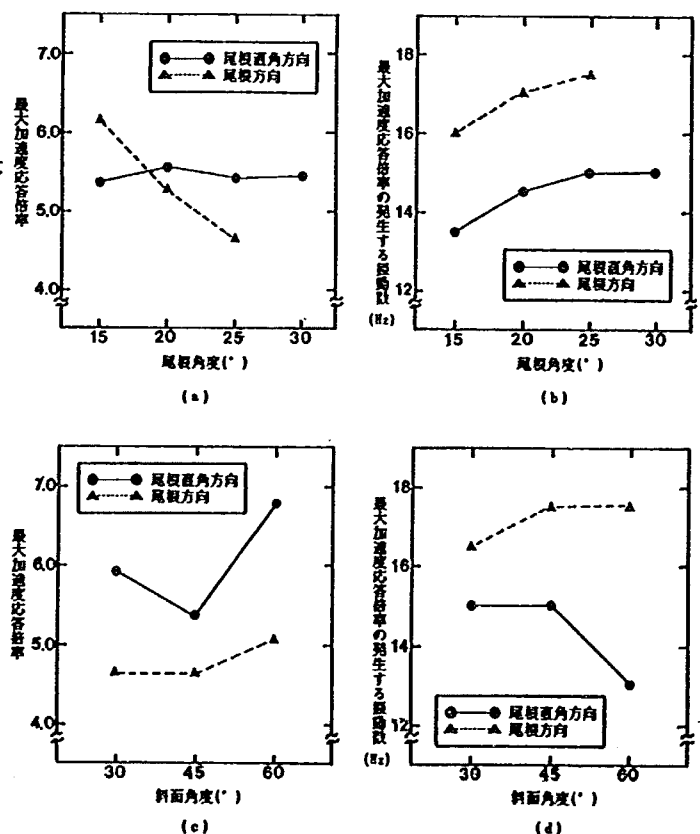


図-4 尾根角度、斜面角度による最大加速度応答倍率及び共振振動数の変化

3 地形的特徴

3.1 昨年度の成果

1/25,000地形図の読図によって崩壊土量が10万 m^3 以上の大規模崩壊地を抽出し、その地理的分布の特性を崩壊発生に係わる素因と関連させて検討した。抽出された崩壊地は10万 m^3 オーダーが453箇所、100万 m^3 オーダーが47箇所、1000万 m^3 オーダー以上のものが23箇所であった。大規模崩壊の頻発地域は、主に地質構造との関連で5タイプに分類することができた。また、崩壊発生地点の地形的特性を把握するために崩壊地周辺斜面の地形計測を行なった。その結果、大規模崩壊は起伏量の大きい長大な斜面で発生し、かつ斜面頂部には前輪廻の小起伏面が分布していることがわかった。

3.2 本年度の研究目的

大規模崩壊の場合、斜面が破壊される状況はまず崩壊に先立って斜面の地下内部に破壊が起りすべり面を形成し、すべりから始まると考えられる。この意味において、大規模崩壊は大きく地質構造規制を受けており、また崩壊発生のメカニズムは極めて複雑である。そこで本年度は、昨年度抽出した大規模崩壊地のなかから基盤地質を異にする5地域を選んで空中写真判読を行ない、さらに2地域で現地調査を実施して崩壊地および周辺斜面の微地形、地質的特徴をよりミクロな視点から明らかにし、崩壊のメカニズムとの関連で検討した。また、その結果にもとづいて大規模崩壊を起し易い地形・地質的要素を整理し、崩壊危険地に対する一般的な地形・地質的指標について検討した。

3.3 事例調査結果

空中写真判読を実施したのは加奈木、帰雲山、稗田山、七面山および金剛寺の各大規模崩壊地で、このうち加奈木と帰雲山では現地地質踏査を行ない、写真上で判読された微地形（線状凹地や不規則な段差地形等）やリニアメントが実際にいかなる地質構造を反映したものなのかについて検討した。以下、加奈木と帰雲山の2事例の調査結果について要約する。

* 加奈木大崩壊の事例

加奈木崩壊は四国の東南部、室戸岬に近い砂喜浜川の源頭部に位置する。崩壊は1746年の地震で発生したといわれるが定かではない。崩壊斜面の上方には小起伏面が広がり、そこには凹地や段差地形が多くみられる。地質は白亜紀の砂岩、頁岩の互層で、崩壊斜面は基本的に受け盤斜面をなす。地質構造は南東方向に傾斜する褶曲軸面を持った過褶曲構造で特徴づけられ、崩壊頭部は東翼部の褶曲軸頂部にあたっている。小起伏面上の段差地形は層理面に沿った変位の進行によって地表にあらわれたものであり、主尾根付近にみられる線状凹地やクラックもこれと調和的な方向に伸びる。こうした変位地形はいずれも東翼部に生じた岩盤クリープの結果と解される。すなわち、加奈木大崩壊はこうしたクリープ発生領域に地震動が加わったことによって引き起されたものと考えられる。

* 帰雲山大崩壊の事例

帰雲山崩壊は庄川上流、岐阜県白川村の保木脇東方の山地中腹斜面にある。崩壊は1586年の地震で発生したことは史料で裏付けられている。崩壊地の上半分には濃飛流紋岩が露出し、下半分は崖錐に覆われている。濃飛流紋岩は走行N25°~60°W、傾斜45°~65°Wで、崩壊地の東側が流れ盤で平滑な斜面をなし、西側が受け盤をなして凹凸に富んだ斜面をつくる。地質構造は大局的には南北性の御衣母断層（A級活断層）とこれに並行した断裂系が顕著に分布し、共役する東西系、北西-南東系の断裂系がみられる。大崩壊地はこの共役系の断裂が交差する位置にあたり、発生位置が斜面の向きとこうした断裂系との重ね合せのうえに決定されていることをあらわしている。現地観察によれば、崩壊斜面の濃飛流

紋岩は熔結凝灰岩と非～弱熔結凝灰岩が成層しており、このうち非～弱熔結な部分が崩壊地東側の流れ盤に沿って層すべりを起こし、大崩壊に至ったものと考えられる。

この他、七面山でも山頂の不規則な凹地地形と糸～静線に沿う断裂系、稗田山では旧地すべり頂部のクラック、金剛寺では斜面中腹の明瞭な遷急線と流れ盤構造がそれぞれ写真判読によって抽出され、大崩壊発生の素因をなすものと推定された。

3. 4 大規模崩壊危険度指標

従来より大規模崩壊の前兆現象として、斜面上部に発達する変形地形（線状凹地、亀裂、はらみ出しなど）が重要視されてきた。本調査で対象とした5地域の事例においても、大規模崩壊発生に係わる地形・地質的素因にはある共通した特徴が認められ、それは大縮尺の空中写真判読によって抽出が可能であった。そこで、ここでは前掲5地域の事例研究にもとずいて表1に示す様な大規模崩壊危険度の地形・地質的指標を提案する。

表1 大規模崩壊危険度の地形地質的指標

	判読上のポイント	留 意 事 項	事 例
地 形 的 指 標	A. 尾根筋の形状 1. 周辺斜面と比較して緩やかな平坦面（前輪廻斜面）がある 2. 凹地が存在する 3. 線状凹地が見られる 4. 多重山稜をなす 5. 非対象山稜をなす 6. 段差地形がある	主稜線との関係（調和的・非調和的） 規模・連続性 規模・連続性・方向（尾根線との関係） 規模・連続性・方向（尾根線との関係） 遷急線の位置 主稜線との関係 注） 2～6は、変形地形に属するため、その配列、相互関係（特にB項）に注意する	加奈木・七面山 掃雲山・大谷etc 同 上 同 上 同 上 加奈木・大谷etc
	B. 斜面の形状 1. はらみ出し斜面 2. 大規模平滑斜面 3. 段差地形 4. 遷急線 5. 水系異常 6. 小規模崩壊の発生	斜面上部と下部と下部斜変化、斜面中部でのはらみ出し 規模・連続性・定高性 規模・連続性・配列 規模・規則性、谷の斜面上部への回り込み 斜面上の位置	加奈木・大谷 加奈木・七面山 etc 御岳
	C. 周 辺 地 形 1. 斜面下部が攻撃斜面にあたり侵食が進んでいるか 2. 周辺に大規模崩壊が見られるか 3. 断層を反映した微地形が見られるか 4. 地すべり性地形が見られるか	旧河道または段丘との関係 リニアメント 滑落崖、地すべりブロック	金剛寺 加奈木・掃雲山 七面山・掃雲山 稗田山
地 質 的 指 標	A. 岩 相 1. 片状岩の岩片化の程度、貫入岩体の分布 2. 岩盤ブロックの規模・形状	劣化岩盤の分布、構造的な位置づけ クリープ 岩盤の破碎化 斜面との関係（崩壊規模と関係）	加奈木・大谷
	B. 構 造 1. 地質の走向・傾斜 2. 褶曲形態 3. 断裂の発達程度	構造単元の区分（崩壊メカニズムと関係） 斜面との関係 過褶曲構造の存在 断層・節理・裂化など	加奈木・大谷 七面山

4.1 研究方法

4. 2 研究結果

大規模崩壊について地質区分からみると図-4. 1 のようになる。地震による大規模崩壊は更新世～完新世の安山岩及び玄武岩に極めて多い。これらの地質は、御岳、鳶山のように成層火山をなし、溶岩や砕屑物の互層からなる傾斜した地質構造をつくり、不安定な斜面を構成している。同じく雲仙の眉山、鶴見岳のように鮮新世～完新世の石英安山岩や流紋岩にもみられるが、これらは溶岩円頂丘を構成しており、溶岩の貫入に伴う破碎や熱水等による変質の影響を受け、脆弱な山体を形成しているものとみられる。大谷崩れ、町居のように四万十帯、秩父中古生層にも多い。これは、急傾斜の地質構造をなす割れ目の発達した地層のトップリング崩壊によるものが多いとみられる。

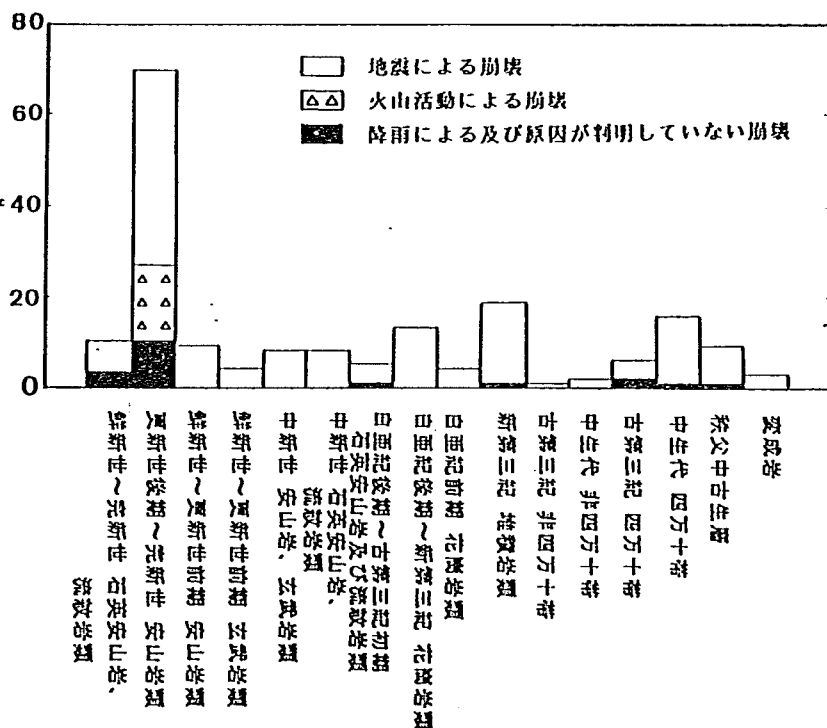


図-4. 1 地質別に見た大規模崩壊の発生箇所

次に、崩壊の形状について検討してみる。

図-4. 2は崩壊の幅と厚さの関係を示したものである。全体的にばらつきが大きく、地震による大規模崩壊について特に違いは見られない。 図-4.

3は、崩壊冠頭部標高と崩壊斜面の元地形勾配との関係を示したものである。これによると標高が高くなるほど地形勾配が大きくなるのは全般的な傾向であるが、地震による大規模崩壊は、 $20^{\circ} \sim 40^{\circ}$ の急斜面に発生する傾向がある。

図-4. 4は、崩壊斜面の元地形勾配と、崩壊厚さの関係を示したものである。これによると、一般に地形勾配が緩やかなほど崩壊の厚みが大きくなる傾向が見られる。しかし地震による崩壊は、地形勾配が大きくなるにつれて、大規模なものが発生するという傾向がみられる。

地震、火山活動によるもの以外の大規模崩壊すなわち大部分は地すべりであるが、これらの崩壊は地形勾配が比較的緩やかな地域における岩盤の風化・雨水浸透に影響されたものであるため、浅い部分の性質に影響されやすい。一方、地震による大規模崩壊は、急勾配地域における岩盤深部の破碎や弱層に影響されていると思われ、これらの分布性状の把握が今後の課題となる。

(地質研究室担当)

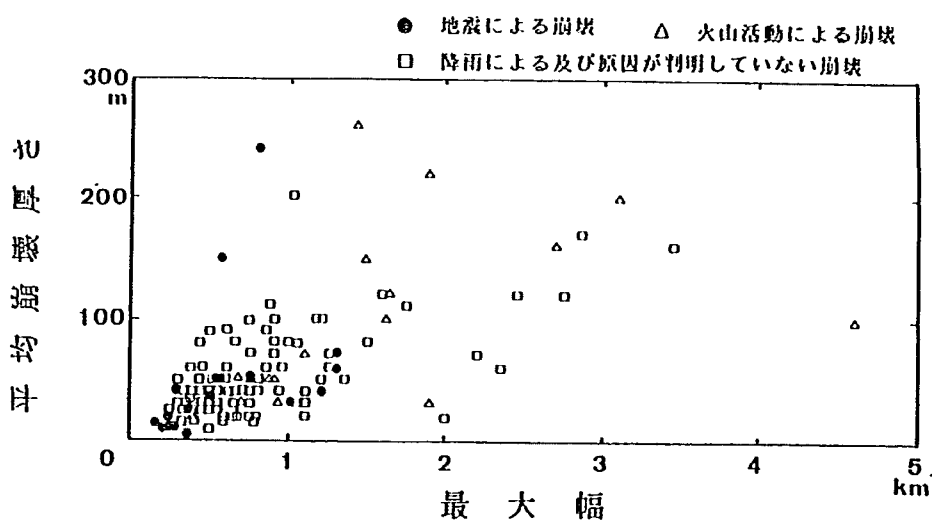


図-4. 2 崩壊の最大幅と平均崩壊厚さ

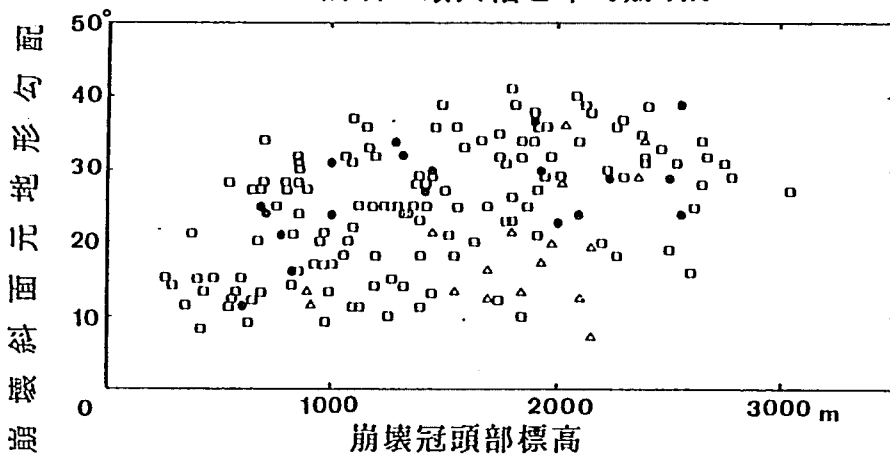


図-4. 3 崩壊冠頭部標高と崩壊斜面元地形勾配

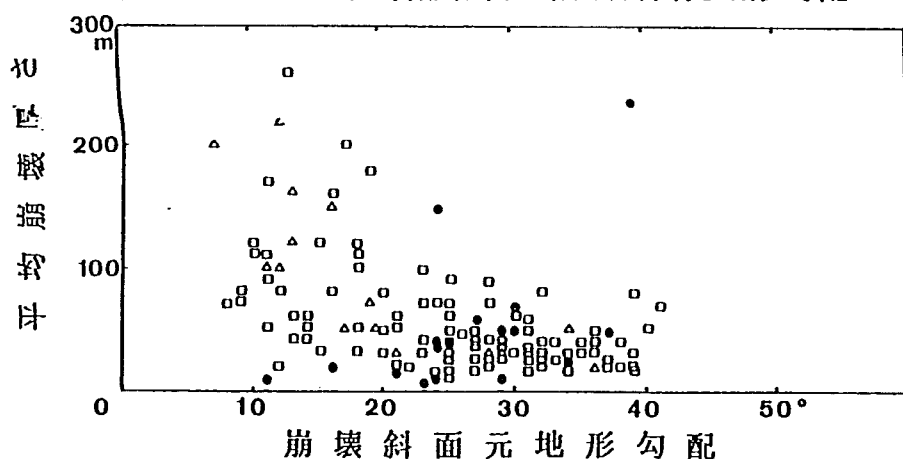


図-4. 4 崩壊斜面元地形勾配と平均崩壊厚さ

5. 土質工学的特徴

5.1 研究方法

地震による大規模崩壊のメカニズムを明らかにし、今後の調査の基礎資料を得る為、過去の地震によって生じた大規模崩壊事例を収集し、文献調査、地形・地質ならびに土質調査を通じて、崩壊の素因を検討してきた。今年度は、それら事例の崩壊メカニズムの相違や特徴をより定量的に把握する目的で、最近発展の目ざましい動的計画法を用いた臨界すべり面解析すなわち最小安全率を持つすべり面探索法を開発し、それによる安定解析を実施した。解析事例は、比較的土質・地盤条件の明確な新潟県名立町名立崩れ、長野県長野市虚空蔵山、長野県王滝村御岳崩れ、滝越地区崩壊、十二権見地区崩壊を用いることとした。ただし、名立崩れと虚空蔵山については前年度に土砂収支等から崩壊前斜面を復元したのでこれを用いた。

5.2 研究結果

1) 名立崩れ (1751年 M=6.6 高田大地震)

名立崩れは、1751年(寛延4年)の高田大地震により発生し、震源は東経138°;北緯37.2°と推定されている。この震源の位置は名立崩れより10km以下の近距離であり、直下型の地震であったと思われる。地質は、泥岩・礫岩・砂岩・頁岩互層(第三紀層)から成っており、水平~受け盤となっている。すべり面は泥岩層から成ると思われる

(図-5-1)。このすべり面の強度定数は、土質試験(CU試験)の結果 $C=11.9\text{t/m}^2$ 、 $\phi=29.7^\circ$ となっている。また、震度は、昨年度の調査より、水平加速度 $a_h=335\text{gal}$ 、垂直加速度 $a_v=106\text{gal}$ と求められており、従って水平・垂直震度はこれより、 $k_h=0.342$ 、 $k_v=0.108$ となる。ここでは、これらの定数

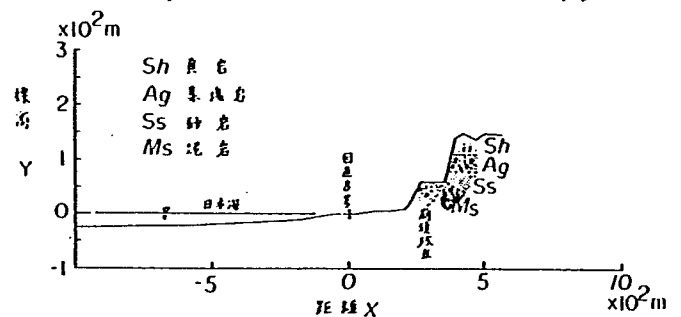


図-5-1. 名立崩れの地質縦断面図

と上記の地盤条件を用いて、臨界すべり面解析を行なった。その結果は図-5-2に示す通りである。

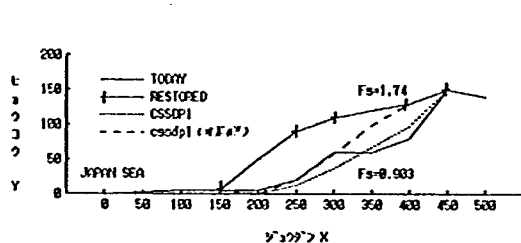


図-5-2. 名立崩れ縦断面図

つまり復元斜面(図中のRESTORED)に対する臨界すべり面(地震力有CSSDP1、地震力無cssdp1)を見れば、CSSDP1は、ほぼ現地形すなわちすべり面(TODAY)とほぼ一致し、地震力の無い時(cssdp1)の安全率 $F_s=1.74$ に対し、この時の安全率は0.903と崩壊することになり、復元斜面が妥当なものであることが分かる。

2) 虚空蔵山 (1847年 M=7.4 善光寺大地震)

虚空蔵山は、1847年(弘化4年)の善光寺大地震で発生した大規模崩壊である。すべり面は、砂岩と目されている。この砂岩のCU試験結果は、 $C=2.6\text{t/m}^2$ 、 $\phi=21.5^\circ$ となっている。震度は、昨年度の調査結果より $a_h=360\text{gal}$ 、 $a_v=126\text{gal}$ であるから、 $k_h=0.367$ 、 $k_v=0.129$ となる。これらの値を使って臨界すべり面解析を行なえば次の様になる。

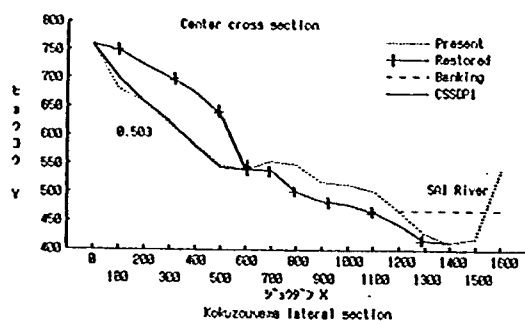


図-5-3. 虚空蔵山縦断面図

29° となっている。また震度は昨年度の調査より $k_H=0.34$ 、 $k_v=0.11$ である。計算結果は図-5-4 に示す。この図によれば、大雑把な解析にもかかわらず臨界すべり面 (CSSDP1) とすべり面は良く一致している。崩壊前斜面は実測によるものであるから、このことは、臨界すべり面解析の正しさを証明している。地震力を入力しない時は最小安全率は1.209 となる。

4) 松越地区 (1984年 長野県西部地震)

すべり面はパミスとされており、土質強度はパミス層 $C=4.53 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi=18.3^\circ$ 下層の粘板岩層 $C=12.5 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi=45^\circ$ とされている²⁾。また、入力震度は $k_H=0.44$ 、 $k_v=0.15$ である。

計算結果は図-5-5 のようになり、地震力無しの臨界すべり面は $F_s=1.28$ 、地震力有では図中のCSSDP1となり $F_s=0.538$ となる。この臨界すべり面は、現地形 (すべり面) と良く一致している。

5) 十二権見地区 (1984年 長野県西部地震)

この地区は、すべりというよりもむしろ震動による液状化に近い運動状況を示しており、 $C=8 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi=12.3^\circ$ (パミス層) 震度 $k_H=0.42$ 、 $k_v=0.14$ とされているので、それを用いると図-5-6の臨界すべり面が得られるが、実際のすべり面よりは深くなる。

5. 3 結論と今後の問題点

上述したように臨界すべり面解析は流動性のもの以外の 図-5-6. 十二権見地区崩壊縦断面図
大規模崩壊の推定に有意義であることが分かるが、今後は定数の決定法等の検討が必要であり、今後の事例解析の蓄積が望まれる。(担当 地すべり研究室)

図-5-3中CSSDP1は地震力を考えた時の臨界すべり面で現地形 (Present) 上方のすべり面と極めて良く一致することが分かる。この時の安全率は $F_s=0.503$ となる。(地震力無しで $F_s=1.215$ となる) 従って復元斜面は、この解析からも妥当と言える。

3) 御岳崩れ (1984年 $M=6.8$ 長野県西部地震)

これは、1984年9月の長野県西部地震によって生じた大規模崩壊で、すべり面は、パミス層だとされている。土質強度は過去の調査により¹⁾ $C=8.7 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi=$

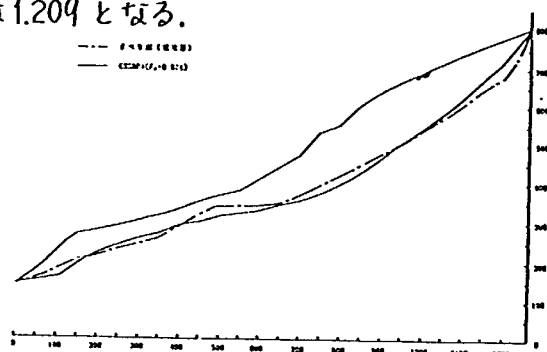


図-5-4. 御岳崩れ縦断面図

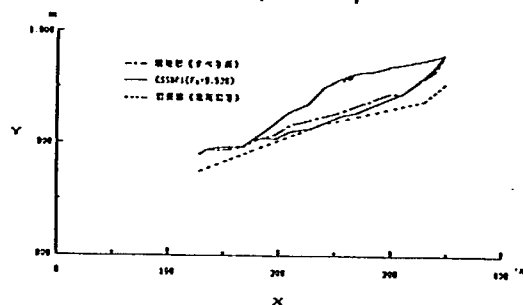


図-5-5. 松越地区崩壊縦断面図

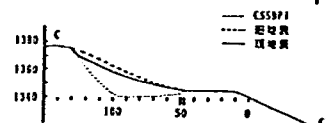


図-5-6. 十二権見地区崩壊縦断面図

6、崩壊土砂の流下機構

6、1 研究方法

昨年度はまず国内外の大規模崩壊61例を収集し、その流下特性に関する資料を整理した。崩壊土砂量と等価摩擦係数、流下距離に対する流下区間地形の影響、火山と非火山の差などを明らかにした。さらに、崩壊土砂量 $V[m^3]$ と崩壊土砂の堆積面積 $A[m^2]$ との間に $A=10V^{2/3}$ というかなり良い相関のあること、堆積面の勾配と堆積土砂の厚さから求まる堆積地点でのせん断力は土砂の単位堆積重量を $1.5\text{ton}/m^3$ として、 $0.1\sim 1.0\text{kg}/\text{cm}^2$ の範囲であることがわかった。また、火山の崩壊土砂が遠くまで流下することに着目し、火山噴火物（鹿沼軽石層）の強度を調べた。その結果、乱さない試料が、 $C=0.25\text{Kg}/\text{cm}^2$ 、 $\phi=33^\circ$ であるのに対し、せん断をくり返すと $C\approx 0.20\text{Kg}/\text{cm}^2$ 、 $\phi\approx 0^\circ$ にまで強度が低下することがわかった。なお乱した試料では $C=0.47\text{Kg}/\text{cm}^2$ 、 $\phi=16^\circ$ であった。さらに試料採取時の単位体積重量が $0.416\text{g}/\text{cm}^3$ 、自然含水比68.5%であることを考えると、崩壊時体積減少に伴って間隙水圧が発生し等価摩擦係数 $8^\circ\sim 12^\circ$ の運動が可能になると考えられる。

本年度は、崩壊土砂の運動モデルを検討することを課題とし、蕎崩れ（立山）を詳細に調べ、御岳崩れとともに運動モデル適用の材料とした。

6、2 研究結果

(1) 蕎崩れの規模と崩壊土砂の到達範囲

蕎崩れは、1858年4月9日（安政5年2月26日）の地震で発生し、土石なだれとなって湯川、真川をせきとめ大きな天然ダムを形成した。この天然ダムは同年4月23日、6月7日（安政5年3月10日、4月26日）の二度にわたって決壊し、土石流、洪水流が平野部まで流下して大きな被害をもたらした。

蕎崩れの土石なだれ堆積物と、それに関連する土石流堆積物の分布を現地調査した結果、町田(1962)が崩壊土砂と考えたものの多くが基盤岩（石英閃緑岩）であり、堆積物の厚さも従来の推定よりも薄いことが分かった。堆積厚は最大で 100m と推定された。図-1に蕎崩れの推定到達範囲を示す。

古文書や崩壊前の絵図などから大蕎は多枝原を囲む尾根のうち現在も崩壊が頻発する東北部に、大きく崩壊したとされる小蕎は現在は絶壁となっている南部に位置し、地震により頂部を含む尾根状の地形が失われたものと推定した。図-2は推定復元地形である。これらの推定地形、崩壊土砂量は小さく見積った場合 $5.6\times 10^7\text{m}^3$ 、大きく見積った場合 $1.4\times 10^8\text{m}^3$ となる。これは町田(1962)の $4.1\times 10^8\text{m}^3$ に比べてかなり小さい。

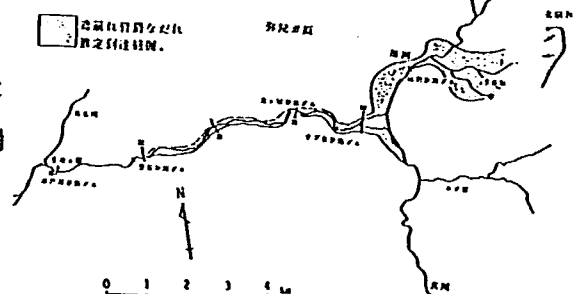


図-1 蕎崩れ土石なだれ推定到達範囲

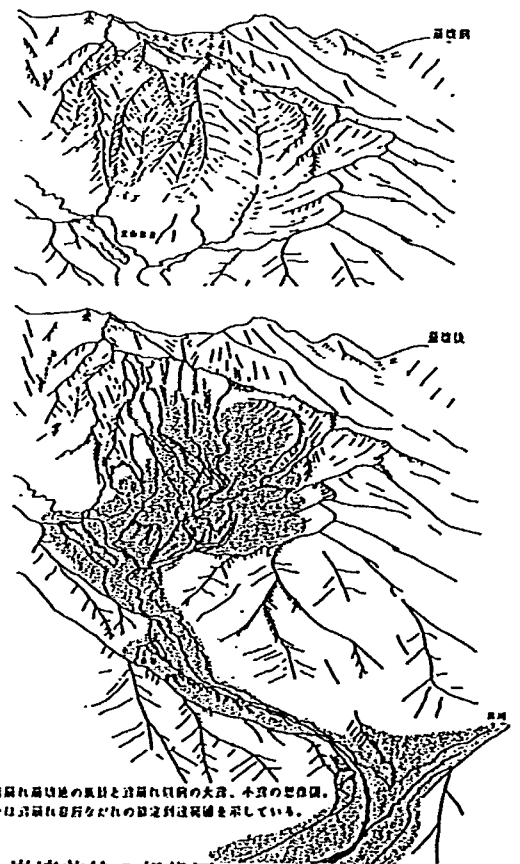


図-2 崩壊前後の想像図

1984年の御岳崩れの堆積物と類似した土石なだれの堆積物が崩壊地より12km下流（比高1700m）まで追跡できる。また水谷段丘の上は土石流堆積物で、御岳崩れと同様土石なだれの後を追う形で土石流が流下したと考えられる。図-3に崩壊土砂の運動方向を示す。奥田(1984)は、崩壊土砂の等価摩擦係数と崩壊土砂量の関係図に

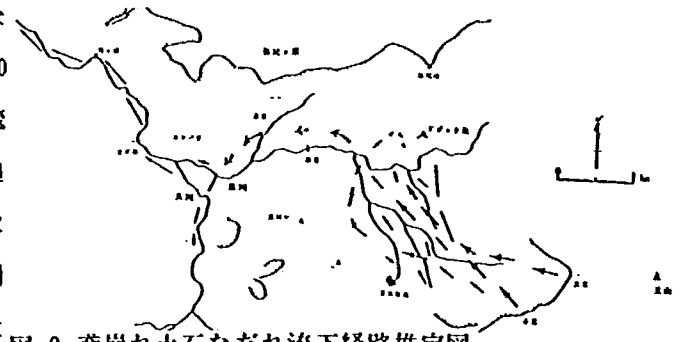


図-3 蕨崩れ土石なだれ流下経路推定図

において、蕨崩れは一般の傾向より大きな等価摩擦係数をとると指摘しているが、今回の推定土砂量を用いると、ほぼ一般的な傾向に一致し、かえってやや流動性の良い方になる。この地域が火山であり、崩壊が発生したのが積雪がまだかなりある月であることを考え合わせると十分理解できる。

(2) 崩壊土砂の運動モデル

崩壊土砂の運動に関する既往モデルの多くは斜面上の土塊を質点的に取り扱ったもので、 $m \cdot dv/dt = mg \cdot \sin \theta - \tau \dots \dots (1)$ または、 $m \cdot d(v^2/2)/ds = mg \cdot \sin \theta - \tau \dots \dots (2)$ で表される。ここに、 v :土塊の移動速度、 g :重力の加速度、 θ :斜面勾配、 τ :抵抗力、 s :移動距離である。主なモデルは以下のように整理される。Heim(1932)は $\tau = \mu k \cdot \cos \theta$ とし、奥田(1973)は $m \cdot dv/dt = mg(\sin \theta - \mu \cdot \cos \theta) - \xi V^2$ を発表した。また森脇(1985)は御岳崩れの運動を説明するため抵抗が距離とともに減少するモデル $\tau = \mu N, \mu = \mu_0 e^{-\lambda x}$ 、 x :距離を提案している。また、江頭(1983)は $d/dt(\rho_r A_r U_r) = \rho_r A_r g \cdot \sin \theta - \mu_k(\rho_s - \rho)(1 - \lambda) A_r g \cdot \cos \theta - \rho f_b l_r U_r^2$ を提案した。右辺の各項はそれぞれ駆動力、固体摩擦力、流体摩擦力である。（ μ_k :固体動摩擦係数、 f_b :流体抵抗係数）これも形式的には奥田の式と同じである。理論的考察のみでは式は完成せず結局定数を現象を説明するように決めざるを得ないのが現状である。

(3) 運動モデルの適用

前節の式を御岳崩れに適用して、到達距離が実際と一致するように定数を決めた計算結果が図-4である。推定到達時間420~480秒、7.4km地点の推定速度36.1m/sと比較すると Heimは速過ぎる。高橋(1978)による土石流の流速式による値も合せて示した。次に御岳崩れに使用した定数をそのままにして蕨崩れに適用した(図-5)。森脇では短距離で停止し、抵抗力を流下距離で変化させる係数は一般性が無いようである。Heimがやはり速い傾向を示す以外は類似した変化傾向を示すことがわかる。

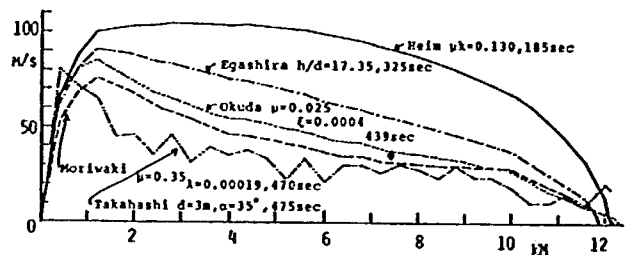


図-4 御岳崩れの縦断方向の速度変化

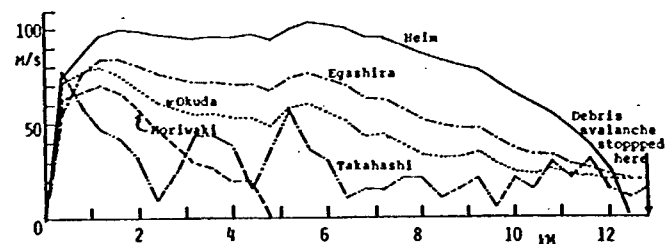


図-5 蕨崩れへの運動モデルの適用

なお、昭和61年11月28日から12月10日の13日間矢澤昭夫砂防研究室長は米国ワシントン州バンクーバー市で開かれた「大規模崩壊土砂の流出に関するワークショップ」に参加し、御岳崩れ、蕨崩れを紹介するとともに米国地質調査所、ワシントン州立大学、林業試験場によるセントヘレンズ山を中心とする最近の研究情報を収集した。この成果は崩壊土砂流下機構モデルの分類等に有効に生かされた。

7. 参考文献

第1章

- 1) 長岡正利, 星埜由尚, 武井良道, 市川清次, 斉藤文男: 長野県西部地震による伝上川上流大規模崩壊の地形特性と発生条件, 天然資源の開発利用に関する日米会議(UJNR)耐風・耐震構造専門部会, 第17回合同部会, 1985.5・筑波

第2章

- 1) 宇佐美龍夫: 日本被害地震総覧, 東京大学出版会, 1975
- 2) 建設省土木研究所: 最大地震動および地震応答スペクトルの推定法(その4), 土木研究所資料, 第1993号, 1983.3
- 3) 建設省土木研究所: 地震動による土堰堤の変形, 土木研究所報告, 第28号, 1934.10
- 4) 建設省土木研究所: フィルダム堤体の3次元的地震時挙動特性に関する検討報告書, 土木研究所資料, 第2356号, 1986.3

第3章

- 1) 町田洋: 巨大崩壊・岩屑流と河床変動, 地形5巻3号, p.155~178, 1984
- 2) 水落幸広: 転倒構造と斜面崩壊, 地質学会第94回学術大会講演要旨, 1987
- 3) 奥西一夫: 大規模崩壊のメカニズム, 地形5巻3号, p.179~193, 1984
- 4) 江川良武他: 航空写真による崩壊調査法, 建設省国土地理院, 1976

第4章

- 1) 太田一也: 雲仙火山, 長崎県, 1984
- 2) 武内達夫, 堤博志: 大谷崩れ, 新砂防, 38-3, 1985
- 3) 平野昌繁: 空中写真で見る地形災害, 京大防災年報, 24-B-1, 1981
- 4) 古谷尊彦他: 地震に伴う歴史的な崩壊の地形解析, 京大防災研年報, 27-B-1, p.387-396, 1982
- 5) 町田洋: 荒廃河川における侵食過程—常願寺川の場合—, 地理学詳論, Vol.35, No.4, p.157-173, 1962

第5章

- 1) 科学技術庁国立防災科学技術センター: 昭和59年長野県西部地震災害調査報告, 1985
- 2) 谷口栄一, 久保田哲也, 衆原徹郎: 長野県西部地震による松越地区の斜面崩壊、土と基礎 Vol.33, No.11, 1985
- 3) 高橋和太郎: 弘化4年善光寺地震の岩倉山崩について, 長野市郷土研究会, 1973
- 4) 古谷尊彦他: 地震に伴う歴史的な崩壊の地形解析, 京大防災研年報, 27-B-1, p.387-396, 1984
- 5) R.V. Whitman: Evaluating calculated risk in geotechnical engineering, Proc. ASCE, GT110, N02, 1984

第6章

- 1) Voight, B.: Rockslides and avalanches 2, Elsevier Sci. Pub. Co., 1979
- 2) 奥田節夫: 土石流の現地調査について, 京大防災研年報, 16-A, 1973
- 3) 矢崎忍, 森脇寛: 昭和59年長野県西部地震による御岳山大岩屑流の運動について, 昭和60年度砂防学会研究発表会概要集, 1985
- 4) 芦田和男, 江頭進治, 大槻英樹: 山腹崩壊土の流動機構に関する研究, 京大防災研年報, 26-B-2, 1983
- 5) 高橋保: 土石流の発生と流動に関する研究, 京大防災研年報, 20-B-2, 1978

(4) 道路事業調査費，試験調査

5. 土工および土工構造物に関する試験調査

5. 2 道路盛土の耐震性に関する試験調査

5. 2. 3 盛土の破壊に及ぼす鉛直地震動の影響に関する試験調査

振動研究室 室長 佐々木 康

研究員 衆原 徹郎

〃 松本 秀應

吉見精太郎

1. まえがき

1964年新潟地震、1978年宮城県沖地震、1983年日本海中部地震、1984年長野県西部地震等の既往の大地震により、道路盛土等土工構造物は甚大な被害をうけている。盛土の被害発生には、作用地震動の特性、盛土及び周辺地盤の形状・地質、地下水位の状態が大きく影響を与えていることが現在のところわかっているが、鉛直地震動の影響についてはいまだ解明されていないのが現状である。昭和60年度には、昭和59年長野県西部地震による道路施設の被害調査を行い、震央近傍における片切り片盛り部の盛土被害状況を把握するとともに、盛土において得られた強震記録を基に、盛土における最大加速度の増幅特性に関する検討を行った。昭和61年度においては、有限要素法による二次元動的応答解析を実施し、不整形地盤上盛土における加速度応答特性を検討した。

2. 調査目的

本課題は、盛土の破壊形態及び破壊程度に及ぼす鉛直地震動の影響を明らかにすることにより、合理的な盛土の耐震設計法を確立しようとするものである。

3. 調査方法

不整形地盤上盛土の動的応答特性を検討するため、二次元有限要素法による動的応答解析を実施した。図-1に解析対象とした地盤盛土モデルを示す。基盤及び表層の層厚は、各々10mであり、傾斜基盤の勾配は30°である。盛土は、図-1に示す3箇所を設置し、高さ4m、のり勾配1:1.73としている。要素分割を行うに当っては、基盤傾斜部及び盛土下部において密な分割となるようにしている。境界条件は、傾斜基盤側側面を伝達境界とし、整形地盤側側面は、上下方向固定とした。表-1にモデル地盤の土質定数を示す。せん断弾性係数及び減衰定数は、土のひずみ依存性を考慮している。入力地震動は、表層地盤及び盛土の振動特性に着目していることから、最大加速度100galの水平正弦波とした。解析は、3種類の地盤盛土モデルについて、入力地震動周期を0.2sec及び0.4secとした計6ケースについて実施した。

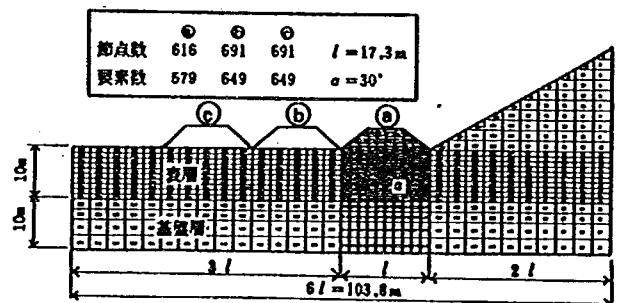
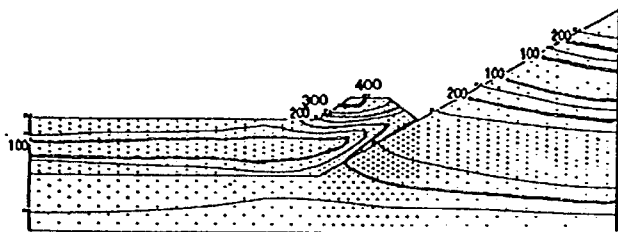


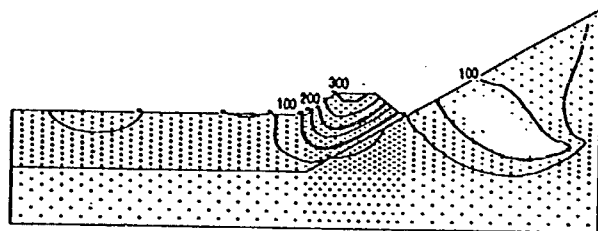
図-1 解析対象地盤盛土モデル

表-1 モデル地盤の土質定数

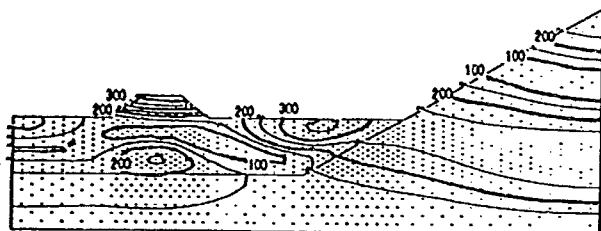
土質構成	単位体積重量 γ (t/m ³)	5秒減衰 V_s (sec)	せん断弾性係数 G_s (t/m ²)	ポアソン比 ν	G, Iのずれ 係数
表層	1.8	1.80	4.15	0.495	あり
高層	1.9	3.00	1.745	0.495	あり



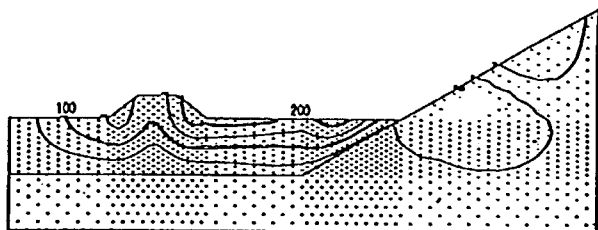
1) 水平最大加速度分布図 (盛土位置①)



2) 鉛直最大加速度分布図 (盛土位置①)



3) 水平最大加速度分布図 (盛土位置②)



4) 鉛直最大加速度分布図 (盛土位置②)

図-2 最大加速度分布図 (正弦波水平 100gal, 地震動周期 0.2sec)

4. 調査結果

解析結果を各ケースについて比較するため、水平及び鉛直方向最大加速度分布図を作成した。地震動周期が0.4secの場合には、水平、鉛直最大加速度とも、表層地盤及び盛土内において顕著な増幅を示さなかった。図-2には、地震動周期0.2secの場合について、盛土位置①、②の場合の水平及び鉛直最大加速度分布図を示す。同図より、盛土位置が不整形地盤上に位置している場合に得に大きな鉛直方向加速度が発生することがわかる。また盛土位置が②の場合には、盛土天端に比べ盛土のり面部において鉛直最大加速度が大きくなっている。図-3には、盛土位置

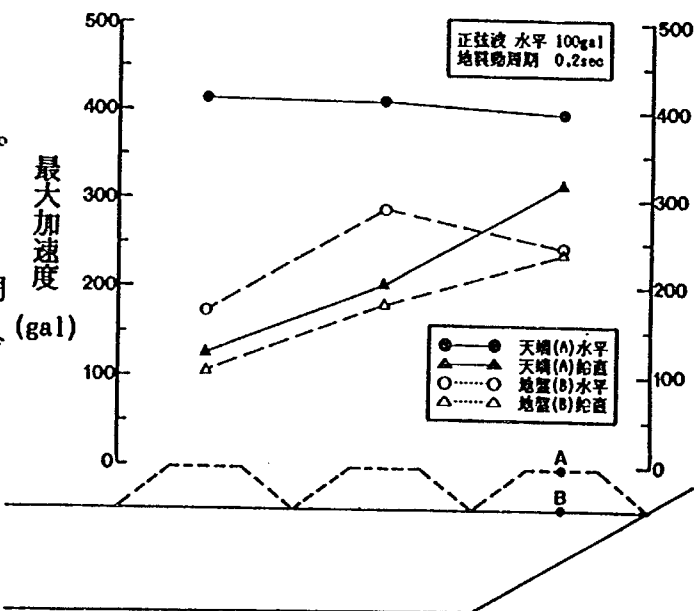


図-3 盛土位置による最大加速度値の変化

による盛土底部及び天端の水平、鉛直最大加速度の増幅を示す。盛土天端の水平最大加速度は、不整形地盤の影響をほとんど受けていないが、鉛直最大加速度には、かなり影響があらわれており、盛土位置②では水平加速度と同程度の鉛直加速度が作用している。

また、実測記録との対応を検討するため、盛土と類似の構造物である河川堤防で得られた記録と、今回の解析結果の比較を行った。堤防における強震観測は、昭和62年3月現在全国16箇所において実施されており、現在までに最大加速度の大きい20記録について数値化が実施されている。観測地点の基盤形状はおおむね水平と考えられ、水平最大加速度と鉛直最大加速度の比は、堤防上で1: 0.26であり、盛土位置①における解析結果とおおむね一致している。

5. 今後の問題点

盛土における強震観測記録の蓄積を図り、解析結果との比較を行うことにより、盛土の水平、鉛直応答特性及び土の動的特性を考慮した盛土破壊指標に関する検討を実施する必要がある。

(5) 道路事業調査費，試験調査

8. 道路の災害防止と道路施設の耐震性に関する試験調査

8. 3 道路施設の耐震性に関する試験調査

8. 3. 1 道路橋の設計震度算定法に関する試験調査

振動研究室	室長	佐々木 康
〃	研究員	田村 敬一
〃	〃	桑原 徹郎
〃		相沢 興
〃		吉見精太郎

1. まえがき

我が国における橋梁は、その大多数が標準設計水平震度0.2を基本とする震度法によって耐震設計されている。標準設計震度は、従来からの慣行と経験上の事実を総合して定められたものではあるが、何故0.2であるのかは、地震動の特性からは必ずしも自明のことではない。これは、強震観測による橋脚上での最大加速度がしばしば200galを越すことから明らかであろう。本調査は、設計震度のより合理的な設定手法を開発することを目的に、昭和58年度より開始されたものである。昭和60年度までには、加速度応答スペクトルに基づく設計震度の試算を行うとともに、設計水平震度が橋梁建設費に及ぼす影響について調査した。また、地盤上および橋脚上で得られた記録の数値化を行い、最大加速度の増幅特性について調査した。さらに、地域ごとの地震動強度（加速度応答スペクトル）の期待値の試算を行った。

本年度は、地盤—橋脚間の最大加速度の増幅率と地震のマグニチュードおよび震央距離との関係について調査するとともに、橋脚の固有周期と減衰定数の関係について予備的に検討した。また、地域ごとの地震危険度の比較を行った。

2. 調査目的

現行示す書に規定されている震度法および修正震度法を体系化し、各種地盤条件および基礎種別条件を正しく反映した合理的な道路橋の設計震度の算定手法を開発することを目的とする。

3. 調査方法および調査結果

3.1 最大加速度の増幅率と地震のマグニチュードおよび震央距離との関係

解析対象とした強震記録は、表1に示す12地点において観測された合計135記録である。これらの記録をもとに、地盤上における最大加速度 a_g に対する橋脚上における最大加速度 a_p の比（ a_p/a_g ）を増幅率と定義する。増幅率と地震のマグニチュードおよび震央距離との関係の一例として、杭基礎橋脚の橋軸方向成分の場合を図1に示す。図1より、一般に、増幅率は0.7~3程度とほっていることがわかる。また、増幅率と地震のマグニチュードおよび震央距離との間には明瞭な関係は認め難いが、

震央距離が大きく、マグニチュードが大きい場合に増幅率が高くなる傾向が認められる。ただし、現状では近距離の大規模地震による記録が得られておらず、さらに慎重に検討する必要があると考えられる。

3.2 橋脚の固有周期と減衰定数の関係

表1に示した記録を用いて、橋脚の固有周期と減衰定数の関係について検討した。その手順は、次のとおりである。1)地盤上における記録と橋脚上における記録から伝達関数を算出する。2)伝達関数が最大値を示す周期を橋脚の固有周期とする。なお、起振機実験等が実施されている橋脚については、その結果を参考とする。3)地盤上における記録をもとに橋脚の固有周期に対応する周期の加速度応答スペクトル値を計算する。4)3)の計算においては、減衰定数を種々変化させて、加速度応答スペクトル値と橋脚上における最大加速度が等しくなる減衰定数を求める。上記の2)および4)より求めた固有周期 T と減衰定数 h の関係を図2に示す。図2より両者の関係は、大略、 $h=0.04/T$ で表せることがわかる。

3.3 地域ごとの地震危険度の比較

昭和60年度に算出した加速度応答スペクトルの期待値をもとに、東京における加速度応答スペクトルの期待値に対する比率をコンター図として示すと、図3のようになる。図3より、加速度応答スペクトル比が最も高い(1.1~1.2)のは三陸地域であり、次いで、北海道から関東にかけての太平洋側の地域

とになっていることがわかる。一方、加速度応答スペクトル比が低い地域は、北海道北部、山陰、九州北部などであり、その値は0.4程度以下である。

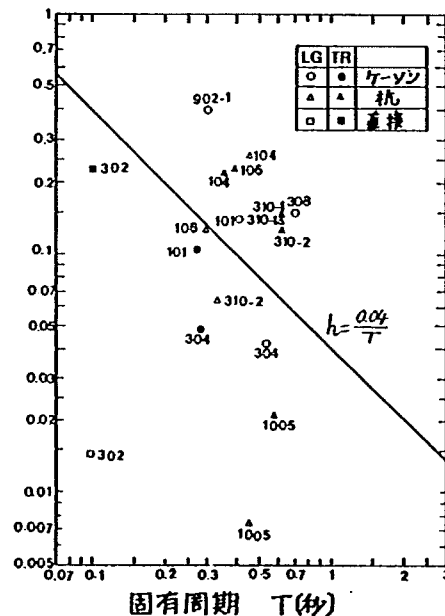


図2. 橋脚の固有周期と減衰定数の関係

表1 解析対象橋梁の一覧

No.	記録所No.	橋梁名	基礎形式	記録数
1	101	新高斜橋	ケーソン	9
2	104	新野川橋	杭	24
3	106	新野川橋	杭	29
4	302	間北橋	直柱	9
5	304	伊豆橋	ケーソン	13
6	308	板島橋	ケーソン	3
7	310	平入橋	杭	8
8	"	"	"	6
9	902	新野川橋(II)	ケーソン	11
10	"	"	杭	9
11	1004	境川橋	直柱	7
12	1005	境川橋	杭	7
合計				135

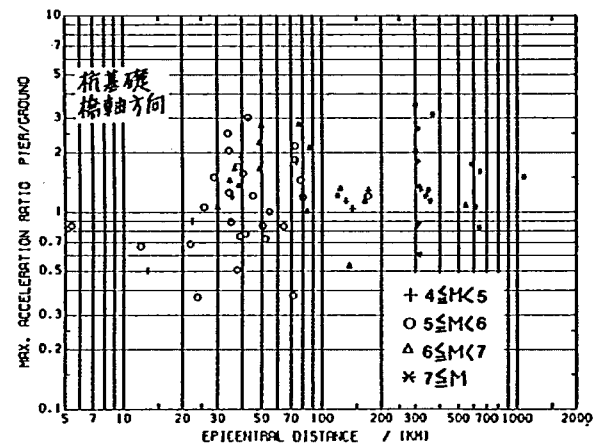


図1 増幅率と地震のマグニチュードおよび震央距離との関係

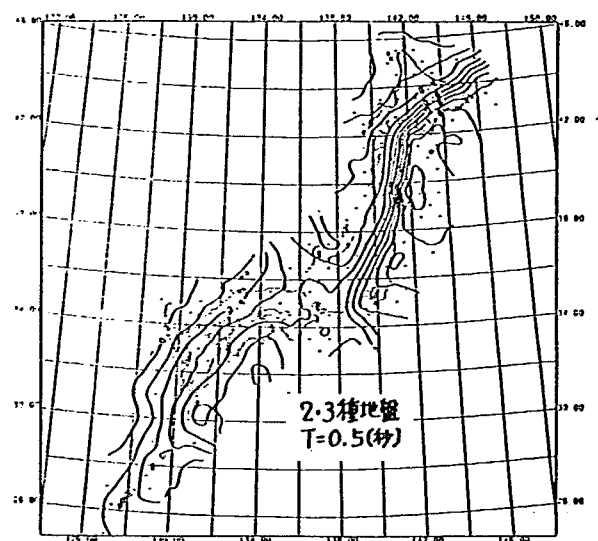


図3. 加速度応答スペクトル比のコンター図

(6) 道路事業調査費，試験調査

8. 道路の災害防止と道路施設の耐震性に関する試験調査

8. 4 地震動及び地盤の動的挙動に関する試験調査

8. 4. 1 地盤震害予測手法に関する試験調査

振動研究室 室長 佐々木 康

研究員 松本 秀應

近藤 益央

1. まえがき

日本海中部地震等では砂地盤の液状化に起因して道路盛土等各種構造物に被害を生じてきた。しかし、現在までの被害事例によると液状化が主原因で被害を生じたものもあれば、周辺が広範囲に液状化しているにもかかわらず、構造物にはほとんど被害が発生しなかった例など種々の事例がある。これは、周辺地盤のどの深さでどの程度の液状化が発生したかという地盤の液状化の程度の違いによるものと考えられる。しかし、地盤液状化の程度と被害程度との定量的な関係は明らかにされていない。

今年度は、土の液状化特性に及ぼす諸要因の影響を検討するために人為的に粒度分布を調整した試料を用い、静的三軸試験および振動三軸試験を実施した。また、地盤の耐震性評価のための原位置試験法について、八郎潟において現場実験を行うことにより検討するとともに、地盤震害の発生地点における特徴を明らかにする目的で既往の震害事例および地盤条件の資料の収集・整理を行った。

2. 研究目的

細粒分を含む土、砂とシルトの互層など“きれいな砂”以外の土の液状化特性を明らかにし、一般に存在する複雑な土層の液状化程度を予測する合理的な方法を開発するとともに、その液状化程度に対する被害程度の予測手法を開発することを目的とする。

3. 研究方法および研究結果

3. 1 土の液状化特性に及ぼす諸要因の検討

土の液状化強度に対して大きな影響を与えられている細粒分含有量の影響について検討する目的で、山砂にカオリンを混入し人為的に細粒分の調整を行った試料を用いて静的三軸試験および振動三軸試験を実施した。また、過圧密の影響および圧密圧力の影響を検討するための試験も実施した。表-1に試験条件を示す。また、表-2には今回用いた試料の物理特性および密度の範囲を示したが、いずれの試料についても均質な試料が作製されていることがわかる。これ

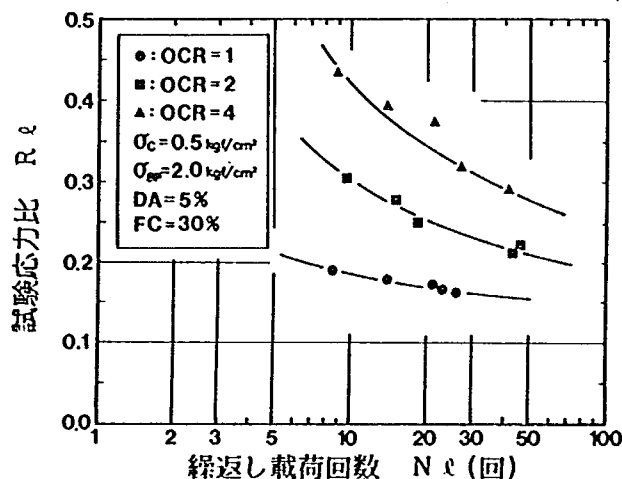
表-1 試験条件

実験ケース	FC (%)	OCR	圧密圧力 σ_c (kgf/cm ²)	圧密時間
A	30	1	0.5	T ₁
B	30	2	0.5	T ₁
C	30	4	0.5	T ₁
D	30	1	0.5	T ₁ × 10
E	10	1	0.5	T ₁
F	0	1	0.5	T ₁
G	0	1	0.2	T ₁
H	0	1	0.1	T ₁

表-2 供試体の物理特性および密度の範囲

公称FC (%)	GS	FC (%)	供試体初期 ρ_d
0	2.724	5.0	1.322~1.399
10	2.719	14.0	1.424~1.499
30	2.707	32.0	1.719~1.760

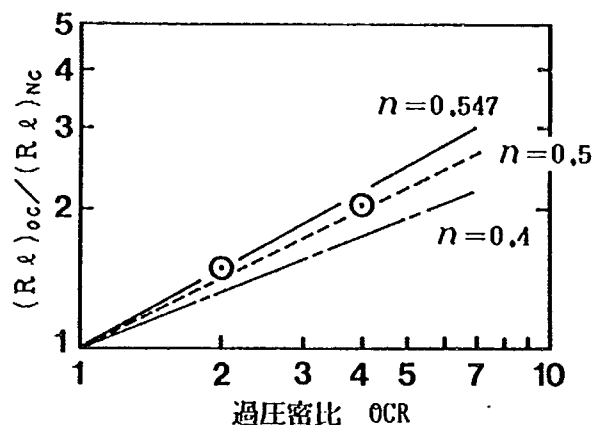
らの試料を用い過圧密の影響について検討するために行ったケースA～Cの試験結果を図－1に示す。同図によれば、液状化強度は過圧密比が大きくなるにつれて大きくなる。液状化強度と過圧密比の関係について整理しなおした結果が図－2であり、過圧密比のほぼ0.5乗に比例して液状化強度が増加している。図－3には細粒分含有量の影響を検討するために行ったケースA・E・Fの試験結果を示す。これによれば、細粒分の混入により約15～30%の強度増加が認められる。



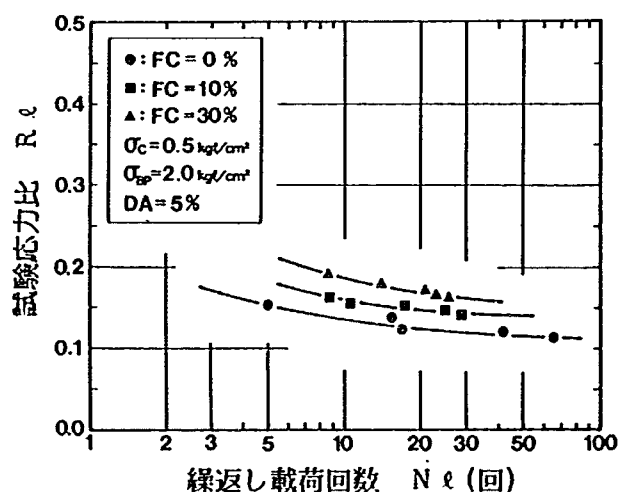
図－1 試験結果（過圧密の影響）

3. 2 地盤の耐震性評価のための原位置試験法の検討

地盤の耐震性評価のための原位置試験法について検討するために、日本海中部地震の際に液状化に起因する被害が発生した八郎潟干拓堤防において、フラットプレートダイレトメータ（DMT）およびダッチコーン（CPT）による地盤調査を実施した。これらの試験により得られた液状化可能性の判定結果は、同地点において行われた標準貫入試験等に基づく判定結果と良い一致を示しており、これらの調査法が液状化の判定に有効な方法であることが確認された。



図－2 過圧密比と液状化強度の関係



図－3 試験結果（細粒分含有率の影響）

3. 3 既往震害事例の調査

土の液状化特性に与える諸要因の影響を既往の震害事例に基づいて検討するとともに、液状化程度と地盤震害の関係について検討するために、過去の地震において液状化の発生した地点と、その周辺で液状化の発生しなかった地点を対象として、その地盤特性および被害状況に関する情報の収集・整理を行った。

4. 今後の問題

今回、細粒分含有率 F_c を5～32%まで人為的に変化させた試料を用い、静的三軸試験および振動三軸試験を実施し、 F_c および過圧密比 OCR が大きくなると液状化強度が大きくなるという定性的な結果を得た。今後は、これらの結果を一般化し、実務において用いるに十分な推定式にとりまとめるために、さらに種々の土および土の状態に対する液状化特性について検討する必要がある。

(7) 道路事業調査費，大規模特殊事業計画調査

1. 自然条件に関する試験調査

1. 2 地震動に関する試験調査

1. 2. 1 軟弱地盤上の連続高架橋の設計地震動に関する試験調査

振動研究室	室長	佐々木 康
〃	研究員	田村 敬一
〃	〃	桑原 徹郎
〃		相沢 興
〃		吉見精太郎

1. まえがき

大規模特殊事業計画における高架橋は、その連続延長が非常に長くかつ軟弱地盤上に設けられるものが多い。これら高架橋の耐震性を確保するためには、過去の震災経験に基づく現行の設計手法のみでは不十分である。そこで、本調査は、基礎地盤の軟弱性、橋梁の連続性ほどの構造物の諸特性を考慮した耐震設計法の開発を図ることを目的に昭和58年度より開始されたものである。昭和60年度までには、2径間連続高架橋模型を用いて、その地震時挙動について実験的に調査するとともに、地震動の箇所別の違いを考慮できる動的解析プログラムを開発し、実験結果の検証を行った。また、軟弱地盤（東京湾、伊勢湾、大阪湾）における地中地震記録を整理し、その地盤内増幅特性について調査した。さらに、名港中央大橋の動的解析用加速度応答スペクトルを設定した。

本年度は、連続高架橋模型の振動実験を継続するとともに、連続高架橋の動的解析を行った。また、軟弱地盤中における地震動の増幅特性について地盤の地震応答解析により検証した。

2. 調査目的

地震動の箇所別の違い、軟弱地盤の振動特性、等を考慮して、軟弱地盤上の連続高架橋の振動特性を解明し、その合理的な耐震設計法の開発に資する。

3. 調査方法および調査結果

3. 1 連続高架橋模型振動実験

加振実験に用いた2径間連続高架橋模型の概要は図1に示すとおりである。ここで、フーチングの下板は、抗基礎のばね特性をモデル化したものである。実験ケースは、表1に示すように、全橋脚の板ばねの剛性を1とした場合を基準として4とおりに変化させた。なお、剛性1の場合は、剛性1の場合と比較して固有周期を1.5倍とすることを目標として、板ばねの曲げ剛性を2.25倍にしたものである。全橋脚の板ばねの剛性を1とした場合について、ランダム波加振による入力と応答の伝達関数から求めた模型の固有振動数および減衰定数は、それぞれ、6.6~7.4Hzおよび20~25%程度である。実験結果の一例として、全橋脚に同一振動数・同一位相の正弦波を入力した場合の結果を以下

に示す。図2は、入力最大加速度に対する橋脚のフーチング上における最大加速度の比を応答倍率と定義し、全橋脚の板ばねの剛性を「小」とした実験ケース（ケース1）を基準として、応答倍率の比率（応答倍率比）を示したものである。図2からわかるように、加振振動数が2Hzの場合にはいずれの実験ケースについても応答倍率比の差異は認められはいるが、加振振動数が6Hzになると実験ケースごとに若干の差異が生じてくる。加振振動数が10Hzの場合には実験ケースごとに明らかな差異が認められる。すなわち、固有振動数が加振振動数に近いと考えられる全橋脚の剛性が「大」の場合（ケース2）には中間橋脚の応答倍率比が2以上と高くなる。1基の橋脚の剛性のみを「大」としてケース3とケース4と比較すると、ケース4の場合には中間橋脚および端橋脚のいずれについても応答倍率比は1程度であるが、ケース3の場合には中間橋脚で応答倍率比が低く、端橋脚で応答倍率比が高くなる。以上のように基礎剛性の変化、また、その組合せにより連続橋の応答は種々異なるものと考えられる。

表1 実験ケースの一覧

実験ケース	橋脚剛性			備考
	橋脚1	橋脚2	橋脚3	
1	小	小	小	基準となる実験ケース
2	大	大	大	
3	小	小	大	
4	小	大	小	

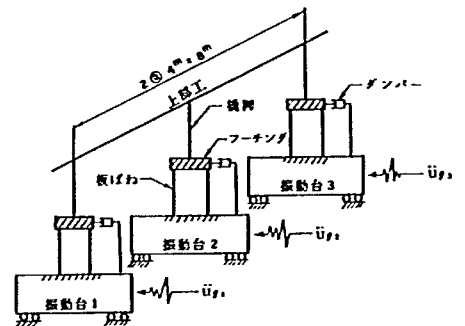


図1 実験模型の概要

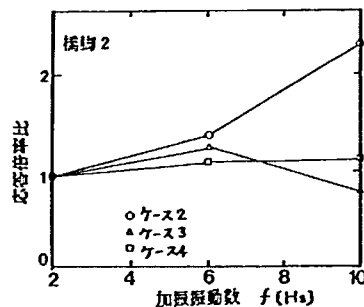
3.2 連続高架橋の動的解析

加振実験に用いた連続高架橋模型を骨組構造物にモデル化した上で動的解析を行い、動的解析の適用性について検討した。動的解析結果の一例として、図2に示した実験ケースと同一の場合の解析結果を図3に示す。図2および図3を比較すると、動的解析により実験結果は概ね説明が可能であると考えられる。

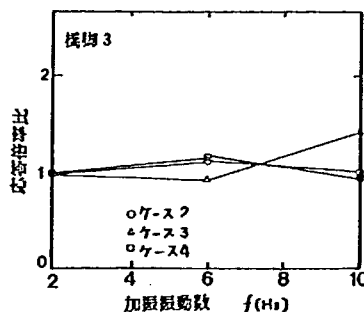
3.3 地盤の地震応答解析

軟弱地盤中における地震動の増幅特性を検証するために、重複反射理論に基づく地盤の地震応答解析（SHAKE）を実施した。解析結果の一例として、伊勢湾（名古屋港金城埠頭）における実測値と解析値による最大加速度の深度分布を図4に示す。図4より当該地点については、地震応答解析による地盤内の地震動増幅特性は実測記録と概ね一致し、地震動は表層の軟弱層で増幅されていることがわかる。

参考文献 土木研究所資料，第1530号



(a) 中間橋脚（橋脚2）



(b) 端橋脚（橋脚3）

図2 応答倍率比

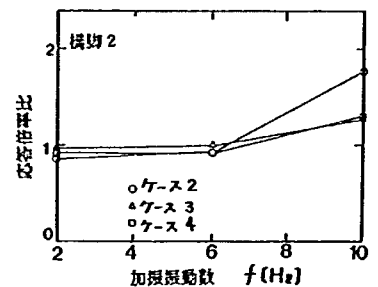


図3 動的解析による応答倍率比（中間橋脚）

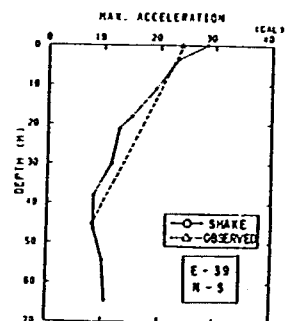


図4 最大加速度の深度分布

(8) 道路事業調査費，大規模特殊事業計画調査

1. 自然条件に関する試験調査

1. 3 地盤の耐震性調査

1. 3. 1 液状化地盤中の構造物の耐震設計法に関する試験調査

振動研究室 室 長 佐々木 康
研究員 松本 秀應
近藤 益央

1. まえがき

滴岸部等における大規模特殊道路の計画区間には、液状化を起こしやすい区間が多く存在し、これらの構造物の設計に当っては、地盤反力係数が低下しても構造物の安定が保てるよう設計するものとしている。しかし、現在用いられている液状化した地盤の地盤反力係数の低減方法には改善すべき点が残されている。そのため今年度は、杭基礎模型を用いた振動実験により、地盤内の過剰間隙水圧の上昇が地盤反力係数に与える影響、及び地盤に作用する動的なせん断応力と発生過剰間隙水圧の関係について検討を行い、液状化に対する抵抗率 F_L と地盤反力係数の低減方法について整理した。また、この地盤反力係数の低減方法の違いが杭基礎諸元に与える影響を試設計を行うことにより検討した。

2. 研究目的

液状化地盤中の構造物の合理的な耐震設計手法の開発に資するために、液状化した地盤の地盤反力特性を明らかにすることを目的とする。

3. 研究方法および研究結果

3.1 液状化地盤中の杭の載荷実験

振動台上に設置した試験用土層内に、杭および地盤模型を作製し、地盤模型を液状化させた状態で杭の水平載荷試験を行った。杭模型には模型のひずみを計測するためにひずみゲージをはり、地盤模型内には液状化の程度を計測するために間隙水圧計を設置した。

結果の整理としては、実験により得られた杭の曲げモーメント M の深度分布を9次のチェビシェフ多項式により回帰し、この回帰式を2回微分することにより杭に作

用する土圧 p を、また、2回積分し杭の曲げ剛性 EI で除することにより杭の変位 δ を求め、この p を δ で除すること（割線勾配）により、各深度における地盤反力係数 k を求めた。

図-1は、地盤の液状化の程度を種々変化させ載荷試験を行い、深度10cmにおける k と δ の関係を有効上載厚 σ_v' をパラメータとして整理したものである。図-1より σ_v' が一定であれば k は δ の-0.5乗に比例して小さくなり、同じ δ であれば σ_v' が小さいほど（地盤の液状化の程度が高いほど）小さくなることがわかる。そこで、変位 δ の影響を取り除くために $\delta=0.01\text{cm}$ に対する k と σ_v' の関係を深度5, 10, 15cmに対して求めたものが図-2である。同じ σ_v' であっても深度により k の値にバラツキ

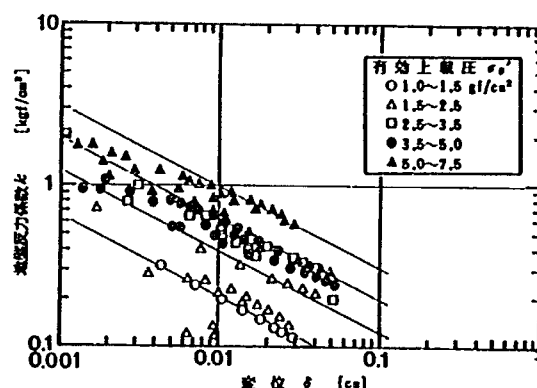


図-1 地盤反力係数に及ぼす液状化の影響

が認められるが、これは地盤の液状化の状況（深度が浅く σ_v' が大きいデータは液状化の程度が低い試験に対応し、深度が深く σ_v' が小さいデータは液状化の程度が高い試験に対応する）が異なるためと考えられる。図-2より k と σ_v' の関係は、ほぼ直線関係にあり、その傾きは図中に示した直線のようにほぼ1である。このことは、杭基礎の設計を行う場合地盤の液状化の影響は、地盤反力係数 k の値を有効上載圧 σ_v' の低下に比例して低減することにより考慮することができることを示している。

3.2 地盤反力係数の違いが杭基礎諸元を与える影響の検討

地盤の液状化に伴う土質定数の低減方法の違いが、杭基礎の諸元及び建設費に与える影響を明らかにするために、地盤反力係数を種々変化させ一般的な橋梁上部工諸元に対して試設計を行った。

ここでは地盤の液状化条件を表現する指標として、杭基礎の設計において直接必要となる地盤反力係数 k と、杭の突出長さ（耐震設計上の地盤面からフーチング下面までの距離）を用い、直接工事費の変化（地盤反力係数が十分大きい場合の基礎の直接工事費に対する比で表現）について整理を行った結果の例が図-3である。地盤反力係数が 0.5 kgf/cm^2 以上と大きい場合には、杭基礎の設計は鉛直支持力が決定要因となり杭本数（図中のプロット脇の数字）も直接工事費の変化も小さい。これに対して、地盤反力係数が 0.5 kgf/cm^2 以下と小さい場合には、杭基礎の設計は水平方向支持力が決定要因となり、直接工事費は地盤反力係数の値の $-1 \sim -0.5$ 乗に比例して増加する。このことは、常時の地盤反力係数が小さい地盤、あるいは液状化の程度が高く地盤反力係数を大きく低減させることが必要な地盤においては、地盤反力係数の違いが直接工事費に大きく影響を与えることを示している。

3.3 飽和砂質地盤の過剰間隙水圧の発生特性の検討

3.1の実験において得られた地盤の応答加速度を積分することにより地盤に作用する動的なせん断応力を推定し、このせん断応力と発生過剰間隙水圧の関係について検討を行った。その結果、最大せん断応力の70%以上のせん断応力の繰り返しのみが有効なせん断応力であるとして実効せん断応力を求めることにより、発生する過剰間隙水圧比と良い相関が認められた。このことは、地震波のように一定振幅ではないせん断力が土に作用する場合に対しても、地盤内に発生する過剰間隙水圧を推定することの可能性を示唆している。

4. 今後の課題点

これらの結果は上載圧の小さい模型実験から得られたものであり、今後はより上載圧の高い領域でのデータおよび実物基礎に対するデータを蓄積し、横方向地盤反力係数の低減方法についてより詳細な検討を行う必要がある。

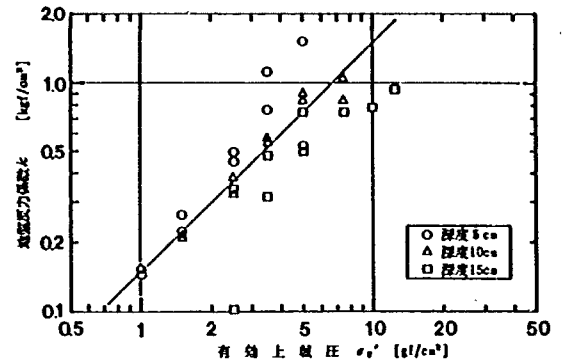


図-2 地盤反力係数と有効上載圧の関係

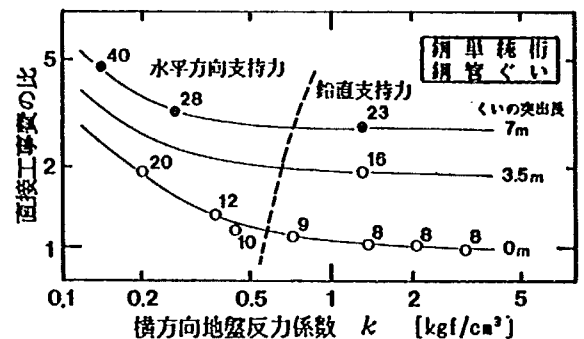


図-3 直接工事費の比

(9) 河川事業調査費

3. 河川構造物調査

3. 2. 1 特殊堤の耐震性に関する調査

機械施工部長

矢部正宏

動土質研究室

室 長 古賀泰之

主任研究員 松尾 修

唐沢安秋

振動研究室

室 長 佐々木康

研 究 員 桑原徹郎 松本秀應

相沢 興 吉見精太郎

1. まえがき

本課題では特殊堤および土堤の耐震設計法を確立するための調査を行っている。特殊堤はコンクリート・鋼部材で構成される堤防および護岸の総称である。ここではこのうち主に杭基礎に支持されたコンクリート擁壁護岸の耐震設計に関する検討を実施している。これに関する耐震設計法は未だ整備されておらず、前年度に行った実態調査によれば、現実には道路橋示方書における橋脚・橋台の耐震設計法が準用されているようである。この設計法では地震時において杭基礎のたわみに抵抗する地盤反力係数（ K 値）の設定法が不十分であり、裏込め土を有する特殊堤ではその性状はさらに複雑であると考えられる。そこで、今年度は特殊堤の振動性状を把握するための模型振動実験を実施し、 K 値についての検討を行った。また、土堤については耐震性簡易判定手法についての検討をここ数年来継続しており、今年度にはほぼ最終案を作ることができた。さらに、堤防の地震時の挙動を知る目的での地震動観測を引き続き実施した。以下に今年度の成果を報告する。

2. 特殊堤の地震時破壊性状に関する模型振動実験

2. 1 概要

表-1 各ケースの実験内容

本実験は、液状化しやすい砂地盤中に打設された杭基礎に支持されたコンクリート擁壁護岸の地震時破壊性状を調べる目的で実施したものである。主な着眼点は、地震時に砂地盤が液状化していく過程において地盤の抵抗すなわち K 値がどのように変化していくかという点にある。実験は、上部工を有しない杭基礎自身の水平載荷試験1ケース、同じく振動実験4ケース、特殊堤模型の振動実験1ケース、計6ケースから成る。

ケース	上部工	実験の種類	考慮したパラメータ
1	なし	水平載荷試験	地盤内有効応力の減少
2	〃	振動実験	杭の曲げ剛性
3	〃	〃	フーチング重量
4	〃	〃	偏載荷重
5	〃	〃	杭先端支持条件
6	あり	〃	特殊堤模型

2. 2 実験方法および条件

表-1に各ケースの実験内容を示す。また、実験模型を図-1(a)、(b)に示す。ケース1~5では、(a)図に示すように、実験土槽内に3個の模型を設置した。各ケースでの実験の種類および考慮したパラメータは表-1に示す通りである。また、ケース6は(b)図に示すように特殊堤模型である。つぎに各ケースについて簡単に説明する。ケース1では、地盤内に上向き浸透流を強制的に発生させて地盤内有効応力を

低減し、その状態を保ったまま杭頭（フーチング）を静的に水平に引張り、荷重-変位関係を求めた。ケース2~6は振動実験である。ケース2では杭の曲げ剛性の異なる3つの模型を設置して加振し、振動応答性状の違いを見た。同じくケース3ではフーチング重量を変え、ケース4ではフーチングに一定の水平荷重を作用させて加振した。

ケース5では、杭先端の境界条件をバネ支持にし、ケース4と同様の実験を行った。全ケースについて、砂地盤は浅間山砂を用いて $Dr=20\sim40\%$ に作成した。杭は基礎模型1体につき4本取り付け付けた。ヤング率 $E=0.9\sim1.1\times 10^6\text{ kgf/cm}^2$ 、幅4cm、厚さ3mm（ただし、ケース2では2mm、5mmも使用）である。ケース2~6の振動実験では周波数5Hzの正弦波加振で、加速度レベルは70~100galとした。

2. 3 実験結果

2. 3. 1 静的載荷試験結果

ケース1の実験結果を図-2に示す。同図(a)は実験の模式図であり、実験では水平引張力 P 、杭頭水平たわみ量 δ を測定した。その結果、 $P\sim\delta$ 関係は(c)図中に示すような非線形関係が得られた。そこで、実験モデルを(b)図のようなウィンクラーばねを有する線形モデルに置き換え、その時々々の δ に対応するばね定数（地盤反力係数：

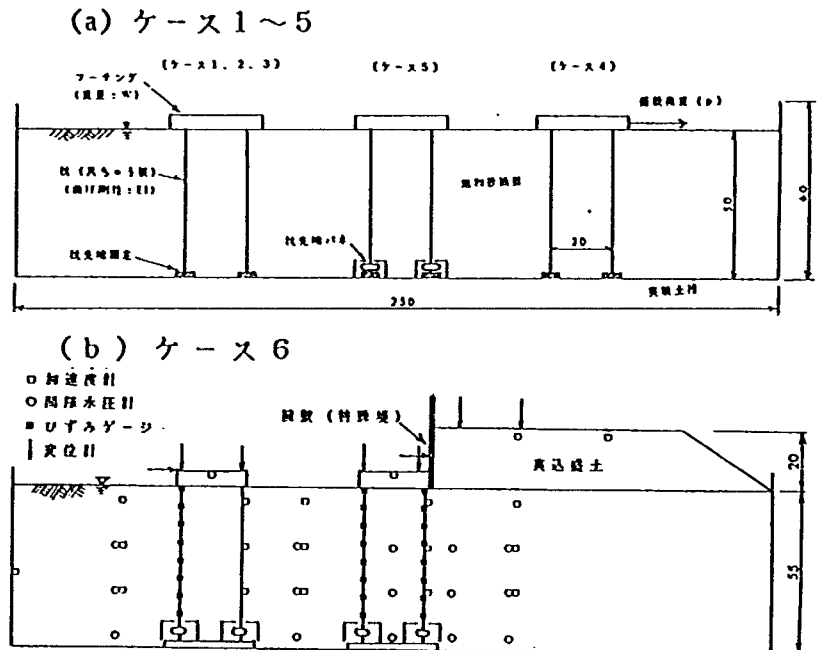


図-1 実験模型 (単位: cm)

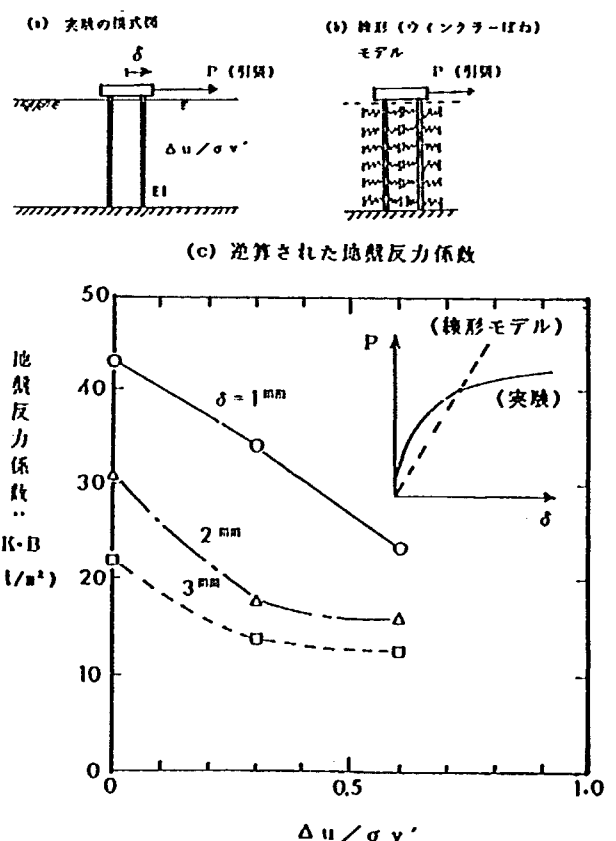


図-2 静的試験結果

K値)を逆算的に求めた。ただし、K値の大きさは深さ方向に一定と仮定している。その結果が(c)図である。同図より、逆算K値は地盤内過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_v$ の上昇とともに低下し、その低下傾向は比較的なだらかであるのがわかる。

2. 3. 2 振動実験結果

ケース2～5の結果について述べる。図-3は、ケース4で杭頭に2kgfの水平荷重を加えた模型の杭頭加速度・変位および杭の近傍での過剰間隙水圧の経時変化を示したものである。同図より、過剰間隙水圧の上昇とともに応答加速度が変化し、変位振幅が大きくなるとともに片方へ残留していくのがわかる。偏載荷重の有無により残留変位が生じるか否かの違いはあるが、その他のケースでもこれと定性的に同じ結果を示した。そこで、杭頭変位と過剰間隙水圧の変化の関係を調べ、さらにこれを図-2(b)のように定義した逆算K値と結び付けるために、図-4のような解析を試みた。同図で、

①は杭頭変位振幅の時刻歴、②は杭近傍地盤での過剰間隙水圧比の時刻歴である。③は、図-2(b)のようにモデル化したときのK値と、杭頭単位荷重に対する変位の比の関係を計算して求めたものである。そこで、①と③を結び付けて逆算K値の経時変化を④のように求め、さらに②と④を結び付けて逆算K値と過剰間隙水圧比の関係を⑤のように求めた。

以上のような手順で得られた結果が図-5であり、(a)図は杭頭水平荷重のないケース(主にケース2、3)、(b)図は杭頭水平荷重のあるケース(ケース4、5)である。両図に若干の変化傾向の違いはあるが、いずれも過剰間隙水圧の上昇とともに逆算K値が急激に低下しているのがわかる。これは、図-2(c)に示した静的試験結果とかなりかけ離れたものとなっている。この理由としては次

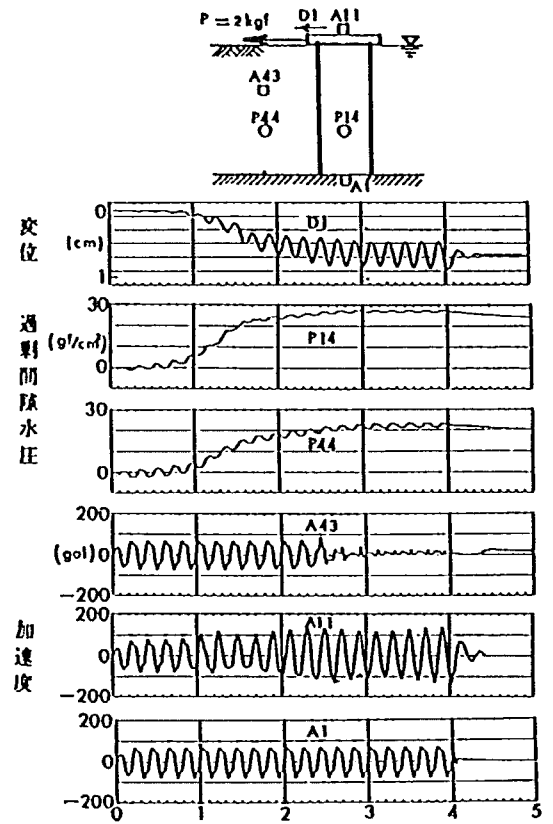


図-3 実験結果例(ケース4)

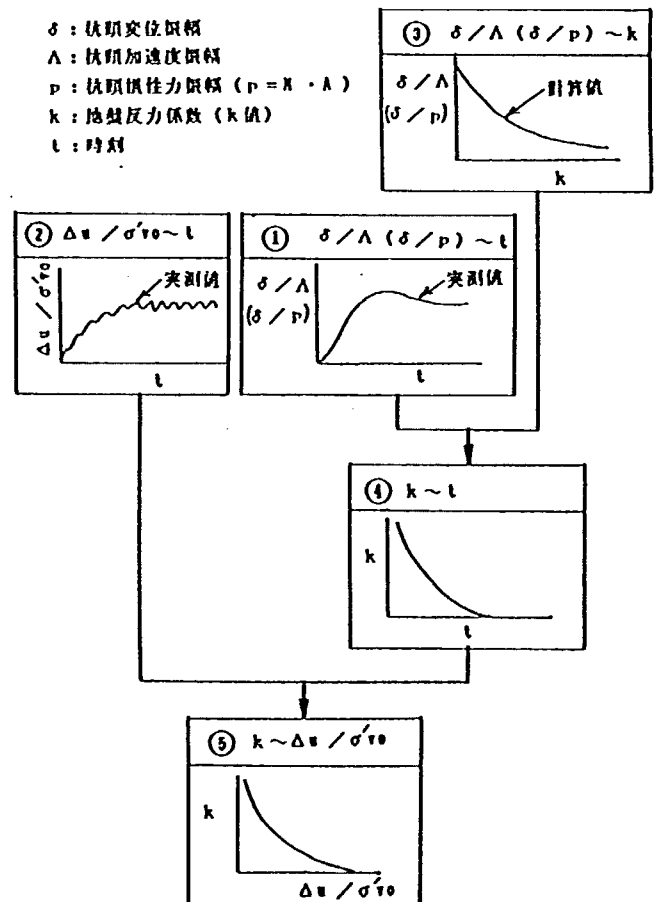


図-4 逆算K値の算出方法

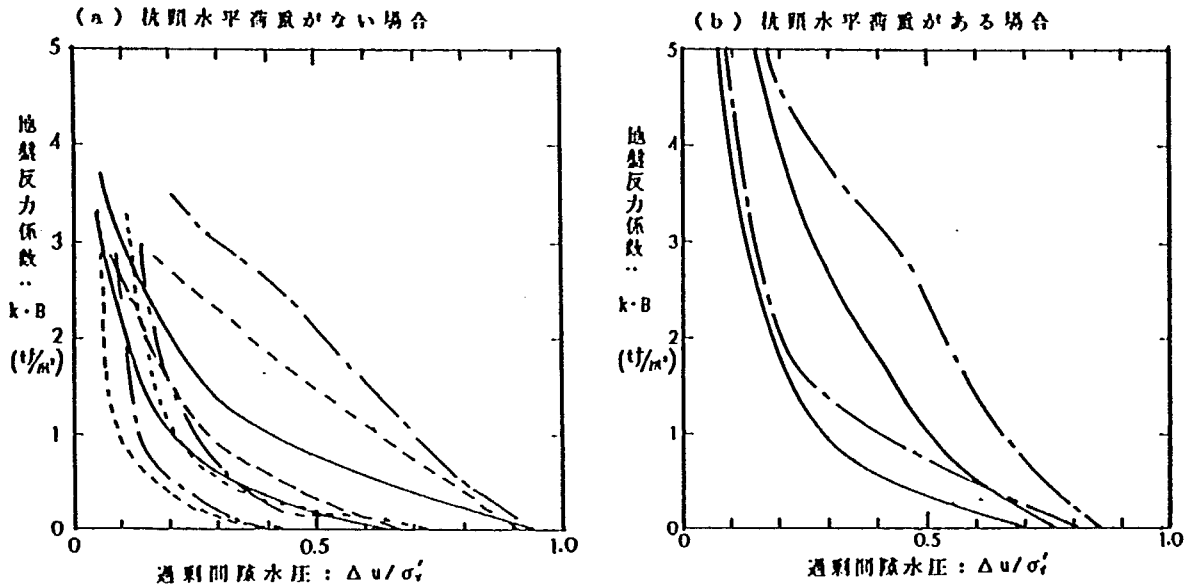


図 - 5 過剰間隙水圧と逆算 k 値

の2つが挙げられる。すなわち、1つは地盤内過剰間隙水圧が静的に上昇した場合と地震動により上昇した場合とでは、杭の変形に対する地盤反力特性が異なるであろうこと、もう1つは図-4の解析においては実験における杭頭の変位を静的なものとして取り扱っており、振動応答特性を無視していること（付け加えれば、地盤にも応答変位があることを無視していること）が挙げられる。この2点の問題は、本検討の中では特に重要と考えられるが、今回は解決に至らず今後さらに検討を加える必要がある。

つぎに特殊堤模型であるケース6の結果について述べる。実験結果の概要は杭頭水平荷重のあるケース4、5と同様であり、地盤内過剰間隙水圧の上昇とともに杭頭すなわち特殊堤が前面に変位していき、裏込め部堤体には主働崩壊的な落ち込みが生じた。ここでは、杭の変化性状を特に示す。

図-6は、杭のひずみ、杭頭変位の記録から求めた杭の曲げモーメント・たわみおよび杭に作用する地盤反力を1秒おきに求めたものである。同図(b)より、杭のたわみ量は加振2秒後より急激に増大しているのがわかる。また、前後面の杭でたわみ形状は若干異なっている。同図(c)は地盤反力分布を示すが、加振の継続とともに反力分布が大きく変化しているのがわかる。このことは、地盤内過剰間隙水圧の上昇により杭および周辺地盤が変位し、杭と地盤の位置関係に変化が生じた

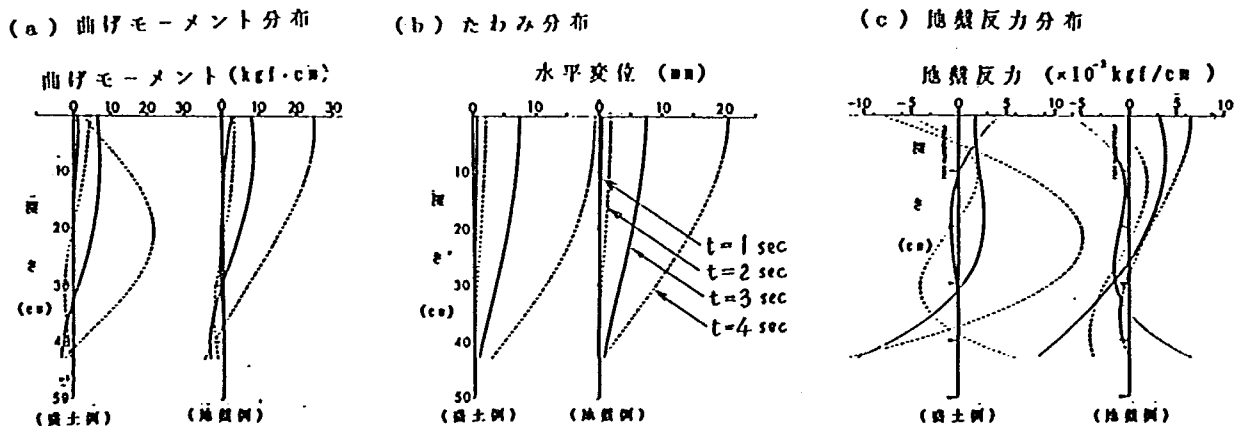


図 - 6 特殊堤模型（ケース6）における杭の状態の経時変化

ことを示すものである。また、加振後半では前後面の杭の反力分布に明らかな違いが見られる。特に、盛土側の杭の中間部では、杭が盛土側から押されているのがわかる。これは、地盤の液状化により、盛土荷重が側方流動的に杭に作用しているものと考えられる。このような性状は、現行の地震荷重を上部工部分にのみ作用させるという荷重体系では表現されないものであり、実際の挙動は非常に複雑なものであることが実験的に示されたといえる。次年度はこれらの性状の解明を行いたいと考えている。

3. 堤防の耐震性簡易判定法の作成

3. 1 概要

液状化性土盤上の堤防の耐震性簡易判定法に関する検討を前々年度より進めてきたが、今年度は最終的な見直しを行ない、一応の成案を得た。今回検討した主要な点は、砂質土の液状化強度推定法として道路橋示方書の方法と時松・吉見の方法のいずれを用いるかという点と、不均質な地盤を有する堤防の耐震性をいかに合理的に判定するかという点である。

3. 2 検討結果

38例の堤防の地震被害事例解析および 100 ケース余りの安定解析（パラメトリックスタディ）を実施したことにより以下の結果が導かれた。

- ・まず、砂質土の液状化強度推定法としては時松・吉見の方法がより適切である。

- ・堤防の安定性の評価法としては次式で定義される平均安定係数を指標として用いるが、その計算は以下に行う。

安定係数： $N_s = N / N_{cr}$

平均安定係数： $\bar{N}_s = (\sum N_s) / z$

ここに、

N ：実測 N 値、

N_{cr} ：限界 N 値（土質および想定震度によって決まる。）

z ：地下水面からの深さ

(1 m 単位)

(平均安定係数の求め方)

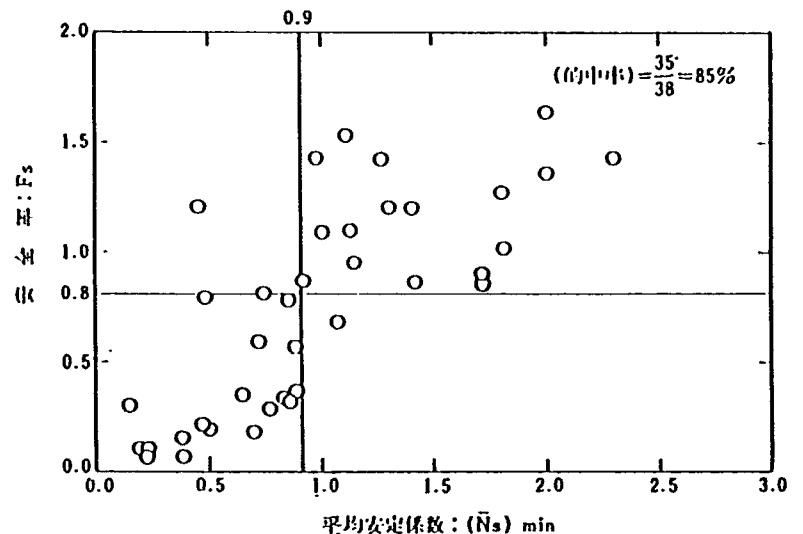


図-7 平均安定係数と安全率の関係

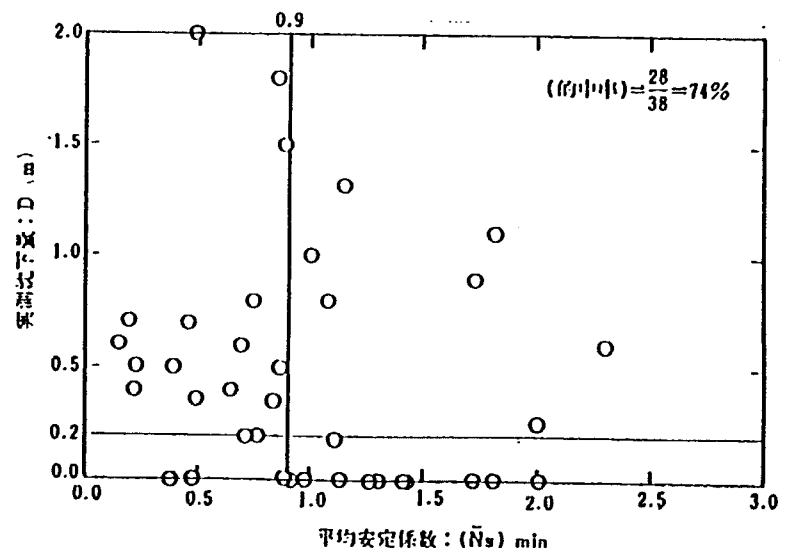


図-8 平均安定係数と実測沈下量の関係

表-2 砂質地盤上盛土の耐震性簡易判定表

地点名: _____								
①地表面最大震度 $k_s =$ _____			盛土高 $H =$ _____ (m)		地下水位 $H_w =$ _____ (m)			
《適用条件》 (1) 砂層が卓越する地盤であること。 (2) 地表面最大震度 k_s : 0.1~0.3程度 (3) 盛土高 H : 2~6m程度 (4) 地下水位 H_w : 0~2m程度								
深さ (m)	② 計算深度 L (m)	③ 土質区分	④ 基準限界N値 (N_{cr})	⑤ 修正係数	⑥ 修正限界N値	⑦ N 値 (N)	⑧ 安定係数 (N_s)	⑨平均 安定係数 ($\bar{N}_s$)
1			3.4					
2			3.8					
3			4.1					
4			4.5					
5			4.9					
6			5.2					
7			5.6					
8			6.0					
9			6.4					
10			6.7					

《備 考》

①地表面最大加速度相当の震度 $k_s (=A_{sm}/g)$ で、設計震度 $k_h = 0.65 \cdot k_s$ の関係にある。

②地下水位を0mとした計算深度 (L)

③平均粒径 (D_{50}) による土質区分

土質区分	粘土・シルト	砂質シルト	シルト質細砂	細 砂	中 砂	粗 砂
D_{50} (mm)	—	0.04	0.07	0.15	0.35	0.60

⑤修正係数

・砂質シルト: $(\frac{65k_s - 10.3}{41k_s - 5.3})^2 =$	
・シルト質細砂: $(\frac{72k_s - 10.4}{41k_s - 4.3})^2 =$	
・細 砂: $(\frac{85k_s - 10.5}{41k_s - 2.7})^2 =$	
・中 砂: $(\frac{138k_s - 6.3}{41k_s + 6.6})^2 =$	
・粗 砂: $(\frac{244k_s - 1.7}{41k_s + 24.3})^2 =$	

⑥ (修正限界N値) = (基準限界N値) × (修正係数)

⑧ (安定係数 N_s) = (N 値) ÷ (修正限界N値)、ただし、砂質土の N_s の上限値は3.0とし、粘性土・シルト (砂質シルトは除く) については、一律 $N_s = 2.0$ とする。なお、地下水位以浅の地層は計算の対象外とする。

$$\bar{N}_s = \sum_{i=1}^L (N_s) \div L$$

⑩ $\bar{N}_s$ の最小値

⑩最小 平均安定係数 $\bar{N}_s =$ ⇨	$\bar{N}_s$	判 定	結 果
	$\bar{N}_s < 0.8$	不 安 定	
	$0.8 \leq \bar{N}_s < 1.0$	不安定のおそれあり	
	$1.0 \leq \bar{N}_s$	安 定	

- (1) $\bar{N}_s$ は地下水面以深での1m毎の N_s の相加平均として求め、これが最小の値となる深さまでの値を採用する。式で表わすと次の通りである。

$$(\bar{N}_s)_{\min} = \min_z \{ (\sum_z N_s) / z \}$$

- (2) 粘性土・シルト層の N_s は一律に2.0とする。
 (3) 砂質土層の N_s の上限値を3.0とする。
 (4) 盛土の耐震性の判定は次のようにする。

$$(\bar{N}_s)_{\min} < 0.8: \text{「不安定」}$$

$$0.8 \leq (\bar{N}_s)_{\min} < 1.0: \text{「不安定のおそれあり」}$$

$$1.0 \leq (\bar{N}_s)_{\min}: \text{「安定」}$$

このようにして求めた

最小平均安定係数 $(\bar{N}_s)_{\min}$

と安全率 F_s および実測沈下量 δ との関係を図-7および図-8に示す。いずれも実用的には満足すべき相関が得られている。

3.3 耐震性簡易判定票の作成

以上に示した耐震性簡易判定法を現場で使いやすいようにするため、表-2に示す耐震性簡易判定票を作成し

た。この票は、票中に示す番号順に従って記入を進めていけば、最終的な判定結果が得られるようになっている。

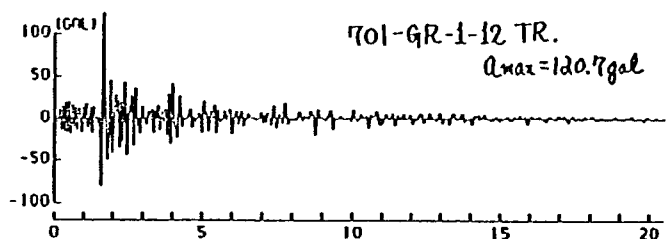
4. 堤防における強震観測

堤防における強震観測は、昭和62年3月現在全国36箇所において実施されている。SMAC型強震計により得られた記録は、92記録に達しており、そのうち最大加速度の大きい20記録について数値化が実施されている。表-3に、数値化された記録の一覧を示す。これらの記録は、地震規模(マグニチュード)4.0~7.9の地震により得られたもので、計器補正後の水平最

表-3 河川堤防で得られたSMAC型強震記録

通し No	観測所 No	観測所名	設置 箇所	記録 No	最大加速度(gal)			震央 距離(km)	地震情報			No
					TR	U-D	LQ		M	D	地震No.	
1	701	淀川堤防 (坂方)	GR-1	4	82.4	15.9	62.7	51	5.6	0.	68076	1
2			BK-1	6	19.9	8.4	18.9					
3			GR-1	5	62.7	27.0	55.0					
4			BK-1	7	62.8	29.2	80.2					
5	706	木曽川堤防	GR-1	1	58.4	11.6	101.8	5	4.0	10	81009	3
6			BK-1	1	28.2	28.9	57.4					
7	712	江戸川堤防	GR-1	2	74.4	—	80.7	27	1.0	72	83001	4
8			BK-1	2	42.9	15.0	55.5					
9	710	太田川堤防	GR-1	1	65.7	35.6	92.7	124	6.8	116	83012	
10	712	江戸川堤防	GR-1	4	30.8	9.5	31.0	722	7.9	452	84009	5
11			BK-1	6	31.8	8.1	28.9					
12	701	淀川堤防 (坂方)	GR-1	12	123.3	24.1	83.8	9	4.6	13	84013	6
13			BK-1	13	120.7	22.9	106.8					
14	719	淀川堤防 (坂方)	GR-2	1	20.4	12.9	32.7	28	4.6	13	84013	7
15			BK-2	1	30.7	16.7	38.4					
16	710	太田川堤防	GR-1	2	58.4	19.1	61.4	40	5.2	12	84018	8
17			BK-1	2	38.9	40.2	51.0					
18	712	江戸川堤防	GR-1	5	49.3	8.4	33.1	278	6.4	52	85013	
19			GR-1	6	70.1	29.3	74.9					
20			BK-1	13	71.2	26.2	128.8					

(a) 地盤上記録



(b) 堤防上記録

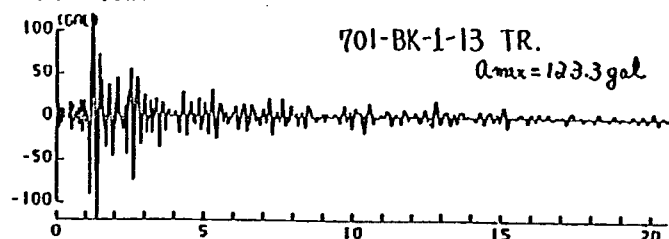


図-9 淀川堤防(坂方)堤防直交方向地震動記録

大加速度は地盤上で20～123gal、堤防上で19～125galとなっている。

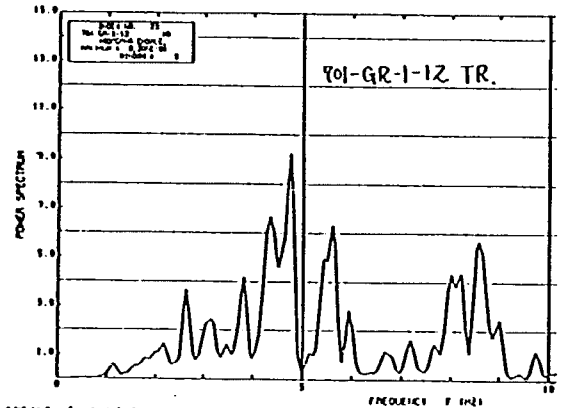
図-9に、昭和59年5月5日の近畿地方北部の地震 ($M=4.6$ 、 $D=13\text{km}$) により、震央距離9kmの地点の淀川堤防(枚方)において観測された堤防直交方向記録を示す。地盤上の最大加速度は121gal、堤防上の最大加速度は123galであり、最大加速度はほぼ等しくなっており、加速度波形の形状も類似している。これに対し、図-10に示すそれぞれのパワースペクトルを比較すると、地盤上に比べ堤防上の記録は低振動数(長周期)となっており、3.0Hz～5.0Hz付近にパワーが集中しているのが特徴である。図-10(c)に示す伝達関数によると、堤防上において3.3Hz及び4.0Hz付近の振動が増幅していることがわかる。この解釈については、堤防周辺地盤等を含め、さらに検討する必要がある。

図-11には、渡良瀬川堤防に設置された電磁式強震計により、昭和61年4月～62年3月までの間に得られた9記録の地震について、地盤上及び堤防上の堤防直交方向の最大加速度値を示す。同図より、電磁式強震計により得られた記録についても、SMAC型強震計と同様、最大加速度値はほぼ等しい値を示していることがわかる。

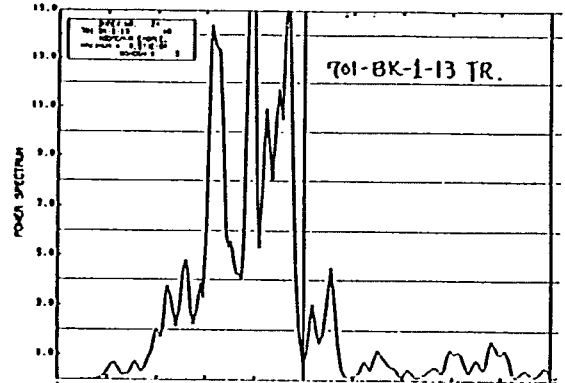
5. まとめと今後の課題

今年度は、まず特殊堤については基礎的な実験を行い、振動時には静的荷重条件とかなり異なる挙動を示すことを明らかにした。今後この点を解明し、設計法の確立をめざしたい。堤防の耐震性簡易判定法については一応の成案を得た。今後は新たな事例検証を行うことにより適用性の確認を行う予定である。また、地震動観測についても継続していく。

(a) 地盤上記録パワースペクトル



(b) 堤防上記録パワースペクトル



(c) 伝達関数

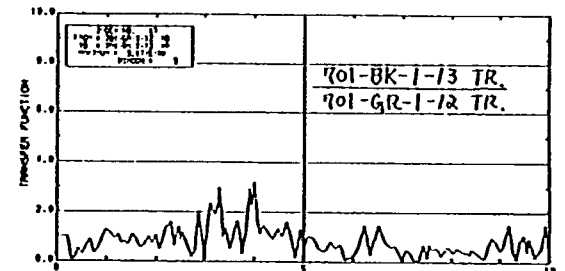


図-10 淀川堤防(枚方)堤防直交方向地震動記録

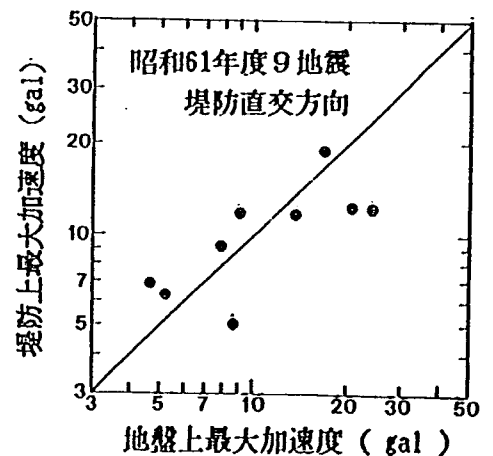


図-11 渡良瀬川堤防記録

(10) 河川総合開発事業調査費

5. 地震時におけるダムの挙動に関する調査

5. 4. 1 硬質地盤における地震動特性に関する調査

振動研究室 室長 佐々木 康
 研究員 栗原 徹郎
 相沢 興
 吉見精太郎

1. まえがき

ダムは一般に内陸山岳地の堅固な地盤上に建設される構造物であり、周囲の地形条件も複雑であることから、橋梁等の軟質地盤上に建設される構造物の入力地震動に関する調査研究の成果をそのまま使用することはできない。従って、ダムに対する入力地震動を定めるためには、ダム建設地点周辺の主として岩盤上での強震記録を数多く採取できるよう強震観測網の維持整備を図るとともに、得られた記録の特性の解析を図ることが必要とされる。

2. 調査目的

本課題は、ダムの耐震設計に用いる設計地震動、設計地震力を適切に評価するため、ダム本体および周辺岩盤上での強震観測を実施し、得られた地震動記録の解析を行うものである。

3. 調査方法及び調査結果

3. 1 ダム施設への強震計設置状況

昭和62年3月現在、全国291箇所において強震観測が実施されており、ダム施設においては84箇所観測が行われている。表-1に設置機関別、強震計型式別の強震計設置箇所数、台数を示す。設置機関では、建設省が84箇所と最も多く、次いで都道府県の24箇所となっている。また、強震計型式別にみると、電磁式が32箇所25成分と最も多くなっているが、設置年代が古く老朽化が激しいことなどから昨年度と比較すると減少している。これに対して、普及型強震計の設置台数が年々増加している。また、図-1にダム施設強震計設置位置を示す。

表-1 ダム施設への強震計設置状況(機関別)

昭和62年3月31日現在

設置機関	箇所数	強震計型式		
		SMAC型 箇所数(台数)	電磁式 箇所数(成分数)	普及型 箇所数(台数)
建設省	84	15(34)	21(176)	18(43)
北海道開発局	3	0	0	3(3)
沖縄総合事務局	2	0	0	2(3)
水資源開発公団	1	1(2)	0	0
都道府県	24	8(17)	11(79)	5(10)
合計	84	24(53)	32(255)	28(59)

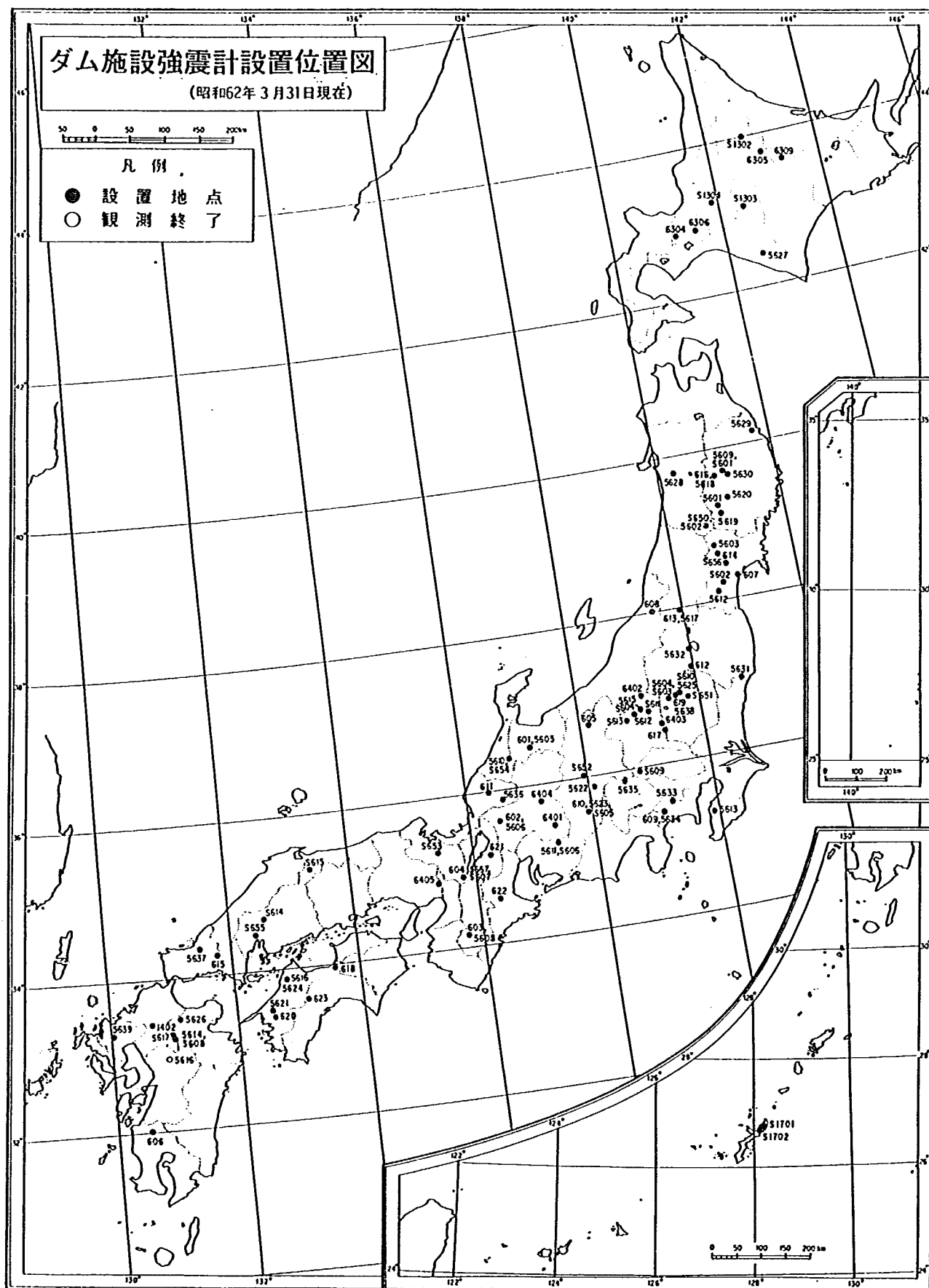


図-1 ダム施設強震計設置位置図

3.2 強震計の点検補正

表-2に示す6箇所の補助ダムのSMAC型強震計12台について点検補正を実施した。点検の結果、消耗箇所、腐食等が発見されたが、適切な調整、修理を行なうことにより強震観測網の維持を図ることができた。

表-2 補助ダムSMAC型強震計の点検補正結果

No	観測所名	観測所名	型式	台数	設置箇所	異常・修理	計 策
1	615	橋元ダム	0.2.0	3	左岸(橋元)	有	6月(1)に点検・修理(1)の計2回実施
2	617	橋元ダム	E ₂	2	右岸(橋元)	無	
3	619	三保ダム	0	2	左岸(三保)	無	
4	612	大川ダム	0	1	左岸	無	
5	618	津波ダム	・	2	堤内(津波)	無	
6	617	川上ダム	E ₂	2	・	無	

尚、ダム施設の強震計の点検に関し表-3 SMAC型強震計の点検補正結果

表-4 SMAC型強震計の整備交換主要項目

ては、地建依頼によりSMAC型強震計11箇所25台、電磁式強震計19箇所162成分、普及型強震計7箇所15台の点検補正を実施している。また表-3及び表-4には、ダム施設の外、道路施設及び河川施設を含む施設に設置したSMAC型強震計の最近の点検補正結果及び調整、交換主要項目を示す。点検補正を行なうことにより正常な観測体制を維持することが可能となる事が分かる。

年度	59	60	61
点検結果	台数(%)	台数(%)	台数(%)
異常なし	0(0)	0(0)	0(0)
部品調整 交換後異常なし	115(89)	152(89)	152(89)
次回点検時 部品交換修理要	8(6)	3(2)	8(5)
部品交換修理要	14(10)	13(8)	8(5)
オバーホール要	2(1)	3(2)	1(1)
修理不可能その他	4(3)	0(0)	0(0)
計	143(100)	171(100)	169(100)

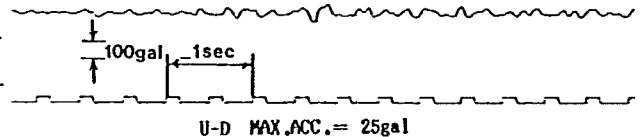
年度	59	60	61
調整交換主要項目	台数(%)	台数(%)	台数(%)
対策強震計台数	137	168	168
電池交換	63(46)	35(21)	85(51)
シリアル交換	55(40)	49(41)	95(57)
計時精度調整	42(31)	52(31)	57(34)
各振子ロジック調整	15(11)	24(14)	14(8)
スリット調整	23(17)	16(10)	12(7)
ハンズ調整	19(14)	9(5)	19(11)
ハンズ間隔調整	14(10)	12(7)	20(12)
足動動作調整	1(4)	7(4)	3(2)

注) SMAC-1型強震計67台を対象とした値

3.3 強震記録の収集、数値化、とりまとめ

昭和61年には、ダム施設関係の強震計により20記録(10地震)が得られた。記録の数値化の基準は、岩盤上30gal以上、ダム堤体上100gal以上であるが、昭和60年には、ダム施設関係の記録でこれに該当するものは得られていない。図-2に昭和62年2月6日の福島県沖の地震(M=6.7)で、樽水ダムの天端に設置されたSMAC-E型強震計により得られた原記録の加速度波形を示す。これに対してダム底に設置された強震計では、ダム軸方向(LG)で20gal、ダム軸直角方向(TR)で20gal、鉛直方向(U-D)で18galを示し、構造物内での地震動の増幅作用が大きいことがわかる。尚、これらの最大加速度は、記録紙からの直読値である。

607-DA-2-24 LG MAX.ACC.= 60gal



TR MAX.ACC.= 88gal

図-2 昭和62年2月6日福島県沖の地震(M=6.7)による樽水ダム天端の強震記録

3.4 強震観測記録と地盤特性値の比較検討

硬質地盤と軟弱な地盤では、地震動特性が異なることが以前から指摘されてきている。^{1),2)} 昭和61年度には、道路橋示方書第Ⅴ編耐震設計編における地盤の特性値 T_g とその地点で得られた強震観測記録を比較することにより、硬質地盤における地震動特性について検討を行った。

地盤の特性値 T_G の算出は、地盤上強震計の設置されている地盤の土質柱状図が得られている34地点であり、1種地盤 ($T_G < 0.2\text{sec}$) 19地点、2種地盤 ($0.2 \leq T_G < 0.4\text{sec}$) 6地点、3種地盤 ($0.4 \leq T_G < 0.6\text{sec}$) 5地点、4種地盤 ($0.6 \leq T_G$) 4地点となった。また、応答スペクトルの算出は、これ等の観測地点の地盤上強震計により得られた162記録について、水平2成分を独立と考え、計324成分について行った。得られた応答スペクトルと地盤の特性値 T_G を比較する為、応答スペクトルが最大となる周期の平均値 $\bar{T}_1(\text{sec})$ を次式を用いて求めた。

$$\bar{T}_1 = \frac{\sum_{i=1}^n T_1(\max(Sa_i(h=0.05)))}{n}$$

この $\bar{T}_1$ と T_G とを比較することにより、特殊な条件の場合を除いてかなり高い相関が得られた。図-3には、各地盤種別毎に強震記録の多数得られている観測地点について、減衰定数 $h=0.2$ の加速度応答スペクトル倍率を重ね書きした結果を示す。各地盤種別毎に加速度応答スペクトル倍率はかなり異なった形状となっており、硬質地盤を含む1種地盤は、短周期成分の地震動が卓越している。また、スペクトル倍率が変曲する点と地盤の特性値との間には、かなりよい相関が認められる。

今後の問題点

ダム施設における強震記録は、有効な記録が少ないことから、今後とも継続して強震観測を実施するとともに、得られた記録について詳細な検討を行ってゆく必要がある。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法—(その四) 最大加速度、速度、変位および加速度応答スペクトルの距離減衰式の再検討—、土木研究所資料、第1983号、1983年3月。
- 2) 同上—(その五) 減衰定数による地震応答加速度スペクトルの補正式の開発—、土木研究所資料、第2001号、1983年7月。

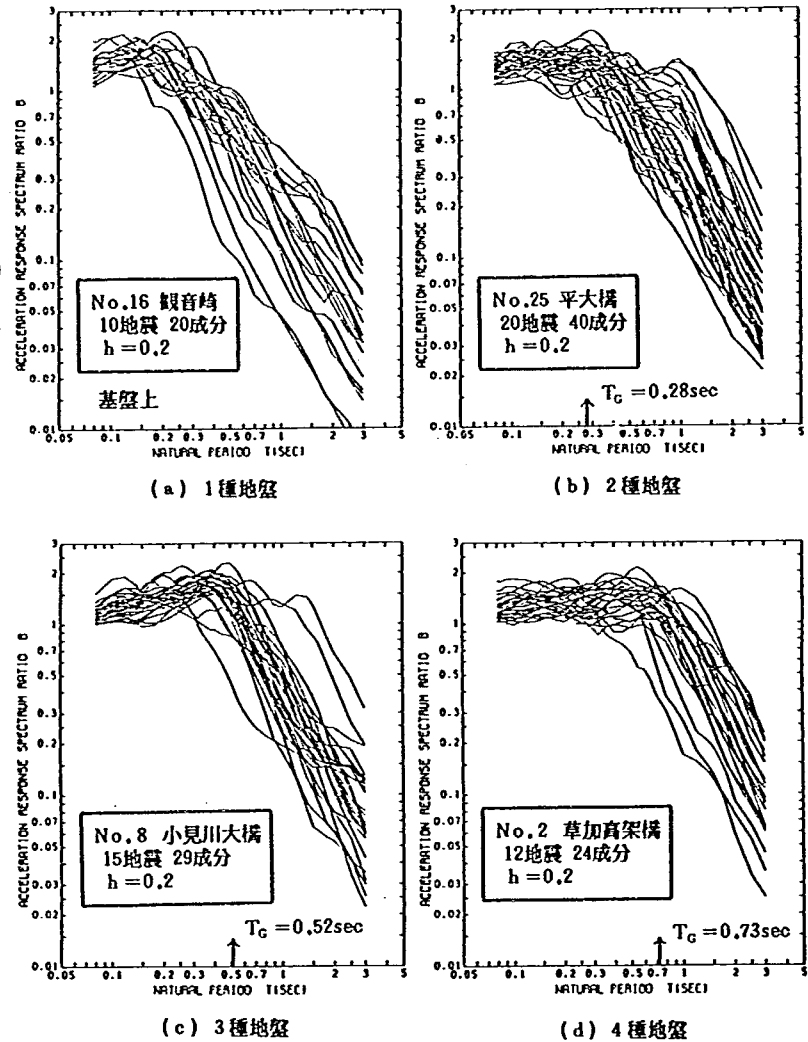


図-3 地盤種別毎の加速度応答スペクトル倍率図

(11) 地建依頼経費

1. 地方建設局からの依頼による試験

1. 4 河川施設の強震計の点検調査

振動研究室 室長 佐々木 康
研究員 栗原 徹郎
相沢 興
吉見精太郎

1. まえがき

昭和62年3月現在建設省が所掌する河川施設の36箇所では強震観測が実施されている。表-1には、設置機関別、強震計型式別の強震計設置箇所数、台数(成分数)を示す。河川施設に設置されたSMAC型強震計及び普及型強震計により得られた強震記録は、昭和62年3月現在、92記録あり、そのうち最大加速度の大きい21記録について数値化が実施されている。

2. 調査目的

本課題は、河川施設及びその周辺地盤上に設置された強震計の正常な観測体制を維持するため、SMAC型強震計13箇所28台、電磁式強震計3箇所2成分、普及型強震計3箇所7台の定期点検補正を実施するとともに、得られた強震記録について数値化等の一次解析を行うものである。

3. 調査方法及び結果

3.1 定期点検補正

SMAC型強震計については6~11月、電磁式強震計については6~10月、普及型強震計については7~9月にかけて点検補正を実施した。その点検補正結果を表-2に示す。SMAC型強震計については若干の調整及び交換を要したものの特に異常はなく強震計を良好な状態に保つことができた。設置年台の古い電磁式強震計については、老朽化の激しい1箇所を除いて正常な観測体制を維持することができた。

3.2 記録の収集、数値化、とりまとめ

昭和61年には、河川施設関係の強震計により表-3に示す10記録(5地震)が得られた。数値化は昭和60年に得られた9記録(5地震)のうち地盤上30gal以上、構造物100gal以上の3記録(2地震)について行った。表-4に数値化記録の諸元を、また図-1には昭和62年2月6日の福島県沖の地震(M=6.7)により吉田川堤防周辺地盤上に設置されたSMAC- α 型強震計で得られた原記録の加速度波形を示す。数値化された記録は、「土木研究所彙報第46号、土木構造物における加速度強震記録(No.12)、昭和62年3月発行」に収録されている。

3.3 強震観測情報の整備

昭和59年度に建設本省治水課とともに実施した河川施設の強震計設置状況調査結果を基に、設置強震計の機種型式、設置方角、観測地点一般図(1/5000)及び観測地点平面図について、既存データ及び図面の追加、更新を行い、また強震計点検に伴い詳細な強震計設置方向調査を行った。

表-1 河川施設への強震計設置状況(機関別)

設置機関	設置箇所数	昭和62年3月31日現在		
		SMAC型 箇所数(台数)	電磁式 箇所数(成分数)	普及型 箇所数(台数)
建設省	21	14(29)	4(28)	3(7)
北海道開発局	4	4(7)	0	0
水資源開発公団	2	1(2)	0	1(2)
都道府県	9	6(12)	1(9)	2(5)
合計	36	25(50)	5(37)	6(14)

表-2-1 SMAC型強震計点検補正結果

No.	観測所No.	観測所名	型式	台数	設置箇所	異常	結果
1	701	文川堤防(改修)	E	2	設置済み	無	
2	701	文川堤防(改修)	O	2	設置済み	無	
3	702	竹崎大堤	E	2	設置済み	無	
4	704	石川堤防	O	2	設置済み	無	
5	707	連環川口堤	・	3	設置済み	無	
6	707	吉田川堤防	・	2	設置済み	無	
7	707	信濃川水門	・	3	設置済み	無	
8	710	八田川水門	・	2	設置済み	無	
9	711	大田川堤防	・	2	・	無	
10	712	江戸川堤防	・	2	・	無	
11	713	吉田川堤防	・	2	・	無	
12	714	吉田川堤防	・	2	・	無	
13	715	吉田川堤防(改修)	・	2	・	無	

表-2-2 電磁式強震計点検補正結果

No.	観測所No.	観測所名	型式	台数	設置箇所	異常	結果
1	5702	針川堤防	H1110	9	設置済み	無	
2	5703	文川堤防	・	6	設置済み	無	
3	5704	文川堤防	H1110	9	設置済み	無	

表-2-3 普及型強震計点検補正結果

No.	観測所No.	観測所名	型式	台数	設置箇所	異常	結果
1	5701	針川堤防	SH-11A	2	設置済み	無	
2	5702	文川堤防	SH-11A	3	設置済み	無	
3	5701	針川堤防	SH-11A	2	設置済み	無	

表-3-1 昭和61年に得られた河川施設関係強震記録

No.	観測所No.	観測所名	設置箇所	最大加速度(m/s ²)	地震No.
1	5701	針川堤防	HA	25	11012
2	5701	針川堤防	HA	25	11012
3	702	竹崎大堤	GR-1	20	11017
4	5701	針川堤防	GR-1	20	11017
5	5701	針川堤防	GR-1	20	11017
6	5701	針川堤防	GR-1	20	11017
7	5701	針川堤防	GR-1	20	11017
8	702	竹崎大堤	GR-1	20	11017
9	702	竹崎大堤	GR-1	20	11017
10	5701	針川堤防	GR-1	20	11017

表-3-2 強震記録の地震諸元

地震No.	震央地名	発震時刻	経度	緯度	D(km)	M
11012	宮城県沖	21.12.11.09	142°11'	38°27'	50	6.0
11017	宮城県沖	21.12.11.09	142°11'	38°27'	50	6.0
11018	宮城県沖	21.12.11.09	142°11'	38°27'	50	6.0
11019	宮城県沖	21.12.11.09	142°11'	38°27'	50	6.0

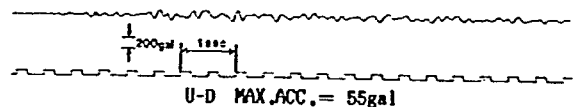
表-4-1 昭和61年度に数値化した河川施設関係強震記録

No.	観測所No.	観測所名	設置箇所	最大加速度(m/s ²)	地震No.
1	702	竹崎大堤	GR-1	20	11017
2	702	竹崎大堤	GR-1	20	11017
3	702	竹崎大堤	GR-1	20	11017

表-4-2 強震記録の地震諸元

地震No.	震央地名	発震時刻	経度	緯度	D(km)	M
11017	宮城県沖	21.12.11.09	142°11'	38°27'	50	6.0
11018	宮城県沖	21.12.11.09	142°11'	38°27'	50	6.0

713-GR-1-5 LG MAX.ACC.=105gal



TR MAX.ACC.=85gal

注) 最大加速度は記録紙からの直読値である。

図-1 昭和62年2月6日福島県沖の地震(M=6.7)による吉田川堤防周辺地盤上の強震記録

(12) 地建依頼経費

1. 地方建設局からの依頼による試験

1. 7 ダムの強震計の点検調査

振動研究室 室長 佐々木 康
研究員 桑原 徹郎
相沢 興
吉見精太郎

1. まえがき

昭和61年3月現在建設省が所掌する84箇所のダム施設で強震観測が実施されている。表-1には、設置機関別、強震計型式別の強震計設置箇所数、台数(成分数)を示す。ダム施設に設置されたSMAC型強震計及び普及型強震計により得られた強震記録は、昭和62年3月現在、167記録あり、そのうち最大加速度の大きい12記録について数値化が実施されている。

2. 調査目的

本課題は、ダム及びその周辺岩盤上に設置された強震計の正常な観測体制を維持するため、SMAC型強震計11箇所25台、電磁式強震計19箇所162成分、普及型強震計7箇所15台の定期点検補正を実施するとともに、得られた強震記録について数値化等の一次解析を行うものである。

3. 調査方法及び結果

3. 1 定期点検補正

SMAC型強震計については6~11月、電磁式強震計については6~10月、普及型強震計については7~9月にかけて点検補正を実施した。その点検補正結果を表-2に示す。SMAC型強震計及び電磁式強震計については、多くの調整箇所、不良箇所が発見されたが適切な調整修理、部品交換を行うことにより正常な観測体制を維持することができた。また昨年度より点検補正を開始した普及型強震計については、若干の改良を要する事項があったものの概ね強震計を良好な状態に保つことができた。

3. 2 記録の収集、数値化、とりまとめ

昭和61年には、ダム施設関係の強震計により表-3に示す20記録(10地震)が得られた。数値化は、地盤上30gal以上、ダム堤体上100gal以上について行っているが、昭和60年には、これに該当する記録は得られていない。また図-1には、昭和62年1月9日の岩手県中部沿岸の地震(M=6.6)により田代ダム(田代川)のダム天端に設置された普及型強震計で得られた原記録の加速度波形を示す。

3. 3 強震観測情報の整備

昭和59年度に建設本省開発課とともに実施したダムにおける強震計設置状況調査結果を基に、設置強震計の機種型式、設置方向、観測地点一般図(1/50,000)及び観測地点平面図について既存データ及び図面の追加、更新を行うとともに、また強震計点検に伴い、強震計設置方向調査を行った。

表-1 ダム施設への強震計設置状況(機関別)

昭和62年3月31日現在

市町村機関別	設置台数	設置状況		
		SMAC型 箇所数(台数)	電磁式 箇所数(成分数)	普及型 箇所数(台数)
建設省	54	15(34)	21(176)	18(43)
北海道開発局	3	0	0	3(3)
沖縄総合事務局	2	0	0	2(3)
水資源開発公団	1	1(2)	0	0
都道府県	24	8(17)	11(79)	5(10)
合計	84	24(53)	32(255)	28(59)

表-2-1 SMAC型強震計点検補正結果

No.	観測所No.	観測所名	型式	台数	設置箇所	異常	対策
1	602	徳山ダム	B.O.O	3	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
2	610	大子ダム	B.	1	堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
3	616	島田ダム	D	2	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
4	608	大石ダム	E.	3	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
5	611	草刈ダム	○	2	右翼(1)堤体	無	
6	613	白川ダム	○	2	右翼(1)堤体	無	
7	615	島田ダム	○	2	右翼(1)堤体	無	
8	616	柳井ダム	O.O.A	2	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
9	618	柳井ダム	○	2	右翼(1)堤体	無	
10	619	川治ダム	○	3	右翼(1)堤体	無	
11	620	野井ダム	○	3	右翼(1)堤体	無	

表-2-2 電磁式強震計点検補正結果

No.	観測所No.	観測所名	型式	台数	設置箇所	異常	対策
1	601	湯田ダム	PK-110	6	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
2	603	鳴子ダム	○	8	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
3	604	川俣ダム	○	13	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
4	606	徳山ダム	PK-110	12	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
5	609	西田田ダム	PK-110	12	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
6	611	大子ダム	○	13	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
7	612	大子ダム	○	6	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
8	616	下谷ダム	○	8	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
9	615	藤原ダム	○	3	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
10	617	白川ダム	PK-110	12	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
11	618	柳井ダム	○	27	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
12	619	石川ダム	PK-110	6	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
13	620	西田田ダム	○	6	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
14	621	野井ダム	○	6	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
15	622	美和ダム	PK-110	3	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
16	623	小沢ダム	PK-110	6	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
17	624	石川ダム	PK-110	3	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
18	625	大子ダム	PK-110	3	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
19	626	野井ダム	○	9	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整

表-2-3 普及型強震計点検補正結果

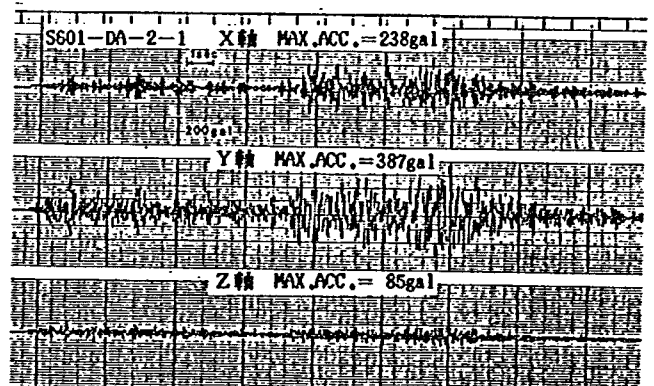
No.	観測所No.	観測所名	型式	台数	設置箇所	異常	対策
1	601	西田田ダム	SH-10	2	右翼(1)堤体	無	
2	602	大子ダム	SH-10	2	右翼(1)堤体	無	
3	603	川俣ダム	○	2	右翼(1)堤体	無	
4	604	藤原ダム	SH-10	2	右翼(1)堤体	無	
5	605	小沢ダム	SH-10	2	右翼(1)堤体	無	
6	607	大子ダム	SH-10	3	右翼(1)堤体	有	右翼(1)堤体計測器の調整
7	608	下谷ダム	○	2	右翼(1)堤体	無	

表-3-1 昭和61年に得られたダム施設関係強震記録

No.	観測所No.	観測所名	設置箇所	最大加速度	地震No.
1	607	徳山ダム	DA-2	15	10
2	607	徳山ダム	DA-1	18	0
3	607	徳山ダム	DA-2	16	15
4	614	湯田ダム	DA-1	2	12
5	614	湯田ダム	DA-2	2	10
6	601	西田田ダム	DA-2	4	11
7	601	西田田ダム	DA-2	1	5
8	616	大子ダム	DA-1	9	11
9	616	大子ダム	DA-1	19	5
10	607	徳山ダム	DA-2	12	15
11	607	徳山ダム	DA-1	22	12
12	607	徳山ダム	DA-1	5	15
13	607	徳山ダム	DA-2	18	5
14	607	徳山ダム	DA-2	17	10
15	603	川俣ダム	DA-1	1	11
16	603	川俣ダム	DA-2	1	9
17	603	川俣ダム	DA-1	20	12
18	603	川俣ダム	DA-2	20	12
19	603	川俣ダム	DA-1	2	11
20	603	川俣ダム	DA-2	1	11

表-3-2 強震記録の地震諸元

地震No.	震源地名	発生日時分	経度	緯度	D(km)	M
6001	宮城県沖	1981.12.11 11:31	141°01'	38°26'	40	6.1
6002	宮城県沖	1981.12.11 11:31	141°01'	38°27'	38	6.0
6003	熊本県北部	1981.12.11 11:31	141°01'	38°27'	12	6.2
6004	長野県中部	1981.12.11 11:31	141°01'	38°27'	8	6.7
6005	長野県中部	1981.12.11 11:31	141°01'	38°27'	72	6.5
6006	長野県中部	1981.12.11 11:31	141°01'	38°27'	75	6.1
6007	宮城県沖	1981.12.11 11:31	141°01'	38°27'	50	5.7
6008	宮城県沖	1981.12.11 11:31	141°01'	38°27'	48	5.9
6009	宮城県沖	1981.12.11 11:31	141°01'	38°27'	50	6.0
6010	長野県中部	1981.12.11 11:31	141°01'	38°27'	1	5.9



注) 最大加速度は記録紙からの直読値である。

図-1 昭和62年1月9日岩手県中部沿岸の地震(M=6.6)による四十四田ダム天端の強震記録

(13) 受託工事費

1. 本州四国連絡橋に関する調査

1. 3 明石海峡大橋の設計地震入力に関する調査試験

振動研究室	室長	佐々木 康
〃	研究員	田村 敬一
〃	〃	柴原 徹郎
〃		相沢 暎
〃		吉見精太郎

1. まえがき

地震動の特性に関する研究は、我が国においては従来SMAC型強震計記録を主体として行われてきており、最大地震動（最大加速度、最大速度、最大変位）および加速度応答スペクトルに及ぼす地震の規模、震央距離、地盤条件等の影響が体系的に調査されてきている。土木構造物の固有周期は一般に短いものが多く、固有周期が1~2秒を越えるものは稀であるが、明石海峡大橋等の長大吊橋では数秒のオーダーになるものもある。こうした長周期構造物の設計地震入力を設定する際には、SMAC型強震計記録の検討だけでは十分ではなく、長周期の地震動特性を慎重に検討する必要がある。以上のような観点から、本調査は明石海峡大橋の合理的な設計地震入力を設定することを目的として、昭和60年度から開始されたものである。

本年度は、長周期地震動特性を検討するための基礎資料として1964年新潟地震による25地点72成分の気象庁一倍強震計記録を数値化するとともに、既に数値化が完了している1968年十勝沖地震、1968年日向灘地震および1983年日本海中部地震による気象庁一倍強震計記録と合わせて、長周期地震動の距離減衰特性について検討を行った。また、気象庁一倍強震計記録の数値化作業の効率化を図るために、その処理システムについて検討した。

2. 調査目的

本調査は、明石海峡大橋の合理的な設計地震入力を設定することを目的とする。

3. 調査手法および調査結果

3.1 気象庁一倍強震計記録の数値化

長周期地震動特性の解明のために、土木研究所では、周期5~10秒程度の長周期地震動を比較的正しくとらえられていると考えられる気象庁一倍強震計記録に着目し、記録の数値化および解析を行っている。本年度は、1964年新潟地震（ $M=7.5$ ）による25地点72成分の気象庁一倍強震計記録の数値化を行った。数値化の方法は、基本的にはSMAC型強震計記録の場合と同様である。また、気象庁一倍強震計記録は変位記録であるので、これより速度および加速度を求めるに際しては、振動数領域において変位記録に気象庁一倍強震計の計器特性を補正するためのフィルター（補正範囲は2-20秒）をかけ、

数値微分する方法を用いた¹⁾。記録の処理フローの概略を示すと図1のようになる。また、数値化記録から速度および加速度を求めた一例として秋田の場合を図2に示した。これにより、土木研究所で数値化を行った地震および記録数は表1に示すように合計6地震による91記録(268成分)となった。また、これらの記録が得られた地震のマグニチュードは $M=7.1\sim7.9$ 、震央距離は $\Delta=70\sim600\text{ Km}$ 程度である。

3.2 長周期地震動の距離減衰特性

本年度は、表1に示した気象庁一倍強震計記録から求めた固有周期 T (秒)および減衰定数 α の加速度応答スペクトル $S_a(T, \alpha)$ をもとに長周期地震動の距離減衰特性について検討を行った。ここで対象とした固有周期は、 $T=2, 3, 5, 7, 10, 20$ 秒、減衰定数は、 $\alpha=2, 5\%$ であり、また、水平2成分から求めた加速度応答スペクトル $S_a(T, \alpha)$ の値のいずれか大きい方の値のみを検討対象とした。

また、岡田・鏡味により提案された気象庁の各観測地点ごとの相対的な揺れやすさの指標 X をもとに、観測地点を $G_1(X<0.67)$ 、 $G_2(0.67\leq X<1.5)$ 、 $G_3(1.5\leq X)$ の3グループに分類し、距離減衰特性に与える観測地点周辺の地盤条件の影響も合わせて検討した。ここで、揺れやすさの指標 X は、気象庁一倍強震計記録の最大振幅の統計解析に基づき、各観測地点ごとのやや長周期帯域(周期10数秒程度)における相対的な揺れやすさを示すものであり、各観測地点周辺の地盤条件を反映しているものと考えられる。

表1 数値化記録の一覧

地震名	マグニチュード M	数値化記録数	成分数	揺れやすさによる分類ごとの記録数			
				G1	G2	G3	不明
1964年新潟地震	7.5	25	72	5	12	6	2
1968年日向灘地震	7.5	18	51	3	7	4	4
1968年十勝沖地震	7.9	14	41	6	6	1	1
同上最大余震	7.5	3	9	2	1	0	0
1983年日本海中部地震	7.7	22	64	8	9	3	2
同上最大余震	7.1	10	31	2	2	3	3
計		91	268	26	37	17	12

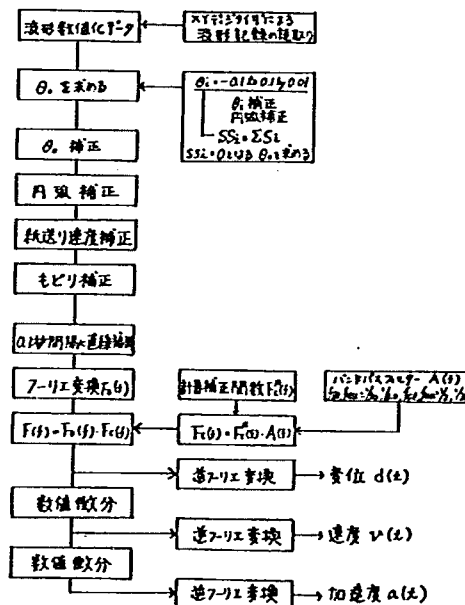


図1 気象庁一倍強震計記録の処理フロー

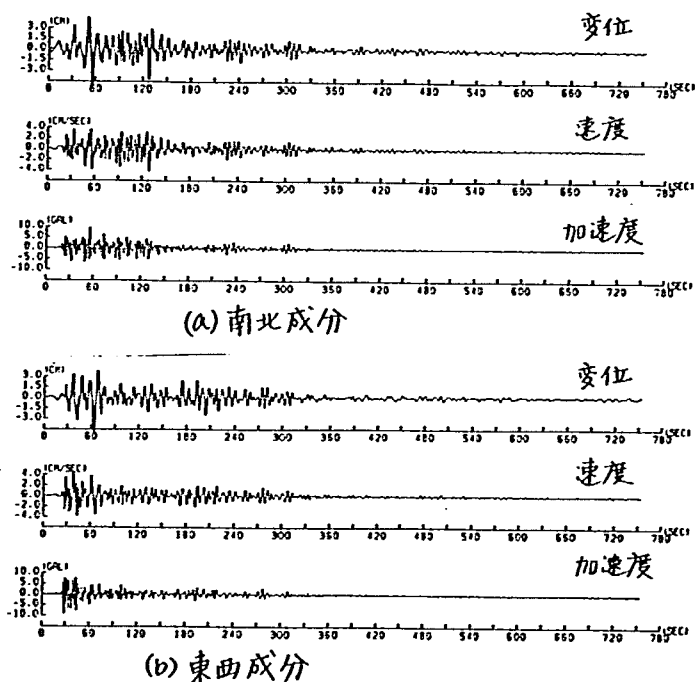


図2 気象庁一倍強震計記録から求めた変位・速度および加速度波形の例(1968年新潟地震に於秋田の記録)

上記の加速度応答スペクトル $S_a(T, R)$ の距離減衰特性の例を示すと図3~6のようになる。ここで、図中には後述の式(1)による $M=7, 7.5, 8$ に対する推定値も合せて示している。これによればマグニチュードが同じで震央距離が同程度の加速度応答スペクトルの値にはかなりのばらつきがあるが、おおむね同程度の震央距離ではマグニチュードが大きくなると加速度応答スペクトルの値も大きくなる。また各グループごとに比較すると、加速度応答スペクトルの値は、相対的に $G_1 < G_2 < G_3$ の順に大きくなる。そこでこのような、加速度応答スペクトルの距離減衰特性と既往の工学的強震計記録による地震動の距離減衰特性の検討結果を参考にして次式で仮定した。

$$S_a(T, R, M, \Delta, G_i) = Q(T, R, G_i) \times 10^{-b(T, R, G_i) M} \times (\Delta + 30)^C(T, R, G_i) \quad \dots(1)$$

ここで、固有周期 T (秒)、減衰定数 R および観測地点のグループ G_i は上述したとおりであり、 M および Δ はそれぞれ地震のマグニチュードおよび観測地点までの震央距離 (km) である。また、 $Q(T, R, G_i)$

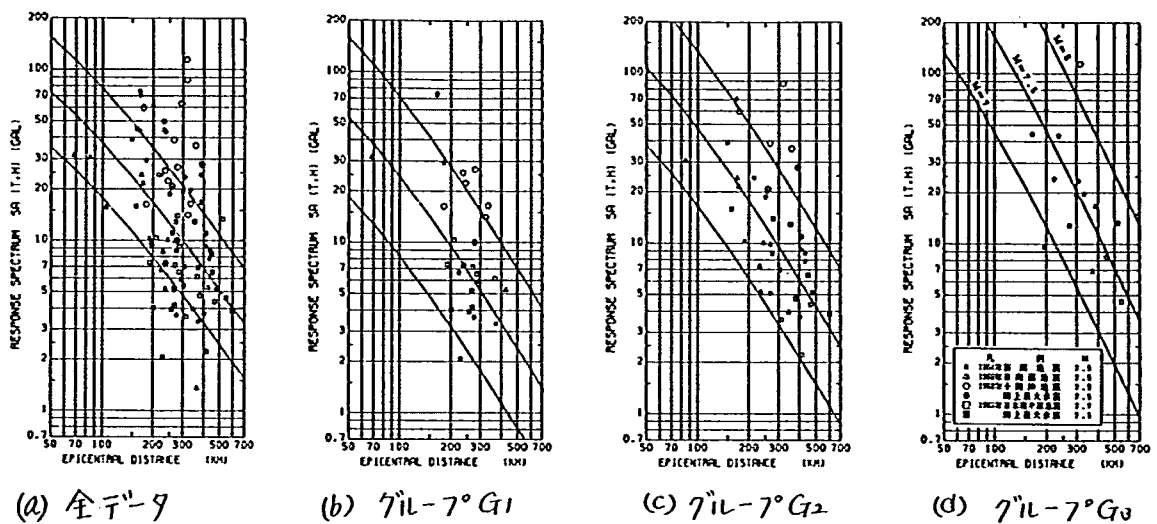


図3 加速度応答スペクトルの距離減衰 (固有周期2秒、減衰定数5%)

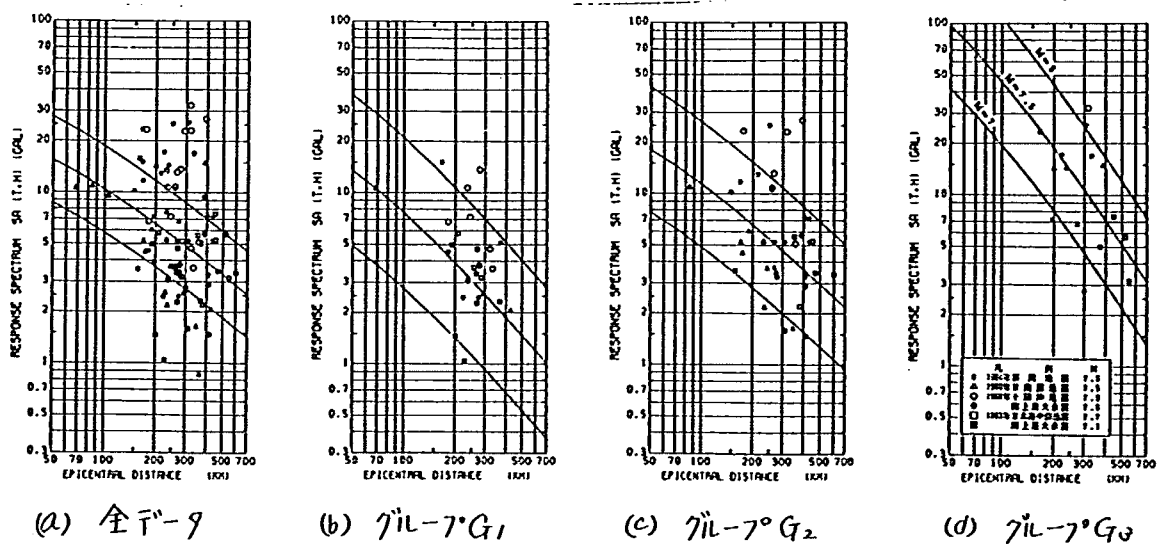
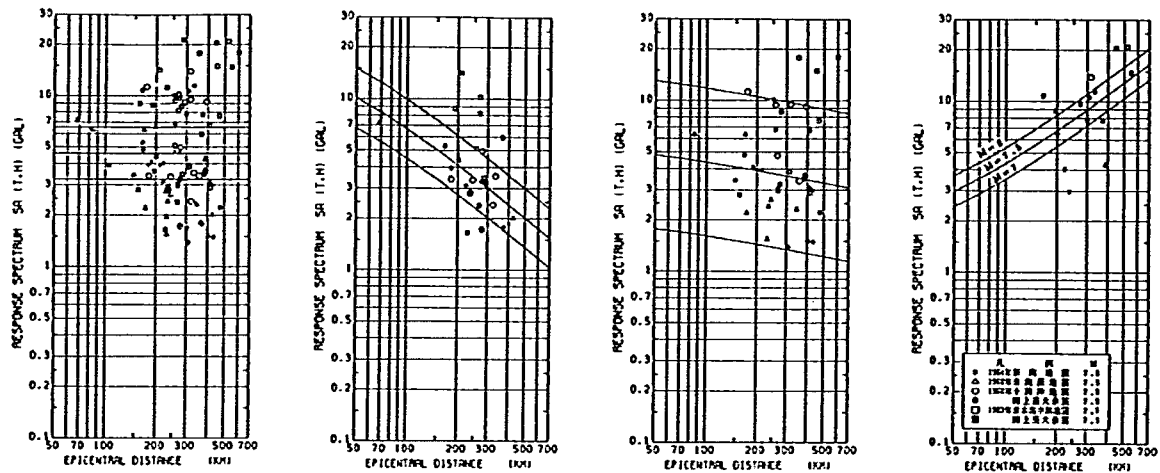


図4 加速度応答スペクトルの距離減衰 (固有周期5秒、減衰定数5%)

G_2), $b(T, G_2)$ および $C(T, G_2)$ は、各固有周期およびグループごとに定まる係数であり、重回帰分析により求めると図7~8 のようになる。ここで、図中には、回帰式の重関係係数 R および標準誤差のも含せて示した。

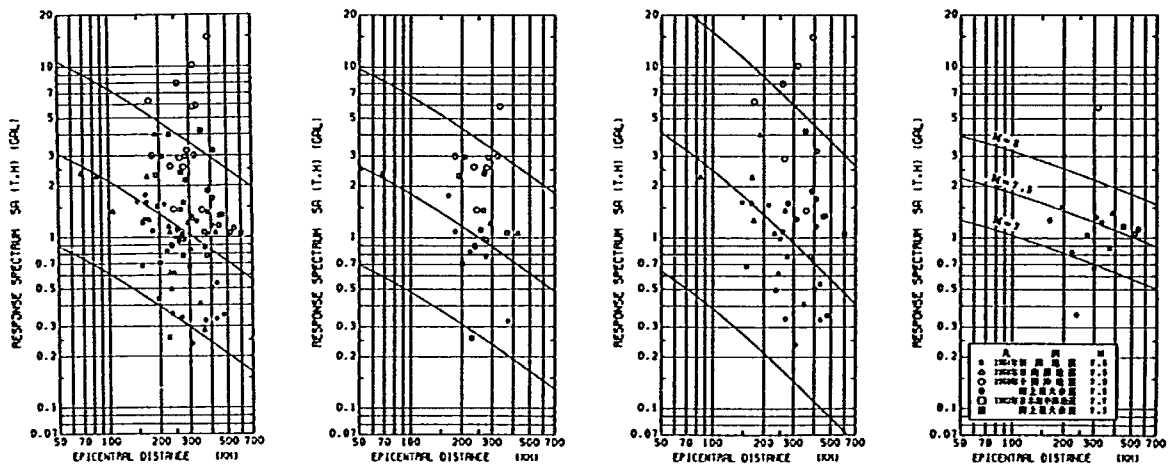
これらの結果より次の事項が指摘される。

1) 図3~6より、固有周期が2秒および5秒で、減衰定数が5%の場合には、いずれの震央距離においても、 $G_1 < G_2 < G_3$ の順に加速度応答スペクトルが大きく、また、固有周期2秒と5秒とでは、5秒の方が震央距離による減衰が小さい。また固有周期10秒で減衰定数が2%の場合のグループ G_3 における加速度応答スペクトルの推定値は、震央距離の増加とともに増加する傾向があり、経験的事実とは逆の結果が得られている。この原因としては、重回帰分析におけるデータ数が少なく、対象としているマグニチュードおよび震央距離の範囲が狭いため、特定のデータが支配的に影響を及ぼすと考えられる。



(a) 全データ (b) グループ G_1 (c) グループ G_2 (d) グループ G_3

図5 加速度応答スペクトルの距離減衰 (固有周期10秒, 減衰定数2%)



(a) 全データ (b) グループ G_1 (c) グループ G_2 (d) グループ G_3

図6 加速度応答スペクトルの距離減衰 (固有周期20秒, 減衰定数2%)

2) 図7, 8の係数 b , C より, 全データを用いた回帰式よりも一般に各グループごとの回帰式の方が, マグニチュードによる加速度応答スペクトル値の変化率が大きく, 震央距離による減衰も大きい。また $T=10$ 秒前後でマグニチュードおよび震央距離による影響がともに小さくなり, グループG3の係数 C は正の値をとる。

3) 各係数の値にはグループG1~グループG3ごとの系統的な差は認められはいるが, これらの係数を用いて加速度応答スペクトルを推定した場合には, 図3~8に示すように解析対象としたデータの範囲内での推定値は, 固有周期10秒の場合と除けば, おおむねグループG1<グループG2<グループG3の順に大きくなり, 揺れやすさによる差が認められる。また, 全データを用いた回帰式よりも一般に各グループごとの回帰式の方が, 重相関係数が大きく, 標準誤差が小さいことから, 各観測地点の地盤条件の影響を考慮した方が良い推定が行えるものと考えられる。しかしながら, 重回帰分析におけるデータ数が少なく, また, 対象としているマグニチュードの範囲および震央距離にかたよりがめるため, 今後さらに詳細な検討が必要とされる。

重回帰分析の結果から, マグニチュード $M=7$ で震央距離 $\Delta=50, 100\text{ km}$ および $M=8$ で震央距離 $\Delta=100, 200\text{ km}$ の減衰定数5%の推定加速度応答スペクトルを求めると, 図9および図10のようになる。ここで, 図中には, 既往の工学式強震計記録の統計解析による加速度応答スペクトルを参考のために示している。なお, 工学式強震計記録の地盤分数は, 道路橋示方書耐震設計編によっているため, 直接気象庁一倍強震計記録のグループとの比較はできないことに注意しなければならない。これ

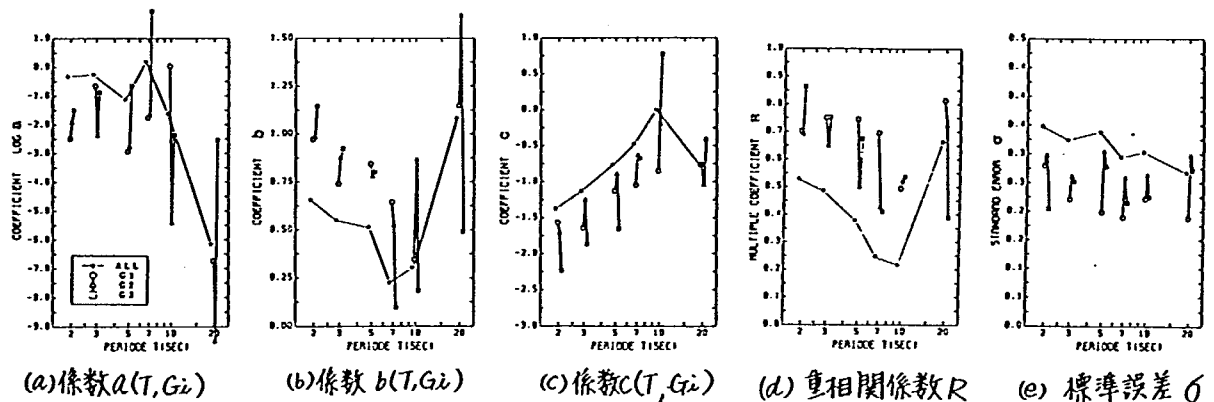


図7 減衰定数2%における式(1)の係数 a, b, C および重相関係数と標準誤差

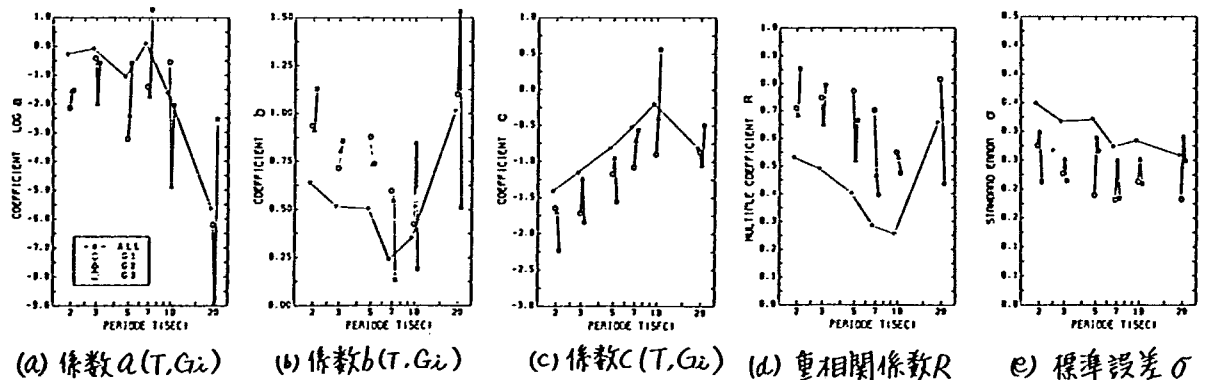


図8 減衰定数5%における式(1)の係数 a, b, C および重相関係数と標準誤差

より図9, 10に示した範囲では、気象庁一倍強震計記録による加速度応答スペクトルの固有周期による減衰傾向は、工學式強震計記録による加速度応答スペクトルとよく似ている。また、固有周期2秒および3秒の値の上限と比較すると気象庁一倍強震計記録の値の方が一般的に大きな値となっている。

3.3 気象庁一倍強震計記録の処理システムの検討

現在、気象庁一倍強震計記録の数値化作業は、工本研究所所有の高精度デジタル・タイザを用いているが、読み取り作業および後処理には多大な労力と時間を要している。そこで、昭和61年度においては、数値化作業および後処理を効率的に行う処理システムについて、その読み取り処理手法および読み取り精度に関する予備検討を行った。

3.4 明石海峡大橋の時刻歴応答解析に用いる入力地震動の検討

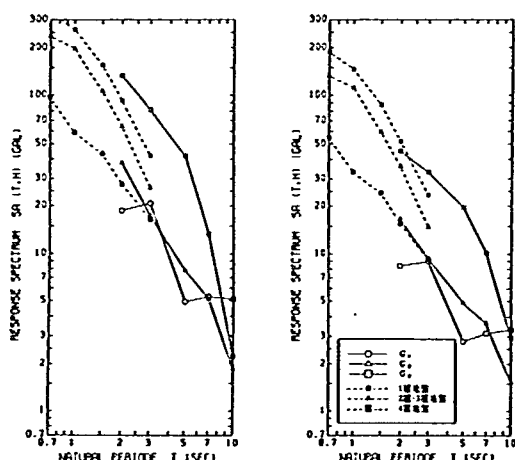
明石海峡大橋の時刻歴応答解析に用いる入力地震動として、1988年日本海中部地震による七峰橋地盤上の記録をもとに振幅調整した加速度波形を提案した。

4 まとめ

本年度の調査結果をまとめると、以下のようになる。

- 1) 1964年新潟地震による25地点72成分の気象庁一倍強震計記録の数値化を行った。
- 2) 上記1)の他に、既に数値化が完了している気象庁一倍強震計記録をもとに最大地震動および加速度応答スペクトルの距離減衰式について予備的に検討した。ただし、現在のところ、距離減衰式の精度は必ずしも十分なものではなく、さらに慎重に検討することが必要とされる。
- 3) 気象庁一倍強震計記録の数値化作業及び後処理を効率的に行う処理システムについて検討を行った。

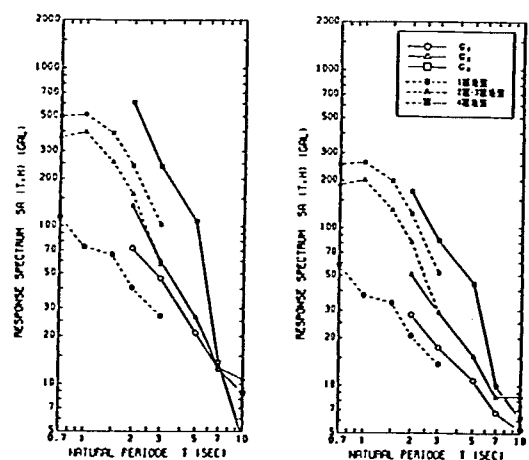
—参考文献— 1) 建設省土木研究所：気象庁一倍強震計記録に基づく長周期地震動特性の解析、土研資料、第1869, 2245, 2387号。2) 岡田・鏡味：日本各地におけるやや長周期の地盤特性の定量評価の試み、日本建築学会論文報告集、第267号。3) 川島他：最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式、土木研究所報告、第166号。



(a) $\Delta = 50\text{Km}$

(b) $\Delta = 100\text{Km}$

図9 $M=7$ の加速度応答スペクトル



(a) $\Delta = 100\text{Km}$

(b) $\Delta = 200\text{Km}$

図10 $M=8$ の加速度応答スペクトル

付属資料 1. 昭和61年度口頭発表論文

1. 第21回土質工学研究発表会（昭和61年 6 月10日～12日）	63
2. 土木学会第41回年次学術講演会（昭和61年11月22日～24日）	71
3. 第25回土木研究所研究発表会（昭和61年12月 9 日～10日）	83
4. 第 7 回日本地震工学シンポジウム（昭和61年12月10日～12日）	87

1. 第21回土質工学研究発表会

1. 1 三次元同時地震観測記録に基づく地震動の増幅特性の検討

建設省土木研究所 正員 田村敬一

相沢 興

高橋和之

1. はじめに

一般に構造物の耐震設計で考慮される地震動の主要な部分は、地中深部から地表に伝播してくる間に地盤条件の影響を受けて増幅されると考えられている。しかしながら、地中地震観測の事例が少ないことから、実測記録に基づく地震動の地盤中の増幅特性に関する検討は必ずしも多くない。そこで、本小文は、土木研究所構内で得られた三次元同時地震観測記録をもとに、最大加速度および加速度応答スペクトルの増幅特性について検討した結果を報告するものである。

表1 解析対象記録の粗数

成分	A16CO A2CO	A17N2 A2N2	A15S2 A2S2	A17E2 A2E2	A16W2 A2W2
N-S	30	30	31	30	23
E-W	25	25	30	27	19
U-D	29	30	30	29	25

2 観測システムおよび解析対象記録の概要

土木研究所の構内(A地区)では、図1に示すように、一辺の長さ約100mの十字形の測線に沿って、地表に3点、地表下2mに5点および地表下約50mに5点の計13点において地震観測を行っている。このうち、地表下約50mの観測点は、

工学的には基盤とされる砂礫層中に設置されている。

解析対象とした記録は、同一鉛直線上にある地表下2mおよび地表下約50mの観測点(例えば、A2CO点およびA16CO点)で得られた記録であり、その粗数は表1に示すとおりである。

3 最大加速度の増幅特性

最大加速度の記録例としてEQ-28(1983.2.27, 茨城県南部, マグニチュード6.0)の際にA2CO点およびA16CO点で得られた最大加速度の値を示すと、図2のようになる。次に、最大加速度の増幅特性を示すために、地表下2mの観測点における最大加速度 a_{max}^{GL-2} に対する地表下約50mの観測点における最大加速度 a_{max}^{GL-50} の比を $\alpha (= a_{max}^{GL-50} / a_{max}^{GL-2})$ とする。図2に示した場合について α の値を求めると、図3のようになる。 α の平均的傾向を知るために、全解析対象記録について

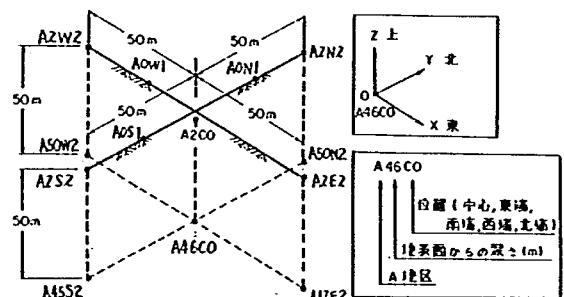


図1 三次元同時地震観測点の配置

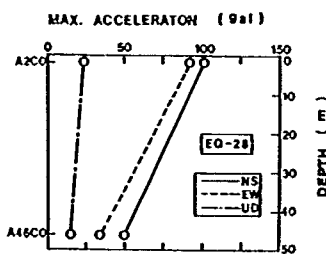


図2 最大加速度の記録例(EQ-28)

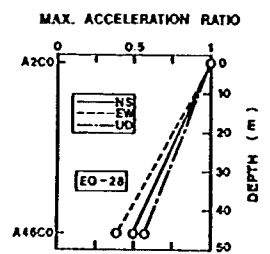
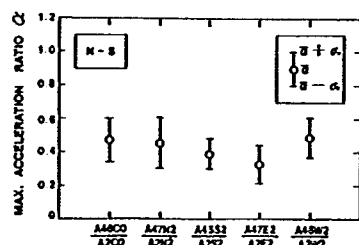
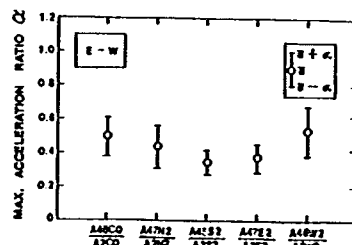


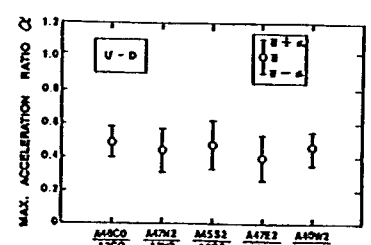
図3 最大加速度比の計算例(EQ-28)



(a) 南北成分



(b) 東西成分



(c) 上下成分

図4 最大加速度比の平均値および標準偏差

Kelich Tamura, Koh Aizawa, Kazuyuki Takarashi: Study on Characteristic of Amplification of Ground Motion with Use of Array Data (Public Works Research Institute, Ministry of Construction)

の平均値および標準偏差を求めると、図4に示すようになる。図4からわかるように、土木研究所橋内における地表下2mに対する地表下約50mの最大加速度の比は、平均的に、水平成分については0.35~0.5程度であり、また、上下成分については0.4~0.5程度である。したがって、最大加速度の増幅率は、水平成分については2~3倍程度、上下成分については2~2.5倍程度となる。

4. 加速度応答スペクトルの増幅特性

最大加速度の場合と同様に、各固有周期ごとに、減衰定数5%の加速度応答スペクトルの増幅特性について検討する。まず、加速度応答スペクトルの一例として、EQ-28の際にAZCO点およびA46CO点で得られた記録より求めたスペクトルを示すと、図5のようになる。次に、加速度応答スペクトル(減衰定数5%)の増幅特性を示すために、固有周期Tごとに、地表下2mの観測点における加速度応答スペクトル $S_A(T, 0.05)$ に対する地表下約50mの観測点における加速度応答スペクトル $S_A(T, 0.05)$ の比を $\gamma(T) (= S_A(T, 0.05) / S_A^{GL-2}(T, 0.05))$ とする。図5に示した場合について $\gamma(T)$ の値を求めると、図6のようになる。さらに、全解析対象記録について $\gamma(T)$ の平均値 $\bar{\gamma}(T)$ および標準偏差 $\sigma(T)$ を求めると、図7に示すようになる。ただし、ここでは紙面の都合上、AZCO点とA46CO点の場合のみを示す。図7より以下の事項が指摘される。1) 加速度応答スペクトル比の平均値は固有周期によって変化するが、一般に、固有周期1秒程度以下の領域において水平成分については0.3~0.6(増幅率: 1.5~3倍)程度であり、また、上下成分については0.4~0.7(増幅率: 1.3~2.5倍)程度である。したがって、増幅率は水平成分の方が上下成分よりも大きくなることになり、この傾向は最大加速度の増幅特性と合致する。また、固有周期1秒程度以上の領域においては、水平成分および上下成分のいずれについても、加速度応答スペクトル比のばらつきが大きい。その平均値は、一般に、固有周期1秒程度以下の領域に比較して大きくなる傾向が認められる。すなわち、1秒程度以上の周期成分の増幅は小さいと考えられる。2) 加速度応答スペクトル比は、一般に、固有周期0.7秒付近において最小値をとる。すなわち、増幅率は固有周期0.7秒付近において最大となる。ここで、当該地点の地盤の特性値(卓越周期)は0.79秒程度であり、上述の増幅率が最大となる固有周期と比較的よく一致する。

謝辞

本検討の数値計算においては、京都大学学生(工学部交通土木工学教室)西周勉君の手を煩わせた。末尾にがり、深く感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所: 土木研究所橋内の高密度強震観測記録の解析—地震動の増幅特性および地震動の水平面内における変動特性の検討—、土木研究所資料、第2271号、昭和60年12月

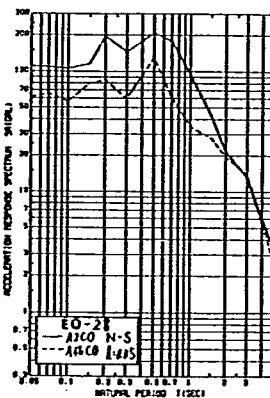


図5 加速度応答スペクトル比計算例(EQ-28)

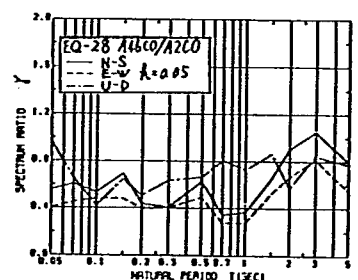
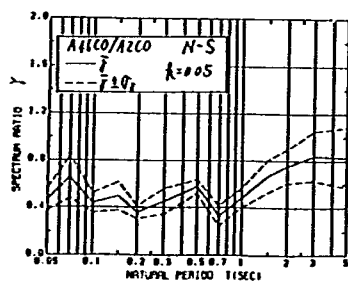
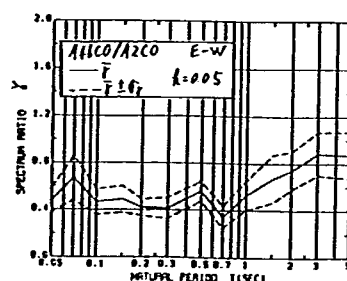


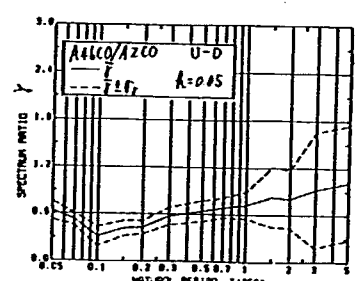
図6 加速度応答スペクトル比の計算例(EQ-28)



(a)南北成分



(b)東西成分



(c)上下成分

図7 加速度応答スペクトル比の平均値および標準偏差(A46CO/AZCO)

1. 2 液状化地盤中の杭の水平抵抗に関する実験

建設省土木研究所 佐々木 康

建設省土木研究所 ○松本 秀應

建設省土木研究所 近藤 益央

1. はじめに

杭の軸直角方向支持力を計算する場合、道路橋示方書・同解説では、横方向地盤反力係数を用いた弾性床土の梁として計算するものとしており、地盤の液状化の影響は、この横方向地盤反力係数を低減することにより対処するものとしている。本報告は、液状化地盤中の杭模型を用いた水平載荷実験を実施することにより、横方向地盤反力係数および杭の変形状況に与える地盤の液状化の影響について検討を行った結果について報告するものである。

2. 実験の概要

振動台上の土槽内に、ステンレス板を用いた杭模型を設置した後、浅間山砂を用い空中落下法、あるいは水中落下法により地盤模型を作製した。

実験では、振動台を加振することにより地盤を液状化させた状態で、杭頭に水平荷重を作用させることにより載荷試験を行った。杭模型は $0.3 \times 5.0 \text{ cm}$ の長方形断面で全長 110 cm 、下端固定の状態であり 10 cm の突出杭となっている。杭模型には、模型の曲げモーメントを計測するためにひずみゲージを $5 \sim 10 \text{ cm}$ 間隔ではり (12点)、地盤模型内には間隙水圧計および加速度計を、また、杭先端の載荷位置には変位計を設置した。試験結果の整理は、載荷試験より得られた杭の曲げモーメント M の深度分布から、曲げモーメント M の深度分布の回帰曲線 (七次のチェビシェフ多項式) を求め、これを微分あるいは積分することにより土圧 p および杭の変位 δ の深度分布を求めた。横方向地盤反力係数 k_H の深度分布は、この土圧 p を杭の変位 δ で除することにより求めた。

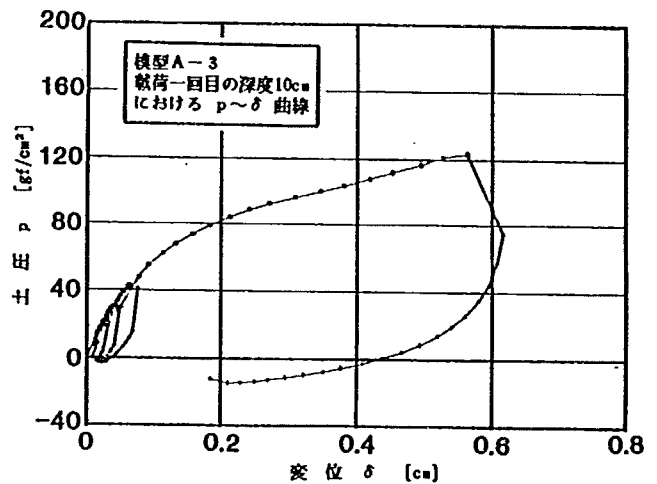


図-1 深度10cmにおける $p \sim \delta$ 曲線 (模型 A-3)

3. 実験結果

杭の曲げモーメント M の深度分布から、土圧 p と杭の変位 δ の分布を推定し、深度 10 cm における $p \sim \delta$ 曲線を求めた例を図-1に示す。載荷は5段階に分けて行っており、 p と δ の推定の際には、各載荷段階直前の曲げモーメントを初期値として零点の補正を行っているため、図中では載荷に伴う残留変位および残留土圧は除かれている。変位が 0.1 cm 程度までの領域では、地盤は弾性的な挙動を示し、それ以後 0.4 cm 程度まではひずみ軟化型の傾向を示す。しかし、変位が 0.4 cm を越える付近からは、ややひずみ硬化型の傾向を示しはじめ、これは杭周辺地盤

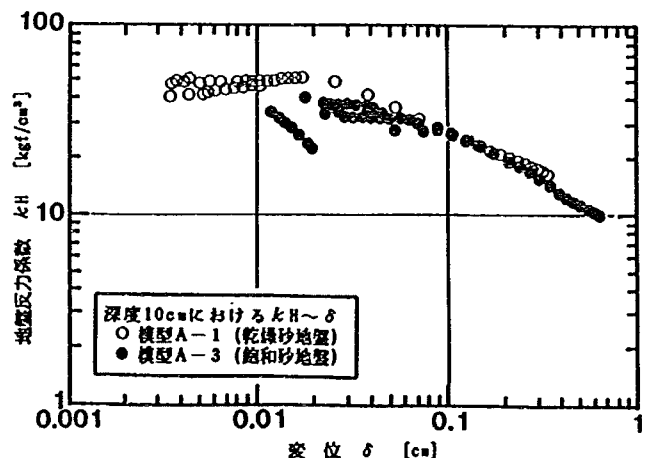


図-2 地盤反力係数と変位の関係 (模型 A-1, 3)

Model Test on Lateral Resistance of Pile in Liquefied Ground : Yasushi Sasaki , Hideo Matsumoto
Masuo Kondoh (Public Works Research Institute , Ministry of Construction)

のサイクリックモビリティによるものと考えられる。

図-1に示したようにモーメントの分布より推定した $p \sim \delta$ 曲線から、割線勾配として横方向地盤反力係数 k_h を求めた例を図-2に示す。図中には、乾燥砂地盤の模型A-1と、飽和砂地盤の模型A-3において過剰間隙水圧比が0.1程度しか上昇していない場合に対する結果を示してある。図-2に示したとおり、両者はほぼ一致しており、地盤中の間隙水の有無による k_h への影響は小さい。変位が0.02cm程度までは k_h の変化は小さく地盤は弾性的な挙動を示しており、それより変位が大きい領域ではほぼ-0.5の傾きで変位の増加とともに k_h は減少している。地盤の液状化の程度を種々変化させ同様の整理を行った結果の例を図-3に示す。地盤の液状化の程度が変化しない場合には図-2に示した場合と同様、変位の増加とともに k_h は減少し、地盤の液状化の程度が増すと同じ変位 δ に対する k_h の値は減少する。そこで変位 δ をパラメータにとり、有効拘束圧比(1から間隙水圧比を引いたもの)と、 k_h の関係を整理したものが図-4である。今回の実験のように有効拘束圧比が0.6以下といった地盤の液状化がかなり進行した領域では、いずれの変位 δ に対しても有効拘束圧比が減少するにつれ、地盤反力係数は線形的に減少する傾向にある。

次に、地盤が液状化した状態における杭および周辺地盤の状態を検討するために、杭の第一不動点の深さ l と地盤反力係数 k_h (深度10cm、杭の変位0.1cmに対する値)の関係を示したものが図-5である。図中には、図-6に示すような地盤反力係数の深度分布を仮定した場合の、有限長の杭の理論解をみかけの杭の突出長をパラメータとして併記してある。図-5において実測の k_h と l は、地盤の液状化が進行するにつれ、 k_h は減少し、 l は増加する傾向にあることがわかる。この k_h と l の関係は、理論解と比較すると、液状化の程度が低い場合には、みかけの杭の突出長は20cm程度、地盤が完全液状化の状態に近づくと、みかけの杭の突出長は30cm程度となる。液状化地盤中の杭の挙動を検討する際に、深さ方向に一樣な地盤反力係数を用いて検討する場合、地盤の液状化の影響を考慮するためには、地表面付近の地盤反力係数を無視し、みかけの杭の突出長を長くするとともに、地盤反力係数を低減する考えが必要である。

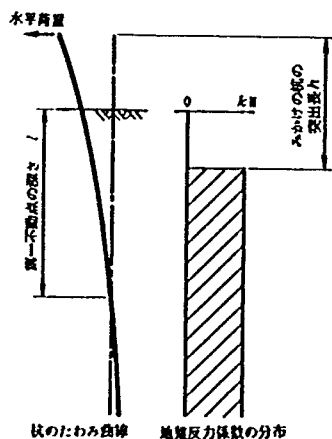


図-6 みかけの杭の突出長

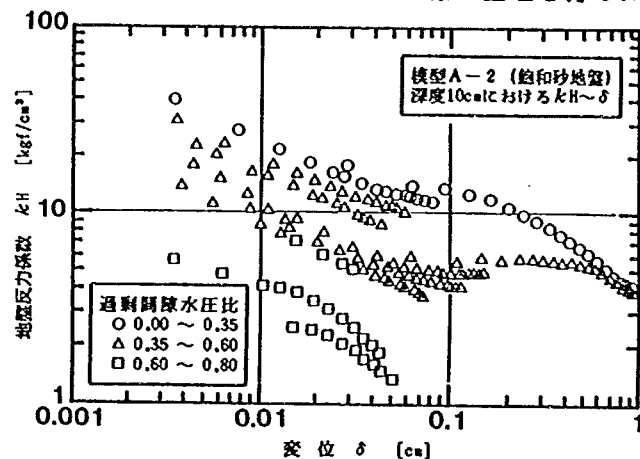


図-3 地盤反力係数に及ぼす地盤の液状化の影響

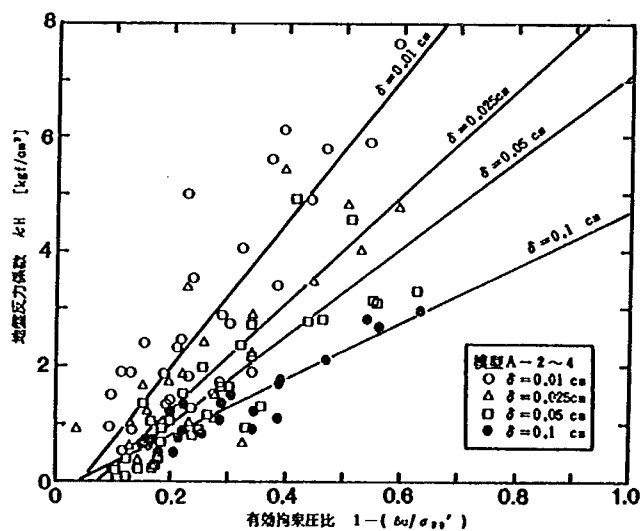


図-4 地盤反力係数と有効拘束圧比の関係

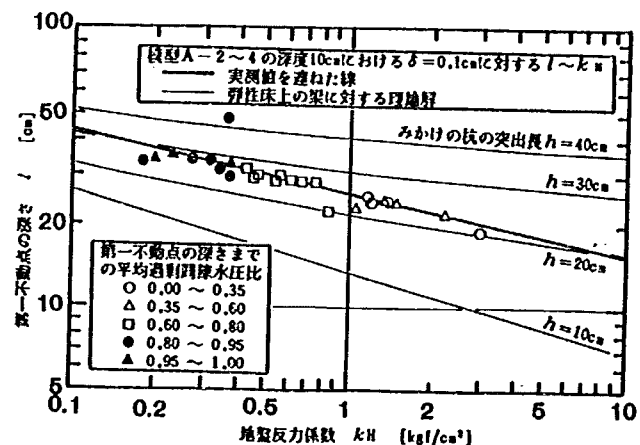


図-5 杭の第一不動点の深さ

1. 3 液状化地盤中の杭の水平力による変形に関する実験

建設省 土木研究所 佐々木 康
同 上 松本 秀憲
同 上 ○ 近藤 益央

1. まえがき

杭基礎の設計においては、地震などの水平力に対して杭の剛性と地盤の反力により抵抗するものとして扱う。地盤反力係数の値は地盤が液状化すると減少することがわかっている。

著者らは、地盤の液状化が杭の変形特性および地盤反力係数に与える影響に関する模型実験を実施した。本報告は、乾燥砂および飽和砂地盤中の杭模型を用いた載荷実験より得られた結果から、地盤の液状化の程度と杭の変形特性について検討した結果について報告するものである。

2. 実験方法

実験では、振動台上に設置した土槽内に図-1に示すような、厚さ3mm、幅5cm、杭長110cm（突出長10cm）の杭模型を設置し、浅間山砂を用い地盤模型を作製した。実験に使用した浅間山砂は $G_s=2.713$ 、 $e_{max}=0.993$ 、 $e_{min}=0.622$ 、 $U_c=2.303$ である。自然含水比1%程度の浅間山砂を乾燥地盤（模型A-1）では空中落下法で、飽和地盤（模型A-2, 3, 4）では水中落下法でそれぞれ模型地盤を作製した。地盤内に設置した杭模型は図-1に示すように、杭の曲げモーメントを計測するために12箇所にストレインゲージを張ってある。この杭模型に貼付した各ストレインゲージの出力とその点における曲げモーメントの値とは、予め空気中での検定試験により求めてある。従って、ゲージの計測結果から直ちに杭の各深さにおける曲げモーメントが求められる。

杭への水平力の載荷は、杭頭に変位制御で荷重を与えた。また、地盤内には、間隙水圧計および加速度計を埋設し、液状化の程度を計測した。

飽和砂地盤を用いた実験ケースでは、振動台を段階的に加振させ徐々に間隙水圧を上昇させた。杭頭への載荷は加振終了直後に開始し、変位量を5段階で徐々に増加させて荷重を与えている。一連の載荷実験が終了し、地盤内の過剰間隙水圧が消散したことを確認した後に、次の加振を行っている。

3. 実験結果

実験により得られた杭の曲げモーメント M の分布を、7次のチェビシェフ多項式により回帰した。別途行った検討から、この実験における曲げモーメントの深度分布をチェビシェフ多項式で近似する場合には、7次までとることにより十分満足な結果が得られることが判っている。このようにして得られた回帰式を2回微分することにより杭に作用する土圧 p を、2回積分した値を杭の曲げ剛性 EI で割ることにより杭の変位 δ を求めた。さらに各深さにおける p と δ から地盤反力係数 k_H を求めた。 M 、 p 、 δ 、 k_H ならびに地盤内間隙水圧比の分布の例（模型A-3）を図-2に示す。

同図に示したように、上述の方法で求めた曲げモーメント分布の回帰式は、過剰間隙水圧比の異なるいずれの場合においても実測値をよく近似できていることが判る。

次にこのようにして得られる変位の杭頭における推定値と実測した杭頭変位との関係の例を図-3に示す。同図によれば模型A-1の場合も、A-4の場合も実測変位量とモーメントの実測値から推定した変位量の間には線形関係がある。同様の関係は、他の模型や載荷段階でも成立し、杭頭の推定変位量は実測変位量の約90%であることが判る。推定変位量が実測値の90%程度になった

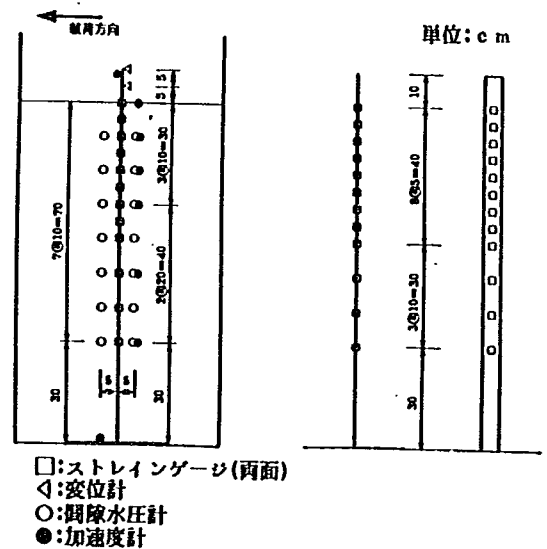


図-1 模型概要

MODEL TEST ON DEFORMATION OF PILE IN LIQUEFIED GROUND : Yasushi Sasaki , Hideo Matsumoto ,
Yasuo Kondoh (PUBLIC WORKS RESEARCH INSTITUTE , MINISTRY OF CONSTRUCTION)

理由は、推定に用いたEIの値に誤差が含まれていることによると考えられる。従って推定に用いた杭のEIを補正することにより杭の変位を正しく推定することが可能であると考えられる。

すなわち、この実験において用いた曲げモーメントの実測値から杭の変形や土圧の分布を求め、地盤反力係数の分布を推定するという方法が妥当であったことが判る。

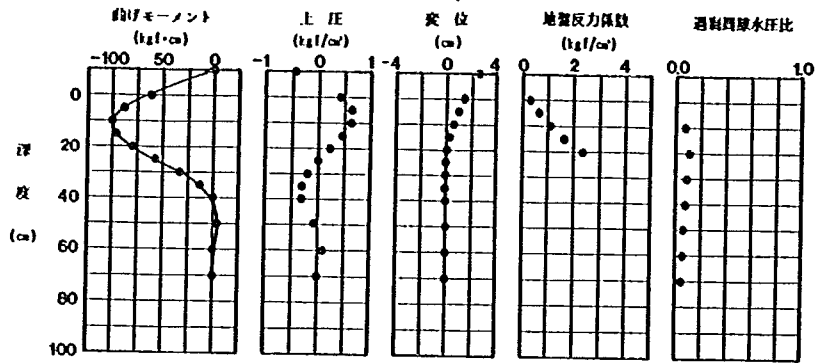
図-2に示すように、地盤の液状化の程度が高くなるにつれて、地盤全体の地盤反力係数 k が減少しており、地盤反力係数の低減の必要性を裏付ける結果となっている。

図-4に載荷荷重 6 kgf を載荷した時の杭の第一不動点の深さ l とその深さまでの平均過剰間隙水圧比との関係を示す。これによれば、大きな変形を与えた時、杭の第一不動点の深度は過剰間隙水圧比の上昇に伴って徐々に深くなり、特に過剰間隙水圧比が0.5を越えるとその傾向が顕著になっている。

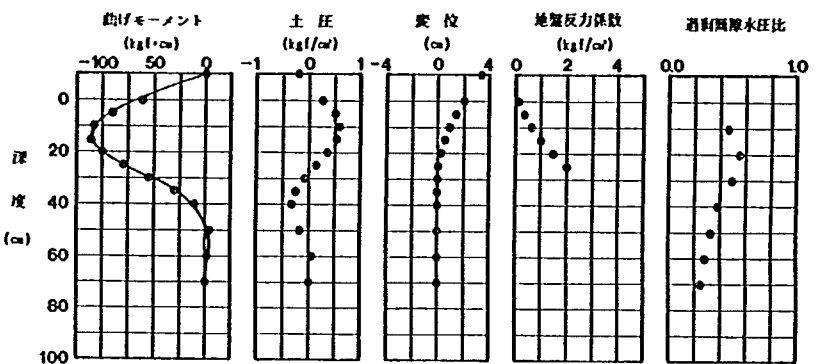
4. まとめ

今回の実験では、杭の曲げモーメントを直接測定し、その結果より杭の変形量および土圧を推定したが、実測結果に対して良い相関があることが確認できた。また本実験により、地盤の液状化による地盤反力係数の減少が確認された。この地盤反力係数の減少傾向は地盤の過剰間隙水圧の発生と大きな関係があり、この実験のように杭の変位が大きな領域においては、過剰間隙水圧比が 0.5 を越えるとその減少傾向がより顕著になることが確認された。

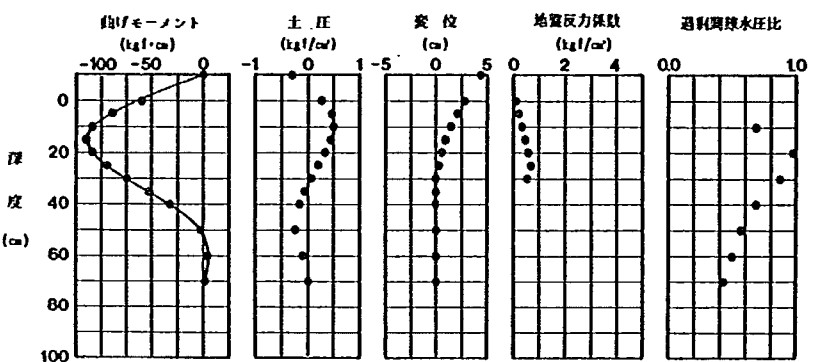
今後は、実験を積み重ねてデータを蓄積し、地盤の液状化に対する強度より地盤反力係数の低減率を算定出来るようにしたい。



(a) 入力加速度128gal, 1波



(b) 入力加速度132gal, 4波



(c) 入力加速度128gal, 10波

図-2 実験結果例 模型A-3 (飽和砂地盤)

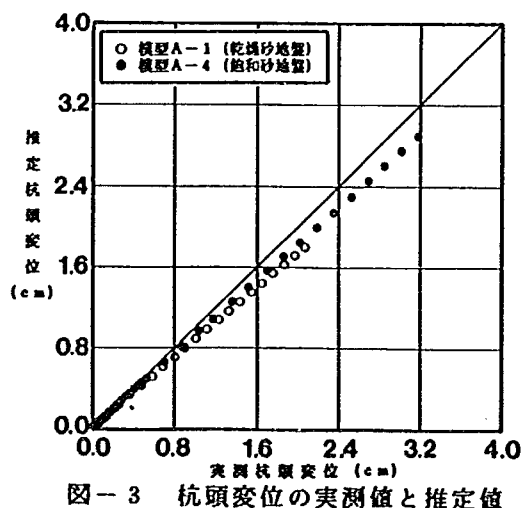


図-3 杭頭変位の実測値と推定値

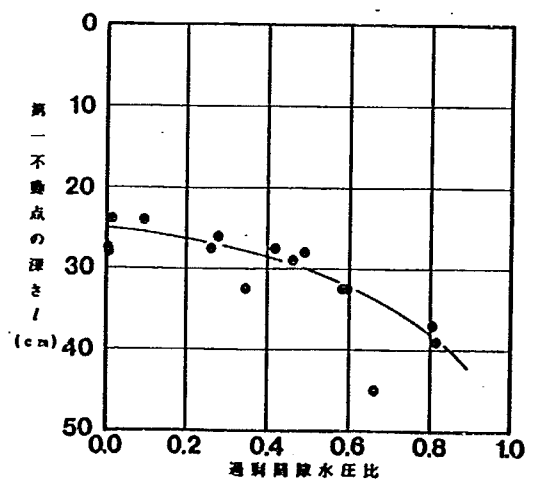


図-4 杭の第一不動点の深さと平均過剰間隙水圧比との関係

1. 4 繰返し荷重による砂の永久変形量について

建設省土木研究所

佐々木 康

鹿島建設技術研究所

○永井 文男

1. はじめに

堤防、フィルダム、盛土などの構造物の地震時の安定性を評価するのに、一般に力の釣合いを吟味する震度法が用いられている。しかし、これらの構造物を設計する際には、力の釣合いのみでなく、地震時にこれらの構造物に生じる永久変形量についても照査しておくのが望ましい。このためには、地震荷重による土の永久変形量を予測することが必要である。したがって、本研究において豊浦標準砂を用いた繰返し三軸試験を実施し、初期せん断力、動的せん断力および相対密度をパラメータとする非排水条件下での、砂の永久軸ひずみの推定式を提案した。

2. 試験方法

気乾状態の豊浦標準砂を用いて、空中落下法により直径7.5cm、高さ14cmの供試体を作成する。供試体中の空気を炭酸ガスにより置換した後、試料を脱気水により飽和させる。B値チェックを行い、B値が0.95以上の供試体のみ初期有効拘束圧 $\sigma_{30}' = 1 \text{ kgf/cm}^2$ (側圧 2 kgf/cm^2 , 背圧 1 kgf/cm^2) で等方圧密を行う。圧密終了後、初期せん断力を非排水条件にて載荷してから異方圧密を行う。異方圧密終了後、非排水条件で、動的せん断振幅一定の0.1 Hzの正弦波を100波載荷する。液状化が生じて両ひずみ振幅が10%を超えたら試験を終了する。

3. 試験条件および数量

相対密度を50, 70, 80%の3種類、初期せん断応力比 τ_s/σ_{30}' を0(等方), 0.1, 0.2, 0.3の4種類、動的せん断力 τ_d を3種類、合計36ケース(3×4×3)について繰返し三軸試験を実施した。

4. 試験結果とその考察

(i) 試験結果と永久軸ひずみの定義

せん断応力比 $(\tau_s + \tau_d)/\sigma_{30}'$ 、軸ひずみ ϵ 、間隙水圧比 u/σ_{30}' の経時変化の一例を図-1に、せん断応力比と軸ひずみの関係の一例を図-2に、Rendulicの応力図を図-3に示す。 $u/\sigma_{30}' = 1$ を境に、応力～ひずみ関係は異なり、それ以降では急速に軸ひずみ振幅が増大する。 $u/\sigma_{30}' < 1$ の領域では一定振幅

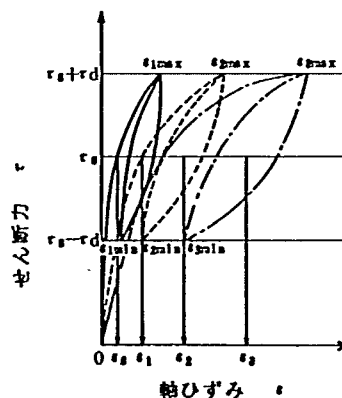
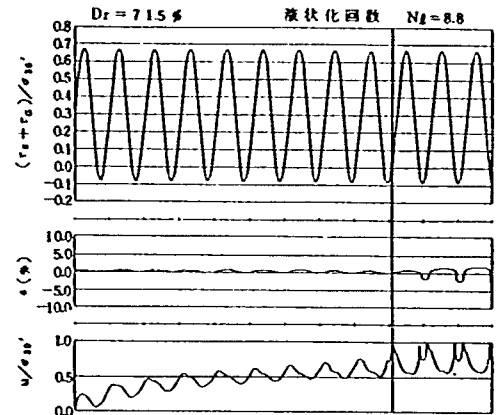
図-4 ϵ の模式図

図-1 経時変化図(1例)

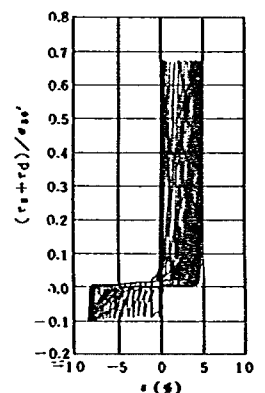
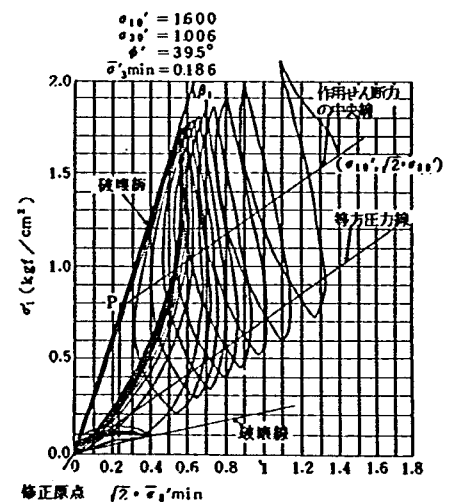


図-2 応力～ひずみ関係

図-3 $\sqrt{2} \cdot \sigma_{30}' (kgf/cm^2)$ Rendulicの応力図

Permanent Deformation Of Sand Under Cyclic Loading ; Yasushi Sasaki(Public Works Research Institute, Ministry Of Construction), Fumio Nagai(Kajima Institute Of Construction Technology)

ずみは単調に増加し、土の骨格が軟化する傾向を示す。このような傾向を図-4に模式的に示す。間隙水圧の蓄積に伴い有効拘束圧が減少する結果、図-4に示した $\epsilon_1, \epsilon_2, \dots$ は大きくなる傾向がある。ここでは繰返し荷重i波目の永久軸ひずみ ϵ_{ri} を①式により、有効拘束圧 $\bar{\sigma}_s'i$ を②式により定義し、これらを用いて以下の考察を進める。

$$\epsilon_{ri} = \frac{1}{2}(\epsilon_{imax} + \epsilon_{imin}) \quad (1)$$

$$\bar{\sigma}_s'i = \frac{1}{2}(\sigma_{s'imax} + \sigma_{s'imin}) \quad (2)$$

永久軸ひずみ ϵ_r と有効拘束圧 $\bar{\sigma}_s'$ の関係の一例を図-5~7に示す。相対密度が小さいほど、また初期せん断力が大きいほど、同一の $\bar{\sigma}_s'$ における ϵ_r は大きくなる傾向にある。しかしながら、動的せん断力の影響はそれほど顕著ではない。

(ii) 有効拘束圧の最小値 $\bar{\sigma}_s'min$

図-3より、有効拘束圧 $\bar{\sigma}_s'$ の軌跡は作用せん断力の中央線により近似できる。したがって有効拘束圧の最小値 $\bar{\sigma}_s'min$ は、作用せん断力の中央線と破壊線との交点Pとなり、初期せん断力 τ_s および内部摩擦角 ϕ' がわかれば、 $\bar{\sigma}_s'min$ は③式となる。

$$\bar{\sigma}_s'min = \tau_s \cdot (1 - \sin \phi') / \sin \phi' \quad (3)$$

(iii) 永久軸ひずみの双曲線近似

図-5~7に示す永久軸ひずみ ϵ_r と有効拘束圧 $\bar{\sigma}_s'$ の関係は、 $\bar{\sigma}_s'min$ を漸近線に持つ、④式で示す双曲線により、うまく表現することができる。

$$\epsilon_r = \frac{\alpha \cdot (1 - \bar{\sigma}_s' / \sigma_{s0}')}{1 - \{ (1 - \bar{\sigma}_s' / \sigma_{s0}') / (1 - \bar{\sigma}_s'min / \sigma_{s0}') \}} \quad (4)$$

なお α は実験値を用いた最小2乗法により求めた。 $(\partial \epsilon_r / \partial \alpha) = 0$

(iv) 実験定数 α のせん断応力比依存性

実験定数 α とせん断応力比 $(\tau_s + \tau_d) / \sigma_{s0}'$ との関係を図-8に示す。せん断応力比が大きくなるほど α は大きくなり、しかも破壊規準 $\tan \phi'$ に漸近する。したがって α は⑤式で示す双曲線により表現することができる。

$$\alpha = \frac{\beta \cdot (\tau_s + \tau_d) / \sigma_{s0}'}{1 - \{ (\tau_s + \tau_d) / \sigma_{s0}' \} / \tan \phi'} \quad (5)$$

(v) 実験定数 β の相対密度依存性

実験定数 β と相対密度との関係を図-9に示す。相対密度が大きいほど β は小さくなっている。このことは密度が大きいほど永久軸ひずみが生じにくいことを定性的に示し、実験事実と一致する。

6. まとめ

繰返し荷重による間隙水圧の発生量さえ求めることができれば、④式により永久変形量を推定することができる。

なお本報告は、筆者のうち一人が部外研究員として、建設省土木研究所にて行った研究結果をとりまとめたものである。

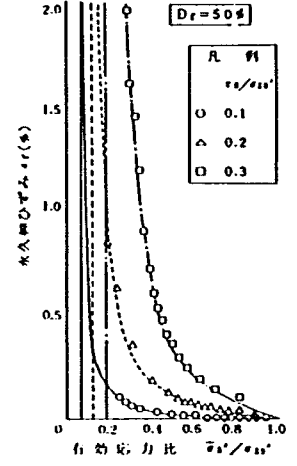
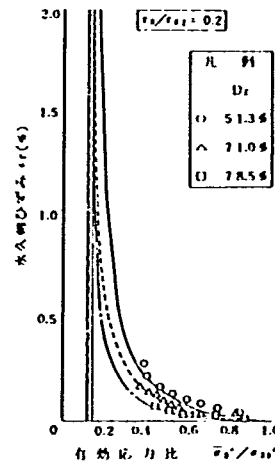


図-5 D_r と ϵ_r の関係

図-6 τ_s と ϵ_r の関係

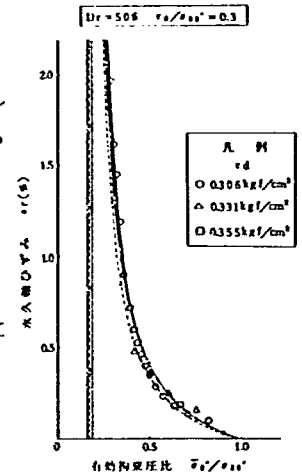


図-7 τ_d と ϵ_r の関係

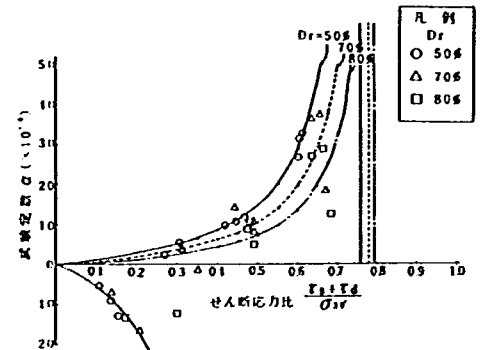


図-8 せん断応力比と実験定数 α の関係

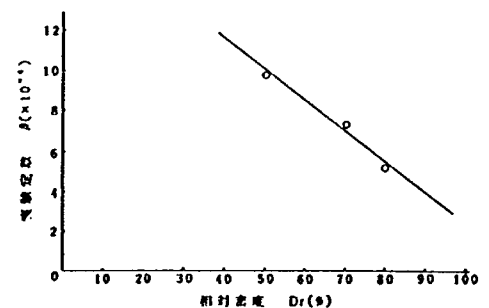


図-9 せん断応力比と実験定数 β の関係

2. 土木学会第41回年次学術講演会

2. 1 気象庁一倍強震計の記録精度に関する実験的検討

建設省土木研究所 正員 田村 敬一

相沢 繁

建設省関東技術事務所 高橋和之

1. はじめに

長周期地震動特性の解明を図るために、最近、気象庁一倍強震計記録の解析が数多く実施されているが、同強震計の記録精度について検討した事例は必ずしも多くない。そこで、本小文は、気象庁一倍強震計の加振実験を行い、計器補正フィルターの妥当性について検討するとともに、一倍強震計記録から数値微分して求めた加速度による加速度応答スペクトルの精度について検討した結果を報告するものである。

2. 実験の概要

加振実験に用いた気象庁一倍強震計は、52C型一倍強震計の水平1成分のみを記録できるようにしたものであり、その記録方向が加振方向と一致するように振動台上に固定した。また、一倍強震計の記録精度を検討するための基準となる振動台の変位および加速度は、それぞれ、差動トランス型変位計およびデジタル強震計を用いて記録することとした。加振実験に用いた入力記録は表1に示す8成分の気象庁一倍強震計記録である。一例として、盛岡記録の変位波形および加速度応答スペクトル(減衰定数5%)を、それぞれ、図1および図2に示す。

3. 計器補正および加速度の計算

記録の計器補正および加速度の計算は、振動数領域において変位記録に気象庁一倍強震計の特性を補正するためのフィルターをかけ、数値微分する方法を用いる²⁾。計器補正関数の一例を図3に示す。図中、 T_w および T_u は、それぞれ、短周期側および長周期側の遮断周期であり、 T_u および T_w は、それぞれ、 T_w および T_u に対応する補正関数が0となる周期である。

4. 遮断周期が変位の精度に及ぼす影響

3.に示した手法により計器補正を行った変位について、その精度に及ぼす長周期側の遮断周

表1 加振実験の一覧

記録番号	記録名	気象庁一倍強震計記録 継続時間(秒)	データ回数	最大変位 ¹⁾ (cm)	最大加速度 ²⁾ (gal)	地震名
1	森	449.6	842	1.503	2.926	1968年1勝沖地震
2	鹿児島	448.8	874	0.915	2.842	1968年日向灘地震
3	仙台	441.6	877	1.644	3.203	1968年1勝沖地震
4	岡山	449.4	616	3.814	4.826	1968年日向灘地震
5	盛岡	474.2	649	2.703	3.851	1968年1勝沖地震
6	高知	419.9	558	4.724	4.263	1968年日向灘地震
7	根室	509.0	663	4.338	5.920	1968年1勝沖地震
8	剣山	479.1	896	5.684	5.666	1968年日向灘地震

1) 差動トランス型変位計による。2) デジタル強震計による。

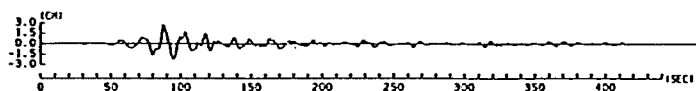


図1 変位波形の例(盛岡)

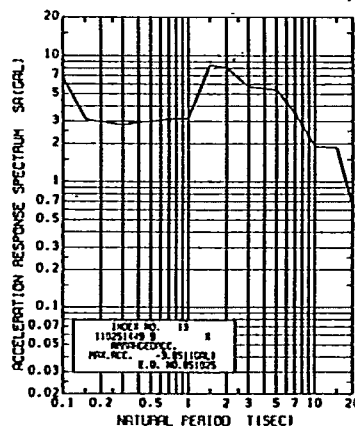


図2 加速度応答スペクトルの例(盛岡)

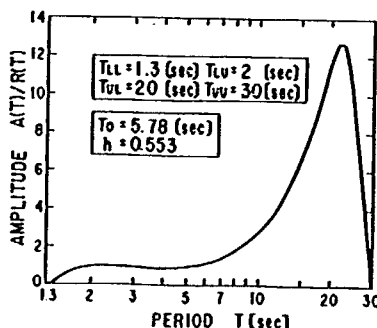
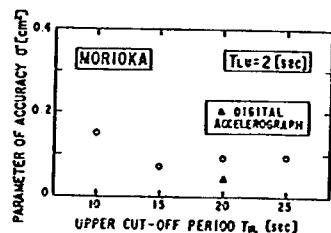
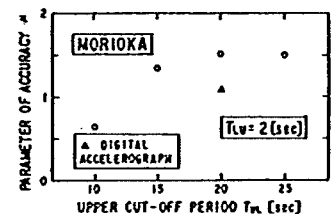
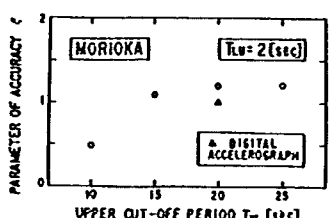


図3 気象庁一倍強震計の計器補正関数の例

(a) パラメータ γ (b) パラメータ μ (c) パラメータ ζ 図4 T_u と変位の精度の関係(盛岡)

期 T_n の影響について検討する。すなわち、いま、気象庁一倍強震計記録から求めた変位を $d(t)$ 、差動トランス型変位計で直接測定した振動台の変位を $D(t)$ とし、 $d(t)$ の精度を検討するために次の3種類のパラメータを定義する³⁾。

$$\sigma = \int_0^{T_d} |d(t) - D(t)| dt / T_d \quad \mu = \int_0^{T_d} |d(t)| dt / \int_0^{T_d} |D(t)| dt$$

$$\xi = |d(t)|_{\max} / |D(t)|_{\max}$$

ここで、 T_d は $d(t)$ および $D(t)$ の継続時間である。また、上式から明らかのように、 $d(t)$ が $D(t)$ によく一致するほど、 σ は0に、 μ および ξ は1に、それぞれ近くなる。 T_n を10、15、20、25秒と変化させて上記の3種類のパラメータを求めた例として、盛岡記録の場合を図4に示す。ここで、 T_w は、 T_n に応じて、15、20、30、35秒とし、また、 T_w および T_n は、それぞれ、2秒および1.3秒に固定した。 T_n と変位の精度との関係について、一般に、次の事項が指摘される。1) T_n を10秒とした場合には10秒以上の周期成分を評価できないため、計算された変位は実際の変位よりも小さくなり、従って、変位の精度は悪くなる。また、振動台の特性上、20秒程度以上の周期成分はあまり含まれていないため、 T_n を20秒以上としても変位の精度は向上しない。2) 本検討の範囲内では、 T_n を15秒程度にとる場合に変位の精度が最も良いと考えられる。ただし、図5 加速度応答スペクトル比の平均値および標準偏差ここで、20秒程度以上の周期成分については必ずしも十分に評価し得なかったことに注意しなければならない。

5. 加速度応答スペクトル値の精度の検討

気象庁一倍強震計記録から加速度を求め、それから計算した加速度応答スペクトル値(減衰定数5%)の精度について検討する。すなわち、いま、ある固有周期 T について、デジタル強震計記録から求めた加速度応答スペクトル値に対する気象庁一倍強震計記録から求めた応答スペクトル値の比を $\delta(T)$ とする。ここで、計算を行った固有周期の範囲は、2~20秒である。次に、 $\delta(T)$ の平均的な傾向を知るために、各遮断周期ごとに表1に示した8記録から求めた $\delta(T)$ の平均値 $\bar{\delta}(T)$ および標準偏差 $\sigma_\delta(T)$ を示すと、図5のようになる。図5より次の事項が指摘される。1) $T_n=10$ (秒)および $T_n=15$ (秒)の場合には、いずれも、固有周期10秒程度以下の領域において $\bar{\delta}(T)$ は1~1.2程度の値をとるが、それぞれ、固有周期が15秒および20秒になると $\bar{\delta}(T)$ の値は減少する。2) $T_n=20$ (秒)および $T_n=25$ (秒)の場合には、固有周期2~20秒の範囲において明確な差異は認められず、 $\bar{\delta}(T)$ は1~1.2程度の値をとる。

6. まとめ

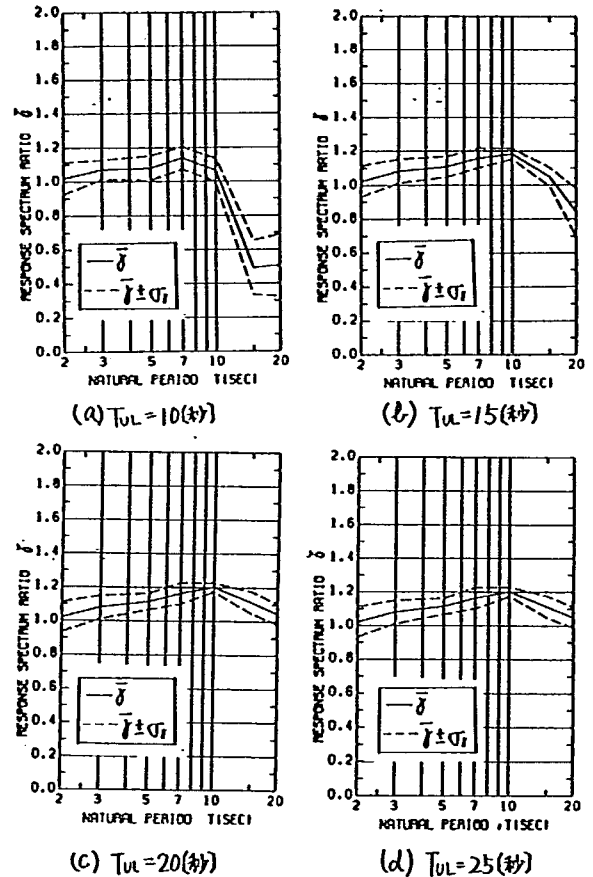
4. および5. の検討結果を総合すると、現状では、気象庁一倍強震計記録の計器補正を行うための長周期側の遮断周期は20秒とすることが適当であると考えられる。また、その時の固有周期2~20秒の範囲における加速度応答スペクトル値(減衰定数5%)はデジタル強震計記録による応答スペクトル値の1~1.2倍程度の値をとる。

謝辞

本検討にあたり、気象庁気象測器工場より気象庁一倍強震計をお借りするとともに、懇切なる御指導を賜った。末尾ほか、深く感謝の意を表する次第である。

参考文献

1) 篠泉, 月山恒雄: 気象庁一倍強震計による…第18回地震工学研究発表会, 2) 土木学会: 屋外貯蔵タンクの…昭和57年12月, 3) 建設省土木研究所: 高底度強震観測利用…土木研究所資料, 第2019号



2. 2 大規模斜面崩壊時の推定地震動

建設省土木研究所 正員 桑原徹郎

" " 佐々木康

1 はじめに

昭和59年長野県西部地震の際に御岳山中腹に発生した通称御岳崩れに見られるように、大規模な斜面崩壊はひとたび発生すると多大な人的物的被害をもたらす。地震に伴うこのような大規模斜面崩壊は、我が国において過去幾つかの地震で発生しており、またチリ、ペルー、アメリカ等の諸外国においても近年発生したことが知られている。大規模斜面崩壊の発生には崩壊箇所の地質的地形的素因が大きく効いているとともに、作用地震動も誘因として大きな影響を及ぼしていると考えられる。本文においては、大規模斜面崩壊の誘因となった地震の諸元を調査するとともに、崩壊斜面を含む尾根を三角錐面以し斜面に作用した地震動について弱千の検討を行なった結果について報告する。なお、本研究は建設省土木研究所が昭和60～61年度の2ヶ年で科学技術方振興調整費を以て実施している「地震に伴う大規模斜面崩壊に関する研究—崩壊の発生と崩壊土砂の流下機構の解明—」の一部である。

2 対象斜面及び地震諸元

対象とした大規模崩壊斜面は、誘因となった地震が明らかである日本国内の10事例7地震であり、この中には長野県西部地震による4事例を含んでいる。図-1に大規模崩壊斜面の案内図を示す。過去の大規模斜面崩壊は、主に中部地方から北陸地方にかけての飛騨山脈飛騨山地及び伊豆半島において発生している。また表-1には、大規模崩壊斜面地震諸元及び推定地震動の概要を示す。ここで崩壊土量、基盤地質は既往の文献を参照しており、地震諸元についても関東大地震以前の地震については参考文献(1)に依っている。また推定最大加速度を求めるに当っては(1)式及び(2)式を用いた。

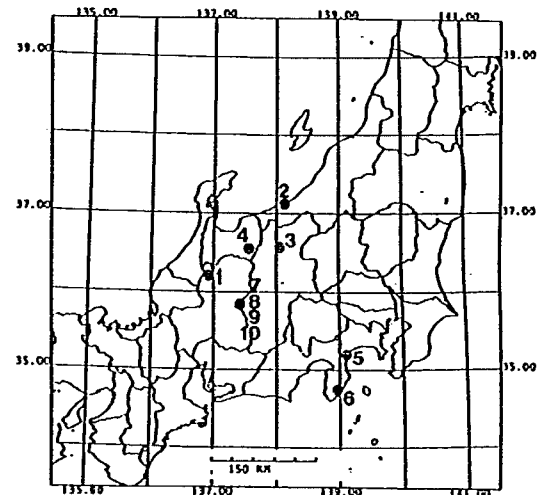


図-1 大規模崩壊斜面案内図

表-1 対象斜面及び地震諸元

NO.	斜面崩壊名称	崩壊所在地	崩壊土量 (m^3)	基盤地質	地震諸元							備考		
					地震名	発生日月	北緯	東経	震源深さ (m)	震源傾斜 ($^{\circ}$)	震源距離 Δ (km)	水平 鉛直		
1	御岳山崩壊	岐阜県 大野郡白川村	25×10^6	濃岩・流紋岩類	白山大地震	1586.1.18	36.0°	136.8°	—	7.9	26	373	127	地震諸元は参考文献(1)に依る
2	名立崩れ	新潟県西蒲原郡 湯沢町名立	4×10^7	新第三紀 凝灰岩・砂岩・礫岩	高田大地震	1751.5.20	37.2°	138.0°	—	6.6	6	335	97	地震諸元は参考文献(1)に依る
3	岩倉山崩れ	長野県 長野市信濃町	4×10^6	新第三紀 砂岩・礫岩	善光寺地震	1845.5.8	36.7°	138.2°	—	7.4	17	360	115	地震諸元は参考文献(1)に依る 崩壊土量は犀川川筋分の土量
4	葛山崩れ	富山県 中新川郡山田町	4.1×10^6	花崗閃緑岩 安山岩	安政大地震	1858.4.9	36.1°	137.2°	—	6.9	32	200	61	地震諸元は参考文献(1)に依る
5	根沢川崩壊	神奈川県横浜市 神奈川区根沢町	1.3×10^6	安山岩・凝灰岩 火山砕屑岩	関東大地震	1923.9.1	35.2°	139.3°	—	7.9	47	253	87	地震諸元は参考文献(1)に依る
6	伊豆梨本	静岡県 伊豆市津島	2.7×10^6	凝灰岩・砂岩 安山岩	伊豆半島地震	1978.1.14	34.46°	139.15°	0	7.0	28	233	70	地震諸元は気象庁発表値 崩壊土量は崩壊除去量
7	御岳崩れ	長野県 大野郡白川村	3.4×10^6	安山岩・凝灰岩 砂岩・礫岩	長野県地震	1984.9.14	35.93°	137.33°	2	6.8	9	335	99	地震諸元は気象庁発表値
8	松越崩壊	"	23×10^5	凝灰岩・砂岩	"	"	"	"	"	"	15	435	128	"
9	滝越崩壊	"	1.7×10^5	濃岩・流紋岩類	"	"	"	"	"	"	9	335	99	"
10	御岳山崩壊	"	3×10^6	安山岩・凝灰岩 火山砕屑岩	"	"	"	"	"	"	25	419	123	"

$$a_{\max}^H = 987.4 \times 10^{0.216M} \times (\Delta + 30)^{-1.218} \text{ --- (1)}$$

$$a_{\max}^V = 117.0 \times 10^{0.268M} \times (\Delta + 30)^{-1.190} \text{ --- (2)}$$

対象とした大規模斜面崩壊の崩壊土量は $2.7 \times 10^4 \sim 4.1 \times 10^8 \text{ m}^3$ であり、地震の規模は 6.6～7.9 の範囲である。また崩壊地点までの震央距離は 1.5～47 km 推定最大加速度は、水平方向について 200～435 gal、鉛直方向について 61～128 gal となる。なお歴史地震のマグニチュードについては、その誤差が非常に大きなものであることに注意する必要がある。また(1)式及び(2)式は、岩盤又は岩盤までの洪積層の厚さが 10 m 未満の地点で観測された地震動の最大加速度値を重回帰分析することにより求めたものである。

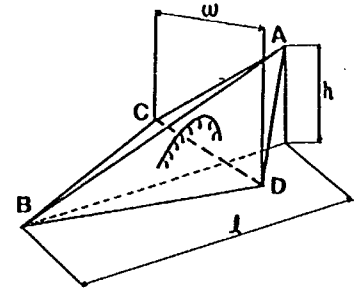


図-2 尾根の三角錐近似

表-2 三角錐近似した尾根諸元

No.	l (m)	h (m)	w (m)	tan α	α (°)	Vs (%)	I (1/w)
1	1670	870	960	28°	0.57	2000	0.39
2	1830	320	2490	10°	1.36	700	0.058
3	2500	400	2340	9°	0.94	700	0.098
4	3630	920	2730	14°	0.75	3500	0.054
5	3000	1180	1650	21°	0.55	3500	0.24
6	2200	380	900	10°	0.41	1200	0.13
7	3000	550	880	10°	0.29	1200	0.29
8	1050	270	700	14°	0.67	1200	0.087
9	1850	820	800	24°	0.53	1000	0.84
10	1040	250	750	14°	0.72	2000	0.042
11	920	200	540	12°	0.59	2000	0.037
12	1800	300	970	9°	0.54	1000	0.093

3. 斜面を含む尾根の三角錐近似

対象とした大規模崩壊斜面を含む尾根を図-2に示す三角錐ABCDにより近似した。なお葛山崩れ(N0.4)及び根付川崩れ(N0.5)については、崩壊が2つ以上の尾根にわたって発生していることから、近似についても2つの尾根を対象とした。表-2に三角錐ABCDの諸元を示す。ここでl及びwはAB及びCDの水平面への投影長であり、hはABの鉛直面への投影長である。l, h, wはそれぞれ920～3630 m, 200～1180 m, 540～2730 mとなり、ABの傾斜は9～28°, w/lは0.29～1.36の範囲となっている。

4. 作用地震動に関する検討

対象とした事例についてマグニチュードと震央距離の関係を整理した結果を図-3に示す。この図よりマグニチュードが小さい地震ほど震央近傍のみで大規模斜面崩壊が発生しており、その限界線は(3)式で表わされる。

$$\Delta = 10^{-13.9+2.22M} \text{ --- (3)}$$

次に尾根形状による地震動の増幅特性を予備検討する為に(4)式で表わされるパラメーターIを導入した。

$$I = h^2 / V_s w \text{ --- (4)}$$

ここでVsは基盤岩のせん断波速度(m/sec)の推定値であり、パラメーターIは三角錐近似した尾根の固有周期に比例する量である。表-2にVs及びIの値を、また図-4に各事例の震央距離とパラメーターIの関係を示す。この図より御岳崩れ(N0.7)を除いて震央距離の小さい事例のIの値すなわち尾根の固有周期は小さくなっており、震央距離が大きくなるにつれ尾根の固有周期の上限値は大きくなっている。図中の限界線は次式で表わされる。

$$I = 0.28 \log \Delta \text{ --- (5)}$$

今後震央距離による地震動の卓越周期の変化とパラメーターIの関係について検討を行ってゆきたい。

- 1) 宇佐美 大: 日本地盤地震工学, 東京大学出版会
- 2) 最大地震動及び地震応答スペクトルの推定法(宇4), 土木研究所資料, 1998
- 3) (宇4b), 2003

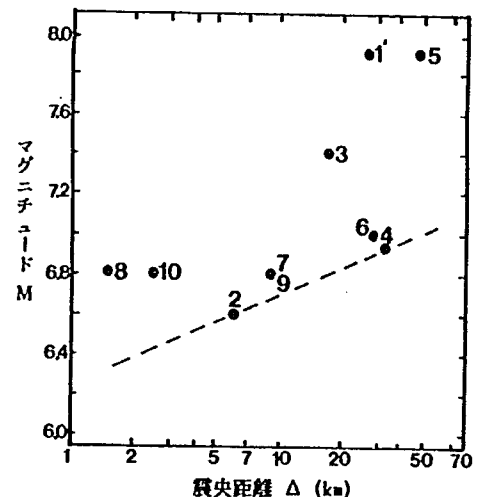


図-3 崩壊斜面の M～Δ 関係

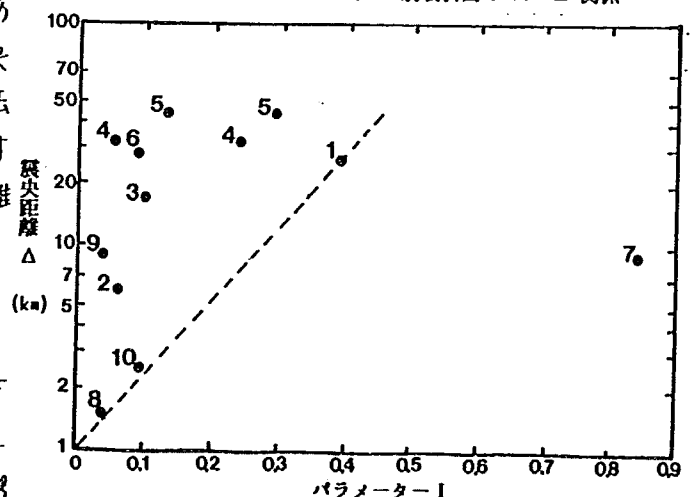


図-4 Δ～I 関係

2. 3 下水道施設の被害と地震動強さの関係について

建設省土木研究所 正会員 松本 秀應

建設省土木研究所 正会員 佐々木 康

1. まえがき

1978年宮城県沖地震、1983年日本海中部地震等における下水道施設の被害事例を見ると、下水道管路およびポンプ場に被害を受けることにより長期間にわたって下水道施設の機能がそこなわれている。特に、下水道管路の被害は同時多発するうえ、下水道管路が地下に埋設された構造物であるため、被害の発見および調査には多大な労力と特殊な手法を必要とする。下水道施設の耐震性を高めたり、震後の復旧活動を円滑に実施する上で、既往の地震により生じた下水道施設の被害と地震動強さの関係を整理しておくことが有用と考えられる。

2. 下水道施設の被害

下水道の整備された都市が地震を受けることが少なかったため、下水道施設の被害事例は多くはないが、被害の認められた地震について被害の概要を示したものが表-1である。表-1では、施設を管路施設とポンプ場・処理場に大別して被害の概要を示してある。

これらの被害事例から、下水道管路施設の被害の特徴としては、都市全域にわたり同時に被害が発生すること、および周辺地盤に液状化が発生するかどうかにより大きく被害形態・程度が変化することがあげられる。周辺地盤に液状化が発生した場合には、新潟地震で見られたようにマンホールや下水道管路が浮上し、路上に突き出すような被害や、管路の衝突による目地および管体の破損、目地の開きによる管内への土砂浸入による管路の閉塞等の被害が発生する。ポンプ場の被害の特徴としては、周辺地盤に液状化が発生しなかった場合には、構造物の被害は軽微であるにもかかわらず、停電のためにポンプの運転が不能となったり、上水道の断水のために自家発電装置の冷却水が不足し、結果的にポンプの運転が不能となったこと、また、周辺地盤に液状化が発生した場合には、沈砂池、ポンプ井等の浮上、傾斜といった構造物の被害により長期間にわたって運転が不能となったことがあげられる。

3. 下水道施設の被害と地震動強さの関係

既往の下水道施設の被害と気象庁震度階の分布の関係を1968年十勝沖地震、1978年宮城県沖地震、1983年日本海中部地震について示したものが図-1～図-3である。図中には、地震発生時に下水道施設を有していた都市名と位置を示しており、白丸は被害の無かった都市を、黒丸は被害のあった都市を表している。これより震度IVあるいはVから下水道施設に被害が発生しはじめることがわかる。ただし、図中の金額はその都市における下水道施設の被害の総額であり、その都市の下水道施設の規模を考慮して被害の程度を見る必要がある。

下水道施設の被害と地震動強さの関係を見るために、地震のマグニチュードMおよび震央距離Rとの関係を示したものが図-4である。図中には丸の大きさで、

表-1 既往地震による下水道施設被害

地震名 M, 年月日	被害施設 種別	震度 階	下水道施設被害	
			管 路 施 設	ポンプ・処 理 場
関東地震 M=7.9 1923.9.1	東京	VI	処理装置とくわべて比較的被害軽微 総延長180kmのうち、被害約250箇所、 山手と下町の境界付近で被害発生	処理場に若干の損害あるものの汚水 処理に影響なし
新潟地震 M=7.5 1964.6.16	新潟市	V	液状化による被害大 浮上り、マンホールの浮上、電線、 電柱、蛇行等被害、延長35kmの70%被害、 金銭的被害等90%	液状化による沈砂池、ポンプの浮上 15ヶ所中11ヶ所被害、うち8ヶ所運転 停止（同様の被害大）
十勝沖地震 M=7.9 1958.5.16	西枝市	V	埋立地において液状化による被害 （管の浮上等）	施設なし
	重岡市	IV	延長5.5kmの内、飲料地盤中に埋 設された管が750mにわたり沈下	2ヶ所のポンプ場が軽微被害
宮城県沖地震 M=7.4 1978.6.12	仙台市	V	飲料地盤地盤、宅地被害、いずれ も地下に支障なし。延長約690kmの 内、供用技術の被害約630m （未供用計被害大）	主なポンプ場11ヶ所のうち、9ヶ所 が停電、圧送管被害等により、運転停 止
	塩釜市	V	飲料地盤地盤（埋立地）で被害 延長約27kmの内、約700m被害	被害軽微、運転停止なし
日本海中部地震 M=7.7 1983.5.26	秋田市	V	液状化による管路被害 延長286kmの内、市役所延長約 1.7km、マンホール被害33箇所	液状化による被害 （土砂ポンプ場、雨水沈砂池の浮上り）
	鶴岡市	V	液状化による管路被害大 延長約60kmのうち市役所延長約8km	施設中の処理場、ポンプ場被害なし

図-1～図-3に示した各施設の単位管路延長当たりの被害額を示した。また、被害の発生した地点を包絡する直線を下水道施設に被害の発生する限界震央距離と考え、これを図中に実線で示した。この限界線は液状化が発生する限界線とほぼ一致していることがわかる。また、この図から必ずしも震央距離が小さいほど被害額が大きくなってはいないことが判る。これは、その都市の地盤条件（液状化の発生の有無、沖積および洪積層の厚さの違い等）や施設の構造的条件（管路の埋設深度等）の違いによるものと考えられる。

謝辞 本報告は建設省総合技術開発プロジェクト「震災構造物の復旧技術の開発」の一環として実施した整理結果である。この整理にあたっては、本プロジェクトを実施するために設けた委員会の片山分科会長をはじめ委員各位の御指導を得たことを付記し、感謝する次第である。

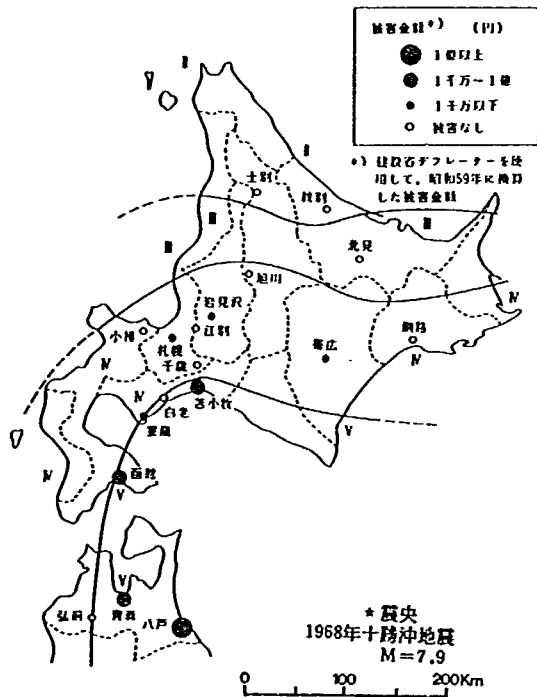


図-1 十勝沖地震による下水道施設の被害

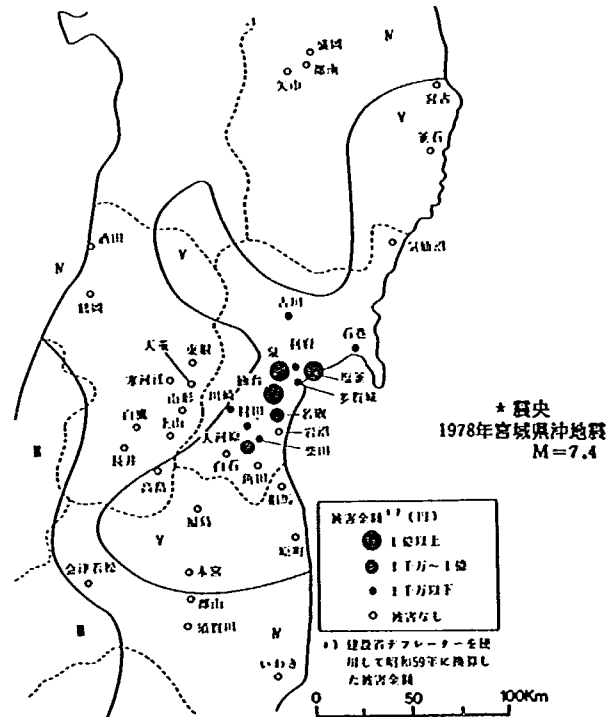
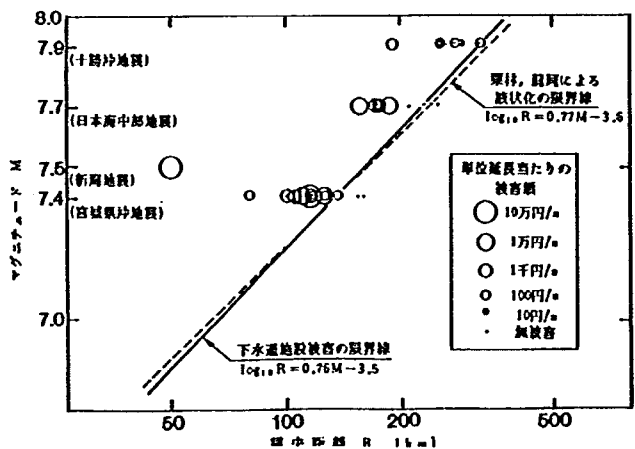
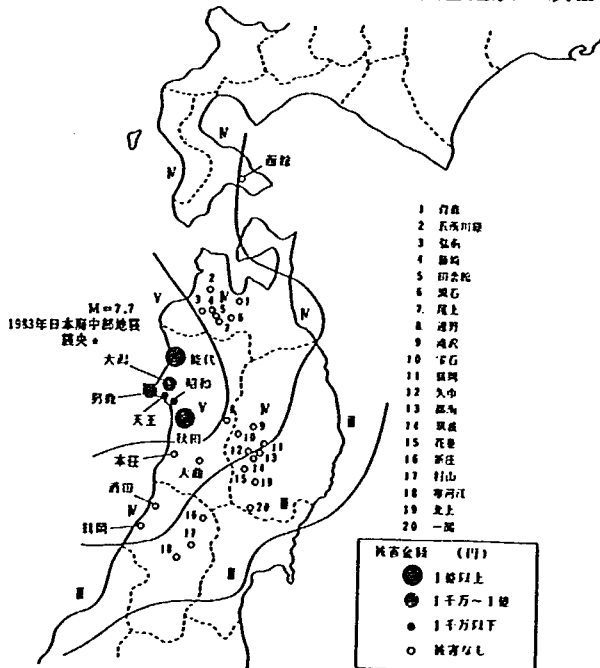


図-2 宮城県沖地震による下水道施設の被害



2. 4 粘性土地盤上の盛土の水平加振による永久変形

建設省 土木研究所 正員 近藤 益央
 建設省 土木研究所 正員 佐々木 康
 日本道路公団 正員 和佐勇次郎
 建設省 土木研究所 正員 松本 秀應

1. まえがき

粘性土地盤上に築造した盛土の地震時挙動について検討するため大型模型振動実験を行った。加振にともなう、盛土を支持する地盤に変形を生じ、盛土の天端が沈下した。本報告は、盛土天端の沈下量と加振加速度の関係について述べるものである。

2. 模型の概要

実験模型の概要を図-1に示す。長さ6m、高さ2m、奥行き3mの鋼製の土槽内に、練り返した粘土(含水比93%)を入れ、 0.11kgf/cm^2 の荷重で約20日間圧密し、粘性土地盤を作製した。圧密後、地盤表面を整形し高さ60cm、天端幅2m、法面勾配1:2.5の盛土を作製した。粘性土地盤に用いた粘土は、埼玉県流山市付近から採取した粘土で、 $LL=65$, $PL=35$ である。盛土に用いた砂は千葉県浅間山産の山砂である。

約20日間の圧密によって、粘性土地盤は含水比71%程度まで圧密されており、一軸圧縮強度は $q_u=0.040\text{kgf/cm}^2$ である。

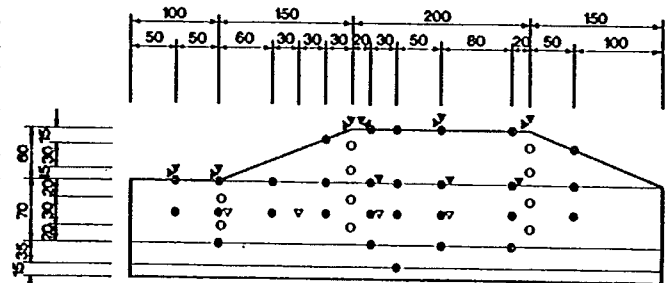
表-1に模型の諸元を示す。また計測項目、計測位置を図-1中に示す。

3. 加振実験

正弦波(加速度10gal, 周波数3Hz~30Hz, 0.2Hzきざみ)による共振試験を行った後、実地震波による加振試験ならびに正弦波による加振試験を行った。加振方向はいずれも水平方向である。実地震波としては、1978年宮城県沖地震に際して得られた開北橋周辺地盤上の記録の最大加速度を50, 100, 200, 400 galに調整したもの、ならびに1972年八丈島東方沖の地震により浮島公園記録の最大加速度を50, 100, 200, 400 galに調整した2種類の波形(gal)を用いている。これらの地震記録は時間軸を7分の1に縮めてある。また、正弦波による加振では周波数3Hz, 加振時間40秒とし、最大加速度を100gal, 200gal, 300galの3段階に調整して用いた。図-2に実地震波の加速度記録を示す。

4. 模型の変状

地震波加振による模型の変状はほとんどなく、(gal)⁻¹⁰⁰地震波加振終了時の盛土天端の沈下量は3mm程度であった。

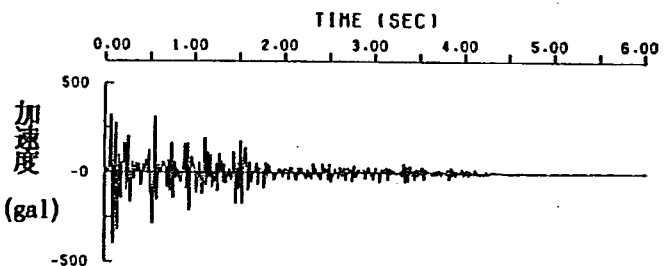


● 加速度計 ▼ 変位計 単位: cm
 ○ 傾斜計 ▽ 沈下計

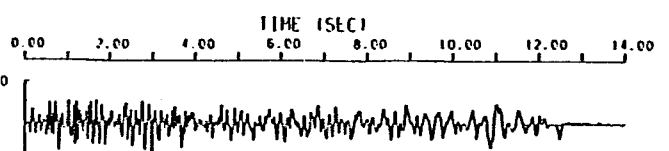
図-1 実験模型概要

表-1 実験模型諸元

	γ_t ($t/t/m^2$)	γ_d ($t/t/m^2$)	q_c (kgf/cm^2)	V_s (m/sec)	D_r (%)	C ($t/t/m^2$)
盛土模型	1.61	1.45	2.0	62	48.9	—
粘土地盤	1.54	0.90	0.15	14	—	0.15



(a) 開北橋記録にもとづく入力波形



(b) 浮島公園記録にもとづく入力波形

図-2 入力地震波(時間軸1/7)

これに対して、正弦波加振では、100gal加振の段階では盛土の沈下は微小であるが、200gal加振の段階から盛土天端や法面に亀裂を生じはじめ、加振終了後に盛土天端に生じた沈下量は51mm程度に達した。図-3に300galの正弦波加振終了時の模型各部の変状を示す。

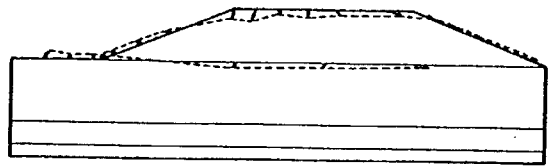


図-3 模型変状図 (正弦波300gal)

盛土天端、法面および法尻部地盤等模型表面の矢印は、これらの位置に設置した標点の移動量によって求め、ベクトルで示したものである。また、地盤内部に示したベクトルは、地盤中に設置した水圧式沈下計で測定した鉛直方向の変位量をベクトル表示したものである。図-4に、地盤内および盛土部に設置した加速度計により計測した水平加速度を2回積分して水平変位量を求め、これを2点間の距離で除して求めた動的な最大せん断ひずみの分布を示した。

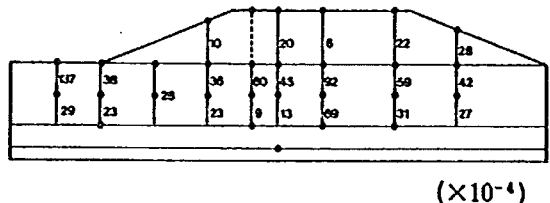


図-4 地盤内のひずみ分布 (浮島公園記録400gal)

これらの図から、盛土天端に生じた沈下量の大部分は、盛土法肩部付近の地盤の変形に起因していることがわかる。

5. 盛土の沈下量と累積有効時間の関係

図-5に正弦波加振により生じた盛土天端の沈下量、加振加速度の関係を示す。一方、前述したように実地震波加振により生じた天端沈下量は3mm程度であった。これらの加振における最大加速度は200gal程度であるにもかかわらず、図-5に示した結果と比較するとその値は極めて小さい。これは、実地震波では最大加速度は大きくても、ある大きさ以上の加速度は正弦波加振の場合のように繰返して作用していないためと考えられる。

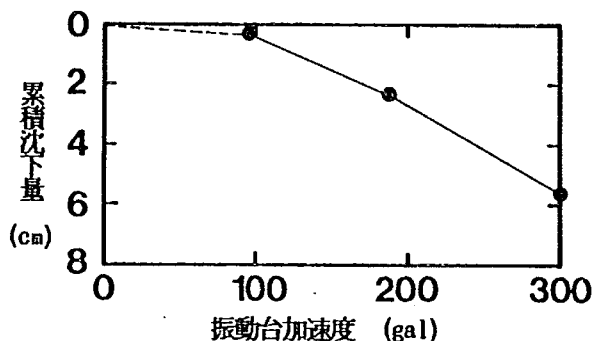


図-5 累積沈下量と入力加速度の関係

模型に永久変形を生じる作用加速度の繰返し回数 (作用時間) が適切に評価できれば、これら2種類の加振による沈下量は統一的に説明できることになる。

図-6に正弦波加振を行ったときの加振中の沈下量に対して、累積有効時間をプロットした結果を示す。ここに累積有効時間とは、ある加速度レベル以上の加速度が作用している時間の総和をいう。図-6では、この加速度レベルを種々変えて試算した累積有効時間と沈下量の関係が何本かの線で示されている。図-6に示したようにこの模型ではこのような加速度レベルの値 (限界加速度と呼ぶ) が100gal程度のときに累積有効時間と沈下量が線形関係にある。したがって、この模型では限界加速度の値は100galと考えられる。各加振段階における累積有効時間をこの値 (100gal) に対して求め、各加振段階の最終沈下量に対してプロットすると図-7を得る。図中に2つの点で示したように実地震波による実測値もほぼこの線上にあり、このような考え方の妥当性が示されていると考えられる。

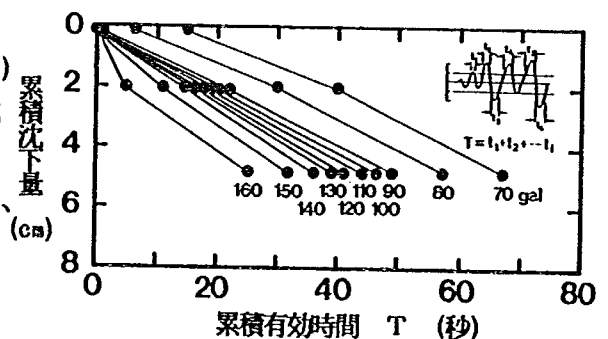


図-6 累積有効時間と累積沈下量の関係

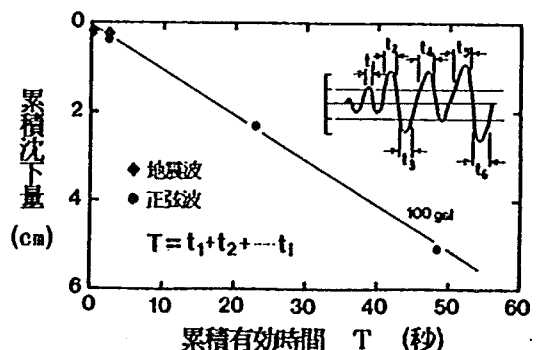


図-7 限界加速度と盛土天端の累積沈下量の関係

2. 5 地震動波形の繰返し特性

建設省土木研究所 正員 相沢 興

“ 佐々木 康

“ 田村 敬一

1. はじめに

地盤・土構造物のように地震外力を繰返し受けて徐々に損傷が蓄積するような構造物に対して、強震時の耐震性を検討する場合には、入力地震動の最大強度や周期特性とともに、地震動の繰返し特性も重要となる。そこで、ここでは繰返し回数を考慮した最大加速度を提案し、その特性について既往の強震記録をもとに検討を行った結果を報告するものである。

2. 繰返しを考慮した最大加速度と繰返し低減係数の定義

いま、図1に示すように加速度波形が零線と交わり、た点から次に零点と交わる点までの半波を1回の繰返しとする。加速度波形の継続する間での半波のピーク値の大きい順にカウントしたN番目のピーク値 $a_p(N)$ を繰返しをN回考慮した最大加速度 $a_{max}(N)$ と定義する。ここで、 $N=1$ の場合の $a_{max}(1)$ は一般の最大加速度 a_{max} と同じであり、 a_{max} に関しては実用的な推定式が提案されている。また、一般に強震記録は水平面内のある直交する2成分を記録したにすぎないため、これより得られる最大加速度は水平面内で2成分合成した最大加速度 $\tilde{a}_{max}$ より小さくなる可能性がある。そこで、ここでは、新たに最大加速度の繰返し低減係数 $\tilde{\eta}_a$ を次式により定義する。

$$\tilde{\eta}_a(N) = \max\{\eta_a^0(N, \theta)\} \text{ for } \theta \quad (1)$$

ここで、 $\max\{f(z)\} \text{ for } z$ は、 z を変化させた場合の $f(z)$ の最大値を表す。また、 $\eta_a^0(N, \theta)$ は次式による。

$$\eta_a^0(N, \theta) = a_{max}^0(N, \theta) / \tilde{a}_{max} \quad (2)$$

ここで、 $a_{max}^0(N, \theta)$ は、直交する x, y 軸を反時計回りに θ (θ は 10° ごとに $0 \sim 360^\circ$ まで変化させた。)だけ座標軸を回転させたときの x 軸に沿う加速度波形から得られる繰返しを考慮した最大加速度であり、 $\tilde{a}_{max}$ は水平面内で θ を変化させて得られる最大加速度の最大値である(図2(a)参照)。 $\tilde{\eta}_a(N)$ の計算例として、1968年豊後水道沖地震の板島橋記録の場合を図2(b)に示す。 $\tilde{\eta}_a(N)$ は N の増加に伴い反比例的に減少する傾向がある。しかしながら、総繰返し回数に近い $\tilde{\eta}_a(N)$ は繰返しの定義上、複雑な周期特性をもつ波形の場合には零線付近のわずかな波形の変化も半波としてカウントしてしまうため、あまり意味をもたない。したがって、ここでは、解析の対象を繰返し回数の40%までの繰返し回数 N_{40} とすることにする。

 3. 繰返し回数 N と低減係数 $\tilde{\eta}_a(N)$ の関係

繰返し回数 N と低減係数 $\tilde{\eta}_a(N)$ の関係の一例として、板島橋記録の場合を図3に示す。ここで、図中には、後述

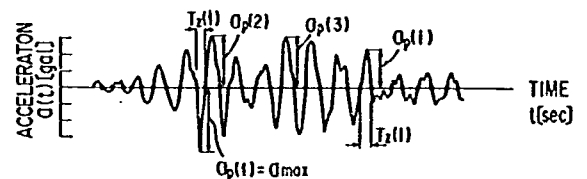


図1 繰返しを考慮した最大加速度の定義

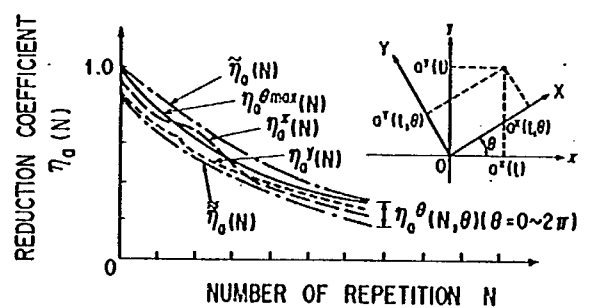
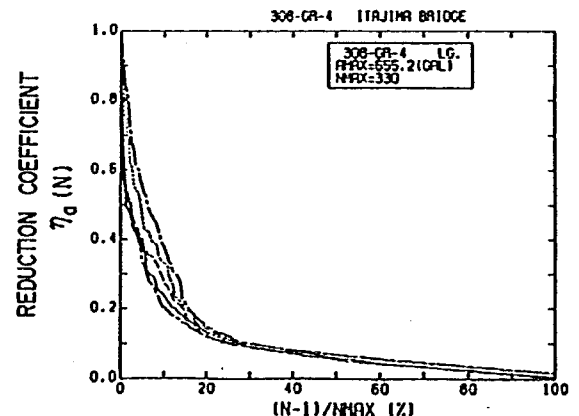

 (a) $\tilde{\eta}_a(N)$ の概念図

 (b) $\tilde{\eta}_a(N)$ の実測記録例(板島橋記録)

 図2 水平2成分の合成を考慮した $\tilde{\eta}_a(N)$

の式(3)および式(4)による推定値も示してある。次に、既往の197組(394成分)の強震記録より、各繰返し回数 N に対する $\tilde{\eta}_a(N)$ の中央値、4分位値およびはずれ値(分布を正規分布と仮定した場合に非超過確率が約0.995または0.005に対応する値)を各地盤種別ごとに求めると図4に示すようになる。ここで、1種、2種、3種地盤は、それぞれ、道路橋示方書・耐震設計編の1種、2種+3種、4種地盤に対応する。図4によれば、 $\tilde{\eta}_a(N)$ の中央値および4分位値は N の増加に伴い概ね単調に減少し、 $N=20$ で0.35~0.5程度、 $N=40$ で0.25~0.4程度となる。しかしながら、3種地盤では N が35以上になるとデータ数が少なくなるため、中央値等はあまり意味をもたなくなると考えられる。 $\tilde{\eta}_a(N)$ の中央値を地盤種別ごとに比較すると図5のようになり、 $\tilde{\eta}_a(N)$ の平均的な傾向は各地盤種別ごとに同程度の値をとることがわかる。

4. 繰返し低減係数の推定

$N \sim \tilde{\eta}_a(N)$ の関係を表わす推定式として、ここでは、式の形式が単純な次式を仮定する。

$$\tilde{\eta}_a(N) = \{1 + \alpha(N-1)\}^{-1} \quad (3)$$

ここで、 α は係数であり、式(3)を変形すると次式のようになる。

$$\{\tilde{\eta}_a(N)\}^{-1} - 1 = \alpha(N-1) \quad (4)$$

したがって、上式の右辺と左辺は α を介して線形関係になる。図3にはこの関係の例を示してある。また、同図には式(3)、(4)による推定値も示した。

解析対象記録の中には、図3に示した例のように、式(4)の関係からはずれもの、また、式(3)により $\tilde{\eta}_a(N)$ を推定した場合に N の小さい領域で $\tilde{\eta}_a(N)$ が実測値からはずれものもあるが、式(3)は概ね $N \sim \tilde{\eta}_a(N)$ の関係と近似していると考えられる。式(3)の係数 α の対数の平均値および標準偏差を求めると表1のようになる。ここで、 $\tilde{\eta}_a(N)$ の中央値および係数 α の平均値が地盤種別によって大差がないことから、 $\tilde{\eta}_a(N)$ の平均的な傾向は、係数 α の全体の平均値により、次式で近似することができる(図5参照)。

$$\begin{aligned} \tilde{\eta}_a(N) &= \{1 + 0.0664(N-1)\}^{-1} \\ &\approx \{1 + \frac{1}{15}(N-1)\}^{-1} \quad (5) \end{aligned}$$

式(5)によれば、 $\tilde{\eta}_a(N)$ は、 $N=20$ で0.44、 $N=40$ で0.28となる。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式，土研所報，第166号，昭和60年。
- 2) 建設省土木研究所：最大地震動及び地震応答スペクトルの推定法(昭和60，61年)，土研資料，第2156，2256号，昭和60，61年。

表1 式(3)の係数 $\log \alpha$ の平均値および標準偏差

グループ数 N	1種地盤	2種地盤	3種地盤	全体
平均値 $\log \alpha$	-1.212	-1.167	-1.154	-1.178
標準偏差 $\sigma_{\log \alpha}$	0.334	0.301	0.261	0.300
最大値 $\max(\log \alpha)$	-0.234	-0.306	-0.532	-0.234
最小値 $\min(\log \alpha)$	-1.797	-1.708	-1.544	-1.797
$10^{\log \alpha}$	0.0614	0.0681	0.0701	0.0664

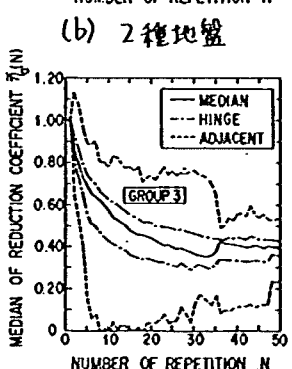
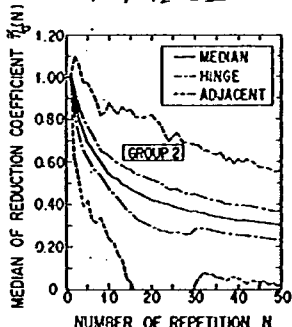
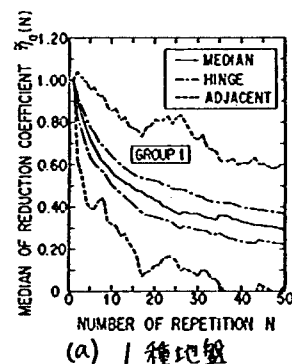


図4 $\tilde{\eta}_a(N)$ の中央値、4分位値およびはずれ値

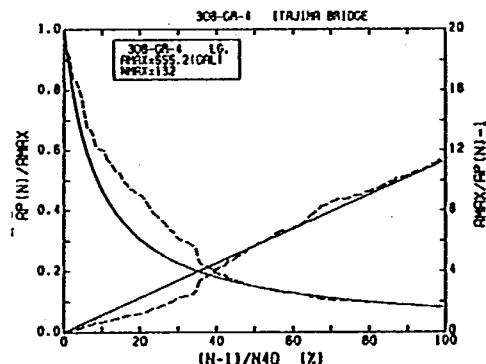


図3 式(3)、式(4)による推定例
(板島橋記録)

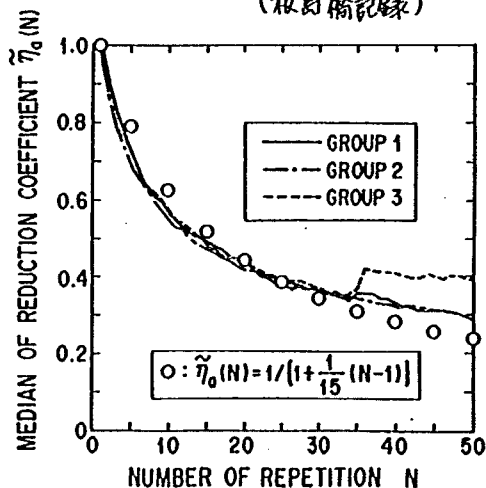


図5 $\tilde{\eta}_a(N)$ の中央値と式(5)の比較

2. 6 日本海中部地震による八郎潟堤防の被害量と周辺での噴砂量の関係

建設省土木研究所

正員 佐々木 康

秋田県土木部

正員 榎本友二郎

財団法人国土開発技術研究センター

正員 森田 哲士

応用地質株式会社

正員 松原 幹夫

1. まえがき

昭和58年5月28日に発生した日本海中部地震 ($M=7.7$) によって八郎潟堤防に多大な被害が生じた¹⁾。この被害の主な要因は、堤防直下の砂層が液状化したことによると考えられる。地震直後には、堤防周辺の各所で噴砂が確認されているが、その態様および堤防の被害程度は所によって異っている。このため、被災直後に撮影された航空写真 (58年6月8日撮影) を判読することにより整理した噴砂の状況と天端沈下量で表現した堤防の被災量との関係を調べてみた、これらの間には、地盤条件ごとにある相関関係が認められることが判明した。以下にこの整理結果を紹介する。

2. 八郎潟堤防の被害分布

図-1に八郎潟堤防に生じた被害分布を示す。八郎潟中央干拓堤防51km、周辺干拓堤防48km、合計99kmのうち、それぞれ80%、60%に相当する41km、28kmの堤防に被害を生じた。被害の内容は、堤体の沈下、アスファルト法覆工の亀裂、すべり出し、止水板・堤内ドレーンの損傷などである²⁾。

ここでは被害程度を天端沈下量で表現することとし、図-1では、沈下量の大小によって被害程度を3段階に区分して示す。このうち、中央干拓堤防について見ると、もっとも被害の大きい区間は、正面堤防、東部承水路堤防の一部、西部承水路堤防などである。

堤防の標準断面は正面堤防、東部承水路堤防、西部承水路堤防のそれぞれで異なっており、堤内地盤からの比高はそれぞれ約9m、約6m、約4mである。図-2に正面堤防の標準断面ならびに地盤の概略地質構成を示す。

3. 堤防直下の地盤条件の概要

八郎潟堤防の基礎地盤は、旧八郎潟に堆積した軟弱な粘性土とその下位に分布する砂礫層から成り、厚さは所によって異なる。堤防築造にあたって湖底の軟弱粘性土層を浚渫砂によって置換しており、置換厚さも所によって異っている。中央干拓堤防に沿って地質構成を展開図で示したも

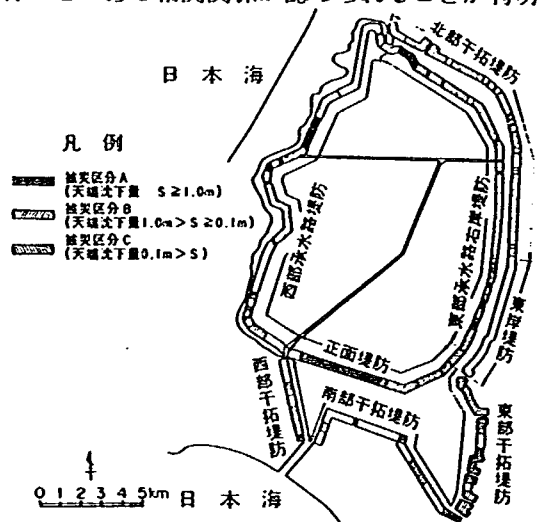


図-1 被害状況図

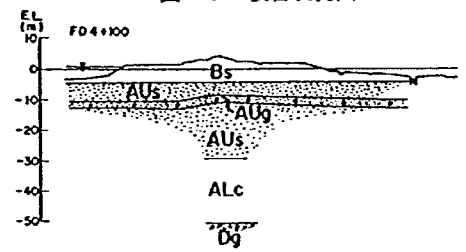


図-2 堤防の標準断面および地質構成

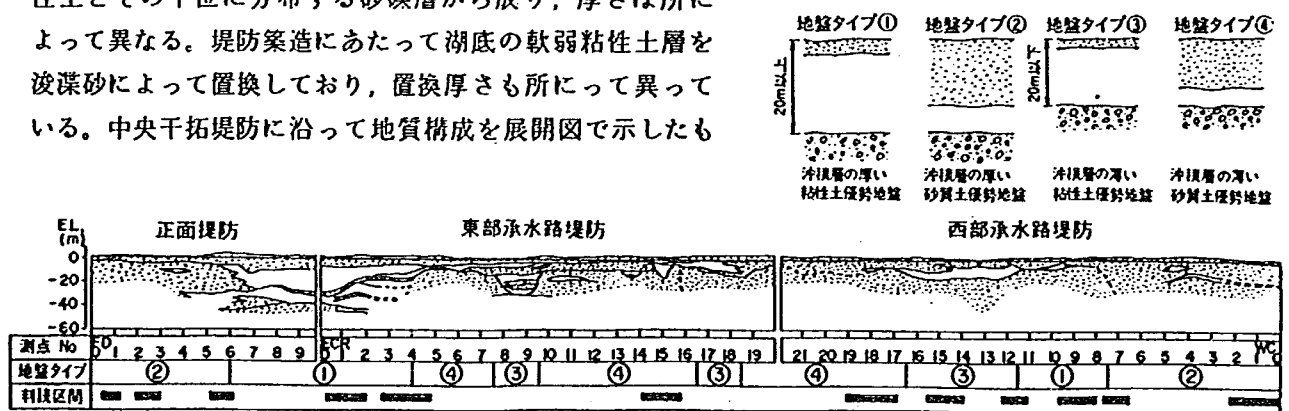


図-3 堤防基礎地盤の地質構成

のが図-3である。地震の地盤内増幅を考慮して堤防直下の地盤条件を4つのタイプに区分した。図-3はこの区分に従う該当区間を合わせて示してある。

4. 航空写真から判読した噴砂状況

被災直後に撮影した航空写真(縮尺1/8000)を4倍に引伸し、堤防周辺に生じた噴砂位置、形状および噴砂面積を判読した。先に述べた堤防の被害量と地盤条件を考慮して、中央干拓堤防のうち13区間延べ19.4kmを判読対象として選定した。

図-4に航空写真の例を、図-5に判読した結果を示す。噴砂は、概ね、堤体法尻部周辺の堤防法線に平行な位置に集中して分布している。噴砂状況を定量的に表現するために、ここでは噴砂面積を指標にとることにした。

5. 堤防沈下量と噴砂量との関係

堤防延長方向の100m区間毎に判読範囲をブロック分けし、各ブロック内での噴砂面積の合計とこの区間の平均堤防沈下量の関係を図-6に示す。この図では、各ブロックの地盤条件が先述の4つのタイプにいずれに属するかにより区分して示している。

この図から、一般に噴砂面積の大きいブロックでは堤防被害量(沈下量)が大きいことが判る。また両者の関係は地盤タイプによって異なる。すなわち、地盤タイプ毎に堤防沈下量(S)と噴砂面積(A)との間には次のような関係が認められることがわかった。

$$\text{地盤タイプ①} \quad S = 3.5A^{0.5}$$

$$\text{" ②} \quad S = 8.7A^{0.5}$$

$$\text{" ③} \quad S = 5.5A^{0.5}$$

$$\text{" ④} \quad S = 17.0A^{0.5}$$

この結果から噴砂面積の大小は、砂層の液状化の程度を反映したものと考えられるので、同一地盤タイプの同程度の地震動の作用を受けた場合には、液状化程度の大きい場所ほど堤防被害量が大きくなっているものと解釈できる。今後、堤防被害量を左右する因子のうち地震動そのものの影響などについても明らかにしなければならないが、ここに示した結果から、広域的に液状化の被害が生じた場合に、航空写真を活用することにより被害量の概略の分布を迅速に把握できるものと考えられる。

6. あとがき

本報告に紹介した調査結果は、勸国土開発技術研究センターに設けられた「八郎潟堤防震災復旧施工検討委員会」の作業の一環として実施したものである。終始御指導頂いた同委員会委員長 山口嘉之氏(建設省河川局防災課建設専門官)、前勸国土開発技術研究センター理事 山村和也氏(現 日本大学教授)をはじめ委員各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 浅田秋江, 久保陽: 日本海中部地震における八郎潟中央干拓堤防の被害, 土と基礎, vol.31, No.12, pp5~11, 1983. 12.
- 2) 土木研究所: 土木研究所報告第165号, pp174~201, 昭和60年3月.

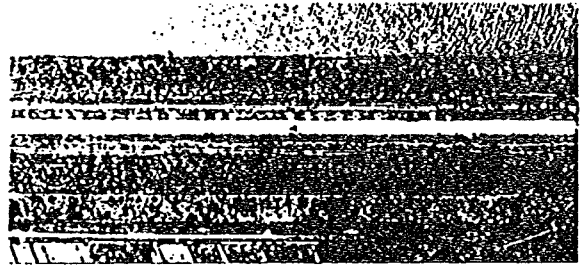


図-4 航空写真の例

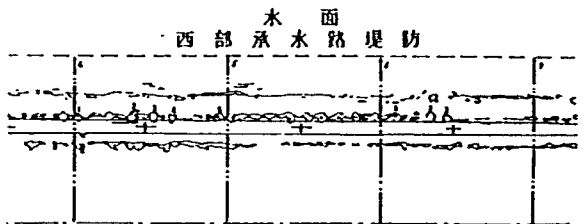


図-5 航空写真判読図

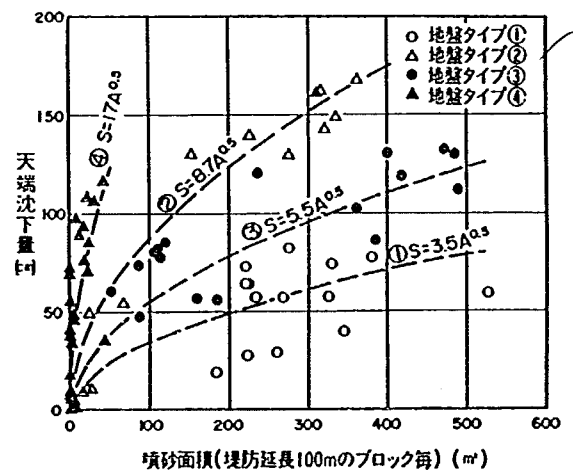


図-6 地盤タイプ別の噴砂面積と
天端沈下量の関係

3. 第25回土木研究所研究発表会

3. 1 大規模斜面に作用する地震動特性に関する検討

振動研究室 栗原 徹郎

1. はじめに

昭和59年長野県西部地震の際に御岳山中腹に発生した通称御岳崩れに見られるように、大規模な斜面崩壊はひとたび発生すると多大な人的、物的被害をもたらす。このような大規模斜面崩壊の発生には崩壊箇所の地質的、地形的素因が大きく寄与しているとともに、作用地震動も誘因として大きな影響を及ぼしていると考えられる。本文は、我が国の既往大規模斜面崩壊発生箇所の地形、地質及び地震諸元について調査を行い、崩壊斜面に作用した地震動について検討を行うとともに、シリコンゴムを用いた縮小斜面模型振動実験を行い、斜面固有周期、加速度増幅特性及び振動モードに関する検討を行った結果の中間報告である。なお、本研究は、昭和60～61年度の2ヶ年で科学技術庁振興調整費を以って実施している「地震に伴う大規模斜面崩壊に関する研究—崩壊の発生と崩壊土砂の流下機構の解明—」の一部である。

2. 既往大規模崩壊斜面調査

対象とした大規模崩壊斜面は、長野県西部地震による4事例を含む10事例7地震である。図-1に大規模崩壊斜面の位置を示す。地震による既往大規模斜面崩壊は、主に中部地方から北陸地方にかけての飛騨山脈、飛騨山地及び伊豆半島において発生している。また表-1には、大規模崩壊斜面諸元、地震諸元及び推定作用地震動諸元の概要を示す。ここで崩壊土量、基盤地質は既往の文献を参照しており、地震諸元についても主に参考文献1)に依っている。また作用地震動の推定最大加速度を求めるに当っては、(1)式及び(2)式を用いた。²⁾³⁾

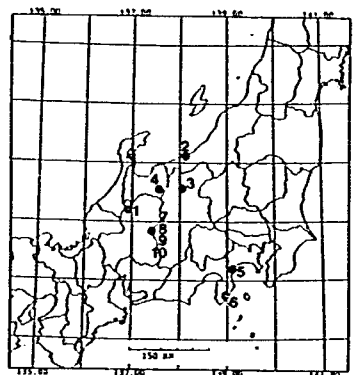


図-1 大規模崩壊斜面位置図

表-1 対象斜面及び地震、地震動諸元

NO	斜面崩壊名称	崩壊所在地	崩壊土量 (m ³)	基盤地質	地震諸元						震動諸元			備考
					地震名	発生日	北緯	東経	震源深さ (km)	規模M _s	Δ(km)	水平	鉛直	
1	御岳山崩壊	山梨県 大月市白川村	25×10 ⁶	濃岩・砂岩類	白山大地震	1586.1.18	36.0°	136.8°	—	7.9	26	373	127	地震諸元は参考文献1)に依る
2	名立崩れ	新潟県西頸 上越市名立町	4×10 ⁹	新第三紀 凝灰岩・砂岩	高田大地震	1751.5.20	37.2°	138.0°	—	6.6	6	335	99	地震諸元は参考文献1)に依る
3	岩倉山崩れ	長野県 長野市信東町	4×10 ⁶	新第三紀 砂岩・礫岩	善光寺地震	1845.5.8	36.7°	138.2°	—	7.4	17	360	115	地震諸元は参考文献1)に依る 崩壊土量は、尾川内閣分の土量
4	葛山崩れ	富山県 小矢野町山田	41×10 ⁶	花崗閃緑岩 安山岩	安政大地震	1858.4.9	36.1°	137.2°	—	6.9	32	200	61	地震諸元は参考文献1)に依る
5	根村川崩壊	山梨県 山梨市	3×10 ⁶	安山岩・凝灰岩 火山砕屑岩	関東大地震	1923.9.1	35.2°	139.3°	—	7.9	47	253	87	地震諸元は参考文献1)に依る
6	伊豆梨本	静岡県 伊豆市津島町	27×10 ⁶	凝灰岩・砂岩 安山岩	伊豆近海地震	1978.1.14	34°46'	139°15'	0	7.0	28	233	70	地震諸元は気象庁発表値 崩壊土量は、崩壊除去量
7	御岳崩れ	長野県 上田市王滝村	34×10 ⁶	安山岩・凝灰岩 砂岩・礫岩	長野県地震	1984.9.14	35°43'	137°33'	2	6.8	9	335	99	地震諸元は気象庁発表値
8	松越崩壊	・	23×10 ⁵	凝灰岩・砂岩	・	・	・	・	・	・	15	435	128	・
9	滝越崩壊	・	17×10 ⁵	凝灰岩・砂岩	・	・	・	・	・	・	9	335	99	・
10	御岳山崩壊	・	3×10 ⁶	安山岩・凝灰岩 火山砕屑岩	・	・	・	・	・	・	25	419	123	・

$$\alpha_{\text{max}}^H = 987.4 \times 10^0 \cdot 2.16 M \times (\Delta + 30)^{-1.218} \quad \text{--- (1)}$$

$$\alpha_{\text{max}}^V = 117.0 \times 10^0 \cdot 2.68 M \times (\Delta + 30)^{-1.190} \quad \text{--- (2)}$$

対象とした大規模崩壊斜面の崩壊土量は $2.7 \times 10^4 \sim 4.1 \times 10^8 \text{ m}^3$ であり、地震の規模(マグニチュード) M は6.6~7.9の範囲である。また崩壊地点までの震央距離 Δ (km)は1.5~47km、作用地震動の推定最大加速度は、水平方向について200~440gal、鉛直方向について60~130galとなる。

3. 作用地震動に関する検討

3.1 崩壊の発生する震央距離と地震規模との関係

対象とした事例について、マグニチュードと震央距離の関係を整理した結果を図-2に示す。この図よりマグニチュードが大きい地震ほど震央から遠い地点においても大規模斜面崩壊が発生しており、その限界を包絡する図中の実線は、(3)式により表される。またマグニチュード毎に崩壊の発生した最遠の震央距離をとり、回帰分析を行うと図中の破線で表される(4)式を得る。

$$\Delta = 10^{-15+2.5M} \quad \text{--- (3)} \quad \Delta = 10^{-6.2 \times M^{0.8}} \quad \text{--- (4)}$$

(4)式を用いると大規模斜面崩壊の発生する震央距離は、おおむね $M=7$ の時9km、 $M=8$ の時56km程度となる。

3.2 崩壊斜面の固有周期と地震動特性との関係

地震動は、一般に震央距離が大きくなるほどその卓越周期は長周期側に移ると考えられることから、地震動の卓越周期と斜面の固有周期がほぼ等しい場合に、斜面に大きな応答加速度が作用し、大規模斜面崩壊の誘因となる可能性がある。そこで、斜面を含む尾根の固有周期と地震動特性との関係について検討を行うことを目的として、対象とした大規模崩壊斜面を含む尾根を図-3に示す三角錐ABCDにより単純化したモデルで表現することとした。なお鳶山崩れ(N0.4)及び根府川崩壊(N0.5)については、崩壊が2つ以上の尾根にわたって発生していることから、尾根のモデル化にあたっては2つの尾根を対象とした。表-2に三角錐ABCDの諸元を示す。ここで l 及び w は $\overline{AB}$ 及び $\overline{CD}$ の水平面への投影長であり、 h は、 $\overline{AB}$ の鉛直面への投影長である。また、 H は尾根の最大断面における高さである。 l 、 h 、 w 、 H はそれぞれ920~3,630m、200~1,180m、540~

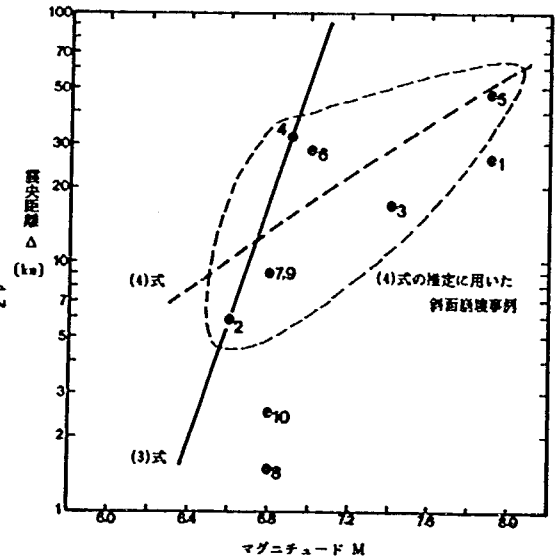


図-2 大規模崩壊斜面の $M \sim \Delta$ 関係

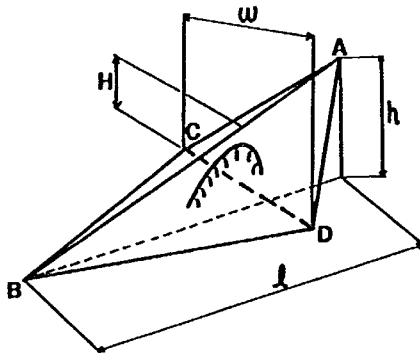


図-3 尾根の三角錐近似モデル

表-2 尾根の三角錐近似モデル諸元

No.	l (m)	h (m)	H (m)	w (m)	$\tan^{-1}(h/l)$	w/l	V_s (m/sec)	$l \cdot H \cdot l / V_s \cdot w$
1	1,670	870	38	960	28	0.57	2,000	0.033
2	1,830	320	155	2,490	10	1.36	700	0.16
3	2,500	400	171	2,340	9	0.94	700	0.26
4	3,630	920	141	2,730	14	0.75	3,500	0.055
4	3,000	1,180	232	1,650	21	0.55	3,500	0.12
5	2,200	380	47	900	10	0.41	1,200	0.096
5	3,000	550	148	880	10	0.29	1,200	0.42
6	1,050	270	131	700	14	0.67	1,200	0.16
7	1,850	620	60	800	24	0.43	1,000	0.14
8	1,040	250	93	750	14	0.72	2,000	0.064
9	920	200	105	540	12	0.59	2,000	0.089
10	1,800	300	30	970	9	0.54	1,000	0.055

2,730m、30~232mとなり、 $\overline{AB}$ の傾斜は9~28°、 w/l は0.29~1.36の範囲となっている。ここで(5)式で表されるパラメーター I を導入する。

$$I = H \cdot l / V_s \cdot w \quad \text{--- (5)}$$

V_s は尾根基盤岩のせん断波速度($^{\circ}/\text{sec}$)の推定値であり、 I (sec)は三角錐近似した尾根の固有周期に比例すると考えられる量である。表-2に V_s 及び I の値を、また図-4に各事例の震央距離とパラメーター I の関係を示す。図中の破線で表される限界線は(6)式で与えられる。また、帰雲山崩壊(No.1)を除き、鳶山崩壊(No.4)及び根府川崩壊(No.5)については I の大きい方の値を用いて回帰分析を行うと、図中実線で表される(7)式を得る。

$$I = 0.063 \Delta^{0.47} \quad \text{--- (6)} \quad I = 0.050 \Delta^{0.43} \quad \text{--- (7)}$$

(6)式及び(7)式より、震央距離の小さい事例の I の値すなわち崩壊斜面を含む尾根の固有周期は小さくなっており、震央距離が大きくなるにつれ斜面の固有周期も大きくなる傾向が認められる。

4. 斜面模型振動実験

シリコンゴムを用いた模型振動実験を行い、前章で導入したパラメーター I と崩壊斜面の固有周期との関係、尾根における加速度増幅率及び振動モードについて予備検討を行った。

4.1 相似律

縮小模型による実験を行う場合、相似律が問題となるが、今回の実験においては、振動現象を支配する方程式として(8)式のせん断振動の運動方程式を仮定し、この運動方程式が成り立つように相似比を決定した。

$$\frac{\partial^2 x}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \frac{\partial^2 x}{\partial z^2} \quad \text{--- (8)}$$

ここで、 x :水平変位、 t :時間、 G :せん断弾性係数、 ρ :密度、 z :高さである。相似律を満足させるためには、(9)式が成り立つよう模型寸法、物性、時間軸を定めればよい。

$$x^2 \cdot \mu / a^2 \cdot \nu = 1 \quad \text{--- (9)}$$

ここで $x = Z_p / Z_m$ 、 $\mu = \rho_p / \rho_m$ 、 $a = t_p / t_m$ 、 $\nu = G_p / G_m$ (p :実物、 m :模型)である。実物の尾根の物性を、 $\rho_p = 2.5\text{g}/\text{cm}^3$ 、 $G_p = 100,000\text{kgf}/\text{cm}^2$ とすれば、シリコンゴムの物性は $\rho_p = 0.98\text{g}/\text{cm}^3$ 、 $G_p = 0.15\text{kgf}/\text{cm}^2$ であるので、時間軸を1/4.69倍に縮めることにより模型の縮尺を1/2,400とすることができる。

4.2 模型寸法、計測項目、加振条件

模型寸法を図-5に示す。模型縮尺は、1/2,400であるので、実物の尾根では、底辺長1,344m、高さ360m、尾根長1,392m、尾根幅720m、最大断面(測点No.5の断面)高さ

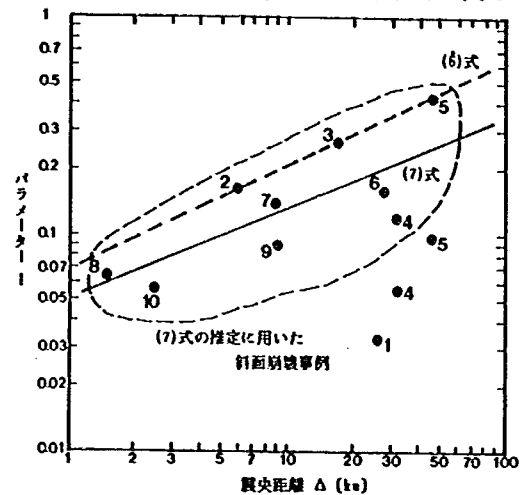


図-4 大規模崩壊斜面の $\Delta \sim I$ 関係

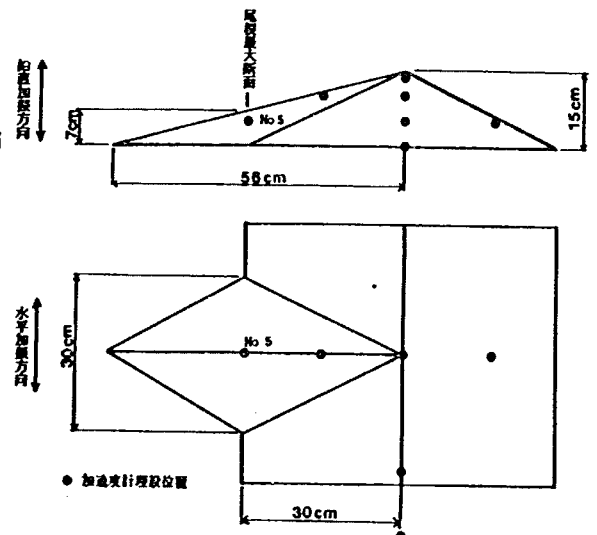


図-5 模型寸法及び加速度計埋設位置

168m、尾根勾配15° 尾根幅/底辺長0.54となる。加速度計の配置は、地山部の振動特性についても検討を行うため、図-5に示す8箇所にそれぞれ水平1成分、鉛直1成分の計2成分を配し、合計16成分とした。加振は、水平正弦波加振(2Hz～50Hz)、鉛直正弦波加振(3Hz～70Hz)及び水平・鉛直2方向地震波加振(日本海中部地震七峰橋周辺地盤上記録、時間軸1/4.69倍)を行った。

4. 3 実験結果及び考察

斜面の水平振動特性に関しては、以下の結果が得られた。

水平正弦波加振により得られた尾根部最大断面(No.5)における共振曲線を図-6に示す。これより尾根の水平一次固有振動数は31Hz前後であり、共振時の加速度増幅率は4.1倍であった。また、加振振動数31Hzにおける尾根の振動モードは、加速度計記録より図-7に示すように尾根中央部に腹があり両端に節を持った形状であると考えられる。

対象とした尾根のパラメーターIは、(5)式を用いると0.16であり、尾根の固有周期は相似律を考慮に入れると0.15secとなる。パラメーターIを尾根の固有周期T(sec)に比例する量と考えているので、実験結果を用いることにより(10)式を得る。よって、(7)式で表される震央距離 Δ (km)とパラメーターIの関係を用いることにより、震央距離と崩壊斜面の固有周期T(sec)の関係は(11)式で表される。

$$T = 0.94 I \quad \text{--- (10)} \quad T = 0.047 \Delta^{0.43} \quad \text{--- (11)}$$

Δ とTの数値を表-3に示す。

5. まとめ

本研究において得られた結果を以下に示す。

- 1) 地震のマグニチュードが大きいほど震央距離の大きい地点においても大規模斜面崩壊が発生しており、その関係は(4)式で表される。
- 2) 震央距離が大きくなるほど崩壊斜面の固有周期は長くなる傾向が認められ、その関係は、平均的には(11)式で表される。

今後さらに事例の収集を行うとともに、パラメーターIと斜面の固有周期との関係及び地震動の卓越周期と震央距離の関係について検討を行う必要がある。

参考文献： 1) 宇佐美龍夫：日本被害地震総覧，東京大学出版会，1975 2) 最大地震動 および地震応答スペクトルの推定法(その4)，土木研究所資料，第1993号 3) 同(その6)，土木研究所資料，第2038号

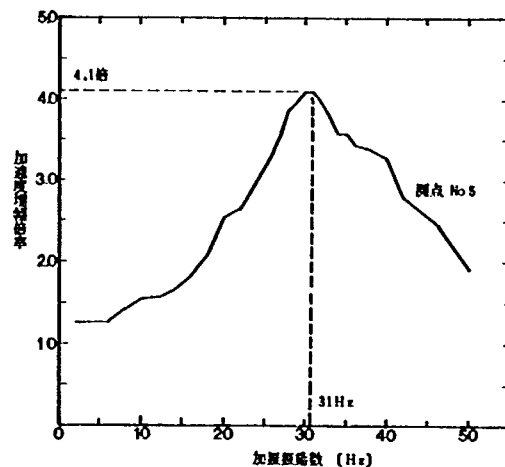


図-6 尾根最大断面における水平共振曲線

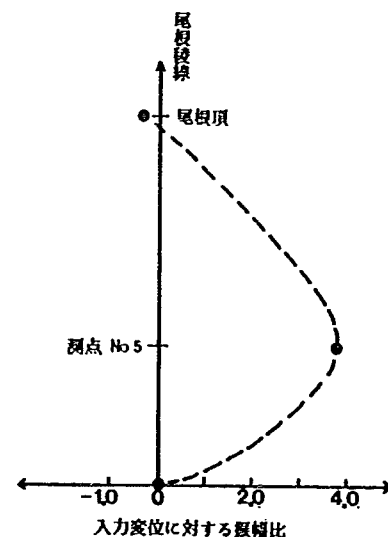


図-7 尾根共振時の振動モード

表-3 震央距離毎の
尾根固有周期の推定値

震央距離 Δ (km)	崩壊斜面の固有周期 の推定値T (sec)
10	0.13
20	0.17
50	0.25
100	0.34

傾向を知るために、全解析対象記録について α の平均値 $\bar{\alpha}$ および標準偏差 σ_{α} を求めると、図4に示すようになる。図4からわかるように、土木研究所構内における地表面下2mに対する地表面下約50mの最大加速度の比は、平均的に、水平成分については0.35～0.5程度であり、また、上下成分については0.4～0.5程度である。したがって、最大加速度の増幅率は、水平成分については2～3倍程度、上下成分については2～2.5倍程度となる。

2.2 加速度応答スペクトルの増幅特性

最大加速度の場合と同様に、加速度応答スペクトル（減衰定数5%）の増幅特性を示すために、固有周期 T ごとに、地表下2mの観測点における加速度応答スペクトル $S_A^{GL-2}(T, 0.05)$ に対する地表面下約50mの観測点における加速度応答スペクトル $S_A^{GL-50}(T, 0.05)$ の比 $\gamma(T)$ を次式により定義する。

$$\gamma(T) = S_A^{GL-50}(T, 0.05) / S_A^{GL-2}(T, 0.05) \quad (2)$$

一例として、EQ-28の際にA46C0点で得られた記録より $\gamma(T)$ を求めると、図5のようになる。さらに、全解析対象記録について $\gamma(T)$ の平均値 $\bar{\gamma}(T)$ および標準偏差 $\sigma_{\gamma}(T)$ を求めると、図6に示すようになる。ただし、ここでは紙面の都合上、A2C0点とA46C0点の場合のみを示す。図6より以下の事項が指摘される。

1) 加速度応答スペクトル比の平均値は固有周期によって変化するが、一般に、固有周期1秒程度以下の領域において水平成分については0.3～0.6(増幅率:1.5～3倍)程度であり、また、上下成分については0.4～0.7(増幅率:1.3～2.5倍)程度である。従って、増幅率は水平成分の方が上下

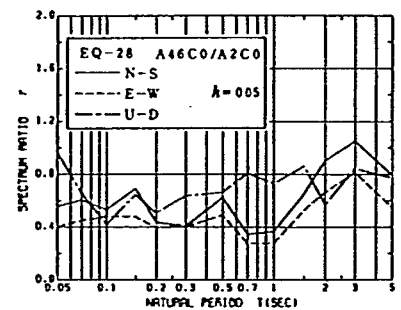
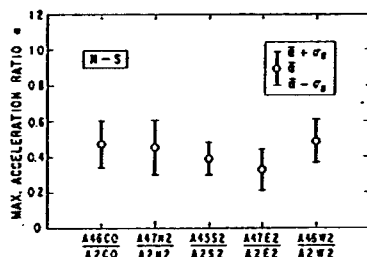
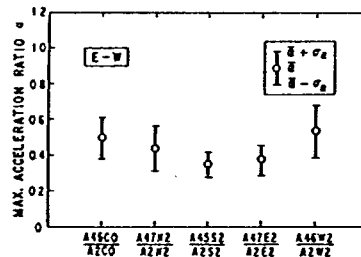


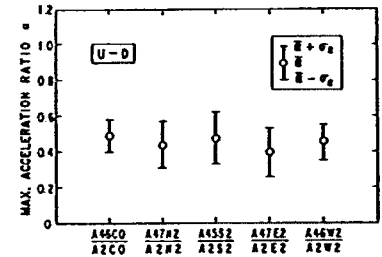
Figure 5 Example of Acceleration Response Spectrum Ratio (EQ-28)



(a) N-S Component

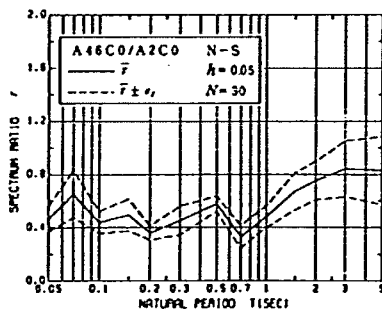


(b) E-W Component

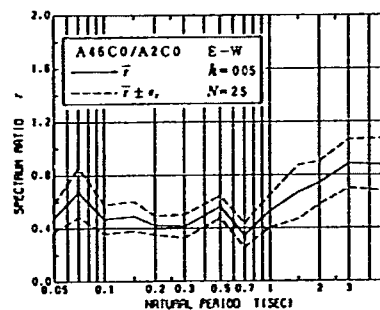


(c) U-D Component

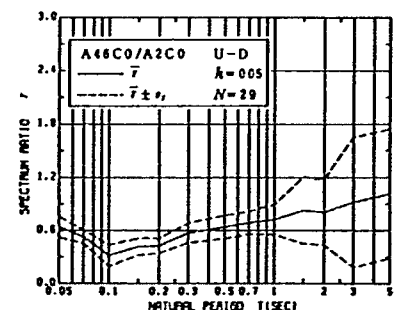
Figure 4 Average and Standard Deviation of Maximum Acceleration Ratio



(a) N-S Component



(b) E-W Component



(c) U-D Component

Figure 6 Average and Standard Deviation of Acceleration Response Spectrum Ratio (A46C0/A2C0)

成分よりも大きくなることになり、この傾向は最大加速度の増幅特性と合致する。また、固有周期 1 秒程度以上の領域においては、水平成分および上下成分のいずれについても、加速度応答スペクトル比のばらつきが大きい、スペクトル比の平均値は一般に固有周期 1 秒程度以下の領域に比較して大きくなる傾向が認められる。すなわち、1 秒程度以上の周期成分の増幅は小さいと考えられる。

2) 加速度応答スペクトル比は、一般に、固有周期 0.7 秒付近において最小値を取る。すなわち、増幅率は固有周期 0.7 秒付近において最大となる。ここで、当該地点の地盤の特性値（卓越周期）は 0.79 秒程度であり²⁾、上述の増幅率が最大となる固有周期と比較的よく一致する。

3. 地震動の伝播速度の解析³⁾

3. 1 地震動の卓越方向と震央の方向との比較

いま、地震動が水平面内において伝播の卓越方向を有するものとすれば、ある観測点で得られた記録を卓越方向成分とそれに直交する成分に分離する場合に、両成分の相関が最も低くなると考えられる。そこで、まず、各観測点で得られた記録の東西成分および南北成分をもとに、任意の方向の直交座標軸に沿う成分を求めることにする。すなわち、いま、各観測点において得られた加速度記録の東西(x)成分および南北(y)成分を、それぞれ、 $a_x(t)$ および $a_y(t)$ とすれば、座標軸を反時計回りに角度 θ だけ回転させた X 軸および Y 軸に沿う成分 $a_x(\theta, t)$ および $a_y(\theta, t)$ は、図 7 に示すように求められる。 $a_x(\theta, t)$ および $a_y(\theta, t)$ 相互相関係数 $R(\theta)$ は、次式で求められる。

$$R(\theta) = \frac{\int_0^T a_x(\theta, t) a_y(\theta, t) dt}{\sqrt{\int_0^T a_x^2(\theta, t) dt \cdot \int_0^T a_y^2(\theta, t) dt}} \quad (3)$$

ここで、T は記録の継続時間である。また、 $a_x(\theta + \pi, t) = -a_x(\theta, t)$ および $a_y(\theta + \pi, t) = -a_y(\theta, t)$ であるので、 $R(\theta + \pi) = R(\theta)$ となる。地表面下 2 m の観測点 (A2C0点、A2N2点、A2S2点、A2E2点、A2W2点) および地表面下約 50m の観測点 (A46C0点、A47N2点、A45S2点、A47E2点、A46W2点) で得られた記録より、 θ を 10° 刻みで 0° から 180° まで変化させ、式(3)により $R(\theta)$ を求めた結果の一例として、EQ-34 の場合を図 8 に示す。ここで、

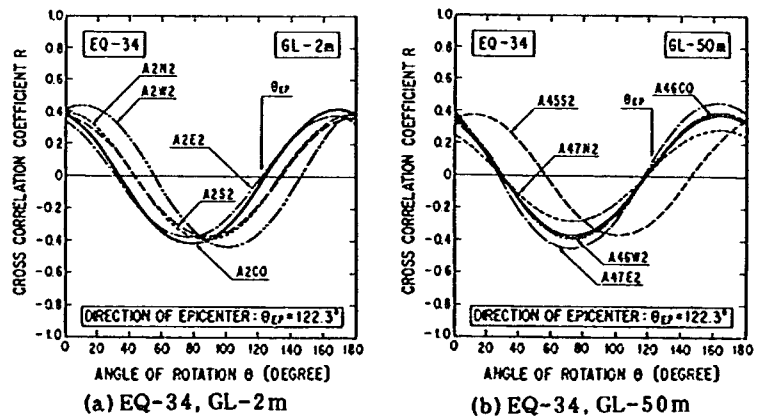


Figure 8 Relation between Rotation Angle and Cross Correlation Coefficient

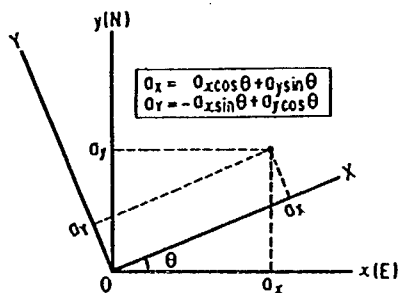


Figure 7 Rotation of Coordinate

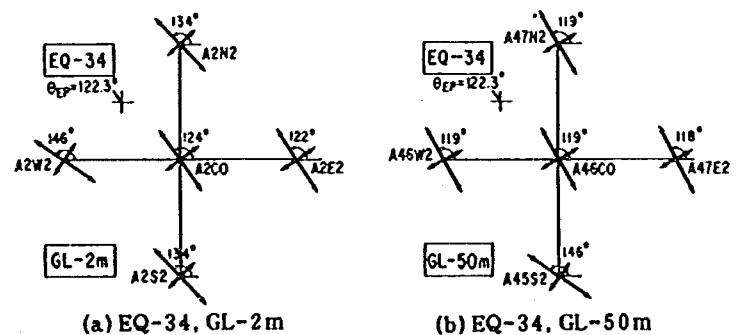


Figure 9 Predominant Propagation Direction

図中には、東から半時計回りに求めた震央の方向角 θ_{ep} も合わせて示している。また、いま、地震動のせん断波の部分(主要動)が水平面内において伝播の卓越方向を有するものとすれば、その卓越方向成分の最大加速度は、卓越直交方向成分の最大加速度よりも小さくなると考えられる。そこで、相互相関係数が0になる方向のうち、図7に示したX軸成分の最大加速度がY軸成分の最大加速度より小さくなるようなX軸の方向をもって地震動の伝播の卓越方向 θ_0 とすることにする。各観測点ごとに、伝播の卓越方向および震央の方向を示すと、図9のようになる。ここで、卓越方向は、各観測点ごとに示した2本の矢印のうち、長い方の矢印の方向である。地震動の伝播の卓越方向と震央の方向は一致しない場合もあるが、解析対象とした10地震のうち両者が比較的良好一致する地震は、地表面下2mの観測点の記録の場合は、EQ-21, EQ-34 およびEQ-45 の3地震、また、地表面下約50mの観測点の記録の場合は、EQ-21, EQ-22, EQ-34 およびEQ-39 の4地震である。

3. 2 地震動の伝播速度の試算

3. 1 の検討結果に基づき、地震動の伝播の卓越方向と震央の方向が比較的良好一致したEQ-21, EQ-22, EQ-34, EQ-39 および EQ-45 の計5地震の際に水平面内の2観測点で得られた記録の震央方向成分および震央直交方向成分のそれぞれについて、相互相関係数が最大になる位相遅れを伝播に要する時間とみなして、地震動の水平方向の伝播速度の試算を行う。なお、地震動の鉛直方向の伝播速度については、2観測点で得られた記録の位相差から算出した伝播速度とせん断波速度が比較的良好一致することが報告されている¹⁾。いま、図10に示すように、2点*i, j*において得られた記録について、座標軸を角度 θ_0 だけ回転させたX軸に沿う成分(震央方向成分)を、それぞれ、 $a_{i,x}(t)$ および $a_{j,x}(t)$ とすれば、それらの相互相関係数 $R_{ij}(\tau)$ は次式により求められる。

$$R_{ij}(\tau) = \frac{\int_0^T a_{i,x}(t) a_{j,x}(t+\tau) dt}{\sqrt{\int_0^T a_{i,x}^2(t) dt} \sqrt{\int_0^T a_{j,x}^2(t) dt}} \quad (4)$$

ここで、 τ は位相遅れである。また、(*i, j*)の組合せとしては、(A2N2点、A2S2点)、(A2E2点、A2W2点)、(A47N2点、A45S2点) および (A47E2点、A46W2点) の計4組の組合せを考えることにする。 $R_{ij}(\tau)$ が最大値 R_{max} をとる位相遅れを τ_{max} とし、2点間の震央方向への投影距離を l (図10参照)とすれば、伝播速度 v は次のように求められる。

$$v = l / \tau_{max} \quad (5)$$

また、Y軸成分(震央直交方向成分)についても同様に伝播速度が求められる。このようにして求めた伝播速度の一覧を示すと、表2のようになる。ここで、負の伝播速度は、伝

Table 2 Apparent Velocity of Wave Propagation

EQ No.	EPICEN. DIREC. θ_{ep}	PREDOMI. DIREC. θ_0	OBSERVA. POINTS	PROPAGA. DIS. l (m)	COMP.	MAX. CROSS CORREL. R_{max}	PHASE LAG τ_{max} (s)	PROPAGA. VELOC. v (m/s)
EQ-21	42.6	40	A2H2-A2S2	64.3	LG	0.577	0.01	6430
					TR	0.613	0.00	∞
			A47N2-A45S2	64.3	LG	0.374	-0.05	-1285
					TR	0.497	-0.05	-1285
EQ-22	2.8	0	A47E2-A46W2	76.6	LG	0.536	0.01	7660
					TR	0.753	0.00	∞
			A47E2-A46W2	100.0	LG	0.796	0.00	∞
					TR	0.834	0.00	∞
EQ-34	122.3	120	A2H2-A2S2	86.6	LG	0.398	0.00	∞
					TR	0.657	-0.02	-4330
			A2W2-A2E2	50.0	LG	0.209	0.05	1000
					TR	0.528	0.035	1429
			A47N2-A45S2	86.6	LG	0.261	0.52	167
					TR	0.506	0.01	8660
			A46W2-A47E2	50.0	LG	0.497	-0.02	-2500
					TR	0.623	-0.02	-2500
EQ-39	228.3	230	A45S2-A47N2	76.6	LG	0.477	-0.01	-7660
					TR	0.609	-0.02	-3830
			A46W2-A47E2	64.3	LG	0.670	-0.01	-6428
					TR	0.724	-0.01	-6428
EQ-45	264.3	270	A2S2-A2H2	100.0	LG	0.850	0.00	∞
					TR	0.877	0.00	∞

1) LG: Epicentral direction TR: Perpendicular to LG 2) Negative velocity means that the propagating direction is opposite to the apparent direction

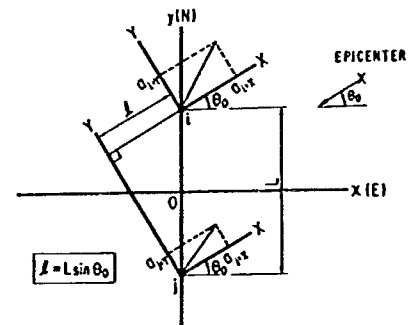


Figure 10 Definition of Propagation Distance

播方向が見かけ上と反対であることを示している。さらに、相互に約600m離れたA、B両地区の(A2C0点,B2C0点)および(A46C0点,B53C0点)において得られた記録により伝播速度を求めると、表3に示すようになる。当該地点のせん断波速度が、地表面下50m付近までは250m/s程度、それ以深では400m/s程度であるのに対して、式(5)より求めた伝播速度は極めて大きいことがわかる。また、伝播方向が見かけ上と反対である場合もかなり多く認められる。

次に、原加速度記録に振動数領域でバンドパスフィルターをかけ、周期帯域ごとに上述の手法を用いて地震動の伝播速度の試算を行う。試算結果の一例として、EQ-34の場合を図12に示す。また、周期帯域ごとの地震動の伝播速度については、以下の事項が指摘される。

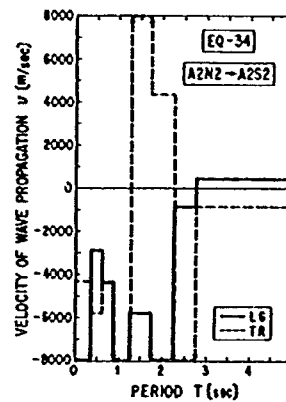
- 1) 一般にいずれの周期帯域においても、地震動の水平方向の見かけ上の伝播速度は、当該地点のせん断波速度に比較して大きい。
- 2) 周期と伝播速度の間には明確な関係は認められないが、本解析で検討を行った5秒までの周期範囲では、一般に、長周期帯域で伝播速度が小さくなる傾向が認められる。
- 3) 地表面下2mの観測点の記録から求めた伝播速度と地表面下約50mの観測点の記録から求めた伝播速度の間には系統的な大小の差異は認められない。以上を総合すると、水平面内で顕著な伝播の卓越方向を有する地震動が認められるが、地震動の水平方向の見かけ上の伝播速度は非常に大きくなる。この理由は、本解析の範囲内では地表面付近における地震動は鉛直下方から伝播してくるためであると考えられる。

参考文献

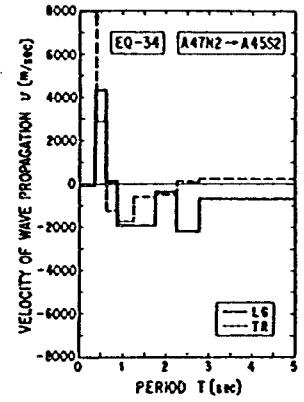
- 1) 大久保忠良, 岩崎敏男, 川島一彦: 土木研究所における高密度強震観測計画および記録の解析, 日米天然会議, 耐風耐震構造専門部会, 第13会合同部会, 昭和56年5月
- 2) 建設省土木研究所: 土木研究所構内の高密度強震観測記録の解析—地震動の増幅特性および地震動の水平面内における変動特性の検討—, 土木研究所資料, 第2270号, 昭和60年12月
- 3) 建設省土木研究所: 土木研究所構内の高密度強震観測記録の解析—地震動の伝播速度の解析—, 土木研究所資料, 第2271号, 昭和60年12月

Table 3 Apparent Velocity of Wave Propagation between Field-A and Field-B

EQ No	EPICEN. DIREC. θ_{ep}	PREDOMI. DIREC. θ_p	OBSERVA. POINTS	PROPAGA. DIS. l (m)	COMPO.	MAX. CROSS CORRE. R_{max}	PHASE LAG τ_{max} (m)	PROPAGA. VELOC. v (m/s)
EQ-34	122.3	120	A2C0-B20	371	LG	0.236	0.070	5300
					TR	0.409	0.100	3710
			A16C0-B53C0	371	LG	0.206	0.060	6183
					TR	0.342	0.080	4638
EQ-39	228.3	230	B53C0-A46C0	557	LG	0.165	-0.850	-655.3
					TR	0.286	-0.010	-5570
EQ-45	264.3	270	B2C0-A2C0	550	LG	0.248	0.0	∞
					TR	0.113	0.110	5000



(a) EQ-34, A2N2-A2S2



(b) EQ-34, A47N2-A45S2

Note LG: Epicentral direction TR: Perpendicular to LG

Figure 11 Propagation Velocity of Various Period

ANALYSIS ON AMPLIFICATION OF MOTION IN THE GROUND AND
PHASE VELOCITY OF GROUND MOTION WITH USE OF ARRAY DATA

by

Yasushi SASAKI*, Keiichi TAMURA**, Koh AIZAWA***

ABSTRACT

This paper presents an analysis on amplification of motion in the ground and phase velocity of ground motion with use of the array data, which were obtained at the Public Works Research Institute (PWRI) campus.

Subsurface soil condition of the PWRI campus is comparatively uniform in the horizontal direction. The ground consists of alternatively clay, silt and sand layers with 100-meter depth and of gravel and sand layer below 100-meter depth. Upper layers with total thickness of 50 meters are alluvial deposits and lower layers are diluvial. Shear wave velocities of the alluvial and diluvial deposits are approximately 250m/s and 400m/s, respectively.

A set of thirteen 3-component accelerographs are deployed at Field A in PWRI campus, and a set of six 3-component accelerographs are installed at Field B in the campus.

The observed records of 31 earthquake which are fairly large in peak acceleration, have been analyzed. The analysis in this report was aimed at how the ground motion during earthquake is amplified in vertical direction and how it propagates in horizontal direction.

As a result of analysis, following items are clarified.

- 1) The amplification factor of the motion in the ground of 50m thickness analyzed from the data observed at PWRI campus is 2-3 for horizontal motion and is 2-2.5 for vertical motion.
- 2) The horizontal propagation of the motion has its predominant direction, and this predominant direction for each observing point coincides fairly well with the epicentral direction.
- 3) The phase velocity in horizontal plane calculated from the data observed at PWRI campus is extremely large comparing with the shear wave velocity. The reason of this result is considered to be that the ground motion propagates vertically during the observed earthquakes which give the records analyzed here.

* Head, Ground Vibration Division, Public Works Research
Institute, Ministry of Construction
** Research Engineer, ditto
*** Assistant Research Engineer, ditto

付属資料 2. 強震観測記録及び観測所一覧

1. 強震記録収集, 数値化状況	95
2. 強震計設置状況表	97
3. 強震計設置位置図	98
4. 強震計設置位置一覧表	106

1. 強震記録収集, 数値化状況

表-1-1 昭和61年に得られた強震記録

No	観測所No	観測所名	設置箇所		最大加速度(gal)			地震No	No	観測所No	観測所名	設置箇所		最大加速度(gal)			地震No
			箇所名	記録No	HA	U-D	HB					箇所名	記録No	HA	U-D	HB	
1	106	草加高架橋	GR-1	53	7	5	7	86001	59	1017	試験所	GR-1	8	30	20	40	86009
2		草加高架橋	PI-1	58	13	2	25		60	S104	槻木高架橋	GR-1	10	15	10	12	
3	501	富津岬	GR-1	126	16	3	13	86002	61			GR-2	10	8	3	3	
4	503	観音崎	GR-1	58	38	7	8		62			PI-1	4	8	3	6	
5	607	樽水ダム	DA-2	15	10	0	10	86003	63			PI-2	8	12	3	6	
6	607	樽水ダム	DA-1	18	0	0	10		64	S603	川俣ダム	FU-1	10	10	3	6	86010
7		樽水ダム	DA-2	16	15	8	35	86004	65			DA-1	5	15	8	9	
8	614	漆沢ダム	DA-1	2	微少	微少	微少		66	S1001	境川橋	PI-1	1	8	6	5	86011
9		漆沢ダム	DA-2	2	10	10	10	86005	67	S1002	姥久保橋	GR-1	1	19	7	13	
10	S601	四十四田ダム	DA-2	4	11	6	15		68	S1401	利根川河口堰	PI-1	1	40	6	33	86012
11	S701	阿武隈大堰	ES-1	6	25	8	14	86006	69			GR-1	1	24	10	32	
12			ES-2	4	22	6	2		70	S1401	利根川河口堰	ES-1	1	32	11	22	86013
13	106	草加高架橋	GR-1	54	—	—	—	86007	71			GR-1	68	3	1	4	
14		草加高架橋	PI-1	59	5	3	17	86008	72	101	新葛飾橋	PI-1	32	微少	微少	微少	86014
15	S104	槻木高架橋	GR-1	8	10	4	6		73	104	新利根川橋	GR-1	54	6	1	3	
16			GR-2	8	3	微少	微少	86009	74	206	小見川大橋	GR-1	47	33	10	33	86015
17			PI-1	2	3	1	2		75			PI-1	17	38	10	38	
18			PI-2	6	12	2	5	86010	76	503	観音崎	GR-1	60	5	2	5	86016
19	308	板島橋	FU-1	8	3	2	3		77	1009	酒匂川橋	GR-1	12	5	微少	5	
20			PI-1	15	2	1	6	86011	78			PI-1	15	30	5	50	86017
21	S104	槻木高架橋	GR-1	9	8	6	7		79	607	樽水ダム	DA-2	18	5	5	10	86018
22			GR-2	9	3	微少	2	86012	80	907	平大橋	GR-1	143	9	6	9	
23			PI-1	3	4	1	2		81	S1401	利根川河口堰	GR-1	2	13	9	29	86019
24			PI-2	7	6	3	5	86013	82	905	落合橋	PI-1	430	25	4	13	
25	S608	下釜ダム	FU-1	9	3	1	5		83	308	板島橋	PI-1	16	8	3	10	86020
26			DA-2	1	5	5	19	86014	84	607	樽水ダム	DA-2	19	15	10	25	
27	305	港大橋	GR-1	16	3	5	3	86015	85	S104	槻木高架橋	GR-1	1	26	16	22	86021
28			PI-1	3	2	1	8		86			GR-2	1	14	6	10	
29	604	天ヶ瀬ダム	DA-1	9	11	4	1	86016	87			PI-1	1	17	5	14	
30	101	新葛飾橋	GR-1	67	6	1	9		88			PI-2	1	17	7	19	
31			PI-1	31	8	1	4	86017	89			FU-1	1	17	7	23	
32	104	新利根川橋	GR-1	53	13	3	13		90	913	天津跨線橋	GR-1	6	0	0	0	86018
33			PI-1	36	14	3	10	86018	91	101	新葛飾橋	GR-2	7	0	0	0	
34	106	草加高架橋	GR-1	55	25	13	22		92			GR-1	71	3	1	3	86019
35			PI-1	60	34	4	22	86019	93	501	富津岬	GR-1	128	14	6	11	
36	206	小見川大橋	GR-1	46	30	8	20		94	503	観音崎	GR-1	60	45	5	23	86020
37			PI-1	16	78	8	50	86020	95	S104	槻木高架橋	GR-1	2	7	6	8	
38	501	富津岬	GR-1	127	53	19	34		96			GR-2	2	5	4	5	86021
39	503	観音崎	GR-1	59	59	14	38	86021	97			PI-2	2	8	3	6	
40	607	樽水ダム	DA-1	19	5	3	5		98			FU-1	2	5	4	7	86022
41			DA-2	17	15	8	15	86022	99	S603	川俣ダム	DA-1	6	11	9	50	
42	617	桐生川ダム	DA-1	22	微少	微少	微少		100	S651	寺山ダム	DA-2	1	8	6	9	86023
43	712	江戸川堤防	GR-1	8	20	5	30	86023	101	S1401	利根川河口堰	GR-1	6	23	12	31	
44	902	西新井橋	GR-1	61	16	8	16		102	303	河北橋	GR-1	29	3	1	3	86024
45			PI-1	62	19	6	19	86024	103	607	樽水ダム	DA-1	20	微少	微少	微少	
46	907	平大橋	PI-2	40	19	6	25		104			DA-2	20	13	10	30	86025
47			GR-1	142	8	4	7	86025	105	713	吉田川堤防	GR-1	1	30	10	40	
48	909	雲見大橋	GR-1	3	10	15	15		106			BK-1	1	20	15	30	86026
49			PI-1	3	10	10	10	86026	107	S104	槻木高架橋	GR-1	3	15	12	19	
50	910	駿河大橋	GR-1	5	—	—	—		108			GR-2	3	9	5	6	86027
51			PI-1	7	—	—	—	86027	109			PI-2	3	14	5	14	
52	913	天津跨線橋	GR-1	5	35	20	20		110			FU-1	3	9	6	16	86028
53			GR-2	6	75	30	50	86028	111	S701	阿武隈大堰	ES-1	1	22	7	14	
54	914	八重洲地下街	PI-1	18	90	20	65		112	112	紀ノ川大橋	GR-1	43	28	11	39	86029
55			US-1	8	10	10	10	86029	113			PI-1	14	6	3	11	
56	1009	酒匂川橋	US-2	5	10	10	10		114	605	裾花ダム	DA-1	2	178	19	—	86030
57			GR-1	11	20	微少	10	86030	115			DA-2	1	155	25	45	
58	1009	酒匂川橋	PI-1	14	40	10	60										

表-1-2 昭和61年に得られた強震記録の地震諸元

地震No	震央地名	地震諸元				
		年・月・日・時・分	東経	北緯	震源深さ(km)	マグニチュード
86001	茨城県沖	1986.2.12 11:59	141°03'	36°24'	43	6.1
86002	宮城県沖	3. 2 16:09	142°19'	38°27'	38	6.0
86003	茨城県南西部	4.14 21:48	139°56'	36°06'	53	4.1
86004	福島県沖	5. 5 22:27	141°28'	36°55'	72	4.9
86005	足摺岬沖	5. 9 01:07	132°34'	32°45'	47	4.9
86006	福島県東部	5.15 02:12	140°45'	37°32'	82	4.9
86007	熊本県北部	5.24 17:08	131°11'	33°01'	12	4.7
86008	京都府沖	6. 3 19:11	135°12'	35°53'	8	4.8
86009	房総半島南東沖	6.24 11:53	140°43'	34°50'	73	6.5
86010	房総半島南東沖	6.25 03:45	140°44'	34°51'	67	5.1
86011	神奈川県西部	7.09 01:18	139°06'	35°14'	13	4.2
86012	茨城県中部沿岸	7.10 11:10	140°34'	36°14'	75	4.8
86013	茨城県沖	7.20 08:46	141°03'	35°50'	32	4.2
86014	長野県東部	8.24 11:35	138°20'	36°19'	1	4.9
86015	愛媛県西部	8.27 09:26	132°30'	33°18'	30	—
86016	福島県沖	10.14 06:17	141°12'	37°04'	53	5.7
86017	八大島近海	11.26 13:42	140°10'	33°37'	0	4.9
86018	茨城県沖	11.29 07:29	141°08'	36°24'	44	5.8
86019	宮城県沖	12. 1 05:15	142°05'	38°54'	50	6.0
86020	和歌山県北部沿岸	12.13 19:16	135°08'	34°13'	9	4.2
86021	長野県北部	12.30 09:38	137°56'	36°37'	1	5.9

表-2-1 昭和61年度に数値化した強震記録

No	観測所No	観測所名	設置箇所		最大加速度(gal)			地震No
			箇所名	記録No	HA	U-D	HB	
1	112	紀ノ川大橋	GR-1	42	25.0	8.2	39.7	85001
2	312	赤木橋	GR-1	9	230.1	39.3	120.4	
3	105	真崎大橋	GR-1	18	27.2	6.5	25.4	
4	907	平大橋	GR-1	139	39.8	18.6	67.3	85012
5	712	江戸川堤防	GR-1	5	49.3	8.4	33.1	85013
6	907	平大橋	GR-1	140	43.0	30.2	48.5	
7	909	雲見大橋	GR-1	2	60.2	30.1	110.6	
8	401	琵琶湖大橋	GR-1	7	105.4	18.2	170.1	85014
9	101	新葛飾橋	GR-1	63	42.9	14.4	55.3	
10	106	草加高架橋	GR-1	51	69.2	13.6	106.7	
11	206	小見川大橋	GR-1	46	47.3	15.6	48.6	85018
12	501	東京湾(富津岬)	GR-1	124	37.3	15.0	42.7	
13	503	東京湾(観音崎)	GR-1	56	74.1	22.3	90.8	
14	712	江戸川堤防	GR-1	6	69.9	29.3	73.9	
15			BK-1	13	90.5	27.2	126.1	
16	902	西新井橋	GR-1	57	64.7	15.9	88.0	
17	1017	試験所	GR-1	7	30.7	20.0	31.8	
18	1401	利根川河口堰	GR-1	15	31.4	11.5	37.2	

表-2-2 昭和61年度に数値化した強震記録の地震諸元

地震No	震央地名	地震諸元				
		年・月・日・時・分	東経	北緯	震源深さ(km)	マグニチュード
85001	和歌山奈良県境	1985.1. 6 00:45	135°33'	34°10'	70	5.9
85004	秋田県北部	3.29 01:07	140°35'	40°17'	164	6.5
85012	福島県東部	7.29 04:33	140°41'	37°18'	90	5.5
85013	福島県沖	8.12 12:49	141°53'	37°42'	52	6.4
85014	駿河湾	9.13 07:58	138°30'	34°41'	28	3.9
85016	京都滋賀県境	10. 3 20:57	135°51'	35°10'	1	5.1
85018	茨城千葉県境	10. 4 21:25	140°09'	35°52'	78	6.1

2. 強震計設置状況表

公共土木施設への強震計設置状況

昭和62年3月31日現在

対象施設	箇所数	強 震 計 型 式		
		SMAC型 箇所数(台数)	電磁式 箇所数(成分数)	普及型 箇所数(台数)
道路施設 (橋梁、沈埋トンネル、橋梁建設予定)	165	123(242)	29(365)	13(53)
河川施設 (堤防、堰、水門)	36	25(50)	5(37)	6(14)
ダム施設	84	24(53)	32(255)	28(59)
下水道施設 (管渠、処理場)	6	6(13)	0	0
合計	291	178(358)	66(657)	47(126)

道路施設への強震計設置状況(機関別)

昭和62年3月31日現在

設置機関	箇所数	強 震 計 型 式		
		SMAC型 箇所数(台数)	電磁式 箇所数(成分数)	普及型 箇所数(台数)
建設省	42	29(56)	7(69)	6(27)
北海道開発局	25	19(40)	5(33)	1(2)
沖縄総合事務局	0	0	0	0
日本道路公団	29	16(30)	7(132)	6(24)
首都高速道路公団	12	10(24)	2(18)	0
阪神高速道路公団	3	2(4)	1(12)	0
本州四国連絡橋公団	12	7(7)	5(85)	0
都道府県	42	40(81)	2(16)	0
合計	165	123(242)	29(365)	13(53)

河川施設への強震計設置状況(機関別)

昭和62年3月31日現在

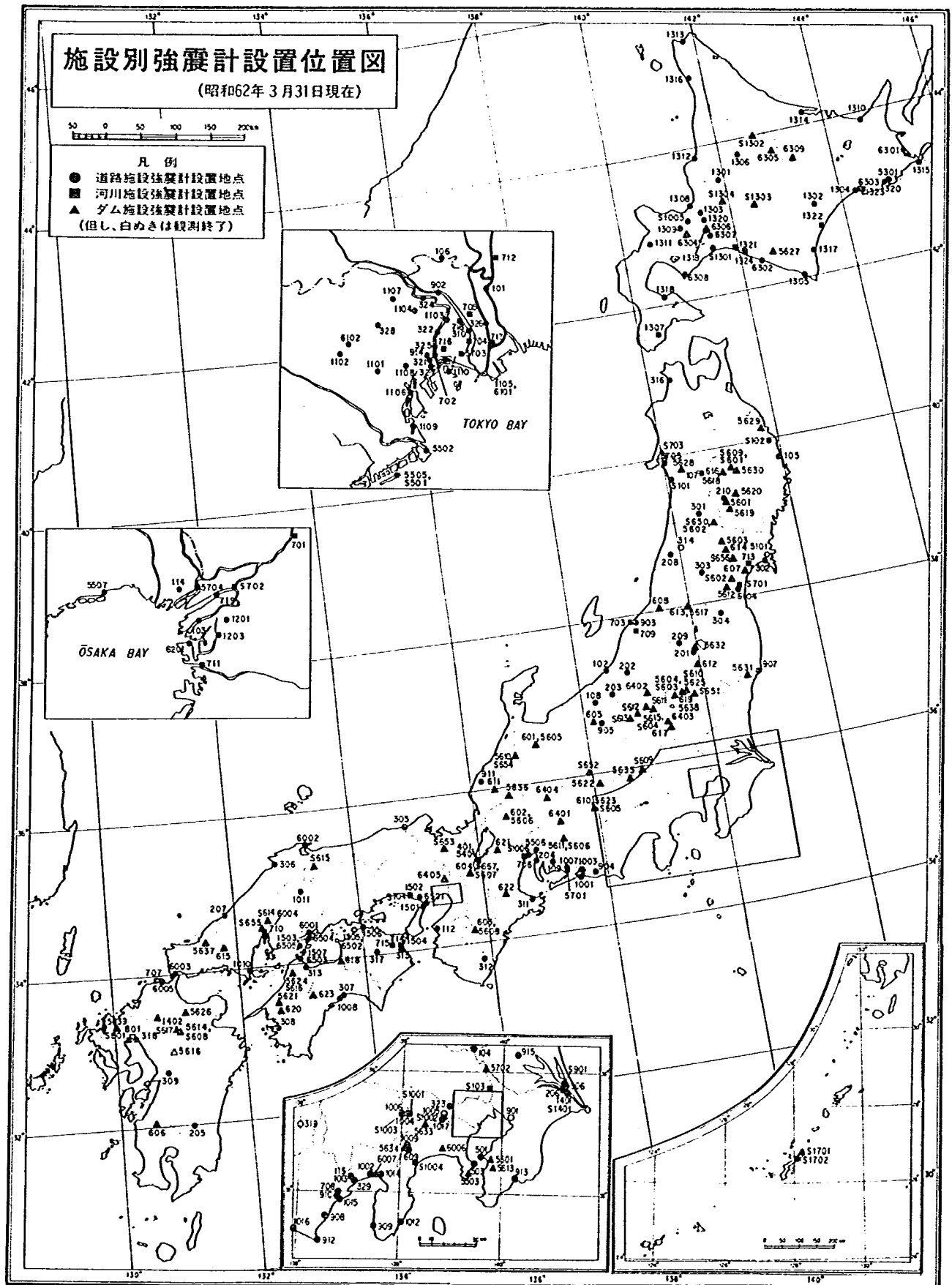
設置機関	箇所数	強 震 計 型 式		
		SMAC型 箇所数(台数)	電磁式 箇所数(成分数)	普及型 箇所数(台数)
建設省	21	14(29)	4(28)	3(7)
北海道開発局	4	4(7)	0	0
水資源開発公団	2	1(2)	0	1(2)
都道府県	9	6(12)	1(9)	2(5)
合計	36	25(50)	5(37)	6(14)

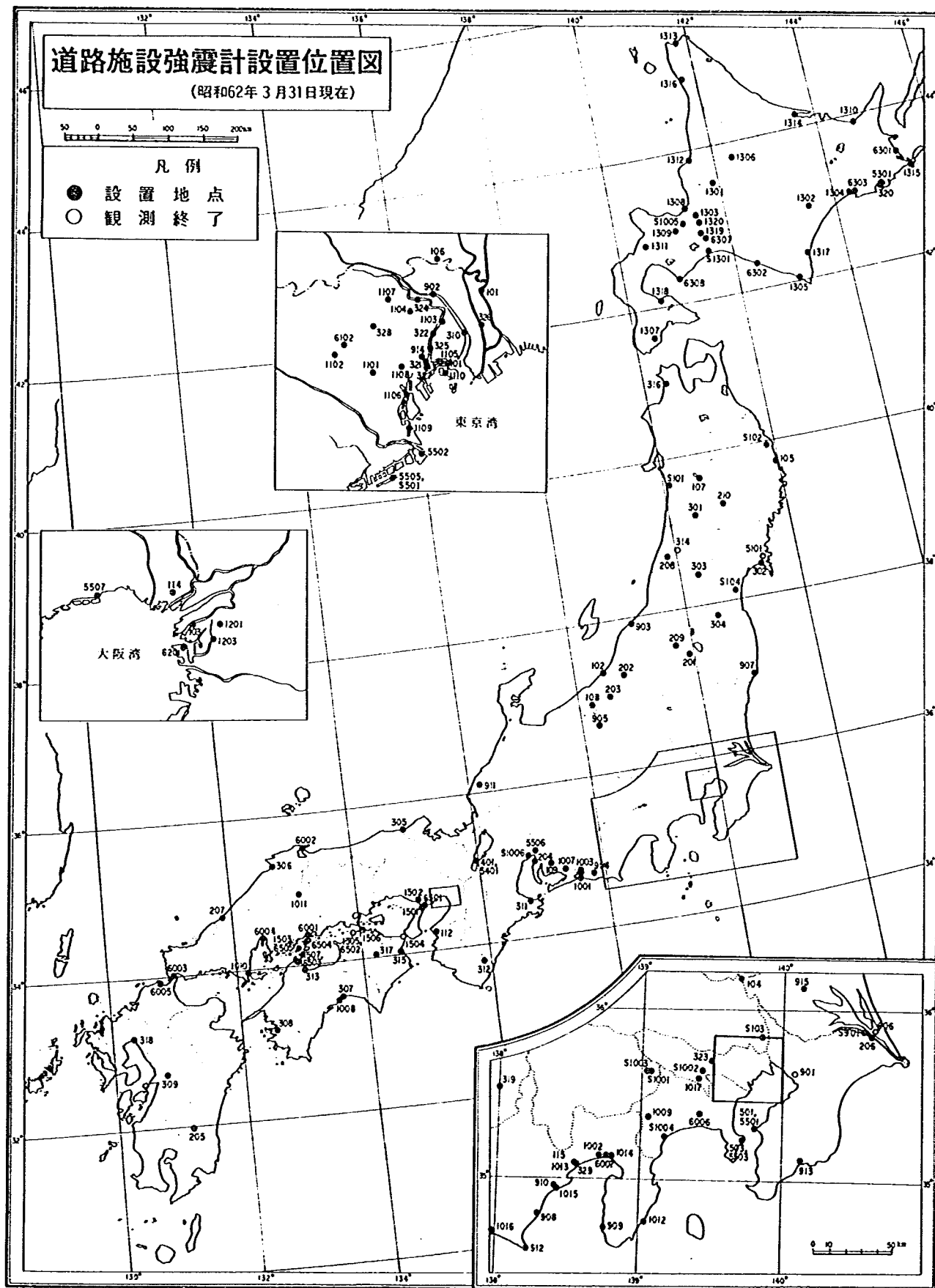
ダム施設への強震計設置状況(機関別)

昭和62年3月31日現在

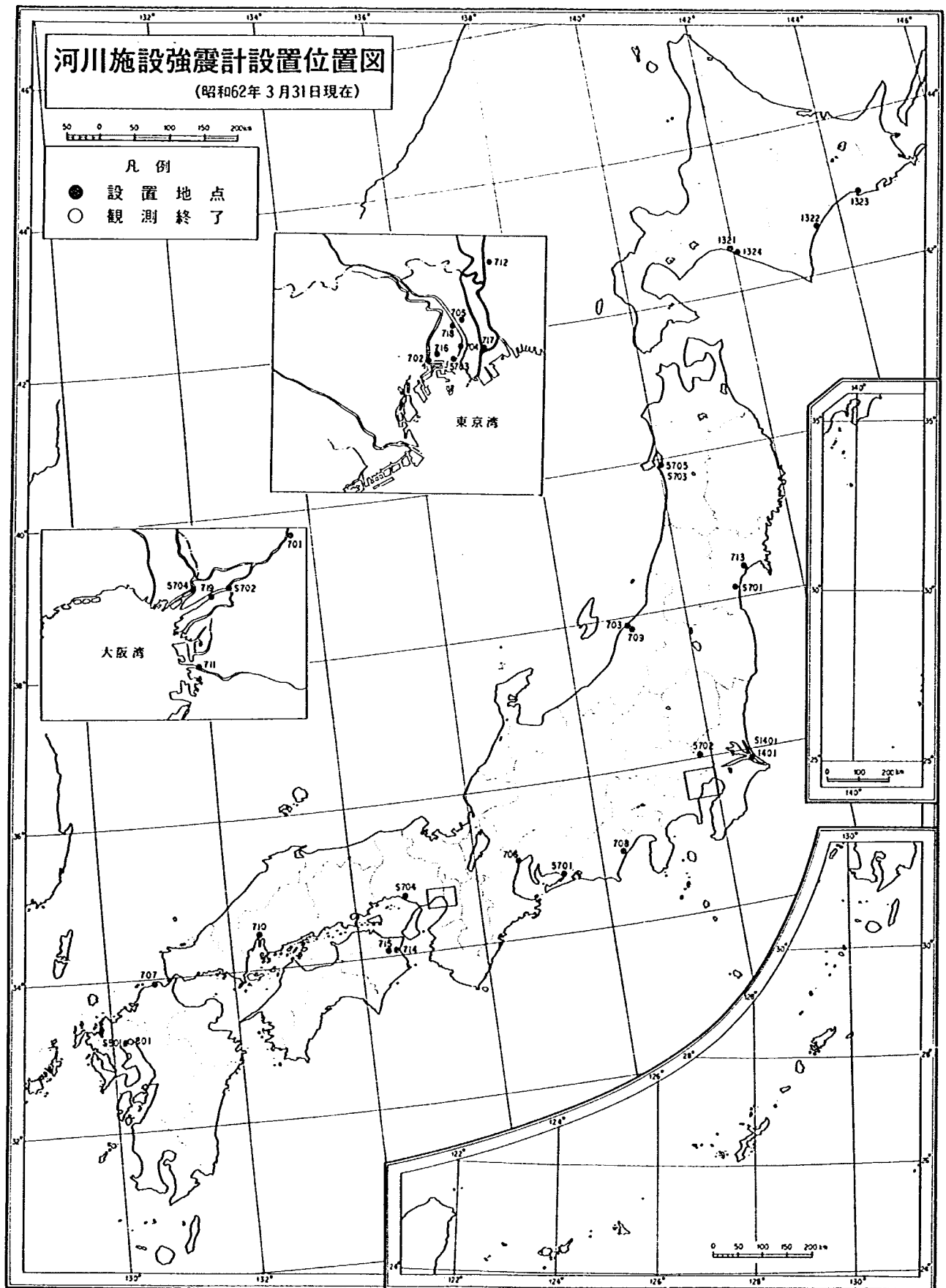
設置機関	箇所数	強 震 計 型 式		
		SMAC型 箇所数(台数)	電磁式 箇所数(成分数)	普及型 箇所数(台数)
建設省	54	15(34)	21(176)	18(43)
北海道開発局	3	0	0	3(3)
沖縄総合事務局	2	0	0	2(3)
水資源開発公団	1	1(2)	0	0
都道府県	24	8(17)	11(79)	5(10)
合計	84	24(53)	32(255)	28(59)

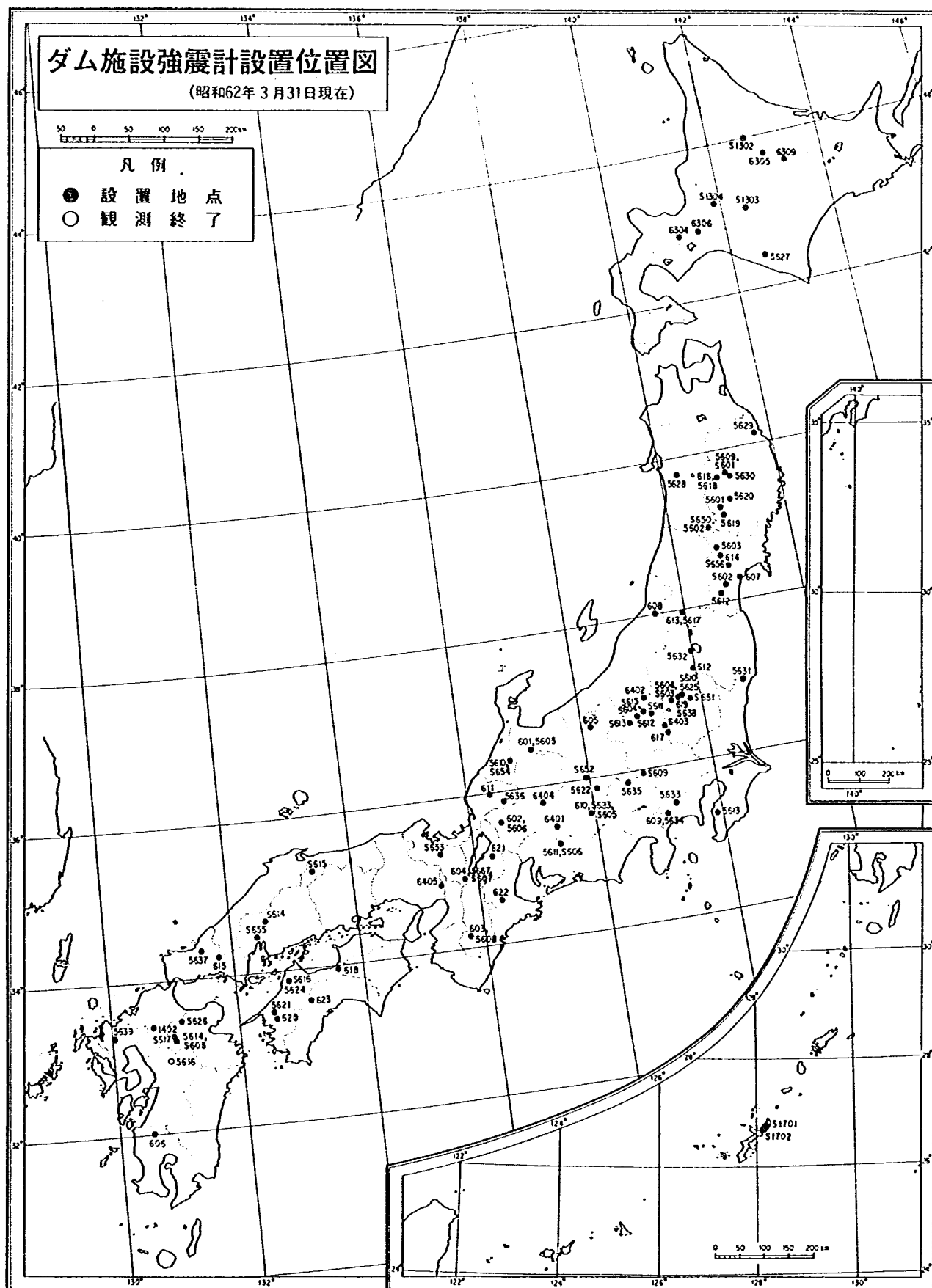
3. 強震計設置位置図

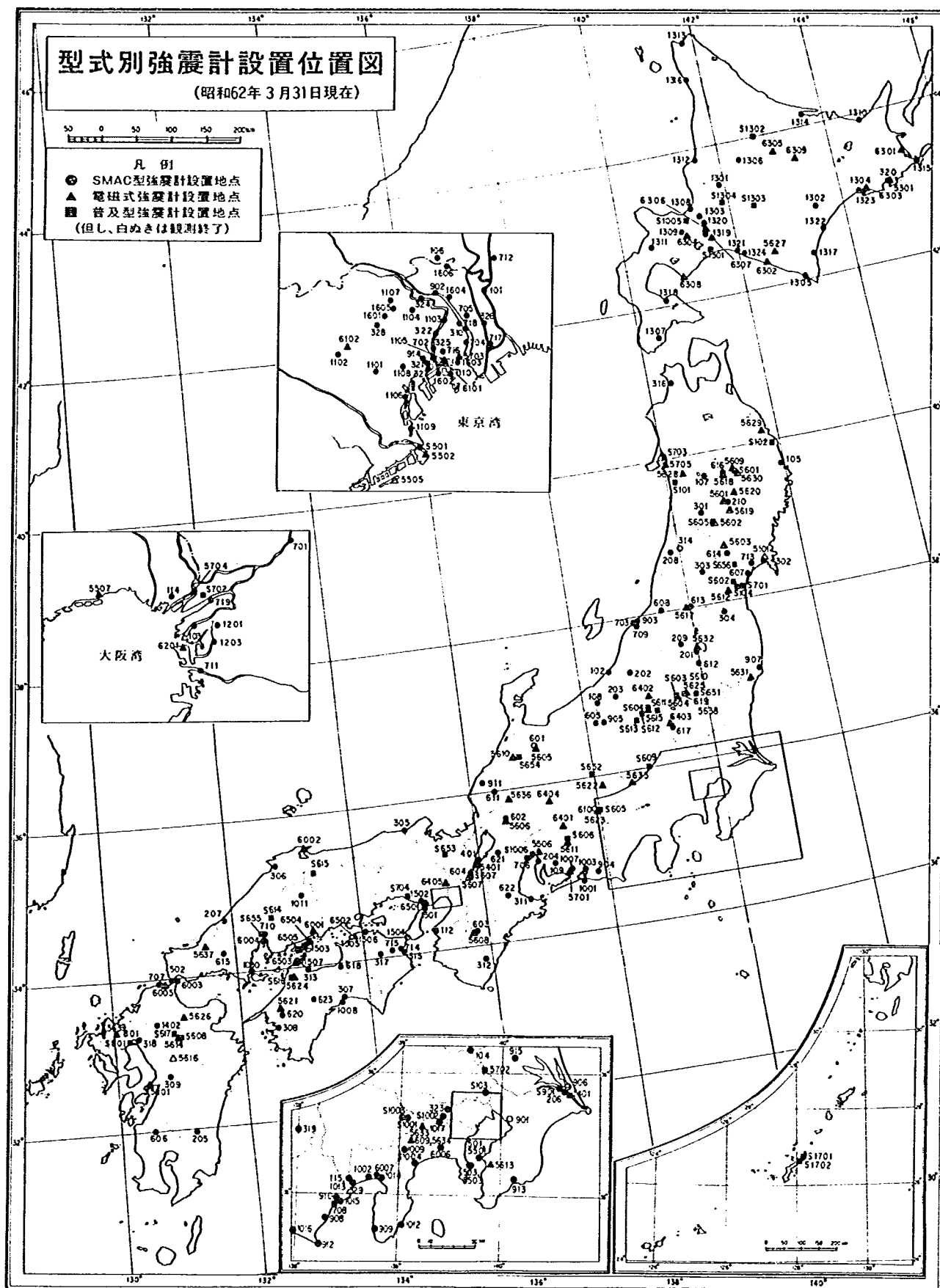


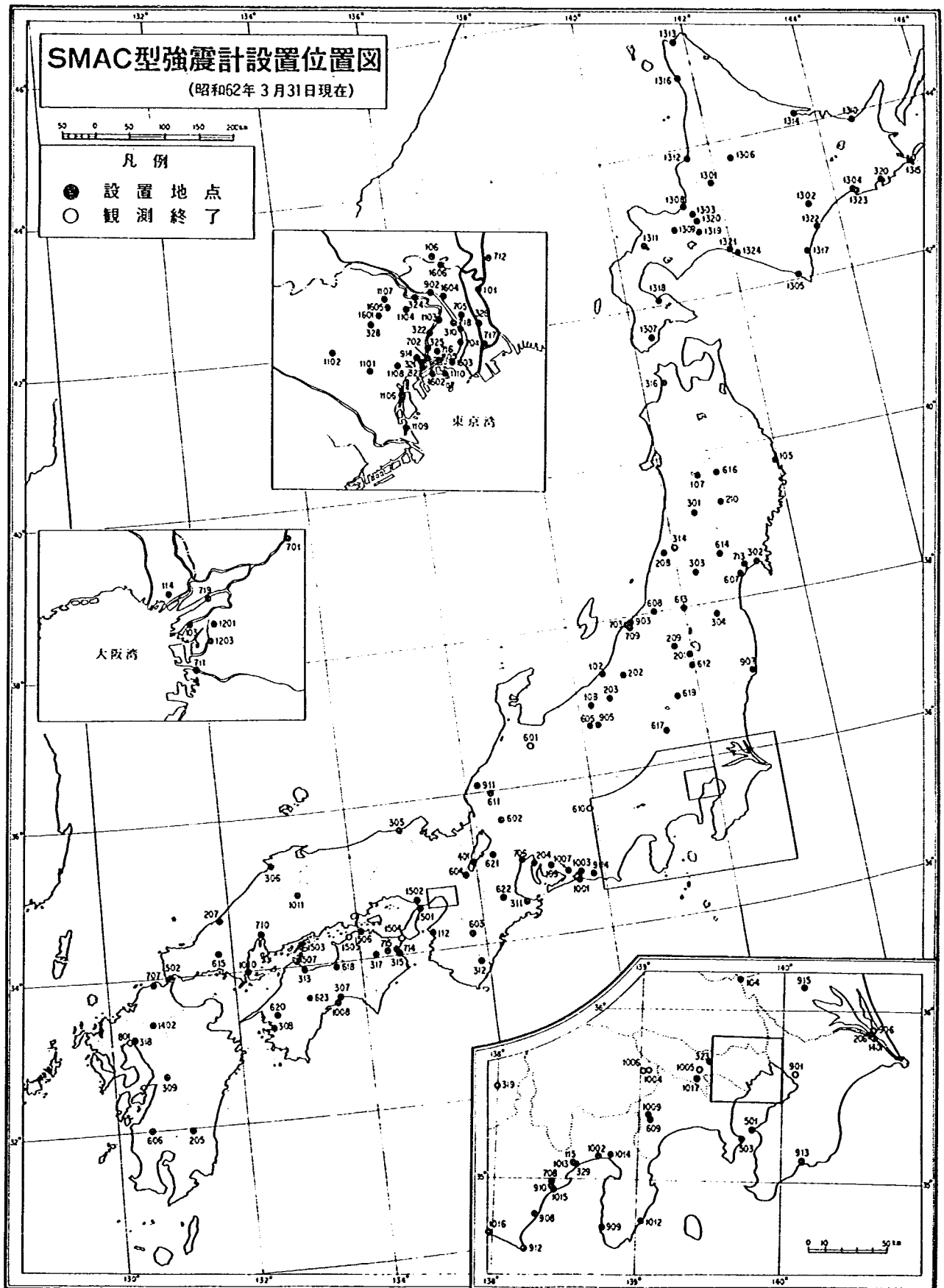


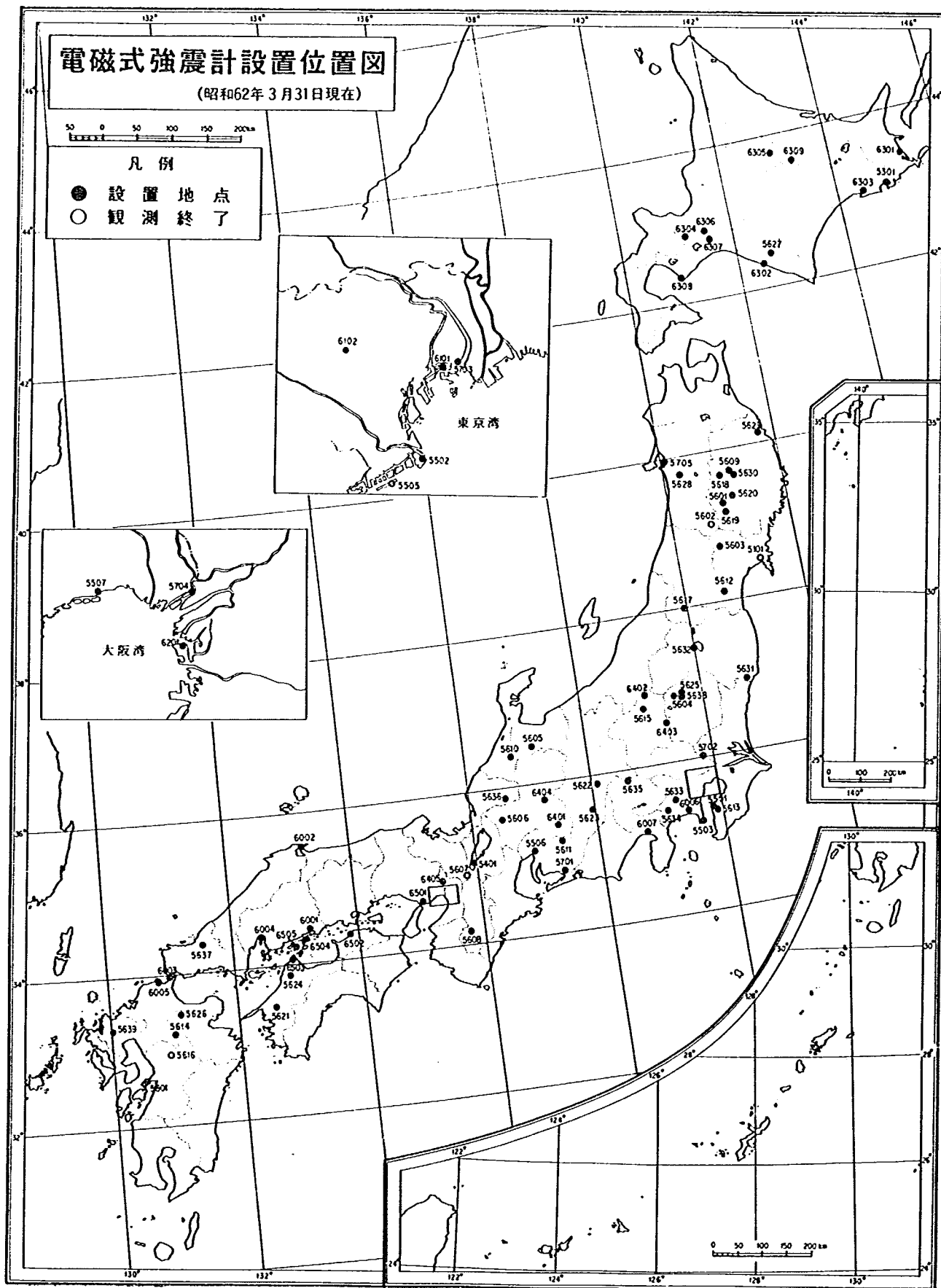
注) 設置地点の番号は強震計設置箇所一覧表の番号に対応する。



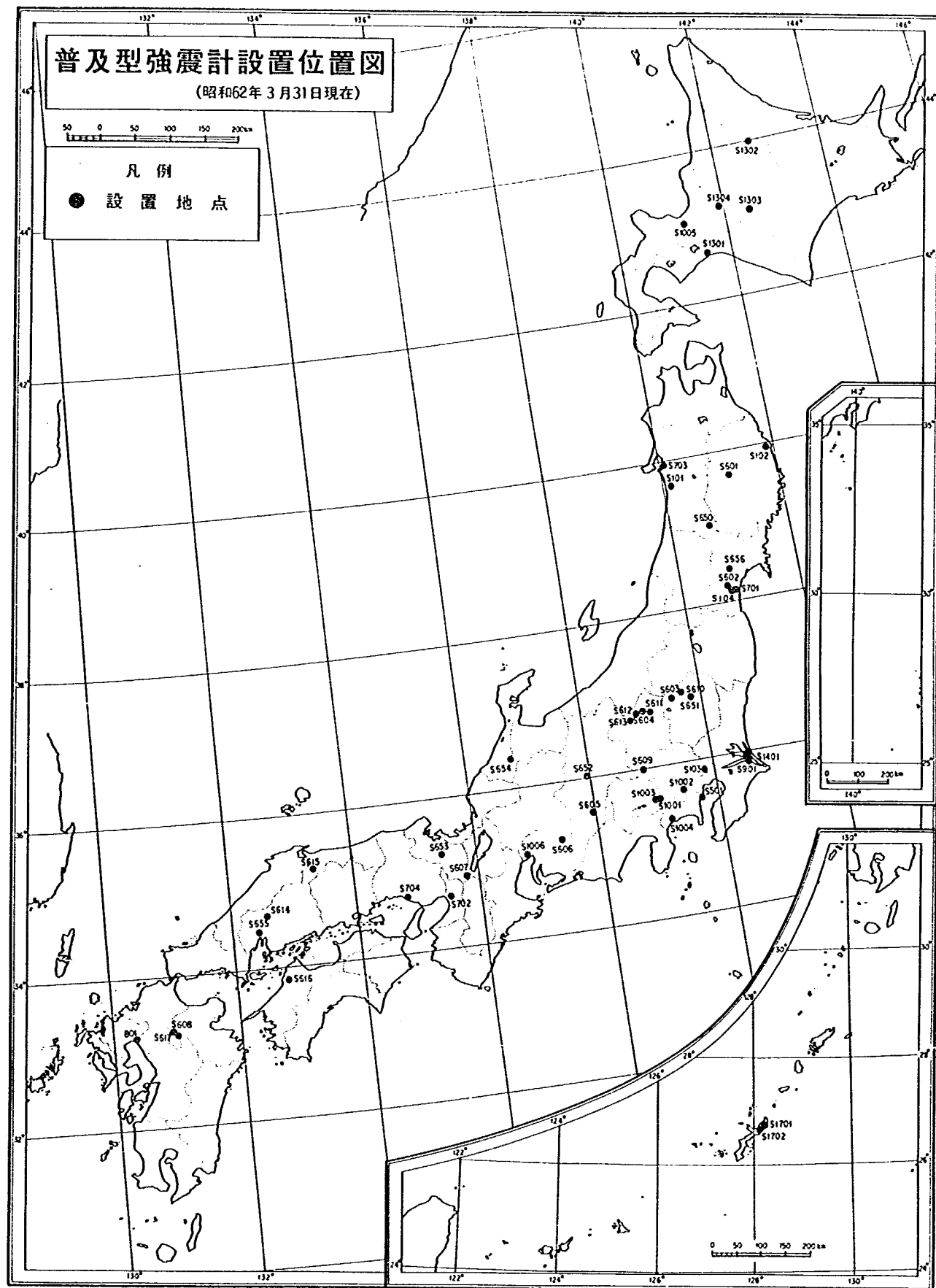








注) 設置地点の番号は強震計設置箇所一覧表の番号に対応する。



4. 強震計設置位置一覽表

表-1(1) SMAC型強震計設置箇所一覽表

昭和62年3月31日現在

昭和62年3月31日現在																
No	観測所名	型式	台数	設置箇所	県名	維持管理	設置年月	No	観測所名	型式	台数	設置箇所	県名	維持管理	設置年月	
1. 国道第二課								6. 開発課								
101	新島峠	橋脚	B2	2	地盤・橋脚	千葉県	千葉県	41-3	601	室積山ダム	B2	2	(S59観測終了)	宮城県	宮城県	38-8
102	米山	橋脚	2	地盤・基礎・橋脚	千葉県	千葉県	41-3	602	横山谷ダム	B2Q,Q	3	地盤(2)・堤頂	宮城県	宮城県	38-8	
103	安治川大橋	橋脚	3	地盤・基礎・橋脚	千葉県	千葉県	36-3	603	横谷ダム	A	1	堤頂	宮城県	宮城県	32-3	
104	新島根川橋	橋脚	2	地盤・基礎・橋脚	千葉県	千葉県	42-2	604	大ケ瀬ダム	B2	1	堤頂	宮城県	宮城県	39-2	
105	真加高梁	E2	2	地盤	千葉県	千葉県	46-2	605	花田ダム	DB2Q	3	地盤・堤頂(2)	宮城県	宮城県	44-11	
106	草加高梁	B2	2	地盤	千葉県	千葉県	43-2	606	花田ダム	D	2	地盤・堤頂	宮城県	宮城県	43-11	
107	草加高梁	Q	3	地盤・橋脚・1F	千葉県	千葉県	51-3	607	花田ダム	E2	2	堤頂(頂・底)	宮城県	宮城県	50-12	
108	草加高梁	E2	2	地盤・橋脚	千葉県	千葉県	47-11	608	大石ダム	Q	3	地盤・堤頂(頂・底)	宮城県	宮城県	52-12	
109	大平	Q	2	地盤	千葉県	千葉県	49-7	609	三保ダム	Q	2	地盤・堤頂	宮城県	宮城県	54-3	
110								610	小沢ダム	B2	2	(S56観測終了)	宮城県	宮城県	43-12	
111								611	小真名川ダム	E2	2	地盤・堤頂	宮城県	宮城県	52-3	
112	紀ノ川大橋	B2	2	地盤・橋脚	和歌山県	和歌山県	42-3	612	大川ダム	Q	1	地盤	宮城県	宮城県	55-2	
113	平和	計器管理用(210)						613	大白川ダム	Q	2	堤頂(頂・底)	宮城県	宮城県	54-12	
114	尼崎高梁	Q	2	地盤・橋脚	兵庫県	兵庫県	56-4	614	津波ダム	Q	2	地盤・堤頂	宮城県	宮城県	55-3	
115	由比地区	1	地盤					615	島田川ダム	Q	2	地盤・堤頂	宮城県	宮城県	56-2	
2. 国道第二課								616	鶴所ダム	E2	2	堤頂(頂・底)	宮城県	宮城県	55-11	
201	小谷谷	橋脚	B2	2	地盤・橋脚	兵庫県	兵庫県	40-3	617	鶴所ダム	E2	2	堤頂(頂・中)	宮城県	宮城県	57-3
202	小魚沼	橋脚	2	地盤	兵庫県	兵庫県	40-12	618	川治ダム	Q	3	地盤・堤頂・堤頂	宮城県	宮城県	55-11	
203	横倉沢	橋脚	2	地盤	兵庫県	兵庫県	40-3	620	野村ダム	Q	3	堤頂(頂・底)	宮城県	宮城県	57-3	
204	横倉沢	橋脚	2	地盤	兵庫県	兵庫県	40-11	621	野村ダム	E2	2	堤頂(頂・底)	宮城県	宮城県	55-3	
205	石瀬川大橋	B2	2	地盤	宮城県	宮城県	40-3	622	野村ダム	E2	2	堤頂(頂・底)	宮城県	宮城県	54-4	
206	小見川大橋	E2	2	地盤	宮城県	宮城県	48-3	623	大沢ダム	Q	5		宮城県	大沢ダム事務所		
207	小見川大橋	B2	2	地盤	宮城県	宮城県	42-3	7. 治水課								
208	三ツ川	Q	2	地盤	宮城県	宮城県	55-3	701	深川堤防(牧方)	B2	2	地盤・堤頂	大阪府	大阪府	41-10	
209	三ツ川	Q	2	地盤	宮城県	宮城県	48-3	702	大島川堤防	E2	2	地盤・門柱	大阪府	大阪府	50-3	
210	三ツ川	D,B2	2	地盤・橋脚	宮城県	宮城県	42	703	新大橋	E2	2	地盤・門柱	大阪府	大阪府	46-11	
3. 地方道課								704	小名木川排水機場	Q	2	地盤・本体	大阪府	大阪府	50-3	
301	底平	橋脚	B2	2	地盤・橋脚	秋田県	秋田県	43-2	705	中川堤防	Q	2	地盤・堤頂	大阪府	大阪府	50-3
302	底平	橋脚	2	地盤	秋田県	秋田県	41-3	706	木曾川堤防	Q	2	地盤・堤頂	大阪府	大阪府	53-3	
303	底平	B2,Q	2	地盤	秋田県	秋田県	40-10	707	遠賀川堤防	Q	2	地盤・堤頂	大阪府	大阪府	55-3	
304	伊達	B2	2	地盤	秋田県	秋田県	40-10	708	遠賀川堤防	Q	2	地盤・堤頂	大阪府	大阪府	54-11	
305	浅井	橋脚	2	地盤	秋田県	秋田県	40-11	709	遠賀川堤防	Q	2	地盤・堤頂	大阪府	大阪府	55-3	
306	砂見	橋脚	2	地盤	秋田県	秋田県	42-3	710	太田川堤防	Q	2	地盤・堤頂	大阪府	大阪府	55-9	
307	五台山	橋脚	2	地盤	秋田県	秋田県	41-3	711	太田川堤防	Q	2	地盤・堤頂	大阪府	大阪府	56-1	
308	乙女	橋脚	2	地盤	秋田県	秋田県	40-4	712	吉戸川堤防	Q	2	地盤・堤頂	大阪府	大阪府	54-4	
309	乙女	橋脚	2	地盤	秋田県	秋田県	40-3	713	吉戸川堤防	Q	2	地盤・堤頂	大阪府	大阪府	56-4	
310	平井大	橋脚	3	地盤・橋脚(2)	秋田県	秋田県	40-8	714	吉野川堤防(徳島第一)	Q	2	地盤・堤頂	大阪府	大阪府	57-4	
311	平井大	橋脚	2	地盤・橋脚	秋田県	秋田県	41-9	715	吉野川堤防(徳島第二)	Q	2	地盤・堤頂	大阪府	大阪府	57-4	
312	赤木	橋脚	2	地盤・橋脚	秋田県	秋田県	41-9	716	扇橋南門	E2	2	地盤・門柱	大阪府	大阪府	51-3	
313	石川	橋脚	2	地盤・橋脚	秋田県	秋田県	42-3	717	新中川堤防	Q	2	地盤・堤頂	大阪府	大阪府	55-3	
314	清川	(S56.8観測終了)						718	木下川排水機場	Q	2	地盤・B1F	大阪府	大阪府	51-3	
315	末広大	Q	2	地盤・橋脚	徳島県	徳島県	51-5	719	深川堤防(大深)	Q	2	地盤・堤頂	大阪府	大阪府	54-4,55-4	
316	津軽大	D	2	地盤	徳島県	徳島県	45-3	8. 海岸課								
317	瀬田大	B2	2	地盤	徳島県	徳島県	42-3	801	有明海	B2	1	(S60観測終了)	佐賀県	筑後川工事	40-6	
318	瀬田大	E2	2	地盤	徳島県	徳島県	48-3	9. 土木研究所								
319	四郎大	B2	2	地盤	徳島県	徳島県	41-12	901	土研千蔵支所	(S54.3観測終了)			千葉県	土木研究所	37-3,43-2	
320	厚岸大	E2	2	地盤	徳島県	徳島県	45-10	902	土研新井橋	B2	3	地盤・橋脚(2)	千葉県	新井橋事務所	37-3	
321	佃大	橋脚	3	地盤・橋脚(2)	東京都	東京都	50-3	903	昭和三井橋	B2	2	地盤・橋脚	千葉県	新井橋事務所	40-1	
322	佃大	橋脚	2	地盤・橋脚	東京都	東京都		904	昭和三井橋	Q,B2	2	地盤	千葉県	新井橋事務所	39-12	
323	戸田大	橋脚	2	地盤	東京都	東京都	53-3	905	昭和三井橋	B2	2	地盤	千葉県	新井橋事務所	40-12	
324	戸田大	橋脚	2	地盤	東京都	東京都	53-3	906	昭和三井橋	(S54.3観測終了)			千葉県	新井橋事務所	42-3	
325	戸田大	橋脚	2	地盤	東京都	東京都	54-3	907	昭和三井橋	B2	2	地盤・橋脚	千葉県	新井橋事務所	43-1	
326	上二色	橋脚	2	地盤	東京都	東京都	55-4	908	昭和三井橋	Q	2	地盤・橋脚	千葉県	新井橋事務所	52-3	
327	上二色	橋脚	2	地盤	東京都	東京都	55-4	909	昭和三井橋	Q	2	地盤・橋脚	千葉県	新井橋事務所	53-3	
328	高門寺陸橋	Q	2	地盤	東京都	東京都	55-4	910	昭和三井橋	Q	2	地盤・橋脚	千葉県	新井橋事務所	53-4	
329	由比地区	1	地盤					911	昭和三井橋	Q	2	地盤・橋脚	千葉県	新井橋事務所	53-11	
4. 有料道路課								912	昭和三井橋	Q	2	地盤・橋脚	千葉県	新井橋事務所	53-9	
401	琵琶湖大橋	B2	1	橋	滋賀県	滋賀県	39-9	913	昭和三井橋	Q	2	地盤・橋脚	千葉県	新井橋事務所	54-11	
5. 道路企画課								914	昭和三井橋	Q	2	地盤・橋脚	千葉県	新井橋事務所	55-8	
501	東京湾(高津峠)	B2	1	地盤	千葉県	千葉県	40-10	915	昭和三井橋	Q	2	地盤・橋脚	千葉県	新井橋事務所	55-8	
502	関門架橋	2	地盤(門司・下関)	福岡県	福岡県	40-10										
503	東京湾(観音崎)	1	地盤	神奈川県	神奈川県	42-3										

表-1(2) SMAC型強震計設置箇所一覧表

昭和62年3月31日現在

No	観測所名	型式	台数	設置箇所	県名	維持管理	設置年月	No	観測所名	型式	台数	設置箇所	県名	維持管理	設置年月
10. 日本道路公団								13. 北海道開発局							
1001	新名大橋	E2	3	地盤・橋脚・橋桁	静岡県	静技管理	53-2	1301	空知大橋	Q	2	地盤・橋台	空知	阿 発 局	53-2
1002	東名・富士川橋	B2	2	地盤・橋脚	静岡県	富士管理	42-3	1302	千代田大橋	B2	3	地盤・橋脚・橋台	石川	阿 発 局	41-11
1003	東名・浜名湖橋	D	2	地盤・橋脚	静岡県	富士管理	44-3	1303	新石狩大橋	"	2	地盤・橋脚	石川	阿 発 局	43
1004	地 久 保 橋	(S 60.3 観測終了) 委託更新	"	"	山梨県	大月管理	42-3	1304	大 峯 毛 橋	"	2	"	上 高	阿 発 局	42-10
1005	地 久 保 橋	"	"	"	山梨県	大月管理	"	1305	大 峯 毛 橋	"	2	"	上 高	阿 発 局	42-12
1006	地 久 保 橋	"	"	"	山梨県	大月管理	"	1306	旭 川 大 橋	"	2	"	石 狩	阿 発 局	44
1007	東名・豊川橋	B2	2	地盤・橋脚	静岡県	豊川管理	43-3	1307	七 峰 大 橋	"	2	"	石 狩	阿 発 局	43-12
1008	浦 戸 大 橋	E2	3	地盤・橋脚(2)	高知県	高知管理	47-5	1308	石 狩 河 口 橋	"	3	地盤・橋脚・橋台	石 狩	阿 発 局	45-3
1009	東名・酒匂川橋	D	2	地盤・橋脚	神奈川県	神奈川管理	44-3	1309	無 意 根 大 橋	D	2	地盤・橋脚	石 狩	阿 発 局	44-10
1010	大 島 大 橋	T	3	橋脚(2)・橋桁	山口県	小郡管理	51-7	1310	針 里 大 橋	D E2	2	地盤・橋脚	石 狩	阿 発 局	45-10
1011	帝 釈 川 橋	E2	2	橋台・橋脚	広島県	三次管理	53-8	1311	磯 谷 大 橋	D	2	地盤・橋脚	石 狩	阿 発 局	45-11
1012	東 伊 豆 橋	"	1	地 盤	静岡県	東伊豆管理	54-3	1312	清 谷 大 橋	E2	2	地盤・橋脚	石 狩	阿 発 局	46-10
1013	山 北 地 区	Q	1	"	静岡県	富士管理	55-3	1313	声 島 大 橋	B2	2	地盤・橋脚	石 狩	阿 発 局	47-11
1014	富士管理事務所	"	1	"	静岡県	富士管理	56-3	1314	志 島 子 大 橋	"	2	地盤・橋脚	石 狩	阿 発 局	47-12
1015	静岡管理事務所	"	1	"	静岡県	静岡管理	56-3	1315	温 泉 沼 大 橋	Q	3	地盤・橋脚・橋台	石 狩	阿 発 局	50-11
1016	袋井管理事務所	"	1	"	静岡県	袋井管理	51-12	1316	天 塩 河 口 橋	"	2	地盤・橋脚	石 狩	阿 発 局	50-12
1017	以 良 所	"	1	"	静岡県	以良所	58-2	1317	庄 尾 大 橋	"	2	"	石 狩	阿 発 局	52-3
1018								1318	上 島 崎 大 橋	"	2	地盤・橋脚	石 狩	阿 発 局	53-3
1019								1319	島 松 大 橋	"	1	地盤・橋脚	石 狩	阿 発 局	54-12
1020								1320	札幌 I.C. 高架橋	"	2	地盤・橋脚	石 狩	阿 発 局	55-12
11. 首都高速道路公団								14. 水資源開発公団							
1101	3号線(大 橋)	E2	2	地盤・橋脚	東京都	東京保全部	47-1	1401	利根川河口堰	D	2	(S 59 観測終了)	千葉	河口堰管理	44-6
1102	4号線(下高井戸)	"	3	地盤・橋脚(2)	東京都	"	47-1	1402	寺 内 ダム	E2	2	堤体(頂・底)	福岡	ダム管理	52-3
1103	6号線(向 島)	"	2	地盤・橋脚	東京都	"	47-1								
1104	5号線(蒲田寺)	"	2	I F・9 F	東京都	"	46-9								
1105	9号線(木 場)	"	2	地盤・橋脚	東京都	"	49-7								
1106	西岸線(大 井)	"	3	地盤・トンネル・B2F	東京都	"	50-3								
1107	5号線(志 村)	"	2	地盤・橋脚	東京都	"	52-5								
1108	2号線(三橋 I.C.)	B2	2	"	東京都	"	43-2								
1109	1号線(羽田海浜トンネル)	"	3	地盤・トンネル(2)	東京都	"	42-7								
1110	高岸線(長 川)	E2	3	地盤・橋脚・橋台	東京都	"	51-10								
12. 阪神高速道路公団								15. 本州四国連絡橋公団							
1201	西横堀高架橋	B2	2	地盤・橋脚	大阪府	大阪管理	40-5	1501	大 和 島	QA	1	地 盤	兵庫	本 四 公 団	59-6
1202	南津守高架橋	D	2	地盤・橋脚	大阪府	大阪管理	45-3	1502	天 文 学 島	B2	1	I	F	"	39-3
1203								1503	大 三 島	"	1	地 盤	愛 媛	"	38-
1204								1504	鳴 門	(S 60.11 観測終了)	"	"	徳 島	"	37-8
								1505	番 ノ 西	"	1	"	香 川	撤 去	39-
								1506	高 松	(S 47.12 来島へ移設)	"	"	"	"	38-
								1507	来 島	"	1	地 盤	愛 媛	"	47-12
16. 下水道部								16. 下水道部							
								1601	落合処理場	E2	2	地盤・構造物	東京都	東京都下水道局	51-2
								1602	13号埋立地(江東)	"	2	"	"	"	"
								1603	南砂ポンプ場	"	2	地盤・管(2)	"	"	"
								1604	小菅処理場	"	2	地盤・構造物	"	"	52-3
								1605	谷越川幹線	"	2	地盤・管(2)	"	"	"
								1606	花畑雨水幹線	T	3	地盤(2)下水管	"	"	"

表一 2 (1) 電磁式強震計設置箇所一覧表

昭和62年3月31日現在

No	観測所名	型式	成分数	設置箇所	県名	維持管理	設置年月
1. 国道第一課							
5101	新飯野川橋	PK-130	15	(S 61.3 観測終了)	宮城	仙台工事事務所	49-12
2. 国道第二課							
3. 地方道課							
5301	崖岸大橋	AIE301A	10	-12m(2)・-24m(2)・-47m(2)・-48m(2)・-68m(2)	北海道	釧路土木・現象所	45-10
4. 有料道路課							
5401	琵琶湖大橋	PK-130	6	地盤(4)・橋脚(2)	滋賀	琵琶湖大橋管理事務所	39-9
5. 道路企画課							
5501	富津	WS 3003	9	0 m(3)・-70m(3)・-110m(3)	千葉	東京湾岸道路調査事務所	44-10
5502	浮島公園	"	12	0 m(3)・-27m(3)・-67m(3)・-127m(3)	神奈川	"	45-1
5503	観音崎	"	9	0 m(3)・-80m(3)・-120m(3)	"	"	46-3
5504	南港			計器管理替え(6201)			
5505	扇島	WS 3003	12	(S 58.観測終了)等に更新	神奈川	東京湾岸道路調査事務所	49-3
5506	金城埠頭	WS 3203	9	0 m(3)・-45m(3)・-114m(3)	愛知	名古屋四国道工事事務所	50-7
5507	深江	WS 3302	15	0 m(3)・-28m(3)・-61m(3)・-71m(3)・-120m(3)	大阪	阪神国道工事事務所	52-3・3
6. 開発課							
5601	湯田ダム	PK-130	6	堤頂(3)・岩盤(3)	岩手	湯田ダム管理所(建)	51-8
5602	皆瀬ダム	PK-130	6	(S 57.3 観測終了)	秋田	皆瀬ダム管理所(県)	38-5
5603	鳴子ダム	PK-130	8	岩盤(3)・堤体(頂(2)・中(3))	宮城	鳴子ダム管理所(建)	48-3
5604	川俣ダム	"	3	岩盤(3)・堤体(頂(5)・中(5))	栃木	川俣ダム管理所(県)	45-
5605	室牧ダム	"	9	堤体(頂(5)・中(4))	富山	室牧ダム管理事務所(県)	36-8
5606	横山ダム	MTD-3C	12	岩盤(5)・堤体(頂(5)・中(2))	岐阜	横山ダム管理所(建)	38-8
5607	天ヶ瀬ダム	PK-130	9	(S 54.観測終了)	京都	天ヶ瀬ダム管理所(県)	39-12
5608	猿谷ダム	PK-130	5	堤体(5)	奈良	猿谷ダム管理所(県)	45-
5609	四十四田ダム	"	12	堤体(頂(9)・中(3))	岩手	北上川ダム統管(県)	45-
5610	犀川ダム	"	10	監査(5)・堤体(5)	石川	犀川ダム管理事務所(県)	43-12
5611	矢作ダム	"	13	岩盤(3)・堤体(頂(4)・中(4)・底(2))	愛知	矢作ダム管理所(建)	46-3
5612	釜房ダム	"	6	岩盤(3)・堤頂(3)	宮城	釜房ダム管理所(県)	45-4
5613	郡ダム	PTK-130	9	-5 m(3)・堤体(頂(3)・中(3))	千葉	君津工業用水道事務所(県)	47-12
5614	下釜ダム	PK-130	8	堤体(頂(4)・底(4))	熊本	松原下釜ダム管理事務所(建)	46-2
5615	藤原ダム	"	3	堤中(3)	群馬	藤原ダム管理所(県)	49-1
5616	阿蘇立野			(S 50.12 観測終了)	熊本	阿蘇立野熊本工事事務所	50-12
5617	白川ダム	PTK-130	12	地盤(3)・堤体(頂(3)・中(3)・底(3))	山形	白川ダム管理所(建)	50-
5618	御所ダム	"	27	岩盤(3)・堤体(頂(6)・中(9)・底(9))	岩手	御所ダム管理所(県)	55-11
5619	石瀬ダム	PTK-300	6	岩盤(3)・堤頂(3)	"	石瀬ダム管理所(県)	55-12
5620	田瀬ダム	"	6	"	"	田瀬ダム管理所(県)	55-5
5621	野村ダム	"	6	"	愛媛	野村ダム管理所(県)	57-3
5622	美和ダム	PK-130	3	堤中(3)	長野	美和ダム管理所(県)	53-9
5623	小波ダム	PK-130H	6	岩盤(3)・堤中(3)	"	小波ダム管理事務所(県)	53-9
5624	石手川ダム	PK-130	3	堤頂(3)	愛媛	石手川ダム管理所(県)	55-8
5625	五十里ダム	PTK-300	3	堤中(3)	栃木	五十里ダム管理所(県)	55-1
5626	耶馬溪ダム	"	9	岩盤(3)・堤体(頂(3)・中(3))	大分	耶馬溪ダム工事事務所(県)	59-3
5627	高見ダム	PTK-130	12	岩盤(6)・堤体(頂(3)・中(3))	北海道	高見ダム管理事務所(県)	57-12
5628	岩見ダム	VP-9259	3	堤中(3)	秋田	岩見ダム管理事務所(県)	53-11
5629	滝ダム	SD-112-3	6	岩盤(3)・堤頂(3)	岩手	滝ダム管理事務所(県)	57-1
5630	網取ダム	PTK-130	6	堤体(頂(3)・底(3))	"	網取ダム管理事務所(県)	54-5
5631	四時ダム	"	9	岩盤(3)・堤体(頂(3)・中(3))	福島	四時ダム管理事務所(県)	57-3
5632	東山ダム	PTK-300	6	堤体(頂(3)・底(3))	"	東山ダム管理事務所(県)	57-1
5633	城山ダム	MTD-3C	3	堤体(頂(1)・中(1)・底(1))	神奈川	城山ダム管理事務所(県)	40-4
5634	三保ダム	AS-ICTS	12	堤体(頂(3)・中(6)・底(3))	"	三保ダム管理事務所(県)	53-3
5635	広瀬ダム	VP-9259	12	堤体(頂(6)・中(3)・底(3))	山梨	広瀬ダム管理事務所(県)	50
5636	笹生川ダム	"	11	堤頂(1)	福井	笹生川ダム管理事務所(県)	41-4
5637	阿武川ダム	SA-155	10	岩盤(4)・堤体(頂(3)・底(3))	山口	阿武川ダム管理事務所(県)	50-3
5638	川治ダム	"	12	"	栃木	川治ダム管理事務所(建)	
5639	殿木ダム	"	9	"	佐賀	殿木ダム工事事務所(県)	
7. 治水課							
5701	豊川放水路堤防	PTK-130	4	地盤(2)・堤体(2)	愛知	豊橋工事事務所	41-3
5702	利根川堤防	PTK-130	9	地盤(3)・堤頂(3)・本体(3)	茨城	利根川上流工事事務所	43-12
5703	荒川堤防	PTK-130	6	地盤(2)・堤頂(2)・本体(2)	東京	荒川下流工事事務所	43-5
5704	荒川堤防	PTK-130	9	地盤(3)・堤頂(3)・本体(3)	大阪	土木研究所	49-3
5705	八郎潟干拓堤防	SDA-240,112	9	地盤(3)・堤中(6)	秋田		61-2
8. 海岸課							
5801	大矢野島			(S 60 観測終了)	熊本	熊本工事事務所	48-12
9. 土木研究所							
5901	利根川堤防			計器管理替え(5702)			
5902	荒川堤防			計器管理替え(5703)			

表一 2 (2) 電磁式強震計設置箇所一覧表

昭和62年3月31日現在

No	観測所名	型式	成分数	設置箇所	県名	維持管理	設置年月
10. 日本道路公団							
6001	尾道大橋	PK-130	11	地盤(3)・主塔(2)・主桁(6)	広島	日本道路公団	43-4
6002	塩水大橋	"	11	地盤(3)・地中(3)・橋脚(5)	鳥取	"	47-5
6003	関門大橋	LG 3994	31	地中(9)・桁(6)・橋脚(8)・橋台(4)・塔(4)	福岡	"	48-11
6004	広島大橋	PK-130	10	地盤(2)・橋脚(2)・ケーソン(6)	広島	"	49-3
6005	若戸大橋	LG 2596	24	橋台(3)・主桁(9)・主塔(7)・中間塔(5)	福岡	"	59-3
6006	長門大橋	AJE 306	22	地中・橋台	徳島	"	"
6007	江尾大橋	"	23	地中・橋台	静岡	"	"
11. 首都高速道路公団							
6101	9号線(木場)	TUSS	9	地中(9)	東京	東京保安部設計課	59-3
6102	4号線(永福町)	STBH	9	"	"	"	51-2
12. 阪神高速道路公団							
6201	南港	WS 3203	12	0 m(3)・-22 m(3)・-43 m(3)・-88 m(3)	大阪	阪神高速道路公団	43-3, 49-3
13. 北海道開発局							
6301	別海橋	AJE 301A	6	-2 m(3)・-40 m(3)	北海道	北海道開発局	46-10
6302	静内橋	"	6	-2 m(3)・-40 m(3)	"	"	57-10
6303	釧路路線橋	PTK-130	9	地盤(3)・地中(3)・フーチング橋(3)	"	"	48-11
6304	豊平峡ダム	PK-130	7	堤体(頂(2)・中(2)・底(3))	"	豊平峡ダム管理所	47-3
6305	大雪ダム	PTK-130	15	堤体(頂(6)・中(6)・底(3))	"	大雪ダム管理所	49-3
6306	漁川ダム	"	12	堤体(頂(3)・中(6)・底(3))	"	漁川ダム管理所	54-11
6307	島松沢橋	AJE-305	3	地中(3)	"	北海道開発局	54-12
6308	白鳥大橋	AJE-306	9	-13 m(3)・-25 m(3)・-35 m(3)	"	"	57-11
6309	鹿ノ子ダム	PTK-130	9	堤体(頂(3)・中(3)・底(3))	"	鹿ノ子ダム管理所	58-6
14. 水資源開発局							
6401	阿木川ダム	PK-130	3	岩盤(3)	岐阜	阿木川ダム工事事務所	46-12
6402	矢木沢ダム	PTK-300	6	堤体(頂(3)・底(3))	群馬	矢木沢ダム管理所	55-3
6403	草木ダム	"	6	"	"	草木ダム管理所	55-11
6404	岩屋ダム	PTK-130	16	岩盤(3)・堤体(頂(4)・中(9))	岐阜	岩屋ダム管理所	51-1
6405	一庫ダム	PTK-300	18	堤体(頂(12)・中(3)・底(3))	兵庫	一庫ダム管理所	57-3
15. 本州四国連絡橋公団							
6501	垂水(本州四国)	WS-3203	16	-5 m(6)・-20 m(4)・-60 m(3)・-250 m(3)	兵庫	本州四国連絡橋公団	47-3
6502	坂出(本州四国)	WS 3203	15	-5 m(6)・-20 m(3)・-35 m(3)・-55 m(3)	香川	"	48-12
6503	今治(本州四国)	WS 3203	12	-5 m(6)・-20 m(3)・-40 m(3)	愛媛	"	48-3
6504	因島大橋	WS3209A	30	地盤(3)・地中(3)・橋脚(3)・塔(9)・桁上(12)	広島	"	58-12
6505	大三島橋	WS 3012	12	地中(3)・リブ上(6)・道路面(3)	愛媛	"	54-7

表-3 普及型強震計設置箇所一覧表

昭和62年3月31日現在

No	観測所名	型式	台数	設置箇所	県名	維持管理	設置年月
1. 国道第一課							
S 101	雄物大橋	SM-10A	3	地盤・基礎・橋脚	秋田	秋田工事事務所	59-11
S 102	思惟大橋	"	3	地盤・橋脚・橋桁	岩手	三陸国道工事事務所	59-12
S 103	三郷インターチェンジ	"	6	-5m・-51m・基礎(2)・橋脚(2)	埼玉	北首都国道工事事務所	60-1
S 104	榎木高架橋	"	5	地盤・地中・基礎・橋脚(2)	宮城	仙台工事事務所	61-3
5. 道路企画課							
S 501	扇島	SAMTAC-175	4	-5m・-15m・-38m・-150m	神奈川	東京湾岸道路調査事務所	58-3, 58-6
6. 開発課							
S 601	四十四田ダム	SM-10	2	堤体(頂・中)	岩手	北上川ダム統管(建)	56-12
S 602	釜房ダム	SM-10A	2	地盤・堤頂	宮城	釜房ダム管理所(〃)	57-4
S 603	川俣ダム	"	2	"	栃木	川俣ダム管理所(〃)	57
S 604	藤原ダム	SM-10	2	堤体(中・底)	群馬	藤原ダム管理所(〃)	56-3
S 605	小湊ダム	SM-10A	2	地盤・堤頂	長野	天竜川ダム統管(〃)	57-7
S 606	矢作ダム	SMA-TB	1	地盤	愛知	矢作ダム管理所(〃)	57-5
S 607	大ヶ瀬ダム	SM-10	3	地盤・堤体(中・底)	京都	大ヶ瀬ダム管理所(〃)	57-3
S 608	下釜ダム	"	2	堤体(頂・底)	熊本	松原下釜ダム管理事務所(〃)	57-3
S 609	二瀬ダム	SM-10A	3	"	埼玉	二瀬ダム管理所(〃)	61-
S 610	五十里ダム	SM-10A	3	"	栃木	五十里ダム管理支所(〃)	61-
S 611	鶴原ダム	SM-10A	2	"	群馬	鶴原ダム管理支所(〃)	61-
S 612	相模ダム	SM-10A	3	"	"	相模ダム管理支所(〃)	61-
S 613	品木ダム	SM-10A	2	"	"	品木ダム水管管理所(〃)	61-
S 614	土防ダム	SM-10A	3	地盤・監査路・天端	広島	土防ダム管理所(〃)	61-
S 615	菅沢ダム	SM-10A	3	地盤・監査路・天端	鳥取	菅沢ダム管理所(〃)	61-
S 616	石手川ダム	SM-10A	1	"	愛媛	石手川ダム管理支所(〃)	61-
S 617	松原ダム	SM-10A	2	"	大分	松原ダム管理支所(〃)	61-
S 650	皆瀬ダム	SM-10A	6	地盤・堤頂・地中(4台)	秋田	皆瀬ダム管理所(県)	57-3, 60-3
S 651	寺山ダム	"	3	地盤・堤体(頂・底)	栃木	那珂川水系ダム建設(〃)	57-10
S 652	奈良井ダム	SM-10	3	地盤・堤体(頂・底)	長野	奈良井川改良事務所(〃)	57-1
S 653	大野ダム	"	1	堤中	京都	大野ダム管理事務所(〃)	57-3
S 654	犀川ダム	"	1	堤頂	石川	犀川ダム管理事務所(〃)	56-10
S 655	魚切ダム	"	3	地盤・堤体(頂・底)	広島	魚切ダム管理事務所(〃)	57-3
S 656	七北田ダム	"	2	"	宮城	七北田ダム管理事務所(〃)	
7. 治水課							
S 701	阿武隈大堰	SM-10A	2	堰柱(2)	宮城	仙台工事事務所	58-3
S 702	淀川大堰	SM-10A	3	地盤・堰柱(2)	大阪	淀川工事事務所	58-4
S 703	八郎崎千拓堤防	SAMTAC-175	2	地盤・堤体	秋田		61-12
S 704	加古川大堰	SM-10A	2	地盤・堰柱	兵庫	姫路工事事務所	62-
8. 海岸課							
S 801	有明海岸堤防	SM-10A	2	地盤・堤体	佐賀	筑後川工事事務所	61-3
9. 土木研究所							
S 901	水郷大橋	SAMTAC-85E	6	-15m, 主桁内3), 塔柱(2)	千葉	土木研究所	61-2
10. 日本道路公団							
S 1001	新境川橋	SM-10A	2	地盤・橋脚	山梨	大月管理事務所	60-3
S 1002	読久保橋	"	2	"	東京	八王子管理事務所	60-3
S 1003	鶴川橋	"	2	"	山梨	大月管理事務所	60-3
S 1004	岩大橋	SM-10	4	橋脚・橋台・橋桁(2)	神奈川	真鶴管理事務所	57-3
S 1005	東米里高架橋	SM-10A	4	地盤・地中・橋脚・基礎	北海道	札幌工事事務所	58-10
S 1006	名港西大橋	"	10	塔柱(2)・主桁内5)・下部工天端(2)・ケーソン埋込	愛知	桑名管理事務所	60-3
13. 北海道開発局							
S 1301	錦岡橋	SMA 2	2	地盤・橋台	北海道	苫小牧道路事務所	50-2
S 1302	岩尾内ダム	SM-10	1	I. F	"	岩尾内ダム管理所	57-7
S 1303	金山ダム	SMA-TB	1	堤底	"	金山ダム管理所	57-3
S 1304	住沢ダム	"	1	"	"	住沢ダム管理所	57-5
14. 水資源開発公団							
S 1401	利根川河口堰	SM-10A	2	地盤・堰柱	千葉	利根川河口堰管理事務所	60-
17. その他							
S 1701	安波ダム	SM-10A	2	堤体(頂・底)	沖縄	安波ダム管理所	58-3
S 1702	福地ダム	"	1	地盤	"	福地ダム管理所	58-3

表-4 道路施設関係強震計設置箇所一覽表 (SMAC型)

昭和62年3月31日現在

No	観測所名	型式	台数	設置箇所	県名	維持管理	設置月	No	観測所名	型式	台数	設置箇所	県名	維持管理	設置月
1	国道第一							9	上木研究所						
101	新島路	B2	2	地盤・橋脚	千葉	千葉県	41-3	901	土研子支所	(S 54.3 観測終了)			千葉	上木研	37-3
102	山田大	"	3	地盤・基礎・橋脚	千葉	千葉県	41-3	902	西新井大	B2	2	地盤・橋脚(2)	千葉	新井研	40-1
103	安治川大	"	3	地盤・基礎・橋脚	千葉	千葉県	36-3	903	昭和井大	"	2	地盤・橋脚	千葉	新井研	39-12
104	新利根大	"	2	地盤・基礎・橋脚	千葉	千葉県	42-2	904	新天竜川大	Q,B2	2	"	千葉	長野研	40-12
105	真崎大	E2	2	"	千葉	千葉県	46-2	905	高合大	B2	2	"	千葉	長野研	42-3
106	草加大	B2	2	"	千葉	千葉県	43-2	906	鹿島大	(S 54.3 観測終了)			千葉	長野研	43-1
107	宝風大	Q	3	地盤・橋脚・1F	千葉	千葉県	51-3	907	平比奈大	B2	2	地盤・橋脚	千葉	長野研	52-3
108	妙高大	E2	2	地盤・基礎・橋脚	千葉	千葉県	47-11	908	朝比奈大	Q	2	地盤・橋脚	千葉	長野研	53-3
109	大平大	Q	2	"	千葉	千葉県	49-7	909	雲見大	"	2	地盤・橋脚	千葉	長野研	53-4
110								910	横井大	"	2	"	千葉	長野研	53-11
111								911	横井大	"	2	"	千葉	長野研	53-9
112	紀ノ川大	B2	2	地盤・橋脚	和歌山	和歌山県	42-3	912	横井大	"	1	地盤・橋脚	千葉	長野研	54-11
113	尼崎大	Q	2	地盤・基礎・橋脚	兵庫	兵庫県	56-4	913	津路大	"	3	地盤(2)・橋脚	千葉	長野研	54-11
114	山崎大	"	1	"	兵庫	兵庫県	55-3	914	八重洲地下街	"	3	地下構造物(3)	千葉	長野研	55-8
115	山崎大	"	1	"	兵庫	兵庫県	55-3	915	上木研究所	"	1	B 2 F	千葉	長野研	55-8
2	国道第二							10	日本道路公団						
201	小谷大	B2	2	地盤・橋脚	福井	福井県	40-3	1001	新名大	E2	3	地盤・橋脚・橋脚	千葉	長野研	53-2
202	小魚沼大	"	2	"	福井	福井県	40-12	1002	新名大	B2	2	地盤・橋脚・橋脚	千葉	長野研	42-3
203	小魚沼大	"	2	"	福井	福井県	40-11	1003	新名大	D	2	"	千葉	長野研	44-3
204	小魚沼大	"	2	"	福井	福井県	40-11	1004	新名大	(S60.3 観測終了)台に更新			千葉	長野研	42-3
205	小魚沼大	"	2	"	福井	福井県	40-11	1005	新名大	"	2	"	千葉	長野研	42-3
206	小魚沼大	E2	2	"	福井	福井県	48-3	1006	新名大	"	2	"	千葉	長野研	43-3
207	小魚沼大	B2	2	"	福井	福井県	42-3	1007	新名大	B2	2	地盤・橋脚・橋脚	千葉	長野研	47-5
208	小魚沼大	Q	2	"	福井	福井県	48-3	1008	新名大	E2	2	地盤・橋脚(2)	千葉	長野研	44-3
209	小魚沼大	D,B2	2	地盤(2)・橋脚	福井	福井県	48-3	1009	新名大	D	2	地盤・橋脚(2)	千葉	長野研	51-7
210	小魚沼大	"	2	"	福井	福井県	48-3	1010	新名大	T	2	橋脚(2)・橋脚	千葉	長野研	53-8
3	地方道							1011	新名大	E2	2	地盤・橋脚・橋脚	千葉	長野研	54-3
301	雄平大	B2	2	地盤・橋脚	秋田	秋田県	43-2	1012	新名大	"	1	"	千葉	長野研	55-3
302	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	41-3	1013	新名大	Q	1	"	千葉	長野研	56-3
303	雄平大	B2,Q	2	"	秋田	秋田県	40-3	1014	新名大	"	1	"	千葉	長野研	51-12
304	雄平大	B2	2	"	秋田	秋田県	40-10	1015	新名大	"	1	"	千葉	長野研	58-2
305	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	40-11	1016	新名大	"	1	"	千葉	長野研	58-2
306	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	42-3	1017	新名大	"	1	"	千葉	長野研	58-2
307	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	41-3								
308	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	40-4								
309	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	40-3	11	首都圏道路公団						
310	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	40-8	1101	3号線(大橋)	E2	2	地盤・橋脚・橋脚	千葉	東京保全部	47-1
311	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	41-9	1102	4号線(下高井戸)	"	2	地盤・橋脚(2)	千葉	"	"
312	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	41-9	1103	6号線(向島)	"	2	地盤・橋脚・橋脚	千葉	"	"
313	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	42-3	1104	5号線(環状)	"	2	1 F・9 F	千葉	"	46-9
314	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	44-3	1105	9号線(本場)	"	2	地盤・橋脚・橋脚	千葉	"	49-7
315	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	51-5	1106	酒田線(大井)	"	3	地盤・トンネル・B2F	千葉	"	50-3
316	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	45-3	1107	5号線(志村)	"	2	地盤・橋脚・橋脚	千葉	"	52-5
317	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	42-3	1108	2号線(一ノ橋C)	B2	2	"	千葉	"	43-2
318	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	48-3	1109	1号線(田舎町)	"	3	地盤・トンネル(2)	千葉	"	42-7
319	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	41-12	1110	海岸線(荒川)	E2	3	地盤・橋脚・橋脚	千葉	"	51-10
320	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	45-10								
321	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	50-3	12	阪神高速道路公団						
322	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	50-3	1201	西横堀高架橋	B2	2	地盤・橋脚・橋脚	千葉	大阪管理部	40-5
323	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	50-3	1202	南津守高架橋	D	2	地盤・橋脚・橋脚	千葉	大阪管理部	45-3
324	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	53-3	1203	南津守高架橋	"	2	"	千葉	大阪管理部	45-3
325	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	53-3	1204	南津守高架橋	"	2	"	千葉	大阪管理部	45-3
326	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	54-3								
327	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	54-3	13	北海道開発局						
328	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	54-3	1301	安知大	Q	2	地盤・橋脚・橋脚	千葉	安知研	53-2
329	雄平大	"	2	"	秋田	秋田県	55-4	1302	新代田大	B2	2	地盤・橋脚・橋脚	千葉	新代田研	41-11
4	有料道路							1303	新代田大	"	2	地盤・橋脚・橋脚	千葉	新代田研	43
401	長良川大	B2	1	橋	新潟	新潟県	39-9	1304	新代田大	"	2	"	千葉	新代田研	42-10
5	道路企画							1305	新代田大	"	2	"	千葉	新代田研	42-12
501	東京湾(富津町)	B2	1	地盤	千葉	千葉県	40-10	1306	新代田大	"	2	"	千葉	新代田研	44
502	関門大	"	2	地盤(門司・下関)	福岡	福岡県	40-10	1307	新代田大	"	2	"	千葉	新代田研	43-12
503	東京湾(観音崎)	"	1	地盤	千葉	千葉県	42-3	1308	新代田大	"	2	"	千葉	新代田研	45-3
								1309	新代田大	"	2	"	千葉	新代田研	44-10
								1310	新代田大	"	2	"	千葉	新代田研	45-10
								1311	新代田大	"	2	"	千葉	新代田研	45-11
								1312	新代田大	"	2	"	千葉	新代田研	46-10
								1313	新代田大	"	2	"	千葉	新代田研	47-11
								1314	新代田大	"	2	"	千葉	新代田研	47-12
								1315	新代田大	"	2	"	千葉	新代田研	50-11
								1316	新代田大	"	2	"	千葉	新代田研	50-12
								1317	新代田大	"	2	"	千葉	新代田研	52-3
								1318	新代田大	"	2	"	千葉	新代田研	53-3
								1319	新代田大	"	2	"	千葉	新代田研	54-12
								1320	新代田大	"	2	"	千葉	新代田研	56-12
								15	本州四国連絡公団						
								1501	大和	QA	1	地盤	千葉	本四公団	59-6
								1502	大和	B2	1	地盤	千葉	本四公団	39-3
								1503	大和	"	1	地盤	千葉	本四公団	38
								1504	大和	"	1	地盤	千葉	本四公団	37-8
								1505	大和	(S 60.11 観測終了)			千葉	本四公団	39
								1506	大和	(S 47.12 来島へ移設)			千葉	本四公団	38
								1507	大和	"	1	地盤	千葉	本四公団	47-12

表 5 道路施設関係強震計設置箇所一覧表 (電磁式)

昭和62年3月31日現在

No	観測所名	型式	成分数	設置箇所	県名	維持管理	設置年月
1. 国道第一課							
5101	新飯野川橋	PK-130	15	(S 61.3 観測終了)	宮城	仙台工事事務所	49-12
3. 地方道課							
5301	厚岸大橋	AJE301A	10	-12m(2)・-24m(2)・-47m(2)・-48m(2)・-68m(2)	北海道	釧路土木現業所	45-10
4. 有料道路課							
5401	琵琶湖大橋	PK-130	6	地盤(4)・橋脚(2)	滋賀	琵琶湖大橋管理事務所	39-9
5. 道路企画課							
5501	富津峠	WS3003	9	0 m(3)・-70m(3)・-110 m(3)	千葉	東京湾岸道路調査事務所	44-10
5502	浮島公園	"	12	0 m(3)・-27m(3)・-67m(3)・-127 m(3)	神奈川	"	45-1
5503	鯉音峠	"	9	0 m(3)・-80m(3)・-120 m(3)	"	"	46-3
5504	南港	計器管理特え(6201)					
5505	屋島	WS3003	12	(S 58. 観測終了) 常に更新	神奈川	東京湾岸道路調査事務所	49-3
5506	金城埠頭	WS3203	9	0 m(3)・-45m(3)・-114 m(3)	愛知	名古屋四国道工事事務所	51
5507	深江	WS3302	15	0 m(3)・-28m(3)・-61m(3)・-71m(3)・-120m(3)	大阪	阪神国道工事事務所	51
10. 日本道路公団							
6001	尾道大橋	PK-130	11	地盤(3)・主塔(2)・主桁(6)	広島	日本道路公団	43-4
6002	浮水道大橋	"	11	地盤(3)・地中(3)・橋脚(5)	鳥取	"	47-5
6003	関門大橋	LG3994	31	地中(9)・桁(6)・橋脚(8)・橋台(4)・塔(4)	福岡	"	48-11
6004	広島大橋	PK-130	10	地盤(2)・橋脚(2)・ケーソン(6)	広島	"	49-3
6005	若戸大橋	LG2596	24	橋台(3)・主桁(9)・主塔(7)・中間塔(5)	福岡	"	59-3
6006	長町橋	AJE306	22	地中・橋台	神奈川	"	"
6007	江尾橋	"	23	"	静岡	"	"
11. 首都高速道路公団							
6101	9号線(木場)	TUSS	9	地中(9)	東京	東京保安部設計課	59-3
6102	4号線(永福町)	STBH	9	"	"	"	51-2
12. 阪神高速道路公団							
6201	南港	WS3203	12	0 m(3)・-22m(3)・-43(3)・-88m(3)	大阪	阪神高速道路公団	48-3 49-3
13. 北海道開発局							
6301	別海橋	AJE301A	6	-2 m(3)・-40m(3)	北海道	北海道開発局	46-10
6302	静内橋	"	6	-2 m(3)・-40m(3)	"	"	57-10
6303	釧路跨線橋	PTK-130	9	地盤(3)・地中(3)・フーチング橋(3)	"	"	48-11
6307	島松沢橋	AJE-305	3	地中(3)	"	"	54-12
6308	白鳥大橋	AJE-306	9	-13m(3)・-25m(3)・-35m(3)	"	"	57-11
15. 本州四国連絡橋公団							
6501	釜水(本州四国)	WS3203	16	-5 m(6)・-20m(4)・-60m(3)・-250 m(3)	兵庫	本州四国連絡橋公団	47-3
6502	坂出(本州四国)	WS3203	15	-5 m(6)・-20m(3)・-35m(3)・-55m(3)	香川	"	48-12
6503	今治(本州四国)	WS3203	12	-5 m(6)・-20m(3)・-40m(3)	愛媛	"	48-3
6504	因島大橋	WS3209A	30	地盤(3)・地中(3)・橋脚(3)・塔(9)・桁上(2)	広島	"	58-12
6505	大三島橋	WS3012	12	地中(3)・リブ上(6)・道路面(3)	愛媛	"	54-7

表一 6 道路施設関係強震計設置箇所一覽表 (普及型)

昭和62年3月31日現在

No	観測所名	型式	台数	設置箇所	県名	維持管理	設置年月
1. 国道第一線							
S101	雄物大橋	SM-10A	3	地盤・地中・橋脚	秋田	秋田工事事務所	59-11
S102	思惟大橋	"	3	地盤・橋脚2)	岩手	三陸国道工事事務所	59-12
S103	三郎インターチェンジ	"	6	- 5m・- 51m・基礎2)・橋脚2)	埼玉	北首都国道工事事務所	60-1
S104	機木高架橋	"	5	地盤・地中・基礎・橋脚2)	宮城	仙台工事事務所	61-3
5. 道路企画課							
S501	扇島	SANTAC-17S	4	- 5m・- 15m・- 38m・- 150m	神奈川	東京湾岸道路調査事務所	58-3, 58-6
9. 土木研究所							
S901	水郷大橋	SANTAC-85E	6	- 15m・主桁内3)・塔田2)	千葉	土木研究所	61-2
10. 日本道路公団							
S1001	中央・新境川橋	SM-10A	2	地盤・橋脚	山梨	大月管理事務所	60-3
S1002	中央・姥久保橋	"	2	"	東京	八王子管理事務所	60-3
S1003	中央・鶴川橋	"	2	"	山梨	大月管理事務所	60-3
S1004	岩大橋	SM-10	4	橋脚・橋台・橋脚2)	神奈川	真鶴管理事務所	57-3
S1005	東米里高架橋	SM-10A	4	地盤・地中・橋脚・基礎	北海道	札幌工事事務所	58-10
S1006	名港西大橋	"	10	塔田2)・主桁内5)・下部工大端2)・ケーソン埋込	愛知	桑名管理事務所	60-3
13. 北海道開発局							
S1301	錦岡橋	SMA2	2	地盤・橋台	北海道	苫小牧道路事務所	50-2

表一 7 ダム施設関係強震計設置箇所一覧表 (S M A C 型)

昭和62年3月31日現在

No	観測所名	型式	台数	設置箇所	県名	維持管理	設置年月
6.	開発課						
601	室牧ダム	B 2	2	(S 59.11 観測終了)	富山	室牧ダム管理所(県)	36-8
602	横山ダム	B2, Q, Q	3	地盤2)・堤頂	岐阜	横山ダム管理所(建)	38-8
603	横谷ダム	A	1	地盤	奈良	横谷ダム管理所(〃)	32-3
604	天ヶ瀬ダム	B 2	1	堤頂	京都	天ヶ瀬ダム管理所(〃)	39-2
605	野花ダム	B2, D, Q	3	地盤・堤頂(2)	長野	野花ダム管理所(県)	44
606	鶴田ダム	D	2	地盤・堤頂	鹿児島	鶴田ダム管理所(建)	43-11
607	樽水ダム	E 2	2	堤体(頂・底)	宮城	樽水ダム管理所(県)	50-12
608	大石ダム	"	3	地盤・堤体(頂・底)	新潟	大石ダム管理所(建)	52-12
609	三保ダム	Q	2	地盤・堤頂	神奈川	三保ダム管理所(県)	54-3
610	小沢ダム	B 2	2	(S 56.9 観測終了)	長野	小沢ダム管理所(建)	43-12
611	真名川ダム	E 2	2	地盤・堤頂	福井	真名川ダム管理所(〃)	52-3
612	大川ダム	Q	1	地盤	福島	阿賀川工事(〃)	55-2
613	白川ダム	"	2	堤体(頂・底)	山形	白川ダム管理所(〃)	54-12
614	漆沢ダム	"	2	"	宮城	漆沢ダム管理所(県)	55-3
615	島地川ダム	"	2	地盤・堤頂	山口	山口工事事務所(建)	56-2
616	御所ダム	"	2	堤体(頂・底)	岩手	御所ダム管理所(〃)	55-11
617	科生川ダム	E 2	2	"	群馬	科生土木事務所(県)	57-3
618	柳瀬ダム	E 2, Q	2	堤体(頂・中)	愛媛	柳瀬ダム管理所(建)	57-2, 57-8
619	川治ダム	Q	3	地盤・堤頂・堤体	栃木	川治ダム管理所(〃)	55-11
620	野村ダム	"	3	堤体(頂・底(2))	愛媛	野村ダム管理所(〃)	57-3
621	宇曾川ダム	"	2	堤体(頂・底)	滋賀	宇曾川ダム管理所(県)	55-3
622	君ヶ野ダム	E 2	2	"	三重	君ヶ野ダム管理所(〃)	54-4
623	大渡ダム	Q	5	"	高知	大渡ダム工事事務所(建)	59-
14.	水資源開発公団						
1402	寺内ダム	E 2	2	堤体(頂・底)	福岡	寺内ダム管理所	52-3

表-8 ダム施設関係強震計設置箇所一覧表(電磁式)

昭和62年3月31日現在

No	観測所名	型式	成分数	設置箇所	県名	維持管理	設置年月
6. 開発課							
5601	湯田ダム	PK-130	6	堤頂(3)・岩盤(3)	岩手	湯田ダム管理所(建)	51-8
5602	皆瀬ダム	PK-130	6	(S 57.3 観測終了)	秋田	皆瀬ダム管理所(県)	38-5
5603	鳴子ダム	PK-130	8	岩盤(3)・堤体(頂(2)・中(3))	宮城	鳴子ダム管理所(建)	48-3
5604	川俣ダム	"	3	岩盤(3)・堤体(頂(5)・中(5))	栃木	川俣ダム管理所(県)	45
5605	室牧ダム	"	9	堤体(頂(5)・中(4))	富山	室牧ダム管理事務所(県)	36-8
5606	横山ダム	MTD-3C	12	岩盤(5)・堤体(頂(5)・中(2))	岐阜	横山ダム管理所(建)	38-8
5607	天ヶ瀬ダム	PK-130	9	(S 54 観測終了)	京都	天ヶ瀬ダム管理所(県)	39-12
5608	猿谷ダム	PK-130	5	堤体(5)	奈良	猿谷ダム管理所(県)	45
5609	四十四田ダム	"	12	堤体(頂(9)・中(3))	岩手	北上川ダム統管(県)	45
5610	犀川ダム	"	10	岩盤(5)・堤体(5)	石川	犀川ダム管理事務所(県)	43-12
5611	矢作ダム	"	13	岩盤(3)・堤体(頂(4)・中(4)・底(2))	愛知	矢作ダム管理所(建)	46-3
5612	釜房ダム	"	6	岩盤(3)・堤頂(3)	宮城	釜房ダム管理所(県)	45-4
5613	郡ダム	PTK-130	9	5 m(3)・堤体(頂(3)・中(3))	千葉	君津工業用水道事務所(県)	47-12
5614	下釜ダム	PK-130	8	堤体(頂(4)・底(4))	熊本	松原下釜ダム管理事務所(建)	46-2
5615	藤原ダム	"	3	堤中(3)	群馬	藤原ダム管理所(県)	49-1
5616	藤原立野	(S 50.12 観測終了)			熊本	熊本工事事務所	50-12
5617	白川ダム	PTK-130	12	地盤(3)・堤体(頂(3)・中(3)・底(3))	山形	白川ダム管理所(建)	50
5618	御所ダム	"	27	岩盤(3)・堤体(頂(6)・中(9)・底(9))	岩手	御所ダム管理所(県)	55-11
5619	石河ダム	PTK-300	6	岩盤(3)・堤頂(3)	"	石河ダム管理所(県)	55-12
5620	田瀬ダム	"	6	"	"	田瀬ダム管理所(県)	55-5
5621	野村ダム	"	6	"	愛媛	野村ダム管理所(県)	57-3
5622	美和ダム	PK-130	3	堤中(3)	長野	美和ダム管理所(県)	53-9
5623	小沢ダム	PK-130H	6	岩盤(3)・堤中(3)	"	小沢ダム管理事務所(県)	53-9
5624	石手川ダム	PK-130	3	堤頂(3)	愛媛	石手川ダム管理所(県)	55-8
5625	五十里ダム	PTK-300	3	堤中(3)	栃木	五十里ダム管理所(県)	55-1
5626	野見谷ダム	"	9	岩盤(3)・堤体(頂(3)・中(3))	大分	野見谷工事事務所(県)	59-3
5627	高見ダム	PTK-130	12	岩盤(6)・堤体(頂(3)・中(3))	北海道	高見ダム管理事務所(県)	57-12
5628	岩見ダム	VP-9259	3	堤中(3)	秋田	岩見ダム管理事務所(県)	53-11
5629	滝ダム	SD-112-3	6	岩盤(3)・堤頂(3)	岩手	滝ダム管理事務所(県)	57-1
5630	網取ダム	PTK-130	6	堤体(頂(3)・底(3))	"	網取ダム管理事務所(県)	54-5
5631	四時ダム	"	9	岩盤(3)・堤体(頂(3)・中(3))	福島	四時ダム管理事務所(県)	54-8, 52-3
5632	東山ダム	PTK-300	6	堤体(頂(3)・底(3))	"	東山ダム管理事務所(県)	57-1
5633	城山ダム	MTD-3C	3	堤体(頂(1)・中(1)・底(1))	神奈川	城山ダム管理事務所(県)	40-4
5634	三保ダム	AS-1CTS	12	堤体(頂(3)・中(6)・底(3))	"	三保ダム管理事務所(県)	53-3
5635	広瀬ダム	VP-9259	12	堤体(頂(6)・中(3)・底(3))	山梨	広瀬ダム管理事務所(県)	50
5636	笹生川ダム	"	11	堤頂(1)	崖井	笹生川ダム管理事務所(県)	41-4
5637	阿武川ダム	SA-155	10	岩盤(4)・堤体(頂(3)・底(3))	山口	阿武川ダム管理事務所(県)	50-3
5638	川治ダム	"	12		栃木	川治ダム管理所(建)	
5639	蔵木ダム	"	9		佐賀	蔵木ダム工事事務所(県)	
13. 北海道開発局							
6304	豊平峡ダム	PK-130	7	堤体(頂(2)・中(2)・底(3))	"	豊平峡ダム管理所	47-3
6305	大雪ダム	PTK-130	15	堤体(頂(6)・中(6)・底(3))	"	大雪ダム管理所	49-3
6306	漁川ダム	"	12	堤体(頂(3)・中(6)・底(3))	"	漁川ダム管理所	54-11
6309	鹿ノ子ダム	PTK-130	9	堤体(頂(3)・中(3)・底(3))	"	鹿ノ子ダム管理所	58-6
14. 水資源開発局							
6401	阿木川ダム	PK-130	3	岩盤(3)	岐阜	阿木川ダム工事事務所	46-12
6402	矢木沢ダム	PTK-300	6	堤体(頂(3)・底(3))	群馬	矢木沢ダム管理所	55-3
6403	草木ダム	"	6	"	"	草木ダム管理所	55-11
6404	岩屋ダム	PTK-130	16	岩盤(3)・堤体(頂(4)・中(9))	岐阜	岩屋ダム管理所	51-1
6405	一庫ダム	PTK-300	18	堤体(頂(12)・中(3)・底(3))	兵庫	一庫ダム管理所	57-3

表－9 ダム施設関係強震計設置箇所一覧表（普及型）

昭和62年3月31日現在

No	観測所名	型式	台数	設置箇所	県名	維持管理	設置年月
6. 開発課							
S 601	四十四田ダム	SM-10	2	堤体(頂, 中)	岩手	北上川ダム統管(建)	56-12
S 602	釜房ダム	SM-10A	2	地盤, 堤頂	宮城	釜房ダム管理所(建)	57-4
S 603	川俣ダム	"	2	"	栃木	川俣ダム管理所(建)	57
S 604	藤原ダム	SM-10	2	堤体(中, 底)	群馬	藤原ダム管理所(建)	56-3
S 605	小沢ダム	SM-10A	2	地盤, 堤頂	長野	天竜川ダム統管(建)	57-7
S 606	矢作ダム	SMA-TB	1	地盤	愛知	矢作ダム管理所(建)	57-5
S 607	天ヶ瀬ダム	SM-10	3	地盤, 堤体(中, 底)	京都	天ヶ瀬ダム管理所(建)	57-3
S 608	下釜ダム	"	2	地盤(頂, 底)	熊本	松原下釜ダム管理事務所(建)	57-3
S 609	二瀬ダム	SM-10A	3	"	埼玉	二瀬ダム管理所(建)	61-
S 610	五十里ダム	SM-10A	3	"	栃木	五十里ダム管理支所(建)	61-
S 611	藤原ダム	SM-10A	2	"	群馬	藤原ダム管理支所(建)	61-
S 612	相模ダム	SM-10A	3	"	"	相模ダム管理支所(建)	61-
S 613	品木ダム	SM-10A	2	"	"	品木ダム水質管理所(建)	61-
S 614	土師ダム	SM-10A	3	地盤, 監査路, 天端	広島	土師ダム管理所(建)	61-
S 615	青沢ダム	SM-10A	3	地盤, 監査路, 天端	鳥取	青沢ダム管理所(建)	61-
S 616	石手川ダム	SM-10A	1	"	愛媛	石手川ダム管理支所(建)	61-
S 617	松原ダム	SM-10A	2	"	大分	松原ダム管理支所(建)	61-
S 650	皆瀬ダム	SM-10A	6	地盤, 堤頂, 地中(4台)	秋田	皆瀬ダム管理所(県)	57-3, 60-3
S 651	寺山ダム	"	3	地盤, 堤頂(頂, 底)	栃木	那珂川水系ダム建設(県)	59-10
S 652	奈良井ダム	SM-10	3	"	長野	奈良井川改良事務所(県)	57-1
S 653	大野ダム	"	1	堤中	京都	大野ダム管理事務所(県)	57-3
S 654	犀川ダム	"	1	堤体(頂・柱)	石川	犀川ダム管理事務所(県)	56-10
S 655	魚切ダム	"	3	岩盤, 堤体(頂, 底)	広島	魚切ダム管理事務所(県)	57-3
S 656	七北田ダム	SM-10A	2	"	宮城	七北田ダム管理事務所(県)	
13. 北海道開発局							
S1302	岩尾内ダム	SM-10	1	1. F	北海道	岩尾内ダム管理所	57-7
S1303	金山ダム	SMA-TB	1	堤底	"	金沢ダム管理所	57-3
S1304	住沢ダム	"	1	"	"	住沢ダム管理所	57-5
17. その他							
S1701	安波ダム	SM-10A	2	堤体(頂, 底)	沖縄	安波ダム管理所	58-3
S1702	福地ダム	"	1	地盤	"	福地ダム管理所	58-3

表-10 河川施設関係強震計設置箇所一覧表 (SMAC型)

昭和62年3月31日現在

No	観測所名	型式	台数	設置箇所	県名	維持管理	設置年月
7. 治水課							
701	淀川堤防(枚方)	B2	2	地盤・堤体	大阪	淀川工事事務所(建)	41-10
702	大島川水門	E2	2	地盤・門柱	東京	東京都土木技術研究所(都)	50-3
703	新島大堤	"	2	地盤・堤体	新潟	信濃川下流工事事務所(建)	46-11
704	小名木川排水機場	"	2	地盤・本体	東京	東京都土木技術研究所(都)	50-3
705	中川護岸	"	2	"	"	"	50-3
706	木曾川堤防	Q	2	地盤・堤体	三重	木曾川下流工事事務所(建)	53-3
707	遠賀川河口堤	"	3	本体(2)・地盤	福岡	遠賀川工事事務所(〃)	55-3
708	安倍川堤防	"	2	地盤・堤体	静岡	静岡河川工事事務所(〃)	54-11
709	信濃川水門	"	3	地盤(2)・門柱	新潟	信濃川下流工事事務所(〃)	55-3
710	太田川堤防	"	2	地盤・堤体	広島	太田川工事事務所(〃)	55-9
711	太田川堤防	"	2	"	大阪	大和工事事務所(〃)	56-1
712	江戸川堤防	"	2	"	千葉	江戸川工事事務所(〃)	54-4
713	吉田川堤防	"	2	"	宮城	北上川下流工事事務所(〃)	56-4
714	吉野川堤防(徳島第一)	"	2	"	徳島	徳島工事事務所(〃)	57-4
715	"(石井)	"	2	"	"	"	57-4
716	扇橋閘門	E2	2	地盤・門柱	東京	東京都土木研究所(都)	51-3
717	新中川堤防	"	2	地盤・堤体	"	"	55-3
718	木下川排水機場	"	2	地盤・BIF	"	"	51-3
719	淀川堤防(大淀)	Q	2	地盤・堤体	大阪	淀川工事事務所(建)	54-5, 55-4
8. 海岸課							
801	有明海	B2	1	(S60.7 観測終了)	佐賀	筑後川工事事務所	40-6
13. 北海道開発局							
1321	釧路川堤防	QA	2	地盤・堤体	旭	室蘭開発建設部	60-10, 59-10
1322	大津築堤	Q	2	地盤・堤体	十勝	室蘭開発建設部	55-1
1323	釧路川堤防	"	2	"	釧路	釧路開発建設部	57-1
1324	沙流川堤防	Q	1	地盤	日高	室蘭開発建設部	60-11
14. 水資源開発公団							
1401	利根川河口堤	D	2	地盤・堤体 (59- 観測終了)	千葉	河口堤管理事務所	44-6

表-11 河川施設関係強震計設置箇所一覧表 (電磁式)

昭和62年3月31日現在

No	観測所名	型式	成分数	設置箇所	県名	維持管理	設置年月
7. 治水課							
5701	豊川放水路堤防	PTK-130	4	地盤(2)・堤体(2)	愛知	豊橋工事事務所	41-3
5702	利根川堤防	PTK-130	9	地盤(3)・堤頂(3)・本体(3)	茨城	利根川上流工事事務所	43-12
5703	荒川堤防	PTK-130	6	地盤(2)・堤頂(2)・本体(2) (61-11 観測終了)	東京	荒川下流工事事務所	43-5
5704	淀川堤防	PTK-130	9	地盤(3)・堤頂(3)・本体(3)	大阪	土木研究所	49-3
5705	八郎潟干拓堤防	SAD-240.112	9	地盤(3)・地中(6)	秋田	"	61-3

表-12 河川施設関係強震計設置箇所一覧表 (普及型)

昭和62年3月31日現在

No	観測所名	型式	台数	設置箇所	県名	維持管理	設置年月
7. 治水課							
S701	阿武隈大堤	SM-10A	2	堤頂(2)	宮城	仙台工事事務所	58-3
S702	淀川大堤	SM-10A	3	地盤(1)・堤頂(2)	大阪	淀川工事事務所	58-4
S703	八郎潟干拓堤防	SAMTAC-17S	2	地盤・堤体	秋田	"	61-12
S704	加古川大堤	SM-10A	2	地盤・堤体	兵庫	姫路工事事務所	62-
8. 海岸課							
S801	有明海岸堤防	SM-10A	2	地盤・堤体	佐賀	筑後川工事事務所	61-3
14. 水資源開発公団							
S1401	利根川河口堤	SM-10A	2	地盤・堤体	千葉	利根川河口堤管理事務所	60-

昭和61年度振動研究室調査
試験研究成果概要報告書

ISSN 0386 - 5878
土研資料 第2494号
昭和62年5月(1987年)

建設省土木研究所振動研究室

キーワード 強震観測, 地震入力
地震動, 地震災害, 地盤, 動的挙動, 耐震

要 旨 本報告書は昭和61年度に、振動研究室が実施した調査試験研究の成果の概要をとりまとめたものであり、実施された課題数は13課題である。その内容は、強震観測、地震動の伝播特性、地盤と構造物の動的相互作用、地盤の耐震性と液状化判定等に関するものである。 ○

郵便はがき

四十円切手
をはって下
さい。

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
振動研究室 御中

No. 202

No. 202

配布先氏名

配布先住所

○

土木研究所資料第 2494 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印

土木研究所資料第2494号

昭和61年度振動研究室調査試験研究成果概要報告書