

土 木 研 究 所 資 料

第 1 1 5 3 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

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50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50年度における課題数は9課題で、業務内容は地震動の問題、設計地震入力の問題、地盤と盛土の耐震性の問題、交通振動の問題等多岐にわたっている。

本資料が活用され、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
するところである。

昭和51年 6 月

地震防災部 振動研究室長

岩 崎 敏 男

III

次

(1)	強震時の地盤歪の測定法に関する研究（試験研究費）	1
(2)	強震観測網の整備ならびに強震記録の公刊（　　　＃　　　）	8
(3)	標準設計地震入力の設定（建設技術研究開発費）	16
(4)	構造物および周囲地盤中での地震測定（　　　＃　　　）	24
(5)	道路交通による震動障害の防除に関する試験調査 （道路事業調査費・試験調査）	29
(6)	地震動および地盤の動的挙動に関する試験調査 （　　　　　　　　　＃　　　　　　　　　）	41
(7)	地震動に関する調査（道路事業調査費・大規模調査）	47
(8)	盛土に関する試験調査・耐震調査（　　　　　　　　　＃　　　　　　　　　）	54
(9)	本州四国連絡橋・地震動および地盤の動的性質に関する調査試験（受託研究）	71

(1) 強震時の地盤歪の測定法に関する研究

振動研究室 室 長 岩崎 敏男
構造橋梁部 部付(併) 寺島 敦
振動研究室 研究員 若林 進
研究員 龍岡 文夫

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。本年度は、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、次年度以降に原位置で実施する予定の具体的な計測器の選定を行なった。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。また、昭和50年4月21日発生の大分県中部地震による道路等の被害状況の現地調査を行なった。

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) 各種の地盤歪の測定法の検討
- 2) 石油パイプライン事業法関連の技術基準解説書作成
- 3) 1975年4月21日大分県中部地震現地調査

4. 研究結果

4.1 地盤歪の測定法

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。測定器の種類を示すと次のようになる。

- (1) 100m石英管式

- 3) レーザーを使用した2点間の相対変位を測定(図-3参照)

(分解能はフル
スケールの 10^{-6})

電 源 AC 100 V $\pm$ 10 V、50 & 60 Hz

ケーブル固定

ケーブル

ケーブル外装シール

ケーブル内装シール

固定ロール

ハーモニックスpring

ケーブル端ホス

電磁バルブ

パイプホルダ型電磁弁

Z軸位置器

受信パイプ

送信パイプ

固定器

受感器

駆動装置

0.5m

▲ベリアーク図様

◎シール線 (O-RING)

- 2 -

4.2 石油パイプライン技術基準の作成

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を通して、石油パイプライン事業法関連の技術基準を作成する作業に協力した。具体的には、同法・省令および告示に定める技術基準につき、統一的運用をはかるための解説書を作成するものである。本研究課題に関連する事項として、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、具体的な解説原案の作成に協力した。

- (1) 設計基盤面のとり方
- (2) 地域別補正係数のとり方
- (3) 地盤の種別の方法
- (4) 耐震設計上支持力を無視する土層の内容
- (5) 表層地盤面のとり方
- (6) 水平2方向のとり方
- (7) 動水圧等の内容
- (8) 表層地盤の固有周期の算定法
- (9) 応答速度の基準値のとり方
- (10) 地震動の波長の算定法
- (11) 地盤の剛性係数の算定法
- (12) 合成応力度を求める式

4.3 大分県中部地震による道路等の被害状況調査

4.3.1 調査の概要

昭和50年4月21日午前2時35分頃、大分市の西南西約20 Km 付近を震源地とする大分県中部地震が発生した。4月25日から4月27日までの正味3日間、現地において被害の調査を行った。被害は、道路ののり面崩壊、自然斜面崩壊、鉄筋コンクリート構造物の破壊、家屋の倒壊など多岐に及んだため、振動、耐震、基礎、動土質、コンクリートおよび急傾斜地崩壊の各研究室が調査に参加した。調査は大分県大分郡庄内町、湯布院町および玖珠郡九重町の被害個所を中心に行なった。

4.3.2 道路の被害

(1) 概要

今回の地震の強震域は山岳地帯であったため、山腹部の片側盛土した部分(写真-1)に被害が集中している。この点は、1974年伊豆半島沖地震などの場合の山岳地帯の道路被害と類似している。強震域にある幹線道路は、大分と久留米を結ぶ国道210号線と別府と一宮を結ぶ別府阿蘇道路であるが、後者では山下池付近に大きな道路盛土崩壊が3箇所発生し長期間の不通が免れないところとなった。山間部を走る多くの県道ではいたるところで落石、崩土などの被害を生じている。県道の被害のパターンを分類すると次のようになる。

- (1) 落石：通常でも不安定な巨石が地震動によって動き出して斜面をすべり落ち道路をふさぐ
- (2) 切土面の崩壊：切土部では風化した凝灰岩が地震動によってすべり落ちる。例えば、写真-2

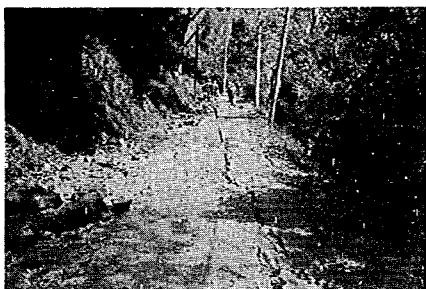


写真-1 片側切土片側盛土の道路
の地割れ（県道田野一庄内線）



写真-2 田野一庄内線の切土面の崩壊

く、またすべり切ってしまっているという点で注目する必要がある。ここは、図-5に概略図が示してあるように長さ約90mにわたって、道路幅員8mの約半分が、場所によってはほとんど全幅にわたって崩落している。（写真-3）。この場所も全体として沢部に盛土した所である。したがって崩壊した所の地山部の表層はきわめて含水比の高い粘性土（ロームが粘土化したものと思われる）であり、また盛土材料は隣接した場所から切土してきたシラスを含む灰土であり、これもきわめて含水比が高かった。

この理由として、地震の直前までの雨の影響と、この沢のすぐ上方に直径約300mの立石池からの浸透水の影響とが考えられるが、詳しいことは今後の調査に待つべきであると考え。図-6に、この崩壊地点とその前後の推定断面図が示してある。B-B'断面は崩壊地点の断面であるが、ここはねり石積による石張で保護してあったものと思われる。この石張が、崩壊後にまるで波うちのようにになっていることと、すべった距離が意外に長かったことは、すべり落ちた土が高い含水比のためにほとんど剪断強度を失ったことを示している。また、興味深いことは、B-B'断面に示してある県道を保護している土留壁が倒れることなくそのまま約40m前進していることである。以上のような大きなすべり崩壊は土の含水比がきわめて高いために生じたものと推察

は田野庄内線におけるのり面の崩壊を示すが、被災地付近には地震の直前の一週間にこの地方で約120~130mmの雨が降ったため、風化した凝灰石がより弱化していたことも考えられる。伊豆半島沖地震での中木地区の大崩落も風化した凝灰石の個所がすべり面となっていた。

(3) 道路盛土部のすべり：山岳地帯の道路であるため山腹に片側切土、片側盛土した個所にこの種の被害が集中した。盛土の勾配はきつく、締め固めも十分に行っていないものと思われる。したがって盛土と地山の境界ですべり、路肩の沈下、路面のクラックが生じる。この種のすべりの量はあまり大きいものではなく、盛土の安定性が著しく低下しているとは考えにくいから、復旧もそれほど困難ではないと思われる。全体として西線部凸部や沢に盛土した所は、被害も相対的に大きいようである。

(4) 長大法面の被害

別府阿蘇道路での被害は図-4に示す数個所の切土斜面の崩壊と、3個所の盛土部の崩壊が主なものである。中でも図中のA2のすべりは若干すべったという程度のものではなく、崩壊土量も多く、

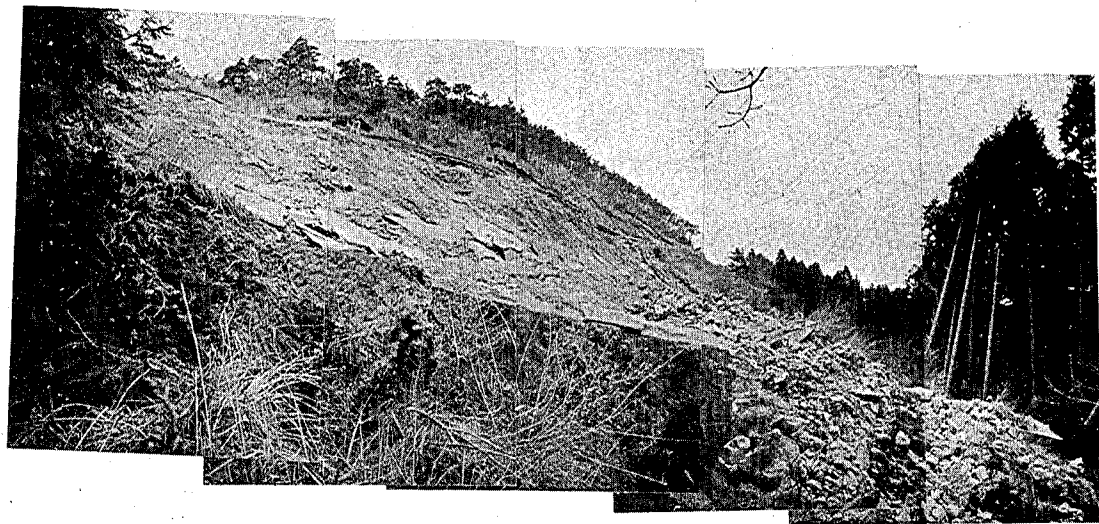


写真-3 別府—阿蘇有料道路の崩壊

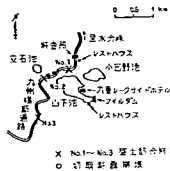


図-4 山下池周辺被害位置図

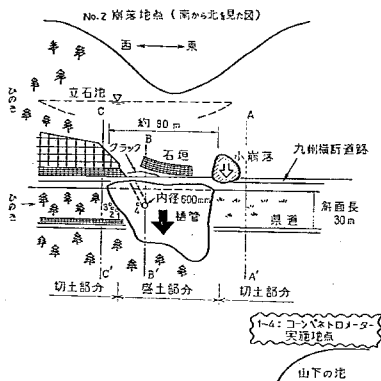


図-5 No. 2 のすべり地点概略図

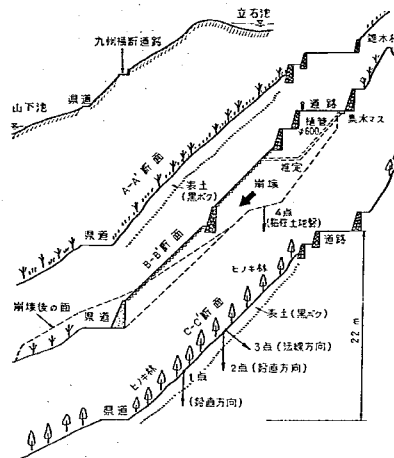


図-6 推定断面と現位置試験実施箇所

できる。したがって、地震時の道路盛土の被害を全くなくすることはできないにしろ、被害を最小限に防ぐためには、沢に盛土した部分では排水に十分に注意し、施工に十分に注意することが必要でないかと考えられる。盛土部、地山部とも深さ約 3.6 m まで N 値は 1 ~ 2 に相当する軟弱な土であることが分った。推定すべり面は C-C' 断面で表面から約 1.8 m の深さに相当する所にあったと思われる。また、地下水面は相当高いと推定された。同じ道路の他の崩壊例を写真-4 に示す。

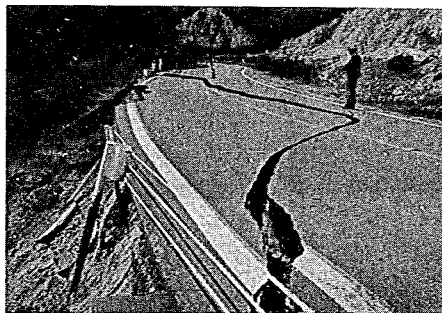


写真-4 別府-阿蘇道路の崩壊 (山下池付近)

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) 現場における地盤歪の観測法の確立
- (2) 強震観測場（筑波）に設置する観測用機器の整備

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所「大分県中部地震調査概報」土木研究所資料第1053号，昭和50年5月
- 2) 明石製作所：「最近の地震計測と地震対策」
- 3) N.C. Donovan, H.J. Degenkolb, "FIELD MEASUREMENT OF RELATIVE GROUND DISPLACEMENT," EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE, JUNE 1975.

(2) 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

〃 堀内俊一

〃 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S M A C型強震計と電磁型強震計とに分類できる。

昭和51年3月31日現在の設置状況をS M A C型強震計については、図-1および表-1に、

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114地点、226台となっている。また電磁型強震計では50地点、467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50地点中15地点(149成分)において地中地震観測が実施されている。

昭和50年度に増設及び登録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、8地点、16台ある。これらの中には東北地方建設局管内の宝風橋が含まれており、本橋に対する強震計設置にあたっては現地技術指導を実施した。また新しく登録された電磁型強震計は、4地点、20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72地点、139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49年及び46年に得られた未数値化の記録22本、66成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に示す。

また、これら数値化された記録は、49年度までは土木研究所の資料「地震記録のデジタル数値」として、すでに5資料が公開されている。

今年度は、昭和49年度及び50年度に数値化された記録139本、344成分を再生波形とともに「地震記録のデジタル数値(その5)、(その6)」として公開した。

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者及び必要経費の確保
- (3) 強震記録の処理解析のための必要経費の確保

参考文献

- 1) 岩崎敏男、若林進、堀内俊一、高木義和「地震記録のデジタル数値(その5)、(その6)」

土木研究所資料第1072号、昭和50年12月

建設省土木研究所（1976.3.31現在）

- 10 -

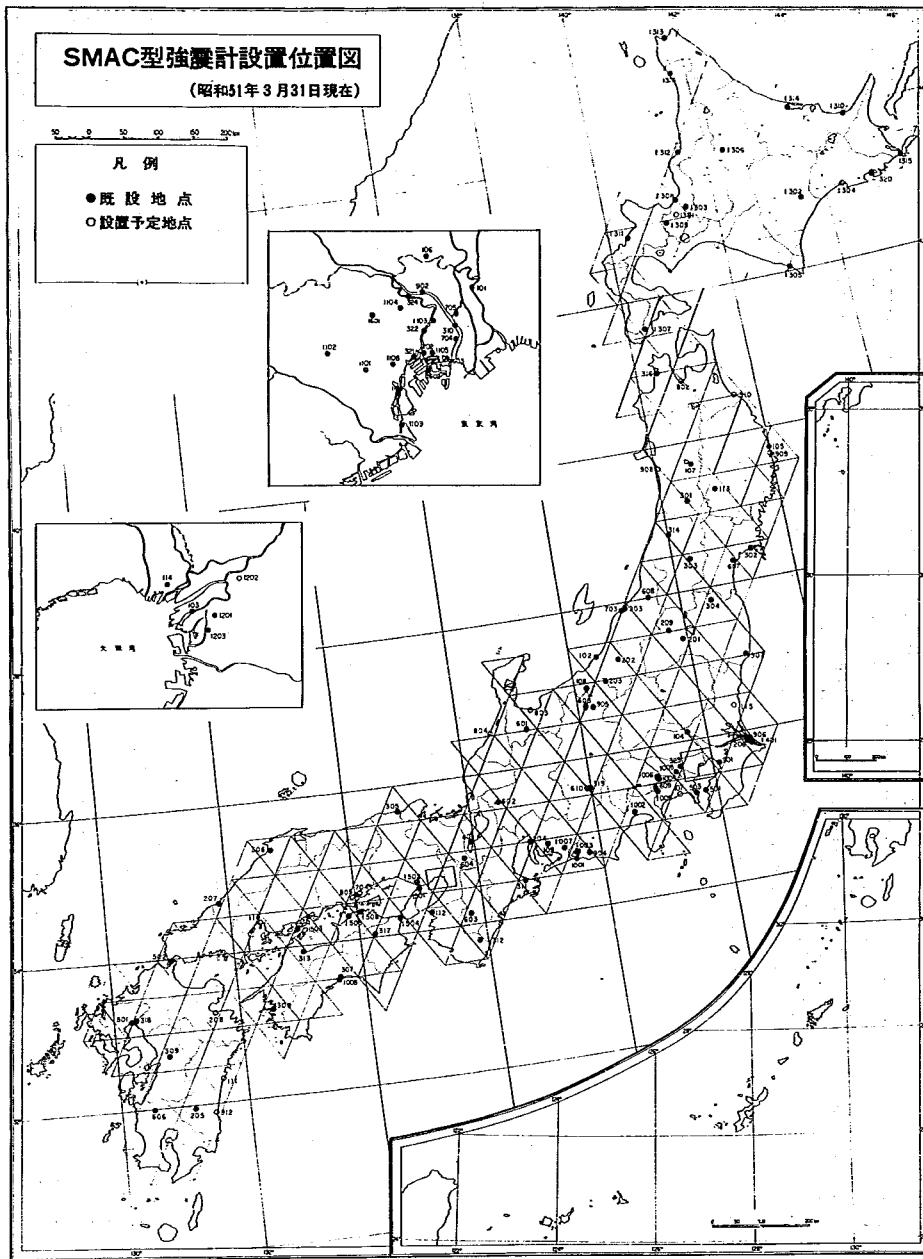


図-1 SMAC型強震計設置位置図 (昭和51年3月31日現在)

表 1-2 電磁式強震計設置位置一覽表

昭和51年3月

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

△印は観測中止

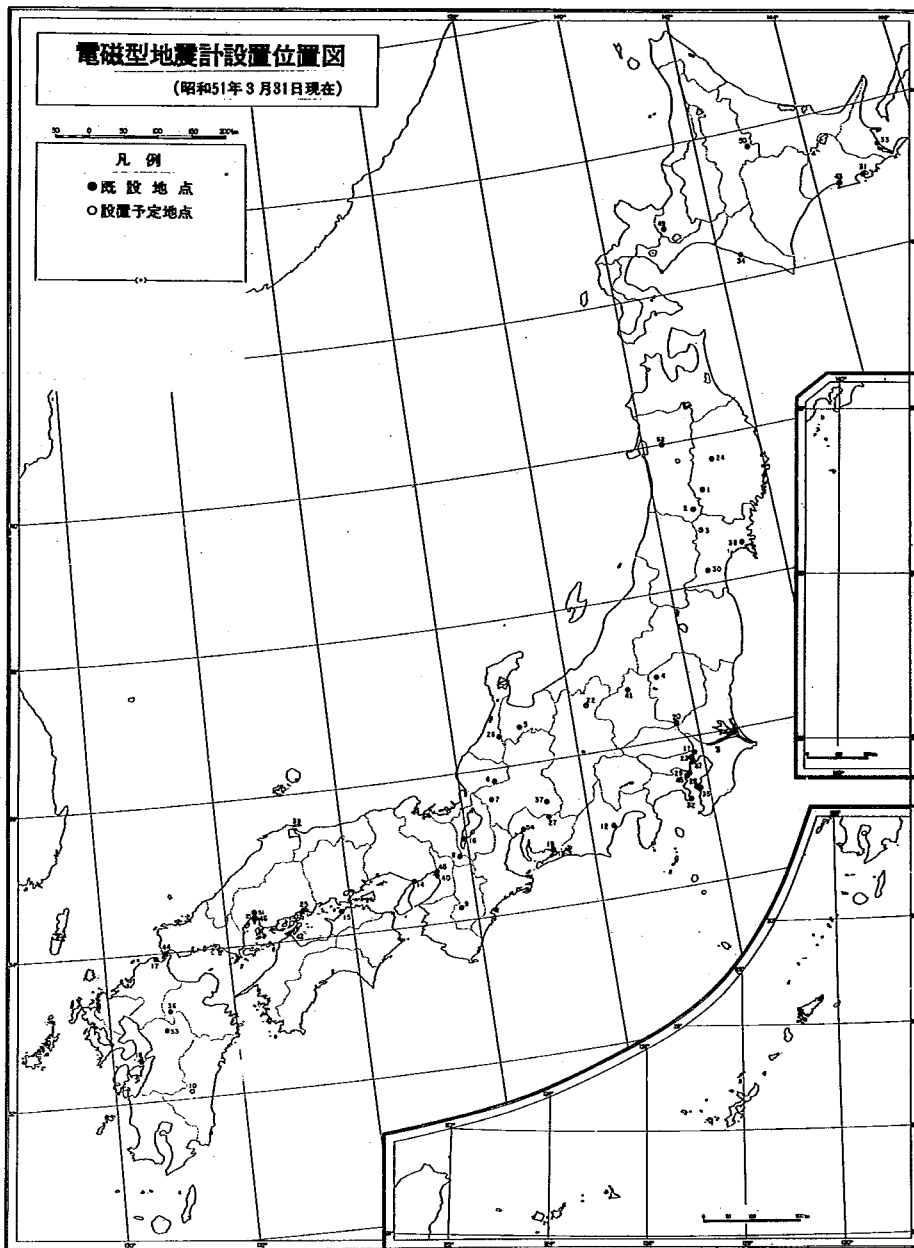


図-2 電磁型地震計設置位置図 (昭和51年3月31日現在)

表-3 昭和50年度新設及び新規登録個所 (昭和51年3月)

№	観測所名	型式	台数、 成分数	設置ヶ所	県名	維持管理	設置年月
1316	天塩川河口堰橋	SMAC-Q	1台	地盤	北海道	北海道開発局(留萌)	50.12
607	樽水ダム	SMAC-E2	2台	ダム(頂、底)	宮城	樽水ダム管理所	50.12
107	宝風橋	SMAC-Q	3台	橋脚 地盤、橋脚	秋田	秋田工事々務所	51.3
1601	落合処理場	SMAC-E2	2台	地盤、構造物	東京	東京都下水道局	51.2
1602	13号埋立地(江東)	"	"	"	"	"	51.2
1603	南砂ポンプ場	"	"	地盤(2)	"	"	51.3
1106	湾岸線(品川)	"	3台	橋脚 地盤、トンネル	"	首都高速公団	51.3
1001	浜名大橋	"	1台	橋脚	静岡	日本道路公団 浜名バイパス	50.12
51	高瀬堰	電磁型	6成分	地盤、構造物	広島	大田川工事々務所	49.9
52	萩形ダム	"	2 "	地盤、ダム	秋田	建設省東北地建	42.2
53	阿蘇(立野)	"	3 "	"	熊本	熊本工事々務所	50.12
54	金城埠頭(地中)	"	9 "	"	愛知	名古屋四国道	50.11

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 地盤 構造物	観測 地点	成分数
橋梁		81	82 90	13	136
地下構造物		3	4 2	0	0
トンネル		2	2 4	0	0
ダム	コンクリート	9	8 6	16	134
	フィル	0	0 0	4	39
河川構造物		6	5 7	6	49
海岸 "		0	0 0	1	9
構造物予定地点		10	10 0	8	97
その他		3	4 2	1	3
合計		114	115 111	50	467

表-5 数値化した記録の一覧表

	Station	Date 年	Date of Earthquake	Component	Max ACC (gal)	Duration (sec)	Soil		Station	Date 年	Date of Earthquake	Component	Max ACC (gal)	Duration (sec)	Soil
1	新石狩大橋	1303-Gr-5	1970. 1. 21	HA	56.7	61.2		34	新天竜川橋	904-Gr-4	1971. 1. 5	HA	24.3	19.8	
2				UD	18.7	61.4		35				UD	- 14.4	19.9	
3				HB	- 61.1	60.9		36				HB	34.1	20.1	
4	幌満橋	1305-Gr-11	1970. 1. 21	HA	-106.1	23.0		37	米山大橋	102-Gr-16	1971. 2. 26	HA	106.4	20.1	
5				UD	44.1	23.0		38				UD	37.1	20.0	
6				HB	101.2	23.0		39				HB	112.1	20.1	
7	千代田大橋	1302-Gr-10	1970. 1. 21	HA	- 79.4	63.2		40	魚沼橋	202-Gr-15	1971. 2. 26	HA	78.1	20.4	
8				UD	- 27.4	63.4		41				UD	- 17.3	20.4	
9				HB	83.4	58.6		42				HB	- 71.5	20.3	
10	平大橋	907-Gr-39	1970. 2. 15	HA	41.9	9.7		43	落合橋	905-B-267	1971. 3. 30	HA	58.0	10.1	
11				UD	42.0	9.6		44				UD	12.8	10.1	
12				HB	57.7	9.4		45				HB	- 37.7	9.9	
13	落合橋	905-B-266	1970. 4. 9	HA	57.2	9.7		46	鶴川橋	1006-Gr-3	1971. 7. 23	HA	- 71.2	6.3	
14				UD	10.1	9.4		47				UD	23.8	6.5	
15				HB	24.8	9.3		48				HB	- 66.7	6.6	
16	石瀬戸大橋	205-Gr-8	1970. 7. 26	HA	- 26.8	30.8		49	平大橋	907-Gr-60	1971. 9. 8	HA	- 45.4	20.4	
17				UD	- 14.6	30.8		50				UD	- 25.5	20.5	
18				HB	- 29.8	31.1		51				HB	- 31.3	20.6	
19	板島橋	308-Gr-11	1970. 7. 26	HA	- 74.6	9.8		52	鹿島試験所	906-Gr-12	1971. 10. 11	HA	- 57.9	21.1	
20				UD	- 14.1	9.8		53				UD	- 10.6	21.1	
21				HB	- 68.8	9.8		54				HB	-135.9	21.0	
22	伊達橋	304-Gr-23	1970. 10. 16	HA	30.3	20.1		55	落合橋	905-B-269	1971. 10. 26	HA	- 45.3	17.9	
23				UD	- 6.3	20.0		56				UD	- 13.3	18.5	
24				HB	14.1	20.0		57				HB	70.4	18.2	
25	雄平橋	301-Gr-7	1971. 2. 26	HA	149.2	30.0		58	落合橋	905-C-121	1971. 11. 10	HA	41.4	15.2	
26				UD	42.9	30.0		59				UD	- 10.7	14.9	
27				HB	115.2	30.0		60				HB	- 49.1	15.2	
28	魚沼橋	202-Gr-10	1971. 1. 5	HA	55.2	20.9		61	利根川河口堰	1401-Gr-1	1971. 10. 11	HA	-101.3	15.7	
29				UD	- 20.7	20.7		62				UD	- 19.1	15.6	
30				HB	119.9	20.9		63				HB	103.5	15.6	
31	豊浜大橋	311-Gr-6	1971. 1. 5	HA	124.9	20.4		64	板島橋	308-Gr-12	1970. 7. 26	HA	- 60.1	15.2	
32				UD	42.5	20.4		65				UD	- 6.9	15.2	
33				HB	110.0	20.5		66				HB	- 46.2	14.9	

(3) 標準設計地震（中規模）入力の設定

構造橋梁部	部長	国広 哲男
振動研究室	室長	岩崎 敏男
同	研究員	若林 進
同		堀内 俊一

1. まえがき

構造物の耐震設計にあたっては、考慮すべき地震入力の設定が重要な要素となる。現在、各種の構造物は、それぞれ準換する基準を有しているが、相互間に必ずしも統一した地震力を考慮しているとはいえない。本研究では中規模地震を主対象として、基盤に想定すべき標準設計地震入力のレベルと特性値を設定する。本研究課題の初年度にあたる昭和50年度には、主に次の4項目について研究を行った。

- (1) 震源モデル理論による地震動の解析
- (2) S M A C強震記録（加速度記録）の解析
- (3) 応答スペクトルの解析
- (4) 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

設定した研究項目につき、以下の研究方法をとった。

(1) 震源モデル理論による地震動の解析—1974年伊豆半島沖地震を中規模地震の例としてとりあげ、震源モデル理論を用いて地震動の波形を計算し、これと実測波形とを比較検討した。この結果、周期の長い構造物に対する地震入力（変位）として震源モデル理論の適用の可能性があることが判明した。さらに既往主要地震の震源パラメーターの一覧表を作成し、今後の解析の便をはかると共に震源モデル理論を耐震設計に応用する際の問題点を指摘した。

(2) 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強震計記録433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調査し耐震設計上有効な資料を得た。

(3) 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

量化理論により分析した。

(4) 地震統計・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17,883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を作成した。

4. 研究結果

4.1 震源モデルによる地震動の解析

4.1.1 1974年伊豆半島沖地震(M=6.9)の試算

ここで用いた震源モデルは,川崎一朗氏の提案によるものを適用した。震央位置及び計算地点を図-1のようになり,また震央と計算地点の位置関係を表-1に示しておく。伊豆半島沖地震の震源モデルを図-2に示すような横ずれ断層であり,その諸元を要約すると表-2のとおりである。

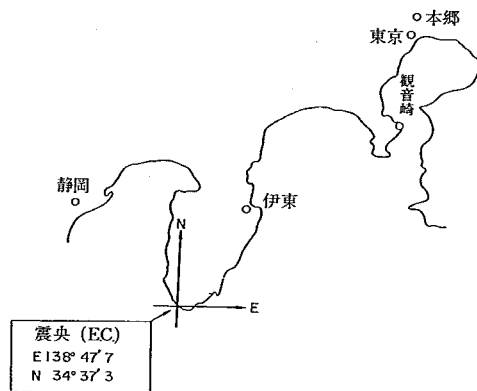


図-1 1974年伊豆半島沖地震の概念図

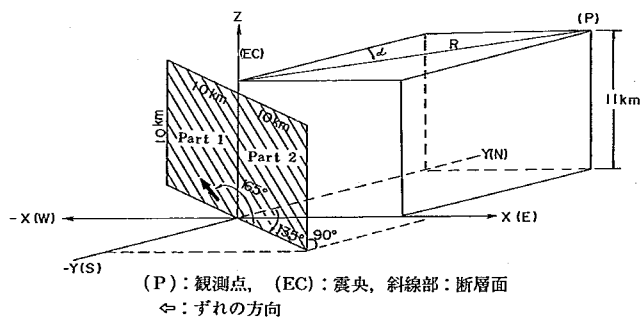


図-2 震源モデルの概略図

表-1 計算地点の位置

№	観測点	方位角	距離
1	観音崎	50°	110Km
2	本郷	35°	150Km
3	伊東	35°	37Km
4	静岡	315°	55Km

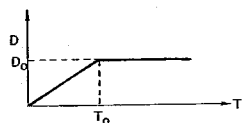


図-3 ずれの形状 (one-stage ramp source function)

表-2 震源の諸元

量	Part 1	Part 2
ずれの方向	AV1=0°	AV1=90°
"	AV2=90°	AV2=180°
ずれの幅	W1=10Km	W1=10Km
"	W2="	W2="
ずれの速度	VR1=3Km/sec	VR1=3Km/sec
"	VR2="	VR2="

媒体のP波速度 $V_p = 6.0 \text{ Km/s}$
 媒体のS波速度 $V_s = 3.5 \text{ Km/s}$
 震源の深さ $Z = 11 \text{ Km}$
 fault trace direction $af = 135^\circ$
 dip angle $\delta = 90^\circ$
 slip direction $\lambda = 165^\circ$
 ずれ(破断)の進行(bilateral)(表2参照)

ずれの最終値(いずれのPartも) $D_0 = 1 \text{ m}$
 ずれのライスタイム $t_0 = 1 \text{ 秒}$

(図-3参照)

震源モデルに基づいて計算した地震動の結果と観測地点の変位記録と比較するためには、計算された地震変位を地震計の特性(固有周期と減衰定数)に応じた応答値に変換しなければならぬ。実際には、表-3に示すような値を使って計算した。計算した地震波形と実測波形を比較したものを図-4に示す。

表-3 観測地点計器の定数(変位計)

成分	地名	本郷 (東大)	東京 (気象庁)	静岡 (気象庁)
N-S	T _h	3.10 0.184	6.2 0.55	6.1 0.53
E-W	T _h	19.9 0.23	6.2 0.55	6.0 0.53
U-D	T _h	—	4.9 0.53	4.8 0.54

本郷および静岡ではN-S, E-W成分について理論値と実測値とで初動の状況はかなり良く一致している。細かくみると実測値が理論値よりやや周期が短い。U-D成分については本郷では実測値がなく、静岡ではモデルの性質上理論値が0になっているが、実測値は0とみなし難い。N-S E-W成分に比べてU-D成分のオーダーの小さ

いことは明らかで、この点モデルの定性的な妥当性を示していると云えよう。以上に反して東京の実測値は3成分とも理論値より短い周期成分が顕著であって、両者の対応は十分とは云えない。実測値には、このモデルでは説明できない短かい周期成分の変動が混入しているのであろう。

理論値の変位波形から数値微分により加速度波形を求め、さらに加速度応答スペクトルを計算したが、その内の観音崎地点については実測データ(SMAC及び地中地震計)に基づく応答スペクトルが得られているので比較してみた。その結果を図-5に示す。周期2秒以下の領域では、実測値が数十倍大きい。2秒以上の周期領域では1.5倍から数倍と開きがせばまっている。このことから、かな

り長い周期領域では震源モデルによる波形の性質と実測波形の性質との間で傾向的一致がみられるといえる。

4.1.2 既往主要地震の震源モデル解析

既往の地震において、震源モデルの解析を行なった事例につき調査し、一覧表にとりまとめた。

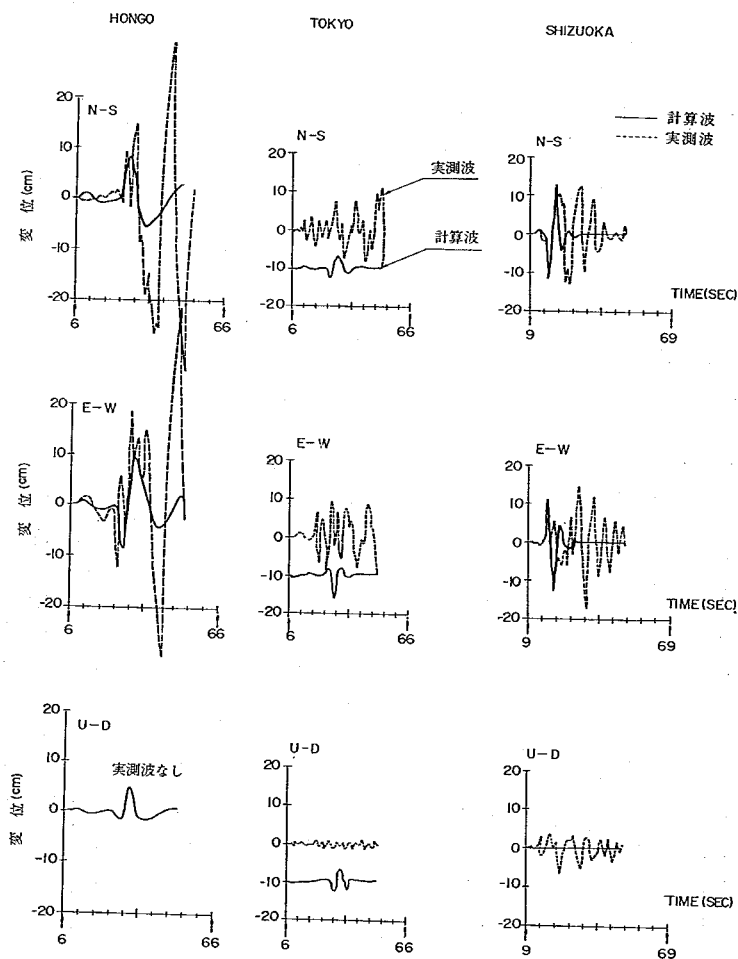


図-4 実測波形と計算波形の比較

(TOKYOの計算波は原点を-10 cm 移動している)

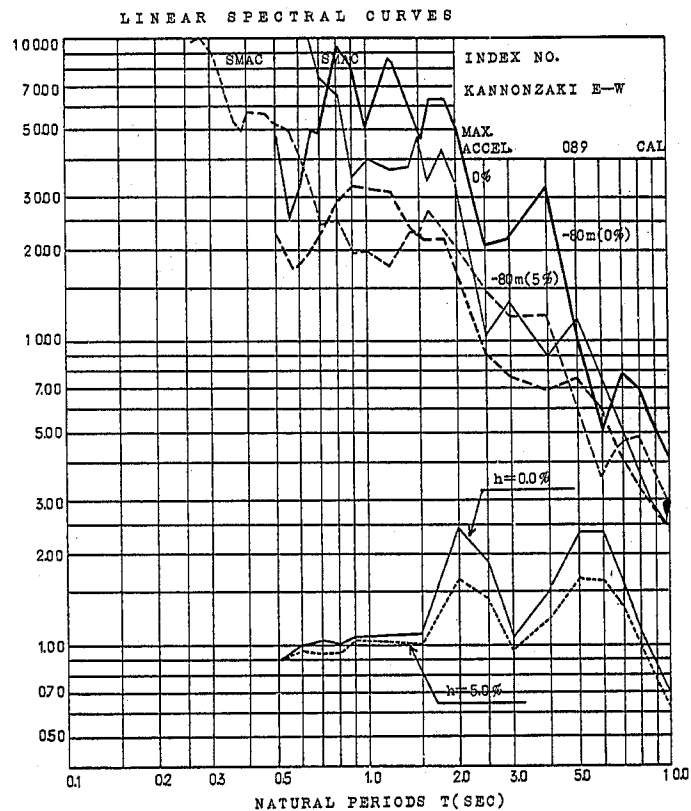
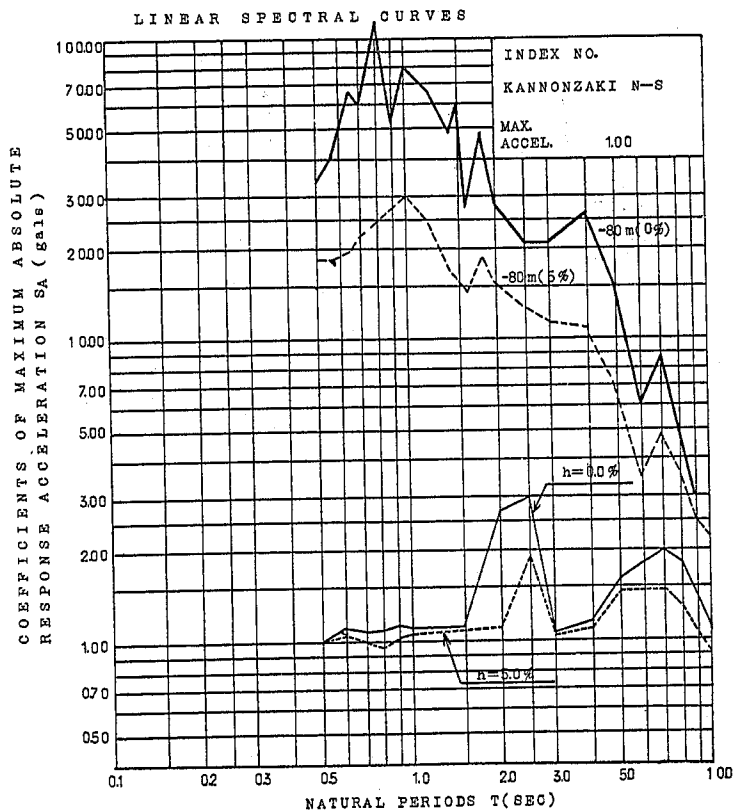


図-5 加速度応答スペクトルの比較(観音崎)

4.1.3 耐震設計に应用する際の問題点

震源モデルによる地震解析を耐震設計に应用する際に問題となる点をあげると、

i) 現在のプログラムで計算される地震波には、周期の長い成分のみが含まれ、短い周期成分は、ほとんど含まれていない。従って本理論は、構造物の周期に対応させれば利用できる可能性を持っているが、周期の短い構造物に対しては再検討が必要である。

ii) 理論波形では、初動部の1, 2波が大きく、その後は急激に減衰してしまうため、実測波と異なっているが、震源モデルを半無限体から2層構造あるいは多層構造(計算時間が長くなる)に改良する必要がある。また、source functionも1つのramp sourceでなく、多段階のramp source (N.A.Haskell, 1969など)を用いるか、割れ目伝播の停止機構の理論(竹内均, 1971)を用いれば短い周期領域でもっと対応がよくなる可能性がある。

iii) 半無限体で計算した理論波形を各観測点の基盤層の地震波と仮定し多重反射理論により地表面の地震波を計算する必要がある。

iv) 震源から観測点までの伝播経路における地盤を均質な一層構造と仮定している点を改良することも将来考える必要が出てこよう。

v) 本理論を用いれば、地震動のうちの長い周期をもつ変位をある程度推定できる。従って、長大橋、地中の線状構造物など長い周期の変位が重要となる構造物に対する設計用地震入力として利用できる可能性が高い。

4.2 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、科学技術庁国立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 gal以上の地震による記録を解析した。

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 A 、震源深さ D 、発生時刻
- (2) 波形特性等——最大加速度 A_{max} (gal)、 A_{max} 時での周期 T_1 (秒)、継続時間 T_d (秒)、 T_d 区間内で加速度 $A \geq \frac{1}{2} A_{max}$ となるピークの数 n 、最大水平加速度に対する最大鉛直加速度の比 V/H 、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

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

とした。

地震諸元と波形特性値の平均的関係およびマグニチュード M 、震央距離 A 、地盤条件G.C.に対

する波形特性値 ($A_{\max}$, T_1 , T_d , n , V/H) の関係を求めた。これらの解析より、地震動の特性に関して、次の傾向が指摘できる。

- 1) 最大加速度 $A_{\max}$ は震央距離 d の増大とともに減少する。
- 2) マグニチュード M が大きくなると、 $A_{\max}$ 時の周期 T_1 , 継続時間 T_d , および振動の繰返回数 n が大きくなる。
- 3) T_1 は d , T_d が大きくなると大きくなる。
- 4) T_d は d , n が大きくなると大きくなる。
- 5) n は $1/A_{\max}$, d が大きくなると大きくなる。
- 6) T_1 は、地盤条件が軟質になるにつれて増大する。

以上の諸性質はいずれも、従来より定性的に認められていたものであるが、今回の解析である程度定量的に明らかになったといえよう。

4.3 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。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 , 発生時刻
- 2) 記録特性 最大加速度 $A_{\max}$, 震央距離 d , 地盤条件 G.C.

また変数とした加速度応答スペクトル値 S_A は、21種類の周期 ($T=0.1, 0.15, 0.2, 0.25, 0.3, 0.35, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 8.0$, および 10.0 秒), 減衰定数1種 ($h=0.05$) に対応する絶対加速度とした。今回は $S_A = \beta \cdot A_{\max}$ から S_A を求めて各種の解析を実施した。 β は、応答加速度倍率である。

対象記録は総計154成分とした。解析結果より、マグニチュードの範囲、震央距離の範囲および地盤条件を与えれば、各周期に対応する加速度応答スペクトル値 S_A を求め得る資料を得た。今後この種の解析を継続し、より実用的な成果を得る予定である。

4.4 地震統計の解析

気象庁地震課が保有する西暦416年以来、最近までの間に、我国で発生した地震の統計資料 (総計17,883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。今年度はその手始めとして、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) を探索する電算プログラムを作成した。

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。

今年度は、地震諸元の探索まで可能となったが、今後は4.2および4.3に記述した地震動の特

性値と組合わせることによって、構造物の設計に用いるべき地域別設計震度などを策定する基礎的資料を求める必要がある。

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

マグニチュード 期間	M (未詳)	$M \leq 4$	$4 < M \leq 5$	$5 < M \leq 6$	$6 < M \leq 7$	$7 < M \leq 8$	$8 < M$	計
西暦 416~1800 年 (1385 年)	108	0	0	12	127	36	10	293
1801~1884 (84)	18	0	0	13	29	6	3	69
1885~1925 (41)	124	0	114	1,412	1,114	211	11	2,986
1926~1960 (35)	1,575	70	1,722	1,456	289	25	4	5,141
1961~1974.10 (14)	1,894	2,200	3,706	1,271	263	59	1	9,394
計	3,719	2,270	5,542	4,164	1,822	337	29	17,883

注) 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。

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) 地盤を層状構造をなす半無限体と考えた震源モデル理論の展開
- 2) 強震観測に基づく地震動の特性と地震統計の組合わせによる設計用地震動の策定
- 3) 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。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所「耐震技術に関する研究開発報告書」

土木研究所資料第1135号、昭和51年3月

(4) 構造物および周囲地盤中での地震測定 —橋梁—

構造橋梁部 部長 国広 哲男

振動研究室 室長 岩崎 敏男

” 研究員 若林 進

” ” 龍岡 文夫

” ” 堀内 俊一

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に、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、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対する地震計の設置を完了し、地震動の観測を開始した。さらに、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。また、橋梁構造を主たる対象とし、地盤と構造物の動的相互作用の解析例を調査し、一定様式にとりまとめた。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実施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) 橋梁及び周囲地盤中での地震動観測
- (2) 構造物及び地盤中での地震動記録のデジタル化および波形解析
- (3) 地盤と構造物の動的相互作用の解析例についての文献調査・分類及び解析結果の検討
- (4) 表層地盤の地震応答解析の実施

4. 研究結果

4. 1. 橋梁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、地震動観測を開始した。モデル基礎及び地震計の配置図を示すと図-1のようになる。またモデル基礎の形状、寸法を図-2に示す。地震計は、地中地震計が地表面下10mに1台、地上に強震計1台および構造物に水平動2成分の地震計を設置した。この地震動観測ではまだ強震記録が一度も得られていないが、

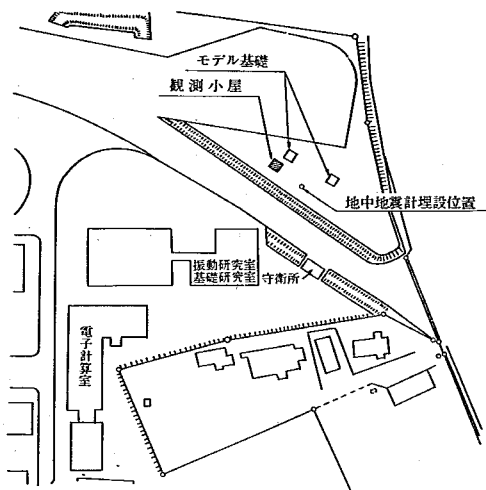


図-1 モデル基礎・地中地震計の配置

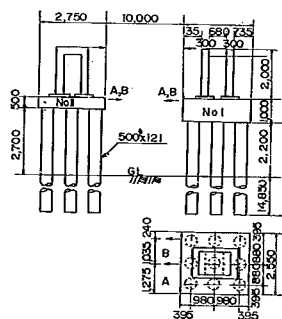
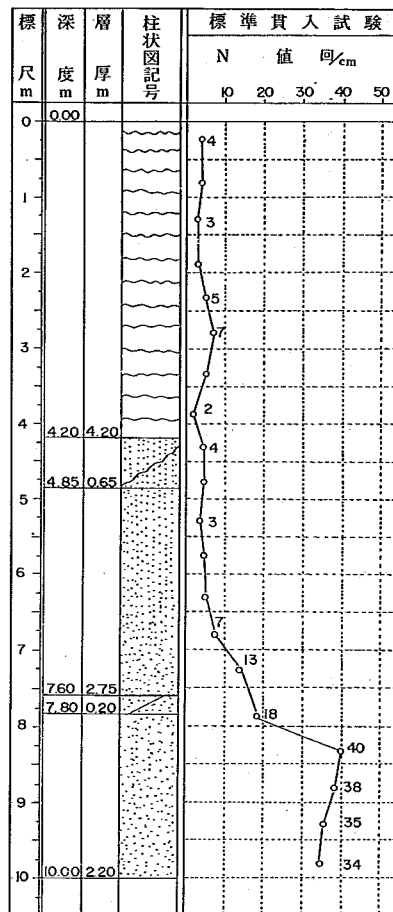


図-2 モデル基礎の形状・寸法



図一三 観測地点の土質柱状図

建設省が実施した実橋梁及び周囲中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. 地盤と構造物の動的相互作用の解析

内外の既往の文献から地盤と構造物（主に道路橋）の動的相互作用の解析に関する事例を調査し、一定の様式にまとめ、その現状と問題点を把握し、将来、各種構造物に対応した解析を実施する際の基礎資料を作成した。

4.3. 地中地震記録に基づく地盤の応答解析

4.3.1. 概要

川崎市浮島町の地中地震計で実測された2つの地震動記録を、集中質量法の応答計算でどの程度再現できるか解析する。すなわち、実際には複雑な事象である現実の地震動の伝播をSH波の垂直伝播で代表させることの妥当性を、この解析例に対して検討することが第一の主目的である。

本解析で選んだ対象地点は、川崎市浮島町で、建設省が埋設した地中地震計が深度方向に4個埋設されている(G.L. 0 m, -27 m, -67 m, -127 m)。これらはすべてE-W、N-S、U-Dの3成分を記録することができる。

この地中地震計がとらえた地震動の内、今回は八丈島地震(1972. 12. 4)のE-W、N-S両成分と、伊豆半島沖地震(1974. 5. 9)のE-W、N-S 2成分を選んで解析の対象とした。

応答計算は集中質量法によることとし、線型加速度法に基づく直接積分で応答を求めることにした。入力波形としてはG.L. -127 mの深度の実測加速度波形、20秒分を用い、G.L. -127 mに代入してそれ以浅の応答を定めることにした。なお、土の非線型性は等価線型法における土質定数の低減によって処理した。

4.3.2. 解析モデル

図-4に解析モデルを示す。 V_s の値は近接の千鳥町での実測結果に基づいて推定した。

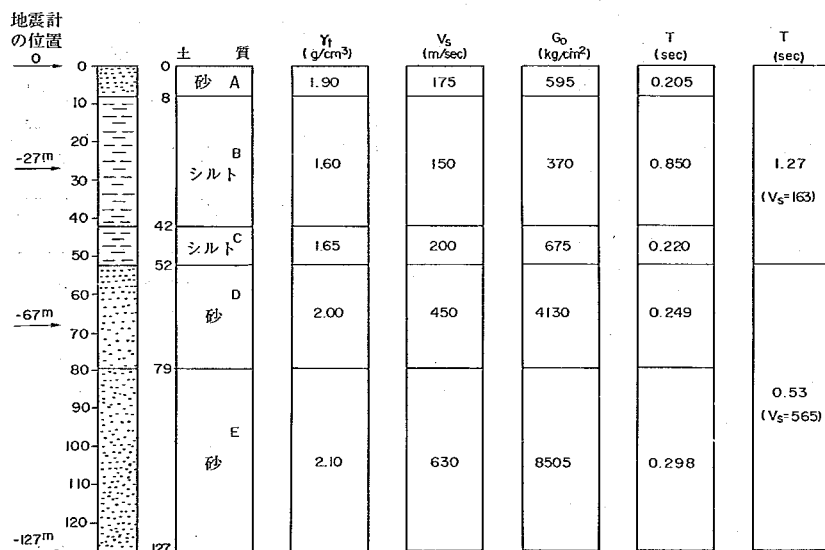


図-4 浮島のモデル地盤と土質定数

4.3.3. 解析結果

図-5、図-6はフーリエスペクトルから得られる比較結果をまとめたものである。斜線の領域は実測加速度波のフーリエスペクトルに見られる、卓越周期の主要なものである。①、●、○印は計算された波形のスペクトルに現われたピーク値を示す。破線は、沖積層と洪積層の固有周期である。沖積層A、B、Cのせん断変形係数 G （くり返し計算の最終回の値）から V_s を定め、層厚の重みをつけた平均 V_s を求める。次に、沖積層の全層厚 H から周期 $T=4H/V_s$ が求まる。洪積層の T も同様に定めた。図から分かるように全体的に短周期成分での一致度はよいが、長周期成分での一致度はやや悪い。これは表層の沖積層の土の動的変形特性の設定法に起因するものと思われる。

土の動的変形特性の評価は今後の課題である。

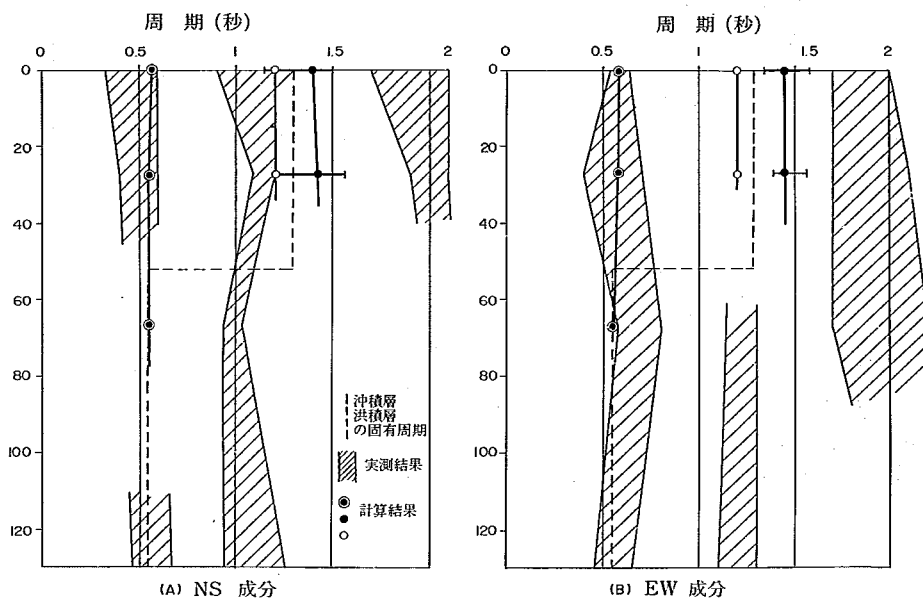


図-5 フーリエスペクトルによる周期の比較（八丈島地震）

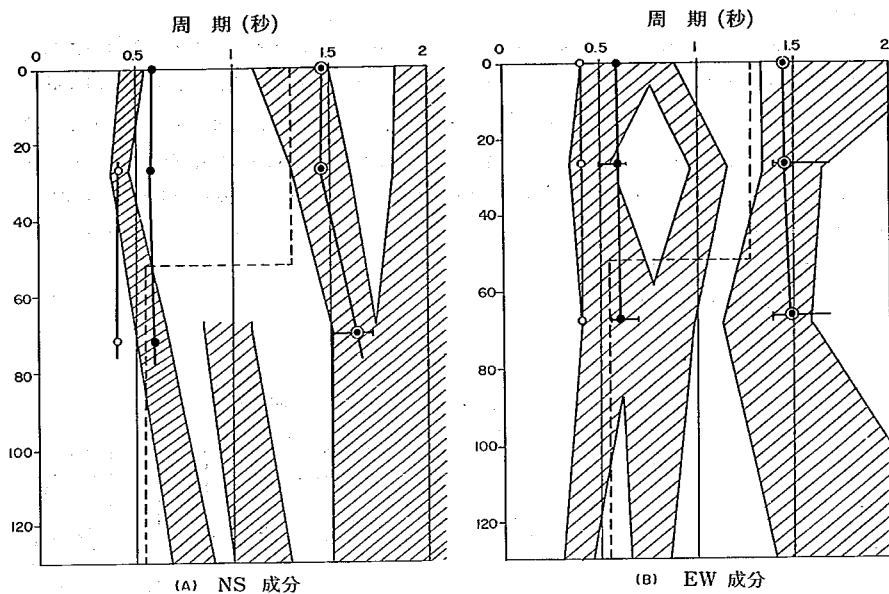


図-6 フーリエスペクトルによる周期の比較 (伊豆半島沖地震)

5. 今後の問題点

下記の点について、今後調査研究を実施する必要がある。

- (1) 構造物及び周囲地盤中での地震測定継続実施
- (2) 実測記録に基づく地盤及び構造物の地震時挙動の解析法の確立

(5) 道路交通による振動障害の防除に関する試験調査

振動研究室 室 長 岩崎 敏男

“ 研究員 若林 進

“ 堀内 俊一

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。本年度は、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、測定方法等の原案作成に協力した。

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

(1) 道路交通振動の実態調査

道路交通振動の実測を行うとともに、地方建設局が実施する実態調査に協力する。

(2) 振動伝播の予測法と振動防除対策手法の開発

実験および解析計算等により道路交通振動の伝播の予測法を求める。また現場振動試験等により振動軽減対策に関する有効な手法を開発する。

(3) 道路交通振動の測定解析法の基準化

上記の調査結果に基づき、道路交通振動の測定解析法の基準化をはかる。

4. 調査結果

4.1 国道6号交通振動測定結果

4.1.1 概要

関東地方建設局管内の国道6号沿線の33地点（図1および表1参照）を対象として自然交通による沿道地盤振動の実測調査を実施した。調査項目としては、振動加速度の他に、道路構造、路面平坦性、地形・地質、車線・車種別交通量、車線別走行速度をとりあげた。図1および表1でAタイプでは主に路線方向の振動分布を、またBタイプでは路線方向および直角方向の振動分布を注目し、公害振動計を8～11台配置した。33地点のうち、31地点では昼間の10分間測定を3回、他の2地点（地点№12と31）では正時0分および30分に測定を開始し10分間測定を48回（24時間）実施した。同一時間帯の交通量、車速を計測した。路面平坦性は車載型ラフネスメータ等によって測定した。表1において路面状況は観察に基づく路面状況を参考のために示したもので、1は良好、2はやゝ良好、3は不良といえるものである。（ ）内には路面の平坦性を欠く原因を述べており、波とはワダチ堀れを意味している。

公害振動計を用いて記録した加速度アナログ波形は、フィルターを介して振動レベルに変換し、さらにAD変換器によりデジタル化した。その結果を用いて、累積度数曲線、振動レベル、距離減衰等を求めた。これらより、路面平坦性、交通量、大型車混入率、車速等と振動レベルとの相関関係を分析したが、その結果の一部を以下に示す。

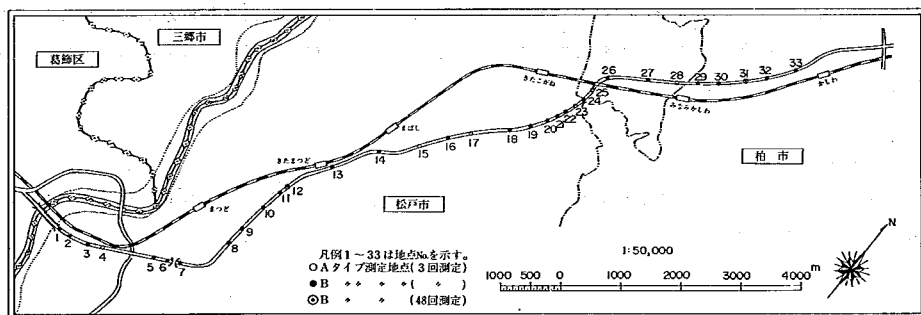


図1. 調査地点位置図

表1 調査地点の概要

地点 №	路面状況	構造	タイプ	測点 数	測定回数	対象 車線	地点 №	路面状況	構造	タイプ	測点 数	測定回数	対象 車線
1	2(波)	高築構	B	11	3回×10分	上り	12	2(波)	原地面	B	9	48回×10分	下り
2	2(波)	盛土	B	11	"	"	13	2(波)	"	B	10	3回×10分	上り
3	2(少段差)	"	B	11	"	下り	14	2(キレツ)	"	B	11	"	"
4	2(波)	"	A	10	"	上り	15	2(波)	盛土	A	10	"	下り
5	2(キレツ)	"	B	10	"	下り	16	2(波)	切通境界	B	10	"	"
6	2(少段差)	切土	B	11	"	"	17	2(波)	盛土	A	10	"	"
7	2(波)	盛土	B	9	"	"	18	2(波)	切土	B	10	"	"
8	1(良好)	切土	B	9	"	"	19	1(良好)	原地面	B	10	"	"
9	3(大波)	原地面	B	11	"	"	20	1(波)	"	B	11	"	"
10	2(波)	"	B	9	"	"	21	1(波)	"	B	11	"	"
11	3(大段差)	"	B	10	"	"	22	1(波)	切通境界	B	10	"	"
							23	1(良好)	切土	A	8	3回×10分	下り
							24	1(波)	盛土	B	10	"	"
							25	1(波)	"	A	10	"	"
							26	1(波)	原地面	B	11	"	"
							27	1(波)	"	B	11	"	"
							28	2(波)	"	A	8	"	"
							29	1(良好)	"	B	11	"	"
							30	1(波)	"	B	11	"	"
							31	1(波)	"	B	11	48回×10分	"
							32	1(波)	"	B	11	3回×10分	"
							33	3(大段差)	盛土	B	8	"	"

4.1.2 歩道端における振動

上記の33地点に対して、主に下り車線を対象（表1の対象車線参照）として、歩道外端での鉛直振動補正加速度レベル（dB）（Slow、5秒間隔100回法の80%レンジ上端値で表示）をまず算定した。各地点とも、路線方向に20m間隔4～5測点到振動計を配置した。昼間の測定3回の平均値を図2に示す。これらの地点のうち、歩道外端がほぼ用地境界になっている地点は、No.6、9～14、16、18～23、27～32の20地点である。他の13地点では、用地境界が道路より離れた位置にあり、境界点では歩道外端に比べて一般に振動は小さくなっている。

図2から、歩道外端での振動がある程度大きい地点はNo.1（高架橋上）、No.7、No.9、No.11、No.15、No.17、No.33の7地点である。

4.1.3 路線直角方向の距離減衰

表1に示したAタイプの6地点では歩道外端から約20mの範囲で、またBタイプの27地点では約50mの範囲で、振動計を配置し路線直角方向に対する距離減衰を調査した。図3は全地点に対する鉛直振動成分の距離減衰を示したもので、横軸は歩道外端を基点とした距離、縦軸は昼間の測定3回の平均値（dB）（Slow、5秒間隔100回法の80%レンジ上端値）である。地点No.1の0m測点が出ているのは、高架橋上の測点のためである。またこの図には用地境界を矢印で示している。この図より、一般には距離とともに振動が減衰することが判るが、一部逆の傾向もみられる。No.6地点は切土部であり、周辺地山表面の振動が歩道付近より大きくなった特異な例である。

以上は全て上下動成分であるが、Aタイプ6地点では水平動成分も同時に測定した。それによると、道路側近では上下動成分の方がかなり大きい、直角方向に10m以上離れると両成分がほぼ等しくなる傾向がみられるが、水平成分が鉛直成分に比べ卓越するという程ではない。

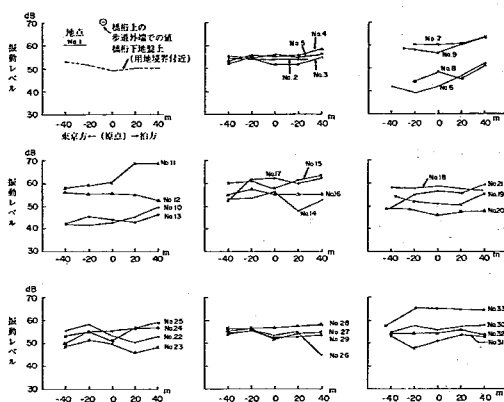


図2 各地点における歩道外端の振動分布（鉛直振動成分）

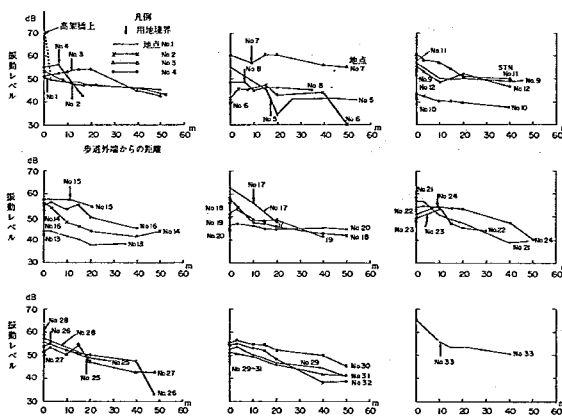
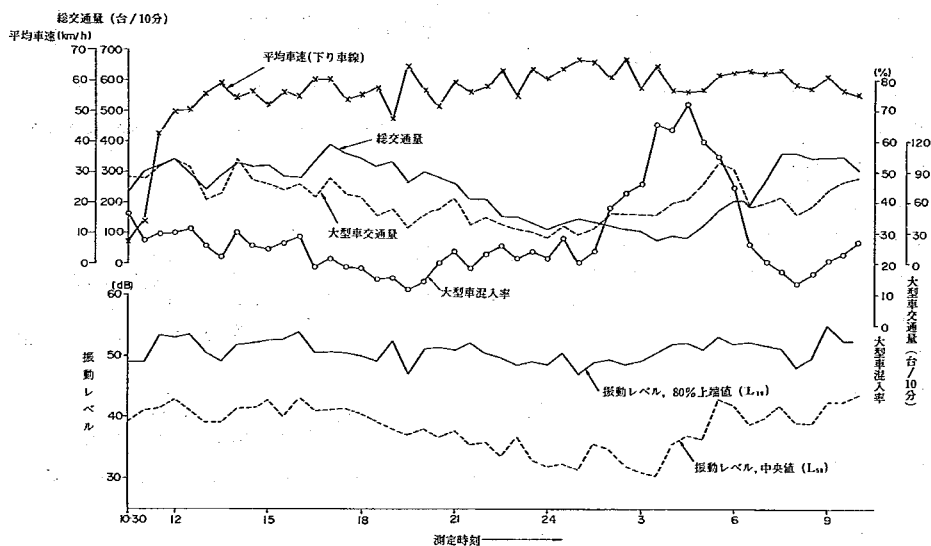


図3 各地点における路線直角方向の距離減衰（鉛直振動成分）

4.1.4 振動の時間変化と交通量の関係

地点No.12および31では、24時間連続測定（但し、正時および30分から10分間測定）を行った。このさい、振動レベルと同時に交通量および車速を測定し、相互間の関係を求めた。図4が地点31に対する結果である。ここでは振動レベルに影響する各種因子のうち、総交通量、大型車交通量、大型車混入率、車速をとりあげた。道路構造、路面状況等の影響（これらについては次項でふれる）が複雑に関係しているので、必ずしも良好な対応はみられていないが、大型車交通量が振動レベルとある種の相関のあることが認められる。しかし、総交通量、大型車混入率、あるいは車速と振動レベルとは単純には関連づけられない模様である。図4より国道6号のような幹線道路では深夜～早朝でも余り振動レベルが低下せず、1日の変化が少ないことが特徴的である。

最も相関の高いと認めらる大型車交通量と振動レベルとの関係をとりあげて図示すると、図5となる。これより、近似的ではあるが、両者に対応関係が認められる。例えば、この資料によると10分間の大型車台数が30台増えるごとに、約3 dB振動レベルが増加することが判る。振動レベルに対する総交通量、大型車混入率、および走行速度の関係を求めたのが図6、7および8である。これらの図より、上述した事実（総交通量、大型車混入率、車速と振動レベルとは関係づけにくいこと）が再確認できる。数少ない実測例であるため、今後同種の実測資料の増加を待って、交通量、車速と振動レベルとの間の関係をさらに明確にしていく必要がある。



図—4 振動レベルと交通量・車速の時間変動

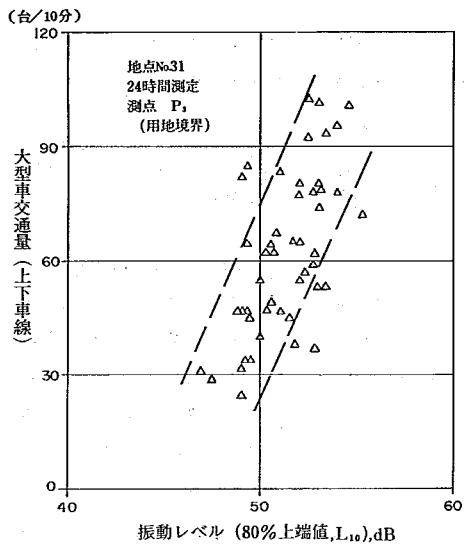


図-5 大型車交通量と振動レベル

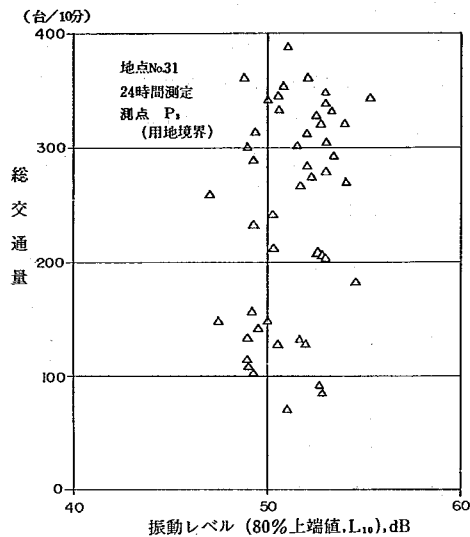


図-6 総交通量と振動レベル

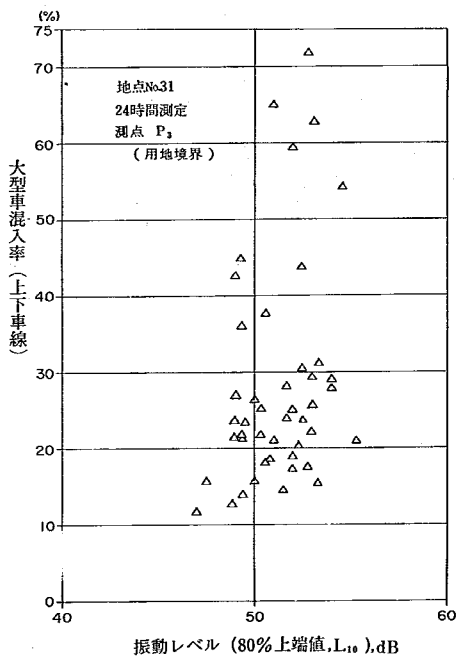


図-7 大型車混入率と振動レベル

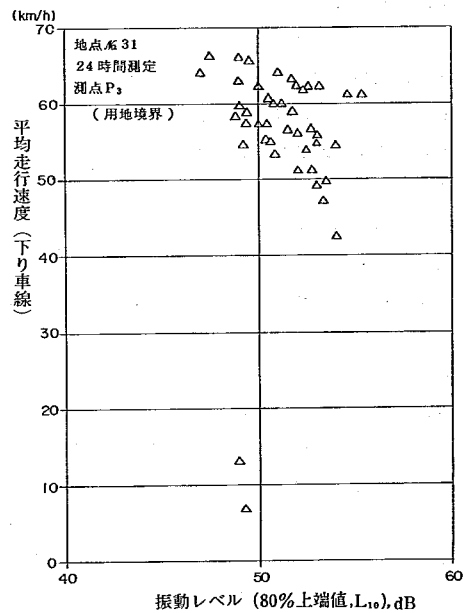
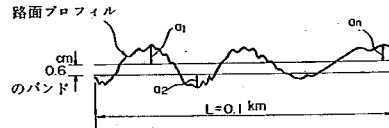


図-8 平均走行速度と振動レベル

4.1.5 路面平坦性と振動レベルの関係

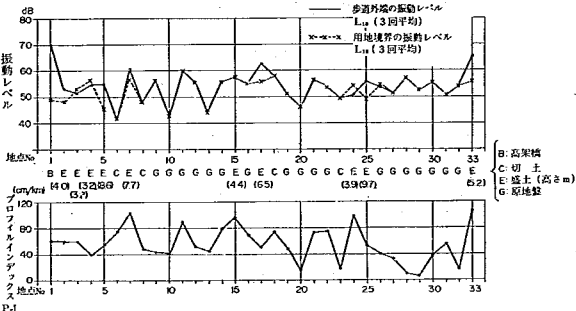
路面平坦性の調査のために、車載型プロファイルメータ（構造研究所属）を使用した。測定項目は、車輪変位、車体加速度、路面プロファイルの3者とした。ここでは路面プロファイルのデータより次式によりプロファイルインデックスP.I.を求め、これと振動レベルとの相関性を調査してみた。路面プロファイル波は33

$$P.I. = \frac{\sum_{i=1}^n |a_i|}{L} \quad (\text{cm/km})$$



地点において、各々100 m区間を対象として2回測定し 図9 プロファイルインデックス(P.I.)の求め方
た。このようにして求めたP.I.と振動レベルとの対応関係を図10および11に示す。ここに示した33地点の振動レベルは互に交通量がほぼ等しい（総交通量400～500台、大型車100台前後）場合のものである。図10は横軸が地点番号（No.1～33）で、上図の縦軸は歩道外端および用地境界における振動レベル（ L_{10} の3回平均値）、下図の縦軸はP.I.である。両図の間にある程度良好な対応が認められる。上図の横軸の下にあるB、C、EおよびGの記号は、道路構造の略号で、それぞれ、高架橋、切土、盛土（高さm）、および原地盤を意味している。次に図11は、直接的にP.I.と振動レベルの相関をみたものである。交通量、走行速度、

地形・地質、道路構造等の要因を含んでいるにもかかわらず、P.I.の増大により、振動レベルが増加していることが判る。これより、路面平坦性は、振動レベルを支配する重要な要素であること、従って、振動を考慮した路面平坦性の測定法を確立していく必要があるといえる。



また図10の道路構造に注目すると、 図10 プロファイルインデックスと振動レベル（地点No.1～33）
歩道外端における振動レベルは、B（高架橋部）およびE（盛土部）で大きく、C（切土部）およびG（原地盤部）で小さい傾向がみられる。しかし、用地境界の振動レベルは道路構造のみならず、路面平坦性、路肩から用地境界までの距離等が関係してくる。これらの因子の他に、当然の事ながら、交通量（特に大型車交通量）、地形・地質、路床・路盤の剛性等も影響してくる。これら各種要因が振動レベルに与える影響については、今回の測定および今後の測定の結果を解析することによって定量的評価を行っていく必要がある。

ここに記述した国道6号に関する測定調査は、

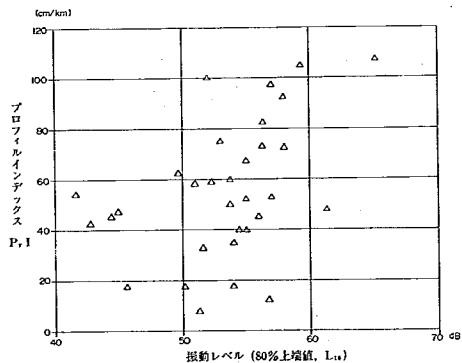


図11 プロファイルインデックスと振動レベル

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 宿院高架橋振動測定

近畿地方建設局管内第二阪和国道の一部として新設された宿院高架橋を対象として、試験車（実車重量11tの散水車）および自然交通による振動調査を実施した。本高架橋は延長2.9kmあり、その間で各種の橋梁形式が採用されているが、主要な3形式である5径間連続PC桁（以下3主版桁と略称する—図12参照）、2径間ビルツ（柱頭部SRC、吊桁部PCプレテン桁—以下連結ビルツと略称—図13参照）、および非合成単純鋼桁（以下鋼橋と略称）を対象とした。各形式のスパンは3主版桁で25m、連結ビルツで25m、鋼橋で43.5mである。この測定より大略以下のことが判明した。

(1)各形式の卓越振動数は、3主版桁で1.7～2.4 Hz（橋軸直角方向）、2.3～2.6 Hz（橋軸方向）、4.4～4.6 Hz（上下方向）；連結ビルツで1.5～1.6 Hz（橋軸直角方向）、3.4 Hz（上下動）；また鋼橋で2.6～2.9 Hz（橋軸直角方向）、4.2～4.8 Hz（橋軸方向）、2.7～3.0 Hz（上下方向）となっている。上下方向の振動数は鋼橋が低く、3主版桁が高くなっている。

(2)各形式の減衰定数は、3主版桁で0.01～0.04、連結ビルツで0.01～0.03、また鋼橋で0.01～0.02となっており、鋼橋が他と比べてやや小さい。

(3)3主版桁では地震時における上部工から下部工への振動・衝撃力の伝達を軽減するためにゴム支承を採用している。これの効果を調べるため、桁上と橋脚上での振動（水平速度振幅）を比較したところ、約 $\frac{1}{2}$ ～ $\frac{1}{3}$ に低減している。

(4)上下動振動について下記のことはいえる。3主版桁では高架橋上（橋脚の真上）の振動に対して用地境界（橋梁中心線より約25m）で約 $\frac{1}{40}$ （-32 dB）に減じる。連結ビルツでは高架橋上（橋脚の真上）の振動に対して用地境界（橋梁中心線より約15m）で約 $\frac{1}{70}$ （-37 dB）に減じる。3主版桁と連結ビルツとを比較すると、橋面上では後者の方が大きい（約2.5倍）が用地境界以遠では

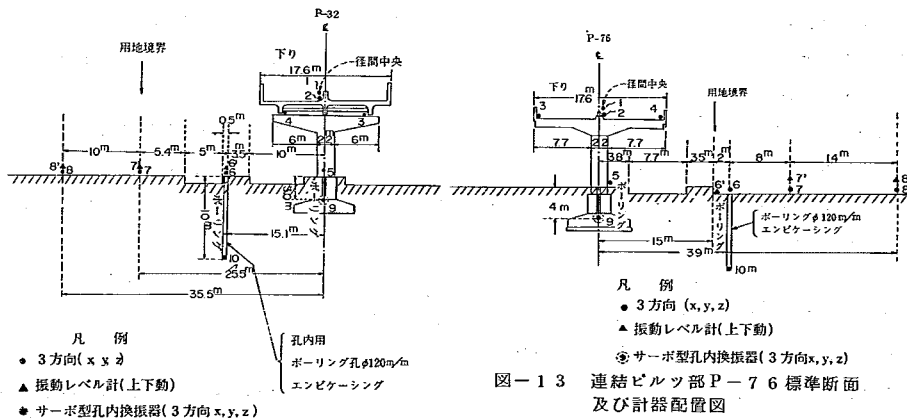


図-1 2 3主版桁部P-32標準断面及び計器配置図

差がほとんどなくなる。

(5)高架橋上を車両が通過するときの沿道地盤の振動レベルは低い。しかし一般街路部を車両が通過する場合に比べると、1台の車両の通行時における振動継続時間が長いこと、ならびに距離減衰が小さいという傾向が指摘され、高架橋の振動を調査する上に留意しておく必要がある。

以上の振動測定は近畿地方建設局浪速国道工事事務所が実施したもので、当研究室は耐震研究室と共に、計画段階および測定時における技術指導を行ったものである。

4.3 道路交通振動の対策に関する調査

4.3.1 概説

道路交通振動を軽減させる対策としては、常識的に、振動源の対策、伝播経路の対策および建造物施設の対策の3者が考えられる。これらの対策について現況を以下にまとめてみる。いずれも効果的な対策手法が確立している訳ではなく、道路交通振動の問題を克服するために、今後の調査研究が最も必要とされる所である。

4.3.2 振動源の対策

振動源に対する振動軽減対策としては、自動車自身と道路構造が対象となる。自動車については、車両構造の改良——これは機械工学の問題として対処する必要がある——をここでは議論しないことにすると、速度制限、大型車路線指定などの交通規制が有効となる。振動に及ぼす走行速度の影響および大型車両の影響については4.1に示したように、大型車交通量が特に重要である。

次に、道路構造上の対策は、路面の平坦化による衝撃力の軽減が第一とされる。オーバーレイなどにより路面の亀裂、凹凸、段差などを極力平坦化する。これによる振動軽減効果は大きいとされている。路面状態が特に悪い道路を改良した場合は14dB程度、また路面がやや悪い場合は6dB程度の軽減が実測されている。また車両走行時の路面の撓みも振動源の原因となる。従って、路面の撓みを減少させ衝撃力を減らすのも有効な対策となる。このためには、舗装、路床、路盤の剛性を高めるのが効果的である。さらに、路面の平坦性を長期にわたって保つためにも、表面の舗装のみならず路床、路盤の剛性が重要となる。路床、路盤の剛性に注目した実測資料は少ないが、パイプスラブ工法を用いて大幅に振動軽減をはかった例が報告されている。

軟弱地盤地域では地盤改良が有効な対策となる。地盤改良により振幅の減少ならびに振動数の上昇が期待できる。この両面から振動レベルが軽減される。実際に、地盤材料置換、生石灰パイル打設、サンドコンパクション打設などによって地盤改良を行い、振動軽減をはかった例がある。それによると、3～4dB程度の軽減効果があったと報告されている。

以上の諸事項を考慮すると、道路構造を良好に維持管理することにより、衝撃力や振動源の軽減ができ、沿道地盤の振動を抑止できることが判る。上述した各種の対策は地盤の良好な場所ほど効果が大きい、軟弱地盤では一般に効果が小さいとされている。

また、高架橋に対しては、エキスパンションにおける不陸の除去、橋桁の剛性増加、橋脚の剛性増加、基礎工の剛性と根入れの増加などが効果的な対策となるといえる。効果の定量的評価は今後の調査による所である。

4.3.3 伝播経路の対策

次に、伝播経路の対策としては、(1)路側付近に道路に並行して工作物を設置して沿道に伝わる振動を遮断しようとする対策と、(2)環境施設帯を設けて距離減衰を期待する対策とが考えられる。

工作物の対策として考えられる具体的な工法としては、溝の設置、シートパイル壁やコンクリート壁などの地中壁の建設があげられる。振動遮断効果のみに注目すると、溝の設置が優れているとされる。工作物による振動防止対策に関する実証実験の例は未だ僅少で、明確な結論は現状では出せない。しかし、既往の資料から、概略であるが下記の事柄が指摘されよう。

(1)溝による振動軽減対策として重要な要素は溝の深さである。効果のある程度以上期待するためには、溝の深さ H として、当該地盤振動のレイリー波の波長 L_R の最低6割以上が必要とされている。 $L_R (=V_R/f, V_R$: 当該地盤のレイリー波の伝播速度、 f : 振動数) は10 m程度以上が一般的であるので、効果が期待できる溝の深さとしては、 $H \geq 6 \text{ m}$ となる。この深さとなると、溝の設置工事、維持管理などの面で困難があり、必ずしも実用的とはいえない。実際の工事では、溝のまま残すのは問題があるので、溝の部分に低剛性・軽量の材料（発泡スチロールなど）を充てんする案などがある。

(2)次に、剛性壁体を埋込む工法については、かえって振動が増大するという例もあり、効果の正しい評価は難しい。しかし、剛壁体による防振対策は、軟弱地盤などに対して今後十分検討に値する方法であると考えられる。

以上より、工作物による振動軽減対策は、今後、現場実験などによる調査研究および開発になる所が大きいことが指摘される。

次に、もう一つの伝播経路対策として、環境施設帯を設けて距離減衰を維持する方法が確実に有効である。路側から道路横断方向に測った距離 L が10 m以内に対する距離減衰を実測資料から調べてみると、路側での振動に対して $L=10 \text{ m}$ 地点の振動は0.5～0.9倍（0.5～2 (dB/倍距離) の減衰に相当）が大部分である。ただし、路肩での振動が異常に大きい場合には、10 m地点で0.3倍程度（4 (dB/倍距離) に相当）に大きく低下している。 L が10～30 mの範囲では、一般に2～3 (dB/倍距離) の減衰が期待できる。ただし、特殊な場合（例えば振動源の振動数が高い場合など）には、5～6 (dB/倍距離) の減衰となることもある。地盤条件の差による距離減衰特性の差は現在のところ明確ではないが、地盤が軟弱な程距離減衰が小さく、遠方まで振動が伝播する傾向がみられる。

以上より、振動軽減対策として距離減衰を期待する場合には、巾10～20 m程度の環境施設帯を設けるのが望ましいといわれている。

4.3.4 建造物や施設の対策

振動をうける沿道の建造物や施設に対しては

- (1)老朽化したものを更新する
- (2)基礎を堅固にする
- (3)鉄筋コンクリート造を採用する
- (4)斜材や壁構造に留意する
- (5)施設の支持方式を工夫する

などの対策が考えられる。これらの対策により、振動の影響を軽減することが可能である。具体的な対策方法およびその効果については、今後資料を蓄積していく必要が認められる。

4.4 振動規制基準に関する調査

4.4.1 振動規制について

環境庁は中央公害対策審議会騒音振動部会に振動専門委員会を設置し、振動規制を行うにあたっての規制基準値、測定方法等について検討を重ねてきた。昭和51年3月には、専門委員会、部会ならびに審議会の審議が完了し中央公害対策審議会より環境庁に対して答申がなされた。以下にこの答申の概要を紹介する。なお、今後制定される振動規制法（仮称）及び関係法令の段階では、多少の変更があり得るのでその推移に注目する必要がある。

4.4.2 振動規制の基本概念

対象とする振動としては、工場振動、建設作業振動、道路交通振動とし、それぞれ指定区域ごとの基準値または限度値を定めて、振動を一定の値以内に抑制するよう求めている。工場振動に対しては、規制基準値（表2）を越える施設について都道府県知事が改善勧告または改善命令を出せることになる。建設作業振動に対しては、特定の作業を指定区域内で実施するときには、7日前の届出を義務づけている。さらに、一定の基準値（表3）を越える場合には都道府県知事が改善勧告または改善命令を出すことができ、かつ作業時間を規制することができる。

次に、道路交通振動に対しては、ある限度値（表4）を越える振動が発生している場合、都道府県

表2 工場振動の規制基準値

時間の区分 区域の区分	昼 間	夜 間
第1種区域	60 dB以上 65 dB以下	55 dB以上 60 dB以下
第2種区域	65 dB以上 70 dB以下	60 dB以上 65 dB以下
但し、病院・学校等の敷地の周辺では、当該値から5 dBを減じた値以上とすることができる。		

表3 建設作業振動の基準値

基 準 建設作業 の 種 類	振動の大きさ	作業ができない時間	1日当りの作業時間	同一場所における 作 業 時 間	日 曜 休 日
		第1号 第2号 区 域 区 域	第1号 第2号 区 域 区 域	第1号 第2号 区 域 区 域	における作業
くい打機等を使用する作業 鋼球、重錘を使用する作業等	75 dBを 越える大きさの ものでないこと	午後7時 午後10時 午前7時 午前6時	10時間 14時間	連続6日	禁 止
但し、上記作業による振動が75 dBを越える場合は、1日当たり4時間を限度として作業時間を変更させることができる。					

表4 道路交通振動の限度値

時間の区分 区域の区分	昼 間	夜 間
第1種区域	65 dB	60 dB
第2種区域	70 dB	65 dB

知事が公安委員会や道路管理者に交通規制や改良処置を要請できることになる。道路管理者はこの要請があった場合において、道路交通振動の防止のため必要があると認められるときは、道路の舗装、維持、または修繕の措置をとることになる。

4.4.3 振動の測定方法と決定方法

振動単位としては鉛直振動補正加速度レベル(dB)(補正加速度レベルと略称)を用いる。補正加速レベルは、ISOが提案した人体の鉛直振動に対する振動暴露基準を準用して、次式で決定する。

$$\text{補正加速度レベル} = 20 \log \frac{A}{A_0} \quad (\text{dB})$$

ここに、Aは加速度実効値(m/s^2 ——単位に注意)で、 A_0 は鉛直振動の振動数 f (Hz)により決まる基準値であり、次式で与えられる。

$$A_0 = \begin{cases} 2 \times 10^{-5} f^{-1} & (1 \leq f \leq 4) \\ 10^{-5} & (4 \leq f \leq 8) \\ 0.125 \times 10^{-5} f & (8 \leq f \leq 90) \end{cases}$$

振動測定は、公害用振動レベル計またはこれと同等以上の性能を有する振動計を用い、動特性を緩(Slow)として計測する。振動の大きさは振動の性質に応じて次の方法で決定する。

①振動計の指示値が変動しないかまたは変動が少い場合は、その指示値とする(工場振動に多い)。

②振動計の指示値が周期的または間歇的に変動する場合は、その変動ごとの指示値の最大値10個の平均値とする(杭打ち振動など)。

③振動計の指示値が不規則かつ大巾に変動する場合は、5秒間隔100回の測定値による累積度数曲線の10%値 L_{10} (80%レンジの上端値)とする(道路交通振動はこれに相当する)。

道路交通振動の測定場所は原則として道路の用地境界における測定しやすい場所とする。振動測定時間は、当該道路交通振動を代表すると認められる1日について昼間の区分ごとに1時間当たり1回以上の測定を4時間以上行う。振動の大きさは昼間および夜間の区分ごとの全ての測定値の平均値とする。

4.4.4 道路交通振動の限度値

道路交通振動の限度値は表4のとおりである。ただし、病院、学校などの周辺の道路では同表より5dBを減じた値以上とすることができる。また、特定の既設幹線道路(日交通量が5,000台以上の道路)では第1種区域の夜間の値として、第2種区域の夜間の値を適用できることになっている。ここで、昼間とは午前5時～8時(この間で都道府県が決定する)から午後7時～10時(同)までとし、夜間は午後7～10時から翌朝5時～8時までとする。また第1種区域は、いわゆる第1種および第2種住居専用地域と住居地域に相当しており、第2種区域は第1種区域以外で工業専用地域を除いた区域としている。

5. 今後の問題点

下記の項目について、今後調査する必要がある。

(1)道路交通振動の予測手法の確立

(2)道路交通振動の対策手法の確立

参 考 文 献

- 1) 萩原浩「道路の環境調査」第123回道路講習会、日本道路協会、昭和50年度
- 2) 中央公害対策審議会「振動規制を行うにあたっての規制基準値、測定方法及び環境保全上緊急を要する新幹線鉄道振動対策について当面の措置を講ずる場合のよるべき指針について（答申）」
- 3) 建設省土木研究所「国道6号交通振動測定調査報告書」昭和51年3月
- 4) 建設省近畿地方建設局「宿院高架橋構造物調査業務報告書」昭和51年1月

(6) 地震動およ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. 土の動的変形特性の室内実験

4.1.1. 低周波動的セン断試験機

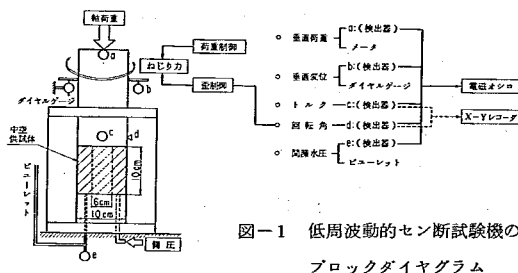
共振法土質試験機(盛土の耐震調査の項参照)を用いると $10^{-6} \sim 10^{-4}$ 程度の歪の範囲のセン断変形係数 G 、減衰係数を求めることができ、弾性波探査での S 波速度から求めた G と現地から採取した

試料での共振法土質試験から求めた G とは、歪レベルを考慮するとよく一致することがわかっている。一方、強震時の歪レベルは $10^{-4} \sim 10^{-2}$ 程度であることが知られている。土の変形係数は歪レベルに強く依存するから、この歪の大きさでの土の変形係数を求めることが必要である。このために前年度に低周波動的セン断試験機を開発した（試験機については昭和50年度報告を参照）。

この試験機では図-1に示すように、内径6 cm、外径10 cm、高さ10 cmの中空供試体に周波数約0.1 Hzの繰返しねじり力を与え、この時のトルカ力、回転角を測定することによって、セン断歪 $r = 5 \times 10^{-3} \sim 10^{-2}$ の歪の範囲の土のセン断変形係数および減衰係数を直接求めるものである。トルカ力、回転角の測定に誤差が入らないように、両者共にセルの中で供試体直上で測定した。側圧は内圧と外圧が常に等しくなるようにして空気圧で与え、軸荷重はこれとは独立に与えた。従って $\sigma_1/\sigma_3 = 1.0$ 以外の応力状態も作ることができる。

4.1.2. 実験方法

共振法土質試験と低周波動的セン断試験の実験結果の比較を目的として、密づめの豊浦砂で実験した。ここで用いた豊浦砂は $G_s = 2.64$ 、 $D_{10} = 0.12 \text{ mm}$ 、 $D_{60} = 0.75 \text{ mm}$ 、 $U_c = 1.46$ 、 $e_{max} = 0.96$ 、 $e_{min} = 0.64$ （ e_{max} 、 e_{min} は空気乾燥状態で求めた）である。空気乾燥砂の供試体はモールド内にスプーンでそそぎ込みモールドを木槌で叩いて作り、飽和砂の供試体は、十分脱気した豊浦砂を水で清したモールド内にスプーンで注ぎ込みモールドを木槌で叩いて作った。飽和供試体の実験は排水状態で行なった。表-1は実験リストである。共振法土質試験機の供試体寸法は内径6 cm、外径10 cm、高さ25 cmである。共振法土質試験では1つの供試体で各種の拘束圧の実験を行なった。低周波動的セン断試験では1つの供試体で1つの拘束圧の実験を次のようにして行なった。まず $r = 5 \times 10^{-3}$ 程度で荷重制御で $f \approx 0.1 \text{ Hz}$ で、10回くりかえす。このようにして $r = 10^{-2}$ 程度まで何段階かの試験を行なう。これを別の供試体で各拘束圧ごとに行なう。



4.1.3. 実験結果

図-2は、X-Yレコーダで記録した典型的な応力～歪履歴曲線である。曲線の形はくりかえし回数の影響をうけることがわかる。図-3は典型的な実験結果を動的セン断変形係数 G についてまとめたものである。この場合はI～Ⅶまでの8段階の実験を行っており、各段階で10回くりかえして行なった。荷重振幅が一定なので、同じ荷重レベルに対してくりかえし回数の増大と共に、セン断歪振幅は減少していくことが示されている。このグラフから、ある r の値に対する $N = 10$ の G の値を読みとって以下の整理に用いた。履歴減衰係数 η についても同様の整理を行なった。低周波動的セン断試験機でこのようにして得られた $N = 10$ の G と η の値と共振法土質試験で得られた値を $p = 1.0$

kg/cm²について比較したのが図-4と図-5である。Gについては、間隙比 e と平均主応力 $p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3)$ の変化の影響を消却するためにGの値を次の式で得られるGの値 G^* で除してある。

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

(1)

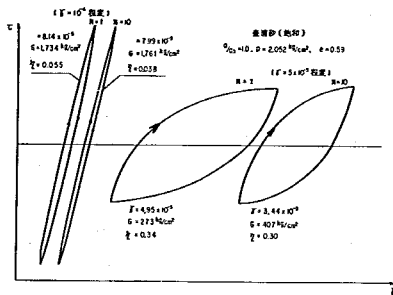


図-2 典型的な応力～歪履歴曲線

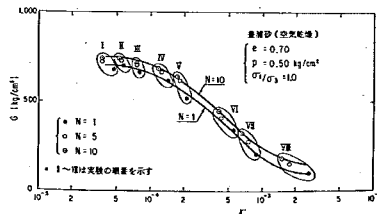


図-3 典型的な実験結果

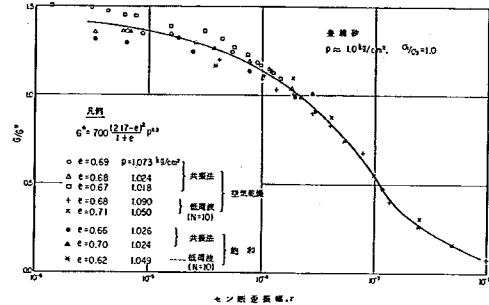


図-4 低周波動的せん断試験と共振法土質試験の比較(G)

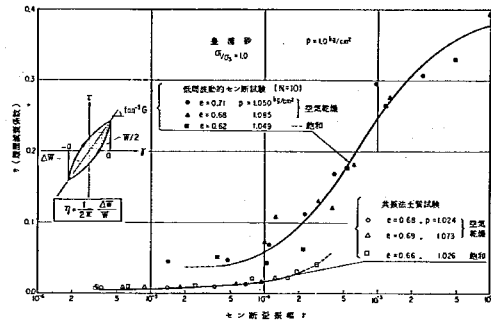


図-5 低周波動的せん断試験と共振法土質試験の比較(eta)

この式は、各種のきれいな砂の共振法土質試験によって $r = 10^{-4}$ について成り立つことが確認されているものである。

図-4は、豊浦砂のGの値が両試験において飽和、乾燥によらないこと、又周波数に大きな違い(共振法 $f \approx 50 \sim 100 \text{ Hz}$ 、低周波 $f = 0.1 \text{ Hz}$)及びくりかえし回数に大きな違い(共振法 $N \approx 2000 \sim 4000$ 、低周波 $N = 10$)があるにもかかわらず、両試験法による値が $r = 10^{-4}$ 付近でよく一致すること、 $r > 10^{-4}$ で著しい歪依存性があることを示している。他の拘束圧 p におけるGの値は図-6、7にまとめてある。ここで、各試験の e の値は、若干のばらつきがあるので(1)式に従ってGの値は $(2.17 - e)^2 / 1 + e$ に比例するものとして $e = 0.68$ のGの値に修正してある。図-10には $N = 300$ まで行なった低周波動的

表-1 実験リスト

豊浦砂(飽和)		豊浦砂(空気乾燥)		記号		記号	
共振法	RS1 $p=0.25, 0.5, 1.0, 2.0$	$e=0.66$ $\Delta\Delta\Delta$	$e=0.70$ $\circ\circ\bullet$	共振法	RD1 $p=0.25, 0.5, 1.0, 4.0$	$e=0.67$ $\square\square\square$	$e=0.68$ $\triangle\triangle\triangle$
	RS2				RD2		$e=0.69$ $\circ\circ\bullet$
低周波	LS1 $p=0.259$	$e=0.62$ $+$		低周波	LD1 $p=0.290$	$e=0.67$ $+$	
	LS2 $p=0.526$	$e=0.64$ $+$			LD2 $p=0.540$	$e=0.70$ $+$	
	LS3 $p=1.049$	$e=0.62$ $+$			LD3 $p=1.085$	$e=0.68$ $+$	
	LS4 $p=2.052$	$e=0.59$ $+$			LD4 $p=1.050$	$e=0.71$ $\times$	
					LD5 $p=2.060$	$e=0.67$ $+$	

的セン断試験における N の G の増加率、 G_N/G_1 に及ぼす影響を示す。 $r = 10^{-4}$ においては、 $N = 300$ でもほとんど G は増加していない。一方、共振法土質試験における G は、 $N \approx 2000 \sim 4000$ における値である。従って $r = 10^{-4}$ において、 G はくりかえし回数の影響がほとんどないから、図-4、6、7 で $r = 10^{-4}$ 付近で、低周波動的セン断試験による G の値が、共振法による G の値より若干小さいだけであり、ほぼ一致していることは、自然なことと思われる。又、図-10 に示してあるように r が 10^{-4} より大きくなると G はくりかえし载荷によって大きく増加してゆくから、 $N < 10$ の G の値は図-4、6、7 の $N = 10$ の値よりも若干小さくなり、又、 $N > 10$ の値は若干大きくなることに注意する必要がある。

図-5 に、 $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ での η を示す。低周波における η は $N = 10$ における値である。 η の値は p 、 e についての修正はしていない。図-5 は、両試験それぞれにおいて、豊浦砂の η が飽和、乾燥によらないこと、又、 $r > 10^{-4}$ で η は急に大きくなることを示している。しかし、 G の場合と異なり、 $r = 10^{-4}$ 付近で両試験方による η の値が大きく異なっている。図-8、9 は、他の拘束圧 p の値の場合を含めて η について整理したものである。 $r = 10^{-4}$ における両試験法による η の値の著しい差異が認められる。図-10 に、 N が η の値に及ぼす影響を示すが、 G の場合とは異なり $r = 10^{-4}$ 付近でも N の増加による η の減少は無視できない。従って $N \approx 2000 \sim 4000$ に対する η は、 $N = 10$ における η よりもはるかに小さくなる可能性があり、 N を一致させて両試験の η の値を比較すればかなり一致する可能性がある。現在の段階では、この差は解明できないが、少なくとも $r = 10^{-4}$ 付近でも η の値はくりかえし回数の影響を無視できないことは確かである。更に G の場合と異なり、 r が大きくなるとくりかえし载荷

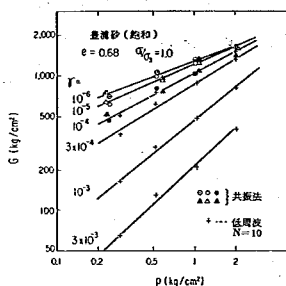


図-6 G と p の関係 (飽和)

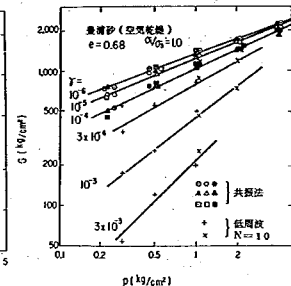


図-7 G と p の関係 (空気乾燥)

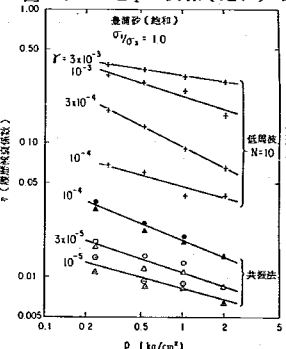


図-8 η と p の関係 (飽和)

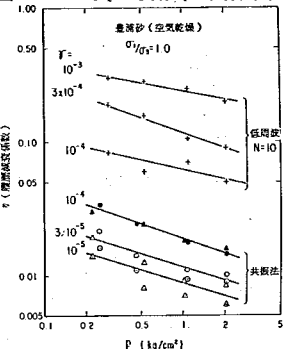


図-9 η と p の関係 (空気乾燥)

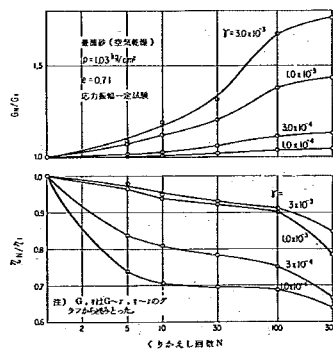


図-10 くりかえし回数の

G と η に及ぼす影響

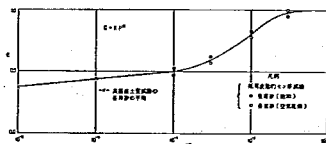


図-11 r の $G \sim p$ 関係に及ぼす影響

の η に及ぼす影響は逆に小さくなっていくことは注目すべきである。

図-11に、図-6、7における $G \sim p$ 直線の勾配 m が r の増加によって増加していくことを示す。 $r \approx 10^{-6}$ では m は約0.38であるが $r = 5 \times 10^{-3}$ 付近で m は1の値になっている。このことは、 r の増加に対する G の減小率は p が小さいほどはるかに大きくなることを意味している。例えば、図-6で $p = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ で、 r が 10^{-6} から 3×10^{-3} に増加すると G の値は約 700 kg/cm^2 から 50 kg/cm^2 と $1/14$ に減小しているが、 $p = 2 \text{ kg/cm}^2$ では約 1650 kg/cm^2 から 400 kg/cm^2 へと約 $1/4$ にしか減少していない。一方、減衰は図-8、9に示すように同じ歪レベルに対して拘束圧が小さい程大きい。このことは、減衰の値についても拘束圧の影響は決して無視できないことを示している。

4.1.3. 結 論

- (1) 中空供試体を用いる低周波動的セン断試験機によって、セン断歪 $r = 5 \times 10^{-3}$ から 10^{-2} までの動的セン断変形係数 G と減衰係数 η の値を求めることができる。
- (2) 豊浦砂の G の値は、 $r = 10^{-4}$ 付近で測定原理、歪速度（周波数）、くりかえし回数の大きな違いにもかかわらず共振法土質試験と低周波動的セン断試験による値はよく一致した。又、両試験において、 G の値は飽和、乾燥による差はなかった。
- (3) 豊浦砂の η の値は飽和、乾燥による差はないが、両試験では、 $r = 10^{-4}$ 付近で差が現われた。
- (4) r の増加による G の減小率と、 r の増加による η の増加には、拘束圧 p が大きく影響を持つ。上述した成果は地盤の動的挙動、耐震性を算定する際の基礎的情報として有効に利用することができる。

4.2. 流動化発生日点の地盤特性

前年度までに、地震被害記録などをもとに、過去の地震時に流動化を生じた地点を調査してきた。この調査を更に進めるために、本年度は流動化を数回経験してきた埼玉県東部地区に焦点をあて、地形・地質と流動化地点の関連性を調べた。

微地形分類図、旧河道図を作成し、流動化履歴地点を検討した。又、扇状地帯、自然堤防地帯、三角州地帯において流動化した地域を選び地質断面図（図12）を作成した。これらの調査から次のことが分った。

- (1) 流動化は古利根川～荒川に囲まれた低地のうち、旧河道沿いに多く生じている。特に旧河道沿いでも河川の変遷が激しく乱流を繰返している地域で多く流動化している。
- (2) 流動化地点は三角州地帯、自然堤防地帯に集中し、極く稀に扇状地帯にも及んでいる。
- (3) 妻沼付近の扇状地帯では砂礫層が $5 \sim 7 \text{ m}$ 程度あり粘性土や砂層を挟んでいるが、この様な場所では砂に比べて N 値が大きいにもかかわらず流動化を生じている。
- (4) 自然堤防地帯では上部砂層が流動化していると考えられるが、この層厚は厚いところで $10 \sim 15 \text{ m}$ となり、 N 値は平均 $10 \sim 20$ 程度である。
- (5) 三角州地帯でも上部砂層が流動化したと考えられるが、この層厚は $2 \sim 10 \text{ m}$ 程度であり、 N 値は $2 \sim 10$ 程度である。

4.3. 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97台(48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) 粘性土の動的変形特性に関する試験法の確立
- (2) 地盤の地震応答解析の高度化
- (3) 流動化する危険のある地盤条件調査
- (4) 強震計観測網の整備拡充

参 考 文 献

- (1) 土木研究所資料第912号；土の動的変形特性——共振法土質試験機による測定
- (2) 土木研究所資料第1080号；広範囲な歪領域での砂の動的せん断変形特性——低周波動的せん断試験装置の開発
- (3) 土木研究所資料第1072号；地震記録のデジタル数値(その5)、(その6)

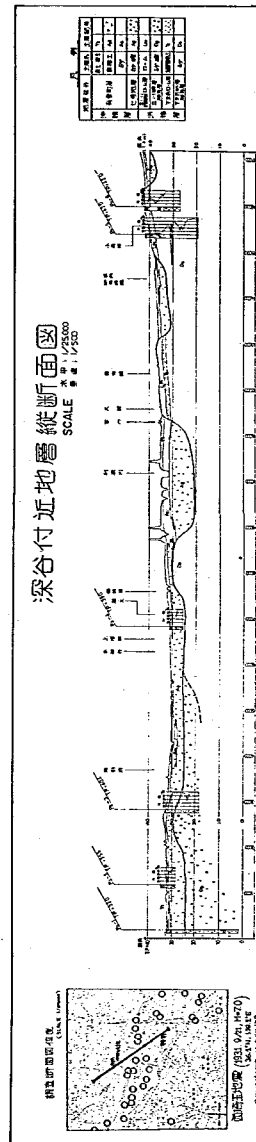


図-12 深谷付近地層縦断面図

(7) 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

” 堀内 俊一

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るために実施するものである。本年度は次に示す調査を行なった。

- (1) 東京湾、伊勢湾及び大阪湾地域に建設する大規模構造物の耐震設計に考えるべき地震動の設定に関する調査
- (2) 伊勢湾地域での地中地震計設置及び動的地盤調査
- (3) 地中地震記録のデジタル化及び整理解析

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、大地震に対しても大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に本調査を実施する。

3. 調査方法

- (1) 気象官署が保有する既往地震資料及び強震動に関する観測資料に基づく地震活動の調査
- (2) 大規模構造物架設地点付近に埋設した地中地震計による地震動の実測調査

4. 調査結果

4.1. 大規模構造物の設計震度

4.1.1. 伊勢湾地域における設計震度

伊勢湾沿岸道路の一環として計画されている名港大橋等の設計に考えるべき地震動について検討した。伊勢湾地域における地震活動の調査は気象庁が保有する既往地震資料について実施され、その結果から、設計に考慮すべき地震としては、大別して次のものが挙げられる。

- (1) 東海沖及び内陸に発生する遠距離（震央距離 $\Delta \div 100\text{km}$ ）かつ大規模（ $M \div 8$ ）な地震
- (2) 三河地方に発生する中距離（ $\Delta \div 50\text{km}$ ）かつ中規模（ $M \div 7$ ）な地震

地震動の震度（加速度）期待値は、 $M=8$ 、再現期間50年をとると地表面で0.21（重力加速度と

の比)となる。また、既往の地中地震動の実測資料に基づき、基盤面に考えるべき震度として0.15が期待されると提案した。

4.1.2. 横浜航路横断橋の設計震度

横浜航路横断橋(斜張橋)架橋地点に考慮すべき地震については東京湾横断道路に関連して実施された地震に関する調査結果¹⁾を参照して次のように提案した。

(1) 架橋地点付近における地震

当該地域は強震がしばしば襲来した地域である。想定すべき地震としては、大別して次の2つが挙げられる。

- i) 1923年関東地震に代表される中距離($\Delta \approx 40$ km)、大規模($M \approx 8$)の地震
- ii) 1812年武蔵・神奈川の地震に代表される近距離($\Delta \approx 10$ km)、中規模($M \approx 6 \sim 7$)の地震

(2) 地震動の震度(加速度)期待値

マグニチュード8および7の地震による震度期待値(地表面)は再現期間を50年とすると $M=8$ (中距離)のときは0.3、 $M=7$ (近距離)のときは0.52となる。

(3) 設計基盤面における震度(加速度)

東京湾周辺における観測結果によると、地中深部の加速度は、硬質地盤(観音崎)では地表加速度の1~2/3倍、軟質地盤が表層にある場合(川崎市浮島公園)で、1/2.5~1/3.5倍、前2者の中間に当る地盤(富津岬および扇島)では1/2~1/3倍程度となる。今回の架橋地点は軟質地盤とみなせるので、設計基盤面における震度(加速度)は地表面に対して1/2.5~1/3.5倍程度の値となる。したがって、東京湾横断道路の場合と同様に取扱うこととし、再現期間50年で $M=7$ の地震を考慮すれば、地表面での震度期待値が0.52となり、設計基盤面における震度期待値は0.15~0.21程度(平均的に0.18)となる。これより基盤面に考えるべき震度として0.18を提案した。

4.2. 地中地震計の設置及び動的地盤調査

4.2.1. 概要

中部地方建設局名四国道工事事務所が実施した伊勢湾金城埠頭地区での地中地震計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。

4.2.2. 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。3成分型の地中地震計を地表面下105mと43mに埋設し、地上の観測室内に3成分の加速度換振器を設置し、3層9成分の地震動が測定可能となっている。観測室内には、地上換振器のほかに増幅部、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し、約90秒程度の間の地震動を記録するようになっている。記録は主に14チャンネルのデータレコーダを使用しており、波形解析の自動化が容易にで

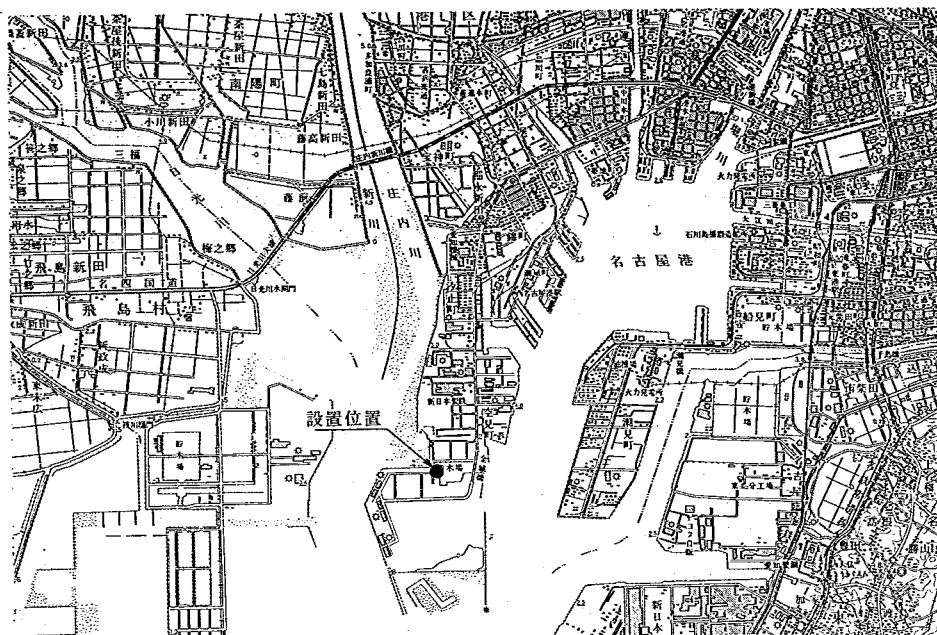


図-1 地中地震計設置及び動的地盤調査地点

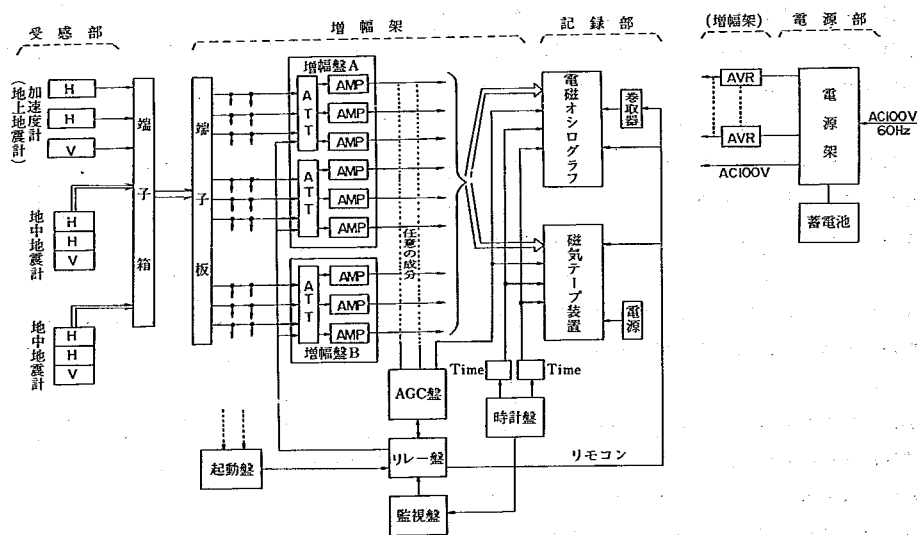


図-2 地中地震観測装置のブロックダイアグラム

きるようはかられている。

4.2.3. 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-4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。これらの結果からこの地点での動的地盤モデルを設定すると図-3のようになる。この図より明らかなように、S波速度は地質区分、土質区分とよく対応している。概括的に見ると沖積層、(部分的に300m/s以上の所がある)及び420~460m/s(シルト層を除く)となっている。

さらに、現地より採取した土質試料について、室内土質試験を行ない、地盤の動的性質を算定した。

4.3. 地中地震記録のデジタル化と波形解析

東京湾周辺地区(4箇所)、大阪南港(1箇所)、伊勢湾金城埠頭(1箇所)、北海道静内地区(1箇所)に設置した地中地震計により得られた地震動記録を収集し、デジタル化及び波形解析を行ない、資料²⁾を公刊した。

各種の波形解析の結果から得られた記録の周期特性を調べてみた。図-5に一例として代表的記録6種の応答スペクトル曲線を示した。この図はすべて減衰定数が2%の場合で、横軸は1自由度線型系の固有周期、縦軸は絶対応答加速度である。これらの曲線から次のことが指摘される。³⁾

(1)ある地震に対する観測点の地震動の周期特性は、深さによって余り差が生じない。ここには図示していないが、振動方向による差も少ない。系の周期が長周期の範囲では、絶対応答値も近接してくる場合が多い。

(2)同一地点であっても地震の属性が異なれば、周期特性は大巾に変わる。例えば図-5の(A)と(B)はともに浮島公園のスペクトルであるが、 $M=4.8$ の近距離地震による(A)では、短周期0.15秒が卓越し、 $M=7.2$ の遠距離地震では長周期2秒が卓越しており、形状が全く異なっている。

時代	地層	記号	柱状図	土質	密度 ρ (g/cm^3)	S波速度 $V_s(m/s)$	剛性率 $G(kg/cm^2)$	層厚 $H(m)$	深さ (m)	
沖積層	沖積層	B ₁		埋土 (砂)	1185	130	3.1×10^2	70	10	
	沖積層	B ₂		埋土 (シルト)	1155	155	3.7×10^2	60		
	沖積層	B ₃		シルト						
洪積層	洪積層	A ₁ 上		砂 シルト混	1195	290	1.6×10^3	135	20	
	洪積層	A ₂ 上		シルト	1175	270	1.3×10^3	160	30	
	洪積層	A ₃ 上	細砂	40						
	洪積層	A ₁ 中	シルト		1195	300	1.8×10^3	3.5	50	
	洪積層	A ₂ 中	細砂 シルト質砂	320		2.3×10^3	4.0	60		
	洪積層	A ₃ 中	シルト	445	3.9×10^3	4.0				
	洪積層	A ₁ 下	シルト	0.75	300	1.6×10^3	8.5	70		
	凡事層	凡事層	Y ₁		砂	2.00	460	4.2×10^3	3.5	70
		凡事層	Y ₂		砂レキ					
		凡事層	Y ₃		シルト	0.80	310	1.7×10^3	6.0	
凡事層		Y ₄	砂レキ		12.01	420	3.5×10^3	3.0		

※密度 ρ は推定値 (既存資料より)

図-3 動的地盤モデル

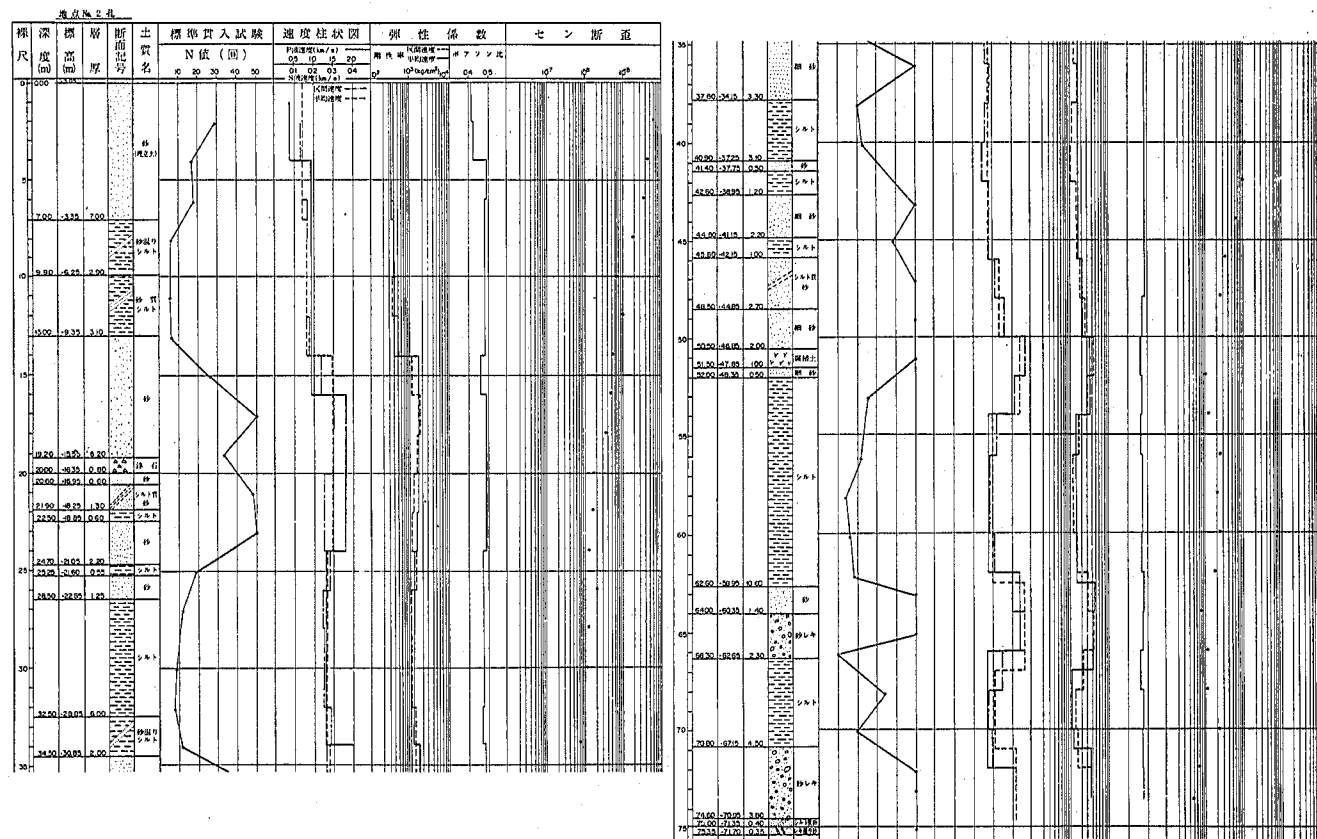


図-4 地中地震計埋設地点の土質柱状図

(3)地盤条件が全く異なる2地点(浮島公園と観音崎)の、同一地震に対するスペクトル図-5の(㉒)と(㉓)を比較してみると、全体的にかなり類似した傾向がみられるが、軟弱地盤である(㉒)で、長周期成分が卓越している。すなわち、地震動の周期特性に対して地盤条件に加えて地震の特性が大きな影響をもつ。

(4)以上の諸性質から、表層地盤の地震応答解析において波動伝播理論が有効となりうること、および考慮する地震の属性に応じて入力波形の特性が変化することが判る。

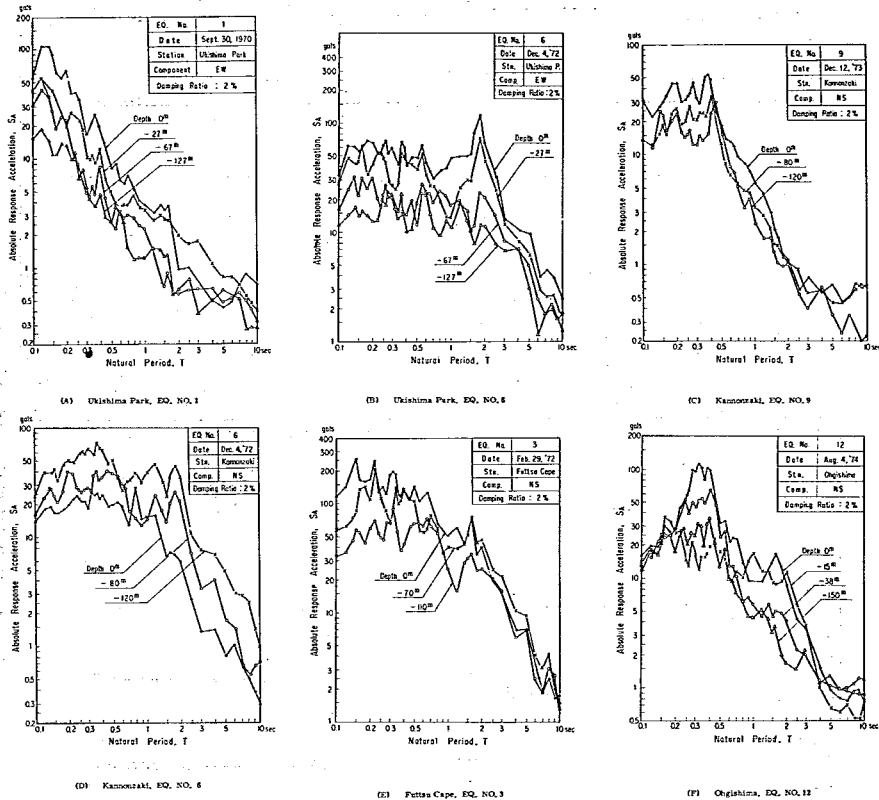


図-5 代表的な応答スペクトル曲線(東京湾周辺4地点における例)

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の設定方法の合理化
- (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

参 考 資 料

- 1) 日本道路協会・東京湾横断道路技術調査特別委員会「東京湾横断道路技術調査報告書」昭和50年3月（建設省土木研究所委託）
- 2) 「地中地震動の観測結果（その1）、（その2）」土木研究所資料第1103号、昭和51年3月
- 3) 「地中地震動の実測と解析」、第4回地震工学シンポジウム（1975）講演集、1975. 11

(8) 盛土に関する試験調査・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。本年度は、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。

2 調査目的

東京湾地域は将来、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であり、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。

本調査は、このような条件のもとに建設される盛土の耐震安全性の確認と合理的な耐震設計法の確立をめざして実施するものである。

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) 最近の地震による盛土等の震害様相を調査し、土構造物の震害に及ぼす各種要因を評価する。

4. 調査結果

4.1 盛土材料の動的変形特性

4.1.1 概要

10^{-6} から 10^{-4} 程度までの歪での砂のせん断変形係数 G と減衰係数は、共振法土質試験機^{(1), (2)}によって求めることができる。これまでに砂のせん断変形係数は、シルト分を含んでおらず粒径のそろっている砂の場合は、歪レベルを考慮すれば一定な式で表わし得ることが判明した。しかし、自然砂は一般にシルト分以下を多少なりとも含んでおり、また、粒度分布もそれほどそろっていないのが普通である。本年度は、シルト分以下を含むことによって G は減少すること、粒度分布が良くなると G が減少すること、さらに減衰の大きさは G ほど粒度分布、シルト分以下の含有の影響は受けないことを確認した。また粘性土用の共振法土質試験機及び試験方法を新しく開発した。

4.1.2 実験装置、実験方法の概略

高さ 25 cm、外径 10 cm、内径 6 cm の中空供試体を用い、下部を固定し上端でねじり振動力を与え、系の共振振動数から G の値を求め、履歴減衰係数 η は系の自由振動時の対数減衰率 δ を 2π で除すことによって得る。

表-1 に実験に用いた砂の物理特性を示す。実験は、空気乾燥か飽和の状態で主に $\sigma_1/\sigma_3 = 1.0$ の応力状態で行なった。図-1 (a)、(b)、(c) は、粒径加積曲線である。図-1 (d) は、シルト分を含んでおらず、また、粒径のそろっているいわゆる“きれいな”砂のものである。図-1 (e) は、粒度が良いかあるいはシルト分を含んでいる自然砂及び人工粒度砂のものである。ここで浅間山 A、B、C などアルファベットの記号のついた砂はすべて人工粒度砂である。図-1 (f) は、入間砂 Z1 (これは、豊浦砂とほぼ同じ粒度分布特性を持つようにして作った人工粒度砂である) にシルト分以下の成分を 1、2、4、8、14 % と混ぜて作った人工粒度砂 Z1 (1) … Z1 (6) の粒径加積曲線である。

表-1 実験に用いた砂の物理特性

呼 名 の 形	形 式	G_1	D_{12}	D_{16}	D_{20}	U_1	e_{max}	ϵ_{min}	図-23 0.65g	表-4.6 1.0g
普通形	中央に電線 吊り電線	2.64	0.12	0.12	0.175	1.44	0.6	0.6		
	中央に電線 吊り電線	0.1-10.0	-	-	-	0.1-10.0	-	-		
	中央に電線 吊り電線	0.1-10.0	-	-	-	-	-	-		
30-50mm ϕ の 鋼索 (砂形)	吊り電線に おける	2.64	0.12	0.12	0.51	0.54	1.0	0.68	0.68	Δ
鋼索 (砂形)	吊り電線に おける	2.73	-	-	2.6-3.0	-	-	1.09	0.68	+
鋼索 (砂形)	吊り電線に おける	2.74	-	-	2.6-3.0	-	-	0.93	0.64	+
鋼索 (砂形)	吊り電線に おける	2.76	0.14	0.23	0.23	0.23	0.91	0.59	-	$\circ$ 砂
鋼索 (砂形)	吊り電線に おける	2.75	-	-	-	-	-	0.91	0.61	$\square$ A
鋼索 (砂形)	吊り電線に おける	2.72	0.44	0.65	-	-	0.92	0.67	0.67	$\square$ B
鋼索 (砂形)	吊り電線に おける	2.68	0.25-0.40	-	-	-	0.86	0.65	0.65	$\square$ C
鋼索 (砂形)	吊り電線に おける	2.695	0.05	0.03	0.174	2.48	1.216	0.802	-	$\circ$ 砂
鋼索 (砂形)	吊り電線に おける	2.70	0.05	0.04	-	-	-	0.80	-	$\circ$ 砂
鋼索 (砂形)	吊り電線に おける	2.71	0.05	0.04	-	-	0.77	0.76	0.65	-
鋼索 (砂形)	吊り電線に おける	2.71	0.07	0.21	0.245	0.23	0.93	0.72	-	$\circ$ 砂
鋼 索 形	吊り電線に おける	2.69	0.20	0.37	0.45	2.75	-	0.72	0.49	砂を 用いた
鋼索 (鋼索)	吊り電線に おける	2.69	0.21	0.35	0.39	1.65	0.81	0.55	-	$\circ$ 鋼
鋼索 (鋼索)	吊り電線に おける	2.72	0.02	0.9	1	1.57	0.66	0.43	-	$\circ$ 鋼
人 造 形	吊り電線に おける	2.75	0.26	0.5	0.55	0.94	0.64	0.57	-	砂を 用いた
人 造 形 A	吊り電線に おける	2.67	0.20	0.50	-	-	1.06	0.73	VA	-
人 造 形 B	吊り電線に おける	2.68	0.65-2.0	-	-	-	0.92	0.66	VB	-
人 造 形 C	吊り電線に おける	2.63	0.4	0.65	-	-	0.66	0.65	VC	-
人 造 形 D	吊り電線に おける	2.63	0.25-0.6	-	-	-	0.97	0.60	VD	-
人 造 形 E	吊り電線に おける	3.19	-	-	0.15-0.15	-	-	-	VE	-
人 造 形 F	吊り電線に おける	3.17	0.15	0.15	0.15	0.18	1.42	-	-	VVF
人 造 形 F.1	吊り電線に おける	3.22	0.15	0.16	0.02	1.44	1.02	0.69	VF.1	-
人 造 形 F.2	吊り電線に おける	2.69	0.26	0.49	0.62	1.60	0.96	0.68	VF.2	-
人 造 形 F.3	吊り電線に おける	2.79	0.50	0.69	0.74	1.48	0.94	0.65	VF.3	-
人 造 形 F.4	吊り電線に おける	2.68	0.18	0.27	1.44	1.65	0.68	0.67	VF.4	-
人 造 形 F.5	吊り電線に おける	0.08	0.54	0.7	0.2	-	0.70	0.66	-	VVF.1
人 造 形 F.6	吊り電線に おける	2.63	0.11	0.62	1	1.50	0.65	0.48	-	VVF.2
人 造 形 F.7	吊り電線に おける	2.60	0.76	0.92	1	1.09	0.69	0.52	-	VVF.3
人 造 形 F.8	吊り電線に おける	2.91	0.13	0.65	0.85	0.93	0.69	0.61	-	VVF.4
人 造 形 F.9	吊り電線に おける	2.67	0.12	0.24	0.205	1.65	0.93	0.54	-	VVF.5
人 造 形 F.10	吊り電線に おける	2.614	0.13	0.63	0.68	0.55	0.67	0.56	-	CAF.1
人 造 形 F.11	吊り電線に おける	3.21	0.14	0.165	0.195	1.63	1.00	0.70	-	CAF.2 (1)
人 造 形 F.12	吊り電線に おける	3.16	0.135	0.165	0.195	1.64	0.99	0.69	-	CAF.2 (2)
人 造 形 F.13	吊り電線に おける	3.17	0.135	0.165	0.195	1.64	0.99	0.69	-	CAF.2 (3)
人 造 形 F.14	吊り電線に おける	3.18	0.135	0.165	0.195	1.67			-	CAF.2 (4)
人 造 形 F.15	吊り電線に おける	3.17	0.13	0.164	0.192	1.66	1.01	0.71	V.16	-
人 造 形 F.16	吊り電線に おける	2.75	0.31	0.46	0.510	1.67	0.65	0.58	-	$\circ$ 鋼
○ 鋼索の許容応力 $\sigma_{\text{容}}$ 、 $\sigma_{\text{容}}/\sigma_{\text{引}} = 1.0$ 、 $\sigma_{\text{容}}$ は鋼索許容張力に等しいものである。										
○ Drawn and Ribbed (DRB) とする。										
○ 鋼索の種類										
○ 鋼索の種類は、図 23 (0.65g) と 24 (1.0g) をもとにしたものである。										
○ 人 造 形 F.11 の鋼索は鋼索 10 である。										

4.1.3 實驗結果

(1) “きれいな”砂のG

拘束圧を平均主応力 $p = \frac{1}{3} (\sigma_1 + 2\sigma_3)$ で表わすと、実験は $p = 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0 \text{ kg/cm}^2$ で順次行った。図-2、図-3は、それぞれ $r = 10^{-6}$ と $r = 10^{-4}$ の時の $p = 0.5$ と 2.0 kg/cm^2 での G の値であり、"きれいな"砂の場合は、多様な砂の種類、間隙比の広い範囲に対して次の実験公式が、よくあてはまることを示している。

$$r = 10^{-6} \text{ に対して } G = 900 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot p^{0.38} \dots\dots\dots (G, p; \text{kg/cm}^2) \dots\dots\dots (1)$$

$$r = 10^{-4} \text{ に対して } G = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot p^{0.5} \dots\dots\dots (G, p; \text{kg/cm}^2) \dots\dots\dots (2)$$

(1)、(2)式が成り立つことは、相対密度でGの値が表わされないことを意味している。

(2) 粒度分布がよい砂、シルト分以下を含んだ砂の G

図-4、図-5に自然砂の $r=10^{-6}$ と $r=10^{-4}$ の時の $p=0.5$ 、 2.0 kg/cm^2 の時の G の値を示す。明らかにシルト分以下を含み、粒度もよい自然砂の G は(1)、(2)式に示す値より小さい。また、

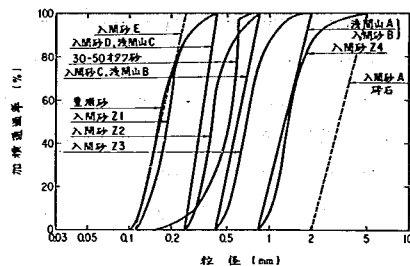


図-1 (a)きれいな砂の粒径加積曲線

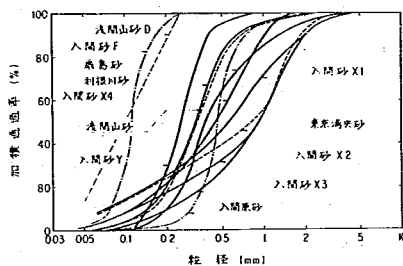


図-10 粒度分布のよいか又はシルト分以下を含
んでいる砂の粒径加積曲線

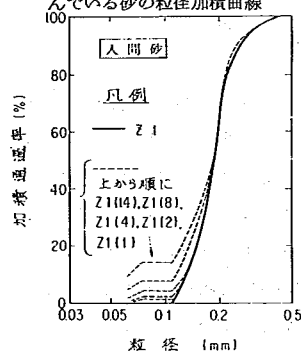


図-1(c)入間砂 Z 1、Z 1 (I) ~ Z 1 04
の粒径加積曲線

“きれいな”砂の場合より、値のばらつきは明らかに大きくなっている。また、図-6、7に人間砂をふるい分けて作ったシルト分以下を含んでいる砂や粒度がよい人工粒状砂の値を示す。この場合も自然砂と同様に(1)、(2)式に示す値よりもGの値は小さく、かつ、その値のばらつきも大きい。

4.1.4 考 察

まず、(1)、(2)式によるGの値と実測値の比を示す値として次のようなB値を定義する。

B = 1.0 はGの値が(1)又は(2)式と一致することを意味する。

$$B = \frac{\left[\frac{r=10^{-6} \text{ での } p=0.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値}}{e, p \text{ の実測値を用いた(1)式での } G \text{ の値}} + \frac{r=10^{-6} \text{ での } p=2.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値}}{e, p \text{ の実測値を用いた(1)式での } G \text{ の値}} \right. \\ \left. + \frac{r=10^{-4} \text{ での } p=0.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値}}{e, p \text{ の実測値を用いた(2)式での } G \text{ の値}} + \frac{r=10^{-4} \text{ での } p=2.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値}}{e, p \text{ の実測値を用いた(2)式での } G \text{ の値}} \right] / 4 \quad (3)$$

(1) 粒径の影響

“きれいな”砂のD₅₀とBの関係を図-8に示す。D₅₀ 0.15~3mmの範囲でBの値は、大体1.0であり、“きれいな”砂については、Gは粒径の大きさによらない。

(2) 粒度分布の影響

$$U_c = D_{60} / D_{10}$$

とBの値の関係を図-9に示す。シルト分以下を含んでいない砂については、ある一定なB~U_c関係があるようである。

シルト分以下を含んでいなくてもU_cが大きくなるとB値は、下がる傾向にある。ところが、シルト分以下を含んでいる砂については、明らかにこの曲線関係よりも更に低いB値を持つ。従って、シルト分以下の含有量が多く、そのうえU_cの大きな砂のBの値はかなり小さい。

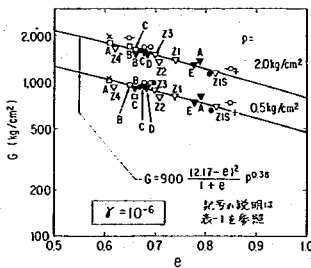


図-2 “きれいな”砂のG (r=10⁻⁶)

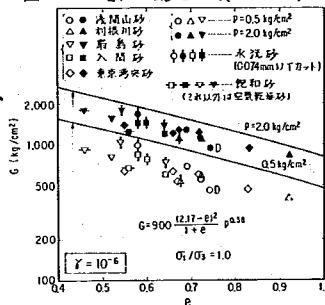


図-4 自然砂のG (r=10⁻⁶)

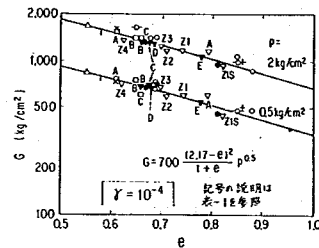


図-3 “きれいな”砂のG (r=10⁻⁴)

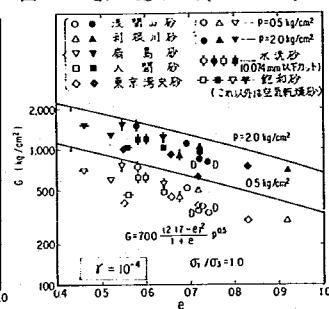


図-5 自然砂のG (r=10⁻⁴)

(3) シルト分以下の含有量

の影響

図-10は、入間Z1にシルト分を混入させた人工粒度砂を用いて求めたシルト分以下の含有量の影響を示すものである。シルト分以下の含有量が増加するに従って、B値は減少していく。ここで、

シルト分以下の重量を無視して計算した間隙比を e^* とすると、これは実際の間隙比 e よりも大きくなる。 e^* を用いて計算したB値(●印)もやはり1よりも小さいということは、シルト分以下の存在は、セン断抵抗に寄与しないという以上に、更に積極的にセン断抵抗をもたらしめていることを意味している。

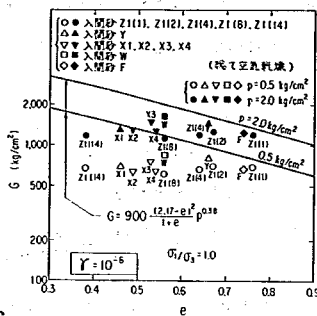


図-6 入間砂(粒度分布がよい)
シルト分を含んでいる人工砂の
 $G(r=10^{-5})$

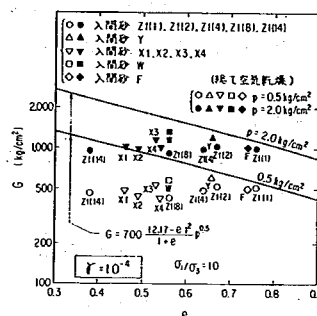


図-7 入間砂(粒度分布がよい)
シルト分を含んでいる人工砂の
 $G(r=10^{-4})$

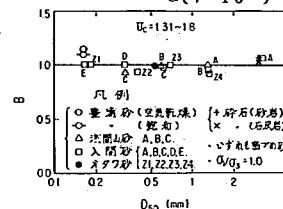


図-8 きれいな砂のBとD₅₀の関係

(4) 減衰特性

図11は、B値が小さいほど η の値がやや大きくなることを示したものである。しかし、データのばらつきが大きく、Gの場合ほど粒度分布、シルト分以下の含有の影響が明瞭ではない。

(5) まとめ

- (1) シルト分を含んでいない $D_{50} \approx 0.15 \sim 3.0$ mmの間の粒度のそろった($U_c \approx 1.5$)の砂のGは、実験公式(1)、(2)によって評価しうる。
- (2) 粒度分布がよくなるとGは“きれいな”砂のGよりも同じ間隙比に対して減少する。
- (3) シルト分以下の混入によってGはシルト分以下を含まない場合よりも同じ間隙比に対して減少する。
- (4) 減衰についてはBが小さいほど η が大きくなる傾向がある。

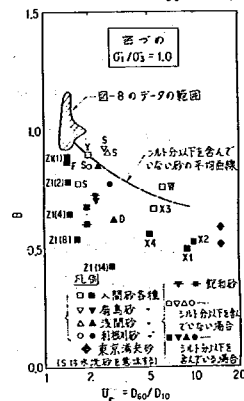


図-9 B値と U_c の関係

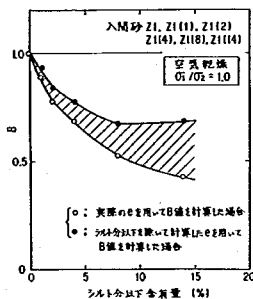


図-10 B値とシルト分以下含有量

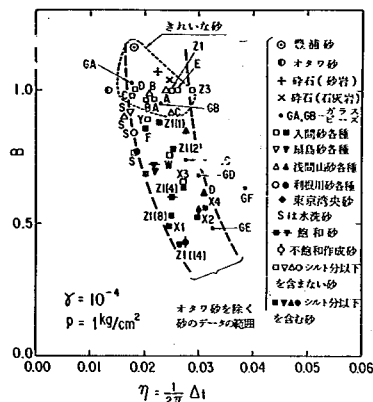


図-11 Bとηの関係

4.1.5. 粘性土用共振法土質試験機の開発

$\phi = 7$ cm、高さ 10 cm の不攪乱資料の動的変形特性を求める

ために、図-12および写真-1に示す共振法土質試験機、粘性土に対する試験を行なった。

4.2. 川崎側人工島の地震時安定性の解析

4.2.1. 概要

東京湾横断道路の一環として計画されている川崎側人工島につき、地震時の安定性を検討するための地震応答解析ならびに安定計算を行なった。

図-13は、川崎側人工島(側面セル式)の標準断面図である。

4.2.2. 解析モデル

変形定数、強度、単位体積重量等は次のようにして決めた。

(1) 単位体積重量

解析に用いた飽和単位体積重量 γ_{sat} は以下の通りである。

$$\begin{aligned} \bullet \text{ 山砂部分 } \gamma_{sat} &= \frac{G_s + e}{1 + e} \cdot \gamma_w \div 2.0 \text{ t/m}^3 \\ (G_s &= 2.7, e = 0.65) \end{aligned}$$

• SCP部分、盛土下口層は圧密分、砂の混

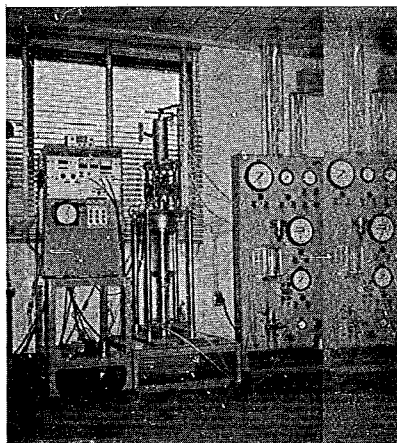
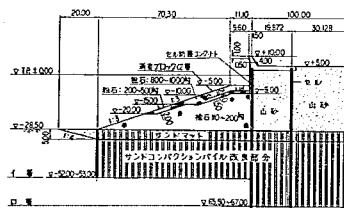


写真-1 粘性土用共振法土質試験機



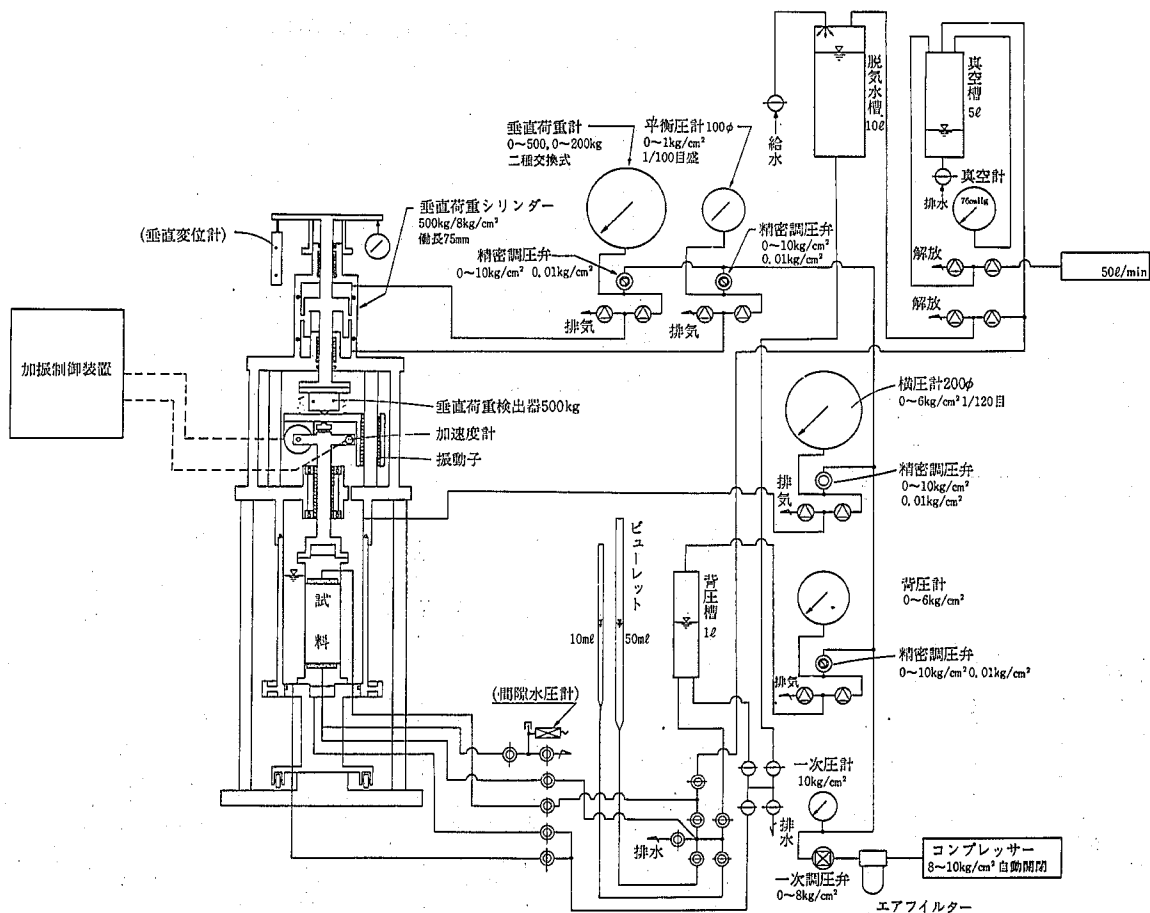


図-12 粘性土用共振法土質試験機

入分を考慮して上に示す r_{st} の数値から決めた。

(2) 静的計算での定数

(i) 強度 (せん断強度 τ_t)

・イ層・ロ層 $\tau_t = C_0 = 0.15 \cdot Z$ (t/m^2 , Z ; 原地盤深さ m)

・盛土下口層 $\tau_t = C_0 = m \cdot V \cdot \Delta P$ (t/m^2)

・SCP部分

$$\tau_t = (1 - a_s) C + a_s \{ \mu_s \cdot \Delta P + r'_s Z \} \cos^2 \alpha + K \{ \mu_s \cdot \Delta P + r'_s Z \} \sin^2 \alpha \tan \phi_s$$

ここで、 K は粘土地盤中の鉛直応力に対する水平応力の比 $= 0.5$ 、 α は対象とする応力状態で、最大応力と 30° なす方向と水平方向のなす角 α_1 、 α_2 のうち小さい方の値とする。

a_s ; 砂置換率 $= 0.2$

$$C = C_0 + \mu_c \cdot \Delta P \cdot U_s \cdot m$$

$$\mu_s = \frac{n}{(n-1)a_s + 1} = 2.143$$

$$\mu_c = \frac{1}{(n-1)a_s + 1} = 0.714$$

$$n; \text{ 応力分担比} = \frac{\text{砂ぐい部分の受ける単位面積あたりの応力}}{\text{粘土地盤の受ける単位面積あたりの応力}} = 3$$

ϕ_s ; サンドコンパクションパイル内の砂の内部摩擦角 $= 30^\circ$

r_s ; " 有効単位体積重量 $= 1.0 t/m^3$

$m = 0.30$

U_s ; 圧密度 $= 0.95$

ΔP ; 盛土荷重による応力増加 $= \sigma'_v - r'$

σ'_v ; 盛土建設時の鉛直有効応力

r'_s ; 原地盤の有効単位体積重量 $= 0.4 t/m^3$

・巨石部分 $\phi_t = 45^\circ$

(ii) ボアソン比 ν

$\nu = 0.33$ とし、完全排水状態を想定した。

(iii) 弾性定数

・イ層・ロ層・盛土下口層; $E = 100 \cdot \tau_t$ (t/m^2)

・山砂、巨石部分; $E = 100 \cdot \tau_t$ (t/m^2)

・SCP部分 $E = 0.2 \times (\text{砂ぐいの } E) + 0.8 \times (\text{粘土地盤の } E)$ (t/m^2)

・セルの部分

セルの剛度は予想される上限値を見積り、 $E = 120,000 t/cm^2$ とした。

(3) 地震応答解析に用いた定数

(i) 動的強度 静的計算と同じとした。

(ii) ボアソン化

$\nu = 0.49$ とし非排水状態を想定した。

(iii) 弾性定数 $E = (1 + 2\nu) G (t/m^2)$

・イ層・ロ層・盛土下口層 $G = G_c = 516 \tau_s^{1.012} (kg/cm^2 \text{ 単位})$

・山砂・巨石部分 $G = G_s = 360 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \left\{ \sigma'_v (1 + 2K_0) \right\}^{0.7} (kg/cm^2 \text{ 単位})$

ここで $e = 0.65$ $K_0 = 0.5$

σ'_v は有効上載圧

・SCP部分 $G_0 = 0.2 G_s + 0.8 G_c$

(iv) 減衰定数

$h = 20\%$ ($r = 10^{-3}$ を想定) とした。

以上をまとめたものが表-1である。

4.2.3. 地震入力

(1) 地震波形；根室半島沖地震 (1973. 6. 17) 静内橋-40 m

；最大加速度 150 gal に調整 (48年度は 45 gal)

；継続時間 1.2 秒

(2) 平均応答スペクトル；土木研究所スペクトル (1970) 岩盤の最大加速度 150 gal

4.2.4. 点安全率の計算

盛土と地盤内の各所の点安全率 SF は、次の諸式によって算定した。

(i) 粘土地盤、サンドコンパクションによる改良部分

$$SF = \frac{\tau_f}{\tau}$$

ここで τ_f ；せん断強度

$$\tau = \frac{1}{2} |\sigma_1 - \sigma_3|$$

σ_1 ； σ_3 ；自動載荷時、あるいは動的荷重載荷時の対象とする地点の最大及び最小主応力

(ii) 山砂、拾石、巨石部分

$$SF = \frac{\sin \phi}{\sin \phi_n}$$

ここで ϕ ；内部摩擦角

$$\phi_n = \arcsin \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$$

σ_1 、 σ_3 ；自動載荷時、あるいは動的荷重載荷時の対象とする地点の最大、最小主応力

4.2.5. 地震応答解析結果

有限要素法を適用して地震応答解析を実施した。

図-14、15に地震応答解析結果から得られた点安全率の分布を示す。ここで点安全率は、人工島各点でのせん断強度と地震時に発生するせん断応力との比を示している。ここで注意すべきことは、ある点で点安全率が1を割ったことがただちにすべりを生ずることを意味しないということである。単に各点の相対的な安定度を示すものである。ここで示した点安全率と円弧すべりでの安全率との関係は4.2.6に示す。実施した地震応答解析の結果、次のことが判明した。

- (1)側面セルにかこまれた部分は、セルによって変形が拘束されているため、すべりを生ずるような変形が生じない。
- (2)自重応力状態では点安全率が低い所が不連続的に存在し、大きなすべりが生ずるとは言えない。
- (3)地震時では、点安全率が低い所が自重応力状態よりも広がり、やや連続的に存在するようになる。小さなすべりは山砂部分で生ずる恐れがある。盛土下口層は相対的の弱点となっているため、大きなすべりを生ずることを防ぐには、盛土下口層の改良は効果的である。
- (4)基盤に最大加速度150 galの地震入力を考慮すると堤頂での最大水平変形量は約20 cmとなる。この程度の変形量は構造物の安定上、特に有害とはならない(図-17)。

4.2.6 有限要素法による点安全率分布と円弧すべり法による最小安全率の比較

前項に示した有限要素法による詳細な解析の結果と、慣用的な円弧すべり法による結果とを比較検討した。図-16に結果を対比して示す。この図に示すように、円弧すべり法による安全率が最小になる円弧は、点安全率の低い領域を通過しており、その円弧上の点安全率は、円弧すべり法による最小安全率1.295の前後にばらついていて、両解析法の対応性は非常によいといえる。

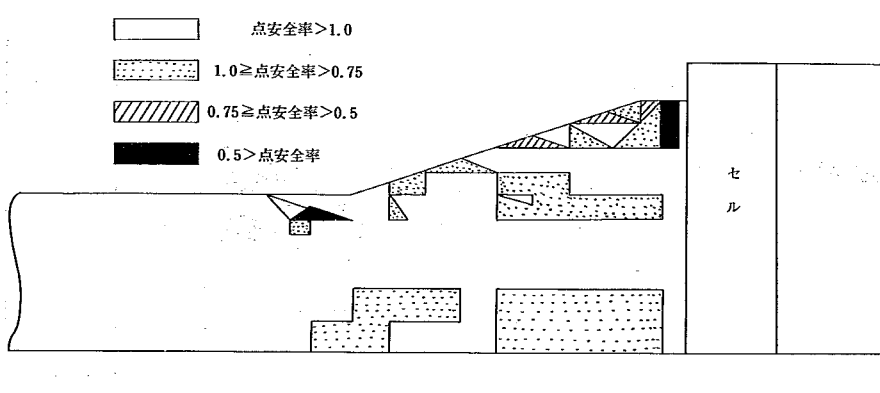


図-14 川崎側側面セル式人工島自重応力状態での点安全率分布

表-1 川崎側面セル式人工島解析モデル諸定数

	飽和単位体積重量 $\gamma_{sat} (t/m^3)$	静的解析時のヤング率 (t/m^2)	動的解析時のヤング率 (t/m^2)	せん断強度 (t/m^2)
イ 層	1.4	$E_c=100 \tau_f$	$E_c=1,540 \tau_f^{1.012}$	$\tau_f=C_0=0.18Z$
ロ 層	1.7	$E_c=100 \tau_f$	$E_c=1,540 \tau_f^{1.012}$	$\tau_f=C_0=0.18Z$
盛土下口層	1.71~1.73	$E_c=100 \tau_f$	$E_c=1,540 \tau_f^{1.012}$	$\tau_f=C_0+mU\Delta P$
SCP 1	1.56	$0.2 \cdot E_s+0.8 \cdot E_c$	$0.2 \cdot E_s+0.8 \cdot E_c$	$\tau_f=(1-a_s)C+a_s\{(\mu_s \cdot \Delta P+\gamma'_s Z) \cdot \cos^2 \alpha+K(\mu_s \cdot \Delta P+\gamma'_s Z) \sin^2 \alpha\} \cdot \tan^2 \phi_s$ 各記号の定義は付属資料を参照されたい。
SCP 2	1.60	$0.2 \cdot E_s+0.8 \cdot E_c$	$0.2 \cdot E_s+0.8 \cdot E_c$	
SCP 3	1.81	$0.2 \cdot E_s+0.8 \cdot E_c$	$0.2 \cdot E_s+0.8 \cdot E_c$	
山 砂	2.0	$E_s=100 \tau_f$	$E_s=4,860 \sigma_v'^{0.7}$	$\phi_f=35^\circ$
拾 石	2.0	$E_s=100 \tau_f$	$E_s=4,860 \sigma_v'^{0.7}$	$\phi_f=45^\circ$
セル 1	2.04	120,000	120,000	—
セル 2	1.64	120,000	120,000	—
セル 3	1.85	120,000	120,000	—

(σ_v' :有効上載圧 t/m^2)

(Zは原地盤深さ、m)

注1) ポアソン比: 静的解析0.33、動的解析0.49

注2) 動的解析における減衰定数: 20%

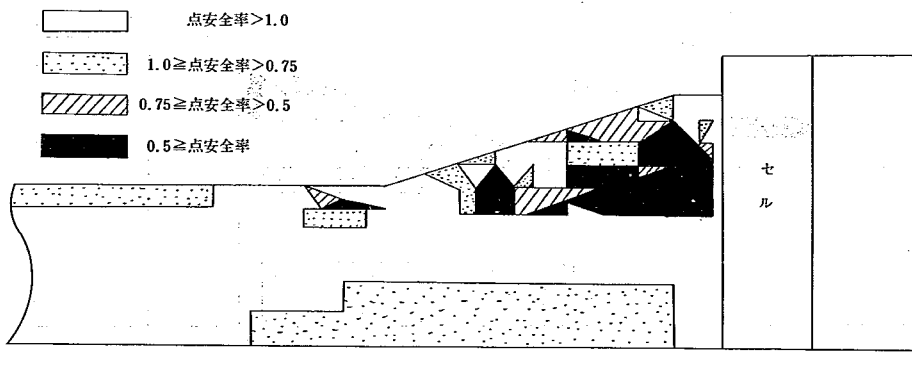
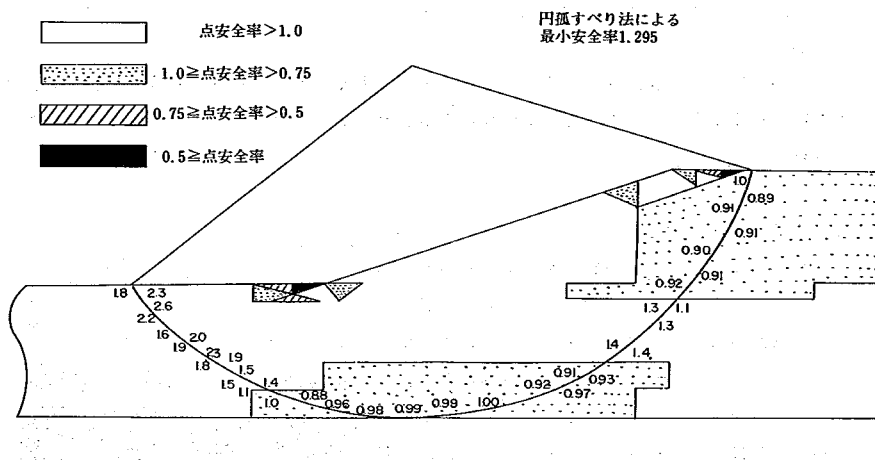
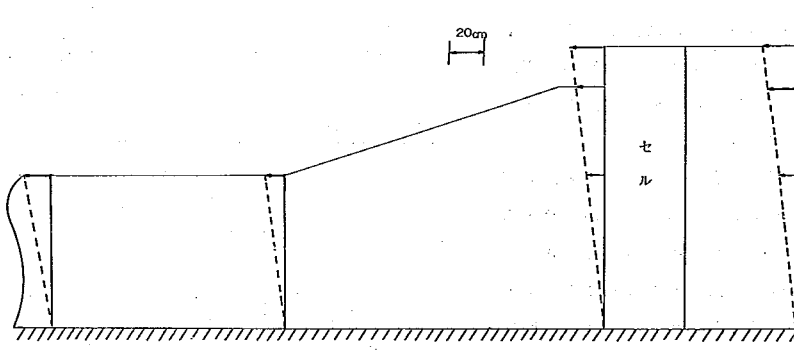


図-15 川崎側面セル式人工島、地震時の点安全率分布

(平均応答スペクトル法、基盤150gal)



図一 1 6 川崎側面セル式人工島標準断面から側面セルを取り除いた解析モデルにおける自重応力状態における点安全率分布と円弧すべり法による最小安全率



図一 1 7 川崎側人工島側面セル式人工島、地震時応答変位入力（根室半島沖地震（1973.6.17）、静内橋—40m、基盤最大加速度150gal）

4.3 地震時の砂質地盤の沈下に関する模型振動実験

4.3.1 概要

砂質地盤が地震時にゆり込み沈下することがあるが、とくに流動化を生じた場合は、その沈下量も大きい。小型の砂箱振動実験を空気乾燥砂と飽和砂について行ない、動的沈下の実験的検討を行なった。

4.3.2 実験装置と実験方法

写真-2、図-18に示す砂箱をロッキングが生じないように2台の油圧式水平補助振動台の上に載せ油圧によって支え、振動力は電磁式アクチュエーターによって与えた。波形は正弦波とした。砂箱の振動方向の壁は、下部ヒンジの可動であり、その方向の拘束力は与えなかった。砂箱の重量は、アクチュエーターの能力のほぼ限界にある為、加振周波数を変えた予備の実験によって最も大きな加振力を生ずる12 Hzで実験をした。加振時間は

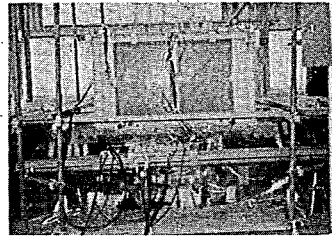


写真-2

30秒と60秒とした。測定は図-18に示す計器で行なった(加速度計: 2G、変位計: 差動トランス型、間隙水圧計: 容量400g/cm³)。記録は、電気的計測は電磁オシログラフで行ない、砂層上面、砂中層A、B、Cの位置の測定は定規を用いて目測で行なった。

表-2

実験段階	公称加速度 (m/s ²)	台加速度 (m/s ²)				加振時間	H _z
		I	II	III	IV		
乾燥	D ₁	0.83	100	200	250	300	12
	D ₂	0.90	100	200	250	300	12
飽和	S ₁	0.80	100	150	250	100	12

$G_s = 2.877$
 $D_{10} = 0.31 \text{ mm}$
 $D_{60} = 0.48 \text{ mm}$
 $D_{90} = 0.52 \text{ mm}$

シルト分以下 Cut

実験リストを表-2に示す。砂はいずれも空気乾燥状態でホッパーから落下させた。飽和砂層は水中に落下させることによって作成した。D₁はD₂よりも密になるようにした。ホッパー移動速度は約20cm/秒である。砂は水洗入間砂($G_s = 2.877$ 、 $D_{10} = 0.31 \text{ mm}$ 、 $D_{60} = 0.52 \text{ mm}$)を用いた。図-17に示すA、B、C層は豊浦砂で作った薄い層である。

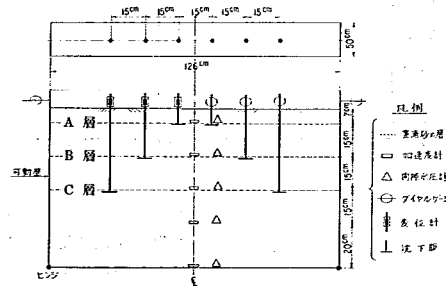


図-18

4.3.3 乾燥砂の実験結果

図-19に典型的な記録を示す。これは、実験D2で段階Ⅳのものである。実験は全て表-2に示すように、段階的に公称加速度を増加させて行なった。飽和砂の場合のみ、段階Ⅳで公称台加速度を下けている。ここでの公称加速度とは、その加速度になるように加振機をセットした

という意味である。実際には加振能力限界で実験しているの、この公称加速度とは異なった台加速度が生じた。図-19によると、乾燥砂の場合は加振最初の沈下量が大きく徐々に沈下率が減少してゆくこと、現象がほぼ定常的であることが分かる。図-20は実験D1での各段階の振動モードを示すものである。上層になる程加速度の高さに対する変化率（これを $\partial a/\partial h$ と記す）が大きくなっている。これは、実験D2についても同様であった。砂層中に生ずるセン断歪 r は $\partial a/\partial h$ に比例する。 $f=12\text{Hz}$ として図-20の段階IVでの全層に対する平均 r を求めると、 $(750-400)/(2\pi f)^2/70$ で大略 10^{-3} になる。図-21に実験D1での実測台加速度に対する諸手段で推定した各層の間隔比変化を示している。 $\partial a/\partial h$ が大きくなる上層ほど間隔比変化が大きいことが分かる。実験D2について同様の整理をしたのが図-22であり、この場合も上層ほど体積収縮が大きい。これはセン断歪が大きい程沈下が大きく生ずることを示しており、検討の結果によると $r=10^{-4}$ では余り体積収縮は生ぜず、 $r=10^{-3}$ になると大きく収縮するようである。

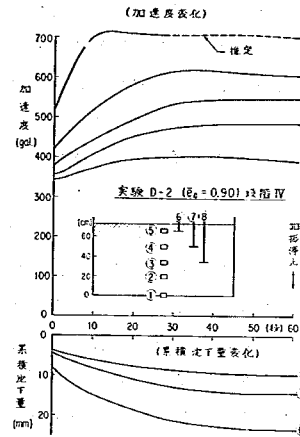


図-19 乾燥砂実験の典型的な記録

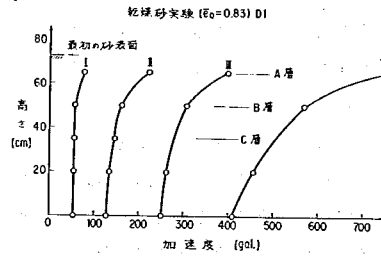


図-20 乾燥砂実験の加速度分布

4.3.4 飽和砂の実験結果

図-23に飽和砂での典型的な実験結果を示す。乾燥砂の場合と異なり、現象がきわめて非定常的であることが分かる。台加速度も激しく変化して

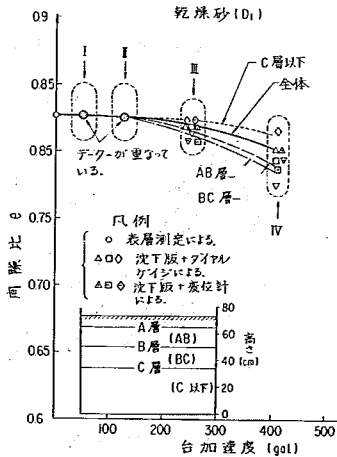


図-21

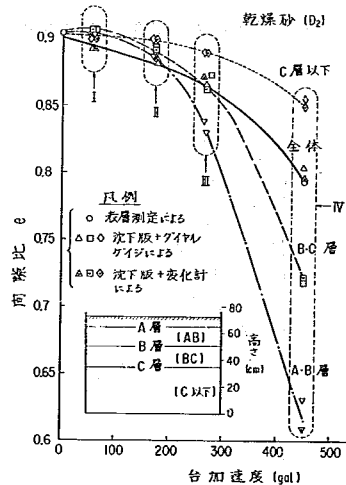


図-22

いる。これは全て間隙水圧の激しい変化に伴う砂層内の有効応力の激しい変化、それに伴うせん断変形係数ならびに砂層の固有振動数（砂層＋砂箱＋振動台）系の固有周期等の激しい変化によるものである。図-24に図-23のステップ(1)～(7)での加速度分布を示す。全層にわたってほぼ完全に流動化しているステップ(4)での合加速度がきわめて大きくなっているのは、流動化前の12Hzよりもはるかに大きい砂層の固有振動数、流動化によって加振周波数の12Hzに近づく共振現象を生じたものと思われる。又、流動化が生じている砂層より上の加速度は、ほぼゼロになっている。飽和砂の場合は、乾燥砂の場合とは異なり、加振当初はほとんど沈下が生ぜず、過剰間隙水圧 $\bar{u}$ が上昇しはじめた直後に沈下が始しはじめる。図-23をよく見ると、上層ほど $\bar{u}$ が初期有効拘束圧に等しくなり、その層の加速度がほとんどゼロになる（すなわち完全流動化する）のが一番早く、又一番あとまで完全流動化状態が続いており、それに対応して体積収縮が一番あとまで続いている。そして、加速度が回復してゆく直後に沈下がおさまる。図-25は、実験S1での各実験段階での流動化の程度を示す。「底面での過剰間隙水圧が、最大値になったときの間隙水圧分布」である。段階Ⅰでは上層のみ流動化し、下層は不完全流動化を生じ段階Ⅱ、Ⅲでは、全層にわたって完全流動化が生じた。段階Ⅳでは、全く流動化が生じなかった。図-26は、実測の合加速度に対する実

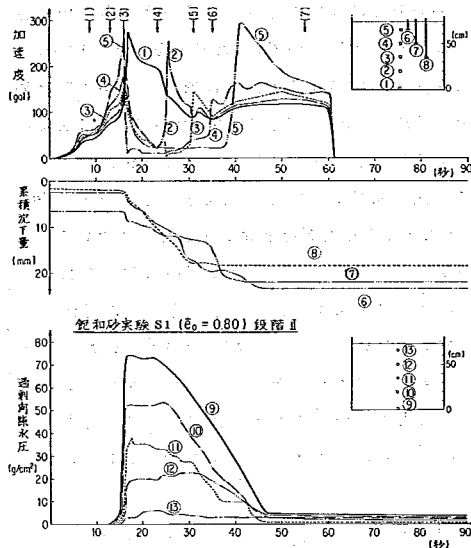


図-23 飽和砂の典型的な記録

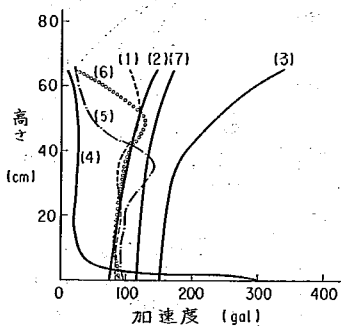


図-24 実験S1（段階Ⅱ）における加速度分布変化

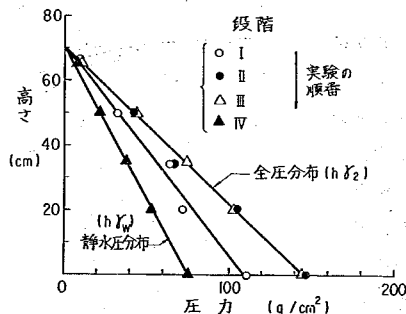


図-25 底面で過剰間隙水圧が最大値になった時の分布（実験S1）

験 S 1 での間隔比変化を示すものである。段階 I では、完全に流動化が生じた上層のみ大きく体積収縮が生じ、不完全流動が生じた下層はほとんど体積収縮が生じていない。完全流動化が生じると、全層にわたって激しく体積収縮が生じている。実験 S 1 での段階 III までで、体積歪は $d_e/(1+e_0)=0.16/(1+0.8)\approx 0.09$ である。

ここで乾燥砂の実験との比較を行なってみると、次のことがわかる。(1)、全体の体積収縮量は、同じ台加速度に対して飽和の場合の方が乾燥の場合よりもはるかに大きい。(台加速度 300 gal で約 5 倍)(2)、乾燥砂の場合は、台加速度 200 gal まではほとんど体積歪は生じないが、飽和の場合は 200 gal で流動化が生じ激しい体積収縮が生じている。(3)、乾燥砂の場合は、上層ほどせん断歪 r が大きくなり上層ほど体積収縮量が大きいが、飽和の場合は完全流動化が生ずると全層にわたって体積収縮量が大きくなっている。これは図-24 の加速度分布を見て分かるように流動化が生ずると、全層にわたって $\partial a/\partial h$ が、従って r が非常に大きくなり、全層にわたる激しい攪乱が生ずるためである。又、飽和砂の場合は水が下からふき上げるためか、流動化後上層が若干ゆるいままであるようである。これは再流動化問題を考えるときには、注目すべきことかもしれない。

4.3.5 まとめ

飽和砂層の場合は、完全流動化が生ずると、乾燥砂の場合よりもはるかに大きな沈下が生ずる。乾燥砂の場合は地表近くでのみ大きな体積収縮が生ずるため、深い砂層全体にわたって体積収縮が生ずる。過剰間隙水圧が上昇しても完全流動化が生じなければ、体積収縮量は小さい。

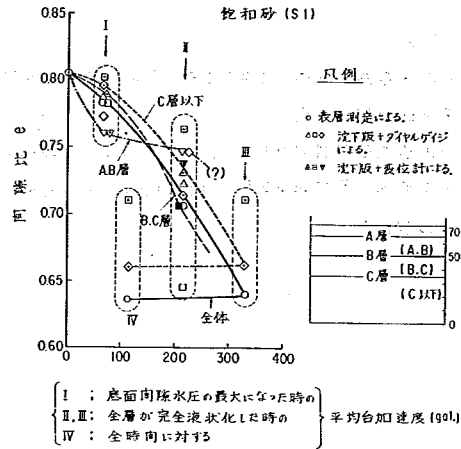


図-26 飽和砂実験での間隔比変化

4.4 最近の地震における盛土等の震害の様相

伊豆半島沖地震(1974年)・大分県中部地震(1975年)・新潟地震(1964年)および十勝沖地震(1968年)で生じた盛土及び斜面の被害を調査した結果、次の事が明らかになった。

- ① 盛土高に着目すると、新しい盛土、古い盛土ともに盛土高が大きくなるに従い被害が大きい。
- ② 盛土完成以来の時間経過に着目すると新しい盛土の被害の方が古い盛土の被害より大きい。新しい盛土の被害が古い盛土よりも上廻る率は低い盛土程大きくなる。なお、この場合の地盤条件は一般的には新しい盛土の方が良い。

- ③ 破壊の形態について着目すると、新旧いずれの盛土においても法面崩壊、盛土崩壊が殆んどであるが、地割れ式崩壊が新しい盛土においてのみ見られるのが注目される。

5. 今後の問題点

下記の項目について、今後重点的に調査する必要がある。

- (1) 東京湾沿岸道路、大阪湾沿岸道路、伊勢湾沿岸道路における盛土および埋立地盤の耐震性の調査を行う必要がある。
- (2) 盛土の震害調査を系統的に実施して震害が生ずる条件を明らかにする必要がある。
- (3) 土の動的強度の評価法を改善する必要がある。
- (4) 盛土と構造物の動的相互作用を明らかにする必要がある。
- (5) 砂盛土の動的沈下量の合理的推定法を確立する必要がある。
- (6) 盛土の地震時安定計算法を改善する必要がある。

参 考 文 献

- (1) 岩崎・竜岡・堀内(1974.6) "共振法土質試験機による土の動的変形特性"
第9回土質工学会
- (2) 土木研究所資料 №912, (1974.5) "土の動的変形特性"
- (3) 土木研究所資料 №955, (1974.9) "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"

(9) 本州四国連絡橋に関する調査試験地震動
および地盤の動的性質に関する試験調査

振動研究室	室長	岩崎	敏男
"	研究員	若林	進
"	"	龍岡	文夫
"		堀内	俊一
"		高木	義和
"		吉田	精一

1. まえがき

本州四国連絡橋公団の委託に基づき、本州四国連絡橋の架橋地点における地震動及び地盤の動的性質に関する調査試験を実施するものである。地震動に関しては、連絡橋架橋地点周辺域及び同種地盤上で得られた強震記録の解析を行うとともに、震源モデル理論を1946年南海地震に適用し、地震動を推算した。地盤の動的性質に関しては、番の洲高架橋予定地点から土質試料を採集し、動的性質を求めた。また明石海峡大橋の基礎工を対象とした模型振動実験の計画と実施に関して技術指導を行った。

2. 調査目的

本州四国連絡橋の耐震設計に関連して、想定すべき地震動を算定するとともに、架橋地点の地盤の動的性質を室内実験から求め合理的な設計条件を設定する。

3. 調査方法

- 1) 架橋地点周辺地域の強震記録の解析
- 2) 震源モデル理論による地震動の推算
- 3) 地盤の動的性質に関する室内土質試験
- 4) 基礎工の模型振動試験

4. 調査結果

4.1 震源モデル理論による地震動の解析

本州四国連絡橋の耐震設計にあたっては架橋地点より震央距離が150～200km程度の太平洋海底に発生するマグニチュード8クラスの地震を主たる対象とすることが土木学会の報告書¹⁾に明記されている。

今回の解析では1946年12月21日に発生した南海地震($M=8.1$)をとり上げ、金森²⁾の提案する震源モデルを用いて、代表的な架橋地点4点の地震動(特に長周期の変位)を計算した。計算

プログラムは、東京大学理学部（佐藤良輔、川崎一郎両氏）が作成したものを一部修正して用いた。

4.1.1 震源モデル理論の概要

図-1において、Fを地震の震源、Pを地表面の観測点（架橋地点）とする。いま、Fを原点とするとPの位置は円柱座標（ R 、 α_m 、 Z ）で表わされる。 R は震央距離、 α_m は北から方位角、 Z は震源深さである。

$X-Y$ 面上に $x-y$ をもつ右手系を考え、断層面は $x-y$ 面に対してディップ δ をなすものとする。この断層面は図-2に示すように、 $x-y'$ 面におけるもので、 $-z'$ では逆向きにおこる。このずれは破断として、進行する震源を表わすものである。また、図-2において、断層面の4隅（1～4）のうち、観測点に最初の波を送る点が実際の原点となる。

断層面 $x-y'$ における破断の進行の様子を図-3および図-4に示す。

ここで

AV1 : ずれの進行方向

W1 : 断層の幅

SGM31 : 破断進行速度

R : 震央距離

α_m : 方位角

α_t : 断層方向

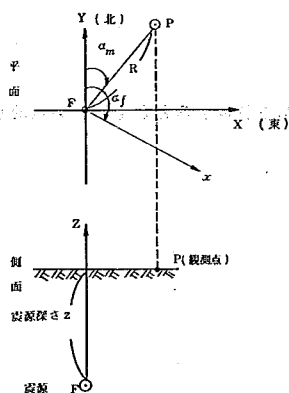


図-1 震源と観測点

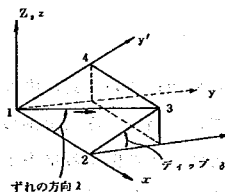


図-2 断層面

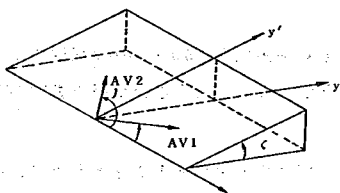


図-3 進行する震源の運動方向

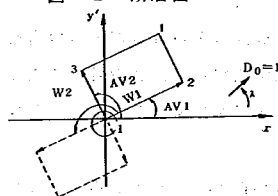


図-4 $x-y'$ 面内のずれの表示

3つの要素が進行する震源を定めることになる。この方向に進行が起こる (bilateral 図-3 参照) 場合がある。上記3要素の記号のサフィックスを2として、Part 1、Part 2として区別する。

最終的な食い違い量 D_0 (dislocation) に達するまでの時間に対するずれの状況はランプ関数で表示できるものとする (図-5 参照)。この図で t_0 を立ち上り時間 (ライズタイム) という。



図-5 ずれ量のランプ関数表示

断層面において以上のようなずれの運動を仮定して、これによる周囲の媒体の運動を弾性論により解析し、観測点Pの運動を地震動として求めるのが震源モデルの理論である。

計算の方法には De Hoop-Haskell の方法³⁾ や佐藤の方法⁴⁾ があるが、ここでは後者の方法によった。

4.1.2 1946年南海地震の震源モデル

1946年南海地震 ($M=8.1$) については、金森¹ により震源モデルが提案されている。これによると、次のような諸元をもっている。

震源位置 : 東経 135.84°

北緯 33.13°

震源深さ : $Z=30.0 \text{ km}$

断層方向 : $\alpha_r=40^\circ$ 、断層の大きさ $80 \text{ km} \times 120 \text{ km}$

ディップ : $\delta=350^\circ$

ずれの方向 : $\lambda=-90^\circ$

破断の進行方向 : 2 (bilateral)

Part 1 : AVI $=0^\circ$

W1 $=60 \text{ km}$

SGM31 $=3.0 \text{ km/sec}$

ALW1 $=3.0$ (分割数)

AV2 $=90^\circ$

W2 $=80 \text{ km}$

SGM32 $=3.0 \text{ km/sec}$

ALW2 $=3.0$ (分割数)

Part 2 : AVI $=180^\circ$

W1 $=60 \text{ km}$

SGM31 $=3.0 \text{ km/sec}$

ALW1 $=3.0$

AV2 $=90^\circ$

W2 $=80 \text{ km}$

SGM32 $=3.0 \text{ km/sec}$

ALW2 $=3.0$

ランプ関数 : 立ち上り時間 (rise time) $t_0=3.0 \text{ sec}$

最大ずれ量 (dislocation) $D_0=3.1 \text{ m}$

4.1.3 地震動の計算

上述した震源モデルを用いて、架橋地点のうち代表的な地点に対して地震動の計算を行なった。図-6は1946年南海地震の震源モデルの概略と地震動の計算を行なった4地点(①~④)の位置関係を示している。

計算結果の例を図-7に示す。

この種の波形は、長大橋の耐震設計の検討を行なう際の入力波形として利用することができる。従来、長周期でかつ大変位の地震動が、通常のSMAC記録等では再現困難であっただけに、本節に示した震源モデル理論に基づく地震動は今後注目されることになる。

謝辞：震源モデルの理論計算および震源パラメータの決定にあたっては東京大学理学部佐藤良輔教授および川崎一朗氏に御指導を得た。

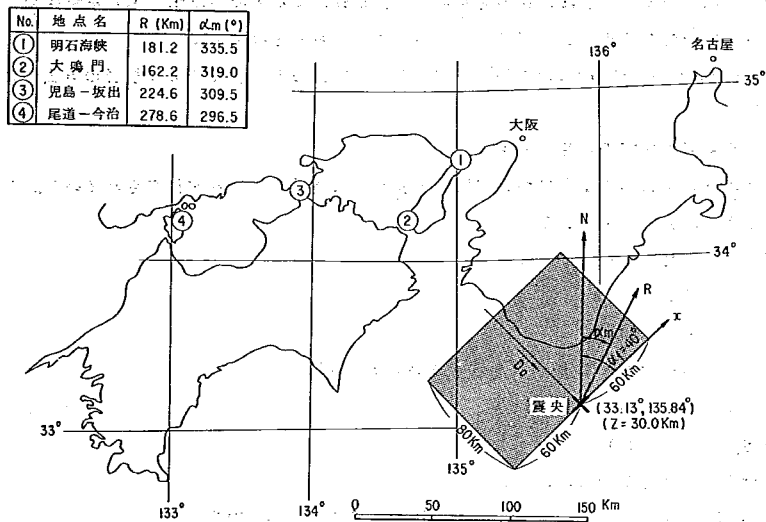


図-6 1946年南海地震の断層モデルと地震動の計算地点

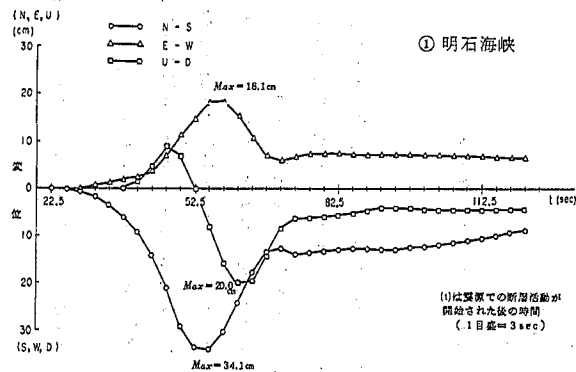


図-7 (A) 地点①における地震動の変位振幅

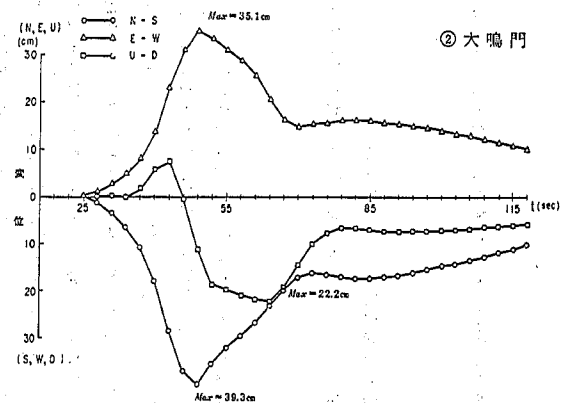


図-7 (B) 地点②における地震動の変位振幅

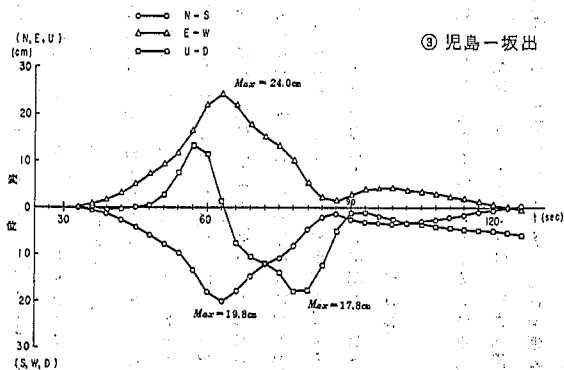


図-7 (C) 地点③における地震動の変位振幅

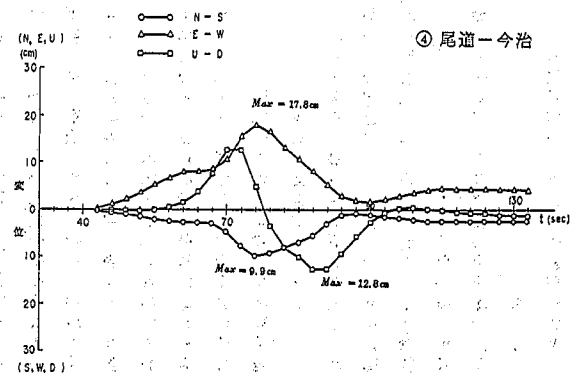


図-7 (D) 地点④における地震動の変位振幅

4.2 地盤の動的性質に関する試験調査

4.2.1 概説

本州四国連絡橋の耐震設計を行なう上で、地盤の地震時挙動の解明は重要な課題である。特に次の諸点を解明する必要がある。

- (1)地震特性……地震動の大きさ、継続時間、周期特性等
- (2)地震時の支持力の低下……これは特に流動化する恐れのある地盤で問題になる。
- (3)変位……水平な地盤でも地震後水平変位が残ったりすることがある。埋立地等ではすべりや沈下が生じる可能性がある。
- (4)上記の現象の構造物へ及ぼす影響

これらの現象は複雑でかつ多様である。従って図-8のように総合的な研究が必要とされる。

地盤および構造物の動的荷重に対する応答を数値解析や模型実験で合理的に推測するためには、土のせん断弾性係数 G 、減衰係数が必要である。弾性波探査で生ずる歪は非常に小さい(10^{-6} 程度)。当所で開発した共振法土質試験機を用いると $10^{-6} \sim 10^{-4}$ 程度の歪の範囲のせん断弾性係数、減衰係数を求めることができ、弾性波探査での S 波速度から求めた G と現地から採取した試料での共振法土質試験から求めた G とは、歪レベルを考慮するとよく一致することがわかっている。一方、強震時の歪レベルは $10^{-4} \sim 10^{-2}$ 程度であることが知られている。土の変形係数は歪レベルに強く依存するから、この歪の大きさでの土の変形係数を求めることが必要である。

従って、応答解析のためのモデルは次のようにして決定できる。

- (1)PS検層で、 $r \approx 10^{-6}$ での G (これを G_0 とする)を求める。
- (2)室内実験で、 $G/G_0 \sim r$ 、 η (減衰) $\sim r$ 関係を求める。

以下、番の州から採取した砂質材料について、(2)について求めた結果を報告する。

4.2.2 実験結果

表-1は、実験した砂の一覧表である。実験はすべてやや密づめの砂について、空気乾燥で、 $\sigma_1/\sigma_3 = 1.0$ の応力状態で行なった。これまでの他の砂の実験では、空気乾燥砂と飽和砂では後に示すようにほぼ同じ G および η の値を示すのでここに示す値は、飽和砂に対しても適用できる。

図-9は、 $r = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ の範囲の G と η を求めるための共振法土質実験装置のブロックダイアグラムであり、図-10は、 $r = 10^{-4} \sim 10^{-2}$ の範囲の G と η を求める低周波動的せん断試験機のブロックダイアグラムである。図-11~14に典型的な実験結果を示す。図15~20にこのようにして得られた $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ での各砂の $G/G_0 \sim r$ 曲線を示す。図-21に豊浦砂(密づめ、飽和)の $G/G_0 \sim r$ 曲線を参考のために示す。

次に、各砂の $r = 10^{-6}$ での G の実験式を示す。この値はPS検層での V_s から得られる G の値 $= r_s \cdot g \cdot V_s^2$ に対応するものである。 G 、 p は kg/cm^2 単位である。

$$\text{番の州砂A} \quad G = 1100 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.42}$$

$$\text{番の州砂B} \quad G = 1040 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.42}$$

$$\text{番の州砂 C} \quad G = 730 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.45}$$

$$\text{番の州砂 15} \quad G = 780 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.51}$$

$$\text{番の州砂 18} \quad G = 830 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.45}$$

$$\text{番の州砂 21} \quad G = 710 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.49}$$

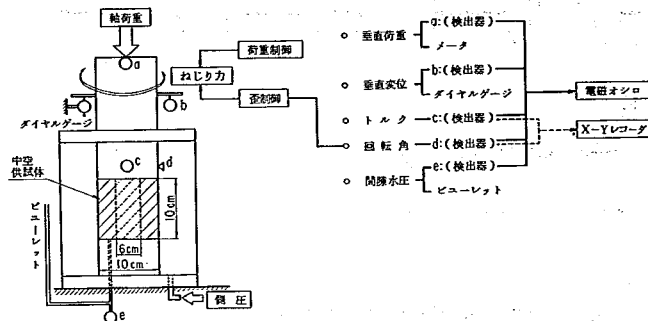


図-10 低周波動的セン断装置のブロックダイアグラム

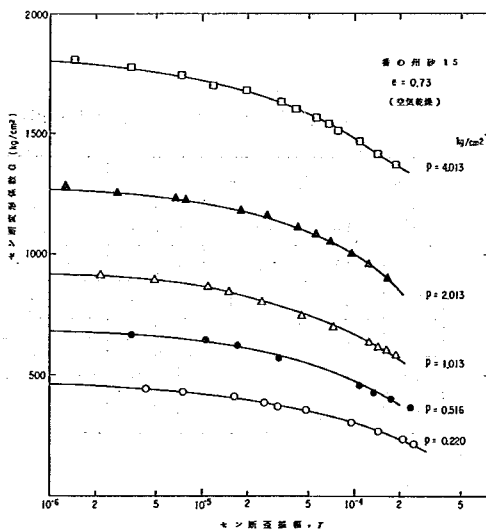


図-11 共振法土質試験で得られた典型的な実験結果

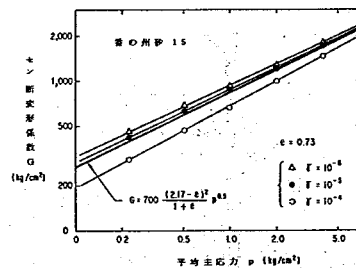


図-12 共振法土質試験で得られた典型的な実験結果

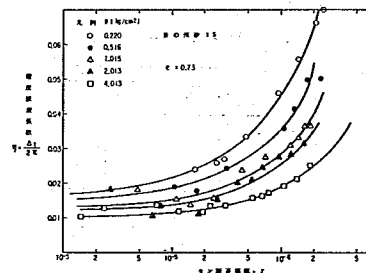
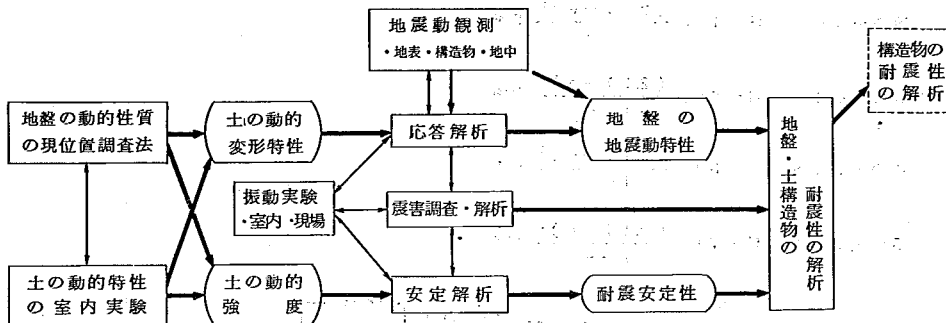


図-13 共振法で得られた典型的な実験例



凡例

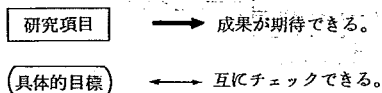


図-8 地盤・土構造物の耐震性の解析研究フローチャート

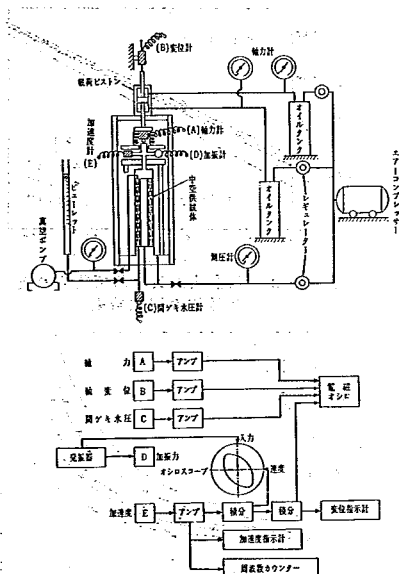


図-9 共振法土質試験機の概略

表-1 試料の採取地点の位置と深さと物理特性

試料名	ボーリング孔 ナンバー	深さ (m)	V_c	G_s	e_{nas}	e_{min}
A	16	-5~-12	1.7	2.68	1.179	0.835
B	19	-6~-12	3.3	2.66	1.011	0.681
C	21	-8~-13	9.7	2.68	1.03	0.692
15	15	地表		2.67	0.916	0.690
18	18	#	8.1	2.65	0.928	0.666
21	21	#	20.0	2.66	0.914	0.660

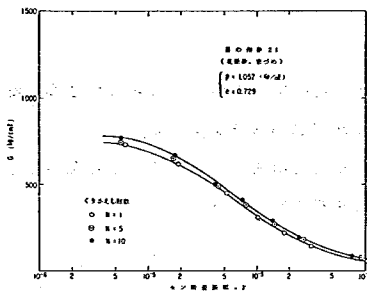


図-14 低周波動的せん断試験での典型的実験結果

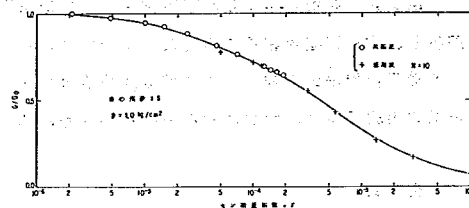


図-18 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線 (豊洲砂 15)

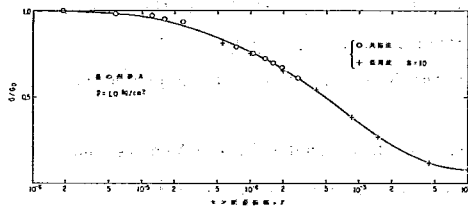


図-15 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線 (豊洲砂 A)

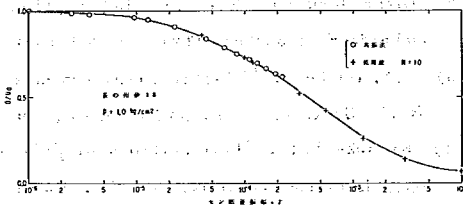


図-19 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線 (豊洲砂 18)

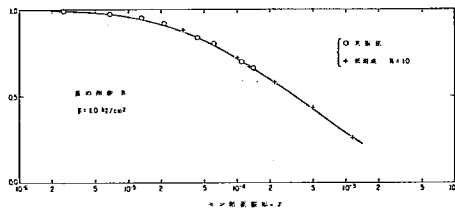


図-16 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線 (豊洲砂 B)

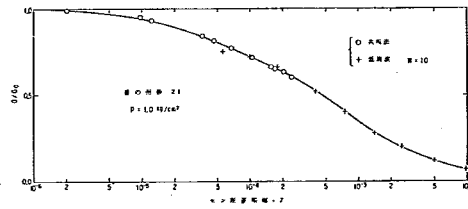


図-20 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線 (豊洲砂 21)

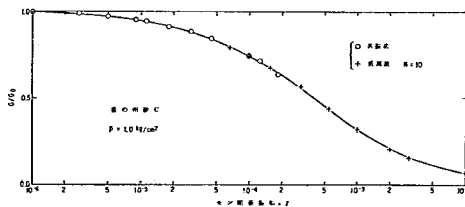


図-17 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線 (豊洲砂 C)

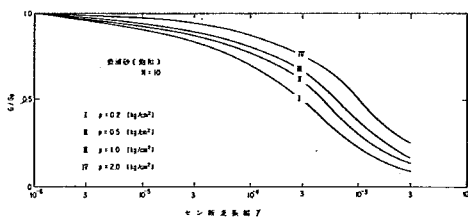


図-21 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線 (豊洲砂)

4.3 その他の調査試験

以上の他に、下記の調査試験を実施した。

- (1) 強震記録の解析——本州四国連絡橋の架橋地点周辺地域及び同種地盤上で得られた強震記録を解析し、本州四国連絡橋の耐震設計において考慮すべき地震動の特性を求めた。
- (2) 基礎工模型振動実験——本州四国連絡橋公団が実施した明石海峡大橋を対象とする基礎工の模型振動実験につき、実験計画ならびに実測等に関して技術指導を行なった。

参 考 文 献

- 1) 土木学会・本州四国連絡橋耐震研究小委員会「本州四国連絡橋の耐震に関する調査研究報告書」
2.本州四国連絡橋耐震設計指針(1974)同解説、昭和49年9月
- 2) Hiroo Kanamori "Tectonic Implications of the 1964 Tonankai and the 1946 Nankaido Earthquakes," Phys. Earth Planet Interior 5, pp129-139, 1972
- 3) N.A. Haskell, "Elastic Displacements in the Near Field of a Propagating Fault," Bull. SSA, vol. 59, pp865-908, 1969
- 4) Ryosuke Sato, "Formulations of Solutions for Earthquake Source Models and Some Related Problems," J. Phys Earth, vol. 17 pp101-110, 1969
- 5) 建設省土木研究所「本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告」土木研究所資料第1088号、昭和51年3月