

土 木 研 究 所 資 料

第 1 5 1 6 号

昭和53年度調査試験研究成果概要報告書

昭和54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53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53年度における課題数は12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54年7月

地震防災部 振動研究室長

岩 崎 敏 男

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記録の公刊     | (        "        )                     | 5   |
| 3.  | 宮城県沖地震道路橋被害調査         | (        "        )                     | 28  |
| 4.  | 地盤と構造物の動的相互作用に関する研究   | (試験研究費・特別研究費)                           | 37  |
| 5.  | 振動障害の防除に関する試験調査       | (道路事業調査費・試験調査)                          | 59  |
| 6.  | 地震動および地盤の動的挙動に関する試験調査 | (                  "                  ) | 69  |
| 7.  | 地震動に関する調査             | (道路事業調査費・大規模調査)                         | 100 |
| 8.  | 地盤の耐震調査               | (                  "                  ) | 123 |
| 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)                        | 150 |
| 10. | フィルダムの耐震設計に関する試験調査    | (河川総合開発事業調査費)                           | 155 |
| 11. | 明石海峡大橋基礎の耐震性に関する試験調査  | (受託研究・本州四国連絡橋に<br>関する試験調査)              | 162 |
| 12. | 1978年宮城県沖地震に関する特別研究   | (科学技術庁特別研究促進調査費)                        | 170 |

# 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

研究員 川島 一彦

高木 義和

## 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全体の地震動強度を推算することが重要である。

地盤の振動解析の手法としては、現在までに種々の方法が提案されているが、そのいずれを用いるにしても想定地震に対してある地域全体の地震動強度を推定するためには、非常に膨大な計算を行わなければならない、このような直接的な方法は必ずしも実際的ではない。

本年度は、上記の観点からサイスミック・マイクロゾーニング（地震動の詳細地域区分）に用いることを目的とし、応答スペクトル曲線の形で与えられた任意の地震動入力に対して多数地点の最大応答加速度を効率的に算定する手法を研究し、試算によりその適用性を検討した。

## 2. 研究目的

- (1) 表層地震における地震動の増幅特性の実態を把握する。
- (2) サイスミック・マイクロ・ゾーニングの手法を開発する。

## 3. 研究方法

地震時の地盤の動的挙動を解析する手法として、せん断波の重複反射理論の方法がある。この計算法では、地盤の層序、剛性、減衰特性といった地盤の性質と地盤内の任意の一点における地震動が与えられれば、他の全ての点の地震応答を計算することができる。一般には、地盤を耐震設計上の基盤とその上の地盤（表層地盤）に二分し、基盤面における地震動を与えて表層地盤の地震応答を求める場合が多い。このような計算法では、上記諸特性のうち、入力地震動を除く残りの特性は表層地盤の伝達関数で表示できるため、原理的には基盤入力地震動の特性および表層地盤の伝達関数がわかれば、地表での地震動強度を求めることができる。

そこで、本年度は、サイスミック・マイクロ・ゾーニングに適用することを目的として、地表の地震動特性としては一般によく利用される最大加速度  $a_0$ 、表層地盤の伝達特性としてその伝達関数の絶対値  $A(\omega)$ 、入力地震動の特性として減衰定数 5% の加速度応答スペクトル比曲線  $\beta(\omega)$  をそれぞれ抽出し、応答スペクトルの形で与えられる任意の地震動入力に対して地表の最大応答加速度  $a_0$  を推算する手法を検討した。

#### 4. 研究結果

##### 4.1 表層地盤の増幅特性の検討

地表での地震動加速度の最大値を  $\alpha_G$  (gal), 基盤面での地震動加速度の最大値を  $\alpha_B$  (gal) とし, 表層地盤の加速度応答倍率  $r$  (以下, 応答倍率  $r$  という) を次式で定義する。

$$r = \alpha_G / \alpha_B \quad \dots\dots\dots (1)$$

応答倍率  $r$  は表層地盤の伝達特性および基盤への入力地震動の特性によって定まるが, いま, この関係を表層地盤の伝達関数の絶対値 (増幅率)  $A(T)$  と入力地震動の加速度応答スペクトル比曲線  $\beta(T)$  (減衰定数  $h = 5\%$  を用いる) に着目して, 次の5種類の場合に分類する。

- |                                                                              |       |
|------------------------------------------------------------------------------|-------|
| (i) ケース 1 : $r \sim A_{\max}$                                                | } (2) |
| (ii) ケース 2 : $r \sim A(T_1)$                                                 |       |
| (iii) ケース 3 : $r \sim \beta(T_0)$                                            |       |
| (iv) ケース 4 : $r \sim A_{\max} \times \beta(T_0)$                             |       |
| (v) ケース 5 : $r \sim A_{\max} \times \beta(T_0) + A(T_1) \times \beta_{\max}$ |       |

ここで,  $T_0, T_1$  はそれぞれ, 表層地盤の増幅率  $A(T)$  が最大となる時の周期  $T$  (一般には, 表層地盤の一次固有周期), および, 入力地震動の加速度応答スペクトル比曲線  $\beta(T)$  が最大となる時の周期  $T$  (一般には, 入力地震動の卓越周期に相当する) であり,  $A_{\max}, \beta_{\max}$  は次式で定義する。

$$A_{\max} = A(T_0), \quad \beta_{\max} = \beta(T_1) \quad (3)$$

上記5ケースのいずれの場合が表層地盤の応答倍率  $r$  と最も強い相関があるかを調べるために, 地盤構成が詳細に調査されている6地点に対して, 地震応答解析を行ない, この結果をもとにして(3)式を検討することとした。解析の対象としたのは, 道路橋耐震設計指針 (日本道路協会) で規定する第2種, 3種, 4種の地盤種別に相当する6地点であり, これらの地点の耐震設計上の基盤面に9種類の地震動記録を, 最大加速度を任意に100, 150, 200, 300 gal と4通りに変化させて作用させ, 表層地盤の地震応答を計算した。基盤に作用させた地震動は, マグニチュード5.0から7.9までの6種類の地震により地表もしくは地中で観測された実測記録であり, 比較的長周期で卓越する地震動から比較的短周期で卓越する地震動まで各種のものが含まれている。

このようにして求めた結果を(3)式に従って整理すると, ケース1からケース5に対してそれぞれ図1～図5の結果が得られた。これによれば, 縦軸( $r$ )と横軸 ( $A(T)$  もしくは  $\beta(T)$  の組合せ) の相関係数は, ケース1, 2, 3の場合には, それぞれ, 0.38, 0.49, 0.40と低く, 応答倍率  $r$  を  $A(T)$  もしくは  $\beta(T)$  の一方だけで表示することは適当ではないことを示している。これに対して, ケース4および5の場合は, 縦軸と横軸の相関係数はそれぞれ0.80および0.87と高い値を示し, 応答倍率  $r$  は(3)式に示した  $A(T)$  および  $\beta(T)$  の組合せにより比較的精度よく表示できることを示している。

そこで, ケース4およびケース5に対して, 縦軸と横軸の関係を線形一次式と仮定し, 回帰式を導くと次のようになる。

$$r = 0.0736 \times A_{\max} \times \beta(T_0) + 1.086 \quad \dots\dots\dots \text{ケース4の場合} \quad (4)$$

$$r = 0.0596 \times (A_{\max} \times \beta(T_0) + A(T_1) \times \beta_{\max}) + 0.905 \dots \dots \text{ケース5の場合} \quad (5)$$

上記の回帰式の信頼性を検討するため、真の応答倍率 $\tilde{r}$ に対する(4)式もしくは(5)式の応答倍率 $r$ の比 $\tilde{r}/r$ の相対頻度を計算すると図6のように求められた。これによれば、 $r$ が $\tilde{r}$ から $\pm 10\%$ の範囲に収まる確率はケース4、5に対してそれぞれ約49%、48%、 $\pm 20\%$ の範囲に収まる確率はそれぞれ約76%、80%となり、上式が実用上十分な精度を持っていることがわかる。

#### 4.2 試算例

上述した表層地盤の加速度応答倍率推定法の試算例として、静岡県沼津市から富士市に至る約13kmの直線区間を対象として、基盤に平均応答スペクトル曲線を作用させた場合の地表面最大加速度の分布を計算した。対象とした地盤縦断図は図7に示す通りである。

試算ではボーリング柱状図をもとに、表層地盤をモデル化し、図7の中段に示すように伝達関数を計算した。基盤入力地震動としては、平均応答スペクトル曲線を用いることとし、図8に示す値を用いた。これはマグニチュード7.5以上7.9以下、震央距離60 km以上119 km以下のカテゴリーに属する第1種相当地盤での加速度応答スペクトル倍率曲線である。

以上のようにして、(4)式および(5)式により表層地盤の加速度応答倍率 $r$ を計算すると図7の中段のようになる。この結果によれば、ケース4およびケース5の差は最大で約14%程度であり、両ケースはおおむね同様の結果を与えていることがわかる。また、加速度応答倍率 $r$ は、表層地盤と入力地震動の両特性に応じ、1.2倍から2.4倍の範囲で変化していることがわかる。ちなみに、表層地盤の基本固有周期の分布は図7の上段のように求められている。この場合には入力地震動の卓越周期 $T_1$ が0.2秒であることから、表層地盤の固有周期が0.2秒に近い所で加速度応答倍率 $r$ が大きくなっている様子がよくわかる。なお、地表面最大加速度 $a_g$ は、(1)式により加速度応答倍率 $r$ に基盤最大加速度 $a_B$ を乗じることにより求めることができる。

#### 5. まとめ

本研究では、表層地盤の伝達関数に着目し、複雑な計算を必要としないで地盤（道路橋耐震設計指針に規定する2種、3種、4種地盤）の地震応答計算に応答スペクトルを利用する手法について検討し、これをサイズミック・マイクロゾーニングに適用することを提案した。ここでは、地盤の地震応答特性として地表面の最大加速度に注目したが、実際の地震被害は加速度のみならず他の要因、たとえば、応答速度、応答変位等にも複雑に影響されると言われている。今後、これらの特性の解析にも同様の手法の適用を図っていくことが必要とされよう。

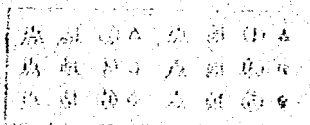


図7 地盤縦断図



図7 応答倍率

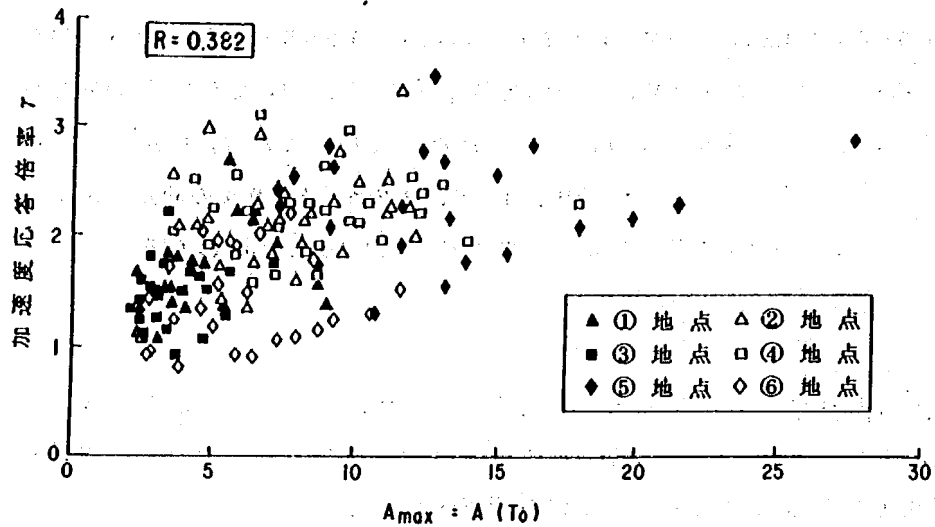


図1  $\gamma \sim A_{\max}$  の関係 (ケース1)

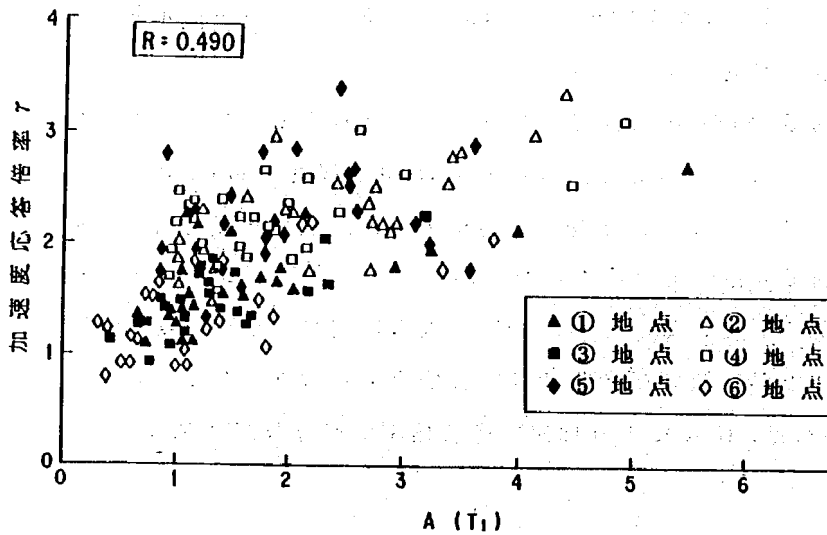


図2  $\gamma \sim A(T_1)$  の関係 (ケース2)

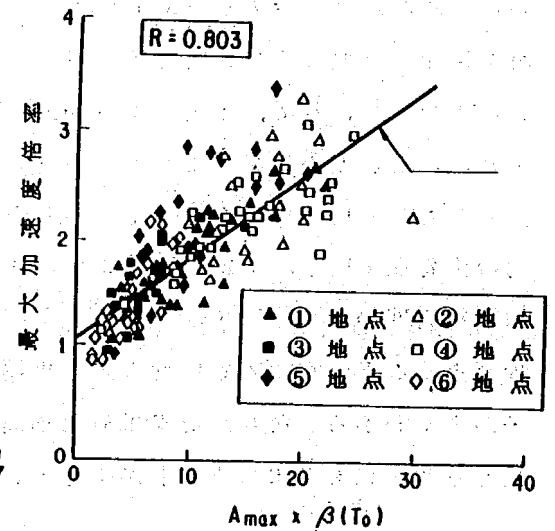


図4  $\gamma \sim A_{\max} \times \beta(T_0)$  の関係 (ケース4)

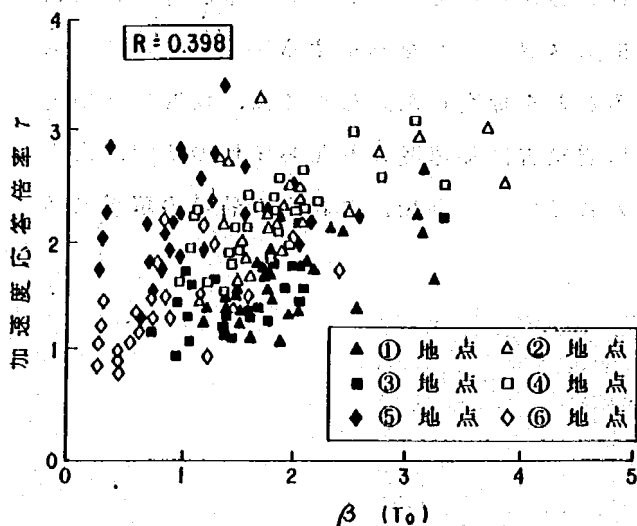


図3  $\gamma \sim \beta(T_0)$  の関係 (ケース3)

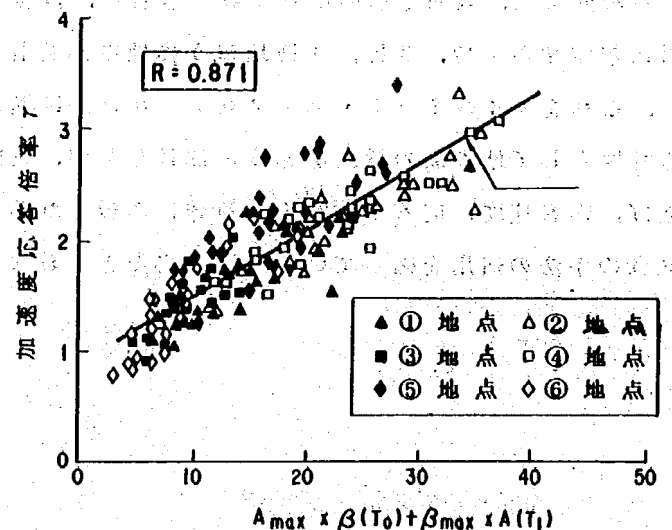


図5  $\gamma \sim A_{\max} \times \beta(T_0) + \beta_{\max} \times A(T_1)$  の関係 (ケース5)

## 2 強震観測網の整備ならびに記録の公刊

### ——(1)強震観測網の整備——

|       |     |      |
|-------|-----|------|
| 振動研究室 | 室長  | 岩崎敏男 |
|       | 研究員 | 川島一彦 |
|       |     | 高木義和 |

#### 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53年3月末現在には、公共土木施設に設置されているSMAC型強震計は132箇所262台(図1および表1)、電磁式強震計は46箇所、439成分(図2および表2)となっている。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、福井県福井大橋(2台)および静岡県御前崎(1台)の2箇所にSMAC型強震計を設置した。

#### 2. 研究目的

土木構造物ならびに、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土木構造物の安全性と経済性に資する。

#### 3. 強震観測網整備の経緯と今後の観測網整備の目標

わが国においては昭和28年3月に東京大学地震研究所に国産の強震計(SMAC型)が設置されて強震観測が開始された。SMAC型強震計は、昭和25年から2カ年を費やして、文部省の科学研究費を用い、強震測定委員会の手によって開発されたものである。

強震計の開発完了後の昭和28年10月に総理府資源調査会は「今後3年間に必要とする強震観測網を整備しその運用に要する体制を築くために、必要とする財源を確保し、あわせて機構を整備しよう」内閣総理大臣に勧告をし、さらに昭和30年1月には具体的な強震計配置計画について勧告した。

その後、昭和39年の新潟地震による災害に鑑みて、同年11月日本学術会議は、「より高密度な強震観測を実施しよう」内閣総理大臣に勧告した。この勧告では国土の50キロメートルごとに観測点を配置することを求めており、観測密度に一つの目安を与えた。また、昭和46年10月には、日本学術会議は、先に行なった勧告の早期実施を内閣総理大臣に要望した。昭和28年に開始され、昭和51年3月末で1060台の強震計による観測の実施機関相互の連絡及び広報は、開始当時は、総理府資源調査会の運営する強震測定委員会によっていた。昭和31年12月以降、同委員会は東京大学地震研究所に運営の主体が移された。昭和35年になって同委員会の手で主要な強震記録が公刊されるようになった。

ところが、昭和39年6月に発生した新潟地震を契機として、各機関で強震観測を重要視する機運が一層高まり、各種建設事業の事業主体が積極的に強震計を設置し始めた。これに伴ってSMA C型強震計の設置台数はそれ以前に比べて急激に増加し、強震測定委員会では処理することが困難となり、科学技術庁国立防災科学技術センターに關係各省庁及び關係機関の長と専門家からなる強震観測事業推進連絡協議会を設置、全国的な強震観測事業推進の連絡調整に当たることになった。

同協議会は、強震計の配置の現状を分析し、観測網の充実について検討を行なうとともに、採取された主要な記録の広報を行なっている。昭和47年2月には、観測網の充実についての見解をまとめて公表した。それによると全国で2,141台の強震計を配置することが必要であると提案されている。現在までに設置されている強震計がすべて有効に作動すると考えても、今後約1,000台の強震計を設置していくことが必要であることになる。

#### 4. 建設省における強震観測網整備の目標

土木研究所は昭和50～54年度の5カ年に対する強震計配置計画として具体的に、以下の計画を提案した。

前期2カ年（昭和50年～51年度）の作業：

- (1) 配置計画の省内における総合調整
- (2) 自然増・更新等による強震計の設置
- (3) 解析処理等の合理化
- (4) 観測結果の各種基準への取り入れ方の研究
- (5) 構造物調査（振動性状調査及び地盤の特性調査）

後期3カ年（昭和52～54年度）の作業：

- (6) 配置計画に基づく観測の強化拡充（図—3参照）
- (7) 観測結果の基準化

このうち、(6)については、昭和51年度には静岡県朝比奈川橋（2台）、昭和52年度には静岡県雲見大橋（2台）、駿河大橋（2台）、本年度は福井県福井大橋（2台）、静岡県御前崎（1台）を設置してきている。

ここで、強震計設置についての条件は次のとおりとする。

- (1) 強震観測網は、おおむね震度Ⅴ以上の地震に対して少なくとも1地点で強震記録が得られることを目標とする（地域分布条件）。
- (2) 強震観測は、構造物の種類別（橋梁、トンネル、ダム、堤防、地下街、中層集合住宅、新工法建築物、特殊建築物等）に実施する。
- (3) 強震計（SMA C—E2型等）の設置は、1地点につき少なくとも2台とし、構造物上に1台以上、地盤上に1台以上とする。
- (4) 強震計の設置費は、新設の構造物については主に事業会計等で行ない。既設の構造物への設置は一般会計等で設置する。
- (5) 上述の地域分布条件について、気象庁地震課の資料（震度Ⅳの範囲と地震の規模及び震度と加

速度の対応)によると、マグニチュード6で震度Ⅳの広がりはおおむね50kmであるので、一辺50km程度の正三角形の地域に1地点の設置を想定すれば、目的は達成される。なお、図3に斜線で示した146地点において、最底各一箇所の観測点を設置することが望まれる。また、この中でも地震予知連絡会議の観測強化地域および特定観測地域については、優先的に強震計を設置していくことが必要とされる。

## 5. 本年度の強震計設置箇所

### 5.1 土木研究所以外の機関が設置した強震計

本年度に土木研究所以外の機関により設置された強震計は表4(a)に示す3箇所である。

### 5.2 土木研究所が設置した強震計(表4(b))

#### (1) 福井大橋

福井大橋は、国道8号線の九頭龍川にかかる全長395mの9径間鈑桁橋(写真-1)であり、福井平野の中央に位置している。本橋周辺のおおよその地盤条件は、地表面下40m程度まではN値20以下の砂、シルトの互層であり、それ以下はN値50以上の砂質である。

強震計は地盤の表面に1台、構造物(橋脚)上に1台、計2台を設置した。地盤上の強震計は、福井大橋左岸側の河川堤防法じり(堤内地側)に写真2に示すような、幅2.1m、奥行2.1mの鉄筋コンクリート製の観測小屋を設けその中に設置した。また、敷地全体を高さ約2mのフェンスで囲った。

構造物上(橋脚)の強震計は、写真-1に示すように、左岸から4番目の橋脚上に設置した。

起動感度は2台とも10galとし、53年11月1日より観測を開始した。

なお、強震計の設置にあたっては、福井工事事務所、同松岡出張所の関係者に大変お世話になった。厚くお礼申し上げる次第である。

#### (2) 御前崎

御前崎への設置は、写真-3に示すように御前崎の先端部の段丘上(海面上約50m)に写真-4に示すような幅2.1m、奥行2.1mの鉄筋コンクリート製の観測小屋を設けその中に設置した。設置場所付近は砂岩で、第1種地盤に相当すると考えられる。

起動感度は、10galとし53年10月1日より観測を開始した。

なお、強震計の設置にあたっては、静岡県土木部、静岡県御前崎土木事務所、御前崎町役場の関係者に大変お世話になった。厚くお礼申し上げます。

## 6. 今後の課題

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(図3参照)。

表-1 S M A C型強礎計配置一覽表

建設省土木研究所 (1979. 3. 31現在)

| №        | 観測所名     | 型式    | 台数 | 設置箇所      | 県名  | 維持管理     | 設置年月  | №             | 観測所名       | 型式    | 台数 | 設置箇所       | 県名  | 維持管理     | 設置年月  |
|----------|----------|-------|----|-----------|-----|----------|-------|---------------|------------|-------|----|------------|-----|----------|-------|
| 1. 国道一課  |          |       |    |           |     |          |       | 8. 海岸課        |            |       |    |            |     |          |       |
| 101      | 新嘉路橋     | B2    | 2  | 地盤・橋脚     | 千葉  | 首都国道     | 41-3  | 801           | 有明海        | B2    | 1  | 地盤・橋       | 佐賀  | 筑後川工事    | 40-8  |
| 102      | 米山大橋     | "     | 1  | 地盤・基礎・橋脚  | 新潟  | 長岡工事     | 41-3  | 802           |            |       |    |            |     |          |       |
| 103      | 安治川大橋    | "     | 3  | 地盤・橋脚2    | 大阪  | 大阪(国道)工事 | 36-3  | 803           |            |       |    |            |     |          |       |
| 104      | 新利根川橋    | "     | 2  | 地盤・橋脚     | 埼玉  | 宇都宮国道    | 42-2  | 804           |            |       |    |            |     |          |       |
| 105      | 大崎大橋     | E2    | 2  | "         | 岩手  | 三陸国道     | 46-2  | 805           |            |       |    |            |     |          |       |
| 106      | 草加高架橋    | B2    | 2  | "         | 埼玉  | 大宮国道     | 43-3  | 806           |            |       |    |            |     |          |       |
| 107      | 宝風橋      | Q     | 3  | 地盤・橋脚・1F  | 秋田  | 秋田工事     | 51-3  | 9. 土木研究所      |            |       |    |            |     |          |       |
| 108      | 妙高大橋     | E2    | 2  | 地盤・橋脚     | 新潟  | 高田工事     | 47-11 | 901           | 土研千葉支所     | B2, Q | 2  | 地盤・橋脚2     | 千葉  | 土研(千葉)   | 41-3  |
| 109      | 大平橋      | Q     | 2  | "         | 愛知  | 愛知国道     | 49-3  | 902           | 西新井橋       | B2    | 3  | 地盤・橋脚2     | 東京  | "        | 37-3  |
| 110      |          |       |    |           |     |          |       | 903           | 昭和大橋       | "     | 2  | 地盤・橋脚      | 新潟  | 新潟県庁(委)  | 40-1  |
| 111      |          |       |    |           |     |          |       | 904           | 新天竜川橋      | B2, Q | 2  | 地盤・橋脚      | 新潟  | 新潟県庁(委)  | 39-12 |
| 112      | 紀ノ川大橋    | B2    | 2  | 地盤・橋脚     | 和歌山 | 和歌山工事    | 42-3  | 905           | 落合橋        | B2    | 2  | 地盤・橋脚      | 長野  | 長野県庁(委)  | 40-12 |
| 113      | 平和橋      | B2, D | 2  | "         | 岩手  | 岩手工事     | 41-3  | 906           | 土研・鹿島試験所   | "     | 1  | 地盤・橋脚      | 茨城  | 鹿島試験所    | 42-3  |
| 114      | 尼崎高架橋    | B2, C | 2  | "         | 兵庫  | 兵庫国道     | 38-3  | 907           | 平大橋        | "     | 2  | 地盤・橋脚      | 福島  | 磐城国道(委)  | 43-1  |
| 115      |          |       |    |           |     |          |       | 908           | 朝比奈川橋      | Q     | 2  | 地盤・橋脚      | 静岡  | 西田土木(委)  | 52-3  |
| 116      |          |       |    |           |     |          |       | 909           | 岩見大橋       | "     | 2  | 地盤・橋脚      | 静岡  | 下田土木(委)  | 53-3  |
| 2. 国道二課  |          |       |    |           |     |          |       | 910           | 駿河大橋       | "     | 2  | "          | 静岡  | 静岡国道(委)  | 53-3  |
| 201      | 小谷橋      | B2    | 2  | 地盤・橋脚     | 福島  | 会津若松建設   | 40-3  | 911           | 福井大橋       | "     | 2  | "          | 福井  | 福井工事(委)  | 53-11 |
| 202      | 魚沼橋      | "     | 2  | "         | 新潟  | 小千谷土木    | 40-12 | 912           | 御前大橋       | "     | 1  | 地盤・橋       | 静岡  | 御前崎土木(委) | 53-9  |
| 203      | 横倉沼橋     | "     | 2  | "         | 長野  | 飯山建設     | 40-10 | 913           |            |       |    |            |     |          |       |
| 204      | 新八幡橋     | "     | 2  | "         | 愛知  | 半田土木     | 40-11 | 10. 日本道路公社    |            |       |    |            |     |          |       |
| 205      | 石瀬戸橋     | "     | 2  | "         | 宮崎  | 小林土木     | 40-3  | 1001          | 浜名大橋       | E2    | 3  | 橋脚(2)・地盤   | 静岡  | 浜名バイパス   | 51-1  |
| 206      | 小見川大橋    | E2    | 2  | "         | 千葉  | 香取土木     | 48-3  | 1002          | 東名・富士川橋    | B2    | 2  | 地盤・橋脚      | 静岡  | 静岡局      | 42-3  |
| 207      | 高津大橋     | B2    | 2  | "         | 鳥根  | 益田土木     | 42-3  | 1003          | 東名・浜名湖橋    | D     | 2  | "          | "   | "        | 41-1  |
| 208      |          |       |    |           |     |          |       | 1004          | 境川橋        | B2    | 2  | "          | 山梨  | 八王子局     | 42-3  |
| 209      | 瑞光寺橋     | Q     | 3  | 地盤2・橋脚    | 福島  | 会津若松建設   | 48-3  | 1005          | 姥久保橋       | "     | 2  | "          | 東京  | "        | 42-3  |
| 3. 地方道課  |          |       |    |           |     |          |       | 1006          | 鶴川橋        | "     | 2  | "          | 山梨  | "        | 42-3  |
| 301      | 雄平橋      | B2    | 2  | 地盤・橋脚     | 秋田  | 雄勝土木     | 41-12 | 1007          | 東名・豊川橋     | "     | 2  | "          | 愛知  | 名古屋局     | 43-3  |
| 302      | 開北橋      | "     | 2  | "         | 宮城  | 石巻土木     | 41-3  | 1008          | 浦戸大橋       | E2    | 3  | 地盤・橋脚2     | 高知  | 大阪支社     | 46-3  |
| 303      | 河北橋      | "     | 2  | "         | 山形  | 寒河江建設    | 40-3  | 1009          | 東名・酒匂川橋    | D     | 2  | 地盤・橋脚      | 神奈川 | "        | 44-3  |
| 304      | 伊達橋      | "     | 2  | "         | 福島  | 保原土木     | 40-10 | 1010          |            |       |    |            |     |          |       |
| 305      | 港大橋      | "     | 2  | "         | 兵庫  | 豊岡土木     | 40-3  | 11. 首都高速道路公社  |            |       |    |            |     |          |       |
| 306      | 妙見橋      | "     | 2  | "         | 鳥根  | 出雲土木     | 41-3  | 1101          | 目黒区大橋1丁目   | E2    | 2  | 地盤・橋脚      | 3号線 | 工務部      | 47-1  |
| 307      | 五台山橋     | "     | 2  | "         | 高知  | 矢部土木     | 41-3  | 1102          | 杉並区下高井戸5丁目 | "     | 2  | 地盤・橋脚2     | 4号線 | "        | 47-1  |
| 308      | 坂島橋      | "     | 2  | "         | 愛媛  | 宇和島中央土木  | 40-3  | 1103          | 墨田区堤通1丁目   | "     | 2  | 地盤・橋脚      | 6号線 | "        | 47-1  |
| 309      | 乙女橋      | "     | 2  | "         | 熊本  | 矢部土木     | 40-3  | 1104          | 護国寺管理所     | "     | 2  | 1F・9F      | 5号線 | "        | 47-5  |
| 310      | 平井大橋     | "     | 3  | 地盤・橋脚2    | 東京  | 第5建設     | 40-8  | 1105          | 江東区堀江      | "     | 2  | 地盤・橋脚      | 号線  | "        | 49-7  |
| 311      | 豊浜大橋     | "     | 2  | 地盤・橋脚     | 三重  | 伊勢土木     | 41-9  | 1106          | 湾岸線(品川)    | "     | 3  | 地盤・トンネルB2F | "   | "        | 51-3  |
| 312      | 赤木橋      | "     | 2  | 地盤・橋台     | 和歌山 | 新宮土木     | 41-9  | 1107          | 5号線(板橋)    | "     | 2  | 地盤・橋脚      | "   | "        | 52-3  |
| 313      | 石鏡橋      | "     | 2  | "         | 愛媛  | 丹原土木     | 42-3  | 1108          | 一ノ橋高架橋     | B2    | 2  | "          | 2号線 | 工務部      | 42-7  |
| 314      | 清川橋      | "     | 2  | "         | 山形  | 庄内支庁     | 41-9  | 1109          | 羽田海底トンネル   | "     | 3  | 地盤・トンネル2   | 1号線 | "        | 43-2  |
| 315      |          |       |    |           |     |          |       | 1110          |            |       |    |            |     |          |       |
| 316      | 津軽大橋     | D     | 2  | 地盤・橋脚     | 青森  | 五所川原土木   | 45-3  | 1111          |            |       |    |            |     |          |       |
| 317      | 瀬越大橋     | B2    | 2  | "         | 徳島  | 川島土木     | 42-3  | 12. 阪神高速道路公社  |            |       |    |            |     |          |       |
| 318      | 新田大橋     | E2    | 2  | "         | 福岡  | 柳川土木     | 48-2  | 1201          | 西横堀高架橋     | B2    | 2  | 地盤・橋脚      | 1号線 | 管理部保全課   | 40-5  |
| 319      | 四徳大橋     | B2    | 2  | "         | 長野  | 伊那建設     | 41-12 | 1202          |            |       |    |            |     |          |       |
| 320      | 厚岸大橋     | E2    | 2  | "         | 北海道 | 北海道庁     | 46-11 | 1203          | 南津守高架橋     | D     | 2  | 地盤・橋脚      | 4号線 | 管理部保全課   | 45-3  |
| 321      | 佃大橋      | "     | 3  | 地盤・橋脚2    | 東京  | 建設局      | 50-3  | 1204          |            |       |    |            |     |          |       |
| 322      | 野見橋      | "     | 2  | "・橋脚1     | "   | "        | "     | 1205          |            |       |    |            |     |          |       |
| 323      | 関戸橋      | "     | 2  | "         | "   | "        | "     | 13. 北海道開発局    |            |       |    |            |     |          |       |
| 324      | 尾久橋      | "     | 2  | "         | "   | "        | "     | 1301          | 空知大橋       | Q     | 2  | 地盤・橋脚      | 空知  | 開発局      | 53-2  |
| 325      | 新大橋      | "     | 2  | "         | "   | "        | "     | 1302          | 千代田橋       | B2    | 3  | 地盤・基礎・橋脚   | 十勝  | "        | 41-11 |
| 326      | 上二色橋     | "     | 2  | "         | "   | "        | "     | 1303          | 新石狩大橋      | "     | 2  | 地盤・橋脚      | 石狩  | "        | 42-10 |
| 327      | 黎明橋      | "     | 2  | "         | "   | "        | "     | 1304          | 大楽毛橋       | "     | 2  | "          | 網走  | "        | 42-10 |
| 328      | 高円寺橋     | "     | 2  | "         | "   | "        | "     | 1305          | 樺太橋        | "     | 2  | "          | 日高  | "        | 42-12 |
| 4. 有料道路課 |          |       |    |           |     |          |       | 1306          | 旭川大橋       | "     | 2  | "          | 石狩  | "        | 42-11 |
| 401      | 琵琶湖大橋    | B2    | 1  | 橋脚        | 滋賀  | 大津土木     | 39-9  | 1307          | 七峰橋        | "     | 2  | "          | 渡島  | "        | 43-12 |
| 402      |          |       |    |           |     |          |       | 1308          | 石狩河口橋      | "     | 3  | 地盤・橋脚2     | 石狩  | "        | 45-3  |
| 403      |          |       |    |           |     |          |       | 1309          | 無意根大橋      | D, E2 | 2  | 地盤・橋脚      | "   | "        | 44-10 |
| 5. 道路企画課 |          |       |    |           |     |          |       | 1310          | 斜里大橋       | D, E2 | 2  | "          | 網走  | "        | 45-3  |
| 501      | 東京湾(富津岬) | B2    | 1  | 地盤        | 千葉  | 東京湾岸道路   | 40-10 | 1311          | 磯谷橋        | D     | 2  | "          | 佐志  | "        | 45-11 |
| 502      | 関門架橋     | "     | 2  | 地盤(門司・下関) | 福岡  | 北九州国道    | 40-10 | 1312          | 湯島橋        | E2    | 2  | "          | 留萌  | "        | 47-11 |
| 503      | 東京湾(観音崎) | "     | 1  | 地盤        | 神奈川 | 東京湾岸道路   | 42-3  | 1313          | 声間橋        | B2    | 2  | "          | 宗谷  | "        | 47-11 |
| 504      |          |       |    |           |     |          |       | 1314          | 志摩橋        | "     | 2  | "          | 網走  | "        | 47-12 |
| 505      |          |       |    |           |     |          |       | 1315          | 温根沼橋       | Q     | 3  | 地盤・橋脚2     | 根室  | "        | 50-11 |
| 6. 開発課   |          |       |    |           |     |          |       | 1316          | 天塩川河口橋     | "     | 1  | 地盤・橋       | 留萌  | "        | 50-12 |
| 601      | 室牧ダム     | B2    | 1  | 堤体        | 富山  | 管理所(県)   | 36-8  | 1317          | 広尾橋        | "     | 2  | 地盤・橋台      | 十勝  | "        | 52-3  |
| 602      | 横山ダム     | "     | 2  | 地盤・堤体     | 岐阜  | 早岐(県)    | 37-7  | 1318          | 上島橋        | "     | 2  | 地盤・橋脚      | 渡島  | "        | 53-3  |
| 603      | 猿谷ダム     | A     | 1  | 地盤        | 奈良  | "(県)     | 33-3  | 14. 水資源開発公社   |            |       |    |            |     |          |       |
| 604      | 天ヶ瀬ダム    | B2    | 1  | 堤体        | 京都  | "(県)     | 39-8  | 1401          | 利根川河口堰     | D     | 2  | 地盤・堤体      | 千葉  | 河口堰管理所   | 44-3  |
| 605      | 堀花ダム     | B2, D | 2  | 地盤・堤体     | 長野  | "(県)     | 41-13 | 1402          | 寺内ダム       | E2    | 2  | 堤頂・ギャラリー   | 福岡  | ダム管理所    | 52-3  |
| 606      | 堀田ダム     | D     | 2  | "         | 鹿児島 | "(県)     | 43-12 | 1403          |            |       |    |            |     |          |       |
| 607      | 神水ダム     | E2    | 2  | 堤体(頂, 底)  | 宮城  | "(県)     | 50-12 | 15. 本州四国連絡橋公社 |            |       |    |            |     |          |       |
| 608      | 大石ダム     | E2    | 1  | 地盤        | 新潟  | ダム工事(県)  | 48-10 | 1501          | 岩屋         | B     | 1  | 地盤         | 兵庫  | 本四公団     | 37-10 |
| 609      | 三保ダム     | Q     | 1  | "         | 神奈川 | "(県)     | 49-5  | 1502          | 明石         | B2    | 1  | 1F         | "   | "        | "     |
| 610      | 小沢ダム     | D     | 2  | 地盤・堤体     | 長野  | 管理所(県)   | 43-12 | 1503          | 大石         | B     | 1  | 地盤         | 愛媛  | "        | 移設    |
| 611      | 真名川ダム    | E2    | 2  | 堤(頂, 底)   | 福井  | ダム工事(県)  | 52-3  | 1504          | 鳴門         | "     | 1  | "          | 徳島  | "        | 38-3  |
| 612      |          |       |    |           |     |          |       | 1505          | 豊洲         | "     | 1  | "          | 香川  | "        | 移設    |
| 613      |          |       |    |           |     |          |       | 1506          | 高松         | "     | 1  | 1F         | "   | "        | "     |
| 7. 治水課   |          |       |    |           |     |          |       | 1507          |            |       |    |            |     |          |       |
| 701      | 淀川埋防     | B2    | 2  | 地盤・本体     | 大阪  | 淀川工事     | 41-3  | 16. 下水道部      |            |       |    |            |     |          |       |
| 702      | 大島水門     | E2    | 2  | "         | 東京  | 東京都建設局   | 50-3  | 1601          | 葛合処理場      | E2    | 2  | 地盤・構造物     | 東京  | 東京都下水道局  | 51-2  |
| 703      | 新島大橋     | E2    | 2  | "         | 新潟  | 信濃川下流工事  | 46-11 | 1602          | 13号埋立地(江崎) | "     | 2  | "          | "   | "        | "     |
| 704      | 小名木排水機場  | "     | 2  | "         | 東京  | 東京都建設局   | 50-3  | 1603          | 南砂ポンプ場     | "     | 2  | 地盤(2)      | "   | "        | "     |
| 705      | 中川農産岸    | "     | 2  | "         | "   | "        | "     | 1604          | 小菅処理場      | "     | 2  | 地盤・構造物     | "   | "        | 52-3  |
| 706      | 木曾川下流堤防  | Q     | 2  | "         | 三重  | 木曾川下流工事  | 53-3  | 1605          | 谷端川幹線      | "     | 2  | 地盤(2)      | "   | "        | "     |
| 707      |          |       |    |           |     |          |       | 1606          |            |       |    |            |     |          |       |
| 708      |          |       |    |           |     |          |       |               |            |       |    |            |     |          |       |
| 709      |          |       |    |           |     |          |       |               |            |       |    |            |     |          |       |

表-2 電磁型強震計設置位置一覽表

| 順             | 観測所名     | 型式  | 成分数 | 設置箇所                                       | 県名  | 維持管理        | 設置年月  |
|---------------|----------|-----|-----|--------------------------------------------|-----|-------------|-------|
| 1. 国道一線       |          |     |     |                                            |     |             |       |
| 5101          | 新飯野川橋    | 電磁式 | 12  | 橋脚(3)                                      | 宮城  | 仙台工事事務所     | 48-12 |
| 2. 国道2線       |          |     |     |                                            |     |             |       |
| 5201          | 大矢野島     | 電磁式 | 3   | 地盤(3)                                      | 熊本  | 熊本工事事務所     | 48-12 |
| 3. 地方道線       |          |     |     |                                            |     |             |       |
| 5301          | 厚岸大橋     | 電磁式 | 10  |                                            | 北海道 | 北海道庁        | 46-12 |
| 4. 有料道路線      |          |     |     |                                            |     |             |       |
| 5401          | 琵琶湖大橋    | 電磁式 | 6   | 橋脚(4), 地盤(2)                               | 滋賀  | 大津土木事務所     | 38-12 |
| 5. 道路企画線      |          |     |     |                                            |     |             |       |
| 5501          | 富津峠      | 地中  | 9   | 0m(3), -70m(3), -110m(3)                   | 千葉  | 東京湾岸道路調査事務所 | 45-12 |
| 5502          | 浮島公園     | "   | 12  | 0m(3), -27m(3), -67m(3), -127m(3)          | 神奈川 | "           | 45-12 |
| 5503          | 観音崎      | "   | 9   | 0m(3), -80m(3), -120m(3)                   | "   | "           | 46-12 |
| 5504          | 南港       | "   | 12  | 0m(3), -22m(3), -43m(3), -88m(3)           | 大阪  | 阪神国道工事事務所   | 49-3  |
| 5505          | 扇島       | "   | 12  | 0m(3), -15m(3), -38m(3), -150m(3)          | 神奈川 | 東京湾岸道路調査事務所 | 49-3  |
| 5506          | 金城峠      | "   | 9   | 0m(3), -45m(3), -114m(3)                   | 愛知  | 名古屋国道工事事務所  | 50-11 |
| 5507          | 深江       | "   | 15  | 0m(3), -28m(3), -61m(3), -71m(3), -120m(3) | 大阪  | 阪神国道工事事務所   | 52-3  |
| 6. 開発線        |          |     |     |                                            |     |             |       |
| 5601          | 湯田ダム     | 電磁式 | 6   | 天端(3), 岩盤(3)                               | 岩手  | 管理所(建)      | 40-12 |
| 5602          | 菅瀬ダム     | "   | 6   | 堤体(3), 監査路(3)                              | 秋田  | 管理事務所(県)    | 38-12 |
| 5603          | 鳴子ダム     | "   | 10  | 天端(2), 岩盤(3), 監査路(3)                       | 宮城  | 管理所(建)      | 48-12 |
| 5604          | 川俣ダム     | "   | 13  | 支持坑内(3), ゲート(7), 監査路(3)                    | 栃木  | "           | 49-12 |
| 5605          | 重牧ダム     | "   | 9   | 岩盤(3), 堤体(6)                               | 富山  | 管理事務所(県)    | 36-12 |
| 5606          | 横山ダム     | "   | 12  | 岩盤(2), 天端(4)                               | 岐阜  | 管理所(建)      | 37-12 |
| 5607          | 天ヶ瀬ダム    | "   | 12  | 岩盤(3), 堤体(9)                               | 京都  | 管理事務所(建)    | 39-12 |
| 5608          | 養谷ダム     | "   | 5   | 堤体(5)                                      | 奈良  | 管理所(建)      | 32-12 |
| 5609          | 四十四田ダム   | "   | 12  | 監査路(2), 堤体(5), マンホール(5)                    | 岩手  | "           | 32-12 |
| 5610          | 厚川ダム     | "   | 10  | 監査路(5), 堤体(5)                              | 石川  | 管理事務所(県)    | 43-12 |
| 5611          | 矢作ダム     | "   | 13  | 天端(3), 堤体(4)                               | 愛知  | 管理所(建)      | 45-12 |
| 5612          | 釜房ダム     | "   | 6   | 岩盤(3), 天端(3)                               | 宮城  | "           | 45-12 |
| 5613          | 都賀ダム     | 地中  | 9   | -5m(3), 天端(3)                              | 千葉  | 千葉県開発庁      | 48-12 |
| 5614          | 松原下釜ダム   | 電磁式 | 3   | 監査路(4), 天端(4)                              | 大分  | 管理所(建)      | 46-12 |
| 5615          | 藤原ダム     | "   | 3   | 監査路(3)                                     | 群馬  | "           | 48-12 |
| 5616          | 阿蘇立野     | "   | 3   | 地盤(3)                                      | 熊本  | 熊本工事事務所     | 50-12 |
| 7. 治水線        |          |     |     |                                            |     |             |       |
| 5701          | 豊川放水路堤防  | 電磁式 | 4   | 土手上(2), 土手下(2)                             | 愛知  | 豊橋工事事務所     | 41-12 |
| 5702          | 高瀬堰      | "   | 9   | 地盤(3), 河床(3), 脚(3)                         | 広島  | 大田川工事事務所    | 49-9  |
| 9. 土木研究所      |          |     |     |                                            |     |             |       |
| 5901          | 利根川堤防    | 電磁式 | 6   | 地盤(2), 堤体(4)                               | 千葉  | 土木研究所       | 43-12 |
| 5902          | 荒川堤防     | "   | 9   | 堤防上部(3), 中部(3), 下部(3)                      | 東京  | "           | 48-12 |
| 5903          | 淀川堤防     | "   | 9   | "                                          | 大阪  | "           | 49-12 |
| 10. 日本道路公団    |          |     |     |                                            |     |             |       |
| 6001          | 尾道大橋     | 電磁式 | 11  | 地盤(3), 主塔(2), 主桁(6)                        | 広島  | 日本道路公団      | 43-4  |
| 6002          | 境水道大橋    | "   | 11  | 地盤(3), 地中(3), 橋脚(5)                        | 鳥取  | "           | 47-7  |
| 6003          | 関門橋      | "   | 31  | 地中, 主塔                                     | 福岡  | "           | 49-3  |
| 6004          | 広島大橋     | "   | 10  | 地盤(2), 橋脚(2), ケーソン内(6)                     | 広島  | "           | 49-5  |
| 13. 北海道開発局    |          |     |     |                                            |     |             |       |
| 6301          | 別海橋      | 地中  | 4   | -2m(2), -40m(2)                            | 北海道 | 北海道開発局      | 46-12 |
| 6302          | 勝内橋      | "   | 4   | -2m(2), -40m(2)                            | "   | "           | 46-12 |
| 6303          | 網走(網走陸橋) | 電磁式 | 9   | 地盤(3), -53m(3), 橋台(3)                      | "   | "           | 48-11 |
| 6304          | 豊平鉄ダム    | "   | 12  | ギャラリ内(3@3), ダム法面(2@3)                      | "   | "           | 47-9  |
| 6305          | 大嘗(大嘗)   | "   | 15  | ギャラリ内(6), 天端(4), 堤体内(2)                    | "   | "           | 49-11 |
| 14. 水資源開発公団   |          |     |     |                                            |     |             |       |
| 6401          | 阿木川ダム    | 電磁式 | 3   |                                            | 岐阜  | 水資源開発公団     | 47-12 |
| 15. 本州四国連絡橋公団 |          |     |     |                                            |     |             |       |
| 6501          | 播磨(本州四国) | 地中  | 16  | -5m(6), -20m(4), -60m(3), -250m(3)         | 兵庫  | 本州四国連絡橋公団   | 47-12 |
| 6502          | 讃岐(讃岐)   | "   | 15  | -5m(6), -20m(3), -35m(3), -55m(3)          | 香川  | "           | 48-12 |
| 6503          | 今治(今治)   | "   | 12  | -5m(6), -20m(3), -40m(3)                   | 愛媛  | "           | 48-3  |
| 16. 下水道部      |          |     |     |                                            |     |             |       |
| 6601          | 花畑町水幹線   | 地中  | 3   |                                            | 東京  | 東京都下水道局     | 52-3  |

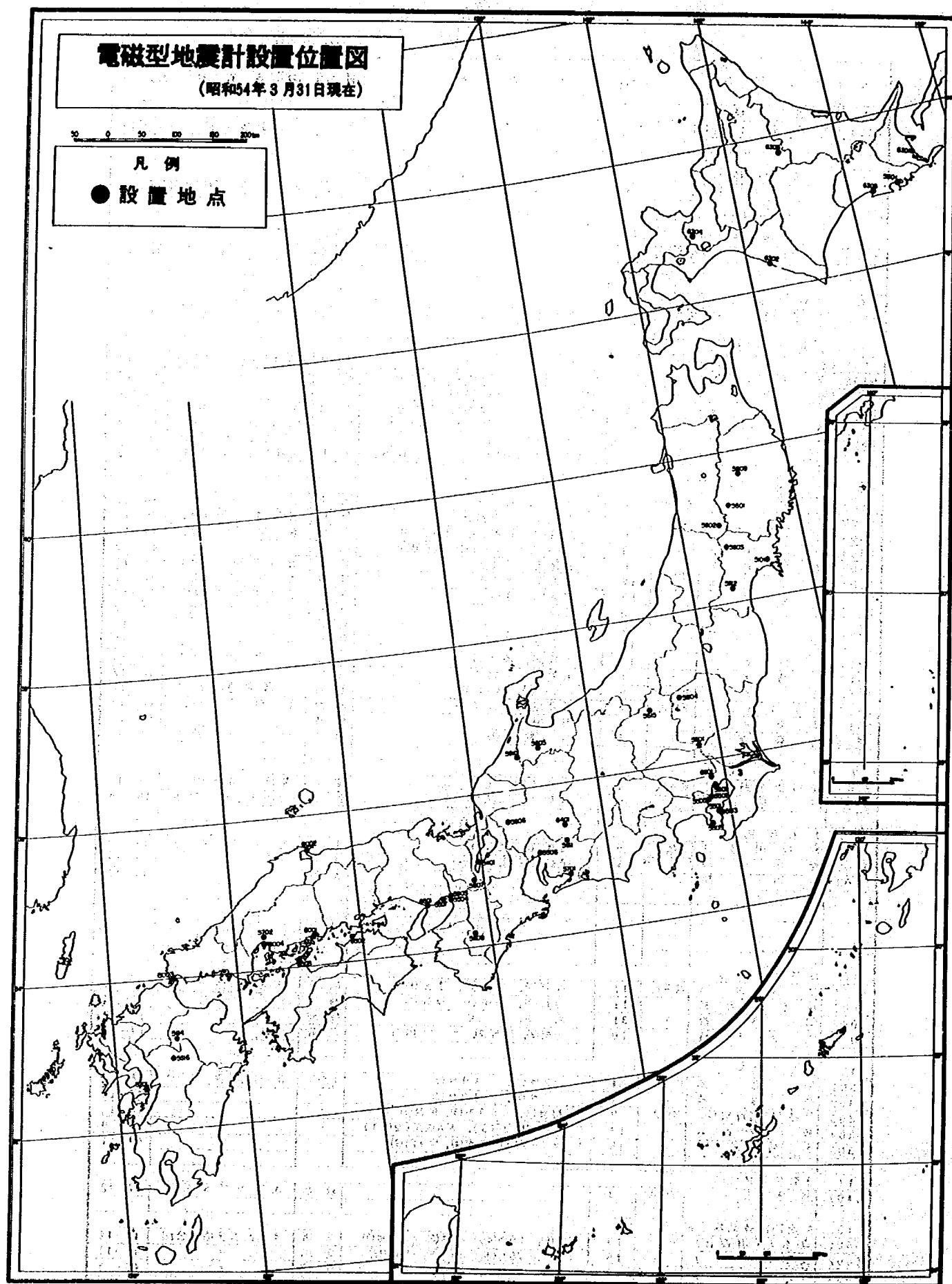
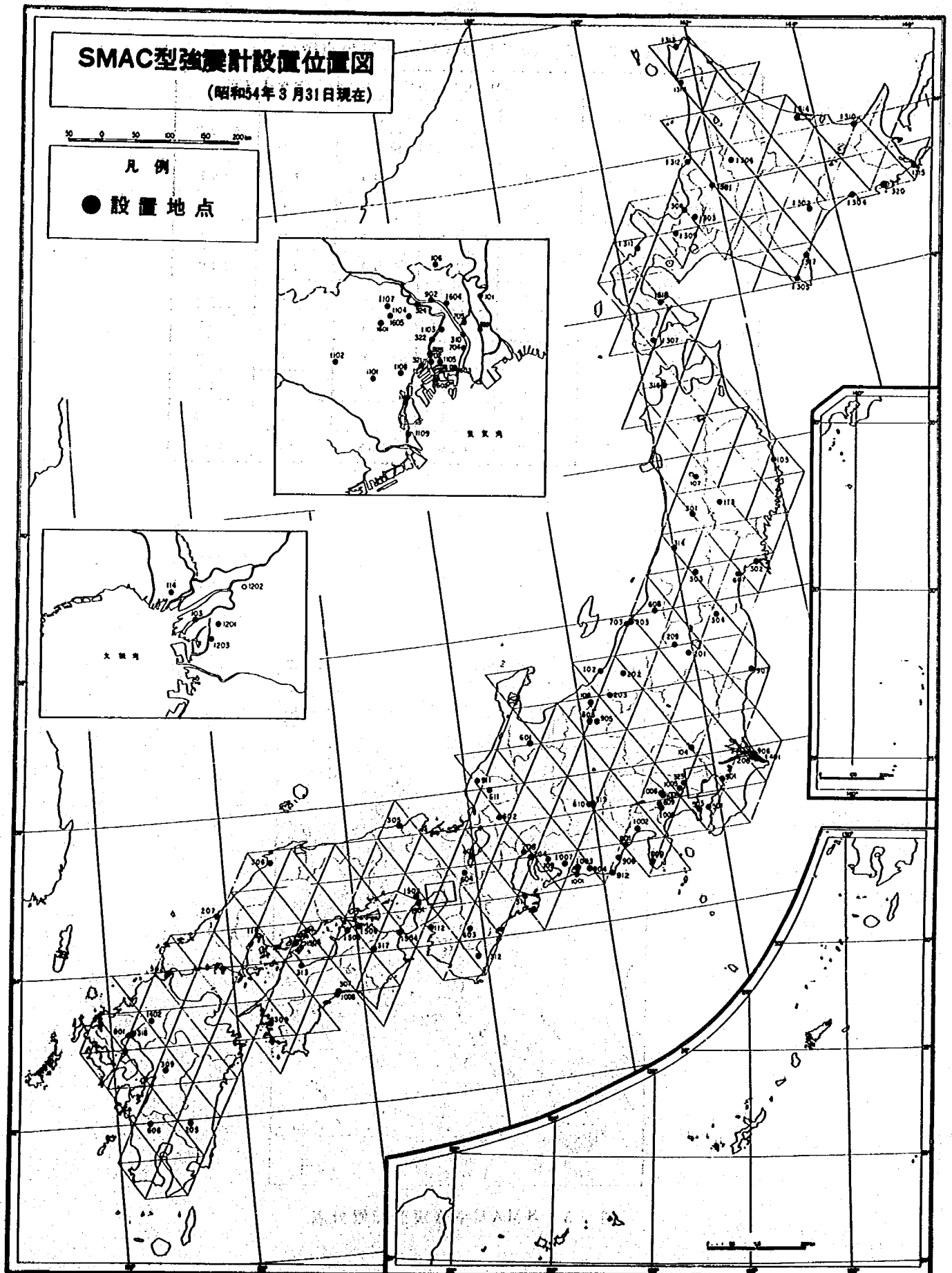


図-1 SMAC型強震計設置位置図(昭和54年3月31日現在)



図一 2 電磁型強震計設置位置図 (昭和54年3月31日現在)

表-3 構造物ごとの強震計観測地点数

| 構造物の種類  | SMAC型強震計 |     |     | 電磁式震計    |     |
|---------|----------|-----|-----|----------|-----|
|         | 観測<br>地点 | 台 数 |     | 観測<br>地点 | 成分数 |
|         |          | 地 盤 | 構造物 |          |     |
| 橋 梁     | 94       | 95  | 105 | 13       | 151 |
| 地下構造物   | 5        | 7   | 3   | 1        | 3   |
| トンネル    | 2        | 2   | 4   | 0        | 0   |
| ダム      | コンクリート   | 10  | 6   | 10       | 119 |
|         | ファイル     | 2   | 1   | 2        | 45  |
| 河川構造物   | 7        | 7   | 7   | 5        | 37  |
| 海岸      | 0        | 0   | 0   | 0        | 0   |
| 構造物予定地点 | 9        | 7   | 2   | 7        | 78  |
| その他     | 3        | 4   | 0   | 2        | 6   |
| 合 計     | 132      | 129 | 133 | 46       | 439 |

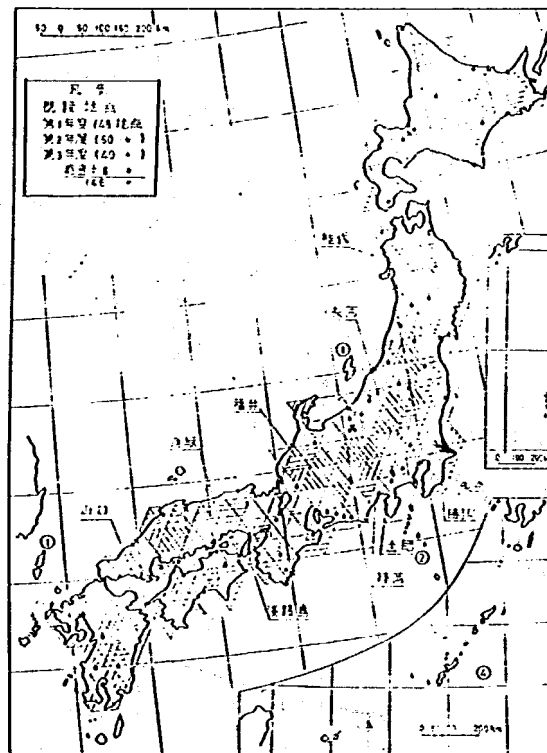


図-3 SMAC型強震計配置計画

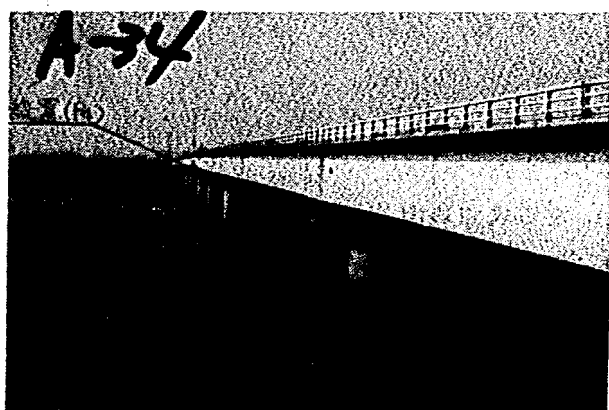
表－4 昭和53年度新設箇所一覧表（昭和54年3月31日現在）

(a) 土木研究所以外の機関が設置した強震計（公共土木施設関係）

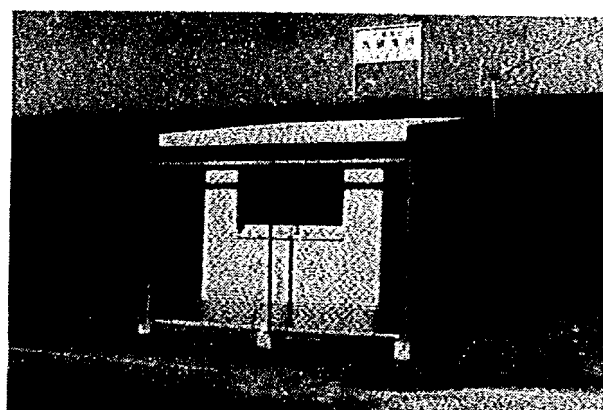
| No  | 観測所名 | 型 式     | 台 数 | 設置箇所  | 県 名 | 維 持 管 理 | 設置年月 |
|-----|------|---------|-----|-------|-----|---------|------|
| 327 | 黎明橋  | SMAC-E2 | 2   | 地盤・橋脚 | 東 京 | 東京都 建設局 | 54-3 |
| 327 | 高円寺橋 | SMAC-E2 | 2   | “ “   | “   | “ “     | 54-3 |

(b) 土木研究所が設置した強震計

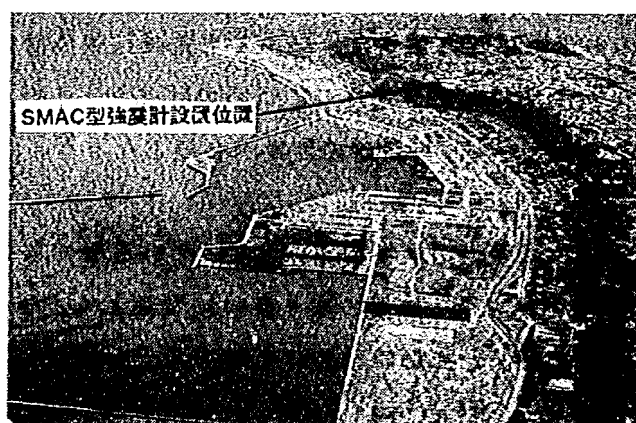
| No  | 観測所名 | 型 式    | 台 数 | 設置箇所  | 県 名 | 維 持 管 理     | 設置年月  |
|-----|------|--------|-----|-------|-----|-------------|-------|
| 911 | 福井大橋 | SMAC-Q | 2   | 地盤・橋脚 | 福 井 | （建）福井工事事務所  | 53-11 |
| 912 | 御前崎  | SMAC-Q | 1   | 地 盤   | 静 岡 | （県）御前崎土木事務所 | 53-9  |



写真－1 福井大橋（橋脚上への設置位置）



写真－2 地盤の強震観測小屋（福井大橋）



写真－3 強震計設置位置（御前崎）



写真－4 地盤の強震観測小屋（御前崎）

—— (2) 強震観測網の維持点検 ——

|       |     |      |
|-------|-----|------|
| 振動研究室 | 室長  | 岩崎敏男 |
|       | 研究員 | 川島一彦 |
|       |     | 高木義和 |

1. まえがき

本調査はすでに設置した強震計を良好な状態に保持し、不意に発生する地震時に確実に強震記録を採取できるようにするために行なうものである。本年度はS M A C強震計67地点130台、電磁式強震計22地点179成分に対して定期点検補正を実施した。

2. 目的

強震観測網の定期点検補正は、強震観測が正常に行なえるように、機器を常に良好な状態に保持し、不意に発生する強震動を確実に記録すること、ならびに、現場の観測担当者に対する観測機器の取扱い講習も兼ねて実施している。

3. 今年度の定期点検補正

今年度は、S M A C型強震計については、67地点、130台、電磁式強震計については22地点、179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に大きな成果をあげることができた。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）と合併して実施した。

4. 今後の課題

(1) 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、S M A C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拠出を講ずることが望まれる。

(2) 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。

— (3) 強震記録の収集および公刊 —

振動研究室 室長 岩崎 敏 男

研究員 川 島 一 彦

高 木 義 和

1. ま え が き

土木研究所では、昭和32年度に建設省に最初の強震計が設置されて以来、地震ごとに強震記録を収集整理するとともに、このなかの加速度記録の大きく利用性の高い記録については数値化および波形の一次解析を行ない、これらの結果を広く各種施設の耐震設計の資料として有効利用を図るために記録の公刊をしている。本年度は1978年宮城県沖地震を中心に昭和53年度中に発生した2回の地震による記録を収集整理し、公刊した。

2. 研究目的

強震観測網により得られた強震記録を収集整理し、強震記録の有効利用を図り各種公共土木施設の耐震設計法の向上・合理化に資する。

3. 研究方法

- (1) 強震記録の収集
- (2) 強震記録の数値化
- (3) 強震記録の一次解析（最大加速度、応答スペクトル等）
- (4) 強震記録の公刊

4. 研究結果

4.1 強震記録の収集

今年度は6月12日の宮城県沖地震を中心に今後の解析に有効な記録が多数得られた。8月31日現在で（土木研究所では気象庁の公式な地震に関するデータが公表されるのを待つため、常に半年遅れで記録を整理している）16地震により101本の地震動記録（SMAC型強震計による）が得られている。

4.2 強震記録の数値化

強震記録のうち、重要な記録（原則として地盤上で30gal以上ある記録）については、時々刻々の加速度値を読み取る数値化を行なっている。今年度は、SMAC型強震計の記録については表1に示すように6月12日の宮城県沖地震の記録を中心に13本（36成分）について、また、電磁式強震計の記録は、表2に示すように、6月12日の宮城県沖地震の記録20成分（4地点）について数値化した。

表-1 53年度に数値化した強震記録(SMAC型)の一覧表

| No. | Station | Data No.   | Date of Earthquake | Component       | Max. Acc (Gal) | Duration(sec) | No. | Station | Data No.   | Date of Earthquake | Component       | Max. Acc (Gal) | Duration(sec) |
|-----|---------|------------|--------------------|-----------------|----------------|---------------|-----|---------|------------|--------------------|-----------------|----------------|---------------|
| 1   | 真崎大橋    | 105-Gr-13  | 1978               | LG <sub>0</sub> | 24.7           | 9.24          | 20  | 雄平橋     | 301-Gr-15  | 1978               | TR <sub>0</sub> | 25.5           | 28.91         |
| 2   |         |            | 2.20               | U-D             | 85.1           | 18.86         | 21  |         |            | 6.12               | U-D             | 15.7           | 28.96         |
| 3   | 開北橋     | 302-Gr-34  | 1978               | LG <sub>0</sub> | 76.8           | 28.98         | 22  |         |            |                    | LG <sub>0</sub> | 34.6           | 28.96         |
| 4   |         |            | 2.20               | U-D             | 37.8           | 28.97         | 23  | 開北橋     | 302-Gr-35  | 1978               | LG <sub>0</sub> | 192.5          | 38.86         |
| 5   |         |            |                    | TR <sub>0</sub> | 141.6          | 28.99         | 24  |         |            | 6.12               | U-D             | 116.2          | 38.97         |
| 6   | 開北橋     | 302-Pi-35  | 1978               | LG <sub>0</sub> | 324.3          | 30.92         | 25  |         |            |                    | TR <sub>0</sub> | 286.8          | 38.93         |
| 7   |         |            | 2.20               | U-D             | 62.5           | 30.97         | 26  | 開北橋     | 302-Pi-36  | 1978               | U-D             | 182.9          | 39.91         |
| 8   |         |            |                    | TR <sub>0</sub> | 200.5          | 30.95         | 27  |         |            | 6.12               | TR <sub>0</sub> | 328.7          | 39.92         |
| 9   | 平大橋     | 907-Gr-106 | 1978               | TR <sub>0</sub> | 31.2           | 29.95         | 28  | 伊達橋     | 304-Pi-41  | 1978               | LG <sub>0</sub> | 478.4          | 40.95         |
| 10  |         |            | 2.20               | U-D             | 13.3           | 29.93         | 29  |         |            | 6.12               | U-D             | 102.6          | 40.91         |
| 11  |         |            |                    | LG <sub>0</sub> | 28.0           | 29.94         | 30  |         |            |                    | TR <sub>0</sub> | 320.3          | 40.91         |
| 12  | 妙見橋     | 306-Gr-7   | 1978               | TR <sub>0</sub> | 45.2           | 20.98         | 31  | 榎水ダム    | 607-Gr-3   | 1978               | LG <sub>0</sub> | 235.9          | 25.48         |
| 13  |         |            | 6.4                | U-D             | 16.6           | 20.95         | 32  |         |            | 6.12               | U-D             | 84.2           | 25.49         |
| 14  |         |            |                    | LG <sub>0</sub> | 46.1           | 20.96         | 33  |         |            |                    | TR <sub>0</sub> | 183.8          | 25.47         |
| 15  | 新利根川橋   | 104-Gr-36  | 1978               | TR <sub>0</sub> | 27.9           | 39.90         | 34  | 平大橋     | 907-Gr-108 | 1978               | TR <sub>0</sub> | 72.9           | 38.87         |
| 16  |         |            | 6.12               | U-D             | 7.1            | 39.92         | 35  |         |            | 6.12               | U-D             | 37.2           | 38.91         |
| 17  |         |            |                    | LG <sub>0</sub> | 36.2           | 39.97         | 36  |         |            |                    | LG <sub>0</sub> | 86.1           | 38.91         |
| 18  | 真崎大橋    | 105-Gr-15  | 1978               | LG <sub>0</sub> | 109.0          | 28.47         |     |         |            |                    |                 |                |               |
| 19  |         |            | 6.12               | U-D             | 30.8           | 21.84         |     |         |            |                    |                 |                |               |

表-2 53年度に数値化した強震記録(電磁式)の一覧表

| No. | Station | Component  | Date of Earthquake | Max. Acc (Gal) | Duration(sec) | No. | Station | Component   | Date of Earthquake | Max. Acc (Gal) | Duration(sec) |
|-----|---------|------------|--------------------|----------------|---------------|-----|---------|-------------|--------------------|----------------|---------------|
| 1   | 湯田ダム    | 基礎岩盤 X     |                    | 24.6           | 30.32         | 13  | 皆瀬ダム    | 基礎止水壁内監査廊 X |                    | 48.0           | 35.98         |
| 2   |         | " Y        |                    | 22.2           | 30.23         | 14  |         | " Y         |                    | 26.2           | 35.94         |
| 3   |         | " Z        | 1978               | 21.4           | 30.29         | 15  |         | " Z         | 1978               | 20.6           | 36.00         |
| 4   |         | 堤体天端 X     | 6.12               | 182.5          | 8.02          | 16  |         | 堤体下流法面小段 X  | 6.12               | 80.5           | 61.16         |
| 5   |         | " Y        |                    | 41.9           | 8.92          | 17  |         | " Y         |                    | 43.0           | 60.95         |
| 6   |         | " Z        |                    | 30.7           | 9.78          | 18  |         | " Z         |                    | 93.5           | 60.98         |
| 7   | 鳴子ダム    | 基礎岩盤 X     | 1978               | 93.8           | 15.12         | 19  | 四十四田ダム  | 基礎岩盤 Y      | 1978               | 22.7           | 15.79         |
| 8   |         | " Y        | 6.12               | 49.6           | 15.15         | 20  |         | " Z         | 6.12               | 17.2           | 16.00         |
| 9   |         | " Z        |                    | 49.3           | 15.10         |     |         |             |                    |                |               |
| 10  |         | 堤体中段・監査廊 X |                    | 68.1           | 14.99         |     |         | 注)          |                    |                |               |
| 11  |         | " Y        |                    | 58.5           | 15.00         |     |         | X: 上下流方向    |                    |                |               |
| 12  |         | " Z        |                    | 37.1           | 14.98         |     |         | Y: ダム軸方向    |                    |                |               |
|     |         |            |                    |                |               |     |         | Z: 上下方向     |                    |                |               |

#### 4.3 1978年宮城県沖地震による代表的記録

本年度に収集した強震記録の代表例として、1978年宮城県沖地震で得られた開北橋の地盤上、および伊達橋の橋脚上の記録を図1、図2に、また、これらの記録の応答応答スペクトルを図3、図4に示す。

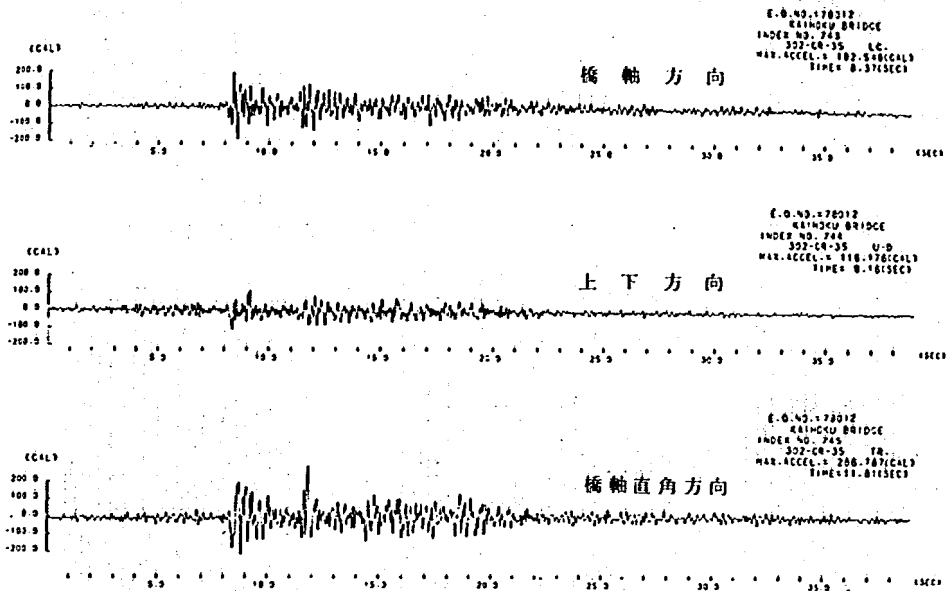


図1 開北橋（地盤）の記録

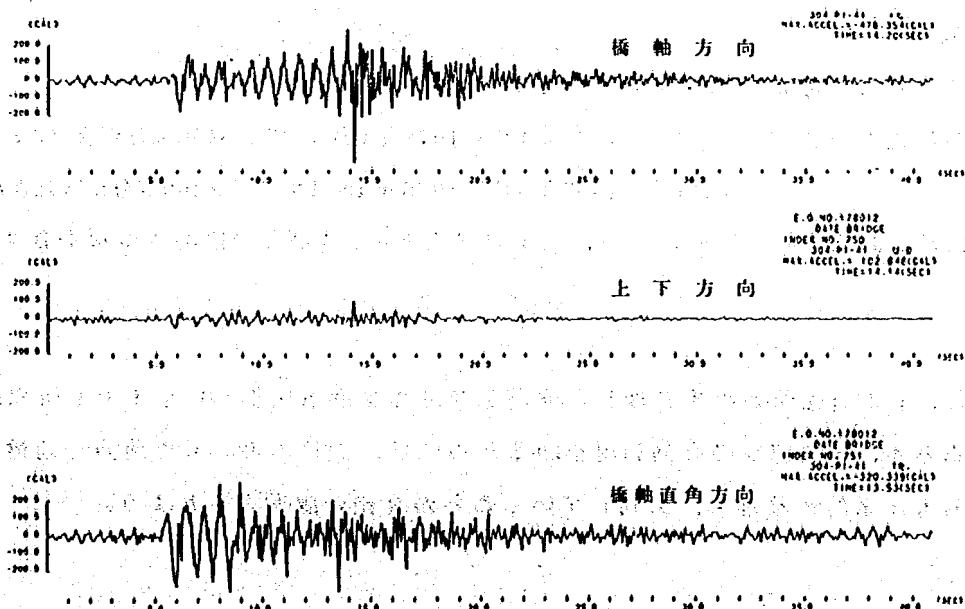
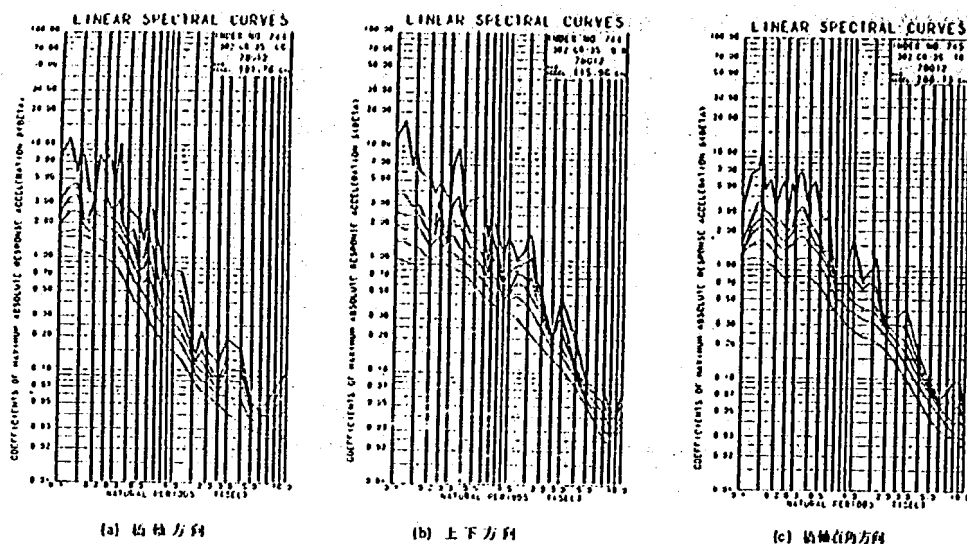
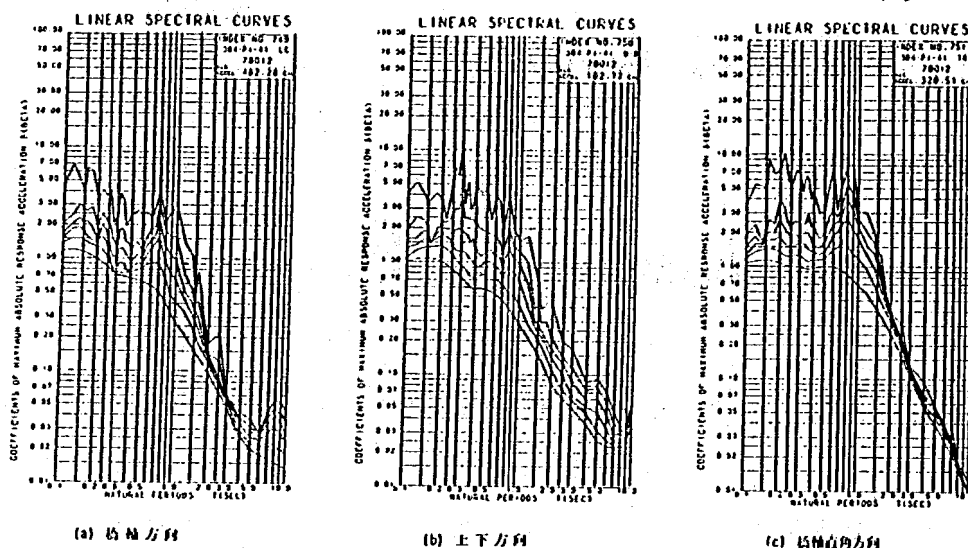


図2 伊達橋（橋脚）の記録



(a) 橋軸方向 (b) 上下方向 (c) 橋軸直角方向  
図3 開北橋(地盤)の応答スペクトル(倍率)〔 $h=0, 2, 5, 10, 20, 40\%$ 〕



(a) 橋軸方向 (b) 上下方向 (c) 橋軸直角方向  
図4 伊達橋(橋脚)の応答スペクトル(倍率)〔 $h=0, 2, 5, 10, 20, 40\%$ 〕

#### 4.4 記録の公刊

本年度は次の2冊の強震記録に関する報告書を公刊した。

1)土木構造物の加速度強震記録(Ⅱ<sup>1</sup>): 1978年1月～1978年6月までの記録60成分が収録されている。

2) , (Ⅱ<sup>3</sup>)<sup>2</sup>: 1967年9月～1968年1月までの記録100成分が収録されている。

これらの報告書には、数値化した記録、波形、応答スペクトルおよびその他関連事項が含まれている。

#### 5. 今後の課題

上述したように、土木研究所が収集整理した強震記録は昨年度以来新しい形(土木研究所彙報)でとりまとめつつあるが、強震記録の有効利用を図るためには、記録の得られた地点の地盤条件、構造条件に関する資料も体系的に整理し、公刊していくことが今後の課題とされよう。

#### (参考文献)

- 1)土木研究所：土木構造物における加速度強震記録(Ⅱ<sup>2</sup>)，土木研究所彙報第33号，昭和54年10月
- 2)土木研究所：土木構造物における加速度強震記録(Ⅱ<sup>3</sup>)，土木研究所彙報第34号，昭和54年10月

|       |     |         |
|-------|-----|---------|
| 振動研究室 | 室 長 | 岩 崎 敏 男 |
| 〃     | 研究員 | 川 島 一 彦 |
| 〃     |     | 高 木 義 和 |

## 1. まえがき

強震記録は、近年その数が豊富になり、地震応答解析における入力地震動として、また、設計地震力を定めるための諸研究に広く各所で利用されている。また、各種の新しい構造形式の公共土木施設の出現とその規模の大型化に伴ない強震計に要求されていた従来までの諸要求をさらに凌駕した短周期ならびに長周期の振動数領域での性能に対する要求が新しく出てくるとともに、中程度の周期領域においても記録の精度に関する関心が高まりつつある。そこで、現在広く一般に使われ、多数の強震記録を提供している SMAC-B2 型強震計、および、最近になって公共土木施設に設置される頻度の高い SMAC-Q 型強震計を対象とし、加振台を用いた強震計の振動実験を実施し精度に関する検討を行った。

## 2. 研究目的

- (1) SMAC 型強震計（特に SMAC-B2 型）の短周期成分における感度低下が加速度記録および加速度応答スペクトルに及ぼす影響の検討
- (2) 短周期成分の感度低下の影響の補正方法の開発
- (3) 長周期成分の波形に混入する各種誤差の影響の吟味とその補正法の開発

## 3. 研究方法

つぎの各種の方法により研究を進めていく

- (1) 振動台加振実験
- (2) 解析的な手法による記録補正方法の開発
- (3) 記録補正の影響の検討（最大加速度、応答スペクトル曲線等）

## 4. 研究結果

### 4.1 振動台加振実験装置の概要

本実験に用いた装置の概要を図-1 に示す。実験装置は振動台と加速度および変位の計測システムから構成されており、振動台上に SMAC-B2 型強震計および SMAC-Q 型強震計を同時に設置して後述の実験を行なった。実験に際して計測した項目は、(i) 振動台の基準加速度、(ii) 振動台の基準変位、(iii) B2 型強震計の加速度記録、(iv) Q 型強震計の加速度記録の 4 つであり、

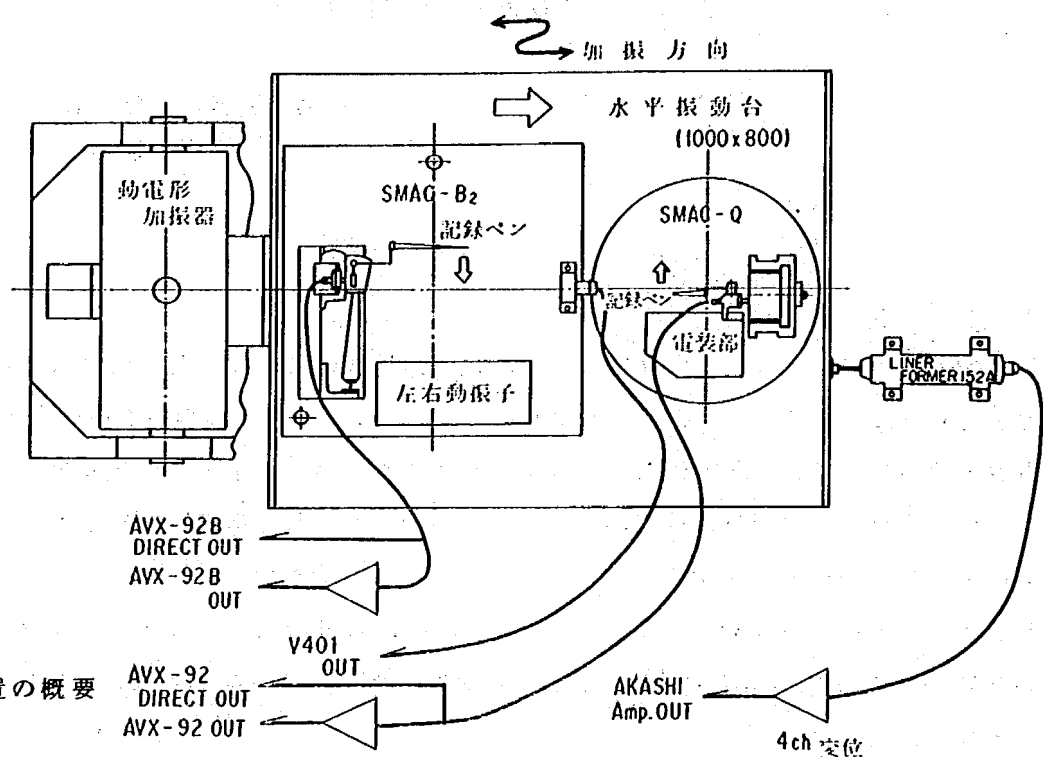


図-1 実験装置の概要

#### 4.2 実験概要

実験の概要を下記に示す。

(1) 強震計の振動数特性および位相特性を調べるために正弦波による定常加振実験を行ない、1～25 Hzの定常加振による強震計の応答を測定した。また、加速度強度による振動数特性を検討するために振動台への入力加速度を100 gal および300 galの2種類に変化させ応答を測定した。

(2) 地震の際、実際に強震観測に用いているSMAQ型強震計がどの程度の精度で実震動を記録しているかを調べるために、図-2に示す5種類の実地震動記録(うち、2種類の記録については入力強度を1回ずつ変化させた)を用いて加振実験を行なった。

#### 4.3 強震計の振動数特性および位相特性の検討

定常加振による正弦波加振実験から求めた、B2型およびQ型強震計の振幅特性をそれぞれ図-3、図-4に示す。図中には、加振入力振動数1 Hzの場合を基準値として正規化して求めた100 gal および300 gal加振時の振幅特性の平均値を実線丸印(—○—)で示してある。また、強震計を一自由度系の振動体としてモデル化した場合の理論値も破線(……)で示してある。次に、位相特性を理論値と共に図5に示す。これらにより以下のことがわかる。

- (1) B2型およびQ型強震計の振動特性は100 gal加振の場合も300 gal加振の場合もおおむね同じ結果となり、加速度強度にあまり左右されずほぼ一定であると考えられる。
- (2) B2型およびQ型強震計の振動特性はいずれの場合にも実測値と理論値は比較的よく一致する。
- (3) B2型およびQ型強震計の位相特性は、それぞれ固有振動数の付近で位相の反転が生じており、全体としての傾向は表われている。

#### 4.4 加速度応答スペクトルに及ぼす短周期成分感度低下の影響

各加振実験ごとに地震波加振実験の結果求められた基準加速度、B2型強震計加速度記録、Q型強震計加速度記録のそれぞれに対して応答加速度スペクトル  $S_A$  および応答加速度倍率  $\beta$  を計算し三者の  $S_A$ 、 $\beta$  スペクトル値どうしの比を次のように定義した。

$$R_{SA}^{B2} \equiv \frac{S_A^{B2}}{S_A^*}, \quad R_{SA}^Q \equiv \frac{S_A^Q}{S_A^*} \quad \dots\dots (4-2)$$

$$R_{\beta}^{B2} \equiv \frac{\beta^{B2}}{\beta^*}, \quad R_{\beta}^Q \equiv \frac{\beta^Q}{\beta^*} \quad \dots\dots (4-3)$$

ここで、 $S_A^*$ 、 $\beta^*$  : 振動台基準加速度の  $S_A$  スペクトルおよび  $\beta$  スペクトル

$S_A^{B2}$ 、 $\beta^{B2}$  : B2型強震計による加速度記録の  $S_A$  スペクトルおよび  $\beta$  スペクトル

$S_A^Q$ 、 $\beta^Q$  : Q型強震計による加速度記録の  $S_A$  スペクトルおよび  $\beta$  スペクトル

この(1)式、(2)式で定義した  $R_{SA}^Q$ 、 $R_{SA}^{B2}$  および  $R_{\beta}^Q$ 、 $R_{\beta}^{B2}$  を7回の地震波加振実験に対して計算し、7種類の平均値と、これに標準偏差を加減した値を示したものが図-6~9である。これにより以下のような事項が指摘される。

##### (i) Q型強震計による $S_A$ スペクトル ( $R_{SA}^Q$ )

図-6より、 $R_{SA}^Q$  はいずれの入力地震記録の場合も固有周期  $T$  が0.1秒から2.0秒程度までは、おおむね1.0であることから、この領域ではQ型強震計による加速度記録の  $S_A$  スペクトルは、振動台の基準加速度の  $S_A$  スペクトルとよく一致していることがわかる。固有周期が2秒以上の領域では  $R_{SA}^Q$  は0.8~2.5の範囲でばらつき、また、7種類の加振実験ごとの変動も大きい。

以上のような点から、Q型強震計により測定した加速度記録をもとにすれば、固有周期が0.1秒から約2秒の間の加速度応答スペクトル  $S_A$  は、ほぼ正しい結果を与えているといえることができる。

##### (ii) B2型強震計による $S_A$ スペクトル ( $R_{SA}^{B2}$ )

図-7より、 $R_{SA}^{B2}$  は固有周期がおおむね0.6秒以下の領域において、1.0より小さくなっているのがわかる。固有周期0.1秒付近では約0.6にまで下っている。固有周期が約0.6~2.0秒の間では、 $R_{SA}^{B2}$  はおおむね1.0に近く、さらに固有周期の長い領域では  $R_{SA}^{B2}$  は入力地震動ごとにばらつく傾向を示す。このような点では前述したQ型強震計の場合 ( $R_{SA}^Q$ ) と似ているが  $R_{SA}^Q$  の場合には、この領域で  $R_{SA}^Q$  が1.0よりも大きくなるケースが多かったのに比較し、 $R_{SA}^{B2}$  の場合には、1.0よりも大きくなるケースと小さくなるケースの両方の場合がある。このことよりB2型強震計により測定した加速度記録をもとに  $S_A$  スペクトルを計算した場合は、固有周期が0.1秒から約0.6秒の範囲では過小な評価に、固有周期が約0.6秒から2.0秒の範囲ではおおむね正しい結果にそれぞれなっている。

##### (iii) Q型強震計による $\beta$ スペクトル ( $R_{\beta}^Q$ )

図-8より、 $R_{\beta}^Q$  は固有周期が0.1秒から約2.0秒までの領域でおおむね1.0であり、かつ、このような傾向は入力地震動ごとの変動も小さい。固有周期が2.0秒以上の領域では、 $R_{\beta}^Q$  は徐々に1.0よりも大きくなり、入力地震動ごとの変動も大きくなる。

(iv) B 2 型強震計による  $\beta$  スペクトル ( $R_{\beta}^{B2}$ )

図-9より、 $R_{\beta}^{B2}$  は固有周期がおおむね 0.3 秒以下の領域において 1.0 より小さく 0.3 秒から約 2.0 までの領域においては 1.0 よりも大きくなっているのがわかる。固有周期が 0.1~0.2 秒の範囲では、 $R_{\beta}^{B2}$  は 0.86~0.92 程度の値をとり固有周期が 0.6 秒から約 2.0 秒範囲では、 $R_{\beta}^{B2}$  は 1.20~1.25 程度の値をとる。

以上のような点を総合すると、B 2 型強震計により測定した加速度記録をもとに  $\beta$  スペクトルを計算すると、固有周期が 0.1~0.3 秒の範囲では過小の評価に、固有周期が 0.3 秒から約 2.0 秒の範囲では過大の評価に、それぞれなると言えよう。

#### 4.5 まとめ

1) B 2 型強震計は短周期の波動成分に対する感度が低いため、これにより得られた強震記録は実際の地震動に比較して最大加速度が低下し、また、波形の山谷の細部がとれたなめらかな波形となる。今回の加振実験に用いた 7 種類の地震動に対しては、最大加速度の低下率は平均して約 16% であった。

2) B 2 型強震計により観測された記録をもとにして加速度応答スペクトル  $S_A$  を計算した場合には、固有周期が 0.1 秒から約 0.6 秒の範囲では、 $S_A$  スペクトルを最大で 25% 程度 (7 種類の加振実験の平均値) 過小評価をしている。どの程度の過小評価になるかは入力地震動の特性に応じて変化するが、一般的には上記周期範囲で卓越した地震動ほど過小評価となる可能性がある。

3) B 2 型強震計により観測された記録をもとにして加速度応答スペクトル倍率  $\beta$  を計算した場合には、固有周期が 0.1~0.3 秒の範囲においては  $\beta$  スペクトルを最大で 15% 程度 (7 種類の加振実験の平均値) の過小評価を、0.3 秒から約 2.0 秒までの範囲においては  $\beta$  スペクトルを最大で 25% 程度 (7 種類の加振実験の平均値) の過大評価をしている。

4) Q 型強震計により観測した加速度記録の最大値は、実際の地震動加速度の最大とよく一致している。

5) Q 型強震計により観測された記録をもとにして加速度応答スペクトル  $S_A$  および加速度応答スペクトル倍率  $\beta$  を計算した場合には、固有周期が 0.1 秒から約 2.0 秒の範囲において両スペクトルはおおむね正しい結果を与える。

#### 5. 今後の問題点

本年度は SMA C 型強震計の特性が得られた記録に与える影響を主として応答スペクトルの立場から検討した。その結果、SMA C 型強震計の記録に現われる精度低下の原因は、周期成分ごとにいろいろあることが明らかにされた。今後、これらの原因をより詳細に検討するとともに、適切な補正方法を開発していくことが必要である。

#### (参考文献)

岩崎、若林、川島、高木：SMA C 型強震計の短周期成分特性に関する実験的研究、土木研究所資料 1505、昭和 56 年 3 月

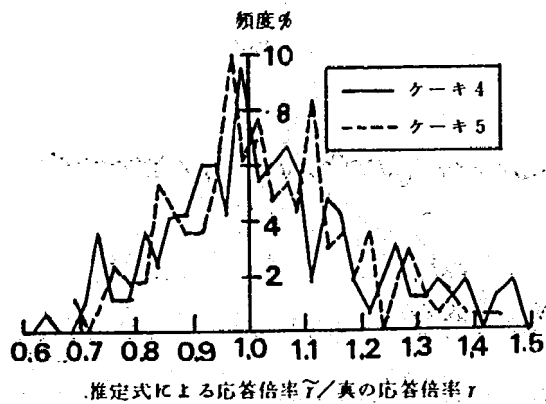


図6 加速度応答倍率 $\gamma$ の推定式の精度

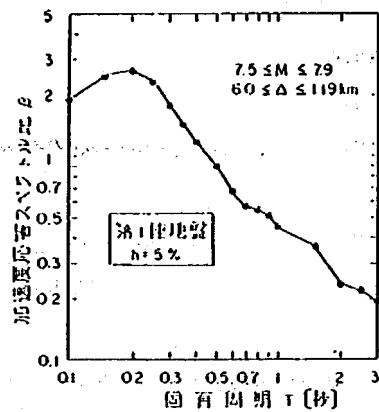


図8 計算に用いた基盤の応答スペクトル倍率 $\beta$

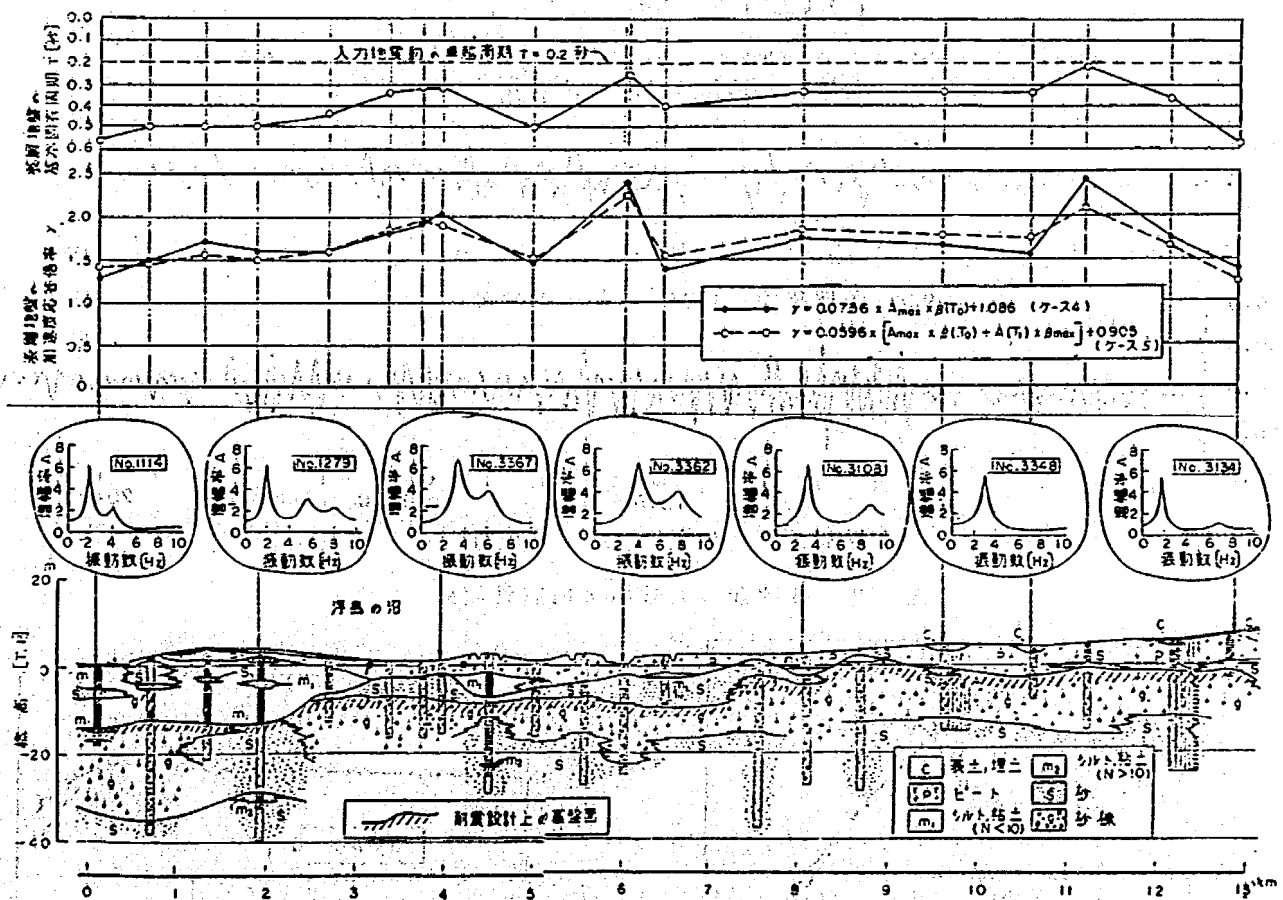


図7 加速度応答倍率の計算例

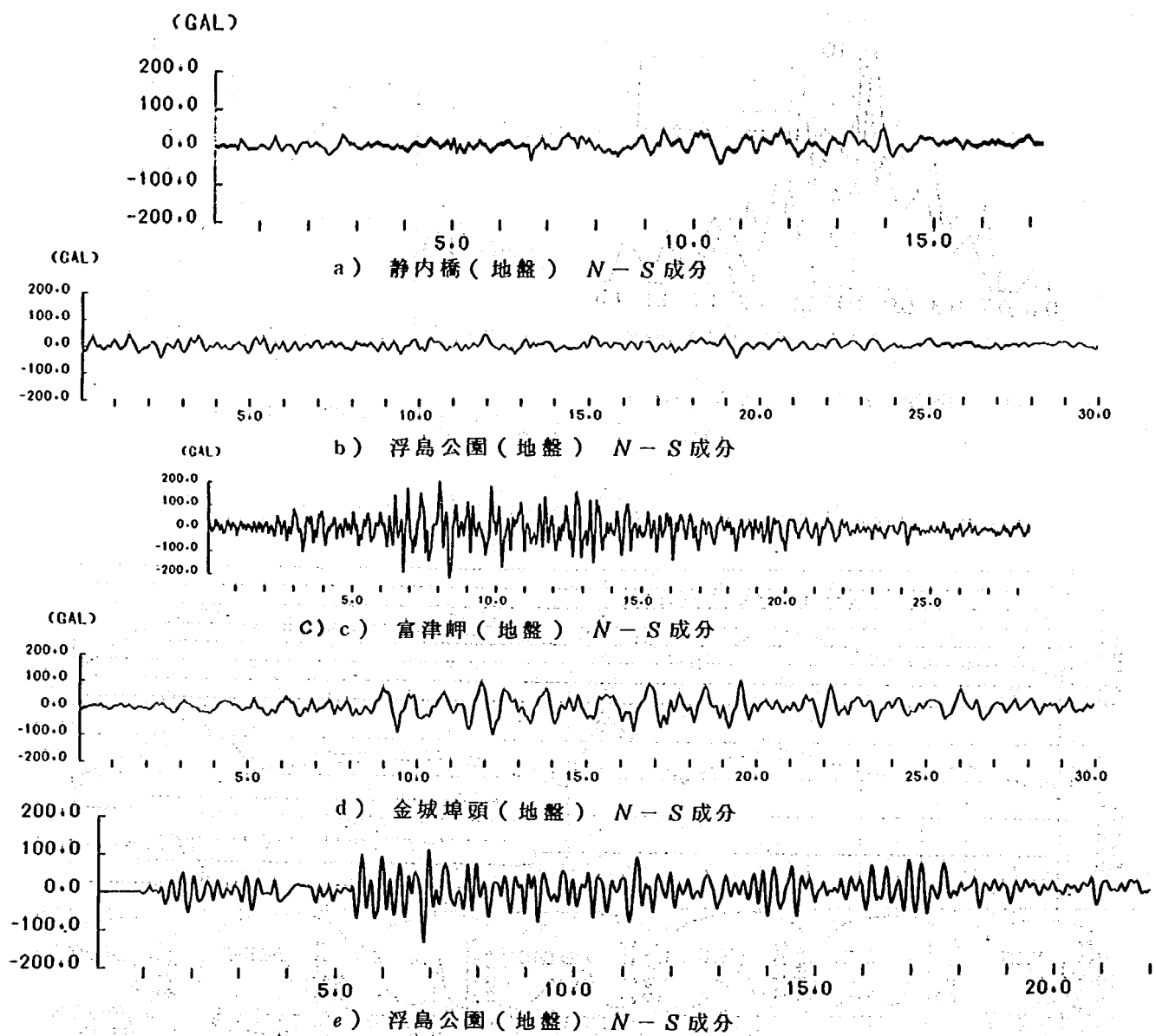


図-2 5種類の実験用実地震動記録

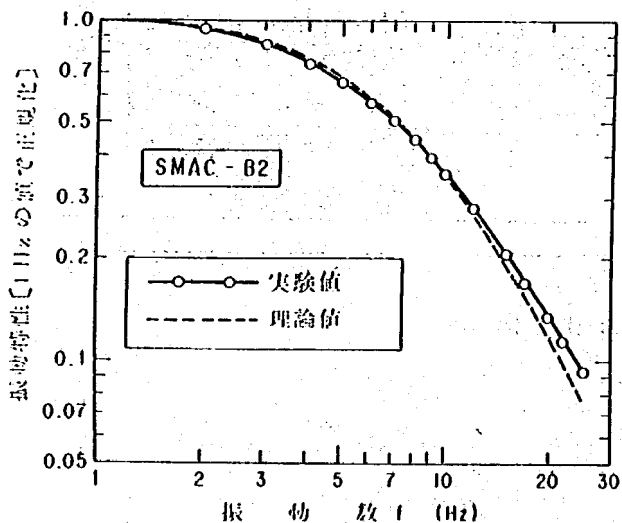


図-3 B2型強震計の振幅特性

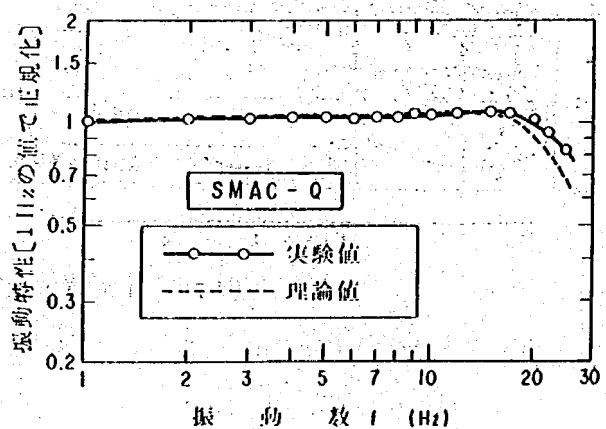


図-4 Q型強震計の振幅特性

—— (5) 強震記録の数値化の精度に関する研究 ——

|       |     |      |
|-------|-----|------|
| 振動研究室 | 室長  | 岩崎敏男 |
|       | 研究員 | 川島一彦 |
|       |     | 高木義和 |

### 1. まえがき

建設省の土木施設に対する強震観測は昭和33年に始まったが、昭和54年3月末現在で土木研究所の所掌するSMAC型強震計は、128観測地点で合計255台である。強震記録の読取は、昭和39年から開始しているが、当初は、記録波形を $1/10$ 秒間隔に区切り、スケールをあてて振幅を読取るという方式をとっていた。この方式は昭和44年までの記録の読取に使用されていたが、その後、昭和48年に座標読取り装置（米国ペンディックス社製、以下、ディジタイザーと呼ぶ）を導入し、昭和45年以後現在に至る記録はこのディジタイザーを用いて行なっている。強震記録を用いた解析は、近年その数が豊富になってきたため、各所で利用されているが、それに伴って記録の精度に対する関心が深まりつつある。そこで、今年度は現在土木研究所が行なっているディジタイザーを用いた強震記録の数値化の精度について検討を加えた。

### 2. 研究目的

- (1) 強震記録の読取精度の確認
- (2) 読取精度を考慮した強震記録およびこれをもとに作成した平均応答スペクトル曲線の補正法の検討
- (3) より高精度の数値化の手法の開発

### 3. 研究方法

ディジタイザーは写真1に示すように、読取りテーブル部、コントロール・コンソール部、出力装置部から構成されており、読取った記録は磁気テープに収録される。読取りは、強震記録を読取りテーブル上にセットし、ディジタイザーのカーソルを記録波形に沿ってスライドさせながら、任意の時間軸とそれに対応する加速度値をオペレーターの指示によりピック・アップすることにより行なっている。ここで、読取波形のピーク部や変曲点近傍では、読取間隔を細かくし、精度の向上を図るようにしている。また、読取りに用いる原紙は、SMAC-B2型の場合には記録原紙を密着焼付した印画紙を、SMAC-Q, D, E2, E型等のスクラッチ・フィルム方式の場合には記録フィルムを6.7倍に拡大焼付した印画紙を、それぞれ用いている。

このようにして読取った記録波形は、図化機により印画紙に焼付けした実測記録波形と同一の縮尺で再生し、再生した波形と原波形を重ね合わせて、目視により両者の一致の度合いを検討する。この段階で、再生波形と原波形が一致していないと判断された場合（現在までの実績では10%程度）に



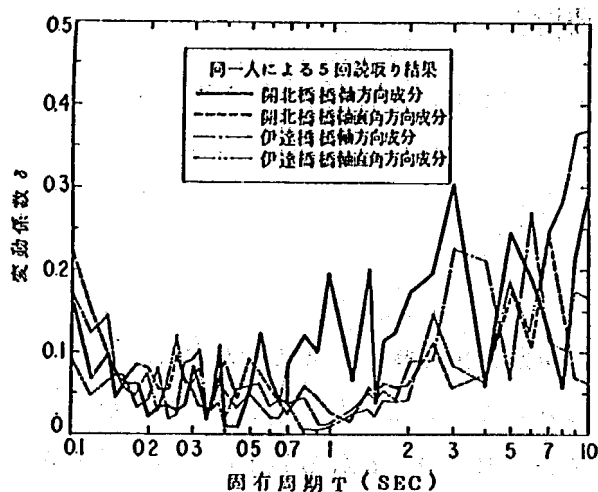


図4 応答スペクトル比曲線の変動係数(同一読取人)

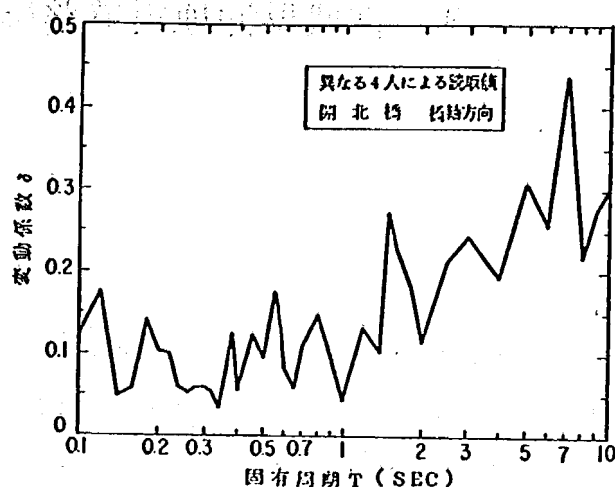


図5 応答スペクトル比曲線の変動係数(複数読取人)

上記の検討結果から土木研究所の記録読取りシステムの安定性に関し、以下の結論が得られた。

- (1) 同一記録を多数回読取った場合の最大加速度の変動係数は  $10^{-3}$  のオーダーである。同一人が読取った方が複数人が読取る場合よりも変動係数が多少小さくなる傾向にあり、読取人の習性が関係することを示唆している。
- (2) 同一記録を多数回読取った場合の加速度応答スペクトル比  $\beta$  の変動係数は、固有周期 0.2～1.5 秒の範囲で小さく(平均値は約 0.05)、それ以外の場合に比較して精度がよい。

## 5. 今後の課題

本年度の検討の結果、読取精度は記録に含まれる周期領域において 0.15 秒以下の短周期領域、0.15 秒～2 秒の範囲、2 秒以上の長周期領域の 3 つに分けて考えていく必要があることがわかった。それぞれの領域ごとに異なった原因で精度が規定されていると予想されるので、こうした点をもう少し詳細に検討し、数値化の精度の改善を図っていく必要がある。同時に、このような誤差が記録の数値化の際に混入してくるとすれば、これらの強震記録を地震応答解析等に用いた場合の影響の度合いについて検討を加えていく必要がある。

## 参考文献

- 1) 川島, 高木: デジタイザーによる SMAC 型強震計読取の精度, 第 6 回土木学会関東支部年次研究発表会, 昭和 54 年

### 3 宮城県沖地震道路橋被害調査

振動研究室

室長 岩崎 敏男

研究員 川島 一彦

高木 義和

#### 1. まえがき

1978年6月12日の宮城県沖地震により、宮城県、岩手県、福島県の3県にまたがって各種の公共土木施設に被害が生じた。このうち、道路橋の被害に着目して、地震動強度、橋種、構造形式、支持地盤の種類等と被害の関連を調査することを目的として、宮城県の一般県道以上にある橋長15m以上の無被害橋を含めた全橋、ならびに、岩手県内の北上川流域の橋、福島県福島市内の橋に対する調査が行われた(図1参照)。

この結果によれば、今回調査された東北地建管内の直轄国道の55橋、宮城県道400橋、岩手県道170橋、福島県道4橋のうち、それぞれ42橋、92橋、20橋、2橋、合計156橋がごく軽微な被害を含めて何らかの被害を受けていることが判明した。本調査は、地震動および地盤条件の特性と道路橋の被害の関連を求め、今後の地震防災対策上の資料を得ることを目的として実施したものであり、主として今回の地震により被害の著しかった支承部に着目して被害の状況を整理した。

#### 2. 調査目的

1978年6月12日の宮城県沖地震による道路橋被害(主として支承部の被害)を調査し、被害の形態および程度と地震動強度、地盤条件等との関連を究明することを目的とする。

#### 3. 調査方法

今回の地震による道路橋の被害としては、支承部の被害が著しかったことが特徴の一つに指摘されている。しかしながら、既存の地震被害状況を調べると支承部の地震被害は必ずしも今回の地震に限ったことではなく、過去の地震発生の際にも多く発生していることがわかる。従来、支承の被害は、個々の支承の被害額もしくは復旧額がそれほど高価ではなかったこと、また、上部構造と下部構造を結ぶ接点としての機能から、支承の被害は上下部構造への被害の転化を防止する一つの安全弁であるとの認識が強く、一般に強い関心を集めてこなかった。しかしながら、今回の宮城県沖地震の例のように、支承の被害が各所に生じた場合には、全体としての被害額に占める支承関係の被害額は決して小さいものではなく、また、上下部構造を結ぶ唯一の構造部材であることから、支承の被害は橋の耐震安定性を検討するうえで重要な課題である。以上のような観点から、本調査では支承の被害に重点をおき、被害箇所、特性および程度により、支承の被害を分類し、その特徴を把握しようとした。

#### 4. 調査結果

##### 4-1 支承被害形態の分類方法の検討

全橋調査結果に基づき、支承部の被害形態を表-1に示すように8項目に分類した。このうち、代表的な被害形態を図-2に模式的に示した。分類に際して留意した事項は以下の通りである。

(1) セットボルトの被害——セットボルトの破損の原因としては、(1)上下動地震力が大きかったために破断した、(2)桁に作用した水平地震力により、上沓突起が破壊もしくは損傷したことに伴ない、セットボルトに設計では考慮しない水平力が作用し破断した、(3)桁もしくは、下部構造が回転運動(ねじりを含む)をしたために破断した、等いろいろ考えられる。被害後の状況から、セットボルトが上記いずれの原因で破壊したかを正確に判断することはむづかしいが、セットボルトだけの破断があるいは、上沓の突起、ソールプレートに被害が及んでいるかを区別して調査することとした。

(2) ローラーの被害——ローラーの被害を大別すると、(1)ローラーは正常な位置にあるが、桁が移動したため、結果としてローラーから桁が逸脱した場合、(2)桁の残留移動はほとんどないが、ローラーが所定の位置から逸脱もしくは脱落した場合が考えられる。このうち、(1)の被害は一般にローラーそのものに被害があった訳ではなく、反対側の固定沓に何らかの被害があったため桁が過度に移動した結果生じた場合が多い。したがって、この場合にはローラーは本来の機能を果たしたと考えるべきであろう。したがって、ローラーの被害としては、(2)の形態に着目することとし、ローラーの移動量が設計で許容される値以上の場合を調査することとした。

(3) 桁移動制限装置——桁移動制限装置の被害としては、上沓の橋軸方向ストッパーの破断、下沓の橋軸直角方向ストッパーの破断、サイドブロックの破断、サイドブロック、ピンチプレートの止めボルトの破断、ピンチプレートの回転などが多い。ここでは、これらの被害形態をまとめて、(1)上沓のストッパーの被害のような地震力を流す部材の被害、(2)サイドブロック、ピンチプレートの損傷のように地震力を伝える部材の被害(1)、(3)サイドブロック、ピンチプレートを固定しているねじ類のような地震力を伝える部材の被害(2)、(4)下沓ストッパーの被害のような地震力を受ける部材の被害の4つに大分することとした。

(4) 沓座モルタルの被害——沓座モルタルの被害形態には各種のものが挙げられるが、これらは専ら被害の程度の大小に関連していると考えられる。また、モルタルの被害については、施工性が大きな影響を占めている可能性が大きい。このような点から、被害の等級を細かく分類するよりも、他の被害との関連をつけることに重点を置き、沓座モルタルの亀裂(下沓周辺のあんこの部分がはがれた程度)、沓座モルタルの破壊(下沓下のモルタルが完全に破壊している状況)の2つに分類した。

(5) 沓座コンクリートの被害——沓座コンクリートの被害も沓座モルタルと同様に被害程度に注目して、亀裂、破損、破壊の3つに分類した。ここで、「亀裂」は沓座コンクリートに亀裂が入った程度で鉄筋はまだ抵抗している状態、「破損」は支承周辺のコンクリートが剝離し、下沓下のリブが機能しなくなった状態、「破壊」は破損よりも更に大きな被害で橋脚コンクリートが大きく沓座位置で剝離した状態、とそれぞれ定義している。

(6) アンカーボルトの被害——アンカーボルトの抜出しの原因としては、(1)上下方向地震動による引抜け、(2)下沓の回転(転倒)による引抜け、(3)桁に作用する水平方向地震力によるせん断変形もしくは破断、等が挙げられる。これらのうち、(1)と(2)はアンカーボルトはほとんど真上に引抜ける場合が多いと考えられ、一般に、破断するにまで至るケースは少ない。(3)の場合には引抜けよりもむしろ

アンカーボルトが曲がる場合が多い。このような点から、アンカーボルトの被害をここでは、アンカーボルトの引抜け（1 cm 以下の場合、1 cm 以上の場合）、せん断変形、破断に分類した。

#### 4-2 被害支承数の種類別分類

全数調査の結果、支承に何らかの被害を生じたのは66橋であり、これを固定、可動の別により分類して示すと表-2のようになる。表-2より、上記66橋に属する2399個の支承数のうち、約62%に相当する1488個について今回の調査により被害状況を把握できたことがわかる。また、固定支承と可動支承の被害率には大きな差はなく、被害の程度を考慮しなければ、被害件数には支承の固定度の影響はほとんどないことが注目される。次に、この結果を支承タイプ別、橋種別、適用示方書別、断層中心間距離別に分類すると以下のようになる。

##### (1) 支承タイプ別の被害数

支承被害をタイプ別に分類すると表-3のようになる。これによれば、今回の地震により支承に何らかの被害を生じた66橋のうち調査のできた1488個の支承の内訳は、線支承が一番多く全体の44%、次が鋼板支承で23%、以下、ローラー支承、ピン支承、B・P・支承、ロッカー支承、ピボット支承という順番になっている。この表の一番右には調査支承数中の被害支承数として定義した被害率が示されている。ここで、母数が全数調査結果により求められた全支承数ではなく、支承に被害のあった上記66橋の支承数となっていることに注意しなければならない。このように整理した理由は、地震直後の被害状況の把握を優先的に先行させたためである。無被害支承の調査は今後実施する予定である。

##### (2) 橋種別にみた支承被害数

1488個の支承を橋種別に分類すると表-4に示すようになる。この結果によれば、鋼橋桁に使用されていた支承数が全体の約59%と一番多く、コンクリート下桁の支承が約29%とこれに次いでいる。調査支承中の被害支承数として定義した被害率は、鋼橋桁の支承が約21%に対して、コンクリートT型の支承は約44%であり、後者の方が2倍程度高くなっているのがわかる。

##### (3) 適用示方書等別にみた支承被害数

調査支承数を設計時に準拠した適用示方書等により分類すると表-5のようになる。適用示方書としては、i)大正15年道路構造令細則もしくは昭和14年鋼道路橋示方書、ii)昭和31年鋼道路桁示方書、iii)昭和47年道路橋耐震設計指針、の3つに分類している。ここで、適用示方書は、設計書等が保存されており、はっきりしている場合はそれにより、それ以外の場合には、橋の竣工年から2年差引いた年がそれぞれの示方書類の公布年の範囲内に収まっているかどうかで適用示方書を判断している。この結果によれば、調査支承中の被害支承数として定義した被害率は、適用示方書が近年のものになるに従い低下しており、技術基準の整備とともに被害を受けにくくなる傾向を認めることができる。しかしながら、上述したように、被害率の算出に用いた母数は今回の地震による影響の範囲下の全橋梁に属する全支承ではなく、支承に何らかの被害を受けた橋梁に属する支承数であることに注意しなければならない。古い橋は被害を受けやすく、最近の橋になるほど被害を受けにくいという一般的な傾向を考慮すれば、上記の被害率の算定に用いた母数の母集団（全橋梁の全支承数）に対する

抽出率は、最近完成し橋ほど低下していると考えられる。このような点から、無被害支承数の調査を行なって被害率を算定すれば、表-5に示した結果よりもさらに顕著に適用示方書の影響が現われてくる(つまり、新しい示方書によるものほど被害率が小さい)ものと考えられる。

#### (4) 断層中心間距離による被害支承数の分類

今回の地震を生じさせた断層のモデルは長手方向に約80 Km、短辺方向に30 Km、ディップ・アングル約20度とされている。この断層の中心位置から対象橋までの距離によって支承の被害を分類したのが表-6である。ここでは、震源距離のかわりに断層中心間距離をとっているが、この理由は震源は断層の破壊が一番最初に生じた点を指しており、地震エネルギーが解放された面積からの距離を表示するためには、断層面の中心からの距離を使用する方が適切であると考えたためである。この結果によれば、調査支承数に対する被害支承数として定義した被害率は、断層中心間距離が60 Km以下の場合には約86%となっているのに対して、60~79 Kmの場合には約35%と低下しており距離により極めて大きく変化することがわかる。

#### 4-3 被害形態別の支承被害

支承の被害形態を表-1に従って分類し、それぞれの被害件数を示すと表-7に示す通りとなる。この結果によれば、支承の中でも被害を受けやすい箇所と受けにくい箇所はかなり明瞭に分かれており、省本体(上省、下省の鋳物部)、セットボルト、ローラー、ピンの被害件数は比較的少ないのに対して、桁移動制限装置、アンカーボルト、省座モルタル、省座コンクリートの被害件数が多いことがわかる。この結果をまとめると以下のようになろう。

- (i) 上省、下省の鋳物部に直接被害を受ける例はきわめて少ない。
- (ii) セットボルトの被害としては、ゆるみが一番多く、破断やセットボルトの破断とともに上省の突起(ボス部)、ソールプレートの破壊にまでは被害が拡大することは多くない。
- (iii) ローラーの逸脱が多い。
- (iv) ピン型支承のピンの切断とともに、ピンキャップの被害が多い。
- (v) 桁移動制限装置の中では、地震力を伝える部材(例えば、サイドブロック、および、これを固定しているボルト類)および地震力を受ける部材(例えば、下省ストッパー)の被害が多く、地震力を流す部材(例えば、上省ストッパー)の被害は少ない。
- (vi) アンカーボルトの被害では、1cm以下の抜出し(まっすぐ抜ける場合および曲がる場合を含めて)が圧倒的に多い。破断が多いが、これは、一部の老朽橋(小野橋、多田橋)の影響が顕著に現われているためであり、その他の橋については破断にまで至るケースは少ない。
- (vii) 省座モルタルおよび省座コンクリートの被害では、亀裂程度に終る場合と同時に、省座モルタルの場合には破壊、省座コンクリートの場合には破損にまで至るケースが多い。

#### 5. 今後の課題

1978年宮城県沖地震による道路橋被害の中で支承部の被害が著しかったことに鑑み、支承部の被害状況に着目して橋の被害を調査し、今後の解析に使用し得る一応の資料を整備した。今年度の調

査により、被害を蒙った支承の特徴を明らかにすることができたが、今後は被害を受けなかった支承の調査を補なうことによって、本調査の本来の目的である道路橋の被害と地震動および地盤条件の関連性を明らかにしていく必要がある。

表-1 支承部被害の分類

| 被害箇所        | 分類                             | 被害箇所         | 分類                                |
|-------------|--------------------------------|--------------|-----------------------------------|
| 上沓、下沓の鋳物部   | ①上沓の変形                         | ⑥アンカーボルトの被害  | ①拔出し(1cm以下)                       |
|             | ②下沓の変形および破壊                    |              | ②拔出し(1cm以上)                       |
| ②セットボルトの被害  | ③ゆるみ                           |              | ③せん断変形を判ない拔出し(1cm <sup>以下</sup> ) |
|             | ④破壊                            |              | ④せん断変形を判ない拔出し(1cm <sup>以上</sup> ) |
|             | ⑤セットボルトの破断およびソールプレートの被害、ボス部の被害 |              | ⑤破断                               |
| ③ローラーの被害    | ⑥ローラーの逸脱                       | ⑦沓座モルタルの被害   | ①亀裂                               |
| ④ピンの被害      | ⑦ピンの切断                         | ⑧沓座コンクリートの被害 | ②破壊                               |
|             | ⑧ピンキャップの拔出し                    |              | ③亀裂                               |
| ⑤桁移動制限装置の被害 | ①地震力を流す部材の被害                   |              | ④破損                               |
|             | ②地震力を伝える部材の被害(1)               |              | ⑤破壊                               |
|             | ③地震力を伝える部材の被害(2)               |              |                                   |
|             | ④地震力を受ける部材の被害                  |              |                                   |

表-2 固定、可動による分類

| 固定度  | ①調査支承数 | ②被害支承数 | 被害率②/①  |
|------|--------|--------|---------|
| 固定沓  | 771    | 240    | 33.8(%) |
| 可動沓  | 777    | 202    | 26.0(%) |
| 調査合計 | 1488   | 442    | 29.7(%) |

表-3 支承タイプ別の被害件数

| 支承の種類  | ①調査支承数 | ②調査支承数内のパーセント | ③被害支承数 | ④被害率③/① |
|--------|--------|---------------|--------|---------|
| 線支承    | 657    | 44.2(%)       | 125    | 19.0(%) |
| 鋼板支承   | 336    | 22.6(%)       | 115    | 33.9(%) |
| ローラー支承 | 234    | 15.7(%)       | 71     | 30.3(%) |
| ピン支承   | 121    | 8.1(%)        | 41     | 33.9(%) |
| B P 支承 | 70     | 4.7(%)        | 61     | 87.1(%) |
| ロッカー沓  | 42     | 2.8(%)        | 1      | 2.4(%)  |
| ピボット沓  | 28     | 1.9(%)        | 28     | 100(%)  |
| 合計     | 1488   | 100(%)        | 442    | 29.7(%) |

表-4 橋種別にみた支承被害件数

| 橋種         | ①調査支承数 | ②調査支承数内のパーセント | ③被害支承数 | ④被害率③/① |
|------------|--------|---------------|--------|---------|
| 鋼橋板桁       | 870    | 58.5(%)       | 182    | 20.9(%) |
| コンクリートT桁   | 430    | 28.9(%)       | 188    | 43.7(%) |
| 鋼橋トラス      | 140    | 9.4(%)        | 60     | 42.9(%) |
| 鋼橋その他      | 32     | 2.2(%)        | 9      | 28.1(%) |
| コンクリート橋その他 | 16     | 1.1(%)        | 7      | 43.8(%) |
| 合計         | 1488   | 100(%)        | 442    | 29.7(%) |

表-5 適用示方書等別に分類した支承被害数

| 示方書等      | 公布年   | ①調査支承数 | ②調査支承数内のパーセント | ③被害支承数 | ④被害率③/① |
|-----------|-------|--------|---------------|--------|---------|
| 道路構造令細則   | 大正15年 |        | 39.9(%)       |        | 34.8(%) |
| 鋼道路橋示方書   | 昭和14年 |        |               |        |         |
| 鋼道路橋示方書   | 昭和31年 |        | 56.5(%)       |        | 28.8(%) |
| 道路橋耐震設計指針 | 昭和47年 |        | 3.6(%)        |        | 20.0(%) |
| 合計        |       | 1546   | 100(%)        | 478    | 30.9(%) |

表-6 断層中心間距離により分類した支承被害数

| 断層中心間距離   | ①調査支承数 | ②調査支承数<br>内のパーセント | ③被害支承数 | ④被害率③/① |
|-----------|--------|-------------------|--------|---------|
| 60Km以下    |        | 5.2(%)            |        | 86.3(%) |
| 60~79Km   |        | 30.8(%)           |        | 34.6(%) |
| 80~99Km   |        | 30.5(%)           |        | 35.4(%) |
| 100~119Km |        | 19.7(%)           |        | 17.4(%) |
| 120Km以上   |        | 13.8(%)           |        | 11.3(%) |
| 合 計       | 1546   | 100(%)            | 478    | 30.9(%) |

表-7 被害形態別に分類した支承被害数(分類については表-1参照)

| 被害箇所           | 分類                         | 鉄<br>支<br>承 |        |        | 鋼<br>板<br>支<br>承 |        |        | B<br>P<br>支<br>承 |        | ロー<br>ラー<br>支<br>承 | ピン<br>支<br>承 | ロッ<br>カー<br>支<br>承 | ビ<br>ボ<br>ット<br>支<br>承 | ゴ<br>ム<br>支<br>承 | 可<br>動<br>合<br>計 | 固<br>定<br>合<br>計 | 不<br>明<br>合<br>計 | 総<br>合<br>計 |
|----------------|----------------------------|-------------|--------|--------|------------------|--------|--------|------------------|--------|--------------------|--------------|--------------------|------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|-------------|
|                |                            | 可<br>動      | 固<br>定 | 不<br>明 | 可<br>動           | 固<br>定 | 不<br>明 | 可<br>動           | 固<br>定 | 可<br>動             | 固<br>定       | 可<br>動             | 固<br>定                 | 不<br>明           |                  |                  |                  |             |
| ①上各、下各<br>の鋳物部 | ㊤上各の変形                     |             |        |        |                  |        |        |                  |        |                    | 2            |                    |                        |                  | 0                | 2                |                  | 2           |
|                | ㊦下各の変形および破壊                | 6           | 5      |        |                  |        |        |                  |        |                    | 1            |                    |                        |                  | 6                | 6                |                  | 12          |
| ②セットボルト        | ㊤ゆるみ                       |             |        |        |                  |        |        |                  |        | 9                  | 18           |                    |                        |                  | 9                | 18               |                  | 27          |
|                | ㊤破断                        |             |        |        |                  |        |        |                  |        | 3                  | 2            |                    |                        |                  | 3                | 2                |                  | 5           |
|                | ㊦セットボルト破断ソール<br>プレート、ボス部被害 |             |        |        |                  |        |        |                  |        |                    | 3            |                    |                        |                  |                  | 3                |                  | 3           |
| ③ローラー          | ㊤逸脱                        |             |        |        |                  |        |        |                  |        | 13                 |              |                    |                        |                  | 13               |                  |                  | 13          |
| ④ピン            | ㊤ピンの切断                     |             |        |        |                  |        |        |                  |        | 4                  | 2            |                    |                        |                  | 4                | 2                |                  | 6           |
|                | ㊦ピンキャップの抜出し                |             |        |        |                  |        |        |                  |        | 1                  | 4            |                    |                        |                  | 1                | 4                |                  | 5           |
| ⑤桁移動<br>制限装置   | ㊤地震力を流す部材                  | 2           | 4      |        |                  |        |        | 1                |        |                    |              |                    |                        |                  | 3                | 4                |                  | 7           |
|                | ㊦地震力を伝える部材(1)              |             |        |        |                  |        |        | 2                |        | 29                 |              | 1                  |                        |                  | 32               |                  |                  | 32          |
|                | ㊧地震力を伝える部材(2)              |             |        |        |                  |        |        |                  |        | 3                  |              |                    | 24                     |                  | 3                | 24               |                  | 27          |
|                | ㊤地震力を受ける部材                 | 12          | 12     |        |                  |        |        | 30               | 28     |                    |              |                    |                        |                  | 42               | 40               |                  | 82          |
| ⑥アンカーボルト       | ㊤抜出し(1cm以下)                | 2           | 7      | 1      |                  |        |        |                  |        | 40                 | 10           |                    | 28                     |                  | 42               | 45               | 1                | 88          |
|                | ㊦抜出し(1cm以上)                | 1           | 2      |        |                  |        |        |                  |        |                    | 3            |                    |                        |                  | 1                | 5                |                  | 6           |
|                | ㊤せん断変形を伴う<br>抜出し(1cm以下)    | 13          | 16     |        |                  |        |        |                  |        | 7                  | 4            |                    |                        |                  | 20               | 20               |                  | 40          |
|                | ㊦せん断変形を伴う<br>抜出し(1cm以上)    |             | 2      |        |                  |        |        |                  |        |                    | 4            |                    |                        |                  |                  | 6                |                  | 6           |
|                | ㊤破断                        |             | 2      |        | 50               | 51     |        |                  |        | 1                  | 4            |                    |                        |                  | 51               | 57               |                  | 108         |
| ⑦各座モルタル        | ㊤亀裂                        | 22          | 30     | 1      | 2                | 3      | 3      | 2                |        | 4                  | 15           |                    |                        |                  | 30               | 48               | 4                | 82          |
|                | ㊤破壊                        | 2           | 30     |        |                  |        |        |                  |        |                    | 2            |                    |                        |                  | 2                | 32               |                  | 34          |
| ⑧各座コン<br>クリート  | ㊤亀裂                        | 2           | 4      | 1      |                  | 2      | 26     |                  |        | 2                  | 2            |                    | 2                      | 4                | 8                | 29               |                  | 41          |
|                | ㊤破損                        | 2           | 22     | 1      | 5                | 2      |        |                  |        |                    |              |                    | 2                      | 7                | 24               | 3                |                  | 34          |
|                | ㊤破壊                        |             | 1      |        |                  |        |        |                  |        |                    | 1            |                    |                        |                  |                  | 2                |                  | 2           |
| 合 計            |                            | 64          | 137    | 4      | 57               | 58     | 29     | 35               | 28     | 116                | 77           | 1                  | 52                     | 4                | 273              | 352              | 37               | 662         |

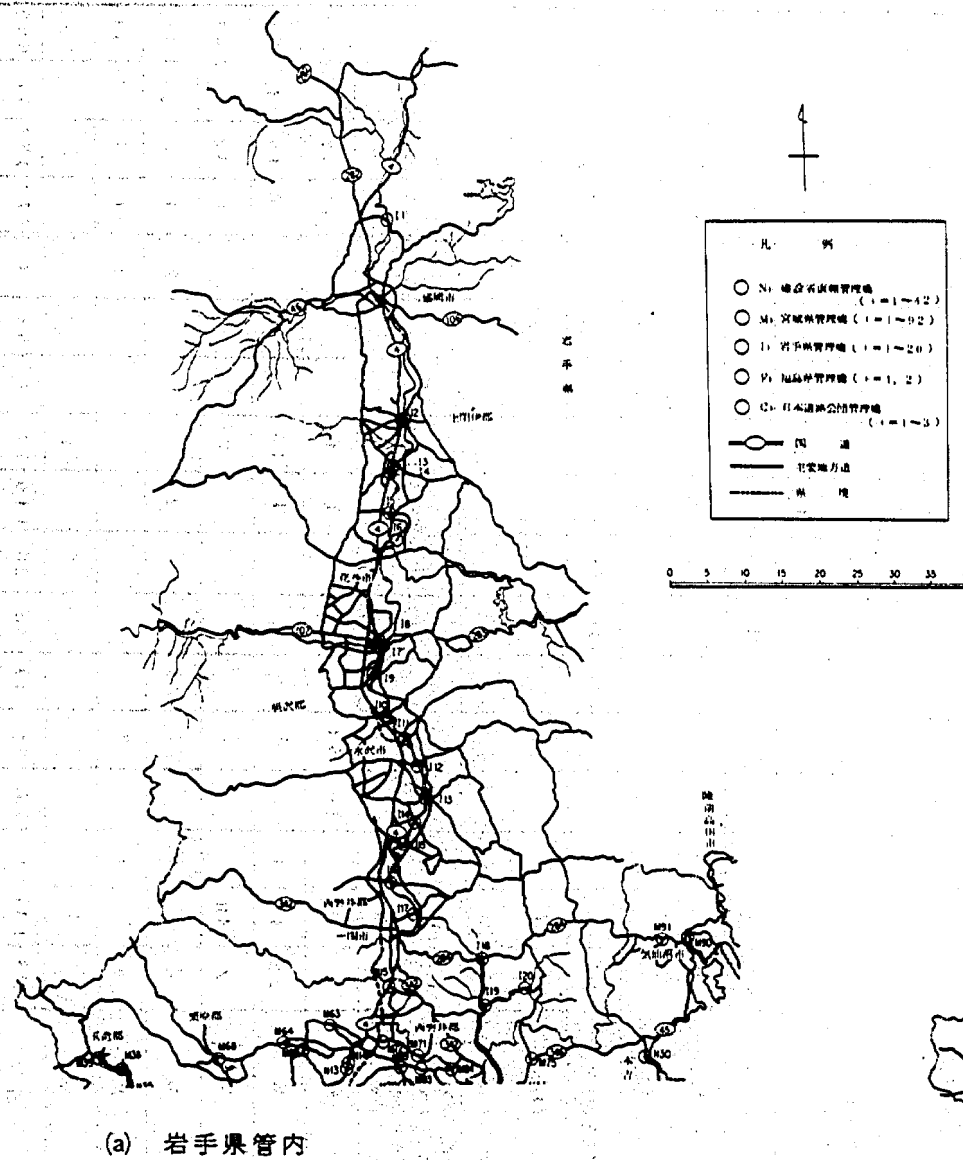
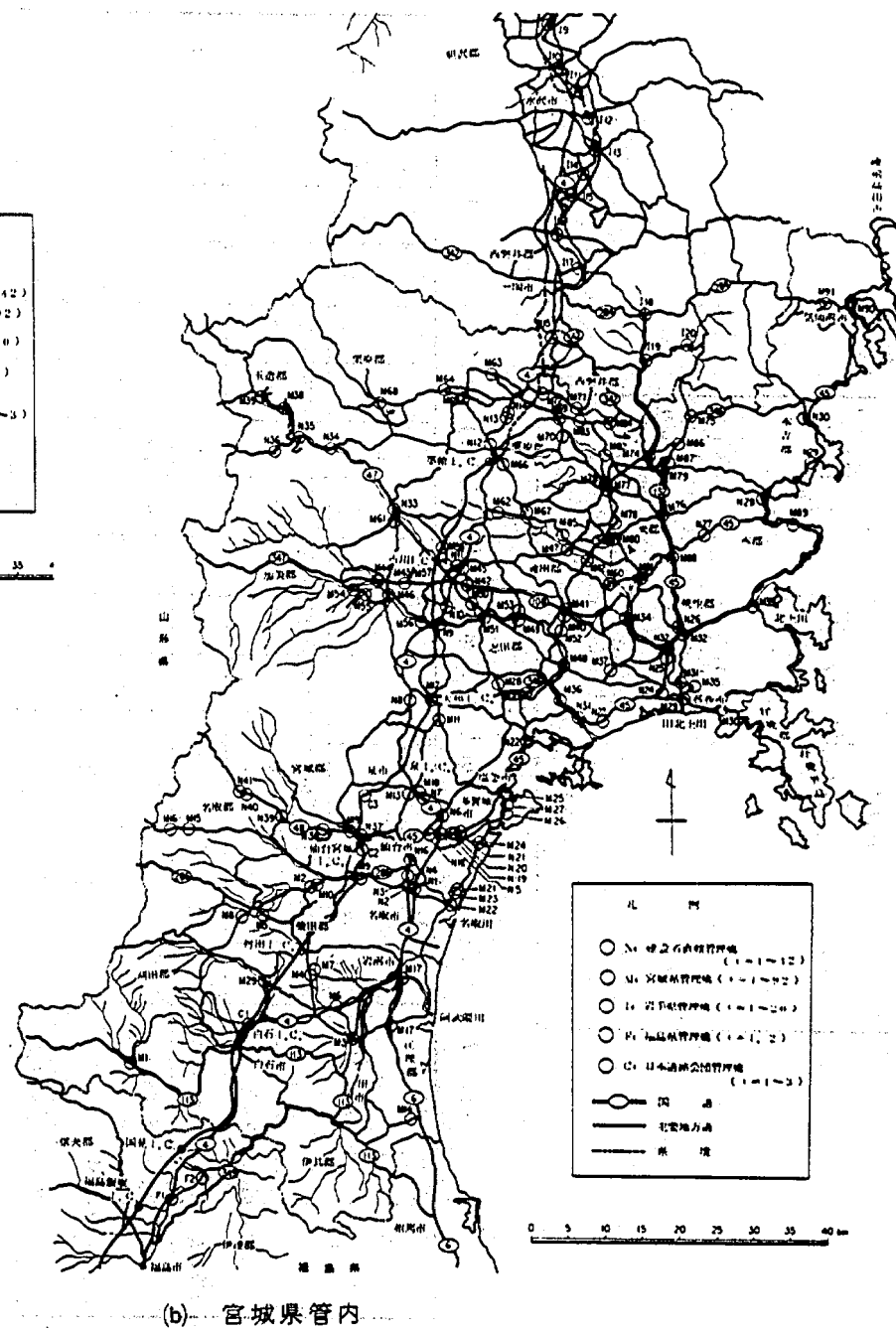


図-1 宮城県沖地震による橋梁被害分布



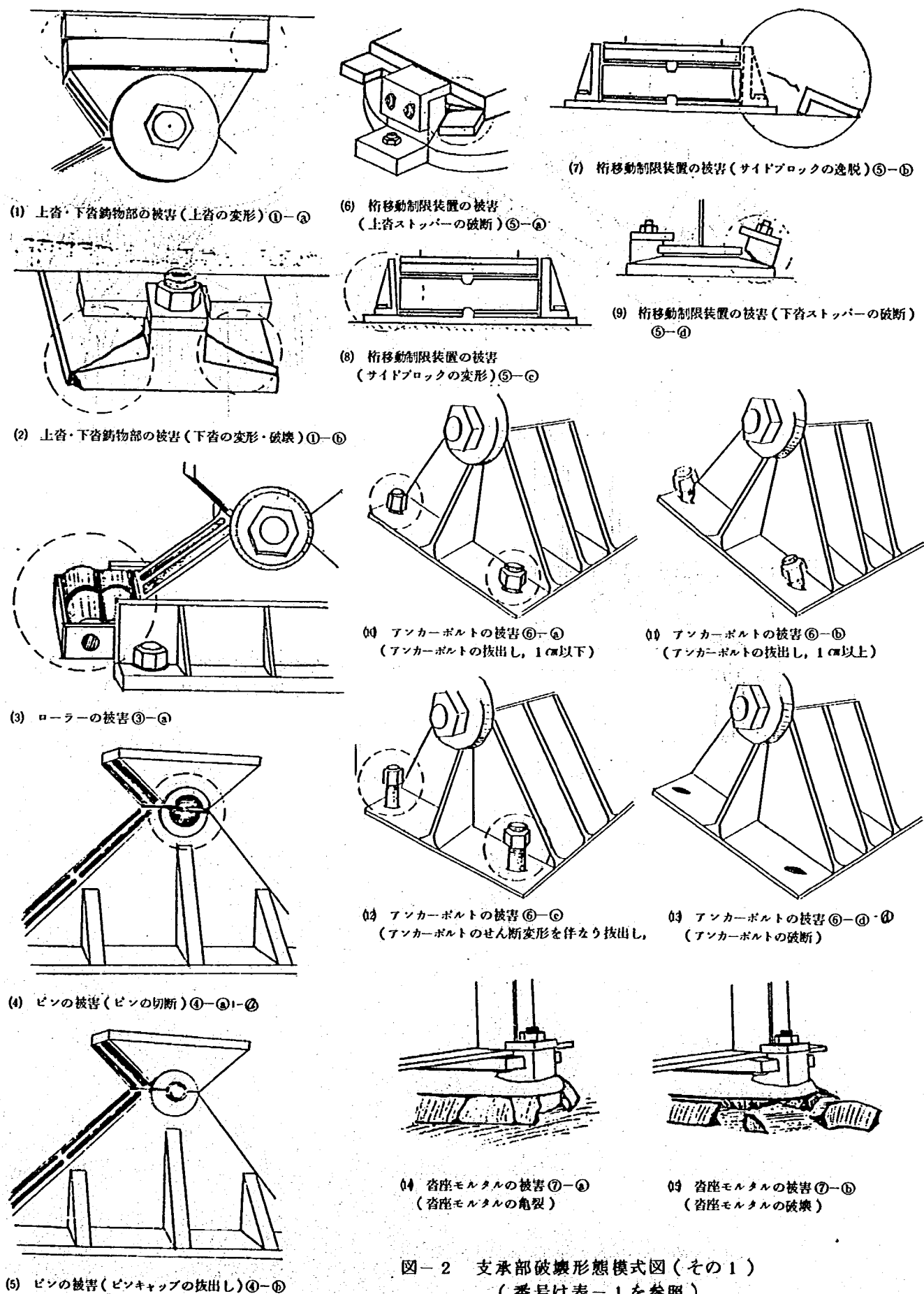
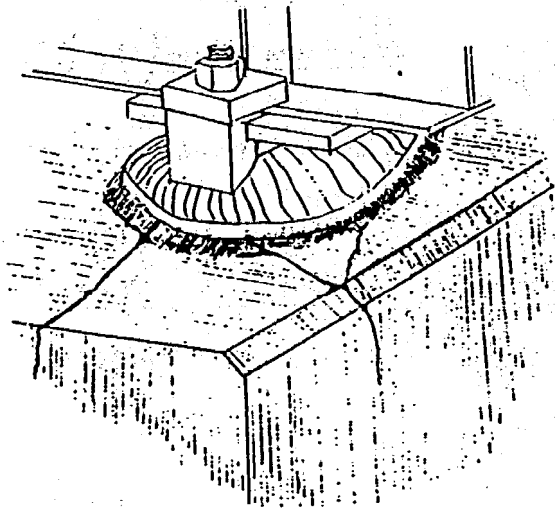
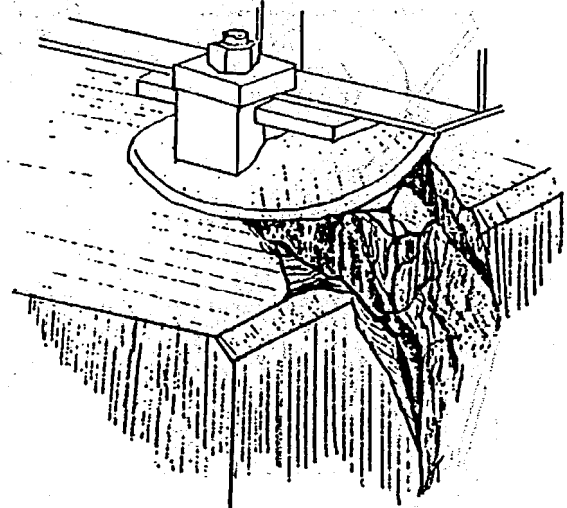


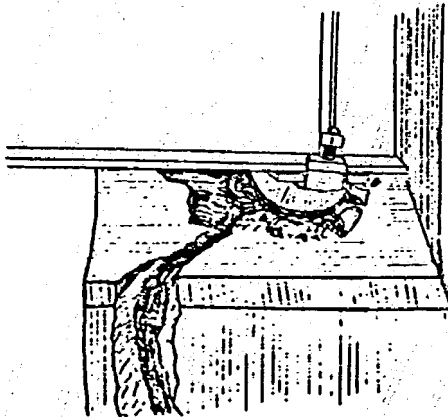
図-2 支承部破壊形態模式図(その1)  
(番号は表-1を参照)



⑧ ④ 沓座コンクリートの被害(沓座コンクリートの亀裂)⑧-④



⑧ ⑤ 沓座コンクリートの被害(沓座コンクリートの破損)⑧-⑤



⑧ ⑥ 沓座コンクリートの被害(沓座コンクリートの破損)⑧-⑥

図-2 支承部被害形態模式図(その2)  
(番号は表-1を参照)

#### 4 地盤と構造物の動的相互作用に関する研究

## — (1) 地盤の動的変形・強度特性調査 —

|       |                   |      |
|-------|-------------------|------|
| 振動研究室 | 室長                | 岩崎敏男 |
| ，     | 併任 <sup>(注)</sup> | 龍岡文夫 |
| ，     | 研究員               | 常田賢一 |
| ，     |                   | 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、地盤震害、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、この影響を構造物の耐震設計に反映させる必要がある。

本課題による調査は、昭和52年度に開始されたが、初年度は、砂質地盤の動的強度に関する調査および確率手法による流動化の判定調査を実施した。今年度は、流動化過程での地盤の変形特性を計測するための地盤材料パネ定数測定装置の製作および粘性土地盤を対象とした動的変形特性調査を実施した。

## 2. 調查目的

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、地盤の震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

### 3.1 地盤材料バネ定数測定装置の製作

砂質地盤が流動化した場合、地盤の諸々の力学特性が変化するが、その特性は流動化の程度により変わることが予則される。従って、周辺地盤を包含した構造物の合理的な耐震設計を行なうためには、流動化過定での力学特性を把握しておく必要がある。ここでは、地盤の力学特性の内、地盤反力係数に着目して、流動化過程での特性を明らかにするための装置を製作した。

(附)本務先：東京大学生産技術研究所、助教授、加藤 久一郎、著書「日本近代政治の展開」、東京大学出版会、昭和五十二年。

### 3.2 不攪乱粘性土の動的変形特性調査

地盤材料の変形特性は地震時に発生するヒズミの大きさに依存する。本調査では、動的な外力を受ける粘性土の動的変形特性を明らかにすることを目的とし、共振法土質試験機および振動三軸試験機を用いて、過圧密および長期圧密下での不攪乱沖積粘性土の室内実験を行った。

## 4. 調査結果

### 4.1 地盤材料バネ定数測定装置の製作

流動化過程での地盤反力係数を計測するための装置の製作を行なった。装置の全容を写真-1にまた、構造の概要を図-1に示す。飽和砂層をペロフラムを介して所定の圧密圧力で圧密した後、非排水下で載荷拔による載荷を行なう。この時、砂層の間ゲキ水圧を上昇させることにより人工的に流動化現象を再現することができるが、間ゲキ水圧の上昇量に応じて流動化の程度を設定できることになる。この時の地盤反力を計測することにより、流動化過程での地盤反力係数を求めることができる。

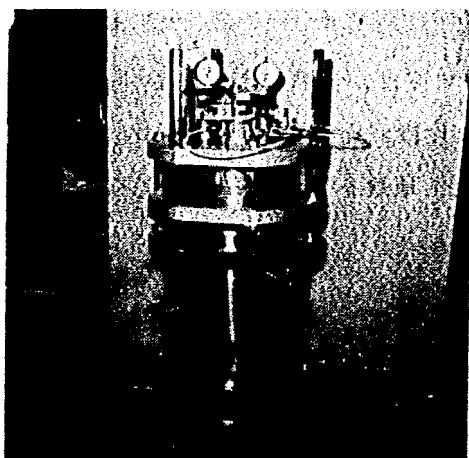


写真-1 実験装置全容

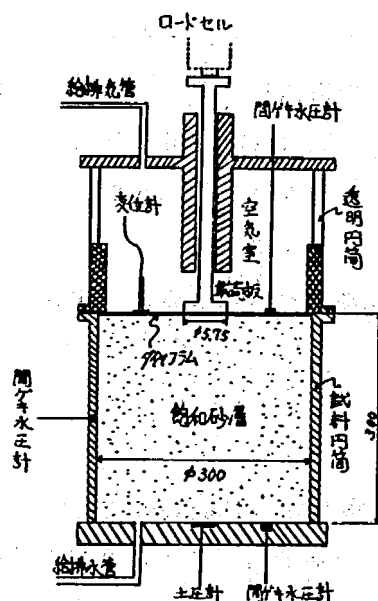


図-1 実験装置概要図

### 4.2 過圧密・長期圧密下の不攪乱粘性土の動的変形特性

#### 4.2.1 実験概要

実験に用いた装置は、低ヒズミ領域（せん断ひずみ  $\gamma = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ ）では共振法土質試験機であり、中・高ヒズミ領域（ $\gamma = 10^{-4} \sim 10^{-2}$ ）では振動三軸試験機である。対象とした試料は東京湾岸の浮島町、千鳥町、境川と神戸のポートアイランドの不攪乱沖積粘性土である。実験に際しては、上記の試験機を用いてそれぞれの試験方法で、各種実験条件を考慮したうえでせん断変形試験を行ない、せん断剛性率  $G$  及び  $r$  を求める。ここで、設定した実験条件は、圧密応力の圧密時間等である。こうして得られた  $G$  と  $r$  より、 $G \sim r$  の関係図を描き、同図上から  $G_0$ （共振法では  $r = 10^{-6}$ 、振動三軸では  $r = 10^{-3}$  のグラフ上の  $G$  の値）を読み取り、 $G/G_0$ 、 $r = 10^{-6}$  の値を算出して、 $G/G_0$ 、 $r = 10^{-6} \sim r$  に及ぼす諸要因を検討する。

#### 4.2.2 実験結果及び考察

##### 4.2.2.1 低ヒズミ領域（共振法試験）における実験結果及び考察

###### (1) $G/(G)r=10^{-6} \sim r$ の実験結果例

$G/(G)r=10^{-6} \sim r$  の関係の一例としてポートアイランドの結果を図-2に示す。図中、 $Z$ は試料の採取深さ、 $\sigma'_c$ は現位置有効上載圧、圧密状態の種類であるN.C.は、正規圧密、L.C.は、正規圧密状態で圧密時間が1日を越える長期圧密、O.C.は過圧密であり、 $T_c$ は圧密時間である。一般的にはヒズミが増大すると $G/(G)r=10^{-6}$ の値が低減する傾向がある。

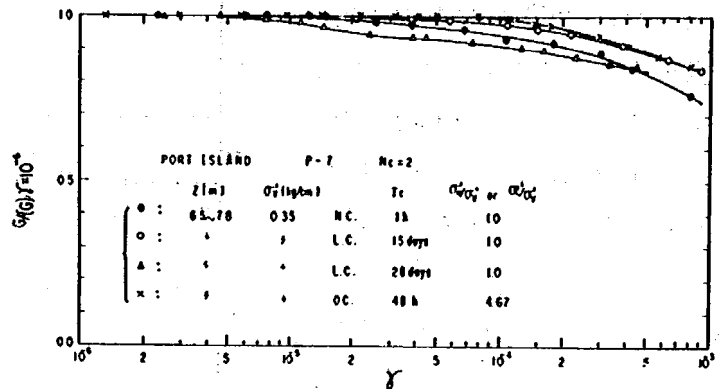


図-2  $G/(G)r=10^{-6} \sim r$  の一例

###### (2) $G/(G)r=10^{-6} \sim r$ に及ぼす $\sigma'_c$ の影響

$G/(G)r=10^{-6} \sim r$  に及ぼす $\sigma'_c$ の影響の一例として $r=5 \times 10^{-4}$ の場合を図-3に示す。 $r=10^{-6} \sim 10^{-4}$ の範囲では、 $\sigma'_c$ の影響は小さい。正規圧密では、 $\sigma'_c$ が小さくなると $G/(G)r=10^{-6}$ の値は低減する傾向がある。<sup>5)</sup>

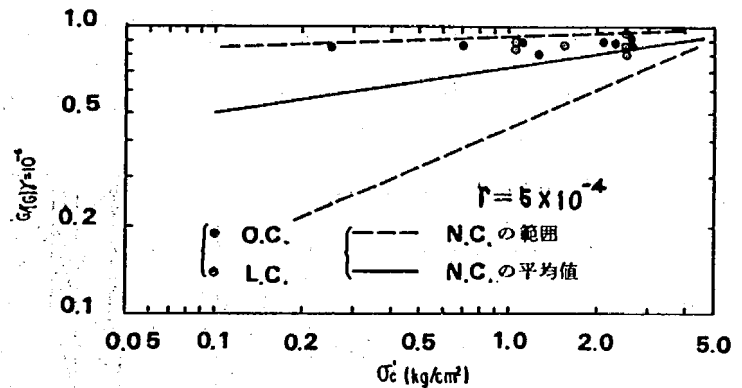


図-3  $G/(G)r=10^{-6} \sim r$  に及ぼす $\sigma'_c$ の影響

###### (3) $G/(G)r=10^{-6} \sim r$ に及ぼす $I_p$ の影響

粘性土の物理特性のうちコンシステンシーはとりわけ重要であるが、一般にコンシステンシーの指標として塑性指数 $I_p$ (%) (=液性限界(%) - 塑性限界(%))が広く用いられている。

$G/(G)r=10^{-6} \sim r$  に及ぼす $I_p$ の影響の一例として $r=5 \times 10^{-5}$ の場合を図-4に示す。 $I_p$ が20%付近に集中しているため、この図から $I_p$ の影響を議論できないが、ヒズミが大きくなると $G/(G)r=10^{-6}$ がやや小さくなる傾向がある。正規圧密では、 $I_p$ が大きくなると $G/(G)r=10^{-6}$ の値は低下する傾向がある。<sup>5)</sup>

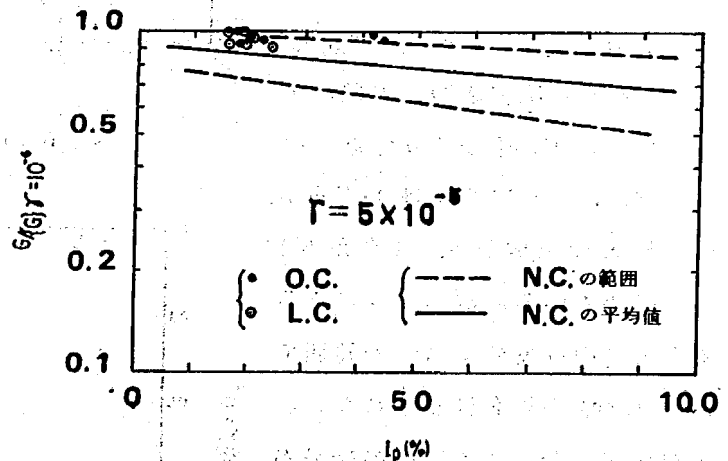


図-4  $G/(G)r=10^{-6} \sim r$  に及ぼす $I_p$ の影響

###### (4) $G \sim r$ に及ぼす圧密時間の影響

$G \sim r$  に及ぼす圧密時間の影響の一例としてポートアイランドの結果を図-5に示す。図中、 $T_c$ は圧密時間、 $\sigma'_c$ は実験時間隙比、 $N_c$ は、ヒズミ依存性試験の載荷回数で標準では、2である。圧密時間の増加に伴ない $G$ の値が増加する性質が見られる。

(5)  $G/(G)r=10^{-6} \sim r$  に及ぼす圧密時間の影響

$G/(G)r=10^{-6} \sim r$  に及ぼす圧密時間の影響をまとめたものが、図-6である。図中、24h圧密付近の縦の実線は、データの範囲であるが、正規圧密の実験結果（文献5）は含まれていない。仮に、正規圧密の24h圧密のデータを加えると、ばらつきの下限が下がり、それを考慮すると圧密時間の $G/(G)r=10^{-6} \sim r$ への影響は、顕著でないようであるが、ヒズミが大きくなるにつれ $G/(G)r=10^{-6}$ の値はやや増加し、圧密・時間の影響が若干あるようにも思われるが、大差ないと言える。

(6)  $G/(G)r=10^{-6} \sim r$  に及ぼす $\sigma'_m/\sigma'_c$ の影響

$G/(G)r=10^{-6} \sim r$  に及ぼす $\sigma'_m/\sigma'_c$ の影響を図-7に示す。 $\sigma'_m/\sigma'_c$ は、それぞれ圧密応力、実験時応力である。 $\sigma'_m/\sigma'_c$ が1.0付近の縦の実線は、データの範囲であるが、正規圧密の実験結果（文献5）から求めている。ばらつきはあるもののこの程度のヒズミの範囲では、 $\sigma'_m/\sigma'_c$ の影響は見られない。正規圧密においても同様の結果が得られている。<sup>5)</sup>

(7)  $G/(G)r=10^{-6} \sim r$  に及ぼす $e_c$ の影響

$e_c$ は、実験時間隙比であるが、 $G/(G)r=10^{-6}$ に及ぼす一例として $r=5 \times 10^{-5}$ の場合を図-8に示す。データの範囲は $e_c=1.0 \sim 2.0$

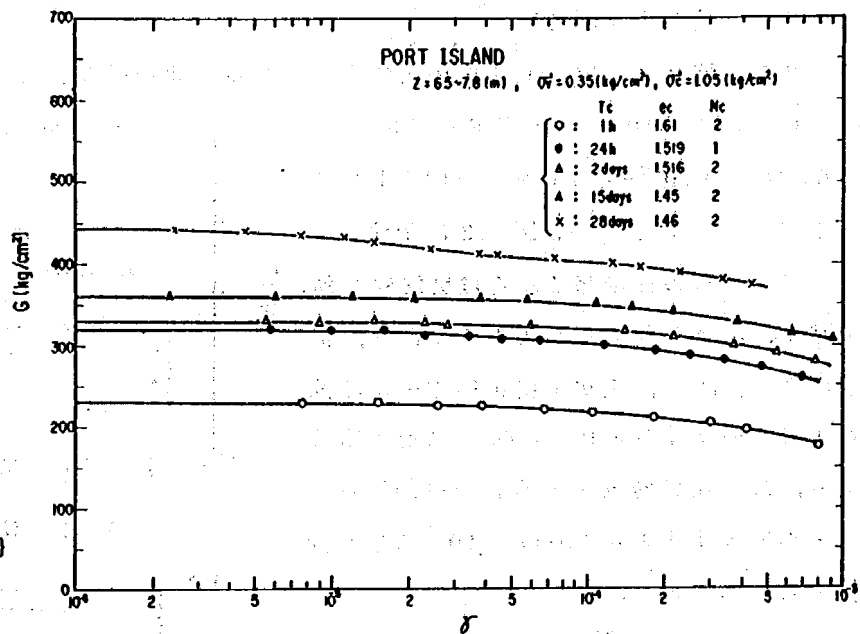


図-5  $G \sim r$  に及ぼす圧密時間の影響の一例

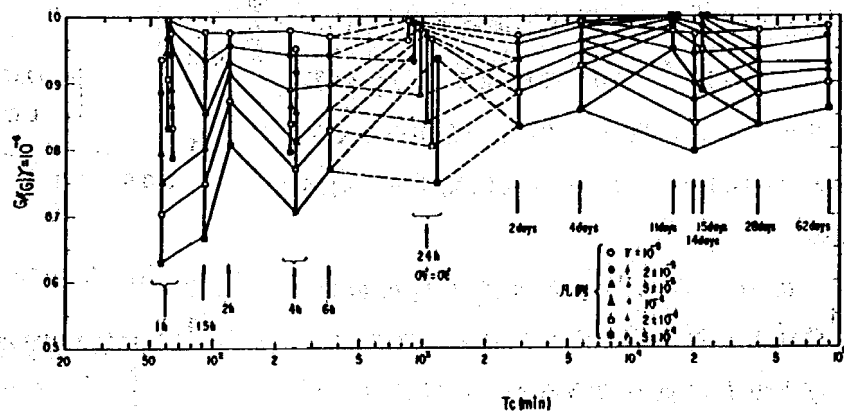


図-6  $G/(G)r=10^{-6} \sim r$  に及ぼす圧密時間の影響

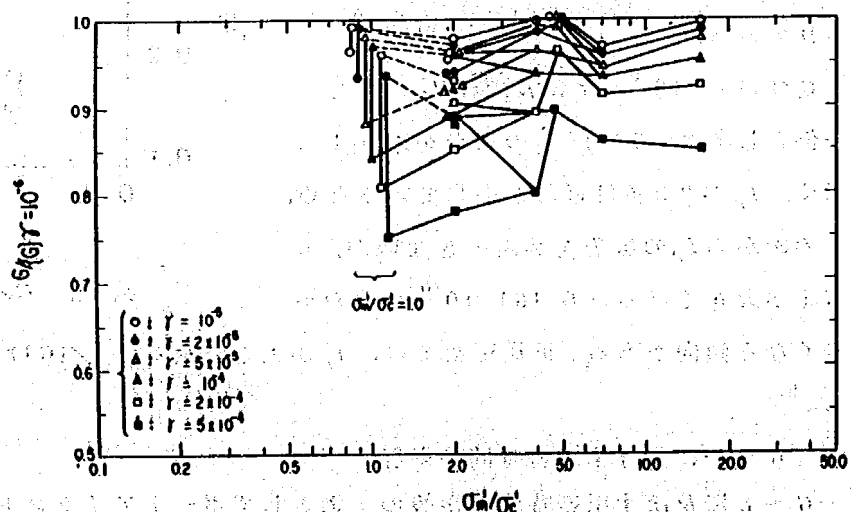


図-7  $G/(G)r=10^{-6} \sim r$  に及ぼす $\sigma'_m/\sigma'_c$ の影響

の範囲であるが、 $G/(G)r=10^{-6}$  の値は大差なく影響はないようである。正規圧密下の結果では、 $e_c$  が大きくなると  $G/(G)r=10^{-6}$  の値は低下する傾向がある。<sup>5)</sup>

#### 4.2.2.2 中・高ヒズミ領域（振動三軸試験）

における実験および考察

##### (1) $G/(G)r=10^{-3} \sim r$ の実験結果例

$G/(G)r=10^{-3} \sim r$  の関係の一例としてポートアイランドの結果を図-9に示す。図中  $N_c$  は、共振法試験と異なり、ある任意のせん断

力で10回ずつ載荷する実験方法を取っているが、その載荷回数を示すものでありここでは2回目のデータを採用している。P-1, P-2は、長期圧密（28日圧密）P-5, P-6は過圧密のデータであり、 $T_{c1}$ は、圧密時間、 $T_{c2}$ は過圧密の際の応力解放の放置時間である。過圧密O.Cと長期圧密L.C.のデータは、良い一致を示す。

##### (2) $G/(G)r=10^{-3} \sim r$ に及ぼす圧密時間の影響

粘性土試料を長期圧密・過圧密すると  $G$  の値が増加することが知られている。 $G/(G)r=10^{-3} \sim r$  に及ぼす圧密時間の影響を図-10に示す。図中圧密時間が24h付近の縦の実線は正規圧密のデータを含めたばらつきの範囲であり、横の破線は長期圧密の圧密時間24hのデータの延長線である。同図より、 $G/(G)r=10^{-3} \sim r$  に対する圧密時間の影響はほとんどないようである。

##### (3) $G/(G)r=10^{-3} \sim r$ に及ぼす $\sigma'_v/\sigma'_c, \sigma'_h/\sigma'_c$ の影響

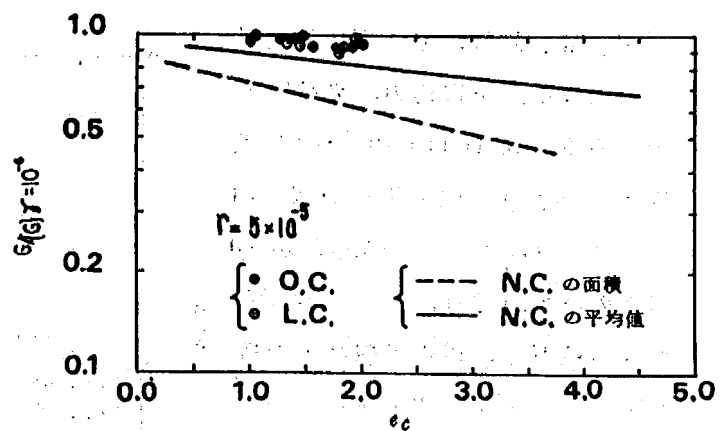


図-8  $G/(G)r=10^{-6} \sim r$  に及ぼす  $e_c$  の影響

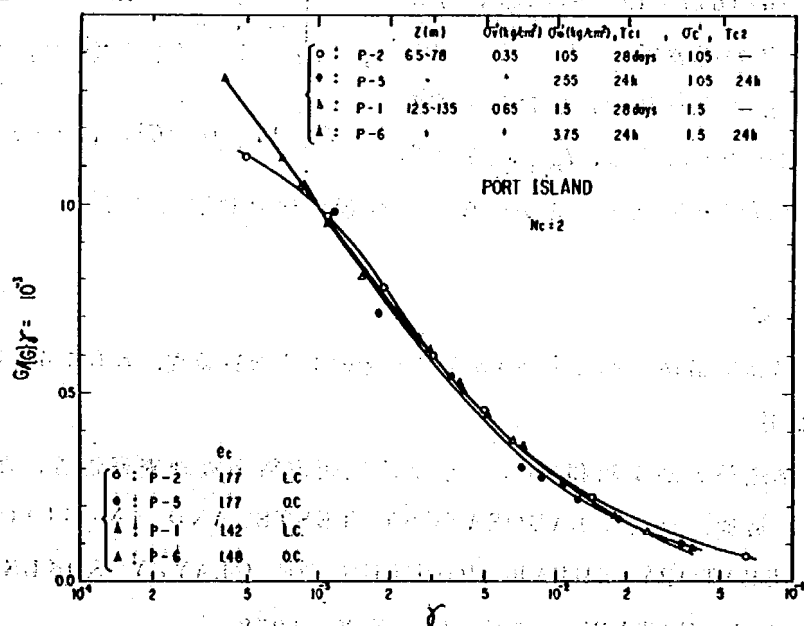


図-9  $G/(G)r=10^{-3} \sim r$  の一例

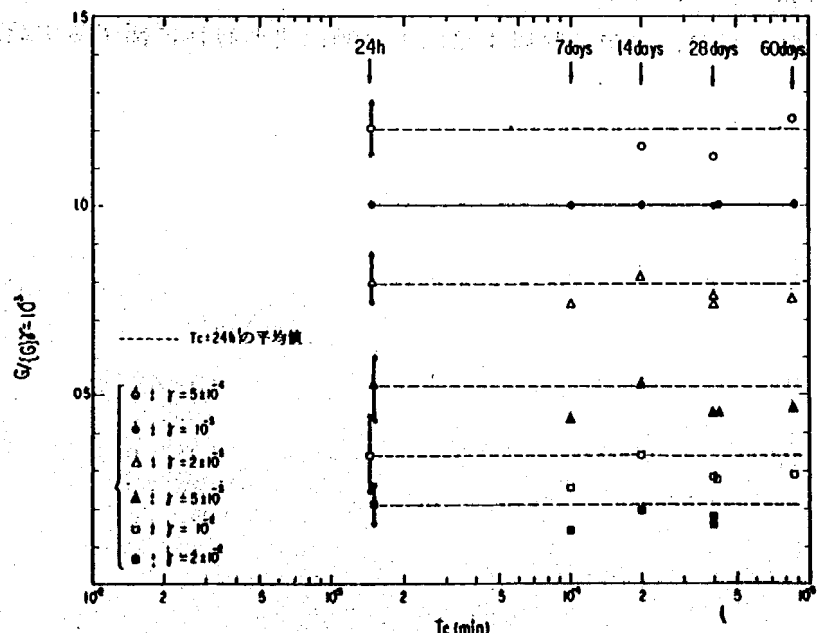


図-10  $G/(G)r=10^{-3} \sim r$  に及ぼす圧密時間の影響

$\sigma'_v, \sigma'_m, \sigma'_c$  は、それぞれ現位置有効上載圧、圧密応力、実験時応力である。 $G/(G)r=10^{-3} \sim r$  に及ぼす  $\sigma'_m/\sigma'_c, \sigma'_v/\sigma'_c$  の影響を図-11に示す。 $\sigma'_m/\sigma'_c$  及び  $\sigma'_v/\sigma'_c$  が 1.0 付近の縦の実線は、データのばらつきの範囲を、横の実線は平均値を示す。 $\sigma'_m/\sigma'_c, \sigma'_v/\sigma'_c$  による明確な影響はないと言える。

(4)  $G/(G)r=10^{-3} \sim r$  に及ぼすその他の諸要因

共振法土質試験に比較して振動三軸試験のほうは、 $I_p, e_c$  等の影響を調べるにはデータが少なく、今後の検討課題である。

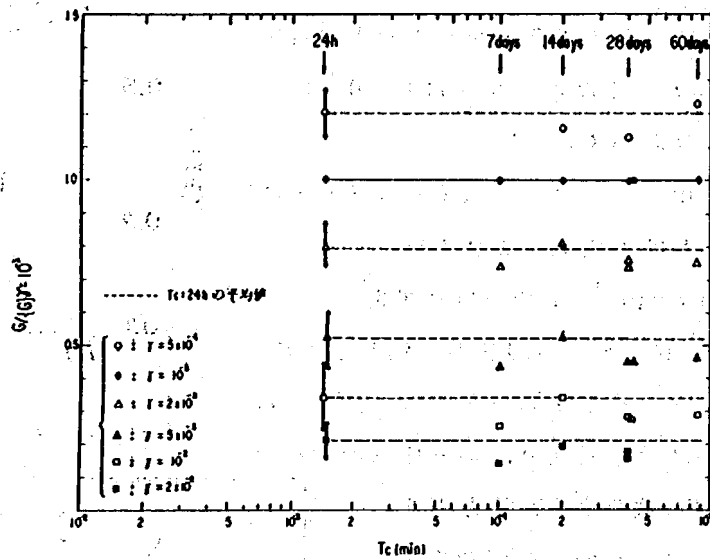


図-11  $G/(G)r=10^{-3} \sim r$  に及ぼす  $\sigma'_m/\sigma'_c, \sigma'_v/\sigma'_c$  の影響

#### 参考文献

- 1)首都高速道路公団：KE45工区(その1)地質調査，KE56工区地質調査，各報告書，昭和53年12月
- 2)日本道路公団：昭和53年度東京湾横断道路土質調査報告書，昭和51年1月
- 3)善，梅原，浜田：LABORATORY TESTS AND IN-SITU SEISMIC SURVEY ON VIBRATORY SHEAR MODULUS OF CLAYEY SOILS WITH VARIOUS PLASTICITIES，5th J. E. E. S. 1978
- 4)石原，根井，竹原：不攪乱粘性土のせん断定数と減衰比，第11回土質工学研究発表会
- 5)岩崎，常田，吉田，龍岡：粘性土の動的変形特性に関する実験，第14回土質工学研究発表会

振動研究室 室 長 岩 崎 敏 男

” 併 任(\*) 龍 岡 文 夫

” 研究員 常 田 賢 一

” 吉 田 精 一

” 客員研究員(\*\*) JULIO LÓPEZ SMITH

### 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、地盤災害、特に砂質地盤の流動化現象に帰因する地沈下・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、この影響を構造物の耐震設計に反映させる必要がある。

本課題による研究は、昭和52年度に開始され、初年度は、地盤および杭基礎構造物のモデルに対して正弦波加振実験を実施し、入力条件（振動数、最大加速度値）、杭の条件（水中にある杭の固有振動数、地盤内にある固有振動数）による流動化砂層中の杭基礎の動的挙動を明らかにした。

本年度は、偏心荷重を載荷した場合につき、正弦波入力およびランダム波入力時の流動化砂層中の地盤および杭基礎の動的応答特性に関する室内模型振動実験を実施した。

### 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、地盤の災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

試験土層内に地盤および杭基礎モデルを作成し、振動台により正弦波入力およびランダム波入力を行うことにより人工的に流動化現象を再現し、その時の地盤および杭基礎の動的応答特性を明らかにする。実験条件としては、杭頭に水平偏心荷重を載荷した場合およびランダム波を入力した場合を考え、流動化砂層中の地盤および杭基礎の動的応答特性の定性的傾向を明らかにする。また、偏心荷重無載荷の場合および正弦波入力の場合の既往の実験結果との比較・検討を行なう。

本務先：東京大学生産技術研究所助教授

” : CHIEF OF PRACTICES, DEPARTMENT OF MATHEMATICS AND PHYSICS, PONTIFICAL  
CATHOLIC UNIVERSITY OF PERU

#### 4. 調査結果

##### 4.1 偏心荷重载荷下の杭基礎の動的応答特性

実験は①単抗下端自由の偏心荷重の無い場合の正弦波入力および②単抗下端自由の偏心荷重付の場合の2ケースである。図-1に②の実験の模型の概要を示すが①の実験は同図で偏心荷重の無い場合に相当する。各々、最大加速度がほぼ100gals, 50galsの正弦波( $f_i = 10\text{Hz}$ )を入力したが、計器の配置は図-1に示すとおりである。

図-2は本実験に先立って実施した Sweep Test(共振曲線を求めるための実験であり、入力加速度は10gals以下として入力周波数を変える)の結果であるが、①および②の両実験における杭頭の共振曲線はほぼ同一の形状を示す。また、同図から入力加速度が小さい場合は、杭が地盤とほとんど同じ共振曲線を示し、地盤の挙動と一致することがわかる。

図-3は流動化砂層中の杭頭および砂層中の加速度応答倍率の時間変化を示すが、砂層の流動化(砂層中の過剰間隙水圧が加振に伴い上昇し、初期有効上載圧に等しくなり、砂層が絶対静止する現象)が進行するに従って、杭頭の応答倍率が低下するが、偏心荷重のある場合は流動化後も大きな応答倍率を示している。これは、原位置の基礎構造物を考えた場合、上部工の荷重が橋脚等の基礎構造物に拘束力として作用しているため、地震時の基礎地盤の流動化により完全静止することは無く、応答を示すことが指摘される。

図-4は、水平偏心荷重を载荷した実験②の記録波形の一例である。同図で台加速度の第1番目の立上がりは、水平偏心荷重を载荷した方向と逆方向への台の移動を示す。同図からも流動化過程において杭頭がやや不規則な動きをすることおよび流動化後に未だ静止することなく応答を示すことが読取れるが、この原因としては

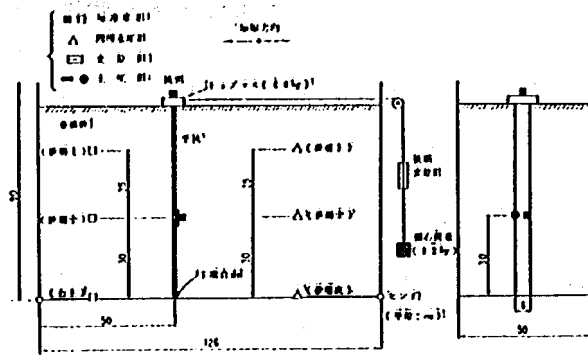


図-1 実験模型概要

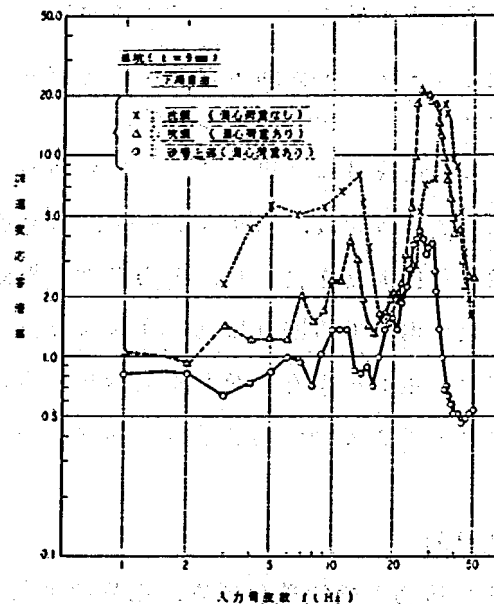


図-2 共振曲線

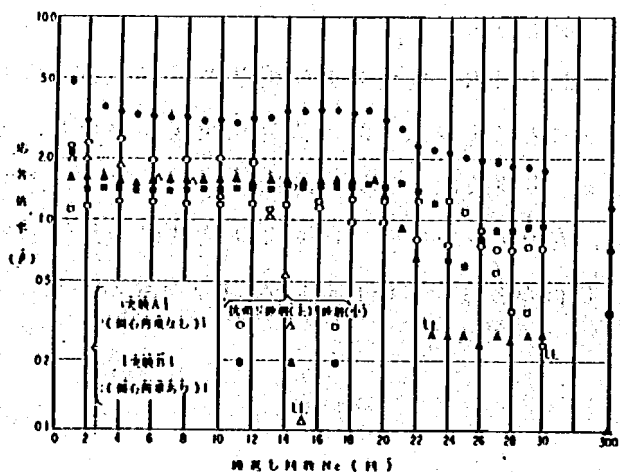


図-3 加速度応答倍率の時間変化

偏心荷重による拘束あるいは振れの影響が介在することが考えられる。また、同図で気が付くのは杭頭変位の変化である。流動化の進行に伴い、杭頭が偏心荷重載荷方向に移動することがわかり、また、完全流動化時に至って大きな変位を示す。これは、加振後ほとんど相対変位の無かった偏心荷重のない場合の①の実験と大きく異なる点である。実際の構造物を考えた場合は上部工による拘束あるいは地震挙動により影響を受けるため複雑な変位応答を示すものと思われる。

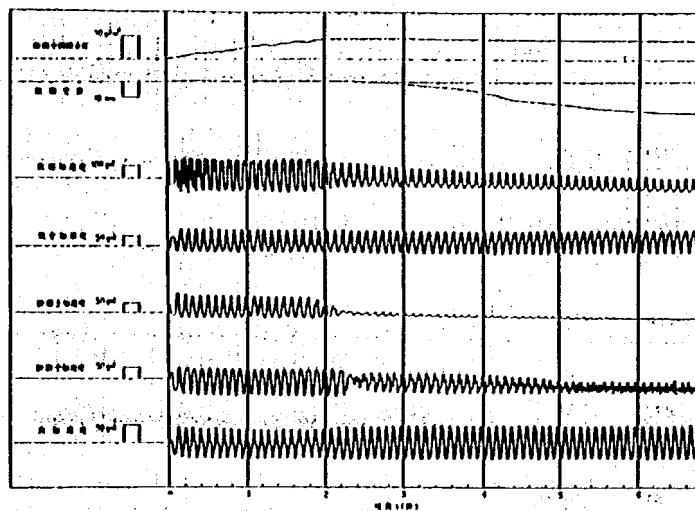


図-4 記録波形

#### 4.2 ランダム波入力による地盤・構造物系の動的応答特性

##### 4.2.1 実験概要

地震時における地震動はランダム波であり、その周波数特性あるいはその大きさは時々刻々と変わっている。従って、地震時の地盤・構造物系の室内振動実験を行う際の入力波は地震波を再現するのが望ましいが、そのランダム性からして確定するのは困難である。本実験では、定常正弦波を用いて加振するのは従来の正弦波加振実験と同様であるが、その大きさが加振中に増減する場合を想定して、人為的に波形の最大値を変位させた。そして、入力地震動の最大値が加振中に変動する場合の間ゲキ水圧の発生、地盤の応答および構造物の応答特性を現象的に捕え、地盤時の動的応答特性の定性的特性を明らかにする。

加振は同一地盤モデルに対して、順次入力加速度を上げてゆく方法を取り、各加速度レベルでは30~40秒の加振を行った。入力波形を図-5あるいは図-6の最上段の台加速度波形に示すように、変動周期6秒程度で入力地震動の最大値を増減することを繰返した。そして、加振条件は表-1に示すとおりである。計測は地盤および杭モデルの加速度、地盤の間ゲキ水圧および杭頭の変位について行った。計測位置は図-7を参照、なお、本実験に先立ち、杭モデルの水中固有振動数を求める実験を行ったが、水中固有

表-1 加振条件

振動数( $f_p$ )は8.6~8.8(HZ)であり、入力する正弦波の周波数( $f_i$ )を8.8(HZ)とした。

##### 4.2.2 実験結果

表-1に各入力毎の地盤特性の変化を示したが、地盤が完全流動化を生じ

| 計測段階 |              | 砂層厚<br>(cm) | 沈下量<br>(cm) | 単位体積重量<br>$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> ) | 間ゲキ比<br>$e$ | 相対密度<br>$D_r$ (%) |
|------|--------------|-------------|-------------|-------------------------------------------|-------------|-------------------|
| 1    | Sweep Test 前 | 72.59       | 0.00        | 1.413                                     | 0.868       | 2.9               |
| 2    | Sweep Test 後 | 72.17       | 0.42        | 1.421                                     | 0.858       | 3.2               |
| 3    | 68(gals)入力後  | 71.84       | 0.75        | 1.427                                     | 0.850       | 3.4               |
| 4    | 198(gals)入力後 | 70.60       | 1.99        | 1.452                                     | 0.818       | 4.4               |
| 5    | 255(gals)入力後 | 69.19       | 3.40        | 1.482                                     | 0.781       | 5.6               |

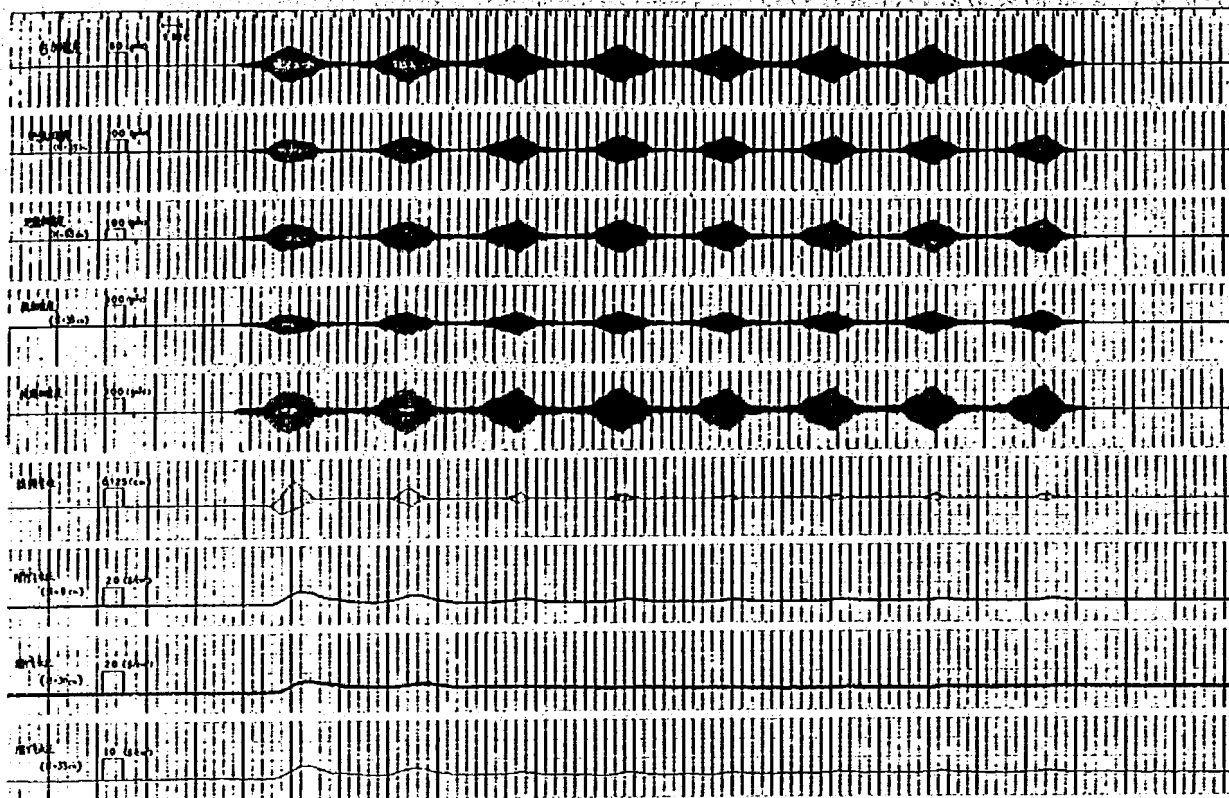


圖-5 記錄波形 (段階 3 :  $A_{\max}=68$  gals)

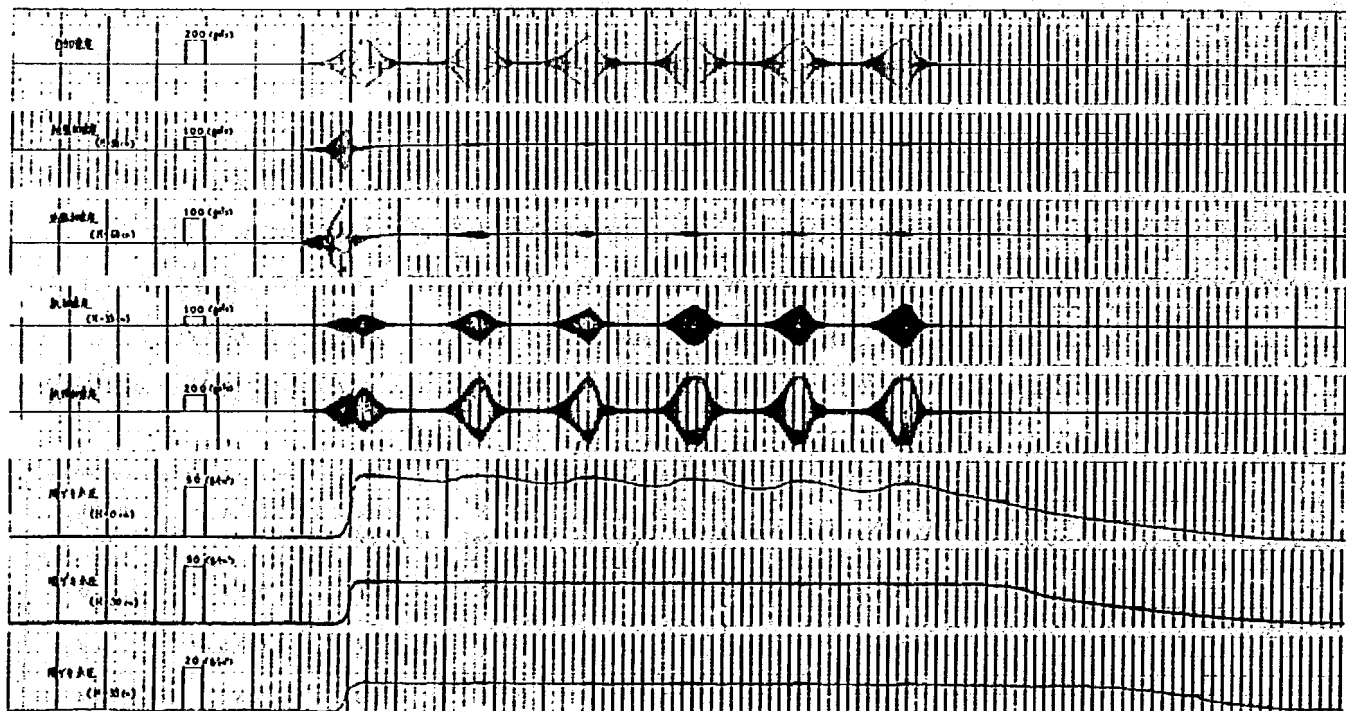


圖-6 記錄波形 (段階 4 :  $A_{\max}=198$  gals)

た段階 3 (最大加速度 198 gals) およ  
び段階 4 (同 255 gals) のでは、地盤表  
面沈下量、間ゲキ比、相対密度が急激  
に変化している。

図-5 は段階 2 (最大台加速度 68 gals)  
の測定結果であり、地盤は間ゲキ水圧  
の上昇があるものの完全に流動化する  
には至っていない。従って、地盤の加  
速度応答も入力の変動に追従して存在  
する。杭の応答も同様である。また、  
間ゲキ水圧は、入力直後は入力の増加

に伴い増加し、入力が減少すると減少する。これは、入力の減少時に過剰間ゲキ水圧の消散が行わ  
れるためである。また、入力の後半になると間ゲキ水圧の発生量が減少するが、これは間ゲキ水の  
抜けによる地盤の締固め (間ゲキ比の減少、相対密度の増加) により、同一入力では地盤の体積変  
化が困難となり間ゲキ水圧が発生しにくくなったものであろう。

図-6 は段階 3 の測定結果であり、地盤は完全に流動化している。つまり、間ゲキ水圧は各測定位  
置における有効上載圧 ( $\sigma_v'$ ) に近い値まで上昇し、入力の減少に伴い若干減少はするものの段階 2 の  
結果に比べ、加振中はピーク値が継続される。これは、入力が加振中全層にわたり、完全に流動化  
を起こさせるに足るだけの大きさを持っていることを示す。入力停止後の間ゲキ水圧は直ぐに零に  
なるのではなく、次第に減少してゆき、減少を開始する時間は下層程早く上層では遅い。これは、  
上昇した過剰間ゲキ水が下層から上層に、消散することを示すものである。間ゲキ水圧の挙動に対  
応して、地盤の応答も左右されている。つまり、地盤の加速度応答は入力直後の完全流動化前に最  
大に達し、それ以後の応答は相当小さくなっているが、これは完全流動化状態が続くためである。  
ところで、入力が減少した時に地盤の応答が若干上昇するが、これも間ゲキ水圧の減少に伴う地盤の  
拘束の回復によるものである。初期の杭の応答の最大値は地盤のそれより遅れ、地盤が完全流動化  
した時点で得られている。それ以後は入力の増減に対応した応答を示している。

#### 4.2.3 まとめ

本調査の結果、次の知見を得た。

- 1) ランダムな入力が行われる場合、間ゲキ水圧は入力の増減に伴い増減をし、発生した過剰間ゲキ  
水圧は加振中においても散数しようとする。間ゲキ水圧の消散は下層から上層へ行われ、間ゲキ水  
の上昇に伴い、地盤の間ゲキ比の減少、相対密度の増加が起こり、地盤の強度特性が変わる。
- 2) 完全流動化時における地盤の応答はほとんど零に近いが、過剰間ゲキ水圧の減少に伴い地盤の拘  
束が回復し、地盤が応答するようになる。
- 3) 実地震による原位置における基礎構造物を考えた場合、地震中の地盤の支持力の変化は、地震波  
のランダム性 (過剰間ゲキ水圧の増減の不規則性) のため複雑であるが、完全流動化状態が続く  
るのは規模の大きい入力が繰り返し継続するような場合である。

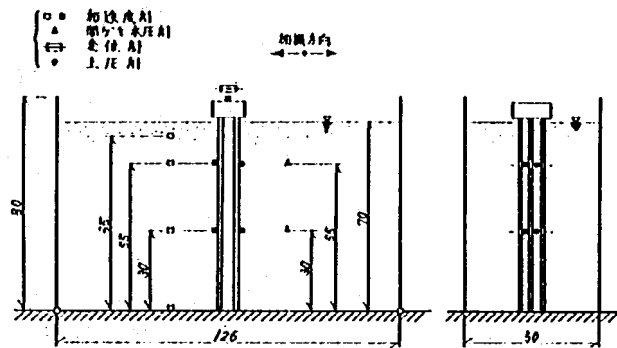


図-2 実験装置概要

振動研究室 室 長 岩 崎 敏 男

研究員 川 島 一 彦

高 木 義 和

## 1. ま え が き

地震時の地盤の振動が与えられた場合に、当該地盤上に建設されている構造物の振動を正しく予測する手法を開発することは、構造物の耐震性を評価し、耐震設計法の向上を図るためには最も基本的で、かつ、重要な課題である。本研究は、軟質な地盤中に設置されているケーソン橋脚およびその周辺の地盤上で地震時に実際に観測された強震記録をもとに、地盤と構造物の相互の振動特性を解明し、合理的な地震応答解析法を開発することを目的に実施するものであり、今年度は昨年度に引続き板島橋の解析を行なった。

## 2. 研究目的

- (1) 地盤と構造物の相互の振動特性の関連性 (動的相互作用) の解明
- (2) 動的相互作用を考慮した解析法の開発および実測記録による検討
- (3) 板島橋の動的応答特性の解明

## 3. 研究方法

愛媛県宇和島市にある板島橋 (図1参照、橋長 125 m の5 スパン単純桁橋) では、右岸から2番目の橋脚および橋脚から約 400 m 離れた地盤上において強震観測が行なわれてきており、現在までに表1に示す合計4回の地震により強震記録が得られている。このうち、日向灘沖地震および豊後水道沖地震の本震時には、橋脚上の最大加速度はいずれの場合も 200 gal を超し、強震時の構造物の振動特性を解析するにふさわしい記録といえることができる。これら4回の強震記録をもとに、1) 記録の波形解析、2) 地盤調査 (前年度実施)、3) 地盤から橋脚への伝達特性の解析、4) 地盤上の記録から橋脚天端の記録の解析と実測値との照合、により、動的相互作用の影響ならびに解析方法を検討した。

## 4. 研究結果

### 4.1 地盤からケーソン天端に至る伝達関数の特性

昨年度に行なったケーソン橋脚天端および地盤上の強震記録のパワースペクトル解析から、橋脚の運動に主として含まれる振動数の成分は、周辺地盤の基本固有振動数におおむね一致していること、したがって、ケーソン橋脚は地震時におおむね周辺の地盤の動きに従って運動していることが明らかにされた。このような点を更に検討するため、地盤から橋脚天端に至る伝達関数を観測記録から求めると図2のようになる。この結果によれば、約 4 Hz 以上の振動数領域ではそれ以下の振動数領域に比

較して増幅率は一般に小さく、ケーソン橋脚が一種のローパス・フィルターとしての機能を果たしていると同時に、 $0.5 \sim 4 \text{ Hz}$  の範囲では増幅率はゆるやかに変化し、明瞭なケーソン橋脚の固有振動が現われていないことがわかる。このような点からも、橋脚天端の応答に卓越する振動は、地盤時におけるケーソン橋脚独自の固有振動というよりも、むしろ、ケーソン橋脚周辺地盤の地震応答が強く反映されている、いかえれば、ケーソン橋脚は地震時に周辺地盤の運動におおむね従って振動したのではないかと考えられる。

#### 4.2 ケーソン橋脚の応答および地震動の非定常性

強震記録の振動数特性の時間変化を調べるために、ガウスタイプのウィンドウを用いたランニングスペクトルを計算した。一例として、日向灘沖地震に対する結果を図3に示す。これより、卓越振動数に着目すると記録の前半および後半に比較して主要動付近では卓越振動数がやや低下しているのがわかる。このような関係をさらにはっきりさせるために、卓越振動数の時間変化を示したのが図4である。卓越振動数は主要動付近になるにつれて時間とともに低下し、やがて、後半になると再びもとの振動数に復帰していく傾向が認められる。この傾向は橋軸直交方向で著しく、この場合には、4秒付近で約 $2 \text{ Hz}$  ( $2 \sim 4$ 秒はP波の影響)であった卓越振動数が、約 $12 \sim 18$ 秒の範囲では $1.3 \text{ Hz}$ にまで低下し、その後3.0秒付近では再び約 $1.7 \text{ Hz}$ にまで回復している。

また、このような卓越振動数の非定常性は、橋脚天端および地盤表面のいずれにおいてもほとんどかわっていない。このことは、1)土の剛性の歪依存性により地盤の卓越振動数が時間とともに変化することを示していると同時に、2)橋脚天端での応答に現われている非定常性がケーソン橋脚を取り巻く直近の地盤の軟化により生じたものではなく、ケーソン橋脚周辺の表層地盤そのものの剛性の低下に伴ない生じたものであることを示している。したがって、本橋脚においては、橋脚に対する地盤の拘束効果をばねによりモデル化した場合に、ばねの非線形性まで考慮する必要のないことを示していると考えられる。

#### 4.3 橋軸直交方向に対するケーソン橋脚の地震応答計算と実測値との比較

昨年度に橋軸方向の振動を解析したのと同様の応答解析手法を用いて、今年度は橋軸直交方向の応答計算を行なった。計算に際しては、図5に示すように表層地盤を多自由度のせん断振動モデル、ケーソン橋脚を地盤により弾性的に保持された梁としてモデル化した。次に、地盤上で採取された強震記録を一度その地点の基盤地震動に変換し、これを図5の地盤モデルの基部に作用させて橋脚天端の応答を計算した。この結果求められた橋脚天端の絶対加速度応答を強震計により実測された加速度記録と比較すると図6のようになり、計算値は実測値の特徴をよく表わしていると考えられる。

#### 4.4 ケーソン橋脚の応答に及ぼす逸散減衰定数、相互作用ばね定数、付加質量の影響

上記の解析では、ケーソンから地盤中へ伝わる振動エネルギーに伴ない逸散減衰定数、地盤とケーソンを結ぶ動的ばね定数等を、既存の実験結果ならびに強震記録の解析結果を参考にして定めている。しかしながら、これらの諸量を適確に算定する手法が固まっていないことと同時に、ケーソン橋脚の応答特性に対する上記諸条件の影響を検討するため、上記の解析モデルを基本としてパラメータを変化させた試算を行なった。この結果、1)逸散減衰定数は $10 \sim 30\%$ の範囲では結果に与える影響は小さい、2)動的ばね定数の剛さは、ケーソン橋脚の基本固有振動数が周辺地盤の基本固有振動数と一致

しない限りは、結果に与える影響は小さい、3) 周辺地盤の剛性を変化させ、基本固有振動数を変えると、橋脚天端の応答は著しく実測値と異なってくる、こと等がわかった。これらの点はいずれも、地盤とケーソン橋脚の間の相対運動が全体としてケーソン橋脚の振動応答に与える影響は小さいことを示していると考えられる。

#### 4.5 まとめ

板島橋橋脚および周辺地盤上で観測された強震記録を用いて、地盤と構造物の動的相互作用の解析を行なった。その結果、本橋脚のように、軟質な地盤中に深く根入れされているタイプの橋脚に関しては以下の点が明らかにされた。

1) 橋脚に作用する地震動が橋脚独自の振動を著しく励起しないような場合（具体的には、地震動の卓越振動数成分が橋脚の基本固有振動数よりも低い場合）には、橋脚はおおむね周辺の地盤の運動に従い運動する。この限りにおいては、橋脚と地盤の動的相互作用は著しいものではなく、解析上はこれを無視しても比較的精度よく橋脚の地震応答を算出できる。

2) 橋脚に作用する地震動が橋脚独自の振動を著しく励起する場合（具体的には、地震動の卓越振動数成分が橋脚の基本固有振動数に接近している場合）には、橋脚と地盤の動的相互作用の効果を正しく見込む必要がある。このような場合の解析方法は更に今後検討する必要がある。

3) 本橋脚天端における応答に現われている非定常性はケーソン橋脚を取り巻く直近の地盤の軟化によって生じたのではなく、ケーソン橋脚周辺の表層地盤そのものの剛性の低下に伴ない生じている。したがって、橋脚に対する地盤の拘束効果をばねによりモデル化した場合には、ばねの非線形性は考慮する必要がない。

#### 5. 今後の問題点

実測強震記録を用いた解析により、軟質な地盤中に深く根入れされたケーソン橋脚（板島橋）の基本的な振動特性をほぼ明らかにすることができた。今後は、他の橋の例を解析するとともに本研究を地盤中にそれ程深く根入れされていない構造形式、半地下、半地上方式の構造形式の動的相互作用の解明に発展させていくことが必要とされる。

表1 解析対象として地震記録

| 地震<br>記録<br>番号 | 地 震 名       | 発 生<br>年月日 | マグニ<br>チュード | 震 央<br>距離<br>(km) | 最大加速度 (GAL) |        |       |        |
|----------------|-------------|------------|-------------|-------------------|-------------|--------|-------|--------|
|                |             |            |             |                   | 橋 脚 上       |        | 地 盤 上 |        |
|                |             |            |             |                   | 橋軸方向        | 橋軸直交方向 | 橋軸方向  | 橋軸直交方向 |
| ①              | 日向灘沖地震      | 1968 4. 1  | 7.5         | 100               | 219         | 310    | 170   | 186    |
| ②              | 日向灘沖地震(余震)  | 1968 4. 1  | 6.3         | 100               | 39          | 66     | 35    | 42     |
| ③              | 豊後水道沖地震     | 1968 8. 6  | 6.6         | 10                | 230         | 198    | 439   | 365    |
| ④              | 豊後水道沖地震(余震) | 1968 8. 6  | 5.3         | 10                | 100         | 63     | 220   | 165    |

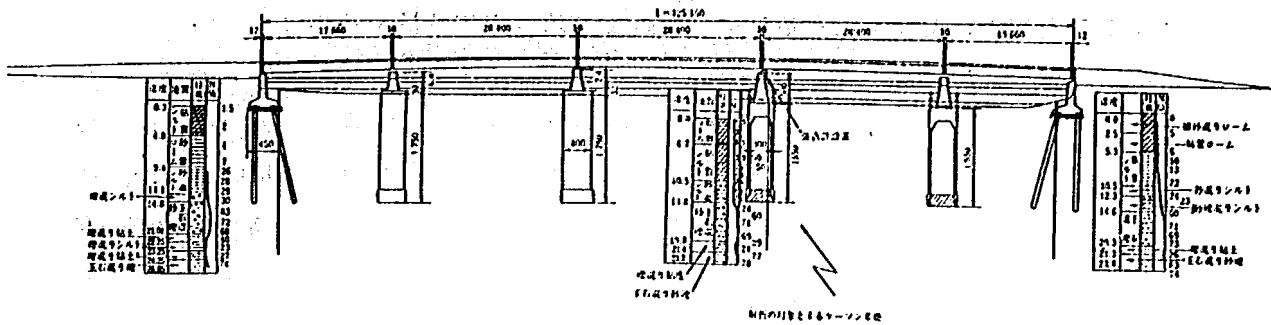
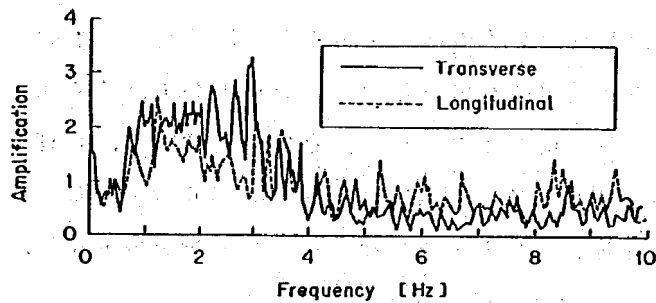
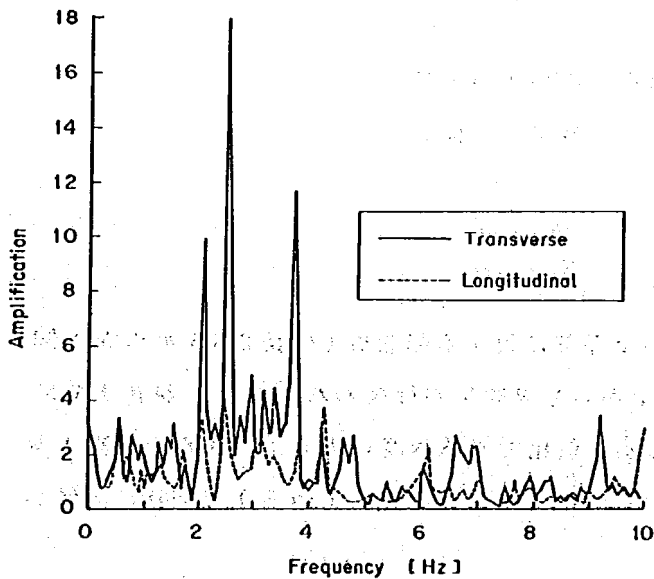


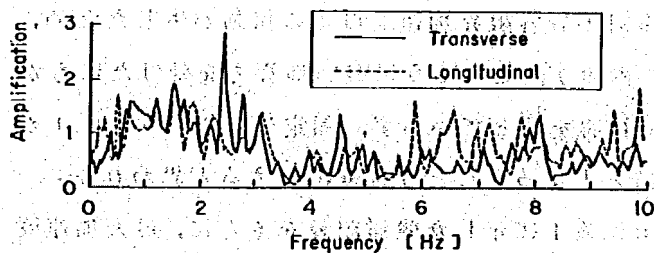
図1 板島一般図



(a) 日向灘沖地震

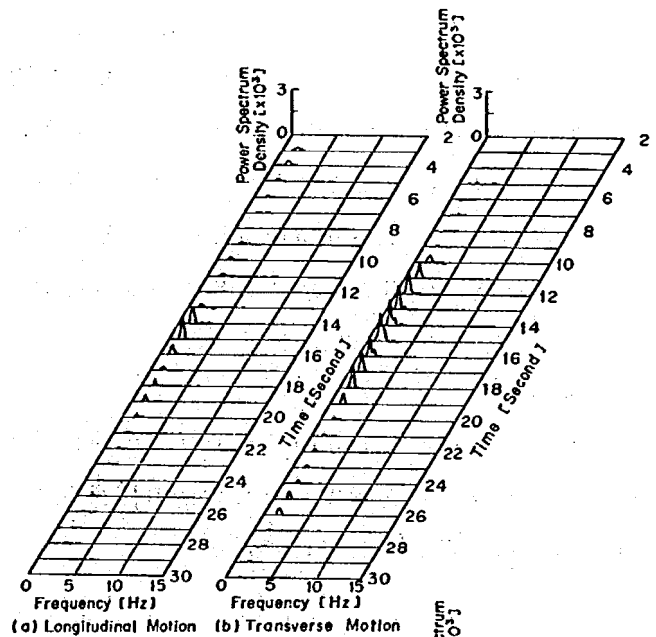


(b) 日向灘沖地震(余震)

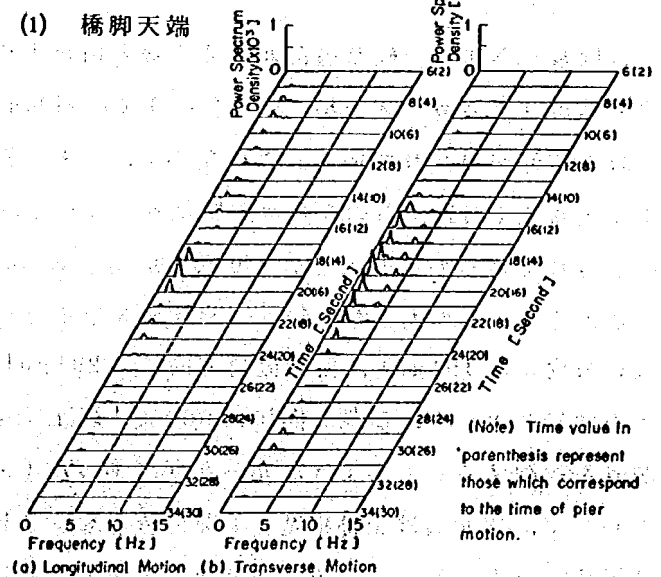


(c) 豊後水道沖地震

図2 強震記録から求めた地盤から橋脚天端への増幅率  
(伝達関数)



(1) 橋脚天端



(2) 地盤上

図3 強震記録のランニングスペクトル解析  
(日向灘沖地震の場合)

|       |     |      |
|-------|-----|------|
| 振動研究室 | 室長  | 岩崎敏男 |
|       | 研究員 | 川島一彦 |
|       |     | 高木義和 |

### 1. まえがき

地震時の地盤の振動が与えられた場合に、当該地盤上に建設されている構造物の振動を正しく予測する手法を開発することは、構造物の耐震性を評価し、耐震設計法の向上を図るためには最も基本的で、かつ、重要な課題である。本研究は、軟質な地盤中に設置されているケーソン橋脚およびその周辺の地盤上で地震時に実測された強震記録をもとに、地盤と構造物の相互の振動特性を解明し、合理的な地震応答解析法を開発することを目的に実施するものである。今年度は昭和53年6月宮城県沖地震により橋脚天端で500gal以上の振動を生じながら著しい被害を蒙らなかった開北橋を取り上げ、現在までに同橋で観測された合計8回の地震記録をもとに同橋の振動特性を解析した。

### 2. 研究目的

- (1) 地盤と構造物の相互の振動特性の関連性(動的相互作用)の解明
- (2) 動的相互作用を考慮した解析法の開発および実測記録による検討
- (3) 開北橋の動的応答特性の解明

### 3. 研究方法

宮城県石巻市の一般県道河北～北上線と旧北上川の交差部に架かる開北橋(橋長285mの5径間連続鋼ボックスガーダー橋、図1参照)では昭和41年から強震観測が行なわれており、現在までに多数の記録が得られている。このなかで、加速度記録が数値化できる程度に大きく、また、橋脚上および地盤上(橋脚から約50m程度離れた左岸上流側の河川敷上に設置されている)で同時に記録が採取されているのは表1に示す9回の地震である。

このうち、最も大きな記録は、昭和53年6月宮城県沖地震によるもので、地盤上の最大加速度は橋軸方向には191gal、橋軸直角方向には291galであり、また、橋脚天端での最大加速度は橋軸直角方向に338gal、橋軸方向には500gal以上(強震計の許容限界加速度以上の振動が生じたため、記録を観測することができなかった)であった(図2参照)。このように強い地震力を受けたにもかかわらず、開北橋は上部構造、下部構造ともに著しい被害を蒙っておらず、固定沓の敷きモルタルが破損するとともに、アジャカーボルトが変形した程度にとどまったことは特筆に値すると思われる。

本研究では、開北橋周辺の地盤調査を行なうとともに表1に示した強震記録をもとに、最大加速度の増幅特性、記録に含まれる振動数成分、伝達特性を検討することにより、開北橋の振動特性を調べ、併せて地盤と構造物の動的相互作用を解析した。

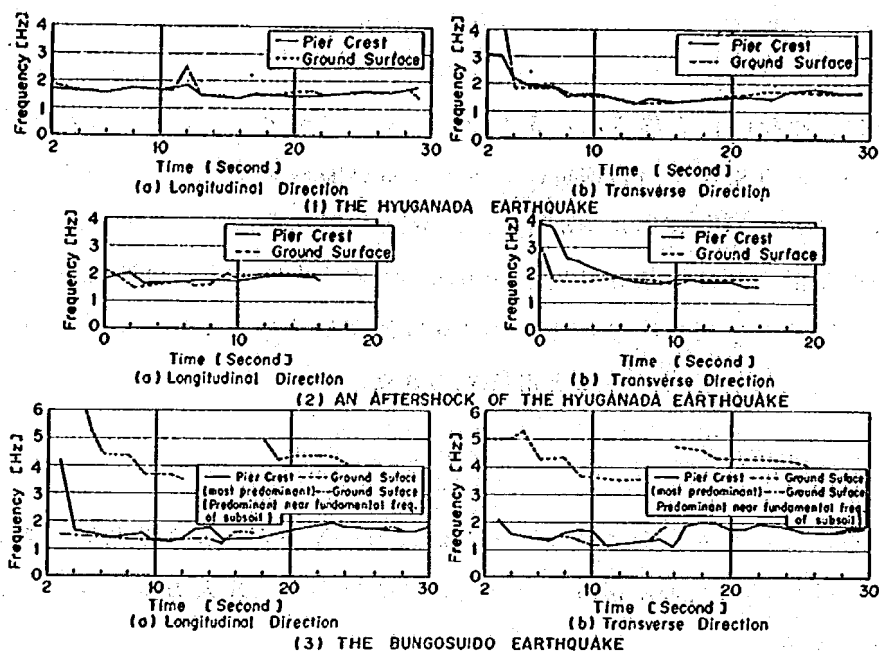


図4 強震記録から求めた卓越振動数成分の経時変化

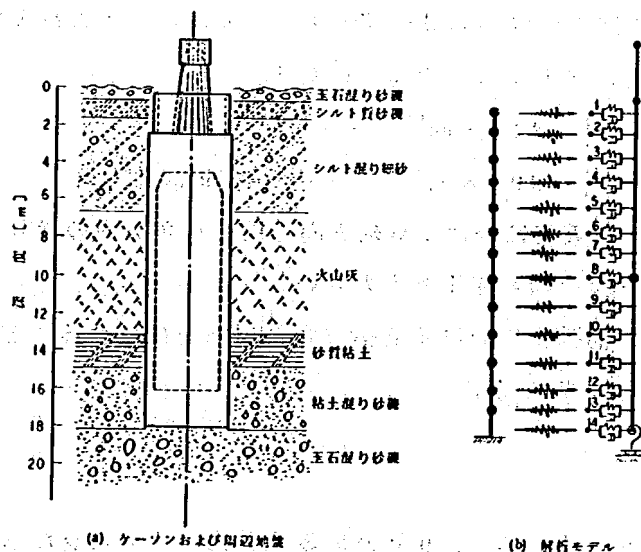


図5 ケーソンおよび周辺地盤の解析モデル

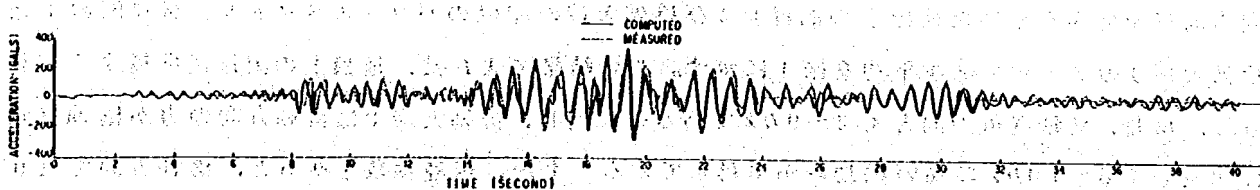


図6 計算値と実測値の比較(橋脚天端応答加速度, 日向灘沖地震)

#### 4. 研究結果

##### 4-1 地盤調査

開北橋周辺の地盤条件は、建設時に実施された5本のボーリング結果よりおよそその特徴をとらえることができる。そのため、動的相互作用の解析に必要な強震観測を行なっている橋脚位置およびもう1地点においてボーリング孔を用いたPS検層、地盤上の観測点において弾性波探査で行なった。この結果、地盤上の強震計はせん断波速度 $V_s \approx 650 \text{ m/sec}$ の中生代三畳紀の砂岩～シルト岩に直接設置されており、また、解析対象橋脚は厚さ約6mの軟質沖積層( $V_s \approx 40 \sim 150 \text{ m/sec}$ )の下に存在する上記の砂岩～シルト岩に岩着していることが確められた。

##### 4-2 最大加速度の増幅率

表1に示した9回の地震による地盤上および橋脚上の最大加速度がどのような関係にあるかを、橋軸方向、橋軸直角方向に分けて示したのが図3である。この結果から、最大加速度の増幅率には次のような特徴のあることがわかる。

- (i) 地盤上の最大加速度と橋脚天端の最大加速度はおおむね比例関係にあり、入力加速度の増加に伴う橋脚の応答の非線形性は著しくない。このような性質は、橋軸方向、橋軸直交方向のいずれにも現われている。いま、9回の記録から最小自乗法により、地盤上の最大加速度 $a_g$ と橋脚上の最大加速度の関係を求めると、それぞれ次のようになる。

$$a_p = \begin{cases} 2.41 \times a_g^{1.10} & \dots\dots\dots \text{橋軸方向} \\ 2.03 \times a_g^{0.91} & \dots\dots\dots \text{橋軸直角方向} \end{cases} \quad (1)$$

- (ii) 上式からもわかるように、橋脚天端における橋軸方向と橋軸直角方向の増幅率を比較すると、橋軸方向の増幅率が橋軸直交方向の増幅率よりも大きい。

- (iii) 1978年宮城県沖地震では、橋脚上における橋軸方向の記録を採取することができなかったが、

(i)式から推定すると約780 gal となる。

##### 4-3 強震記録の振動数特性

強震記録に含まれる振動数特性を調べると、9回の地震ごとにいろいろ異なっている。対象としている点は同一で、地盤条件は固定しているから、これらの変動はすべて地震の性質や震源域からの伝播経路により変化したものと考えることができる。

9回の地震記録から求めた地盤上の記録および橋脚天端の記録のパワースペクトル、伝達関数(地盤→橋脚天端)のアンサンブル平均を図4に示す。この結果によれば、地盤上の記録に卓越する振動数成分は、橋軸、橋軸直角方向とも2～9 Hzであるのに対し、橋脚天端では橋軸方向の方が橋軸直角方向に比較して8～10 Hzの高い振動数が卓越している。また、伝達関数をみると、橋軸方向では0～5 Hzの間では伝達率はおおむね1前後、それ以上では徐々に増幅率が高くなり10 Hz付近でピーク値を与えている。地盤調査結果から橋脚地点での表層地盤の基本固有振動数は約2 Hzと推定されるので、10 Hz付近に現われている伝達率のピークは橋脚-上部構造系の基本固有振動数ではないかと考えられる。これに対して、橋軸直交方向の伝達関数では、増幅率は1～10 Hzの間ではおおむね1、そ

れ以上 15HZ の範囲では振動数とともに徐々に下がる傾向にあり、橋脚—上部構造型の基本固有振動数と考えられる振動数成分が明瞭に現われていないことがわかる。

#### 4-4 まとめ

開北橋において現在までに観測された橋脚天端および地盤上の 9 回の同時地震記録を解析した結果、橋脚天端の最大加速度と地盤上の最大加速度は (1) 式で表わされるようにおおむね比例関係にあり、橋脚の振動に対する非線形性は著しくないことがわかった、また、このような過去の記録の特性から、1978 年宮城県沖地震で記録のとれなかった橋脚上橋軸方向の最大加速度を推定すると約 780 gal と求められた。

#### 5. 今後の問題点

今年度は強震記録の一均解析から、記録に含まれる振動数特性の特徴を検討した。開北橋の橋脚の振動特性の解明ならびに 1978 年宮城県沖地震では 780 gal と推定される強震動を受けたにもかかわらず著しい被害の生じなかった原因を解明するために、次年度以後には常時振動の観測、ならびに地震応答解析を行ない、より詳細に強震記録を解析していく必要がある。

開北橋 (15 年度調査資料)

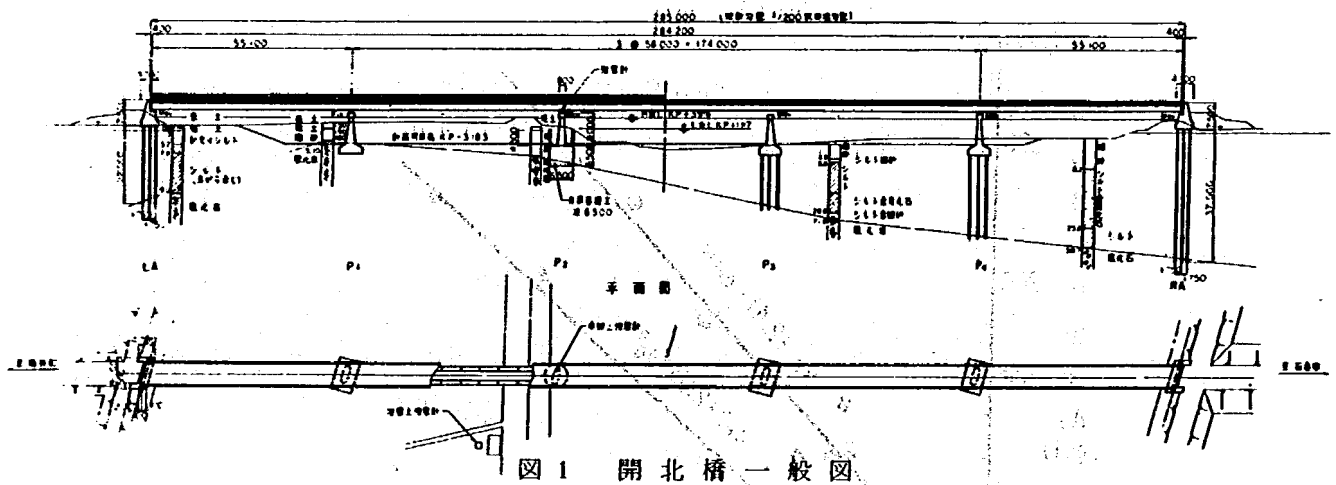
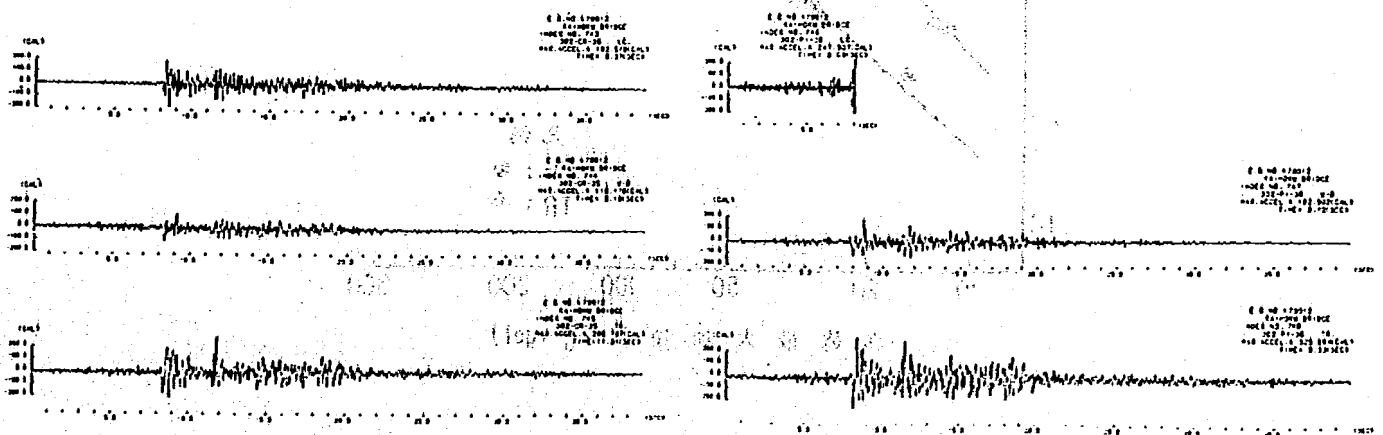


図 1 開北橋一般図



(a) 地 盤 上 (b) 橋 脚 上

図 2 開北橋の強震記録 (1978 年宮城県沖地震)

表1 開北橋の強震記録

| No. | 地震発表<br>年月日 | 震央地名   | マグニ<br>チュード | 震央速度目<br>(Km) | 最大加速度 (gal) |       |        |       |
|-----|-------------|--------|-------------|---------------|-------------|-------|--------|-------|
|     |             |        |             |               | 橋軸方向        |       | 橋軸直角方向 |       |
|     |             |        |             |               | 地盤          | 橋脚    | 地盤     | 橋脚    |
| 1   | 1966. 6. 24 | 宮城県東方沖 | 5.1         | 63            | 25.1        | 58.4  | 12.8   | 37.3  |
| 2   | 1967. 1. 17 | 金華山沖   | 6.3         | 72            | 17.4        | 58.9  | 20.6   | 29.9  |
| 3   | 1968. 6. 12 | 岩手県沖   | 7.2         | 195           | 11.5        | 35.4  | 15.2   | 26.0  |
| 4   | 1968. 7. 5  | 宮城県東方沖 | 6.4         | 81            | 18.1        | 86.2  | 27.5   | 40.5  |
| 5   | 1970. 9. 14 | 宮城県沖   | 6.2         | 95            | 19.7        | 59.0  | 31.9   | 43.7  |
| 6   | 1977. 6. 8  | "      | 5.8         | 30            | 46.6        | 148.9 | —      | —     |
| 7   | 1978. 6. 14 |        |             |               | 15.7        | 46.6  | —      | —     |
| 8   | 1978. 2. 20 | 宮城県沖   | 6.7         | 85            | 76.2        | 326.4 | 141.3  | 187.0 |
| 9   | 1978. 6. 12 | "      | 7.4         | 90            | 192.2       | —     | 288.7  | 331.2 |

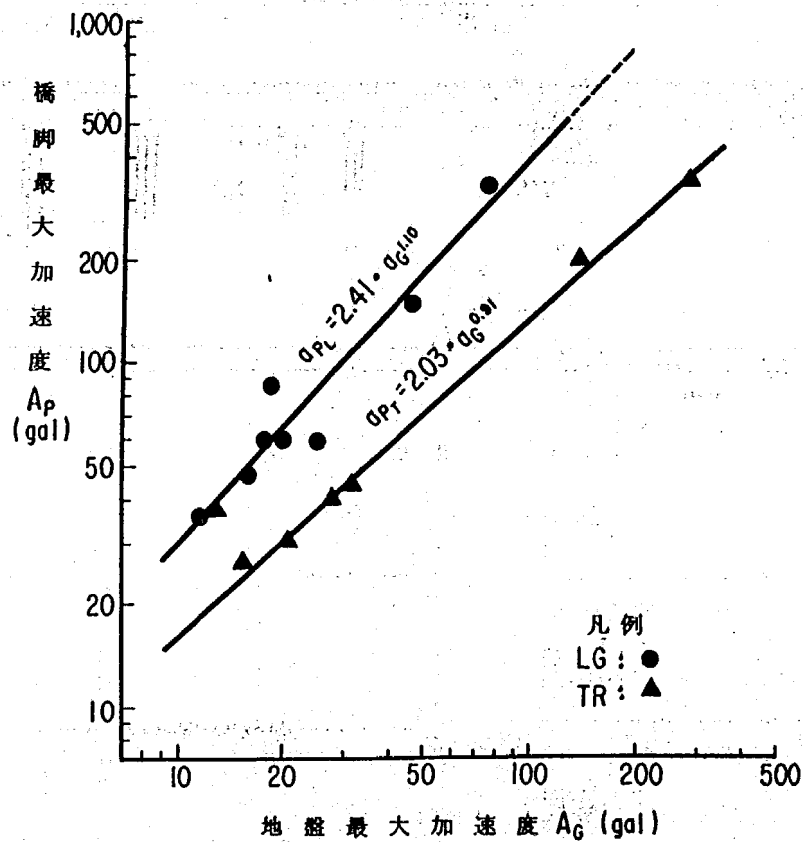


図3 地盤上の最大加速度～橋脚天端最大加速度の関係

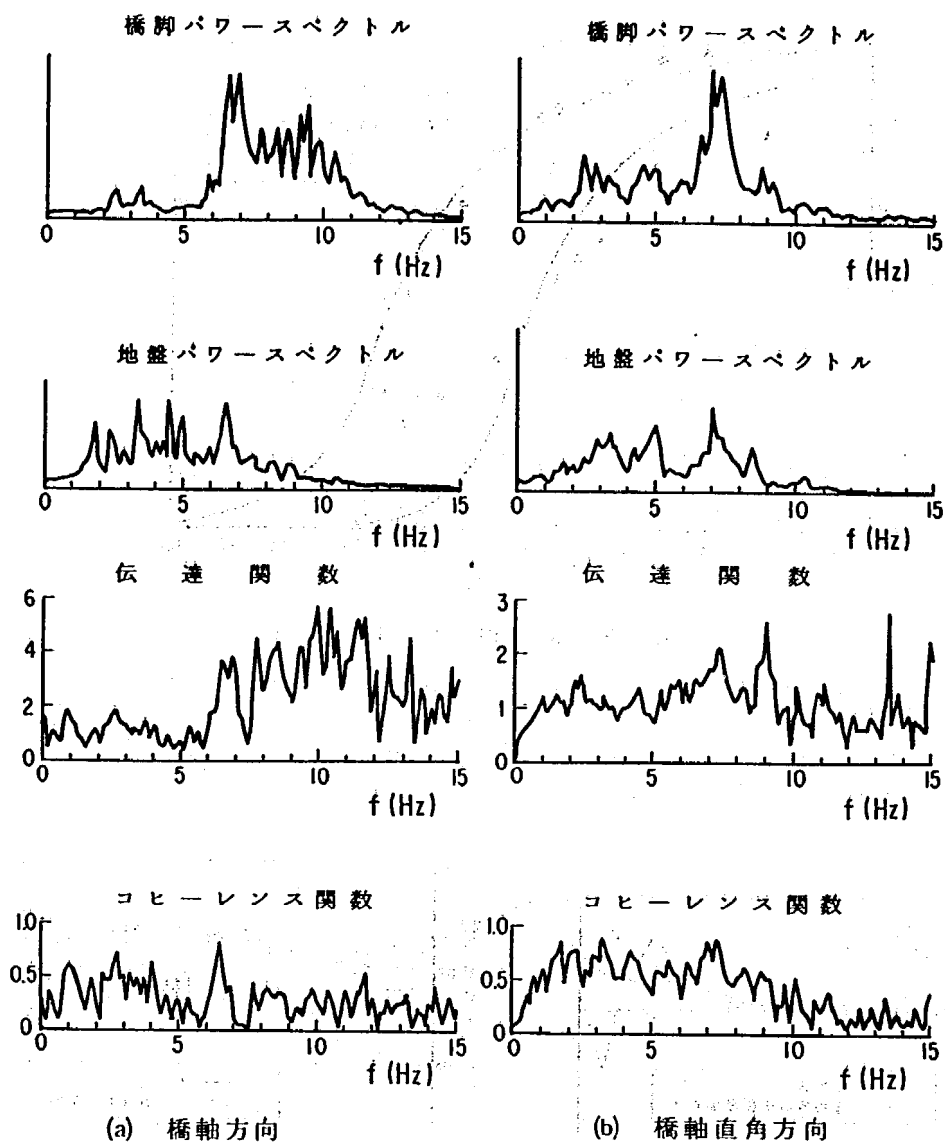


図4 アンサンブル平均した強震記録の振動数特性

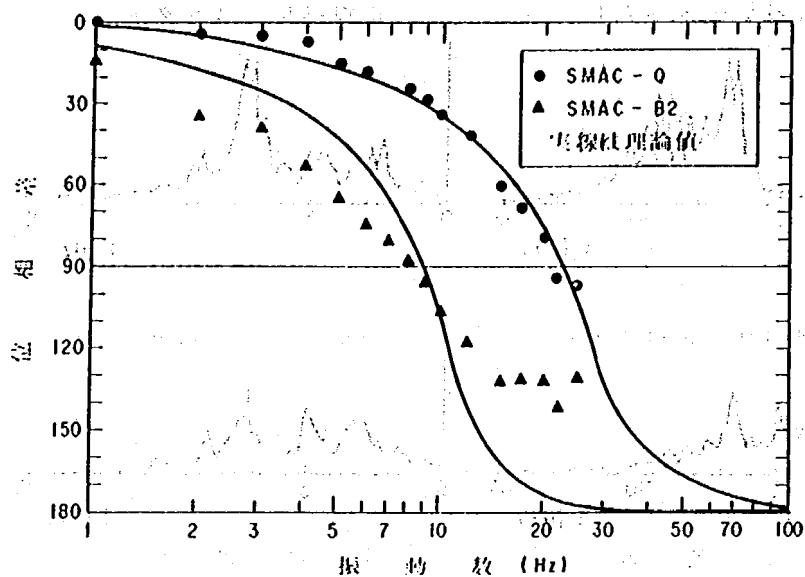


図-5 位相特性

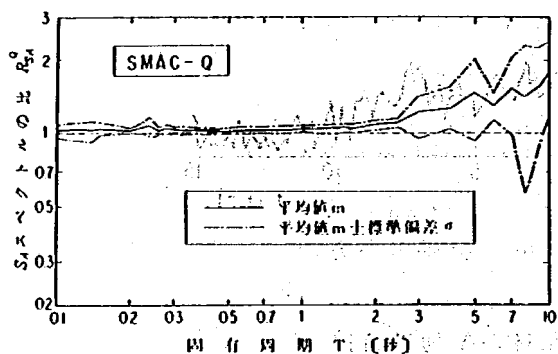


図-6 SAスペクトルの比の平均値 (SMAC-Q)

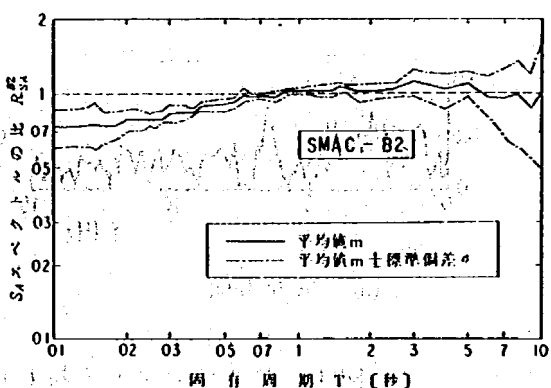


図-7 SAスペクトルの比の平均値 (SMAC-B2)

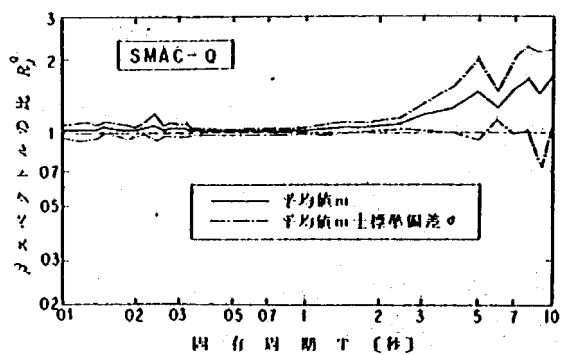


図-8  $\beta$ スペクトルの比の平均値 (SMAC-Q)

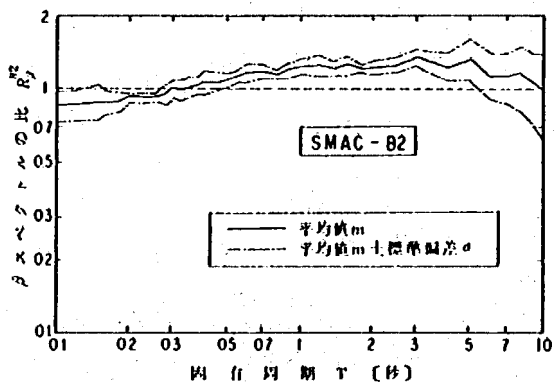


図-9  $\beta$ スペクトルの比の平均値 (SMAC-B2)

## 5 振動障害の防除に関する試験調査

振動研究室 室 長 岩崎 敏男

“ 研究員 若林 進

“ 後藤 勝志

### 1. まえがき

近年、道路を通行する車両の大型化および交通量の増大により、道路周辺地盤における振動が問題視されるようになってきた。道路交通に起因する振動障害の防除に関する試験調査は、昭和48年度を初年度として開始されたが、それ以前にも地方建設局等において個々の問題の発生に際して実測調査を実施してきている。

昭和48年度には、46～47年度に実施された道路交通振動の実態調査結果のとりまとめ、測定解析法の基準化試案の作成等を行なうとともに、振動防除のために路側帯が有効となることを提示した。また、振動防除に関連して、路側帯に設ける各種対策工法につき模型実験を行い、その効果を比較検討した。昭和49年度には、前述の測定解析法を改良するとともに、各地方建設局技術事務所と協力して道路交通振動の実態調査を継続実施した。さらに、地盤振動の伝播機構に関する模型実験を実施した。50年度には、関東地方建設局管内国道6号松戸・柏間において振動実測調査を行い周辺地盤の振動レベルに与える各因子の影響を調査するとともに、近畿地方建設局管内の新設高架橋の振動試験調査を行ない高架橋の振動性状と周辺地盤の振動レベルを求めた。また、振動軽減対策の各種方法を検討した。さらに、環境庁の振動専門委員会に対して審議資料を提示し、振動規制を行うにあたっての規制基準値、測定方法の原案作成に協力した。

51年度は、50年度に実施した道路交通振動実測データを用いて、各種要因を考慮した振動レベル( $L_{10}$ )の予測式を試算し、また道路直角方向の距離減衰の予測式についても試算した。また振動軽減対策のための試験車走行試験および地盤振動伝播特性試験を千葉支所構内において実施した。また、地方建設局と協力して振動軽減対策に関する現場実測調査を実施した。52年度は、前年度実施した振動レベル予測式を再検討し、簡易予測式を求めた。また、道路交通振動を軽減するための対策実験を筑波研究学園都市の土木研究所構内で実施した。また前年度と同様に各地方建設局と協力して道路交通振動の軽減対策に関する調査を実施した。

本年度は、振動軽減対策に関する数値解析計算および軽減対策工法で、特に振動源における対策工法について実験的検討を行なった。また、各地方建設局と協力して道路交通振動の軽減対策に関する調査を継続した。

### 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ない、道路交通に起因する振動障害の防除をはかることを目的とする。

### 3. 調査方法

### 3.1 振動軽減対策の調査

試験道路により、重錘落下、試験車走行および起振機の3種の振動源による現場振動実験を行ない振動軽減対策の有効な工法を開発する。

### 3.2 地方建設局等との協力による振動軽減対策の調査（B調査）

地方建設局等において実施する下記の調査に協力する。

(1) 舗装構成の異なる試験道路を作成し、重錘落下、試験車走行および起振機の振動源による振動測定を行ない、舗装構成の振動軽減効果を実測する。

(2) 供用開始直前の道路において、道路に沿って地中壁を設置し、重錘落下および試験車走行等の振動源による振動測定を行なう。これにより地中壁による振動軽減対策工法の有効性を把握する。

## 4. 調査結果

### 4.1 振動軽減対策の概要

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造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。

#### 4.1.1 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) 車輦構造の改良
- 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、路盤および路床の剛性増加
- iii) 路床化の地盤改良

##### (3) 高架橋に対する対策

- i) 路面およびエキ스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

#### 4.1.2 伝播経路の対策

伝播経路の対策としては

- (1) 距離減衰を期待する対策（環境施設帯の設置）
- (2) 工作物による振動遮断
  - i) 溝による対策
  - ii) 地中壁による対策（剛性壁体および高剛性、低剛性複合壁体）

#### 4.1.3 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

- (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。

などの対策が考えられる。

#### 4.2 振動軽減対策模型実験

道路沿道の振動を軽減する対策としては、前項に示したようなものがある。本年度は、振動源の対策として舗装構成を変えた場合の軽減効果について実験的検討を行なった。この調査は、国立機関公害防止等試験研究費と合併して実施したものである。

##### 4.2.1 実験方法

振動源の対策として、舗装構成の異なる5種の試験道路を作成した。舗装構成の種類は、図-1に示すように

- (1) 標準的なアスファルト舗装
- (2) 上層路盤を6%のソイルセメントとした舗装
- (3) 上層路盤を8%のソイルセメントとした舗装
- (4) 舗装厚（As安定層）を増加させた舗装
- (5) 舗装厚（切込碎石層）を増加させた舗装

であり、巾員5mで各区間ともに6mの長さで連続して作成した。

舗装面に加える振動の発生方法は、重錘落下、起振機および試験車走行の3種類とした。重錘落下試験は、土質調査の標準貫入試験に用いる重量63.5Kgの重錘を使用し、舗装面上のベニヤ板（18mm厚）上に0.5mおよび1mの高さから自由落下させた。起振機試験は、高周波型起振機および低周波型起振機の2台を用いた。高周波型起振機は、各試験舗装の中央にコンクリート基礎（1m×1m×0.5m）を作成して設置し、最大起振力1.0ton、振動数範囲5～30Hzの正弦波上下方向の加振力を舗装面に加えた。また低周波型起振機は、コンクリート基礎に隣接して道路面上に直接設置し、加振力1ton、振動数範囲1～15Hzの上下方向の正弦波加振力を加えた。

試験車走行試験は、最大積載重量2tonの小型トラックを使用し、満車時に試験舗装区間を20、30、40km/hの3速度で走行させた。また各試験道路中央に18mm高さの人工段差を置いた場合の走行試験を実

施した。

軽減対策実験における測定項目は、実験場所における地盤特性、舗装の特性および地盤振動等である。地盤特性は、P波およびS波の速度を板たたき法により求めた。また舗装の特性は、ベンケルマンピークにより舗装のたわみを求めたものである。地盤振動は、道路と直角方向の地表における各測点において鉛直方向の振動を加速度計により測定し、一部地中(2mおよび4m)の振動についても測定を行なった。

#### 4.2.2 実験結果

i) 重錘落下試験の結果では、同一測定条件で5回の測定値の平均値を用いて各試験舗装間を比較すると、図-2のようになる。これは落下高0.5mの結果であり、振動源に近い点では顕著な差は見られないが、遠い測点になるに従いモデルNo.3、No.4、No.5の測定値が標準舗装(モデルNo.1)に比べて低減しており、約5dB前後減少している。各試験舗装の2~3の測点について比較すると図-3のようになる。また標準舗装における舗装面のフーリエスペクトルの一例を示すと図-4となり20Hz前後の振動が卓越している。

ii) 起振機試験では、2台の起振機を用いて行なった。共振曲線の例を図-5~7に示す。これは加振力1tonで振動数2~30Hzの間を加振した場合の結果である。標準舗装モデルNo.1に比べて、他の舗装モデルが各測点とも5~10gal程度低い値を示しており、振動の軽減効果が現れている。

iii) 試験車走行試験では、5種の試験道路上を段差走行した場合の距離減衰を示すと図-8のようになる。振動源に近い測点では、振動レベル値の差が小さく遠い測点においては、舗装モデルNo.4およびNo.5が多少振動レベルが低い値となっている。図-8は、走行速度40km/hの結果であるが、20km/h、30km/hの場合もほぼ同様の傾向を示している。

#### 4.2.3 まとめ

舗装構成を変えた場合の振動軽減対策について実験を行ない、その効果を比較検討した。重錘落下試験の結果では、振動源から離れた点でセメント処理(8%)を行なった舗装及び舗装厚を増加した舗装において軽減効果のあることがわかった。また試験車段差走行試験の結果では、振動軽減効果の傾向は重錘落下の場合と同様で振動源から離れた点で効果があるが、軽減効果は小さくなる傾向を示した。

| 入層(左からA.S.) |     | 基層(右からA.S.) |     |      |             |
|-------------|-----|-------------|-----|------|-------------|
| A.S.安定処理    | 240 | A.S.安定処理    | 240 | 切込砕石 | 6000 (No.5) |
| 切込砕石        | 230 | 切込砕石        | 230 | 切込砕石 | 6000 (No.4) |
| 切込砕石        | 230 | 切込砕石        | 230 | 切込砕石 | 6000 (No.3) |
| 切込砕石        | 230 | 切込砕石        | 230 | 切込砕石 | 6000 (No.2) |
| 切込砕石        | 230 | 切込砕石        | 230 | 切込砕石 | 6000 (No.1) |

図-1 舗装構成

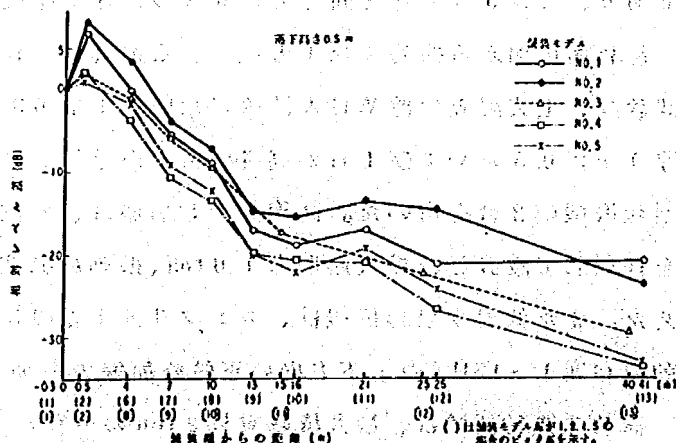


図-2 相対レベル差



#### 4.3 振動軽減対策の数値解析計算

道路交通振動対策実験では、振動源の対策として舗装構成による振動軽減効果および伝播経路の対策として地中壁による振動の遮断効果の検討を行なっているが、このような対策実験では、多額の費用と時間を要するため実験ケースが限られてしまうので多ケースの検討が行えない。そこで比較的手軽に利用できる有限要素法を用いた数値解析の電算プログラムを作成し、前年度実施した対策実験を例にとって演算を行なった。

##### 4.3.1 解析の対策および解析内容

前年度に実施した道路交通振動対策実験は、道路交通による沿道地盤振動の軽減対策を検討することを目的として、振動発生源での軽減対策ならびに振動伝播経路での遮断対策の実験的研究を行なったものである。ここで振動発生源での軽減対策とは、舗装の剛性に着目した2種、すなわち標準舗装と剛性舗装の試験舗装による比較であり、もう一つの振動の遮断の対策とは道路に平行して敷設した地中壁の効果の検討である。加振源には重錘落下、起振機、試験車走行の3者が使用されている。

上に述べたような現場試験が解析の対象になるのであるが、得られた結果のうち、ここではとくに標準舗装を用いた起振機実験のときのものを比較の対象にする。そしてその内容は表-1のとおりである。

表-1 数値解析の対象

| 解析内容          | ケース数 | 計算する振動数            | 備考                  |
|---------------|------|--------------------|---------------------|
| i) 標準舗装       | 3    | 10 Hz              | 内部減衰を3種類考える(3,4,5%) |
| ii) i)に地中壁を設置 | 1    | 2,5,10,15,20,25 Hz | 複合壁(スチロール+コンクリート)   |
| iii) 舗装剛性増加   | 2    | " " "              | 標準舗装の剛性を2倍と4倍       |
| iv) 単体壁設置     | 2    | " " "              | スチロール壁<br>コンクリート壁   |

##### 4.3.2 解析プログラム

解析プログラムは、Lysmer らが開発した有限要素法を用いた平面加振の解析プログラムを基にして一部今回の解析に利用できるように改良した。また基盤面との境界にViscous Boundaryを導入するようプログラムを追加した。これは平面波面を有する実体波を考慮するために導入するもので、基盤面水平方向はS波鉛直方向はP波と考えるものとした。

##### 4.3.3 実験地点の土質柱状図と地盤の分割

実験地点(筑波土木研究所構内)の地盤調査の結果では、地表から-13m~-22mまでは粘土とロームを主体とする盛土で、N値が10~13程度である。盛土より下は全般に凝灰質粘土からなる第四紀沖積層である。層内には腐植物や有機物を多く混入し、N値は自沈ないし3程度のきわめて軟弱な土層である。5m以深については、実験地点の近くで過去に求めたボーリング柱状図を参照した。地質調査および既往のボーリング柱状図をもとに地盤を分割したものが図-9である。解析精度をよくするためには、全要素中の最大要素幅がS波の波長の1/6を越えない方が望ましい。したがって図-9の最大要素幅も解析周波数による違いはあるが、1/6に近い値になるように決めている。また、図で黒く塗りつぶしたところが試験舗装部分、斜線部分がスチロール壁、そして太線がコンクリート壁をモデル化した梁要素にあたる。

##### 4.3.4 解析に必要な諸定数

解析に必要な定数は密度、P波速度（あるいはヤング率、剛性率）、減衰定数である。

地盤の密度およびP波、S波速度は、地盤調査の結果を参照して表-2のように決めた。また、減衰定数については3%、4%、5%の3通りを仮定して計算した。

防振壁材料の発泡スチロールについては、物理、力学試験結果を参照し、表-3に示す定数を用いた。

試験舗装についての諸定数は、表-4に示す値を用いた。標準舗装のヤング率および剛性率は、表-5の値とした。

| 地質名   | 密度<br>( $\gamma/\text{cm}^3$ ) | P波速度<br>( $\text{m/sec}$ ) | S波速度<br>( $\text{m/sec}$ ) |
|-------|--------------------------------|----------------------------|----------------------------|
| 盛土    | 1.6                            | 530                        | 150                        |
| ローム   | 1.5                            | 960                        | 74                         |
| 凝灰質粘土 | 1.7                            | 700                        | 190                        |
| 砂層    | 9.9                            | 2000                       | 300                        |

表-2 地盤の諸定数

| 壁材料名         | 定数 | 密度<br>( $\gamma/\text{cm}^3$ ) | ヤング率E<br>( $\text{t}/\text{m}^2$ ) | 剛性率 $\mu$<br>( $\text{t}/\text{m}^2$ ) | 減衰定数<br>(%) |
|--------------|----|--------------------------------|------------------------------------|----------------------------------------|-------------|
| 発泡<br>スチロール  |    | 0.02                           | 581.1                              | 242.2                                  | 6           |
| 鉄筋<br>コンクリート |    | 2.5                            | 2100000                            | 840000                                 | 5           |

表-3 防振壁材料の定数

| 舗装名 \ 定数 | 密 度<br>( $\text{g}/\text{cm}^3$ ) | P 波 速 度<br>( $\text{m}/\text{sec}$ ) | S 波 速 度<br>( $\text{m}/\text{sec}$ ) | 減 衰 定 数<br>(%) |
|----------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------|
| 標準舗装     | 2.36                              | 3480                                 | 1988                                 | 10             |

表-4 試験舗装の諸定数

| 舗装名 \ 定数 | ヤング率E<br>( $\text{t/m}^2$ ) | 剛性率 $\mu$<br>( $\text{t/m}^2$ ) |
|----------|-----------------------------|---------------------------------|
| 標準舗装     | 2400000                     | 952500                          |

表-5 標準舗装のヤング率及び剛性率

#### 4.3.5 解析結果および考察

地中壁設置前に周波数10Hzで加振したときに得られた最大加速度の距離減衰値をもとに仮定した地盤の減衰定数(3.4.5%)を用いて試算を行なった。基盤に粘性減衰境界をつけたときと、粘性減衰境界がない場合の比較では、解析を進める上での地盤の減衰定数は基盤に粘性減衰境界をつけずに $h=5\%$ としたときの計算値が実測値の傾向にもっともよく合っていた。ただこの場合、計算値が実測値より4.7倍程度大きくなっているが(いずれの場合の計算値も実測値より大きい)これは実測値が点加振に近い状態のものであるのに対し、計算値の方は線振源になっているからである。この結果から以後の計算では地盤の減衰定数を5%とし、データ整理の際は得られた結果に補正係数1/4.7をかけることにした。複合壁を設置したときの最大加速度の距離減衰を、20Hzおよび25Hzの場合について計算したが、周波数が高くなると多少の違いが認められるが、全体としては計算値と実測値との間によい一致がみられた。振動発生源での軽減対策に着目して、標準舗装の剛性を2倍と4倍に増加して計算した結果では、標準舗装の結果と殆んど同じであることから、振動発生源での軽減対策は計算上あまり期待できない結果となった。振動伝播経路での壁構造の違い(コンクリートのみの単体壁、スチロールのみの単体壁)

による遮断効果を比較した結果では、いずれの場合も距離減衰の変動が激しく効果が少ないことがわか

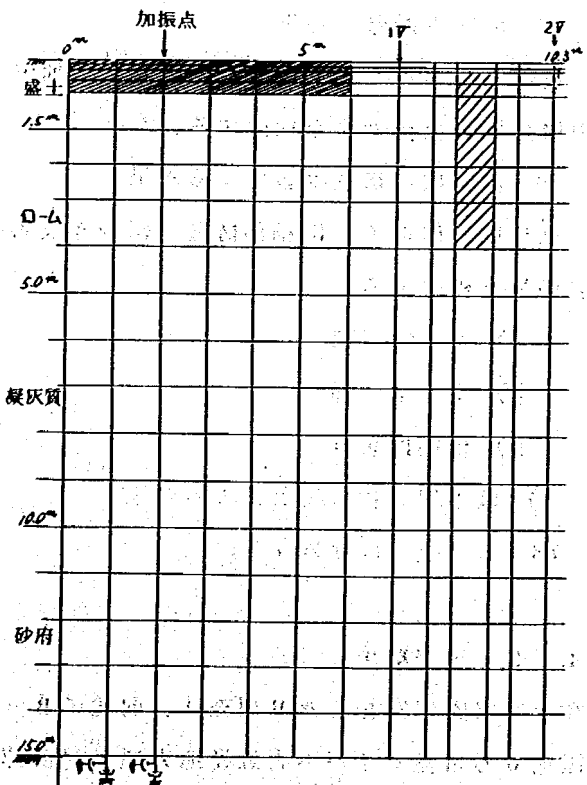


図-9 地盤分割図

った。

#### 4.4 地方建設局等との協力による道路交通振動調査(78-B)

##### 4.4.1 78-B調査

昭和51年度より調査を開始した道路交通振動調査のB調査について、今年度も地方建設局等と協力して実施した。B調査では、主に振動軽減対策に関する調査を行なうことになっており、機械施工部動土質研究室と分担して調査を担当した。今年度の振動研究室が担当したB調査の内容は、次のようなものである。

##### 1) 調査B-2 道路交通振動の軽減対策に関する調査

原則として新設される道路に試験区間を設けて、振動軽減対策(地盤改良は、B-3とし、ここでは除く)を実施し、その効果を把握することを目的とする調査。

当面の具体的な対策手法としては、次のものを取りあげる。

##### イ) 舗装構造の改善による効果

舗装構造を数種類変化させた試験道路区間を設け、舗装構造の差による振動軽減効果を比較検討する。今回は原則として、次の3区間を設ける。それぞれの区間長は約50mとする。この際、前後区間を含め延長約250mにわたって、地盤条件、路床条件がほぼ一定である場所が望ましい。

##### i) 標準より路盤の厚さを厚くする区間(50m)

##### ii) 標準より表層、基層の厚さを厚くする区間(50m)

##### iii) 標準より路盤材料の剛性を高める区間(50m)

##### ロ) 地中防振壁の効果

道路の片側にそって地中壁を設置し、地中壁のある場合と地中壁のない場合で振動を測定し、地中壁の振動軽減効果を検討する。

##### ハ) 高架橋の構造改善による効果

高架橋の構造(主に細部構造)につき改善を施し、その振動軽減効果を実測する。当面、次の改善効果を検討する。

##### i) ジョイント部

##### ii) 支 承 部

##### iii) 桁制振装置

##### ニ) 地下埋設物の改善による効果

78-B調査では除外する。

##### 4.4.2 調査結果

今年度実際に実施したB調査は、前述のB-2(イ)について東北地方建設局盤城国道工事々務所管内の国道6号常盤バイパスと近畿地方建設局浪速国道工事々務所管内の国道26号第2阪和国道の2ヶ所また、B-2(ロ)について関東地方建設局高崎工事々務所管内の国道50号桐生バイパスの1ヶ所の計3ヶ所で行なった。

#### i) 国道6号常盤バイパス調査

本道路はすでに供用開始中の道路であり、図-10に示す7種の舗装構成を各々50mの区間について製作された道路につき測定を行なった。試験内容は、重錘落下試験（落下高さ0.5m）と実交通の大型車輛通過時の振動を測定した。

#### ii) 国道26号第2阪和国道調査

供用開始直前の道路で、図-11に示す3種の舗装構成について振動調査を行なった。調査内容は、重錘落下試験（落下高さ0.5m、1.0m）、試験車走行試験（速度40～50km/h大型貨物車1台の満載時、空車時）の2種類について行なった。

#### iii) 国道50号桐生バイパス調査

本道路では、地中壁（3種類）を試験的に設けてこれによる軽減効果を実験により求めた。すなわち、供用開始直前の舗装道路において地中壁施工前後の振動測定実験を行ない比較検討した。3種類の地中壁と測定位置を図-12に示す。また、地中壁の材質、寸法および構造について図-13に示した。実験内容としては、重錘落下試験（落下高さ0.5m、1.0m）と20ton大型ダンプトラックを用いての走行試験（速度40～60km/hの満車時と空車時）の2種類の振動加振により行なった。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、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加速度計により測定を行なった。また試験車走行では、車体のパネ上、パネ下振動についても測定した。

振動測定実験の結果では、重錘落下試験における施工前後の距離減垂の比較を図-14に示した。これは落下高さ1.0mの場合であるが、落下高さ0.5mの場合も同様の傾向を示しており5dB前後の減垂効果が表れている。走行試験における満車時の段差有の距離減衰を図-15に示した走行試験では、満車と空車の測定値には差が少なく、地中壁の後方で減衰効果があるが壁から一定距離の地点で効果が弱まる傾向を示した。地中壁設置後の測定において壁前方の振動は、多少増加の傾向を示す。

この実験から、定性的な傾向を示すと次のようになる。

- イ) コンクリート壁の間に発泡スチロール（工場製作）、あるいはウレタン（現場施工）を充填した地中壁を道路側に設置した場合、振動の減衰効果がある程度期待できる。
- ロ) 発泡スチロールとウレタンの間では、減衰効果の差は見られなかった。経済性、施工性から発泡スチロールの方が優れている。
- ハ) 地中壁の厚さについては、厚い方が効果があることがわかった。

#### 4.5 振動測定調査

千葉市内の国道16号線が国鉄総武本線と交叉する跨線橋付近において、民家から振動障害の苦情が出され、千葉県が実施した実交通による振動測定および振動軽減対策に関して技術指導を行なった。実交通での実測結果では、重量車輛による4～5Hzの桁のたわみ振動が橋軸方向の水平振動として橋脚に伝達され、地盤を振動させ民家に伝わっていくことがわかった。また、橋脚上の可動柵が固定化されており、桁の振動が橋脚に伝わりやすくなっていた。

振動軽減のための対策工法は、(1)杭の増設工事および(2)可動柵の補修工事の2種について実施した。

補修後の実測結果では、橋脚上、フーチング上および民家1階床上等で振動レベル $L_{10}$ 値で3.5~8 dB  
水平方向の振動が減少し、対策効果がみられた。

## 5. 今後の問題点

上述した調査結果をふまえて、道路交通振動の対策指針(案)を提示することが必要である。

常盤バイパス舗装構成

| 層 | 厚さ  | 材料     | 層 | 厚さ  | 材料     | 層 | 厚さ  | 材料     |
|---|-----|--------|---|-----|--------|---|-----|--------|
| 上 | 100 | アスファルト | 上 | 100 | アスファルト | 上 | 100 | アスファルト |
| 中 | 100 | アスファルト | 中 | 100 | アスファルト | 中 | 100 | アスファルト |
| 下 | 100 | アスファルト | 下 | 100 | アスファルト | 下 | 100 | アスファルト |
| 底 | 100 | アスファルト | 底 | 100 | アスファルト | 底 | 100 | アスファルト |

(単位: mm)

図-10 舗装構成(常盤バイパス)

第二阪和国道舗装構成

| 層 | 厚さ  | 材料     | 層 | 厚さ  | 材料     | 層 | 厚さ  | 材料     |
|---|-----|--------|---|-----|--------|---|-----|--------|
| 上 | 100 | アスファルト | 上 | 100 | アスファルト | 上 | 100 | アスファルト |
| 中 | 100 | アスファルト | 中 | 100 | アスファルト | 中 | 100 | アスファルト |
| 下 | 100 | アスファルト | 下 | 100 | アスファルト | 下 | 100 | アスファルト |
| 底 | 100 | アスファルト | 底 | 100 | アスファルト | 底 | 100 | アスファルト |

(単位: mm)

図-11 舗装構成(第二阪和国道)

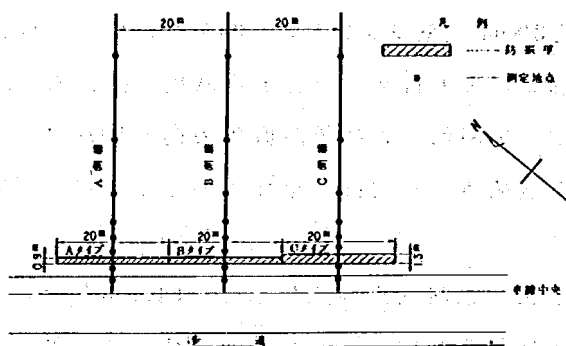


図-12 実験場概要図

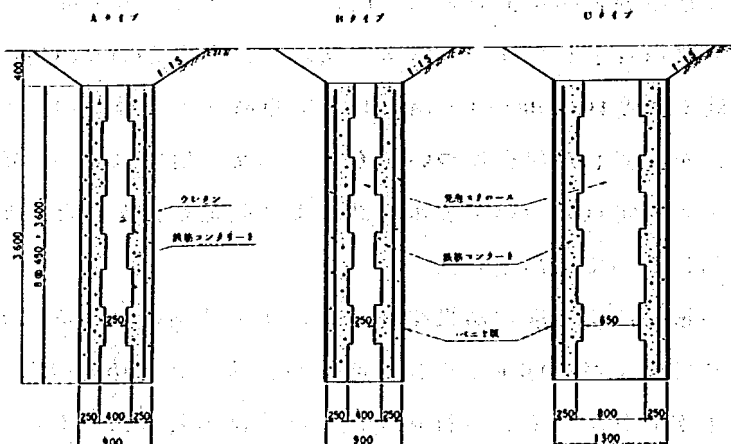


図-13 防振壁概要図

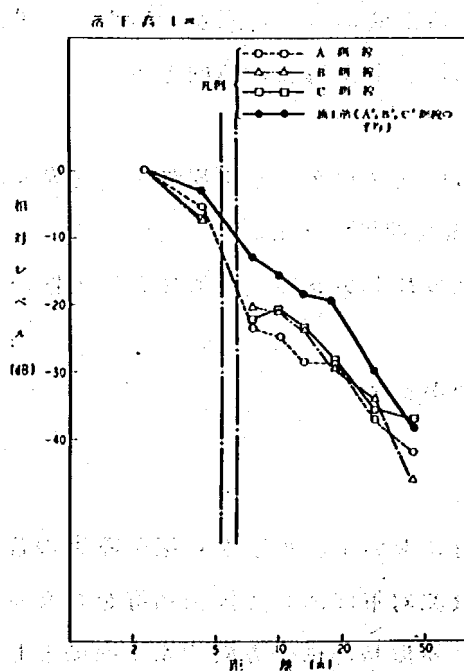


図-14 相対レベル差

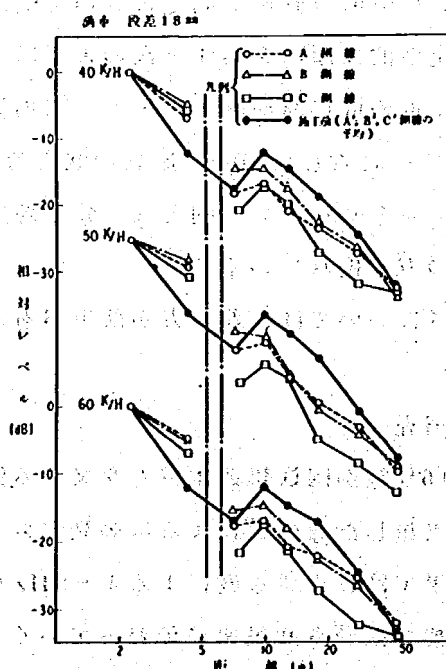


図-15 相対レベル差

## 6 地震動および地盤の動的挙動に関する試験調査

### —— (1) 道路施設に対する強震観測 ——

振動研究室 室長 岩崎敏男

研究員 川島一彦

高木義和

#### 1. はじめに

道路施設の耐震性の評価と、有効な耐震設計手法を確立するために、地震時に当該施設ならびにその周辺地盤がどのように振動するかに関する定量的な情報の蓄積を図る必要がある。土木研究所は昭和36年以来地方建設局ならびに関係機関と協力して道路施設に対する強震観測を推進し、強震観測網の拡充を図ってきている。しかし、一度設置した強震計も適切な維持管理を施さないと、突発的に発生する地震の記録を確実に得ることができない。本課題はこのような観点から正常な道路施設の強震動記録を得るために実施したものであり、本年度はSMAC型強震計86台の点検補正を行なった。

#### 2. 調査目的

道路施設および、その近傍の地盤における強震動に関する定量的な記録を得て、これをもとに道路施設の地震応答を究明するとともに、道路施設の耐震基準の合理化に資することを目的としている。

#### 3. 研究方法

(1) 強震観測の実施と観測網の充実

(2) 強震計の点検補正

(3) 強震記録の解析

#### 4. 調査結果

##### 4.1 道路施設に対する強震観測網の現状

土木研究所が所掌する昭和54年3月31日現在の強震計の設置状況(SMAC型強震計)を表-1に示す。このうち道路施設に対する強震計は表中の1. 国道一課、2. 国道二課、3. 地方道課、4. 有料道路課、5. 道路企画課と分類されている強震計で合計51地点において100台が設置されている。昭和53年度に新しく設置された道路施設関係の強震計は2地点(東京都建設局)、4台である。

##### 4.2 強震計の定期点検補正

強震計の定期点検補正は、専門業者に委託して実施しており、今年度は86台(42地点)のSMAC型強震計について点検、補正を行なった。点検の結果、かなりの不良箇所が見つかり、これらを補

修することにより、正常な強震観測体制の保持を図ることができた。

#### 4.3 強震記録の数値化

収集した強震記録のうち、重要な記録（原則として地盤上で30gal以上の記録）については、時々刻々の加速度数値を読み取る数値化を実施している。今年度は53年6月の島根県東部地盤(M=6.1)および53年6月の宮城県沖地震(M=7.4)が発生し、これらの地震により多数の記録が得られた。これらの記録を中心に表-2に示すように12本(33成分)について数値化を行なった。また、宮城県沖地震により橋脚天端上で500galを越す強震動の生じた開北橋に関しては、既存の合計9回の地震の記録(35成分)を数値化し、橋の振動応答特性を解析する資料とした。(解析結果の詳細については土木研究所費「地盤と構造物の動的相互作用に関する研究」の項を参照していただきたい)

#### 4.4 宮城県地震による強震記録の収集

宮城県を中心として岩手県、福島県等に設置されていた工学用強震計が各地で作動し、多数の地震動記録が得られた。最大加速度の分布を示すと図-1のようになり、石巻市から仙台市にかけての地域で地盤上の最大加速度が200galを超えた地点が分布しているのがわかる。これらのうち、宮城県石巻市の開北橋(一般県道河北～北上線と旧北上川の交差部)近傍の地盤では図-2に示すように、橋軸方向には最大値200gal、橋軸直交方向には294gal地震動が観測された。また、橋脚天端での最大加速度は橋軸直交方向には338galに達した、橋軸方向には強震計(SMAC-B2型強震計)の許容限界加速度500galを超えた振動が発生したため、記録ペンが支持機構からはずれ、橋脚の振動応答の全容を記録することはできなかったが、図-2に示した記録から瞬間的には700gal以上の地震力が作用したのではないかと推定される。このように強い地震力を受けたにもかかわらず、開北橋は、上部構造、下部構造ともに被害を蒙っておらず、固定沓および振動減衰器(ダンパー)の敷きコンクリートの一部が剝離した程度であったことは特筆に値すると思われる。

福島県伊達郡伊達町の伊達橋(一般県道伊達～霊山線と阿部隅川の交差部)においても図-3に示すような橋脚の振動応答が天端位置で観測されており、その加速度の最大値は橋軸方向に475gal、橋軸直交方向に319galであった。

#### 5. 強震観測に関する今後の課題および問題点

強震観測は昭和36年以後実施され、現在までに比較的多数の記録が得られている。しかしながら、現在までに収集した記録は主として小規模な地震によるものが多く、いわゆる大規模地震による記録が非常に少ない。本来、構造物の耐震性が問われるのは、大規模地震の発生時であり、今後の耐震設計法の高度化を図るためには、今後も有効な強震観測網の一層の拡充・整備を図るとともに、適切な維持管理を行ない、わが国のいずれの地域に地震が発生しても記録が採取できる体制を築き上げることが早急に必要とされる。

参考文献

- 1)建設省土木研究所：1978年6月宮城県沖地震被害概要、土木研究所資料第1422号、昭和53年10月。
- 2)建設省土木研究所：土木構造物における加速度強震記録(※2)、土木研究所彙報、第33号、昭和53年10月。

表-1 SMAC型強震計配置一覧表

| 建設省土木研究所 (1979.3.31現在) |           |       |    |          |       |      |       |      |           |       |    |
|------------------------|-----------|-------|----|----------|-------|------|-------|------|-----------|-------|----|
| 順                      | 観測所名      | 型式    | 台数 | 設置場所     | 原 名   | 維持管理 | 設置年月  | 順    | 観測所名      | 型式    | 台数 |
| 1. 国道一線                |           |       |    |          |       |      |       |      |           |       |    |
| 101                    | 新 潟 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 新潟大橋  | 新潟県  | 41-3  | 801  | 新 潟 大 橋   | B2    | 1  |
| 102                    | 山 形 大 橋   | -     | 1  | 地盤・基礎・橋脚 | 山形大橋  | 山形県  | 41-3  | 802  | 山 形 大 橋   | -     | 1  |
| 103                    | 安 芸 川 大 橋 | -     | 3  | 地盤・橋脚    | 安芸川大橋 | 広島県  | 36-3  | 803  | 安 芸 川 大 橋 | -     | 3  |
| 104                    | 新 潟 川 大 橋 | -     | 2  | 地盤・橋脚    | 新潟川大橋 | 新潟県  | 42-2  | 804  | 新 潟 川 大 橋 | -     | 2  |
| 105                    | 高 崎 大 橋   | E2    | 2  | 地盤・橋脚    | 高崎大橋  | 群馬県  | 46-2  | 805  | 高 崎 大 橋   | -     | 2  |
| 106                    | 足 利 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 足利大橋  | 富山県  | 43-3  | 806  | 足 利 大 橋   | -     | 2  |
| 107                    | 宝 塚 大 橋   | Q     | 3  | 地盤・橋脚・1F | 宝塚大橋  | 兵庫県  | 51-3  | 901  | 土 木 研 究 所 | B2, Q | 2  |
| 108                    | 砂 子 大 橋   | E2    | 2  | 地盤・橋脚    | 砂子大橋  | 新潟県  | 47-11 | 902  | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 109                    | 大 宮 大 橋   | Q     | 2  | 地盤・橋脚    | 大宮大橋  | 埼玉県  | 49-3  | 903  | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 110                    | 大 宮 大 橋   | Q     | 2  | 地盤・橋脚    | 大宮大橋  | 埼玉県  | 49-3  | 904  | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 111                    | 大 宮 大 橋   | Q     | 2  | 地盤・橋脚    | 大宮大橋  | 埼玉県  | 49-3  | 905  | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 112                    | 大 宮 大 橋   | B2, D | 2  | 地盤・橋脚    | 大宮大橋  | 埼玉県  | 49-3  | 906  | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 113                    | 大 宮 大 橋   | B2, C | 2  | 地盤・橋脚    | 大宮大橋  | 埼玉県  | 49-3  | 907  | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 114                    | 大 宮 大 橋   | B2, C | 2  | 地盤・橋脚    | 大宮大橋  | 埼玉県  | 49-3  | 908  | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 115                    | 大 宮 大 橋   | B2, C | 2  | 地盤・橋脚    | 大宮大橋  | 埼玉県  | 49-3  | 909  | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 116                    | 大 宮 大 橋   | B2, C | 2  | 地盤・橋脚    | 大宮大橋  | 埼玉県  | 49-3  | 910  | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 2. 国道二線                |           |       |    |          |       |      |       |      |           |       |    |
| 201                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 911  | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 202                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 912  | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 203                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 913  | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 204                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 914  | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 205                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 915  | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 206                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 916  | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 207                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 917  | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 208                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 918  | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 209                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 919  | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 3. 地方道路                |           |       |    |          |       |      |       |      |           |       |    |
| 301                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1001 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 302                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1002 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 303                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1003 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 304                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1004 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 305                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1005 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 306                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1006 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 307                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1007 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 308                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1008 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 309                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1009 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 310                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1010 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 311                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1011 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 312                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1012 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 313                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1013 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 314                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1014 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 315                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1015 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 316                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1016 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 317                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1017 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 318                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1018 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 319                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1019 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 320                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1020 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 321                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1021 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 322                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1022 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 323                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1023 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 324                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1024 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 325                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1025 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 326                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1026 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 327                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1027 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 328                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1028 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 4. 有軌道路線               |           |       |    |          |       |      |       |      |           |       |    |
| 401                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1029 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 402                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1030 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 403                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1031 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 5. 通称全線                |           |       |    |          |       |      |       |      |           |       |    |
| 501                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1032 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 502                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1033 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 503                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1034 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 504                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1035 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 505                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1036 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 6. 同 地 線               |           |       |    |          |       |      |       |      |           |       |    |
| 601                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1037 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 602                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1038 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 603                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1039 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 604                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1040 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 605                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1041 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 606                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1042 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 607                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1043 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 608                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1044 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 609                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1045 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 610                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1046 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 611                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1047 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 612                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1048 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 613                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1049 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 7. 治水線                 |           |       |    |          |       |      |       |      |           |       |    |
| 701                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1050 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 702                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1051 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 703                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1052 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 704                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1053 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 705                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1054 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 706                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1055 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 707                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1056 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 708                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1057 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |
| 709                    | 小 倉 大 橋   | B2    | 2  | 地盤・橋脚    | 小倉大橋  | 福岡県  | 40-3  | 1058 | 土 木 研 究 所 | B2    | 2  |

表-2 昭和53年度に数値化した強震記録(SMAC型)一覧表

| No | Station | Data No    | Date of Earthquake | Component | Max. Acc.(Gal) | Duration(sec) | No | Station | Data No    | Date of Earthquake | Component | Max. Acc.(Gal) | Duration(sec) |
|----|---------|------------|--------------------|-----------|----------------|---------------|----|---------|------------|--------------------|-----------|----------------|---------------|
| 1  | 真崎大橋    | 105-Gr-13  | 1978<br>2.20       | LG.       | 24.7           | 9.24          | 18 | 真崎大橋    | 105-Gr-14  | 1978<br>6.12       | LG.       | 109.0          | 28.47         |
| 2  |         |            |                    | U-D       | 85.1           | 18.86         | 19 |         |            |                    | U-D       | 30.8           | 21.84         |
| 3  | 開北橋     | 302-Gr-34  | 1978<br>2.20       | LG.       | 76.8           | 28.98         | 20 | 雄平橋     | 301-Gr-15  | 1978<br>6.12       | TR.       | 25.5           | 28.91         |
| 4  |         |            |                    | U-D       | 37.8           | 28.97         | 21 |         |            |                    | U-D       | 15.7           | 28.96         |
| 5  |         |            |                    | TR.       | 141.6          | 28.99         | 22 |         |            |                    | LG.       | 34.6           | 28.96         |
| 6  | 開北橋     | 302-Pi-35  | 1978<br>2.20       | LG.       | 324.3          | 30.92         | 23 | 開北橋     | 302-Gr-35  | 1978<br>6.12       | LG.       | 192.5          | 38.86         |
| 7  |         |            |                    | U-D       | 62.9           | 30.97         | 24 |         |            |                    | U-D       | 116.2          | 38.97         |
| 8  |         |            |                    | TR.       | 200.5          | 30.95         | 25 |         |            |                    | TR.       | 286.8          | 38.93         |
| 9  | 平大橋     | 907-Gr-106 | 1978<br>2.20       | TR.       | 31.2           | 29.95         | 26 | 開北橋     | 304-Pi-36  | 1978<br>6.12       | U-D       | 182.9          | 39.91         |
| 10 |         |            |                    | U-D       | 13.3           | 29.93         | 27 |         |            |                    | TR.       | 328.7          | 39.92         |
| 11 |         |            |                    | LG.       | 28.0           | 29.94         | 28 | 伊達橋     | 304-Pi-41  | 1978<br>6.12       | LG.       | 478.4          | 40.95         |
| 12 | 妙見橋     | 306-Gr-7   | 1978<br>6.4        | TR.       | 45.2           | 20.98         | 29 |         |            |                    | U-D       | 102.6          | 40.91         |
| 13 |         |            |                    | U-D       | 16.6           | 20.95         | 30 |         |            |                    | TR.       | 320.3          | 40.91         |
| 14 |         |            |                    | LG.       | 46.1           | 20.96         | 31 | 平大橋     | 907-Gr-108 | 1978<br>6.12       | TR.       | 72.9           | 38.87         |
| 15 | 新利根川橋   | 104-Gr-36  | 1978<br>6.12       | TR.       | 27.9           | 39.90         | 32 |         |            |                    | U-D       | 37.2           | 38.91         |
| 16 |         |            |                    | U-D       | 7.1            | 39.92         | 33 |         |            |                    | LG.       | 86.1           | 38.91         |
| 17 |         |            |                    | LG.       | 36.2           | 39.97         | 34 |         |            |                    |           |                |               |

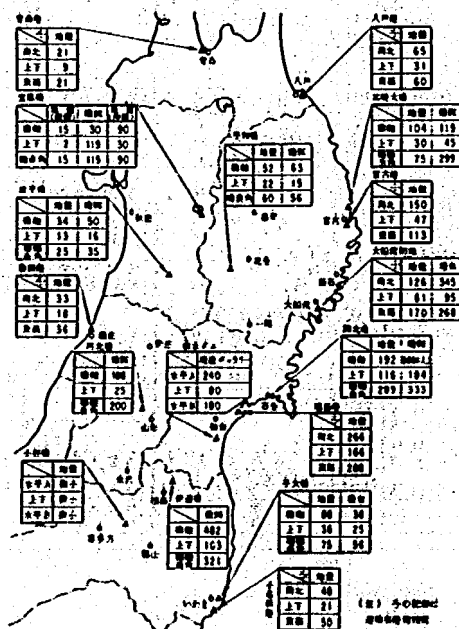
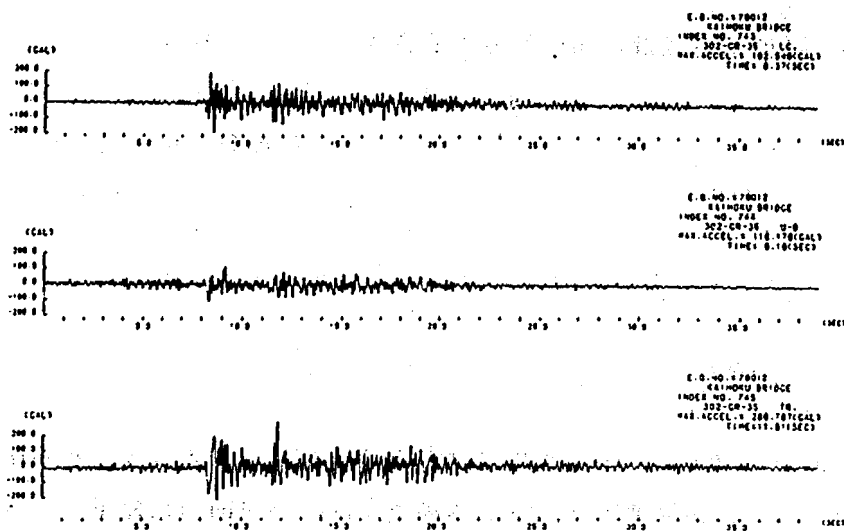
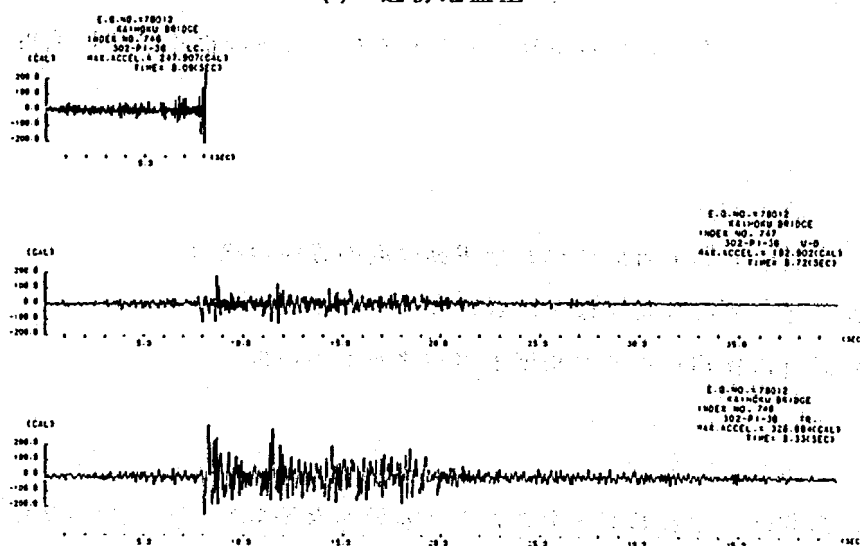


図1 最大加速度の分布(1978年6月12日宮城県沖地震、単位はガル)



(a) 近傍地盤上



(b) 橋脚上

図2 開北橋の加速度強震記録(1978.6.12)

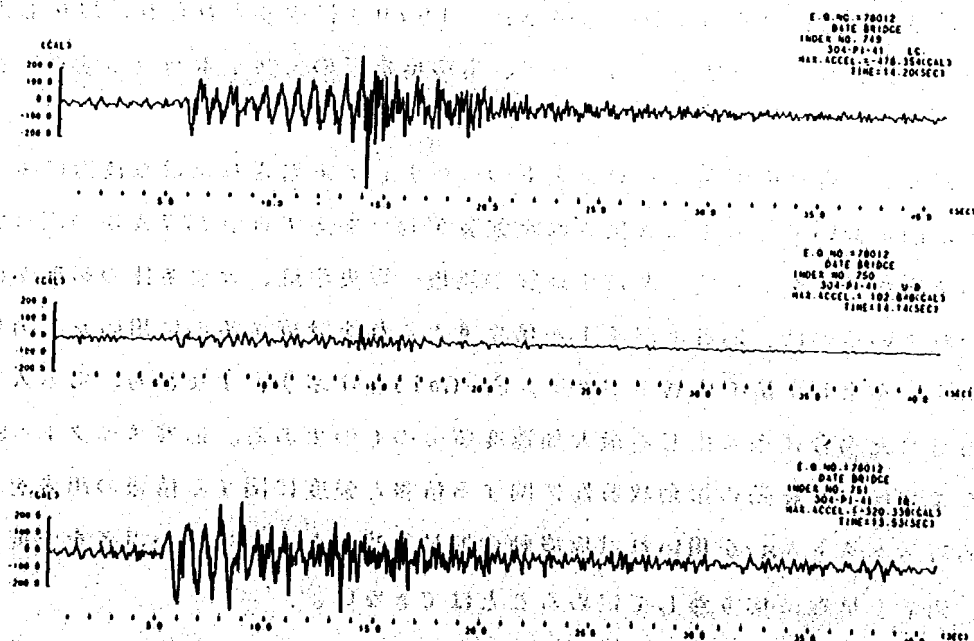


図3 伊達橋橋脚上の加速度強震記録(1978.6.12)

## —— (2)耐震設計に用いる地震応答スペクトルの作成 ——

振動研究室 室 長 岩崎 敏男

研究員 川島 一彦

高木 義和

### 1. まえがき

各種の道路施設を合理的に耐震設計するためには、建設地点周辺でどのような特性を持った地震動が期待されるかを検討することが必要とされる。本調査では、わが国の地盤上で得られた277成分の加速度強震記録をもとに、統計解析手法を用いて地震動の特性に及ぼす地震の属性および地盤条件の関連性について検討するとともに、これらの特性を取り入れた耐震設計の実務に使用し得る地震応答スペクトル曲線を求めた。

### 2. 研究目的

- (1) 道路施設の耐震設計において考慮すべき地震動強度の特性の検討
- (2) 道路施設の耐震設計に使用可能な標準設計地震動の特性の検討
- (3) 道路施設の耐震設計に使用可能な平均応答スペクトルの作成

### 3. 研究方法

地震応答スペクトル曲線は、地震動が構造物に与える動的な影響を測る一つの指標として地震応答解析の地震入力に広く用いられている。わが国においては、1970年に土木研究所により44成分の加速度記録を用いた地盤種別ごとの平均応答スペクトル曲線が提案されているが、この平均応答スペクトル曲線は道路橋耐震設計指針（日本道路協会、1970）に取り入れられ、以後わが国における地震動の平均的な性質を与える地震動入力として、道路橋などの公共土木施設の地震応答解析に広く用いられている。

最近では、建設省総合技術開発プロジェクトの一環として実施された耐震技術に関する研究開発においては、わが国においてその後に収集された強震記録を加えて合計277成分の記録をもとに、数量化理論を用いて応答スペクトル値に及ぼす地震の規模、震央距離、地盤条件の影響が検討されている。ここで取扱われているのは、応答スペクトル倍率 $\beta$ とこれを計算するのに用いた入力地震動の最大加速度 $A_{max}(Gal)$ を乗じた値（応答スペクトル $S_A(Gal)$ と呼ぶ）、すなわち、ある入力地震動を一自由度系に作用させた場合に系に生じる最大加速度値そのものである。応答スペクトル $S_A$ は上記の定義から明らかなように、地震動の振動数特性に関する情報と強度に関する情報の両者を含んでいる。したがって、応答スペクトル $S_A$ を用いれば地震動の振動数特性および強度の両者を一度に定めることができる反面、両者を単独に切り離して定めることはできない。

地震動の強度に関しては、これに及ぼす地震のマグニチュード、震央距離の影響等に関し種々の提案がなされているが、それぞれの提案式ごとに大きな差があるのかが実情であり、また、距離の表わし方をとっても、起点を震央にとるか、あるいは断層の中心にとるか等今後の研究に待たなければならない問題も多い、したがって、地震応答スペクトル曲線を実務の耐震設計に取入れるためには地震動の振動数特性と強度をそれぞれ別々に評価して求める方がより広い適用性を有していると考えられる。

本年度は、以上のような観点から、建設省総合技術開発プロジェクトで審議開発されたと同じ手法を用いて上記277成分の強度記録を用いて、加速度応答スペクトル倍率 $\beta$ に着目した統計解析を行ない、道路施設の耐震設計に使用し得る平均応答スペクトル曲線を求めた。

#### 4. 調査結果

##### 4.1 対象とした地震動記録および範ちゅうの設定

解析の対象とした地震動記録は、1956年から1974年までの19年間にわが国およびその周辺に発生したマグニチュードが4.5以上、震源の深さが60Km未満の68回の地震により地盤上で観測された277成分の地震動水平加速度記録である。277成分のうち、大部分の記録は建設省土木研究所および運輸省港湾技術研究所が所掌する強震観測により得られたものであり、SMAC-B2型強震計により採取された記録が多い。

数量化理論を用いて応答スペクトルを統計解析するに際して、応答スペクトルに影響を及ぼす項目(アイテム)として、(i)地震のマグニチュード、(ii)観測地点の震央距離、および(iii)地盤条件の3つを考慮した。また、これらの3つの項目の範ちゅう(カテゴリー)は、マグニチュードについては、4.5～5.3、5.4～6.0、6.1～6.7、6.8～7.4、7.5～7.9の5カテゴリーに、震央距離については20Km未満、20～59Km、60～119Km、120～199Km、200～405Kmの5カテゴリーにそれぞれ分類した。また、地盤条件については道路橋耐震設計指針(日本道路協会、1971年)に従い、1種、2種、3種、4種の4カテゴリーに分類した。このような項目および範ちゅうに従って277成分の記録を分類すると表1のようになる。

また、数量化理論の適用にあたり、固有周期 $T$ 秒、減衰定数 $5\%$ の一自由度系の加速度応答スペクトル倍率 $\beta(T)$ を一つの予測値とし、(1)式を次のように表わした。

$$\beta(T_i) = C(M)_i \times C(D)_i \times C(G.C.)_i \quad (3)$$

ここで、 $\beta(T_i)$ ：加速度応答スペクトル倍率(固有周期 $T_i$ 秒)

$C(M)_i$ ：マグニチュード $M$ の重み係数

$C(D)_i$ ：震央距離 $D$ の重み係数

$C(G.C.)_i$ ：地盤条件 $G.C.$ の重み係数

4.2 解析の結果求められた平均応答スペクトル曲線

数量化解析から求められた平均応答スペクトル曲線

数量化解析から求められた応答スペクトル倍率 $\beta(T_i)$ に対するマグニチュード、震央距離、地盤条

件の重み係数は表2に示す通りである。表2の結果を用いれば、たとえば、マグニチュード  $M=7.5 \sim 7.9$ 、震央距離  $d=60 \sim 119$  Kmの地震により、3種地盤上の固有周期0.5秒、減衰定数5%の1自由度振動系に生じる加速度応答倍率は(3)式から次のように推定することができる。

$$\beta(0.5) = 1.0 \times 0.845 \times 1.746 = 1.48 \quad (4)$$

このようにして、表2の重み係数から表1に示した項目の任意の範囲に対する加速度応答スペクトル倍率の推定値を求めることができるわけであるが、一例として、図1および図2に、それぞれマグニチュード  $M=6.8 \sim 7.4$  および  $7.5 \sim 11.9$  の加速度応答スペクトル倍率を震央距離  $d=20 \sim 60$  Km、 $60 \sim 120$  Km、 $120 \sim 200$  Km、地盤種別 G.C = 1種、2種、3種、4種に対して示す。これらの結果からは、同一のマグニチュードおよび震央距離に属するグループの中で、地盤種別が変化すると加速度応答スペクトル倍率がどのように変化するかを知ることができる。同様な計算結果の一例として、加速度応答スペクトルに及ぼすマグニチュードの影響を調べるために、震央距離  $d=60 \sim 120$  Kmで第4種地盤に属する加速度応答スペクトル倍率を図3に、また、震央距離の影響を調べるためにマグニチュード  $M=6.8 \sim 7.5$  で第4種地盤に属する加速度応答スペクトル倍率を図4にそれぞれ示す。

## 5. まとめ

1956年から1974年までの間にわが国およびその周辺に発生した68回 ( $4.5 \leq M \leq 7.9$ ) の地震により地盤上で観測された277成分の水平方向加速度記録の加速度応答スペクトル倍率曲線を統計解析し道路施設の耐震設計に使用し得る平均応答スペクトル曲線を求めるとともに、地震動の特性に関して以下の知見を得た。

- (1) 固有周期が0.4秒程度以上の領域では、加速度応答スペクトル倍率に及ぼす影響は、一般にマグニチュード ( $4.5 \leq M \leq 7.9$ ) が最も支配的であり、地盤条件 ( $1 \leq G.C. \leq 4$ ) がこれに次ぎ、震央距離 ( $0 \leq d \leq 405$  Km) の影響は最も小さい。また、固有周期が0.4秒程度以下の領域では、加速度応答スペクトル倍率に及ぼすマグニチュード、震央距離、地盤条件の影響はおおむね同程度である。
- (2) 加速度応答スペクトル倍率に及ぼすマグニチュードの影響は固有周期約0.4秒以上(とくに、固有周期0.4秒以下ではそれほど著しくない)。また、長周期の構造物になる程、加速度応答スペクトル倍率は大マグニチュードの地震の場合の方が小マグニチュードの地震の場合に比較して大きくなる傾向がある。
- (3) 加速度応答スペクトル倍率に及ぼす地盤条件の影響は固有周期が0.4～2秒程度の領域で大きく、この領域では地盤が軟弱な程、加速度応答スペクトル倍率は大きいものに対して、固有周期0.3秒程度以下および2.5秒程度以上の領域では地盤条件の影響はそれほど著しくない。また、一般に長周期(ただし、2.5秒程度以上)の構造物になる程、加速度応答スペクトル倍率は地盤が軟質な場合の方が硬質な場合よりも大きくなる傾向が認められる。
- (4) 加速度応答スペクトル倍率に及ぼす震央距離の影響は、固有周期約1.5秒以上の領域を除けばそれほど著しいものではない。しかしながら、詳細にみるとわずかながら、長周期の構造物になる程、加速度応答スペクトル倍率は遠距離の地震の場合の方が近距離の地震より大きくなる傾向にあ

る。

- (5) ここに示した加速度応答スペクトル倍率 $\beta$ に対する統計解析結果を加速度応答スペクトル $S_A (= \beta \times A_{max})$ に対する統計解析結果と比較すると、加速度応答スペクトルの形状、すなわち、 $\beta$ 値に関する限りは、結果として両者はおおむね同じ値を与える。

#### 参考文献

- 1) 建設省：新耐震設計法（案）1977
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書、V篇耐震設計篇（第1次原案）1978
- 3) 岩崎、川島、高木：地震応答スペクトルの統計解析、土木技術資料、1979

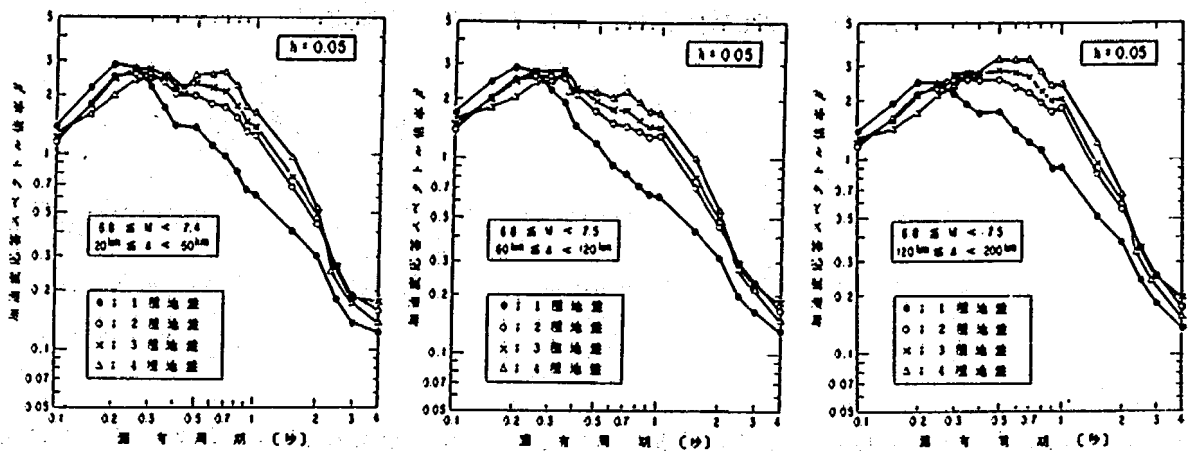
表1 数量化理論による解析に用いた資料の分布

(成分数)

| マグニチュード<br>M                 | 地盤条件<br>G.O | 震 央 距 離 $\Delta$ (km) |                       |                        |                         |                   | 合 計 |
|------------------------------|-------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|-------------------------|-------------------|-----|
|                              |             | $\Delta < 20$         | $20 \leq \Delta < 60$ | $60 \leq \Delta < 120$ | $120 \leq \Delta < 200$ | $200 \leq \Delta$ |     |
| $4.5 \leq M < 5.4$<br>(60ヶ)  | 1種          | 6                     | 4                     |                        |                         |                   | 10  |
|                              | 2種          | 4                     | 10                    |                        |                         |                   | 14  |
|                              | 3種          | 12                    | 8                     | 8                      | 2                       |                   | 30  |
|                              | 4種          | 6                     |                       |                        |                         |                   | 6   |
| $5.4 \leq M < 6.1$<br>(48ヶ)  | 1種          |                       | 4                     | 2                      |                         |                   | 6   |
|                              | 2種          | 4                     | 4                     | 4                      |                         |                   | 12  |
|                              | 3種          | 2                     | 12                    | 6                      |                         |                   | 20  |
|                              | 4種          | 4                     | 2                     | 4                      |                         |                   | 10  |
| $6.1 \leq M < 6.8$<br>(102ヶ) | 1種          |                       | 4                     | 6                      |                         |                   | 10  |
|                              | 2種          |                       | 4                     | 4                      | 2                       |                   | 10  |
|                              | 3種          | 4                     | 32                    | 22                     | 8                       | 2                 | 68  |
|                              | 4種          |                       | 6                     | 4                      | 2                       | 2                 | 14  |
| $6.8 \leq M < 7.5$<br>(29ヶ)  | 1種          |                       |                       | 4                      | 3                       | 2                 | 9   |
|                              | 2種          |                       |                       | 2                      | 4                       | 2                 | 8   |
|                              | 3種          |                       |                       |                        | 4                       | 4                 | 8   |
|                              | 4種          |                       |                       |                        |                         | 4                 | 4   |
| $7.5 \leq M < 7.9$<br>(38ヶ)  | 1種          |                       |                       |                        | 2                       | 2                 | 4   |
|                              | 2種          |                       |                       |                        | 6                       | 2                 | 8   |
|                              | 3種          |                       | 2                     | 6                      | 4                       | 2                 | 14  |
|                              | 4種          |                       |                       |                        | 2                       | 10                | 12  |
| 合 計                          |             | 42                    | 92                    | 72                     | 39                      | 32                | 277 |

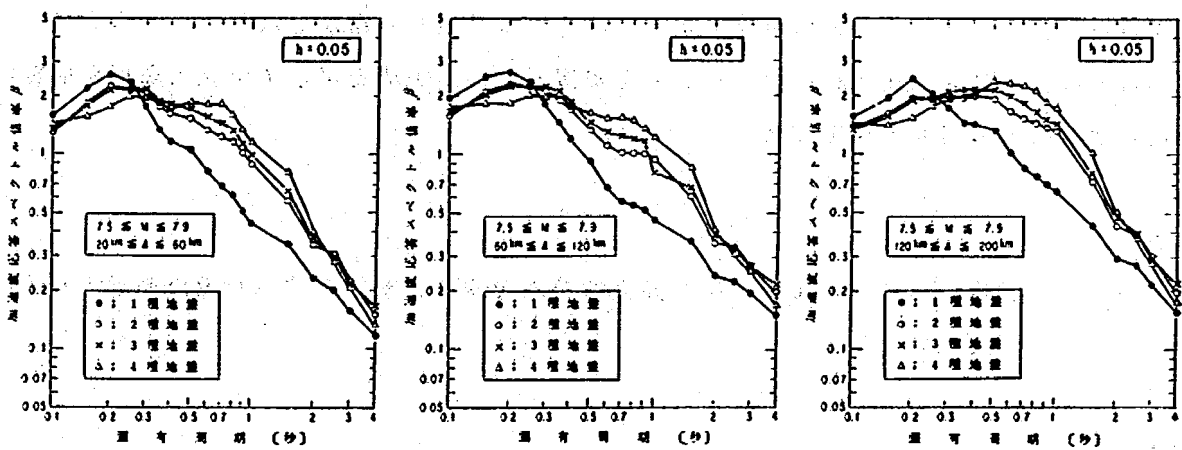
表2 加速度応答スペクトル倍率に対するマグニチュード、震央距離、地盤条件の重み係数

| 固有<br>周期<br>T(sec) | 重<br>相<br>関<br>係<br>数<br>P <sub>i</sub> | マグニチュード M              |                 |                 |                 |                 | 震 央 距 離 Δ(km)                 |                        |               |                |                 | 地 盤 条 件 G.C.    |                               |                           |       |       |       |                                  |
|--------------------|-----------------------------------------|------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-------------------------------|------------------------|---------------|----------------|-----------------|-----------------|-------------------------------|---------------------------|-------|-------|-------|----------------------------------|
|                    |                                         | 重み係数 C(M) <sub>i</sub> |                 |                 |                 |                 | レ<br>ン<br>ジ<br>R <sub>M</sub> | 重み係数 C(Δ) <sub>j</sub> |               |                |                 |                 | レ<br>ン<br>ジ<br>R <sub>Δ</sub> | 重み係数 C(G.C.) <sub>k</sub> |       |       |       | レ<br>ン<br>ジ<br>R <sub>G.C.</sub> |
|                    |                                         | 4.5<br>~<br>5.3        | 5.4<br>~<br>6.0 | 6.1<br>~<br>6.7 | 6.8<br>~<br>7.4 | 7.5<br>~<br>7.9 |                               | 0<br>~<br>19           | 20<br>~<br>59 | 60<br>~<br>119 | 120<br>~<br>199 | 200<br>~<br>405 |                               | 1種                        | 2種    | 3種    | 4種    |                                  |
|                    |                                         |                        |                 |                 |                 |                 |                               |                        |               |                |                 |                 |                               |                           |       |       |       |                                  |
| 0.10               | 0.46                                    | 1.204                  | 1.113           | 1.074           | 0.888           | 1.000           | 1.355                         | 0.910                  | 0.904         | 1.095          | 0.902           | 1.000           | 1.214                         | 1.758                     | 1.466 | 1.500 | 1.581 | 1.340                            |
| 0.15               | 0.44                                    | 1.242                  | 1.095           | 1.079           | 0.999           | 1.000           | 1.244                         | 0.878                  | 1.025         | 1.162          | 0.914           | 1.000           | 1.321                         | 2.142                     | 1.761 | 1.742 | 1.556 | 1.377                            |
| 0.20               | 0.39                                    | 1.021                  | 1.119           | 1.046           | 1.114           | 1.000           | 1.119                         | 0.993                  | 1.106         | 1.122          | 0.961           | 1.000           | 1.167                         | 2.333                     | 2.018 | 1.986 | 1.614 | 1.442                            |
| 0.25               | 0.29                                    | 0.944                  | 1.014           | 1.028           | 1.190           | 1.000           | 1.262                         | 1.243                  | 1.243         | 1.258          | 1.105           | 1.000           | 1.258                         | 1.866                     | 1.758 | 1.774 | 1.607 | 1.164                            |
| 0.30               | 0.30                                    | 0.906                  | 1.076           | 1.016           | 1.223           | 1.000           | 1.349                         | 1.195                  | 1.196         | 1.211          | 1.164           | 1.000           | 1.211                         | 1.499                     | 1.761 | 1.820 | 1.637 | 1.213                            |
| 0.35               | 0.42                                    | 0.892                  | 1.093           | 1.098           | 1.315           | 1.000           | 1.472                         | 1.045                  | 1.046         | 1.153          | 1.142           | 1.000           | 1.153                         | 1.276                     | 1.702 | 1.824 | 1.782 | 1.429                            |
| 0.40               | 0.43                                    | 0.855                  | 1.094           | 1.112           | 1.223           | 1.000           | 1.432                         | 0.954                  | 0.966         | 1.001          | 1.183           | 1.000           | 1.240                         | 1.191                     | 1.730 | 1.866 | 1.762 | 1.667                            |
| 0.50               | 0.58                                    | 0.611                  | 0.956           | 1.115           | 1.324           | 1.000           | 2.163                         | 1.128                  | 0.979         | 0.845          | 1.222           | 1.000           | 1.445                         | 1.067                     | 1.567 | 1.746 | 1.928 | 1.807                            |
| 0.60               | 0.65                                    | 0.519                  | 0.995           | 1.162           | 1.374           | 1.000           | 2.648                         | 1.021                  | 0.932         | 0.771          | 1.181           | 1.000           | 1.531                         | 0.867                     | 1.429 | 1.679 | 1.954 | 2.254                            |
| 0.70               | 0.69                                    | 0.418                  | 0.899           | 1.142           | 1.435           | 1.000           | 3.436                         | 1.209                  | 0.996         | 0.836          | 1.237           | 1.000           | 1.479                         | 0.692                     | 1.235 | 1.466 | 1.832 | 2.648                            |
| 0.80               | 0.67                                    | 0.391                  | 0.865           | 1.064           | 1.327           | 1.000           | 3.428                         | 1.069                  | 0.928         | 0.827          | 1.164           | 1.000           | 1.406                         | 0.659                     | 1.259 | 1.426 | 1.807 | 2.742                            |
| 0.90               | 0.65                                    | 0.381                  | 0.863           | 1.030           | 1.288           | 1.000           | 3.388                         | 0.920                  | 0.804         | 0.794          | 1.084           | 1.000           | 1.365                         | 0.643                     | 1.265 | 1.406 | 1.687 | 2.624                            |
| 1.00               | 0.67                                    | 0.362                  | 0.804           | 1.016           | 1.403           | 1.000           | 3.863                         | 0.842                  | 0.738         | 0.766          | 1.078           | 1.000           | 1.462                         | 0.597                     | 1.211 | 1.337 | 1.578 | 2.636                            |
| 1.50               | 0.69                                    | 0.277                  | 0.545           | 0.728           | 1.176           | 1.000           | 4.236                         | 0.808                  | 0.759         | 0.791          | 0.941           | 1.000           | 1.318                         | 0.454                     | 0.764 | 0.848 | 1.074 | 2.366                            |
| 2.00               | 0.68                                    | 0.333                  | 0.587           | 0.774           | 1.300           | 1.000           | 3.908                         | 0.671                  | 0.687         | 0.701          | 0.859           | 1.000           | 1.489                         | 0.339                     | 0.498 | 0.542 | 0.583 | 1.722                            |
| 2.50               | 0.65                                    | 0.324                  | 0.541           | 0.661           | 0.899           | 1.000           | 3.090                         | 0.640                  | 0.673         | 0.729          | 0.879           | 1.000           | 1.563                         | 0.302                     | 0.443 | 0.440 | 0.417 | 1.466                            |
| 3.00               | 0.62                                    | 0.362                  | 0.545           | 0.692           | 0.858           | 1.000           | 2.767                         | 0.597                  | 0.619         | 0.741          | 0.814           | 1.000           | 1.675                         | 0.269                     | 0.361 | 0.353 | 0.337 | 1.390                            |
| 4.00               | 0.58                                    | 0.404                  | 0.545           | 0.682           | 0.880           | 1.000           | 2.477                         | 0.497                  | 0.562         | 0.703          | 0.726           | 1.000           | 2.014                         | 0.212                     | 0.271 | 0.301 | 0.239 | 1.419                            |



(a)  $20\text{ km} \leq \Delta < 60\text{ km}$  の場合 (b)  $60\text{ km} \leq \Delta < 120\text{ km}$  の場合 (c)  $120\text{ km} \leq \Delta < 200\text{ km}$  の場合

図1  $6.0 \leq M < 7.4$  のスペクトル応答倍率曲線



(a)  $20\text{ km} \leq \Delta < 60\text{ km}$  の場合 (b)  $60\text{ km} \leq \Delta < 120\text{ km}$  の場合 (c)  $120\text{ km} \leq \Delta < 200\text{ km}$  の場合

図2  $7.5 \leq M \leq 7.9$  のスペクトル応答倍率曲線

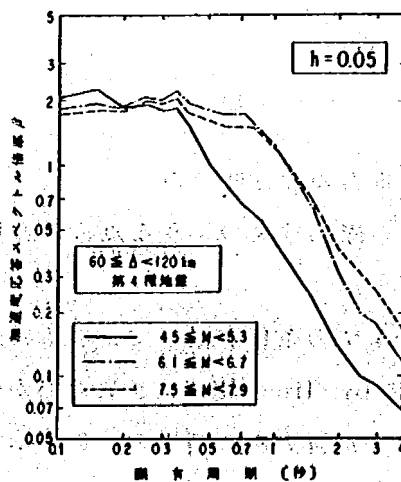


図3 マグニチュードの影響 ( $60 \leq \Delta < 120\text{ km}$ )

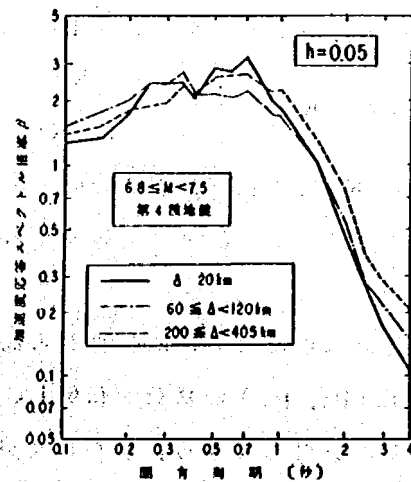


図4 震央距離の影響 ( $6.8 \leq M < 7.5$ )

振動研究室 室長 岩崎 敏男  
研究員 川島 一彦  
高木 義和

### 1. まえがき

1978年1月14日の伊豆大島近海地震 ( $M=7.0$ ) は、伊豆半島の中部から東部地区にかけて多大な被害をもたらしたが、同地区には工学式強震計が設置されていなかったために、震源近くの地震動を直接観測することができなかった。被害原因の究明のためには、地震動強度を求め構造物に入射した地震力を把握することが重要となる。このため、伊豆半島全域の168箇所の墓地において墓石の転倒状況を調査し、この結果を用いて伊豆半島における地震動強度の推定を試みた。本調査では、墓石転倒率から地震動の最大加速度を推定する手法を提案し、この手法を用いて伊豆大島近海地震の本震による地震動の最大加速度を推定した。

### 2. 調査目的

1978年1月伊豆大島近海地震による地震動強度の分布を求め、被害を蒙った道路施設の被害原因究明の鍵とすることを目的とする。

### 3. 調査方法

墓石は形状、寸法が地域によらずほぼ一様であり、また、質量分布や形状が簡単なこと等の理由から地震動強度を推定する際に広く用いられてきている。墓石の転倒から地震動の強度を推定するためには、ロッキングにより転倒する状態を想定し、転倒した墓石の幅 $B_T$ と高さ $H_T$ の比から次式により、合震度を求めるという方法が一般に用いられている。

$$\text{合震度 } K \equiv \frac{K_H g}{g - K_V g} = \frac{K_H}{1 - K_V} = \frac{B_T}{H_T} \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここで、 $K_H$ 、 $K_V$ はそれぞれ水平震度および鉛直震度、 $g$ は重力の加速度である。

この方法は一見非常に簡単そうに見えるが、実際に使用する際には次のような点に留意しなければならない。

- (i) 合震度を求めるためには、墓石の高さと底面幅以外の全ての条件が同一で、ある底面幅 $B_T$ と高さ $H_T$ の比 ( $B_T/H_T$ ) の墓石が転倒し、これによりわずかに  $B_T/H_T$  の比が大きい墓石が転倒しないという場合が理想である。しかしながら、伊豆大島近海地震の際の調査の一例を示すと図-1のとおりであり、実際には上記のような場合はきわめて恵まれた条件下でしか起こらない。これには個々の墓石の基礎地盤条件の違い、初期の傾き具合、周囲の地形、転倒するに至った過程

等種々の原因が挙げられよう。

- (ii) 墓石にはおおむね定まった寸法があり、一部の特殊な墓石を除くと大部分の墓石の  $B_T/H_T$  は 0.4 程度となる。したがって、転倒した墓石の  $B_T/H_T$  から合震度を求めると計算上は常に 0.4 程度の値が得られることになるが、これでは大多数の墓石が転倒した場合と、ほんの一部の墓石が転倒した場合のいずれも同じ合震度と見なされるわけで合理的とは考えられない。

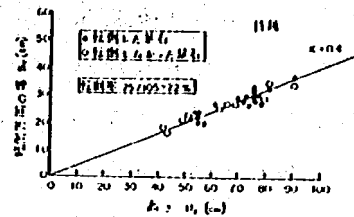


図-1 墓石の高さおよび底面幅の関係の一例

本調査では、個々の墓石が転倒するに至った過程および転倒状況を吟味して地震動強度を推定するのではなく、どの墓石についても  $B_T/H_T$  はおおむね 0.4 程度であることを前提として、種々の転倒の形態を一まとめにして墓地全体の墓石転倒率と地震動強度の関係を一つの経験的事実として求め、この関係を用いて墓石転倒率から地震動強度を推定した。

#### 4. 調査結果

##### 4.1 墓石転倒の調査方法

墓石の調査は昭和53年3月1日～15日に伊豆半島全域の168箇所の墓地を対象として行なった。これは個人用のごく小規模な墓地を除いた伊豆半島の寺院、公共墓地のおおむね全数に相当し、次式で転倒率  $R$  を定めた。

$$\text{転倒率 } R = \frac{\text{調査墓石中の転倒墓石数}}{\text{調査墓石数}} \times 100 (\%) \dots\dots\dots (2)$$

##### 4.2 墓石転倒率の分布

168箇所の墓地における墓石転倒率を 0、0～25%、25～50%、50～75%、75～100% の5段階に分けて図-2に示す。

この結果より、伊東市から土肥町を結ぶ線から北側の地域、および、下田市から松崎町を結ぶ線から南側の地域ではほとんど墓石は転倒していないこと、転倒率が50%以上と推定されるのは、i) 東伊豆町から河津町にかけての地域、ii) 天城湯ヶ島町の一部、および、iii) 西伊豆町から松崎町の一部、の3地域であることがわかる。

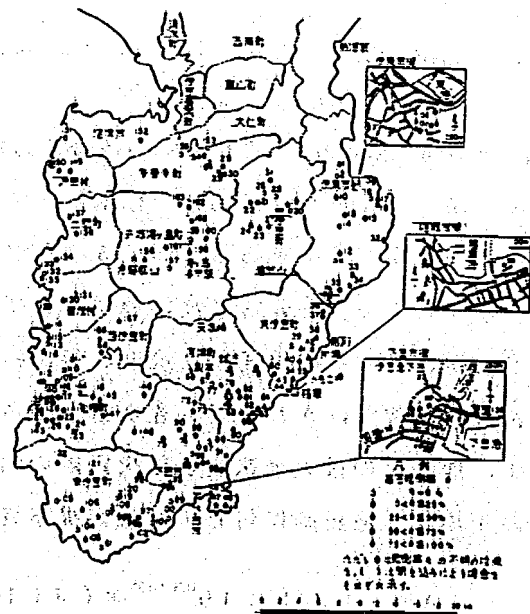


図2 墓石転倒率の分布

##### 4.3 本震と余震による地震動強度の比較

1月14日の本震と翌15日の余震による地震動のうち、どちらをより大きく感じたかについて住職あるいは付近の住民が

ら聴取し、i)余震を大きく感じた地点、ii)本震を大きく感じた地点、iii)これに関して特別な聞き込みのなかった地点、の3つに分類して図-3に示す。

この結果をみると、本震および余震による地震動の強度は互いにかなり明確に分離されており、伊豆半島の東半分では本震による地震動が、西半分では余震による地震動がそれぞれ卓越している。

#### 4.4 墓石転倒率と最大加速度の関係

墓石転倒率と稲取地区からの距離で整理すると図-4の結果が得られる。この結果をみると、稲取地区から20km以上離れた地域ではもはや墓石の転倒は生じていないこと、稲取地区から5km以内では墓石転倒率はおおむね100%ときわめて高い値となっていることがわかる。

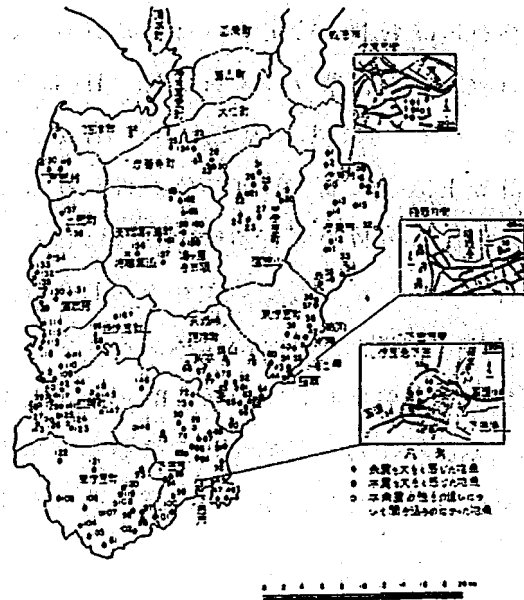


図3 本震と余震による地震動強度の比較

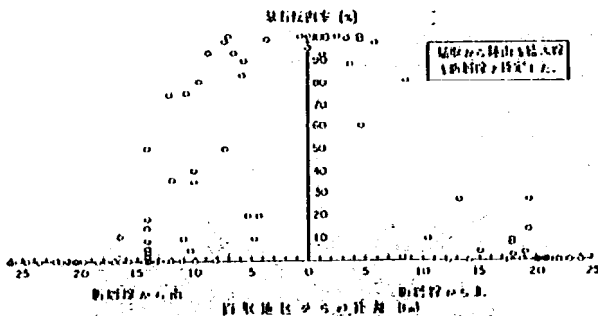


図4 断層から南北両方向における墓石転倒率の分布

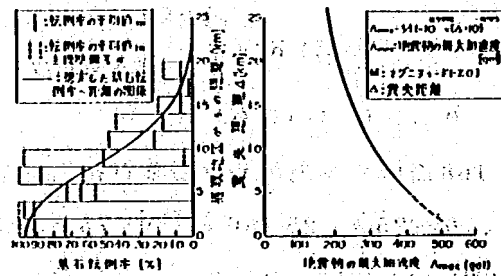


図5 墓石転倒率～距離～最大加速度の関係

次に、図-4に示した転倒率を稲取から2km刻みの範囲に分割し、それぞれ範囲ごとに転倒率の平均値と標準偏差を求めると図-5の左側の図に示す結果が得られる。この結果では、転倒率の平均値が90%程度と非常に高い地域および10%以下と非常に低い地域では、転倒率の標準偏差は小さいが、これらの中間的な場合、特に転倒率の平均値が30~60%のいわゆる中程度の転倒の場合には標準偏差はきわめて大きな値となっている。

いま、地震動の最大加速度と震央距離の関係を、過去の強震記録から推定するものとすれば、日本の平均的な地震動に対して次式が提案されている。

$$A_{max} = 34.1 \times 10^{0.308M} \times (d+10)^{-0.925} \quad \dots\dots(3)$$

ここで、 $A_{max}$  : 最大加速度 (gal)

$M$  : マグニチュード (今回の地震では  $M = 7.0$ )

$d$  : 震央距離 (km)

図-4 に示した墓石転倒率～稲取からの水平距離の関係を(3)式によって与えられる地震動の最大加速度～震央距離の関数と結びつけると図-5 のようになる。

このようにして、震央距離を介して墓石転倒率と最大加速度の関係を求めるとおおよそ図-6 に示すような結果を得る。これによれば、墓石転倒率75%、40%、0% に対する最大加速度はそれぞれ 400 gal、300 gal、200 gal となり、両者の関係は次のように与えられる。

$$A_{max} \approx 2.67R + 200$$

.....(4)

ここで、R は(2)式で定義した墓石転倒率(%)である。

#### 4.5 伊豆大島近海地震による地震動最大加速度の推定

図-6 に示した墓石転倒率と最大加速度の関係をを用いて伊豆大島近海地震の本震による地震動最大加速度を推定すると図-7 のようになる。この結果によれば、今回の地震により被害の著しかった東伊豆町から河津町にかけての地域での最大加速度は瞬間的には 400 gal を越えたのではないかと推定される。なお、図中には余震の影響により墓石転倒率が増加したと考えられる範囲も示してある。余震については、転倒率が本震の影響を受けていると考えられ、今回の調査では本震と余震の影響をそれぞれ分離して評価することができなかったため、余震に対する最大加速度を正しく推定するには至っていない。

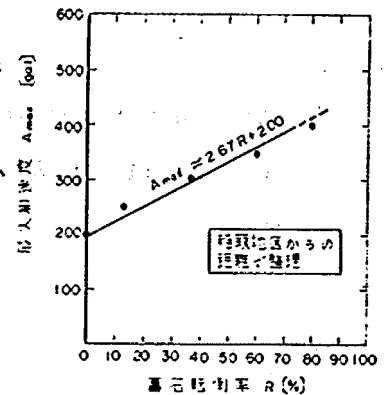


図-6 墓石転倒率～最大加速度の関係

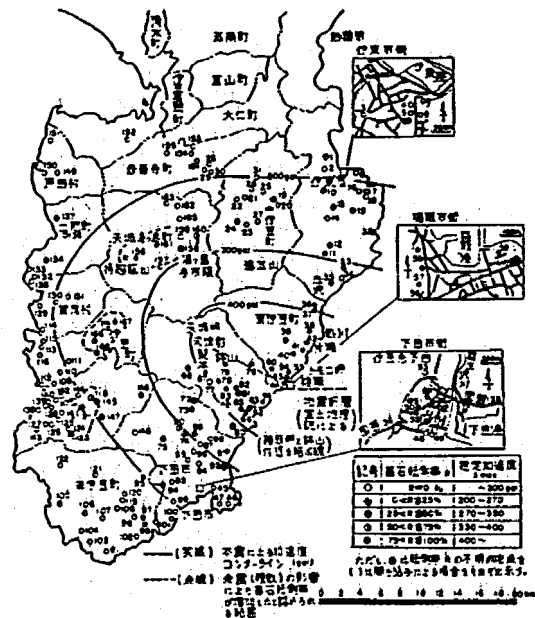


図-7 墓石の転倒から推定した最大加速度の分布  
〔伊豆大島近海地震(本震)〕

#### 5. まとめ

1978年伊豆大島近海地震では、震源付近で強震計により直接地震動強度を観測できなかったため、墓石の転倒等から間接的に地震動強度を推定することが必要であった。

本小文では、墓石の転倒から地震動の最大加速度を推定する際に、i) 墓石の幅 $B_r$ と高さ $H_r$ の比  $B_r/H_r$  はどの墓石についてもおおむね 0.4 程度であり、したがって、転倒した墓石から合震度を求めると、計算上は常に 0.4 程度の値が得られること、ii) 墓地の中の一部の墓石が転倒した場合と多数の墓石が転倒した場合とでは、当然震度は違わずである、という点に注目し、墓石の転倒率から地震動最大加速度を求める手法を提示(図-6 もしくは式(4))し、これを用いて伊豆大島近海地震の本震による最大加速度の分布を図-7 のように推定した。

墓石の転倒から地震動強度を推定することは、強震計が無かった時代には広く一般に用いられた。しかし、墓石の転倒から最大加速度を推定するためには相当の誤差を許容しなければならない。この点を考えれば、今後は、可能な限り強震計による定量的な記録を得ることに重点も移していくべきと

考えられる。

#### 参考文献

大橋、岩崎、川島：墓石の転倒状況から推定した1978年伊豆大島近海地震の地震動強度、土木技術資料、Vol. 20-11、1978

— (4)宮城県沖地震による道路の被害 —

振動研究室 室 長 岩 崎 敏 男

研究員 川 島 一 彦

高 木 義 和

### 1. まえがき

1978年6月12日午後5時14分頃、宮城県沖約60km地点の海底下約30kmを震源としてマグニチュード7.4の地震が発生し、宮城県東部地区を中心として多大の被害を生じた。本調査では、地震動の強度と道路施設の被害の度合いの関係を求めることを目的として、道路施設の地震直後の被害状況を調査した。

### 2. 地震の概要

昭和53年6月12日午後5時14分頃、宮城県金華山東方沖約60kmに震源を持つマグニチュード7.4の地震が発生し、気象庁により「1978年宮城県沖地震」と命名された。各地の震度は、仙台、福島、大船渡、新庄で震度5の強震、東京、千葉、前橋、秋田、盛岡、八戸等で震度4の中震であった。震央から仙台、福島、大船渡、新庄までの距離はそれぞれ約120km、160km、110km、180kmである。

また、今回の地震では、道路橋等に設置されていた強震計により多数の記録が得られた。これらについては、前述の「道路施設の強震観測」の項を参照していただきたい。

### 3. 道路施設の被害調査

#### 3.1 橋の被害

道路橋の被害は宮城県、岩手県、福島県の3県にまたがっている。地震後、橋種、構造形式、支持地盤の種類等と被害の関連を調査することを目的として、宮城県の一般県道以上にある橋長20m以上の無被害橋も含めた全橋ならびに、岩手県内の北上川流域の橋、福島県福島市内の橋に対する調査が行なわれた。この結果によれば、今回調査された東北地建管内の直轄国道の55橋、宮城県道400橋、岩手県道170橋、福島県道4橋のうち、それぞれ42橋、92橋、20橋、2橋、合計154橋がごく軽微な被害を含めて何らかの被害を受けている。(図1参照)なお、横断歩道橋に関しては被害が生じていないことが注目される。被害程度の著しい橋を表-1に示す。2、3の代表例について被害の概要を紹介する。

#### (1) 千代大橋

千代大橋は昭和40年に竣工した9連の活荷重合成桁橋であるが、第1次調査時点では右岸側および左岸側の橋脚を除く6本の橋脚躯体に亀裂がみられた。最も被害の著しかったのは右岸側から3番目の橋脚(P6)であり、写真-1に示すようにT型橋脚躯体の橋座部と鉛直との接合部で躯体

全周にわたりコンクリートが剝離し、鉄筋（張出部では直径32mmの丸鋼）が露出するとともに座屈した（写真-2参照）。橋脚のまわりには大きな地盤なれは見られなかったが、橋脚を取巻く形で地盤のひび割れが認められた。また、上部構造および沓には著しい被害は無かったようであるが、左岸側橋台部と桁との間にはわずかな相対的ずれが認められた。

## (2) 錦桜橋

錦桜橋は昭和31年に竣工した5連のワーレントラスと9連のゲルバー鋼桁からなる橋であり、架設時の構造一般図は、図2に示すとおりである。落橋したのはP7とP8間のゲルバー吊桁であり、写真3に示すように、ほとんど真下に落下している。上流側および下流側のゲルバーヒンジ部は写真4に示すようになっており、桁が沓とともに落下しているのがわかる。この沓と桁の固定は直径約19mmのボルト4本と直径約80mmの突起で行われていた。また、P8では写真5に示すように桁が沓座から右岸側にすべり落ちており、正規の位置から約55cmの残留変位を生じているのが認められた。一方、右岸側の橋台では、桁が橋台パラベットと衝突し、正規の位置から約15cm程右岸側に移動していると同時に、P8からP14の間のゲルバー部ではほとんどの箇所ですり抜けが生じており、橋の振動に伴い桁どうしが衝突するような現象が生じたのではないかと考えられる。下部構造では、P8の躯体の主として右岸側に亀裂が入っていた他には、著しい異状は発見されなかった。

トラス桁にも、可動沓のローラー全部が沓カバーを破ってころがり落ちたり、伸縮継手の浮上り、アンカーボルトの抜出し、桁の移動等が認められたが、橋の震後機能に係る本質的な被害ではなかった。

地震前および地震後に実施された測量結果をもとに、橋脚および桁の移動量を求めると図3の結果が得られた。

本橋は、本年2月20日の宮城県沖の地震の際にも沓および周辺のコングリートを中心として若干の被害を生じており、右岸側橋台の沓座コンクリートの剝離、P8の沓損傷等いずれも復旧中（一部復旧完了）に今回の地震を受けたことが被害の度合いを大きくしたと思われる。

## (3) 江合橋

江合橋は昭和7年に竣工した9連の単純鋼鉄桁橋であり、写真6に示すように2本の独立した直径約2.5mのケーソン上に鉄筋コンクリートの閉合ラーメンを置き、その上に桁を架設した構造となっていたが、右岸側から2番目から6番目のラーメン橋脚に亀裂を生じた。なかでも2番目および3番目の橋脚で被害が著しく、写真7に示すようにラーメン橋脚の上下の水平材に斜めの亀裂が入り、一部には、斜めに十文字型に入った亀裂も見られた。沓の状態は足場がなく十分調査することができなかったが、著しい異状は無い模様であり、また、上部構造も被害を受けていない。

本橋は昭和37年の宮城県北部の地震（マグニチュード6.4の近距離地震）の際に、支承部のアンカーボルトの切断、クツの移動を中心として若干の被害を受けており、今回は2回目の地震被害である。

## (4) 閑上大橋

閑上大橋は、昭和49年に完成した3径間有鉸PCラーメン橋（66.830+92.000+66.830）と

PC単純桁(スパン約45m)7連からなる橋長541.7m,総幅員8.6mの1等橋である。

地震による損傷が最も著しいのは橋脚であり,その他伸縮装置(ゴムジョイント)の破損,可動支承(ローラ支承)の上沓と下沓の橋軸方向のずれ(離脱寸前),固定支承部付近におけるPC単純桁ウェブのクラックなどがある。

PCラーメン橋の橋脚P3, P4は10mm程度の沈下が認められ,また,躯体には1mm程度のクラックがかなり生じている。また,PC単純桁の橋桁にも写真8に示すようなクラックが生じており,一部コンクリートが剝離している。

#### (5) 柳津大橋

柳津大橋は昭和49年に完成した3径間連続,2径間連続および単径間各1連のワーレントラス橋で,橋長は450mである。地震による被害は,3径間連続トラスの固定支承が設けられている右岸のA2橋台部と2径間連続トラスおよび単径間トラスの固定端となっている左岸から第1番目のP1橋脚部に生じている。

A2橋台部の被害は,ローラ支承の浮上り止めを固定するタップボルト(M24×75)の破断,上部構造と橋台との間の相対的な移動による伸縮装置(フィンガー)の開き(遊間約60mm増加)である。

P1橋脚部の被害は,2径間連続トラスの固定支承部に生じたもので,トラス下弦材のウェブが支承上で局部的に座屈し,下フランジにクラックが,また,ウェブと下フランジを接合している隅肉溶接の破断等が生じている。損傷の主なものは図4に示すように,(i)ウェブの局部座屈,(ii)下弦材ウェブと下フランジ間および下フランジとソールプレート間の隅肉溶接の破断,(iii)下弦材下フランジのクラック,(iv)下フランジ,ソールプレート,上沓の曲り変形である。

#### 3.2 道路盛土および斜面の崩壊

今回の地震により被害を蒙った地域は主として北上川,鳴瀬川,阿武隈川等の川筋の沖積平野から成り,盛土高の高い道路盛土あるいは斜面の切取部箇所が少なかったために,本年1月の伊豆大島近海の地震でみられた大規模な道路盛土の被害,自然斜面あるいは切取斜面からの土砂崩壊等の被害は少なかった。しかしながら,宮城県松島町の主要地方道松島〜松島公園線におけるかけ崩れを始めとして,今回の地震の震源域に近かった牡鹿半島コバルトラインにおいては非常に多数のかけ崩れが生じた。また,橋梁取付部(背面土)の沈下,路肩の沈下,亀裂などは宮城県下の各地で見られたが,崩壊量は数10m<sup>3</sup>程度のものであった。

#### 謝辞

今回の調査にあたっては,東北地方建設局企画部に適切な連絡調整をして頂くとともに東北地方建設局河川部,道路部,仙台,福島,北上川下流各工事事務所,日本道路公団仙台管理局,宮城県総務部,土木部,石巻土木事務所,福島県総務部,土木部,保原土木事務所,宮城県警交通部,仙台市総務局,水道局,ガス局,東北電力株式会社,日本電信電話公社仙台電話局等の各機関に多大な御協力を賜わった。また国土庁をはじめとして関係省庁の災害関係の資料を参照させて頂いた。さらに,土木研究所の2次調査団が行った公共土木施設の被害調査結果を一部に引用させていただいた。ここに上記関係機関の各位に厚くお礼申し上げる。

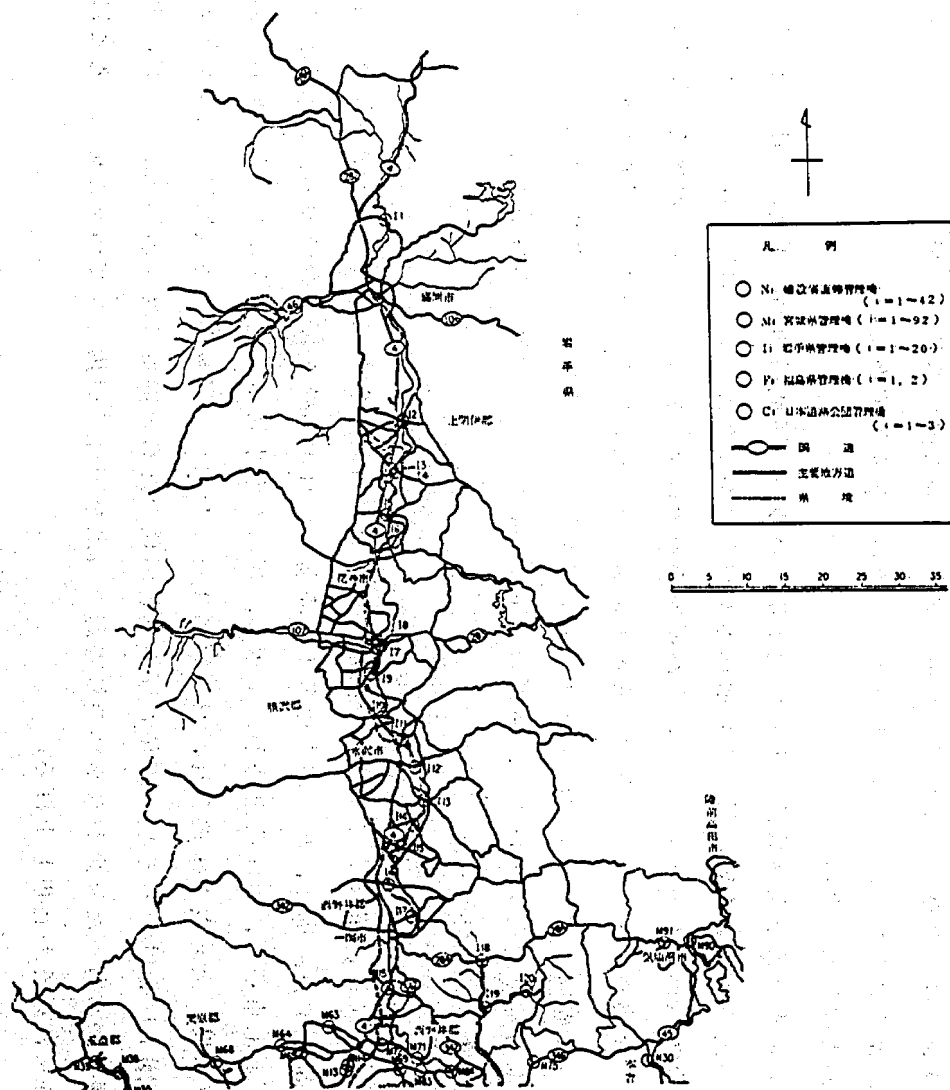


図-1(a) 橋梁被害分布〔岩手県(北上川水系)〕

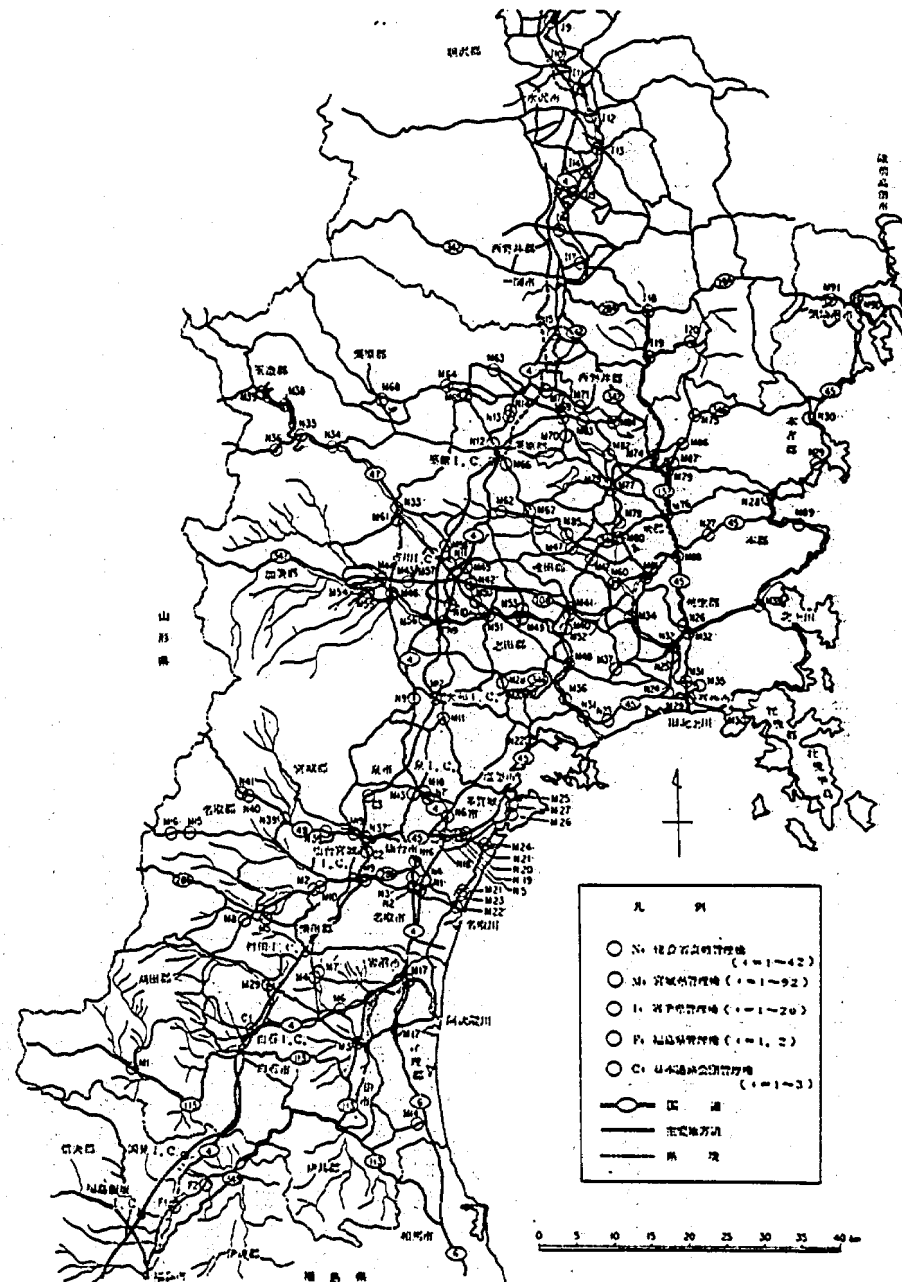


図-1(b) 橋梁被害分布〔宮城県〕

# 参考文献

- 1) 建設省土木研究所：1978年6月宮城県沖地震被害調査概報，土木研究所資料第1422号，昭和53年10月
- 2) 土木研究所第一次調査団：1978年6月宮城県沖地震被害調査速報，土木技術資料，Ⅱ1，20Ⅱ3，昭和53年
- 3) 川島，高木：宮城県沖の地震（1978年2月）被害概報，土木技術資料，Ⅱ1，20，Ⅱ8，昭和53年

表-1 橋の主な被害

| 橋名   | 道路種別  | 路線名        | 延長<br>(m) | 幅員<br>(m) | 構造形式             | 損傷   | 被害の概要                                            |
|------|-------|------------|-----------|-----------|------------------|------|--------------------------------------------------|
| 千代大橋 | 一般国道  | 4号線        | 310       | 19        | 鋼骨鉄骨組合梁橋         | S.40 | 工型鉄骨橋脚と鉛直方向の引合にクラックが生じ、コンクリート剥離、鉄筋露出             |
| 阿武隈橋 | "     | 6号線        | 571       | 6         | 鋼ワーレントラス鋼骨鉄筋板橋   | S.7  | 円形ワーメン橋脚の鉛直面にクラック、鉄筋が露出、各のアンカースポルト剥離             |
| 小野橋  | "     | 45号線       | 247       | 5.5       | 鋼骨鉄筋板橋           | S.11 | 片が損傷し、桁が橋脚方向に移動（最大48cm）、橋脚後面にクラック                |
| 錦桜橋  | 国道    | 316号線      | 576       | 6         | 鋼骨鉄ワーレントラス鋼骨鉄筋板橋 | S.31 | ゲルバー部第一連落橋、桁が倒壊                                  |
| 岡上大橋 | 主要地方道 | 龜巻～耳理線     | 541       | 8.5       | PC桁とワーメン平接PCボックス | S.47 | 橋脚部体でクラック                                        |
| 江台橋  | "     | 古川～長瀬線     | 155       | 9.5       | 単純鋼板橋            | S.7  | 閉合ワーメン型大橋脚部体の上下の水平材にクラック                         |
| モリ大橋 | "     | 高野～栗原～志津川線 | 181       | 5.5       | 鋼ゲルバートラス         | S.3  | ゲルバートラス上弦材1本が切断（地震による損傷かどうかは調査中）、各のピンが抜出しおぼろげな破損 |
| 本郷大橋 | "     | 石巻～渡島台～大曲線 | 236       | 4.5       | 鋼骨鉄筋板橋           | S.6  | 橋脚部体コンクリート剥離、桁の落下（一連は落橋寸前）                       |
| 阿津大橋 | 一般国道  | 阿南～洋山線     | 450       | 8.5       | 鋼ワーレントラス         | S.49 | 固定支承上のトラス部材の座屈、クラック、鉛直破断                         |



写真-1 千代橋の橋脚躯体の損傷 (P<sub>6</sub> 橋脚)



写真-2 千代橋の橋脚躯体の損傷 (P<sub>6</sub>)



写真-3 錦桜橋ゲルバー吊桁部 (P<sub>7</sub>～P<sub>8</sub>)の落橋



写真-4 ゲルバーヒンジ部の状態

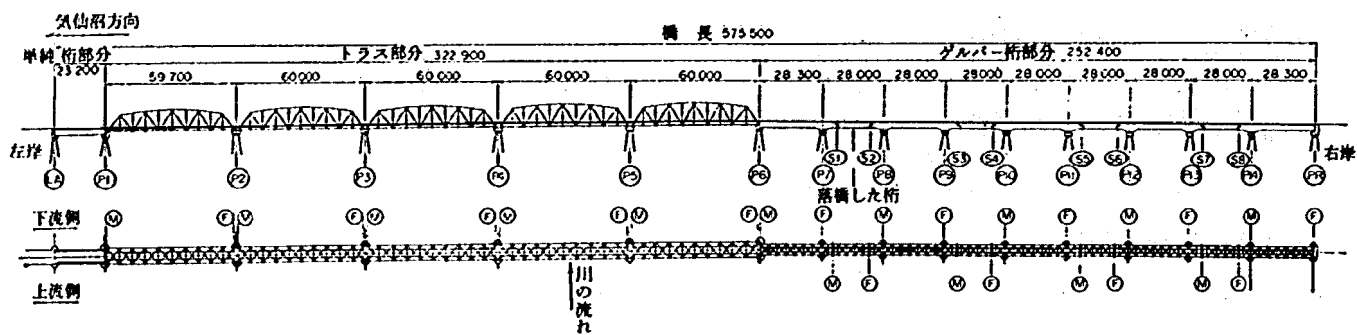


図-2 錦桜橋構造一般図

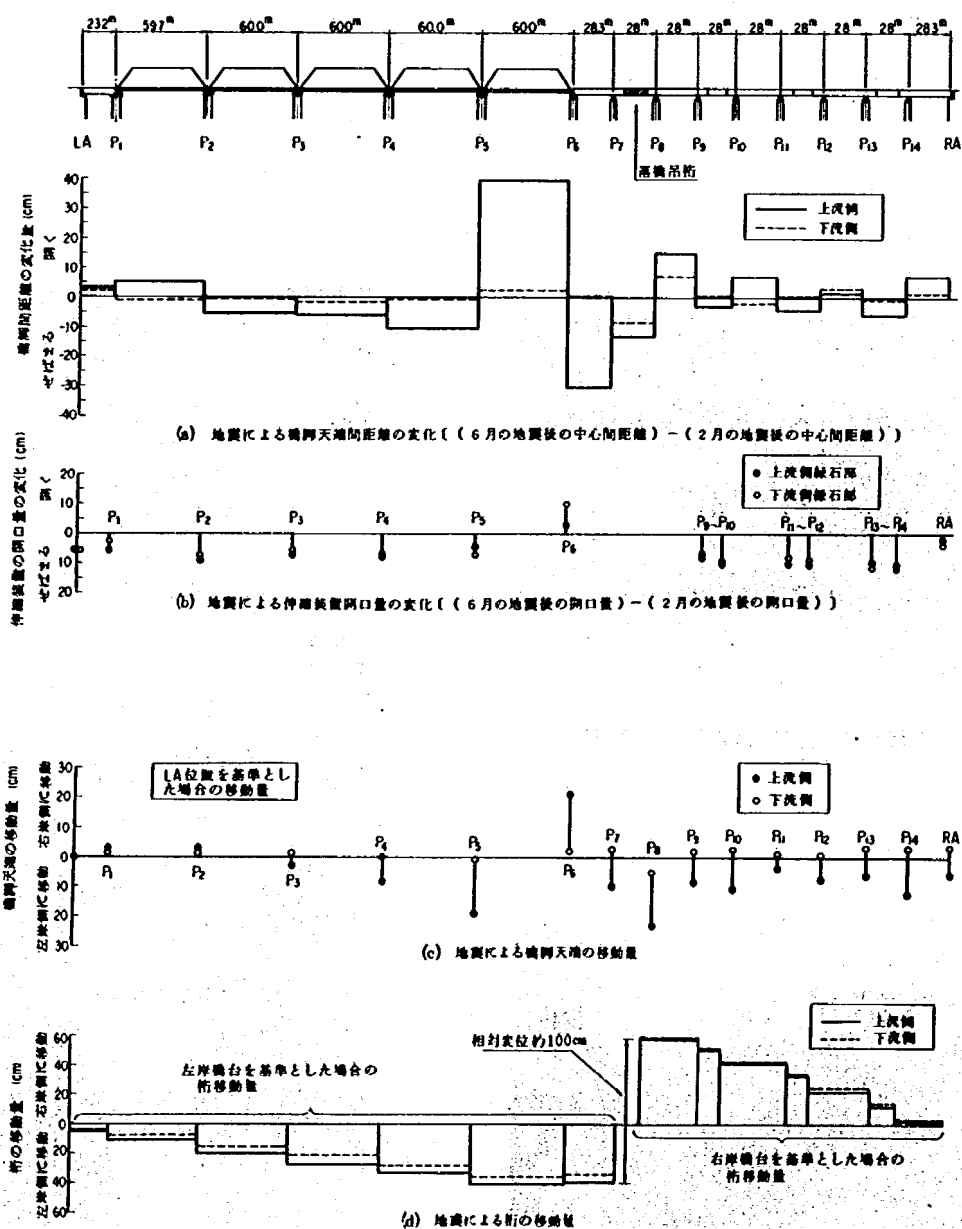


図-3 地震による橋脚天端および桁の移動量(錦桜村)

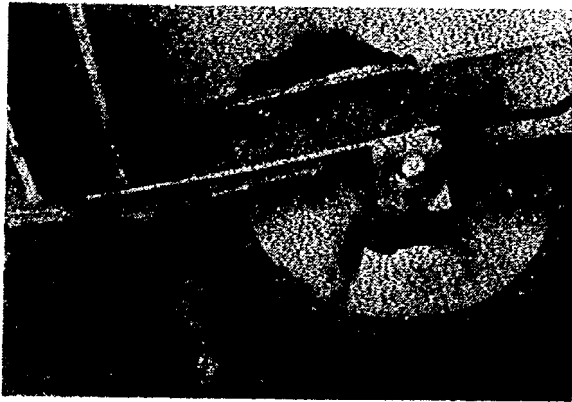


写真-5  $P_8$  での桁の移動〔錦桜橋〕

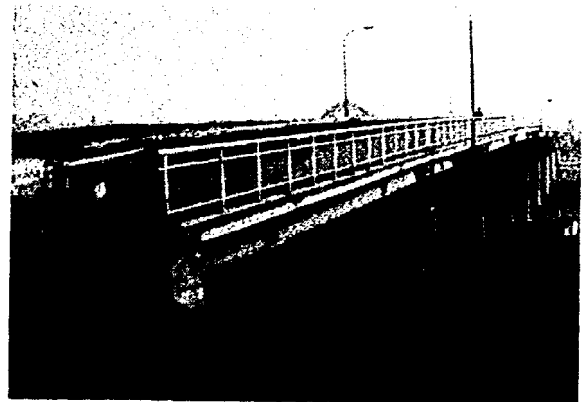


写真-6 被災後の江合橋



写真-7 江合橋の閉合ラーメン橋脚軀体  
(上下の水平材)の亀裂

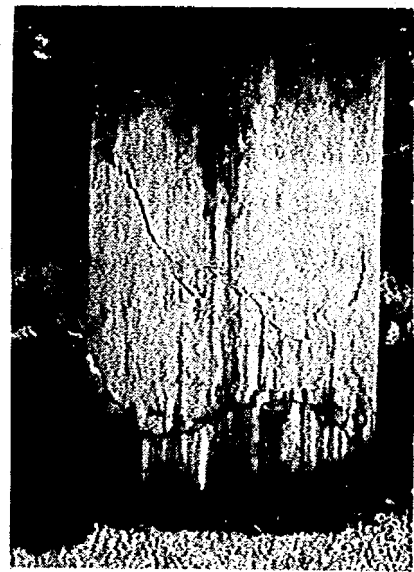


写真-8 閑上大橋  $P_1$  橋脚 (PC単純桁  
可動および固定端)のクラック

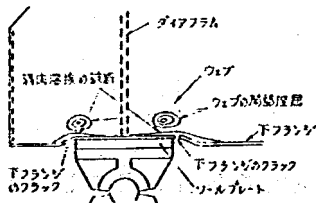


図-4 柳津大橋  $P_1$  橋脚上の損傷

— (6) 地盤の耐震強度の判定法 —

|       |                 |      |
|-------|-----------------|------|
| 振動研究室 | 室長              | 岩崎敏男 |
| ,     | 併任 <sup>例</sup> | 龍岡文夫 |
| ,     | 研究員             | 常田賢一 |
| ,     |                 | 吉田精一 |

1. まえがき

道路施設の耐震設計を高度化してゆくためには、(1)地震動の大きさと震害の程度との関係を明確にすること、および(2)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。52年度は地盤調査資料および地震動記録を用いて応答計算を実施し、有効な地盤種別分類法の調査を行なった。

本年度は、下記の事項に関して調査を実施した。

- (1) 道路橋の耐震設計のための地盤種別
- (2) 道路橋の耐震設計のための地盤流動化の判定法
- (3) 地盤流動化の簡易判定法の検討
- (4) 地盤流動化履歴と地盤特性調査および地盤耐震地図作成

2. 調査目的

道路施設の耐震性を高度化するために、道路施設および地盤における強震観測を行ない、地震時の道路施設および地盤の動的挙動と耐震安定性の調査を行う。また、地盤の耐震安定性を過去の震害例、地盤調査、室内動的試験等から判定し、地盤耐震地図を作成し、簡易かつ広範囲にわたる地盤流動化の判定資料とする。

3. 調査方法

1) 道路橋の耐震設計のための地盤種別

地盤調査資料および強震観測地震動記録を用いて地盤の地震応答解析を実施し、地盤の卓越周期、沖積層厚、洪積層厚等の諸特性をパラメータとして、耐震設計上有効な地盤種別を行なった。本調査結果は、現行の道路橋耐震設計指針の改訂(案)に反映された。

2) 道路橋の耐震設計のための地盤流動化の判定法

地震時の道路施設の耐震安定性を確保するためには、その基礎地盤の耐震性に関する調査が必要である。本調査では、地盤の流動化の簡易判定法の確立を目的とした調査を実施し、その成果は現行の道路橋耐震設計指針の改訂(案)に反映された。

<sup>例</sup> 本務先：東京大学生産技術研究所助教授

### 3) 地盤流動化の簡易判定法の検討

既に提案した地盤流動化の簡易判定法について、より妥当かつ合理的な判定法の検討を行なう。

### 4) 地盤流動化履歴と地盤特性調査および地盤耐震地図作成

過去の地震時に流動化があった地盤に関して地震動、地形、土質、流動化現象等の相関を詳細に調査し、地盤耐震地図を作成する。

## 4. 調査結果

### 4.1 道路橋の耐震設計のための地盤種別

地盤調査資料の得られている198地点(1種地盤:10地点,2種地盤:79地点,3種地盤:59地点,4種地盤:50地点)において、地盤の地震応答解析の結果、地盤の種別が地盤の特性値 $T_g$ により明確に分類されることが明らかとなった。図-1は、本調査結果を現行の道路橋耐震設計指針の改訂(案)[道路橋示方書・同解説 V耐震設計編(案)]に反映させたものである。同条文より明らかのように、対象地点の地盤の特性値を算出することにより、地盤分類が可能となる。

通常は、原位置における地盤定数(層厚 $H_i$ 、せん断弾性波速度 $V_{si}$ )の得られないことが多いが、このような場合は次のようにして地盤種別を行なうことができる。

図-2は先の198地点における $T_g$ (基盤への入力地震動の応答スペクトルに対する地表面地震動の応答スペクトルの比を最大とする周期)を計算した結果であるが、沖積層厚 $H_A$ と洪積層厚 $H_D$ で分類するとほぼ合理的に $T_g$ の分類に対応して地盤種別ができる。従って、地盤の特性値が得られない場合は当該地点の沖積層厚および洪積層厚により地盤種別することができる。

図-3は現行の指針に基く地盤種別と改訂(案)のそれとを併記したものであるが、改訂(案)による地盤種別では、現行指針と比較して、図-3の斜線部分において2種地盤が1種地盤に、また、3種地盤が2種地盤に評価される。

### 4.2 道路橋の耐震設計のための地盤流動化の判定法

道路施設の耐震性を確保するためには、地盤の耐震安定性調査をやる必要がある。

その際、原位置における地盤の耐震性に関する詳細な調査を行なうのが最良であるが、調査規模等の制約により詳細調査ができない場合がある。

当研究室では、砂質地盤の流動化に関する調査を進めてきたが、本年度その成果を改訂中の現行の

耐震設計上の地盤種別は表-3.6.1によるものとする。

表-3.6.1 耐震設計上の地盤種別

| 地 盤 種 別 | 地盤の特性値 $T_g$ (秒)     |
|---------|----------------------|
| 1 種     | $T_g < 0.2$          |
| 2 種     | $0.2 \leq T_g < 0.4$ |
| 3 種     | $0.4 \leq T_g < 0.6$ |
| 4 種     | $0.6 \leq T_g$       |

地盤の特性値 $T_g$ は次式によって求めるのを原則とする。

$$T_g = \sum_i \frac{4H_i}{V_{si}} \quad (\text{秒}) \quad \dots\dots\dots (3.6.1)$$

ここに、

$H_i$ : 地表面より地盤面までの地層のうち第 $i$ 層厚(m)

$V_{si}$ : 第 $i$ 層の平均せん断弾性波速度(m/秒)

ここで地盤面とは、それ以下の地層が、せん断弾性波速度280 m/秒以上の値を有している地盤の上面をいう。

地表面が地盤面と一致する場合は、1種地盤とする。

図-1 耐震設計上の地盤種別

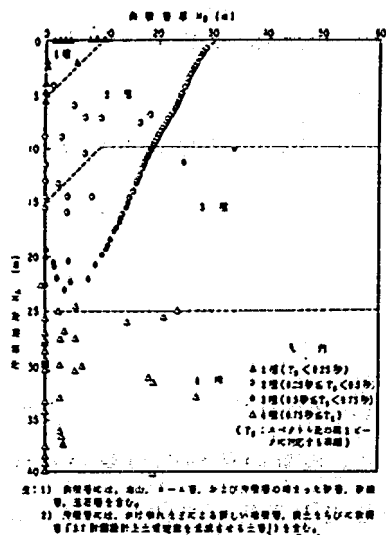


図-2 沖積層厚 ( $H_A$ ) および洪積層厚 ( $H_D$ ) による地盤種別

### 3.7 耐震設計上支持力を低減させる土層

#### 3.7.1 砂質地盤の流動化

##### (1) 流動化の判定を行う必要がある土層

当該地盤の地下水位面が現地盤面より10m以浅である場合、地下水位面以下～深度20m（表層部からの深度）の範囲の沖積層に於いては、平均粒径が0.02mm以上、2.0mm以下である飽和砂質土層で流動化の判定を行う必要がある。この場合の流動化の判定は(2)によって行うものとする。

##### (2) 流動化の判定

流動化の判定を行う必要のある土層に対しては、式(3.7.1)で定義される流動化係数  $F_L$  を求め、この値が1.0以下の土層については、流動化するものと判定する。流動化すると判定された土層の耐震設計上の取り扱いは、「3.7.3 支持力を低減させる土層の取り扱い」の規定による。 $F_L$  が1.0を超える土層については流動化しないと判定する。

$$F_L = R/L \quad (3.7.1)$$

ここに、

$F_L$  : 流動化係数

$$k : \text{動的せん断強度} = R_1 + R_2 \quad (3.7.2)$$

$$L : \text{地震時作用荷重} = r_d \cdot k_s \cdot \frac{\sigma_r}{\sigma_r'} \quad (3.7.3)$$

ただし、

$R_1$  :  $N$ 値と有効上載圧  $\sigma_r'$  の関数で表わされる動的せん断強度であり、図-3.7.1によるものとする。

図-3.7.1

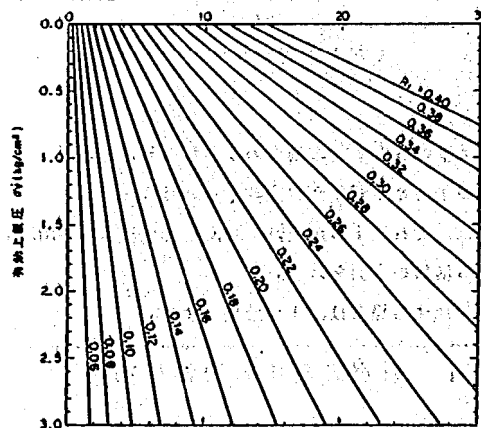


図-4 地盤流動化の判定法(案)

道路橋耐震設計指針に反映させた。図-4は条文であるが、まず、流動化の判定を行う必要がある土層の判別を行ない、判定の必要とされる土層については、条文に示す簡易判定法により判定できるものとした。

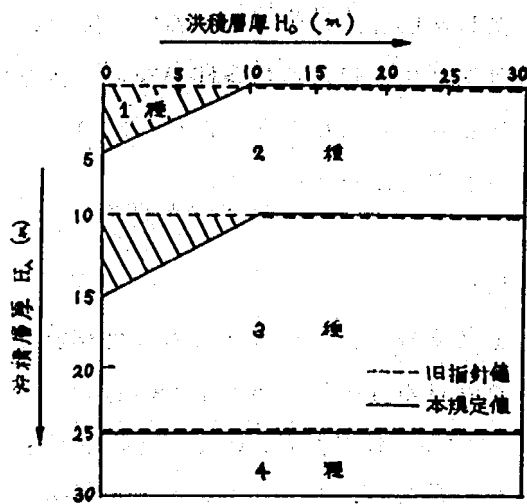
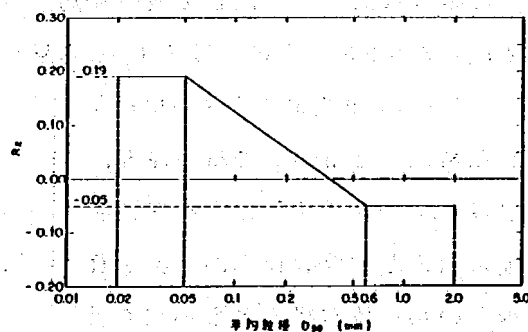


図-3 現行指針と改訂(案)との比較図

$R_2$  : 平均粒径  $D_{50}$  の関数で表わされる動的せん断強度であり、図-3.7.2によるものとする。

図-3.7.2



$r_d$  : 地震時せん断応力の振さ方向の低減係数であり、式(3.7.4)によるものとする。

$$r_d = 1.0 - 0.015Z \quad (3.7.4)$$

$Z$  : 地表面からの深さ(m)

$k_s$  : 地盤流動化の判定に用いる地表面での震度であり、式(3.7.5)によるものとする。

$$k_s = v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot k_{s0} \quad (3.7.5)$$

$v_1, v_2, v_3$  : 「4.3 標準設計水平震度の増正係数」によるものとする。

$k_{s0}$  : 地盤流動化の判定に用いる標準設計水平震度であり、その値は0.15とする。

$\sigma_r$  : 全上載圧 (kg/cm2) であり、次式によるものとする。

$$\sigma_r = (r_{11} k_p + r_1 (\sigma - k_p)) / 10 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$r_{11}$  : 地下水位面以浅の単位体積重量 ( $\text{t/m}^3$ )

砂質地盤の場合は、おおよそ  $1.8 \sim 2.0 \text{ t/cm}^3$  の値である。

$r_1$  : 地下水位面以深の単位体積重量 ( $\text{t/m}^3$ )

砂質地盤の場合は、おおよそ  $1.8 \sim 2.0 \text{ t/cm}^3$  の値である。

$k_p$  : 地表面から地下水位面までの長さ (m)

$\sigma$  : 有効上載圧 (kg/cm2) であり、次式によるものとする。

$$\sigma = (r_{11} k_p + r' (\sigma - k_p)) / 10 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$r'$  : 地下水位面以深の単位体積重量 ( $\text{t/m}^3$ )

砂質地盤の場合は、おおよそ  $0.8 \sim 1.0 \text{ t/m}^3$  の値である。

流動化の判定は流動化抵抗係数  $F_L$  により行なうが、 $F_L$  値算定のために必要である地盤の動的せん断強度 ( $R$ ) は条文中の図 3.7.1 および図 3.7.2 を用いて推定できる。条文中の図 3.7.2 の設定は既往の調査成果に基くものであり、不攪乱砂質土に関する室内動的三軸試験 (図-5 参照) の成果を反映したものである。

条文の判定法はあくまで推定値であり、必要があれば、当該地点での詳細な地質・土質調査、室内の動的土質試験、地盤の応答解析を実施し、さらに、既往のデータも参考にして流動化の判定をするのがよい。

#### 4.3 地盤流動化の簡易判定法の検討

飽和砂質地盤の簡易流動化判定法に関して、砂質土の非排水動的強度の簡易推定式を提案し、その適用性について検討してきたが、その成果は前節に示したように現在改訂中の道路橋示方書・耐震設計篇に反映されている。条文中で示された動的強度 ( $R$ ) は (4.3.1) 式に基いている。

$$R = R_1 + R_2 \begin{cases} = 0.0042 D_r^* + 0.19 & [0.02 \text{ mm} \leq D_{50} < 0.05 \text{ mm}] \\ = 0.0042 D_r^* + 0.225 \log_{10}(0.35/D_{50}) & [0.05 \text{ mm} \leq D_{50} < 0.6 \text{ mm}] \dots\dots (4.3.1) \\ = 0.0042 D_r^* - 0.05 & [0.6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 2.0 \text{ mm}] \end{cases}$$

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

実測値と (4.3.1) 式に基く推定値の差と平均粒径の関係は図-6のとおりである。差  $\Delta R$  の平均値および標準偏差は、各々、 $-0.0013$  および  $0.0058$  である。図-5では、平均粒径の増減により動的強度の推定値が減少あるいは増加するように理解されるが、これは次のように考えれば理解しやすい。つまり、通常平均粒径が  $0.3 \text{ mm}$  程度の砂質土に比べて、平均粒径の大きい土層 ( $0.3 \text{ mm} < D_{50} \leq 2.0 \text{ mm}$ ) では、 $N$  値が大きくなるが、動的強度は必ずしも大きくならない。他方、平均粒径が小さい土層 ( $0.02 \text{ mm} \leq D_{50} < 0.3 \text{ mm}$ ) では  $N$  値が小さくなるが、動的強度は大きくなる傾向がある。従って、動的強度を推定する場合、前者の土層に対しては過大評価となる動的強度の推定値  $R_1$  に対して低減の補正を行い、他方、後者の土層に対しては過少評価となる動的強度の推定値  $R_1$  に対して増加の補正を行うのが適当である。それらの補正を平均粒径  $D_{50}$  をパラメータとして行うものが補正項  $R_2$  であると言える。

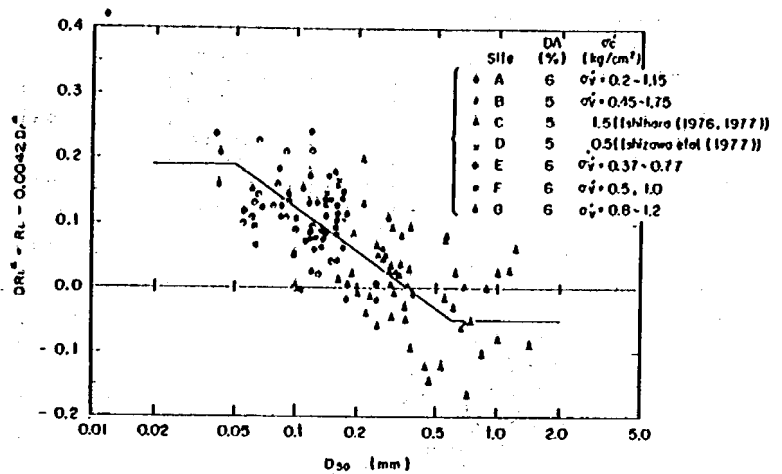


図-5  $DR_1^* = R_1 - 0.0042 D_r^* \sim D_{50}$

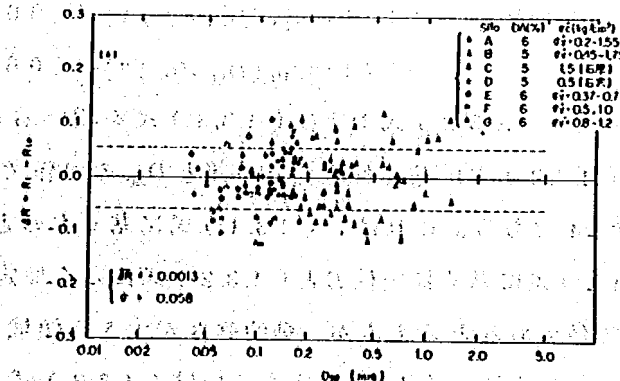


図-6  $\Delta R = R_1 - R_{1e} \sim D_{50}$

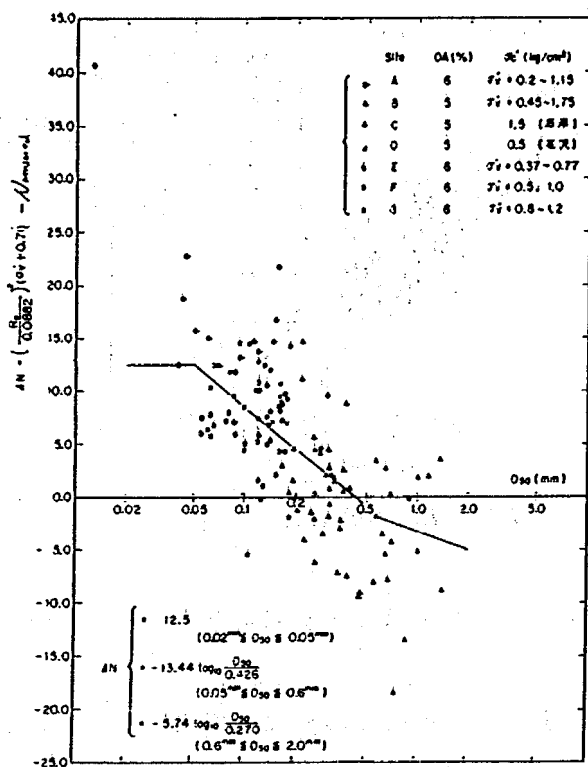


図-7  $\Delta N \sim D_{50}$

そこで、以上の実情を踏えてより理解しやすい、動的強度の推定法の検討を行った。

図-7は実測動的強度 $R$ と有効上載圧から求めた $N$ 値( $=\bar{N}$ )と実測 $N$ 値との差を $D_{50}$ についてまとめた図である。同図において $\Delta N$ と $D_{50}$ の間に(4.3.3)式の設定を行った。

$$R_1 = 0.0042 \bar{D}_r^* = 0.0882 \frac{\bar{N}}{\sqrt{(\sigma_v' + 0.7)}}, \quad \bar{N} = N + \Delta N \quad (4.3.2)$$

$$\Delta N = \begin{cases} = 12.5 & [0.02 \text{ mm} \leq D_{50} < 0.05 \text{ mm}] \\ = -13.44 \log_{10}(D_{50}/0.43) & [0.05 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0.6 \text{ mm}] \\ = -5.74 \log_{10}(D_{50}/0.27) & [0.6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 2.0 \text{ mm}] \end{cases} \quad (4.3.3)$$

従って、(4.3.2)式および(4.3.3)式を用いることにより動的強度が推定できる。図-9は実測値と(4.3.2)式に基づく推定値との差と $D_{50}$ の関係であり、その平均値は $-0.0031$ であり、標準偏差は $0.054$ である。これは、(4.3.1)式に基づくものとほぼ同程度の値となっている。また、図-8は、(4.3.1)式に基づく推定値 $R$ と(4.3.2)式に基づく推定値 $R_1$ との関係を示したものであるが、ほぼ一義的な関係であると言えるが、動的強度が大きい領域で $R > R_1$ となる傾向がある。

以上のように、(4.3.1)式あるいは(4.3.2)式に基づく動的強度の推定値は大差ないと言えるが、(4.3.2)式を使う場合、 $N$ 値が小さく平均粒径が大きい土層について検討をする必要があり、次年度以降調査を進める予定である。

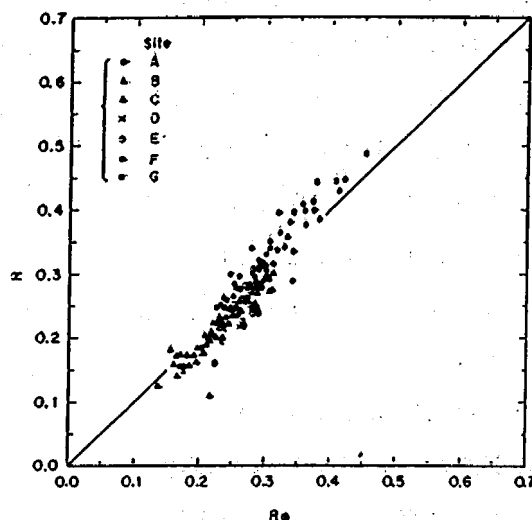


図-8  $R_1 \sim R$

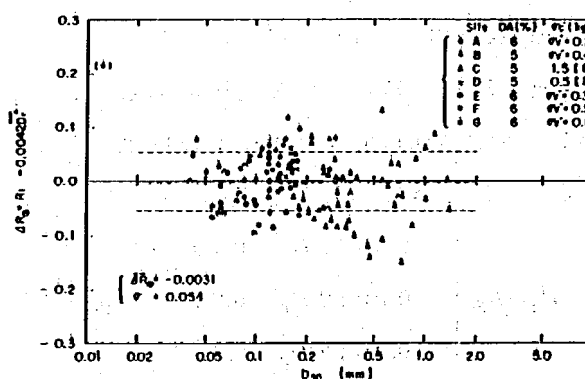


図-9  $\Delta R_0 = R_1 - 0.0042 \bar{D}_r^* \sim D_{50}$

#### 4.4 流動化履歴と地盤特性調査および地盤耐震地図

##### 4.4.1 概 要

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、東北地域の仙台・石巻地区、高森・八戸地区および秋田地区において調査を実施したが、調査内容は大別して次の5項目からなっている。

- (1) 地形に関する資料収集および地形分類
- (2) ボーリング資料および地質に関する資料収集・整理
- (3) 代表的な地層断面図作成
- (4) 流動化地点と地形・地質の関係のまとめ
- (5) 地盤耐震地図作成
- (6) 地盤分類図作成（仙台・石巻地区）

以上の調査結果は莫大な量となるため、本文では仙台地域を中心にして調査結果の報告し、他の地域の結果は割愛する。

##### 4.4.2 地形分類図

過去の地震において地盤の流動化が発生した地点を詳細に調べると、周囲の地形と或る関係のあることが明らかとなっている。従って、流動化地点の地形分類との対応付けを行なうためには、調査地点の地形を把握しておく必要がある。図-10は仙台・塩釜地区における地形分類の調査結果例である。同図により、調査地区の地形分類が明確に捕えられる。

##### 4.4.3 地層断面図

地形分類図は、地表面における地盤特性を表わしたものであるが、ボーリング資料を広範囲にわたって収集することにより、その地域の地層構成を明らかにすることができる。図-11は、仙台地域の仙台港からほぼ西側に向かってボーリング資料を遇んだ図であり、地層構成の変化が捕えられている。

##### 4.4.4 地盤耐震地図

広範囲の地域において流動化の有無の分布が簡易に得られる資料があれば、事業の調査の段



図-10 地形分類調査結果例（仙台・塩釜地区）

階で地盤および構造物の耐震性に関して有効な方向付けが可能となる。ここでは、地盤の耐震性に関する分布地図を作成することを目指しているが、従来の震害例を踏えて、地形に基く流動化の有無の判定基準を表-1のように設定した。同表の3区分に従って地形分類を行なった耐震地図の一例が図-12である。同図を用いることにより、任意地点の流動化の可能性の判断資料が得られる。

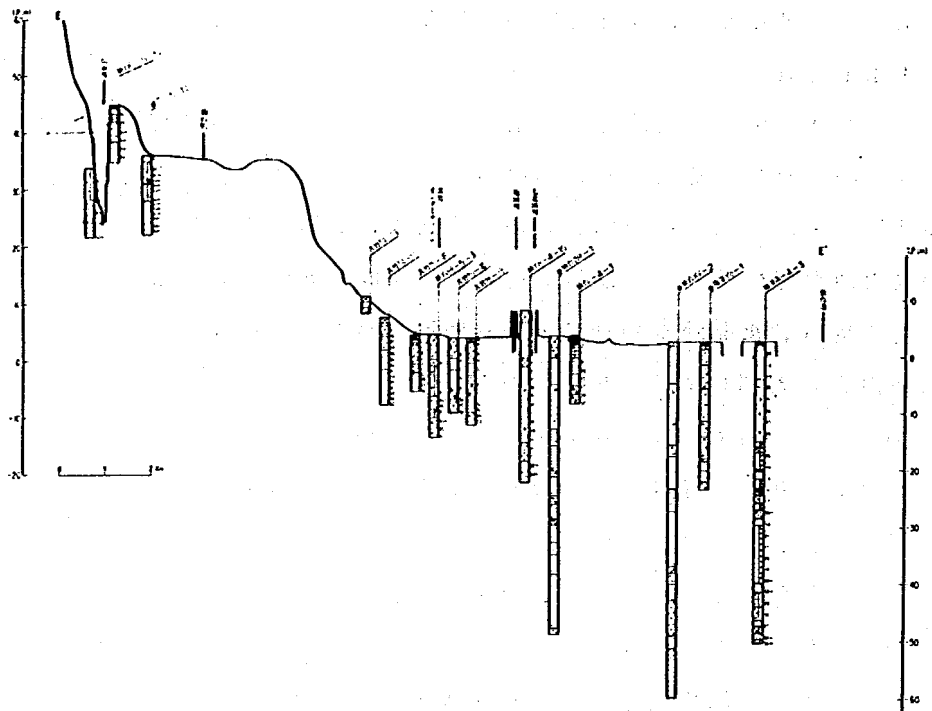


図-11 地震断面図作成例(仙台)

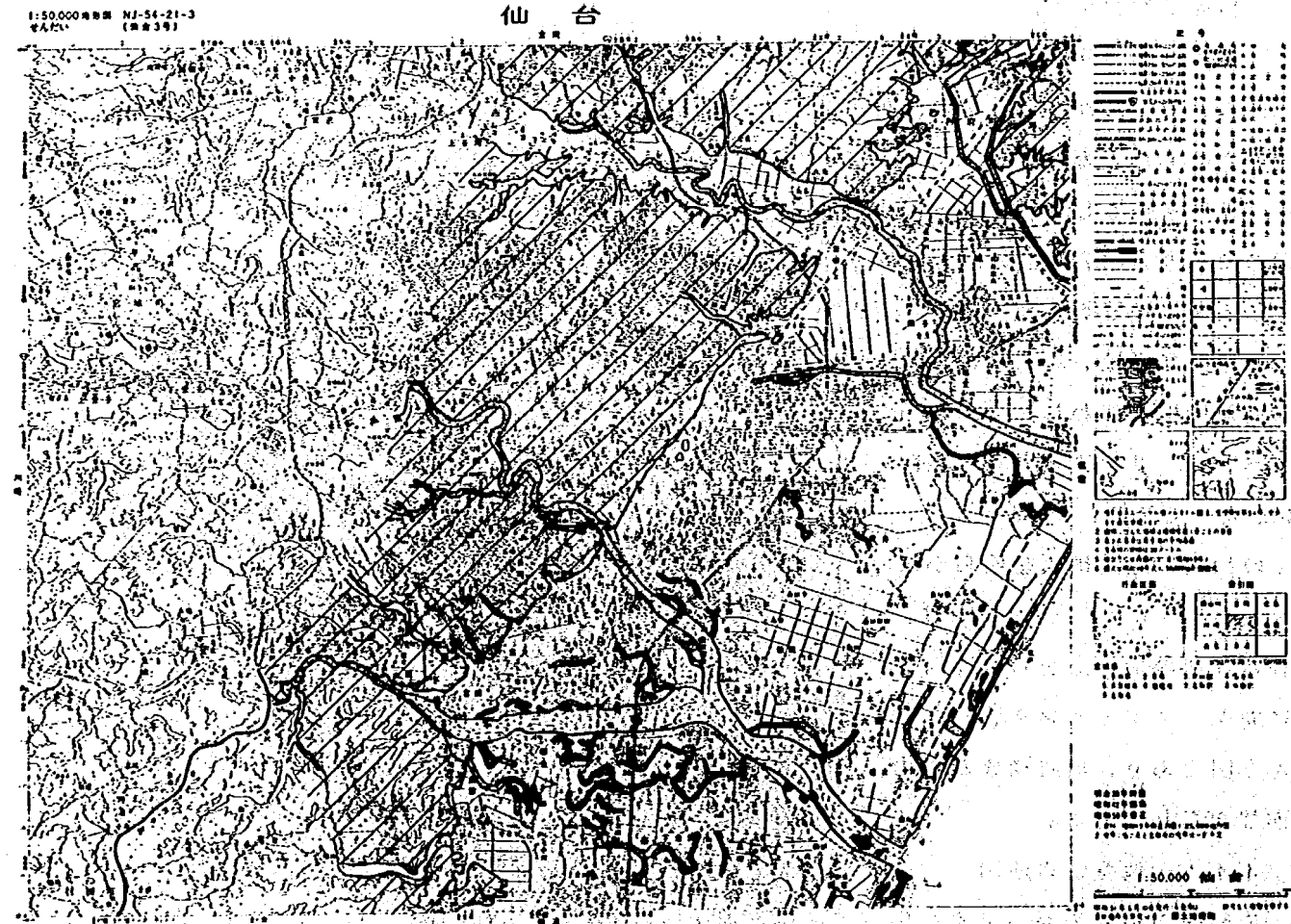


図-12 地盤耐震地図作成例(仙台)

以上のようにして作成された地図の耐震性判定のための精度が問題となるが、過去に流動化が発生した地点を作成した地盤耐震地図上に対応付けを行った。図-13は1978年宮城県沖地震において明らかとなっている流動化地点に関して、微地形分類および地盤耐震地図上の区分をとりまとめた図である。同図より、流動化地点は、現河道、埋立地に多く、台地丘陵、山地では見られないことがわかる。また、地盤耐震地図上の区分Aに相当するものが64(%)、また、区分Bに相対するものが36(%)となり、作成した地盤耐震地図の妥当性が相当高いことがわかる。

また、1978年宮城県沖地震に限らず、他の地震において流動化の見られた地点について同様な調査をしたが、本年度に調査対象とした仙台・石巻地区、青森・八戸地区および秋田地区において過去の11地震に対して地盤耐震地図上の対応付けを行ったのが表-2である。同表でも明らかなように流動化地点の内、50~60(%)がA区分に入り、35~40(%)がB区分に入り、地盤耐震地図の有効性の高いことが確かめられた。

#### 4.4.5 地盤分類図

本年度は、仙台・石巻地区において地盤分類を行った。集収したボーリング図を基にして、

「4.1 道路橋の耐震設計のための地盤種別」の図-2に従って地盤分類を実施した。ボーリング地点数の制約から、地盤種別の広範囲にわたる分布特性は未だ得られないが、ボーリングデータの得られている地点に関しては地盤分類が得られており、地形図等との比較においても、対応性の良い結果となっている。

#### 5. あとがき

東北地区において地盤の耐震性に関する調査を進めるに際して、東北地方建設局仙台、北上川下流、青森、能代、秋田、湯沢の各工事々務所、宮城県、青森県、秋田県の各県庁および石巻、八戸、能代の各市の御協力を得た。関係各位に御礼申上げる。

表-1 地盤耐震地図の作成基準

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

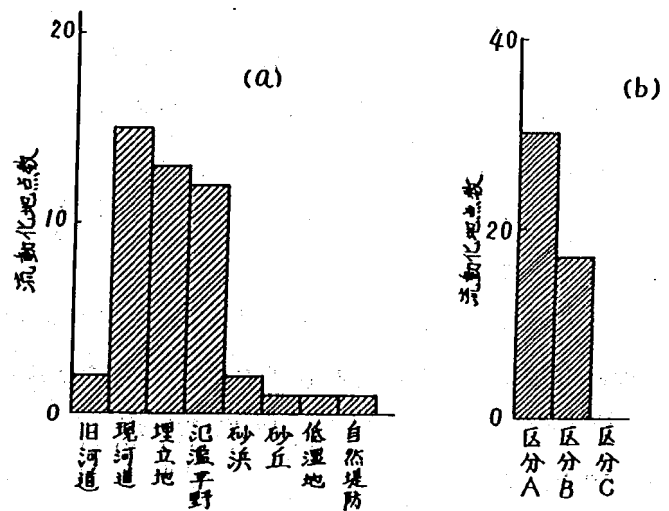


図-13 流動化地点における微地形分類および区分  
(宮城県沖地震)

表-2 流動化地点と地盤耐震地図の関係  
(宮城県沖地震以外すべて)

| 区 分 | 半径250m |     | 半径500m |     |
|-----|--------|-----|--------|-----|
|     | 地点数    | 割合  | 地点数    | 割合  |
| A   | 20     | 54% | 22     | 60% |
| B   | 15     | 41  | 13     | 35  |
| C   | 2      | 5   | 2      | 5   |

## 7 地震動に関する調査

—— (1) 東京湾、大阪湾、伊勢湾地域における地震動強度の期待値 ——

|       |     |      |
|-------|-----|------|
| 振動研究室 | 室長  | 岩崎敏男 |
|       | 研究員 | 川島一彦 |
|       |     | 高木義和 |

### 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

地震応答解析に用いる設計地震入力の特性を定めるためには、大きく分けてつぎの2つの方法がある。

(1) 過去に発生した地震被害等の記録にもとづいて建設地点の地震発生状況を把握し、これに統計的もしくは確率的な考え方を取り入れて定める方法

(2) サイズミック・ギャップ（地震発生の空白域）等の考え方にもとづいて将来生じることが予想される地震の規模、位置等を想定し、こうした情報をもとに建設地点の地震動を推定する方法

ここで、(1)の方法には、地震の再現期間と構造物の耐用年数との関係を与えて地震動強度の期待値を求める方法が一般に用いられている。(2)の方法は想定する地震を具体像としてとらえている点に特徴があるが、地震の発生および地震動の伝播に関し、地震学、地震工学の両面において研究途上の課題が多く、今すぐ耐震設計に取り入れることは实际的ではない。

以上のような点から、過去の地震発生に関する資料から(1)の方法に基づき、三湾岸地域で期待される地震動強度に関して検討した。

### 4. 調査結果

#### 4.1 三湾岸地域における過去の地震活動

東京湾、伊勢湾、大阪湾において西暦416年から1976年11月までに発生したマグニチュード

5.5以上の地震の震央は図1（東京湾）、図2（伊勢湾）および図3（大阪湾）に示す通りである

(気象庁による)。ここで、三地域における地震はそれぞれ表1に示す着目地点におおむね最大加速度25gal程度(気象庁震度のⅢ相当)以上の地震動を生じさせるということを目安にして選んだものであり、表1に示した着目地点を中心として、半径100kmの範囲ではマグニチュード5.5以上6.5未満、半径200kmの範囲ではマグニチュード6.5以上7.0未満、半径300kmの範囲ではマグニチュード7.0以上8.6未満の地震が網羅されている。

ここでは地震資料の蓄積度、データの信頼度等を勘案し対象とする期間を次のように4種類に分けて考えることとした。

- i) 1560年間 (416年 ~ 1976年)
- ii) 91年間 (1885年 ~ 1976年)
- iii) 50年間 (1926年 ~ 1976年)
- iv) 15年間 (1961年 ~ 1976年)

表1 対象地点

| 沿岸地域 | 対象地点(対象構造物)             | 北 経         | 東 経         |
|------|-------------------------|-------------|-------------|
| 東京湾  | 東京湾横断道路                 | 35° 26' 48" | 139° 49' 8" |
| 伊勢湾  | 名古屋港西大橋                 | 35° 4' 3"   | 136° 51' 5" |
| 大阪湾  | ポートアイランド~六甲アイランド間沈埋トンネル | 34° 40' 46" | 135° 14' 5" |

#### 4.2 過去の地震活動度に基づく地震動最大加速度の推定

地震動の最大加速度  $A_{max}$  [Gal] は、地震のマグニチュード  $M$  と震央距離に応じて次式により求めることにする。

$$A_{max} = 46.0 \times 10^{0.208M} \times (d+10)^{-0.686} \quad (\text{第1種地盤}) \quad (1)$$

ここで、道路橋耐震設計指針による第1種地盤に対する加速度推定式を用いたのは1種~4種の地盤種別の中では1種地盤上での地震動加速度が耐震計算上の基盤面における地震動加速度の性質を最もよく近似するであろうと考えたためである。

25gal以上の範囲において(1)式により推定した地震動の最大加速度  $A_{max}$  と地震の発生回数の関係を4種類の対象期間ごとに求めると表2のようになる。表2では最大加速度  $A_{max}$  の発生回数を  $5.5 \leq M \leq 8.6$  とした場合および  $6.5 \leq M \leq 8.6$  とした場合に分けて示されている。両者の間の最大加速度の発生回数には著しい違いが認められるが、これは対象地点近傍に発生したマグニチュード5.5~6.5の小規模な地震が最大加速度の期待値に大きく寄与していることを示している。しかしながら、現在までの震害の事例によれば、実際に構造物に被害を与えるのはマグニチュードが6ないし6.5以上の地震であると云われており、これより規模の小さい地震では、仮に架橋地点の直近に発生し、それによる地震動加速度が大きくても、卓越振動数の成分(一般に高い)や継続時間(一般に短い)等の関係で構造物、ことに長大な沈埋トンネルのような基本固有周期の長い構造物に与える影響はごくわずかであると考えられる。こうした点を考慮し、以下では、表2の右側に示すようにマグニチュード6.5以上の地震を対象とした場合に限定して解析することとする。

まずそれぞれの地域ごとにある地震動の最大加速度以上の最大加速度を発生させる地震の発生頻度（回／年）を検討すると、発生頻度は対象期間により相当大きく変化することが認められた。一般に1560年間を対象とした場合の発生頻度が最も低くなったが、この原因は恐らく古い地震資料の欠落によるものと考えられる。また、比較的最近の91年間の地震を対象とした場合が、それよりさらに最近の50年間および15年間の地震を対象とした場合よりも発生頻度が高く求められたが、これは、観測事実としてこの期間に地震が活発であったためであろう。したがって、ここでは、1560年間の地震を対象とした発生頻度は過小の見積りになるのではないかという見方から、91年間を対象とした発生頻度を中心として以下の議論を進めることにする。

表 2 最大加速度の発生回数（第1種地盤）

| 湾岸地域 | 対象期間   | 5.5 ≤ M ≤ 8.6 |             |             |              |              |              | 6.5 ≤ M ≤ 8.6 |             |             |              |              |              |
|------|--------|---------------|-------------|-------------|--------------|--------------|--------------|---------------|-------------|-------------|--------------|--------------|--------------|
|      |        | 25gal<br>以上   | 50gal<br>以上 | 75gal<br>以上 | 100gal<br>以上 | 150gal<br>以上 | 200gal<br>以上 | 25gal<br>以上   | 50gal<br>以上 | 75gal<br>以上 | 100gal<br>以上 | 150gal<br>以上 | 200gal<br>以上 |
| 東京湾  | 1560年間 | 670           | 236         | 66          | 24           | 2            | 1            | 225           | 101         | 29          | 14           | 2            | 1            |
|      | 91年間   | 645           | 219         | 58          | 21           | 2            | 1            | 200           | 84          | 21          | 11           | 2            | 1            |
|      | 50年間   | 70            | 11          | 2           | 1            | 0            | 0            | 21            | 3           | 0           | 0            | 0            | 0            |
|      | 15年間   | 14            | 0           | 0           | 0            | 0            | 0            | 2             | 0           | 0           | 0            | 0            | 0            |
| 伊勢湾  | 1560年間 | 247           | 112         | 44          | 12           | 1            | 0            | 107           | 39          | 18          | 7            | 1            | 0            |
|      | 91年間   | 206           | 92          | 35          | 11           | 1            | 0            | 70            | 21          | 9           | 6            | 1            | 0            |
|      | 50年間   | 29            | 11          | 1           | 0            | 0            | 0            | 16            | 4           | 1           | 0            | 0            | 0            |
|      | 15年間   | 6             | 1           | 0           | 0            | 0            | 0            | 4             | 1           | 0           | 0            | 0            | 0            |
| 大阪湾  | 1560年間 | 156           | 52          | 11          | 1            | 0            | 0            | 87            | 38          | 6           | 0            | 0            | 0            |
|      | 91年間   | 111           | 20          | 5           | 1            | 0            | 0            | 51            | 14          | 1           | 0            | 0            | 0            |
|      | 50年間   | 28            | 6           | 0           | 0            | 0            | 0            | 15            | 5           | 0           | 0            | 0            | 0            |
|      | 15年間   | 5             | 0           | 0           | 0            | 0            | 0            | 1             | 0           | 0           | 0            | 0            | 0            |

次に、三湾岸地域での地震発生頻度の比較を、上記の91年間の地震を対象として示すと図4のようになる。25gal から200gal にわたる最大加速度のどのレベルに対しても、発生頻度は東京湾が一番大きく、伊勢湾、大阪湾の順になっているのがわかる。

図4に示した発生頻度～最大加速度の関係を再現期間～最大加速度の関係としてまとめ直すと図5の結果が得られる。これより最大加速度150gal に対する再現期間に着目すると、東京湾、伊勢湾ではそれぞれ約46年、90年となる。大阪湾に対しては地震加速度の大きい領域における資料が充分ではないが、90年の再現期間でも最大加速度の期待値は75gal にすぎない。

上記の検討では、(1)式による地震動最大加速度と震央距離、最大加速度の関係を確定量として取扱っているが、(1)式を強震記録から誘導した際には図6のようなばらつきがある。いま、この加速度推定式の不確かさを配慮するために実測された加速度値と推定値とのばらつきの度合いを対数正規分布と仮定し、(1)式による平均値  $m$  に標準偏差  $\sigma$  の1倍を加えた場合の結果を求めると、図7のようになる。この場合には、最大加速度150gal に対する再現期間は、東京湾では約8年、伊勢湾では1.5年、大阪湾では一応100年以上となる。ただし、加速度推定値の平均値に標準偏差を加えた場合は図6か

らわかるようにこの値を超過する加速度の出現する確率が10%程度しかなくきわめて高く地震力を評価していることになる。したがって、許容応力度法に基づく耐震設計では、このような高い評価の地震力をそのままの形で見込む必要はないと考えられるが、今後構造物の変形性能ならびに最終耐力を考慮に入れて地震による安全性を精査するような場合には、このような地震力のばらつきを評価することが求められよう。

構造物の耐用年数 $T$ 年、地震動の再現期間 $T_R$ 年、とすると $T$ 年の間に再現期間 $T_R$ 年の地震動が出現しない確率（非超過確率） $P(T_R > T)$ は次式により与えられる。

$$P(T_R > T) = \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^T \quad \dots\dots\dots (2)$$

(2)式による耐用年数 $T$ ～再現期 $T_R$ ～非超過確率 $q$ の関係を図7の結果と一諸にすると図8を得る。非超過確率を介して構造物の耐用年数と期待される最大加速度値の関係を与えるものとする、いま仮に構造物の耐用年数 $T$ を100年、非超過確率 $P(T_R > T)$ を0.6とすれば再現期間 $T_R$ は200年となり、これに対する地震動加速度を図8を外挿することにより求めると、東京湾、伊勢湾、大阪湾に対してそれぞれ280gal, 180gal, 85galとなる。

#### 4.3 まとめ

東京湾、伊勢湾、大阪湾の三湾岸地域における地震動最大加速度の期待値を西暦416年から1976年に至るマグニチュード6.5以上の地震の発生状況から、構造物の耐用年数、非超過確率を考慮しながら検討した。

以上の検討結果をまとめると以下のようになる。

- (1) 対象とする期間を1560年間（416年～1976年）、91年間（1885年～1976年）、50年間（1926～1976年）、15年間（1961年～1976年）の4つに分離し、それぞれの期間ごとに地震動の最大加速度と再現期間の関係を求めると、三地域とも91年間を対象とした場合が同一最大加速度に対する再現期間が最も短く、1560年間を対象とした場合がおおむね最も長い。このように対象とする期間により再現期間が著しく変化するという点については、長期間内での地震発生状況の周期性、古い地震資料の信頼性、余震の取り扱い等の観点から今後さらに検討の余地が残されている。
- (2) 上記分類の中で同一最大加速度に対する再現期間が最も短い91年間を対象として地震動の最大加速度と再現期間の関係を三湾岸地域で比較すると、東京湾が一番大きく、伊勢湾、大阪湾の順となる。150galの最大加速度に対する再現期間を求めると東京湾、および伊勢湾ではそれぞれ約46年および90年となり、大阪湾では100年よりもはるかに長くなるものと考えられる。
- (3) 再現期間を介して地震動の最大加速度～耐用年数～非超過確率の関係を求めると図8のようになる。

#### 5 今後の課題

本調査では気象庁の地震資料に基づき、地震の規模、震源位置から構造物建設地点で期待される地震動の最大加速度を求め、これと地震発生時の再現期間の関係を結びつけて、最大加速度の期待値を求めた。今回の調査では、対象となる期間のとり方によって、最大加速度の期待値に相当の差が生じたほか、本震と余震の関係、地震の発生地域がある程度定まっている効果をどのように見込むか等に関し、今後、更に検討を加えていく必要がある。

TOKYO BAY  
 LONGITUDE=139 49 8  
 LATITUDE= 35 26 48  
 FROM 416 TO 1976

\*\*\*\*\*R= 100 (KM) \*\*\* 5.5.CE.MAGNITUDE.LT.6.5 = 0 \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*R= 200 (KM) \*\*\* 6.5.CE.MAGNITUDE.LT.7.0 = 0 \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*R= 300 (KM) \*\*\* 7.0.CE.MAGNITUDE.LT.7.5 = 0 \*\*\*\*\*  
 \*\*\* 7.5.CE.MAGNITUDE.LT.8.0 = 0 \*\*\*\*\*  
 \*\*\* 8.0.CE.MAGNITUDE.LT.9.0 = 0 \*\*\*\*\*

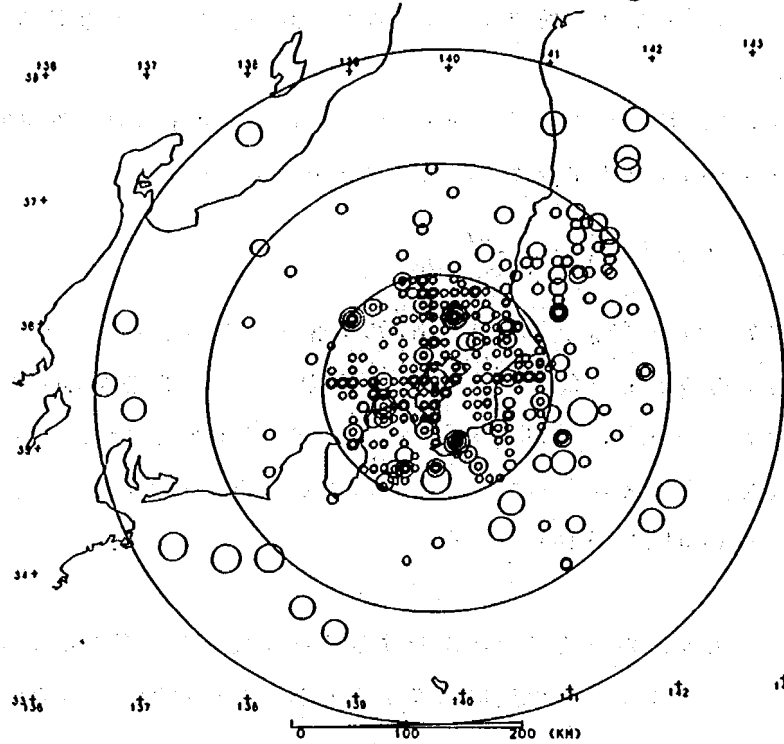


図1 東京湾周辺の地震発生状況(416年~1976年)

ISE BAY  
 LONGITUDE=136 51 5  
 LATITUDE= 35 4 3  
 FROM 416 TO 1976

\*\*\*\*\*R= 100 (KM) \*\*\* 5.5.CE.MAGNITUDE.LT.6.5 = 0 \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*R= 200 (KM) \*\*\* 6.5.CE.MAGNITUDE.LT.7.0 = 0 \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*R= 300 (KM) \*\*\* 7.0.CE.MAGNITUDE.LT.7.5 = 0 \*\*\*\*\*  
 \*\*\* 7.5.CE.MAGNITUDE.LT.8.0 = 0 \*\*\*\*\*  
 \*\*\* 8.0.CE.MAGNITUDE.LT.9.0 = 0 \*\*\*\*\*

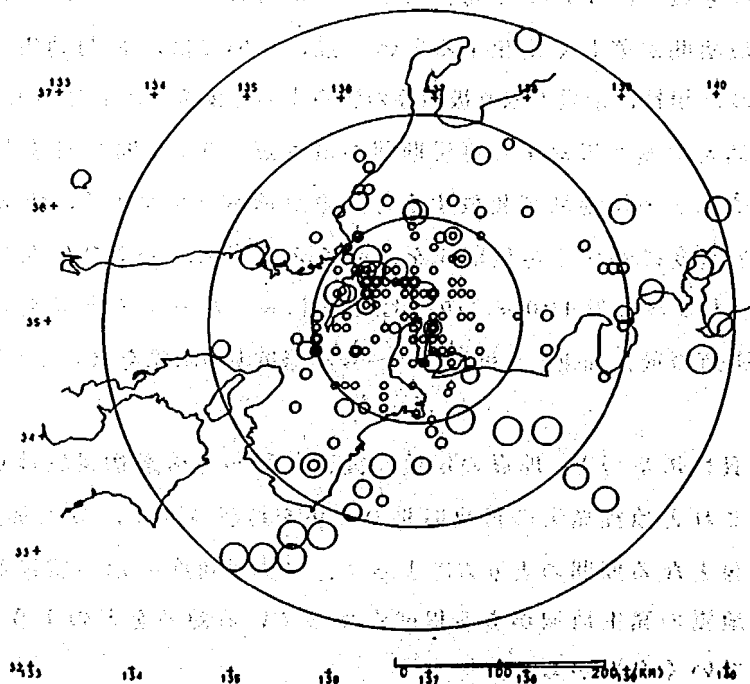


図2 伊勢湾周辺の地震発生状況(416年~1976年)

OHSAKA BAY  
 LONGITUDE=135 14 5  
 LATITUDE= 34 40 48  
 FROM 416 TO 1976

\*\*\*\*\*R= 100 (KM) \*\*\* 5.5.CE.MAGNITUDE.LT.6.5 = o \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*R= 200 (KM) \*\*\* 6.5.CE.MAGNITUDE.LT.7.0 = o \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*R= 300 (KM) \*\*\* 7.0.CE.MAGNITUDE.LT.7.5 = o \*\*\*\*\*  
 \*\*\* 7.5.CE.MAGNITUDE.LT.8.0 = o \*\*\*\*\*  
 \*\*\* 8.0.CE.MAGNITUDE.LT.9.0 = o \*\*\*\*\*

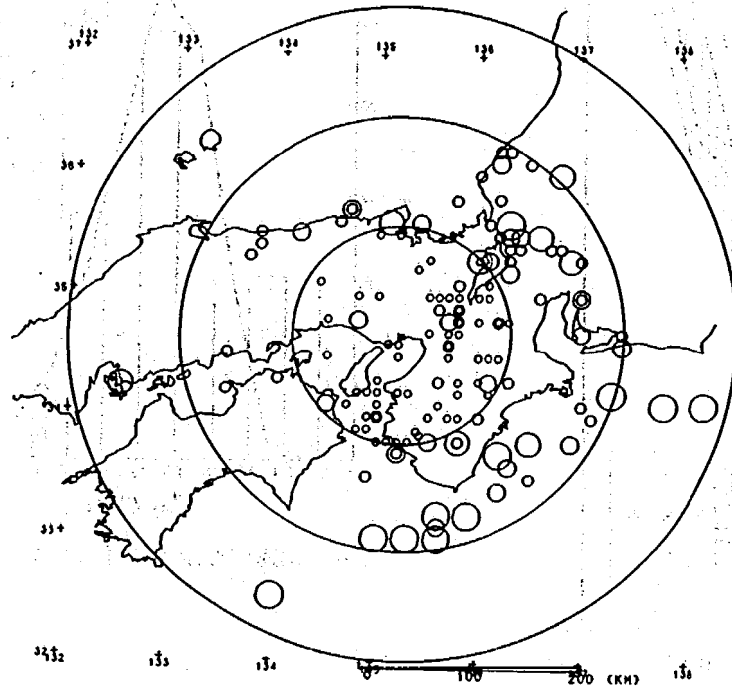


図3 大阪湾周辺の地震発生状況(416年~1976年)

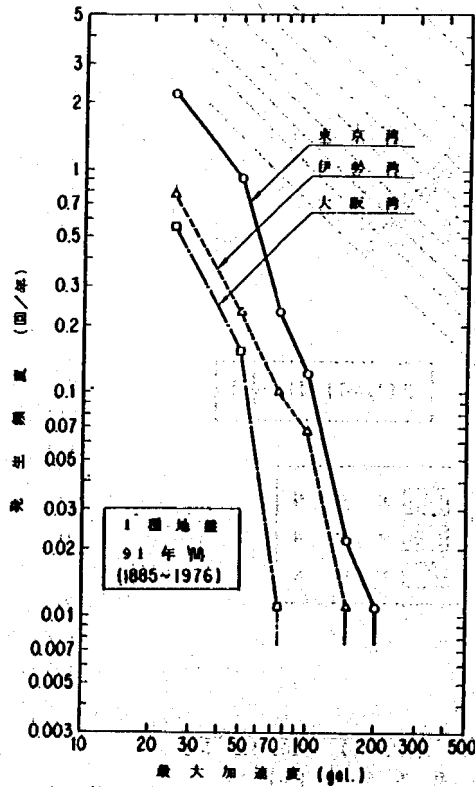


図4 三湾岸地域における最大加速度~発生頻度の比較(91年間を対象とした場合)

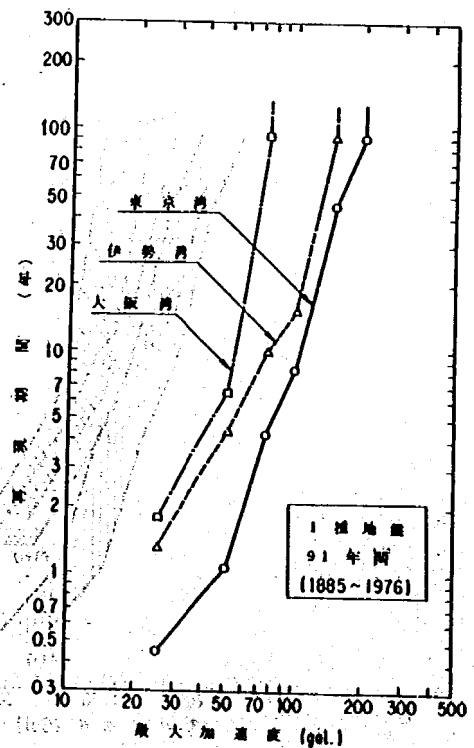


図5 三湾岸地域における最大加速度~再現期間の比較(91年間を対象とした場合)

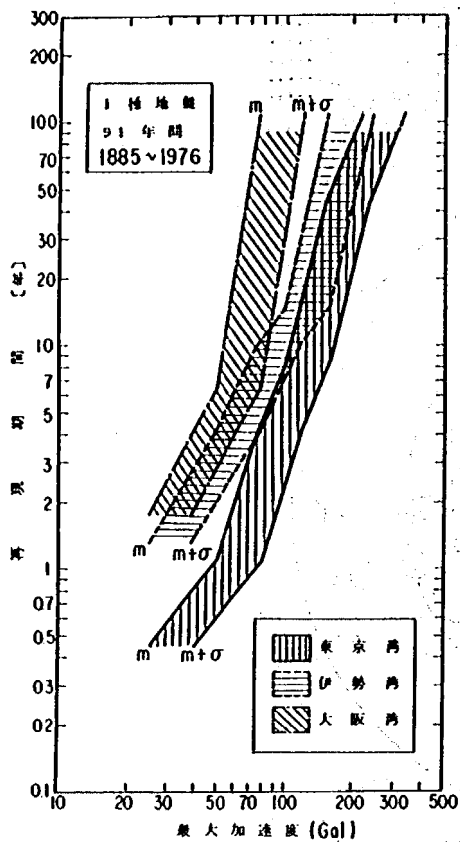


図7 加速度推定式のばらつきを考慮した場合の  
最大加速度～再現期間の関係（91年間を対象）

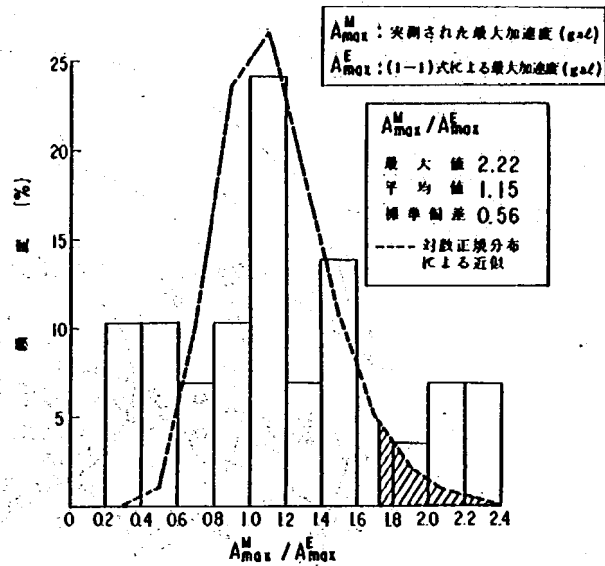


図6 加速度推定値のばらつき（1種地盤）

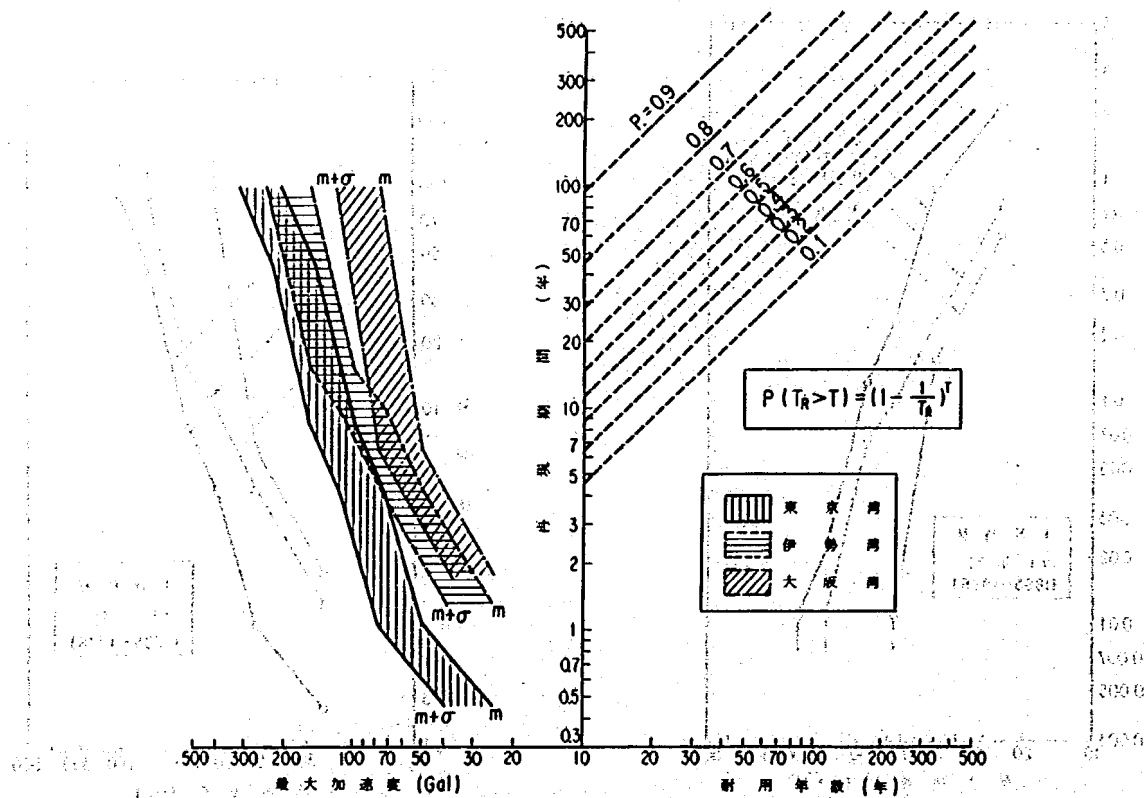


図8 最大加速度～再現期間～耐用年数の関係（91年間の場合）

—— (2) 地中地震動記録に基づく表層地盤の地震応答特性の調査 ——

振動研究室 室 長 岩 崎 敏 男

“ 研究員 川 島 一 彦

“ 高 木 義 和

## 1. まえがき

関東地方建設局、近畿地方建設局、中部地方建設局ならびに土木研究所は、これら三湾岸地域の大規模特殊事業計画に係わる長大橋、沈埋トンネル等の構造物の耐震設計の合理化に資するため、地中地震観測を継続して実施している。現在までに整備された地中地震観測網は表1の通りである。本調査は、これら地中地震記録を用いて構造物が建設される表層地盤（地表から深さ100m程度までの地盤）が地震時にどのように振動するかを調査したものである。

表1 現在までに整備された地中地震観測網

| 設置地域 | 設置位置    | 設置年度  | 設置深度                        |
|------|---------|-------|-----------------------------|
| 東京湾  | 千葉県富津岬  | 45-12 | 地表, -70m, -110m             |
|      | 川崎市浮島公園 | 45-12 | 地表, -27m, -67m, -127m       |
|      | 横須賀市観音崎 | 46-12 | 地表, -80m, -120m             |
|      | 横浜市扇島   | 49-3  | 地表, -15m, -38m, -150m       |
| 大阪湾  | 大阪・南港   | 49-3  | 地表, -22m, -43m, -88m        |
|      | 大阪・深江   | 52-3  | 地表, -28m, -61m, -71m, -120m |
| 伊勢湾  | 金城埠頭    | 50-11 | 地表, -45m, -114m             |

## 2. 目 的

現在までの強震観測の結果によれば、同一の地震により震源から同程度の距離にある2点間でも、両者の地盤条件が異なれば地表面の地動は非常に大きく異なる場合があることはよく知られているところである。このような点を耐震計算に取り入れるために、建設省の新耐震設計法(案)(1977)では、地表付近の地盤の影響を受ける度合いの少ない面を地中のある深さに想定し、この面(耐震設計上の基盤面と称する)で地震動を与えるとにより地盤の運動を計算し、これをもとに構造物の応答を計算する方法が提案されている。

この種の解析法を用いる場合には、基盤面から上の表層地盤の地震応答を正しく算定することが非常に重要となる。一般に、耐震設計に考慮される強震動の主要部分は主として地中深部から地表に鉛直に伝播してくるせん断波動であるといわれていることから、現在では等価線形の考え方を取り入れた多重反射の計算法が地盤の応答解析に広く用いられている。しかしながら、このような考え方によ

り強震時の表層地盤の振動をどの程度正確に捕え得るか、基盤面の選定はいかに行うべきか等の基礎的な検討は、計算法の妥当性を確認する実証的な資料が不足しているため現在までのところ充分に行なわれていない。本調査は以上のような点を明らかにするために実施するものである。

### 3. 調査方法

東京湾周辺の川崎市浮島公園、横須賀市観音崎、および千葉県富津岬の3箇所において観測された地中地震動記録をもとにして、地表から深さ100 m程度までの表層地盤の応答特性を調査する。

### 4. 調査結果

#### 4.1 地中地震観測および地震動記録

地中地震動の観測は、浮島公園においては地表面と地表面下27 m、67 m、127 mの4箇所、富津岬においては地表面と地表面下70 m、110 mの3箇所、観音崎においては地表面と地表面下80 m、120 mの3箇所においてそれぞれ行なわれている。地盤の構成は、浮島公園では地表面から地下約50 mまではN値10以下の軟質な沖積シルト層、それ以下はN値60～100程度の良く締まった砂質地盤、富津岬では地表面からボーリングの行なわれた少なくとも地下110 mまでは砂、シルト質細砂、中砂等から成っている。また、観音崎では地表から地下120 mまでほぼ一様なシルト質岩であり、所々厚さ3 m程度までの砂岩が混った構成となっている。したがって、道路橋耐震設計指針（日本道路協会、1971年）の地盤種別によれば、観音崎、富津岬、浮島公園の地盤条件はそれぞれ、1種、3種および4種に相当することになる。

東京湾沿岸の4観測地点のうち、上記3地点において現在までに観測された記録のうち、地表面での最大加速度がおおむね10 gal以上あったのは表-2に示す15記録である。

#### 4.2 地震動強度の鉛直分布

表-2に示した地震動記録の地中内での鉛直分布を最大加速度に着目して、それぞれの地震ごとに示すと図-1のようになる。同一観測点の加速度分布を比較すると、地震ごとに相当の変動があると同時に、地表よりも大きな加速度が地中で生じる場合のあることがわかる。しかし、一般的には加速度振幅は地中深部ほど減少し、その減少の割合は浮島公園において最も著しく、富津岬、観音崎の順となっている。

このような傾向をそれぞれの地点において平均化して示したのが図-2であり、地表面における最大加速度を1.0とした場合の地中最大加速度を平均した値、およびこの平均値に標準偏差の1倍を加減した値の分布を示している。まず、最大加速度の平均的な分布に着目すると、観測地点ごとに著しく異なっており、たとえば、シルト質岩より成る観音崎においては、地表面下120 mになっても最大加速度は地表面での80%程度にしか減少しないのに対し、沖積シルト層から成る浮島公園では地表面下127 mでは地表の40%程度にまで最大加速度が減少している。また、富津岬においては浮島公園と観音崎の中間的な傾向を示し、地表面に対する地表面下110 mの最大加速度の減少率は約70%になっている。

次に、最大加速度分布の平均値からのバラツキの割合に着目すると、分散値は浮島公園で小さく、

富津岬、観音崎の順に大きくなっている。地震動の観測記録数が少ないため、特性の似かよった同一グループの地震による記録を抽出してバラツキを比較するには至っていないが、3観測地点の中では最も地盤条件の良好な観音崎においてバラツキが最も大きい点が注目される。すなわち、浮島公園のように軟質な地盤では、どのような地震に対しても最大加速度はおおむね同じ分布で増幅される傾向にあるのに対して、観音崎のように岩から成る地震では、地盤の特性に応じて最大加速度の分布の異なる度合が大きくなると考えられる。

#### 4.3 表層地盤の伝達特性

せん断波動が表層地盤中を伝播してくる段階でどのように地盤条件をとり込んで特性が変化していくかを検討するために、浮島公園および観音崎において観測された実測記録をもとに、上下方向に相隣る2観測点間の地盤の増幅度（伝達関数—絶対値—）を計算した。ここで、地盤の伝達関数 $H_{ij}(\omega)$ は、ある任意の $i$ 点の地震動 $A_i$ がどのような形で他の任意の深さ $j$ 点の地震動 $A_j$ に伝えられるかを表わすものであり、 $A_i, A_j$ がともに定常確率過程に従う場合には次式で定義される。

$$H_{ij}(\omega) \equiv S_{ij}(\omega) / S_i(\omega) \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 $S_{ij}(\omega)$ および $S_i(\omega)$ は、それぞれ、 $A_i, A_j$ のクロス・スペクトルおよび $A_i$ のパワー・スペクトルである。いま、 $A_j$ が $A_i$ だけに支配される場合には、(1)式の伝達関数の絶対値 $|H_{ij}(\omega)|$ は次式で与えられる。

$$|H_{ij}(\omega)| = \sqrt{S_j / S_i} \quad \dots\dots\dots (2)$$

したがって、以下では、深さ方向に相隣る2観測点間の地震動は互いに1対1の入力と出力の関係にある定常確率過程と仮定し、(2)式で伝達関数の絶対値 $|H_{ij}(\omega)|$ を求めることとする。なお、(2)式で、任意の振動数 $\omega_0$ に対する伝達関数 $|H_{ij}(\omega_0)|$ が大きいということは、その振動数の成分が $i$ 点から $j$ 点に伝わる間に大きく増幅されるということを意味している。

図-3は浮島公園における南北方向の水平成分加速度記録（表-1に示したA, B, Cの3記録）から求めた観測点間相互（地表/地下27m, 地下27m/地下67m, 67m/地下127m）の地盤の伝達関数である。これによれば、同一の2点間では地盤の伝達特性は、A, B, Cの3記録の場合とも互いによく似た傾向を示している。もともとなった地震動記録に含まれる振動数の主な成分は、記録Aでは4~7Hzの範囲にあるのに対して、記録BおよびCでは0~1Hzの範囲にあり、互いに特性の異なった特徴のある関係にある。前者は観測点から比較的近い距離に発生した小規模な地震による記録、後者の2つは遠方で発生した比較的規模の大きい地震による記録である。このような点から、地盤の上下方向に相隣る2点間の伝達特性はそとに入射する地震動の性質とは一応無関係に一定であることを示しているものと解釈される。

同様に、観音崎における南北方向の水平成分加速度記録（表-1に示したK, L, M, N記録）から計算した観測点間相互（地表/地下80m, 地下80m/地下120m）の地盤の伝達関数を図-4に示す。この場合にも、もともとなった地震動記録に含まれる振動数の主な成分は、記録K, L, Nでは0~1Hz, 記録Mでは2~3Hzの範囲にあり、互いに異なった特性を持つ地震動記録であるにもかかわらず伝達関数はおおむね同一の傾向を有している。したがって、上述した浮島公園の場合と同様に本地点においても、地盤の伝達特性はそとに入射する地震動の性質とは一応無関係に一定となる傾向があるとい

えよう。また、図-4の結果を浮島公園の場合(図-3)と比較すると、観音崎の伝達関数には0~8 Hzの振動数の範囲では浮島公園の場合ほどはっきりした増幅率の山・谷が生じていないこと、また、全体として増幅の度合いが小さいことがわかる。本地点はほぼ一様なシルト質岩であり、こうしたはっきりした地盤条件の差異を反映して伝達関数も互いに特徴のあるものになったと考えられる。前述した耐震設計上の基盤という考え方は、地表面近くの地盤の剛さがそれ以深の地盤の剛さに比較して著しく低いということに基づいているため、地盤の力学的もしくは地質学的な性質をもとに定める事例が多いが、ここで述べたような地盤の深さ方向の2点間の伝達関数が振動数領域に著しい山・谷を持たず、かつ、その値が1.0に近いという点も当該地盤を耐震設計上の基盤と見なしてよいかどうかの判断材料の一つになると思われる。

次に、鉛直成分の加速度記録から地盤の相隣る2点間の伝達関数を計算する図-5(浮島公園の場合)のようになる。この結果を図-4に示した水平成分に対する地盤の伝達関数と比較すると、鉛直成分地震動に対する伝達関数では、0~8 Hzの振動数の範囲に水平成分の場合ほどはっきりした増幅率の山・谷は生じておらず、また、全体に増幅率が低いことがわかる。明らかに、鉛直成分の地震動はせん断振動を主体とする水平成分地震動とは異なったメカニズムで地盤中を伝播していると考えられる。

最後に、地中地震記録から計算した地盤の伝達特性の時間変化を検討するために、地震記録を*i*秒~*i*+5秒(*i*=0, 1, 2……, 継続時間-5秒)の5秒ごとに区切り、それぞれに対して伝達関数を計算した。対象としたのは表-1に示したC地震動記録である。この結果は図-6のようになり、これによれば伝達関数は継続時間内で一定という訳ではなく、増幅率の山・谷がはっきり現われる時間帯と、あまりはっきりせず振動数の領域で増幅率がおおむね一様で小さい値となる時間帯があるのが認められる。すなわち、特定の時間帯の地震動を取り出した場合、どの振動数に対応する増幅率が著しいかは、取り出した時間帯によって変化している。しかしながら、増幅率の山もしくは谷がはっきり現われることのある振動数の範囲は、地震動の継続時間内でおおむね一定であり、この振動数は図-3に示した継続時間全体を通して計算した伝達関数の山もしくは谷に相当する振動数と一致している。このような点から、現象的には増幅率が高くなる振動数の範囲がいくつかあり、それらがその時々々の地震波の性質によって選択的に現われているように思われる。

#### 4.4 ま と め

構造物の耐震設計を行なうためには、その周辺地盤の地震時挙動を正しく評価することが最も重要である。本小文では表層地盤の地震応答特性を検討することを目的として東京湾周辺の3箇所で採取された地中地震動記録を解析し、以下の結論を得た。

(1) 地中における最大加速度の分布は地盤の種別によって著しく異なり、地表面での最大加速度に対する地表面下約100mにおける最大加速度は、シルト質岩から成る観音崎では約80%であるのに対して、軟質な沖積シルト層より成る浮島公園では約40%にまで低下する。

(2) 深さ方向に相隣る2点間の地盤の伝達関数(増幅率)の形状は、地盤の種別によって著しく異なり、岩盤もしくは良好な地盤では増幅の度合いは小さく、振動数領域にはっきりした増幅の山・谷は生じない。一方、地表面付近が軟質である沖積地盤では増幅の度合いは大きく、振動数領域にはっ

きりした増幅率の山・谷が生じる。

(3) 実測地中地震動から計算した地盤の深さ方向に相隣る2点間の伝達特性は、入射する地震動の性質とは一応無関係に一定である。しかしながら、このようにして求めた伝達特性は継続時間内で必ずしも一定ではなく、増幅率の山もしくは谷がはっきり現われる時間帯とそうでない時間帯がある。

(4) 鉛直成分地震動から計算した地盤の伝達特性は、水平成分地震動から計算した地盤の伝達特性と著しく異なった特性を有している。大規模な土構造物等では、耐震設計に鉛直成分地震動の効果を考慮することの必要性が指摘されており、今後、鉛直成分地震動の特性に関し検討していくことが重要であろう。

## 5. 今後の課題

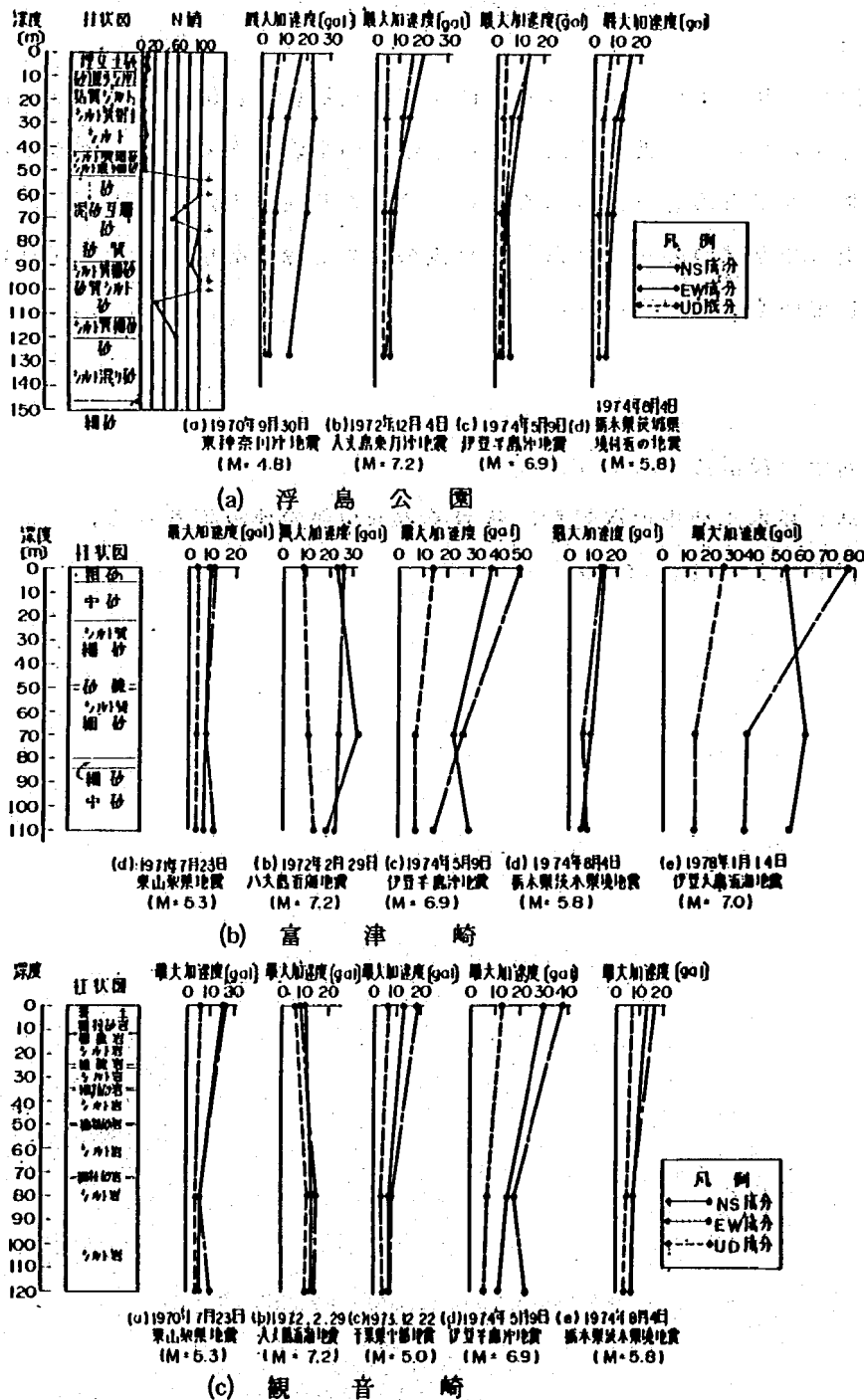
現在までに観測された東京湾周辺の地中地震観測記録をもとに、地盤内の加速度の伝播特性を検討した。ここで対象とした地震動記録はいずれも小さいものであるため、今年度の調査結果は微小振動時の地盤の振動特性であると考えられる。このような特性が大地震時にはどのように変化していくかは、耐震設計上重要な課題の一つであり、今後の実測記録の蓄積を待つと同時に、解析的な取り扱いについて検討していく必要がある。

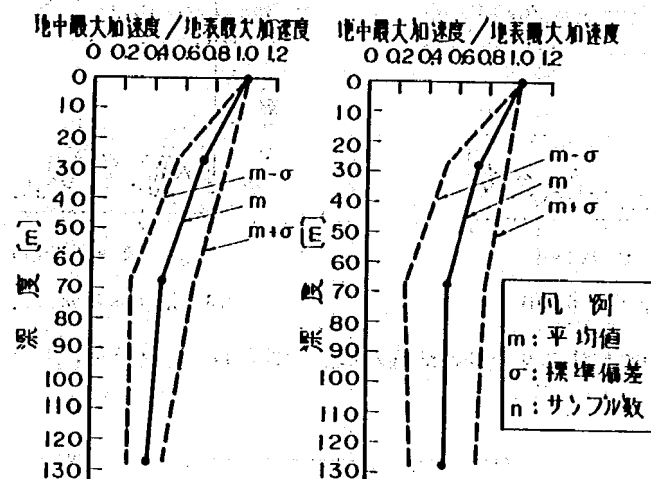
## 参 考 文 献

- 1) 建設省：新耐震設計法(案)，1977
- 2) 岩崎，川島，高木：地中地震記録に基づく表層地盤の地震応答特性，  
土木技術資料21-1，1979

表1 東京湾沿岸で観測された主要な地中地震動記録

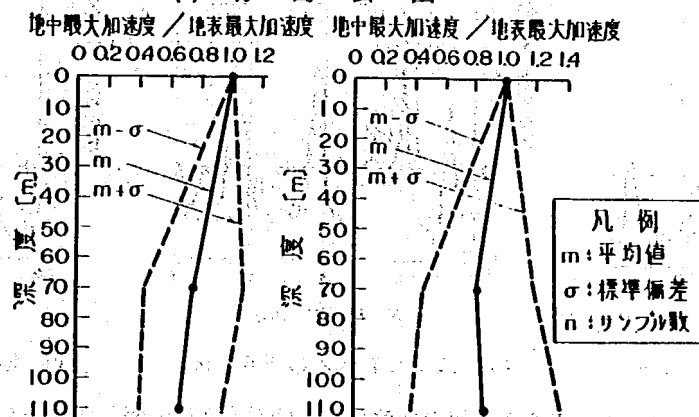
| 観測地点 | 地震動記号 | 発生年月日        | 地震名         | 震源     |         | 深さ<br>(km) | マグニチュード | 最大振幅<br>(cm) |
|------|-------|--------------|-------------|--------|---------|------------|---------|--------------|
|      |       |              |             | 北緯     | 東経      |            |         |              |
| 浮島公園 | A     | 1970. 9. 30  | 東伊豆半島の地震    | 35°29' | 139°36' | 40         | 4.8     | 30           |
|      | B     | 1972. 12. 4  | 八丈島東方沖地震    | 33°12' | 141°05' | 80         | 7.2     | 330          |
|      | C     | 1974. 5. 9   | 伊豆半島沖地震     | 34°34' | 139°48' | 10         | 6.9     | 136          |
|      | D     | 1974. 8. 4   | 栃木県茨城町近郊の地震 | 36°01' | 139°56' | 50         | 5.8     | 61           |
| 富津崎  | E     | 1971. 7. 23  | 富山県地震       | 36°33' | 138°59' | 10         | 5.3     | 80           |
|      | F     | 1972. 2. 29  | 八丈島近海地震     | 35°11' | 140°16' | 70         | 7.2     | 304          |
|      | G     | 1974. 5. 9   | 伊豆半島沖地震     | 34°34' | 139°48' | 10         | 6.9     | 116          |
|      | H     | 1974. 8. 4   | 栃木県茨城町近郊の地震 | 36°01' | 139°56' | 50         | 5.8     | 80           |
|      | I     | 1974. 1. 14  | 伊豆大島近海地震    | 34°48' | 139°18' | 0          | 7.0     | 92           |
| 観音崎  | J     | 1971. 7. 23  | 富山県地震       | 36°33' | 138°59' | 10         | 5.3     | 78           |
|      | K     | 1972. 2. 29  | 八丈島近海地震     | 35°11' | 140°16' | 70         | 7.2     | 304          |
|      | L     | 1972. 12. 4  | 八丈島東方沖地震    | 33°12' | 141°05' | 80         | 7.2     | 287          |
|      | M     | 1973. 12. 22 | 千葉県地震       | 33°13' | 140°17' | 70         | 5.9     | 42           |
|      | N     | 1974. 5. 9   | 伊豆半島沖地震     | 34°34' | 139°48' | 10         | 6.9     | 146          |
|      | O     | 1974. 8. 4   | 栃木県茨城町近郊の地震 | 36°01' | 139°56' | 50         | 5.8     | 92           |





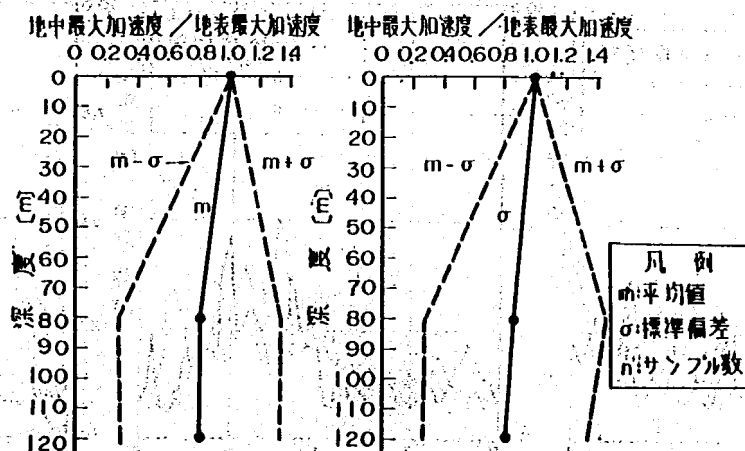
(a) 水平2成分加速度 ( $n=8$ ) (b) 鉛直成分加速度 ( $n=4$ )

(a) 浮島公園



(a) 水平2成分加速度 ( $n=10$ ) (b) 鉛直成分加速度 ( $n=4$ )

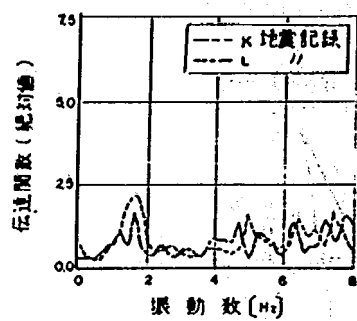
(b) 富津崎



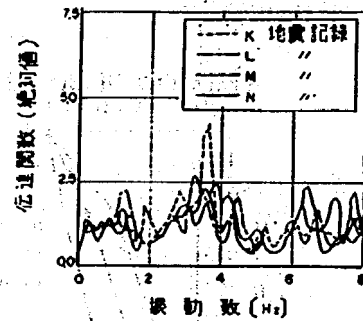
(a) 水平2成分加速度 ( $n=12$ ) (b) 鉛直成分加速度 ( $n=5$ )

(c) 観音崎

図2 平均的な加速度の地中内分布

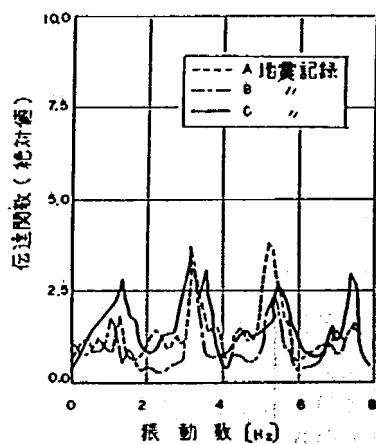


(a) 地表面/地下80 m

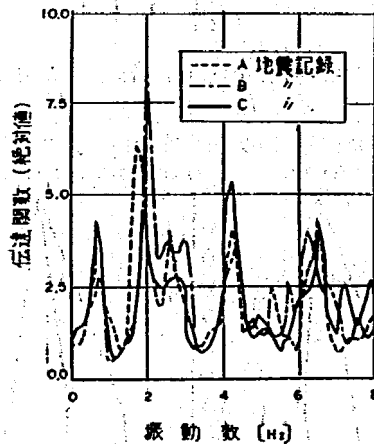


(b) 地下80 m/地下120 m

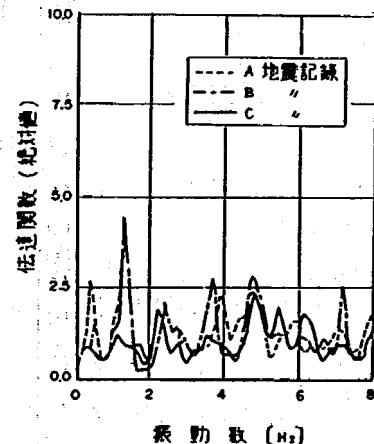
図3 深さ方向に相隣る2点間の地盤の伝達関数〔観 〔観音崎, 水平成分地震動〕



(a) 地表面/地下27 m

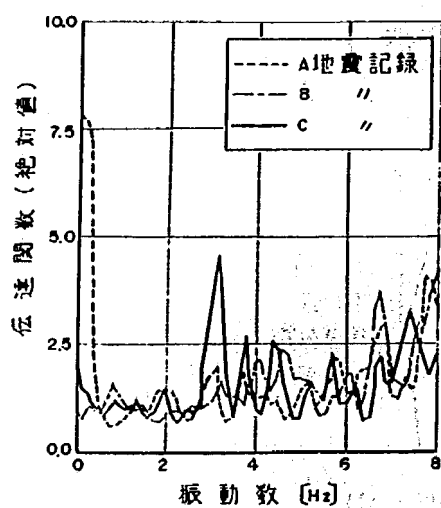


(b) 地下27 m/地下67 m

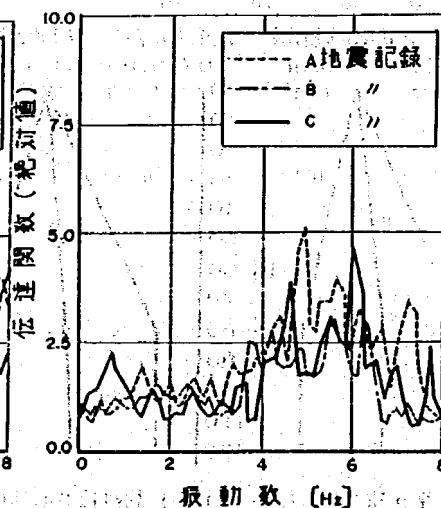


(c) 地下67 m/地下127 m

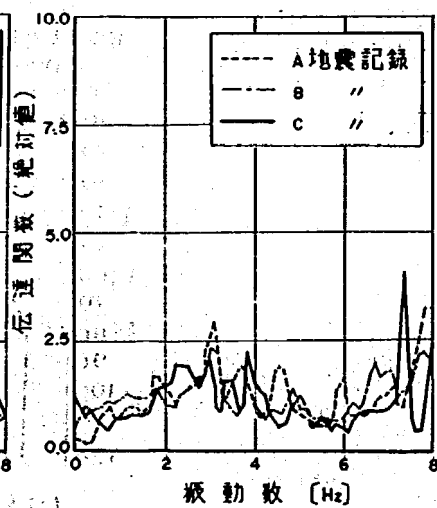
図4 深さ方向に相隣る2点間の地盤の伝達関数〔浮島公園, 水平成分地震動〕



(a) 地表面/地下27 m

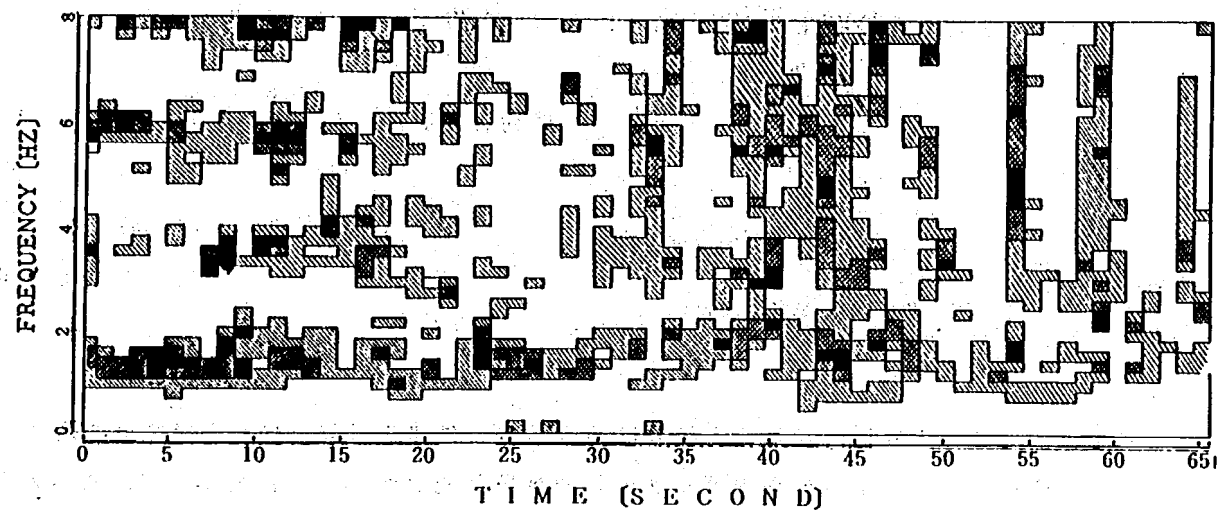


(b) 地下27 m/地下67 m

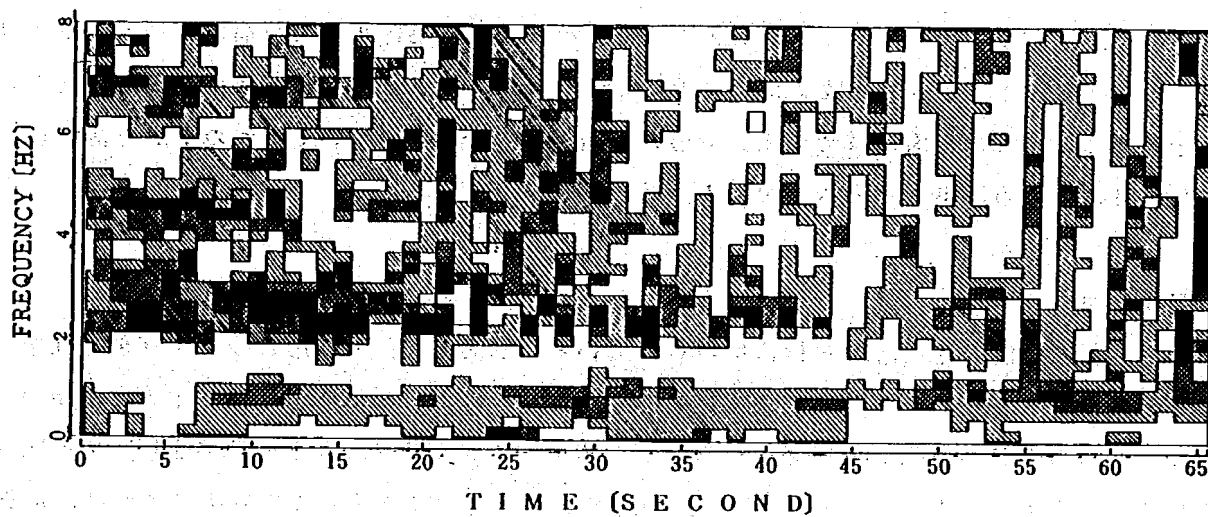


(c) 地下67 m/地下127 m

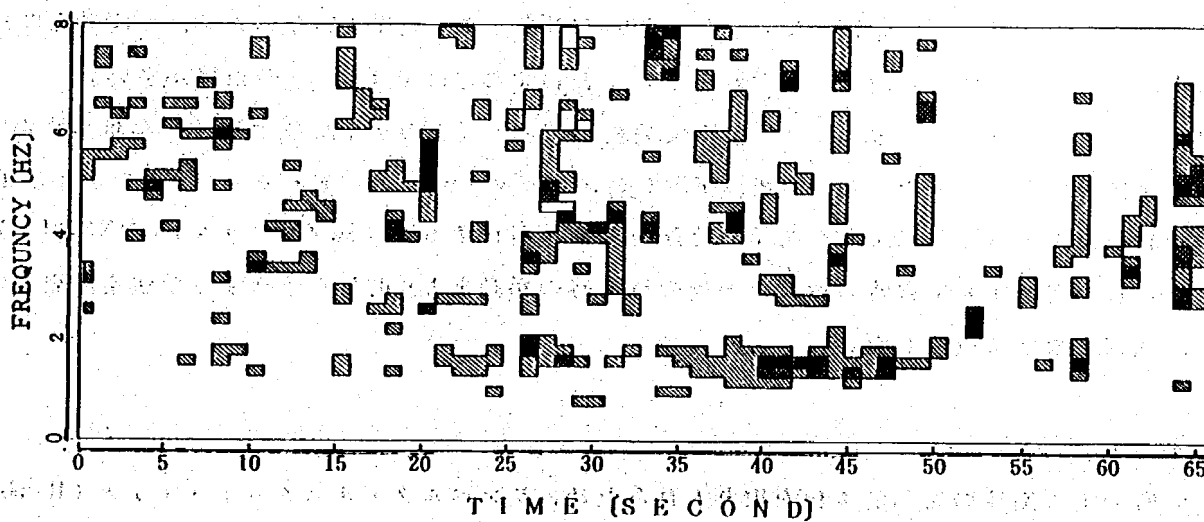
図5 深さ方向に相隣る2点間の地盤の伝達関数〔浮島公園, 鉛直成分地震動〕



(a) 0 m / 27 m



(b) 27 m / 67 m



(c) 67 m / 127 m

:  $\alpha \geq 3.5$ 
 :  $2.5 \leq \alpha < 3.5$ 
 :  $1.5 \leq \alpha < 2.5$ 
 :  $\alpha < 1.5$ 
 $\alpha$  : 伝達関数

図6 深さ方向に相隣る2点間の地盤の伝達関数の経時変化〔浮島公園, C地震動記録, 水平成分〕

### — (3) 地盤の非線形性が地震動特性に及ぼす影響 —

|       |                    |         |
|-------|--------------------|---------|
| 振動研究室 | 室 長                | 岩 崎 敏 男 |
| ,     | 併 任 <sup>(*)</sup> | 龍 岡 文 夫 |
| ,     | 研究員                | 川 島 一 彦 |
| ,     |                    | 高 木 義 和 |

#### 1. まえがき

三湾岸地域（東京湾，大阪湾，伊勢湾）における大規模特殊事事計画に係わる構造物の建設予定地点は，一般に沖積粘土～シルト～砂層が厚く堆積した軟質地盤が多い。したがって，このような地盤上もしくは地盤中に建設される構造物の耐震設計を合理的に行なうためには，軟質地盤上で生じる地震動の特性を正しく把握することが必要となる。本調査は，現在までの三湾岸地域における地中地震観測（大規模地震による記録はまだ採取されていない）結果から得られた微小振動時の地震の振動特性を素材とし，これを大地震時の軟質地盤の地震特性に発展させていくための手法を検討し，その特性を解明するために実施するものである。

#### 2. 調査目的

現在，一般に地盤の地震応答解析に用いられている手法として，土の剛さのひずみ依存性を等価線形の考え方でモデル化した解析法である。これは，地震時に生じるであろう地盤中のせん断ひずみを試算によりあらかじめ予測しておき，このひずみのレベルに対応する地盤の剛さを用いて（剛さは，地震動の継続内で一定と仮定する）地盤の振動を解析するものである。この方法によれば，地震動が小さい間は比較的良く地盤の振動を予測することができると言われているが，地盤の剛さが時々刻々地盤中のせん断ひずみ量に応じて移り変わるという効果を取り入れていないため，大地震時の地盤の挙動や，特に軟質地盤の地震時の挙動を正しく表わすことはできないとの指摘が多い。

以上のような観点から，本年度は，室内実験結果に基づく土のせん断ひずみ～せん断剛性の関係をより正確に表現することのできる解析モデル（ランベルグ・オズグッド・モデル）と解析手法（非線形の運動方程式を解く）により一次元の地盤の振動を解析する計算機プログラム（NONSOIL）を作成し，これを用いて大地震時の軟質地盤の地震時の挙動をより正しく予測する手法を開発するとともに，東京湾地区に適用した。

#### 3. 調査方法

地震時の土の剛性の時間的変化を取り入れるため，ランベルグ・オズグッド・モデル（Ramberg-Osgood Model）を用いた。このランベルグ・オズグッド・モデルの骨格曲線の一般式は

(\*) 本務先：東京大学生産技術研究所助教授

$$r = C_1 \tau (1 + C_2 |\tau|^\beta) \quad \dots\dots\dots (1)$$

で表せる、 $\beta$ は奇数である必要はない。

線剛性率  $G$  は Fig 1 の点  $(\tau_0, r_0)$  に対しては(1)式から

$$G = \frac{r_0}{\tau_0} = \frac{1}{C_1 (1 + C_2 |\tau_0|^\beta)} \quad \dots\dots\dots (2)$$

となる、 $\tau_0 = 0$  の時の  $G$  を  $G_{\max}$  とすれば、(2)式から、 $C_1 = 1/G_{\max}$  となる、したがって、(1)式は

$$r = \frac{\tau}{G_{\max}} (1 + C_2 |\tau|^\beta) \quad \dots\dots\dots (3)$$

となる、一方、任意の点  $(\tau^*, r^*)$  を通過する履歴曲線は(3)式の曲線の原点を  $(\tau^*, r^*)$  に移動し、かつ  $\tau, r$  両軸方向に曲線を2倍に引き伸ばして得られるから、次式で表わせることになる。

$$\frac{r - r^*}{2} = \frac{\tau - \tau^*}{2G_{\max}} (1 + C_2 \left| \frac{\tau - \tau^*}{2} \right|^\beta) \quad \dots\dots\dots (4)$$

Fig 1 の I と II の曲線は(4)式においてそれぞれ、 $(\tau^* = \tau_0, r^* = r_0)$  および  $(\tau^* = -\tau_0, r^* = -r_0)$  とすることによって得られる。Fig 1 の履歴曲線から、履歴減衰係数  $h$  を計算すると次のようになる。

$$h = \frac{dW}{2\pi W} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\beta}{\beta + 2} \cdot \frac{C_2 \tau_0^\beta}{1 + C_2 \tau_0^\beta} \quad \dots\dots\dots (5)$$

一方、(3)式から

$$C_2 \tau_0^\beta = \frac{G_{\max}}{G} - 1 \quad \dots\dots\dots (6)$$

これを(5)式に代入すると

$$h = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\beta}{\beta + 2} \left( 1 - \frac{G}{G_{\max}} \right) \quad \dots\dots\dots (7)$$

$G = 0$  の時、すなわち  $r_0 \rightarrow \infty$  の時の  $h$  を  $h_{\max}$  とすれば、

$$h_{\max} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\beta}{\beta + 2} \text{ 又は } \beta = \frac{2\pi h_{\max}}{2 - \pi h_{\max}} \quad \dots\dots\dots (8)$$

したがって、

$$h = h_{\max} \left( 1 - \frac{G}{G_{\max}} \right) \quad \dots\dots\dots (9)$$

Fig. 2 は、 $G/(G)_{r=10^{-6}}$  ( $(G)_{r=10^{-6}}$  は  $r=10^{-6}$  の時の  $G$  の意味で  $G_{\max}$  と考えてよい) と  $h$  の関係の実測例である。これによると  $h$  と  $G/G_{\max}$  には、ほぼ直線関係がある。また、この関係は拘束圧、砂の間隙比等によらないから普遍的なものである。したがって、(9)式は砂の減衰特性をほぼ近似しいてると考えられる、 $h_{\max}$  を定めれば(8)式から  $\beta$  が求まる。また、(3)式に  $\tau = Gr$  を代入すると

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + C_2 |rG|^\beta} \quad \dots\dots\dots (10)$$

これには  $r = r_{0.5}$ 、 $G/G_{\max} = 0.5$  を代入すると、

$$C_2 = \left( \frac{2}{r_{0.5} G_{\max}} \right)^{\beta} \dots\dots\dots (11)$$

$r_{0.5}$  を定めると  $R-O$  モデルによる割線剛性率  $G$  は、 $G/G_{\max} = 0.5$  の時は実測と一致する。以上の方法によって  $R-O$  モデルに現れるパラメーター  $C_1, C_2, \beta$  の全てを決定することができる。

次に骨路曲線と履歴曲線または履歴曲線同士を乗り移る法則を次のように定めるとこれまで得られている土質試験結果矛盾しないことになる。(Fig. 3 参照)

- (1) 最初は骨格曲線を通る (A → B)
- (2) 最初、反転する点 ( $r_0, r_0$ ) から履歴曲線に移る。(B → C)
- (3) 履歴曲線上で反転したら、反転の点を ( $r^*, r^*$ ) とする履歴曲線の方程式 (4式) に従う (B → C, C → D, D → E, E → F, F → G)
- (4) 二つ前の反転の点(F)を越えたら、履歴曲線は F を通る別の履歴曲線 (図では E での座標を (4式) に代入した式) に移る (F → D), D → B についても同様である。
- (5)  $|r| > |r_0|$  となれば再び骨格曲線に移る (B → H)

また、以上の反転、乗り移りの法則を用いれば、たとえば、Fig. 3 の F と E にはさまれたヒステリシスループの割線剛性率  $G$  (点 E F を結ぶ直線の傾き) と  $\beta$  はこのヒステリシスループの位置によらず歪の片振幅 (この場合は  $(r_F - r_E)/2$ ) のみによることになる。これはヒステリシスループはどの位置にあっても、同一の履歴曲線の平行移動によって作られるようになっているからである。

以上の手法により一次元の地盤の振動解析電子計算機プログラム NONSOIL を開発した。

#### 4. 調査結果

上述した  $R-O$  モデルを用いて、図 4 に示すようなモデル地盤の地震応答解析を行なった。これは東京湾岸の川崎市浮島地先における地盤構成を基本にして試算用に簡単にモデル化したものである。基盤に作用させる入力地震動は、1978年宮城県沖地震による開北橋近傍の地盤上で採取された記録である。基盤での最大加速度は 100, 200, 300 gal の 3 種類とした。

図 5 は計算結果の一例であり、地盤内 (地表～地表面下 5 m の間) のせん断応力～せん断ひずみを描くヒステリシス・ループを、基盤入力加速度 100 gal の場合および 300 gal の場合で比較して示したものである。ヒステリシス・ループは前述した室内実験結果に基づいてモデル化した骨格曲線および履歴曲線を忠実に表わしており、また、100 gal 加振の場合に比較して 300 gal 加振の場合にはヒステリシス・ループの割線剛性係数は大きく低下し、また、履歴減衰力は増大していることがわかる。

最大加速度および最大変位の地中内の分布を示すと図 6 のようになる。この結果によれば、基盤地震動の最大加速度を 100 gal から 300 gal に上げて、地表面での最大加速度はそれ程大きく増加しないことがわかる。基盤面から地表面に至る間の最大加速度の増幅率  $\beta$  を示すと図 7 のようになり、基盤入力最大加速度が 100 gal の場合とは  $\beta$  は 1.3 であったものが、300 gal の場合には 0.6 にまで  $\beta$  が低下しているのがわかる。図 8 はこの時の地盤内のせん断ひずみおよびせん断応力の分布を示した結果である。地表面下 5 m から 16 m までの範囲の地盤のひずみが入力地震動の増加に伴ってきわめて大きくなり、反対に、地表付近ではせん断ひずみがほとんど増加していないのがわかる。応答計

算の間で、瞬間的な地盤の剛性の低下がどの程度生じたかを示したのが図9であり、微小ひずみ時( $\gamma \approx 10^{-6}$ )の地盤の基本固有周期が1.3秒であるのに対し、基盤最大加速度が300galの場合には2.5秒にまで基本固有周期が延びているのがわかる。

最後に、このようにして求めた地盤表面の記録がどのような振動応答特性をもっているかを示したのが図10である。この結果によれば、基盤入力加速度を大きくする程、長周期成分(基本的には地盤の一次固有周期より長い周期の領域)において $\beta$ スペクトル値が非常に大きくなる傾向が認められる。

#### 4. まとめ

軟質な地盤における大地震時の振動応答特性を解明するために、現在一般に設計に用いられている手法よりも更に一步進んだ、地盤の剛さとせん断ひずみの関係をより実際の条件に近く近似できる解析プログラムNONSOILを開発し、川崎市浮島公園地点の応答試算に適用した。この結果、ここで開発した手法を用いれば、従来の手法よりも更に明確に地盤の歪依存性の特性を表現でき、したがって大地震時には従来の解析で予想されていたよりも加速度は小さくなり、変位は大きくなるという一般的見通しを得た。

#### 5. 今後の課題

本年度は解析手法の開発に重点を置いたため、1地点における地震応答の試算にとどまった。次年度以後には、更にいろいろな地盤条件の地点に適用し、本手法の適用性を確認するとともに、地中地震観測結果による(今のところ)微小地震時の特性ともあわせ、湾岸地域における軟質地盤の地震時挙動を明らかにしていくことが求められる。

#### 参考文献

龍岡、福島：砂のランダム繰返し入力に対する応力～歪関係のモデル化について(1)、(2)、生産研究、30巻9号、10号、1978. P. 10.

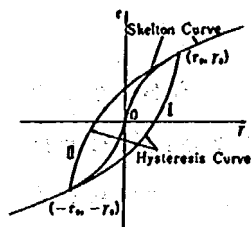


図1 骨格曲線と履歴曲線

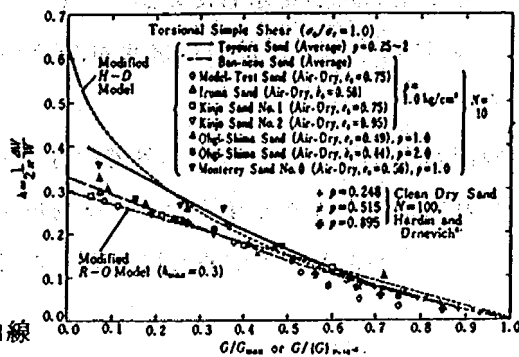


図2 モデルによる理論曲線と実測値の比較  
( $N$ :繰り返し回数)

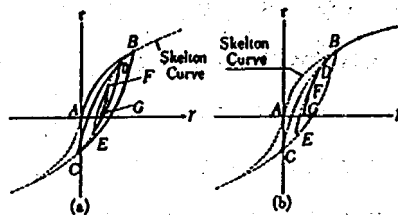


図3 反転、乗り移り法則の説明

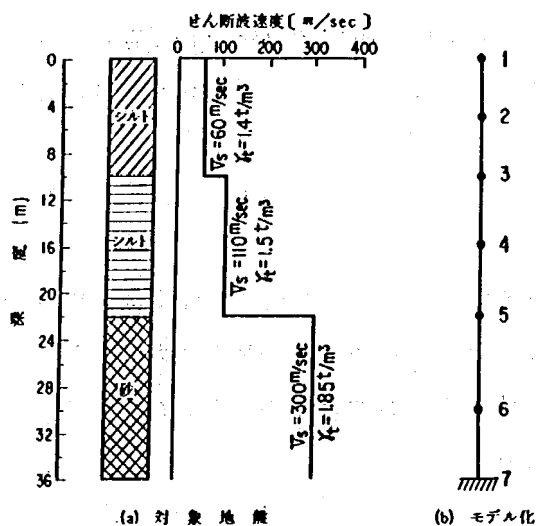


図4 解析対象地盤およびモデル化

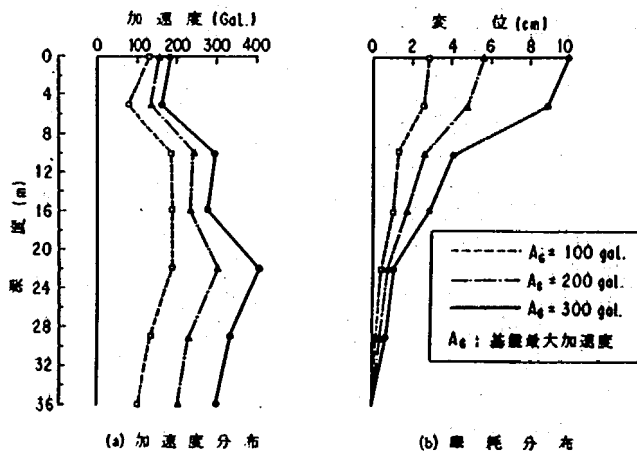


図6 最大応答値の地中内分布 (加速度, 変位)

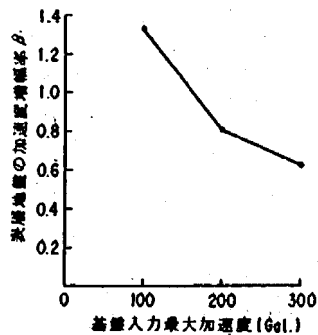
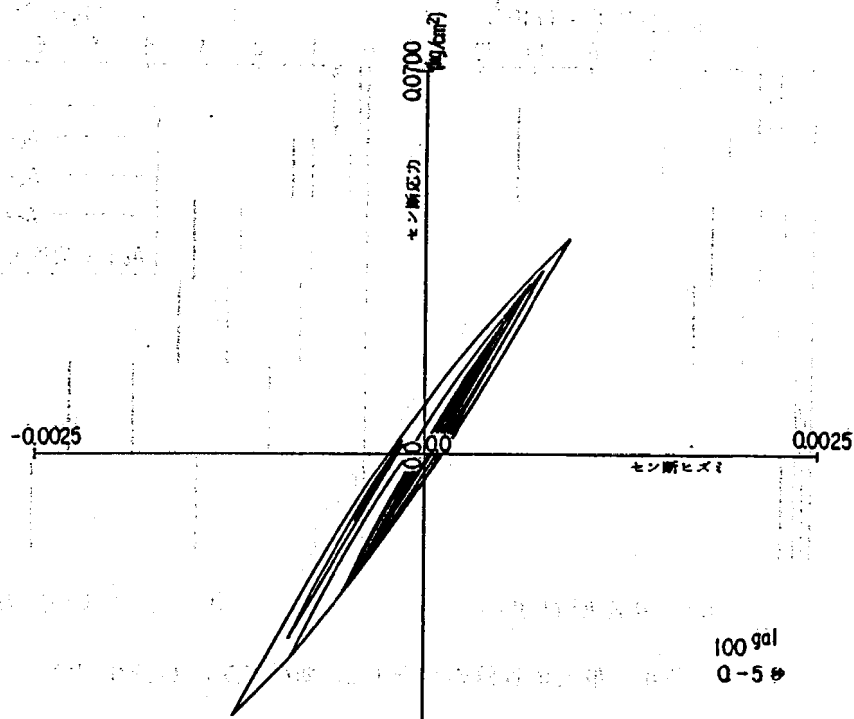
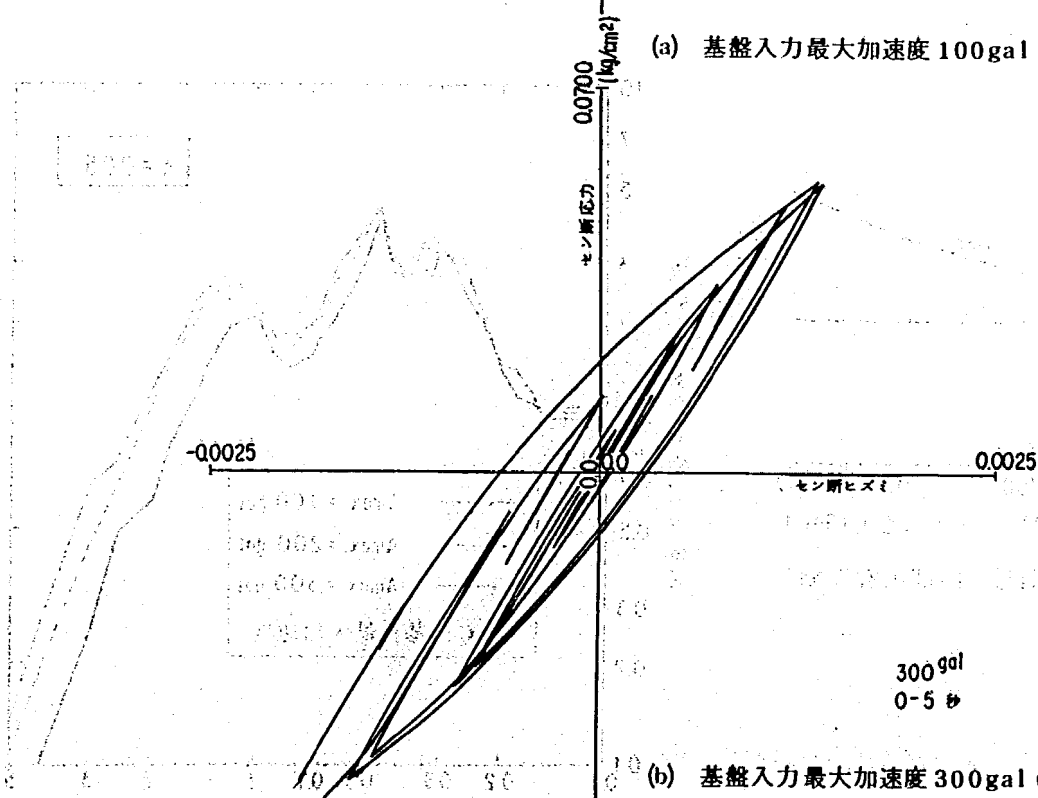


図7 基盤入力加速度～加速度増幅率  
の関係



(a) 基盤入力最大加速度 100gal の場合



(b) 基盤入力最大加速度 300gal の場合

図5. せん断ひずみ～せん断応力のヒステリシスループの一例

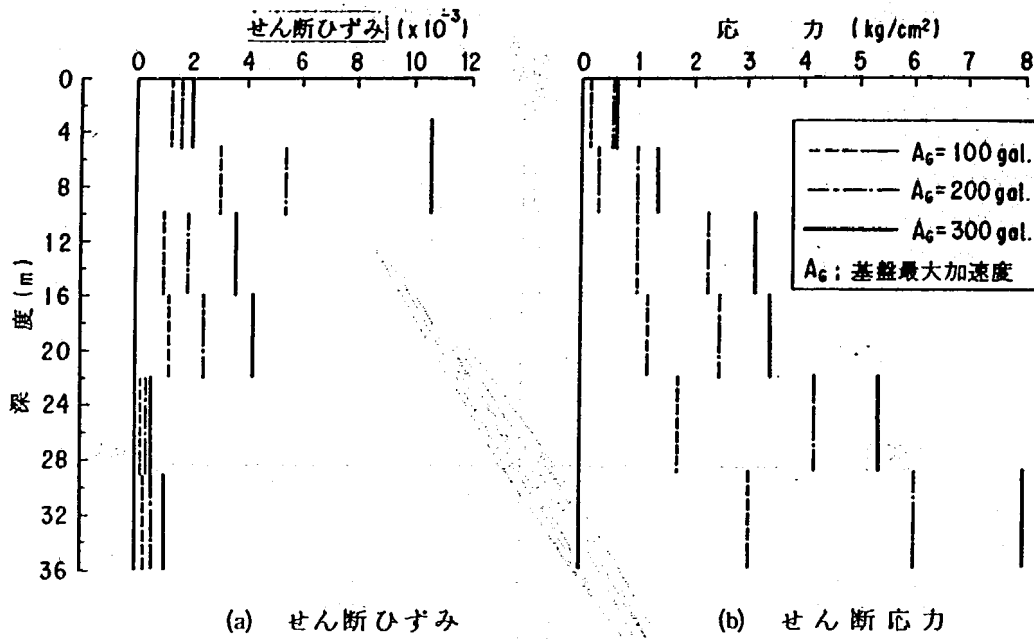


図8 最大応答値の分布(せん断ひずみ, せん断応力)

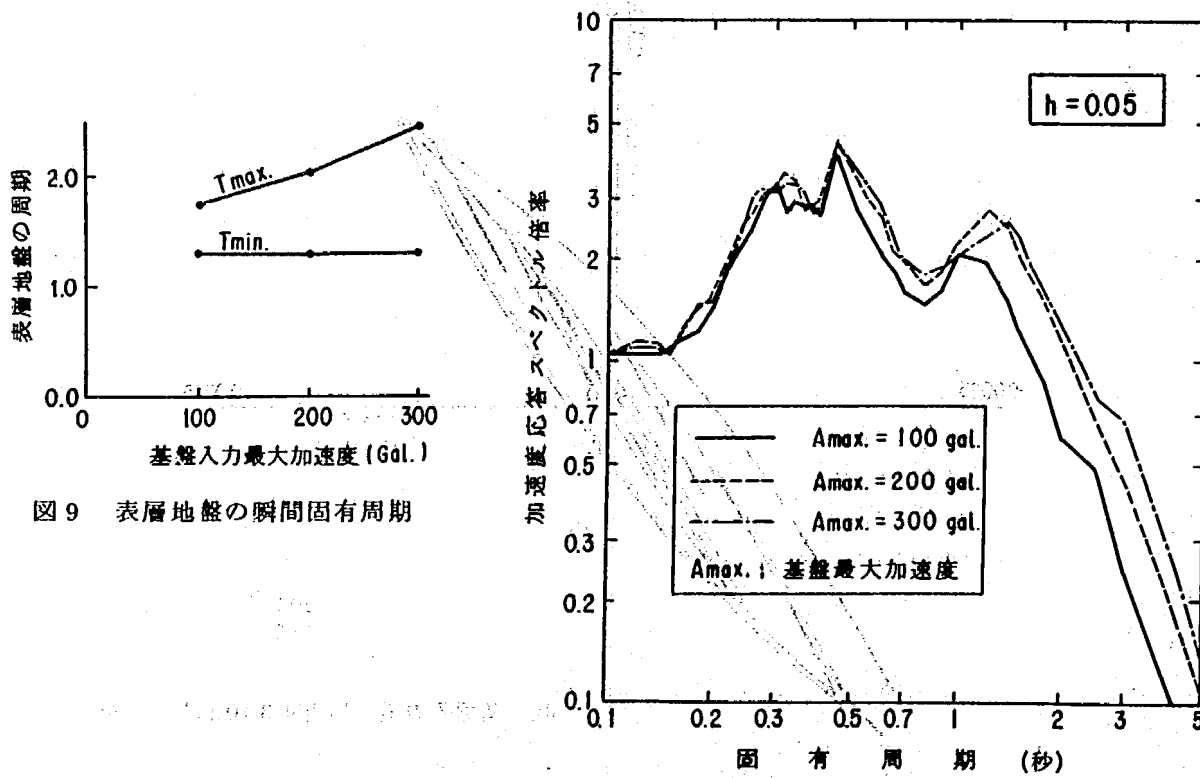


図10 基盤入力最大加速度を変化させた場合の地表面地震動加速度特性の変化

## 8 地 盤 の 耐 震 調 査

### —— (I)地盤の動的変形特性調査 ——

|       |                  |         |
|-------|------------------|---------|
| 振動研究室 | 室 長              | 岩 崎 敏 男 |
| ,     | 併 任 <sup>※</sup> | 龍 岡 文 夫 |
| ,     | 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。初年度は、盛土、地盤材料の動的特性を調査するために共振法土質試験機を試作した。昭和48年度は、共振法土質試験機の整備、実験解析法の開発および各種土質材料の実験を実施した。昭和49年度は、共振法土質試験を用いて各種の土質材料での実験の結果を整理し、解析に用いやすくした。昭和50年度は、不撓乱試料用の共振法土質試験機の開発を行った。昭和51年度は、盛土材料動の変形強度試験機の開発および試験の実施をした。さらに、昭和52年度は、従来の盛土の耐震調査を地盤の耐震調査と改題し、盛土以外の大規模構造物を含めて構造物周辺地盤の耐震性の調査を実施することとした。具体的には、液状化過程における砂質土の剛性の変化特性、沖積粘性土の動の変形特性および中空ねじりによる砂の変形特性を明らかにするために、共振法土質試験機、低周波動的せん断試験機および振動三軸試験機を使って実験を行なった。

今年度は、粘性土の動の変形特性を明らかにするために、不撓乱粘性土試料を用いて共振法土質試験および振動三軸試験を実施し、せん断剛性率のヒズミ依存性の定量的評価法を提案した。また、中高ヒズミ領域における粘性土の動の変形特性を計測するための粘性土用低周波動的せん断試験機の開発を行なった。

#### 2. 調査目的

かなりの規模の地震が発生することが予測されている地域に大規模特殊事業計画において建設される盛土は、中小地震で機能を停止することなく、さらに強い地震に対しても大被害を被らないように設計しなければならない。そのために、本調査では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の評価ならびに地盤の動の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。

本課題においては、動的な外力を受ける砂質土・粘性土等の動の変形特性（剛性率、減衰係数）を明らかにすることを目的とする。

※ 本務先：東京大学生産技術研究所助教授

### 3. 調査方法

本年度は、正規圧密による不攪乱沖積粘性土の動的変形特性を明らかにするために、共振法土質試験機および振動三軸試験機を使って実験を行ない、動的変形特性の推定式の提案を行なった。さらに、中高ヒズミ領域での動的変形特性を計測するための粘性土用低周波動的せん断試験機の開発を行なった。

### 4. 調査結果

#### 4.1 粘性土用低周波動的せん断試験機の開発

次節以降で報告するように、近年、粘性土の動的変形特性を明らかにする必要性が高まっている。現在、当研究室では、共振法土質試験機および盛土材料動的変形強度試験機を用いて広範囲なヒズミ領域における動的変形特性の試験を行っている。しかし、両試験機の载荷機構が異なるため、両試験機による実験結果の良好な連続性が容易には得られないのが実情である。そこで、本年度は、共振法土質試験機と同一载荷機構でかつ粘性土のような軟弱な試料に対して载荷のできる能力を持つ試験機の開発を行った。同試験機を用いた本格的な実験は次年次以降となるが、その全容を写真-1に示す。

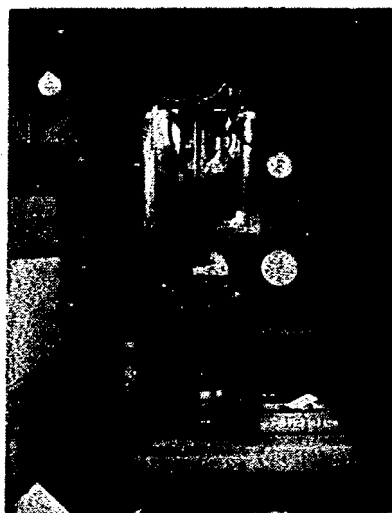


写真-1 粘性土用低周波動的せん断試験機

#### 4.2 正規圧密下の沖積粘性土の動的変形特性

##### 4.2.1 実験概要

実験に用いた試験機は共振法土質試験機および振動三軸試験機であり、前者では低ヒズミ領域( $r \approx 10^{-6} \sim 5 \times 10^{-4}$ )後者では中・高ヒズミ領域( $r \approx 5 \times 10^{-4} \sim 2 \times 10^{-2}$ )での粘性土の動的変形特性(注に、せん断剛性率  $G$  のせん断ヒズミ  $r$  に対する依存性)を計測した。実験試料は、原位置より採取した不攪乱沖積粘性土であり、原位置有効上載圧( $\sigma_p$ )を基準に設定した圧密拘束圧で圧密を行った後に、動的载荷を行った。

##### 4.2.2 低ヒズミ領域における動的変形特性

共振法土質試験機を用いれば、低せん断ヒズミ領域でのせん断剛性率( $G$ )のヒズミ( $r$ )依存特性が得られるが、図1は試験結果の一例である。同図は  $r=10^{-6}$  のせん断剛性率 ( $(G/r)=10^{-6}$ ) で基準化し

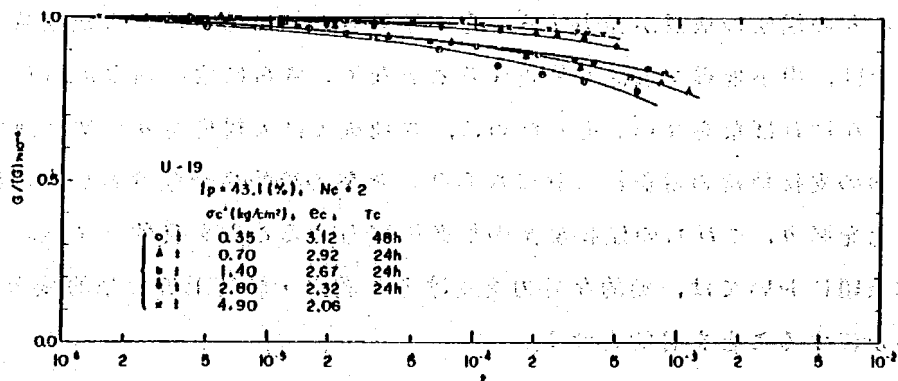


図-1 共振法土質試験結果例 ( $G/(G)_{r=10^{-6}} \sim r$ )

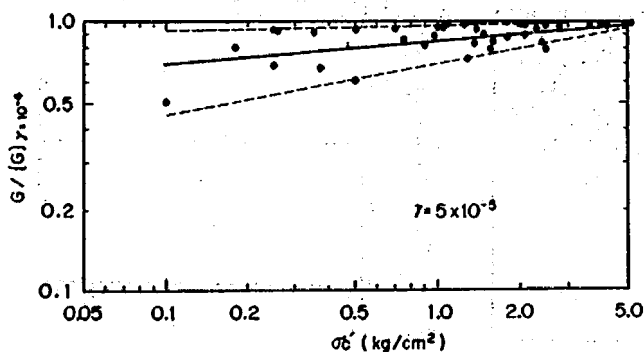


図-2  $G/(G)r=10^{-6} \sim \sigma_e'$  (共振法)

たせん断剛性率の変化率 ( $G/(G)r=10^{-6}$ ) を示している。これらの実験結果を基にして、動的変形特性に及ぼす圧密拘束圧 ( $\sigma_e$ )、塑性指数 ( $I_p$ ) および間ゲキ比 ( $e_e$ ) の影響を調べた。

$r=5 \times 10^{-5}$  の場合に前記のパラメータ ( $\sigma_e$ ,  $I_p$  および  $e_e$ ) に対して整理した一例が、それぞれ、図2、図3および図4である。これらの図から、 $G/(G)r=10^{-6}$  値は  $\sigma_e'$  の増加に伴い増加し、 $I_p$  あるいは  $e_e$  の増加に伴い減少する傾向のあることがわかる。ここで、 $I_p$  の影響に関しては、他の研究結果<sup>1)</sup>とは逆の傾向を示しているが、現在のところその原因は不明である。次に、これらの結果を基にして同図に示すように代表曲線の設定を行なったが、任意ヒズミ ( $r_i$ ) における  $G/(G)r=10^{-6}$  の  $\sigma_e'$ ,  $I_p$  および  $e_e$  に関する変化曲線は、それぞれ、(1)式、(2)式および(3)式で表わされる。

$$\begin{cases} = f(\sigma_e') = A \cdot \sigma_e'^B & \dots\dots (1) \\ [G/(G)r=10^{-6}] = G(I_p) = a \cdot 10^b (I_p/100) & \dots\dots (2) \\ = H(e_e) = c \cdot 10^d e_e & \dots\dots (3) \end{cases}$$

とくに、定数  $A$ ,  $B$ ,  $a$ ,  $b$ ,  $c$  および  $d$  は表-1のように与えられる。

図6は  $r=5 \times 10^{-4}$  の場合について、実測値と推定値  $f(\sigma_e')$  の比と  $I_p$  との関係を示す。同図より、両者の比が  $I_p$  の増加に伴い減少する傾向のあることがわかる。この関係を図中に示す曲線で代表させたが、その推定式は(4)式の形で表わされる。

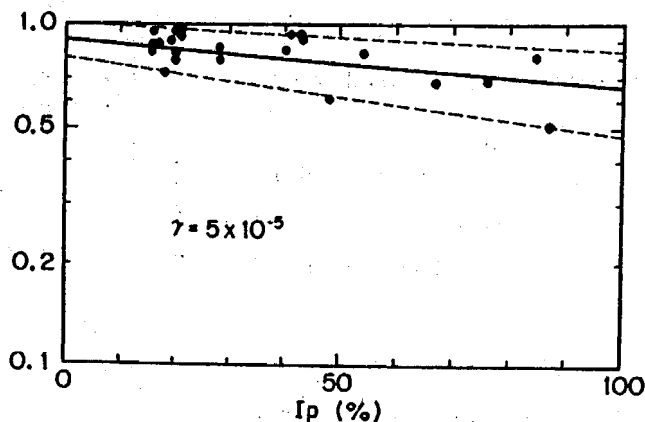


図-3  $G/(G)r=10^{-6} \sim I_p$  (共振法)

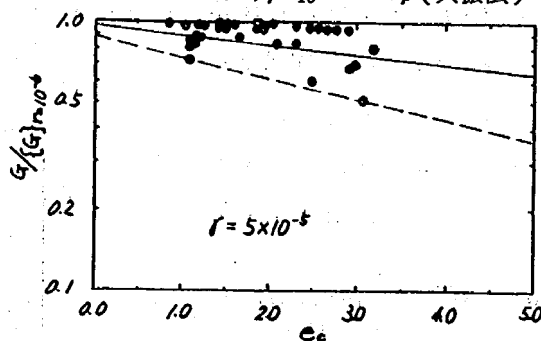


図-4  $G/(G)r=10^{-6} \sim e_e$  (共振法)

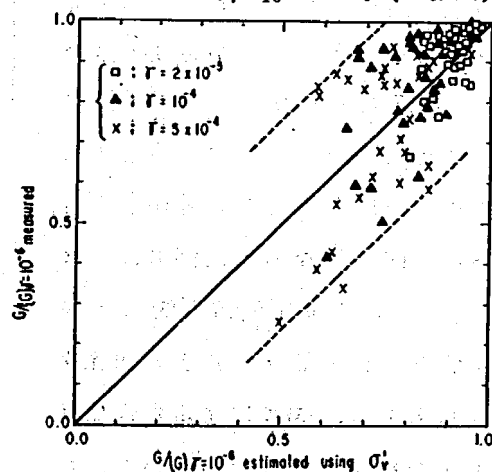
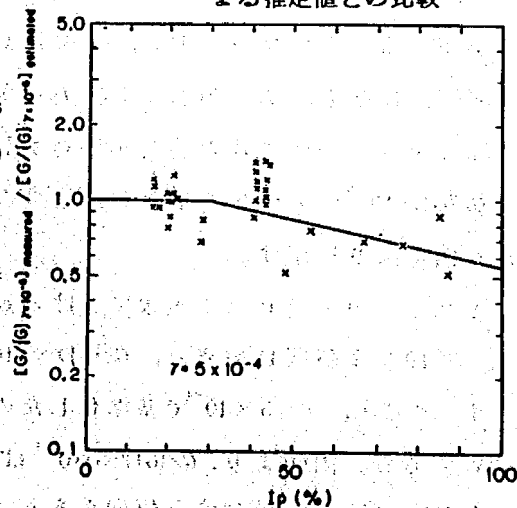


図-5  $G/(G)r=10^{-6}$  の実測値と(1)式による推定値との比較

図-6

$G/(G)r=10^{-6}$  の実測値と(1)式による推定値の比と  $I_p$  との関係例 ( $r=5 \times 10^{-4}$ )



$$\begin{aligned} & (G/G)r=10^{-6} \text{ measured} / f(\sigma_c) \\ & r=r_i \end{aligned}$$

$$=g_1(I_p) \begin{cases} =1.0 & \{0\% \leq I_p \leq 30\% \} \\ =C \cdot 10^{D(I_p/100)} & \{30\% \leq I_p \leq 100\% \} \end{cases} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、定数  $C$ 、 $D$  はヒズミ値に応じて決め得る値であるが、代表的ヒズミ値に結する結果を表-1に示す。(4)式から  $G/G)r=10^{-6}$  の推定式として(5)式を得るがこの式を用いた推定値と実測値との関係を示したのが図7である。

$$(G/G)r=10^{-6} = f(\sigma_c) \cdot g_1(I_p) \dots\dots\dots (5)$$

$$r=r_i \quad r=r_i$$

(1)式と(5)式による推定値と実測値との比較によれば(5)式の方が良好である。

図5と図7を比較すると(5)式で表わされる推定式の方が良好であると言える。ここで、間ゲキ比の影響がどの程度であるか問題となるが、図8は  $r=2 \times 10^{-4}$  を一例にとり実測値と(5)式に基づく推定値との比と間ゲキ比との関係を示す。同図より、(5)式による推定値は間ゲキ比の影響を受けないといえ、最終的に  $G/G)r=10^{-6}$  の推定式として(5)式が使えることになる。(1)式、(4)式および(5)式に基き、 $I_p \leq 30(\%)$  および  $I_p=100(\%)$  の場合について代表的な  $\sigma_c'$  に対する  $G/G)r=10^{-6} \sim r$  関係を推算した結果の一例を図9に示す。

#### 4.2.3 中・高ヒズミ領域における動的変形特性

図10および図11は各々、 $G/G)r=5 \times 10^{-4}$  を基準とした場合のせん断剛性率と  $\sigma_c'$  および  $I_p$  の関係を示す。ここで、 $r=5 \times 10^{-4}$  で基準化したのは同ヒズミで低ヒズミ領域での変化曲線との結合を行なうためである。同図より、 $G/G)r=5 \times 10^{-4}$  は  $\sigma_c'$  により影響を受けずヒズミに応じた一定値であり、また、 $I_p$  の増加に伴い増加する傾向がある。 $I_p$  の影響については既往の研究<sup>2)</sup>と同様なヒズミ領域で、類

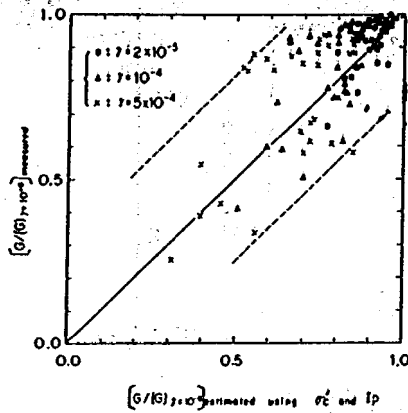


図-7 実測値と(5)式による推定値との関係

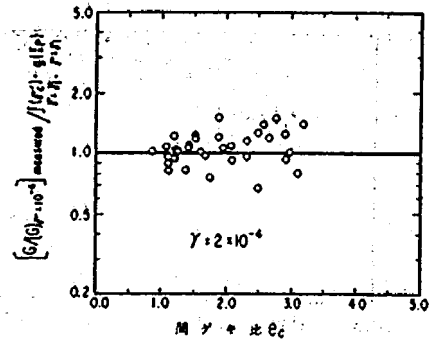


図-8 実測値と(5)式による推定値の比と  $e_c$  との関係例 ( $r=2 \times 10^{-4}$ )

| $r$                | $f(I_p) = A \cdot \sigma_c'^B$<br>$r=r_i$ |         | $g(I_p) = a \cdot 10^{b \cdot I_p}$<br>$r=r_i$ |         | $h(I_p) = c \cdot 10^{d \cdot I_p}$<br>$r=r_i$ |          | $\phi(I_p) = C \cdot 10^{D \cdot I_p}$<br>$r=r_i$ |         |
|--------------------|-------------------------------------------|---------|------------------------------------------------|---------|------------------------------------------------|----------|---------------------------------------------------|---------|
|                    | A                                         | B       | a                                              | b       | c                                              | d        | C                                                 | D       |
| $2 \times 10^{-4}$ | 0.991                                     | 0.00258 | 0.999                                          | -0.0101 | 1.000                                          | -0.00007 | 1.000                                             | 0.000   |
| $5 \times 10^{-5}$ | 0.955                                     | 0.0160  | 0.990                                          | -0.0272 | 1.000                                          | -0.00116 | 1.000                                             | 0.000   |
| $10^{-4}$          | 0.933                                     | 0.0301  | 0.975                                          | -0.0470 | 1.000                                          | -0.0111  | 1.000                                             | 0.000   |
| $2 \times 10^{-4}$ | 0.899                                     | 0.0506  | 0.955                                          | -0.0712 | 1.000                                          | -0.0250  | 1.018                                             | -0.0253 |
| $5 \times 10^{-5}$ | 0.834                                     | 0.0908  | 0.900                                          | -0.125  | 0.950                                          | -0.0357  | 1.046                                             | -0.0451 |
| $10^{-4}$          | 0.799                                     | 0.112   | 0.855                                          | -0.169  | 0.900                                          | -0.0428  | 1.095                                             | -0.131  |
| $2 \times 10^{-4}$ | 0.761                                     | 0.142   | 0.820                                          | -0.219  | 0.75                                           | -0.0504  | 1.188                                             | -0.212  |
| $5 \times 10^{-5}$ | 0.730                                     | 0.164   | 0.800                                          | -0.201  | 0.800                                          | -0.0452  | 1.292                                             | -0.271  |
| 適用範囲               | $\sigma_c' = 0.1 \sim 5.0 (\text{MPa})$   |         | $I_p = 0 \sim 100 (\%)$                        |         | $r = 0.50 \sim 5.00$                           |          | $I_p = 10 \sim 100 (\text{MPa})$                  |         |

\* :  $I_p = I_p \text{ MPa} / 100$   
 \*\* :  $g(I_p) = 1.00$  for  $I_p = 0 \sim 30 (\%)$   
 $r=r_i$

表-1 (1),(2),(3)および(4)式における定数の一覧

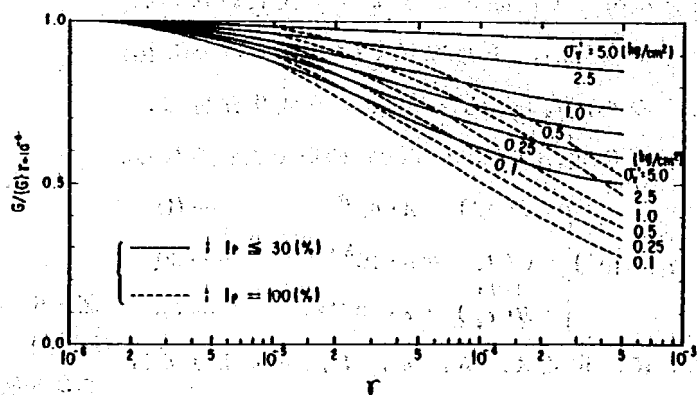


図-9  $G/(G)r=10^{-6} \sim \sigma_c'$ 、 $I_p \sim r$  の推算例 (共振法)

似た傾向を示している。なお、 $e_c$  に関してはその値の増加に伴い  $G/G_r \times 10^{-4}$  はやや増加する傾向を示している。図10および図11の結果から代表曲線の設定を行なったが、その推定式は  $\sigma'_c$  および  $I_p$  に対して各々、(6)式および(7)式の形で表わされる。

$$\left\{ \frac{G}{G} \right\}_{r=5 \times 10^{-4}} = F(\sigma'_c) = K \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$\left\{ \frac{G}{G} \right\}_{r=5 \times 10^{-4}} = G(I_p) = e(I_p/100) \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに、定数  $K$ 、 $e$  は表2により与えられる。

図12は  $G/G_r \times 10^{-4}$  の実測値(6)式に基く推定値との比  $\{g_2(I_p)\}$  と  $I_p$  との関係を示したものである。同図より、 $\{g_2(I_p)\}$  が  $I_p$  によって影響され  $I_p$  の増加に伴い実測値が推定値より大きくなる傾向を示している。この関係を代表する曲線は(8)式の形で表わされる。

$$\left\{ \frac{G}{G} \right\}_{r=5 \times 10^{-4}} / F(\sigma'_c) = g_2(I_p) = E(I_p/100) + F \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、定数  $E$ 、 $F$  は表2で与えられる。

(6)式と(8)式から  $\sigma'_c$  および  $I_p$  を考慮した推定式として(9)式が得られる。

$$\left\{ \frac{G}{G} \right\}_{r=5 \times 10^{-4}} = F(\sigma'_c) \cdot g_2(I_p) \quad \dots\dots\dots (9)$$

次に、間ゲキ比  $e_c$  の影響を検討するために  $G/G_r \times 10^{-4}$  の実測値と(9)式より求めた推定値との比と間ゲキ比との関係を示した一例( $r=5 \times 10^{-3}$ )が図13である。

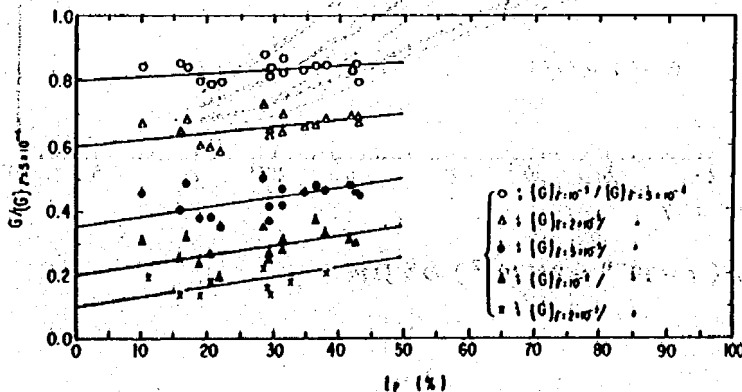


図-11  $G/G_r \times 10^{-4} \sim I_p$  (振動三軸)

表-2 (6)、(7)および(8)式における定数の一覧

| $r$                | $F(\sigma'_c)$<br>$r=5 \times 10^{-4}$ | $G(I_p) = \frac{G}{G_r} \times 10^{-4}$<br>$r=5 \times 10^{-4}$ |       | $g_2(I_p) = E \cdot I_p + F$<br>$r=5 \times 10^{-4}$ |      |
|--------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|-------|------------------------------------------------------|------|
|                    |                                        | $E$                                                             | $F$   | $E$                                                  | $F$  |
| $10^{-3}$          | 0.832                                  | 0.108                                                           | 0.800 | 0.14                                                 | 0.96 |
| $2 \times 10^{-3}$ | 0.659                                  | 0.210                                                           | 0.593 | 0.36                                                 | 0.90 |
| $3 \times 10^{-3}$ | 0.436                                  | 0.272                                                           | 0.350 | 0.72                                                 | 0.80 |
| $10^{-2}$          | 0.286                                  | 0.300                                                           | 0.200 | 0.90                                                 | 0.73 |
| $2 \times 10^{-2}$ | 0.173                                  | 0.300                                                           | 0.100 | 1.02                                                 | 0.72 |
| 適用範囲               | $\sigma'_c = 0.1 \sim 4.0$             | $I_p = 0 \sim 50$                                               |       | $I_p = 0 \sim 50$                                    |      |

$\sigma'_c = I_p (\%) / 100$

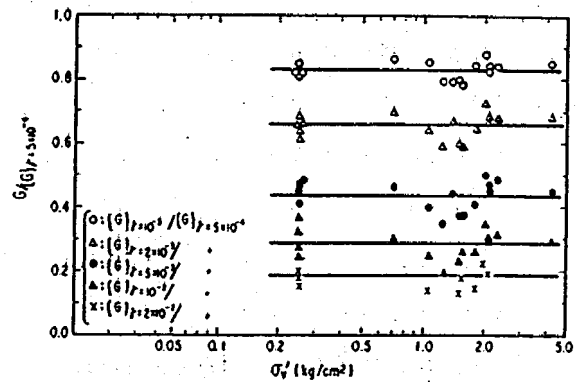


図-10  $G/G_r \times 10^{-4} \sim \sigma'_c$  (振動三軸)

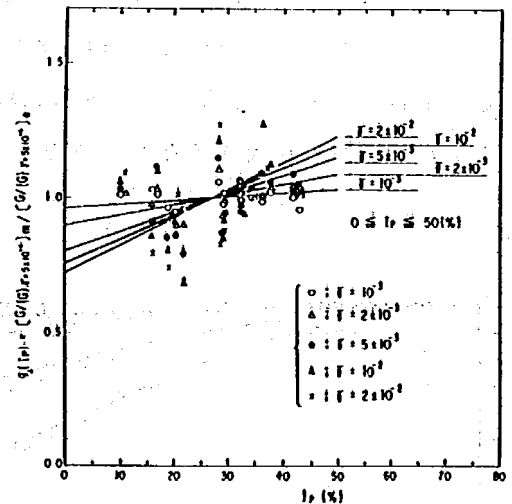


図-12  $g_2(I_p) \sim I_p$

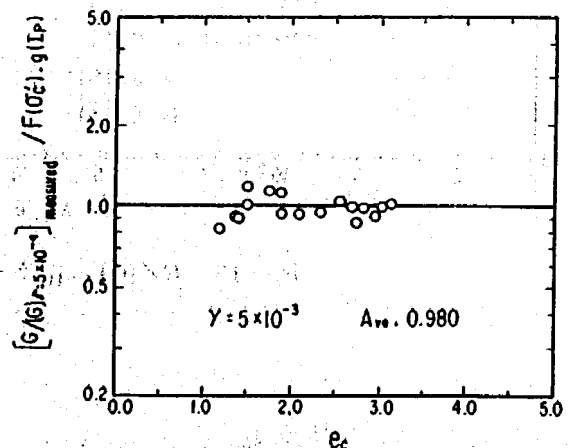


図-13 実測値と(9)式による推定値の比と  $e_c$  との関係例( $r=5 \times 10^{-3}$ )

同図より、実測値と推定値との比は間ゲキ比により影響を受けないことがわかる。従って、 $G/G_0 r=5 \times 10^{-4}$ は(6)式、(8)式および(9)式により、 $\sigma'_c$ および $I_p$ から推定可能となる。図-14は(9)式による推定値と実測値との関係を示すが、良好な一致を示していることがわかる。

#### 4.2.4 広範囲のヒズミ領域における動的変形特性

4.2.2 および 4.2.3 においてセン断剛性率のヒズミ依関係の推定を行なったが、両者の結果を結合することにより、広範囲なヒズミ領域( $r=10^{-6} \sim 2 \times 10^{-2}$ )での動的変形特性の設定ができる。両節の結果をまとめた推定式は(10a)、(10b)式で表わされる。

$r=10^{-6} \sim 5 \times 10^{-4}$  に対して

$$(G/G_0 r=10^{-6})_{r=r_i} = f(\sigma'_c) \cdot g_1(I_p) \quad \dots (10a)$$

$r=5 \times 10^{-4} \sim 2 \times 10^{-2}$  に対して

$$(G/G_0 r=10^{-6})_{r=r_i} = \{f(\sigma'_c) \cdot g_1(I_p)\}_{r=5 \times 10^{-4}} F(\sigma'_c) \cdot g_2(I_p) \quad \dots (10b)$$

$\sigma'_c = 0.1, 1.0$  および  $5.0$  ( $\text{kg/cm}^2$ ) を例にとり、それぞれ、 $I_p = 0, 30$  および  $50$  (%) の場合について  $G/G_0 r=10^{-6}$  を推算した結果を図15に示す。同図より、例えば  $\sigma'_c = 1.0$  ( $\text{kg/cm}^2$ ) の場合、 $r \leq 2 \times 10^{-3}$  程度では  $I_p = 50$  (%) の方が  $I_p = 0$  あるいは  $30$  (%) に比べ、変化率  $(G/G_0 r=10^{-6})$  は小さいが、 $r \geq 2 \times 10^{-3}$  では  $I_p = 0$  (%) より大きくなり、また、 $I_p = 30$  (%) とほぼ同様となることがわかる。

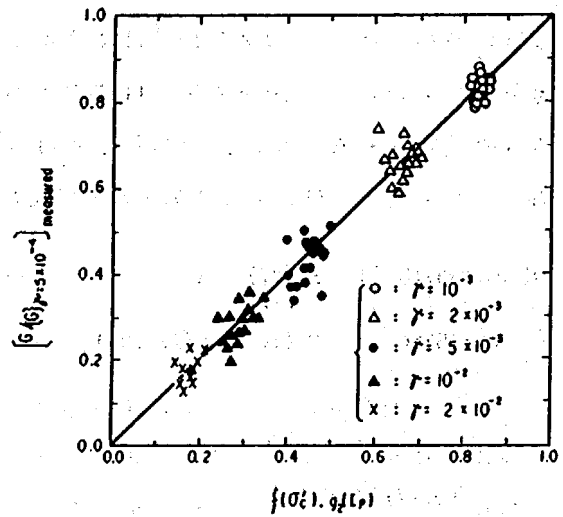


図-14 実測値と(9)式による推定値との関係

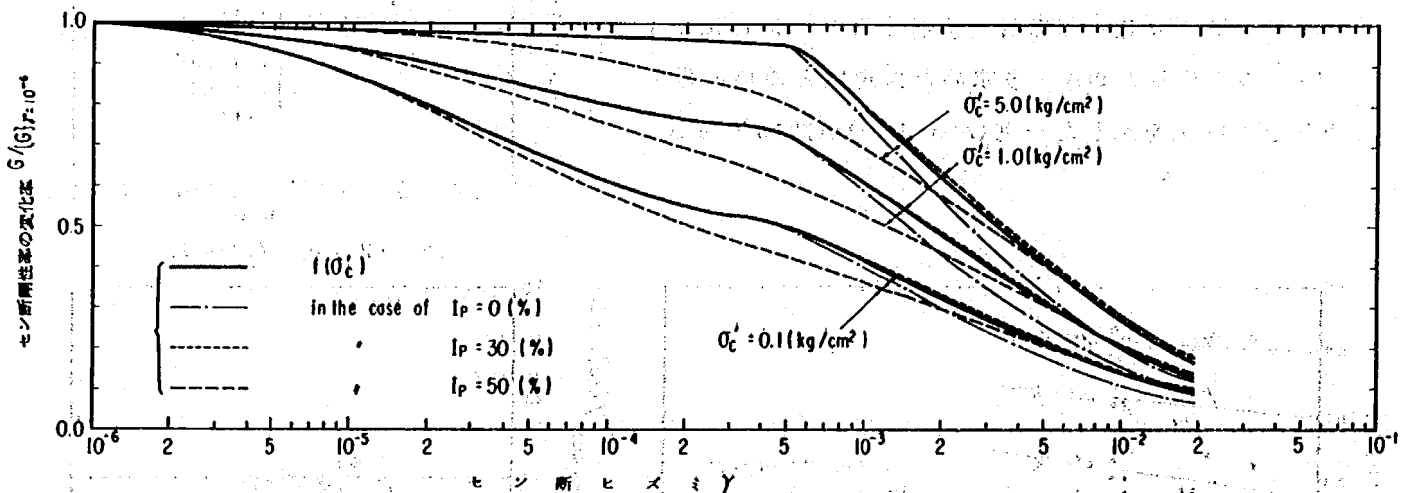


図-15  $G/G_0 r=10^{-6} \sim r$  ( $r=10^{-6} \sim 2 \times 10^{-2}$ ) の推算例

#### 4.2.5 まとめ

正規圧密下の沖積粘性土の動的変形特性に関する結果をまとめると次の通りである。

- (1) 低ヒズミ領域 ( $r \div 10^{-6} \sim 5 \times 10^{-4}$ ) において,  $\sigma'_v$  および  $I_p$  の影響を考慮した  $G/G_0 r \cdot 10^{-6} \sim r$  の推定式は(5)式で表わされ,  $e_c$  の影響は受けない。 [ $\sigma'_v \div 0.1 \sim 5.0$  (Kg/cm<sup>2</sup>),  $I_p \div 0 \sim 100$  (%) ]
- (2) 中・高ヒズミ領域 ( $r \div 5 \times 10^{-4} \sim 2 \times 10^{-2}$ ) において,  $\sigma'_v$  および  $I_p$  を考慮した  $G/G_0 r \cdot 10^{-6} \sim r$  の推定式は(9)式で表わされ,  $e_c$  の影響は受けない。 [ $\sigma'_v \div 0.1 \sim 5.0$  (Kg/cm<sup>2</sup>),  $I_p \div 0 \sim 50$  (%) ]
- (3) 広範囲なヒズミ領域 ( $r \div 10^{-6} \sim 2 \times 10^{-2}$ ) での  $G/G_0 r \cdot 10^{-6} \sim r$  の推定は, (10a) および (10b) 式でできる。 [ $\sigma'_v \div 0.1 \sim 5.0$  (Kg/cm<sup>2</sup>),  $I_p \div 0 \sim 50$  (%) ]

#### 5. あとがき

本調査を実施するに際して, 首都高速道路公団の第一建設部調査課, 浦安工事々務所工事第二課および日本道路公団企画調査部東京湾横断道路調査室の御協力を得ている。関係各位に御礼申し上げます。

#### 参 考 文 献

- 1) 善, 梅原, 浜田: "Laboratory Tests In-Situ Seismic Survey on Vibratory Shear Modulus of Clayey Soils with Various Plasticities," Proc. of the 5th. J.E.E.S.-1978, Nov. 1978, Japan
- 2) 石原, 根井, 竹原: 不攪乱粘性土のせん断定数と減衰比, 第11回土質工学研究発表会, 1976.6

振動研究室 室長 岩崎 敏男  
 研究員 川島 一彦  
 “ 常田 賢一

## 1. まえがき

1978年6月4日午前5時4分に島根県中部の三瓶山の東南約23km(東経132°42′、北緯35°5′)にマグニチュードM=6.1の地震が発生した。震源の深さは約10kmの内陸直下型地震である。各地の震度は、広島、呉で震度4の中震、岡山、松江、高地、松山、浜田、米子、福山、境港で震度3の弱震であり、中国地方と四国全域を中心に近畿、九州、関東の一部に波及している。図-1に各地の震度の分布を示す。この付近は地震予知連絡会が「近い将来、地震の起きる可能性が他の地域より高い地域」として昭和44年に指定した「特定観測地域」の一つであり、空白域として要注意地域とされていた。

地震による被害は大田市三瓶町、掛合町、頓原町、赤米町、佐田町、邑智町を中心として住宅の半壊、壁の崩れ、簡易水道断水が発生し、道路施設に関しても三瓶町掛合町、頓原町において、路面の亀裂、落石等の被害が出ており、三瓶山付近の比較的狭い範囲に集中している。

振動研究室では地震直後の6月7日～10日の間に現地へ赴き、道路施設の被害を中心として調査を実施した。

## 2. 強震観測記録

土木研究所では日本各地に強震計を設置し地震時の強震観測を常時実施しているが、当該地震では神戸川の妙見橋(出雲市園町)付近の地盤上に設置した強震計(SMAC-B2型)で地震波形が記録された。震央距離は約38.5kmであり、図-2に観測波形を示すが、橋軸、橋軸直角方向および上下方向の最大値は46.1、45.2および16.6(gals)である。当記録は本震

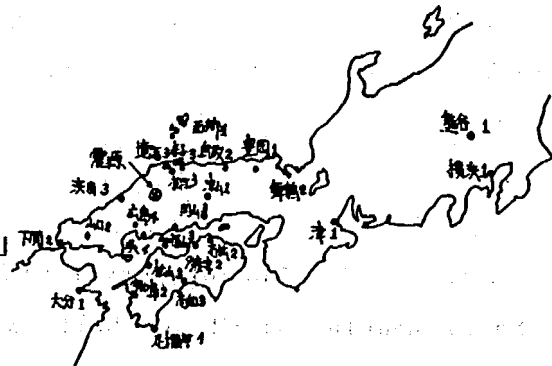


図-1 震度分布図

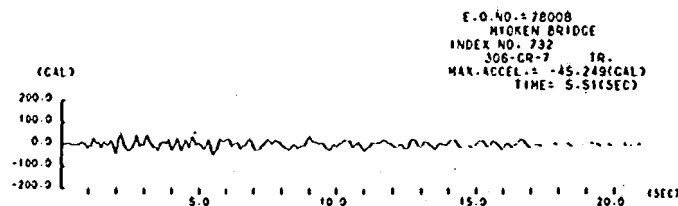
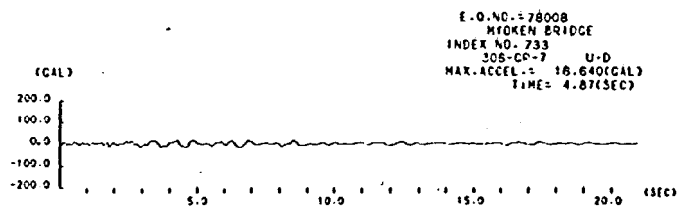
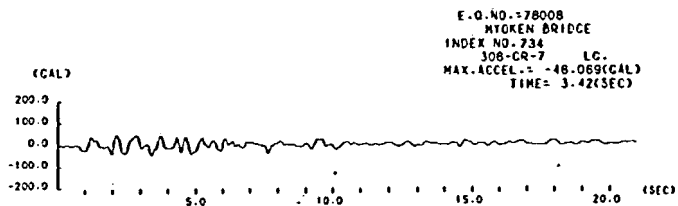


図-2 強震観測波形(妙見橋—地盤)

で得られた唯一の記録であり貴重なデータとなった。また、国鉄では新幹線の三原～広島間にある新西条変電所（東広島市西条）と新広島変電所（広島市瀬野川町）の感電器が40 (gals) を記録し、三原～新岩国間の一部60Kmが自動的に停電した。

### 3. 道路橋の被害

道路橋の被害は特に顕著なものは無く、島根県々道川本一波多線の湯の谷橋（長さ60m、幅85m、高さ25mの高橋脚2径間連続桁型式）において、橋の両サイドの取付道路の地盤が沈下し（写真-1参照）、橋台のコンクリートにも小さなヒビワレが生じた程度であった。また、写真-2に示すように、可動沓の沓座モルタル破損も見られたが、全体としては通行に支障のない程度であった。

### 4. 道路の被害

道路関係の被害は三瓶町志学、頓原町を中心として発生しており、島根県大田土木事務所および同木次土木事務所の調査に基く被害分布は図-3のとおりである。同図からも明らかなように三瓶山の東南部の10Km程度四方の極く狭い範囲に限られているのがわかる。これらの被害の状況を見ると被害形態としては、(1)盛土部の沈下・亀裂（写真-3）、(2)コンクリート土留のズレ・亀裂（写真-5）、(3)ブロック土留のズレ（写真-5）、(4)吹付コンクリートの亀裂・

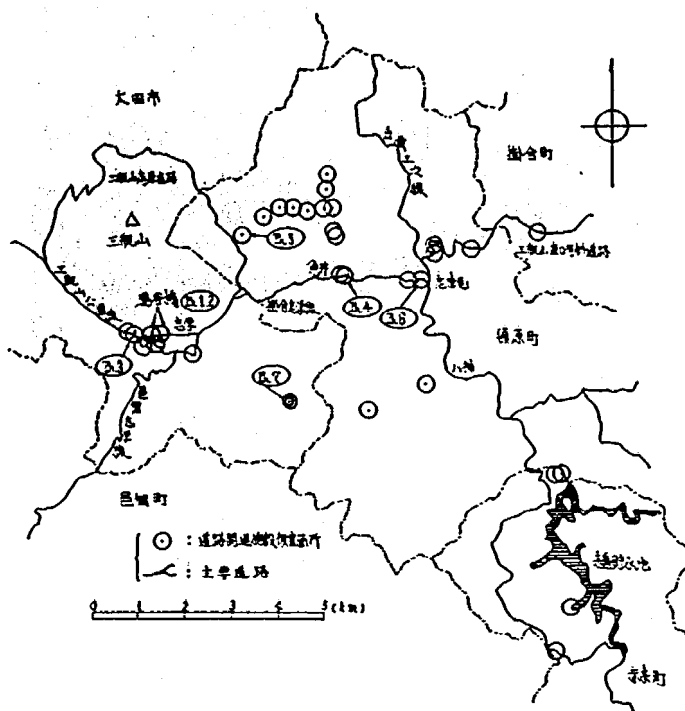


図-3 道路施設被害分布図

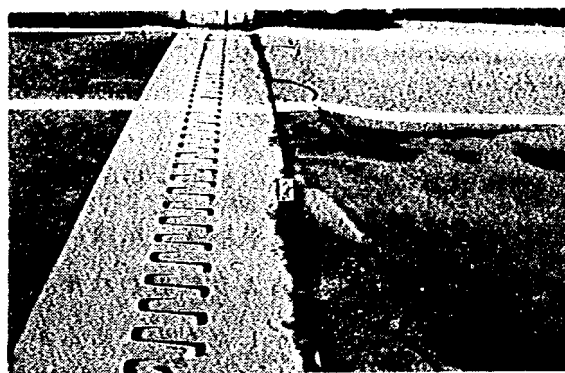


写真-1 取付道路の沈下（湯の谷橋）

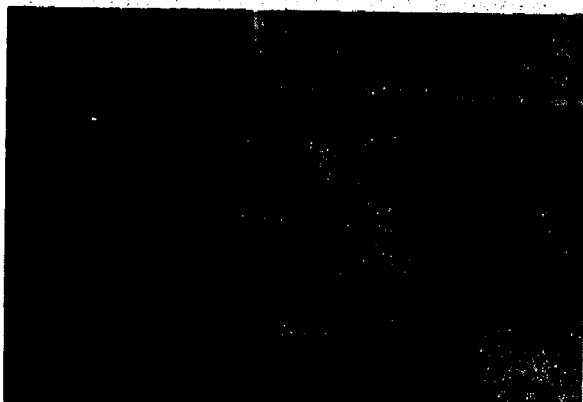


写真-2 沓座モルタル破損（湯の谷橋）



写真-3 盛土部の沈下・亀裂（三瓶山公園線）

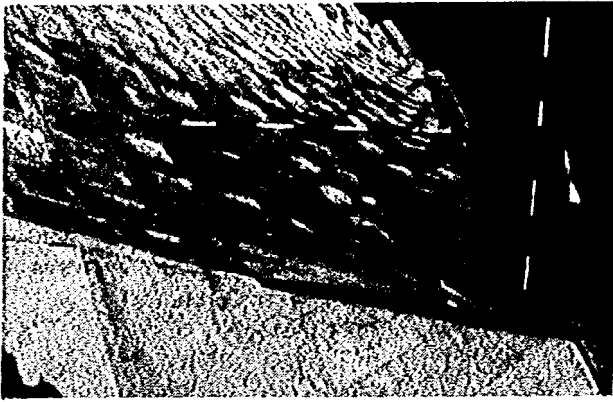


写真-4 ブロック土留のズレ(角井地区)

ズレ、(5)放土、落石(写真-6)等に分類される。これらの被害の規模は比較的小さく、被害延長として30m程度以下のものが大部分であり、30mを越えるものも数例みられる。落石に関しては、国道54号線の掛合町入間、八重滝入口の北約350m付近で、道路に面した斜面上約28mの位置にあった重さ40tから1tの岩4個が3m程ずれて立木にひっかかり国道上に落下する危険が生じたが、爆破により取除かれている。

#### 5. その他

現地調査では、墓石の転倒・移動状況も随意調べたが、墓石の形状、基礎地盤、周囲の地形等により被害規模が左右されるように思われた。写真-7は上山での墓地の状況を示したものであるが、当地は尾根の部分に位置しており、ほとんどすべての墓石が転倒していた。

#### あとがき

本調査に際しては、中国地方建設局本局、同出雲工事々務所、同松江工事々務所、島根県土木部、同大田土木事務所および同木次土木事務所の多大な協力を得ている。関係各位に御礼申し上げます。また、妙見橋の強震観測に常日頃、携わっている島根県土木部および出雲土木工事々務所の関係諸氏に敬意を表する。

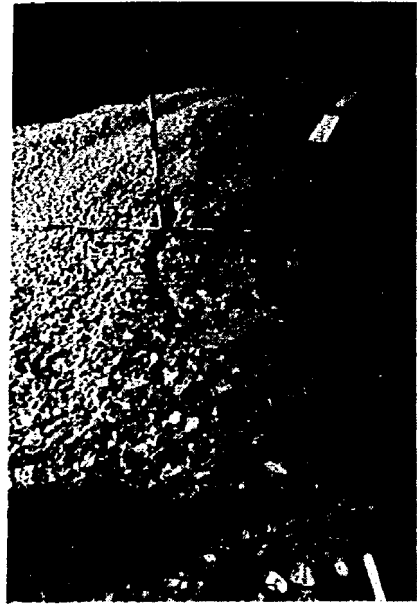


写真-5 コンクリート土留のズレ



写真-6 落石(志津見)



写真-7 墓石の転倒(上山地区)

— (2) 地盤の動的強度特性調査 —

|       |                   |      |
|-------|-------------------|------|
| 振動研究室 | 室長                | 岩崎敏男 |
| "     | 兼任 <sup>(※)</sup> | 龍岡文夫 |
| "     | 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。

初年度は、盛土、地盤材料の動的特性を調査するために共振法土質試験機を試作した。

昭和48年度は、共振法土質試験機の整備と実験解析法の開発と、各種土質材料の実験を実施した。昭和49年度は、共振法土質試験を用いて各種の土質材料での実験の結果を整理し、解析に用いやすくした。昭和50年度は、不攪乱試料用の共振法土質試験機の開発を行なった。昭和51年度は、盛土材料動的変形強度試験機の開発および試験の実施を行なった。さらに、昭和52年度は、従来の盛土の耐震調査を地盤の耐震調査と改題し、盛土以外の大規模構造物を含めて構造物周辺地盤の耐震性の調査を実施することとした。具体的には、不攪乱砂質土の非排水動的強度の正規化および粘性土の動的せん断強度に関する基礎的研究を行った。

今年度は、前年度の基礎研究を踏えて盛土材料動的変形強度試験機を用いて、原位置より採取した不攪乱粘性土の動的強度試験を実施した。

### 2. 調査目的

かなりの規模の地震が発生することが予測されている地域に大規模特殊事業計画において建設される盛土は、中小地震で機能を停止することなく、さらに強い地震に対しても大被害を被らないように設計しなければならない。そのために、本調査では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の評価ならびに地盤の動的変形・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。

本課題においては、地震時の動的な作用力を受ける場合の地盤の抵抗力（動的強度）の特性を明らかにすることを目的とする。

### 3. 調査方法

原位置より採取した不攪乱粘性土に対して、盛土材料動的変形強度試験機により室内試験を行なう。試験結果は、動的強度の定義に基き整理を行ない、各種の物理特性（塑性指数、一軸圧縮強度等）との相関度に関して調査を行ない、動的強度の定量的評価を行なう。

(※) 本務先：東京大学生産技術研究所助教授

#### 4. 調査結果

##### 4.1 概 要

砂質土の動的せん断強度に関しては、前述のようにこれまでに相当詳細な調査・研究を実施してきており、その特性に関しても成果が得られている。しかし、粘性土の地震時の動的強度については、未だ明確な把握がなされているとは言えないのが実情である。例えば、現行の道路橋耐震設計指針では、「現地盤面から深さ3 m以内にある粘性土層およびシルト質土層で一軸圧縮試験または現位置試験より推定される圧縮強度が0.2 kg/cm以下のごく軟弱な土層の支持力は耐震計算上無視する」として、粘性土層およびシルト質土層の耐震計算上の取扱いを規定している。これに示された粘性土あるいはシルト質土の動的強度に対する指針の基本的考え方は、常時において軟弱な土層は、地震時においても強度が期待できないとするものである。しかし、軟弱層の判断基準となっている一軸圧縮強度0.2 (kg/cm) が、静的な一軸圧縮強度の測定限界から規定されるものであり、地震時の動的せん断強度を踏えた上での数値であるとは一概に言えない。換言すれば、一軸圧縮強度が判断基準値以上であっても動的な強度が期待できない場合も当然考えられる。また、土の強度的安定を、動的な作用力と動的な土の強度の大小関係から判断するのを基本姿勢とするならば、現指針で詳細な検討対象とされていない粘性土であっても、動的強度に関して十分な調査が必要であるだろう。

このような実情を踏えて、今年度は、前年度に引続き粘性土の動的強度に関する調査・研究を実施した。まず、粘性土の動的なせん断強度を決める必要があるが、現在の所、砂質土と同様に振動三軸試験による動的強度の把握が最も妥当であるだろう。ここでは、砂質土の場合と同様に原位置での粘性土の動的せん断強度 $(\tau/\sigma'_v)_l$ を次式で定義して、室内振動三軸試験で得られる動的せん断強度 $(R_l)$ から求めるものとする。

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_v}\right)_l = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R_l \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに  $\sigma'_v$  = 有効上載圧

$\tau$  =  $\sigma_{dp}/2$

$\sigma_{dp}$  = 振動三軸試験での片振幅時の軸方向動的応力

$C_1$  =  $(1+2K_0)/3$ , 拘束圧に対する補正係数

$C_2$  =  $1/(0.55 \sim 0.7)$ , 正弦波に対する強度からランダム波に対する強度を求めるための補正係数

$C_3$  = サンプリングなどによる乱れに対する補正係数

$C_4$  = " 密度化 "

$C_5$  = その他の補正項 (多方向せん断など)

砂質土の場合と同様な判断に基いて、 $C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \approx 1.0$  と近似すると次式で原位置動的せん断強度が定義できる。

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_v}\right)_l = R_l \quad \dots\dots\dots (2)$$

砂質土の場合は、振動三軸試験による動的せん断強度は(3)式で定義したが、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(4)式で定義した。

$$\text{砂質土の動的強度 } R_{ls} = \left( \frac{\sigma_{dp}}{2\sigma'_c} \right) = \left( \begin{array}{l} \text{動的軸歪振幅(両振幅)が、繰返し回数} \\ N=20 \text{ 回で } 5 \sim 6 \% \text{ になる時の応力比} \end{array} \right) \dots\dots\dots (3)$$

$$\text{粘性土の動的強度 } R_{lc} = \left( \frac{\sigma_{dp}}{2\sigma'_c} \right) = \left( \begin{array}{l} \text{動的軸歪振幅(両振幅)が、繰返し回数} \\ N=20 \text{ 回で } 10 \% \text{ になる時の応力比} \end{array} \right) \dots\dots\dots (4)$$

#### 4.2 実験結果および考察

実験対象とした試料は、原位置より採取した不攪乱粘性土であり、基本的には原位置における有効上載圧( $\sigma'_v$ )で圧密した後、振動三軸試験による強度試験を行なった。また、動的強度と静的強度あるいは物理特性値との相関性の検討を行なうために、振動三軸試験を行ない試料と同一サンプラーの試料について、一軸圧縮試験および物理特性試験を行っている。不攪乱試料は、東京湾沿岸の千鳥町、木層下流の堤防付近および東京湾内(浮島町の沖合 1.8 km)の 3 箇所て採取されたものである。これらの試料の諸元を表-1 に示す。

表-1 供試体一覧

| 調査地点  | 試料名  | 深度 Z (m) | 有効上載圧 $\sigma'_v$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | 圧密圧 $\sigma'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | N 値 | $I_p$ (%) | $q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | DA=5 (%) |                                | DA=10 (%) |                                |
|-------|------|----------|-----------------------------------------|---------------------------------------|-----|-----------|-----------------------------|----------|--------------------------------|-----------|--------------------------------|
|       |      |          |                                         |                                       |     |           |                             | $R_{lc}$ | $\tau_d$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $R_{lc}$  | $\tau_d$ (kg/cm <sup>2</sup> ) |
| 千鳥町   | A    | 24.0     | 2.1                                     | 1.45                                  | 3   | 41        | 0.905                       | 0.368    | 0.534                          | 0.383     | 0.555                          |
|       | B    | 24.0     | 2.1                                     | 2.1                                   | 3   | 41        | 1.061                       | 0.335    | 0.335                          | 0.364     | 0.364                          |
|       | C    | 27.45    | 2.3                                     | 2.3                                   | 3   | 42        | 0.953                       | 0.348    | 0.348                          | 0.392     | 0.392                          |
| 木層川下流 | D-1  | 24.38    | 2.4                                     | 2.4                                   | 5   | 24.2      | 0.721                       | 0.320    | 0.768                          | 0.354     | 0.850                          |
|       | D-2  | 27.32    | 2.6                                     | 2.6                                   | 4   | 30.7      | 0.483                       | 0.285    | 0.741                          | 0.308     | 0.801                          |
|       | D-3  | 31.35    | 2.9                                     | 2.9                                   | 5   | 30.7      | 1.435                       | 0.352    | 1.023                          | 0.364     | 1.056                          |
|       | D-6  | 37.50    | 3.3                                     | 3.3                                   | 5   | 40.2      | 2.140                       | 0.318    | 1.049                          | 0.332     | 1.096                          |
|       | S-2  | 28.38    | 2.8                                     | 2.8                                   | 5   | 29.8      | 1.525                       | 0.347    | 0.972                          | 0.360     | 1.008                          |
|       | S-1  | 33.30    | 3.1                                     | 3.1                                   | 6   | 49.0      | 1.295                       | 0.355    | 1.101                          | 0.375     | 1.163                          |
|       | S-3  | 33.30    | 3.1                                     | 3.1                                   | 6   | 49.0      | 1.295                       | 0.355    | 1.101                          | 0.375     | 1.163                          |
| 浮島沖   | ※ 2  | 3.44     | 0.025                                   | 0.1                                   | 0   | 87.2*     | 0.148*                      | 1.27     | 0.127                          | 1.38      | 0.138                          |
|       | ※ 5  | 6.45     | 0.18                                    | 0.18                                  | 0   | 81.7*     | 0.310*                      | 0.885    | 0.159                          | 1.23      | 0.221                          |
|       | ※ 8  | 9.45     | 0.25                                    | 0.25                                  | 0   | 74.2*     | 0.470*                      | 0.780    | 0.195                          | 0.980     | 0.245                          |
|       | ※ 11 | 12.45    | 0.37                                    | 0.37                                  | 0   | 58.7*     | 0.508*                      | 0.712    | 0.263                          | 0.833     | 0.308                          |
|       | ※ 14 | 15.45    | 0.50                                    | 0.50                                  | 0   | 45.0*     | 0.654*                      | 0.600    | 0.300                          | 0.657     | 0.329                          |
|       | ※ 16 | 17.43    | 0.68                                    | 0.68                                  | 0   | 41.3*     | 0.765*                      | 0.536    | 0.364                          | 0.652     | 0.443                          |
|       | ※ 19 | 20.45    | 0.90                                    | 0.90                                  | 0   | 15.7*     | 0.535*                      | 0.393    | 0.354                          | 0.415     | 0.374                          |
|       | ※ 23 | 24.35    | 0.97                                    | 0.97                                  | 0   | 15.7*     | 0.719*                      | 0.375    | 0.364                          | 0.403     | 0.391                          |
|       | ※ 24 | 25.85    | 1.35                                    | 1.35                                  | 0   | 16.9*     | 0.481*                      | 0.402    | 0.543                          | 0.440     | 0.594                          |
|       | ※ 25 | 27.35    | 1.35                                    | 1.35                                  | 0   | 16.9*     | 0.481*                      | 0.402    | 0.543                          | 0.440     | 0.594                          |

\*: 外挿値, \*\*: 日本道路公団東京湾横断道路調査室の調査による

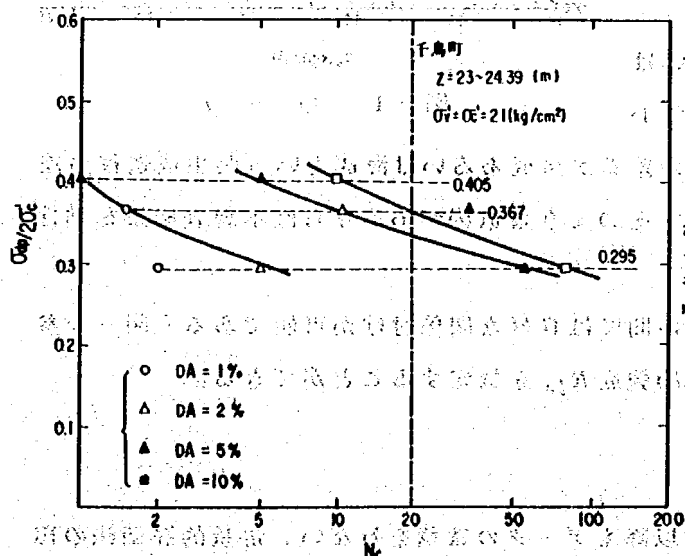


図-1 強度試験結果例(千鳥町)

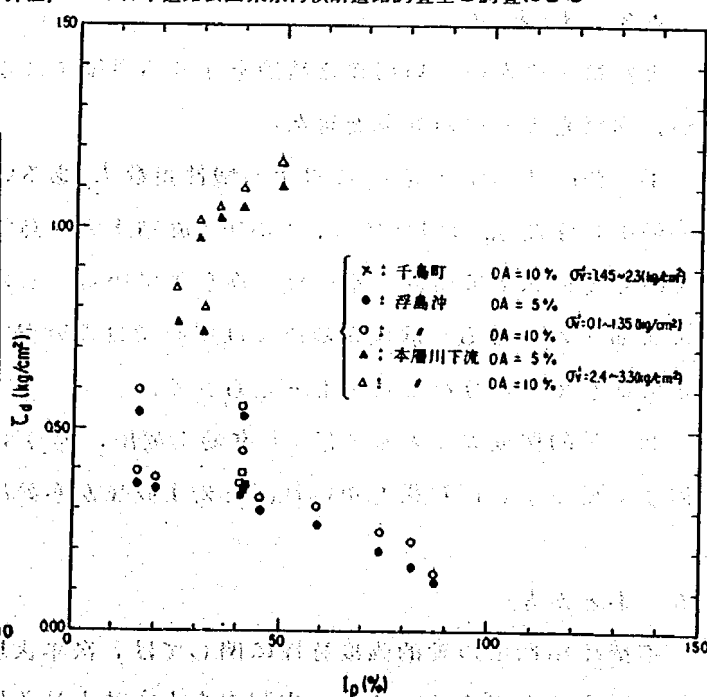


図-2  $\tau_d \sim I_p$

図-1は動的強度試験結果の一例である。同一深度の試料に対して3~4供試体の試験により(3)式あるいは(4)式による動的強度が得られる。

図-2は塑性指数 $I_p$ と動的せん断力 $\tau_d$ の関係をまとめた図である。同図より、 $\tau_d$ に対する $I_p$ の影響には木層川下流粘土と千鳥町および浮島沖粘土に明確な差があることがわかる。

図-3は動的強度 $R_{lc}$ に対する $\sigma'_c$ の影響を調べた図であるが、拘束圧が1.0 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )以下では $R_{lc}$ は $\sigma'_c$ により顕著な影響を受け、 $\sigma'_c$ が小さい線 $R_{lc}$ は増加する。また、 $\sigma'_c \geq 1.0$  ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )では $\sigma'_c$ による影響は小さく、 $R_{lc}$ は0.30~0.40に分布する。

図-4は動的せん断力 $\tau_d$ と一軸圧縮強度 $q_u$ の関係を描いた図であるが、図-2の場合と同様に木層川下流粘土と千鳥町および浮島沖粘土の間に、両者の相関の差が見られる。つまり、千鳥町および浮島沖粘土では $\tau_d$ と $q_u$ の間に良好な相関がみられるが、木層川下流粘土では一義的な関係付けは難しいと思われる。

#### 4.3 まとめ

実験数が少ないため明確な結論を下せる段階ではないが、本調査より次の知見を得た。

(1) 動的せん断強度 $\tau_d$ に対する塑性指数 $I_p$ あるいは一軸圧縮強度 $q_u$ の関係には、木層川下流粘土と千鳥町および浮島沖粘土に傾向の不一致がみられている。この差異が河成あるいは海成といった生成過程の差によるものであるかは現在の所では明確ではないが、そのような原因があるならば本調査結果を粘性土に応じて使い分けることも考えられる。

(2) 動的強度 $R_{lc}$ と拘束圧(=有効上載圧、 $\sigma'_v$ )の間には良好な関係付けが可能である(図-3参照)。従って、同結果を用いれば有効上載圧から動的強度 $R_{lc}$ を推定することができる。

#### 5. あとがき

不攪乱粘性土の動的強度特性に関しては、次年度以降もデータの蓄積を行ない、定量的評価法の確立を図る予定である。なお、本調査をとりまとめるに際して、日本道路公団東京湾横断道路調査室の協力を得ている。

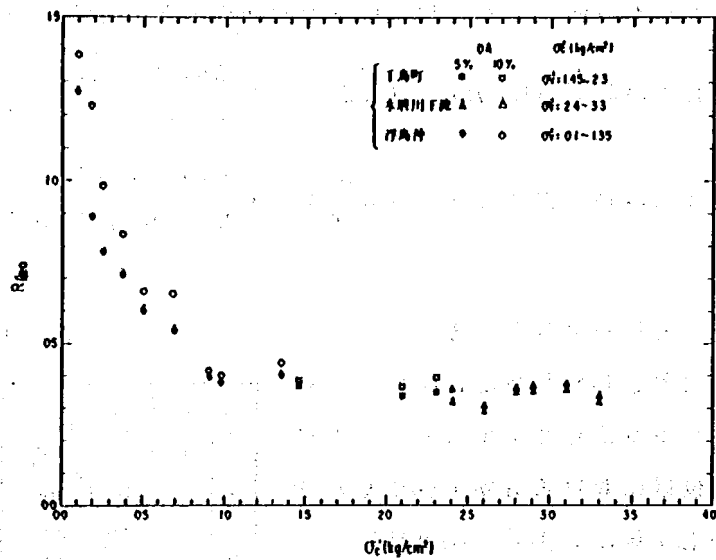


図-3  $R_{L20} \sim \sigma'_c$

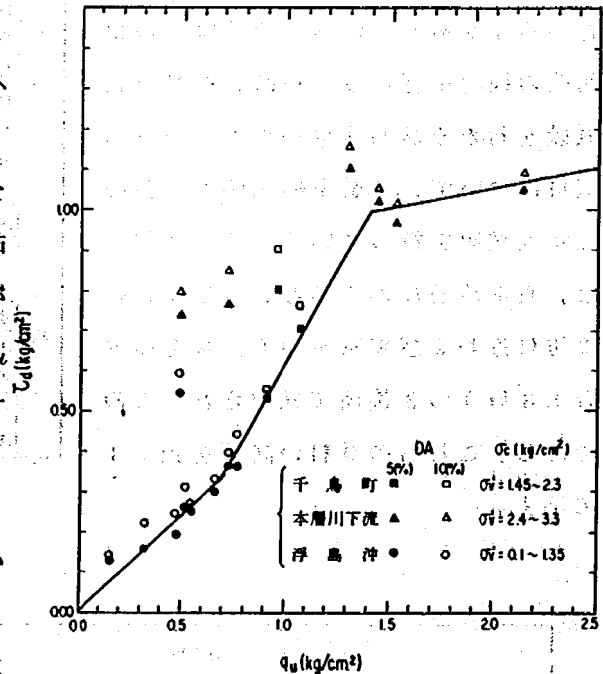


図-4  $\tau_d \sim q_u$

### —— (3) 地盤の耐震性に関する調査 ——

|       |                   |      |
|-------|-------------------|------|
| 振動研究室 | 室長                | 岩崎敏男 |
|       | 併任 <sup>(※)</sup> | 龍岡文夫 |
|       | 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。初年度は、有限要素法による動的解析による検討を行なった。

また、東京湾横断道路の人工島耐震設計基準を作成するための調査を、日本道路協会に委託して実施した。昭和48年度は、各種型式の人工島につき二次元有限要素法による動的解析を行ない、動的応答および安定性の定量的解析を行なった。

昭和49年度は、前年度に引き続き各種型式の人工島の二次元有限要素法による動的解析を行ない、セルの効果、地盤改良効果の詳細な検討を行なった。

昭和50年度は、川崎側人工島の地震応答解析ならびに最近の4地震による盛土等の震害様相を調査した。以上に加えて引き続き、人工島耐震設計に関連する調査を日本道路協会に委託して実施した。

51年度は、東京湾横断道路人工島の地震応答解析結果の検討、東京湾環状道路の橋梁、トンネルの地盤耐震性調査を行った。昭和52年度は、従来の盛土の耐震調査を地盤の耐震調査と改題し、盛土以外の大規模構造物を含めて構造物周辺地盤の耐震性の調査を実施することとした。具体的には、飽和砂質地盤の非排水動的強度推定式の検討、流動化に関する簡単判定法の提案および妥当性の検討、原位置における地盤の耐震性調査を実施した。

本年度は、昨年度に東京湾環状道路網の建設予定地点で実施した砂質地盤の耐震性調査結果の詳細な検討を行ない、より合理的な地盤の耐震性の調査法を確立するために、関東地方建設局川崎国道工事々務所が実施した地盤の耐震性調査の指導を行なった。そして、この調査成果を踏えて、宮城県の開上大橋（名取川）において原位置における地盤の耐震性の調査を実施し、地盤の耐震性調査法の妥当性の検討を行った。

#### 2. 調査目的

かなりの規模の地震が発生することが予測されている地域に大規模特殊事業計画において建設される盛土は、中小地震で機能を停止することなく、さらに強い地震に対しても大被害を被らないように設計しなければならない。そのために、本調査では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の評価ならびに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。

(※) 本務先：東京大学生産技術研究所助教授

本課題においては、地震時の地盤の耐震性の評価法の提案およびその適用性に関する調査を実施し、実用的な地盤の耐震性調査法の確立を行なう。

### 3. 調査方法

地盤の流動化が構造物に及ぼす影響は大きく、構造物の設計段階において詳細な調査を行なう必要がある。しかしながら、詳細な調査のためには相当の時間と経費が要求されるため、通常地盤調査結果（N値、平均粒径等）から地盤の流動化の簡易判定法を確立する必要がある。

本調査では、東京湾沿岸の羽田地区で行なわれた地盤の耐震性調査において、砂質地盤の流動化判定法の検討を行ない、その成果を用いて閉上大橋において地盤の耐震性調査を実施した。

### 4. 調査結果

#### 4.1 羽田地区における地盤の耐震性調査

東京湾環状道路網計画のうち、湾岸道路羽田地区において実施した地盤の耐震調査の結果を示す。

調査地域は、かつては速浅の海浜を形成していた所であり、沖積層最上部には多摩川の営力による三角州堆積物としての砂層が発達している。上記滑走路は、この砂を浚渫してAP+3～5mの高さまで昭和45年頃造成されたものである。この地域は、第三紀層固結シルトを基盤とし、これの上に洪積層および沖積層が厚く堆積している。

当該地点では昭和52年度に砂質地盤の耐震性調査を実施しているが、今年度は前回の調査で概略調査の結果流動化の可能性があると思われる2地点（A-9、A-10；図-1参照）で詳細な調査を実施した。つまり、前回の調査では同2地点における地盤の動的強度を推定式に基き決定したが、今年度はほぼ同

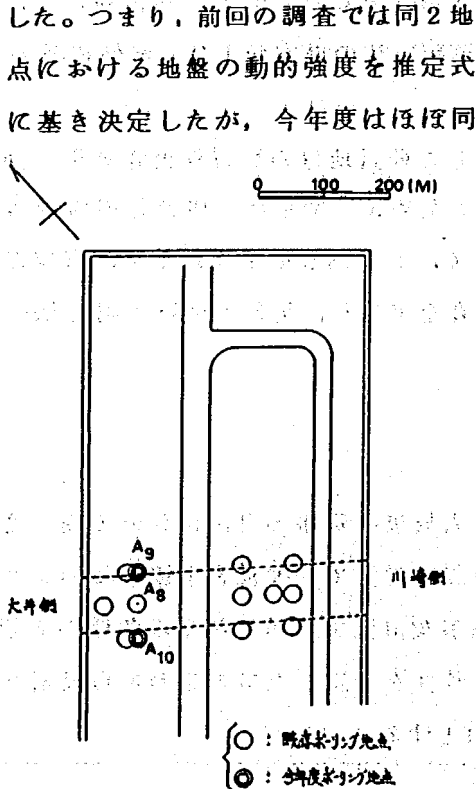


図-1 調査位置概要図

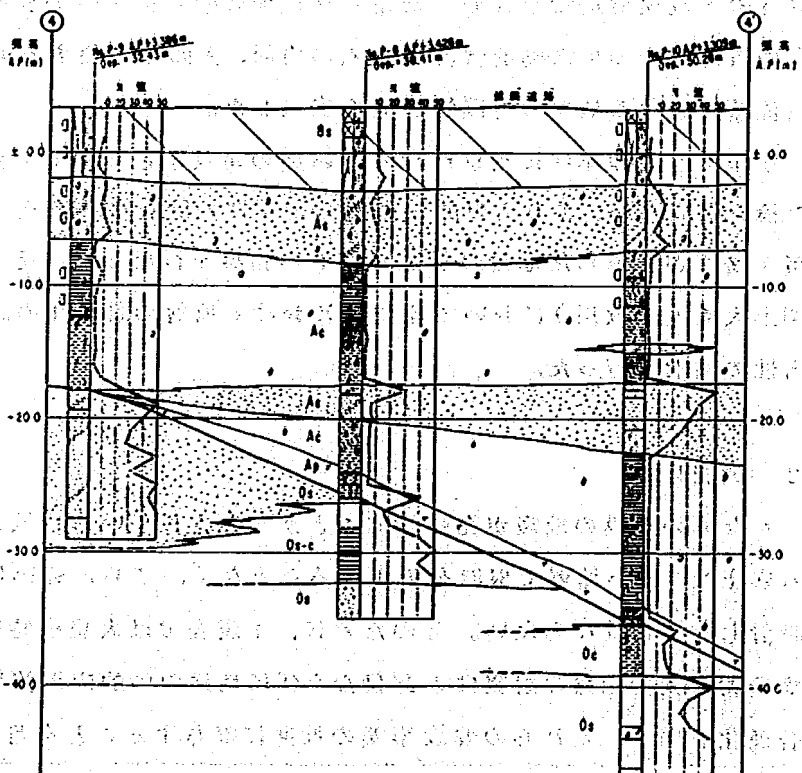


図-2 調査地点の地盤図（A9～A8～A10）

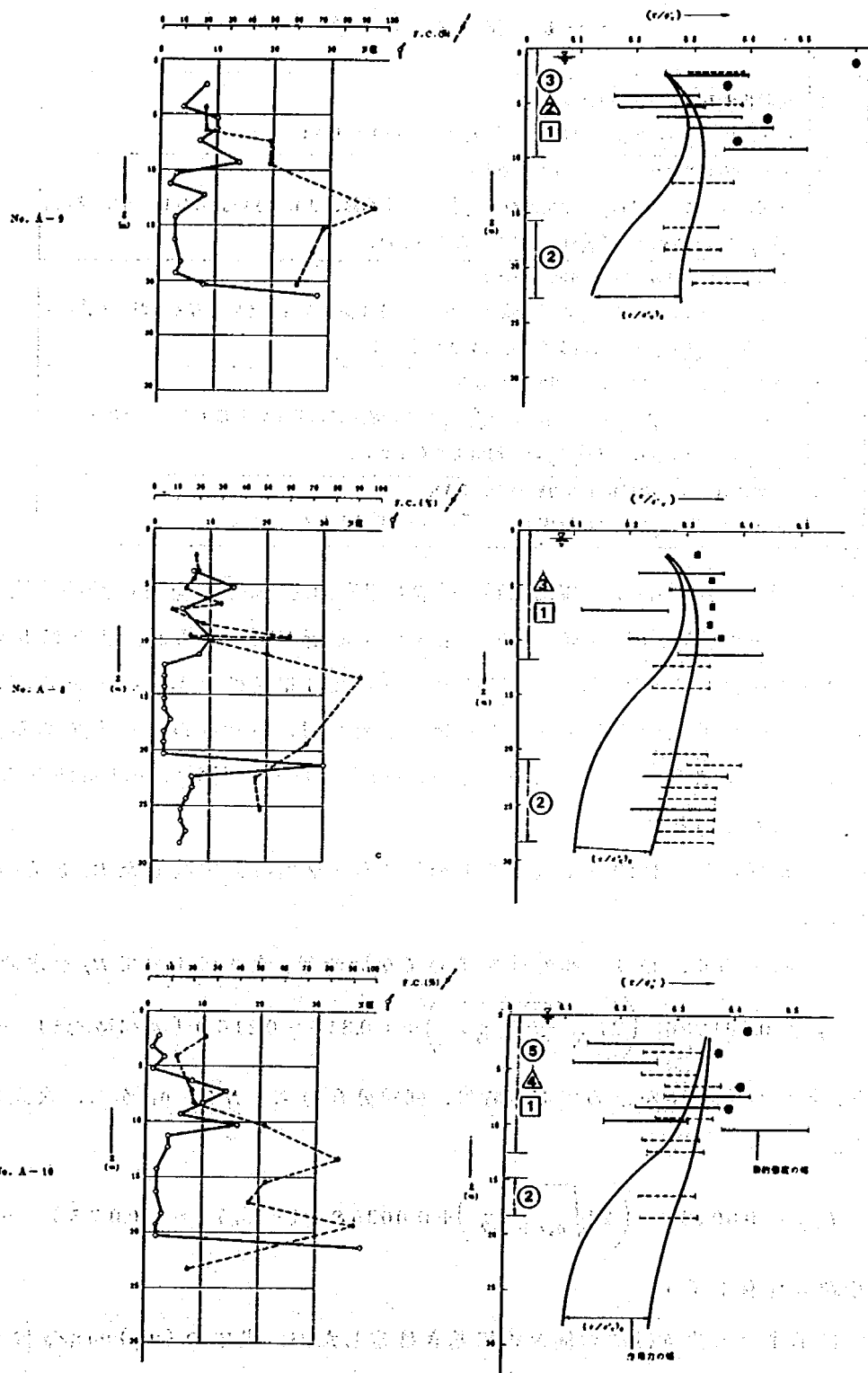


図-3. 液状化に関する調査結果

表 1 判 定 基 準

|    |                                                                                                                                                                                                 |
|----|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1. | 流動化する可能性が少ない。<br>全体的に $(\frac{\tau}{\sigma_v})_f$ の推定下限が、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_o$ の平均値より大きい。                                                                                                |
| 2. | 層の一部で流動化する可能性がややある。<br>全層に亘って、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_f$ の平均値が、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_o$ の平均値よりも大きい。しかし、層の一部で、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_f$ の推定下限が、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_o$ の平均値より小さい。  |
| 3. | 層の一部で、流動化する可能性がある。<br>大半については、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_f$ の平均値は、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_o$ の平均値よりも大きいと言えるが、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_f$ の平均値が $(\frac{\tau}{\sigma_v})_o$ の平均値よりも小さい部分もある。   |
| 4. | 全層に亘って、流動化する可能性がある。<br>全体として、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_f$ の平均値は、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_o$ の平均値とほぼ等しいと言えるが、全体として、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_f$ の推定下限は、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_o$ の平均値よりも小さい。 |
| 5. | 全層に亘って、流動化する可能性が大きい。<br>全体として、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_f$ の平均値は、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_o$ の平均値よりも小さい。                                                                                       |

一地点で新たにボーリングを実施し、不攪乱試料を採取し室内動的三軸試験を行い動的強度を決定した。

図-2 は A-9 ~ A-8 ~ A-10 のボーリング結果による断面図であるが、表層に 5 m 程の埋土がありその下に厚さ 5 m 程の沖積砂層、さらにその下方には沖積粘性土が続いている。ここで、地盤の耐震性調査（地盤の流動化の判定調査）の対象としたのは、飽和沖積砂質土である。

図 3 は A-9, A-8 および A-10 での詳細調査の結果である。同図における地盤の動的強度( $R_L$ )は次の 3 法により求めている。

(1) 不攪乱試料を採取し、動的三軸試験を実施してある個所は、実測した  $R_L$  をそのまま用いる。

( $R_{L1}$ )

(2)  $N$  値のみ求めてあり、粒度分布特性を求めてない時は、次式によって  $R_L$  を求めた。

$$R_{L3} = 0.001206 \left( 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_{v'} + 0.7}} \right) + (0.316 \sim 0.216) (\sigma_{v'}; \text{Kg/cm}^2) \quad \dots\dots\dots (1)$$

(3)  $N$  値と、粒度分布特性を求めてある時は、細粒分含有率と  $N$  値、 $\sigma_{v'}$  から、次式によって  $R_L$  を求めた。

$$R_{L2} = 0.0042 \cdot \left( 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_{v'} + 0.7}} \right) + 0.0035 S + (-0.075 \sim +0.075) \quad \dots\dots\dots (2)$$

( $S$  は細粒分含有率(%))

また、同図に示す地震荷重は次の簡易式に基き推定したが、式中の  $(\alpha_s)_{\max}/g$  は 0.17 と仮定した。

$$\left( \frac{\tau}{\sigma_{v'}} \right) = r_d \cdot r_w \cdot \frac{(\alpha_s)_{\max}}{g} \quad \dots\dots\dots (3)$$

図-3 において、動的強度に幅があるのは上記推定式を設定する際のデータのばらつきを考慮しているためであり、また、地震荷重に幅があるのは(3)式中の低減係数  $r_d$  に幅を持たせているためである。また、図中の ■ および ● は各々、前回および今年度を実施した地盤の動的強度の実測値である。なお、実測動的強度は繰返し回数が 20 回でヒズミ両振巾が 5 % に達するときの応力比で定義している。

地盤の動的強度および地震荷重との比較から、当該地点での地盤の耐震性の判定を行なったが、その時の判定基準は表-1に従った。判定は図に示すように、動的強度を推定式にのみ依った場合（○印）、推定値と実測値の両者に依る場合（△印）および実測値を重視した場合（□印）に区分して行なった。同図からも明らかなように、当該地点においては推定式だけでは地盤の動的強度を過小評価する恐れがあり、動的強度の実測値を重視する必要がある。地盤の動的強度の実測値が、得られている場合は実測値を耐震性の判定に用いるのが妥当であることを考えると、当該地点での地盤の動的強度がかなり期待できることにより、当地での地盤の流動化の可能性は少ないと言える。

なお、本調査は関東地方建設局川崎国道工事々務所が実施したもので、当室は技術指導を行った。

## 4.2 流動化の簡易測定法の検討調査

### 4.2.1 調査概要

昭和53年6月12日午後5時14分頃、宮城県金華山の東方約60kmの海底に震源をもつマグニチュード7.4の地震が発生した。当該地震においては、宮城県内を中心として多数の地点で流動化が発生しており、名取川に架かる閑上大橋（宮城県県道22号線）においても堤外地において噴砂現象がみられた。当研究室では、地震直後の初動調査を実施するとともに、引続き地盤の耐震性に関する詳細調査を行なった。調査内容は、原位置における地盤調査および流動化に関する地盤の耐震性解析である。

### 4.2.2 調査地点の被災概要

閑上大橋においては、上下部構造においても被害が見られ、橋脚でのひびわれ、支承部での破損が全体的に発生している。また、橋脚の傾斜に伴う橋桁の橋軸方向の移動も全橋に渡り起っている。周辺地盤においては流動化（噴砂）が発生しているが、その状況は写真1、2に例示するとおりである。橋梁周辺の流動化の分布状況を図-1に示すが、左岸の中州および高水敷に多数の噴砂がみられる。他方、左岸側では200m程上流で噴砂が見られたものの橋梁周辺では確認されなかった。



写真-1 噴砂（ $P_7$  付近）

なお、当地点は震央距離で約108kmに位置し、流動化発生の限界震央距離に位置している。

### 4.2.3 原位置地盤調査

原位置においては下記の項目に関する調査を実施した。

- 1) ボーリング（標準貫入試験、 $P \cdot S$  検層用）
- 2)  $P \cdot S$  検層（弾性波探査）
- 3) 不攪乱砂試料採取用ボーリングおよび不攪乱砂試料採取

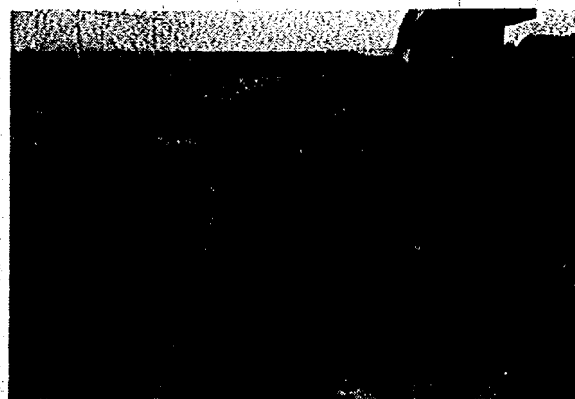


写真-2 噴砂（ $P_8$  付近）

ボーリングは図-1に示すように橋心から15m下流側の $P_{1\sim 5}$ 、 $P_5$ 、 $P_5$ 、 $P_{7\sim 8}$ および $P_9$ の5箇所において

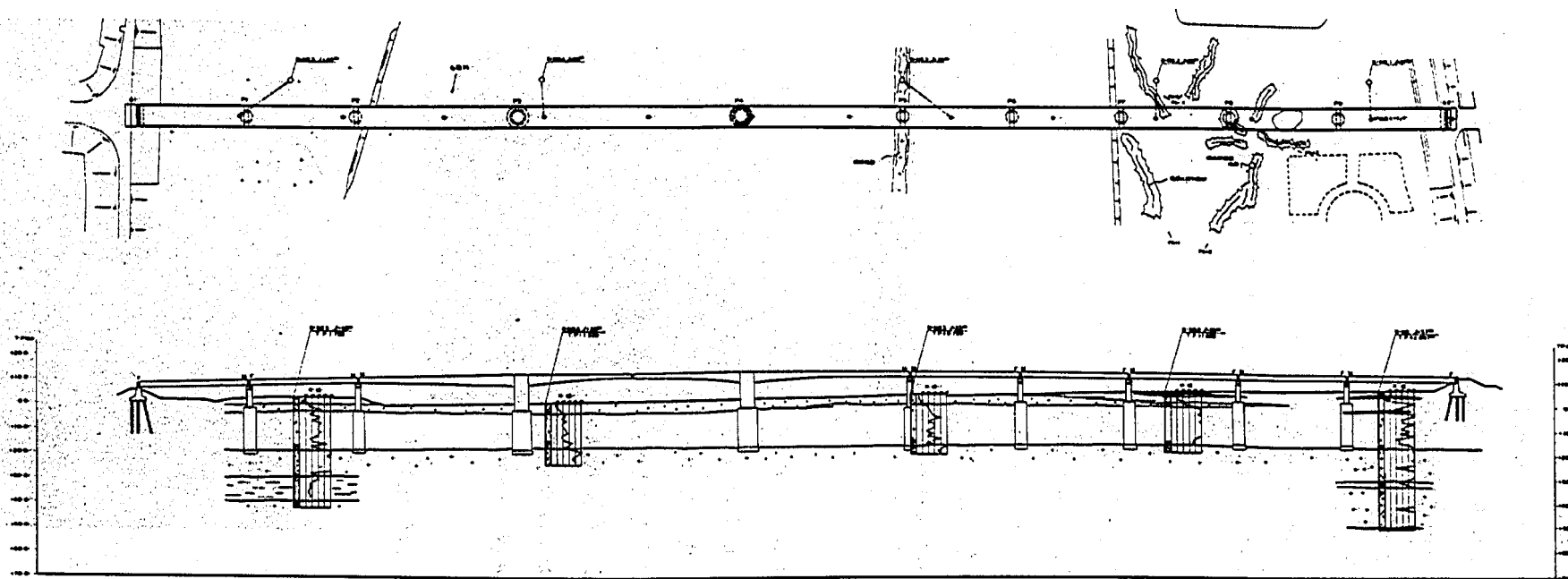


図-1 閑上大橋の地盤耐震性調査，調査地点位置図及び地質断面図（縮尺1:500）

—噴砂分布ならびに被害状況一覧図—

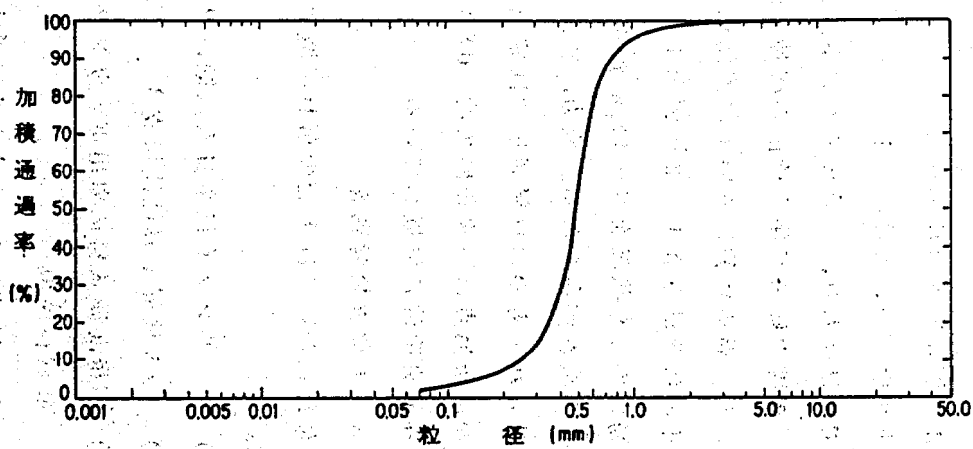


図-2 噴砂の粒度分布

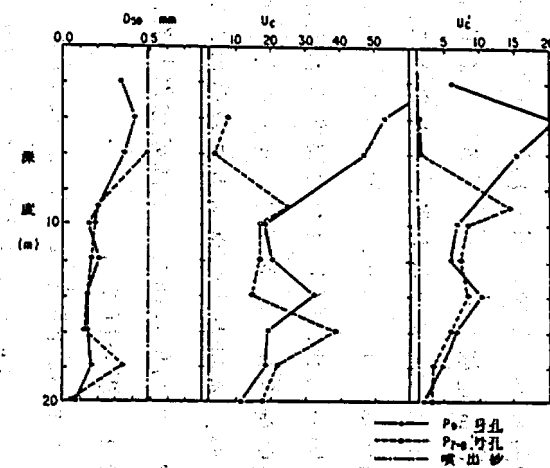


図-3 噴砂と採取砂の物理特性 ( $D_{50}$ ・ $U_e$ ・ $U_e'$ )

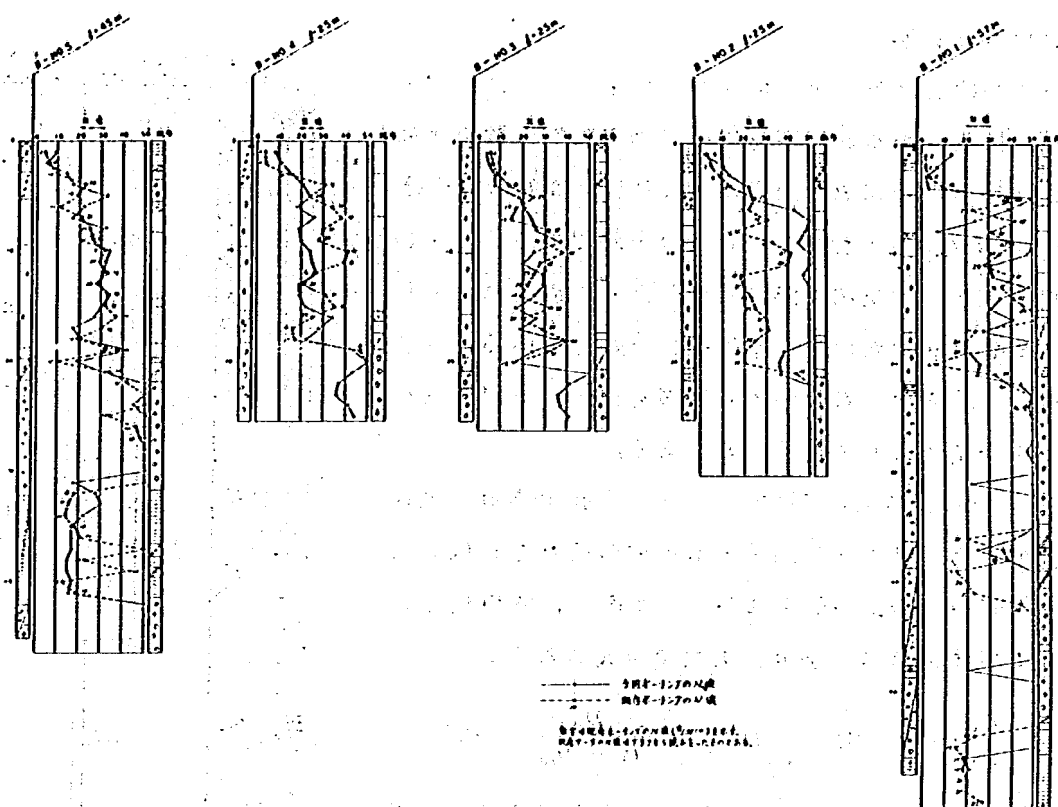


図-4 今回のボーリングと既存ボーリングとの比較図

実施した。各孔において、標準貫入試験（ $N$ 値の測定）を実施し、 $P_9$ のボーリング孔を使って $P \cdot S$ 検層を行なった。また、不攪乱試料は前記の各ボーリング孔の近傍に掘られたボーリング孔から採取している。

図-4は標準貫入試験の結果をまとめた図である。当該地点では、橋梁建設時において地盤調査が実施されており、同図中にその結果も併記している。また、図-1には調査結果を橋軸方向に配置させている。これらの図より、閉上大橋付近の地盤構成を要約すると次のようである。

- (1) 表層地盤は比較的浅く、深層で部分的に $N$ 値の小さい土層があるが、 $N$ 値50以上の土層は右岸で5~10m、また、左岸でも20m程度に現われている。
- (2) 表層地盤でも、 $N$ 値が20以下の土層はただか5m程度であり、ごく表面付近に限られる。
- (3) 60m程度迄の地盤は砂層、レキ混り砂層が中心であり、一部砂質シルトを含んでいるが、相当の深度迄、これらの土層の互層となっている。

また、前回と今回の $N$ 値の比較をすると、両者がほぼ同一値を示す孔もあれば、今回の結果が前回のそれより大きい孔があり、又、その逆となる孔もある。しかしながら、全般的には当地点の地盤構成の反映に大きな差は無いと言える。

図-5は $P_9$ のボーリング孔における $P \cdot S$ 検層の結果であるが、 $S$ 波速度は深度12m以浅で160m/秒、12m~23mで220m/秒であり、それ以深では390m/秒以上となっている。

不攪乱砂試料は、 $P_{1-2}$ 、 $P_5$ 、 $P_{7-8}$ および $P_9$ の4箇所て採取した。原位置で採取した試料は、運搬中の攪乱を防止するために凍結保存され、動的強度試験のために使用される。

(N値は地盤の硬さを示す指標であり、N値が大きいほど地盤は硬い。)

図-5は $P_9$ のボーリング孔における $P \cdot S$ 検層の結果であるが、 $S$ 波速度は深度12m以浅で160m/秒、12m~23mで220m/秒であり、それ以深では390m/秒以上となっている。

#### 4.2.4 物理特性試験

調査地点における地盤の物理特性を把握するために、ボーリング孔より採取した攪乱試料を用いて物理特性試験を実施した。なお、地震直後に  $P_8$  の上流側で採取した噴砂の粒度分布を図-2に示すが、平均粒径  $0.48\text{mm}$  の中砂である。しかし、地表面に噴出した砂は噴出の際に残留したり、流されたりして、必ずしも噴出層の粒度分布を的確に表わしているとは言い難い。従って、噴出砂に基いて噴出層を推定する際にはこれらの事項を念頭に入れておく必要がある。

図-3は噴出砂の採取位置に近いボーリング孔である。 $P_9$  および  $P_{7-8}$  孔での物理特性試験結果と噴出砂のそれを比較したものである。図中、 $D_{50}$ 、 $U_c$  および  $U'_c$  は各々、平均粒径、均等係数および曲率係数であり、次式で定義される。

$$U_c = \frac{D_{60}}{D_{10}} \dots\dots(1), \quad U'_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}} \dots\dots(2)$$

同図から、 $D_{50}$  に関しては  $P_9$  および  $P_{7-8}$  孔共に深度  $6\text{m}$  程度以浅で噴出砂と近似した値を示しているが、 $U_c$  および  $U'_c$  は  $P_{7-8}$  孔の結果が比較的噴出砂に類似している。

これらのデータを見る限りでは、深度  $6\text{m}$  以浅の砂層が流動化をしたものと思われる。

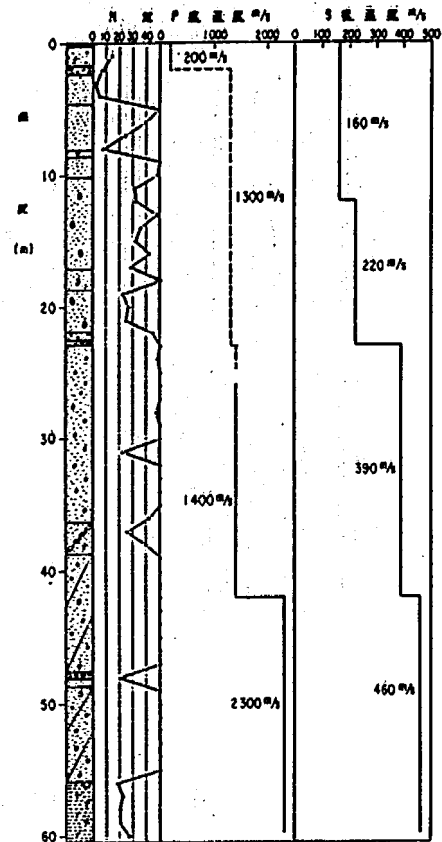


図-5  $V_s$ 、 $V_p$  の測定結果

#### 4.2.5 地盤の耐震性解析

原位置地盤調査に基き当該地点での流動化に関する地盤の耐震性解析を実施した。実施した調査内容は、次に示すとおりである。

- 1) 地盤の動的強度調査
- 2) 地盤に作用する地震荷重調査
- 3) 流動化の判定

流動化の判定を行うためには地盤の動的強度および地震荷重を求める必要があるが、詳細な調査

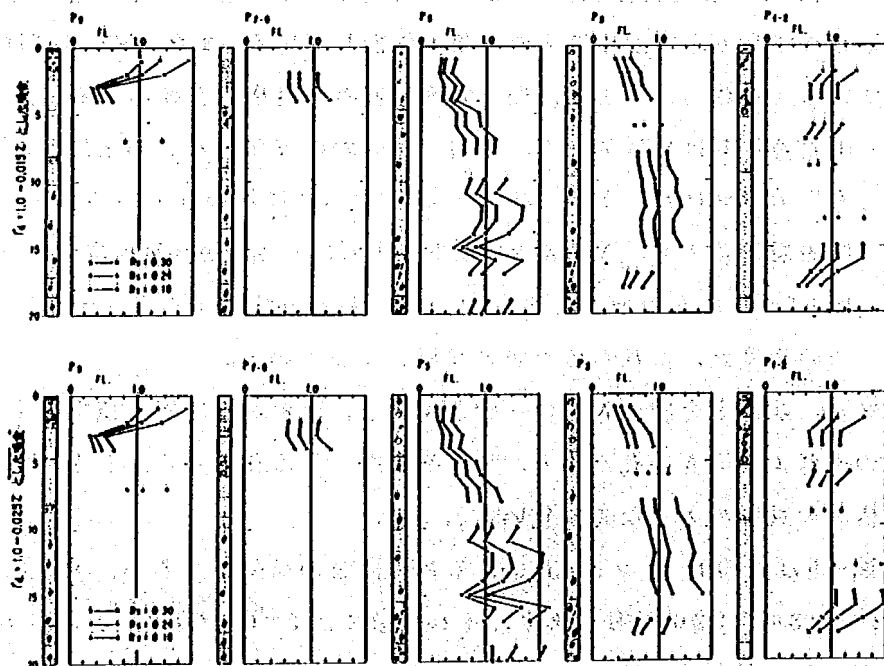


図-6 各ボーリング孔における  $F_L$  の計算結果  
(上段:  $r_d = 1.0 - 0.015Z$ , 下段:  $r_d = 1.0 - 0.025Z$ )

を行なうとすれば、動的強度は室内動的強度試験により決定し、また、地震荷重は地盤の地震応答解析を実施することにより得られる。また、詳細調査によらない場合は、既往の研究成果に基く簡易推定式を利用して推算することができる。ここでは、簡易推定式により地盤の動的強度および地震荷重を推定することとした。その際の推定式は、次式に従った。

(動的強度)

(地震荷重)

$$R = \begin{cases} 0.0042 D_r^* + 0.19 \\ (0.02^{MN} \leq D_{50} \leq 0.05^{MN}) \\ 0.0042 D_r^* + 0.225 \log_{10} (0.35 / D_{50}) \\ (0.05^{MN} < D_{50} \leq 0.6^{MN}) \\ 0.0042 D_r^* - 0.05 \\ (0.6^{MN} < D_{50} \leq 2.0^{MN}) \end{cases}$$

$$L = r_d \cdot k_s \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'}$$

ここに  $r_d$  : せん断力の低減係数

$k_s$  : 地表面震度

$\sigma_v$  : 全上載圧 (Kg/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_v'$  : 有効上載圧 (Kg/cm<sup>2</sup>)

ここに  $D_r^* = 21 \sqrt{N / (\sigma_v' + 0.7)}$ ,  $N = N$  値

以上のようにして推算した動的強度(R)および地震荷重(L)から、各孔毎に深さ方向の流動化抵抗係数( $F_L$ )を計算する。ここで、 $F_L$ は流動化の程度を表わす指数であり、 $F_L < 1$ で流動化するものと判断する。

$$F_L = \frac{R}{L}$$

地表面震度( $k_s$ )を0.18, 0.24および0.30の3種類設定して、また、せん断力の低減係数 $r_d$ を $1.0 - 0.015 Z$ および $1.0 - 0.025 Z$ (ただし、深度 $Z$ (m))として各ボーリング孔毎に $F_L$ の計算を行った。

図-6は $F_L$ の深度方向の計算結果である。同図によれば、当該地点における地盤の流動化に関する耐震性について、次のことが指摘できる。

(1)  $F_L$ 値に基く流動化の判定結果に及ぼす、低減係数の影響は小さい。

(2) 調査地点の震央距離を考えると当該地点での地震時の地表面震度は0.18~0.24程度と考えられるが、この場合、流動化範囲は、 $P_9$ ,  $P_{7-8}$ ,  $P_5$ ,  $P_3$ および $P_{1-2}$ において、各々、2~6m, 2~5m, 1~8m, 1~7mおよび3~10m程度である。

(3) 深度の差はあるが、 $P_9$ ,  $P_{7-8}$ ,  $P_5$ の流動化の判定は現象と対応している。 $P_3$ は低水敷にあるため現象との対応はできない。また、 $P_{1-2}$ では噴砂が確認されていないが、判定によれば流動化範囲が深いため、地表にまで噴砂が至らなかったとも考えられる。

## 5. あとがき

今後は、不攪乱砂試料の動的強度試験および地盤の地震応答解析を実施し、詳細な流動化判定の調査を引続き実施する予定である。

なお、本調査を実施するに際して、東北地方建設局本局、仙台工事々務所、宮城県土木部の多大な御協力を得ている。関係各位に御礼申し上げます。

また、川崎国道工事々務所の地盤調査の際に貴重な不攪乱粘性土試料を譲り受けましたが、関係者の方々に御礼申し上げます。

—— (4) 地盤・杭基礎の動的相互作用に関する地震応答特性解析 ——

振動研究室 室 長 岩 崎 敏 男

併 任<sup>(※)</sup> 龍 岡 文 夫

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。初年度は、大型振動台を用いた模型振動実験を行った。昭和50年度は、盛土地盤および盛土中の杭基礎の模型振動実験による地盤変状ならびに杭基礎の相互作用の分析を実施した。昭和51年度は、東京湾環状道路の橋梁、トンネルに関連した地盤・杭基礎の模型振動実験を実施した。昭和52年度は、従来の盛土の耐震調査を地盤の耐震調査と改題し、盛土以外の大規模構造物を含めて構造物周辺地盤の耐震性の調査を実施することとした。具体的には、地盤・杭基礎の動的相互作用に関して、正弦波加振による振動実験に基く動的諸特性の定性的評価を行うとともに、流動化現象のモデル化に基く流動化砂層中の杭基礎の動的応答特性に関する数値解析および実験結果との比較・検討を実施した。

本年度は、従来の正弦波加振実験を進めたランダム波加振実験およびスペクトル解析による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の定量的評価を行い、ランダム波に対する地盤・杭基礎の動的相互作用に関する動的応答特性調査を実施した。

### 2. 調査目的

かなりの規模の地震が発生することが予測されている地域に大規模特殊事業計画において建設される盛土は、中小地震で機能を停止することなく、さらに強い地震に対しても大被害を被らないように設計しなければならない。そのために、本調査では大規模特殊事業計画で道路網上の各種の大規模構造物の支持地盤の耐震性の評価ならびに地盤の動的変形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。

本課題においては、室内模型振動実験により、流動化砂層中の地盤および杭基礎構造物の動的挙動の解明を行うことを目的とする。

### 3. 調査方法

室内の振動台上に砂地盤および杭基礎のモデルを設置し、加振により人工的に流動化の再現を行い、その時の地盤および杭基礎モデルの動的諸応答（加速度、間クギ水圧、土圧、変位）の計測を実施する。本年度は、ランダム波を入力する実験を行い、スペクトル解析により応答特性の定量的評価を行

(※) 本務先：東京大学生産技術研究所助教

うなかで、流動化砂層中の地盤・杭基礎系の諸特性を明らかにするとともに、正弦波入力実験結果との比較・検討を行なう。

#### 4. 調査結果

##### 4.1 実験概要および記録波形に基づく考察

実施した実験は、群杭（杭本数6体、トップマス重量18kg）の下端を固定したモデルおよび自由なモデルの2ケースについて実施した。実験諸元は表4-1に示すとおりであり、応答加速度、土圧および間ゲキ水圧の計測は図4-4に示す位置において実施した。

図4-1は実測記録波形の一部であるが、地盤の流動化の程度に応じて3段階に分けている。つまり、流動化前、流動化過程中および完全流動化時であるが、各段階毎に各応答値に特徴の現われているのがわかる。段階毎に応答特性を列記すると次のとおりである。

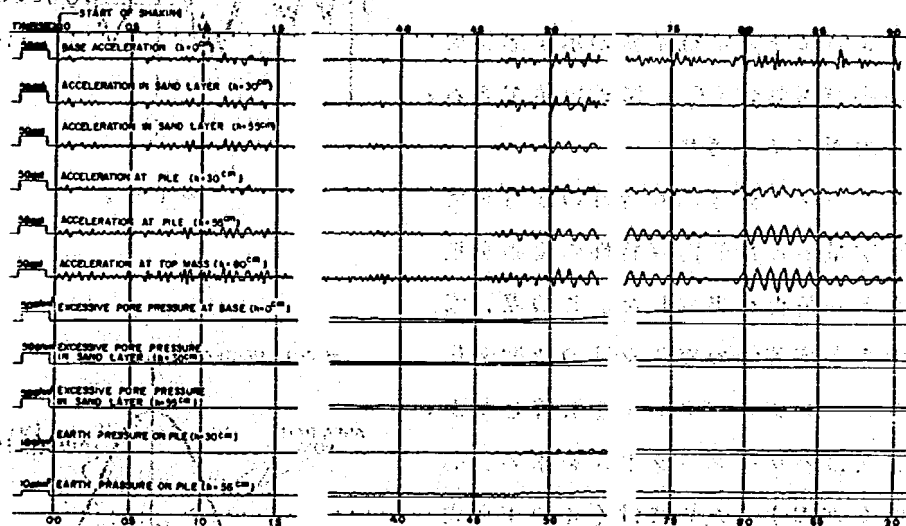


図4-1(a) 記録波形一部（杭モデル下端固定）

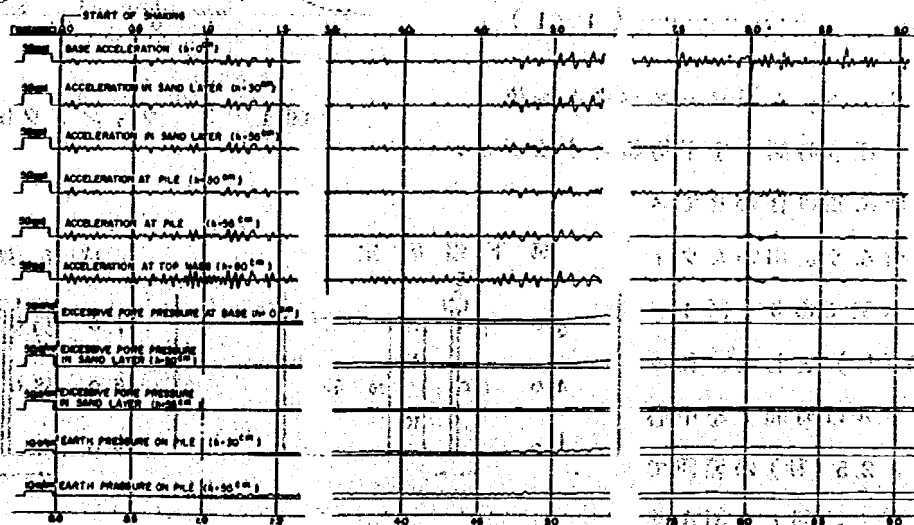


図4-1(b) 記録波形一部（杭モデル下端自由）

(1) 流動化前：地盤の間ゲキ

水圧の上昇は僅かであり、地盤および杭基礎の加速度応答も入力波形（台加速度）とほぼ同一の形状を示している。

表 4 - 1 実 験 諸 元

| No. | 地盤モデル材料 | 初期相対密度Dr(%) | 水中固有振動数(HZ) | 杭の下端条件 | 杭本数(本) | トップマス重量(KG) | 入力最大台加速度(GALS) |
|-----|---------|-------------|-------------|--------|--------|-------------|----------------|
| 1   | 豊浦砂     | 18          | 10.5        | 固 定    | 6      | 18          | 50             |
| 2   |         | 20          | 3.0         | 自 由    |        |             |                |

(2) 流動化過程中：地盤の間

ゲキ水圧が次第に上昇してくるが、未だ、地盤および杭基礎の応答は入力波形に近似している。

(3) 完全流動化時：地盤の間ゲキ水圧がピークに達し、地盤の加速度が零に近づき絶対静止状態となる。また、杭の応答は入力波形とは異なる形状を示し、長周期の応答を示すようになる。杭基礎の示す応答周期は杭の水中での固有振動数( $f_p$ )に近い値である。

#### 4.2 スペクトル解析に基づく考察

前節ではアナログデータに基づき応答特性の検討を実施したが、本節では定量的に動的応答特性の変動を把握するためにスペクトル解析を実施した。この際、流動化の時間変化に伴う各応答値の変化特性の時間変化を追跡するためにランニングスペクトルを計算したが、個々の応答値に対してはパワースペクトルを求め、応答値相互の伝達特性を把握するためには(4-1)式で定義される伝達関数( $H$ )を求めている。

$$H = \sqrt{\frac{S_2}{S_1}} \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

ここに  $S_1, S_2$  : パワースペクトル値

計算に際しては、任意時間 $t$ を平均値とするウィンドウ関数を記録波形に掛け合わせてスペクトルの計算を行なう。用いたウィンドウ関数はガラス型であり(図4-3参照)、 $T=2.5$ (秒)とした。従って、パワースペクトルは時間 $t$ を中心として前後、各々、2.5(秒)の範囲で計算される。ここで、時間 $t$ を順次移動してゆけば、パワースペクトルの経時変化が得られる。

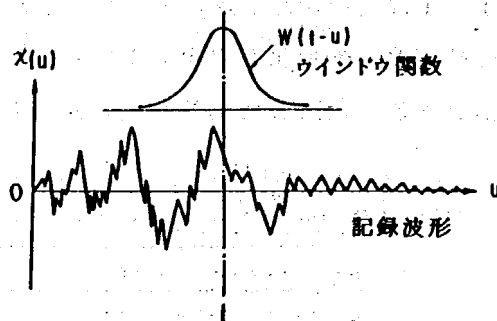


図 4 - 2

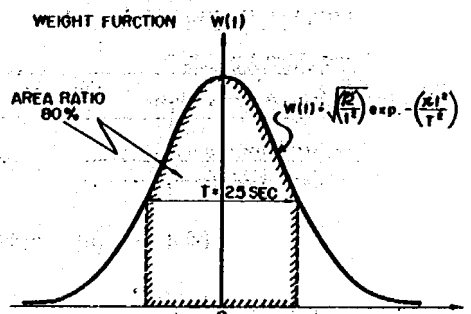


図 4 - 3 ウィンドウ関数

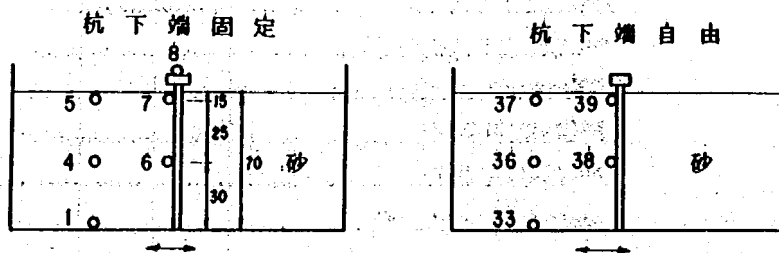


図 4 - 4 測 点 位 置 図

パワースペクトルの経時変化を計算した測点は図4-4に示すが、(4-1)式によれば測点相互の伝達関数の経時変化も得られる。

図4-5は代表的な時間における伝達関数の計算結果例である。同図は群杭下端周定の場合の結果であり、図中の上段は、砂層( $H=55\text{ cm}$ )の台に対する伝達関数、また、下段は杭頭の台に対する伝達関数である。 $T=1.5, 4.5$ および8.5(秒)は各々、流動化前、流動化過程および完全流動化時に対応する。これらの図から、流動化前では、伝達関数の周波数特性は全周波数領域に渡り一様であるが、流動化が進行するに伴い、地盤のそれは零に近づき、杭頭のそれは或る周波数( $f \approx 10.5\text{ Hz}$ )でピークを示すようになる。これは杭が水中固有振動数で卓越していることを示し、前項の結果を定量的に裏付けたものと言える。

他の実験例においても同様な結果が示され、ランダム波の場合も完全流動化時には杭基礎が水中での固有振動数で応答することが指摘される。

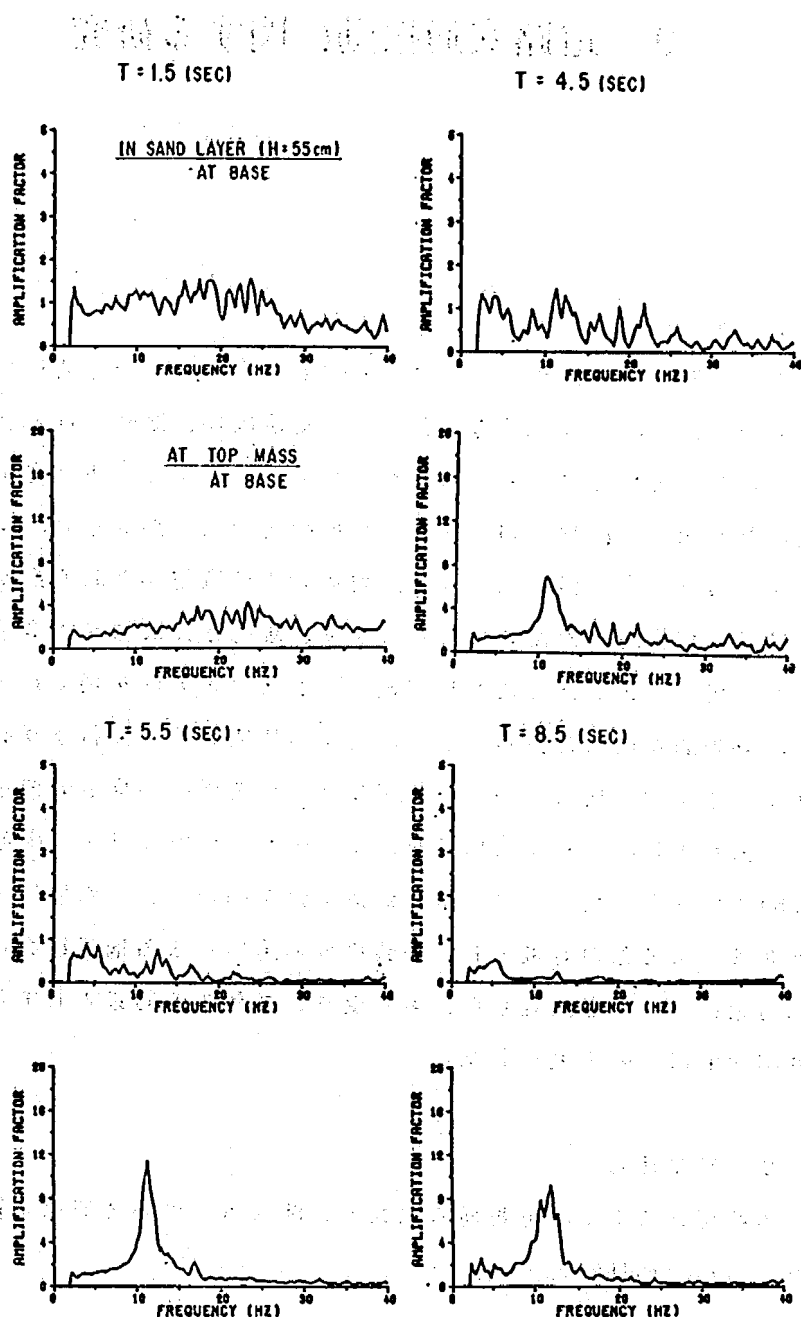


図4-5 伝達関数の経時変化

## 5. 今後の問題点

次に示す項目について調査する必要がある。

- (1) 流動化の程度に応じた地盤の強度・変形特性の解明および耐震設計への反映
- (2) 間ギャキ水圧の発生を考慮した地盤の応答解析法の開発・実用化

## 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 若林 進

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月より施工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、また溝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。本年度は、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効果について実測した。

### 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

振動源および伝播経路における各種の振動軽減対策工法について研究を行ない、実地盤において各種の振動軽減対策を施工し、重錘、起振機または試験車を用いて振動を発生させ軽減対策前後における周辺地盤振動を測定し、対策工の効果を比較検討する。

### 4. 研究結果

今年度実施した道路交通振動の軽減対策実験では、振動源の対策について実験的研究を行なった。振動源の対策としては種々の方法が考えられるが、ここでは、舗装構成（舗装の剛性および舗装厚）の差異に着目して5種の試験舗装を行ない、地盤の振動を測定し比較検討を行なった。

#### 4.1 試験舗装

試験舗装は、図4-1に示す区間について既設のコンクリート試走路を撤去し、図4-2に示すような5種の舗装構成による試験道路を作成した。舗装構成は、標準的なアスファルト舗装(Ⅵ1)、舗装各層の層厚を変えた場合(Ⅵ4.5)、また舗装の層路盤に6%および8%のソイルセメントを用いた舗装の場合(Ⅵ2.3)の5種類とした。

#### 4.2 加振方法

舗装面に加える振動発生方法は、重錘落下、起振機および試験車走行の3種類とした。重錘落下試験は、土質調査に用いる標準貫入試験用の63.5kgモンケンを使用し、舗装面上のベニヤ板(18mm厚)上に0.5mおよび1mの高さから自由落下させた。起振機試験は、高周波型と低周波型の2種類の起振機を用いた。高周波型起振機は、図4-1に示すように各試験道路中央にコンクリート基礎(1×1×0.5m高さ)を作成して設置し、最大起振力1.0ton、振動数範囲5~30Hzの正弦波上下加振力を舗装面に加えた。低周波型起振機は、直接舗装道路面上に設置し、加振力1.0ton、振動数範囲1H~15Hの正弦波上下加振力を舗装面に加えた。試験車走行試験は、最大積載重量2tonの小型トラックを使用し満車時について試験舗装区間を20~40km/hの速度で走行させた。また、各舗装区間中央部に人工段差を設置して同様に走行させる実験も行なった。

#### 4.3 測定項目

対策実験における測定項目は、実験場所の地盤特性、試験舗装の特性および地盤の振動等とした。振動計測点で地表面の鉛直振動を加速度計により測定し、試験舗装付近では地中の振動加速度も測定した。最も遠い測点は、試験舗装端から道路直角方向に約40mで地中の測点は深さ2mと4mの測定点を設けた。図4-3に計測点の設置場所の一例を示した。実験場所の地質条件としては図4-4に示す柱状図の通りで、P、S検層の結果、この地点のP波S波の速度は表4-1に示す通りとなっている。各舗装モデルのタワミ試験は、7tonダンプトラックを使用して行ない試験舗装の特性を求めた結果、表4-2に示すような値が得られた。各舗装間に一応の剛性差が表われている。舗装の平坦性に関しては、試験車タイヤの走行車線に2本に沿って3mプロフィールメーターを使用し、表4-3に示す値が得られた。

#### 4.4 実験結果

##### 4.4.1 重錘落下試験

測定結果より、同一条件での5回の測定値を用いての距離減衰の傾向を図4-5に示し、相対レベル差を図4-6に示す。また、標準舗装と他の舗装モデルとの振動レベル差を表4-4に示した。これらは、落下高さ0.5mの結果であり各舗装モデルとも加振源に近い測定点において顕著な差は見られないが、遠い測定点になるに従い舗装モデルⅥ3、Ⅵ4、Ⅵ5が標準舗装に比べて5dB前後の低減があった。図4-7は、各舗装モデルの軽減効果を示したもので、図4-8は、標準舗装(Ⅵ1)面上における振動測定値のフーリエスペクトルの一例を示した。表4-5は、各舗装モデルの測定点ごとの卓越振動数を示している。

##### 4.4.2 起振機試験

起振機を用いて5種の舗装面を加振した場合の共振曲線を示すと図4-9、図4-10および図4-11のようになる。これらの図は、振動数2~30Hzの間を加振力1tonで正弦波加振した場合の各測点の加速度

値で示しており、3測定点とも標準舗装（Ⅱ-1）に比べ他の舗装モデルが5～10<sub>gal</sub>程度低い値を示しており、軽減効果が現われている。

#### 4.4.3 試験車走行試験

5種の舗装面上を段差走行した場合の距離減衰を示すと、図4-12のようになる。振源に近い測点では振動レベル値の差が小さく、遠い測点においてはⅡ-4、Ⅱ-5の舗装モデルが多少振動レベル値が低い値となっている。図4-12は速度40<sub>km/h</sub>の結果であるが、20<sub>km/h</sub>および30<sub>km/h</sub>の場合もほぼ同様の傾向を示した。段差無しの走行試験では、試験道路両端のすり付け部分の影響が大きいため比較できない。

#### 4.5 まとめ

舗装構成を変えた場合の振動軽減対策について実験を行ない、その効果を比較検討した。重錘落下試験の振動源に近い地点では差は見られなかったが、振動源から離れるに従ってセメント処理（8%）を行なった舗装および舗装厚を増加した舗装に軽減効果のあることがわかった。また試験車段差走行試験の結果では、振動軽減効果の傾向は重錘落下の場合と同様であったが、その差は小さくなる傾向を示した。

### 5. 今後の問題点

振動源の対策として、舗装構成の差に着目して実験的検討を行なったが、振動の発生レベルは道路付近の地盤特性により大きく変化することは実交通による実測結果からも指摘されているので、特に軟弱な地盤において今年同様に各種の舗装構成による振動軽減効果を把握する必要がある。

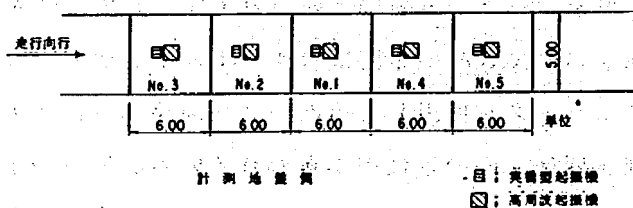


図4-1 実験場概要図

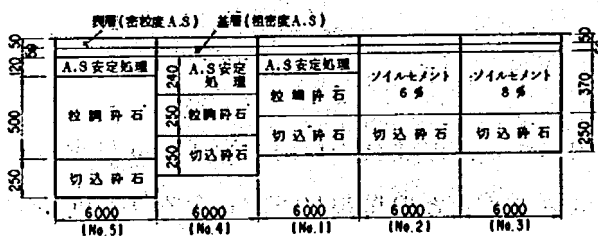


図4-2 舗装構成

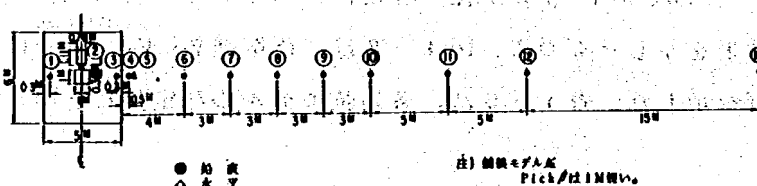


図4-3 計測点設置図

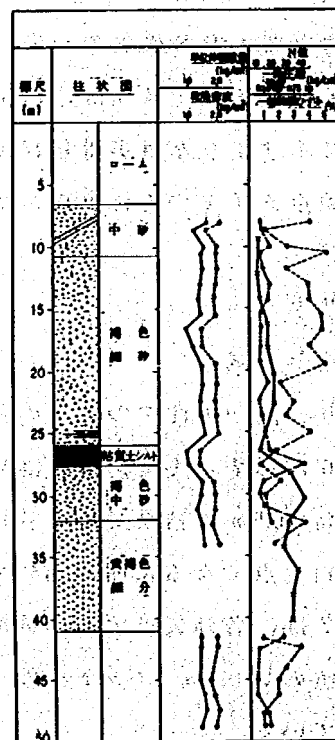


図4-4 地質柱状図

表 4-1 P波S波速度結果

|     | 底 1  | 底 2  | 底 3 | 底 4 | 底 5 |
|-----|------|------|-----|-----|-----|
| P 波 | 1011 | 1077 | 844 | 696 | 766 |
| S 波 | 133  | 122  | 149 | 111 | 149 |

表 4-2 タワミ試験結果

(単位: mm)

| 補装モデル | 底 1   | 底 2   | 底 3   | 底 4   | 底 5   |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| たわみ量  | 1.6 1 | 1.2 3 | 0.9 0 | 1.1 1 | 1.1 4 |

表 4-3 路面の平坦性結果

| B 車 線        |        |        |
|--------------|--------|--------|
| A 車 線        |        |        |
| 振動計測例        |        |        |
|              | A 車 線  | B 車 線  |
| 標準<br>偏差 (σ) | 2.3 mm | 2.5 mm |

表 4-4 振動レベル比較表

| 測点            | 0.5 m | 1 m  | 4 m  | 7 m  | 10 m | 16 m | 41 m  |
|---------------|-------|------|------|------|------|------|-------|
| モデル底2<br>(6号) | 1.4   | 7.2  | 3.3  | 1.7  | 1.7  | 3.5  | -2.6  |
| モデル底3<br>(8号) | -5.1  | -0.2 | -4.9 | -0.3 | -0.3 | -1.7 | -8.4  |
| モデル底4         | -4.7  | -1.6 | -3.7 | -4.9 | -4.4 | -1.7 | -12.6 |
| モデル底5         | -6.1  | 2.3  | -1.7 | -3.5 | -3.4 | -3.1 | -11.8 |

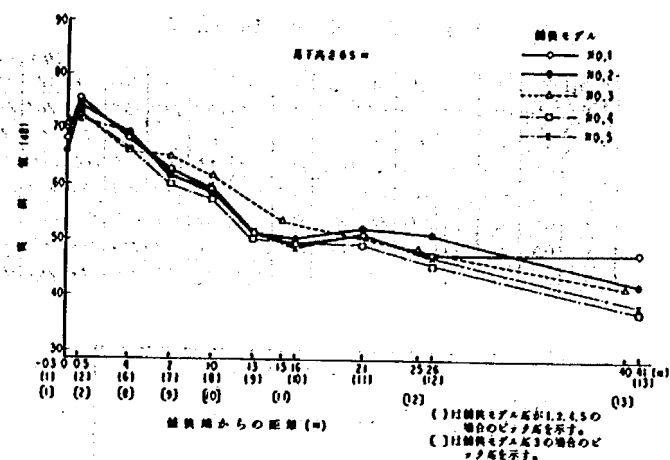


図 4-5 距離減衰図

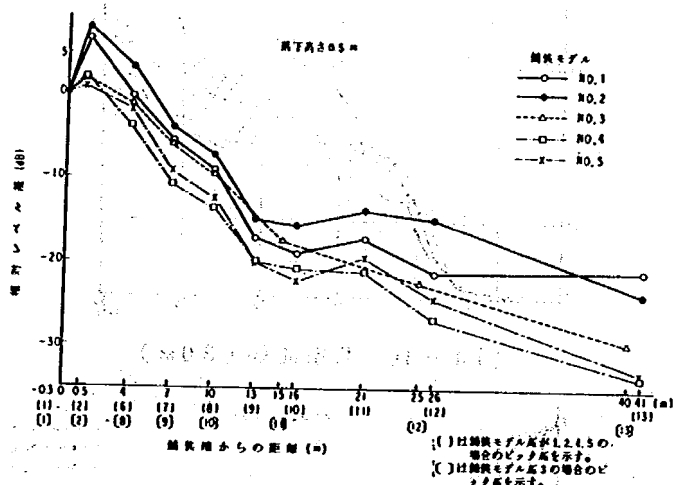


図 4-6 相 対 レ ベ ル 差

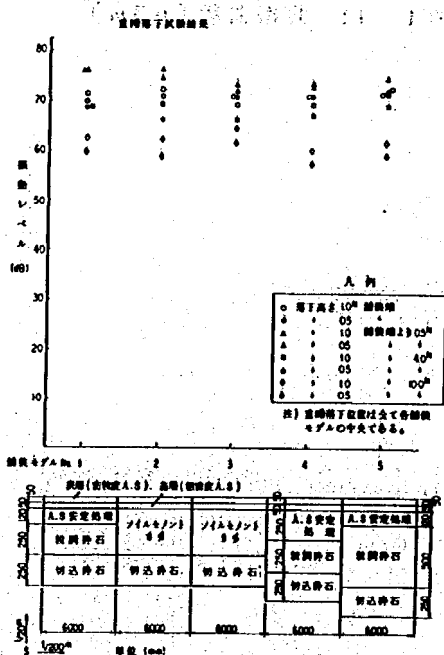


図 4-7 軽 減 効 果 図

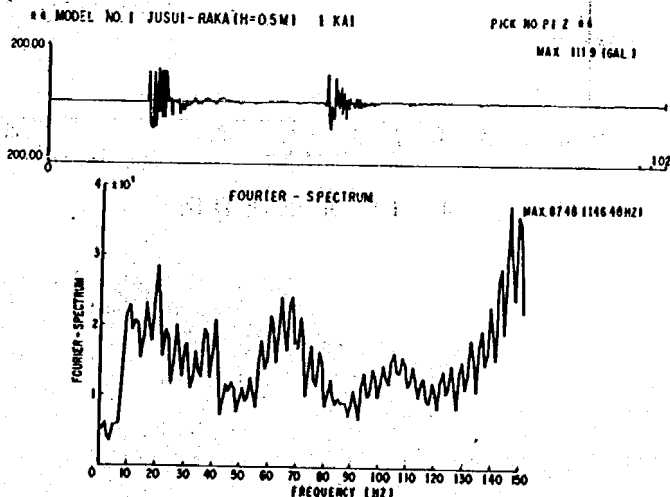


図 4-8 フーリエスペクトル図

表4-5 卓越振動数

| 観測点 No.    | 1     | 2     | 3     | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    | 9    | 10   | 11   | 12   | 13   |
|------------|-------|-------|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 卓越振動数 (Hz) | 0.3   | 0.5   | 0.5   | 0.5  | 0.5  | 0.5  | 0.5  | 0.5  | 0.5  | 0.5  | 0.5  | 0.5  | 0.5  |
| 卓越振幅 (mm)  | 144.5 | 116.2 | 116.2 | 68.9 | 58.6 | 20.5 | 27.3 | 20.5 | 20.5 | 20.5 | 21.5 | 17.6 | 16.6 |
| 1          | 0.5   | 144.5 | 116.2 | 68.9 | 58.6 | 20.5 | 27.3 | 20.5 | 20.5 | 20.5 | 21.5 | 17.6 | 16.6 |
| 2          | 0.5   | 144.5 | 116.2 | 68.9 | 58.6 | 20.5 | 27.3 | 20.5 | 20.5 | 20.5 | 21.5 | 17.6 | 16.6 |
| 3          | 0.5   | 144.5 | 116.2 | 68.9 | 58.6 | 20.5 | 27.3 | 20.5 | 20.5 | 20.5 | 21.5 | 17.6 | 16.6 |
| 4          | 0.5   | 144.5 | 116.2 | 68.9 | 58.6 | 20.5 | 27.3 | 20.5 | 20.5 | 20.5 | 21.5 | 17.6 | 16.6 |
| 5          | 0.5   | 144.5 | 116.2 | 68.9 | 58.6 | 20.5 | 27.3 | 20.5 | 20.5 | 20.5 | 21.5 | 17.6 | 16.6 |

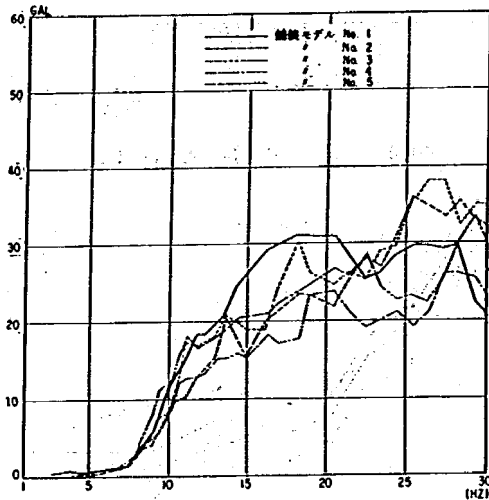


図4-10 共振曲線 (3.0m)

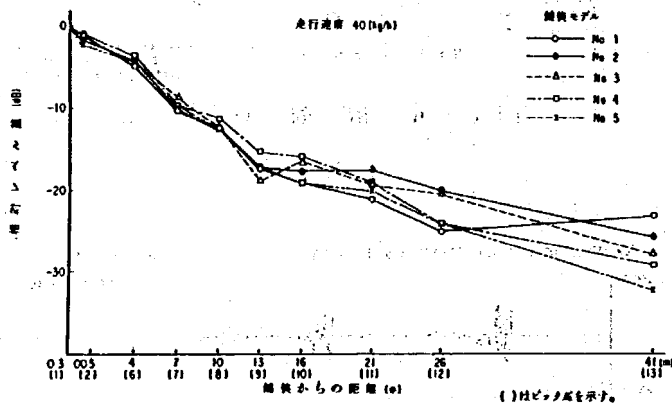


図4-12 距離減衰図

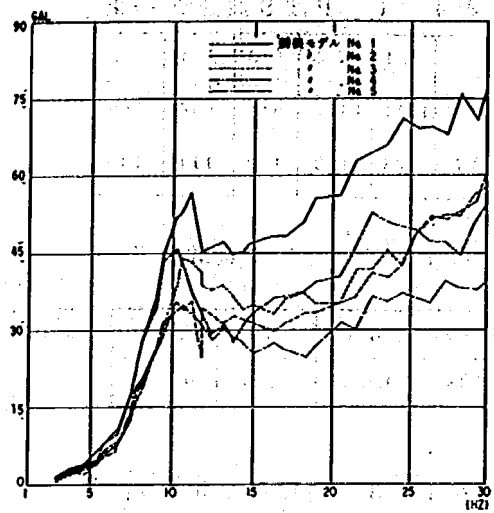


図4-9 共振曲線 (舗装上)

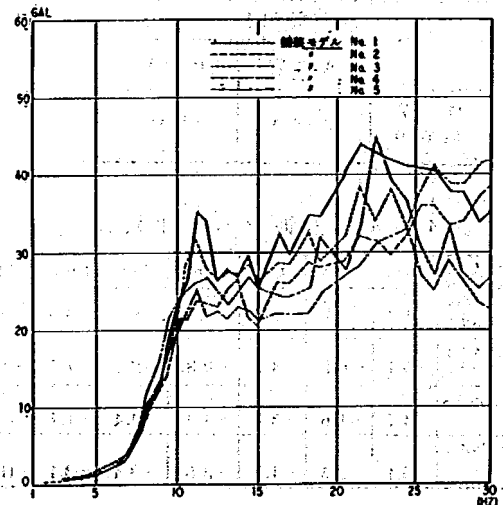


図4-11 共振曲線 (6.5m)

## 10 フィルダムの耐震設計に関する試験調査

### ダムの強震観測調査

振動研究室 室長 岩崎敏男

研究員 川島一彦

高木義和

#### 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を図り、その維持点検の継続することにより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および観測結果の印刷公刊を行なってきた。また、観測された強震記録のうち主要なものに対しては、数値化を行ない、加速度振幅の大きさおよび波形の周期特性などの一次解析を実施している。本年度は、1978年6月の宮城県沖地震による強震記録を収集、解析を実施するとともに、SMAC型強震計15地点、電磁式強震計15地点について、それぞれ定期点検を行なった。

#### 2. 調査目的

ダムならびその近傍地盤の強震観測を行なうことにより、ダム構造物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、ダム構造物の耐震基準をより合理化し、公共事業におけるダム構造物の耐震安全性と経済性に資する。

#### 3. 調査方法

つぎの各種の方法により研究を進めていく。

- (1) 強震観測の実施と観測網の整備
- (2) 強震計の点検補正
- (3) 強震記録の数値化
- (4) 強震記録の解析

#### 4. 調査結果

##### 4.1 ダムの強震観測の現状

ダム構造物関係の強震観測計の設置状況を図-1、表-1に示す。強震計を機種別にみるとSMC型強震計の設置箇所および台数は、それぞれ14ヶ所、23台、電磁式強震計は、19ヶ所、167成分とな

っている。

#### 4.2 強震計の定期点検補正

定期点検補正は機器を常に良好な状態に保持し、不意に発生する強震動を確実に記録するために行なうものである。土木研究所から専門業者に外注して点検補正を行っており、これにより正常な強震観測体制の保持に大きな成果をあげた。本年度は、ダム構造物関係では、S M A C型強震計15地点、24台、電磁式強震計15地点について定期点検を実施した。

#### 4.3 1978年宮城県沖地震による強震記録

1978年宮城県沖地震では、東北地方を中心として設置されていた強震計が多数作動し、ダム施設に関しても図-2に示すような箇所が強震記録が得られた。一回の地震によりこれほど多数の強震記録が得られたのは1968年十勝沖地震以来のことであり、今後、これらの強震記録の詳細な解析によりダム施設の耐震性の向上を図る上で有効な資料が得られるものと期待される。

今回の地震記録のうち、最も加速度の大きかったものは、樽水ダム(宮城県名取市高館川上字長畑、中心コア型フィルタイプダム)ギャラリー中で観測された記録で、図-3に示すように、最大加速度はダム軸方向には約237 gal、ダム軸直交方向には179 gal、上下方向には81 galであった。この記録の加速度応答スペクトル倍率 $\beta$ 曲線を示すと図-4に示す通りである。

#### 4.4 強震記録の数値化および公刊

強震観測により得られた記録のうち重要な記録(S M A C型については、原則として地盤上加速度が3.0 Gal以上)については、時々刻々の加速度値を読みとる数値化を実施している。今年度は53年6月に発生した宮城県沖地震により多数の強震記録が得られたため、この中から表-2、表-3に示す強震記録を数値化した。対象とした成分はS M A C型については、1ヶ所、3成分、電磁式については、4ヶ所、20成分である。これらの数値化した記録は「土木構造物における加速度強震記録(Ⅲ3)」(土木研究所彙報第33号)に収録し、公刊した。

#### 5. 今後の問題点

ダム関係の強震計では、S M A C型、電磁式ともに設置場所の排水等に起因して、機械に水分が含まれることによる故障が多い、このため、湿度に強いタイプの強震計の開発とともに、既存の強震計の防湿化を図る工夫が必要とされる。

表-1 ダムに対する強震計設置状況一覧表(昭和54年3月31日現在)

| SMAC型強震計設置一覧表(ダム関係) |        |             |    |           |         |     |              | 電磁式強震計設置位置一覧(ダム関係) |      |         |     |           |     |               |       |
|---------------------|--------|-------------|----|-----------|---------|-----|--------------|--------------------|------|---------|-----|-----------|-----|---------------|-------|
| 座                   | 観測所名   | SMAC<br>の型式 | 台数 | ダムの<br>型式 | 設置箇所    | 県名  | 維持管理         | 設置年                | 座    | 観測所名    | 成分数 | ダムの<br>型式 | 県名  | 維持管理          | 設置年   |
| 601                 | 室牧ダム   | B2          | 1  | A         | 堤体      | 富山  | 果)室牧ダム管理所    | 36-8               | 5601 | 湯田ダム    | 6   | A         | 岩手  | 東北地建湯田ダム管理所   | 40    |
| 602                 | 横山ダム   | "           | 2  | G         | 地盤・堤体   | 岐阜  | 建)横山ダム       | 37-7               | 5602 | 皆瀬ダム    | 6   | F         | 秋田  | 秋田県皆瀬ダム管理事務所  | 38    |
| 603                 | 猿谷ダム   | A           | 1  | G         | 地盤      | 奈良  | 建)猿谷ダム       | 33-3               | 5603 | 鳴子ダム    | 10  | A         | 宮城  | 東北地建鳴子ダム管理所   | 48    |
| 604                 | 天ヶ瀬ダム  | B2          | 1  | A         | 堤体      | 京都  | 建)天ヶ瀬ダム      | 39-8               | 5604 | 川俣ダム    | 13  | A         | 栃木  | 関東地建川俣ダム管理所   | 49    |
| 605                 | 裾花ダム   | B2-D        | 2  | A         | 地盤・堤体   | 長野  | 果)裾花ダム       | 44-12              | 5605 | 室牧ダム    | 12  | A         | 富山  | 富山県室牧ダム管理事務所  | 36    |
| 606                 | 鶴田ダム   | D           | 2  | G         | "       | 鹿児島 | 建)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   | E2          | 2  | F         | 堤体(頂・底) | 宮城  | 果)樽水ダム       | 50-12              | 5607 | 天ヶ瀬ダム   | 12  | A         | 京都  | 近畿地建天ヶ瀬ダム管理支所 | 39    |
| 608                 | 大石ダム   | "           | 1  | G         | 地盤      | 新潟  | 建)大石ダム工事事務所  | 48-10              | 5608 | 猿谷ダム    | 5   | G         | 奈良  | 近畿地建猿谷ダム管理所   | 32    |
| 609                 | 三保ダム   | Q           | 1  | F         | "       | 神奈川 | 果)三保ダム       | 49-5               | 5609 | 四十四田ダム  | 6   | G・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  | 建)小沢ダム管理所    | 43-12              | 5610 | 犀川ダム    | 10  | G         | 石川  | 石川県犀川ダム管理事務所  | 43    |
| 611                 | 真名川ダム  | E2          | 2  | A         | 堤体(頂・底) | 福井  | 建)真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    |
| 703                 | 新潟大堰   | E2          | 2  |           | 地盤・堤体   | 新潟  | 建)信濃川下流工事    | 46-11              | 5612 | 釜房ダム    | 6   | G         | 宮城  | 東北地建釜房ダム管理所   | 45    |
| 1401                | 利根川河口堰 | D           | 2  |           | "       | 千葉  | 水資源開発公団      | 44-3               | 5613 | 郡ダム(地中) | 9   | F         | 千葉  | 千葉県開発庁        | 48    |
| 1402                | 寺内ダム   | E2          | 2  | F         | 堤体・ギャラリ | 福岡  | "            | 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  | 水資源開発公団       | 47    |
|                     |        |             |    |           |         |     |              |                    | 5615 | 藤原ダム    | 3   | A         | 群馬  | 藤原ダム管理所       | 48.3  |
|                     | A:アーチ  |             |    |           |         |     |              |                    | 6304 | 豊平峡ダム   | 12  | A         | 北海道 | 北海道開発局        | 47.9  |
|                     | G:重力   |             |    |           |         |     |              |                    | 6305 | 大雷ダム    | 15  | F         | "   | "             | 49.11 |
|                     | F:フィル  |             |    |           |         |     |              |                    | 5702 | 高瀬堰     | 6   |           | 広島  | 大田川工事事務所      | 49.9  |
|                     | H:中空重力 |             |    |           |         |     |              |                    |      |         |     |           |     |               |       |

表-2 本年度に数値化した強震記録 (SMAC型、ダム関係)

| № | Station | Data No. | Date of Earthquake | Component | Max. Acc. (Gal) | Duration (Sec) |
|---|---------|----------|--------------------|-----------|-----------------|----------------|
| 1 |         |          | 1978               | LG.       | 235.9           | 25.48          |
| 2 | 樽水ダム    | 607-Gr-3 | 6.12               | U-D       | 84.2            | 25.49          |
| 3 |         |          | 17:14              | TR.       | 183.8           | 25.47          |

表-3 本年度に数値化した強震記録 (電磁式、ダム関係)

| №  | Station | Date of Earthquake  | Component  |     | Max. Acc. (Gal) | Duration (sec) |
|----|---------|---------------------|------------|-----|-----------------|----------------|
| 1  | 湯田ダム    | 1978. 6.12<br>17:14 | 基礎岩盤       | 上下流 | 24.6            | 30.32          |
| 2  |         |                     | "          | ダム軸 | 22.2            | 30.23          |
| 3  |         |                     | "          | 鉛直  | 21.4            | 30.29          |
| 4  |         |                     | 堤体天端       | 上下流 | 182.5           | 8.02           |
| 5  |         |                     | "          | ダム軸 | 41.9            | 8.92           |
| 6  |         |                     | "          | 鉛直  | 30.7            | 9.78           |
| 7  | 鳴子ダム    | 1978. 6.12<br>17:14 | 基礎岩盤       | 上下流 | 93.8            | 15.12          |
| 8  |         |                     | "          | ダム軸 | 49.6            | 15.15          |
| 9  |         |                     | "          | 鉛直  | 49.3            | 15.10          |
| 10 |         |                     | 堤体中段・監査廊   | 上下流 | 68.1            | 14.99          |
| 11 |         |                     | "          | ダム軸 | 58.5            | 15.00          |
| 12 |         |                     | "          | 鉛直  | 37.1            | 14.98          |
| 13 | 皆瀬ダム    | 1978. 6.12<br>17:14 | 基礎止水壁内・監査廊 | 上下流 | 48.0            | 35.98          |
| 14 |         |                     | "          | ダム軸 | 26.2            | 35.94          |
| 15 |         |                     | "          | 鉛直  | 20.6            | 36.00          |
| 16 |         |                     | 堤体下流・法面小段  | 上下流 | 80.5            | 61.16          |
| 17 |         |                     | "          | ダム軸 | 43.0            | 60.95          |
| 18 |         |                     | "          | 鉛直  | 93.5            | 60.98          |
| 19 | 四十四田ダム  | 1978. 6.12          | 基礎岩盤       | ダム軸 | 22.7            | 15.79          |
| 20 |         | 17:14               | "          | 鉛直  | 17.2            | 16.00          |

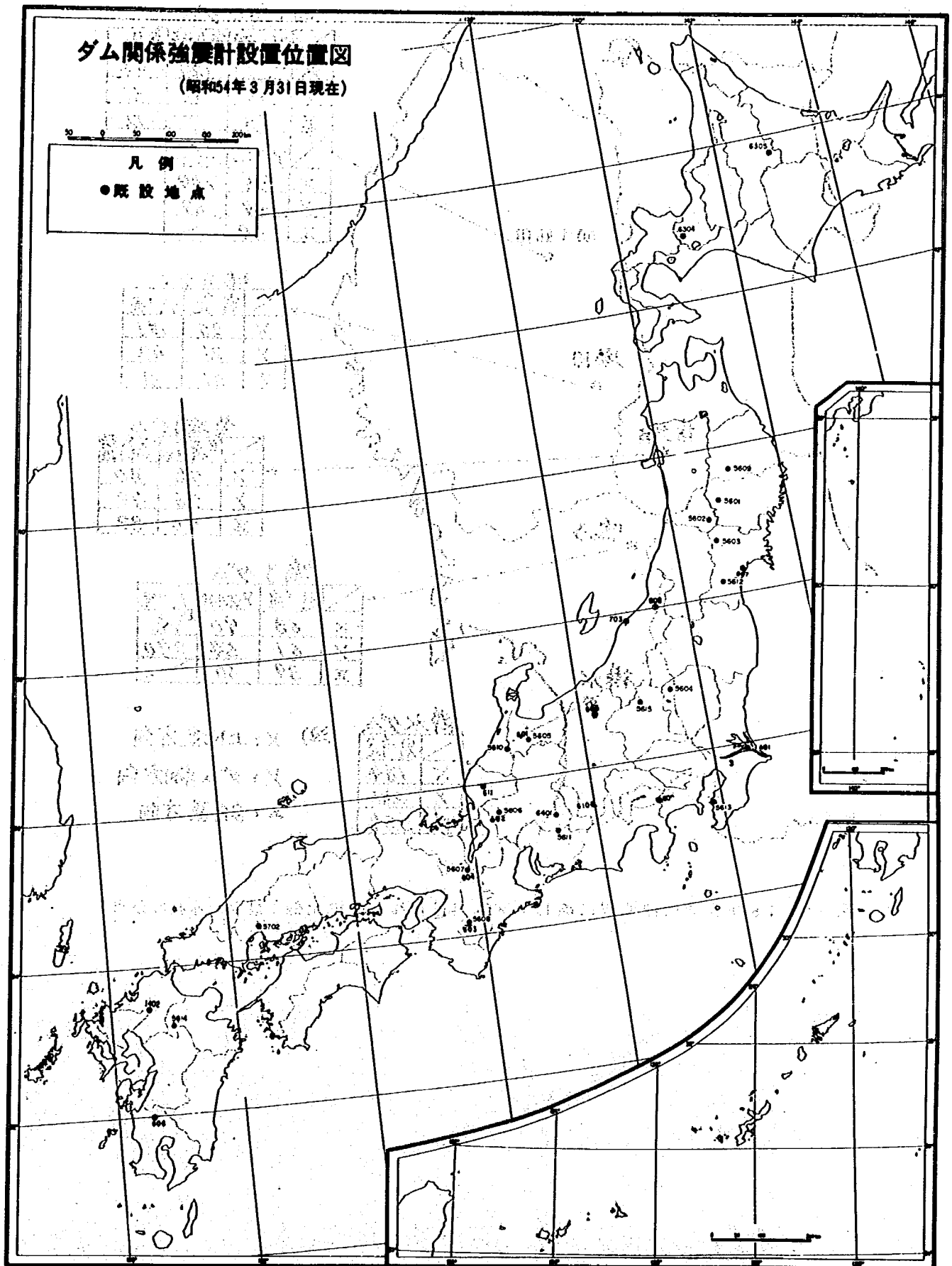


図-1 ダムに対する 強震計設置位置状況図 (昭和54年3月31日現在)

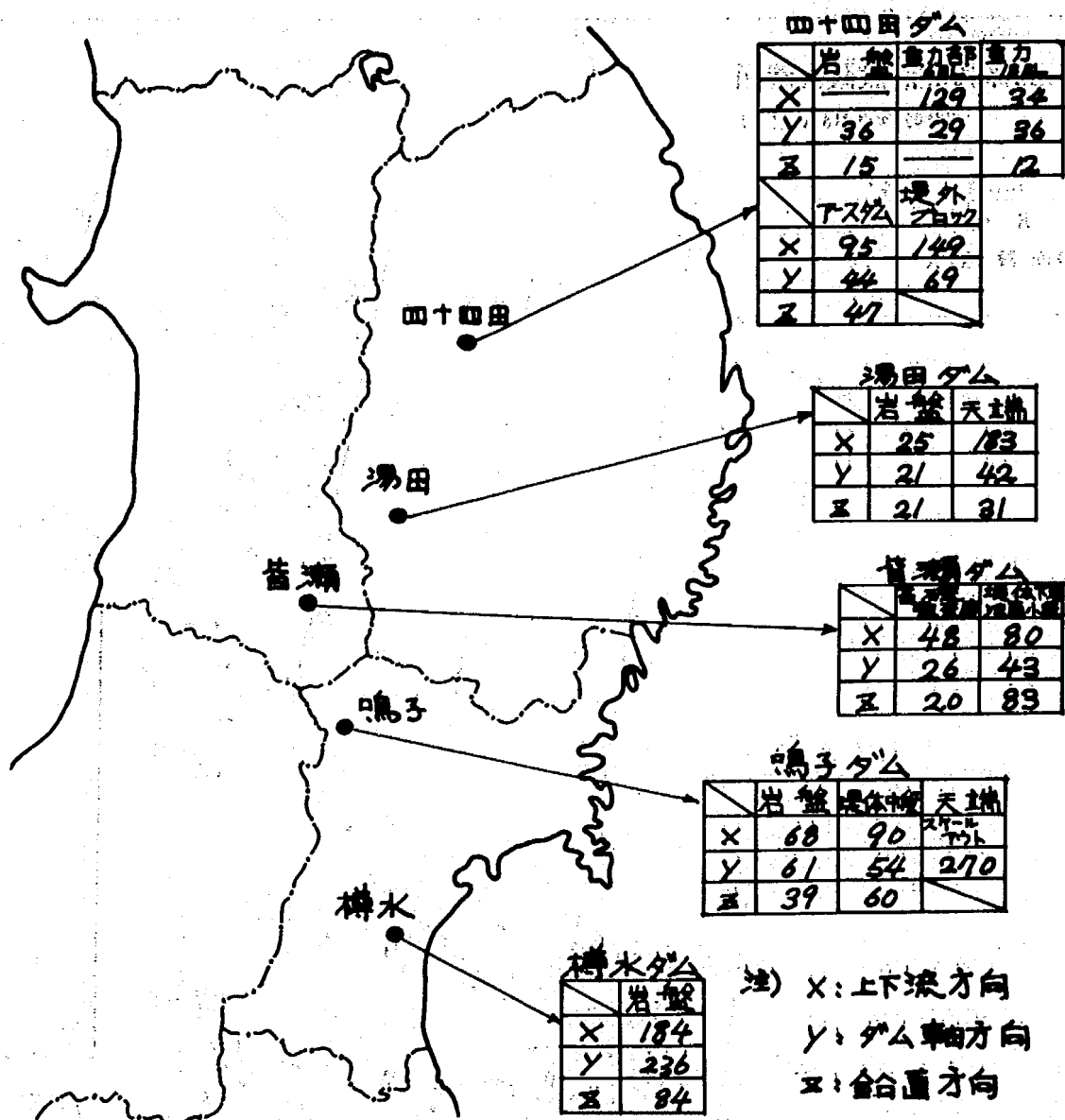


図-2 78年宮城県沖地震に際してダムで得られた強震記録(最大加速度の分布)

梅水ダム・ギャラリー中の加速度記録

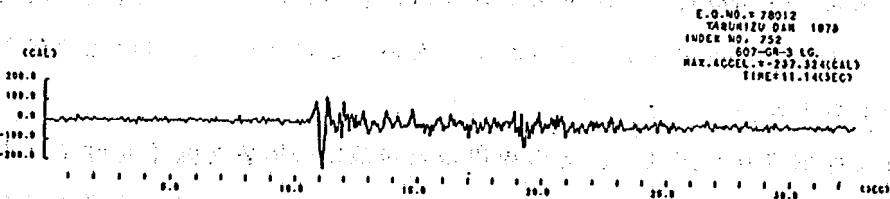
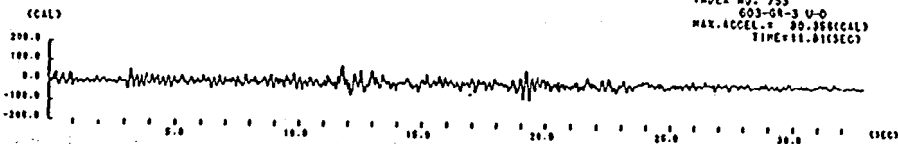
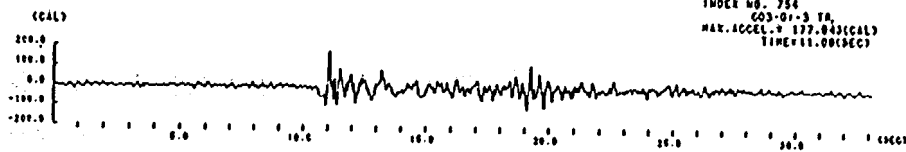


図-3 梅水ダム・ギャラリー中の加速度記録

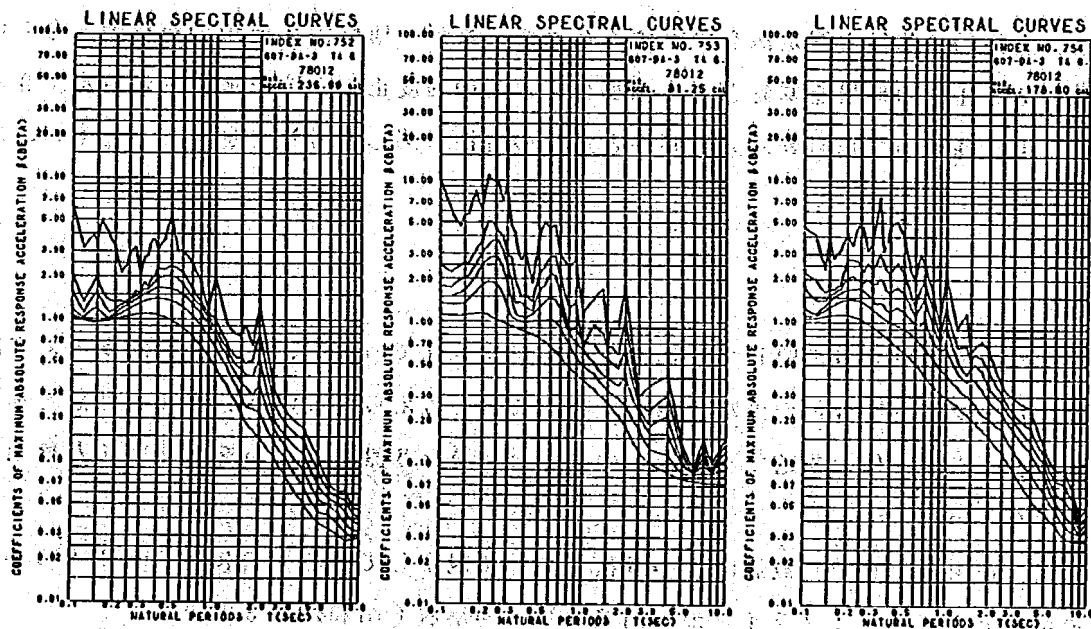


図-4 梅水ダム・ギャラリー中の記録の加速度応答スペクトル倍率 $\beta$

(凡例: 横軸時間) (縦) 加速度応答倍率 $\beta$  (単位: g)

この図は、梅水ダム・ギャラリー中の記録の加速度応答スペクトル倍率 $\beta$ を示す。横軸は時間 (秒) を表し、縦軸は加速度応答倍率 $\beta$  (単位: g) を表す。図には、3つの異なる加速度レベル (236.80 G, 91.25 G, 178.80 G) に対するスペクトル曲線が描かれている。

## 11 明石海峡大橋基礎の耐震性に関する試験調査

振動研究室 室 長 岩崎 敏男

〃 研究員 川島 一彦

〃 高木 義和

### 1. まえがき

明石海峡大橋の耐震設計ないし地震応答解析を行なうにあたっては、建設地点で採取された強震時の地震動記録を用いることが最善の方法と考えられる。しかしながら、同地域では現在までに耐震設計に直接使用できるような強震記録が採取されていない。このため、他の地点で採取された強震記録を準用することが必要となる。

一般に、地表面で採取された記録は、その周辺の表層地盤の影響を強く受けている。この表層地盤の影響を除去するため、地表で観測された記録を一度その地点の基礎での地震動に変換し、それに改めて建設地点の表層地盤の影響を付加して設計に用いる地震動を算出するという方法が一般に用いられている。このような方法を設計に用いるためには、1) 基礎をどの地層面に選べばよいか、2) 地震動に表層地盤の影響を除去もしくは付加する際の計算精度はどの程度かの2点に対する検討が重要となる。

本年度は、上記1)の基礎の選定法を検討するために、モデル地盤に2種類の地震動入力を作作用させて、地盤内のある任意の地層を基礎ととった場合に、どの程度正しく地表地震動が算定できるかを検討し、この結果に基づいて地震動入力の特性と基礎の特性に関して考察を加えるとともに、基礎の選定法を提案した。

### 2. 調査目的

耐震設計上の基礎の取り方に関しては種々の提案がなされているが、最も基本的な考え方は地表に近い地盤の影響を受ける度合いの少ない地層であることと考えられている。また、基礎と基礎に作用させる地震動とは表層一体の問題であり、どのような地層を基礎ととるかを考えずに基礎地震動を定めることはできない。

現在までに、技術基準等で耐震設計上の基礎について規定しているものには、次のものがある。

#### 1) 日本道路協会：石油パイプライン地震対策要綱・同解説（昭和49年3月）

表面に比べて相対的に剛い下方の地盤の上面をいい、せん断波速度が300m/sec程度以上、もしくは標準貫入試験のN値が50程度以上の剛さが下方につづく地盤の上面とする。

#### 2) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針（案）（昭和49年3月）

基礎とは、広い範囲にわたって存在する地盤で、その中を地震波が伝播する間に波形の著しい変

化を生じない層を指す。曲型的な例としては岩盤を考えてよい。

3) 日本道路協会：東京湾横断道路沈埋トンネル設計基準（案）（昭和50年3月）

耐震設計上基盤と見なす地盤は、N値50程度、せん断波速度  $300\text{m/sec}$  程度以上で、地中深部まで続く表層に比べて相対的に剛い地盤とする。

4) UBC STANDARDS (1976年版)

基盤 (Bedrock) とは、微小ひずみ ( $10^{-4}\%$ ) 時のせん断弾性波速度が約  $750\text{m/sec}$  ( $2500\text{feet/sec}$ ) 以上で、その下にこれより著しい剛性の低い土層のない層をいう。

これらの技術基準に規定されている基盤の定義は、1) 充分剛性が高いこと、2) その下に軟い層がないこと、3) 広い範囲にわたって存在すること、の3つに分類することができる。しかしながら、上記の基盤の定義には相当の幅があることからわかるように、現在の基盤の選定法には以下のような問題点および今後の研究課題がある。

- 1) どの程度の剛性の地盤を基盤ととればよいか。または、どの程度の深さの地盤を基盤ととればよいか。
- 2) どのような地震動に対しても、同一の基盤を用いてよいのか。
- 3) 記録の採取地点での基盤と構造物建設地点の基盤との関係は考慮する必要はないか。
- 4) はっきりしたインピーダンス比の違いのない地盤では、基盤をどのように選べばよいか。

これらの課題はいずれも、計算精度の観点から検討を加える必要のあるものである。

### 3. 調査方法

地盤構成が与えられた地盤で、基盤の位置を種々変化させた場合の地表面地震動の計算精度を検討するため、モデル地盤を用いた応答の試算を行なった。対象としたのは図1に示す地盤モデルであり、第1層（地表層）から第5層（最下層、地下に半無限に連続すると仮定する）までの土層と構成されるものとした。また、土の単位体積重量および減衰定数は、全ての地層に対して、それぞれ  $1.8\text{t/m}^3$ 、 $10\%$  とした。これは、実在の地盤を簡単に理想化したもので、ごく一般に存在する地盤の構成である。

この地盤で、耐震設計上の基盤面を次の3通りの位置に想定した。

ケース1： $V_s = 700\text{m/sec}$  の層の上面（C点）を基盤とする場合

ケース2： $V_s = 500\text{m/sec}$  の層の上面（B点）を基盤とする場合

ケース3： $V_s = 300\text{m/sec}$  の層の上面（A点）を基盤とする場合

ケース1～3のそれぞれの場合の基盤に対する伝播関数の増幅率（絶対値） $H_{si}$  ( $i = A, B, C$ ) は図2に示す通りであり、表層地盤の固有周期はケース1, 2, 3に対してそれぞれ、1.4秒、1.2秒、1.0秒である。

次に、基盤に作用させる地震動としては、表1に示すように千葉県富津岬の地下110mで観測された2種類の地中地震記録を用いた。

これらの記録の加速度応答スペクトル比曲線  $\beta$  は図3に示す通りであり、1974年伊豆半島沖地震の記録（以下、伊豆半島

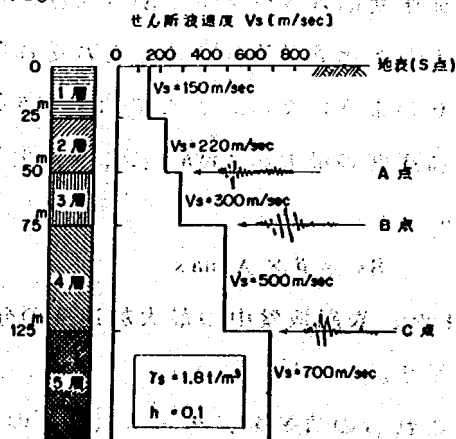


図1 対象とした地盤モデル

沖地震記録と呼ぶ)は0.2秒から1.5秒に至る比較的長い周期成分が卓越する記録であるのに対して、1978年伊豆大島近海地震の記録(以下、伊豆大島近海地震記録と呼ぶ)は0.2秒付近で卓越した短周期型の記録である。

#### 4. 調査結果

表1の地震動を最大加速度を150galに正規化して基盤に作用させて地表面の加速度応答を計算すると図4のように求められる。図中ではケース1,2,3のうち、最も精度が良いと考えられるケース1の場合と比較してケース2および3の結果が示されている。これによれば、

伊豆大島近海地震および伊豆半島沖地震のいずれを基盤に作用させた場合でも、ケース2の方がケース3よりもケース1に近い応答を与えている。また、伊豆大島近海

地震記録を入力した場合と伊豆半島沖地震記録を入力した場合を比較すると、前者の場合にはケース1,2,3の差異は比較的小さいのに対して、後者の場合には3ケース間の差異がきわめて大きいことがわかる。

次に、図1に示した地表面の応答加速度波形を加速度応答スペクトルSAおよび加速度応答スペクトル比 $\beta$ と比較するとそれぞれ図5および図6ようになる。ここで、SAと $\beta$ の関係は応答加速度の最大値 $A_{max}$ により次式で与えられる。

$$SA = \beta \times A_{max} \quad (1)$$

また、表層地盤中の最大加速度の分布を図7に示す。

これらの結果を、ケース1,2,3の違い、

および、入力地震動の特性による違いの2点に着目して整理すると次のようになる。

- 1) 伊豆半島沖地震記録を基盤入力として用いた場合には、加速度応答スペクトルSAはケース1,2,3で非常に異なる。ケース1を基準とすれば、ケース3は一般にどの周期成分に対してもスペクトル

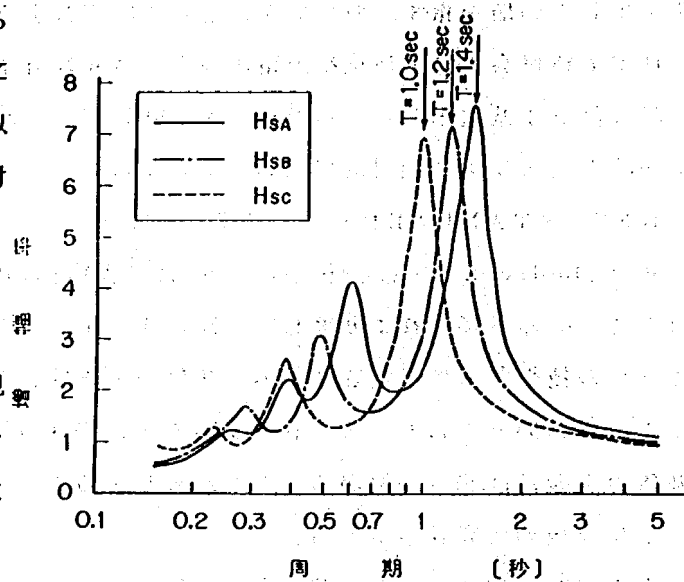


図2 モデル地盤の伝達関数の増幅率

表1 解析に用いた地震記録

| 地震名      | 発生年月日     | M  | 観測地         | 成分 | 記録時最大加速度(gal) |
|----------|-----------|----|-------------|----|---------------|
| 伊豆半島沖地震  | 1974.5.9  | 69 | 富津岬(地下110m) | EW | 137           |
| 伊豆大島近海地震 | 1978.1.14 | 70 | 富津岬(地下110m) | EW | 348           |

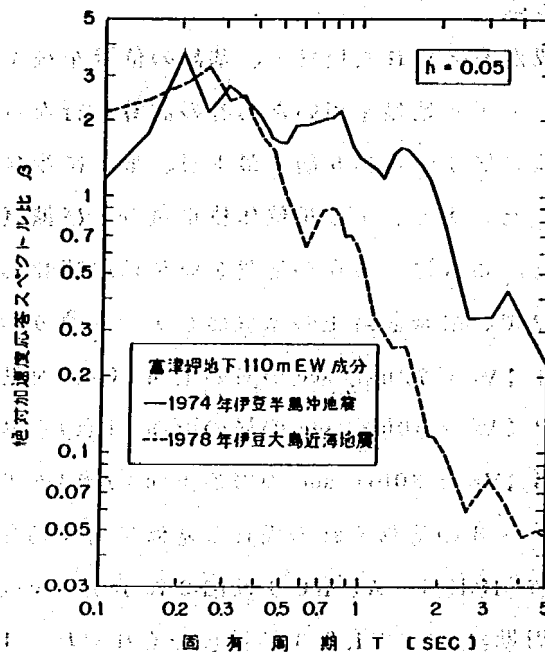
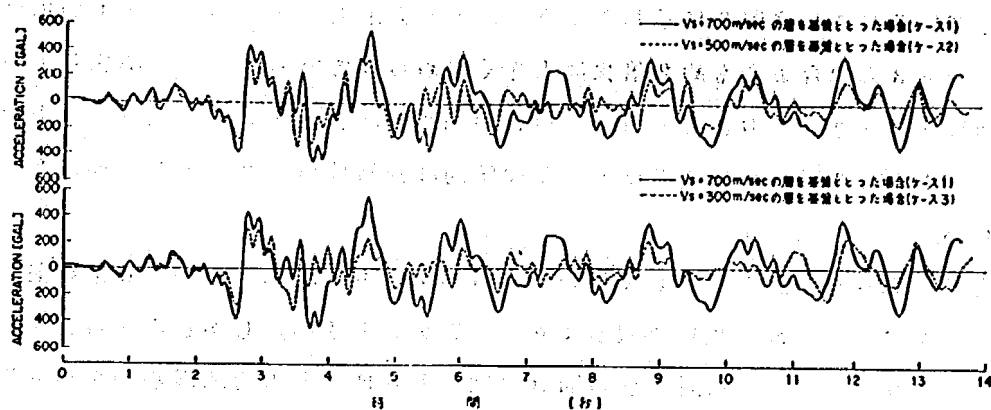
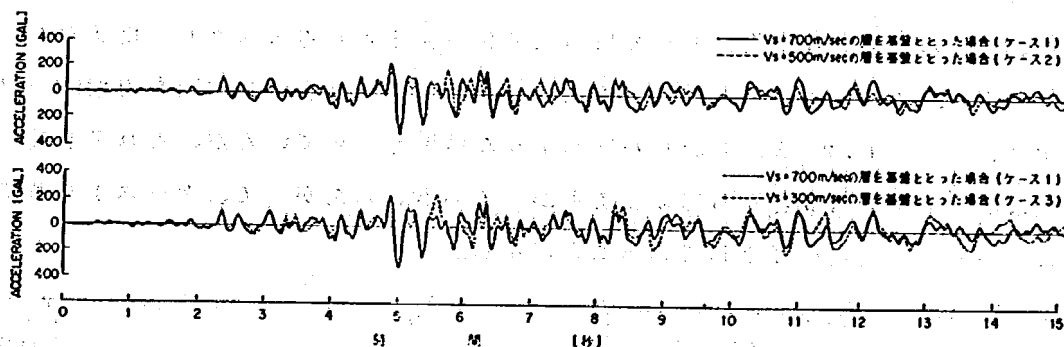


図3 基盤入力地震動の加速度応答スペクトル比 $\beta$

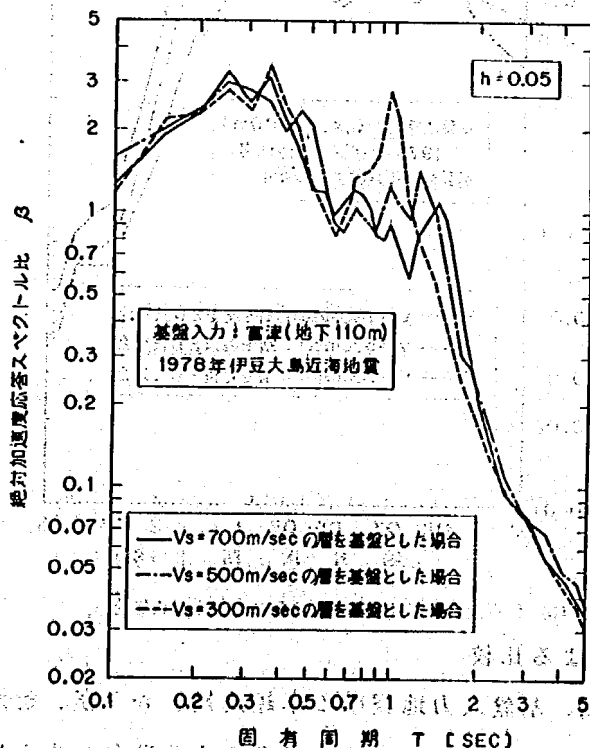


(a) 伊豆半島沖地震(1974.5.9)の記録を基盤に作用させた場合

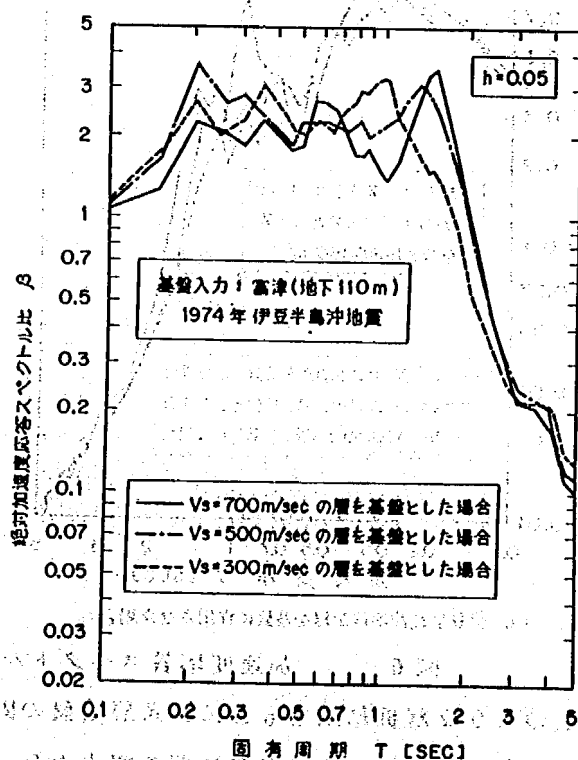


(b) 伊豆大島近海地震(1978.1.14)記録を基盤に作用させた場合

図4 基盤位置を変化させた場合の地表面応答加速度の比較



(a) 伊豆半島沖地震記録を基盤に作用させた場合



(b) 伊豆大島近海地震記録を基盤に作用させた場合

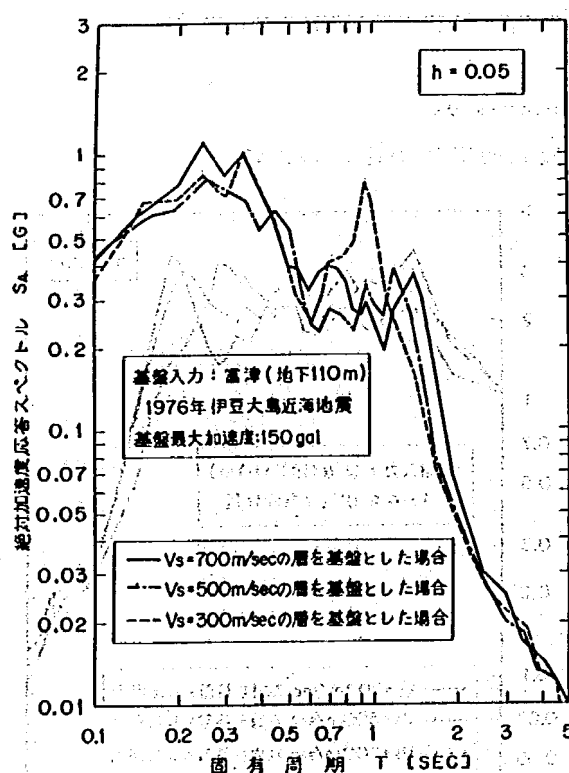
図5 加速度応答スペクトル  $S_A$  による比較

値を過小評価している。これは図7に示したように、地表面最大加速度がケース1の場合の方がケース2およびケース3の場合よりも約2倍程度大きく求められていることにも関係している。

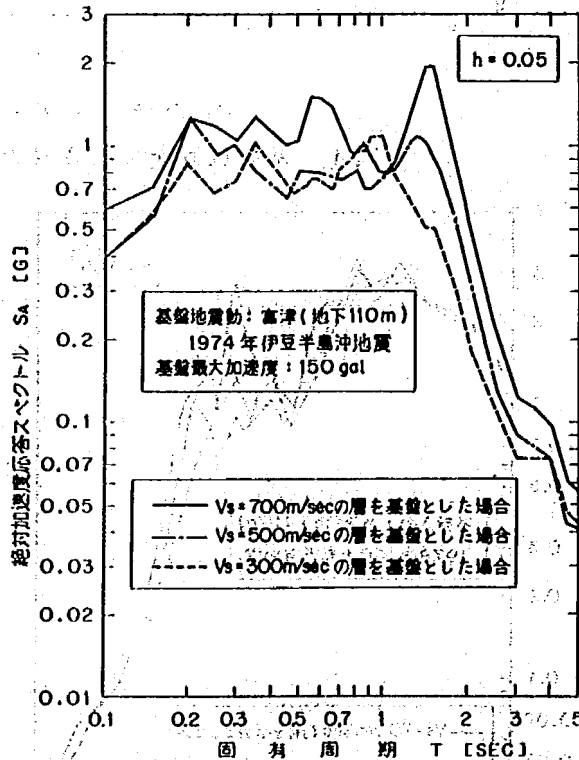
2) 伊豆半島沖地震記録を基盤入力として用いた場合の加速度応答スペクトル比 $\beta$ は、上記の $S_A$ ほどではないがケース1, 2, 3間でかなり異なり、この傾向は表層地盤の基本固有周期にあたる1.0～1.4秒間で著しい。

3) 伊豆大島近海地震記録を基盤入力として用いた場合のケース1, 2, 3間の加速度応答スペクトル $S_A$ の差異は伊豆半島沖地震記録を用いた場合よりもはるかに小さい。しかしながら、ケース3の場合の1秒付近に見られるように、表層地盤の固有周期(1.0秒)と入力地震動の卓越周期成分がたまたま接近すると著しく応答のレベルが上り、基盤をもっと深くとっていけば起こり得ない応答を示すことがある点に注意しなければならない。

4) 伊豆大島近海地震記録を基盤入力として用いた場合の加速度応答スペクトル比 $\beta$ のケース1, 2, 3間の差異は、上記 $S_A$ よりもさらに小さい。また、一般に、表層地盤の基本固有周期1.0～1.4秒より短周期側では、ケース1, 2, 3はおおむね同じような結果を与えているが、これより長周期側では応答レベルはケース1, 2, 3となるに従って下がっている。したがって、ケース1を基準とすればケース3は応答レベルを過小評価していることになる。



(a) 伊豆半島沖地震記録を基盤に作用させた場合



(b) 伊豆大島近海地震記録を基盤に作用させた場合

図6 加速度応答スペクトル比 $\beta$ による比較

以上のような解析結果をもとに、表層地盤の固有周期、基盤入力地震動の卓越周期、および、耐震設計の対象とする構造物の固有周期の観点から、基盤の選定に際し考慮する必要がある項目をまとめると以下のようなだろう。

ある基盤地震動が与えられた場合に、設定した基盤から上の表層地盤の基本固有周期 $T_b$ が基盤地震

動の卓越周期（もしくは、その周期の範囲） $T_{BR}$  に近い場合には、表層地盤の応答は大きく増幅される。したがって、 $T_{BR}$  よりも充分表層地盤の基本固有周期 $T_s$ が長くなるように深く基盤を選べば、地震動に対する表層地盤の増幅効果は正しく再現される。反対に、基盤を地表面近くの浅い地層に選び、 $T_s$ が $T_{BR}$  よりも短くなった場合には、地震動は本来増幅されなければならないレベルまで増幅されないため、結果として求められる地表面最大加速度の振幅は過小の評価となる。また、ある基盤地震動をともに地表面での地震応答を

計算する場合には、基盤として選んだ地層から上の表層地盤の基本固有周期 $T_s$ よりも短い周期成分の地震動には表層地盤の増幅効果が付与されるが、 $T_s$ よりも長い周期成分の地震動は一般に増幅されない。したがって、ある基盤地震動から地表面地震動を計算するに際し、基盤を表面近くの浅い層に選び、表層地盤の固有周期 $T_s$ が基盤入力地震動の卓越振動数 $T_{BR}$ よりも短くなったような場合には、 $T_s$ よりも長い周期成分は、基盤を充分深く選んで計算した場合に比較し、過小に評価されることになる。

このような点を避けるためには、次の条件を満足するように基盤を選定すればよいと思われる。

$T_s > T_{BR}$  (2)

一般に、耐震設計で対象とする構造物の基本固有周期を $T_{st}$ とすれば、基盤地震動の卓越周期（もしくはその周期の範囲） $T_{BR}$ は、

$T_{BR} \approx T_{st}$  (3)

となるように選ばれる例が多い。したがって、このような点を考慮すると、基盤の選定基準の1つとして以下の条件が提案される。

$T_s > T_{BR}$  または  $T_s > T_{st}$  (4)

本解析で対象とした地盤で具体的に(4)式を説明すると、基盤入力地震動の卓越周期 $T_{BR}$ は以下の通りである。

$T_{BR} \approx \begin{cases} 0.2 \sim 1.5 \text{ 秒} & \text{伊豆半島沖地震記録} \\ 0.2 \sim 5 \text{ 秒} & \text{伊豆大島近海地震記録} \end{cases}$  (5)

対象とする構造物の基本固有周期を1.0秒程度とすると、(4)式から $T_s$ は次のようになる。

$T_s > \begin{cases} 1.5 \text{ 秒} & \text{伊豆半島沖地震記録} \\ 1.0 \text{ 秒} & \text{伊豆大島近海地震記録} \end{cases}$  (6)

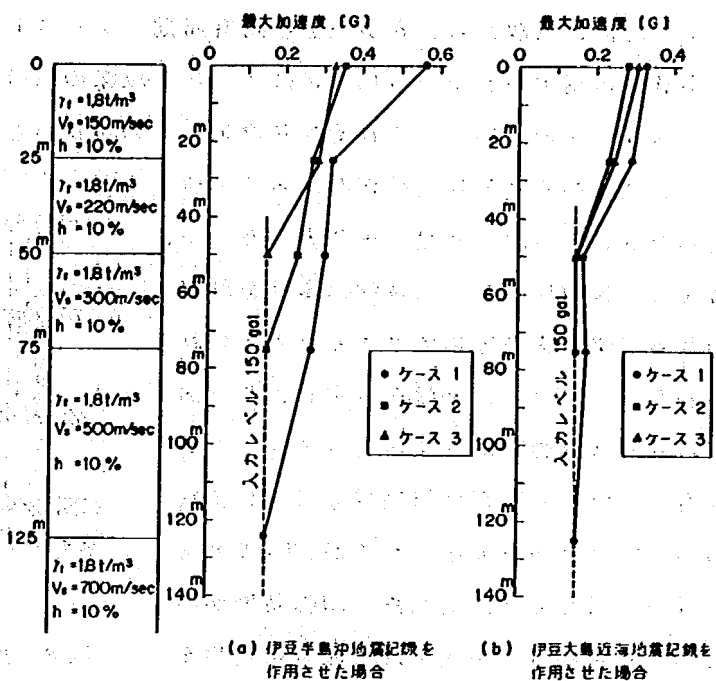


図7 最大加速度の地中内分布

図2に示した伝達関数から、表層地盤の固有周期はケース1が1.4秒、ケース3が1.0秒であるから、伊豆半島沖地震記録を用いる場合にはケース1以深の地層に、伊豆大島近海地震記録を用いる場合にはケース3以深の地層に、それぞれ基盤をとるのが良いと考えられる。

以上の議論は、ある基盤地震動が与えられて地表面地震動を計算する際の基盤の選び方であるが、同様の議論は地表面地震動から基盤地震動を計算する際の基盤の選定法にもあてはまると考えられる。すなわち、ある深さに基盤を選定し、地表面地震動から基盤地震動を計算する場合には、表層地盤の固有周期 $T_s$ よりも短い周期成分に対しては表層地盤の増幅効果が取り除かれるが、 $T_s$ よりも長い周期成分に対しては表層地盤の増幅効果が除去されない。したがって中途半端な深さに基盤を選び(表層地盤の固有周期 $T_s$ )、ここでの基盤地震動を計算した場合には、基盤をもっとも深い位置に選んだ場合の基盤地震動に比較し、 $T_s$ よりも長い周期成分が過大に評価されていることになる。

地表面で観測された地震動をその地点の基盤地震動に変換し、これを建設地点の基盤に作用させて建設地点の地表面地震動を計算するためには、地表から基盤への変換と、基盤から地表への変換および、基盤から他の一方の基盤への受渡しが必要となる。上述した基盤の選定法をこれに従って模式的に分類すると図8のようにまとめられよう。

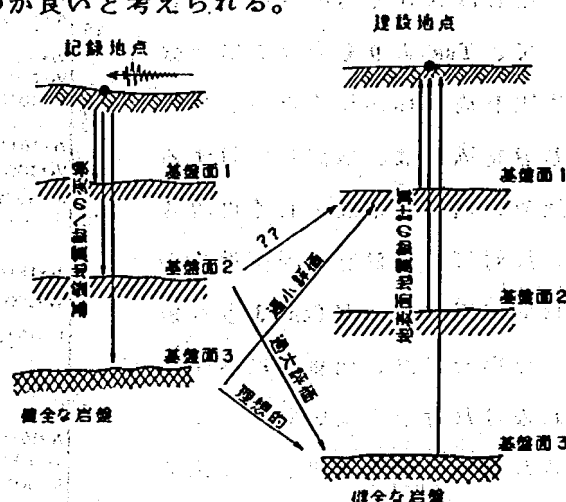


図8 地表面で観測された地震動記録から建設地点の地震動算出プロセスとその評価

## 5. まとめ

モデル地盤の地震応答解析結果をもとに、表層地盤の地震応答特性を検討し、基盤の選定法に関して以下の見通しを得た。

- 1) ある基盤地震動をもとに地表地震動を計算する際の基盤は、その基盤から上の表層地盤の固有周期 $T_s$ が基盤地震動の卓越周期 $T_{BR}$ もしくは耐震設計で対象とする構造物の固有周期 $T_{BR}$ よりも充分長くなるように選ぶのが望ましい。
- 2) 一方、地表地震動をもとにある深さに基盤を選定して、この面での基盤地震動を計算すると、表層地盤の固有周期 $T_s$ よりも短い周期に対しては表層地盤の増幅効果は除去される。しかし、 $T_s$ よりも長い周期に対しては表層地盤の増幅効果が充分除去されないため、この周期に対しては基盤地震動は過大評価となる。
- 3) 地震記録の観測地点の基盤は、観測地点の表層地盤の固有周期が建設地点の表層地盤の固有周期とおおむね等しくなるように選ぶことが一つの考え方と思われるが、このような点については今後更に検討する必要がある。

- 1) 日本道路協会：石油パイプライン地震対策要綱・同解説、昭和49年
- 2) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針（案）、昭和49年
- 3) 日本道路協会：東京湾横断道路沈埋トンネル設計基準（案）、昭和50年
- 4) Uniform Building Code Standards, International Conference of Building, 1976 Edition
- 5) 川島，高木：実測地中地震記録に基づく表層地盤の地震応答、第5回日本地震工学シンポジウム、昭和53年
- 6) 土木学会：明石海峡大橋の耐震設計に関する調査研究報告書、昭和53年

## 12 1978年宮城県沖地震に関する特別研究

### 1. 地震動の特性および強度に関する研究

#### ——(1) 強震記録に基づく地震動の特性——

|       |     |      |
|-------|-----|------|
| 振動研究室 | 室長  | 岩崎敏男 |
| 〃     | 研究員 | 川島一彦 |
| 〃     |     | 高木義和 |

#### 1. まえがき

昭和53年6月12日、宮城県金華山の東方沖約60kmに震源をもつマグネチュード7.4の地震(1978年宮城県沖地震)が発生し、宮城県を中心として死者28名を出す他、各種の公共土木施設に多大な被害をもたらした。今回の地震は、1968年十勝沖地震( $M=7.9$ )以来の大規模な地震であり、近代都市が地震を受けた場合の被害の特性に関して数々の教訓を残したことに一つの特徴があげられる。

さらにもう一つの特徴として、東北地方に配置されていた強震計による強震記録が数多く得られたことがあげられる。公共土木施設に対する強震観測は、昭和39年の新潟地震を契機として土木研究所を中心に鋭意推進されてきたが、今回の地震ではこのような努力がある程度実を結び、各地で構造物あるいはその周辺地盤上の強震動の波形を見事にとらえることができた。規模のある程度大きい地震で比較的震源に近い位置の地震動が多数採取されたのは上記1968年十勝沖地震以来のことであり、強震記録の詳細な解析は今後の耐震設計法の高度化ならびに地震防災計画策定上きわめて有効な資料を提供すると考えられる。

本調査では、土木研究所が収集した強震記録をもとに今回の地震による地震動の特性について検討した。

#### 2. 研究成果

##### 2.1 地震の概要

1978年宮城県沖地震の震源は、東経142度13分、北緯38度9分とされており、仙台市からほぼ120km程真東に相当する。

余震観測結果(図1, 図2)によれば、余震域の広がりには南北25~35km, 東西80km程度であり、また西方に向かって約20~30度で傾斜した面上に大部分の余震が分布しているのがわかる。断層面の西端が牡鹿半島先端近くにまで伸びているのが注目される。

##### 2.2 加速度強震記録の特性

###### (1) 最大加速度の分布

今回の地震により東北地方に設置されていた工学用強震計が捕えた最大加速度の分布は図3に示す通りである。これは、おもに建設省が所掌する道路橋、ダム施設等の公共土木施設に設置されてい

たSMA C型強震計により記録されたものである。この結果によれば、宮城県石巻市～塩釜市～仙台市にかけての地域で240～300 gal、岩手県東部沿岸部で100～170 gal程度の水平成分最大加速度のあったことがわかる。

## (2) 最大加速度の距離減衰特性

地震動の最大加速度が震央からの距離によってどのように減衰するかを調べるために、水平二成分のうちの大きい方の最大加速度と距離の関係を示したのが図4である。

図4の結果によれば、全体的な傾向としては、距離の増加とともに最大加速度は急激に低減するが、同一の距離であっても加速度値には2～3倍程度の大きな差異が現われていることがわかる。

現在までに我国で得られた多数の加速度強震記録を統計解析した結果によれば、道路橋耐震設計指針(日本道路協会、1971)で規定する第1種(岩盤)および第4種(沖積地盤)上での最大加速度 $A_{max}$  [gal]は、マグニチュード $M$ および震央距離 $L$  [km]の関数として次式で与えられる。

$$A_{max} = \begin{cases} 46.0 \times 10^{0.208M} \times (L+10)^{-0.686} & (\text{第1種}) \\ 12.8 \times 10^{0.432M} \times (L+10)^{-1.122} & (\text{第4種}) \end{cases} \quad (1)$$

(1)式を用いて計算した $M=7.4$ に対する最大加速度 $A_{max}$ の距離減衰特性が図4に斜線で示されている。これによれば、今回の地震による強震記録は(1)式で推定される現在までの平均的な最大加速度分布と比較して、断層中心からの距離が約200 km以内の範囲においてかなり高めの結果となっていることがわかる。

## (3) 3方向成分間の最大加速度値の関係

次に、同一地点における3方向成分(水平2成分および鉛直成分)間の地震動最大加速度の関係を調べるために、次式により最大加速度比 $\beta_1$ 、 $\beta_2$ を定義した。

$$\beta_1 = A_{H2}/A_{H1} \quad (2)$$

$$\beta_2 = A_V/A_{H2} \quad (3)$$

ここで、 $A_{H1}$ 、 $A_{H2}$ は、水平2成分の最大加速度のうち、それぞれ大きい成分および小さい成分、 $A_V$ は鉛直方向の最大加速度である。

このようにして、最大加速度比 $\beta_1$ および $\beta_2$ を断層中心からの距離によって整理すると図5のようになる。まず、水平成分間の比 $\beta_1$ に着目すると、データのばらつきが大きいが、断層中心距離が200 kmより小さい領域では $\beta_1$ は距離が減少するに従って全体として低下する。図4から明らかなように、断層中心距離が小さければ最大加速度 $A_{H1}$ は一般に大きく、このような領域において $A_{H2}$ が $A_{H1}$ よりもかなり小さくなる可能性のあることが注目される。

次に、鉛直成分と水平成分間の比 $\beta_2$ に着目すると、 $\beta_2$ は $\beta_1$ ほど断層中心距離によって値が変化していないのがわかる。図5の結果では、 $\beta_2$ の最大値は約0.6であり、平均値は0.35程度である。

## 3.3 代表的な強震記録

### (1) 開北橋の強震記録

開北橋は宮城県石巻市の一般県道河北～北上線と旧北上川の交差部に架かる橋長285 mの5径間連続鋼箱桁橋である。強震計(SMA C-B2型)はP2橋脚の天端およびP2から約30 m離れた左岸上流側の河川敷に1台ずつ設置されており、このうち地盤上の観測点で図6に示す強震記録が得られ

た。最大加速度は橋軸方向 (E42度S) には 19.1 gal, 橋軸直交方向 (N42度E) には 29.1 gal である。なお, 橋脚天端でも記録が得られており, 最大加速度は, 橋軸方向には 50.0 gal 以上 (SMAC-B2型強震計の限界加速度 50.0 gal を超えたため, 完全な波形は記録できなかった), 橋軸直交方向には 33.8 gal であった。

図6の強震記録には全体として約 3 Hz の振動数が卓越しており, また, 8.5 秒と 11.5 秒付近の 2 回にわたり大きな加速度値を示しているのが特徴である。

図7は加速度応答スペクトル倍率比  $\beta$  曲線 (減衰定数  $h=5\%$ ) を示したものであり, 比較のため現在までの強震記録を統計解析して求めた平均応答スペクトルも併せて示されている。この平均応答スペクトルは, 今回の地震による開北橋の記録を包含するように, 地盤条件, マグニチュード  $M$  および震央距離  $d$  のカテゴリーを, それぞれ, 1 種,  $6.8 \leq M < 7.5$ ,  $60 \text{ km} \leq d < 120 \text{ km}$  とした場合の値である。これより, 橋軸直交方向成分の  $\beta$  値は固有周期 0.1 秒から 4 秒に至るほぼ全領域に対して非常によく平均応答スペクトルと一致している。

## (2) 樽水ダムの強震記録

樽水ダムは名取川水系増田川に設けられた堤高 43 m, 堤長 256.5 m の中心コア型フィルタイプダムであり, 強震計 (SMAC-E2 型) は監査 (ギャラリー) 内に 1 台, 堤頂上に 1 台設置されていた。今回の地震では堤頂上の強震計が不調であったため, ギャラリー内の強震計だけが作動し, 図8に示す記録が得られた。最大加速度は, ダム軸方向 (W35度N) には 24.0 gal, ダム軸直交方向 (N35度E) には 18.0 gal である。

ダム軸方向の記録では 10.5~11 秒にかけての大きなパルス状の加速度波形が特徴的であり, 仮にこの記録を 4 秒間ごとに区分し, それぞれの時間間隔でパワースペクトルを計算すると, 最初の 4 秒間 (8~12 秒) がその後に比較して加速度レベルで非常に優勢なパワー (卓越振動数は約 2 Hz) を持っており, その後の 12 秒間では約 1 Hz と 2~3 Hz の 2 つの振動数が卓越する傾向が認められる。これに対してダム軸直交方向の記録では 8 秒から 20 秒に至る 12 秒間 (3@4 秒間) では特定の時間間隔に対する著しい加速度パワーの集中は認められない。また, 卓越振動数成分は約 2 Hz → 1 Hz → 3 Hz と変動している。

図9は加速度応答スペクトル倍率比  $\beta$  曲線比 (減衰定数  $h=5\%$ ) を示したものであり, 樽水ダム記録に対応するカテゴリーの平均応答スペクトル (1 種地盤,  $6.8 \leq M < 7.5$ ,  $60 \text{ km} \leq d < 120 \text{ km}$ ) も比較のため示されている。この  $\beta$  スペクトルと前述の開北橋近傍地盤の  $\beta$  スペクトルを比較すると類似点も多く見られるが,  $\beta$  値は樽水ダム記録の方がおおむね 0.4 秒より短周期成分では低く, 0.4 秒から 1.5 秒の範囲では逆に高くなっている。

樽水ダムの記録は, 仙台市内の住友ビル (18 階建) の地下 2 階で採取された強震記録と比較的波形特性が似ており, 仙台市周辺地域における岩盤上の代表的な加速度記録として, 今後の解析に利用できると思われる。

## 4. 今後の課題

昭和 39 年の新潟地震を契機として, 土木研究所が鋭意推進してきた土木構造物に対する強震観測

がある程度実を結び、今回の地震による強震動の波形を見事にとらえることができた。これにより、今回の地震による各施設の被害原因究明に非常に大きく貢献することができると思われる。

現在までに観測した記録は一般に規模の小さい地盤によるものが多く、今後、今回の宮城県沖地震のような大地震時の記録の収集を図っていくことが必要とされる。

#### 参 考 文 献

- 1) 岩崎他：土木構造物における加速度強震記録(Ⅱ)，土木研究所彙報，第33号，昭和53年10月
- 2) 岩崎，川島，高木：1978年宮城県沖地震による地震動記録とその特性，土木技術資料，Vol. 21，Ⅱ4，昭和54年
- 3) 岩崎，川島，高木：1978年宮城県沖地震による強震記録とその特性，第6回土木学会関東支部年次研究発表会，昭和54年
- 4) 岩崎，川島，高木：1978年宮城県沖地震による強震記録とその特性，第7回建築学会地盤振動シンポジウム，昭和54年

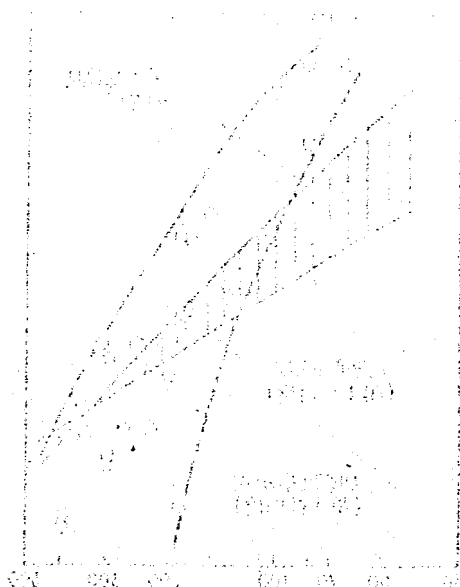


図1 建築物の加速度応答スペクトル

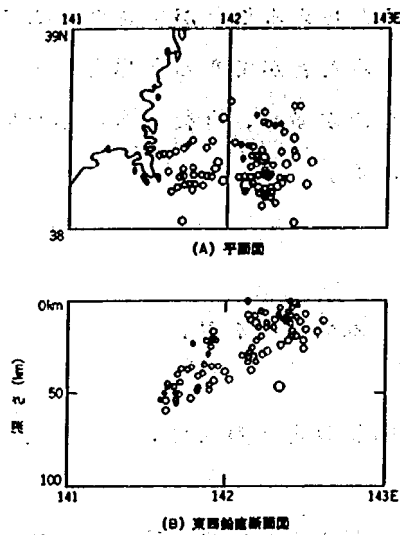


図1 本震後24時間以内の余震域(東北大学による)

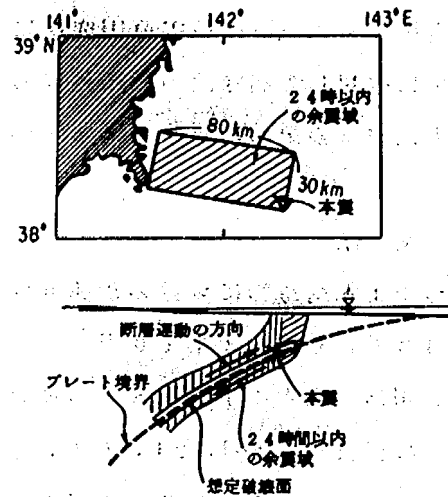


図2 1978年宮城県沖地震の断層モデル一例(瀬野らによる)

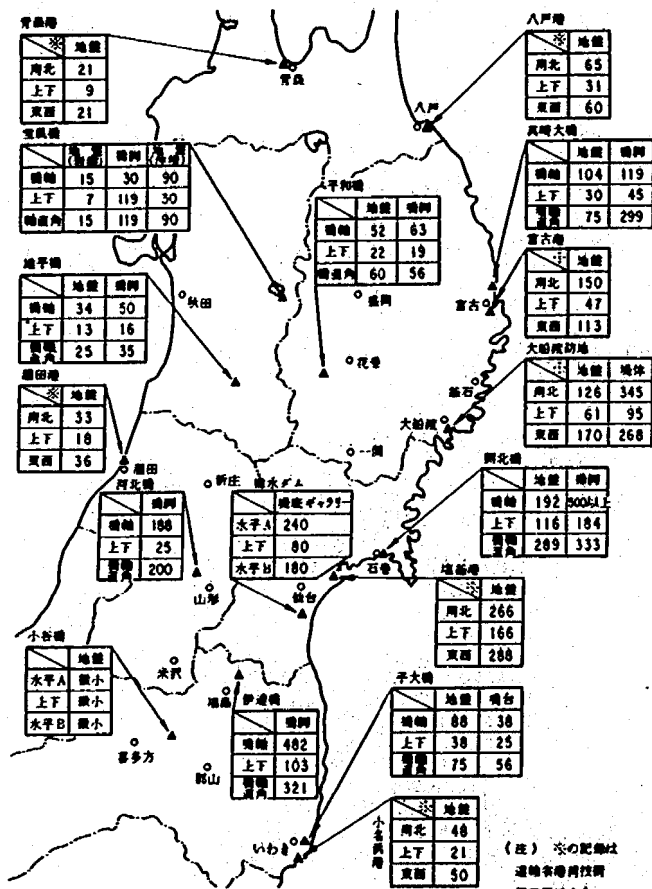


図3 SMAC強震計による最大加速度の分布 [Gal]

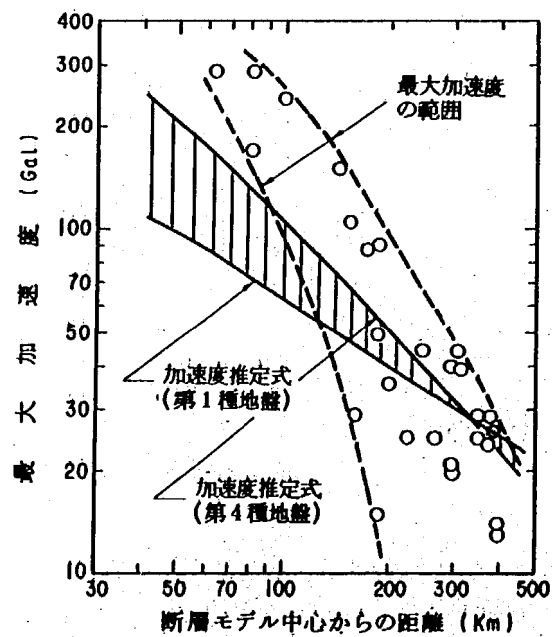


図4 最大水平加速度の距離減衰特性



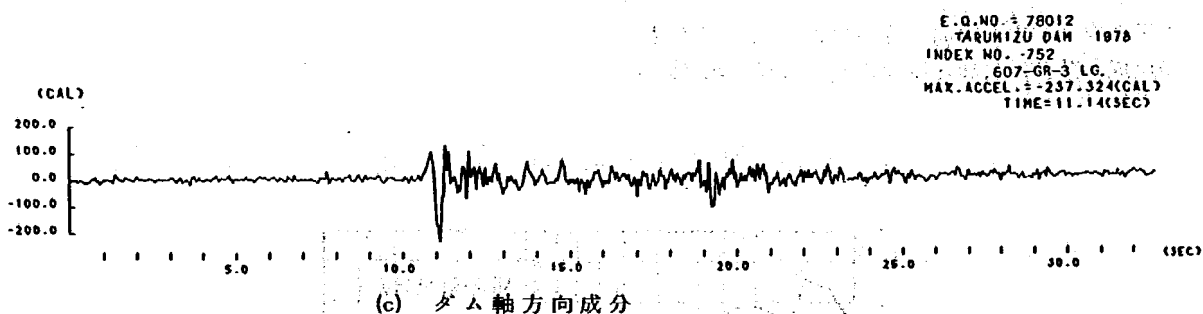
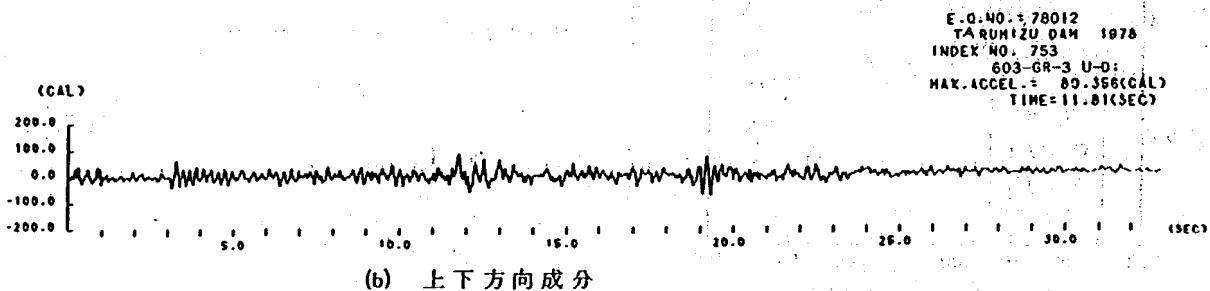
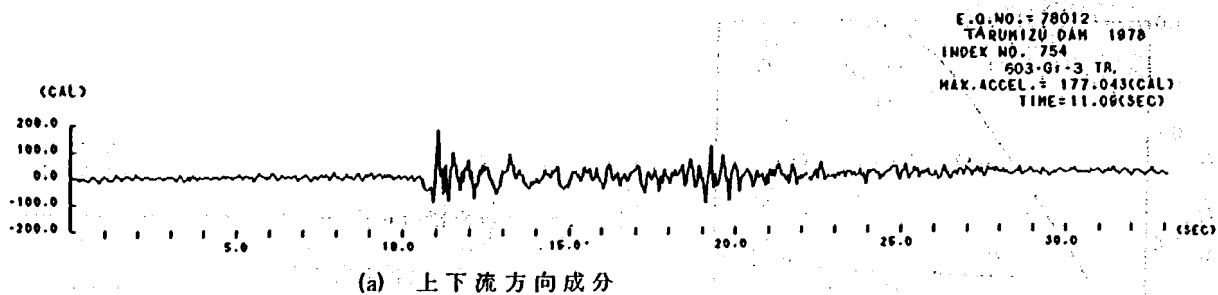


図8 樽水ダム・ギャラリー内の加速度強震記録

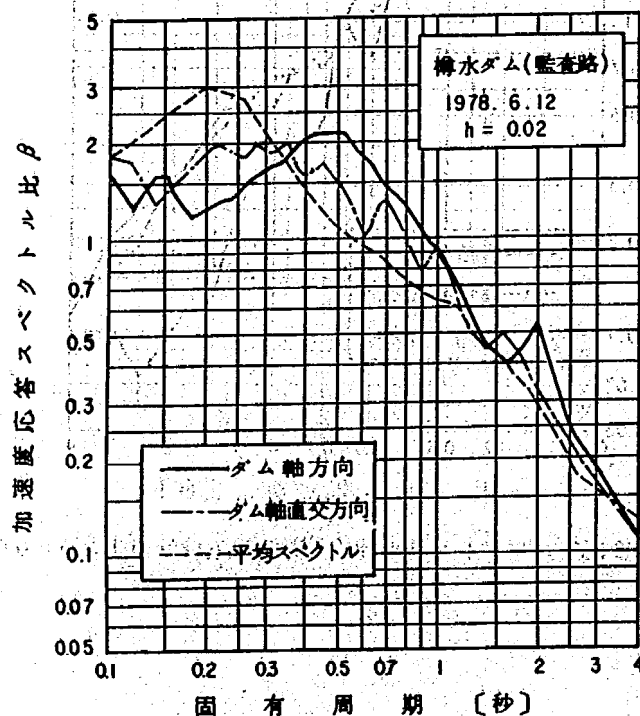


図9 加速度応答スペクトル倍率比  $\beta$  (樽水ダム・ギャラリー内,  $h=0.05$ )

## —— (2) 墓石の転倒から推定した地震動強度の分布 ——

振動研究室 室 長 岩 崎 敏 男

研究員 川 島 一 彦

高 木 義 和

### 1. まえがき

1978年6月12日の宮城県沖地震に際しては、東北地方に設置されていた各所の強震計がよく作動し、公共土木施設およびその近傍地盤上に限っても合計17箇所について記録を採取することができたことは前述した通りである。しかしながら、今回の地震の影響は宮城県を中心として、福島県、岩手県に及ぶ広範な地域にまたがっており、17箇所の強震記録だけでは各所における地震動強度の分布を求めることは困難である。このため、今回の地震による被害地域を中心として、合計303箇所の墓地において墓石の転倒状況を調査し、この結果を用いて地震動強度の分布を推定しようとした。

### 2. 調査目的

1978年6月宮城県沖地震による被害地域内の地震動強度の分布を推定し、各種公共土木施設の被害原因究明の鍵とすることを目的とする。

### 3. 調査方法

墓石は形状、寸法が地域によらずほぼ一様であり、また、質量分布や形状が簡単なこと等の理由から地震動強度を推定する際に広く用いられてきている。墓石の転倒から地震動の強度を推定するためには、図-1に示すようにロッキングにより転倒する状態を想定し、転倒した墓石の幅 $B_T$ と高さ $H_T$ の比から合震度を求めるという方法が一般に用いられている。

$$\text{合震度 } K = \frac{K_H g}{g - K_V g} = \frac{K_H}{1 - K_V} = \frac{B_T}{H_T} \quad \text{..... (1)}$$

ここで、 $K_H$ 、 $K_V$ はそれぞれ水平震度および鉛直震度、 $g$ は重力の加速度である。

この方法は一見非常に簡単そうに見えるが、実際に使用する際には次のような点に留意しなければならない。

- (I) 合震度を求めるためには、墓石の高さと底面幅以外の全ての条件が同一で、ある底面幅 $B_T$ と高さ $H_T$ の比( $B_T/H_T$ )の墓石が転倒し、これよりわずかに $B_T/H_T$ の比が大きい墓石が転倒しないという場合が理想である。しかしながら、伊豆大島近海の地震の際の調査の一例を示すと図-2のとおりであり、実際には上記のような場合はきわめて恵まれた条件下でしか起こらない。これには個々の墓石の基礎地盤条件の違い、初期の傾き具合、周囲の地形、転倒するに至った過程等種々の原因が挙げられよう。
- (II) 墓石にはおおむその定まった寸法があり、一部の特殊な墓石を除くと大部分の墓石の $B_T/H_T$

は0.4程度となる。したがって、転倒した墓石の $B_T/H_T$ から合震度を求めると計算上は常に0.4程度の値が得られることになるが、これでは大多数の墓石が転倒した場合と、ほんの一部の墓石が転倒した場合のいずれも同じ合震度と見なされるわけで合理的とは考えられない。

本調査では、個々の墓石が転倒するに至った過程および転倒状況を吟味して地震動強度を推定するのではなく、どの墓石についても $B_T/H_T$ はおおむね0.4程度であることを前提として、種々の転倒の形態を一まとめにして墓地全体の墓石転倒率を求め、これをもとにして地震動強度の分布を検討した。

#### 4. 調査結果

##### 4.1 転倒率の調査方法と対象範囲

調査の対象としたのは、宮城県東部地区と福島県および岩手県の一部地区にある合計303箇所の墓地である。これは個人用のごく小規模な墓地を除いた上記調査地域内の寺院、公共墓地のおおむね全数に相当する。調査は1) 墓石転倒率の分布、2) 墓石の転倒方向、3) 1978年2月の宮城県沖の地震( $M=6.7$ )と今回の地震による地震強度の比較、4) 1962年4月の宮城県北部地震( $M=6.4$ )と今回の地震による地震動強度の比較、の4つを中心とし、墓地周辺の地形、地質条件の特徴ともあわせて調整した。ここで、1)の墓石転倒率 $R$ は次式で定義している。

$$\text{転倒率 } R = \frac{\text{調査墓石中の転倒墓石中}}{\text{調査墓石数}} \times 100(\%)$$

上式で、調査墓石数としては1基地あたり50～100程度を目安とし、基地内の墓石の全数もしくはある一区画の墓石の全数とした。なお、調査は地震後約3ヶ月後(9月～10月)に実施したため、上式により転倒率を推定することができない場合には、住職等からの聞き込みにより転倒率を求めている。また、2)、3)、4)はいずれも聞き込みにより調査した。

調査対象とした墓石は以下の基準により選んだ。

- (i) 高さ $H_T$ は70cm程度のを標準とし、50cm以下もしくは1m以上のものは除外する。
- (ii) 高さ $H_T$ と幅 $B_T$ の比は0.4程度が一般的であり、これらの定形から外れた墓石は除外する。
- (iii) 角柱以外の形状の墓石は除く。
- (iv) 墓石の基礎の状態が著しく悪いものは除外する。

##### 4.2 墓石転倒率の分布

墓石転倒率の分布を0%、0～25%、25～50%、50～75%、75%以上の5段階に区分して示すと図3のようになる。同図中には調査対象地域内の地盤種別を、沖積地盤、洪積地盤、第3紀以前の地盤の3種類に分けて示してある。

一般的に山地に位置する墓地においては墓石転倒率は0ないしそれに近い低いものが多く、平地部とくに北上川、江合川、鳴瀬川、名取川などの各河川流域の氾濫原(低地)においては転倒率が高い値となる傾向が現われている。転倒率が75%以上の基地が存在するのは、①登米郡中田町付近、②古川市周辺の江合川、鳴瀬川の流域、③黒川郡富谷町周辺、④仙台市および名取市、⑤白石市周辺の阿武隈川およびその支川の5地域であり、いずれも今回の地震により被害の著しかった地域である。

図3の墓石転倒率を断層中心からの距離によって整理すると図4のようになり、伊豆大島近海地震

の場合のように距離によっておおむね一様に転倒率が減少する傾向は認められない。この原因は、今回の地震では伊豆大島近海地震の場合と異なり、地震の規模が大きく、影響を受ける地域が非常に広範囲にわたること、被害地域の地盤条件が多様であること等により、局所的な地盤条件が転倒率に大きな影響を与えているためと考えられる。

このような点を示す一例として、地盤条件の比較的良好な仙台市周辺（名取川以北、七北田川以南）をほぼ東西にみた地盤縦断図と墓石転倒率との関係を求めると図5のようになる。東北大学のある青葉山を中心とする丘陵地、広瀬川から利府一長町断層に至る旧仙台市街地、太平洋沿岸の砂丘地域においてはいずれも転倒率がきわめて低いのに対して、仙台市の新市街地等では転倒率が高く、このように狭い範囲の地域でも地震動強度が大きく変化することを示している。

#### 4.3 墓石の転倒方向と地震動の方向性

今回の地震では、仙台市を中心として東西方向のブロック塀が南北方向のものより転倒しやすかった等の主として被害特性の面から、地震動にはっきりした方向性があったのではないかと指摘が多い。地震動強度の地域的な分布を求める目的で上記墓石転倒率の調査と平行して墓石の転倒方向を調査した。

調査は住職、付近の住民に対する聞き込みにより行ない、墓石の転倒に明瞭な方向性があったかどうか、あったとすればどの方向が卓越したか（東西or南北）を調べた。この結果は図6の通りである。

調査地域全体で、地震動に関しはっきりした聞き込みの得られた（方向性なしとの答も含む）のは全体の約58%に相当する177箇所である。このうち、15箇所については、東西方向と南北方向の両方におおむね同程度に倒れた、もしくは北東or北西のように中間の方向に倒れたとの聞き込みがあったので、これらの墓地はそれぞれ東西方向および南北方向の両方に計数するものとして整理すると、調査地域全体では、東西方向、南北方向、方向性なしの墓地数はそれぞれ74（39%）、85（44%）、33（17%）となり、はっきりした方向性は表われていない。

次にこの結果を、吉田川より北の地域と南の地域に分けて（鳴瀬川～大郷町～大和町）集計すると、北部地域では、東西方向、南北方向、方向性なしの墓地数はそれぞれ46（52%）、24（27%）、19（21%）となる。一方、南部地域ではそれぞれ28（27%）、61（59%）、14（14%）となる。これらの結果より、上記ラインあたりを境として北の地域では地震動が東西方向に卓越したのに対して、南の地域では南北方向に卓越したのではないかと推定される。以上の結果をまとめて図7に示す。

#### 4.4 今回の地震と1962年4月宮城県北部地震および1978年2月宮城県沖の地震との地震動強度の比較

今回の地震を含めて宮城県地方に被害をもたらした過去3回の地震、すなわち、昭和37年4月の宮城県北部地震（ $M=6.4$ ）、昭和53年2月の宮城県沖の地震（ $M=6.7$ ）および今回の地震（ $M=7.4$ ）について、相互の地震動強度の比較を聞き込みにより調査した。この結果によれば、宮城県の全域にわたって今回の地震の方が53年2月の地震よりも強い地震動を生じたとしたこと、昭和37年の地震の震源地であった宮城県栗原郡築館町から迫町にかけての一部地区で今回の地震より昭和37年の宮城県北部地震の方が強い地震動を生じたとしたことがそれぞれ確かめられた。

## 5. 今後の課題

地震動の強度を地域的に細かく予測する手法を開発することは、今後の地震防災対策計画を立案するうえできわめて重要な課題である。今回の宮城県沖地震に際し、被害地域、影響地域の中の303地点(墓地)において墓石の転倒率を調査したことは、このような目的のために有効な資料を提供すると思われるが、墓石の転倒という不確定な要素から間接的に地震動強度を求めている点で今後に大きな手法の開発の余地がある。数100m×数100mの範囲に多数の地震計を面的に集中して配置し、正確に地震動を測定して地震動の特性を及ぼす地盤条件、地形等の影響を統一的に研究する高密度強震観測が上記の目的のために強く必要とされる。

## 参 考 文 献

- 1) 岩崎, 川島: 墓石の転倒状況からみた1978年宮城県沖地震の地震動強度分布, 地震学会春季大会概要集, 昭和54年
- 2) 岩崎, 川島: 墓石の転倒からみた1978年宮城県沖地震による地震動の卓越振動方向, 同上
- 3) 岩崎, 川島, 常田: 1978年宮城県沖地震被害調査概報, 土木研究所資料第1422号, 昭和53年

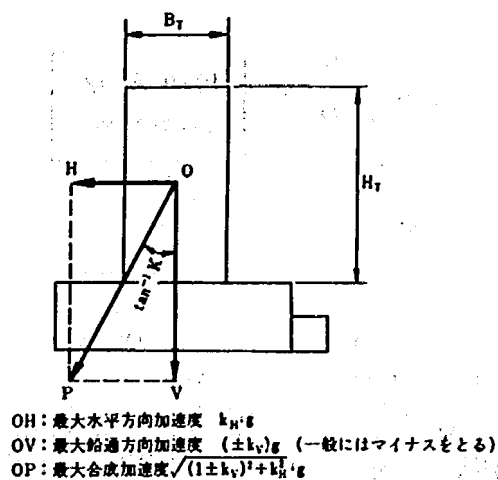


図1 合震度の定義

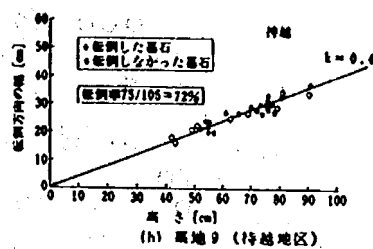


図2 墓石の高さおよび底面幅の関係の一例

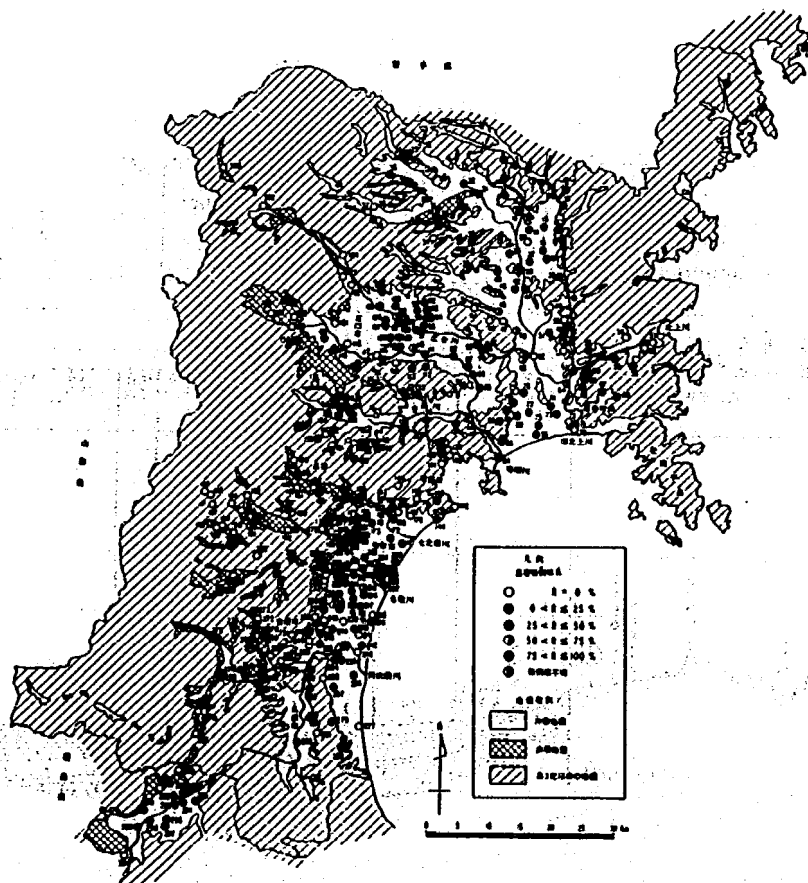


図3 墓石転倒率の分布

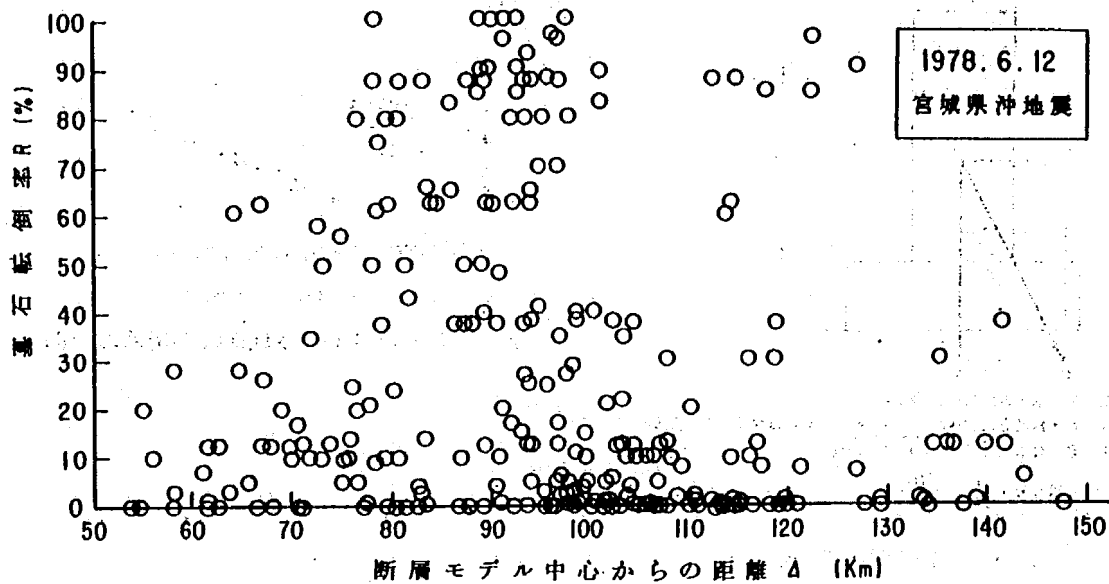


図4 墓石転倒率～断層中心距離の関係

| 墓石転倒率 |        |        |  |                              |        |         |                            |  |               |
|-------|--------|--------|--|------------------------------|--------|---------|----------------------------|--|---------------|
| 100   |        | ○(173) |  |                              |        | ○(1202) | (172, 203, 205, 210, 1208) |  |               |
| 75    |        | ○(174) |  |                              |        |         | ○(1204)                    |  |               |
| 50    |        |        |  | ○(196)                       |        |         |                            |  | ○(1207)       |
| 25    |        |        |  | ○○○○○○○○○ (193-196, 198-201) | ○(173) |         |                            |  | ○○(1203, 206) |
| 0     | ○(179) |        |  |                              |        |         |                            |  |               |

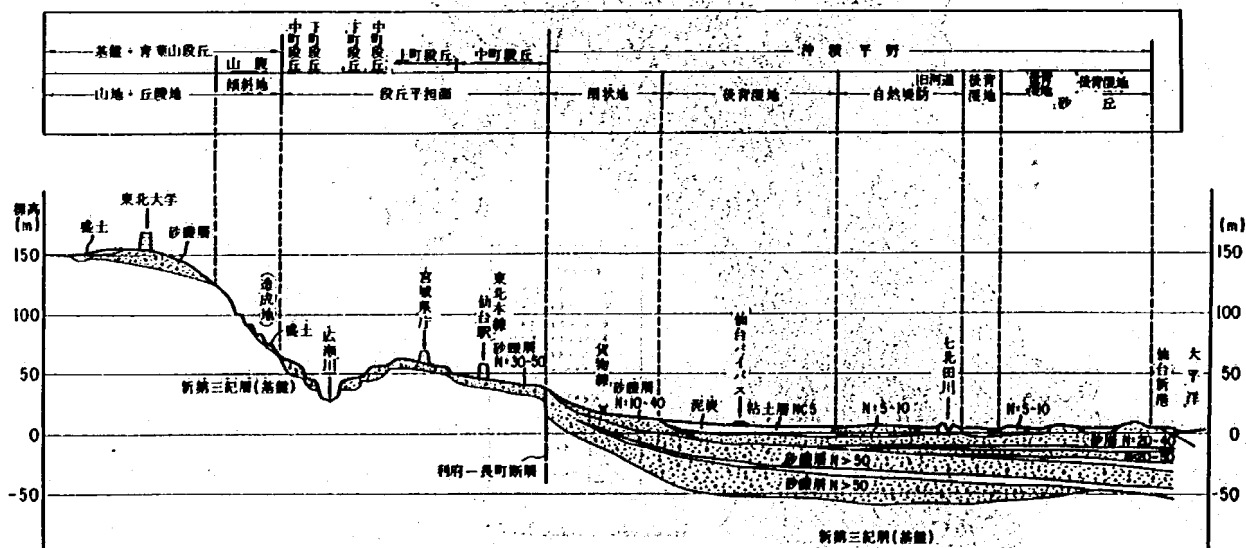


図5 仙台市東西方向の地盤構造と墓石転倒率の関係

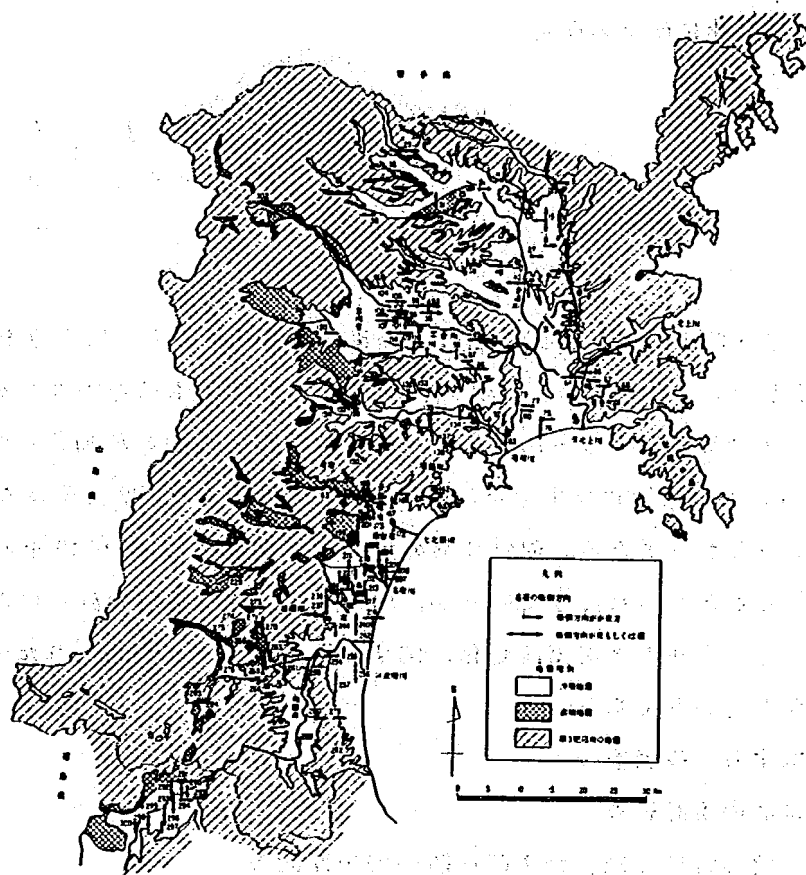
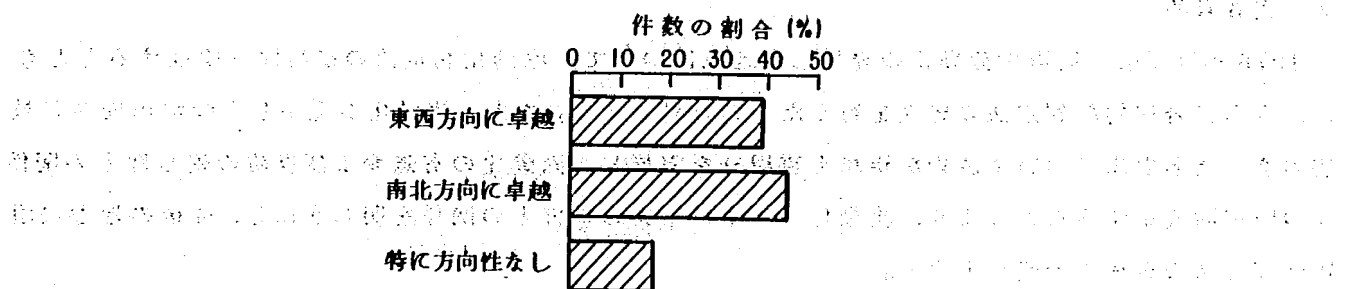
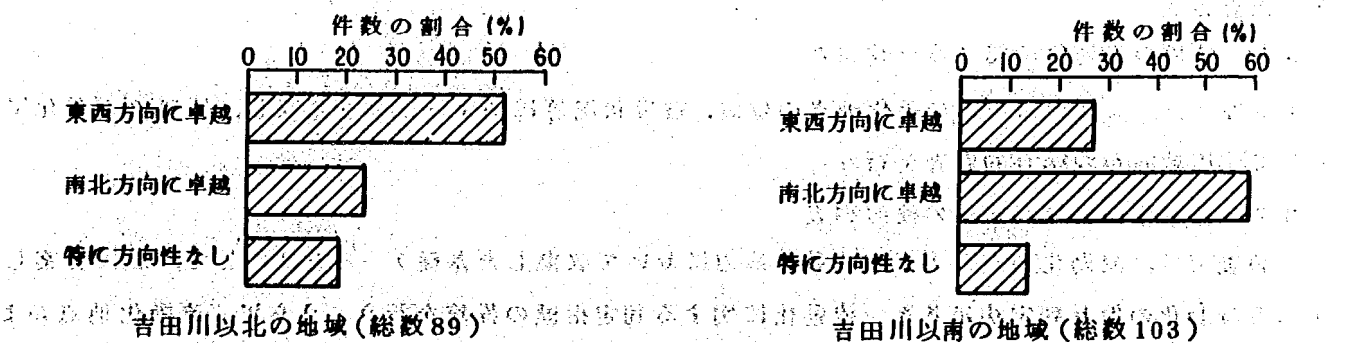


図6 墓石転倒方向



(a) 対象地域＝調査地域全域 (総件数 192)



(b) 対象地域を吉田川 (鳴瀬町～大郷町～犬和町) 以北と以南に分けて整理した場合

図7 墓石転倒の方向性

## 2. 地盤の流動化に関する研究

|       |     |      |
|-------|-----|------|
| 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

昭和53年6月14日午後5時14分頃、宮城県金華山の東方沖60kmの海底に震源をもつマグニチュード $M=7.4$ の地震が発生した。これにより、宮城県内を中心として土木構造物等を初めとした各種の被害が発生した。地盤に関する被害も随所に見られ、今回の地震で地盤の流動化が確認された地点は30地点近くになっている。この流動化発生地点において、河川堤防あるいは橋梁等の土木構造物に被害の見られている箇所も少なからずある。砂質地盤の流動化に関しては、昭和39年の新潟地震を契機として多方面の調査・研究が進められてきているが、地震震における地盤の流動化の経験が近年久しく無かったことを考えると、今回の地震で流動化に関する貴重なデータが得られたと言える。

本研究の調査項目は次のとおりである。

- 1) 地盤の流動化に関する一般調査
- 2) 流動化の簡易判定法の検討調査
- 3) 名取川における地盤の耐震性調査および堤防の安定性調査

### 2. 調査目的

1978年宮城県沖地震で流動化の発生した地点について、流動化判定法の妥当性を検証するとともに、さらに合理的な判定法の確立を行うための資料とする。また、流動化が発生しかつ河川堤防に被害のあった名取川について詳細な現場土質調査を実施し、流動化の有無および堤防の安全性との関係について調査をすることにより、流動化と土木構造物の被害との関係を明らかにし、今後の地盤の耐震性調査法の合理化の資料とする。

### 3. 調査方法

#### 3.1 地盤の流動化に関する一般調査

本調査では、当該地震での流動化地点の位置、被災状況等に関する情報を集収し、地盤の流動化に関して、広域的かつ総合的調査を行う。

#### 3.2 流動化の簡易判定法の検討調査

本調査では、流動化地点および非流動化地点において収集した基礎データを基にして、既に提案している流動化の簡易判定法に基き、流動化に関する判定指標の推算を行う。さらに、流動化地点および非流動化地点における判定指標の差異を検討することにより、合理的判定指標の改良を行う。

### 3.3 名取川における地盤の耐震性調査および堤防の安定性調査

流動化が発生しかつ河川堤防に被害のみられた代表例である、名取川の中村地区および閉上上地区において、堤防の被害地点および無被害地点での原位置地盤調査、室内動的三軸試験、物理特性試験、地盤の地震応答解析、堤防の安定性解析を実施する。

## 4. 調査結果

### 4.1 地盤の流動化に関する一般調査

1978年宮城県沖地震で流動化の確認された地点は、現在の所30地点である。図1は流動化地点の分布および河川堤防、堰、揚水機場の主要被害地点の分布の調査結果である。写真1は名取川の中村地区における流動化の一例である。現在までに明らかとなっている諸々の資料から得た地盤震害に関する知見は次のとおりである。

(1)ある規模(マグニチュード)を持つ地震が発生した場合、流動化が発生するのは震央から惑る震央距離の範囲内であることが歴代の地震から経験的に知られている。図2は明治以降の我が国での地震規模( $M$ )と流動化の発生限界震央距離( $R$ )との関係を示したものである。同図でも明らかなように、今回の地震での流動化の発生限界震央距離は従来の地震規模と限界震央距離の関係と良い対応を示している。

(2)流動化の発生地点は、ほとんどが沖積低地にあり、現河道上は勿論であるが、名取川中村地区、江合川北和淵あるいは旧迫川低落地区のように旧河道上に噴砂が起っていること等を考えるならば、地盤流動化と地形・地質との間に或る程度の対応付けが可能となるものと思われる。しかし、地形あるいは地質が地盤流動化の必要条件であったとしても十分条件でないので、現河道上あるいは旧河道上であ

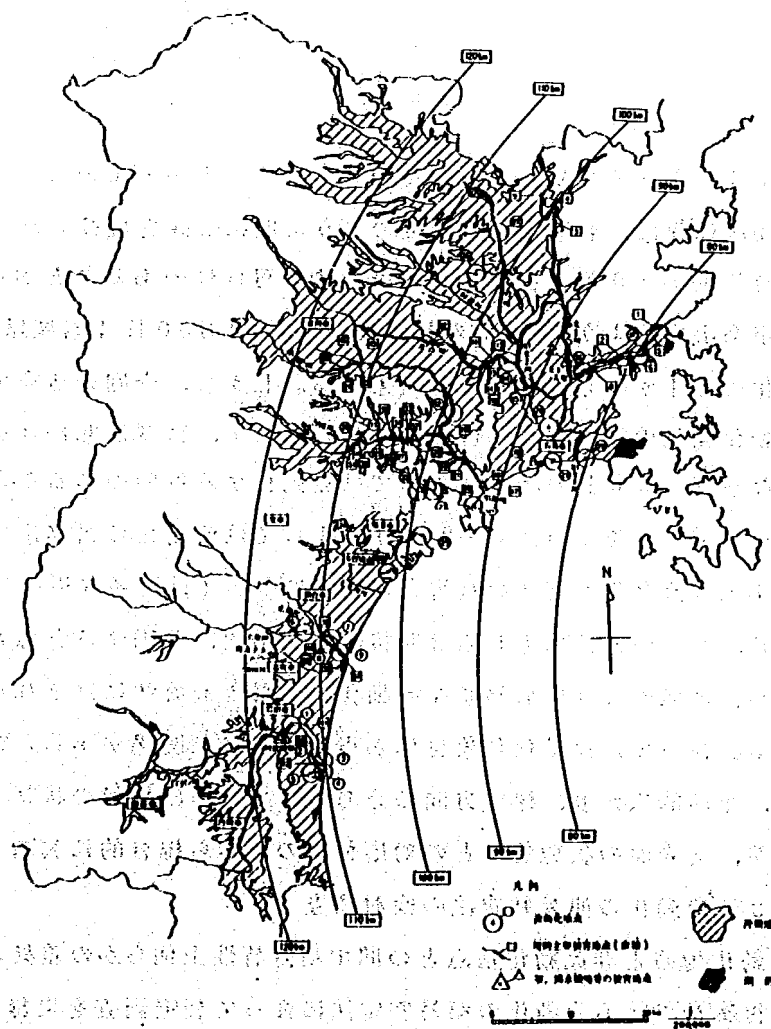


図-1 流動化地点、河川堤防主要被害地点分布図

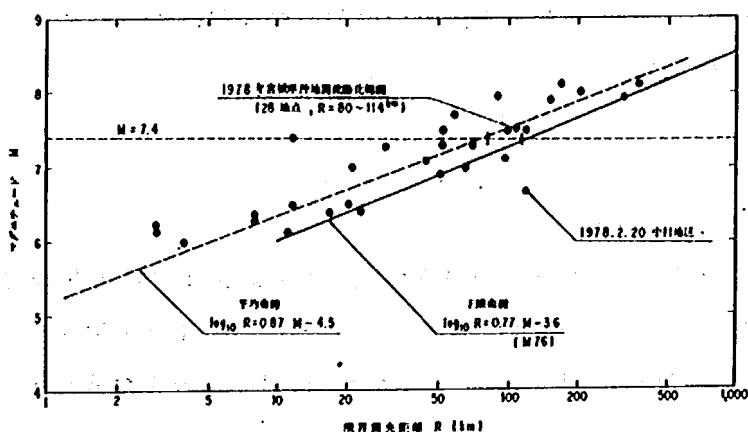


図-2  $M \sim$ 流動化限界震央距離  $R$

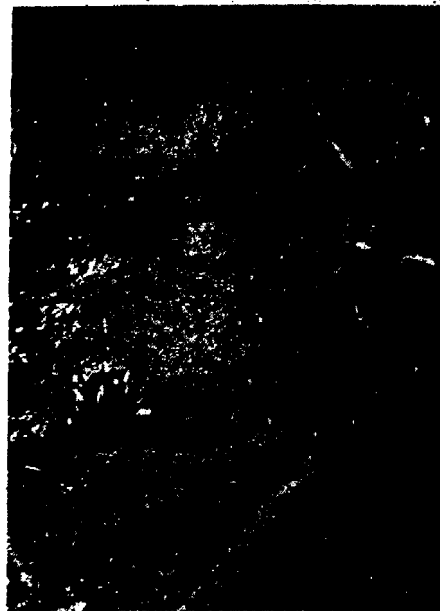


写真-1 噴砂例(名取川中村地区)

っても流動化の発生しなかった地点があるのも事実である。

(3)流動化は、名取川中村地区のように既に噴砂を経験した地点において再度地盤流動化の発生する可能性のあることが示された例もあれば、江合川右岸の古川市羽山堂のように流動化の経験(1962年4月30日；宮城県北部地震、 $M=6.8$ )のある地点で流動化の発生がみられなかった例もある。しかし、今回の地震で羽山堂は震央距離が113km程度と流動化発生の限界付近に位置するのに対して、宮城県北部地震では震央にごく近かったことを考えるならば、地震動の諸条件次第では流動化する可能のあることは推察される。つまり、地震規模(マグニチュードあるいは震央距離)によっては流動化の再発生は十分考えられると言えるだろう。

(4)地盤流動化と構造物被害との関連については、名取川中村区のように、堤体に実質的な被害が生じ、これが直接的もしくは間接的に流動化に帰因すると思われる箇所があったと同時に、江合川北和淵地区のように広範囲な流動化が生じても堤体にはそれ程顕著な被害が見られなかった箇所もある。従って、流動化現象自体が構造物被害に関係があると言うよりも、流動化の諸特性(たとえば、平面的広がり、深さ方向の分布等)あるいは地盤の状態(たとえば、地下水位、土質、流動化層厚、地表面の状態等)との対応付けの上から総合的に判断することが必要であると思われる。

#### 4.2 流動化の簡易判定法の検討調査

流動化地点と非流動化地点との間で地盤特性上何らかの差異があるか否かを調査するために、従来から提案している流動化の簡易判定法に従って判定調査を実施し、流動化に関する判定法の検討を行った。調査項目は次のとおりである。

(1) 調査対象地点の選定：流動化地点および非流動化地点の選定を行いたが、前者では24地点の39箇所、後者では13地点の20箇所である。

(2) 調査対象地点での地盤柱状図の収集：当該地点の柱状図が得られない場合は、付近の柱状図を適宜収集する。

(3) 調査対象地点の地盤のモデル化：地盤柱状図を基にして、地盤のモデル化を行うが、諸定数が明らかでない場合は推定する。表1は単位体積重量と平均粒径から推定した。

(4) 流動化抵抗係数 ( $F_L$ ) の算定：調査地点毎に次式で定義される流動化係数の深度分布を算定する。

$$F_L = \frac{R}{L} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$R = \begin{cases} = 0.0042 D_r^* + 0.19 & (0.02^{mm} \leq D_{50} < 0.05^{mm}) \\ = 0.0042 D_r^* + 0.225 \log_{10} (0.35/D_{50}) & (0.05^{mm} \leq D_{50} < 0.6^{mm}) \\ = 0.0042 D_r^* - 0.05 & (0.6^{mm} \leq D_{50} \leq 2.0^{mm}) \end{cases} \quad \dots\dots (2)$$

$$L = \frac{\alpha_{smnx}}{g} \cdot \frac{\sigma_v'}{\sigma_v'} \cdot r_d \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015 Z \quad \dots\dots\dots (4)$$

(5) 流動化抵抗指数 ( $P_L$ ) の算定：(1) で求めた  $F_L$  値の深さ方向の分布を基にして、次式で定義される流動化抵抗指数の算定を行う。

$$P_L = \int_0^{20} F_L \cdot W(Z) dZ \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$F_L = \begin{cases} = 1.0 + F_L & (F_L \leq 1.0) \\ = 0.0 & (F_L > 1.0) \end{cases}$$

$$W(Z) = 1.0 - 0.5 Z$$

関数  $W(Z)$  は深さ方向の重み関数であり、図3にその概念を示す。

以上の過程に従って、入力地表面加速度  $\alpha_{smax}$  を 180, 240, および 300(gals) と変え、流動化地点および非流動化地点における  $P_L$  の値を算定した。

表-1 土質分類と単位体積重量平均粒径と仮定値

| 土質分類   | 飽和単位体積重量 $\gamma_s$ ( $t/m^3$ ) | 平均粒径 $D_{50}$ (mm) |
|--------|---------------------------------|--------------------|
| 表土     | 1.7                             | 0.02               |
| シルト    | 1.75                            | 0.025              |
| 砂質シルト  | 1.8                             | 0.04               |
| シルト質細砂 | 1.8                             | 0.07               |
| 微細砂    | 1.85                            | 0.1                |
| 細砂     | 1.75                            | 0.15               |
| 中砂     | 2.0                             | 0.35               |
| 粗砂     | 2.0                             | 0.6                |
| 砂礫     | 2.1                             | 2.0                |

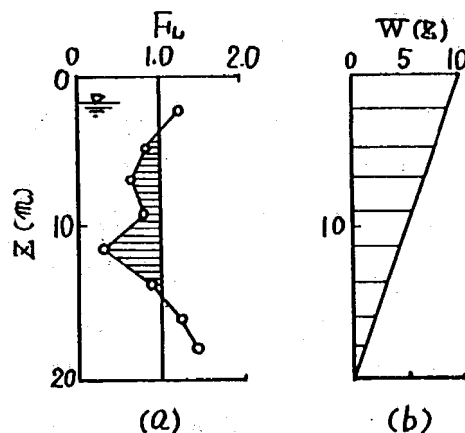


図-3 重み関数  $W(Z)$

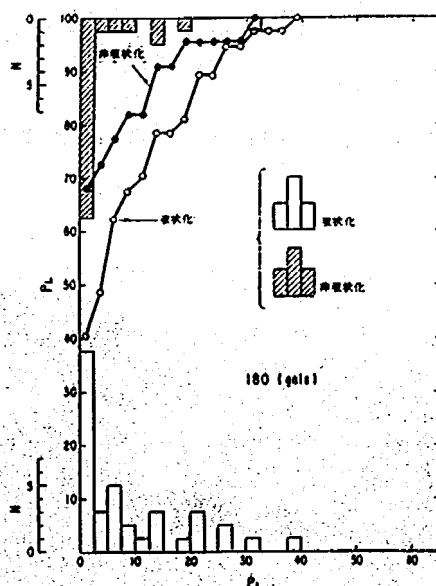


図-4  $P_L$  値の頻度分布 ( $\alpha_{smax} = 180 \text{ gals}$ )

図4および図5は、各々、 $\alpha_{smax}=180(gals)$ および $240(gals)$ の場合 $P_L$ 値の頻度分布をまとめた結果である。

同図においては流動化地点と非流動化地点との差異が明確に表われていないが、この原因としては、解析に用いた地盤柱状図が必ずしも解析地点のそれだけでなく、近傍の柱状図を用いていることが考えられる。このような事情を踏えて、今後、再度データの検討を行い整理し直すとともに、従来の解析結果と合わせてより妥当な流動化判定のために指標の確立を行う必要がある。

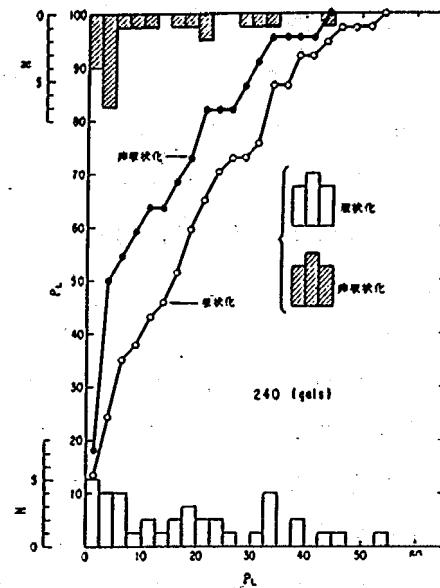


図-5  $P_L$  値の頻度分布 ( $\alpha_{smax}=240 gals$ )

#### 4.3 名取川における地盤の耐震性調査および堤防の安定性調査

##### 4.3.1 調査概要

調査地点は名取川の中村地区（河口より2.4km左岸）および閉上上地区（河口より2.8km右岸）の河川堤防である。調査地点位置を図6に示す。本報告では、中村地区に関する調査結果を中心として報告する。中村地区では堤内外において流動化（噴砂）がみられ、堤体も約110mにわたり、陥没・亀裂を生じている。図7は地盤の流動化地点、河川堤防被害範囲および原位置地盤調査位置を示すものである。また、図8および写真-2は河川堤防の被害状況であり、各々、河川堤防の縦断方向の天端沈下量および天端の縦断亀裂・陥没の様子を示す。当該地点では、1978年2月20日の地震（ $M=6.8$ ）でも堤内地の同一地点に噴砂が確認されている。

中村地区では、堤内地法尻（ $N-1$ ）および（ $N-2$ ）



写真-2 河川堤防被害状況



図-6 調査地点位置図

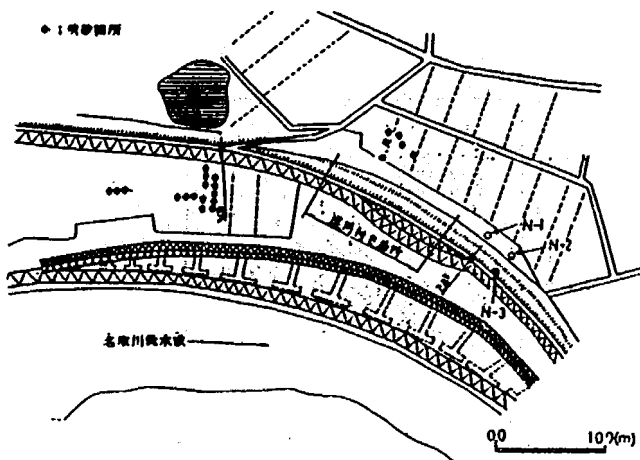


図-7 中村地図概要図

法肩(N-3)の位置でボーリング、P.S.検層、不攪乱試料採取等の原位置調査を実施した。引続き物理特性試験、動的強度試験を行い、それらの試験結果を基にして、地盤の耐震性の簡易判定および有限要素法による堤防の安定解析を実施した。なお、同地点は比較的地盤が良好であり、深度6m以深ではN値=30~50の締まった層となり、表層がN値=D~30の層である。

また、図9は当地震直後に、調査地点で採取した噴砂の粒径分布を示すが、平均粒径  $D_{50} \approx 0.22 \sim 0.31$  (mm) の粒径の揃った砂であることがわかる。

#### 4.3.2 地盤流動化の簡易判定

流動化の簡易判定は(6)式および(7)式で計算される流動化抵抗係数  $F_{L1}$  および  $F_{L2}$  を使用して行った。

$$F_{L1} = \frac{R}{L} \quad \dots\dots (6)$$

$$F_{L2} = \frac{R_{\text{①}}}{L} \quad \dots\dots (7)$$

ここに、 $R$ ：動的強度で(2)式による。

$L$ ：地震荷重で(3)式による。

また、動的強度  $R_{\text{①}}$  は(2)式を変型した(8)式で推定している。

$$R = 0.0042 \bar{D}_r = 0.0882 \sqrt{\frac{\bar{N}}{\alpha_f + 0.7}} \quad \dots (8)$$

$$\bar{N} = N + 4N$$

$$4N = \begin{cases} = 125 & (0.02 \leq D_{50} < 0.05 \text{ mm}) \\ = -1344 \log_{10} (D_{50}/0.43) & (0.05 \leq D_{50} < 0.6 \text{ mm}) \\ = -5.74 \log_{10} (D_{50}/0.27) & (0.6 \leq D_{50} < 2.0 \text{ mm}) \end{cases}$$

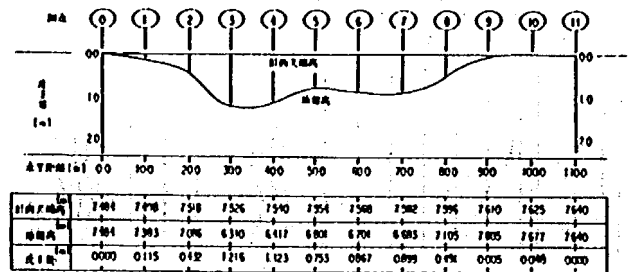


図-8 河川堤防の天端変化(中村地区)

| 試料名    | D <sub>10</sub> | D <sub>30</sub> | D <sub>50</sub> | U <sub>c</sub> | C <sub>u</sub> | α <sub>f</sub> | α <sub>max</sub> |
|--------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|------------------|
| ① NA-1 | 0.223           | 0.250           | 0.285           | 2.94           | 2.53           | 1.18           | 0.823            |
| ② NA-2 | 0.305           | 0.348           | 0.424           | 2.91           | 2.53           | 1.18           | 0.823            |
| ③ NA-3 | 0.232           | 0.278           | -               | -              | 2.52           | 1.18           | 0.823            |
| ④ NA-4 | 0.280           | 0.300           | 0.310           | 2.73           | 2.52           | 1.18           | 0.823            |

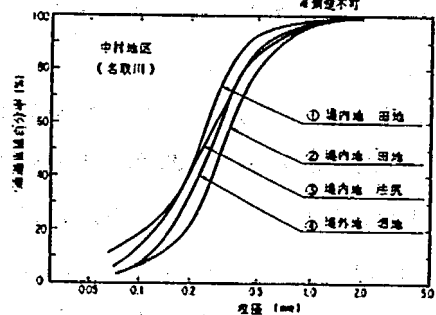


図-9 噴砂の粒度分布(中村地区)

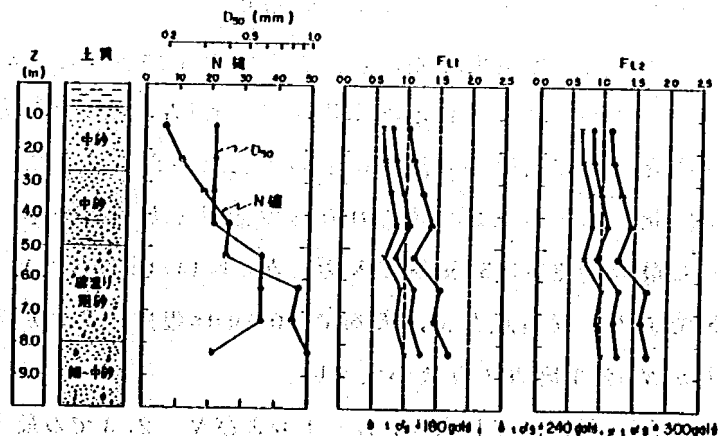


図-10 簡易判定結果(中村地区:N-1)

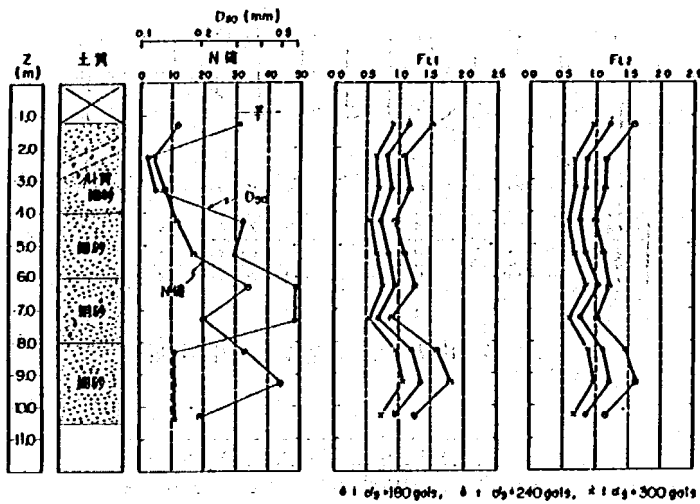


図-11 簡易判定結果 (N-2)

図10, 11は各々N-1およびN-2の計算結果である。同図では両地点の流動化の難易の差は明確でないが、地表面加速度240 gals程度で深度5~6m迄 $F_L$ 値が1.0以下となる。また、図12は $F_{L1}$ と $F_{L2}$ の比較図であるが、両推算式の結果に顕著な差はなく、いずれの方法でも判定計算に有意な差は無いと思われる。

#### 4.3.3 地盤の動的強度

原位置で採取した不攪乱粘性土に対して動的強度( $R_L$ )の試験を実施した。図13は今回の結果を $DR_L^* (= R_L - 0.0042 D_r^*)$ ,  $D_r^* = 21\sqrt{N/(q_v' + 0.7)}$ と $D_{50}$ の従来の関係図上に描いたものである。

一部強度の大きな層があるが、ほぼ平均値付近に分布している。

#### 4.3.4 堤防の地震時応答・安定解析

調査地点の河川堤防の地震時の安定性を調査するために、有限要素法<sup>6)</sup>による地震応答解析を行なった。解析モデルの設定は堤防被害地点(N-1)および無被害地点(N-2, 3)の2箇所で、原位置地盤調査、土質試験の各結果に基づいて行なった。そして、設定したモデルに対して、当地震で開北橋(旧北上川)の地盤で得られた強度記録(加速度波形、橋軸直交方向)を想定基盤(≒65m砂礫層)から最大加速度150 galsで入力した。図14, 15は各々N-1およびN-2, 3での応答加速度分布の計算結果である。両地点共に、天端で300 gals程度、又、法尻付近で200 gals程度であるが、N-1地点の方がN-2, 3地点より値が大きい。

また、図16, 17は各々、N-1およびN-2, 3での最大せん断力分布の計算結果である。両図を比較すると、深層ではほぼ同値であるが、堤防およびその近傍で差異が見られ、N-1地点では堤内法尻をはじめとしてやや大きなせん断力が発生している。次に、間隙水圧の発生を考慮した堤防の安定解析を実施した。その際、砂層に発生する過剰間隙水圧の発生量は、(3)式および(4)式で推定した。

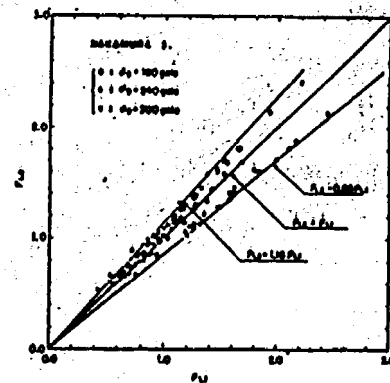


図-12  $F_{L1} \sim F_{L2}$

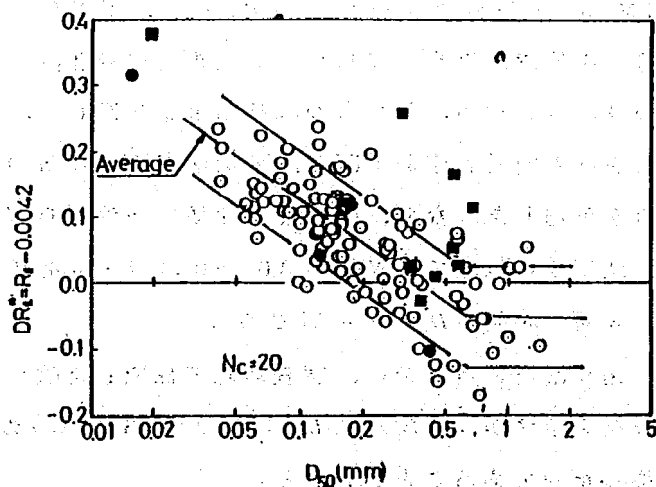
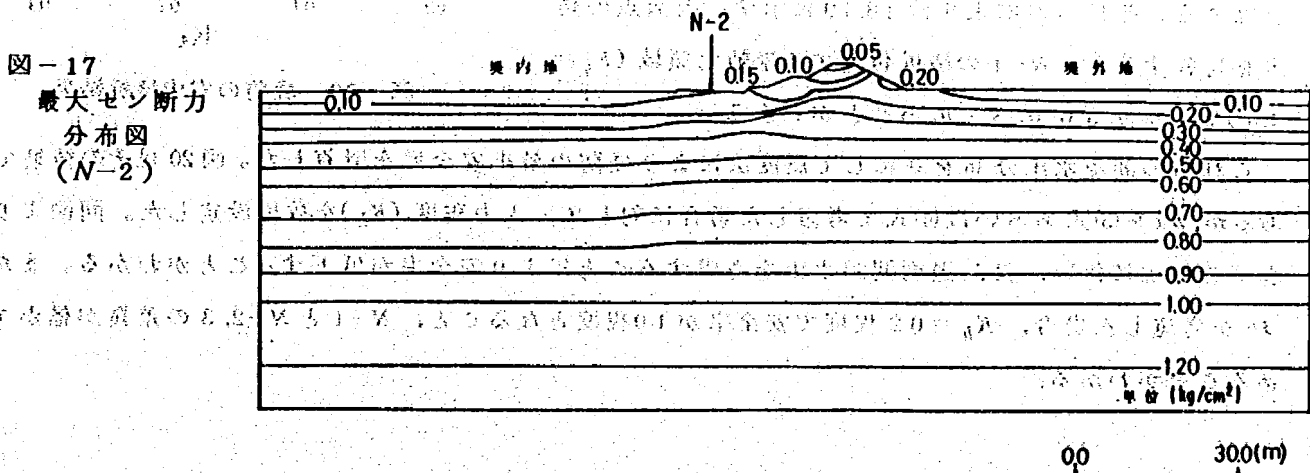
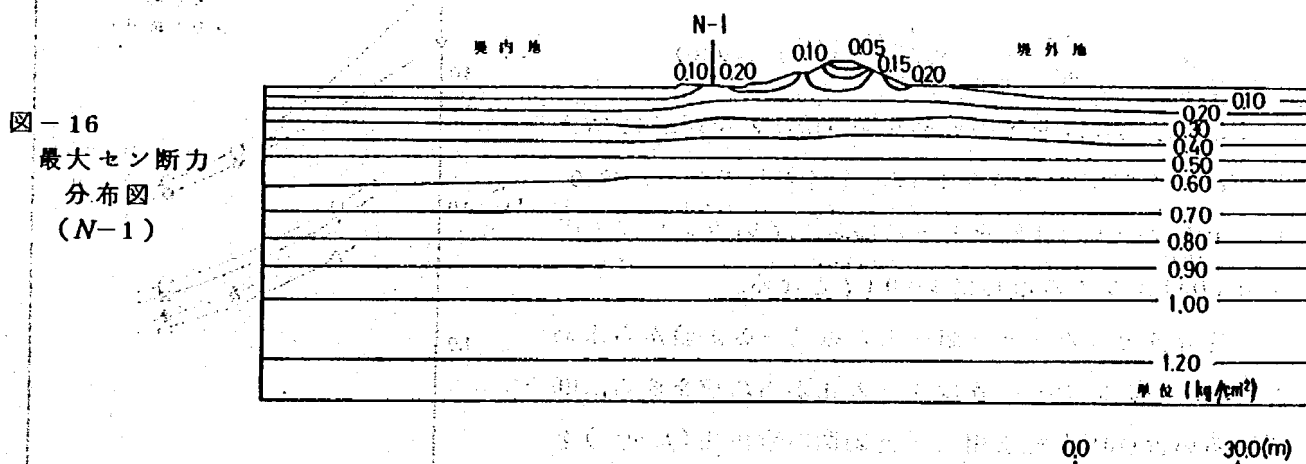
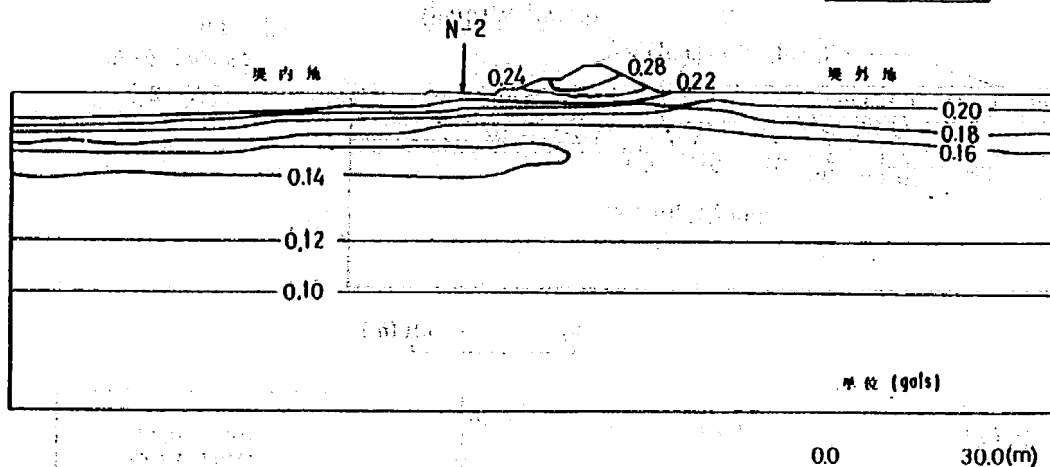
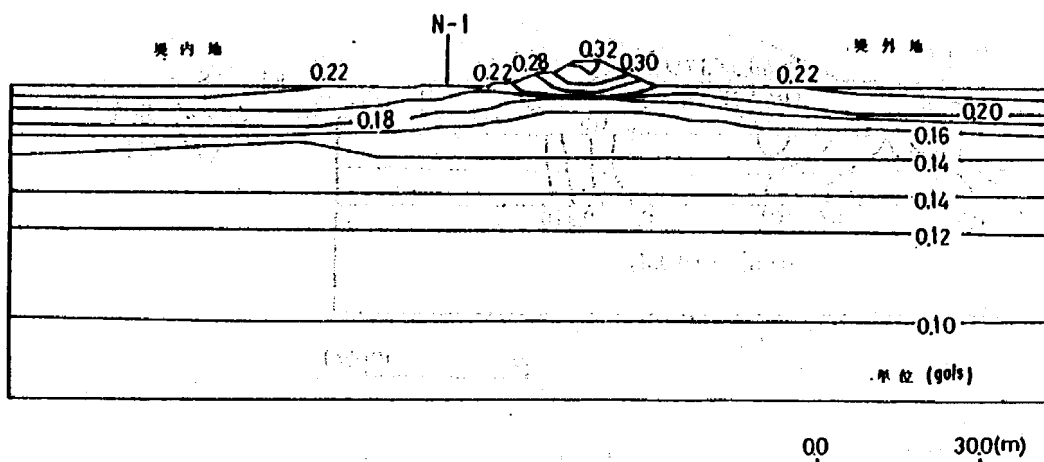


図-13 動的強度試験結果 (●および■)



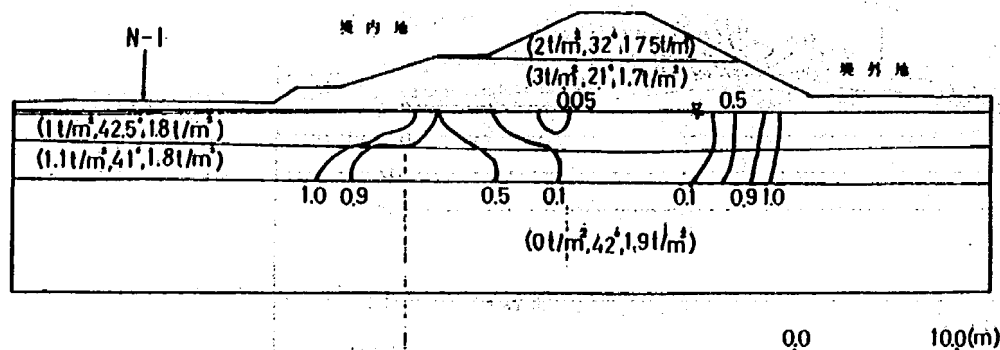


図-18  
 $\Delta u/\sigma'_v$  分布  
(N-1)

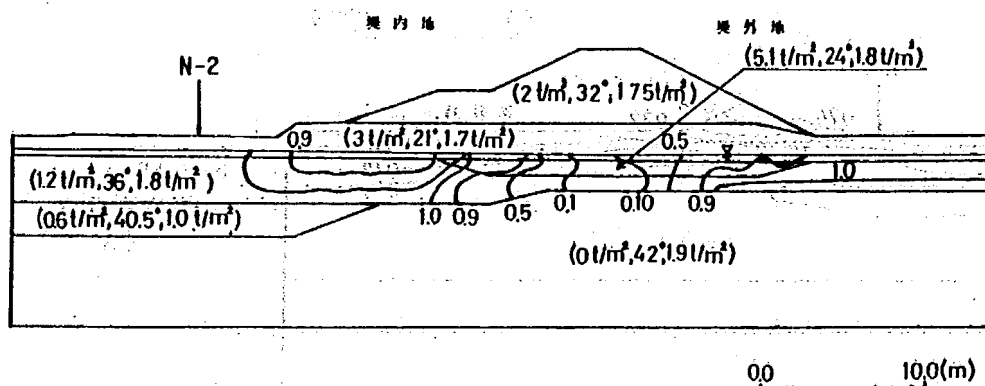


図-19  
 $\Delta u/\sigma'_v$  分布  
(N-2)

$$(A法) \quad \frac{\Delta \mu}{\sigma'_v} = F_L \frac{1}{b} \quad (9)$$

$$(B法) \quad \frac{\Delta \mu}{\sigma'_v} = \frac{1}{2} F_L \frac{1}{b} \quad (10)$$

ここで、(3)式は砂層の流動化強度( $R_L$ )と繰返回数( $N_c$ )との関係<sup>7)</sup>に流動化抵抗係数( $F_L$ )を導入して得た式であり、(4)式は(3)式の評価を $1/2$ に緩和している。ヒズミ両振巾(DA)が5%の場合は $b=0.17$ となる。

応答計算で求めたセン断応力と振動三軸試験から求めた動的セン断応力(=強度)との比から $F_L$ 値を求め、(9)式あるいは(10)式を適用して過剰間隙水圧比( $\Delta u/\sigma'_v$ )を計算する。それらの結果を図18,19に示す。両地点の結果を比較すると、N-1の法尻付近での流動化領域( $F_L=1.0$ )がN-2,3に比べて広いことがわかる。

これらの間隙水圧分布を基にして震度法により堤防の最小安全率を計算した。図20はその結果であるが、 $\Delta u$ を(3)式あるいは(4)式で考慮した場合に対して、入力震度( $K_h$ )を数種設定した。同図より震度の増加に伴い、又、過剰間隙水圧を考慮することにより安全率が低下することがわかる。また $\Delta u$ を考慮した場合、 $K_h=0.2$ 程度で安全率が1.0程度となること、N-1とN-2,3の差異が僅かであることがわかる。

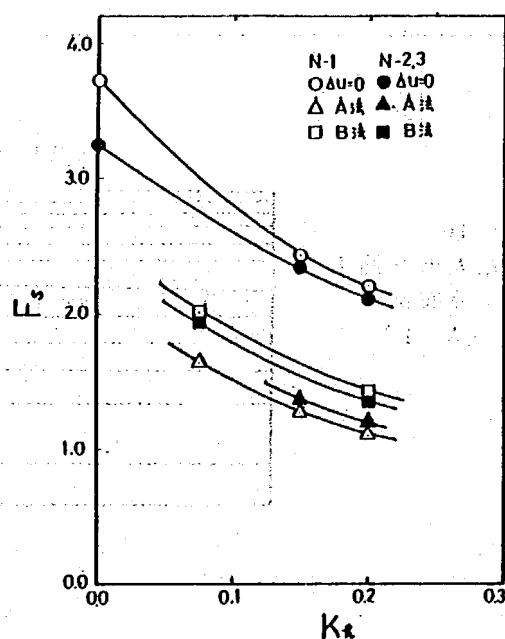


図-20 堤防の安定解析結果

## 5. あとがき

現地調査を実施するに際して、東北地方建設局本局および仙台工事々務所の方々の多大な御協力を得た。関係者の皆様に謝意を表します。

## 参考文献

- (1) 土木研究所第1次調査団：1978年6月宮城県沖地震被害調査速報，土木技術資料，Vol. 20 № 8
- (2) 岩崎，川島，常田：1978年6月宮城県沖地震被害調査概報，土研資料第1422号 1978. 10
- (3) 栗林，龍田，吉田：明治以降の本邦の地盤液状化履歴，土研彙報第30号 1964. 12
- (4) 岩崎，常田：砂質土の動的強度の推定法に関する考察，第14回土質工学会，1979. 6
- (5) 岩崎，龍田，常田：地盤流動化の判定方法，土木技術資料 Vol. 20 № 4
- (6) Lysner, J., Udaka, T., TSAI, C. and Seed, H. B. (1975) "FLUSH", EERC 75-30 Nov. 1975
- (7) 岩崎，龍田，安田：不攪乱砂質土の排水動的強度の正規化表示，第13回土質工学会，1978. 6

昭和53年度調査試験研究成果  
概要報告書

土研資料第1516号  
昭和54年7月(1979)

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53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12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

300-26

二十円切手  
をはって下  
さい

茨城県筑波郡豊里町

大字旭一番地

建設省土木研究所

振動研究室 御中

No. 45

No. 45

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第1516号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印