

土 木 研 究 所 資 料

第 1 5 9 9 号

昭和54年度調査試験研究成果概要報告書

昭和55年 7 月

建設省土木研究所
地震防災部 振動研究室

ま え が き

本報告書は昭和54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る。当研究室の昭和55年度における課題数は14課題で、その内容は強震観測，設計地震力，地盤と構造物の動的相互作用，地盤の耐震性，交通振動対策等多岐にわたっている。

本資料が広く活用され，我国の地震防災対策ならびに交通振動対策の推進の一助となれば幸いである。

昭和55年7月

地震防災部 振動研究室長

岩 崎 敏 男

目

次

(1) 地震動の地盤による増幅作用に関する研究……………	(試験研究費) ……	1
(2) 強震観測網の整備ならびに強震記録の解析……………	(“) ……	7
(3) 地盤と構造物の動的相互作用に関する研究……………	(“ ・特別研究費) ……	13
(4) 道路交通振動の軽減策に関する試験調査……………	(道路事業調査費・試験調査) ……	23
(5) 地震動強度に関する試験調査……………	(“) ……	25
(6) 地盤の耐震強度の判定法に関する試験調査……………	(“) ……	27
(7) 地震動に関する調査……………	(道路事業調査費・大規模特 殊事業計画調査) ……	31
(8) 地盤の耐震調査……………	(“ “) ……	33
(9) 道路交通振動に関する研究……………	(国立機関公害防止等 試験研究費) ……	35
(10) ダムの耐震設計法に関する調査……………	(河川総合開発事業調査費) ……	41
(11) 明石海峡大橋の設計地震入力に関する調査試験……………	(受託研究費 ・本州四国連絡橋公団) ……	45
(12) 地震動及び地盤の動的性質に関する調査試験……………	(“ ・日本道路公団) ……	59
(13) 一般国道45号新飯野川橋動的特性解析……………	(地方建設局依頼調査) ……	65
(14) 沿道斜面の地震応答特性ならびに安定性に関する調査…	(災害対策総合推進調整費) ……	71

(1) 地震動の地盤による増幅作用に関する研究

振動研究室	室長	岩崎敏男
"	主任研究員	川島一彦
"		高木義和
"		相沢 興

1. まえがき

将来予想される地震に対して地震防災上の観点から各種公共土木施設の耐震安全性を検討し、被害の程度を予測するとともに適切な防災上の措置を講じるためには、当該地震により影響を受ける地域地震動強度を正しく推算することが重要である。

当該地点での地震動の特性および強度を規定する要因としては、震源域から射出される地震動の性質、震央距離、震源から当該地点までの伝播経路の特性といった条件の他に、その地点周辺の地形条件および地盤条件がある。このうち、地震動に及ぼす地盤条件に関しては現在までに実測、解析を通して多数の研究が行われてきているが、地震動に及ぼす地形条件に関しては比較的研究の例が少なく、しかしながら、1978年伊豆大島近海地震に際して多数の地点で沿道斜面の崩壊が生じたことからみられるように、山間部で地震が発生した場合には被害の予測および適切な対応をとるためには、地震動に及ぼす地形条件の影響の解明が非常に重要となる。

本年度はこのような観点から、地震により表層の滑落崩壊を生じた斜面をとりあげ、斜面の地震応答特性および安定性について検討した。また、筑波の土木研究所構内に設けられている三次元同時地震観測結果の記録についての解析も実施した。

2. 研究目的

- (1) 地震動に及ぼす地盤条件の影響を解明し、適切な解析手法を開発する。
- (2) 地震動に及ぼす地形条件の影響を解明し、適切な解析手法を開発する。
- (3) サイスミック・マイクロ・ゾーニング(地震動の詳細地域区分)の手法を開発する。

3. 研究方法

(1) 沿道斜面の地震応答解析

平面ひずみ状態を仮定した2次元の有限要素法により沿道斜面の地震応答解析を行い、斜面の地震動特性および表面滑落に対する安定性を検討した。

(2) 三次元同時地震観測記録の解析

平面的な位置関係にある2地点の加速度記録から2地点間に生じるひずみを解析した。

4. 研究結果

4-1. 沿道斜面の地震応答と表面滑落に対する安定の検討

(1) 解析対象斜面

解析の対象として、1978年伊豆大島近海地震により被害を生じた静岡県道修善寺下田線梨本地区から図-1および図-2に示す斜面を取り挙げた。両者は互いに隣接した位置にあり、一方が斜面崩壊を生じた(図-1の崩壊部分)、他方は崩壊しなかったものである。以下、前者を斜面1、後者を斜面2とそれぞれ呼ぶことにする。斜面1, 2ともに安山岩より成る地山の一部分である。地表付近は著しく風化を受けており、地表から地下6m程度まではN値10~20となっている。さらに、地表面下2~3mには崖錐堆積層とみられる土層があり、最大径40cm程度の堅硬な安山岩礫を含む土砂状の構成となっている。両地点では土木研究所急傾斜地崩壊研究室により地震後にPS検層、弾性波探査が行われており、これらの結果に基づいて地層区分、せん断剛性等を定めている。また、表層ではスウェーデン式サウンディングも実施されており、この結果から土の強度分布を推定した。

(2) 斜面のモデル化および入力地震動記録

図-1および図-2に示した斜面を2次元の平面ひずみ状態を仮定し、地盤の剛性および減衰定数のひずみ依存性を等価線形の考え方で近似的に取り入れた有限要素法によりモデル化した。解析の方向は代表的な位置における斜面の法線方向とした。従って、本来の地山が持っている三次元的な形状のうち、斜面の法線に直角方向の形状は計算には取り入れられていない。なお、せん断波速度が350m/sec以上の地層および地山に対しては等価線形化手法による剛性および減衰定数のひずみ依存性は無視した。

基盤は、斜面下方の水平面上に取り、1978年伊豆大島近海地震により図録の新菊川変電所にて採取された記録、および東京湾観音崎にて採取された記録、1978年宮城県沖地震により開北橋近傍地盤上で採取された記録の3種類を基盤地震動として水平方向に作用させた。このうち、新菊川変電所の記録が解析斜面から最も近くで得られたものであるため、斜面の安定性の検討は、この記録による結果に重点を置いた。なお、最大加速度は基盤で100galとした。

(3) 斜面の振動応答特性

斜面1, 2の水平方向および鉛直方向の最大加速度の分布(新菊川の記録を作用させた場合)を図3~6に示す。他の入力地震動の場合も総合すると、水平方向の最大加速度に関しては、以下の点が指摘される。

(i) 地山内の増幅は小さく、地表付近の風化層および崖錐堆積層内において増幅の度合いが大きい。

(ii) 形状としては、大きくみればゆるやかにふくらんだ斜面が他よりも加速度が大きい。

(iii) さらに、その中でも小さく出た凸部において著しく加速度が増幅される。

鉛直方向の最大加速度に関しても水平方向と同様であるが、解析上は鉛直方向に加振していないにもかかわらず、傾斜の影響で600galを越す大きな加速度が地表で生ずることが注目される。斜面の解析では、今後、鉛直方向の入力地震動も考慮することが必要とされよう。

(4) 斜面崩壊に対する安定性

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

$$\text{すべりやすさ係数} = \frac{\text{土に生じる最大せん断主応力}}{\text{土のせん断強度}}$$

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

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (2)$$

表層地盤に対して、 c 、 ϕ を推定することのできる直接せん断試験、三軸圧縮試験等が実施されているため、スウェーデン式サウンディングおよびポータブルコーン試験の結果から次式により c 、 ϕ を推定した。

- (i) スウェーデン式サウンディングの結果と一軸圧縮強度 q_u [kg/cm^2]の間には一般に次の関係が成り立つとされている。

$$q_u = 0.045 W_{sw} + 0.0075 N_{sw} \quad (3)$$

ここで、 W_{sw} は荷重の大きさ [kg]、 N_{sw} は貫入量1m当りの半回転数である。したがって、いま、内部摩擦角 $\phi = 0$ と仮定し、(3)式から c を次式により推定した。

$$c = 2q_u \quad (4)$$

- (ii) ポータブルコーンから得られるコーン支持力 q_c と粘着力 c の間には一般に次式の関係が成り立つとされている。

$$c = \frac{1}{10} \cdot q_c \quad (5)$$

したがって、スウェーデン式サウンディングの場合と同様に、 $\phi = 0$ と仮定し、(4)式から c を推定した。

このようにして、常時の状態および地震時の状態に対して表層斜面のすべりやすさ係数を求めた。スウェーデン式サウンディングの結果をもとに(4)式により強度を推定した場合の計算結果を図-7、8に示す。上述したように強度の推定の幅が大きいため、すべりやすさ係数の絶対値ではなく、斜面1および斜面2の相対的な比較に意味がある。この結果から次の点が指摘される。

- (i) 常時の状態では、すべりやすさ係数は斜面1、斜面2の場合ともに小さく（最大で1.5程度）また、2斜面の間で著しい違いはない。
- (ii) 地震時には、崩壊の生じた斜面1のすべりやすさ係数が最大で2.5程度であるのに対して、崩壊の生じなかった斜面2では1.5程度であり、すべりやすさ係数は相対的に斜面1の方が斜面2よりも大きい。

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

4-2. 地震時に地盤内に生じるひずみの解析

(1) 三次元同時地震観測

筑波研究学園都市内の工本研究所構内においては図-9に示すように、A、B両地区に三次元同時地震観測システムが設置されている。ここで、A地区は一边の長さが100mのクロス状の測線に沿って、地表に7点、地表面下2mに1点、地表面下50mに5点の合計13点、B地点では長辺が100m、短辺が50mのL字型の測線に沿って、地表面下2mに1点、地表面下66mに4点、地表面下96mに1点の合計6点にそれぞれ加速度型の感震器が設置されている。測線の向きおよび感震器の向きは、ともに東西および南北に一致させている。

(2) 観測記録に基づく地盤のひずみ

上記システムにより現在までに2つの記録が得られているが、このうち、昭和54年7月11日午前10時53分に茨城県沖の海底下約40kmに発生した $M=5.9$ の地震（震央は東経141度19分、北緯36度36分で、震央距離は約120km）による記録をもとに、地盤に生じる平面内のひずみを解析した。観測した記録のうち、A地区の地中50mの北端、東端、南端、西端（以下、これをN50、E50、S50、W50と呼ぶ）の加速度記録については、現在は予備的な記録システムを用いているため、N50とW50の記録、E50とS50の記録間では時間の同時性が確保されているが、兩者間の時間の同時性はない。

図-10は4箇所における同一方向（NS、EW、UD）の加速度記録のパワースペクトルを示したものである。

加速度記録を2回積分して求めた変位波形をもとに、2観測点間のひずみを次のようにして求めた。N50とW50の記録、および、E50とS50の記録のように時間の同時性が確保されている記録を用いてN50とW50、E50とS50の間の2点間の平均ひずみを次式のように定義する。

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_{ix} \\ \epsilon_{sh} \end{Bmatrix} = \frac{1}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & -1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{1,i} \\ u_{2,i} \\ u_{1,j} \\ u_{2,j} \end{Bmatrix} \quad (6)$$

ここで、 ϵ_{ix} 、 ϵ_{sh} はそれぞれ、 i 、 j 2点間の平均的伸縮ひずみおよびせん断ひずみ、 L は2点間の距離、 $u_{1,i}$ 、 $u_{2,i}$ ($i = i, j$) は各点における北東～南西方向および北西～南東方向の変位である。

$u_{1,i}$ 、 $u_{2,i}$ ($i = i, j$) はN50、E50、S50、W50の変位から次式により求める。

$$\begin{Bmatrix} u_{1,i} \\ u_{1,j} \\ u_{2,i} \\ u_{2,j} \end{Bmatrix} = \frac{1}{\sqrt{2}} \begin{bmatrix} 1 & 1 & 0 & 0 \\ -1 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 1 \\ 0 & 0 & -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{NS,i} \\ u_{EW,i} \\ u_{NS,j} \\ u_{EW,j} \end{Bmatrix} \quad (7)$$

ここで、 $u_{NS,i}$ 、 $u_{EW,i}$ ($i = i, j$) はそれぞれ各点における南北方向および東西方向の変位である。

(6)式によってN50とW50、および、E50とS50間の伸縮ひずみ $\epsilon_{ix}(t)$ およびせん断ひずみ $\epsilon_{sh}(t)$ を求めると図-11のようになる。 $\epsilon_{ix}(t)$ 、 $\epsilon_{sh}(t)$ の最大値はいずれの場合にもおおむね 5×10^{-5} 程度となっている。変位波形の最大値はいずれもおおむね0.3cm程度であるから、2つの点の変位が全く逆位相になると仮定すると、2点間の平均的なひずみは

$$\xi = \frac{2u_{max}}{L} = \frac{2 \times 0.3}{\sqrt{2} \times 5000} \approx 8.5 \times 10^{-5} \quad (8)$$

となり、上記の値とおおむね一致する。

5. 今後の問題点

本年度は2次元平面モデルにより斜面の基礎的な振動応答特性を検討するとともに、表層の滑移に対する安定性の検討を行ない、これを1978年伊豆大島近海地震により崩壊した斜面に適用して、崩壊の有無をある程度解析し得る見通しを得た。しかしながら、本年度の手法は、斜面の奥行方向の形状を考慮しておらず、今後、地山の形状をより忠実に解析に考慮することが必要とされる。

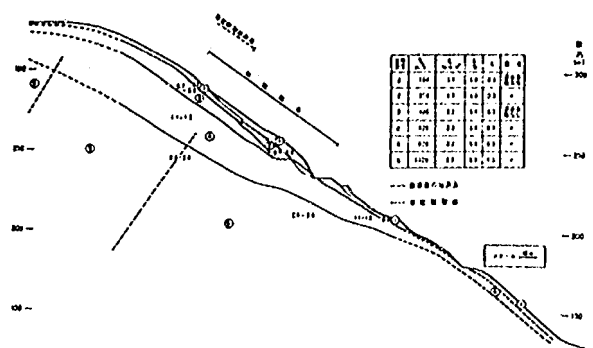


图-1 解析对象斜面(斜面-1)

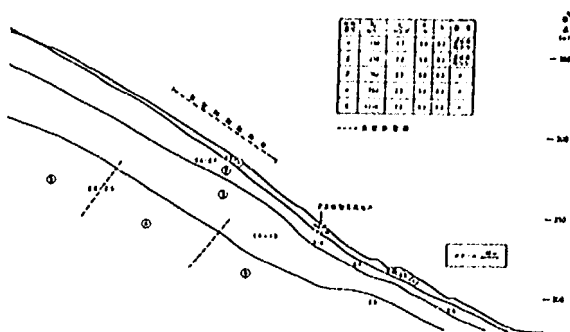


圖-2 解析対象斜面(斜面-2)

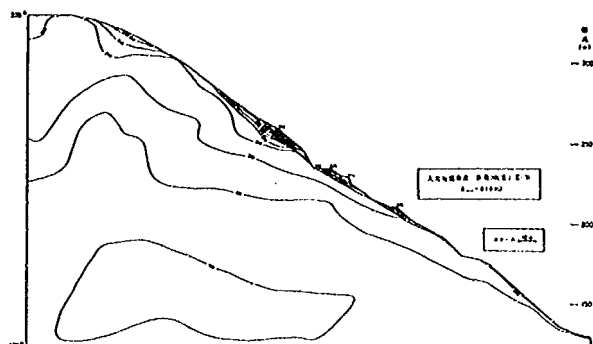


図-3 水平方向の最大加速度の分布(斜面-1)

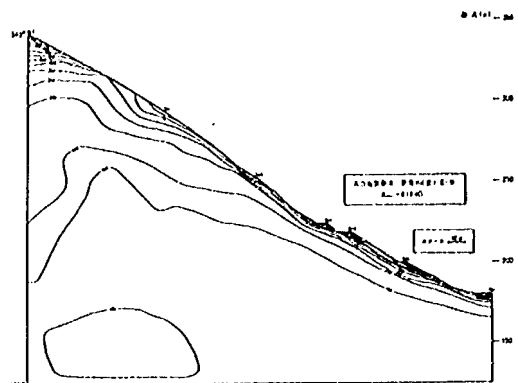


図-4 水平方向の最大加速度の分布(斜面-2)

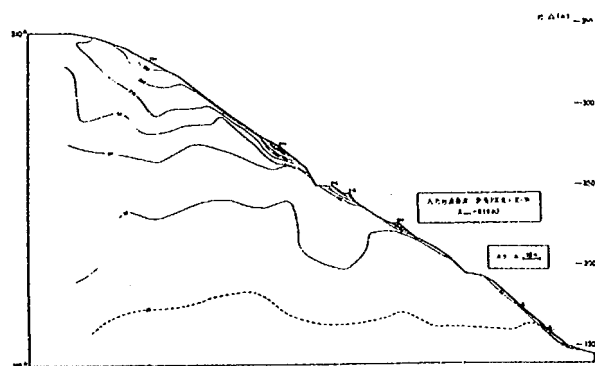


图5 上下方向の最大加速度の分布(斜面-1)

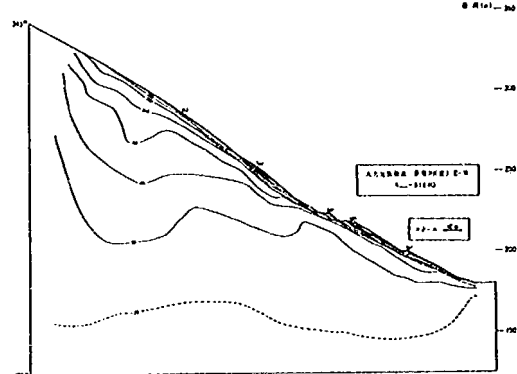


図-6 鉛直方向の最大加速度の分布(斜面-2)

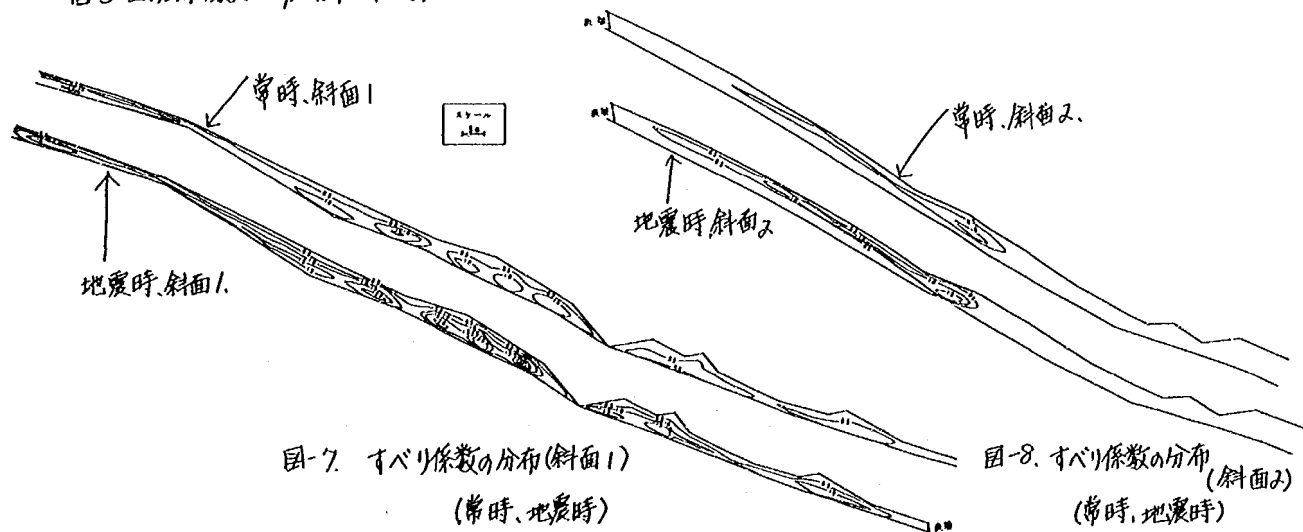


図-7. すべり係数の分布(斜面1)
(常時、地震時)

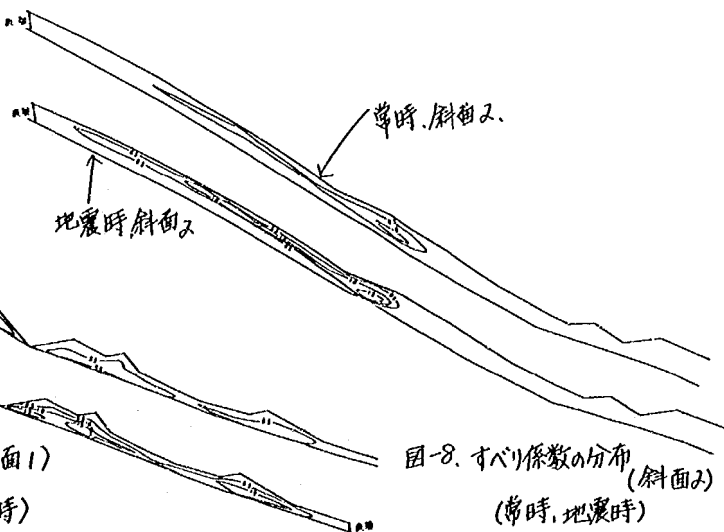


図-8. すべり係数の分布 (斜面み)
(常時, 地震時)

また、地震時に地盤に生じるひずみは、このような形で正確に算出されたのは、未だ例が少なく、今後、地震動の特性、地盤条件との対応を検討することにより、有効な結果が得られるものと期待される。

(謝辞) 沿道斜面の現地情報は静岡県から入手した。また斜面の解析に際しては、土木研究所急傾斜地崩壊研究室の安江室長および仲野研究員の御指導を得た。ここに記して厚く御礼申し上げる。

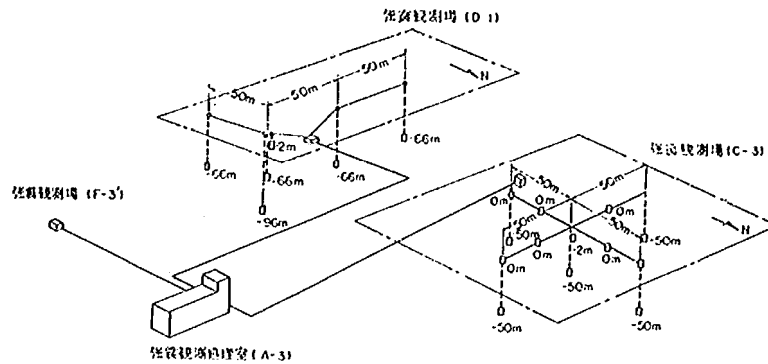


図9 三次元同時地震観測システム(筑波の土研構内)

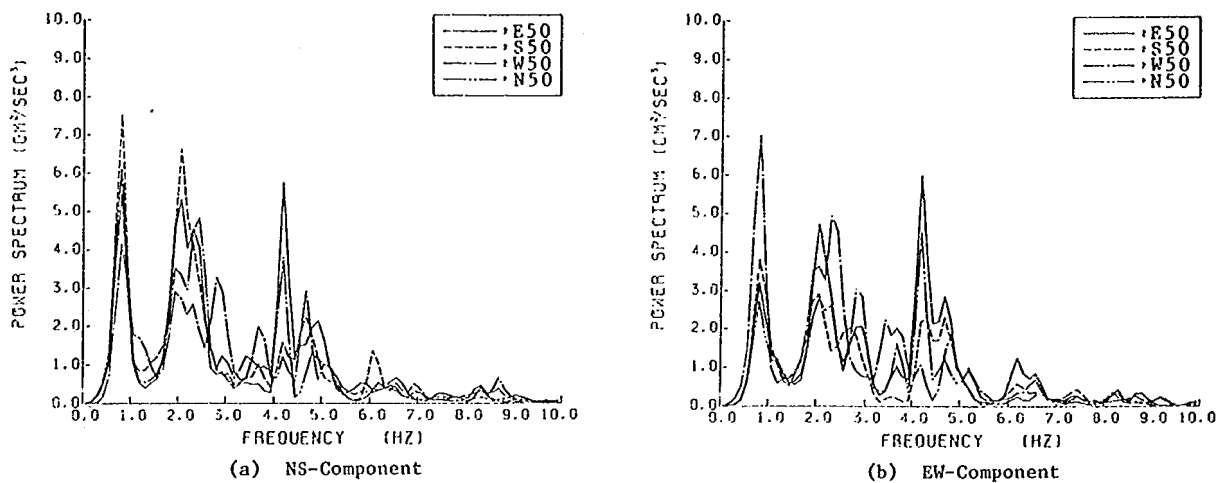


図10 A地区における地表面下50mの加速度記録のパワースペクトル

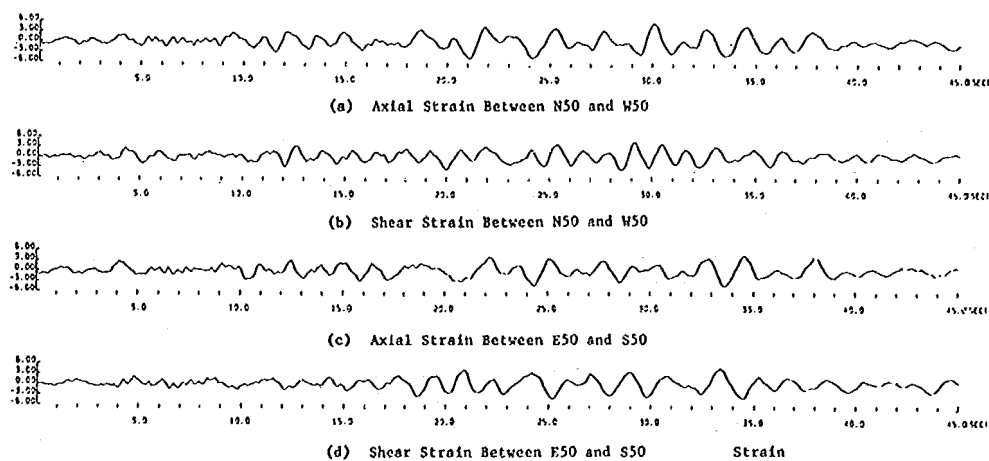


図11 実測記録から求めた水平面内の地盤のひずみ($\times 10^{-5}$)

(2) 強震観測網の整備ならびに強震記録の解析

振動研究室	室長	岩崎敏男
	主任研究員	川島一彦
		高木義和
		相沢興

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54年3月末現在には、公共土木施設に設置されているSHAC型強震計は142箇所292台(表-1)、電磁式強震計は48箇所、446成分(表-2)とになっている。これらの強震計の設置台数を構造物の種類ごとに分類すると表3の通りである。

本年度はこれらの既存の強震観測網を整備するため、土木研究所旧千葉支所構内および鹿島試験所に設置されていた強震計を千葉県天津高架橋に移設するとともに、静岡県沼津市西部の雙鷹地区に高密度の強震観測所を設けた。さらに、全観測点から得られる強震記録の収集、数値化、およびとりまとめを行った。

2. 目的

土木構造物のうちに、その近傍地盤における強震観測網を整備、強化することにより、より多くの有意義な、実地震動記録を収集し、これにより各種構造物の耐震基準をより合理化し、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。

3. 方法

- (1)、強震観測網の整備
- (2)、強震観測網の維持点検
- (3)、強震記録の収集および公刊
- (4)、強震記録の数値化精度の向上と記録精度の検討
- (5)、短周期および長周期成分に対する計器特性および読取誤差の補正法の開発

4. 結果

4-1. 強震観測網の整備

(1)、天津跨線橋における強震観測

旧土木研究所構内および旧鹿島試験所内に設置されていた強震計を土木研究所の筑波移転に伴ない、千葉県天津跨線橋に移設した。天津高架橋は、国道128号と天津バイパスとの取付部において国鉄外房線の跨線橋として架設された全長420mの6径間連続鉄桁橋である。強震計は地盤上に2台、橋脚上に2台の計4台を設置し、昭和54年11月1日より観測を開始した。なお、強震計設置に関しては、千葉県土木部、同鴨川土木事務所の関係者の御協力を得た。ここに記して厚くお礼申し上げる。

(2). 静岡県愛鷹地区における高強度強震観測

静岡県沼津市西部の愛鷹地区の浮島ヶ原に、高性能のデジタル・カセット方式の強震計4台から成る高強度強震観測システムを設置した。強震計は愛鷹山麓に1台、浮島ヶ原に2台、駿河湾に沿う十本松原の砂丘に1台と、それぞれ地盤条件の異なる地点に設置されている。4台の強震計には、JJY信号により常に時刻正で走る高精度の水晶時計が内蔵されており、4箇所における同時刻の記録が得られるようになっている。観測は本年3月末より開始した。なお、強震計の設置に関しては、中部地方建設局企画部、沼津工事事務所、静岡県教育委員会の関係者の御協力を得た。ここに記して厚く御礼申し上げる。

4-2. 強震観測網の維持点検

今年度は、SMAC型強震計については、66地点、128台、電磁式強震計については21地点、167成分について定期点検を実施した。この点検補正を実施することにより、多数の消耗部品、腐蝕等が発見され、これらを適正に修理する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。なお、この点検業務は、道路事業調査費（道路施設関係の強震観測）、河川総合開発事業調査費（ダム施設関係の強震観測）、河川事業調査費（河川施設関係の強震観測）と合併して実施した。

4-3. 強震記録の収集および公刊

本年度は、表4に示すように19地震により、39本の強震記録を収集することができた。また、本年度は、1978年宮城県沖地震により被害を受けた伊達橋の解析に供するため、同橋の既往の強震記録を中心として計82本の記録の数値化を行ない、土木研究所の地震動記録総合検索システムに収録した。また、本年度は、1968年10月から1971年12月までの強震記録172成分を以下の二冊の報告書（土木研究所彙報）としてとりまとめた。

1). 土木構造物における加速度強震記録 (No.4), 彙報 No.35 1968.10~1969.12の75成分を収録

2). " (No.5), 彙報 No.36 1970.1~1971.12の97成分を収録

これらには、数値記録の値、応答スペクトル、波形、その他の関連事項が含まれている。

4-4. 強震記録の数値化精度および補正法の検討

強震記録の数値化精度および補正法を検討し、以下の結論を得た。

(1). 土木研究所が現在行っている読取方式では、12Hz以上の短周期成分および0.2Hz以下の長周期成分の波形の信頼性が乏しい。従って、地震応答解析の入力地震動としてこれらの周期成分を対象とした解析を行う場合には、読取記録に対する特別な配慮が必要とされる。

(2). 0.2~12 Hzの間の周期成分に対する計器補正を行なう手法を開発し、その精度を実験的に検証した結果、実用上十分な精度を有することがわかった。

5. 今後の課題

(1). 強震観測網の整備拡充を今後も積極的に図っていくことが必要とされる。

(2)、強震観測が実施されて、20余年が経ち強震計の劣化がめだってきた。なかでも電磁式強震計については、感振器と記録器とを結ぶケーブル線の劣化が、SHAC型強震計についてはゼンマイの切断がめだった。今後これらの機器については適宜オーバーホール、更新等の処置が必要となろう。これらに対する適切な予算処置を講ずることが望まれる。

(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の御協力をいただいている所であるが、なかには強震計の維持管理、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、今後現地における強震計の維持管理担当者の確保と強震観測技術の維持向上を図ることが重要となろう。

(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を今後体系的に整理し、公刊していくことが必要とされる。

(5)、地震動の変位、もしくは、地盤に生じるひずみが必要とされつつあり、これらを強震記録から正しく推定する手法の開発が必要とされる。

<参考文献>

1)、土木構造物における加速度強震記録(N0.4)、土木研究所報35号、昭和55年3月

2) " (N0.5)、 " 36 " "

3)川島・若林・高木：SHAC型強震計の特性が加速度応答スペクトルに与える影響、

第15回地震工学発表会 54.8

4)川島・高木：SHAC型強震計の短周期成分の補正、第31回土木学会年次学術講演会 54.10

5)川島・高木：ディジタルizerによるSHAC型強震記録読取精度、第6回関東支部年次研究発表会

表-1 SMAC型強震計配置一覽表

建設省 土木研究所 (1980.3.31現在)																
工	観測所名	型式	台数	設置場所	原名	維持管理	設置年月	工	観測所名	型式	台数	設置場所	原名	維持管理	設置年月	
1. 国道一								2. 国道二								
101	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	201	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
102	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	202	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
103	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	203	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
104	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	204	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
105	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	205	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
106	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	206	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
107	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	207	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
108	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	208	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
109	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	209	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
110	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	301	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
111	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	302	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
112	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	303	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
113	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	304	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
114	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	305	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
115	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	306	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
116	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	307	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
3. 地方道								4. 地方道								
301	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	401	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
302	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	402	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
303	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	403	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
304	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	501	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
305	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	502	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
306	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	503	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
307	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	504	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
308	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	505	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
309	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	601	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
310	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	602	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
311	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	603	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
312	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	604	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
313	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	605	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
314	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	606	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
315	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	607	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
316	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	608	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
317	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	609	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
318	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	610	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
319	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	611	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
320	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	612	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
321	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	613	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
322	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	614	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
323	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	615	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
324	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	616	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
325	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	617	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
326	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	618	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
327	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	619	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
328	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	620	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
5. 有軌道路								6. 有軌道路								
401	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	701	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
402	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	702	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
403	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	703	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
501	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	704	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
502	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	705	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
503	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	706	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
504	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	707	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
505	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	708	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
601	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	709	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
602	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	801	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
603	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	802	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
604	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	803	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
605	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	804	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
606	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	805	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
607	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	806	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
608	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	807	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
609	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	808	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
610	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	809	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
611	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	810	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
612	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	811	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
613	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	812	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
614	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	813	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
615	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	814	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
616	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	815	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
617	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	816	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
618	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	817	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
619	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	818	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
620	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	819	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
7. 地方道								8. 地方道								
701	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	901	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
702	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	902	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
703	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	903	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
704	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	904	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
705	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	905	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
706	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	906	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
707	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	907	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
708	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	908	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
709	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	909	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
801	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	910	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
802	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	911	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
803	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	912	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
804	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	913	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
805	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	914	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
806	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	915	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
807	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	916	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
808	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	917	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
809	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	918	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
810	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	919	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
811	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	920	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
812	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	921	新大井	B2	2	地盤・橋脚	千代田区	土木研究所	41-3	
813	新大井	B2	2													

表-2. 電磁型強震計設置位置一覧表

区	観測所名	型式	観測数	設置箇所	地名	維持管理	設置年月
1.	国道二	電磁式	12	地 別 (12)	宮 崎	西谷工事事務所	48-12
2.	国道二						
3.	国道二	電磁式	10		北海道	北海道庁	46-12
4.	国道二	電磁式	6	橋脚(1), 橋脚(2)	道 府	大津土木事務所	38-12
5.	国道二	地中	9	0m(13), -70m(3), -110m(3)	宮 崎	宮崎県道路局	45-12
5501	宮 崎	地中	9	0m(13), -27m(3), -67m(3), -127m(3)	宮 崎	宮崎県道路局	45-12
5502	宮 崎	地中	9	0m(13), -27m(3), -67m(3), -127m(3)	宮 崎	宮崎県道路局	45-12
5503	宮 崎	地中	9	0m(13), -27m(3), -67m(3), -127m(3)	宮 崎	宮崎県道路局	45-12
5504	宮 崎	地中	12	0m(13), -27m(3), -67m(3), -127m(3)	宮 崎	宮崎県道路局	45-12
5505	宮 崎	地中	12	0m(13), -27m(3), -67m(3), -127m(3)	宮 崎	宮崎県道路局	45-12
5506	宮 崎	地中	12	0m(13), -27m(3), -67m(3), -127m(3)	宮 崎	宮崎県道路局	45-12
5507	宮 崎	地中	12	0m(13), -27m(3), -67m(3), -127m(3)	宮 崎	宮崎県道路局	45-12
6.	国道二	電磁式	5	大橋(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	40-12
5601	宮 崎	電磁式	5	大橋(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	40-12
5602	宮 崎	電磁式	5	大橋(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	40-12
5603	宮 崎	電磁式	5	大橋(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	40-12
5604	宮 崎	電磁式	5	大橋(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	40-12
5605	宮 崎	電磁式	5	大橋(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	40-12
5606	宮 崎	電磁式	5	大橋(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	40-12
5607	宮 崎	電磁式	5	大橋(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	40-12
5608	宮 崎	電磁式	5	大橋(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	40-12
5609	宮 崎	電磁式	5	大橋(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	40-12
5610	宮 崎	電磁式	5	大橋(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	40-12
5611	宮 崎	電磁式	5	大橋(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	40-12
5612	宮 崎	電磁式	5	大橋(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	40-12
5613	宮 崎	電磁式	5	大橋(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	40-12
5614	宮 崎	電磁式	5	大橋(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	40-12
5615	宮 崎	電磁式	5	大橋(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	40-12
5616	宮 崎	電磁式	5	大橋(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	40-12
5617	宮 崎	電磁式	5	大橋(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	40-12
7.	国道二	電磁式	4	土手(1), 土手(2)	宮 崎	宮崎県道路局	41-12
5701	宮 崎	電磁式	4	土手(1), 土手(2)	宮 崎	宮崎県道路局	41-12
5702	宮 崎	電磁式	4	土手(1), 土手(2)	宮 崎	宮崎県道路局	41-12
8.	国道二	電磁式	3	地 別(3)	宮 崎	宮崎県道路局	48-12
5801	宮 崎	電磁式	3	地 別(3)	宮 崎	宮崎県道路局	48-12
9.	国道二	電磁式	8	橋脚(1), 橋脚(2)	宮 崎	宮崎県道路局	43-12
5901	宮 崎	電磁式	8	橋脚(1), 橋脚(2)	宮 崎	宮崎県道路局	43-12
5902	宮 崎	電磁式	8	橋脚(1), 橋脚(2)	宮 崎	宮崎県道路局	43-12
5903	宮 崎	電磁式	8	橋脚(1), 橋脚(2)	宮 崎	宮崎県道路局	43-12
10.	国道二	電磁式	11	地 別(1), 地中(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	43-4
6001	宮 崎	電磁式	11	地 別(1), 地中(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	43-4
6002	宮 崎	電磁式	11	地 別(1), 地中(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	43-4
6003	宮 崎	電磁式	11	地 別(1), 地中(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	43-4
6004	宮 崎	電磁式	11	地 別(1), 地中(1), 橋脚(1)	宮 崎	宮崎県道路局	43-4
11.	国道二	電磁式	4	-2m(1), -40m(1)	北海道	北海道庁	46-12
6301	北海道	電磁式	4	-2m(1), -40m(1)	北海道	北海道庁	46-12
6302	北海道	電磁式	4	-2m(1), -40m(1)	北海道	北海道庁	46-12
6303	北海道	電磁式	4	-2m(1), -40m(1)	北海道	北海道庁	46-12
6304	北海道	電磁式	4	-2m(1), -40m(1)	北海道	北海道庁	46-12
6305	北海道	電磁式	4	-2m(1), -40m(1)	北海道	北海道庁	46-12
6306	北海道	電磁式	4	-2m(1), -40m(1)	北海道	北海道庁	46-12
6307	北海道	電磁式	4	-2m(1), -40m(1)	北海道	北海道庁	46-12
12.	国道二	電磁式	3	-5m(1), -20m(1), -60m(1), -250m(1)	宮 崎	宮崎県道路局	47-12
6401	宮 崎	電磁式	3	-5m(1), -20m(1), -60m(1), -250m(1)	宮 崎	宮崎県道路局	47-12
13.	国道二	電磁式	15	-5m(1), -20m(1), -35m(1), -55m(1)	宮 崎	宮崎県道路局	48-12
6501	宮 崎	電磁式	15	-5m(1), -20m(1), -35m(1), -55m(1)	宮 崎	宮崎県道路局	48-12
6502	宮 崎	電磁式	15	-5m(1), -20m(1), -35m(1), -55m(1)	宮 崎	宮崎県道路局	48-12
6503	宮 崎	電磁式	15	-5m(1), -20m(1), -35m(1), -55m(1)	宮 崎	宮崎県道路局	48-12
14.	国道二	電磁式	3	-5m(1), -20m(1), -40m(1)	宮 崎	宮崎県道路局	48-12
6601	宮 崎	電磁式	3	-5m(1), -20m(1), -40m(1)	宮 崎	宮崎県道路局	48-12
15.	国道二	電磁式	3	-5m(1), -20m(1), -40m(1)	宮 崎	宮崎県道路局	48-12
6701	宮 崎	電磁式	3	-5m(1), -20m(1), -40m(1)	宮 崎	宮崎県道路局	48-12
16.	国道二	電磁式	3	-5m(1), -20m(1), -40m(1)	宮 崎	宮崎県道路局	48-12
6801	宮 崎	電磁式	3	-5m(1), -20m(1), -40m(1)	宮 崎	宮崎県道路局	48-12

表-3 構造物ごとの強震計観測地点数

区 分	設置箇所	SMAC 型		電磁式	
		設置箇所	成分数	設置箇所	成分数
ダム	橋	99	98	11	111
	コンクリート	10	8	14	132
	フィ ル	4	2	6	45
河川	堤 防	4	5	4	28
	堰	6	7	0	0
構造物予定地点		8	6	10	121
下水道		5	7	1	3
沈埋トンネル		2	2	0	0
地下外路		1	3	0	0
その他		3	3	2	6
合 計		142	141	48	446
		292			

表-4 1979年1月から1979年12月の間に土木研究所の強震観測橋により得られた強震記録の一覧表

採取No	観測橋No	観測橋名	設置箇所		HA	U-D	HB	地震No
			箇所名	記録No				
1	606	鶴田ダム	GR-1	1	369.6	92.4	192.5	79001
2	606		DA-1	1	277.2	77.0	200.2	
3	1503	大三島	GR-1	1	125.0	20.0	125.0	79002
4	1505		GR-1	1	25.0	12.5	17.5	
5	401	琵琶湖大橋	PI-1	4	2.5	1.3	6.3	79003
6	1004		GR-1	7	6.3	6.3	13.8	
7	1004	堤川橋	PI-1	7	40.0	6.3	87.5	79004
8	1005		GR-1	4	15.0	2.5	22.5	
9	1005	姥久保橋	PI-1	5	25.0	6.3	15.0	
10	1006		GR-1	8	15.6	1.3	18.8	
11	1006	鶴川橋	PI-1	5	18.8	6.3	37.5	
12	501		GR-1	87	2.5	0.0	2.5	79005
13	501	富津岬	GR-1	88	2.5	0.0	2.5	79006
14	907		GR-1	112	7.5	2.5	6.3	79007
15	907	平大橋	GR-1	113	18.8	6.3	12.5	79008
16	907		AB-1	45	12.5	2.5	12.5	
17	319	四徳大橋	GR-1	11	5.0	2.5	12.5	79009
18	319		PI-1	11	52.5	1.3	21.3	
19	101	新葛飾橋	GR-1	30	12.5	7.5	10.0	79010
20	1401		GR-1	14	30.8	7.7	15.4	
21	306	妙見橋	GR-1	10	18.8	11.3	16.3	79011
22	313		GR-1	8	31.3	16.3	41.3	
23	313	石鎚橋	PI-1	9	3.1	1.3	6.3	
24	501		GR-1	89	2.5	0.0	3.7	
25	502	関門架橋	GR-1	5	15.6	7.5	12.5	
26	502		GR-2	4	15.6	12.5	25.0	
27	1503	大三島	GR-1	2	25.0	5.0	25.0	
28	1505		GR-1	2	37.5	25.0	32.5	
29	501	富津岬	GR-1	90	5.0	2.5	5.0	79012
30	501		GR-1	91	2.5	2.5	2.5	79013
31	501	"	GR-1	92	2.5	0.0	2.5	79014
32	305		GR-1	9	7.5	2.5	6.3	79015
33	501	富津岬	GR-1	93	22.5	12.5	15.0	79016
34	312		PI-1	4	6.3	2.5	6.3	
35	701	淀川堤防	GR-1	11	3.8	1.3	2.5	79017
36	1502		GR-1	1	1.9	1.3	1.9	
37	907	平大橋	GR-1	114	31.3	18.8	37.5	79018
38	907		AB-1	46	16.3	12.5	8.8	
39	305	港大橋	GR-1	10	6.3	2.5	6.3	79019

わ) 地震諸元の一覧表

地震No	地震名	地震の諸元								
		年.月.日,時:分	経度		緯度		Δx	M		
79001	NORTHERN KAGOSHIMA PREF.	1979.03.17, 12:26	130	34	1	31	57	0	20.0	4.9
79002	CENTRAL SETONAIKAI	1979.04.09 22:13	132	54	4	34	16	4	50.0	4.9
79003	NW MIE PREF.	1979.04.12, 13:59	136	3	0	34	47	0	10.0	4.3
79004	WESTERN TOKYO	1979.05.05, 16:24	139	11	0	35	48	0	20.0	4.7
79005	OFF IBARAKI PREF.	1979.05.17, 21:56	141	11	1	36	38	1	40.0	5.2
79006	CHIBA-IBARAKI BORDER	1979.05.21, 23:37	140	31	1	35	54	1	60.0	5.2
79007	OFF FUKUSHIMA PREF.	1979.05.30, 13:40	141	28	0	37	8	0	50.0	4.3
79008	OFF FUKUSHIMA PREF.	1979.06.26, 17:50	141	8	0	37	4	0	50.0	4.4
79009	SW NAGANO PREF.	1979.06.28, 21:29	137	31	0	35	48	0	10.0	4.0
79010	OFF IBARAKI PREF.	1979.07.11, 10:58	141	19	0	36	36	0	40.0	5.9
79011	SUOHNADA	1979.07.13, 17:10	132	3	0	33	51	0	70.0	6.1
79012	SE OFF CHIBA PREF.	1979.08.12, 16:13	140	23	0	34	35	0	50.0	5.7
79013	NORTHERN CHIBA PREF.	1979.09.17, 20:10	140	8	0	35	45	0	70.0	4.7
79014	KASHIMANADA	1979.10.13, 21:45	140	53	0	35	49	0	30.0	4.9
79015	NW SHIOA PREF.	1979.10.16, 07:45	135	53	0	35	17	0	10.0	4.9
79016	SE OFF CHIBA PREF.	1979.10.28, 14:39	140	45	0	34	7	0	90.0	5.5
79017	SOUTHERN NARA PREF.	1979.11.13, 00:41	135	38	0	34	10	0	70.0	4.8
79018	OFF IBARAKI PREF.	1979.11.25, 19:15	141	0	0	36	41	0	90.0	5.4
79019	SW HYONGO PREF.	1979.12.28, 23:54	134	22	0	34	55	0	20.0	4.9

(3) 地盤と構造物の動的相互作用に関する研究

振動研究室	室 長	岩 崎 敏男
・	併 任 ^(※)	龍岡 文夫
・	主任研究員	川島 一彦
・	研究員	常田 賢一
・		高木 義和
・		吉田 精一

1 まえがき

最近の各種土木構造物の地震による被害を分析すると、地盤被害、特に砂質地盤の流動化現象に帰因する地沈下・沈下・流動・斜面崩壊等が原因となって大被害の発生する事例が数多くみられる。地盤の動的挙動が構造物に与える影響、つまり、地盤と構造物の動的相互作用を明らかにし、この影響と構造物の耐震設計に反映させる必要がある。

2 調査目的

地盤と構造物の動的挙動調査、地盤流動化の合理的判定方法の調査、流動化する地盤内の構造物の耐震設計法の改善調査等により、地盤と構造物の動的相互作用の解析を行ない、地盤の被害に帰因する土木構造物の被害を防除することを目的とする。

3 調査方法

本課題による研究は昭和52年度に開始され、昨年度までに震害を受けた構造物周辺での地盤の耐震性調査、砂質地盤の動的強度に関する調査、粘性土の動的変形特性調査、流動化砂層中の地盤および杭基礎構造物の動的応答特性に関する室内模型振動実験および強震観測記録の得られている橋梁での地盤と構造物の相互の振動特性解析と実施している。

今年度は次の項目について調査を実施した。

- (1) 震害橋梁（昭和大橋）における地盤の耐震性調査
- (2) 実測強震記録に基づく地盤と構造物の動的相互作用の解析
- (3) 地盤の動的強度・変形特性に関する室内動的土質試験
- (4) 流動化する地盤内の基礎構造物の耐震設計法の検討

4 調査結果

4.1 昭和大橋における地盤の耐震性調査

新潟市の昭和大橋は昭和39年6月の新潟地震（ $M=7.5$ ）の際に落橋等の被害を受けたが、被害原因

(※) 本務先：東京大学生産技術研究所助教授

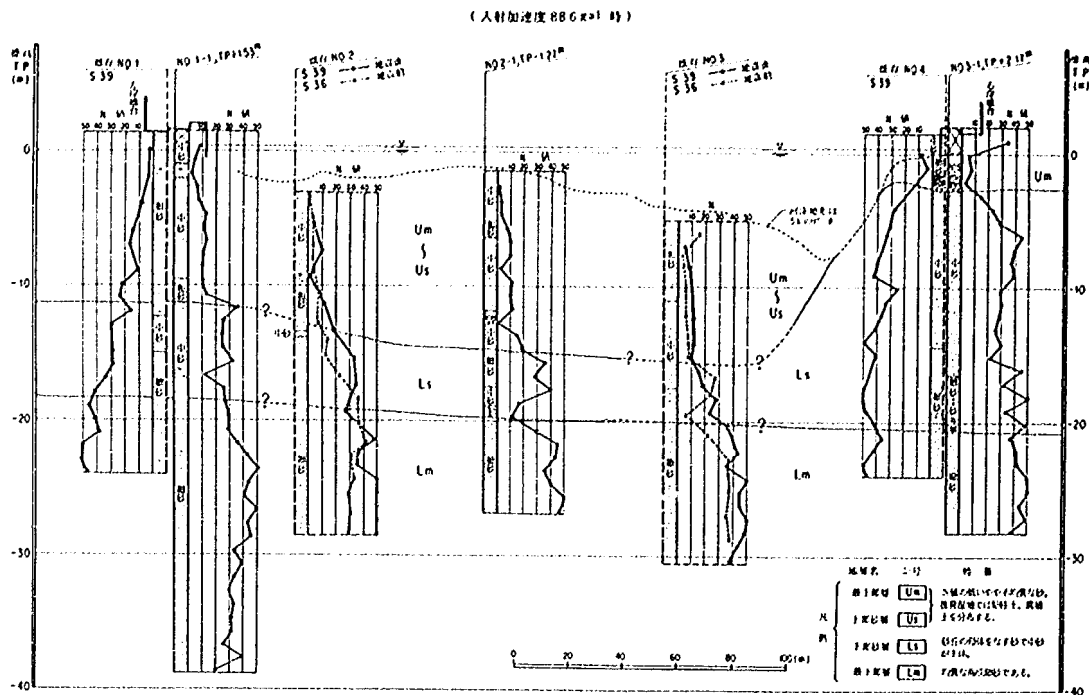


図-1 ボーリング調査結果

が同辺砂地盤と密接な関係があることが明らかにされ、その後の砂質地盤の流動化に関する研究の契機となった。本調査では当該地点において、原位置地盤調査(ボーリング、標準貫入試験、PS検層、不攪乱砂採取)、室内土質試験(物理試験、動的強度試験)、地盤の地震応答解析を行い、これらの結果を基にして地盤の流動化の検討を行った。

調査箇所は図-1に示すように左岸の第1橋脚付近下流側(B-1)、低水敷の第5橋脚付近上流側(B-2)および右岸の第11橋脚付近上流側(B-3)の3箇所である。図-1は今回のボーリング結果と既存のものとのを踏えて描いた昭和入橋における地質断面図である。当地点はN値20程度以上の洪積層(Ls, Lm)の上に、N値10程度以下の沖積砂層が堆積している。左岸および低水敷と右岸ではその地盤構成が異なり、右岸側は地盤が良くそれ以外では表層部の10m程度の深度まで砂質地盤である。なお、同橋では新潟地震の際に、右岸側での被害は皆無であり、左岸側橋台で取付道路盛上の沈下、擁壁の傾斜・滑動が発生し、第5橋脚に隣接する左岸側2径間と右岸側2径間が落橋している。またB-1で実施したP・S検層の結果を図-2に示すが、沖積砂層のS波速度は150~180(m/sec)である。

地盤の流動化の判定指標は(1)式で定義した流動化に対する抵抗率(F_L)を用いた。

$$F_L = R/L \cdots \cdots (1)$$

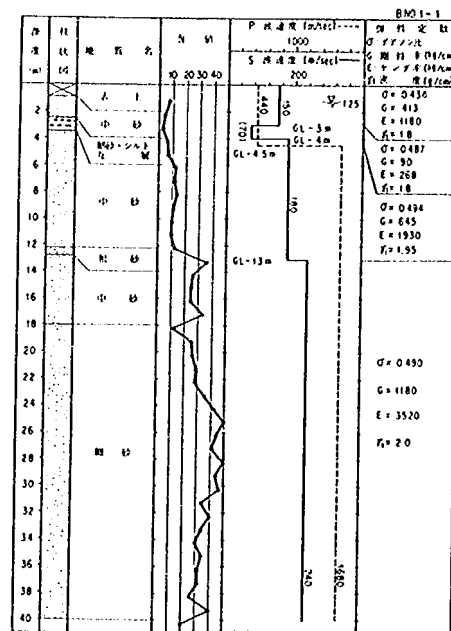


図-2 PS検層結果

ここに、 R は地盤の動的強度、 L は地震荷重であり、簡易推定式に基づく方法（簡易判定法）および動的強度試験、地盤の地震応答解析に基づく方法（詳細判定法）の2法により算定した。

図-3は新潟地震の際に新潟市の川岸町で記録された地表面地震動を想定基盤に反した地震動（ $A_{max} \approx 130 \text{ gal}$ ）を入力したときの地盤の耐震性の解析結果である。同図から、橋梁被害の少ないB-3においては $F_u > 1.0$ 以上であり流動化はしないと判定されるが、他方、飽和砂質土層が厚いB-1およびB-2では深度10m程度まで $F_u \leq 1.0$ となっており、地盤が流動化すると判定される。これは橋梁被害が低水敷から左岸に分布している現象に対応している。

昭和大橋における地盤の耐震性に関する調査結果から次の知見を得た。

(1)原位置地盤調査によれば昭和大橋における周辺地盤は新潟地震当時と顕著な違いはみられず、低水敷から左岸にかけて N 値が10程度以下の飽和砂質土層が10m程度の層厚で周辺地盤を構成している。

(2) F_u による流動化の判定は地震時の被害程度とも対応がとれており、合理的な判定指標として用い得るものである。

(3)原位置地盤調査結果および流動化の検討結果によれば、今後、新潟地震規模の地震が発生した場合には、低水敷から左岸にかけて10m程度以浅の砂層で流動化するものと思われる。

本調査の際に北陸地方建設局信濃川下流工事事務所、新潟県土木部道路建設課および新潟市建設局都市計画課の協力を得た。関係各位に御礼中上げる。

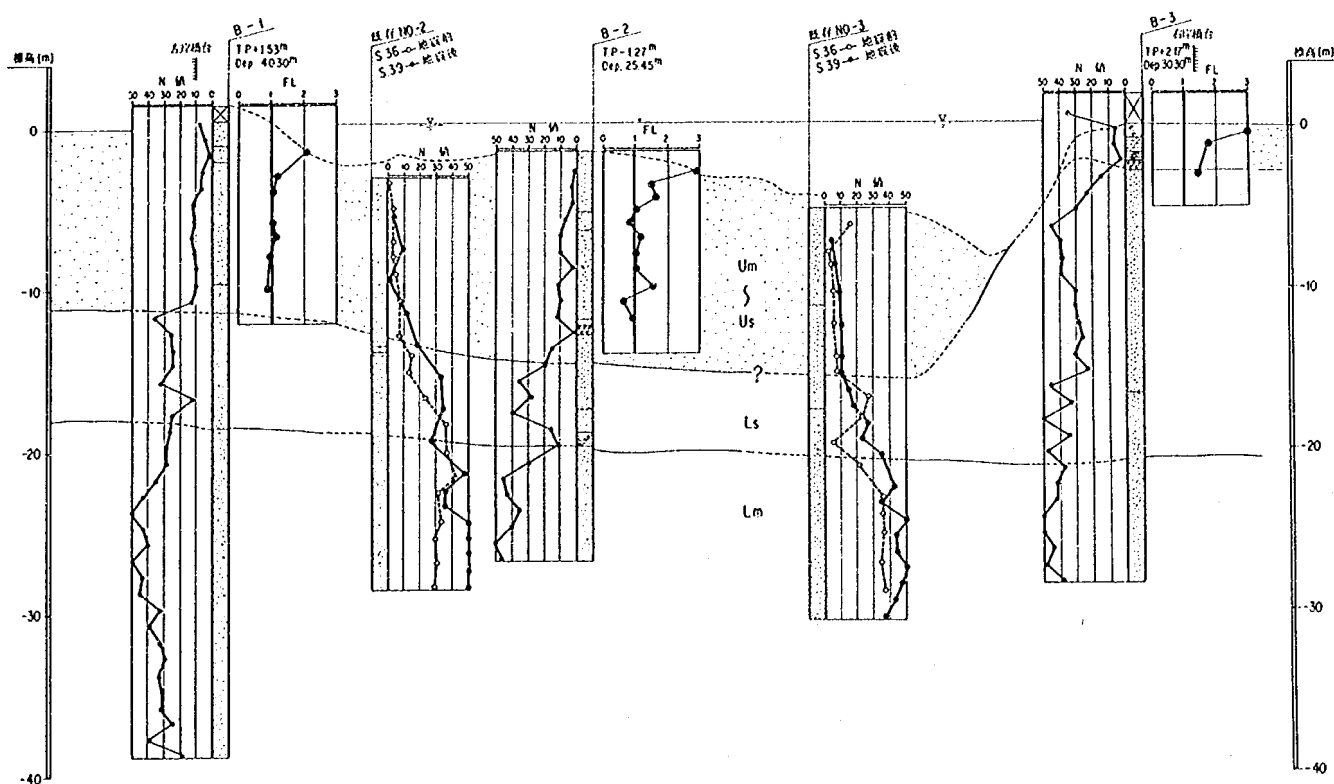


図-3 地盤の耐震性調査結果

4.2 実測強震記録に基づく地盤と構造物の動的相互作用の解析(開北橋)

4.2.1 通過車輛を利用した微小振動特性の解析

開北橋のP₂橋脚上において、通過車輛による振動測定を実施した。この結果により、橋脚天端および可動支承(上沓)上のパワースペクトルを比較したのが図-5である。これによると、橋軸方向に対していることがわかる。これに対して、橋軸直角方向には、可動支承上のパワーは橋脚天端のパワーと比較して少なくとも0~10Hzの範囲ではほとんど一致しており、両者間に相対運動のないことを示している。

4.2.2 強震記録の解析

現在までに開北橋で採取された9回の強震記録をもとに、橋軸方向および橋軸直角方向に対して、橋脚上と地盤上の最大加速度の関係を示すと図-6のようになる。この結果によれば、方向成分により増幅率に違いがあるが橋脚上の最大加速度と地盤上の最大加速度がおおむね比例関係にあることがわかる。なお、図-6のうちの4回の記録は上部工架設前の橋脚単独の記録、残りの5回が上部工架設後の記録であるが、両者間には有意に識別できる程度の差が認められない。次に、これらの記録を用いて地盤から橋脚天端に至る伝達関数とコヒーレンス関数を求めると、図-7のようになる。これによれば、橋軸方向に対しては、0~5Hz程度の範囲では伝達関数はおおむねフラット(増幅率 ≈ 1)、5Hz以上では増幅率が3程度と大きくなるのに対して、橋軸直角方向に対しては、0~11Hz程度の範囲で伝達関係はおおむねフラット(増幅率 ≈ 1)、11Hz以上では、増幅率はさらに低下する傾向にあることがわかる。図-7中の実線は以上のような一般的傾向を示したものである。

4.2.3 橋脚天端および周辺地盤の変位応答

P₂橋脚天端および地盤上の観測点で得られた加速度記録(1978年宮城県沖地震)を数値積分することにより、それぞれの変位応答波形を求めると図-8のようになる。橋軸上の橋軸方向成分については記録が得られていないため変位応答は計算していない。ここで、数値積分に際しては強震記録の読取精度を考慮して0.2~12Hzの範囲の補正を施している。この結果によると、橋脚天端の動きは基本的には周辺地盤の運動と非常によく似ている。また、橋軸直角方向に関しては、橋脚天端の変位振幅の最大値は6cm程度であることがわかる。

4.2.4 結 論

以上の解析結果から、以下の結論が得られた。

(i)通過車輛によって誘起される程度の微小振動時には、橋脚天端と可動支承(ニ桁)は橋軸直角方向に対しては少なくとも0~10Hzの範囲ではほとんど同じに振動するが、橋軸方向には両者は独立に振動しており、通過車輛による振動は可動支承を經由して橋脚天端にはそれ程伝わっていない。

(ii)強震記録から求めた地盤に対する橋脚天端の増幅率は、概念的に図-7のようになる。橋軸方向の場合には約5Hz以下の領域では橋脚は周辺地盤とおおむね同じように振動し、5Hz以上少なくとも16Hzまでは周辺地盤とはある程度無関係に独自に振動している。上記(i)から類推するとP₂橋脚の橋軸方向振動に対する上部構造の影響(拘束)はそれ程、著しいものではないと考えられる。いずれにしても5Hz以上の増幅率が大きいことが、橋軸方向の橋脚天端加速度の大きい原因と云えよう。

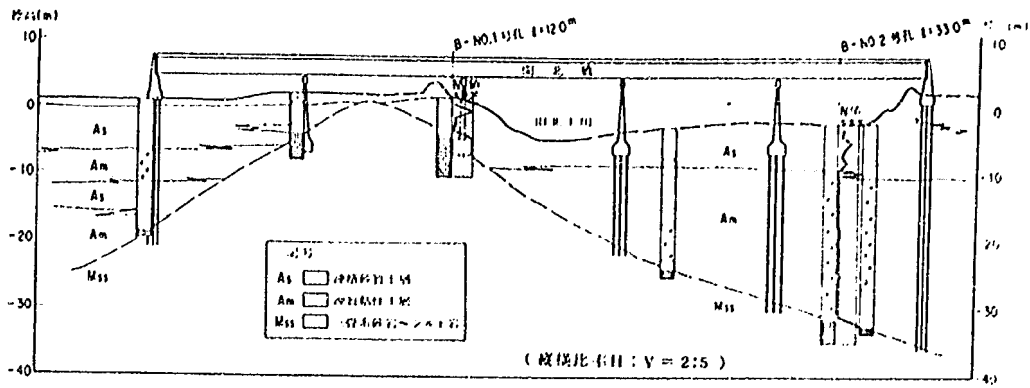


図4 開北橋一般図および地盤構成の概要

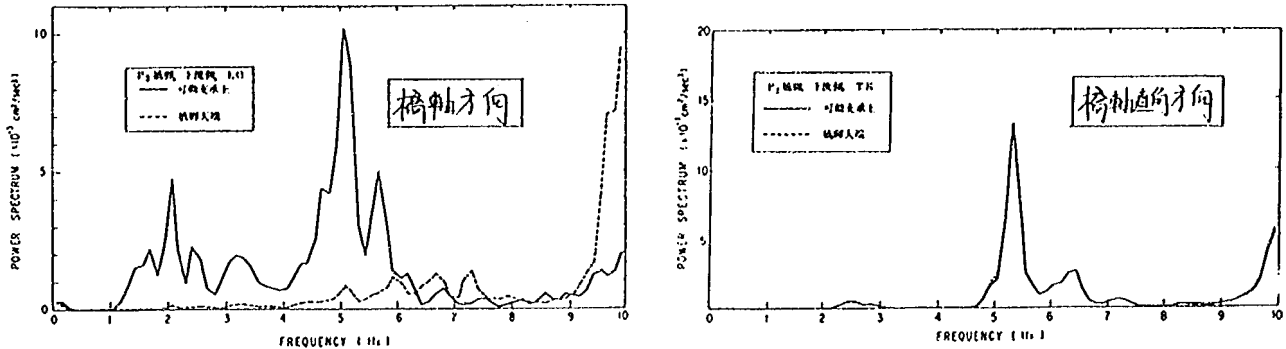


図5 通過車輛による振動のパワースペクトル (P_2 橋脚天端および同橋脚可動支承(上巻)上の振動)

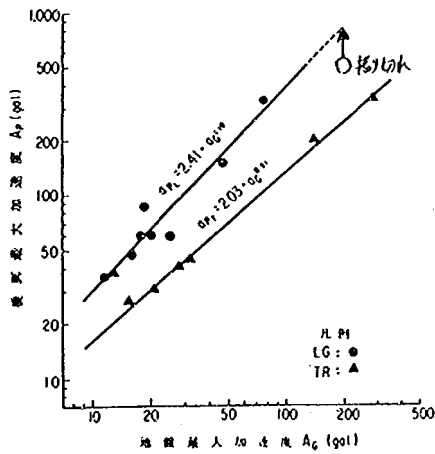


図6 橋脚上と地盤上の最大加速度の関係

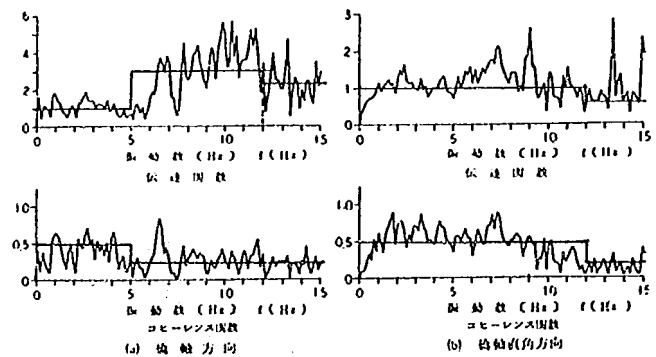


図7 アンリアル平均した強震記録の伝達関数、コヒーレンス関数

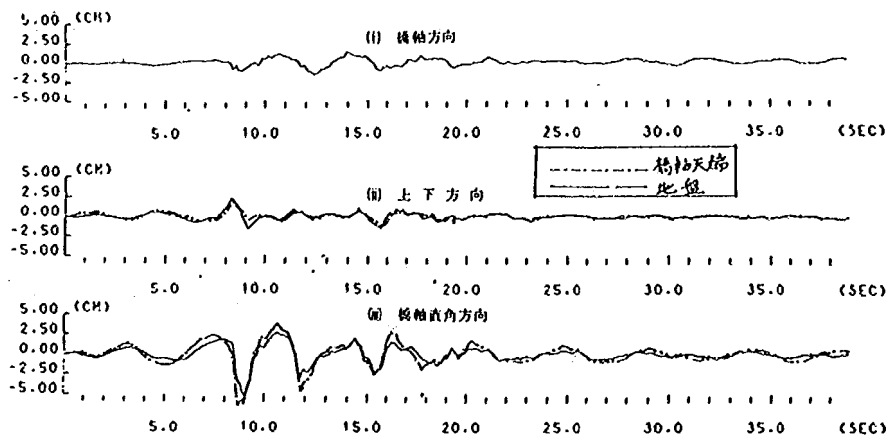


図8 強震記録(1978年宮城県沖地震)の2回積分から求めた橋脚天端上および地盤上の変位

4.3 地盤の動的強度・変形特性の室内土質実験

4.3.1 実験概要

主に用いた実験装置は、低周波動的ねじりせん断試験機（以下ねじり試験機と称す）であり、図-9にそのブロックダイアグラムを示す。本試験機は、せん断ヒズミが 10^{-5} ～ 10^{-2} の範囲での動的変形特性（せん断剛性率 G 及び減衰定数 δ ）を求める試験機であり、従来から動的変形特性を求めるために用いられてきた共振法土質試験機、振動三軸試験に比べ次のような特徴を持つ。つまりせん断の载荷機構がねじりせん断であるため、より直接的にせん断変形を再現できる。またロードバック機能を内蔵しているため、加振レベルの設定と保持が正確かつ微調節可能である。さらに、センサー・アンプの改良で計測感度が高まり、ヒズミの測定範囲が広くヒステリシスループが鮮明に得られるようになった。実験の主な目的は、ねじり試験機による $G \sim \tau$ 、 $\delta \sim \tau$ 関係を測定すること、および、共振法、振動三軸の結果と比較し、ねじり試験による結果の妥当性を検討することである。実験方法は、実験対象試料（ここでは東京湾岸の不攪乱沖積粘性土及び人工圧密粘性土）を所定の拘束圧で圧密した後、順次加振力を大きくしながらその都度10回ずつ供試体をねじりせん断して変形試験を行ない、トルク力と回転角度から求めたせん断ヒズミから $G \sim \tau$ 関係を、また、トルク力と回転角度をXY両軸に入力させて描いたヒステリシスループからせん断ヒズミに底じた減衰定数 δ を求めている。

4.3.2 実験結果

3種の試験機による $G \sim \tau$ 関係の実験結果の一例を図-10に示す。ねじり試験の結果はヒズミの範囲が広く、共振法・振動三軸の結果と良い相関を示している。図-11は、 $\delta \sim \tau$ の結果例であるが、図中の平均曲線は地盤の地震応答解析に適用できる。なお、本調査に際しては関東地方建設局東京湾岸道路調査事務所の協力を得た。

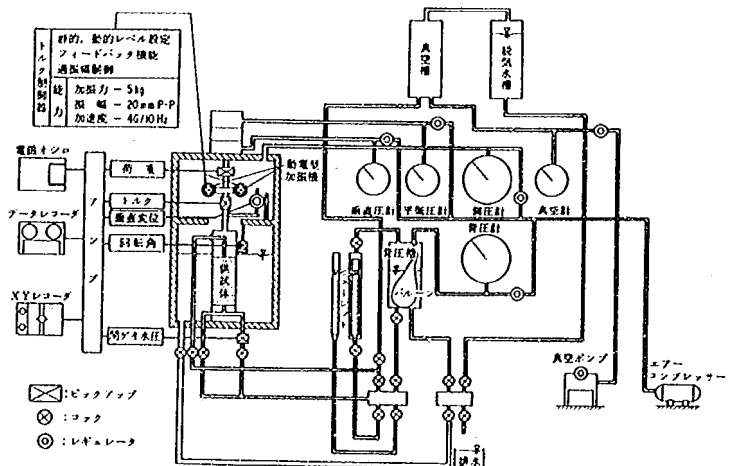


図-9 低周波動的ねじりせん断試験機概要図

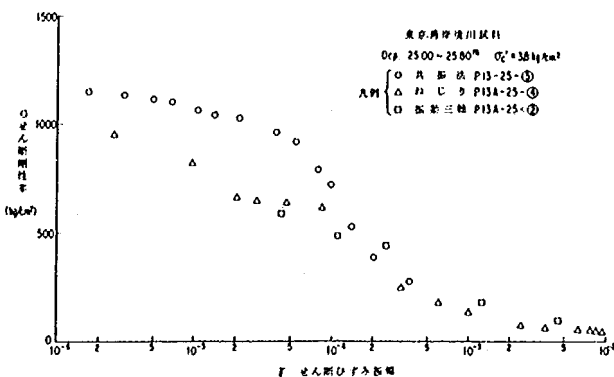


図-10 $G \sim \tau$

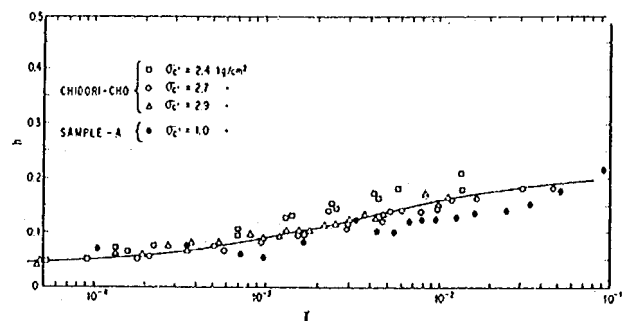


図-11 $\delta \sim \tau$

4.4 流動化する地盤内の基礎構造物の耐震設計法の検討

4.4.1 間ゲキ水圧の発生を考慮した砂質地盤の地震応答解析

地盤の流動化を詳細に検討するためには間ゲキ水圧の発生を考慮した地盤の応答解析が必要である。ここでは昭和大桥を解析対象地点として、地震時の間ゲキ水圧の発生と消散を考慮した一次元地震応答解析法により流動化に関する検討を行った。図-12は板島橋での強震記録波形を入力した場合の間ゲキ水圧比 $\frac{\Delta u}{\sigma'_v}$ の深度分布および時間変化を示す。 $\frac{\Delta u}{\sigma'_v} = 1.0$ の範囲が完全流動化層とみなされるが、流動化現象がよく捕えられている。次に、図-13は棒水ダムでの強震記録波形を4つの地盤モデルに入力した場合の結果を、流動化に対する抵抗率(F_L)と $\frac{\Delta u}{\sigma'_v}$ の関係で整理したものである。同図より、流動化に対する抵抗率の減少に伴い、 $\frac{\Delta u}{\sigma'_v}$ が増加つまり流動化しやすくなることがわかる。

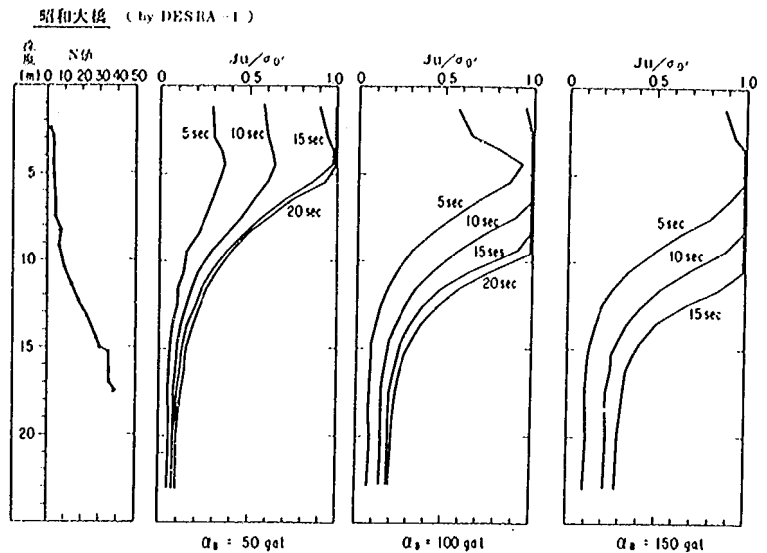


図-12

4.4.2 砂質地盤の内部摩擦角に及ぼす間ゲキ水圧の影響

地震時に発生する間ゲキ水圧がせん断抵抗力に及ぼす影響については未だ説明されておらず、ここでは(2)式で表わされるせん断抵抗力(τ_f)の摩擦項に及ぼす過剰間ゲキ水圧の影響を三軸圧縮試験により検討した。

$$\tau_f = C' + \sigma'_v \tan \phi'_v \quad \dots (2) \quad \left\{ \begin{array}{l} C': \text{粘着力}, \sigma'_v: \text{有効直底力} \\ \phi'_v: \text{有効内部摩擦角(常時)} \end{array} \right.$$

実験に際しては、圧密後の供試体内の間ゲキ水圧(Δu)を強制的に上昇させ不完全流動化状態を再現した後に、排水三軸

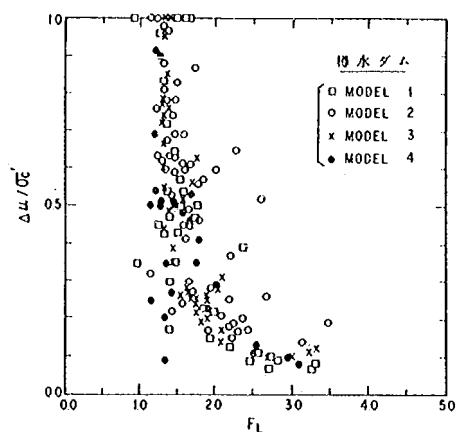


図-13 $\frac{\Delta u}{\sigma'_v} \sim F_L$

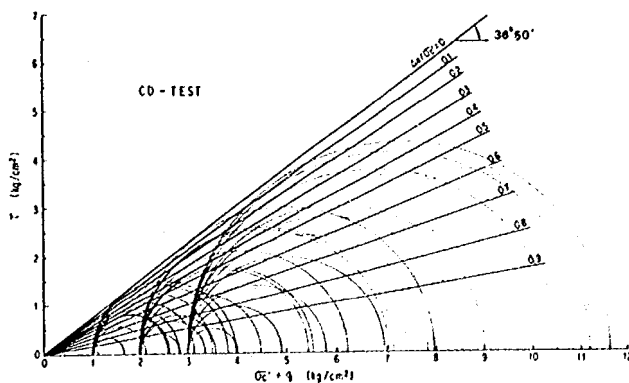


図-14 三軸試験結果

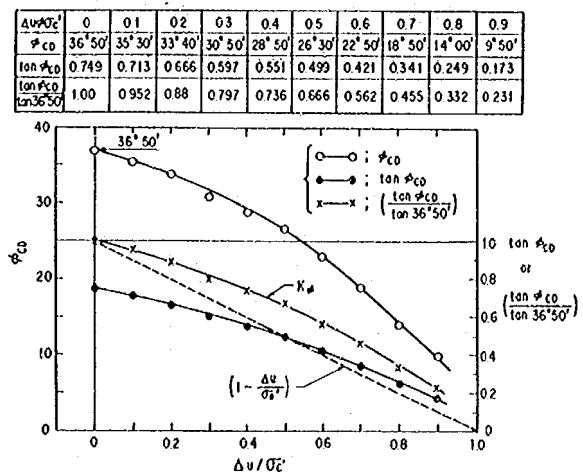


図-15 内部摩擦角に及ぼす間ゲキ水圧の影響

圧縮試験を行い、 σ_v の上昇程度に応じた内部摩擦角 ϕ_{cd} を計測した。図-14はすべての実験結果をまとめた図であるが、 σ_v/σ_v' が増加つまり流動化が進むにつれて内部摩擦角が小さくなることがわかる。以上の結果から間ゲキ水圧の発生を考慮した飽和砂質土のせん断抵抗力は(3)式で表わされる。

$$\tau_f = C' + \sigma_v' \cdot K_\phi \cdot \tan \phi_{cd}' \quad \text{----- (3)}$$

ここに、 $K_\phi = \tan \phi_{cd} / \tan \phi_{cd}'$ であり、図-15を用いれば間ゲキ水圧の発生程度 σ_v/σ_v' に応じて推定される。

4.4.3 地盤の流動化の判定法および流動化土層の耐震設計上の取扱いに関する検討

これまでに砂質土の動的強度に関する調査あるいは震害構造物周辺での地盤の耐震性調査の結果から、地下水位面が現地盤面から10m以内にある沖積層で、現地盤面から20m以内の範囲において平均粒径 D_{50} が0.02mm以上2.0mm以下である飽和砂質土層は、地震時に流動化の可能性があるので流動化の判定を行うことが必要である。そして、その判定は(4)式で定義される流動化に対する抵抗率(F_L)に基づいて行うのが合理的である。これについては昭和46橋を始めた各種調査結果でも確認されている。

$$F_L = R/L_d \quad \text{----- (4)}$$

ここに、 F_L : 流動化に対する抵抗率

R : 動的せん断強度比

L_d : 地震時せん断強度比

F_L を得るために必要な R および L_d は、各各不攪乱砂試料を用いた動的強度試験および地盤の地震応答解析を実施すれば詳細に検討できるが、そのような調査ができない場合は(5)式および(6)式を用いた簡易推定から推定することができる。(5)式はこれまでに実施した調査成果に基づいて掲乗したものである。(5)式および(6)式を用いた地盤流動化の簡易判定結果が実際の現象と対応していることは、震害構造物周辺での調査結果からも確認されている。

$$R = \begin{cases} 0.0042 D_r^* + 0.19 & (0.02 \text{ mm} \leq D_{50} < 0.05 \text{ mm}) \\ 0.0042 D_r^* + 0.225 \log \frac{D_{50}}{0.35} & (0.05 \text{ mm} \leq D_{50} < 0.6 \text{ mm}) \\ 0.0042 D_r^* - 0.05 & (0.6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 2.0 \text{ mm}) \end{cases}$$

ここに $D_r^* = 21 \sqrt{N/(0.4 + 0.7)}$, N : N 値, D_{50} : 平均粒径(mm)

σ_v' : 有効上載圧(kg/cm^2)

$$L_d = r_d \cdot k_s \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \quad \text{----- (6)}$$

ここに、 $r_d = 1.0 - 0.015 x$

$k_s = v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot k_{s0}$

r_d : 地震時せん断応力の深さ方向の低減係数

k_s : 流動化の判定に用いる地表面での水平震度

σ_v : 全上載圧(kg/cm^2)

v_1 : 地盤別補正係数

v_2 : 地盤別補正係数

v_3 : 震度別補正係数

k_{s0} : 流動化の判定に用いる標準地盤水平震度

次は、流動化の判定を行った地盤の耐震設計上の取扱いであるが、 $F_L = 1.0$ を境にして流動化から非流動(あるいはその逆)に転ずるのは非合理である。そこで、ここでは表-1に示すように F_L の範囲を3段階に分けて、深さに応じた土質定数の低減を考慮して設計に考慮するようにした。ここで言う土質定数とは基礎構造物の設計に必要な横方向 K 値あるいは弾性係数を指す。

表-1 土質定数に乘じる係数

F_L の 範 囲	現地盤面からの深さ x (m)	土質定数に乘じる係数 D_E
$F_L \leq 0.6$	$0 \leq x \leq 10$	0
	$10 < x \leq 20$	$\frac{1}{3}$
$0.6 < F_L \leq 0.8$	$0 \leq x \leq 10$	$\frac{1}{3}$
	$10 < x \leq 20$	$\frac{2}{3}$
$0.8 < F_L \leq 1.0$	$0 \leq x \leq 10$	$\frac{2}{3}$
	$10 < x \leq 20$	1

以上で、ここでは表-1に示すように F_L の範囲を3段階に分けて、深さに応じた土質定数の低減を考慮して設計に考慮するようにした。ここで言う土質定数とは基礎構造物の設計に必要な横方向 K 値あるいは弾性係数を指す。

以上の判定方法は、高瀬川、金町高架橋、信濃川橋、木曽川、有明海堤防等の多数の現場に適用されるとともに道路橋示方書等V編(耐震設計編)に盛り込まれた。

5. 今後の問題点

地盤と構造物の動的相互作用を解明し、各種の土木構造物の合理的な耐震設計を行うために、様々の調査を進めてきたが、今後さらに実施しにゆくべき調査としては次の項目があげられる。

1) 地盤の耐震性に関する原位置詳細調査

土木構造物の周辺で地震時に地盤の流動化が発生していると一般に構造物の被害が大きい。しかし、中には地盤が流動化している時にも拘らず、構造物被害が軽微な場合もあり、地盤の流動化が構造物被害に必ずしも直結するものではなく、地形・地質条件あるいは流動化規模により被害程度は異なるものと考えられる。このような現象を明らかにするために、流動化発生地点でかつ構造物被害の軽微な場所においても詳細な地盤の耐震性に関する調査を実施する必要がある。

2) 地盤の動的強度・変形特性に関する調査

砂質土の動的強度特性および動的変形特性については詳細な調査結果があり、地盤流動化の判定あるいは地盤の地震応答解析に活用されているが、粘性土については未解明の分野が多く粘性土の動的強度あるいは動的変形特性の耐震設計への反映が必要となってきている。このような背景に合致するような室内動的土質試験を行う必要がある。

3) 流動化を考慮した基礎構造物の耐震設計計算

流動化を考慮した基礎構造物が、流動化の程度によりいかなる応答特性を示すかを明らかにしておく必要がある。そのためには、流動化を考慮した基礎構造物の設計試算を具体的に実施することが必要である。

4) 流動化する地盤内の基礎構造物の耐震設計法の検討

流動化の判定方法は既に提案されているが、流動化土層の耐震設計上の取扱い方法については先の表-1で便宜的に規定されているにすぎない。従って、さらに合理的な流動化層の耐震設計上の取扱いを行うためには、間ゲキ水压を考慮した地盤の応答解析、地盤の支持力に関する室内試験等の調査をさらに進めて、流動化の判定、流動化の程度および地盤の土質定数の低減の個々の調査結果を合理的に結びつけることが必要である。これにより、地盤の流動化の判定が基礎構造物の合理的耐震設計に反映されるようになる。

参考文献

- 1) 岩崎, 龍岡, 常田: 地盤流動化の判定, 土木技術資料 Vol. 20, No. 4 1978. 4
- 2) 建設省土木研究所: 開北橋における強震記録の解析, 土木研究所資料第 152 号, 1977. 10
- 3) 関東地方建設局東京湾岸調査事務所: 昭和52年度東京湾地質調査(その1) 報告書, 昭和53年1月
- 4) 常田, 吉田: 飽和砂質土の内訂摩擦角に及ぼす過剰間ゲキ水压の影響, 第48回土木学会 1980. 9

(4) 道路交通振動の軽減策に関する試験調査

振動研究室 室長 岩崎 敏男

・ 研究員 常田 賢一

・ 後藤 勝志

1 まえがき

自動車交通に起因する公害の一つとして振動障害の問題があり、振動規制法により振動の規制がなされている。道路の新設および維持管理において、道路交通振動の対策を考慮する必要がある。このため、道路沿線の振動の実態を把握するとともに有効な軽減対策について調査する必要がある。本課題は昭和48年度を初年度として開始され、今年度が最終年度である。

2 調査目的

道路交通振動の実態および振動軽減対策について調査を行い、道路交通に起因する振動障害の防除を目的とする。

3 調査方法

道路交通振動の軽減対策としては、振動源での対策、伝播経路上での対策および住家での対策に区別されるが、本調査では振動源での対策としての舗装構造の改善および伝播経路上での対策としての地中防振壁による対策に主眼を置いて、対策実験、数値解析等を実施してきた。

本年度は桐生バイパスにおける振動測定調査、関東、中部および近畿の各地方建設局との協力による軽減対策調査(79B-2調査)および軽減対策に関する数値解析を実施し、振動の軽減対策について最終的のとりまとめを行った。

4 調査結果

4.1 桐生バイパスにおける振動測定調査

国道50号線桐生バイパスでは昭和53年度に図-1に示す3種類の地中防振壁を設置し、壁の施工前後で振動測定を実施したが54年度は供用開始後の実交通下での軽減対策調査を行った。図-2は結果の一例であり、Bタイプの防振壁での単一車による振動レベルの距離減衰を防振壁設置直後の試験車走行試験のそれと対比させている。防振壁設置から1年後においても軽減効果はあり、建設時と変化は見られていない。

4.2 軽減対策に関する有限要素数値解析

現場での対策実験で網羅できない部分を補足するために、軽減対策に関する有限要素解析を実施

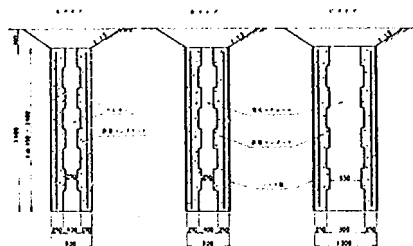


図-1 地中防振壁構造図

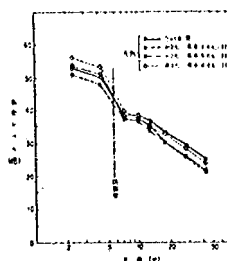


図-2
振動測定結果例

した。解析対象地点は桐生バイパスの調査地点であり、図3のようにモデル化を行い舗装面上での実測振動波形を入力して、各測点での応答を計算した。図4は結果の一例であり防振壁による軽減効果、距離減衰が再現されているのがわかる。

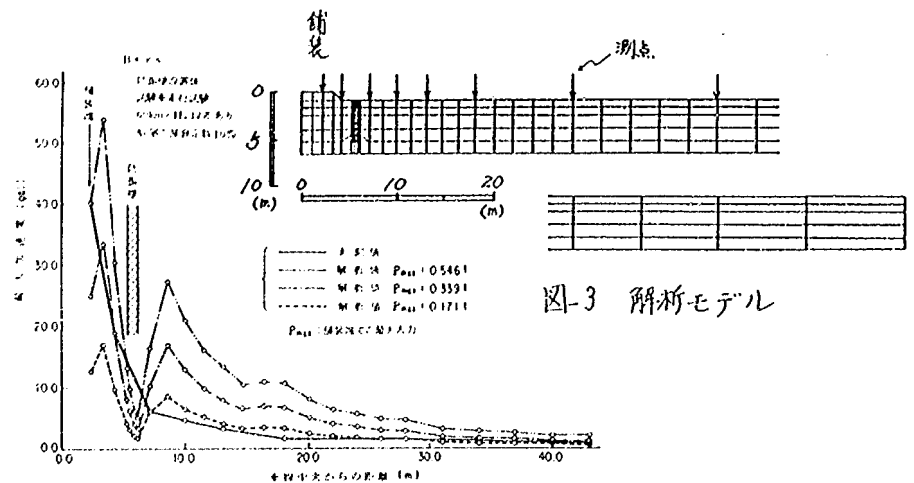


図-3 解析モデル

4.3 地方建設局との協力による軽減対策調査(77B-2)

図-4 解析結果例

昭和54年度は、関東地方建設局管内の前記桐生バイパスおよび国道357号線(湾岸道路)において地中防振壁による対策実験、中部地方建設局管内の国道302号線の2地点および近畿地方建設局管内の国道26号線で舗装構造の改善による実測調査を実施し、結果をとりまとめた。

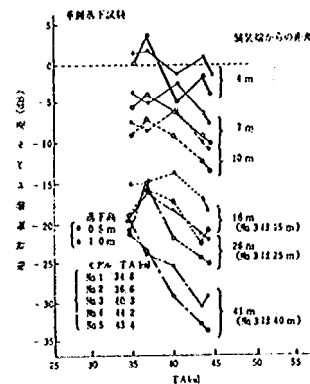
4.4 道路交通振動の軽減対策のまとめ

道路交通振動の軽減対策に関する既往の調査結果に基づくと、対策として有効性が確認されており、かつ実用性のある軽減対策の方法は、表-1のようにまとめられる。同表は各対策の効果を定量的に整理しており、実現性の高い順に並べている。表-1の対策のうち最も簡単で効果の大きいものは路面の平坦性の改善である。交通規制の方法としては走行速度の低減、車両の重量制限、走行車線制限等が考えられる。環境施設帯の設置も大きな振動軽減効果をもっており、心理的な効果も期待できる。また道路交通振動は軽弱地盤において問題になることが多いが、その場合には地盤改良が対策として有効であり、改良の幅よりも深さを増した方がよい。地中壁については振動の波長との関係を考慮して深さを決定しなければならない。表-1の対策以外の舗装構造の改善については舗装剛性や舗装厚の増加による振動の軽減効果が確認されている。図5は舗装面を基準とした振動レベル差とTA値(表層基層用加熱アスファルト混合物で舗装のすべてを行う場合に必要な厚さ)の関係を示すがTA値の増加により振動レベルの減衰が大きくなる。

表-1 各種の道路交通振動対策による軽減効果

地	対 策	具体的方法	振 動 軽 減 効 果
1	路面の平坦性の改善	・オーバーレイ ・舗装の打替	路面凹凸の標準偏差が1mm小さくなると L_{10} が約4 dB小さくなる。
2	交通規制	・走行速度の低減 ・車両重量制限 ・走行車線制限	走行車線を最外側車線から1つ内側に変更することによる振動軽減量は道路端における振動レベルが60 dB以下においては2~3.5 dB、60 dB以上においては6.5~7 dBとなる。
3	環境施設帯の設置	・道路と民地の間に空間を設ける。	幅20mの環境施設帯を設けた場合、道路端における L_{10} は砂地盤においては5~12 dB、粘土地盤においては3~6 dB減少する。これらの減少量は道路端における L_{10} の値に依存する。
4	軟弱地盤改良	・ケミコンパイル工法 ・サンドコンパクション工法 ・サンドドレーン工法等	直径40cm、深さ12mのケミコンパイルを90cmのピッチで打設した場合、地表面の加速度は打設しない場合の約1/2に減少した。
5	地中壁	・ウレタンあるいは発泡スチロールによる地中壁	深さ3.6m、幅80cmの発泡スチロール地中壁により壁の後方35~45mまでの範囲において2~12 dBの振動軽減効果が得られた。

レベル差とTA値(表層基層用加熱アスファルト混合物で舗装のすべてを行う場合に必要な厚さ)の関係を示すがTA値の



増加により振動レベルの減衰が大きくなる。

図5 振動レベル差~TA関係例(重錘路下試験)

参考文献 建設省 道路交通振動の対策に関する研究、第33回建設省技術研究会道路部門指定課題論文集 1979.

(5) 地震動強度に関する試験調査

振動研究室	室 長	岩崎敏男
"	主任研究員	川島一彦
"		高木義和
"		相沢 興

1. まえがき

道路施設の耐震性の評価を行うに有効な耐震設計手法を確立するためには、地震時に当該施設および周辺地盤がいかなる振動をするかの定量的な情報を蓄積するとともに、これらの情報と実際の地震被害の関係を解析することが必要である。このような点から、地方建設局等と協力して道路施設に対する強震観測を推進し、結果の解析結果を技術基準等の形で設計に反映させてきた。また、地震被害調査等から被害状況の解析から、地震被害に及ぼす地震動条件、地盤条件等各種の要因について検討してきた。

本年度は、強震観測網保持のための維持点検、観測結果の整理等について1978年宮城県沖地震による支承部の被害に及ぼす地震動条件について検討した。

2. 調査目的

道路施設及び地盤の地震時の挙動を定量的に求め、地震動と道路施設の被害の関係を求めるとともに、これらの耐震性の判定等について耐震設計に用いる入力地震動を定めることを目的とする。

3. 調査方法

- (1) 強震観測による道路施設及び地盤の地震時挙動の実測および解析
- (2) 地震被害調査とその解析

4. 調査結果

4-1. 道路施設に対する強震観測網の維持点検および観測記録の解析

道路施設に対する強震観測は、昭和54年度に新たに設置された千葉県天津跨線橋（エ木研究所設置）および福島県三川橋（福島県設置）を含めて、111地点、228台設置されている。これらの観測網を正常な状態に保ち、地震時に有効な記録を得るため、SHAC型強震計40地点、電磁式強震計2地点の点検、補正を実施した。

また、既往の強震記録22成分（1978年宮城県沖地震で被害を生じた伊達橋の記録——解析は福島県により行われた）を数値化するとともに、合計171成分の記録を、エ木研究所彙報、第35号および第36号（エ木構造物の加速度強震記録、No.4およびNo.5）としてとりまとめ、既往の3冊と合わせて強震記録の体系的な整備を図り、耐震設計の実用に供した。

4-2. 1978年宮城県沖地震による道路橋被害調査結果の解析

地震後に、宮城県（全県）、岩手県（北上川沿いの地区）、福島県（福島市の一部）を対象として実施された橋長20m以上の永久橋に対する全数調査の結果、451橋につき支承部および上下部構造に被害状況が調査されている。この中から、各種条件のばらばらな104橋を除いた318橋を対象として支承の被害状況を調査し、以下の結論を得た。

(1) 今回の地震により被害を受けた支承総数は442個であり、これは調査支承数6910個の6.4%に相当する。また、被害形態別に分けした場合の被害(図-1)総数は662あり、平均すると、1被害支承当り1.4個の被害形態を有している。

(2) 支承の被害を形態別に分類すると、インカーボルトの被害が一番多く(全体の38%)、以下、上管~下管の連結部の被害(22%)、沓座モルタルの被害(12%)と続いており、これだけで全体の72%を占める。

(3) 固定支承と可動支承の被害率を比較すると、前者が7.2%に対して後者が5.7%と、被害率そのものには著しい違いはない。しかしながら、被害の内訳を被害形態別にみると、固定支承の方が可動支承よりも全体として重度の被害が多い。

(4) 沓座モルタルの被害は線支承の場合に著しく、全数では全体の約73%、被害の著しいものに限った場合には全体の約91%がこれに該当する。

(5) 支承被害率は、地震断層の中心からの距離および地震動の最大加速度の減少とともに単調に減少する(図-2参照)。地震断層の中心から100km以上、地震動の最大加速度が150gal以下の地域においては支承被害率は小さい。

(6) 支承の被害は、才4紀沖積世の地盤上の橋に多く、この場合の支承被害率が7.2%と大きい。に対して、才3紀以前の地盤および才4紀洪積世の地盤上における支承被害率はそれぞれ1.5%、0.6%と非常に小さい。(図-3)

なお、本調査結果は日本道路協会宮城県沖地震道路橋被害調査分科会の報告書に反映された。

5. 今後の課題

大地震時の強震記録が少ない現状から、今後も道路施設に対する強震観測の継続が必要とされる。

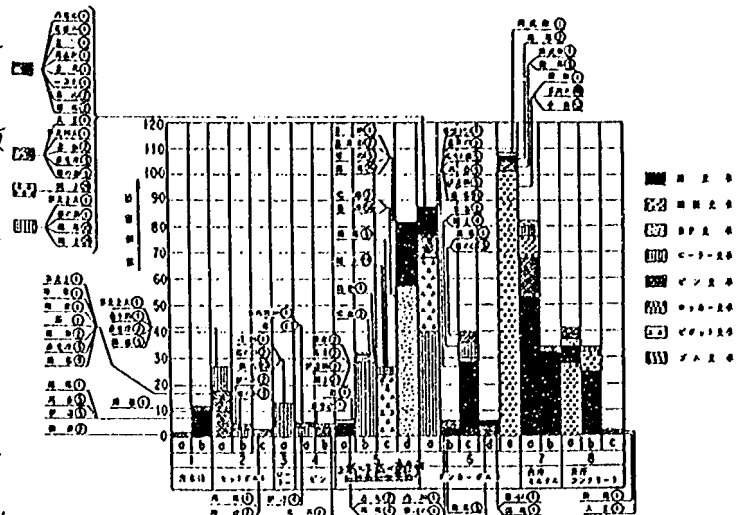


図-1. 被害形態別にみた支承の被害

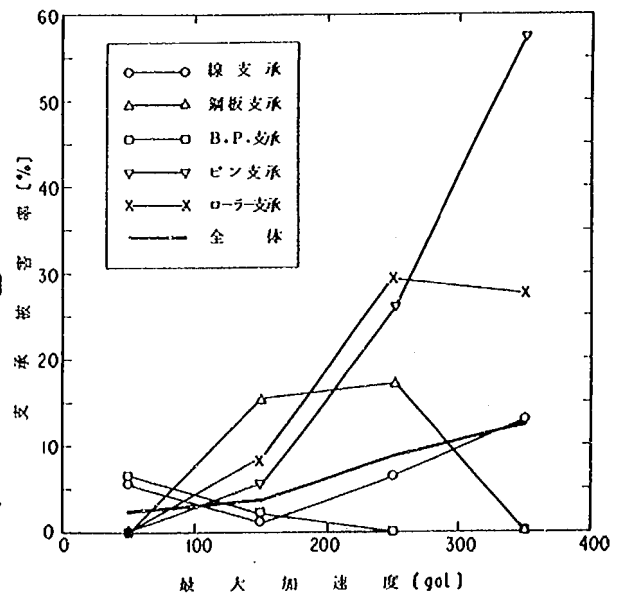


図-2. 支承被害率~最大加速度

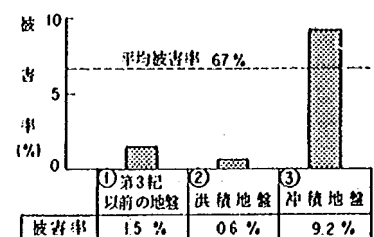


図-3. 支承被害率~地盤条件

(6) 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 岩崎 敏男

・ 研究員 常田 賢一

・ 吉田 精一

1. はじめに

道路施設の耐震設計を高度化してゆくためには、地盤条件の構造物震害に対する影響が大きいことから、地盤の動的挙動と耐震安定性を究明することが重要な課題である。本課題は昨年度まで「地震動および地盤の動的挙動に関する試験調査」として実施されているが、今年度からは地震動と地盤の動的挙動に分けて実施されることになり、本課題では地盤の耐震強度の判定法に関する調査を実施している。

2. 調査目的

地盤の地震時の挙動を定量的に把握し、道路施設の耐震設計上有効な地盤の耐震強度の判定法の確立を図るのを目的とする。

3. 調査方法

今年度は下記の事項に関する調査を実施した。

- 1) 近畿・中国両地区の地盤特性調査および地盤耐震地図作成
- 2) 合理的な地盤の耐震強度の判定法に関する調査

4. 調査結果

4.1 近畿・中国両地区の地盤特性調査および地盤耐震地図作成

昨年度までに、関東地方の埼玉県東部、東京都東部の流動化履歴地点の地盤特性調査、関東地方南部地区の地盤耐震地図作成、濃尾地方の流動化履歴地点の地盤特性調査および地盤耐震地図作成、北陸地域（庄内地区、新潟地区、福井地区）中部地域（長野地区、東海地区）の各地域の流動化履歴地点の地盤特性調査および地盤耐震地図作成を実施している。

今年度は近畿地区（大阪、神戸、和歌山、宮津、豊岡）および中国地区（広島、鳥取、米子、出雲、浜田他）において、流動化履歴地点の地盤特性調査を行い、地盤耐震地図を作成した。

表-1は微地形分類に基づいた地盤耐震地図作成の基準であり、これに従って作成した大阪付近の地盤耐震地図は図-1のようになる。表-1は微地形分類から地盤の流動化の可否を広域的かつ簡易に判定するための基準であり、その妥当性も既往の調査で確認されているが、さらに詳しい判定を行うためには土質構成を踏えることが必要である。そこで構造物に及ぼす流動化の影響を10m以下でN値が10以下である沖積飽和砂質土層の厚さ(HAS)で区分し、表-1の区分をも考慮した基準を表-2のよう

表-2 沖積飽和砂層厚を考慮した地盤分類の基準

地盤 種別 区分	1. $0^m \leq H_{AS} \leq 2^m$	2. $2^m < H_{AS} \leq 5^m$	3. $5^m < H_{AS} \leq 10^m$
A			
B			
C			

H_{AS} : 10m以浅のN値=10以下の沖積飽和砂層厚

Ⓐ: 流動化の影響の大きい地域

Ⓑ: 流動化の影響の小さい地域

Ⓒ: 流動化の影響の無視できる地域

表-1 地盤耐震地図作成基準

区 分	判 断 基 準
(A) 流動化する可能性の高い地域 (詳細な調査が必要な地域)	- 旧河道・現河道・砂丘間低地(地下水位の高いところ) - 水部・河川敷・旧水面上の(高い)盛土地・埋立地
(B) 流動化する可能性のある地域 (簡易な調査が必要な地域)	Ⓐでも Ⓒでもない地域
(C) 流動化する可能性の低い地域	台地・山地

に作成した。表-1は流動化の可能性に関する基準であるが、表-2は構造物に対する影響度も考慮したものである。表-2に従い大阪付近を1kmメッシュで区分した結果が図-2である。同図に示すように表-1でA地域であっても砂層厚が小さい場合はⒸ地域と判断されることになる。

4.2 合理的な地盤の耐震強度の判定法に関する調査

飽和砂質地盤の耐震強度に関する既往の調査に基づいて、(1)式で定義される指標による地盤流動化の簡易判定法を提案した。式中の地盤の動的強度と地震荷重は、各々動的強度試験および地盤

$$F_L = R/L \text{ ----- (1)}$$

ここに L : 地震荷重, N : N値

R : 地盤の動的強度, σ_v' : 有効上載圧

D_{50} : 平均粒径

$$R = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N/(\sigma_v' + 0.7)} + 0.19 & [0.02 \leq D_{50} \leq 0.05] \\ 0.0882\sqrt{N/(\sigma_v' + 0.7)} + 0.225 \log \frac{D_{50}}{0.35} & [0.05 < D_{50} \leq 0.6] \dots \\ 0.0882\sqrt{N/(\sigma_v' + 0.7)} - 0.05 & [0.6 < D_{50} \leq 2.0] \end{cases} \text{ ----- (2)}$$

の地震応答解析により、詳細に求められるが、資料がない場合は簡易推定式で推算できる。

動的強度に関しては、既往の調査結果から、(2)式を提案した。

なお、この調査方法は金町高架橋(関東地建)信濃川大橋(新潟市)等に通用されるとともに道路橋示方書第Ⅴ編(耐震設計編)に反映されている。

5. あとがき

本課題は昭和55年度で終了の予定であるが、来年度は四国・九州地区における地盤耐震地図作成を行うとともに、これまでの成果をまとめて東北～九州までの地盤耐震地図の統一化を図る予定である。

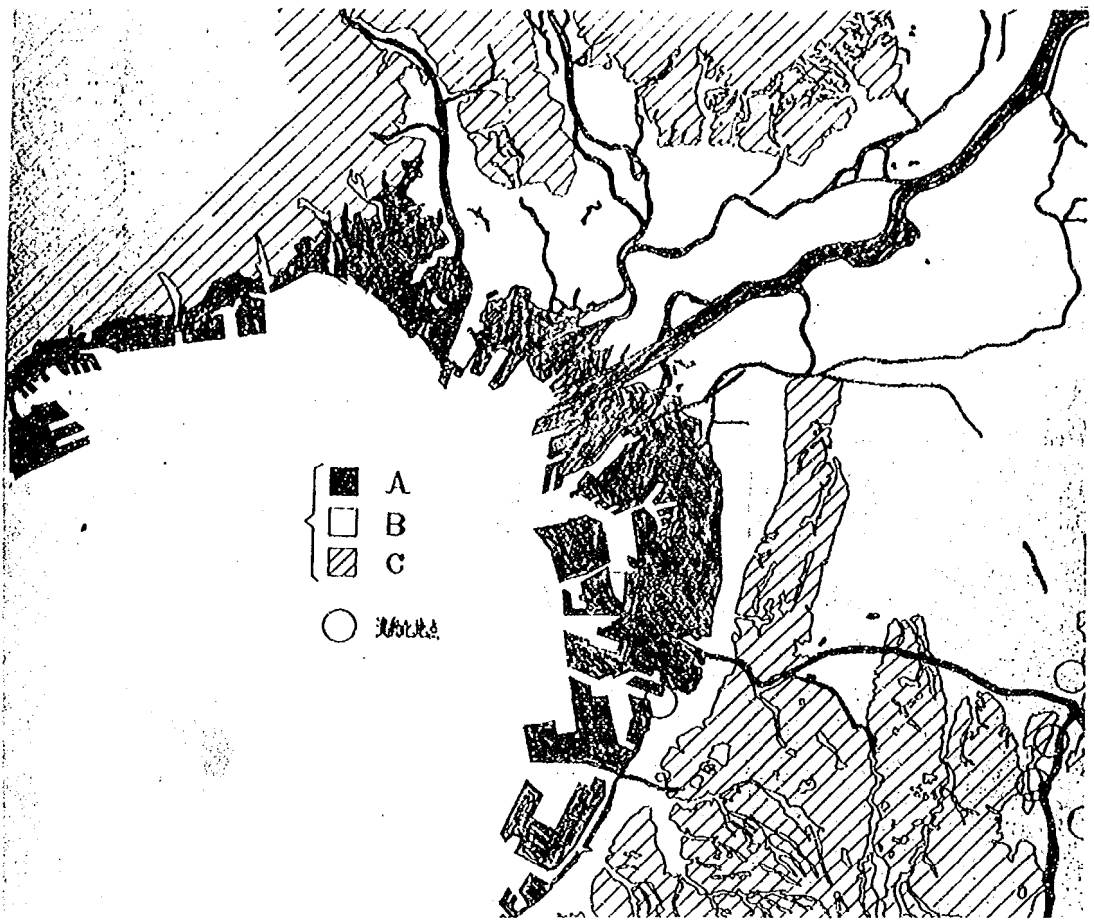


図-1
地盤耐震地図例(大阪湾)

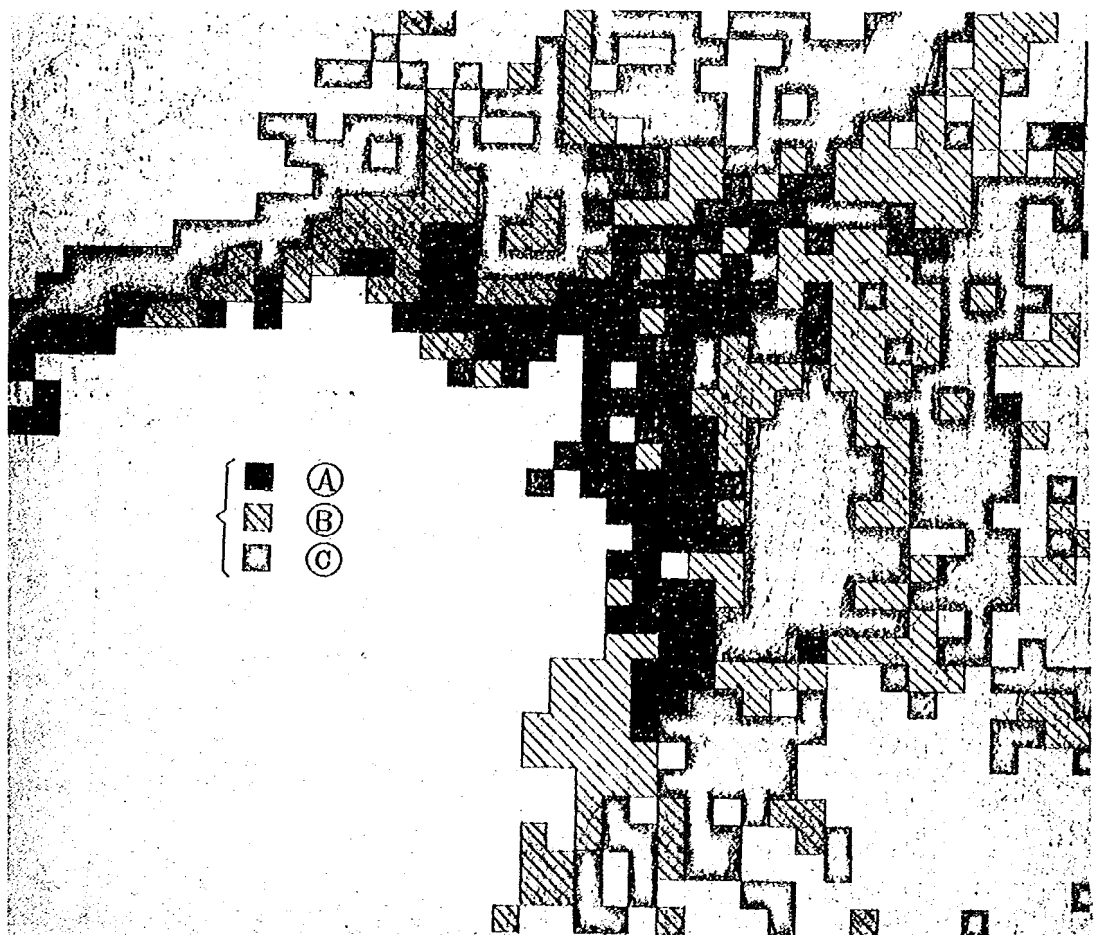


図-2
沖積氾和砂層厚を考慮
した地盤の耐震性の分類
図例(大阪湾)

(7) 地震動に関する調査

振動研究室	室長	名崎敏男
"	主任研究員	川島一彦
"		高木義和
"		相沢 興

1. まえがき

本調査は三湾岸地域（東京湾、大阪湾、伊勢湾）において大規模特殊事業計画に係わる構造物の耐震設計および地震応答解析に、どの程度の地震動強度を見込めばよいかを検討するために実施したものである。

2. 調査目的

三湾岸地域の大規模特殊事業計画に係わる構造物の耐震設計に用いる地震動強度を合理的に定めるための手法を検討し、これにより地震動強度を求める。

3. 調査方法

(1) 確率統計モデルによる建設地点での最大加速度期待値の解析

建設地点の周辺で発生した既往の地震活動度に基づき、地震の規模、発生頻度、発生位置、距離減衰特性、地盤条件、構造物の耐用年数等に基づき、当該地点で期待される地震動の最大加速度を合理的に定める手法を開発する。

(2) 地中地震観測による地盤の振動応答特性の解析

三湾岸地域では、昭和45年以後、現在までに合計7地点（千葉県富津岬、川崎市浮島公園、横須賀市観音崎、横浜市角島、大阪府港大橋、大阪府深江工区、名古屋港金城埠頭）において地中地震観測を実施している。これらの観測結果を用いて、構造物の支持層での地震動の特性を調査する。

4. 調査結果

4-1 確率統計モデルによる建設地点での最大加速度期待値の解析

(1) 解析手法の概要

我国では、西暦416年以後、各種の地震被害に関する古文書等の記述から地震の発生日、規模、発生位置に関する資料が蓄積されている。また、1885年以後は気象庁による近代的な観測が開始されており、精度の良い地震資料を利用することができる。これらの地震資料は気象庁により整理されており、土木研究所においては、この結果を地震データベースとして利用できるように電算プログラム等の整備を図っている。

昨年度は、このような地震データを用いて三湾岸地区の地震動強度の期待値を図-1(a)に示すように。

確定論的に算出したが、このような手法では以下の問題があった。

(i) 建設地点周辺の地震活動度は均一ではなく、活動度の大きい地域と小さい地域とがある。このような違いを考慮していない。

(ii) 発生し得るマグニチュードの上限値は地域ごとに異なっているが、このようにマグニチュードに上限があること、また、これが地域ごとに異なる事定が考慮されていない。

以上のような点を正しく取り入れるため、本年度は図-1(a)に示したように確率論的手法による解析手法を開発した。

(2). 解析結果

西暦416年以後の東京湾周辺の地震発生状況は図-2に示す通りである。ここでは、地震活動度の特徴から図中に示したようにサブ領域Ⅰとサブ領域Ⅱの2地域に分割した。サブ領域Ⅰは内陸性の地震を対象としたもので、比較的規模の小さい地震が多い。これに対してサブ領域Ⅱは海洋性の地震で大規模な地震が発生している。このようにして、確率統計モデルによって推定した最大加速度値を表-1に示す。同表には同じ手法により推定した伊勢湾および大阪湾地区の加速度期待値も示されている。

4-2. 地中地震記録の解析

本年度は、地中の地震動特性を解析により求めた場合の精度を実測の地中地震記録との比較により検討した。東京湾川崎市青島公園で、1974年5月の伊豆半島沖地震で採取された地表上の記録をもとに、これより地下27mおよび地下67mの記録を計算し、これと実測記録と比較（加速度応答スペクトルの比により表示）した結果が図-3である。

5. 今後の課題……地震動強度の推定における地域分割の方法に関し、今後さらに検討する必要がある。また、地中地震動の応答スペクトルレベルの推定法に関しては今後改善すべき点がある。

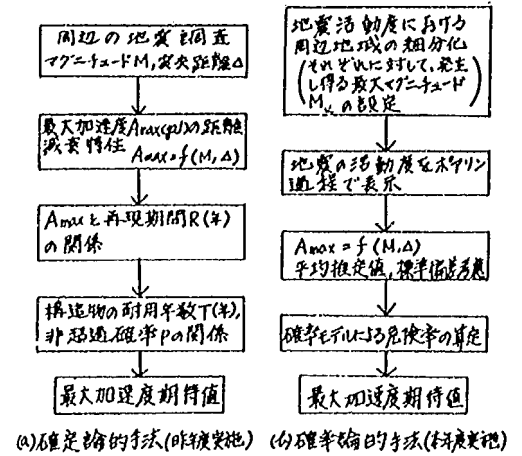


図-1. 最大加速度期待値の推定手法

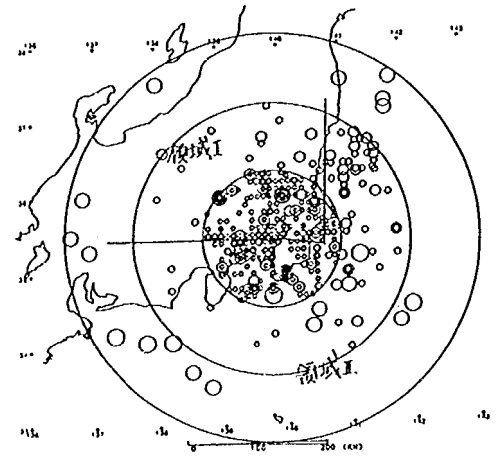


図-2. 東京湾周辺の地震発生状況とサブ領域の分割

表-1 最大加速度の期待値

地点	再現期間 0	50年		100年	
		有感	無視	有感	無視
東京湾	Source I	205	113	239	127
	II	131	63	147	68
	Total	237	124	271	137
	Total	258	135	293	150
大阪湾	Source I	183	111	213	124
	II	94	61	102	68
	Total	183	111	215	124
	Total	183	111	215	124
伊勢湾	Source I	183	111	221	125
	II	105	62	122	68
	Total	190	111	223	125
	Total	190	111	223	125

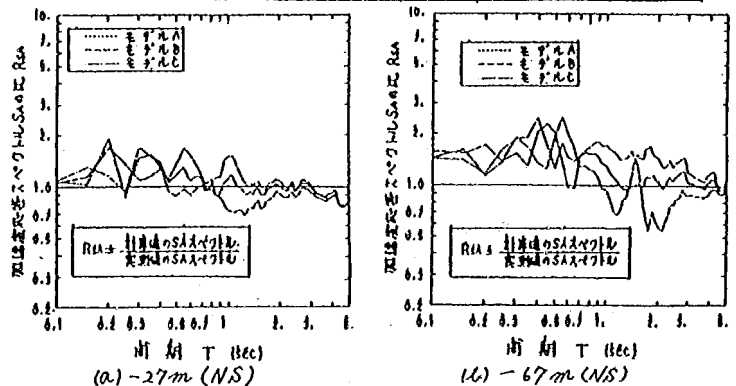


図-3. 実測値と計算値の加速度応答スペクトルによる比較

(8) 地盤の耐震調査

振動研究室 室長 岩崎 敏男

・ 研究員 常田 賢一

・ 吉田 精一

1 まえがき

本課題による調査は、東京湾環状道路調査の一環として、盛土の耐震性調査に重点を置いて昭和47年度に開始された。これまでに、大規模構造物の支持地盤の耐震性に関する調査、支持地盤の動的強度変形特性に関する調査、構造物に対する地盤流動化の影響に関する解析調査、室内模型振動実験を実施することにより、大規模構造物の耐震設計法の合理化のために調査を進めてきた。

2 調査目的

大規模特殊事業計画での道路網上の各種の大規模構造物の支持地盤の耐震性を評価し、これにより地盤の動的変形強度特性を考慮した構造物の耐震設計法の合理化を図り、これらの建設事業の推進に寄与することを目的とする。

3 調査方法

今年度は下記の調査内容について実施した。

- 1) 原位置支持地盤の耐震性調査
- 2) 流動化する砂層中の杭基礎構造物の動的挙動に関する室内模型振動実験
- 3) 振動実験施設の整備

4 調査結果

4.1 原位置支持地盤の耐震性調査

大規模特殊事業計画区域における各種構造物の支持地盤の耐震性に関して次の調査、技術指導を行い、耐震設計の合理化をかけた。

- 1) 羽田トンネル(川崎国道工事事務所)：地盤の耐震性調査
- 2) 三郷インターチェンジ(北首都国道工事事務所)：地盤の耐震性調査
- 3) 名港西大橋取付高架橋(名四国道工事事務所)：地盤の耐震性調査
- 4) 神戸港沈埋トンネル(阪神国道工事事務所)：地盤の動的変形特性を考慮した地震応答解析調査

これらの調査に加えて1978宮城県沖地震で実際に地盤の流動化が起こり構造物に被害のあった仙台市種次地区において地盤の流動化の判定調査および地盤の地震時応答解析調査を実施し、調査法の高変化をかけた。

図-1は種次地区における地盤調査および耐震性調査結果の一部である。流動化に対する抵抗率 F_L の結果では、N-4およびN-5で各々深度2~5mおよび2~7mの砂層で流動化することが判定

される。両地点とも1978年宮城県沖地震では流動化（噴砂）しており、判定と実現象が良く対応している。

4.2 室内模型振動実験

今年度は大型振動台（ $6\text{m} \times 8\text{m}$ ）を用いて、流動化砂層中の杭基礎構造物の応答特性に関する模型振動実験を実施した。大型振動台の外観は写真1のようであるが、最大加振力100 ton、最大入力加速度 0.7g （100 ton 載荷時）で正弦波、ランダム波、地震波を入力する機能を有する。実験では大型土槽（ $6\text{m} \times 3\text{m} \times 2\text{m}$ ）内に固有振動数を変えた4種類の杭モデルを設置し、標準砂を用いて飽和砂質土盤を作成した。この模型の設置された大型土槽を振動台により7Hzの正弦波で加振し、人工的に地盤の流動化を発生させた。

図-2は実験結果の一例であるが、流動化が地表面より進行すること、既に流動化していても入力レベル次第で再度流動化すること、杭の固有振動数が入力振動数に近い場合に流動化時の応答が増加すること等が明らかとなった。

4.3 振動実験施設の整備

今年度は大型振動台の機能高度化および大型振動実験の円滑化を図るために、油圧供給装置2台の増設および実験用足場、実験砂貯蔵槽の製作据付を行った。

5 今後の問題点

次年度以降は大規模特殊事業計画区域に建設される構造物の支持地盤の耐震調査を行うとともに流動化を考慮した構造物の合理的な耐震設計のための原位置調査、室内動的土質試験、室内模型振動実験等を実施する必要がある。

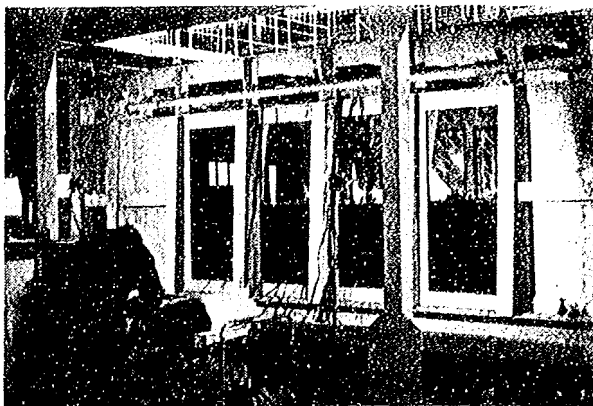


写真2 流動化砂層中の杭基礎構造物の動的応答特性に関する室内模型振動実験

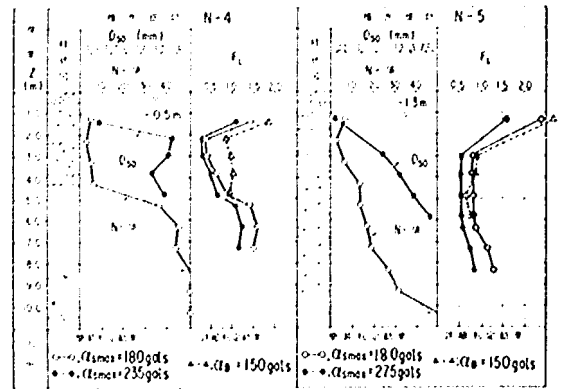


図-1 種次地区における地盤の耐震性調査結果

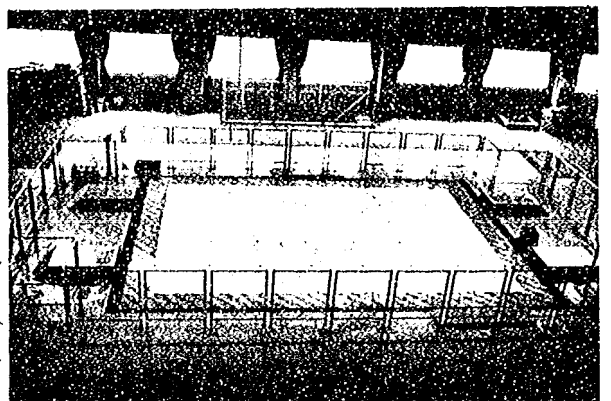


写真-1 大型振動台外観

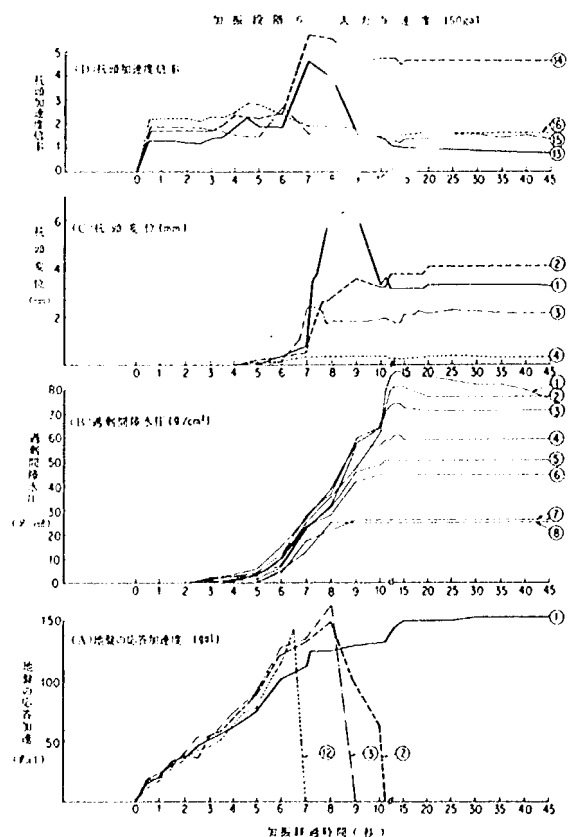


図-2 室内模型振動実験結果例

(9) 道路交通振動に関する研究

振動研究室 室 長 岩崎 敏男

〃 研究員 常田 賢一

〃 後藤 勝志

1. まえがき

道路の沿道および周辺地域の住民の生活環境の保全と調和を図りつつ道路を計画していくためには、道路交通、道路構造、沿道状況および交通騒音、振動、自動車からの排ガスによる大気汚染、高架道路による日照障害等との関連を明らかにして有効適切な対策を講ずる必要がある。これらのうち、道路交通振動に関しては昭和51年6月に「振動規制法」が成立し、同年12月より施行されたことにより基準が定められ、交通振動により道路周辺の生活環境が著しく損なわれていると認められたときは、道路管理者は振動防止のための舗装の改良、維持または修善の措置を要請されることになった。

従って、今後道路交通振動問題は益々その重要性を増すこととなり、特に交通振動の評価、予測方法、効果的な振動軽減対策などに関する研究を緊急に行なう必要があり、本研究は昭和51年度より5ヶ年の予定で実施している。本研究は、構造橋梁部構造研究室と共同して実施しており、構造研究室では振動予測法に関する研究を、また振動研究室では振動軽減対策に関する研究を行なっている。昭和51年度は実地盤における振動伝播特性を測定し、また藩による振動軽減対策について実測した。52年度は、振動源の対策として舗装構成の違いによる地盤振動の軽減効果、および伝播経路における軽減対策についても測定した。53年度は、振動源の対策として前年度同様の舗装構成の違いによる振動軽減対策について実測した。

今年度は振動源の対策として舗装構造を改善した現場において、軽減効果に関する振動測定調査を実施した。

2. 研究目的

道路交通による沿道地盤の振動の軽減対策について研究を行ない、各種の振動軽減対策の効果を把握することを目的とする。

3. 研究方法

道路上を走行する車両は振動を励起し、これが道路構造体を経て地盤に伝わり、地盤中の各層で反射、屈折を繰返し、また、減衰しながら伝播して対象物件を振動させるが、これがある限度を越えた場合には、いわゆる振動障害を発生することになる。したがって、道路交通振動の障害を軽減あるいは防除する対策としては、一般的には、振動源の対策、伝播経路の対策および障害対象物となる建築物や施設での対策の三者が考えられる。これらのうち最も効果が期待できるのは、振動源を十分に離して距離による減衰効果を利用することである。しかしながら、都市化が進んだ現在の道路沿線ではこのような対策を採用することはかなり難しく、道路交通振動の問題を克服するためには、その他の

各種対策についても調査研究を進めていく必要がある。

以下、振動源の対策、伝播経路の対策、建造物や施設での対策につき、その概要を記述する。

A. 振動源の対策

振動源に対する振動軽減対策としては、自動車自身と道路構造が対象となる。自動車自身および道路構造に対して考えられる対策としては、次のような対策が考えられる。

(1) 自動車に対する対策

i) 車輛構造の改良

ii) 交通規制（速度制限、積荷制限、大型車規制および通行区分指定）

(2) 道路構造の対策

i) 路面の平坦化（亀裂凹凸段差の除去）

ii) 舗装構造（剛性、厚さ）の改善

iii) 路床部の地盤改良

(3) 高架橋に対する対策

i) 路面およびエキスパンション部の不陸、段差の除去

ii) 橋桁、橋脚および基礎工の剛性増加

B. 伝播経路の対策

(1) 距離減衰を期待する対策（環境施設帯の設置）

(2) 地中防振壁

C. 建造物や施設の対策

振動をうける沿道の建造物や施設に対しては次の対策が考えられる。

(1) 老朽化したものを更新する。

(2) 基礎を堅固にする。

(3) 鉄筋コンクリート造を採用する。

(4) 斜材や壁構造に留意する。

(5) 施設の支持方式を工夫する。

道路交通振動の軽減対策としては現在の所上記の各方法が考えられるが、本研究ではこれらの対策のうち、振動源の対策として舗装構造（舗装厚、舗装剛性）の改善を、また、伝播経路上での対策として地中防振壁の設置を取上げ、軽減効果に関する調査を実施している。

本年度は第2阪和国道（国道26号線）の舗装構造を改善した地点において、重錘落下試験、試験車走行試験による振動測定調査を実施した。また、中部地方建設局が実施した国道302号線（名古屋市、舗装構造の改善）における振動軽減対策に関して共同調査を行った。

以下に第2阪和国道での調査結果と国道302号線での調査結果を報告する。

4. 調査結果

4.1 第二阪和国道における振動測定調査

本調査は昭和53年度に振動源の対策として図-1に示すよう3種類の舗装を施工して振動測定した調査地点において、振動源による軽減対策効果の経年変化と調査するため、昨年と同一加振で地盤振動を測定した。舗装構成としては、標準舗装($\sigma=0.72$)のA測線と剛性を高めたB舗装($\sigma=1.44$)、C舗装($\sigma=1.05$)の3種類である。加振方法は、重錘落下試験(落下高さ0.5m, 1.0m)と20ton大型ダンプロックを用いて走行試験(速度40~60km/hの満車時)の2種類とし、走行試験では、人工段差を設置した場合についても測定した。地盤振動の測定は、昨年と同一測定点について公害用振動レベル計により測定を行ない、また試験車走行では、車体のバネ上、バネ下振動についても測定した。

試験車走行試験による測定結果をもとに振動軽減効果を図-2と図-3に示す。図-2は前回の調査結果と今回の調査結果を各測線ごとに比較したもので、A測線、B測線は前回調査結果とほぼ同様な軽減効果があり、当地点においては、経年による軽減効果の変化は小さい。一方、C測線においては前回により2~5dB程度大きくなっているが、これは試験車走行に先立ち暗振動を測定した際C測線の暗振動が他の測線に比して大きかったためと思われる。図-3は、図-2において前回と今回の結果の差をとったものであり、十側が前回に対する今回の減衰量、一側が増加量を示している。

重錘落下試験による結果も試験車走行試験結果と同様に軽減効果があり、経年による軽減効果の変化はわずかである。また、各測線の周波数成分も前回と同様な結果であった。

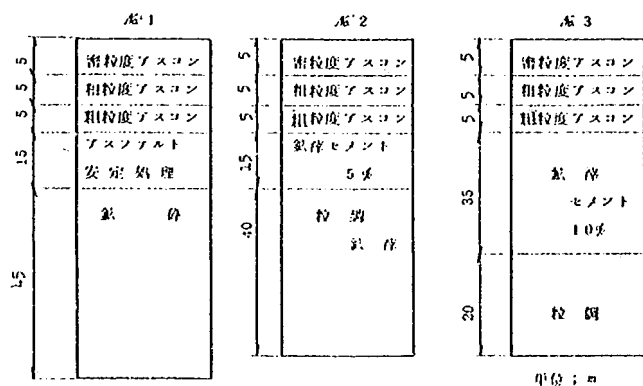


図-1 第二阪和国道舗装構成

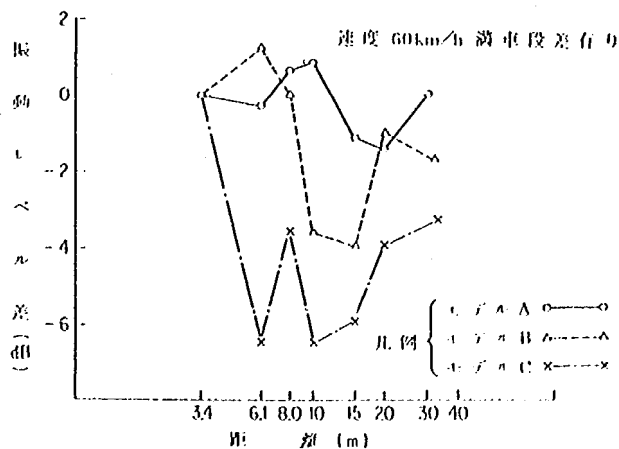


図-3 初年度と今回調査結果の振動レベル差の相対量

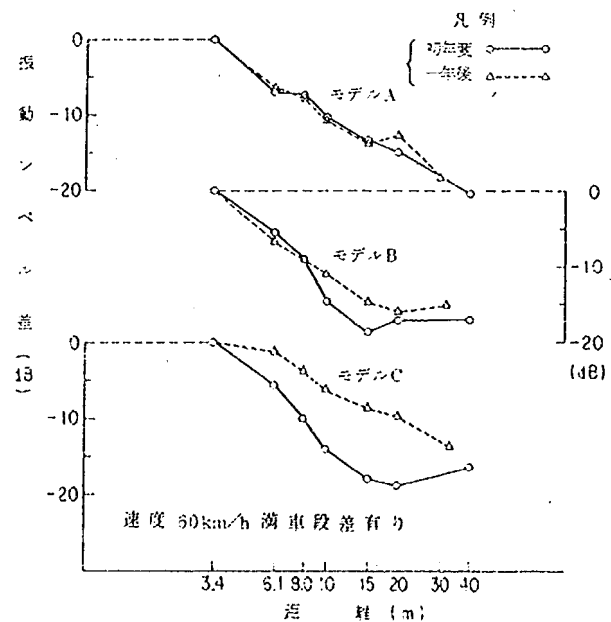


図-2 振動レベル差の距離減衰の比較

4.2 国道302号線における振動測定調査

本調査は中部地方建設局により実施されたものであり、試験舗装の施工は愛知県道工事事務所が行い、また測定調査は中部技術事務所が実施した。

本調査は供用開始直前の一般国道において、図-4に示す7種類の舗装を施工して舗装構成による振動軽減効果を比較検討した。7種類の舗装構成は設計CBRが2種類に分かれており、No.1はCBR12の標準舗装、No.2はNo.1に対し基層を厚くした舗装、No.3はNo.1に対し路盤剛性を高めた舗装、No.4はCBR8の標準舗装、No.5はNo.4に対し路盤剛性を高めた舗装、No.6はNo.4に対し路盤剛性を高めた舗装、No.7はCBR12で表層にスチールファイバーコンクリートを使用した舗装で、表-1に各舗装の諸特性を表わす。加振方法は試験車走行試験で、20t大型ダンプトラックを用いて速度40～60km/hの満車時と空車時の2種類について走行させた。同時に人工段差を設置した場合についても測定した。地盤振動の測定は、道路端および道路直角方向の40m付近までの測定点について公害用振動レベル計により測定を行なった。また、車体のバネ上、バネ下振動についても測定した。

図-4 国道302号 舗装構成

No. 1			No. 2			No. 3			No. 4			No. 5			No. 6			No. 7		
上	表層	底層	上	表層	底層	上	表層	底層	上	表層	底層	上	表層	底層	上	表層	底層	上	表層	底層
○	アスファルト	アスファルト	○	アスファルト	アスファルト	○	アスファルト	アスファルト	○	アスファルト	アスファルト	○	アスファルト	アスファルト	○	アスファルト	アスファルト	○	スチールファイバーコンクリート	スチールファイバーコンクリート
○	アスファルト	アスファルト	○	アスファルト	アスファルト	○	アスファルト	アスファルト	○	アスファルト	アスファルト	○	アスファルト	アスファルト	○	アスファルト	アスファルト	○	スチールファイバーコンクリート	スチールファイバーコンクリート
○	アスファルト	アスファルト	○	アスファルト	アスファルト	○	アスファルト	アスファルト	○	アスファルト	アスファルト	○	アスファルト	アスファルト	○	アスファルト	アスファルト	○	スチールファイバーコンクリート	スチールファイバーコンクリート
○	アスファルト	アスファルト	○	アスファルト	アスファルト	○	アスファルト	アスファルト	○	アスファルト	アスファルト	○	アスファルト	アスファルト	○	アスファルト	アスファルト	○	スチールファイバーコンクリート	スチールファイバーコンクリート
CBR 12 TA 3025			CBR 12 TA 34			CBR 12 TA 4025			CBR 8 TA 34			CBR 8 TA 36			CBR 8 TA 405			CBR 12 TA 375		

表-1 舗装特性

	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7
路面70フィート の(mm)	0.72	0.74	1.01	0.72	0.27	0.74	1.71
弾性 係数(1/mm)	0.23	0.20	0.26	0.15	0.16	0.20	0.03

図-5と図-6は振動レベルピーク値の距離減衰を示したもので、図-5はCBR12で図-6はCBR8の結果である。図-4に示しているTA値と振動軽減効果の相関に関しては、2つの図から明確な傾向が得られないが、CBR12の値がCBR8に比べ5～10dB程度低い値を示した。図-7は7種類の舗装の振動レベルピーク値の距離減衰を比較したもので、CBR12がCBR8に比べ全体的に大きい減衰傾向をみせている。

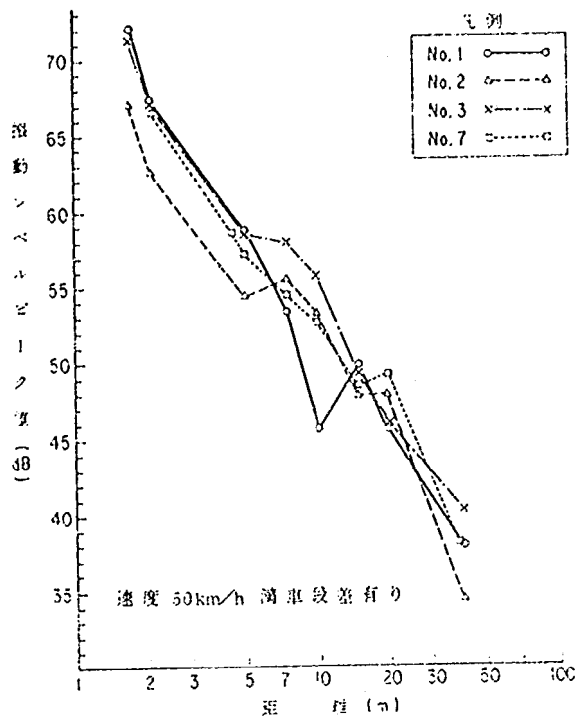


図5 振動レベル値の距離減衰 (CBR=12)

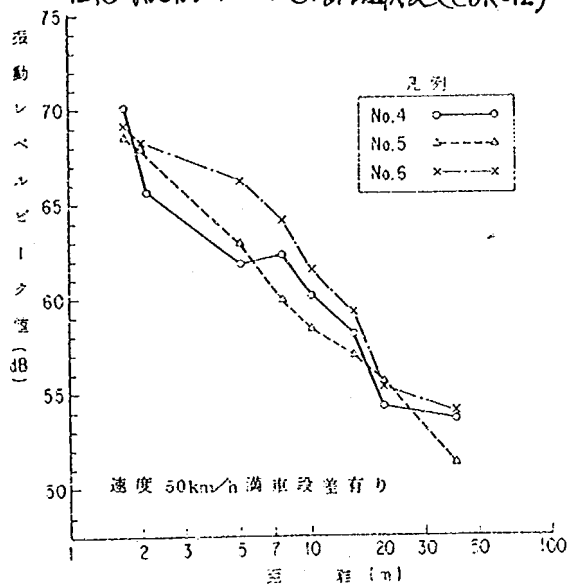


図6 振動レベル値の距離減衰 (CBR=8)

5. 今後の問題点

本調査は次年度が最終年度であるが、次年度はこれまでの調査成果に基づいて、現地における振動測定調査を維持するとともに、現地調査でカバーできない点を補うための地盤の応答解析を実施し、道路交通振動の軽減対策に関する最終的なとりまとめを行う予定である。

あとがき

本調査を実施するに際して、近畿地方建設局本局、同浪速国道工事事務所、同近畿技術事務所および中部地方建設局本局、同愛知国道工事事務所、同中部技術事務所の協力を得た。ここに厚く御礼申上げる。

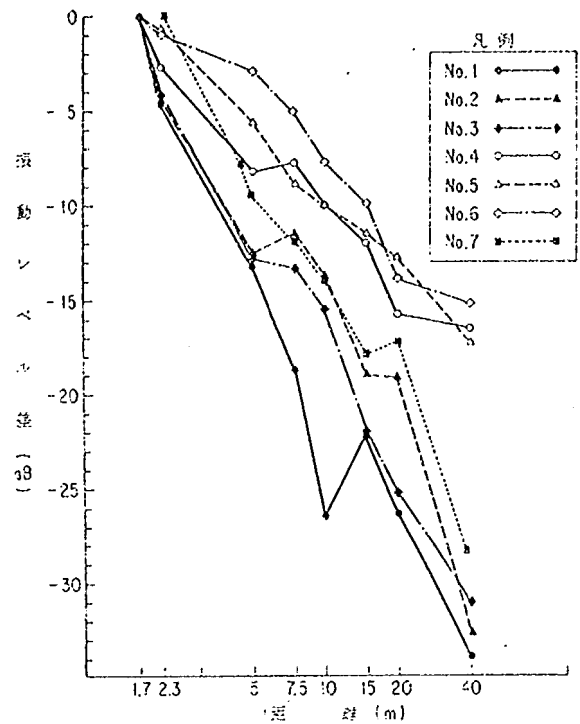


図7 振動レベル差の距離減衰

(速度 50km/h 満車段差有り)

(10) ダムの耐震設計法に関する調査

—— ダムの強震観測調査 ——

振動研究室	室 長	岩崎敏男
"	主任研究員	川島一房
"		高木義和
"		相沢 興

1. まえがき

土木研究所では、昭和32年度に近畿地方建設局管内の猿谷ダムに最初の強震計が設置されて以後、ダム構造物およびその近傍地盤上に対する強震観測網の整備と、その維持点検を継続し、正常な観測網の確保を図ると共に、地方建設局、関係公団、地方庁などの諸機関における強震観測をも合わせ、ダム施設関係の強震記録の収集を行なってきた。また、観測された強震記録のうち主なものに対しては、数値化を行ない、加速度の大きさ、波形の周期特性等の解析を実施している。本年度は、6成分の記録の数値化、3成分の記録の公開、およびSHAC型強震計11地点、電磁式強震計15地点について、それぞれ計器の定期点検補正を実施した。

2. 調査目的

ダムおよびその近傍地盤の強震観測を行なうことにより、ダムの地震応答を究明し、さらには地震動そのものを実測資料に基づいて評価する。これによって、ダムの耐震設計基準の合理化に資することを目的とする。

3. 調査方法

強震観測の実施と観測網の整備、強震計の点検補正、強震記録の数値化、強震記録の解析により、上記の研究を進める。

4. 調査結果

4-1. ダムの強震観測網の現状

ダムおよびその関連施設の強震観測計設置状況を図-1、表-1に示す。強震計を機種別にみると、SHAC型強震計の設置箇所および台数は、それぞれ14箇所、29台、電磁式強震計は、21箇所、185成分である。本年度の新設分は表-1に*印で示すように、SHAC型2地点（3台）、電磁式2地点（18成分）であり、その他に△印の3観測点において計5台（SHAC型）の増設があった。

4-2. 強震計の定期点検補正

本年度は、SMAC型強震計11地点17台、電磁式強震計15地点の定期点検補正を実施した。これによりダムに設置された強震計の正常な観測体制がある程度保持された。

4-3. 樽水ダム（1978年宮城県沖地震）の強震記録の解析

1978年宮城県沖地震により樽水ダム（ヤビコア型フィルダム）のギャラリーの中で観測された記録を用い、記録の読取精度を考慮して0.2~12.0Hzの範囲で計器補正して速度および変位を計算すると図-5のようになる。変位の最大値は14.3cm（ダム軸方向）、1.4cm（上下方向）、2.8cm（ダム軸直角方向）となる。

4-4. 強震記録の数値化および公開

本年度は、1979年3月に鶴田ダムで得られた記録6成分の数値化を行った。また、強震記録の体系的な利用を図るため本年度とりまとめた「土木構造物における加速度強震記録（No.4）」（土木研究所報第35号）に横山ダムの記録3成分を収録した。

5. 今後の問題点

SMAC型、電磁式強震計とも設置場所の排水性に起因して、機械に水分が含まれる等の故障が多い。今後、湿気に強い強震計の開発および、既存の強震計の防湿化を図るとともに一部については更新が必要とされる。

表-1. ダムに対する強震計設置状況一覧表（昭和55年3月31日）

SMAC型強震計設置一覧表（ダム関係）										電磁式強震計設置一覧表（ダム関係）									
No.	観測所名	SMACの型式	台数	ダムの型式	設置場所	県名	維持管理	設置年		No.	観測所名	成分数	ダムの型式	県名	維持管理	設置年			
601	宮牧ダム	B2	1	A	堤体	宮山	県 宮牧ダム管理所	36-8	5601	鶴田ダム	6	A	岩手	東北地建鶴田ダム管理所		40			
602	横山ダム	B2・Q	2	Q	1)地盤・堤体 (2)	岐阜	横山ダム	37-7 54-11	5602	皆瀬ダム	6	F	秋田	秋田県皆瀬ダム管理事務所		38			
603	狭谷ダム	A	1	Q	地盤	奈良	狭谷ダム	33-3	5603	鳴子ダム	10	A	宮城	東北地建鳴子ダム管理所		48			
604	大ヶ瀬ダム	B2	1	A	堤体	京都	大ヶ瀬ダム	39-8	5604	川俣ダム	13	A	栃木	関東地建川俣ダム管理所		49			
605	堀花ダム	B2・D	2	A	地盤・堤体	長野	堀花ダム	44-12	5605	室牧ダム	9	A	富山	富山県室牧ダム管理事務所		36			
606	鶴田ダム	D	2	Q		岐阜	鶴田ダム	43-12	5606	横山ダム	12	H	岐阜	中部地建横山ダム管理所		37			
607	樽水ダム	B2	2	F	堤体（頂・趾）	宮城	樽水ダム	50-12	5607	大ヶ瀬ダム	12	A	京都	近畿地建大ヶ瀬ダム管理支所		39			
608	大石ダム		3	Q	地盤・堤体 （頂・趾）	新潟	大石ダム工事事務所	48-10 54-4	5608	狭谷ダム	5	Q	奈良	近畿地建狭谷ダム管理所		32			
609	三保ダム	Q	2	F	地盤・堤体	神奈川	三保ダム	49-5 54-4	5609	四十四田ダム	12	Q・F	岩手	東北地建四十四田ダム管理所		42			
610	小沢ダム	D	2	A	地盤・堤体	長野	小沢ダム管理所	43-12	5610	犀川ダム	10	Q	石川	石川県犀川ダム管理事務所		43			
611	久名川ダム	B2	2	A	堤体（頂・趾）	福井	久名川ダム工事事務所	52-3	5611	矢作ダム	13	H	愛知	中部地建矢作ダム管理所		45			
612	大川ダム	Q	1	Q	地盤	福島	阿賀川工事事務所	54-2	5612	釜戸ダム	6	Q	宮城	東北地建釜戸ダム管理所		45			
613	白川ダム	Q	2	F	本体（趾・頂）	山形	白川ダム工事事務所	54-12	5613	郡ダム（地中）	9	F	千葉	千葉県関免庁		48			
1102	寺内ダム	B2	2	F	堤体・ギャラ	福岡	水俣湖開発公団	52-3	5614	松原・下釜ダム	8	A	大分	九州地建松原下釜ダム管理所		46			
									6401	阿木川ダム	3	F	岐阜	水俣湖開発公団		47			
									5615	藤原ダム	3	A	群馬	藤原ダム管理所		48.3			
	A:ゲート								5617	白川ダム	6	F	山形	白川ダム工事事務所		54.12			
	H:水平力								6304	豊平峡ダム	12	A	北海道	北海道開発局		47.9			
	F:ツイル								6305	大宮ダム	15	F				49.11			
	H:中空垂力								6306	森川ダム	12	F				54.11			

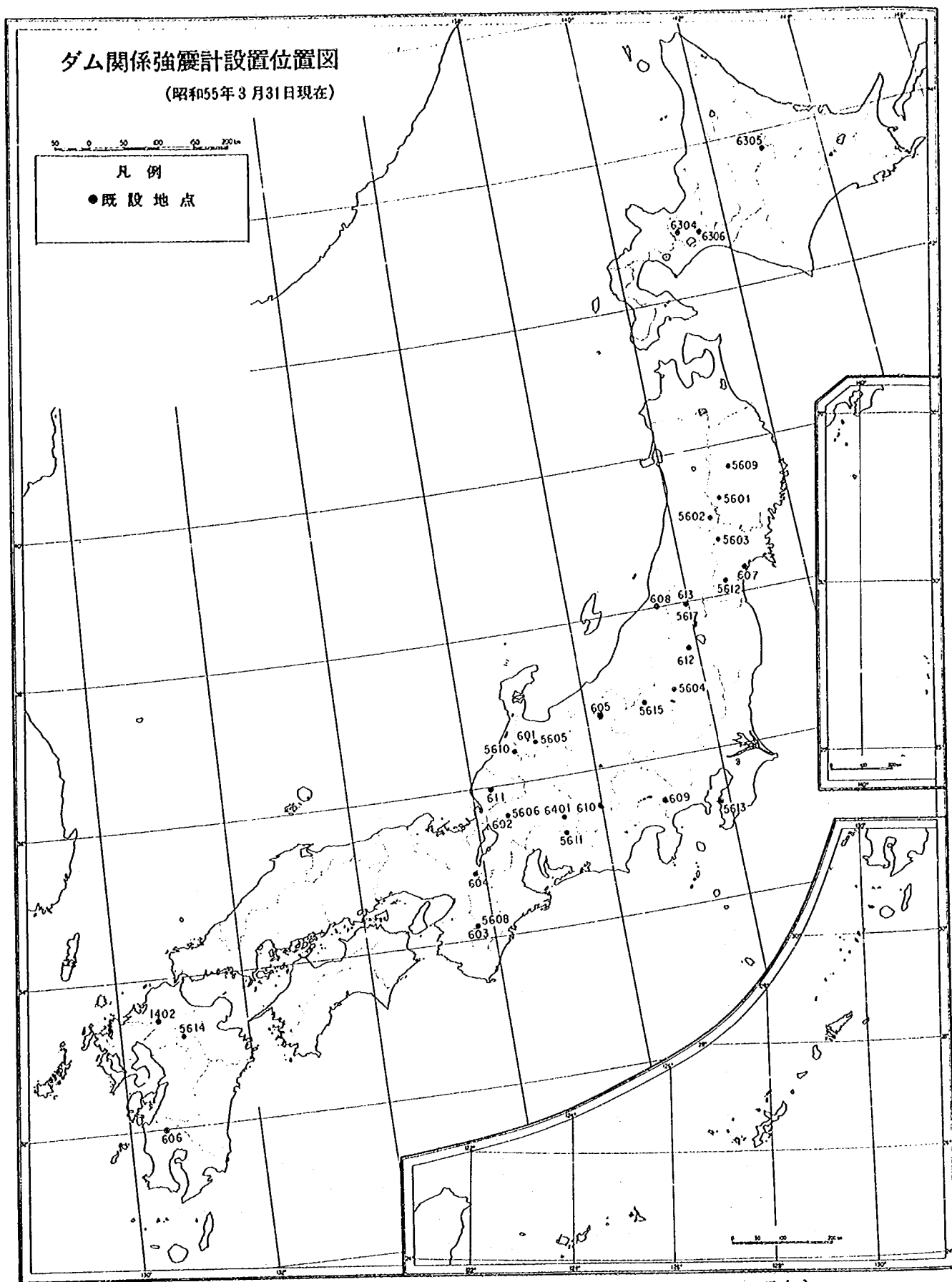
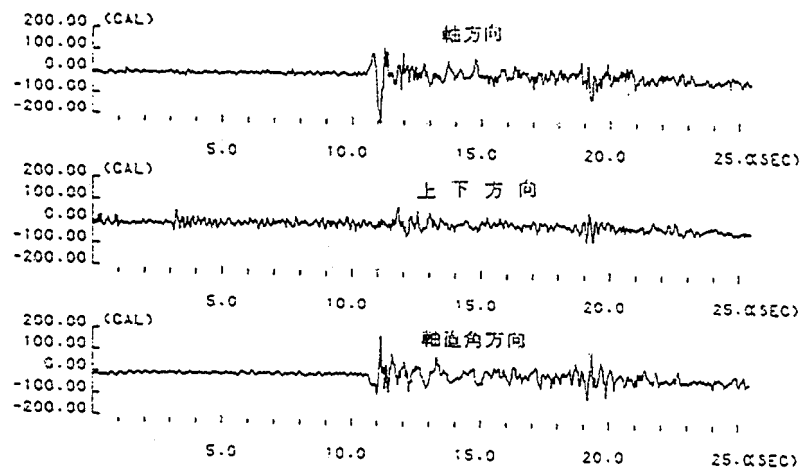
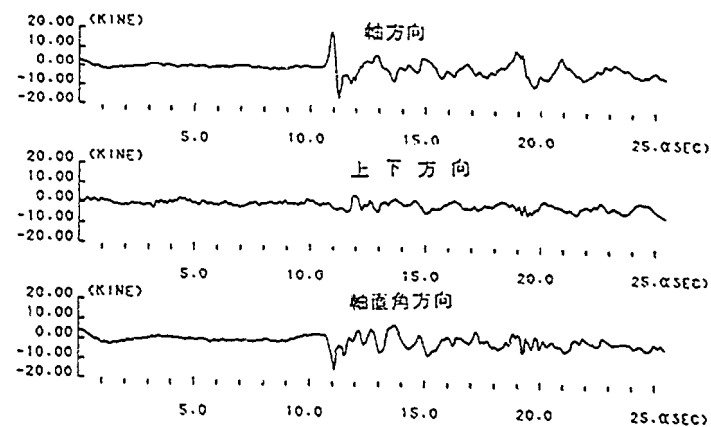


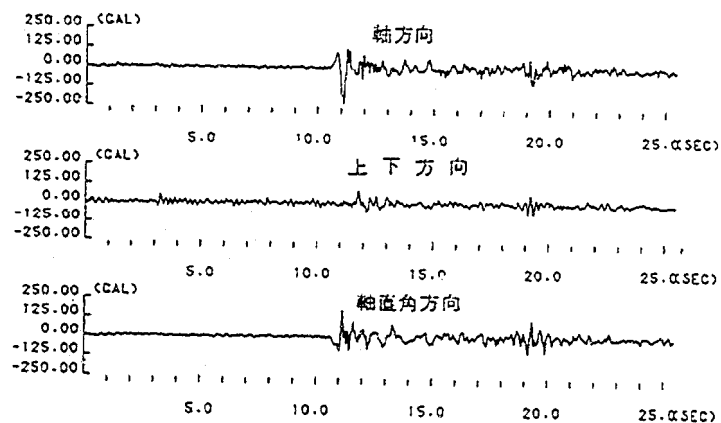
図-1 ダムに対する 強震計設置位置状況図 (昭和55年3月31日現在)



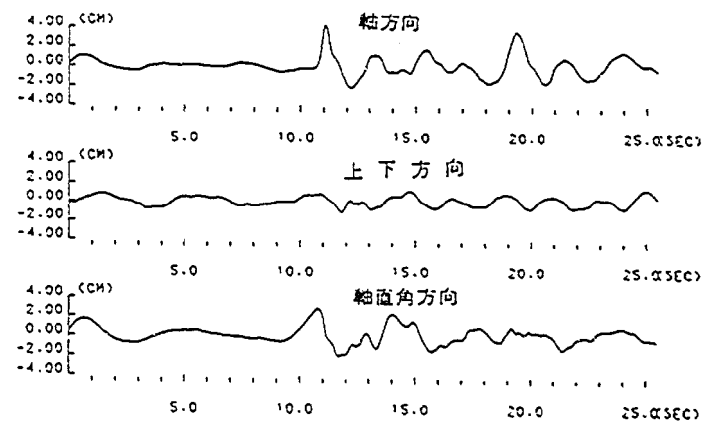
(a) 原加速度波形



(c) 速度波形



(b) 補正後(0.2~12.0Hz)の加速度波形



(d) 変位波形

図-2. 樽水ダム(1979年宮城県沖地震)の加速度記録とこれに読取精度を考慮した計器補正を加えて求めた加速度、速度、変位。

(1) 明石海峡大橋の設計地震入力に関する調査試験

振動研究室 岩 崎 敏 男
川 島 一 彦
高 木 義 和
相 沢 興

1 ま え が き

明石海峡大橋の耐震性を地震応答解析により検証するためには、同橋架橋地点周辺の地震発生に関する資料を確率統計的に処理し、架橋地点で想定する地震動入力の強度を適切に求める必要がある。地震動の強度は震源近くで大きく、震源から離れるに従って低下することはよく知られており、上記手法により架橋地点の地震動強度を求めるためには、地震動の距離減衰特性を正しく評価する必要がある。

本年度は、架橋地点周辺における地震動の距離減衰特性を検討するために、近畿、中国、四国地方の既存の強震記録を中心とし、各地震ごとの加速度減衰曲線を相互に比較し、減衰特性の特徴を調査した。

また、架橋地点に発生した1979年4月9日の地震（マグニチュード $M=4.9$ ）により大三島で観測された強震記録の解析を行った。

2 調 査 目 的

明石海峡大橋周辺の既往の地震発生状況ならびに強震観測等による地震動の特性に基づき、架橋地点周辺で期待される地震動強度を合理的に算出し得る手法を開発することを目的とする。

表 8-4-1 加速度の距離減衰特性の検討で対象とした強震記録

地震整理No	発生年月日時分	震 源 域	マグニ チュード	余震域の中心位置		備 考
				北 緯	東 経	
EA-2	1965. 4.20, 8:42	駿 河 湾	6.1	34° 53'	138° 18'	
EA-12	1968. 4. 1, 9:42	日 向 灘	7.5	*32° 20'	*132° 35'	
EA-20	1968. 7. 1, 19:45	埼玉県中央部	6.1	35° 59'	139° 26'	
EA-21	1968. 7. 5, 20:28	宮 城 県 沖	6.4	38° 26'	142° 13'	
EA-22	1968. 8. 6, 1:17	愛 媛 県 西 岸	6.6	*33° 20'	*132° 23'	
EA-28	1969. 9. 9, 14:15	岐阜県中央部	6.6	*35° 46'	*137° 06'	
EA-33	1970. 7.26, 7:41	宮 城 県 沖	6.7	*32° 08'	*131° 56'	
EA-35	1970. 9.14, 18:45	宮 城 県 沖	6.2	*38° 42'	*142° 18'	
EA-36	1970.10.16, 14:26	秋田県南東部	6.2	*33° 28'	*140° 45'	
EA-37	1971. 1. 5, 6:09	愛知県南岸沖	6.1	34° 26'	137° 10'	
EA-43	1972. 2.29, 18:23	八 丈 島 東 岸	7.1	*33° 28'	*141° 45'	
EA-44	1972. 3.20, 0:58	青森県東岸沖	6.4	40° 51'	142° 00'	
EA-48	1972.12. 4, 19:16	八 丈 島 東 岸	7.2	*33° 20'	*140° 40'	
EA-53	1973.11.19, 22:02	宮 城 県 沖	6.4	38° 53'	142° 09'	
EA-57	1974. 5. 9, 8:33	伊 豆 半 島 沖	6.9	*34° 35'	*138° 50'	
EA-63	1978. 1.14, 12:24	伊豆大島近海	7.2	*34° 46'	*139° 03'	
EA-64	1978. 2.20, 13:37	宮 城 県 沖	6.7	*38° 45'	*142° 02'	
EA-65	1978. 6.12, 17:14	宮 城 県 沖	7.4	*38° 27'	*142° 00'	

(注) *は余震域の中心位置を、*のないものは震源位置を表わす。

3 調 査 方 法

- (1) 架橋地点周辺で得られた強震記録の解析から、架橋地点での地震動に及ぼす地形・地盤条件の影響を検討する。
- (2) 既往の強震記録の解析から地震動の強度、継続時間、周期特性等耐震設計に重要な項目を検討する。
- (3) 架橋地点周辺の地震発生状況から、確率統計的な手法により地震動強度を求める手法を開発する。
- (4) 上記(1)、(2)、(3)を総合して、架橋地点周辺の地震動特性を求める。

なお、今年度は上記のうち、(1)および(2)を検討した。

4 調 査 結 果

4-1 地震動の距離減衰特性

地震動の距離減衰特性を検討したのは表8-4-1に示す18回の地震による加速度強震記録である。これらの地震記録は、(i)1回の地震により比較的多数地点で強震記録が得られていること、(ii)マグニチュードがおおむね同一の地震による距離減衰特性を相互に比較することができること、等の条件を考慮して選定したものである。

これらの18回の地震に対して、距離減衰特性を示すと図8-4-1～図8-4-8のようになる。ここで、図8-4-1～図8-4-3は単一の地震による距離減衰を、また、図8-4-4～図8-4-8はマグニチュードがおおむね同程度の地震どうしの距離減衰をそれぞれ示している。また、図中には、301成分の強震記録の統計解析から求められた次式による最大加速度の距離減衰曲線も比較のため示されている。

$$A_{\max} = \left\{ \begin{array}{ll} 4.60 \times 10^{0.208M} \times (\Delta + 10)^{-0.686} & \text{(第1種地盤)} \\ 12.8 \times 10^{0.432M} \times (\Delta + 10)^{-1.12} & \text{(第4種地盤)} \end{array} \right\} \dots\dots(1)$$

ここで、

$A_{\max}$: 水平2成分のうちの大きい方の最大加速度〔gal〕

Δ : 震央距離〔Km〕

M : マグニチュード

以上の結果より、距離減衰特性に関して次のような点を指摘することができる。

(1) 距離減衰特性を同一規模（マグニチュード）の地震ごとと比較すると、おおむね同程度となる場合と非常に異なる場合の２種類に分けることができる。

(2) (i)式による最大加速度の推定式は、いずれの場合にも比較的よく実測の最大加速度と一致する。しかしながら、両者を詳細に比較すると次の２点が指摘できる。(i)震央距離がおおよそ200Km以上の遠距離領域では、(i)式は加速度値を大きめに評価する傾向がある。(ii)(i)式による距離減衰性は実測記録による距離減衰性を小さめに評価している。これと同様な現象は図8-4-9に示す1978年宮城県沖地震による強震記録の場合にも認めることができる。すなわち、この場合には、断層中心から約170 Km の範囲の強震記録から距離減衰特性を求めると

$$A_{max} = 5.62 \times 10^{-0.00458\Delta} \quad \dots\dots\dots (2)$$

となる。一方、断層中心から400 Kmの範囲の強震記録から距離減衰特性を求めると

$$A_{max} = 4.00 \times 10^{-0.00340\Delta} \quad \dots\dots\dots (3)$$

となり、明らかに距離減衰特性は(2)式の方が(3)式よりも大きい。

このように、(i)式による加速度推定式が個々の地震により観測された強震記録の距離減衰特性を充分近似し得ない理由としては次のような点を挙げるることができる。

(i) 地震動強度の距離減衰は、基本的には震源域から観測地点までの伝播に伴う波動エネルギーの分散と途中経路における減衰によると考えられる。震源域から射出された波動は、地盤条件、地形条件の変化点に出会う度に反射と屈折、透過を繰り返すと考えられるが、こうした過程を通して伝播していく中で、耐震設計上重要とされる震源域から100 Km 程度の範囲内（マグニチュード $M = 7 \sim 8$ の地震の場合）における伝播特性と、それよりはるかに離れた地点の伝播特性が異なるのではないかと考えられる。既往の強震記録には、大規模な地震による震源域近くでの記録が少ないため、小～中地震による遠～中距離の記録をもとに加速度の距離減衰特性を推定している点に今後の検討課題があると考えられる。

(ii) 地震動強度の距離減衰特性を推定するためには、距離の起点を設けなければならない。一般には震央がこのような起点に使われることが多く、(i)式も震央距離によって整理されている。しかしながら、震央（あるいは震源）は最初に破壊が生じた点を意味し、地震エネルギーが放出される断層面の範囲とは一義的な関係がない（一般には、震源は断層面の端に位置する場合が多いと言われている）。したがって、(i)式を求める際のように、多数の強震記録を震央距離で整理した場合には、ある時には地震エネルギーが射出された面からの距離を遠めに評価し、また、ある

時には反対に近めに評価する可能性がある。したがって、規模の大きい地震による震源域近くの強震記録が少ない現状では、(I)式はこのような小数の強震記録の影響を強く受けていると考えられる。今後、こうした点を検討していくことが必要とされる。

4-2 1979年4月9日の地震記録の解析

1979年4月9日に瀬戸内海中部（東経132°54′、北緯34°16′）を震源とするマグニチュード4.9、震源深さ約50 Kmの地震が発生し、多度津、呉、松山、福山で震度Ⅲ、高松、宇和島、広島、岡山で震度Ⅱを記録した。この地震により大三島の地盤上の強震計が作動し、図8-4-10に示す記録が得られた。

強震記録の読取精度を考慮して、0.2 Hz～12 Hzの範囲の振幅ならびに位相に対する補正を加え加速度応答倍率スペクトル β （ $h=0, 2, 5, 10, 20, 40\%$ ）を求めると図8-4-11のようになる。また、これより速度および変位を求めると図8-4-12および図8-4-13のようになる。これらの最大値をまとめると表8-4-2に示す通りである。

表8-4-2 大三島の強震記録の最大値（1979年4月9日 22時13分）

	単位	東西方向	南北方向	上下方向
最大加速度	gal	138.021	112.600	18.247
最大速度	kine	-2.854	-2.822	-0.455
最大変位	cm	-0.191	-0.238	-0.051

5 ま と め

今年度は、地震動加速度の距離減衰特性を1回の地震で比較的多数の強震記録が得られている18個の地震に対して個々に検討した。この結果、既往の距離減衰の推定法を改良するためには、震源域からの対象範囲のとり方、および、距離の起点のとり方に対し、今後検討を加える必要のある事がわかった。

また、1979年4月9日の瀬戸内海中部地震による大三島の強震記録を解析したが、同地区における強震記録の数が少ないことから、今後の強震観測の整備が必要とされよう。

参 考 文 献

- (1) 岩崎、川島、高木：1978年宮城県沖地震による地域別地震動強度の分布に関する調査報告、土木研究所資料、第1512号、建設省土木研究所、昭和54年6月
- (2) 建設省：昭和51年度総合技術開発プロジェクト耐震技術に関する研究開発総合報告書、土木研究所資料、第1250号、建設省土木研究所、昭和52年3月

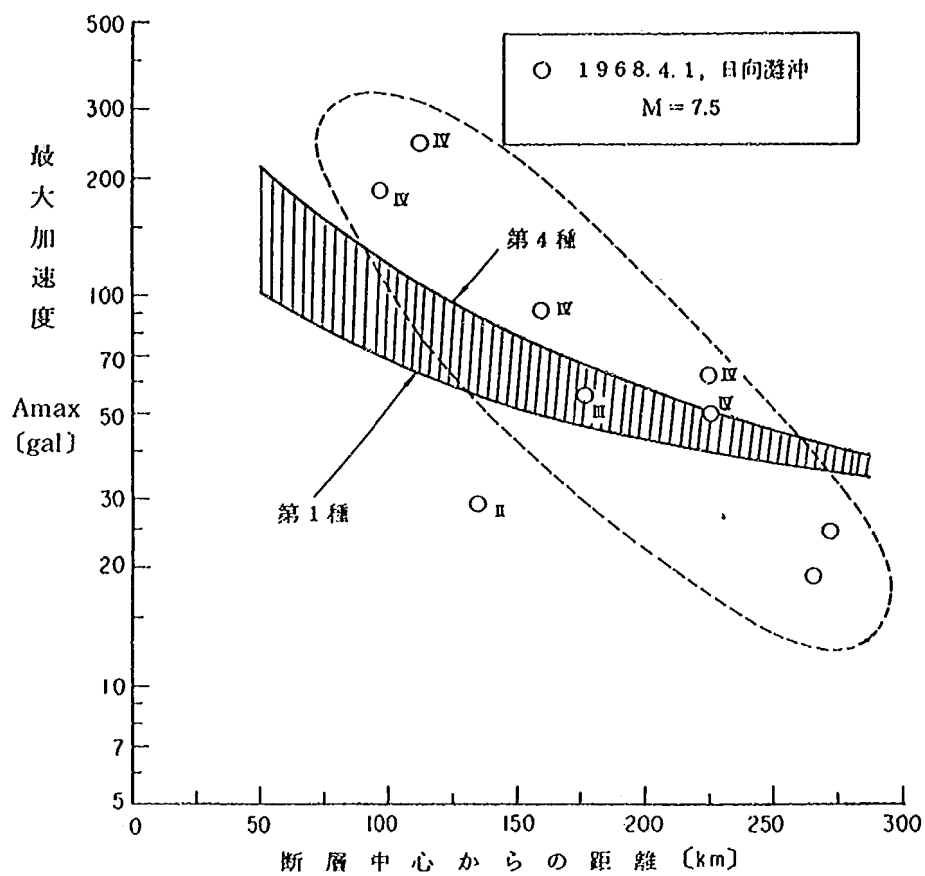


図8-4-1 距離減衰特性 (1968.4.1 日向灘沖地震)

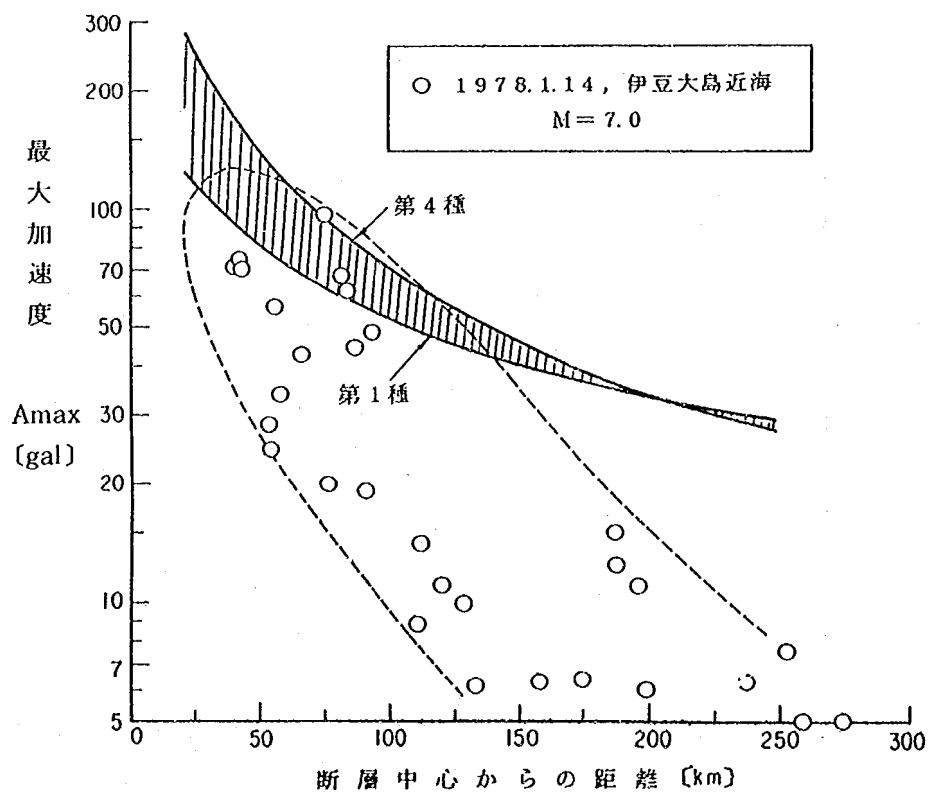


図8-4-2 距離減衰特性 (1978.1.14 伊豆大島近海地震)

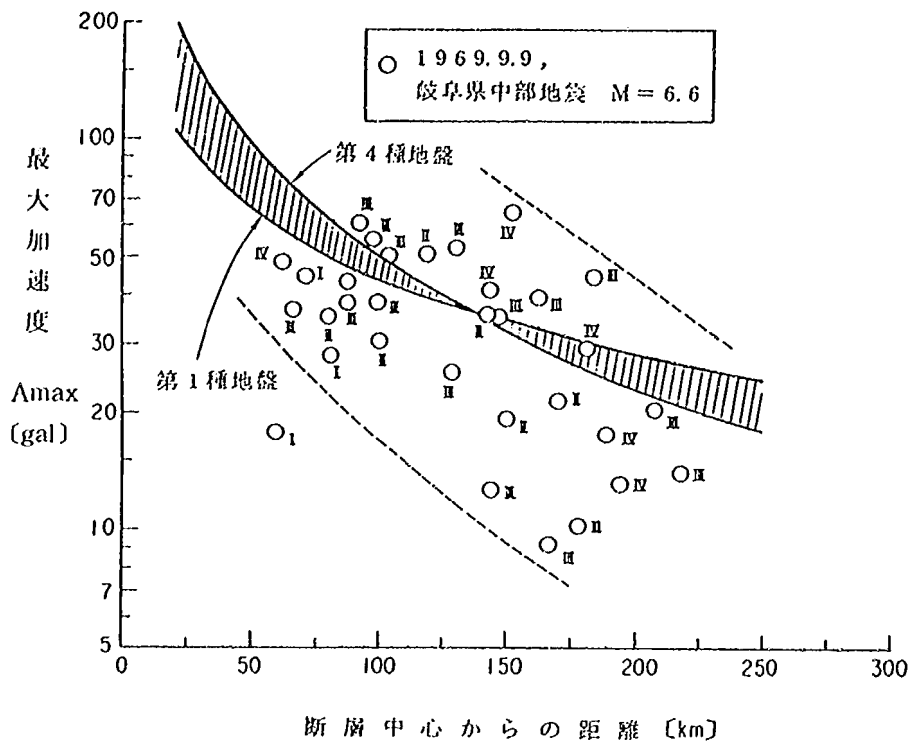


図8-4-3 距離減衰特性 (1969.9.9 岐阜県中部地震)

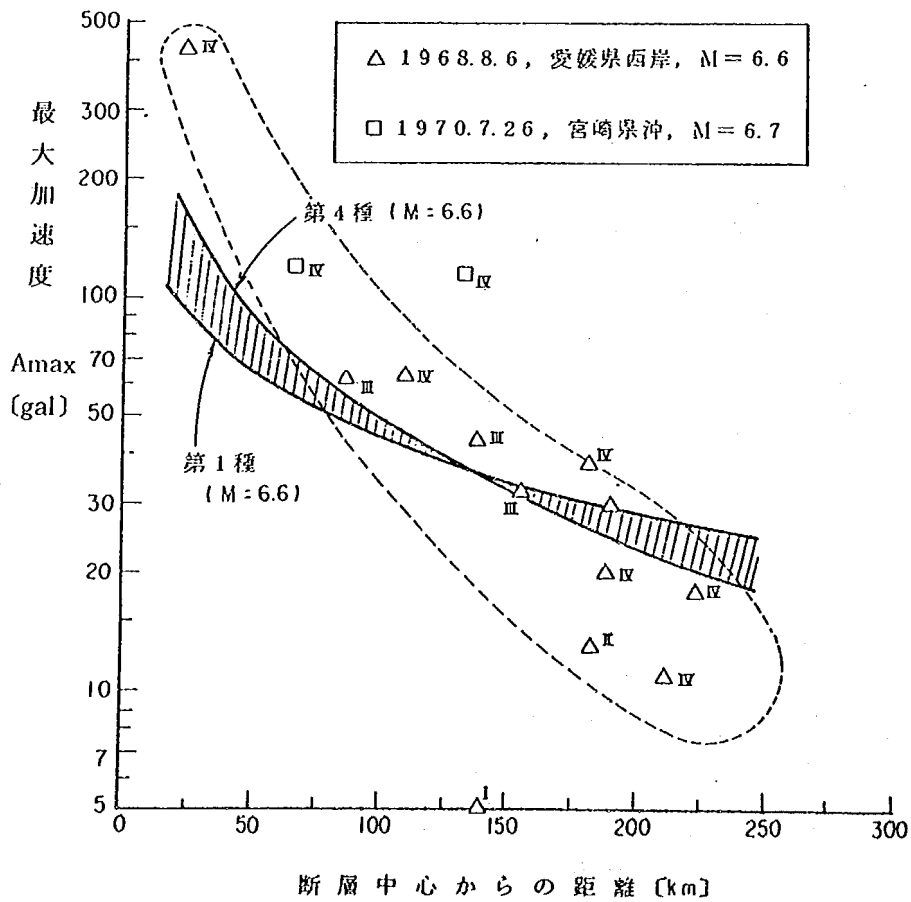


図8-4-4 距離減衰特性 (1968.8.6 愛媛県西岸の地震, 1970.7.26 宮城県沖の地震)

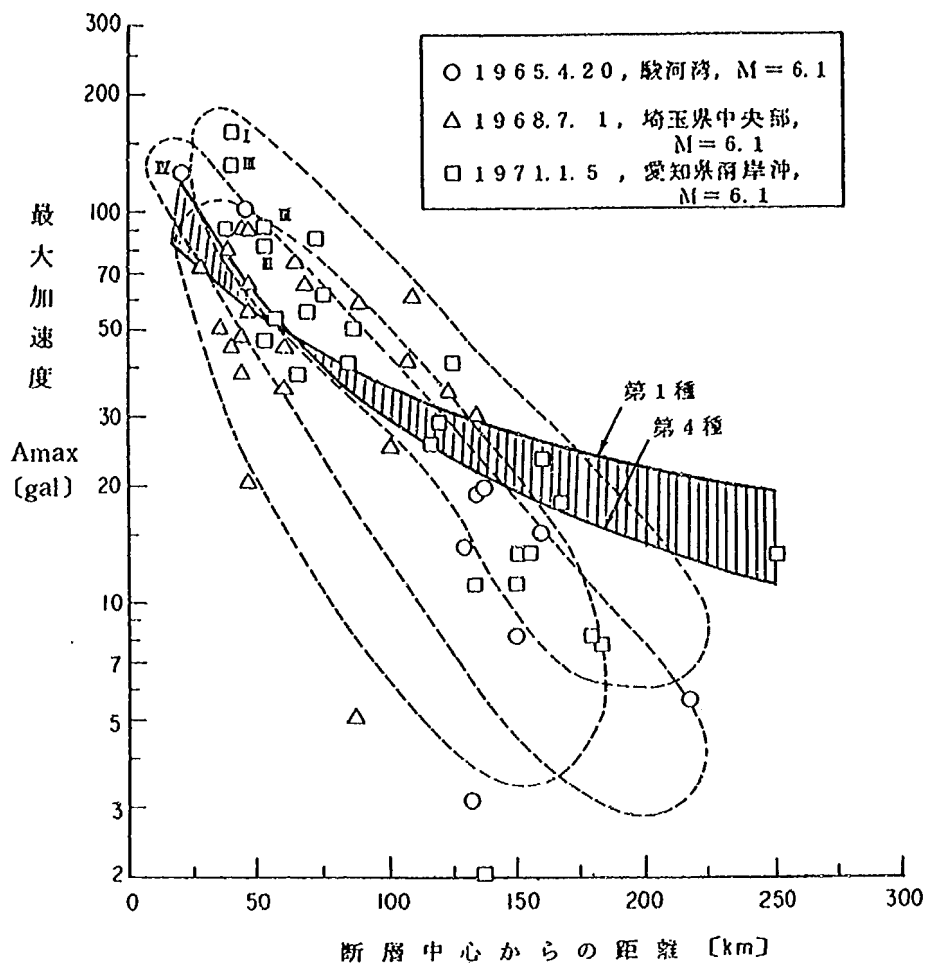


図8-4-5 距離減衰特性 (1965.4.20 駿河湾の地震, 1968.7.1 埼玉県中央部の地震, 1971.1.5 愛媛県南岸沖の地震)

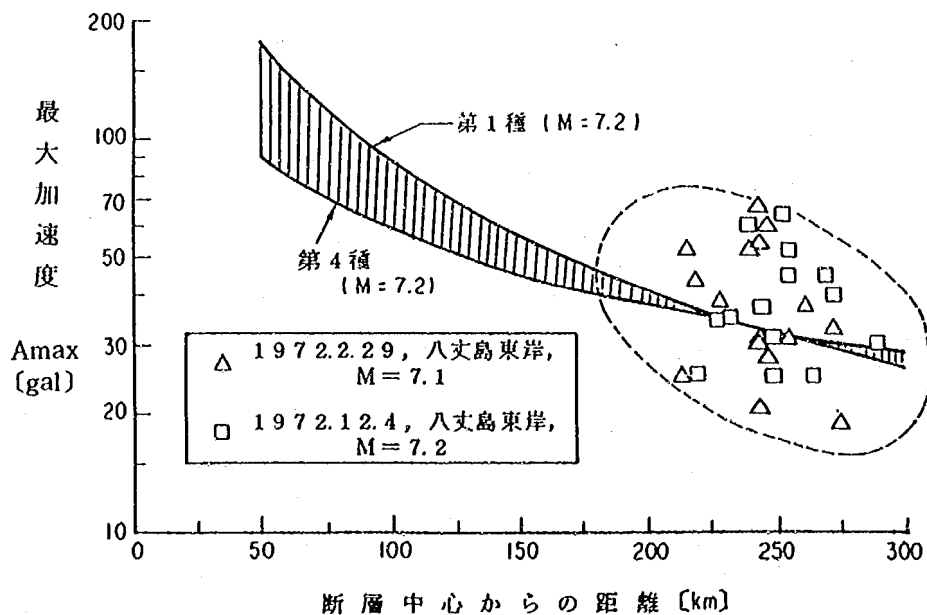


図8-4-6 距離減衰特性 (1972.2.29 八丈島東方の地震, 1972.12.4 八丈島東方の地震)

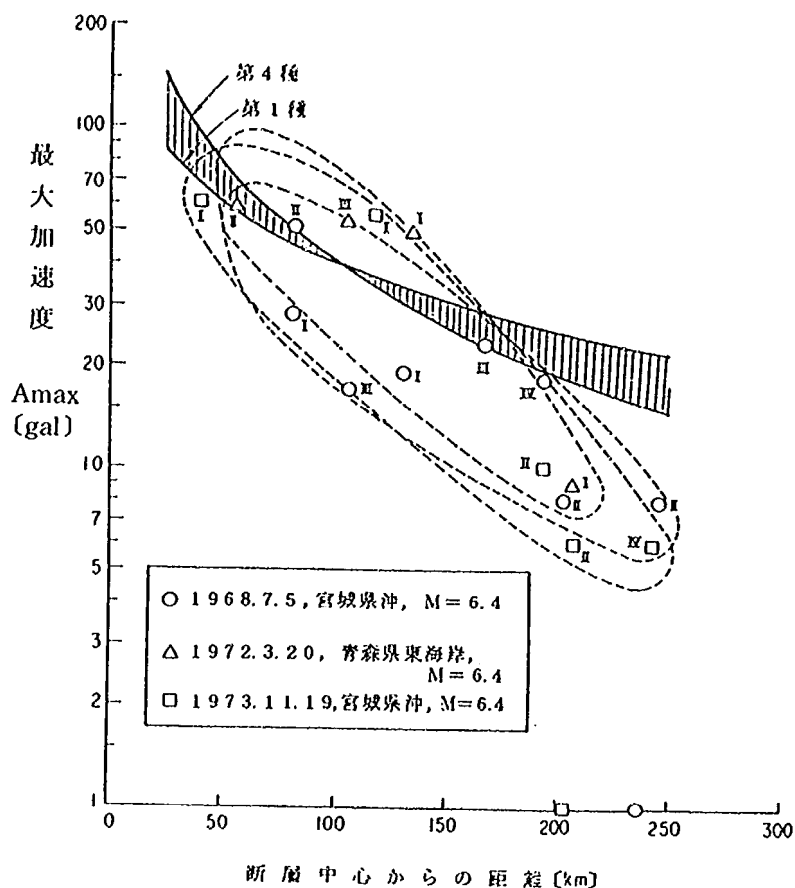


図8-4-7 距離減衰特性 (1968.7.5 宮城県沖の地震, 1972.3.20 青森県東海岸の地震, 1973.11.19 宮城県沖の地震)

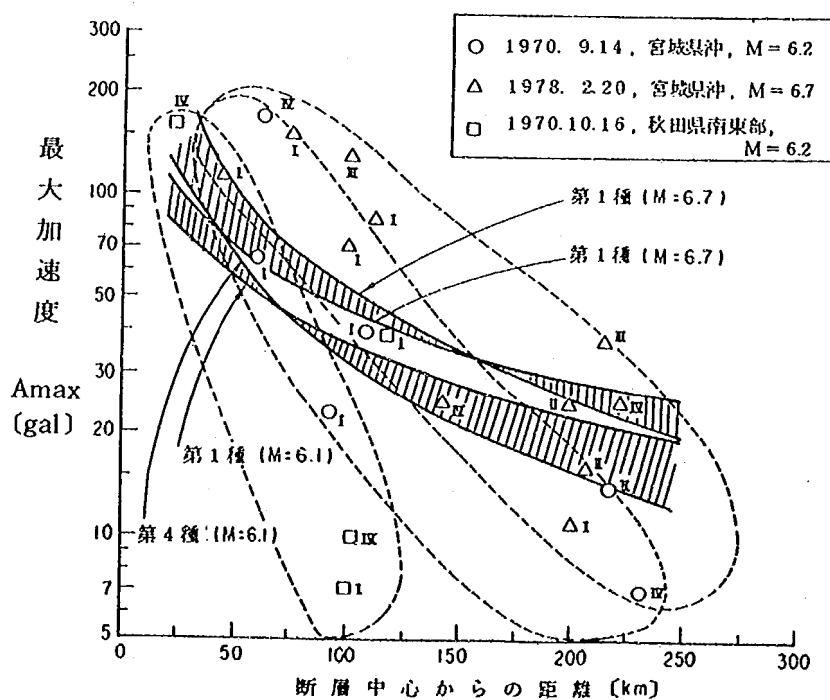


図8-4-8 距離減衰特性 (1970.9.14 宮城県沖の地震, 1978.2.20 宮城県沖の地震, 1970.10.16 秋田県南東部の地震)

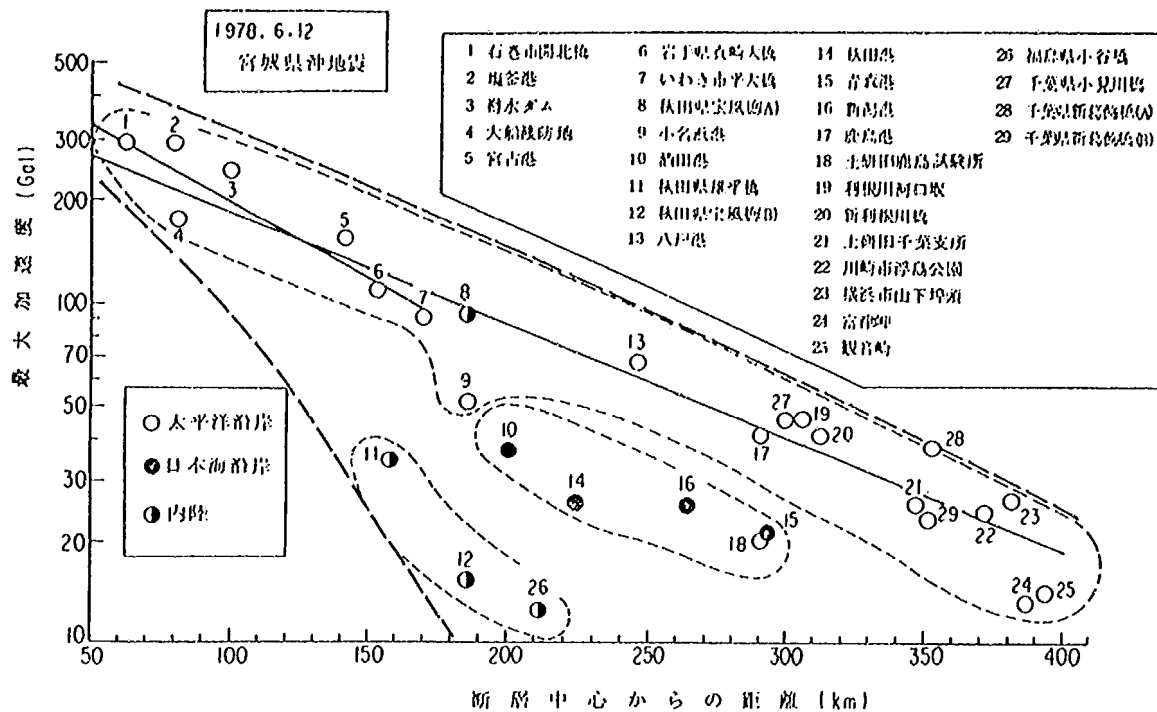


図8-4-9 地域別に分類した最大加速度 A_{max} ~ 断層中心からの距離 L の関係
(1978年6月宮城県沖地震)

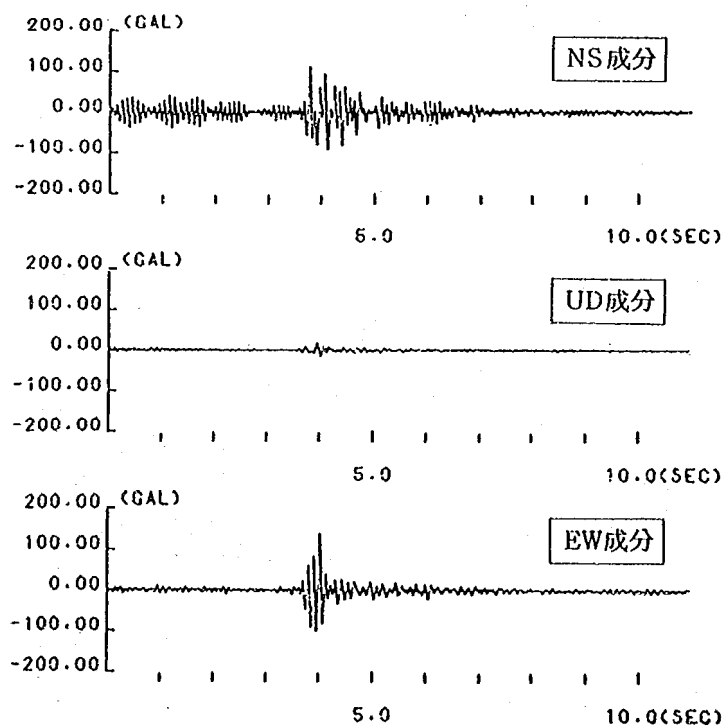
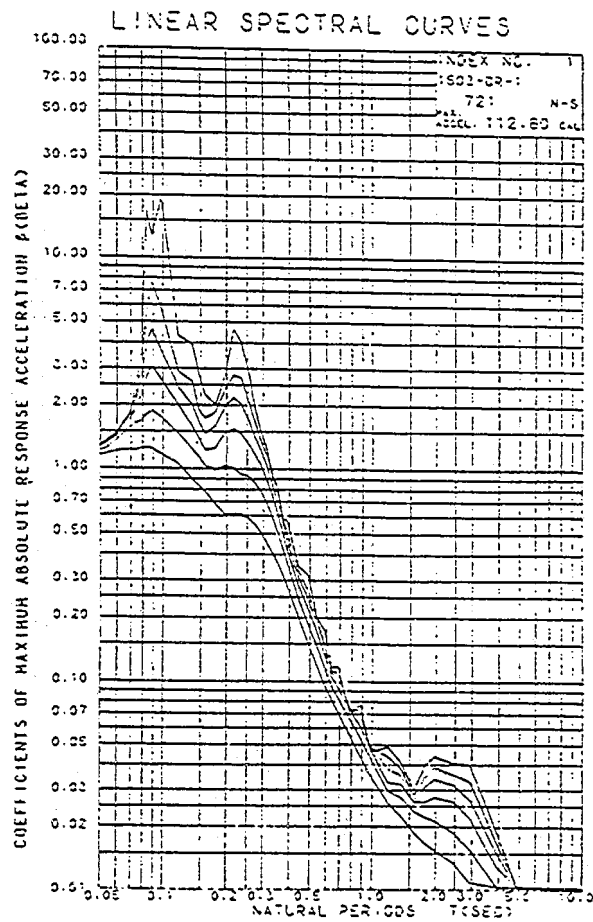
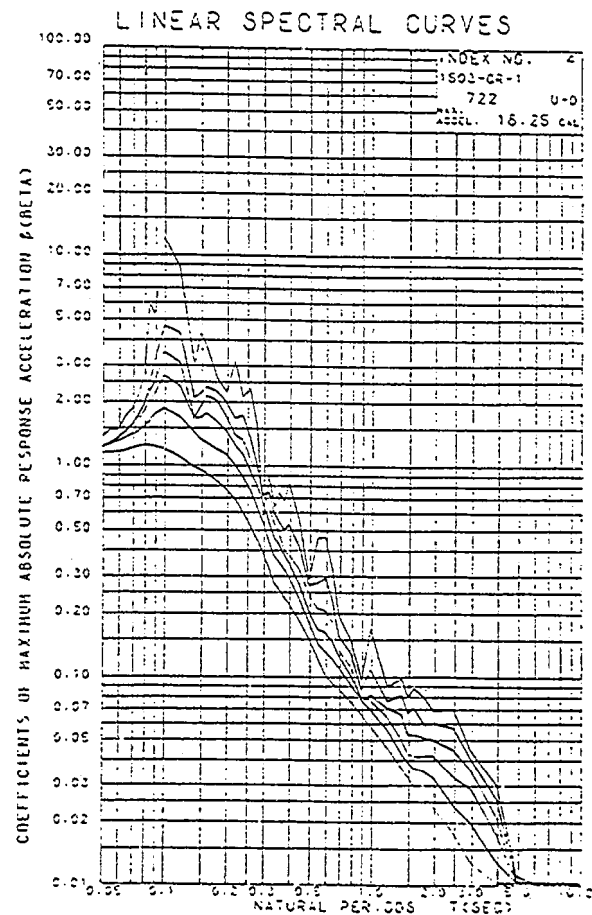


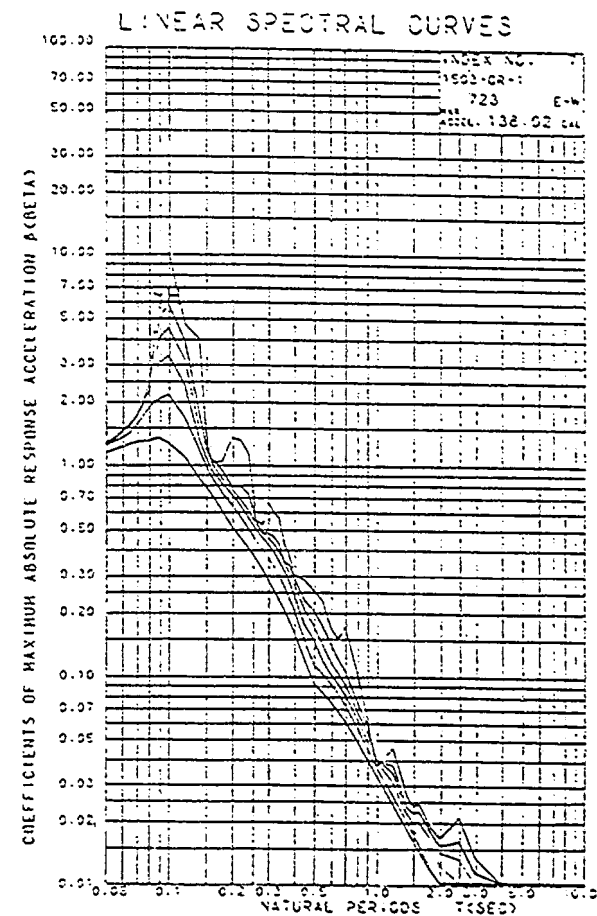
図8-4-10 大三島における加速度記録 (1979.4.9)



(a) NS成分



(b) UD成分



(c) EW成分

図 8-4-11 加速度応答スペクトル倍率 β (減衰定数 $h = 0, 2, 5, 10, 20, 40\%$)

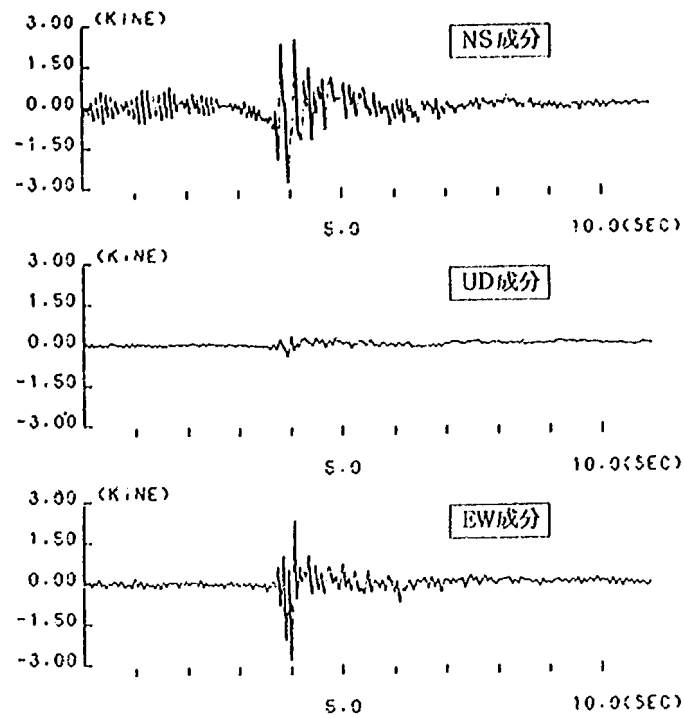


図 8 - 4 - 12 加速度より計算した速度応答 (1979.4.9)

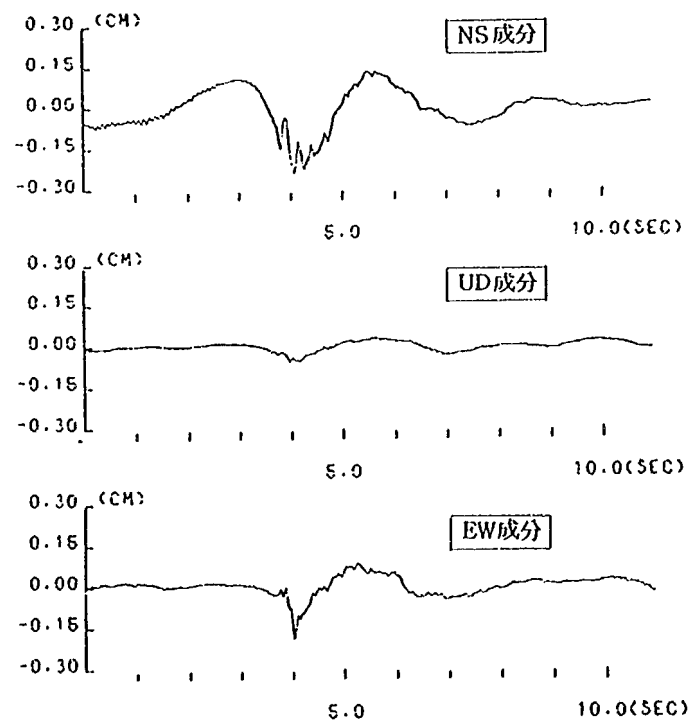


図 8 - 4 - 13 加速度より計算した変位応答 (1979.4.9)

(12) 地震動及び地盤の動的性質に関する調査試験

—— (1) 地震動に関する調査試験 ——

振動研究室	室 長	岩崎敏男
"	主任研究員	川島一彦
"	"	高木義和
"	"	相沢 興

1. まえがき

耐震設計においては想定すべき地震動の特性を正しく把握することが重要である。地震動の特性およびその入きさは一般に強震観測結果をもととして定められる場合が多い。しかしながら、東京湾横断道路計画地点のように軟質な地盤が厚く堆積した場所での観測の例は少ない。このような箇所での地震動の特性を把握するためには、土の非線形性を正しく考慮することが必要とされる。本年度は、土の応力とひずみの関係をランベルグ・オズグッド・モデルにより表示した解析手法を用い、土の非線形性を忠実に再現した場合の地震動特性が、従来一般に用いられている等価線形の計算法で推定した地震動特性とどのように異なるかを、横断道路予定地点の3箇所における応答解析をもとに検討した。

2. 調査目的

東京湾横断道路計画地点における軟質な地盤の地震動特性を解明することを目的とする。

3. 調査方法

東京湾周辺では現在4箇所で地中地震観測が行われており、すでに得られた記録をもとにこの地区の地盤の振動特性が検討されている。この結果、比較的応答が小さい間の振動特性についてはすでに各種の検討が行われており、また、解析と実測の比較等により、解析法の精度に関する検討も一部実施されている。しかしながら、現在までに得られている地中地震記録はいずれも小規模な地震動に対応するものであり、耐震設計で想定するような大地震時の地盤の振動応答を表すものではない。

したがって、既往の地中地震記録をもとに耐震設計で想定する程度の大きな地震動を推定するためには、土の動的性質を正しく取り入れるに解析方法を用いる必要がある。従来、地盤の地震応答解析には、土の剛性および減衰定数のひずみ依存性を等価線形の考えに基づき擬似線形的に置換し、線形解析法により解く方法が広く用いられている。このような手法によっても、上記の地中地震記録との比較計算から地盤の振動が小さい間には比較的精度よく地震動を計算できることが明らかにされているが、大地震時にはこのような方法では、推定値に大きな誤差が出ることが予想されている。

このような観点から、本年度は土の剛性ならびに減衰特性のひずみ依存性をより忠実に計算に取り

入れることにより、構造物の耐震設計において想定する程度のレベルの地震動を正しく求める手法を開発し、この手法を用いて構造物の設計に用いる入力地震動を求めた場合の特性を従来の等価線形化手法による解析との比較において検討した。

4. 研究結果

4-1 解析対象地点

解析の対象としたのは東京湾横断道路計画地点のうち、図-1に示すように詳細に地盤調査が実施されている3地点(B-1, B-28, B-52)とした。解析では、新第三紀層の上面を基盤とした。ここでは上記3地点のうち、軟弱な沖積地盤の最も厚いB-1を中心として結果を示すこととする。解析地点(B-1)の地質構成および N 値の分布は図-2に示す通りである。

4-2 入力地震動記録

解析に用いた入力地震動は比較的長周期の卓越する地震波として伊豆半島沖地震(1974年, $M=7.0$)による観音崎地下80m(E-W方向)、短周期の卓越する地震波として豊後水道沖地震(1968年, $M=6.6$)による板島橋地表(橋軸方向)の2種類とした。なお後者は地盤が比較的やわらかい地点の記録のため、重複反射理論によって基盤地震動に変換した。入力地震動の最大加速度は、100, 200, 300 gal の3種類とした。図-3に入力地震波形を示す。

4-3 計算結果

R-Oモデルによる計算と等価線形法による計算を各々6ケース(2波形 $\times$ 3入力レベル)を行った。R-Oモデルによる計算は土木研究所で開発した地盤の非線形解析プログラムNONSOILを用いた。また、等価線形の計算は、SHAKEによって行われている。まずR-Oモデルによる解析結果を図-4に示す。これは地表の応答加速度の周期特性を調べるために、各入力レベルの応答加速度スペクトルを示したものである。図中には同時に入力地震動の周期特性も示している。この図から周期の短い成分を多く含む豊後水道沖地震を入力した場合、入力地震動の周期特性に比べて地表の応答の周期特性が著しく違うことがわかる。また、地表の応答スペクトルのピークを示す周期は、伊豆半島沖地震の場合1.0秒付近、豊後水道沖地震の場合0.6~1.0秒であるが、これは地表から10mまでの地盤の固有周期($V_s=60$ m/sの層で $T=0.667$ 秒)と地表から23mまでの地盤の固有周期(地表から10mまでが $V_s=60$ m/s、10~23mが $V_s=110$ m/sの層で $T=1.14$ 秒)によく一致することから、地表の応答特性が地表から23mまでのやわらかい地層の特性に支配されていることがわかる。

入力レベルの違いによる応答スペクトル形状の変化については、両地震動ともに入力レベルが上がる程、短い周期の応答が減少し、逆に長い周期の応答は増加することがわかる。入力レベルが大きくなるにしたがって加速度応答スペクトル係数が入きくなり始める周期は図-4から、伊豆半島沖地震の場合1.2秒、豊後水道沖地震の場合0.67秒である。この周期が表層地盤の固有周期に一致することから、地盤の非線形性のために応答のレベルが表層地盤の固有周期より大きな周期で増加すること

がわかる。

次に、等価線形法との比較を行なった結果を示す。図-5は地表の応答加速度波形の比較結果である。伊豆半島沖地震の入力結果に比べて豊後水道地震の入力の場合、等価線形法との差異が大きいことがわかる。この両者の差異を周期特性から検討した結果が図-6である。どちらの入力地震波の場合も表層地盤の固有周期とみられる0.6~1.0秒付近の周期を除いてR-Oモデルによる解析結果の方が等価線形法による結果の方より小さいか同程度の応答を示すが、表層地盤の固有周期付近ではR-Oモデルの方が等価線形法に比べて少し大きな応答を示すことがわかる。また、豊後水道沖地震波によるR-Oモデルの解析の場合、等価線形法に現われている0.25秒付近のピークが著しく減少する顕著な傾向が見られる。

最後に、B-1, B-28, B-52の3地点に対して、R-Oモデルと等価線形法の両者による地盤表面の最大加速度を比較すると表-1のようになる。

5. 結論

東京湾横断道路予定地点における軟弱な地盤上で期待される地震動を正しく予測するために、地盤の剛性ならびに減衰特性のひずみ依存性を正しく計算に取り入れるためRamberg-Osgoodモデルによる成層地盤の地震応答解析法を開発し、これを予定地点内における3箇所の地盤の地震応答解析に適用するとともに、従来一般に用いられている等価線形法の解析手法との比較検討を行った。この結果、以下の結論が得られた。

- (1) Ramberg-Osgoodモデルによれば、同一の基盤地震動に対する同一表層地盤の地震応答の強度(最大加速度)は、一般に等価線形法によるよりも低下する。
- (2) Ramberg-Osgoodモデルにより表層地盤の地震応答を計算した場合には、表層地盤の基本固有周期よりも短周期領域において等価線形法による計算よりも応答スペクトル h_g が顕著に低下する傾向が認められる。このことは、この範囲の周期領域において等価線形法による計算では実際の応答スペクトルのレベルをかなり過大に評価し過ぎていることを示しているものと考えられる。この点については、今後、計算例を増やし、充分検討する必要がある。

参考文献：岩崎、龍岡、川島、森本：土の非線形性が地盤の地震応答に及ぼす影響に関する検討、土木研究所資料(オ1582号)、1980。

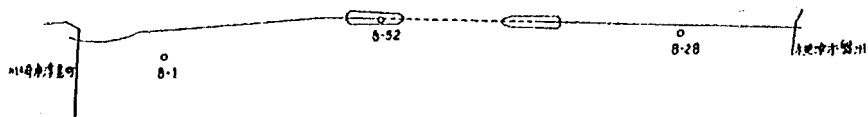


図-7 解析対象地点(B-1, B-28, B-52)

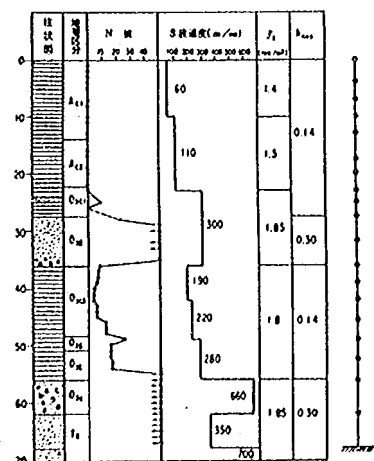


図-8 B-1地点の地盤柱状図

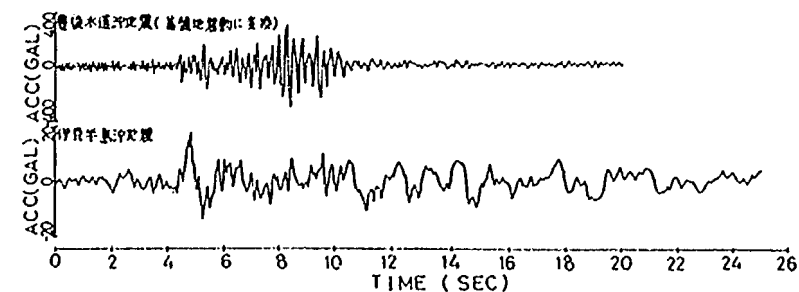


図-3 入力地震動の加速度波形

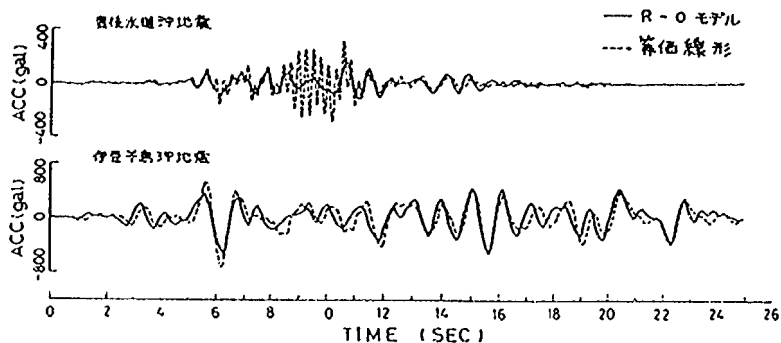
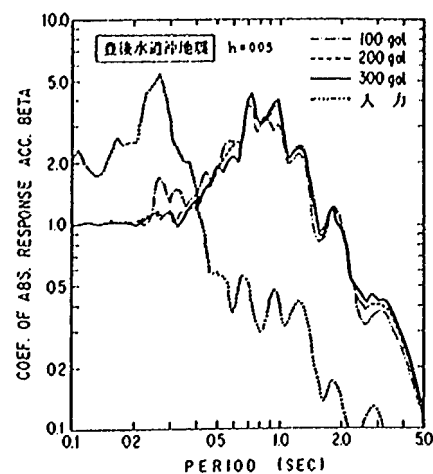


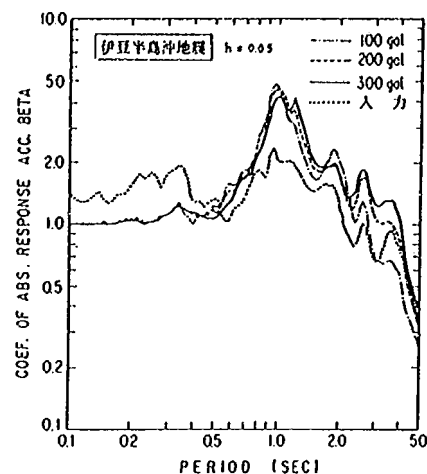
図-5 R-Oモデルと等価線形モデルの比較 (地表面の加速度波形)

表-1. 地表面最大加速度によるR-Oモデルと等価線形モデルの比較 (単位 gal)

基礎入力 記録	基礎入力最大 加速度 (gal)	B-1 地点		B-28 地点		B-52 地点	
		R-Oモデル	線形Eモデル	R-Oモデル	線形Eモデル	R-Oモデル	線形Eモデル
伊豆半島沖 地震記録 (観音崎)	100	322	389	258	277	284	441
	200	539	736	463	421	422	780
	300	732	—	598	561	482	1045
豊後水道沖 地震記録 (根島橋)	100	82	202	127	260	123	183
	200	152	306	178	378	178	301
	300	214	391	263	472	208	387

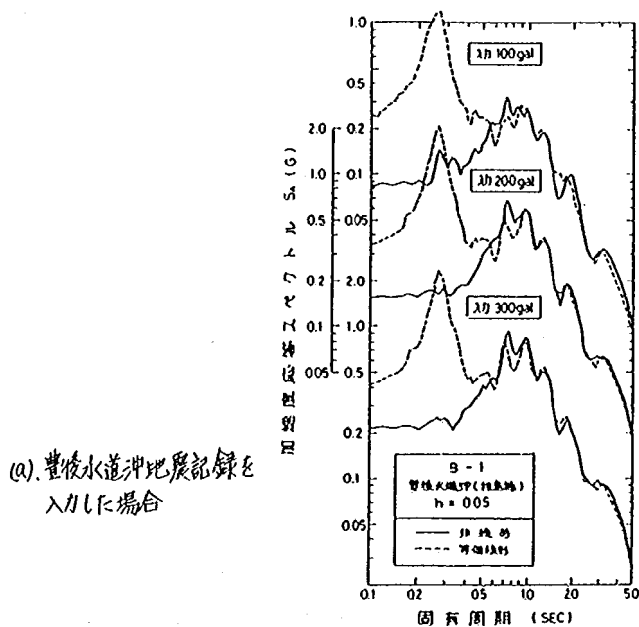


(a) 豊後水道沖地震記録を入力した場合

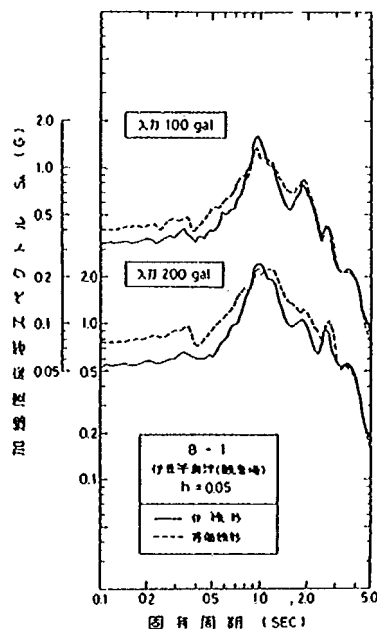


(b) 伊豆半島沖地震記録を入力した場合

図-4. R-Oモデルによる地表面地震動の加速度応答スペクトル倍率 β



(a) 豊後水道沖地震記録を入力した場合



(b) 伊豆半島沖地震記録を入力した場合

図-6. 地表面の加速度応答スペクトルSAによるR-Oモデルと等価線形モデルの比較

—— (2) 地盤の動的性質に関する試験調査 ——

振動研究室 室 長 岩崎 敏男
振動研究室 研究員 常田 賢一
振動研究室 吉田 精一

1 まえがき

本報告は東京湾横断道路に係る橋梁，トンネル，盛土等の大規模な土木構造物の支持地盤の地震時の動的性質に関して実施した室内動的土質試験の結果を報告するものである。

2 調査目的

東京湾横断道路の支持地盤のうち，粘性土地盤に関する室内動的試験を実施して，粘性土地盤の動的強度特性を明らかにすることを目的とする。

3 調査方法

東京湾の川崎市川崎区浮島町の沖合1.8 kmの上部軟弱粘性土層から採取した不攪乱粘性土を対象として室内動的試験を実施した。

実験対象とした試料は図-1に示すように約28mの深度までの粘土層，シルト質粘土層，砂質シルト層から採取した9試料である。各試料に対して，振動三軸試験機を用いた動的強度試験を実施した。

砂質土の場合は，振動三軸試験による動的せん断強度は(1)式で定義したが¹⁾，粘性土の場合は動的な破壊の進行が急激でなく，相当抵抗力が期待できることを考慮してここでは(2)式で定義した。

$$R_{es} = \left(\frac{\sigma_{dp}}{2\sigma_v'} \right)_s = \left\{ \begin{array}{l} \text{動的軸歪振中(DA)が繰返し回数} \\ N=20回で5\sim6\%になる応力比} \end{array} \right\} \text{-----}(1)$$

$$R_{ec} = \left(\frac{\sigma_{dp}}{2\sigma_v'} \right)_c = \left\{ \begin{array}{l} \text{動的軸歪振中(DA)が繰返し回数} \\ N=20回で10\%になる応力比} \end{array} \right\} \text{-----}(2)$$

実験結果に基づいて，動的強度 R_{ec} と一軸圧縮強度 σ_u ，塑性指数 I_p ，原位置有効上載圧 σ_c' との関係について検討した。

なお，調査結果には本調査の結果に加えて，参考のために東京湾岸の千鳥町と木層川下流での結果を併記する。千鳥町では3試料，他方木層川下流では6試料について，本調査と同様な方法で実験を行ったものである。

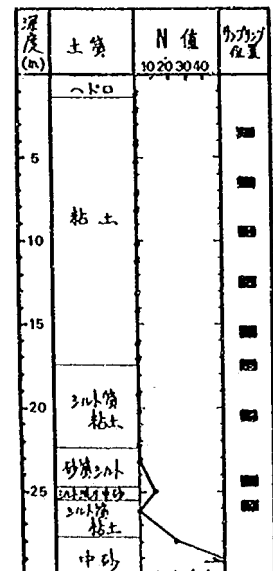


図-1 調査地点における地盤条件および不攪乱試料採取位置

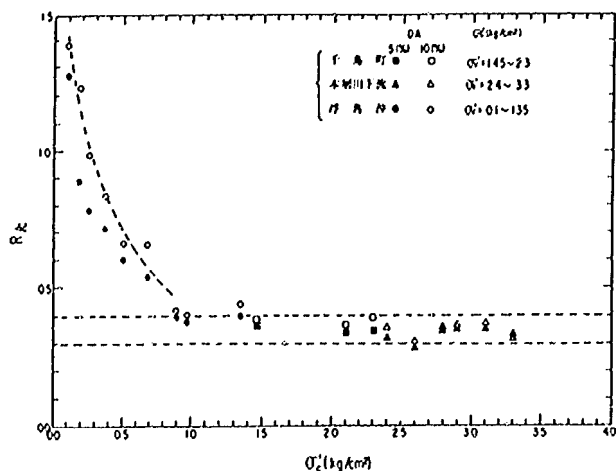


図-2 $Rec \sim \sigma'_c$

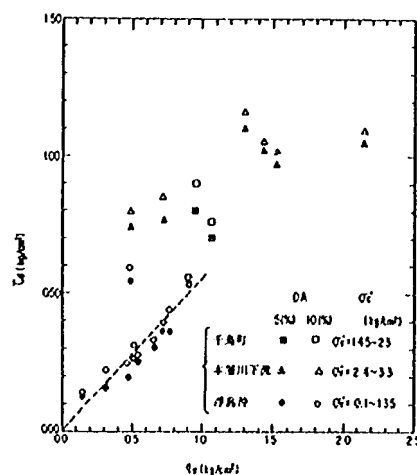


図-3 $\tau_d \sim \sigma'_u$

4. 調査結果

図-2は動的強度 Rec と圧密圧力 σ'_c の関係である。同図には浮島沖の結果以外の結果も参考のため併記している。同図より σ'_c が $1.0 (\text{kg/cm}^2)$ 以下である浮島沖の試料での Rec は σ'_c により顕著な影響を受け、 σ'_c が小さい程 Rec は増加する。また、 $\sigma'_c \geq 1.0 (\text{kg/cm}^2)$ では σ'_c による影響は小さく、 Rec は $0.30 \sim 0.40$ に分布する。

図-3は(1)式の定義によるせん断強度 τ_d と一軸圧縮強度 σ'_u との関係である。同図から τ_d は σ'_u の増加に伴い

$$\tau_d = \sigma_{dp}/2 = Rec \cdot \sigma'_c \text{------(1)}$$

増加することがわかるが、 $\sigma'_u \leq 1.0 (\text{kg/cm}^2)$ の浮島沖の試料については近似的に次の関係が成り立つ。

$$\tau_d = 0.556 \sigma'_u \text{-----(2)}$$

また、図-4はせん断強度 τ_d と圧密圧力 σ'_c との関係を示すが 両者の関係は一義的であり、図中の破線で代表させることができる。同図によれば圧密圧力 σ'_c からせん断強度 τ_d を推定できる。

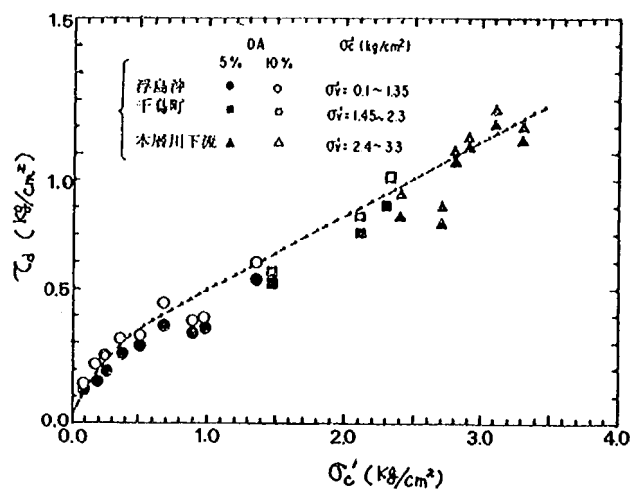


図-4 $\tau_d \sim \sigma'_c$

5. まとめ

- 1) 動的強度 Rec は一軸圧縮強度 σ'_u ($\leq 0.8 \text{ kg/cm}^2$)、および、圧密圧力 σ'_c (原位置平均有効主応力と等価してもよい)、($\leq 1.4 \text{ kg/cm}^2$) の影響を著しく受け、図-2のように σ'_c の増加に伴い急激に減少する。
- 2) 動的せん断力 τ_d は σ'_u および σ'_c の影響を受け、式(2)および図-4のように σ'_u 、 σ'_c の増加あるいは Ip の減少に伴い τ_d は増加する。

参考文献

- 1) 岩崎, 龍周, 常田: 地盤流動化の判定方法, 土木技術資料, Vol. 20 NO.4, 1978.

(13) 一般国道45号新飯野川橋動的特性解析

振動研究室	室長	岩崎敏男
"	主任研究員	川島一彦
"		高木義和
"		相沢興

1. まえがき

新飯野川橋は一般国道45号線と北上川の交差点に架設された3径間連続鋼床版桁2連からなる道路である。一般図は図1に示す通りであり、下部構造は、 $P_1 \sim P_5$ がニューマチック・ケーソン、 A_1 、 A_2 が鋼管杭基礎である。また、上部構造は、橋長441.5m（径間長6@73.2m）、総幅員10.8mの一等橋である。

1978年宮城県沖地震に際し、本橋は上、下部構造には被害を受けなかったが、 P_4 橋脚上の固定支承が上、下流側とも破損し、桁が橋軸直角方向に約40cm移動した。本橋では昭和47年度以来、電磁式の強震計を設置して観測が継続されている。本調査は、支承に作用した地震力を推定することを目的として、既往の強震記録の整理、支承の材質調査、地盤と構造物の動的相互作用を考慮した地震応答解析を行い、被害原因を検討したものである。

2. 調査目的

新飯野川橋の地震応答特性を調査するとともに、1978年宮城県沖地震による支承被害を、支承に作用した地震力の観点から検討し、被害原因を究明する。

3. 調査方法

(1)被害状況の調査

地震直後の写真および実測結果に従い、被害状況を調査した。

(2)強震記録の整理

新飯野川橋では昭和47年度以来、仙台工事事務所から財団法人建設工学会振興会に年度毎に委託して強震観測が行われている。無停電電源装置が設けられていないため、今回の地震を含めて震度IV以上に相当する強震記録は得られていないが、得られた記録の解析結果を整理するとともに、1976年10月6日福島県沖の地震による記録を解析した。

(3)地盤調査

既往の地盤調査結果を整理するとともに、左岸堤防小段上に

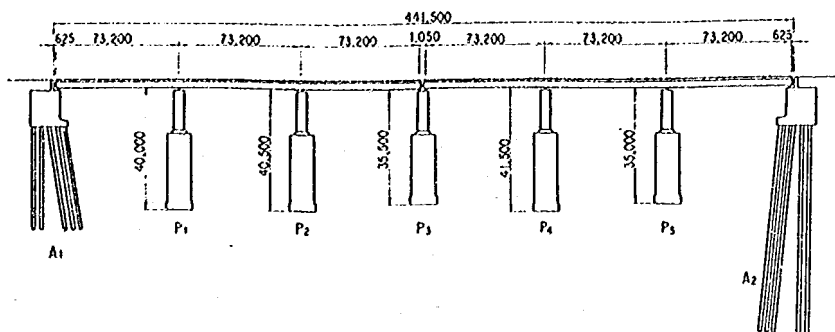


図-1. 新飯野川橋一般図

において約80mのボーリング調査を新たに実施し、N値、PS検層等、地盤の地震応答を計算するのに必要な資料を得た。

(4) 破損した支承の設計照査

当時の基準に従って破損した支承の設計を検討するとともに、現行の基準に準拠した応力照査を行った。

(5) 支承の材質、強度および破損原因の検討

破損した支承の各部の詳細な寸法測定を行なうとともに、材質および強度を知るために、(i)部材の成分分析、(ii)顕微鏡による組織観察試験、(iii)機械的強度試験、(iv)破断面の電子顕微鏡観察、(v)高速引張試験を行った。

(6) 地震応答解析による支承作用力の推定

地盤の非線形挙動および地盤と構造物の動的相互作用を考慮した地震応答解析により支承の作用力の推定を行った。

4 調査結果

4-1 破損した支承の設計照査

新飯野川橋の設計は、鋼道路橋設計示方書(昭和39年)および溶接鋼道路橋示方書(昭和39年、昭和43年に増補)に準拠して行われている。示方書に規定されている方式により、支承作用力の算出およびピン、上沓、上沓セットボルト、下沓、アンカーボルト、下沓底面の支圧応力度の照査を行なったが、これらは全て正しく行われている。

しかしながら、ピン切欠部の応力および上、下沓の突起の応力を現行の方式(支承便覧)により検討すると次のようになる。なお、橋軸直角方向の地震時の水平力は1沓当り56tonである。

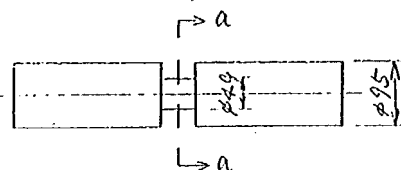


図-2. ピンの応力度の検討

(i) ピン切欠部に対する検討(図2のa-b断面)

$$\text{断面積 } A = \frac{1}{4} \times \pi \times 4.9^2 = 18.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{引張応力度 } \sigma = 56000 / 18.8 = 2979 \text{ kg/cm}^2$$

P4固定支承のピンの材質はSF55であり、上記の応力度はこの許容応力度 $1700 \times 1.7 = 2890 \text{ kg/cm}^2$ をわずかに上回っている。

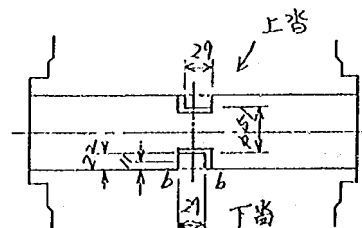


図-3. 上沓、下沓の突起部の応力度の検討

(ii) 上、下沓の突起に対する検討(図3のc-d断面)

$$\text{断面積 } A = \frac{1}{2} \times \pi \times 9.5 \times 2.9 = 43.3 \text{ cm}^2, \quad \text{せん断力 } \tau = 56000 / 43.3 = 1293 \text{ kg/cm}^2$$

P4固定支承の上、下沓の材質はSCW49であり、上記の応力度は、この許容応力度 $1000 \times 1.7 = 1700 \text{ kg/cm}^2$ 以下である。なお、せん断力以外にc-d断面に作用する曲げモーメント ($M = 56000 \times 1.1 = 62 \times 10^3 \text{ kg}\cdot\text{cm}$) を考慮すると(断面係数 $Z = \frac{1}{6} \times \pi \times 9.5 \times 2.9^2 = 20.9 \text{ cm}^3$)、曲げ応力度 $\sigma = \frac{M}{Z}$ は 2967 kg/cm^2 となり、許容応力度 $1700 \times 1.7 = 2890 \text{ kg/cm}^2$ をわずかに上回る。

したがって、ピン切欠部およびこれにかみ合う上、下沓の突起に関しては、当時の設計としては問題は無いものの、現在の設計の水準からみれば、やや断面寸法が小さいといえる。

4-2 支承部の材質、強度および破損状況の検討

(i) ピンの直径………破損したピンの直径には、切欠部の左右で約14mmの相違が認められた。このことは、ピンに作用した鉛直荷重がいずれか一方で片受けされていた可能性が強いことを示している。ピンの片側のみで鉛直荷重を受け持っていたとすると、支圧応力度は 34.00 kg/cm^2 となり、許容支圧応力度の 31.25 kg/cm^2 を多少上回る。しかしながら、許容支圧応力度には安全率が見込まれていること、また、ピンには摩擦痕が多少ある程度で支圧による塑性変形を受けていないことから、支承の機能上は問題なかったものと考えられる。

(ii) 上沓の材質………上沓の材質は竣功図にはSCW49となっている。元素分析結果によれば、溶接性構造用鋼材として重要な炭素当量が規格値に収まっていること、および、引張強度と衝撃値が規格に適合していることから、上沓の材質はSCW49相当に間違いはないと考えられる。

(iii) 上沓突起の破断原因………上沓突起位置の上沓の表面部の断面組織と上沓突起の断面組織の塑性流動層に対称性がある点、および、上沓側の断面組織のせん断破壊の起点と考えられる位置に、せん断破壊特有の亀裂がある点は、いずれも、上沓突起が地震時の水平力によって上沓からせん断破壊したことを示していると考えられる。

(iv) ピン切欠部の破壊形式………ピン切欠部の破壊は、切欠部分に絞り現象が認められること、破面にテンプルパターンが認められることから、延性破壊と考えられる。しかし、この破面には、一見ぜい性的破面と考えられる部分も含まれている。一般に、延性破壊を示す金属材料がぜい性的な破壊を起こす原因には、切欠効果、ひずみ速度、温度等の外的要因が考えられる。このうち、温度については、地震発生が6月であることから、ぜい性を示すほど低温であったとは考えられない。また、ひずみ速度の増加によって引張強度および伸びがともに著しく低下するのは、軟鋼の場合には数 10 m/sec の速度とされている。一般に橋桁に生じる地震時の速度は速くても 1 m/sec 程度と考えられる。したがって、地震時の上沓に作用する水平力が橋桁の速度とおおむね同じと考えると、ピンがぜい性的な破壊をした最大の原因は応力集中によるものと考えられる。

4-3. P4固定支承における橋軸直角方向の水平耐力の推定

支承部材の機械的強度試験結果からピン切欠部および上沓突起の耐力を推定すると次のようになる。

(i) ピン切欠部の耐力

ピン材料(SF55)の引張強さは、材料強度試験結果から 73.9 kg/mm^2 である。従って、図2のc-c断面の引張耐力は $18.8 \text{ cm}^2 \times 73.9 \text{ ton/cm}^2 = 139 \text{ ton}$ となる。

(ii) 上沓突起の耐力

上沓材料(SCW49)の引張強さは、材料強度試験結果から 50.9 kg/mm^2 である。したがって、図3のe-e断面のせん断耐力は $43.3 \text{ cm}^2 \times 5.09 \text{ t/cm}^2 \times \sqrt{3} = 127 \text{ ton}$ となる。上沓突起がせん断破壊する場合には、同時にキャップボルトが引張破壊する。ボルトの材質をSS41とすると、ボルトの径が、18.6mmであるので、ボルトの耐力は、 $2.7 \text{ cm}^2 \times 4.1 \text{ ton/cm}^2 = 11 \text{ ton}$ となる。従って、両者を加え合わせると、上沓突起の耐力は138tonとなり、上記(i)のピンの耐力とほぼ同じ値となる。

ピン切欠部および突起の耐力と地震時に作用した橋軸直角方向の力の関係を考える際には、各個

破の影響、ピンと上下沓の摩擦の影響、ピン切欠部のコーナー部の応力集中の影響などについて検討する必要があるが、こゝでの調査結果の範囲からは、地震時に橋軸直角方向に作用した水平力はピン切欠部および上沓突起の耐力から、一応、140 ton程度（あるいはそれ以上）と考えることができる。

4-4 地震応答解析による支承作用力の推定

P4固定支承に作用した地震力を推定するために、新飯野川橋の地震応答を図4のモデルにより上下部構造および周辺の表層地盤（図5参照）とともに解析した。解析では、地盤の剛性および減衰定数のひずみ依存性を図6に示すようにRamberg-Osgoodモデルにより表示し、地盤と構造物の動的相互作用を考慮した。基盤入力加速度としては、宮城県沖地震による地震応答を推算するという観点から、同地震により得られた開北橋近傍地盤上の強震記録（lg. Tr成分）および樽水ダム監査廊内の強震記録を選んだ。開北橋と新飯野川橋の直線距離は約8kmと両者の位置は非常に近く、新飯野川橋地点における地震動特性を表わすものとして開北橋の記録は最も有効と考えた。基盤の最大加速度はいずれの場合も150 galとした。

地盤の応答計算により求めた最大加速度の分布は図7の通りであり、地表面での最大加速度はおおむね150 gal程度となっている。これより、上下部構造の最大加速度、下部構造～支承に作用するせん断力の分布（ともに橋軸直角方向に加振した場合）を求めるとそれぞれ図8および図9のようになる。また、支承の作用力をまとめると表1のようになる。開北橋の橋軸直角方向成分の記録を作用させた場合を取り挙げると、今回の地震により支承に被害を生じたP4固定沓に作用する橋軸直角方向の地震力は2沓あたりで174 tonであり、P3可動支承の60 ton、P5可動支承の126 ton、A2橋台の33 tonをいずれも大きく上回っている。また、この値は設計上の地震力132 tonを約33%程度上回っており、この支承に地震力が集中する傾向が認められる。

5. 結論

1978年宮城県沖地震によりP4固定支承のピン切欠部およびこれにかみ合う上下沓の突起に被害を受けた新飯野川橋の地震応答特性を検討し、あわせて支承に作用した地震力を推定するとともに、支承部の被害原因を究明することを目的として、既往の強震観測結果の整理、被害支承の材質、強度実験、地震応答解析による支承作用力の推定等を実施した。この結果以下の結論を得た。

(i) 上沓凸部の破断は、上沓凸部が存在したと考えられる位置の表面付近の断面組織と上沓凸部破片の断面組織の塑性流動層に对称性がある点、および、上沓側の断面組織のせん断破壊の起点と考えられる位置にせん断破壊特有の亀裂が認められる点から、地震時の水平力によるせん断により生じたと考えられる。

(ii) ローラ切欠部の破壊は、切欠部に絞り現象があること、破面にテンアル現象が認められることから延性破壊と考えられるが、一部にはぜい性的な破面も見られる。このようにぜい性的な破壊を生じた原因としては、温度の影響およびひずみ速度の影響とともに小さいことから、ピン切欠部の応力集中によって生じたと考えられる。

(iii) P4固定沓の1沓当りの橋軸直角方向の耐荷力は、ピンの耐荷力および上沓凸部の耐荷力のいす

水の面からもおおむね140 ton程度(以上)と考えられる。

(iv) 微小な地震に対する強震記録の解析結果によれば、P5ケーソン橋脚は橋軸方向、橋軸直角方向ともに基本的には周辺の地盤の運動に従って運動している。すなわちP5ケーソン橋脚は、その周辺地盤と同じ周期で運動しており、その振幅は、ケーソン底面では、これと同深度にある地盤とおおむね同じであるのに対し、橋脚天端ではこの値よりも大きな振幅で運動している。したがって、ケーソン橋脚は、地震時に生じる地盤の変形の影響および上部工の影響を受けロッキング振動をしている。これに対して、橋軸直角方向の場合には、上部工の影響が橋軸方向よりも強く橋脚に伝わっているため、橋脚天端の運動は上部工の運動と一体となっている。しかしながら、上部工の影響はケーソン底面までは及んでおらず、ケーソン底面はこれと同じ深度にある地盤の運動に従って運動している。

(v) 周辺地盤の非線形挙動および地盤と構造物の動的相互作用を考慮した上下部構造の地震応答解析結果によれば、今回の地震により被害を生じたP4固定支承に橋軸直角方向の地震時水平力が集中する傾向が認められる。

(vi) 基盤の最大加速度を150galとして地震応答解析により推定した今回の地震によるP4固定支承の橋軸直角方向の作用力は2支承当り174 tonとなる。この値は、(i)切欠部の許容引張耐力109 ton およびこれにかみ合う上下管の突起の許容せん断耐力147.2 tonをそれぞれ60%および100%上廻っている。しかしながら、(iii)に示した1支承当りの橋軸直角方向耐力140 ton(以上)から求められる2支承当り280 ton(以上)の耐力に比較すると、計算上の作用力はこれよりも小さい。このような条件下でP4固定支承に被害を生じた原因としては、(i)各個撃破により上下流側の支承のいずれか一方が先に破損し、これに伴ってもう一方の支承も被害を生じたか、あるいは(ii)基盤の最大加速度が240gal程度以上あったかの2つが考えられる。いずれの考え方も他の条件との整合性を損なっていないが、両者がある程度複合して被害に結びついたとするのが最も妥当と考えられる。

(vii) 本橋の設計当時とは、ピンの切欠部およびこれにかみ合う上下管の突起の応力照査は規定されていなかったが、新しく設けられた支承便覧に、このような箇所に対する応力照査の必要性および(iv)の応力集中を避けるためにコーナーに面取りをすることが指示されている。したがって、この支承便覧により設計した場合にはピンまわりの耐力は、本橋の設計によるよりもさらに大きくなり、地震時の安全性を増すように図られている。

参考文献：新飯野川橋橋脚の地震応答特性ならびに1978年宮城県沖地震による被害原因の検討、

工本研究所資料
第1581, 1980.3.

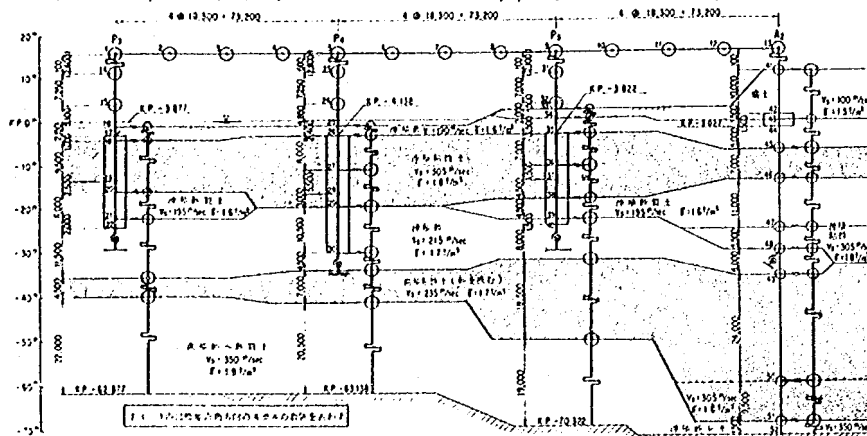


図4. 周辺地盤～下部～上部のモデル化(橋軸直角方向)

表-1. 橋軸直角方向の反作用力と許容耐力の比較 (各2個当り)

	設計値	解析結果			許容耐力				実験耐力	
		鉛直反力 (TR)	鉛直反力 (LO)	横水反力 (TR)	上管支脚のせん断力	下管支脚のせん断力	上管支脚のせん断力	下管支脚のせん断力	上管支脚のせん断力	下管支脚のせん断力
A ₁	49.5 ^t	26 ^t			546.8 ^t	92.6 ^t	89.8 ^t	93.0 ^t		
P ₁	132.0	119			1067.6	197.0	109.0	147.2		
P ₂	132.0	162			1067.6	393.8	109.0	147.2		
P ₃ (A ₁ 側)	49.5	57			546.8	92.6	89.8	93.0		
P ₃ (A ₂ 側)	49.5	60	52	54	546.8	92.6	89.8	93.0		
P ₄	132.0	174	150	160	1067.6	393.8	109.0	147.2	約280	約280
P ₅	132.0	126	125	123	1067.6	197.0	109.0	147.2		
A ₂	49.5	33	31	27	546.8	92.6	89.8	93.0		

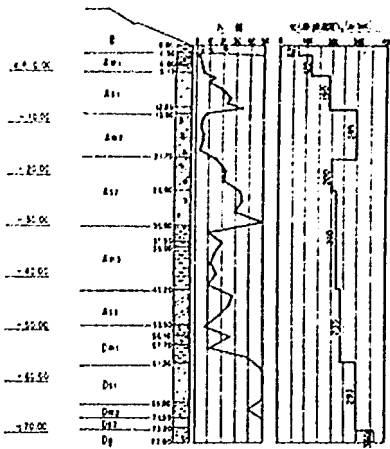


図-5. 周辺の地盤柱状図

(注) 破線は地震応答解析により推定した今回の地震による反作用力が許容耐力を上回る箇所を示している。

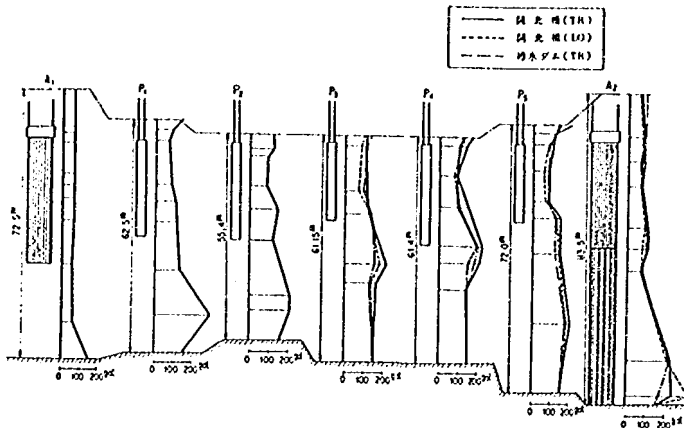


図-7. 地表面地盤の最大加速度の分布

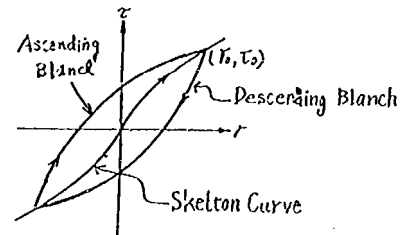


図-6 Ramberg-Osgoodモデルによる表面地盤のモデル化

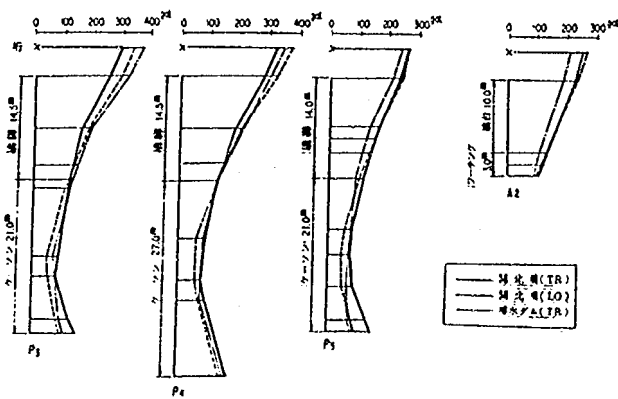


図-8. ケソン～橋脚～桁の最大加速度の分布
(橋軸直角方向)

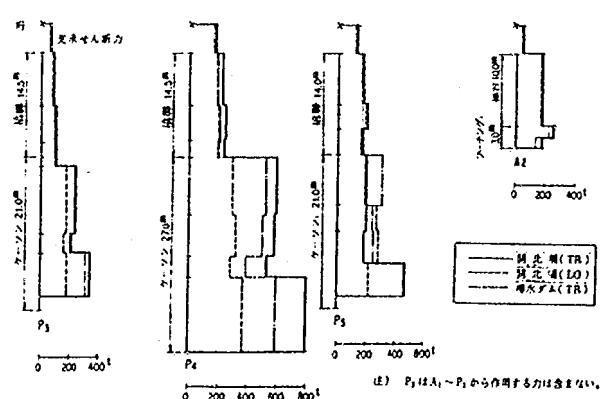


図-9. ケソン～橋脚～支保に作用する最大せん断力の分布
(橋軸直角方向)

(注) P₃はA₁～P₁から作用する力は含まない。

(14) 沿道斜面の地震応答特性ならびに安定性に関する調査

振動研究室 室 長 岩 崎 敏 男

" 主任研究員 川 島 一 彦

" 高 木 義 和

" 相 沢 興

1 概 説

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

2 目 的

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

3 方 法

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

4 結 果

(1) 解析対象断面

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

(2) 斜面のモデル化および入力地震記録

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

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

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

(3) 斜面の地震応答特性

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

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

(4) 斜面崩壊に対する安定性

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

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

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

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

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

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

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

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

5 今後検討すべき事項

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

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

参 考 文 献

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

昭和54年度調査試験研究成果
概要報告書

土研資料第1599号
昭和55年7月(1980)

振動研究室 岩崎敏男

強震観測，地震入力，地震動，地震災害，地盤，
動的挙動，耐震，交通振動，振動防除

本報告書は昭和54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14課題である。業務内容は，地震
動の問題，設計地震入力の問題，地盤の耐震性の問題，交通振動の問題等多岐に
わたっている。

郵便はがき

二十円
切手
を貼
さい

3 0 5 - □ □

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. 092

No. 092

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第1599号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印