

土 木 研 究 所 資 料

第 1 4 1 7 号

昭和52年度調査試験研究成果概要報告書

昭和53年 9 月

建設省土木研究所
地震防災部 振動研究室

目 次

(1) 地震時の地盤歪の測定法に関する研究	(試験研究費)	1
(2) 地盤別地震動分布の推定法に関する研究	(")	14
(3) 強震観測網の整備ならびに強震記録の公刊	(")	32
(4) 地盤と構造物の動的相互作用に関する研究	(試験研究費・特別研究費)	47
(5) 道路交通による振動障害防除に関する研究	(道路事業調査費・試験調査)	62
(6) 地震動及び地盤の動的挙動に関する試験調査		
	(")	81
(7) 地震動に関する調査	(道路事業調査費・大規模調査)	102
(8) 耐震調査	(")	111
(9) 道路交通振動に関する研究	(国立機関公害防止等試験研究費)	159
(10) 耐震性に関する試験調査	(受託研究費・本州四国連絡橋に関する試験調査)	165
(11) ダムの耐震設計法に関する調査	(河川総合開発事業調査費)	176

ま え が き

本報告書は昭和52年度に振動研究室が実施した調査試験研究の成果の概要をとりまとめたものである。当研究室の昭和52年度における課題数は11課題で、その内容は強震観測、設計地震力、地盤と構造物の動的相互作用、地盤の耐震性、交通振動対策等多岐にわたっている。

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

昭和53年9月

地震防災部 振動研究室長

岩 崎 敏 男

(1) 強震時の地盤歪の測定法に関する研究

振動研究室	室長	岩崎敏男
"	研究員	若林進
"	研究員	川島一彦
		高木義和
		後藤勝志

1. ま え が き

強震時における地震観測は、S M A C 型強震計またはその他の地震計を用いて実施されているが、このような観測は、一般に各観測点での振動振幅（主に加速度）の測定によりなされ、これに関するデータは取積されつつある。一方、地盤の震害、地中構造物の耐震設計などに影響を与える主要素として地震時の地盤歪の大きさがとりあげられるようになってきた。50年度は、地震時の地盤歪の測定法につき各種の方法を検討し、室内試験に適するものと原位置測定に適するものとに分類した。51年度は原位置で実施する具体的な計測器の選定購入を行なった。また、既設の地震計による強震記録を用いて、地盤の地震応答解析を行ない地盤歪の推算を行なった。以上に加えて、石油パイプライン技術基準作成専門委員会の活動を通じて、石油パイプライン事業法関連の省令、告示の解説を作成する作業に協力した。

昭和52年度は、筑波研究学園都市の土木研究所構内強震観測場において、地盤歪の実測を行なうため、計測体制の整備を行なった。また地盤歪の推定につき、2点間の加速度記録から求める方法について検討を行った。以上のほかに前年度同様に、石油パイプライン技術基準の作成する作業に協力した。

2. 研 究 目 的

道路橋、沈埋トンネル及び石油パイプライン等各種構造物の耐震設計に必要な地震時の地盤歪について、その測定法を検討するとともに実測を行い地震時の地盤歪の振幅及び振動特性を求める。これより各種構造物の耐震設計の高度化をはかる。

3. 研 究 方 法

本年度は次の3項につき研究を実施した。

- (1) 地盤歪の計測体制整備
- (2) 強震時の地盤歪の推定法
- (3) 石油パイプライン事業法関連の技術基準解説書作成
- (4) 河川提防の被災特性の調査

4. 研究 結 果

4.1 地盤歪の計測体制整備

4.1.1 概 要

強震時の地盤歪の測定法については、室内試験に適するものと、原位置測定に適するものとに分類し、各測定方法について特徴を調べた。その中で、多数点の地震計による相対変位を求める方法が、設置および取扱いの面で容易であると考えられ、筑波研究学園都市の土木研究所強震観測場において地盤歪の測定に用いる装置は、地震計（加速度計）を用いることとした。この装置は、2点間の相対変位から歪の程度を算出するものであり、地震計には位相特性のそろった高精度の加速度計を用い、加速度波形から、数値積分により各点の変位を求め、その相対変位から地盤歪を算出するものである。

4.1.2 地盤歪測定装置の性能

強震観測場に設置する測定装置の全体構成を示すと図-1のようになる。また各計器の配置を示すと図-2のようになる。換振器は、3成分型の地中地震計12台、合計36成分の加速度計であり、図-2に示すように地表面水平方向および上下方向の加速度分布を観測することができるようになっている。この装置は、36成分のうち、任意の4成分を選択して起動用信号として用い、一定の設定値をいずれか1成分が越えたとき、自動的に記録器およびデータ処理装置を一定時間作動させ、デー

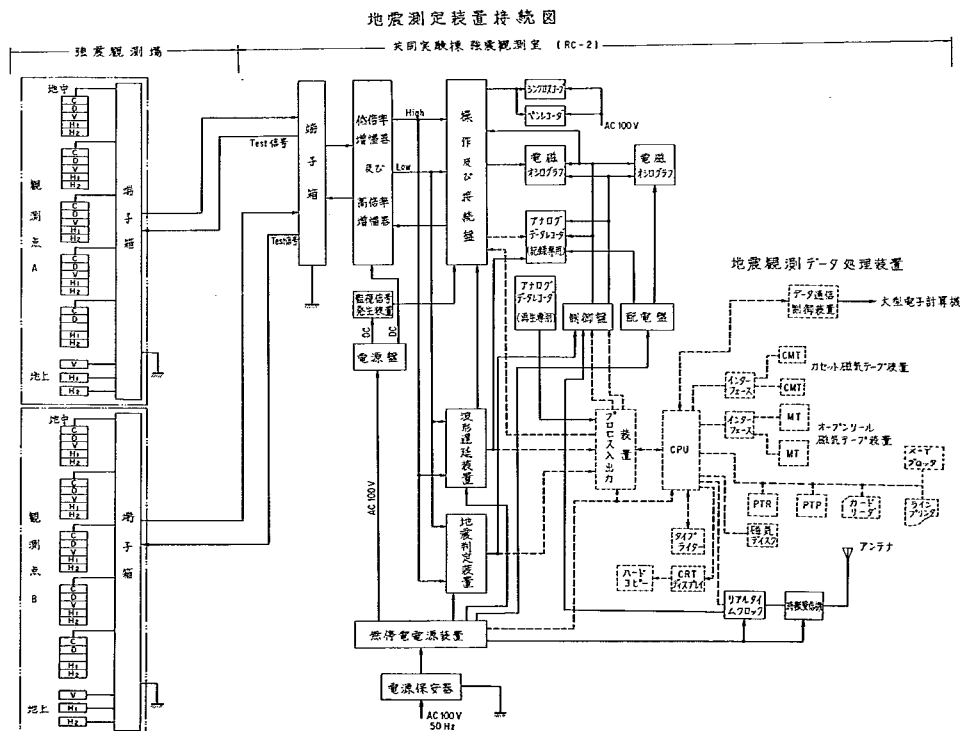


図 4.1 - 1 地震測定装置の構成（接続図）

データを収集するようになっている。そして収集後のデータは、波形解析計算や数値積分による変位の計算および地盤歪の計算などを自動的に行ない、計算結果をディスプレイ又はX-Yプロットに書き出すことができるようになっている。増幅器は、低倍率のものと高倍率のもの二種の出力を持っており、微少地震から大地震まで完全な波形記録が得られるようになっている。また一定の時間々隔で装置各部の動作をチェックするための機能をもっている。この強震観測体制の整備は、昭和52年度から始められ55年度に概略の整備が終了することになっている。昭和52年度には、地中に埋設する部分の地中地震計を12台購入し現地に埋設する準備を行なった。主要な部分の性能諸元を示すと、下記の通りである。

(1) 地中地震計

a) 加速度換振器

型 式	V F B (速度帰還) 型加速度計
振子の型式	直動型振子
振子固有振動数	約 5 H z
感 度	$5^{mv}/gal \sim 50^{mv}/gal$ (但し、専用増幅器と組合せた場合)
周波数特性	$0.1 \sim 50 H z$ $\begin{matrix} +0.5 \\ -1.5 \end{matrix} db$

b) 方位検出器

検出方式	マグネットコンパス
検出精度	± 5 度
測定方法	埋設後地上にて遠隔操作により検出する。

c) その他

外筐体材質	アルミ合金 (非磁性材料)
耐水圧	20 呎以上
設置条件	地震計の傾斜角は ± 3 度以内

(2) 増幅器

a) V F B 増幅器

入力方式	平衡入力
周波数特性	$0.05 \sim 100 H z$ にて平坦 ($0.1 \sim 50 H z$ で $\begin{matrix} +0.5 \\ -1.5 \end{matrix} db$)
出 力	最大 5 V

b) 記録増幅器

入力方式	平衡入力
周波数特性	$0.1 \sim 50 H z$ $\begin{matrix} +0.5 \\ -1.5 \end{matrix} db$
感度切換	$0.1 \sim 100 gal/cm$
出 力	最大 2 V _{pp} (表示感度当り 0.5 V)

(3) 記録器

a) データレコーダ

成 分 数	33 チャンネル
-------	----------

b) その他

(4) データ処理装置

b) デジタル入力部

b) 制御部 (C P U)

c) 付属装置

4.2 地盤歪の推算結果

4.2.2 数値積分による変位波形の計算

- 4 -

i) ニュートンコートの積分公式 (多項式による中心線補正を含む) による積分

ii) FFTによる積分

また、計算に使用する加速度波形には、理論的に正確な変位波形が求められるよう2種の周期の正弦波を合成した次の様な波形を用いた。

$$\ddot{z} = a_1 \sin(2\pi f_1 t) + a_2 \sin(2\pi f_2 t)$$

ここで、 $a_1 = 150g$ 、 $a_2 = 50g$ とし、 f_1 は3 Hzに固定し、 f_2 を5 Hz、7 Hz、9 Hzの3種について計算した。入力データは1/100秒ビッチの加速度値4096個(4.096秒)を用いた。

上記の $\ddot{z}$ から理論的に求めた変位 z は

$$Z = -\frac{a_1}{(2\pi f_1)^2} \sin(2\pi f_1 t) - \frac{a_2}{(2\pi f_2)^2} \sin(2\pi f_2 t)$$

で表わされる。i)の方法で計算した結果を示すと図4.2-1のようになる。この変位波形は、10秒以上の長周期成分を除去するデジタルフィルタを通して図化しているが1~10秒の間の周期成分が含まれており、理論値の変位波形は、その波形に重なる形で含まれている。ii)のFFTによる方法で計算した結果を示すと、図4.2-2、図4.2-3となる。図4.2-2の上から3段目までが0.1 Hz以下の長周期成分を除いた波形であり、4段目以下は1 Hz以下の成分を除いた場合の変位波形である。フィルタが0.1 Hzの場合は、i)の方法と同様に1~10秒の間の成分が含まれており、1 Hzの場合には、この長周期成分は除去されている。この場合の理論値と計算値を比較すると、波形の始めと終りで計算値が理論値より大きくなっている。この原因は、波形の始めの急激な立上りと波形の終りの急な打ち切りのためと考えられるので入力波形に重み係数を乗じてゆるやかに振幅を変化させて入力した。その結果を示すと図4.2-3のようになる。これより理論値と計算値は、ほとんど一致することがわかった。

重み係数の形は、一種類しか計算していないため、その効果の限界がはっきりしていないので、今後さらに検討を行なう必要がある。

4.2.3 地盤歪の計算結果

地震記録を用いて、数値積分により変位波形を計算し、2点間の相対変位と距離の比から地盤の歪を計算した。計算に用いた地震記録は、東京湾岸の川崎(浮島公園)に設置した地中地震計の記録で、1970年9月30日4時26分のEW方向0 mと-2.7 mの加速度波形を使用した。計算結果を示すと、図4.2-4、図4.2-5のようになる。図4.2-4は前項i)の方法により数値積分を行なったもので、図4.2-5はii)の方法に

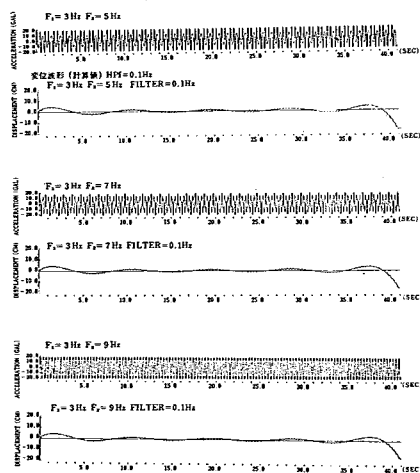


図4.2-1 変位波形の計算結果 (ニュートンコートの積分による)

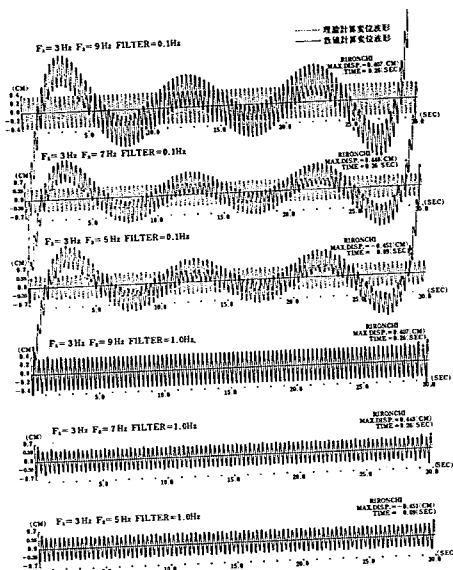


図 4.2-2 変位波形の計算結果 (F F T の積分)

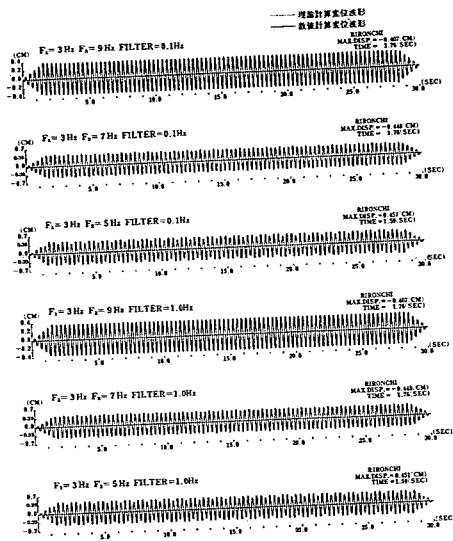


図 4.2-3 変位波形の計算結果 (F F T の積分)

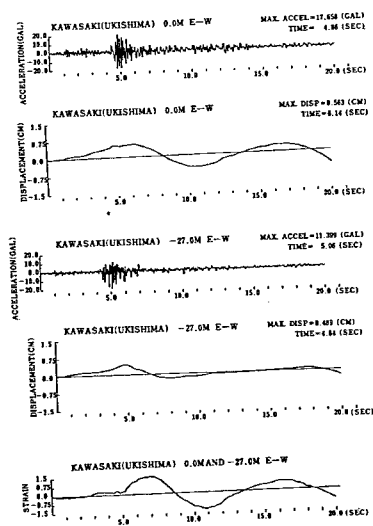


図 4.2-4 地震波形による地盤歪の計算結果 (ニュートンコートの積分による)

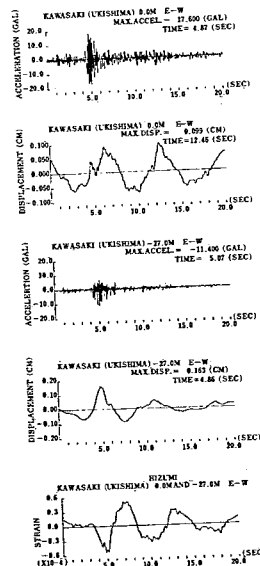


図 4.2-5 地震波形による地盤歪の計算結果 (F F T の積分による)

よるものである。変位波形は、どれも長周期成分が含まれており、歪の波形も同様に長周期成分が卓越したものとなっている。

4.2.4 まとめ

2点間の加速度記録を数値積分して変位波形を求め、相対変位と2点間の距離の比から地盤歪を計算する方法について検討を行なったが、数値積分に関しては、FFTによる積分で波形の先頭部分と終了部分に重み係数をかけることにより誤差の少ない変位波形を計算することができることがわかった。しかし地震波形から変位波形を計算する場合には、地震波形に含まれる誤差（計器特性の誤差、記録器の誤差など）および数値化する場合の誤差などをさらに検討しなければならないものと思われる。

4.3 石油パイプライン技術基準の作成

本研究課題に関連して、通商産業省、運輸省、自治省、建設省の4省で構成されている石油パイプライン事業法関連の告示および解説を作成する作業に協力した。

4.4 河川堤防の被災例の調査

4.4.1 概説

河川堤防は過去の地震により幾多の被害を蒙ってきているが、災害復旧が最優先とされること、被災形態を定量的に統一して評価する手法が提案されていない等の理由により、現在まで必ずしも防災の実務上有効な資料が整備されていないのが現状である。そこで、本年度は河川堤防の機能保持の観点から沈下量を定量的に評価する方法を調査し、これを過去の2,3の地震による被害例にあてはめてその適用性を検討した。

4.4.2 堤体の被災形態と沈下量の定義

堤体の被災形態は一般に図4.4-1に示す通りである。地震前の原形から測ってどの点の沈下量をもって沈下量とするかにはいろいろな方法や考え方ががあるが、ここではまず次の2つの沈下量を定義する（図4.4-1参照）。

$$\left. \begin{array}{l} S_{1,j} : \text{第 } j \text{ 断面での最大沈下量 [m]} \\ S_{2,j} : \text{第 } j \text{ 断面での有効沈下量 [m]} \end{array} \right\} (1)$$

ここで、 $j = 1, 2, \dots, N$ は調査区間内の断面番号であり、 N はその最大数すなわち調査区間の分割数である。

次に、(1)式により定義した $S_{1,j}$ および $S_{2,j}$ を用いて調査区間内 ($j=1, 2, \dots, N$) の沈下を以下のように定義する。

S_{max} : 絶対最大沈下量

$$S_{max} \equiv S_{1,j} \ (j=1, 2, \dots, N) \text{ の最大値} \quad (2)$$

$\bar{S}_1$: 平均最大沈下量

$$\bar{S}_1 = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N S_{1,j} \quad (3)$$

S₂: 平均有効沈下量

$$\overline{S_2} = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N S_{2,j} \quad (5)$$

堤体の被災形態からみた沈下量はひとまず上記のように分類定義することができるが、現在までの地震被害調査では復旧が最優先とされてきたため上記の S_{1,j}, S_{2,j}, S_{max} 等を区別して調査された事例はない。たとえば、堤体の縦断方向の沈下を連続して調査した例では S_{1,j} (j=1, 2, …, N) を対象としている場合が多く、また、古文書等の記述にある「沈下量は最大〇〇m」という表現は絶対最大沈下量 S_{max} を対象としている場合が多い。

被災時の堤体の機能を防水という観点からとらえるためには、上記(1)～(5)式のうち有効沈下量 S_{2,j} (j=1, 2, …, N) が最も適していると思われる。この理由は、最大沈下量 S_{1,j} がいくら大きくても堤体の一部が残っていれば少なくとも防水という堤体本来の機能の保持を図ることができると考えられるためである。しかし、部分的にある断面 j で S_{2,j} が大きくなったような場合には、緊急復旧体制をとることによりそれ以上の被害の拡大を抑止することも可能であると考えられるため、堤体の被災予測をするような場合には S_{2,j} よりもこれを調査区間内で平均した有効沈下量 $\overline{S_2}$ の方が重要であると思われる。したがって、以下では $\overline{S_2}$ を主として対象とすることとした。

4.4.2 堤体の被災のパターンと既往の地震による絶対最大沈下量 S_{max}

既往の地震による堤体の被災のパターンは図 4.4-2 に示す通りであり、また、1923 年の関東地震による絶対最大沈下量 S_{max} は表 4.4-1 の通りである。また、ここで既往の絶対最大沈下量 S_{max} を堤体基礎地盤種別ごとに分類整理すると表 4.4-2 のようになり、著しい被害は①平地軟弱層および⑤旧河川敷、旧河道に集中して生じていること、それ以外の地盤では記録として残るような著しい沈下は生じていないことがわかる。したがって、①および⑤に相当する地盤上の堤体は地震時に被災する確率が大きいと云えよう。同時に、堤高、幅、法勾配、堤体材料により被災度を分類する程資料が整理されていないが、これらの影響は堤体基礎地盤が破壊することと比較し、顕著なものではないようである。

図 4.4-3 は表 4.4-1 および表 4.4-2 に示した絶対最大沈下量 S_{max} を過去の主要な地震ごとに図示したものであり、既往最大の絶対最大沈下量 S_{max} はおおむね 4 m を超えていないのがわかる。表 4.4-1 は、4 m の高さを持つ堤体が 4 m 沈下した例もあることを示しており、堤体基礎地盤が流動化等により破壊した場合には堤体本体の沈下はきわめて大きなものになることを示唆している。しかしながら、堤高が増加するとそれにつれ沈下量もどんどん大きくなるかという点必ずしもそうではないと考えられる。たとえば、図 4.4-4 は堤高と絶対最大沈下量 S_{max} の関係を示したものであるが、これによると絶対最大沈下量 S_{max} は堤高が小さい間は堤高と同程度となる場合があるが、堤高が 4～6 m 以上となると、絶対最大沈下量 S_{max} は堤高には達しなくて、おおむね 4 m あたりに落ち着きそうな傾向を示している。この原因の 1 つとして仮に天端の幅を 5 m、法勾配を 2 割とすれば、堤体の底面幅は、堤高が 4 m の場合には 2.5 m、堤高が 6 m の場合には 3.5 m に達し、たとえ堤体基礎地盤が支持力を失っても、これだけ広範囲の土砂が完全に沈下または横に逃げ出すことはないためではないかと考えられる。したがって、現在までの資料に基づく限りは既往最大の絶対最大沈下

表 4.4 - 1 記述からみた堤体の絶対最大沈下量 S_{max} (関東地震の例)

河川名	被災箇所	堤防高[m]	天端幅[m]	法勾配	小段幅	絶対最大沈下量 S_{max} [m]	
江戸川	野田工場部内 (No 16 ~ 23)	6.0	5.5	川裏 (小段上 1:2 小段下 1:2.5) 川表 (右岸 1:2.5 左岸 1:2)	3.6	3.3 (0.3 ~ 2.1 多し)	
入間川	埼玉県入間郡 山田村 (No 24, 25)	2.0 ~ 3.1	1.8 ~ 3.6	堤外 1:2 堤内 1:2.2		1.5	
多摩川	神奈川県橋本郡 御幸 (No 26 ~ No 35)		2.72 ~ 3.76	1:1.5 ~ 1:2.0		4.0	
富士川	山梨県南巨摩郡 魚秋沢 (No 36 ~ 54)	4.0 ~ 7.0	5.0	1:1.5 ~ 1:2.5		3.3	原形を とどめ ない
笛吹川	山梨県東八代郡 上曾根村 (No 55 ~ 69)	4.0 ~ 6.0	5.5	川表 1:2.0 川裏 1:1.5		4.0	
中川支流 天荒川	埼玉県南埼玉郡 大袋村 (No 70, 71)	1.9 ~ 2.0	1.0 ~ 2.3	1:1.5		2.0	
利根川	埼玉県北埼玉郡 利島村 (No 1, 2)	7.3	7.3	川裏 (1:2.0 1:3.0 (小段1)) 川表 1:2.0	(3.6 3.7)	0.6	

表 4.4 - 2 堤体周辺の地形および地盤種別からみた堤体の絶対最大沈下量 S_{max}
(1952年十勝沖地震, 新潟地震)

地震名	河川名	被災箇所	絶対最大沈下量 S_{max} [m]										堤体高さ H [m]	堤体平均幅 $\bar{w}$ [m]	$\bar{w}/H$	震度
			①平地軟弱粘土層	②谷部軟弱粘土層	③沖積層	④砂丘周辺	⑤旧河川敷・河道	⑥薄い軟弱層のある谷	⑦山地丘陵と平地の境	⑧片切片盛区間	⑨洪積地盤又は岩盤	⑩火山性堆積物				
十勝沖 (1952年)	十勝川	池田町千代田区					1.0(p)						3.0	12.0	4.0	M
	和別川	池田町大森附近	0.8(p)										3.5	9.25	2.6	M
	新釧路川	左岸	1.0(p)										4.0	13.5	3.4	V
	"	右岸	2.0(p)										4.5	14.5	3.2	V
新潟地震 (1964年)	阿賀野川	下山地区					3.7						9.0	2.40	2.7	V
	最上川	大宮地区 (右岸)					1.8						3.0	12.0	4.0	V
	"	" (左岸)					1.8						3.0	12.0	4.0	V
	"	" (右岸)					1.8						3.0	12.0	4.0	V
	赤川	黒森地区					2.0						3.0	12.0	4.0	V
	"	成田地区					0.3									V
	"	大半田地区					0.3									N
新潟地震 (1964年)	"	大宝寺地区					0.3									N
	大山川	下流部					0.7						6.0	15.0	2.5	V
	"	"					0.7						6.0	15.0	2.5	V
	"	"					0.7						6.0	15.0	2.5	V
	京田川	中流部					0.4									V
	最上川	大字初瀬					0.5						3.0	15.0	5.0	V
	"	"					0.5						3.0	15.0	5.0	V
	"	落野目新渡					0.8						3.0	15.0	5.0	V
	"	"														

(注) p: ビート層

量 S_{max} は 4.0 m 程度を maximum possible (可能最大) な値と考えてもよいであろう。

4.4.3 最大沈下量 $S_{1,j}$ と有効沈下量 $S_{2,j}$ の関係

堤体の最大沈下量 $S_{1,j}$ と有効沈下量 $S_{2,j}$ の関係を関東地震による富士川の堤体被害の例からまとめた結果を図 4.4-5 に示す。有効沈下量 $S_{2,j}$ は最大沈下量 $S_{1,j}$ よりも常に小さく、図 4.4-5 の例ではおおむね次式で与えられる。

$$S_{2,j} \approx 0.8 \times S_{1,j} \quad (6)$$

4.4.4 絶対最大沈下量 S_{max} と平均最大沈下量 $\bar{S}_1$ の関係

同様にして堤体の絶対最大沈下量 S_{max} と平均最大沈下量 $\bar{S}_1$ の関係を関東地震による富士川および利根川の例から求めると図 4.4-6 および図 4.4-7 に示すようになり、両者の関係はおおむね次式で与えることができる。

$$\left. \begin{aligned} \bar{S}_1 &\approx 0.44 \times S_{max} \cdots \cdots \text{富士川} \\ \bar{S}_1 &\approx 0.76 \times S_{max} \cdots \cdots \text{利根川} \end{aligned} \right\} (7)$$

$\bar{S}_1/S_{max}$ 値は基礎地盤の性質等により異なってくる性格のものではないかと考えられるが、これらを定量的に分類し吟味するのに十分な資料がないため、ここでは富士川と利根川の両者の値の平均値である次式を用いることとした。

$$\bar{S}_1 \approx 0.6 \times S_{max} \quad (8)$$

4.4.5 平均最大沈下量 $\bar{S}_1$ と平均有効沈下量 $\bar{S}_2$ の関係

平均最大沈下量 $\bar{S}_1$ と平均有効沈下量 $\bar{S}_2$ の関係を直接測定した事例は過去にないが、被災調査断面数 N が充分大きい場合には近似的に次式を用いてもよいであろう。

$$\frac{\bar{S}_2}{\bar{S}_1} = \frac{\frac{1}{N} \sum_{j=1}^N S_{2,j}}{\frac{1}{N} \sum_{j=1}^N S_{1,j}} \approx \frac{S_{2,j}}{S_{1,j}} \quad (9)$$

すなわちこの場合には(6)式から

$$\bar{S}_2 \approx 0.8 \times \bar{S}_1 \quad (10)$$

となる。

4.4.6 試算に想定する絶対最大沈下量 S_{max}

絶対最大沈下量 S_{max} の値とその発生件数の関係を表 4.4-1 および表 4.4-2 に示した関東地震十勝沖地震、新潟地震について図示すると図 4.4-8 のようになる。ここで、注意しなければならないのは、沈下量が小さい被害件数は実際には図示したよりもはるかに多いという点、および沈下量がゼロという記録も無数にあるという点である。したがって、図 4.4-8 に示した沈下量の小さい領域での被害件数は実際には意味の希薄な値であるが、一方、沈下量が 2 m あるいは 3 m 以上の被害件数は、かなり信頼のおけるデータであろう。このような点と被害の生起確率を考慮して試算に想定する絶対最大沈下量 S_{max} としては既往最大の絶対最大沈下量 S_{max} (= 4.0 m) の 70% を対象とすることとした。すなわち、

$$\text{想定絶対最大沈下量 } \bar{S}_{max} \approx 0.7 \times S_{max} = 2.8 \text{ m}$$

4.4.7 平均有効沈下量 $\overline{S_2}$ の試算

以上のような関係を用いて堤体の平均有効沈下量 $\overline{S_2}$ を試算すると次のようになる。

$$\overline{S_2} \approx 0.8 \times \overline{S_1} \approx 0.8 \times 0.6 \times S_{max} = 1.34 \text{ m}$$

4.4.8 まとめ

既往の河川堤防の被災パターンを分類整理して堤体の沈下量の定義を(1),(2),(3),(4)式で与えた。このうち、堤体の機能を防水という点からとらえた場合には平均有効沈下量が最も重要ではないかとの考察から過去の堤体の被害の事例に基づく平均有効沈下量を試算した。今後は地震被害資料の一層の収集整理を図り、堤体の沈下量算定の精度を高めていくと同時に、沈下量に及ぼす各種要因を分析吟味していく必要がある。なお、本調査結果は河川局防災課が行なっている河川、海岸施設の耐震点検の基準の作成のための基礎資料として利用され、耐震点検に反映されている。

なお、上記の調査資料の一部は、建設省関東地方建設局からの委託で（財）国土開発技術研究センター内に設けられた河川堤防震災対策計画調査研究会の資料に基づいている。同研究会の関係諸氏に感謝の意を表する次第である。

5. 今後の問題点

下記に示す項目について、実施および検討する必要がある。

- (1) 筑波における強震観測体制の整備
- (2) 地震波の数値データに含まれる各種の誤差の検討
- (3) 既往の地震記録による地盤応答解析から地盤歪を推定する手法の検討

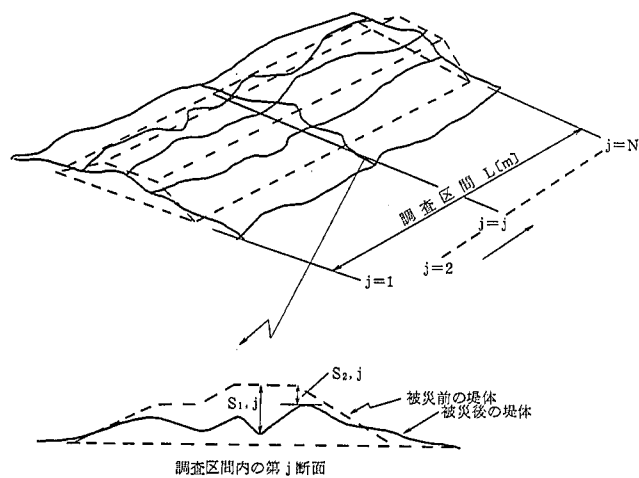


図 4.4-1 堤体の被災形態と沈下量の定義

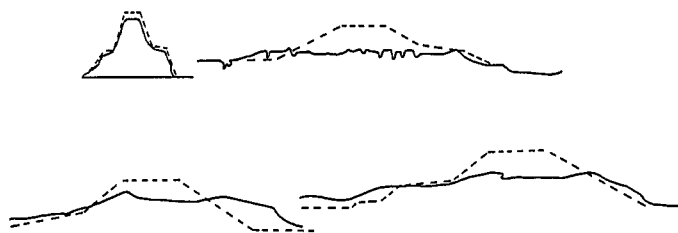


図 4.4-2 典型的な被災パターン

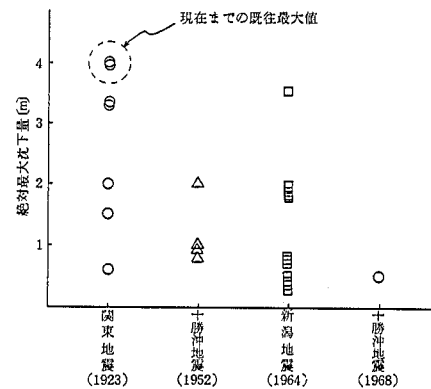


図 4.4-3 地震ごとの絶対最大沈下量 S_{max}

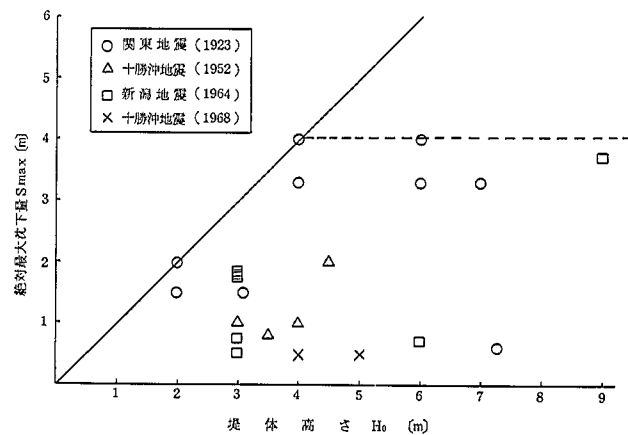


図 4.4-4 堤高と絶対最大沈下量 S_{max} の関係

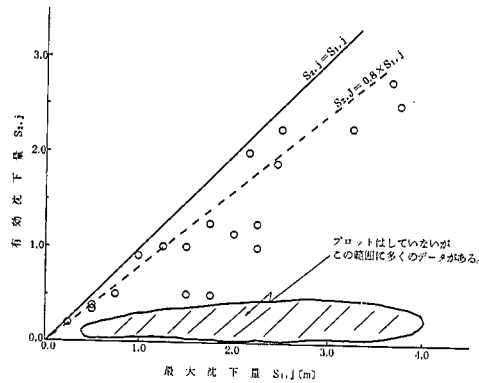


図 4.4-5 最大沈下量 $S_{1,j}$ と有効沈下量 $S_{2,j}$ の関係
〔関東地震による富士川右岸（山梨県南巨摩郡秋沢）の例〕

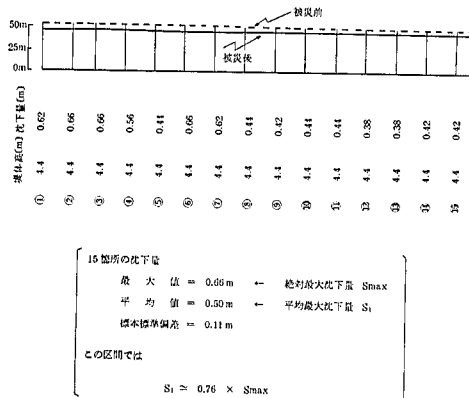


図 4.4-7 絶対最大沈下量 S_{max} と平均最大沈下量 S_1 の関係
〔関東地震による利根川本流（千葉県香取郡小見川町地先）の例〕

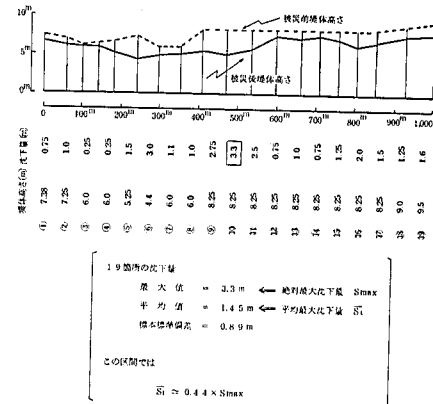


図 4.4-6 絶対最大沈下量 S_{max} と平均最大沈下量 S_1 の関係
〔関東地震による富士川（山梨県南巨摩郡秋沢）の例〕

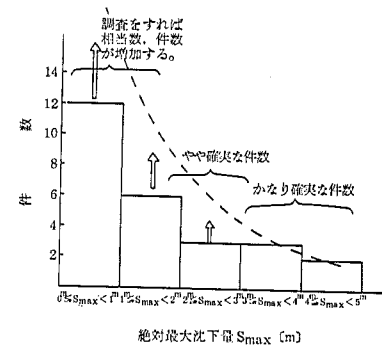


図 4.4-8 絶対最大沈下量 S_{max} と件数
〔表-1 および表-2 から作成〕

(2) 地盤別地震動分布の推定法に関する研究

振動研究室 室長 岩崎 敏 男
研究員 川 島 一 彦
高 木 義 和

1. ま え が き

昭和49年2月28日に開催された第24回地震予知連絡会において、全国9ヶ所の観測特定地域の内、関東地方と東海地方の両地域を観測強化地域と指定した。その後の理学上の研究では、東海地域に対する予知の緊急性が示されており、それに対応する震害危険度の予測手法の開発が防災対策上必要とされている。本研究では、当該地域における地盤種別ごとの地震動分布を推定する手法を調査した。

2. 研 究 目 的

- (1) 東海地方における地盤種別を把握し、予想される地震動分布を推定する。
- (2) 実地震による地震動特性の実態を把握する。

3. 研 究 方 法

- (1) 東海地方の地盤調査結果を収集し、道路橋耐震設計指針の規定に従って、地盤種別の分類を行なう。一方、地盤の地震応答解析を行ない、その結果から、上記地盤種別分類法の妥当性を検討する。これにより当該地域における地盤別地震動分布の推定法の基礎資料を得る。
- (2) 地震を特定した場合の地震動強度を求める手法を開発するとともに、算定精度の検討を行なう。
- (3) 地震被害調査を通じて地盤条件の影響の度合いを調査する。このため1978年1月14日の伊豆大島近海地震 ($M = 7.0$) および1978年2月20日の宮城県沖地震 ($M = 6.7$) の2地震につき、地震動の調査および被害調査を行なった。

4. 調 査 結 果

4.1 地震を特定した場合の地震動の推定法に関する研究

4.1.1 概 要

地震の予知に関しては、現在まだわが国では実用化されるには至っていない。しかし、中国においては1975年2月4日の遼寧省海城地震 ($M = 7.3$) をはじめとする破壊的な地震を含めてすでに12個の地震の発生を予知することに成功したと云われており、またわが国においても昭和53年1月の伊豆大島近海地震のあとに余震に関する情報が初めて国民に流されるなど、地震学の長足の進歩に支えられ、遠からず地震予知が本格的に実用化される時代を迎えるものと考えられる。

地震の発生がある特定の地域において予知された場合に、公共土木施設等の被害の予測、補強対策

代替交通網の整備および緊急時の輸送体制等，防災上の措置を講じるためには，その地震による地震動の特徴，強度等を正しく把握することが必要とされる。

本年度は，現在利用できる手法を用いて，地震の規模および震源位置，地盤構成が特定された場合に地震動の強度を算定する手法を求め，この方法を1854年12月3日の安政東海地震にあてはめて本方法の適用性および精度を検討した。

なお，本研究は中部地方建設局が実施している東海地震震災対策調査に関連して実施したものであり，本研究で開発した手法の一部は東海地震により想定される地震動強度を求めるために利用されている。

4.1.2 震度分布の計算方法

震度分布を求める手法は図4.1-1に示す通りであるが，その主要な部分をまとめると以下の通りとなる。

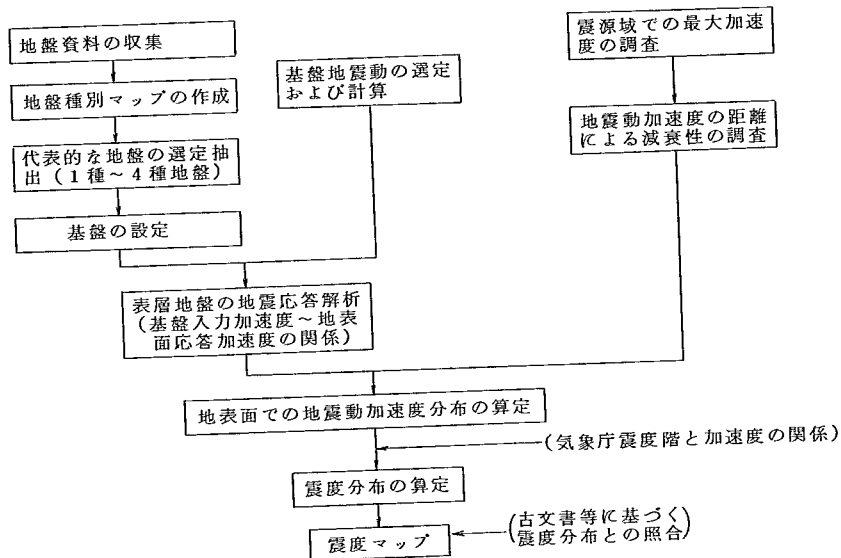


図4.1-1 震度マップ作成の手順

(i) 地盤の構成は一般に場所ごとに変化し，多種多様であると考えられるため，これらの影響を解析に取り入れるために計算の精度，地盤特性等の条件を考慮して4種類のカテゴリーに分類した。次に対象とする地域を約1km幅の基板目状に分割し，それぞれのメッシュの範囲内で調査されたボーリング資料等の地盤資料を利用して，このメッシュが4種類の地盤種別のいずれに該当するかを定めた。地盤の応答を忠実に計算で再現するためにはできるだけメッシュの刻み幅を小さくし，きめ細かく地盤条件の変化に追従できるようにすることが必要であり，利用できる地盤資料の数や計算に要する手間等の条件を勘案して上記の刻み幅を定めたものである。また，同一のメッシュの中で地盤条件が変化し，2つ以上の地盤種別をとるような場合には面積比の大きい地盤種別でそのメッシュを代表させ

ることを原則とした。

(ii) 4種類の地盤種別に該当する地盤条件を持った地点を地盤種別ごとにそれぞれ2地点ずつ、合計2地点選り出し、基盤に地震動を作用させた場合の表層地盤の地震応答を計算した。基盤に作用させた地震動は過去の地震により地盤の表面もしくは地中で採取された5種類の地震動記録であり、このうち地盤の表面で採取された記録については、その地点の基盤地震動に変換したうえで応答計算の入力として用いた。基盤地震動の最大加速度は波形特性を固定して100gal, 200gal, 300galの3通りに変化させた場合を計算して求めておき、これらの中間の場合には計算値を内挿して求めた。

(iii) (ii)により計算した5種類の地震動記録に対する8地点の表層地盤の地震応答解析結果ならびに現在までに観測された地中地震動の加速度分布の結果等を総合して、4種類の地盤種別ごとに基盤に作用させた最大加速度値とその結果地表面で期待される最大応答加速度値の関係を図4.1-2のように求めた。

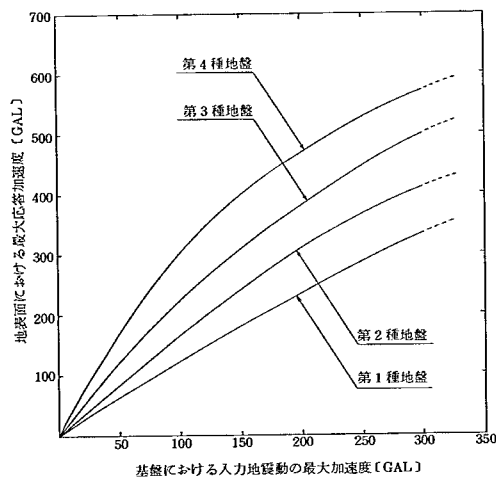
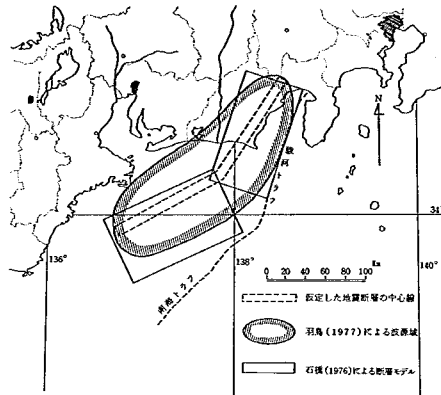


図4.1-2 表層地盤の地震応答特性

(iv) 地震時にすべりを生じる断層の範囲を想定し、現在利用できる地震動の最大加速度と震央距離の関係を適用して、基盤で期待される最大加速度値を上記の各メッシュごとに求めた。次に、(ii)で定めた基盤から地表面までの最大加速度の増幅度の関係を用いて地表面で期待される地震動の最大加速度を求め、これを気象庁の震度階に変換した。

4.1.3 安政東海地震の概要

安政東海地震は南海トラフ沿いに生じた低角逆断層地震であるといわれている。安藤(1975)は四国沖から遠州灘に至る太平洋沿岸に発生した地震を西から東に順にA, B, C, Dの4領域に分けてとらえ、安政東海地震ではCおよびDの領域が破壊したと考えた。その後、最近になり古文書等の見直しから図られ安政東海地震の際には駿河湾西岸の一带で1m以上の隆起があったことがわかり、震源域が駿河湾の奥にまで延びていたらしいことが指摘されている(羽鳥1976, 石橋1976)。このような点に基づき、羽鳥(1976)は図4.1-3にハッチで示すように安政東海地震の津波の波源域を推定し、また、石橋(1976)は安藤のD領域の東側に新たにE領域を加え、安政東海地



安政東海地震の震源域

震はC, DおよびEの領域に発生した地震であるとして今後検討の余地を残すとしながらも図4.1-3に四角の枠で示すような長さ120km×70kmおよび115km×70kmの断層を提示している。

4.1.4 安政東海地震による地震動強度の推定

ここではこれらの情報に基づいて図4.1-3に破線で示すように震源域の中心的な領域を地表面に投影した、いわば工学的な地震断層の中心線を想定し、断層面での応力解放により生じる地震エネルギーは全てこの破線内の領域から生じるものと仮定した。また、この破線からの距離に応じた基盤地震動の最大加速度値は次式により推定した。

$$A_{\max}(\Delta) = \frac{9}{10} \times 108 \times 10^{0.202M} \times (\Delta + 30)^{-0.813}$$

$$= \frac{9}{10} \times 5373 \times (\Delta + 30)^{-0.813} \quad (1)$$

ここで、 Δ ：震央距離 (km)

M：マグニチュード

$A_{\max}(\Delta)$ ： Δ の位置での最大加速度

(1)式の右辺第2項以下は51回の地震による301個の地震記録をもとに多変量解析により求めた最大加速度～震央距離～マグニチュードの関係式のうち、1種地盤上の加速度期待値を与える式をもとに、安政東海地震のマグニチュードを8.4と見込んで求めたものである。また、(1)式の第1項の係数9/10は表層地盤の地震応答計算ならびに現在までの地中地震動の観測結果から1種地盤の基盤面では地表面に比較して地震動の最大加速度を1割程度小さくとってもよいと考えられる点を解析に取り入れるために設けた係数である。(1)式はもともと工学式強震計により観測された地震動の最大加速度を震央距離により分類整理して求めた式であり、震源域からの距離で整理したものではないこと、また、規模の大きい地震により震源域およびこれに非常に近い地点で地震動が採取された事例がきわめて少ないため、震源域での地震動を直接与えるかどうかに関しては今後の検討を待たなければなら

ない。

図 4.1-3 に示した地震断層の中心線からの距離に応じて(1)式により基盤地震動を求め、図 4.1-2 による表層地盤の増幅効果を考えてメッシュごとに地表面での地震動最大加速度値を推定し、加速度値をもとに、これを気象庁震度に変換した。この結果によれば震源域と想定した地域上はおおむね震度は 7 となっており、計算上は静岡県全体が震度 5 以上と求められた。

一方、宇佐美(1977)は古文書等の記録を整理して、安政東海地震による静岡県下の震度分布を 5、5～6、6、6～7、7 の 5 段階に分け図 4.1-4 のように推定している。宇佐美による推定値と照合するために上記の計算値のなかから図 4.1-4 に対応する地点の震度を取り出したのが図 4.1-5 である。ここで、計算上求めた震度分布は 5、6、7 の 3 段階表示に示しているため、図 4.1-5 も基本的にはこれら 3 つの震度のいずれかとなっているが、対応する点が相隣り合う 2 つのメッシュの境界線付近にあり、この線を境として震度が異なるような場合には 5～6、6～7 のように両方のメッシュの震度の中間的な値で表示した。図 4.1-5 を図 4.1-4 と比較すると両者は比較的良く一致しており、計算による推定値は古文書等から求められた震度分布をおおむね再現しているものと考えられる。

4.1.5 まとめ

地震の規模および震源位置が特定された場合に地震動の強度を算定する手法を提示するとともに、この方法を 1854 年 12 月 3 日の安政東海地震にあてはめ手法の適用性ならびに精度を検討した。この結果、以下の結論と今後の問題点が得られる。

1) 本年度は断層面からの地震エネルギーを断層を地表に投影した面の中心を通る領域から生じると仮定し、この領域の外周線からの距離に応じて基盤地震動加速度の最大値の分布を求め、これに表層地盤の増幅率を用いて地盤表面での最大地震動加速度の分布を求める手法を開発するとともに 1854 年の安政東海地震に適用した結果、計算上求められた震度分布は細部においてやや大きな目で見積りと思われる地点はあったが、全体としては萩原、宇佐美らにより古文書等から推定されている震度分布と一致するという結果を得た。

2) しかしながら、このような手法では断層面からの距離に応じた地震動加速度の強度ならびに特性の分布を正しく評価することが重要となるが、震源域での地震動の推定は、これを直接観測した事例が少ないためあいまいさを残しており、今後さらに実測資料を積み重ねることにより確認していくことが必要である。

謝 辞

本調査は建設省中部地方建設局が行なっている東海地震震災対策調査に関連して行なったものであり、静岡県ならびに国土開発技術研究センターにおいて調査された資料を利用させていただくとともに、とりまとめにあたり貴重な御助言をいただいた。関係機関の皆様にお礼申し上げます。

参 考 文 献

岩崎，川島，高木：地震を特定した場合の地震動の推定法に関する研究－1854 年安政東海地震に対する適用例－，土木研究所資料第 1389 号，昭和 53 年 3 月

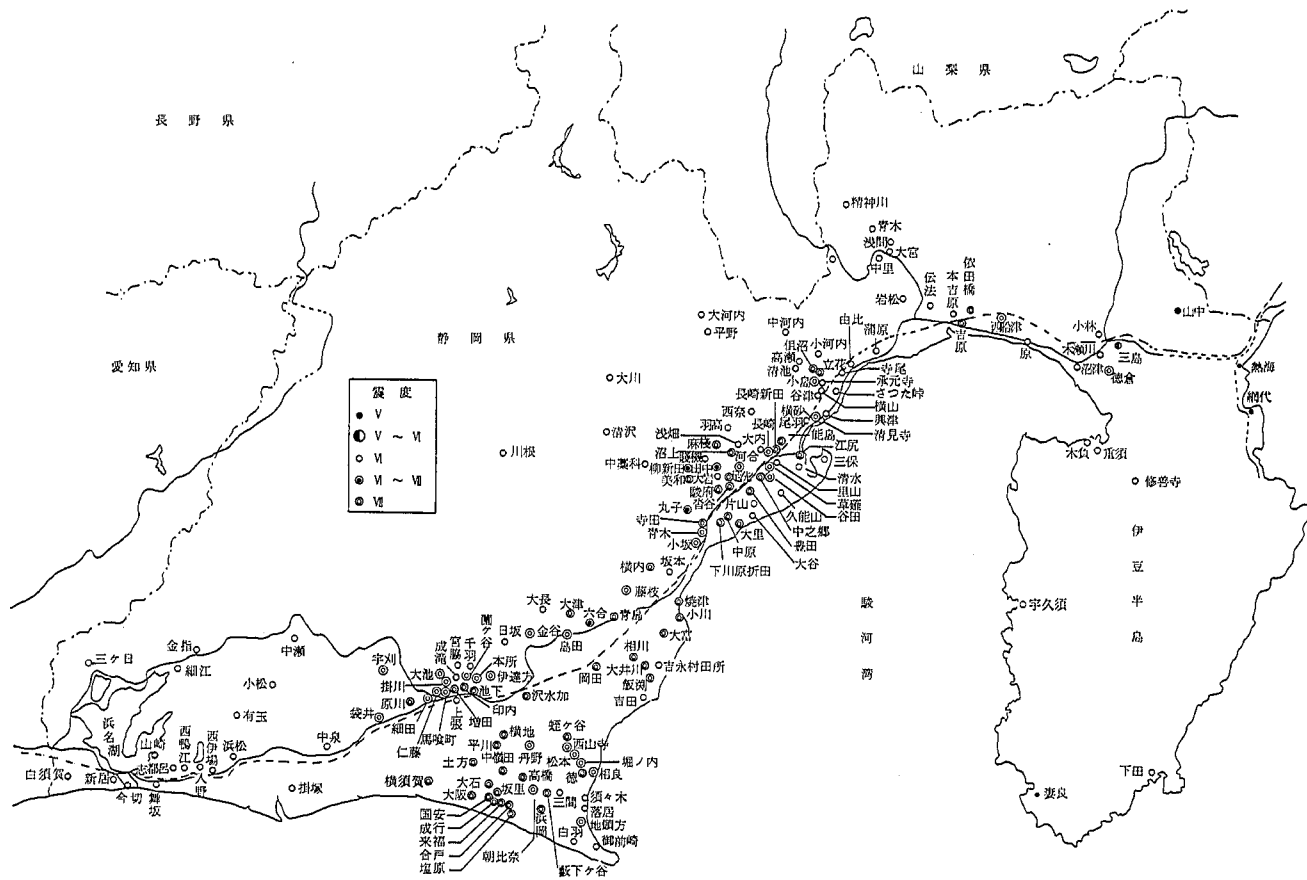


図 4.1—5 計算により求めた安政東海地震による震度分布

4.2 伊豆大島近海地震（1978年1月）による被害状況調査

4.2.1 地震および調査の概要

1978年1月14日12時24分頃、伊豆大島西方海底から伊豆半島中部にかけての範囲に震源をもつマグニチュード7.0の地震が発生した。この地震により、静岡県伊豆半島の東部～中部地区に多大の被害が生じた。

気象庁の発表によると、この地震の震央は東経 $139^{\circ}14'$ 、北緯 $39^{\circ}46'$ 、マグニチュード(M)は7.0、震度は伊豆大島、横浜で5、東京、静岡、網代、石廊崎等で4であった。

被害は、道路法面の崩壊、自然斜面の崩壊、橋、トンネル等多岐に及んだため、地質、地すべり、急傾斜地崩壊、施工、動土質の各研究室と協力して調査を行なった。

4.2.2 地震動強度の推定

各地の地震動の強度は、気象庁が発表した震度のほか、気象官署での強震計（1倍変位計）の記録、工学分野の強震計（加速度計）の記録、および墓石の転倒状況から推定した。

まず気象庁の1倍変位計の記録から読みとった各地の最大振幅は表4.2-1に示す通りである。

表 4.2-1 気象庁1倍強震計による最大地震動変位

	最大地震動変位〔mm〕		
	東 西 方 向	南 北 方 向	上 下 方 向
伊豆大島	スケール・オーバー	スケール・オーバー	19.8
伊 崎	スケール・オーバー	スケール・オーバー	15.0
網 代	29.5	17.0	10.0
横 浜	24.8	31.2	8.8
館 山	12.4	22.4	8.9
静 岡	17.4	28.9	4.9
三 島	24.0	39.5	11.5

（注）スケール・オーバーは30mm以上の変位があったことを示す。

これらより、各地点とも上下動に比べて水平動が大きいこと、網代では水平動のうち東西動が大きかったが、他地点では逆に南北動の方が大きかったことがわかる。また、これらの記録によると、震央近くでの主要動の継続時間は10～20秒程度でかなり短かった。

次に、SMAC型強震計を主体とする工学式強震計により得られた地震動の水平加速度の最大値の分布を図4.2-1に示す。また図4.2-2は震央距離と最大水平加速度の関係を描いたものであるが、この図の点線は既往の強震観測記録の解析結果による最大加速度の推定式である。推定式は今回の観測データの上限に近いことがわかる。加速度記録から求めた主要動の継続時間は10秒程度である。

伊豆半島中部から南部には工学式強震計が未設置であったため、強震地域での地震動加速度の記録は得られなかった。この地域での計器観測の欠如を補う目的で、伊豆半島の中部～南部全域の墓地を対象として墓石の転倒状況を調査し、地震動加速度の推定を行った。図4.2-3は半島内168箇所の墓地での墓石の転倒状況を転倒率で表示したものであり、14日の主震では東伊豆側から河津町に

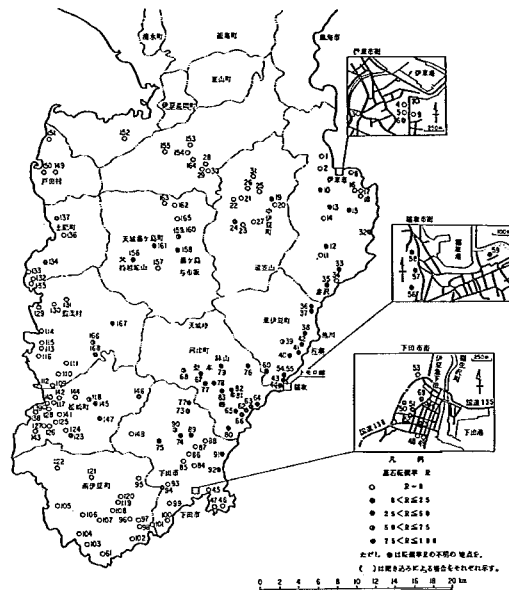


図 4.2-3 墓石の転倒状態

4.2.3 被害統計

地震に伴って発生した自然斜面の地すべりや崩壊等により、死者25名(東伊豆町9名、河津町11名、天城湯ヶ島町5名)の被害となった。これは1974年伊豆半島沖地震の死者30名を若干下廻った。

静岡県内の公共施設等の被害額は総額311億円とされ、これは1974年地震の被害総額約25億円をはるかに上まわっている。土木施設の被害では、道路被害(約140億円)が最も大きかった。

一方、東京都伊豆大島では道路等にも若干の被害(道路被害3箇所約4千万円)があったが、静岡県の被害に比べると非常に軽微であった。

4.2.4 道路の被害

道路の被害箇所は、東京都伊豆大島(町道38号線)で3箇所、静岡県内で国道(135, 136号線)、主要地方道(修善寺下田線ほか)、県道、および市町村道で744箇所、有料道路(東伊豆有料道路、天城トンネル有料道路)で47箇所の多数にのぼり、道路の被害総額は140億円にも達した。

1974年伊豆半島沖地震では、道路被害は主に盛土部に集中したが、今回は自然斜面のすべりや崩壊に起因する被害が主体をしめ、ついで盛土、擁壁、トンネル等に被害が発生した。道路橋、横断歩道橋については、軽微な被害で、交通阻害する程のものはほとんどなかった。

4.2.5 斜面崩壊

今回の地震による斜面崩壊は、土砂斜面の崩壊、岩石斜面の崩壊、落石の3タイプに大別できる。

土砂斜面の崩壊は東伊豆町奈良本地区や河津町見高入谷七廻地区等の泥流堆積物—表土1～2 m、火山礫層（スコリア層）2～3 m、ローム層の順に堆積している—および河津町梨本地区等の湯ヶ島層群（凝灰質シルト岩、凝灰角礫岩）の風化層で起こっている。前者の場合は25度前後の緩斜面でもすべっており、一般にスコリア層ないしはその下のローム層から上がすべっている。この場合の崩壊規模は、数万～20万 m^3 程度と相当大きいものがある。後者の場合は、一般に根の浅い樹木が風化土とともにすべっており、1箇所の崩壊量は数千～数万 m^3 に達している（写真4.2-1参照）。

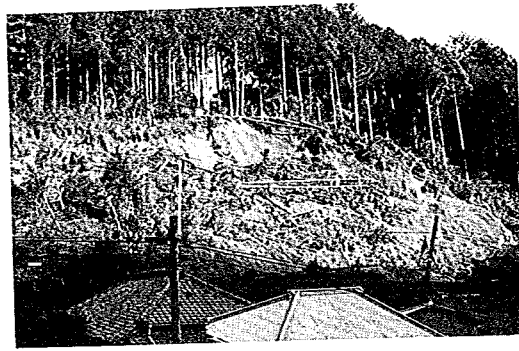


写真4.2-1 主要地方道修善寺下田線の河津町梨本地区での斜面崩壊

岩石斜面の崩壊は東伊豆町や河津町にみられ、安山岩熔岩の節理の発達した急傾斜面に多く発生し、1箇所の崩壊量は数千～数万 m^3 に及んでいる。地形的には山の屈曲部のふくらんだ部分（平面的な凸部）での急傾斜面の崩壊が目立った（写真4.2-2参照）。



写真4.2-2 国道135号線の東伊豆町大川地区での斜面崩壊（静岡県下田土木事務所提供）

落石は東伊豆町に分布する節理の少ない岩、および河津町や天城湯ケ島町に分布する湯ケ島層群の火山礫のある箇所が多発しており、1箇所あたり数百㎡程度までの崩壊がみられた。

次に、切取斜面については、切取面だけの崩壊例は少なく、その上の自然斜面からの崩土に伴って被災している例が多い。法面処理を施した箇所での被害は相対的に軽微であった。とくに、コンクリート擁壁、井桁枠、法枠、吹きつけ等で十分な法面処理を施した箇所では被害が軽微された。

4.2.6 盛土と擁壁の被害

盛土および擁壁の主な被害地域は斜面崩壊の範囲とほぼ同じく、国道135号線と東伊豆有料道路の東伊豆町浜田から河津町今井浜までの区間、ならびに主要地方道修善寺下田線の河津町峰から天城峠までの区間であった。

盛土の沈下は、多くの場合、盛土斜面の崩壊、移動に伴っており、片盛片切部では、盛土の沈下に伴う路面の沈下と亀裂が多く発生した。盛土沈下の規模の大きいものでは、路肩からの幅が約3.5m、長さ約60m、沈下量約60cmであった。路面沈下の発生箇所の中には、旧道拡幅のための腹付け盛土が沈下した所もあった。また、路面が健全であっても、路肩部がガードレールと共に沈下した例も多くみられた。

道路の切土面、盛土面の擁壁はこの地区ではねり積のブロックおよび石積が大半であるが、ねり積ブロック擁壁でも、一部に崩壊した例がみられた。(写真4.2-3)

しかし、全般的には、擁壁の崩壊例は少なく、クラック、はらみ、ずれ、沈下等が発生した程度であった。被災地域内には井桁枠で補強した高盛土(10m~20m程度)が数箇所あったが、いずれの地点でも崩壊したものはなかった事は注目される(写真4.2-4)。

4.2.7 トンネルと橋の被害

道路トンネルでは、東伊豆有料道路の友路トンネル(延長425.5m)で、伊豆側坑口の近くのアーチ部(写真4.2-5)および側壁部から、コンクリートが剝離した。国道135号線上の友路峠にある白田、城東、黒根の3トンネルでは、坑口付近に大規模な斜面崩壊が生じ接近不能となっている。トンネルは相当の被害を受けた模様である。

また、伊豆急行鉄道の稲取トンネルではトンネル内部のコンクリート覆工の破壊、線路の浮上、蛇行等の大きな被害を受けた。

道路橋については、国道135号線の下田橋他に橋脚・橋台の支承部付近のコンクリートの剝離



写真4.2-3 切土部の石積の崩壊(国道135号東伊豆町新田)

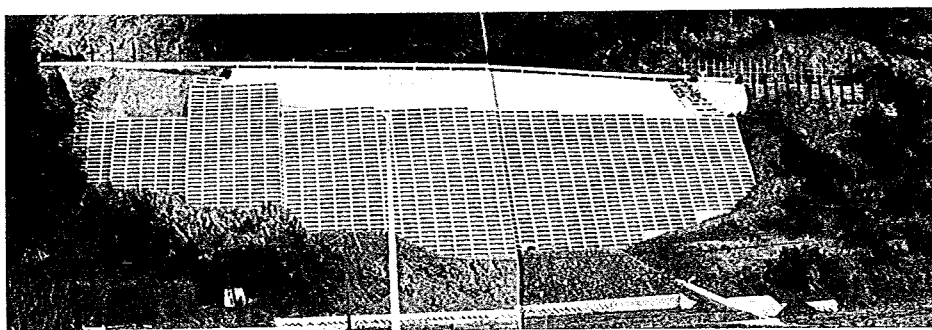


写真 4.2-4 主要地方道修善寺下田線の河津町梨本地区にある井桁枠擁壁の盛土の正面－高さ 20 m の大規模なものであったが、ごく軽微な被害ですんだ。

新下田橋で PC 桁片端（左岸橋台上）の下流方向への移動（約 7 cm）と高欄の破損（写真 4.2-6）さらに下田市道の港橋で橋脚（左岸より第 1 基目）の沈下（約 50 cm）の被害があった。

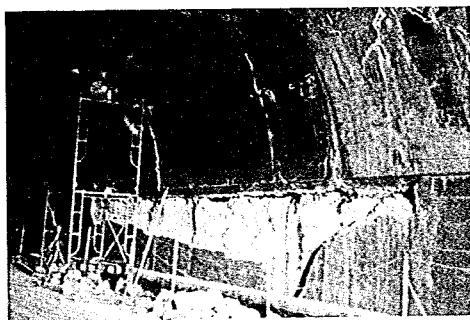


写真 4.2-5 友路トンネルの側壁部の被害



写真 4.2-6 新下田橋高欄の破損（左岸橋台付近）（下流に見えるのは橋脚が沈下した港橋である。）

4.2.5 まとめ

今回の地震による被害の特徴をまとめると以下のようになる。

- 1) 東伊豆町稲取地区などで活断層（最近数十万年の間に動いたことがあり、今後も動く可能性のある断層）に起因すると思われる地表面のくいちがいあるいはきれつが約1 kmにわたって発見された。地震被害は余震域およびその近傍に限られ、土砂斜面のすべり、急傾斜面の崩壊、落石、住家の損壊（主に斜面からの崩土による損壊と振動による屋根瓦の転落）等が目立った。断層線に近接した地区でも橋や横断歩道橋等の構造物本体には、地震動による被害はほとんどなかった。
- 2) 岩石の自然斜面の崩壊は、山の屈曲部のふくらんだ部分（凸部）での急傾斜面に多くみられた。
- 3) 土砂斜面のすべりは、やや緩勾配（25°程度）でも発生した。表面から4～5 m程度の深さにあるスコリア層と粘性土層の境界付近ですべっている。
- 4) 切取斜面では、法面処理を施した場所では被害が軽かった。特に法面処理が良好なほど、被害は小さいことが認められた。
- 5) 無処理の自然斜面からの巨石の転落が多く見られた。斜面を覆ったネットがある場合は、落石がネット内に止まって、被害を防止している。
- 6) 盛土および擁壁には沈下、亀裂等の被害が多く見られたが、大被害は少なかった。特に、斜面を井桁枠や法枠で補強した盛土は、ほとんど無被害であった。
- 7) トンネルと橋等の構造物にも多少の被害が発生した。地震時に断層がトンネル内で活動したと認められるトンネル、および坑口付近に大規模な斜面崩壊のあったトンネルを除いては、構造物の被害は軽微であった。特に橋の被害は軽微であった。
- 8) 地震後の火災の発生は皆無であり、2次災害を軽減した。かねてより、静岡県が推進してきた地震防災施策の成果と考えられる。
- 9) 今回の地震被害を観察した結果、今後早急に検討する必要があると思われる土木技術的課題としては、地震活断層の土木構造物に対する影響と対策、地震時の斜面崩壊の予測と対策、盛土および擁壁の耐震性の向上、さらには強震観測網の充実等があげられる。

参 考 文 献

- 1) 土木研究所「1978年伊豆大島近海の地震被害調査速報」土木技術資料20-4（53.4）
- 2) 土木研究所「1978年伊豆大島近海地震調査概要」土木研究所資料等1346号（53.2）

4.3 宮城県沖地震（1978年2月）による被害状況調査

4.3.1 地震の概要

昭和53年2月20日午後1時37分頃、宮城県沖数十キロの地点を震源地として地震が発生し、宮城県、岩手県等東日本を中心に若干の被害が生じた。

気象庁によると、地震のマグニチュードは6.7、震央の位置は東経142度12分、北緯38度42分、震源深さは約50 kmとされている。各地の震度は、大船渡で震度5、仙台、盛岡、福島等で震度4であり、東日本の比較的広い範囲にわたって振動が広がっている。

宮城県および岩手県を中心として設置されていた工式式強震計は各地でよく作動し、多数の貴重な地震動記録が得られており、宮古から仙台にかけての太平洋沿岸に加速度の大きい箇所が分布している。これらのうち、真崎大橋（岩手県）近傍の地盤上では橋軸方向に85gal、橋軸直角方向に46gal、開北橋（宮城県石巻市）近傍の地盤上では橋軸方向に81gal、橋軸直角方向に144gal、塩釜港（宮城県塩釜市）では南北方向に106gal、東西方向に129galの地震動がそれぞれ記録されており、これらの地点では最大加速度値だけから判断すると震度5（最大加速度80～250gal）のやゝ低い方に相当することとなる。

4.3.2 被害の概要

公共土木施設の被害を道路関連施設および河川関連施設に分類して示すとそれぞれ表4.3-1および表4.3-2の通りとなる。

表 4.3-1 道路関連施設被害概要

番 号	路称名もしくは構造物名	地 名	被 害 概 要
①	県道古川佐沼線	迫 町	片盛土部路肩クラックおよび沈下（15箇所）
②	錦 桜 橋 (国道346号)	中田町	右岸側橋台の沓座コンクリート剝離 固定沓セットボルト破断、アンカーボルト一部抜出し、一部浮上り破損
③	主要地方道一関北上線 柵の瀬橋（主要地方道一関～北上線）	一関市	柵の瀬橋取付道路路肩崩壊 上横構座屈、固定沓セットボルト破断、固定沓アンカーボルト一部抜出し
④	船 場 橋	石越町	固定沓カバープレート破損

表 4.3-2 河川関連施設被害概要

番 号	河 川 名	地 名	被 害 概 要
⑤	名 取 川	宮城県名取市	特殊堤盛土天端にクラック（幅1～3cm、深さ0.2～1.3m） 堤体天端に横断方向にクラック（幅1～3cm、深さ10～70cm）発生、堤内地には流動化が生じた。
⑥	北 上 川	宮城県志田郡、 遠田郡および、 岩手県西磐井郡 胆沢郡	護岸の一部沈下、策堤部天端にクラック、排水樋管の継目食いちがい、特殊堤の沈下、堤体沈下
⑦	磐 井 川	岩手県一関市	護岸沈下、堤体クラック

これらの公共土木施設の被害は岩手県南部から宮城県北部にかけて分布しており、地震動の激しかった太平洋沿岸地域よりもむしろ内陸の北上川および鳴瀬川流域に集中しているのが注目される。

建設省ならびに宮城、岩手両県の調べによる公共土木施設の被害総額は約4億5千万円である。

4.3.3 道路関連施設の被害

宮城県道古川～佐沼線では沼（長沼）に近接した地区で15箇所切盛部の盛土の沈下に伴う路面の沈下およびクラックが生じた。沈下は道路中央から路肩に向かって生じているものが多かった。この路線は第三紀層から成る丘陵地を通っており、地盤条件は比較的良好であるが被害を受けたのはいずれも盛土区間であった。

主要地方道一関～北上線の柵の瀬橋取付道路においては写真4.3-1に示すように盛土部の路肩が長さ約100mにわたって崩壊し、一時通行止めとなった。

その他、岩手県前沢町の国道4号線沿いの歩道で民家の石積みが高さ3m、幅7mにわたり崩壊したが、軽微なものであったため、交通に支障はなかった。

次に橋脚の被害であるが、国道346号と北上川の交差部に架けられた錦桜橋では、右岸側橋台の沓座付近コンクリートが写真4.3-2に示すように剝離した。

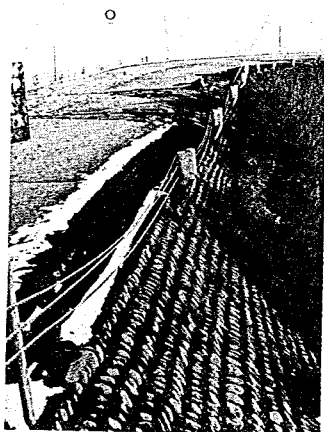


写真4.3-1 柵の瀬橋取付道路路肩の沈下
(主要地方道一関～北上線)



写真4.3-2 錦桜橋右岸橋台のコンクリート
剝離〔国道346号線〕

本橋は昭和29年に架設された5連の単純ワーレントラス ($L=59m$) と9連のゲルバー桁から成り、橋長は525mである。写真4.3-2に示した箇所は昭和37年の宮城県北部地震 (マグニチュードは6.4、震央は前記の県道古川～佐沼線に近い長沼付近) の際に最初に被害を生じたものであり、沓座コンクリートが剝離したのを鉄板で押え補修を施こした箇所が今回の地震により再度被害を蒙ったものである。また、右岸側のワーレントラスと固定沓 (上沓) を結ぶ直径25mmのボルトが上下流側とも (計8本) 切断されたが、著しい上沓と桁の移動は生じなかった。また、左岸側ワーレントラスの自由端側のスチール製伸縮継手が先端で3cm程度の浮上りを生じた。本橋左岸付近にあった墓地では約50の墓石のうち、転倒した墓石は2個であり、本地点で異状に地震動の加速度が激しく増幅されたとは考えられないが、左岸側のボーリング結果によれば本地点ではN値が10程度以下の細砂層が地表面下約30mまで続いており、地震時に橋桁が相当大きな変位振幅で振動したことが想像

される。

錦桜橋から7 km程北西の一般県道石越～白崖線と夏川（北上川支川）の交差部にかかる舟場橋（3スパン連続活荷重合成桁＋2連の単純桁、橋長501.8 m）では、連続部の可動支承2箇所において下桁を押えている鉄板が破断するとともに、高欄の抜け出しと食い違いが生じた。

主要地方道一関～北上線の柵の瀬橋（3スパン単純ランガートラス、橋長307.2 m）では前述の取付道路の沈下の他に、橋本体にも写真4.3-3に示すように数箇所において上横構が座屈するとともに、右岸側トラス桁と固定沓（上沓）を結ぶ直径32 mmのボルトが6本のうち2本破断した。

4.3.4 河川構造物の被害

河川構造物に対する地震の被害は志田郡、遠田郡、西磐井郡を中心として名取川、北上川、吉田川、江合川、磐井川の流域に発生した。被害を大分するとキレツや斜面のすべりを伴う堤体盛土自体の被害と堤体の振動や変形に基づく護岸、特殊堤、樋門、樋管などの構造物の被害となる。

名取川河口から0.2 km地点の閑上特殊堤では盛土天端に幅1～3 cm、深さ0.2～1.3 mのキレツが堤体軸方向に延べ230 mにわたって生じるとともに、擁壁本体の施工継目が2～5 cm程度ずれているのが認められた。また、この点から2.5 km程上流の中村築堤において堤体天端に2箇所幅1～3 cm、深さ10～70 cmのキレツが堤体軸に直交方向（横断方向）に生じた。このキレツは堤内地側の小段にも続いており、その下の水田には幅60 m、長さ80 mの区間内に所々流動化による噴砂が見られた。写真4.3-4はその一例を示すものであり、いわゆる憤火口状に砂が噴き上げたというよりも、

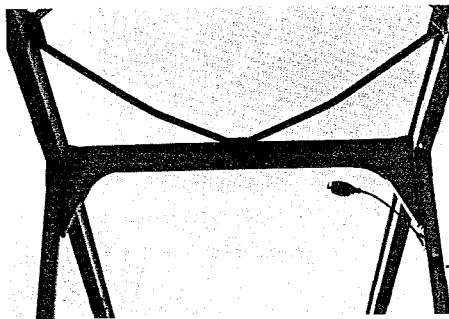


写真4.3-3 柵の瀬橋（ランガートラス）上横構の座屈〔主要地方道一関～北上線〕



写真4.3-4 名取川下流中村築堤内地の流動化
〔仙台工事事務所撮映〕

キレツに沿って砂がしみ出したような状態であり、流動化するかもしれないぎりぎりの状態であったと考えられる。噴砂は地震直後には青色をしており、比較的地下深部から出てきたものと思われる。本地点はもともと名取川の旧河道にあたり、昭和25年の洪水により破堤した箇所にあたっている。

4.3.5 まとめ

今回の地震は規模がそれ程大きくなかったこと、内陸から離れた海洋中で生じた等の理由から被害そのものは比較的軽微であったが、被害の形態および分布を通して以下のような点を教訓として学び

取ることができると思われる。

i) 今回の地震被害は河川下流域の第4紀沖積地盤に集中しており、第3紀以前の地盤には被害は(1例を除いて)生じていない。軟質な沖積地盤上では地震動が増幅されやすく、また一般に振動数の成分が構造物の固有振動数に近いため、被害を生じやすいことはこれまでの地震被害調査においても度々指摘されてきたことであるが、今回の地震被害からも改めて地盤条件の違いが被害の有無に大きな影響を及ぼすことが確認された。

ii) 今回の地震($M = 6.8$)では震央距離約150kmの旧河道上の堤内地で流動化が生じ、これに関係すると思われるクラックが堤体横断方向に生じた。地震動が小さかったため、流動化が生じるぎりぎりの限度であったと考えられるが、地震動がさらに強ければ堤体に実質的な被害を生じた可能性がある。

iii) 今回の地震では3橋に被害を生じたが、これらに共通している点は、下沓と沓座コンクリートを結んでいるアンカーボルトには多少の抜け出しが生じた程度であるのに対して、上沓と桁を結ぶボルトが破断した例が多い点である。今後の詳細な調査を待たなければならないが、いずれの場合も地震強度は設計で想定した範囲に一応納っていると考えられ、沓とボルトの構造等に関し十分な調査が望まれる。

(3) 強震観測網の整備ならびに強震記録の公刊

振動研究室	室長	岩崎敏男
	・ 研究員	若林進
	・ 研究員	川島一彦
	・	高木義和

1. ま え が き

昭和32年度に近畿地方建設局管内の猿谷ダムに強震計が最初に設置されてから以後、土木構造物およびその近傍地盤上に対する強震計設置を推進し、強震観測を継続すると共に、地方建設局、関係公団、地方庁などの諸機関における強震観測をも合せて、強震記録の収集および観測結果の印刷公刊を実施してきた。同時に、強震観測が正常に行なえるように、強震計の定期点検を実施している。また得られた強震記録のうち主要なものに対しては、数値化を行ない、加速度振幅の大きさおよび波形の周期特性などを解析する。さらに、この一次解析と地震のマグニチュード、震央距離、震源の深さ、地形、地質あるいは構造物の規模、構造および材料種別などの対応関係の二次解析までを実施している。

2. 研 究 目 的

土木構造物ならびにその近傍地盤における強震観測の成果より、橋梁・ダム・トンネル・盛土・地中構造物等の土木構造物の地震応答を究明し、さらには地震動そのものを実測資料に基づいて評価する。これによって、各種構造物の耐震基準をより合理化し、公共事業における各種土木構造物の安全性と経済性に資する。

3. 研 究 方 法

つぎの各種の方法により研究を進めていく。

- (1) 強震観測の実施と観測網の充実
- (2) 強震計の点検補正
- (3) 強震記録の数値化
- (4) 強震記録の分析
- (5) 強震計の設置

4. 研 究 結 果

4.1 強震観測

4.1.1 強震観測網

強震観測に使用されている計器は、大別してSMA C型強震計と電磁式強震計とに分類できる。昭和53年3月31日現在の設置状況をSMA C型強震計については、図4.1-1および表4.1-1に、また電磁式強震計については、図4.1-2および表4.1-2に示す。SMA C型強震計の設置箇所および台数は、それぞれ128地点、255台となっている。また電磁式強震計では51地点、491成分である。この電磁式強震計は、SMA C型強震計が設置できないような場所に設置される例が多く、特に、最近では地表面下の地中部における地震動の観測に使われており、現在51地点中17地点(167成分)において地中地震観測が実施されている。

昭和52年度に増設された地点をまとめると、表4.1-3に示すとおりであり、SMA C型強震計は、8地点、15台である。

また新しく増設された電磁式強震計は、1地点、9成分である。なおSMA C型強震計には、1台につき3成分(上下動1成分、水平動2成分)の加速度換振器が備わっている。また電磁式強震計は、設置点毎に成分数は異なっており、大半は加速度換振器であるが一部土圧計および変位計などが含まれている。

SMA C型強震計および電磁式強震計の観測点数を構造物別に分類すると表4.1-4のようになる。

4.1.2 強震計の定期点検補正

強震観測機器の定期点検補正は、専門業者に外注して例年実施しており、機器を常に良好な状態に保持し、不意に発生する強震動を確実に記録するように保守点検を行なうこと、ならびに現場の観測担当者に対する観測機器の取扱い講習を目的としている。今年度はSMA C型強震計については、延べ64地点、124台につき点検補正を実施し、電磁式強震計は23地点について実施した。この点検補正により、正常な強震観測体制の保持に大きな成果をあげた。なお、この点検業務は、道路事業調査費、河川総合開発事業調査費と合併して実施した。

4.2 強震記録の数値化および公刊

各強震観測点により得られた強震記録のうち、重要な記録(原則として地盤上で30Gal以上ある記録)については、時々刻々の加速度値を読み取る数値化を実施している。今年度はSMA C型強震計の記録については表4.2-1に示すように主に板島橋の記録を中心に6本(18成分)について数値化を行なった。また、電磁式強震計の記録は表4.2-2に示すように新飯野川橋の記録を中心に44成分について数値化を行なった。なお、この中には1978年1月14日の伊豆大島近海地震における観音崎(SMA C型)、富津岬(地中地震計)の記録が含まれている。

数値化された地震記録は現在までいろいろな形で印刷公刊され、各種の耐震設計の基礎資料として広く活用されてきている。しかし、従来は強震観測により得られた記録に補正を加えない原波形、ディジタル化した数値およびその再生波形、応答スペクトル曲線等、いろいろな形で印刷、公刊してきたため、ややもすると統一した利用性を欠くきらいがあった。そこで本年度より新たに現在までの成果を総合し、土木研究所が管理する全ての記録を地震発生年月日の順に再掲した資料を、土木研究所集報として「土木構造物における加速度強震記録」のタイトルのもとに公刊することとし、本年度は、その第1巻を公刊した。この資料にはディジタル記録の再生波形および応答スペクトル図が収録され

ている。

4.3 強震記録の解析

デジタル化された強震記録については様々な波形解析を実施している。今回は1978年1月14日の伊豆大島近海地震により得られた観音崎（SMA C型）と富津岬（地中地震計）の記録について行なった波形解析の結果を図4.3-1（観音崎）、図4.3-2、3、4（富津岬）に示す。

表 4.1-2 電磁式強震計設置状況一覧表

（昭和53年3月31日現在）

番号	観測所名	成分数	県名	維持管理	設置年	番号	観測所名	成分数	県名	維持管理	設置年
1	湯田ダム	6	岩手	東北地建湯田ダム管理所	1965	29	川崎・伊豆公園（地中）	12	神奈川	関東地建東京湾岸道路調査事務所	1970
2	皆瀬ダム	6	秋田	秋田県皆瀬ダム管理事務所	1963	30	笠原ダム	6	宮城	東北地建笠原ダム管理所	1970
3	鳴子ダム	10	宮城	東北地建鳴子ダム管理所	1957	31	厚岸大橋	10	北海道	北海道庁	1971
4	川俣ダム	13	前橋	関東地建川俣ダム管理所	1973	32	観音崎（地中）	9	神奈川	関東地建東京湾岸道路調査事務所	1971
5	室敷ダム	12	富山	富山県室敷ダム管理事務所	1961	33	別高橋（地中）	6	北海道	北海道開発局	1971
6	母生川ダム	10	福井	福井県母生川ダム管理事務所	1966	34	静内橋（地中）	6	北海道	北海道庁	1971
7	横山ダム	12	岐阜	中部地建横山ダム管理所	1962	35	郎平（地中）	9	千葉	千葉県開発局	1972
8	天ヶ瀬ダム	12	京都	近畿地建天ヶ瀬ダム管理支所	1964	36	松原下釜ダム	8	大分	九州地建松原下釜ダム管理所	1971
9	狭谷ダム	5	奈良	近畿地建狭谷ダム管理所	1957	37	阿木川ダム	3	岐阜	水資源開発公社	1972
10	△綾北ダム	6	宮城	宮城県綾北ダム管理事務所	1961	38	新飯野川橋	12	宮城	東北地建仙台台工事事務所	1972
11	△新島橋	6	千葉	関東地建首都国道工事事務所	1967	39	境水道大橋	11	鳥取	日本道路公社	1972
12	△綾河大橋	6	静岡	中部地建静岡国道工事事務所	1959	40	大阪・南港（地中）	12	大阪	近畿地建阪神国道工事事務所	1973
13	△吉田大橋	6	愛知	中部地建名古屋国道工事事務所	1959	41	藤原ダム	3	群馬	藤原ダム管理所	1973
14	本州四国・垂水（地中）	16	兵庫	本州四国連絡橋公社	1972	42	本州四国・今治（地中）	12	愛媛	本州四国連絡橋公社	1973
15	△坂出（地中）	12	香川	△	1973	43	剣路（新網崎線橋）	9	北海道	北海道開発局	1973.11
16	花巻湖大橋	6	滋賀	滋賀県花巻湖土木事務所	1963	44	関門橋（地中・主塔）	31	福岡	日本道路公社	1974
17	若戸大橋	18	福岡	日本道路公社	1961	45	横浜・翁島（地中）	12	神奈川	関東地建東京湾岸道路調査事務所	1974
18	有明海防堤（大久野島）	3	熊本	九州地建熊本工事事務所	1963	46	広島大橋	10	広島	日本道路公社	1974
19	豊川放水路堤防	8	愛知	中部地建豊川工事事務所	1966	47	荒川堤防	9	東京	土木研究所	1973
20	利根川堤防	9	千葉	土木研究所	1968	48	大阪・淀川堤防	9	大阪	土木研究所	1974
21	太田川堤防	8	広島	中国地建太田川工事事務所	1965	49	豊平峡ダム	12	北海道	北海道開発局	1972
22	△長野（落合橋付近地中）	9	長野	土木研究所	1966	50	大雪ダム	15	△	△	1974.11
23	△平井大橋	8	東京	東京都第五建設事務所	1967	51	高瀬堰	6	広島	太田川工事事務所	1974
24	四十四田ダム	12	岩手	東北地建四十四田ダム管理所	1967	52	萩形ダム	2	秋田	県萩形、森吉ダム管理所	1967
25	尾道大橋	11	広島	日本道路公社	1968	53	阿蘇（立野）	3	熊本	熊本工事事務所	1975.12
26	尾川ダム	10	石川	石川県尾川ダム管理事務所	1968	54	金城崎頭（地中）	9	愛知	名古屋国道	1975.11
27	矢作ダム	13	愛知	中部地建矢作ダム管理所	1970	55	深江（地中）	15	大阪	阪神国道工事	1977
28	富津岬（地中）	9	千葉	関東地建東京湾岸道路調査事務所	1970	56	花畑雨水幹線（地中）	3	東京	東京都下水道局	△

△印は観測中止

表 4.1-1 SMAC型強震計配置一覧表

建設省土木研究所 (1978.3.31現在)											
№	観測所名	型式	台数	設置箇所	駅名	維持管理	設置年月	№	観測所名	型式	台数
1. 国道一線								8. 海 岸 線			
101	国 道 一 線	B2	2	地盤・橋脚	千葉 首都圏道	41-3		801	有 明 港	B2	1
102	木 山 大 橋	"	1	地盤・基礎・橋脚	新 大 橋	41-3		802	新 大 橋	"	
103	安 田 大 橋	"	3	地盤・橋脚	大 阪 大 橋	36-3		803	新 大 橋	"	
104	新 大 橋	"	2	地盤・橋脚	宇 都 宮 国 道	42-2		804	新 大 橋	"	
105	大 橋 大 橋	E2	2	"	岩 手 三 陸 国 道	46-2		805	新 大 橋	"	
106	草 加 大 橋	E2	2	"	地 主 三 陸 国 道	43-3		806	新 大 橋	"	
107	草 加 大 橋	Q	3	地盤・橋脚・1F	秋 田 秋 田 工 事	51-3					
108	草 加 大 橋	E2	2	地盤・橋脚	新 大 橋	47-11		901	土 研 千 葉 支 所	B2, Q	2
109	大 平 大 橋	Q	2	"	愛 知 愛 知 国 道	49-3		902	西 新 井 大 橋	B2	2
110								903	新 大 橋	B2	2
111								904	新 大 橋	B2, Q	2
112	紀 ノ 川 大 橋	B2	2	地盤・橋脚	和 歌 山 工 事	42-3		905	新 大 橋	B2	2
113	千 和 大 橋	B2, D	2	"	岩 手 三 陸 国 道	42-3		906	土 研 千 葉 支 所	B2	2
114	尼 崎 大 橋	B2, C	2	"	兵 庫 兵 庫 国 道	38-3		907	平 大 橋	"	2
115								908	胡 比 奈 川 橋	Q	2
116								909	宮 見 大 橋	"	2
2. 国道二線								910	新 大 橋	"	2
201	小 倉 大 橋	B2	2	地盤・橋脚	福 島 全 津 石 橋 建 設	40-3		911			
202	小 倉 大 橋	"	2	"	新 大 橋	40-12		912			
203	新 大 橋	"	2	"	長 野 飯 山 建 設	40-10		913			
204	新 大 橋	"	2	"	愛 知 半 田 土 木	40-11					
205	石 瀬 戸 大 橋	"	2	"	宮 崎 小 林 土 木	40-3		1001	新 大 橋	B2	2
206	小 見 川 大 橋	E2	2	"	千 葉 香 取 土 木	41-3		1002	新 大 橋	B2	2
207	新 大 橋	B2	2	"	山 形 飯 山 土 木	42-3		1003	東 名 大 橋	D	2
208								1004	境 川 橋	B2	2
209	瑞 光 寺 橋	Q	3	地盤・橋脚	福 島 全 津 石 橋 建 設	45-3		1005	境 川 橋	"	2
3. 地方道路線								1006	境 川 橋	"	2
301	瑞 光 寺 橋	B2	2	地盤・橋脚	秋 田 雄 勝 土 木	41-12		1007	東 名 大 橋	E2	2
302	瑞 光 寺 橋	"	2	"	宮 崎 香 取 土 木	41-3		1008	境 川 橋	"	2
303	瑞 光 寺 橋	"	2	"	福 島 飯 山 土 木	40-3		1009	東 名 大 橋	D	2
304	伊 豆 大 橋	"	2	"	山 形 飯 山 土 木	40-10		1010	境 川 橋	"	2
305	瑞 光 寺 橋	"	2	"	兵 庫 飯 山 土 木	40-3		11. 首都高速道路線			
306	瑞 光 寺 橋	"	2	"	島 根 出 雲 土 木	41-3		1101	目 黒 区 大 橋 1 丁 目	B2	2
307	五 台 山 大 橋	"	2	"	高 知 高 知 土 木	41-3		1102	目 黒 区 大 橋 1 丁 目	"	2
308	瑞 光 寺 橋	"	2	"	愛 知 半 田 土 木	41-3		1103	目 黒 区 大 橋 1 丁 目	"	2
309	乙 女 大 橋	"	2	"	山 形 飯 山 土 木	40-3		1104	目 黒 区 大 橋 1 丁 目	"	2
310	三 井 大 橋	"	3	地盤・橋脚	東 京 第 5 区 道	40-8		1105	目 黒 区 大 橋 1 丁 目	"	2
311	三 井 大 橋	"	3	地盤・橋脚	三 重 伊 勢 土 木	41-9		1106	目 黒 区 大 橋 1 丁 目	"	2
312	赤 木 大 橋	"	2	地盤・橋脚	和 歌 山 新 宮 土 木	41-9		1107	目 黒 区 大 橋 1 丁 目	"	2
313	赤 木 大 橋	"	2	"	愛 知 半 田 土 木	41-9		1108	目 黒 区 大 橋 1 丁 目	"	2
314	瑞 光 寺 橋	"	2	"	山 形 飯 山 土 木	41-9		1109	目 黒 区 大 橋 1 丁 目	"	2
315								1110	目 黒 区 大 橋 1 丁 目	"	2
316	津 越 大 橋	D	2	地盤・橋脚	青 森 五 所 川 原 土 木	45-3		1111	目 黒 区 大 橋 1 丁 目	"	2
317	津 越 大 橋	B2	2	"	徳 島 川 島 土 木	42-3		12. 阪神高速道路線			
318	新 大 橋	E2	2	"	徳 島 柳 川 土 木	48-2		1201	西 横 橋 大 橋	B2	2
319	西 横 橋 大 橋	B2	2	"	長 野 伊 勢 建 設	41-3		1202	西 横 橋 大 橋	"	2
320	西 横 橋 大 橋	"	2	"	北 海 道 道 庁	46-11		1203	南 津 守 島 大 橋	D	2
321	信 大 橋	"	3	地盤・橋脚	東 京 建 設 局	50-3		1204	南 津 守 島 大 橋	"	2
322	信 大 橋	"	2	"	"	"		1205	南 津 守 島 大 橋	"	2
323	信 大 橋	"	2	"	"	"		13. 北海道道線			
324	信 大 橋	"	2	"	"	"		1301	知 大 橋	Q	2
325	信 大 橋	"	2	"	"	"		1302	知 大 橋	B2	3
326	信 大 橋	"	2	"	"	"		1303	知 大 橋	"	2
4. 有科道路線								1304	知 大 橋	"	2
401	地 色 大 橋	B2	1	橋	神 奈 川 大 津 土 木	39-9		1305	知 大 橋	"	2
402								1306	知 大 橋	"	2
403								1307	知 大 橋	"	2
5. 道路会館線								1308	知 大 橋	"	2
501	東 京 道 (京浜線)	B2	1	橋	千 葉 東 京 道 局	40-10		1309	知 大 橋	"	2
502	東 京 道 (京浜線)	"	2	地盤・橋脚	福 島 北 九 州 国 道	40-10		1310	知 大 橋	"	2
503	東 京 道 (京浜線)	"	1	橋	神 奈 川 東 京 道 局	42-3		1311	知 大 橋	"	2
504								1312	知 大 橋	"	2
505								1313	知 大 橋	"	2
6. 同 感 線								1314	知 大 橋	"	2
601	宮 崎 大 橋	B2	1	地盤・橋脚	富 山 管 理 所	36-8		1315	知 大 橋	"	2
602	宮 崎 大 橋	"	2	地盤・橋脚	秋 田 秋 田 工 事	37-7		1316	知 大 橋	"	2
603	宮 崎 大 橋	"	1	地盤・橋脚	秋 田 秋 田 工 事	37-7		1317	知 大 橋	"	2
604	宮 崎 大 橋	"	1	地盤・橋脚	秋 田 秋 田 工 事	37-7		1318	知 大 橋	"	2
605	宮 崎 大 橋	"	1	地盤・橋脚	秋 田 秋 田 工 事	37-7		1319	知 大 橋	"	2
606	宮 崎 大 橋	"	1	地盤・橋脚	秋 田 秋 田 工 事	37-7		1320	知 大 橋	"	2
607	宮 崎 大 橋	"	1	地盤・橋脚	秋 田 秋 田 工 事	37-7		1321	知 大 橋	"	2
608	宮 崎 大 橋	"	1	地盤・橋脚	秋 田 秋 田 工 事	37-7		1322	知 大 橋	"	2
609	宮 崎 大 橋	"	1	地盤・橋脚	秋 田 秋 田 工 事	37-7		1323	知 大 橋	"	2
610	宮 崎 大 橋	"	1	地盤・橋脚	秋 田 秋 田 工 事	37-7		1324	知 大 橋	"	2
611	宮 崎 大 橋	"	1	地盤・橋脚	秋 田 秋 田 工 事	37-7		1325	知 大 橋	"	2
612	宮 崎 大 橋	"	1	地盤・橋脚	秋 田 秋 田 工 事	37-7		1326	知 大 橋	"	2
613	宮 崎 大 橋	"	1	地盤・橋脚	秋 田 秋 田 工 事	37-7		1327	知 大 橋	"	2
7. 治水線								1328	知 大 橋	"	2
701	宮 崎 大 橋	B2	2	地盤・橋脚	大 阪 東 京 道 局	41-3		1329	知 大 橋	"	2
702	宮 崎 大 橋	E2	2	"	東 京 東 京 道 局	50-3		1330	知 大 橋	"	2
703	宮 崎 大 橋	"	2	"	東 京 東 京 道 局	46-11		1331	知 大 橋	"	2
704	宮 崎 大 橋	"	2	"	東 京 東 京 道 局	46-11		1332	知 大 橋	"	2
705	宮 崎 大 橋	"	2	"	東 京 東 京 道 局	46-11		1333	知 大 橋	"	2
706	宮 崎 大 橋	Q	2	"	三 重 本 町 工 事	53-3		1334	知 大 橋	"	2
707								1335	知 大 橋	"	2
708								1336	知 大 橋	"	2
709								1337	知 大 橋	"	2

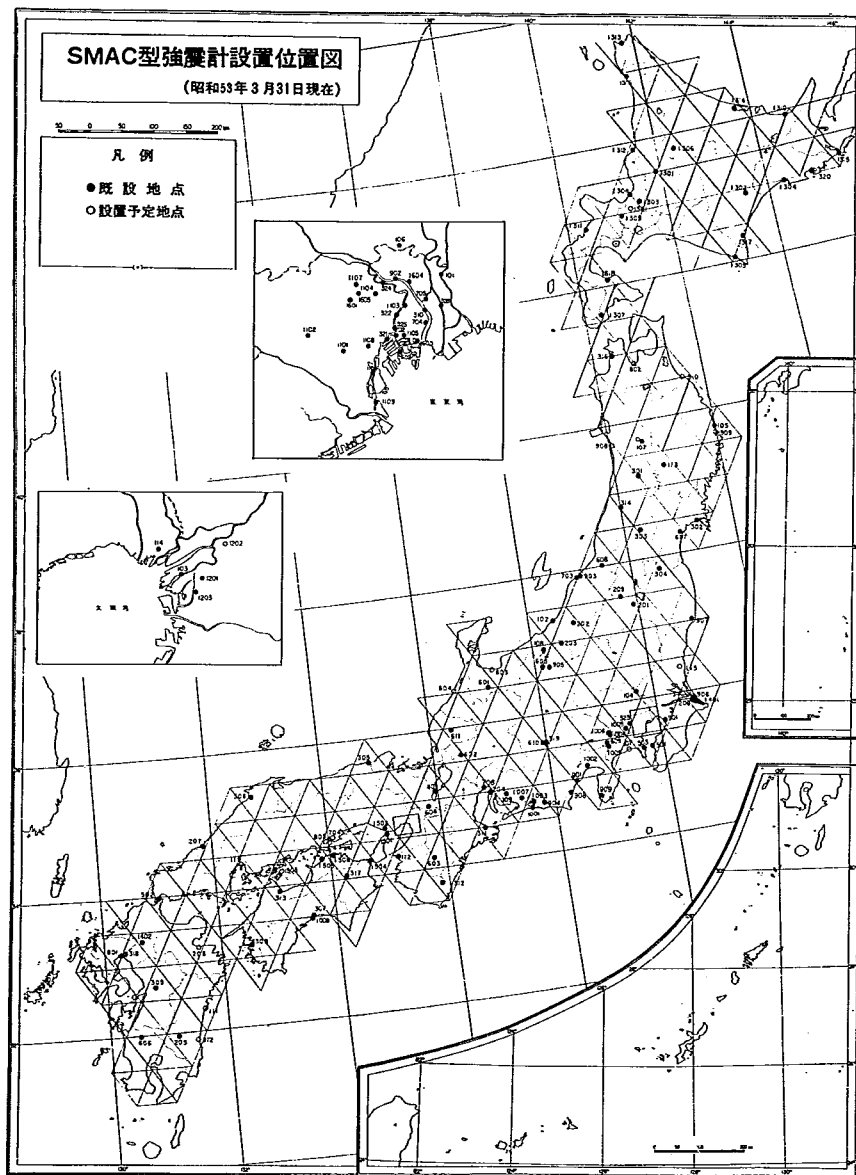


図4・1-1 SMAC型強震計設置位置図(昭和53年3月31日現在)

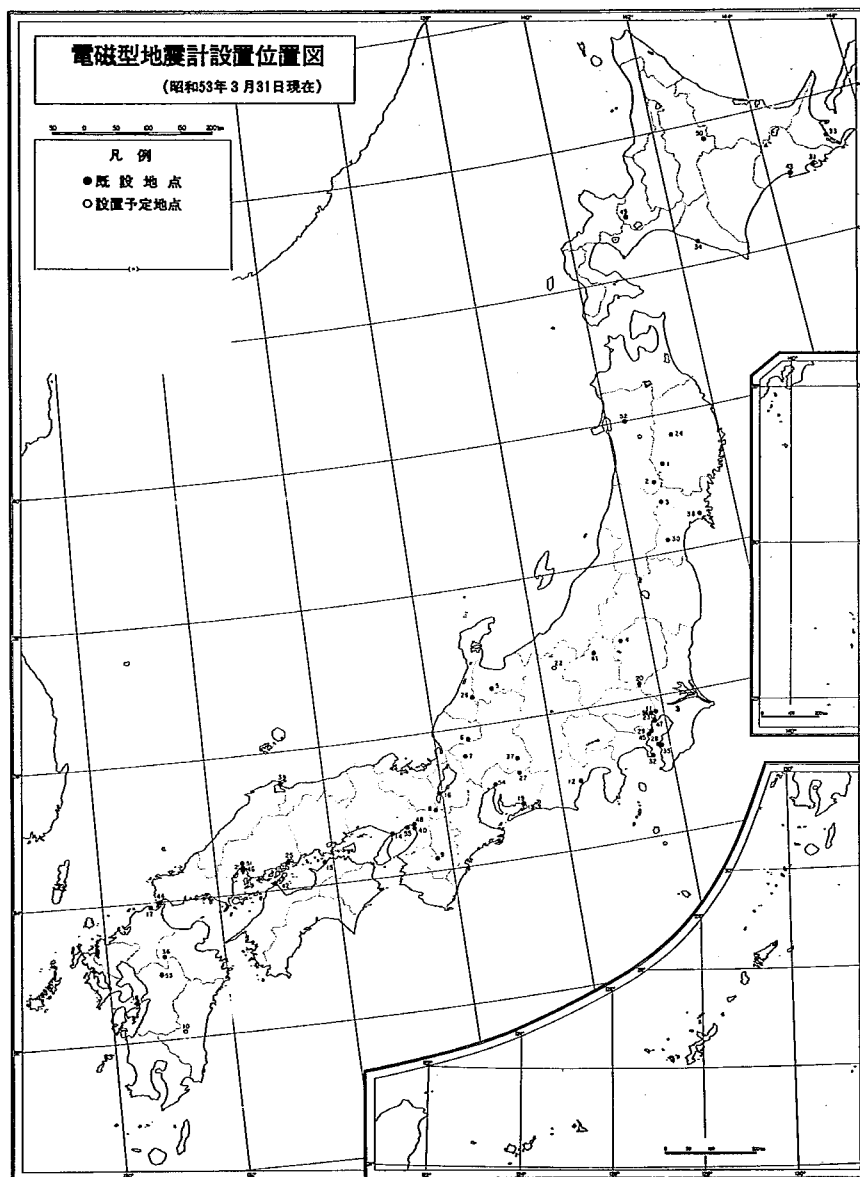


図4・1-2 電磁式強震計設置位置図(昭和53年3月31日現在)

表 4.1 - 3 昭和 52 年度新設箇所一覧表 (昭和 53.3)

NO.	観測所名	型 式	台 成分数	設置箇所	県 名	維 持 管 理	設 置 年 月
325	新 大 橋	SMAC-E2	2	地盤・橋脚	東 京	建 設 局	53-3
326	上 一 色 橋	SMAC-E2	2	"	東 京	建 設 局	53-3
706	木曾川下流堤防	SMAC-Q	2	地盤・堤体	三 重	木曾川下流工事	53-3
909	雲見大橋	SMAC-Q	2	地盤・橋脚	静 岡	県) 松崎支所 (下田土木)	53-3
910	駿河大橋	SMAC-Q	2	"	静 岡	静岡国道工事事務所	53-3
1001	浜名大橋	SMAC-E2	1	地 盤	静 岡	浜名バイパス	53-2
1301	空知大橋	SMAC-Q	2	地盤・橋脚	北海道	北海道開発局	53-3
1308	上 鳥 崎 橋	SMAC-Q	2	"	北海道	北海道開発局	53-3
55	深江 (追加)	電 磁 式	9成分	地 中	兵 庫	阪神国道工事事務所	53-3

表 4.1 - 4 構造物ごとの強震計観測地点数

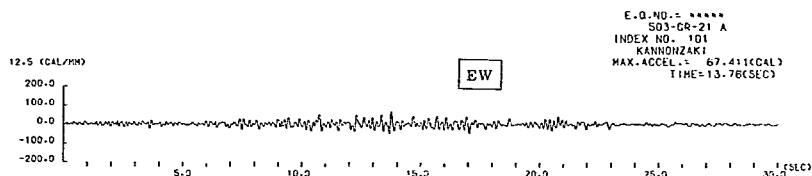
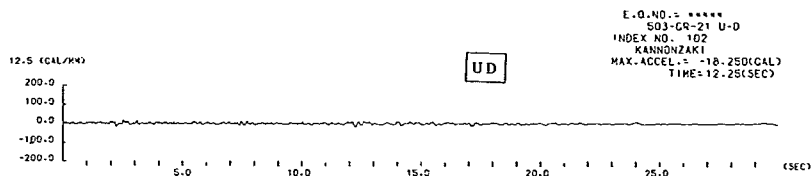
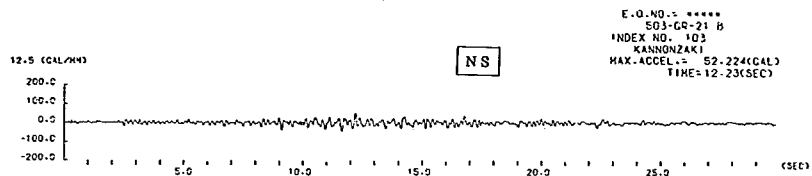
構造物の種類		SMAC型強震計			電磁式強震計	
		観 測 地 点	台 数		観 測 地 点	成分数
			地 盤	構造物		
橋	梁	91	92	102	14	151
地 下 構 造 物		5	7	3	1	3
ト ン ネ ル		2	2	4	0	0
ダム	コンクリート	10	6	10	15	134
	フ ィ ル	2	1	2	5	45
河 川 構 造 物		7	7	7	5	43
海 岸	"	0	0	0	0	0
構造物予定地点		9	7	2	9	109
そ の 他		2	3	0	2	6
合 計		128	125	130	51	491

表 4.2-1 52 年度に数値化した強震記録 (SMAC 型) の一覧表

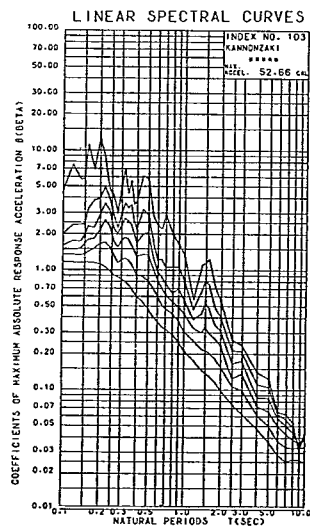
No	Station	Data No.	Date of Earthquake	Component	Max. Acc.(Gal)	Duration (sec)	No	Station	Data No.	Date of Earthquake	Component	Max. Acc (Gal)	Duration (sec)
1	板島橋	308-PI- 2	1968. 4. 1 9:42	H A	- 66.2	23.14	10	板島橋	308-PI- 4	1968. 8. 6 01:17	H A	229.8	4.086
2				U - D	- 11.9	22.87	11				U - D	98.9	4.086
3				H B	- 38.5	23.10	12				H B	198.4	4.092
4	板島橋	308-GR- 3	1968. 4. 1 16: 3	H A	42.2	20.87	13	観音崎	503-Gr-21	1978. 1. 4	H A	67.4	3.003
5				U - D	7.2	20.40	14				U - D	- 18.3	29.95
6				H B	- 34.5	20.78	15				H B	52.2	29.85
7	板島橋	308-PI- 3	1968. 4. 1 16:13	H A	310.4	73.48	16	榑水ダム	907-DA- 1	1977. 6. 8	H A	-101.7	5.92
8				U - D	5.58	73.14	17				U - D	- 37.0	5.94
9				H B	-211.2	73.22	18				H B	- 63.1	5.94

表 4.2-2 52 年度に数値化した強震記録 (電磁式) の一覧表

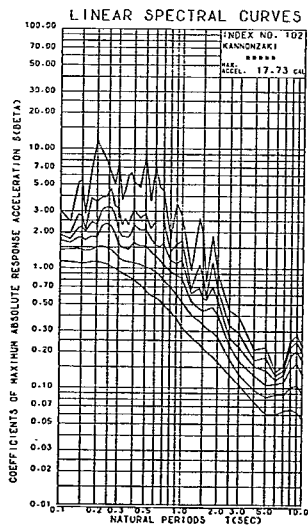
No	Station	Component	Date of Earthquake	Max. Acc.(Gal)	Duration (sec)	No	Station	Component	Date of Earthquake	Max. Acc.(Gal)	Duration (sec)
1	新飯野川橋	P-2.ケーソン底部橋軸直角方向	1976.10. 6 22:38	-18.1	16.90	23	観音崎	地 表 N-S	1967.12. 4	29.8	39.99
2		橋軸方向		21.1	16.91	24		E-W		-36.6	39.99
3		鉛直方向		- 5.7	16.91	25	皆瀬ダム	監査路 上下流方向	1977. 6. 8	- 4.6	10.04
4		橋桁橋軸直角方向		-7.0	16.91	26		ダム軸方向		- 8.8	12.14
5		P-5.橋脚頂部橋軸方向		60.8	16.91	27		上下動方向		- 7.9	14.12
6		橋桁橋軸方向		16.2	16.90	28		上下流方向		-33.3	14.31
7	新飯野川橋	P-5.ケーソン底部橋軸直角方向	#	-22.4	16.93	29		ダム軸方向		-17.9	15.47
8		橋軸方向		24.0	16.91	30		上下動方向		-19.5	16.97
9		鉛直方向		-14.1	16.92	31	富津岬	地 表 N-S	1978. 1.14	50.4	15.05
10		P-5.橋脚頂部橋軸直角方向		27.3	16.92	32		E-W		-77.4	15.05
11		橋軸方向		-25.5	16.90	33		U-D		-24.8	15.04
12		鉛直方向		31.4	16.90	34		N-S		-59.9	15.03
13	新飯野川橋	-25m 橋軸直角方向	#	25.6	8.19	35		E-W		35.0	14.99
14		橋軸方向		-22.8	8.19	36		U-D		13.3	14.98
15		鉛直方向		8.2	8.19	37		N-S		52.7	14.99
16		橋軸直角方向		-22.7	8.19	38		E-W		-34.8	14.99
17		橋軸方向		26.1	8.19	39		U-D		12.7	14.99
18		鉛直方向		5.5	8.19	40	矢作ダム	岩盤 RG.	1978. 1.14	- 9.0	8.98
19	富津岬	N-S	1967.12. 4	16.8	58.70	41		TR.		- 7.5	8.99
20		地 表 E-W		-32.7	58.73	42		U-D		- 4.3	9.00
21		U-D		39.3	58.73	43		RG.		64.8	8.99
22		-70 N-S		32.4	58.76	44		RG.		5.1	8.99



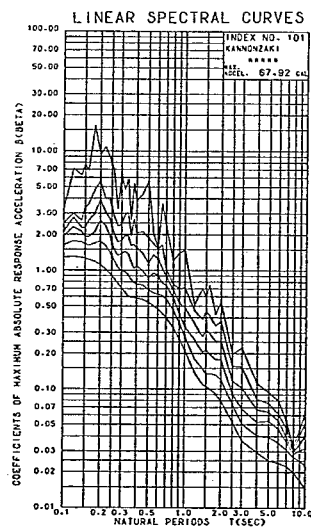
観音崎SMAC記録



(a) NS成分



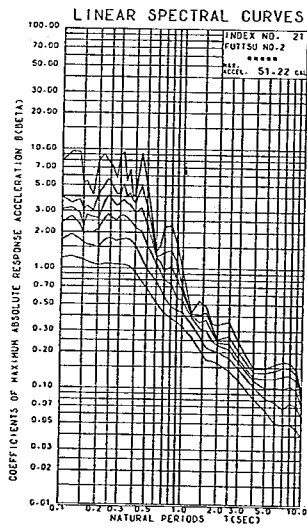
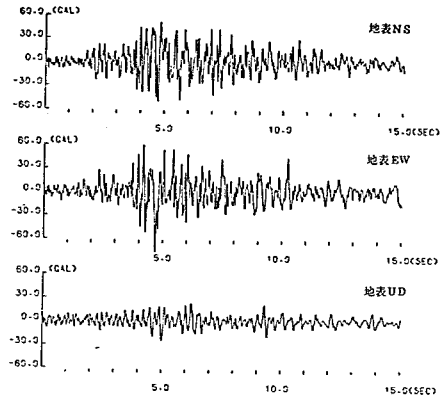
(b) UD成分



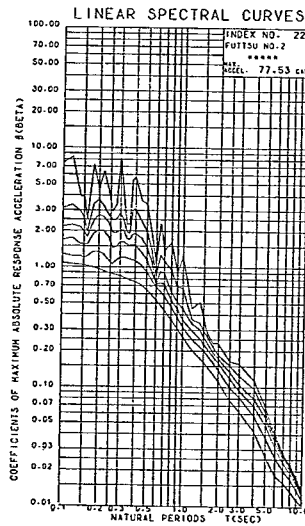
(c) EW成分

図 4.3 - 1 観音崎SMAC記録およびスペクトル

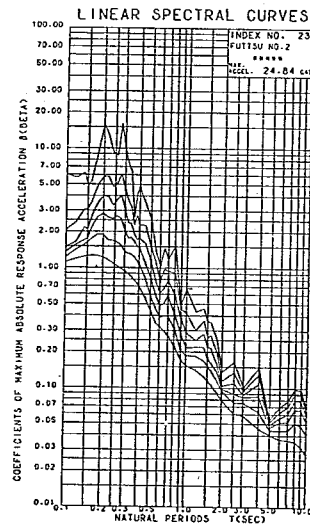
*** FUTTU CAPE 1978.1.17 ***



(a) NS成分

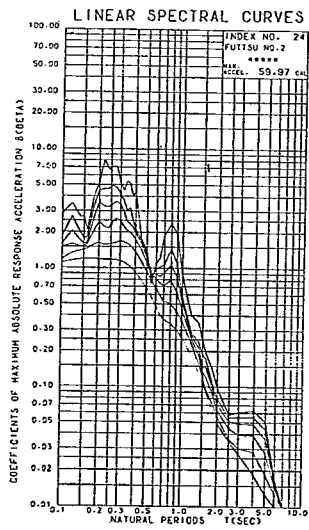
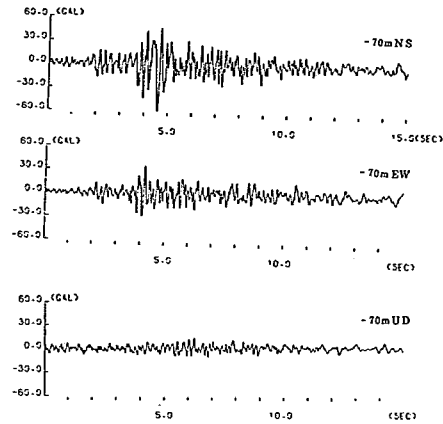


(b) EW成分

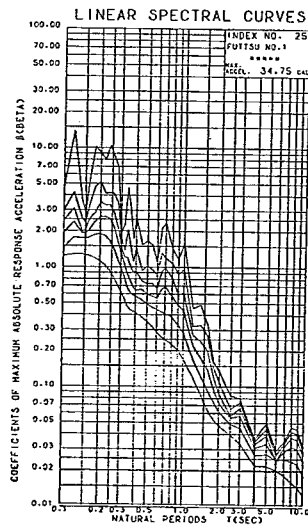


(c) UD成分

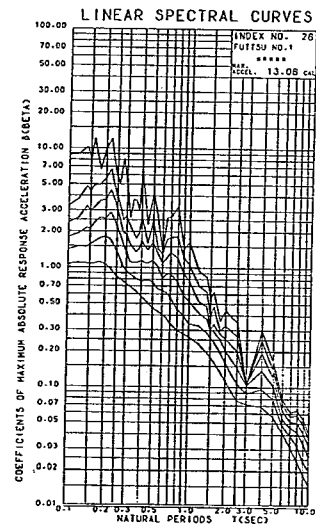
図 4.3 - 2 富津岬地中地震計記録 (地表) およびスペクトル



(a) NS成分

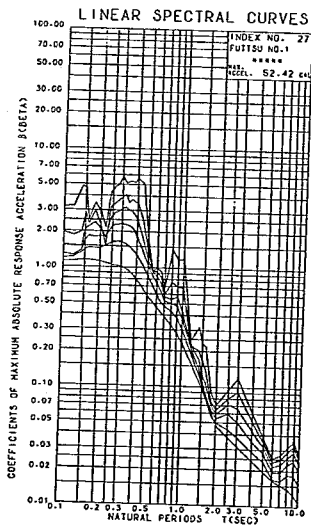
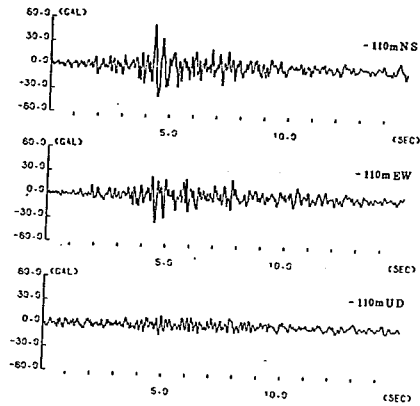


(b) EW成分

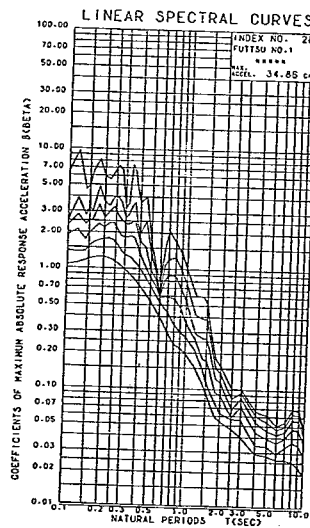


(c) UD成分

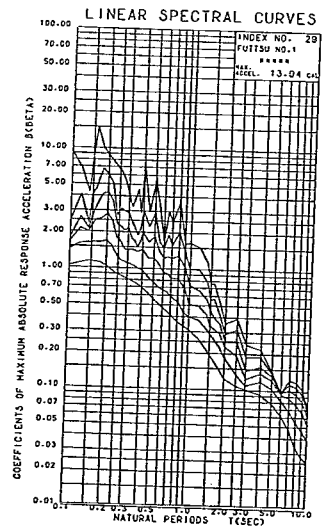
図 4.3 - 3 富津岬地中地震計記録 (地下 70 m) およびスペクトル



(a) NS成分



(b) EW成分



(c) UD成分

図 4.3-4 富津岬地中地震計記録 (地下110m) およびスペクトル

5. 強震計の設置

強震観測網の拡充を目的とし、静岡県賀茂郡雲見町の雲見大橋と同県静岡市南安部の駿河大橋にSMA C型強震計(写真5-1)を各々2台づつ据え付けた。

5.1 雲見大橋への強震計設置

雲見大橋は国道136号線の太田川にかかる全長212.21mのポストテンション単純PC・T桁橋(写真5-2, 図5-1)である。本橋は太田川の河口にあたり、土質状態はおおむね、標高0m付近より礫分の多い砂礫と砂の互層となり、地表面下15m付近からは砂礫と砂質シルトの互層となり、地下25m付近で基盤岩である安山岩に達する。地表上の強震計を設置した付近の土質調査は充分に行なわれていないが、橋の山側に位置するため1種もしくは2種に相当する地盤と考えられる。

強震計は地盤の表面に1台、構造物(橋脚)上に1台、計2台を設置した。地盤上の強震計は、雲見大橋右岸側の山手寄り(10m程度離れた点)に写真5-3に示すような幅2.1m、奥行2.3mの鉄筋コンクリート製の観測小屋を設けその中に設置した。また、敷地全体を高さ約2mのフェンスで囲った。

構造物上(橋脚)の強震計は写真5-4に示すように右岸側から第1番目の橋脚側面に鉄筋コンクリート製の据え付け台を設けその上に設置するとともに囲りを点検用の防護フェンスで囲んだ。

起動感度は2台とも10Galとし、53年3月16日より観測を開始した。

なお、強震計の設置にあたっては、静岡県土木部、静岡県下田土木事務所、同松崎支所の関係者にお世話になった。感謝の意を表します。

5.2 駿河大橋への強震計設置

駿河大橋は国道1号線の安倍川にかかる全長587mの吊桁を有する3径間連続鋼版桁橋である(写真5-5, 図5-2)。本橋は安倍川の河口に位置しており土質状態はかなりの深さまで玉石交りの砂礫層が続いているところから第3種もしくは第4種に相当する地盤と考えられる。

強震計は地盤上に1台、構造物(橋脚)上に1台、計2台を設置した。地盤上の強震計は、駿河大橋左岸側に位置する建設省静岡国道工事々務所構内(図5-2参照)に写真5-6に示すような幅2.1m、奥行2.1m、高さ2.3mの鉄筋コンクリート製観測小屋を設けその中に設置した。また、構造物上(橋脚)の強震計は図5-2に示すように左岸側から3番目の橋脚上に500×500×350mmのコンクリート据え付け台を設けその上に設置した。起震感度は2台とも10Galとし、53年3月17日より観測を開始した。

なお、強震計の設置にあたっては、建設省静岡国道工事々務所の関係各位にお世話になった。感謝の意を表します。

6. 今後の問題点

下記に示す項目について実施する必要がある。

- (1) 強震観測網の整備拡充

- (2) 強震計の維持管理のための保守担当及び必要経費の確保
- (3) 強震記録の処理解析のための必要経費の確保

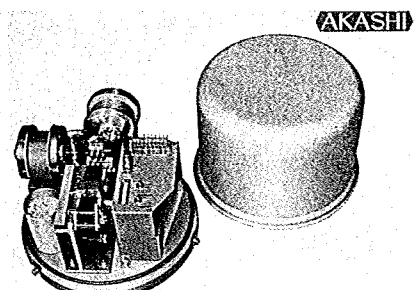


写真 5-1 SMAC-Q型強震計

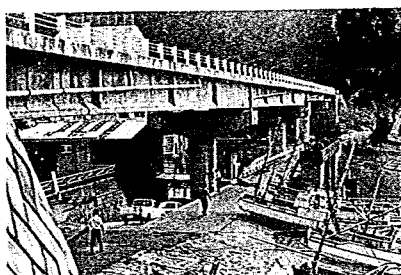


写真 5-2 雲見大橋

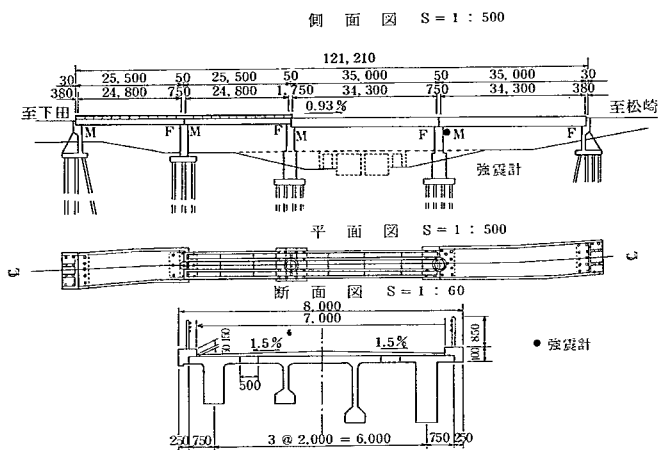


図 5-1 雲見大橋概要図

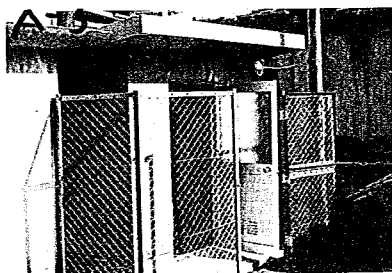


写真 5-3 地盤の強震観測小屋 (雲見大橋)

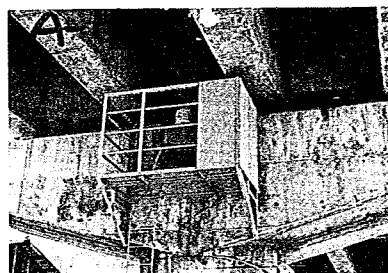


写真 5-4 橋脚上の強震観測施設 (雲見大橋)



写真 5 - 5 駿河大橋

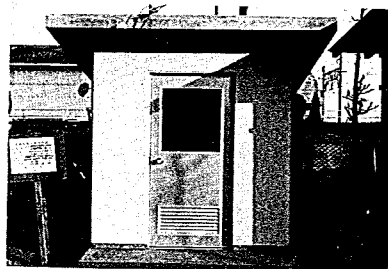


写真 5 - 6 地盤の強震観測小屋 (駿河大橋)

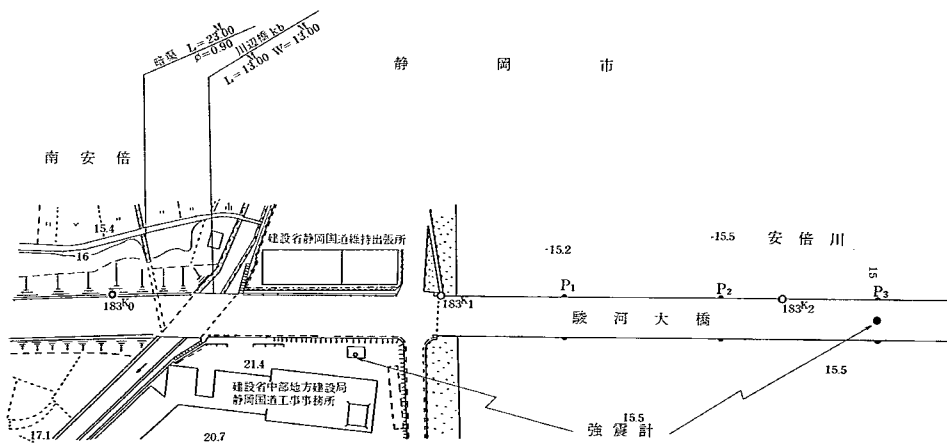


図 5 - 2 強震計設置点概要図 (駿河大橋)

(4) 地盤と構造物の動的相互作用に関する研究

振動研究室	室 長	岩 崎 敏 男
"	併 任(*)	龍 岡 文 夫
"	研究員	川 島 一 彦
"	研究員	常 田 賢 一
"		高 木 義 和
"		吉 田 精 一
"	客員研究員(**)	Robin K. Mc Guire

1. ま え が き

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

本課題は、昭和52年度から新たに研究を開始するものであるが、今年度は地盤・構造物系の室内模型振動実験、橋梁建設地点での地盤調査と地震応答解析、砂質地盤の動的強度に関する調査および確立手法による流動化の判定の各項目について調査を実施した。

2. 調 査 目 的

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

3. 調 査 方 法

1) 地盤・構造物系の模型振動実験

流動化する砂層地盤中の杭の動的な挙動を把握するために、室内において地盤および杭基礎構造物の模型を作成し振動実験を実施した。

2) 実測地震記録を用いた橋脚と地盤の動的相互作用の解析

実際の橋梁における地盤と構造物の動的相互作用を明らかにするために、愛媛県宇和島市の板島橋での地盤調査および地盤・橋脚系の力学モデルによる地震応答解析を実施した。

3) 砂質地盤の動的強度に関する調査

現地盤より採取した不攪乱質土試料を使って砂質土の動的強度に関する室内実験を実施した。

(*) 本務先：東京大学生産技術研究所 助教授

(**) " : Structure Engineer, U.S. Geological Survey

地盤の動的強度および地震による動的作用力のばらつきを考慮した流動化の判定を行なうために、率論に基づく地盤流動化の判定法について調査を実施した。

4.1 地盤・構造物系の模型振動実験

当研究所では、液状化砂層中における杭の複雑な挙動の過程を究明するために種々の実験を行なってきた。1)²⁾ その結果、液状化してゆく砂中にある杭の振動特性は、1) その杭が水中にある時の固有振動数、2) 弾性状態の地盤内にある時の杭の固有振動数、3) 入力振動数、の三つの要因に支配されることが分った。今年度は、昨年来の一連の杭の模型振動実験に加えて、杭の先端および砂箱の可動壁の設置条件を変えた実験。入力振動数 5Hz, 32Hz, 45Hzを加え、今まで、推測の域だった所まで、拡張した実験を行った。さらに、砂層地盤中での杭の共進曲線も調べた。その結果、従来の結論が異なった条件でも適用できること。液状化過程での杭の固有振動数の変化が明らかとなった。

実験装置は、図 4.1 - 1 に示す。なお今回は、端壁の拘束度が砂層ならびに杭に対してどのような影響があるかを調べるために、両端壁が下端ヒンジで、振動方向に拘束を減じた場合と、端壁の片側だけを固定した場合との実験結果の比較を行った。砂は豊浦標準砂 ($G_s = 2.64$, $D_{10} = 0.12\text{mm}$, $D_{50} = 0.162\text{mm}$, $e_{max} = 0.96$, $e_{min} = 0.64$) および入間砂 ($G_s = 2.89$, $D_{10} = 0.24\text{mm}$, $D_{50} = 0.45\text{mm}$, $e_{max} = 0.88$, $e_{min} = 0.56$) を使用した。できるだけ均質な飽和砂層を作るため、水中に乾燥砂を一定速度で落

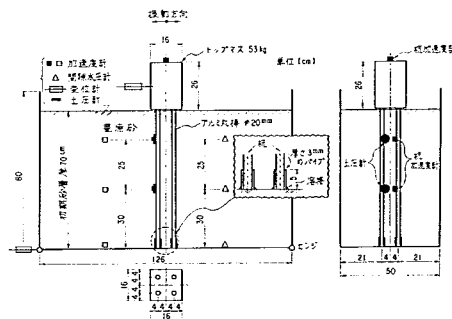


表 4.1 - 1 実験ケース

試験 №	砂の 層厚 (m)	入力 速度 (Hz)	固有振動数 (2 π Hz) (ω /Hz)	下座 面 の 変 位 (mm)	座 面 の 変 位 (mm)	共振 周波数 (Hz)	共振 変位 (mm)	共振 入力 速度 (Hz)	共振 変位 (mm)	共振 入力 速度 (Hz)	共振 変位 (mm)	共振 入力 速度 (Hz)	共振 変位 (mm)
1	入浴時	12	3.3	3.3	測定	自由	9	2	10	9	4.4	7.4	7.1
2	入浴時	10	5	5	測定	自由	9	2	10	9	4.4	7.4	7.1
3	空船時	10	5	5	測定	自由	9	2	10	9	4.4	7.4	7.1
4	入浴時	10	5	5	測定	自由	9	2	10	9	4.4	7.4	7.1
5	入浴時	10	5	5	測定	自由	9	2	10	9	4.4	7.4	7.1
6	入浴時	10	5	5	測定	自由	9	2	10	9	4.4	7.4	7.1
7	入浴時	12	3.3	3.3	測定	自由	9	2	10	9	4.4	7.4	7.1
8	入浴時	10	5	5	測定	自由	9	2	10	9	4.4	7.4	7.1
9	入浴時	10	5	5	測定	自由	9	2	10	9	4.4	7.4	7.1
10	入浴時	10	5	5	測定	自由	9	2	10	9	4.4	7.4	7.1
11	入浴時	10	5	5	測定	自由	9	2	10	9	4.4	7.4	7.1
12	入浴時	10	5	5	測定	自由	9	2	10	9	4.4	7.4	7.1

4.1.3 実験結果および考察

まず、端壁の拘束度であるが図4.1-2に示すように、両端壁を自由にした実験№4の場合では、間隙水圧がしだいに上昇してピークに達し、完全液化状態になった時砂中加速度はゼロとなっている。一方、片端壁のみを自由に行っている実験№5の場合には、間隙水圧が十分上昇し、完全液化状態になっても砂層は静止しない。これは振動台に固定した端壁が砂層に対して相対的な動きをして、絶対静止しようとする完全液化状態の砂層を動かそうとしているためと思われる。

従って、この種の実験では、両端壁の拘束をできるだけ減ずる必要があることが判明した。

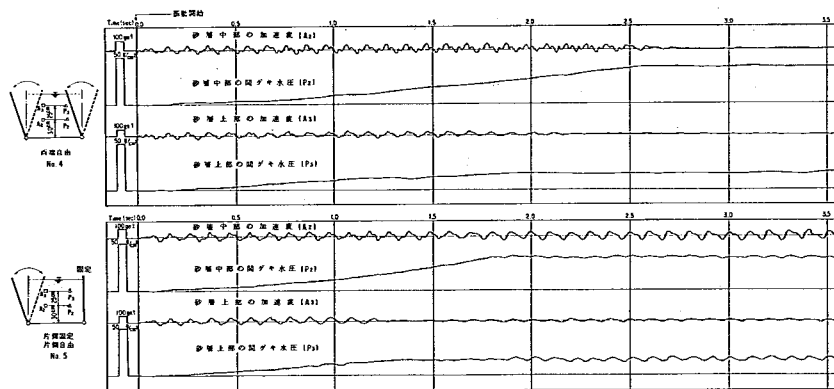


図 4.1-2 端壁の拘束度の影響

また、図4.1-3の№6と№8の実験を比較すると、黒ぬりで示されている最大応答時の両実験の間で、 U_{max} , $|a|/|a_B|$ の値は一致していない。しかし、台に対する杭頭の位相差は共にほぼ $\pi/2$ である。これはこの時、杭が共振していることを表わしている。この結果、液化化してゆく砂層中において、杭の砂層地盤中の固有振動数は次第に減少してゆき、入力振動数と一致した時に共振現象が生じたことが分る。

図4.1-4は、 $f_p = 10 \sim 11.75 \text{ Hz}$ 程度の下端を固定した杭で入力振動数、5Hz, 10Hz, 20Hz, 32Hz, 45Hzの5種類について行った実験をまとめたものである。□印で示す、液化化前の応答に注目すると、液化化が全く生じていない砂層内での杭の共振値に一致していることが分かる。図中△印は不完全液化化時を示す。この不完全液化化時を連ねる曲線は、液化化前での共振曲線とずれを生じ、やがて水中共振曲線に一致することが分かる。従って、液化化過程において砂層内の杭の共振曲線は次第に左へ移行し、遂には水中内での杭の共振曲線に一致することが明らかとなった。

図4.1-5は全ての実験結果を横軸に振動数比 f_i/f_p をとって、整理したものである。 $f_i/f_p > 1$ の場合には、杭の下端を自由にした№4の実験を除いて、不完全液化化時に応答が最大になることが分かる。また、この図からも完全液化化時には、砂の種類、入力振動数の変化にかかわらず、杭の応答値は液化化前の砂層内にある時の杭の応答値から、水中内での杭の共振値に近づくことが分かる。

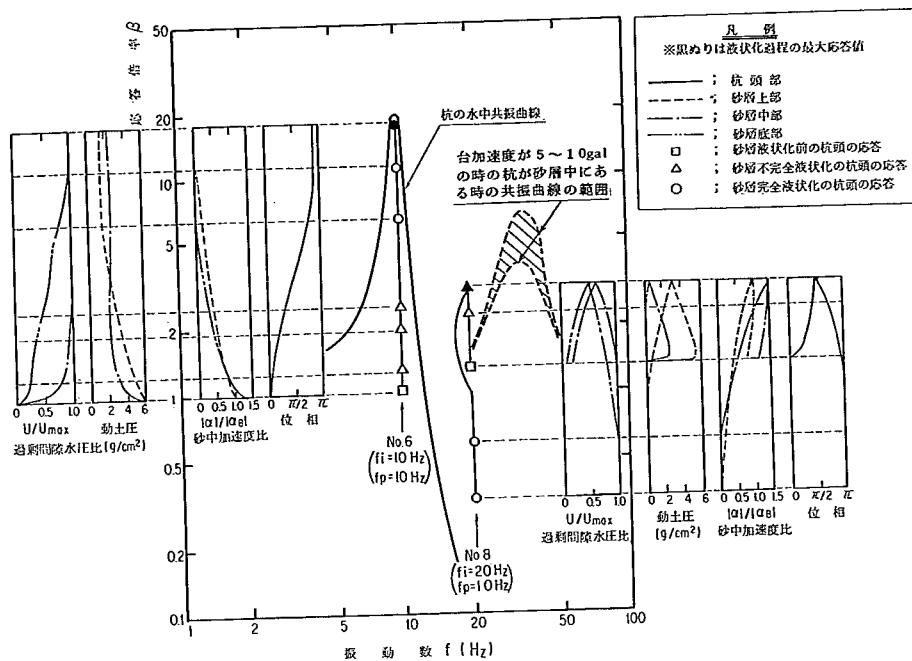


図 4.1-3 実験結果例

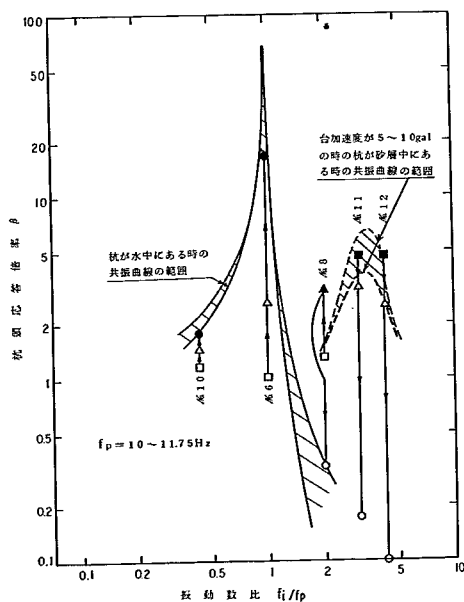


図 4.1-4 入力振動数を変えたときの杭頭の応答倍率

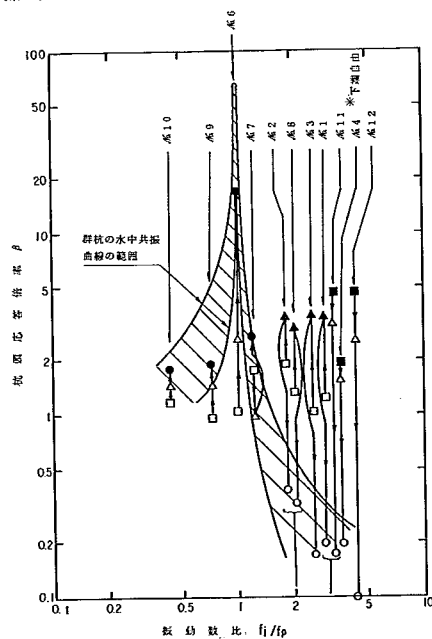


図 4.1-5 全実験の杭の応答倍率

参 考 文 献

- 1) 坂場, 竜岡, 野間; 砂層の流動化が杭基礎に与える影響の模型実験; 第4回関東支部年次研究発表会, 土木学会 1977.1
- 2) 坂場, 竜岡, 野間; 流動化する砂層中の杭の動的挙動に関する模型実験; 第12回土質工学会発表会, 土質工学会 1977.5
- 3) 丸山, 竜岡, 坂場; 流動化砂層中の杭の模型振動実験; 第32回土木学会年次学術講演会, 土木学会 1977.10

4.2 実測地震記録を用いた橋脚と地盤の動的相互作用の解析

地盤と構造物の動的相互作用の解析は現在まで主として模型実験あるいは数値モデルにより行われてきており, これらの解析, 実験を通して動的相互作用のいくつかの基本的な事項が明らかになりつつある。今年度は, これらの成果を実際の橋脚に適用するため愛媛県宇和島橋を取り上げ詳細な地盤調査を行なうとともに, 橋脚天端とその周辺地盤上で採取された実地震記録を用いて橋脚の地震応答に及ぼす周辺地盤の影響を検討し, さらに, 地盤上で採取された3種類の地震動記録をもとに解析モデルにより橋脚の応答を試算してこれを実際の橋脚の記録と比較することにより解析モデル化の精度を検討した。

4.2.1 解析地点の概要と地盤調査

対象としたのは愛媛県宇和島市来村川にかかる橋長125mの5スパン単純桁橋(板島橋)であり, 右岸から2番目の橋脚および橋脚から約200m離れた高等学校校庭(地表)において, 強震計が設置されている。強震計が設置されている橋脚は図4.2-1に示すように高さ約16m, 直径約4mの円形断面のケーソンタイプであり, 強震計はその天端に設置されている。

本年度は橋脚位置および地盤上の観測点位置の2ヶ所においてボーリングを行ない地盤調査をした。その結果は図4.2-2に示すように両地点とも地表面下約20mまでがN値10程度の沖積層, それ以下がN値50以上の洪積層となっており, 両地点間は連続した地盤構成を持つと推定される。

4.2.2 地震記録および橋脚の振動特性

本地点では2回の地震およびそれぞれの余震により前後4回の記録が採取されており, その概要は表4.2-1に示す通りである。橋脚および橋本体はこれら4回の地震を通して被害を蒙っていない。

表-1 地震記録の概要

地震 記録 番号	地 震 名	発 生 年月日	マグニ チュード	震央 距離 (Km)	最大加速度 [GAL]			
					橋 脚 上		地 盤 上	
					橋軸方向	橋軸直交方向	橋軸方向	橋軸直交方向
①	日向灘沖地震	1968.4.1	7.5	214	219	310	170	186
②	日向灘沖地震(余震)	1968.4.1	6.3	213	39	66	35	42
③	豊後水道沖地震	1968.8.6	6.6	104	230	198	439	365
④	豊後水道沖地震(余震)	1968.8.6	5.3	97	100	63	220	165

橋脚および地盤上の加速度記録の最大値に着目して表 4.2-1 をプロットすると図 4.2-3 の結果が得られる。地盤の最大加速度を 1 とした場合の橋脚天端の最大加速度（加速度応答倍率）は、日向灘沖地震の本震および余震では、おおむね 1.1 ～ 1.7 の範囲にあるのに対して、豊後水道沖地震の本震および余震では、おおむね 0.4 ～ 0.6 の範囲にあり、両者の応答倍率には著しい違いがある。

図 4.2-4 は表 4.2-1 に示した橋脚および地盤上の地震記録①、②、③のパワースペクトルを示したものである。これより地盤上の記録に主として含まれる振動数の成分は日向灘沖地震およびその余震の場合には 1.6 ～ 1.8 % の範囲にあるのに対し、豊後水道沖地震の場合には 3.7 % および 4.3 % 付近にあることがわかる。

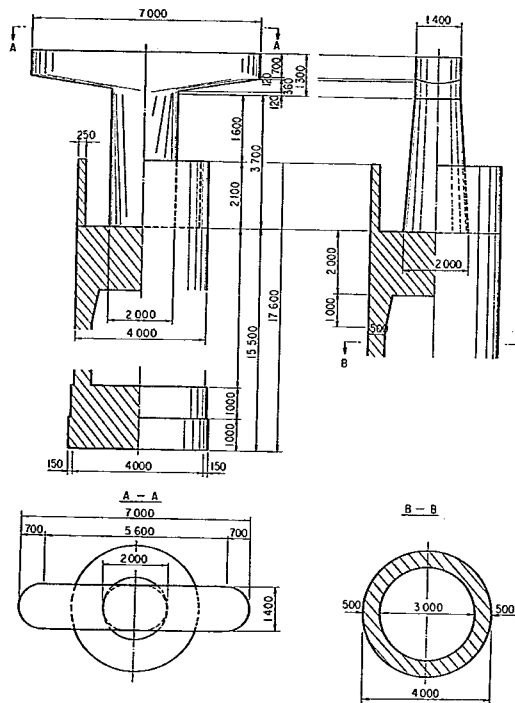


図 4.2-1 対象とした橋脚

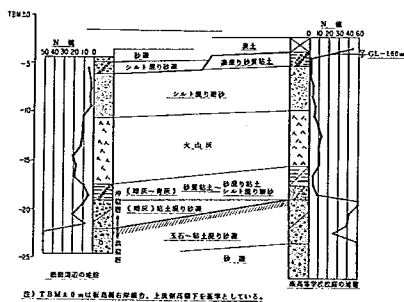


図 4.2-2 橋脚位置および周辺地盤の地盤構成

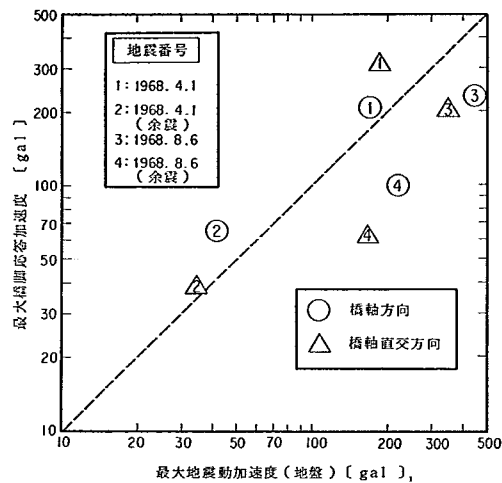


図 4.2-3 最大地震動加速度と
最大橋脚応答加速度の関係

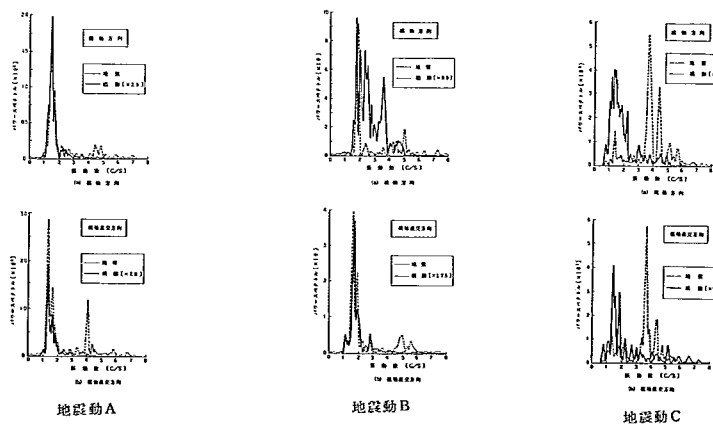


図 4.2-4 地盤表面および橋脚の応答パワースペクトル

一方、橋脚の応答に主として含まれる振動数の成分は橋軸方向および橋軸直交方向でわずかに異なるが、日向灘沖地震、その余震、豊後水道沖地震の場合ともおおむね 1.5 ~ 1.8 % の範囲にあり橋脚は常に同じような振動数で振動しているのが認められる。

橋脚の固有振動数は起振機振動実験等により直接求められてはいないが、本橋脚位置で、深夜と昼間に分けて行った常時微動観測の結果によれば、橋軸方向には 3.8 %、橋軸直方向には 3.2 % という値が求められている。また、橋脚の断面寸法および周辺地盤の剛さから基本固有周期を計算すると、橋軸方向および橋軸直交方向とも 2.7 % ~ 3.9 % 程度となる。振動数の推定値に幅があるのは地盤の

剛さの評価に幅を持たせたためである。常時微動から求めた固有振動数は微小振動時の値であるからやや高めの評価であると考えられるが、いずれにしても上述した1.5～1.8%に卓越する橋脚の振動応答は橋脚自身の固有振動数ではない。

一方、橋脚位置で実施したPS検層の結果によれば、橋脚周辺の地盤のせん断弾性波速度はおおよそ120 %secである。これより洪積層から上の表層地盤の基本固有振動数を求めると約1.7%となり、上述した橋脚の応答に常に含まれている振動数の成分と一致している。このような点から、橋脚の応答に主として含まれている振動数の成分は、橋脚周辺の地盤の運動に含まれている振動数の成分がそのまま反映されている。いいかえれば、橋脚は地震時に周辺地盤の運動に従い振動したのではないかと考えられる。このような観点から、図4.2-4を見直すと、日向灘沖地震の場合には、地盤の応答に含まれる振動数は約1.6%であり、橋脚はおおむねこの振動数で振動している。日向灘沖地震の余震の場合には、橋脚は橋軸方向に1.7～3.8%の比較的広い振動数の範囲で振動しているが、最も卓越しているのは1.7%の振動である。橋軸直交方向には地盤、橋脚とも1.7%で振動している。豊後水道沖地震の場合には1.4%で地盤の振動が卓越し、これに対応して橋脚も1.4%付近の振動数で振動している。しかしながらこの場合には、地盤の振動が最も卓越しているのは3.7%であり、上述のように橋脚の基本固有振動数が2.7～3.9%あたりにあるとすれば、何故、この振動数に対応するモードかもっと励振されなかったかは今後検討する必要がある。

4.2.3 橋脚の地盤応答の計算および実測値との比較

以上のような考察に基づき、図4.2-5に示すように表層地盤を多自由度のせん断振動モデル、ケーソン橋脚を地盤により弾性的に保持された梁としてモデル化した。図4.2-5による解析モデルにより計算した表層地盤および橋脚の固有振動数および固有振動モードの一例として、日向灘沖地震の本震の場合の結果を示すと図4.2-6の通りとなる。

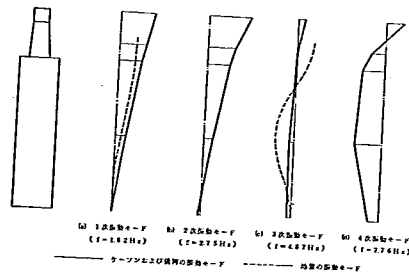
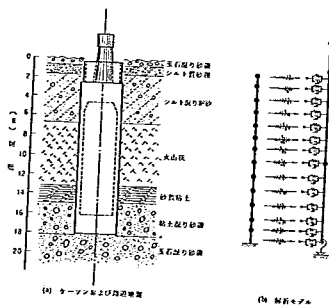


図4.2-5 ケーソン及び地盤の力学モデル

図4.2-6 地盤および基礎の振動モード

次に、地盤上で採取された地震動記録を一度その地点の基礎地震動に変換し、これを図4.2-5の地盤モデルの基部に作用させて橋脚天端の応答（本年度は橋軸方向の応答を対象とした）を計算した。計算により求められた橋脚天端の絶対加速度応答を強震計により観測された実測加速度記録と比較すると図4.2-7のようになり、計算値は実測値の特徴をよく表わしていると考えられる。

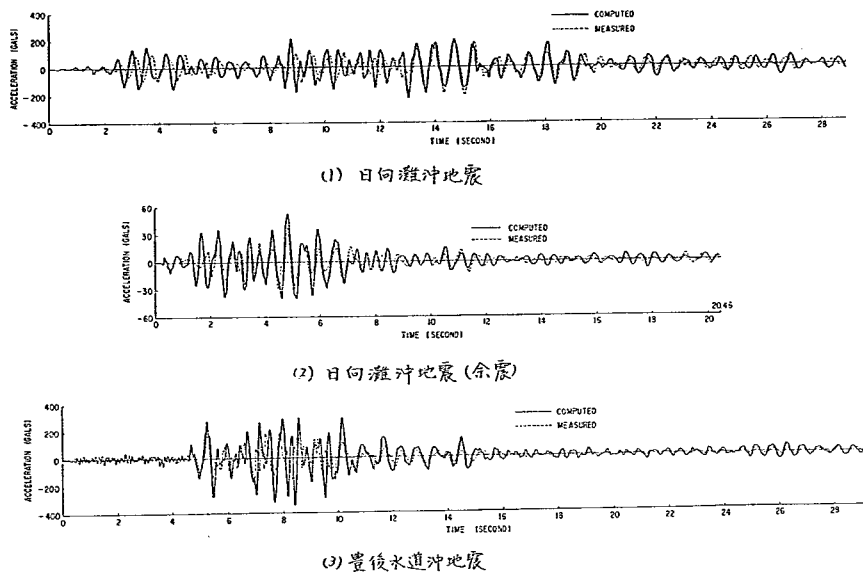


図 4.2-7 橋脚天端の応答加速度

4.2.4 まとめ

板島橋橋脚および周辺地盤上で現在までに実測されている強震記録を用いて橋脚と地盤の動的相互作用の解析を行なった。今年度は主として橋軸方向の振動に対する解析であり、今後、橋軸直交方向および上下方向振動の解析を行っていく必要があるが、一応現在までに得られた結論は以下の通りである。

- (1) 橋脚の運動に主として含まれる振動数の成分は、周辺地盤のせん断振動基本固有振動数におおむね一致している。
- (2) 橋脚周辺地盤の運動に含まれる最も卓越した振動数の成分もしくは少なくとも卓越している振動数の成分の一つは、地盤のせん断振動基本固有振動数におおむね一致している。
- (3) このような考え方にに基づき、地盤上で採取された地震動記録を用いて橋脚天端の応答を橋軸方向に対して計算した所、計算値は実測値の特徴を比較的良く表わした。

参 考 文 献

- 1) 栗林, 岩崎, 若月, 高木; 強震記録のデジタル数値, 土木研究所資料第876号, 1973. 12
- 2) 栗林, 川島, 宮田; 地震動入力の設定法に関する研究, 土木研究所資料第1192号, 1977. 2
- 3) 岩崎, 川島, 高木; 橋脚の地震応答に及ぼす周辺地盤の影響およびその解析, 土木研究所資料 1978.2

4.3 砂質地盤の動的強度に関する調査

4.3.1 まえがき

原位置で採取した不攪乱試料を用いて室内非排水動的三軸試験を行なう場合、実験条件として与える圧密圧力の大きさが問題となる。当研究室では、設定圧密圧力 $\sigma_c' =$ 原位置有効上載圧 σ_v' として実験を行なっているが、 $\sigma_c' > \sigma_v'$ としている例もある。本年度は不攪乱砂質土の動的強度に与える拘束圧比 (σ_c'/σ_v') の影響を室内動的三軸試験により検討した。

4.3.2 実験概要

実験対象の不攪乱土試料は、2地点 (SiteB, SiteG) の埋立砂層及び沖積砂層から採取した砂質土であり、凍結保存状態から各々 $\phi \approx 5 \text{ cm}$, $h \approx 10 \text{ cm}$ (SiteG) および $\phi \approx 7 \text{ cm}$, $h \approx 14 \text{ cm}$ (SiteB) の供試体を整形した。供試体は、セット後炭酸ガスの供給および給水を行ない、一率に3.0(%)のバックプレッシャーをかけ飽和化を図っている。B値 (Skempton) は0.93以上である。圧密は、同一サンプリング内の供試体について地盤調査から推定した原位置有効上載圧 (σ_v') を基準として数種類の等方拘束圧 (σ_c') を設定して行なった。なお、SiteBの数例については、 $\sigma_c' < \sigma_m' = \sigma_v'$ であり過圧密状態での実験を実施した。圧密後、所定の応力比 ($\sigma_{dp}/2\sigma_c'$) を動的な作用力として応力制御による軸方向動的载荷を行なった。入力波は0.5 Hzの正弦波である。初期の設定応力比で破壊が生じない場合は、軸歪および間隙水圧の上昇が顕著でないものに対しては、非排水を保ったまま応力比を上げて再加振した。

4.3.3 実験結果および考察

ここでは、砂質土の動的強度 (Re) は次式で定義している。

$$Re (N_c=20, DA) = \left\{ \text{繰り返し回数 } N_c = 20 \text{ 回で軸歪両振巾が } DA \text{ となるときに応力比 } (\sigma_{dp}/2\sigma_c') \right\} \quad \dots (4.3-1)$$

実験結果は、図4.3-1のように応力比と繰り返し回数 (N_c) の関係が軸歪両振巾 (DA) をパラメータとして整理される。着目した DA 値は、1%, 2%, 5% および 10% である。図4.3-1は動的強度を求める場合の実験例であり、同一サンプリング内の数本の供試体に対して拘束圧比 (σ_c'/σ_v') を1として応力比を変えて载荷を行なう。図4.3-1から明らかなように、応力比の増加に伴い同一 DA 値に対する繰り返し回数 N_c が減少する。この傾向を踏えて各データの兼ね合いを考慮した上で、 DA 値毎に応力比と N_c との関係付けを行なったのが図中の実線である。以上のデータが揃うと (4.3-1) 式で定義される動的強度

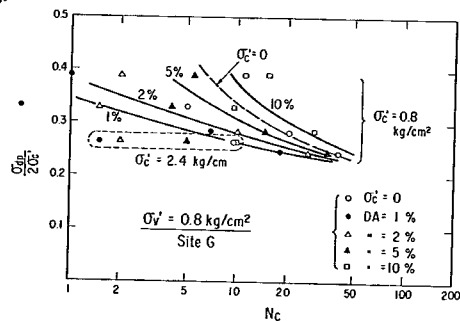


図4.3-1 実験例-1

(実験値)が得られる。なお、図中の $\sigma_c' = 0$ なる点は、オシロ記録紙上で目視により間隙水圧が拘束圧 (σ_v') と等しくなったと判断された状態の最初の位置を示す。

図4.3-2は、試料の動的挙動の拘束圧比 (σ_c'/σ_v') による影響を調べるための実験例であり、同

一サンプラー内の数本の供試体に対して応力比 (σ_d/σ'_v) をほぼ等しくして拘束圧比を種々変えている。

以上、図 4.3-1、4.3-2 に示したように同一サンプラー内の供試体に対する実験方法としては、動的強度を得る図 4.3-1 の方法と拘束圧比を変える図 4.3-2 の方法に大別される。同一試料とみなせる供試体の数に余裕があれば、拘束圧比毎に動的強度の実験値が得られるが、通常は難しい。ここでは、動的強度の実験値が得られない場合は、(4.3-2) 式の動的強度の推定式を使って推定している。³⁾

$$R1(Nc=20, DA) = R1(Nc, DA) \times (Nc/20)^{-b_{DA}}$$

... (4.3-2)

ただし、 $b_{DA=2\%} = (-0.1 - 0.1 \log 10 DA)_{DA=2\%} = -0.13$, $b_{DA=5\%} = -0.17$

図 4.3-3 は、Site B と Site G で動的強度の実験値の得られているデータすべてについて $DA = 5\%$ の動的強度の実験値 $R1m$ と (4.3-2) 式による推定値 $R1e$ の関係を示す。また、図 4.3-4 は実験値と推定値の差 ($R1m - R1e$) と $\{Nc\}_{DA=5\%}$ の関係を描いているが $\{Nc\}_{DA=5\%}$ の関係を描いているが $\{Nc\}_{DA=5\%}$ の偏りのないことがわかる。 $(R1m - R1e)$ の平均値 (μ)、標準偏差 (σ) は各々、 -0.006 および 0.025 であり、(4.3-2) 式による動的強度の推定は充分妥当であると言える。

また、実験対象とした供試体について、 $DA = 2\%$ および 5% の動的強度の実験値と (4.3-2) 式による推定値の結果から拘束圧比 (σ'_d/σ'_v) [ただし、過圧密の場合は σ'_d/σ'_m] が 1 であるときの動的強度を基準として、拘束圧比を変えたときの動的強度の増減の比率 (強度比; SR) が得られる。このとき、推定値と実験値の差が僅かであること。また、拘束圧比を変えた場合の動的強度が推定値であることを考えて、比較する動的強度は推定値を使っている。こうして求めた強度比 (SR) と拘束圧比 (σ'_d/σ'_v あるいは σ'_d/σ'_m) の関係は $DA = 2\%$, 5% に対して各々図 4.3-5、4.3-6 で示される。

図 4.3-5、4.3-6 の両図の強度比と拘束圧比の関係から、次の点が指摘できる。

- (1) 砂質土の動的強度は、拘束圧比 (σ'_d/σ'_v) に左右され拘束圧比の増加に伴い低下する。特に、有効上載圧 (σ'_v) より小さい拘束圧で動的強度の増加が顕著である。
- (2) 拘束圧比による動的強度の増減は、軸歪両巾 DA の大きさおよび圧密方法 (正規圧密、過圧密) に拘わらず類似の傾向を示す。特に $\sigma'_d/\sigma'_v < 1.0$ の場合、正規圧密不攪乱試料の強度比が、過圧密の試料の強度比と同じか、やや大きいということは、不攪乱試料の攪乱度は思ったより大きくない事を示しているものと思われる。
- (3) 原位置有効上載圧 (σ'_v) の ($2/3 \sim 3/2$) 倍程度の範囲の拘束圧をとった場合の動的強度の増減は 10% 程度である。

以上のように、原位置から採取した不攪乱砂質試料を使って動的強度を求める場合の拘束圧の動的

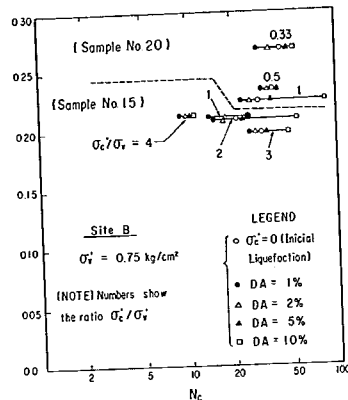


図 4.3-2 実験例-2

強度に与える影響が明らかとなった。

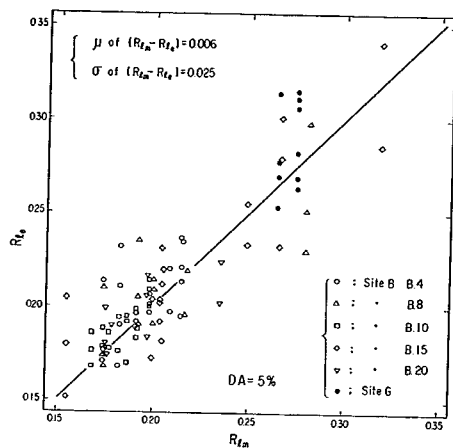


図 4.3 - 3 動的強度の実測値と推定値の関係

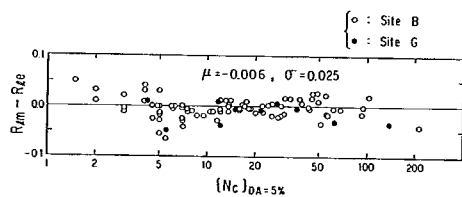


図 4.3 - 4 $Rem - Rel \sim (Nc)_{DA=5\%}$

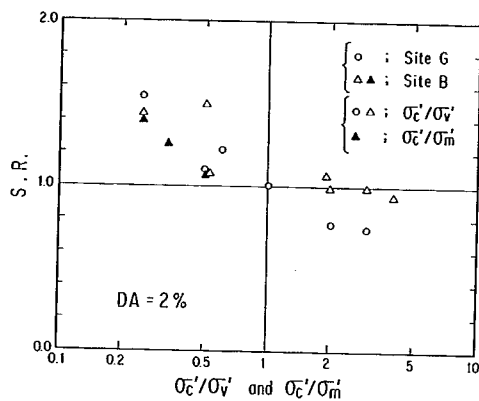


図 4.3 - 5 動的強度の増減 (DA = 2%)

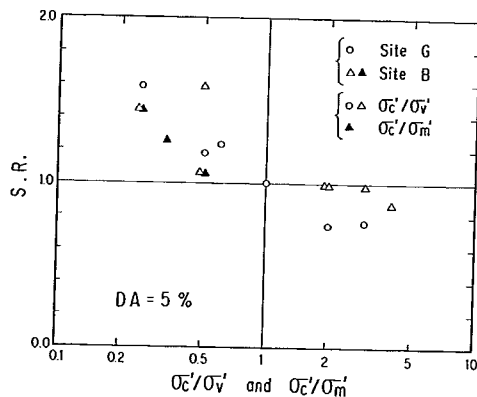


図 4.3 - 6 動的強度の増減 (DA = 5%)

参 考 文 献

- 1) 竜岡, 常田, 吉田, 今野; 不攪乱砂質土の動的強度に及ぼす圧密圧力の影響, 第 5 回土木学会関東支部 1978.1
- 2) 岩崎, 竜岡, 常田; 不攪乱砂質土の動的強度の推定法
- 3) 岩崎, 竜岡, 安田; 不攪乱砂質土の非排水動的強度の正規化表示, 第 13 回土質工学会 1978.6
- 4) 竜岡, 岩崎, 常田, 吉田, 今野; 不攪乱砂質土の非排水動的強度に与える拘束圧の影響, 第 13 回土質工学会 1978.6

4.4 確率手法による地盤流動化の判定

4.4.1 概 要

地震時の地盤の流動化の可能性を推測する場合に必要な地震荷重と土の動的強度は、本来絶対的な値として決定できるものでなく、両者共に惑るはらつきを持つ量であることを銘記することが必要である。従って、流動化の判定を行なうに際しても地震荷重および土の動的強度を確率量として取り扱うことが要求され、それらのばらつきを考慮した流動化発生確率を求めることにより、流動化の可能性の判断を行なうのがより合理的で現象的に合致していると言える。

今年度は、地盤の流動化発生確率を数種類の確率論手法を用いて計算し、確率論的に地盤流動化の可能性の検討を行なった。解析に用いた地震荷重および土の動的強度を決定する基礎資料は、当該調査地点の既往の地震資料や地盤調査結果に基づいており、具体的な実務設計に適用可能なことを念頭に置いたものである。

調査内容の詳細は文献に説明しているので、ここでは概要を述べることにしたい。

4.4.2 解析手法および結果

解析の対象地点は東京湾岸沿の埋立地であり、地盤調査・不攪乱試料採取・動的強度試験等を実施し、当該地点での土の動的強度特性が得られている。解析に用いた確率論手法は次に示す3方法であるが、解析手法の詳細は文献1)、2)を参照されたい。

(第1法) 経験式に基づく流動化の発生確率の算定

この方法は、流動化に関する経験式を使って惑る地点の流動化の発生確率を計算する。過去の震害経験に基づき、流動化の発生する限界震央距離(R)とマグニチュードの関係は、次式で得られている。

(図4.4-1参照)

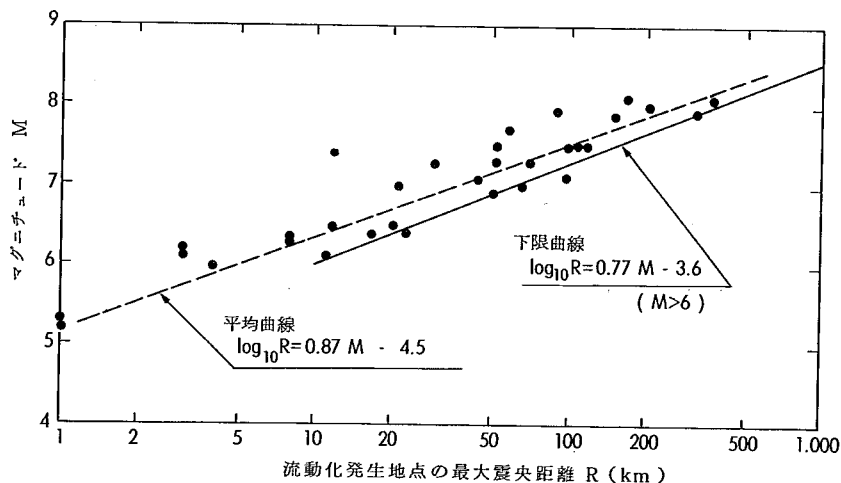


図 4.4 - 1 マグニチュードと流動化発生限界震央距離の関係

$$\log_{10} R = 0.87 M - 4.5 \dots \dots (4.4-1)$$

この経験式から(4.4-2)式で定義する指標 $m_I(M, R)$ を、流動化の有無を表わす判断基準とする。

$$m_I(M, R) = -4.5 + 0.87M - 0.431 \ln R \quad \dots\dots (4.4-2)$$

そして、 $m_I(M, R) \geq 0$ の場合に流動化すると考える。

(4.4-2)式を使って流動化発生確率を計算するためには、当該地点周辺の地震活動度に関する資料が必要であるが、既往の地震データから求めている。(図4.4-2, 3参照)

計算の結果、地震危険度は、0.059 (/年) となり再現期間は約17年となった。

(第2法) 地表面加速度法による流動化発生確率の算定

本法では、(4.4-3)式で定義する土の平均動的強度を比較することにより、地盤の流動化の超過確率を求める。

$$\left(\frac{r}{\sigma_V}\right)_L = \frac{\alpha_{max}}{g} \left(\frac{r_d}{\sigma_V}\right) \{rt1hw + (h-hw)rt\} / 10 \quad \dots\dots (4.4-3)$$

$$\left(\frac{r}{\sigma_V}\right)_R = 0.0047 \sqrt{\frac{N}{\sigma_V + 7}} + 0.0029S \quad \dots\dots (4.4-4)$$

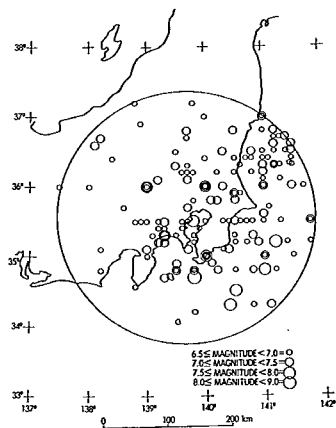


図4.4-2 解析対象地点周辺の地震活動度
(観測年 416~1977 M₀≥6.5)

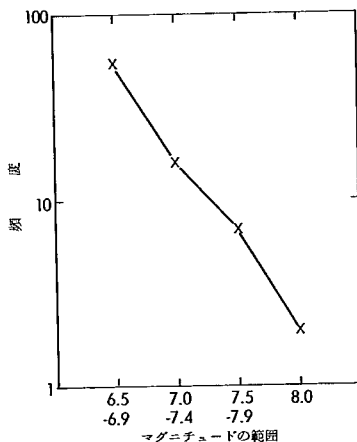


図4.4-3 マグニチュードと発生頻度
(観測年 1926~1977, 半径500km以内)

なお(4.4-3)式および(4.4-4)式の詳細は文献2)を参照されたい。また、(4.4-3)式中の低減率は、当該地点の地盤モデルに7種類の地震動を入力して決定した。

また(4.4-3)式の最大地表面加速度(α_{max})に関する頻度分布は、当該地点周辺(図4.4-2参照)の地震活動度から図4.4-4で得られた。

当解析では、表層地盤を12層に分割して各層毎の地震危険度および幾層かが流動化する危険度を計算した。結果を図4.4-5に示す。同図から少なくとも1層が流動化する確率は0.16であり、再現期間は6年強となる。また、少なくとも2層が流動化する確率は0.08であり、再現期間は16年となる。これらの結果は、各層が独立であることを前提としたものであり、各層相互の影響について

は考慮していない。従って、地盤全体の流動化の発生確率の評価方法については、さらに詳細な調査を進める必要がある。

(第3法) 動的作用力と平均動的強度の直接比較法

第2法では、動的作用力を(4.3-3)式で定義したが、本法では7種類の地表動を使った地盤の応答解析から(4.3-5)式の形で各層毎に決めている。また、各層の動的強度は第2法に準ずる。

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_i = C_1(i) \cdot e^{C_2(i)M} R^{C_3(i)} \dots\dots\dots (4.3-5)$$

ここに、 $\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_i$; 第i層の動的作用力

M ; マグニチュード, R ; 震央距離 (Km)

$C_1(i)$ $C_2(i)$ $C_3(i)$; 第i層の係数

解析の結果、少なくとも1層が流動化する確率は0.81となり相当高い値となった。この原因は(4.3-5)式で定義した動的作用力の精度にあると思われる、応答解析の際に適当な形の入力実測地震動を選択することで解決可能と思われる。

以上、地盤の流動化判定のための確率論手法について概要を述べたが、流動化の確率論的解析手法の開発および流動化判定法の実務への適用方法については検討の余地があり、今後の研究課題である。

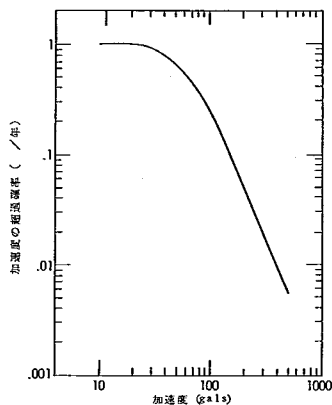


図 4.4-4 解析地点の地表面加速度の超過確率

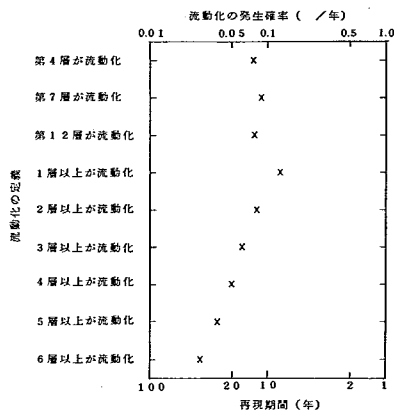


図 4.4-5 流動化の発生確率 (第2法による)

参 考 文 献

- 1) Robin K. McGuire (1976). "FORTRAN Computer Program for Seismic Risk Analysis," United States Department of the Interior Geological Survey, Open-File Report 76-67.
- 2) Robin K. McGuire, F. Tatuoka, T. Iwasaki, K. Tokida, "Probabilistic Procedure for Assessing Soil Liquefaction Potential," Journal of Research No. 19 the Public Works Research Institute, March, 1978

(5) 道路交通による振動障害防除に関する研究

振動研究室 室長 岩崎敏男

" 研究員 若林進

後藤勝志

1. ま え が き

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

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

51年度は、50年度に実施した道路交通振動実測データを用いて、各種要因を考慮した振動レベル(L₁₀)の予測式を試算し、また道路直角方向の距離減衰の予測式についても試算した。また振動軽減対策のための試験車走行試験および地盤振動伝播特性試験を千葉支所構内において実施した。また、地方建設局と協力して振動軽減対策に関する現場実測調査を実施した。

本年度は、前年度実施した振動レベル予測式を再検討し、簡易予測式を求めた。また、道路交通振動を軽減するための対策実験を筑波研究学園都市の土木研究所構内で実施した。また前年度と同様に各地方建設局と協力して道路交通振動の軽減対策に関する調査を実施した。

2. 調 査 目 的

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

3. 調査方法

3.1 沿道における振動伝播の推定法の調査

道路交通振動の既往実測データを用いて、歩道外端での振動レベル (L_{10}) の予測式および道路直角方向の距離による減衰の予測式を求める。

3.2 振動軽減対策の調査

試験道路により、試験車走行および起振機等による現場振動実験を行ない、振動軽減対策の有効な手法を開発する。

3.3 地方建設局等との協力による振動軽減対策調査 (B調査)

地方建設局等において実施する下記の調査に協力する。

- (i) 供用開始直前の道路において、試験車、起振機等による振動測定を行なう。
- (ii) モデル道路等を作り、試験車走行、起振機等を用いて振動実験を実施する。これにより有効な振動軽減対策を検討する。

4. 調査結果

4.1 国道沿線での振動レベルの予測式の検討

自動車交通による沿道地盤に伝播する振動は、自動車の車種、重量、走行速度、路面平坦性および道路構造などの振動発生源における要因のほか、地形および地質条件などの伝播経路の要因などの多くの要因の影響を受けて非常に複雑である。従って、現在までに理論的に交通振動を算定する手法はまだ確立されていない。そこで昭和51年度には国道6号沿線での実測データを用いて要因分析を行ない、交通振動の予測式を求めたが、これに所要の修正を施して要因分析を行ない、簡易予測式を求めた。この簡易予測式は、巾員4車線以下の道路につき振動レベルの概略の目安値を容易に予測しうる特色をもっている。

4.1.1 歩道外端における振動レベル

歩道外端における振動レベル L_{10} に対する影響因子として、次の2因子のみを考える。

- (i) 換算大型車交通量
- (ii) 路面状況

簡易予測式として、次式を仮定する。

$$L_{10} = A \log_{10} Q + bprI + c$$

ここに L_{10} = 歩道外端における振動レベル (dB)

Q = 10分間等価大型車交通量

$$Q = Q_1 + 0.96 Q_2 + 0.92 Q_3 - 0.88 Q_4$$

Q_i = 対象測点側からみて第 i 車線における10分間の(大型車台数) + (小型車と乗用車の台数) $\times \frac{1}{10}$

PrI = プロフィールインデックス (cm/km)

a, b, c : 実測等から決める定数。簡易式では次の値を用いてよい。

a = 定数 (= 7.5 ~ 11.8 ; 平均値 = 10)

b = 定数 (= 0.08)

c = 定数 (= 29 ~ 32 ; 但し 29 は平均値, 32 はやや安全側 (平均値より 3 dB 程度大きめ) の値)

式(1)を図示したのが、図 4.1 - 1 である。この図においては、安全側の値 (つまり、やや大きめの振動レベルを与える) が求まるよう配慮し、a = 10, b = 0.08, c = 32 としている。

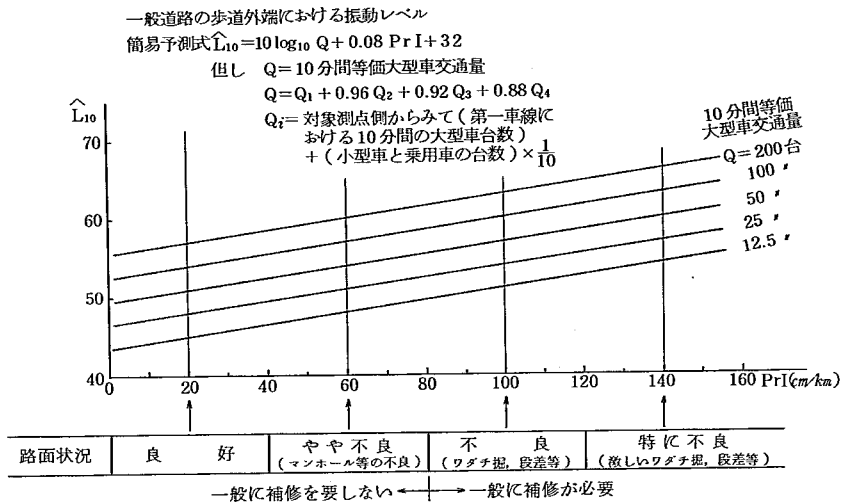


図 4.1 - 1 一般道路 (巾員 4 車線以下) の歩道外端における振動レベルの簡易予測式と予測図

4.1.2 任意地点における振動レベル (距離減衰)

歩道外端より l (m) 離れた地点での振動レベル $L_{10}(l)$ は

$$\left. \begin{aligned} L_{10}(l) &= \hat{L}_{10} - \Delta L \\ \Delta L &= d l^e \end{aligned} \right\} (2)$$

で求められる。ここに、

L_{10} ; 式(1)で求まる歩道外端での振動レベル

d, e ; 実測等から決める定数。簡易式で次の値を用いてよい。

分 類	d	e
原地盤部, 切土部, 高さ 3 m 未満の盛土部	1.6	0.5
高さ 3 ~ 5 m の盛土部	0.75	0.62
高さ 5 ~ 10 m の盛土部	1.34	0.5

ΔL の値を l の関数として示したのが図 4.1 - 2 である。

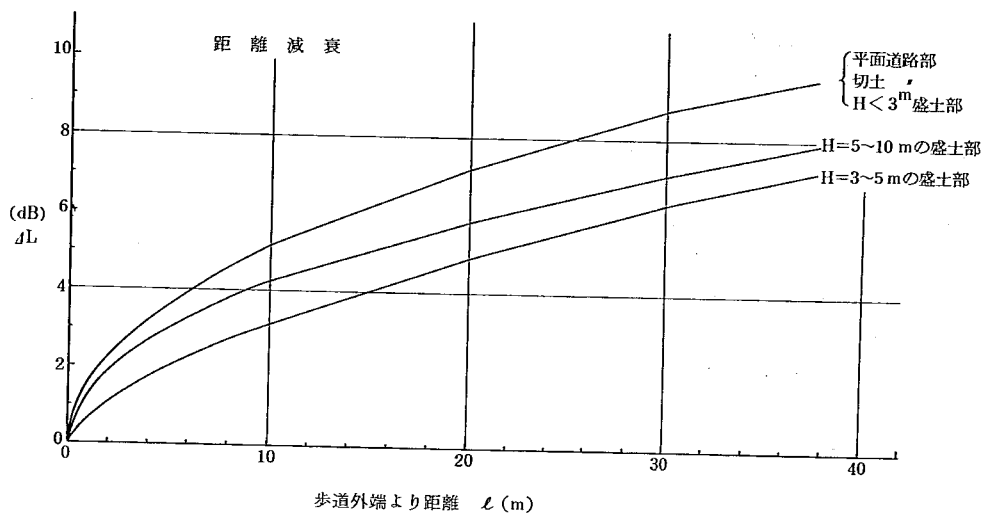


図 4.1-2 任意地点における振動レベル（距離減衰）

4.1.3 実測値と予測値の比較

国道 6 号線での実測値と (1) 式による予測値とを比較したのが、図 4.1.3 である。

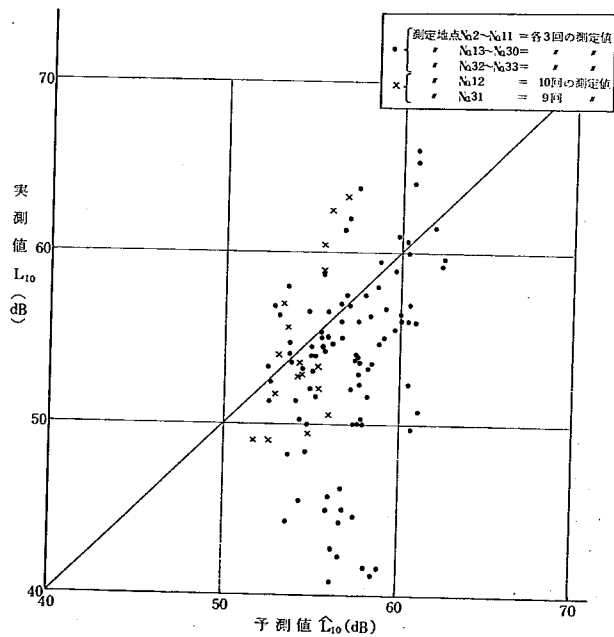


図 4.1-3 実測値と計算値の比較

4.2 道路交通振動の軽減対策

4.2.1 軽減対策の概要

道路交通による振動は、道路上を車輛が走行することにより励起され、これが道路構造体を経て地盤に伝わり、地盤中の各層で反射、屈折繰返し、また減衰しながら伝播して行き、対象物を振動させるが、この振動がある限度を越えると、振動による各種の障害を発生することになる。したがって、道路交通振動の障害を軽減あるいは防除する対策としては、一般的には、振動源の対策、伝播経路の対策および障害対象物での対策の三者が考えられる。このうち最も効果的なのは、振動源を十分に離して距離による減衰効果を利用することである。しかしながら、都市化の進んだ現在の道路沿線ではこのような対策を採用することはかなり難しく、道路交通振動の問題を克服するためには、その他の各種対策についても調査研究を進める必要がある。各対策の具体的な内容を示すと次のようになる。

(1) 振動源の対策

1) 自動車に対策する対策

- i) 車輛構造の改良
- ii) 交通規制（速度制限、積荷制限、大型車規制および通行区分指定）

2) 道路構造の対策

- i) 路面の平坦化（オーバーレイによる亀裂、凹凸の除去）
- ii) 舗装、路盤および路床の剛性増加
- iii) 路床下の地盤改良

3) 高架橋に対する対策

- i) 路面およびエキ스パンション部の不陸、段差の除去
- ii) 橋桁、橋脚および基礎工の剛性増加

(2) 伝播経路の対策

- 1) 振動源から十分離すための環境施設帯等を設けて、距離減衰を期待する対策
- 2) 路側近傍に道路と平行して工作物を設置して沿道に伝わる振動を遮断しようとする対策

(3) 建造物や施設の対策

- 1) 老朽化したものの更新
- 2) 基礎の堅固化
- 3) 鉄筋コンクリート造の採用
- 4) 斜材や壁構造の留意
- 5) 施設の支持方式の工夫

4.2.2 道路交通振動対策実験

本年度の道路交通振動対策実験では、沿道の地盤振動の軽減対策を確立することを目的として、上に示した各種対策のうち、振動源の対策ならびに伝播経路の対策について実験的検討を行なった。

振動発生源の対策としては、種々の方法が考えられるが、ここでは舗装構成（舗装の剛性）の差異に着目し、2種（標準舗装および剛性舗装）の試験舗装を行ない、両者について比較実験を行なった。

伝播経路の対策としては、道路に平行してコンクリート板と発泡スチロール板の複合板を用いた防

振壁を一定の深さまで敷設し、その振動遮断効果を測定検討した。

4.2.2.1 実験方法

(1) 試験舗装

巾員5mの土木研究所構内道路(筑波学園都市内)の一部を利用し、図4.2-1に示す区間について舗装の打ち換えを行なって試験舗装を作成した。舗装構成は、図4.2-2に示すような標準的なアスファルト舗装の場合(標準舗装)と剛性を増すために上層路盤に4%のソイルセメントを用いた舗装の場合(剛性舗装)の2種とした。

(2) 防振壁

防振壁は、図4.2-1の平面図に示すように両試験舗装区間について道路に平行して道路端より2mの位置に設置した。防振壁の寸法は、幅1.3m、長さ10m、深さ3.6mで図4.2-3に示すような断面を有している。舗装面からの防振壁の深さは4mである。防振壁の施工方法を図に示すと、図4.2-4のようになる。

(3) 加振方法

実験に用いた加振源は、重錘落下と起振機および試験車走行の3種である。

i) 重錘落下

標準貫入試験用の63.5kgモンテンを使用し、舗装面に置いたベニヤ板上に、0.5mおよび1mの高さから自由落下させた。

ii) 起振機

舗装面上で図4.2-1に示す位置に起振機設置用のコンクリート基礎(1m×1m×0.5m高さ)を作成し、起振機を設置して最大起振力1.0ton、振動数範囲2~40Hzの正弦波上下加振力を舗装面に加えた。起振機の設置位置を図4.2-5に示す。

iii) 試験車走行

後輪2軸の大型ダンブトラックを使用し、満車時と空車時のそれぞれについて、試験舗装区間を20~60km/hの速度で走行させた。また、各舗装区間の中央部に人工段差を設置して走行させる実験も行なった。

(4) 測定項目

i) 振動計測点

地表面の鉛直振動を中心に測定したが、防振壁付近では水平方向と地中の振動も測定した。最も遠い測点は試験舗装端から40mである。測定モードは加速度とした。測定計器の配置を示すと、図4.2-6のようになる。

ii) 地質条件

地盤調査と地中振動計の埋設をかねて5mと2mのボーリングを2本づつ実施した。ボーリングの位置は剛性舗装区間と標準舗装区間のそれぞれ中央で舗装端から4.2mの地点である。

図4.2-7はボーリングから得られた柱状図を示したもので、ボーリング孔を利用して行なったPS検層の結果を合せて記している。

iii) 舗装面の特性

11ton ダンプトラックを使用し、簡易舗装（構内道路）上と標準舗装上ならびに剛性舗装上でタワミ試験を行なった。表 4.2.1 はその結果を示したもので、各舗装の剛性差が明瞭に現われている。

また、舗装完成時に舗装面の水準測量を行ない、凹凸を調査した。測定点は試験タイヤの走行線 2 本に沿って 50 cm ビッチに取り、舗装面の全体的な傾斜の影響を補正して凹凸の標準偏差を求めた。さらに、水準測量値から 3 m プロフィロメーターによる標準偏差を換算した。表 4.2.2 はその結果を示したもので、防振壁側（路肩）では剛性舗装の方が平滑であり、テストコース側（中心）では標準舗装の方が平滑である。

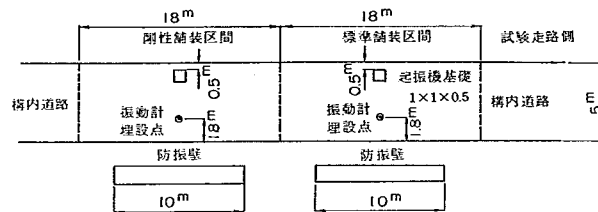


図 4.2-1 舗装および防振壁の配置

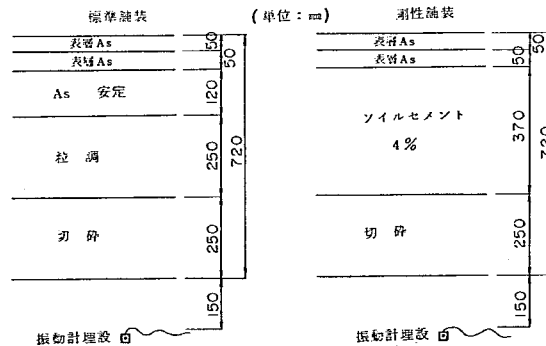


図 4.2-2 試験舗装の舗装構成

4.2.2.2 実験結果

(1) 重錘落下試験

測定結果より、同一条件での 5 回の測定値の平均値を用いて距離減衰の傾向を図に示すと、図 4.2-8、図 4.2-9 となる。これらは落下高 1 m の場合であるが、0.5 m の場合も同様の傾向であった。図中、上側が第 II 回目（舗装完成状態）、下側が第 IV 回目（防振壁完成状態）の測定結果である。第 II 回目測定における測点 1（2.75 m）の振動加速度は、剛性舗装の方が標準舗装に

比べて大きい、測点2(6.05m)で同程度となり、測点3以降の遠くの地点では逆に剛性舗装の方が小さな値となっている。また、各測線において空溝、防振壁の効果を比較すると、空溝の効果が大きく、測点3(9.75m)より遠くで第Ⅳ回目の壁の状態の曲線が第Ⅰ回目、第Ⅱ回目の曲線に近づき、測点4(12.75m)で曲線が山を作っている。このため、防振壁の効果は測点2、3で空溝と同程度で最も効果がみられ、加速度レベルで約15～20dBの低減があった。これに対し、測点4、5では約6～8dBの低減に止まっている。

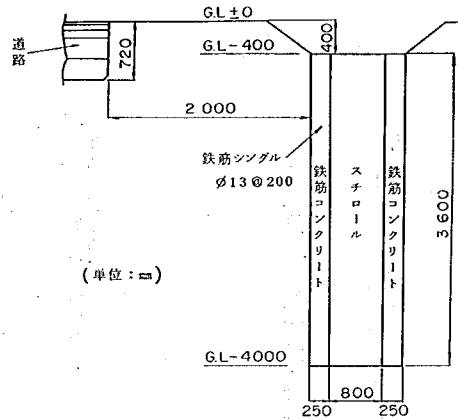


図 4.2-3 防振壁の断面図

(2) 起振機試験

起振機を用いて、2種の舗装面を加振した

結果を示すと、図 4.2-10、図 4.2-11 のようになった。これは、2～40Hz の間で加振力 1 ton に換算してある。この結果から、舗装面の振動は、剛性舗装の場合が標準舗装に比べて多少小さな値となった。沿道地盤の振動では、測点1(5m地点)および測点3(10m地点)において、剛性舗装の場合が多少小さな値を示したが、この中間地点の測点2(7.3m地点)では、逆に剛性舗装の場合が大きな結果となった。

(3) 試験車走行試験

試験車(大型ダンプトラック)が、土砂を積載して走行速度 20～60Km/h で段差走行した場合の地盤振動と距離の関係を図化すると、図 4.2-12 および図 4.2-13 のようになった。走行速度の差による地盤の加速度の値は、標準舗装、剛性舗装ともに 20Km/h と 40Km/h の差よりも 40Km/h と 60Km/h の差のほうが大きい。

防振壁の効果では、どちらの舗装とも、40Km/h の場合、壁の後測点2で、5dB前後であり、その他の場合は、9～10dB となって効果がはっきり現われている。しかし、壁から遠くに離れると、効果が小さくなる傾向がある。これは防振壁の長さが十分でなかったことも影響していると考えられる。

舗装完成状態で、2種の舗装面を段差走行した場合の振動を比較すると、図 4.2-14 のようになった。同一速度での振動を比べると、部分的に大小の差はあるが、全体的には、顕著な差はみられない。距離による減衰の傾向は、道路に近い部分では、剛性舗装の方が多少大きな値であるが、距離が遠い地点になると逆に、剛性舗装の方が小さな値となっている。

4.2.2.3 ま と め

舗装構成を変えた場合の振動軽減対策と伝播経路上の防振壁による振動軽減対策についての実験を行ない、その効果を比較検討した。この結果、舗装構成の差による地盤の振動では、加速度レベルで差がない。また防振壁の設置は、ある程度振動を軽減する効果があることがわかった。

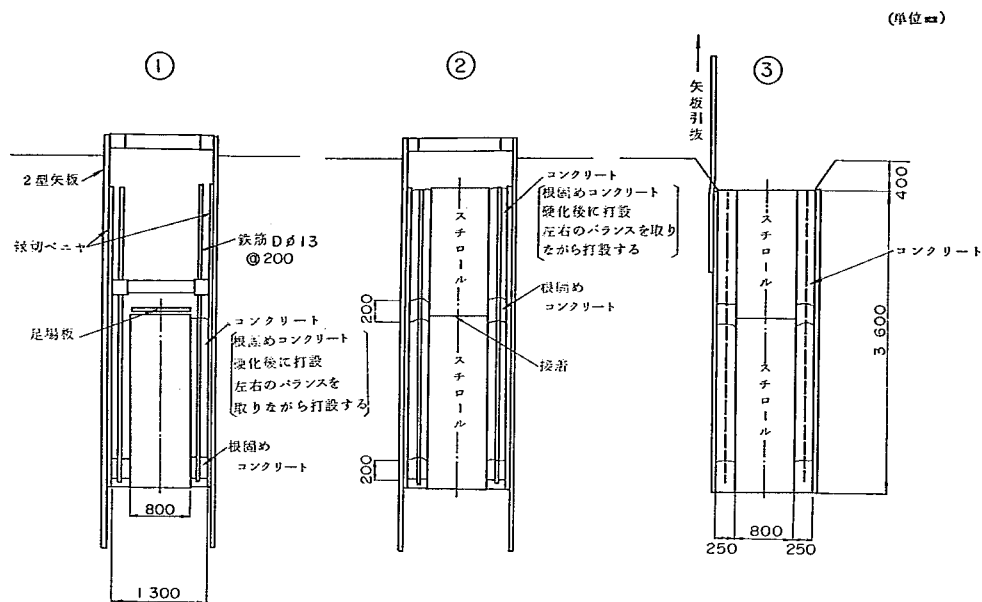


図 4.2 - 4 防振壁の施工方法

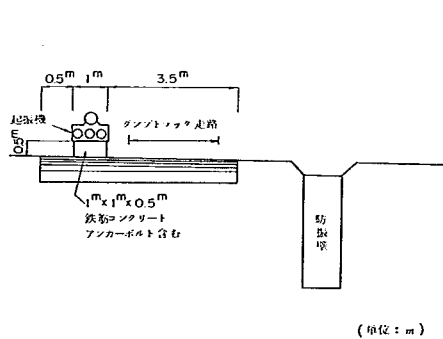


図 4.2 - 5 起振機の設置位置

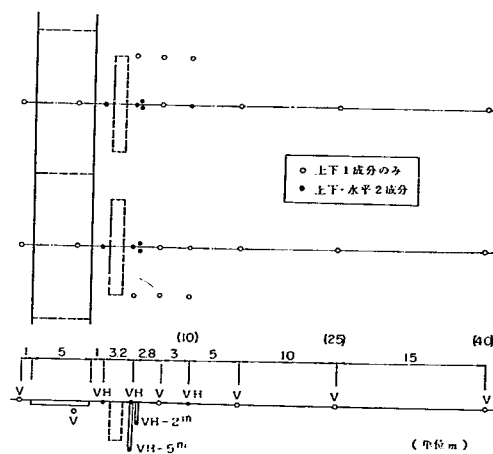


図 4.2 - 6 地盤振動の測点配置 (落錐試験時及び起振機試験時)

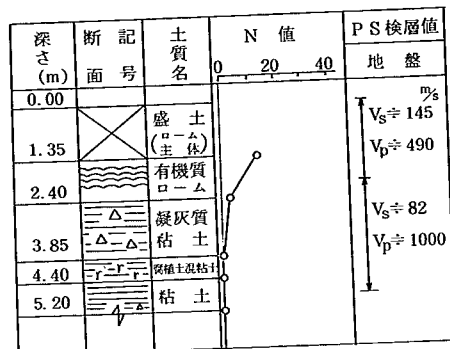


図 4.2-7 地盤性状 (計測地点)

表 4.2.1 タワミ試験結果

舗装の種類	簡易舗装	標準舗装	剛性舗装
最大タワミ	2.00 mm	1.15 mm	0.85 mm
残留タワミ	0.95 mm	0.75 mm	0.70 mm
弾性タワミ	1.05 mm	0.30 mm	0.15 mm

表 4.2.2 凹凸の標準偏差

舗装の種類	標準舗装		剛性舗装	
	防振壁側	デストコース側	防振壁側	デストコース側
走行線				
標準偏差	6.4 mm	4.9 mm	2.1 mm	7.1 mm
フロフロ換算	2.0 mm	1.0 mm	1.7 mm	3.7 mm

表 4.2.3 発泡スチロールの特性値

試験項目	試験法	単位	性能値
密度	JISA 9511	g/cm ³	0.020
圧縮強度	ASTMD 1621	歪 5 % kg/cm ²	1.1
曲げ強さ	JISA 9511	kg/cm ²	3.5
吸水量	JISA 9511	g/100 cm ³	0.16
熱伝導率	JISA 9511	平均温度 30℃ kcal/mh℃	0.033
燃焼試験	JISA 9511	sec	2.0

表 4.2.4 発泡スチロールの弾性波速度

項目	試験法	単位	性能値
P 波速度	円柱軸共振	m/sec	600
P 波速度	ねじり共振	m/sec	350

〔 協大林組技術研究所研究報告，昭和 51 年 9 月による 〕

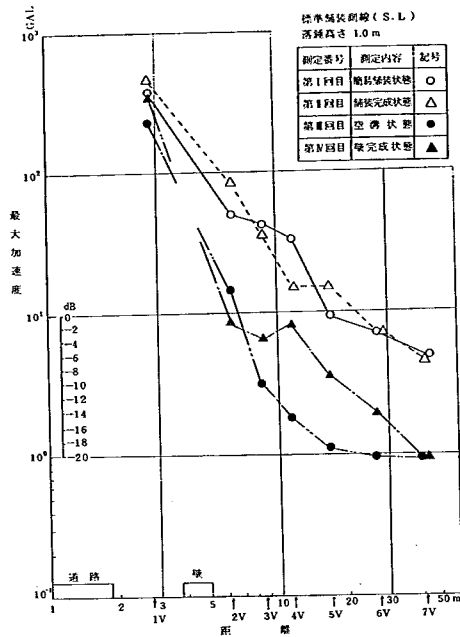


図 4.2 - 8 落錘試験 最大加速度の距離減衰

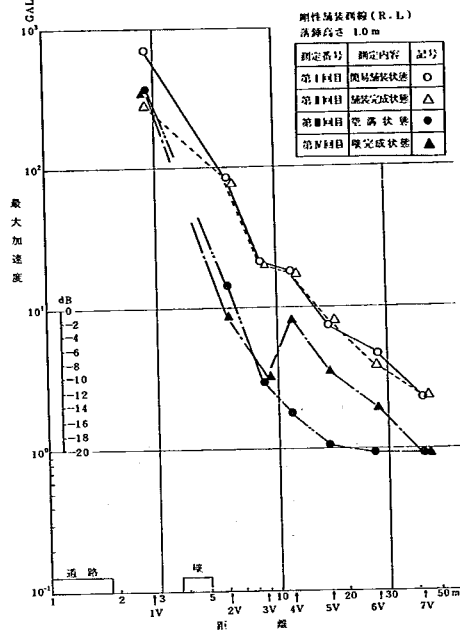


図 4.2 - 9 落錘試験 最大加速度の距離減衰

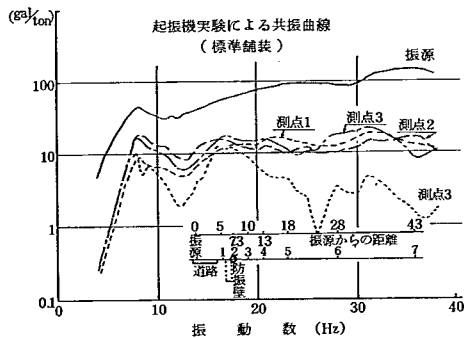


図 4.2 - 10 共振曲線 (1)

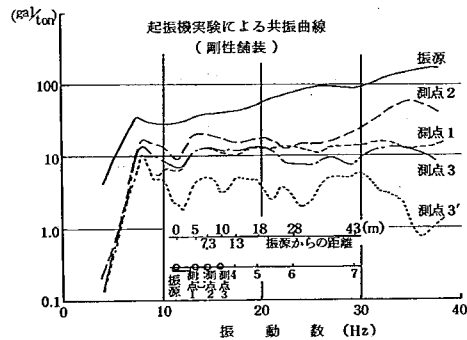


図 4.2 - 11 共振曲線 (2)

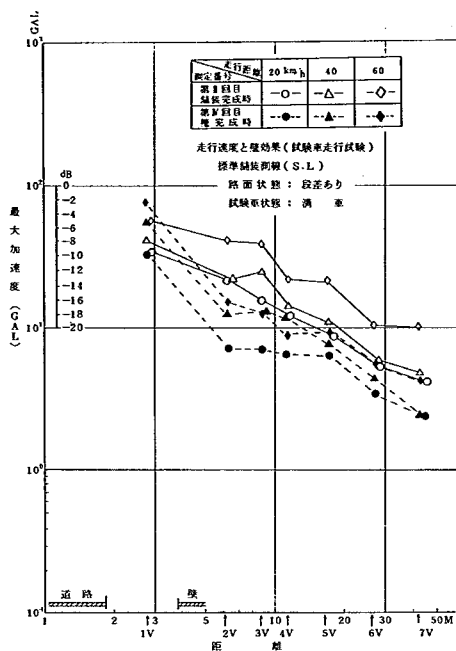


図 4.2 - 12 最大加速度の距離減衰

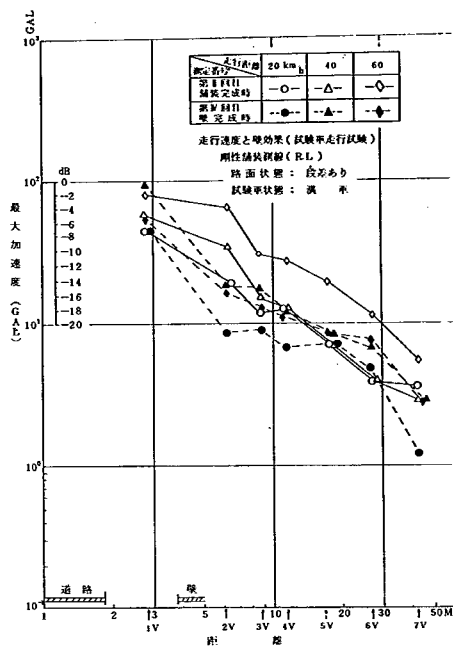


図 4.2 - 13 最大加速度の距離減衰

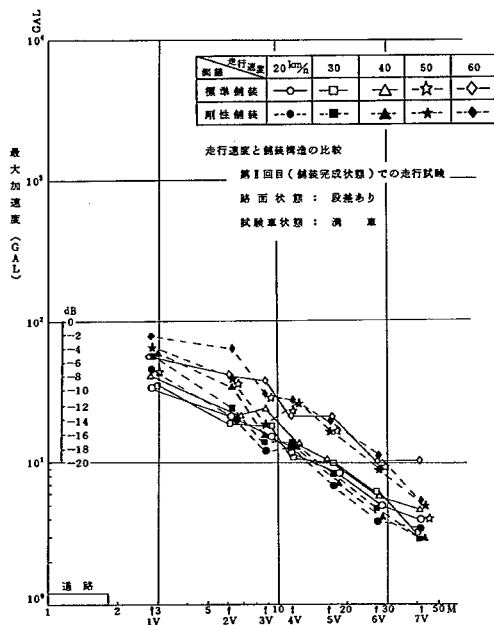


図 4.2 - 14 最大加速度の距離減衰

4.3 地方建設局等との協力による道路交通振動調査(77-B)

4.3.1 77-B調査

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

1) 調査B-1 試験車等による道路交通振動の特性に関する調査

建設中または建設完了直後の道路(高架橋を含む)に対して、試験車、重錘落下、起振機を用いて道路交通振動の特性(試験車走行車線の差による振動レベルの変化、距離減衰など)を把握することを目的とする調査。

2) 調査B-2 道路交通振動の軽減対策に関する調査

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

当面の具体的な対策手法としては、次のものを取りあげる。

1) 舗装構造の改善による効果

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

i) 標準より路盤の厚さを厚くする区間(50m)

ii) 標準より表層・基層の厚さを厚くする区間(50m)

iii) 標準より路盤材料の剛性を高める区間(50m)

2) 地中防振壁の効果

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

3) 高架橋の構造改善による効果

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

i) ジョイント部

ii) 支承部

iii) 桁制振装置

4) 地下埋設物の改善による効果

77-B調査では除外する。

3) 調査B-3 振動対策としての地盤改良効果に関する調査(機械施工部動土質研究室担当)

52年度に実施した地点をまとめると、表-4.3.1のようになる。地方建設局等が行なった調査は、ほとんど調査B-1である。調査結果は現在とりまとめ中であり、昭和53年建設省技術研究会において報告する予定である。

4.3.2 76-B調査の解析結果

昭和51年度に実施した道路交通振動調査〔76-B〕の測定結果のうち、全12地点のデータを用いて、走行速度、人工段差等の各要因に対して統計的手法に基づく回帰式（単相関および重相関）を求めた。各要因における予測式は、次のように仮定して計算した。

- | | | |
|--------------------|--|---------------------|
| 1) 速度の影響 | $Acc \text{ 又は } VL = \alpha V + C$ | 但し、Acc : 加速度値 (gal) |
| 2) 人工段差の影響 | $Acc \text{ 又は } VL = \alpha \log \delta + C$ | VL : 振動レベル (dB) |
| | $Acc \text{ 又は } VL = \alpha V + B \log \delta + C$ | V : 走行速度 (km/h) |
| 3) 路面たわみの影響 | $Acc \text{ 又は } VL = \alpha \log Y + C$ | δ : 段差高 (mm) |
| 4) 速度、平坦性、路面たわみの影響 | $Acc \text{ 又は } VL = \alpha V + \beta \delta + \gamma \log Y + C$ | Y : 路面たわみ (mm) |
| | | その他は係数 |

各検討ケースの標準偏差と寄与率をまとめて、表4.3-2に示す。

1) 走行速度の影響

走行速度と振動レベルの予測式では、上記の式のほかに、対数についても計算したが、相関性は対数よりも真数の方が高い結果となった。阿知須のデータで、8地点別の傾向をみると、振動レベルの変動および速度の項の係数が安定していない。これは生データから最大値を読み取るときの、読み方が一定していなかったのではないと思われる。その点振動レベルについては、実効値表示となるため、加速度に比べて安定した傾向を示している。図4.3.1および図4.3.2にその1例を示す。

地盤振動は、路側、沿道地盤ともに道路構造による傾向が表われているようである。すなわち、平坦道路で応答絶対値が大きく、かつ、勾配も急であるのに対し盛土道路はその逆の傾向を示している。切土道路はわずか1地点ではあるが平坦道路に似ている。以上のことは測線側、反測線側の両方について云える。

標準偏差は1.2~4.5 dBの範囲にあり、平均2.3 dBを示している。

2) 走行車線の影響

測線側と反測線側のそれぞれの回帰式を比較し、両車線の加速度および振動レベルの差をまとめると、表4.3-3となる。表4.3-3では、振動値の差は（測線側の振動値－反測線側の振動値）を示し、20 km/hと70 km/hにおける振動の差をとったものである。各地点で路側の振動の車線の違いによる差は、変動が大きいが、平均値で表わせば、表4.3-4となる。また同様に用地境界における振動の差を平均値で表わせば、表4.3-5となる。このうち、データの多い阿知須バイパスについて、全データを用いた回帰式から車線の違いによる振動レベルの差を計算すると、走行速度による差はなく、路側の場合6 dBで、用地境界では3 dBで、表4.3-4、表4.3-5に示す個々の地点の差の平均とは異なった値である。阿知須バイパス全体のデータを用いた回帰式と個々のデータを図化すると、図4.3-3、図4.3-4となる。

3) 人工段差の影響

段差高と振動レベル（VL_{peak}）の関係から回帰式を求めてみた。使用データは、3種類の段差高で走行試験を行なった阿知須バイパス（4ヶ所）および福井バイパス（2ヶ所）の測定値である。

計算により求めた各回帰式を示すと表-4.3.6のようになる。また各回帰式から求めた推定振動レベルと実測値との差の標準偏差をみると、測定路線ごとに異なっており、福井バイパスの標準偏差が多少大きな値となっている。しかし、相関係数は、両地点共に0.7以上で大きく精度の高い回帰式といえる。福井バイパスでの標準偏差が大きくなった原因としては、各ケース毎の測定回数が少なかったためと思われる。

速度の要因を含んだ回帰式については、表4.3.2に示しているように、上記の速度の要因を含まない場合と同様に、相関係数が大きく精度の高い回帰式といえる。

4) 路面たわみの影響

データのそろっている阿知須バイパスの測定値を用いて検討を行なった。加速度または振動レベルと路面たわみの関係は、真数表示よりも対数表示の方がわずかながら相関が高いようである。しかしたわみ自体の測定値の変動が少ない反面、振動値は大きな変動がみられることから、寄与率も小さく相関係数は、0.4以下で小さな値であった。

5) 速度、路面平坦性および路面たわみの影響

阿知須バイパスのデータにより、振動加速度または振動レベルと速度、路面平坦性、路面たわみの重回帰分析を行なった。その結果、重相関係数は0.54～0.84となったが、路面平坦性や路面たわみの係数が負となる場合もあり、一般に考えられる傾向と逆のものがあった。これは使用したデータにかたよがりがあるためではないかと思われる。

4.4 振動測定調査

関東地方建設局首都圏国道工事事務所管内において、道路建設工事による振動障害に関する問題が発生し、振動測定等について、技術指導を行なった。振動障害の内容は、ペント杭工事の掘削中に発生する振動が、付近の工場の溶解炉と工作機械に与える影響であった。

5. 今後の問題点

今後さらに道路交通振動に対する各種の振動軽減対策手法に関する調査を行なう必要がある。

参 考 文 献

- 1) 建設省道路局企画課，建設省土木研究所「道路交通振動の対策に関する研究」第31回建設省技術研究会道路部門指定課題論文集，1977-10

表 4.3 - 1 昭和 52 年度道路交通振動調査〔 77 B 〕調査地点一覧表

No	地域名	路線名	所在地	管轄事務所	調査種別	調査車数	調査地点状況		調査年月	備考
							測定地点状況	振動源		
1	東北	4号線白石バイパス	宮城県白石市城崎	仙台工事	B-1	1	2種地盤、平直	試験車、段差、重降落下	52年 8月	14ch. データレコーダー使用
2	関東	357号線	千葉県市川市佐保	西総国道	B-1	1	3種地盤、盛土	試験車	52年12月	
3	北陸	7号線新井バイパス 17号線長岡新井バイパス	新潟県新井市向山町 新潟市海老名町 長岡市高松町	新潟国道 新潟工事	B-1 B-1 B-3	1 1 1	盛土 4種地盤	試験車、段差、重降落下 重降落下	52年 9月 52年10月	
4	中部	23号線知立バイパス	愛知県知立市	名古屋国道	B-1	1	2種地盤、盛土	試験車、段差、重降落下	52年12月	
5	近畿	24号線新出バイパス	和歌山県新田町	和歌山工事	B-1	2	平直	試験車(2軸)、段差	52年11月	
6	中国	2号線岡山バイパス 2号線玉山バイパス 鳥取バイパス	岡山県倉敷市大高 玉島町 鳥取県鳥取市定方	岡山国道 鳥取工事	B-1 B-3 B-3	2 2 1	2種地盤、低盛土(1m) 4種地盤 4種地盤、盛土	試験車、段差、重降落下 起振機、重降落下 起振機、重降落下	52年10月 52年4月 52年11月 53年 3月	
7	九州	所津バイパス 川尻バイパス	佐賀県佐賀市所津町 熊本県川尻町		B-1 B-3	1 1	3種地盤 4種地盤	試験車、重降落下 天交角	52年10月 52年12月	
8	北海道	5号	札幌市北郷 東富地区	札幌新道建設 東富地区	B-2 B-3	1 1	4種地盤 4種地盤	ブルトーザ 天交角	52年 8月 52年 8月	発泡スチロール 砂置機、ネット、タミコバキ
9	神奈川県	空海線	大原町豊中	保全施設部	B-1	1	3種地盤、平直(周囲)	試験車、段差	52年 5月	
10	土木研究所	土木研究所内道路 20号線横濱バイパス	横浜研究守沢町 山梨県東八代郡中川	土木研究所 甲府工事	B-2 B-1	1 1	3種地盤、平直 2種地盤、盛土	試験車、段差、起振機 重降落下 試験車、段差、重降落下	52年11月 52年11月	

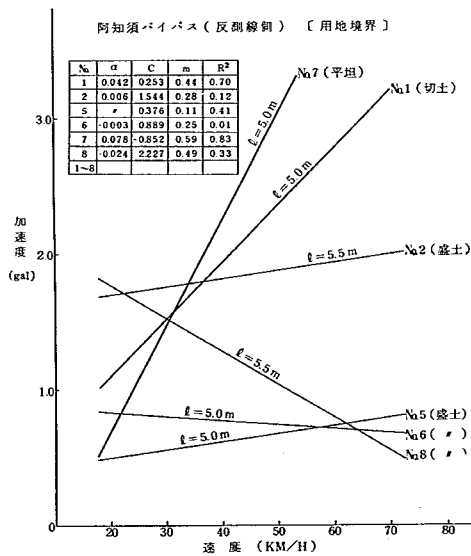


図 4.3 - 1 速度、走行速度の影響
(加速度値の場合)

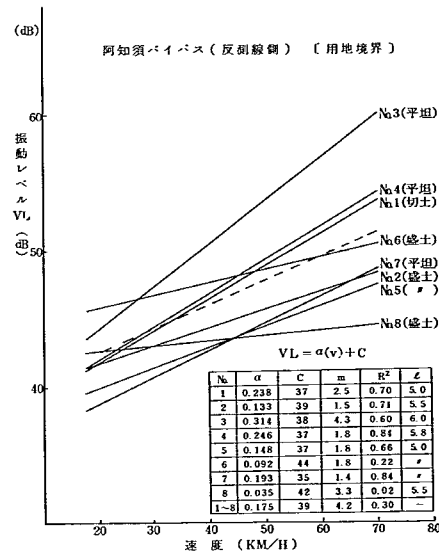


図 4.3 - 2 速度、走行速度の影響
(振動レベルの場合)

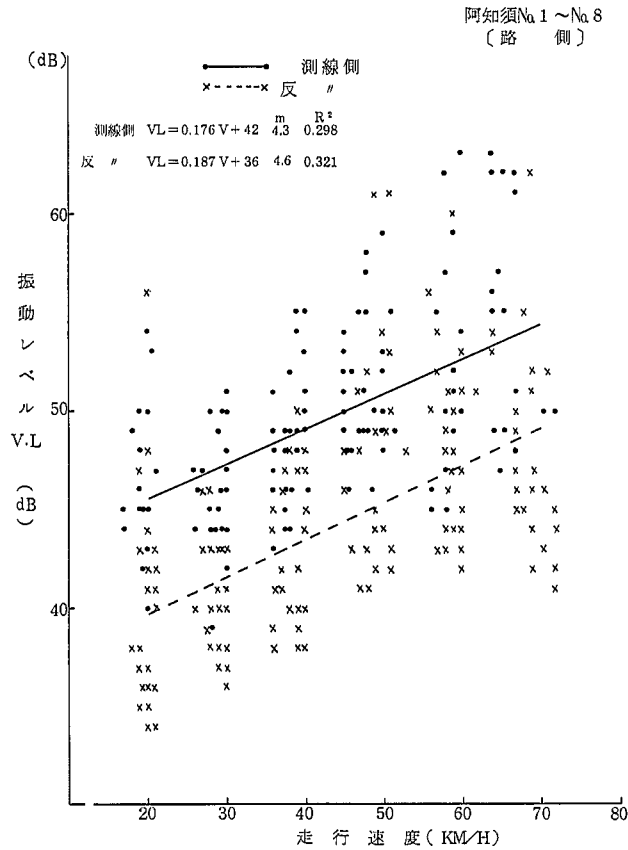


図 4.3-3 速度と振動レベル (路側)

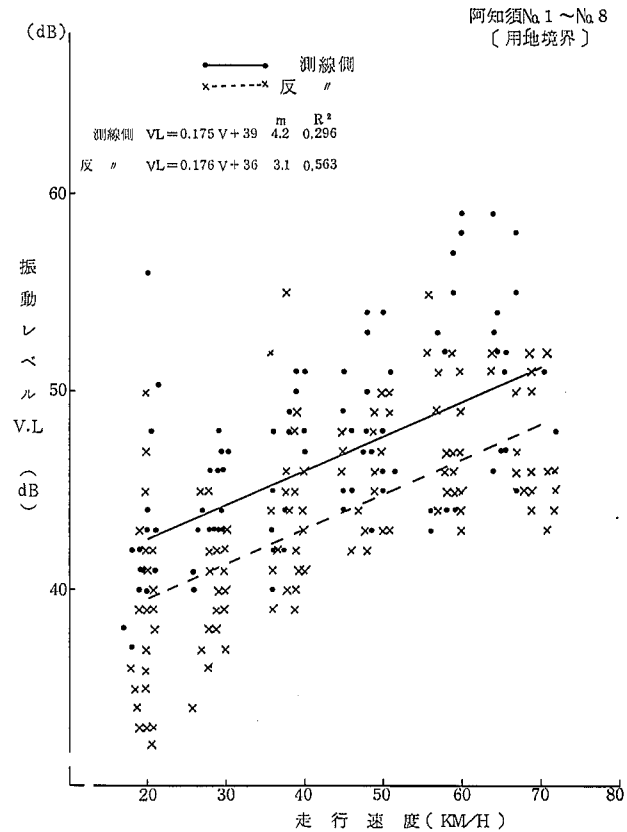


図 4.3-4 速度と振動レベル (用地境界)

表 4.3 - 2 標 準 偏 差 と 寄 与 率

m: 標準偏差 (gal or dB)

R²: 寄与率

種 別		路 側				沿 道 地 盤				種 別		路 側				沿 道 地 盤							
		ACC		VL		ACC		VL				ACC		VL		ACC		VL					
		m	R ²	m	R ²	m	R ²	m	R ²			m	R ²	m	R ²	m	R ²	m	R ²				
測 線	190 号線	底 1	0.86	0.57	4.5	0.44	0.44	0.70	2.5	0.70	反 測 線	福井 B.P	底 A	0.13	0.85	2.1	0.41	0.17	0.71	2.3	0.25		
		" 2	1.11	0.79	1.7	0.46	0.28	0.12	1.5	0.71			" B	0.82	0.28	2.2	0.77	0.13	0.59	4.6	0.60		
		" 3	—	—	1.4	0.95	—	—	4.3	0.60			平 均	0.48	0.57	2.2	0.59	0.15	0.65	3.5	0.43		
		" 4	—	—	2.1	0.76	—	—	1.8	0.84			底 C	0.43	0.48	1.5	0.67	0.38	0.72	1.4	0.80		
		" 5	0.47	0.70	1.7	0.41	0.11	0.41	1.8	0.66			" D	0.28	0.62	2.1	0.6	1.79	0.26	3.7	0.13		
		" 6	0.57	0.40	2.6	0	0.25	0.01	1.8	0.02			平 均	0.36	0.55	1.8	0.64	1.09	0.49	2.6	0.47		
		" 7	1.06	0.85	1.3	0.85	0.59	0.83	1.4	0.84			190号線	1 ~ 8	0.64	0.09	4.6	0.32	0.4	0.01	3.1	0.56	
		" 8	0.86	0.74	2.8	0.10	0.49	0.33	3.3	0.02			福井 B.P	A ~ B	0.60	0.29	4.2	0.38	0.2	0.59	4.9	0.35	
		平 均	0.82	0.68	2.3	0.50	0.36	0.40	2.3	0.55			奈良 B.P	C ~ D	0.39	0.49	2.6	0.35	1.79	0.13	2.9	0.35	
		福井 B.P	底 A	0.3	0.53	1.83	0.15	0.19	0.45	2.3			0.002	人 工 段 差	190号線	20km/h	0.95	0.75	2.0	0.83	0.71	0.78	2.0
" B	0.42	0.002	1.3	0.85	0.18	0.89	"	0.86	40 "	1.16	0.73	1.8	0.79			1.03	0.7	2.3	0.7				
平 均	0.36	0.27	1.57	0.50	0.19	0.67	2.3	0.43	60 "	1.74	0.32	1.1	0.92			0.95	0.76	1.3	0.94				
奈良 B.P	底 C	0.32	0.40	2.0	0.06	0.41	0.29	1.5	0.72	平 均	1.28	0.6	1.6			0.85	0.90	0.75	1.9	0.83			
" D	0.36	0.68	1.4	0.61	2.86	0.21	3.4	0.0	20km/h	5.01	0.51	3.9	0.53			2.07	0.5	5.1	0.44				
平 均	0.34	0.54	1.7	0.34	1.64	0.25	2.45	0.36	40 "	3.59	0.78	2.9	0.68			1.85	0.71	4.3	0.39				
190号線	1 ~ 8	2.04	0.22	4.3	0.3	0.73	0.002	4.2	0.3	60 "	5.52	0.73	3.4			0.66	2.25	0.75	3.5	0.61			
福井 B.P	A ~ B	0.68	0.5	2.4	0.38	0.23	0.69	3.9	0.37	平 均	4.71	0.67	3.4			0.62	2.06	0.65	4.3	0.48			
奈良 "	C ~ D	0.39	0.53	4.1	0.11	3.02	0.11	3.0	0.11	路 面 欠 办	190号線	底 1	20km/h			0.52	0.73	2.6	0.08	—	—	—	—
度 反 測 線 側	190 号線	" 2	0.80	0.14	3.5	0.48	0.29	0.10	2.3			0.69	底 4			40 "	1.1	0.68	4.8	0.11	—	—	—
		" 3	—	—	4.1	0.55	—	—	2.3			0.80	底 5	20 "	0.27	0.09	4.7	0.05	—	—	—	—	
		" 4	—	—	4.3	0.46	—	—	1.8			0.87	底 8	40 "	0.66	0.003	2.2	0.18	—	—	—	—	
		" 5	0.12	0.39	1.4	0.74	0.11	0.62	1.7			0.85	平 均	0.64	0.38	3.6	0.11	—	—	—	—		
		" 6	0.46	0.02	2.6	0.37	0.32	0.02	1.7			0.44	190号線	5 ~ 8	1.22	0.82	1.9	0.82	0.94	0.76	2.4	0.78	
		" 7	0.27	0.70	1.8	0.82	0.19	0.65	2.3			0.72	福井 B.P	A ~ B	5.61	0.64	2.7	0.73	2.06	0.72	2.9	0.69	
		" 8	0.10	0.61	1.9	0.52	0.11	0.02	2.4			0.58	奈良 "	C ~ D	6.8	0.32	1.3	0.85	4.68	0.61	3.4	0.48	
		平 均	0.38	0.40	2.65	0.60	0.23	0.34	2.0			0.73	速 度 十 平 均 性 十 九 秒 办	190号線	底 1 ~ 4	1.4	0.68	3.2	0.69	0.66	0.62	2.9	0.71
		度 反 測 線 側	190 号線	" 2	0.80	0.14	3.5	0.48	0.29			0.10	2.3	0.69	底 5 ~ 8	1.34	0.59	2.5	0.38	0.92	0.31	2.9	0.31
				" 3	—	—	4.1	0.55	—	—	2.3	0.80	平 均	1.37	0.64	2.9	0.54	0.79	0.47	2.9	0.51		
" 4	—			—	4.3	0.46	—	—	1.8	0.87													
" 5	0.12			0.39	1.4	0.74	0.11	0.62	1.7	0.85													
" 6	0.46			0.02	2.6	0.37	0.32	0.02	1.7	0.44													
" 7	0.27			0.70	1.8	0.82	0.19	0.65	2.3	0.72													
" 8	0.10			0.61	1.9	0.52	0.11	0.02	2.4	0.58													
平 均	0.38			0.40	2.65	0.60	0.23	0.34	2.0	0.73													

表 4.3-3 走行車線の違いによる振動レベル差
(測線側応答値-反測線側応答値)

地点名		路 側						沿 道 地 盤					
		ACC (gal)			V.L (dB)			ACC (gal)			V.L (dB)		
		20Km/h	70Km/h	平 均	20	70	平 均	20	70	平 均	20	70	平 均
阿 知 須	1	1.1	2.6	1.85	4.4	4.0	4.2	0.6	1.3	0.95	2.4	3.3	2.9
	2	1.2	6.4	3.8	7.1	2.2	4.65	0.9	1.0	0.95	7.0	4.0	5.5
	3	—	—	—	3.2	8.2	5.7	—	—	—	6.1	8.5	7.3
	4	—	—	—	4.8	4.4	4.6	—	—	—	2.1	0	1.1
	5	0.5	2.3	1.4	6.1	3.6	4.85	0.22	0.17	0.2	4.7	1.3	3.0
	6	0.1	2.6	1.35	5.8	0.2	3.0	0.14	0.14	0.14	3.0	3.0	3.0
	7	0.7	6.8	3.75	7.2	5.0	6.1	0.4	3.5	1.95	5.5	4.1	4.8
	8	0.6	5.3	2.95	7.0	4.7	5.85	1.3	0	0.65	4.6	-1.3	1.65
B.P	平均	0.7	4.3	2.5	5.7	4.0	4.85	0.6	1.0	0.8	4.4	2.9	3.65
福 井	A	0.2	0.2	0.2	3.6	0	1.8	0.3	-0.1	0.1	3.0	-2.0	0.5
	B	0.6	1.4	1.0	15.5	6.7	11.1	0.1	0.8	0.45	4.3	-2.5	0.9
	平均	0.4	0.6	0.6	9.6	3.4	6.5	0.2	0.35	0.28	3.65	-2.25	0.7
奈 良	C	0.2	0.2		6.2	2.2	4.2	0.7	-0.1	0.3	1.9	2.1	2.0
	D	0.7	1.3		9.9	6.9	8.4	1.6	2.8	2.2	5.2	1.0	3.1
	平均	0.45	0.75		8.05	4.55	6.3	1.15	1.35	1.25	3.55	1.55	2.55

表 4.3-4 走行車線の違いによる
振動の差 (路側)

	加 速 度	振 動 レベル
阿知須 B.P	2.5 gal	4.9 dB
福 井 "	0.6 "	6.5 "
奈 良 "	0.6 "	6.3 "

表 4.3-5 走行車線の違いによる
振動の差 (用地境界)

	ACC	VL
阿知須 B.P	0.8 gal	3.7 dB
福 井 "	0.3 "	0.7 "
奈 良 "	1.3 "	2.6 "

表 4.3-6 段差と振動レベルに関する回帰式

データ種別	走行速度 (Km/h)	回 帰 式	標準偏差 σ	F 分散値	相関係数 R	寄与率 R^2	備 考
国道 190 号線 阿知須バイパス	20	$VL = 17.9 \log \delta + 42$	2.0	225.4	0.911	0.831	
	40	$VL = 13.9 \log \delta + 51$	1.8	175.0	0.890	0.792	
	60	$VL = 15.8 \log \delta + 48$	1.1	338.4	0.959	0.919	
		$VL = 0.091V + 15.7 \log \delta + 44$	1.9	281.3	0.904	0.814	
国道 8 号線 福井バイパス	20	$VL = 16.7 \log \delta + 44$	3.9	51.5	0.727	0.528	
	40	$VL = 17.4 \log \delta + 47$	2.9	92.9	0.824	0.679	
	60	$VL = 18.1 \log \delta + 47$	3.4	61.0	0.810	0.656	
		$VL = 0.132V + 15.6 \log \delta + 42$	2.7	92.3	0.853	0.727	

(6) 地震動及び地盤の動的挙動に関する試験調査

振動研究室	室長	岩崎敏男
"	併任(※)	龍岡文夫
"	研究員	川島一彦
"	研究員	常田賢一
"		高木義和
"		吉田精一

1. ま え が き

道路施設の耐震設計を高度化してゆくためには、(1) 地震動に関する定量的な資料となる構造物、地盤での強震記録を確実に収集してゆくこと、(2) 地震動の大きさと震害の程度との関係を明確にすること、さらに(3) 地盤条件の構造物震害に対する影響が大きいことから、地盤の動的挙動と耐震安定性を究明することが重要な課題である。本年度は、道路施設に対する強震観測を引き続き実施するとともに、地盤の種別を行なうための地盤の動的性質の調査及び地盤耐震地図を作成するために地震時に流動化した地点の地盤調査を行なった。

2. 調 査 目 的

道路橋等の道路施設の耐震設計の高度化を図ることを目的として、主に次の調査を行なう。

- (1) 道路施設における強震記録を確実に収集し、地震動に関する定量的資料を蓄積する。
- (2) 地盤の動的挙動と耐震安定性に関する調査試験を行なう。

3. 調 査 方 法

- (1) 地盤調査資料および地震動記録を用いて応答計算を実施し、有効な地盤種別分類法の調査を行なう。
- (2) 過去の地震時に流動化があった地盤について調査し、地震動、地形、土質、流動化の相関を詳細に調べ、地盤耐震地図を作成する。
- (3) 1978年1月14日伊豆大島近海地震および1978年2月20日宮城県沖地震による道路施設の被災調査を行なうとともに、道路橋および地盤における強震観測を実施する。また、全国の道路施設に設置してある強震計の点検整備を行なう。

※ 本務先：東京大学生産技術研究所助教授

4. 調査結果

4.1 地盤の動的性質の調査（地盤種別分類法）

4.1.1 概要

現在、耐震設計に用いられている設計震度は地域、地盤の種類、構造物の重要度などによって補正されている。本調査ではこのうち地盤の種類に着目し、その地盤種別分類法が地震応答計算より得られる結果とどのような対応性があるかと調べた。検討に用いた地盤種別は「道路橋耐震設計指針」（日本道路協会）によるもので、この分類法を用いて分類された地盤をモデル化し、重複反射法による地震応答計算を行なって求められた地盤の固有周期、応答スペクトル、最大加速度などが地盤種別とどのように対応しているかを比較検討した。また簡易法によって求めた地盤の固有周期

と応答計算より得られた地盤の固有周期とを比較することによって簡易法による地盤の固有周期の有効性の検討を行なった。また、地震基盤に到達する地震波には種々の周期を持つものが考えられ、これらの入力地震波の差異による地盤の応答の変化が地盤種別をする上でどのような影響を及ぼすかを調べた。

4.1.2 地盤分類・モデル化

解析に用いた地盤は静岡県内の国道1号線沿線を中心に深いボーリング（ $\geq 20\text{ m}$ ）がある地点を選び、図4.1-2に示す地盤種別分類法（道路橋耐震設計指針）によって分類した。その総数は57地点で、このうち1～4種に相当する地盤を1地点ずつ計4地点の代表地盤を選定し、地震波の差異の検討に用いた。

地盤分類で重要な要素となる沖積層、洪積層の判断は図4.1-3に示すようにN値で行なっているのので地質学的な沖積、洪積とは意味を異にする。

一方地盤のモデル化に必要な定数は地盤のS波伝播速度、土の単位体積重量、減衰定数などであるが、これらの値は表1に示すように土質及びN値から決定した。また層分割の方法は原則として地層境界を計算モデルの境界としたが、地層の変化が激しい場合や同一地層が厚く堆積している場合には適宜、統合、分割を行ないモデル化した。この地震応答計算では地震時に土中に発生するセン断ヒズミに

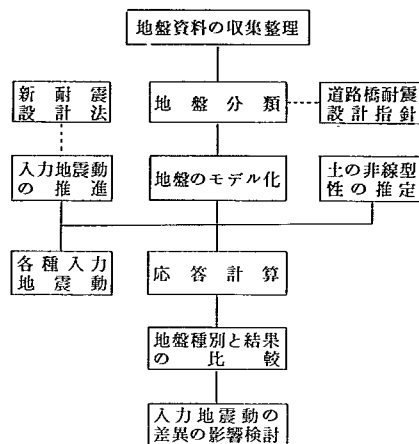


図4.1-1 解析作業流れ図

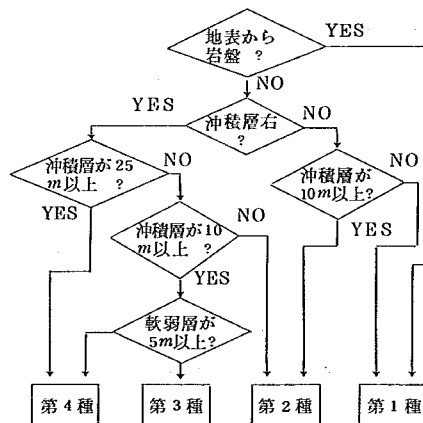


図4.1-2 地盤分類方法

よって土のせん断剛性率 G 、減衰定数 n が変化する性質を等価線型法を用いることによって考慮している。この G と n の r による変化は図 4.1-4 のようになる。

表 4.1-1 地盤定数

土 質	r_1	S波速度 V_s
表 土	1.7	$V_s = 103N^{0.211}$
沖積砂質土	1.8	$V_s = 103N^{0.211}$
沖積粘性土	1.4	$V_s = 143N^{0.0777}$
洪積砂質土	2.1	$V_s = 205N^{0.125}$
洪積粘性土	1.8	$V_s = 172N^{0.183}$
基 盤	2.1	500 (m/s)

4.1.3 入力地震波

応答計算に用いた地震波は表 4.1-3 に示すように 6 種類であるが、このうち $\#1$ の地震波を全地点の応答計算に使用し他の 5 種類の地震波を各種代表地盤 4 地点の応答計算に適用し、地震波の差異による地盤の応答の変化を調べた。

$\#1$ の地震波を主たる入力地震波としたのは、

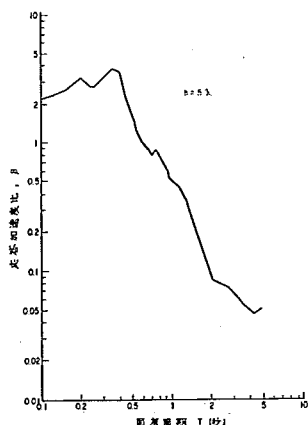


図 4.1-5 入力地震波の応答スペクトル

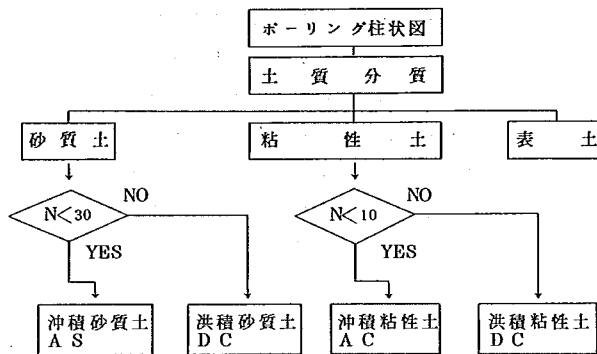


図 4.1-3 土質分類法

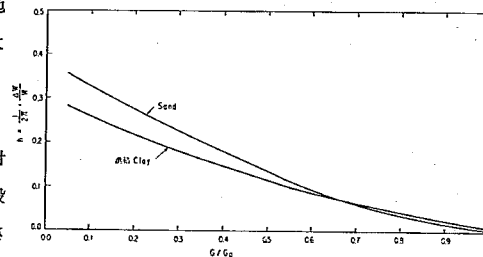
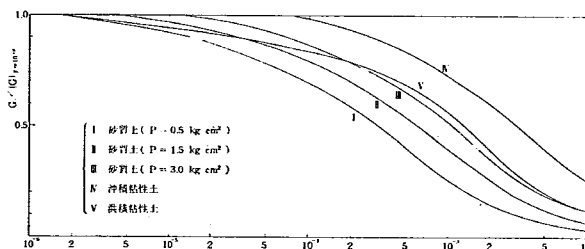


図 4.1-4 セン断ヒズミによる G , n の変化

新耐震設計法(案)(建設省)に示されている第 1 種地盤(岩

盤)の応答スペクトルに最も類似したスペクトルを持った地震波だからである。この地震波の応答スペクトルは図 4.1-5 に示す通りである。なお基盤における地震波の最大加速度は一律 150 ガルとした。

4.1.4 解析結果

図 4.1-6 は $\#1$ の地震波を全地点 (57ヶ所) に適用した場合の地表最大加速度の分布を各地盤種別毎に示したものである。地表最大加速度の分布は各種別ともかなりの幅があるが、傾向

として、2、3種地盤をピークとした凸型になっている。第1種地盤を除くと地盤が硬くなる程、最大加速度が増大する傾向を示すが、第2種地盤の固有周期と入力地震波の応答スペクトルのピークに対応する周期がほぼ同一の値（約0.4秒）であることと第2種地盤の応答が他の地盤の応答に較べて大きいこととは関連を持っていると思われる。

図4.1-7に地盤種別毎の加速度応答スペクトルを示す。

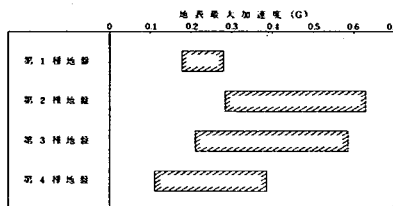


図4.1-6 地表最大加速度分布

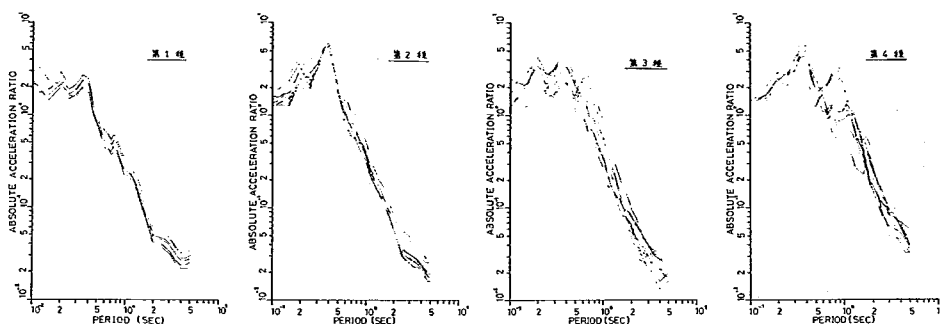


図4.1-7 各地盤種別毎の加速度応答スペクトル

すべての地盤に0.4秒のピークが見られるが、このピークは入力地震波の特性が応答に現れたものと考えられる。第3種地盤と第4種地盤には各々0.5～0.7秒、0.8～1.7秒にピークがあり、このピークは地盤の振動特性を反映したものと考えられる。図4.1-8に簡易法による地盤の固有周期（ $T \approx V/4H$ 、 H ：表層厚、 V ：表層の平均S波速度）と応答計算より得られた地盤の固有周期との関連を示す。地盤の固有周期と地盤種別との間には明瞭な関係がみられ、それをまとめると表4.1-2に示すようになる。一方ヒズミによるS波速度の減少のため固有周期が増大するがその傾向は第2種地盤を除くと地盤が軟弱になる程、その増加率は大きくなる。第2種地盤の固有周期の増加が地盤が硬い割には大きいのは前述の最大加速度応答に見られるように入力地震波の周期と地盤の固有周期が近い為の共振現象のためと考えられる。

図4.1-9は、解析対象地点の沖積・洪積層厚と表4.1-2の地盤種別を対応付けて、簡易分類のために実務上取扱ひ易くまとめたものである。同図には、現行の道路橋耐震設計指針(1974)

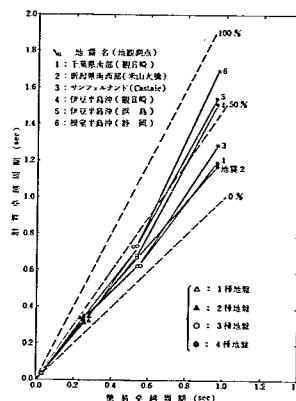


図4.1-8 簡易卓越周期～計算卓越周期

地盤種別	地盤の固有周期
第1種地盤	0.2 sec 以下
第2種地盤	0.2 ～ 0.4
第3種地盤	0.4 ～ 0.6
第4種地盤	0.6 sec 以上

表4.1-2 地盤の固有周期と地盤種別

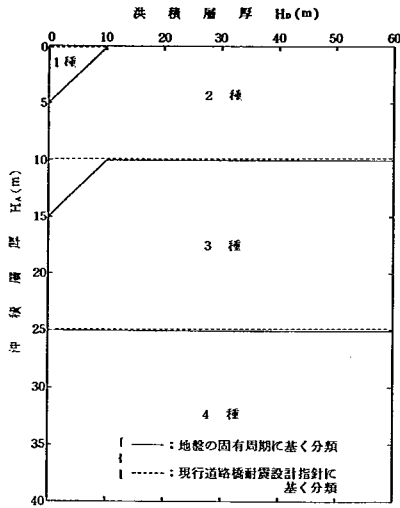


図 4.1-9 沖積・洪積層厚による簡易地盤分類法

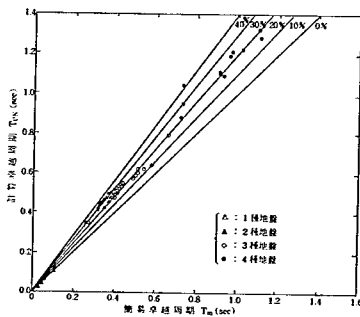


図 4.1-11 簡易卓越周期～計算卓越周期

この結果では第1種地盤がほぼ単調減少、第2種地盤が単調増加第3種地盤が0.6秒付近にピークを持つ凸型、第4種地盤が単調増加を示しており、地盤の固有周期と入力地震波の固有周期の一致する点で最大加速度の増加が3種地盤で明らかに見られる。他の地盤で最大加速度のピークが見られないのは、入力地震波の振動特性が単一のピークを持つ単純なものではなく、短周期成分も長周期成分も持つ複雑なものである為と考えられる。応答スペクトルの地盤種別毎の結果の図は頁の都合上割愛

による分類も併記しているが、本研究に基づく分類法では、2種地盤、3種地盤の一部が各々1種地盤、2種地盤となる地盤がでてくる。

表 4.1-3 入力地震動一覧

No	地震名 (記録地点)	発生年月日	マグニ チュード	卓越周期 (sec)
1	千葉県南部 (観音崎)	1973.12.22	5.5	0.20
2	新潟県南西部 (米山大橋)	1971. 2.26	5.0	0.20
3	Castaic (サンフェルナンド)	1971. 2. 9	6.6	0.34
4	伊豆沖 (観音崎)	1974. 5. 9	6.9	0.52
5	伊豆沖 (浮島)	1974. 5. 9	6.9	0.64
6	根室沖 (静内)	1974. 6.17	7.4	1.04

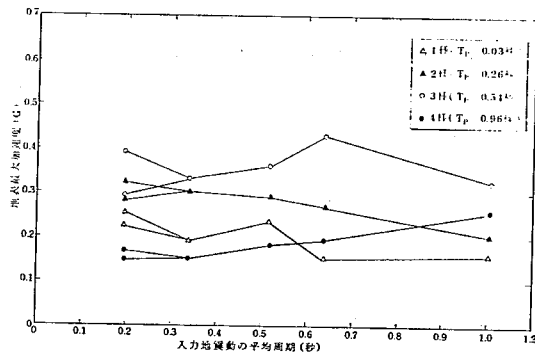


図 4.1-10 入力地震動周期～地表最大加速度

次に入力地震波を変えた場合の各種地盤の応答特性の変化について検討を行なう。表 4.1-3 に示すように入力地震動の平均周期は0.20秒から1.04秒まで広く分布し、これらの入力地震動によって生じる地表最大加速度は図 4.1-10 に示す通りである。

するが、傾向としては1～2種の短周期地盤では入力地震動とほぼ同じ周波数特性が地表に現れ、第4種地盤のような長周期地盤になると地盤の振動特性を表わす1秒以上の周期成分の増加が著しい。

図4.1-11は入力地震動の差異による各種地盤の固有周期の変化を示したものである。地盤が軟弱になる程、地盤の固有周期が長くなり、入力地震動が長周期になる程、その増加傾向は著しい事がわかる。

4.1.5 ま と め

応答計算によって地盤種別分類法の有効性の検討を行なった結果“道路橋耐震設計指針”の地盤種別が応答計算結果とよく対応することがわかった。しかし第2種地盤と第3種地盤の境界が不明確であったり、入力地震動の多様性をどのようにとり入れていったらよいか等の問題点が残った。今後これらの応答計算結果を地盤分類と適合させて行くためには、各結果のより詳細な検討が必要と思われる。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会(1972) “道路橋耐震設計指針・同解説”
- 2) 岩崎、静岡、佐伯(1977) “N値とひずみレベルを考慮したS波速度 Vs との関係例”第12回土質工学研究発表会
- 3) P. B. Schnabel, J. Lysmer, H. B. Seed (1972) “SHAKE A COMPUTER PROGRAM FOR EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSIS HORIZONTALLY LAYERED SITE” EERC 72-12

4.2 流動化履歴と地盤特性の調査および地盤耐震地図

4.2.1 概 要

昨年度までに、関東地方の埼玉県東部、東京都東部の流動化履歴地点の地盤特性調査、関東地方南部地区の地盤耐震地図作成および濃尾地方の流動化履歴地点の地盤特性調査を実施した。

今年度は次の調査目的に従って調査を実施した。

- (1) 濃尾地方の地盤耐震地図作成
- (2) 北陸地区(庄内地域、新潟地域、福井地域)の流動化履歴地点の地盤特性調査および地盤耐震地図作成
- (3) 中部地区(長野地域、東海地域)の流動化履歴地点の地盤特性調査および地盤耐震地図作成
調査内容は大別して次の5項目からなっている。
 - ① 地形に関する資料収集および地形分類
 - ② ボーリング資料および地質に関する資料収集・整理
 - ③ 代表的な地層断面図作成
 - ④ 流動化地点と地形・地質の関係のまとめ
 - ⑤ 地盤耐震地図作成

以上の調査結果は莫大な量となるため、ここでは④・⑤に関する調査結果の概要に留め、他の項目は割愛する。

4.2.2 流動化地点と地形・地質の関係

北陸地区および中部地区の5地域(庄内, 新潟, 福井, 長野, 東海)において過去に流動化を生じた地点と, 地形・地質との関連性を調査した。調査対象とした流動化地点は, 既に図4.2-1のように作成された流動化履歴地図を参考とした。なお, 新潟地区(新潟市街地)に関しては新潟地震時の詳細な流動化地点図があるので合わせて参考としている。

各地域毎に流動化発生地点の地形・地質の特徴をまとめると以下の通りである。

A. 庄内地域

明治以降庄内地域では,

1894年10月22日

の庄内地震($M=7.3$),

1964年6月16日の

新潟地震($M=7.5$)における流動化の記録が残されている。新潟地震における流動化発生地点の特徴をあげると次のようである。(図4.2-2)

- (1) 最上川沿いの堤防, 学校敷地, 両羽橋北方の国道7号線など軟弱な地盤上に盛土した人工造成地に流動化現象が発生している。
- (2) 赤川の旧河道や最上川の堤防付近では, 人工的に川を切ったと思われるところに流動化現象が多発している。
- (3) 流動化現象は遊佐町, 酒田市のデルタ地帯に多く高燥な扇状地に向かうにしたがって少ない。
- (4) 海岸部の砂丘地帯や旧酒田市街地がのる砂堆では, ほとんど噴砂, 噴水がない。
- (5) 流動化地点では地下水位が地表面下30~50cm前後と比較的高いことが多い。

流動化地域の資料と非流動化地域の資料を比べると, 流動化地の方が標高が低い, 地下水位が高い, 構成層のN値は大差がないようであるが地形分類からすると砂丘, 扇状地のものに対して人工改変地やデルタのものに流動化がみられる。

B. 新潟地区

新潟地区においては1927年10月27日の関原地震, 1961年2月2日の長岡地震,

1964年6月16日の新潟地震等の流動化記録があるが, 特に新潟地震は流動化現象を一般に

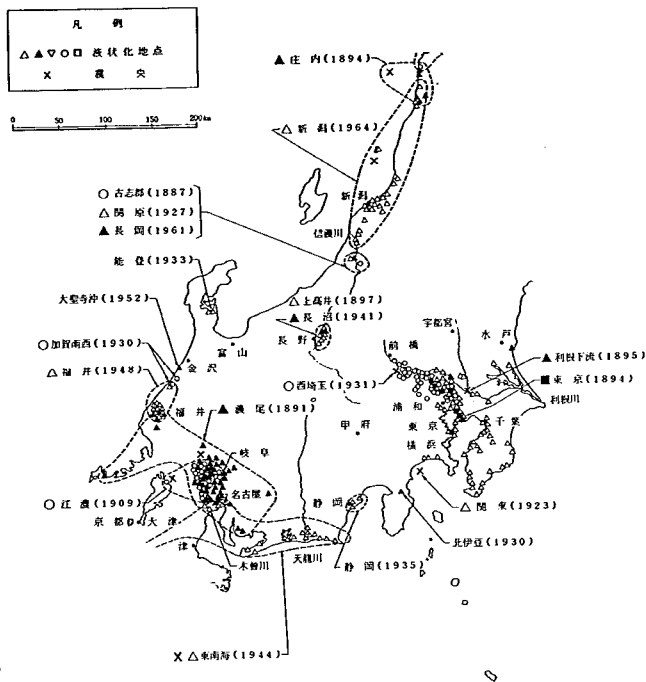


図4.2-1 流動化履歴地図 1872~1968年
(栗林, 龍岡, 吉田¹⁾より)

認識させた点で重要である。

以下、新潟地震における流動化地点の特徴を示す。(図4.2-3)

- (1) 新潟地区北部の荒川流域においては河口近くの自然堤防又は砂礫堆上に流動化が起きているが、これらは荒川の旧河道上にその後の氾濫で新たに薄く砂を被った所が多く、砂礫堆の所でも旧流路に相当する部分や、あるいは自然堤防でも比較的新らしく形成されたものである。
- (2) 阿賀野川沿いでは、歴史時代に河道付替がなされ荒川となった旧河道地域に流動化が集中している。
- (3) 阿賀野川と加治川に挟まれた地域では、列状に発達する砂丘間地域に流動化が多く生じている。ここはかつて加治川、新発田川の河道であり、歴史時代に行なわれた数回に及ぶ河道切替によって流入土砂の埋立作用を被り池沼から陸地に干陸化したところがほとんどである。そのうちでも加治川の旧河道である聖籠村真野から新潟市大谷地に至る間10数kmに流動化現象が集中している。
- (4) 新潟市内のうち、流動化のために横倒しになった県営アパートは信濃川左岸の埋立地内にある。この地域は1926年(大正15年)大河津分水工事完成後に河川敷や河床等を埋立てた所である。
- (5) 新潟市内のうち、古町を中心とする自然堤防地域では流動化はほとんど起こっていない。この自然堤防は標高-5M付近にある埋没弧立段丘を核として成長したと考えられる。

新潟地震時に流動化を起こした地域のボーリング資料を図4.2-4、流動化を起こさなかった地域のボーリング資料を図4.2-5に示す。総じて、流動化地点は、N値10以下のゆるい砂層の発達する海岸側～信濃川にかけて分布し、信濃川沿いの人工改変地ではより集中している。しかし砂丘地ではほとんど見られず、砂丘背後の低地で多くなっている。そして内陸側に行くに従い粘土層が上部に発達するようになるが、これにつれて流動化も少なくなり、信濃川阿賀野川の旧河道において見られるくらいになる。また潟湖である鳥屋沼では、上部に粘土層

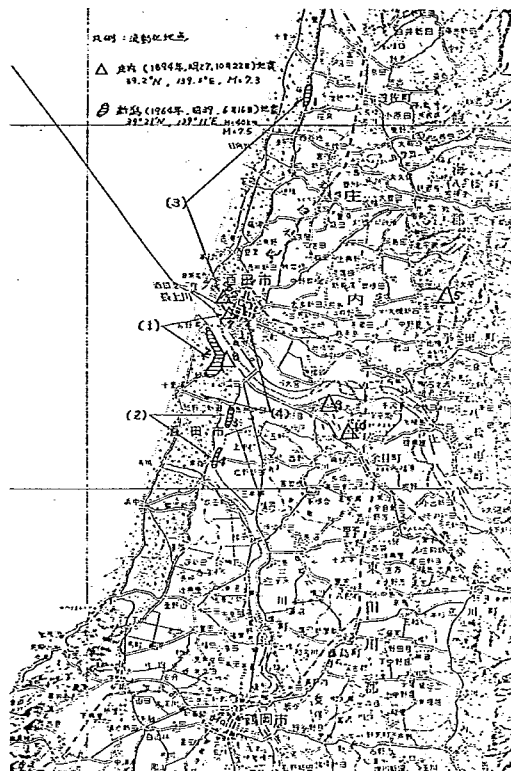


図4.2-2 庄内平野の流動化地点

が発達する事やN値20以上の砂層の発達が良いことなどから流動化は起こらなかったと考えられる。

C. 長野地域

長野地区における流動化記録は、1897年1月17日、

4月30日の上高井地震

($M=6.3$)、1941年

7月15日の長野地震(M

$=6.2$)に見られ、両地震

による流動化位置はほぼ一

致している。(図4.2-6)

流動化は日野村・村山、長

沼村、赤沼、豊州村相之島

等にも起こっており、これ

らは旧河川敷であったところ

が多い。流動化地域の資料

とそうでないものを見ると、

同じ氾濫原で似た地層構成

のものでも流動化したもの

の方が地下水位が高い。ま

た流動化地域のものの方が

地表下にN値の低い層があ

るようである。

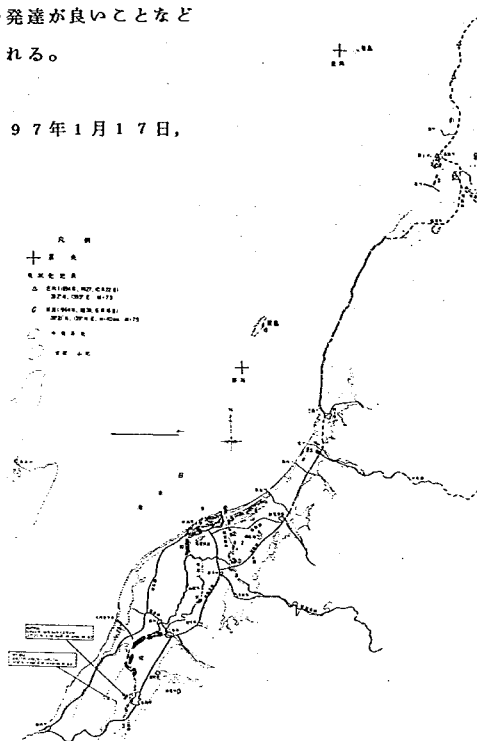


図4.2-3 新潟地区液状化履歴地図¹⁾

D. 福井地域

福井平野における福井地震(1948年6月28日、 $M=7.3$)による流動化地点は、図4.2

7に示すように、平野全般に及んでいる。特に丸岡町一帯・荒川沿いの福井市河増町付近・河合

勝美町から木部新保に至る九頭龍川周辺・清水から布施田橋に至るルート及び金津町から芦原町

までの竹田川周辺などでは、かなり広範囲にわたって流動化地点が密集している。また、濃尾地

震時においても、福井市河増・殿下および九頭龍川沿いの岸水町・江上町・布施田町などで流動

化が発生している。これらのうち、丸岡町(一部旧河道)を除く地域は、すべて現河道および旧

河道沿いにある。このことは、当地区における流動化発生地点の大きな特徴である。なお、丸岡

町一帯は九頭龍川の扇状地であり、レキ質地盤であるにもかかわらず流動化が多発している点も

注目される。もう一つの特徴は、東西の流動化発生地域にはさまれた平野中央部において、ほと

んど流動化が起こっていないことである。

ボーリング資料により、流動化地点・非流動化地点の地形・地質との関係を見ると、流動化地点では、比較的浅い部分の地層が砂および砂レキを主体とし、かつ砂層においては $N=10$ 前後、 $D_{50}=0.1$ mm以上となっている。また、非流動化地点では、浅い地層の大部分が粘性土となって

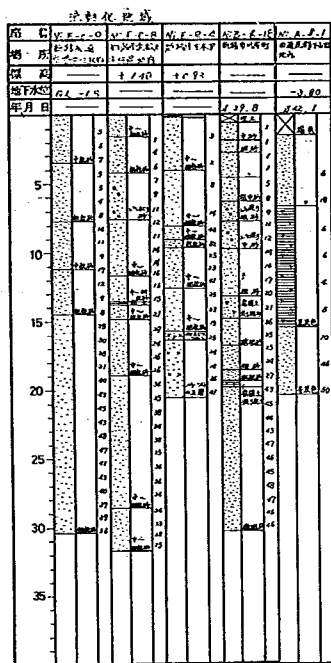


図 4.2 - 4 流動化地点の土質柱状図

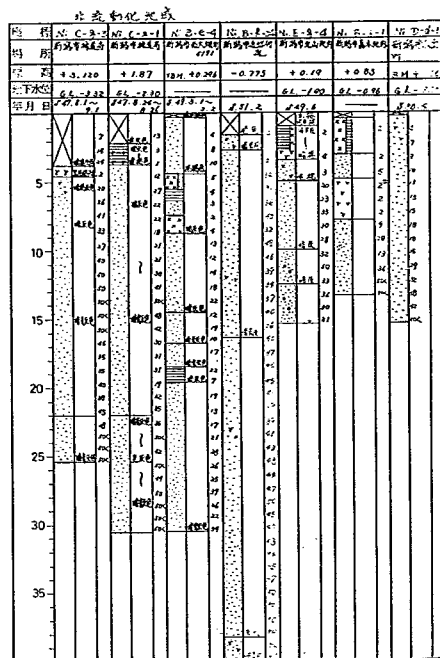


図 4.2 - 5 非流動化地点の土質柱状図



図 4.2 - 6 長野地区液状化地点

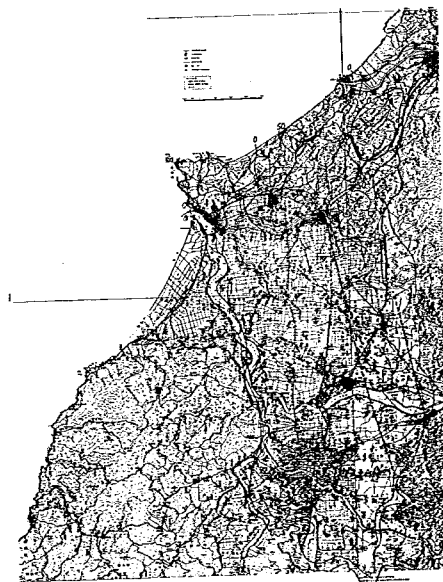


図 4.2-7 福井地方の液状化地点

ている。

E. 東海地域

東海地域における流動化記述は1935年7月11日の静岡地震 ($M=6.3$)、1944年12月7日の東南海地震 ($M=8.0$) のものが明瞭である。静岡地震は規模はあまり大きくなかったが静岡市の直下で発生した為、局地的に静岡市の地盤の悪い所で噴砂、噴水が生じた。

流動化が生じたのは、人工改変地である清水港の岸壁付近、安倍川左側の有東から西脇、西島、中島に至る間の田井戸、中島字浜の25の井戸、震央近くの堀之内の深等である。(図4.2-8, 9)

流動化地点・非流動化地点のボーリング資料を比較すると、流動化はその堆積環境に支配されて起きるようであり、清水市においては内陸の粘性土が卓越している地域では起こらず、海岸部の埋立地で起きているといえる。静岡市においては安倍川左岸沿いの扇状地、谷津山、八幡山等の山地では流動化がみられず、扇状地よりはずれたゆるい砂層が発達する地域で流動化が



図4.2-8 静岡地方液状化地点¹⁾

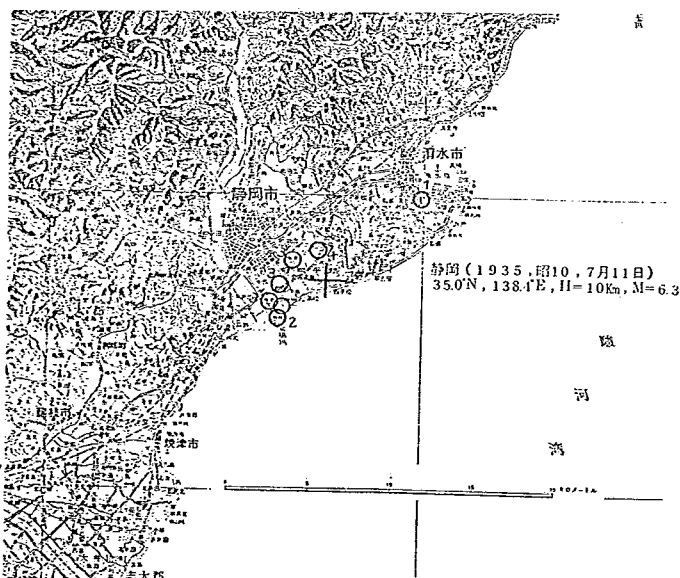


図4.2-9 東海地方流動化地点 (1) より作成)

起っている。また、流動化は砂丘背後の低地、天竜川の旧河道でもゆるい砂層が発達する地域に起こっており、袋井付近の軟弱地盤地では被害は大きかったが粘土層が厚い為流動化しなかった。

4.2.3 地盤耐震地図の作成

地震時にその地盤が流動化するか否かは、地盤の土質、締まり具合、堆積環境、堆積後の環境変化、地下水位、地震力の規模など多くの要因に左右されると考えられる。しかし我国の地形、地質は複雑であり、数m離れただけでも異なった地層になる事があるので、流動化するか否かの厳密な地盤耐震地図を作成するのは困難である。

表 4.4-1 地盤耐震地図作成基準

そこで表 4.4-1 に示すように大きく地盤を分類して、地盤耐震地図を作成した。例えば、同表の基準に従って、国土地理院の5万分の1の地形図上に地盤耐震地図を描いたのが図 4.2-10 である。

なお、同図には過去に流動化を生じた地点も記してある。

過去に流動化した地点が地盤耐震

区 分	判 断 基 準
(A) 流動化する可能性が高い地域 (詳細な調査が必要な地域)	- 現河道、旧河道、砂丘間低地(地下水位の高い所) - 旧水面上の高い盛土地、旧水面上の盛土地、埋土地
(B) 流動化する可能性がある地域 (簡易な調査が必要な地域)	(A)でも(C)でもない沖積低地
(C) 流動化する可能性が低い地域 (特に調査の必要ない地域)	台地、丘陵、山地

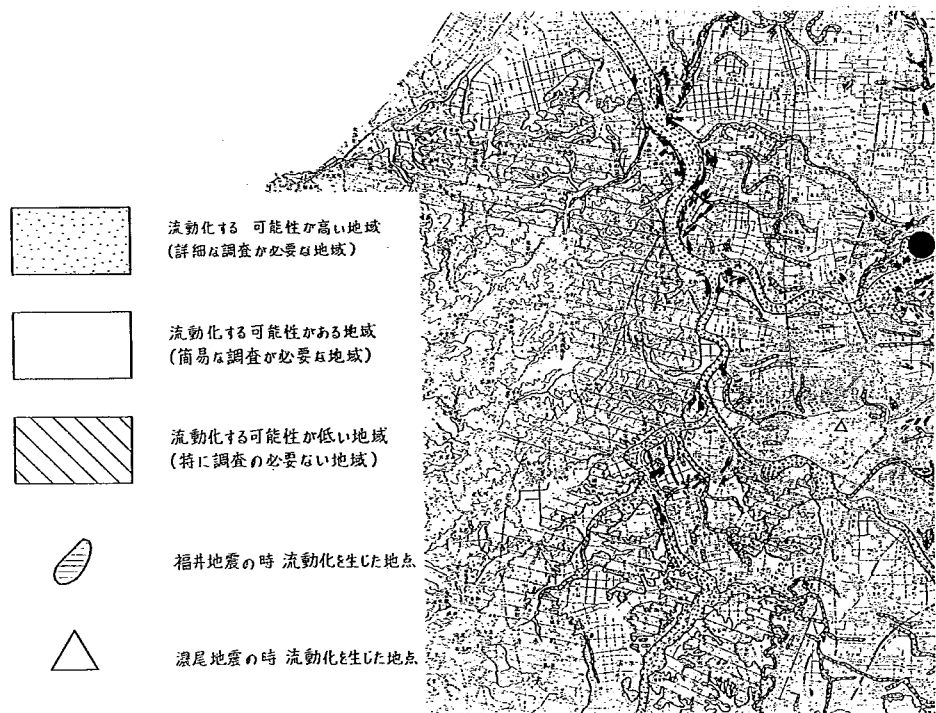


図 4.2-10 地盤耐震地図一例

地図上のどの分類に相当しているか調べなおしてみる。流動化地点は公文書に記されている地名をもとに探し出したものおよび詳細な流動化位置図よりプロットしたものがある。地名をもとに探し出したものはその正確な位置が分からない為、地形図上の相当する地名上に○、△印がつけてある。この○、△の印の大きさによって上述の結果が異なってくるので、地名上から半径250m、500mの2種類の円を描き対応関係を調べた。この円内に流動化する可能性が高い地域が含まれればA、これが含まれず流動化する可能性が低い地域が半分以上あればC、それ以外はBとした。

一方、新潟地域、庄内地域および北陸地域では、それぞれ新潟地震、関原地震、長岡地震および福井地震の際に流動化した範囲がはっきりとしている。そこで、これらの地域では流動化した範囲のうちにA、B、Cの占める割合を、直接それらの面積を測って求めた。

このようにして、流動化地点がA、B、Cに対応した割合を求めると、表4.2-3、4.2-4のようになる。この表から次の事がわかる。

- i) 全般的にAに相当した流動化地点の割合は多く、地震耐震地図の妥当性はうかがえる。
- ii) Aに相当した流動化地点が50%を割る(半径250mで考えて)ような、あまり相関性がよくないものをあげると、静岡地震、濃尾地震、江濃地震、関原地震、福井地震となる。これらのうち特に福井地震はあまりよくなく、Bに相当した流動化地点が多い。

4.2.4 ま と め

既往の調査結果によると、流動化履歴地点と地形・地質との間には次のような関係があると考えられていた。

表4.2-3 流動化地点と地盤耐震図の関係
(流動化地点が○、△などの記号で示されているもの)

地 域	地 震	区 分	半径250m		半径500m	
			地点数	割 合	地点数	割 合
庄 内	庄 内 M=7.3	A	3	50%	5	83%
		B	2	33	0	0
		C	1	17	1	17
長 野	上 高 地 M=6.3	A	4	80	5	100
		B	1	20	0	0
		C	0	0	0	0
	長 野 M=6.2	A	6	67	8	89
		B	3	23	1	11
		C	0	0	0	0
東 海	静 岡 M=6.3	A	3	43	6	86
		B	4	57	1	14
		C	0	0	0	0
	東 南 海 M=8.0	A	9	64	10	71
		B	2	14	1	7
		C	3	22	3	22
新 潟	長 岡 M=5.2	A	2	67	3	100
		B	1	33	0	0
		C	0	0	0	0
中 部	濃 尾 M=8.4	A	19	34	36	64
		B	25	45	10	18
		C	12	21	10	18
	江 濃 M=6.9	A	41	45	64	70
		B	48	52	28	30
		C	3	33	0	0
	東 南 海 M=8.0	A	5	83	6	100
		B	1	17	0	0
		C	0	0	0	0
関 東 (昨年度調査結果)	西 埼 玉 M=7.0	A	45	59	58	76
		B	23	30	10	13
		C	8	11	8	11
	東 京 M=7.5	A	13	72	18	100
		B	5	23	0	0
		C	0	0	0	0
	関 東 M=7.9	A	60	63	85	90
		B	34	36	9	9
		C	1	1	1	1
	利 根 川 下 流 M=7.3	A	2	100	2	100
		B	0	0	0	0
		C	0	0	0	0

表4.2-4 流動化範囲と地盤耐震図の関係
(流動化地点が範囲で示されているもの)

地 域	地 震	M	割 合		
			A	B	C
庄 内	新 潟	7.5	43%	57%	0%
	関 原	5.3	20	80	0
新 潟	新 潟	7.5	53	47	0
	北 陸 福 井	7.3	14	86	0

(1) 扇状地から干拓地までの沖積低地全域にわたって流動化が生じている。

(2) 特に旧河通沿いでは流動化が多く生じている。

(3) 台地、丘陵、山地には流動化があまり生じていない。

本調査では、これらに加えてさらに次のような事がわかった。

(4) 庄内地域や新潟地域においては、海岸の砂丘地帯でほとんど流動化が生じていない。これは、この地帯では地下水位が低い事および砂層がよく締まっている事に起因すると考えられる。

(5) 新潟地域では列状に発達する砂丘間低地に流動化が多く生じている。

(6) 新潟、鳥屋野潟や福井市周辺は流動化がほとんど生じていない。これはこれらの地表層が粘性土であるためと考えられる。

(7) 九頭龍川沿いの扇状地では平均粒径が0.1mm以上、大きいもので10mm以上の粗い砂レキが流動化したと考えられる。

(8) 新潟市川彦町付近や清水港は人工的に埋立てを行なった場所であるが、この付近では流動化が多く生じている。

特に(5)に相当する地形は昨年度の調査対象とした地域内に存在しなく、地盤耐震地図作成に考慮されていなかった。そこで、今回の地盤耐震地図作成作業においては新たに、(5)に相当する地域を区分Aとした。

今年度の調査を実施するに際して、ボーリング資料等の貴重なデータの収集のために、山形・新潟・長野・福井各県の土木部、静岡県総務部、日本電信電話公社、日本国有鉄道、日本道路公団、鉄道建設公団、酒田・鶴岡・新潟・長野・須坂・福井の各市および建設省の各地方建設局の工事々務所等の方々の協力を得た。関係諸氏に紙面を借りて御礼申し上げる。

参 考 文 献

- 1) 栗林、龍岡、吉田、“明治以降の本邦の地盤液状化履歴”，土木研究所彙報 第30号
1964年12月

4.3 伊豆大島近海地震による道路の被害調査

4.3.1 地震および調査の概要

1978年1月14日12時24分頃、伊豆大島西方海底から伊豆半島中部にかけての範囲に震源をもつマグニチュード7.0の地震が発生した。この地震により、静岡県伊豆半島の東部～中部地区の各種施設に多大の被害が生じた。

気象庁の発表によると、この地震の震央は東経139°14′，北緯39°46′，マグニチュード(M)は7.0，震度は伊豆大島、横浜で5，東京、静岡、網代、石廊崎等で4であった。

被害は、道路法面の崩壊、自然斜面の崩壊、橋、トンネル等多岐に及んだため、地質、地すべり、急傾斜地崩壊、施工、動土質の各研究室と協力して調査を行なった。道路関係の被害の概要を以下に示す。なお、道路関係施設以外の被害および地震動強度に関しては参考文献1)、2)に詳しいので、そ

ちらを参照していただきたい。

4.3.2 道路被害の概要

道路の被害箇所は、東京都伊豆大島（町道38号線）で3箇所、静岡県内で国道（135、136号線）、主要地方道（修善寺下田線ほか）、県道、および市町村道で744箇所、有料道路（東伊豆有料道路、天城トンネル有料道路）で47箇所の多数にのぼり、道路の被損総額は140億円にも達した。

1974年伊豆半島沖地震では、道路被害は主に盛土部に集中したが、今回は自然斜面のすべりや崩壊に起因する被害が主体をしめ、ついで盛土、擁壁、トンネル等に被害が発生した。道路橋、横断歩道橋については、軽微な被害で、交通阻害する程のものはほとんどなかった。

道路の主要被害は、図4.3-1に示すように、伊豆半島東海岸を走る国道135号線および東伊豆有料道路、ならびに半島中央部を縦断する主要地方道修善寺下田線に集中した。道路被害の発生範囲は、余震の発生範囲とほぼ一致していることが注目される。

4.3.3 斜面崩壊

今回の地震による斜面崩壊は、土砂斜面の崩壊、岩石斜面の崩壊、落石の3タイプに大別できる。

土砂斜面の崩壊は東伊豆町奈良本地区や河津町見高入谷七廻地区等の泥流堆積物——表土1～2m、火山礫層（スコリア層）2～3m、ローム層の順に堆積している——および河津町梨本地区等の湯ヶ島層群（凝灰質シルト岩、凝灰角礫岩）の風化層で起こっている。前者の場合は25度前後の緩斜面でもすべっており、一般にスコリア層ないしはその下のローム層から上がすべっている。この場合の崩壊規模は、数万～20万 m^3 程度と相当大きいものがある。後者の場合は、一般に根の浅い樹木が風化土とともにすべっており、1箇所の崩壊量は数千～数万 m^3 に達している（写真4.3.1参照）。

岩石斜面の崩壊は東伊豆町や河津町にみられ、安山岩熔岩の節理の発達した急傾斜面に多く発生し、1箇所の崩壊量は数千～数万 m^3 に及んでいる。地形的には山の屈曲部のふくらんだ部分（平面的な凸部）での急傾斜面の崩壊が目立った（写真4.3.2参照）。

落石は東伊豆町に分布する節理の少ない岩、および河津町や天城湯ヶ島町に分布する湯ヶ島層群の火山礫のある個所で多発しており、1箇所あたり数百 m^3 程度までの崩壊がみられた。

次に、切取斜面については、切取面だけの崩壊例は少なく、その上の自然斜面からの崩土に伴って被災している例が多い。法面処理を施した個所での被害は相対的に軽微であった。とくに、コンクリート擁壁、井桁枠、法枠、吹きつけ等で十分な法面処理を施した個所では被害が軽減された。

4.3.4 盛土と擁壁の被害

盛土および擁壁の主な被害地域は斜面崩壊の範囲とほぼ同じく、国道135号線と東伊豆有料道路の東伊豆町浜田から河津町今井浜までの区間、ならびに主要地方道修善寺下田線の河津町峠から天城峠までの区間であった。

盛土の沈下は、多くの場合、盛土斜面の崩壊・移動に伴っており、片盛切部では、盛土の沈下に伴う路面の沈下と亀裂が多く発生した。盛土沈下の規模の大きいものでは、路肩からの幅が約3.5m、長さ約60m、沈下量約60cmであった（写真4.3-3）。路面沈下の発生箇所の中には、旧道拡幅のための腹付け盛土が沈下した所もあった。また、路面が健全であっても、路肩部がガードレール

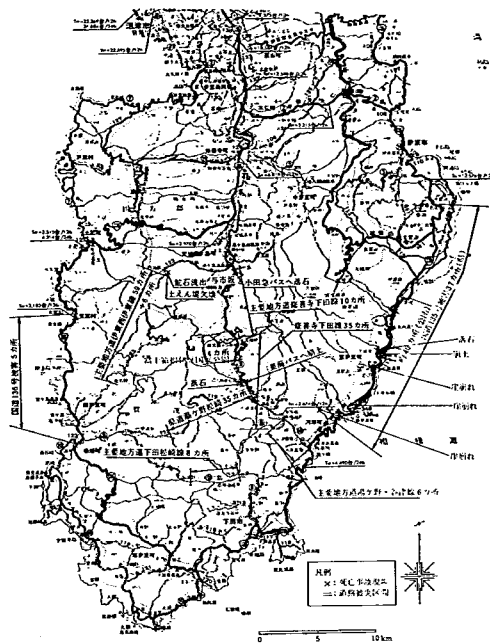


図 4.3-1 被害分布地点

と共に沈下した例も多くみられた。

道路の切土面、盛土面の擁壁はこの地区ではねり積のブロックおよび石積が大半であるが、ねり積ブロック擁壁でも、一部に崩壊した例がみられた（写真 4.3-4）。しかし、全般的には、擁壁の崩壊例は少なく、クラック、はらみ、ずれ、沈下等が発生した程度であった。なお、ブロック積擁壁の被害は道路線型の凸部に多くみられたのが特徴的であった。被災地域内には井桁枠で補強した高盛土（10 m～20 m 程度）が数箇所あったが、いずれの地点でも崩壊したものはなかった事が注目される（写真 4.3-5）。

4.3.5 トンネルおよび橋の被害

道路トンネルでは、東伊豆有料道路の友路トンネル（延長 425.5 m）で、伊豆側坑口の近くのアーチ部（写真 4.3-6）および側壁部から、コンクリートが剝離した。国道 135 号線上の友路峠にある白田、城東、黒根の 3 トンネルでは、坑口付近に大規模な斜面崩壊が生じ接近不能となっている。トンネルは担当の被害をうけた模様であるが詳細は今後の調査に待たねばならない。

また、伊豆急行鉄道の稲取トンネルではトンネル内部のコンクリート覆工の破壊、線路の浮上と蛇行等の大きな被害をうけた。

道路橋については、国道 135 号線の下田橋他で橋脚・橋台の支承部付近のコンクリートの剝離、新下田橋で P C 桁片端（左岸橋台上）の下流方向への移動（約 7 cm）と高欄の破損（写真 4.3-7）、さらに下田市道の港橋で橋脚（左岸より第 1 基め）の沈下（約 50 cm）の被害があった。

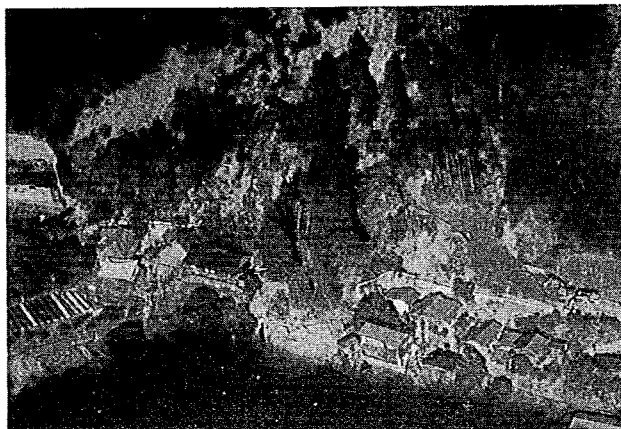


図 4.3-1 主要地方道、修善寺下田線の河津町梨本地区での斜面崩壊
(静岡県下田土木事務所提供)

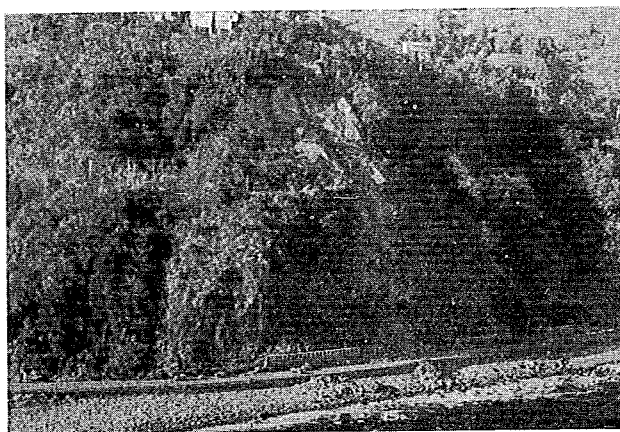


写真 4.3-2 国道 135 号線の東伊豆町大川地区での斜面崩壊
(静岡県下田土木事務所提供)

られた。

- 3) 土砂斜面のすべりは、やゝ緩勾配 (25° 程度) でも発生した。表面から 4~5 m 程度の深さにあるスコリア層と粘性土層の境界付近ですべている。
- 4) 切取斜面では、法面処理を施した場所では被害が軽かった。特に法面処理が良好なほど、被害は小さいことが認められた。
- 5) 無処理の自然斜面からの巨石の転落が多く見られた。斜面を覆ったネットがある場合は、落石

4.3.5 ま と め

今回の地震による被害の特徴をまとめると以下のようになろう。

- 1) 東伊豆町稲取地区などで活断層 (最近数十万年の間に動いたことがあり、今後も動く可能性のある断層) に起因すると思われる地表面のくいちがいあるいはきれつが約 1 km にわたって発見された。地震被害は余震域およびその近傍に限られ、土砂斜面のすべり、急傾斜面の崩壊、落石、住家の損壊 (主に斜面からの崩土による損壊と震動による屋根瓦の転落) 等が目立った。断層線に近接した地区でも橋や横断歩道橋等の構造物本体には、地震動による被害はほとんどなかった。

- 2) 岩石の自然斜面の崩壊は、山の屈曲部のふくらんだ部分 (凸部) での急傾斜面に多くみ

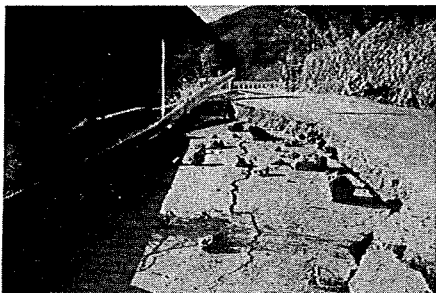


写真 4.3-3 盛土の沈下
(修善寺 下田線 湯ヶ野地区)

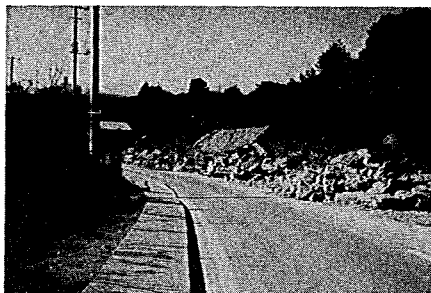


写真 4.3-4 切土部の石積の崩壊
(国道 135 号 東伊豆町 新田)

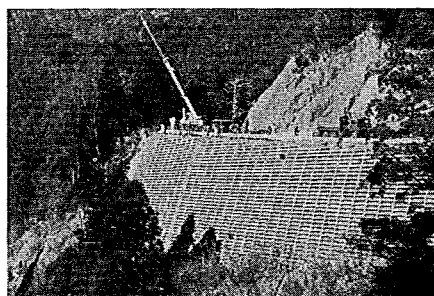


写真 4.3-5 主要地方道修善寺下田線の河津町梨本地区にある井桁杵擁壁の盛土の正面
—— 高さ 20 m の大規模なものであったがごく軽微な被害です ——



写真 4.3-6 友路トンネルのアーチ部の被害

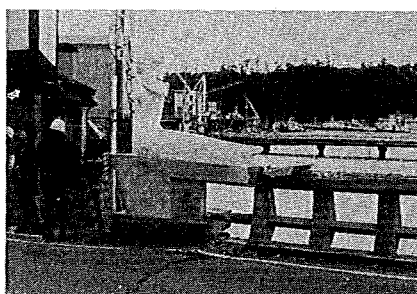


写真 4.3-7 新下田橋高欄の破損
(左岸橋台付近)
(下流に見えるのは橋脚
が沈下した港橋である)

がネット内に止まって、被害を防止している。

- 6) 盛土および擁壁には沈下、亀裂等の被害が多く見られたが、大被害は少なかった。特に、斜面を井桁枠や法枠で補強した盛土は、ほとんど無被害であった。
- 7) トンネルと橋等の構造物にも多少の被害が発生した。地震時に断層がトンネル内で活動したと認められるトンネル、および坑口付近に大規模の斜面崩壊のあったトンネルを除いては、構造物の被害は軽微であった。特に、橋の被害は軽微であった。
- 8) 地震後の火災の発生は皆無であり、2次災害を軽減した。かねてより、静岡県が推進してきた地震防災施策の成果と考えられる。
- 9) 今回の地震被害を観察した結果、今後早急に検討する必要があると思われる土木技術的課題としては、地震活断層の土木構造物に対する影響と対策、地震時の斜面崩壊の予測と対策、盛土および擁壁の耐震性の向上、さらには強震観測網の充実等があげられる。

参 考 文 献

- 1) 土木研究所：1978年1月伊豆大島近海の地震被害調査速報，土木技術資料20-4，昭和53年4月。
- 2) 土木研究所：1978年1月伊豆大島近海地震調査概要，土木研究所資料第1346号，昭和53年2月。

4.4 宮城県沖地震（1978年2月）による被害状況調査

4.4.1 地震の概要

昭和53年2月20日午後1時37分頃、宮城県沖数十キロの地点を震源地として地震が発生し、宮城県、岩手県等東日本を中心に若干の被害が生じた。

気象庁によると、今回の地震のマグニチュードは6.7、震央の位置は東経142度12分、北緯38度42分、震源深さは約60kmとされている。各地の震度は大船渡で震度5、仙台、盛岡、福島等で震度4であり、東日本の比較的広い範囲にわたって振動が広がっている。

宮城県および岩手県を中心として設置されていた工学式強震計は各地でよく作動し、多数の貴重な地震動記録が得られており、宮古から仙台にかけての太平洋沿岸に加速度の大きい個所が分布している。これらのうち、真崎大橋（岩手県）近傍の地盤上では橋軸方向に85gal、橋軸直角方向に46gal、開北橋（宮城県石巻市）近傍の地盤上では橋軸方向に81gal、橋軸直交方向に144gal、塩釜港（宮城県塩釜市）では南北方向に106gal、東西方向に129galの地震動が記録されており、これらの地点では最大加速度値だけから判断すると震度5（最大加速度80～250gal）のやや低い方に相当することとなる。なお、開北橋では上記地盤上の記録と同時に橋脚上でも記録が採取されており、最大加速度は、橋軸方向には325gal、橋軸直交方向には200galに達しているが、被害は生じなかった。

4.4.2 道路関連施設の被害

宮城県道古川～佐沼線では沼（長沼）に近接した地区で15箇所切盛部の盛土の沈下に伴う路面の沈下およびクラックが生じた。沈下は道路中央から路肩に向かって生じているものが多かった。こ

の路線は第三紀層から成る丘陵地を通過しており、地盤条件は比較的良好であるが、被害を受けたのはいずれも盛土区間であった。

主要地方道一関～北上線の柵の瀬橋取付道路においては写真4.4-1に示すように盛土部の路肩が長さ約100mにわたって崩壊し、一時通行止めとなった。

その他、岩手県前沢町の国道4号線沿いの歩道で民家の石積みが高さ3m、幅7mにわたり崩壊したが、軽微なものであったため、交通に支障はなかった。

次に橋脚の被害であるが、国道346号と北上川の交差部に架けられた錦桜橋では、右岸側橋台の沓座付近コンクリートが写真4.4-2に示すように剝離した。本橋は昭和29年に架設された5連の単純ワーレントラス(径=59m)と9連のゲルバー桁から成り、橋長は525mである。写真4.4-2に示した箇所は昭和37年の宮城県北部地震(マグニチュードは6.4、震央は前記の県道古川～佐沼線に近い長沼付近)の際に最初に被害を生じたものであり、沓座コンクリートが剝離したのを鉄板で押え補修を施した個所が今回の地震により再度被害を蒙ったものである。また、右岸側のワーレントラスと固定沓(上沓)を結ぶ直径25mmのボルトが上下流側とも(計8本)切断されたが、幸い著しい上沓と桁の移動は生じなかった。また、左岸側ワーレントラスの自由端側のスチール製伸縮継手が桁の上下方向相対変位のためか、先端で3cm程度の浮上りを生じた。本橋左岸付近にあった墓地では約50の墓石のうち、転倒した墓石は2個であり、本地点で異状に地震動の加速度が激しく増幅されたとは考えられないが、左岸側のボーリング結果によれば本地点ではN値が10程度以下の細砂層が地表面下約30mまで続いており、地震時に橋桁が相当大きな変位振幅で振動したことが想像される。

錦桜橋から7km程北西の一般県道石越～白崖線と夏川(北上川支川)の交差部にかかる舟場橋(3スパン連続活荷重合成桁+2連の単純桁、橋長501.8m)では、連続部の可動支承2箇所において下沓を押えている鉄板が破断するとともに、高欄の抜け出しと食い違いが生じた。

主要地方道一関～北上線の柵の瀬橋(3スパン単純ランガートラス、橋長307.2m)では前述の取付道路の沈下の他に、橋本体にも写真4.4-3に示すように数箇所において上横構が座屈するとともに、右岸側トラス桁と固定沓(上沓)を結ぶ直径32mmのボルトが6本のうち2本破断した。

4.4.3 ま と め

今回の地震は規模がそれ程大きくなかったこと、内陸から離れた海洋中で生じた等の理由から被害そのものは比較的軽微であったが、被害の形態および分布を通して以下のような点を教訓として学び取ることができると思われる。

- (i) 今回の地震被害は河川下流域の第4紀沖積地盤に集中しており、第3紀以前の地盤には被害は(1例を除いて)生じていない。軟質な沖積地盤上では地震動が増幅されやすく、また一般に振動数の成分が構造物の固有振動数に近いため、被害を生じやすいことはこれまでの地震被害調査においても度々指摘されてきたことであるが、今回の地震被害からも改めて地盤条件の違いが被害の有無に大きな影響を及ぼすことが確認された。
- (ii) 今回の地震では3橋に被害を生じたが、これらに共通している点は、下沓と沓座コンクリートを結んでいるアンカーボルトには被害がないかもしくは多少の抜け出しが生じた程度であるのに対して、上沓と桁を結ぶボルトが破断した例が多い点である。今後の詳細な調査を待たなければ

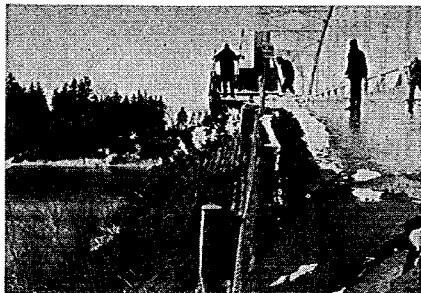


写真4.4-1 柵の瀬橋取付道路路肩の沈下
(主要地方道一関～北上線)

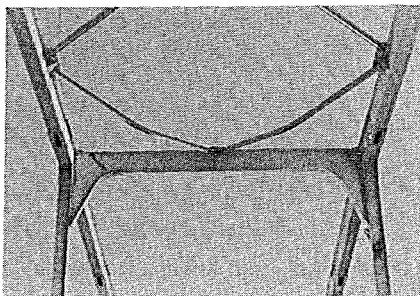


写真4.4-3 柵の瀬橋(ランガートラス)
上横構の座屈(主要地方道一
関～北上線)

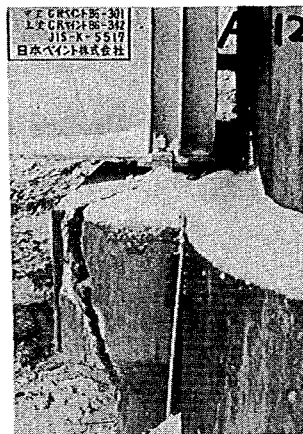


写真4.4-2 錦桜橋右岸橋台のコンクリー
ト剥離(国道346号線)

ならないが、いずれの場合も地震動強度は設計で想定した範囲に一応納っていると考えられ、査とボルトの構造等に関し十分な調査が望まれる。

4.5 道路施設に対する強震観測

道路構造物および近傍地盤等に設置されているSMAC型強震計等の強震観測機器の作動の正

確性を期するため、定期点検及び補正を行なうと共に、得られた強震記録を解析する調査である。今年度は、SMAC型強震計のべ107台(53地点)について点検・補正を行なった。尚、詳しくは、土木関係経費報告「強震観測網の整備ならびに強震記録の公開」の項を参照されたい。また得られた強震記録については、最大加速度、周期特性等の解析を行ない、道路構造物の耐震設計の基本資料となるように分類・整備した。

5. 今後の問題点

下記の諸点について、重点的に調査する必要がある。

- (1) 流動化する危険のある地盤条件調査、地盤耐震地図作成の継続およびとりまとめ。
- (2) 強震計観測網の整備拡充。

(7) 地震動に関する調査

振動研究室 室長 岩崎敏男
・ 研究員 川島一彦
・ 高木義和

1. ま え が き

本調査は、大規模構造物の建設に際して耐震設計上必要となる架設地点付近における地震動の特性を求めるために実施するものである。本年度は次に示す調査を実施した。

- (1) 大阪湾地域での地中地震計の設置の技術指導
- (2) 地中地震記録のデジタル化及び整理解析
- (3) 地盤の地震応答解析

2. 調 査 目 的

我が国は世界的に見て、地震が多発する地域であるため、大規模構造物の設計に際しては、中小地震において機能が停止することなく、大地震に対しても被害をこうむらないよう考慮しなければならない。このため合理的な耐震設計を行なうべく、過去の地震活動度および設計上考慮する地震動の基本資料を得るため本調査を実施する。

3. 調 査 方 法

- (1) 地中地震計の設置及び動的地盤調査；大阪地域に於ける大阪湾岸道路に付帯する橋梁等の大規模構造物の設計上有効な地震動の資料を得るため、地震動の同時多点観測の一環として昨年度近畿地方建設局により神戸市東灘区深江地区に設置された地中地震計に新たに3深度における観測を追加するに際して技術的な協力を行なった。
- (2) 地中地震記録のデジタル化及び整理解析；東京湾地区4地点、伊勢湾地区1点、大阪湾地区2地点に設置されている地中地震計を用いて地震動の同時多点観測を行ない、記録のデジタル数値化と波形解析を行なった。
- (3) 地盤の地震応答解析；東京湾岸の川崎市浮島公園で得られた地中地震記録を基に、表層地盤の地震応答特性を検討した。

4. 調 査 結 果

4.1 地中地震計の設置

大阪湾環状道路に関連して近畿地方建設局阪神国道工事々務所が実施した神戸市東灘区深江地区への地中地震計の設置に際し、機器構成、地中換振器設置深さの決定、土質調査等に協力した。設置場

所は図4.1-1に示すとおりである。

地中地震観測装置の構成は図4.1-2に示すとおりであり、前年度に地上の観測室内に3成分(N-S, E-W, U-D)および地中120mに3成分の換振器をそれぞれ設置した。本年度は、これに引き続き地中28m, 61m, 77mの3地点に各々3成分ずつ計9成分の加速度換振器を埋設するとともに無停電電源装置を設置した。(本年度架設分は、図4.1-2中に破線で示す。)

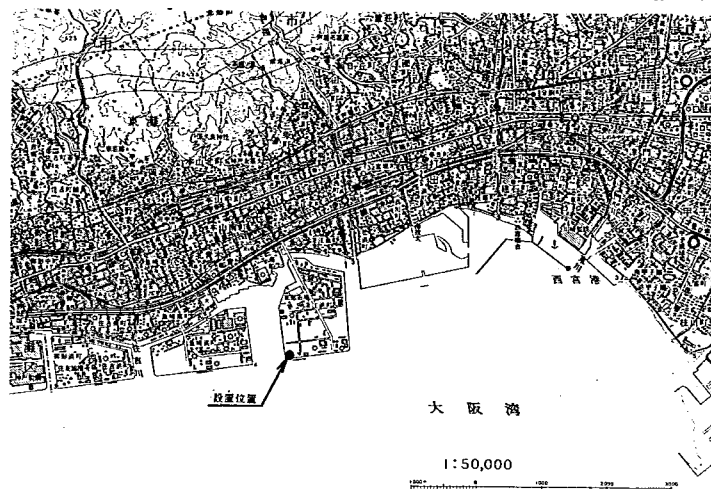


図4.1-1 地中地震計設置地点

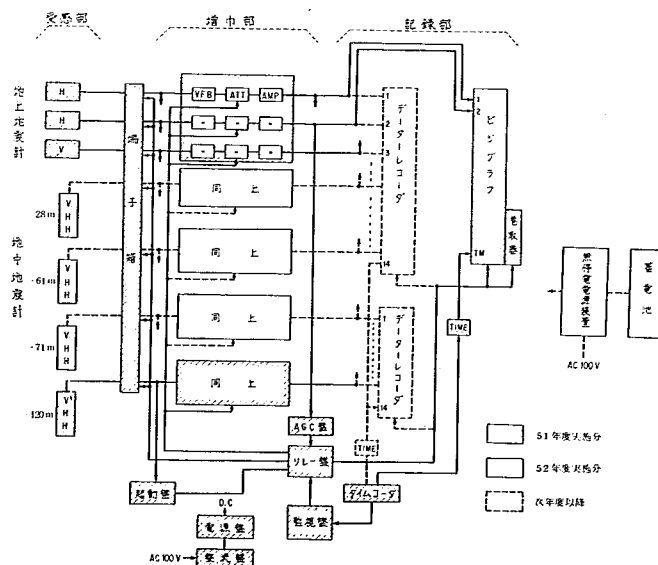


図4.1-2 地中地震観測装置のブロックダイアグラム

4.2 地中地震記録のデジタル化

地中地震動の観測は、現在17地点(167成分)において実施しており、徐々に有効な地中地震記録が蓄積されつつある。本年度は、伊豆半島に多大な被害をもたらした1978年1月14日の伊豆大島近海地震により得られた東京湾富津岬の9成分(地表、-70m、-110m、各々3成分づつ)、名古屋市金城埠頭の9成分(地表、-60m、-120m、各々3成分づつ)を中心に、1967年12月4日の地震により得られた富津岬の4成分(地表3成分、-70m1成分)、観音崎の2成分(地表のみ)の計24成分についてデジタル化を行なった。一例として図4.2-1に伊豆大島近海地震により得られた富津岬の記録を示す。

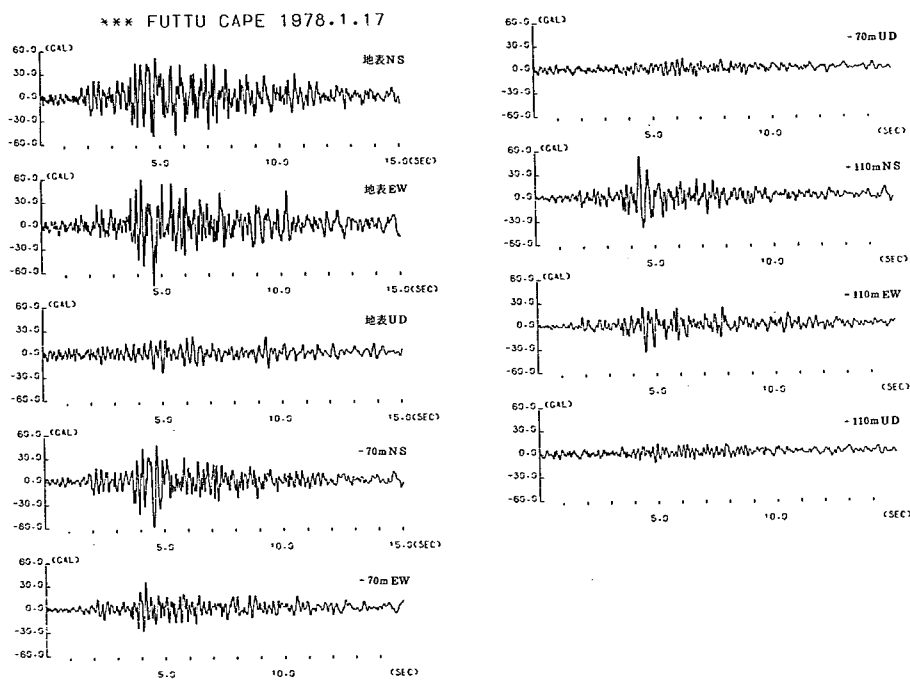


図 4.2-1 富津岬地中地震計記録(伊豆大島近海地震)

4.3 地中地震記録の解析

4.3.1 伝達特性の時間による変動の調査

(1) まえがき

東京湾沿岸の川崎市浮島公園では昭和44年から地中地震動の観測が行なわれている。浮島公園の地盤構成は図4.3-1に示すように、地表面から地下50mまではN値10以下の軟質な沖積シルト層、それ以下少なくとも130m程度まではN値60~100のよく締った砂質地盤である。地震動は地表面、地表面下27m、67m、127mの4ヶ所で観測されている。現在までに採取された記録のうち、地表面での最大加速度が10gal以上ある地震動の記録は表4.3-1に示す3種類である。これら3種類の地震動記録に主として含まれている振動数の成分は、地震動記録Aでは4~7%の範囲にあるが、地震動記録BおよびCは0~1%の範囲にあり、互いに特徴のある関係にあることがわかっている。また、地表面下127mに対する67m、67mに対する27m、27mに対する地表面というように、相隣る測点の地盤の増幅率（伝達関数）を継続時間全体を通して計算すると図4.3-2に示すようになる。同図より、地盤の伝達関数はA、B、Cの3地震動記録の場合ともよく似かよった傾向を示しており、地盤の上下方向の相隣る2点間の伝達特性は、そこに入射する地震動の性質とは一応無関係に一定であることを示しているものと解釈できる。また、このようにして算出した伝達特性は、地盤図から推定した地盤の特性をもとに、多重反射の計算により比較

表4.3-1 対象地中地震動の記録（NS成分）

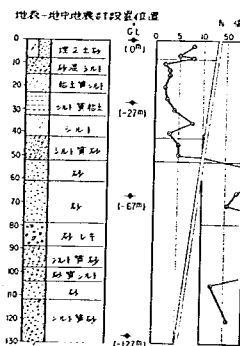
地震動記号	発生年月日	震源地	マグニチュード	最大加速度 (gal)			
				地表面	地下27m	地下67m	地下127m
A	1970. 9.30	神奈川県東部	4.8	11.8	10.7	5.5	4.3
B	1972.12. 4	八丈島東方沖	7.2	11.2	14.6	7.4	6.4
C	1974. 5. 9	伊豆半島南岸	6.9	12.2	9.2	5.0	5.9

的精度よく説明される。本年度は、このような結果にもとづき地中地震記録を用いて地盤の相隣る上下方向の2点間の伝達特性が、地震動の継続時間の間で、どのように変動するかを検討した。

(2) 解析方法および解析結果

上下方向に相隣る観測点の地震動記録を*i*秒~*i*+5秒（*i*=0, 1, 2……, 継続時間-5）の5秒ごとに区切った場合と、*i*秒~*i*+10秒（*i*=0, 1, 2……, 継続時間-10）の10秒ごとに区切った場合のそれぞれについて、地盤の伝達関数を計算した。両者を比較したところ、10秒間隔とした場合は5秒間隔とした場合より継続時間内で増幅率が均等化される度合いが大きいが、本質的な違いはないことがわかったためここでは、5秒間隔で計算した場合を中心に検討することにした。また、計算の結果は、増幅率の大きさによって、0~1, 1~2, 2~3, 3以上の4段階に分類した。

対象としたのは表4.3-1に示した川崎市浮島公園で観測されたBおよびCの地震動記録であり、図4.3-3および図4.3-4にそれぞれの波形（NS成分）を示す。これらに対して伝達関数の経時変化を試算す



（浮島公園）

図4.3-1 地盤構成図

るとそれぞれ図 4.3-5 および図 4.3-6 のようになった。この結果から以下の結論が得られた。

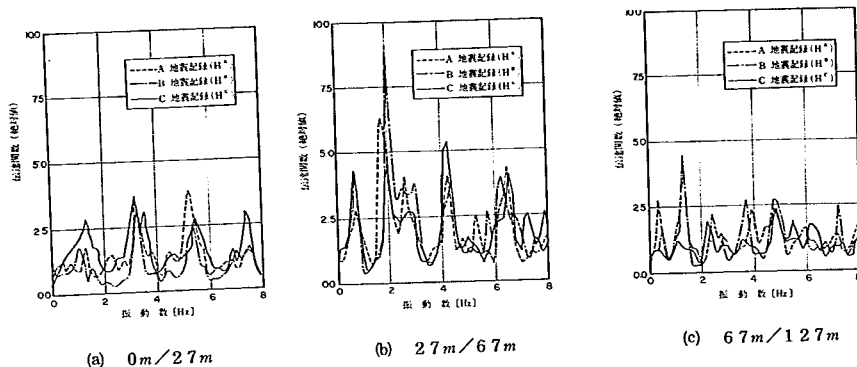


図 4.3-2 加速度記録より計算した地盤の伝達関数 (A, B, C は表 4.3-1 に示す)

- (i) 上下方向に相隣る観測点間の地盤の伝達特性は地震動の継続時間内で様でない。増幅率の山もしくは谷がはっきり現われる時間帯とはつきりせず、周波数の領域でおおむね小さな増幅率となる時間帯がある。
- (ii) 増幅率の山もしくは谷がはっきり現われることのある振動数の範囲は、地震動の継続時間内でおおむね一定である。この振動数の範囲は図 4.3-2 に示した結果と一致する。
- (iii) 特定の時間帯での伝達特性を取り出した場合、どの振動数に対応する増幅率が著しいかは、取り出した時間帯によつて様ではない。結果としては、増幅率が高くなる振動数の範囲がいくつかあり、その時々地震波の性質によつて選択的に現われているように思われる。

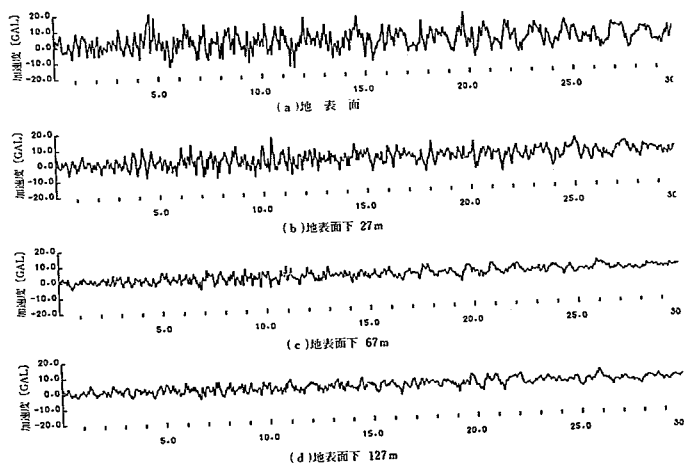


図 4.3-3 地震加速度記録〔川崎浮島公園, B 地震動記録, NS 成分〕

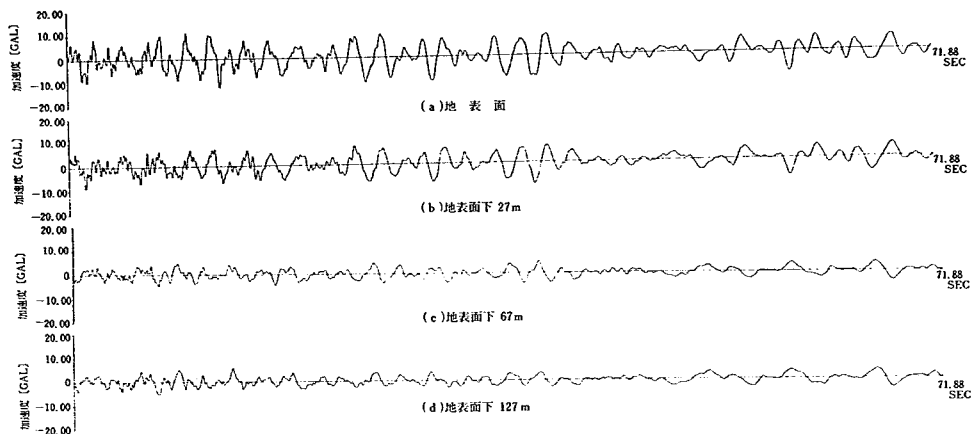


図 4.3 - 4 地震動加速度記録〔川崎市浮島公園，C地震動記録，NS成分〕

(3) まとめ

本年度は地盤の伝達特性（増幅率）はそこに入射する地震動に一応無関係に一定であるとしても，なお時間的には変化していることを明らかにし，このような点が等価線形の考え方に基づく多重反射の計算法により地中地震動を解析した場合に，計算値と実測値が完全に一致しない原因の一つであることを示した。次年度以降は，このような点を改良して，精度よく地盤の地震応答を計算し，地震動の伝播を正しく求めることができる手法を開発していくことが必要とされる。

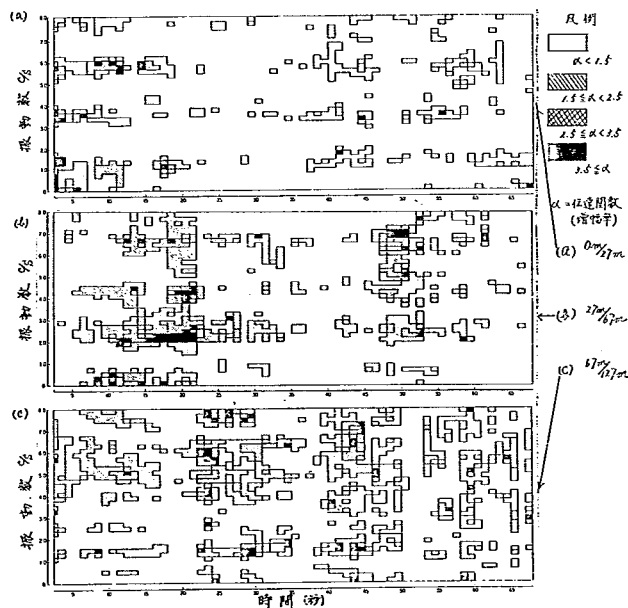


図 4.3 - 5 伝達関数 (表 4.3 - 1 の B 地震動記録) (a) 0m/27m, (b) 27m/67m, (c) 67m/127m

参考文献

- 1) 岩崎, 若林, 堀内: 地中地震動の観測結果, 土研資料第1103号, 昭和51年
- 2) 川島, 若月: 地中地震観測に基づく地盤の伝達特性, 第29回土木学会年次学術講演会, 昭和49年
- 3) 栗林, 川島, 高月: 地中地震観測に基づく地盤の伝達特性, 第12回土質工学研究発表会, 昭和52年
- 4) 岩崎, 川島, 高木: 実測地中地震動に基づく地盤の伝達特性, 第5回関東支部年次研究発表会,

昭和53年

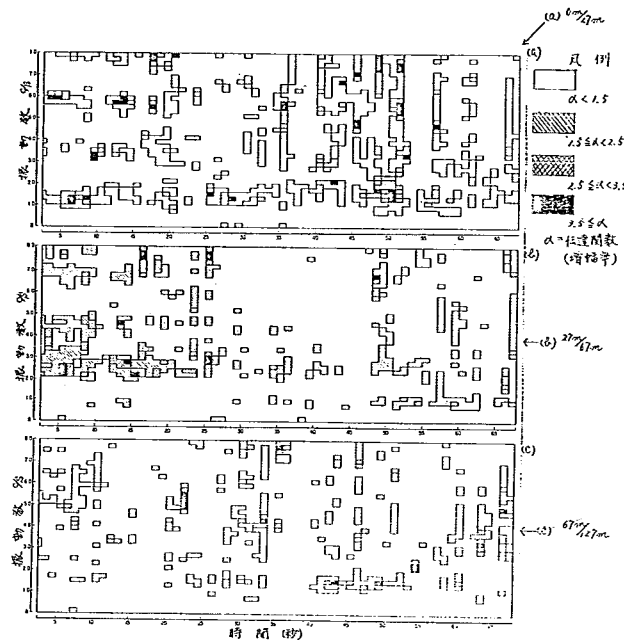


図 4.3-6 伝達関数 (表 4.3-1 の C 地震動記録) (a) 0m/27m, (b) 27m/67m, (c) 67m/127m

4.3.2 上下方向振動の解析

(1) まえがき

現在, 土木構造物の耐震設計では一般に水平面内の地震動は設計に取り入れられているが, 上下方向地震動は考慮されていない場合が多い。この理由は, 上下方向の地震動は水平方向に比較して小さいこと, 仮に上下方向の地震動を考慮しても橋などではその影響が小さいこと等が挙げられているが, このような理由と同時に上下方向の地震動をどのように解析に取り入れたらよいかという点に関し現在までの研究の例が少ないことも重要な理由の一つと考えられる。橋等の構造物の構造体の耐震設計には上下方向の振動の影響が著しくないとし, 沓等の設計や盛土等の土構造物の耐震設計には, 上下方向振動の効果が小さくないと考えられる。このような観点から, 本年度は地中地震観測の結果を用いて, 上下方向地震動がどのように伝播しているかに関して, 基礎的な調査を行った。

(2) 解析方法および解析結果

解析の対象としたのは表 4.3-2 に示す川崎市浮島公園で観測された A, B, C の 3 種類の上下方向向地震動加速度記録であり、これらの記録が採取された地中の相隣る 2 点間の伝達特性（振動数ごとの増幅率）を計算した。この結果は図 4.3-7 に示すようになり、これを図 4.3-2 に示した水平方向地震動に対する伝達特性と比較すると以下のようになる。

(i) 上下方向地震動に対する相隣る 2 観測点間の伝達特性を A, B, C の 3 地震に対し比較すると、ともに同じような形状をしており、上下方向の場合も水平方向の場合と同様に、入射する地震動の特性に関係なく一応伝達特性は一定となる傾向が認められる。

(ii) 図 4.3-2 に示した水平方向地震動に対する伝達特性には、振動数領域にいくつかのはっきりした応答の山谷が生じているのに対して、図 4.3-7 に示した上下方向地震動に対する伝達特性には、0~10% の振動数の範囲ではこのようなはっきりした応答の山谷は生じておらず、一般には 0~4% の範囲内では増幅率はおおむね一定、それより高い振動数の範囲では徐々に増幅率が大きくなっていく傾向が認められる。明らかに上下方向の地震動はせん断振動を主体とする水平方向地震動とは異なった仕組みで地盤中を伝播していると考えられる。

(3) まとめ

本年度は地中地震記録を用いて上下方向地震動がどのように伝播しているかに関し基礎的な資料を得た。次年度以後はさらに多くの地中観測点の記録を使用して体系的に上下方向地震動の特徴を調べ、盛土等の土構造物の耐震設計に用いることのできる上下方向地震動の解析方法を開発していくことが必要とされる。

表 4.3-2 対象とした地中地震動記録 (UD 成分)

地震動 番 号	発生年月日	震 源 地	マグニ チュード	最大加速度 (gal)			
				地表面	地下 27m	地下 67m	地下 127m
A	1970. 9.30	神奈川県東部	4.8	7.5	4.0	1.8	2.1
B	1972.12. 4	八丈島東方沖	7.2	4.7	4.1	4.0	3.8
C	1974. 5. 9	伊豆半島南海	6.9	3.3	3.0	2.4	2.0

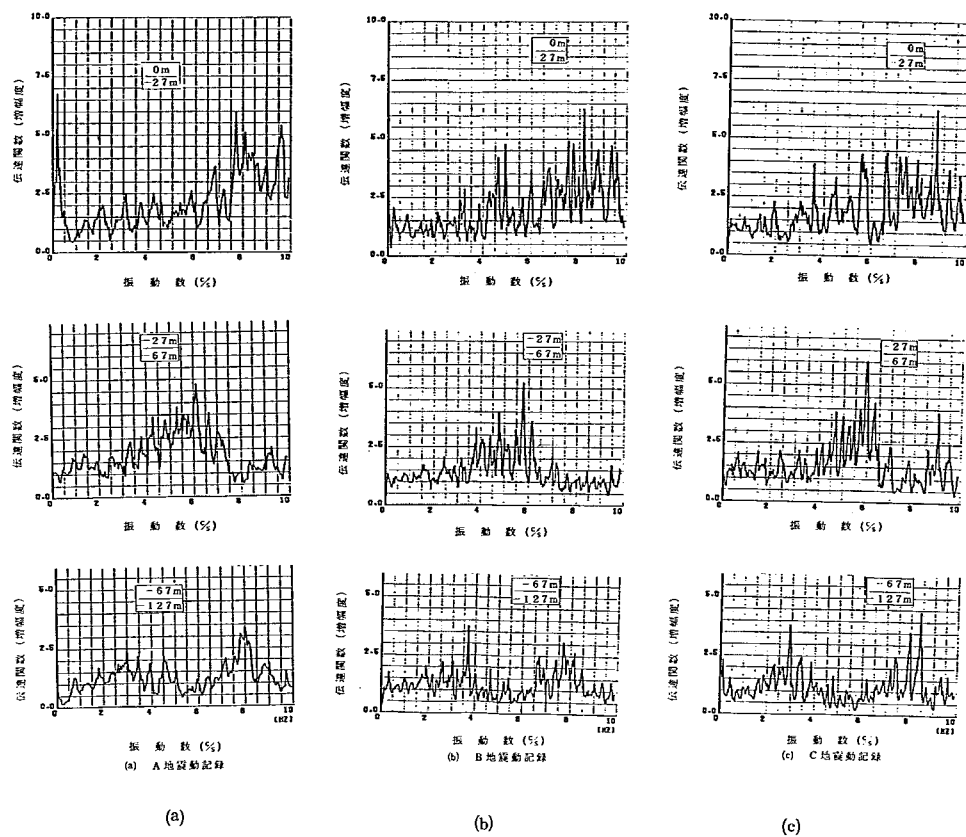


図 4.3-7 上下方向地震動に対する伝達関数 (川崎市浮島公園, U D 成分)

(8) 耐 震 調 査

振動研究室 室 長 岩 崎 敏 男
併 任^(※) 龍 岡 文 夫
研究員 常 田 賢 一
吉 田 精 一

1. ま え が き

本課題による調査は、東京湾環状道路調査の一環として、盛土の耐震性調査に重点を置いて昭和47年度に開始された。初年度は、大型振動台を用いた模型振動実験を行なうとともに、有限要素法による動的解析による検討を行なった。盛土、地盤材料の動的特性を調査するために共振法土質試験機を試作した。また、東京湾横断道路の人工島耐震設計基準を作成するための調査を、日本道路協会に委託して実施した。昭和48年度は、各種型式の人工島につき二次元有限要素法による動的解析を行ない、動的応答および安定性の定量的解析を行なった。また共振法土質試験機の整備と実験解析法の開発と、各種土質材料の実験を実施した。昭和49年度は、前年度に引き続き各種型式の人工島の二次元有限要素法による動的解析を行ない、セルの効果、地盤改良効果の詳細な検討を行なった。又、共振法土質試験を用いて各種の土質材料での実験の結果を整理し、解析に用いやすくした。昭和50年度は、不撓乱資料用の共振法土質試験機の開発、盛土地盤および盛土中の杭基礎の模型による振動実験による地盤変状ならびにそれと杭基礎の相互作用の分析、川崎側人工島の地震応答解析ならびに最近の4地震による盛土等の震害様相を調査した。以上に加えて引き続き、人工島耐震設計に関連する調査を日本道路協会に委託して実施した。51年度は、東京湾横断道路人工島の地震応答解析結果の検討、地盤の動的性質の室内試験法の開発及び試験の実施、東京湾環状道路の橋梁、トンネルの地盤耐震性調査、地盤－杭基礎の模型実験を行った。

今年度は、従来の盛土の耐震調査を地盤の耐震調査と改題し、盛土以外の大規模構造物を含めて構造物周辺地盤の耐震性の調査を実施することとした。具体的には、地盤の動的変形特性調査、地盤の動的強度特性調査、地盤の流動化判定調査、地盤・杭基礎の動的相互作用の模型振動実験および応答解析を実施した。

2. 調 査 目 的

かなりの規模の地震が発生することが予測されている地域に大規模特殊事業計画において建設される盛土は、中小地震で機能を停止することなく、さらに強い地震に対しても大被害を被らないように

(※) 本務先：東京大学生産技術研究所助教授

設計しなければならない。

3. 調 査 方 法

1) 地盤の動的変形特性調査

地盤材料の変形特性は、通常、発生する歪の大きさに依存する。本調査では、動的な外力を受ける砂質土・粘性土等の動的変形特性（剛性率、減衰係数）を明らかにすることを目的とする。本年度は、液状化過程における砂質土の剛性の変化特性、沖積粘性土の動的変形特性および中空ねじりによる砂の変形特性を明らかにするために、共振法土質試験機、低周波動的せん断試験機および振動三軸試験機を使って実験を行なった。

2) 地盤の動的強度特性調査

地盤の地震時の安定性を調査する場合変形特性と同様に動的強度が重要となる。本調査では、地震時の動的な作用力を受ける場合の地盤の抵抗力（動的強度）の特性を明らかにすることを目的とする。本年度は、不攪乱砂質土の動的強度の推定をするための正規化に関する調査および粘性土の動的強度に関する基礎調査を行った。

3) 地盤の流動化判定調査

地盤の流動化が構造物に及ぼす影響は大きく、構造物の設計段階において詳細な調査を行なう必要がある。しかしながら、詳細な調査を行なうためには、相当の時間と経費が要求される。本調査では、砂質土の地盤流動化の判定が通常の地盤調査結果から容易に行なえるような判定法の確立を目的としている。本年度は、室内実験、地震応答解析等を行ない、砂質土の流動化の簡易判定法に関する詳細な調査を実施した。

4) 地盤・杭基礎の動的相互作用に関する調査

流動化する地盤中の構造物がどのような挙動を示すかは、構造物の耐震設計上明らかにする必要がある。本年度は、流動化する砂層中の杭基礎の動的挙動を室内模型振動実験と力学モデルを使った応答解析により解明を試みた。

4. 調 査 結 果

4.1 地盤の動的変形特性試験調査

4.1.1 液状化過程における砂の剛性の変化

1) 概 要

振動研究室では、土の動的変形特性把握のため、共振法土質試験機および低周波動的せん断試験機を用いて、土の剛性率 G 、減衰係数 h を求めてきた。さらに昭和51年からは、振動三軸試験機により地震時の液状化判定に適用すべき動的せん断強度を把握する一段階として、各種の実験を試みている。ここでは液状化に達するまでの砂の剛性がどう変化するかについて調べた。

2) 実験方法

実験は、豊浦標準砂（ $G_s = 2.64$, $e_{max} = 0.96$, $e_{min} = 0.61$ ）および現地でサンドサンプリング（Site B: $\phi = 70$ mm, Site G: $\phi = 50$ mm）された不攪乱砂試料について実施した。標準砂は、有

効拘束圧 $\sigma'_c = 1 \text{ kg/cm}^2$ ($\sigma_a, \sigma_r = 4 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{BP} = 3 \text{ kg/cm}^2$) とし, $B \geq 0.95$ になるようにし, また, 不攪乱砂質土は, 凍結状態で所定の高さ (Site B, L $\approx 14 \text{ cm}$; Site G, L $\approx 10 \text{ cm}$) に成形された試料をセット時には, 0.3 kg/cm^2 の負圧をかけ融解, CO_2 , 脱気水供給により飽和化を計り, B 値 ≥ 0.96 を得る事により確認した。尚, 飽和化促進のため供試体には 3 kg/cm^2 の背圧をかけた。また, 有効拘束圧 σ'_c は, 現地での有効上載圧 σ'_v とした。実験の載荷入力は, 周波数 0.5 Hz , 正弦波, 測定は電磁シンクロを用いて, 軸荷重, 間隙水圧, 変位計およびセル内に設置された高感度の変位計の 4 種類について行なった。液状化回数 N_e の判定は, ①間隙水圧が有効拘束圧と等しくなった時, ②軸ヒズミの両振巾が 5% に達した時, の 2 方法を考慮したが, ①方法での判定は不明瞭なため②方法に統一した。

3) 実験結果

豊浦標準砂の $\sigma_{dp}/2\sigma'_c \sim N_e$ の関係を図-4.1-1 に示す。なお, 図に示されている $\sigma_{dp}/2\sigma'_c$ は, 実測から得られた相対密度 D_r を 50% に修正して用いている。同図に示すように, $\phi 7.5 \text{ cm}$ の供試体に比べ $\phi 5.0 \text{ cm}$ の供試体では, データのパラッキが大きいのもの, 全般に直径の違いにより同一 N_e に対する $\sigma_{dp}/2\sigma'_c$ の値に差が見られる。

実験結果は, 図-4.1-2 の様な記録が得られ, 記録から各繰り返し回数に対する軸荷重, 軸ヒズミを読み取り, 次式より剛性, セン断歪振巾を求めた。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad r = \frac{3}{2} \epsilon_a \quad (\nu=0.5) \quad (4.1-1)$$

豊浦砂についての結果を図-4.1-3 に, また, 不攪乱砂を含めた結果を図-4.1-4 に示す。両試料共にヒズミの進行に伴い剛性が著しく減少し, また, その減少曲線は類似の傾向が見られる。

実験結果から各繰り返し回数に対する間隙水圧を読み取り, 液状化の進行に伴う間隙水圧の変化を調べた。結果を図-4.1-5 に示したが, それぞれの砂の間隙水圧の上昇過程は異なり, この上昇過程の違いを示したのが図-4.1-6 である。この他, 細粒分含有率にも関係すると予想されるが明確ではない。

次に, 液状化過程の剛性の推定を行なう。

砂の剛性の評価は, 共振法および中空ねじり試験により次の実験式が得られている。

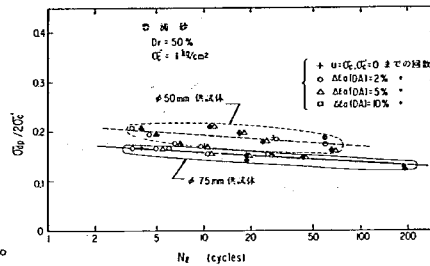


図-4.1-1 $\sigma_{dp}/2\sigma'_c \sim N_e$

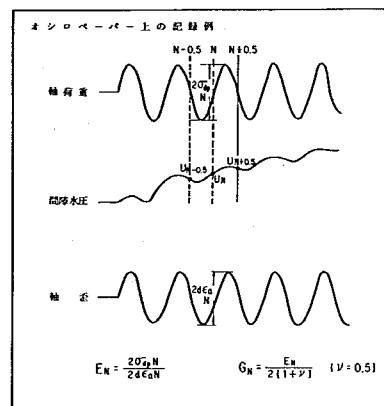


図-4.1-2 記録例

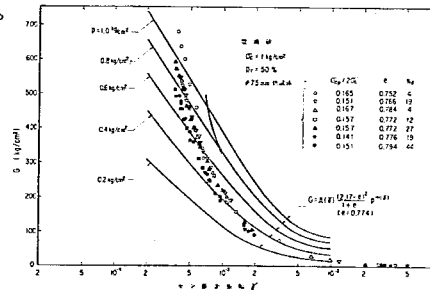


図-4.1-3 $G \sim r$ (豊浦砂)

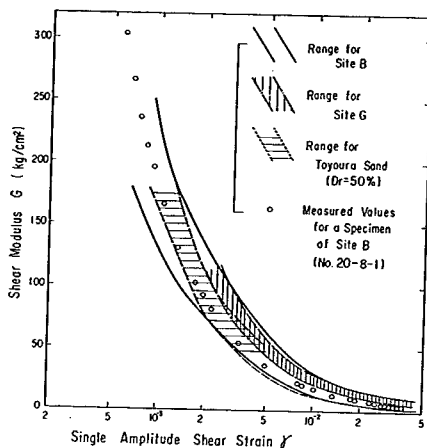


図-4.1-4 $G \sim \gamma$ (豊浦砂, 不攪乱砂)

$$G = C_m \cdot f(\gamma) \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot p \cdot m(\gamma) \quad (4.1-2)$$

$f(\gamma = 10^{-6}) = 1.0$
 C_m : 砂によって異なる [豊浦砂で 975
 きれいな砂の平均 900]

$f(\gamma)$, $m(\gamma)$ は, 中空ねじり試験等により図-4.1-7 のように求まっている²⁾。ここで, $F = f(\gamma) \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot p \cdot m(\gamma)$ とおき, 実測の p と実測ヒズミに対する $f(\gamma)$, $m(\gamma)$ を求め F を計算し実測された G との関係を図-4.1-8 ~ 9 にプロットした。この傾きが C_m となる。

ここで, $p = \sigma'_c - \Delta u$ (Δu : 過乗間隙水圧)。図のように豊浦砂では, 原点を通る直線関係が見られ液状化過程における G はほぼ (4.1-2) 式で表わす事が出来る。図-4.1-9 の場合は C_m の値にはバラツキが大きいと G と F の比例関係はほぼ成り立っている。しかし, 図-4.1-10 の場合は, 両者の比例関係はよくない。 G と F の直線関係が成り立たない場合があることは, 液状化過程における G の変化は図-4.1-7 の $f(\gamma)$, $m(\gamma) \sim \gamma$ と (4.1-2) 式を用いて必ずしも予測出来ないという事になる。そこで, 図-4.1-7 の $m(\gamma)$, $f(\gamma)$ の値を用いて求めた F と G のプロット

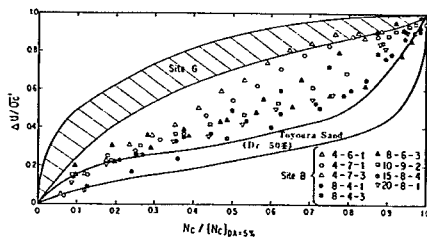


図-4.1-5 $\Delta u / \sigma'_c \sim N_c / \{N_c\}_{DA=5\%}$

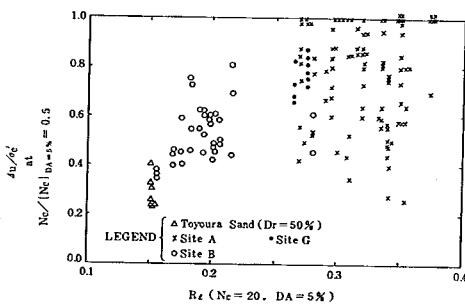


図-4.1-6(a) $\Delta u / \sigma'_c$ at $N_c / \{N\}_{DA=5\%} \sim R_L$

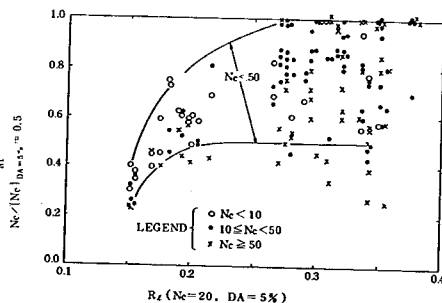


図-4.1-6 (b)

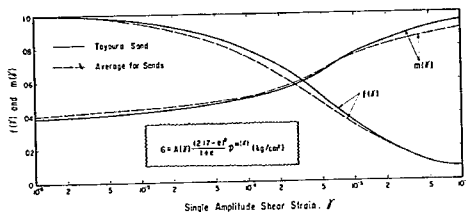


図-4.1-7 $m(r)$, $f(r) \sim r$

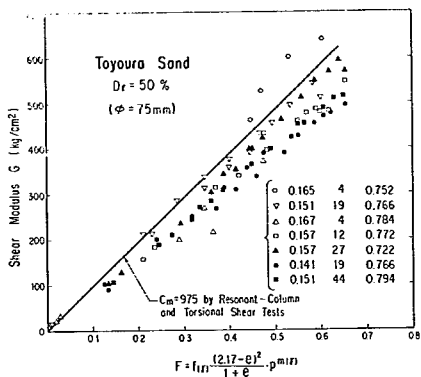


図-4.1-8 $G \sim F$ (豊浦砂)

から求まる C_m を検討した。図-4.1-12 は、図-4.1-11 の様にして求めた $r = 10^{-3}$ に対する C_m と $r = 3 \times 10^{-3}$, $r = 10^{-2}$ の C_m の比と D_{50} の関係をプロットしたものである。両者に良い相関は見られず、この比の違いが何によるか現状では明らかでない。図-4.1-13 は、各ヒズミに対する $C_m r / C_{m r} = 10^{-3}$ の値の範囲を示したものである。図で明らかなように図-4.1-7 の $f(r)$, $m(r)$ を用いると r に対して C_m は一定とならないので、 C_m が一定となるように、すなわち G と F が比例関係になるように、 $m(r)$ の修正は必要ないと仮定して $f(r)$ を逆に修正してみる事にした。尚、 $r < 10^{-3}$ では、図-4.1-8、

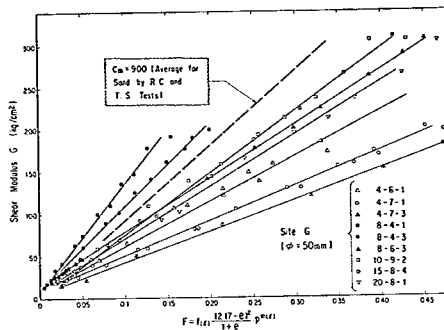


図-4.1-9 $G \sim F$ (Site B)

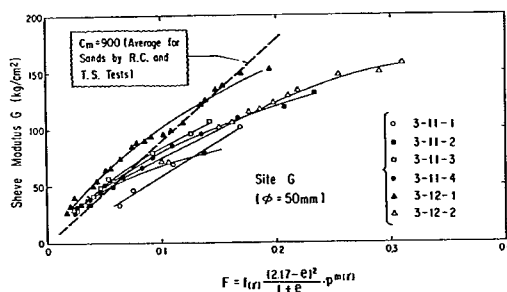


図-4.1-10 $G \sim F$ (Site G)

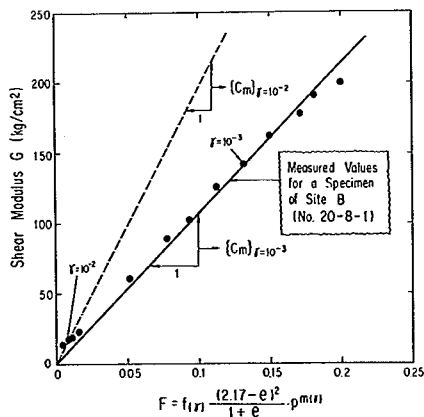


図-4.1-11 $G \sim F$ (修正法)

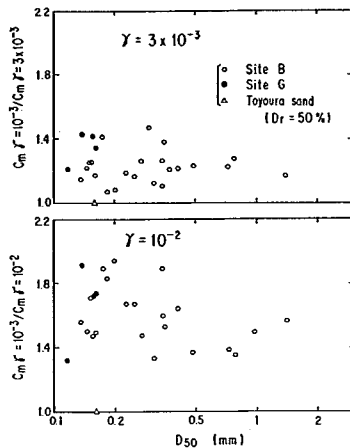


図-4.1-12 $C_{mr}/C_{mr} = 10^{-3} \sim D_{50}$

9, 10 から C_m はほぼ一定と考え $f(r)$ の修正は必要ないと判断した。図-4.1-14 は、(図-4.1-7 の $f(r)$) $\times$ (図-4.1-13 の $C_{mr}/C_{mr} = 10^{-3}$ のように修正した $f(r)$ の値の範囲を示した。従って、Site B, Site G での液状化過程の G は、次のようにして推定出来る。現地での有効上載圧 p および $r = 10^{-6}$ での $m(r)$, $f(r)$ がわると、PS 検層等で $\{G\}_r = 10^{-6}$ がわかれば

(4.1-2) 式から $C_m(2.17-e)^2/1+e$ の項

が求まり、液状化過程の間隙水圧の変化およびヒズミの変化が予測できれば(4.1-2)式を用いて $m(r)$, 修正 $f(r) \sim r$ 曲線を用いる事により G の値をほぼ推定出来るものと思われる。

以上の結果から、液状化過程における G は、PS 検層等により $\{G\}_r = 10^{-6}$ の値が求まれば基本的にはヒズミ、間隙水圧、平均有効主応力の関数で表される(4.1-2)式で推定出来る事がほぼわかった。しかし、一般の砂については、中空ねじり試験等で得られた $f(r)$ 曲線を修正して用いる必要があるように思われる。

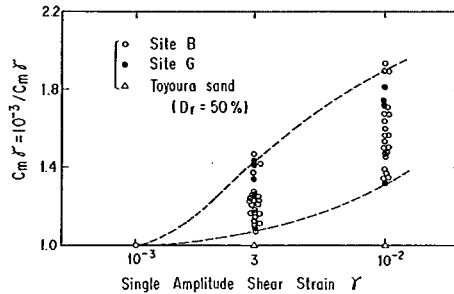


図-4.1-13 $C_{mr}/C_{mr} = 10^{-3} \sim r$

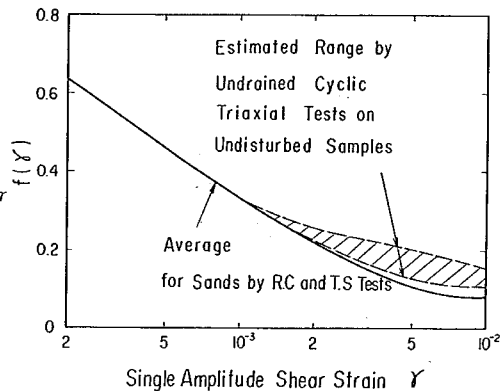


図-4.1-14 修正 $f(r) \sim r$

参考文献

- 1) 今野, 龍岡(1977)「液状化過程における砂の剛性の変化」第32回土木学会年次学術講演会
- 2) 岩崎, 龍岡, 高木(1977)「砂の変形係数と減衰の歪依存性について」第12回土質工学会発表。
- 3) 吉田, 常田, 龍岡(1978)「不攪乱砂質土の液状化過程での剛性」第5回土木学会関東支部。

4.1.2 沖積粘性土の動的変形特性

1) 概 要

砂質土の動的変形係数に関する研究は既に数多く実施されているが、粘性土に関しては未解決な点が多く残されている。今年度は、不攪乱沖積粘性土を使ってせん断弾性率 G の歪依存性およびそれに対する有効拘束圧、拘束圧比および過圧密の影響等を、共振法土質試験と振動三軸試験により調査した。

2) 実験概要および結果

実験対象とした試料は、東京湾岸の浮島町および扇島で採取した不攪乱粘性土である。実験は共振法では圧密排水試験、振動三軸試験では圧密非排水試験で同じせん断応力で10回繰返し載荷した後、せん断応力を上げ、順次この作業を繰返した。データ整理の方法は、おのおのの試験で $G \sim r$ 曲線を求め^{1), 2)} さらに共振法では $r = 10^{-6}$ の G ($\{G\}r = 10^{-6}$) で、振動三軸では $r = 10^{-3}$ の

G ($\{G\}r = 10^{-3}$) で G の値を除したものを縦軸に取り横軸に r を取ったグラフで、 σ'_c 、 σ'_c/σ'_v 及び過圧密の影響を比較検討した。試料の特性により間隙比 $e > 1.5$ と $e < 1.5$ の二つにデータを分けて整理した。

(A) $e > 1.5$ の試料について

まず、共振法による結果であるが図-4.1-15は、同一試料に対して5回の繰返し載荷を行なったときの剛性の変化を示したものであるが、載荷履歴の影響はほとんど無視できる。図-4.1-16は、同一試料に対して実験時の拘束圧を種々変化させたときの剛性の変化率を示すものであり、拘束圧比 (σ'_c/σ'_v) の増加に伴い歪依存性が少なくなる傾向はあるものの顕しい差はない。図-4.1-17は、過圧密の剛性の変化率に対する影響を示したものであるが、顕著な差はない。

次に、振動三軸試験の結果であるが、図-4.1-18、19に各々、拘束圧および拘束圧比の影響を調べたが、それらの剛性の変化率に与える影響はほとんど無いと言える。また、図-4.1-20、21は拘束圧および拘束圧比の影響を別な観点から見たものであるが、同図からも影響のないのが分かる。以上の三軸試験の結果(図-4.1-18、図-4.1-20および図-4.1-21)をまとめたのが図-4.1-22である。同図から、繰返し回数 $N_c = 2 \sim 10$ に対して相当広範囲の拘束圧、拘束

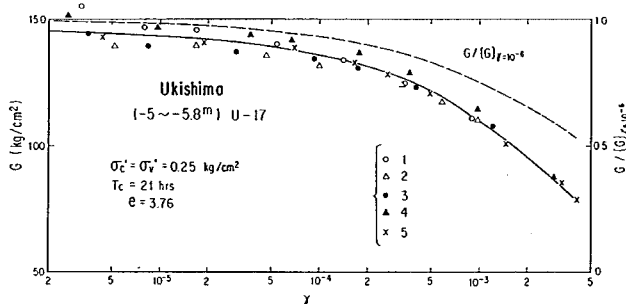


図-4.1-15 共振法試験結果に及ぼす載荷履歴の影響

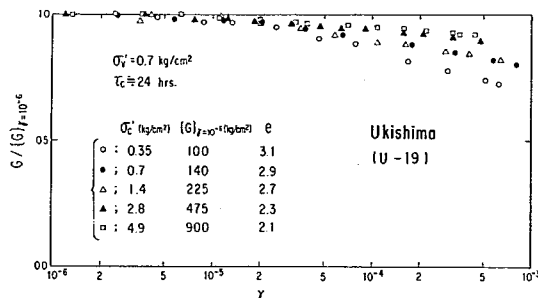


図-4.1-16 共振法試験結果に及ぼす σ'_c/σ'_v の影響

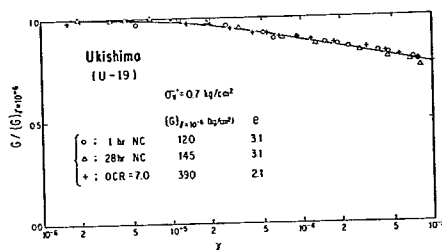


図-4.1-17 共振法試験結果に及ぼす過圧密の影響

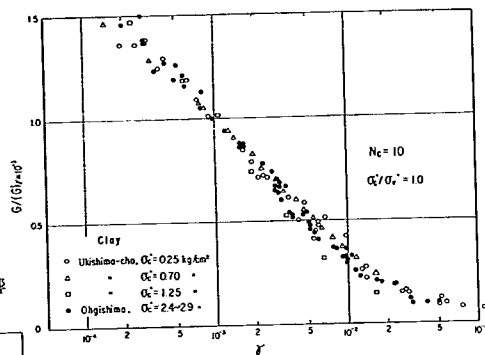


図-4.1-18 振動三軸試験結果に及ぼす σ_v' の影響

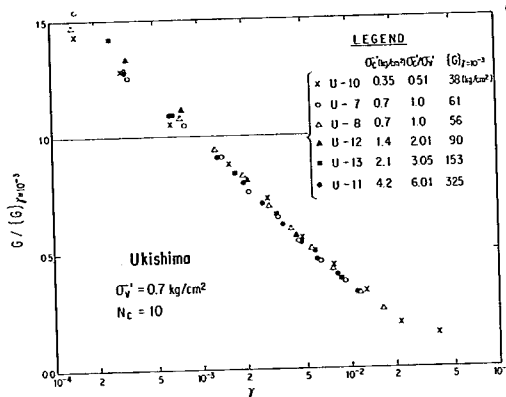


図-4.1-19 振動三軸試験結果に及ぼす σ_c'/σ_v' の影響

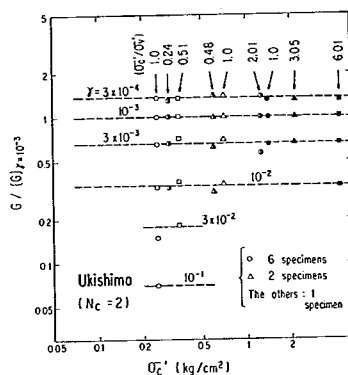


図-4.1-20 $N_c=2$ の σ_c'/σ_v' の影響

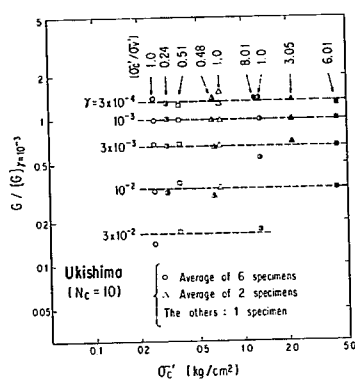


図-4.1-21 $N_c=10$ の σ_c'/σ_v' の影響

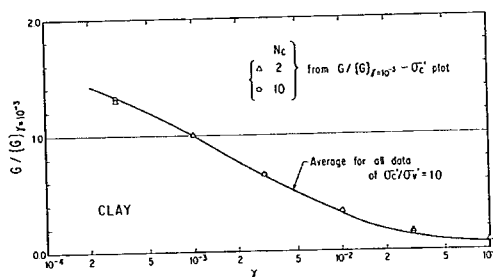


図-4.1-22 振動三軸試験のまとめ

圧比の値に対して図中の実線の変化曲線を用いてよいと言える。

(b) $e < 1.5$ の試料について

図-4.1-23 は共振法の実験結果であり、剛性の変化率に及ぼす拘束圧、拘束圧比の影響を示し

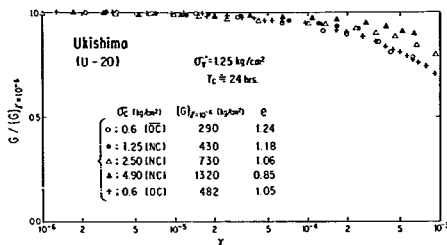


図-4.1-23 共振法試験結果に及ぼす σ'_c 過圧密の影響 ($e < 1.5$)

ているが、顕著な差は無いといえる。図-4.1-24は拘束圧による剛性の変化率の影響を調べたものであるが、その影響はほとんどない。

以上の共振法および振動三軸試験の結果から、広範囲のせん断歪領域での剛性の変化率を示したのが、図-4.1-25、26である。これらは、共振法と振動三軸試験の結果を $\gamma = 3 \times 10^{-4}$ で連続させている。両者の間に顕著な差は無いと言える。

なお、データの一部は建設省東京湾岸道路調査事務所および(株)基礎地盤コンサルタンツの調査結果を借用した。感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 栗林栄一・岩崎敏男・龍岡文夫・堀内俊一「土の動的変形特性」1974年 土木研究所資料 第912号
- 2) 今野政志・龍岡文夫「液状化過程における砂の剛性の変化」1977年 土木学会年次学術講演会第Ⅱ部

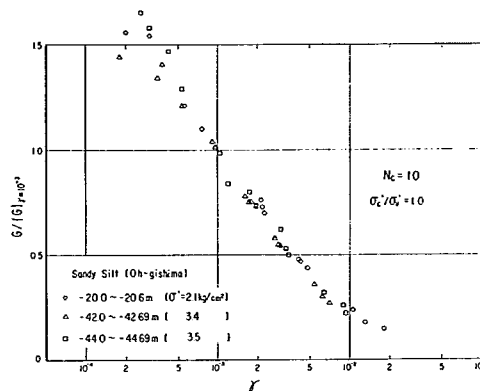


図-4.1-24 振動三軸試験による G/G_0 $\gamma = 10^{-3} \sim \gamma$ 曲線 ($e < 1.5$)

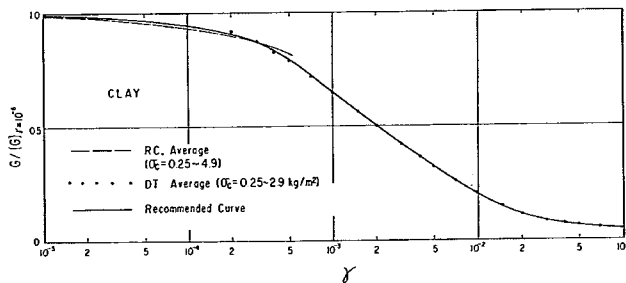


図-4.1-25 広範囲のひずみ領域における $G \sim \gamma$ 曲線 ($e < 1.5$)

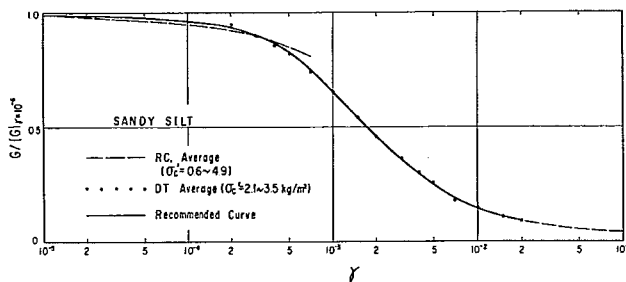


図-4.1-26 広範囲をひずみ領域における $G \sim \gamma$ 曲線 ($e < 1.5$)

4.1.3 砂の変形特性試験—中空ねじり試験—

1) 概 要

中空ねじり試験では、歪領域 $\gamma = 5 \times 10^{-5} \sim 10^{-2}$ における土のせん断変形係数 G ・履歴減衰 h が測定可能である。本年度は、中空ねじり試験機を用いて、供試体作成法が G 、 h に与える影響また、拘束応力条件（等方及び異方応力状態、初期せん断応力の有無）、応力履歴（過圧密動的せん断応力履歴）等の影響を拘束応力として平均主応力 $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ で調べた。

2) 実験方法および結果

試験に用いる供試体は、外径 10 cm 、内径 6 cm 、高さ 10 cm の中空供試体であり豊浦標準砂を用いた。まず、供試体作成法に関する実験であるが、拘束圧 $1.0 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ の等方圧縮で、実験はすべて排水又は排気で行ない表-4.1-1に示すような一般に行なわれるであろう数種の作製法を選んだ。

(1) 木槌法；スプーンでモールド

内に砂を注ぎ込み、モールドを木槌でたたき密にする。（空気乾燥、飽和）

(2) ホース法；流出する砂の量が

50 g/sec になるよう調節したホースにより 10 cm の高さから注ぎ込む。（空気乾燥）

(3) タンバー法；室内 CBR 試験

と同様の方法で5層で各層20回重錘を自由落下させ供試体を作製する。（タンバーは全重量 1.8 kg 、重錘の重さ 0.7 kg 、落下高さ 10 cm 、接地円板の径 1.8 cm である。）

表-4.1-1 供試体作成法

試験 番号	供試体 作製法	作製時 状 態	試験時 状 態	e_0	ω (%)	Sr (%)	記号
1		空 気 乾 燥	空 気 乾 燥	0.710	0.13	0.5	○
2				0.677			△
3				0.622(1)			□
4				0.622(2)			▽
5	タンバー法	飽 和	飽 和	0.676	24.6	100	●
6				0.593			▲
7		不飽和	不飽和	0.762	5	17.3	◎
8				0.813	10	32.5	□
9				0.734	15	54.0	△
10				0.736	20	71.7	▽
11	串突き法	空 気 乾 燥	空 気 乾 燥	0.680	0.13	0.5	○
12	箸突き法	空 気 乾 燥	空 気 乾 燥	0.692			△
13	串突き法	飽 和	飽 和	0.709	24.6	100	●
14	箸突き法			0.591			▲
15	タンバー法	不飽和	飽 和	0.752	28.4	100	+
16	(凍結)			0.744			×

(4) タンバー法（凍結）；上記(3)の方法により作製した供試体を凍結させ、実験時に融解させた後、

飽和させる。

(5) 串突き法；長さ約 10 cm 、径約 1.5 mm ほどの竹串で5層で各層200回ずつ突くことにより作製する。

(6) 箸突き法；普通の箸で5層で各層100ずつ突くことにより作製する。

木槌法とホース法により作製した供試体についての実験結果は既に報告した¹⁾。そこで(3)～(6)の作製法による供試体について行った実験結果を木槌法、ホース法による実験結果と比較して整理した。

次に、拘束応力条件、応力履歴に関する実験であるが豊浦砂を用い「木槌法」により作製し飽和排水実験を行った。動的繰返しせん断応力 τ_d は周波数約 $f = 0.1 \text{ Hz}$ で10回与え段階的に大きくして行った。図-4.1-27、実験は全て $P = \frac{1}{3} (\sigma_a + 2\sigma_r) = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ で行ない次の4種類である。

(1) 等方応力状態 ($Sr = 1.0$) と初期せん断応力 τ_0 を組み合わせた状態で G を求めるもの。

(2) 異方応力状態 ($SR \neq 1.0$) と τ_0 を組み合わせた状態で G を求めるもの。(表-4.1-2) ここで応力比 SR は次のように定義した。

$SR = \sigma_a / \sigma_b$, $\sigma_a > \sigma_r$ のとき $SR_c = \sigma_a / \sigma_r$, $\sigma_r > \sigma_a$ のとき $SR_c = \sigma_r / \sigma_a$ 。

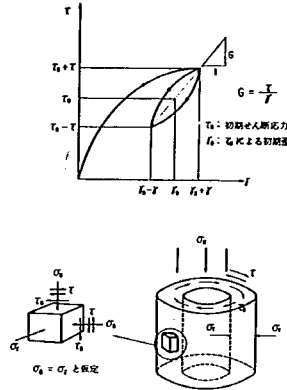


表-4.1-2 応力条件

試験番号	応力比 $R_c = R_a$	初期せん断応力 τ_0 (kg/cm ²)	初期縦向き変位 ϵ_0	記号	備考
1	0.5	0.621		○	三軸圧縮
2	2	0.10	0.635	△	
3		0.20	0.612	□	
4		0.5	0.631	▽	
5	3	0.10	0.652	○	三軸伸張
6		0.20	0.576	○	
7		0.5	0.585	●	
8	2	0.10	0.640	△	
9		0.20	0.573	▲	
10		0.5	0.658	▽	
11	3	0.10	0.605	●	
12		0.20	0.618	▲	

(3) 等方応力状態, 過圧密状態 ($OCR=2.0, 3.0, 4.0$) で G を求めるもの。(12時間圧密)

(4) 等方応力状態で Q の荷重型式 (3種類) を変えて G を求めるもの。

これらの実験結果は等方応力状態で応力履歴のない ($SR=1.0, \tau_0=0, OCR=1.0$) ときの結果を標準とと比較検討した。

供試体作製法の G, γ の値への影響: 図-4.1-28 に $G/G^* - \gamma$ 関係を示す。

G^* は図中に示す式による値であり G はくり返し回数 $N=10$ 回での値である。図-

4.1-29 に間隙比による G の変化を補正するために G の値を

$(2.17-e)^2 / (1+e)$ で

除した値と飽和度の関係を示した。両図より

今回選んだ供試体作製

法では G の値は $\gamma =$

$10^{-4} \sim 10^{-2}$ の歪領域

で S_r の増加によりや

や減少するようである。

全体としては, パラッ

キがあるもののほとん

ど大差はないと言える。

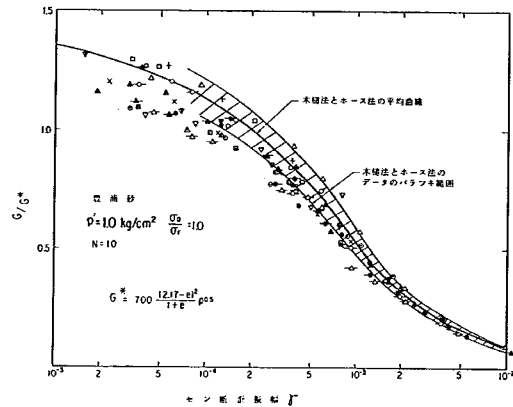


図-4.1-28 $G/G^* - \gamma$ 曲線

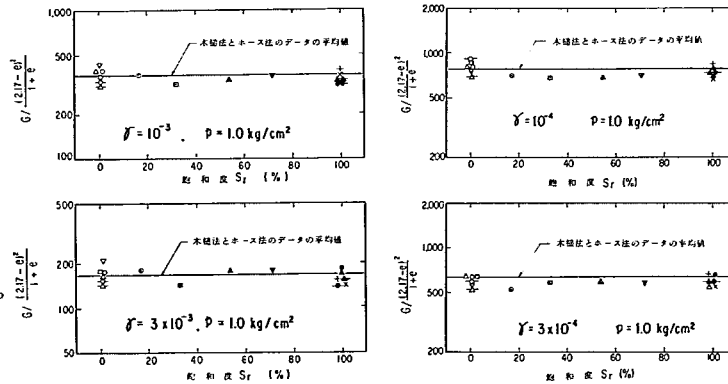


図-4.1-29 G と飽和度の関係

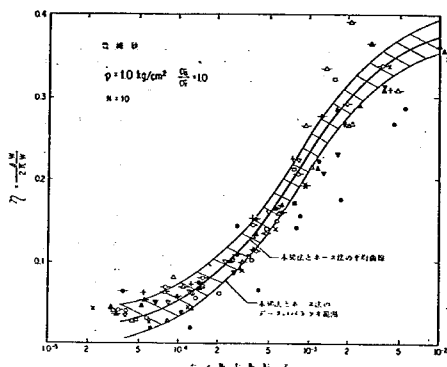


図-4.1-30 η - r 曲線

従って既に報告されている共振法土質試験機による歪領域 $r = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ の結果と合わせると、広範囲な歪領域にわたって豊浦砂の G は供試体作製法により大きな影響は受けないものと言える。続いて図-4.1-31 に減衰係数 η と r の関係を示した。 G と同様 η も供試体作製法により大きな影響は受けないことがわかるが G に比較してバラツキが目立つようである。

図-4.1-31 は $G/\{G\}r = 10^{-6} \sim \eta$ の関係を示した。 $G/\{G\}r = 10^{-6}$ の値は中空供試体を用いた共振法土質試験機により求めた $r = 10^{-6}$ の $G (=G^*)$ で除したものである。この図においてもバラツキがかなり目立つが、概して供試体作製法による影響は無いようである。この図において、 $G/\{G\}r = 10^{-6}$ いずれも歪依存性をもつものであり、これらを r に対して整理した図においてそれぞれ相応のバラツキがあるのでこれを両軸にとった本図にバラツキがあるのは当然とも言える。

拘束応力条件の影響：図-4.1-32 は τ_0 のみの影響を調べたもので、等方応力状態 ($SR=1.0$) と τ_0 を組み合せた状態での G とせん断歪振幅 r との関係を示しており、

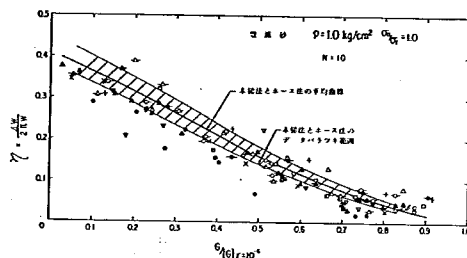


図-4.1-31 η - $G/\{G\}r = 10^{-6}$ 曲線

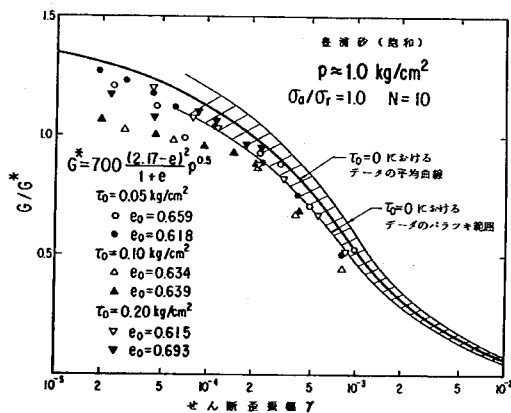


図-4.1-32 $G/G^* \sim r$ せん断歪振幅 r

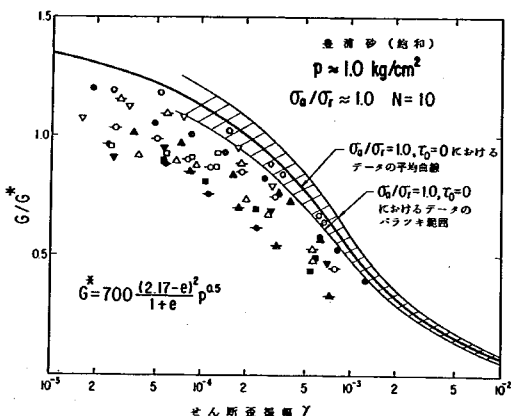


図-4.1-33 $G/G^* \sim r$ せん断歪振幅 r

縦軸には実験中の p, e の変動の影響を除くため $G^* = 700 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p^{0.5}$ で実験で得た G を除した G/G^* をとってある。これより G は τ_0 により影響を受け低下することが標準状態 ($SR=1.0, \tau_0=0$) における平均曲線からのズレからわかる。図-4.1-33 には異方応力状態 ($SR \approx 1.0$) と τ_0 を組み合わせた状態での G と r の関係を示したがこの図での G は τ_0 と $SR \approx 1.0$ に基づく静的なせん断応力の両方の影響を受けている。図-4.1-32, 33 において供試体に生ずる全歪 ($r + \tau_0$) が破壊歪に近づくときと変形が大きくなるため歪領域 $r = 5 \times 10^{-5} \sim 10^{-2}$ にわたる G は得られないことに注意すべきである。各応力比に対してこれら τ_0 と $SR \approx 1.0$ の影響を各歪レベルごとに示したのが図-4.1-34 ($N=10$)、図-4.1-

35 ($N=2$) である。縦軸には今回の実験で得た G を標準状態 ($SR=1.0, \tau_0=0$) における G で除した R をとってある。 $SR=1.0$ におけるデータは図-4.1-32 において1つの τ_0 に対して2つずつ実験を実施しているのでその平均をとってあり、図中の点線は岩崎、龍岡、須藤 (1977)²⁾ が $SR \approx 1.0$ のみが G に及ぼす影響を調べた結果の平均線である。この図より G は標準状態 ($SR=1.0, \tau_0=0$) の G と比較して異方応力状態 (特に伸張において) で低下し、 τ_0 を加えるとさらに低下することがわかる。次に G の歪依存性に対する τ_0 と SR の影響について示したのが図-4.1-36, 37で縦軸は今回の実験で得た G を同じ実験で得た $r = 10^{-4}$ における G で除した $G/\{G\}_{r=10^{-4}}$ をとってある。これから G の絶対値は τ_0

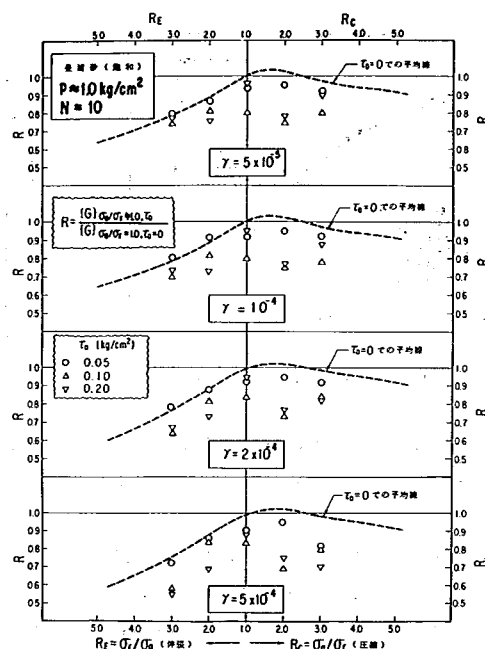


図-4.1-34 応力比 R に対する τ_0, SR の影響

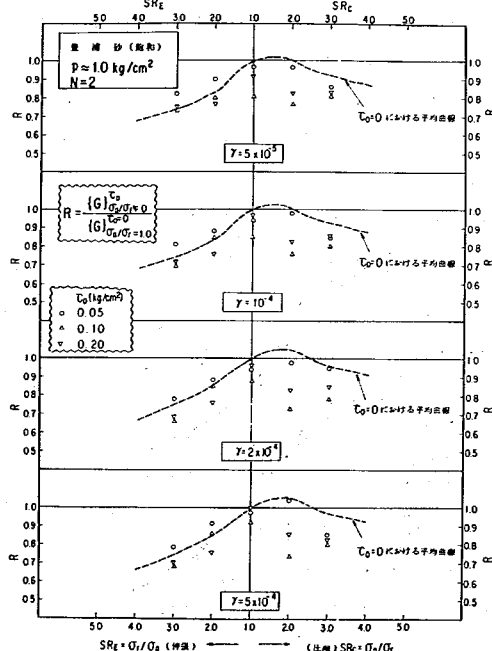


図-4.1-35 応力比 R に対する τ_0, SR の影響

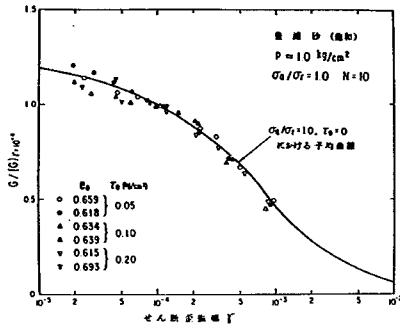


図-4.1-36 $G/[G]r=10^{-4} \sim r$

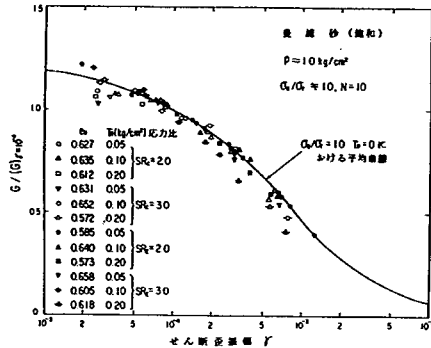


図-4.1-37 $G/[G]r=10^{-4} \sim r$

と SR の影響を受けるが、G の歪依存性がそれらから受ける影響は一般に少ないといえそうである。但し、 $SR \approx 1.0$ と τ_0 を組み合わせた状態では小さい歪振幅で破壊歪に近づくため歪振幅 $r > 3 \times 10^{-4}$ では G の歪依存性はやや大きくなっているようである。

応力履歴の影響：図-4.1-38 に過圧密状態での G を示したが、これより豊浦砂の G は過圧密によりやや大きくなる様であるが余り過圧密により影響は受けないことがわかる。これは岩崎、龍岡、吉田 (1977)³⁾ の $r = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ における結果と一致している。Afifi, S.S & Richart, F.E. Jr (1973)⁴⁾ は ' $D_{50} > 0.04 \text{ mm}$ で粒径の揃っている砂では過圧密の影響は重要でない' と報告しているが、これによれば自然砂では細粒分を含み粒径は揃っていないから $D_{50} > 0.04 \text{ mm}$ であっても過圧密の影響を受けることが推定される。これを裏付けているのが岩崎、龍岡、吉田 (1977)³⁾ の結果で、 $D_{50} > 0.04 \text{ mm}$ であるが粒径の揃っていない金城砂 ($D_{50} = 0.17 \text{ mm}$, $U_c = 6.02$) は過圧密の影響を受けている。次に動的せん断応力 τ_0 の履歴の影響を調べるため τ_0 の載荷型式を変えて求めた G と通常

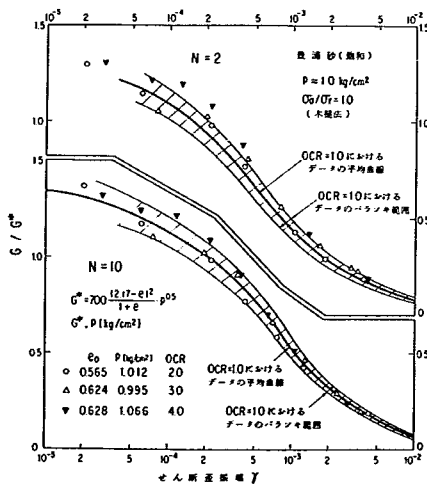


図-4.1-38 $G/G^* \sim r$

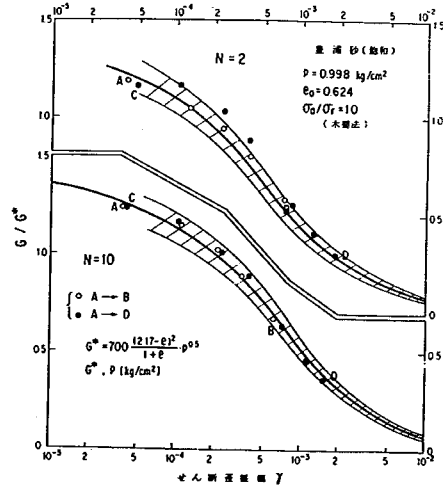


図-4.1-39 $G/G^* \sim r$

の載荷型式の G (図中の実線, 斜線部分) を比較したのが図-4.1-39~41である。これらの図において載荷型式を示す $A \rightarrow B$, $B \rightarrow C \dots$ 等の記号は τ_d の大きさを矢印の方向に段階的に上げ, 又は下げてゆき G を求めた範囲を表わしている。これらより τ_d の載荷型式により G は以前受けた歪 r (又は τ_d) が大きいほど virgin な G より大きくなり, 以前受けた歪が砂の挙動がほぼ弾性体とみなせるような小さい歪 ($r \leq 3 \times 10^{-4}$ 程度であろう) 以下ならば G は virgin なものとほとんど変わらないことがわかる。このことは載荷型式の異なる共振法と中空ねじり両試験機による結果が $r = 10^{-4}$ 付近で一致していることと対応しており, また原地盤では動的せん断応力 τ_d は不規則であるが τ_d の大きさが $r \leq 3 \times 10^{-4}$ の歪を生じさせるようであれば不規則であっても G は変わらないが $r > 3 \times 10^{-4}$ を生じさせるような τ_d では G は τ_d の履歴によって異なるようである。

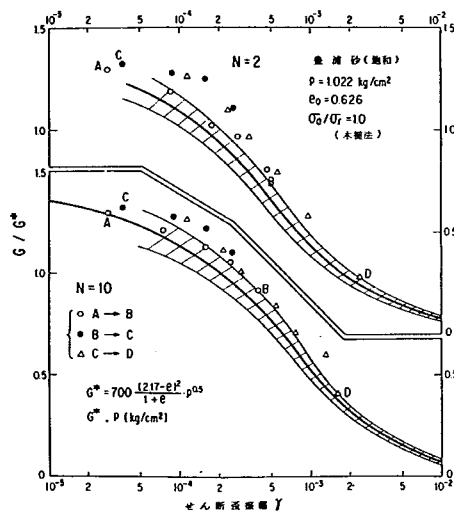


図-4.1-40 $G/G^* \sim r$

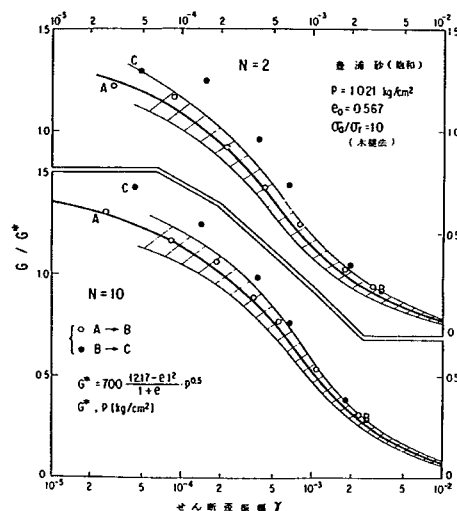


図-4.1-41 $G/G^* \sim r$

3) 結論

豊浦砂では, $r = 10^{-4} \sim 10^{-2}$ の G, η の供試体作製法, 飽和度の相違による影響は少ない。したがって共振法土質試験機による結果と合わせて豊浦砂では広範囲な歪領域 $r = 10^{-6} \sim 10^{-2}$ にわたって供試体作製法, 飽和度の違いによる影響は受けないようである。

また, G は τ_0 と $SR \approx 1.0$ により影響を受け, 標準状態 ($SR = 1.0$, $\tau_0 = 0$) における G より低下するが, G の歪依存性は τ_0 と $SR \approx 1.0$ からほとんど影響を受けない。さらに G は過圧密により影響を受けないが, τ_d の履歴により以前受けた歪が $r \leq 3 \times 10^{-4}$ であれば virgin な G と変わらないが, $r > 3 \times 10^{-4}$ であれば virgin は G より大きくなる。

参考文献

- 1) Hardin, B.O. & Drnevich, V. P. (1972): Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter, ASCE Vol.98.SM-6. pp603~623.

- 2) 岩崎, 龍岡, 須藤 (1977): 砂のせん断変形係数に与える応力条件の影響, 第12回土質工学研究発表会 pp 413~416。
- 3) 岩崎, 龍岡, 吉田 (1977): 試料作製法等が砂のせん断変形係数に与える影響, 第12回土質工学研究発表会 pp 409~412。
- 4) Afifi, S.S. & Richart, F.E. Jr (1973): Shear-History Effects on Shear Modulus of Soils, Soils and Foundations Vol.13, No.1 pp 77~95

4.2 地盤の動的強度特性

4.2.1 不攪乱砂質土の非排水動的強度の正規化

1) 概要

砂質土の非排水動的強度 (ただしここでは液状化現象を念頭においている) を求める場合, 通常, 一様な振幅の繰返しせん断力 τ_d を, 液状化が生じるまで載荷する方法がとられている。そしてこの結果は, ある繰返し回数 N_c で液状化するために必要な応力比 Re で整理されている。ただし応力比とは τ_d を有効拘束圧 σ'_v で除した値である。

ところで, ある土について実験を行ない Re を求めようとした場合, 次の値の如何によって Re は異ってくる。

i) N_c の値

ii) 液状化時点の判断基準

そこで, N_c は 20, 液状化時点としては軸ヒズミ両振幅 (振動三軸実験を想定) DA が 5% の場合の応力比 Re ($N_c = 20$, $DA = 5\%$) を基準にとり, 上記 i) ii) の条件が, これより異なる場合の Re について研究を行なってみた。このために用いたデータは, 不攪乱埋立砂およびチュウ積砂質土について最近行なわれた実験値¹⁾ である。場所名も参考文献 1 と同じとしてあるので, 詳細はそちらを参考にされたい。

2) 繰返し回数 N_c と Re との関係

まず i) の条件は固定し, $DA = 1, 2, 5, 6, 10\%$ それぞれの場合について, N_c と Re との関係を求めてみた。このためにそれぞれの判断基準の場合に $N_c = 20$ で液状化する応力比 Re ($N_c = 20$) を基準にとってみた。 N_c が異なる場合の Re をこの基準の Re ($N_c = 20$) で除して, N_c に対してプロットすると, 図-4.2-1~3 のようになった。これらは不攪乱試料の採取方法や実験装置が多少異なっているが, いずれも $Re(N_c)/Re(N_c = 20)$ と N_c との関係が両対数紙上でほぼ直線関係となっているようである。

図-4.2-1~3 はいずれも数種類のみの試料についての実験結果であり, データのバラつきを論じるまではゆかない。そこで 172 供試体について同一の試料採取方法, 実験装置

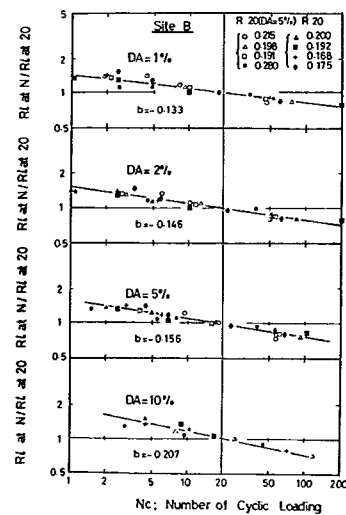


図-42-1 N_c と $Re(N_c)/Re(N_c = 20)$ (Site B)

で実験を行なった Site A のデータでこの点を検討してみる。図-4.2-4~5 は Site A のデータについて、各 N_c , DA ごとに $Re(N_c=20, DA=6\%)$ と $Re(N_c)/Re(N_c=20)$ とをプロットしたものである。これらの図からわかるように $Re(N_c=20, DA=6\%)$ の大小(つまり液状化しにくい土か否か)にかかわらず、 $Re(N_c)/Re(N_c=20)$ の値は各 N_c , DA ごとにほぼ一定であり、しかもそのバラツキも少ないようである。そこで各 N_c , DA ごとに $Re(N_c)/Re(N_c=20)$ のデータ群の平均値をとり、図-4.2-1~3 と同様の整理をしてみた。これが図-4.2-6 である。やはりこの結果もよく直線関係となっている。

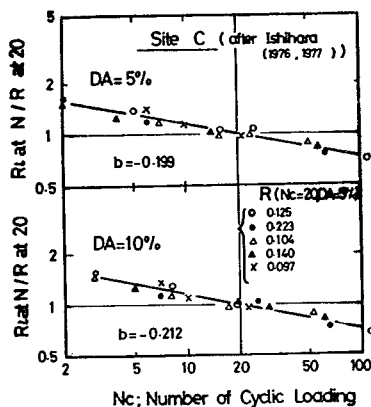


図-4.2-2 N_c と $Re(N_c)/Re(N_c=20)$ (Site C²⁾)

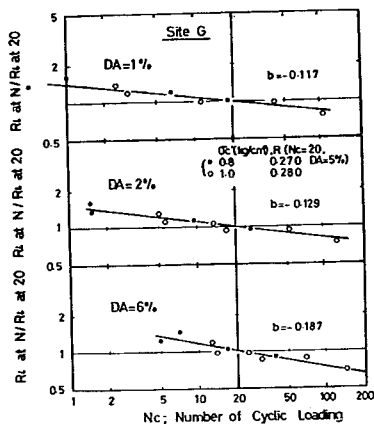


図-4.2-3 N_c と $Re(N_c)/Re(N_c=20)$ (Site G³⁾)

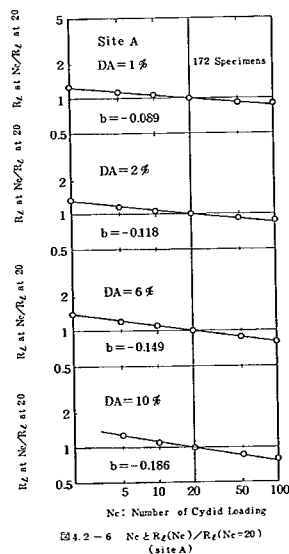


図-4.2-6 N_c と $Re(N_c)/Re(N_c=20)$ (Site A)

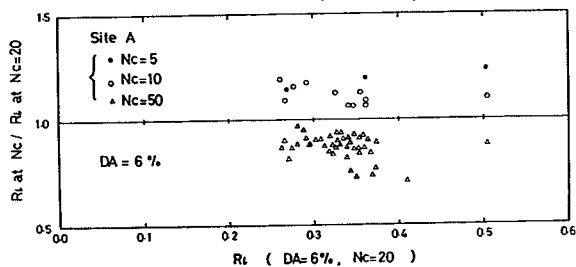


図-4.2-4 $Re(N_c=20, DA=6\%)$ に対してのプロット (DA=6%)

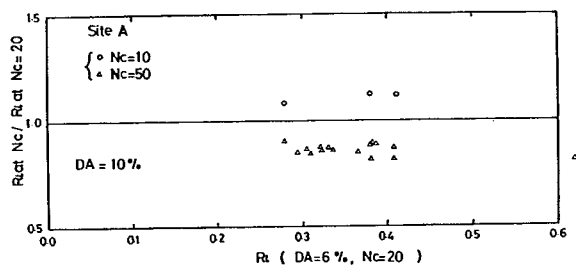


図-4.2-5 $Re(N_c=20, DA=6\%)$ に対してのプロット (DA=10%)

図-4.2-1~3, 6 などから直線の傾き b をとり, 各 DA に対してプロットすると, 図-4.2-7 ようになる。図からわかるようにこの関係は片対数紙上で比較的直線関係となるようである。式で表わすとほぼ $b = -0.1 - 0.1 \log_{10} DA$ となるので, 結局, 次式がなりたつ。

$$Re(Nc) = Re(Nc = 20) \times \left(\frac{Nc}{20}\right)^{-0.1 - 0.1 \log_{10} DA} \quad \dots\dots\dots (4.2-1)$$

図-4.2-8 にはこれまでに提案されている $Re \sim Nc$ の標準曲線^{4) 5) 6)}を 図-4.2-1 などと同じ方法でまとめてみた。これらの結果では $b = -0.195$ となっているが, この値は今回まとめた結果のうち $DA = 9\%$ の時の値とほぼ等しくなっている。

3) 軸ヒズミ両振幅 DA と Re との関係

次に, DA のとり方の相違による Re の変動について整理してみる。このために $Re(Nc = 20, DA = 5\%)$ を横軸にとり, $Nc = 20$ で $DA = 1, 2, 10\%$ となる Re を縦軸にとってプロットしてみた。これが図-4.2-9 である。図からわかるように, それぞれの関係はほぼ直線上にのっている。そこで

$$Re(Nc = 20, DA = 1, 2, 10\%) = a Re(Nc = 20, DA = 5\%) + c \quad \dots\dots\dots (4.2-2)$$

において, 最小二乗法によりこの a, c を計算した。図-4.2-10 はこの計算結果を示している。また図-4.2-9 にはその a, c を用いた直線も描いてある。

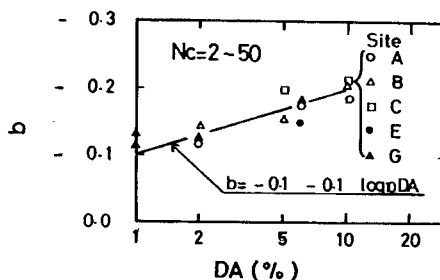


図-4.2-7 b のまとめ

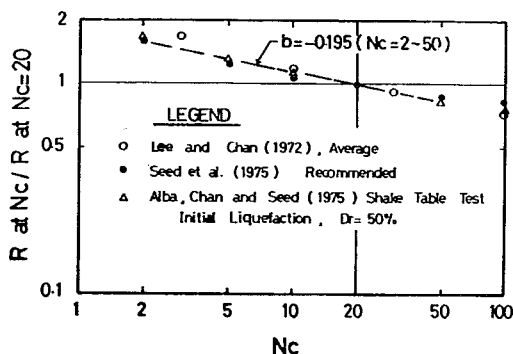


図-4.2-8 Nc と $Re(Nc)/Re(Nc = 20)$
(既往の提案値^{4) 5) 6)})

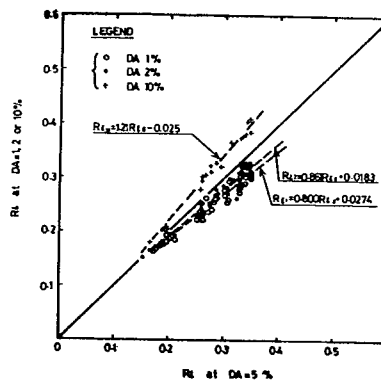


図-4.2-9 $Re(Nc = 20, DA = 5\%)$
と $Re(Nc = 20, DA = 1, 2, 10\%)$

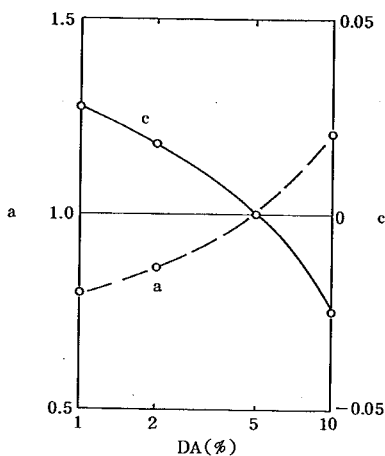


図-4.2-10 a, c の計算結果

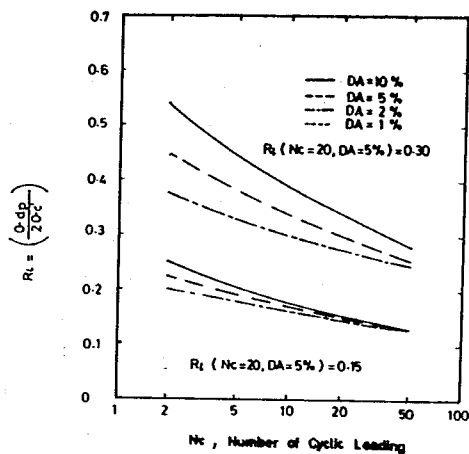


図-4.2-11 (4.2-3)式による試算

4) 結 論

(4.2-1)式に(4.2-2)を代入すると、結局次式が成り立つ。

$$Re(Nc, DA) = \{ a Re(Nc = 20, DA = 5\%) + c \} \times \left(\frac{Nc}{20} \right)^b \quad (4.2-3)$$

ただし $\begin{cases} b = -0.1 - 0.1 \log_{10} DA, (DA: \%) \\ a, c: DA \text{ に関する値で図-4.2-10 で示される。} \end{cases}$

この式を用いて、例えば $Re(Nc = 20, DA = 5\%) = 0.15$ および 0.30 の場合の $Re \sim Nc$ 関係図を作成してみると図-4.2-11のようになる。(4.2-3)式によると $DA = 5\%$ の時、 Nc が 2 倍変わると強度は 13% 変化する事を意味している。また DA による強度の違いは Re が大きい程(つまり液状化しにくい土ほど)大きい事がわかる。

なお、③式の適用範囲としては現在次の通りである。末尾ながらつけ加えておく。

- (A) 不攪乱の埋立およびチュウ積砂質土, (B) $Re(Nc = 20, DA = 5\%) = 0.15 \sim 0.35$,
(C) $Nc = 2 \sim 50$

参考文献

- 1) 龍岡文夫, 岩崎敏男, 常田賢一(1978), 'N値-有効上載圧-平均粒径を用いた飽和砂質土の非排水動的強度の簡易推定法', 第13回土質工学研究発表会。
- 2) Ishihara, K. and Silver, M.L.(1977), 'Large Diameter Sand Sampling to provide Specimens for Liquefaction Testing', 9th, I.C.S.M.F.E. Spec. Session
- 3) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 常田賢一, 吉田精一, 今野政志(1979), '不攪乱砂質土の非排水的強度に与える拘束圧の影響', 第13回土質工学研究発表会。
- 4) Lee, K.L. and Chan, K.(1972), 'Number of Equivalent Significant Cycles in Strong Motion Earthquake', 'Proc. Microgonation.
- 5) Seed, H.B., Idriss, I. M., Makdisi, F. and Banerjee, N.(1975), 'Preparation of

Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analyses, EERC 75-29。

- 6) Alba, P., Chan, C.K. and Sood, H.B. (1975), 'Determination of Soil Liquefaction Characteristics by Large scale Laboratory Tests,' EERC 75-14。

4.2.2 粘性土の動的せん断強度に関する基礎研究

砂質土の動的せん断強度に関しては、前述のようにこれまでに相当詳細な調査・研究を実施してきており、その特性に関しても成果が得られている。しかし、粘性土の地震時の動的強度については、未だ明確な把握がなされているとは言えないのが実情である。例えば、現行の道路橋耐震設計指針では、「現地盤面から深さ 3 m 以内にある粘性土層およびシルト質土層で一軸圧縮試験または現位置試験より推定される圧縮強度が 0.2 kg/cm^2 以下のごく軟弱な土層の支持力は耐震計算上無視する」として、粘性土層およびシルト質土層の耐震計算上の取扱いを規定している。これに示された粘性土あるいはシルト質土の動的強度に対する指針の基本的考え方は、常時において軟弱な土層は、地震時においても強度が期待できないとするものである。しかし、軟弱層の判断基準となっている一軸圧縮強度 $0.2 (\text{kg/cm}^2)$ が、静的な一軸圧縮強度の測定限界から規定されるものであり、地震時の動的せん断強度を踏えた上での数値であるとは一概に言えない。換言すれば、一軸圧縮強度が判断基準値以上であっても動的な強度が期待できない場合も当然考えられる。また、土の強度的安定を、動的な作用力と動的な土の強度の大小関係から判断するのを基本姿勢とするならば、現指針で詳細な検討対象とされていない粘性土であっても、動的強度に関して十分な調査が必要であるだろう。

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

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_v}\right)_e = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R_e \quad \text{..... (4.2-4)}$$

ここに σ'_v = 有効上載圧

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

σ_{dp} = 振動三軸試験での片振幅時の軸方向動的応力

$C_1 = (1 + 2K_0) / 3$, 拘束圧に対する補正係数

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

C_3 = サンプルングなどによる乱れに対する補正係数

C_4 = " 密度化 "

C_5 = その他の補正項 (多方向せん断など)

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

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_c}\right)_\ell = R\ell \quad \dots\dots\dots (4.2-5)$$

砂質土の場合は、振動三軸試験による動的せん断強度は(4.2-6)式で定義したが、粘性土の場合は動的な破壊の進行が急激でなく、相当抵抗力が期待できることを考慮してここでは(4.2-7)式で定義した。

$$\text{砂質土の動的強度 } R\ell_s = \left(\frac{\sigma_{dp}}{2\sigma'_c}\right) = \left\{ \begin{array}{l} \text{動的軸歪振幅(両振幅)が、繰返し回数} \\ N=20 \text{ 回で } 5 \sim 6 \% \text{ になる時の応力比} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (4.2-6)$$

$$\text{粘性土の動的強度 } R\ell_c = \left(\frac{\sigma_{dp}}{2\sigma'_c}\right) = \left\{ \begin{array}{l} \text{動的軸歪振幅(両振幅)が繰返し回数} \\ N=20 \text{ 回で } 10 \% \text{ になる時の応力比} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (4.2-7)$$

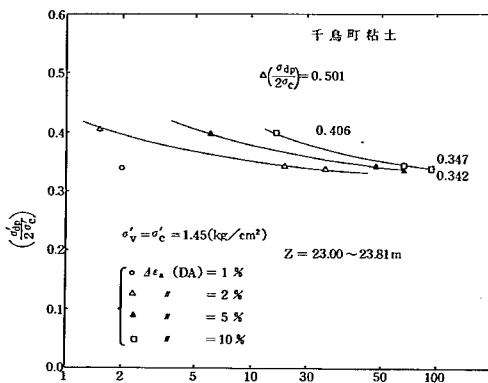


図-4.2-12 $N_c \sim \left(\frac{\sigma_{dp}}{2\sigma'_c}\right)$

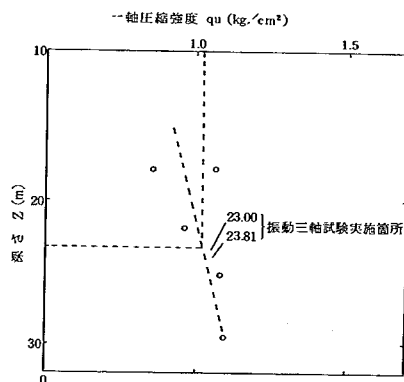


図-4.2-13 $q_u \sim Z$

図-4.2-12は、東京湾岸の千鳥町で採取した不攪乱粘性土に対して動的強度試験を行なった結果である。(4.2-7)式の定義に従えば、動的強度 $R\ell_c = 0.380$ となる。また、砂質土の動的強度の簡易推定式では、通常的地盤調査で得られるN値、有効上載圧および平均粒径を基本要因として表わしたが、粘性土に対しては、その動的強度を推定する際の基本量として一軸圧縮強度に注目した。

図-4.2-13は、千鳥町での一軸圧縮強度の分布を示す。この図から図-4.2-12で動的強度の得られた試料の採取位置では、 $q_u \approx 1.04 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ であるのが分かる。従って、(4.2-5)式から原位置での動的せん断抵抗力 τ は(4.2-8)と推算できる。

$$\tau = \sigma'_c \cdot R\ell_c = 1.45 \times 0.380 = 0.55 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (4.2-8)$$

ここで、仮に τ と q_u が線形的な関係にあるとするならば、次式のような関係が成立つだろう。(図-4.2-14 参照)

$$\tau = 0.55 q_u \dots\dots\dots (4.2-9)$$

しかし、粘性土に対する動的強度についてのデータは、千鳥町の一例だけであるので、単純に一軸圧縮強度と関係付けるの

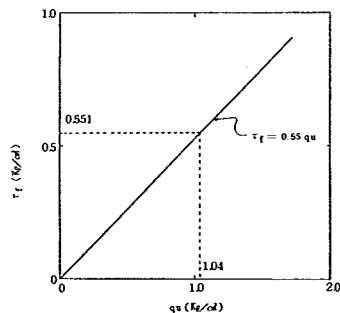


図-4.2-14 $\tau_f \sim q_u$

は未だ問題があり、本年度以降にデータを蓄積する等して詳細な調査を進めてゆく予定である。

4.3 地盤の流動化判定調査

4.3.1 地盤液状化におよぼす地下水位の影響について

1) 概要

地盤の液状化に影響する因子として考えられるものは、その粒径、粒度や相対密度、およびその地盤に、働くせん断応力、および拘束圧等である。本実験においては、拘束圧が液状化にどの程度、影響をおよぼすかを調べるために、砂層内の地下水位を変化させた振動台実験を行なった。地下水位の低下は、初期の拘束圧を増大させる。したがって液状化までに上昇すべき過剰間ゲキ水圧が大きくなり、液状化しにくくなるが、このことを実験でも確認できた。

2) 実験概要

図-4.3-1に示す砂箱を油圧式振動台に載せて使用し、そこに砂層を作製した。地下水位は、0 cm, 15 cm, 30 cm, 40 cm, の4類を設定した。砂は、豊浦標準砂 ($G_s = 2.64$, $D_{10} = 0.12$ mm, $D_{50} = 0.162$ mm, $e_{max} = 0.96$, $e_{min} = 0.64$) を使用した。10 Hzの正弦波を入力波形とした。地下水位の設定方法は、飽和砂層を作り図-4.3-1の水抜き弁から水を抜いて、水位を所定の位置まで低下させて地下水位を変化させた。地下水位以上の砂層の飽和度は、85%以上であった。加振は、段階ごとに、加速度レベルの異なったものとして、加振時間を30秒、300波として、それぞれの段階の間には、時間をおき過剰間ゲキ水圧が、逸散した後、表面の沈下量の測定を行なった。この沈下量の測定は、後に相対密度の算出に用いた。

3) 結果

図-4.3-1の砂中加速度計2, 3, 4, の加速度記録より液状化までの繰返し回数を読み取り、地下水位と液状化回数Nとの関係を図-4.3-2~4に示す。ただし、図中には、入力加速度、振動

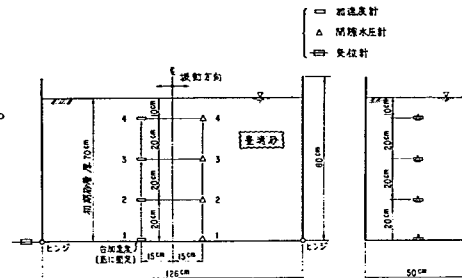


図-4.3-1 実験装置概要

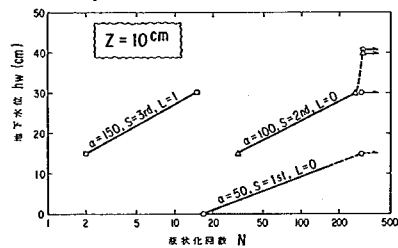


図-4.3-2 $N \sim hw$ ($Z = 10$ cm)

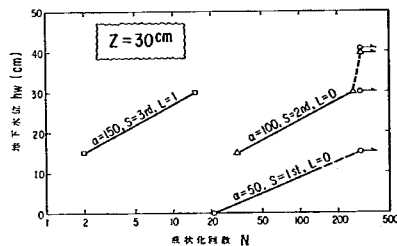


図-4.3-3 $N \sim hw$ ($Z = 30$ cm)

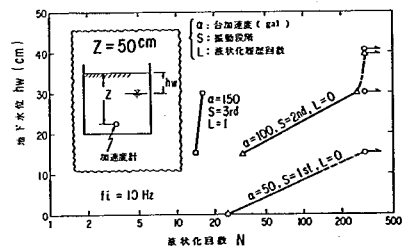


図-4.3-4 $N \sim hw$ ($Z = 50$ cm)

段階、液状化履歴の同一の場合のデータポイントを直線で結んである。なお、液状化の定義として砂層が絶対静止したときとした。図-4.3-2の $S=1$ と2について見ると明らかに、地下水位が低下すると液状化に必要な繰返し回数 N が急激に増大している。また α が2倍になっても $S=1$ より2は液状化しにくくなっているのは、液状化しなかった $S=1$ での振動履歴によって液状化抵抗力が増大したためである。また、1度液状化した砂層でも α が大きいと再び液状化する。以下、図-4.3-3, 4も同じことが言える。次に応力比 τ/σ_v' と液状化回数 N との関係を図-4.3-5に示す。なお、図-4.3-5は、台加速度、液状化履歴、深度が同一であるが地下水位の異なるデータを同一記号で表示して実線で結んだ。図-4.3-5を見るとCを除いてa~fのいずれの場合にも、地下水位の低下は、 σ_v/σ_v' の低下、すなわち τ/σ_v' の低下をもたらす液状化に必要な繰返し回数 N を増大させている。さらにCを除くa~fの τ/σ_v' と N 関係型は、相互に類似している。

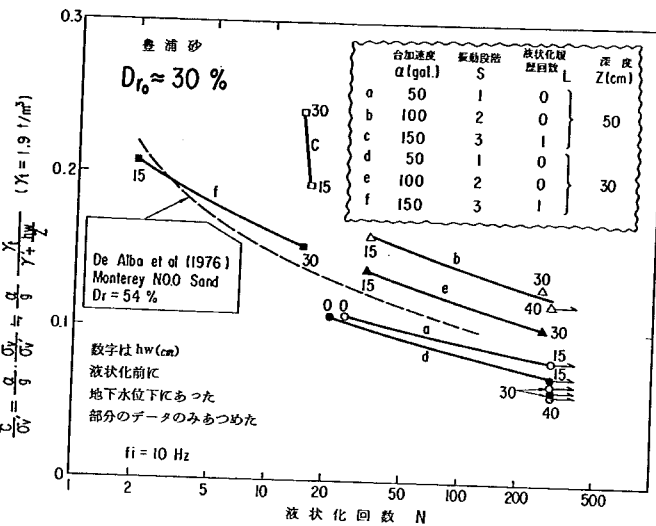
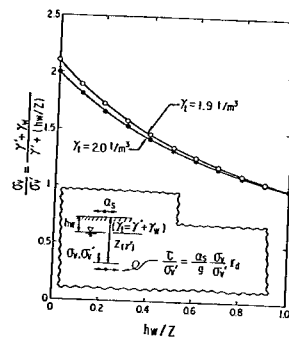


図-4.3-5

又、大型単純試験の結果とも類似している。このように地下水 図-4.3-6 地下水位の σ_v/σ_v' に与える影響位の影響は、結局、有効上載圧 σ_v' と全応力 σ_v の比の關係にほかならないのである。そして、このような図を、砂の種類や D_r の違うもので作っておけば、その地盤の地下水位の変化による液状化の発生の難易の変化をある程度、判定できると思われる。図-4.3-6は、 σ_v/σ_v' と hw/Z との関係例を示したものである。この図の $r_t = 2.0 t/m^3$ に着目すると、 $hw/Z = 0$ 、つまり地下水位が0 cmの時の Z の深さでの σ_v/σ_v' の値は、 $hw/Z = 1$ 、つまり地下水位が Z cmの時の値の2倍になっている。このように、 σ_v/σ_v' の値に大きな差があるということは、地下水位というものが、その地盤の応力状態に大きな影響を持っているといえる。また、地下水位以上の砂層の飽和度が、高かったために地下水面下での液状化による下方からの浸透圧によって、液状化したことを確認できた。



4.3.2 N値等による飽和砂質土の非排水動的強度推定式の検討

1) 概 要

最近、地震時の地盤流動化の判定にあたって詳細な地盤調査（不攪乱砂質試料採取、振動三軸試験等）及び地震動調査（入力地震動の設定、地盤の地震応答解析）を行う場合が増加しつつある。しかし一般には詳細な調査は困難となる場合が多い。この点を考慮して当研究室では、簡易で解に安定性があり、かつ合理的な地盤流動化の判定法の検討をしてきた。ここではまず、N値、原位置有効上載圧 σ_v' 、平均粒径 D_{50} による飽和砂質土の非排水動的せん断強度推定式¹⁾の検討と、それを基本とする地盤流動化簡易判定法の流動化履歴による若干の検討を行っている。

2) N値・ σ_v' ・ D_{50} を用いる強度推定式

現在までの所、「不攪乱砂質試料の振動三軸試験での繰返し回数 $N_c = 20$ 回で、軸歪両振幅 DA が5ないし6%になる時の応力比 $\sigma_{dp}/2\sigma_v'$ ($\sigma_v' = \sigma_v'$)」= Re は、次式で推定できる¹⁾。 σ_v' (kg/cm²), N = N値として

$$\begin{cases} 0.04 \leq D_{50} \leq 0.6 \text{ mm} \text{ について} \\ Re = 0.0042 \cdot Dr^* - 0.225 \log_{10}(D_{50}/0.35) \\ 0.6 \leq D_{50} \leq 1.5 \text{ mm} \text{ に対して,} \\ Re = 0.0042 \cdot Dr^* - 0.05 \end{cases}$$

ただし、 $Dr = 21 \sqrt{N/(\sigma_v' + 0.7)}$

..... (4.3-1)

(4.3-1) 式を、これを導びくのに用いたデータで検討するために、次のパラメーターを定義した。

$$\Delta Re = Re_{\text{measured}} - Re_{\text{estimated}}$$

..... (4.3-2)

ここで、 Re_{measured} は、実測の Re の値、

$Re_{\text{estimated}}$ は、 Re を実測した供試体採取地点の N 値、 σ_v' 及び D_{50} を用いて、(4.3-1) 式から推定した Re の値である。データ個数 123 に対して、

ΔRe の平均値は 0.003、標準偏差は、0.058 である。標準偏差は小さくない数値ではあるが、 ΔRe が種々のパラメーターに対して相関を示さなければ、(4.3-1) 式は妥当であると考えられよう。図-4.3-7~10 は、

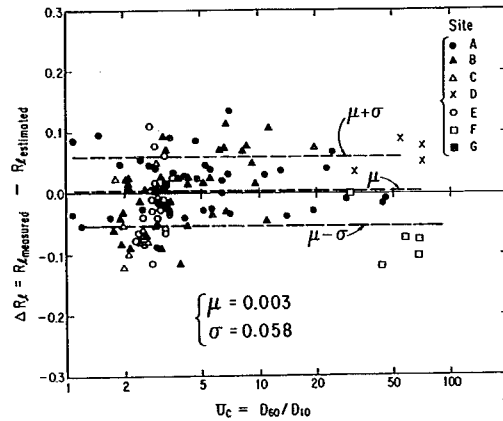


図-4.3-7 $\Delta Re \sim U_c$

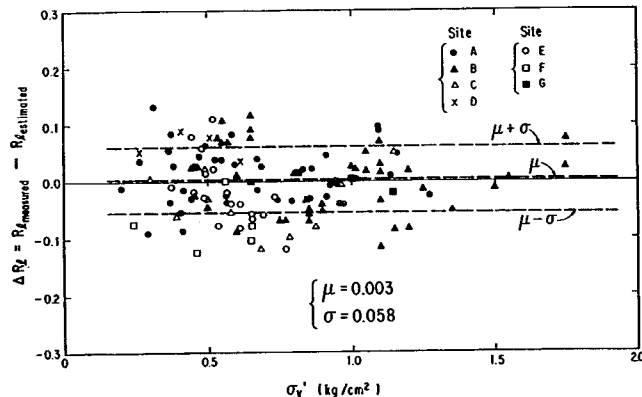


図-4.3-8 $\Delta Re \sim \sigma_v'$

定義 ΔR_e と $U_c = D_{60}/D_{10}$,

α'_v , R_e measured, D_r^* との相

関を調べたものである。図か

ら明らかなように、 ΔR_e とこ

れらのパラメーターの間には、

強い相関がない。ただし、 D_r^*

の増大に対して、 ΔR_e はやや

減少する傾向にある。以上の

事から、今後、試料の攪乱度

の評価法の確立、データの蓄

積等を待って、(4.3-1)式の

改良をする必要があるが、現

在の所、(4.3-1)式は、妥当

なものと考えられよう。尚、

地点Cのデータは石原(1976)²⁾

地点Dのデータは石沢ら

(1977)³⁾ によるものである。

3) 流動化抵抗係数 F_L の定義

ここで、地盤内の水の動き

を無視した水平地盤の流動化

の可能性の判定法を検討する。

これは、Seed and Idriss

(1971)⁴⁾ の簡易判定法を基本

にしたものである。地盤の流動化に対する抵抗力をあらわすパラメーターとして、次の流動化抵抗係

数 F_L を定義する。

$$F_L = R/L \quad (4.3-3)$$

R は、 R_e を原位置強度に補正した値であり、一般には、

$$R = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R_e \quad (4.3-4)$$

である。ここで、 $C_1 = \frac{1+2K_0}{3}$ (拘束圧の補正)⁵⁾、 $C_2 = 1/0.55 \sim 1/0.7$ (地震動のランダム性に対する補正)である。⁶⁾ C_3 は、攪乱の影響に対する補正項、 C_4 は、試料の密度化に対する補正項、 C_5 は

地震動の水平面での2次元性に対する補正で、0.9とする。⁷⁾ $K_0 = 0.5$ 、 $C_3 \times C_4 = 1.0$ となると、

$$R \approx R_e \quad (4.3-5)$$

となる。一方、 L は地震時に作用する動的せん断応力で、既に地震動のランダム性の補正がなされて

いるので L は近似的には次式によって算出する。

$$L = \frac{(\alpha_s)_{\max}}{g} \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d \quad (4.3-6)$$

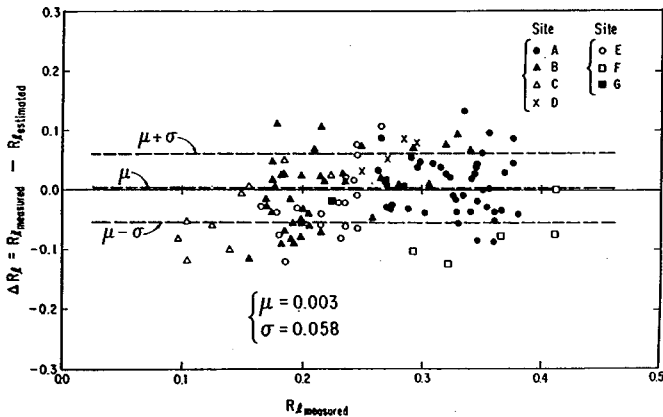


図-4.3-9 $\Delta R_e \sim R_e$ measured

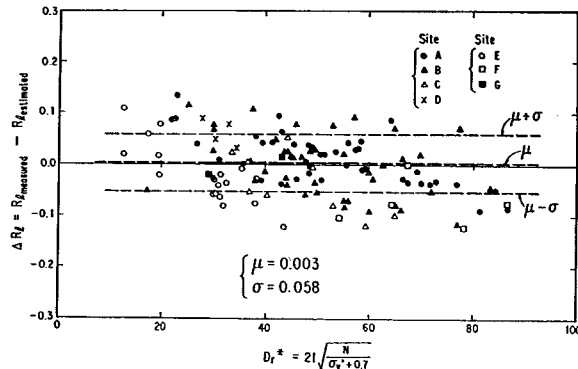


図-4.3-10 $\Delta R_e \sim D_r^*$

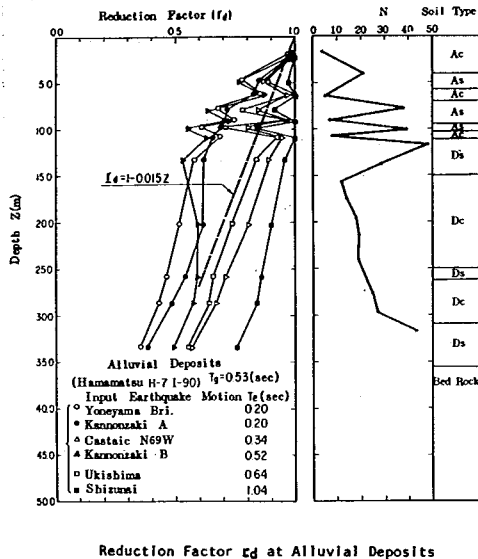


図-4.3-11 $r_d \sim Z$ (第3種地盤)

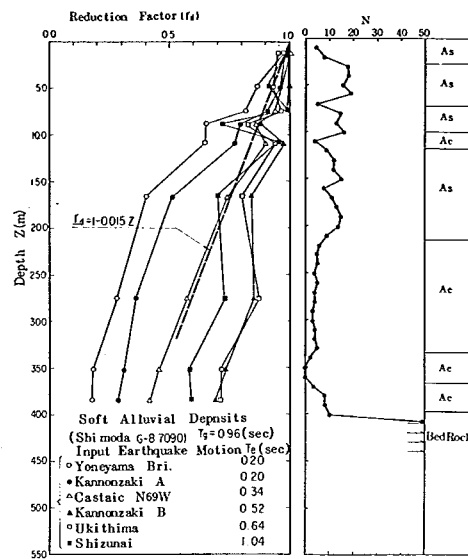


図-4.3-12 $r_d \sim Z$ (第4種地盤)

$(\alpha_s)_{max}$ は地表最大加速度 (gal) で、 $g = 980$ gal, σ_v は原位置全上載圧, r_d は、地盤の弾性的性質による補正項である。ここで提案している簡易式の特徴の1つは、Seed and Idriss⁴⁾の方法と異なり、マグニチュード M によって異なる等価繰返し回数 N の概念を用いていない事である。我国の現状として、個々の建設地点に対して、 M と震央距離 d を想定して $(\alpha_s)_{max}$ の値を定める事が、必ずしも妥当でない場合が多い。

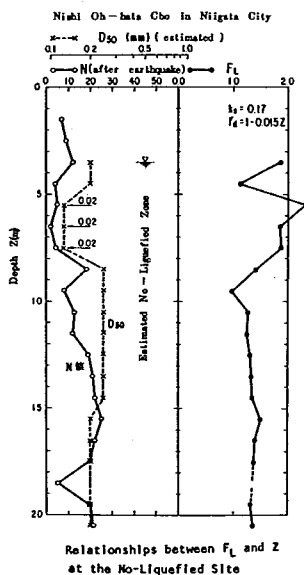


図-4.3-13 F_L と非液化化現象の対応例

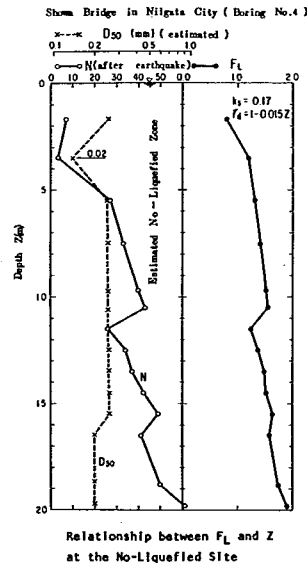


図-4.3-14 F_L と非液化化現象の対応例

一般に、構造物の設計震度は、地域別に定めている。これらの事から、一つの考え方として、 $(\alpha_s)_{max}$ / g を、地域別補正係数、関連構造物の重要度別補正係数を標準値に掛け合わせる事によって求める方

法が考えられる。また、 σ_v/σ'_v には地下水位の影響がとり入れられている。次に、 r_d を計算した例を、図-4.3-11, 12に示すが、ここで、基盤での入力地震動の卓越周期 T_e が小さくなる程、 r_d は小さくなることに注意する必要がある。 $(\alpha_s)_{\max}$ と T_e は、独立でない可能性があるので、 $(\alpha_s)_{\max}$ と r_d の関係を今後詰める必要があろう。

4) 流動化履歴による F_L の検討例

1964年新潟地震で、地盤流動化が生じなかった地点の F_L を計算した例を図-4.3-13, 14に、生じた地点での F_L を計算した例を図-4.3-15, 16に示す。ここでは、 $(\alpha_s)_{\max} = 170 \text{ gal}$, $r_d = 1 - 0.015 Z (Z: \text{m})$ とした。これは、図-4.3-11, 12を参照して定めた。図-4.3-17は、このような21の地点の F_L をまとめたものである。深くになると、流動化履歴の推定は不確実なものになるが、全体として見れば、 $F_L = 1.0$ が、流動化履歴と、非流動化履歴の境界になっていると言えよう。今後、他の地震について（特に、 D_{50} が異なる例）同様の検討を行なうと共に、 $F_L \leq 1.0$ のときの設計上の取扱いについて検討する必要がある。なお、図-4.3-17の作成にあたっては、静岡県渡辺定弘氏、基礎地盤コンサルタンツ安田進氏の協力を得ている。

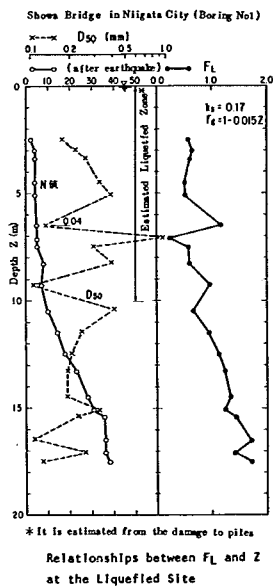


図-4.3-15 F_L と液状化現象の対応例

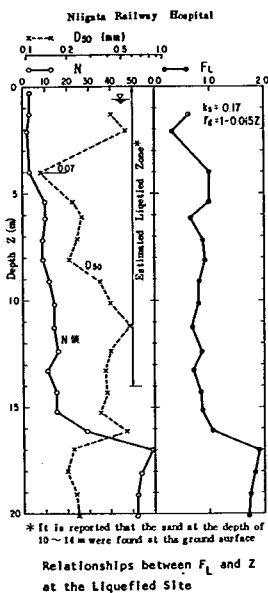


図-4.3-16 F_L と液状化現象の対応例

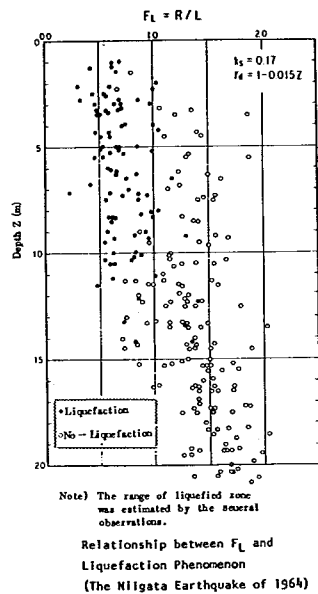


図-4.3-17 F_L と液状化の有無との対応

参考文献

- 1) 龍岡・岩崎・常田(1978)「N値・有効上載圧・平均粒径を用いた飽和砂質土の非排水動的強度の推定法」第13回土質工学会。
- 2) Ishihara (1977), S & F, Vol. 17, No. 3。

- 3) 石沢・中川・黒原(1977)第12回土質工学会
- 4) Seed and Idriss(1971), ASCE, SM 6
- 5) Ishihara and Li(1972), S & F Vol.12, No.2
- 6) Ishihara and Yasuda(1972), S & F, Vol.12, No.4
- 7) Seed, Pyke and Martin(1975) EERC-Report 75-41 University of Colifornia
- 8) 建築研究所報告No.42;新潟地震による建築物の被害, 1965
- 9) 土木研究所報告第125号;新潟地震調査報告, 昭和40年6月

4.3.3 N値-有効上載圧-平均粒径を用いた飽和砂質土の非排水動的強度の簡易推定法

1) 概 要

地盤の液状化の判定作業では土の非排水動的強度を推定する必要がある。多くの場合、N値等しか利用できないため、当研究室では、N値等によって砂質土の原位置非排水動的強度を推定する方法を研究してきた。今年度で¹⁾

応その方法をまとめることができた。

- 2) 相対密度 $D_r = (e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min}) \times 100$ 割を中心とする方法

これは図-4.3-18 でA法と呼んでいるものであり、我々の研究では、以下に述べる様に、現在の所、あまりよい方法ではない事が判

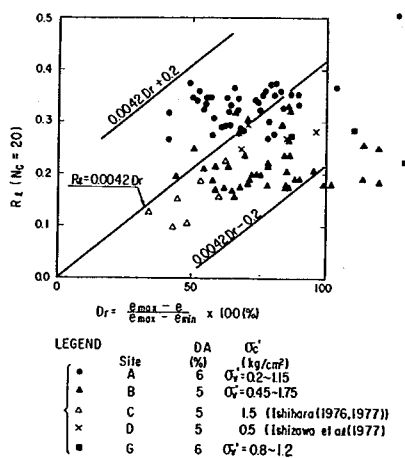
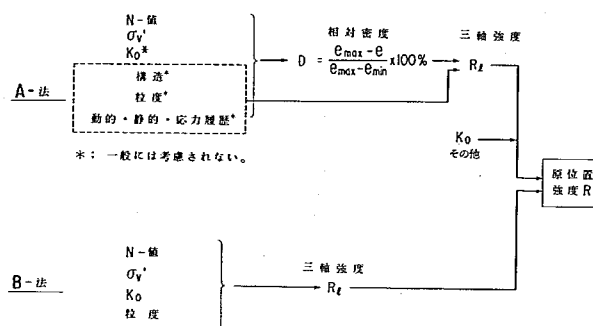
明している。A法では、N値等から、まず D_r を推定する必要があるが、この推定精度は、あまりよいとは言えない。²⁾ 次に、 D_r から非排水動的強度を推定する必要があるが、ここでは、次式で定義する振動三軸試験における強度と D_r の相関性について述べる。

$$R_e = \left\{ \begin{array}{l} \text{不攪乱砂質試料での試験において、軸} \\ \text{歪両振幅 DA が 5 ないし 6 \% に繰返し} \\ \text{回数 } N_c = 20 \text{ で達する時の } \sigma_{dp} / 2\sigma'_c \end{array} \right\}$$

図-4.3-19 は、 R_e と D_r の相関を示すものである。C、D地点のデータは他の研究による。両者の相関は、きわめて悪い。図中の、

$$R_e = 0.0042 D_r \quad (4.3-7)$$

は、きれいな砂の乱した試料について飽和水の中に砂



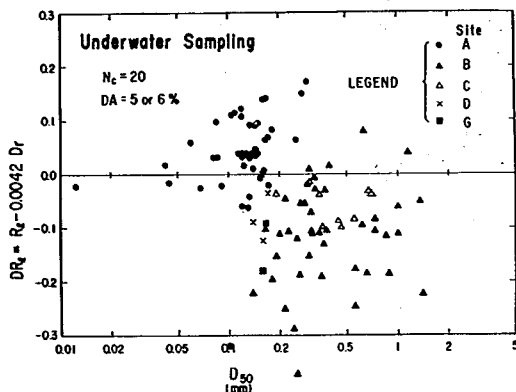


図-4.3-20 $DR_e \sim D_{50}$

を注ぎこみ、モールドを叩く方法で密にした試料について平均的に成り立つ式である。図-4.3-19のデータのばらつきの原因の1つとして D_{50} の変化が考えられるので、

$$DR_e = (\text{測定した } R_e) - 0.0042 \times (\text{測定した } D_r)$$

..... (4.3-8)

を定義し、 DR_e と D_{50} の相関を調べた (図-4.3-20)。 D_{50} が大きくなると、 DR_e は小さくなる傾向は見られるが、両者にはよい相関がない。これらの原因として、多くの研究者が最近報告しているように、本来的に R_0 と D_r には、相関があるとは限らない事が考えられよう。以上の事から、 N 値等から、 D_r を推定し、 D_r から R_0 を推定する方法は、現在の所、間接的であり、又、精度上の問題もあることが分かる。

3) N 値、有効上載圧 (σ'_v : kg/cm²)、平均粒径 (D_{50} : mm) から、 R_e を推定する方法

次に、図-4.3-18 でB法と記されている N 値、 σ'_v 、 D_{50} から R_0 を推定する方法について述べる。B法はA法に比べるとより直接的である。 N 値を測定する標準貫入試験は、一種の原位置非排水繰返しせん断試験とも考えられる³⁾。従って、不攪乱試料の採取・運搬・振動三軸試験等の質が良ければ、 N 値等と R_e の間に相関がある事が期待される。図-4.3-21 は、他の研究の結果を含めて R_e と $D_r^* = 21\sqrt{N/(\sigma'_v + 0.7)}$ (σ'_v : kg/cm²) のデータを示したものである。明らかに、両者の相関はないと言ってよい。ここで、 D_r^* は、相対密度 D_r と区別するためのもので、 N 値に及ぼす σ'_v の影響を考慮するために採用した Meyerhof の式である。 R_e と D_r^* の間に相関がない理由の1つとして、粒度分布が異なると、同一の R_e に対しても、 N 値が変化しうる事が考えられる。粒度分布を D_{50} で代表させる事にして、次式による DR_e^* と D_{50} の相関をとってみた (図-4.3-22)

$$DR_e^* = (\text{測定した } R_e) - 0.0042 \times (\text{測定した } D_r^*) \quad \text{..... (4.3-9)}$$

ここで、 N 値は、不攪乱試料採取深度の近傍で測定したものである。図-4.3-22 によると、 DR_e^* と D_{50} には、データにばらつきはあるものの、かなり高い相関があると言ってよいであろう。図中の平

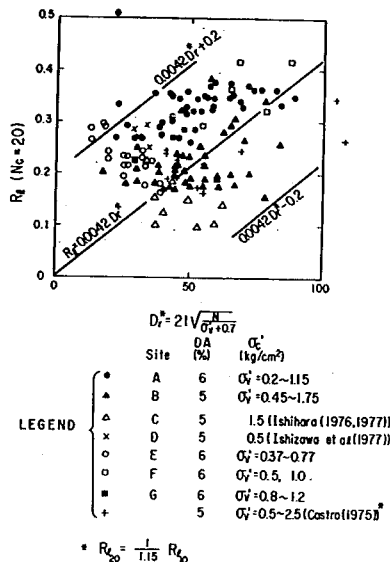


図-4.3-21 $R_e \sim D_r^*$

均線は、データのばらつきが少なくない事を考慮して、なるべく簡易な式で DR_e^* と D_{50} の関係が表わせるように引いたものである。この平均線は、

$$0.04 \leq D_{50} \leq 0.6 \text{ mm} \text{ に対し}$$

て、

$$DR_e^* = -0.225 \log_{10}$$

$$(D_{50} / 0.35)$$

$$0.6 \leq D_{50} \leq 1.5 \text{ mm} \text{ に対し}$$

て、

$$DR_e^* = -0.05$$

$$\dots\dots\dots (4.3-10)$$

であらわせる。従って、

$$0.04 \leq D_{50} \leq 0.6 \text{ mm} \text{ に対して、}$$

$$Re = 0.0042 D_r^* - 0.225 \log_{10}(D_{50}/0.35) \quad (4.3-11)$$

$$0.6 \leq D_{50} \leq 1.5 \text{ mm} \text{ に対して}$$

$$Re = 0.0042 D_r^* - 0.05$$

$$\text{ただし、} D_r^* = 2.1 \sqrt{N} / (\sigma_v' + 0.7) \quad (\sigma_v' : \text{kg/cm}^2)$$

(4.3-11) 式が、今回の結論の式である。当然の事ながら、今後のデータの蓄積、不攪乱砂の攪乱の程度の評価法の確立等によって、(4.3-11) 式は修正されるべきものである。しかし、(4.3-11) 式の基本的形式は、妥当なものと考えてよいであろう。尚、 $D_{50} < 0.3$

mm の細砂については、図-4.3-23 に示すように、 DR_e^* と細粒分含有率 FC (%) と相関があり、結局

$$Re = 0.0042 D_r^* + 0.0035 FC \quad \dots\dots\dots (4.3-12)$$

が適用できる様である。又、 Re から原位置非排水動の強度を推定するためには、補正が必要であるが、この事については、参考文献¹⁾を参照されたい。(4.3-11) 式の検討と、利用法については、文献⁴⁾を参照されたい。

参考文献

- 1) 岩崎・龍岡・宮田 (1977) 「地震時における地盤流動化判定法の検討」第12回土質工学会
- 2) 岩崎・龍岡・今井・横田 (1978) 「N値と相対密度について」第13回土質工学会
- 3) Schmertmann, John, H. (1977) 「Use the SPT to Measure Dynamic Soil Properties? - Yes, But.....!」ASTM Symposium on Dynamic Field and Laboratory Testing of Soil

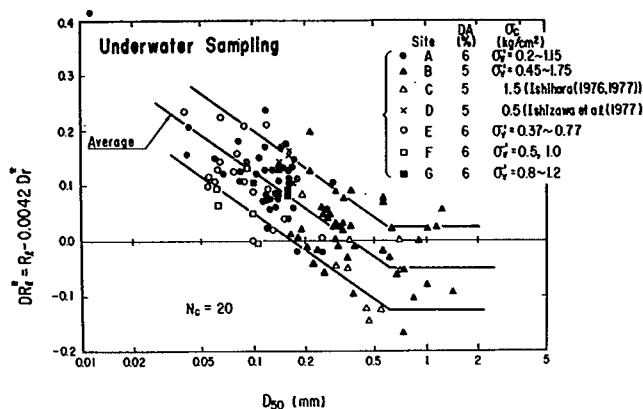


図-4.3-22 $DR_e^* \sim D_{50}$

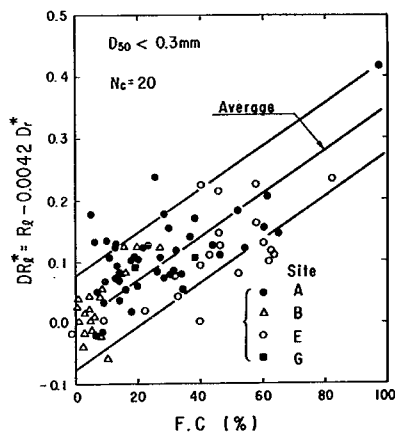


図-4.3-23 $DR_e^* \sim F.C.$

and Rock, Denver.

- 4) 岩崎・龍岡・常田(1978)「N値等による飽和砂質土の非排水動的強度推定式の検討」第13回土質工学会
- 5) Hanzawa and Matsuda (1977), Proc. of Specialty Session No.2, 9th. ICSMFE
- 6) Yoshimi and Tohno (1972), ASTM, STP NO, 523,
- 7) Ishihara (1977), S & F, Vol 17, No 3
- 8) Ishihara and Silver (1977), Proc. of Specialty Session No.2, 9th ICSMFE
- 9) 石沢・中川・黒原(1977)「細粒分を含んだ不攪乱砂質土の液状化試験」第12回土質工学会
- 10) 日本土質工学会(1976)「地下街および地下工作物の地震被害に関する研究報告書」
- 11) Saito (1977); S & F, Vol. 17, No.4
- 12) Yoshimi, Hatanaka and Oh-Okazaki; Proc. Specialty Session No.2, 9th ICSMFE
- 13) 畑中(1977) 'Fundamental Studies on Undisturbed Sampling of Saturated Sands by Freezing,' 東工大学博士論文
- 14) Castro (1975) 'Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands', Jr. ASCE, GT6.

4.3.4 N値と相対密度の関係について

1) 概要

砂の締め具合を示すパラメータとして次の定義による相対密度 D_r がよく用いられる。

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100 (\%) \quad \text{..... (4.3-13)}$$

ここに

$e_{\max}$: 最大間ゲキ比, $e_{\min}$: 最小間ゲキ比,

e : 間ゲキ比

である。今年度は、N値、 σ_v' から(1)式の定義による D_r の推定がはたしてどの程度可能かということの検討を行った。検討に用いた試料の詳細は4.3.2の文献1)を参照されたい。

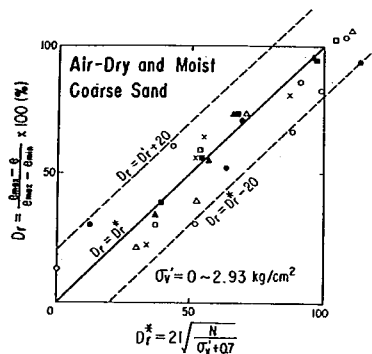
2) D_r の推定

N値、 σ_v 等から相対密度を求める推定式はこれまでいくつか提案されているが、ここでは次式を用いた。

$$D_r^* = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v + 0.7}} (\%) \quad \text{..... (4.3-14)}$$

(4.3-14) 式は Gibbs and Holtz の実験から

Meyerhof が導いたものである。図-4.3-24 は空気乾燥及び不飽和状態における Gibbs and Holtz の実験結果であり、ほぼ $D_r \approx D_r^*$ となっている。図-4.3-25 は



LEGEND

- Air-Dry, $\sigma_v' = 0 \text{ kg/cm}^2$
 - Moist, $\sigma_v' = 0 \text{ kg/cm}^2$
 - × Air-Dry, $\sigma_v' = 0.67 \text{ kg/cm}^2$
 - △ Air-Dry, $\sigma_v' = 1.73 \text{ kg/cm}^2$
 - ▲ Moist, $\sigma_v' = 1.73 \text{ kg/cm}^2$
 - Air-Dry, $\sigma_v' = 2.93 \text{ kg/cm}^2$
 - Moist, $\sigma_v' = 2.93 \text{ kg/cm}^2$
- $\left\{ \begin{array}{l} \mu \text{ of } (D_r - D_r^*) = -2.3 \\ \sigma \text{ of } (D_r - D_r^*) = 9.3 \end{array} \right.$

(after Fig.4 of Gibbs and Holtz (1957))

図-4.3-24 $D_r \sim D_r^*$

$D_r - D_r^* \sim D_{50}$ の関係をみたもので、 D_r が過小評価されていることがわかる。次に最近開発されたサンドサンプリングによるデータで検討する。図-4.3-26、図-4.3-27 は、 $D_r \sim D_r^*$ の関係例を示したものである。Site A は改良ビショップ型サンプラーを用いてサンプリングを行ったものであり、間隙比はライナー内の平均間隙比である。Site B はツイストサンプラーを用いてサンプリングを行ったものであり、間隙比は凍結融解後の三軸試験供試体よりライナー内の平均間隙比を推定したものである。いずれの図においても、 D_{50} が小さいほど $D_r > D_r^*$ の傾向が顕著である。図-4.3-28 には Site B の代表的地点の柱状図、N 値、 D_{50} 、 D_r 、 e 及びサンプリング深度を示した。図-4.3-29 は他者のデータも含めて $D_r \sim D_r^* \sim D_{50}$ の関係を検討したものである。Site C, D は大口徑サンプラーによるもので、 e は凍結三軸試料を 0.2 kg/cm^2 の負圧でとかした時測定したものである。Site H, I は改良ビショップ型サンドサンプラーによるもので、 e はライナー内の平均間隙比である。Site J は吉見等によるもので、地盤内に直径 40 cm 、長さ 5 m 位の凍結柱を作り、それを引きぬくことで、不攪乱試料を得ているものである。間隙比は凍結したまま測定している。図-4.3-29

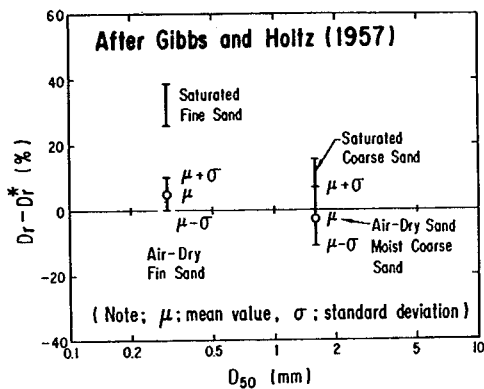


図-4.3-25 $D_r - D_r^* \sim D_{50}$

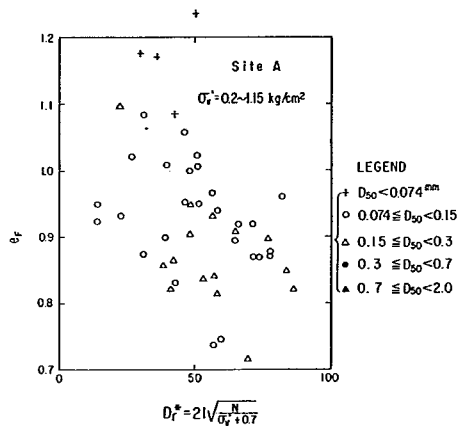


図-4.3-26 $D_r \sim D_r^*$

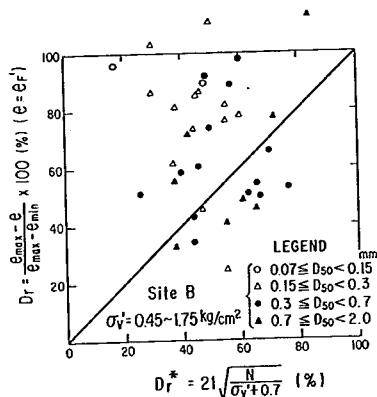


図-4.3-27 $D_r \sim D_r^*$

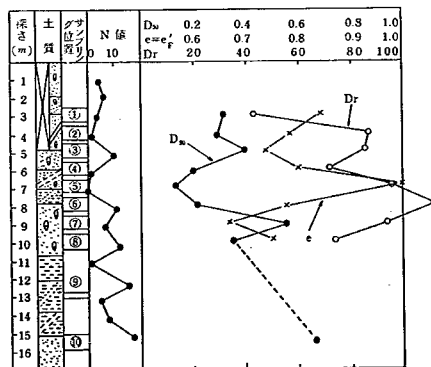


図-4.3-28 代表的柱状図 (Site B)

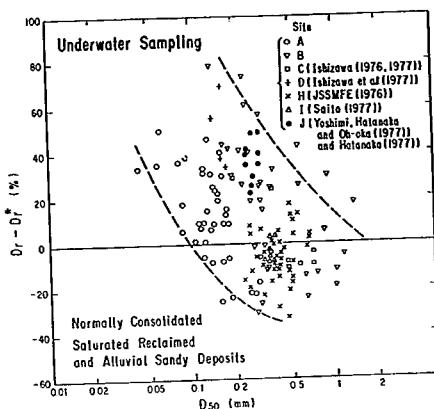


図-4.3-29 $D_r - D_r^* \sim D_{50}$

をみると D_{50} が大きくなるに従って、 $D_r - D_r^*$ は小さくなる傾向にあるが、そのばらつきはかなり大きい。従って D_r^* から D_r を求めることは、 D_{50} を考慮にいれたとしても難かしいようである。図-4.3-30、図-4.3-31は Site A、Site Bにおける、 $e \sim D_r^*$ の関係を示したものである。これらの図より e と D_r^* の間にもよい相関関係はないとみてよいと思われる。

3) 室内実験による検討

以下、新タイプのサンプラーであるツイストサンプラーについて若干の検証実験結果を報告する。図-4.3-32には実験に用いた砂箱とサンプリング法の概略を示す。砂箱には豊浦標準砂が約110cm詰められており、実験はゆるずめ、密すめの2回にわけて行った。サンプリング方法はツイストサンプラーによるものと、サンプリング結果をチェックする目的で別途ハンドサンプリングも行った。試料の作成はゆるずめは水中落下方式で作成し、密すめは砂箱を振動台の上で振動させることによって締め固めた。図-4.3-33にはハンドサンプラーの概略図を示す。装置には手でサンプラーを砂層中に押込む時の横振れを防ぐためにガイドがついている。実験はまず砂層をサンドサンプリングして地上に取りだした後重量を測定

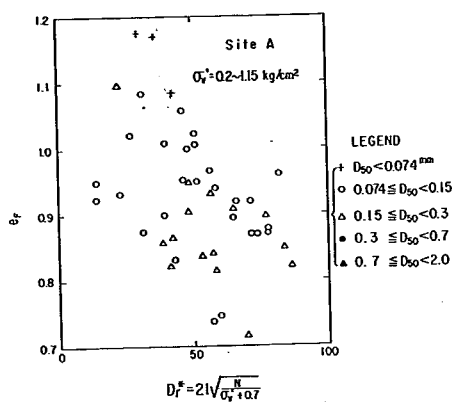


図-4.3-30 $e \sim D_r^*$ (Site A)

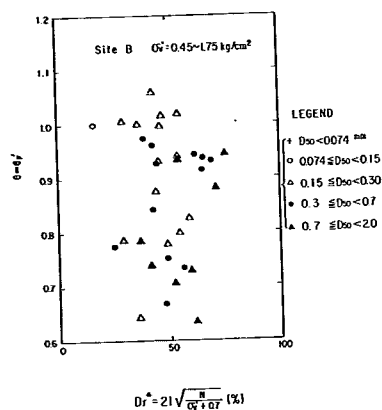


図-4.3-31 $e \sim D_r^*$ (Site B)

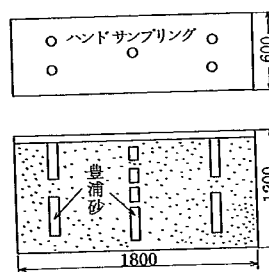


図-4.3-32 サンプリングのための砂層

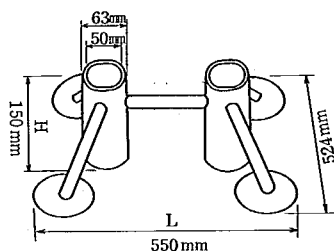


図-4.3-33 ハンドサンプリング

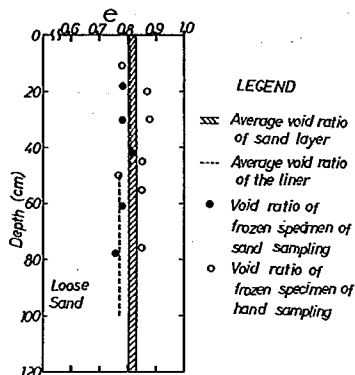


図-4.3-34 実験のまとめ

して直ちにドライアイスで凍結した。凍結が十分終了した後試料をサンプラーから押出して、乾燥重量を測定した。ハンドサンプリングはサンドサンプリングが終了した後、土槽の水を抜き、水が殆ど抜けてから土槽内に入りサンプリングを行った。ハンドサンプリングの場所は、人間が踏み固めることのないように注意して行った。図-4.3-34、図-4.3-35には、以上の実験の結果を間隙比を中心として整理したものを示す。図から、データにはばらつきがあるが、次の事がわかる。

(1) ゆるずめの場合はサンドサンプリングによるライナーの平均間隙比、凍結試料の間隙比は共に砂層平均間隙比、ハンドサンプリングによる間隙比よりやや小さい。

(2) 密ずめの場合は、砂層内の間隙比分布がきわめて非一様（上層ほどゆるずめ）になっていて、砂層平均間隙比はあまり意味を持たないので、サンドサンプリングと、ハンドサンプリングによる間隙比を比較すると両者はほぼ一致する。

以上のことから、サンドサンプリングは、ゆるずめの間隙比をやや小さくする傾向にあるといえる。しかしその変化量は、図-4.3-29の $D_r - D_r^*$ のゼロからの偏りをなくすほど大きいものとは考えられない。

4) あとがき

各種のサンドサンプリングによる試料と室内土質試験結果を検討した結果、式(4.3-14)を用いた場合、 D_{50} を考慮に入れて D_r を推定することは無理であることがわかった。

なお、本研究を進めるにあたっては、本四公団の山本紀夫氏、多大の協力をいただいた。

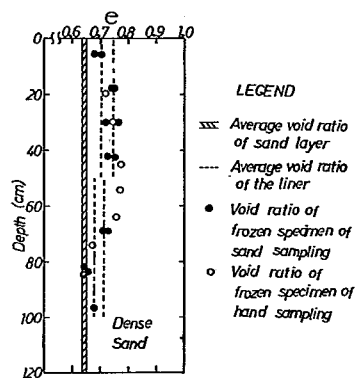


図-4.3-35 実験のまとめ

4.3.5 砂質地盤の耐震性調査

1) 調査対象地点の概要

構造物予定地点を対象として実施した砂質地盤の耐震性調査の結果をとりまとめたものである。主要内容は、原位置不攪乱試料の動的三軸試験結果にもとづく地盤の動的強度の推定、地震時に地盤内に発生するせん断応力の算定、ならびに両者の比較による地盤の耐震性の総合評価からなっている。

調査地域は、かつては遠浅の海浜を形成していた所であり、沖積層最上部には多摩川の営力による三角州堆積物としての砂層が発達している。この地域は、第三紀層固結シルトを基盤とし、これの上に洪積層および沖積層が厚く堆積している。

図-4.3-35 に、ボーリング孔位置図を示す。この中で、AグループとPグループは別の時期に行われたものである。標準貫入試験とサンドサンプリングは、図-4.3-36、図-4.3-37 に示す要領で行った。

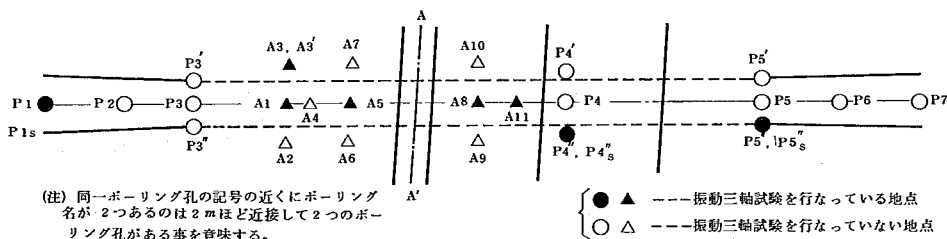


図-4.3-35 ボーリング位置図

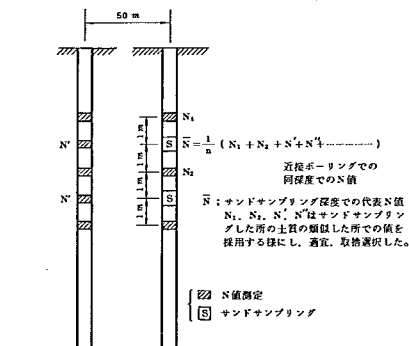


図-4.3-36 ボーリング孔A1, A5, A8, A11でのサンドサンプリングと標準貫入試験

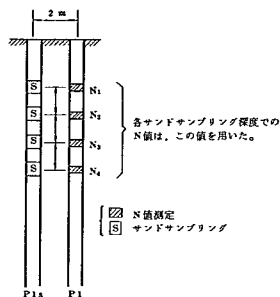


図-4.3-37 ボーリング孔A3 (A3'), P1 (P1s), P4 (P4s), P5 (P5s)でのサンドサンプリングと標準貫入試験

サンプリングした不攪乱砂質試料は、原則として現地にドライアイスで凍結した後、実験室まで運搬した。また、 σ'_v を計算するにあたっては、砂層は地下水面上下での全単位体積重量をいずれも 1.9 g/cm^3 とした。

2) 地盤の動的強度の評価

地盤の動的強度は、不攪乱砂質試料に対する振動三軸試験によって得られた次式の定義による動的せん断強度 R_d を基本にして求めた。このさい、不攪乱砂質試料は改良ビショップ型サンドサンブラ

一によって採取した。

$$R_{\ell} = \left(\frac{\sigma_{dp}}{2\sigma_v'} \right) = \left\{ \begin{array}{l} \text{動的軸歪振幅 (片振幅) } \Delta \varepsilon_a (SA) \text{ が、繰返し回数 } N = 20 \text{ 回で } 3\% \\ \text{になる時の応力比} \end{array} \right\} \quad (4.3-15)$$

実験法の詳細は文献¹⁾を参照されたい。図-4.3-38 に典型的な実験例を示す。これらの図に R_{ℓ} の求め方法を例示してある。

振動三軸試験による動的強度 R_{ℓ} から原位置の動的強度 $(\tau/\sigma_v')_{\ell}$ の推定は、(4.3-16) 式により行なった。なお、諸々の補正係数 (C_1, C_2, C_3, C_4, C_5) については文献²⁾を参照されたい。

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_v'} \right)_{\ell} = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R_{\ell} \quad (4.3-16)$$

今回の、調査対象地点は、沖積砂層および埋立砂層であるので、 K_0 に関しては、ほぼ同一の値 (恐らく $K_0 = 0.5$) であろうと考えられるので、 K_0 についての影響度調査は行わなかった。また D_{50} については 0.3 mm 以下の細砂のデータのみであるので、今回は、 $K_0 \approx 0.5$, $D_{50} < 0.3$ mm についての N , $\sigma_v' \sim R_{\ell}$ 関係を定める事とした。

図-4.3-39 が、今回のデータによる $R_{\ell} \sim D_r^* = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}}$ (%) の関係を示す図である。 N と σ_v' の関係と

して、(4.3-17) 式の関係を用いた理由は、 N 値に対する有効上載圧 σ_v' の影響を考慮に入れるためである。

$$D_r^* = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} \quad (\sigma_v' ; \text{kg/cm}^2) \quad (4.3-17)$$

細粒分を含有した場合にも σ_v' が、 N 値に与へる影響を考慮するために、今回は一応 (4.3-17) 式を用いる事にした。実際は、 N 値に及ぼす σ_v' の影響度は、 D_{50} , S 等の粒度特性、粒子形状によって異なるであろう。しかし、 N , σ_v' , S , D_{50} 等から、 R_{ℓ} を推定する時に、再び $D_r^* = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}}$ (%) を用いれば、粒度特性、粒子形状による推定誤差は少ないであろう。

また、図-4.3-39 では、曙・後已地区のデータ (A と印されたもの) と、今回の調査地区のデータを同質なものとして扱ってよいであろう。図のデータによると、 $D_{50} < 0.3$ mm のデータに限って言えば、 R_{ℓ} と D_r^* には一義的な関係はなく、細粒分含有量 S (%) が大きい程、同一の D_r^* に対して R_{ℓ} が大きい傾向が、あるいは同一の R_{ℓ} に対して、 D_r^* が小さい傾向がある事が分かる。これが、今回の調査で得られた重要な結論の 1 つである。なお、図中に () 印してあるデータは全体の傾向から著しくはずれているので、以後の解析には用いない事とした。図-4.3-40 は、各 S の値の範囲ごとに D_r^* と R_{ℓ} の関係を求めた一例であり、データのバラツキはあるものの、上述の傾向がよく示されている。そこ

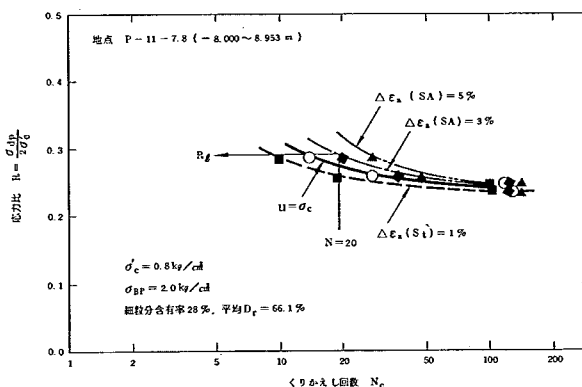


図-4.3-38 典型的な振動三軸試験結果(1)

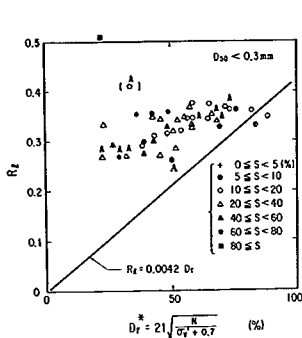


図-4.3-39 D_r^* と Re の関係

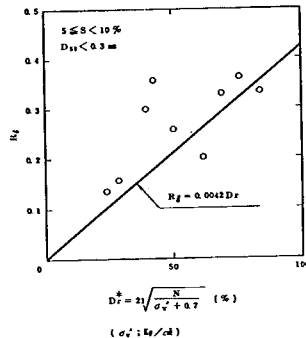


図-4.3-40 D_r^* と Re の関係
($5 \leq S < 10\%$)

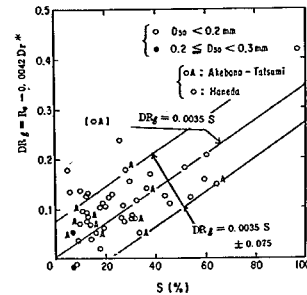


図-4.3-41 S と DRe の関係

で、次式によって DRe を定義し、 DRe と S の関係を求めてみた。

$$DRe = Re - 0.0042 \cdot 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} \quad (\sigma_v'; \text{kg/cm}^2) \quad (4.3-18)$$

この式は、仮想的に $Dr = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100$ と $D_r^* = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}}$ が一致している砂で、その砂の Re が $Re = 0.0042 Dr$ であらわされたとするならば、その砂の DRe はゼロであり、 S が大きくなると DRe は大きくなるであろうという考えに基づいている。図-4.3-41 は、 S と (3-16) 式による DRe の関係を示したものであり、データのばらつきはあるものの、全体としては、 S が大きくなる程 DRe は大きくなっている。

従って、今回は、 DRe と S の関係を次式のように定める事にした。

$$DRe = 0.0035 S + (-0.075 \sim 0.075) \quad (4.3-19)$$

従って、 N 、 σ_v' 、 S から Re を求める式は以下ようになる。

$$Re_2 = 0.0042 \cdot 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} + 0.0035 S + (-0.075 \sim +0.075) \quad (4.3-20)$$

以上の結果から各ボーリング孔の各深度に対する強度 Re の値は、次の3つの方法によって求めた。

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

(Re_1)

(2) N 値のみ求めてあり、粒度分布特性を求めてない時は、次式によって、 Re を求めた。このデータは、曙・后已地区と該当地区の全てのデータである。これらは全て $D_{50} < 0.3 \text{ mm}$ のデータであり、細粒分含有率は、5～61%に分布している。(Re_3)

$$Re_3 = 0.001206 \cdot 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} + (0.316 \sim 0.216) (\sigma_v'; \text{kg/cm}^2) \quad (4.3-21)$$

(3) N 値と、粒度分布特性を求めてある時は、細粒分含有率と N 値、 σ_v' から、次式によって Re を求めた。次式の根拠は、後に詳しく述べる。(Re_2)

$$Re_2 = 0.0042 \cdot 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} + 0.0035 S + (-0.075 \sim +0.075) \dots\dots (4.3-22)$$

(Sは細粒分含有率(%))

ここで、 Re_1 、 Re_2 、 Re_3 の順で、データの信頼性が高い事に注意しなければならない。特に、 Re_3 の値の信頼度は、他の2つに比べて低い。

3) 地震動による作用せん断応力比 $(\tau/\sigma'_v)_e$ の算定

ある地盤が流動化するかは、地震動強度にもよる。規定すべき地震動強度は、技術的判断によって決めるべきものであり、確定的なものではない。ここでは、次の考えによって、地震動強度を想定し、これに対して、流動化するかどうか判定することにした。図-4.3-42に示してある式(4.3-24)は、地震最大加速度 $(\alpha_s)_{max}$ から地中におけるせん断応力比 $(\tau/\sigma'_v)_e$ を求める式が示されている。ここで $r_w = 1.0 \text{ t/m}^3$ 、 $r_{t1} = r_t = 1.9 \text{ t/m}^3$ とすると、この式は、次の様になる。

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)_e = r_d \cdot r_w \cdot \frac{(\alpha_s)_{max}}{g} \quad \left. \begin{array}{l} \text{ここで、} r_d \text{ は図4.3-43 による。} \\ r_w = \frac{1.9 h}{0.9 h \times h_w} \end{array} \right\} \dots\dots (4.3-23)$$

$\frac{(\alpha_s)_{max}}{g}$ の値としては、道路橋耐震設計指針の規定(深さ10 mまでに対する限界N値10)を考慮して0.170と決めた。

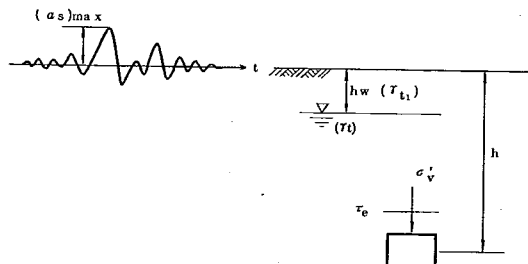
4) 動的強度 $(\tau/\sigma'_v)_e$ と作用応力 $(\tau/\sigma'_v)_e$ の比較による総合的評価

ここでは、動的強度と動的作用応力を正規確率分布をする確率変数として取扱い、ある推定の幅を持たせた動的強度 $(\tau/\sigma'_v)_e$

と同じく推定の幅を持たせた作用応力 $(\tau/\sigma'_v)_e$ の値の比較を行なう事により流動化のランク付けを行なった。

流動化の可能性を検討する対象は、沖積砂層のうち、砂質シルト、シルト質砂、砂、と分類されている層であり各ボーリング孔での $(\tau/\sigma'_v)_e$ 、 $(\tau/\sigma'_v)_e$ を計算した。結果の一例を図-4.3-44)に示す。

これらの図を元にして、各ボーリング孔における流動化の可能性のランク付け



$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)_e = r_d \frac{r_{t1} \cdot hw + (h-hw)r_t}{r_{t1} \cdot hw + (h-hw)(r_t-r_w)} \cdot \frac{(\alpha_s)_{max}}{g} \quad (4-1)$$

ここで

- $r_d \leq 1.0$: 地盤の弾性的性質による深さ方向に値の異なる係数(図-4-2による)
- hw : 地下水位(m)
- r_{t1} : 地下水位上の地盤の単位体積重量(t/m^3)
- r_t : 地下水位下の地盤の単位体積重量(t/m^3)
- r_w : 水の単位体積重量(t/m^3)
- $(\alpha_s)_{max}$: 地表最大加速度(cm/sec^2)
- $g = 980 \text{ cm/sec}^2$

図-4.3-42 $(\tau/\sigma'_v)_e$ を求める方法

をした。まず全体を通して言える事は、深さ 12~3 m より深い所での地盤の流動化の可能性は低いということである。従って、主に、深さ 12~3 m までの流動化の可能性のランク付けを表 4.3-1 の基準によって行った。数字の大きいほど流動化の可能性が大きい事になる。当然このランク付けは、研究の進展に伴って修正されるべきである事は言うまでもない。又、このランク付けをするにあたって、 R_{d1} 、 R_{d2} 、 R_{d3} の順に、重みを付けて判断した。その結果を図-4.3-45 に数字で示す。

全体的に言うと、地下水位の高い場所の方が流動化しやすい傾向にある。図に示した様に、現在、海底部分である、イ、ロ、ホの領域は、相対的に流動化が生じやすいのは、上記の理由にもよる。図の各領域について、流動化の可能性についての概略の傾向は、次の様になる。

①、② 現在の状態では、沖積砂層は、流動化する可能性がある。しかし、埋立した後については、埋立砂層の厚さ等の条件にもよるが、現在よりも、この層に関しては、流動化の可能性は減ると思われる。

③ 現在の状態では、流動化の可能性は、それほど大きくはないが、流動化に対する何らかの対策は必要と思われる。

④ 流動化の可能性はある。⑤も、流動化の可能性があるため、岸壁付近でのすべりの可能性もあるものと思われる。

⑥ 流動化の可能性が少なくない。

⑦、⑧ 流動化の可能性がかなりある。

参考文献

- 1) 大橋昭光・岩崎敏男・龍岡文夫・宮田浩選(1976),「東京湾岸道路の曙橋および新辰巳橋における地盤耐震性調査」土木研究資料 1170 号
- 2) 石原研一・安田進(1975),「液化化に及ぼす地震波の不規則性と初期拘束圧の影響」土と基礎 6 月号, Vol. 23, No. 6, Series No. 208.

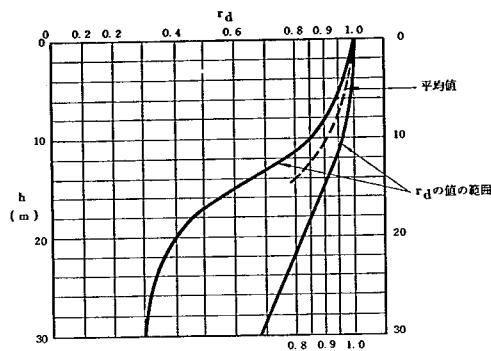


図-4.3-43 Seed Idriss による r_d

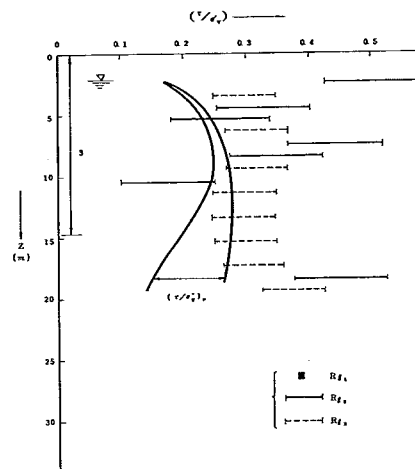


図-4.3-44 Bor. No A - 3

表 4.3-1 流動化の可能性についてのランク付け

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

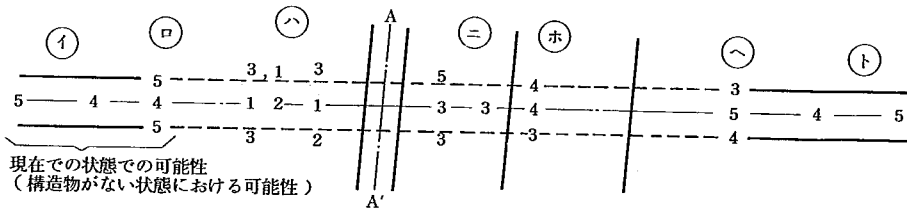


図-4.3-45 深さ0～10 mまでの流動化の可能性
(数字が大きい程、可能性が大きい)
(表 4.3-1 を参照)

4.4 地盤・杭基礎の動的相互作用の模型実験

1) 概 要

液化化砂層中の杭の動的挙動については、次の3つの要因に支配されていることが分っている。1) 水中での杭の固有振動数、2) 弾性状態の地盤中における杭の固有振動数、3) 入力振動数、である。今年度は従来の実験に加えて、群杭及び単杭の下端の支持条件を変えた場合、さらに入力波形を正弦波からランダム波に変えた場合の実験を行なった。

2) 実験の概要

図-4.4-1 に実験装置を示す。なお単杭の場合には測定計器の位置は変らない。砂は豊浦標準砂と入間砂を使

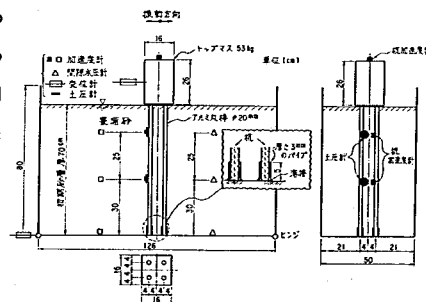


図-4.4-1

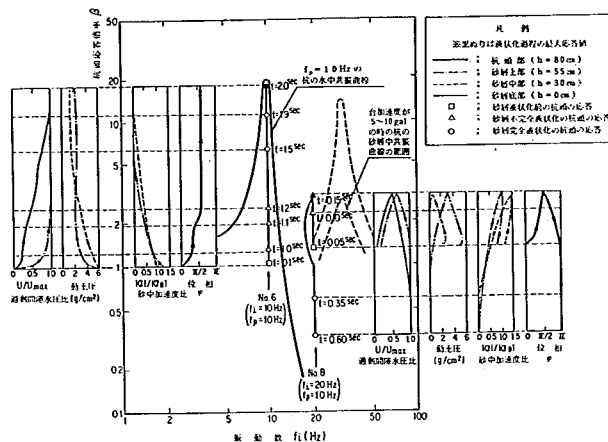


図-4.4-2 実験結果

用した。入力波形には定常正弦波、ならびにランダム波（5～40 Hzの擬似ピンクノイズ）を用いた。これまでに行った実験は15種類である。なお完全液化化の定義は過剰間隙水圧が初期有効圧に等しくなって砂層が絶対静止した時とする。

3) 液化化砂層中の群杭の応答の変化

図-4.4-2のNo.6とNo.8の実験を比較すると、黒ぬりで示されている最大応答時の両実験間において U/U_{max} , $|a|/|a_B|$ の値は一致していない。しかし、台に対する杭頭の位相差は共にほぼ $\pi/2$ である。これはこの時、杭が共振していることを表わしている。この結果、液化化してゆく砂層中において、杭の砂層中の固有振動数は次第に減少してゆき、入力振動数と一致した時に共振現象が生じたことが分かる。

4) 入力振動数の変化に伴う群杭の応答の変化

図-4.4-3は、 $f_p = 1.0 \sim 11.75$ Hz程度の下端を固定した杭で、入力振動数が、5Hz, 10Hz, 12Hz, 20Hz, 32Hz, 45Hzの6種類について行った実験

をまとめたものである。□印で示す液化化前の応答に注目すると、液化化がまったく生じていない砂層中での杭の共振曲線に一致していることが分かる。図中△印は不完全液化化時を示す。この不完全液化化時を連ねる曲線は、液化化前での共振曲線とずれを生じ、やがて、水中共振曲線に一致することが分る。従って、液化化過程において、砂層中の杭の共振曲線は次第に左へ移行し、遂には水中で

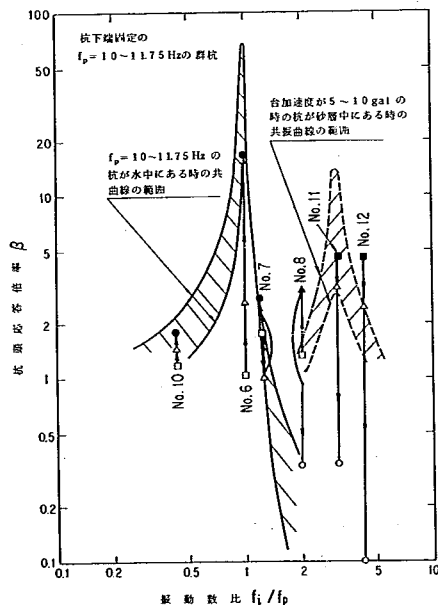


図-4.4-3 $\beta \sim f_i/f_p$

の杭の共振曲線に一致することが明らかとなった。

5) 群杭下端固定のまとめ

図-4.4-4 は群杭の下端を固定した場合のすべての実験について、横軸に振動数比 f_i/f_p をとって整理したものである。今、過剰間隙水圧が上昇しない時の砂層の固有振動数を f_g で示すと、 $f_i/f_p > 1$ かつ、 $f_i < f_g$ の場合には不完全液状化時に応答が最大となることがわかる。なお実験 No. 11, No. 12 の場合は $f_i/f_p > 1$ かつ、 $f_i \geq f_g$ であり、この時には液状化前が最大応答となっている。この図から完全液状化には、砂の種類、入力振動数の変化にかかわらず、杭の応答は液状化前の砂層中にある時の杭の応答値から水中での杭の応答値に近づくことが分る。

6) 群杭下端自由の場合

図-4.4-5 は下端固定の場合には $f_p = 5 \text{ Hz}$ である群杭を、砂箱の底に置いただけの状態で行なった結果である。杭頭の液状化過程における応答を追うと、不完全液状化時に一度、応答が大きくなるが、下端を固定した場合に比べて小さな値である。これは下端からの振動エネルギーの供給が少ないためと思われる。

7) 単杭下端固定の場合

図-4.4-6 は単杭（幅 6 cm × 厚さ 0.9 cm × 高さ 7.25 cm ）の下端を固定した場合の実験結果である。この実験の場合にも、不完全液状化時に一度、応答が回復するが、さほど大きな応答を示していない。これは、同種の実験において砂層が大きく振動した場合に、杭頭もまた大きく振動したことを考えると、この種の実験では砂層に支配されやすいためと思われる。また、この場合にも完全液状化時には杭頭の応答が杭の水中での応答値に近づくことが分かる。

8) 単杭下端自由の場合

図-4.4-7 は上記の単杭の下端を今度は自由、つまり、砂箱の底に置いただけの状態で行なったものである。図は縦軸に過剰間隙水圧、応答倍率および、位相をとり、横軸には繰返し回数ならびに経過時間をもって整理したものである。図から杭頭の応答は液状化過程において、一時大きくな

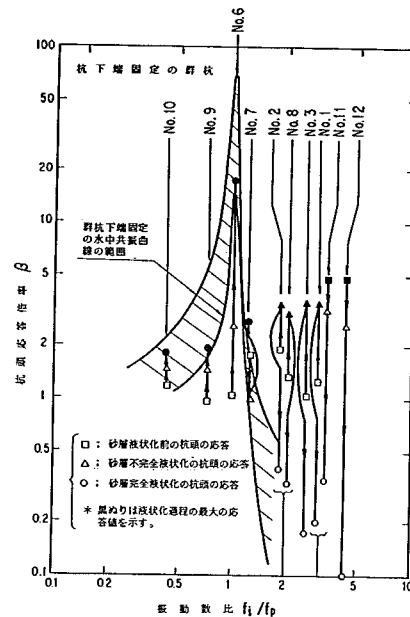


図-4.4-4 $\beta \sim f_i/f_p$

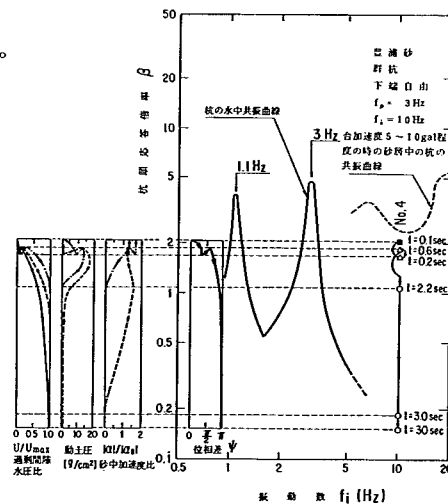


図-4.4-5 $\beta \sim f_i$

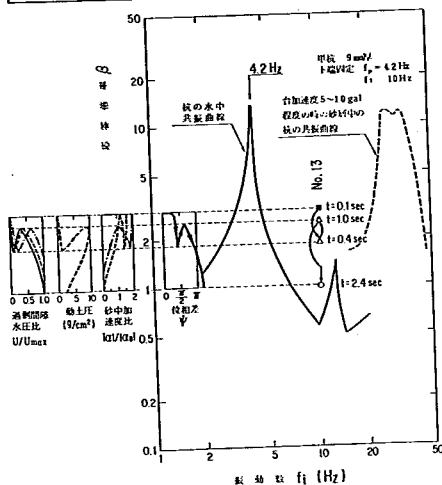
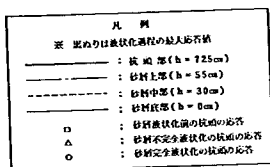


図-4.4-6 $\beta \sim f_i$

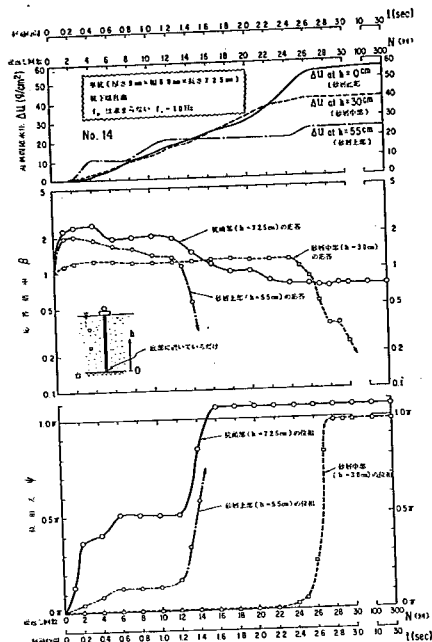


図-4.4-7 $\Delta u, \beta, \varphi \sim t$

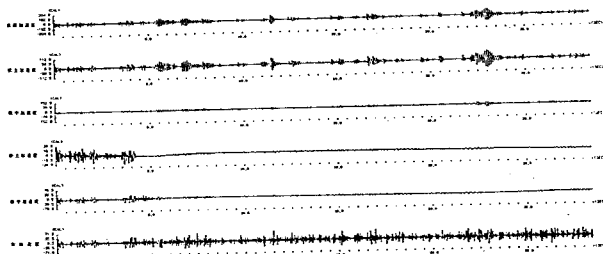


図-4.4-8 ランダム波入力実験

るがしだいに小さくなり、完全液状化時には杭の下端を固定した場合に比べて、幾分大きな応答値を示している。また完全液状化時においても杭はたおれず、その残留変位はほとんどゼロであった。これらのことより、完全液状化状態とはいっても、全く水中と同様な状態ではないようである。そして、この場合、杭が自立せず、杭の水中共振曲線を求めることは不可能であった。

9) ランダム入力波形使用の場合

図-4.4-8は、ランダム入力波で、 $f_p = 1.05\text{ Hz}$ の下端を固定した群杭の実験を行なった時の記録波形である。図中、液状化前の状態 ($U/U_{\max} \approx 0$) においては、合加速度波形と杭頭加速度波形の間にあまり差はない。ところが、完全液状化状態 ($U/U_{\max} \approx 1$) には、合加速度波形との間に明らかに差ができ、杭頭加速度波形に注目すると、ほぼ 1.05 Hz に近い波形になっていることが分かる。

10) 結 論

以上のことより、砂の種類、入力振動数の変化、杭の剛性の違い杭下端の固定条件の違い、ならびに入力波形の違いにかかわらず、液状化過程において、砂層中の杭の固有振動数は減少し、完全液状化時には杭の応答は、液状化前の砂層中の杭の応答値から、水中での杭の応答値に近づくことが確認された。

参考文献

- 1) 坂場, 龍岡, 野間; 砂層の流動化が杭基礎に与える影響の模型実験; 第4回関東支部年次研究発表会, 土木学会1977. 1
- 2) 坂場, 龍岡, 野間; 流動化する砂層中の杭の動的挙動に関する模型実験; 第12回土質工学研究発表会, 土質工学会1977. 5
- 3) 丸山, 龍岡, 坂場; 流動化砂層中の柱の模型振動実験; 第32回土木学会年次学術講演会, 土木学会1977. 10
- 4) 丸山, 龍岡, 佐原; 液状化する砂層中の杭の動的挙動; 第5回関東支部年次研究発表会, 土木学会1978. 1

4.5 流動化する地盤内の杭の動的挙動数値解

1) 概 要

地盤の流動化現象が杭に与える影響に関して、杭の設計では流動化の予想される上層部を全く無視した設計法が取られる。しかしながら流動化する地盤内の杭の挙動には地盤の剛性、支持力の低下、流動化した土が杭に与える力等、現状では計り知れない要素が影響するものと考えられる。この様な現象について飽和砂地盤中に杭を設置した模型実験¹⁾が行われ、流動化する地盤内の杭の動的挙動に関して次の様な現象が確認された。a) 非流動化時では地盤の応答特性の支配を強く受ける挙動を示す。b) 完全に流動化している地盤内では水中での応答特性とほぼ同じ挙動を示す。c) 流動化途中においては入力に対する杭の応答倍率が急激に増加し、杭の共振¹⁾動数が低サイクル側に移行する現象が認められた。本年度はこの様な現象に基づいて杭の挙動に着目するときの流動化現象を、d) 有効地盤面の時間的低下、e) 上層部の流動化に伴う地中の有効圧の低下、の二項目で捕えた力学モデルを用いて、杭の非線形応答計算を行った。

2) 流動化現象のモデル化

本来、地盤の流動化現象を問題とするとき地中の歪や有効応力の変動に基づく地盤の破壊過程を時間的に追跡するモデルを用いる必要があるが、ここではこの様なモデル作成の第一段階として、地盤の流動化現象そのものを表現するのではなく、杭に対して、外的要因としてあらかじめモデル化された流動化現象が杭に与える影響に着目している。

イ) 地盤のモデル化 地盤は多層のセン断モデルとし流動化過程では上層から順に有効砂層面が低下すると考える(図-4.5-3 参照), 本来流動化過程での地盤剛性 G の変化は有効圧 P' の減少と歪 r の増大により、図-4.5-4 の $A \rightarrow B \rightarrow C$ の変化となるが、実際の r の変化は複雑であるため、今回は便

宜上 $r=r_0 (5 \times 10^{-4})$ に固定し、 $A \rightarrow B' \rightarrow C'$ のようにみなし P' の変化でとらえて表現した。即ち、ある有効圧 P' での G は $G = \{ G / \{ G \}_r = 10^{-6} \} P' = f(r) P'^{m/7}$ で求めた。¹⁾ 減衰定数に關しても同様に図-4.5-5 の $A \rightarrow B \rightarrow C$ の変化を $A \rightarrow B' \rightarrow C'$ で表現し、参考文献(1)で示す方法に従い全層一定の減衰定数を設定し、時刻変動により変化させた。

ロ) 杭のモデル化

模型実験での群杭を一次振動数が一致する様な単杭にモデル化した。杭と地盤間のバネ定数は杭基礎の設計篇により $K = \alpha E_0 D^{-3/4}$ の算出式を採用した。ここで αE_0 は地盤の G から求める。流動化過程のモデル変化は図-4.5-3 に示す様に流動化層の地盤地動が入力されなくなるとした。杭の減衰定数変化は初期の減衰を逸散減衰を含めて地盤のそれと同じくし、完全流動化時では、実験の結果得られた杭頭での応答倍率から算出した。又その間は時間変動と共に直線的に減少すると仮定した。

3) 力学モデルの解法

解析の対象とするモデルは図-4.5-2 に示す様に、地盤中に杭が設置された、いわば地盤と杭の連成系を成す。この場合の杭構造系の振動方程式は

$$M_p \ddot{U}_p + K_p U_p + C_p \dot{U}_p = -K_{pe} U_e - C_{pe} \dot{U}_e \quad (4.5-1)$$

入力境界面からの相対変位 X_e 、 X_p を次式で定義する。

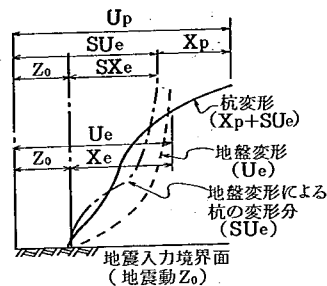


図-4.5-1 変位関係

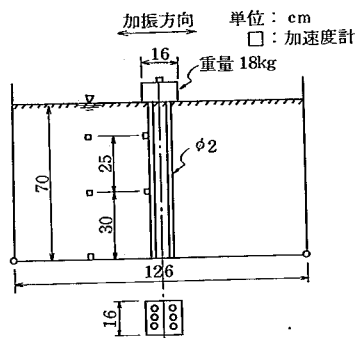


図-4.5-2 実験杭モデル

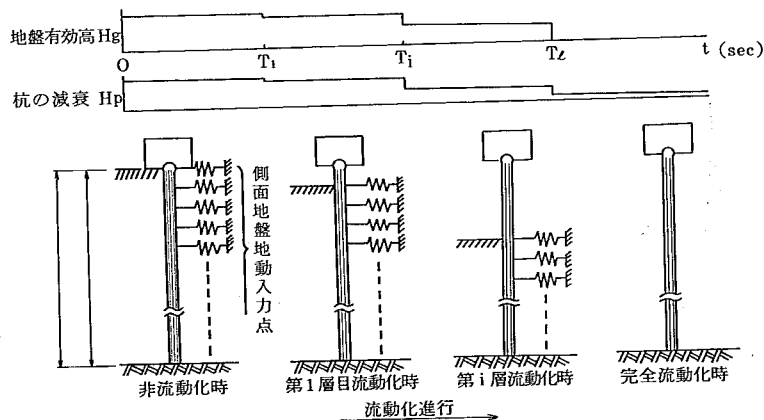


図-4.5-3 力学モデルと時間変化

$$\left. \begin{aligned} U_e &= X_e + ez_0 \\ U_p &= X_p + SU_e (=X_p + SX_e + ez_0) \end{aligned} \right\} \quad \text{..... (4.5-2)}$$

ここに

M_p ; 杭の質量マトリックス	U_p ; 杭の絶対変位
K_p ; " 剛性 "	U_e ; 地盤の "
C_p ; " 減衰 "	X_p ; 地盤変位による杭変位からの杭の相対変位
K_{pe} ; 地盤反力 "	X_e ; 入力境界面からの地盤の相対変位
C_{pe} ; 地盤反力減衰マトリックス	S ; 杭に対する地盤変位の影響マトリックスで
e ; 単位ベクトル	$S = -K_p^{-1} K_{pe}$ で表わせる。
z_0 ; 入力境界面における地震動	

である (図-4.5-1 参照)。

地盤の変形 U_e を境界条件として与えた場合の杭の振動方程式は (4.5-1), (4.5-2) 式より

$$\begin{aligned} M_p X_p + K_p X_p + C_p X_p &= -M_p S U_e \\ &= -M_p S X_e - M_p e z_0 \end{aligned} \quad \text{..... (4.5-3)}$$

となる。一方地盤の変形 U_e は、地震入力境界以浅の相対変位 X_e に関して地盤の振動方程式は

$$M_e X_e + K_e X_e + C_e X_e = -M_e e z_0 \quad \text{..... (4.5-4)}$$

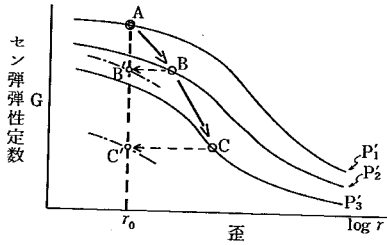


図-4.5-4 流動化過程における G の変化

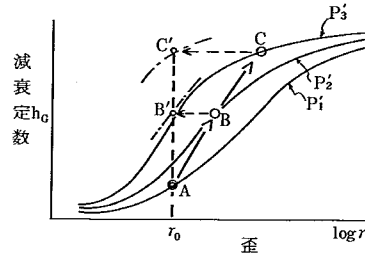


図-4.5-5 流動化過程における h_g の変化

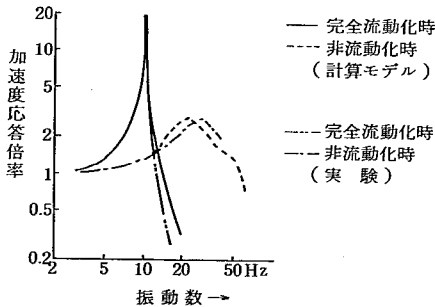


図-4.5-6 非流動化時と完全流動化時での加速度応答倍率曲線

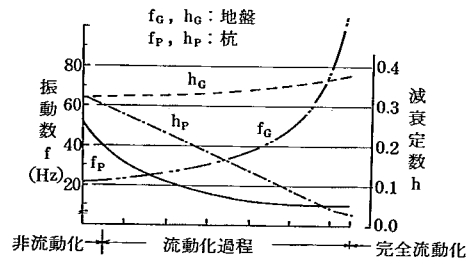


図-4.5-7 時間変化に対する減衰、振動数の変化

となる。(4.5-2)~(4.5-4)式における各係数を時間変動により変化させ、ルンゲクッタ・ジル法により非線形応答計算を行えば、地盤の挙動を受ける杭の挙動を時系列の形で求めることができる。

4) 計算結果

図-4.5-6 に非流動化時と完全流動化時での杭頭における応答倍率を計算値と実験値で比較した。図-4.5-7 は流動化過程での時間変動による固有解と減衰の変化を示した。入力振動数は $f_i = 20 \text{ Hz}$ (TEST. 3) と $f_i = 10 \text{ Hz}$ (TEST. 4) で共に 50 gal 入力である。完全流動化時刻はそれぞれ 1.0 秒と 2.0 秒である。図-4.5-8, 9 に応答加速度波形を示した。

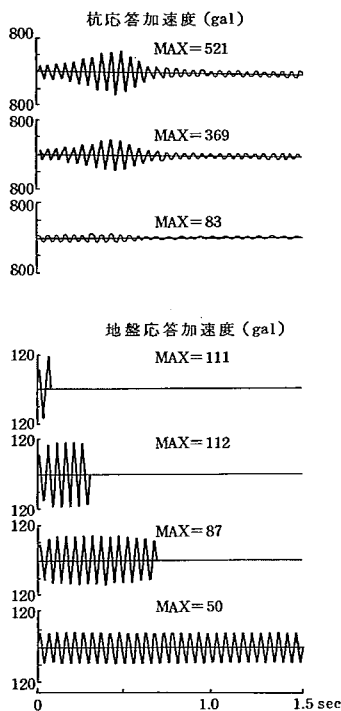


図-4.5-8 TEST 3 ($f_i = 20 \text{ Hz}$)

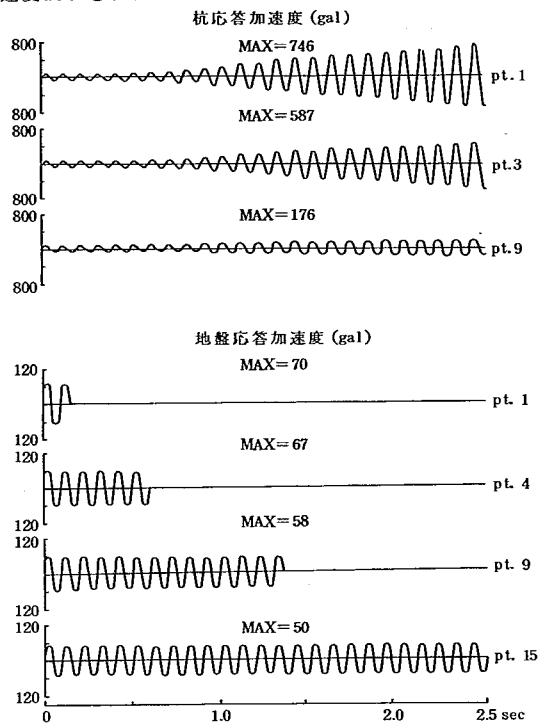


図-4.5-9 TEST 4 ($f_i = 10 \text{ Hz}$)

5) あとがき

流動化の予想される地盤内での杭の挙動を前述の考え方に基づいて力学モデルの一案を示しその解析を行った。今回のモデル化では流動化現象を定性的に捕えることは出来たが、地盤の挙動や減衰機構の複雑さもあり定量的には実験値よりも多少大きな応答を示した。

今後はこれらの点の検討も含めて実際の地震動入力の場合にも適用し得るモデルに改良して、流動化時の杭の挙動を検討してゆく予定である。

参考文献

- (1) 大橋, 岩崎, 龍岡, 他; 土木研究所振動研究室における最近の研究(1977) 土木研究所資料 No 1264

- (2) 岩崎，龍岡；砂層中の杭の動的挙動に関する模型振動実験，昭和51年2月土木研究所資料
第1253号
- (3) 岩崎，龍岡，他；砂層の流動化に与える入力周波数の影響に関する模型振動実験1977年，
第13回土質工学研究発表会

(9) 道路交通振道に関する研究

振動研究室	室長	岩崎敏男
"	研究員	若林進
"		後藤勝志

1. まえがき

道路の沿道および周辺地域の住民の生活環境の保全と調和を図りつつ道路を計画、建設、管理して行くためには、道路交通、道路構造、沿道状況と交通騒音、振動、自動車の排気ガスによる大気汚染、高架道路による日照阻害等との関連を明らかにして、有効適切な対策を講ずる必要がある。これらのうち、道路交通振動に関しては、統一された測定法、評価基準がなく混乱を招いていたが、昭和51年6月に「振動規制法」が成立し、同年12月より施行されたことにより基準が定められ、交通振動により道路周辺の生活環境が著しく損なわれていると認められたときは、道路管理者は振動防止のための舗装の改良、維持または修繕の措置を要請されることとなった。

したがって、今後道路交通振動問題は益々その重要性を増すこととなり、特に交通振動の評価、予測方法、効果的な振動軽減対策などに関する研究を緊急に行なう必要があり、昭和51年度より5ヶ年の予定で実施することになっている。本研究は、構造橋梁部構造研究室と共同して実施することになっており、振動研究室では、振動軽減対策に関する研究を行なっている。昭和51年度は、実施盤における振動伝播特性を測定し、また溝による振動軽減効果について実測した。本年度は、振動源の対策として、舗装構成の違いによる地盤振動の軽減効果について実測を行なった。なお、この対策実験は、道路事業調査と合併して行なわれ、伝播経路における振動軽減対策についても測定した。

2. 研究目的

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

3. 研究方法

実地盤において、振動源あるいは伝播経路に各種の振動軽減対策を行ない、重錘、起振機または試験車を用いて、振動を発生させ、周辺地盤における振動を測定し、その効果を比較検討する。

4. 研究結果

今年度実施した道路交通振動の軽減対策実験では、振動源の対策および伝播経路の対策について実験的検討を行なった。振動源の対策としては、種々の方法が考えられるが、ここでは舗装構成（舗装の剛性）の差異に着目して、2種（標準舗装および剛性舗装）の試験舗装を行ない、両者について地盤の振動を測定し、比較検討を行なった。また伝播経路の対策については、他の研究費により、同時期実験を行ない、コンクリート板と発泡スチロール板を重ねた複合板の防振壁を道路と平行に一定の

深さまで埋設し、その振動庶断効果を測定したので、実測結果を一部示した。

4.1 実験方法

4.1.1 試験舗装

筑波研究学園都市内の土木研究所構内道路の一部を利用し、図4・1・1に示す区間について、既設舗装を撤去し、図4・1・2に示すような2種の舗装構成による試験道路を作成した。舗装構成は、標準的なアスファルト舗装の場合（これを標準舗装と呼ぶ）と舗装の剛性を増すために上層路盤に4%のソイルセメントを用いた舗装の場合（これを剛性舗装と呼ぶ）の2種とした。

4.1.2 防振壁

防振壁の設置位置は、図4・1・2の平面図に示すように、2種の試験舗装区間で、道路と平行に道路端より2mの位置に設置した。防振壁の構造は、図4・1・3に示すような断面を持ち、発泡スチロール板の両側に、25cm厚の鉄筋コンクリート板ではさんだ構造となっている。各防振壁の寸法は、幅1.3m、長さ10m、深さ3.6mである。しかし、防振壁の底面は、舗装面（または地表）から4mの深さにある。

4.1.3 加振方法

舗装面に加える振動の発生方法は、重錘落下、起振機および試験車走行の3種類である。重錘落下試験は、標準慣入試験用の63.5kgモンケンを使用し、舗装面上のベニヤ板（18mm厚）上に、0.5mおよび1mの高さから自由落下させた。起振機試験は、図4・1・1に示す舗装面上の位置に起振機設置用のコンクリート基礎（1m×1m×0.5m高さ）を作成し、起振機を設置して最大起振力1.0ton、振動数範囲2～40Hzの正弦波上下加振力を舗装面に加えた。起振機の設置位置を図4・1・4に示す。試験車走行試験は、後輪2軸の大型ダンブトラックを使用し、満車時と空車時のそれぞれについて、試験舗装区間を20～60km/hの速度で走行させた。また、各舗装区間の中央部に人工段差を設置して走行させる実験も行なった。

4.1.4 測定項目

対策実験における測定項目は、地盤等の振動、実験場所の地質、試験舗装の特性などである。振動計測点は、地表面の鉛直振動を中心に加速度計により測定したが、防振壁付近では水平方向と地中の振動も測定した。最も遠い測点は試験舗装端から道路直角方向40mである。計測点の配置を示すと、図4・1・5のようになる。実験場所の地質条件については、地盤調査と地中振動計の埋設をかねて5mと2mのボーリングを2本づつ実施した。ボーリングの位置は剛性舗装区間と標準舗装区間のそれぞれ中央で舗装端から4.2mの地点である。図4・1・6はボーリングから得られた柱状図を示したもので、ボーリング孔を利用して行なったPS検層の結果を合せて記している。11tonダンブトラックを使用し、簡易舗装（構内道路）上と標準舗装上ならびに剛性舗装上でタワミ試験を行なって試験舗装の特性を求めた。表4・1・1はその結果を示したもので、2種の舗装間に剛性の差が明瞭に現われている。

また、舗装完成時に舗装面の水準測量を行ない、凹凸を調査した。測定点は試験タイヤの走行車線2本に沿って50cmピッチに取り、舗装面の全体的な傾斜の影響を補正して凹凸の標準偏差を求めた。さらに、水準測定量値から3mプロフィロメーターによる標準偏差を換算した。表4・1・2はその

結果を示したもので、防振壁側（路肩）では剛性舗装の方が平滑であり、テストコース側（中心）では標準舗装の方が平滑である。

4.1.5 実験結果

(1) 重錘落下試験

測定結果より、同一条件での5回の測定値の平均値を用いて距離減衰の傾向を図に示すと、図4・1・7、図4・1・8となる。これらは落下高1mの場合であるが、0.5mの場合も同様の傾向であった。図中、上側が第Ⅱ回目（舗装完成状態）、下側が第Ⅳ回目（防振壁完成状態）の測定結果である。第Ⅱ回目測定における測点1（2.75m）の振動加速度は、剛性舗装の方が標準舗装に比べて大きい。測定2（6.05m）で同程度となり、測点3以降の遠くの地点では逆に剛性舗装の方が小さな値となっている。また、各測線において空溝、防振壁の効果を比較すると、空溝の効果が大きく、測点3（9.75m）より遠くで第Ⅳ回目の壁の状態の曲線が第Ⅰ回目、第Ⅱ回目の曲線に近づき、測点4（12.75m）で曲線が山を作っている。このため、防振壁の効果は測点2、3で空溝と同程度で最も効果がみられ、加速度レベルで約15～20dBの低減があった。これに対して、測点4、5では約6～8dBの低減に止まっている。

(2) 起振機試験

起振機を用いて、2種の舗装面を加振した結果を示すと、図4・1・9、図4・1・10のようになった。この面では、応答値を2～40Hzの間で加振力1tonに換算してある。この結果から、舗装面の振動は、剛性舗装の場合が標準舗装に比べて多少小さな値を示した。沿道地盤の振動では、測点1（5m地点）および測点3（10m地点）において、剛性舗装の場合が多少小さな値を示したが、この中間地点の測点2（7.3m地点）では、逆に剛性舗装の場合が大きな結果となった。

(3) 試験車走行試験

舗装完成状態で、2種の舗装面を段差走行した場合の振動を比較すると、図4・1・11のようになった。同一速度での振動を比べると、部分的に大小の差はあるが、全体的には、顕著な差はみられない。距離による減衰の傾向は、道路に近い部分では、剛性舗装の方が多少大きな値であるが、距離が遠い地点になると逆に、剛性舗装の方が小さな値となっている。

試験車（大型ダンプトラック）が、土砂を積載して走行速度20～60km/hで段差走行した場合、走行速度の差による地盤の加速度の値は、標準舗装、剛性舗装ともに20km/hと40km/hの差よりも40km/hと60km/hの差のほうが大きい。

防振壁の効果では、どちらの舗装とも、40km/hの場合、壁の後測点2で、5dB前後であり、その他の場合は、9～10dBとなって効果がはっきり現われている。しかし、壁から遠くに離れると、効果が小さくなる傾向がある。これは防振壁の長さが十分でなかったことも影響していると考えられる。

4.1.6 まとめ

舗装構成を変えた場合の振動軽減対策と伝播経路に防振壁を設置した場合の振動軽減対策について実験を行ない、その効果を比較検討したが、この結果、舗装構成の差による地盤の振動の比較では、加振度レベルで差がほとんどないことがわかった。また防振壁の設置による振動軽減効果については、

5. 今後の問題点

		18m	剛性舗装区間	18m	標準舗装区間	試験走路側
橋内道路		18m	標準舗装区間	試験走路側		
防振壁		防振壁				
10m		10m				

標準積装 (単位: mm)

表層As	50
表層As	50
As 安定	120
粒 調	250
切 断	250
合計	720

剛性積装 (単位: mm)

表層As	50
表層As	50
ソイルセメント 4%	370
切 断	250
合計	720

[illegible]

図 4・1・4 起振機の設置位置

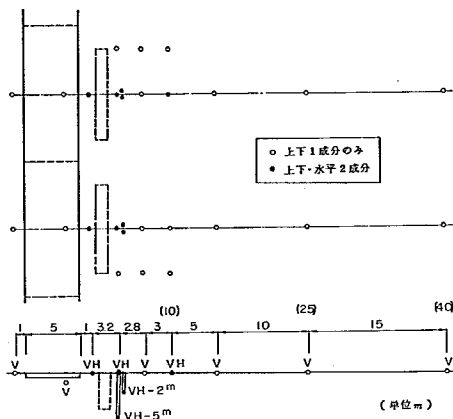


図 4-1-5 地盤振動の測定配置

表 4-1-1 タワミ試験結果

舗装の種類	簡易舗装	標準舗装	剛性舗装
最大タワミ	2.00 mm	1.15 mm	0.85 mm
残留タワミ	0.95 mm	0.75 mm	0.70 mm
弾性タワミ	1.05 mm	0.30 mm	0.15 mm

表 4-1-2 凹凸の標準偏差

舗装の種類	標準舗装		剛性舗装	
走行線	防振壁側	テストコース側	防振壁側	テストコース側
標準偏差	6.4 mm	4.9 mm	2.1 mm	7.1 mm
フロフロ換算	2.0 mm	1.0 mm	1.7 mm	3.7 mm

深さ (m)	断面 記号	土質 名	N 値	PS 検層値 地盤
0.00				
1.35		盛土 (主) 体		$V_s \div 145$ $V_p \div 490$
2.40		有機質 ローム		
3.85		凝灰質 粘土		$V_s \div 82$ $V_p \div 1000$
4.40		安積土混粘土		
5.20		粘土		

図 4-1-6 地盤性状 (計測地点)

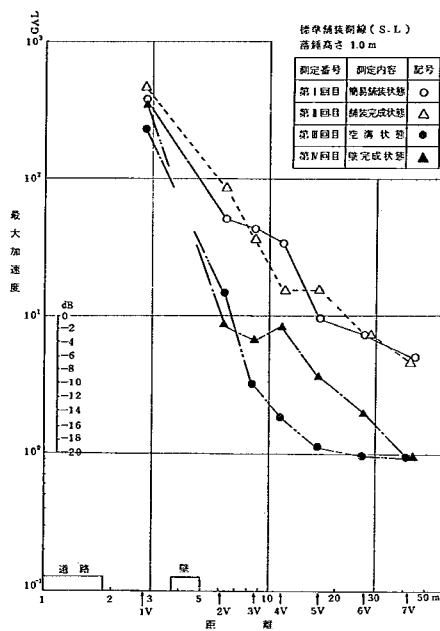


図 4-1-7 落錘試験における最大加
速度の距離減衰

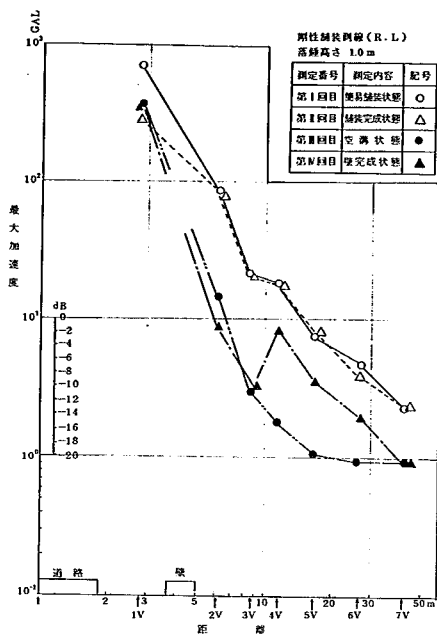


図 4・1・8 落錘試験における最大加速度の距離減衰

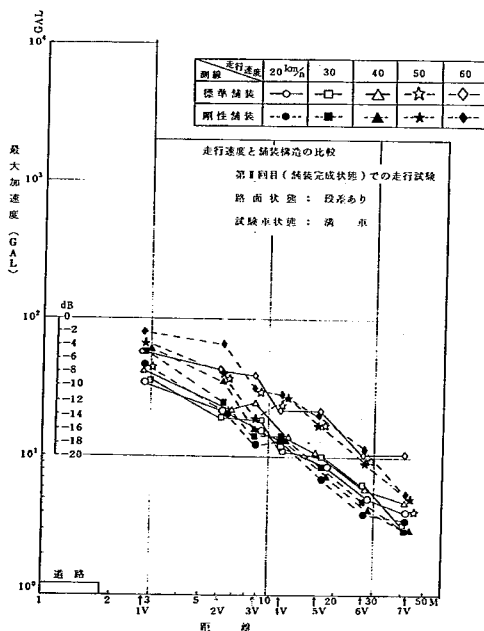


図 4・1・11 試験車走行試験における最大加速度の距離減衰

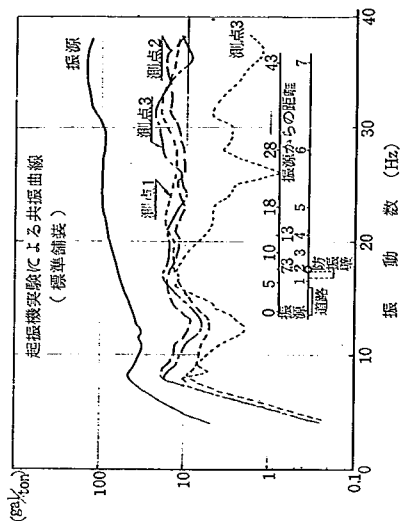


図 4・1・9 起振機試験による共振曲線(1)

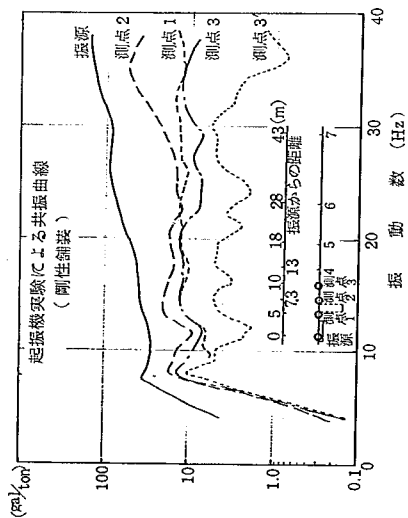


図 4・1・10 起振機試験による共振曲線(2)

(10) 耐震性に関する調査試験

—地盤の動的性質に関する調査試験—

振動研究室 室 長 岩 崎 敏 男

" 併 任(※) 龍 岡 文 夫

" 研究員 常 田 賢 一

" 吉 田 精 一

1. ま え が き

本州四国連絡橋の番の州高架橋の耐震設計に際して必要となる地盤の耐震性を、原位置地盤調査、室内実験、応答解析などから算定した。

2. 研 究 目 的

本州四国連絡橋の番の州高架橋の耐震設計を行なう上で、地盤の流動化の可能性を把握しておくことが重要と考えられる。そのため、種々の調査、解析を総合的に組合せて、地盤の流動化の可能性を判定する。

3. 研 究 方 法

番の州高架橋の地盤の流動化の可能性を推定するために次の項目について調査を実施した。

(1) 原位置地盤調査

地震時に流動化する可能性がある沖積砂層、埋立砂層のボーリング、標準貫入試験、不攪乱砂質試料の採取を本四公団と協同して行なった。これに関連して、不攪乱砂質試料の採取法の検討を室内試験により行なった。

(2) 室内動的土質試験

現地で採取された不攪乱砂質試料を土木研究所振動研究室に運搬し、振動三軸試験を実施し、非排水繰返し強度（流動化抵抗強度）を求めた。

(3) 地盤・土質に関するデータの解析

N値及び、乱された試料の粒度分布を求めるための地盤調査が既に数多く実施されている。そのデータを活用するために、室内実験で求められた動的強度Rと、N値、有効上載圧 σ'_v (kg/cm²)、平均粒径 D_{50} (mm)の相関を求め、N値、 σ'_v 、 D_{50} から、Rを推定する相関式を求めた。

(4) 地震時の地盤内に作用する荷重の算定

地盤の流動化の可能性を推定するためには、強度Rの他に荷重Lが必要となるが、ここでは地盤応答解析等のデータを基礎にして、荷重Lを算定した。

(※) 本務先：東京大学生産技術研究所助教授

(5) 流動化の可能性の推定

上記の方法で求めた強度 R ，荷重 L から，流動化抵抗係数

$$F_L = R/L$$

を求めた。 F_L の値の持つ実質的な意味を検証するために過去に強震を受けた地点での地盤流動化履歴（非流動化地点も含む）と F_L の相関関係を求めた。

(6) 流動化抵抗係数の耐震設計への反映

F_L の値を，実際の耐震設計へ反映させるための方法を提案した。

4. 研究結果

4-1 概要

本報告で示す判定方法では，原位置調査にもとづく，(1)地下水位，(2)土の単位体積重量 γ (t)，(3)標準貫入試験の N 値，ならびに(4)平均粒径 D_{50} の情報が整っていれば，容易に地盤流動化の有無の判定が可能となる。

図4-1は，地震時における表層地盤の動的挙動を模式的に示したものである。表層地盤内の土の要素には，地震時に動的せん断応力 τ が働く。いま，動的荷重を図4-1に示すように

$$L = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)_{\max} \quad (1)$$

で定義する。ここで， σ'_v は地震発生前の有効上載圧， $(\tau/\sigma'_v)_{\max}$ は τ/σ'_v 値の時刻歴における最大値である。つぎに，土要素の動的強度を R とし (L ， R の求め方は，以下で述べる)，流動化に対する土要素の抵抗能力の程度を流動化抵抗係数 F_L と称して次式で定義する。

$$F_L = \frac{R}{L} \quad (2)$$

この F_L の値の大小，深さ方向の変化および平面的分布によって，その地点の流動化の可能性を判定しようというのが，ここに示す判定方法の骨子である。

4-2 原位置地盤調査

ゆるい飽和砂質試料を不攪乱のまま採取するのは従来きわめて困難であるとされていた。そのため，今回用いる方法をあらかじめ室内実験で検定し，十分な精度を持つ方法であることを確認した。又，資料運搬にあたっては，試料を原位置で凍結する方法を提案した。

4-3 動的強度の推定法

原位置にある砂の要素に乱れを与えずに，その力学的特性を保持したままサンプリングするためには，特別のサンドサンプリングを行なう必要がある。これによって得られた試料を室内で有効拘束

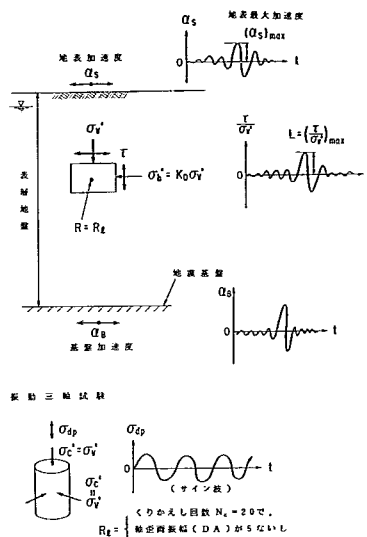


図4-1 地震荷重 L と，動的強度 R の定義

圧 σ'_v を原位置有効載圧 σ'_v と等しくして
から、非排水振動三軸試験を行なった結果
の例を図 4-2 に示す。実験は当研究室の
試験機を用いて行なった。横軸は、繰り返
し回数 N_c であり、縦軸は動的軸荷重 σ_{dp}
と拘束圧 $\sigma'_c = \sigma'_v$ の比の半分（すなわち
($\sigma_{dp}/2\sigma'_c$)）である。同図には個々の供試体
において、軸歪両振幅 DA が 1%, 2%,
6%, 10% 及び有効拘束圧 σ'_c がゼロになっ
た N_c と $\sigma_{dp}/2\sigma'_c$ の値が示してある。図中の
曲線は、材料の疲労強度試験における SN 曲
線の一種と考えることができる。ここで、
次式によりこの振動三軸試験における土の
動的強度として

$$R_e = \left\{ \begin{array}{l} \text{繰り返し回数 } N_c = 20 \text{ で軸} \\ \text{歪両振幅 DA が 5\% ないし、6} \\ \text{\% になった時の } \sigma_{dp}/2\sigma'_c \text{ の} \\ \text{値であり、図 4-2 の様な} \\ \text{グラフから読む。} \end{array} \right\} \quad (3)$$

を定義する。こう定義すると、原位置での
動的作用荷重 (I) と比較すべき原位置動的強
度 (II) は、 R_e に種々の補正を加えることによって、次式で求められる。

$$R = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R_e \quad (4)$$

詳細については即報告 1) にゆずるが、原位置静止土圧係数 $K_0 \approx 0.5$ の場合には、近似値に、

$$R = R_e \quad (5)$$

としてよいことが判っている。なお、軸歪両振幅で 5% ないし、6% という状態は、砂がほとんどせん断抵抗力を失なった状態であり、要素がほぼ液体状になった状態と言える。個々の現場において、上記方法により R 値を求めることは、実際には容易でない。実務のレベルでは、 N 値、 r_t 、地下水位、乱した試料の粒度分布などの利用できるデータを用いて R 値を精度よく推定し得るのが望ましい。この点を考慮して、図 4-3 は、 N 値等から (3) 式の定義による R_e ないし、 R の値を求める 2 つの方法を模式的に示したものである。A 法は、従来よく使われてきた方法で、相対密度 $D_r = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min}) \times 100$ (%) が主因子になっている⁵⁾。この方法では、一般に何らかの経験式によって N 値から D_r を推定することが必要になる。図 4-4 は、新潟市川岸町で行なったサンドサンプリングのデータ (土質工学会 (1976)²⁾) を用いて、実測相対密度 D_r と次式による推定相対密度 D_r^* を比較したものである。

$$D_r^* = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} \quad (6)$$

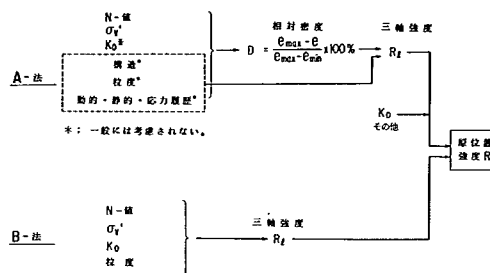


図 4-2 動的三軸試験結果例および動的強度 (R_e) の推定例

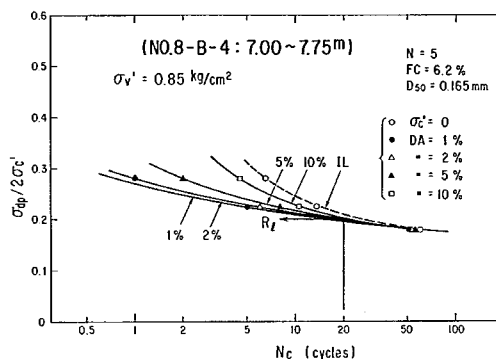


図 4-3 N 値等から動的強度を求める 2 つの方法

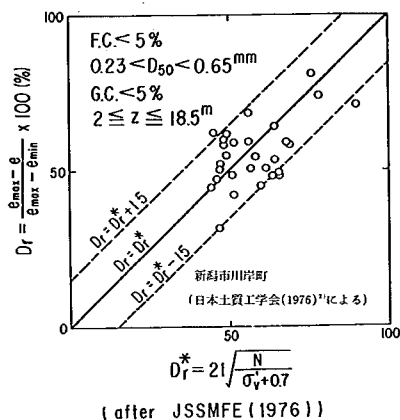


図4-4 新潟市川岸町における D_r と D_r^* の比較
(土工学会(1976)²⁾による)

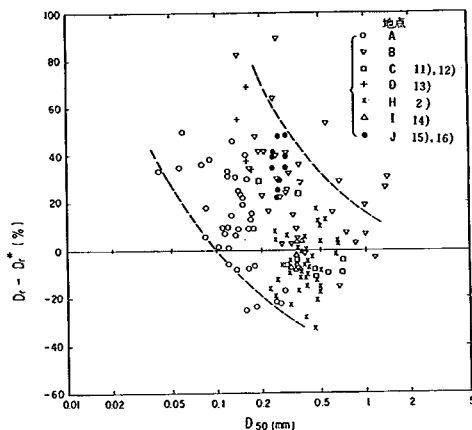


図4-5 正規圧縮状態の沖積砂層・埋土砂層からの
サントサンプリングによる D_r と D_r^* の比較

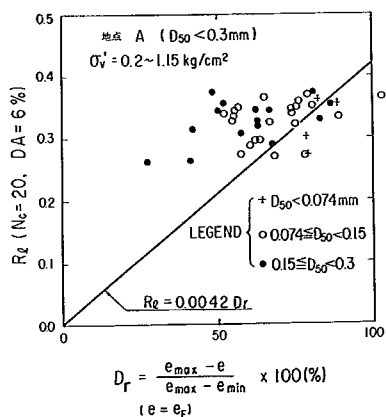


図4-6(a) 不攪乱砂質土の R_r と D_r の相関例 1

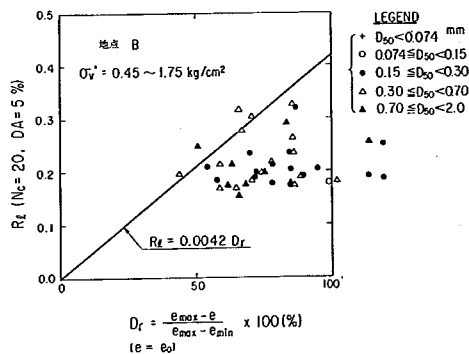


図4-6(b) 不攪乱砂質土の R_r と D_r の相関例 2

ここで、 σ_v' は有効上載圧 (kg/cm^2) である。(6)式は、Gibbs and Holtz の実験³⁾に基づく Meyerhof の式⁴⁾である。この場合は中砂であり、細粒分や礫分をほとんど含んでいないから、(6)式の推定精度はかなり良好な一致は期待できない。つぎに、図4-5は平均粒径 D_{50} (mm) に対して D_r^* の差 ($D_r - D_r^*$) の相関関係を調べたものである。今回の調査で得られたデータは、この図では地点Bのデータとして示されている。以下も、今回のデータは地点Bとして示されている。このデータは、全て不攪乱のサントサンプリングの結果による。これから判るように、 D_{50} が小さい程 $D_r - D_r^*$ は大きくなる。また、全般的に $D_r - D_r^*$ の値のばらつきは大きく、(6)式による相対密度の推定精度は必ずしも良好とはいえない。その他の相対密度の推定式を用いても、このようなばらつきは避けられない。A法では、このように推定した D_r から(3)式による非排水動的せん断強度 R_r を求める必要がある。図4-6は、不攪乱砂質土

料の実測値の R_e と供試体の D_r の相関をとったものであるが、両者には全く相関がないと言えよう。図4-6に示す

$$R_e = 0.0042 D_r \quad (7)$$

は、乱したきれいな砂について平均的に成り立つ実験式である。 D_r が等しくても、 D_{50} に差異があれば R_e が異なるという提案⁷⁾がある。

$$DR_e = R_e - 0.0042 D_r \quad (8)$$

と D_{50} の相関をとったのが、図4-7である。 DR_e と D_{50} にも相関があるとは言えない。

以上の2点から、A法の N 値、 $\sigma'_v \rightarrow D_r \rightarrow R_e$ と推定する方法は、精度のよいものとは言えないことが判る。A法から D_r の推定というステップを省略したのが、図4-3に示すB法である。実際に現場測定する例が余りなく、また最終的な解析に用いることのない相対密度 D_r を介在させないという考えからB法が提案された。^{6), 7)} 図4-8は、 R_e と $D_r^* = 21\sqrt{N/(\sigma'_v + 0.7)}$ の相関をとったものである。両者には明確な相関がみられない。しかし、

$$DR_e^* = R_e - 0.0042 D_r^* \quad (9)$$

と D_{50} の間には、図4-9に示すように、きわめてはっきりした相関がある。図4-9には現在、著者らが知りうる全てのデータが含まれている。図4-9に示す平均曲線は、

$$DR_e^* = -0.225 \log_{10}(D_{50}/0.35) \quad (0.04 \leq D_{50} \leq 0.6^{mm} \text{ に対して})$$

$$DR_e^* = -0.05 \quad (0.6 \leq D_{50} \leq 1.5^{mm} \text{ に対して})$$

と表現できる。(9)、(10)式から、

$$R_e = R_e = 0.0042 D_r^* - 0.225 \log_{10}(D_{50}/0.35) \quad (0.04 \leq D_{50} \leq 0.6^{mm} \text{ に対して}) \quad (11)$$

$$R_e = R_e = 0.0042 D_r^* - 0.05 \quad (0.6 \leq D_{50} \leq 1.5^{mm} \text{ に対して})$$

が得られる。^{6), 7)} ここで、 $D_r^* = 21\sqrt{N/(\sigma'_v + 0.7)}$ であるから、 N 値、 σ'_v (kg/cm²) および D_{50} (mm) が判っていれば(11)式から、 R_e は推定できる。ここで σ'_v は、図4-10を参照して近似的に次式によ

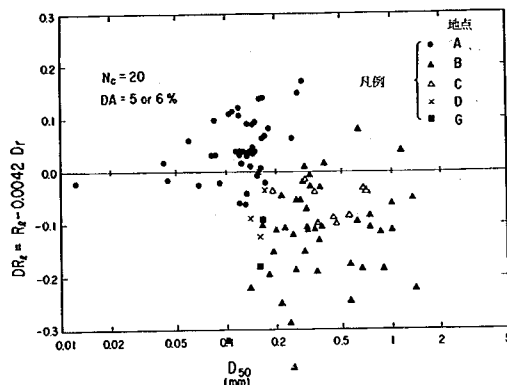


図4-7 不攪乱砂質土の DR_e と D_{50} の関係

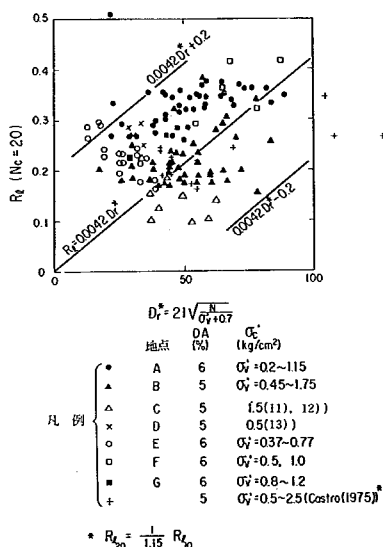


図4-8 不攪乱砂質土の R_e と D_r^* の相関

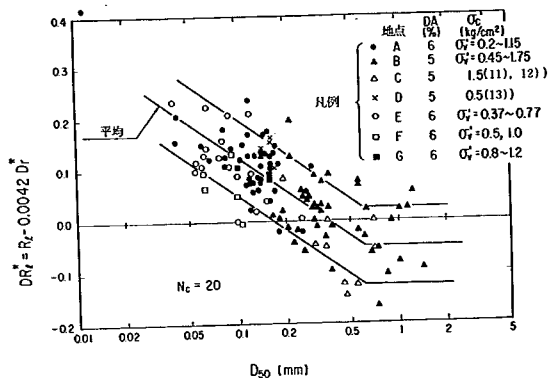


図4-9 不攪乱砂質土の DR_g^* と D_{50} の相関

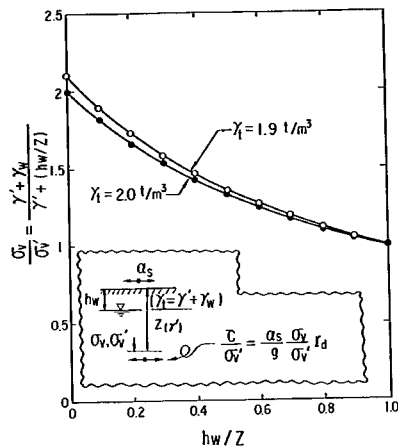


図4-10 地下水位の σ_v/σ_v' に与える影響

て求める。

$$\sigma_v' = \left[\int_0^{hw} r_t dz + \int_{hw}^Z r' dz \right] / 10 \quad (12)$$

ここで、 σ_v' は有効上載圧 (kg/cm^2)、 r_t は地下水位以上の単位体積重量 (t/m^3) すなわち、 $r' = r_t - r_w$ 、さらに Z は対象深度 (m) である。

4-4 地震時の地盤内に作用する荷重 L の算定

図4-1および(1)式で定義する L は、次式によって近似的に求められる。⁷⁾

$$L = K_s \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} r_d \quad (15)$$

ここで、 $K_s (= \alpha_s/g)$ は地表最大震度、 α_s は地表最大加速度 ($= 980 \text{ gal}$)、 σ_v は全上載圧 $= \int_0^Z r_t dz / 10$ (kg/cm^2)、 σ_v' は有効上載圧 (kg/cm^2)、 r_d は地震地せん断応力の深さ方の低減係数である。地表最大震度 K_s は、入力地震動の大きさ、周波数特性、地盤の応答特性等によって変化する。この K_s の推定作業を個々の現場で実施することは容易でない。近似的には、次の方法によって、 K_s を推定することができよう。

(1) 検討対象地点において、想定すべき地震が与えられており、そのマグニチュード M と震央距離 Δ (km) が判明する時には、次式から K_s を推定できる。¹⁰⁾

$$K_s = \frac{\alpha_s}{g} = (18.4 \times 10^{0.302M} \times \Delta^{-0.800}) / g \quad (16)$$

(2) 想定すべき地震が与えられない時は、次式から K_s を推定することができる。

$$K_s = \frac{3}{4} Kh = \frac{3}{4} \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot K_0 \quad (17)$$

ここに Kh 、 ν_1 、 ν_2 、 ν_3 、 K_0 は、日本道路協会「道路橋耐震設計指針」⁸⁾の「4.2 震度法における設計震度」に規定する諸定数である。すなわち、 Kh は橋の設計震度、 ν_1 は地域別補正係数、 ν_2 は地盤別補正係数、 ν_3 は重要度別補正係数、 K_0 は標準設計震度 (0.2) である。(17)式は地盤に考慮す

る震度として、構造物道路橋上部工に考える設計震度をある程度低減する ($3/4$ 倍をとる) という考え方である。

以上のことを踏えて、今回は、 $K_s = 0.15$ が妥当であると判断された。

次に、 σ_v/σ'_v の値に最も影響を及ぼす地下水位 hw についてふれる。図 4-10 は、ある深さ Z に対する地下水位 hw の比 hw/Z と σ_v/σ'_v の関係を示すものである。これより、地下水位の低下、すなわち hw/Z の増加により σ_v/σ'_v は減少する。すなわち、 L が減少することが判る。地下水位の低下、換言すれば、押え盛土の増加は σ_v/σ'_v を減少させるから、流動化抵抗を増大させる効果のあることが判る。

なお、流動化検討対象の砂層上に $r_t = 1.2 \sim 1.3 (1/m^2)$ の極軟弱な粘性土 (ヘドロ等) が存在する場合は若干の注意を要する。この場合、 $r_t/(r_t - r_w)$ が異常に大きな値となり、 L も大きくなる。ヘドロは、変形性が非常に大きいために下層に大きなせん断応力を伝えることは少ないと考えることができる。従ってこの様な場合には、 R 、 L の計算に用いる σ_v 、 σ'_v の算定に際して、ヘドロの存在を無視するのが合理的であろう。

また、 r_d 値については、次式を用いてよいだろう (図 4-11)。図 4-11 は、番の州について、実際に応答解析を行なった結果であり、詳細については文献⁹⁾を参照されたい。

なお、ここで、 $Z(m)$ はヘドロがある場合には、ヘドロ層の下面を $Z=0$ とするのがよい。

4-5 流動化の可能性の推定

検討対象地盤に亘って F_L の値を求め、地盤流動化の可能性を判定した。この際、1964 年の新潟地震で地盤流動化が生じた所と生じない所で F_L の値を計算し、 F_L の値の実際の意味を検討した。図 4-12 と図 4-13 は、地盤流動化の生じた所についての解析結果である。ここで注目すべきことは、地盤流動化に帰因する被害の生じた昭和大桥ボーリング No. 2 の地点の F_L は、図 4-13 に示すように深さ 10 m まで 0.6 前後の値であることである。また、図 4-14、図 4-15 は地盤流動化が生じなかった所の F_L の値を示すものであり、全般的 $F_L > 1.0$ となっていることが判る。図 4-16 は、その他のデータを含めて、プロットしたものであるが、一般的に地盤流動化の生じた地点では F_L は 1.0 以下、生じなかった地点では 1.0 より大きいことが判る。

上記の調査結果を参照して、今回の検討対象地点において地盤流動化の影響を考慮しなければならない範囲を指摘した。図 4-17 は流動化の検討対象地点の位置概要図である。また、図 4-18 は番ノ州地区での F_L の分布と各深度で $F_L = 1.0$ となる場合の地表面加速度の分布の計算結果を示す。

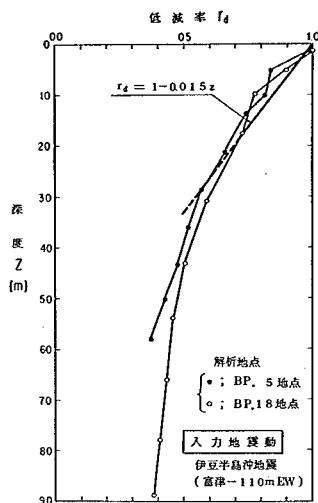


図 4-11 低減率 r_d の分布 (番ノ州)

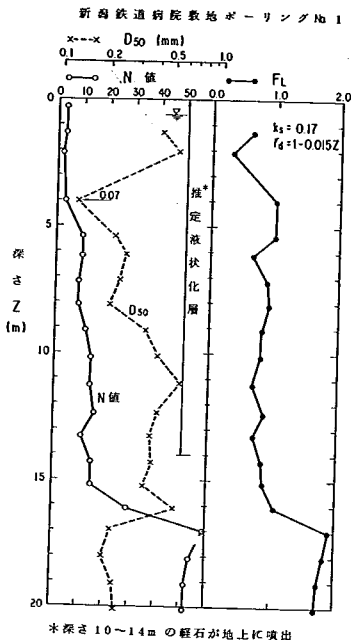


図4-12 地盤液状化地点の解析例1

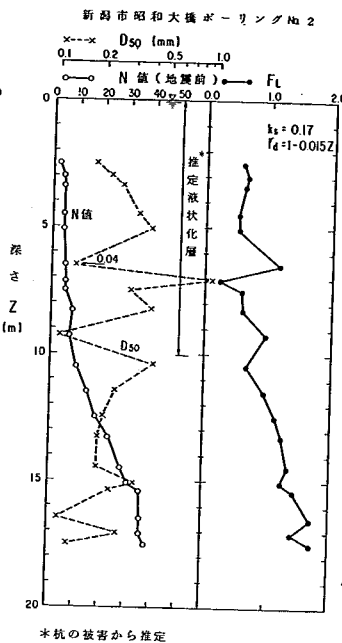


図4-13 地盤液状化地点の解析例2

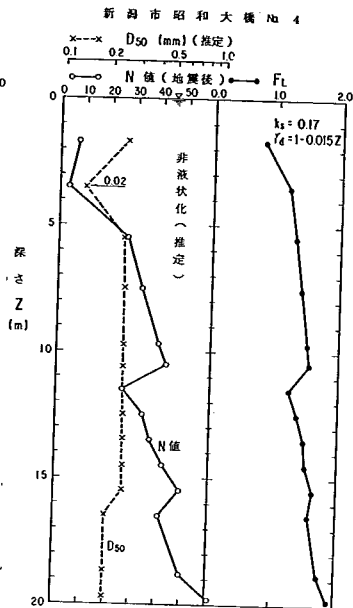


図4-14 地盤の非液状化地点の解析例1

4-6 流動化抵抗係数の耐震設計への反映

F_L 値が算定された後の耐震計算上の取扱いについて検討する。図4-12~16に示したように、新潟地震の例では F_L 値と流動化の有無との間にかなり強い相関があることが判る。すなわち、深さ11m程度より浅くかつ F_L がおおむね1.0以下の部分では、流動化ありが大半であり、それ以外ではほとんど流動化なしとなっている。しかし、 F_L が1.0以下の流動化ありの場所でも、構造物に重大な被害が発生したのは、 F_L が相当小さい場合(0.6程度以下)が多い。従って、仮に $F_L < 1.0$ の場合でも F_L 値の大きさによって耐震計算上の取扱いを変えることが考えられる。

この点に加えて、流動化が構造物に与える影響は、地形や構造物の種類によって異なることも留意しなければならない。流動化が問題となるのは、大別して、地盤のすべりを問題とする場合、地盤の水平支持力を問題とする場合、地盤の鉛直な持力を問題とする場合が考えられるが、これ

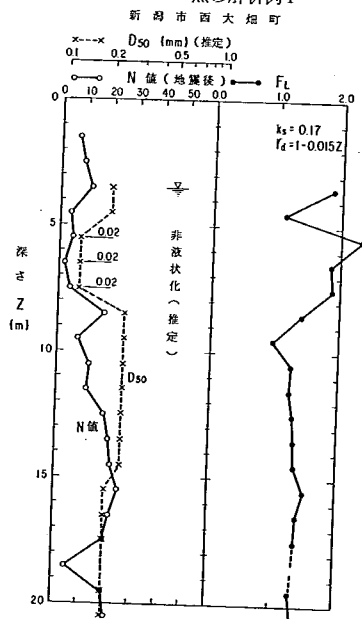


図4-15 地盤の非液状化地点の解析例2

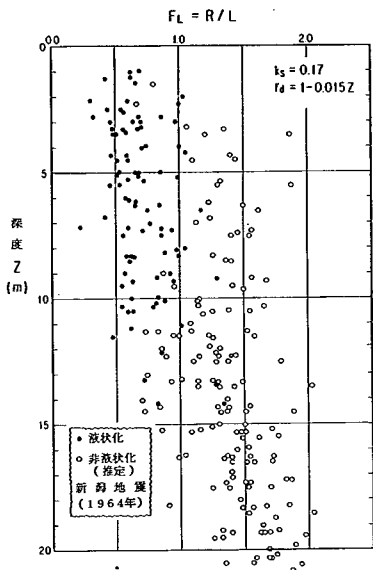


図4-16 流動化抵抗係数 F_L と流動化の有無の関係
(1964年新潟地震の例)

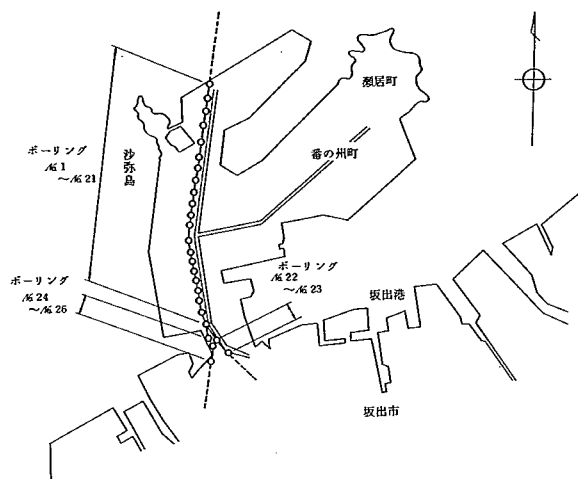


図4-17 調査地点位置図

らの各々に対して、 F_L 値と設計計算上の取扱いを十分吟味する必要がある。例えば、構造物基礎周辺の地盤の水平支持力を問題とする場合は、次のような暫定提案が考えられる。

- 1) $F_L > 1.0$ となる土層：流動化無しと判定し、支持力、ばね定数は低減させない。
- 2) $1.0 \geq F_L > 0.8$ となる土層：一部流動化とみなし、支持力、ばね定数を $\frac{2}{3}$ だけ見込む。
- 3) $0.8 \geq F_L > 0.6$ となる土層：一部流動化とみなし、支持力、ばね定数を $\frac{1}{3}$ だけ見込む。
- 4) $0.6 \geq F_L$ となる土層：完全流動とみなし、支持力、ばね定数は期待しない。

番の州地区における地盤流動化の可能性の判定を、原位置地盤調査・不攪乱資料採取、室内動的土質試験、地震動調査に基づいて行なった結果を報告した。さらに、地盤流動化が生じると判定された場合の耐震設計の方法について提案した。

参考文献

- 1) 大橋昭光, 岩崎敏男, 龍岡文夫, 宮田浩通 (1977年4月), '地震時における地盤流動化判定法の検討', 土木技術資料, 4月号, Vol. 19, No. 4, April, 土木研究会
- 2) 土質工学会 (1976) '地下街および地下構造物の震災に関する報告書'
- 3) Gibbs, H. J. and Holtz, W. G. (1957), 'Research on Determining the Density of Sand by Spoon Penetration Test', Proc. 4th ICSMFE, London, Vol. 1
- 4) Meyerhof, G. G. (1957), 'Discussion of Session I', Proc. 4th ICSMFE,

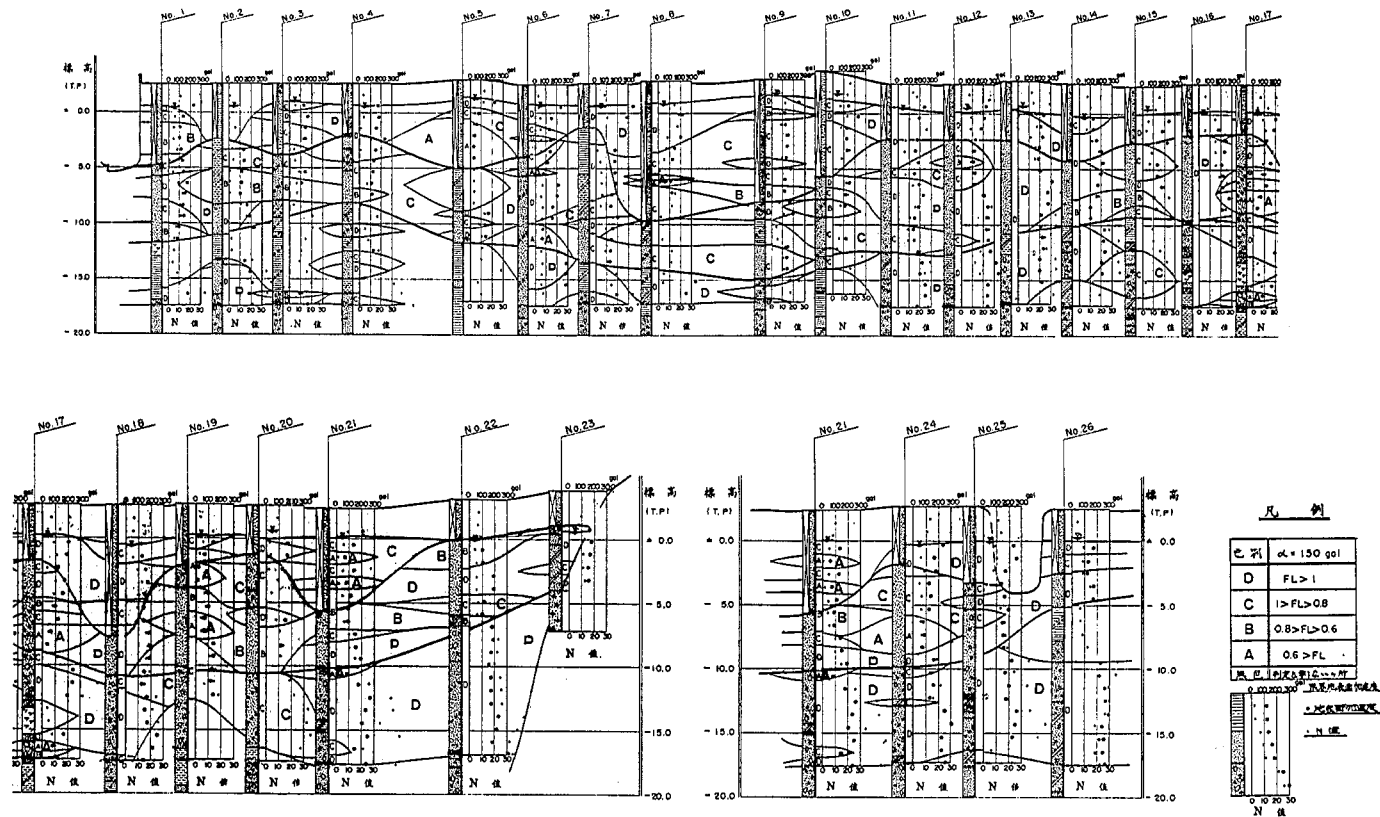


図 4-18 F_L の分布および液状化限界地表面加速度分布

London, Vol.3

- 5) Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1967), 'Analysis of Soil Liquefaction: Niigata Earthquake', Jr. of SMF Div., ASCE, Vol.93, No. SM3
- 6) 岩崎敏男, 龍岡文夫, '地盤の流動化と基礎の耐震設計', 橋梁と基礎, Vol.11 No.12 1977
- 7) 龍岡文夫, 岩崎敏男, 常田賢一 (1978), 'N値-有効拘束圧-平均粒径を用いた飽和砂質土の非排水動的強度の簡易推定法', 第13回土質工学研究発表会
- 8) 日本道路協会「道路橋耐震設計指針」(1971年4月)
- 9) 本州四国連絡橋公団, 「高橋脚橋梁の耐震性に関する調査研究報告書」1977年3月, 龍岡文夫, '地盤の流動化と基礎の耐震設計', 橋梁と基礎, Vol.11 No.12 1977
- 10) 大橋・岩崎・若林・常田, '加速度強震記録の統計解析', 日米天然会議・耐震耐震構造専用部会第9回合同部会, 1977年5月
- 11) 石原; 信濃川水門締切堤における液状化試験報告, 建設省北陸地方建設局信濃川下流事務所報告, 1976. 3
- 12) Ishihara, K. (1977), 'Simple Method of Analysis for Liquefaction of Sand Deposits during Earthquakes' Soils and Foundations, Vol.17, No.3, pp.1-18.
- 13) 石沢, 中川, 黒原; 細粒分を含んだ不攪乱砂資料の液状化試験, 第12回土質工学研究発表会, 1977. 5
- 14) Saito A. (1977), 'Characteristics of Penetration Resistance of a Reclaimed Sandy Deposit and Their Change Through Vibratory Compaction,' Soils and Foundations, Proc. of JSSMFE, Vol.17, No.4
- 15) Hatanaka, M. (1977), 'Fundamental Studies on Undisturbed Sampling of Saturated Sands by Freezing,' Athesis for the Degree of Doctor of Eng., Tokyo Institute of Technology.
- 16) Yoshimi, Y., Hatanaka, M. and Oh-oka, H. (1977), 'A Simple Method for Undisturbed Sand Sampling by Freezing', Proc. of Speciality Session 2, ICSMFE, Tokyo, pp.23-28.

(1) ダムの耐震設計法に関する調査

振動研究室	室 長	岩 崎 敏 男
"	研究員	若 林 進
"	研究員	川 島 一 彦
"		高 木 義 和

1. ま え が き

昭和32年度に近畿地方建設局管内の猿谷ダムに強震計が最初に設置されてから以後、ダム構造物およびその近傍地盤上に対する強震計設置を推進し、強震観測を継続すると共に、地方建設局、関係公団、地方庁などの諸機関における強震観測をも合せて、強震記録の収集および観測結果の印刷公刊を実施してきた。同時に、強震観測が正常に行なえるように、強震計の定期点検を実施している。また得られた強震記録のうち主要なものに対しては、数値化を行ない、加速度振幅の大きさおよび波形の周期特性などを解析する。

2. 研 究 目 的

ダムならびにその近傍地盤における強震観測を行なうことにより、ダム構造物の地震応答を究明し、さらには地震動そのものを実測資料に基づいて評価する。これによって、ダム構造物の耐震基準をより合理化し、公共事業におけるダム構造物の安全性と経済性に資する。

3. 研 究 方 法

つぎの各種の方法により研究を進めていく。

- (1) 強震観測の実施と観測網の充実
- (2) 強震計の点検補正
- (3) 強震記録の数値化
- (4) 強震記録の分析

4. 研 究 結 果

4.1 ダムの強震観測

ダム構造物関係の強震観測計の設置状況を図4.1-1および表4.1-1に示す。このうちSMAC型強震計の設置箇所、および台数は、それぞれ14ヶ所、23台、電磁式強震計は、21ヶ所・179

成分となっており、全体としてはダム関係では電磁式がかなり高い割合を占めている。

4.2 強震計の定期点検補正

定期点検補正は機器を常に良好な状態に保持し、不意に発生する強震動を確実に記録するために行なうものである。土木研究所から専門業者に外注して点検補正を行っており、これにより正常な強震観測体制の保持に大きな成果をあげてきている。本年度は、ダム構造物関係では、SMAC型強震計11地点、17台、電磁式強震計12地点について定期点検を実施した。

4.3 ダムの強震記録

ダム関係の強震観測により現在までに得られた強震記録をSMAC型については、表4.3-1(1)~(3)に示す。この他に松代群発地震により樫花ダムで記録された強震記録が50本程度ある。電磁式については、表4.3-2(1)~(2)に示す通りである。これらによると、現在までに電磁式強震計により得られた記録は少ない。

4.4 強震記録の数値化および公開

強震観測により得られた記録のうち重要な記録(SMAC型については、原則として地盤上加速度が30Gal以上)については、時々刻々の加速度値を読みとる数値化を実施している。これらの数値化された記録は、ダム構造物以外の記録ともあわせて土木研究所の資料「地震記録のデジタル数値」として51年度までに7資料が公開されている。

4.5 ダムに関する強震記録の解析

表4.5-1は、現在までに収集したダム関係の強震記録を示したものであり、これらはすべてSMAC型強震計により得られたものである。図4.5-1(1)~(2)は、これらの代表的な波形を示したものである。電磁式強震計により採取された記録の代表的なものとして、1976.7.5の「宮城・山形北部県境地震」により、鳴子ダムで得られた強震記録(岩盤上)を図4.5-2に示す。また、図4.5-3(1)~(3)には、これらの波形を用いて計算した線形応答スペクトルを示す。

4.6 今後の問題点

ダム関係の強震計では、SMAC強震計、電磁式強震計ともに設置場所の排水等に起因して機械に水分が含まれることによる故障が多い。また、電磁式強震計については、ケーブルの劣化が進んでいるケースが多く、さらに電磁式では計器が複雑なことから、いったん故障すると、現地で担当している技術者による補修がむづかしいという問題がある。これらの点については今後の強震計の保守点検ならびに新規に設置する場合に留意する必要があるだろう。

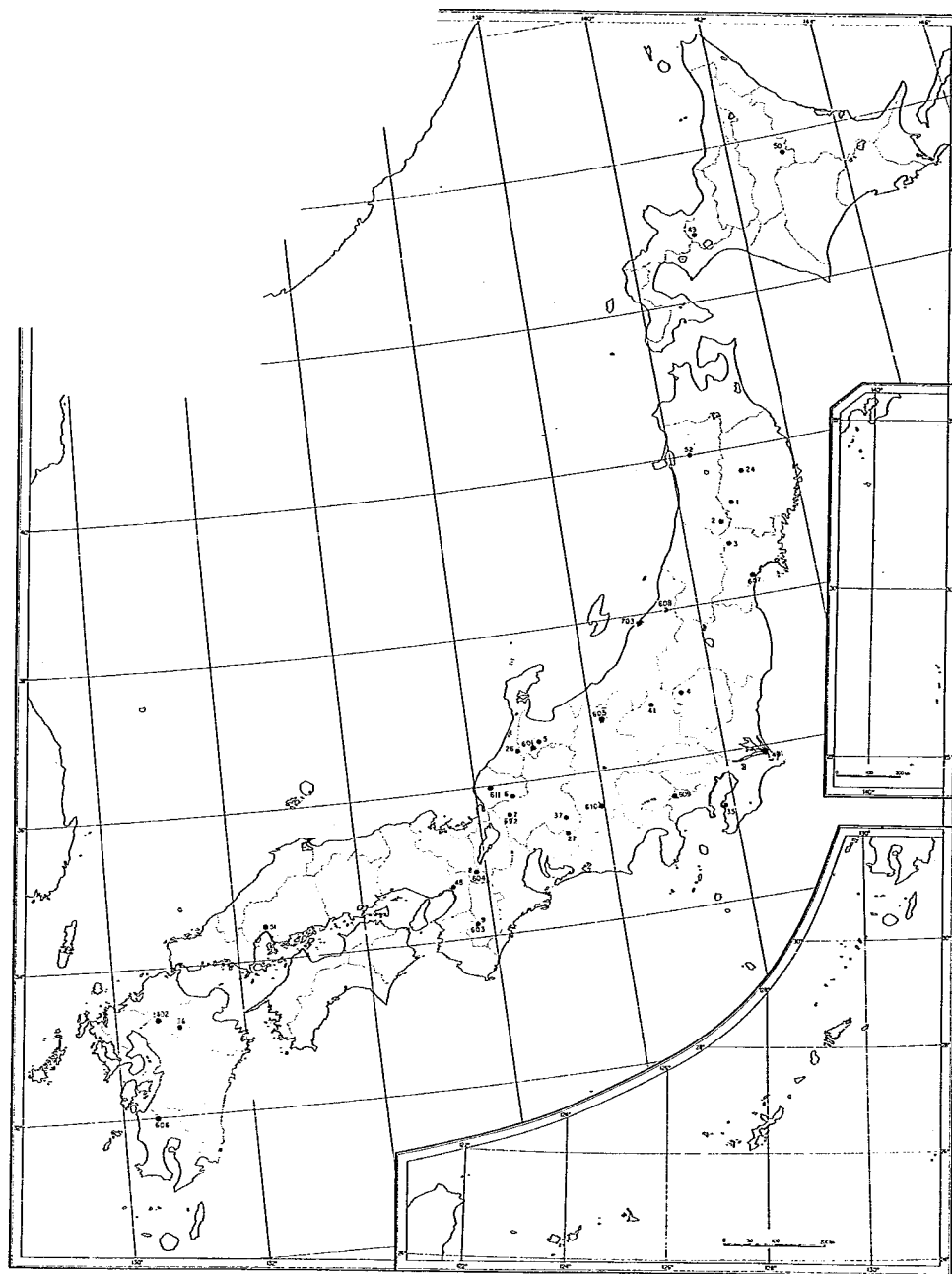


図 4.1 - 1 ダムに対する強震計設置状況図（昭和 53 年 3 月 31 日現在）

表 4.1-1 ダムに対する強震計設置状況一覧表（昭和53年3月31日現在）

SMAC型強震計設置一覧表（ダム関係）									電磁式強震計設置位置一覧（ダム関係）						
№	観測所名	SMAC の型式	台数	ダムの 型式	設置箇所	県 名	維 持 管 理	設置年月	№	観 測 所 名	成分数	ダムの 型式	県 名	維 持 管 理	設 置 年
601	室 牧 ダム	B2	1	A	堤 体	富 山	県) 室牧ダム管理所	36-8	1	湯 田 ダム	6	A	岩 手	東北地建湯田ダム管理所	40
602	横 山 ダム	"	2	G	地盤・堤体	岐 阜	建) 横山ダム "	37-7	2	皆 瀬 ダム	6	F	秋 田	秋田県皆瀬ダム管理事務所	38
603	筑 谷 ダム	A	1	G	地 盤	奈 良	建) 筑谷ダム "	33-3	3	鳴 子 ダム	10	A	宮 城	東北地建鳴子ダム管理所	48
604	天ヶ瀬ダム	B2	1	A	堤 体	京 都	建) 天ヶ瀬ダム "	39-8	4	川 俣 ダム	13	A	栃 木	関東地建川俣ダム管理所	49
605	桐 花 ダム	B2・D	2	A	地盤・堤体	長 野	県) 桐花ダム "	44-12	5	室 牧 ダム	12	A	富 山	富山県室牧ダム管理事務所	36
606	鶴 田 ダム	D	2	G	"	鹿児島	建) 鶴田ダム "	43-12	6	笹 生 川 ダム	10	G	福 井	福井県笹生川ダム管理事務所	41
607	樽 水 ダム	E2	2	F	堤体(頂・底)	宮 城	県) 樽水ダム "	50-12	7	横 山 ダム	12	H	岐 阜	中部地建横山ダム管理所	37
608	大 石 ダム	"	1	G	地 盤	新 潟	建) 大石ダム工事事務所	48-10	8	天ヶ瀬ダム	12	A	京 都	近畿地建天ヶ瀬ダム管理支所	39
609	三 保 ダム	Q	1	F	"	神奈川	県) 三保ダム "	49-5	9	筑 谷 ダム	5	G	奈 良	近畿地建筑谷ダム管理所	32
610	小 波 ダム	D	2	A	地盤・堤体	長 野	建) 小波ダム管理所	43-12	24	四 十 四 田 ダム	6	G・F	岩 手	東北地建四十四田ダム管理所	42
611	真 名 川 ダム	E2	2	A	堤体(頂・底)	福 井	建) 真名川ダム工事事務所	52-3	26	犀 川 ダム	10	G	石 川	石川県犀川ダム管理事務所	43
703	新 潟 大 堰	E2	2		地盤・堤体	新 潟	建) 信濃川下流工事	46-11	27	矢 作 ダム	13	H	愛 知	中部地建矢作ダム管理所	45
1401	利根川河口堰	D	2		"	千 葉	水資源開発公団	44-3	30	釜 房 ダム	6	G	宮 城	東北地建釜房ダム管理所	45
1402	寺 内 ダム	E2	2	F	堤体・ギャフリ	福 岡	"	52-3	35	郡ダム(地中)	9	F	千 葉	千葉県開発庁	48
									36	松原・下釜ダム	8	A	大 分	九州地建松原下釜ダム管理所	46
									37	阿 木 川 ダム	3	F	岐 阜	水資源開発公団	47
	A：アーチ								41	藤 原 ダム	3	A	群 馬	藤原ダム管理所	48.3
	G：重 力								49	豊 平 峡 ダム	12	A	北海道	北海道開発局	47.9
	F：フィル								50	大 雪 ダム	15	F	"	"	49.11
	H：中空重力								51	高 瀬 堰	6		広 島	大田川工事事務所	49.9
									52	萩 形 ダム	2	G	秋 田	萩形・森沢ダム管理事務所	42.2

表 4.3 - 1 (1) SMAC型強震計によりダムで得られた強震記録一覧 (その 1)

STATION NO.	NAME OF STATION	INSTRUMENT NO.	LONGITUDE	LATITUDE	Y.M. INSTALLED	TYPE	MACHINE NO.
①	Shimizu Dam	1001	136 22 35	35 25 30	001200	SMAC-02	17916
	Shimizu Dam	1002	136 22 37	35 25 30	001200	SMAC-02	17917
Eq. No.	INSTRUMENT NO.	SECTION NO.	DEPTH	VERTICAL	WAVELENGTH		
0001	1001	1	12.5	10.0	17.5		
0002	1002	1	17.5	15.0	25.0		
Eq. No.	SPECIAL SECTION	CORRESPONDING TIME AND DAY	LONGITUDE	LATITUDE	DEPTH (cm)	MAGNITUDE	SL (cm)
0003	SHIMIZU DAM	1964.12.16.15.00	137 0 0	35 27 0	0.0	0.0	10.0

STATION NO.	NAME OF STATION	INSTRUMENT NO.	LONGITUDE	LATITUDE	Y.M. INSTALLED	TYPE	MACHINE NO.
②	Shimizu Dam	1003	136 49 30	35 22 31	001200	SMAC-02	17902
Eq. No.	INSTRUMENT NO.	SECTION NO.	DEPTH	VERTICAL	WAVELENGTH		
0001	1003	1	15.0	10.0	0.0		
0002	1003	2	17.5	12.5	0.0		
0003	1003	3	15.0	0.0	0.0		
0004	1003	4	10.0	0.0	0.0		
0005	1003	5	10.0	25.0	0.0		
0006	1003	6	15.0	15.0	15.0		
Eq. No.	SPECIAL SECTION	CORRESPONDING TIME AND DAY	LONGITUDE	LATITUDE	DEPTH (cm)	MAGNITUDE	SL (cm)
0007	SHIMIZU DAM	1964.12.16.15.00	136 30 1	35 2 1	10.0	0.0	20.0
0008	SHIMIZU DAM	1964.12.16.15.00	136 30 0	35 15 0	10.0	0.0	10.0
0009	SHIMIZU DAM	1964.12.16.15.00	136 31 0	35 13 0	10.0	0.0	17.0
0010	SHIMIZU DAM	1964.12.16.15.00	136 31 0	35 15 0	10.0	0.0	11.0
0011	SHIMIZU DAM	1964.12.16.15.00	136 30 0	35 1 0	10.0	0.0	15.0
0012	SHIMIZU DAM	1964.12.16.15.00	136 30 0	35 1 0	10.0	0.0	10.0

表 4.3 - 1 (2) SMAC型強震計によりダムで得られた強震記録一覧 (その 2)

STATION NO.	NAME OF STATION	INSTRUMENT NO.	LONGITUDE	LATITUDE	Y.M. INSTALLED	TYPE	MACHINE NO.
③	Shimizu Dam	1004	136 7 30	36 20 47	001200	SMAC-02	17922
	Shimizu Dam	1005	136 7 30	36 20 47	001200	SMAC-02	17923
Eq. No.	INSTRUMENT NO.	SECTION NO.	DEPTH	VERTICAL	WAVELENGTH		
0001	1004	1	15.0	12.5	20.0		
0002	1005	1	15.0	0.0	0.0		
Eq. No.	SPECIAL SECTION	CORRESPONDING TIME AND DAY	LONGITUDE	LATITUDE	DEPTH (cm)	MAGNITUDE	SL (cm)
0003	SHIMIZU DAM	1964.12.16.15.00	136 5 0	36 27 0	10.0	0.0	25.0
0004	SHIMIZU DAM	1964.12.16.15.00	136 10 0	36 20 0	10.0	0.0	15.0
STATION NO.	NAME OF STATION	INSTRUMENT NO.	LONGITUDE	LATITUDE	Y.M. INSTALLED	TYPE	MACHINE NO.
④	Shimizu Dam	1006	136 8 30	35 20 26	001200	SMAC-02	0
Eq. No.	INSTRUMENT NO.	SECTION NO.	DEPTH	VERTICAL	WAVELENGTH		
0001	1006	1	10.0	22.5	07.5		
Eq. No.	SPECIAL SECTION	CORRESPONDING TIME AND DAY	LONGITUDE	LATITUDE	DEPTH (cm)	MAGNITUDE	SL (cm)
0002	SHIMIZU DAM	1964.12.16.15.00	136 0 0	35 30 0	20.0	0.0	11.0
STATION NO.	NAME OF STATION	INSTRUMENT NO.	LONGITUDE	LATITUDE	Y.M. INSTALLED	TYPE	MACHINE NO.
⑤	Shimizu Dam	1007	136 58 40	35 34 10	001200	SMAC-02	01106
	Shimizu Dam	1008	136 58 30	35 34 15	001200	SMAC-02	01105
Eq. No.	INSTRUMENT NO.	SECTION NO.	DEPTH	VERTICAL	WAVELENGTH		
0001	1007	1	10.0	0.0	10.0		
0002	1008	2	02.5	2.5	10.5		
Eq. No.	SPECIAL SECTION	CORRESPONDING TIME AND DAY	LONGITUDE	LATITUDE	DEPTH (cm)	MAGNITUDE	SL (cm)
0003	SHIMIZU DAM	1964.12.16.15.00	136 6 0	35 40 0	0.0	0.0	04.0
0004	SHIMIZU DAM	1964.12.16.15.00	136 06 0	35 35 0	10.0	0.0	112.0

表 4.3 - 1 (3) S MAC型強震計によりダムで得られた強震記録の一覧(その3)

STATION NO.	NAME OF STATION	INSTRUMENTS	LONGITUDE	LATITUDE	Y.M. INSTALLED	TYPE	MACHINE NO.
1601	TURKANA EASTERN DAM	QA-1	160 40 0	35 30 0	090300	SMAC-0	0
1602	TURKANA WESTERN DAM	QA-1	160 40 0	35 30 0	090300	SMAC-0	0

EQ. NO.	INSTRUMENTS	RECORD NO.	HORIZONTAL	VERTICAL	HYDRO (GAL)
71040	QA-1	1	137.5	19.1	105.5
72004	QA-1	2	13.4	4.5	13.4
72005	QA-1	1	61.9	1.2	40.3
72005	QA-1	3	10.7	7.5	20.9
72005	QA-1	2	52.0	0.1	44.4
74008	QA-1	4	40.0	13.0	57.5
74008	QA-1	5	140.0	15.0	210.0
74015	QA-1	5	37.5	15.0	60.0
74015	QA-1	5	50.0	7.5	200.0
74015	QA-1	6	22.0	15.0	50.0
74015	QA-1	5	60.0	1.5	90.0
74015	QA-1	7	15.0	1.5	15.0
74022	QA-1	6	127.5	22.5	150.0
74022	QA-1	7	477.5	15.0	255.0
74022	QA-1	7	22.5	1.5	22.5
74022	QA-1	13	7.5	1.5	7.5

EQ. NO.	EPICENTRAL LOCATION	EARTHQUAKE TIME AND DAY	LONGITUDE	LATITUDE	DEPTH(KM)	MAGNITUDE	DS.(KM)
71340	WORTHEN CHINA REF.	1971.10.11 17.10	160 35 2	35 34 1	40.0	5.2	32.6
72304	OFF LAMARCA REF.	1972.06.12 20.51	160 47 0	35 36 0	30.0	4.0	17.4
72306	OFF MICHIGAN REF.	1972.06.29 10.23	161 30 0	33 31 0	70.0	0.1	298.7
74006	E OFF CHINA REF.	1972.03.03 13.30	160 53 0	35 34 0	60.0	0.1	35.3
74016	OFF LAMARCA REF.	1972.07.06 14.45	161 12 0	36 25 0	60.0	0.3	80.5
74015	OFF LAMARCA REF.	1972.05.16 03.30	159 55 0	36 1 0	50.0	5.8	70.0
74017	S-E OFF CHINA REF.	1972.07.27 12.10	161 31 0	33 43 0	60.0	0.4	246.7
74022	NEAR CHINA REF.	1972.11.16 03.52	161 15 0	35 45 0	40.0	0.1	52.9
74023	NEAR CHINA REF.	1972.11.30 07.00	160 40 0	30 36 0	420.0	7.6	605.6
76010	OFF CHINA REF.	1975.10.06 02.38	161 25 0	37 4 0	70.0	5.9	152.3

表 4.3 - 2 (1) 電磁式強震計によりダムで得られた強震記録一覧(その1)

地震発生年月日	地震名	震源地		震源深さ	マグニチュード	観測名	型式	震央距離	地震計設置箇所	最大加速度 絶対値	備考
		東 経	北 経								
1964. 6.16.13:02	新潟地震	139°11'	38°21'	46	7.5	山王海	ロックフィル		河川右岸上下流 河川左岸上下流	54.640 52.430	振動研究室でデジタル化
1967. 9. 9.14:15	岐阜県中部	137°4'	35°47'	0	6.6	横山	中空重力	60.0	岩盤鉛直軸	8.45	フィルダム研究室でデジタル化
									堤軸	20.07	"
									" 上下流	12.44	"
									堤体鉛直軸	13.44	"
									" 堤軸	34.98	"
1974. 9. 4	岩手県久慈市沖	141°56'	40°11'	40	5.6	四十四田	重力	82.5	" 上下流	59.61	"
									岩盤(ROCK)X	16.3	"
									堤体(6BL)X	25.0	"
									" (6BL)Y	64.2	"
									堤体(1.8BL)X	39.0	"
									" (1.8BL)Y	31.7	"
									" (1.8BL)Z	10.8	"
									" (EARTH)X	32.8	"
1976. 6.16. 7:36	山梨県東部	139°0'	35°30'	20	5.5	城山	重力	27.0	" (EARTH)Y	75.7	"
									" (EARTH)Z	38.5	"
									堤体上	90.54	"
									" 中	48.21	"
									" 下	137.98	"

注) X → 堤軸, Y → 上下流, Z → 鉛直

表 4.3 - 2 (2) 電磁式強震計によりダムで得られた強震記録一覧(その2)

地震発生年月日	地震名	震源地		震源深さ	マグニチュード	観測名	型式	震央距離	地震計設置箇所	最大加速度 絶対値	備考
		東経	北緯								
1976. 6.16. 7:36	山梨県東部	139° 0'	35°30'	20	5.5	広瀬	ロッタフィル	42.0	堤頂上下流	109.7	フィルダム研究室でデジタル化
									鉛直	51.6	
									トンネル内上下流	28.8	
									堤軸	26.9	
									事務所わき堤軸	65.3	
1976. 7. 8	岩手県沖	142°26'	40°14'	30	5.9	四十四田	重力	122.0	岩盤(ROCK)X	15.8	#
									堤体(6BL)X	4.8	
									"(")Y	23.2	
									"(18BL)X	5.3	
									"(")Y	8.9	
									"(")Z	4.5	
									"(EARTH)X	17.6	
									"(")Y	7.1	
									"(")Z	7.7	
									堤体堤軸	10.7	
									"上下流	58.5	
									"鉛直	7.5	
									地盤堤軸	4.5	
									"上下流	4.6	
									"鉛直	5.7	

(注) X→堤軸, Y→上下流, Z→鉛直

表 4.5 - 1 S MAC型強震計によりダムで得られた強震記録のデジタル化一覧表(ダム関係)

INDEX NO.	RECORD NO.	STATION NAME OF STRUCTURE	MAX. ACCEL. (GAL)	DURATION TIME (SEC)	DATA NUMBER	E.Q. NO.
34	248000001	DAIKOKU DAM	56.643 6.26	16.01	1800	66019
35	248000011	DAIKOKU DAM	52.429 7.14	16.01	1401	66019
126	609-04-2	SUSOHARA DAM	52.763 0.42	10.00	143	66019
127	609-04-2	SUSOHARA DAM	66.481 0.74	10.00	130	66019
151	609-04-26	SUSOHARA DAM	130.340 1.66	10.00	148	66019
152	609-04-26	SUSOHARA DAM	132.130 1.30	10.00	148	66019
351	609-04-1	YOKOYAMA DAM	12.234 0.46	12.00	510	66032
352	609-04-1	YOKOYAMA DAM	10.104 2.45	11.08	675	66032
353	609-04-1	YOKOYAMA DAM	16.770 0.40	11.07	556	66032
565	1401-04-4	TOHICAWA DAM	84.484 11.32	29.15	1364	74004
566	1401-04-4	TOHICAWA DAM	27.207 1.77	25.18	1420	74004
567	1401-04-4	TOHICAWA DAM	485.502 10.55	25.09	1376	74004
577	1401-04-5	TOHICAWA DAM	45.975 3.76	17.01	1040	74014
578	1401-04-5	TOHICAWA DAM	17.567 4.36	16.99	1008	74014
579	1401-04-5	TOHICAWA DAM	48.568 3.43	16.97	971	74014
604	1401-04-6	TOHICAWA DAM	18.685 4.56	17.37	675	74015
605	1401-04-6	TOHICAWA DAM	10.988 0.92	11.36	684	74015
606	1401-04-6	TOHICAWA DAM	26.175 1.10	11.36	674	74015
616	1401-04-7	TOHICAWA DAM	132.417 7.78	20.72	1064	74022
617	1401-04-7	TOHICAWA DAM	46.453 0.70	20.78	986	74022
618	1401-04-7	TOHICAWA DAM	156.625 7.71	20.71	1114	74022
642	809-04-1	MIHO DAM	182.085 4.99	7.99	184	76004
643	809-04-1	MIHO DAM	52.040 3.87	7.96	417	76004
644	809-04-1	MIHO DAM	141.334 4.70	7.96	528	76004

E.Q. NO.	EPICENTRAL REGION	EARTHQUAKE TIME AND DAY	LONGITUDE	LATITUDE	DEPTH(KM)	MAGNITUDE
66019	NEAR MATSUWASHI	1976.05.26 14:21	136 15 1	36 34 1	0	5.3
66032	MIDDLE OF GIYUWASE	1976.09.29 14:11	137 4 0	35 47 0	0	6.4
74004	E OFF CHIRAKI PREF.	1974.03.03 13:50	144 53 0	35 34 0	60.0	6.3
74014	OFF CHIRAKI PREF.	1974.03.04 14:45	143 12 0	36 25 0	30.0	6.3
74015	TOCHIGI=CHIRAKI JORDEN	1974.08.04 05:16	139 33 0	36 1 0	50.0	5.8
74022	NEAR CHIRAKI	1974.11.16 05:22	143 15 0	35 45 0	20.0	6.1
76004	EASTERN YAMANASHI PREF.	1976.06.16 07:50	134 0 0	35 30 0	0	5.5

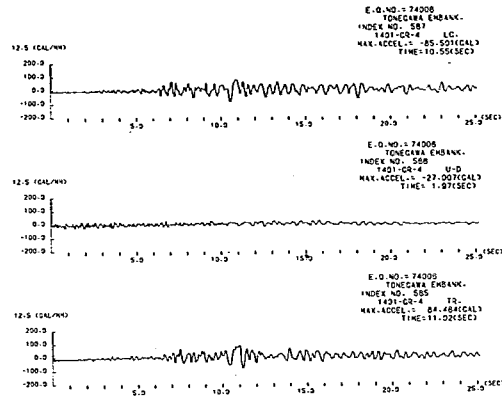


図 4.5 - 1 (1) 利根川下口堰で得られた強震記録 (SMAC 型)

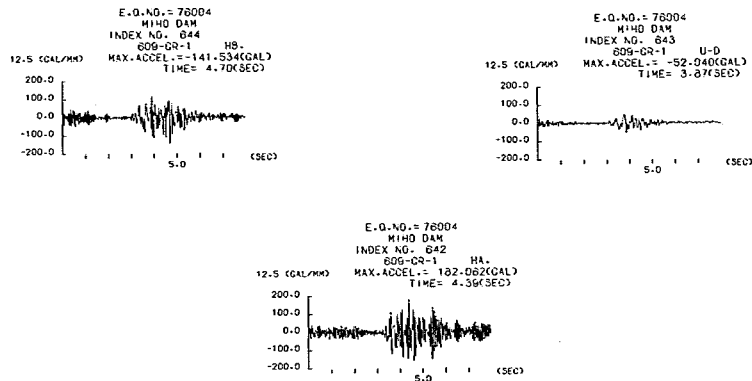


図 4.5 - 1 (2) 三保ダムで得られた強震記録 (SMAC 型)

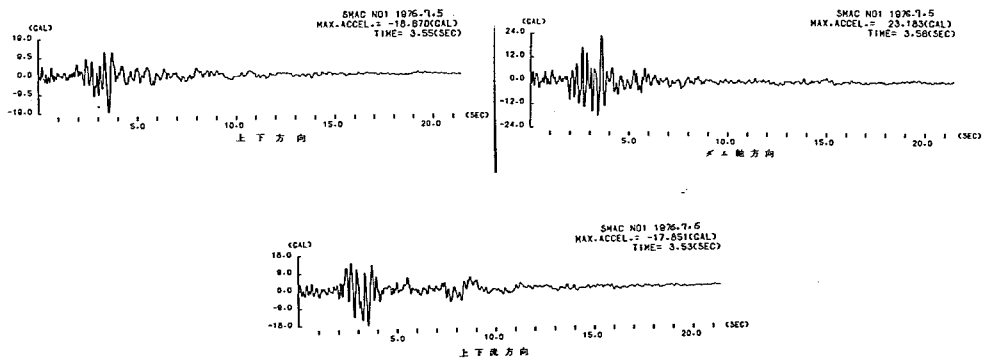


図 4.5 - 2 鳴子ダムで得られた強震記録 (電磁式)

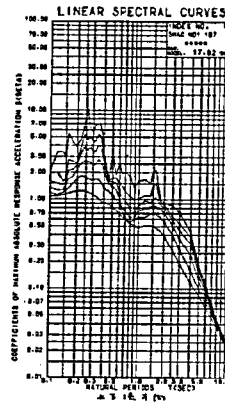


図 4.5 - 3 (1) 強震記録の線形応答スペクトル (鳴子ダム, 上下流方向)

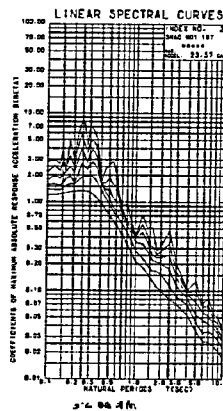


図 4.5 - 3 (2) 強震記録の線形応答スペクトル (鳴子ダム, ダム軸方向)

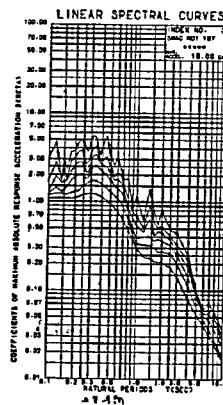


図 4.5 - 3 (3) 強震記録の線形応答スペクトル (鳴子ダム, 上下動)