

I S S N 0386—5878

土研資料第1844号

185

土 木 研 究 所 資 料

第1844号

昭和56年度調査試験研究成果概要報告書

昭和57年 3 月

建設省土木研究所
地震防災部 振動研究室

Copyright © 56年度 by P. W. R. I.

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

ま え が き

この報告書は昭和56年度に振動研究室が実施した調査試験研究の概要をとりまとめたものである。当研究室の昭和56年における課題数は15課題で、その内容は強震観測，地震動強度，地盤と構造物の動的相互作用，地盤の耐震性と液状化判定等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の一助となれば幸いである。

昭和57年 3月

地震防災部	振動研究室	室 長	荒 川	直 士
		主任研究員	川 島	一 彦
		研 究 員	常 田	賢 一
		”	木 全	俊 雄
		技 官	近 藤	益 央
		”	相 沢	興
		”	高 橋	和 之
		事 務 官	中 村	た か 子

目 次

(部費, 一般研究)

(1) 4. 災害の防除に関する研究

4-1 地震災害の防除に関する研究

4-1-1 地震動の地盤による増幅作用に関する研究 1

(部費, 一般研究)

(2) 強震観測網の整備ならびに強震記録の解析 7

(部費, 特別研究)

(3) 1. 地震と構造物の動的相互作用に関する研究 13

(強震観測経費)

(4) 1. 高密度強震観測 19

(河川総合)

(5) 5. ダムの耐震設計法に関する調査

5-3 ダムの耐震設計に用いる設計地震動に関する調査

5-3-1 ダムの耐震設計に用いる入力加速度に関する調査 23

(道路事業調査費, 試験調査)

(6) 5. 土工及び土工構造物に関する試験調査

5-3 道路盛土の耐震性に関する調査

5-3-2 道路盛土の地震荷重に関する試験調査 29

(道路事業調査費, 試験調査)

(7) 8. 道路災害防止と道路施設の耐震性に関する試験調査

8-4 地震動及び地盤の動的挙動に関する試験調査

8-4-1 地震動強度に関する試験調査 31

(1)道路施設の設計地震力

(2)水平 2 成分の地震動の合成効果および減衰定数の影響

(3)強震観測結果に基づく道路橋の振動特性の調査

(4)道路施設の強震観測網の整備

(道路事業調査費，試験調査)

- (8) 8. 道路災害防止と道路施設の耐震性に関する試験調査
 - 8-4 地震動及び地盤の動的挙動に関する調査研究
 - 8-4-2 地盤の耐震強度の判定法に関する試験調査 37

(道路事業調査費，大規模特殊事業計画調査)

- (9) 1. 自然条件に関する試験調査
 - 1-2 地震動に関する試験調査
 - 1-2-1 地震動に関する試験調査 39
 - (1)設計地震動強度に関する調査
 - (2)東京湾岸における地中地震動調査
 - (3)軟弱地盤上の地震動特性
 - (4)基盤の選定法に関する調査

(道路事業調査費，大規模特殊事業計画調査)

- (10) 1-3 地震の耐震調査
 - 1-3-1 地盤の耐震調査 45

(地方建設局依頼調査)

- (11) ダムの強震計の点検調査 51

(受託研究，本州四国連絡橋公団)

- (12) 1. 本州四国連絡橋に関する調査試験
 - 1-6 長大橋の設計地震入力に関する試験調査 52

(受託研究，日本道路公団)

- (13) 2. 東京湾横断道路の構造施設設計に関する調査試験
 - 2-4 地震動および地盤の動的特性に関する調査 58

(総合技術開発プロジェクト・036 震災構造物の復旧技術の開発)

- (14) 1. 被災判定手法の開発
 - 1-2 被災判定手法の開発
 - 地中構造物の復旧技術の開発 64

(科学技術庁・二次災害拡大防止に必要な建築物等の耐震性評価手法の開発)

- (15) ライフライン施設の耐震性評価手法の開発
 - 入力地震動の設定に関する研究 66

(部費、一般研究)

(1) 4. 災害の防除に関する研究

4-1 地震災害の防除に関する研究

4-1-1 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 荒川直士
" 主任研究員 川島一彦
" 相沢 興
" 高橋和之

1. まえがき

従来、地震動の特性は加速度を中心として、その特性および強度の変化が研究されてきており、地盤条件および地形条件が異なった場合の地震動の増幅作用が主要な検討項目とな、ている。一方、このように地盤条件および地形条件が異なることにより地震動が増幅され、箇所別に地震動が異なることにより地盤中には複雑なみずみが生じる。設計震度に基づく力のつり合いを中心とした震度法による設計では、加速度の増幅特性が重要となるが、地下埋設物、沈埋トンネル等の地中構造物に対する応答変位法による設計では、地震時に地盤に生じるみずみが重要となる。

本年度はこのような観点から、昨年度に引き続き筑波の土木研究所構内に設置されている三次元同時地震観測装置による観測記録をもとに、地震時の地盤みずみの解析および地震動の伝播特性の検討を行った。また、強震観測場内において、地盤の加振実験を実施し、地震動の伝播特性に関する基礎的な解析を実施した。

2. 研究目的

(1)地震動に及ぼす地盤条件および地形条件の影響を解明し、適切な解析手法を開発する。

(2)地震時に地盤に生じるみずみを解析する。

(3)地震動の伝播特性を解明する。

(4)サミスミ、ワ・マイクロゾーニング(地震動の詳細地域区分)の手法を開発する。

今年度は昨年度に引き続き(2)の項目を解析するとともに、(3)の項目に対する解析に着手した。

3. 研究方法

3-1 地震時の地盤みずみの解析

土木研究所A地区では図1に示す観測システムで昭和54年以後地震観測を実施しており、現在までにマグニチュード6以上の地震3回を含めて合計21回の記録が得られている。同時加速度記録から変位を求め、これを有限要素法の手法に従い地盤みずみに変換する手法は、昨年度開発した通りであるので、ここでは省略する。ただし、今年度の解析では図2に示すように、地表面下50mの観測点を主体とした4面体(下部地盤みずみ)と地表面の観測点を主体とした4面体(上部地盤みずみ)の2種類を用いた。これは昨年度の段階ではアナログデータレコーダによる漸定的な観測システムによる記録(記録NO. EQ-1~EQ-12)しか無かったのに対し、今年度はミニコンを用いた定常観測による全体分の記録(記録NO. EQ-1~EQ-12)が得られたためである。

3-2 地震動の伝播特性の解析

図1に示したA地区の地震動加速度が位置座標 x, y, z および時間 t の関数として、 $a = a(x, y, z, t)$ で表わされるとし、 m 点 (x_m, y_m, z_m) および n 点 (x_n, y_n, z_n) の地震動加速度をそれぞれ $a_m(t) = a(x_m, y_m, z_m, t)$, $a_n(t) = a(x_n, y_n, z_n, t)$ とする。 $a_m(t)$ と $a_n(t)$ のフーリスパ

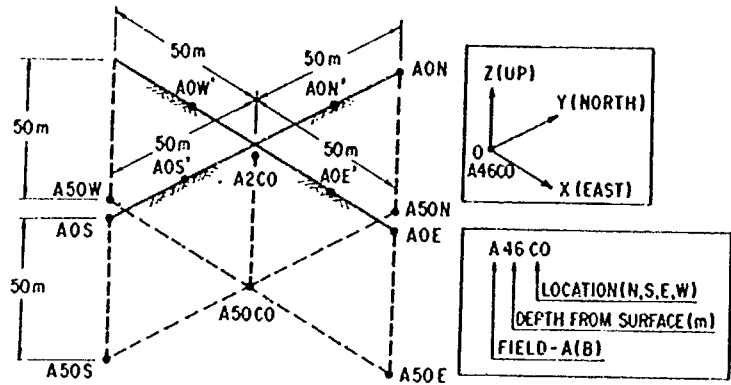


図1

三次元同時地震観測装置(A地区)による観測点

の相互相関関数を $R_{mn}(t)$ とすれば次式で与えられる。

$$S_{mn}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{mn}(-i2\pi f + t) dt$$

$$= C_{mn}(f) - iQ_{mn}(f) \quad (1)$$

ここで、 $C_{mn}(f)$ および $Q_{mn}(f)$ はそれぞれCospectrum, Quadspectrum と呼ばれる。式(1)の絶対値および位相は

$$|S_{mn}(f)| = \sqrt{C_{mn}^2(f) + Q_{mn}^2(f)}$$

$$\theta_{mn}(f) = \tan^{-1} \{Q_{mn}(f)/C_{mn}(f)\} \quad (2)$$

と求められる。いま、 $a_m(t)$ と $a_n(t)$ の間に地震動の伝播に伴う時間遅れ $\tau_{mn}(f)$ があるとすれば、 $\tau_{mn}(f)$ は

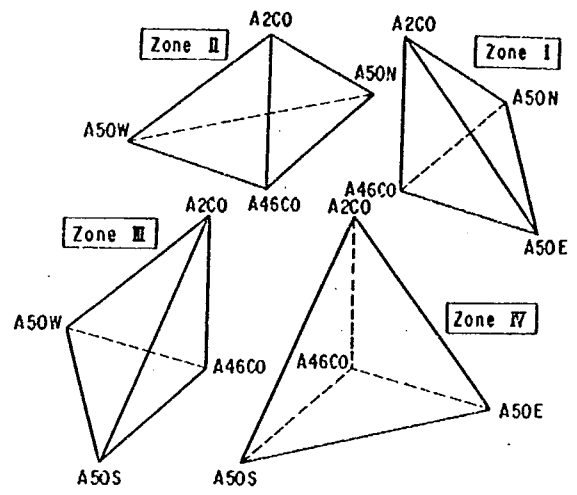
$$\tau_{mn}(f) = \frac{Q_{mn}(f)}{2\pi f} \quad (3)$$

となる。したがって、2点 m, n 間の距離を $L = \sqrt{(x_m - x_n)^2 + (y_m - y_n)^2 + (z_m - z_n)^2}$ とすれば、見かけ上の伝播速度 $V_{mn}(f)$ は次式で求めることができる。

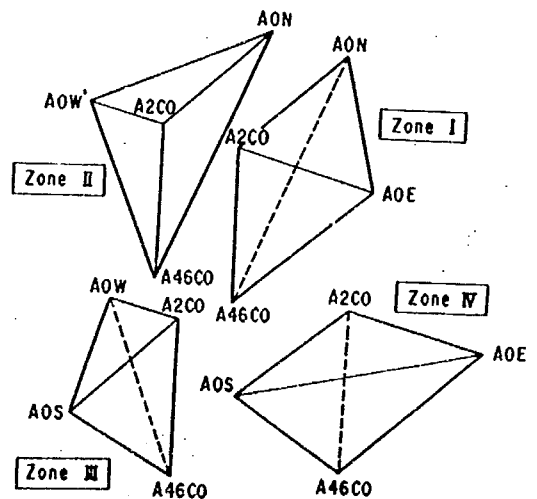
$$V_{mn}(f) = \frac{L}{\tau_{mn}(f)} \quad (4)$$

3-3 定常振動法による地盤の加振実験

A地区強震観測場内で直径2m, 高さ2mの地盤加振用円筒形基礎を設け、これを最大加振力10tの起振力で加振することにより、振動の伝播特性を検討した。実験手法は昨年度報告したので、ここでは省略する。



(a) 地下50mレベルのむずみ計算用四面体



(b) 地表レベルのむずみ計算用四面体
図2 地震時地盤むずみの計算に用いる四面体

4. 研究結果

4-1 地震時地盤むずみの解析

3-1の手法により現在までに観測された21記録のうち、地震の震性の不明な記録およびマニチューードが4以下の地震による記録を除いた11記録(EQ.1, 2, 6, 9, 10, 11, 13, 16, 18, 20, 21)に対して地震時の地盤ひずみを計算した。地盤ひずみは合計6成分あるが、このうち、 ε_x (東西方向の伸縮ひずみ)、 ε_y (南北方向の伸縮ひずみ)および γ_{xy} (水平面内のせん断ひずみ)に着目し、図2に示した上部ひずみおよび下部ひずみ計算用のそれぞれ4個の四面体ごとに平均したひずみを求めた。このようにして求めた平均ひずみと上部ひずみに対してはA2C0点(図1参照)の最大速度、下部ひずみに対してはA46C0点(図1参照)の最大速度 U の相関を求めることでそれぞれ図3、4のようになる。両者にはかなりのばらつきがあるが、いま、これを最小二乗法により近似すると以下の関係がある。

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon &= 20.4 \times U^{0.428} \times 10^{-6} \\ \gamma_{xy} &= 27.5 \times U^{0.810} \times 10^{-6} \end{aligned} \right\} \text{上部ひずみ} \quad (5)$$

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon &= 12.6 \times U^{0.552} \times 10^{-6} \\ \gamma_{xy} &= 13.2 \times U^{0.518} \times 10^{-6} \end{aligned} \right\} \text{下部ひずみ} \quad (6)$$

上部ひずみと下部ひずみを比較すると、一般に上部ひずみの方が下部ひずみよりも大きい。これは地表近くなるにつれ、地盤の増幅作用により地盤ひずみも大きくなるためと考えられる。式(5)、(6)は今後の観測によりひずみレベルの大きい記録数を補完し、更に精度と信頼性を高めていくことが必要とされるが、地中埋設管等の耐震設計で想定すべき地盤の変形量を推定する一助となると考えられる。

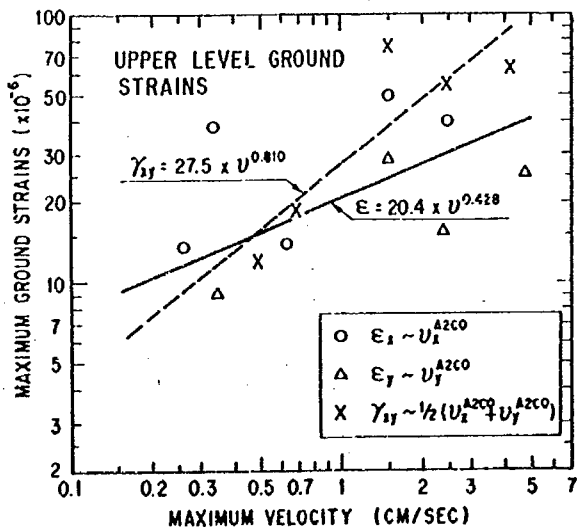


図3. 最大地盤ひずみ～最大速度の関係(上部ひずみ)

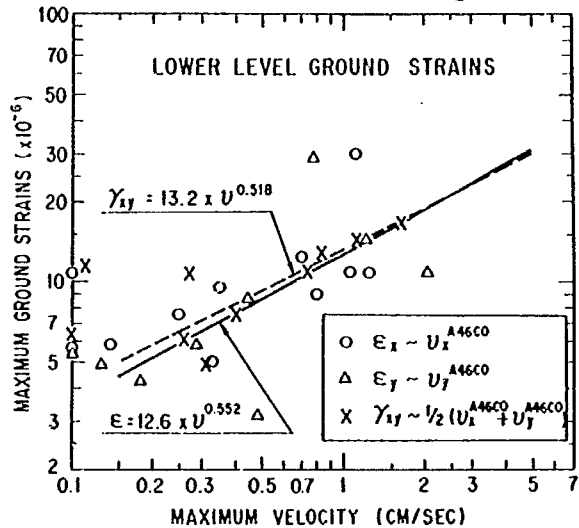


図4. 最大地盤ひずみ～最大速度の関係(下部ひずみ)

4-2 地震動の伝播特性の解析

3-2の手法により地震動の上下方向および水平方向の伝播特性を検討した。解析に用いたのはA地区で観測されたEQ-10, 11, 12の3記録である。ここでは主としてEQ-10(昭和55年6月29日の伊豆河奈崎沖地震による記録)の場合について示すこととする。

(1) 上下方向の伝播特性

上下方向に44m離れたA46C0(点, 図2参照)およびA2C0(点, 図2参照)の記録をもとに、 $Q_m(t)$ のパー・スペクトル $S_{mm}(f)$, $S_{nn}(f)$, クロススペクトル $S_{mn}(f)$, 位相角 $Q_{mn}(f)$, 伝播速度 $V_{mn}(f)$ を求めると図5のようになる。図6は両地点間の伝達関数の絶対値 $|H| = \sqrt{S_{nn}/S_{mm}}$ を示した

ものである。伝達関数では、NS成分、EW成分ともに、1.4Hz, 4.0Hz, 9.5Hz付近に明瞭な応答倍率のピークが認められる。また、図5ではこのような伝達関数のピークに応じて位相角 $Q_{nn}(f)$ が0と π の間を規則的に変化している。これについて、せん断波の多重反射理論をもとに検討すると以下のようになる。

いき、表層地盤が水平方向に半無限に堆積した2層の弾性体から成り、鉛直下方からせん断波が入射してくると仮定する。図5. 上下方向に44m離れた2点、地表面に原点($z=0$)をとり、鉛直下方に座標軸 z をとるとし、地盤の剛性

率を μ_n ($n=1,2$), 粘性減衰係数を ξ_n , 質量を ρ_n とすると、運動方程式は

$$\rho_n \frac{\partial^2 u_n}{\partial t^2} = (\mu_n + \xi_n \frac{\partial}{\partial t}) \frac{\partial^2 u_n}{\partial z^2} \quad (n=1,2) \quad (7)$$

となる。式(7)の一般解は次式で与えられる。

$$u_2(z,t) = A \exp(i\omega t + f_2 z) + B \exp(i\omega t - f_2 z) \quad (8)$$

$$u_1(z,t) = C \exp(i\omega t + f_1 z) + D \exp(i\omega t - f_1 z)$$

ここで

$$f_n^2 = \rho_n \omega^2 / (\mu_n + i \xi_n \omega) \quad (9)$$

$z=0$ および $z=H$ (第一層の厚さ)での境界条件より

$$z=0; \quad (\mu_1 + \xi_1 \frac{\partial}{\partial t}) \frac{\partial u_1}{\partial z} = 0$$

$$z=H; \quad (\mu_1 + \xi_1 \frac{\partial}{\partial t}) \frac{\partial u_1}{\partial z} = (\mu_2 + \xi_2 \frac{\partial}{\partial t}) \frac{\partial u_2}{\partial z} \quad (10)$$

$$u_1 = u_2$$

未定定数を定めると、 u_1, u_2 は次式となる。

$$u_1(z,t) = \frac{z}{2\mu_1 + i \xi_1 \omega} \cos(f_1 z) \exp(i f_1 H) A \exp(i\omega t) \quad (11a)$$

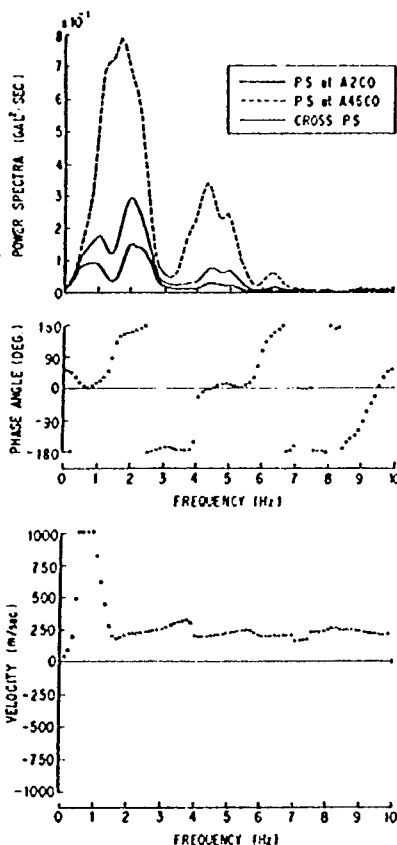
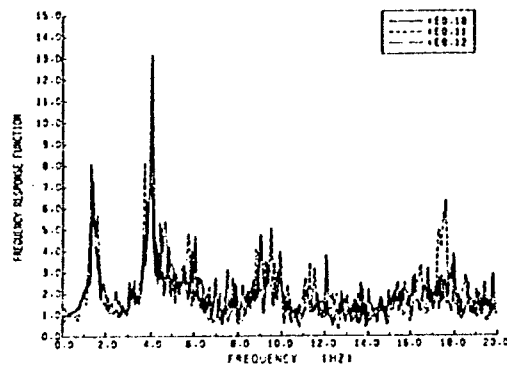
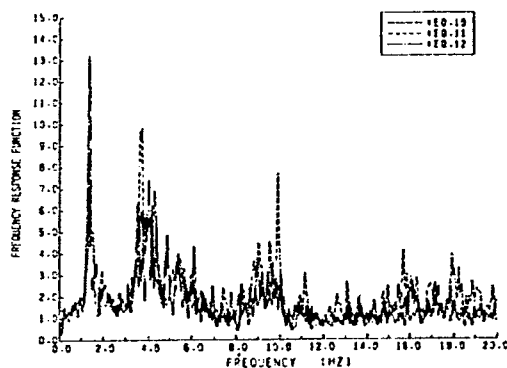


図5. 上下方向に44m離れた2点、(A2CO, A46CO)のロー-スペクトル, クロススペクトル, 位相角および伝播速度

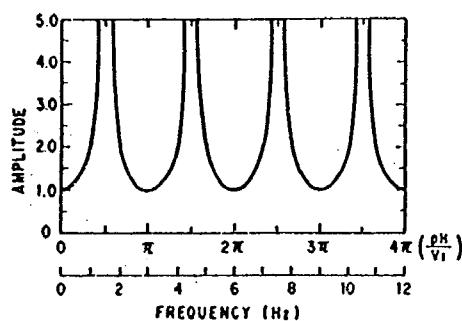


(1) NS-COMPONENT

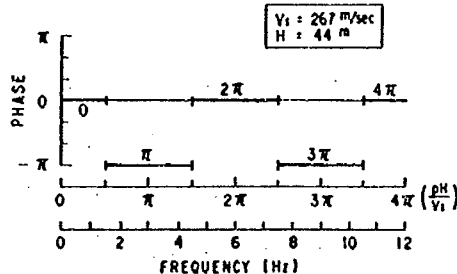


(11) EW-COMPONENT

図6. 上下方向に44m離れた2点、(A2CO, A46CO)点の伝達関数(増幅率)



(a) AMPLITUDE



(b) PHASE

図7. せん断波の多重反射理論に基づく上下方向に44m離れた2点、(A2CO, A46CO)間の伝達関数および位相角(理論値)

$$U_2(z, t) = \left\{ \exp(i f_2 z) + \frac{\bar{u}_2 + i \bar{u}_4}{\bar{u}_1 + i \bar{u}_2} \exp\{i f_2 (2H - z)\} \right\} A \exp(i \omega t) \quad (11-d)$$

ここで

$$\begin{aligned} \frac{\bar{u}_1}{\bar{u}_3} &= \cos P_1 \cosh Q_1 \pm \alpha \{ \cos(N_2 - N_1) \cos P_1 \sinh Q_1 + \sin(N_2 - N_1) \sin P_1 \sinh Q_1 \} \\ \frac{\bar{u}_2}{\bar{u}_4} &= \sin P_1 \sinh Q_1 \pm \alpha \{ \cos(N_2 - N_1) \sin P_1 \cosh Q_1 - \sin(N_2 - N_1) \cos P_1 \sinh Q_1 \} \end{aligned}$$

$$\alpha = P_1 U_1 M_1 / P_2 U_2 M_2, M_n = \sqrt{1 + (\xi_n P / u_n)^2}, N_n = \frac{1}{2} \tan^{-1}(\xi_n P / u_n), P_1 = \frac{P H}{U_1} - \frac{\cos N_1}{M_1}$$

$Q_1 = \frac{P H}{U_1} - \frac{\sin N_1}{M_1}$ したが、 z 、基礎面から地表に至る伝達関数 H は

$$H = \frac{U_1(0, t)}{U_1(H, t)} = \frac{1}{\cos \alpha f_1 H_1} \quad (12)$$

となる。いま、簡単のため、減衰は小さいとし、 $\xi_n = 0$ とすると、式(12)は次式となる。

$$H = \frac{1}{\cos \alpha} \left(\frac{P H}{U_1} \right) \quad (13)$$

式(13)による伝達関数および位相角を示すと図7のようになる。図中には $L=46-2=44m$, $V=267m/sec$ とした場合の結果が示されている。これによれば、増幅率がピークとなる振動数は1次が1.5Hz, 2次が4.5Hzであり、図6の観測値とよく一致する。また、位相角の変化の様子も0~6Hz程度の間では図5の観測結果とよく一致している。したが、 z 、上下方向の伝達特性はせん断波の多重反射により説明することができる。

(2) 水平方向の伝播特性

同一水平面(地表面下50m)

で相互に100m離れたA50S

(点, 図1参照)およびA50N

(点, 図1参照)の記録をも

とに、 $Q_m(t), Q_n(t)$ のフーリス

パワトル $S_{mm}(f), S_{nn}(f)$, クロス

スパワトル $S_{mn}(f)$, 位相角

$\theta_{mn}(f)$ および伝播速度 $V_{mn}(f)$

を求めると図8のようになる。

この場合には一般に位相角が

小さく、4~45Hz以下では伝

播速度は非常に大きな値とな

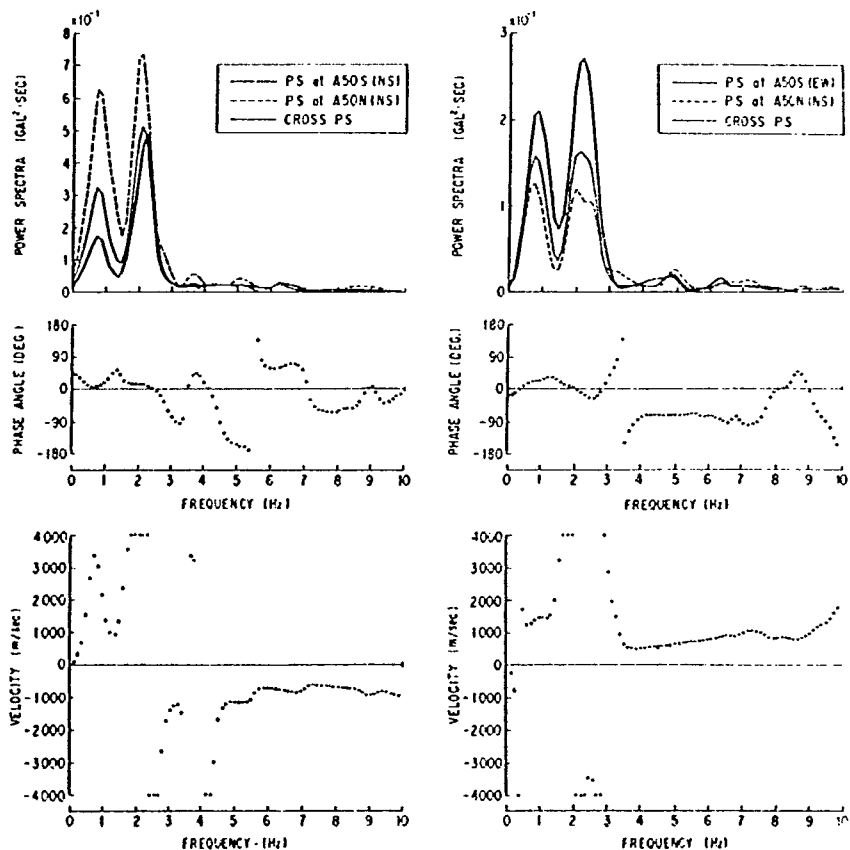
る。また、4~4.5Hz以上では

伝播速度は約 $1km/sec$ 程度とな

る。これについては、地震の

発生方向等を参考にして、今

後、詳細に検討していきたい。



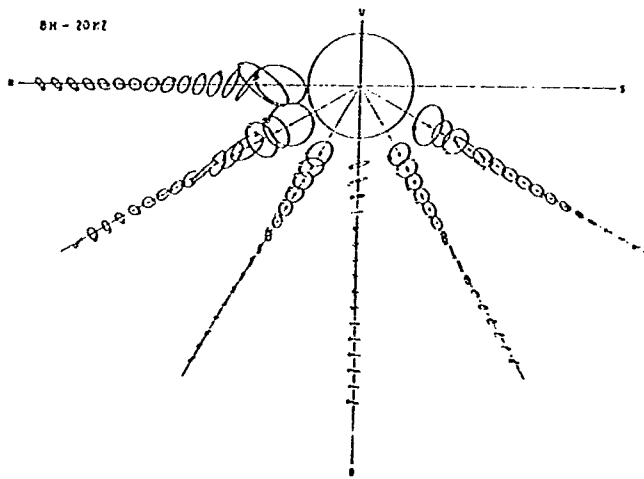
(a) NS成分

(b) EW成分

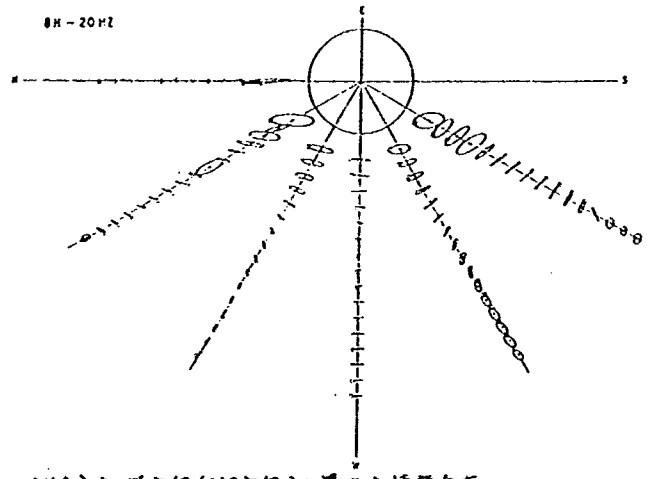
図8. 水平方向に100m離れた2点(A50S, A50N)のフーリスパワトル、クロススパワトル、位相角および伝播速度

4-3 定常振動法による地盤の加振実験

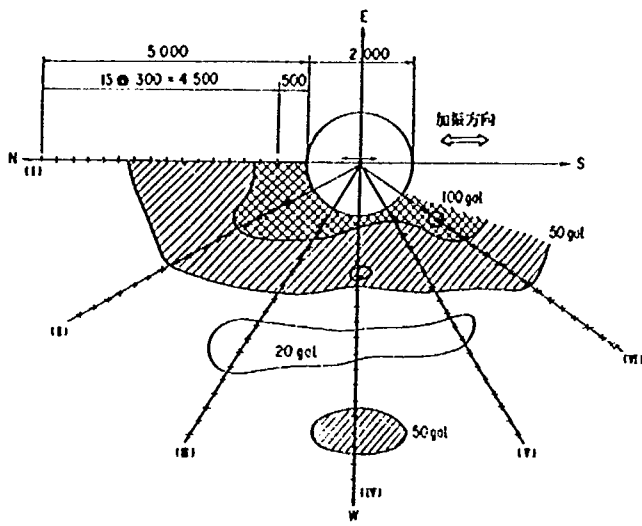
地盤加振用内筒基礎を加振した場合に、周辺地盤に生じる波の伝播特性を検討した。加振は水平方向および鉛直方向とし、加振振動数は起振機の性能および波長の波長を考慮し、20Hzおよび30Hzとした。水平方向に20Hzで加振した場合の加振方向および上下方向の地盤振動のりサーチおよび最大加速度の分布を示すと図9、10のようになる。図9によれば、基礎加振方向(NS方向)とこれに直角方向(EW方向)では、加振方向(NS方向)の地盤振動のみ生じ、これに直角方向(EW方向)の地盤振動はほとんど生じないこと、また、基礎の前面(NS方向)はりサーチからレイリー波が伝播しているのに対し基礎の側面(EW方向)にはSH波が伝播していることがわかる。さらに、地盤振動の最大加速度に加振方向前面(NS方向)では比較的遠くまで大きな値が分布しているのに対し、これに直角方向(EW方向)には急激に減衰する。(ただし、波うちながら減衰する)ことがわかる。今後、波の種類ごとに減衰特性の違いを検討することが必要とされる。



(a) NS～EW面内のりサーチ

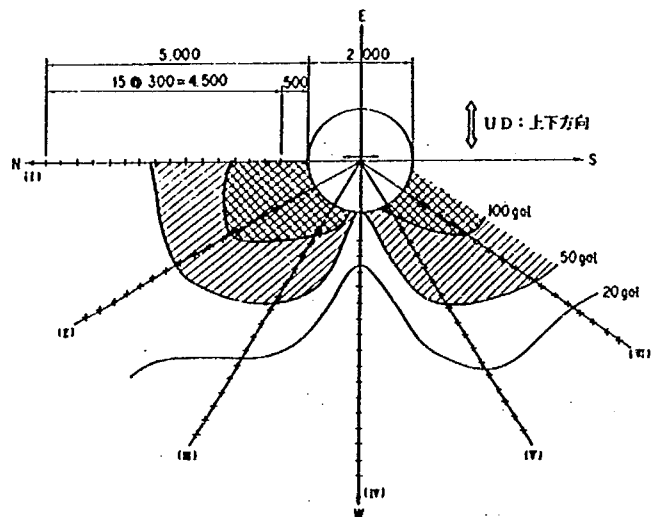


(a) 加振方向(NS方向)の最大加速度分布



(b) NS～UD面内のりサーチ

図-9 水平方向(NS方向)に加振した場合の地盤振動のりサーチ



(b) 上下方向の最大加速度分布

図-10 水平方向(NS方向)に加振した場合の地盤振動の最大加速度分布

5. 今後の課題

地震時の地盤応答性に関しては、大地震による記録を累積し、地形・地盤条件が変化した箇所との応答性とも合わせて、体系的に調査を継続していくことが必要とされる。

(部費、一般研究)

(2) 強震観測網の整備ならびに強震記録の解析

振動研究室 室 長 荒川直士
 " 主任研究員 川島一彦
 " 相沢 興
 " 高橋知え

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、建築物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57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150箇所306台(表-1)、電磁式強震計は56箇所511成分(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。

本年度はこれに既存の強震観測網の維持点検を行うとともに、観測記録の収集、数値化、とりまとめを行った。また、強震記録の計器補正をルーケンとして実施する手法を開発した。

2. 調査目的

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、大地震動記録を収集し、これにより各種構造物の耐震基準をより合理化し、公共事業における各種構造物の安全性と経済性に資する。

3. 調査方法

- (1) 強震観測網の整備
- (2) 強震観測網の維持点検
- (3) 強震記録の収集および公開
- (4) 数値化精度を考慮した強震記録の計器補正方法のルーケン化

表-3 構造物ごとの強震計設置状況

・区 分	SMAC型			電磁式	
	設置箇所	地盤	台数	設置箇所	成分数
橋	99	99	112	11	111
ダム	12	9	13	21	105
河川	5	1	9	7	57
堤防	7	8	8	4	28
護岸	6	7	7	0	0
橋道架台等	9	9	0	10	121
下水道	5	7	3	1	3
処理工場	2	2	4	0	0
排水管路	1	3	0	0	0
その他	4	2	3	2	6
合 計	150	147	159	56	511

4. 調査結果

4-1 強震観測網の維持点検

今年度は、SMAC型強震計については75地点、151台、電磁式強震計については17地点、137成分の定期点検を実施した。また、静岡県沼津市雙鷹地区のデジタルカセット強震計5台の定期点検も実施した。この点検補正を実施することにより、多数の消耗部品、腐蝕等が発見され、これらを適正に修理することにより正常な強震観測網の維持を図ることができた。なお、この点検業務は、道路事業調査費(道路施設関係の強震観測)、河川総合開発事業調査費(ダム施設関係の強震観測)と合併して実施した。

建設省土木研究所（1952. 2. 31現在）

- 8 -

表-2 電磁式強震計設置一覽表 (昭和57年3月末現在)

№	設置場所名	型式	成分数	設置箇所	型名	設置管理	設置年月
1. 国道							
5101	新飯野川橋	電磁式	12	橋脚(12)	宮城	仙台工事事務所	18-12
2. 国道							
3. 地方道							
5301	厚岸大橋	電磁式	10		北海道	北海道路局	16-12
4. 有目道路							
5101	琵琶湖大橋	電磁式	6	橋脚(1), 地盤(2)	滋賀	大津土木事務所	38-12
5. 道路調査							
5501	宮津	地中式	9	0 m(3), -70 m(3), -110 m(3)	千葉	東京湾岸道路調査事務所	15-12
5502	津島	地中式	12	0 m(3), -27 m(3), -67 m(3), -127 m(3)	神奈川	-	15-12
5503	豊島	地中式	9	0 m(3), -80 m(3), -120 m(3)	-	-	16-12
5504	市川	地中式	12	0 m(3), -22 m(3), -43 m(3), -88 m(3)	大阪	阪神国道工事事務所	19-3
5505	堀江	地中式	12	0 m(3), -15 m(3), -38 m(3), -150 m(3)	神奈川	東京湾岸道路調査事務所	19-3
5506	金沢	地中式	9	0 m(3), -45 m(3), -114 m(3)	愛知	名古屋国道工事事務所	19-3
5507	津江	地中式	15	0 m(3), -28 m(3), -61 m(3), -71 m(3), -120 m(3)	大阪	阪神国道工事事務所	19-3
6. 河川							
5601	瀬田川	電磁式	6	大橋(3), 岩盤(3)	岩手	管理事務所(建)	10-12
5602	菅野川	電磁式	6	堤防(3), 監査(3)	秋田	管理事務所(建)	38-12
5603	鳴子川	電磁式	8	大橋(2), 岩盤(3), 監査(3)	宮城	管理事務所(建)	48-12
5604	川俣川	電磁式	13	支持(1)内(3), ケーソン(7), 監査(3)	栃木	-	19-12
5605	室根川	電磁式	9	岩盤(3), 堤防(6)	富山	管理事務所(建)	36-12
5606	横山川	電磁式	12	岩盤(5), 大橋(5), BIF(2)	岐阜	管理事務所(建)	37-12
5607	天ヶ瀬川	電磁式	12	岩盤(3), 堤防(9)	京都	管理事務所(建)	39-12
5608	笠谷川	電磁式	5	堤防(5)	奈良	管理事務所(建)	32-12
5609	四ッ田川	電磁式	12	監査(3), 堤防(3), マンホール(6)	岩手	-	32-12
5610	垣川	電磁式	10	監査(5), 堤防(5)	石川	管理事務所(建)	43-12
5611	矢作川	電磁式	14	大橋(3), 堤防(8), 大橋(3)	愛知	管理事務所(建)	45-12
5612	釜川	電磁式	6	岩盤(3), 大橋(3)	宮城	-	45-12
5613	郡川	電磁式	6	-5 m(3), 大橋(3)	千葉	上野河川事務所	18-12
5614	松原下基	電磁式	8	地盤(4), 大橋(4)	大分	管理事務所(建)	46-12
5615	藤原川	電磁式	3	監査(4)	群馬	-	18-12
5616	阿蘇川	電磁式	3	地盤(3)	熊本	熊本工事事務所	50-12
5617	白川	電磁式	12	監査(3), 大橋(3), 法面(3), 橋脚(3)	山形	管理事務所(建)	51-12
5618	御所川	電磁式	27	監査(9), 大橋(6), 法面(3), コア内(3), 地盤(6)	岩手	-	55-10
5619	石川	電磁式	6	岩盤(3), 大橋(3)	-	-	55-2
5620	川瀬川	電磁式	6	監査(3), 大橋(3)	-	-	55-3
5621	野村川	電磁式	6	岩盤(3), 大橋(3)	愛媛	ダム工事事務所(建)	55-3
5622	美和川	電磁式	3	堤防内(3)	長野	管理事務所(建)	53-8
5623	小沢川	電磁式	6	堤防内(3), 岩盤(3)	-	-	53-8
5624	石手川	電磁式	3	監査(3)	愛媛	管理支所(建)	56-3
5625	五上川	電磁式	3	監査(3)	栃木	-	55-3
7. 治水							
5701	豊川放水路堤防	電磁式	4	上手(2), 下手(2)	愛知	豊橋工事事務所	11-12
8. 海岸							
5901	大矢野川	電磁式	3	地盤(3)	熊本	熊本工事事務所	48-12
9. 土木研究所							
5901	利根川堤防	電磁式	8	地盤(2), 堤防(4)	千葉	土木研究所	43-12
5902	荒川堤防	電磁式	9	堤防上部(3), 中部(3), 下部(3)	東京	-	18-12
5903	荒川堤防	電磁式	9	-	大阪	-	19-12
10. 日本道路公社							
6001	尾道大橋	電磁式	11	地盤(3), 上橋(2), 上橋(6)	広島	日本道路公社	43-1
6002	横水大橋	電磁式	11	地盤(3), 地中(3), 橋脚(5)	鳥取	-	47-7
6003	関門大橋	電磁式	31	地中, 上橋	福岡	-	49-3
6004	広島大橋	電磁式	10	地盤(2), 橋脚(2), ケーソン(6)	広島	-	49-5
13. 北海道開発局							
6301	別海橋	地中式	4	-2 m(2), -40 m(2)	北海道	北海道開発局	46-12
6302	静内橋	地中式	4	-2 m(2), -40 m(2)	-	-	46-12
6303	網走(網走湾側)橋	電磁式	9	地盤(3), -53 m(3), 橋脚(3)	-	-	18-11
6304	豊平橋	電磁式	15	ギャラリ内(3×3), ダム法面(2×3)	-	-	47-9
6305	大谷橋	電磁式	12	ギャラリ内(6), 大橋(1), 堤防内(2)	-	-	49-11
6306	奥川橋	電磁式	12	本体(底, 中, 頂), 法面(1)	北海道	北海道開発局	51-11
6307	島松橋	地中式	3	-40 m(3)	-	-	54-12
14. 水資源開発公社							
6401	阿木川	電磁式	3	-	岐阜	水資源開発公社	17-12
15. 本州四国連絡橋公社							
6501	東水(本州四国)	地中式	16	-5 m(6), 20 m(4), -60 m(3), -250 m(3)	兵庫	本州四国連絡橋公社	47-12
6502	阪山(-)	地中式	15	-5 m(6), 20 m(3), -35 m(3), 55 m	香川	-	48-12
6503	今治(-)	地中式	12	-5 m(6), 20 m(3), -40 m(3)	愛媛	-	48-1
16. 下水道							
6601	花畑雨水幹線	地中式	3	-	東京	東京都下水道局	52-6

4-2 強震記録の収集および公開

本年度は、表4に示すように、15地震により42本の強震記録を収集することができた。また、既往の記録の中から合計133成分の記録の数値化を行ない、工本研究所の地震動記録総合検索システムに収録した。

また、本年度は、1972年1月から1973年12月までの強震記録80成分を、工本研究所要報No.37(工本構造物における加速度強震記録(No.6))としてとりまとめた。これには、数値記録の値、応答スペクトル、波形、その他関連事項が含まれている。

表-4 1981年11月から1981年12月の間に工本研究所の強震観測網に設置された強震記録の一覧表

No.	観測所No.	観測所名	設置箇所	記録No.	最大加速度 (cm)			地震No.
					HA	U-D	HB	
1	206	小見川大橋	GR-1	15	12.0	0.0	10.0	81001
2				16	12.0	10.0	21.0	
3	105	真崎大橋	GR-1	16	0.0	0.0	9.0	
4			PI-1	15	60.0	0.0	40.0	
5	301	雄平橋	PI-1	14	2.5	0.0	3.5	
6	302	開北橋	PI-1	39	9.0	0.0	2.5	
7	303	河北橋	GR-1	20	10.0	3.0	8.0	81002
8			GR-1	37	7.5	3.0	8.5	
9	304	伊達橋	PI-1	44	22.0	0.0	27.0	
10			GR-1	4	0.0	0.0	8.0	
11	607	樽水ダム	BA-1	1	25.0	12.0	90.0	
12	907	千大橋	GR-1	121	13.0	6.5	9.0	
13	105	真崎大橋	GR-1	17	50.0	9.0	42.0	
14			PI-1	16	77.0	15.0	170.0	81003
15	302	開北橋	PI-1	40	52.0	10.0	14.0	
16	303	河北橋	GR-1	21	9.0	1.0	2.0	
17	907	千大橋	GR-1	122	9.0	2.5	6.0	
18	907	千大橋	GR-1	123	8.0	3.0	6.5	81004
19	101	新嘉郎橋	GR-1	43	3.0	0.0	3.0	
20			GR-1	39	25.0	6.0	9.5	
21	104	新利根川橋	PI-1	27	10.0	1.5	4.0	81005
22	304	伊達橋	GR-1	39	2.0	2.0	3.0	
23	907	千大橋	GR-1	124	8.0	5.0	9.0	
24			GR-1	40	6.0	3.0	6.0	
25	304	伊達橋	PI-1	45	5.0	2.0	11.0	81006
26	1009	東名酒白川橋	PI-1	7	300.0	55.0	300.0	81007
27	308	坂島板	GR-1	15	13.0	1.5	8.5	81008
28	112	紀ノ川大橋	GR-1	37	15.0	3.5	17.0	81009
29	112	紀ノ川大橋	GR-1	38	12.5	4.0	16.5	81010
30	204	新八幡橋	GR-1	33	6.0	4.0	5.0	
31			GR-1	1	45.0	15.0	80.0	81011
32	706	木曾川下流堤防	BK-1	1	50.0	20.0	60.0	
33	204	新八幡橋	GR-1	34	0.0	0.0	0.0	81012
34	204	新八幡橋	GR-1	35	12.0	9.5	11.0	81013
35			GR-1	17	120.0	15.0	110.0	81014
36	206	小見川大橋	PI-1	11	140.0	20.0	105.0	
37	204	新八幡橋	GR-1	36	0.0	0.0	0.0	81015

(b) 地震諸元の一覧表

地震NO.	地震名	地震の諸元						
		年・月・日	時・分	緯度	経度	Δ(km)	M	
81001	SOUTHERN KANTO	1981	1.13	22:14	140 09 00	135 56 00	70	4.3
81002	E OFF MID - TOHOKU	・	1.19	3:17	142 18 02	138 26 01	0	7.0
81003	S COAST OF HOKKAIDO	・	1.23	13:53	142 12 01	142 25 00	120	7.1
81004	E OFF N HONSHU	・	1.23	19:22	143 04 01	138 10 01	00	6.2
81005	NORTHERN KANTO	・	1.28	12:47	129 31 01	136 10 01	60	5.0
81006	E OFF S TOHOKU	・	4.13	12:04	142 21 01	137 16 00	30	5.7
81007	CENTRAL CHUBU	・	4.19	17:10	138 55 00	135 28 00	20	4.5
81008	E COAST OF SHIKOKU	・	7.17	00:16	134 28 01	133 40 01	10	8.1
81009		1980.2.29 ~ 1981.7.29						
81010		1980.2.29 ~ 1981.7.29						
81011	NORTHERN ISE BAY	1981	2.11	15:40	136 42 00	135 06 00	0	
81012	WESTERN SHIKOKU PREF.	・	2.15	11:54	138 06 00	134 28 00	40	
81013	SOUTHERN HANANO PREF.	・	2.18	23:08	137 36 00	135 18 00	60	
81014	OFF IBARAKI PREF.	・	9.02	18:24	141 06 00	135 40 00	40	6.0
81015	CENTRAL Gifu PREF.	・	9.03	6:28	136 24 00	135 48 00	20	

4-3 数値化精度を考慮したSHAC 型強震計記録の計器補正

(1) 目的

現在、全国の強震観測の主力となつてゐるSHAC-B2型強震計は、短周期の感度が低下しており、加速度を30%程度小さく評価していること、また、これを単純に数値積分して速度、変位を求めると実際の現象を再現しないことが一昨年までの検討で明らかになつてゐる。また、この原因は数値化の精度によることと明らかに工れてゐる。昨年度は、強震計の振動実験より、短周期の補正方法を検討した。本年度は、上記検討結果を校閲して、工本研究所で数値化した記録に対する計器補正をルーチン化して実施できる手法の開発を行つた。

(2) 強震計の計器補正方法および速度、変位の算出方法

数値化した加速度記録 $a'(t)$ のフーリエ変換を $\tilde{F}(f)$ とし、これに計器特性を考慮したフィルター $F_c(f)$ を見込むと、補正した加速度 $a(t)$ 、速度 $v(t)$ 、変位 $d(t)$ は次式で求められる。

$$a(t) = \int_{-\infty}^{\infty} \tilde{F}(f) e^{2\pi i f t} df, \quad v(t) = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\tilde{F}(f)}{2\pi i f} e^{2\pi i f t} df, \quad d(t) = \int_{-\infty}^{\infty} -\frac{\tilde{F}(f)}{4\pi^2 f^2} e^{2\pi i f t} df \quad (1)$$

ここで、 $F(f) = \tilde{F}(f) \cdot F_c(f)$ であり $F_c(f)$ は次式のようにある。

$$F_c(f) = \begin{cases} 0 & 0 \leq f \leq f_{ee} \\ (f - f_{ee}) / (f_{eu} - f_{ee}) \cdot e^{i\phi(f)} / R(f) & f_{ee} \leq f \leq f_{eu} \\ e^{i\phi(f)} / R(f) & f_{eu} \leq f \leq f_{ue} \\ (f_{uu} - f) / (f_{uu} - f_{ue}) \cdot e^{i\phi(f)} / R(f) & f_{ue} \leq f \leq f_{uu} \\ 0 & f_{uu} \leq f \end{cases} \quad (2)$$

ここで、 f_{eu} および f_{ue} はそれぞれ低振動数側および高振動数側の遮断振動数であり、 f_{ee} および f_{uu} はそれぞれ f_{eu} および f_{ue} に対する補正フィルター倍率がゼロとなる振動数である。また、 $R(f)$ および $\phi(f)$ はそれぞれ振幅および位相の補正係数であり、SHAC 型強震計の空気減衰器内の空気がバネとして作用する効果を考慮して次式とある。

$$R(f) = \sqrt{\frac{1 + (u/N)^2}{(1 - u^2)^2 + \{(1 - u^2) \cdot u/N + 2Ru\}^2}}, \quad \phi(f) = \tan^{-1} \left\{ \frac{2Ru}{(1 - u^2) \cdot \{1 + (u/N)^2\} + 2Ru^2/N} \right\} \quad (3)$$

ここで、 $u \equiv f/f_n$ (f_n は振子の固有振動数で、B2型の場合7.14Hz とした)、 $N \equiv f_a/f_n$ (f_a は減衰器の抵抗と空気バネのインピーダンスが等しくなる振動数で、B2型の場合10.8Hz とした) である。空気バネの作用を無視した場合には N を無限大とすればよい。これは一般の1自由度系の応答を与えろが、図1に示す加振実験結果によれば、空気バネの作用を考慮した方が実験値との対応がよいことがわかる。

(3) 数値化精度に基づくフィルターの設定方法

記録の読取精度の検討および強震計の加振実験結果によれば、B2型強震計記録の信頼限界は記録の数値化精度に支配され、数値化精度は記録に含まれる振動数成分ごとの振幅と采样周期係数がある。あるいは、同一の記録を複数回読取った場合に、それぞれの読取記録をもとに計算した応答スペクトル $SA(f)$ の変動幅(変動係数 $\lambda_R(f)$ で表わす)は、記録のフーリエ係数 $F(f)$ と次式の関係がある。

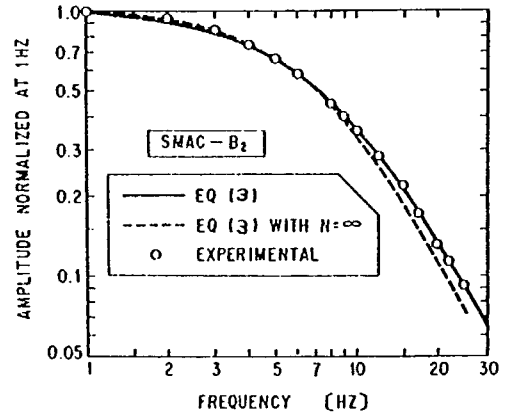


図-1 SHAC-B2型強震計の計器特性
(実験値と式(3)による値の比較)

$$\lambda_R(f) = 9.65 \times 10^{-4} \times (F(f)/A_{max})^{-1.64}$$

(4)

ここで、 A_{max} は記録の最大加速度である。したがって、読取の精度を $\lambda_R(f)$ により定め、これに対応する振動数範囲を記録のフーリエ係数 $F(f)$ および式(4)から定めることができる。この振動数を f_{uc} および f_{lc} とすることにより、 $\lambda_R(f)$ を満足する振動数範囲を定めることができる。以上に示した強震記録の処理システムのフローを示すと図-2となる。

(4) 結論

SMAC-B2型強震記録に対する訂正補正方法を開発することができた。この手法は、今後の記録の補正ルーチンとして有効に利用できると考えられる。今後は、SMAC-B2型強震計以外の強震記録に対しても、強震計の計器特性や記録の精度を考慮した補正方法を開発することが必要である。

5. 今後の課題

(1) 現在までに約1,000成分の記録について、数値化を実施し、これらの記録は各種の調査・研究に有効に利用されてきている。しかしながら現状では、これらの記録の大部分は小工字加速度のものが多く、成果、耐震設計で目標とするような大地震による断層直位の記録が乏しい。この原因として、強震観測を本格的に開始した昭和40年代前半以降(新烈地震以降)M8クラスの大型横断地震が我が国周辺で発生していないことと、比較的発生頻度の高いM6~7.5クラスの地震も断層直位で補正するには現在の観測ネットワークの網の目では荒みすぎることがあげられる。したがって、今後できるだけ早い時期に有効な地震記録の蓄積を図り、耐震設計法の合理化に結びつけるためには、観測網の一層の整備・拡充が必要とされる。

(2) 強震観測が実施されて、20余年が経ち強震計の劣化がめだちてきた。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る。これらに対する適切な予算処置を講ずることが望まれる。

(3) 強震観測については、現場で観測に携わり、いろいろな方々から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、担当者が必要と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、今後現地に於ける強震計の維持管理担当者の確保と強震観測技術の継承向上を図ることが重要である。

(4) 強震記録の有効利用を図るために、記録の得られた地点の地盤条件、構造条件に関する資料を今後体系的に整理し、公開していくことが必要とされる。

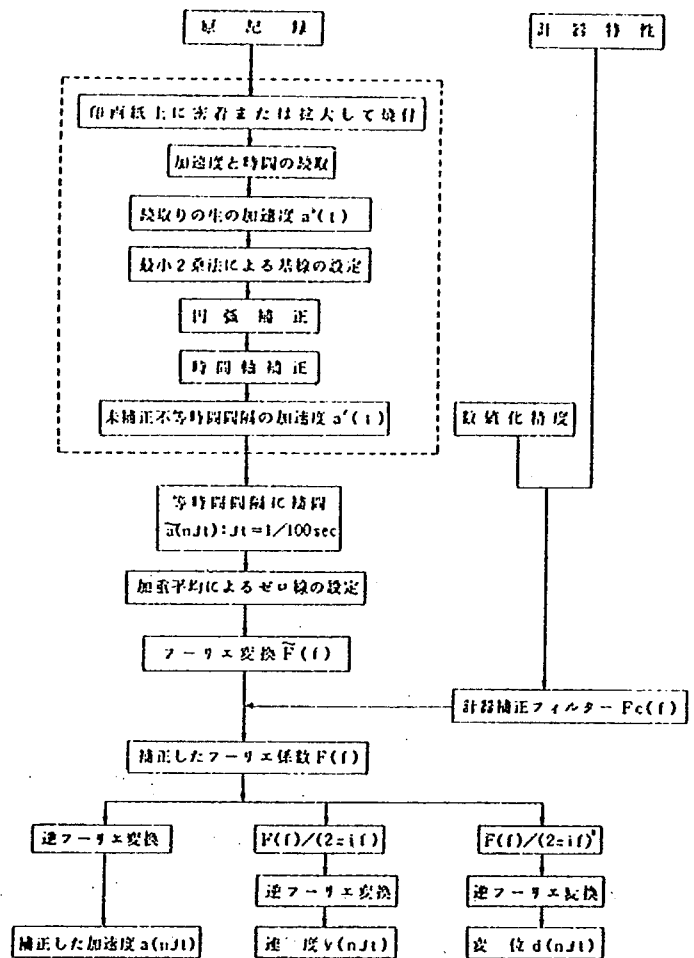


図-2 強震記録の訂正補正システム

(部費、特別研究)

(3) 1.地盤と構造物の動的相互作用に関する研究

振動研究室	望	長	荒川	直士
〃	主任研究員		川島	一孝
〃	研究員		常田	賢一
〃	〃		木全	俊雄
〃			相沢	興
〃			近藤	登典

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、地盤震害が被害原因の主要な誘因となっている事例が数多くみられる。従って、地震時における地盤の動的特性およびそれが構造物に及ぼす影響、つまり、地盤と構造物の動的相互作用特性を明らかにし、地盤の影響を考慮した構造物の合理的な耐震設計に反映させる必要がある。

2. 調査目的

地震時における地盤の動的変形強度特性調査、土木構造物の震害と地盤の耐震性との関係調査、構造物の地震時応答特性に及ぼす地盤の影響調査および地盤と構造物の動的相互作用に関する数値解析を実施し、地盤の震害に帰因する土木構造物の被害防除に資することを目的とする。

3. 調査方法

本課題による研究は昭和52年度に開始され、今年度が最終年度である。今年度の調査として、地盤の液状化を考慮した数値解析を行うとともに、過去5年間の研究成果のとりまとめを行った。本報告では今年度の調査結果を含めて、本研究において得られた研究成果の概要を報告する。

本研究においては次の項目について調査を実施した。

- (1) 地盤の動的変形強度特性の標準化(室内動的土質試験)
- (2) 地盤の液状化の簡易判定法
- (3) 地盤の液状化特性(模型振動実験、室内動的土質試験、平板載荷試験)
- (4) 土木構造物の震害と地盤の耐震性の関係(原位地々盤調査、数値解析)
- (5) 地盤と構造物系の動的相互作用解析プログラムの開発および地震応答特性(数値解析)
- (6) 地盤の液状化を考慮した橋梁の耐震設計法

4. 調査結果

4.1 地盤の動的変形強度特性の標準化

4.1.1 沖積砂質土および沖積粘性土の動的変形特性

地盤の地震応答解析を行うためにはその動的変形特性を明らかにしておく必要がある。本研究では沖積砂質土および沖積粘性土の動的変形特性、つまり、せん断剛性率および減衰定数のひずみ依存性

を室内動的工質試験結果から標準化した。

沖積砂質土のせん断剛性率のいずみ依存性は (1) 式により推定できる¹⁾。図-1 は同

$$[G/G_0] = [G/G_0]_p = 10 \times p^{m(r)} \cdot m(r=100) \dots (1)$$

式より代表的な平均有効圧力 p について $G/G_0 \sim \sigma$ を推定したものである。また、

沖積粘性土の減衰定数は図-2 の関係より推定できる。なお、沖積粘性土の動的変形特性の標準化結果は文献 2), 10) を参照されたい。

4.1.2 飽和砂質土の動的せん断強度

地盤の液状化判定のために砂質土の動的せん断強度を推定する必要がある。本研究では動的工質試験の結果 (図-3) から、砂質土の動的せん断強度の簡易推定式として (2) 式を提案した。³⁾

$$R = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma_r + 0.7}} + 0.225 \log_{10} \frac{0.35}{D_{50}} - [0.04 \frac{N}{D_{50}} \leq 0.6] \\ 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma_r + 0.7}} - 0.05 & [0.6 \leq \frac{N}{D_{50}} \leq 1.5] \end{cases} \dots (2)$$

4.2 地盤の液状化の簡易判定法

地盤の液状化が構造物の地震時応答特性に及ぼす影響は大きい。本研究では地盤の液状化を推定するための簡易推定式として (3) 式で定義する液状化抵抗率 FL を提案した。³⁾

$$FL = R/L \dots (3)$$

ここで、 R 、 L はそれぞれ動的せん断強度

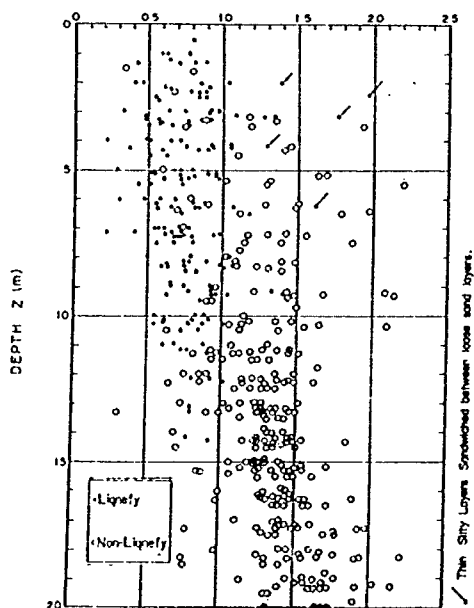


図-4 液状化層と非液状化層での FL の深度分布比較 (新潟地震)

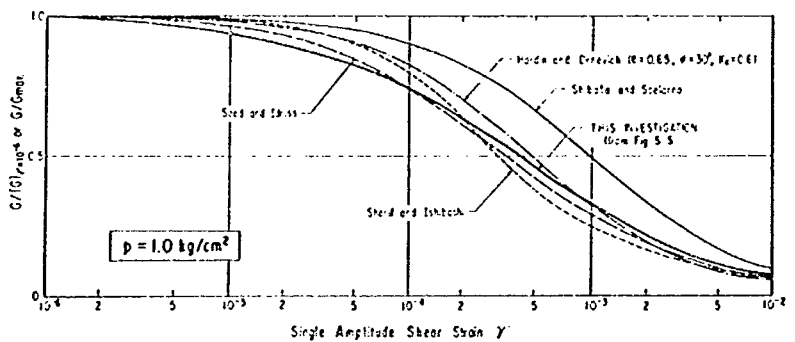


図-1 沖積砂質土の $G/G_{max} \sim \sigma$ の関係 ($p=1.0 \text{ kg/cm}^2$)

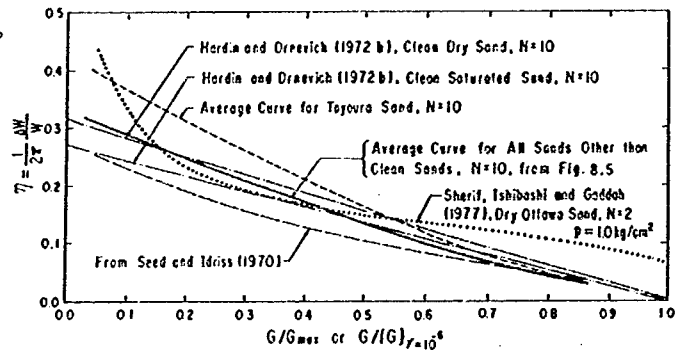


図-2 沖積粘性土の $DR \sim G/G_{max}$ の関係

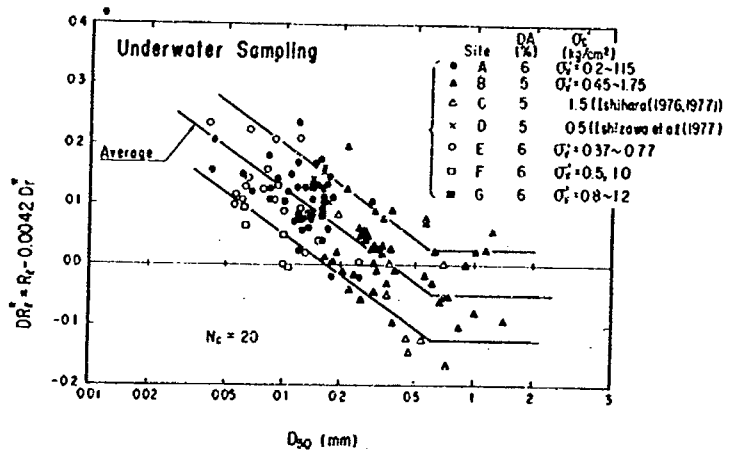


図-3 不攪乱砂質土の DR と D_{50} の相関

は、 R は (2) 式から、また、 L は (4) 式で推定する。

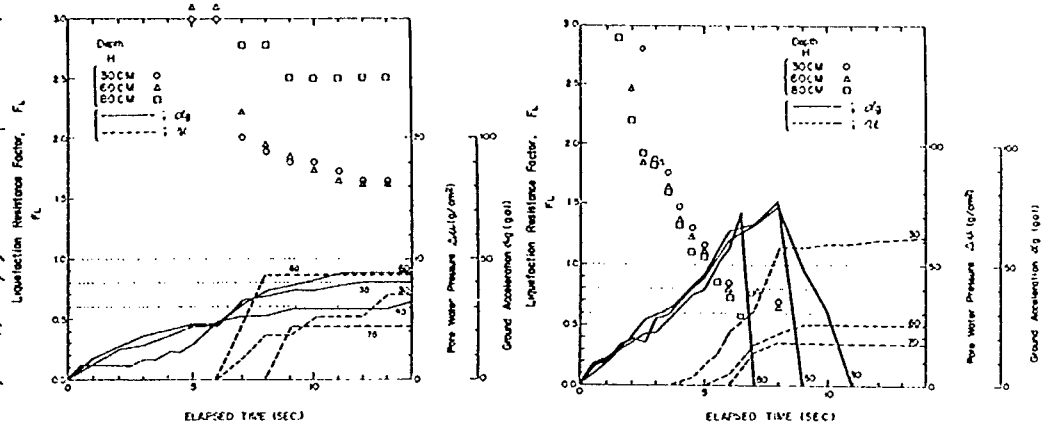
$$L = (\alpha_{smax}/g) \cdot (\sigma_r/\sigma_v') \cdot \alpha_d \dots (4)$$

図-4 は新潟地震で液状化した地点とそうでなかった地点を対象として、液状化抵抗率 FL の深度分布を算出した例である。同図でも明らかのように、液状化層はほぼ深度 70 m 以浅に存在し、 FL 値の大部分が 1.0 より小さい領域にあり、液状化抵抗率 FL により飽和砂質土の液状化の判定が可能であることが示唆された。

4.3 地盤の液状化特性

飽和砂質土の液状化の諸特性を明らかにするために、模型振動実験、動的工質試験、平板載荷試験を実施した。

図-5は模型振動実験の結果例であり、非液状化実験と液状化実験において地盤模型の加速度、過剰間隙水圧および F_L 値の経時変化の比較を示す。7) 模型振動実験により液状化時の過剰間隙水圧の発生特性、 F_L の簡易判定法の妥当性等が解明された。



(A) 非液状化実験例

(B) 液状化実験例

図-6は模型振動実験結果例 — F_L 、地盤加速度および過剰間隙水圧の変化特性 —

より動的工質試験に基づいて、液状化抵抗率 F_L と地盤の液状化で発生する過剰間隙水圧の関係を導いた結果である。8) 同結果によれば液状化抵抗率 F_L から簡易的に過剰間隙水圧の発生量を定量的に推算することができ。

構造物の設計に際しては地盤の液状化の影響の定量的な評価をすることが必要となる。本研究では地盤の液状化が下部構造の地震時応答特性に及ぼす影響を定量的に評価するために簡易室内平板載荷試験を行った。8) 図-7

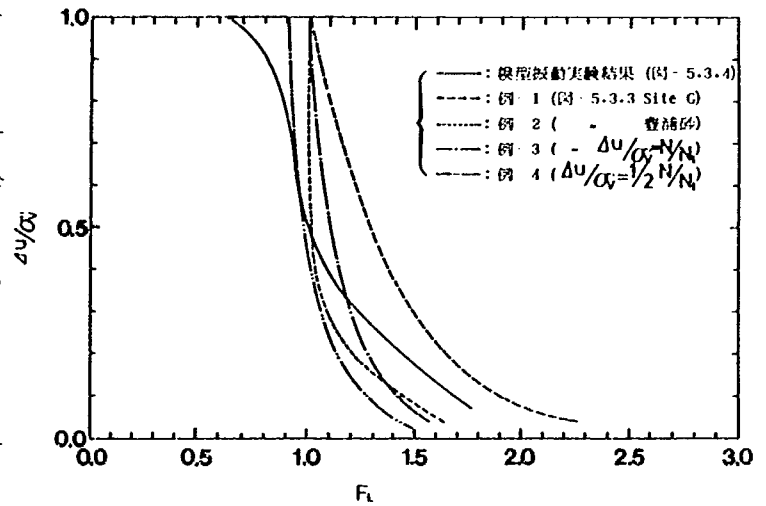


図-6 F_L と過剰間隙水圧比($\Delta u/\sigma'_v$)の関係

は過剰間隙水圧比($L_u = \Delta u/\sigma'_v$; Δu : 過剰間隙水圧)が零、つまり、過剰間隙水圧が発生しないときの地盤反力係数 $[K]\Delta u/\sigma'_v \cdot 0.0$ を基準として、地盤反力係数に及ぼす過剰間隙水圧比の影響に関する実験結果である。同結果によれば、地盤の液状化程度、つまり、過剰間隙水圧の発生量に応じて地盤反力係数の低減の度合いを定量的に評価できる。

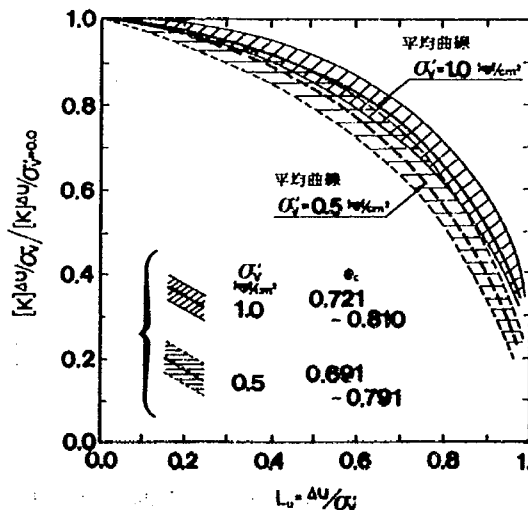


図-7 地盤反力係数に及ぼす過剰間隙水圧の影響

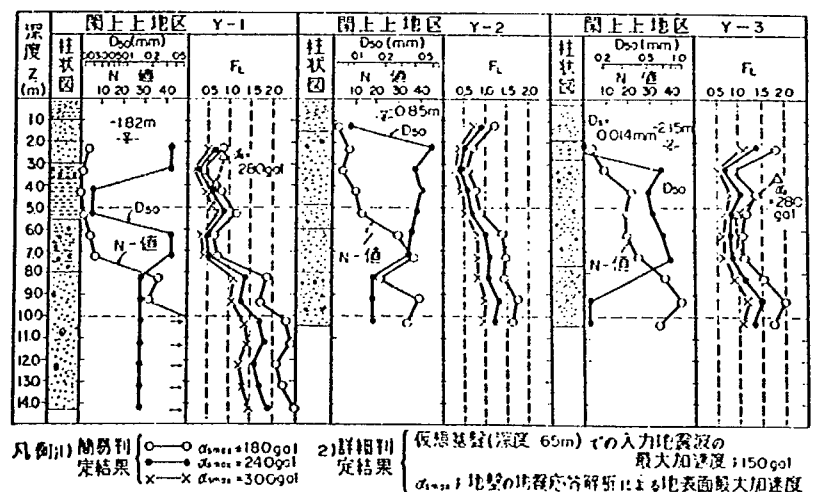


図-8 閉上々地区における液状化の判定結果

答を考慮した構造物の数値解析プログラムを開発し、構造物の地震時応答特性を精度良く推算することも必要である。本研究では地盤の地震時における非線形挙動あるいは過剰間隙水圧の発生(=液状化)を考慮した地盤へ構造物系の数値解析プログラムを作成した。¹¹⁾

地盤の非線形性および過剰間隙水圧の発生消散の影響を考慮したプログラムとして“DYSSIPL”を作成した。¹¹⁾ 図-12および図-13は同プログラムを用いた数値解析例である。解析対象構造物は1978年宮城県沖地震で地盤液状化、橋梁被害のみられた関東南橋の第9橋脚であり、図-12は地盤の加速度、過剰間隙水圧比($\Delta u/\sigma_v'$)、他方図-13は橋脚天端の加速度の時刻歴の計算結果例である。同図に示されるように、地盤の液状化の進行に伴い、地盤加速度が長周期化し

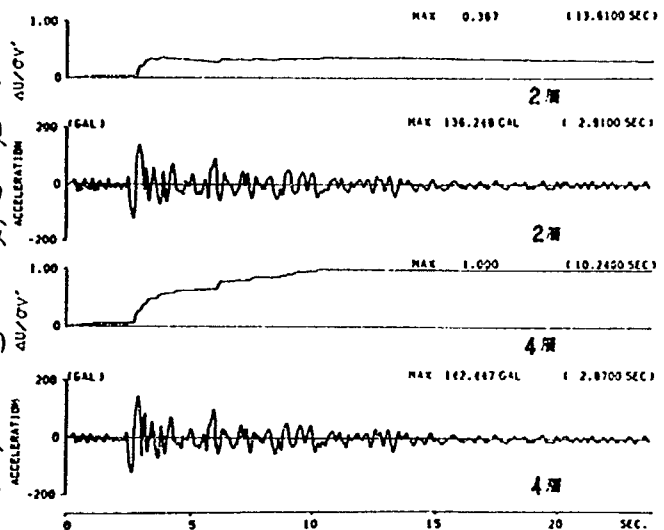


図-12 液状化を考慮した地盤の応答解析結果例

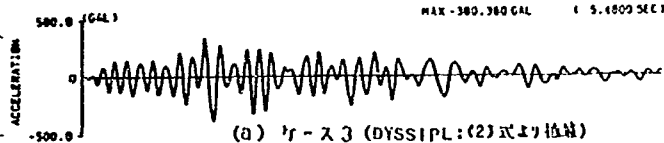


図-13 地盤の液状化を考慮した数値解析による橋脚天端の加速度応答例

また、その絶対値が小さくなることおよび構造物の応答加速度も小さくなること等の現象が推算されている。以上のように、液状化を考慮した構造物の地震時応答解析のためのプログラムが作成された。

4.6 地盤の液状化を考慮した橋梁の耐震設計法

橋梁の下部構造の設計に用いる地盤反力係数に及ぼす地盤の液状化に関しては4.3の図7のような結果が得られたが、本研究では模型振動実験等の結果を踏まえて、地盤反力係数の低減率に及ぼす過剰間隙水圧比の影響を便宜上、図-14に示るように4段階に区分して与えることとした。¹²⁾ つまり、地盤反力係数比は $\Delta u/\sigma_v'$ の領域に応じて1、 $2/3$ 、 $1/3$ および0の値をとることになる。ここで、 $\Delta u/\sigma_v'$ の値に対応した液状化抵抗率 R_L の領域は模型振動実験¹¹⁾から得られているので、それらの結果を考慮して、 R_L の値の応じた土質定数(地盤反力係数含む)の低減の関係を表-1のように提案した。同表における係数 D_E は前述の地盤反力係数比と同値である。なお、同表の関係は道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に反映された。

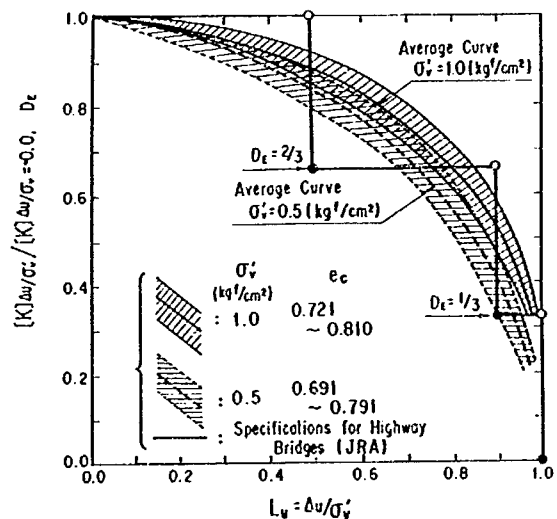


図-14 地盤反力係数に及ぼす過剰間隙水圧の影響の標準化

表-1 土質定数に及ぼす係数(道路橋示方書Ⅴ耐震設計編)

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

5. 結果

本課題は、昭和52年度以後5箇所にわたって地震時の地盤の動的特性が構造物の振動に与える影響を解明するため室内動的試験、振動台を用いた加振実験、動的解析等を集約して実施して与えたものである。本課題の成果は、それ

その項目ごとに前章に示した所であるが、これらをまとめると以下のようになる。

- 1) 沖積砂層および沖積粘性土の動的変形特性および減衰定数のひずみ依存性を検討し、実務的に利用できる形にとりまとめた。また、飽和砂質土の動的せん断強度の推定式を開発した。
 - 2) 液状化抵抗率 FL (=動的せん断強度/動的せん断力) に基づく簡易な液状化判定手法を開発したこの手法は、道路橋示方書耐震設計編他の技術基準に盛り込まれた。
 - 3) 飽和砂質土の液状化が構造物に与える影響を定量的に把握するため、加振台を用いた振動実験により飽和砂層中の構造物の動的特性に関する原理実験を行った。また、飽和砂層の平板載荷試験法を開発し、これにより過剰間隙水圧の上昇に伴う地盤反力係数の低減の度合いを定量的に評価し手法を開発した。この成果は、道路橋示方書耐震設計編に反映されている。
 - 4) 宮城県沖地震で流動化した地点と流動化しなかった地点をそれぞれ数点ずつ選定し、上記2)の手法を適用して流動化発生の検討を行った結果、本手法の有効性を具体的に実証した。さらに、本手法の流動化判定によれば、昭和39年の新潟地震による昭和入橋の被害要因がある程度合理的に説明付けられることを示した。
 - 5) 上記成果を集約し、過剰間隙水圧の発生と消散を考慮した地盤および構造物の動的解析手法を開発した。また、これを宮城県沖地震による被害を受けた関工大橋に適用し、解析手法の有効性を検討した。
6. あとがき

過去5年にわたる地盤と構造物の動的相互作用に関する研究の結果、前章で報告したように、沖積地盤の動的変形強度の標準化、液状化の簡易判定法の提案、地盤の液状化特性の解明、構造物の震害と地盤の耐震性の関係の解明、地盤と構造物の動的相互作用解析プログラムの開発等に関して所定の成果を得ることができた。

本研究の遂行に際しては岩崎耐震研究室長(元振動研究室長)、東大生産技術研究所龍岡文夫助教授(元振動研究室主任研究員)および元振動研究室の高木義和氏(現関東建設東京国道工事々務所)、吉田精一氏の協力によるところが非常に大きい。ここに記して厚くお礼申し上げます。

報告資料

- 1) 土木研究所報告153号の2: 地盤の動的変形特性に関する実験的研究(II), 1980年3月
- 2) 工研資料第1504号: 沖積粘性土の動的変形特性, 昭和54年8月
- 3) 土木技術資料20-4(1978): 地盤流動化の判定方法
- 4) 土木技術資料21-1(1979): 流動化砂層中の杭の地震時挙動
- 5) 工研資料第1591号: 昭和入橋における地盤および下部構造物の耐震性調査, 昭和55年7月
- 6) 土木技術資料22-10(1980): 地盤の流動化を考慮した河川堤防の耐震解析
- 7) 工研資料第1605号: 砂質土の液状化および抗基礎構造物の動的応答特性に関する模型振動実験, 昭和55年8月
- 8) 工研資料第1729号: 地震時に伴う砂質土の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研究, 昭和56年9月
- 9) 工研資料第1530号: 地盤と構造物の動的相互作用解析プログラム NONINT の概要, 昭和55年5月
- 10) 工研資料第1778号: 地盤の地震時応答特性の数値解析法—SHAKE: DESRA—, 昭和57年2月
- 11) 工研資料第1813号: 地盤の液状化を考慮した構造物の地震応答解析法—DYSSIPL—, 昭和57年3月
- 12) 土木技術資料24-1(1982): 地盤の地震時液状化の評価手法
- 13) 第17回工機工学研究発表会: 地盤の液状化を考慮した橋梁の地震応答解析, 昭和57年1月
- 14) 第17回工機工学研究発表会: 地盤の液状化を考慮した昭和入橋の地震応答解析, 昭和57年6月

(強震観測経費)
(4) 1. 高密度強震観測

振動研究室 室 長 荒川直士
“ 主任研究員 川島一彦
“ 相沢 興
“ 高橋和之

1. きえがき

既往の強震観測記録の解析結果によれば、構造物の耐震設計に重要な周知範囲の地震動特性は、地震の発生機構、震源から観測地点までの伝播経路の特性および観測地点付近の局所的な(10 m ~ 1 km 程度の範囲)地形・地盤条件の3者に強く影響されることが明らかになっている。このうち、地震動に及ぼす局地的な地形・地盤条件の影響の解明は、既往の地震被害が地形・地盤条件の変に部によく発生している事実から工学的には、最も重要な研究課題の一つである。しかしながら、上記諸要因と地震動特性との関係を把握するためには、これまでのように散在する観測点による観測では不十分であり、特定地域に多数の強震計を系統的に配置する高密度強震観測が必要とされている。

このような背景のもとに、土木研究所では地震動に及ぼす地形・地盤条件の影響の解明を図るため図-1に示すように昭和56年度を初年度とする4ヶ年で静岡県駿河湾に沿った相良地区、焼津地区、沼津地区、松崎地区の4ヶ所に高密度強震観測場を建設する予定としている。本年度は相良地区の高密度強震観測場の設置を完了し、57年2月24日から観測を開始した。また、焼津地区に設置予定の強震計の一部を購入し、設置地点を調査して次年度に備えた。

2. 観測目的

地震動に及ぼす局地的な地形・地盤条件の影響を解明し、三次元的な地盤振動の特性を明らかにすることによつ、今後、建設が計画されている吊橋、長大沈埋トンネルをはじめとし、都市施設、河川施設、道路施設等広がりを持つた構造物の耐震設計の合理化に資することを目的とする。

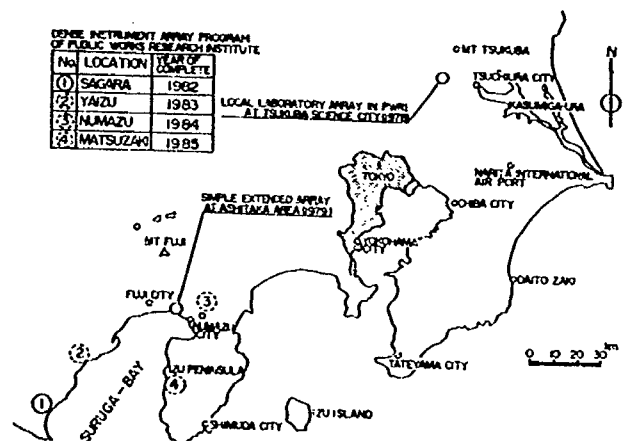


図1 駿河湾沿岸における高密度強震観測計画

3. 観測方法および記録の利用方法

地上および地中に、複数の地震計を設置し、

同一の時空間を有する記録の採取(高密度強震観測)を図る。また、この記録を体系的に解析することにより、水平および鉛直方向への地震動の伝播特性を把握し、地震時に地盤に生じるひずみ、地震動の相対的な空間分布を明らかにするとともに、このような特性が構造物の振動応答に及ぼす影響の解明を図る。

4 相良地区における高密度強震観測

4-1 観測システム

相良地区は、静岡県榛原郡相良町に位置し、駿河湾に面した二波河川萩原川沿いの地区である。観測点の位置と周辺の地形・地盤条件は図2に示す通りであり、萩原川の後背低地、砂丘、周辺丘陵地から構成されている。本地区一帯の基盤層は、新第三紀中新世の相良層であり、礫層および砂層はほとんど泥質岩から成っている。相良層の厚さは、約1000mと言われており、この上に約30mの厚さで萩原川の沖積低地が堆積している。

今回、地震計を設置に際し、5箇所でのボーリング調査を含む地盤のボーリング調査を実施したが、この他に本地点で実施された既往の地盤調査資料を収集した結果、29本のボーリング柱状図が得られた。これらをもとに相良地区の地盤構成を示すと図3のようになる。

以上のような地形・地盤条件を考慮し、図2に示したように、丘陵地(No.1観測点)から萩原川の沖積低地に至るNo.1-2-3-4-5-7の測線と萩原川の沖積低地から駿河湾沿いの砂丘に至るNo.6-7-5-8-9の測線を中心とし、これにNo.10を加えた合計10点から成る観測網を設けた。ここでNo.4、5、8、10の4箇所には地表の他に、相良層中に5m貫入する位置(地下30~36m)に地中地震計を配した。測線の1辺の長さは、約400mであり、相隣る2観測点間の距離は100~350m程度である。強震計のセットは昭和57年2月中旬に完了し、2月24日から観測を開始した。



図2 相良地区(御前崎)の高密度強震観測場

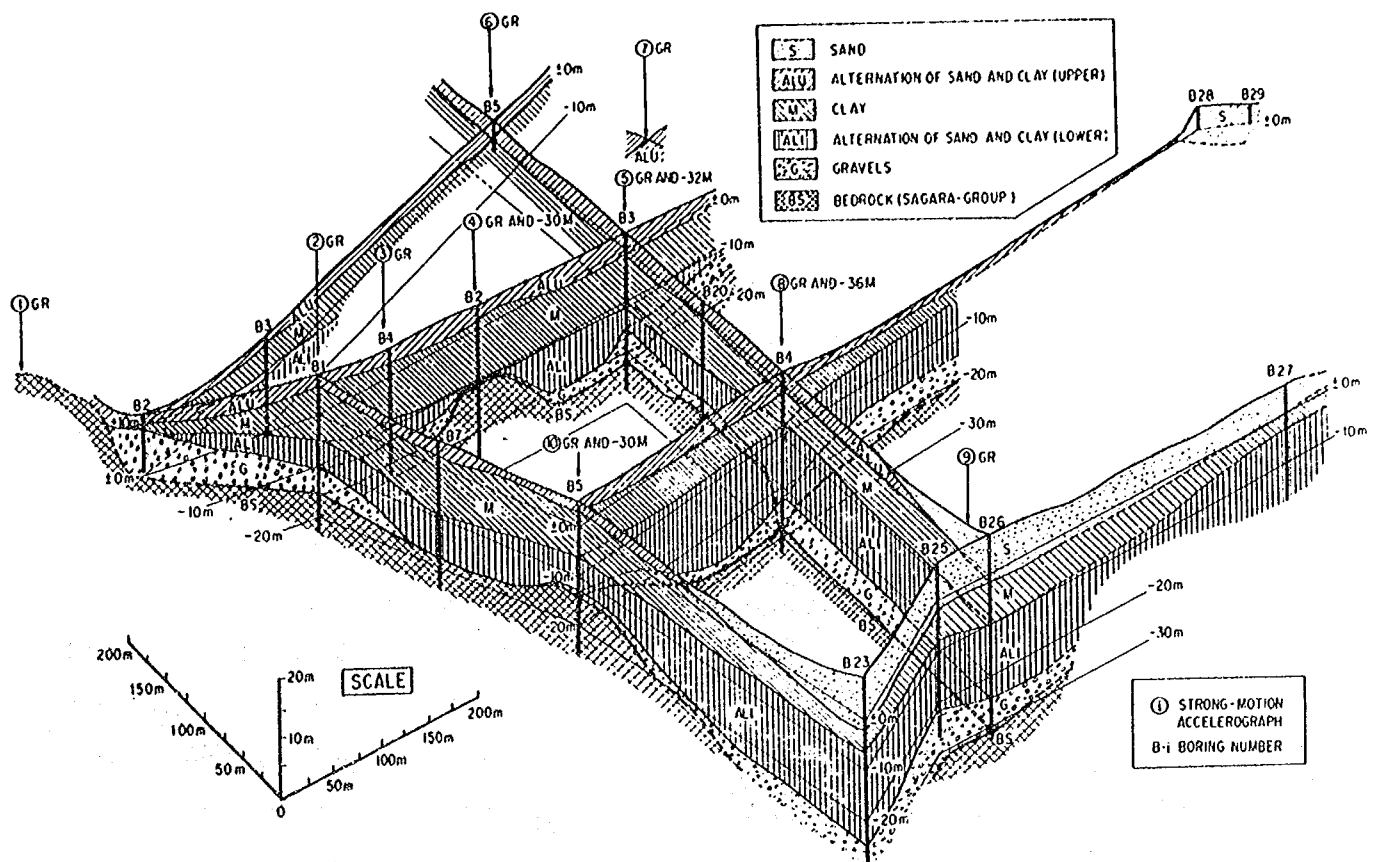


図3 相良地区の地盤構成と観測地点（地表10箇所，地中4箇所）

4-2 観測機器

観測には、図4に示す同一仕様の14台の高精度ディジタル強震計からなる個別記録方式を採用した。強震計は建設省建設技術評価制度に基づき開発された普及型強震計を本観測の目的に合致するよう部仕様変更したもので、主要な特性は表1に示す通りである。換振部は速度帰還式のサーボタイプ地震計を使用しており、フルスケールで1Gの加速度を検知できる。AD交換は16ビットAD交換器により行い、これにより96dBのダイナミックレンジを確保できる。ただし、自動感度切替は、中心軸のドリフトを生じる可能性があるため用いなかった。AD交換のサンプリングタイムは $\frac{1}{200}$ 秒で、数値化データはディジタルカートリッジテープに収録される。

起動は、上下方向加速度が5gal(可変)以上となつた場合にかかり、水平方向加速度の平均値が5gal(可変)以下となつてから10秒後に自動停止する。記録された最大加速度は、ディジタルディスプレイにより、ただちに表示可能である。

個別記録方式による観測では、強震計相互間の時刻の同時性を確保することが最も重要であるが、このために各強震計はタイムコードジェネレータによる起動後の絶対時間の記録ができるようにした。タイムコードジェネレータに使用されている水晶時計の精度は公称 10^{-7} (月差0.3秒)であるが、これをNHKの時報により毎正時に自動時刻校正を行い、絶対時間との誤差を常にサンプリングタイムの半分以下、すなわち、 $\pm \frac{1}{400}$ 秒以下に保持できるようにしている。

強震計の電源はフローティングバッテリーにより供給され、商用電源の切断後5時間以上の待機後

に、少なくとも30分間の記録が可能な容量を有している。また、強震計は2気圧までの耐水性を有するアルミダイキャスト製の密閉ケースに収納されており、これにより、耐水性とともに、内部の防錆性を高めている。

現地設置に先立ち、強震計の特性を確認するために図6に示すように振動台を用いた加振実験を行った。

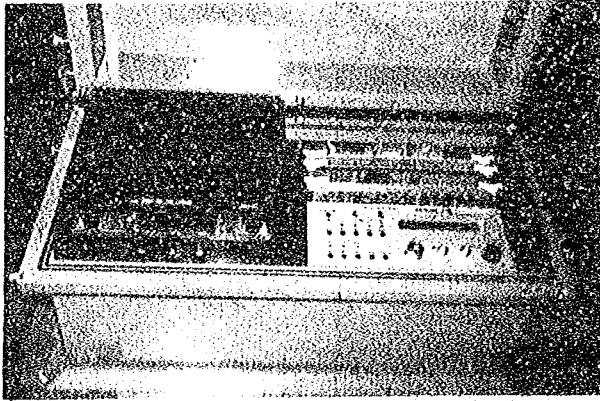


図4 強震計の外観

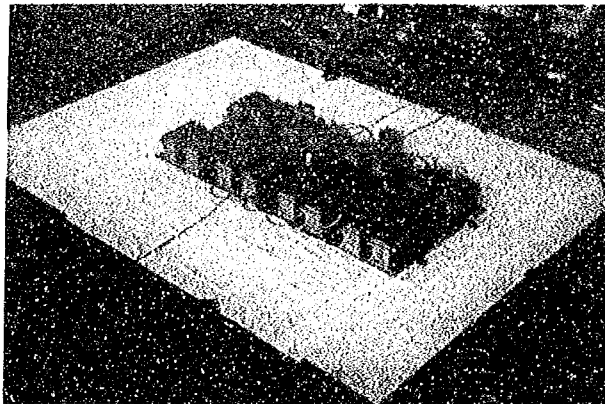


図5 大型振動台による加振実験（特性把握）

表-1 強震計の主要な仕様

換振部	タイプ	速度帰還式サーボ型加速度計
	フルスケール	$\pm 1G$
	固有振動数	5Hz(サーボをかけた場合)
	減衰定数	30以上
起動部	感振方向	上下成分
	起動加速度	0.005G(可変)
	停止	水平加速度の平均値で判断
記録部	方式	デジタル(16ビット)
	トラック数	信号3, 時間1, 計4
	テープ	デジタルカードリッジテープ
	ダイナミックレンジ	$\pm 96dB$
	サンプリングタイム	$1/200$ 秒
	記録時間	約40分
	遅延時間	5秒
タイムコード	時計精度	10^{-7}
	自動時刻校正	NHK時報により毎正時に校正

5. 今後の観測体制の整備

本年度は、静岡県榛原郡相良町に高密度強震観測場を設置した。次年度以後、焼津地区、沼津地区、松崎地区の観測場を建設し、駿河湾を取り巻く形で駿河トラスの上盤と下盤のそれぞれの2箇所において地震動を採取できる観測システムを作り上げていくことが必要とされる。

6. 謝辞

高密度強震観測を設置するに当り、本省技術調査室、中部地方建設局、同静岡県道工事事務所、静岡県、相良町、土木研究所企画部等、関係機関の多大な御援助をいただきました。ここに関係の皆様へ厚くお礼申し上げます。

(河川総合)

(5) 5. ダムの耐震設計法に関する調査

5-3 ダムの耐震設計に用いる設計地震動に関する調査

5-3-1 ダムの耐震設計に用いる入力加速度に関する調査

振動研究室 室 長 荒川直士
主任研究員 川島一彦
相沢 興
高橋和文

1. まえがき

土木構造物に対する設計地震力に関する調査研究は、道路施設に対しては昭和40年代から実施されており、その成果の一部は、すでに道路橋等を始めとする設計基準に取り入れられている部分もある。しかし、これらは主として第4紀沖積世を中心とする軟質な地盤上の地震動に対するものであり、堅固な岩盤上に建設されるダムに対する設計地震力の推定に直接これらの成果を適用することはできない。

ダムに対する設計地震力を適切に定めるためには、ダムおよび周辺岩盤の地震時挙動に関する定量的情報を体系的に解析することが必要とされる。土木研究所では、昭和32年度に近畿地方建設局の猿谷ダムに最初の強震計が設置されて以後、ダムおよび周辺岩盤上での強震観測を実施してきているが、現在までの所有効な強震記録が少なく、観測網の整備拡充が必要とされている。

本年度は、上記観測網のうち、SMAC型強震計13地点、電磁式強震計12地点について、計器の定期点検補正も実施するとともに、昨年度の予備的検討をもとにした岩盤上の最大加速度、速度、変位の前測式を開発した。

2. 調査目的

ダムの耐震設計法の合理化を図ることを目標とし、ダム建設地点の地震動特性に関する定量的情報を蓄積し、岩盤上の地震動特性の解明を図ることを目的とする。

3. 調査方法

- (1) ダム施設に対する強震観測の実施(観測網の整備拡充および維持点検)
- (2) ダム建設地点およびこれに類似した岩盤地域における強震記録の収集
- (3) 強震記録の解析に基づく、岩盤上の地震動特性の把握

4. 調査結果

4-1 ダム施設に対する強震観測網の整備および定期点検補正

(1) ダム施設に対する強震観測網の現状

昭和57年3月現在のダム施設の強震計設置状況を図1、および表1に示す。強震計には、機械式(SMAC型)と電磁式があり、それぞれ17ヶ所(34台)および28ヶ所(243成分)となっている。

(2) 強震計の定期点検補正

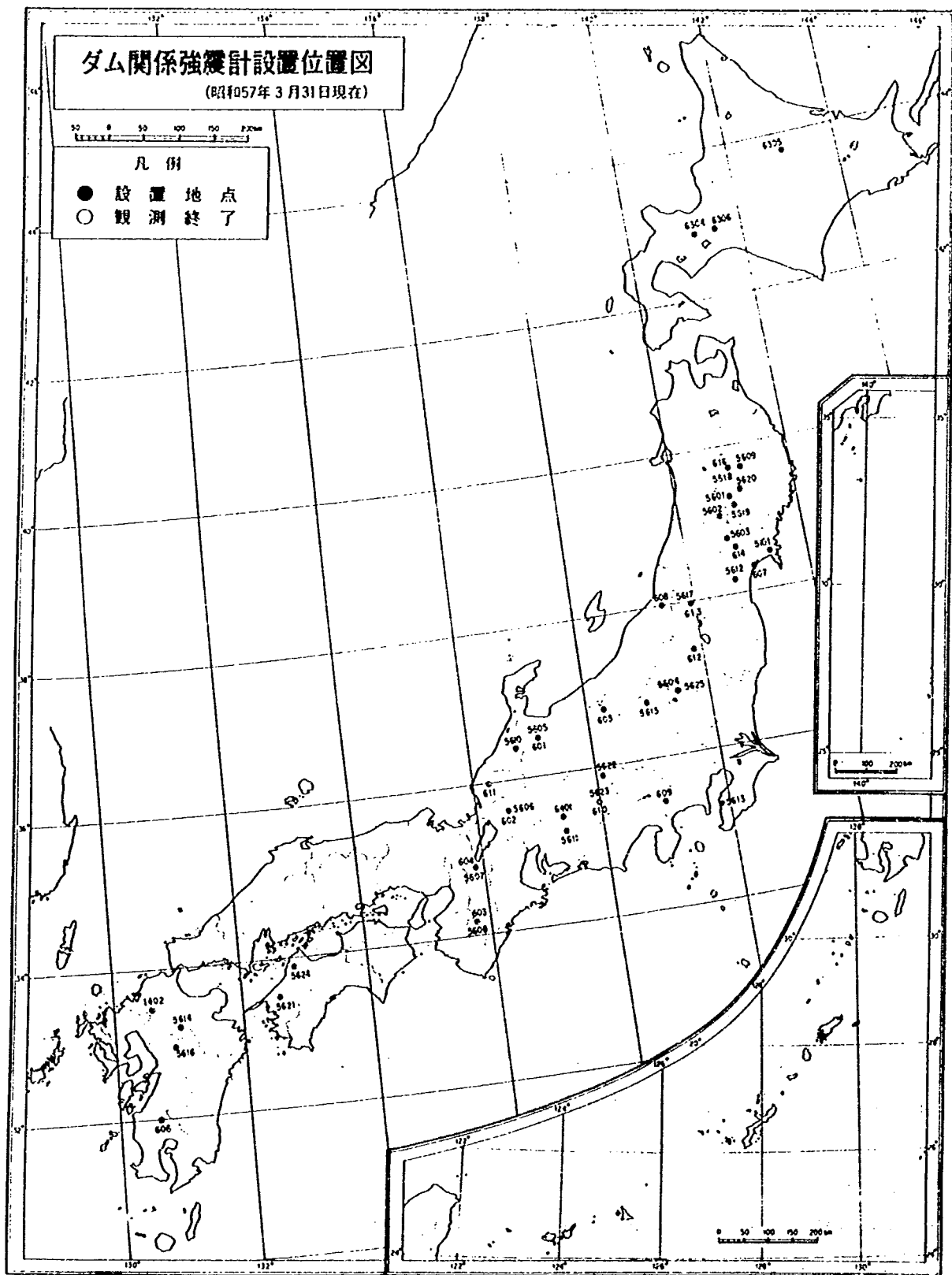


図-1 ダムに対する 強震計設置状況図

本年度は、SMAC型強震計13地点、電磁式強震計17地点の定期点検補正を実施した。この結果、強震計の正常な観測体制を保持することができたが、以下の問題点があることがわかった。(表2参照)

i) 電磁式強震計は一般に設置年度が古く(昭和30年代の設置6ヵ所、40年代9ヵ所、50年代9ヵ所)老朽化が著しい。また、製造メーカー、機種が多様であるとともに、老朽化に伴ない部品の供給ができなくなっているものもある。さらに、全体として老朽化しているため、一部を修理しても、全体としての寿命は短かいと考えられるものがある。こうした強震計は、基本的には更新が必要と考えられる。

ii) SMAC型強震計も設置年度の古いものが多いため、機械式であるため、現在も本質的な機能の低下は生じていない。ただし、湿潤環境下に置かれたものは、サビが発生し、一部には観測不能となっているものがある。設置環境の悪いものは、すみやかに移設するか、防湿カバーを設ける必要がある。

また、本年度は、釜房ダムにおける6成分の記録も収集整理した。

表-1 ダムに対する強震計設置状況一覧表 (昭和57年3月31日現在)

SMAC型強震計設置一覧表(ダム関係)							電磁式強震計設置一覧(ダム関係)						
No.	観測所名	SMAC の型式	台数	ダムの 型式	設置箇所	備考	No.	観測所名	成分数	型式	備考	維持管理	
601	室牧ダム	B2	1	A	堤体	富山県室牧ダム管理所	5601	湯田ダム	6	A	岩手	岩手県湯田ダム管理所	
602	横山ダム	B2・Q	3	G	地盤・堤体 (2)	岐阜県横山ダム	5602	皆瀬ダム	6	F	秋田	秋田県皆瀬ダム管理事務所	
603	猿谷ダム	A	1	G	地盤	奈良県猿谷ダム	5603	鳴子ダム	10	A	宮城	宮城県鳴子ダム管理所	
604	天ヶ瀬ダム	B2	1	A	堤体	京都府天ヶ瀬ダム	5604	川俣ダム	13	A	栃木	栃木県川俣ダム管理所	
605	裾花ダム	B2・D	2	A	地盤・堤体	長野県裾花ダム	5605	室牧ダム	9	A	富山	富山県室牧ダム管理事務所	
606	鶴田ダム	D	2	G	・	鹿児島県鶴田ダム	5606	横山ダム	12	H	岐阜	岐阜県横山ダム管理所	
607	櫛水ダム	E2	2	F	堤体(堰体)	宮城県櫛水ダム	5607	天ヶ瀬ダム	12	A	京都	京都府天ヶ瀬ダム管理事務所	
608	大石ダム	・	3	G	地盤・堤体 (堰・本)	新潟県大石ダム工事事務所	5608	猿谷ダム	5	G	奈良	奈良県猿谷ダム管理所	
609	三保ダム	Q	2	F	地盤・堤体	神奈川県三保ダム	5609	四十四田ダム	12	G・F	岩手	岩手県四十四田ダム管理所	
610	小沢ダム	D	2	A	・	長野県小沢ダム管理所	5610	犀川ダム	10	G	石川	石川県犀川ダム管理事務所	
611	真名川ダム	E2	2	A	堤体(堰体)	福井県真名川工事事務所	5611	矢作ダム	14	H	愛知	愛知県矢作ダム管理所	
612	大川ダム	Q	1	G	地盤	福島県大川工事事務所	5612	釜房ダム	6	G	宮城	宮城県釜房ダム管理所	
613	白川ダム	Q	2	F	本体(堰・本)	山形県白川工事事務所	5613	郡ダム(河中)	9	F	千葉	千葉県関野力	
614	漆沢ダム	Q	2	F	本体(堰・本)	岩手県漆沢ダム管理所	5614	松原下釜ダム	8	A	大分	大分県松原下釜ダム管理所	
615	島地川ダム	Q	2	G	堤頂・管壁	山口県島地川ダム管理所	6401	阿木川ダム	3	F	岐阜	水資源開発公団	
616	御所ダム	Q	2	G・F	堤頂・管壁	岩手県御所ダム管理所	5615	藤原ダム	3	A	群馬	群馬県藤原ダム管理所	
1402	寺内ダム	E2	2	F	堤体・管壁	福岡県水資源開発公団	5617	白川ダム	6	F	山形	山形県白川ダム工事事務所	
							5618	御所ダム	14	G・F	岩手	岩手県御所ダム工事事務所	
							5619	石川ダム	6	F	・	岩手県石川ダム管理所	
							5620	田瀬ダム	6	G	・	岩手県田瀬ダム管理所	
							5621	野村ダム	6	G	愛媛	愛媛県野村ダム工事事務所	
							5622	美和ダム	3	G	長野	長野県美和ダム管理所	
							5623	小沢ダム	6	A	・	岩手県小沢ダム管理所	
							5624	石子川ダム	3	G	愛媛	愛媛県石子川ダム管理所	
							5625	五十里ダム	3	G	栃木	栃木県五十里ダム管理所	
	A:アーチ						6304	豊平峡ダム	12	A	北海道	北海道豊平峡開発局	
	G:重力						6305	大雪ダム	15	F	・	・	
	F:フル						6306	漁川ダム	12	F	・	・	
	H:中空重力												

表-3 ダムに対する強震観測網の定期点検補正結果

(a) SMAC型強震計点検補正結果一覧表(昭和56年7月~10月実施)

No.	観測所No.	観測所名	県名	維持管理機関	設置対象	型式	台数	点検補正結果	対策
1	601	室敷ダム	富山	利ダム管理所	堤体	SMAC-B ₂	1	時刻用ペン破損、電圧調整不良 振子マフム交換等、マイクロスイッチ長 スタビライザー長、マイクロスイッチ長	オーバーホール修理、 交換修理、 電池交換を要する
2	602	横山ダム	岐阜	利ダム管理所	地盤	SMAC-B ₂	1	異常なし	
3	603	張谷ダム	奈良	利ダム管理所	堤体	SMAC-A	1		
4	604	天ヶ瀬ダム	京都	利ダム管理所	堤体	SMAC-B ₂	1		
5	605	裾花ダム	長野	利ダム管理所	堤体	SMAC-D	1		
6	606	鶴田ダム	鹿児島	利ダム管理所	堤体	SMAC-D	1		
7	607	樽水ダム	宮城	利ダム管理所	堤体	SMAC-E ₂	2	バックアップ強震計メモリー動作不良	交換、マイクロスイッチ交換を要する 修理
8	608	大石ダム	新潟	利ダム事務所	堤体	SMAC-E ₂	1	充電回路が正常に動作しない	
9	609	三保ダム	神奈川	利ダム管理所	堤体	SMAC-A	1	異常なし	
10	610	小沢ダム	長野	利ダム事務所	堤体	SMAC-D	1	強動モード不良 (更新中)	交換 更新
11	611	美名川ダム	福井	利ダム事務所	堤体	SMAC-E ₂	2	異常なし (RNL、温度が低い)	マイクロスイッチ交換を要する
12	612	大川ダム	新潟	利ダム事務所	堤体	SMAC-D	1	異常なし	
13	613	白川ダム	山形	利ダム管理所	堤体	SMAC-E ₂	2	異常なし (RNL、温度が低い)	マイクロスイッチ交換を要する

(b) 電磁式強震計点検補正結果一覧表(昭和56年7月~10月実施)

No.	観測所No.	観測所名	県名	維持管理機関	設置対象	型式	台数	点検補正結果	対策
1	5601	湯田ダム	岩手	利ダム管理所	天端	電磁式	3	異常なし	
2	5603	鳴子ダム	宮城	利ダム管理所	天端	電磁式	3	異常なし	
3	5606	横山ダム	岐阜	利ダム管理所	天端	電磁式	3	異常なし	
4	5609	四十四ダム	岩手	利ダム管理所	天端	電磁式	3	異常なし	
5	5611	矢作ダム	愛知	利ダム管理事務所	天端	電磁式	3	異常なし	
6	5612	釜ヶ崎ダム	宮城	利ダム管理所	天端	電磁式	3	異常なし	
7	5614	松尾ダム	熊本	利ダム管理所	天端	電磁式	3	異常なし	
8	5615	藤原ダム	群馬	利ダム管理所	天端	電磁式	3	異常なし	
9	5617	白川ダム	山形	利ダム管理所	天端	電磁式	3	異常なし	
10	5618	御所ダム	岩手	利ダム事務所	天端	電磁式	3	異常なし	
11	5619	石川ダム	岩手	利ダム管理所	天端	電磁式	3	異常なし	
12	5620	田原ダム	岩手	利ダム管理所	天端	電磁式	3	異常なし	
13	5621	野村ダム	愛媛	利ダム事務所	天端	電磁式	3	異常なし	
14	5622	奥和ダム	長野	利ダム管理所	天端	電磁式	3	異常なし	
15	5623	小沢ダム	長野	利ダム管理所	天端	電磁式	3	異常なし	
16	5624	石川ダム	愛媛	利ダム管理所	天端	電磁式	3	異常なし	
17	5625	上十尾ダム	熊本	利ダム管理所	天端	電磁式	3	異常なし	

4-2 岩盤上における地震動特性の解析

(1) SMAC型強震計記録の短長周期補正法

SMAC型強震計による加速度記録 $a_0(t)$ に次式による短長周期の補正を加え、補正後の加速度 $A(t)$ 、速度 $V(t)$ 、変位 $d(t)$ を求めた。まず、 $a_0(t)$ のフーリエ変換

$F_0(f)$ は

$$F_0(f) = \int_{-\infty}^{\infty} a_0(t) e^{-2\pi i f t} dt \quad (1)$$

これに強震計の特性によるフィルタ $F_c(f)$ を見込み、

$A(t)$ 、 $V(t)$ 、 $d(t)$ は次式で求められる。

$$A(t) = \int_{-\infty}^{\infty} F(f) e^{2\pi i f t} df$$

$$V(t) = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{F(f)}{2\pi i f} e^{2\pi i f t} df \quad (2)$$

$$d(t) = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{F(f)}{-4\pi^2 f^2} e^{2\pi i f t} df$$

ここで、

$$F(f) = F_0(f) \cdot F_c(f)$$

$$F_c(f) = \begin{cases} 0 & 0 \leq f \leq f_{el} \\ \frac{f-f_{el}}{f_{lu}-f_{el}} \cdot \frac{\exp(\phi(f))}{R(f)} & f_{el} \leq f \leq f_{lu} \\ \frac{\exp(\phi(f))}{R(f)} & f_{lu} \leq f \leq f_{ul} \\ \frac{f_{ul}-f}{f_{ul}-f_{ul}} \cdot \frac{\exp(\phi(f))}{R(f)} & f_{ul} \leq f \leq f_{uu} \\ 0 & f_{uu} \leq f \end{cases}$$

振幅および位相の補正係数 $R(f)$ および $\phi(f)$ はSMAC型強震計に用いられている空気減衰器の空気かげねとして作用する効果を考慮して定めた。

(2) 解析対象記録

解析対象としたのは我國の地盤上において合計26回の地震により、地点で観測された2④33成分の水平方向加速度強震記録である。これらは、道路橋示方書に規定する第1種地盤上の記録であり、刈金実施した加速度応答スペクトルによる特性の検討から、周期0.1~0.2秒で卓越した成分を有する加速度記録である。

(3) 解析結果

これらの記録をもとに、最大加速度、最大速度、最大変位の推定式と重回帰分析により求めると、次

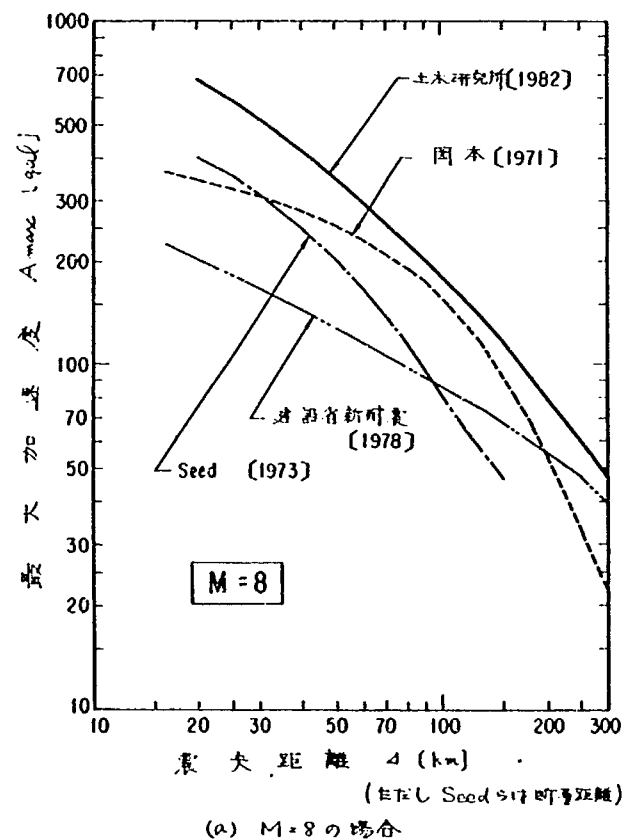
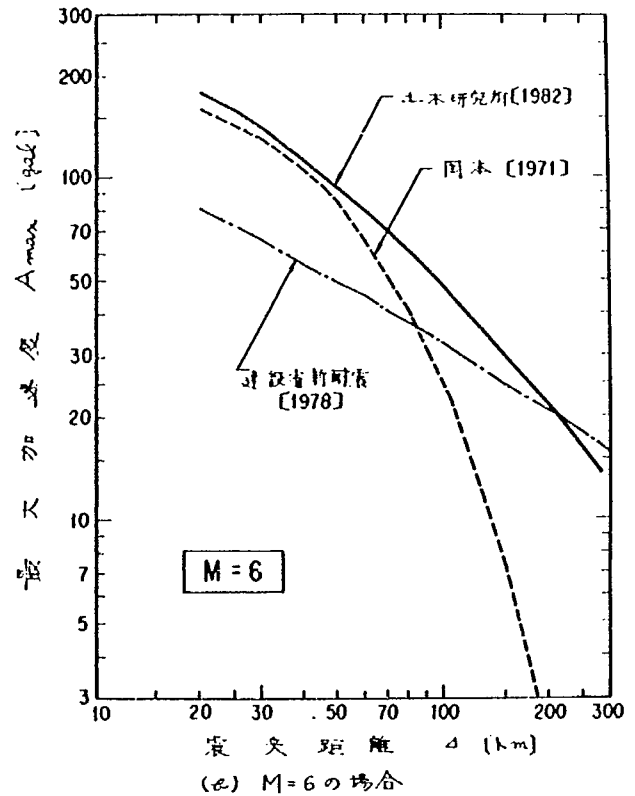


図-1 最大加速度の推定式(既往の研究成果との比較)

式のようになる。

$$a_{max} = 1/2 \times 10^{0.390M} \times (\Delta + 30)^{-1.332} \quad (3)$$

$$v_{max} = 133 \times 10^{0.366M} \times (\Delta + 30)^{-1.447} \quad (4)$$

$$d_{max} = 0.433 \times 10^{0.491M} \times (\Delta + 30)^{-1.544} \quad (5)$$

ここで、 M 、 Δ はそれぞれ地震のマグニチュードおよび震央距離である。 a_{max} 、 v_{max} 、 d_{max} の相互係数はそれぞれ0.77、0.80、0.82であり、地震観測による実測結果をよく表わしていると言ふことができる。

式(3)の a_{max} を、ダムの動的解析等によく用いられる岡本、Seedら、建設省新耐震設計法(案)の結果と比較すると、図2のようになる。これより以下の点が指摘される。

(i) いずれの関係式も、もととなった資料には、震央距離の短い記録(特に、地震の規模が大きい場合)が含まれていない。記録数の多い震央距離100km以上の a_{max} と比較すると、今回の解析結果が、岡本式、Seedらの結果よりもさらに大きくなっている。

(ii) 建設省新耐震設計法(案)による結果との違いは、延周期の感度補正を加えてあるかどうかの他に、地盤種類の取り方にある。新耐震設計法(案)の結果は、小さすぎるとの評価があったが、今回の結果は、このような点が改善されていると考えられる。

次に、式(3)、(4)による最大速度、最大変位の距離減衰を示すとそれぞれ図3、-4のようになる。図3には、金井式も比較のために同時に示している。

5. 結論および今後の課題

本年度の調査結果は以下のようにつとめることができる

(1) 地震動の最大加速度、最大速度、最大変位の推定式を開発した。これは、SMAC型強震計の計器補正を加えたもので、加速度および速度について既往の研究成果と比較すると、やや大きめの結果を与える。

(2) 今回の解析には道路橋示方書の1種地盤相当で、卓越周期が0.1~0.2秒の記録を用いたが、これらが岩盤上の加速度の特性を表わし切れているかどうかに関しては、今後、さらに検討する必要がある。

(3) 今後、応答スペクトル波形特性の解析が必要である。

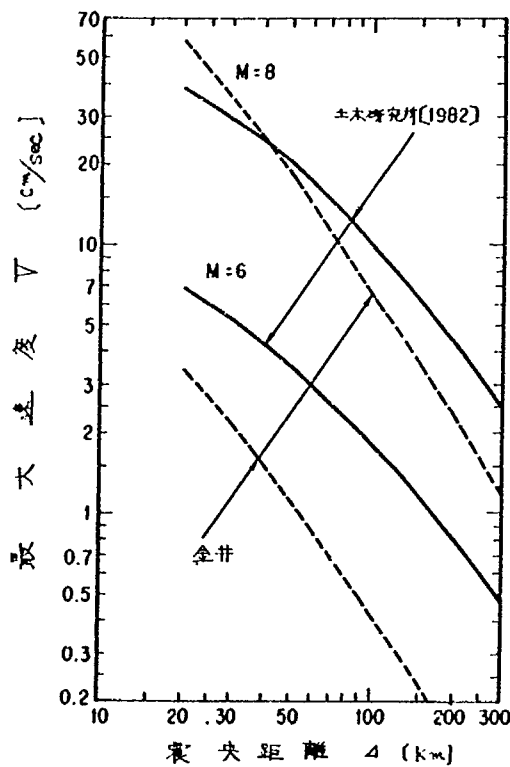


図3 最大速度の距離減衰式

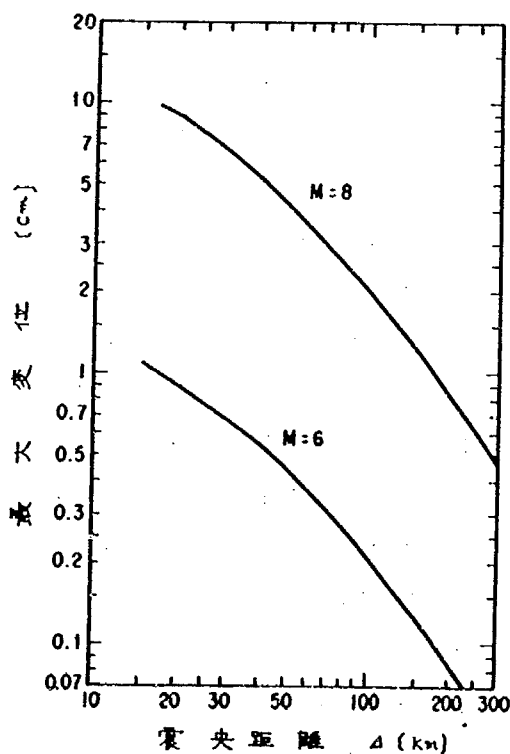


図4 最大変位の距離減衰式

(道路事業調査費、試験調査)

(6) 5. 土工および土工構造物に関する試験調査

5-3 道路盛土の耐震性に関する調査

5-3-2 道路盛土の地震荷重に関する試験調査

振動研究室 室長 荒川 直士

研究員 常田 賢一

木全 俊雄

近藤 益史

1. まえがき

新潟地震(1964年)、十勝沖地震(1968年)、伊豆大島近海地震(1978年)、宮城県沖地震(1978年)等の既往の地震被害を見ると、低湿軟弱地盤上および弱い山岳地帯の道路盛土は地震の度ごとに甚大な被害を受け、これにより、長期間道路交通機能が損なわれた事例が非常に多い。道路盛土は、土構造物であり、個々の被害の復旧は他の構造物と比較し、比較的容易であるといえるが、大規模地震時に同時多発的に規模の大きい盛土被害が発生した場合に、その復旧は容易ではなく、長期間の道路交通の遮断が予想される。

現在までの被害事例調査による、道路盛土の被害はどこにでも生じている訳ではなく、被害発生の有無は周辺の地盤条件、地形条件に大きく支配されることわがわっている。さらに、各種の耐震上の配慮を加えることにより、被害と大幅に軽減できる事例もある。

本課題は、上記観点から、道路盛土の被害の特徴、周辺の地形、地盤条件との関連および地震動強度の影響を解明し、合理的な道路盛土の耐震性の検討手法を確立していくことを目的として本年度より開始したものである。

本年度は、まず1978年宮城県沖地震で被害のあった宮城県牡鹿半島公園線(コバルトライン)の道路盛土の被害要因調査を行い、傾斜地盤上の盛土における被害要因と被害程度の関係を検討した。また、道路盛土の耐震性に及ぼす地盤条件の影響について解析モデルにより検討を加えた。さらに、任意の形状の道路盛土の地震応答解析が可能な電算プログラムを整備するとともに、国道1号線沼津バypassに強震計を設置した。

2. 調査目的

道路盛土の既往地震被害調査、実地観測、実験および解析を統合し、道路盛土の地震時応答特性を明らかにすることにより、設計に考慮すべき地震荷重の影響を解明し、合理的な耐震設計法の確立に資することを目的とする。

3. 調査方法

本年度は下記の事項に関する調査を実施した。

1) 道路盛土の被害要因調査(宮城県牡鹿半島公園線、1978年宮城県沖地震)

2) 道路盛土の耐震性に及ぼす地盤条件の影響に関する調査

3) 道路盛土の地震応答解析プログラムの整備

4) 道路盛土の強震観測(国道1号線沼津Bypassにおける強震計設置)

4. 調査結果

1) 道路盛土の被害要因調査

1974年宮城県沖地震により被害を受けた宮城県牡鹿半島公園線(コバルトライン)の傾斜地盤上の盛土の施工図面および被害状況より、道路断面形状が盛土の耐震性に及ぼす影響について検討を行った。調査断面は全線を20mピッチにし、1.464断面とした。これによれば、i) 837の全盛土断面に対する平均被害率は33%であり、ii) 盛土形態別に分類すると、最も被害率が高いのは山腹に両盛をした盛土であった。図-1は、のり面形状により分類した3つのタイプ(タイプIは、のり面がブロック積みのも、タイプIIは、のり面は張芝で勾配が1.0割~1.2割勾配、タイプIIIは、同じく勾配が1.5割~2.0割勾配のものである。)のそれぞれについて盛土高さおよび盛土厚さと被害率の関係を示したものである。同図より、被害率と同時に断面の絶対数もそれぞれの面積の占める割合でわかる。

2) 道路盛土の耐震性に及ぼす地盤条件の影響

図-2に示す二次元みずみ状態を仮定した有限要素法モデルにより、原地盤厚を5.10.15mの3断面に変え、実測記録(板島橋地盤上1968年豊後水道沖地震)を用いて盛土の地震応答を検討した。図-3は計算結果の一例を示したものであり、盛土の耐震性を点安全率の逆数 A_f により評価したものである。原地盤厚により盛土の地震応答が大きく異なることがわかった。

3) 地震応答解析プログラムの整備

任意の盛土の動的解析を行えるよう、2次元平面みずみ状態を仮定した有限要素法プログラムを開発した。

4) 国道1号線沼津バイパスにおける強震計設置

静岡県沼津市今沢地先の国道1号線沼津バイパス中央分離帯上に強震計(SMA-1A型)を設置し、57年3月より観測を開始した。

5. まとめ

本年度は、盛土の被害の特徴(山岳盛土)および盛土の振動特性に関し、基本的な整理を行った。次年度以降はこれらの事項をより定量的に分析し、振動実験、地震応答解析等と合わせて詳細に検討していく予定である。

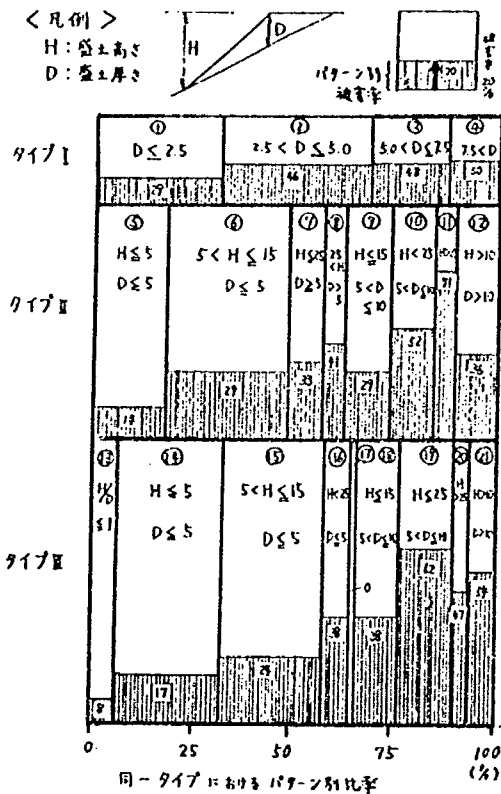


図-1 盛土高さおよび盛土厚さと被害率

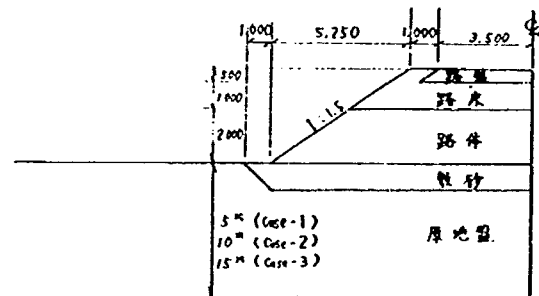


図-2 対象とした盛土地盤モデル

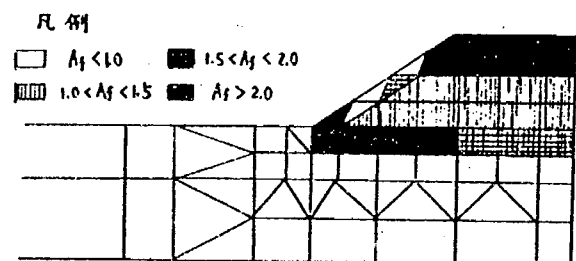


図-3 計算結果の一例

(道路事業調査費、試験調査)

(7) 8.道路災害防止と道路施設の耐震性に関する試験調査

8-4 地震動および地盤の動的挙動に関する試験調査

8-4-1 地震動強度に関する試験調査

(1)道路施設の設計地震力

振動研究室 室長 荒川直士

主任研究員 川島一彦

相沢 興

高橋和之

1.まえがき

道路施設の耐震性の評価ならびに耐震設計手法の向上を図るためには、強震時に当該施設および周辺地盤がどのように振動するかに関する定量的な資料を蓄積することにも、これら資料を地震被害と関連付け、両者の因果関係を明確にする必要がある。このような観点から、本課題の下で、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、その解析結果を逐次、技術基準等の形で設計に反映させてきている。

本年度は、昨年度の検討結果に基づき、現在までに蓄積された強震記録を統計的に処理するににより、道路施設の耐震設計上考慮すべき設計地震動（加速度、速度、変位）の定量的評価手法を開発した。

2.調査目的

道路施設および周辺地盤の地震時の挙動を定量的に求め、地震動と道路施設の被害の関係を求めるとともに、これらの耐震性の判定ならびに耐震設計に用いる入力地震動を定めることを目的とする。

3.調査方法

我国の地盤上で建設省土木研究所および運輸省港湾技術研究所により観測された合計85回の地震による448成分の加速度記録をもとに、これらを数値積分して求めた速度、変位と合わせ、地震動の最大加速度 A_{max} 、最大速度 V_{max} 、最大変位 D_{max} を地震のマグニチュード M 、震央距離 Δ の関数として地盤条件別に次式で仮定した。

$$G.C. = a \times 10^{bM} \times (\Delta + \Delta_0)^c \quad \text{----- (1)}$$

ここで、 $G.C.$ は A_{max} 、 V_{max} 、 D_{max} 、 Δ_0 は距離減衰の定数項で、ここでは 30km とした。また、地盤種別は、既往の解析では道路橋示方書に規定する2種地盤および3種地盤の差が少ないことから、1種、2+3種、4種の3分類とした。 A_{max} 、 V_{max} 、 D_{max} は、強震計の計器補正が加えられている。

4.調査結果

重回帰分析により、成分の記録をもとに式(1)の係数を定め、これより $M=6, 8$ に対する A_{max} 、 V_{max} 、 D_{max} の距離減衰を示すと図-1のようになる。現在までに内外で公表されている最大加速度の距離減衰式には図-2のものがああるが、これらの結果と比較すると、最大加速度に関しては、1)強震計の

短周期成分の補正を加えているため、図-2(C)に示した総プロ公式よりも最大加速度はかなり大きくなり、ii)米国等における結果に比較的近い結果が得られた。1~3種を相互比較すると、震央距離が小さい範囲では A_{max} は1種が1番大きいこと、しかし、距離減衰の勾配も1種が大きいため、震央距離約100km以上では1種の A_{max} は他より小さくなることが注目される。

5. 結論および今後の課題

SMAC型強震計の短周期補正を施した地震動の最大加速度、最大速度、最大変位の距離減衰式を開発した。これにより、従来の方法より一般に精度よく地震動の最大値を推定できるようになった。次年度は同様の手法により地震応答スペクトルの推定式を開発していく予定である。

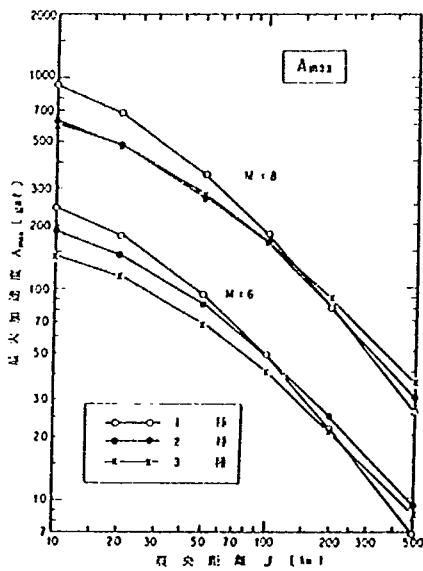


図1-1 最大加速度 A_{max}

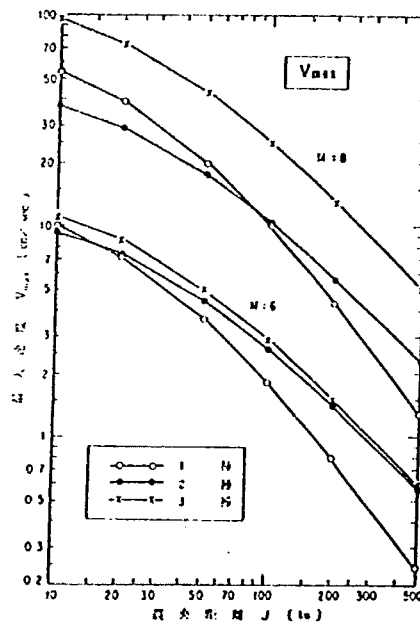


図1-2 最大速度 V_{max}

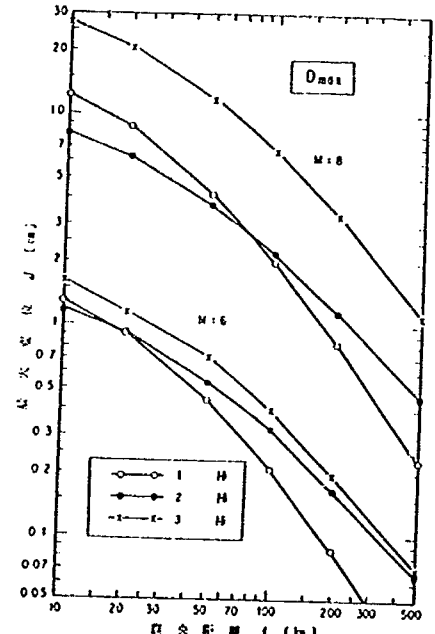
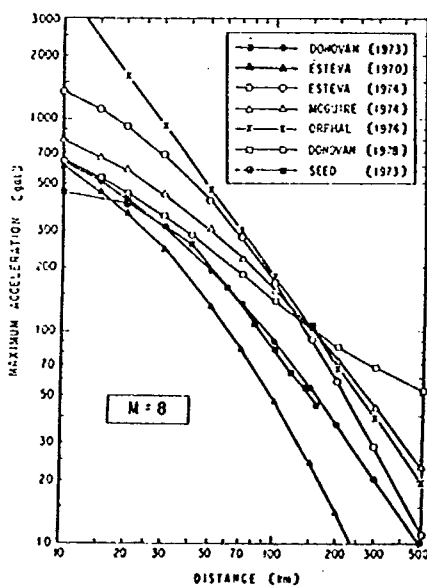
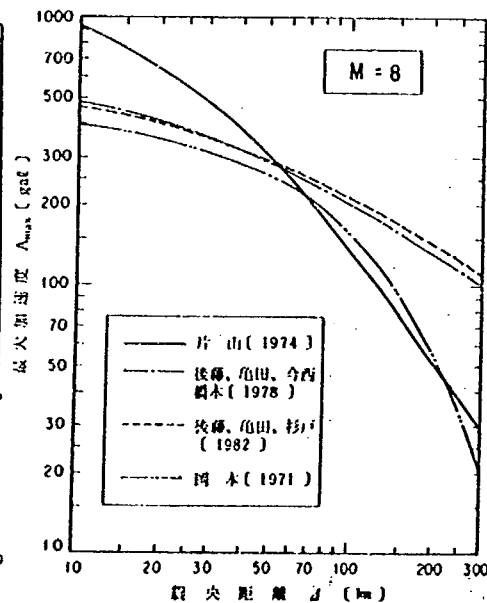


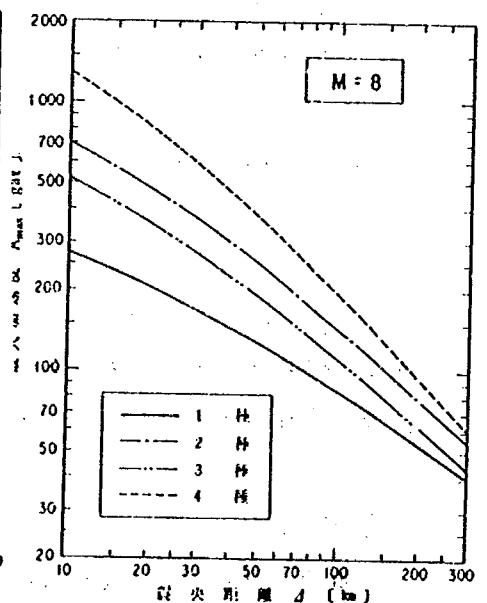
図1-3 最大変位 D_{max}



(a) 海外における主要な研究例



(b) 国内の主要な研究例



(c) 建設省新耐震設計法(案)

図2 既往の主要な最大加速度推定式に関する研究例

(2) 水平2成分の地震動の合成効果および減衰定数の影響

振動研究室 室 長 荒川直士
 “ 主任研究員 川島一彦
 “ 相沢 興
 “ 高橋和之

1. まえがき

我国では一般に、水平2方向の地震力を独立に構造物に作用させて耐震設計を行なっているため、これとは異なる方向の成分が構造物の応答に影響を与えるとすれば、その程度を把握しておくことが必要である。

また、耐震設計によく用いられる地震応答スペクトル S_A は特定の減衰定数に対して与えられており、これ以外の減衰定数の S_A を求めるには、必要とする減衰定数に近い S_A を内外挿して求めなければならない。上記観点から水平2成分の合成効果の検討および任意の減衰定数に対する S_A の推定法の開発を行なった。

2. 調査方法

(1) 水平2成分の強震記録を水平面内で逐次回転した場合に、加速度、速度、変位および加速度応答スペクトル($R=0.05$)がどのように変化するかを水平2成分の最大値またはスペクトル強度の大きい方を基準とした増加倍($\gamma_a, \gamma_v, \gamma_d, \gamma_{SA}$)により検討した。

(2) $R=0.05$ の地震応答スペクトルを基準とした応答スペクトル比 γ_{SA} により減衰定数の影響を検討した。

(3) 解析対象としたのは49回の地震により43地点で観測・数値化された103記録② $R=0.05$ 成分である。

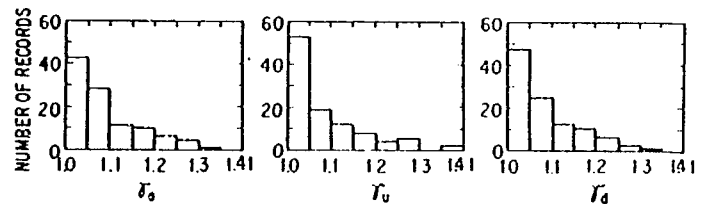


図1. 2成分の合成による加速度・速度および変位の増加倍($\gamma_a, \gamma_v, \gamma_d$)の頻度分布

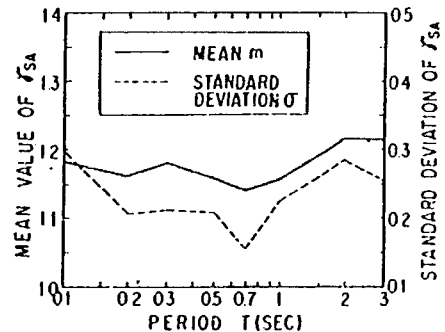


図2. 2成分の合成による固有周期別 S_A スペクトルの増加倍 γ_{SA} の平均値と標準偏差

3. 調査結果

(1) $\gamma_a, \gamma_v, \gamma_d$ の頻度分布は図-1の通りであり、これらの平均値、標準偏差はいずれも1.08および ± 0.08 程度である。また、 γ_{SA} の平均値、標準偏差は図2に示すように、固有周期によらず、1.2および ± 0.3 程度である。したがって水平2成分を合成することにより、最大地震動は多少増加するが、その影響は小さいといえる。

(2) γ_{SA} の平均値と R の関係と固有周期 T 列に示すと図3のようになる。この関係は $\gamma_{SA} = 0.983 \times (R/0.05)^{-0.270}$ となり、これより任意の減衰定数に対する γ_{SA} を求めることができる。

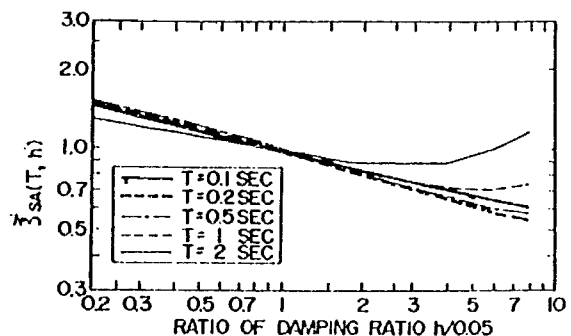


図3. $S_A(T, R) / S_A(T, 0.05) \sim R/0.05 \sim T$ の関係

(3) 強震観測結果に基づく道路橋の振動特性の調査

振動研究室 室 長 荒川直士
 主任研究員 川島一孝
 相沢 興
 高橋知久

1. 調査目的

現在までに蓄積された橋に対する強震観測結果をもとに、橋の振動特性を検討し、現在の耐震設計で考えられている設計地震力の取り方を検討しようとした。

2. 調査結果

橋脚天端および周辺地盤の2カ所において、同一の地震により同時に記録の得られている15橋、403成分の記録をもとに、地盤上の最大加速度 A_g と橋脚天端の最大加速度 A_p の関係を求めた。図-1は全データをもとに求めた A_g と A_p の関係(回帰分析による)である。また、これを基礎の種類別に分類して示すと図-2(橋軸方向)、図-3(橋軸直角方向)のようになる。

3. 結論

(1) 地盤から橋脚天端に至る増幅率(A_p/A_g)は、橋軸方向が一番大きく、以下、橋軸直角方向、上下方向の順である。

(2) 増幅率(A_p/A_g)を基礎の種類別に比較すると、一般に、直接基礎が一番大きく、ケーソン基礎、杭基礎となっている。これは、基礎の剛性もしくは、基礎種類に伴う地盤種類によるものと考えられる。今後、検討が必要である。

(3) 増幅率(A_p/A_g)は、 A_g が大きくなるにつれ減少している。これは、対象記録の特性(2ゲージボード、距離)により、これから単独に最大加速度になると増幅率が低下するとはいえない。

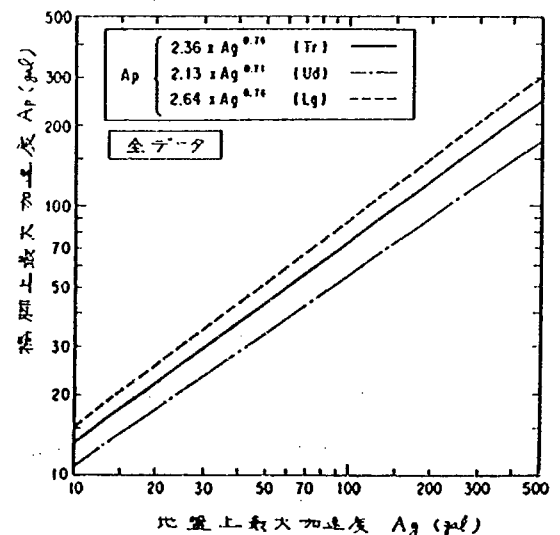


図-1 橋脚加速度へ地盤加速度の関係(全体の平均)

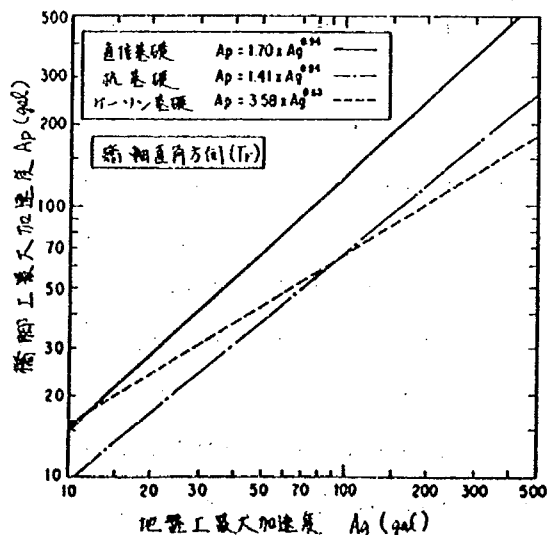


図-3 基礎種類別の橋脚加速度へ地盤の加速度(橋軸直角方向)

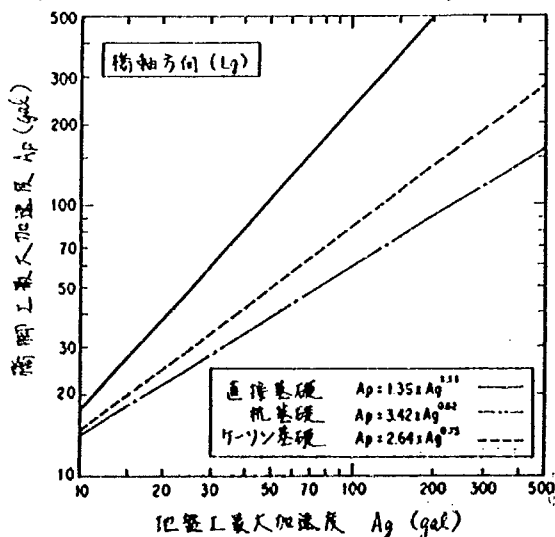


図-2 基礎種類別の橋脚加速度へ地盤の加速度(橋軸方向)

(4)道路施設の強震観測網の整備

振動研究室	室長	荒川直士
	主任研究員	川島一彦
		相沢 興
		高橋和之

1. まえがき

道路施設に対する強震観測は地方建設局ならびに関係機関と協力して実施している。本年度は、既存の強震観測網の維持点検を行なうとともに、強震記録の収集、数値化を行なった。

2. 調査目的

強震観測網の整備拡充することにより、有効な強震記録の収集を図り、これらの解析により道路施設の耐震設計法の合理化に資することを目的とする。

3. 調査方法

道路施設に対する強震観測の実施（観測網の整備拡充および維持点検）し、これによる強震記録の数値化し、各種解析に供しうるようにする。

4. 調査結果

4-1 道路施設に対する強震観測網の整備および保守点検補正

道路施設に対する強震観測は、昭和57年3月末現在、表-1に示す113地点で行なわれており、SMAC型強震計は101地点、213台、電磁式強震計は11地点、111台分である。本年度は、SMAC型強震計43地点、84台の点検補正を実施した。

また、河北橋の橋脚上および尼ヶ崎高架橋の橋脚、および地盤上の強震計が更新された。

4-2 道路施設に対する強震記録の数値化

既往の強震記録92成分を数値化するとともに、80成分の記録を土木研究所 報第37号（土木構造物の加速度強震記録No.6）としてとりまとめ、強震記録の体系的整理を図った。

5. 今後の課題

現在までの所、本来、耐震設計に最も重要な大地震による震源直近の記録が得られていない。今後の観測の継続が必要である。また、強震観測に使用されている強震計の大半は設置されてから10年以上経っており、計器の劣化が目立っているため、今後、順次更新し、観測網の整備拡充を図る必要がある。

表-1 橋に対する震害観測網一覽表 (昭和57年3月末現在)

(a) SMAC型震害計設置一覽表

No.	観測所名	型式	設置箇所	設置年月	No.	観測所名	型式	設置箇所	設置年月
1. 国道一線					9. 上本郷支所				
101	新 野 川 橋	B2	2	地盤・橋脚	新 野 川 橋	B2	3	地盤・橋脚	47-3
102	山 大 橋	・	3	地盤・橋脚	山 大 橋	・	2	地盤・橋脚	47-1
103	新 野 川 橋	・	2	地盤・橋脚	新 野 川 橋	B2Q	2	地盤・橋脚	47-12
104	山 大 橋	E2	2	・	山 大 橋	B2	2	・	47-12
105	山 大 橋	B2	2	・	山 大 橋	B2	2	・	47-12
106	山 大 橋	Q	2	地盤・橋脚・土	山 大 橋	B2	2	地盤・橋脚	47-1
107	山 大 橋	E2	2	地盤・橋脚・土	山 大 橋	Q	2	地盤・橋脚	47-3
108	山 大 橋	E2	2	地盤・橋脚・土	山 大 橋	・	2	地盤・橋脚	47-3
109	山 大 橋	Q	2	地盤・橋脚・土	山 大 橋	・	2	地盤・橋脚	47-3
110	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-11
111	山 大 橋	B2	2	地盤・橋脚	山 大 橋	B2Q	4	地盤・橋脚	54-11
112	山 大 橋	B2C	2	・	山 大 橋	・	・	・	・
113	山 大 橋	Q	2	・	山 大 橋	・	・	・	・
114	山 大 橋	・	・	・	山 大 橋	・	・	・	・
115	山 大 橋	・	・	・	山 大 橋	・	・	・	・
2. 国道二線					10. 日本道路公社				
201	小 野 川 橋	B2	2	地盤・橋脚	小 野 川 橋	E2	3	地盤・橋脚	47-1
202	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	B2	2	地盤・橋脚	47-3
203	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	D	2	・	47-1
204	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	B2	2	・	47-3
205	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-3
206	山 大 橋	E2	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-3
207	山 大 橋	B2	2	・	山 大 橋	E2	2	地盤・橋脚	47-3
208	山 大 橋	Q	2	・	山 大 橋	D	2	地盤・橋脚	47-3
209	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	T	3	地盤・橋脚	51-7
210	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	E2	2	地盤・橋脚	53-8
3. 地方道					11. 市町村道				
301	山 大 橋	B2	2	地盤・橋脚	山 大 橋	E2	2	地盤・橋脚	47-1
302	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
303	山 大 橋	B2Q	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
304	山 大 橋	B2	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
305	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
306	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
307	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
308	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
309	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
310	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
311	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
312	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
313	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
314	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
315	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
316	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
317	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
318	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
319	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
320	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
321	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
322	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
323	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
324	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
325	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
326	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
327	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
328	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
329	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
330	山 大 橋	・	2	・	山 大 橋	・	2	・	47-1
4. 有料道路					12. 有料道路				
401	山 大 橋	B2	1	・	山 大 橋	B2	2	地盤・橋脚	47-3
402	山 大 橋	・	・	・	山 大 橋	・	2	・	47-3
403	山 大 橋	・	・	・	山 大 橋	・	2	・	47-3
404	山 大 橋	・	・	・	山 大 橋	・	2	・	47-3
405	山 大 橋	・	・	・	山 大 橋	・	2	・	47-3
5. 国道支線					13. 国道支線				
501	山 大 橋	B2	1	・	山 大 橋	・	2	・	47-3
502	山 大 橋	B2	2	地盤・橋脚	山 大 橋	・	2	・	47-3
503	山 大 橋	B2	1	・	山 大 橋	・	2	・	47-3
504	山 大 橋	・	・	・	山 大 橋	・	2	・	47-3
505	山 大 橋	・	・	・	山 大 橋	・	2	・	47-3

(b) 電磁式震害計設置一覽表

No.	観測所名	型式	成分数	設置箇所	観測所名	観測所名	設置年月
1. 国道一線							
5101	新 野 川 橋	電磁式	12	橋脚 (12)	宮城・仙台工務事務所		48-12
3. 地方道							
5301	山 大 橋	電磁式	10	・	北海道・北海道庁		46-12
4. 有料道路							
5401	山 大 橋	電磁式	6	橋脚(1), 橋脚(2)	建設・大津土木事務所		38-12
10. 日本道路公社							
6001	山 大 橋	電磁式	11	地盤(3), 主塔(2), 主桁(6)	広島・日本道路公社		43-4
6002	山 大 橋	・	11	地盤(3), 地中(3), 橋脚(5)	広島・		47-7
6003	山 大 橋	・	31	地中, 主塔	福岡・		49-3
6004	山 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	山 大 橋	地中	4	-2m(2), -40m(2)	北海道・北海道開発局		48-12
6302	山 大 橋	・	4	-2m(2), -40m(2)	・		48-12
6303	山 大 橋	電磁式	9	地盤(3), -53m(3), 橋脚(3)	・		48-11
6307	山 大 橋	地中	3	-40m(3)	・		54-12

(道路事業調査費、試験調査)

(8) 8.道路災害防止と道路施設の耐震性に関する試験調査

8-4 地震動及び地盤の動的挙動に関する試験調査

8-4-2 地盤の耐震強度の判定法に関する試験調査

振動研究室 望 良 荒川 直工
研究員 常田 賢一
" " 木全 俊雄
" " 近藤 益夫

1 まえがき

道路の地震災害防止と道路施設の耐震設計の高度化を図るためには、これらの構造物の支持地盤の地震時の地盤の強度特性および応答特性を明らかにする必要がある。本課題では昨年度までに地震時における地盤の強度特性(液状化特性)に関し、全国の主要地区における地盤耐震地図の作成を実施して来た。これらの地盤耐震地図は微地形分類に基づく地盤の耐震性を判定したものであり、より詳細な地盤の耐震強度の判定を行うためには地盤の応答特性(卓越周期等)をも考慮した地盤の耐震強度の判定を行うことが必要である。以上のことを踏まえて今年度からは地震時における地盤の応答特性に関する調査を始めた。

2 調査目的

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

3 調査方法

今年度は次の項目について調査を実施した。

- 1) 関東南部地区における地盤種別地図等の作成
 - (1) 調査対象地域での地盤条件等のデータの収集・整理
 - (2) 工学的基盤の深度分布図の作成
 - (3) 液状化可能性工層厚の分布図の作成
 - (4) 地質条件を考慮した地盤耐震地図の作成
 - (5) 地盤の卓越周期の算出および卓越周期に基づく地盤種別地図の作成
 - (6) 沖積層厚および洪積層厚に基づく地盤種別地図の作成
- 2) 砂質土の動的強度に及ぼす相対湿度の影響に関する室内動的三軸試験

4 調査結果

4.1 関東南部地区における地盤種別地図等の作成

調査対象地域は5万分の1の図副名で、深谷、古河、熊谷、鴻巣、水海道、川越、大宮、野田、東京西北部、東京東北部、東京西南部および東京東南部、八王子、横沢、藤沢の一部である。これらの

图-1 卓越周期による地盤種類地図

また、本調査では既に作成し（いる地盤耐震地図において用いた散地形分類に地質条件をも考慮した地盤耐震地図の作成を行ったが、同地図によれば散地形分類のみならず地盤の液状化の程度までもを考慮したより合理的な地盤の耐震強度の判定が可能となる。

さらに、工学的基盤の深度分布図によれば、地盤の地震応答解析を行う際に地震動を入力する基盤設定の目安を得ることとなる。

4.2 砂質土の動的強度に及ぼす相対湿度の影響に因る
る室内動的三軸試験

従来、地盤の液状化は評議の緩い砂質土盤を対象としていたが、地盤の改良により密度化した地盤あるいは従来では液状化の判定の対象外であつたにも拘わらず大きな地震荷重の作用により液状化の判定を行うことの必要性が問われている締まった地盤について地震時の動的強度特性を解明することの必要性がでてきている。

今年度は豊浦橋準砵を用いてその動的強度に及ぼす相対密度の影響に関する実験を実施した。図-2は橋準砵の動的せん断強度比($\sigma_{dp}/2\sigma'_c$)と相対密度 D_r の関係についての実験結果である。本調査から D_r の増加に伴い動的強度が増加するが、 D_r が70%程度以上の増加が顕著であることが明らかとなった。

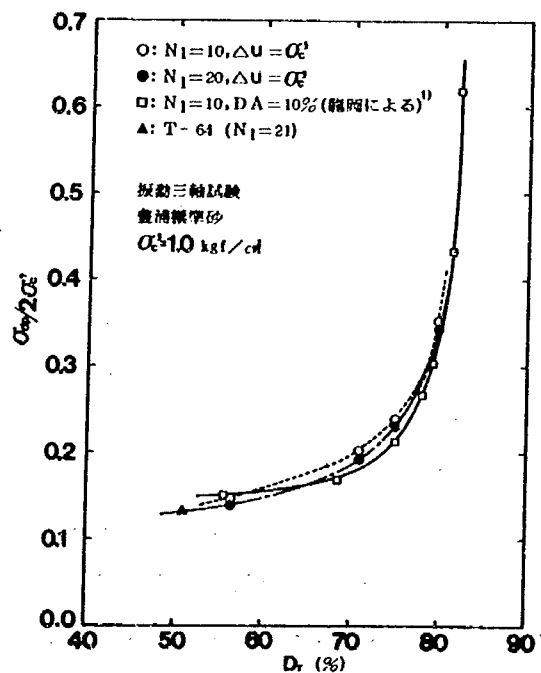


図-2 砂質土の動的強度に及ぼす相対湿度の影響

5 今後の課題点

- 1) 他の地域における地盤種別地図等の作成
- 2) 締まった地盤の液状化判定のための地盤の動的強度の推定式の確立

(道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)

(9) 1. 自然条件に関する試験調査

1-2 地震動に関する試験調査

1-2-1 地震動に関する試験調査

(1) 設計地震動強度に関する調査

振動研究室 室 長 荒川直士

“ 主任研究員 川島一彦

“ 相次 興

“ 高橋和之

1. まえがき

本調査は、大規模特殊事業計画に係わる構造物の耐震設計に考慮する設計地震動強度を合理的に設定することを目的として実施するものである。本年度は昨年度すでに開始した既往の地震発生状況に基づき確率論により地震動強度を推定する手法を用いて、我国周辺の地震発生状況、既往の地震資料の信頼性等を調査し、三湾岸における最大加速度および応答スペクトルの期待値を試算した。

2. 調査方法

解析には昨年度までに開始した確率論に基づく地震動強度期待値解析プログラムRISKを用いた。この解析では、i)解析対象地点を地震活動度の異なる複数個のサブゾーンに分割し、ii)それぞれのサブゾーンごとに、地震の発生頻度（Gutenberg-Richter式により表わす）および生じ得る最大地震の規模を与える。昨年度は、サブゾーンの分割方法の影響および最大地震の規模の影響とパラメータスタディにより試算した。今年度は、解析に用いる地震資料および地震活動度を調査し、これに基づいて、三湾岸地区の地震動強度期待値を試算した。なお、解析手法については別途土研資料1696号にとりまとめたので、ここでは省略する。

3. 調査結果

従来、地震動強度期待値の解析には、気象庁による地震資料が用いられる場合が大部分である。これは、牧河貞教授によるいわゆる河角マグニチュード M_R をもととして定められたものであるが、震源位置、規模に関しては今日の地震学の常識に明らかに矛盾するものが少なくないといわれる。これに対しては、従来からも坪井の研究、宇佐美らの研究により M_R は気象庁マグニチュード M より0.4～0.5大きいとされていたが、最近宇津により1885～1925年の地震に対し M_R の決定方法にさか上ってその値を見直した検討が行われている。現在の時点では、宇津により見直しされた地震カタログが最も信頼できると考えられることから、以下の解析には1885～1925年の地震には宇津の資料と、1925年以後は気象庁の資料を用いることとした。また、危険度の解析では、地震カタログにもれなく捕らわれている最小の地震の規模 m_0 を定めなければならぬ。これに対しては、我国周辺の地震の規模および震源決定の精度に関する様々な各種研究成果を調査し、 $m_0=6$ とすることした。さらにGutenberg-Richter式の b 値に関しては、地域ごとに地震の発生機構と関連して b 値が異なるとする研究と、これら統計的変動量で b 値は地域ごとに一定であるとする研究があることがわかった。しかしながら、同一の条

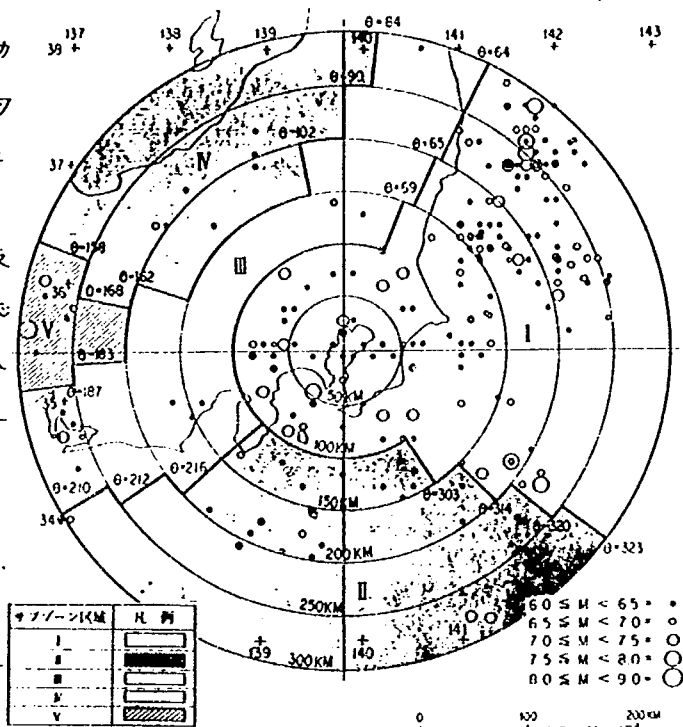
件で両方の考え方により試算すると、両者の地震動強度期待値には大きな違いはないことから、工学的には各値を地域ごとに一樣であると仮定することとした。

以上の調査結果に基づき、今年度、関東、大阪、伊勢湾に対する最大加速度 A_{max} および加速度応答スペクトル S_a の期待値を解析した。以下に、関東に対する解析結果を示すこととする。関東周辺の1885年以後の地震発生状況は図1に示す通りであり、日本海溝、相模トラフ、火山フロント等により地震活動度が区切られている。したがって、ここでは図1に示すように5個のサブゾーンに分割することとした。 A_{max} および S_a スペクトルの距離減衰式は

$$A_{max} = 46 \times 10^{0.208M} \times (\Delta + 10)^{-0.686} \quad (1)$$

$$S_a(T) = a \times 10^{0.4M} \times (\Delta + 30)^C \quad (2)$$

(2) 図1 サブゾーンの分割 (関東湾岸央部)



とした。ここで、式(2)の係数 a, b, C は、我が国で得られた多数の地震記録の重回帰分析から求めた値を用いた。一例として $M=8$ の場合の結果を示すと図2のようになる。

以上より A_{max} ～再現期間 T_R の関係を示すと図3のようになる。また、図4は A_{max} ～構造物の耐用年数～再現期間の関係を示す。一方、図5は S_a スペクトル～耐用年数～非超過確率の関係を示したものである。動的解析には、このスペクトル(応答スペクトル法の場合)もしくは、これに近いスペクトルレベルを有する地震記録、人工地震(時刻歴応答解析の場合)を用いなければならない。

4 結論および今後の課題

地震動強度を確率的に推定する方法を開発することができた。今後は、調査中の短周期成分の補正を加えた距離減衰式を導入することにより実務に適用していくことができる。

図3 最大加速度 A_{max} ～再現期間 T_R の図

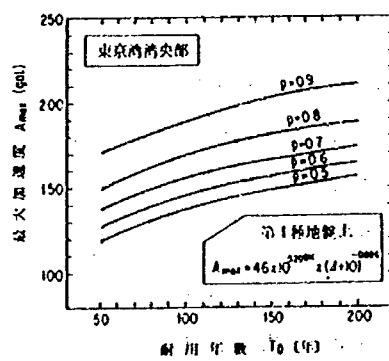
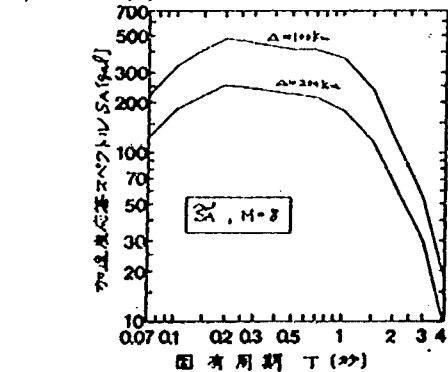
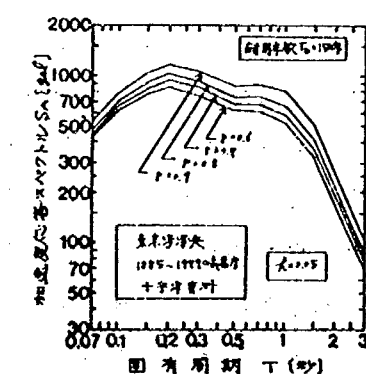


図2 解析に用いた S_a スペクトル($M=8$ の場合)

図4 最大加速度 A_{max} ～耐用年数 T_0 ～非超過確率 p の図

図5 耐用年数100年の S_a スペクトル

(2)東京湾岸における地中地震動調査

振動研究室 室 長 荒川直士
主 任 研究員 川島一彦
相沢 興
高橋和之

1. まえがき

設計地震力の設定に際しては表層地盤の地震応答を正しく把握することが重要である。東京湾周辺では東京湾環状道路調査の一環として昭和44年以後、千葉県富津岬、神奈川県川崎市浮島公園、神奈川県横須賀市観音崎および神奈川県横浜市扇島の4ヶ所において地中地震観測を行っている。本年度は、昭和44年の観測開始以後昭和55年12月25日に至る全記録の整理を関東地方建設局東京湾岸道路調査事務所と協力して実施(土研資料1718号)するとともに、地中内における加速度の分布について検討した。

2. 調査目的

東京湾周辺の表層地盤の振動特性を解明し、地盤別の地中内地震動の大きさを明らかにすることにより設計地震力の設定法を合理化することを目的とする。

3. 調査方法

(1)地中地震記録の整理

(2)地中内最大加速度の分布および距離減衰特性の検討

4. 調査結果

4-1. 地中内最大加速度の分布

地表面を基準とした場合の、地中内の最大加速度の分布(平均値)を、富津岬、浮島公園、観音崎のそれぞれの地点ごとに求めた。対象とする地震記録は、各観測点ごとに地表面での最大加速度が10 gal以上の全地震を対象とした場合(ケース1)と、このうちから比較的加速度の大きい4~5回分を抽出し、これらを対象とした場合(ケース2)の2ケースとした。図1はケース2に対する地中内最大加速度の分布(平均およびそれに標準偏差の1倍を加減した場合)を示す。これによれば、富津岬では0~70m間のデータがないが、地表から12.45mまでの沖積層を除き、それ以深の沖積世の下総層群、上

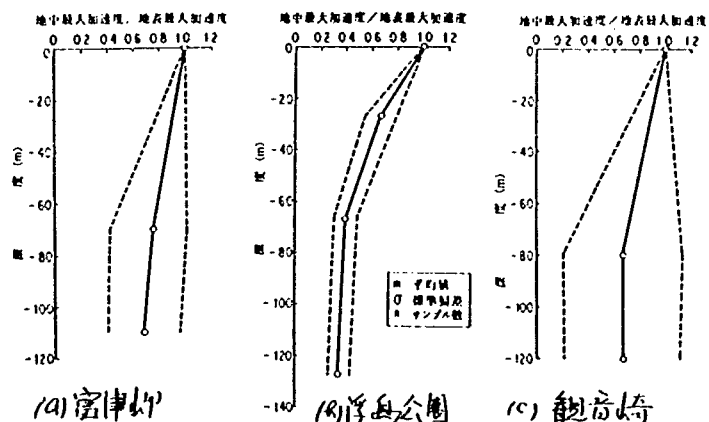


図1 地表面を基準とした場合の地中最大加速度の分布(平均±標準偏差)

総層群においては地中深部になる程、最大加速度は漸減している。浮島公園では、沖積軟弱層の堆積する地表から一50mまでは加速度は大きく減少するが、洪積世の下未吉層群が現われる一50mから東京砂層、上部相模層群に至る間では、加速度は深さによって程変化しない。また、三浦層群から成る観音崎では、地表数mの強風化部を除き、加速度は深さによって大きく減少しない。図2は、単位深さ当りの加速度の減少率(‰/m)を示したものである。したがって、このような地層条件との対応をつけることにより、東京湾岸地域の地震動の地中内分布をおおよそ把握することができる。

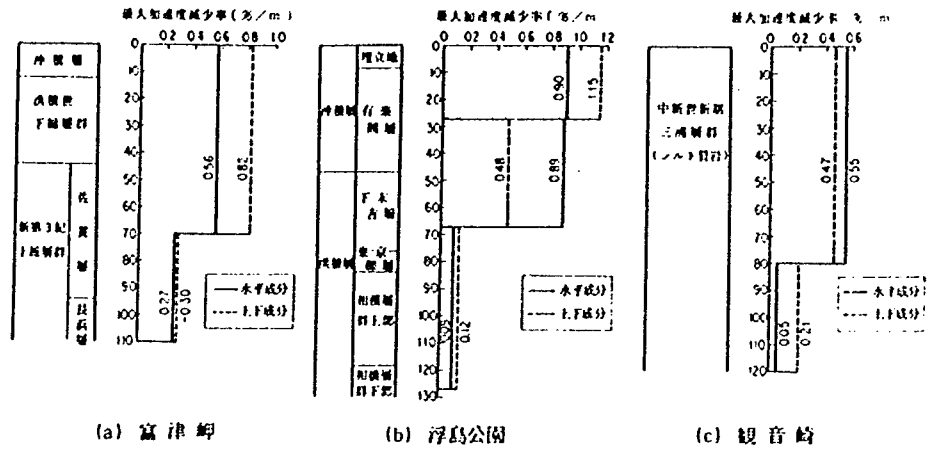


図2 単位深さ当りの最大加速度の減少率(‰/m)

図3は、単位深さ当りの加速度の減少率(‰/m)を示したものである。したがって、このような地層条件との対応をつけることにより、東京湾岸地域の地震動の地中内分布をおおよそ把握することができる。

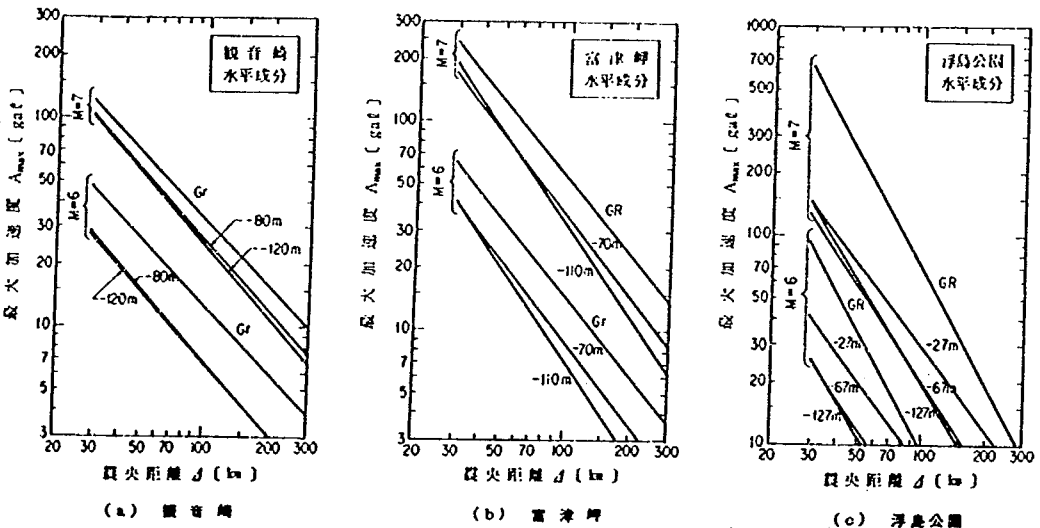


図3 水平方向最大加速度(各観測点ごとの距離減衰特性)

4-2 地中内最大加速度の距離減衰

観測点ごとに、最大加速度 A_{max} を地震のマグニチュード M 、震央距離 Δ の間数として、

$$A_{max} = a \times 10^{bm} \times \Delta^c \quad (1)$$

と仮定し、重回帰分析により係数 a 、 b 、 c を定めた。図3は式(1)による水平方向最大加速度の距離減衰を深さ別に示したものであり、図6は地表および最深部(地表面下約110m)の距離減衰を各観測点間で比較したものである。

5. 結論

地盤条件と地中地震動の増幅特性の間にはきめめて明瞭な関係があることを見出すとともに、地中地震動の距離減衰特性式を求めることができた。これらの結果は、大規模構造物の地震動入力を定めるに際し、有効に利用することができる。

(3) 軟弱地盤上の地震動特性

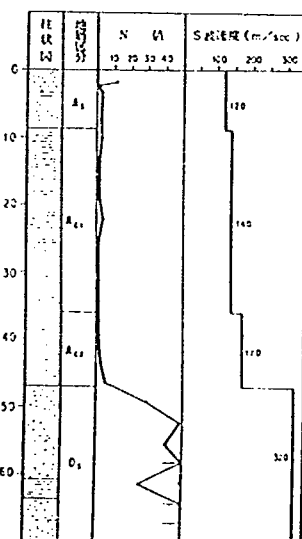
振動研究室 室 長 荒川直士
 〃 主任研究員 川島一彦
 〃 相沢 興
 〃 高橋知元

1 まえがき

本調査は、軟弱地盤における大地震時の振動特性を正確に把握するために、土の応力へいずみの関係を忠実に再現する非線形解析手法を開発し、軟弱地盤上の構造物の耐震設計の合理化に資することを目的として実施したものである。

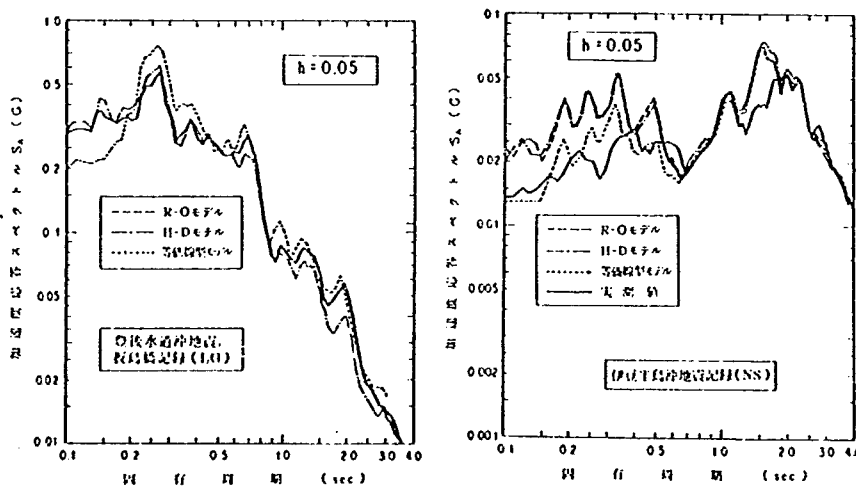
2. 解析手法および解析結果

現在、地盤の応答解析には、地震時に地盤中で生じるであろうせん断ひずみを想定し、 γ_s に対する割線剛性 G_s を求め、これが地震の間中、変化しないものとする解析手法（等価線形化手法）が広く用いられる。しかし、土の応力へいずみの関係は非線形であり、軟弱地盤であればある程、その履歴特性を忠実に解析に考慮する必要がある。この目的で、昭和33～35年度に、土の履歴特性を Ramberg-Osgood モデルおよび Hardin-Drnevich モデルで近似した解析手法 (NONSOIL) を開発した。本年度はこれにより図1に示す地点を対象として、同一の基盤面（地表面下67mとした）に同一の入力地震動を作用させた場合の地表面の応答加速度を R-O モデル、H-D モデル（以上、非線形解析）および等価線形モデルの3モデルにより計算した。これを地表面加速度図-1解析対象地点（川崎市鶴見区）の応答スペクトルにより比較すると図-2のようになる。



3. 結論

等価線形モデルは、入力地震動の卓越周期に近いおのれかのモードが選択的共振に陥るため、当該周期の応答が不十分評価される。このような周期の応答が構造物の解析上重要な場合には、等価線形化手法を用いることは適当ではない。



(a) 飯島橋記録を作用させた場合

(b) 南北橋記録を作用させた場合

図-2 同一基盤入力を作用させた場合の地表面応答(加速度応答スペクトル)の比較

(4) 基盤の選定法に関する調査

振動研究室 室 長 荒川直士
主任研究員 川島一彦
相沢 興
高橋和之

1. 調査目的

動的解析には、対象構造物の建設予定地点で得られた強震記録を用いることが最善の方法であるが、多くの場合には、他の地点で観測された記録を借用する。この場合には、記録の観測地点と建設地点の地盤条件の違いを除去するために、図1の方法で解析に用いる地震動を求める場合が多い。この方法は建設省新耐震設計法(案)以後普及し、一般の実務設計にも用いられるようになっていた。しかし、基盤の解釈が統一されていないため、同一の地上記録から複数の(異なる)基盤に対する)基盤地震動が求められ、また、どの基盤面に対応する基盤地震動であるかに注意されないまま動的解析に用いられる場合も少なくない。本調査は、基盤と基盤地震動の関係を整理し、基盤地震動の考え方を明確にする目的で実施したものである。途中の試算等は土木技術資料23-12にヒトリとめたので、結果のみを示すこととする。

2. 調査結果——基盤および基盤地震動の選定法

(1) 基盤と基盤地震動は表層一体の問題であり、どの地層も基盤としてみるべきに基盤地震動を定めることのできない。

(2) 基盤地震動の卓越周期を T_{BR} 、表層地盤の一次固有周期を T_B 、構造物の一次固有周期を T_{ST} とした場合に、

$$T_B > T_{BR}, \quad T_B > T_{ST}$$

となるように基盤面をとるのがよい。

(3) 地表の観測

記録から解析地点の表層地盤の応答を求めるには図2に示す観測地点の基盤と解析地点の基盤のバランスに注意する必要がある。

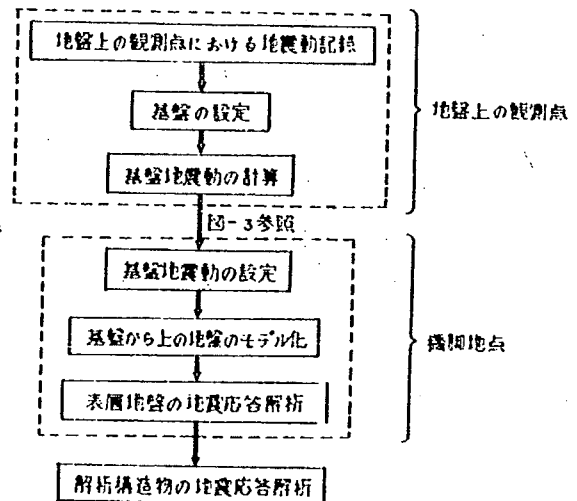
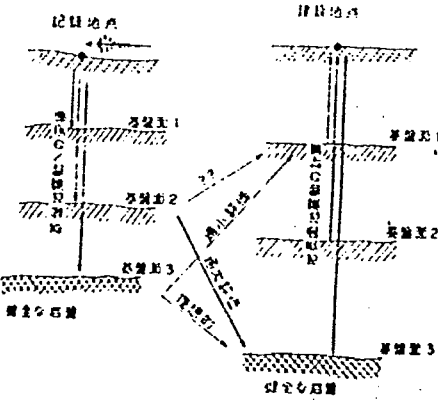
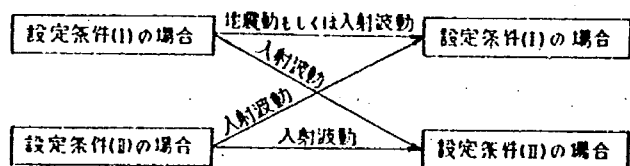


図1 基盤地震動に基づく動的解析手順

(観測地点における基盤の設定条件) (建設地点における基盤の設定条件)



ここで

設定条件(I)：表層地盤と比較して下方に連続的に無限大の剛性を有する地盤

設定条件(II)：無限大の剛性を有していないが、下方に一樣な性質を連続した

地盤である場合

地震動=入力地震動+反射地震動

図2 観測地点と解析地点のバランスに注意する必要がある。図3 設定条件(I)の場合、設定条件(II)の場合、設定条件(III)の場合、設定条件(IV)の場合

(道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)

(10) 1-3 地盤の耐震調査

1-3-1 地盤の耐震調査

振動研究室 室 長 荒川 直士

、 研究員 常田 賢一

、 木全 俊雄

、 近藤 泰央

1. まえがき

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

2. 調査目的

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

3. 調査方法

今年度は下記の内容について調査を実施した。

- 1) 原位置支持地盤の耐震性調査
- 2) 振動実験施設の整備
- 3) 地盤の剛性が構造物の地震時応答特性に及ぼす影響に関する模型振動実験および数値解析
- 4) 構造物の地震時応答特性に及ぼす地盤液状化の影響に関する模型振動実験
- 5) 地盤の液状化を考慮した構造物の地震応答解析

4. 調査結果

4.1 原位置支持地盤の耐震性調査

大規模特殊事業計画区域における各種構造物の支持地盤の耐震性に関して下記の調査に関して技術指導を行い、耐震設計の合理化を図った。

- 1) 三郷インターチェンジ（北首都国道工事事務所）：地盤の耐震調査
- 2) 伊勢湾岸道路網田地区（名田国道工事事務所）：道路盛土の耐震性調査

4.2 振動実験施設の整備

大規模構造物の地震時応答特性を明らかにし、その合理的な耐震設計法の開発、向上を図るためには、長大な構造物を対象とした実験が必要である。今年度は前年度に引続いて振動台の製作据付工事を行い、4台の中型振動台（寸法2×3^m、加振力500t）の設置を完了し、実験施設の整備を図った。

4.3 地盤の剛性が構造物の地震時応答特性に及ぼす影響に関する模型振動実験および数値解析

1) 調査目的

地盤の液状化に対する構造物の耐震性確保の方法としては、構造物の耐震設計および周辺地盤の液状化発生防止対策が考えられる。構造物の耐震性確保のための設計は比較的容易であるが、地盤の液状化発生防止対策に関してはいくつか多くの地盤改良工法があるものの、それらの液状化に対する有効な対策範囲の設定法に関してはいかに決め手のないのが実情であり、模型振動実験および数値解析により有効な対策範囲を設定する必要がある。

2) 調査方法

模型振動実験

模型振動実験に用いた地盤模型は振動台上に設置した鋼製型枠内に長さ4m、中1.08m、厚さ40cmの寸法で作成したが、地盤材料は日東SSを用いており弾性的な地盤である。地盤模型と側壁の間はカットを入れ、加振直角方向壁と地盤の間には極く軟弱な緩衝材を挿入し、型枠の拘束を除去するよう配慮した。下部構造模型は地盤模型の中央に下端固定で設置した。

地盤模型は寸法上の小さい地盤材料を打設し、順次下部構造の中心から或る範囲まで剛性の高い地盤材料で打換えた。この際に地盤の剛性を高めた範囲を0、10、20、40、80および120cmとしての6ケースの比較実験を実施した。

数値解析

数値解析は二次元有限要素解析法で行ったが、実験の模型に基づいて解析では模型の半断面についてメッシュ図を図-2のようにし、解析モデルの諸特性は表-1のように設定した。地盤および杭基礎の特性は実験モデルと同じ値を使用している。ただし、杭基礎については梁要素として、上部工重量、杭の断面二次モーメントおよび断面積は加振直角方向の単位中(1m)当りの特性に換算しており、さらにそれらの値は半断面用として $\frac{1}{2}$ にしている。

3) 調査結果

模型振動実験では加速度も測定し、これから変位量を計算している。数値解析では、全接点の最大加速度および最大変位量を計算し、さらに杭頭および一部の地表面のフォーリエ、スペクトルを計算し図化した。これらの結果から、杭頭の最大応答加速度および最大応答変位の地盤剛性の変化による影

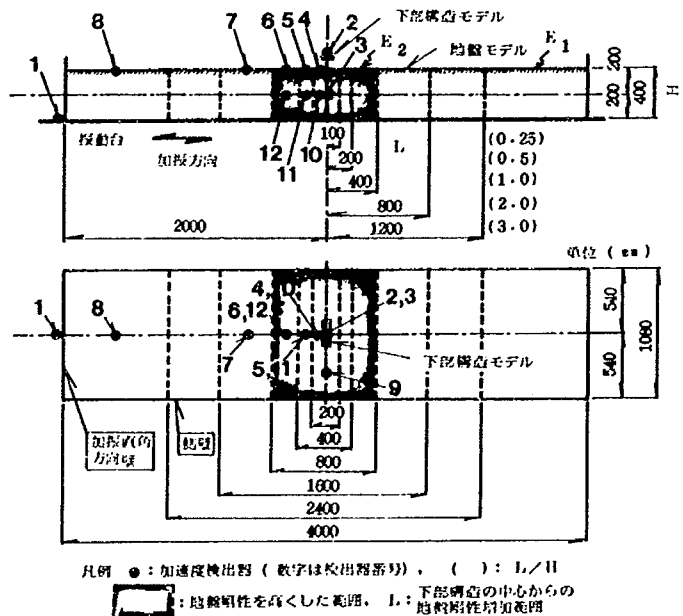


図-1 模型振動実験概要

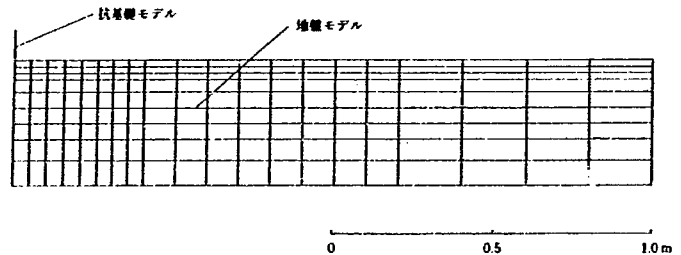


図-2 数値解析用モデル

表-1 数値解析モデルの特性

	くい基礎	未改良地盤	改良地盤
断面2次モーメント cm^4	0.521	—	—
断面積 cm^2	25	—	—
単位体積重量 gf/cm^3	—	1.0	1.0
減衰比 %	4.0	2.4	2.6
せん断弾性係数 kgf/cm^2	15384.6	0.473	1.08

等と示したのが、図-3～5である。図-3は入力最大加速度40.58 galのランダム波、図-4は入力最大加速度31.69 galの板島波、図-5は入力最大加速度36.92 galの静内波をそれぞれ入力した時の最大応答加速度比および最大応答変位比である。横軸の H_{NL}/H_L は H_{NL} が水平方向の改良範囲、 H_L が深度方向の改良範囲(40 cm)であり、改良範囲比を意味する。これらの結果によれば、模型振動実験においては、改良範囲が広がるにつれて応答量が減少し、特に変位の減少率が大きく、 $H_{NL}/H_L = 2.0$ 以上では約 $\frac{1}{2}$ まで減少している。数値解析においては、模型振動実験と同様な傾向を示しているが、板島波に関し図-3

して若干傾向が異なっている。これは、杭の卓越振動数が改良範囲が広がるにつれて増加し、 $H_{NL}/H_L = 3.0$ の時卓越振動数が $4H_L$ 近くになり、板島波では $4H_L$ 付近にもピークがあり両者が一致したため、図-4のように加速度応答および変位応答が増大したと考えられる。また地盤の応答は、入力波形による差異は見られるものの、模型振動実験では地盤表面での加速度応答に及ぼす影響は小さいことがわかる。数値解析では地盤の加速度応答および変位応答の深度分布を計算しているが、加速度に対する改良の影響は小さいが、変位では改良範囲の増加に伴い減少する結果が得られた。また、分布形態については変位では一定の傾向を示すが、加速度は不規則な変化を示す。

4) まとめ

模型振動実験および数値解析ともに入力波形による差異がみられるものの、地盤改良範囲の割合(H_{NL}/H_L)が1.0以上で特に有効であることがわかった。しかし、板島波のように地盤改良により杭の固有振動数が上がり共振をおこし、逆に応答が増大する場合のあることも示唆された。また、実験および解析ともに地盤として弾性的地盤を対象としているため、地盤の液状化現象に即した地盤改良範囲の設定法についてはさらに詳細な検討が必要である。

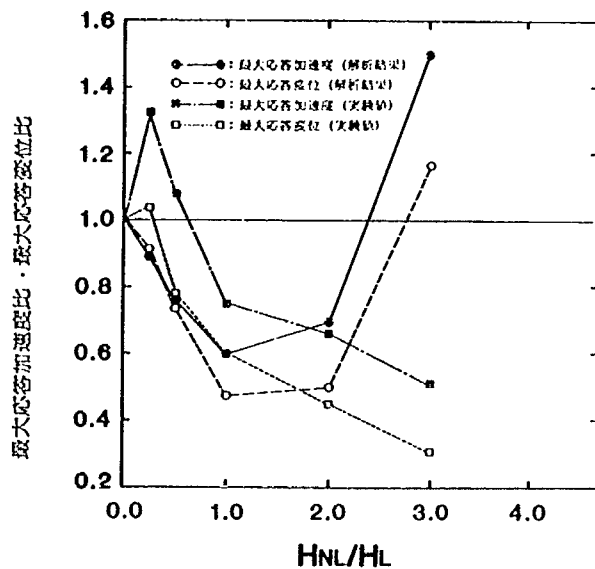


図-3 下部工天端の応答に及ぼす H_{NL}/H_L の影響(ランダム波)

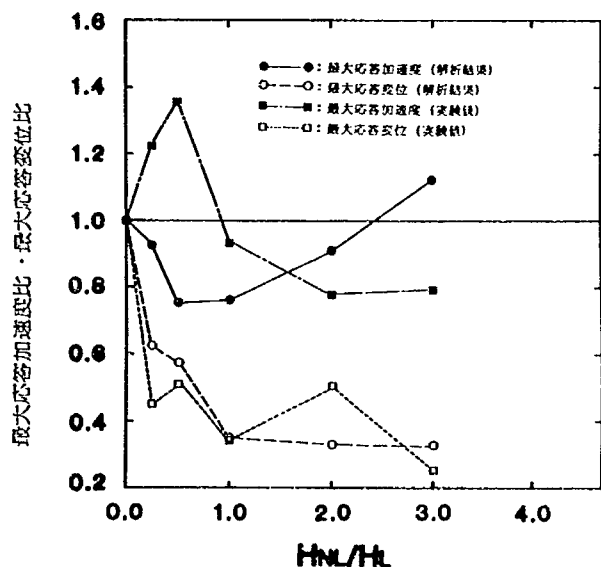


図-4 下部工天端の応答に及ぼす H_{NL}/H_L の影響(板島波)

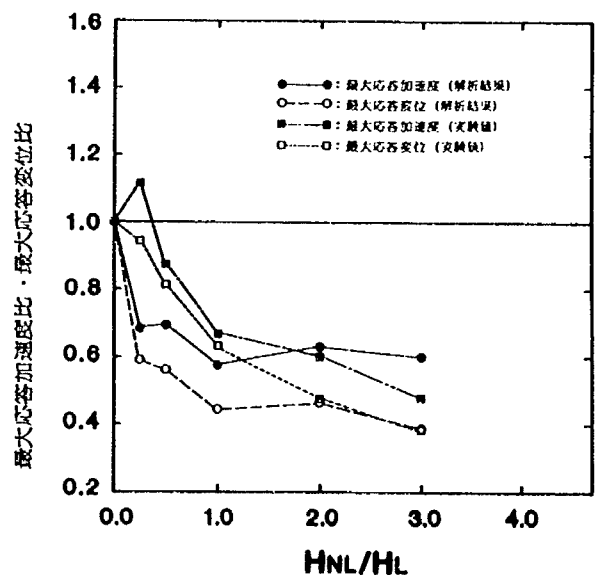


図-5 下部工天端の応答に及ぼす H_{NL}/H_L の影響(静内波)

4.4 構造物の地震時応答特性に及ぼす地盤液状化の影響に関する模型振動実験

大型振動台による飽和砂地盤の液状化模型振動実験は、地盤の液状化現象の発生機構および液状化が構造物の応答に及ぼす影響等と定性的に解明するために、54年度から実施してきており、昨年度までにかなり定性的な一面での把握がなされているが、今年度は、新たに開発した地盤の液状化を考慮した地震応答解析プログラム(DYSSIPL)を検証するための実験を行った。さらに、入力波形として正弦波のみでなく、ランダム波、地震波を用いて行ったため入力波形の不規則性が液状化に及ぼす影響についても検討を行った。

1) 実験方法

大型振動台(6m×8m; 加振力100t)に実験土槽(6m×3m×2m)を搭載し、土槽内に杭基礎模型を設置するとともに置浦標準砂による飽和砂詰め地盤(初期高さ92cm)を作成した。模型地盤は、土槽上を自走するボッパから砂を水中自由落下させて、まさ出し厚10cm毎に地盤を均等に厚く(厚みから)作成した。図-6に実験模型および計測の概要を示す。杭基礎模型の固有振動数は地盤作成前に真空中で自由振動させて測定した結果、3.7Hzであった。また、地盤の固有振動数はランダム波入力への応答を同波数分析した結果約8Hzであった。加振方向は水平一軸方向であり、表-2に示すようなケースで加振を行った。加振時の地盤および杭基礎の応答は図-6のように設置した検

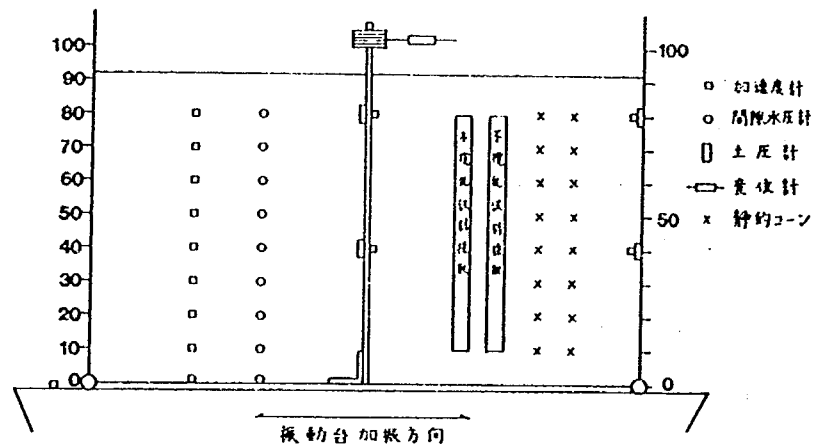


図-6 実験模型および計測の概要

表-2 加振条件

出器により計測した。また、サンドサンプラーによる不攪乱試験採取、静的コーン貫入試験(ダックコーン、ポータブルコーン)も表-1に示すような段階において行った。さらに表面沈下量の測定も土槽の中央位置(土槽幅方向の片側点)において行った。

2) 実験結果

図-7は、平均表面沈下量より求めた各段階における平均沈下率、間隙比 e 、相対密度 D_r 、乾燥密度 ρ_d 、湿潤密度 ρ_w を示したものである。同図によれば、初期の相対密度は40%程度であり、2~3回液状化した後の加振段階11では60%程度になっていることがわかる。

図-8は、加振段階6の過剰間隙水圧(P.W.P.)、地盤応答加速度(P.A.C.C.)、杭体の工圧(EARTH.P.)、台加速度(B.A.C.C.)の時間変化を一例として示したものである。過剰間隙水圧と地盤の応答加速度はそれぞれ地盤高20cm、50cm、80cmのものであり、杭体加速度、工圧は地盤高80cmの位置のものである。P.W.P.の時間変化は応答加速度がピークを示す8秒以降に急増して約1秒後には完全液状化に至

加振段階	加振条件	備考
	ランダム波 100pd	
1	ランダム波 100pd	
2	ランダム波 100pd	
3	正弦波 1Hz 30pd	
4	ランダム波 100pd	
5	ランダム波 100pd	
6	正弦波 4Hz 80pd	地盤高20cm 100%液状化
7	ランダム波 100pd	全層液状化
	ランダム波 100pd	
8	正弦波 4Hz 140pd	液状化なし
9	ランダム波 100pd	
10	ランダム波 100pd	地盤高20cm 100%液状化
11	ランダム波 100pd	全層液状化
	ランダム波 100pd	
12	正弦波 4Hz 80pd	液状化なし
13	ランダム波 100pd	地盤高20cm 100%液状化
14	ランダム波 100pd	全層液状化
	ランダム波 100pd	
15	正弦波 4Hz 200pd	地盤高20cm 100%液状化
	ランダム波 100pd	
16	ランダム波 100pd	
	ランダム波 100pd	
17	正弦波 4Hz 180pd	液状化なし
18	ランダム波 100pd	
19	ランダム波 100pd	
	ランダム波 100pd	

っていることがわかる。加振段階7においては最大加速度に達した時点でなく、やはり80gal程度の入工になる時点から急増している。これらの事から、この模型地盤は板島橋の波形に対しては $A_{max} = 80\text{gal}$ 程度で完全液状化する

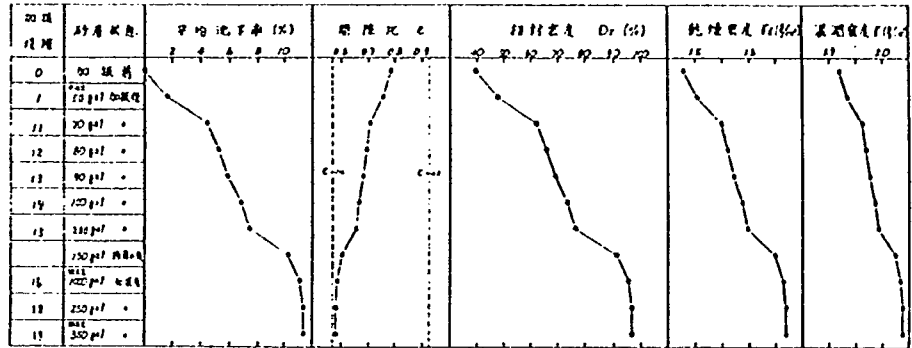


図7 模型地盤の物理特性の変化

ようである。この後、正弦波4Hzの波を入力して、同程度の液状化が生じる加速度レベルを調べた結果、40~50galでは液状化せず、60~70galになつてようやく表層部が液状化する程度で、90galに至って地盤の2/3程度が液状化を生じた。地盤の液状化により実度化が進んでいるので同一条件では60gal程度が液状化が生じるレベルではないかと考えられる。以上の事より液状化現象を伴う場合、1つの地盤模型では、地盤の状態が加振毎に変化していくのでそれぞれの結果を直接比較することにはやや難があるが、地盤強度増加を考慮すれば、室内土質試験で得られたような $\tau_e = (0.55 \sim 0.7) \tau_{max}$ と同様の関係が今回の排水条件のある工種実験においても成り立っているといえる。

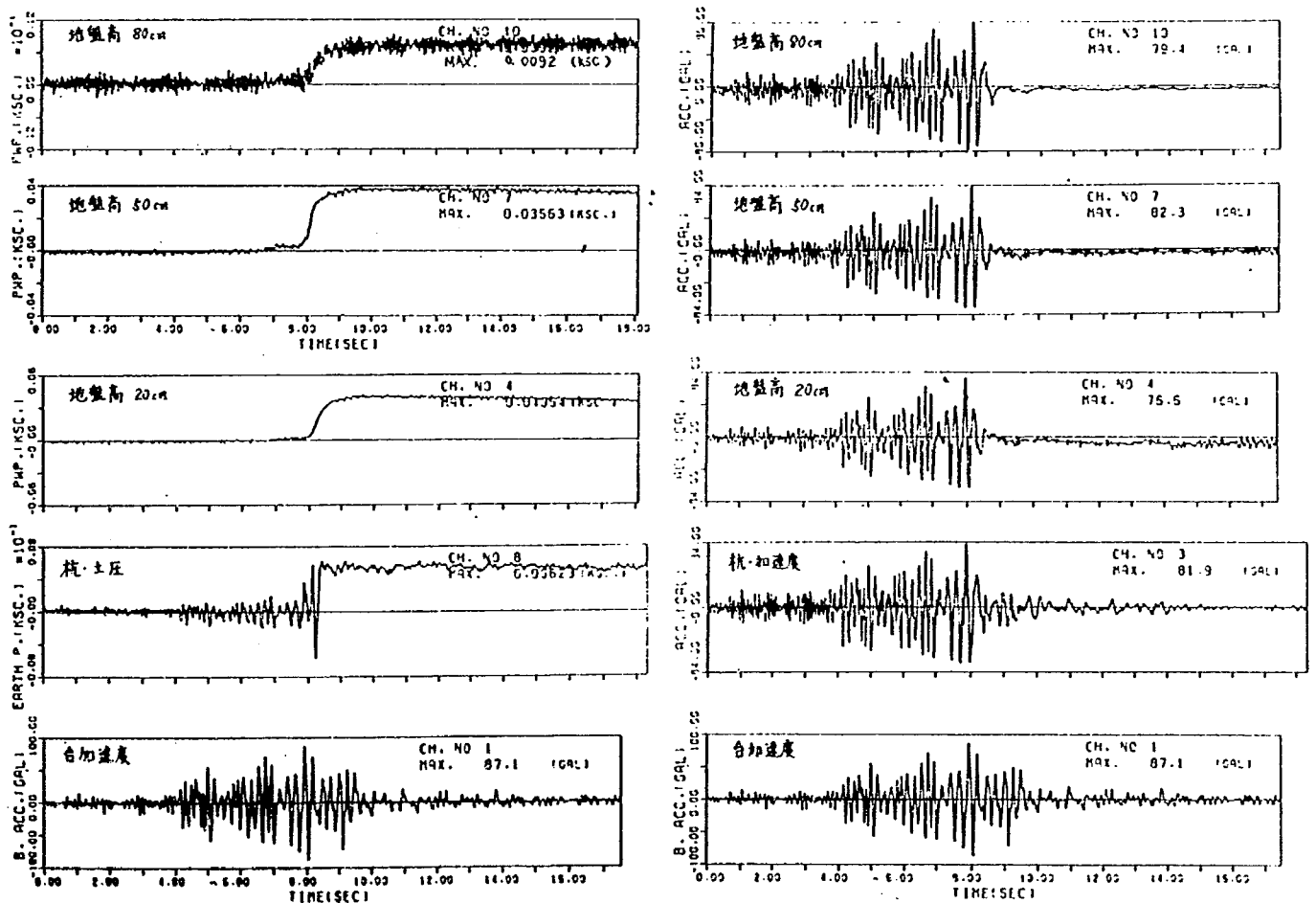


図8 過剰間隙水圧、地盤の応答加速度、杭の応答加速度および工圧の時間変化

4.5 地盤の液状化を考慮した構造物の地震応答解析

1) 調査目的

液状化の可能性のある地盤上に建設される大規模構造物の地震時応答特性を推測し、その耐震設計に反映させるためには、地盤の液状化を考慮した構造物の地震応答解析法の開発が必要である。

2) 解析方法

本研究では地盤の液状化、つまり、地盤内の過剰間隙水圧の発生を考慮した地盤-構造物系の地震応答解析プログラムの作成を行った。本プログラムは図-9の解析モデルを基本系としており、まず液状化を考慮した地盤の応答解析を行い、次に地盤の応答量とばね、ダンシブットを介して構造物モデルに入力し構造物の応答を計算するのを原理とする。当解析法での特徴は地盤と構造物を結ぶ図-9地盤-構造物系の解析モデルはねばり地盤の液状化にたじて可変であることである。

3) 解析結果

図-10および図-11は各々、地盤の過剰間隙水圧比、加速度および橋脚（昭和大桥P₅）の天端での加速度の時刻歴の計算結果例である。これらの図より、地盤の液状化に伴い地盤および構造物の応答加速度値が小さくなりかつ長周期化する傾向を示す傾向が明らかにされている。

4) まとめ

ここで開発したプログラムにより地盤の液状化を考慮した構造物の数値解析が可能であることが示唆された。

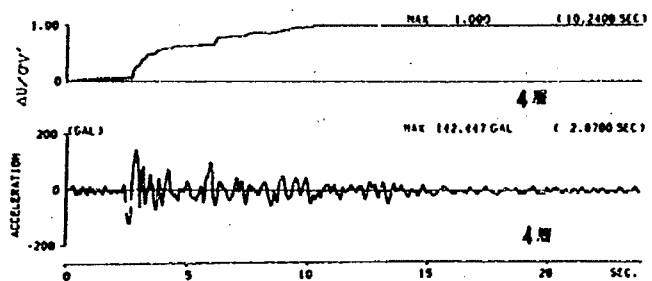
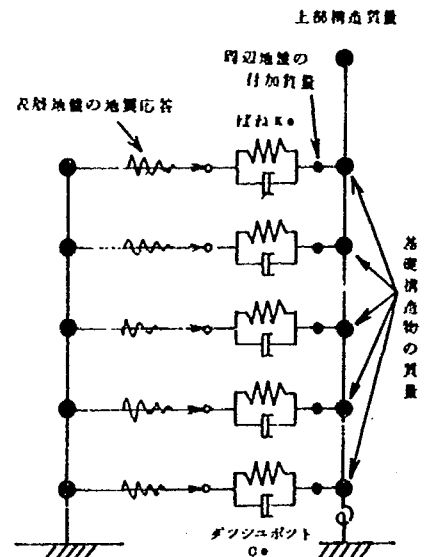


図-10地盤の $\frac{AV}{V}$ と加速度の時刻歴計算例

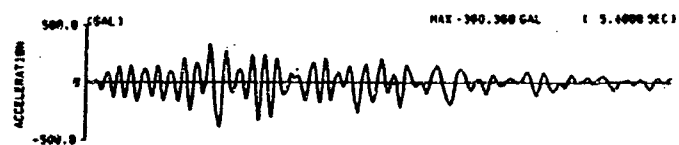


図-11橋脚天端の応答加速度履歴の計算例

5. 今後の問題点

以下の項目に関して、模型振動実験、数値解析、室内動的土質試験等を実施する必要がある。

- 1) 地盤の液状化対策範囲に関する詳細検討
- 2) 地盤の液状化が構造物の動的応答特性に及ぼす影響の定量的評価法の確立
- 3) 不規則地震動（地震波）が地盤の液状化に及ぼす影響の解明
- 4) 地盤の諸条件下（初期応力・応力状態、鉛直地震動入力、液状化の発生等）における地震時の動的特性の解明
- 5) 地盤の液状化を考慮した構造物の地震応答解析法の改良
- 6) 大規模構造物の地震時応答特性に及ぼす地盤および入力条件の影響の検討
- 7) 地盤あるいは土構造物の地震時応答特性に及ぼす鉛直あるいは鉛直・水平同時の地震動入力の影響の検討

(地方建設局依頼調査)
(II) ダムの強震計の点検調査

振動研究室 室 長 荒川直士
主任研究員 川島一彦
相次 環
高橋和之

ダムおよび周辺岩盤上での正常な観測体制を維持するために、表-1、-2に示す、東北、関東、中部、北陸、近畿、九州の各地方建設局のSMAC型強震計8地点15台、電磁式強震計10地点、87成分の定期点検補正を行った。点検結果は表1、2に示した通りであり、これによる調整、修理を加えることにより、観測網を整備することができた。

表-1 SMAC型強震計定期点検補正結果(昭和57年2~3月実施)

No.	観測所No	観測所名	県名	維持管理機関	設置対象	型式	台数	点検補正結果	対策
1	602	横山ダム	岐阜	中)ダム管理所	岩盤内	SMAC-B ₂	1	スターゲル-コル時値、マイクロスイッチ不良	交換修理
					岩盤内	SMAC-B ₁	1	異常なし	
					天端	SMAC-B ₁	1	異常なし	
2	603	張谷ダム	奈良	山)ダム管理所	地盤	SMAC-A	1	センサワイヤの断線修理不良	修理
3	604	天ヶ瀬ダム	水郡	山)ダム管理所	堤体	SMAC-B ₁	1	異常なし	
4	606	野田ダム	鹿児島	地)ダム管理所	地盤	SMAC-D	1	異常なし	
					堤体	SMAC-D	1	異常なし	
5	608	大石ダム	新潟	水)ダム事務所	地盤	SMAC-E ₁	1	異常なし	
					堤体	SMAC-E ₁	1	異常なし	
					B3F	SMAC-E ₁	1	異常なし	
6	611	真名川ダム	福井	水)ダム管理所	地盤	SMAC-E ₁	1	異常なし	
					堤体	SMAC-E ₁	1	異常なし	
7	612	大川ダム	福島	水)河川工事事務所	地盤	SMAC-A	1	異常なし	
8	613	白川ダム	山形	水)ダム管理所	堤体	SMAC-B ₁	2	異常なし	

表-2 電磁式強震計定期点検補正(昭和57年2~3月実施)

No.	観測所No	観測所名	県名	維持管理機関	設置対象	型式	成分数	点検補正結果	対策
1	5601	湯田ダム	岩手	水)ダム管理所	天端	電磁式	3	異常なし	
					岩盤	電磁式	3	異常なし	
2	5603	鳴子ダム	宮城	水)ダム管理所	天端	電磁式	2	異常なし	
					岩盤	電磁式	3	異常なし	・岩盤計装点の足踏が不足 ・点検は行っていない。
					地盤	電磁式	3	異常なし	
3	5606	横山ダム	岐阜	中)ダム管理所	岩盤内	電磁式	2	・エリケル欠損 ・タイムスタンプ 年月の通り不良(修正)	交換
					天端	電磁式	5		
					B1F	電磁式	2		
					岩盤内	電磁式	3		
4	5609	四十四田ダム	岩手	水)ダム管理所	マンホールの	電磁式	3	異常なし	
					マンホールの	電磁式	3	異常なし	
					堤体	電磁式	3	異常なし	
5	5611	矢作ダム	愛知	水)ダム管理所	岩盤	電磁式	3	異常なし	
					天端	電磁式	3	異常なし	
					堤体内	電磁式	8	異常なし	
6	5612	釜房ダム	宮城	水)ダム管理所	岩盤	電磁式	3	異常なし	
					天端	電磁式	3	異常なし	
7	5614	松原下基ダム	熊本	水)ダム管理所	地盤内	電磁式	4	異常なし	
					地盤内	電磁式	3	異常なし	
					地盤内	電磁式	1	異常なし	
8	5615	藤原ダム	群馬	水)ダム管理所	地盤内	電磁式	3	異常なし(観測室工事のため現在観測停止)	
					地盤内	電磁式	3	異常なし	
9	5617	白川ダム	山形	水)ダム管理所	堤体	電磁式	3	異常なし	
					堤内	電磁式	3	異常なし	
					堤体内	電磁式	3	異常なし	
10	5623	小沢ダム	長野	水)ダム管理所	岩盤	電磁式	3	異常なし	
					堤体	電磁式	3	異常なし	

(受託研究、本州四国連絡橋公団)
(12) 1. 本州四国連絡橋に関する調査試験
1-6 長大橋の設計地震入力に関する調査試験

振動研究室 室 長 荒川通工
" 主任研究員 川島一彦
" 相談 興
" 高橋和久

1. まえがき

本州四国連絡橋の設計震度および地震動入力強度は、工本学会の本州四国連絡橋耐震設計基準(1974)・同解説によ、て定められており、これによれば、設計地震動の加速度としては、架橋地点の橋梁下部構造及び地盤上において 180gal とすると規定されている。

工本学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会においては、昭和52年度の検討事項として、上記橋梁下部構造及び地盤上における 180gal の設計加速度が、明石海峡周辺の既往の地震発生状況からみてどの程度の意味あきとを有するかを審議検討している。ここで用いられている方法は、明石海峡大橋周辺に発生した過去の地震の位置および規模から当該架橋地点における地震動加速度の期待値を推定し、これより直接、地震動加速度の年平均発生回数を求めることにより再現期間を算定するものである。この方法により、上記小委員会では、本州四国連絡橋耐震設計基準で規定する 180gal に対応する再現期間はおおむね250年と見込んでいる。この方法は、その後、各地の地震動強度を推定するために使用されているが、地震発生状況のモデル化に実際の状況と一致しない点が含まれている。

このような点を改善するため、昨年度は、i)架橋地点周辺を複数のサブゾーン(面震源)もしくは点震源の組合わせにより表示でき、また、ii)地震の発生頻度、最大発生地震規模はそれぞれの面震源ごとに定めることができる解析手法を検討し、これに基づく電算解析プログラムRISK-1を開発した。また、この手法により昭和52年度の工本学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会において審議されたものと同じの地震発生に関する資料(気象庁資料)、および、最大加速度の距離減衰式を用いて設計加速度の試算を行った結果、昨年度開発した手法を用いれば、同一最大加速度(ただし、加速度強度の大きな範囲)に対応する再現期間が上記小委員会の結果よりもさらに大きくとることができるとの漸定的な結論が得られた。

本年度は、昨年度の解析で十分検討のできなかった地震発生状況の地域区分の方法を検討し、これによる最大加速度と再現期間の関係、および、明石海峡大橋の耐用年数内に当該強度の加速度が発生(ない確率(非超過確率))と加速度強度の関係を検討した。

2. 調査目的

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

3. 調査方法

- (1) 本州四国連絡橋周辺の既往の地震発生状況および地体構造の調査
 (2) RISK モデルによる最大加速度期待値の解析

4. 調査結果

4-1 b値の地域的相違に関する検討(文献調査)

切りつめた Gutenberg-Richter 式では、地震の規模とその発生頻度の関係を次式で与える(昨年度の報告書参照)。

$$\left. \begin{aligned} \log_{10} N(m) &= a - bm & m \leq m_u \\ N(m) &= 0 & m > m_u \end{aligned} \right\} (1)$$

ここで、

$N(m)$: マグニチュード M が m 以上である地震の発生回数

a, b : 定数

表-1 b値に関する既往の研究

式(1)は、 a, b 等の定数を地域ごとに変化させることにより、既往の地震資料をよく表わると工れているが、上式は b 値が相互に等しくない限り、本来、任意の時間あるいは空間に関して資料を重ね合わせることはできない。したがって、地震資料の時間的、空間的とり方は b 値を求める際にさわれて重要な事項とする。これについては、従来から多数の研究があり、 b 値の時間的あるいは地域的相違を、地震の発生機構に関連あるものとある議論がある一方、それらを統計的変動量とみなし、 b 値の一様性を主張する研究も少なくない。 b 値に関する既往の主な研究成果を調査した結果は表-1のようになった。これによれば、古い地震資料にもとずいた研究は別とすれば、日本列島およびその周辺では $b \approx 1.0$ となっており、本州四国連絡橋架橋地点のように、日本列島の一部地域を対象とする場合には、 b 値の違いを強く意識する必要はないと考えられる。これに関し(1)は、 b 値が地域ごとに変化する場合と変化しない場合の両者による試算に基づき、次節で検討することとする。

対 象 範 囲	b 値	研 究 者
全 世 界 { 浅発地震 積深発地震 深発地震 }	0.90 1.2 1.2	Gutenberg-Richter
全 世 界 { 浅発地震 積深発地震 深発地震 }	1.23 ± 0.01 1.14 ± 0.01 1.16 ± 0.01	特又
日本列島およびその周辺 ($M < 6, H < 60 \text{ km}$)	1.07 1.03 1.00	浜松 坪井 宇津
日本列島およびその周辺 { 浅い地震 深い地震 }	0.9 0.6	浅田
日本列島およびその周辺 { 浅い地震 深い地震 }	1.09 ± 0.07 1.00 ± 0.07	特又
日本〜カムチャッカ地域 { 積深発地震 深発地震 }	1.2 1.3	Gutenberg-Richter
日本〜カムチャッカ地域 { 浅発地震 浅発・積深発 }	1.01 1.01	Duda
日本列島 { 東北日本外帯 西南日本外帯 西南日本内帯 }	1.06 0.72 0.66	坪井
日本列島 { 東北日本外帯 西南日本外帯 西南日本内帯 }	0.96 0.91 0.96	宇津
地体構造を考慮した日本列島の細分	0.59~0.92	宮村

図-3は宇津による見直しを含んだ1885年1月~1979年12月間に明石海峡大橋を中心とする半径300kmの範囲に生じた地震の震源をM別に示したものである。(ただし、図中には後述するサブゾーンの分割も同時に示している)。また、図-1は勝又による我國の地震活動帯の構成を巨視的に示したもので、これによれば本橋架橋地点は西南日本弧のほぼ中央に位置していることがわかる。ここで重要な

4-2 明石海峡大橋建設予定地点周辺の地震発生状況の調査

図-3は宇津による見直しを含んだ1885年1月~1979年12月間に明石海峡大橋を中心とする半径300kmの範囲に生じた地震の震源をM別に示したものである。(ただし、図中には後述するサブゾーンの分割も同時に示している)。また、図-1は勝又による我國の地震活動帯の構成を巨視的に示したもので、これによれば本橋架橋地点は西南日本弧のほぼ中央に位置していることがわかる。ここで重要な

のは、西南日本ではプレート境界の地震が頻発する
 面端が、東北日本のようにはっきりしていない点で
 ある。また、図-2は活断層研究会による该国の活断
 層区を示している。本橋架橋地点周辺は、西南日本
 太平洋斜面（主要断層の活動度AAプラス）、西南日
 本外帯（同、B、C）、西南日本内帯西部（同、B
 C）および西南日本内帯東部（同、B）に大まく区分
 されることを示している。さらに、力武によれば、
 南海トラフ沿いの巨大地震の発生の時間的、空間的
 パターンは図-3に示す通りである。これによれば、
 南海トラフに沿ってほとんど同一地域に巨大地震が
 発生しており、図-3に示した地域においては、1600
 年以後の巨大地震の繰返しの発生時間間隔は平均し
 て117年、また、その標準偏差は35年程度とされてい
 る。

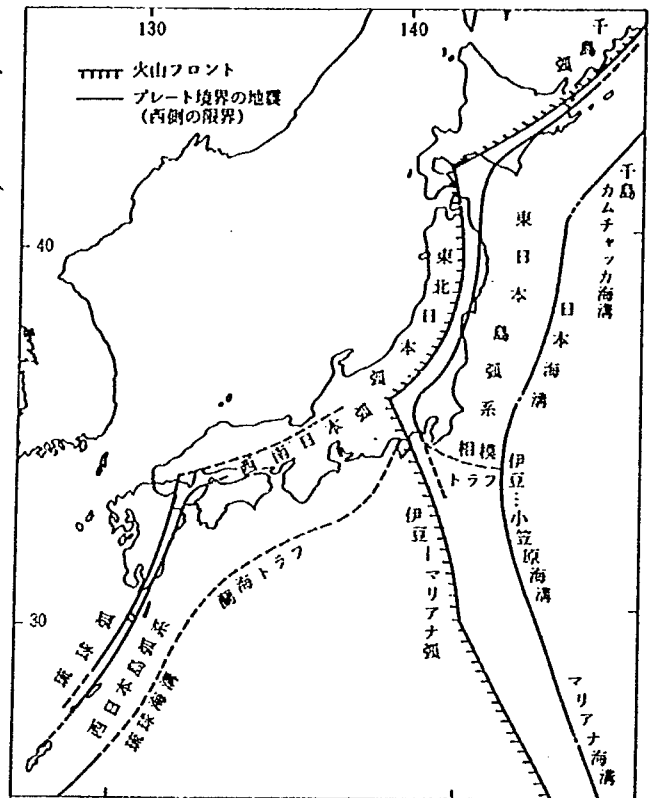


図-1 日本列島の活断層 (勝又による)

4-3 明石海峡大橋周辺のサブ ゾーン分割

以上のような点を考慮し、こ
 こでは明石海峡大橋周辺の地震発生
 状況を図-4に示すように4つのサ
 ブゾーンに分割した。ここで、各
 サブゾーンごとの特性は表-2に示
 す通りである。また、サブゾーン
 ごとのM～発生回数N(M)の関係は
 図-5に示す通りであり、Mが6以
 上の地震の個数(1885～1979年)は

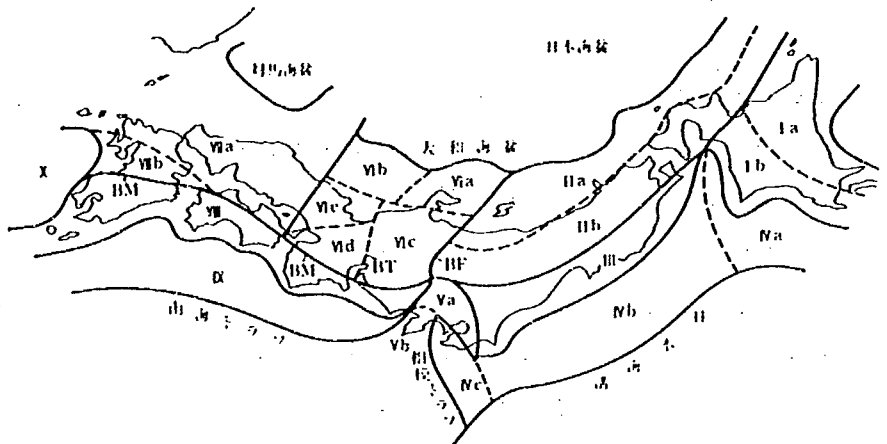


図-2 活断層区 (活断層研究会による)

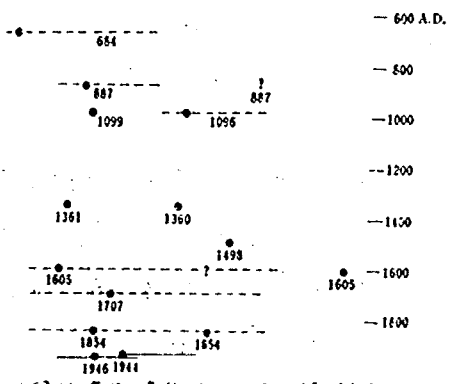
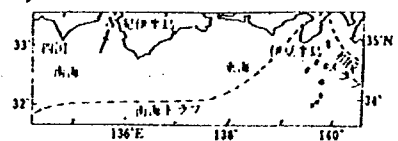


図-3 南海-東海ゾーンの巨大地震 (力武による)

サブゾーン1, 2, 3, 4に対して、それぞれ、15, 40, 10, 20
 である。また、これより、サブゾーンごとのb値および1885年以
 後の既往最大地震を示すと表-3のようになる。b値に関しては、
 サブゾーンごとによりばらつきがある。この要因としては、
 サブゾーンごとのb値の違いが考えられるが、それ以上に図-5に
 示した関係からわかるように少数の地震資料をもとにしたb値推
 計の誤差が大まかだと考えられる。架橋地点を中心とする半径300
 kmの範囲全体からb値を求めると0.906となり、表-1に示した結
 果と矛盾しない。したがって、ここでは、表-2に示したように、

各サブゾーンごとにb値を定めた場合と、全範囲にわたるb値を一定($b=0.906$)とした場合の両者について解析を行うこととした。

次に、各サブゾーンごとに定むべき最大の地震の規模(M_u)は表3のように定めた。これは、1885年以後の既往最大地震および図2をもとに、総合的に判断して定めた値であり、加速度強度期待値が安全側の結果となるよう配慮している。

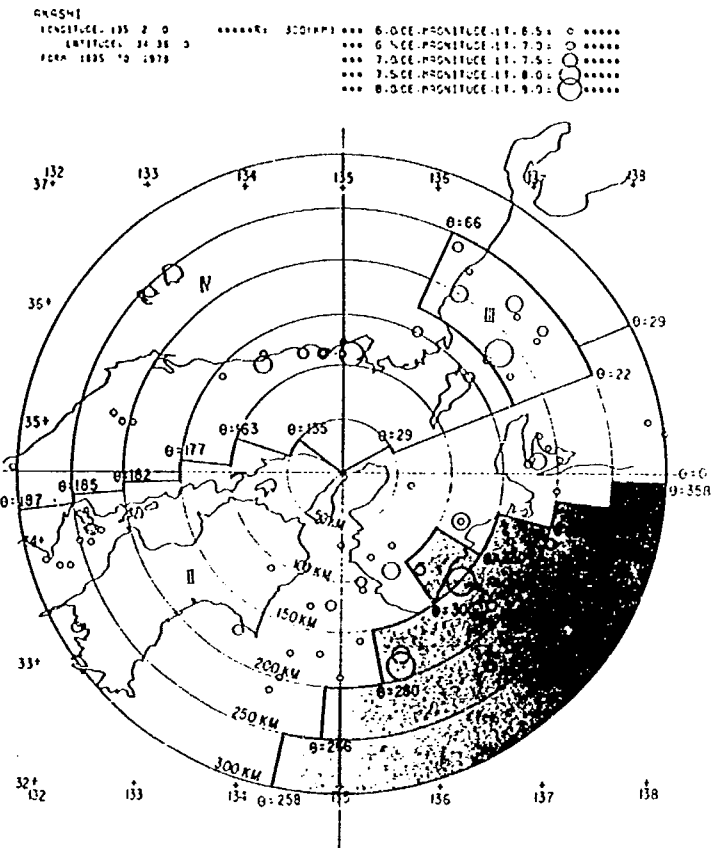
最大加速度の距離減衰式は、昨年度と同様に次式で与えることとした。

$$A_{max} = 46 \times 10^{0.208M} \times (\Delta + 10)^{-0.386} \quad (1)$$

上式は、加速度強震記録の統計解析から求められた道路橋示方書に規定される第1種地盤工の推定式であり、SMAC型強震計の短周期成分の補正は含まれていない。

4-4 明石海峡大橋地点における最大加速度期待値の解析

以上のようにして、明石海峡建設地点で期待される最大加速度 $A_{max}(gal)$ と再現期間 $T_r(年)$ の関係を求めると図5のようになる。4-3に示したように、b値に関しては全領域を一樣に



サブゾーン区域	M _u
I	8.5
II	7.25
III	8.0
IV	7.75

図4 明石海峡大橋周辺の地震発生履歴(1885~1971)とサブゾーンの分割

6.0 ≤ M < 6.5	○
6.5 ≤ M < 7.0	○
7.0 ≤ M < 7.5	○
7.5 ≤ M < 8.0	○
8.0 ≤ M < 9.0	○

表-3 サブゾーンごとの既往最大地震および解析に用いた M_u

サブゾーン No	サブゾーンの特性	単位面積当たり年平均地震発生回数 λ	b 値
1	西南日本太平洋斜面	2.9×10^{-5}	0.55
2	西南日本内帯西部地区の一部および西南日本外帯の一部	3.9×10^{-5}	1.31
3	西南日本内帯東部の一部	8.1×10^{-5}	0.60
4	西南日本内帯西部の一部および西南日本内帯東部の一部	1.9×10^{-4}	1.00

表-2 サブゾーンの特性

サブゾーン No	既往最大地震	本解析中における M_u
1	1916. 12. 21 南海地震	8.5
2	1945. 1. 13 三河地震	7.25
3	1891. 10. 28 濃尾地震	8.0
4	1927. 3. 7 北丹後地震	7.75

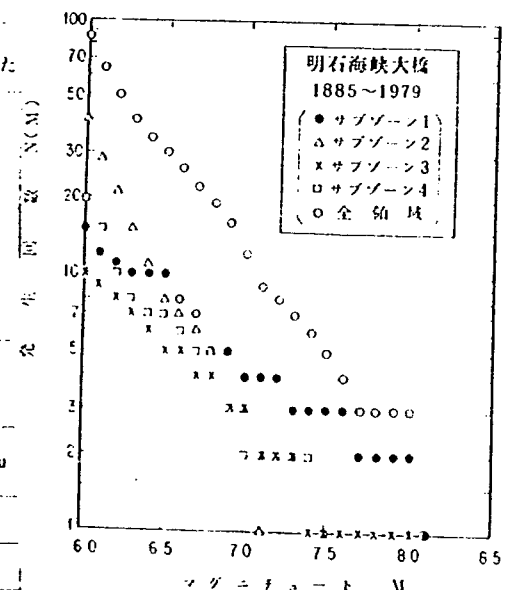


図5 明石海峡大橋周辺(半径200km以内)における発生回数 $N(M)$ と2ゲージード M の関係(1885~1979年)

0.906 とした場合と、各サブゾーンごとに独立に求めた値を用いた場合の2ケースの結果を示しているが、両者には大きな違いは認められない。前者のケースを基準にすると、最大加速度が100gal, 120gal, 150gal, 180gal に対する再現期間は、それぞれ、250年、560年、1900年、6000年程度と求められる。

この結果を、昭和62年度に土木学会明石海峡大橋耐震設計小委員会で審議された最大加速度～再現期間の結果と比較すると図-6のようになる。両者は解析手法および用いたデータ

が異なっており、これを整理すると表-4のようになる。また、参考のため、昨年度実施した試算と本年度の解析の違いを示した。図-6によれば、昨年度同様、今回の解析結果の方が、上記小委員会で検討された結果より同一再現期間に対する加速度期待値は小さくっており、とくに、最大加速度が70gal 程度以上の範囲で両者の違いが大きい。この理由は、昨年度に検討した通りであり、以下の2点が大きいと考えられる。

i) 小委員会的方式では、地震データが豊富でため信頼性が高い中へ小規模地震とは独立に発生頻度が低いためデータ数の少ない規模の大きな地震による最大加速度～再現期間の関係を求めているために、高い加速度領域における再現期間の推定に誤差を生じた。

ii) 今回の解析では、1885～1925年間の地震に対し河内マ

グニケードを再検討した岸津の資料を用いているため、小委員会が用いた気象庁資料より地震データの質が向上している。これが結果として、平均マグニケードが小さくなり、したがって、最大加速度の期待値が低下する方向に作用している。

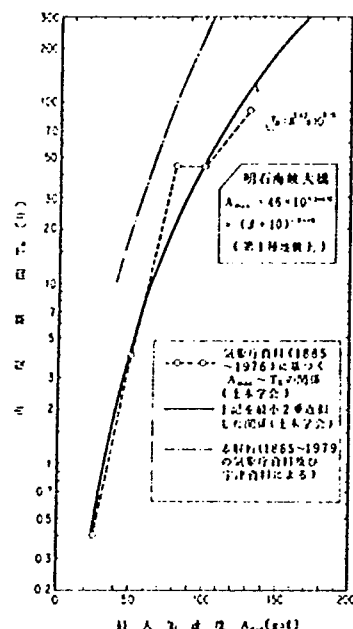


図-6 土木学会による検討結果との比較

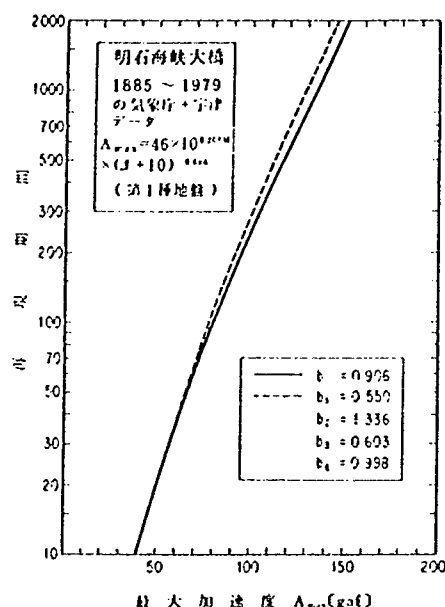


図-5 明石海峡大橋建設地点における最大加速度 A_{max} と再現期間 T の関係 (第1種地震)

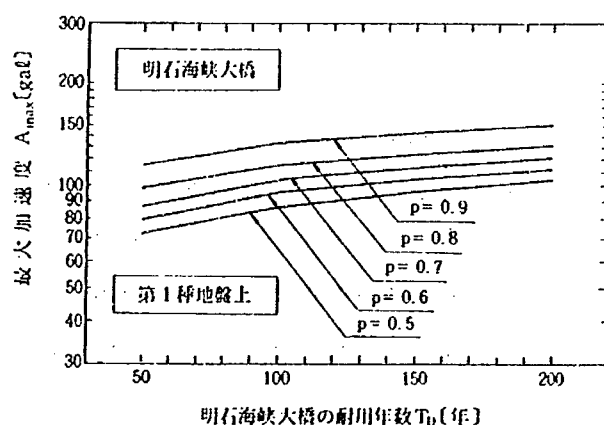


図-7 明石海峡大橋建設地点における最大加速度の期待値と耐震年数～経過年数の関係

表-4 本年度の解析と既往の解析との関係

	土木学会明石海峡大橋耐震設計小委員会	昭和55年度解析 (上研)	本年度の解析 (上研)	備考
解析手法	土木学会方式	RISK-1	RISK-2	
地震資料	気象庁資料 (1885～1976)	気象庁資料 (1885～1979)	宇津資料 (1885～1925) + 気象庁資料 (1926～1979)	
サブゾーン分割	なし	漸定分割 (地震活動度を考慮せず)	あり (地震活動度を考慮)	
最大地震 μ	はっきりした形で導入されていない	パラメーターとして変化させた場合の影響を検討	地震活動度から設定	
最大加速度推定式	道路橋示方書第1種地震上の推定式	同左	同左	SMAC型強震計の短期間補正を見込んでいないので今後見直し必要
180galに対応する再現期間	370年	約7000年	約6000年	

次に、明石海峡大橋の耐用年数 T_p (年)をもとに、地震動加速度が A_{max} (gal)を超えない確率(非超過確率)が A_{max} の関数を示すと図-7のようになる。これによれば、仮に、明石海峡大橋の耐用年数を200年と見込むと、 $p=0.5, 0.6, 0.7$ に対する最大加速度は、それぞれ、 $105\text{gal}, 112\text{gal}, 120\text{gal}$ 程度となる。したがって、式(1)による第1種地震上の最大加速度をベースにすれば、 180gal の最大加速度は、 $T_p=200$ 年とし、 $p>0.9$ 以上の値といふことができる。

5. 結論

明石海峡大橋架橋地点周辺の地震発生状況と、地震データ(特に河内タツニケードの見直し)、最小タツニケードの設法、 b 値の地域性、地域区分法に重点を置いて整理した。これに基づき、前年度に開発し、今年度一部機能を拡張した地震動強度期待値の解析手法(RISK-2)により明石海峡大橋架橋地点における第1種地震相当の加速度強度期待値を解析した結果、以下の結論が得られた。

(1)最大加速度が $100\text{gal}, 120\text{gal}, 150\text{gal}, 180\text{gal}$ に対応する再現期間はそれぞれ、250年、560年、1900年、6000年程度と求められる。

(2)明石海峡大橋の耐用年数を仮に200年ととり、また、それ以上の地震動の発生しない確率、すなわち、非超過確率を0.9とした場合の最大加速度の期待値は約 150gal となる。

(3)以上より、本州四国連絡橋耐震設計基準、同解説[1974]に規定されている 180gal の最大加速度は明石海峡大橋建設地点においては十分安全側の値と考えられる。ただし、この結論は、種々の点(次節参照)から今後見直しを図る必要がある。

6-1 今後の課題

本州四国連絡橋に係わる長大橋の耐震性を検討するため、入力地震動の面から今後以下の事項に対し検討が必要とされる。

(1)式(1)に代表される既往の最大加速度推定式は、おおよそSMAC-B₂型強震計の記録によっている。この型の強震計は短周期領域での感度が著しく低下しており、したがって、これによる加速度記録は真の地震動より下廻っている(約30~50%程度)。したがって、短周期成分の補正を施した最大加速度の距離減衰式の導入が必要とされる。これにより、前節に示した 180gal に対応する再現期間は6000年よりも短くなると思われる。

(2)本年度までの検討は主として最大加速度のレベルに着目してしたが、これに周波数特性および継続時間特性を加味した応答スペクトルの期待値を求め、本対応答スペクトルの検討が必要とされる。

(3)本四連絡橋に係わる吊橋等長大橋の固有周期は5秒を超えるものが少なくない。一般に強震計記録の精度は3秒までが限界であり、これ以上の長周期には本質的に適用できない点、また、周期5秒以上の振動はもはや本来の振動現象の域を超えたものである点から、長大構造物の適正な入力地震動を検討することが望まれる。

(受託研究、日本道路公団)

(13) 2. 東京湾横断道路の構造施設設計に関する調査試験

2-4 地震動及び地盤の動的特性に関する調査

振動研究室	室長	荒川直士
〃	主任研究員	川島一孝
〃	研究員	常田賢一
〃	〃	木全俊雄
〃		近藤益史
〃		相沢 潤
〃		高橋和之

1. まえがき

本課題は、東京湾横断道路建設予定地点で想定すべき設計地震力の特性および強度を合理的に定めるとともに、地盤の動的特性を推定するために実施したものである。地震動に関する調査としては、基盤で想定される地震動強度の期待値を解析した。これは、昨年度開発した地震動強度の期待値推定法に基づき解析したもので、昨年度は手法の確立を図ることを中心とし、本手法を用いることにより、従来の結果とどの程度変化するかを簡単な計算により検討した。本年度は、昨年度開発した手法を、構造物の耐用年数および非超過確率を考慮して地震動強度および応答スペクトルレベルを推定するよう拡張し、既往の地震活動度に基づいて東京湾中央部の最大加速度および応答スペクトルの期待値を解析した。また、地盤の動的性質に関する調査としては、川崎市浮島沖1.2km, 2.8km, 9.7kmの3地点より採取した不攪乱試料に対して、動的変形特性および強度特性に関する室内動的試験を実施し、沖積、洪積各層における $q/q_0 \sim \delta$, $\tau \sim q/q_0$ の関係および動的強度について検討した。さらに、動的変形特性については、既往の試験結果と今回の結果を比較することにより、各層ごとの代表的な $q/q_0 \sim \delta$, $\tau \sim q/q_0$ の関係を求めた。

2. 調査目的

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

3. 設計地震力に関する調査結果

3-1 調査手法

既往地震活動度に基づく地震動強度の期待値解析手法については、昨年度の報告書および土研資料1696号(昭和56年7月)に示したので、ここでは省略する。今年度は、本解析手法の以下の拡張を加えた。

- i) 構造物の耐用年数 T_0 、地震動の強度 y の再現期間 $T_R(y)$ および T_0 年間に地震動の強度 y がある設定値 Y を超えない確率(非超過確率) $P[Y < y, T_0]$ の間には以下の関係がある。

$$P(Y < y, T_0) = \{1 - \frac{1}{T_0} \tau_0(y)\}^{T_0}$$

これより、 T_0 , ρ を与えることにより Y を求めることができるようにした。

ii) 加速度応答スペクトル $S_A(T)$ を、別期ごとに独立なスペクトル関数 $S_A(T_1), S_A(T_2), \dots, S_A(T_n)$ と見なし、スペクトルの期待値を求められるようにした。

iii) サブゾーンをさらに有限個のサブサブゾーンの集合により近似し、実際の地震発生状況に近いサブゾーン分割ができるようにした。

本年度は、以上の拡張を加えた地震動強度の期待値解析プログラム RISK-II を用いて以下の解析を実施した。

3-2 調査結果

ii) 東京湾湾央部における最大加速度の期待値

図1は、宇津による見直しを含んだ1885年1月～1979年12月間に東京湾湾央部を中心とする半径300kmの範囲に生じた地震の震源をM別に示したものである。東京湾地域は東日本島弧系に属し、プレート境界の地震の東側に位置しており、また、活断層研究会による我国の活断層区分によれば東京湾周辺は、伊豆小笠原弧先端部、中央構造線地帯、西南日本太平洋斜面、東北日本太平洋斜面に大きく区分されることを示している。このような点を考慮し、ここでは図1に示した東京湾湾央部の地震発生状況を同図中に示すように5つのサブゾーンに分割した。各サブゾーンごとのM～地震発生回数 $N(M)$ の関係は図2に示す通りである。また数値の地域的な変化を考慮しないで、全サブゾーンに対して $\alpha = 1.012$ とすることとした。

最大加速度の距離減衰式は、昨年度の解析と同様に次式で与えることとした。

$$A_{max} = 46 \times 10^{0.208M} \times (\Delta + 10)^{-0.686} \quad (2)$$

ただし、上式は、加速度強震記録の統計解析から求められた道路橋示方書に規定される第一種地盤上の推定式であり、SMAC 型強震計に対する短周期成分の補正は含まれていない。

以上のようにして、東京湾湾央地点で期待される最大加速度 $A_{max}(gal)$ と再現期間 T_R (年) の関係を求めると図3のようになる。これによれば、最大加速度が100gal, 120gal, 150gal, 180galに対する再現期間はそれぞれ、32年、70年、220年、650年程度となる。

次に、この結果を構造物の耐用年数 T_0 および非超過確認の観点からまとめると図4のようになる。これによれば、今、東京湾横断道路の耐用年数を100年と見込めば、非超過確率 P が0.5, 0.7, 0.9に対する最大加速度期待値は、それぞれ、約140gal, 160gal, 190gal 程度となる。

以上の議論は全て式(24)で表わされる第一種地盤上(地表面)での最大加速度の期待値であるが、東京湾地区が実施している地中地震観測結果に基づいて東京湾横断道路の耐震設計で基盤と見なしている新第三紀層(～70m)の最大加速度が、第一種地盤表面での最大加速度に比較し、20%程度小さいと仮定すると、図3および図4に示した最大加速度 A_{max} の0.8倍が基盤最大加速度に相当すると考えればよいから、150galの基盤最大加速度(第一種地盤表面で $A_{max} \approx 190gal$ に相当)は再現期間900年程度となる。

(2) 東京湾湾央部における加速度応答スペクトルの期待値

耐震設計において入力地震動を選定する際には、強度以外に周波数特性および継続時間に関する情報が必要となる。ここでは、これら3者を包含するものとして、加速度応答スペクトル $SA(T, \alpha)$ (減衰定数5%)の期待値を解析した。解析に用いた SA は、本年度別途開発したもので、SMAC型強震計の短周期補正を施すとともに水平2成分の合成を加えたものである。ただし、地盤種別別の分類は行われていない。 SA は固有周期ごとに、次式で与えられており、

$$SA(T) = \alpha \times 10^{\alpha n} \times (\Delta + 30)^c \quad T = T_1, T_2, \dots, T_n \quad (3)$$

定数 α 、 n 、 c は重回帰解析により定められている。式(3)の一例として、 $M=8$ に対する SA を図5に示す。

式(3)により、東京湾横断道路の耐用年数 T_0 を150年とした場合の SA スペクトルを、非超過確率 P を0.6, 0.7, 0.8, 0.9とした場合につき図6に示す。現在、東京湾横断道路の耐震設計における入力地震動としては、関北橋、八戸港等の既往の著名な強震記録が用いられているが、これを合理的に選定するには上記のようにして求めた SA スペクトルに表層地盤の増幅特性に基づく補正を加えた値を SA スペクトルとして用いるような強震記録もしくは工地震波を用いることが有効な方法と考えられる。

3-3. 結論

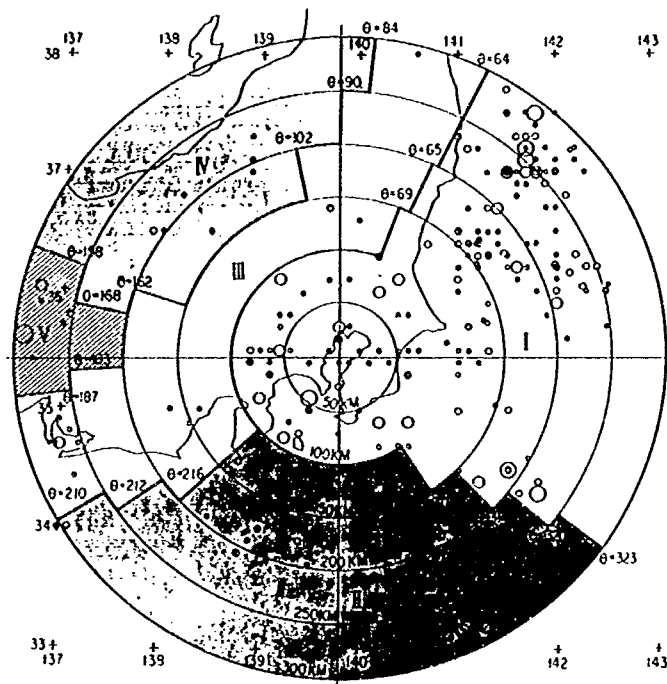
- (1) 第1種地盤における表層地盤の増幅率を20%と見込むと、現在、東京湾横断道路の耐震設計に用いられている基盤最大加速度 150gal の地震動強度は耐用期間約950年に対応する。東京湾横断道路の耐用年数を150年とすれば、これは非超過確率0.85に相当する。
- (2) 加速度応答スペクトル SA の期待値を推定し、図7の結果を得た。今年度の検討では、地盤種別別にスペクトルを評価する所まで進んでいないが、今後こうした点を検討することにより基盤を想定すべく、確率的な地震応答スペクトルのレベルを推定することができる。なお、逐次応答解析による入力地震動の波形を選定するに際しては、このように求めた地震応答スペクトルに近似的なスペクトル特性を有する既往の強震記録もしくは工地震波を使うことが考えられる。

3-4. 今後の課題

- (1) 上記結論(1)のもとで、式(2)の最大加速度推定式は、SMAC型強震計記録の短周期補正を施していないものである。これについては別途開発中であるので、次年度はこうした推定式を用い再検討する必要がある。
- (2) 上記結論(2)に示した、地盤別の応答スペクトルの推定式(別途開発中)により、基盤でのスペクトルの期待値を評価する必要がある。

3-5. その他

本調査は、日本道路公団からの受託研究(東京湾横断道路の構造設計に関する調査試験、地震動および地盤の動的特性に関する調査調査)の一部合同して実施した。



サブゾーン領域	凡例
I	○
II	●
III	○
IV	○
V	○

$6.0 \leq M < 6.5$: ○
 $6.5 \leq M < 7.0$: ●
 $7.0 \leq M < 7.5$: ○
 $7.5 \leq M < 8.0$: ○
 $8.0 \leq M < 9.0$: ○

図1. 宇津による見直しを含んだ1885~1979年間の東京湾周辺の地震発生状況およびこれに基づくサブゾーンの分割

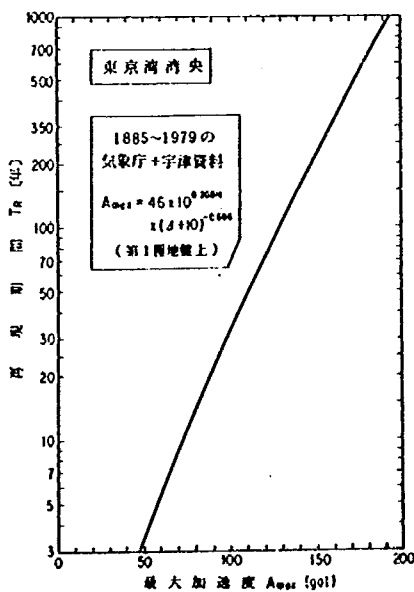


図3. 最大加速度~再現期間の関係

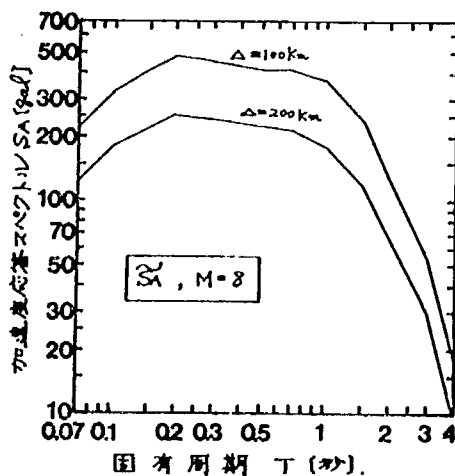


図5. 解析に用いた加速度応答スペクトル (M=8の場合, $\alpha=0.05$)

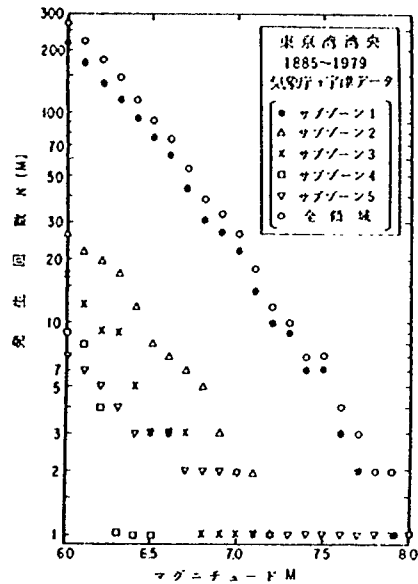


図2. サブゾーンごとの地震発生回数~マグニチュードの関係

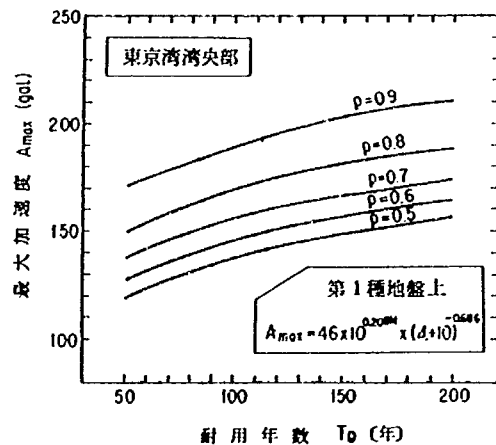


図4. 最大加速度~構造期の耐用年数~非超過確率の関係

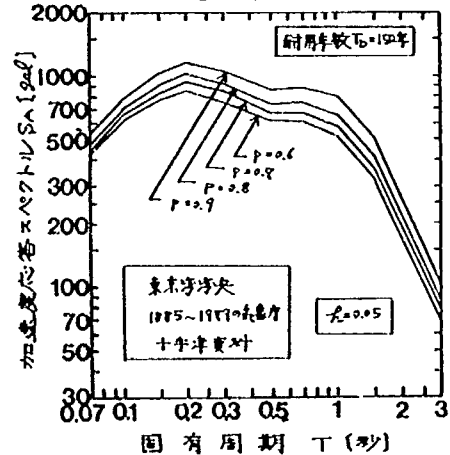


図6. 東京湾湾央における加速度応答スペクトル

4. 地盤の動的性質に関する調査

4-1 調査方法

川崎中津島町の地盤0.9km, 2.8km, 9.7kmの3地点においてボーリング、標準貫入試験、FS検層、下振れ試験採取等の原位置調査が実施されている。これらの地点で採取された下振れ試験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、動的変形および強度特性を求めた。なお、本調査のうち原位置調査と振動三軸試験は日本道路学会が、共振法土質試験は土木研究所振動研究室がそれぞれ実施した。

4-2 調査結果

1) 動的変形特性試験結果

図-7は各層における $q_{40} \sim \delta$ 関係を求めたものの一例である。ここで共振法土質試験と振動三軸試験の $q \sim \delta$ が一致しない場合は、振動三軸試験の $q \sim \delta$ を基準にして共振法の $q \sim \delta$ を $\delta = 10^\circ$ でこれに重ね合わせ、その上で $\delta = 5^\circ$ での q (q_5) で基準化した $q_{40} \sim \delta$ 関係を求めた。また同図中には既往の実験結果も併せて示した。以下 それぞれの結果の特徴について述べる。

㊤ 沖積粘性土 (Ac層) — 各地点ごとに $q \sim \delta$ 関係は異なっている。また、既往の実験結果と比較すると1.2km地点ではやや大きく、2.8km地点では概ね同程度、9.7km地点ではやや小さめになっている。

㊦ 洪積粘性土 (Dc層) — ひずみ依存性はD2c層、D3c層の順に大きく、D5c, D1c層はほぼ同程度となっている。既往の実験結果と比較するとD2c層を除き、他の層はほぼ同程度となっている。

㊧ 沖積砂質土 (As層) — 既往の実験結果と同程度である。

㊨ 洪積砂質土 (Ds層) — D5s層の $q_{40} \sim \delta$ 関係は、試験時拘束圧の違いを反映して多少相互に異なっている。D5s層についてはAs層のデータとよく類似している。

図-8は、各層ごとに本年度実施した結果を含めた既往実験結果の平均的な $q_{40} \sim \delta$ の関係を示したものである。また図-9は、各層における $\rho \sim q_{40}$ の関係を整理したものである。

2) 動的強度試験結果

本年度実施した動的強度試験結果を層別、地点別にまとめると表-1のようになる。ここで、動的強度比 R_{L20} は粘性土、砂質土とともに $R_{L20} = \frac{\tau_{d40}}{\sigma'_c} = \frac{\sigma'_{p/20c}}{\sigma'_c} = \left\{ \frac{\text{動的軸重振中}(D_v) \text{が繰返し回転}}{N_c = 20 \text{回で5\%に減少するときの応力比}} \right\}$ として定義した。砂質土については、9.7km地点のAs層($R_{L20} = 1.17$)を除けば、 $R_{L20} = 0.35$ 前後の値を示している。粘性土については、拘束圧が小さい場合(例えばAc層)は大きい値を示し、洪積粘性土は砂質土に近い傾向を示している。また、粘性土の動的強度比 R_{L20} と塑性指数 I_p の関係を図-10に示した。

4-3 結論

1) 沖積粘性土 (Ac層) は平面位置により、 $q \sim \delta$ 関係が異なり、洪積粘性土 (Dc層) では深さにより、 $q \sim \delta$ 関係が異なっている。

2) 同じ洪積粘性土 (Dc層) であっても、 $q_{40} \sim \delta$ 関係をみると、ひずみ依存性が多少異なっており、その大きさは順にD2c, D3c, D5c, D1c となっている。

3) 沖積砂質土 (As層) の $\rho \sim q_{40}$ は洪積粘性土 (Ds層) と類似しており、全体として、 $\rho \sim q_{40}$ の関係はAc, Dc, Ds層の3本の曲線に分けられる。

4) 砂質土の動的強度比 R_{L20} は概ね0.35前後の値を示している。粘性土の動的強度比は塑性指数 I_p とよ

い相関を示し、 $R_{200}=0.0078 I_p + 0.26$ なる関係がある。

4-4 今後の課題

- ①沖積粘性土(Ac層)については、平面位置によって動的特性がかなり異なるのでさらに調査を継続する必要がある。
- ②初期せん断応力を考慮した動的試験を実施する。
- ③PS検層により得られるせん断弾性係数Gの値と共振法土質試験より得られる G_0 ($\gamma=10^{-6}$)の値の両結果を整理し、その関係を明らかにする必要がある。

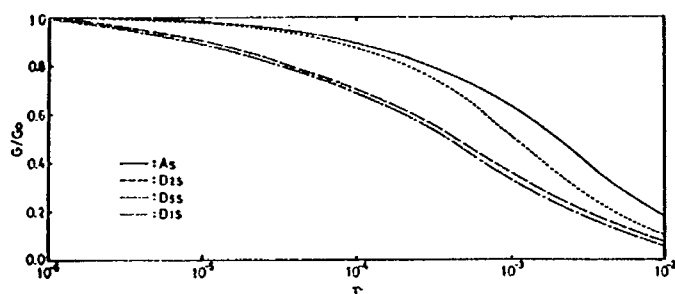
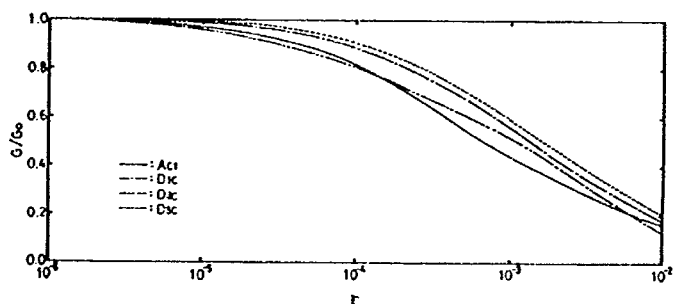


図-8 各層別の $G/G_0 \sim \gamma$ 関係

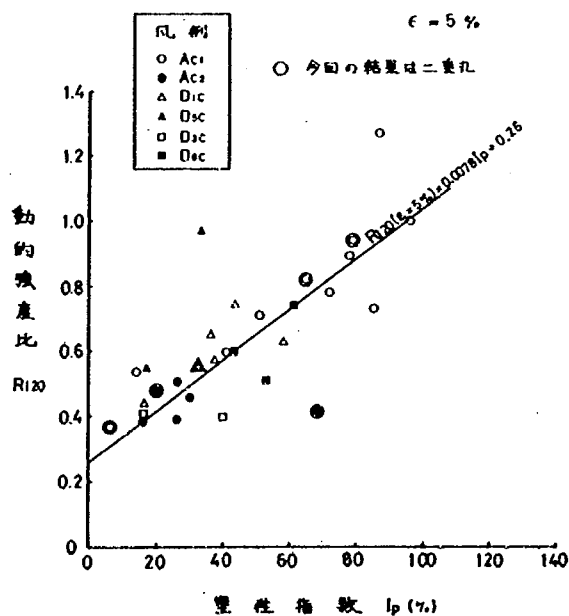


図-10 粘性土の R_{200} と I_p の関係

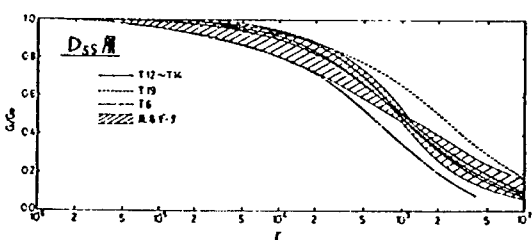
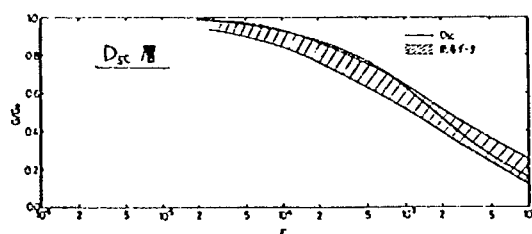
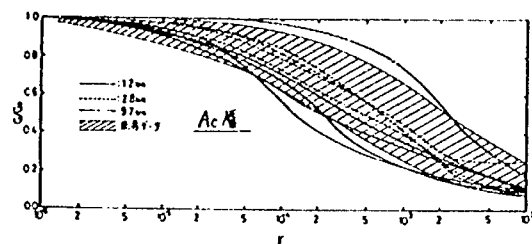


図-7 $G/G_0 \sim \gamma$ の一例

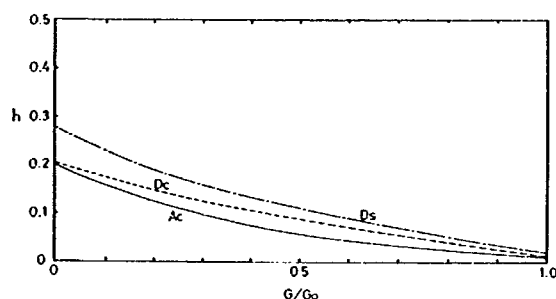


図-9 $h \sim G/G_0$ の関係

表-1 動的強度試験結果(地点別, 地層別)

層番号	層別	1.2 km	2.8 km	9.7 km	深径T-Q	備考
Ac	Ac1	0.41	0.94	0.83	0.35~0.74	
	Ac2	0.37	0.48	—	0.35	
	As	—	0.27	1.17	0.35	
D2	D2c	—	0.30	—	—	
	D2s	0.28~0.34	—	—	—	
	D2g	—	—	—	—	
D3	D3c	—	—	—	0.45	
	D3s	—	—	—	—	
	D3g	—	—	—	—	
D4	D4c	—	—	—	0.65	
	D4s	—	—	—	—	
D5	D5c	—	—	—	0.65	
	D5s	—	—	0.45	0.35	
	D5g	—	—	—	—	
D6	D6c	—	—	0.55	0.45	
	D6s	—	—	—	—	
D7	D7c	—	—	—	—	
	D7s	—	—	—	—	

(総合技術開発プロジェクト・036震災構造物の復旧技術の開発)

(14) 1.被災判定手法の開発

1-2 被災判定手法の開発 地中構造物の復旧技術の開発

1. 研究目的

従来、構造物の耐震性に関する研究は、いかにして被害を免れにくい構造物と設計するかに重点が置かれており、被災した構造物に対する対策はほとんど省みられていない。本研究は、市街地道路下に建設された各種地中管路および類似構造物を対象として、被災構造物の被災度判定手法、および、被災程度、形態に応じた復旧技術を開発し、もって地震災害の復旧対策に資することを目的とする。研究項目は、1) 既往の地震による被災事例の調査、2) 被災程度判定法の検討、3) 既往の震災復旧事例の調査、4) 被災判定指針の作成、5) 復旧工法技術指針の開発より構成されている。

2. 研究経過

本研究は、本年度より5ヶ年計画で開始された。本年度は、既往の地震による被災事例を収集、分類し、各種被災判定手法を整理するとともに、被災復旧事例の調査を行った。

3. 研究方法

本研究は、(財)国土開発技術研究センターに委託し、同センター内に設けられた「震災復旧技術研究開発土木委員会」(委員長 岡本壽三東京大学名誉教授)およびこの委員会のもとに設置された「地中構造物分科会」(分科会長 片山恒雄東大工学部産学技術研究所助教授)において、研究計画、研究成果の検討を行いつつ実施した。

4. 研究成果

4-1 被災事例の調査

各種地中構造物ごとの被災状況を整理した結果、被害には以下の特徴があることがわかった。

- (1) 上水道、下水道等の地中管路では、管体自身の折損、亀裂、継手部の損傷が多く発生しており、マンホール、貯水池等の異種構造物との接続部もしくはその近傍の管路の被害が著しい。
- (2) 管路に被害を生じた箇所は、軟質な沖積低地、埋立地、造成地等に多く、何らかの周辺地盤の変状が原因と考えられる事例が多い。

これらの特徴は、個々の施設毎にはこれまでも断片的には指摘されてきた所であるが、各種地中構造物に対する今回の体系的な被災事例の調査結果に基づき、どの地中構造物にもあてはまる普遍的な被害状況であることが確認された点に意義があると考えられる。

4-2 被災判定手法の整理

各種地中構造物ごとに被災判定手法の事例を調査分析した結果、以下の特徴が認められた。

- (1) 地中構造物は、各種施設の総称であり、被災判定手法も個々の施設ごとに適用される特徴がものごと、地中に建設された構造物であるという共通点に起因した各施設に共通なものに分離される。

(4) 被災判定手法は、地震発生後の時間の経過とともに、目視を主体とした全般的な被害状況の把握から、詳細な被害状況の把握を主体とした二次調査、三次調査へと、段階的に変化している。したがって、これらの状況を踏まえた被災判定手法の開発が必要と考えられる。

(5) 目視による被害の確認は最も容易であり、かつ、確実な手法でもある。したがって、目視による被災判定の可能性の有無によって、判定手法は大きく変化する。目視により被害を確認できる場合には、被害状況を簡単な方法で定量的に把握し、被害の程度と判断し得る手法の開発が、また、目視により被害を確認できない場合には、最新の技術を取り入れた判定手法の開発が、それぞれ、必要とされる。

(6) 被災判定手法を年代順に比較すると、時代とともに進歩している。これには、被災判定手法のために各種の新規技術の導入が図られた他に、既往の被害経験をもとに、各事業主体がいろいろな局面に利用し得る簡単な判定手法を開発してきた点が見逃せない。

4-3 被災復旧事例の調査

各種地中構造物ごとに復旧工法と調査分析した結果、以下の特徴が認められた。

(1) 復旧工法は、上記被災判定手法以上に、個々の施設ごとにその機能上の特性に応じて行われている。

(2) 応急復旧としては、上水道、電気、電話の各管路では路上仮配管および架空線等の対応が取られる。ガスの場合には、被災程度によるが、できるだけ速やかに供給の全面停止等の措置がとられ、ブロック化を含めた復旧が行われる。

(3) 本復旧としては、被災の程度、状況に応じて、新設、破損部分の修理補強、布設替えが行われる。

5 今後の進め方

次年度以後は、本年度の成果をもとに、下水道、共同溝、道路トンネル、橋門・樋管の被災判定のための測定技術、被災判定手法、ならびに復旧工法についての技術指針をとりまとめようため、以下の事項について調査研究を行う。

(1) 被災測定技術の検討

(2) 被災判定手法の検討

(3) 復旧技術の検討

6 参考文献

「震災構造物の復旧技術の開発に関する報告書」

地中構造物に関連した内容は以下の通り

4.1 概要

4.2 調査内容および調査成果

4.3 今後の研究事項

振動研究室	室長	荒川直士
	主任研究員	川島一孝

(科学技術庁・二次災害拡大防止に必要な建築物等の耐震性評価手法の開発)
(15) ライフライン施設の耐震性評価手法の開発

入力地震動の設定に関する研究

振動研究室	室長	荒川直士
〃	主佐研究員	川島一彦
〃		相沢 興
〃		高橋知久

1. まえがき

上下水道、ガス、共同溝等ライフライン施設は、長手方向に細長く、また、地中に埋設工れていることから、一般の地上構造物とは異なり、た振動特性を有している。これらの構造物の耐震計算法として、地震時の地盤の変形に基づく応答変位法から用いられているが、この方法では、合理的な地震時の地盤ひずみの設定が重要である。地震時の地盤ひずみに関しては、現在、高震度強震観測により同時多点の地震記録を蓄積し、これらの解析から地震動の伝播特性、局地的な地形・地盤条件が地震動に与える影響等を体系的に把握できるよう計画されている。しかしながら、現状では、観測点も少なく記録の例も十分でないため、一般の沖積低地上の平衝地における地盤ひずみの特性を解明するに至っていない。

以上の点から、本課題は、地震時に地震波動が水平方向に伝播すると仮定し、地表上の相隣る2点間に生じる相対変位量を既往の強震観測記録から求めるとともに、工沢研究所構内における三次元同時地震観測結果に基づき、地震動の箇所別の変化が構造物の動的応答に与える影響を解明しようとしたものである。

2. 調査目的

- (1) 地表面に沿って相隣る2点間の相対的地震動を解析する
- (2) 地表面に沿って相隣る2点間の相対的地震動が構造物の地震応答に与える影響を解析するとともにこの影響度を適当な方式により定量化し、これによる相対的な地震動の差を定義する手法を開発する

3. 調査方法

3-1 水平面内における相隣る2点間の相対変化

図1に示すように、地表面上に水平方向に相隣る2点 m および n における地震動加速度をそれぞれ $a_m(t)$ 、 $a_n(t)$ とする。 m と n とすれば、地震動に及ぼす局地的な地形・地盤条件の影響、波動の伝播等により、 $a_m(t)$ と $a_n(t)$ は、一般に同一ではない。いま、これを図1に示したように、地震波が水平方向に速度 V で伝播することにより生じると仮定し、 m 点と n 点の間に生じる相対的な地震動の変

位差を求める。

いま、加速度記録を $a(t)$ とすれば、このフーリエ変換 $F_0(f)$ は、

$$F_0(f) = \int_{-\infty}^{\infty} a(t) e^{-2\pi i f t} dt \quad (1)$$

と求められる。これに強震計の特性によるフィルタ $F_c(f)$ を見込み、変位 $d(t)$ は次式で求められる。

$$d(t) = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{F(f)}{-4\pi^2 f^2} e^{2\pi i f t} df \quad (2)$$

ここで、 $F(f) = F_0(f) \cdot F_c(f)$ であり、 $F_c(f)$ は次式で与える。

$$F_c(f) = \begin{cases} 0 & 0 \leq f \leq f_{ee} \\ \frac{f - f_{ee}}{f_{eu} - f_{ee}} & f_{ee} \leq f \leq f_{eu} \\ \frac{\exp(i\phi(f))}{R(f)} & f_{eu} \leq f \leq f_{ul} \\ \frac{f_{ul} - f}{f_{uu} - f_{ul}} & f_{ul} \leq f \leq f_{uu} \\ 0 & f_{uu} \leq f \end{cases} \quad (3)$$

ここで、 f_{eu} および f_{ul} はそれぞれ低振動数側および高振動数側の遮断振動数であり、 f_{ee} および f_{uu} はそれぞれ f_{eu} および f_{ul} に対応する補正フィルタ倍率が 0 となる振動数である。また、振幅および位相の補正係数 $R(f)$ および $\phi(f)$ は SMAC 型強震計に用いられている空気減衰器の空氣がばねとして作用する効果を考慮して定めた。

いま、図-1 に示したように、 m 点から n 点に地震波が伝播するとすれば、伝播に要する時間 τ は、2 点間の距離を L とすれば、

$$\tau = L/V \quad (4)$$

で与えられる。したがって、式(3)による変位を $d(t)$ とすれば、2 点間に生じる相対変位 Δd は

$$\Delta d(t, \tau) = d(t + \tau) - d(t) \quad (5)$$

となる。いま、 $d(t)$ の最大値を d_{max} 、 $\Delta d(t, \tau)$ の時間領域における最大値を $\Delta d_{max}(\tau)$ とし、次式により、無次元化した相対変位の最大値 $\Delta \tilde{d}$ を定義する。

$$\Delta \tilde{d}(\tau) = \Delta d_{max}(\tau) / d_{max}, \quad \text{ここで } \Delta d_{max} = [\Delta d(t, \tau)]_{\max \text{ for } t}, \quad d_{max} = [d(t)]_{\max \text{ for } t} \quad (6)$$

式(6)により、 $\Delta \tilde{d}(\tau)$ の特性を既往の主要な強震記録に基づき検討した。

3-2. マルゲサポート応答スペクトルによる相対地震動が構造物の応答に与える影響の検討

地震動の空間的な変化が構造物の地震応答に与える影響をマルゲサポート応答スペクトルにより検討した。図-2 に示す質量 m 、減衰係数 C 、ばね定数 k_A 、 k_B の 1 自由度系に、支点入力 $\ddot{u}_{gA}(t)$ 、 $\ddot{u}_{gB}(t)$ が作用した場合の質点の運動方程式は次式で与えられる。

$$m\ddot{u}_t + C\dot{u}_t + (k_A + k_B)u_t - k_A u_{gA} - k_B u_{gB} = 0 \quad (7)$$

ここで、 $\ddot{u}_t$ 、 $\dot{u}_t$ 、 u_t は質点の絶対加速度、絶対速度、絶対変位である。いま、絶対変位 u_t を擬静的変位 u_s と動的変位 u_d に分離すると、

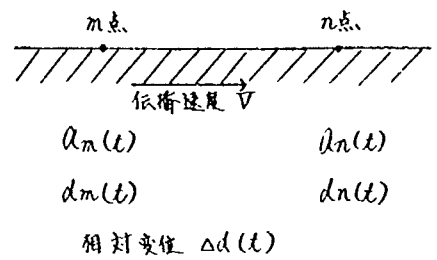


図-1 相隣る 2 点 m 、 n 間の相対的地震動の変位

$$u_t = u_s + u \quad (8)$$

擬静的変位はその定義から、 $u_s = 1/k_A + k_B \cdot (k_A \ddot{u}_{gA} + k_B \ddot{u}_{gB})$ で与えられるから、これを式(8)とともに式(7)に代入すると、次式となる。

$$m\ddot{u} + (c\dot{u} + (k_A + k_B)u) = -\frac{m}{k_A + k_B} (k_A \ddot{u}_{gA} + k_B \ddot{u}_{gB}) \quad (9)$$

式(9)より、A、B両支点にとり、 $\ddot{u}_{gA}(t)$ もしくは $\ddot{u}_{gB}(t)$ が作用した場合の運動方程式はそれぞれ次式で与えられる。

$$m\ddot{u} + (c\dot{u} + (k_A + k_B)u) = -m\ddot{u}_{gA} \quad (10)$$

$$m\ddot{u} + (c\dot{u} + (k_A + k_B)u) = -m\ddot{u}_{gB}$$

いま、 $\delta = k_B/k_A$ 、 $\omega_0 = \sqrt{(k_A + k_B)/m}$ とおくと、式(9)、(10)は次式のようにまとめることができる。

$$\ddot{u} + 2\delta\omega_0\dot{u} + \omega_0^2 u = -\ddot{u}_g \quad (11)$$

ここで、

$$\ddot{u}_g = \begin{cases} \frac{\ddot{u}_{gA} + \delta\ddot{u}_{gB}}{1+\delta} & \text{--- } \ddot{u}_{gA}(t), \ddot{u}_{gB}(t) \text{ が作用する場合} \\ \ddot{u}_{gA} & \text{--- } \ddot{u}_{gA}(t) \text{ が作用する場合} \\ \ddot{u}_{gB} & \text{--- } \ddot{u}_{gB}(t) \text{ が作用する場合} \end{cases}$$

式(11)を解くと、加速度応答スペクトル S^A 、 S^B 、 S^{AB} が次式で求められる。

$$S^A = |\ddot{u} + \ddot{u}_{gA}|_{\max}, \quad S^B = |\ddot{u} + \ddot{u}_{gB}|_{\max}, \quad S^{AB} = |\ddot{u} + \frac{\ddot{u}_{gA} + \delta\ddot{u}_{gB}}{1+\delta}|_{\max} \quad (12)$$

これより、A、B両支点に異なる地震動が作用した場合と同一の地震動が作用した場合の応答スペクトルの比 η_A 、 η_B を次式で定義する。

$$\eta_A = S^{AB}/S^A, \quad \eta_B = S^{AB}/S^B \quad (13)$$

次に、支点A、Bに作用するせん断力 F_A 、 F_B は式(7)より次式となる。

$$\begin{aligned} F_A &= k_A(u_t - u_{gA}) = k_A \left\{ u - \frac{\delta(u_{gA} - u_{gB})}{1+\delta} \right\} \\ F_B &= k_B(u_t - u_{gB}) = k_B \left\{ u + \frac{\delta(u_{gA} - u_{gB})}{1+\delta} \right\} \end{aligned} \quad (14)$$

両支点に同一の入力が作用した場合 ($u_{gA} = u_{gB}$) には、式(14)は次のように簡略化される。

$$F_A = k_A u, \quad F_B = k_B u \quad (15)$$

式(14)の F_A 、 F_B の最大値をそれぞれ F_A^{AB} 、 F_B^{AB} 、両支点にとり $\ddot{u}_{gA}$ が作用した場合の式(15)の F_A 、 F_B の最大値を F_A^A 、 F_B^A 、両支点にとり $\ddot{u}_{gB}$ が作用した場合の式(15)の F_A 、 F_B の最大値をそれぞれ F_A^B 、 F_B^B とおき、両支点に異なる地震動が作用した場合と同一の地震動が作用した場合のせん断力の比率を次式で定義する。

$$\xi_A^A = \frac{F_A^{AB}}{F_A^A}, \quad \xi_B^A = \frac{F_B^{AB}}{F_B^A}, \quad \xi_A^B = \frac{F_A^{AB}}{F_A^B}, \quad \xi_B^B = \frac{F_B^{AB}}{F_B^B} \quad (16)$$

式(12)、(13)、(16)を用いて、地震動の場所別の違いが1質点系の応答に与える影響を検討した。

4. 調査結果

4-1 水平面内における相隣る2点間の相対変位

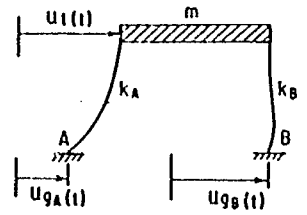


図-2 マルチポイント応答スペクトル

解析対象としたのは、表-1に示す現在までに我が国の地盤上で観測された規模の比較的大きな地震による強震記録(2@々=10成分)である。これは、最大加速度で177~615 gal, 最大変位で2.9~8.8 cm といずれも現在までに観測された中で最も大きな部類に属し、我が国における主要な強震記録ということが

表-1 解析に用いた強震記録

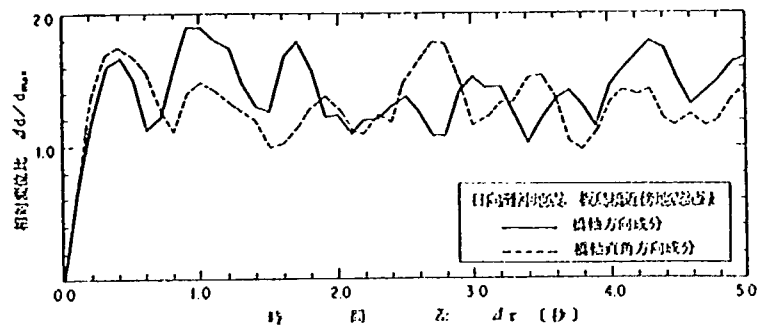
観測点	地震名	M	最大加速度 (gal)	最大変位 (cm)
板島橋	1968.4.1	7.5	196.4	1.8
近傍地盤	日向瀬戸地震		216.4	2.9
板島橋	1968.8.6	6.6	594.5	2.7
近傍地盤	豊後水道沖地震		615.4	3.6
清水ダム	1978.6.12	7.4	237.3	3.7
近傍地盤	宮城県沖地震		177.0	2.1
南北橋	1978.6.12	7.4	363.8	0.9
近傍地盤	宮城県沖地震		413.5	4.0
八戸港	1968	7.9	266.1	7.8
	十勝沖地震		202.4	8.8

(注) 上段(下段)はLG成分(LR成分)もしくはES成分(EW成分)

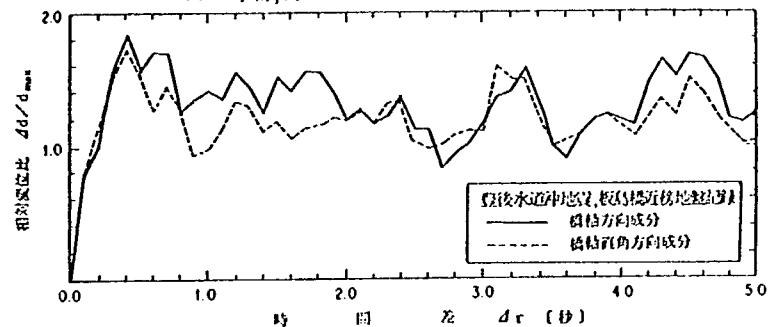
である。

これらの記録をもとに、式(16)の無次元化した相対変位 $\Delta \tilde{d}(\tau) = \Delta d_{max}(\tau) / d_{max}$ を求めると図-3のようになる。これらの結果からは、以下の点が指摘される。

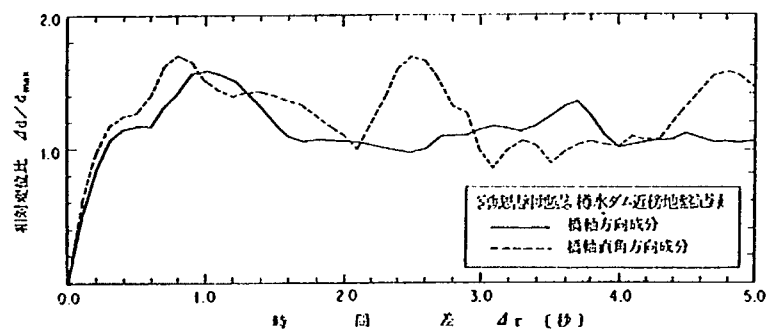
- i) $\Delta \tilde{d}(\tau)$ は $\tau=0$ の時0である。その微小増大につれ、急激に大きくなり、最大値をとった後は、大きく変化しない。
- ii) $\Delta \tilde{d}(\tau)$ の最大値はいずれの場合も、時差でか0.15~1.5秒の範囲で圧いている。 $\Delta \tilde{d}(\tau)$ の最大値は2.0よりやや小さい値となっている。これは、時



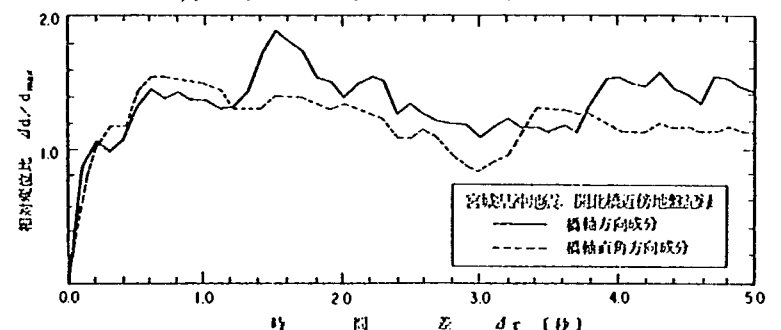
(a)板島橋近傍地盤記録(日向瀬戸地震)



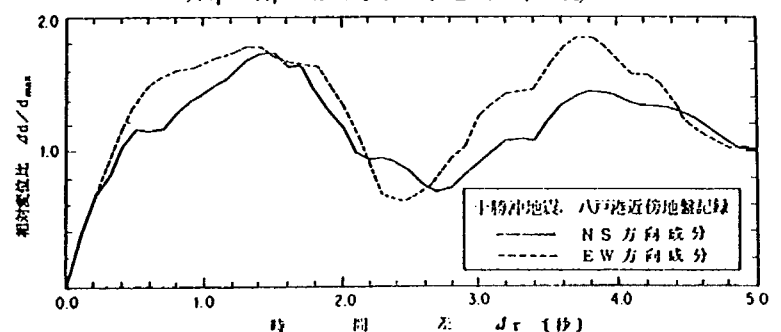
(b)板島橋近傍地盤記録(豊後水道沖地震)



(c)清水ダム記録(宮城県沖地震)



(d)南北橋近傍地盤記録(宮城県沖地震)



(e)八戸港記録(十勝沖地震)

図-3 相対変位 $\Delta d/d_{max}$ ~ 時間差 τ の関係

間差の増加とともに、地震動変位の差 $d(t+\tau) - d(t)$ が極値をとるがこの値は、 $2d_{max}$ を超し得ないことを示している。

iii) $\Delta \hat{d}(t)$ が最大値をとる時間差では、坂島崎記録(日向難沖地震および豊後水道沖地震)、南北橋記録では比較的小さい(0.15秒程度)値であるのに対し、樽水ダム記録、八戸港記録では比較的大さい(0.8~1.5秒程度)。これは、記録に卓越する波の周期成分の違いによると考えられる。

以上より、式(4)により時差 τ を定めれば、2点間の距離 L および伝播速度 V に応じて、2点間で想定される最大相対変位を近似的に求めることができる。

4-2 マルケサポート応答スペクトルによる相対地震動が構造物に与える影響の検討

図解に用いたのは、表-2

表-2 図解に用いた三次元同時地震記録(工本研究所構内A点)

に示す工本研究所構内に設置された三次元同時地震観測装置により同一水平面上(地表面下50m)にあり、互いに、100m離れた2点で同時に観測された地震加速度記録である。

これらの記録をもとに、

EQ. NO.	震源地(発生年月日)	2点間の距離	震央距離	成分	最大加速度(gal)		最大変位(cm)	
					m点	n点	m点	n点
EQ. 10	伊豆河津崎沖 (1980.6.29)	6.7	163	NS	7.8	4.8	0.46	0.23
				EW	3.7	4.0	0.29	0.32
EQ. 11	東京都北部 (1980.9.24)	6.0	42	NS	14.8	28.1	0.17	0.16
				EW	24.6	20.3	0.20	0.16
EQ. 12	千葉県中部 (1980.9.26)	6.1	71	NS	12.8	13.7	0.21	0.27
				EW	15.0	14.0	0.23	0.27

式(12)、(13)、(16)を用いて、応答スペクトル、応答スペクトル比、せん断力比を求めると、それぞれ、図4、5、6(いずれも、表-2のEQ-11の場合のみを示す)のようになる。これより、以下の事項が指摘される。

i) 応答スペクトル比 S^A_B/S^A もしくは S^B/S^A の値は、地震動の種類、固有周期によって変化するが、一部の固有周期の場合を除き、6%~10%の場合と比べて1.0以下である。したがって、交点に異なった地震動が作用した場合の方が、両交点に同一の地震力が作用した場合よりも固有周期によらず加速度応答は一般に小さいと言える。

ii) せん断力比 β は固有周期 T が短い領域では非常に大きい値をとり、固有周期 T が大きくなるとともに1.0に漸近する。短周期領域で β が大きくなるのは、短周期領域では一般に動的変位が小さいため、静的変位により静的に生じるせん断力が、動的変位により生じるせん断力よりも卓越するためと考えられる。 β が1.0に漸近する周期はケースごとに多少異なるが、ここで用いた工本研究所構内の記録では全体として1秒前後である。

5. 結論

地震動が水平方向に伝播すると仮定し、水平方向に相隣る2点間で想定される地震動の相対変位を求める手法を提案するとともに、地震動の箇所別の違いが構造物の動的応答に及ぼす影響を定量的に表示するため、マルケサポート応答スペクトルを提案した。これらの手法は、それぞれ、相対変位量および相対地震動の影響を表わすのみならず、2点間の地震動の相対的な違いを定義する指標として用いることができる。今後、このような観点から計算を増やし、検討することが必要とされる。

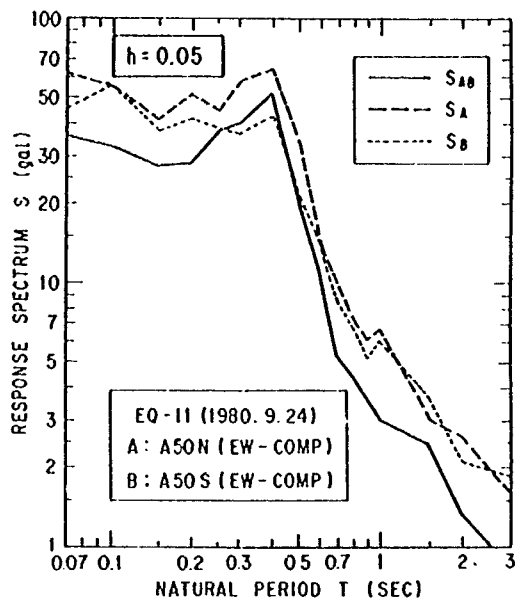
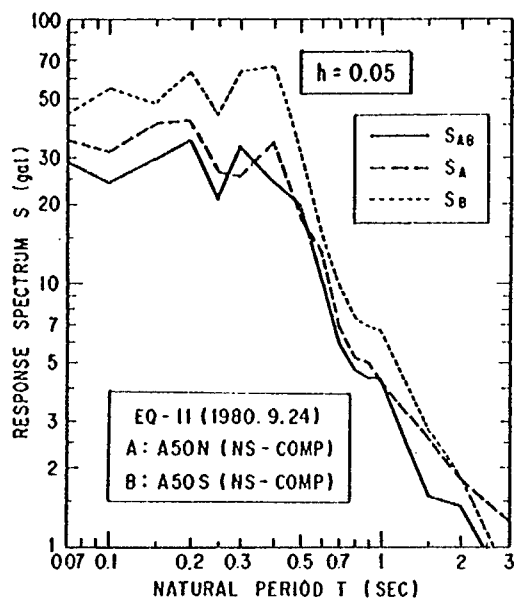


図-4 応答スペクトル S^A , S^B , S^{AB}

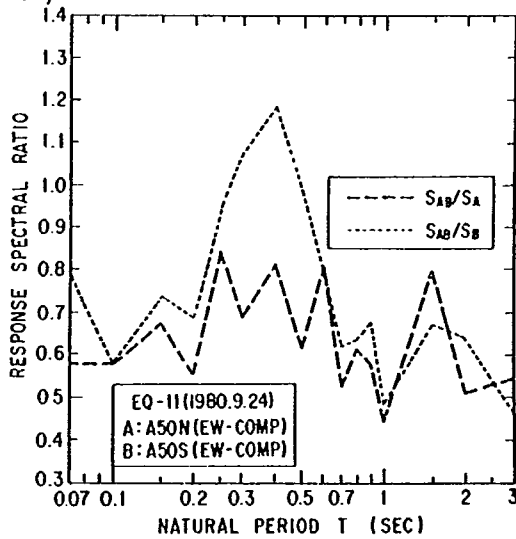
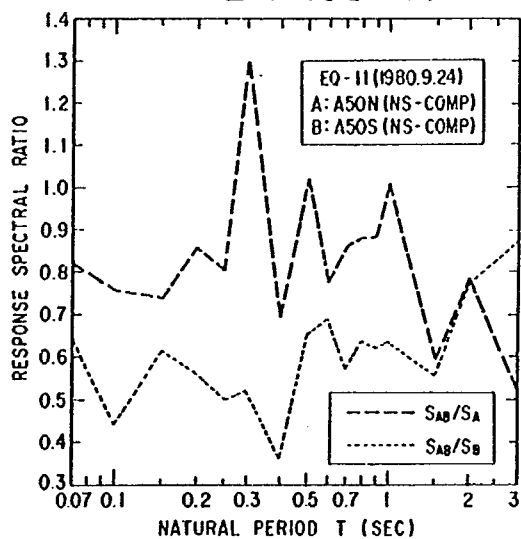


図-5 応答スペクトル比 S^{AB}/S^A , S^{AB}/S^B

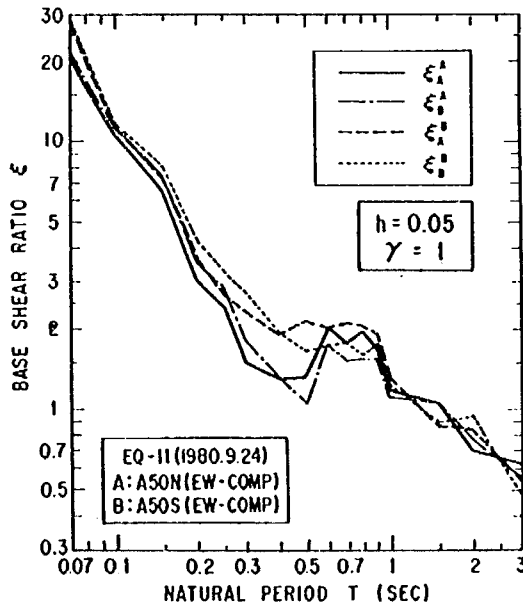
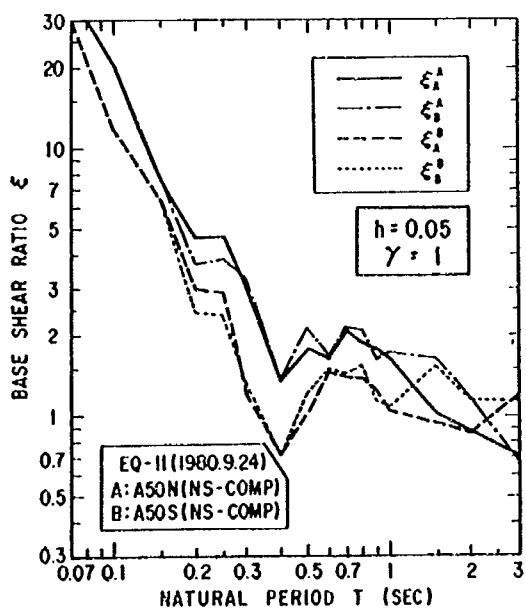


図-6 せん断力比 ϵ

昭和56年度調査試験研究成果
概要報告書

土研資料第1844号
昭和57年 3月(1982)

振動研究室

強震観測，地震入力，地震動，地震災害，地盤，
動的挙動，耐震

本報告書は昭和56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15課題である。その内容は，強震
観測，地震動強度，地盤と構造物の動的相互作用，地盤の耐震性と液化化判定等
多岐にわたっている。

郵便はがき

四十円切手
をはって
さい

3 0 5 - □ □

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

No. 185

No. 185

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第1844号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印