



184
ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2240号

土木研究所資料

昭和59年度振動研究室調査試験研究成果 概要報告書

昭和60年7月

建設省土木研究所
地震防災部・振動研究室

Copyright © 1985 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59年度振動研究室調査試験研究成果 概 要 報 告 書

振動研究室 佐々木 康

要 旨

本報告書は昭和59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16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59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59年度における課題数は16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。この中には、昭和59年9月14日発生した長野県西部地震による被害に関する緊急研究の成果も含まれているが、この緊急研究は土木研究所地すべり研究室、同動土質研究室と共同で実施したものである。

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 60 年 7 月

地震防災部 振動研究室 室 長 佐々木 康

研究員 田村 敬一

〃 栗原 徹郎

〃 松本 秀應

技 官 近藤 益央

〃 相沢 興

〃 高橋 和之

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	
2. 強震観測	5
(3) 部費, 強震観測経費	
1. 高密度強震観測	11
(4) 河川総合	
6. ダムの耐震設計法に関する調査	
6.4 硬質地盤における地震動特性に関する調査	17
(5) 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調査	
5.2.1 道路盛土の地震荷重に関する試験調査	23
(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	
8.3 道路施設の耐震性に関する試験調査	
8.3.3 道路橋の設計震度算定法に関する試験調査	25
(7) 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 地震動および地盤の動的挙動に関する試験調査	
8.4.2 地盤の耐震強度の判定法に関する試験調査	27

(8) 道路事業調査費，大規模特殊事業調査費	
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耐震設計法に関する試験調査	29
(9) 道路事業調査費，大規模特殊事業調査費	
1. 自然地盤に関する試験研究	
1.2 地盤の耐震性調査	
1.2.1 液状化地盤中の構造物の耐震設計法に関する試験調査	31
(10) 地方建設局依頼調査	
ダムの強震計の点検調査	33
(11) 地方建設局依頼調査	
2. 関東地方建設局依頼	
2.13 三郷インターチェンジにおける調査試験	35
(12) 受託研究，本州四国連絡橋公団	
1. 本州四国連絡橋に関する調査試験	
1.3 長大橋の設計地震入力に関する試験調査	37
(13) 受託研究，日本道路公団	
2. 東京湾横断道路の構造施設設計に関する調査試験	
2.2 地震動および地盤の動的特性に関する調査	43
(14) 総合技術開発プロジェクト・036 震災構造物の復旧技術の開発	
2. 構造物等の復旧技術の開発	
2.1 土木構造物等の復旧技術の開発	
2.1.1 橋梁等構造物	49
— 地中構造物の被災判定手法および復旧技術の開発 —	
(15) 共同研究，日本道路公団	
盛土の地震荷重に関する共同研究	55

(16) 科学技術振興調整費

長野県西部地震による土砂災害に関する緊急研究

地すべりの動的特性に関する研究 61

(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

研究員 栗原 徹郎

研究員 相沢 興

研究員 高橋 和之

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。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三次元同時地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検討を行った。

本年度は、三次元同時地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するとともに、新たに得られたデータを考慮して、地震時地盤ひずみの再検討を行った。

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 地震動の伝播方向の検討

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、水平方向2成分の加速度記録の相互相関係数を用いて、地震動の伝播方向について検討した。ここで、解析の対象とした記録は、表1に示す6地震の際に、土木研究所構内(図1参照)の地表面下2mの観測点(A2N2, A2S2, A2E2, A2W2)で得られた加速度記録である。一例として、EQ-21の際にA2N2点およびA2S2点で得られた記録波形を示すと、図2のようになる。

いま、各観測点において観測さ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 および a_y とすれば、図3に示すように、座標軸を反時計回りに θ だけ回転させたX軸およびY軸に

沿う成分 a_x および a_y は次のように表される。

$$a_x = a_z \cos \theta + a_y \sin \theta \quad (1)$$

$$a_y = -a_z \sin \theta + a_y \cos \theta \quad (2)$$

a_x と a_y の相互相関係数 R は次のように求められる。

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

ここで、 T は記録の継続時間である。 θ を 10° 刻みで 0° から 180° まで変化させ、式(3)により R を求めた例を示すと、図4のようになる。なお、図中には震央の方向角 θ_{EP} も合わせて示している。図4より、EQ-21およびEQ-34については、多少のばらつきは見られるが、相互相関係数 R が0になる角度 θ_0 と θ_{EP} が比較的よく一致し、震央方向とそれに直交する方向に座標軸をとる場合に加速度記録の2成分の相関が最も低くなることがわかる。同様の傾向は、EQ-16お

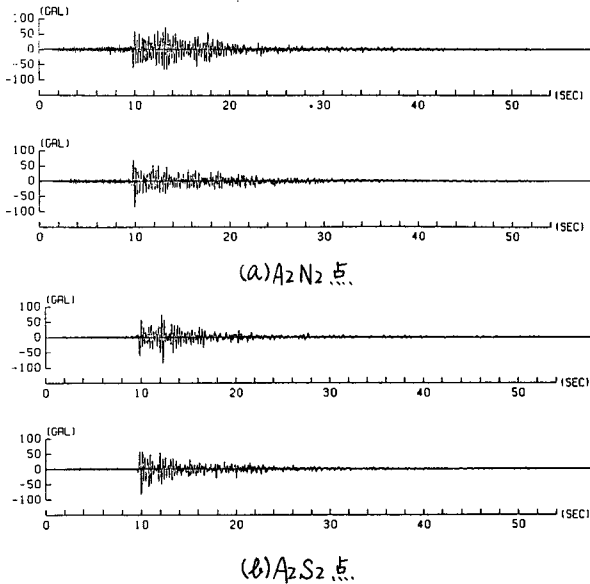


図2 加速度波形の例 (EQ-21)

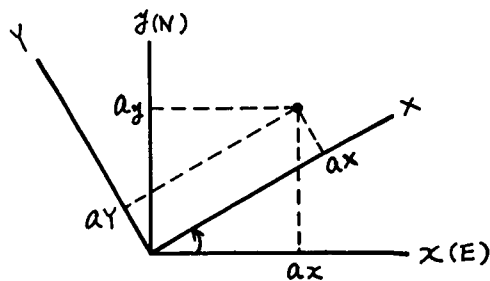


図3 座標軸の回転

表1 解析対象地震の諸元

NO.	発生日	震域	深さ (km)	マグニチュード	震央距離 (km)
EQ-16	1981.9.2	茨城県沖	40	5.8	102
EQ-21	1982.3.7	鹿島灘	60	5.5	64
EQ-22	1982.7.23	茨城県沖	30	7.0	169
EQ-28	1982.2.27	茨城県南部	72	6.0	22
EQ-34	1983.10.28	茨城県南部	60	5.2	13
EQ-45	1984.3.6	鳥島近海	460	7.9	745

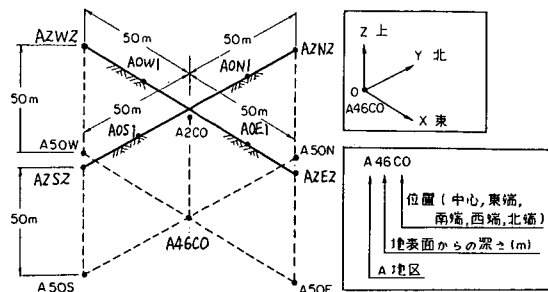
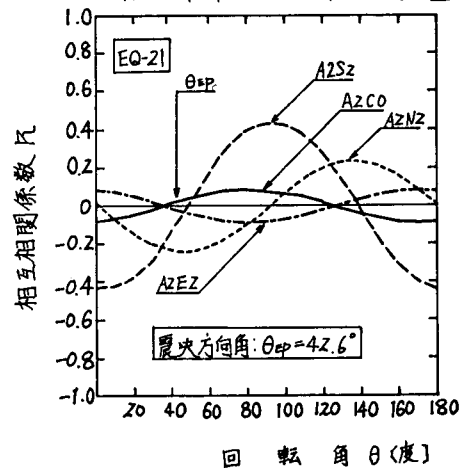
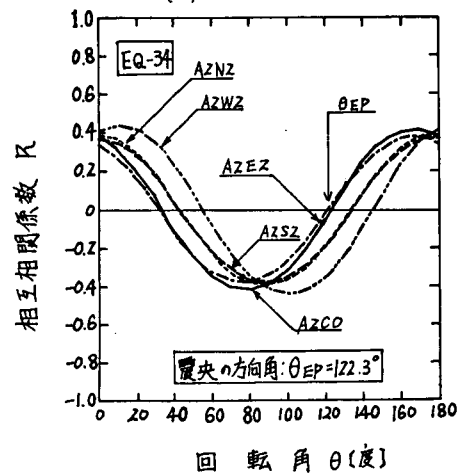


図1 三次元同時地震観測点の配置



(a) EQ-21



(b) EQ-34

図4 座標軸の回転角と相互相関係数の関係

よびEQ-45の場合にも認められたが、EQ-22およびEQ-28については必ずしもそのような傾向は認められなかった。

3.2 地震動の伝播速度の試算

3.2.1 原記録による試算

3.1の検討結果に基づき、地震動の卓越方向が識別できたEQ-16, EQ-21, EQ-34およびEQ-45について、以下のように伝播速度の試算を行った。すなわち、いま、2点*i*, *j*において座標軸を*Do*だけ回転させた*X*軸（震央方向）に沿う成分を*a_{i,x}*および*a_{j,x}*とすれば、その相互相関係数*R_{ij}*(*τ*)は次式で求められる。

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

ここで、*τ*は位相遅れである。また、(*i*, *j*)の組み合わせとしては、(*A₂N₂*, *A₂S₂*), (*A₂E₂*, *A₂W₂*)の2組の組み合わせを考えることにする。*R_{ij}*(*τ*)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5参照）とすれば、伝播速度*v*は次のように求められる。

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

また、*Y*軸（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、負の伝播速度は伝播の方向が見かけ上と反対であることを示している。当該地点のせん断波速度が、地表面下50m付近までは250m/sec程度、それ以下では400m/sec程度であるのに対し、式(5)より求めた伝播速度は極めて大きいことがわかる。

3.2.2 振動数帯域に分離した記録による試算

原記録に振動数領域でバンドパスフィルターをかけ、各振動数帯域ごとに、3.2.1に示した手法と同様の手法により伝播速度の試算を行った。ここで、バンドパスフィルターの帯域は、表3に示しておりである。振動数帯域ごとに求めた相互相関係数の一例を示すと図6のようになる。次に、相互相関係数が最大値をとる位相遅れ*τ_{max}*より式(5)を用いて伝播速度を求めた例として、EQ-21およびEQ-34の場合（いずれも、*A₂N₂*点-*A₂S₂*点間の伝播速度）を示すと、図7のようになる。ここで、負の伝播速度は、表2の場合と同様に、伝播の方向が見かけ上と反対であることを示している。図7より、以下の事項が指摘される。1)どの振動数帯域においても、一般に、地震動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)振動数と伝播速度の間には明確な関係は認められないが、一般に、長周期領域では伝播速度が小さい傾向が認められる。

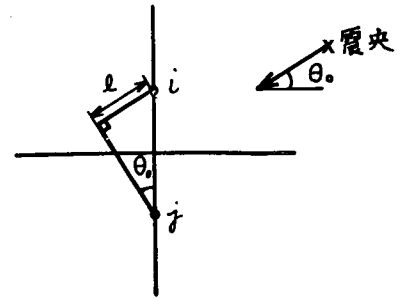


図5 伝播距離の定義

表2 伝播速度の一覧

記録 No.	伝播方向	成分 ¹⁾	<i>R_{max}</i>	<i>τ_{max}</i> (sec)	速度 (m/sec)
EQ-16	A ₂ N ₂ →A ₂ S ₂	X	0.758	0.010	3420.2
		Y	0.801	0.020	1710.1
EQ-21	A ₂ N ₂ →A ₂ S ₂	X	0.577	0.010	6430.0
		Y	0.613	0.0	∞
EQ-34	A ₂ N ₂ →A ₂ S ₂	X	0.391	-0.010	-5660.0 ²⁾
		Y	0.657	-0.020	-4330.0
	A ₂ W ₂ →A ₂ E ₂	X	0.209	0.050	1000.0
		Y	0.528	0.035	1428.6
EQ-45	A ₂ N ₂ →A ₂ S ₂	X	0.850	0.0	∞
		Y	0.877	0.0	∞

1) X:震央方向 Y:震央直交方向

2) 負の伝播速度は伝播の方向が見かけ上と反対であることを示す。

表3 バンドパスフィルターの帯域

中心周期 (sec)	評価する周期領域 (sec)	評価する振動数領域 (Hz)
0.25	0.05 ~ 0.375	2.667 ~ 20.0
0.5	0.375 ~ 0.625	1.6 ~ 2.667
0.75	0.625 ~ 0.875	1.143 ~ 1.6
1.0	0.875 ~ 1.25	0.8 ~ 1.143
1.5	1.25 ~ 1.75	0.571 ~ 0.8
2.0	1.75 ~ 2.25	0.444 ~ 0.571
2.5	2.25 ~ 2.75	0.364 ~ 0.444
3.0	2.75 ~ 5.0	0.2 ~ 0.364

3.3 鉛直面内における地震動の伝播方向の検討

3.1 で示した手法と同様に、記録の震央方向(X)成分と上下成分をもとに、鉛直面内で座標軸を角度 φ だけ回転させた場合の相互相関係数を求めると、図8のようになる。図8より、 $\varphi = 90^\circ$ 付近で相互相関係数は0になり、記録を水平成分と鉛直成分に分離した場合に2成分の相関が最も低くなることがわかる。

4. まとめ

本年度の検討結果より、以下の事項が明らかになった。

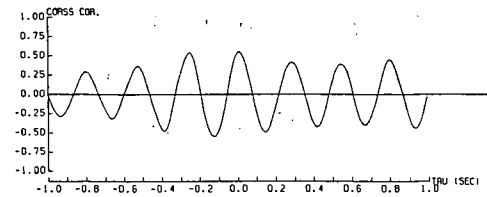
1) 加速度記録の直交2成分から求めた地震動の卓越方向と震央の方向は比較的良好に一致する。

2) 本研究で検討した範囲内では、地表面付近における地震動の伝播速度は非常に大きく、地震動は鉛直下方から垂直に伝播してくると考えられる。

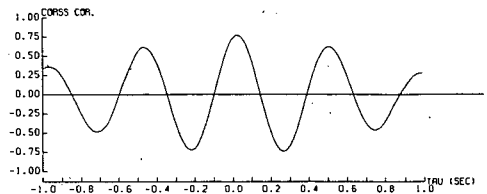
3) 地震時地盤ひずみに関しては、新たなデータを考慮することにより、地盤のひずみの予測式の精度が高められた。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：高密度強震観測用ディジタル強震計の記録精度に関する実験的検討，土研資料第2019号
- 2) 田村敬一：地震時地盤ひずみの解析，第23回土木研究所発表会

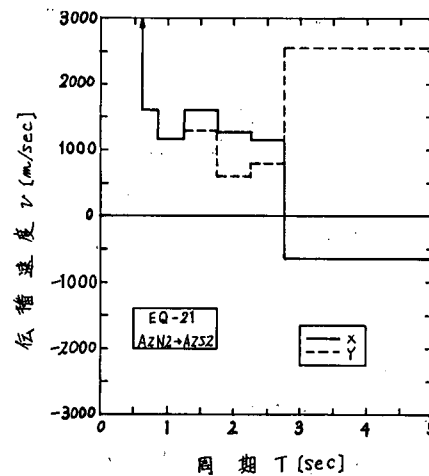


(a) $0.05 \leq T(\text{sec}) \leq 0.375$

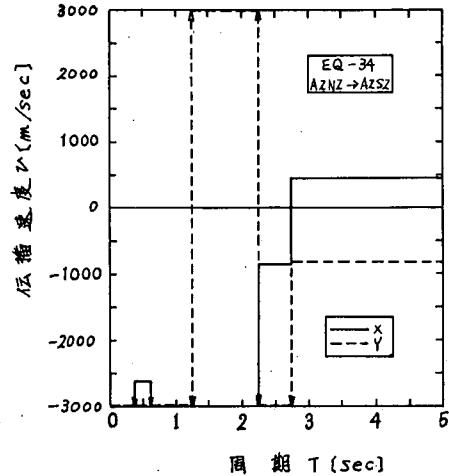


(b) $0.375 \leq T(\text{sec}) \leq 0.625$

図6 相互相関係数の例 (EQ-34)

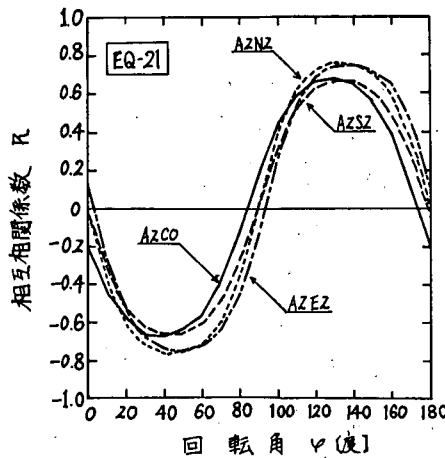


(a) EQ-21

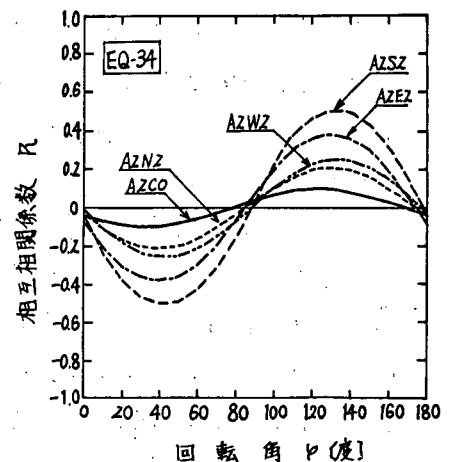


(b) EQ-34

図7 各周期帯域の伝播速度



(a) EQ-21



(b) EQ-34

図8 鉛直面内の回転角と相互相関係数の関係

(2) 部費、強震観測経費

2. 強震観測

振動研究室 室長 佐々木 康

研究員 田村 敬一

“ 栗原 徹郎

相沢 興

高橋 知之

1. まえがき

建設省では、公共土木施設の強震観測は土木研究所が、建築関係の強震観測は建築研究所が、それぞれ分掌して推進している。昭和60年3月末日現在、公共土木施設への強震計の設置箇所数は254箇所となっている。表-1は、3.3強震計設置状況調査を基に設置対象施設ごとに公共土木施設への強震計設置状況をとりまとめたものである。

昭和59年度は、これら既存の観測網のうち建設省関連の強震計について維持点検を行なうとともに強震記録の収集、数値化、とりまとめを行なった。また強震観測地点を対象に強震計設置状況調査を実施し、観測地点の図面等を追加整備した。

2. 調査目的

土木構造物ならびにその周辺地盤上、地中における強震観測網を整備、強化することにより、良質な強震記録を多数蓄積し、公共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為の基礎資料として活用し、もっ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を目的とする。

3. 調査方法および結果

3.1 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71箇所141台、電磁式強震計17箇所138成分について点検を実施した。結果を表2に示す。本年度の点検においても多数の消耗箇所、腐食等が発見されたが、適正な調整、修理を行なうことにより正常な強震観測網の維持を図ることができた。また、静岡県沼津市愛鷹地区のデジタルカセット強震計DSA-1型およびSMA-1A型強震計の点検を実施した。なお、SMAC型強震計、電磁式強震計の点検は、道路事業調査費（道路施設関係の強震計点検）、河川統合開発事業調査費（ダム施設関係の強震計点検）と合併して実施した。さらに本年度は、土木研究所が、天津跨線橋（千葉県）及び雲見大橋（静岡県）で行なっている強震観測場において橋脚上強震計点検用はしごの劣化が著しい為、撤去新設を行なった。

3.2 強震記録の収集、数値化、とりまとめ

3.2.1 強震記録の収集

昭和59年は、表-3に示すように36地震により180本の強震記録が得られた。また、昭和59年9月14日には長野県木曽郡王滝村周辺に多大な被害をもたらした長野県西部地震(M6.8)が発生した。図-1には各地の工学式強震計による加速度記録の最大値を示す。震央付近に位置する水資源開発公団の牧尾ダムには、電磁式地震計が設置されていたが、地盤上、堤体中とも200galを最大記録振幅とするよう感度が設定されていたためスケールオーバーし、また停電による震源停止が重なったため、記録は得られなかった。図-2に示す加速度波形は、震央距離約50kmの地点にある四徳大橋近傍地盤上に設置されたSMA C型強震計により記録されたものである。

3.2.2 強震記録の数値化

昭和59年度は、表-4に示すように昭和59年に得られた記録のうち最大加速度の大きいSMA C型強震計記録168成分の数値化を行なった。この中には、昭和58年5月26日に発生した日本海中部地震(M7.7)の際に得られた記録26成分を含んでいる。

3.2.3 強震記録のとりまとめ

昭和59年度に数値化された記録168成分の加速度時刻歴波形及びデジタル値は、土木研究所彙報Vol.43「土木構造物における加速度強震記録(No.10)」として刊行されている。

3.3 強震計設置状況調査

道路施設、河川施設、ダム施設に設置されている強震計の設置状況調査を、それぞれ本県道路局、河川局治水課、開発課と共に行なった。表-5、表-6、表-7は、強震計設置機関ごと及び強震計の型式ごとに設置箇所数、台数(成分数)をとりまとめたものである。調査では、この他に強震計設置位置図、強震計設置箇所詳細図、土質柱状図、土質断面図等図面類の収集を行なった。

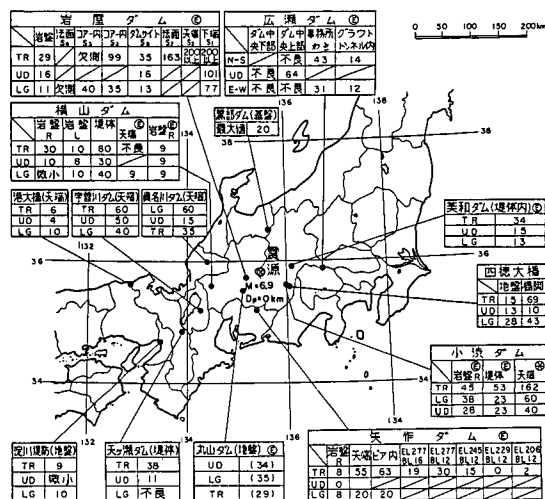
4 今後の問題点

(1)現在までに約1400成分の記録について数値化を実施し、これらの記録は各種の調査研究に有効に利用されている。しかしながら、現在までのところ記録の大部分は最大加速度の小さなものであり本来耐震設計で目標とするような大きな加速度の記録は極めて少ない。この原因としては、強震観測を本格的に開始した昭和40年代前半以降M8クラスの大規模な地震が我が国周辺で発生していないといふことの他に、本年度の長野県西部地震のように比較的発生頻度の高いM6-M7クラスの地震を断層直近で観測するには、現在の強震観測網では荒すぎる事が挙げられる。従って今後できるだけ早い時期に有効な強震記録の蓄積をはかり耐震設計法の合理化、高度化に結びつけるためには、強震観測網の一層の整備、拡充が必要とされる。

(2)強震観測が実施される0年以上が経過し、強震計の劣化が目立ってきた。表-1に示すようにオーバーホール、更新等が必要な強震計については、早期に実施する必要がある。

(3) 強震観測については、現場で観測に携わっている方々に多大な御協力をいただいている所であるが、強震観測担当者が特定されていない場合や、機器の取り扱いに習熟していない場合があり、今後、現場における強震計維持管理者の確保と強震観測技術の維持向上を図る必要がある。

(4) 強震記録の有効利用を図るために、記録の得られた地点の地盤条件、構造条件に関する資料集収を強震計設置状況調査により実施したが、地盤上強震計設置箇所の地盤条件が不明な場合が多く、早急に地盤条件資料を整備する必要がある。



注1) 表中の⑤は電磁式強震計による。
 注2) () の記録は他の成分と比較して最大値の読み取りの信頼性が低いことを示す。
 注3) 黒部ダムの値は、関西電力の電圧調整による値。
 注4) 岩屋ダムの値は、岩屋ダム管理所担当者による読み取り値。
 注5) — は、観測されていない成分を、また—以上とは、オーバースケールして読みとれないことを示す。

図-1 長野県西部地震による各地の最大加速度

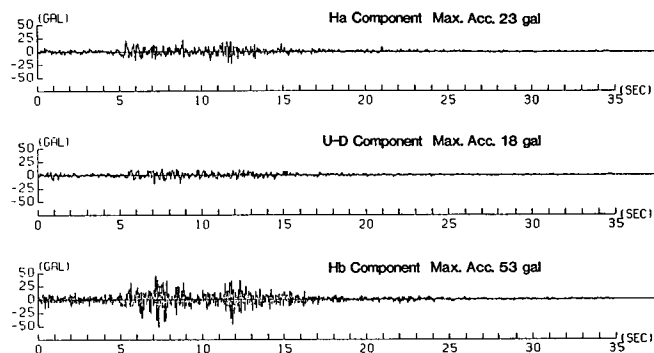


図-2 長野県西部地震による
四徳大橋付近地盤上の加速度記録

表-1 公共土木施設への強震計設置状況

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)	146	116(233)	23(275)	12(44)
河川施設 (堤防、堰、水門)	30	24(48)	4(28)	2(5)
ダム施設	68	22(45)	44(395)	19(33)
下水道施設 (管渠、処理場)	6	5(10)	1(3)	0
その他 (地盤上)	4	4(4)	0	0
合計	254	171(340)	72(701)	33(82)

表-2 昭和59年度定期点検補正結果

型式	箇所数 (台数、成分数)	良好	次回点検時 部品交換要	部品交換要	分解修理要	更新要
SMAC型	71箇所141台	115台	8台	14台	1台	3台
電磁式	17箇所138成分	137成分	0	1成分	0	0

表3(1) 昭和59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
			箇所名	記録No	HA	U-D	HB	
1	101	新葛飾橋	GR-1	51	13	6	15	84001
2			PI-1	21	17	3	20	
3	104	新利根川橋	GR-1	44	20	7	15	
4			GR-1	46	20	8	15	
5	106	草加高架橋	PI-1	51	25	4	22	
6	206	小見川橋	GR-1	34	50	0	40	
7	501	富津岬	GR-1	111	18	6	15	
8	503	観音崎	GR-1	47	18	6	15	
9			GR-1	3	20	0	10	
10	712	江戸川堤防	BK-1	5	40	0	50	
11			GR-1	50	23	10	10	84002
12	902	西新井橋	PI-1	60	32	5	13	
13	907	平大橋	GR-1	136	38	25	50	
14			ST-1	5	0	-	0	
15	914	八重洲地下街	ST-2	3	0	-	0	
16			ST-1	3	0	-	0	
17	101	新葛飾橋	GR-1	52	6	2	6	
18			DA-1	8	0	0	0	
19	617	桐生9m	DA-2	8	0	0	0	
20	101	新葛飾橋	GR-1	53	6	2	6	
21	206	小見川大橋	GR-1	35	30	0	30	
22	501	富津岬	GR-1	112	3	1	3	
23	503	観音崎	GR-1	48	2	0	3	
24	503	観音崎	GR-M	7	7	0	10	
25	701	淀川堤防	BK-1	12	18	4	21	
26	1201	西橋坂高架橋	GR-1	10	13	4	14	
27	501	富津岬	GR-1	113	9	3	8	
28			GR-1	114	1	0	2	
29	503	観音崎	GR-1	49	6	3	7	
30			DA-1	9	0	0	0	84007
31	617	桐生9m	DA-2	9	0	0	0	
32			GR-1	11	41	9	44	
33	1004	境川橋	PI-1	11	29	16	53	
34	1005	姥久保橋	GR-1	12	68	-	84	
35	1006	鶴川橋	PI-1	8	110	31	176	
36			GR-1	6	10	5	15	
37	1009	酒匂川橋	PI-1	9	70	10	80	
38			GR-1	4	100	160	100	
39	1017	試験所	GR-1	55	9	8	14	
40	101	新葛飾橋	DA-1	10	0	0	0	84008
41	617	桐生9m	DA-2	10	0	0	0	
42	101	新葛飾橋	GR-1	56	19	11	22	
43			GR-1	46	25	13	31	
44	106	草加高架橋	PI-1	52	38	6	50	
45			GR-1	23	5	3	6	
46	501	富津岬	GR-1	115	13	6	12	
47	503	観音崎	GR-1	50	22	6	18	
48	607	榑水9m	DA-2	11	10	0	10	
49	617	桐生川9m	DA-1	11	-	0	0	
50	617	桐生川9m	DA-2	11	5	0	5	
51	712	江戸川堤防	GR-1	4	40	0	40	84009
52			BK-1	6	20	0	50	
53	501	富津岬	GR-1	116	2	1	2	
54	206	小見川大橋	GR-1	39	5	0	5	
55	501	富津岬	GR-1	117	3	2	4	
56	503	観音崎	GR-1	51	2	1	2	
57	617	桐生9m	DA-1	12	0	0	0	
58			DA-2	12	0	0	5	
59	1505	高洲	GR-1	7	-	0	-	
60	604	天ヶ瀬9m	DA-1	7	230	95	59	
61			GR-1	12	54	15	25	84010
62	701	淀川堤防	GR-2	1	35	20	30	
63			BK-1	13	66	20	93	
64			BK-2	1	35	100	60	
65	206	小見川大橋	GR-1	40	12	10	10	
66	103	宇治川大橋	GR-1	3	9	0	9	
67	204	新八幡橋	GR-1	44	-	-	-	
68	305	湊大橋	GR-1	12	11	10	16	
69			GR-1	13	10	2	12	
70	701	淀川堤防	BK-1	14	21	6	31	
71			BK-2	2	10	20	20	84011
72	1502	明石	PI-1	3	13	11	13	
73	1505	高洲	GR-1	8	25	15	41	
74	103	宇治川大橋	GR-1	4	4	0	5	
75	1505	高洲	GR-1	9	4	2	3	
76	1505	高洲	GR-1	10	16	8	11	
77	112	紀ノ川大橋	GR-1	41	45	34	89	
78			DI-1	13	31	4	49	
79	710	大田川堤防	GR-1	2	50	20	50	
80			BK-1	2	50	40	40	
81			GR-1	8	60	25	60	84012
82	312	赤木橋	AB-1	7	50	7	55	
83			GR-1	7	15	-	15	
84	1009	酒匂川橋	PI-1	10	80	15	80	
85	206	小見川大橋	GR-1	43	7	5	-	
86	617	桐生9m	DA-1	13	40	10	20	
87			DA-2	13	13	-	25	
88	206	小見川大橋	GR-1	44	15	10	7	
89			DA-1	14	-	-	7	
90	617	桐生9m	DA-2	14	90	20	95	

NO.	観測所 NO.	観測所名	設置箇所 箇所名	記録NO	HA.	最大 U-D	加速度(gal) H.B.	地震 NO.
92	205	石瀬戸橋	PI-1	22	65	4	10	84024
93	309	乙女橋	GR-1	20	13	3	16	
94	205	石瀬戸橋	GR-1	13	24	13	18	
95			PI-1	23	94	8	44	
96	306	妙見橋	PI-1	23	18	-	16	
97			GR-1	15	56	18	60	84025
98	308	板島橋	PI-1	13	141	-	110	
99	313	石鎚橋	GR-1	9	13	3	13	
100	318	新田大橋	GR-1	3	30	15	20	
101			PI-1	2	85	-	70	
102	502	関門大橋	GR-M	8	3	-	-	84026
103	1502	明石	PI-1	4	2	2	4	
104	104	新利根川橋	GR-1	45	10	2	8	
105	204	新八幡橋	GR-1	45	-	-	-	
106	305	湊大橋	GR-1	13	6	4	10	
107	311	豊後大橋	PI-1	14	63	3	38	84027
108	319	四徳大橋	GR-1	14	15	13	28	
109			PI-1	15	69	10	43	
110	401	琵琶湖大橋	PI-1	5	56	5	38	
111	501	富津岬	GR-1	118	7	3	5	
112	503	観音崎	GR-1	52	2	1	2	84028
113			GR-1	3	10	8	10	
114	602	横山9m	GR-2	1	30	10	-	
115			DA-1	2	80	30	40	
116	604	天ヶ瀬9m	DA-1	8	38	12	12	
117	611	真名川9m	DA-2	1	60	15	35	84029
118	701	淀川堤防	GR-1	14	9	-	10	
119	902	西新井橋	GR-1	52	25	3	18	
120			GR-1	4	15	3	17	
121	1001	浜名大橋	PI-1	4	95	120	30	
122			PI-2	4	40	5	43	84030
123			GR-1	10	3	2	3	
124	1002	東名・富川橋	PI-1	7	5	0	7	
125	1005	姥久保橋	GR-1	10	12	2	6	
126			PI-1	12	38	5	14	
127	1007	東名・豊川橋	PI-1	4	20	0	22	84031
128			PI-1	3	35	5	58	
129	1009	東名・酒匂川橋	GR-1	9	0	10	10	
130			PI-1	12	10	0	20	
131	1502	明石	PI-1	5	2	2	3	
132			GR-1	15	-	-	-	84032
133	319	四徳大橋	PI-1	16	9	-	8	
134			GR-1	16	15	13	19	
135			PI-1	17	54	4	40	
136	401	琵琶湖大橋	PI-1	6	56	3	30	
137	501	富津岬	GR-1	119	4	2	3	84033
138			GR-1	5	18	5	20	
139	1001	浜名大橋	PI-1	5	60	200	28	
140			PI-2	5	27	3	28	
141			GR-1	11	4	1	3	
142	1002	東名・富川橋	PI-1	8	4	2	5	84034
143	1005	姥久保橋	PI-1	13	28	0	10	
144	1007	東名・豊川橋	GR-1	5	23	0	50	
145			PI-1	4	85	10	75	
146	1009	東名・酒匂川橋	GR-1	8	0	0	0	
147			PI-1	11	50	20	100	84035
148	319	四徳大橋	GR-1	17	-	-	-	
149			PI-1	18	13	-	11	
150	1001	浜名大橋	GR-1	6	3	0	5	
151			PI-1	6	13	15	10	
152			PI-2	6	5	0	15	84036
153	1007	東名・豊川橋	PI-1	5	20	0	12	
154	104	新利根川橋	GR-1	46	5	2	6	
155	206	小見川大橋	GR-1	45	25	-	25	
156	501	富津岬	GR-1	120	13	6	13	
157	503	観音崎	GR-1	53	17	3	12	84037
158	607	榑水9m	DA-1	10	25	-	20	
159	617	桐生川9m	DA-1	15	-	-	-	
160			GR-1	12	8	3	8	
161	1005	姥久保橋	PI-1	14	31	2	24	
162			GR-1	121	3	1	3	84038
163	501	富津岬	GR-1	122	0	0	0	
164	503	観音崎	GR-1	54	18	1	13	
165	101	新葛飾橋	GR-1	57	6	7	4	
166			DA-1	16	0	0	0	
167	617	桐生川9m	DA-2	15	30	0	50	84039
168			DA-1	17	0	0	0	
169			DA-2	16	25	0	30	
170			GR-1	58	13	4	13	
171			PI-1	28	25	2	18	
172	501	富津岬	GR-1	123	4	2	6	84040
173	503	観音崎	GR-1	55	24	1	13	
174	617	桐生川9m	DA-1	18	0	0	0	
175			DA-2	17	10	0	10	
176	101	新葛飾橋	GR-1	52	4	2	2	
177	617	桐生川9m	DA-1	19	0	0	0	84041
178			DA-2	18	0	0	5	
179			GR-1	137	40	16	40	
180	907	平大橋	AR-1	52	25	5	31	

表-3(2) 昭和59年に得られた強震記録の地震諸元

地震 NO.	地震名	地震の諸元				
		年・日・時分	経度	緯度	Δ(km)	M
84001	東海道ほろか沖	1984.1.1. 18:04	136°51'	33°37'	388	7.3
84002	茨城県沖	1.17. 20:14	141°15'	36°27'	43	5.6
84003	"	1.18. 00:32	141°16'	36°27'	43	5.9
84004	山口県周防灘沿岸	2.04. 05:41	131°12'	33°58'	17	4.4
84005	奈良県南部	2.11. 04:49	135°43'	34°03'	67	5.5
84006	三宅島近海	2.13. 18:40	140°11'	34°11'	114	5.3
84007	神奈川県・山梨県境	2.14. 01:53	139°06'	35°35'	25	5.2
84008	茨城県南西部	2.21. 20:52	140°08'	36°08'	79	5.0
84009	鳥島近海	3.6. 11:17	139°12'	29°20'	452	7.9
84010	静岡県中部	4.6. 10:09	138°35'	35°07'	189	5.4
84011	鳥島近海	4.24. 13:11	138°50'	30°52'	407	6.7
84012	岡山県南西部	4.25. 20:22	133°33'	34°41'	22	4.2
84013	大阪府北部	5.5. 02:13	135°42'	34°53'	13	4.6
84014	茨城県南西部	5.23. 07:38	139°51'	36°09'	61	4.6
84015	兵庫県南西部	5.30. 09:40	134°36'	34°58'	17	5.6
84016	"	5.30. 09:51	134°36'	34°57'	18	4.9
84017	"	5.30. 10:03	134°37'	34°57'	16	5.0
84018	広島・島根県境	6.25. 06:29	132°35'	34°45'	12	5.2
84019	和歌山県北部沿岸	6.25. 20:52	135°08'	34°11'	6	4.4
84020	神奈川県・山梨県境	6.26. 10:33	139°11'	35°28'	22	4.4
84021	茨城県南西部	6.30. 02:45	139°52'	36°09'	61	5.0
84022	"	6.30. 07:10	139°50'	36°10'	60	4.3
84023	"	7.26. 13:52	140°03'	36°11'	61	4.8
84024	雲仙岳付近	8.06. 17:28	130°10'	32°46'	6	4.8
84025	日向灘	8.07. 04:07	132°09'	32°23'	33	7.1
84026	長野県西部	9.14. 08:48	137°31'	35°47'	0	6.9
84027	"	9.14. 08:57	137°32'	35°47'	0	5.1
84028	"	9.15. 07:14	137°27'	35°46'	0	6.2
84029	"	9.15. 07:39	137°27'	35°47'	2	5.6
84030	房総半島南東沖	9.19. 02:03	141°51'	33°56'	46	6.8
84031	千葉県東部沿岸	10.01. 18:27	140°30'	35°33'	76	5.1
84032	千葉県南部	11.10. 10:40	140°01'	35°17'	98	4.6
84033	栃木・群馬県境	12.09. 12:01	139°27'	36°39'	9	4.6
84034	"	12.11. 12:56	139°26'	36°39'	6	4.5
84035	千葉県中部	12.18. 23:50	140°03'	35°38'	75	4.9
84036	福島県沖	12.19. 04:35	141°29'	37°08'	44	5.5

表-4(1) 昭和59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 箇所名記録NO.	最大加速度(gal)			地震 NO.
				HA	U-D	HB	
1			GR-1	42	40.7	17.6	83001
2	106	草加高架橋	PI-1	41	76.3	10.4	
3	206	小見川大橋	GR-1	30	63.8	19.4	
4	712	江戸川堤防	GR-1	2	74.9	77.8	
5	204	新八幡橋	GR-1	41	28.1	14.2	
6	904	新大井川橋	GR-1	17	78.1	47.7	83003
7			GR-1	1	139.4	51.0	
8	1001	坂名大橋	PI-1	1	147.3	192.9	
9	1003	東名・富士川橋	GR-1	1	72.0	22.4	
10			PI-1	1	216.9	65.4	
11	1007	東名・豊川橋	GR-1	3	70.9	11.3	83005
12			PI-1	1	165.3	8.1	
13	1016	富士管理事務所	GR-1	1	47.0	20.9	
14	1014	富士管理事務所	GR-1	1	54.3	29.7	
15			GR-1	2	55.2	39.2	
16	107	宝風橋	PI-1	3	86.9	41.5	83006
17			PI-1	2	201.1	266.5	
18	301	雄平橋	GR-1	14	34.6	13.0	
19	316	津軽大橋	GR-1	1	253.4	190.9	
20			GR-1	4	268.9	20.5	
21	1307	七峰橋	PI-1	1	100.1	191.5	83007
22			GR-1	1	128.8	47.9	
23	1318	上島崎橋	PI-1	1	303.6	97.2	
24	1302	壬代田大橋	GR-1	18	61.0	10.6	
25	1317	松尾橋	GR-1	3	112.3	46.4	83008
26			GR-1	4	85.3	43.7	
27	316	津軽大橋	GR-1	13	104.1	45.5	
28			GR-1	5	232.6	126.6	
29	1307	七峰橋	PI-1	2	64.6	120.3	83009
30	1318	上島崎橋	GR-1	2	128.6	51.0	
31	1318	上島崎橋	PI-1	2	321.4	69.9	83009
32	907	中太橋	GR-1	134	65.1	27.9	
33	503	観音崎	GR-1	43	35.4	10.2	
34	902	西新井橋	GR-1	49	68.8	10.7	
35			GR-1	10	72.3	26.2	
36	1004	境川橋	PI-1	10	196.8	39.4	83011
37			GR-1	9	62.7	20.4	
38	1005	姥久保橋	PI-1	10	135.1	17.8	
39	1006	鶴川橋	GR-1	11	130.6	21.7	
40			GR-1	5	141.1	127.2	
41	1009	酒匂川橋	PI-1	8	326.7	111.6	83012
42	1013	田比地区	GR-1	1	31.3	16.7	
43	1014	富士管理事務所	GR-1	2	45.3	19.0	
44	1017	日本道路公団新所	GR-1	1	258.7	88.4	
45	306	妙見橋	GR-1	11	24.6	16.5	
46	615	葛城川大橋	PI-1	1	22.8	39.4	83015
47	710	大田川堤防	GR-1	1	99.4	50.4	
48	1011	津軽川橋	GR-1	1	39.7	34.4	
49	1503	大三島	GR-1	3	32.7	9.3	
50	206	小見川大橋	GR-1	31	22.6	9.1	
51	206	小見川大橋	GR-1	32	73.0	12.9	83017
52	306	妙見橋	GR-1	12	28.2	12.2	
53			GR-1	5	22.4	10.2	
54	1505	香ノ洲	GR-1	6	31.9	12.0	
55			GR-1	3	48.6	19.7	
56	1001	坂名大橋	PI-1	3	119.6	43.0	83020
57	1007	東名・豊川橋	GR-1	4	40.0	7.7	
58	206	小見川大橋	GR-1	33	16.9	12.7	

表-4(2) 昭和59年度に数値化した記録の地震諸元

地震 NO.	地震名	地震の諸元				
		年・月・日 時:分	経度	緯度	Δ(km)	M
83001	茨城県南部	1983.02.27.21:14	140°09'	35°56'	72.0	6.0
83003	静岡県西部	1983.03.16.02:27	137°37'	34°47'	40.0	5.7
83005	静岡県東部	1983.04.29.22:39	138°48'	35°13'	2.0	4.7
83006	秋田県沖	1983.05.26.12:00	139°05'	40°21'	14.0	7.7
83007	北海道南東岸	1983.05.30.05:54	143°35'	42°36'	84.0	5.7
83008	秋田県沖	1983.06.09.21:49	138°54'	40°13'	23.0	6.1
83009	青森県西方沖	1983.06.21.15:25	139°00'	41°16'	6.0	7.1
83010	福島県沖	1983.07.02.07:04	141°12'	36°54'	54.0	5.8
83011	神奈川県・山梨県境	1983.08.08.12:48	139°02'	35°31'	22.0	6.0
83012	大分県北部	1983.08.26.05:24	131°36'	33°33'	116.0	6.8
83015	茨城県南西部	1983.10.15.11:58	139°53'	36°05'	56.0	4.7
83016	"	1983.10.28.10:50	140°01'	36°12'	60.0	5.1
83017	鳥取県沿岸	1983.10.31.01:51	133°56'	35°25'	15.0	6.2
83018	"	1983.10.31.01:55	134°00'	35°26'	13.0	5.7
83020	静岡県西部沿岸	1983.11.24.10:24	137°43'	34°44'	36.0	5.0
83022	銚子付近	1983.12.30.11:31	140°45'	35°41'	52.0	5.3

表-5 道路施設への強震計設置状況(機関別)

昭和60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	33	25(54)	6(58)	4(16)
北海道開発局	24	20(42)	4(21)	1(2)
沖縄総合事務局	0	0	0	0
日本道路公団	25	12(23)	7(132)	7(26)
首都高速道路公団	12	10(24)	2(18)	0
阪神高速道路公団	4	4(4)	0	0
本州四国連絡橋公団	9	6(6)	3(43)	0
都道府県	39	39(80)	1(3)	0
合計	146	116(233)	23(275)	12(44)

表-6 河川施設への強震計設置状況(機関別)

昭和59年6月30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	20	14(29)	4(28)	2(5)
北海道開発局	3	3(5)	0	0
水資源開発公団	1	1(2)	0	0
東京都	6	6(12)	0	0
合計	30	24(48)	4(28)	2(5)

表-7 ダム施設への強震計設置状況(機関別)

昭和59年7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	28	13(27)	21(179)	8(15)
北海道開発局	7	0	4(43)	3(3)
沖縄総合事務局	2	0	0	2(3)
水資源開発公団	6	1(2)	4(49)	0
都道府県	25	8(16)	15(124)	6(12)
合計	68	22(45)	44(395)	19(33)

(3) 部費、強震観測経費

1. 高密度強震観測

振動研究室 室長 佐々木康

・ 研究員 田村敬一

・ 研究員 桑原徹郎

・ 研究員 相沢 興

・ 研究員 高橋和え

1. まえがき

既往の強震観測記録の解析結果によれば、構造物の耐震設計に重要な周期範囲の地震動特性は、地震の発震機構、震源から観測地点までの伝播経路の特性および観測地点付近の局所的な(10m~1km程度)地形・地盤条件の要因に強く影響されることが明らかになっている。このうち、地震動に及ぼす局所的な地形・地盤条件の影響の解明は、既往の地震被害が地形・地盤条件の変化部に多く発生していることから、工学的には最も重要な研究課題の一つである。しかしながら、上記諸要因と地震動特性との関係を把握するためには、これまでのように散在する観測点による観測では不十分であり、特定地域に多数の強震計を系統的に配置し、当該地域の地震動を体系的に観測する高密度強震観測が必要とされている。

このような背景のもとに、土木研究所では地震動に及ぼす地形・地盤条件の影響の解明を図るため図1に示すように昭和56年度を初年度とする4箇年で静岡県駿河湾に右った相良地区、焼津地区、沼津地区、松崎地区の4箇所に高密度強震観測場の建設を進めてきた。本年度は、4箇所の最終年度として松崎地区の高密度強震観測場の設置を完了し、昭和60年3月15日から観測を開始した。これにより、駿河湾を囲む4地区の高密度強震観測場の建設が完了した。また本年度は、相良地区、焼津地区および沼津地区の高密度強震観測装置の定期点検を実施した。

2. 観測目的

局所的な地形・地盤条件が地震動に及ぼす影響を解明し、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、長大現埋トネルなどをはじめとする都市施設、河川施設および道路施設など広がりを持った構造物の耐震設計の合理化に資することを目的とする。

DENSE INSTRUMENT ARRAY PROGRAM
OF PUBLIC WORKS RESEARCH INSTITUTE

No.	LOCATION	YEAR OF COMPLETION
①	SAGARA	1982
②	YAIZU	1983
③	NUMAZU	1984
④	MATSUZAKI	1985

LOCAL LABORATORY ARRAY IN PWRI
AT TSUKUBA SCIENCE CITY (1979)

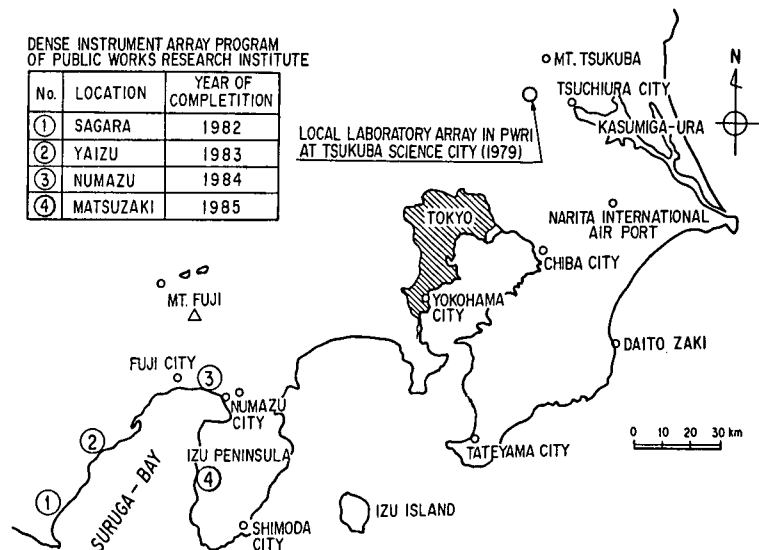


図1. 駿河湾沿岸における高密度強震観測計画

3. 観測方法および記録の利用

観測地区内の地表および地中に複数の地震計を設置し、各地点間の時刻の同時性を持った地震動の観測（高密度強震観測）を実施し、これより得られる記録を体系的に解析することにより、二次元的または三次元的な地震動の伝播特性、地震時に地盤中に生ずるいずみ、地震動の相対的な空間分布などを明らかにするとともに、このような特性が建造物の振動応答に及ぼす影響の解明を図る。また、観測施設が地震時に正常に動作、記録採取するよう観測施設の維持点検整備を実施する。

4. 駿河湾沿岸における高密度強震観測の概要

4.1 相良地区における高密度強震観測場の概要（昭和56年度設置）

相良地区（図1参照）は、駿河湾に面した2級河川荻間川沿いの地区である。観測点の位置と周辺の地形は図2に示す通りであり、荻間川の後背地、砂丘、丘陵地から構成されている。本地区一帯の基盤層は、新第3紀中新世の相良層であり、礫層および砂層をはさんだ泥質岩から成っている。相良層の厚さは約1000mとされており、この上に約30mの厚さで荻間川の沖積低地が堆積している。また、観測網は、丘陵地（NO.1）から荻間川の沖積低地に至るNO.①-②-③-④-⑤-⑦の観測線と荻間川の沖積低地から駿河湾沿いの砂丘に至るNO.⑥-⑦-⑧-⑨-⑩の観測線を中心とし、これにNO.⑪を加えた合計10地点からなり、NO.④、⑤、⑧、⑩の4地点では地表の他に相良層中に5m貫入した梁さ（地下30~36m）に地中地震計が配してある。



図2 相良地区の高密度強震観測場

4. 2 焼津地区における高密度強震観測場の概要 (昭和57年度設置)

焼津地区(図1参照)は、図3に示すように、高草山の山裾から朝比奈川・瀬戸川の左岸に至る地域を中心とした観測点からなる。朝比奈川・瀬戸川の左岸は、海成砂層、シルト層が厚く(約100m)堆積した我が国为数の軟弱地盤地域である。一方、右岸側は左岸に比べて比較的良好的地盤である。本地区の観測網は、高草山の山裾から朝比奈川・瀬戸川に至るN0.①-④-⑦-⑧-⑨-⑩-⑫と、これに直交するN0.②-③-④-⑤-⑥の2測線を中心として、これにN0.⑪を合わせた合計11地点からなり、N0.⑨地点では地表の他に地表面下112m(基盤)、63m、30mの3深度に地中地震計が配してある。

4. 3 沼津地区における高密度強震観測場の概要 (昭和58年度設置)

沼津地区(図1参照)は、沼津市と富士市の間に位置し、駿河湾に沿って東西に細長く延びる沼島ヶ原の愛鷹山の山裾から千本松原の砂州・砂丘に至る地域を中心とした観測点からなる。沼島ヶ原の表層部は一般に10~15mの厚さで有機質土でおおわれており、その下層には砂礫・海成砂・シルトの互層、さらにその下層には海成砂層が厚く堆積している。基盤は愛鷹山麓をつくる凝灰角礫岩で、東田子の浦付近では地表面下約160mあたりに存在するとされている。本地区の観測網は、図4に示すように、愛鷹山の山裾から千本松原に至るN0.⑤-⑭-④-⑬-③-⑩-②-⑥-①と、これに直交するN0.⑦-⑧-②-⑨の2測線を中心とし、これにN0.⑪、⑬を合わせた合計14地点からなり、このうちN0.⑭



図3 焼津地区の高密度強震観測場

地点では、地表面下10mの砂礫層に地中地震計を設置した。また、No.③地点では、地点の他に地表面下30m、10mの2深度に、No.⑩およびNo.⑪地点では、地点の他に地表面下30mに地中地震計を配している。なお、No.①、②、③、⑤地点では昭和54年度、No.④地点では昭和55年度から観測を行っている。

4. 4 松崎地区における高密度強震観測場の概要（本年度設置）

相良・焼津・沼津地区では、地盤条件の変化部もしくは軟弱地盤帯における地震動の観測を目的としているのに対し、松崎地区（図1参照）では、地形条件の変化部に着目した観測を目的としている。松崎地区では、観測地点の選定（昭和59年4～7月）、観測小屋建築工事および地中地震計設置用ボーリング工事（同年12月～昭和60年2月）および強震計設置工事（昭和60年2～3月）を、昭和60年3月15日から観測を開始した。

本地区の観測点と周辺の地形は図5に示すとおりであり、松崎町南部の牛原山の山腹から那賀川の扇状地である松崎町の中心部に至る地形の変化する方向に設置した観測点（No.①-②-③-④-⑤-⑥-⑦-⑧-⑨-⑩）と、No.⑪地点を合わせた合計11地点からなる。このうち、牛原山の山腹（No.②、③、④地点）では、地中地震計の換振部のみを遊歩道右側の地表面下2mの位置に埋設し、強震計本体は深空配線の接続ケーブルを介して、No.⑤地点に設置した。また、No.⑦、⑩地点では、既存の建物の一部を借用して地中地震計を設置し、換振部は建物から離れた地表面下2mの位置に埋設した。No.⑤、⑥、⑧、⑨地点では、地表の他にそれぞれ地表面下4.5m、40.5m、52.0m、38.0mの深度に地中地震

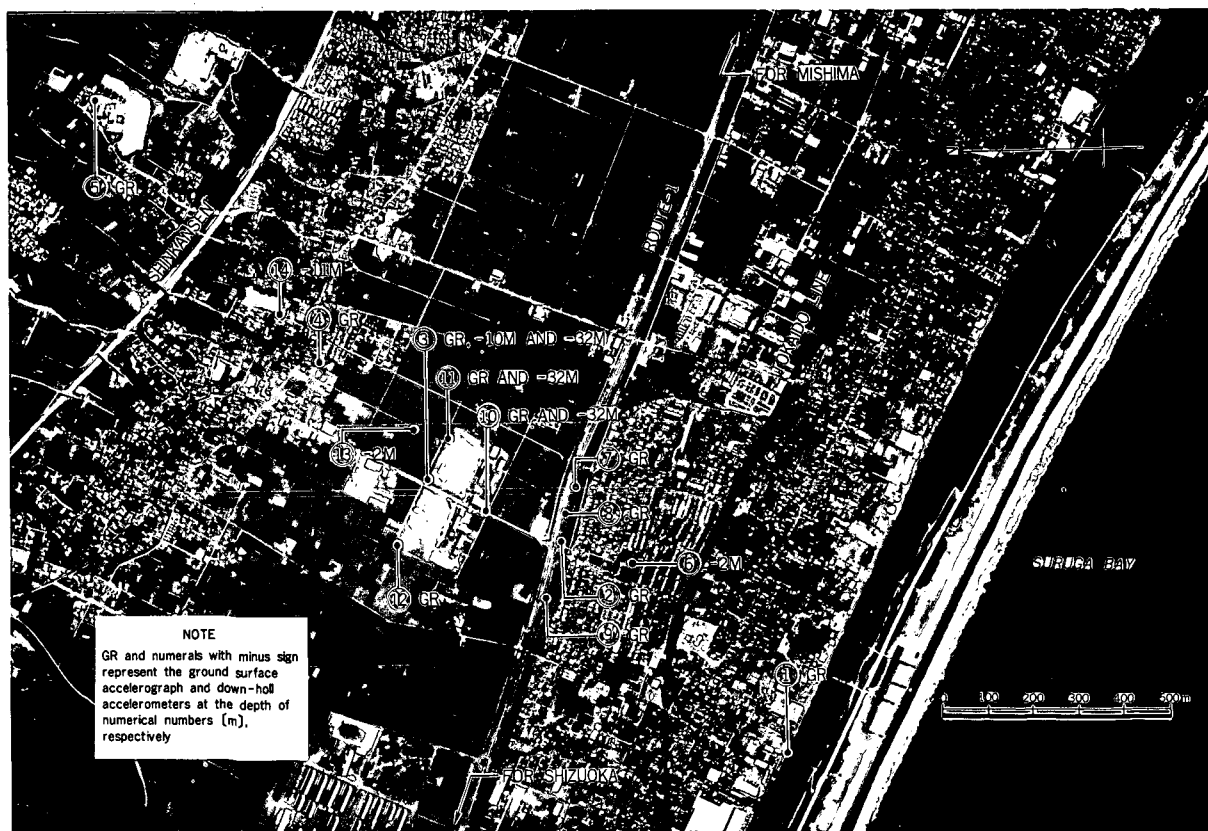


図4 沼津地区の高密度強震観測場

計を配している。各強震計の観測方向は南北、東西および上下方向に統一している。

松崎地区は、伊豆半島西岸沿いの中で平地の拓けた数少ない地域の一つであり、那賀川沿いに東西に小規模な沖積平野が発達している。本地区に分布する基盤は層厚200m前後とされる白浜層群の輝石安山岩類であり、那賀川沿いのNo①地点での基盤深さは80~100mとされている。また、この上に堆積した沖積層は大きく上部、中部、下部の3層に分類でき、上部層は層厚5~20mの砂質土、中部層は層厚10~20mの軟弱粘性土、下部層は層厚20m以上の砂礫~砂質土に分けられる。

表1 強震計の主な仕様

		SAMTAC-17S	DSA-1
換振部	タイプ	速度帰還型サボタイフ加速度計	変位帰還型サボタイフ加速度計
	フルスケール	±1000gal	±1000gal
	固有振動数	5Hz	50Hz
	減衰定数	240	0.7
起動部	感振方向	上下成分	上下成分
	起動加速度	5gal(可変)	10gal
記録部	方式	デジタル(16ビット)	デジタル(12ビット)
	成分数	信号3, 時間1, 計4	信号3, タイムコード1, 計4
	テーブ	デジタルカートリッジテーブ	デジタルカートリッジテーブ
	ダイナミックレンジ	96dB	66dB
	サンプリングタイム	1/200秒	1/200秒
	記録時間	約30分	約20分
	遅延時間	5秒	—
タイムコード	時計精度	10 ⁻⁷	10 ⁻⁶
	自動時刻校正	NHK時報により海正時に校正	JJY信号により6秒ごとに校正

4.5 観測機器

観測には、建設省建設技術評価制度に基づき開発された普及型強震計を本観測の目的に合致するように一部仕様を変更したデ

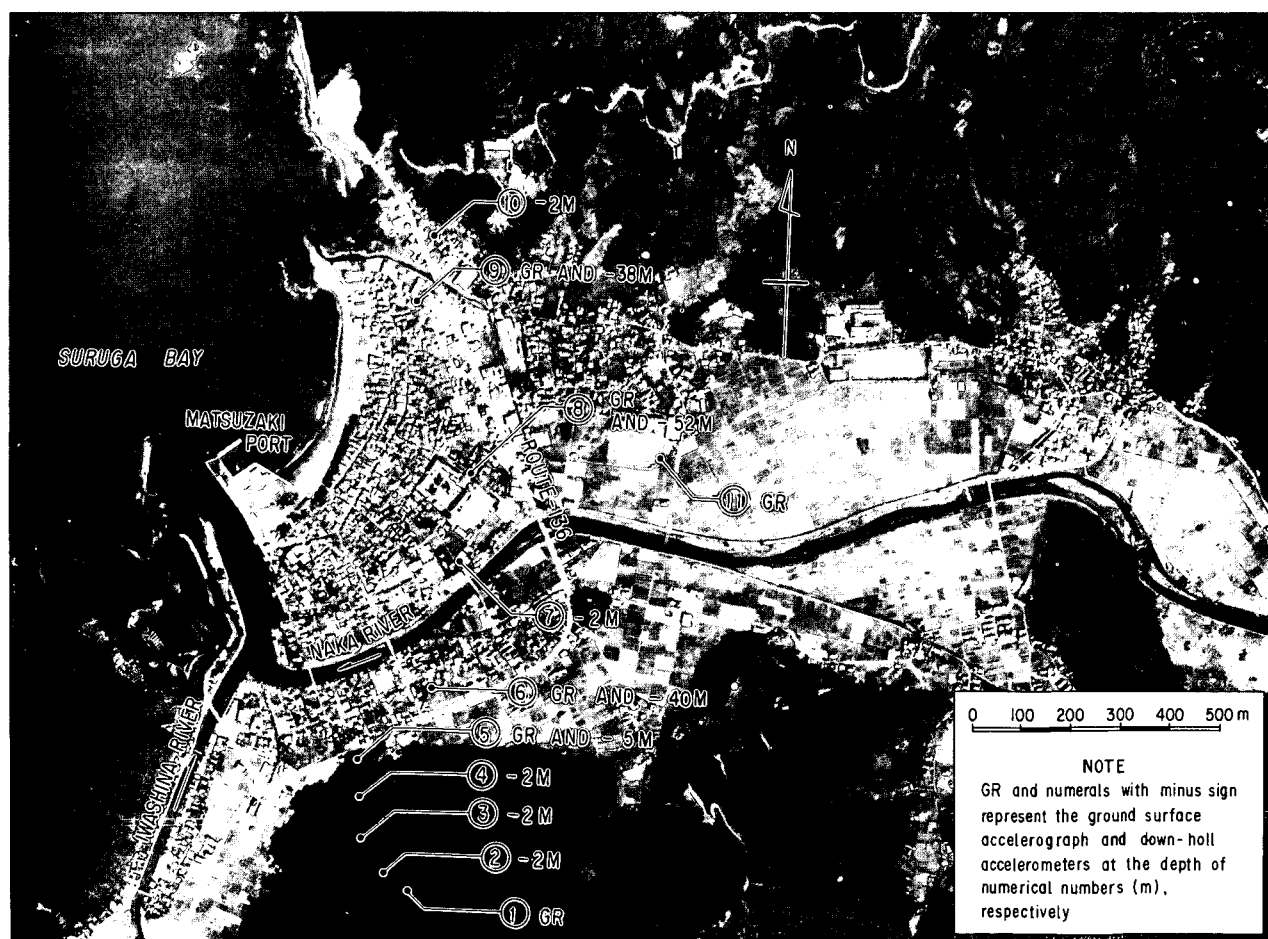


図5 松崎地区の高密度強震観測場

デジタル強震計(SAMTAC-17S)を使用しているが、沼津地区の一部の観測点(昭和54, 55年度に設置したNO.①~⑤の5観測地点)では、米国製のデジタル強震計(DSA-1型)を使用している。強震計の主な仕様は表1に示すとおりであり、各強震計は、観測記録相互に時刻の同時性を確保するため、起動後の絶対時刻を記録するようになっている。

4. 6 既設地区の維持点検

既に設置が完了している相良、焼津、沼津地区での正常な観測体制を維持するために高密度強震観測装置の定期点検を実施し、強震計の調整・修理を加えることにより、正常な観測体制の維持を図った。

5. 観測結果

既に観測を開始している相良、焼津、沼津地区において現在までに観測された強震記録は表2に示すとおりであり、3地区全体では、最大加速度が50gal未満の記録は15記録、50gal以上100gal未満の記録は2記録となっている。また、長野県西部地震(1984年9月14日)により相良、焼津、沼津地区で得られた記録の一例を図6に示す。これによれば焼津地区は、相良、沼津地区に比べ震央距離が短いため、地震波が早く到着していることがわかる。

6 今後の課題

- 1) 記録の蓄積を図り、地震動に及ぼす局地的な地形・地盤条件の影響について検討する。
- 2) 定期点検を実施し、正常な観測体制の維持を図る。

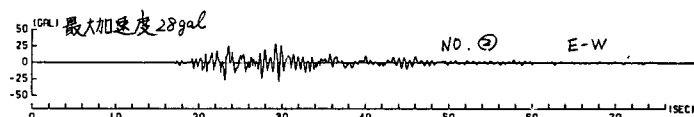
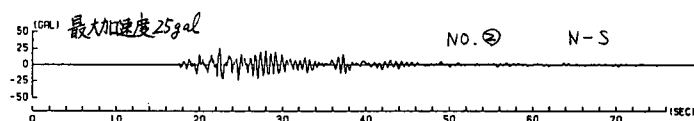
表2 高密度強震観測により得られた強震記録一覧

	相良地区					焼津地区					沼津地区					松崎地区				
1979																				
1980																				
1981																				
1982	観測開始																			
	A	B	C	D	Total	A	B	C	D	Total	A	B	C	D	Total	A	B	C	D	Total
	1	0	0	0	1															
1983	1	2	0	0	3	観測開始														
	A	B	C	D	Total	A	B	C	D	Total	A	B	C	D	Total	A	B	C	D	Total
	3	0	0	0	3															
1984	3	0	0	0	3	3	0	0	0	3	観測開始									
	A	B	C	D	Total	A	B	C	D	Total	A	B	C	D	Total	A	B	C	D	Total
	4	0	0	0	4															
1985																観測開始				
	A	B	C	D	Total	A	B	C	D	Total	A	B	C	D	Total	A	B	C	D	Total
観測地震総数	5	2	0	0	5	6	0	0	0	6	4	0	0	0	4					

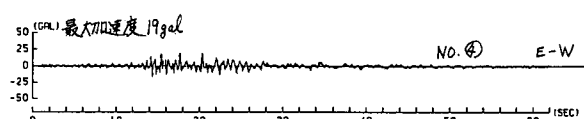
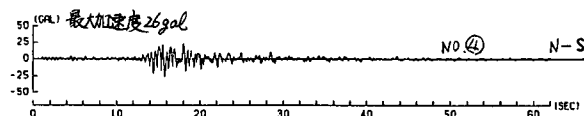
A: $a_{max} < 50 \text{ gal}$ B: $50 \text{ gal} \leq a_{max} < 100 \text{ gal}$ C: $100 \text{ gal} \leq a_{max} < 200 \text{ gal}$

D: $200 \text{ gal} \leq a_{max}$

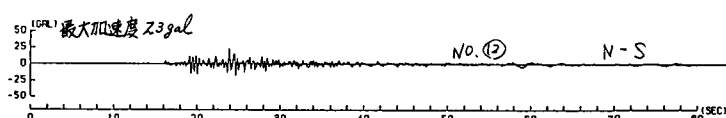
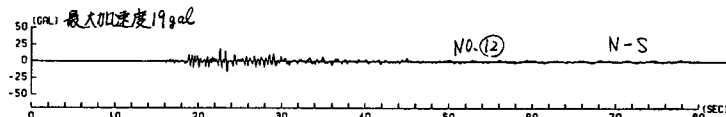
* $A_{max} = 179.2 \text{ gal}$: 伊豆半島東方沖地震 ($M = 6.7$)



(1) 相良地区 (震央距離約139km)



(2) 焼津地区 (震央距離約126km)



(3) 沼津地区 (震央距離約138km)

図6 長野県西部地震により得られた記録例

(3) 河川総合

6. ダムの耐震設計法に関する調査

6.4 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

高橋 和え

1 まえがき

土木構造物に対する強震観測は、道路施設に対しては昭和40年代前半より実施され、その成果の一部はすでに、道路橋示方書等の設計基準に取り入れられている。しかし、道路施設に対する強震観測結果は、主として第四紀沖積世を中心とする軟弱な地盤上の地震動であり、堅固な岩盤上に建設されるダムに対する設計地震力の検討に直接これらの成果を適用することはできない。ダム施設に対する強震観測については、観測開始は昭和32年と古い、現在までのところ有効な記録が少なく観測網の整備拡充が必要とされている。

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、また得られた地震動記録の特性の解析を実施するものである。

3. 調査方法

昭和59年度は、以下の項目について調査を実施した。

- 1 ダム施設に対する強震観測（強震計の点検補正、強震記録の収集および数値化）
- 2 ダム施設に対する強震計設置状況調査
- 3 岩盤上における地震動の継続時間特性の検討

4. 調査結果

4.1 ダム施設に対する強震観測

4.1.1 強震計の点検補正

表-1 SMAC型 強震計点検補正結果

表-1に示す6ヶ所の補助ダムのSMAC型強震計12台について定期点検を実施した。点検の結果、消耗箇所、腐食等が見えられたが、適切な調

NO	観測所名	県名	維持管理機関	設置位置	型式	点検補正結果	対策
1	堂坂ダム	富山	県ダム管理所	地盤	B ₂	電圧計値経年変化あり	更新済
2	稲花ダム	長野	"	右堤頂	B ₂	ハンドル押え不良	交換
				右リム	D	電圧部不良	修理済
				左堤頂	Q	異状なし	
3	樽水ダム	宮城	"	地盤	F ₂	"	
4	三保ダム	神奈川	"	ギャラリー	F ₂	1号部材取付箇所不良	修理済
				天端	Q	異状なし	
5	漆沢ダム	宮城	"	底部	Q	"	
				天端	Q	"	
6	相生川ダム	群馬	"	天端	F ₂	ベッ圧不足	調整
				底部	F ₂	異状なし	

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。なお、ダム施設の強震計の点検に関しては、地建依頼によりSMA C型強震計9箇所18台、電磁式強震計17箇所138成分についても同時に実施している。

表-2(1) 昭和59年に得られた強震記録

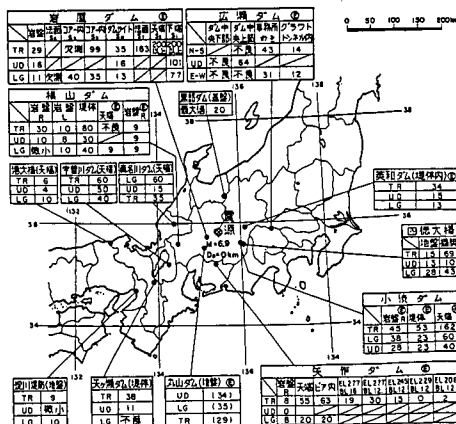
4.1.2 強震記録の収集

昭和59年は、表-2(2)に示す14地震により表-2(1)に示す31記録が得られた。また昭和59年9月14日には、長野県西部地震が発生しており、内陸型の地震であることから中部、近畿地方の各ダムで強震記録が得られた。図-1には、道路施設に設置された強震計により得られた記録も含めて各地の観測地点における最大加速度の値を示す。

震央付近に位置する牧尾ダムには、電磁式強震計が設置されていたが、スケールオーバーし記録は得られなかった。しかし最大記録振幅の設定値より200 gal以上の最大水平加速度が生じたことが明らか

表-2(2) 昭和59年に得られた強震記録の地震諸元

地震 No.	地震名	地震の諸元				
		年.月.日.時:分	経度	緯度	Δ(km)	M
84002	茨城県沖	1984.1.17. 20:14	141°15'	36°27'	43	5.6
84007	神奈川・山梨県境	2.14. 01:53	139°06'	35°35'	25	5.2
84008	茨城県南部	2.21. 20:52	140°08'	36°08'	79	5.0
84009	島根近海	3.6. 11:17	139°12'	29°20'	452	7.9
84011	"	4.24. 13:11	138°50'	30°52'	407	6.7
84013	大阪府北部	5.05. 02:13	135°42'	34°53'	13	4.6
84021	茨城県南部	6.30. 02:45	139°52'	36°09'	61	5.0
84023	"	7.26. 13:52	140°03'	36°11'	61	4.8
84026	長野県南部	9.14. 08:48	137°31'	35°47'	0	6.9
84030	房総半島南東部	9.19. 02:03	141°51'	33°56'	46	6.8
84033	栃木・群馬県境	12.09. 12:01	139°27'	36°39'	9	4.6
84034	"	12.11. 12:56	139°26'	36°39'	6	4.5
84035	千葉県中部	12.17. 23:50	140°03'	35°38'	75	4.9
84036	福島県沖	12.19. 04:35	141°29'	37°08'	44	5.5



- 注1 表中の①は電磁式強震計による。
 ②は音叉型強震計による。
 注2 () の記号は力の単位と記録が交叉し最大値の読み取りの信頼性が低いことを示す。
 注3 震動ダムの値は、測定電力の電圧降下による。
 注4 地震ダムの値は、地震計の固有振動数による。
 注5 〇は、記録が不明であることを示す。

図-1 長野県西部地震による各地の最大加速度

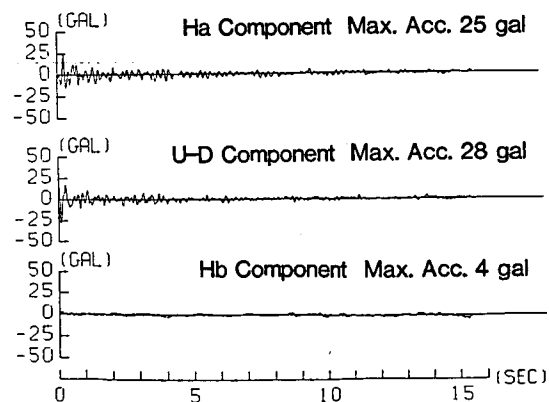


図-2 長野県西部地震により横山ダム岩盤上で得られた加速度記録

かである。図-2に示す加速度波形は、震央距離約100 kmの地点にある横山ダムの岩盤に設置されたSMAC型強震計により得られたものである。

4.1.3 強震記録の数値化

本年度は、表-3に示すように昭和58年に得られた記録のうち最大加速度の大きいSMAC型強震記録3成分の数値化を行なった。

表-3(1) 昭和59年度に数値化したダム関係の強震記録

NO	観測所NO	観測所名	設置箇所		最大加速度(g _{cd})			地震NO
			箇所	記録	HA	U-D	HB	
1	615	島地川ダム	DA-1	1	22.8	37.4	101.9	8301Z

表-3(2) 数値化したダム関係強震記録の地震諸元

地震NO	地震名	地震の諸元					
		年月日時分	経度	緯度	Δ(km)	M	
8301Z	大分県北部	1983.08.26 05:24	131°36'	33°33'	116.0	6.8	

4.2 ダム施設に対する強震計設置状況調査

公共ダム施設に設置された強震計の状況を把握するを目的として、強震計設置状況調査を本省河川局開発課と共に実施した。表-4は、設置機関別、強震計型式別の設置箇所数、台数である。設置箇所数では、直轄ダムが28箇所と多くなっており強震計型式では電磁式強震計が44箇所と多くなっている。また、ダム施設では、表-5に示すように道路施設、河川施設と比べて建設省の建設技術評価規格で評価を実施した普及型強震計の設置が進んでいる。表-5には強震観測を実施しているダムを、図-3にはその位置図をそれぞれ示す。図-3より明らかなようにダム施設での強震観測は、本年の長野県西部地震のような内陸型地震による強震記録を得る場合に非常に重要であることがわかる。

表-4 ダム施設への強震計設置状況(機関別)

昭和59年7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	28	13(27)	21(179)	8(15)
北海道開発局	7	0	4(43)	3(3)
沖縄総合事務局	2	0	0	2(3)
水資源開発公団	6	1(2)	4(49)	0
都道府県	25	8(16)	15(124)	6(12)
合計	68	22(45)	44(395)	19(33)

表-5 公共土木施設への強震計設置状況

昭和60年3月31日現在

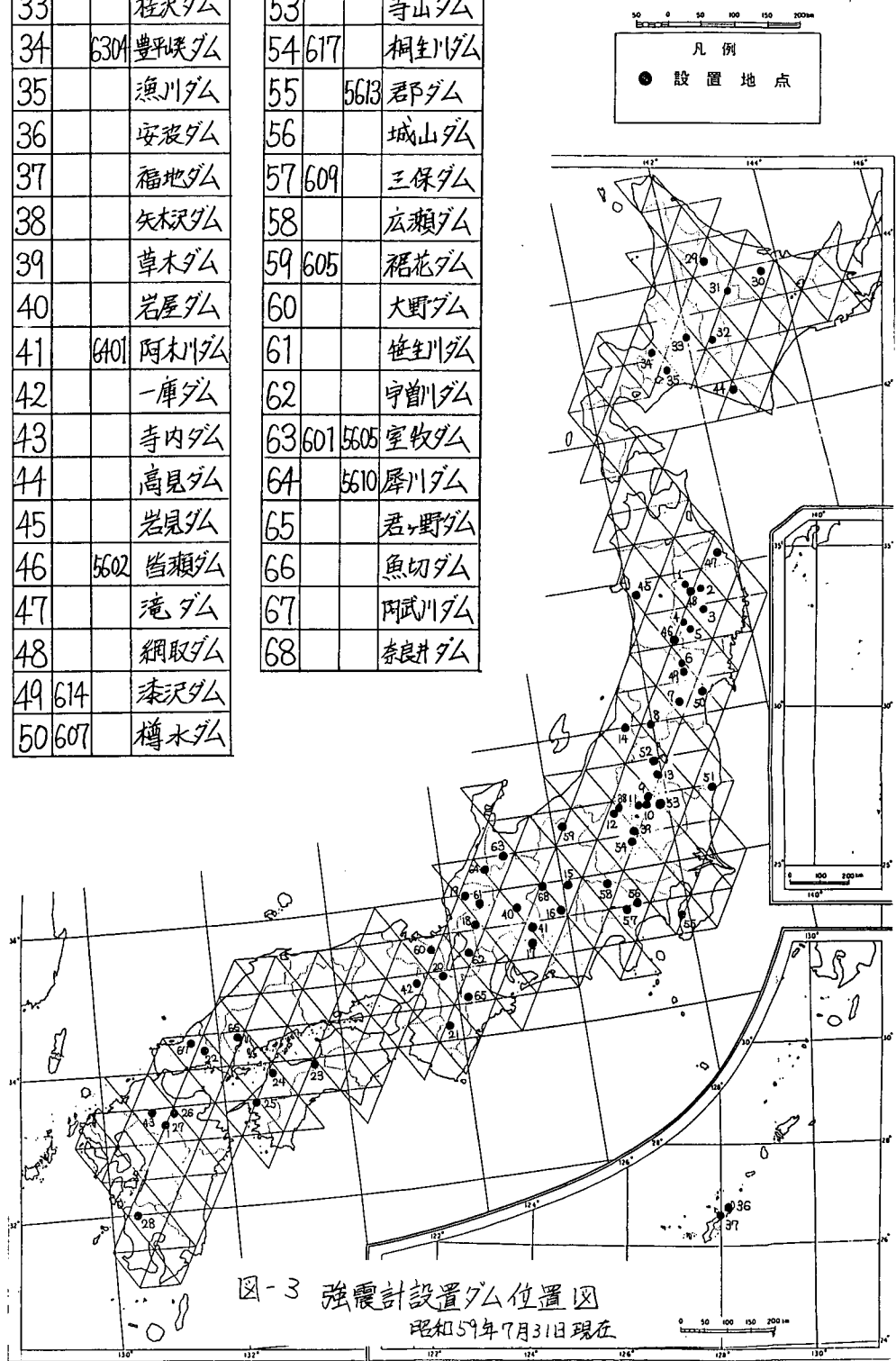
対象施設	箇所数	強震計型式		
		SMAC型 箇所数(台数)	電磁式 箇所数(成分数)	普及型 箇所数(台数)
道路施設 (橋梁、沈埋トンネル、橋梁建設予定) 地点	146	116(233)	23(275)	12(44)
河川施設 (堤防、堰、水門)	30	24(48)	4(28)	2(5)
ダム施設	68	22(45)	44(395)	19(33)
下水道施設 (管渠、処理場)	6	5(10)	1(3)	0
その他 (地盤上)	4	4(4)	0	0
合計	254	171(340)	72(701)	33(82)

表-6 強震計設置ダム

NO	SMAC型 NO	電磁式 NO	ダム名
1	616	5618	御所ダム
2		5609	四十四田ダム
3		5620	田瀬ダム
4		5601	湯田ダム
5		5619	石淵ダム
6		5603	鳴子ダム
7		5612	釜房ダム
8	613	5617	白川ダム
9		5625	五ヶ里ダム
10			川治ダム
11		5604	川保ダム
12		5615	藤原ダム
13	612		大川ダム
14	608		大石ダム
15		5622	美和ダム
16		5623	小沢ダム
17		5611	矢作ダム
18	602	5606	横山ダム
19	611		真名川ダム
20	604	5607	天ノ瀬ダム
21	603	5608	猿谷ダム
22	615		島地川ダム
23	618		柳瀬ダム
24		5624	石川川ダム
25		5621	野村ダム
26			耶麻媛ダム
27		5614	下笠ダム
28	606		鶴田ダム
29			岩尾内ダム
30			鹿ノ子ダム

NO	SMAC型 NO	電磁式 NO	ダム名
31			大雪ダム
32			金山ダム
33			桂沢ダム
34		6304	豊平峡ダム
35			漁川ダム
36			安夜ダム
37			福地ダム
38			矢木沢ダム
39			草木ダム
40			岩屋ダム
41		6401	阿木川ダム
42			一庫ダム
43			寺内ダム
44			高見ダム
45			岩見ダム
46		5602	皆瀬ダム
47			滝ダム
48			網取ダム
49	614		奈沢ダム
50	607		樽木ダム

NO	SMAC型 NO	電磁式 NO	ダム名
51			四時ダム
52			東山ダム
53			寺山ダム
54	617		桐生川ダム
55		5613	郡ダム
56			城山ダム
57	609		三保ダム
58			広瀬ダム
59	605		稲花ダム
60			大野ダム
61			笹生川ダム
62			宇曾川ダム
63	601	5605	室牧ダム
64		5610	犀川ダム
65			君野ダム
66			魚切ダム
67			阿武川ダム
68			奈良井ダム



4.3 岩盤上における地震動の継続時間特性の検討

ダム建設地点のような硬質な地盤上における地震動特性を把握するため、昭和58年度は我が国の地盤上で得られた2@197成分の水平加速度記録をもとに、硬質地盤上の加速度応答スペクトルの距離減衰式を開発した。昭和59年度は、昨年度の検討に引続き岩盤上における地震動の継続時間の特性について検討を行なった。

解析対象とした記録は、昨年度と同じ我が国の地盤上67観測地点において建設省土木研究所および運輸省港湾技術研究所により観測・数値化された2@197組の水平加速度強震記録であり、これらの記録には数値化精度を考慮した計器補正(補正範囲1/2~3秒)を加えている。また、各観測地点の地盤種類の分類は、1種(道路橋示方書による1種地盤)、2種(同、2種および3種地盤)3種(同、4種地盤)の3区分とした。

地震動の加速度波形は、一般に図-4に示すように時間的に不規則に変化する。地震動の継続時間の定義としては各種の方法が考えられるが、ここでは最大加速度 a_{max} [gal]の生じた時刻 t_{max} [秒]を基準とし、 a_{max} の α 倍($0 < \alpha < 1$)の加速度 $\alpha \cdot a_{max}$ [gal]が最初に生じた時刻 $t_{\alpha 1}$ から t_{max} までの時間を $T_{\alpha 1}$ [秒]、 t_{max} から $\alpha \cdot a_{max}$ [gal]以上の加速度が最後に生じた時刻 $t_{\alpha 2}$ までの時間を $T_{\alpha 2}$ [秒]とし、次式により、地震動の継続時間 $T_{\alpha 1}$ 、 $T_{\alpha 2}$ を定義する。

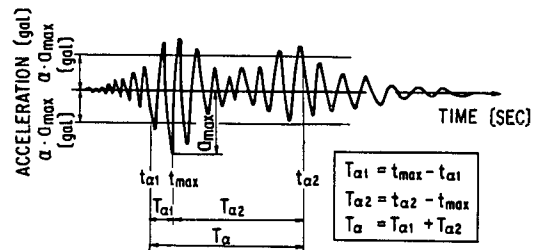


図-4 地震動の継続時間の定義

$$\begin{aligned} T_{\alpha 1} &= t_{max} - t_{\alpha 1} \\ T_{\alpha 2} &= t_{\alpha 2} - t_{max} \end{aligned} \quad \text{----- (1)}$$

次に、継続時間 $T_{\alpha 1}$ 、 $T_{\alpha 2}$ の予測式を開発するために、各地盤種別ごとに $T_{\alpha 1}$ 、 $T_{\alpha 2}$ を地震のマグニチュード M および震央距離 Δ [km]の関数として次式で回帰することとした。

$$\left. \begin{aligned} T_{\alpha 1} \\ T_{\alpha 2} \end{aligned} \right\} = \tilde{a} \times 10^{\tilde{b}M} \times (\Delta + 30)^{\tilde{c}} \quad \text{----- (2)}$$

ここで係数 $\tilde{a}$ 、 $\tilde{b}$ 、 $\tilde{c}$ は重回帰分析により、1種~3種の地盤種別ごとに定める係数である。本解析では α を0.1、0.2、0.3、0.4、0.5、0.6、0.7、0.8、0.9の9種類に変化させ $T_{\alpha 1}$ 、 $T_{\alpha 2}$ を求めた。式(2)をもとに、継続時間 $T_{\alpha 1}$ 、 $T_{\alpha 2}$ の回帰係数 $\tilde{a}$ 、 $\tilde{b}$ 、 $\tilde{c}$ を定めると表-7のようになる。また、図5は、 α の値を横軸にとり係数 $\tilde{a}$ 、 $\tilde{b}$ 、 $\tilde{c}$ 、及び重相関係数 R の変化の状態を示したものである。なお図中には2種、3種地盤についての結果についても示してある。

表-7 式(2)による継続時間 $T_{\alpha 1}$ 、 $T_{\alpha 2}$ の回帰係数(1種地盤の場合)

α	$T_{\alpha 1}$				$T_{\alpha 2}$			
	$\tilde{a}$	$\tilde{b}$	$\tilde{c}$	R	$\tilde{a}$	$\tilde{b}$	$\tilde{c}$	R
0.9	0.00215	0.188	0.0445	0.183	2.76×10^{-4}	-0.255	1.928	0.413
0.8	2.15×10^{-4}	0.233	0.619	0.279	8.34×10^{-4}	-0.240	1.779	0.358
0.7	1.81×10^{-5}	0.264	1.254	0.444	6.81×10^{-5}	0.0283	1.758	0.440
0.6	6.88×10^{-6}	0.397	1.202	0.588	3.74×10^{-4}	-0.055	1.846	0.534
0.5	2.10×10^{-5}	0.360	1.167	0.622	3.92×10^{-4}	0.194	1.229	0.560
0.4	5.21×10^{-5}	0.378	1.013	0.695	0.00282	0.169	1.038	0.670
0.3	1.19×10^{-4}	0.338	1.009	0.679	0.00553	0.176	0.947	0.657
0.2	2.74×10^{-4}	0.365	0.819	0.699	0.0707	0.138	0.606	0.612
0.1	0.00312	0.313	0.548	0.653	0.570	0.119	0.290	0.506

次に式(2)の試算例として、継続時間 $T_{\alpha 1}$ 、 $T_{\alpha 2}$ に及ぼすマグニチュードの影響、震央距離の影響、および地盤種別の影響を示すと、それぞれ図6~図8のようになる。ここでは最大加速度 a_{max} が生じる時刻 t_{max} を時間の原点にとって、これよりマイナス側に $T_{\alpha 1}$ 、これよりプラス側に $T_{\alpha 2}$ をそれぞれ示

している。そのため、継続時間と同時に加速度振幅が時間とともにどのように変化するがという、波形の形状（一般に傾向関数という）も読み取ることが出来る。これによれば、他の条件が同じであ

れば同一の α に対する継続時間 T_{d1}, T_{d2} は、いずれも一般に、リマグニチュード M が大きい程、2) 震央距離 Δ が大きい程、3) 地盤が軟弱な程、それぞれ、長くなる傾向にあることがわかる。ただし、3者の中ではマグニチュードの影響が一番顕著である。

いま、岩盤上(1種地盤)において $M=8$ クラスの大地震が震央距離 50km 程度の位置で発生したとすると、この場合の継続時間は $\alpha=0.7$ の場合で24秒程度と推定することができる。

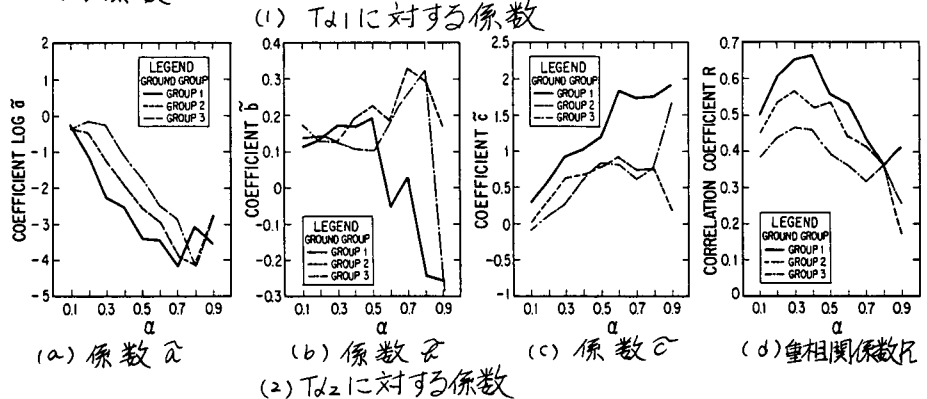
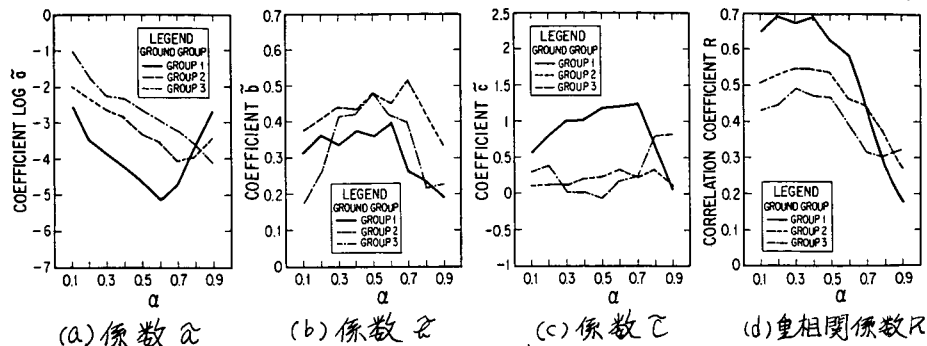


図-5 継続時間 T_{d1}, T_{d2} に対する係数 α, β, γ および重相関係数 R

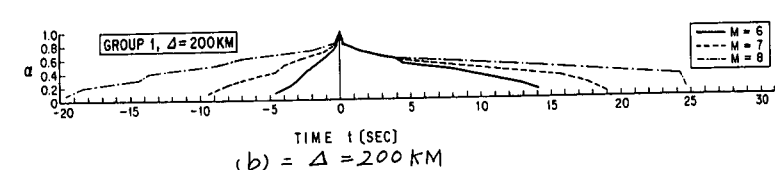
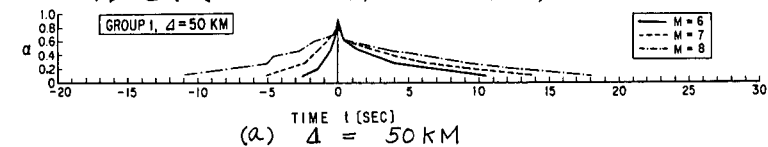


図-6 加速度の継続時間 T_{d1}, T_{d2} に及ぼすマグニチュードの影響(1種地盤の場合)

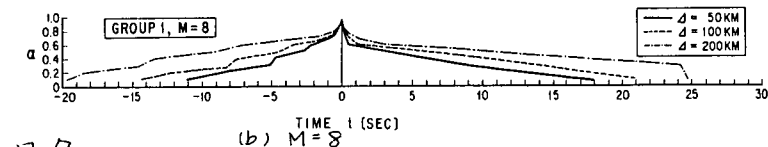
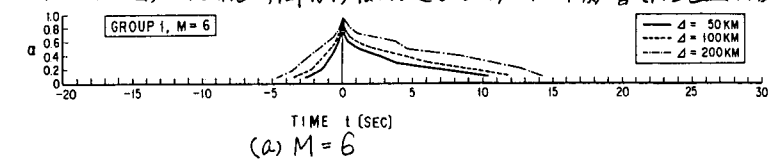


図-7 加速度の継続時間 T_{d1}, T_{d2} に及ぼす震央距離の影響(1種地盤の場合)

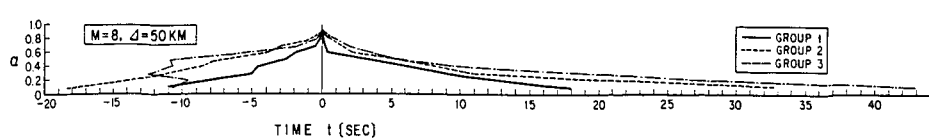


図-8 加速度の継続時間 T_{d1}, T_{d2} に及ぼす地盤種別の影響 ($M=8, \Delta=50\text{km}$ の場合)

5. 今後の問題点

ダム施設に対する強震観測も20年以上が経過しSMAC型、電磁式強震計とも老朽化したものが多くなってきた。老朽化した強震計については、順次普及型強震計への更新が為されているが、今後は、岩盤における強震観測を強化し、硬質地盤における良好な強震記録の増加を図る必要がある。また、硬質地盤における地震動特性についても、記録の蓄積に合わせて、解析を高度化してゆく必要がある。

(5) 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調査

5.2.1 道路盛土の地震荷重に関する試験調査

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

日本海中部地震等既往の地震により数多くの道路盛土など、盛土形式の構造物が甚大な被害を受けている。これらの被害の多くは地盤の液状化によるものであり、砂質地盤上の盛土の耐震性を検討するにあたり、液状化の影響を無視することはできない。

2. 調査目的

液状化する地盤上の盛土の地震による変形量は、地震力の大きさ、地盤の液状化の程度、液状化する層厚などの影響を受けることが知られている。本研究は、このうち液状化する層厚の違いが盛土の地震時の変形特性に与える影響を明らかにし、合理的な耐震設計手法の確立に資する事を目的とする。

3. 調査方法

振動台上に設置した土槽（長さ1.8m、幅0.6m、高さ1m）内に図-1に示すような地盤および盛土模型を作成し加振実験を行った。地盤模型は、ロームを用い非液状化層、浅間山砂を用い液状化層を作成し、この液状化層厚を15cmから60cmまで種々変化させることとした。加振条件は、加振振動数 5 Hzの正弦波により一定加速度で 8 秒間（40波）継続した。一度加振した後は、間隙水圧が消散したことを確認の後、加速度を増加し盛土の変状が十分大きくなるまで加振を繰り返した。各模型の加振実験における加振段階と振動台の実測最大加速度の関係を表-1に示す。

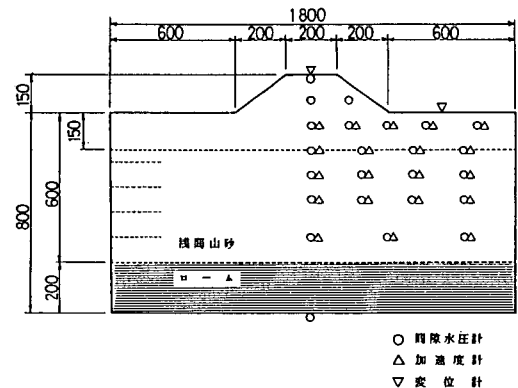


図-1 実験模型概要

4. 調査結果

振動台加速度と盛土天端の累積沈下量の関係を図-2に示す。これより液状化層厚が60cmのA-6の場合を除くと、同一振動台加速度に対する盛土天端の累積沈下量は、液状化層厚が30cmまでの模型では層厚に比例して増加する傾向

表-1 振動台の実測最大加速度

模 型 No.	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6
液状化層厚 [cm]	15	20	30	40	50	60
加振段階 1	36	37	36	32	38	36
加振段階 2	71	74	68	60	68	58
加振段階 3	103	103	103	100	100	100
加振段階 4	139	133	134	132	132	128
加振段階 5	171	164	163	159	161	167
加振段階 6	204	197	—	—	—	195

にあり、層厚が30cmを越える模型では層厚によらず、ほぼ等しい沈下量を示す。

加振段階5（振動台加速度約160gal）の加振終了直後における過剰間隙水圧比の分布の例を図-3に示す。間隙水圧は実測値を用い、有効上載圧はFEM解析により求めた値を用いている。A-1（液状化層厚15cm）～A-5（液状化層厚50cm）の場合には、盛土直下地盤では過剰間隙水圧比が0.5～0.7程度、周辺地盤では0.7～1.0程度と高く、特に周辺地盤においては完全液状化の状態に近いことがわかる。図-2に示したとおり、沈下量の小さいA-6（液状化層厚60cm）の場合には、盛土周辺の地盤においては0.7～1.0程度と高い値を示しているが、盛土直下地盤では0.2～0.5程度と他の模型よりも小さな値を示しており、盛土直下地盤が十分飽和されていなかったことが考えられ、これが沈下量を小さくした要因と考えられる。

地盤および盛土の変形状況を見るために、側面の観測窓より撮影した写真から、加振段階3（振動台加速度約100gal）、4（約130gal）、および5（約160gal）終了時におけるメッシュの変状を重ね書きしたものが図-4である。液状化層厚が15cmと薄いA-1の場合には、液状化層の下端近くまで地盤に水平変位が認められ、地盤の水平変位は地表面において最大となっている。液状化層厚が50cmと厚いA-5の場合には、地盤の水平変位が認められる領域が地表面より30～40cmの深度まで広がり、地盤の水平変位は地表面で最大とはならず、地表面より20～30cmの深度において最大となる。

5. 今後の課題

今回の実験では、盛土高さ15cmの盛土に対し、沈下に影響を与える領域として層厚30～40cm（盛土高さの約2倍程度）という結果が得られた。これは、土槽内に設けた特定の断面形状の盛土に対する結果であり実際の盛土に対して直接この比率を対応づけることはできないが、以上の傾向は実際の盛土にも対応するものと考えられ、地盤改良の範囲および盛土の変形量に大きく影響を与える範囲について検討するにあたり、おおいに参考になるものである。今後は、本実験結果と実際の盛土の地震時挙動との対応づけを行う必要がある。

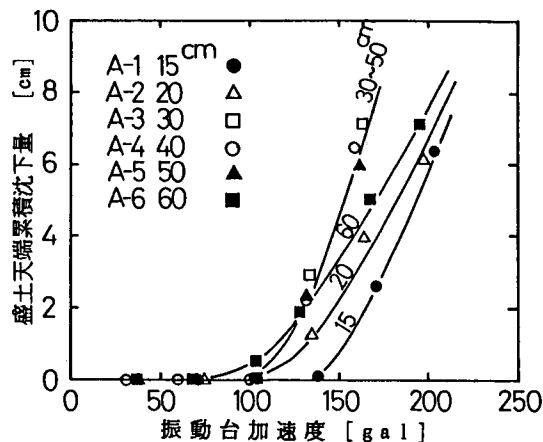


図-2 沈下量と振動台加速度の関係

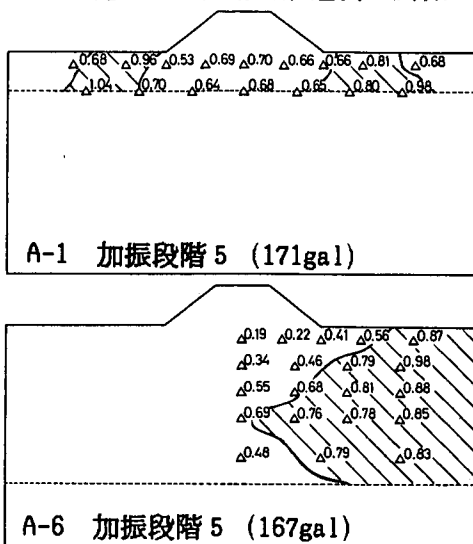


図-3 過剰間隙水圧比の分布図

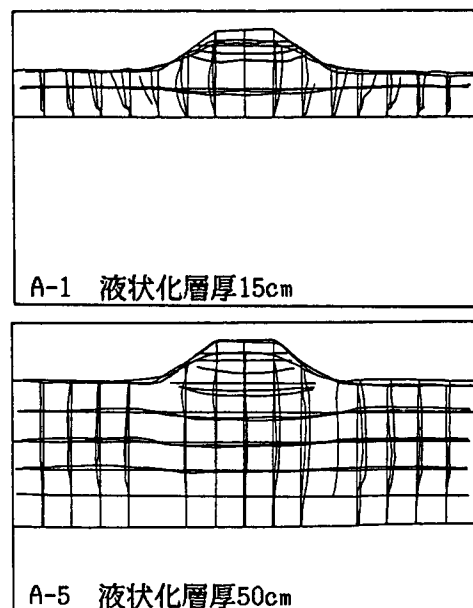


図-4 メッシュの変状図

(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

8.3 道路施設の耐震性に関する試験調査

8.3.3 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

“ “ 栗原徹郎

“ “ 相沢 興

“ “ 高橋和え

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200 gal を超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58年度には、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。

本年度は、地盤上および橋脚上で得られた強震記録をもとに、数値化・計器補正した上で、最大加速度の増幅特性について基礎構造形式ごとに検討した。

2. 調査目的

現行示方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。

表1 解析対象とした橋梁および基礎形式

3. 調査方法および調査結果

3.1 解析対象記録

解析対象とした記録は、表1に示す12地点において観測された135記録である。また、基礎形式ごとの記録数を示すと、表2のようになる。表より、直接基礎の橋脚で得られた記録が少なく、一方、杭基礎橋脚で得られた記録が多いことがわかる。次に、マグニチュードM別に記録数を示すと、図1のようになる。図1からわかるように、M7以下の地震による記録が全体の76%を占めており、規模の大きい地震による記録は比較的少ない。

3.2 地盤—橋脚間の最大加速度の増幅特性

3.1に示した135記録を用いて、基礎形式別に、橋脚方向お

NO.	観測所NO	観測所名	基礎形式	記録数
1	101	新葛飾橋	ケーソン	9
2	104	新利根川橋	杭	24
3	106	草加高架橋	杭	29
4	302	開北橋	直接	9
5	304	伊豆橋	ケーソン	13
6	308	板島橋	ケーソン	3
7	310	平井大橋(P5)	杭	8
8	“	“ (P6)	“	6
9	902	西新井橋(P7)	ケーソン	11
10	“	“ (P9)	杭	9
11	1004	境川橋	直接	7
12	1005	堀ノ保橋	杭	7
合 計				135

よび橋軸直角

方向の地盤上

最大加速度 A_g

[gal]と橋脚上

最大加速度 A_p

[gal]の関係を示すと、それぞれ、図2(a)および(b)

のようになる。図2より、多少のばらつきは見ら

れるが、 A_g と A_p の間には比較的よい相関があるこ

とが認められる。そこで、 A_g と A_p の関係を次式の

ように仮定する。

$$A_p = a \times A_g^b \quad (1)$$

ここで、 a および b は未定係数である。基礎形式

および方向別に、最小二乗法により係数 a および

b を求めると、表3のようになる。なお、表中に

は、相関係数 R も併せて示している。図2および

表3より、以下の事項が指摘される。

1)地盤から橋脚に至る最大加速度の増幅率(A_p/A_g)を基礎形式別に比較すると、直接基礎の場合

が最も大きく、杭基礎およびケーソン基礎では同

程度の値となる。

2)最大加速度の増幅率を方向別に比較すると、一

般に、橋軸方向の方が橋軸直角方向よりも大きくなる。

3)一般に、最大加速度の増幅率は、地盤上の最大

加速度が大きくなるに従い減少する。

ここで、3)については、地震のマグニチュード、

地盤上の強震計の設置点から橋脚までの距離、地

盤条件等の影響を受けると考えられるので、本調

査で検討した結果のみから、地盤上の加速度が大

きくなるに従い増幅率が減少すると、断定するこ

とはできない。

4. 今後の課題

今後は、記録の蓄積を図るとともに、増幅率に

及ぼす地震のマグニチュード、地盤条件、橋脚の固

有周期と地震動の卓越周期の関係等の影響につい

て検討する必要がある。

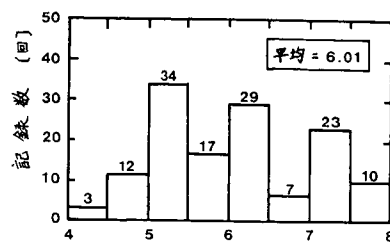
表3 式(1)の係数 a 、 b および相関係数 R

基礎 種類	橋軸方向			橋軸直角方向		
	a	b	R	a	b	R
直接	7.145	0.768	0.855	5.559	0.773	0.905
杭	1.279	0.977	0.821	1.416	0.876	0.829
ケーソン	1.060	0.966	0.903	2.280	0.822	0.848

表2

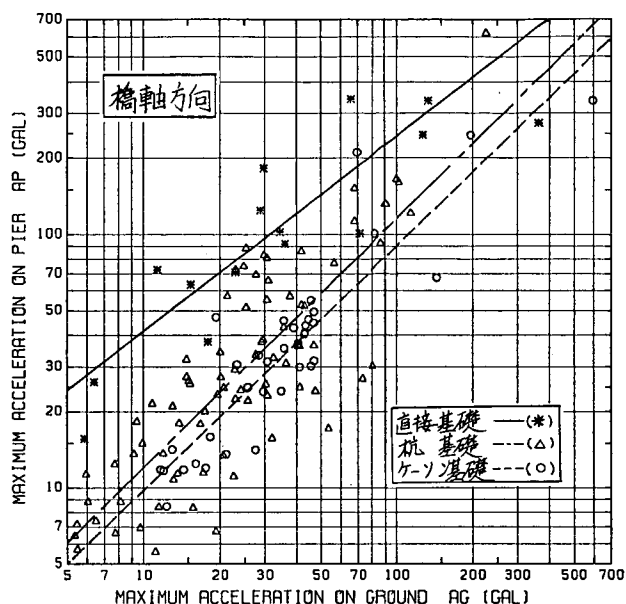
基礎形式
別の記録数

基礎形式	記録数
直接	16
杭	83
ケーソン	36
合計	135

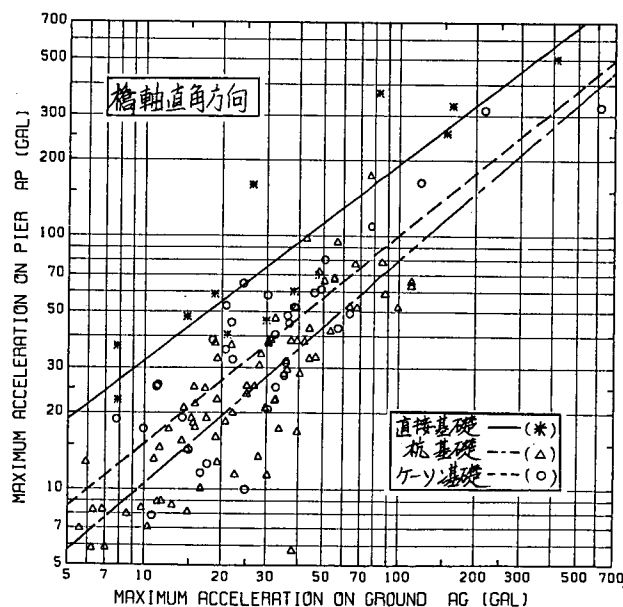


マグニチュード M

図1 マグニチュード別の記録数



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図2 地盤上最大加速度と橋脚上最大加速度の関係

(7) 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 地震動および地盤の動的挙動に関する試験調査

8.4.2 地盤の耐震強度の判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

研究員 松本 秀應

近藤 益央

1. まえがき

道路の地震災害防止と道路施設の耐震設計の高度化を図るためには、これらの構造物の支持地盤の地震時の強度特性および応答特性を明らかにする必要がある。以上のことを踏まえて本課題では、地震時における地盤の強度特性（液状化特性）に関して、微地形分類および液状化可能性土層厚に基づいた地盤耐震地図（液状化可能性分布図）の作成を実施するとともに、地震時における地盤の応答特性に関して、卓越周期等に基づいた地盤種別地図の作成を実施した。

2. 研究目的

地震時における地盤の強度特性および応答特性に関する試験調査を実施し、地盤の耐震強度の判定法の確立を行い、道路施設の合理的な耐震設計に資する。

3. 研究方法

今年度は、近畿地区における地盤種別地図等の作成を実施した。主な作業内容を以下に示す。

- (1) 調査対象地域内での土質柱状図等の地盤条件に関するデータの収集および整理
- (2) 工学的基盤の深度分布図の作成
- (3) 地盤の卓越周期の算出および分布図の作成
- (4) 地下水位の深度分布図の作成
- (5) 液状化可能性土層厚の分布図の作成
- (6) 地質条件を考慮した地盤耐震地図の作成
- (7) 沖積層厚および洪積層厚に基づく地盤種別地図の作成

4. 調査結果

調査対象地域は、5万分の1地形図で京都南西部、大阪（東北、東南、西北、西南）、神戸、須磨の計7図幅にあたる。これらの地域において、地盤の特性に関する各種の地図の作成を行った。なお、具体的な作成手順は以下の通りである。

- ① 1/50000 の地図を縦横とも20等分し基礎メッシュを設定する。
- ② 1メッシュにつき1本の代表的なボーリングデータを選定。
- ③ ボーリングデータからN値および土質分類を読みとる。

④ 各種の特性値をメッシュ中央における値として等値線を引く。なお、データの得られなかった地点については、周辺のデータより補間する。

以上の手順に従って求めた液状化可能性土層厚と、微地形分類に基づいて、液状化による危険度の分布図を作成したものが図-1および図-2である。図中のランク A は液状化する可能性の高い地域を表し、B, C の順に液状化する可能性が低いことを示している。

図-1の作成に用いた液状化可能性土層厚は、地表から地下10m以浅に存在するN値10以下の沖積飽和砂層の厚さをもって定義した。また、図-2の作成に用いた液状化可能性土層厚は、道路橋示方書耐震設計編の液状化の判定式を参考に、土質分類（平均粒径）を考慮に入れ、地表から地下20m以浅の沖積飽和砂のうち、細砂でN値7以下、中砂で13以下、粗砂で18以下、シルト質細砂で6以下の砂層厚に、深度方向の重み係数 I_w （10m以浅では $I_w=1.0$ 、10m以深では $I_w=0.35$ ）を乗じて合計することにより定義した。

これより、土質分類を考慮した図-2では、図-1に比べ液状化の危険度が低下している箇所が多く存在していることがわかる。

このようにして作成した液状化による危険度の分布図を用いることにより、微地形分類のみならず、地盤の液状化の程度までも考慮した合理的な地盤の耐震強度の判定を行うことが可能となる。

5. 今後の問題

今回、液状化による危険度の分布図の作成および、液状化可能性土層厚の算定において土質毎に異なる限界N値を用いる方法を試みた。今後は、既往の液状化被害状況とこれら危険度の分布図との照合を行い、より正確な液状化土層厚の算定法および液状化の危険度の判定基準を導き出す必要がある。

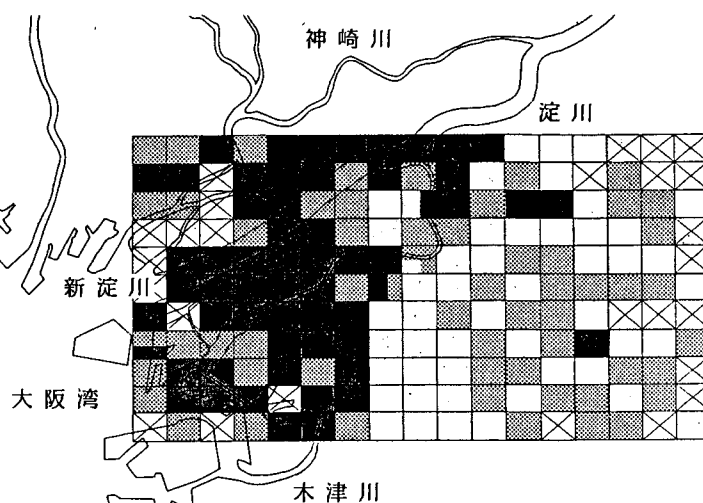


図-1 液状化の危険度の分布図

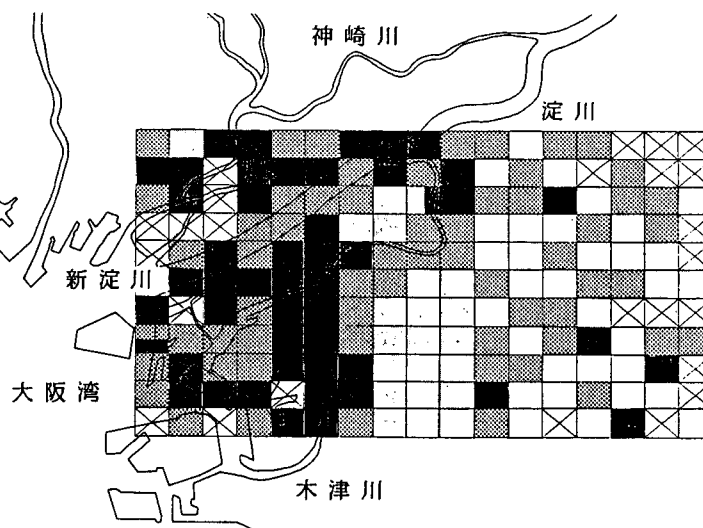


図-2 液状化の危険度の分布図

— 凡 例 —

- : A (液状化の影響の大きい地域)
- ▨ : B (液状化の影響の小さい地域)
- : C (液状化の影響の無視できる地域)
- ⊠ : ボーリングデータの無い地域

(8) 道路事業調査費、大規模特殊事業調査費

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 田村敬一

" " 栗原徹郎

" 相沢 興

" 高橋和え

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、橋梁の連続性な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58年度には2径間連続高架橋模型を作製し、その振動特性について予備的に検討するとともに、地震動が箇所別に变化する場合の動的解析法について調査した。また、軟弱地盤（東京湾、大阪湾および伊勢湾）における地中地震記録の整理を行った。

本年度は、地震動の箇所別の違いが連続高架橋に与える影響を正弦波加振により実験的に検討するとともに、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た。また、昭和58年度に整理した地中地震記録をもとに、軟弱地盤中における地震動の増幅特性について検討した。

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

- 1) 地震動の箇所別の違いが連続高架橋に与える影響の実験および解析の両面からの検討
- 2) 地震時の軟弱地盤の振動特性の検討

4 調査結果

4.1 連続高架橋模型振動実験

4.1.1 実験の概要

加振実験に用いた2径間連続高架橋の模型の概要は図1に示すとおりである。ここで、フーチングの下板は、杭基礎のばね特性をモデル化したものである。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、6.2~7.2Hzおよび20~30%程度

である。実験は、各振動台を同一振動数、同一位相の正弦波で加振する「同一入力実験」、同一振動数の正弦波の位相差を振動台1、振動台2、振動台3間で $(-\pi/2, 0, \pi/2)$ もしくは $(-\pi, 0, \pi)$ とする「位相差入力実験」および各振動台を異なる振動数の正弦波で加振する「多点入力実験」の3ケースとした。

4.1.2 位相差入力実験

4.1.1.に示した位相差の組み合わせに対して、加振振動数を2, 4, 6, 8, 10 Hzの5種類に変化させて実験を行った。各橋脚ごとに、入力加速の最大値に対するフーチング上の最大応答加速度の比を応答倍率と定義し、位相差入力実験の応答倍率と同一入力実験の応答倍率の比を求めると、図2のようになる。図2より、以下の事項が指摘される。

1) 端部の橋脚で位相差が $\pi/2$ の場合の応答倍率は、加振振動数によらず、ほぼ同一入力の場合の応答倍率に等しい。2) 位相差が π の場合の端部の橋脚、および中間の橋脚では、加振振動数が固有振動数程度以下の時は同一入力の場合よりも応答倍率が低い、固有振動数程度以上の時は同一入力の場合より高くなる。

また、橋脚基部の曲げモーメントを入力加速度で正規化し、同一入力実験の場合に対する比を求めると、図3に示すようになる。図3より、以下の事項が指摘される。1) いずれの場合も、曲げモーメントは、加振振動数が2 Hzの時には同一入力の場合よりも大きくなり、4 Hz以上の時には同程度以下となる。2) 特に、中間の橋脚で加振振動数が2 Hzの場合の曲げモーメントは同一入力の場合よりも非常に大きくなる。

4.1.3 多点入力実験

多点入力実験の各振動台の加振振動数は、図4に示すような傾斜地盤($\theta=4^\circ, 8^\circ, 12^\circ$)を想定して、その地盤の特性値($T_g=4H/V_s$)より、 $(2, 2.25, 2.58)$ ($2, 2.58, 3.63$), ($2, 3.03, 6.25$) (Hz)とした。加振実験の結果、今年度検討を行った範囲内では、一般に、中間の橋脚では応答加速度は小さいが、曲げモーメントは大きくなる傾向が認められた。

4.2 動的解析プログラムの開発

既存の動的解析プログラムをもとに、箇所別に異なる地震動を入力できるプログラムNONINTを開発した。

4.3 地中地震記録の解析

大阪湾および伊勢湾沿岸の軟弱地盤における地中地震記録をもとに、軟弱地盤中の最大加速度の増幅特性について検討した。

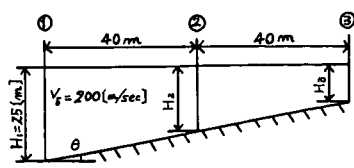


図4 傾斜地盤のモデル

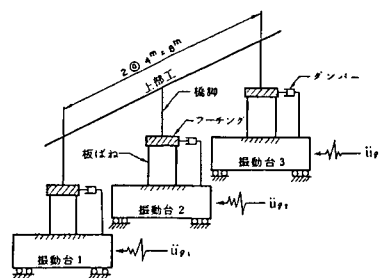
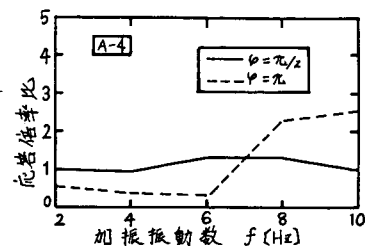
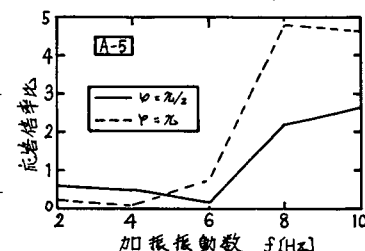


図1 実験の概要

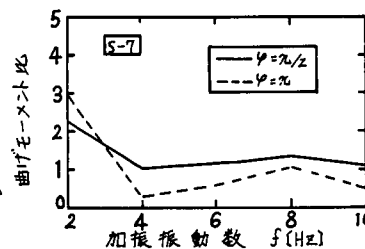


(a) 端部の橋脚

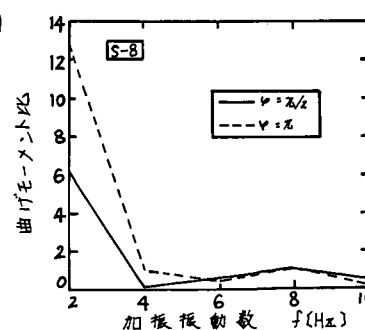


(b) 中間の橋脚

図2 応答倍率比



(a) 端部の橋脚



(b) 中間の橋脚

図3 曲げモーメント比

(9) 道路事業調査費、大規模特殊事業調査費

1. 自然地盤に関する試験研究

1.2 地盤の耐震性調査

1.2.1 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

液状化しやすい砂質地盤中の構造物を設計するに当っては、暫定的に地盤反力係数を低減させることにより対処するものとしているが、現在の所、液状化地盤中の構造物の耐震設計について具体的な手法が無いのが実情である。

今年度は、構造物として杭基礎をとりあげ、周辺地盤の液状化が横方向地盤反力係数に与える影響について模型振動実験により検討を行った。

2. 研究目的

液状化地盤中の構造物の挙動を明らかにすることにより、その合理的な耐震設計手法の開発に資することを目的とする。

3. 研究方法

図-1に示すように、振動台上に設置した試験用土槽（長さ1.8m、高さ1.0m、幅0.6m）内に、杭および地盤模型を作成し、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。

杭模型は厚さ3mmのステンレス板を用い、幅が50, 100, 150mmの3種類の模型を作成した。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。

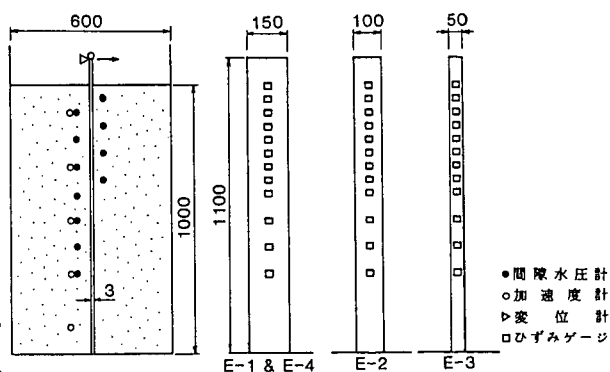


図-1 実験模型概要

4. 研究結果

模型E-4（杭幅 $D=150\text{mm}$ ）に対する杭頭の変位と杭頭に作用する水平荷重 P の関係を図-2に示す。図中の横軸には杭頭に取り付けた変位計の出力をとり、縦軸には杭頭に作用する水平荷重 P を杭の幅 D で割った値をとっている。載荷試験は、地盤の液状化の程度を順次上昇させ4回行っており、段階が進むにつれて液状化の程度は高まっている。この図より、地盤の液状化の程度が高まるにつれ

荷重—変位曲線の傾きが減少し、杭頭における反力係数が減少していくことがわかる。ただし図中に示した平均間隙水圧比は深さ方向の間隙水圧比を単純に平均したものであり、反力係数に及ぼす液状化の影響を明らかにするには、この比の分布を考慮する必要がある。

模型E-4の一回目の水平載荷試験に対する、杭の曲げモーメントの分布を図-3に示す。図中には、杭頭に作用させた最大水平力 P_{max} の20, 40, 60, 80%の水平力 P が作用した時点の、載荷時と除荷時の分布を示している。最大曲げモーメントの発生位置に着目すると、載荷時には荷重の増加とともに上方へ移動し、除荷時には下方へ移動する傾向にあり、この最大曲げモーメントの発生位置の移動は除荷時に著しい。

実験から得られた曲げモーメントの分布（例えば図-3）を7次のチェビシェフ多項式により回帰し、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、また、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を求めた。

曲げモーメントから求めた杭頭での変位と、変位計により計測した杭頭での変位の関係を図-4に示す。杭頭変位の計算値は実測値の80～87%程度の値にしかならないが、両者は線形関係にあり、杭の曲げ剛性 EI の値を補正することにより、実測値と対応づけることが可能であり、地盤内の変位についても同様の補正を施すことにより、地盤内の変位を推定することは可能であると考えられる。

曲げモーメントの回帰式から杭の各部における土圧と変位の関係を求めたものが図-5である。これより、地盤深度が増す（拘束圧が増す）につれ、横方向地盤反力係数が増加する傾向にあることがわかる。

5. 今後の問題点

地盤反力係数は、地盤の液状化の程度、構造物の変形量、拘束圧等種々の影響を受ける。

次年度以降は、実験数を増やし地盤反力係数に与える種々の影響について明らかにするとともに、地震時の動的な状態で得られる地盤反力との対比を行い、耐震設計に用いるべき諸量について検討する必要がある。

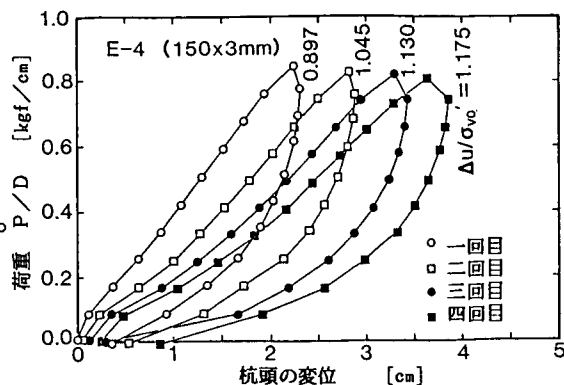


図-2 杭頭荷重—変位関係 (E-4)

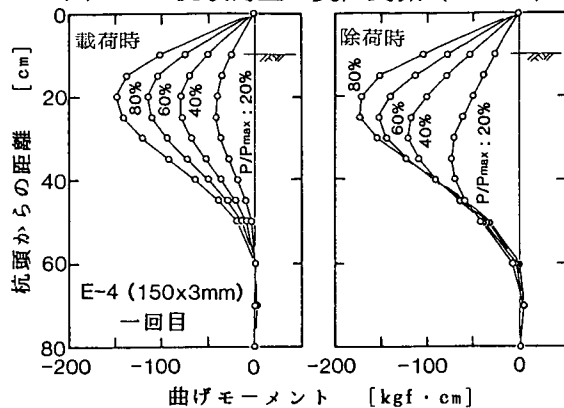


図-3 杭の曲げモーメント分布図

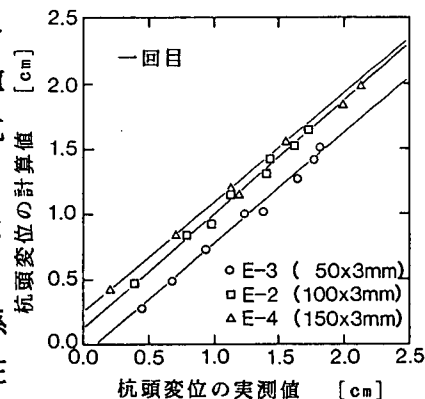


図-4 杭頭変位の計算値

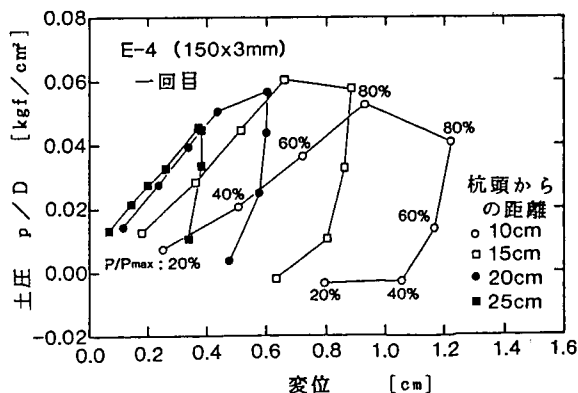


図-5 杭各部における土圧—変位関係

(10) 地方建設局依頼調査

1. 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 田村 敬一

” 桑原 徹郎

” 相沢 興

” 高橋 和え

1. まえがき

昭和59年7月現在、68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、台数を示す。本課題は、これらのダム施設のうち建設省直轄分を対象として定期点検補正を実施するものである。

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SMAC型強震計、電磁式強震計が地震時に正確かつ確実に作動するよう定期点検補正を行うものである。

3. 調査方法

地建依頼をうけたSMAC型強震計9箇所18台、電磁式強震計17箇所138成分について9月から11月にかけて定期点検を実施した。

4. 調査結果

点検補正結果を表-2、表-3に示す。SMAC型強震計については、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、部品交換を行な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、電磁式強震計については、設置年月の新しいものだけを対象に点検を実施しているため、調整を行なうだけで正常な観測体制を維持することができた。

5. 今後の問題点

SMAC型強震計および今回点検を実施していない電磁式強震計について設置後15年から20年以上経過し老朽化が目立ってきたものがあり、普及型への更新を検討してゆく必要がある。

表-1 ダム施設への強震計設置状況(機関別)

昭和59年7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	28	13(27)	21(179)	8(15)
北海道開発局	7	0	4(43)	3(3)
沖縄総合事務局	2	0	0	2(3)
水資源開発公団	6	1(2)	4(49)	0
都道府県	25	8(16)	15(124)	6(12)
合計	68	22(45)	44(395)	19(33)

表-2 SMAC型強震計点検補正結果

No.	観測所名	県名	維持管理機関	設置位置	型式	点検補正結果	対策
1	横山ダム	岐阜	(中) ダム管理事務所	堤頂	Q	異常なし	
				右岸	Q	"	
2	猿谷ダム	奈良	(近) ダム管理所	左岸	Bz	電接時計不良	次回点検時交換
3	天ヶ瀬ダム	京都	(近) "	地盤	A	全体的劣化	更新済
4	鶴田ダム	鹿児島	(九) "	堤頂	Bz	異常なし	
				地盤	D	"	
5	大石ダム	新潟	(北) "	堤頂	D	電池電圧不良	交換
				地盤	Ez	落雷による回路不良	修理済
				地下1F	Ez	"	"
6	真名川ダム	福井	(近) "	地下3F	Ez	"	"
				堤頂	Ez	異常なし	
7	白川ダム	山形	(東) "	堤頂	Q	"	
8	烏地川ダム	山口	(中) "	堤頂	Q	ボルト・ナット・基礎不良	修理済
9	柳瀬ダム	愛媛	(四) "	堤頂	Q	異常なし	
				ギャラリー	Q	"	

表-3 電磁式強震計点検補正結果

No.	観測所名	県名	維持管理機関	設置位置	成分数	点検補正結果	対策
1	湯田ダム	岩手	(東) ダム管理事務所	地盤	3	異常なし	
				堤体	3		
2	鳴子ダム	宮城	(東) "	地盤	3	"	
				堤体	5		
3	横山ダム	岐阜	(中) "	地盤	5	"	
				堤体	7		
4	四十四田ダム	岩手	(東) "	堤体	12	"	
				堤体	12		
5	矢作ダム	愛知	(中) "	地盤	3	堤体ケーブル成分断線	修理要
				堤体	10		
6	釜房ダム	宮城	(東) "	地盤	3	異常なし	
				堤体	3		
7	下笠ダム	熊本	(九) "	堤体	8	"	
8	藤原ダム	群馬	(関) "	堤体	3	"	
9	白川ダム	山形	(東) "	地盤	3	"	
				堤体	9		
10	御所ダム	岩手	(東) "	地盤	3	"	
				堤体	24		
11	石沢ダム	"	(東) "	地盤	3	"	
				堤体	3		
12	田瀬ダム	"	(東) "	堤体	6	"	
13	野村ダム	愛媛	(四) "	地盤	3	"	
				堤体	3		
14	美和ダム	長野	(中) "	堤体	3	"	
15	小沢ダム	"	(中) "	地盤	3	"	
				堤体	3		
16	石子川ダム	愛媛	(四) "	堤体	3	"	
17	五十里ダム	栃木	(関) "	堤体	3	"	

(11) 地方建設局依頼調査

2. 関東地方建設局依頼

2.13 三郷インターチェンジにおける調査試験

振動研究室 室 長 佐々木 康
研究員 田村 敬一
研究員 衆原 徹郎
研究員 松本 秀應
近藤 益央
相沢 興
高橋 和之

1. まえがき

三郷インターチェンジは、地震時に液状化する可能性の高い軟質沖積地盤上に建設される大規模な曲線橋を含む高架橋で構成されている。耐震性に関しては、動的解析を含む種々の検討が行われているが、これらは全て解析面からの検討であり、同インターチェンジの耐震性をより詳細に検討するためには、下部構造と地盤との相互作用に重点をおいた加振実験、長期強震観測を実施し、耐震設計に仮定した種々の定数を吟味検討することが必要とされる。

本調査は昭和57年度より開始されたものであり、昭和57年度には、起振機による加振実験を行い、橋脚の振動特性について予備的に検討した。昭和58年度には、加振実験結果をもとに、地盤のばね定数および減衰定数について検討した。本年度は、強震観測システム（間隙水圧計を含む）について検討するとともに、地震時に発生が予想される間隙水圧の試算を行った。

2. 調査目的

加振実験、強震観測等に基づき、三郷インターチェンジの耐震性について検討する。

3. 調査方法および調査結果

3.1 動的応答解析に基づく地震時間隙水圧の予測

三郷インターチェンジ周辺地盤を対象に、地震時の地盤の振動挙動および地盤内に発生する過剰間隙水圧を動的応答解析により推定した。

解析には、日本海中部地震の際に津軽大橋で記録された地盤上の記録を、解析対象地点における再現期間 $T=5, 10, 50, 100$ 年の地震の応答スペクトルに相当するよう補正を施した地震波を用いた。解析対象地点の地盤は、地表より4.5mの厚さの砂質土層の下に約35mの厚さの軟弱シルト層があり、その下は、N値10前後の砂質土と粘性土の互層がG.L.-47.6mまで続く。これより下部にはN値50以上の細砂があり、この地層を地震基盤として解析を行い、表層4.5mの砂質土層について間隙水圧の発生量を推定した。解析は、地震応答解析プログラムSHAKEにより地表面における地震波記録から、砂質土層下面(G.L.-4.5m)における地震時の応答加速度を求め、この加速度記録を動的応答解析プログラムSADAPの

入力地震動として、砂質土層内の応答加速度、応答せん断力、間隙水圧を求めた。

解析結果の例として、再現期間と最大過剰間隙水圧比の関係を図-1に示す。図中には、地盤の液状化強度として、解析対象地点周辺で採取した不かく乱試料を用いて行った繰返し三軸試験結果から求めた液状化強度の回帰式を用いた場合と、道路橋示方書耐震設計編の動的せん断強度比から液状化強度を求めた場合の2ケースについて計算を行っている。解析の対象としている砂質土層は細粒分を多く含んでおり、実験回帰式から求めた液状化強度は、道路橋示方書に従って求めた液状化強度よりも大きく、地盤内に発生する最大過剰間隙水圧比は低い値を示している。

3.2 土質定数の誤差が地震応答に与える影響

土質定数の誤差が地震応答に与える影響を検討するために、解析対象地盤内の砂質土および粘性土のせん断剛性 G_0 を種々変化させ、地震応答解析(SHAKE)を行った。

解析結果の例として、地表面と粘性土層上面における最大加速度の比を図-2に示す。地表面における最大加速度は、砂質土の G_0 を増加させると減少し、粘性土の G_0 を増加させると増加する傾向にある。

せん断応力比の深さ方向の低減係数 r_d に与える砂質土の G_0 の影響を図-3に示す。図中の破線は、道路橋示方書に示されている低減係数 r_d を表しており、 G_0 を変化させた場合の低減係数の平均的な値となっており、この程度の G_0 の誤差の範囲では、この r_d 関係式は有効であるといえる。

4. 今後の問題点

解析対象地点における地震時応答に与える G_0 の影響は大きいものではないが、間隙水圧の発生挙動は地盤の液状化特性により、大きく異なり、間隙水圧を精度良く推定するためには、地盤の正確な液状化強度を計測する必要がある。

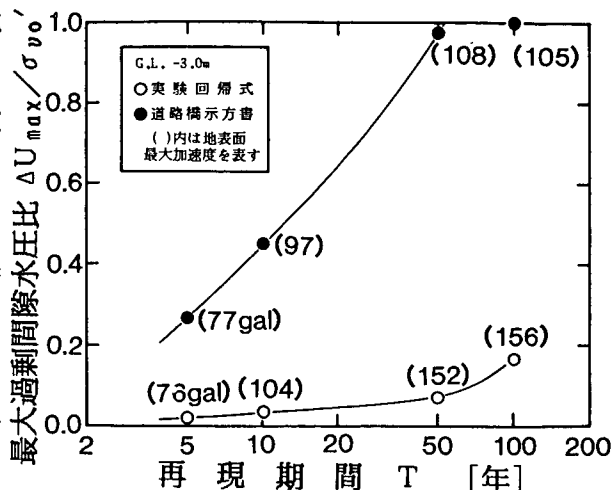


図-1 再現期間と最大過剰間隙水圧比の関係

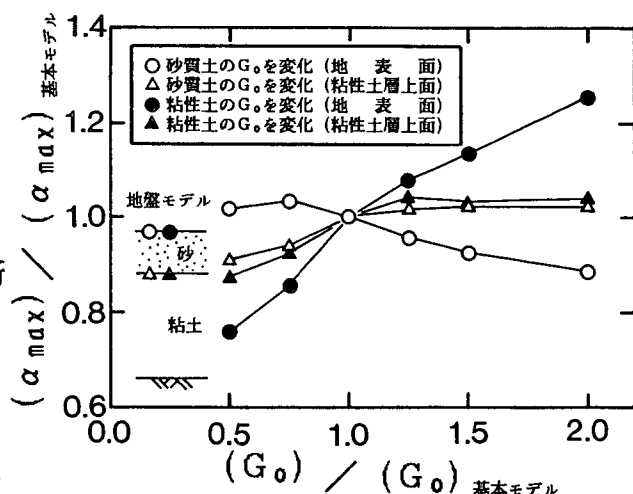


図-2 G_0 と最大加速度応答比の関係

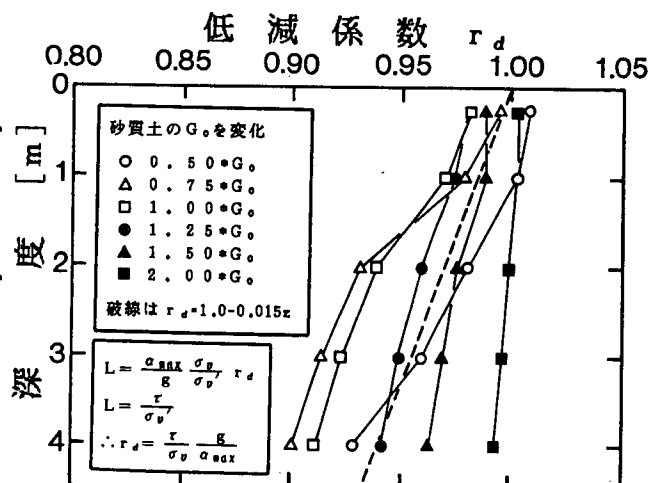


図-3 G_0 と低減係数 r_d の関係

(12) 受託研究、本州四国連絡橋公団

1. 本州四国連絡橋に関する調査試験

1.3 長大橋の設計地震入力に関する試験調査

振動研究室	室長	佐々木康
"	研究員	田村敬一
"	"	栗原徹郎
"		相沢 興
"		高橋和之

1. まえがき

本州四国連絡橋の耐震設計に用いる地震動入力の強度は、土木学会の本州四国連絡橋耐震設計基準・同解説（以下、耐震設計基準と呼ぶ）によって定められており、これによれば、設計地震動の最大加速度は、架橋地点の橋梁下部構造支持地盤上において $180gal$ とすると規定されている。また、応答を考慮した修正震度法における設計震度および動的解析に用いる加速度応答スペクトルについても規定されている。しかしながら、これらの規定は昭和49年に定められたものであり、現時点に比較して地震動の特性に関する情報が少なかった時期に定められたものであることから、見直しが必要とされている。そこで、本課題は、明石海峡大橋の耐震設計に用いる動的解析用の加速度応答スペクトルの見直しを図るとともに、時刻歴地震応答解析用の入力地震波を合理的に定めることを目的に、昭和55年度を初年度として開始されたものである。

昭和55年度には、架橋地点の地震発生状況を既往の地震活動を考慮して確率的に解析する手法を検討し、これに基づく電算解析プログラム RISK を開発した。RISK は、任意地点における任意の再現期間に相当する地震応答スペクトルの期待値を求めることができる電算プログラムである。昭和56年度には、RISK に入力するデータとして明石海峡大橋周辺の地震の発生状況に基づく地域区分、河角のマグニチュードの信頼性、解析に考慮する最小マグニチュード^{ML}の設定法、等を検討した。昭和57年度には、これに基づき、明石海峡大橋架橋地点における最大加速度、加速度応答スペクトルの期待値について検討した。また、長周期地震動の特性を検討するために、気象庁1倍強震計（低倍率の機械式変位型地震計、固有周期5~6秒）により1968年十勝沖地震（ $M=7.9$ ）の際に東北および北海道地区で観測された50成分の変位記録を数値化し、これを数値微分して求めた加速度波形の特徴について予備的に検討した。昭和58年度には、昭和57年度までの検討結果に基づき、予測式回りのばらつきを考慮した加速度応答スペクトルの期待値を求め、明石海峡大橋の動的解析に用いる入力地震応答スペクトルを提案した。また、実測の強震記録をもとに、その応答スペクトル特性を目標とする応答スペクトルに一致するよう振幅特性を調整する方法により、明石海峡大橋の時刻歴地震応答解析に用いる加速度波形を求めた。さらに、昭和57年度に数値化した気象庁1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特性について検討した。

本年度は、昨年度までの検討に引き続き、1968年日向灘地震（マグニチュード7.5）による18地点

51成分の気象庁1倍強震計記録の数値化を行い、長周期地震動の特性について検討した。

2. 調査目的

本州四国連絡橋周辺の既往の地震発生状況並びに強震観測等による地震動の特性に基づき、同地点周辺で期待される地震動強度を合理的に評価し得る手法を開発することを目的とする。

3. 調査方法

- (i) 本州四国連絡橋架橋地点周辺の地震発生状況および地体構造の調査
- (ii) RISKモデルによる最大加速度および加速度応答スペクトルの期待値の解析
- (iii) 気象庁1倍強震計記録の解析による長周期地震動の調査

4. 調査結果

4.1 動的解析用応答スペクトルの概要

加速度応答スペクトルの距離減衰式および再現期間と応答スペクトル値の関係の算出方法については、それぞれ、参考文献および2)に詳しいので、ここでは省略することにする。耐震設計基準では、本州四国連絡橋の耐震設計に考慮すべき地震として、紀伊半島および土佐沖に100年当り1~2回の発生が予想される（再現期間は50~100年程度）マグニチュード8程度の地震を想定することとしている。ここでは、マグニチュード8.5の地震が震央距離150kmの位置に発生する場合を想定し、再現期間150年に対応する加速度応答スペクトルとの比較をすると、図1に示すようになる。図1に示せば、固有周期0.5秒付近を境として、短周期側では再現期間150年のスペクトルが、また、長周期側ではマグニチュード8.5、震央距離150kmのスペクトルの方が、それぞれ、相対的に大きい。これら2種類のスペクトルのうち、固有周期ごとにいずれか大きい方のスペクトル値をとり、短周期領域では加速度応答スペクトル一定、長周期領域では速度応答スペクトル一定として、上記のスペクトルを包絡すると、図1中の実線のようになる。ここでは、この応答スペクトルを明石海峡大橋の動的解析用のスペクトルとして提案することとする。今後、本応答スペクトルを用いた試算を行い、適用性について検討することが必要とされる。図2は、上記提案応答スペクトルと耐震設計基準の応答スペクトルの比較を示したものである。また、同図中には1978年宮城県沖地震により、開北橋周辺地盤上で得られた橋軸直角方向成分の加速度強震記録（図3参照）の応答スペクトルも参考のために示している。

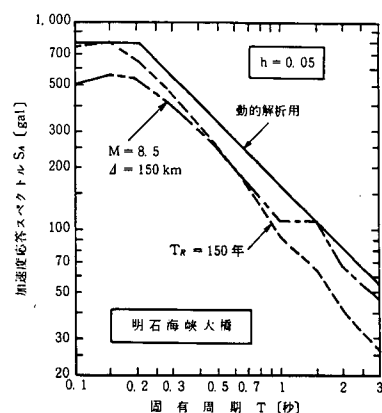


図1 再現期間150年のスペクトルとM=8.5、 $\Delta=150$ kmのスペクトルの比較および提案する動的解析用スペクトル

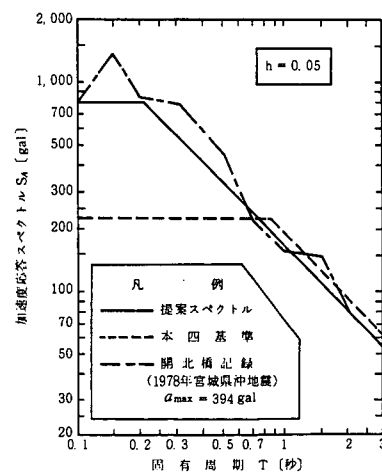


図2 提案スペクトルと他スペクトルの比較

4.2 時刻歴地震応答解析用の入力地震波の概要

耐震設計基準では、動的解析に用いる地震動として、架橋地点付近で記録された代表記録および1940年エルセントロ地震記録を基礎地盤上において最大加速度 180gal に縮小もしくは拡大して用いると規定されている。しかしながら、現状では明石海峡大

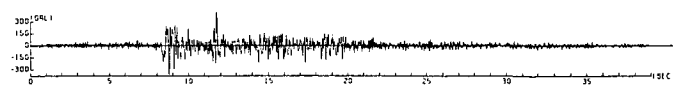


図3 1978年宮城県沖地震による開北橋周辺地盤上の記録(橋軸直角方向), 最大加速度 394gal

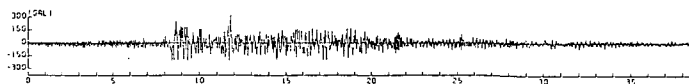


図4 振幅調整した加速度波形, 最大加速度 324gal
度の強震記録が得られていないこと, また, エルセントロ地震記録を最大加速度 180gal に縮小して入力地震動とするには長周期構造物の耐震設計上問題が多いことを考慮し, ここでは, 図1に示した提案応答スペクトルに一致するように応答スペクトル特性を修正した模擬地震波を作成し, これを地震入力として用いることを提案することとする。模擬地震波の作成方法については文献3)に詳しいので, ここでは省略するが, 図3に示した開北橋周辺地盤上の記録をもとに振幅調整して, 提案スペクトルに一致したスペクトル特性を有する模擬地震波形を作成すると, 図4に示すようになる。

4.3 長周期地震動特性の検討

4.3.1 概要

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 $1\sim 2$ 秒を越えるものは稀であるが, 明石海峡大橋(支間 2000m 程度)のような長大吊橋では数秒のオーダーになる。こうした長周期構造物の設計地震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と考えられる。以上のような観点から, 周期 $5\sim 15$ 秒程度の長周期地震動を比較的正しくとらえていると考えられる気象庁1倍強震計の記録に着目し, 本年度は, 昨年度までの検討に引き続き, 1968年日向灘地震(マグニチュード 7.5)による18地点(図5参照)51成分の気象庁1倍強震計記録の数値化を行い, 最大地震動および加速度応答スペクトルの距離減衰特性について検討した。

4.3.2 数値化および計器補正

気象庁1倍強震計記録の数値化の方法は, SMAC型強震計記録の数値化の方法に従った。これにより得られるのは変位記録であるので, これに振動数領域で気象庁1倍強震計の特性を補正するためのフィルタ⁴⁾をかけ, 数値微分して, 速度および加速度を求めた。ここで, フィルタの短周期側および長周期側の遮断周期は, それぞれ, 2 秒および 20 秒とした。一例として, 高知における変位, 速度および加速度波形を示すと, 図6のようになる。

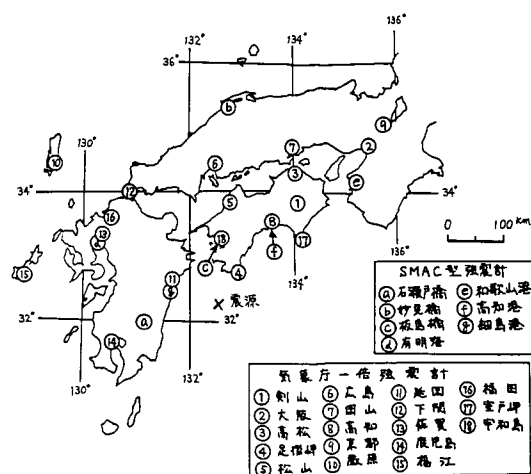


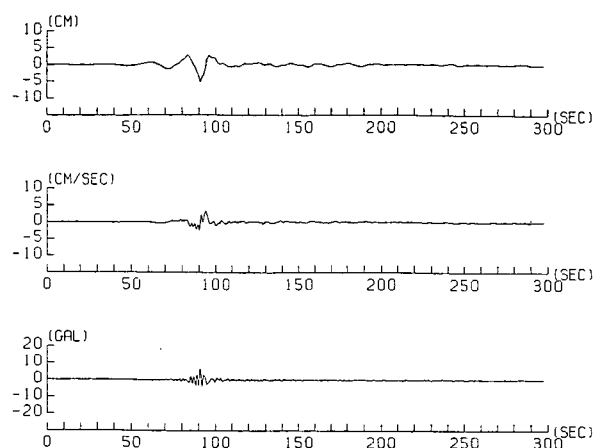
図5 気象庁1倍強震計およびSMAC型強震計の設置位置

4.3.3 最大地震動（最大変位，最大速度 および最大加速度）の距離減衰

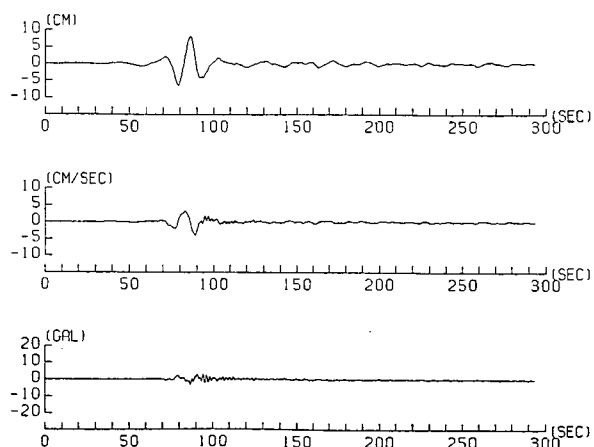
気象庁1倍強震計記録から求めた最大変位，最大速度および最大加速度の距離減衰特性を示すと，図7のようになる。ただし，ここでは水平2成分のうちいずれか大きい方の値を示している。また，図8はSMAC型強震計記録による最大加速度の距離減衰を示したものである。図7より，気象庁1倍強震計記録による最大変位（水平成分）は，データに若干のばらつきは認められるが，おおむね震央距離の -0.7 乗程度に比例して減少していることがわかる。一方，既往のSMAC型強震計記録の統計解析による最大変位の減少率は震央距離の -1.25 乗程度とされている¹⁾。したがって，日向灘地震による気象庁1倍強震計記録の距離減衰は，SMAC型強震計記録の統計解析に基づく距離減衰よりも小さかったことが指摘される。

また，震央距離200kmおよび300kmにおける最大変位，最大速度および最大加速度の範囲を図7および図8から読み取ると，表1のようになる。なお，表中には既往の強震記録の統計解析から求められた最大地震動の予測式による値も参考のため示している。表1より以下の事項が指摘される。

①最大変位については，気象庁1倍強震計記録から求められる値が3~9cm（震央距離200km），

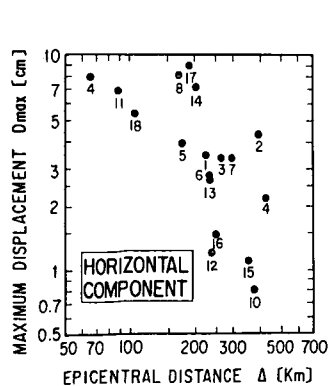


(a)南北成分

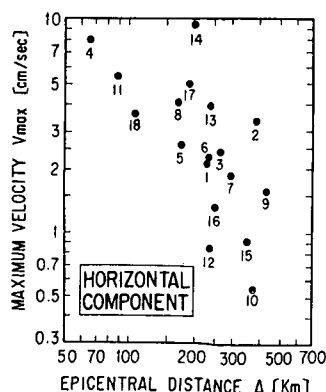


(b)東西成分

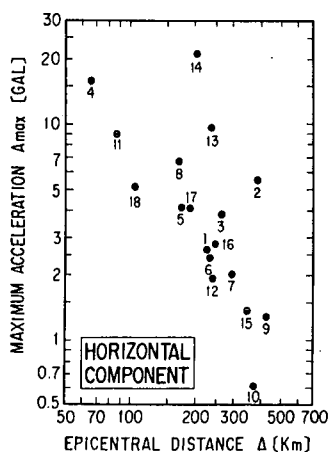
図6 気象庁1倍強震計記録から求めた変位，速度および加速度波形（高知）



(a)最大変位



(b)最大速度



(c)最大加速度

1	山
2	大阪
3	高松
4	高松
5	松山
6	松山
7	徳島
8	高知
9	高知
10	高知
11	高知
12	高知
13	高知
14	高知
15	高知
16	高知
17	高知
18	高知

図7 気象庁1倍強震計記録による最大地震動の距離減衰

1~4cm (震央距離300km)であるのに対し、既往の強震記録の統計解析に基づく予測式による値は0.4~1.8cm (震央距離200km), 0.3~1.2cm (震央距離300km)と小さい。これは、予測式が周期3秒までの変位を対象としているのに対して、気象庁1倍強震計記録では20秒までの周期成分を対象としているためと考えられる。

2)最大加速度については、上記1)と反対で、気象庁1倍強震計記録から求められる値は4~20gal (震央距離200km), 2~6gal (震央距離300km)と非常に小さい。これは、気象庁1倍強震計記録には周期2秒以下の短周期成分が含まれていないために、加速度値が小さく求められるためである。

3)最大速度については、気象庁1倍強震計記録と既往の強震記録の統計解析に基づく予測式による値は比較的良好に一致している。これは、速度は加速度と変位の中間の周期領域で卓越し、上記1)と2)の中間の特性を有しているため、気象庁1倍強震計記録の周期帯域とSMAC型強震計記録の周期帯域がおおむね合致しているためと考えられる。

4.3.3 加速度応答スペクトルの距離減衰

気象庁1倍強震計記録およびSMAC型強震計記録から加速度応答スペクトル(減衰定数5%)の距離減衰特性を求めると、それぞれ、図9および図10に示すようになる。図9より、震央距離200kmおよび300kmにおける気象庁1倍強震計記録による加速度応答スペクトル値の範囲を示すと、表2のようになる。また、図10からわかるように、SMAC型強震計記録による加速度応答スペクトルの距離減衰特性はばらつきが大きいので、ここでは示していない。なお、表中には既往の強震記録の統計解析から求められた加速度応答スペクトルの予測式による値も示している。これらの結果より、加速度応答スペクトルの距離減衰に関し、以下の事項が指摘される。

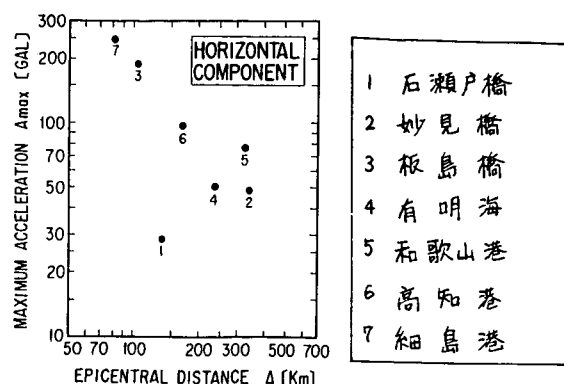
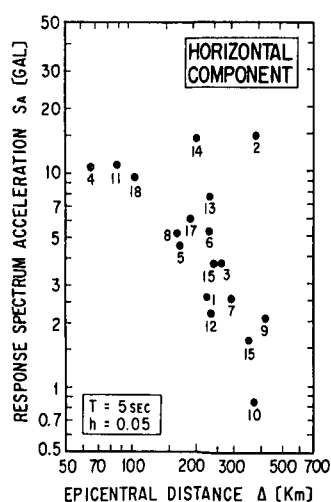


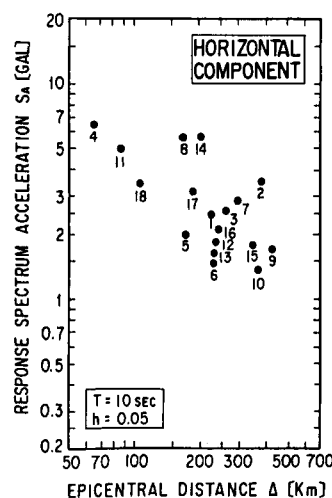
図8 SMAC型強震計記録による最大加速度の距離減衰

表1 最大地震動(水平成分)の比較

	震央距離	気象庁1倍強震計記録	工學式強震計記録	既往の工學式強震計記録の統計解析に基づく予測値		
				1種地震	2,3種地震	4種地震
最大変位 (cm)	200km	3~9	—	0.42	1.21	1.84
	300km	1~4	—	0.27	0.77	1.17
最大速度 (cm/sec)	200km	3~9	—	2.5	6.1	7.1
	300km	1~3	—	1.6	3.9	4.6
最大加速度 (gal)	200km	4~20	90程度	55	69	52
	300km	2~6	60程度	35	44	34



(a) T = 5 (秒)



(b) T = 10 (秒)

図9 気象庁1倍強震計記録による加速度応答スペクトルの距離減衰(地点番号は図7参照)

1) 同一の震央距離に対する固有周期2秒, 5秒および10秒のスペクトル値を, 気象庁1倍強震計記録およびSMAC型強震計記録の両方で比較すると, どちらもばらつきが大きい, 一般に後者の方が前者よりも約2倍程度以上大きい。

2) 既往の強震記録の統計解析に基づく予測式による固有周期2秒の加速度応答スペクトル値は, 12.8~57.3gal (震央距離200km), 8.4~37.5gal (震央距離300km) である。

一方, 気象庁1倍強震計記録による固有周期2秒の加速度応答スペクトル値は, 10~60gal (震央距離200km), 4~20gal (震央距離300km) である。したがって, 震央距離200kmに対する両者の加速度応答スペクトル値はよく一致していることになるが, これは, 気象庁1倍強震計記録による加速度応答スペクトル値のばらつきが大きく, 震央距離200kmに対する値が大き目に評価されたためであると考えられる。なお, 震央距離300kmの場合には, 上述した1)と同様の傾向が認められる。

5. まとめ

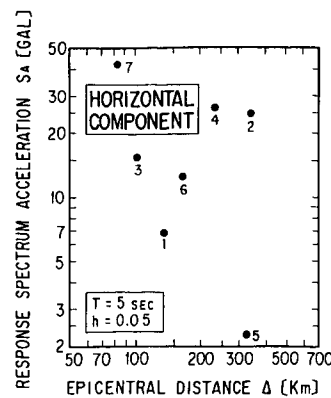
本年度は, 1968年日向灘地震による51成分の気象庁1倍強震計記録の数値化を行い, 長周期地震動特性について検討した。その結果をとりまとめると, 以下のようになる。

1) 気象庁1倍強震計記録から求めた最大速度は, 既往の強震記録の統計解析に基づく予測値と比較的よく一致するが, 最大加速度および最大変位については, 両者の一致は悪い。

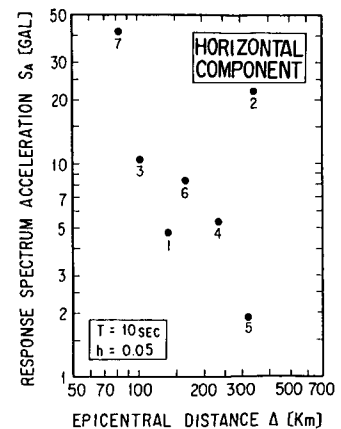
2) 気象庁1倍強震計記録から固有周期2秒の加速度応答スペクトル(減衰定数5%)を求め, これと既往の強震記録の統計解析に基づく加速度応答スペクトルの予測式から求めた同じ条件の応答スペクトルを比較すると, 一般に, 後者の方が前者よりも2倍程度大きい。

参考文献

- 1) 最大地震動および地震応答スペクトルの推定法(その4), 土研資料, 第1993号, 昭和58年3月
- 2) 確率手法に基づく動的解析用入力地震動波形の設定法, 土研資料, 第1992号, 昭和58年3月
- 3) 動的解析用入力地震動の設定法, 土研資料, 第2120号, 昭和59年3月
- 4) 川島, 高木, 相沢: 数値化精度を考慮した……, 土木学会論文報告集, 第325号, 昭和59年9月
- 5) 気象庁1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号, 昭和58年3月



(a) T=5(秒)



(b) T=10(秒)

図10 SMAC型強震計記録による加速度応答スペクトルの距離減衰 (地点番号は図8参照)

表2 加速度応答スペクトル値(h=0.05)の比較

(a) 気象庁1倍強震計記録

固有周期T(秒)	震央距離200km	震央距離300km
2	10 ~ 60	4 ~ 20
5	4 ~ 15	2 ~ 10
10	2 ~ 6	1 ~ 3
20	0.7 ~ 3	0.3 ~ 1

(b) 既往の工学式強震計記録の統計解析に基づく加速度応答スペクトル値(T=2(秒))

震央距離(km)	地盤 種 別		
	1種地盤	2,3種地盤	4種地盤
200	12.8	38.7	57.3
300	8.4	25.3	37.5

(13) 受託研究、日本道路公団

2. 東京湾横断道路の構造施設設計に関する調査試験

2.2 地震動および地盤の動的特性に関する調査

振動研究室	室長	佐々木康
"	研究員	田村敬一
"	"	栗原徹郎
"	"	松本秀應
"		近藤益央
"		相沢 興
"		高橋和之

1. まえがき

本課題は、東京湾横断道路建設予定地点で想定すべき設計地震力の特性および強度を合理的に定めるとともに、地盤の動的特性を推定するために昭和54年度から開始されたものである。昭和54年度には、地震動に関する調査としては、基盤の地震動が与えられた後に、橋梁、人工島等が建設される海底地盤（軟弱地盤）の振動応答がどの程度になるかを詳細に解析する手法を開発した¹⁾。また、地盤の動的特性に関する調査としては、川崎市浮島町沖のボーリング地点より採取した不攪乱沖積粘性土の動的強度試験を実施した。その結果、動的強度と動的せん断力に及ぼす一軸圧縮強度および拘束圧の影響を明らかにした。昭和55年度には、地震動に関する調査としては、基盤で想定すべき設計地震動強度も既往の地震発生状況に基づき、確率論的に推定する手法を開発した²⁾。また、地盤の動的特性に関する調査としては、木更津沖のボーリング地点より採取した不攪乱沖積および洪積土に対して動的変形および強度特性に関する室内試験を実施した。昭和56年度には、地震動に関する調査としては、昭和55年度に開発した地震動強度期待値の推定手法を、構造物の耐用年数および非超過確率を考慮して、地震動強度および応答スペクトルレベルを推定できるよう拡張した。また、地盤の動的特性に関する調査としては、川崎市浮島町沖の地点より採取した不攪乱試料に対して動的土質試験を実施し、沖積、洪積各層における $G/G_0 \sim \gamma$, $\rho \sim G/G_0$ 関係について検討した。昭和57年度には、地震動に関する調査としては、昭和56年度までに開発した地震動強度期待値の推定手法を用いて、従来、東京湾横断道路の動的解析に用いられてきた開北橋記録および八戸港記録のスペクトルレベルの評価を行うとともに、これに代わる耐震性の目標水準を考慮した新しい入力地震動 L_1 および L_2 を提案した³⁾。また、地盤の動的特性に関する調査としては、試料数を増やし、動的土質試験を実施し、 $G/G_0 \sim \gamma$, $\rho \sim G/G_0$ 関係について検討した。昭和58年度には、動的解析用の入力地震動 L_1 および L_2 を、加速度応答スペクトルの推定式のばらつきを考慮して見直すとともに、 L_1 および L_2 の位置付けを入力の面からだけでなく、安全性照査の面からも明確にすることを目的に、 L_1 および L_2 を用いた動的解析結果を、橋梁、人工島および沈埋トンネルの各構造物の主要部材、部分別にどのように耐震設計に反映させるべきかについて検討した⁴⁾。また、非線形の地震応答スペクトル特性を検討するために、バイリニアモデルお

よびトリリニアモデルの2種類の履歴復元力特性を考慮できる非線形地震応答スペクトル計算プログラムを開発した。

本年度は、昭和58年度に開発した非線形地震応答スペクトル計算プログラムを用いて試算を行うとともに、また、地盤および土構造物等の耐震性を検討する上で重要な応答の繰り返し回数を考慮した加速度応答スペクトルを提案し、その実用的な推定法について検討した。

2. 調査目的

東京湾横断道路周辺の地震発生に関する資料を統計的に処理し、横断道路建設地点で考慮すべき設計地震入力および基盤の設定法を調査するとともに、建設地点の地盤の動的諸定数および支持力を試験によって求め、これらに基づいて地盤の動的性質を調査することを目的とする。

3. 調査方法

- (1) 東京湾横断道路建設地点周辺の地震発生状況の調査
- (2) RISKモデルによる加速度応答スペクトルの期待値の解析
- (3) 建設地点周辺に生じ得る可能最大地震の調査およびこれによる最大地震動の推定
- (4) 耐震性の照査対象および照査基準の検討
- (5) 非線形応答の検討

4. 調査結果

4.1 非線形地震応答スペクトルの検討

4.1.1. 解析手法の概要

いま、図1に示すような、質量 m 、ばね定数 k 、減衰係数 c の1自由度系に地動 $\ddot{x}$ が作用する場合の運動方程式を増分形で示すと、次のようになる。

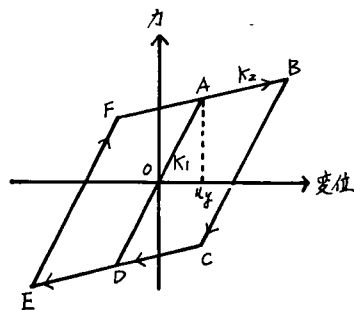
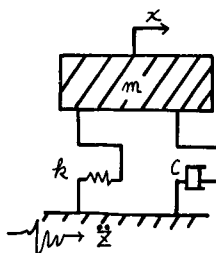
$$m\Delta\ddot{x} + c\Delta\dot{x} + k\Delta x = -m\Delta\ddot{x} \quad (1)$$

ただし、ここで、ばねは図2に示すようなバイリニアモデルもしくはトリリニアモデルで表される履歴復元力特性を有するものとし、減衰は線形粘性減衰とする。

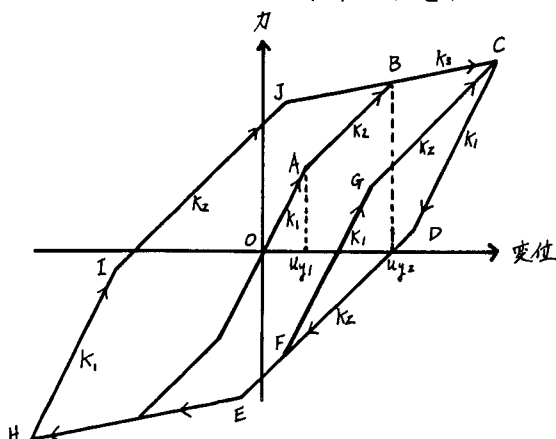
また、図2に示した復元力特性の第1勾配のばね定数 k_1 を基準に固有周期 T_1 を次のように定義する。

$$T_1 = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k_1}} = \frac{2\pi}{\omega_1} \quad (2)$$

ここで、 $m=1$ として、式(1)を 図1 1自由度系のモデル
次のように変形する。



(a) バイリニアモデル



(b) トリリニアモデル

図2 履歴復元力特性

(3)

ただし、 $C = 2k\omega_1$ である。式(3)はNewmarkの β 法を用いて解くことができる。ただし、ここで、時間増分 Δt 後においてばね定数が変化した場合には不平衡力 ΔF_r が生じることになる。このような場合には ΔF_r が十分小さくなるまで繰り返し計算を行う必要がある。

4.1.2 橋脚のモデル化

本年度は、構造物の非線形性に着目し、東京湾横断道路橋のRC橋脚を対象として、その非線形地震応答スペクトル特性について検討した。計算の対象とした橋脚の一般図は図3に示すとおりである。モデル化に当たって仮定した主な条件は、以下のとおりである。

1) 躯体部重量は上部工重量に比較して小さいと考えられるため、躯体部重量は無視し、橋脚天端位置に上部工死荷重反力 R_d 相当の質量を置くこととする。ここで、 $R_d = 4370$ [ton] である。

2) 橋脚の非線形性

は、ひびわれ点および降伏点ではね定数
が変化するトリリニア
モデルで表される
ものとする。

3) 減衰としては、非線形性による履歴減衰の他に、線形粘性減衰を見込む。線形粘性減衰定数は0.05とする。

また、橋脚天端における水平力と水平変

位の関係の算出は、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の参考資料に示されている例によることとした。その結果を示すと、図4のようになる。

4.1.3 非線形地震応答スペクトルの試算

上述した手法を用いて、非線形地震応答スペクトルの試算を行った。ここで、入力地震動として用いた記録は、我が国の地盤上67地点において得られた394成分の水平加速度強震記録である。この394成分の強震記録を用いて応答スペクトル

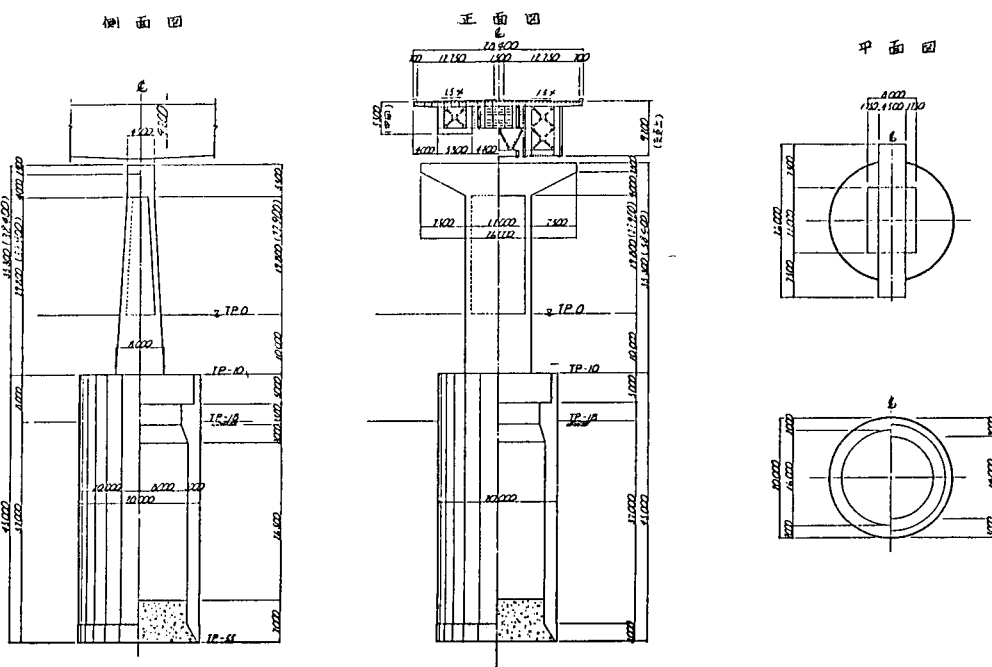


図3 計算対象橋脚の一般図

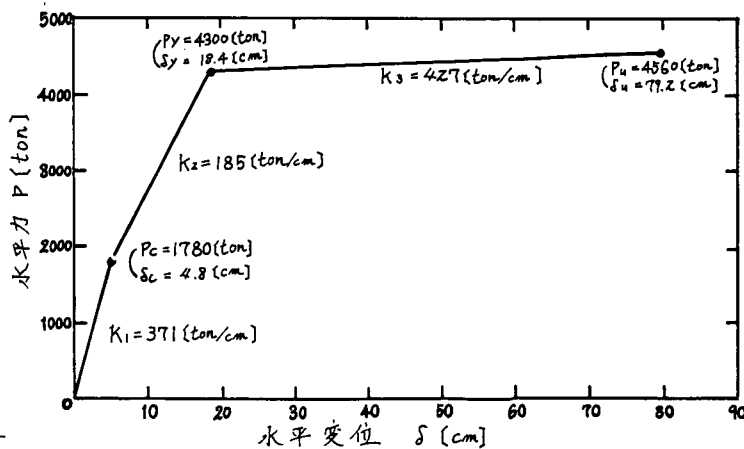


図4 水平力と水平変位の関係

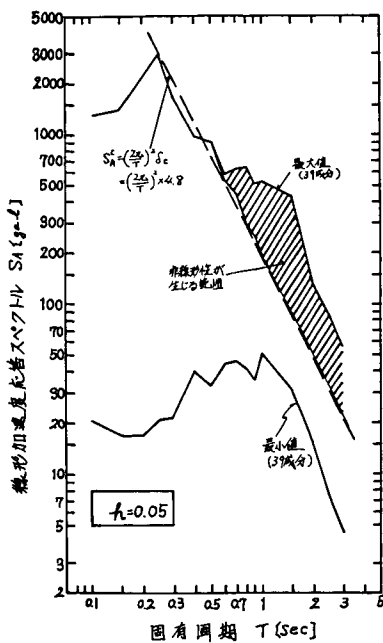


図7 線形加速度応答スペクトル
と非線形性が生じる範囲の関係

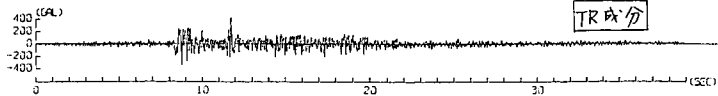


図5 開北橋記録 (1978年宮城県沖地震)

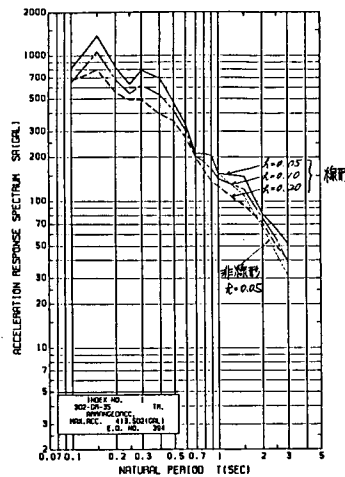


図6 開北橋記録による線形
および非線形加速度応答スペクトル

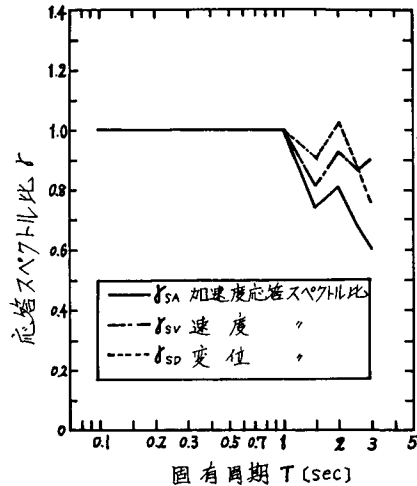
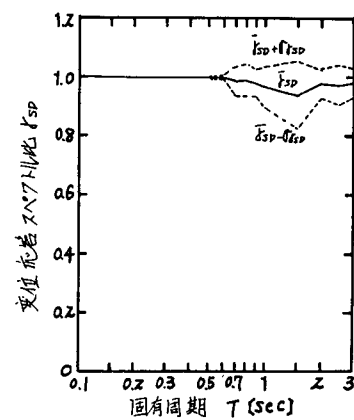
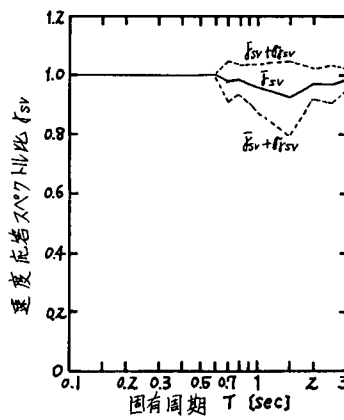
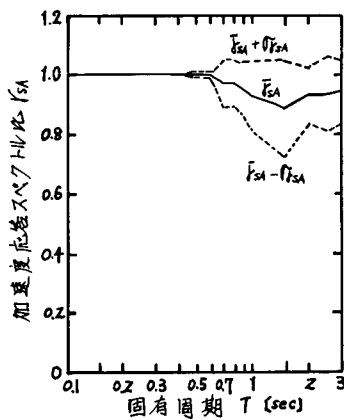


図8 開北橋記録による応答
スペクトル比

と計算したう
ち、応答変位
が図4に示し
たびわれ点
の変位 (=4.8
[cm]) を越え
て非線形挙動
を示したケー
スは39ケース



である。一例 (a)加速度応答スペクトル (b)速度応答スペクトル (c)変位応答スペクトル
として、1978

図9 応答スペクトル比の平均値および標準偏差

年宮城県沖地震 ($M=7.4$) による開北橋近傍地盤上の記録 (図5参照) をもとに線形および非線形加速度
応答スペクトルを計算すると、図6に示すようになる。上述した39成分について、線形加速度応答
スペクトルの固有周期ごとの最大値および最小値と非線形性が生じる範囲の関係を示すと、図7のよ
うになる。なお、図中には、加速度応答スペクトルと変位応答スペクトルの関係式 $S_A = (2\pi/T)^2 S_D$
を用いて、びわれ点の変位 $\delta_c (=4.8 \text{ [cm]})$ に対応する加速度応答スペクトル $S_A^c = (2\pi/T)^2 \delta_c$ の値も
合わせて示している。図7より、非線形性が生じる範囲は、線形加速度応答スペクトルが S_A^c 以上の範
囲であることがわかる。次に、固有周期 T ごとの非線形応答スペクトル値 $S^I(T)$ と線形応答スペクトル
値 $S^L(T)$ の比較を行うために応答スペクトル比 $\gamma_s(T)$ を次式により定義する。

$$\gamma_s(T) = S^I(T) / S^L(T) \quad (4)$$

開北橋記録に対して、 γ_s を求めると図8のようになる。図8より、開北橋記録の場合には非線形挙動を示す固有周期の範囲は1~3秒程度であり、また、一般に、非線形応答スペクトル値は線形応答スペクトル値よりも小さいことがわかる。次に、非線形性を示した39記録について応答スペクトル比 γ_s の平均値 $\bar{\gamma}_s$ および標準偏差 σ_{γ_s} を求めると、図9のようになる。図9より、ここで計算に用いた入力地震動の範囲では、以下の事項が指摘される。

1) 本検討に用いたトリリニアモデルでは、一般に、非線形性が生じる固有周期の範囲は0.7秒程度以上の領域であり、特に、固有周期1~2秒の範囲で非線形性の影響が顕著である。

2) 固有周期1~2秒の範囲における加速度応答スペクトル、速度応答スペクトルおよび変位応答スペクトルの線形応答スペクトル値に対する非線形応答スペクトル値の減少率は、データに多小のばらつきは認められるが、平均的には、9%、6%および4%程度となっている。

4.2 応答の繰り返し回数を考慮した加速度応答スペクトル

加速度応答スペクトルは、1自由度の線形系にある入力地震動が作用した場合に系に生じる最大応

答加速度として定義される。しかしながら、地盤および土構造物等では系に短時間作用するただ1回の強い応答よりも、ある程度の回数繰り返して作用する応答の方が強震時の耐震性を検討する上では重要と考えられる。このような点を考慮するために、ここでは、ある一定以上の応答が何回生じるかに着目し、繰り返し回数を考慮した加速度応答スペクトルを提案する。すなわち、いま、固有周期 T 、減衰定数 h の1自由度系にある入力地震動が作用した場合の応答加速度が図10のようになるとすると、応答の

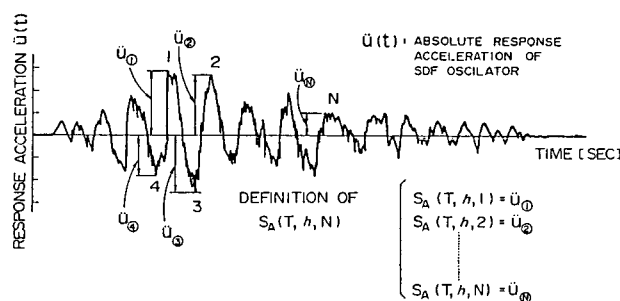


図10 $S_A(T, h, N)$ の定義

継続時間の中である一定以上の応答加速度が N 回生じるような加速度振幅を“応答の繰り返し回数を考慮した加速度応答スペクトル $S_A(T, h, N)$ ”と定義する。ここで、繰り返し回数 N は、応答加速度波形が零線を切った瞬間から次に零線を切る瞬間までの間を1回とカウントするものとする。一例として、図11に示す1968年豊後水道沖地震($M=6.6$)による板島橋近傍地盤上の記録より $S_A(T, h, N)$ を $N=1, 10, 20, 30, 40, 50$ に対して求めると、図12に示すようになる。次に一般の加速度応答スペ

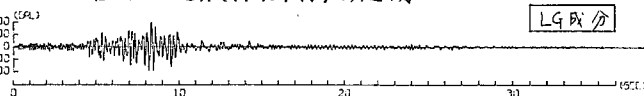


図11 板島橋記録(1968年豊後水道沖地震)

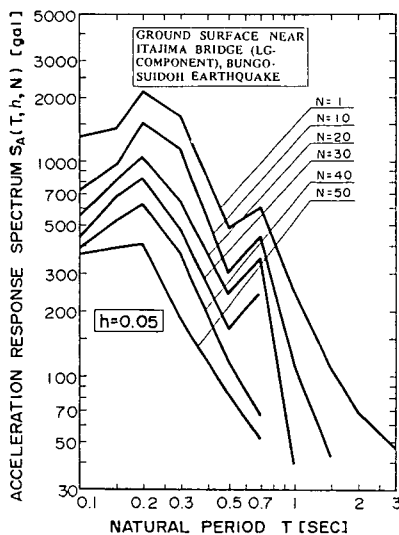


図12 板島橋記録による $S_A(T, h, N)$

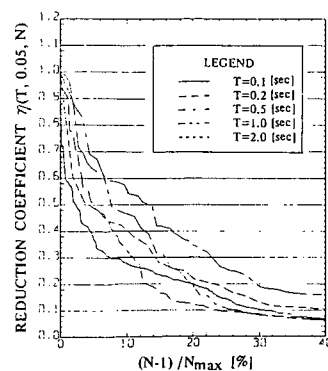


図13 板島橋記録による $\gamma(T, h, N)$

トル $S_A(T, \alpha)$ より繰り返し回数を考慮した加速度応答スペクトル $S_A(T, \alpha, N)$ を推定するために繰り返し低減係数 $\eta(T, \alpha, N)$ を次式により定義する。

$$\eta(T, \alpha, N) = \frac{S_A(T, \alpha, N)}{S_A(T, \alpha)} \quad (5)$$

上述した板島橋記録に対して、 $\eta(T, \alpha, N)$ が N によりどのように変化する

るかを代表的な固有周期の場合について示すと、図13のようになる。こ

こで横軸は繰り返し回数の最大値 N_{max} で正規化されている。

4.2.2 繰り返し低減係数の推定

繰り返し低減係数 $\eta(T, \alpha, N)$ は、基本的に、繰り返し回数 N の増加とともに単調減少するため、いま、 $\eta(T, \alpha, N)$ を次式で近似する。

$$\eta(T, \alpha, N) = 1 / \{1 + a(T, \alpha)(N-1)\} \quad (6)$$

$a(T, \alpha)$ の推定法については、参考文献5)に詳しいので、ここでは、その結果のみを示すことにする。すなわち、4.1.3に示した394成分の強震記録の統計解析によれば $a(T, \alpha)$ は次のように表される。

$$a(T, \alpha) = \{80\alpha / (60\alpha + 1)\} \times 0.0815 \times T^{0.349} \quad (7)$$

ただし、ここでは、 $T \geq 2$ [秒]かつ $\alpha \geq 0.3$ のデータは考慮しないものとする。式(7)を式(6)に代入することにより、繰り返し低減係数 $\eta(T, \alpha, N)$ を求めることができる。図14は $\eta(T, \alpha, N)$ を代表的な固有周期および減衰定数に対して求めたものである。例えば、減衰定数 $\alpha=0.05$ の場合を例にとると、10回の繰り返しに対する低減係数は0.5~0.75程度の値をとるのに対し、20回の繰り返しに対する低減係数は0.34~0.59程度の値をとる。また、図15は前出の板島橋記録に対する繰り返し低減係数を式(6)および(7)より推定し、実測結果と比較したものである。これによれば、推定値は実測値と異なる場合もあるが、全体としては、繰り返し回数 N による応答スペクトル $S_A(T, \alpha, N)$ の低減の様子をよく表わしているといえることができる。

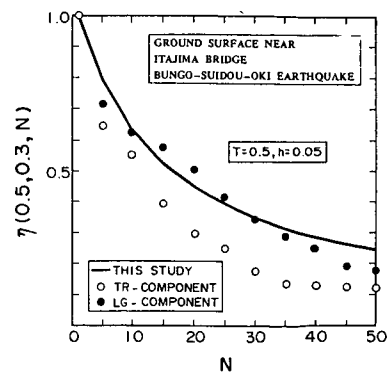
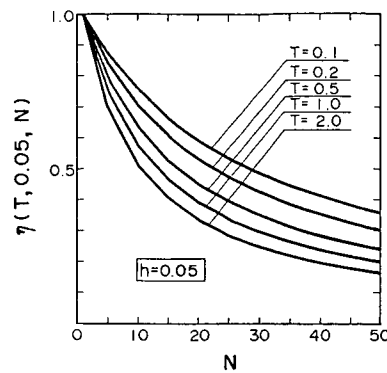
5. まとめ

本年度の調査結果をとりまとめると、以下ようになる。

1) 東京湾横断道路橋を対象として、非線形地震応答スペクトルの試算を行った結果、固有周期1秒程度以上の領域で、一般に、非線形応答スペクトル値は線形応答スペクトル値よりも小さくなる傾向が認められた。

2) 応答の繰り返し回数を考慮した加速度応答スペクトルを提案し、その実用的な推定式が式(6)および式(7)が与えられることを示した。

参考文献 1) 土研資料第1582号, 昭和55年3月 2) 土研資料第1696号, 昭和56年7月 3) 土研資料第1992号, 昭和58年3月 4) 土研資料第2120号, 昭和59年3月 5) 土研資料第2156号, 昭和59年3月



(14) 総合技術開発プロジェクト・036 震災構造物の復旧技術の開発

2. 構造物等の復旧技術の開発

2.1 土木構造物等の復旧技術の開発

2.1.1 橋梁等構造物

——地中構造物の被災判定手法および復旧技術の開発——

振動研究室 室 長 佐々木 康

研究員 栗原 徹郎

研究員 松本 秀應

1. 研究目的

従来構造物の耐震性に関する研究は、いかにして被害を受けにくい構造物を設計するかに重点が置かれており、被災した構造物に対する対策は殆ど省みられていない。本研究は市街地道路下に埋設された下水道管路施設、共同溝、樋門・樋管および道路トンネルなどの地中構造物を対象として、被災構造物の被災度判定手法および被災程度・形態に応じた復旧技術を開発し、もって地震被害の復旧対策に資することを目的とする。

2. 研究経過

本研究は昭和56年度より5箇年計画で開始された。56年度は上下水道、ガス、電気、電話地中管路など地中構造物全般に互って地震時被災事例を文献により調査した。57年度は下水道、樋門・樋管に対象をしぼり、その被災発見、被災判定ならびに復旧工法について調査した。58年度は57年度の調査を継続するとともに、昭和58年5月26日に発生した日本海中部地震による下水道管路施設の被害・復旧について詳細な調査を行った。今年度(59年度)は、主に日本海中部地震における下水道施設の被災判定～復旧の流れについて調査を行うとともに、これまでの研究成果をもとに震災構造物の復旧技術マニュアル(案)の素案の作成を行った。

3. 研究方法

本研究は(財)国土開発技術研究センターに依託し、同センター内に「震災復旧技術研究開発土木委員会」(委員長 岡本舜三 東京大学名誉教授)およびこの委員会のもとに「地中構造物分科会」(分科会長 片山恒雄 東京大学生産技術研究所教授)を設置し、研究を進めた。

今年度は既往の地震による下水道管路施設の被害事例について調査することにより、被害を引き起こす、あるいは被害を拡大させる要因について整理した。また、アンケート調査により下水道施設の被災判定法の妥当性および共同溝において平時の維持管理で用いられている調査法、補修工法について整理した。これらとともに、これまでの調査成果に基づき、震災構造物の復旧技術マニュアル(案)の素案の作成を行い、問題点、資料の不足している箇所、再検討の必要な事項について整理した。

4. 研究成果

4.1 地震被害事例調査

4.1.1 下水道管路被害に影響を与える要因

下水道管路施設の被害を引き起こす、あるいは被害を拡大させる要因として、一般的には地震動強さ、地盤・地形条件、地盤の液状化、管路構造などが挙げられる。

1) 下水道施設に被害を生じる地震動強さ

既往の震害事例から見て家屋や他の地下埋設物と同様、震度Ⅴ程度になると下水道管路に種々の形態の被害が発生する。図-1は、日本海中部地震における下水道施設の被害と震度階の分布を示したものであり、図中には被額の大きさを被害額で表している。地震発生当時下水道施設が整備されているが被害が報告されていない都市については無被害として扱っている。この図からも、下水道施設は一般土木構造物と同様、震度Ⅳ以下の地域では被害が発生しないと考えるよい。

震度Ⅵになると、管路には流下機能に支障を及ぼす重大な被害が各所で発生すると考えられる。また、震度Ⅴであっても地盤が液状化すると、その区域では管の浮上り、土砂の流入等重大な機能損失につながる被害が発生する。(新潟地震、日本海中部地震)

図-2に近年の4地震を対象とした地震のマグニチュードならびに震央距離と下水道施設被害発生状況の関係を示す。図中の○印(被害有り)および・印(被害無し)は、1つの下水道施設(1つの都市と考えてよい)を表している。ここでは、被害の大きさを測る指標として単位延長当たりの施設総被害額を用いており、これより下水道施設被害が発生する限界の震央距離とマグニチュードMのおおよその関係を図中に実線で示した。図中には、液状化発生の限界線も破線で併記しており、下水道施設被害発生の限界線とほぼ一致しており、M=7の地震では震央距離70km以内、M=8の地震では400km以内の地域において下水道施設に被害が発生すると推定される。

2) 下水道施設に被害を生じやすい地盤・地形

下水道施設に被害を生じやすい地盤・地形を既往の震害事例をもとにまとめると、軟弱地盤、ゆる

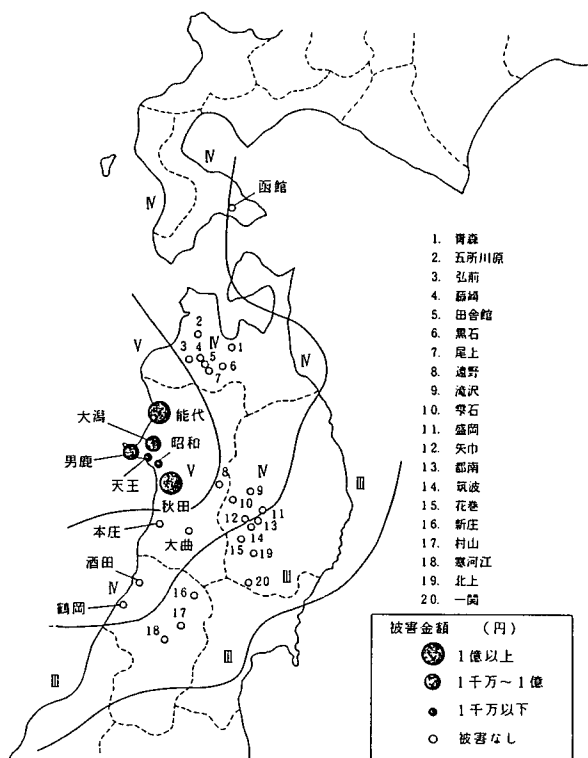


図-1 下水道施設の被害と震度階分布

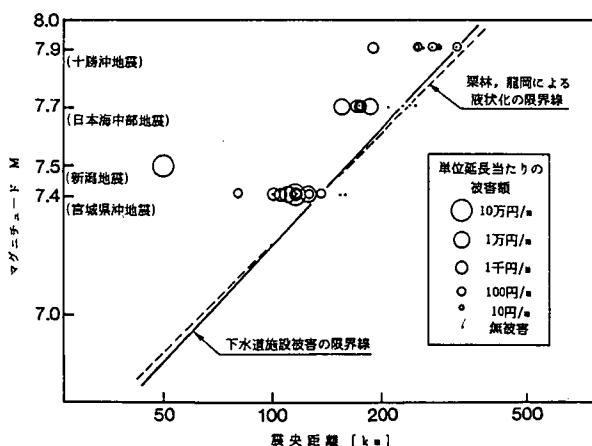


図-2 下水道施設被害の限界震央距離

い砂質土地盤（地盤の液状化発生の可能性の高い地盤），地盤条件が急激に変化する部分，宅造地等があげられる。

主に粘性土からなるきわめて軟弱な地盤，平時から地盤沈下が発生している地域，維持管理において浸入水等の事故がしばしば報告されている地域などは，特に地震時に被害をこうむりやすく，これらの地域では，地盤（路面）の亀裂，隆起，沈下等地盤変状が多く見られ，このような場合，その地下に埋設された管路には，何らかの被害が発生していると考えられる。液状化の可能性が高いゆるい砂質土地

盤においては，日本海中部地震の震害事例からもわかるように，管路施設の浮上り，土砂の流入・堆積など流下機能に重大な被害が発生しやすい。地盤条件が急激に変化する部分として洪積地盤と沖積地盤の境界部，あるいは沖積層の厚さが急激に変化する部分等を横切るように管路が埋設されている場合，被害が発生しやすいといわれており，これは主に地盤の振動特性の違いが原因と考えられる。また，宅造地などでは主に盛土部のゆり込み沈下等により，切盛境界部で多く被害が発生している。

下水道管路施設に被害を生じやすい地盤条件の例として，図-3に1978年宮城県沖地震による仙台市公共下水道の管路被害の分布を示す。図中の沖積地盤とある部分は，N値50以上の地層までの深さが30～60mと軟弱な地層が厚い地域である。特に地震以前から地盤沈下が問題となっていた箇所は，下水道管路に被害を受けている。一方，市中心部は，良好な地盤にあり，下水道をはじめ，水道，ガス等の地下埋設管は，ほとんど被害を受けていない。図-3の宅造地は，丘陵地帯を切盛りで造成した大規模な宅造地が散在している地域である。宅造地におけるガス，水道管の被害から，切盛りの境界に埋設管の被害が集中することが報告されている。

3) 被害を受けやすい管路構造

管種，管径の違いによる被害の受けやすさとしては，一般に陶管は塩ビ管，ヒューム管にくらべて被害を受けやすく，管径が小さいものほど被害を受けやすい。埋設深度について見ると，管きよの場合，埋設深度が大きくなるほど一般に被害は少なく，シールド工法で敷設された管では，ほとんど被害は発生しないと考えられる。また，マンホール，調整池，ポンプ場と管きよの接合部等，他構造物との接合部において被害が多く発生している。図-4にマンホールからの距離と管きよの被害度数の関係を示す（1978年宮城県沖地震）。この図から，マンホール付近で管きよ被害が多いことがわかる。

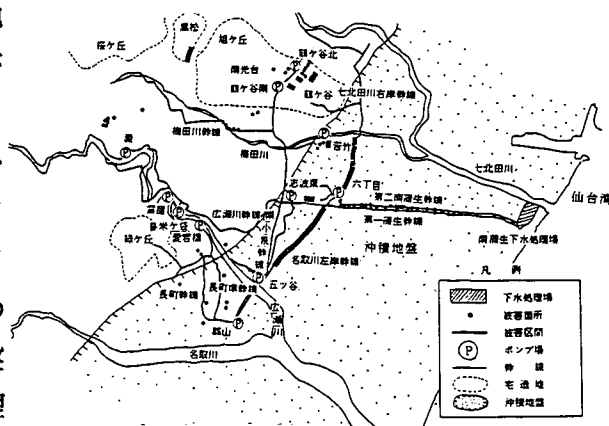


図-3 仙台市公共下水道管路の被害状況

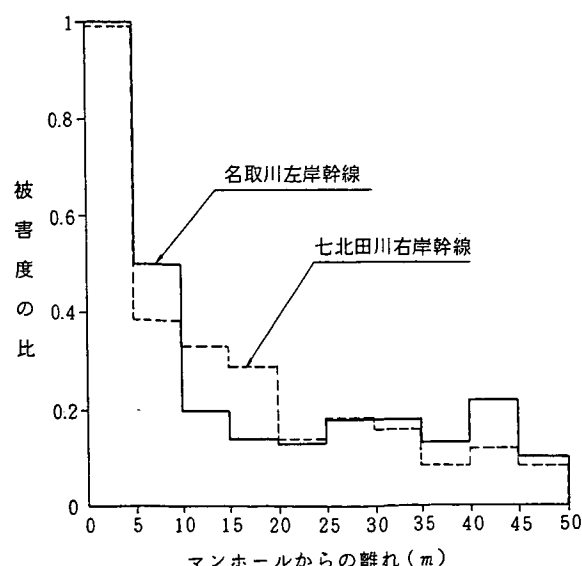


図-4 マンホール周辺管きよの被害度数分布²⁾

4.1.2 日本海中部地震にける下水道管路施設の被害と復旧

秋田、能代両市について被害内容及び被害数量を再確認した結果、昨年度報告書に記載した数値に若干の修正を要することが判明した。秋田市、能代市の管路施設被害を表-1および表-2に示す。

秋田市、能代市の管きよの被害率をみると、能代市の場合、全管きよ延長60kmに対して14.5%、秋田市の場合、全管きよ延長286kmに対して約0.6%の管きよが破損した。また管目地の被害（目地破損、ずれ等）は、能代市で17.4箇所/km、秋田市で2.1箇所/kmであった。いずれの被害とも能代市は秋田市に比較しはるかに大きな被害を受けていることがわかる。これは管路施設の埋設されている区域の大部分が砂地盤である能代市が、秋田市に比べて地盤の液状化による影響をより大きく受けたことを表していると考えられる。

復旧については、緊急、応急段階での調査、処置等について補足調査を行った。秋田市の場合、緊急段階での調査は、道路上からの危険箇所の発見が主であり、路面の陥没に対して補修班（職員1名＋業者6名）を編成し、当日中に補修あるいは当日中に補修できない場合は、その被災箇所に防護柵を設置しその後の応急復旧に継続している（5月26日～5月27日）。5月27日～6月2日の間に行われた応急調査では、調査班を5班編成している。その内容はまず大口径管の変状の有無を路面状況から判断し、次にマンホール内からその被害程度を目視により把握することであった。また、対象を順次小口径管にうつし、マンホールからその被害の概略を把握することを試みている。この段階で、被害箇所、被害形態および被害程度の概略を把握している。本調査は、6月3日から実施されており、この段階では調査は地元の建設会社（10社）に依頼され、所定の調査表に被害内容を記入し、報告を受けた職員が確認するという手順でおこなわれている。

4.1.3 下水道施設の被災判定の妥当性

地震後の混乱した状態の中で行われる調査や判定の結果、選択された復旧工事の工事延長・数量や工法が実施にあたって変更を要することも生じ得る。これをできるだけ少なくするためには、調査や判定に際してどのような点に留意すればよいかという点を明らかにしておくことが必要である。このために、査定設計、実施設計、復旧工事の間で行われた変更内容と変更理由を調査した。秋田市における調査結果の例を表-3に示す。

秋田市では、管きよは6区間において変更が行われており、実施設計時での変更は4件、復旧工事

表-1 秋田市の下水道管路施設の被害

(a) 管路の被害

損傷物	被害状況(復旧工事)	被害延長箇所数		計	被害率	全延長又は全箇所数
		公共下水道	都市下水路			
管きよ	管破損及び沈下(布設替え)	1,667.6 m	—	1,667.6 m	0.58 %	286,000 m (うち、都市下水路43km)
	管目地破損及びずれ(コーキング、パッカー工法、止水バンド等)	599箇所	29箇所	628箇所	箇所/km 2.20	
マンホール	マンホール被害(内訳はb)	91箇所	2箇所	93箇所	1.04 %	8,950箇所
取付管	破損・突出等(布設替え)	183箇所	—	183箇所	—	不明

(b) マンホールの被害

部 位	被害状況(復旧工事)	被害マンホール数	補修箇所数
斜・直壁	ブロック目地破損及びずれ(Vカット・コーキング)	65*	84*目地
	ブロック破損及びずれ(大)(ブロック設置直し)	26	83ブロック (断ブロック数19)
壁立上り部	破損(取りこわし再設置)	3	3箇所
底	亀裂(Vカットコーキング)	28	30箇所
底	インバート破損(インバート修正)	14	14箇所

* 都市下水路 2、マンホール2箇所(補修)含む

表-2 能代市の下水道管路施設の被害

(a) 管路の被害

種 別	被害状況	被害延長又は箇所数	被害率	全延長
管きよ	管破損	8,705.6 m	14.5 %	約 60,000 m
	管目地ズレ	1,408 ケ所	17.4 ケ所/km	
	土砂堆積	4,100.33 m	6.8 %	
取付管	破損、突出	1,177 ケ所	—	—

(b) マンホールの被害

種 別	被害状況	被害延長又は箇所数	被害率	全箇所数
マンホール壁立上り	破損、クラック、移動	* 40ヶ所	3.2 %	1,250ヶ所
マンホール直壁・斜壁	破損、ズレ	44ヶ所	3.5 %	
マンホール底版	破損、突出	* 95ヶ所	7.5 %	

注) * 壁立上りと底版については、同一工区で重複するので、ここでは併分した数値を用いる。

時では5件でいずれも工事数量が増加している。実施設計での変更理由は、再調査による被害の誤認発見（2件）、管径の誤認（1件）、改良復旧（1件）、軟弱地盤のため）となっている。実施設計において変更はなかったが復旧工事に際して変更されたものは開削後の新たな被害の発見、工事区間前後の沈下蛇行の判明が理由となっている。開削後、ソケット部の破損が発見され、新管取替え本数がかなり増えているものがあるが、TVカメラ調査ではソケット部の被害の発見は困難であることに注意すべきであろう。

震災復旧においては設計、復旧工事の段階での工事延長、数量の変更を避けることはできないと考えられる。しかし、調査表の整備、責任ある職員による現場の確認、調査法の適応性の限界を十分知ることなどにより、変更を最小限におさえることは可能であろう。

表-3 復旧における設計・工事の変更

管種・管径	査定設計	実施設計	復旧工事
※ φ500HP	TVカメラ調査 開削再布設 225.8 m 新管49本使用	TVカメラ調査 開削旧管撤去新管布設 225.8 m (再調査誤認発見) **	
φ450HP	TVカメラ調査 開削再布設 78.0 m 砂基礎	TVカメラ調査 開削再布設 78.0 m 90°コンクリート基礎 (改良復旧)	
φ300HP	目視調査 目地補修(ベッカー工法) 3箇所	目視調査 目地補修(ベッカー工法) 4箇所 (再調査誤認発見)	
φ40HP	TVカメラ調査 開削再布設 81.4 m 新管15本		開削再布設 81.4 m 新管19本 (開削後管破損を新たに発見)
φ300HP	TVカメラ調査 開削再布設 50.8 m 新管10本		開削再布設 50.8 m 新管23本
φ400HP	開削再布設 100.2 m 新管18本		開削再布設 100.2 m 新管39本
φ450HP	開削再布設 49.9 m 新管9本		開削再布設 49.9 m 新管20本 (開削後、ソケット部の破損を発見)
φ250HP φ300HP φ400HP	TVカメラ調査 開削再布設 36.8 m 管目地補修 10箇所 管目地補修 16箇所	管目地補修 4箇所 管目地補修 22箇所 (管径誤認)	開削再布設 62.78 m (工事区間前後の沈下蛇行判明)
φ150陶管	TVカメラ・下水道台帳調査 開削旧管撤去新管布設 3.96 m	目視 開削旧管撤去新管布設 7.92 m (現地調査により誤認発見)	
φ150陶管	TVカメラ・下水道台帳調査 開削旧管撤去新管布設 6.00 m		開削旧管撤去新管布設 5.00 m (施工中に不要箇所を発見)

* ヒューム管
** 変更理由

4.2 震災構造物の復旧技術マニュアル(案)素案の検討

これまでの調査研究成果に基づき、震災構造物の復旧技術マニュアル(案)のうち地中構造物関連分の素案の作成および検討を行った。

4.2.1 下水道管路施設の調査法の検討

調査は緊急調査、応急調査、本調査の3段階に大別される。

緊急調査は、重大な機能障害、放置しておく危険となる被害の発見のために行う調査であり、短時間で被害の概要を把握する必要から、主要施設を目視による地表からの被害状況の把握が中心となり、緊急調査の段階では調査人員の確保が困難な場合が多く、他機関との情報交換および住民からの通報は重要な情報源である。調査は、幹線、優先的に点検すべき箇所、通報・連絡のあった箇所を対象に目視による被害の把握、メジャー等による被害の簡単な計測、スチールカメラ、ビデオカメラ等による現状の記録が中心となる。

応急調査は、緊急調査と同様重要な機能障害、放置しておく危険となる被害の発見を目的とともに、施設全体の復旧計画立案のための情報を得ることを目的として行う調査である。調査は、緊急調査において被害の認められた箇所はもちろんのこと、調査範囲を管路にまで広げ、目視による被害の把握、メジャー等による被害の簡単な計測、スチールカメラ等による現状の記録、ロッド等による管路の閉塞調査などが考えられる。

本調査は、本復旧にあたり復旧工事の数量、復旧工法の決定に必要な情報を得るために行う詳細な調査であり、本調査に用いる調査方法の選定にあたっては、構造物の種類および重要度、被害形

態・程度，調査実施条件，調査方法の適用等を考慮する必要がある。

4.2.2 下水道管路施設の被災判定法の検討

ここでいう被災判定とは、調査結果および復旧の段階に対する評価項目を総合的に判断して、復旧の各段階における処置，工事を行うか否かを決定することである。各段階の被災判定において用いられる評価項目は大きく次の3項目に分類され、これら評価項目を各々の都市における特殊性を総合的に判断し、処置，工事を行うか否かの判定を行う必要がある。

a) 下水道の構造的な被害程度

下水道の構造的な被害とは、管きよの亀裂，目地ずれあるいはマンホール直壁のずれ，亀裂等下水道施設の物理的な破損を指し、その被害程度とは亀裂の幅，ずれの程度等を指す。

b) 下水道の機能的な被害程度

下水道の機能的な被害とは、下水道本来の機能である下水（污水，雨水）の排除能力の低下を指し、その被害程度とは、排除能力の低下の程度を指す。この場合には、下水道の構造的な被害、例えば管きよの亀裂，マンホール直壁のずれ等下水道の流下能力に影響を与えない被害は評価項目としては考慮せず、構造的には健全な下水道であっても、管内およびマンホール内への土砂の堆積等による流下機能の低下といった事項を考慮する。

c) 他施設に与える影響の程度

他施設に与える影響とは、下水道の被害（構造的な被害，機能的な被害）が原因となり、道路，周辺施設等に損傷を与えることによる二次災害の発生の可能性を指す。

4.2.3 下水道管路施設の復旧工法に関する検討

下水道管路の被害復旧は、布設替えが一般であり、管体強度に問題がある場合には新管に入替えるが、強度に問題がなく、目地ずれ、あるいは蛇行などにより所定の流量が確保されない場合などには旧管をそのまま再布設することも可能である。復旧工法の選定にあたっては、構造物の種類，重要度および構造物の余命，被害形態・程度，土質・地下水位および埋設深度，施工環境，復旧工法の種類および適用性等の種々の要件を考慮して適当な工法を選択する必要がある。

5. 今後の進め方

今年度は、日本海中部地震による下水道施設の被害および復旧について詳細な調査を行うとともに、震災構造物の復旧技術マニュアル（案）の素案の検討を行った。各種地中構造物，被災形態ごとに判定手法，復旧工法の適用性について整理するとともに、定量的な被災判定基準を作成することが必要である。また、マニュアルおよび調査表は、震災復旧を経験した自治体関係者および専門家の意見を取り入れたものとするよう検討する。

6. 参考文献

- 1) （財）国土開発技術研究センター，「昭和59年度震災構造物の復旧技術の開発に関する報告書」，昭和60年3月
- 2) 建設省土木研究所，地震防災部耐震研究室，「下水道施設の耐震性に関する調査」，土木技術資料，第2004号，昭和58年6月

(15) 共同研究、日本道路公団
盛土の地震荷重に関する共同研究

建設省土木研究所地震防災部

振動研究室 室長 佐々木 康

研究員 松本 秀應

近藤 益央

日本道路公団東京第一建設局

建設第一部東京湾横断道路調査課 課長 和佐勇次郎

課長代理 加藤 恒夫

岩井 文明

梅田 雄康

1. まえがき

1964年新潟地震(M=7.5)を始め、1968年十勝沖地震(M=7.9)、1978年宮城県沖地震(M=7.4)、1983年日本海中部地震(M=7.7)等で、道路盛土あるいは河川堤防などの土構造物が数多くの被害を受けてきている。平地部では沖積層のゆるい砂質地盤および軟弱な粘性土地盤上に設けられた盛土に被害が多く、山岳地帯では急傾斜地盤上に高く盛られた盛土などで大被害を受けている。

平地部の被害の中で特に顕著な事例は、日本海中部地震の際に八郎潟周辺および能代市近郊の至る所で発生した盛土および堤防の崩壊である。盛土高さが比較的低いものまでも盛土が陥没したり、盛土天端が沈下し、大きな縦割れを生じるなど被害を受けている。これら被害を受けた盛土および堤防の大多数は地盤が液状化しやすいとされている旧河道上や砂丘間低地に位置しているものであった。この傾向は新潟地震、宮城県沖地震等においても同様であり、液状化しやすい砂地盤上の土構造物の耐震性確保は非常に重要な事項である。

一方、海中に施工される大規模な盛土形式となる人工島の場合には、軟弱な海底地盤上に建設される海中構造物であるため、利用者の安全性確保あるいは復旧の困難さなどから一段と耐震安定性の確保が要求される。しかし、海中に施工される人工島については実績もなく、明確な耐震設計手法が十分確立されていないのが現状である。

本研究は以上のような背景のもとに砂質地盤上の道路盛土および東京湾横断道路の人工島を対象に、その地震時振動特性および地震時動的変形特性について模型振動実験により調査を行ったものである。

2. 研究目的

地震のような動的外力を受ける土構造物に作用する地震力は、静的な滑り面法等で考慮している震度とは種々の点で相違しているにもかかわらず、これを適切に評価し得る解析手法は現在のところ確立されていない。本研究は土構造物として道路盛土、人工島をとり上げ、これに動的に作用する地震力を明らかにすることを目的としている。また、今回は液状化する地盤上に構築された盛土の地震時変形特性に与える液状化層厚の影響を明らかにすることも目的としている。

3. 研究方法および研究分担

盛土形式の構造物として道路盛土と東京湾横断道路の人工島をとり上げ、振動台による模型振動実験を実施した。

3.1 液状化地盤上の道路盛土の地震時変形特性に関する模型振動実験（担当：土木研究所）

液状化地盤上の盛土の地震時変形特性に与える液状化層厚の影響について検討するために、小型土槽を用い液状化層厚を15cmから60cmまで変化させた模型により振動実験を行った。また、模型の寸法効果について検討するために、大型土槽を用い上記の液状化層厚40cmの模型の3倍の寸法に対応する模型を用い、同様の振動実験を行った。

ここでは、前者の液状化層厚の影響に関する実験結果について報告する。

①地盤および盛土模型の作成

地盤模型は、土槽内にロームを用いた液状化を起こしにくい層を作成した後、その上部に水中落下法により山砂（千葉県浅間山産）を用いて液状化を起こしうる層を作成した。地盤模型が完成した後、気乾状態の山砂を用いて盛土模型を作成した。模型の形状は図-1に示すように、盛土高さ15cm、盛土天端幅20cm、のり勾配1:1.33の左右対象の全段面二次元模型であり、地下水位は地盤表面と一致させた。

模型条件としては、盛土および地盤の締固め条件は同一とし、山砂を用いて作成した液状化を起こしやすい層の厚さのみを15～60cmまで変化させることを目標としたが、実際の模型は表-1に示すとおり盛土の相対密度が25～40%、地盤の相対密度が61～80%の模型となった。

②加振実験

各模型とも模型作成後、地震時変形特性を調べる本実験に先立ち模型の概略の振動特性を把握するため共振実験を行った。盛土の地震時変形特性を調べる本実験においては、5 Hzの正弦波により一定加速度で8秒間(40波)加振を行った。一度加振した後は、間隙水圧が消散したことを確認の後、加速度を増加し盛土の変形が十分大きくなるまで加振を繰り返した。各模型の本実験における加振段階と振動台の実測最大加速度の関係を表-2に示す。これにより、各模型ともほぼ等しい加振条件で本実験が行われたことがわかる。

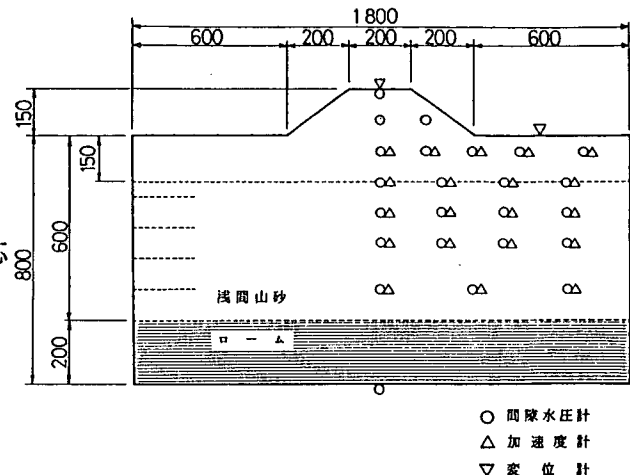


図-1 実験模型概要

表-1 実験模型の物理特性

模 型 No.	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6
液 状 化 層 厚 [cm]	15	20	30	40	50	60
乾燥単位体積重量						
盛土 γ_d [t/m ³]	1.39	1.38	1.41	1.41	1.42	1.38
地盤	1.49	1.50	1.54	1.48	1.49	1.49
間 隙 比						
盛土 e	0.905	0.915	0.877	0.878	0.861	0.917
地盤	0.769	0.762	0.718	0.786	0.778	0.768
相 対 密 度						
盛土 D_r [%]	28.2	25.4	36.0	35.7	40.4	24.9
地盤	66.0	67.8	80.2	61.3	63.5	66.3

表-2 振動台の実測最大加速度

模 型 No.	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6
液状化層厚 [cm]	15	20	30	40	50	60
実測最大加速度 [gal]	加振段階 1	36	37	36	32	36
	加振段階 2	71	74	68	60	68
	加振段階 3	103	103	103	100	100
	加振段階 4	139	133	134	132	128
	加振段階 5	171	164	163	159	161
	加振段階 6	204	197	—	—	195

③計測

計測は、実験時の振動特性ならびに間隙水圧の変化を把握するために、図-1に示すように地盤および盛土内に加速度計および間隙水圧計を配置した。また、加振中および加振後の模型各部の変状を明らかにするために、模型側面に着色した砂により10cm間隔のメッシュを設けるとともに、地盤および盛土表面に標点を設置し、これらをスチールカメラおよびビデオカメラにより記録、収録した。盛土天端および地盤表面には沈下計を設置し、盛土および地盤の沈下量の時間的な変化を計測している。

3.2 人工島の地震時動的変形特性に関する模型振動実験 (担当: 日本道路公団)

実験土槽内に山砂を用いて盛土および支持層の模型を、また、粘土を用いて地盤模型を作成し加振実験を行った。模型の条件としては、人工島の地震時動的変形特性に与えるセルの影響を検討するために、セルの無い模型と盛土法肩部にセルを有する模型の2ケースである。

①人工島模型の概要

実験に用いた模型は図-2に示す2ケースであり、ケースAは地盤と盛土のみの場合、ケースBは盛土法肩部にセル (硬質塩化ビニール製、箱型断面、幅42cm、厚さ4.9cm、板厚0.4cm) を設置した場合である。

地盤模型は、山砂 (千葉県浅間山産) を用い支持層を作成した後、その上部に沖積海成粘土を用い加水・攪乱の後に圧密を行い地盤模型を作成した。盛土模型は、地盤模型の圧密、成形が終了した後に山砂を用いて作成した。今回の模型は相似率の関係から、非常に弱い盛土模型となっているため、海水の存在を考慮することは困難であり、水位は地盤模型表面と一致させることとした。

模型完成時の模型の物理特性を表-3に示す。

②加振実験

各ケースとも模型完成後、地震波による実験に先立ち、加速度を一定 (10 gal) とする正弦波加振による共振実験を行った。

人工島の振動特性について検討を行う目的で地震波による加振実験を行った。実験では、宮城県沖地震 (1978年) における開北橋周辺地盤上の記録および八丈島東方沖地震 (1972年) における浮島公園記録と、十勝沖地震 (1968年) における八戸港地盤上の記録を東京湾央で想定される L_2 レベルの応答スペクトルに相当するよう波形の補正を

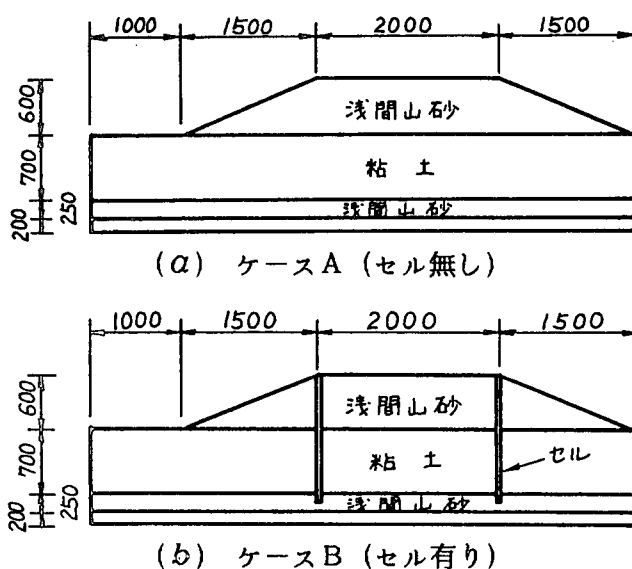


図-2 実験模型の概要

表-3 実験模型の物理特性

模型材料		ケース A		ケース B	
		盛土	浅間山砂	浅間山砂	沖積海成粘土
湿潤密度 γ_t [t/m^3]	盛土	1.61	1.63	1.63	1.55
	地盤	1.54	1.54	1.54	1.55
	支持層	1.74	1.74	1.74	1.76
乾燥密度 γ_d [t/m^3]	盛土	1.45	1.45	1.45	1.46
	地盤	0.90	0.90	0.90	0.90
	支持層	1.49	1.49	1.49	1.49
含水比 w [%]	盛土	11.0	11.6	11.6	11.6
	地盤	71.1	72.2	72.2	72.2
	支持層	16.8	18.1	18.1	18.1
間隙比 e	盛土	0.872	0.859	0.859	0.859
	地盤	1.974	1.974	1.974	1.974
	支持層	0.821	0.821	0.821	0.821
相対密度 D_r [%]	盛土	48.9	52.8	52.8	52.8
	支持層	61.0	61.0	61.0	61.0
セル曲げ剛性 EI [$\text{t}\cdot\text{m}^2/\text{本}$]	セル	—	—	0.50	—
せん断波速度 V_s [m/s]	盛土	62	60	60	60
	地盤	14	13	13	13
地盤粘着力 c [t/m^2]	地盤	0.15	0.14	0.14	0.14

施した記録を利用し、時間スケールを 1/7 とし、かつ加速度レベルを変化させて加振した。これら三波の応答スペクトルを図-3 に示す。開北橋記録は比較的短周期成分が卓越しているのに対し、浮島公園記録は比較的長周期成分が卓越している。

地震波による加振の後に、人工島の地震時の変形特性について検討する目的で正弦波による加振実験も行った。

③計測

計測は、加振時の振動特性を把握するために地盤および盛土内に加速度計を設置するとともに、セルには土圧計を配置し土圧の変化の計測を行った。加振中および加振後の模型各部の変状を明らかにするために、模型側面に石灰メッシュを設けるとともに、地盤および盛土表面には標点、変位計を設置し、模型内部には沈下板、水圧式沈下計、傾斜計を設置した。

4. 研究結果

4.1 液状化地盤上の道路盛土の地震時変形特性に関する模型振動実験

盛土天端中央における共振曲線の例を図-4 に示す。縦軸の増幅率は、盛土天端中央における応答加速度振幅を振動台の加速度振幅に対する比で表したものである。これにより、盛土模型の共振振動数は17~18Hz程度であり、液状化を起こしやすい層厚の大小にかかわらずほぼ等しい振動特性を有していることがわかる。

破壊実験における、振動台加速度と盛土天端の累積沈下量の関係を図-5 に示す。これより、液状化層厚が60cmのA-6 の場合を除くと、同一の振動台加速度に対する盛土天端の累積沈下量は、液状化層厚が30cmまでの模型では層厚に比例して増加する傾向にあり、層厚が30cmを越える模型では層厚によらず、ほぼ等しい累積沈下量を示している。次に盛土に作用する加速度と盛土の沈下量との関係を見るために、横軸に盛土直下地盤の応答加速度をとり、盛土天端の累積沈下量との関係を示したものが図-6 である。振動台加速度で整理した図-5 の場合と同様に、液状化層厚の厚いものほど累積沈下量が大きくなる傾向にあるが、

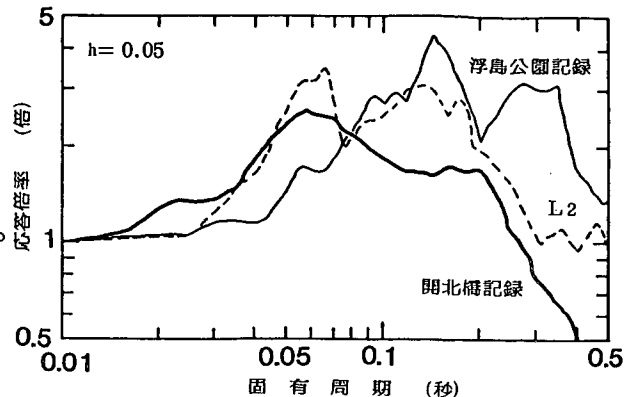


図-3 入力地震波の応答加速度スペクトル

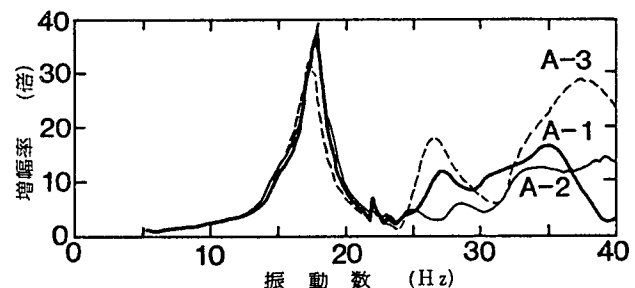


図-4 共振曲線 (盛土天端中央)

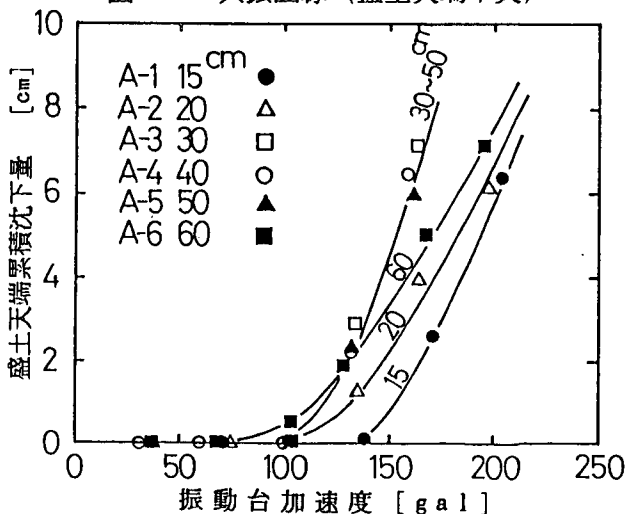


図-5 盛土沈下量と振動台加速度の関係

今回の実験のように累積沈下量が7cm程度の範囲では、液状化層厚が15,20cmの場合と、30cm以上の場合に分けられ、液状化層厚が薄い20cm以下の場合には累積沈下量が大きくなると沈下量の増加割合が減少する傾向にあり、層厚が30cm以上の場合には盛土直下地盤の応答加速度に比例して線形的に累積沈下量が増加する傾向にある。これは、液状化層厚が異なることにより、盛土および地盤の変形特性が異なるためと考えられる。

地盤および盛土の変形状況を見るために、土槽側面の観測窓より撮影した写真から、加振段階3（振動台加速度約100gal）、4（約130gal）、および5（約160gal）終了時におけるメッシュの変状を重ね書きしたものが図-7である。液状化層厚が15cmと薄いA-1の場合には、液状化層の下端近くまで地盤に水平変位が認められ、地盤の水平変位は地表面において最大となっている。液状化層厚が50cmと厚いA-5の場合には、地盤の水平変位の認められる領域が地表面より30~40cmの深度まで広がり、地盤の水平変位は地表面で最大とはならず、地表面より20~30cmの深度において最大となる。また、A-1の場合には盛土の沈下が盛土法面が法尻に向かって広がることより生じているのに対し、A-5の場合には盛土全体が地盤内にめり込む形で沈下を生じている。

4.2 人工島の地震時動変形特性に関する模型振動実験

種々の地震波に対する振動台最大加速度と盛土天端応答倍率の関係を図-8に示す。ここで盛土天端応答倍率とは、振動台の最大加速度に対する盛土天端での最大応答加速度の比を表している。いずれの地震波の場合にも、振動台加速度の増加とともに盛土天端応答倍率は低下する傾向にあり、セルの有無に着目すると、セルの無いケースAに比べセルの有るケースBは常に低い応答倍率を示していることがわかる。

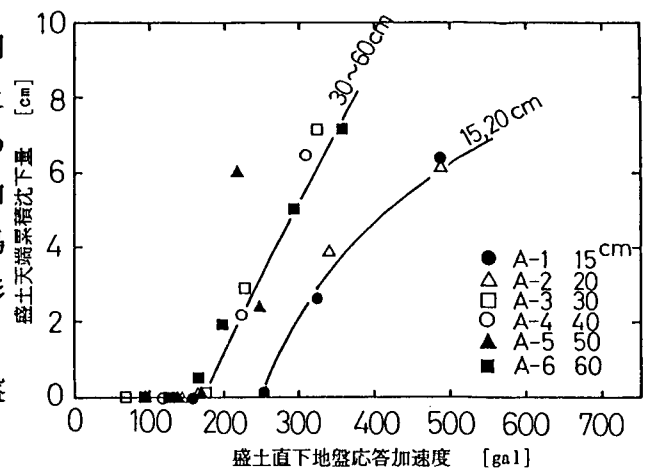


図-6 盛土沈下量と地盤応答加速度の関係

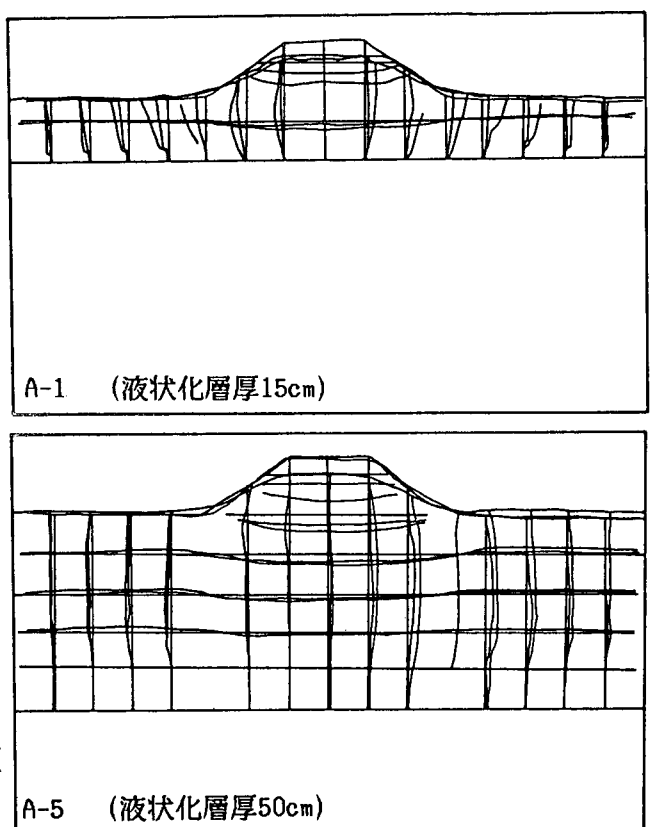


図-7 メッシュの変状図

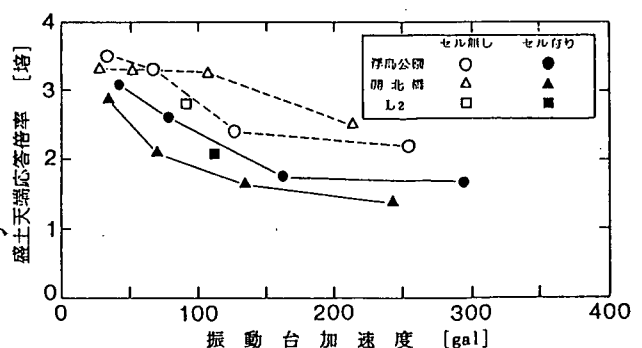


図-8 振動台加速度と盛土天端応答倍率の関係

人工島の変形特性について検討するために行った正弦波加振実験 (3Hz, 300gal) による模型の変状の様子を図-9に示す。セルの無いケースAの場合には振動モードからもわかるように、盛土は剛体のごとく一体となって振動し、盛土に接する粘土地盤上層部にのみ大きなせん断変形を生じており、盛土全体が粘土地盤上ですべり、盛土全体が法面外側に広がる形で破壊している。セルの有るケースBの場合には地盤から盛土へと移るにつれて上方ほど大きな変位振幅を有する振動モードを示し、破壊もセルの上端が外側に広がる形態となっており、上方ほど水平変位が大きく地盤の水平変位も地盤の深い位置まで認められ、セルによる拘束効果が発揮されていると言えよう。

正弦波加振 (3Hz, 300gal) 終了後、模型撤去時に計測したセルの変形量の例を図-10に示す。土槽の可動壁の影響により北側のセルの変位が大きくなっているが、南北のセルとも、法面外側へ開く形で変位を生じており、その変位は盛土内のみならず粘土地盤内部にまで及んでおりセルは支持層への根入れ部を支点として土圧に抵抗していると考えられる。

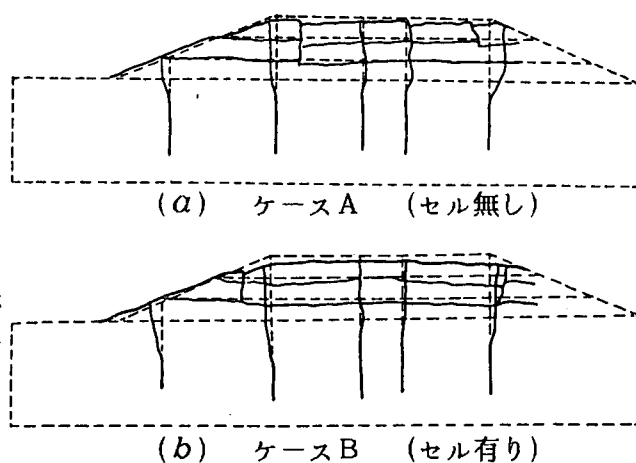


図-9 最終加振終了時の変状

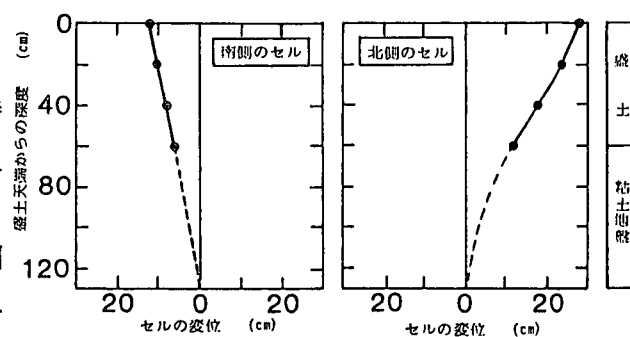


図-10 最終加振終了時のセルの変位

5. 今後の問題

今回の実験では、液状化層厚が盛土の地震時の変形特性に与える影響について盛土天端の沈下量と盛土および地盤の変形形態の違いから検討を行い、液状化層厚の増加とともに盛土天端の沈下量は増加し、ある層厚を越えると液状化層厚が沈下量に与える影響は著しいものではなくなるという結果を得た。しかしこれは、実験に用いた様な盛土形態に対する土槽内での実験結果であり、実際の地震時における盛土の変形量の推定や、液状化に対する地盤改良の範囲を決定するためには、寸法効果や土槽の影響についてさらに詳細な検討を行う必要がある。

人工島の実験においては、セルが人工島の振動特性および破壊形態に与える影響について盛土天端の応答倍率と人工島の破壊形態から検討を行い、セルが有ることにより応答倍率が低下し、セルは支持層への根入れ部を支点として土圧に抵抗する形態となることが確認された。しかし、人工島の破壊形態は盛土、地盤、セル、支持層の強度の比により大きく変化することが考えられる。そのため、強度の大きく異なる材料で構成される構造物の耐震性を検討するには、破壊時における各部の応力状態、さらには変形状態を十分追跡可能な手法を確立することが必要である。

(16) 科学技術振興調整費 長野県西部地震による土砂災害に関する緊急研究 地すべりの動的特性に関する研究

動土質研究室 室長 古賀泰之 主任研究員 谷口栄一
 振動研究室 室長 佐々木康 研究員 栗原徹郎
 地すべり研究室 室長 中村浩之 主任研究員 吉松弘行

1. まえがき

1984年9月14日に発生した長野県西部地震により王滝村の松越地区において大規模な斜面崩壊が発生した。この崩壊地および未崩壊地においてボーリング、PS検層等の土質調査を行い、不攪乱試料を用いた静的三軸試験、繰返し三軸試験を行った。これらの土質調査結果に基づいて地震時斜面安定解析、有限要素法による地震応答解析を行ったのでその結果を以下に報告する。

2. 斜面崩壊の概要

今回の地震により松越地区の大又川右岸斜面に大規模崩壊が発生した。最大崩壊深は30m、崩壊幅は170m、崩壊長は225mであり、崩壊土量は約29万m³であった。写真1に崩壊後の斜面を示す。崩壊地は溶岩層が挟在する倉越山(標高1100m)の山麓部に位置している。写真1に見られるように2つの切り立った滑落崖があり、かなり深いすべりが発生している。崩れた土塊は大又川を越え、対岸の河床に近い位置にあった生コンプラントを対岸斜面に約35m押し上げた後、大又川に沿って流下した。流下した崩土は崩壊地点から約900m離れた牧尾ダムの貯水池(御岳湖)に達して堆積した。崩壊当時、御岳湖の湛水量は満水時の23.5%で湖底が現われており、そこに土砂が堆積した。この崩土は直径1~2mの流れ山(不攪乱の土塊)や流木を含んでおり、大部分は火山灰土から成っている。

3. 地質の概要

図1に示す位置においてボーリング、土研式貫入試験機によるサウンディングを行った。なおB'-1~B'-6までのボーリングは長野県が実施したものである。

図2は崩壊地内の断面Iおよび未崩壊地内の断面IIの

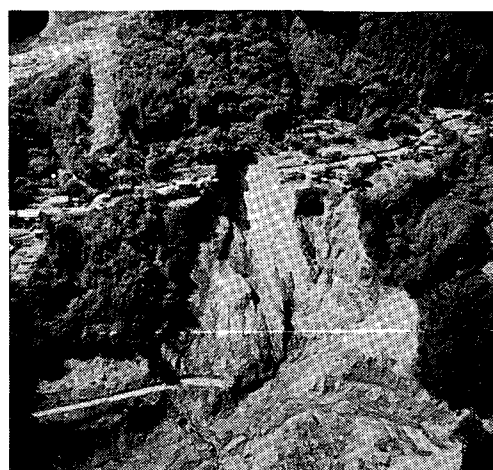


写真1 松越地区の斜面崩壊

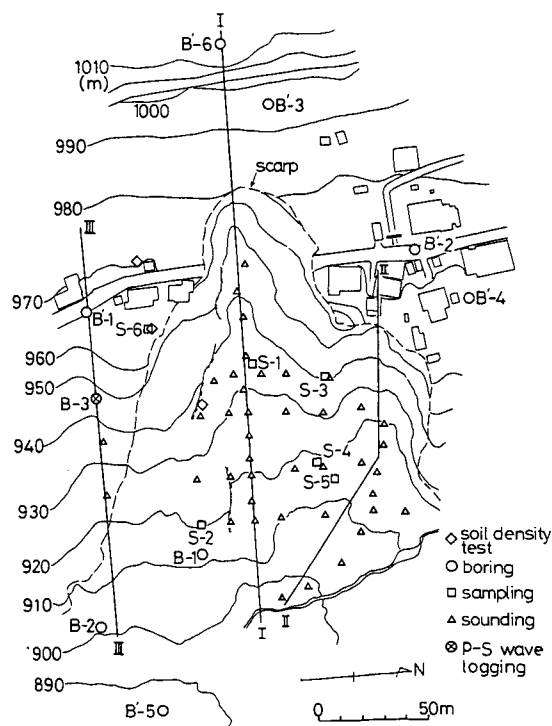


図1 松越地区の崩壊後の平面図

地質断面図を表わしている。断面Ⅲの下部斜面において地震の前後で若干標高差があるが、これはごく表層の剥離あるいは隣接する崩壊地からの土砂の流入によるものであると推定されるので、断面Ⅲでは本格的なすべりは発生しなかったと考えることができる。崩壊前の断面は崩壊前の航空写真より $\frac{1}{500}$ の平面図を作成して求めたものであり、地質断面はボーリングおよび露頭観察より推定した。崩壊地の地質を見ると、古生層の粘板岩が基盤になっており、その上に御岳火山の噴出物が堆積している。この噴出物は凝灰角礫岩 (O_{ab})、火山円礫岩 (O_{vc}) からなる古期噴出物と風化軽石 (O_{pe})、礫礫 (M_{gr})、礫混り粘性土 (M_f)、ローム (O_{lm}) からなる新期噴出物に分けることができる。古期噴出物が崩壊地内まで連続していないので、新期噴出物が堆積する前に古期噴出物が侵食されたものと思われる。また風化軽石層が崩壊のすべり面となったと考えることができる。未崩壊地の断面Ⅲでは断面Ⅰのような厚い火山噴出物の堆積が見られず、以前に崩壊が発生して流れ去ってしまったのではないかと推定される。

4. 土質調査

図1に示すS-1～S-6の6ヶ所においてブロックサンプリングを行い、すべり面になったと推定される風化軽石 (O_{pe}) 層および礫混り粘性土 (M_f) 層の不攪乱試料を採取した。これらの試料を用いて静的三軸試験 (CU)、繰返し三軸試験、繰返しねじり試験を行った。表1に採取試料の土質特性を示す。この風化軽石は粘土から礫まで幅広く含んでおり、均等係数は180以上である。静的三軸試験 (拘束圧 $\sigma_c = 0.5, 1, 2 \text{ kgf/cm}^2$) の結果が表1に示されており、内部摩擦角 ϕ_{cu} がかなり小さいことがわかる。

繰返し三軸試験は初期せん断応力が作用している状態で非排水条件で行った。初期せん断応力を求めるために後述の方法を用いて2次元の静的斜面安定解析を行った。この安定計算では崩壊後の地表

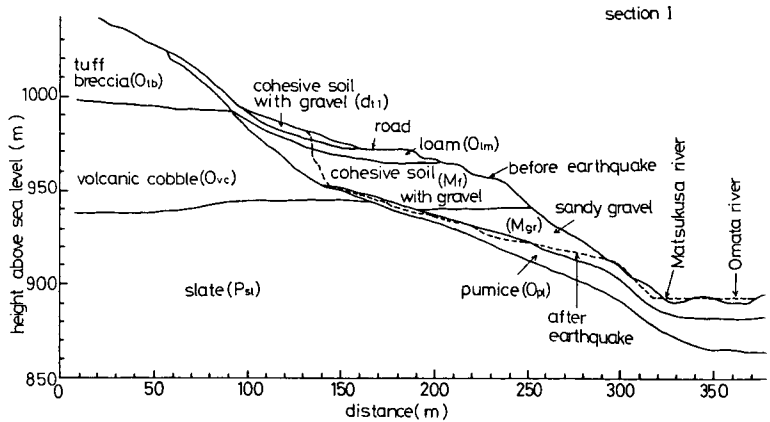


図2(a) 崩壊地の地質断面図

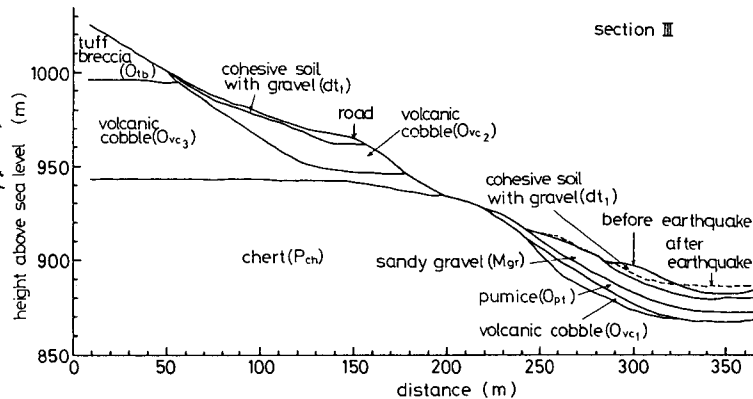


図2(b) 非崩壊地の地質断面図

表1 採取試料の土質特性

土質名	試料採取地点	日本統一土質分類	湿潤密度 S_t (g/cm^3)	含水比 w_n (%)	間隙比 e	塑性指数 I_p	土粒子の比重 G_s	粘着力 C_u (kgf/cm^2)	内部摩擦角 ϕ_{cu} (度)
風化軽石 (O_{pe})	S-1	火山灰質砂 (SV)	1.64	53.8	1.59	13	2.76	0.288	24.3
	S-2	火山灰質砂 (SV)	1.38	86.9	2.54	—	2.60	0.453	18.3
	S-3	火山灰質砂 (SV)	1.49	85.5	2.35	32	2.68	0.602	20.4
	S-4	火山灰質粘土 (VH2)	1.41	103.4	2.73	39	2.59	0.551	19.6
	S-5	粘質土 (CL)	1.58	32.2	1.17	11	2.58	0.758	11.3
礫混り粘性土 (M_f)	S-6	火山灰質粘性土 (VH2)	1.37	77.6	2.42	46	2.64	—	—

面をすべり面と仮定し、地下水位はすべり面上にあったと仮定している。また崩壊前の断面は概略の形状を用いているので後述の計算結果と若干異っている。ここでは斜面安定解析から求められる安全率の逆数が初期せん断応力比に等しいと考える。

$$\frac{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_s}{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_f} = \frac{\tau_r}{\tau_m} = \frac{1}{F_s} \quad (1)$$

ここに $\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_s$: 三軸試験における初期せん断応力

$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_f$: 三軸試験における破壊時のせん断応力

τ_r : すべり面における平均抵抗せん断応力

τ_m : すべり面に発生する平均せん断応力

F_s : すべりの安全率

計算の結果、断面Ⅰのすべりの安全率が1.26、断面Ⅱのすべりの安全率が1.38となり、その逆数はそれぞれ0.794、0.725となる。そこでここでは式(1)の初期せん断応力比として0.8を作用させて試料S-1、S-3を用いて繰返し三軸試験を行うことにした。

図3、図4に繰返し三軸試験の結果を示す。図4の縦軸は(動的強度)/(静的強度)を表わしており、初期せん断応力が静的非排水強度の0.8である場合には動的強度は静的強度より大きくなっている。たとえば繰返し回数が10の場合に、試料S-1では動的強度は静的強度の1.06倍、試料S-3では1.34倍となり、平均で1.2倍となる。なお図4に示されている繰返し荷重 σ_d としては図3に示すように軸歪が15%あるいは応力がピークとなる点をとっている。また図4には松越の同一の崩壊地より採取した試料を用いた安田等の試験結果が示されている。

次に風化軽石層より採取した試料S-1および礫混り粘性土層(Mf)より採取した試料S-6を用いて繰返しねじり試験を行い、せん断弾性係数G、減衰比 η と歪の関係求めた。

風化軽石層より上層の土の密度を求めるために図1に示す位置において現場密度試験を行った。大きい礫が入っているためにマトリックスの密度を奥測により求め、礫混入率を目視より決めて表2に

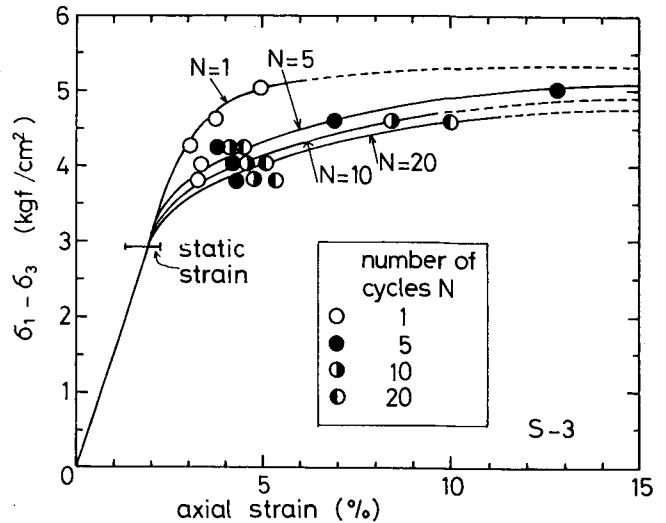


図3 風化軽石(Opt)を用いた繰返し三軸試験結果

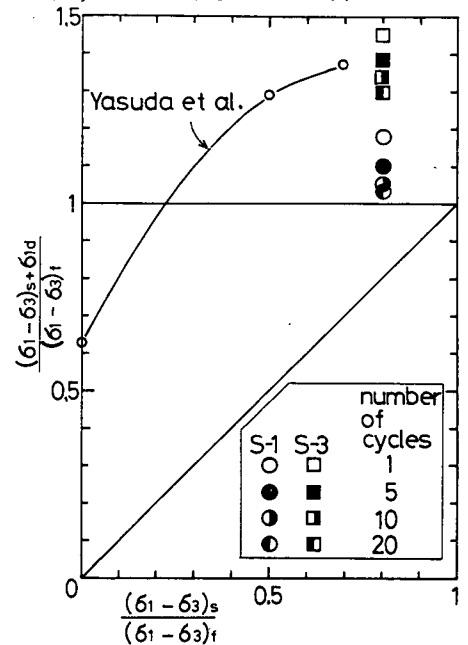


図4 (動的強度)/(静的強度)に対する初期せん断応力比の影響

表2 上載土の密度

土質名	マトリックス 密度(g/cm³)	礫混入率 (%)	密度 ρ_s (t/m³)
砂礫(Mgr)	1.30	50	1.93
ローム(Orn)	1.10	20	1.39
礫混り粘性土 (Mf)	1.42	40	1.87
礫混り粘性土 (d.ti)	0.99	50	1.77

示すように密度を決めた。

図1に示すボーリング No. B-3 の位置においてPS 検層を行った。この位置では深度 8 m までが火山円礫岩で、そのS波速度は 500 ~ 710 m/sec, 8 m 以深がチャート層でそのS波速度は 1250 m/sec であった。

5. 斜面安定解析

図1に示す断面Ⅰ、Ⅱ、Ⅲについて2次元の斜面安定解析を行った。断面Ⅱは折線になっているが、計算上は一直線上にあるものと仮定した。崩壊が発生した断面Ⅰ、Ⅱについては崩壊後の断面をすべり面と仮定してすべりの安全率を計算し、未崩壊地の断面Ⅲについては円弧すべり面を仮定して最小安全率を計算した。計算式を以下に示す。

(断面Ⅰ、Ⅱに対して)

$$F_s = \frac{\sum [cl + \{ (1 - r_v) W \cdot \cos \alpha - r_H \cdot W \cdot \sin \alpha \} \tan \phi]}{\sum \{ (1 - r_v) W \cdot \sin \alpha + r_H \cdot W \cdot \cos \alpha \}} \quad (2)$$

[断面Ⅲに対して]

$$F_s = \frac{\sum R [cl + \{ (W - r_v \cdot W - ub) \cos \alpha - r_H \cdot W \cdot \sin \alpha \} \tan \phi]}{\sum \{ R (1 - r_v) W \cdot \sin \alpha + r_H \cdot W \cdot R \}} \quad (3)$$

ここに C: 粘着力 ϕ : 内部摩擦角
 l: すべり面の長さ W: 各スライスの重量
 r_H : 水平震度 r_v : 鉛直震度
 R: すべり面の半径 b: スライスの幅
 α : すべり面の中点とすべり面を円弧とする円の中心とを結ぶ直線が鉛直線となす角
 r: すべり面を円弧とする円の中心と各スライスの重心との鉛直距離
 u: 間隙水圧

断面Ⅰ、Ⅱにおいては地下水面がすべり面上にあると仮定しているので式(2)では間隙水圧を考慮していない。断面Ⅲにおいてはボーリングの結果より地下水面が判明しているので式(3)のuとして地下水位による静水圧のみを考慮している。断面Ⅰ、Ⅱ、Ⅲのいずれの場合にもC、 ϕ としては C_{cu} 、 ϕ_{cu} を用いて全応力解析を行っている。断面Ⅰ、Ⅱの安定解析では今回の調査で求めた風化軽石層の土質定数C、 ϕ および許等²⁾のデータを用いた。前節で述べたように繰返し三軸試験の結果を用いると、風化軽石層の動的強度は静的強度の約1.2倍になる。このことを表現するために、図5に示すように動的な内部摩擦角 ϕ は静的な内部摩擦角と変わらないと仮定すると、動的な粘着力Cは静的な粘着力より大きくなる。図5にはS-3の試料のデータが示されているが、S-1についても同様のデータが得られており、両者を平均すると、動的な粘着力は静的

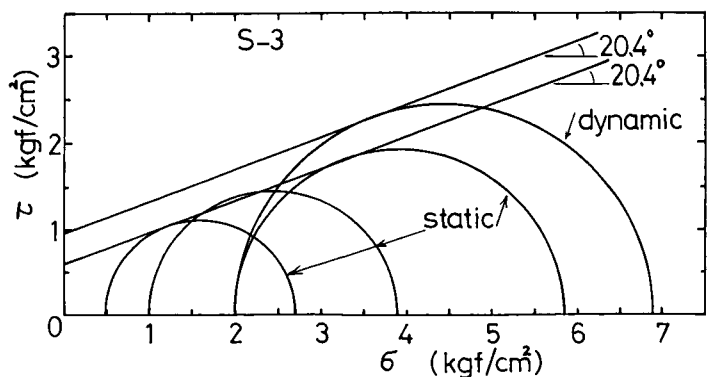


図5 静的三軸試験および繰返し三軸試験より求めたモールの応力円

な粘着力の約1.65倍になるので、 C を1.65倍した場合についても安定解析を行った。断面Ⅲについては表3に示すような土質定数を用いた。

図6に安定計算の結果を示す。図6は鉛直震度 $k_v=0$ の場合である。

図6において静的強度の1.2倍の動的強度(具体的には C を1.65倍した)を用いるとすべりの安全率が若干増大している。なお断面Ⅲではチャート層が露頭している部分より上部と下部に分けて計算している。表4はすべりの安全率 $F_s=1$ となるときの水平震度を図6より読みとった値を示している。表4によると動的強度を用いた場合、すべりの安全率が1となるときの

表3 安定解析に用いた土質定数(断面Ⅲ)

土質名	単位体積重量 γ (t/m^3)	粘着力 C (t/m^2)		内部摩擦角 ϕ (度)
		静的	動的	
硬泥り粘土土 (dcl)	1.77	2.0	3.3	35
グロート (Pch)	2.7	15.0	15.0	45
砂礫 (lsr)	1.93	2.0	3.3	35
風化軽石 (Ope)	1.38	4.53	7.47	18.3
火山円礫岩 (Ovc1)	1.61	4.53	7.47	18
火山円礫岩 (Ovc2)	1.61	4.53	7.47	18
火山円礫岩 (Ovc3)	2.6	10.0	10.0	45

表4 安全率=1となる水平震度($k_v=0$)

断面	安全率 $F_s=1$ となる水平震度 k_H	
	静的強度を用いた場合	動的強度を用いた場合
崩壊 I	0.095	0.15
崩壊 II	0.10	0.18
非崩壊 Ⅲ	上部 0.23	0.40
	下部 0.16	0.29

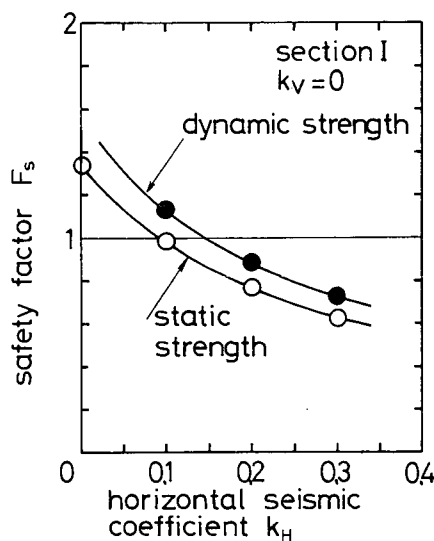


図6(a) すべりの安全率と水平震度(断面Ⅰ)

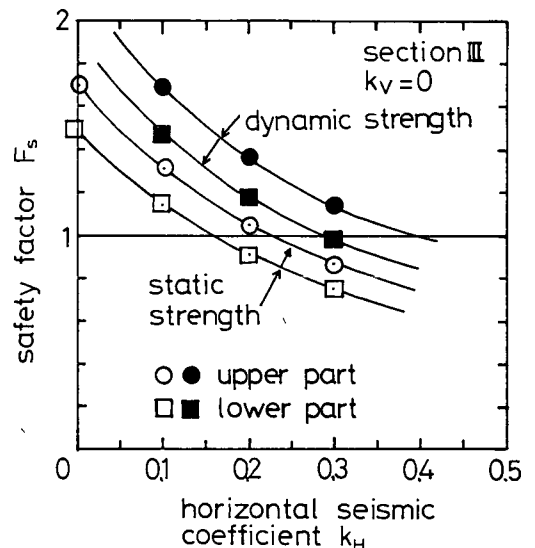


図6(b) すべりの安全率と水平震度(断面Ⅲ)

水平震度は崩壊した断面Ⅰ、Ⅱでは0.15、0.18、崩壊しなかった断面Ⅲでは0.29~0.4となる。もしも実際に作用した震度が0.18と0.29の間であれば、断面Ⅰ、Ⅱが崩壊し、断面Ⅲが崩壊しなかったことがこの計算により説明できる。

今回の地震は直下型地震であり鉛直方向の震動を強く感じた人が多かった。それで鉛直震度 k_v を水平震度 k_H と同じだけ作用させた場合のすべりの安全率の計算結果が図7に示されている。図7によると鉛直震度を作用させてもすべりの安全率はほとんど変化していない。図7は断面Ⅰの結果であるが、断面Ⅱ、Ⅲについてもほぼ同様の結果を得た。

次に崩壊斜面について3次元の斜面安定解析を行った。解析には電算プログラムHOVLANDを用いた。この解析ではすべり土塊を多くの三角柱に切断してそれぞれの三角柱の底面に作用する滑動力と抵抗力を計算し、最後にそれらの合力を求めて安全率を計

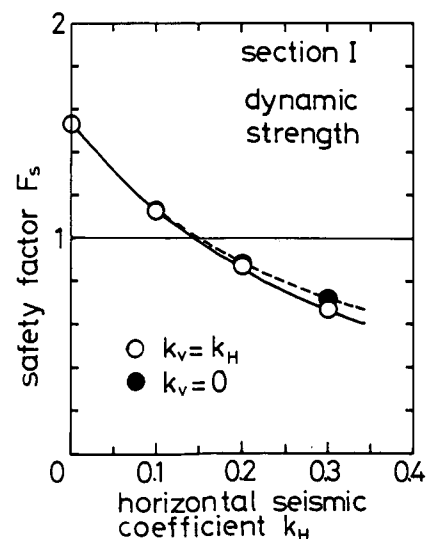


図7 すべりの安全率に対する鉛直震度の影響

算する。なおこの解析では三角柱の側面の抵抗は考慮していない。計算に用いた土質定数は2次元の解析に用いたものと同じである。計算は断面Ⅰのブロックと断面Ⅱのブロックの2種類のものについて行った。

図8に計算結果の1例を示す。断面Ⅰについて2次元の解析と3次元の解析による安全率に大きな差は見られない。断面Ⅱについても同様であった。これは先にも述べたように三角柱の側面の摩擦抵抗を考慮していないためであると思われる。

6. 地震応答解析

断面Ⅰ、Ⅱについて地震応答解析を行った³⁾。解析には2次元の有限要素解析プログラム“FLUSH”を用いた。表5に地震応答解析に用いた土質定数を示す。S波速度 V_s は粘板岩、チャートについてはPS検査の結果より求め、風化軽石については繰返しねじり試験より求め、その他のものについてはN値から次式を用いて求めた。

$$V_s \text{ (m/sec)} = 80 N^{\frac{1}{3}} \quad (3)$$

また風化軽石(Ope)および礫混り粘性土(Mf)のせん断弾性係数 G 、減衰比 α とせん断歪の関係が繰返しねじり試験より求められており、表5に示すようにこれを他の土層についても準用した。

今回の地震では松越地区の近くで本震の地震動記録が得られなかった。しかし本震の後に土木研究所が牧尾ダムの岩盤に設置した強震計により余震記録が得られた。その最大加速度は水平方向に85gal、鉛直方向に27galであったが、それを最大水平加速度が100gal、最大鉛直加速度が50galになるように加速度振幅を大きくして、解析の入力地震動とした。この値は崩壊地上部の道路付近における最大水平加速度が墓石の転倒率より推定される最大水平加速度440gal程度になるように試行錯誤により求めた。

図9は断面Ⅰに対して計算した応答加速度の最大値の分布を示している。図9の水平方向の加速度の最大値を見ると崩壊土塊の中では200gal以上の加速度が発生しており、特にすべり面になったと

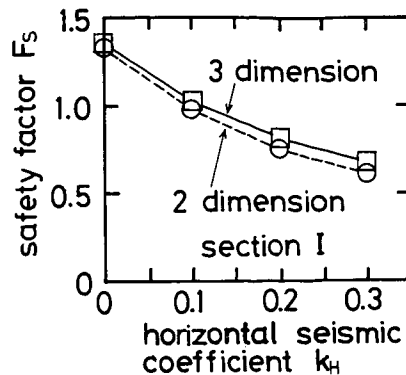


図8 2次元と3次元の斜面安定解析によるすべりの安全率

表5 地震応答解析に用いた土質定数

土質名	単位体積重量 γ_s (kg/m ³)	S波速度 V_s (m/sec)	減衰比 α (%)	ポアソン比 ν	G , α の歪依存性	G , α と歪の関係
礫混り粘性土 (dcl)	1.77	140	5	0.49	考慮する	A
ローム (Olm)	1.39	160	5	0.49	考慮する	A
礫混り粘性土 (Mf)	1.87	230	5	0.49	考慮する	B
砂 石礫 (Mat)	1.93	280	5	0.49	考慮する	B
風化軽石 (Ope)	1.48	210	5	0.49	考慮する	A
火山円礫岩 (Ovc1)	1.61	240	5	0.49	考慮する	A
火山円礫岩 (Ovc2)	1.61	190	5	0.49	考慮する	A
火山円礫岩 (Ovc3)	2.6	620	5	0.3	考慮しない	—
凝灰角礫岩 (Oav)	2.6	600	5	0.3	考慮しない	—
粘板岩 (Pie)	2.7	1250	2	0.3	考慮しない	—
チャート (Pch)	2.7	1250	2	0.3	考慮しない	—

注) A: 風化軽石(Ope)の G , α と歪の関係を用いた。

B: 礫混り粘性土(Mf)の G , α と歪の関係を用いた。

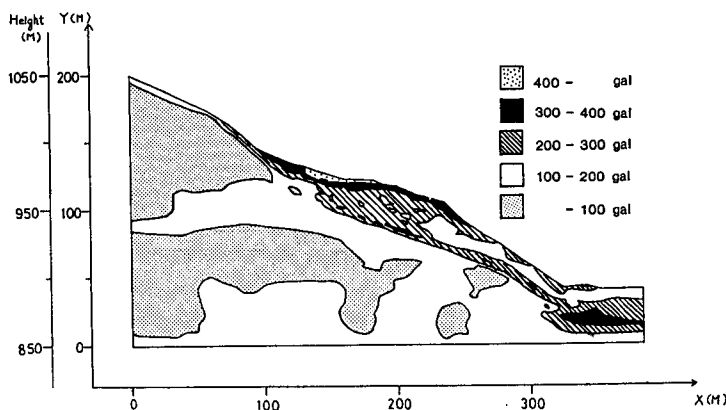


図9 地震応答解析より得られた水平加速度の最大値の分布

考えられる風化軽石 (Opt) 層で 300gal 以上の大きな加速度が発生しており、このような大きな加速度が斜面崩壊の原因となったと考えられる。

表 6 はすべり面より上の土中における応答加速度の最大値の平均値を示している。なお断面Ⅲについては斜面安定解析において最小の安全率を与える円弧すべり面をとっている。表 6 によると断面ⅠとⅢではほぼ同じ程度の加速度が発生している。最大加速度 A を等価震度 k_e に変換する式として次の 2 つの式が提案されている。^{4) 5)}

$$k_e = 0.65 \frac{A}{g} \quad (4)$$

$$k_e = \frac{1}{3} \left(\frac{A}{g} \right)^3 \quad (5)$$

式 (4)、(5) を用いて計算した等価震度が表 6 に示されている。水平方向の等価震度を見ると断面Ⅰの場合には 0.19 ~ 0.22 になっており、この震度を図 6 (a) に適用して動的強度を用いてすべりの安全率を求めると $F_s = 0.9 \sim 0.84$ になる。また断面Ⅲでは水平方向の等価震度は上部で 0.2 ~ 0.23、下部で 0.21 ~ 0.23 となり、この震度を図 6 (b) に適用して動的強度を用いてすべりの安全率を求めると、上部で $F_s = 1.37 \sim 1.29$ 、下部で $F_s = 1.16 \sim 1.11$ となる。即ち崩壊が発生した断面Ⅰではすべりの安全率が 1 以下になり、崩壊が発生しなかった断面Ⅲではすべりの安全率が 1 を越えており、ここで用いた解析は妥当な結果を与えている。

7. まとめ

今回実施した調査・解析により得られた結論をまとめると以下ようになる。

- ① 松越地区の崩壊斜面においては古生層の上に堆積した風化軽石層が崩壊のすべり面になった。
- ② 風化軽石層より採取した不攪乱試料を用いて、初期せん断応力を作用させた状態で繰返し三軸試験を行った結果、風化軽石の動的強度は静的強度より約 20% 高くなった。
- ③ 崩壊地およびそれに隣接する非崩壊地の断面に対して地震応答解析および斜面安定解析を行った結果、崩壊地の断面におけるすべりの安全率が 0.84 ~ 0.9、非崩壊地の断面におけるすべりの安全率が 1.11 ~ 1.37 となった。従ってここで用いた解析手法は妥当なものであると考えられる。なお非崩壊地の断面の地形・地質より判断すると、以前に既に崩壊が発生して斜面が安定しているものと思われる。
- ④ 有限要素法による地震応答解析の結果、すべり面より上の土塊に発生する水平加速度の最大値の平均値は崩壊地の断面では 280 gal、非崩壊地の断面では 300 ~ 310 gal、等価震度は崩壊地の断面では 0.19 ~ 0.22、非崩壊地の断面では 0.2 ~ 0.23 となり、両者の値に大きな差は見られなかった。従って作用地震動の大きさの差によって崩壊・非崩壊の差が発生したのではなく、崩壊地にはせん断強度の低い風化軽石層があり、堆積物がすべりやすい形に堆積していたためにすべりが発生したと考えられる。

謝辞

本調査の実施に当り多大の御協力を頂いた長野県木曽建設事務所の各位に対し深く感謝の意を表する。

表 6 すべり土塊中の応答加速度の最大値の平均値および等価震度

断面	方向	加速度の最大値の平均値 $A_{ave}(\text{gal})$	等価震度	
			$0.65 \times \frac{A_{ave}}{g}$	$\frac{1}{3} \left(\frac{A_{ave}}{g} \right)^3$
Ⅰ	水平	280.3	0.186	0.220
	鉛直	187.0	—	—
Ⅲ	上部	水平	0.202	0.226
		鉛直	—	—
	下部	水平	0.208	0.228
		鉛直	—	—

g: 重力加速度

参考文献

- 1) 安田進、石原研而、山田真一、池端譲、“王滝村における軽石層の動的強度特性,”第20回土質工学研究発表会, 1985
- 2) 許海龍, 中角功, 石原研而、吉田善忠, 吉田望, “長野県西部地震による斜面崩壊の考察,”第20回土質工学研究発表会, 1985
- 3) 栗原徹郎, 佐々木康, 高橋和之, “長野県西部地震による松越地区斜面崩壊地点の動的応答解析,”第40回土木学会年次学術講演会, 1985
- 4) 松尾槍, 板橋一雄, 佐々木康, “実際事例の逆解析による工構造物の耐震性に関する研究,”土木学会論文報告集, 第343号, 1984, pp. 25-33
- 5) 土田肇他, “港湾・海岸施設耐震性調査手法について,”港湾技術研究所資料No. 336, 1980, pp. 34-36

昭和59年度振動研究室調査
試験研究成果概要報告書

I S S N 0386—5878
土 研 資 料 第 2240号
昭和60年 7 月(1985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59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16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，地盤の耐震性と液化化判定等に関するものである。

郵便はがき

3 0 5 - □ □

下を40
さいは円
いっ切
て手

建設省土木研究所
振動研究室 御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. 184

No. 184

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2240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 2240 号

昭和 59 年度振動研究室調査試験研究成果概要報告書

