

土 木 研 究 所 資 料

第 1 2 8 0 号

昭和51年度調査試験研究成果概要報告書

昭和52年10月

建設省土木研究所

地震防災部 振動研究室

ま え が き

本報告書は昭和51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51年度における課題数は14課題で、業務内容は強震観測、設計地震入力、地盤と盛土の耐震性、交通振動対策等多岐にわたっている。なお、14課題のうち、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）は、構造橋梁部構造研究室と協同に実施したものである。

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とすところである。

昭和52年10月

地震防災部 振動研究室長

岩 崎 敏 男

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	(")	8
(3) 強震観測網の整備ならびに強震記録の公刊	(")	13
(4) 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)	22
(5) 地震動及び地盤の動的挙動に関する試験調査		
	(")	36
(6) 地震動に関する調査	(道路事業調査費・大規模調査)	59
(7) 耐震調査	(")	70
(8) 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)	97
(9) 標準設計地震(中規模)入力の設定	(建設技術研究開発調査費)	106
(10) 盛土及び斜面の震害判定法	(")	113
(11) 構造物及び周辺地盤中での地震測定—橋梁—		
	(")	121
(12) 橋梁下部工と地盤の相互作用の解析	(")	127
(13) 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)	141
(14) 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)	151

(1) 地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

〃 〃 常田 賢一

1. ま え が き

強震時における地震観測は、SMAC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収積されつつある。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の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。

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. 研 究 結 果

4.1 地盤歪の計測体制整備

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た。本年度は原位置において実測するための計測装置を製作購入した。この装置は、2点間の相対変位から歪を算出するものである。換振器は、位相特性のそろった高性能の地震計（加速度計）を用いて、積分により各点の相対変位を求めて、地盤歪を検出するものである。地盤歪測定装置の構成を

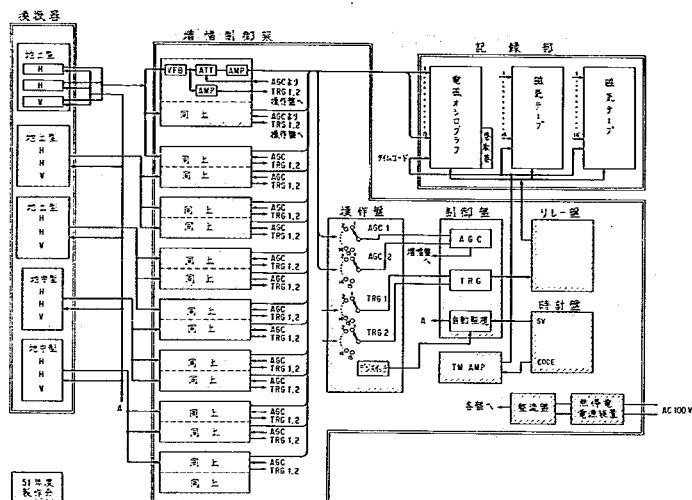


図-1 地盤歪測定装置の接続図

図-1に示す。換振器は、3成分型の地中地震計1台と3成分型の地上用地震計3台の合計12成分の観測ができ、地表面水平方向および上下方向の地盤歪を検出できるようになっている。この装置の機能は、設定値を越える入力信号があったとき記録器を起動し、一定時間記録するようになっている。地震動が大きくなって増幅器に対して過大な入力となるときは、自動的に増幅度を下げ、記録のオーバースケールを防ぐようになっている。また一定時間間隔で自動的に装置全体の動作チェックを行えるようになっている。主要部分の性能諸元を示すと、下記の通りである。

(1) 換振器（地中及び地上用）

(a) 加速度換振器

型 式	VFB型加速度計
振子の型式	直動型
振子固有振動数	約 5 Hz
感 度	10 mV/gal (但し、VFB増幅器と組合せた場合)
周波数特性	0.1~50 Hz にて±1 dB以内

(b) 方位検出器（地中地震計のみ）

検出方式	マグネットコンパス
精 度	±5度
測定方法	埋設後遠隔操作により検出

(2) 増幅器（VFB増幅器及び記録増幅器を含む）

入力方式	平衡入力
周波数特性	0.1～50 Hzにて±1 dB以内
感度切換	10, 3.0, 50, 80 gal/cm
出力	最大2 V pp (表示感度当り0.5 V)

4.2 新葛飾様の地盤調査および地盤の地震応答解析

4.2.1 概 要

強震時の地盤の挙動を推定する方法の一つである重複反射法により地震時の地盤の応答計算を実施した。解析対象地点は、国道6号線江戸川バイパスの東京都葛飾区金町・千葉県松戸市上矢切間の新葛飾橋付近の2地点であり、図-2にその概要を示す。応答計算に際しては、当該2地点において地盤調査を実施し、それに基づいて地盤のモデル化を行ない、当地で得られた強震観測地震動を入力し強震時の地盤の挙動の推定を行なった。

4.2.2 地盤調査及び地盤のモデル化

地盤の応答解析を行なうには、解析対象地点の地盤特性を知る必要がある。今回の地盤調査は、図-2に示すように、地盤の強震観測点である $\Lambda 1$ 地点(松戸市上矢切)及び、ここから約400m離れた新葛飾の $\Lambda 2$ 地点の2箇所で実施している。 $\Lambda 1$ 地点及び $\Lambda 2$ 地点に対して、各々、深度-2.5m、-5.6m迄のボーリングを行い、標準貫入試験P-S検層及び試料採取を実施した。両地点の地盤調査の結果を図-3(A)、(B)に示す。地質等から判断して、 $\Lambda 1$ では-8.6m、 $\Lambda 2$ では-7.3mの中砂下面が、沖積層の下端と考えられる。

地盤調査の結果を基にして、両地点での動的地盤モデルを図-4(A)、(B)のように設定した。この際、 $\Lambda 1$ 地点の-2.5m以深のモデルは、両地点の高度差が僅小であること、地質の位置対応が良好であること及び共通基盤を同一深度に取ること等を考慮して、 $\Lambda 2$ 地点の調査結果を基に仮定している。今回のモデル化では、S波速度、N値の分布から判断して、-4.5mに仮想基盤を設定している。なお単位体積重量は、土質から推定し、初期剛性率 G_0 は、PS検層が、土の弾性域内で行なわれているとの仮定の下でPS検層結果より算定している。

4.2.3 地盤の地震応答解析及び結果

地盤の応答解析は、図-4(A)、(B)の設定地盤モデルに観測地震動を入力しているが、応答計算の流れを図-5に示す。つまり、地盤の強震観測が実施されているのは、 $\Lambda 1$ 地点の地表面に於いてであり、まず地盤モデル(I)の地表面に観測地震動を入力し、下方に向かって地盤 $\Lambda 1$ の応答計算を実施し、仮想基盤での地震動を求める。次に、得られた基盤地震動を、地盤モデル(II)の仮想基盤に入力、上方に向かって地盤 $\Lambda 2$ の応答計算を実施している。

今回用いた重複反射法は、土の非線形性を考慮できるものであり、剛性率 G 、減衰定数 h の歪 r の



図-2 調査地案内図

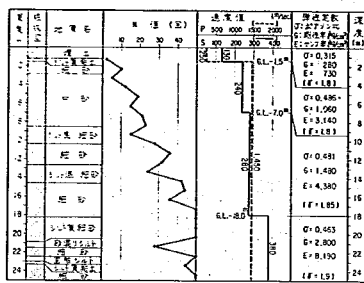


図-3 (A)地盤調査結果No.1地点(松戸市上矢切)

大きさに応じた変化曲線は、今迄に実施されている室内土質試験結果より適宜与えている。

第1地点では、数多くの強震観測地震動が得られているが、今回の応答解析に用いたのは、東松山地震(1968. 7. 1, $M=6.1$)及び千葉県中部地震(1968. 10. 8, $M=5.3$)の2地震で得られている新葛飾橋の橋軸方向の地震動である。図-6に、入力振動波形を示す。

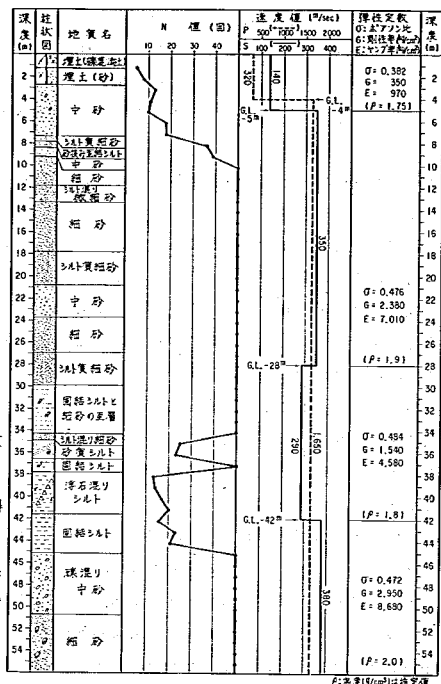


圖-3 (B)地盤調查結果16.2地点(新葛飾橋橋脚5)

注) 新瓦崎橋第5橋脚地点より、下流側へ10m、右岸へ20mの地点。

図-7に兩地盤モデルでの兩地震動入力時の最大応答加速度分布の計算結果を示す。図より

深さ方向に応答加速度値が低減する傾向を示しているのが分かる。そして、兩地震の地震動の周波数特性や最大加速度値が類似しているため、加速度値の分布も顕著な差は見られない。又、兩地震モデルの地盤構造が似ているため、応答値分布も類似している。図-8には、最大応答歪分布の計算結果を示す。応答歪は各層の中央で計算されているが、入力加速度値の大きさととの関係上、 $10^{-5} \sim 10^{-4}$ の歪量となっており、分布については、深度-30 m ~ -45 m 付近の剛性の低い洪積粘土層で応答歪値が大きくなっている。又、減衰定数 h の分布も歪分布と類似しており、2 ~ 4 % の範囲となっている。

総じて、今回実施した重複反射理論に基づく地盤の応答解析により、かなり良好に、地盤の応答の推定が可能であることが分かった。

4.3 石油パイプライン技術基準の解説の作成

本研究課題に関連して、通商産業省、運輸省、建設省および自治省の4省からなる石油パイプライン事業法連絡協議会の石油パイプライン技術基準作成専門委員会の活動に参加した。具体的には、同

地盤モデル (I)

(D.L. + 2.97 m)

深さ (m)	層厚 (m)	V_s (m/s)	F_1 (kg/cm ²)	C_u (kg/cm ²)	地盤定数と地盤特性による判別	地盤定数	
0	15	138	18	310	I	B	
5	2	248	20	3180			P (kg/cm ²)
7.5	2.5	248	20	3180			
10	2.5	248	20	3180			
15	5	248	20	3180	II	B	
20	5	248	20	3180			P (kg/cm ²)
25	5	248	20	3180			
30	5	248	20	3180			
35	5	248	20	3180	III	B	
40	5	248	20	3180			P (kg/cm ²)
45	5	248	20	3180			
50	5	248	20	3180			

図-4 (A) 地盤の地震応答解析のための地盤定数の決定 (新葛飾橋松戸市上矢切)

造 設 モ デ ル (II)

(D.L. + 2.02 m)

深 度 (m)	層 厚 (m)	V_s (m/sec)	F_1 (kg/cm ²)	C_u (kg/cm ²)	地盤定数と地盤特性による判別	地 盤		
0	25	1	125	18	287	I	B	
5	2							
	7.5	(45m)	190	19	700			P (kg/cm ²)
10	2							
	17.5	(45m)	310	20	2508	1.125		
15	4					II	B	
	19	(45m)	310	20	2500			P (kg/cm ²)
20	5							
	24	(45m)	310	20	2500			
25	5					III	B	
	29.5	(45m)	310	20	2500			P (kg/cm ²)
30	5							
	34.5	(45m)	310	20	2500			
35	7					IV	B	
	42	(45m)	310	20	2500			P (kg/cm ²)
40	8							
	50	(45m)	310	20	2500			
45	9					V	B	
	59	(45m)	310	20	2500			P (kg/cm ²)
50	10							
	69	(45m)	310	20	2500			

図-4 (B) 地盤の地震応答解析のための地盤定数の決定 (新葛飾橋橋脚5)

法・省令および告示に定める技術基準につき、統一運用をはかるための解説を作成するものである。当研究室としては、主に石油パイプラインの耐震設計を実施するうえに必要な下記の諸事項等につき、解説(案)の作成に協力した。

- (1) 「地盤の性状等を特に考慮して(耐震設計)を行う場合」の内容
- (2) 「設計基盤」の内容
- (3) 地域区分図の区分線上の「地域別補正係数」のとり方
- (4) 「地盤の種類」の方法
- (5) 「耐震設計上支持力を無視する必要があると認められる土層」の内容
- (6) 「表層地盤面」のとり方
- (7) 「表層地盤面より上方に導管を設置するとき」の設計
- (8) 「水平二方向」のとり方
- (9) 「動水圧等」の内容
- (10) 「表層地盤面より下方に導管を設置するとき」の設計

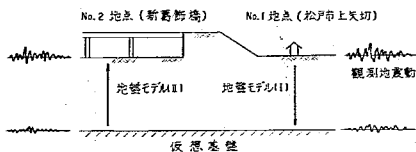


図-5 地盤の応答解析の流れ図

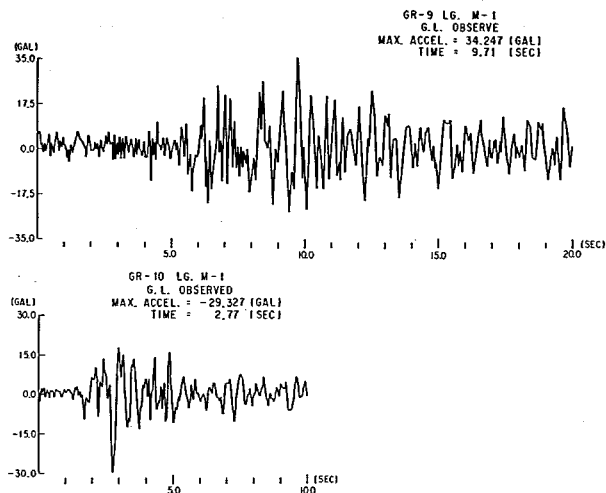


図-6 応答解析に用いた地震動

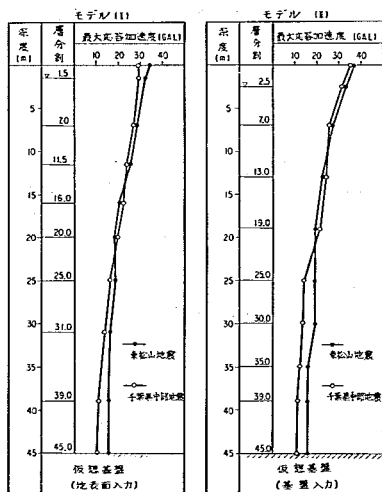


図-7 地盤の地震応答計算結果

最大加速度分布

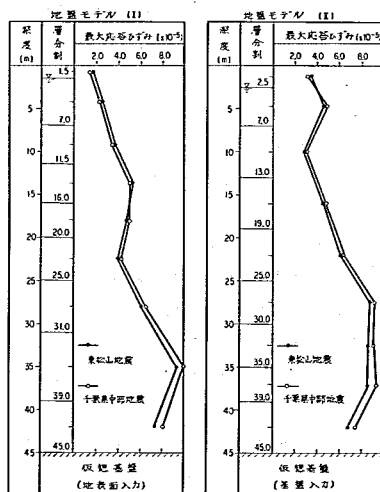


図-8 地盤の地震応答解析結果

最大ひずみ分布

- 00 「表層地盤の固有周期」の求め方
- 03 S_v (応答速度の基準値)の「 T が0.5秒未満の場合は T に応じて減らす」場合の減らし方
- 03 σ_{ie} (地盤の変位によって導管に生じる軸方向応力度)式の原式の紹介
- 04 L (表層地盤の地表面近傍における地震動の波長)のとり方
- 05 K_1 および K_2 (それぞれ軸直角方向の変位に関する地盤の剛性係数)の説明
- 06 σ_e (合成応力度)の計算例

5. 今後の問題点

下記に示す項目について、今後実施する必要がある。

- (1) 地盤歪測定装置を設置し観測を実施する。
- (2) 既往の地震記録を用いて地盤の応答解析を行ない、地盤歪を推定する手法の検討
- (3) 筑波の強震観測場に設置する観測機器の整備

参 考 文 献

- (1) 建設省土木研究所 「新葛飾橋地盤調査報告書」 昭和52年2月

(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 龍岡文夫

〃 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、当該地域における強震観測ならびに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) 東海地方の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) 静岡県焼津市内の道路橋に強震計を2台新設し、強震観測を行う。

4. 研 究 結 果

4.1 地盤別地震動分布の推定

4.1.1 地盤調査資料の収集

東海地方で既に行なわれているボーリング調査による地盤調査記録を収集した。できるだけ深く(少なくとも20m以上)、かつ、N値が測定されているものを約200点収集した。

4.1.2 地盤調査資料の分類

日本道路協会道路橋耐震設計指針(昭和47年4月)における地盤種別(表-1)に従って、収集した地盤資料を4種に分類した。図-1~4に、4種の地盤の例を示す。

4.1.3 地盤の地震応答解析のための地盤のモデル化

地盤の地震応答計算のために、PS換層の結果、あるいはN値に基づいて、地盤を解析モデル化した。地層区分(基盤面の位置も含む)は、S波速度、N値に基づいて行なった。

4.1.4 地震応答解析

重複反射理論を用いて、土の変形特性の非線形性を、等価線型化法によって考慮した地盤の地震応答解析を行った。入力地震動としては、第1種地盤である観音崎の地中地震計で記録されたものを用い、基盤最大加速度は150galとした。図-5に入力地震動の応答スペクトル曲線を示す。

図-6は、最大加速度の深さ方向の分布を示したものであり、第4種地盤で地上での加速度の最大値が、最も大きくなるとは限らない事を示している。図-7は、地盤種別毎の応答スペクトル比を示すものである。応答スペクトル比は、地表での計算地震動に対する応答加速度の最大値 S_a の、基盤での入力地震動に対する応答加速度の最大値 S_b に対する比として定義している。図-7から、1種、2種、3種、4種地盤の順に、地表では長周期成分の地震動が多く含まれる様になっている事が分かる。即ち、最大地表加速度だけではなく、周波数成分を考慮すると、道路橋耐震設計指針の地盤種別の分類法はほぼ妥当である事が分かる。最大加速度は単周期成分によって生ずる。地震被害は、その構造物の固有周期 T に対する応答値 S_a に対応すると考えられるから、最大加速度だけでは地震被害は予測できない。従って、地盤種別の分類法は、図-7に示す応答スペクトル比の相違の生じ方によってその妥当性を検討すべきものと考えられる。

図-8は、地中に発生するせん断応力 τ の時間最大値を、地表での最大加速度 a_m (gal)から推定する時に用いるせん断応力減衰率 r_d を示すものである。 a_m は、4種地盤が一番大きいとは限らないが、 r_d は、4種地盤が一番大きい。この事は、 r_d は、地震動の周波数成分によって左右される事、即ち、短周期成分が多い程 r_d は小さくなり、 a_m が大きいかると言って、 τ が大きいかとは限らない事を示している。

4.2 朝比奈川橋での強震計設置

強震観測網の拡充を目的とし、静岡県焼津市の朝比奈川橋にSMAC-Q型強震計(写真-1参照)2台を据え付けた。

設置場所は図-10に示すように、国道150号線のバイパス(大崩バイパス)の朝比奈川橋であ

表-1 地盤種別

区分	地盤種別 ¹⁾
1 種	(1) 第三紀以前の地盤(以下岩盤と称する)。 (2) 岩盤までの洪積層 ²⁾ の厚さが10m未満。
2 種	(1) 岩盤までの洪積層の厚さが10m以上。 (2) 岩盤までの沖積層 ³⁾ の厚さが10m未満。
3 種	沖積層の厚さが25m未満でかつ軟弱層 ⁴⁾ の厚さが5m未満。
4 種	上記以外の地盤。

注: 1) 地盤種別は一応の目安を示したものであるから、架設地点の状況に応じて係数を判断すること。ここでいう地層の厚さは地表面からの厚さとする。

2) 沖積層のしまった砂層、砂れき層、玉石層をふくむ。

3) がけくずれなどによる新しい堆積層をふくむ。

4) 「3.7 耐震計算上支持力を無視する土層」に規定するもの。

第1種 (地点番号 AP 935)

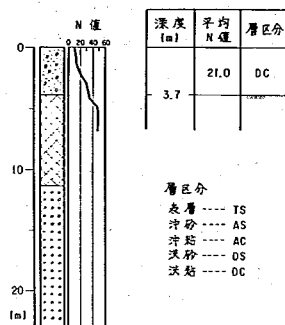


図-1 第1種 (地点番号 AP 935)

第2種 (地点番号 H-13)

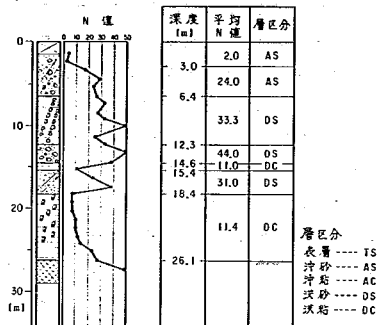


図-2 第2種 (地点番号 H-13)

第3種 (地点番号 I-83)

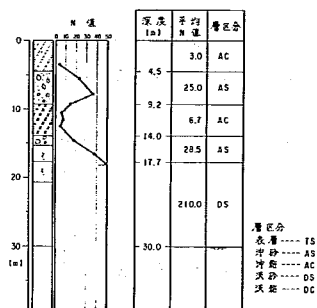


図-3 第3種 (地点番号 I-83)

第4種 (地点番号 3261)

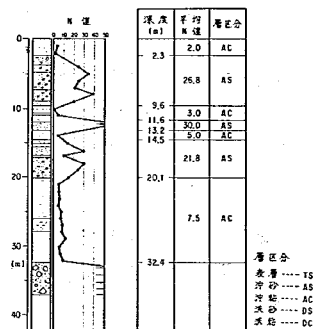


図-4 第4種 (地点番号 3261)

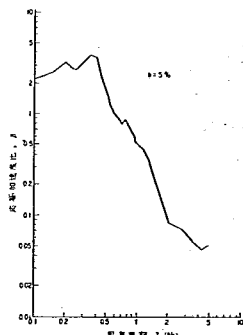


図-5 入力地震動の応答スペクトル

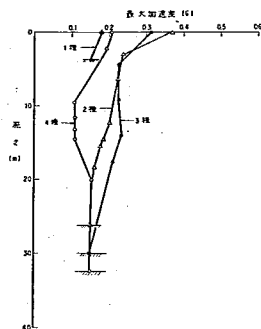


図-6 最大加速度分布

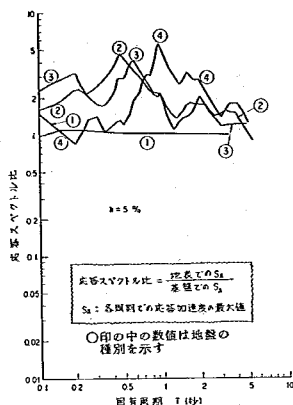


図-7 応答スペクトル比

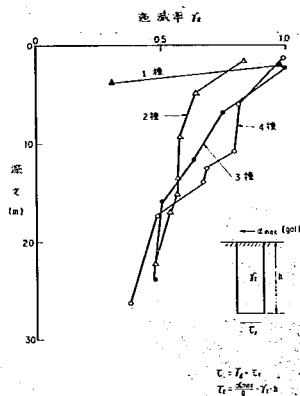


図-8 減衰率 r_d 分布

る。朝比奈川は、橋長108.0mの3径間連続橋であり、現在の所、交通量も少なく、車による橋の振動はほとんどない。

図-11に強震計設置点付近の土質柱状図を示す。これによると、強震計設置点付近は、砂礫質の比較的良好な地盤(2種)だといえる。

強震計は、地盤1台、構造物(橋台)1台、計2台設置した。地盤設置点は、朝比奈川橋左岸側100mの交差点脇とし、構造物設置点は左岸橋台上とした。地盤の強震観測には、写真-2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小屋を設け、その中に強震計を設置し、敷地全体を高さ約2mのフェンスで囲った。又、構造物上(橋台)の強震観測には、写真-3に示すように、橋台上に、500×500×350mmのコンクリート据え付け台を設け、その上に強震計を設置し、風雨(湿気)防止用の鉄カバー(700×700×800mm、鉄板厚2.0mm)をかぶせ、約2mのフェンスで保護してある。起動感度は2台とも5galに設定し、52年3月24日より観測を開始した。

謝辞：本研究の実施にあたっては、静岡県総務部消防防災課、土木部道路建設課及び静岡西土木事務所の関係者の皆様に大変お世話になった。感謝の意を表します。

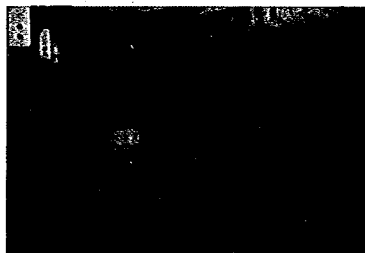


写真-2 橋台上の強震観測場所

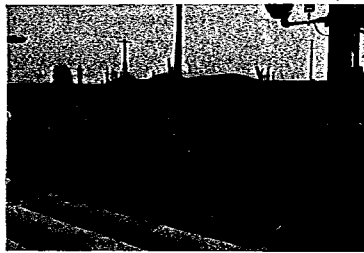


写真-3 地盤の強震観測小屋

参 考 文 献

- (1) 土木技術資料 18-9 (1976), 岩崎敏男, 若林進, 高木義和 「土木施設に対する, 強震観測網の整備」

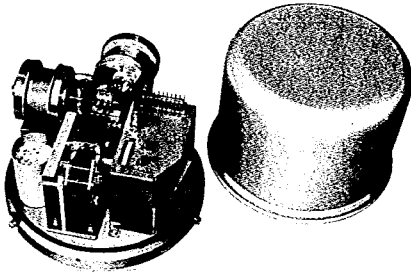


写真-1 SMAC-Q型強震計



図-10 朝比奈川橋 SMAC-Q型
強震計設置位置図

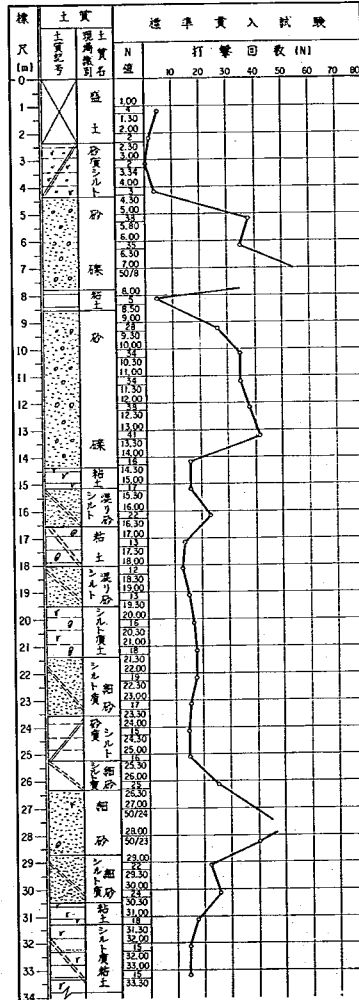


図-11 強震計設置点付近
の土質柱状図

(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

“ 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

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型強震計と電磁型強震計とに分類できる。

昭和52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-1および表-1に、

表-1 SMAC 型強震計配置計画一覽表

建設省土木研究所（1977.3.31現在）

[illegible]

また電磁型強震計については、図-2および表-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121地点、240台となっている。また電磁型強震計では52地点、48.8成分である。この電磁型強震計は、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52地点中17地点(15.8成分)において地中地震観測が実施されている。

昭和51年度に増設された地点をまとめると、表-3に示すとおりであり、SMA C型強震計は、7地点、14台である。

また新しく増設された電磁型強震計は、2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。また電磁型強震計は、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型強震計の観測点数を構造物別に分類すると表-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80地点、155台につき点検補正を実施し、電磁型強震計は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 強震記録の数値化及び公開

各強震観測地点において得られた強震記録のうち、重要と認められる記録(原則として地盤上30GAL以上)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、昭和50年、51年(山梨県東部地震における記録を中心に)及び69年からの未処理データ(地盤30GAL以上)の29本80成分について数値化業務を実施した。又、電磁型強震計は、鳴子ダム、金城埠頭の2点、30分について数値化業務を実施した。数値化した記録の諸元を表-5(SMA C型強震計)、表-6(電磁型強震計)に示す。また、これら数値化された記録は、50年度までに土木研究所の資料「地震記録のデジタル数値」として、すでに7資料が公開されている。

5. 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) 強度記録の処理解析のための必要経費の確保

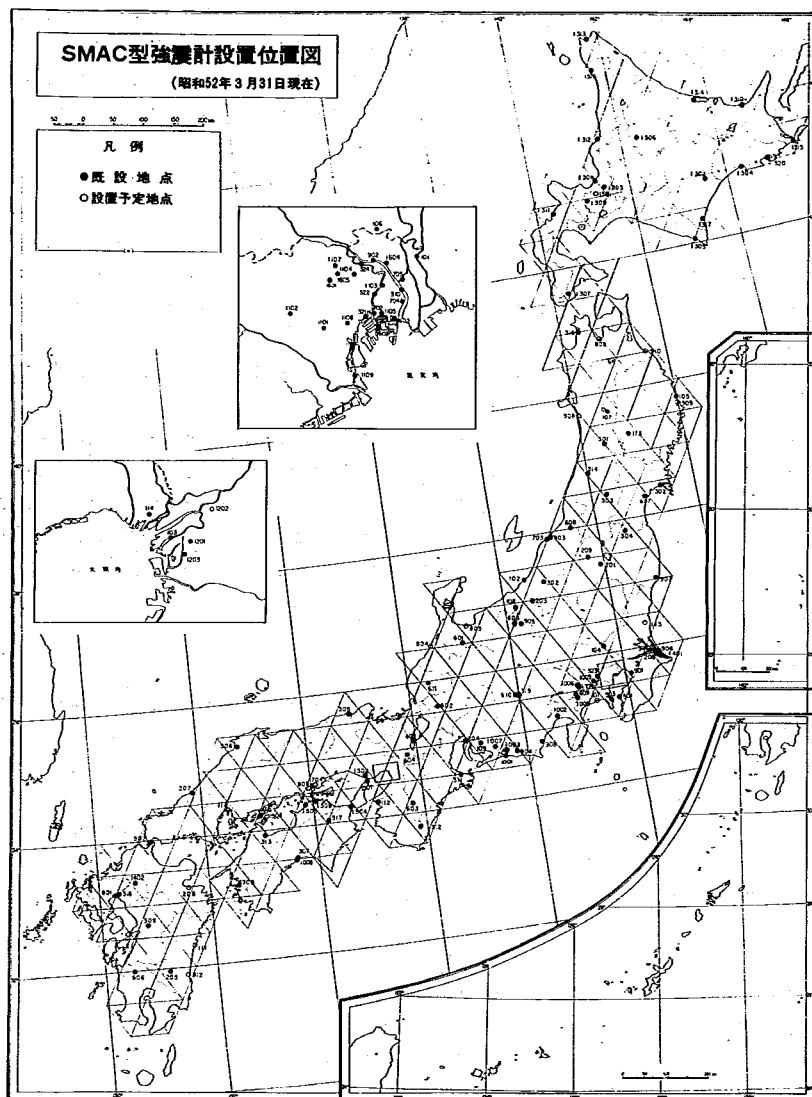


図 - 1 SMAC型強震計設置位置図 (昭和52年3月31日現在)

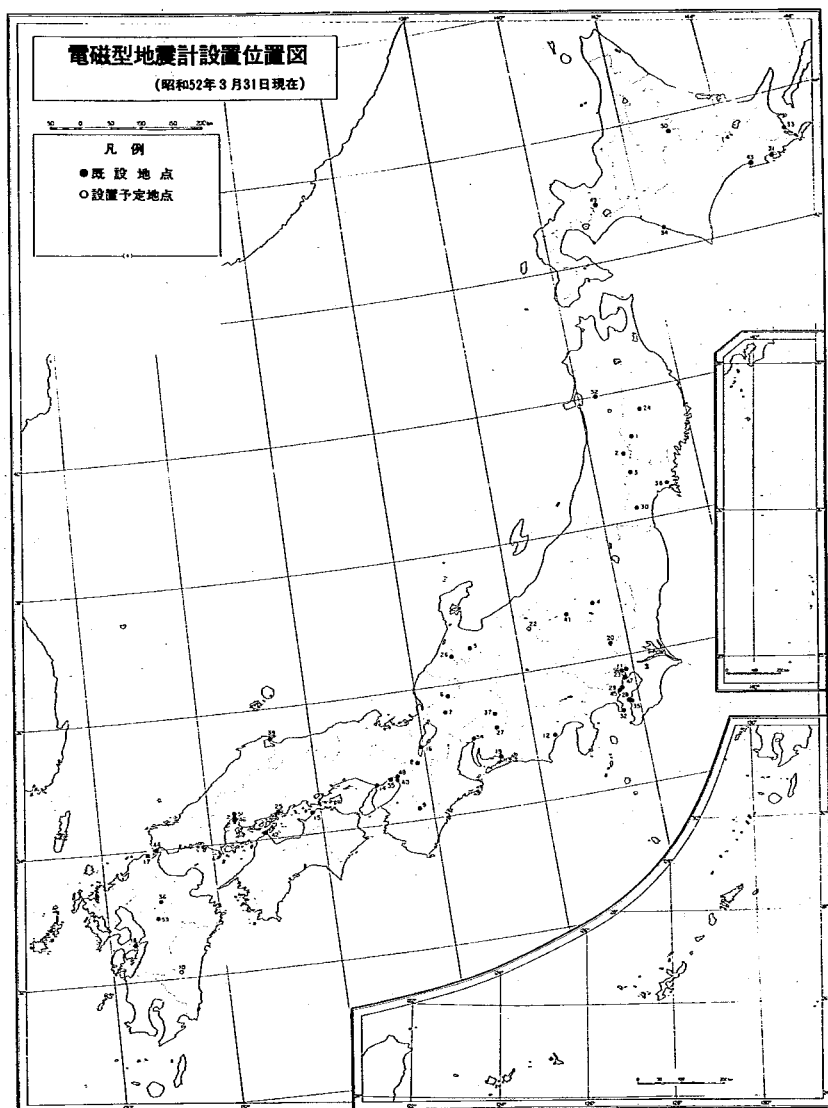


図-2 電磁型強震計設置位置図(昭和52年3月31日現在)

表-2 電磁型強震計設置位置一覧表

番号	観測所名	成数	維持管理	設置年	番号	観測所名	成数	維持管理	設置年
1	湯田	6	東北地建湯田ダム管理所	1965	32	観音崎(地中)	9	関東地建東京湾岸道路調査事務所	1971
2	皆瀬	6	秋田県皆瀬ダム管理事務所	1963	33	別海橋(地中)	6	北海道開発局	1971
3	鳴子	10	東北地建鳴子ダム管理所	1957 1973	34	静内橋(地中)	6	"	1971
4	川俣	13	関東地建川俣ダム管理所	1964 1974	35	郡ダム(地中)	9	千葉県開発庁	1973
5	室牧	12	富山県室牧ダム管理事務所	1961	36	松原下釜	8	九州地建松原下釜ダム管理所	1971
6	笹生川	10	福井県笹生川ダム管理事務所	1966	37	阿木川	3	水資源開発公団	1972
7	横山	12	中部地建横山ダム管理所	1962	38	新飯野川橋	12	東北地建仙台台工事事務所	1972 1973
8	天ヶ瀬	12	近畿地建天ヶ瀬ダム管理事務所	1964	39	境水道大橋	11	日本道路公団	1972
9	狭谷	5	近畿地建狭谷ダム管理所	1957	40	大阪・南港(地中)	12	近畿地建阪神国道工事事務所	1973 1974
10	綾北	6	宮崎県綾北ダム管理事務所	1961	41	藤原	3	藤原ダム管理所	1973
11	新葛飾橋	6	関東地建首都圏道工事事務所	1967	42	本州四国・今治(地中)	12	本州四国連絡公団	1973
12	城河大橋	6	中部地建静岡国道工事事務所	1959	43	釧路(釧路跨線橋)	9	北海道開発局	1973.11
13	△吉田大橋	6	中部地建名古屋国道工事事務所	1959	44	関門橋(地中・主塔)	31	日本道路公団	1974.3
14	本州四国・垂水(地中)	16	本州四国連絡公団	1972	45	横浜・瀬島(地中)	12	関東地建東京湾岸道路調査事務所	1974.8
15	"坂出(地中)	12	"	1973	46	広島大橋	10	日本道路公団	1974.3
16	琵琶湖大橋	6	滋賀県大津土木事務所	1963	47	荒川堤防	9	土木研究所	1973.3
17	若戸大橋	18	日本道路公団	1961	48	大阪・淀川堤防	9	土木研究所	1974.3
18	有明海防切堤(大矢野島)	3	九州地建熊本工事事務所	1963	49	豊平峡ダム	12	北海道開発局	1972.9
19	豊川放水路堤防	8	中部地建豊橋工事事務所	1966	50	大智	15	"	1974.11
20	利根川堤防	9	土木研究所	1968	51	高瀬堰	6	大田川工事事務所	1974.9
21	太田川堤防	8	中国地建太田川工事事務所	1965	52	萩形	2	建設省東北地建	1967.2
22	△長野(落合橋付近地中)	9	土木研究所	1966	53	阿蘇(立野)	3	熊本工事事務所	1975.12
23	△平井大橋	8	東京都第五建設事務所	1967	54	金城埠頭(地中)	9	名四国道	1975.11
24	四十田田	12	東北地建四十田田ダム管理所	1967	55	深江(地中)	6	阪神国道工事	1977.3
25	尾道大橋	11	日本道路公団	1968	56	花畑雨水幹線(地中)	3	東京都下水道局	"
26	犀川	10	石川県犀川ダム管理事務所	1968					
27	矢作	13	中部地建矢作ダム管理所	1970					
28	富津岬(地中)	9	関東地建東京湾岸道路調査事務所	1970					
29	川崎・浮島公園(地中)	12	"	1970					
30	釜房	6	東北地建釜房ダム管理所	1970					
31	厚岸大橋	10	北海道庁	1971					

△印は観測中止

407

表-3 昭和51年度新設個所一覧表(昭和52.3)

№	観測所名	型式	台数 成分数	設置個所	県名	維持管理	設置 年月
611	真名川ダム	SMAC-E2	2台	堤(頂,底)	福井	ダム工事(建)	52-3
908	朝比奈川橋	SMAC-Q	2台	地盤・橋脚	静岡	県)西土木事務所	52-3
1107	5号線(板橋)	SMAC-E2	1	1	東京	首都高速道路公団	52-3
1317	広尾橋	SMAC-Q	1	1	北海道	北海道開発局	52-3
1402	寺内ダム	SMAC-E2	1	堤頂・ギャラリ	福岡	ダム管理所(水)	52-3
1604	小管処理場	1	1	地盤・構造物	東京	東京都下水道局	1
1605	谷端川幹線	1	1	地盤(2)	1	1	1
55	深江(地中)	電磁型	6成分	地盤(地中)	兵庫	阪神国道工事	1
56	花畑雨水幹線(地中)	SMAC-T	3成分	1	東京	東京都下水道局	1

表-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			電磁型強震計	
		観測 地点	台数		観測 地点	成分数
			地盤	構造物		
橋梁		85	85	96	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		6	6	6	6	49
海岸 "		0	0	0	0	0
構造物予定地点		9	7	2	9	100
その他		2	3	0	2	6
合計		121	117	123	52	488

表-5 数値化した記録の一覧表

	Station	Date	Date of Earthquake	Component	Max Acc(gal)	Duration (sec)	Soil
1	高合橋	905-B-263	1959.116	H A	-166.924	9.91	
2				U-D	-27.104	9.82	
3				H B	54.937	9.87	
4	紀ノ川大橋	112-GR-22	1976.714	H A	-21.148	5.11	
5				U-D	-6.799	5.01	
6				H B	-21.124	5.39	
7	鹿平橋	391-GR-7	1970.1616	H A	152.793	29.92	
8				U-D	42.938	29.67	
9				H B	114.556	29.84	
10	土師渡島駅前	906-GR-13	1972.1.4	H A	-11.202	14.88	
11				H B	-45.775	14.82	
12	利根川下口堰	1401-OR-3	1972.229	H A	480.21	55.23	
13				U-D	-24.883	55.29	
14				H B	-88.847	55.30	
15	真崎大橋	105-OR-3	1972.925	H A	91.347	15.43	
16				U-D	-27.205	15.43	
17				H B	-94.098	15.46	
18	土師、平瀬支所	901-GR-76	1975.2.8	H A	65.227	23.05	
19				U-D	20.164	23.77	
20	"	901-GR(Q)-5	1975.2.8	H B	-119.695	6.98	
21				U-D	-31.357	6.98	
22				H B	77.177	6.95	
23	小見川大橋	206-GR-8	1975.2.8	H A	134.493	7.94	
24				U-D	-17.349	7.97	
25				H B	87.447	7.97	
26	大平橋	109-GR-1	1975.314	H A	69.908	5.85	
27				U-D	-20.481	6.44	
28				H B	-60.309	6.17	
29	新八幡橋	204-GR-28	1975.314	H A	92.966	18.83	
30				U-D	25.784	18.77	
31				H B	116.786	18.67	
32	平大橋	907-GR-94	1975.815	H A	67.993	17.87	
33				U-D	24.783	17.89	
34				H B	-49.868	16.96	
35	平大橋	907-AH-39	1975.815	H A	-34.140	8.43	
36				U-D	82.92	8.52	
37				H B	-22.668	8.52	
38	紀ノ川大橋	112-GR-30	1975.924	H A	45.596	5.61	
39				U-D	23.783	5.66	
40				H B	37.717	5.91	

	Station	Date	Date of Earthquake	Component	Max Acc(gal)	Duration (sec)	Soil
41	三保橋	609-GR-1	1976.616	H A	182.082	7.99	
42				U-D	-52.041	7.97	
43				H B	-141.534	7.96	
44	堤川橋	1004-GR-4	1976.616	H A	73.161	14.83	
45				U-D	-19.675	14.79	
46				H B	55.314	14.92	
47	堤川橋	1004-Pi-4	1976.616	H A	-131.272	29.92	
48				U-D	27.441	29.85	
49				H B	191.336	29.92	
50	堤久保橋	1005-GR-2	1976.616	H A	-79.067	24.85	
51				U-D	-9.526	24.89	
52				H B	-70.668	24.89	
53	堤久保橋	1005-Pi-2	1976.616	H A	140.039	40.65	
54				U-D	13.338	40.60	
55				H B	-57.945	40.63	
56	鵜川橋	1006-GR-5	1976.616	H A	144.155	14.85	
57				U-D	17.010	14.86	
58				H B	117.162	14.84	
59	鵜川橋	1006-Pi-2	1976.616	H A	-154.870	29.68	
60				U-D	-49.246	29.67	
61				H B	196.000	29.64	
62	黒切川橋	1009-GR-2	1976.616	H A	216.004	19.47	
63				U-D	-122.880	19.45	
64				H B	-237.657	19.45	
65	黒切川橋	1009-Pi-2	1976.616	H A	495.808	19.46	
66				U-D	-141.280	19.43	
67				H B	488.191	19.46	
68	新利根川橋	104-GR-33	1976.714	H A	-51.251	19.89	
69				U-D	-15.407	19.87	
70				H B	-33.863	19.85	
71	平大橋	907-GR-98	1976.10.6	H A	37.658	22.78	
72				U-D	21.562	22.67	
73				H B	-43.498	22.69	
74	新葛飾橋	101-GR-9	1968.7.1	U-D	12.367	29.86	
75				T R	52.101	29.92	
76				U-D	-11.331	29.90	
77	新葛飾橋	101-GR-10	1968.10.8	T R	-26.082	9.91	
78				U-D	4.673	9.89	
79	新葛飾橋	101-Pi-11	1968.10.8	T R	-48.686	11.87	
80				U-D	7.903	11.91	

表 - 6 数値化した電磁式強震記録の一覧表

	Station	Component	Date of Earthquake	Max Acc(gal)	Duration (sec)
1	鳴子 平	H A	1976. 7. 5	- 8.616	4.28
2		地表 U-D		6.959	4.29
3		H B		- 8.539	4.28
4	金城埠頭	N-S	1975. 7.26	45.730	15.00
5		地表 E-W		-33.011	15.00
6		U-D		-14.421	14.98
7		N-S		9.851	15.00
8		-60m E-W		14.277	14.91
9		U-D		- 4.654	14.98
10		N-S		- 9.087	14.97
11		-120m E-W		-11.431	14.98
12		U-D		- 3.784	14.99
13	金城埠頭	N-S	1975. 7.29	7.409	9.99
14		地表 E-W		6.966	10.00
15		U-D		13.543	9.99
16		N-S		- 2.783	9.95
17		-60m E-W		3.043	9.90
18		U-D		2.988	9.98
19		N-S		- 2.568	9.92
20		-120m E-W		- 3.366	9.94
21		U-D		- 2.077	9.91
22	金城埠頭	N-S	1975.11.11	-14.069	20.00
23		地表 E-W		-17.434	19.96
24		U-D		- 4.344	19.97
25		N-S		5.498	19.90
26		-60m E-W		- 4.482	19.87
27		U-D		- 2.428	19.91
28		N-S		- 3.864	19.95
29		-120m E-W		2.532	19.95
30		U-D		1.246	19.88
31					
32					
33					

(4) 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

・ 高 木 義 和

・ 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。

本年度は、50年度に実施した道路交通振動実測データを用いて、各種要因を考慮した振動レベル(L_{10})の予測式を試算し、また道路直角方向の距離減衰の予測式についても試算した。また振動軽減対策のための試験車走行試験および地盤振動伝播特性試験を千葉支所構内において実施した。また、地方建設局と協力して振動軽減対策に関する現場実測調査を実施した。

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 地方建設局との協力による振動軽減対策調査（B調査）

各地域管内において実施する下記の調査に協力する。

- (1) 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。
- (2) 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6号線沿線での振動レベルの予測式

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。そこで国道6号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。

4.1.1 歩道外端における振動レベル

- (1) 路面平坦性が一樣な場合の予測式

国道6号線の33地点の実測データのうち、24時間測定を行なった2地点（ $\#12$ 、 $\#31$ ）のデータは、プロフィールインデックスの影響が一定であると考えられる。したがって、このデータを用いて、プロフィールインデックスの要因を除いた予測式を算出した。ここで歩道端における振動レベル L_{10} を次式から推定されると仮定し、実測データに最小2乗法を適用して各係数を算出した。

$$\hat{L}_D = A Q + B q + C V + D \dots\dots\dots (1)$$

$\hat{L}_D$: 推定振動レベル (dB) (実測値と区別するため $\wedge$ (cap) を付記している)

Q : 大型車交通量 (上下車線合計)

q : 小型車 ()

V : 走行速度 (対象車線の速度又は上下車線の平均速度)

A, B, C, D : 定数

但し、小型車交通量は乗用車と小型貨物車の和である。

計算により求められた式(1)に関する各係数をまとめると表-1のようになる。 L_{10} と $\hat{L}_{10}$ との差の絶対値の平均 (平均偏差と呼ぶことにする) は、 $\#12$ 地点で約 1.1 dB、 $\#31$ 地点で約 0.9 dB である。これにより式(1)はほぼ満足されるものと考えられよう。各要因と振動レベル L_{10} の実測値との間の単相関係数を求めると、 $\#12$ 地点では、大型車 0.77、小型車 0.16、対象車線走行速度 - 0.47 (上下車線平均速度 - 0.248) となり、 $\#31$ 地点では、大型車 0.73、小型車 0.11、対象車線走行速度 - 0.42

(上下車線平均速度 - 0.42) を得た。すなわち、路面の平坦性が一定である場合の自動車交通による振動レベルは大型車交通量との相関が最も大きく、他の要因は明確な相関を示していないことがわかる。

表-1 推定式の各係数 (地点 12 および 31)

計測地点		No. 12		No. 31	
各係数		対象車線	平均	対象車線	平均
推定式に用いる各係数	A: 大型車	0.0754	0.0851	0.0570	0.0573
	B: 小型車	0.0003	0.0044	-0.0027	-0.0028
	C: 速度	0.0173	0.1021	-0.0389	-0.0417
	D: 定数	5089	4413	5218	5244
試料からの平均偏差		1.129	1.098	0.897	0.898
単相関係数	大型車	0.772	0.772	0.730	0.730
	小型車	0.162	0.162	0.112	0.112
	速度	-0.469	-0.248	-0.419	-0.418
重相関係数		0.773	0.805	0.743	0.741

表-2 推定式(2)に用いる各係数

		1~33地点全データ		不適格試料を除いたケース	
各係数		対象車線	平均	対象車線	平均
推定式に用いる各係数	A: 大型車	0.0181	0.0148	-0.0684	-0.0719
	B: 小型車	-0.0108	-0.0121	0.0086	0.0069
	C: 速度	-0.0527	-0.1095	-0.0848	-0.1475
	D: Profile index	0.0769	0.0764	0.0881	0.0874
	E: 定数	5435	5806	5767	6191
試料からの平均偏差		354	349	283	292
単相関係数	大型車	0.172	0.172	-0.151	-0.151
	小型車	-0.142	-0.142	0.102	0.102
	速度	-0.232	-0.252	-0.199	-0.237
	Profile index	0.425	0.425	0.568	0.568
重相関係数		0.498	0.511	0.620	0.628

(2) 路面平坦性の要因を含む場合の予測式

路面平坦性 (ここではプロフィールインデックスを指標とする) の値が影響する場合の歩道外端における振動レベル L_{10} (dB) を推定するための予測式を測定地点 1 ~ 33 までの 33 地点の実測データを用いて求めた。歩道外端での振動レベル $\hat{L}_{10}$ は、次式で推定されるものと仮定した。

$$\hat{L}_{10} = A Q + B q + C V + D P r I + E \dots \dots \dots (2)$$

$\hat{L}_{10}$: 推定振動レベル (dB)

Q : 大型車交通量 (上下車線合計)

q : 小型車交通量 ()

V : 走行速度 (対象車線の速度又は上下車線の平均速度)

PrI : プロフィールインデックス

A, B, C, D, E : 定数

但し、小型車交通量は、乗用車と小型貨物車の和とする。

この 33 地点のデータの回帰においては、全データを一律にとりあげるケースおよび不適格と思われるデータ (PrI 値と車輻振動の加速度値とが傾向的に一致を示さない個所を不適格と定義した) を除いたケースの 2 つの場合について検討を試みた。各々の場合についての推定結果をまとめると表-2 のようになる。全データを用いた場合の実測値からの平均偏差は、3.5 dB であり、(1) 式の場合に比べて誤差範囲が大きく、(2) 式の予測式は多少精度の低いものになっている。この場合の振動レベル L_{10} と他の各要因との単相関係数は、プロフィールインデックスの場合で 0.43、他は ± 0.2 程度 (表-2 参照) であり、交通振動に与える各要因の影響は一般に相関性が小さく、要因のとり上げ方をさらに検討する必要があるものと思われる。

次に、不適格データを除いたケースにおいては、平均偏差は 2.8 dB であり、全データを用いた場合よりやや誤差範囲の小さい結果を得た。この場合の振動レベルと各要因の間での単相関係数から、プロフィールインデックスに最も高い相関が認められる。なお、この不適格データを除いた場合についてプロフィールインデックスのみによる交通振動の推定式を求めると、

$$\hat{L}_{10} = 0.179 PrI + 46.4 \text{ (dB)}$$

で表わされ、図-1 に示すような結果を得た。

4.1.2 距離減衰に関する予測式

歩道外端における振動レベルの予測式の検討を前項で行なったので、ここでは距離減衰の回歸式の検討を行なう。その結果より歩道外端での振動レベルの予測式と距離減衰による予測式を用いて、道路周辺地盤上の振動レベルを予測することができるようになる。ここで用いた手法は実測データを道路構造別、すなわち原地盤、盛土、切土に分類して各道路構造別に回歸分布を試みた。

距離減衰回歸式が

$$L_t = -a \log \ell - K \quad (1) \quad (\text{土研資料第 867 号より})$$

(但し、 L_t : 減衰量 (dB), a , K : 係数)

ここでは、 $\ell = 1 \text{ m}$ を歩道外端としている。

で近似できるとして実測データを最小 2 乗法を用いて、道路構造別に、 a , K を算定した。その検討結果を示す次のようになる。

i) 原地盤道路周辺部 $L_t = -4.272 \log \ell - 0.081$

ii) 盛土道路周辺部 (盛土高さ $h = 3.3 \sim 4.4 \text{ m}$) $L_t = -1.875 \log \ell - 0.109$

iii) 同上 (盛土高さ $h = 5.2 \sim 10.5 \text{ m}$) $L_t = -3.278 \log \ell - 0.0802$

これより歩道外端より i (m) 地点での減衰量 L_i (dB) を求めると次式のようになる。

$$L_i = L_t - L_{t=i \text{ m}} \quad (\text{dB})$$

但し、 $\ell = i + 1$ (m)

従って、歩道外端より i (m) 地点での振動レベル L_{10} は次のようになる。

$$L_{10} = \hat{L}_{10} + L_i \quad (\text{dB})$$

$\hat{L}_{10}$: 歩道外端の推定振動レベル

また、上記距離減衰回歸式の極かに双曲線 ($-a\ell^r$) に近似できると仮定して a , r を算出してみた。歩道外端より ℓ (m) 離れた地点での振動レベルは次のように表わされる。

i) 原地盤道路周辺部に対して

$$L_{10} = \hat{L}_{10} - 1.6 \ell^{0.5}$$

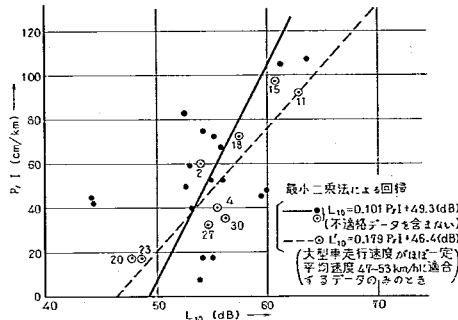


図-1 振動レベルと路面の平坦性の相関関係

ii) 盛土道路周辺部に対して ($h = 3.3 \sim 4.4 \text{ m}$)

$$L_{10} = \hat{L}_{10} - 1.34 L^{0.5}$$

なお、切土道路周辺部に対してはデータが少なかったため決定できなかったが、切土周辺部では一般に振動レベルが低く、問題になることが少ないと予想される。

4.1.3 ま と め

国道6号線の33地点において実測したデータを用いて歩道外端における振動レベルの推定のための予測式を算出し、その検定を行なったが、その結果をまとめると表-3のようになる。これにより次のことがいえる。

- (1) 路面平坦性の影響が一定と考えられる同一地点での測定データについては、大型車交通量、小型車交通量及び走行速度を要因として歩道外端での振動レベルを一次式によって近似的に推定することができると考えられる。
- (2) 路面平坦性の影響が変化する多数地点での測定データに対して、大型車交通量、小型車交通量、走行速度及びプロフィールインデックスを要因として振動レベルを一次式で表示しようとしたが、推定式の信頼性が必ずしも十分でなかった。今後多数のデータを集め十分な検討を行うことが必要となる。
- (3) 今回のデータは、特定の国道沿線における地形条件、地盤条件等が比較的均一な場合に対する資料である。これらのデータに基づいて求めた振動レベル推定式は定数項の値が比較的大きくなった。この推定式によるある程度の交通量が発生すれば、 $L_{10} = 50 \sim 60 \text{ dB}$ 程度のレベルが発生し、場合によっては $L_{10} = 60 \sim 70 \text{ dB}$ 程度の振動レベルが発生するという結果が得られた。
- (4) 今回試算した予測式は、特定の国道沿線の実測データのみを使用して求めたもので、特定の条件下において適用し得るものである。従って、その使用には充分、注意する必要がある。

今後は、現在建設省で実施中の全国的な実測調査及び試験工事による調査の結果に基づいてデータを蓄積して一般性のある予測式を求める必要がある。

最後に、実測データの収集に関しては関東地方建設局道路部、千葉国道工事事務所の了解と協力のもとに実施したものである。関係諸氏に感謝するものである。

4.2 試験車走行試験および起振機試験

千葉支所構内にある2車線のコンクリート舗装の試験道路を使って、試験車の走行試験、段差走行試験を行ない道路端及び道路直角方向の地盤の振動レベルを測定した。また、歩道部分に起振機(最大加振力3ton、加振振動数範囲2~40Hz)を設置して、振動の距離による減衰特性の測定を行なった。

走行試験で用いた車輛は、ダンプトラック2台、小型トラック1台およびライトバン1台で、段差(9mm、18mm、36mm)の有る場合と、無い場合について、走行速度20~70km/hのときの地盤の振動レベルを測定した。ダンプトラックの性能、諸元を示すと表-4のとおりである。また、測定計器の配置を示すと図-2のとおりである。

試験車走行試験において走行速度と振動レベルの関係は図-3に示すような結果となった。段差のある場合で空車のときは、他の調査Bの測定結果に比べて異なっており、走行速度の増加とともに振動レベルが低下する傾向を示している。これは、試験走路がコンクリート舗装のための他の調査地点

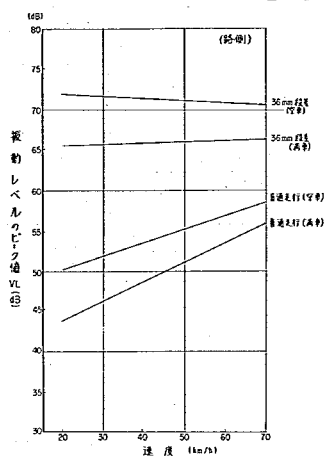
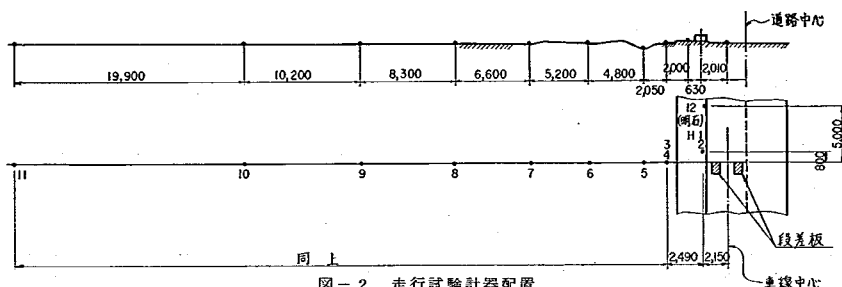


図-3 走行速度と振動レベル

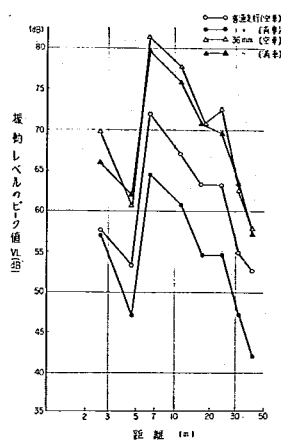


圖-4 距離減衰

4.3 地方建設局との協力による道路 交通振動(76B)

建設省技術研究会の指定課題「道路交通振動の対策に関する研究」の一環として、地方建設局と協力して、昭和51年度より調査を開始した。この調査は、A調査とB調査に分かれており、A調査は主に実態調査、B調査は、主に振動軽減対策等に関する調査を行なうことになっている。

このうち、振動研究室は、後者のB調査

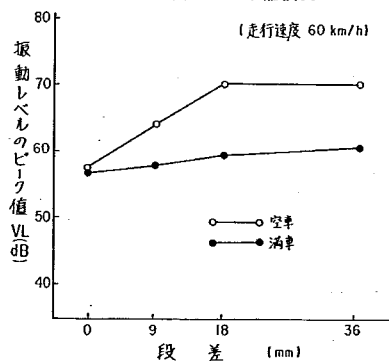


図-5 段差と振動レベル(路側)

について動土質研究室と共同で担当することになっている。今年度のB調査の内容は、

- (1) 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、一般交通に開放する前に試験車起振機などを用いて振動に関して試験を行なう調査。
- (2) 道路（高架橋を含む）またはその模型を実験的に建設し、試験車、起振機等により振動に関して試験を行なう調査。

などである。51年度に実施した地点（予定地点も含む）をまとめて示すと、表-5のようになる。地建が行なった調査の内容は、全て上記調査内容の(1)についてである。調査済み個所のうち、測定結果をまとめた地点を示すと、表-6のようになる。

表-5 昭和51年度道路交通振動調査[B76]調査地点一覧表

順	地建名	路線名	所在地	管轄事務所	調査種別	調査箇所数	測定条件	調査外注の有無	調査年月	土木研担当研究室	備考
							測定地点状況 振動源種類				
1	関東	国道24号	川崎市高津区馬橋	川崎国道	①	1	高架、平面（周囲）3種地盤	放水車4台	無	S52年以降	振動
2	・	298号	川口市安行地先	北首都国道	①	3	軟弱地盤、平面（周囲）	放水車2台、段差（18.36%）	・	S51年11/30～12/2	動土質
3	・	4号	埼玉県越谷市	・	①	4	軟弱地盤、盛土	放水車2台、段差（9.18, 36%）	・	S52年3/7～3/11	・
4	北陸	7号	新潟県北蒲原郡中条町羽黒地先	新潟国道	①	1	一般、低盛土3種	放水車1台、ダンブ1台、段差（18.36%） 重錘落下	・	S51年7/27～7/29	・
5	中部	1号	沼津市西沢田町地先	沼津工事	①	1	軟弱地盤、低盛土、平面（周囲）	ダンブ2台、段差（18.36%） 重錘落下	・	S51年11/24～11/29	調査A実施予定、経年変化測定（6ヶ月毎）
6	近畿	8号	福井県武生市	福井工事	①	2	軟弱地盤、盛土3種	ダンブ2台、段差（9.18, 36%）	有	S51年10/23	振動
7	・	24号	奈良県大和郡山	奈良国道	①	2	一般、盛土2種	ダンブ2台、段差（9.18, 36%）	・	S51年9/19～9/23	・
8	中国	190号	山口県吉敷郡阿知須町1～2工区	山口工事	①	4	一般、盛土3種	ダンブ4台、段差（18.36%）	無	S51年8/9～8/12	・
9	・	・	・ 3工区	・	①	4	一般、盛土3種	ダンブ4台、段差（9.18, 36%）	・	S51年11/11～11/16	・
10	首都高速	首都高速5号線	板橋区前野町	志村工事	①	1	高架、平面	大型トラック2台、段差（9.18, 36%）	有	S52年1/18～1/19	・
11	阪神高速	高速大阪池田線	大阪市豊中市豊池町	保安部保全技術課	①	1	高架、平面	試験車走行（4台）、段差、起振機	・	S52年5月	・
12	土研	4号	埼玉県越谷市平方	北首都国道	①	1	軟弱地盤、盛土	重錘落下	無	S51年8/23～8/25	動土質
13	土研	・	千葉市大川4丁目千葉支所管内	土木研究所	① ②	1 1	一般、平面	ダンブ2台、小型トラック1台、ダンブ1台、段差（9.18, 36%） 起振機	・	S51年12/14～12/18	起振機試験では薄（1.23m）の効果測定

4.3.1 走行速度と振動レベル

走行速度と路側における振動レベルのピーク値の関係は、図-6、図-7および図-8のようになる。図-6は8地点について、各々段差なしの場合の満載と空車の走行時の振動レベルを示した。こ

れによると、走行速度の増加により、路側の振動レベルは増加する傾向を示している。増加の割合は各調査地点により小さなものから大きなものまで含まれており一様ではない。

同一地点での満載と空車の比較では段差なしの場合について言えば、ほとんど差のない地点(6-2, 8-2), 低速走行時と高速走行時で振動レベルが逆転する地点(6-1, 7-1, 8-1, 8-4), ほぼ一定の差で変化する地点(7-2, 8-3)およびほとんど差のない地点(6-2, 8-2)などがあり一様には変化しない。

段差(36mm)の有無による差は、比較的大きく20~30dBの差となっている。

図-7は、図-6と同様に他の地盤条件の悪い5地点について示したものであるが、各測定値は、同一走行速度での2

回の平均値をプロットしたものである。各地点共に速度による増加の割合は少なく、中には逆に減少するものもある。

図-8は、反対車線の影響を見るために示した図で、2地点について満載の場合と、空車の場合について図化した。これによると対象車線走行時と反対車線走行時の振動レベルの差は、各地点により異なり15~6dBの範囲となっている。

4.3.2 地盤振動の距離による減衰特性

各調査地点における距離減衰状況を図-9及び図-10に示した。横軸は外側車線中央からの道路横断方向の距離で、縦軸は各測定点における振動レベルのピーク値である。

図-9は走行速度60km/hのときの距離に対する振動レベル値を示したもので、比較的単調な減少曲線を示しているものが多い。

段差の有無による減衰状況の差はあまりなく、多少段差36mmの場合の方が大きい傾向がある。

図-10は、図-9と同様に他の5地点について示したもので、軟弱な地盤での測定例が多いためか単調には減少せず距離20~30m付近で増幅される地点があることがわかる。

表-6 測定結果とりまとめ済み地点

点	地建名	路線名	測設位置	直轄事務所	備考
2-1	関東	国道298号	点607	北首都国道	試験車2台(後輪1輪, 総重量約13.6t)
2-2	"	"	点613	"	"
2-3	"	"	点620	"	"
4-1	北陸	黒川バイパス	点100	新潟国道	試験車2台(後輪1輪, 総重量約15.6t)
5-1	中部	沼津バイパス	点272	沼津工事	試験車2台(後輪1輪, 総重量約15.6t)
6-1	近畿	国道8号	点1077	福井工事	試験車4台(後輪1輪, 総重量約14.5t)
6-2	"	"	点1084	"	"
7-1	"	国道24号	点535	奈良国道	試験車4台(後輪1輪, 総重量約14.5t)
7-2	"	"	点540	"	"
8-1	中国	国道190号	点101	山口工事	試験車4台(後輪2輪, 総重量約20.6t)
8-2	"	"	点95	"	"
8-3	"	"	点61	"	"
8-4	"	"	点45	"	"

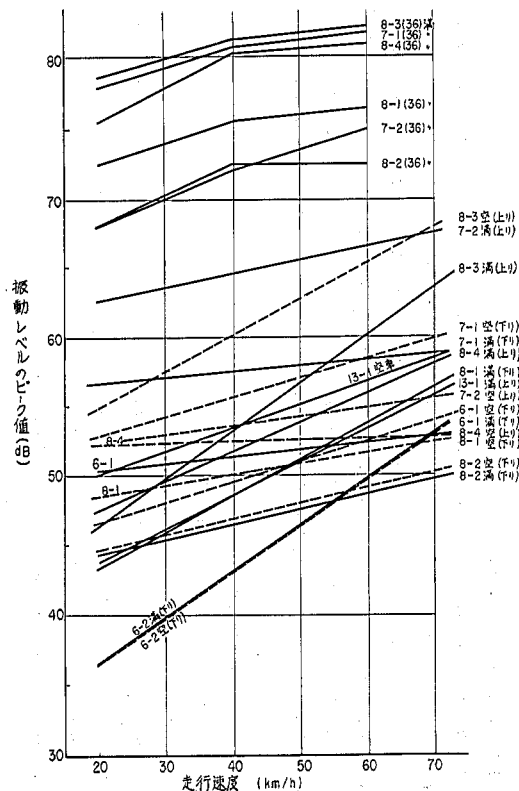


図-6 走行速度と振動レベル (路側)
〔測定対象車線走行時〕

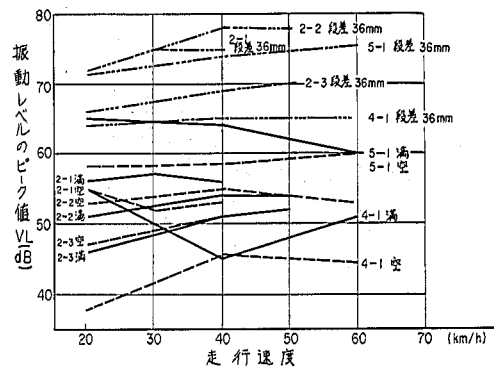


図-7 走行速度と振動レベル
〔測定対象車線走行時〕

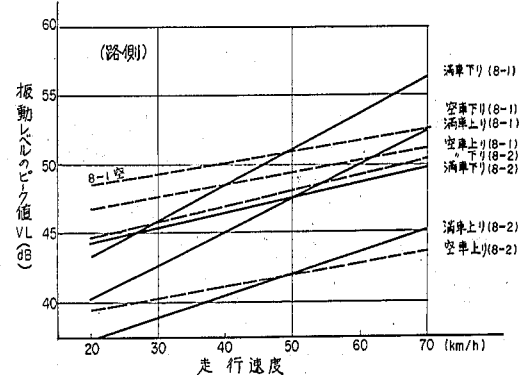


図-8 走行速度と振動レベル [反対車線の影響]

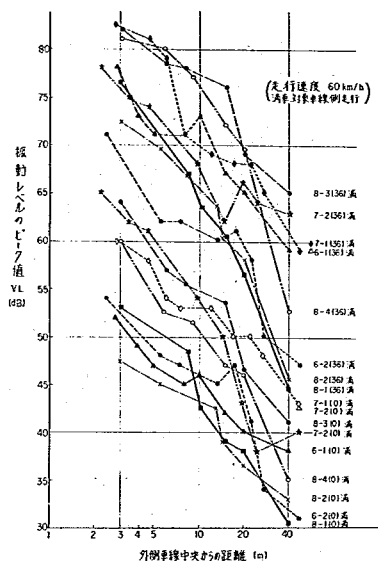


図-9 距離減衰〔1〕

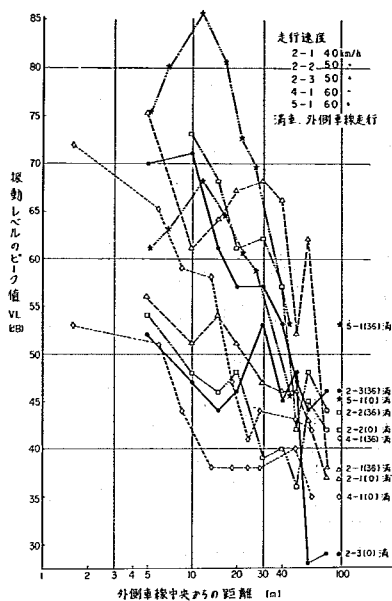


図-10 距離減衰〔2〕

4.3.3 人工段差と振動レベル

人工段差の高さと、路面における振動レベルのピーク値との関係を示すと図-11となる。段差なしの場合に比べて一般に18mm段差、36mm段差ともに格段に振動レベルが高い。また、段差なしと18mm段差との差に比べて、18mm段差と36mm段差との差は余り大きくないものが多いことが判る。同一地点での満載の場合と空車の場合の振動レベルを比較すると、一般に満載の方が大きいようである。図-12の(a)(b)は、人工段差を落輪する方向に走行する場合と、乗り上げる方向に走行する場合の振動レベルを比べたもので、落輪する方向に走行した場合の方が一般にレベルが高いことがわかる。

4.3.4 試験車の車体振動

各調査地点において、一台の試験車の後輪車軸（バネ下）とシャーシ（バネ上）にサーボ加速度計を固定し、走行時の車体振動を測定した。図-13に走行速度と車体の振動レベルの関係、図-14に段差と車体の振動レベル（走行速度60km/h）の関係を示す。走行速度の増加による車体振動レベルの大きさは、やや増加の傾向を示しているものが多いが、一様ではない。また段差なしの場合に比べて、段差ありの場合の車体の振動レベルがかなり大きくなっている。

バネ下とバネ上の車体の振動レベルを比較すると、バネ下の振動レベルが大きいことが判る。

段差と車体の振動レベルを走行速度60km/hのときについて比較するとバネ下の振動レベルは、

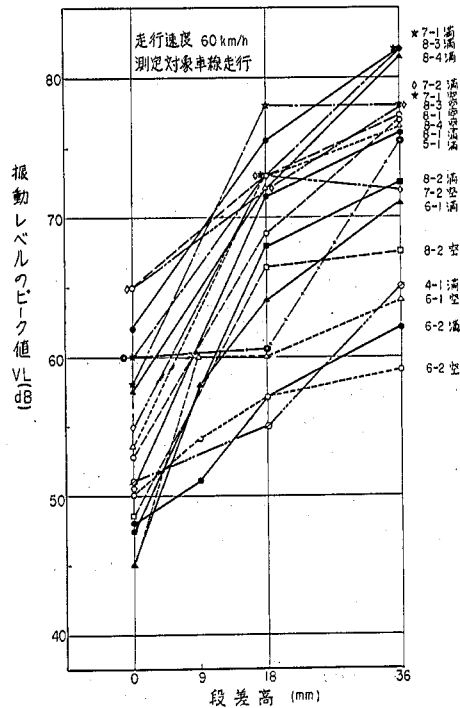


図-1.1 入口段差と振動レベル(路側)

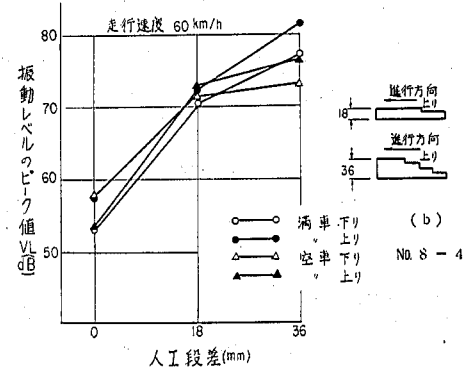
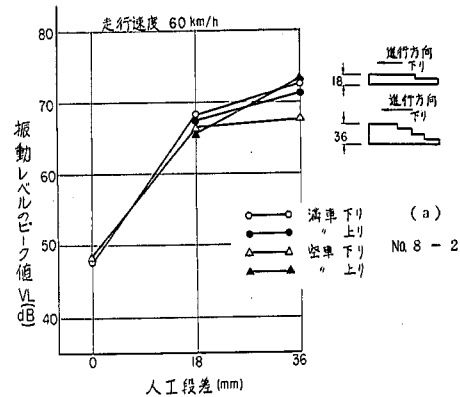


図-1.2 入口段差と振動レベル(路側)

4/5

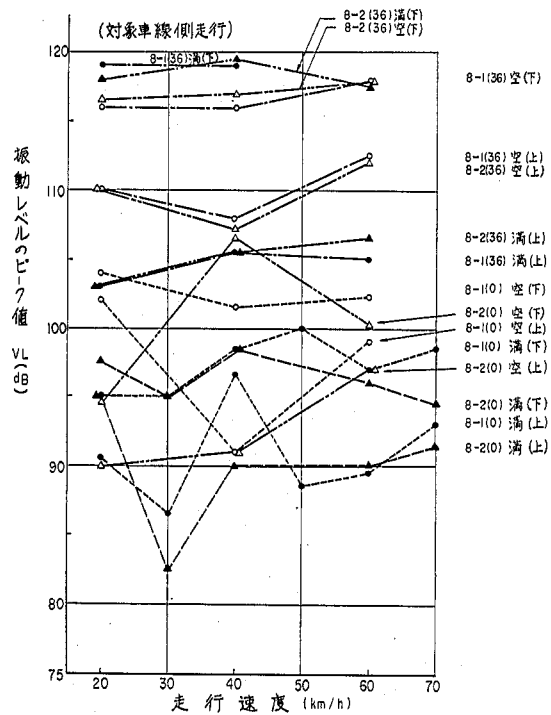


図-13 走行速度と車体振動

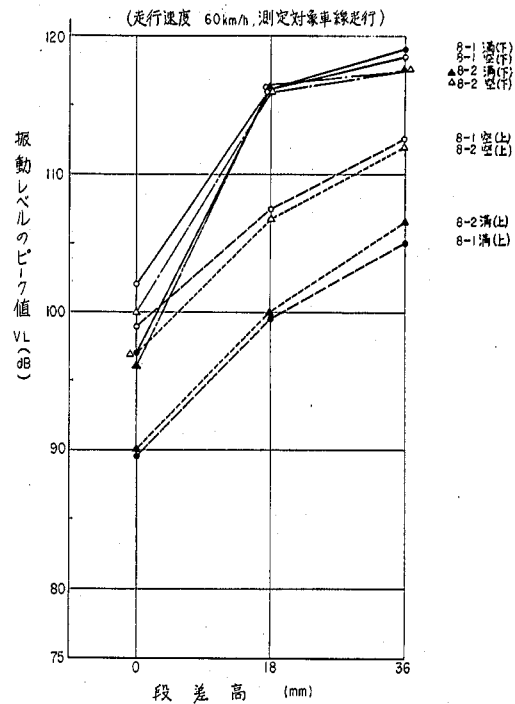


図-14 段差と車体振動

段差のある場合、満車でも空車でもあまり差がない。段差なしと18mm段差との差に比べて18mm段差と36mm段差との差は余り大きくなく、段差走行時の路側での振動レベルの傾向と同一である。すなわち、路側での振動レベルは車体のバネ下の振動レベルと傾向的一致を示している。また、バネ上の車体の振動レベルは、満載と空車では、2地点（同一試験車）に差がなく、満載時より空車の方が振動レベルが大きい。

4.3.5 ま と め

今回示した調査結果では、一様な傾向を示していない。これは、各地点毎に試験車の仕様が異なっているとか、地形および地質条件が異なるなどの要因によるものと思われる。従って今後は、これらのデータをどのように正規化するか充分検討する必要がある。

4.4 道路橋の振動測定調査

中部地方建設局管内の伊勢大橋において自動車交通による橋梁各部の振動測定を行ない、橋梁部分及び歩道橋部分の振動軽減対策を検討した。

5. 今後の問題点

下記の項目について、今後さらに調査をする必要がある。

- (1) 道路交通振動の予測手法の確立
- (2) 道路交通振動の軽減対策手法の確立

参 考 文 献

- (1) 芹沢，中野「建設機械の騒音と地盤振動の実態と2，3の対策」土木研究所資料第867号，昭和48年7月
- (2) 近畿地方建設局，近畿技術事務所，「昭和49年度防振溝データ解析業務報告書」昭和50年3月
- (3) 土木研究所振動研究室「昭和50年度調査試験研究成果概要報告書」土木研究所資料1153号，1976-7
- (4) 建設省道路局企画局，建設省土木研究所「道路交通振動の対策に関する研究」第30回建設省技術研究会道路部門指定課題論文集，1976-11

(5) 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
"	研究員	若林進
"	"	龍岡文夫
		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及び土の動的変形特性の室内実験を行った。

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う。

3. 調 査 方 法

- (1) 土の動的変形特性を実測するための装置を開発し、地震動の予測計算法の資料を得る。
- (2) 地盤耐震地図を作成するために、過去の地震時に変状があった地盤について調査し、地震動、地盤性状、地盤変状の相関を詳細に調べる。
- (3) 道路橋および地盤における強震観測を実施する。また、全国各地に設置してある強震計の点検整備を行なう。

4. 調 査 結 果

4.1 土の動的変形性の室内実験

4.1.1 概 要

地震時の地盤の動的挙動を適格に把握するためには、地盤を構成する土の動的変形特性を調査しておく必要がある。本年度は、主に砂質土のせん断変形数 G と減衰の値に関する実験の継続と、とりまとめを行った。

4.1.2. 砂質土の共振法土質試験による動的せん断変形係数Gと 弾性波探査によるGの比較

4.1.2.1. はじめに

地盤や構造物の耐震設計を行う上で、地盤の動的せん断変形特性（せん断変形係数G、減衰係数）が必要である。本年度は、伊勢湾岸道路の一環として名港大橋等の建設が予定されていて、中部地方建設局によって地中地震計が設置されている名古屋市金城埠頭地点から採取された乱した砂質土料を用いて行った共振法土質試験と現場弾性波測定によるGの値の比較を行った。

4.1.2.2. 調査結果

本試験では、外径10cm、内径6cm、高さ25cmの中空供試体を用いた。調査地点の地盤概況は、深さ約13mを境に沖積層（埋立砂）と洪積層より成り（図-3）、今回実験を行った土料は両層にわたって採取したもので、その物理特性を表-1、図-1に示す。実験はいずれも $\sigma_1/\sigma_3 \approx 1.0$ 、空気乾燥状態でを行った。この方法によって求めた値は、 $\sigma_1/\sigma_3 = 1.0$ 、飽和条件でのGの値と同じ平均主応力 $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ のもとではほぼ同じである^{1),2)}。各試験について得られた実験式を表-1に示す。尚、シルト分以下を含まず粒度の揃ったきれいな砂については、次式が成り立つ。

$$r=10^{-4} \text{ に対して } G=900 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p^{0.38} \dots\dots(1) \quad r=10^{-4} \text{ に対して } G=700 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p^{0.5} \dots\dots(2)$$

金城砂は、シルト分以下を含み粒度もそろっていないため(1)(2)式によるGの値よりも値は小さい。次に室内実験結果からGを推定する手法を示す。これは既に南伊豆町人間、扇島³⁾ 番の州⁴⁾ で実施しているのと同じ手法である。(1)地中の有効応力状態分布の算定：有効上載圧 σ_v' は、地下水面の位置と単位体積重量 r_t から決め、 r_t は最初推定値を用いた後に D_r から求めた r_t と違いがないかチェックする。 $p' = (\sigma_v' + 2K_0\sigma_v')/3$ は沖積層層で $K_0=0.5$ 、洪積砂層で0.5と1.0として求めた。(2) D_r の推定： D_r はN値と σ_v' から求めるが、沖積砂層では次の二つの方法によっての実績によった。

(a) Gibbs and Holtz⁵⁾ の $\sigma_v' \sim N$ 値 $\sim D_r$ 図を用いる方法。(b) 扇島での実績により今井⁶⁾ が求めた次式を用いる方法

$$\frac{N}{D_r^2} = 2.3 \sigma_v'^{\frac{2}{3}} \dots\dots(3) \quad (\sigma_v' > 0.5 \text{ kg/cm}^2)$$

(a)は沖積砂層の D_r を過小評価する傾向がある。陶野・畑中⁷⁾ によると洪積砂層での乱した砂 $e_{\text{臨}}$ より乱さない試料の e が小さく、これは見掛け上 $D_r > 100$ %であることを意味している。我々は吉見・陶野の方法⁸⁾ で、 $e_{\text{臨}}$ 、 $e_{\text{臨}}$ を求め、 e 、 r_t を算出しているが、(a)の方法から D_r を求めると $D_r < 100$ %であり上述のことと矛盾するため、一応洪積砂層では $D_r = 100$ %とした。以上の手順で e 、 p を求め、表-1の実験式を用いてGの値を算出した。一方、現場での弾性波測定で得られた V_s の値から次式によってGの値を求めた。

$$G = \frac{r_t}{9} V_s^2 \dots\dots(4)$$

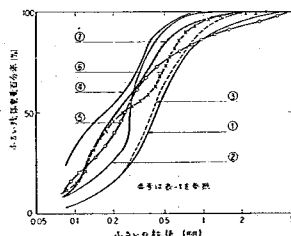


図-1 金城砂の粒度分布

48

現場測定と室内実験によるGの値の比較を図-3に示す。

沖積砂層では、(a)(b)2種法によるeを用いたGの値には大差がなく、さらに全般的に現場測定と室内実験によるGは一致する。しかし、洪積砂層では一致しない。室内実験による洪積砂のGの過小評価の原因は、次の3点にあると思われる。(a) eの過大評価(N→D_r→eの手順過程における諸要素の推定の誤り)(b) K₀の過小評価(c) 乱した試料での実験(過圧密や長期間圧密効果の無視)。

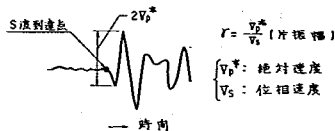


図-2 P S検層における水平動の記録とせん断歪rの定義

表-1 金城砂物性表

試料名	深さ(m)	U _c	シルト分以下含有量	G _s	e _{max} ¹⁾	e _{min} ¹⁾	Gのr=10 ⁻⁴ での実験式(kg/cm ²)	Gのr=10 ⁻⁴ での実験式(kg/cm ²)
1	GL. 0.0	288	3.0%	266	1.112	0.71	670 $\frac{(217-e)^2}{1+e}$ p0.411	550 $\frac{(217-e)^2}{1+e}$ p0.516
2	GL. -3.45~-3.78	389	8.8	267	1.415	0.91	850 $\frac{(217-e)^2}{1+e}$ p0.533	615 $\frac{(217-e)^2}{1+e}$ p0.585
3	GL. -13.00~-19.80	288	3.1	262	1.084	0.68	670 $\frac{(217-e)^2}{1+e}$ p0.433	480 $\frac{(217-e)^2}{1+e}$ p0.525
4	GL. -21.60~-24.00	602	23.8	264	1.433	0.85	720 $\frac{(217-e)^2}{1+e}$ p0.488	525 $\frac{(217-e)^2}{1+e}$ p0.551
5	GL. -42.60~-48.50	484	12.5	266	1.377	0.84	880 $\frac{(217-e)^2}{1+e}$ p0.497	615 $\frac{(217-e)^2}{1+e}$ p0.537
6	GL. -48.50~-50.00	506	11.2	268	1.374	0.87	840 $\frac{(217-e)^2}{1+e}$ p0.535	600 $\frac{(217-e)^2}{1+e}$ p0.626
7	GL. -62.00~-64.00	338	8.8	266	1.370	0.85	885 $\frac{(217-e)^2}{1+e}$ p0.423	600 $\frac{(217-e)^2}{1+e}$ p0.515

1) 吉見・陶野の方法による。シルト分の入った砂は共振法での実験で拘束圧をかけるとe<e_{min}になりうる。

4.1.2.3. ま と め

沖積砂層においては、室内実験と現場測定のGの値が一致することが確認された。今後は洪積砂層のGの評価方法に対する検討を重ねる必要がある。本調査は、建設省中部地方建設局が伊勢湾岸道路地質調査の一環として行われたものである。

4.1.3. 過圧密効果が砂の動的せん断変形係数Gに及ぼす影響⁹⁾

4.1.3.1. は じ め に

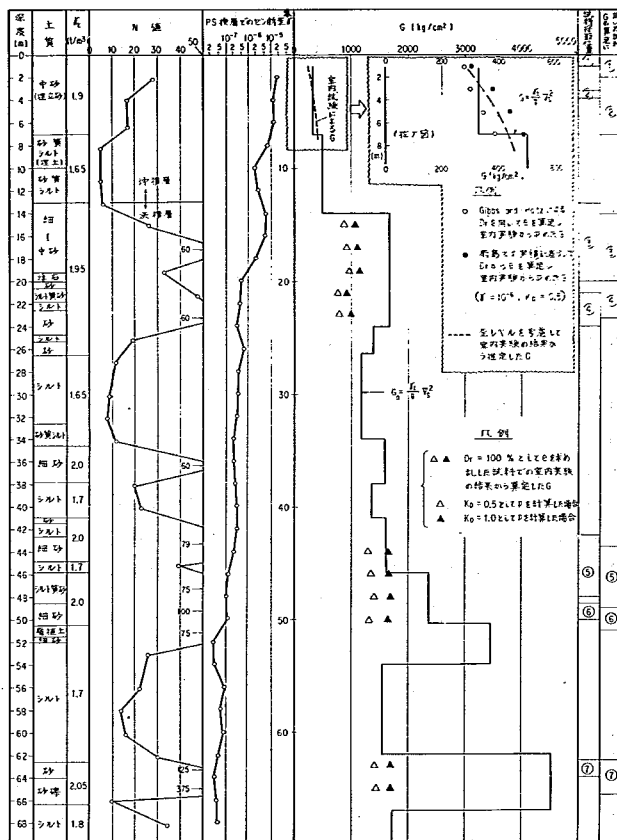
前節に述べた様に沖積砂層、埋立砂層については、現地におけるP S検層によるGの値と乱した試料を用いて行った共振法土質試験のr=10⁻⁴でのGの値は、大略一致することがわかっている¹⁰⁾。一方、洪積砂層ではV_sによるGの方が大きくその差は、地質年代が古いほど大きい。その原因として、洪積砂層は長期間圧密、過圧密を受けているため、試料を乱すことにより粒子構造が変化してしまうことが考えられる。既に土の粒径が小さい程、圧力履歴による間隙比の減少では説明のつかないGの増加が報告されている¹¹⁾。今回は、乱した空気乾燥試料を用いて過圧密の影響がどの程度あり、

又室内において洪積砂と同等な剛性を持つ供試体を作製できるかどうか試みた。

4.1.3.2. 調査結果

実験装置は、外径10cm、内径6cm、高さ25cmの中空供試体を用いるDrehevich型の共振法土質試験機である。実験に用いた試料は、図-4に示すように豊浦標準砂と名古屋金城埠頭の洪積砂層から採取した金城砂4である。供試体は、いずれも前出の空気乾燥試料を、スプーンでモールドの中にそそぎ込み、モールドを木槌でたたいて密にする方法で作製した。

採用した応力経路を図-5に示す。実験は、まず正規圧密状態で $p = 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0 \text{ kg/cm}^2$ の各拘束圧で、 $r = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ までの G を測定する。次に 4.0 kg/cm^2 で2.4時間圧密した後、 $p = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ に下げて $r = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ の G の測定を繰返す。以降図-5を参照されたい。ここでは、(2), (3), (4), (5), (6), (7)が正規圧密状態での測定、(8), (9)が過圧密状態での測定である。実験中の間隙比の変化は、



* PS試験でのせん断歪の求め方は図-2に示す。

図-3 金城埠頭地盤柱状図

図-5に示す。実験は、まず正規圧密状態で $p = 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0 \text{ kg/cm}^2$ の各拘束圧で、 $r = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ までの G を測定する。次に 4.0 kg/cm^2 で2.4時間圧密した後、 $p = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ に下げて $r = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ の G の測定を繰返す。以降図-5を参照されたい。ここでは、(2), (3), (4), (5), (6), (7)が正規圧密状態での測定、(8), (9)が過圧密状態での測定である。実験中の間隙比の変化は、

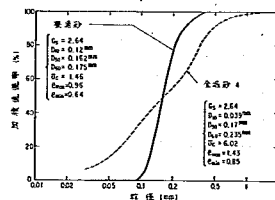


図-4 粒径加荷曲線

$$e = e_i - \frac{\epsilon_a}{\epsilon_{af}} (e_i - e_f)$$

e_i : (1)の状態での間隙比(初期間隙比)

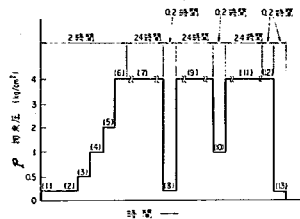
e_f : (13)の状態での間隙比(最終間隙比)

(1)

ϵ_a : 測定時の軸歪 ϵ_{af} : 供試体解体時の軸歪

で表わせる。

図-6, 7, 8に豊浦砂の正規圧密時, 過圧密時のGの比較を示す。この図から豊浦砂では, $r = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ の範囲で応力履歴によらず p , e , r などによってGの値は決定されると言てよさそうである。一方細粒分を23.8%を含み粒度分布の良い金城砂4の2本の供試体の正規圧密状態と過圧密状態でのGの



$\sigma_1/\sigma_3 = 1.0$

- (1) 0.2 kg/cm² の圧縮で供試体自由 (e_i)
- (2) 0.2 kg/cm² の荷重で $r = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ の間の測定
- (3) 0.5 kg/cm² " "
- (4) 1.0 kg/cm² " "
- (5) 2.0 kg/cm² " "
- (6) 4.0 kg/cm² " "
- (7) 4.0 kg/cm² の荷重で 2.4 時間圧密
- (8) 0.2 kg/cm² の荷重で $r = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ の間の測定
- (9) 0.5 kg/cm² の荷重で 2.4 時間圧密
- (10) 1.0 kg/cm² の荷重で $r = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ の間の測定
- (11) 4.0 kg/cm² の荷重で 2.4 時間圧密
- (12) 4.0 kg/cm² の荷重で $r = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ の間の測定
- (13) 0.2 kg/cm² の圧縮で供試体自由 (e_f)

図-5 応力経路パターン

比較を図-9, 10, 11に示す。明らかに過圧密比 $OCR > 1.0$ の状態で $p = 0.2, 1.0 \text{ kg/cm}^2$ では, 間隙比の減少では説明のつかないGの増加が現れ, $OCR = 1.0$ の状態では圧密時間による増加が現れる。又 $p = 4.0 \text{ kg/cm}^2$ の過圧密を受けるときれいな砂に対して成り立つ実験式を表わす直線に近づく。これは細粒分を含み粒度分布の良い砂であっても, 過圧密すればきれいな砂と同等なGの値

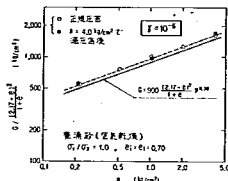


図-6 豊浦砂のG ($r = 10^{-6}$)

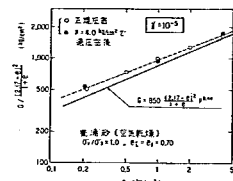


図-7 豊浦砂のG ($r = 10^{-5}$)

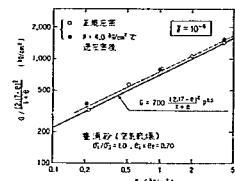


図-8 豊浦砂のG ($r = 10^{-4}$)

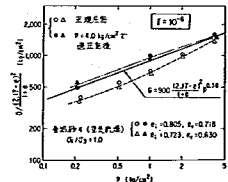


図-9 金城砂のG ($r = 10^{-6}$)

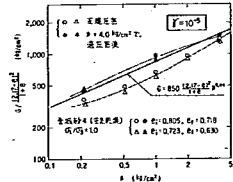


図-10 金城砂のG ($r = 10^{-5}$)

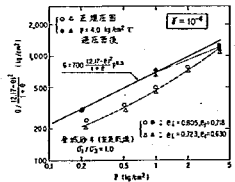


図-11 金城砂のG ($r = 10^{-4}$)

を示すことを意味している。実際の洪積砂層におけるPS検層と共振法のGを比較すると金城埠頭の
場合、深さ20mで1.5倍、65mで3倍であり図-9、10、11に示してある正規圧密砂と過圧
密の差よりも大きい。この結果から、3日程度の過圧密だけでは洪積砂と同様な剛性を示す供試体を
室内で再現することは、むずかしいと言える。

4.1.3.3. ま と め

- (1) 豊浦砂では、 $r = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ でのGは試料作製法、飽和度の違いによる変化は少ない。
- (2) 豊浦砂では、 $r = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ でのGは過圧密の影響を受けない。
- (3) 金城砂では、過圧密によって、eの減少では説明のつかないGの増加がある。

4.1.4. 試料作製法が砂のセン断変形係数Gに与える影響⁹⁾

4.1.4.1. は じ め に

乱した砂質試料を室内で実験する時の試料の作製方法には様々なものがある。従って、試料の作製
方法が、砂のセン断変形係数に与える影響を調査しておく必要がある。

4.1.4.2. 調 査 結 果

実験装置は、外径7cm、高さ10cmの中実供試体を用
いる共振法土質試験機であり¹²⁾、試料は豊浦標準砂を用い
た。(図-4参照)供試体の応力状態は等方圧縮である。
表-2に示すように3種の試料の詰め方(タンパー法、
木槌法、ホース法)を採用し、3種の含水比状態で実験
を行なった。タンパー法は、室内CBR試験と同様な方
法で、ランマーを用いて重りを自由落下させて試料を詰
め込む方法である。(重りは700g、落下距離は、9.98

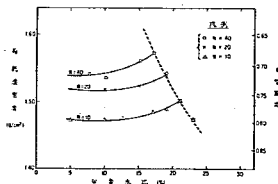


図-12 落下回数N, w, e, r_d の関係

cm、接地円板は、直径3.5cm)。図-12に落下回数Nと含水比w、間隙比e、乾燥密度 r_d の関係
を示す。以下、特にことわらない場合タンパー法による供試体は、各層について $N=20$ で詰めたも
のである。木槌法は、モールドの周囲を木槌でたたいて詰める方法で、たたく回数は各層につき20
回である。両手法共、砂をスプーンで注ぎ込み、5層に分けて詰めた。ホース法は、流出する砂の重量
が毎分約50gになるように調節したホースを用いて、10cmの高さから注ぎ込んだ。表-2で特に
記していない不飽和供試体は、あらかじめ不飽和砂を準備してタンパー法で作製したものである。空気
送り不飽和化法は、拘束圧0.2kg/cm²で自立させた後飽和と試料内部に空気を送ったものであり、水送
り不飽和化法は自立させた空気乾燥試料にバックプレッシャー0.1kg/cm²で水を供給したものである。
真空不飽和化法は、空気送りと同様に自立させた飽和と試料に0.25kg/cm²の真空圧を加えて作製した
ものである。次に間隙比によるGの変化を補正するためにGの値を $\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$ で
除した値を $\bar{G}$ と定義する。

空気乾燥試料を用いた3種の詰め方による $\bar{G}$ の値は、ほぼ一致する結果を得たので、各歪レベルの

拘束圧 $p = 0.5, 1.0, 2.0 \text{ kg/cm}^2$ における直線上の値を讀取って $\bar{G}_{A-D}$ とした。該当する歪レベル、拘束圧による $\bar{G}$ の値を $\bar{G}_{A-D}$ で除した値で整理した結果を図-13, 14, 15に示す。なお、記号、飽和度 S_r は表-2による。以上の結果から、今回のような試料作製法、飽和度による G の違いは、 $r = 10^{-6} \sim 10^{-3}$ の歪領域では若干のバラつきはあるものの大差ないと言ってよさそうである。

4.1.4.3. ま と め

上に示した様に、少なくとも豊浦砂では、試料の作製法は、 $r = 10^{-6} \sim 10^{-3}$ の範囲では G にあまり影響を与えないと言えよう。従って、通常は、最っとも簡易な木槌法で、試料を作成して実験してもよいものと思われる。

4.1.5. 砂のせん断変形特性に及ぼす応力条件の影響

4.1.5.1. は じ め に

原地盤では、上載圧と、水平土圧の比が、1:1ではない。しかし、通常の室内土質試験で、1:1の状態で行うのが都合がよい。そこで、今回、この応力比が、砂の変形特性に与える影響を調べた。

4.1.5.2. 実 験 方 法

内径6cm、外径10cm、高さ10cmの中空供試体を、下端固定で上端にトルク力を加え、このトルク力によって生じる供試体上端における回転角を測定することによりせん断歪振幅 $r = 10^{-6} \sim 10^{-2}$ の範囲での砂のせん断変形係数 G 、減衰係数 $\eta = \frac{\Delta W}{2\pi \cdot W}$ を求めた。供試体は、真空脱気した飽和の豊浦砂をスプーンで水を消したモールド中に投入し、木づちでたたき密結めとした。なお、豊浦砂は常にフレッシュなものを使用した。供試体の圧密方法は、次の通りである。最終的応力状態は、全て次の定義による平均主応力 p

$$p = \frac{1}{3} (\sigma_a + 2\sigma_r) \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (\sigma_a: \text{軸方向応力}, \sigma_r: \text{側方向応力})$$

を、1 kg/cm^2 としたが、供試体によって軸方向応力 σ_r の比を広い範囲で変えた。たとえば、 $p = 10 \text{ kg/cm}^2$ 、

表-2 供試体作製法に関する実験の一覧表

試験番号	試料作製法	作製時状況	試験時状況	不飽和化法	e	w (%)	Sr (%)	記号
1	タンパー法				0.67			○
2	木槌法	空気乾燥	空気乾燥		0.62	0.13	0.5	△
3					0.70			△
4	ホース法				0.72			□
5	タンパー法				0.63	247		●
6	木槌法	飽和	飽和		0.68	258	1000	▲
7					0.68	239		▲
8					0.74	5.1	18.2	◎
9		不飽和			0.72	10.3	37.8	◎
10	タンパー法	N=20			0.74	18.3	65.3	◎
11		不飽和			0.74	15.6	55.7	◎
12		N=10			0.75	22.1	77.8	◎
13	タンパー法				0.64	9.8	40.4	◇
14		飽和	不飽和	空気送り	0.72	13.6	49.9	◇
15	木槌法				0.66	12.8	51.2	△
16					0.64	13.3	54.9	△
17	タンパー法				0.66	21.4	85.6	◇
18	木槌法	空気乾燥		水送り	0.69	22.3	85.4	△
19	ホース法				0.72	11.8	43.3	□
20					0.83	25.6	78.6	□
21	タンパー法				0.66	22.5	90.0	◇
22		飽和		真空	0.62	22.8	97.1	◇
23	木槌法				0.65	20.7	84.1	☆
24					0.66	25.2	100.0	☆

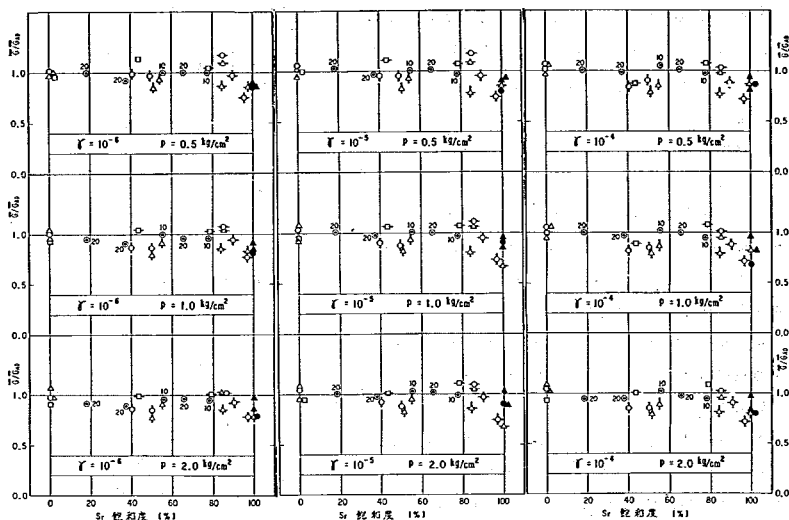


図-13 $\bar{G}/G_{A,D} \sim Sr (r=10^{-6})$

図-14 $\bar{G}/G_{A,D} \sim Sr (r=10^{-5})$

図-15 $\bar{G}/G_{A,D} \sim Sr (r=10^{-4})$

$\sigma_a/\sigma_r=2.0$ の実験では、 $\sigma_a=1.5 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_r=0.75 \text{ kg/cm}^2$ である。この場合は、まず $\sigma_a=\sigma_r=0.75 \text{ kg/cm}^2$ まで等方圧密してから σ_a を 1.5 kg/cm^2 まで増加させて所定の応力状態とした。又、 $\sigma_a/\sigma_r=0.5 (\sigma_r/\sigma_a=2.0)$ の実験では、 $\sigma_a=0.6 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_r=1.2 \text{ kg/cm}^2$ となるので、まず $\sigma_a=\sigma_r=0.6 \text{ kg/cm}^2$ まで等方圧密し、次に σ_r を 1.2 kg/cm^2 まで増加させて、所定の応力状態とした。実験は、同一供試体でせん断重 $r=5 \times 10^{-4}$ 程度から

$r=10^{-2}$ 程度まで段階的に、歪レベルを上げてゆき、各々の歪レベルで荷重制御・周期 $f=0.1 \text{ Hz}$ でねじり振動を 10 回づつくり返して測定を行なった。

4.1.5.3. 実験結果

図-18 は、せん断変形係数 G の値を間きき比 e と平均主応力 p の影響を考慮して、次式によるせん断変形係数 G^*

$$G^* = 700 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.5} (\text{kg/cm}^2)$$

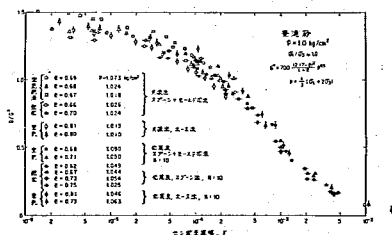


図-16 $G/G^* \sim r$ 曲線 ($\sigma_a/\sigma_r=1.0$)

425

で除した値 G/G^* を、プロットしたものである。G の値は、くり返し回数 $N=10$ 回値を用いた。ここで、図-16 は、各種の供試体作成法による等方応力状態 ($\sigma_a/\sigma_r=1.0$) の実験結果である。図-17 は、三軸圧縮応力状態 ($\sigma_a/\sigma_r > 1.0$)、図-18 は、三軸伸張応力状態 ($\sigma_a/\sigma_r < 1.0$) の実験結果である。

図-17、図-18 の図中にある太線と斜線は、図-16 ($\sigma_a/\sigma_r=1.0$) の実験結果の平均値とデータのバラツキの範囲を示したものである。図-17、図-18 から三軸圧縮応力状態では、各主応力比の実験値は、 $\sigma_a/\sigma_r=1.0$ のデータのバラツキの範囲にあり、三軸伸張応力状態の実験値は、 $\sigma_a/\sigma_r=1.0$ のデータの下側にある。

次に、三軸伸張応力状態、三軸圧縮応力状態での歪レベル $r=10^{-4}$ 、 3×10^{-4} 、 10^{-3} 、 3×10^{-3} におけるセン断変形係数 G の値を、 $\sigma_a/\sigma_r=1.0$ の各歪レベルにおける G の値の平均値で除したものを、

$$R = \frac{\{G\} \sigma_1 / \sigma_3}{\{G\} \sigma_1 / \sigma_3 = 1.0}$$

とし、この R と主応力比 σ_a/σ_r の関係を図-19 に示す。図-19 から三軸圧縮応力状態では、平均主応力 p が一定ならば $r=10^{-4} \sim 3 \times 10^{-4}$ では、主応力比 (σ_a/σ_r) による G の変化は、あまりないが、 $r=10^{-3} \sim 3 \times 10^{-3}$ では、 $\sigma_a/\sigma_r=2.0$ 付近をピークとして σ_a/σ_r の増加とともに G の値は、減少する傾向がみられる。一方、三軸伸張応力状態では、セン断歪 $r=10^{-4} \sim 3 \times 10^{-3}$ において、平均主応力 p 一定のもとで σ_r/σ_a の増加によって G は、減少する傾向にあり、三軸伸張応力状態の場合より減少の度合は、顕著であることが分かる。

図-20、図-21、図-22 は、減衰係数 γ とセン断歪 r の関係を表わしたもので、図-20 は、各種の供試体作成法による等方応力状態 ($\sigma_a/\sigma_r=1.0$) で行なった実験結果である。図-21 は、主応力比の異なった実験結果を等方応力状態の結果 (図-20) と対比したものであり、

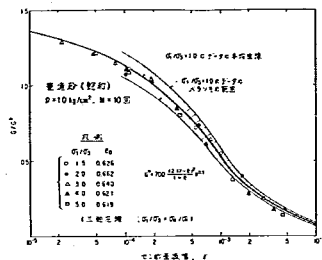


図-17 $G/G^* \sim r$ 曲線 ($\sigma_a/\sigma_r > 1.0$)

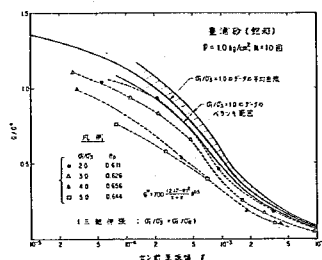


図-18 $G/G^* \sim r$ 曲線 ($\sigma_a/\sigma_r < 1.0$)

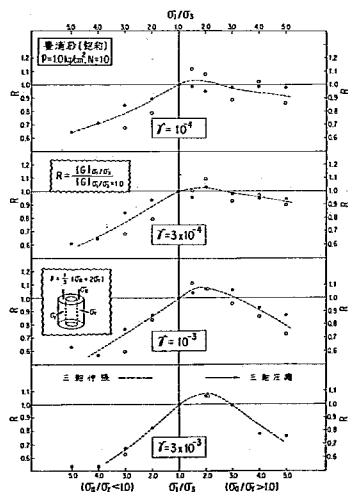


図-19 $R \sim \sigma_1/\sigma_3$ 関係

太線は $\sigma_a/\sigma_r=1.0$ の η の値の平均値、斜線はデータのパラッキの範囲を示したものである。三軸圧縮応力状態では、 η の値は $\sigma_a/\sigma_r=1.0$ の平均値のやや下側にあり、三軸伸張応力状態では、やや上側にあるが全体としては、 $\sigma_a/\sigma_r=1.0$ のデータのバラッキの範囲にある。図-22は、三軸圧縮応力状態、三軸伸張応力状態の実験結果から歪レベル $\epsilon=10^{-4}$, 3×10^{-4} , 10^{-3} , 3×10^{-3} での η の値と主応力比の関係を、プロットしたものである。これより、 η の値は $\epsilon=10^{-4} \sim 3 \times 10^{-3}$ において平均主応力が一定ならば、主応力比が異なった場合の η の変化は少ないことが分かる。

図-23、図-24、図-25は、 $G/[G]_r=10^{-6}$ と減衰係数 η の関係を表わしたものである。 $G/[G]_r=10^{-6}$ の値は、実験から求めた G/G^* の値を等方応力状態 ($\sigma_a/\sigma_r=1.0$) における共振法土質試験で求めた $\epsilon=10^{-6}$ での G/G^* の値で除したものである。図-23は、等方応力状態 ($\sigma_a/\sigma_r=1.0$) の各種の平均主応力 p の実験結果¹⁾である。図-24、図-25は、三軸圧縮応力状態 ($\sigma_a/\sigma_r > 1.0$)、の三軸伸張応力状態 ($\sigma_a/\sigma_r < 1.0$) の実験結果である。

図-24、図-25の太線は、 $\sigma_a/\sigma_r=1.0$ の平均値、斜線は、データのバラッキの範囲を示している。

これより、三軸圧縮応力状態では、 $\sigma_a/\sigma_r=1.0$ の実験結果とほぼ同様の傾向がみられ、三軸伸張応力状態では、 $\sigma_a/\sigma_r=1.0$ のデータの平均値の下側にいることが分かる。

4.1.5.4. ま、とめ

1. 三軸圧縮応力状態では、主応力比 $\sigma_a/\sigma_r=1.0 \sim 3.0$ の範囲では、せん断歪 $\epsilon=10^{-4} \sim 3 \times 10^{-3}$ の範囲で平均主応力一定ならば、せん断変形係数 G は、主応力比の影響を受けない。

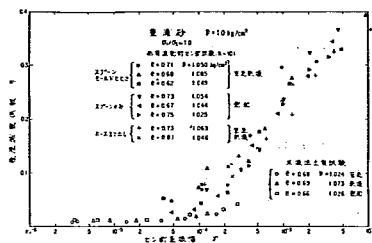


図-20 $\eta \sim \sigma_a/\sigma_r$ 曲線 ($\sigma_a/\sigma_r=1.0$)

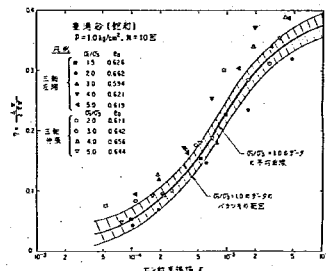


図-21 $\eta \sim \sigma_a/\sigma_r$ 曲線

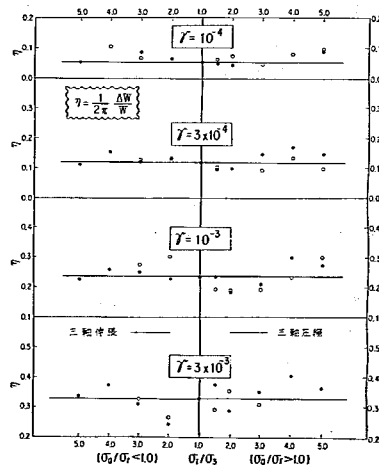


図-22 $\eta \sim \sigma_a/\sigma_r$ 関係

しかし、主応力比 $\sigma_a/\sigma_r = 3.0$ を越えると大きな歪程 G は、主応力比の影響をうける。

2 三軸伸張応力状態では、せん断歪 $r = 10^{-4} \sim 3 \times 10^{-3}$ の範囲で、平均主応力が一定ならば、主応力比が大きいく程、せん断変形係数 G は小さな値となる。

3 豊浦砂の減衰係数 η は、同一の平均主応力 p に対してせん断歪 $r = 10^{-4} \sim 3 \times 10^{-3}$ の範囲でせん断変形係数 G ほど主応力比の影響を強く受けない。

4.1.6. 砂のせん断変形係数の減衰の歪依存性⁽³⁾

4.1.6.1. はじめに

広範囲な歪領域 ($r = 10^{-6} \sim 10^{-2}$) における各種の攪乱砂の変形係数 (G, η) を中空供試体に繰返しねじりせん断を与える2種類の実験 (共振法土質試験¹⁾, 低周波動的せん断試験) により求めた。その結果得られた G の歪依存性の傾向と、 G と減衰 η との関係について報告する。

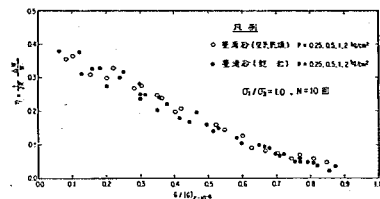


図-23 $G/[G]_{r=10^{-6}} \sim \eta$ 曲線 ($\sigma_a/\sigma_r = 1.0$)

4.1.6.2. せん断変形係数 G の歪依存性

図-26に豊浦砂 ($p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$) での $G \sim e$ (間隙比) 関係を各歪レベルで示す。 G の値は図中に示すように各種の歪に対して e の関数 $(2.17 - e)^2 / (1 + e)$ で表わされることがわかる。 G の値は歪レベルが一定であっても e の値により変わるので、実験結果を比較する場合はこの e の値が同じになるよう正規化する場合がある。又、 G の e に対する変化の仕方が歪レベルによらないことから G の歪レベルに対する変化率は e の値には、よらないことになる。

図-27に拘束圧 p が $G \sim r$ 関係に与える影響を示す。図中の m は、 G が r^m に比例するとした時の拘束圧 p のべきである。図中に示すように m は、 r の関数である。よって p のべき m は、歪レベルにより変化する。たとえば、 $r = 10^{-6}$ で $m = 0.38$ 、 $r = 10^{-4}$ で $m = 0.5$ である。

図-28に $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ での豊浦砂の $G/[G]_{r=10^{-6}} \sim r$ 曲線を示す G の歪依存性の傾向は、砂の状態 (乾燥, 飽和), e (間隙比) によらないことがわかる。図中には、 $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ と同様求めた他の拘束圧についての $G/[G]_{r=10^{-6}} \sim r$ 曲線も示してある。図-29に各種の攪乱砂での G の歪依存性の傾向を示す。これによると G の歪依存性の傾向は、今回実験した範囲では、砂の種

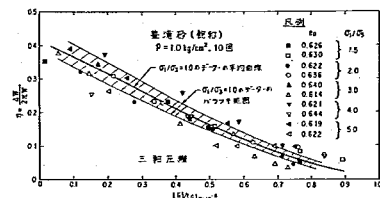


図-24 $G/[G]_{r=10^{-6}} \sim \eta$ 曲線 ($\sigma_a/\sigma_r > 1.0$)

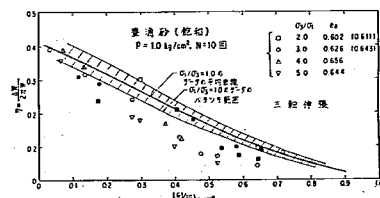


図-25 $G/[G]_{r=10^{-6}} \sim \eta$ 曲線 ($\sigma_a/\sigma_r < 1.0$)

428

類、砂の状態、間隙比によらないことがわかる。
 図中に攪乱砂での $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ の G の歪依存性の平均曲線を示す。この平均曲線を以後、攪乱砂での $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ における $G/[G]_{r=10^{-6}} \sim r$ 曲線とする。

ここで注意することは、 $[G]_{r=10^{-6}}$ の値は砂によってかなり異なることがあるということである。各種の砂での G の相対的大きさを示す指数として

$$B = \frac{r=10^{-6} \text{ での } p=0.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値}}{900 \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \cdot p^{0.38}} + \frac{r=10^{-6} \text{ での } p=2.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値}}{900 \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \cdot p^{0.38}} + \frac{r=10^{-4} \text{ での } p=0.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値}}{700 \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \cdot p^{0.5}} + \frac{r=10^{-4} \text{ での } p=2.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値}}{700 \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \cdot p^{0.5}} \quad (2)$$

を定義する。B が小さい程同一条件での G は相対的に小さい。図-30に $G/[G]_{r=10^{-6}}$ と B の関係を各歪レベルで示す。B 値が 0.7 ~ 1.15 と大きく違うにも拘わらず、各歪レベルでの $G/[G]_{r=10^{-6}}$ の値はよく一致している。図-29、30より攪乱砂での $G/[G]_{r=10^{-6}}$ の値は $[G]_{r=10^{-6}}$ の値によらないことがわかる。以上のことより、筆者らは、攪乱砂での変形係数 G の歪依存性を次式で表わし、この式を解析に用いている。

$$\begin{aligned} [G/[G]_{r=10^{-6}}]_{p=1.0 \text{ kg/cm}^2} &= [G/[G]_{r=10^{-6}}]_{p=1.0 \text{ kg/cm}^2} \cdot p^{m(r)-m(r=10^{-6})} \\ &= f(r) \cdot p^{m(r)-m(r=10^{-6})} \end{aligned} \quad (3)$$

$$\therefore f(r) = [G/[G]_{r=10^{-6}}]_{p=1.0 \text{ kg/cm}^2}$$

ここで $f(r)$ は図-29で示した各種攪乱砂での平均曲線を用い、 $m(r)$ は図-27に示してある。尚、図-27は豊浦砂のみである。又、豊浦砂においては、 G の間隙比による関係は、歪レベルによらず同一であるので、(3)式は、間隙比によらず成り立つと考えられる。

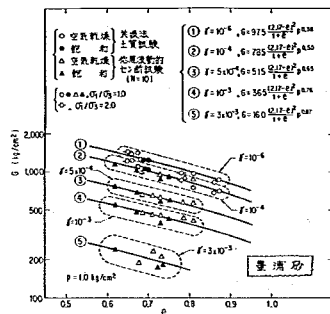


図-26 豊浦砂の各歪レベルでの $G \sim e$ 関係 ($p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$)

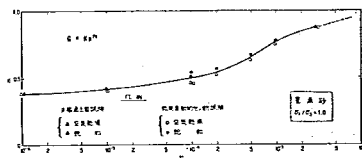


図-27 r の $G \sim p$ 関係に及ぼす影響

4.1.6.3. $G/[G]_{r=10^{-6}} \sim \eta$ 関係

§ $G/[G]_{r=10^{-6}} \sim \eta$ 関係について、上述のように攪乱砂の変形係数 G の歪依存性曲線は精度よく求めることができた。しかし、減衰 η の歪依存性を知るためには、かなりの労力が必要であり、データのバラツキも多い。そこで G と減衰 η の間どのような関係があるかを示し G の値から η の値を合理的に推測する方式の検討を行なった。図-31に、 $\eta \sim G/[G]_{r=10^{-6}}$ 関係を示す。 G , η は、低周波動的せん断試験での $N=10$ の値であり、 $[G]_{r=10^{-6}}$ は、共振法土質試験での値である。 η と $G/[G]_{r=10^{-6}}$ の間には、 p , e , r によらない一定の関係がある。

図-31の関係は一般的には次式で示すことができる。

$$\eta/\eta_{max} = g(X) \quad \dots \dots (4)$$

ここで $X = G/[G]_{r=10^{-6}}$

ここで η_{max} は $X=0$ での η の値、 $[G]_{r=10^{-6}}$ は砂によるが、 $g(X)$ の型は砂によらない。従って、 $G/[G]_{r=10^{-6}}$ と図-31より η を推定できる。

4.2 砂層の流動化に与える入力振動の周波数の影響

4.2.1. はじめに

砂地盤の流動化に及ぼす要素は多岐にわたり、流動化する砂層中の挙動は、非常に複雑である。

その中から、今回、入力振動数が地盤の流動化現象に与える影響を調べる事を目的として、小型の砂箱を用いた調振入力による模型振動実験を行なったので、ここにその結果を報告する。

4.2.2. 実験装置および実験方法

図-32に示す砂箱を使用した。砂は豊浦標準砂を使用し、飽和砂層は、水中に乾燥砂を落下させて作成した。砂箱を載せている振動台は、4台の油圧式補助振動台で支え、これを油圧を用いた変位

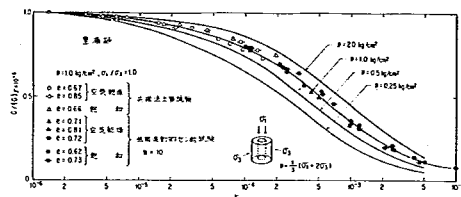


図-28 豊浦砂の G の歪依存性

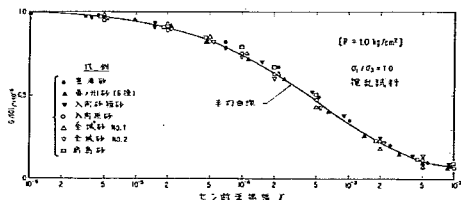


図-29 各種の砂の G の歪依存性 ($p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$)

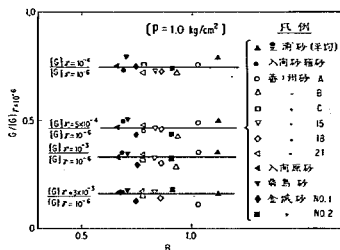


図-30 各歪レベルでの $G/[G]_{r=10^{-6}} \sim B$ 関係

制御方式のアクチュエーター (MTS 社製・容量2(ton)-G)で駆動した。実験方法は、表-3に示すように3つのケースについて実験を行ない、砂層は全てなるべくゆるづめとした。加振は、加速度レベルの異なる各台加速度段階ごとに全て、300波とし、それぞれの段階の間には時間をおいて、過剰間隙水圧が消散した後、表面の沈下量の測定を行なった。

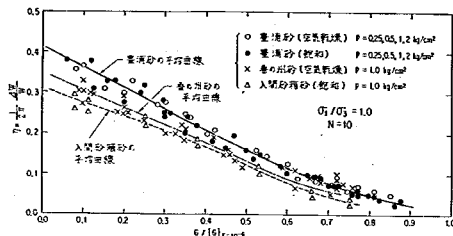


図-3-1 3種類の砂の $\eta \sim G/[G]$ $\gamma = 10^\circ$ 関係

4.2.3. 実験結果と考察

図-3-3に、実験ケースB・段階Ⅱでの台変位・加速度・間隙水圧の記録波形を示す。各計器の位置は図-3-2を参照されたい。図-3-3に示すように、たとえば4の間隙水圧がピークになった時に4の加速度はゼロになる。間隙水圧がピークに達し、かつ砂中加速度がゼロになる場所は順次下層へと移ってゆく。流動化現象は、上層から下層へと起こる事を示している。なお、段階Ⅰでは3ケースとも流動化を起こさなかったで、段階Ⅱの砂層の特性は、初期のものと同様である。図-3-4には、実験B・段階Ⅱの特徴ある経過時間1での砂中加速度分布・間隙水圧分布の、 $\frac{1}{2}$ 周期の間での変化の様子を示す。 α は図-3-3において、中心線より右方向を正とする加速度であり、 $|\alpha_{Bmax}|$ は砂箱底での加速度の最大値の絶対値である。図から、間隙水圧の値が大きくなるに従って上層の下層に対する位相の遅れは大きくなってゆく

ことが分かる。流動化に至る過程で、砂層は相当複雑な振動をしており、砂は決して剛体的な運動をしておらず、砂層中にかなりの歪が発生している。図-3-5には実験A, B, Cでの段階ⅡとⅢにつ

表-3 実験条件

入力波形：正弦波

実験 ケース	入力振動数 f (Hz)	振動台加速度 (仮称) α (gal)	繰返し回数 (回)	加振時間 (秒)	砂層平均相対 密度 Dr (%)
A	1.0	段階Ⅰ：2.5	3.00	3.0	28
		Ⅱ：5.0			28
		Ⅲ：7.5			43
B	2.0	Ⅰ：2.5	3.00	1.5	18
		Ⅱ：5.0			18
		Ⅲ：7.5			32
C	4.0	Ⅰ：2.5	3.00	7.5	20
		Ⅱ：5.0			20
		Ⅲ：7.5			37

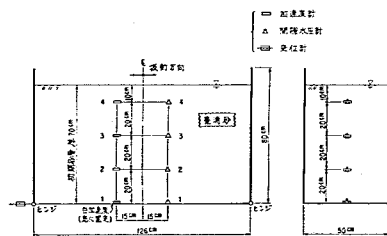


図-3-2 砂層模型と計器の配置

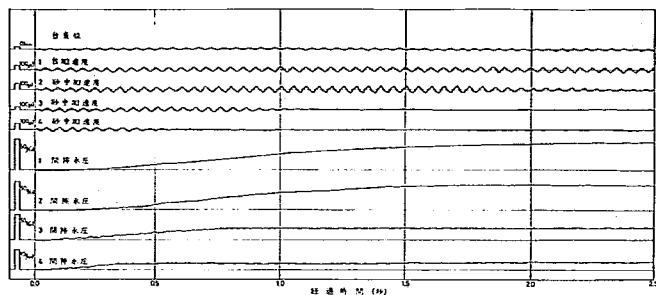


図-33 実験B・段階Ⅱの記録波形

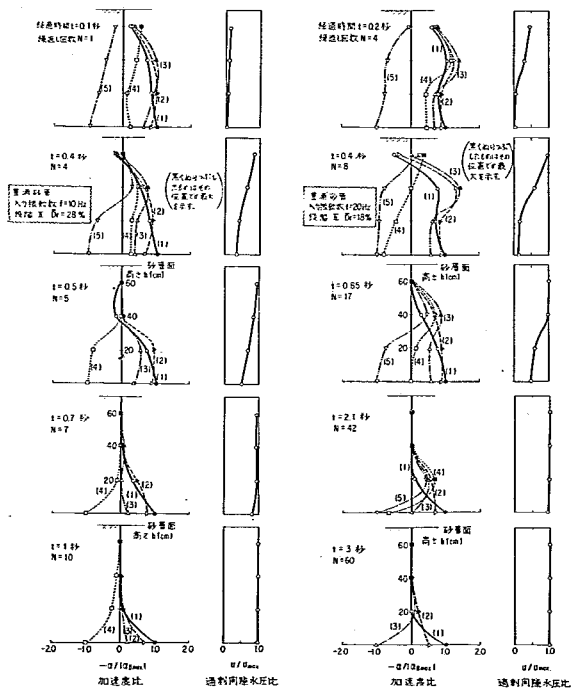


図-34 加速度分布・空隙水圧分布の時間的变化

432

いて、入力振動数 f に対する完全流動化に至るまでの繰り返し回数 N_f を、各位置ごとに表示した。ここで、完全流動化時は、その位置で有効拘束圧がゼロになった時で定義している。明らかに、加速度計 1, 2 での第Ⅲ段階の場合を除いて、 f の小さい程、流動化に必要な繰り返し回数 N_f は少ない事、即ち、 f の小さい程、同じ台加速度に対して流動化し易い事を示している。これは、恐らく次に示す理由によるものであろう。砂中のある場所での正弦振動中に発生する歪振幅は、次式であらわせる。

$$|r| = \frac{\alpha}{2\pi f} \cdot \frac{1}{V_s} \quad (\alpha: \text{加速度}, f: \text{振動数})$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (S: \text{波速度}) \dots \dots (5)$$

この式は、 $|r|$ は α に比例し、 f に反比例する事を示している。 α の値は、 f によって異なる応答値であり、今回の場合、高さ 40 cm の加速度計 3 で記録された加速度の、台加速度に対する比 $\alpha/|a_{Bmax}|$ の流動化前での最大値は、 $f = 10 \text{ Hz}$ で 0.9, $f = 20 \text{ Hz}$ で 1.18, $f = 40 \text{ Hz}$ で 1.6 であり、三者での $|r|$ の比は同一の V_s に対しては、(5)式から $\frac{0.9}{10} : \frac{1.18}{20} : \frac{1.6}{40} = 1 : 0.66 : 0.44$ であり、明らかに f が小さい程 $|r|$ が大きい。 $|r|$ が大きい程流動化が生じやすくなるから、この事は、図-35の結果と矛盾しない。しかし、 f が小さい程、同じ台加速度に対して流動化し易いというのは、一般的な結論ではないように思われる。(5)式に示すように、加速度応答値 α が、 f によって変わり、 α/f が $|r|$ の値を決めるからである。次に、図-34を基にして、この砂層のせん断歪振幅 $|r|$ と完全流動化までの繰り返し回数 N_f の関係を図-36に示す。ただし、この関係は、過剰間隙水圧比 $U/U_{max} \approx 0.0$ 、すなわち流動化発生前でのものであり、図-34から加速度 α の高さ h に対する変化率の 1 周期の間での最大値 $(\partial \alpha / \partial h)_{max}$ を読みとり、次式からせん断歪振幅 $|r|$ を求めたものである。

$$|r| = \frac{1}{(2\pi f)} \tau \left(\frac{\partial \alpha}{\partial h} \right)_{max} \quad (\alpha: \text{砂層加速度}, h: \text{砂層高さ}, f: \text{入力振動数}) \dots \dots (6)$$

この場合も、 f が小さい程せん断歪振幅 $|r|$ は大きくなり、 f が小さい程流動化し易いという事に対応している。すなわち今回の実験から、地盤の流動化が、加速度値だけでは支配されず、入力振動数にも支配される可能性のある事がわかった。又、(5), (6)式は、せん断応力振幅 $\tau = G \cdot |r|$ も f に支配される事を示している。以上の結果を踏まえて、次の仮想的な状態に対して、振動数 f が地中のせ

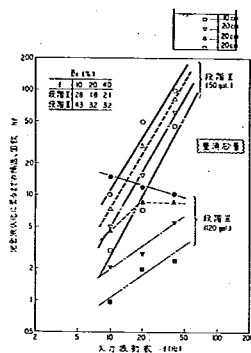


図-35 入力振動数と完全流動化に至るまでの繰り返し回数の関係

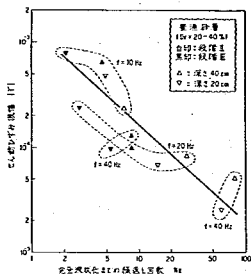


図-36 完全流動化までの繰り返し回数とせん断ひずみの関係

433

せん断応力の大きさに及ぼす影響に対する考察を行なってみる。今、地表での加速度振幅を α_s として、

$$V_s = \sqrt{\frac{G \cdot g}{r_t}} \quad \text{と } r_t \text{ に関して一様な地盤が調和振動}$$

しているとする。地盤が剛体とすると、深さ h でのせん断応力振幅 τ_1 は、図-37に示すように、

$$\tau_1 = \frac{\alpha_s}{g} \cdot h \cdot r_t \quad \dots \dots \dots (7)$$

で表わせる。一方、弾性体とすると、深さ h でのせん断応力振幅 τ_2 は、

$$\tau_2 = G \frac{\alpha_s}{2\pi f V_s} \sin 2\pi \frac{h}{\lambda} \quad \dots \dots \dots (8)$$

となる。ここで、 λ は V_s/f であって波長である。

(7)と(8)から

$$\frac{\tau_2}{\tau_1} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\lambda}{h} \sin 2\pi \frac{h}{\lambda}, \quad \lambda = \frac{V_s}{f} \quad \dots \dots \dots (9)$$

である。 τ_2/τ_1 は、地盤が調和振動しているとき、同一の地表加速度の時の、剛体仮定と弾性体仮定の場合の地中せん断応力の比である。ある深さ h に対して、 f が大きき λ が小さい程 h/λ は大きくなる。従って、図-37に示すように f が大きき程、 $h/V_s = h/\lambda$ が大きくなって、 τ_2/τ_1 の値は小さくなる。この事は、振動数 f が大きき程、地表加速度振幅 α_s ・地盤条件等の他の条件が同一であれば、地中に発生するせん断応力は小さい事を示している。これは、一応今回の実験結果と照応している。

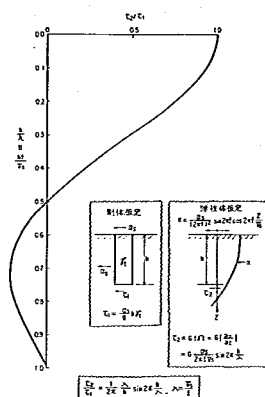


図-37 剛体仮定と弾性体仮定による地中せん断応力の比

4.2.3. ま と め

- (1) 今回の実験結果では、同一の台加速度に対して、振動数 f が大きき程流動化しにくかった。
- (2) その原因として、 f が大きき程、砂層中に発生しているせん断歪 γ が小さい事が考えられる。
- (3) 地表加速度振幅・地盤条件等が同一であれば、調和振動の場合、振動数 f が大きき程、地中に発生するせん断歪・せん断応力は小さくなることが考えられる。

4.3. 地盤耐震地図及び流動化履歴地盤特性

4.3.1. は じ め に

昨年度は、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の特性について調査した。今年度は、これに基づいて、関東地方南部地区地盤耐震地図を作成した。又、濃尾地方の、流動化履歴地点の地盤特性を調査した。

4.3.2. 関東地方南部地区地盤耐震地図

地震時における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。また、我国の地形・地質は複雑であり、数m離れただけで異なった地層状態となることもある。したがって、流動化するかどうかの厳密な地盤耐震地図を細かく作成する事は困難である。一方、前年度の調査結果によると、次の事が分っている。

- (1) 扇状地から三角州に至るまで、広い範囲にわたって沖積低地で流動化を生じている。これに対し台地・丘陵・山地ではあまり生じていない。
- (2) 旧河道沿いに流動化が多く生じている。

また、室内流動化試験により、沖積砂層といえども一度乱すと流動化強度が下がる事も報告されている。つまり、人工的に海を埋立てた地盤では、地盤改良をしていない場合などに沖積砂層より流動化し易い場合もおきてくると予想される。

以上の事から流動化に対する地盤耐震地図の基準を表-4の様に定めた。

表-4の基準に従って、国土地理院の5万分の1の地図上に、地盤耐震図を作成した。図-38に、その中の一例を示す。なお、同図には過去に流動化を生じた地点も記してある。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されたものである。したがってその位置は正確にはわからないが、地図上の相当する地名上に○、△印がついてある。この○、△印

表-4 地盤耐震地図の基準

区 分	判 断 基 準
(A)流動化する可能性が高い地域	・現河道、旧河道 ・土地条件図中の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	(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	台地・丘陵・山地

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。流動化地点がA、B、Cに対応した割合を求めると表-5のようになる。

表-5を見てわかるように、Aに相当した流動化地点が半径250mの場合63%、半径500mの場合85%とかなりよい一致をしている。この事から地盤耐震地図の妥当性がうかがえよう。

表-5 流動化地点と耐震地図の関係

区 分	半径250m		半径500m	
	地点数	割 合	地点数	割 合
A 流動化する可能性が高い地域	120	63%	163	85%
B 流動化する可能性がある地域	62	32%	19	10%
C 流動化する可能性が低い地域	9	5%	9	5%

435

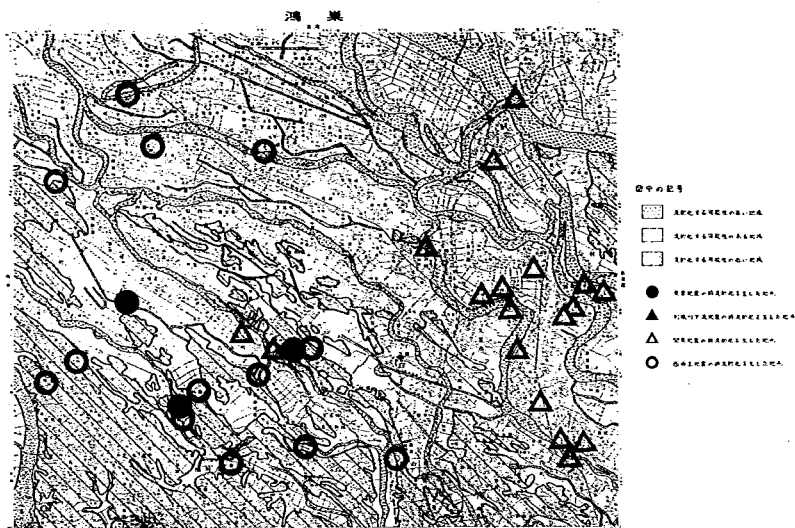


図-38 地盤耐震地図の一例

4.3.3. 澁尾平野流動化履歴地点の地盤特性

中部地方南部地区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。その為に、次の様な作業手順で調査を進めていった。

- ① 中部地方南部地区の地形に関する資料収集および整理。それに基づいた地形分類。
- ② 過去に流動化を生じた地点のプロット。
- ③ ①、②をもとにした流動化地点と地形との関連性の考察。
- ④ 既往ボーリング柱状図の資料収集。それらの地点のプロット。
- ⑤ ①、②、④をもとに代表的な場所を選び、地質断面図を作成。
- ⑥ 流動化地点と地質との関連性についての考察。

図-39に地形、旧河道位置と流動化地点との関連を示す。地形区分は山地・丘陵・台地・段丘とチェウ積低地とまず大きく分けて示す。そしてチェウ積低地をさらに扇状地帯、自然堤防地帯、三角州地帯、平拓地帯に区分けして示す。

図-39によると埼玉県東部地区の場合と同様に、チェウ積低地全域にわたって流動化している事がまずわかる。その中で最も流動化地点の多いのは木曽川、長良川、揖斐川に囲まれた地域である。ここら一帯はいわゆる輪中地帯と呼ばれる所であり、三河川がかって合流したり離れたりして、大洪水もよく起こしてきた所である。なお、この地域では澁尾地震で流動化が生じた後、江濃地震でも再び流動化が生じている。

扇状地帯、自然堤防地帯、三角州地帯、平拓地帯それぞれ典型的な場所の地層断面を図-40に

示す。図-40の断面図の位置は、図-39に示す。これらの図から、次の事が判る。

- (i) 扇状地帯では最上部に砂レキ層が厚く堆積している。この層が流動化すると考えられるが、N値は30程度以上もある。これはレキ混入の為にN値が大きくなったものと思われ、実際はゆるい状態である事が予想される。
- (ii) 自然堤防地帯のうち木曽川より西側では最上部に上部粘土層が堆積している。特に大垣付近では10m位の厚さとなっている。この層にはN値が5~10の砂層が厚さ1m位に狭在されている。この地域ではこの上部粘土層、あるいはすぐ下に堆積しているN値が10程度の上部砂層が流動化したものと考えられる。
- (iii) 自然堤防地帯のうち木曽川より東側では上部粘土層は表面を薄く覆うだけであり、N値が5~20程度の上部砂層が5~15mの厚さで広く分布している。この砂層が流動化したものと考えられる。
- (iv) 三角州地帯も最上部にはN値が5~20の上部砂層が10~15mの厚さで堆積している。この砂層が流動化したものと考えられる。
- (v) 干拓地帯ではテラス積砂層の厚さは10~5mとなり、細粒分を含んでくる。N値はほとんど10以下を示し、この層が流動化したと考えられる。

4.4 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強震計等の強震観測機器の動作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129台(63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刊」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及び地盤耐震地図作業の継続。
- (2) 強震計観測網の整備拡充。

参 考 文 献

- 1) 土木研究所資料 912号 1974年5月
- 2) 岩崎・龍岡・吉田(1976年)“砂の動的変形特性に及ぼす粒度分布の影響”第11回土質工学研究発表会
- 3) 栗林・岩崎・吉田(1975年12月)“砂地盤の動的変形特性の現場測定と室内実験”土と基礎 5904
- 4) 岩崎・龍岡・高木・吉田(1976年7月)“土の動的変形特性に関する室内実験結果”第14回地震工学研究発表会
- 5) Gibbs and Holtz(1957)“Research on Determining the Density of Sand by Spoon Penetration Test”Proc 4th I.C.S.M.F.E.
- 6) 今井五郎(五洋建設)私信
- 7) 陶野・畑中“砂地盤の相対密度”(1974年) 第9回土質工学研究発表会
- 8) Yoshimi, Tohno(1972年)“Statistical Significance of the Relative Density”ASTM, STP523
- 9) 岩崎・龍岡・吉田(1977年)“試料作製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
- 10) 岩崎・龍岡・吉田(1976年)“砂層の動的変形特性の室内実験と現場測定の比較”第31回土木学会年次学術講演会第Ⅲ部
- 11) Afifi, S.S. and Richart, F.E. JR.(1973年)“Stress-History Effects on Shear Modulus of Soils”Soil and Foundations, Vol. 13, 51
- 12) 岩崎・龍岡・須藤(1977年)“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
- 13) 岩崎・龍岡・高木(1977年)“砂のせん断変形係数と減衰の歪依存性について”第12回土質工学研究発表会
- 14) 岩崎・龍岡・坂場・野間(1977年)“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”第12回土質工学研究発表会

(6) 地震動に関する調査

振動研究室 室 長 岩 崎 敏 男

” 研究員 若 林 進

” ” 龍 岡 文 夫

” ” 常 田 賢 一

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及び動的地盤調査
- (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神戸市東灘区深江地区に地中地震計を設置し、地震動の観測を開始するとともに、同地点での動的地盤調査を実施し地盤構造を明らかにした。
- (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地点に設けら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い、記録のデジタル数値化と波形解析を行った。
- (3) 地盤の地震応答解析；東京湾岸の川崎市浮島公園に埋設された地中地震記録を基に、重複反射法により地盤の応答解析を行ない、波形解析をすると同時に計算値と実測値の比較・検討を行なった。また、東京湾岸道路の建設時点において動的地盤調査を行ない、同地区で得られた地中地震記録を用いて、地盤の地震応答解析を行い、表層地盤の地震応答を算定した。さらに建設時の構造物に考慮する地震荷重の評価法の考え方を検討した。

4. 調査結果

4.1 地中地震計の設置及び動的地盤調査

4.1.1 概 要

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での地中地震計の設置及び動的地盤調査について技術指導を行なった。本調査の実施場所は図-1に示すとおりである。

また、大阪湾環状道路に関連して、近畿地建が実施した神戸市東部第4工区における地中地震計の設置およびポートアイランド地区における動的地盤調査に協力した。そして現地から採取した地盤材料の動的性質を室内試験から求めた。これらの調査成果は、大阪湾地域に計画中の沈埋トンネルの耐震設計における地盤定数の決定、基礎面の設定および地盤の地震安定性の解析に利用した。

4.1.2 地中地震計の設置

地中地震観測装置の構成を図-2に示す。本年度は、地上地震計として観測室内に3成分の加速度換振器を設置し、又、地中地震計は-120mの位置に3成分の換振器を埋設している。観測室内には、地上換振器の他に増幅部、記録部、制御部及び電源部等の機器があり、自動的に地震の発生を感知し、一定の加速度に達すると作動を開始し、一定時間経過後自動的に記録を停止するようにになっている。

4.1.3 動的地盤調査

地中地震計により得られる地震動波形を解析する際に、埋設地点の地質特性、とくに動的な地盤特性を知っておく必要がある。今回地盤調査を実施した場所は、地中地震計埋設地点と同一場所である。土質柱状図を図-3に示す。さらに動的地盤特性を知るためにボーリング孔でのP波およびS波速度を測定した。

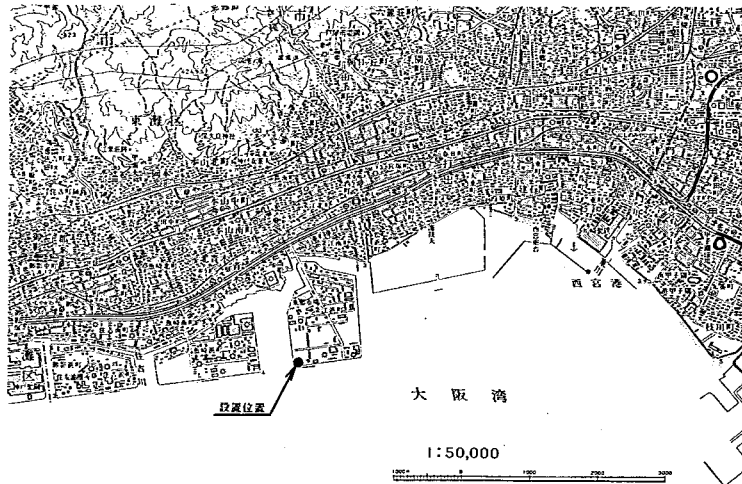


図-1 地中地震計設置及び動的地盤調査地点

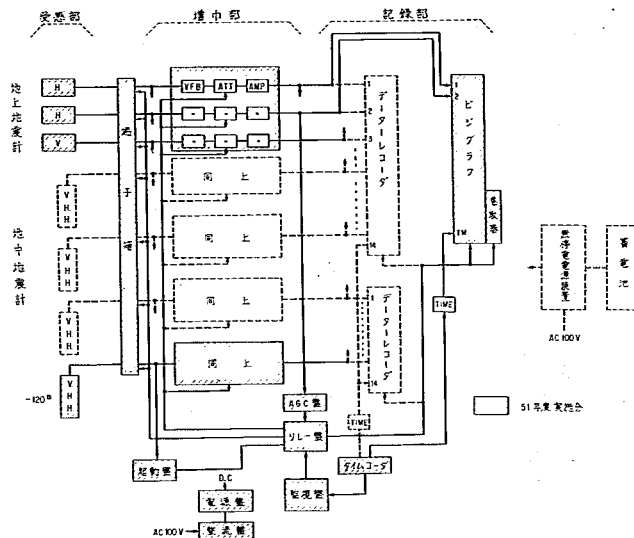


図-2 地中地震観測装置のブロックダイアグラム

4.2 地中地震記録のデジタル化及び整理解析

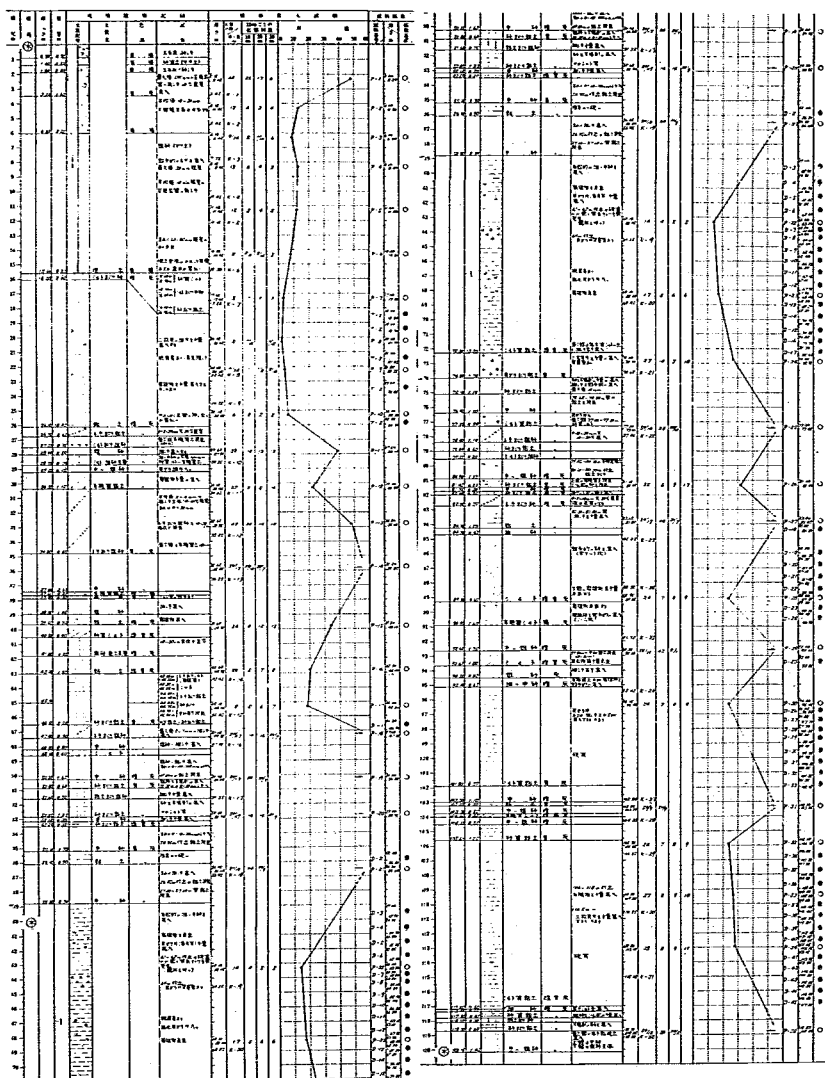
4.2.1 概要

伊勢湾金城埠頭地区では、昨年度、中部地方建設局名四国道工事々務所が、地中地震計を設置し、地震観測を開始したが、本年度に、地中地震記録が得られ、それを基に名四国道工事々務所が実施した地震応答解析について技術指導を行なった。

4.2.2 地震観測結果

観測地点である名古屋市中心部地区には、地表、 -60m 及び -120m の3箇所に地震計が埋設され、各々、水平2成分(NS, EW)及び上・下1成分(UD)の計3成分の地震動の観測が実施されている。埋設地点の位置、地盤構造及び地中地震観測装置については、土木研究所資料第1153号を参照されたい。本年度得られた地震記録は、昭和51年7月26日発生 of 伊勢湾地震($M=4.1$, $H=40\text{km}$, $\Delta=34.2\text{km}$)と同年11月11日に発生した三重県南部地震($M=4.4$, $H=40\text{km}$, $\Delta=93.6\text{km}$)の両地震である。両地震の発生位置の概要を図-4に示す。又、データレコーダで記録された地震動をデジタル化し、波形を再生した結果の一例を、伊勢湾地震の時の各深度のEW成分について示したのが図-5である。

両地震の諸元を比較すると、マグニチュード M と震源深さ H はほぼ同じであるが震央距離については、伊勢湾地震の方が観測点に近いことが分かる。



注) ③は地中地震計の埋設位置を示す。

図-3 土質柱状図

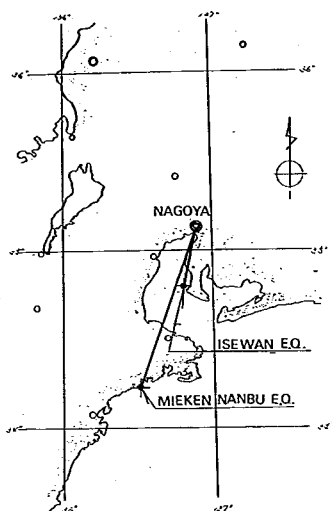


図-4 観測地震の発生位置概要図

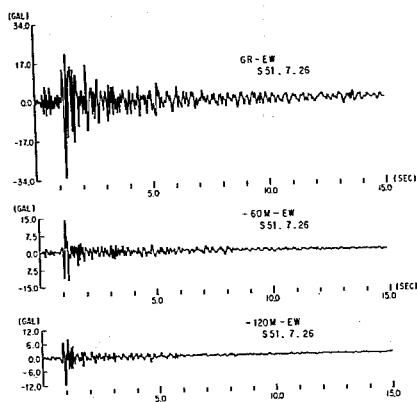


図-5 地中地震記録波形例 伊勢湾地震

4.2.3 地中地震記録の応答解析

観測記録から、最大加速度の絶対値の分布を、地震別、成分別に深さ方向にプロットしたのが図-6である。観測点数が3点であるが、各成分とも深さ方向の応答値が低減する共通の傾向を示し、-60m以深では応答値に変化が見られないことが分かる。これは、土質柱状図にも見られるように、-60m以深では砂レキ層などのかなり締った地質構造であるためと考えられる。又、両地震の応答値の違いは、地震特性（例えば震央距離）の違いによるものであると考えられる。

地震動の応答解析は、各波形について線形応答スペクトル値の計算を実施した。得られたスペクトル曲線の内から、2地震の同一成分(BW)の結果について例示したのが図-7である。図に於いて、地震動の周期特性について見ると、伊勢湾地震では、0.1~0.15秒でピークを持ち、比較的短周期で低減するスペクトル分布傾向を示すのに比べ三重県南部地震では、やや周期の長い0.3~0.35秒付近でピークを持ち、比較的長周期成分にも分布が見られる。この現象は、他の成分にも一般的に見られる傾向であり、震央距離等の地震特性の差違に帰因するものと思われる。

以上のように、金城埠頭では、地表面、-60m、及び-120mの各位置で、加速度の大きさ、周期特性等、適当な値を持つ地震記録が得られ貴重なデータとなった。

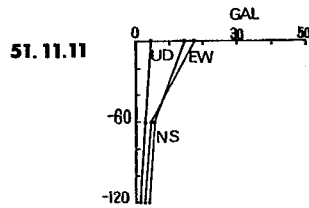
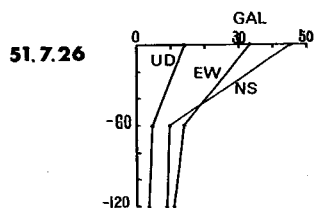


図 - 6 最大加速度分布図

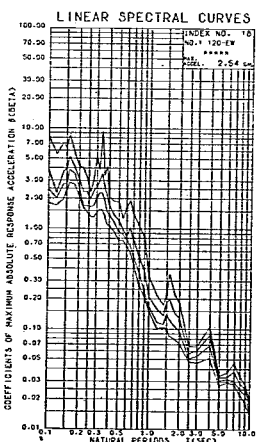
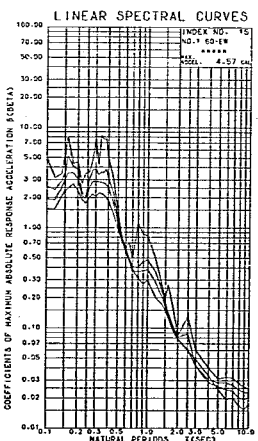
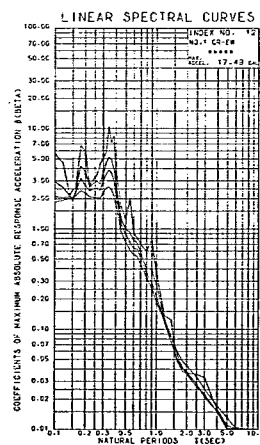
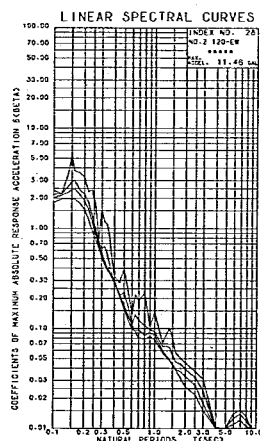
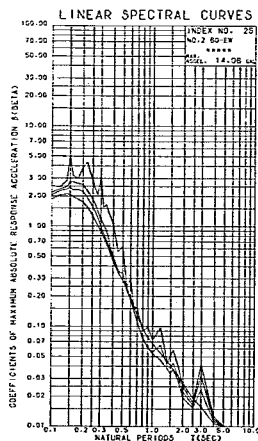
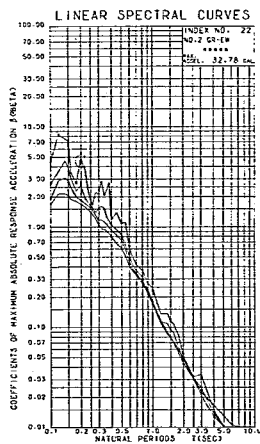


図 - 7 応答加速度スペクトル図

4.3 地盤の地震応答解析

4.3.1 概 要

地震時の地盤の振動特性を解析的に把握する試みとして、川崎市浮島公園（図-8）の地中地震計で記録された2つの地震による地震動の水平成分を重複反射法で解析し実測との比較を行なった。

4.3.2 解析対象地盤モデル・地震動及び解析方法

浮島公園の地盤構成を図-10に示す。G.L. -52 mが沖積層と洪積層の境界であり、地中地震計は地表面、-27 m、-67 m及び-127 mの4箇所に設置されている。応答解析に用いる $r \approx 10^{-6}$ での G_0 の値は、当該地点での実測 V_s が無いため、隣接の千鳥町での実測から得た $V_s = 68 \cdot N^{0.45}$

の関係をを用いて算定した V_s と土質調査に基づいて決めた r_1 から決めた。地盤の解析モデルは、土質等から図-10のように想定した。解析は土の非線形性を等価線形法で考慮した重複反射法で行ない、 $G/G_0 \sim r$ 及び $h \sim r$ の変化曲線は、図-9に示すものを用いた。応答解析プログラムは、文献4)

によった。解析対象地震動は、八丈島東方沖地震（1972.

12. 4）及び伊豆半島沖地震（1974. 5. 9）で表面波の影響の少ない記録始めの2.0秒間のEW成分を用いた。そして-127 m及び地表での実測波を各々の位置に地中入力及び地表入力として入力し地盤の応答解析を実施した。

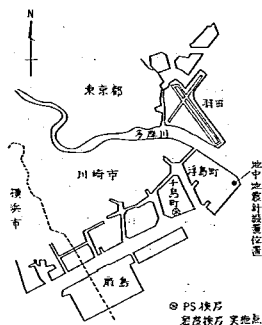


図-8 浮島公園位置図

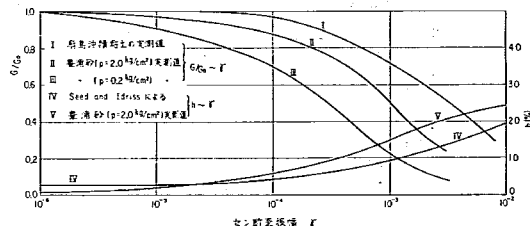


図-9 解析に用いた $G/G_0 \sim h$, $h \sim r$ 関係

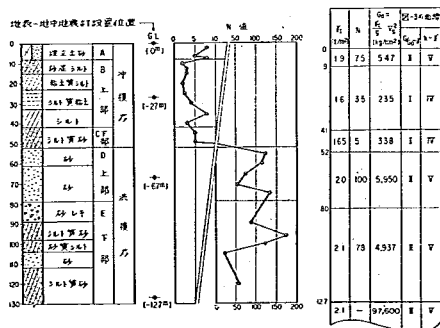


図-10 浮島公園地盤柱状図および解析モデル

4.3.3 解析結果

実測及び解析結果から、最大加速度の深さ方向の分布を図-11に示す。地中入力時には、沖積層での増幅の様子は実測に近いが、地表入力時には、八丈島東方沖地震の地中で解析値は実測よりかなり大きな値を示している。解析による発生最大歪は、両地震共に、表層砂層で $10^{-5} \sim 4 \times 10^{-5}$ 、沖積粘土層で $10^{-4} \sim 2 \times 10^{-4}$ 、洪積砂層で $10^{-5} \sim 3 \times 10^{-5}$ である。従って沖積粘土層で歪の増加が見られるものの土の非線型性は殆んど発揮されていない。

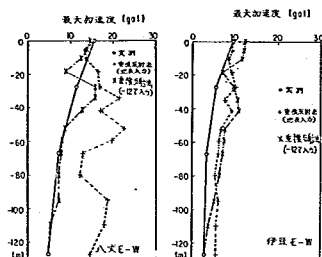


図-11 最大加速度の深さ方向の分布の
実測と解析結果の比較

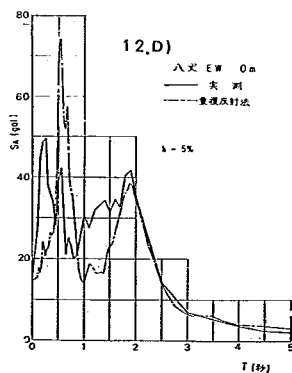
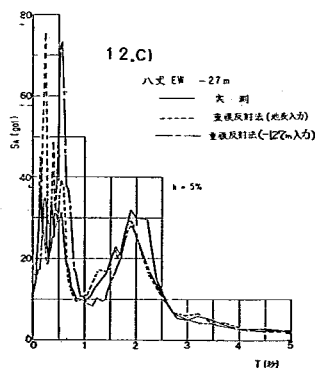
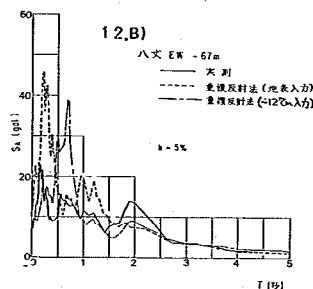
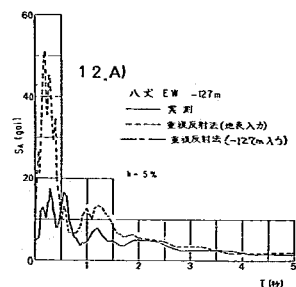


図-12 応答スペクトル (八丈島東方沖地震 EW成分)

図-12, 13に各々, 八丈島東方沖地震及び伊豆半島沖地震の実測記録と地表入力, 地中入力時の解析地震動から求めた深さ毎の加速度スペクトルを示す。八丈島東方沖地震では, $T > 1.0$ 秒で解析と実測の近似は良く, $T < 1.0$ 秒では実測値が解析値に比べてより短周期の成分で卓越している。その対応として, 地表面入力時の地中での解析値は短周期成分において実測よりかなり大きな値となっている。又, 伊豆半島沖地震では短周期域($T < 0.5$ 秒)で, 八丈島東方沖地震と違って実測と解析に差がないため, 地表入力時の地中での解析値は実測に近くなっている。他方, $T > 1.0$ 秒長周期成分では, 地中(-127m)と地表における結果に着目するならば, 地中入力時の地表での解析値が実測より小さくなっており, その対応として, 地表入力時の地中(-127m)での解析値が実測より大きくなっているといえる。

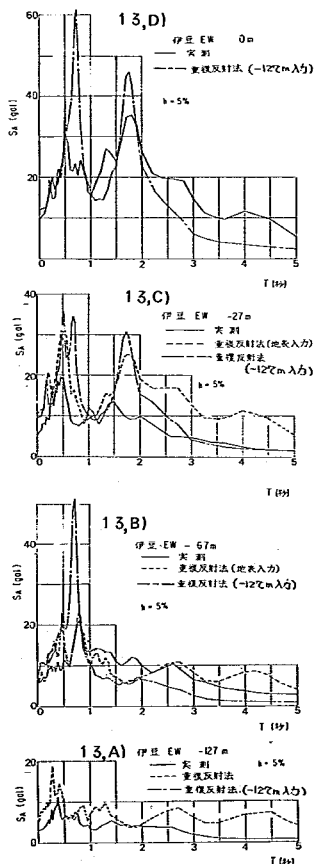


図-13 応答スペクトル(伊豆半島沖地震EW成分)

図14-1, 14-2に各々, 実測及び解析の結果から求めた増幅度の周波数特性の一例を示す。ここでの増幅度は, 2点の地震動のフーリエスペクトル値の周波数毎の比をとったものである。図-14は, 地表の-127 mに対する増幅度であるが, 実測地震動に基く増幅度の周波数特性は, 高周波数域でもピークが見られ全周波数域に一樣にピークを持つ分布特性を示す。それに比べて, 解析で得た地表地震動に基く増幅度の周波数特性は, 特定の周波数(例えば,

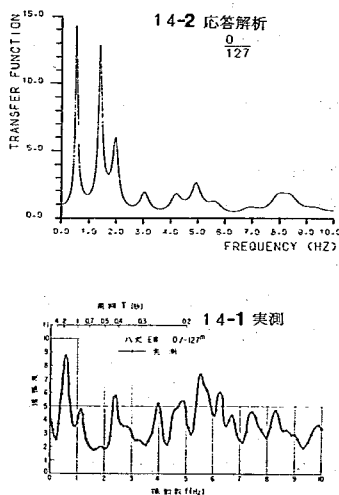


図-14 増幅度(八丈島東方沖地震EW成分)

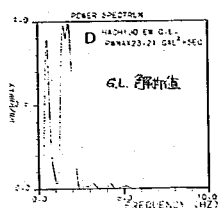


図-15-1 パワースペクトラム
八丈EW-127m入力

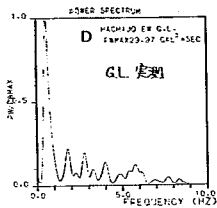


図-15-2 パワースペクトラム
八丈EW G.L.入力

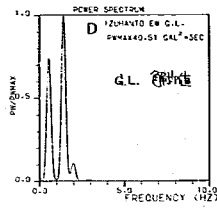


図-15-3 パワースペクトラム
伊豆EW-127m入力

0.5, 1.4, 2.0, 5.0 (Hz)) で大きなピークを持っている。

図-15は実測及び解析地震動の各深さ毎のパワースペクトルをその最大値で標準化して表わしたものである。図15-1.A, 15-2.D及び図15-3.A, 15-4.Dは、各々八丈島東方沖地震及び伊豆半島沖地震の-127mと地表での実測波のスペクトルである。八丈島東方沖地震では、伊豆半島沖地震に比べて高周波成分が含まれた地震動を記録していることが知られる。次に解析との比較であるが、地中入力(図15-1.A)に対する地表での解析結果(図15-1.D)では高周波成分が少なくなっており、その対応として図15-2.Dのような高周波成分を持つ実測地震動を地表入力した結果図15-2.Aの解析地震動にかなりの高周波成分が出現してきている。この傾向は、応答スペクトルでも捕えられていたが、このことが、地表入力時の地中での応答値を過大なものとしている原因と考えられる。これは、図14に示す増幅度からも読取れる。つまり、高周波数域に於いて、地表の地中に対する増幅度が実測より解析値の方で小さい分布を示しているため、高周波成分を持つ地震動を地表に入力して地中の地震動を計算する場合、解析による方が高周波成分で増幅される。その結果、全体の地震動も過大となる。これに対して、伊豆半島沖地震では、地表実測波(図9-4.D)は高周波成分を持たないため、解析による増幅の効果も少なく応答値が実測に近いものとなっている。

重複反射法による地盤の応答解析の一例として浮島公園の地盤モデルに2つの周期特性の異なる地震動を地中及び地表に入力して、応答スペクトル、パワースペクトル及び増幅度に視点を置いて実測との比較を行なった。その結果、重複反射法による応答解析結果と実測との一致度は、

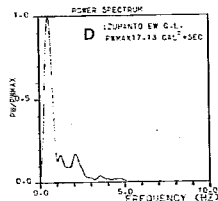


図-15-4 伊豆EW G.L.実測

増幅度周波数特性、解析対象地盤のモデル化の妥当性にあることが判明した。従って、強震時の土の非線型性の考慮も含めて地盤(=増幅度)のモデル化が実地盤を良く再現し得るものであるならば、地盤震動の水平成分は、入力地震動特性や入力位置に拘らず、重複反射法により妥当な追跡が可能となると思われる。

5. 今後の問題点

下記の項目について、今後調査研究を実施する必要がある。

- (1) 大規模構造物建設地点における設計用地震動および建設時の地震荷重の設定方法
- (2) 既設の地中地震観測地点における動的地盤調査の実施
- (3) 大規模構造物建設地点における地震動の同時多点観測の実施
- (4) 地震動の同時多点観測結果の整理・解析及び応答解析の推進

参 考 文 献

- 1) 岩崎敏男・若林進・堀内俊一(1976)“地中地震動の観測結果”土木研究所資料第1103号
- 2) 日本鋼管(1975)“扇島地区埋立地盤の液状化予測と対策”
- 3) 土木研究所資料1080号(1976)“広範囲な重領域での砂の動的変形特性”
- 4) Schnabel P. B., Lysmer, J., and Seed H.B., (1972)“SHAKE, A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites” EERC-72-12
- 5) 土木研究所資料1153号「昭和50年度調査試験研究成果概要報告書」昭和51年7月
- 6) 建設省中部地方建設局名四国道工事々務所

〔昭和51年度 名古屋港域部地震応答解析業務〕昭和52年2月

(7) 耐 震 調 査

振動研究室 室 長 岩 崎 敏 男

“ 研究員 龍 岡 文 夫

“ 吉 田 精 一

1. ま え が き

盛土の耐震調査は、東京湾環状道路調査の一環として、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、共振法土質試験機を用いて各種の土質材料での実験の結果を整理し、解析に用いやすくした。昭和50年度は、不攪乱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。以上に加えて一昨年度に引き続き、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。本年度は、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。

2. 調 査 目 的

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

3. 調 査 方 法

1) 地盤および盛土構成材料の動的変形特性

地震時の盛土および周辺地盤の動的挙動および安全性を地震応答解析で確実に把握するために地盤および盛土材料の動的変形特性を定量的に求め、整理し、解析に用いやすくする。このため動的土質試験機を開発し、地盤の動的変形特性を求める。

2) 地震応答解析

東京湾横断道路人工島標準断面に対する地震応答解析及び円弧すべり計算を実施し、地震時の動的挙動を詳細に検討し、セルの拘束効果と、地盤改良の効果を確認する。この際、解析法を改良することによって解析結果のより合理的評価を可能にする。

3) 地震時の盛土及び盛土中の構造物の挙動を検討するために、盛土地盤の模型ならびに盛土中の杭基礎の模型による振動実験を行う。

4) 構造物の周辺地盤の耐震性を、現地地盤調査、不攪乱試料の採取、室内動的試験、地震応答解析によって判定する。

4. 研究結果

4.1 盛土材料の動的変形特性

4.1.1 概要

盛土・地盤系の地震応答解析を合理的に行うためには、地盤を構成している土の動的変形特性、減衰の値、及びそれらの歪依存特性を調査しなければならない。昨年度は、主に乱した砂質土についての調査を行ってきたが、本年度はこの調査に加えて、昨年度に開発した粘性土用の共振法土質試験機と、低周波動的セン断試験機を用いて、広範囲な歪範囲の粘性土、不攪乱砂質土の動的変形特性について調査した。更に、N値からひずみレベルを考慮して、S波速度を推定する方式を新たに提案した。

4.1.2 不攪乱砂質土の変形係数¹⁾

4.1.2.1 はじめに

従来、振動研究室では沖積砂層および埋立砂層より得られた乱した砂について共振法土質試験を行ってきたが、その結果現地でのPS検層によるVsから求められるGの値と、室内実験より得られた歪が 10^{-4} でのGの値とはほぼ一致することが判明した。そこで今回は、不攪乱砂質土試料について共振法土質試験を行なったので、その実験結果並びに現地でのPS検層より得られたGの値との比較を報告する。

試料は江東区11号地及び14号地の辰巳橋、曙橋付近でサンプリングしたものである。

4.1.2.2 共振法土質試験による解析方法

共振状態はねじり振動力をオシロスコープの縦軸に、応答回転速度を横軸に入れて、リサーチをすることによって判定する。変位は加速度計で円周方向の応答加速度を測定し、これを積分することによって得られる。これからセン断歪 r を求める。 r の定義は次の式による。

$$r = \alpha \times 980 \times \frac{1}{(2\pi f)^2} \times \frac{1}{5} \times \frac{D}{2} \times \frac{2}{3} \times \frac{1}{H} \quad \dots\dots(1)$$

ここで、 α ……測定加速度 (G)

f ……共振振動数 (Hz)

D ……試料の直径 (cm)

H ……試料の高さ (cm)

である。定数5は加速度計の位置が供試体の中心から5cmの所にあるためであり、 $D/2$ を乗ずること

$$\beta_{\tan \beta} = 1 / \{ 1 - K_s / (2\pi f_n)^2 \} \{ K_s \dots \dots \text{試驗機回轉バネ係数}$$

454

分布を示す。これから明らかのように、割に細粒分(74 μ 以下)含有量の多い砂質土試料である。図-3は時間と共に応力を変えて数段階の歪レベルでGの値を求め、それをプロットしたものである。図-4は図-3から同じ歪レベルでの平均主応力 p kg/cm^2 に対するGの値を読み取り、対数グラフ上にプロットしたものである。同様の結果を図-5に示す。次に図-6に実験中

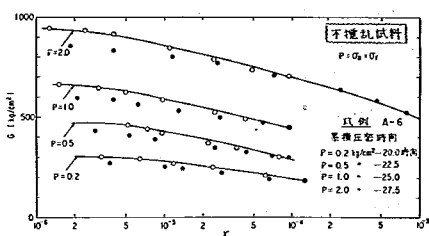


図-3 平均主応力を変えた時のG~r曲線

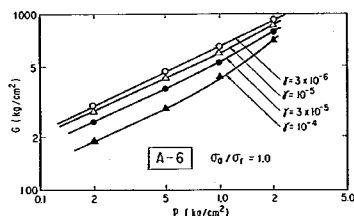


図-4 G~p関係

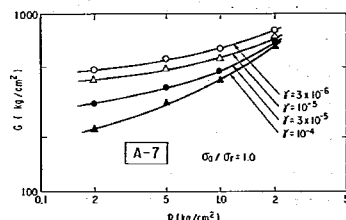


図-5 G~p関係

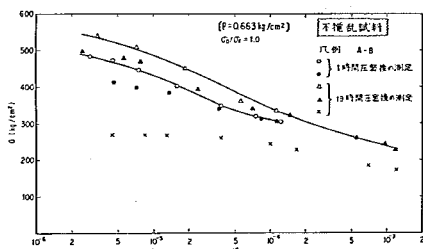


図-6 平均主応力を一定にしたG~r曲線

の応力を一定に保って測定したG~r曲線を示す。

図-7, 図-8は, 上で述べた以外に行なった実験結果も合わせて現地でのPS検層から求めたGの値(図中 $G=r_1 \cdot V_s^2$ で示した実線)と, 室内実験から得られた $r=10^{-5}$ でのGの値とを比較したものである。この両図から明らかなように, 室内実験によるGの値は現地でのPS検層によるGの値と比較的よく一致する。この結果から室内実験の妥当性が裏づけられたわけである。

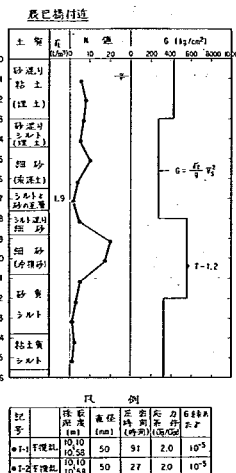


図-7 現場測定とのGの比較

455

4.1.2.5 ま と め

- (1) 細粒分を含んだ不攪乱砂質土の $G \sim r$ 曲線はきれいな砂と同じ傾向を示す。
- (2) 細粒分を含んだ不攪乱砂質土では $G \propto p^n$ の関係が見い出されない。
- (3) 室内実験による G の値は PS 検層から得られる G の値と比較的よく一致する。

4.1.3 不飽和ロームの動的せん断変形係数¹⁾

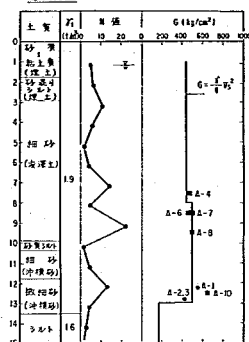
4.1.3.1 は じ め に

不攪乱粘性土用の共振法土質試験機を用いて、不攪乱の不飽和ロームのせん断歪 $r = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ での G を求め、弾性波探査による G と比較した。

4.1.3.2 実 験 方 法

実験装置の原理は従来の砂質土用共振法土質試験機と同様である。供試体は直径 7 cm、高さ 10 cm の中実試料を用いた。実験は土木研究所千葉支所敷地内でサンプリングした地下水面以下の不飽和関東ロームで行った。表-2、図-9にそれぞれ各試料の物理特性、粒度分布を示す。実験の目的は圧密中の G の変化を求めることと、圧密後の $G \sim r$ 曲線を調べることであり、圧密中の G の測定は歪 ($r \approx 5 \times 10^{-6}$) をほぼ一定に行い、圧密後の測定は歪を変化させながら行った。試料 2、3 では数段階の圧密応力で実験した。

電磁波法



凡 例

試料	深度 (m)	直径 (cm)	高さ (cm)	圧密時間 (分)	圧密応力 (kg/cm²)	圧密後の G (kg/cm²)
A-1	11.56-12.45	50	115	2.0	10^{-3}	
A-2	12.47-12.97	50	24	1.0	10^{-3}	
A-3	+	50	48	1.0	10^{-3}	
A-4	7.05-7.95	70	24	2.0	10^{-3}	
A-5	8.05-8.95	70	27.5	1.0	10^{-3}	
A-7	9.05-9.95	70	27	1.0	10^{-3}	
A-8	9.95-10.85	70	19	1.0	10^{-3}	
A-10	12.05-12.95	70	21	2.0	10^{-3}	

図-8 現場測定との G の比較

表-2 各試料の物理特性

試料 No.	ボーリング 深度 (m)	W_0 (g)	V_0 (cm³)	W_L (g)	V_L (cm³)	W_{DL} (g)	G_s	e		S_r (%)		w (%)		W_L (g)	W_P (g)	I_P (g)
								開始時	解体時	開始時	解体時	開始時	解体時			
1	~4.5	745.5	397.5	739.2	394.1	571.8	2.70	0.88	0.86	93.3	91.6	30.3	29.2	27.3	14.3	13.0
2	~1.8 ~2.6	499.2	387.0	492.5	378.3	225.1	2.82	3.85	3.74	89.2	89.6	121.8	118.8	187.2	71.7	115.5
3	~1.15 ~1.8	527.8	390.0	521.9	381.1	243.2	2.71	3.35	3.25	94.8	95.6	117.0	114.6	130.7	47.7	83.0

W_0 : 実験開始時重量

W_L : 解体時重量

G_s : 比重

W_L : 液性限界

(地下水位約 -4.7 m)

V_0 : 試料体積

V_L : 試料体積

e : 間隙比

W_P : 塑性指数

W_{DL} : 乾燥重量

S_r : 飽和度

I_P : 塑性指数

w : 含水比

4.1.3.3 実験結果及び考察

図-10~12に $G \sim r$ 曲線を示す。図-13には $G \sim t$ (圧密時間) 曲線の一例を示す。圧密時間は約 4,000 分であるが G は圧密時間の増加とともに増加し続け、4,000 分経過時点でも依然増加している。約 1,000 分付近でグラフが折れているが、これは不飽和ロームの一般的傾向かどうかは

現時点ではなんともいえない。図-14, 15には、試料2, 3についての $G \sim p$ 関係を示す。これらの図は $1.1, 1.2$ から $10^{-6}, 10^{-5}, 10^{-6}$ の歪に対する第1回載荷時の G の値を読みとって図化したものである。これを見ると今回の不飽和関東ロームに対する G の実験式は次の形に表わせる。

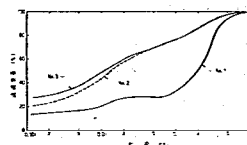


図-9 粒度分布

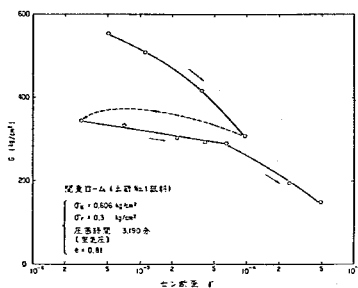


図-10 $G \sim r$ の関係

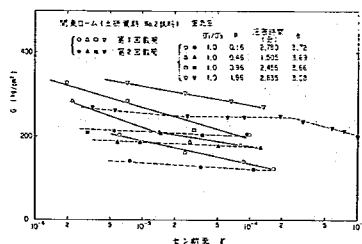


図-11 $G \sim r$ の関係

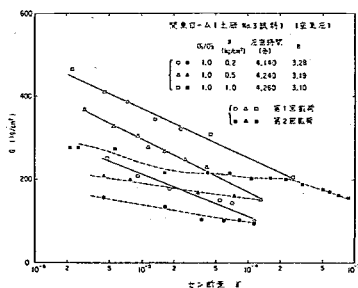


図-12 $G \sim r$ の関係

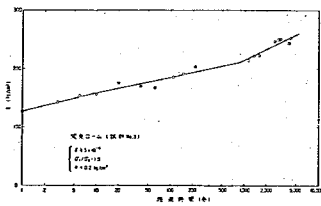


図-13 $G \sim t$ の関係

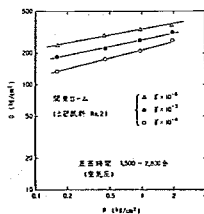


図-14 $G \sim p$ の関係

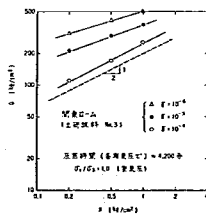


図-15 $G \sim p$ の関係

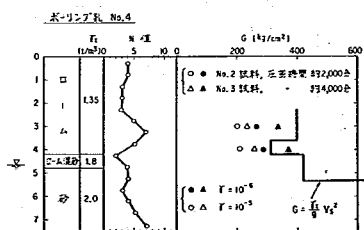


図-16 現場測定と室内実験による G の比較

$$G = K p^m \dots\dots\dots 00$$

ここにK, mは土の性質, 状態, 圧密時間等により決る定数である。先に図-13で示したように歪依存測定時には未だGは圧密時間に対して増加傾向にあり, 更に長時間圧密するとG~p曲線の傾きはより大きくなると思われる。図-16には今室内実験でのGと, サンプリング地点付近で行った現場PS検層よりのGの比較を示す。図をみると両者のGは $r \approx 10^{-6}$ で大体一致しているようである。

4.1.3.4 ま と め

- (1) 不飽和関東ロームのGの歪依存性は $10^{-6} \sim 10^{-4}$ の範囲においてもかなり大きい。
- (2) 同じ状態で2回連続G~ γ の関係を調べると, 第2回載荷の時はGの歪依存効果が大幅に消失する。
- (3) 圧密によるGの増加は圧密時間の対数に対してほぼ直線状に増加する。
- (4) Gは平均主応力pの関数となりpが大きい程Gも大きい。
- (5) 共振法で求めたGと現場PS検層によるGは今回は良く一致した。

4.1.4 洪積粘性土の変形係数の歪依存性⁵⁾

4.1.4.1 は じ め に

土の動的変形を知るため各種の動的土質試験機を用いて土の剛性率G, 減衰係数 γ を求める試みがなされてきた。これまでの研究は主として擾乱砂質土に対するものであったが, 今回不擾乱粘性土の実験結果をまとめたので以下に報告する。

4.1.4.2 実験に用いた試料

実験に用いた試料は名古屋市中心部よりサンプリングされた深度61~70mの洪積粘性土である。表-3には試料の物理特性を, また図-12には試料の粒度分布を示す。表-3をみると試料は単位体積重量, 自然含水比, 間ギャ比に対してはほぼ同じ値を示しているが, コンシステンシーに関しては, 61, 67m付近の試料は中~高塑性, 69m付近の試料は低塑性と対照的な値を示している。また67m付近の試料は69m付近の試料より粘土分の多い。

4.1.4.3 実験装置

実験には, 昭和50年に開発した粘性土用共振法土質試験機, 及び, 昭和49年度に開発した低周波動的セン断試験機を用いた。実験に用いた供試体は直径約7cm, 高さ約10cmである。実験時の応力は平均有効主応力が試料の採取深度での平均有効主応力と同じになるように定めた。この時の静止

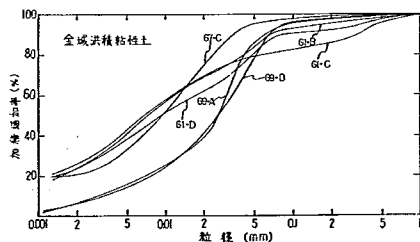


図-17

表-3 試料の物理特性

NO.	深度 (m)	土質名	G _s	I _p (%)	W _L (%)	C _u	コンシステンシー		
							W _L (%)	W _p (%)	I _p (%)
61D	61.0	粘土	2.68	177	438	118	437	124	31.3
61C	"	"	2.68	182	387	104	408	209	19.9
67D	"	シルト質粘土	2.68	178	440	117	419	239	8.1
67F	"	(粘土)	2.68	186	589	129	604	309	29.5
67C	67.0	シルト質粘土	2.65	173	455	123	467	251	21.5
69D	69.0	シルト質粘土	2.59	189	393	091	—	19.5	—
69C	"	"	2.60	182	400	100	328	209	11.9

※粒度試験を行っていないもの

458

土圧係数 $K_0 = 0.5$ と仮定した。実験は上述の応力状態で圧密を行いながら $G \sim 1$ (圧密時間), $G \sim r$ (せん断振幅) の関係を求めた。

低周波動的せん断試験用の試料としては、共振法での試験が終了したものを2時間程再圧密して用いた。応力状態は原則として共振法と同様にした。

4.1.4.4 実験結果

図-18には共振法土質試験及び低周波せん断試験結果を各試料別にまとめたものの典型的例を示す。図は段階的に歪レベルを大きくしていった時の G の値をその歪レベルに対してプロットしたものであり、第1回載荷とはある圧密時間に対する最初の歪依存試験をいい、第2回載荷とは第1回載荷の直後の歪依存試験をいう。また低周波については10回の繰り返し載荷のうち一番最後の10回目の値を使用した。図-19は共振法、低周波、両方の試験を行った試料についてのまとめを示す。図-19をみると、 $r = 10^{-5} \sim 10^{-4}$ の範囲では G はあまり歪に依存しないこと、一方 10^{-3} 付近ではかなり大きく依存すること、等がはっきりわかる。次に図-19の結果を用いて求めた $G/[G]_{r=10^{-5}} \sim r$ の関係を図-20に示した。但し 10^{-5} より小さい歪に対する結果は誤差があるので無視することにした。この図にはさらに豊浦標準砂での $G/[G]_{r=10^{-5}} \sim r$ の関係をも破線で図上に示す。図-20をみると、この $G/[G]_{r=10^{-5}} \sim r$ の関係は試料、応力条件等の異なった実験をまとめたものであるにもかかわらずデータのばらつきは少い。洪積粘性土の代表歪依存曲線としては実用上十分な精度を持つと思われる。この曲線を豊浦標準砂に対する曲線と比べると、歪の小さい範囲では両者とも殆ど歪に依存しておらず大きな差はないが、歪が 10^{-4} より大きい領域では明らかに洪積粘性土の方が歪

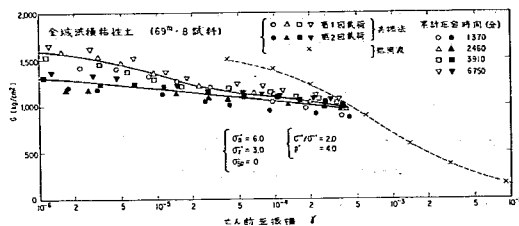


図-18 $G \sim r$ 曲線

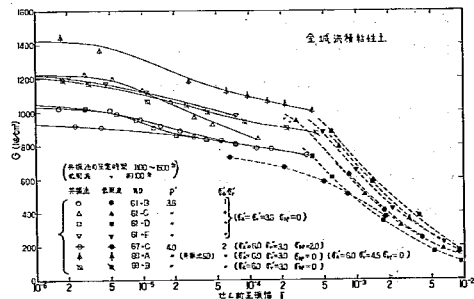


図-19 $G \sim r$ 曲線

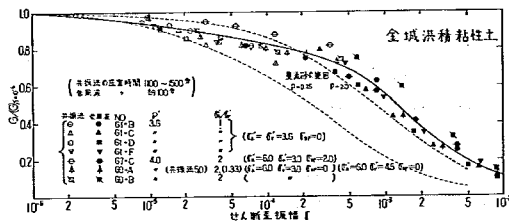


図-20 $G/[G]_{r=10^{-5}} \sim r$ 曲線

459

依存の程度が少い。

次に図-21に低周波より求めた $\eta \sim r$ の関係を示す。これを見ると η の値は $r = 10^{-4}$ で $5 \sim 10$ %、 $r = 10^{-3}$ で $15 \sim 20$ %位となる。この値は攪乱砂質土の η に比べて 10^{-4} 付近ではやや大きい目であるが、 $10^{-3} \sim 10^{-2}$ の範囲では逆に小目の値となっている。

以上 $G \sim r$ 、 $G \sim \eta$ について述べてきたが次に $G \sim t$ の関係について述べる。図-22は $G \sim t$ の関係を61 m付近の試料について示したものであるが、67 m、69 mの試料も全く同様な傾向を示している。

図-23は図-22のそれぞれに対応する軸歪 $\sim$ 圧密時間の関係を示したものである。図-22では50 $\sim$ 100分位までは各試料ともになめらかにGが増加しているが、それを越すと増加の仕方は試料ごとに大きく違う。

一方図-23も50 $\sim$ 100分を境として急激に軸歪増加の割合が小さくなっている。このことは圧密開始後50分 $\sim$ 100分まで(ほぼ一次圧密に該当すると考えられる)はGの増加は圧密による間ゲキ比の減小で説明できることを示唆しているといえよう。一方それ以降の増加については恐らく圧密現象だけでは説明がつかないと思われるが、現在はまだそのメカニズムはよくわからない。

次にこれまで述べてきた室内試験によるGと現場PS換層より求めたGの比較を行う。図-24には、実験に用いた試料の深度付近の地質、N値、Gなどを示し、更に室内試験のGを書き込んである。図をみると室内試験のGの方があきらかに小さい値を示している。この傾向はこれまでと同じ

でありその理由としては、(1)圧密時間が足りないことと、(2) K_0 の取り方に問題があり、実際の洪積地盤ではもっと K_0 が大きいこと等が考えられる。例えば図-22で対数目盛1サイクルに対してのGの増加分を500 Kg/cm ^{2} と仮定すると、約10,000分のオーダーで両者が一致することになる。

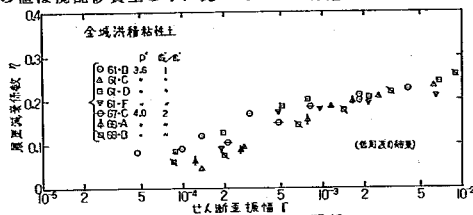


図-21 $\eta \sim r$ 関係

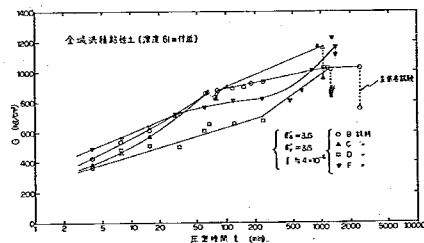


図-22 $G \sim t$ 関係

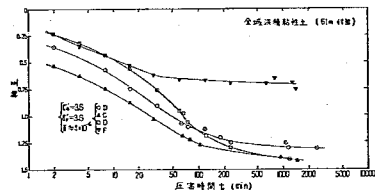


図-23 軸歪 $\sim t$ 関係

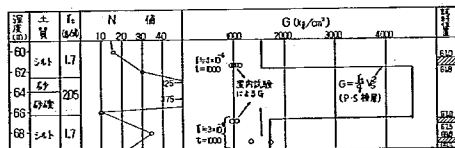


図-24 室内実験と現場測定によるGの比較

4.1.4.5 ま と め

- (1) 洪積粘性土の $G \sim r$ 曲線をまとめたがこれによると、洪積粘性土は豊浦標準砂などより歪依存の傾向が少い。
- (2) 圧密時間による G の増加には2つの領域があり、一方は圧密による e の変化で説明がつくと思われるが、他は圧密現象のみでは説明が難しい。
- (3) 洪積粘性土の γ は $r \approx 10^{-4}$ で $5 \sim 10\%$ 、 $r = 10^{-2}$ で $15 \sim 20\%$ 程度と思われる。
- (4) 室内試験の G は P S 検層からの G より小さいが、オーダーとしては同じといってよい。
- (5) 試料にある歪を加えると、その履歴歪内では G の値がやや小さくなる。

4.1.5 N値とひずみレベルを考慮したS波速度 V_s との関係例⁵⁾

4.1.5.1 は じ め に

軟弱な沖積地盤地域に建設される大規模な構造物および沈埋トンネルのような線状地中構造物の耐震設計の方法として、周辺地盤の地震時応答を考慮した解析法が採用されるようになり、地盤の動的諸定数を合理的に定めることが解析の精度を向上させるための重要な因子となってきた。特に沈埋トンネルや地中埋設管のように周辺地盤が帯状地域分布を示す場合には、代表的な地点での P S 検層結果を踏えて、路線沿いの各地層毎の V_s の値を推定することにより、解析に用いる各地層の動的変形係数を定める方法が通常用いられている。この V_s の値を推定する方法として、従来から N 値との関係式で表示する試みが多く行われてきている。本文は、東京、名古屋、阪神地区の沿岸におけるボーリング調査および P S 検層結果を対象に、土質別（砂質土、粘性土）および堆積時代別（沖積世、洪積世）毎の V_s と N 値との関係の調査結果に加え、室内の動的土質試験結果を用いて、ひずみレベルを考慮した N 値- V_s の関係を求めた結果を報告するものである。

4.1.5.2 対象資料および整理方法

今回の整理の対象とした調査地点を表-4に示す。いずれも沿岸地帯にあり、表層には軟弱な沖積層が分布している。

表-4 対象調査地点

整理の方法としては V_s の記入された土質柱状図から、沖積層と洪積層の区分を行い、沖積砂質土(A_s)、沖積粘性土(A_c)、洪積砂質土(D_s)、洪積粘性土(D_c)毎に N 値と V_s の値を読みとることとした。

4.1.5.3 ひずみレベルを考慮した V_s の補正係数の算定

つぎに示す手順による。

- i 我国の研究機関で実施された室内動的セン断実験から明らかにされているセン断変形係数 G のひずみ依存性にもとづく補正係数 G/G_0 (G : 任意のセン断ひずみ r の時の値、 G_0 : $r = 10^{-4}$ での値)の算定

$$ii \quad G_0 = \rho \cdot V_s^2, \quad \rho = r_1 / g \quad (1)$$

No.	地 点 位 置
1	東京都江東区 辰巳橋、曙橋
2	東京都江東区 12号地、14号地
3	東京都大田区 羽田
4	川崎市 扇島
5	名古屋市港区 金城阜頭
6	神戸市 神戸港第一防波堤東
7	神戸市 ボートアイランド西南端
8	神戸市 東灘区 魚崎浜町

(γ : 湿潤単位体積重量, g : 重力の加速度) なる関係から, V_s のひずみレベルを考慮した補正係数 C は次式で表わされる。

$$C = \sqrt{G/G_0} \quad 02$$

iii 任意のひずみレベルでの V_s の値は02式により

$$V_{se} = C \cdot V_s \quad 03$$

となる。

上記 i の G/G_0 の値についてはつぎのようにして求めた。

a 砂質土: $G/G_0 = f(r) \cdot p_0^{m(r)-m} (r=10^{-4})$, $f(r) = (G/G_0)_{p_0=1.0 \text{ kg/cm}^2}$ 04

ここに, r : セン断ひずみ, p_0 : 平均主応力, なお, $f(r)$, および m の値については引用文献(6)を参照されたい。

b: 粘性土: 沖積粘性土については, 川崎市扇島埋立地での試料を用いた室内動的セン断試験結果から得られている $r-G/G_0$ の関係図⁷⁾を用

いて求めることができる。洪積粘性土に関しては

は, $r=10^{-4} \sim 10^{-3}$ のひずみに対して G/G_0

$= 0.83 \sim 0.56$ となることが示されている⁹⁾

以上の方法により求めた V_s のひずみレベルを考慮した場合の補正係数を砂質土については図-25に, 粘性土については表-5に示すこととする。

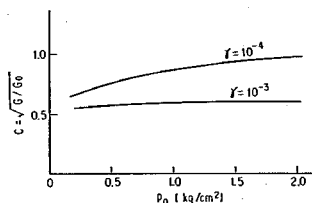


図-25 砂質土の V_s の補正係数 C

4.1.5.4 結果

(i) 土質分類を考慮しない場合の N 値と V_s との関係

これまで提案されている N 値- V_s の関係式は土質による区別は特に為されていないものが多いようである。ここでは, 既往の提案式との比較を行うために, 土質の分類を考慮しない場合の関係を求めてみた。その結果を図-26に示す。

これによれば $V_s = 119 N^{0.248}$ 05

(m/sec) で表わされることがわかる。また, この図から, つぎの事項が指摘される。

- i As , Ac とともに V_s は N 値によって大きく影響されない。
- ii 粘性土 (Ac , Dc) は全般に回帰直線の上方に分布する傾向を示す。砂質土はこれと逆の傾向を示す。
- iii 直線の勾配は既往の提案式よりも緩くなっている。これは今回の整理方法が N 値の頻度を考慮していることによるものと考えられる。

表-6 粘性土の V_s の補正係数 C

時代	r	G/G_0	$C = \sqrt{G/G_0}$
沖積世 Ac	10^{-4}	0.98	0.99
	10^{-3}	0.72	0.85
洪積世 Dc	10^{-4}	0.83	0.91
	10^{-3}	0.56	0.75

462

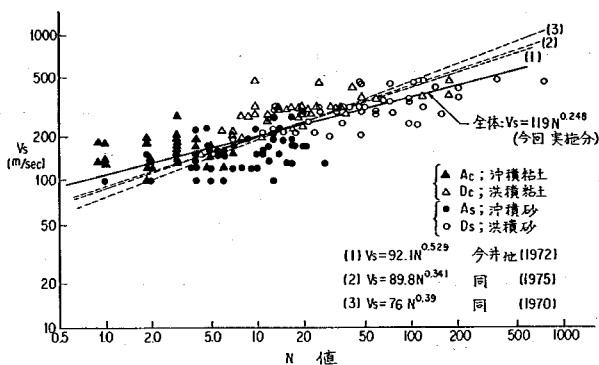


図-26 N値とVsとの関係

(2) 土質分類および堆積時代を考慮したN値とVsとの関係

図-26により、各土質別および堆積時代毎にN値-Vsの関係は異った傾向を示すことが明らかになったので、Ac, As, Dc, Ds 毎に、N値とVsとの関係を求めた結果を図-27に示す。この図からつぎのことが明らかとなった。

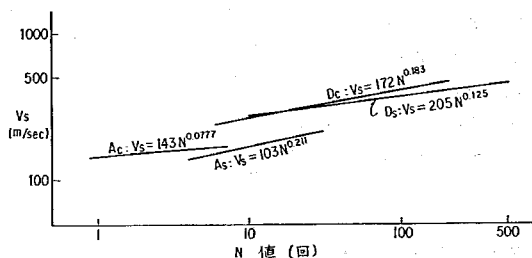


図-27 土質分類、堆積時代を考慮したN値-Vs関係

Vsに及ぼすN値の影響は土質分類、堆積時代を考慮すると、それらを考慮しない場合よりも比較的小さくなること、即ち従来提案されてきた関係式によれば、今回の対象データ範囲では、N値が小さい場合にはVsを過少評価し、N値が大きい場合には逆に大き目の値を与えることになることである。

(3) N値をひずみレベルを考慮したVsとの関係

図-27に示した土質別、堆積時代別毎のN値-Vsの関係式は、セン断ひずみ ϵ が 10^{-6} 程度以下の場合である。地震時に地盤に生じるセン断ひずみは中規模地震で 10^{-4} 、大規模地震で 10^{-3} 以上のオーダーとなることが想定されている。したがってここでは、図-25、表-5と3式を用いて求めた $\epsilon = 10^{-3}$ 、と 10^{-4} の時のN値をVsとの関係を示すこととする。図-43はAsとDsの場合で平均主応力 p_0 がそれぞれ 1.0 Kg/cm^2 、 2.0 Kg/cm^2 の場合である。砂質土は p_0 の値によって補正係数 C が変わるので、任意の p_0 に対しては図-25と式3とから C を求めなけれ

ばならない。粘性土については表-6にAc, Dcの場合をまとめて示した。これからVsのひずみレベルによる低減の割合は粘性土よりもはるかに砂質土の方が大きいことが明らかとなった。

4.1.5.5 ま と め

東京、名古屋、阪神地区のPS換層結果を対象に土質分類および堆積時代を考慮したN値とVsとの関係を示し、さらに地震時の地盤に生じるひずみレベルの大きさを考慮したVsとN値との関係も求めた。その結果今回のような分類を行うことにより、N値-Vsの関係がより明確に表示できること、およびPS換層の際の測定Vsに対する $r=10^{-3}$ 程度の時のVsの低減率は砂質土で40~45%、粘性土で9~25%であることが分かった。

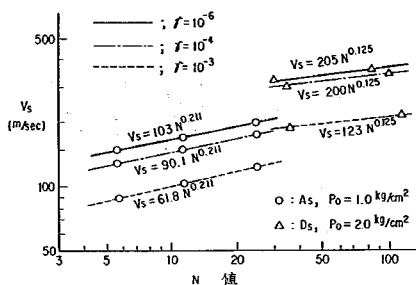


図-28 砂質土・ひずみレベルを考慮したN値とVsとの関係

表-6 粘性土、N値とひずみレベルを考慮したVsとの関係式

分類	Vs (m/sec)	r	C	Vse = CVs (m/sec)
Ac	143 N ^{0.777}	10 ⁻⁴	0.99	142 N ^{0.777}
		10 ⁻³	0.85	122 N ^{0.777}
Dc	172 N ^{0.183}	10 ⁻⁴	0.91	156 N ^{0.183}
		10 ⁻³	0.75	129 N ^{0.183}

4.2 盛土材料の動的強度特性

4.2.1 概 要

地震時の盛土の安定性を解析するためには、盛土材料の動的強度特性を正確に把握しておかなければならない。このため、下記に示す「盛土材料動的変形強度試験機」を開発し、予備の実験を行った。

4.2.2 試験装置・実験例

写真1に、装置の外観を示す。供試体は、 $\phi=5.0$ cm, $h=100$ cm, 及び $\phi=7.5$ cm, $h=14.0$ cmの2種である。図-29に、実験結果の一例を示す。豊浦砂で、相対密度 $Dr=50\%$ の時、有効拘束圧が1 kg/cmの時、20回で流動化が生ずるのに必要な動的応力比 $\sigma_{dp}/2\sigma_c$ は0.180である事が分った。今後、この装置を用いて、不攪乱砂質土の実験を行ってゆく予定である。

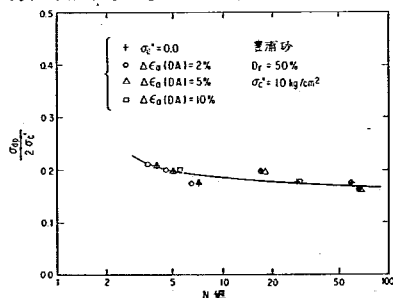


図-29 実験例

4.3.1 はじめに

写真1 盛土材料動の變形・強度試験機

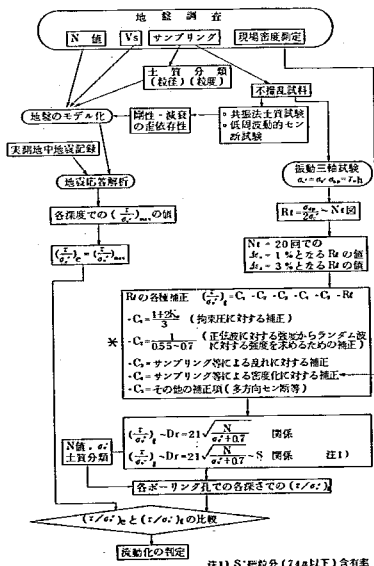


図-30 流動化判定作業フローチャート

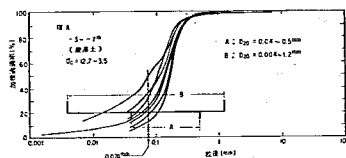


図-31 検討した砂層の粒径加積曲線の例

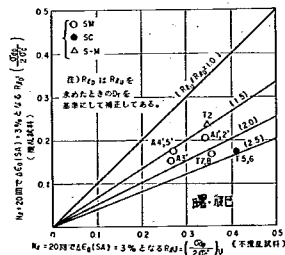


図-32 不攪乱試料と攪乱試料の R_1 の比較

465

同一の動的強度を有していても、土質によってN値が大きく異なる可能性がある。従って、同一の流動化限界N値をもって画一的に砂層の流動化の可能性を判断すると、確まじり粗砂では危険側になり、細粒分を混入した微細砂では安全側すぎる可能性がある。上記指針でも、N値の他の土質のパラメーターとして U_c 、 D_{50} が用いられているのはこの理由にもよるが、 U_c は流動化の判定では、あまり重きを置くべきではないという考え方が最近では強くなっている¹³⁾。又、 D_{50} の規定も幅が広すぎる傾向がある。そこで今回、不攪乱砂の振動三軸試験によって得られた動的強度と実測N値、及び土質の相関について、図-30のフローチャートに従って調査した結果、土質によって、流動化限界N値を変える必要がある事が判明した。

4.3.2 不攪乱砂質試料の採取と振動三軸試験

東京湾岸道路で、橋梁建設予定地点の曙・辰巳地区と、トンネル建設予定地点の羽田地区で、関東地方建設局川崎国道工事事務所と協同して、地盤耐震性の調査を行った。それぞれの現場で改良型ビショップサンブラーを用いて不攪乱砂質試料を採取し、細粒分の少ないものはドライアイスで凍結して運搬し、細粒分の多いものはそのまま運搬した。図-31に典型的な試料の粒径加積曲線を示すが、 D_{50} が0.3mm以下で、細粒分の含有率が高い細砂が大部分である。N値は図-10、11に示す様に10以下の部分もかなりある。振動三軸試験は ϕ 50mm、 $h=100$ mmの供試体に対し、(有効拘束圧)=(原位置有効上載圧)とし、 $B \geq 0.96$ になるように背圧をかけた。ここで、動的せん断強度 R_1 は、次式で定義した。

$$R_1 = \left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c} \right)_1 = \left\{ \begin{array}{l} \text{動的軸歪振幅(片振幅): } d\varepsilon_p \text{ (SA) が繰返し回数 } N=20 \text{ 回で } 3\% \text{ になる時の} \\ \text{応力比; } \sigma_d/2\sigma'_c \end{array} \right\}$$

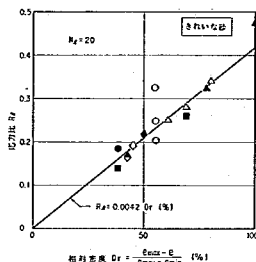


図-33 きれいな砂の $R_1 \sim D$ 関係

4.3.3 地震荷重による作用せん断応力 $(\tau/\sigma'_v)_e$ と比較するせん断強度 $(\tau/\sigma'_v)_1$ を求める方法

地盤内に作用する各深さでの地震力による時間最大応力比 $(\tau/\sigma'_v)_e$ を、土の変形特性の非線型性を考慮した重複反射法で地中地震記録を用いて求めた。詳細は文献11を参照されたい。地震力による作用せん断応力 $(\tau/\sigma'_v)_e = (\tau/\sigma'_v)_e$ とすると、上述の R_1 から、この $(\tau/\sigma'_v)_e$ と比較する動的せん断強度 $(\tau/\sigma'_v)_1$ を求めるには、図-30の*印に示すように次式による補正が必要である。

$$(\tau/\sigma'_v)_1 = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R_1 \quad \dots\dots\dots (1)$$

C_1 は拘束圧に関する補正で $K_0=0.5$ とすると $C = \frac{1+2K_0}{3} = \frac{2}{3}$ である。 C_2 は正弦波と地震波の様にランダムな波形に対する強度の差に対する補正で石原・安田によると $C_2 = \frac{1}{0.5 \sim 0.7}$ である。 C_3 は攪乱に対する補正である。図-32は不攪乱試料とそれから作製した完全に攪乱した試料の R_1 の値の

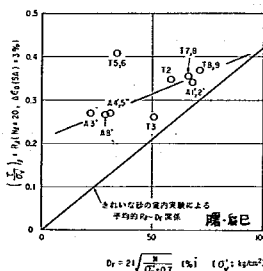


図-34 不攪乱試料の $R_1 \sim D$ 関係
 $R_1 \sim D = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}}$

比較を同一の密度に対して比較したものであり、不攪乱試料の R_1 は、攪乱試料の R_1 よりもかなり大きく、不可逆的な攪乱に対する補正係数 C_3 は 1.0 以上であろう。 C_4 は、サンプリング等による密度化に対する補正で $C_4 < 1.0$ である。今回は、 $C_3 \cdot C_4 = 1.0$ と仮定し、結局、 $C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 = 1.0$ 、 $(\tau/\sigma'_v)_1 = R_1$ とした。次に、地盤内での $(\tau/\sigma'_v)_1$ の値は次の方法によって求めた。

まず、土質のパラメーターとして、 D_{50} 、細粒分含有率 (S 例)、地盤のパラメーターとして N 値を選ぶ、

$$(\tau/\sigma'_v)_1 = R_1 = F(f(N), S, D_{50}) \dots \dots \dots (8)$$

なる関係があるものと思われる。ここで $f(N)$ は地盤の密度等のパラメーターであり、今回は、Gibbs and Holtz の実験に基づく Meyerhof の式

$$Dr = 2.1 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} \quad (\sigma'_v; \text{kg/cm}^2)$$

を用いることにする。この式は、きれいな砂（細粒分を含まない砂）に対する実験式であるが、これまでに行われてきた、きれいな砂に対する流動化の研究を踏まえるために、この式を用いることにした。新潟市川岸町の実測例では Meyerhof の式によって N 値、 σ'_v から求めた Dr と、改良型ビショップサンプリャーによる実測 Dr とは、ほぼ対応する。又、これまでの諸家の実験によると、 R_1 と $Dr = \frac{e_{ms} - e}{e_{ms} - e_{lit}}$ の関係は、図-33 に示すように、平均的には、

$$R_1 = 0.0042 Dr \quad (Dr = \frac{e_{ms} - e}{e_{ms} - e_{lit}}; \%) \dots \dots \dots (9)$$

であらわせる。ここで、きれいな砂では、不攪乱と攪乱で強度差はあまりないとすると、きれいな砂の地盤については、次式によって、 $(\tau/\sigma'_v)_1$ を推定しても、よいと考えられる。

$$(N, \sigma'_v) \rightarrow Dr = 2.1 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} \rightarrow (9) \text{式} \rightarrow R_1 = (\tau/\sigma'_v)_1 \dots \dots \dots (10)$$

しかし、今回の様に細粒分を含む細砂地盤では、 R_1 と $Dr = 2.1 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}}$ の関係は図-34 に示す様に、(9)式の関係とは、かなり異ってくる。即ち、今回の場合は(9)式の適用は安全側すぎるものと思われる。そこで、曙・辰巳の現場では、図-49 を基本にして、地盤内の $(\tau/\sigma'_v)_1$ の値を次の方法で求めた。

(a) 不攪乱試料採取深度では、 R_1 の生データを用いる。

(b) N 値のみが求まっている深度では、次の(11)式から $(\tau/\sigma'_v)_1$ の値を求める。

$$(N, \sigma'_v) \rightarrow Dr = 2.1 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} \rightarrow (11) \text{式} \rightarrow R_1 = (\tau/\sigma'_v)_1 \dots \dots \dots (11)$$

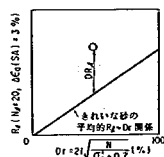


図-35 DR_1 の定義

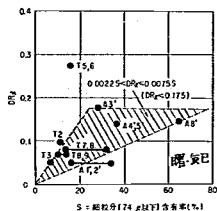


図-36 DR_1 と S 例の関係

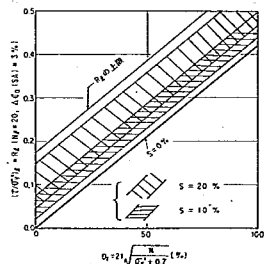


図-37 不攪乱試料の $(\tau/\sigma'_v)_1 \sim$

$$Dr = 2.1 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}}$$

$R_1 = 0.21 + 0.0021 \cdot Dr$ (図-34の○印の平均線) ……(4)

(c) 図-34の今回のデータと、きれいな砂での値の差は、今回の砂が細粒分をかなり含有しているためと考えられる。そこで、図-35の様に、同じ Dr に対する(4)式による R_1 との差 DR_1 を定義し、細粒分含有率 S (%) と DR_1 の相関を図-36のようにとった。 S と DR_1 の関係を(4)式の様に定めると、この関係は図-37のようにあらわされる。従って、 S と N と σ'_v のデータのある場所は(4)式から $(\tau/\sigma'_v)_1$ を求めた。

$DR_1 = 0.0022 S - 0.0075 S \leq 0.175 (S: \%)$ ……(5)

$(\tau/\sigma'_v)_1 = \{(4)式による(\tau/\sigma'_v)_1\} + \{(5)式によるD(\tau/\sigma'_v)_1\}$ (4)

4.3.4 $(\tau/\sigma'_v)_e$ と $(\tau/\sigma'_v)_1$ の比較

図-38に、 $N=10$ として、きれいな砂地盤と仮定して、(4)式から求めた $(\tau/\sigma'_v)_1$ と曙地区に対する地震応答解析から求めた $(\tau/\sigma'_v)_e$ との比較を示す。今回の場合、 $N=10$ は、きれいな砂地盤なら、妥当であったことが分かる。図-39に、実測の N 値から、(4)式を用いて求めた $(\tau/\sigma'_v)_1$ と $(\tau/\sigma'_v)_e$ の比較を示す。又、図-40に(4)式から求めた $(\tau/\sigma'_v)_1$ と $(\tau/\sigma'_v)_e$ の比較を示す。両図は、きれいな砂の振動三軸試験の結果を用いることは、今回の様に細粒分を含む細砂地盤に対しては適切ではない事を示しており、現地から採取した試料について行った振動三軸試験に基づいて判断すべきであることを示しているものと思われる。即ち、今回の調査結果での最大加速度が 150 m/s^2 となる地震動に対して、曙・辰巳地区では、大規模な流動化は生じないであろうと判定できる。羽田地区については、地盤・土質調査は終了しているが、流動化の最終的な判定の段階にまで至っていない。

図-41、図-42は、曙・辰巳地区のデータに、羽田地区のデータを付け加えたものである(図中にAとしてあるのは曙・辰巳地区のデータ)。これらの図は、同一の R_1 、 σ'_v に対して、細粒分の含有率が高い程、 Dr の値、即ち N 値は小さい事を示している。

4.4 地盤-杭基礎の動的相互作用に関する模型振動実験¹²⁾

4.4.1 はじめに

流動化する可能性のある飽和砂層を通して設置される杭基礎は、地震時においてその上層砂層が流動化した場合、複雑な震動現象を起こすことが予想される。従来流動化砂層と杭基礎などの構造物との相互作用に関する実験的研究は2, 3報告されている。^{13), 14), 15)} これらの研究では、砂層が不完全流

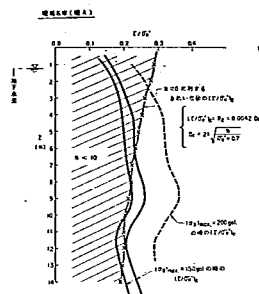


図-38 $N=10$, きれいな砂とした時の $(\tau/\sigma'_v)_1$ と $(\tau/\sigma'_v)_e$

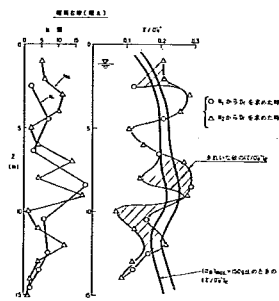


図-39 実測 N 値と、(4)式による $(\tau/\sigma'_v)_1$ と $(\tau/\sigma'_v)_e$ の比較

動化（部分流動化）したときに杭基礎の応答量は増加するとされている。一方、道路橋耐震設計指針による下部構造の耐震設計では、流動化砂層は耐震計算上その支持力を無視する、すなわち、杭基礎などの耐震計算上の地盤面を流動化砂層の下端におくことになっている。

本実験では、これらのことをふまえ、特に入力振動数（地震動の卓越振動数）と流動化砂層を無視した場合（杭基礎の地上突出部が水中の状態）の杭基礎の固有振動数との関係に着目して、杭基礎の震動特性を基本的に説明することにした。

4.4.2 実験方法

実験装置は油圧式振動台に載った図-4.3

に示すような長さ126cm、幅50cm、高さ80cmの砂箱である。砂箱の構造は、振動方向の両端壁が下端ヒンジの可動壁になっており、それらはお互いに振動時に異なった動きをしないようにワイヤロープで結ばれている。

砂層材料は豊浦標準砂で、平均粒径 $D_{50}=0.16mm$ のものである。飽和砂層は、あらかじめ砂箱に深さ30~40cm水を張り、それに乾燥砂を投入して作成した。この砂層の初期の平均相対密度 $\bar{D}_r$ は20~30%であり、かなりゆるい砂層と言えるであろう。また、振動時の砂層のせん断ひずみ分布は平面的にはほぼ一様であるが、深さ方向には深くなるほど小さくなるが予備実験から確認された。

杭模型は3種の群杭模型で、それらの諸元は表-7に示すとおりである。杭模型はφ20mmのアルミ棒で作られており、その先端は砂箱底版に完全固定され、杭頭も剛結構造になっている。3種の模型の水中固有振動数は4Hz、10Hzおよび14Hzであり、流動化砂層を無視した杭基礎の固有振動数に対応するものである。入力振動数 f とそれらの水中の杭の固有振動数 f_p との関係は $f > f_p$ 、 $f = f_p$ 、 $f < f_p$ であり、入力振動数に対してとり得るすべての場合を考えたことになる。また、実物の杭基礎との時間に関する縮尺比は $1/4$ 程度を想定している。

実験は表-8に示すように、入力変位波形を正弦波、入力振

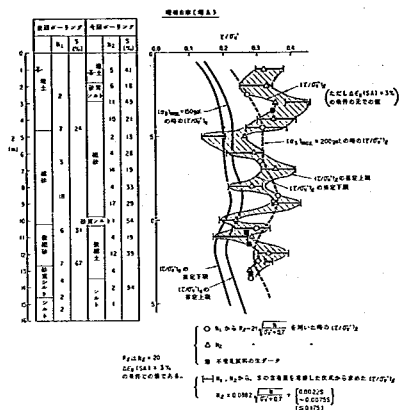


図-4.0 不攪乱試料の $R_1=(\tau/\sigma'_v)_1$ に基づく検討

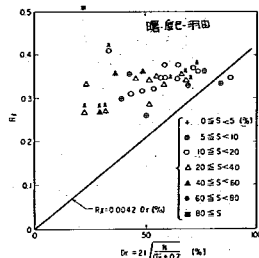


図-4.1 不攪乱試料の $R_1 \sim D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}}$

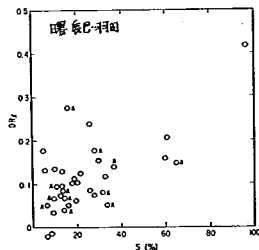


図-4.2 $DR_1 \sim S$ の関係

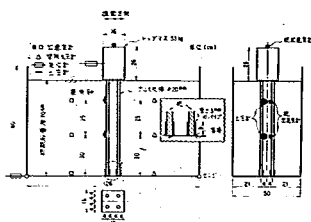


図-4-3 群杭模型と計器配置の一例

表-7 群杭模型

群杭 番号	杭 径 (mm)	杭 長 (cm)	杭 間 隔 (cm)	杭 重 (kg)	杭 の 剛 性 (kg/cm)	杭 の 振 動 周 期 (sec)	杭 の 振 動 変 位 (mm)	杭 の 振 動 速 度 (mm/sec)	杭 の 振 動 加 速 度 (mm/sec ²)
①	4	2	1.0	0.5	1.0	22.5	4.5	5	0.0001
②	4	-	-	1.0	-	33.0	3.3	1.0	0.0001
③	4	-	-	1.0	-	45.0	1.7	1.0	0.01

表-8 実験条件

実験 番号	実験 条件	入力 加速度 P (cm/sec ²)	入力 変位 F (mm)	砂中加速度 (cm/sec ²)	砂中変位 (mm)	砂中速度 (cm/sec)	砂中加速度 (cm/sec ²)
A	砂中	1.0	1.0	-	-	-	-
B	-	1.0	-	-	-	-	-
C	-	1.0	-	-	-	-	-

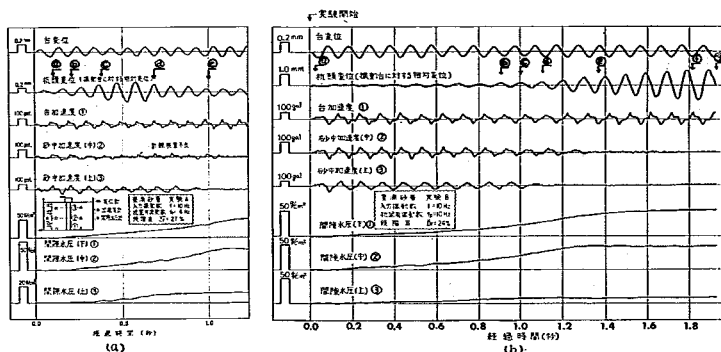


図-4-4 典型的な原記録波形

動数を10 Hzとして行なった。各実験の入力加速度は3段階で、各段階ごとの繰返し回数は300回である。表中の記号は、口が流動化していない、△が不完全流動化した、○が完全流動化したことを示す。入力、正弦波の第1波目から所定の振動台加速度が生ずるようにデータレコーダーを用いて調整した。

計測したのは、振動台および杭頭変位、砂中および杭加速度、間隙水圧、杭に作用する土圧などである。計測位置は図-4-3を参照されたい。

4.4.3 実験結果

各実験とも、砂層は上層から流動化し始め、流動化領域は次第に下層へと拡がっていることが、間隙水圧の上昇が止まる経過時間や砂中加速度振幅が0となる経過時間が上層ほど早いことから分かる。

ある深さでの両者の時間はほぼ一致しており、そこより上層の完全流動化した砂層は絶対静止していることが後者のことによって分かる。このことは、完全流動化した砂層はもはや下層からのせん断波を全く伝えず、流体と同様な状態になっていると考えられる。本実験では、間隙水圧の上昇過程である不完全流動化時において砂層の共振現象は起きなかった。したがって、不完全流動化時の砂層の共振現象はすべての砂層について言えることではないことが分かったが、現段階では、どのような場合に共振現象が起きるか起きないかは明らかでない。

実験 A (入力振動数 $f: 10 \text{ Hz} >$ 流動化砂層を無視した杭の固有振動数 $f_p: 4 \text{ Hz}$) では、砂層の共振現象が起っていないにもかかわらず、不完全流動化時に杭の応答変位は増加した。これは、砂層の流動化が上層から進行してゆくので、杭はいわゆる地上突出部のある杭となり、 $f > f_p$ であるから、地上突出長の増大の過程で、入力振動数と一致する固有振動数をもつ杭が一時的にでき、そのときに共振現象が起きることで説明されよう。全砂層が完全流動化すると、杭はほぼ絶対静止した。ただし、図 - 4 4 (a) では、杭頭変位は振動台との相対変位として示されてあるので、そのことは分かりにくい。図 - 4 5 (a) は、杭頭の絶対変位の台変位に対する比 β (応答倍率) が示されている図 - 4 6 (a) で明らかである。

(a) で明らかである。

実験 B ($f: 10 \text{ Hz} = f_p: 10 \text{ Hz}$) では、全層流動化の状態に近づくにつれて杭頭の応答変位は次第に増加して、全層完全流動化にいたると非常に大きいものとなった。(図 - 4 4 (b)) (図 - 4 6 (b))

実験 C ($f: 10 \text{ Hz} < f_p: 14 \text{ Hz}$) では、全層流動化の状態に近づくにつれて、杭頭の応答変位が増加してゆくことは実験 B と同様であるが、全層完全流動化時でのそれは実験 B のように大きくなることはなかった。(図 - 4 6 (c))

図 - 4 5 は、実験 A, B について間隙水圧の上昇程度、すなわち、流動化の発生程度に対する砂層と杭の加速度分布を $1/2$ 周期で 4 段階について示したものである。加速度分布は台加速

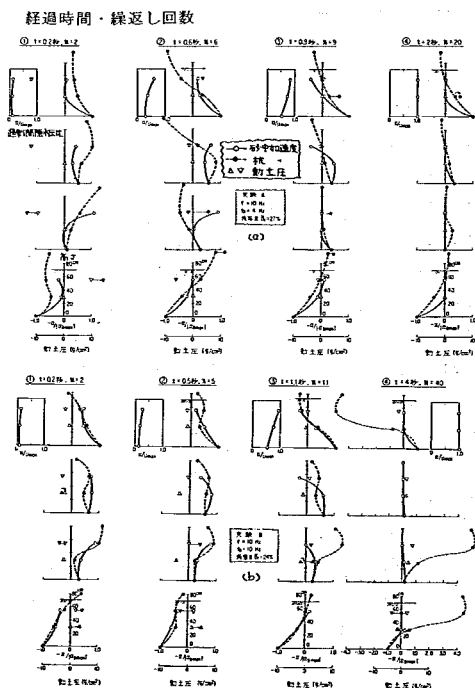


図 - 4 5 砂中と杭の加速度分布 (振動形状)

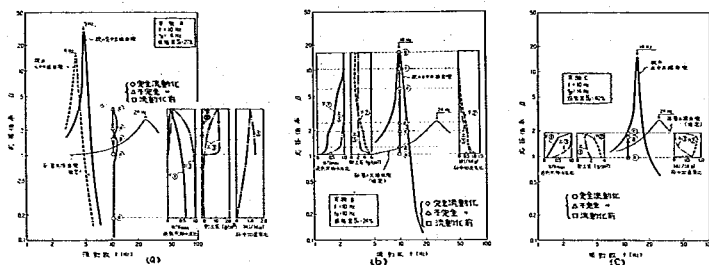


図-4 6 流動化過程における杭の応答倍率の変化

度に対する比で表わされている。砂層や杭の応答加速度はほぼ正弦波とみなされ、横軸は各深さの加速度に負号を付けたものなので、この図は絶対変位分布を示したものと見えよう。ここでは砂箱が右端から左端（図-4 3 に向かって）まで動く過程での4つの振動形状を示していることになる。

流動化の発生前では、砂層と杭はほぼ一体となって振動するが、これは砂層が杭を拘束していることを意味しよう。流動化が発生してくるにつれ、砂層の杭に対する拘束が弱くなり、杭と砂層の振動形状に差が生ずるようになる。完全流動化時には、杭は水中におけると同様な振動形状を示す。

以上のことをより分かりやすく理解するために、流動化を起こしていない砂層の共振曲線、水中における杭の共振曲線および各実験の杭の応答倍率をまとめて描いたものが図-4 6 である。すべての実験の場合とも、流動化の発生に伴ない、最初流動化を起こしていない砂層の共振曲線に接近していた杭の応答倍率は次第に水中における共振曲線に近づくことになる。ただし、 $f > f_p$ の場合（実験 A）のみ、流動化の発生に伴ない杭の応答倍率は直接には水中における共振曲線に近づくことなしに、不完全流動化時に一時的に共振現象によって非常に増加する。したがって、不完全流動化時での杭の応答値が最大となる現象は、ある特殊な条件で生じ、一般的には f と f_p の相互の大きさが流動化過程での杭の応答を支配しているものと思われる。

図-4 7 は図-4 6 の関係を、横軸に振動数比 f/f_p をとることで統一的にまとめたものである。流動化の可能性のある砂層中を通して打ち込まれた杭の応答特性は不完全流動化時の杭の応答倍率が何らかの方法でもとまるならば、流動化の全過程について明らかにすることができるものと考えられる。

4.4.3 ま と め

砂地盤が流動化してゆく過程での杭基礎の応答特性の変化は、杭-地盤系の固有周期の変化で理解

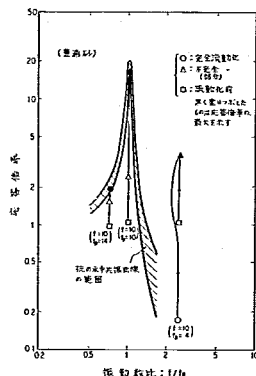


図-4 7 流動化過程における杭の応答倍率の変化のまとめ

できる。即ち、地盤が流動化してゆくにつれて、見かけ上の杭の自由突出長が伸びてゆき、地盤内にある時の杭の固有周期が伸びてゆくものと考えられる。今後は、実際の地震動の様なランダム波に対する実験、解析手法の開発を行う必要がある。

4.5 盛土の地震応答解析¹⁶⁾

4.5.1 はじめに

本調査は、49年度の調査(土木研究所資料第955号「東京湾横断道路人工島(盛土)の地震時における安定性の解析」(昭和49年9月))に引き続くものである。49年度の調査では東京湾横断道路計画案での川崎側及び木更津側に提案されている各種形式の人工島の横断及び各種横断断面について解析した。その結果、木更津側よりも川崎側の方が、軟弱地盤が厚く、川崎側人工島に関するより詳細な検討が必要であることが判った。本年度は、川崎側人工島に関する地震時の安定性に関する詳細な解析を行った。

4.5.2 解析結果

解析手法については、昨年度に報告してあるので、本年度は、解析結果のみを示す。

図-48に、今回の解析対象である川崎側人工島及び周辺地盤の標準横断面を示す。解析ではこれを二次元モデル化したものの他に、原地盤の改良の範囲の効果、セルの効果、盛土が水中と空気中にある時の耐震性の相異を調べるために、表-9、図-48に示す各種モデルについて解析した。

図-49に、表-9に示すモ

デルを示す。図-50、51に解析結果を示す。

4.5.3 まとめ

東京湾横断道路川崎側人工島の耐震性の解析を有限要素法を用いて行った。その結果、次のことが判明した。

- (1) 点安全率を求めることで、各場所の相対的安定性の程

度を示すことができる。有限要素法で求めた点安全率は通常の円弧すべり計算法で求めた安全率と良好な相関がみられる。

- (2) 盛土は、盛土の下原地盤の改良の程度が高いほど、静的状態及び地震時の安定性が高くなる。地震時に十分な安定性を保持するためには、盛土の斜面下の口層の改良が有効であると判断される。

- (3) セルは、セルに囲まれた部分の変形を拘束させる働きがある。

表-9 解析モデル

	水位	セル	原地盤
A-1*	盛土頂面から-5m	あり	盛土の下は斜面の下口層以外を改良
A-2	"	あり	盛土の下は斜面の下口層も含めて全て改良
B-1	"	なし	改良されていない
B-2	"	なし	盛土の下は斜面の下口層以外を改良
B-3	"	なし	盛土の下は斜面の下口層も含めて全て改良
C-1	地盤面	なし	強固な基盤とする
C-2	盛土頂面から-5m	なし	"

- (1) 点安全率を求めることで、*) 図-48の標準断面を二次元モデル化したもの。

各場所の相対的安定性の程

度を示すことができる。有限要素法で求めた点安全率は通常の円弧すべり計算法で求めた安全率と良好な相関がみられる。

- (2) 盛土は、盛土の下原地盤の改良の程度が高いほど、静的状態及び地震時の安定性が高くなる。地震時に十分な安定性を保持するためには、盛土の斜面下の口層の改良が有効であると判断される。

- (3) セルは、セルに囲まれた部分の変形を拘束させる働きがある。

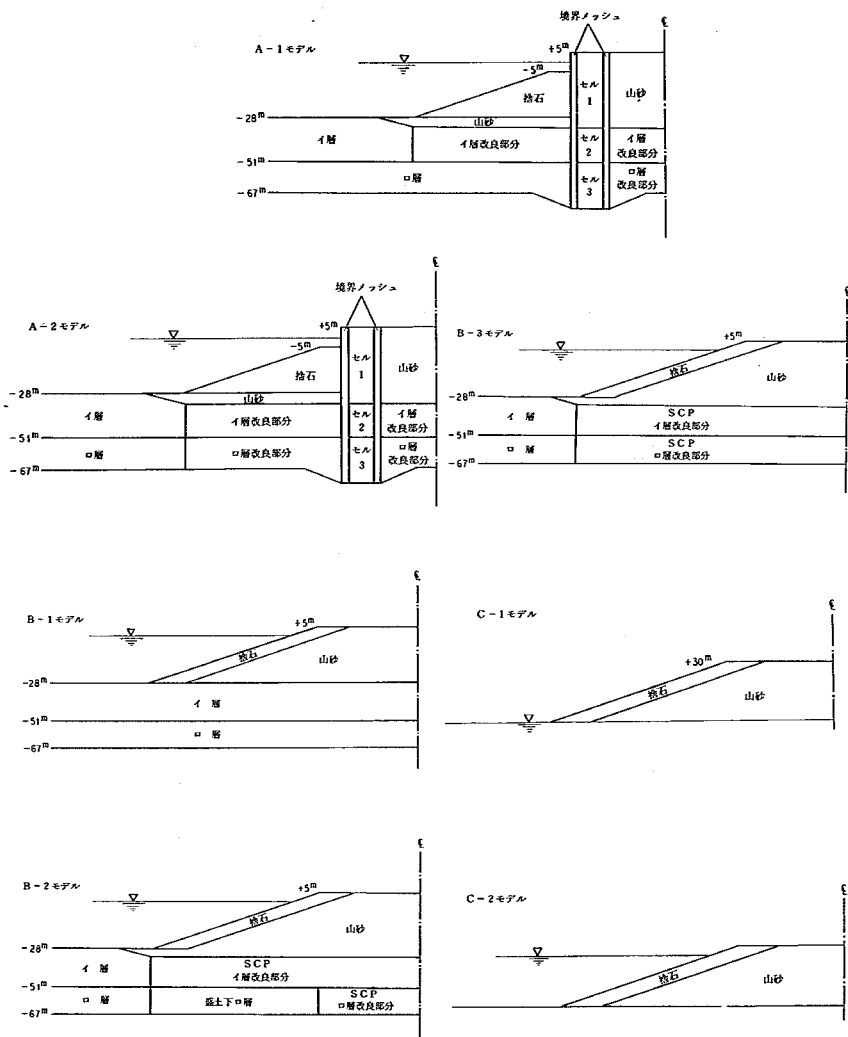


図-49 解析モデル

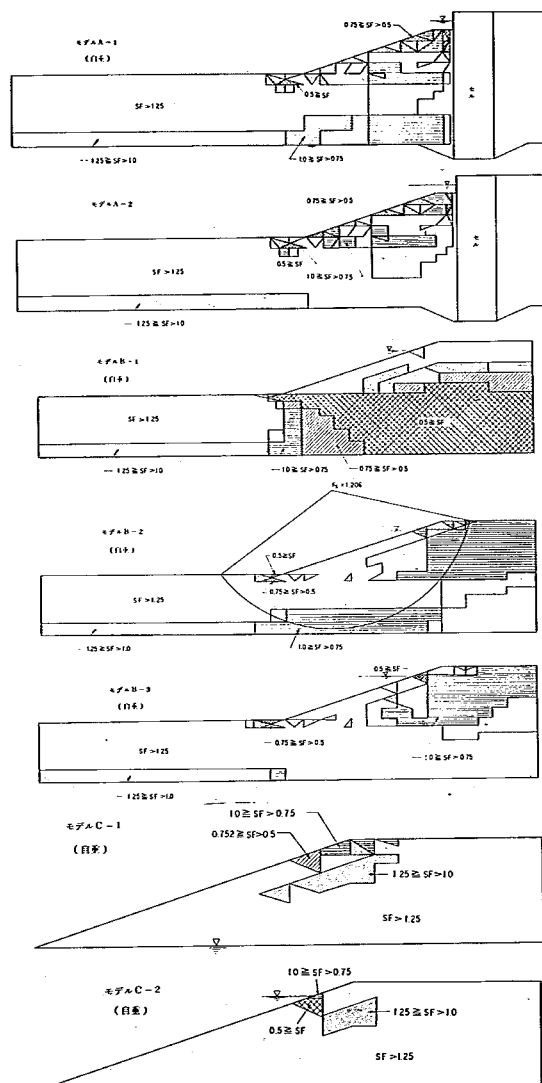


図 - 5 0 静的自重載荷での点安全率分布

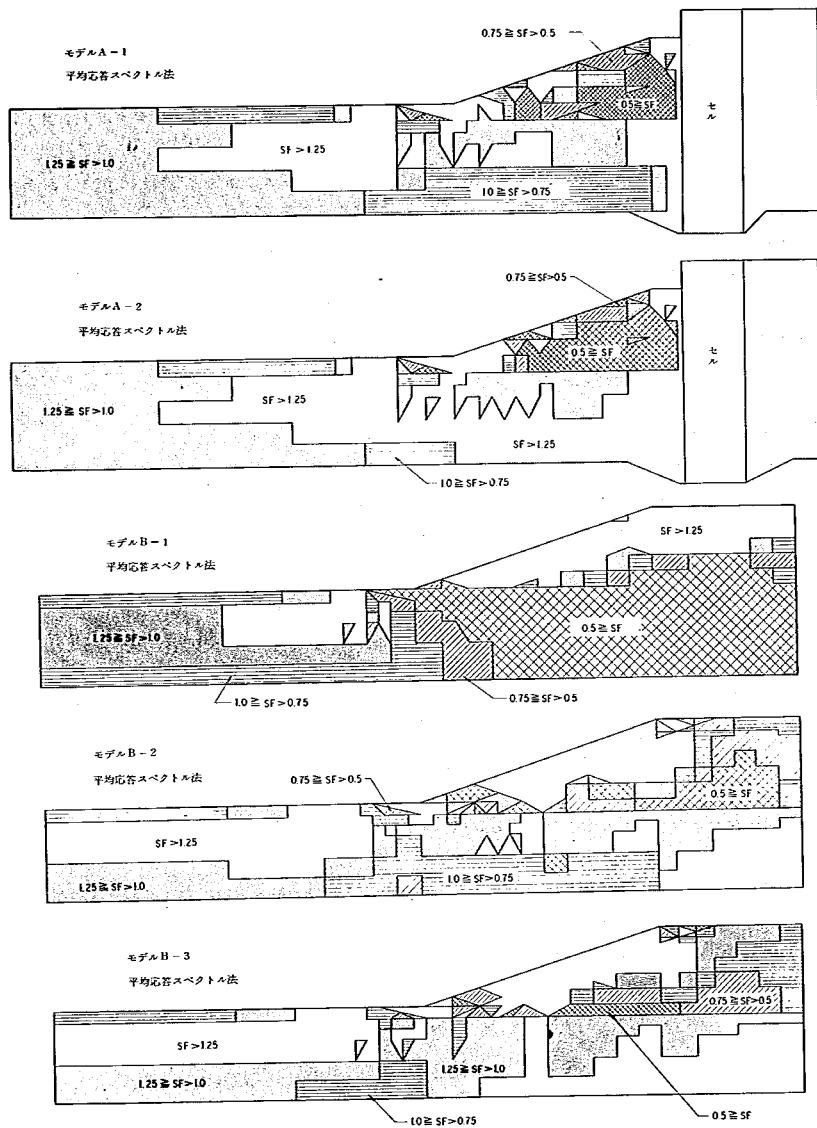


図-51 平均応答スペクトル法による点安全率分布

参 考 文 献

- (1) 岩崎・龍岡・伊藤(1977年) "不攪乱砂質土の変形係数についての室内実験結果" 第12回土質工学研究発表会
- (2) 岩崎・龍岡・須藤(1977年) "砂のセン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
- (3) 岩崎・龍岡・横田(1976年) "共振法土質試験によるロームの動的変形特性" 第31回土木学会年次学術講演会第Ⅲ部
- (4) 岩崎・龍岡・横田(1977年) "不攪乱粘性土の変形係数についての室内実験結果" 第12回土質工学研究発表会
- (5) 岩崎・龍岡・佐伯(1977年) "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
- (6) 岩崎・龍岡・高木(1977年) "砂のセン断変形係数と減衰の歪依存性について" 第12回土質工学研究発表会
- (7) 日本钢管(1975年) "扇島地区埋立地盤の液状化予測と対策"
- (8) 大橋・岩崎・龍岡・宮田(1976年) "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" 土木研究所資料1170号
- (9) 岩崎・龍岡・宮田(1977年) "地震時における地盤流動化判定法の検討" 第12回土質工学研究発表会
- (10) 首都高速道路協会(1975年) "砂層の流動化研究委員会報告"
- (11) 岩崎・若林・龍岡(1975年) "地中地震記録に基づく地盤の地震応答解析" 土木研究所資料1170号
- (12) 岩崎・龍岡・坂場・野間(1977年) "流動化する砂層中の杭の動的挙動に関する模型振動実験" 第12回土質工学研究発表会
- (13) 鹿籠・佐藤・伯野: 不完全液化砂の地中構造物に及ぼす影響, 土木学会年次講演会, 第Ⅲ部, 1973。
- (14) 吉田・植松: 液状化した砂中に於ける杭の挙動に関する模型実験, 土木学会年次講演会, 第Ⅲ部, 1975。
- (15) 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振動実験, 第4回関東支部年次研究発表会, 土木学会, 1977. 1.
- (16) 岩崎・龍岡(1976年) "地震応答解析に基づく人工島(海中盛土)の耐震安定性解析" 土木研究所資料1058号

(8) 道路交通振動に関する研究

構造橋梁部構造研究室

成田信之, 横山功一, 桂樹正隆

地震防災部振動研究室

岩崎敏男, 若林 進

Ground Vibration Induced by Highway Traffic

(FY 1976~1980)

Nobuyuki Narita, Koichi Yokoyama, and Masataka Katsuragi

Structure Section, Structure and Bridge Division

Public Works Research Institute, Ministry of Construction

Toshio Iwasaki, Susumu Wakabayashi

Ground Vibration Section, Earthquake Disaster Prevention Division

This paper outlines 1) general characteristics of traffic-induced ground vibration, 2) estimation method of vibration level, and 3) countermeasure for mitigating the vibration.

1) The intensity of traffic-induced vibration varies time to time, and the non-stationary properties of the process have to be considered in the evaluation. The probability distribution of ground vibration, the relation between vertical acceleration and vibrational level (VL, the root mean square value of modified acceleration), and the wave shape of VL given by a vehicle passing by are studied.

The literature survey on the human sensitivities to whole body vibration induced by traffic is also carried out. It is found that the whole-body human sensitivity has been tested at sinusoidal excitation, but the test under nonstationary random excitation like traffic-induced vibration are so scanty that the study on this condition is desired to establish a rational evaluation method.

2) The intensity of traffic-induced vibration is influenced largely by parameters, i. e. traffic volume, mean vehicle speed, road surface irregularities, and the regression analyses are useful to formulate the traffic-induced vibration level.

A preliminary formula is obtained by using the data from field observation.

The formula can be written as:

$$VL = 10 \log N^* + a \log R + bR + c$$

where, VL: vibration level (dB)

N^* : reduced traffic volume $N^* = N_1 + 2N_2 + 12N_3$

N_1 : volume of passenger cars in ten minutes

N_2 : volume of medium size trucks in ten minutes

N_3 : volume of heavy trucks in ten minutes

R : distance between the lane-center and the reference point

a, b , and c : constants

3) A field test has been carried out to study the effects of trenches for mitigating ground vibrations. The ground is put in oscillation by using an excitor which is capable of generating reciprocating motive

*本研究は、構造橋梁部構造研究室と地震防災部振動研究室による共同研究の成果である。

forces at frequencies from 2 to 40 Hz. Three kinds of trench depths, 1, 2, and 3 meters, are adopted in the test.

Accelerations of ground vibrations beyond the trenches are less than those on beforehand side of trenches in each case. The higher the frequency is and the deeper the trench is, the more significant the effects of mitigation become. It is concluded that the enforcement of trench as a countermeasure to mitigate traffic-induced vibrations in the field is limited, because the depths of trenches may be limited in the field for practical use, and the frequency of traffic-induced vibration is relatively low.

1. 序

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・管理していくためには、道路交通・道路構造・沿道状況と交通騒音・振動、自動車の排出ガスによる大気汚染、高架道路による日照障害等との関連を明らかにして、有効適切な対策を講ずる必要がある。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月より施行されることにより基準値が定められ、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、維持または修繕の措置を要請されることとなった。また、同年8月には、測定器に関してもJIS（日本工業規格）で規格化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増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、効果的な振動防止対策などに関する研究を緊急に行なう必要がある。

従って、昭和51年度より5ヶ年の予定で実施される「道路交通振動に関する研究」では、以下の研究テーマに関して重点的に研究を進めてゆくことになつてゐる。

1. 交通振動評価法に関する研究
2. 振動予測法に関する研究
- ・ 振動軽減対策に関する研究

本年度に実施した調査の概要は以下のとおりである。

1. 交通振動評価法に関する研究

道路交通振動は、その振動状況が衝撃的かつ間欠的である点が他の機械振動などとは異なる。また、振動を受ける住民の意識がその評価に大きな影響を与える。そこで、昭和51年度は道路交通振動の実測記録から振動の非定常性・確率的性質を求めると共に、既往の振動に対する人体感覚調査の文献調査を行なった。また、4地点において住民アンケート調

査および振動実測を行なった。なお、アンケートによる住民意識調査結果は次年度にとりまとめる予定である。

2. 振動予測法に関する研究

道路交通振動の予測に関して、i) 回帰手法による方法、ii) 電子計算機を用いたモンテカルロ法による時系列シミュレーション法の両者を検討することとし、i) に関しては実測されたデータをもとに、第1次の検討を行なった。また、ii) に関しては、交通振動発生プログラムの作成した。

3. 振動軽減対策工法に関する研究

道路交通振動の軽減対策には、振動源（交通流、道路）の対策、伝播経路の対策、建造物や施設の対策が考えられるが、ここでは伝播経路上に溝を設けることによる振動軽減効果を調査した結果を報告する。

2. 交通振動評価法に関する研究

2.1 道路交通振動の非定常性・確率的性質

道路交通振動は振動のレベルが不規則かつ大幅に変動する振動であるため、その人体感覚に関する評価には、これらの特性を考慮する必要がある。振動規則法における道路交通振動の評価は、不規則に変動する非定常振動として、振動レベルの瞬時値を測定し、累積度数曲線の80%レンジ上端値（ L_{80} ）が用いられる。 L_{80} は交通流の関数であるために、その相互関係を明らかにしておく必要があるが、このためには電子計算機を用いたシミュレーションによる方法が適当と考えられる。また、振動の物理量は、計測する計器の特性によって指示値が左右されるが、その特性を検討することによって、評価値として用いられる振動レベル値の特徴を把握することができる。

ここでは、実測された道路交通振動波形を用いて、振動加速度レベルおよび振動レベルとの関係、ピーク値および瞬時値で得られる統計量で検討し、相互の関係を明らかにした。加速度と振動レベルの比較に用いた統計量は次の4種類とした。

- 1) 500秒間レベル超過確率
- 2) 500秒間累積頻度分布

3) ピーク値

4) 単一車による振動

また、本節で用いる用語の定義は次のとおりである。

VL : 振動レベル (鉛直振動補正加速度レベル)
(dB)

VAL_s : 加速度レベル (メータの特性は緩)(dB)

VAL_f : 加速度レベル (メータの特性は速)(dB)

Acc : 加速度 (gal)

(1) 500秒間レベル超過確率

図-1にVLとVALのレベル超過確率の関係を示す。VLとVALの確率分布曲線はほぼ相似になって

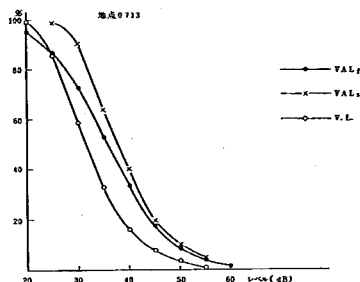


図-1 レベル超過確率

いるが、VLはVALよりもレベルが低く図中では左に平行移動した結果になっている。この平行移動量は50%の位置で比較するとデータにより差異が生じている。

ここで各データの5m点における振動加速度を、 $\frac{1}{3}$ オクターブ分析した結果から卓越する周波数の高

表-1 卓越周波数と平行移動量

地区名	卓越周波数Hz	移動量dB ¹⁾	移動量dB ²⁾	土質
0711	40~50	11	13	2種
0714	20~31.5	8	10	"
0731	25	6.5	7	1種
0713	16	6	8	"
0710	12.5	3	5	4種
0716	12.5~125	9	7.5	1種

1) 1/3oct. 実時間分析機 (SA-23) による

2) レベル超過確率における50%での平行移動の量

3) 瞬時値累積度数曲線における50%での平行移動の量

い順にならべると、表-1のようになる。先の平行移動の量と対比すると卓越周波数の高い順に移動量が多い。これはVLの周波数補正が8Hz以上で降下しているため、高い周波数をもつ地域では移動の量が多くなるものと思われる。

(2) 500秒間瞬時値累積頻度分布

図-2は、(1)と同様に累積頻度分布をプロットしたものである。

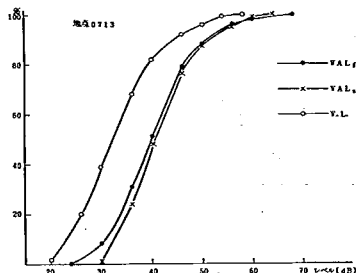


図-2 瞬時値累積頻度分布

50%値についてVAL_sと、VLの場合についてその差をとると、ほぼ前項と同じように卓越周波数の高い順にその差も大きくなっており同じ結果を得たが、VAL_sとVLの曲線による差違としては、レベル超過確率で見ると明瞭にその特徴が現れている。

図-3、4はレベル超過確率および瞬時値の累積頻度分布を用いて、VALとVLの関係を求めたものである。(同じ%のVLとVALとをプロットしたもの)

図中に参考のために、45°の直線を併記した。VAL_sとVLの関係はほぼ45°の直線になっているが、VAL_fとVLの関係はデータにより差異が生じていて、平行に近いものも見つけられるが、一般にレベルが低い方が45°の線から離れる傾向を示している。この原因としては、交通量・地盤の卓越振動数が考えられるが、詳細は不明である。

(3) 加速度波形ピーク値と加速度レベルおよび振動レベルピーク値との関係

同一車両による加速度ピーク値との関係の一例を図-5、6に示す。

時定数が大きくなるとレベルが低下しているが、低下量はピークレベルの大小には関係なくグラフの上では平行移動で示される。時定数の大小は、ピークレベルの差のみ生じ、直線関係は失われていない。

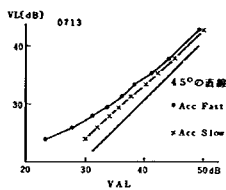


図-3 レベル超過確率を用いたVLとVALの関係

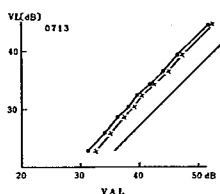
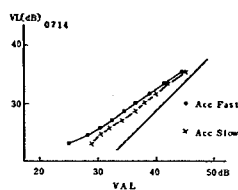
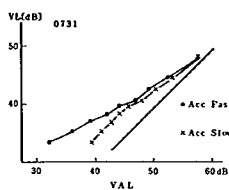


図-4 瞬時値累積頻度分布を用いたVLとVALの関係

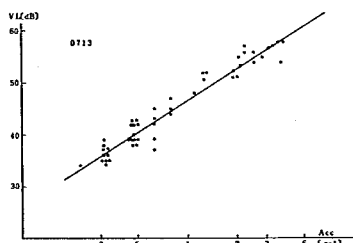
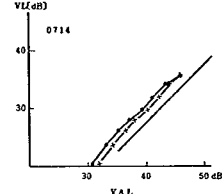
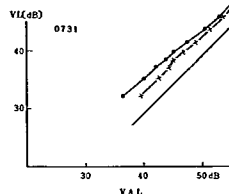


図-5 VLとAccのピーク値の関係

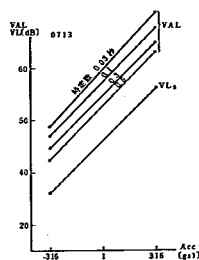


図-6 VL, VALとAccのピーク値の関係

(4) 単独走行車両による検討

振動レベル記録で、車両がすでに通過し終わっているにもかかわらず振動があるごとく波形が長く尾を引くことがある。これは整流時定数によるもので、もしこの間に後続車があったと見かけ上のレベル上昇となって観測される。時定数の増加とともにこの傾向は顕著である。連行車両による振動が小さい場合には先行車両のレベルの尾の部分にかくれてしまうことになる。又連行車両の振動レベルが、先行車の尾の部分より高く、ピークとして観測される場合については、そのピーク値以後の部分については進行によるレベル上昇はない。

これらの関係を実走車両について検討し、先行車と後続車とが影響しあわない車速、車頭隙を算出した。走行車両により誘起される振動の、Ground level (路振動のレベルで、記録紙上では一定となるレベル、以下G.L.と略記する) からの上昇の程度を実測値から読みとり、(図-7、8参照) その平均を算

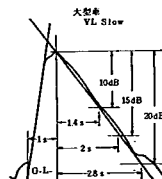


図-7 振動レベル記録の1例

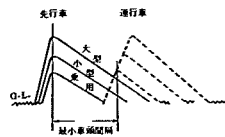


図-8 連行車輛による車頭間隔

出し、大型車で約20dB、小型車で約15dB、乗用車で約10dBという結果を得た。

また、接近してくる車両による振動レベルの G. L. から最大値までの上昇の時間平均を読みとり、大型車1.25秒、小型車0.7秒、乗用車0.53秒、同じく最大値からG. L. までの降下の時間平均を、それぞれ2.8秒、2秒、1.4秒とした。

ここで最大値になるまでの時間は、車速に左右されるが、車速による上昇の所要時間の変化は、降下の時間に比して少ないので無視できる。また降下の時間はレコーダーの時定数と最大値の大きさにより決まり車速の影響はない。

ただし、降下の時定数は回路により決まるものではないので振動計の規格0.63秒とは本質的には無関係であるが、実効値整流の場合は上昇にくらべて降下の場合の時定数は、ほぼ2倍として考えてよいので、(今回使用したレコーダは実効値整流である)

最大値から37%になる時間が0.63秒

37%は $2 \log 0.37 = -8.63 \text{ dB}$

$0.63 \text{ 秒} \times 2 \times \frac{-8.63}{-10} \div 1.45 \text{ 秒}$ となる。

影響の生じない進行車両の車頭間隔は、図-8の最大値の間の時間になるから、この値と車速とにより一定計算できる。進行車両が大型車のときは、ほぼ時速(km/h)を間隔(m)と読み替えたと同じだけの間隔がないとG. L. まで下がることはなく、進行車両が小型車のときは、時速の8割程度の間隔がないとG. L. まで下がることはない。

2.2 人体感覚に関する文献調査

人体の振動感覚に関する実験は1930年代から行われており、乗物の乗心地の定量化や、振動作業職場での振動暴露基準を定めるものとなったような多くの実験データがある。しかし、それらの実験に用いられる振動は定常振動が主であり、ランダム振動の内でも、道路交通振動のような非定常性のもの、すなわち、変動時間々隔が長く、かつ、振動量が大幅に変動するような振動を対象とするような実験は非常に少ない。

本文献調査では、数多く行なわれている実験結果をまとめたR. W. Shoenbergerの総合報告⁶⁾ "Human Response to Whole-body Vibration" "Perceptual and Motor Skill"; 34 (1972) を主体に、その項目分けに従って文献を補追すると共に、特に最近実験がなされ、又継続中である山崎氏の睡眠に関する実験結果から、振動と人間との結びつきを考えて道路交通振動を評価する方針をとりまとめることとした。

道路交通振動が人体に与える影響を調べる目的での研究は、今日迄の所ほとんど行なわれていないが、その中において山崎氏の研究が唯一の例であろう。

山崎氏は、車両工場における自由振盪の地盤振動と、道路交通振動とを睡眠中の被験者に与え、睡眠深度の移行と振動強度との関係について調べ、加えた振動強度を振動レベル、睡眠深度を脳波で観測した結果を示した。勿論、感覚という面で捕えず、生理反応として見ているものであるが、道路交通振動と人間とのつながりを知るデータと云える。

人間の振動感知は、多くの研究者のデータで見ても振動加速度で8 Hz以下において鋭敏であり、閾値としては小さな振動で、振動レベルで60dB前後である。

又、振動暴露の時間をパラメータとした実験結果を見ると、実験が3分間迄しか行なわれてはいないが、8時間の振動暴露で4~8 Hzに対しては、100dBが耐久限界となっている。しかし、人間が感覚的に道路変量振動を評価する場合は、耐久限界は適用されず、むしろ、振動感知に関係が深いと考えられる。

又、Performanceに対する実験は、殆どが0.1g、(加速度レベルで約100dB)以上の振動加速度で行なわれているものであり、道路交通振動は、Performanceには影響はないと断言できる。

文献では、決して道路交通振動の非定常性には着目していない。この点の評価については、研究の立ち遅れが目立っていると結論できよう。

3. 回帰分析による振動予測法の検討

3.1 概要

道路沿線における道路交通振動は、振動発生源の車両走行から、測定点に至る伝播の過程で、振動量にかかわる要因は数多くあるが、要因を区分して、各々のブラックボックスの縦列で決定されと考える。

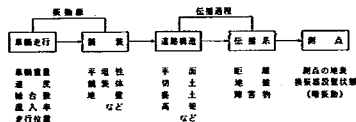
回帰式の形は、道路端から一定の距離における振動の値を交通流に関係する基準値とし、距離減衰と補正項の組合せとする。すなわち、次の形式である。

$$VL_0 = F_1 (\text{交通流の状態}) + F_2 (\text{舗装}) + a_1 (\text{走行位置など}) \dots\dots\dots (3.1)$$

$$VL_n = VL_0 + F_3 (\text{距離}) + a_2 (\text{道路構造}) + a_3 (\text{伝播系}) + a_4 (\text{測定点}) \dots\dots\dots (3.2)$$

但し、今回の調査では、 VL_0 を走行中心から5 mの位置にとり、 $F_3 + a_1$ は、まとめて地区特有の定数として考え、 $a_2 + a_3 + a_4$ も、特に補正値を見出す手段はないので、まとめて定数としている。

VL_0 の式の決定は、交通量と振動レベルの関係の



調査であり、VL₀は、回帰式の作成の調査である。

本調査に使用したデータは、片側1車線、往復2車線、平面道路の地区を対象とし、又、交通渋滞のない通過走行台数が600台/時以上の16地点の測定値を用いた。

16地点の地盤条件は、1～4種の中からそれぞれ4地点ずつになるように選んだ。

4.2 交通量と振動レベルの関係

一般走行車両を対象とした上記条件下におけるL₁₀に影響を与える要因は、走行車両の総台数、車種別混入率とし、VL₀が、等価交通量N*の関数として次のように示すことにした。

$$VL_0 = A \log_{10} N^* + D \dots\dots\dots (3.4)$$

N* = 乗用車台数 + B × 小型車台数 + C × 大型車台数

測定データを上式で示した場合に、A、B、Cのある範囲で標準偏差が最小の値を得る条件で計算し、A、B、C、Dの値および、その数値で得られる回帰式の値に対する実測値の標準偏差を求め、表-2に示す。

表-2 等価交通量(N*)とVL₀

地区	土質	A	B	C	D	σ
0106	2種	10	1	12	23	2.15
0114	-	10	2	14	15	1.99
0111	-	4	1	12	20	2.13
0110	4種	11	3	6	20	2.16
0710	-	7	1	12	29	1.85
0404	-	11	1	13	11	3.27
0511	3種	8	1	9	18	2.66
0106	1種	10	1	12	7	1.86
0713	-	10	1	12	16	1.25
0714	2種	10	3.1	14	5	2.11
0715	1種	10	1	14	17	2.27
0734	-	11	1	13	16	1.71
0702	2種	12	1.1	14	18	1.65
0804	-	11	3.1	14	15	2.33

VL₀ = A log₁₀ N* + D
 VL₀ : 5m地点のVL₁₀の距離方向
 N* : 平均交通量
 A : 乗用車台数 + B × 小型車台数 + C × 大型車台数

ここで、Dは地域による地盤、舗装、平坦性などによってきまる定数である。

表-2の各値には大幅な揺りがないので、特異なものを除き、次式を基準値とした。

$$VL_0 = 10 \log_{10} (\text{乗用車台数} + 2 \times \text{小型車台数} + 12 \times \text{大型車台数}) + D$$

3.3 回帰式の作成

道路からRm離れた点の振動レベルL₁₀の距離減衰回帰式を作成するに当り、次のステップで調査を行った。

*道路橋耐震設計指針(日本道路協会、昭和47年4月)による地盤区分。

1) 各地区とも、12:00～20:00まで、1時間おき10分間のL₁₀の値を使用する。20:00以降の時間帯は交通量が減少するため、L₁₀の評価に適切でない判断したためである。

2) 各地区、各時刻の交通量を前式に代入してVL₀を算出し、補正項として算定されるDは、各測定点特有の補正量とした。

3) 距離減衰の形態としては、距離の増加による振動エネルギーの拡散(幾何減衰)と、振動伝播の過程におけるエネルギー消失(伝播減衰)との合成と考える。すなわち、距離をR(m)とすればe^{-AR}/R₀(A₀:定数)で距離減衰すると仮定する。

各地区の測定値VL₀(各距離、各時間の測定値L₁₀)を決定した5m点に合わせるため、5m点の実測値を同一レベルとする補正を各時刻測定値に加え、5m値を0dBとした測定値に整理し直す。

4) このデータをもとに、距離減衰の式を対数表示し、VL_R = A₀ + A₁R + A₂log₁₀R (4.4) として、最小二乗法により各係数を決定する。

最終的に得られる回帰式は

$$VL_R = VL_0 + A_1R + A_2 \log_{10} R + C \dots\dots\dots (4.5)$$

の形となり、VL₀に含まれる地区特有の補正項Dと、Cを合せてKとすれば、

$$VL_R = 10 \log_{10} (\text{乗用車台数} + 2 \times \text{小型車台数} + 12 \times \text{大型車台数}) + A_1R + A_2 \log_{10} R + K \dots\dots\dots (4.6)$$

となる。

表-3は距離減衰の計算結果を示すもので、5m地点を0dBとした形で計算されている。

計測値の80%が入る偏差幅は、1.28σであり、表中にあるσが2dBをこえる地区は、予測回帰式としては偏差幅が大きく不適当であろう。但し、2dB以下の場所については、実用性のある式であるが、定数項A₀が地区によって異なる点に注目しておかなければならない。

ここでA₁、A₂について注目すると、A₁はエネルギー消失(伝播減衰)に関する係数で、地盤により異なった値となるものであり、A₂はエネルギー拡散(幾何減衰)に関する係数である。表-3をみるとA₁、A₂ともに値の散らばりが多く、正になる地区もある。これは、log RとRが独立でないために、最小二乗法ではA₁、A₂が独立に定まらないことによるものと考えられる。

次に(3.6)式による振動レベルの計算値と実測値の対応を求めた結果が表-4に示されている。

184

表-3 距離減衰回帰式 (表は5m点を0dBとして計算)

地区	土質	A ₁	A ₂	A ₃	VL ₀ (10m)	r (40)	範囲
0713	1層	-4.66	-0.235	4.62	-2.30	1.17	5.0-20m
0716	-	-10.31	0.324	6.00	-1.67	1.67	2.1-20.1
0706	-	-6.25	-0.119	0.27	-4.73	1.95	4.1-19.1
0728	-	-4.37	0.028	3.43	-1.25	1.34	5-30
0706	2層	0.55	-0.413	1.68	-1.81	1.43	-
0814	-	13.8	-0.586	-6.47	1.46	1.18	-
0711	-	-4.19	-0.214	4.49	-1.68	1.26	-
0714	-	6.05	-0.594	-0.62	-0.5	2.43	-
0811	3層	-6.68	-0.043	5.8	-1.37	1.23	-
0812	-	-25.09	0.704	14.09	-3.96	1.02	-
0803	-	-1.10	-0.304	2.14	-2.61	0.95	-
0804	-	-23.52	0.153	15.75	-6.13	1.10	-
0110	4層	-11.28	0.437	5.43	-3.3	1.43	-
0404	-	-16.85	0.195	10.14	-4.26	2.97	-
0710	-	0.44	-0.256	0.37	-1.16	0.85	-
0115	-	-2.69	0.168	1.20	0.19	1.52	-

VL₀ = A₁ log N + A₂ log R + A₃ R + A₄
 R: 距離(5mからの距離)(m)

表-4 地区別距離減衰回帰式

地区	土質	A ₁	A ₂	A ₃	K	r (40)
0713	1層	-4.66	-0.235	15.7	1.4	
0716	-	-10.31	0.324	22.9	4.8	
0706	-	-6.25	-0.119	11.2	2.9	
0728	-	-4.37	0.028	21.9	1.5	
0706	2層	0.55	-0.413	22.5	1.0	
0814	-	13.8	-0.586	5.15	1.9	
0711	-	-4.19	-0.214	15.3	1.9	
0714	-	6.05	-0.594	4.6	2.2	
0811	3層	-6.68	-0.043	20.9	1.5	
0803	-	-1.10	-0.304	24.6	0.9	
0804	-	-23.52	0.153	34.86	2.4	
0110	4層	-11.28	0.437	26.2	1.7	
0404	-	-16.85	0.195	34.9	2.1	
0710	-	0.44	-0.256	20.7	1.0	

VL₀ = A₁ log N + A₂ log R + A₃ R + A₄
 R: 距離(5mからの距離)(m)
 K: 距離減衰係数
 r: 標準偏差
 N: 地区固有の定数(ただし調査地点における距離、土質、地盤等の修正項とする)

標準偏差は小さなものもあるが、2以上と大きくなるものもあり、これらに対してはデータの見直しが必要であると考えられる。

各地区毎に、振動レベルを交通流と距離および各測定地区特有の減衰および補正項による回帰式を求めることができたが、各地区を統合した一つの回帰式にまとめることは出来なかった。

今後、等価交通量の考え方を見直し、地盤条件・舗装条件・平坦性などの諸条件を考慮して、回帰式の改良を続けてゆく予定である。また、次年度からは、時系列シミュレーション法による予測法の検討も開始されることになっており、より精度の高い予測法が確立されるものと期待される。

なお、ここで用いたデータおよび回帰式は限られた地区でのものであり、他に適用するには充分の注意が必要となろう。

4.2 振動軽減対策工法に関する研究

道路沿道において規制値を越えた場合には、振動を軽減するために何らかの対策を講じなければならない。一般に良く言われるのは、溝による振動の遮断効果についてであり、鉄道沿線などでは、一部用いられた例がある。

しかし道路交通振動は、鉄道振動に比べて低い周

波数の振動であるので、必ずしも効果が期待できるとは限らない。溝の効果は、伝播する振動の波長の6割以上の深さでないと効果的でないと言われていた。本研究では、実地盤に溝を作成し、地盤振動発生機(新規購入)を用いて加振し、地盤の振動伝播特性および溝による振動の遮断効果を測定した。

4.1 実地盤における振動実験

地盤振動実験は、土木研究所千葉支所構内の空地において行なった。実験場所に近い位置での土質柱状図を示すと図-9のようになる。また、測定状況

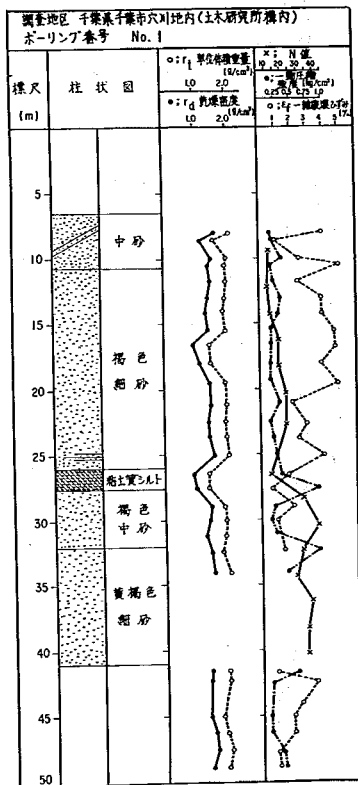


図-9

および計測点の配置を図-10に示す。図中Pにコン

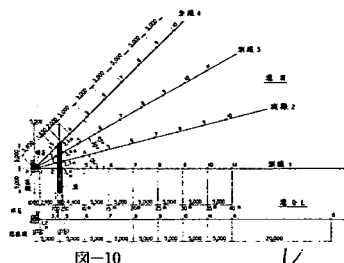


図-10

クリート基礎を作り、地盤振動発生機(振動数範囲2~40Hz, 最大加振力3t)を固定して加振力は0.5t, 1.0t, 1.5tの3段階とし、加振振動数は2Hz~40Hzの区間を1Hzステップで振動数を変化させて地盤振動を測定した。測定点は、測線1~4の4方向に延ばして、総計38地点の振動を測定した。溝の位置は、コンクリート基礎から約5m離れた点で、幅70cm, 長さ10mの溝を作った。

今回の実験では、溝は掘ったままであり、矢板、コンクリート等による補強は行っていない。溝の深さは、1m, 2mおよび3mの3種類とした。また溝のない場合の測定は、測線1について行なった。

4.2 実験結果

加振力を1tとした場合について、測線1上の測点1.3.5および11における加振振動数と地盤加速度との関係を、それぞれ図-11~図-14に示す。図-11より、この実験場所の地盤は顕著な共振点は見当

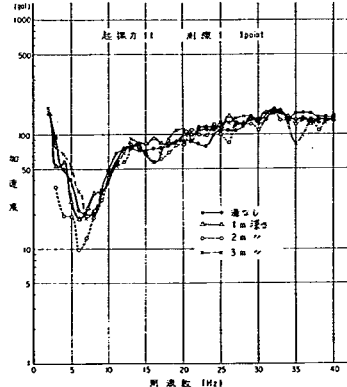


図-11

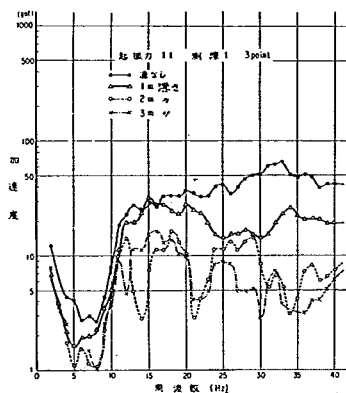


図-12

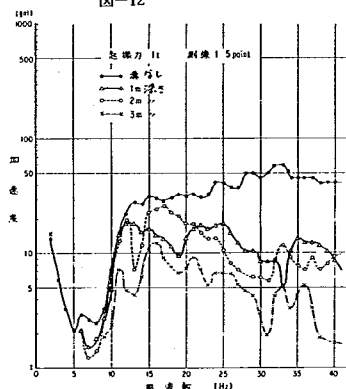


図-13

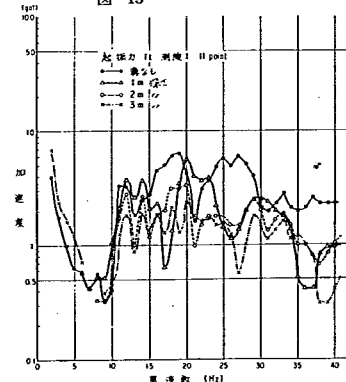


図-14

らないことがわかる。8 Hz以下では、起振力が小さくなるために、溝の深さの異なる各加振ケースでの測定値に変動があるが、8 Hz以上では、各ケースではほぼ加振力が一定の試験が行なわれていることが確認できた。測線1上の測点3、5および11における地盤振動特性図(図12-14)では、溝の深さの違いによって地盤振動の伝播特性が異なることがわかる。また、溝が深い程、低振動数から影響を与えることがわかる。地盤振動の距離による減衰を、加振動数が10Hz、20Hzおよび30Hzの場合について示すと、それぞれ図-15、図-16および図-17のようになる。

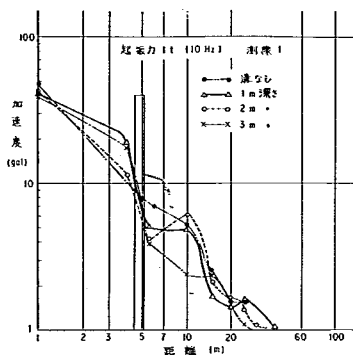


図-15

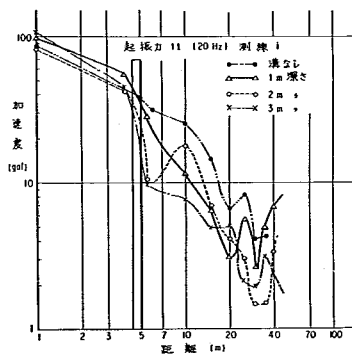


図-16

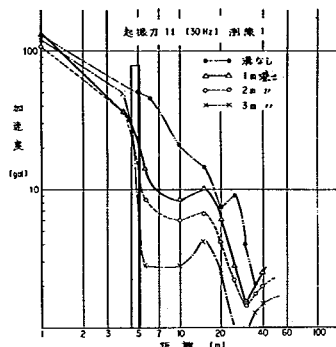


図-17

溝の前後での振動加速度値の比較より、いずれの場合も減衰効果があること、さらにその効果は加振動数が高い程、溝が深い程大きい傾向がある。しかし溝からある程度離れると必ずしも減衰せず、増幅する地点もある。

4.3 まとめ

実地盤(8 Hz以上では卓越振動が現れない地盤)において、起振機を用いて溝による振動の軽減効果を測定した結果、下記の事柄がわかった。

- (1) 溝の深さの違いにより、地盤振動の伝播特性が異なることがわかった。すなわち、溝が深い程、低い振動数から減衰効果が現われる。又溝に近い地点では、溝による減衰効果が現われるが、溝から離れるに従って、減衰の効果が明確ではなくなる。
- (2) 地盤振動の距離による減衰効果は、一般に、溝に近い地点では大きい。溝から離れるに従って効果は小さくなり、逆に増幅される地点もある。又、溝による減衰効果は溝の深さと加振動数に関連があり、溝が深い程、また振動数が高い程大きいことが確認できた。
- (3) 溝による振動軽減対策については、溝の深さ、振動数、有効範囲、現場への適用性などに限界があり、これらについてさらに調査が必要である。

(9) 標準設計地震(中規模)入力の設定

地震防災部 部長 大橋 昭 光
振動研究室 室長 岩 崎 敏 男
研究員 常 田 賢 一
高 木 義 和

1. ま え が き

地震動については、地震特性や地盤特性等の不規則で多様な諸特性が介入するため、普遍かつ絶対的な地震入力の設定は困難であるとも言える。しかしながら、構造物の耐震設計に際しては、考慮すべき地震入力の設定が重要な要素となる。本年度は、昨年度実施した加速度記録の統計的解析を引き続き実施し、その内容、解析方法等の充実を図り、地震入力に関する研究を推進した。本年度、本研究課題で実施した研究項目は次のようである。

- (1) S M A C 強度記録(加速度記録)の解析
- (2) 応答スペクトルの解析
- (3) 地震統計の解析

2. 研 究 目 的

各種構造物を対象として、加速度、速度、変位、地盤歪に係わる基盤に考えるべき標準設計地震入力を設定することを目的とする。

3. 研 究 方 法

設定した研究項目は、以下の研究方法に従って実施した。

- (1) S M A C 強度記録(加速度記録)の解析 — 国内で得られている S M A C 強度計記録 301 成分を基とし、最大加速度、振動周期、主要動の継続時間、主要動の繰返回数、鉛直加速度に対する比などの地震動の特性値に与えるマグニチュード、震央距離、地盤条件などの影響を、多変量解析手法を用いて関係式で定量的に評価し、地震動特性を解明する有効な資料を得た。
- (2) 応答スペクトルの解析 — 既往の加速度記録からすでに得られている応答加速度スペクトル(S_a)の特性に及ぼす各種要因(マグニチュード、震央距離、最大加速度、地盤条件など)の影響を数量化し理論により統計解析を実施した。本年度は、昨年度応答スペクトル解析を行なった加速度記録に、新たに 123 成分の加速度記録を追加し、計 277 成分について応答スペクトルを求め耐震設計上有効な標準スペクトル曲線を提示した。
- (3) 地震統計の解析 — 気象庁が保有する西暦 416 年以降の我国の地震統計(地震総数 16,233 回)の資料を用いて、対象地点、半径、観測期間、マグニチュード、震源深さを与えて、地震諸

元(発生時刻、マグニチュード、震央、震源深さ、震央距離、各マグニチュード毎の地震回数など)を探索するプログラムは、昨年度作成されたが、今年度は、前年度の地震データにその後明らかとなつたデータを加え1976年4月までの地震統計データが活用できるようにした。さらに、本年度はこの探索プログラムを使い所要の地震データを取り出し、地震活動度の評価資料として活用した。

4. 研究結果

4.1 加速度記録の解析

国内で観測された既往の地震動波形記録(主にSMA C型強震計によるもの)を対象として、波形特性と地震諸元、地盤条件の関係を究明する。建設省土木研究所の資料の他、東京大学地震研究所、科学技術庁国防防災科学技術センター、運輸省港湾技術研究所、日本国有鉄道技術研究所、などの諸機関が刊行した資料のうち、マグニチュード5以上、最大加速度50 m/s^2 以上の地震による記録を解析した。なお、本年度の解析では、観測記録の内、最大加速度が10 m/s^2 未満の記録は解析対象から除外することとした。

解析に際して着目する事項は次のとおりとした。

- (1) 地震諸元 マグニチュードM、震央距離 Δ
- (2) 波形特性等—最大加速度 $A_{\max}$ 時までの周期 T_1 (秒)、継続時間 T_d (秒)、 T_d 区間でのZero crossing数 n_z 、最大水平加速度に対する最大鉛直加速度の比 V/H 、 T_d 間の平均周期 $2T_d/n_z$ 、観測地点名と位置、観測地点の地盤条件G.C.、観測器種とした。

また、観測地点の地盤条件G.C.は日本道路協会「道路橋耐震設計指針」に準拠した。

すなわち

- | | |
|------------|------------------------|
| 第1種地盤：岩盤地域 | 第3種地盤：沖積地域(但し第4種地盤を除く) |
| 第2種地盤：洪積地域 | 第4種地盤：沖積のうちの軟弱地盤地域 |

なお、観測記録の中で、最大加速度が10 m/s^2 未満のデータは対象から除外し、水平二方向の記録があるものについては、その内の大きい方の値を解析の対象としている。

解析では、着目する要因のうち各波形特性値を従属変数とし、地震諸元および対象とする地点の地盤条件とを独立変数として多変量解析により回帰式を求めている。又解析の内容は対象地点の地盤条件G.C.毎およびそれらをつづらねた場合の各波形特性値を対象とした。

回帰式はつぎの2つのTYPEを想定している。

$$\text{TYPE } 1^\circ : \alpha = a \cdot 10^{bM} \cdot \Delta^c \quad (1)$$

$$\text{TYPE } 2^\circ : \alpha = a + bM + c \Delta \quad (2)$$

ここに α ：各波形特性値($A_{\max}$ についてはTYPE 1 $^\circ$ のみ) M：マグニチュード

Δ ：震央距離(km) a, b, c ：多変量解析により定める定数

なお、波形特性値のうち最大水平加速度 $A_{\max}$ についてはTYPE 1 $^\circ$ の表示の他につぎの2種による回帰式も考えることとした。

$$\text{すなわち} \quad A_{\max} = a \cdot 10^{bM} (d + \alpha)^c \quad (3)$$

$$A_{\max} = a \cdot 10^{bM} (d + \alpha)^c \cdot d^{Gc^1} \cdot e^{Gc^2} \cdot f^{Gc^3} \quad (4)$$

解析対象である301成分の加速度記録を地震諸元、地盤条件に応じて分類すると表-1のようである。

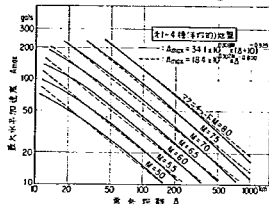


図-1. $A_{\max} \sim M \sim d$ の関係図

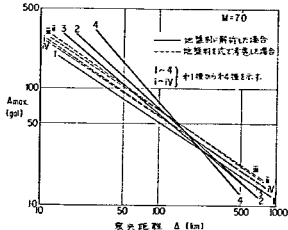


図-2. 地盤種別を式で考慮した場合の $A_{\max} \sim M \sim d$ 関係図例

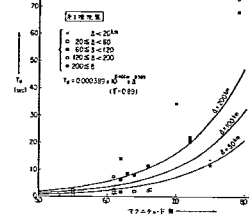


図-3. $T_d \sim d \sim M$ 関係図例

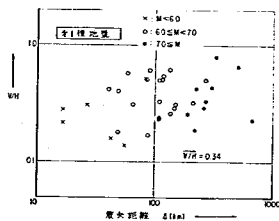


図-4. $V/H \sim M \sim d$ 関係図例

表-1. 波形特性値解析対象資料分布一覧表

マグニチュード M	G.C.	震央距離 d (KM)					計
		$d < 20$	$20 \leq d < 60$	$60 \leq d < 120$	$120 \leq d < 200$	$d \geq 200$	
$5.0 \leq M < 6.0$ (65)	1	2	3				5
	2	3	12	3			18
	3	4	16	5	2	2	29
	4	2	5	7	1		15
$6.0 \leq M < 6.5$ (81)	1		3	6	3	1	13
	2		7	8	2	1	18
	3		12	13	8	1	34
	4		3	6	6	1	16
$6.5 \leq M < 7.0$ (62)	1		1	2	1		4
	2		1	6	6		13
	3	1	5	10	10	1	27
	4		1	4	9	4	18
$7.0 \leq M < 7.5$ (40)	1			1		3	4
	2				2	12	14
	3				2	14	16
	4			1	1	5	7
$7.5 \leq M < 7.9$ (50)	1				1	2	3
	2				3	8	11
	3			2	6	16	24
	4				1	11	12
計		12	69	74	64	82	301

最大水平加速度 $A_{\max}$ と震央距離 d の解析結果の一例として平均的地盤についてまとめたのが図-1である。又、図-2は、地盤種別を式(4)で考慮した場合の結果のうち、 $M=7.0$ について一例を示したものである。さらに、図-3及び図-4は、各々、波形特性の内、継続時間 T_d と水平加速度に対する鉛直加速度の比 V/H について各々、マグニチュード M と震央距離 d との関係を第1種地盤の場合に対して描いたものである。 $A_{\max}$ 時の周期 T_1 、 V/H 、平均周期 $2T_d/n_z$ 等について地盤種別毎に平均値と標準偏差を表-2に示す。

表-2. $T_1, V/H, 2T_d/n_z$ の平均値、標準偏差

		地盤種別			
		第1種	第2種	第3種	第4種
T_1 (sec)	平均値	0.36	0.43	0.49	0.75
	標準偏差	0.52	0.39	0.30	0.42
V/H	平均値	0.34	0.33	0.34	0.32
	標準偏差	0.15	0.18	0.18	0.21
$2T_d/n_z$ (sec)	平均値	0.30	0.34	0.39	0.61
	標準偏差	0.36	0.22	0.22	0.35
$T_1 / (2T_d/n_z)$		1.20	1.26	1.26	1.23

我が国の地盤上に得られた既往の地震動の加速度波形記録(主にSMA Cによるもの)301個を対象に、その波形特性値を地震諸元——マグニチュードMおよび震央距離J——、と観測地点の地盤条件とで表示する目的で多変量解析を行った結果つぎの事項が明らかとなった。

1° 波形特性値のうち地震動のマグニチュードMと震央距離Jとの関係が比較強いのは、最大水平加速度Amax、主要動の継続時間 T_d および、主要動の継続時間 T_d 間内のZero crossing数 n_z である。

2° 他の波形特性値——最大水平加速度時の周期 T_1 、最大鉛直加速度と最大水平加速度との比 V/H および主要動の継続時間 T_d 間内の平均周期 $2T_d/n_z$ ——については地震動のマグニチュードM、震央距離Jとの相関はそれほど明確ではなかった。

しかしながら、次のことが明らかとなった。

(1) T_1 と $2T_d/n_z$ の各平均値は地盤が軟質化するにつれて長くなる。また T_1 と $2T_d/n_z$ との比は地盤種別によらずほぼ一定でその値は1.20～1.26の範囲にある。

(2) V/H の平均値は地盤種別によらずほぼ一定で0.32～0.34の極めて狭い範囲にある。

今回の解析により、我が国での地盤上で得られた加速度波形の特性値と地震のマグニチュード、震央距離および地盤条件との関連がある程度定量的に明らかにされた。

4.2 応答スペクトルの解析

国内で観測された既往の地震動加速度記録からすでに得られている応答スペクトルに着目し、地震加速度の周期特性に及ぼす各種要因の影響を数量化理論によって究明しようとする解析である。

今回の解析では、すでに建設省土木研究所および運輸省港湾技術研究所で計算された加速度応答スペクトル値 S_a を対象とする。なお、対象とした地震の諸元は、マグニチュード ≥ 4.5 、震源深さ $H \leq 60.0$ kmとし、この範囲の地震を取り上げている。この条件を満足する解析データは277成分でありその内訳を表-3に示す。着目する要因として地震諸元および記録特性を考え、それぞれ以下の細目を取りあげた。

(1) 地震諸元——マグニチュードM、震央位置、震源深さD

(2) 記録特性——最大加速度Amax、震央距離J、地盤条件G.C.

また、変数とした加速度応答スペクトル値は、18種類の周期($T_i = 0.1, 0.15, 0.2, 0.25, 0.3, 0.35, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0$, および4.0)、減衰定数1種($h = 0.05$)に対応する絶対加速度とした。

解析方法は、任意の非減衰の固有周期における加速度応答スペクトル値を外基準とし、説明変数を前項に示した地震動のマグニチュードMおよび震央距離J、対象地点での地盤条件G.C.として、これらを分類で与えられるとして数量化I理論を適用するものである。数量化I理論とはこのように外基準が数量で説明変数が分類で与えられている場合の外基準の予測のための解析モデルである。

解析に用いる加速度応答スペクトル、推定値 $\overline{S_{ai}}$ は次式により定義する。

$$\lg \overline{S_{ai}} = C_i(M) + C_i(J) + C_i(G.C.)$$

ここに $C_i(M)$, $C_i(A)$, $C_i(G.C)$ は任意の周期 T_i での解析によって求めた, M , A , $G.C.$ に関する重み係数である。

解析は, 次の項目についてまとめた。

- (1) 各説明変数の分類に属する $\bar{S}_{Ai}$ - T_i との関係
- (2) 各周期 T_i での $S_{Ai}/\bar{S}_{Ai}$ の頻度分布とその対数正規分布によるあてはめおよび検定。
- (3) 外的基準値を S_{Ai} とする代わりに A_{max} (地上上での最大水平加速度) として, 数値化理論を適用した結果, ならびに, この結果より求めた絶対最大加速度応答倍率の推定値 $\bar{\beta}$ と T_i との関係, ここに, $\bar{\beta} = \bar{S}_{Ai}/A_{max}$ (一は推定値を示す。)

応答スペクトルの推定値 $\bar{S}_{Ai}$ と周期 T_i との関係の一例として, $6.8 \leq M < 7.5$, $60 \text{ km} \leq \Delta < 120 \text{ km}$ について示したのが図-5である。又, 記録からの計算値と推定値との比 $S_{Ai}/\bar{S}_{Ai}$ の頻度分布を求めた結果の一例を, 周期 $T_i = 0.60$ 秒について示したのが図-6である。

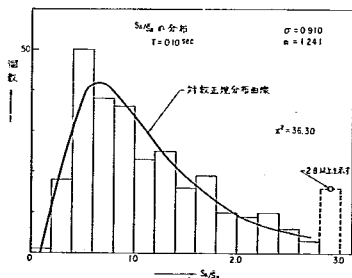


図-6. S_{Ai}/S_A の頻度分布

表-3. 数値化理論による解析に用いた資料の分布

マグニチュード M	G.C.	震央距離 Δ (KM)					計
		$\Delta < 20$	$20 \leq \Delta < 60$	$60 \leq \Delta < 120$	$120 \leq \Delta < 200$	$\Delta \geq 200$	
$4.5 \leq M < 5.4$ (60)	1	6	4				10
	2	4	10				14
	3	12	8	8	2		30
	4	6					6
$5.4 \leq M < 6.1$ (48)	1		4	2			6
	2	4	4	4			12
	3	2	12	6			20
	4	4	2	4			10
$6.1 \leq M < 6.8$ (102)	1		4	6			10
	2		4	4	2		10
	3	4	32	22	8	2	68
	4		6	4	2	2	14
$6.8 \leq M < 7.5$ (29)	1			4	3	2	9
	2			2	4	2	8
	3				4	4	8
	4					4	4
$7.5 \leq M < 7.9$ (39)	1				2	2	4
	2				6	2	8
	3		2	6	4	2	14
	4				2	10	12
計		42	92	72	39	32	277

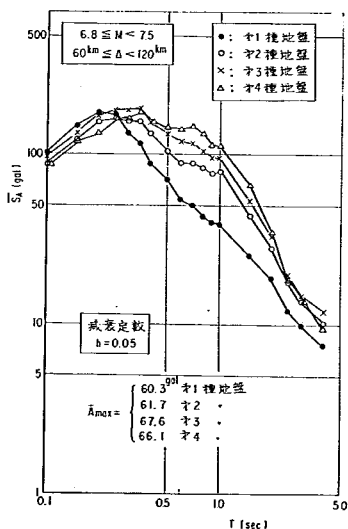


図-5. 応答スペクトルの推定値と周期の関係例

492

国内の地盤上で得られた地震動の加速度波形記録の内277成分に対して加速度応答スペクトル値を計算し、地震動のマグニチュード M 、震央距離 J および地盤条件 $G.C.$ を説明変数として、数量化I理論により $T=0.1\sim 4.0$ secの範囲で加速度応答スペクトルの推定値 $\overline{S_{Ai}}$ を求めた結果、次のことが明らかにされた。

- (1) $\overline{S_{Ai}}$ は M の増加、 J の減少により増加する
- (2) $\overline{S_{Ai}}$ は各周期を通して M に最も大きく影響され、ついで J 、 $G.C.$ の順であるが $T=0.4\sim 2.0$ secの範囲では相対的に $G.C.$ もある程度影響度が増加する。
- (3) $G.C.$ の相違による $\overline{S_{Ai}}$ の値のちがいは、第1種地盤と他の3つの地盤種別で大きく異なり、第1種地盤ではより短い周期で $\overline{S_{Ai}}$ は減少を始める。他の3種の地盤では地盤が軟質になるにつれて $\overline{S_{Ai}}$ の減少しはじめる周期は長くなりその値も大きくなる。
- (4) 地盤の最大水平加速度 A_{max} の数量化I理論による同様な解析を行った結果と上記の $\overline{S_{Ai}}$ の結果とから求めた絶対最大加速度応答スペクトル β_i の推定値 $\overline{\beta_i}$ と T_i との関係は従来実際に得られた値から求められている β と T_i との関係に類似しており M, J が増加するにつれて長周期領域で $\overline{\beta}$ が大きくなる。

4.3 地震統計の解析

気象庁地震課が保有する西暦416年以来、1976年4月までに、我国で発生した地震の統計資料（総計15,233回、表-4参照）を基礎資料とし、設計に考慮すべき地震力を統計的に算定しようとする解析である。昨年度作成した地震諸元の探索プログラムにより、対象地点、半径、期間、マグニチュード範囲、震源深さ範囲を与えて、地震諸元（発生時刻、マグニチュード、震央、震源深さ、震央距離、各マグニチュード毎の地震頻度等）を探索することが可能である。表-4はこのプログラムに入っている地震データにつき、期間およびマグニチュード別の地震個数を示している。

表-4. 地震統計資料に含まれる期間別、マグニチュード別の地震個数

期 間 \ マグニチュード	M (未詳)	$M < 5.5$	$5.5 \leq M < 6.5$	$6.5 \leq M < 7.5$	$7.5 \leq M$	計
西暦416~1800年 (1385年)	1	4	24	74	18	121
1801~1884 (84)	1	0	20	16	4	41
1885~1925 (41)	106	386	1,607	603	66	2,768
1926~1960 (35)	768	2,584	795	112	12	4,271
1961~1976.4 (15.3)	1,948	6,646	393	49	5	9,032
計	2,824	9,620	2,839	845	105	16,233

※ 1925年以前の地震に対しては震源深さがなく、データの信頼性が低いとされる。

地震諸元探索プログラムを用いて、西暦1926年～1976年4月の間に発生したマグニチュード6.5以上で7.5未満の地震の震央の分布を描いた一例が図-7である。

5. 今後の問題点

今後、取上げるべき研究事項として、次のものが考えられる。

- (1) 強震観測に基づく地震動の特性と地震統計の組み合わせによる設計用地震動の策定
- (2) 基礎構造の種別による動的相互作用の解析法の提案など。

なお、本研究課題の研究成果は、当所が国土開発技術研究センターへの委託で設立された耐震技術開発研究委員会（岡本幹三委員長）の地震力・地盤部会において審議・検討され、新耐震設計法(案)に反映された。同部会の久保部会長、伯野部会長代行、石原部会長代行ならびに委員各位に対して謝意を表する。

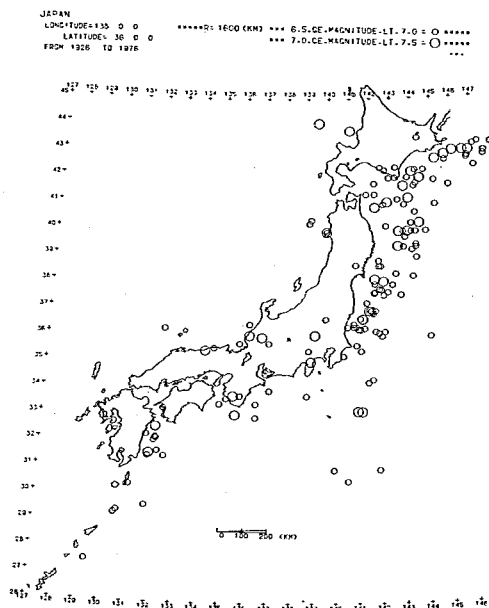


図-7 地震の震央分布の探索例

参考文献

- (1) 建設省土木研究所 「加速度記録の整理業務報告書」 昭和52年3月
- (2) 建設省土木研究所 「加速度入力 of 解析業務報告書」 昭和52年3月
- (3) 建設省土木研究所 「地震入力 of 解析業務報告書」 昭和52年3月

(10) 盛土及び斜面の震害判定法

地震防災部 部長 大橋 昭 光
振動研究室 室長 岩 崎 敏 男
研究員 龍 岡 文 夫

1. ま え が き

盛土・斜面の地震時の被害の予測を行うために、被害の実態調査を行った。又、地盤の流動化の簡易判定法の合理化を図った。

2. 研 究 目 的

- (1) 盛土・斜面の地震時の被害の予測法を開発する。
- (2) 地盤の流動化の簡易判定法の合理化を図る。

3. 研 究 方 法

- (1) 盛土・斜面の震害を調査し、盛土・斜面の諸元、地盤特性、地震動諸元との相関を調査する。
盛土としては、道路盛土、鉄道盛土、河川堤防、橋梁取付部盛土、宅造地についての調査を行った。
- (2) 標準慣入試験、不攪乱試料採取、振動三軸試験によってN値と、砂質土の粒度分布特性と動的せん断強度の相関を求めた。

4. 研 究 結 果

4-1 盛土被害の要因調査

4-1-1 調査対象の地震

表-1に示す地震を調査対象とした。

表1 震 害 調 査 地 震 一 覧 表

	地 震 名	発生年月日	震 央 位 置		マグニチュード	深さ (km)	調査した文献資料	被害マ ン
			緯度	経度				
主 調 査	1952年 十勝沖地震	1952 3.4	44.2°N	143.9°E	8.1	4.5	広く公開された調査報告(別紙記載)	○20万分の1 ○200万分の1
	新潟地震	1964 6.16	38.4°N	139.2°E	7.5	4.0	広く公開された調査報告(別紙記載)	○20万分の1 ○200万分の1
	1968年 十勝沖地震	1968 5.16	40.7°N	143.6°E	7.9	0	広く公開された記載報告(別紙記載)	○20万分の1 ○200万分の1
参	伊豆半島沖地震	1974 5.9	34.6°N	138.8°E	6.9	1.0	御応用地質調査事務所 調査報告	○4万分の1
考	大分県中部地震	1975 4.21	33.1°N	131.3°E	6.4	0	御応用地質調査事務所 調査報告	○5万分の1

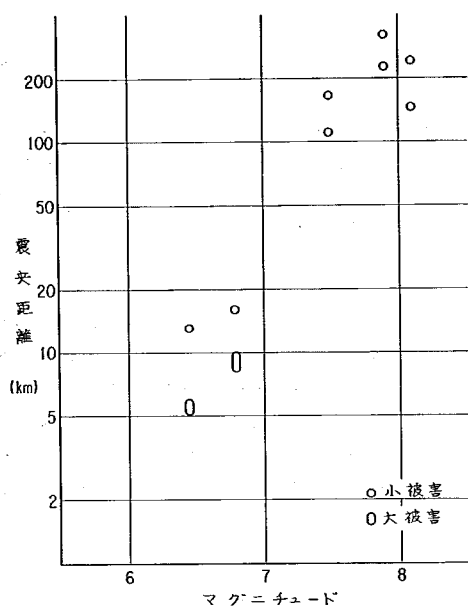
4-1-2 被害マップの作成

被害マップは20万分の1とし、盛土種別及び被害程度の区分によりあらかじめ定めておいた記号を用いて、図上の当該地区にプロットをした。更にこのプロットの結果を用いて200万分の1の地図上に震央～被害分布の関係一覧を図1として示した。この図には被害地点の他に、緯度、経度、主要都市、山岳地帯と平野部の別、更に地震に関しては、地震名、発生年度、規模、震央及び震央距離、震源の深さ等を書き入れた。図をみると、盛土構造物の絶対数が平地部に多いということはあっても、被害の大半が平地部に集中していることがわかる。更に一見山地部と思われるものの中にも、山地と平地の境界付近で被害が発生している場合が多い。

4-1-3 盛土災害と震源要素

以上の被害マップから、各地震毎に盛土災害の大被害範囲及び無被害範囲に決定し、これらの範囲の大きさを最大震央距離で表現することにし、マグニチュードと被害範囲の関係をしらべた。図2にこの結果をしめす。なお、表2に盛土の被害程度の分類基準をしめす。

また、参考にした2つの地震（いわゆる直下型地震）については、参考文献(2)、(3)の被害マップから読み取ったもので、被害中心からの距離を採用したものである。図中の点線はそれぞれ中～遠距離型地震、直下型地震に対する大被害、小被害の発生し得る限界曲線を今回の調査結果のみを用いて推定したものである。



地震名		OHITA	I Z U	NIIGATA	1968 TOKACHI	1952 TOKACHI
マグニチュード		6.4	6.8	7.5	7.9	8.1
盛土の被害 距離 (km)	小被害	13	16	164	318	237
	大被害	5~6	8~10	111	224	144

図2 盛土の被害とマグニチュード震央距離

表2 被害程度の分類基準

被害程度	項目	復旧所要日数	沈下量 (cm)	被害延長 (m)
小		即日	20以下	50以内
中		1~2日	20~80	50~200
大		3日以上	80以上	200以上

表3 盛土の震害と地盤種別

分類	分類内容	地形・地質	被害件数				総計	総計に対する比率(%)
			小	中	大	計		
A	軟弱粘性土で剪断強度の弱いもの	平地軟弱粘性土	10	19	27	56	74	37.6
		谷部軟弱粘性土	0	3	7	10		
		火山性堆積物(火山灰, ローム)	0	3	5	8		
B	沖積の比較的硬い砂質土で液状化抵抗力の弱いもの	沖積砂	4	1	15	20	83	42.1
		砂丘周辺	1	4	4	9		
		旧河川跡, 河川敷	3	21	30	54		
C	異種地盤の境界附近と思われるもの	薄い軟弱層のある谷	2	6	6	14	35	17.8
		山地・丘陵と平地の境	0	5	4	9		
		片切・片盛区間	0	7	5	12		
D	その他	洪積地盤又は岩盤	3	2	0	5	5	2.5
	合 合	計	23	71	103	197	197	100

図3は、今回の結果に合せて宇佐美の直下型地震に関する調査結果を併記して、これらのデータをもとに総合判断としての盛土の震害範囲を示したものである。また、本図には、土木研究所の提案になる、流動化発生の臨界距離も示している。図から明らかなように、流動化の臨界距離と小被害限界は非常に良く一致している。結局図中の限界線によって分割された3つの領域がそれぞれ無被害、小～中程度の被害の可能性有り、大被害の可能性有りの範囲といえよう。図4には被害件数と震度の関係を示した。この図をみると

盛土震害は震度Ⅱの範囲では全く起こらず、震度Ⅳで始めて多少の被害が起こり始めること、更に震度Ⅴで大きく被害が増加することがわかる。震度Ⅵの区域で見掛上被害が少くなるように見えるが、これは震度Ⅵの区域自体が少いことによるものである。

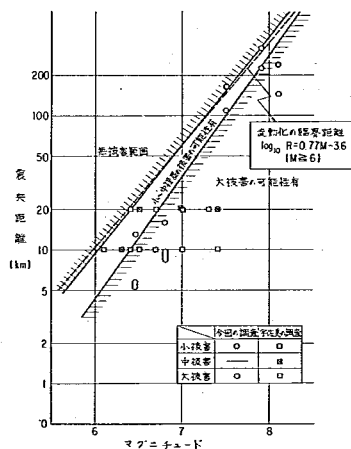


図3 盛土の震害とマグニチュード・震央距離

4-1-4 盛土災害と地盤

表3に盛土災害と地盤の関係を示す。この表は、個々の被害から分類した被害地盤の形式を大きく4種類に分けて示し、その具体例とともにその被害件数、発生率をも合せて示したものである。これより盛土の災害の大部分は、軟弱粘性地盤の形式を大きく4種類に分けて示し、その具体例とともにその被害件数、発生率をも合せて示したものである。これより、盛土の災害の大部分は、軟弱性土地盤、沖積砂質土地盤及び異種地盤の境界付近に集中しており、その他の地盤例えば洪積平地のような場所には発生しにくいということがわかる。

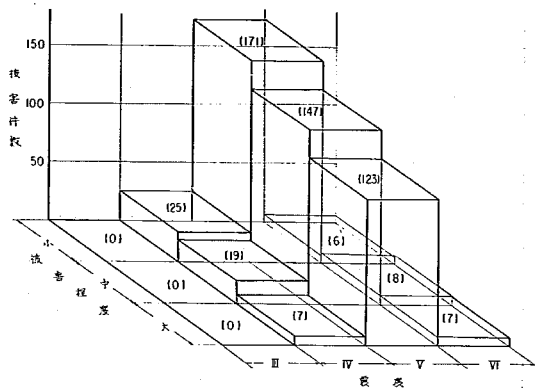


図4 震度階・被害程度と被害件数

4-1-5 盛土災害と盛土諸元

次に盛土の災害と盛土の高さ、経年数との関連をみるため、1968年十勝沖地震での鉄道盛土被害について、国鉄の詳細なデータと分析結果をもとにして、盛土の新旧別に、盛土高さ、被害率との関係を示したのが図5である。ここでいう被害率とは被害区間長を総区間長で除したもので、盛土高さは3m以下、3~7m、7m以上の3種に区分している。図をみると被害率は新盛土の方が大きいこと、旧盛土でかつ高さの小さいものは殆ど被害のないこと等が注目される。盛土高さが高い程また盛土建設年代が新しい程、盛土は地震に対しての危険度が増すといえよう。

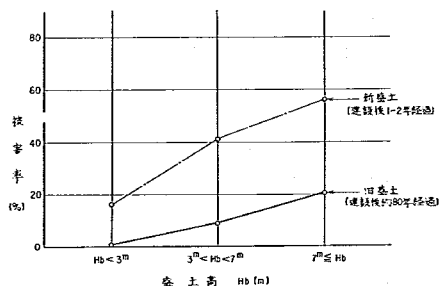


図5 盛土高～新盛土、旧盛土の被害率

4-2 不攪乱砂質土料の振動三軸試験に基づく限界N値

現在までに蓄積している不攪乱砂質土料の振動三軸試験による動的せん断強度 R_f と $D_r = \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}}$ の関係 (図6) に基づいて、細粒分を含有している砂地盤での流動化限界N値を求めると次の様にな

500

なる。ただし、今回のデータはほとんどの試料の D_{50} は 0.3 mm 以下であるから、後述の限界 N 値は、 $D_{50} < 0.3 \text{ mm}$ の細砂に対して適用されるべきものである。図の関係をやや控え目にあらわすと、次の様になる。

$$DR_t = 0.0035S \quad (1)$$

ここで、 S は 0.074 mm 以下の細粒土の含有率 (%) である。従って、 R_t は、次式であらわせる。

$$R_t = 0.0042 \times 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} + 0.0035S \quad (2)$$

$$= 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} + 0.0035S$$

道路橋の耐震設計指針では、深さ 10 m までの N が 10 以下の砂層を流動化の可能性のある地盤としているから、平均的 $\sigma_v' = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ と $S = 0$ 、 $N = 10$ の値を(2)式に代入するときれいな砂地盤に対する基本的 R_t の値 R_{t0} が次の様に得られる。

$$R_{t0} = 0.255 \quad (3)$$

次に、 $R_t = 0.255$ と、 $\sigma_v' = 0.5$ を(2)に代入すると、 S と N の関係が次の様に得られる。

$$N = 0.00189(79.2 - S)^2 \quad (4)$$

(4)式から、それぞれの細粒分含有率 S (%) に対して N の値を求めると、次の様になる。

$$\begin{aligned} S = 0\% \text{ にして} & \quad N = 10 \\ S = 10\% \text{ にして} & \quad N = 7.5 \\ S = 20\% \text{ にして} & \quad N = 5.3 \\ S = 30\% \text{ にして} & \quad N = 3.5 \\ S = 40\% \text{ にして} & \quad N = 2.0 \end{aligned} \quad (5)$$

これらの値から設計用の流動化限界 N 値は次の様に定めることができよう。

$$\begin{aligned} S = 0 \sim 10\% \text{ に対して,} & \quad N \geq 10 \\ S = 10 \sim 20\% \text{ に対して,} & \quad N \geq 7 \\ S = 20 \sim 40\% \text{ に対して,} & \quad N \geq 5 \\ S = 40 \sim 60\% \text{ に対して,} & \quad N \geq 3 \end{aligned} \quad (6)$$

謝 辞

なお、本研究課題の研究成果は、当所が、国土開発技術研究センターへの委託で設立された耐震技術開発研究委員会（岡本舜三委員長）の地震力・地盤部会において審議・検討された。同部会の久保部会長、伯野部会長代行、石原部会長代行ならびに、今井常雄氏他委員各位に対して謝意を表する。

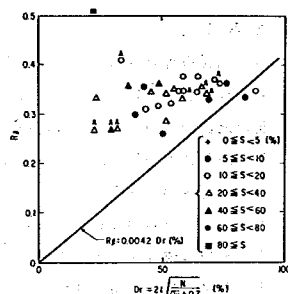


図 6 $R_t \sim D_r$ 関数

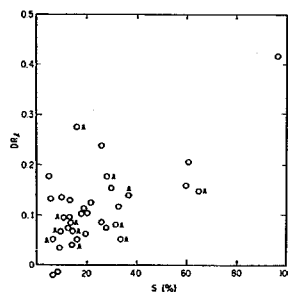


図 7 $DR_t \sim D_r$ 関数

参 考 文 献

- 1) 新潟地震震害調査報告, 土木学会(昭和39年), S.39. 6.
- 2) 新潟地震調査報告, 土木研究所報告第125号, S.40. 6.
- 3) 新潟地震調査報告, 鉄道技術研究報告, ㍷448, S.39. 11.
- 4) 新潟地震調査報告, 北陸地方建設局, S.39. 11.
- 5) 十勝沖地震調査報告, 鉄道技術研究報告, ㍷650, 1968, 8.
- 6) 1968年十勝沖地震による青森県下の災害調査, (株)応用地質調査事務所, S.43. 9.
- 7) 十勝沖地震総合報告書, 十勝沖地震総合編集委員会編, 1971.
- 8) 土と基礎, VOL.16, ㍷9, 社団法人 土質工学会, S.43. 9.

(11) 構造物及び周辺地盤中での地震測定 — 橋梁 —

地震防災部 部長 大橋 昭 光
振動研究室 室長 岩崎 敏 男
、 研究員 若林 進
、 、 常田 賢 一

1. ま え が き

地盤と構造物の相互作用の解析を合理化するうえで、構造物および周囲地盤中での地震動の観測は有効な手段のひとつである。本年度は昨年度土木研究所千葉支所内のモデル基礎及びその周囲地盤中に設置した地震計による、地震動の観測を継続した。また、地中地震動の観測地点で得られた強震記録をデジタル化するとともに波形解析を実施した。さらに、表層地盤をせん断振動モデルと仮定し、地盤の地震応答解析を行ない、地中地震動の実測結果と解析結果とを比較検討した。

2. 研 究 目 的

橋梁のモデル基礎及び周囲地盤中に設置した強震計により観測を実施し、観測より得られた強震記録を用いて、波形の統計解析および地震応答解析を行ない地震入力を实在構造物において評価することを目的とする。

3. 研 究 方 法

- (1) モデル基礎及び周囲地盤中での地震動観測； 昨年度、千葉支所構内にあるモデル基礎に対して、構造物及び周囲地盤中に設置された地震計による地震観測を継続実施した。
- (2) 構造物及び地盤中での地震記録のデジタル化および波形解析； 構造物及びその周囲地盤上に設置された地震計による強震観測記録のデジタル化を行ない、波形の解析を実施した。
- (3) 表層地盤の地震応答解析の実施； 今年度、新葛飾橋で実施した地盤調査を基に表層地盤のモデル化を行ない、重複反射法により地盤の地震応答解析を行ない地震動の諸特性について解析を行った。

4. 研 究 結 果

4.1 モデル基礎及び周囲地盤中での地震動観測

千葉支所構内にあるモデル基礎に対して、構造物及び周囲地盤中に地震計を設置し、地震動観測を継続した。地震計としては、地中地震計が地表面下10 mに1台および構造物に水平動2成分の地震計を設置されている。千葉支所構内での地震動観測では、設置場所周辺の雑振動が比較的大きいため起動感

度を大きくしているので最近の地震では動作しておらず、地震記録が得られていないが、建設省が実施した実橋梁及び周辺地盤中での地震観測の記録について、デジタル化を実施し、その波形解析を行なった。

4.2 構造物及び周辺地盤中での地震記録の解析及び地盤の地震応答解析

4.2.1 概要

国道6号線江戸川バイパスの金町、松戸市間の新葛飾橋では、既に、橋脚完成後の橋脚振動実験及び橋の完成後の全橋振動実験の両実験が実施されている。又、新葛飾橋の橋脚天端及び付近の地盤上に強震計が設置され、強震時における強震観測が実施されている。新葛飾橋に於ける強震計の設置概要を図-1に示す。

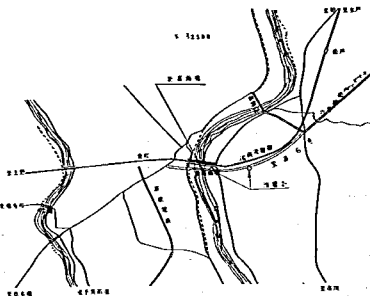


図-1 強震計の位置図

当該地点に於いてもこれ迄に橋梁及び周辺地盤上に於いて数多くの強震記録が得られており、本年度は、代表的な記録について波形解析を実施した。又、地盤調査に基いて想定した地盤モデルに対して、観測地震動を入力した。そして、重複反射法により得られた地震動についても波形解析を実施した。

なお、橋脚天端に設置された強震計が腐食のため使用不能となったので、新しい強震計を交換・設置した。

4.2.2 振動実験の概要

新葛飾橋では、昭和38年7月に単独橋脚(P-4, P-5)に対して、又、昭和40年7月に上部工架設後の橋に対して振動実験が実施されている。前者では橋脚天端に、又、後者では橋脚(P-5)上の床版に設置した起振機により橋軸方向加振を行ない、加速度・速度・土圧及び間隙水圧の計測を行なっている。そして、実験結果は、上・下部構造の振動モード、共振動数、減衰性、動土圧、地盤の動的基礎係数等についてまとめられている。

新葛飾橋の構造諸元を図-2に、又、橋脚振動実験及び全橋振動実験の結果の一部を、各々、図-3、図-4に示す。

図から明らかなように、平均共振動数、減衰定数は、橋脚のみの場合、各々、5.8(c/sec)、0.111であり、全橋の場合、各々、2.77(c/sec)、0.066となっている。

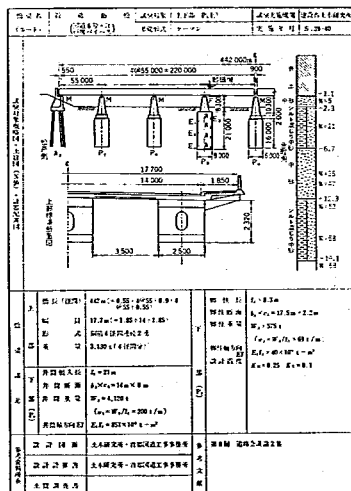


図-2 新葛飾橋概要図

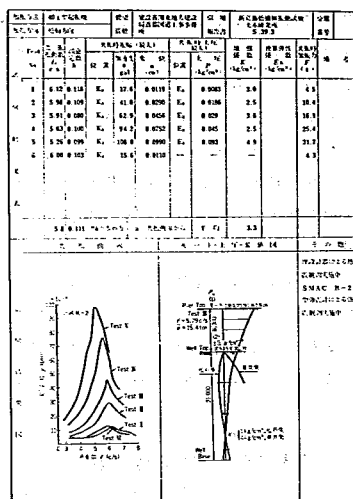


図-3 橋脚振動実験結果

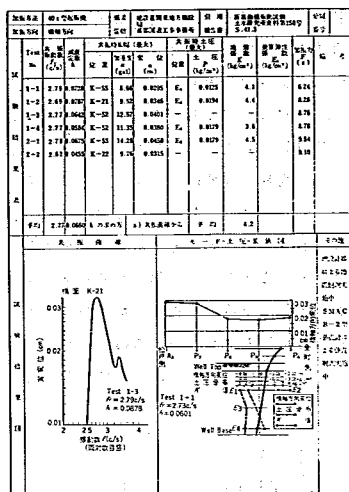


図-4 全橋振動実験結果

4.2.3 地震記録の解析及び地盤の地震応答解析

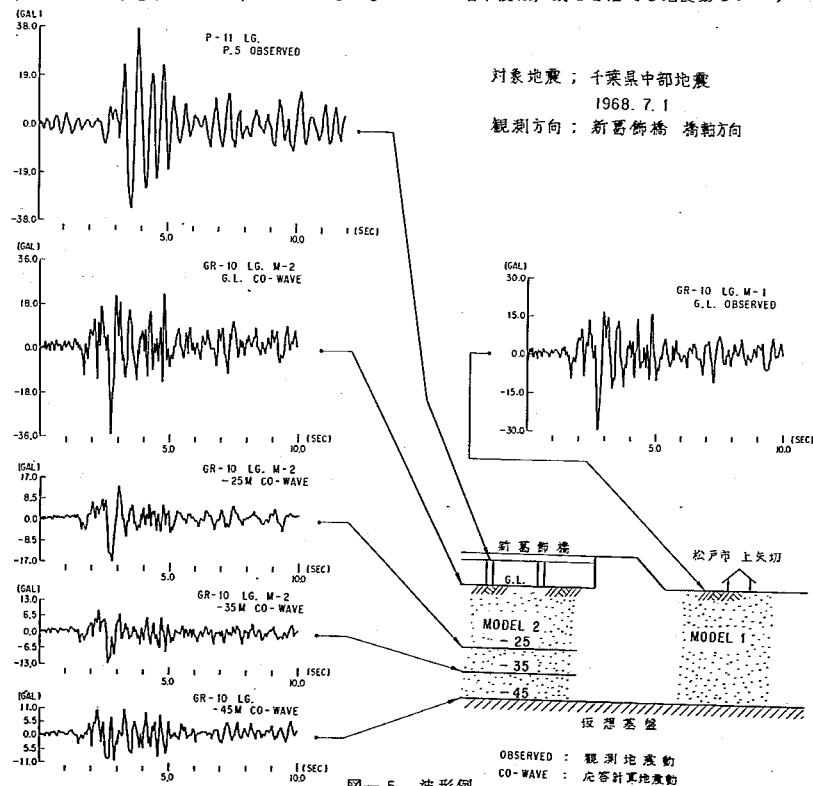
新葛飾橋では、橋脚天端及び橋より約400m離れた地盤上で強震観測が実施されており、これ迄に数多くの記録が得られている。SMAC型強震計の記録波形の主なものは、A-D変換を行ないディジタル化されるが、新葛飾橋については、本年度、SMAC型強震計の未変換記録及び振動実験時に埋設され作動している計器による記録のディジタル化を行ない記録の整備・充実を図った。

解析の対象とした地震は、橋脚并筒基礎部の埋設計器でも地震記録の取れている、東松山地震(1968.7.1, $M=6.1$)、及び千葉県中部地震(1968.10.8, $M=5.3$)、の2地震である。

本年度、新葛飾橋では、強震計設置地点、つまり、橋脚(P-5)及び松戸市上矢切の2箇所に於いて地盤調査を実施したが、その結果に基づいて両地点の地盤のモデルを想定して、土の非線形性を考慮した重複反射法により地盤の地震応答解析を行なった。地盤調査、地盤のモデル化、解析方法等の詳細については、「5.5.2 強震時の地盤歪の測定法に関する研究」を参照されたい。ここでは、実測波形及び応答計算より得られた波形の特性を調べ、以下の結果を得ている。

図-5には、千葉県中部地震の時の橋軸方向の観測及び応答計算から得たディジタル波形の一例を示す。図中、地盤MODEL 1の地表面での地震動が観測波であり、地盤MODEL 2の-4.5M、-3.5M、-2.5M及び地表面の地震動は、観測波を入力して応答計算により求めた計算地震動である。又、同時に、橋脚天端で観測された構造物の応答波形も描いている。又、図-6には、千葉県中部地震時の橋脚天端及び地盤の橋軸方向の観測波について求めた自己相関数の一列を示す。図-7には、図-5の各波形について、最大値を1.0として基準化したパワースペクトルを示す。パワースペクトルにより、地震動あるいは構造物の地震時挙動について、周波数特性がかなり明確に描えられる。例えば、

橋梁の応答について見ると、全橋振動実験では平均卓越周波数が2.77(HZ)であったが、解析対象の両地震時の強震記録共に2.0(HZ)付近で顕著なピークを持ち実験値よりやや低い値となっている。しかし、全橋振動実験時に、桁の応答加速度が10数(GAL)であるのに比べ、地震時のそれは40~50(GAL)であることを考えると橋梁の妥当な卓越周波数を示すものであると考えられる。又、応答計算から得た地震動ではあるが、橋脚位置での地表面地震動(GR-10 LG. M2 G.L. CO-WAVE)には、高周波成分にピークが見られると共に、2.0(HZ)付近にも卓越域があり、上部工の卓越域と一致している。しかし、この一致は、振動実験の結果から判断して、構造物の応答が地盤の地震動に左右されたためと考えるより、地震動の卓越域が構造物の卓越域に一致する特性を持つものであったと考える方がよいと思われる。図-7からも分かるように、地盤の位置により地震動の周波数特性が変化している。これは、地盤構造が大きな影響を持っているためであり、その応答特性が重要であることを示唆するものである。これに関して、地盤の応答特性について、或る2層間の増巾度の周波数分布を求めたのが、図-8である。ここでの増巾度は、或る2層での地震動のフーリエ



506

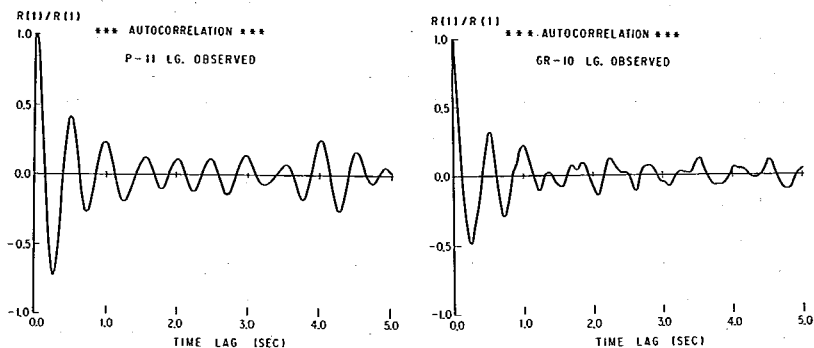


図-6 自己相関関数例

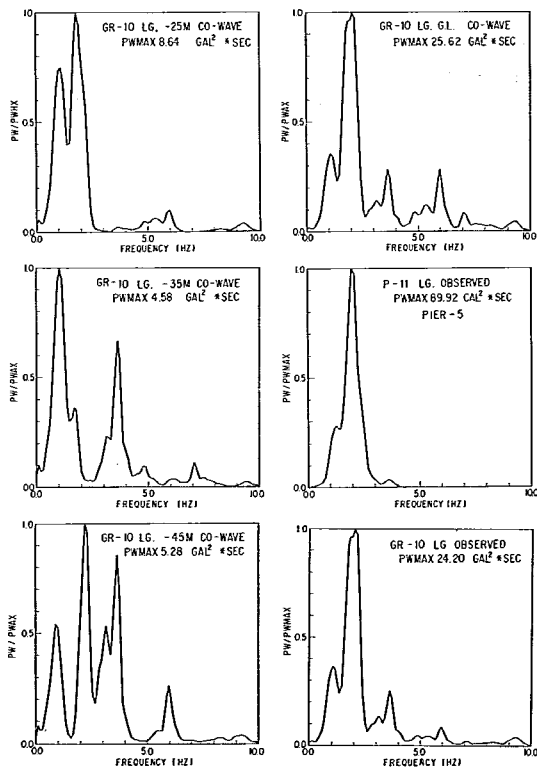


図-7 パワースペクトル図例

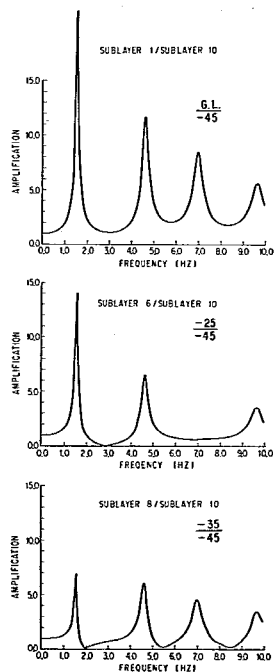


図-8 増巾度例

ベクトルの比で定義されるものであり、その周波数分布は、入力地震動によらず地盤構造で決定されるものである。図から分かるように対象とした地盤モデルは、かなり明確な増巾特性を持っている。

以上のように、観測地震動を波形解析したり、又、地盤の応答解析の入力として利用することにより、構造物や地盤の周波数特性、地盤の増巾特性、さらには、構造物と地盤の応答特性の相違・相互関係が或る程度把握されることが確かめられた。

5. 今後の問題点

本年度までで、本課題の成果が得られた。

なお、本研究課題の研究成果は、当所が国土開発技術研究センターへの委託で設立された耐震技術開発研究委員会（岡本舜三委員長）の地震力・地盤部会において審議・検討された。同部会の久保部会長、伯野部会長代行、石原部会長代行ならびに委員各位に対して謝意を表する。また、これらの研究成果は、新耐震設計法（案）に反映された。

参考文献

- (1) 建設省土木研究所「新葛飾橋々脚振動試験」 昭和39年3月
- (2) 土木研究所資料等150号「新葛飾橋振動試験」 昭和41年3月
- (3) 建設省土木研究所「強震記録のデジタル化業務」 昭和52年1月

(12) 橋梁下部工と地盤の相互作用の解析

地震防災部	部長	大橋 昭 光
耐震研究室	室長	栗 林 栄 一
振動研究室	〃	岩 崎 敏 男
〃	研究員	常 田 賢 一

1. ま え が き

地震と構造物の相互作用の解析に関する既往の研究事例の調査結果から、相互作用の解析方法について、その解析手法内容、適応性、問題点等が明らかにされ、相互作用の正しい評価を行なうために必要とされる現状把握がなされた。本年度は、この調査結果を基にして、相互作用に関する問題点解明のアプローチの枠をさらに広げており、地盤と構造物の相互作用の解析を具体的に実施する中から、相互作用の解析に関する問題点の掘下げを行なった。

2. 研 究 目 的

地震と構造物の相互作用について、数種類の代表的アプローチ方法を使って、実際に解析を行ない、地盤と構造物の相互作用の正しい評価をする基礎とし、構造物の耐震性の向上を図ることを目的とする。

3. 研 究 方 法

- 1) 地盤と構造物の相互作用の解析例の調査
- 2) 地盤と構造物の相互作用の解析
 - (1) 集中質量法
 - (2) 弾性波動論
 - (3) 有限要素法

4. 研 究 結 果

4.1 地盤と構造物の相互作用の解析例の調査

4.1.1. 概 要

いかなる構造物もその基礎は地盤に支持されており、構造物を地盤と切離して考えることはできないと言える。例えば地震時には、地震波動が地盤を介して伝播することを考えるならば、構造物の耐震性を考える場合地盤の挙動が重要な意味を持つようになり、例えば、構造物の基礎が地盤中に深く根入れられる場合などは、地盤の構造物に対する影響も無視できなく、地盤の地震時の挙動も密接に構造物の応答に係わりを持ってくると言える。

相互作用の問題については、現在迄に数多くの研究がなされ、解析手法も様々なものが考え出されている。ここでは、莫大な研究数に比べれば、事例数としては僅かであるが、相互作用の解析例として40編の研究を取上げ、その内容について調査を実施している。⁹⁾そして、解析方法に関して現状把握を行ない今後の研究の礎としている。

4.1.2. 調査結果

地盤と構造物の相互作用に関する調査結果は次のように要約される。

(1) 地盤と構造物の動的相互作用の解析の要因

i 力学モデル(解析手法)

a 地盤振動 b 構造物基礎

ii 力学定数

a 地盤係数 b 減衰に関する係数、付加質量

(2) 力学モデル(解析手法)のパターン

地盤振動および構造物基礎とも、つぎの3種類に分けることができる。

i 集中質量法

ii 弾性波動理論(弾性波動の重複反射理論を含む)

iii 有限要素法

これらの方法の各種要因に対する適応性、問題点は表-1に示すようにまとめることができる。

表-1. 地盤と構造物の相互作用の解析方法と各種要因

解析方法	対象領域	復元力特性	減衰特性		構造物に近接した地盤の動きの考慮	近接構造物の影響の考慮	短周期成分の考慮	過渡現象の考慮	その他の制約条件
		非線形性の考慮	内部減衰の考慮	地下透散減衰の考慮					
集中質量法	1次元	可能(容易)	可能	不可(一部可)	不可	不可	可能	可	三次元モデルの一次元化
弾性波動理論(重複反射理論含む)	3次元	不可	不可*	不可	可	可(困難)	可能	可能	
有限要素法	2次元(3次元も可)	可(困難)	可能**	可能***	可能	可能(容易)	配慮必要	可	モデル化の範囲、メッシュの大きさ

* 複素バネの使用をすれば可

** 各所で値を変化できる(variable damping)

*** 境界条件を考慮することにより可能

(3) 力学定数

i 地盤係数

つぎに示す方法が採用されている。

a Mindlin理論

b Boussinesque理論

- c 日本道路協会 道路橋下部構造設計指針 ケーソン基礎の設計編
- d 水平面内 F.E.M
- e 三次元波動理論(半無限弾性体理論)
- f Voigt 理論

ii 減衰特性

- a 半無限弾性体理論
- b 内部(粘性)減衰のみ
- c 履歴減衰のみ
- d 内部減衰, 履歴減衰および逸散減衰をグロスで評価したもの
いずれにせよ, $0.02 \sim 0.10$ (h :減衰定数)のことが多い。

iii 付加質量(土, 水)

最近の解析例については, 土は付加質量として考慮しない場合が多いようであるが, 水については, 本四基準により考慮している場合がある。

地盤と構造物の動的相互作用の解析の事例について, その内容を調査した結果, 解決されていない問題が多数にわたることが判明した。

今後, この種の問題の解析手法の発展向上のために, 今後検討することが望まれる事項はつぎのとおりである。

① 力学モデルについて

各種基礎形式の代表例それぞれに, 異った力学モデルを採用し, 共通の力学定数, 入力を設定し, 解析手法による応答値の幅を把握する。

② 力学定数について

地震時に地盤内に発生するヒズミレベルの大きさを考慮した土の変形係数について, N 値, 弾性吸生度と土質試験による測定値との関係を求めておくこと, および, いわゆる地震時での動的地盤反力係数の意義(意味)について, 構造物近傍地盤と, それより離れた地盤内とのヒズミレベルの差をも考慮する必要があるのかどうかについて検討する。

4.2 新葛飾橋における地盤と構造物の相互作用の解析

4.2.1 概 要

地盤と構造物の相互作用の解析を具体的に実施するに際しては, 解析対象構造物の選定が問題となるが, 本年度対象とした構造物は, 国道6号線の東京都葛飾区金町-千葉県松戸市間の江戸川に架かる新葛飾橋である。新葛飾橋では, 橋脚の振動実験³⁾, 橋梁完成後の全橋の振動実験⁴⁾が実施されている。さらに, 地盤および構造物において強震観測が実施されており, すでに有効な強震記録が得られている。このように諸々の条件を具備していることから, 地盤と構造物の動的相互作用の解析の対象として新葛飾橋が選定された。

解析は, 集中質量法, 弾性波動法及び有限要素法の3手法で行ない, 各手法で得られる解析結果を, 振動実験結果及び地震観測結果と比較検討し, 各解析手法の相違, 適用性等を明らかにすることを目的としている。

4.2.2. 新葛飾橋の概要（構造諸元、振動実験、地震観測）

新葛飾橋は国道6号線のバイパスとして葛飾橋の約1.5Km下流（東京都葛飾区金町，千葉県松戸市上矢切間の江戸川）に昭和40年8月に完成した一等橋である。将来の地震に備えて，建設省では耐震性に関する調査を実施してきた。

昭和38年に砂質地盤中の井筒橋脚2基（P4およびP5）の振動実験，同40年には全橋の振動実験を実施して，振動時の特性を求めた。振動実験はいずれも40t型起振機によって橋軸方向の振動性状を調べた。図-1に橋の諸元，図-2にP5橋脚に対する実験結果を示す。また，図3に全橋に対する実験結果を示す。表-2に振動実験より得られた新葛飾橋の橋軸方向の振動性状を示す。常時観測をあわせて行なっているP5橋脚を中心とする本橋の振動特性は固有周期が0.36sec，減衰定数が0.066であるといえる。

表2 新葛飾橋の振動性状（橋軸方向）

実験対象	P4 単 独 (可 動)	P5 単 独 (固 定)	全 橋 (P5橋脚を対象)
1次固有周期	0.18 sec	0.17 sec	0.36 sec
減 衰 定 数	0.058	0.111	0.066
振動モード	ロッキング	ロッキング	ロッキング
動的K値	4.7 kg/cm ³	3.3 kg/cm ³	4.2 kg/cm ³
			P5
最大加速度	225 gal [天端]	108 gal [天端]	14.3 gal [桁]
最大変位	0.226 cm [天端]	0.099 cm [天端]	0.046 cm [桁]
最大土圧	0.093 kg/cm ² [E-6]	0.093 kg/cm ² [E-2]	0.018 kg/cm ² [P5-E2]

竣工後の新葛飾橋に対し，長期観測を目標として地震時の加速度，土圧，水圧などの観測が実施されている。つまり堤内地地盤およびP5橋脚頂部に設置されたSMA C-B₂型強震計による通常の強震観測のほか，施工の段階から振動実験に用いるために井筒部に埋設した加速度計・土圧計を利用したの観測が，同時に行なわれている。

この観測結果から次のような地震応答特性に関する事項が得られる。

- ① 地表付近に比べて橋脚頂部の応答加速度は1.1～3.3倍に増幅されている。これに反して地中の井筒の底部では振幅は微小となっている。
- ② 振動実験から得た振動性状と地震観測結果から推算されたそれとは異なっている。すなわち，振動実験からは固有周期0.36sec，動的K値4.2kg/cm³が得られたのに対して地震観測からは構造物において卓越する周期が0.50sec，側方地盤の動的K値は2.0kg/cm³となった。このような相違が生じた一因として，地盤系の影響を含む構造物の非線形性，いかえれば剛性の一時的な低下があげられよう。その理由の一つとして井筒頂部の振動変位が振動実験では片振幅

512

が約 0.01 cm 、地震時には約 0.2 cm であり、 $1:20$ の比となっている点があげられよう。

4.2.3. 解析及び結果

4.2.3.1. 概 説

各解析手法とも、次の項目について解析を実施し結果の比較検討の資料を得ることとする。

(1) 橋脚振動実験及び全橋振動実験時の橋脚 (P5) の挙動

(2) 地震時の橋脚 (P5) の挙動

地盤-構造物系モデルに対して、振動実験時には、実験時と同一の強制加振入力を行ない、又、地震時には地盤中の仮想基礎より実測に基づく地震動を入力している。

なお、地震動としては、東松山地震 (1968. 7. 1 ; $M=6.1$)、千葉県中部地震 (1968. 10. 8 ; $M=5.3$) の両地震時に得られた橋軸方向のものを使う。ここで、地盤の強震観測は、新葛飾橋より約 400 m 離れた地表面 (松戸市上矢切) で実施されているので、松戸市上矢切及び橋脚 (P5) 位置での地盤調査結果を基に地盤のモデル化を行ない、重複反射法によって両地点の共通仮想基礎及び任意位置での地震動を計算している。

4.2.3.2. 集中質量法による解析及び結果¹⁾

(1) 解析方法

集中質量法で用いた地盤-構造系の解析モデルは振動実験時及び地震時について各々、図-4及び図-5のように設定している。

なお解析を行なう際の諸条件は次のようである。

1) 力学モデル

- ① 各質点は $2\sim3\text{ m}$ 程度におき集中質量とし、各点慣性モーメントは無視する。
- ② ケーソン内の土砂は質量として考慮する。
- ③ ケーソンは剛体とし、橋脚には曲げ変形を考慮する。
- ④ 上部工質量は全径間分を P5 で受けるものとし、可動ビアーの影響は考慮しない。
- ⑤ 地盤係数は実測により得られた値を用いる。
- ⑥ 地震のセン断剛性は PS 換層により得られた結果によるとする。但し、振動実験の場合はその値の 100% をとり、地震時は地盤剛性の低下を考慮して 90% とする。
- ⑦ 振動時の地盤負荷質量については振動実験時にはこれを無視できるものとし (図-4)、地震時には地盤との一体構造とした解析によるとする (図-5)。

2) 起振力と入力波形

- ① 振動実験における起振力は $F = \sin \omega t$ で与えられるとする。
- ② 地震入力波形は深度 25 m を基礎面であると考え、ここより上昇波を入力する。

3) 計算上の仮定

- ① 振動がそれ程大きくないことから、計算は線形計算によるとする。
- ② 計算はモード解析法により行い、モードの重合せは 0.1 秒以上のモードとする。
- ③ 計算のきざみ時間は 0.01 秒とする。

(2) 解析結果

表-3に振動実験時の実測値と計算値の結果の一覧を示す。又、図-6にモード図を、図-7、8に各々、橋脚単独及び全橋に対する変位と位相のおくれ角の周波数特性を示す。図から明らかに、応答の卓越周波数は実測にかなり近い値となっている。又、減衰定数として、実測値を与えると最大加速度や最大変位が実測の2~3倍となり、それらの応答値を実測値と合わせるようにして計算すると、減衰定数がかなり大きくなる。

これは、表-4に示す地震時の応答についても同様な現象が見られる。

表-3. 振動実験時実測値と計算結果の比較表(集中質量法)

	P ₃ 単独モデル (K=3.3 Kg/cm)			P ₃ 全橋モデル (K=4.2 Kg/cm)	
	実 測	***α=0.35 *	α=0.35 *	実 測	α=0 *
固有周期 sec	0.172	0.170	0.170	0.361	0.353
振動数 %	5.8	5.88	5.88	2.77	2.83
減衰定数	0.111	0.111 *	0.316	0.066	0.066 *
振動モード	ロッキング	"	"	"	"
最大加速度** gal	94.2	292.7	102.9	8.4	25.6
最大変位** mm	0.752	2.14	0.752 *	0.278	0.810
備 考	F=25.4 t Test 44			F=8.78 t Test 41-3	
	減衰定数を実測と等しくする。			減衰定数を実測と等しくする。	

* ; 応答解析に際して与えられる値である。

** ; 最大加速度、最大変位は橋脚天端の値である。

*** ; αは次のように地盤係数の分布状況を表わす。

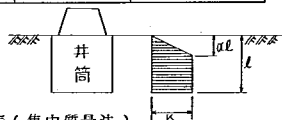


表-4. 地震時、実測値と計算結果の比較表(集中質量法)

	GR-9 東松山地震				GR-10 千葉中部地震			
	実 測 値	計 算 値			実 測 値	計 算 値		
		h=0.05	h=0.10	h=0.20		h=0.05	h=0.10	h=0.20
固 期 sec	0.5	0.541	0.541	0.541	0.57	0.541	0.541	0.541
振 動 数 %	2.0	1.85	1.85	1.85	1.75	1.85	1.85	1.85
減衰定数		0.05	1.10	0.20		0.05	0.10	0.20
振動モード	ロッキング	"	"	"	"	"	"	"
最大加速度 gal	48.8	88.7	71.7	46.1	37.3	92.8	61.3	39.8
最大変位 mm		6.4	5.0	3.6		5.9	4.3	2.9
備 考								

注) 最大加速度、変位は橋脚天端での値である。

4.2.3.3. 弾性波動論による解析及び結果³⁾

(1) 解析方法

無限地盤内の1点に周期外力 $P_0 e^{i\omega t}$ が作用するときの解を用いて、振動エネルギーの地下逸散効果を考慮したケーソン基礎の挙動を計算した。

この解法では、解析の性格上、周期外力の加えられる振動実験時の応答のみについて計算を実施している。

なお、計算に用いる諸元は以下の通りである。

ケーソン基礎 $8\text{ m} \times 14\text{ m} \times 21\text{ m}$ $W = 200\text{ t/m}$ (矩形断面の剛体)

橋脚 $EI = 4 \times 10^7\text{ t} \cdot \text{m}^2$ $W = 69\text{ t/m}$ 高さ 8.3 m

上部工 重量 3.130 t/m

地盤 一様地盤と考える。 $V_s = 350\text{ m/sec}$ $V_p = 1,650\text{ m/sec}$

$r = 2.0\text{ t/m}^2$

ケーソン上端を地表面と一致させる。

(2) 解析結果

表-5に、実測値と計算値の結果の一覧を示す。又図-9、図-10に各々、橋脚単体、上部工架設後の共振曲線、モード図を示す。

共振々動数はケースⅠ(橋脚単体)、ケースⅡ(上部工架設後)ともに計算値の方が1.2倍程度高サイクル側に得られた。共振々動数に関するかぎり、本モデルで妥当な評価が行なえたと考えてよさう。しかしながら、上部工架設前のモデルでの共振々動数7 Hzにおいて、ケーソン重心の変位は入力に対して約90°の位相おくれを示しているが、橋脚天端の変位は未だ90°の位相おくれを示す状態には達していない。上部工架設後のモデルでは、共振々動数3.3 Hzにおいて、橋脚、ケーソン共にほぼ90°おくれる状態にある。

共振時の天端変位はケースⅠで実測値の $1/3.8$ 倍、ケースⅡで実測値の2.6倍を示す。

実測値の共振時天端変位には、上部

工架設前後の変化がほとんど見られ

ず、ケースⅠ、Ⅱともに 30×10^{-4}

cm程度の値を示す。しかしながら計

算値では、上部工架設前後の共振時

天端変位に約10倍程度の差が現わ

れる。計算値においても十分低サイ

クルの入力に対する天端変位には架

設前後の差がなく共に 6.5×10^{-4} cm

程度の変位を示している。計算値に

おける架設前後の応答倍率を1自由

度系の共振曲線としての減衰定数で評価すると、上部工架設前約40%、架設後約4%となる。

同一条件のケーソン基礎においても上部工架設前後の共振々動にともない、1自由度系としての

見かけの減衰定数が変化するという結果を得た。

なお、弾性波動論については、他の方法でも地震時の応答計算を実施しているが⁹⁾、紙面の都合上制愛させて頂く。

表-5. 主要結果の実測値との対比

(I = 1 km 当り)			
		共振々動数	橋脚天端変位 (共振時)
橋脚単体 ケースⅠ 図9	計 算 値	7 Hz	$8 \times 10^{-4}\text{ cm}$
	実 測 値 (Test-Ⅲ)	5.8 Hz	$30 \times 10^{-4}\text{ cm}$
上部工架設後 ケースⅡ 図10	計 算 値	3.3 Hz	$84 \times 10^{-4}\text{ cm}$
	実 測 値 (Test1-3)	2.74 Hz	$32 \times 10^{-4}\text{ cm}$

4.2.3.4. 有限要素法による解析及び結果³⁾

(1) 解析方法

有限要素モデルによる基礎の挙動は、各要素に与えられる等価定数 (E, ν, ρ) およびモデルの境界条件によって決定されるし、また振動計算においてモード解析を用いるため各モードに与えられる等価減衰定数によっても決定される。計算結果と実測値を比較するにあたり、これらの定数は、振動実験以外の測定値から推定できる値を基本定数とし、モデルに用いる等価定数への換算は、次に示すモデル化の基本方針に従う範囲での修正にとどめた。

次に示す方針に従って図-11に示すP5橋脚と地盤系の振動モデルを作成している。

① 地 盤

P5橋脚付近の地盤に対して行われた地質調査の結果を元に、各ケースの地盤歪の状態を考慮して、起振機入力時には弾性波試験結果から直接得られる弾性定数を、また地震入力においては同値の90%を用いる。

② ケーソン基礎

地盤および橋脚と比べて十分剛体であると考える。

重心位置、質量、回転慣性が実橋に近似するようにケーソン内部の質量分布をモデル化する。

ケーソンと接する地盤の定数も①の条件でモデル化できるものとし、接触面は常にケーソンと一体となっている。

③ 橋 脚

実橋と等価な曲げ剛性が得られるようにモデル化する。

④ 上 部 工

橋梁全体の断面形式から上部工は質量のみにモデル化し、P5橋脚天端に設ける。

⑤ モデル全体としての条件

実橋に対して周辺地盤を有限区間で取り出した二次元モデルに置き換えるため、二次元化の問題ならびに側方および下端の境界条件に対する処置が必要になる。

二次元化の問題についてはケーソンを中心に前後に扇状の広がりをもたせた影響範囲をモデル化することとし、考慮すべき影響範囲はP5橋脚起振機試験の共振曲線を考慮に入れて決定することにした。本解析では二次元化の検討の結果、扇状の開き角度(α)を 45° とした。

力学モデルの境界は下端において固定、側方境界において水平方向のみ自由端とする。そして起振機入力の場合、モデルにおける反射の影響は等価な内部減衰にかきかえることによって処理する(一般的に10%程度を考える)。又、地震入力の場合、ケーソンの振動にともなう生ずる波動が、ケーソンを設けていない地盤のみのモデルでの境界の挙動に与える影響は小さいとみなし、下端境界において基礎のない場合の地動を入力する。

またこのときの等価減衰定数は起振機の場合と同様に扱う。

(2) 解析結果

表-6に実測値と計算値の結果の一覧表を示す。又、図-12に共振曲線を示す。

共振振動数は、ケースⅠ、Ⅱについてそれぞれ計算値の方が1.1～1.3倍程度高サイクルに得られた。しかしながら、ケースⅠ（橋脚単体）において共振時の変形状態は実測値の $\frac{1}{3}$ 程度しか示さなかった。ケースⅡ（上部工架設後）では実測値の計算値はほぼ一致した応答を示した。

橋脚天端での地震応答では、東松山地震において観測値の0.7倍、千葉県中部地震において、観測値の1.1倍の応答を得、最大応答に関するかぎり観測値に近い値を示した。

有限要素モデルにおいては、有限区間で設ける境界の問題と同時に、2次元化にともなうケーソンに作用する地盤復元力の評価およびケーソンと地盤のエネルギー分担等の問題が常に残されるものと考えられる。

4.2.4. 考 察

新葛飾橋を解析対象として、地盤-構造物系の相互作用について、3種の解析方法により応答計算を実施し、実測値との比較を行なった。今回選んだ解析方法の結果から、以下の事柄が明らかにされた。

- (1) 各解法共に、地盤-構造物系のモデル化に際しては、諸々の前提条件が付帯されており、解法の制約があると共に個々のモデル化の段階で解決されるべき問題が残されている。

例えば、集中質量法における地盤係数の評価方法、付加質量の評価、弾性波動論における分布荷重の評価方法、地震入力可否、有限要素法における2次元化の方法等である。

- (2) 各方法に共通している問題として、動的地盤定数（地盤係数、減衰定数）の評価の妥当性の如何がある。今回の解析では、集中荷重法に於いては、実測値に基づく地盤係数、減衰定数を用い、地盤係数は、地震時に10%低減させた値を用いている。そして、弾性波動論では、地盤を弾性体として取扱ひ、有限要素法では減衰定数を10%として与え、加振試験時にはPS検層に基づいて得られる弾性定数を、又、地震時にはその値を10%低減して適用している。

地盤の変形の非線形性、つまり、弾性定数や減衰定数の歪依存性に関する問題は、地盤と構造物の相互作用についても必然的に付随すると言える。従って、今回の解析での入力外力はそれ程大きくなかったが、地盤の非線形性が発揮されるような外力が加わる場合の地盤と構造物の相互作用の問題を解決するためには、非線形性を考慮し得るような解析方法が必要とされる。

表-6. 主要結果の実測値との対比

起振機試験結果		共振振動数	橋脚天端変位 (共振時)
橋脚単体 ケースⅠ	計算値	6.5 Hz	$112 \times 10^{-4} \text{ cm}$
	実測値	5.8 Hz	$30 \times 10^{-4} \text{ cm}$
上部工架設後 ケースⅡ			
	計算値	3.25 Hz	$293 \times 10^{-4} \text{ cm}$
	実測値	2.74 Hz	$32 \times 10^{-4} \text{ cm}$
地震観測結果		橋脚天端加速度応答	
東松山地震 ケースⅢ	計算値	3 4.8 g _d	
	観測値	4 8.8 g _d	
千葉県中央地震 ケースⅣ	計算値	4 0.3 g _d	
	観測値	3 7.3 g _d	

5. 今後の問題点

(1) 地盤と構造物の相互作用に必要な地盤所定数（弾性定数、減衰定数）の評価方の確立と、解析への導入。

(2) 地盤と構造部の相互作用に関する個々の解析手法の問題解明及び精度向上

なお、本研究課題の研究成果は、当所が国土開発技術研究センターへの委託で設立された耐震技術開発研究委員会（岡本舜三委員長）の地震力・地盤部会において審議・検討された。同部会の久保部会長、伯野部会長代行、石原部会長代行ならびに委員各位に対して謝意を表する。又、佐伯委員、土岐委員及び友沢委員の三氏には解析の際、非常に御協力を頂きましたので、紙面を借りて御礼申し上げます。また、これらの研究成果は、新耐震設計法へ反映された。

参 考 文 献

- 1) 国土開発技術研究センター；「地盤と構造物の動的相互作用の解析例の調査業務報告書」 昭和51年3月
- 2) 建設省土木研究；「新葛飾橋々脚振動試験」 昭和39年3月
- 3) 土木研究所資料第150号；「新葛飾橋振動試験」 昭和41年3月
- 4) 国土開発技術研究センター；「地盤と構造物の動的相互作用の解析～集中質量法を用いた動的解析」 昭和52年2月
- 5) 土木研究所；「地盤と構造物の動的相互作用の解析業務」 昭和52年3月
- 6) 土岐；「地震力グループ幹事会資料」 昭和51年度

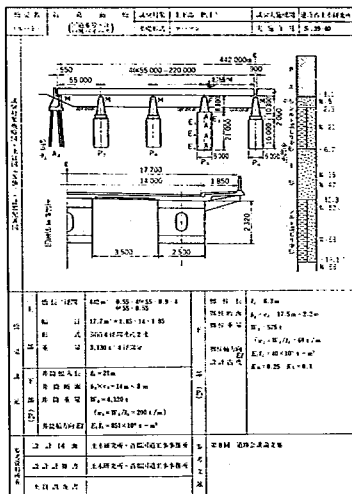


図-1 新橋脚断元

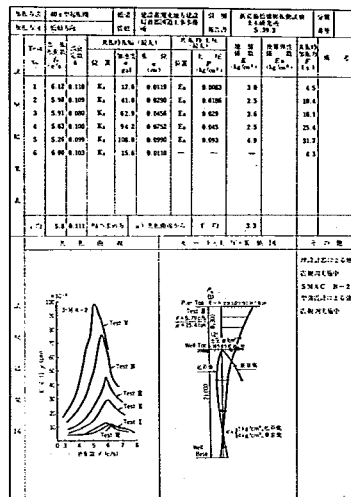


図-2 橋脚(P5)振動試験結果

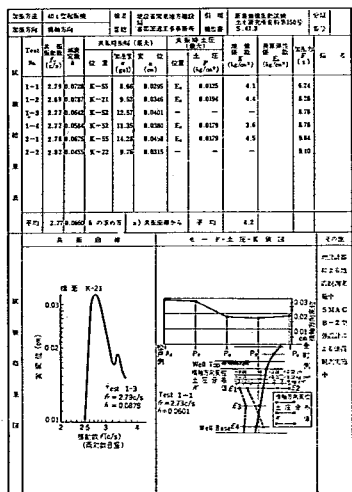


図-3 全橋振動試験結果

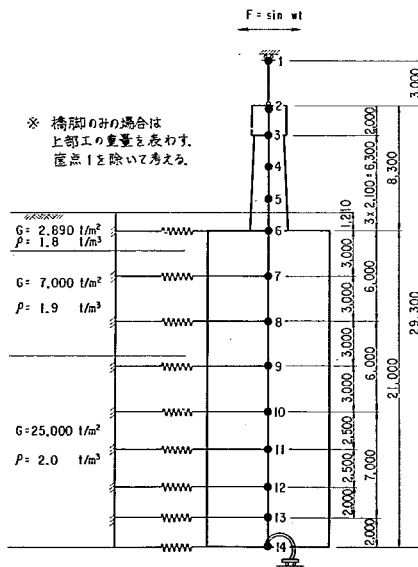


図-4 地盤-構造物系解析モデル-振動実験時-(集中質量法)

519

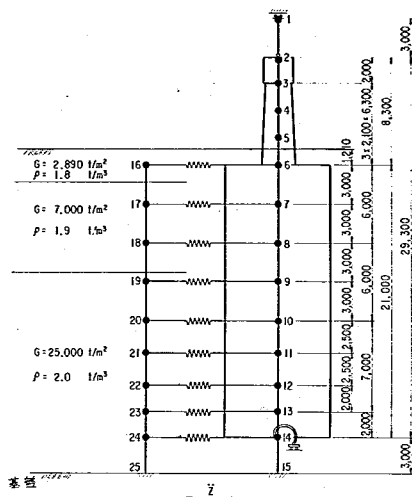


図-5 地盤-構造物系解析モデル-地震時-(集中質量法)

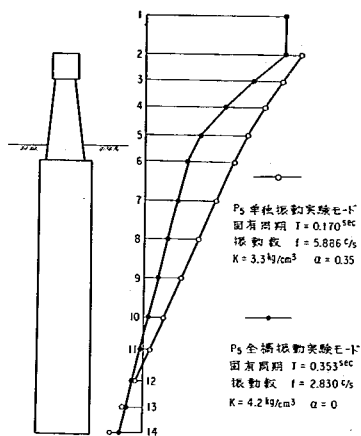


図-6 モード図(集中質量法)

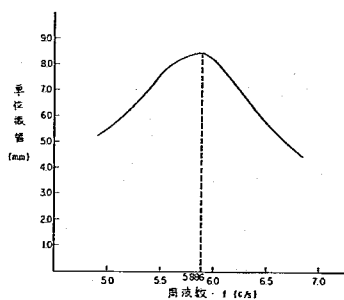


図-7 橋脚単独モデルの変位と位相角(集中質量法)

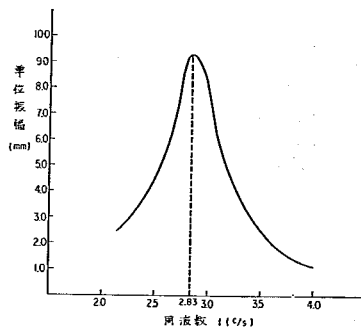


図-8 全橋モデルの変位と位相角(集中質量法)

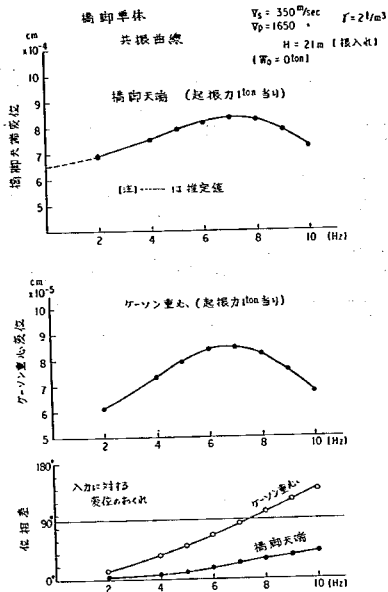


図-9 A 橋脚単体モデルの共振曲線と位相角 (弾性波動論)

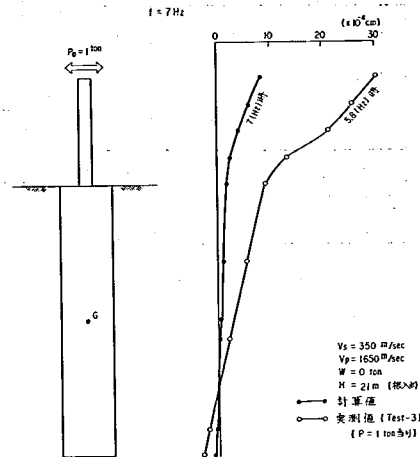


図-9 B 橋脚単体モデルのモード (弾性波動論)

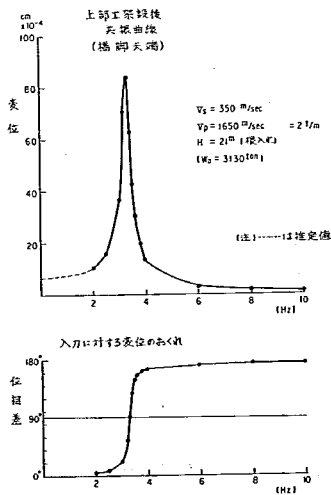


図-10 A 全橋モデルの共振曲線と位相角 (弾性波動論)

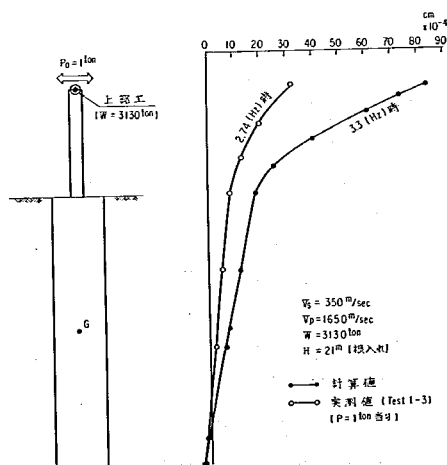


図-10 B 全橋モデルのモード図 (弾性波動論)

521

深度	G_0	δ_1	ν	E_1	E_2
	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	ポアソン比	100% E_0 (kg/cm ²)	90% E_0 (kg/cm ²)
0.0M					
2.5M	287	1.8	.38	790	710
7.0M	700	1.9	.38	1,930	1,740
13.0M	2,500	2.0	.49	7,400	6,660
19.0M	-	-	-	-	-
25.0M	-	-	-	-	-
30.0M	2,090	2.0	.48	6,190	5,570
35.0M	1,631	1.9	.48	4,830	4,350
39.0M	1,631	1.9	.48	4,830	4,350
45.0M	2,000	1.8	.47	5,880	5,290

減衰定数はすべて10%を用いる。

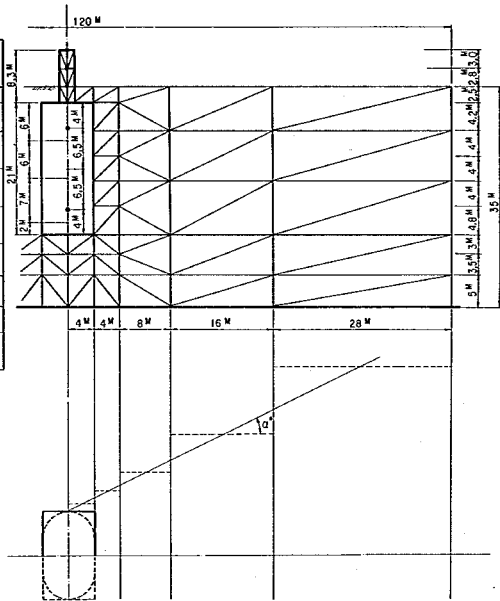


図-11 解析モデル(有限要素法)

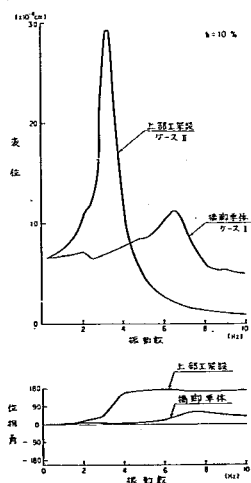


図-12 共振曲線と位相角(有限要素法)

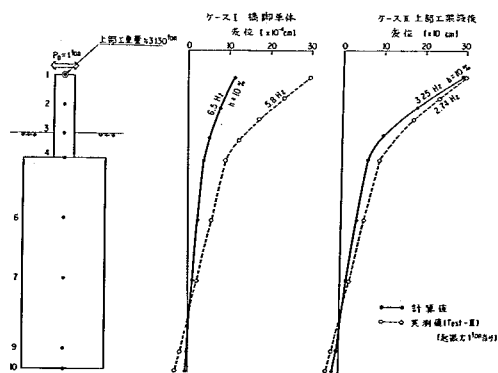


図-13 モード図(有限要素法)

(13) 耐震性に関する試験調査

振動研究室	室長	岩崎敏男
"	研究員	若林進
"	"	龍岡文夫
"	"	吉田精一

1. ま え が き

本州四国連絡橋の耐震設計に関連して、橋梁-地盤の応答解析の際に必要な地盤の動的性質を室内実験などから算定するとともに、現地における杭の振動実験の技術指導を行なった。

2. 研 究 目 的

(1) 地盤の動的性質の調査

本州四国連絡橋の耐震設計を行なう上で、地盤-構造物系の地震時の振動特性を正しく把握する必要がある。そのために、地盤の動的せん断変形特性（せん断変形係数 G 、減衰係数）を求める。

(2) 現場基礎工振動実験技術指導

本州四国連絡橋児島-坂出ルートでは番ノ州地区で、高橋脚の建設が予定されている。橋梁の耐震性、列車走行性の検討のために、高橋脚の地震時の振動特性を把握する。

3. 研 究 方 法

(1) 地盤の動的性質の調査

現場での弾性波測定によってせん断波速度 V_s からせん断歪 $\gamma=10^{-6}$ 程度での G の値を得ることができる。しかし、この方法だけでは、深さ方向に対する G の変化の様子、及び G の値の歪依存性、更に減衰係数の値とそれの歪依存性を知ることができない。これらのことは、室内動土質実験を行なうことによって、知ることができる。本調査では、本州四国連絡橋児島-坂出ルートのうち、高橋脚の建設が予定されている坂出市番ノ州地区から採取した砂質試料について共振法土質試験を行ない、現場弾性波測定による G の値の比較と共に、 $\gamma=10^{-6} \sim 10^{-2}$ の範囲の G と減衰の値を求めた。

(2) 現場基礎工振動実験技術指導

地盤-構造物系の地震応答解析手法を確立し、現地における杭-橋脚系の振動特性を把握するためには、現場における大型模型基礎工の振動実験を行なう必要がある。これから実橋脚の振動特性の定性的予測、地震応答解析手法の妥当性を確認することができる。これにより、実橋脚の地震応答解析を行なう時のモデル化手法、計算手法を検討することができる。

4. 研究結果

4.1 地盤の動的性質の調査

4.1.1 微小歪 ($r=10^{-6}$) におけるセン断変形係数 G

原位の弾性波探査で地盤内に発生する歪の大きさは、ボーリング孔を利用したPS検層では $r=10^{-6}$ 程度の大きさであることが知られている。従って、S波速度 V_s から、次式によって、 $r=10^{-6}$ あたりの歪の大きさでのセン断変形係数 G を求めることができる。

$$G_0 = \frac{r_1}{g} V_s^2 \quad (1)$$

一方、共振法土質試験では、 $r=10^{-6} \sim 10^{-4}$ での G の値を求めることができる。室内試験で求めた $r=10^{-6} \sim 10^{-2}$ での G の値および G の値の歪依存性の信頼性を確認するためには、まず、 $r=10^{-6}$ での V_s から(1)式によって求めた G と、共振法土質試験によって求めた $r=10^{-6}$ での G の値の比較をしておく必要がある。

共振法土質試験：試験は外径10cm、内径2.5cm、高さ25cmの中空供試体を用いて、系の共振動数等からセン断変形係数 G を求めるものである¹⁾。今回実験を行った試料は、番ノ州の沖積砂層と埋立砂層から採取したものである(図-1参照)。表-1に物理定数、図-2に粒度分布を示す。実験はい

表-1 番ノ州砂物性表

試料名	採取地	試料番号	ρ_s	ρ_w	ρ	σ_1/σ_3	r	G (kg/cm ²)	G (kg/cm ²)
A	10	450-1234	1.28	2.67	1.17	0.828	$r=10^{-6}$	$G = 1.17 \times 10^{-6} \times 1.28 \times 10^4$	$G = 1.17 \times 10^{-6} \times 1.28 \times 10^4$
B	10	450-1235	1.28	2.67	1.17	0.828	$r=10^{-6}$	$G = 1.17 \times 10^{-6} \times 1.28 \times 10^4$	$G = 1.17 \times 10^{-6} \times 1.28 \times 10^4$
C	21	450-1236	2.73	2.69	1.83	0.892	$r=10^{-6}$	$G = 1.83 \times 10^{-6} \times 2.73 \times 10^4$	$G = 1.83 \times 10^{-6} \times 2.73 \times 10^4$
D	10	450-1237	1.28	2.67	1.17	0.828	$r=10^{-6}$	$G = 1.17 \times 10^{-6} \times 1.28 \times 10^4$	$G = 1.17 \times 10^{-6} \times 1.28 \times 10^4$
E	10	450-1238	1.28	2.67	1.17	0.828	$r=10^{-6}$	$G = 1.17 \times 10^{-6} \times 1.28 \times 10^4$	$G = 1.17 \times 10^{-6} \times 1.28 \times 10^4$
F	10	450-1239	1.28	2.67	1.17	0.828	$r=10^{-6}$	$G = 1.17 \times 10^{-6} \times 1.28 \times 10^4$	$G = 1.17 \times 10^{-6} \times 1.28 \times 10^4$
G	21	450-1240	2.73	2.69	1.83	0.892	$r=10^{-6}$	$G = 1.83 \times 10^{-6} \times 2.73 \times 10^4$	$G = 1.83 \times 10^{-6} \times 2.73 \times 10^4$

表-2 現場測定によるS波速度と、 G の値を求めるために用いた試料

試料名	現場測定によるS波速度 V_s (m/s)	現場測定によるS波速度 V_s (m/s)	現場測定によるS波速度 V_s (m/s)
A	1.28	1.28	1.28
B	1.28	1.28	1.28
C	2.73	2.73	2.73
D	1.28	1.28	1.28
E	1.28	1.28	1.28
F	1.28	1.28	1.28
G	2.73	2.73	2.73

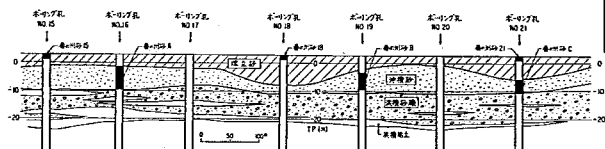


図-1 番ノ州地表面断面図

ずれも $\sigma_1/\sigma_3 = 1.0$ 、空気乾燥で行った。同じ平均主応力 $p = (\sigma_1 + \sigma_3)/3$ の元では、この方法によって求めた値は $\sigma_1/\sigma_3 = 1.0$ 、飽和条件で求めた G の値と、ほぼ同じである^{2),3)}。図-3は典型的実験結果の一例である。図-3中に示す

$$G = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.5} \quad (G, p \text{ kg/cm}^2) \quad (1)$$

は、 $r=10^{-6}$ に対してシルト分以下を含有しない粒度の揃ったきれいな砂で成り立つ実験式である。図-3に示すように番ノ州は、この公式よりも小さな G の値を持っており、これはシルト分以下を含有し、粒度分布もよいためである³⁾。他の番ノ州の砂についても図-3に示す様な実験結果と、ほぼ

524

同様な実験結果が得られた。表-1に各砂について得られた $r=10^{-6}$ 、 10^{-5} に対する実験公式を示す。

次に、次の手順に従って、両手法によるGの値を比較した。これは既に、南伊豆町入間、扇島で実施した手法である。

- (1) 地中の有効応力状態分布を算定する。有効上載圧 σ_v' は、地下水面の位置と単位体積重量 r_1 から決める。 r_1 は最初は推定値を用い、Dr から推定した値と違いはなかにチェックする。有効平均主応力 $p = \frac{1}{3} (\sigma_v' + 2K_0\sigma_v')$ は $K_0 = 0.5$ の仮定から求める。

- (2) N値と σ_v' の値からDrを求める。この時、次の2つの方法によった。(a) Gibbs and Holtz¹⁾ の $\sigma_v' \sim N \sim Dr$ 図から求める。この方法では沖積砂層、埋立砂層の密度を過少する傾向がある。(b) 扇島での密度の実績から今井³⁾ が求めた次式による。

$$\frac{N}{Dr^2} = 23 \sigma_v'^{1/2} \quad (\sigma_v' > 0.5 \text{ kg/cm}^2) \quad (2)$$

$K_0 = 0.5$ として(2)式にN値、 σ_v' を代入してDrを計算すると(a)の方法よりも大きなDrの値が得られる。

- (3) 室内実験で、吉見、陶野の方法⁴⁾ によって e_{max} 、 e_{min} を求め、Dr値から e 、 r_1 の値を求める。
- (4) 表-1に示す各砂について共振土質試験から得られた $r=10^{-6}$ の実験式に、推定された p 、 e の値を代入してGの値を求める。これはPS検層で地中に生ずる歪の大きさが $r=10^{-6}$ 程度であるからである。この時、各ボーリング孔について用いる実験式は、可能な限りその孔から得られた試料での実験式を用いたが、それができない場合は近接の孔から採取された性質の似ている試料についての実験式を用いた。(図-1、表-2参照)

- (5) 現場測定で得られた V_s の値から、(1)式によりGの値を求める。 V_s の値は表-2に示すように0~2.5 mは屈折法で、-2.5 m以深はPS検層で求めた。図4~8にこのようにして得られた室内実験によって得られた $r=10^{-6}$ のGの値と、現場測定で得られたGの値を示す。2種の方法によるDrの値を用いて求めたGの値は大差がない。室内実験によるGと現場測定によるGは全般的によい一致を示している。又、室内実験によるGの値の深さ方向の変化はPS検層による場合より自然である。N値は一般に不確定要因の大きな値であり、N値から $N \sim V_s$ の経験式を用いて V_s 、Gを推定する方法はN値に含まれている不確定変化を敏感に反映し

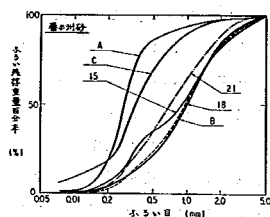


図-2 番号0砂粒径加積曲線

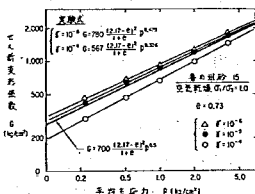


図-3 共振土質試験による実験結果の一例

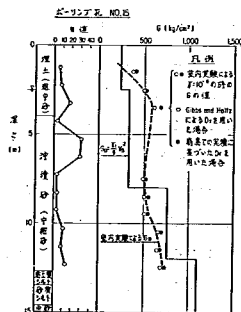


図-4 現場測定と室内実験によるGの比較

やすい。しかし、ここに述べた方法はN値はDrを推定する時のみ用いているから、N値の変化に対してGの値はあまり敏感でない。従って可能ならばPS検層と室内実験を行ってその結果から総合的にGの値を決めるのがよいものと思われる。

4.1.2 Gの歪依存性と減衰の値

室内実験で求めた非常に小さい歪($r=10^{-6}$)でのGの値が現場測定で求めた値とほぼ一致したことから、室内実験によって $r=10^{-6} \sim 10^{-2}$ でのGの歪依存性を求めてもよいものと思われる。 $r < 10^{-4}$ でのGの値は前述の共振法土質試験によって求めるが、 $r=10^{-4} \sim 10^{-2}$ でのGの値は中空供試体のねじり試験(低周波動的セン断試験)^{22,23)}によって求めることができる。番ノ州の砂については $\sigma_1/\sigma_3=1.0$ 、空気乾燥の条件で $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ についてのみ $r=10^{-4} \sim 10^{-2}$ の実験を行った。図-9に $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ に対する共振法土質試験と低周波動的セン断試験で求めた $G/[G]_{r=10^{-6}}$ のデータをプロットしてある。データのばらつきが $G/[G]_{r=10^{-6}} \sim r$ 曲線の形に影響を与えないように各砂の2種の試験法によるデータは $r=10^{-4}$ で連続するようにしてある。これは、両試験によるGの値は全般的に $r=10^{-4}$ で一致

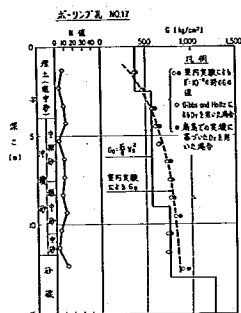


図-5 現場測定と室内実験によるGの比較

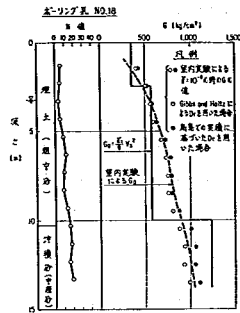


図-6 現場測定と室内実験によるGの比較

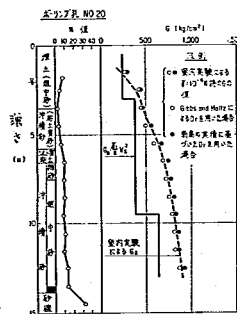


図-7 現場測定と室内実験によるGの比較

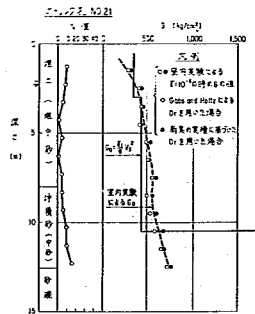


図-8 現場測定と室内実験によるGの比較

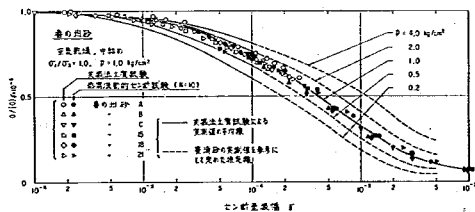


図-9 $G/[G]_{r=10^{-6}} \sim r$ 曲線

576

することが確認されている^{9),10)}からおかしくない方法
 と言えよう。又、図-9の
 $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ 以外の p に対
 する $r < 10^{-4}$ の曲線は実測
 値の平均曲線であるが、 r
 $= 10^{-4}$ に対する破線は次に
 示す方法によって定めた。

図-10に豊浦砂 ($p =$
 1.0 kg/cm^2) での $G \sim e$ 関係
 を各歪レベルで示す。 G の
 値は図中に示すように歪レ
 ベルによらず e の関数
 $(2.17 - e)^2 / (1 + e)$ で表
 わせることがわかる。 $r =$
 10^{-4} に対しては他の砂につ
 いての G も $(2.17 - e)^2 / (1 + e)$
 の関数で表わせる⁸⁾。図
 中の p のべき $m(r)$ は図-

11に示すように r の関
 数である。豊浦砂で G が
 歪レベルによらないで e
 の同一の関数で表わせる
 ことは G の歪レベルに対
 する変化率は e によら
 ないことを意味する。図-
 12に $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ での
 豊浦砂の $G/[G]_{r=10^{-4}}$
 を示す。両試験での G は
 条件が同じであれば $r =$
 10^{-4} で一致すること^{9),10)}
 が分かっている。データ
 のばらつきがこの曲線の
 形に影響を与えない様に
 $r = 10^{-4}$ で両者のデータ
 が一致するようにプロッ

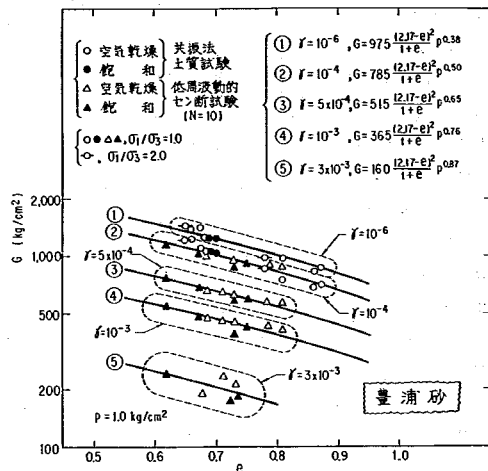


図-10 豊浦砂の各歪レベルでの $G \sim e$ 関係 ($p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$)

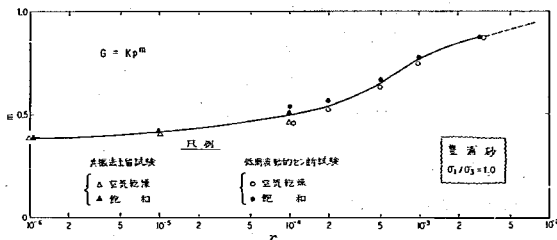


図-11 r の $G \sim p$ 関係におよぼす影響

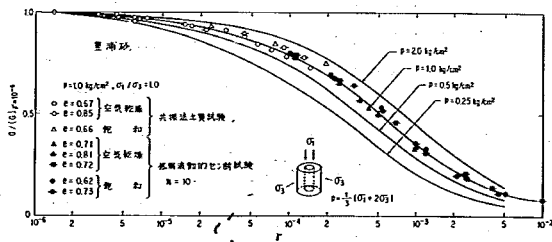


図-12 豊浦砂の G の歪依存性

トしてある。予想通り
 $G/[G]_{r=10^{-6}}$ は e によ
 らない。又、同様な方法
 で求めた他の p の値に対
 する $G/[G]_{r=10^{-6}}$ も図
 示してある。図-13に
 各種の砂での $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$
 での $G/[G]_{r=10^{-6}}$ を示
 す。砂の違いによらず G
 の歪依存性の傾向はよく

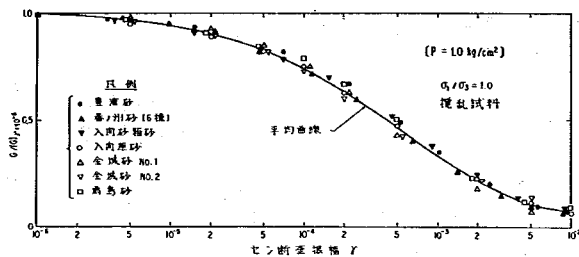


図-13 各種の砂の $G/[G]_{r=10^{-6}} \sim r$ 曲線

一致している。番ノ州の砂の $G/[G]_{r=10^{-6}} \sim r$ 曲線も他の砂のそれとほぼ一致している。ここで注
 意することは $[G]_{r=10^{-6}}$ の値は砂によってかなり異なることがある。種々の砂での G の相対的な大
 きさを示す指数として

$$B = \left(\frac{\frac{r=10^{-6}}{\text{での } p=0.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値}}}{900 \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \cdot p^{0.38}} \right) +$$

$$\left(\frac{\frac{r=10^{-6}}{\text{での } p=2.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値}}}{900 \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \cdot p^{0.38}} \right) +$$

$$\left(\frac{\frac{r=10^{-4}}{\text{での } p=0.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値}}}{700 \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \cdot p^{0.5}} \right) +$$

$$\left(\frac{\frac{r=10^{-4}}{\text{での } p=2.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値}}}{700 \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \cdot p^{0.5}} \right) / 4.0$$

を定義する³⁾。B が小さい程
 同一の条件で G が相対的に小
 さい。図-14に $G/[G]_{r=10^{-6}}$
 と B の関係を各歪レベルで示
 す。B 値が 0.7 ~ 1.15 と大
 きく違うにも拘わらず各歪レ
 ベルでの $G/[G]_{r=10^{-6}}$ の値
 はよく一致しており、今回の
 実験の範囲では $G/[G]_{r=10^{-6}}$
 の値は $[G]_{r=10^{-6}}$ の大きさ
 によらないことがわかる。以
 上述べてきたことにより G は
 p, e, r, B の関数となる

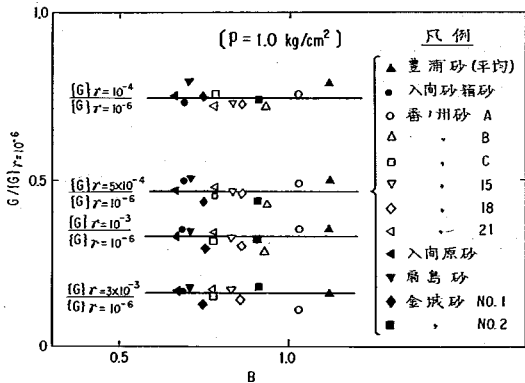


図-14 各歪レベルでの $G/[G]_{r=10^{-6}} \sim B$ 関係

58

ことがわかる。従って、ある砂のある p , e , r での G の値は次式であらわすことが可能である。

$$G = A(r) \cdot B \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^m(r) \quad (2)$$

ここで $A(r)$, $m(r)$ は r のみにより定まる。きれいな砂での平均値を $B = 1.0$ とすると $r = 10^{-6}$ では $A(r) = 900$ となり、以下 $A(r = 10^{-6}) = 850$, $A(r = 10^{-4}) = 700$ となる。 $m(r)$ は図 - 11 に示す。

ここで、ある砂の $r = 10^{-6}$ での G の値は(2)式より

$$\{G\}_{r=10^{-6}} = 900 \cdot B \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^m(10^{-6}) \quad (3)$$

となり、ある垂レベル r での G の値と $\{G\}_{r=10^{-6}}$ との比は

$$\frac{G}{\{G\}_{r=10^{-6}}} = \frac{A(r) \cdot B \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot p^m(r)}{900 \cdot B \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot p^m(10^{-6})} = \frac{A(r)}{900} p^{m(r) - m(10^{-6})} \quad (4)$$

となり、これから $A(r)$ は、

$$A(r) / 900 = \{G / \{G\}_{r=10^{-6}}\} p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$$

となる。 $\{G / \{G\}_{r=10^{-6}}\}$ の関係は図 - 13 に示してある。 B 値は U_c とシルト分以下の含有量等の関数である。従って近似的に G を推定する時は、 p , e , r , $A(r)$, $m(r)$, B の値を推定し(2)式を用いればよい。P S 検層を実施してある時は、S 波速度から求めた G は共振法で求めた $\{G\}_{r=10^{-6}}$ と一致することがわかっているから、図 - 13 の曲線を用いて $r > 10^{-6}$ での G の値を推定できる。即ち、ある p , r に対する G は、次式から求まる。

$$G = \{G\}_{r=10^{-6}} \cdot f(r) \cdot p^{m(r) - m(r=10^{-6})} \quad (5)$$

ここで $\{G\}_{r=10^{-6}}$ は(1)

式、 $f(r)$ は図 - 13, m

(r) は図 - 11 から求まる。

次に減衰の値について述べる。図 - 15 に播磨砂の履歴減衰係数 η の値を示す。 η の値と $G / \{G\}_{r=10^{-6}}$ の関係求めておけば、 $G / \{G\}_{r=10^{-6}}$ の値から η の値を求めうるので都合がよい。

Hardin and Drnevich

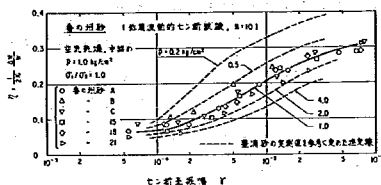


図 - 15 $\eta \sim r$ 曲線

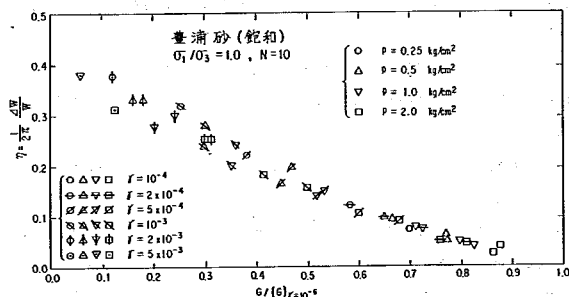


図 - 16 豊浦砂の $\eta \sim G / \{G\}_{r=10^{-6}}$ 関係 (飽和)

によると G と η には次の関係がある。

$$\eta/\eta_{\max} = 1 - G/G_0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \eta \text{ は履歴減衰係数 (h と表わす: } \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{dW}{W} \text{)} \\ \eta_{\max} \text{ は } r \text{ が十分大きい時の } \eta \text{ の値} \\ G_0 \text{ は } r = 0 \text{ のときの } G \text{ の最大値} \end{array} \right. \quad (6)$$

図-16に豊浦砂での $\eta \sim G/[G]_{r=10^{-6}}$ 関係を示す。 $[G]_{r=10^{-6}}$ は共振法土質試験で求めたものであり、 η 、 G ($r=10^{-4} \sim 5 \times 10^{-3}$) は低周波動的センズ試験で求めた $N=10$ 回での値である。なお、ある r に対する $G/[G]_{r=10^{-6}}$ 、 η は e によらないことがわかっている。

図に示すように、 η と $G/[G]_{r=10^{-6}}$ には p 、 r 、 e によらない一定の関係がある。又、(6)式の直線関係は近似的にあてはまる。図-17に3種の砂の $\eta \sim G/[G]_{r=10^{-6}}$ プロットを示すが、この関係は一般的には次式で表わせることができる。

$$\eta/\eta_{\max} = g(X), \quad X = G/[G]_{r=10^{-6}} \quad (7)$$

ここで $\eta_{\max}$ ($X=0$ での η の値)、及び $[G]_{r=10^{-6}}$ は砂によるが、 $g(X)$ の型は砂によらない。従って(6)式は $g(X) = 1 - X$ であることを意味している。従って X と図-17を用いて η を推定することができる。従って、番ノ州の場合も、図-17を用いて、 $G/[G]_{r=10^{-6}}$ の値から、 η の値を求めることができる。

4.2 現場基礎工振動実験技術指導

本州四国連絡橋児島一坂出ルートに番ノ州地区で高橋脚の橋梁の建設が予定されている。橋梁の耐震性、列車走行性の検討のためには、高橋脚の地震時の動的特性を把握しておかなければならない。その一手法として、

現地における枕-橋脚系の振動特性の把握がある。すなわち、現地における大型モデル基礎工の振動実験を行ない、固有振動数、減衰定数などを求めることが必要である。このため本州四国連絡橋公団では、上記の地区において大型モデル基礎工の振動実験を行なうこととした。この現場振動実験の計画および実施に際しては、加振方法、計測方法および解析方法等について技術的な指導を行なった。

4.2.1 加振方法について

加振方法の検討は、大型モデルの規模と地盤の支持条件から既存の起振機で実験可能か否かについて行った。その結果、予想される固有振動数において起振力が不足することにより、3 Hz で36トンの起振力(最大起振モーメント=1,000 Kg-m)が得られる大型起振機を公団で作製することにした。

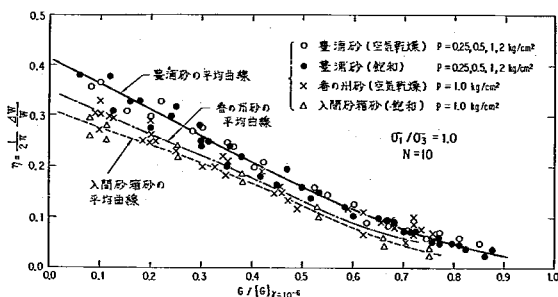


図-17 3種の砂の $\eta \sim G/[G]_{r=10^{-6}}$ 関係

4.2.2 計測方法について

換振器の設置は、静的載荷試験で用いた鉄筋計12ヶ所の他に、埋設加速度計（杭中4台、地盤中5台）、地盤中の間隙水圧計（3台）および地上設置（フーチング天端3台および地表上4台）のサーボ加速度計などを、図-18に示すように行なうように指導した。

加振条件は、2本組杭の場合、

X, Y方向に起振力を5, 10,

20, (25), および10ト

ンの順序で行い、単杭の場合は、

X, Y方向に起振力を5, 10,

20, (30), (36), 10

トンの順序で加振した。()

で示した起振力の試験は、X,

Y方向のうち一方で実施したも

のである。各起振力において振

動数を低サイクルから一定の間

隔で最大振動数まで上昇させ、

次に同様に最低振動数へと減少さ

せる操作を行ない、各振動数に

おける振動波形を記録した。ま

た振動実験の実施中に、固有振動数を実測加速度をプロットするだけで短時間に確認できるようなグラフを使って実験を進めるよう指導した。

4.2.3 解析方法

記録した振動波形の読み取り方法および較正信号からの換算方法などについて指導し、これより曲振曲線を描き、固有振動数および減衰定数の算定方法について指導した。

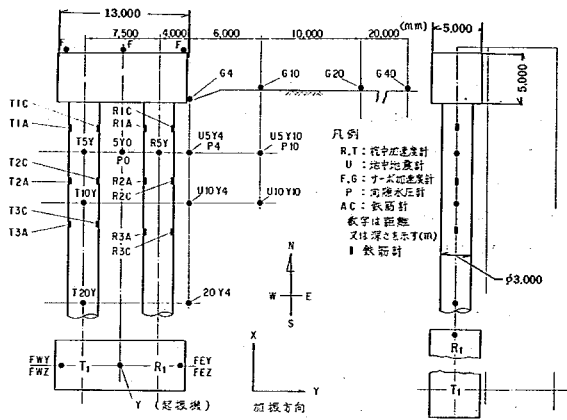


図-18 換振器設置位置図

参 考 文 献

- 1) 土木研究資料 912号 "土の動的変形特性-共振法土質試験機による測定" 1974年5月
- 2) 栗林・岩崎・龍岡・吉田(1975.12) "砂地盤の動的変形特性の現場測定と室内実験"
土と基礎 4904
- 3) 岩崎・龍岡・吉田(1976) "砂の動的変形特性に及ぼす粒度分布の影響"
第11回土質工学研究発表会
- 4) Gibbs and Holtz, (1975) "Research on Determining the Density of Sand by
Spoon Penetration Test" Proc. 4th I.C.S.M.F.E.
- 5) 今井五郎(五洋建設)私信
- 6) Yoshimi, Tohro, (1972) "Statistical Significance of the Relative Density",
ASTM, STP523
- 7) 土木研究所資料1080号 "広範囲な歪領域での砂の動的せん断変形特性", 1976年3月
- 8) 岩崎・龍岡・高木(1966.6) "広範囲なひずみ領域($\gamma=10^{-6}\sim 10^{-2}$)における砂の動的せん断変形係数" 第11回土質工学研究発表会
- 9) 岩崎・龍岡・吉田(1976.6) "砂のせん断変形係数に及ぼす粒度分布特性等の影響"
第11回土質工学会発表会
- 10) 岩崎・龍岡・吉田(1976.7) "砂の変形特性の現場測定と室内実験"
第30回土木学会研究発表会

(14) ダムの耐震設計法に関する調査

—ダムの強震観測調査—

振動研究室 室長 岩崎 敏男

“ 研究員 若林 進

“ “ 高木 義和

強震観測に使用されている計器は、大別してSMAC型強震計と電磁式強震計とに分類できる。昭和52年3月31日現在でのダム関係の設置状況を表-1(SMAC型強震計)、表-2(電磁式強震計)に示す。これらの強震観測機器の正常な動作の確保と、不意に発生する強震動を確実に正確に記録されることを目的とした定期点検補正を専門業者に外注して例年実施している。

今年度(ダム構造物)は、SMAC型強震計については延べ13地点19台、電磁式強震計については15地点、124成分について点検補正を実施した。この点検補正により、若干の問題点が指摘された。AMAC型強震計については、湿気による作動不能状態が目立ち、防湿の必要性が感じられた。電磁式については、設置以来年数が経ているので感振機と計測器間のケーブルの断線、計測器の不良等が目立ち、早急に補修が必要となっている。又、SMAC型強震計に比べて機構が複雑で故障が多く扱いが難しいため現在までのところ良好な記録は得られていない。また、数値化した波形の本数も少なく記録取得場所もかたよっている。

今後の問題点として、より良い強震観測を遂行していくためには、強震計の維持管理のための保守担当者及び必要経費の確保が必要である。又、取得記録の送付、問題発生時の連絡の相手先の徹底も必要である。

表-1 SMAC型強震計設置一覧表(ダム関係)

表-2 電磁式強震計設置位置一覧表

No	観測所名	型式	台数	設置箇所	県名	維持管理	設置年月
601	室牧ダム	B2	1	堤体	富山	管理所(県)	36-8
602	横山ダム	“	2	地盤、堤体	岐阜	“ (建)	37-7
603	狭谷ダム	A	1	地盤	奈良	“ (県)	33-3
604	天ヶ瀬ダム	B2	1	堤体	京都	“ (県)	39-8
605	桐花ダム	B2、D	2	地盤、堤体	長野	“ (県)	41-5 44-12
606	鶴田ダム	D	2	“	鹿児島	“ (建)	43-12
607	樽水ダム	E2	2	堤体(頂底)	宮城	“ (県)	50-12
608	大石ダム	“	1	地盤	新潟	ダム工事(建)	48-10
609	三保ダム	Q	1	“	神奈川	“ (県)	49-5
610	小沢ダム	D	2	地盤、堤体	長野	管理所(建)	43-12

番号	観測所名	成分数	維持管理	設置年
1	渡田ダム	6	東北地建湯田ダム管理所	1965
2	岩瀬ダム	6	秋田県岩瀬ダム管理事務所	1963
3	菊子ダム	10	東北地建菊子ダム管理所	1937, 1973
4	川俣ダム	13	国土地建川俣ダム管理所	1964, 1974
5	室牧ダム	12	富山県室牧ダム管理事務所	1961
6	笠川ダム	10	福井県笠川ダム管理事務所	1966
7	横山ダム	12	中部地建横山ダム管理所	1962
8	天ヶ瀬ダム	12	京畿地建天ヶ瀬ダム管理所	1964
9	狭谷ダム	5	近畿地建狭谷ダム管理所	1957
10	小峠北ダム	6	宮崎県小峠北ダム管理事務所	1961
21	西十田ダム	12	東北地建西十田ダム管理所	1967
26	岸川ダム	10	石川県岸川ダム管理事務所	1968
27	矢作ダム	13	中部地建矢作ダム管理所	1970
30	釜房ダム	6	東北地建釜房ダム管理所	1970
35	都賀(堤中)	9	千葉県都賀(堤中)管理所	1972, 1973
36	松原下谷ダム	8	九州地建松原下谷ダム管理所	1971
37	阿木川ダム	3	水戸県阿木川ダム管理所	1972
41	藤原ダム	3	藤原ダム管理所	1973.3
49	宇崎ダム	12	北海道宇崎ダム管理所	1972.9
50	大宮ダム	15	“	1974.11
52	夜形ダム	2	建設省東北地建	1967.2