



日本道路公団委託	
本州四国連絡道路橋梁基礎調査	
耐震安定性調査	資料番号 1,

土木研究所資料

第 584 号

本州四国連絡道路橋梁基礎調査 耐震安定性調査報告

昭和 45 年 3 月

建設省土木研究所 振動研究室

目 次

ま え が き

第一編	昭和40年度から44年度までに実施した調査研究の概要	1
第二編	昭和40年度から44年度までに実施した調査	3
第一章	昭和40年度調査結果	3
第二章	昭和41年度調査結果	7
第三章	昭和42年度調査結果	16
第四章	昭和43年度調査結果	23
第五章	昭和44年度調査結果	36
	〔関係報告書〕	42
あ と が き		46

ま え が き

昭和44年度に建設省土木研究所が日本道路公団より委託されて実施した「本州四国連絡道路橋梁基礎調査」のうち耐震安定性調査について報告する。

本調査は、長大吊橋の耐震について従来行なわれてきた調査の成果を用いて実施されたものであり、したがって、昭和40年度以降の土木研究所における長大吊橋の耐震調査の結果をあわせて報告する。

昭和45年3月

建設省土木研究所

構造橋梁部振動研究室

研究室長 栗 林 栄 一

研 究 員 小山田 欣 裕

研 究 員 辻 勝 成

第一編 昭和40年度から44年度までに
実施した調査研究の概要

年度	
40	39年度に提案した吊橋上下部構造に対する設計震度を修正し、より実態に近似したものとした。一方全橋に関する地震応答解析計算を実施して吊橋の動的挙動を明らかにした。上部構造の耐震実験では手法上の難点を改善した。下部構造に関する実橋試験結果を検討して、従来、仮定値であつた振動減衰の定数の妥当性を明らかにした。動水圧の室内実験および計算から各種の動水圧公式の近似度を検証した。地震動に関する調査を継続して行なつた。他形式長大橋の耐震に関する検討を行なつた。
41	吊橋下部構造に関しては、室内実験から地震時動水圧公式を求め報告すると共に、力学モデルを改善して合理的な設計震度を求めるための検討を行なつた。上部構造の耐震実験では手法上の難点を改善した上、静的たわみ試験、固有振動特性試験を行い結果を検討し、報告した。任意波形加振実験はその一部を実施し、実験結果を検討中である。又、三径間吊橋全橋に関する地震応答スペクトル曲線を用いた応答計算を行い簡易化された計算法による設計成果を検討して来た。他形式長大橋の耐震に関する検討を行なつた。地震動に関する調査を継続して行なつた。
42	(1) 新潟・福島県境の鳥井大橋において、井筒基礎の振動実験を行ない、その固有振動特性を求め報告した。(342号関係) (2) 実在建物106ケースの固有振動特性に関する文献調査を行ない、これに検討を加えて報告した。(301号関係) (3) 吊橋上部構造の全橋模型による耐震実験を行いこれに検討を加えて報告した。(283、326号関係) (4) 非線型応答スペクトル解析を実施した。 (5) 三径間吊橋の耐震設計法の現段階での結論を示す作業を実施した。(本四耐震設計指針関係)

4 3	4 2 年度に実施した三径間吊橋全橋の地震時最大応答計算結果を検討するとともに、昭和4 3 年度にはさらに電算プログラムの拡張を行ない、時々刻々の応答をも求め得るようにした。また各種の演算を行ない、修正震度法による耐震設計法の妥当性、固有振動特性ならびに応答から見た吊橋構造の特異性、解析手法上の問題、模型実験結果との対比、過去の類似した研究の成果などの点に重点を合わせ検討した。 一方、吊橋上部構造全橋模型による振動実験は、4 台の振動台を同位相、同レベルで橋軸方向に加振して代表点の応答を求め、上記理論解析との関連において検討を加えた。
4 4	(1) 長径間吊橋の耐震設計基準の合理化をはかるため既年度に行なわれた本四連絡橋の耐震調査の結果と今後に残された事項を、道路公団本四調査事務所とともに整理検討し取りまとめた。 (2) 長径間吊橋の耐震実験として、既成の三径間吊橋全橋模型を用いて、主として構造部材の挙動に着目した実験を行なった。 (3) 長径間吊橋の地震応答解析として、L 1 5 0 0 M 級三径間吊橋上下部構造全橋の橋軸直角方向の解析を実施した。 (4) 吊橋の地震応答の観測ならびに実橋試験に関する国内外の文献資料の補足調査を行なった。 (5) 強震動の観測を実施した。

第二編 昭和40年度から44年度までに 実施した調査

第1章 昭和40年度調査結果

第1節 調査目的

本州四国連絡架橋路線における地震および地盤特性を調査すると共に各種解析計算および各種の実験によつて、この路線上の長径間吊橋をはじめ各種形式の橋梁の合理的耐震設計法を求める。

第2節 調査の方法

1. 長径間吊橋の上部構造に関する調査は、解析計算および模型による検証実験によつてより合理的な設計震度を求める資料とした。
2. 長径間吊橋の下部構造に関する調査は、解析的な設計震度の追求と共に実橋下部構造の実験ならびに室内の動水圧実験によつて、下部構造の地震荷重を決定する資料とした。
3. 長径間吊橋全橋に関する調査は、地震動に関する調査を行なうと共に全橋に対する地震応答の数値解析を行ない、耐震設計の一資料とした。
4. 長径間吊橋を除く各種形式の橋梁の耐震設計法を合理化するためにそれらに関する動的応答の数値解析の結果を集積して、実用上の観点から検討を加えた。

第3節 調査結果

1. 吊橋上部構造に関する調査

昭和39年度に提案した吊橋上部構造に対する「地震応答を考慮した設計震度」に下部構造の影響をも加味した修正係数を近似法による解析的な手法によつて求め、設計震度の応用範囲を広めた。しかし、この修正係数は設計上安全側の考慮が払われている故に今後更に動的応答計算結果を用

いて調査する事が必要である。

また上部構造模型による検証実験を行なった結果、当初予期していた以上の各種の実験手法上の難点が明らかになってきた。自由振動試験、共振振動試験、地震波形による振動試験の三種を実施した結果から実験手法上改善すべき諸点が明らかになってきた。

- i) time scale の変更を模型重量を増加させることのみによつて、その骨組の構造を変更せずに行なうことは実用上困難である。すなわち振動台の容量から模型はできうる限り軽量にして、ii) の理由からできうる限り周期の長い模型が必要になつた。
- ii) 模型に対して地震波形で加振する場合には加振振動数は iii) の理由から低い程望ましく、実用上周波数帯域は 5 ~ 100 % の範囲にとどめることが望ましい。
- iii) 地震波形による加振試験では数 100 サイクルの雑動によるピーク加速度が現われる。これを減殺するために模型の結合点にボロ布を挿入する等の方法を探ることが必要になつた。しかしながらこの雑動を完全に消去することは困難であるので、将来は高い振動数に対する反応がごく低い計測器の開発が必要になつた。現状としては注意深く、現象に対して充分の判断力をもつた、熟練した実験担当者が実験中に雑動を除去していく方法をとらざるを得ない。
- iv) 地震応答計算結果から模型のケーブルアンカー部は吊構造の応答に最も大な影響を及ぼすことが明らかになつたので、より一層の改良が必要である。
- v) 主塔基部の振動台のスリップテーブルは常時大きな鉛直荷重を受けているので、水平方向に力が作用した場合にしばしば油膜が完全に排除されその機能を失うので、スリップテーブルには懸垂しておくことが望ましい。
- vi) 地震応答計算結果から、主塔基部およびケーブル碇着部における下部構造に対して大きな影響を与えることが数値的に明らかになつた。した

がつて当該部におけるケーソンの応答波形を用いた実験が必要になった。
vi) 模型の減衰定数は主塔で1%以下、吊構造では更に小さく、設計計算の仮定値である2%に比べて約1/2以下になる。しかし減衰定数を模型で適合させることはきわめて困難であつた。したがつて実測結果に対して適当な数理的補正が必要である。

以上の改善すべき点に関してはiii)、iv)を除いては改善を完了している。iii)、iv)については早急に決定的な改善は望めないと考えられるから、実験結果を補正することによつて補つていくことにした。

2. 吊橋下部構造に関する調査

昭和39年度に提案した下部構造の設計震度を求めるための力学モデルはロッキング中心、地盤反力の分布の点で実態と相違する事が明らかになつてきた。したがつてロッキング中心は任意の点に合理的に設定するように力学モデルを改善し、同時に地盤反力の分布についてもケーソンの底面ではMeyerhoffの地盤の局部的降伏の考え方を採り入れ、側面では、京大の後藤博士が提案されている受動土圧を側方反力の臨界値とする考え方を採り入れて、いずれもケーソンの支持部の一部分に変位に無関係な力の平衡状態を許すモデルとした。このモデルに対して負荷すべき地震の作用は力と同時にエネルギーの二本立てとして、両者を満足する平衡状態における設計法を提案した。その結果、設計計算の労作は増加したが、合理的な設計が行なえるようになった。

このように非線型挙動を設計法の中に採り入れたので、それに関しては実際に非線型応答解析計算の一部を実施した。

以上の演算過程で用いられている物理定数の実測による裏付け調査を行なつてつぎのような結果を得た。

下部構造ケーソンの振動減衰は相対的に根入の大きな橋梁下部構造ケーソン11基の実験結果を検討した結果、5~10%の範囲なることがわかつた。したがつて根入の比較的小さい本四連絡橋ケーソンでの仮定値である5%は妥当な値であると考えてよからう。また実験結果によれば振幅の

増大にともなつて共振周期は大きくなる傾向を示すが固有の振動減衰は殆んど変化しないことがわかつてきた。すなわち設計において振動減衰を一定値とし、地震荷重を減殺するためには非線型性を導入したことの妥当性が証拠だてられる一資料を得た。

また地盤力および地盤の荷重作用については実橋試験および理論解析によつて調査中であり、結論を得るに至つていない。

並行振動時におけるケーソン周辺の水圧の変化については室内実験の結果からつぎの成果が得られた。

- i) 水深と等幅の矩形ケーソンの全動水圧は、Westergaardが無限に長い固定壁を仮定して求めた一面に作用する動水圧の約 $1/2$ である。
- ii) ケーソンの奥行が幅の2倍以内では奥行の影響は殆んどない。
- iii) 円形断面の動水圧は矩形断面の動水圧の $3/4$ 程度である。また、桜井、後藤、土岐などの理論による動水圧の $1/2 \sim 2/3$ 程度になる場合がある。

3. 吊橋全橋に関する調査

架橋地点および日本各地の地震記録を集積し、応答スペクトルの解析計算の準備をした。

本年度は三径間吊橋全橋の応答計算を実施した。その結果、下部構造ケーソン頂部の振動が、上部構造に対して支配的な影響を及ぼすことが明らかとなつた。アンカーケーソンは主として吊構造部、メンイビヤケーソンは主として主塔に大きな影響を及ぼす。これらの結果を上部構造の設計に反映させると共に更に詳しい解析計算を進め、演算プログラムもIBM 7090の外にCDC 3600にも適合するように改良した。

多径間吊橋の耐震設計について検討した結果、三径間吊橋用の設計震度を準用するか、特に設計上注意しなければならないのは最外側の主塔とアンカーケーソンについてであり、いずれも剛性の大きい設計とすることが望ましいと云う結論を得た。

4. 吊橋を除く各種形式の樁梁に関する調査

アーチ形式・カンテイレバー形式橋梁および高橋脚橋梁の実例および地震応答解析計算結果を資料として集積して、検討を加えている段階である。

第 2 章 昭和 4 1 年度 調査 結果

第 1 節 調査目的

本州四国連絡架橋路線における地震および地盤特性を調査するとともに、各種の解析計算ならびに実験によつてこの路線上の長径間吊橋をはじめ各種形式の橋梁の合理的耐震設計法を求める。

第 2 節 調査方法

1. 架橋地域の地震に関する調査

架橋路線近傍の要所に埋設した地震計により地震動の観測および記録を用いて解析を施す。

2. 地震動による構造物の応答特性に関する調査

各種の土木・建築構造物の地震時における応答特性の実測資料を収集し、解析を施す。

3. 吊橋全橋の地震荷重に関する調査

標準的な地震応答スペクトル曲線を用いて吊橋各部の地震荷重を求める。

4. 三径間吊橋の地震応答に関する調査

吊橋上下部構造全橋に対する地震応答解析を行なう。

5. 橋梁下部構造の実験調査

橋脚模型を用いて地震時動水圧に関する室内実験を行なうとともに、大型橋脚を有する新設橋梁の振動試験を行ない、橋梁下部構造の振動時の力学的性質を求めてきた。

6. 三径間吊橋上部構造の模型による耐震実験調査

解析および模型による検証実験から地震時の動的挙動を明らかにする。

第3節 調査結果

1. 架橋地域の地震に関する調査

他の調査研究と併行して強震観測および記録の解析を行ない、架設路線近傍の要所に埋設した地震計の記録を含めて土木研究所資料第217号に報告した。

2. 地震動による構造物の応答特性に関する調査

各種の土木・建築構造物の地震時における応答特性の実測資料を収集するとともに、地震応答スペクトル解析を実施し検討を行なった。

3. 吊橋全橋の地震荷重に関する調査

標準的な地震応答スペクトル曲線を用いる吊橋各部の地震荷重に関する調査を行ない、「応答を考慮した修正震度法」による地震荷重を定めた。また、将来より合理的な耐震設計法を求めるために、力学モデルの改善、設計震度適用の合理化等各方面での検討の方向を明らかにすると共に、一部については解析的検討を行なった。

4. 三径間吊橋の地震応答に関する調査

すでに前年度に作成した標準的地震応答スペクトル曲線を用いる三径間吊橋上下部構造全橋の地震応答解析のための電算プログラムにより、下部構造の条件を変えて7ケースの演算を行ない結果およびその検討の要旨を土木研究所資料第216号に報告し、その一部を図2-1、図2-2に示す。一方、架橋路線のA、C、Dルート（A：L1500M、C：L1350M、D：L850M）の3ケースにつき演算を行なった。

また、地震入力として標準的地震応答スペクトル曲線を用いる上記の応答解析法とは別に、上部構造の耐震実験とも関連して、地震波を直接用いる応答解析法（直接積分法）による電子計算プログラムを作成する作業を開始した。

5. 橋梁下部構造の実験調査

海峡連絡橋の水深の深い位置にある下部構造物では、地震時に作用する

荷重の一つとして、水圧変動による増加荷重（いわゆる動水圧）を考慮する必要がある、本州四国連絡橋の下部構造として予想される断面（主として矩形断面）をもつた柱状構造物の振動時における仮想質量を室内実験から求める作業を前年度から継続し、土木研究所資料第202号に報告した。

実験結果として、図2-3に柱状体の全動水圧 P およびその作用点 hg を、図2-4に柱状体の動水圧分布 p を、他の研究者による研究成果と合わせて示した。なお、図中の諸記号の意味は

P : 柱状体の全動水圧 (t)

p : 〃 動水圧分布 (t/m)

Mv : 仮想質量 (t・sec²/m)

K : 震度

g : 重力の加速度 (m/sec²)

h : 水深 (m)

hg : ケーソン底面から P の作用点までの距離 (m)

a : 振動方向に直角な断面巾 (m)

γ : 水の単位体積重量 (t/m³)

y : 水面から鉛直下向きにはかつた座標 (m)

また、図中にも説明してあるように、仮想質量 Mv は全水圧 P を用いて次式で表わされる。

$$Mv = \frac{P}{gK}$$

一方、各種の解析過程で用いられる物理定数の実測調査については、過去10年間にわたり数多くの土木構造物の振動実験を実施して来たが、特に橋梁構造20ケースについての実験結果をとりまとめ、土木研究所資料第152号に報告した。表-1に結果をまとめて、減衰定数(n)、共振振動数(fr)、地盤係数(K)の実測値を示した。

本調査の対象となつた範囲内での形式の橋梁の橋軸方向の振動について大略次の事が云える。

1) 減衰定数について

ケーソン基礎に有する橋梁の減衰定数 h は $0.05 \sim 0.1$ 程度、杭基礎を有する橋梁の減衰定数は $0.03 \sim 0.05$ 程度とみられ、振幅の増大に伴う減衰定数の変化は小さく、ことにそれが大きくなることを期待するのは無理であろう。

2) K 値について

ケーソン基礎の K 値はケーソンの寸法、その地点の土質等によつて変るが、 N 値と何らかの相関性があるものと考えられるが、定量的評価には更に多くのデーターが必要である。杭基礎の K 値については、土圧測定によることには困難が伴い、測定の新技術を開発していくことが必要であろう。

3) 共振現象について

多くの橋梁では共振現象が現われるが、共振が現われないものもあり、これの耐震性については今後、研究を行なう必要がある。

6. 三径間吊橋上部構造の模型による耐震実験調査

すでに前年度事業報告に指摘された実験手法上の問題点について種々の改良を施した後、静的たわみ試験により模型の妥当性を確かめ、次にまず主塔に着目し、主塔基部に正弦波の加速度入力を与えて共振実験を行ない固有周期、振動モード等を確認した。静的たわみ試験の結果を図 2-5 に、主塔の振動モードを図 2-6 に示す。

一方、主塔基部およびケーブル定着部に直接地震波形を入れて加振し、上部構造全体の地震時応答諸量を求める実験の準備として、国内・国外で観測された約 20 種の代表的地震記録を模型相似比（時間相似比は $1/10$ ）に合わせたデジタル量へと変換を行なった。

この任意波形加振による実験の工程を図 2-7 に示してある。なお、模型および静的載荷試験の結果については土木研究所資料第 182 号、183 号に報告されている。

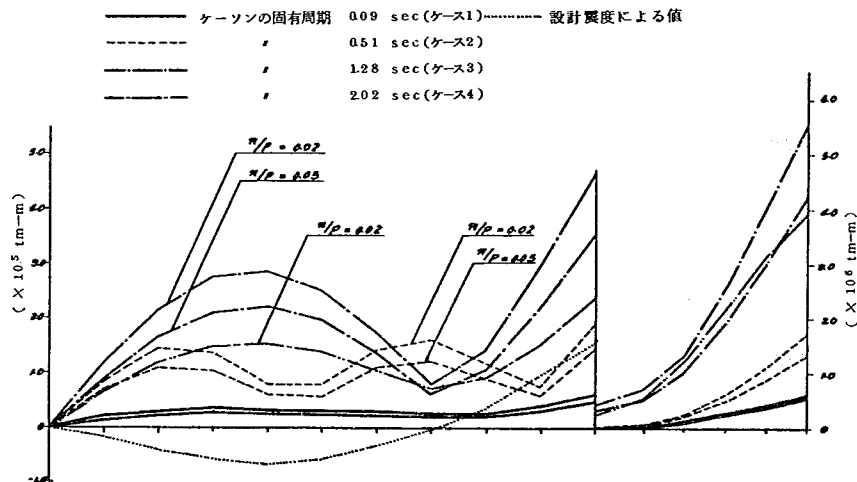


図2-1. 橋軸方向地震による主塔の曲げモーメント(1)

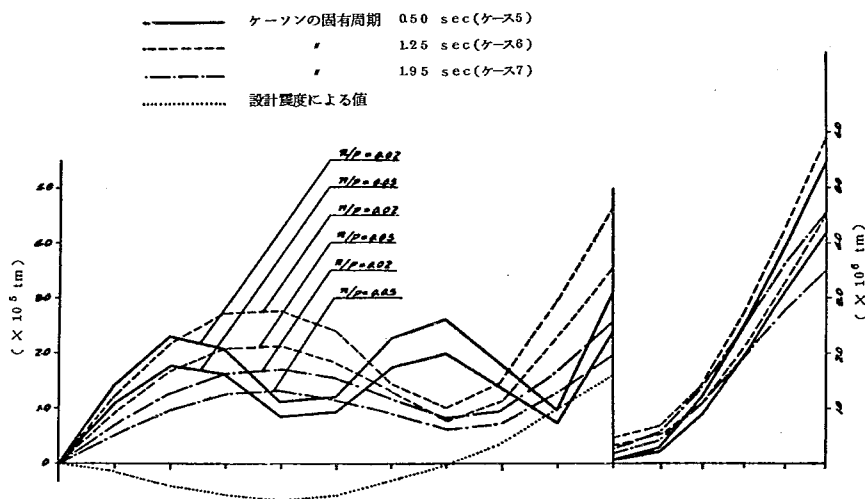


図2-2. 橋軸方向地震による主塔の曲げモーメント(2)

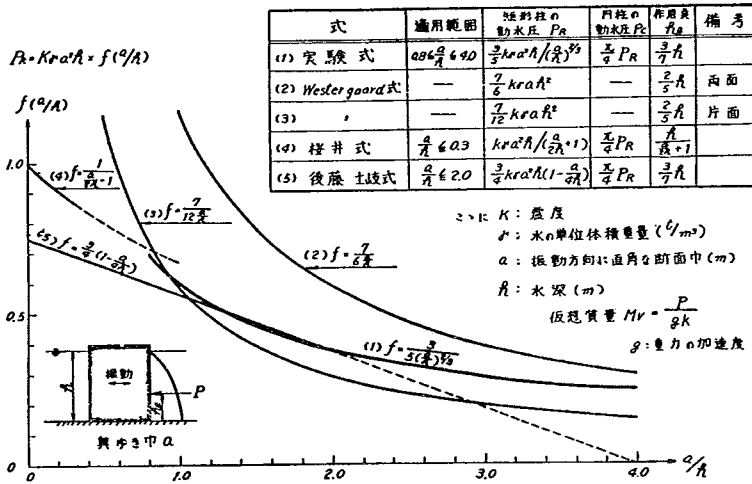


図2-3. 柱状体の全動水圧 P および作用点 h_g

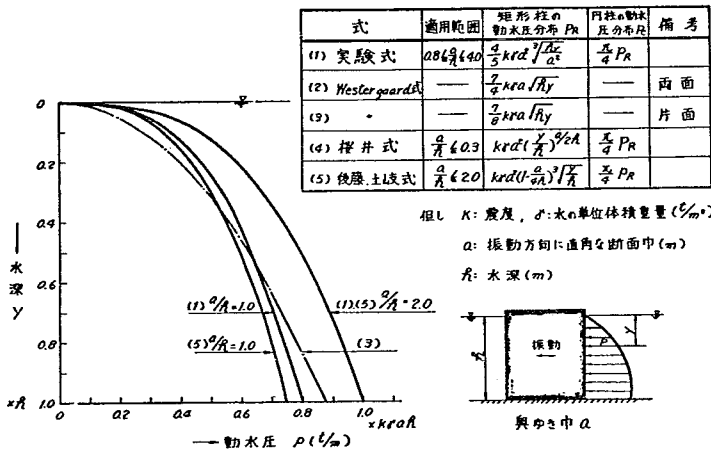


図2-4. 柱状体の動水圧分布 p (t/m)

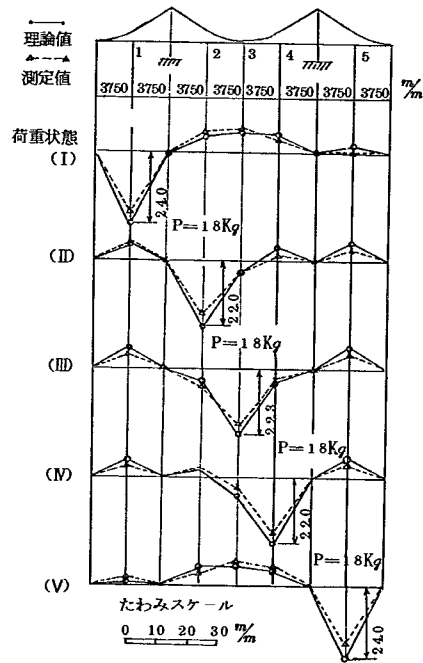


図-2.5

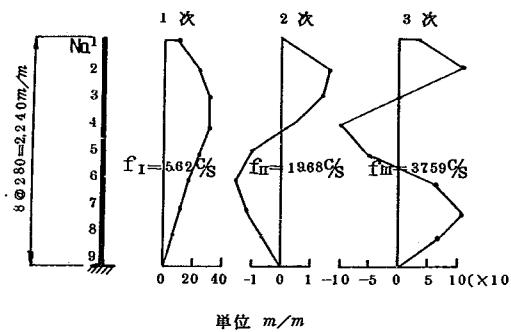


図2-6. 模型(主塔)の固有振動数
および振動モード

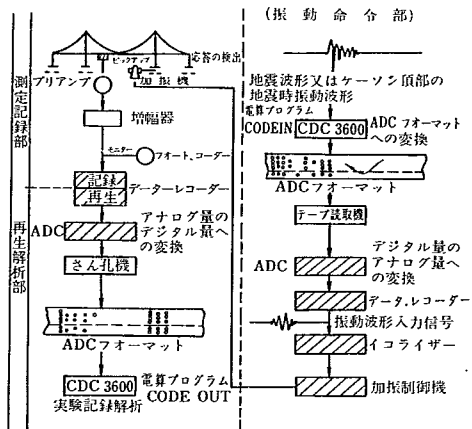
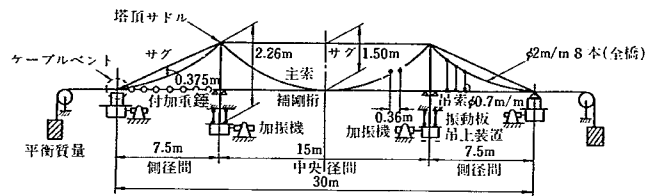


図2-7. 吊橋上部構造全橋模型振動実験工程

表-2.1 橋梁下部構造の振動実験調査結果

グループ	整理番号	橋 梁 名	減 衰 定 数 h		共振振動数 f_r (c/s)	地盤反力係数 K (Kg/cm^3)	備 考
			各 値	平 均			
A	01-I	吉 田 大 橋	—	—	7以上	4	ケーソン基礎単体
B	01-II	吉 田 大 橋	0.108	0.111	6.5	2~4	ケーソン基礎橋脚
	02-I	駿 河 大 橋	0.08		5.6	5	
	07-I	安 治 川 橋	0.0865		8.66	2	
	09-I	新 葛 飾 橋	0.111		5.8	3.3	
	09-II	〃	0.0583		5.55	4.7	
	10-II	新天龍川橋	0.12~0.22		2~12になし	2.01	
	12-I	平 井 橋	0.129		2.40	0.6	
	13-I	木 曾 川 橋	0.097		4.78	1.3~3.0	
C	01-III	吉 田 大 橋	0.110	0.088	3.45	—	上部構造をも 有するケーソン 基礎橋脚
	09-III	新 葛 飾 橋	0.0660		2.77	4.2	
D	03-I	浜松町高架橋	0.186	0.211	7.0	—	杭基礎橋脚
	05-I	倉 敷 川 橋	0.31~0.45		4.7	—	
	06-I	筏 川 橋	0.101		3.62	—	
	08-I	庄内新川橋	0.14		3.465	—	
	10-I	新天龍川橋	0.09~0.20		1~10になし	フーチング部(L. 1.00, V. 3.17)	
E	04-I	汐留高架橋	0.055	0.0413 (※除く)	2.83	—	上部構造をも 有する杭基礎 橋脚
	04-II	〃	0.027~0.040		2.55	—	
	06-II	筏 川 橋	0.144※		3.48	—	
	11-I	昭 和 大 橋	0.0431		2.03	—	

(出典) 建設省土木研究所: 土木研究所資料第152号

第 3 章 昭和 4 2 年度 調査結果

第 1 節 調査目的

本州四国連絡架橋路線における地震および地盤特性を調査するとともに、各種の解析計算ならびに実験によつてこの路線上の長径間吊橋をはじめ各種形式の橋梁の合理的耐震設計法を求める。

第 2 節 調査方法

1. 架橋地域の地震に関する調査

架設路線近傍の要所に埋設した地震計により地震動の観測および記録を用いて解析を施す。

2. 地震動による構造物の応答特性に関する調査

各種の土木・建築構造物の地震時における応答特性の実測資料を収集し、解析を施す。

3. 吊橋全橋の地震荷重に関する調査

標準的な地震応答スペクトル曲線を用いて吊橋各部の地震荷重を求める。

4. 三径間吊橋の地震応答に関する調査

吊橋上下部構造全橋に対する地震応答解析を行なう。

5. 橋梁下部構造の実験調査

大型橋脚を有する新設橋梁の振動試験を行ない、橋梁下部構造の振動時の力学的性質を求める。

6. 三径間吊橋上部構造の模型による耐震実験調査

解析および模型による検証実験から地震時の動的挙動を明らかにする。

7. 耐震設計法に関する調査

各種調査の総合的判断により各種形式の橋梁の合理的・経済的耐震設計法を求め、またそれを逐次改善してゆく。

第3節 調査結果

1. 架橋地域の地震に関する調査

他の調査研究と併行して強震および記録の解析を行なった。

2. 地震時による建造物の応答特性に関する調査

各種の土木・建築構造物の地震時における応答特性の実測資料を収集するとともに、線型および非線型の地震応答スペクトル解析を実施し検討を行なった。とくに実在建物の振動性状と地震応答に関しては土木研究所資料第301号で報告したが、その概要は以下のとおりである。

- (i) 比較的剛性の大きい通常の建築物の振動モードは並進と回転が共存している。
- (ii) 減衰定数は33ケースについて調べたところ、大部分が $h = 0.03 \sim 0.12$ の間にあり、平均すると0.07程度である。
- (iii) 固有周期は、実在建物106ケースについて調べたところ、全て0.1～0.7秒の範囲内にあり、大部分が0.2～0.5秒の間にある。
- (iv) 地震時における建物の低層部（1階または地階）での最大加速度 α_L と高層部（最上階または屋上）での最大加速度 α_H との関係を22ケースについて調べたところ、中震ないし強震時（ $\alpha_L = 1.25 \sim 1.57 \text{ gal}$ ）において、両者の比 $\beta = \alpha_H / \alpha_L$ は0.9～9.6の範囲にあり、大部分は1～4の間にあるが平均すると3.0となる。
- (v) 一方、 β と α_L との関係をみると α_L が大きくなるに従って β は低下する傾向が明らかに現われており、非線型的な挙動を示唆するものとして注目される。

3. 吊橋全橋の地震荷重に関する調査

標準的な地震応答スペクトル曲線を用いる吊橋各部の地震荷重に関する調査を行ない、将来より合理的な耐震設計法を求めるために、力学モデルの改善、設計震度適用の合理化等各方面での検討の方向を明らかにするとともに、一部については解析的検討を行なった。

4. 三径間吊橋の地震応答に関する調査

(1) 三径間吊橋の地震応答解析

修正震度法による設計計算の妥当性の検討を行なうため前年度に行なわれた応答計算結果を種々の観点から見直しているが、予備設計・L1500 Mの断面を用い、上下部全橋の地震応答解析を行なった結果のうち、最大応答変位とそれに対応する固有周期における振動モードを一例として描くと図-3.1のごとくなり、設計に用いている応答がもつとも卓越する周期における振動モードから導いた設計震度およびその分布は妥当なものであることがわかる。図-3.1の計算に用いられた諸元のうち代表的なものは次のとおりである。

メインピアの寸法：50×80×75m

アンカーブロックの寸法：100×70×66m

水深：40m、根入れ：20m

底面地盤の弾性係数 E_R ：80,000 t/m²

側面地盤の弾性係数 E_S ：10,000 t/m²

中央径間長：1,500m、側径間長：750m

主塔高h：226m

現在10ケースにわたる演算結果を整理中であり、その完了をまつて総合的な検討を行なうつもりである。

- (2) 地震入力として標準的地震応答スペクトル曲線を用いる上記の応答解析法とは別に、上部構造の耐震実験とも関連して、地震波を直接用いる応答解析法（直接積分法）による演算を行ない得るよう電子計算プログラムを拡張する作業を開始した。

5. 橋梁下部構造の実験調査

前年度に報告した橋梁下部構造の振動実験調査結果（土木研究所資料第152号）を更に充実させ、本四連絡橋の下部構造の耐震設計を行なうためのより多くの資料を得ることを目的として新潟、福島県境鳥井峠に架設中の鳥井大橋の井筒基礎（8m×8m×13.5m）において振動実験を行ない次のとき結論を得た。

- (i) 1 次の固定振動数 f は橋軸・橋軸直角方向とも 12～13 % である。
- (ii) 減衰定数 h は両方向とも 15 % である。
- (iii) 1 次の振動モードは橋軸方向には底面中心を回転中心とするロッキング振動、橋軸直角方向には底面から相当下方を中心とするロッキング振動である。
- (iv) 動的 K 値は底面鉛直下方に $12 \sim 18 \text{ Kg/cm}^3$ 程度である。
- (v) 弾性係数 E は底面で $50,000 \text{ t/m}^2$ 、側面で $20,000 \text{ t/m}^2$ である。
- (vi) 地中に埋めこまれた井筒基礎の力学モデルは少なくとも 2 自由度系として取扱う必要がある。

6. 三径間吊橋上部構造の模型による耐震実験調査

(1) 吊橋主塔の固有振動特性試験 (橋軸方向)

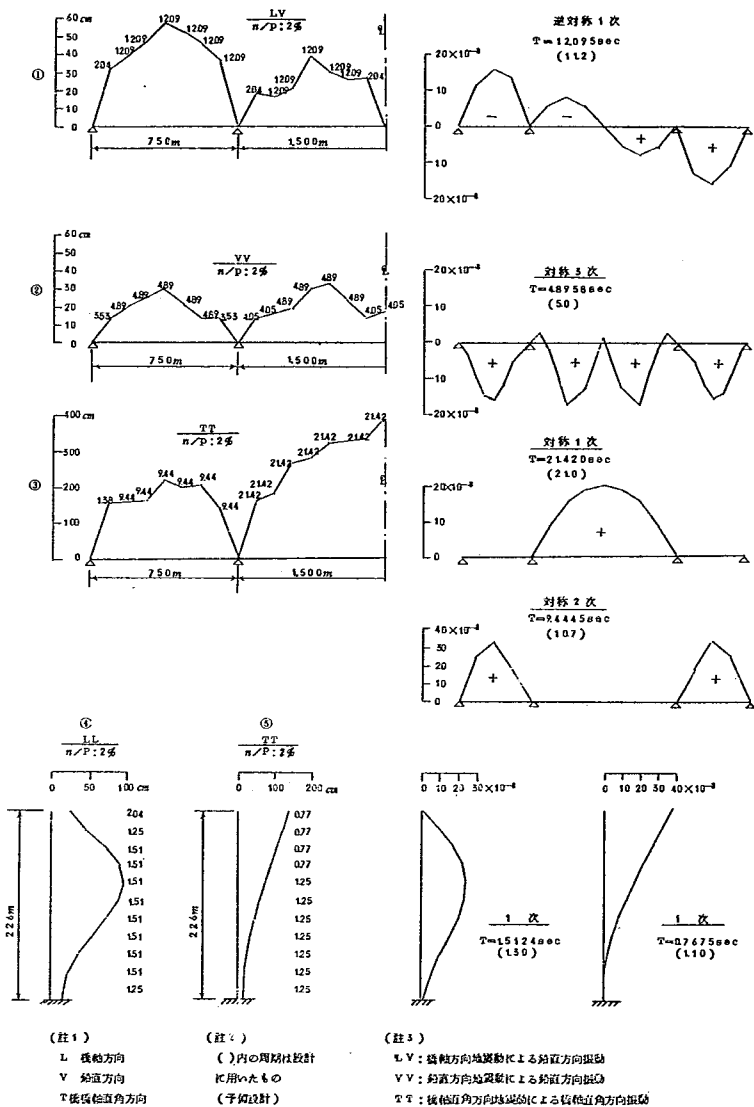
対象とした実橋は、昭和 41 年 3 月付、本四概略設計 L 1,500M の主塔 ($h = 226 \text{ m}$) であり、模型はその $1/100$ ($h = 226 \text{ cm}$) で時間相似比は $K_T = T_P/T_m = 10$ となっている。実験の詳細については土木研究所資料第 283 号に報告されている。さて、設計、解析、実験における主塔の固有周期を比較すると表-3.1 のごとくである。これを見ると、主塔 1 次の固有周期は設計と実験で約 25 % の差を生じているが、この理由は、設計における力学モデルが塔頂ピン固定、塔基部完全固定としているのに対し、実験では最大変位に対し、約 25 % の塔頂移動が存在するモードとなっている点にあると思われる。しかし、塔頂移動を見込む固有周期の算定が、その煩雑さから考えて実用上大した意味を持たないと思われるので、現行の耐震設計法における力学モデルの設定ならびに固有周期の

表-3.1

算定法は妥当なものであると判断できる。

	設 計	解 析	実 験
T I	1.41 sec	1.418 sec	1.78 sec
T II	—	0.434	0.50
T III	—	0.255	0.27

図-3.1 予備設計 L1500M の最大応答変位と振動モード



(2) 吊橋主塔の地震応答実験（橋軸方向）

吊橋主塔基部に5成分の地震加速度を導入して地震応答実験を行ない、主塔基部における曲げモーメントとして表-3.2の値を得た。（土木研究所資料第326号に報告）ただし、塔基部への入力加速度の最大値

表-3.2 塔基部の最大応答曲げモーメント

	成分名	$\ddot{z}_{max}$	α_{max}	M(200gal当り)	μ_1	μ_2
1	E1 centro, N-S	313.06 gal	275 gal	54.473	0.361	0.251
2	Niigata, N-S	137.13	127	62.551	0.414	0.288
3	Niigata, E-W	156.88	188	129.702	0.859	0.598
4	Kushiro, N-S	243.88	269	38.532	0.255	0.178
5	Kushiro, E-W	572.75	324	20.974	0.139	0.097

注 $\ddot{z}_{max}$: 地震加速度の最大値

α_{max} : 実験の際、塔基部に導入された加速度の最大値

μ_1 : 基盤における入力最大加速度 ($\ddot{z}_{max} = 200 \text{ gal}$) の基本応答震度曲線から求めた震度を用い、予備設計断面で計算した主塔基部における地震荷重のみによる曲げモーメント (151.028 tm) に対する比

μ_2 : 予備設計における荷重状態 $D+L/2+EQ(HV)+T(30)$ での塔基部曲げモーメント (216.852 tm) に対する比

(α_{max}) を 200 gal とした場合に換算してある。

上記の実験結果と地震応答解析との対比を行なうため、予備設計 L 1,500 M で下部構造の条件を種々変えて行なった地震応答解析のうち、主塔基部における曲げモーメントを示すと表-3.3のとおりである。

表-3.3では実験結果は計算値より小さくなっているが、地震動の性格によつては修正震度法による計算値を超過する場合もないとはいえない。しかし表-3.2からみる限りでは現設計法は十分安全な値を与える

表-3.3 主塔基部における最大応答曲げモーメント

ケース	根入れ m	水深 m	E_R t/m^2	E_S t/m^2	$M(n/p\ 2\%)$ $t\ m$	$M(n/p\ 5\%)$ $t\ m$
1	10	50	1×10	1×10	72,651	55,627
2	10	50	600,000	600,000	251,000	189,401
3	20	40	600,000	600,000	416,642	319,425
4	10	50	80,000	10,000	550,525	422,545
5	20	40	80,000	10,000	549,096	417,527
6	10	50	40,000	5,000	286,991	212,028
7	20	40	40,000	5,000	299,577	229,673

といえよう。また地震応答解析のケース1は実験結果と似ており、ケース1 ($n/p = 2\%$) の絶対値和をとつてみると $171,594m$ であり、これは修正震動法による結果は絶対値和に、実験結果は2乗和の平方根に近似していることから、真の値はこの中間にあるものと考えられ、更に多くの実験の解析によつて合理的な設計計算法の確立をはかりたい。

7. 耐震設計法に関する調査

土木学会、本四耐震設計指針(1967)およびトルコ、ボスボラス橋耐震設計示方書作成のための資料を準備した。三径間吊橋の耐震設計に関して現段階での結論を示す作業を実施した。成果の詳細については土木研究所費による「土木構造物の耐震に関する研究」の項で報告する。

第 4 章 昭和 43 年度 調査結果

第 1 節 調査目的

本州国国連絡架橋路線における地震および地盤特性を調査するとともに、各種の解析計算ならびに実験によつてこの路線上の長径間吊橋をはじめ各種形式の橋梁の合理的耐震設計法を求める。

第 2 節 調査方法

1. 架橋地域の地震に関する調査

架設路線近傍の要所に埋設した地震計により地震動の観測および記録を用いて解析を施す。

2. 地震動による構造物の応答特性に関する調査

各種の土木・建築構造物の地震時における応答特性の実測資料を収集し、解析を施す。

3. 吊橋全橋の地震荷重に関する調査

標準的な地震応答スペクトル曲線を用いて吊橋各部の地震荷重を求める。

4. 三径間吊橋の地震応答に関する調査

吊橋上下部構造全橋に対する地震応答解析を行なう。

5. 橋梁下部構造の実験調査

大型橋脚を有する新設橋梁の振動試験を行ない、橋梁下部構造の振動時の力学性質を求める。

6. 三径間吊橋上部構造の模型による耐震実験調査

解析および模型による検証実験から地震時の動的挙動を明らかにする。

7. 耐震設計法に関する調査

各種調査の総合的判断により各種形式の橋梁の合理的・経済的耐震設計法を求め、またそれを逐次改善してゆく。

第3節 調査結果

架橋地域の地震に関する調査、地震動による構造物の応答特性に関する調査、吊橋全橋の地震荷重に関する調査、橋梁下部構造の実験調査についてはすでに既年度に大要を報告済みであり、昭和43年度に継続して行なわれた主たる調査は、三径間吊橋の地震応答に関する調査ならびに三径間吊橋上部構造の模型による耐震実験調査の二つであり、新たに行なわれた調査は有限要素法による地盤-下部構造系の地震応答の解析調査である。これらは既年度における調査成果を反映して作成された土木学会本四耐震指針(1967)にもとづく設計結果を検証する性質のものである。

1. 三径間吊橋の地震応答に関する解析・実験調査の経緯

昭和36年度の予算調査にはじまる三径間吊橋上部構造の模型による耐震実験は、昭和39年度から着手された地震応答解析調査と併行して進められ、昭和43年度にはほぼ目的を達して終了した。昭和44年度には、これまで試みられなかつた橋軸直角方向振動に対する実験を、東京湾環状道路の耐震調査の一環として実施する予定である。これら一連の経過及び報告の経緯を図-4.1に示す。

2. 三径間吊橋の地震応答に関する調査

(1) 解析の概要

吊橋の地震応答解析を行なう場合には、下部構造、主塔、ケーブル、補剛桁(構)などからなる複雑な系を実用上可能な力学モデルに置換しなければならない。本調査では分布した質量を適当な間隔をおいて集中させた多質点系力学モデル(図-4.2)を使つた。長径間吊橋の耐震性に関する国内外の研究成果をふまえ、昭和39年度に平均応答スペクトル曲線を用い吊橋全橋の地震応答を求める電算プログラムを作成し多くの演算を行ない検討を施してきた。

昭和43年度には構造物各点の時々刻々の応答も求め得るように電算プログラムを拡張し、関門橋を含む三径間吊橋の地震応答を求めた。本解析にあたり対象とした各部材の運動様式は表-4.1のとおりである。

中央径間中央点にダイヤゴナル・ステイを設けた力学モデル図-4.2として、側径間では補剛桁がケーブルに対し相対的に独自の水平振動を行なうが、中間径間では中央点でケーブルの水平変位と補剛桁の水平変位が一致することになる。このような条件のもとで解析された場合に遊動円木振動が何番目のモードに表われるか調べてみたのが図-4.3である。ベント橋脚および主橋脚をとりのぞき主塔を含む上部構造だけで解析した場合(80元)の1~6次モードまでを描いたものであり、右肩の数字は固有周期、 U_c 、 U_F 、 V はそれぞれケーブル及び桁の水平変位ベクトルおよび桁の鉛直変位ベクトルを意味する(ハンガーの伸びは考えない)。図-4.3bは下部構造を含めた上下部構造全体として解析した場合(110元)である。5、6次モードで3a、3b両者の間に相違が見られるが傾向としてはほぼ一致しており、下部構造の影響はモード自体にあまり影響していないようである。同図からは次の事が明らかになっている。

- (1) 中央径間では逆対称1次の鉛直曲げ振動に付随して水平変位ベクトル(U_F)が表われている。

表-4.1 運動の様式

番号	構造部材	運動様式
1	アンカー・ブロック	3自由度剛体ケーソンとしての振動(本計算例では考慮されていない)
2	ベント橋脚	3自由度剛体ケーソンとしての振動
3	主橋脚	(1)水平運動 (2)断面の回転振動 (3)橋脚・塔全体としての鉛直振動
4	主塔	(1)水平運動 (2)橋脚・塔全体としての鉛直振動
5	補剛桁	(1)ケーブルと一体としての鉛直振動 (2)桁全体としての水平振動
6	ケーブル	(1)補剛桁と一体としての鉛直振動 (2)水平振動

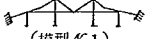
耐震実験ならびに解析の経緯			
年度	実 験	解 析	報 告
36	予 備 調 査 (実験・施設計画)		
37	 実験 模 様		
38	付 帯 工 事		
39	 (模型 ₁)	平均応答スペクトル による吊橋上下部 全橋の電算プログラム 作成	
40	模型 ₁ 2	全 橋 の 平 均 応 答	
41	模型 ₁ 3		(1) 研資182号 41.5 (2) " 183号 41.5 (3) " 216号 41.10
42	実 験 固有振動特性 主塔の地震応答	電算プログラム 拡張準備	(4) " 283号 42.5 (5) " 326号 43.3
43	予 備 実 験 (全橋の地震応答)	電算プログラム拡張 上部構造直接応答	(6) 第23回土木学会 年次学術講演会 43.10
44 (予定)	実 験 (全橋の地震応答) 新規模型製作 (橋軸直角方向)		(7) 第24回土木学会 年次学術講演会 44.9 (8) 所 報

図-4.1 耐震実験ならびに解析の経緯

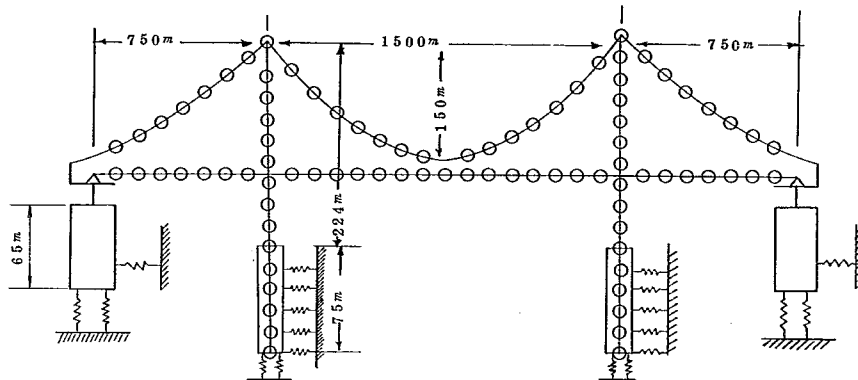


図-4.2 力学モデル

- (2) 側径間ではケーブルの水平振動と桁の鉛直曲げ振動に対し独立して非常に近接した周期をもつ 5、6 次モードに一对の水平変位ベクトルが表われている。
- (3) より高次のモードでは、 U_F の値は非常に小さく、モード寄与率（刺激係数）も小さいので、応答に及ぼす影響がほとんどない。
- (1) 結 論

上記の結果から遊動円木振動は低次モードのごく限られた範囲のもののみが応答に影響を及ぼすと結論できよう。この傾向をさらに定量的に評価するため応答変位を示したのが図-4.4(図-4.3aに相当する上部構造のみの場合)であり、図中 h は減衰定数で応答の下の()内には各モードの応答のうち最大なものに対応するモードの周期を示す。これは各径間毎に同じとなつた。この図から

- (1) 補剛桁の橋軸方向変位は、中央径間と側径間とを比較すると中央径間の方がかなり小さい。
- (2) 中央径間ではケーブルと桁の相対水平変位が小さいが、側径間では

相当大きい。

これは、中央径間では U_c 、 U_F 、 V とともに周期が 12.85 sec の逆対称モード (図-4.3 a) が卓越しているのに対し、側径間ではそれぞれ卓越周期が違い平均応答スペクトルでは周期が約 0.3 sec を越えると周期が長くなるほどスペクトル値が低下することに起因すると思われる。図-4.4 を見る限りでは補剛桁の水平変位量は他に比べ相当

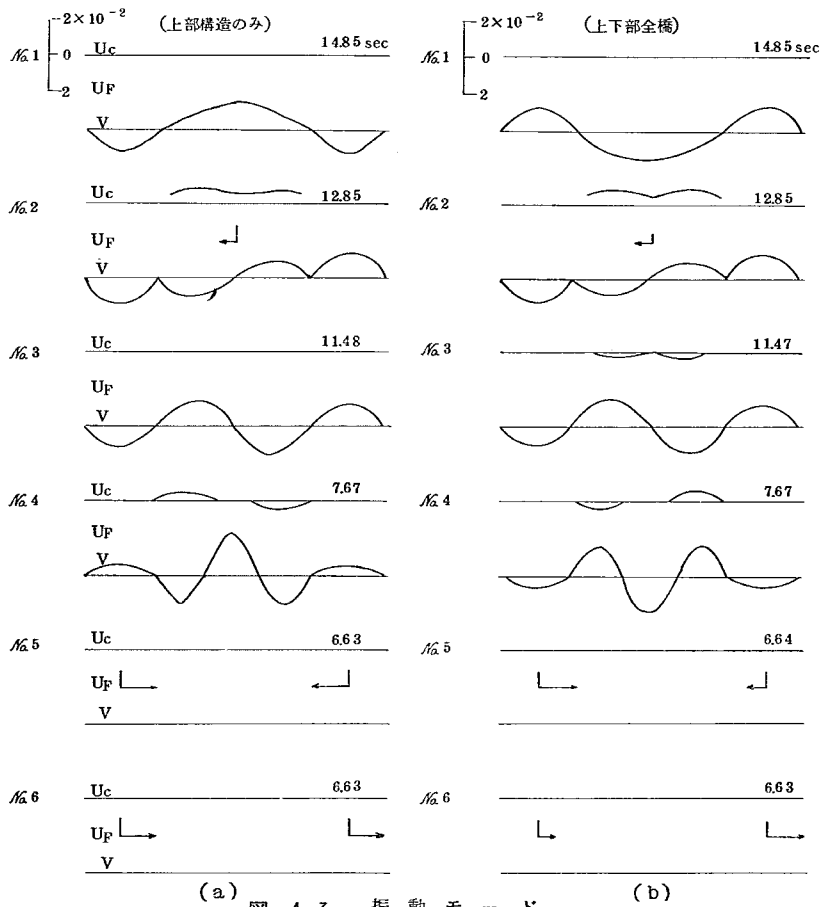


図-4.3 振動モード

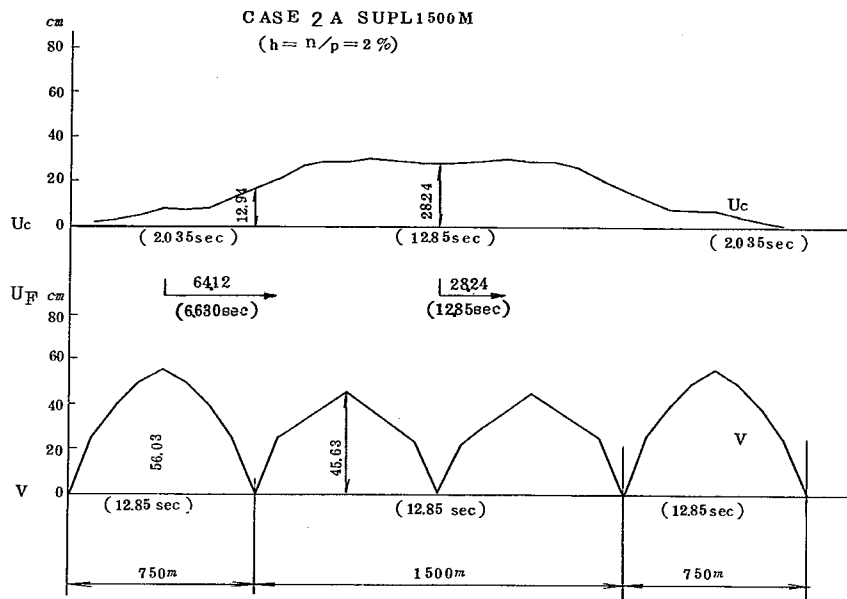


図-4.4 ケーブルおよび桁の応答変位
(上部構造のみの解析)

註

- (1) U_c : ケーブルの水平モードベクトル。
- (2) U_g : 補剛桁の水平モードベクトル (矢印の長さで表す)。
- (3) V : ケーブルおよび補剛桁の鉛直モードベクトル。
- (4) n : モードの次数。
- (5) 右肩の数字は固有周期。
- (6) 符号は右向きおよび下向きが正。
- (7) 縮尺は全て同じ。

大きいようであるが、遊動円木振動をも含めた本解析でのケーブル水平張力の増加量から見ると、自重によるケーブル水平張力はケーブル両側当りて59,200tであつたのに対し、側径間では最大3,900tの増加、中央径間では最大2,900tの増加にすぎずその内訳はわからないが応力的に見て遊動円木振動は問題にならないように思われる。

いま仮にケーブル及び補剛桁に生じた最大慣性力（応答加速度×自重）の比でケーブル水平張力増分を分配してみると、桁の慣性力（橋軸方向）の比率は側径間で18%、中央径間で29%となるので

$$(\text{側径間}) 3900 \times 18 / 100 = 700 \text{ t}$$

$$(\text{中央径間}) 2900 \times 29 / 100 = 840 \text{ t}$$

のケーブル水平張力増分が桁の橋軸方向変位に起因するわけであるが、これは自重によるケーブル水平張力に比し約1.5%にしかならず、吊橋の構造主系に対する遊動円木振動の影響は相対的にかなり小さいものであるといえる。しかし吊り長の短いハンガー、ケーブルなど構造の細目に係わる部分では十分検討と考慮を要するものと思われる。また現実数十cmの変位を解析結果は示しており、これに対する設計上の配慮は払われねばならない。

3. 有限要素法による地盤一下部構造系の地震応答

地盤一下部構造系に対する高精度の地震応答解析法を確立するため、有限要素法による二次元弾性体の固有振動解析プログラムを作成し、基本モデルに関する試算を行なった。

本プログラムの概略流れ図を図-4.5に、またプログラム規模の概要を表-4.2に示しておく。

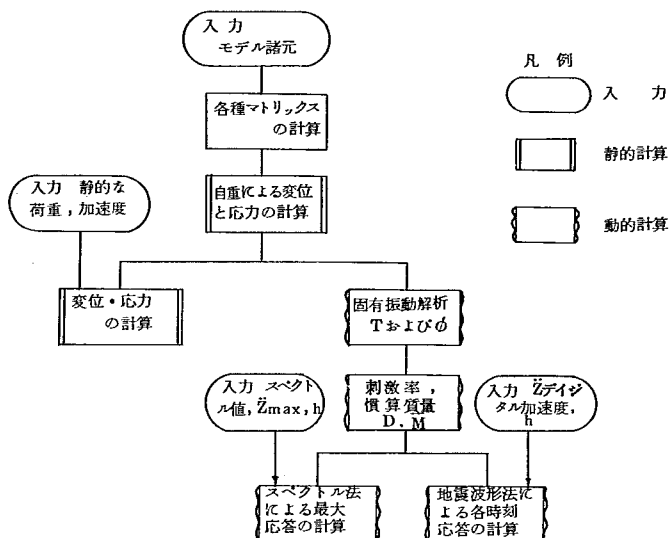
一部の試算結果を図-4.6に示しておく。

4. 三径間吊橋上部構造の模型による耐震実験調査

〔1〕実験の概要

実験にあたって対象とした実橋は、昭和41年に建設省本州四国調査事務所が示した「三径間補剛吊橋概略設計 L1500M 設計々算書」にもとづくもので、その一般的諸元は、全長3000m、中央径間長1500m、主塔高226m、中央径間ケーブルサグ比1/10、上部構造総重量12万tであり、模型の相似比は、幾可縮尺比1/100（全長30m、主塔高22.6m）、時間相似比1/50.000（約2.5t）となつている。模型の周期及びモードを解析結果と比較したのが表-4.4および図-4.8

図-4.5 FEM (有限要素法) による二次元弾性体の地震応答解析概要



プログラムの概要

- (a) 対象モデル：二次元弾性体 (エネルギー・ロス考慮可能)
- (b) 最大節点数：75, 自由度：150
- (c) 最大要素数：150, 要素形状：三角形, 四角形
- (d) 応力-歪関係：10種
- (e) 静的応力計算：静的荷重, 静加速度による変位, 応力の計算 (消去法)
- (f) 固有振動解析：150元の固有値, 固有ベクトルの解析 - Jacobi の回転法
- (g) 地震応答解析：応答スペクトルを用いた最大応答ならびに地震加速度波形を用いた各時刻の応答 - モーダル・アナリシス法
- (h) 電 算 機 : IBMシステム/360 モデル 175

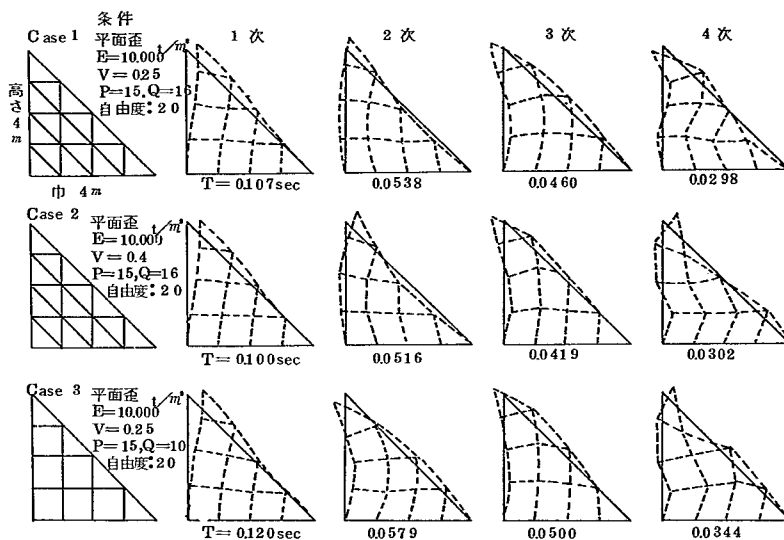


図-4.6 楔状モデルの固有周期・振動モード

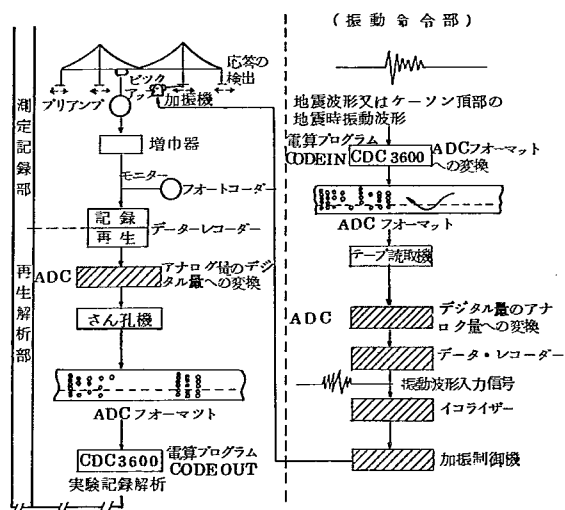


図-4.7 実験のフローチャート

である。使用された加振機の性能は、加振々動数領域が正弦波で5~3000%、任意波で20~2000%、加振最大加速度は63.5gである。

実験は、主塔1基についてその基部に5種類の地震加速度入力(表-4.3)を橋軸方向に与え、主塔各点の加速度・歪を測定し、つぎに'62釧路E-W成分を用いて主塔各点の加速度・変位・歪を同時に測定することを試みたものである。主塔基部への入力最大加速度及びそれに伴う応答変位・歪の測定結果を図示したものが図-4.10である。

表-4.2 プログラムの概要

対象モデル	二次元弾性体	45 年 度 完 成
最大節点数	75	
最大自由度	150	
最大要素数	150	
要素形状	三角形および四角形	
応力-歪関係	10組以内	
固有振動解析	150次までの固有値と正規固有ベクトル(Jacobiの回転法により Double Precision)	
その他	使用電算機はIBMシステム/360モデル175	
静的応力計算	静的外力・静的加速度による変位・応力の計算(消去法)	44 年 張 予 定 度
地震応答計算	応答スペクトルを用いた最大応答(変位・応力など)ならびに地震加速度波形を用いた各時刻の応答(共にモーダル・アナリシス法)	

表-4.3 入力加速度および応答曲げモーメント

番号	成分名	記録最大加速度	入力最大加速度	Mbmax(200gal当り)
1	1940・ELCENTRO, N-S	313.06gal	275 gal	54473 tm
2	1964・新潟, N-S	137.13	127	62551
3	1964・新潟, E-W	156.88	188	129702
4	1962・釧路, N-S	243.88	269	38532
5	1962・釧路, E-W	372.75	324	20974

表-4.4 主塔の固有周期(橋軸方向振動)

(単位 sec)

	1 次	2 次	3 次	4 次
解析	1.69	0.63	0.51	0.27
実験	1.78	—	0.50	0.27

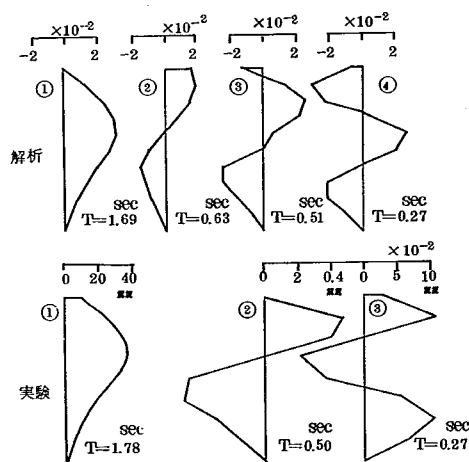


図-4.8 主塔の振動モード(橋軸方向振動)

(2) 実験結果

いま主塔において最も大きな曲げモーメントを生ずられると思われる基部に着目し、模型における実測最大曲げモーメントを主塔基部への入力加速度の最大値を 200 gal として実橋に換算すると表-1 (M_B)のごとなり、土木学会本州四国連絡橋耐震指針の修正震度法による計算結果 (E_Q)、設計結果 ($D+L/2+E_Q+T$) ならび

に平均応答スペクトル曲線による上部構造全体としての解析結果と比較したのが図-4.9である。同図において丸印は実験値、 n/p は減衰定数、 D 、 L 、 E_Q 、 T はそれぞれ死荷重、活荷重、地震荷重、温度荷重を意味し、縦軸は曲げモーメントである。

同図から、模型における減衰定数 (0.6%) が想定する実橋のものより小さく実験値が大きめに出ていることを考慮すると、実験結果は地震応答解析結果 (2 乗和の平方根、減衰定数 0 、 2 、 5%) に近いが、低目になっており、また新潟 $N-S$ 、 $E-W$ 成分のように両者の周期特

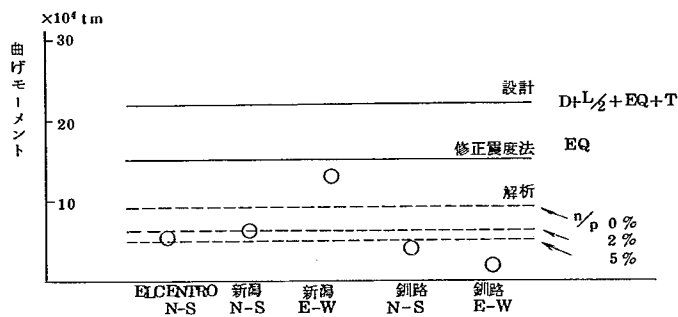


図-4.9 主塔基部の曲げモーメント
(入力最大加速度 200gal)

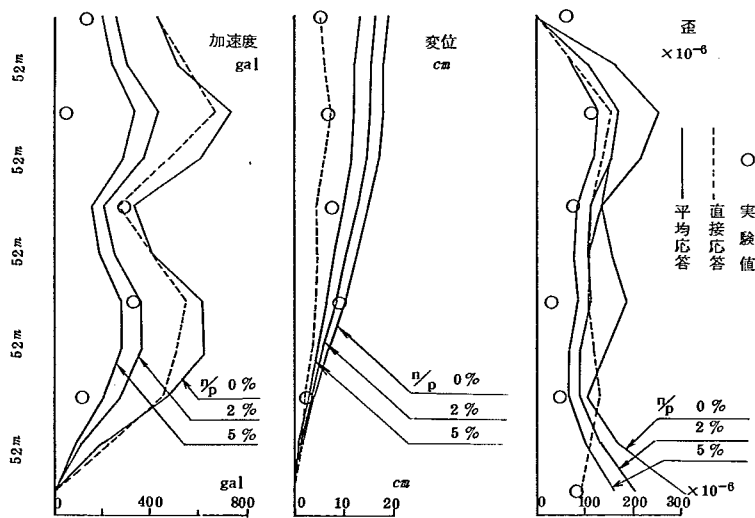


図-4.10

性の相違によりたがいにかき離れた値を示し、修正震度法による計算値に近づくものも出てくるといえよう。

また主塔5等分点における応答加速度・変位・歪の最大値を平均応答($n/p = 0, 2, 5\%$)直接応答($n/p = 0.6\%$)、実験値($n/p = 0.6\%$)の三者で比較したものが図-4.10である。

同図から三者の間に必ずしも一致した傾向が見出せるわけではないが、実験値は総じて解析結果よりも低目ではあるが直接応答値にはかなり近接した値を示している。加速度では解析値と実験値では傾向が著しく異なるが、図-4.8の振動モード図を参照すると、解析値は $T = 0.63$ 秒におけるモードに支配され、実験値のほうは $T = 0.27$ 秒におけるモードに支配されていることにもとづくようである。これは実験が主塔1基だけを加振させたのに対し解析のほうは上部全体として計算したものであり、塔頂におけるケーブル張力の影響が小さくないためと、地震入力加速度が約40%の定常的振動でありこれは模型の3次モードに近くこのモードで共振していることによるものと思われる。

(3) 結 論

現在まで行なわれた実験や解析結果からつぎのことがいえよう。

- (1) 解析結果で平均応答と直接応答の値がかなりよく一致し実験結果が総じてこれらより低目に出ていることを考えると、各モードで減衰を同じとしていることや応答を2乗和の平方根で表現している点を改善する必要があり、力学モデルの設定、解析手法の全般にわたって理論的研究を積み重ねる必要がある。
- (2) 実験そのものについては、ケーブル張力を平衡質量でバランスさせており、アンカー部でこの影響が入るため主塔基部に導入させる加速度入力と比べ雑音が多く、ダンパーを介してかなり離れた位置にケーブルを定着させるなど模型に改良を施し、実験の精度を向上させる必要がある。
- (3) 現行の動的応答を考慮した修正震度法では平均応答スペクトル曲線

を基本に諸種の補正係数を乗じて設計震度を求めて行く過程で、高次モードの影響による補正、等分布震度に換算するための補正などに実際より応答を高めに評価する傾向があると思われ実験の積み重ねによりこの傾向を定量的に把握し、さらに解析的にこれをうらづけて設計される吊橋を合理的、経済的なものに改善する必要がある。

第 5 章 昭和 4 4 年度 調査 結果

第 1 節 調査目的

近年我国で計画され一部はすでに実施に移されつつある、海峡を連絡するための吊橋を含む長大橋梁（東京湾口橋、本州四国連絡橋、関門直路橋など）の耐震設計基準を求めるとともに、実験的・解析的検証を実施することにより、実施設計にあたり、長大橋の合理的・経済的建設が可能となる。

第 2 節 調査方法

1. 架橋地域の地震に関する調査

架設路線近傍の要所に埋設した地震計により、地震動の観測を行ない記録の解析を施す。

2. 地震動による構造物の応答特性に関する調査

各種の土木・建築構造物の地震時における応答特性の実測資料を収集し解析を施す。

3. 吊橋全橋の地震荷重に関する調査

標準的な地震応答スペクトル曲線を用いて吊橋各部の地震荷重を求める。

4. 三径間吊橋の地震応答に関する調査

吊橋上下部構造全橋の地震応答解析を行なう。

5. 橋梁下部構造の実験調査

大型橋脚を有する新設橋梁の振動試験を行ない、橋梁下部構造の振動時

の力学的性質を求める。

6. 三径間吊橋上部構造の模型による耐震実験調査

解析および模型による検証実験から地震時の動的挙動を明らかにする。

7. 耐震設計法に関する調査

各種調査の総合的判断により、各種形式の橋梁の合理的・経済的耐震設計法を求め、またそれを逐次改善してゆく。

第3節 調査結果

架橋地域の地震に関する調査、地震動による構造物の応答特性に関する調査、吊橋全橋の地震荷重に関する調査、橋梁下部構造の実験調査ならびに三径間吊橋上部構造の模型による耐震実験調査については、すでに既年度に大要を報告済みであり、昭和44年度に公団からの委託で行なつた調査は、三径間吊橋の地震応答に関する調査であり、これと合わせ道路公団が実施した有限要素法による基礎地盤系の地震応答に関する調査の検討も行なつた。

これらは既年度における調査成果を反映して作成され土木学会本四耐震指針(1967)にもとづく設計結果を検証する性質のものであり、これらの調査結果を含めて既年度に行なわれた海峽連絡長大橋の耐震調査の結果の総括と問題点の摘出ならびに実施設計までの調査方針を、日本道路公団本州四国連絡架橋調査事務所とともに討議し取りまとめた。

1. 三径間吊橋の地震応答に関する調査

昭和44年度までに確立した三径間吊橋の地震応答を求める電算プログラム(SEQR(L))による地震応答解析を行なうとともに、昭和45年度に予定する多径間吊橋の地震応答解析プログラムへの拡張および演算に対する検討をあわせ行なつた。

本解析は、三径間吊橋の上下部構造全体を線型多質点系力学モデルに置き換え、有限差分法により運動方程式を導き、地震応答スペクトル曲線ならびに時々刻々の地震動記録を地震入力として、モーダル・アナリシスによる方法を用いて地震応答を求めるものであるが、昭和45年度において

は任意径間吊橋の解析をも行なえるよう拡張する予定であり、これら電算プログラムの拡張ならびに改善の経過と計画を表-5.1に、既存の解析結果の一覧を表-5.2に示す。本委託で行なった解析はCASE 6ABである。

表-5.1 電算プログラム

プログラム名	使用電算機種	最大元数	応答	1ケース当り演算時間	備考
1 SEQ.R (I) -1	IBM7090 記憶容量 32KW	110元 (質点数固定)	最大応答 全応答を印刷する	約170ch	
2 SEQ.R (I) -2	CDC3600 記憶容量 98KW			約50ch	
3 SEQ.R (I) -3	IBM360-75 記憶容量 130KW	180元 (質点数任意)	最大応答、直接 応答 (印刷する 応答を指定可能)	約13ch (最大応答)	モードおよび直接応答 の自動図化可能 (CALCOMP770765)
4 SEQ.R (I) -4	IBM360-75 記憶容量 130KW	200元 (質点数任意)	最大直接 応答	推定20ch	任意径間吊橋への拡張 (45年度予定)
5 SEQ.R (I) -5	FACOM270-30 記憶容量 65KW	180元 (質点数任意)	最大直接 応答	約300ch	SEQ.R (I) -3を千葉 支所電算へ書き換え (45年度予定)

番号	演 算 種 別	使用電算 プログラム	使用電算機種	元数	直接応答 印刷点数	入力作用方向			地 震 荷 重	入力最大 加 速 度	減衰定数	$\frac{F_R}{F_S}$ $\frac{1 \times 10^{14}}{1 \times 10^{14}}$	根入れ	水深	備 考
						L	V	T							
1	CASE 1A, 1B BRDL1500M(1)	SEQRL-1	IBM7090	110	—	○	○	○	AVRSPECTRA	200 ^{gal}	2.5%	$\frac{1 \times 10^{14}}{1 \times 10^{14}}$	10	50	
2	CASE 2A, 2B BRDL1500M(1)	〃	〃	〃	—	〃	〃	〃	〃	〃	〃	$\frac{600,000}{16,000}$	〃	〃	
3	CASE 3A, 3B BRDL1500M(1)	〃	〃	〃	—	〃	〃	〃	〃	〃	〃	$\frac{80,000}{10,000}$	〃	〃	
4	CASE 4A, 4B BRDL1500M(1)	〃	〃	〃	—	〃	〃	〃	〃	〃	〃	$\frac{40,000}{5,000}$	〃	〃	
5	CASE 2A', 2B' BRDL1500M(2)	SEQRL-2	CDC3600	〃	—	〃	〃	〃	〃	〃	〃	$\frac{600,000}{16,000}$	20	40	
6	CASE 3A', 3B' BRDL1500M(2)	〃	〃	〃	—	〃	〃	〃	〃	〃	〃	$\frac{80,000}{10,000}$	〃	〃	
7	CASE 4A', 4B' BRDL1500M(2)	〃	〃	〃	—	〃	〃	〃	〃	〃	〃	$\frac{40,000}{5,000}$	〃	〃	
8	CASE 5A, 5B BRDL1500M(2)AR	〃	〃	〃	—	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—			下部構造非対称
9	CASE 6A, 6B BRDL1500M(2)CR	〃	〃	〃	—	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—			下部構造非対称
10	CASE 7A, 7B BRDL1500M(2)DR	〃	〃	〃	—	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—			下部構造非対称
11	CASE 0A SUPL1500M(3)	SEQRL-3	IBM360-75	42	2	○	×	×	AVRSPECTRA SINEWAVE・ACCEL	〃	2	—	—	—	
12	CASE 1A SUBHP075M(3)	〃	〃	2	2	○	×	×	AVRSPECTRA '62 KUSH・E-W・ACCEL	〃	5	—	10	50	
13	CASE 2A SUPL1500M(3)	〃	〃	80	7	○	×	×	〃	〃	0.25	—	—	—	
14	CASE 3A BRDL1500M(3)	〃	〃	110	116	○	○	×	〃	〃	〃	$\frac{40,000}{5,000}$	10	60	モード、直接応答の 自動図化
15	CASE 4A BRDL0703M(3)	〃	〃	80	56	○	○	×	AVRSPECTRA '62 KUSH・E-W・SPECTRA '62 KUSH・E-W・ACCEL	150	〃	—	19.4	4.9	モード、直接応答の 自動図化
16	CASE 5B BRDL0712M(3)	〃	〃	73	41	×	×	○	〃	150	〃	—	19.4	0	
17	CASE 6AB BRDL1514M(3)	〃	〃	80 73	50 22	○	○	○	AVRSPECTRA '40 ELCENTRO・N-S・SPECTRA '40 ELCENTRO・N-S・ACCEL	200	〃	$\frac{40,000}{5,000}$	10	50	公団委託（本四）

表中の記号の意味は

S	: 吊橋 (Suspension Bridge)
EQ	: 地震 (Earthquake)
R	: 応答 (Response)
L	: 線型 (Linear)
KW	: キロワード (1000語)
Ch	: センチアワー (1/100時間)
A	: 構造主系面内振動
B	: 構造主系に直交する振動
BRD	: 上下部構造全橋で解析する場合
SUP	: 上部構造だけで
SUB	: 下部構造だけで
L1500M	: 中央径間長 1500m
HPO75M	: 橋脚高さ 75m
L	: 地震入力作用方向が橋軸方向
T	: " " 橋軸直角方向
V	: " " 鉛直方向
gal	: ガル (cm/sec^2)
E_R	: 底面地盤のヤング率 (t/m^2)
E_S	: 側面地盤のヤング率 (t/m^2)
AVR	: 平均
ACCEL	: 加速度記録
SPECTRA	: スペクトル曲線
SINEWAVE	: 正弦波
'62KUSH.E-W	: 1962年釧路地震 E-W成分
'40EL CENTRO-N-S	: 1940年EL CENTRO地震 N-S成分

また、昭和45年度に予定している任意径間吊橋解析へのプログラム拡張
あたり、つぎのような改善ならびに拡張もあわせ実施する。

- (1) 橋脚は完全剛体としても取扱えるようにする。
- (2) センター・ダイアゴナル・ステイのない場合にも解析し得るようにし、補剛桁の支持条件をより実体に即したものに改善する。
- (3) 遊動円木振動の運動方程式をより実状に合わせて改善することとあわせ、これを無視した場合の影響を調べる。
- (4) 主塔の橋軸直角方向振動の力学モデルを改善する。
- (5) A型主塔の力学モデルの設定ならびに解析への導入を行なう。
- (6) 多柱基礎の力学モデルの設定ならびに解析への導入を行なう。
- (7) 桁の反りなどの幾可学的形状・寸法をより実橋に近い形で入力できるように改善を施す。
- (8) 出力として、応答速度、たわみ角ならびに振動系のエネルギーを求め得るようにするとともに、出力データーの保存をMTによつても行なうようにする。
- (9) XYプロッターによる解析結果の自動図化をさらに推進し、従来モードおよび時々刻々の応答波形のみを自動図化していたのに対し、最大応答や時々刻々の振動形態なども必要に応じ図化できるようにする。
- (10) 他の調査研究課題とも併行し、地震応答解析結果の映像などのグラフィック・ディスプレイ装置に関する検討を開始する。

2. 有限要素法による基礎・地盤系の地震応答に関する調査

日本道路公団本州四国連絡道路調査事務所は、当所の所持している有限要素法による二次元弾性体の地震応答解析の電算プログラムTEQRLHを用い、基礎地盤系の固有振動解析ならびに地震応答解析を実施した。

(CASE2G、3FG)

本プログラムは、三角形および四角形を基本要素とし、各要素の節点に質量を集中した力学モデル系で、地震応答スペクトル曲線または時々刻々の地震動記録を地震入力として用い、モーダル・アナリシスによる解析法を用いて地震応答を求めるものである。

電算プログラムおよび解析の概要を表-5.3、5.4に示す。表中の記号の意味は

T	: 二次元弾性体	(L)	: 線型
EQ	: 地震	G	: 地盤
R	: 応答	F	: 基礎

〔関係報告書〕

- 1) 土木研究所資料第152号：橋梁下部構造の振動実験調査結果
- 2) 土木研究所資料第182号：吊橋上部構造全橋模型による振動実験、A-概算設計L1500M、A-1模型設計計算および実験計画
- 3) 土木研究所資料第183号：同上A-2静的載荷試験
- 4) 土木研究所資料第202号：水中ケーソンの振動時における水平増加に関する室内実験調査
- 5) 土木研究所資料第216号：本州四国連絡架橋調査の概要（土木研究所担当分）
- 6) 土木研究所資料第283号：吊橋上部構造全橋模型による振動実験、B-概略設計L1500M、B-1実験計画および実験〔1〕
- 7) 土木研究所資料第326号：同上B-2実験〔2〕吊橋主塔の地震応答
- 8) 土木研究所資料第519号：三径間吊橋地震応答解析〔I〕解析手法
- 9) 土木研究所資料第520号：同上〔II〕解析結果
- 10) 土木研究所資料第521号：同上〔III〕解析結果
- 11) 栗村栄一、岩崎敏男：有限要素法による固有値の解析について、日本鋼構造協会第3回大会研究集会、マトリックス構造解析講演論文集、昭和44年5月
- 12) 日本道路公団・本四連絡道路調査事務所：地盤と基礎の連成振動解析報告書、昭和45年1月

表-5.3 電 算 プ ロ グ ラ ム

番号	プログラム名	使用電算機種	最大節点数	最大元数	応 答	1ケース当り演算時間	備 考
1	TEQR(L)-1	IBM360-75 記憶容量 130KW	75節 点	150元	最 大 応 答	400ch	基本要素としては 三角形及び四角形要素
2	TEQR(L)-2				直 接 応 答	推定 400ch	基本要素として、中央三角形要素を追加

表-5.4 地 震 応 答 解 析 結 果 一 覧

番号	演 算 種 別	使用電算プログラム	使用電算機種	節 点 数	要 素 数	元 数	支持条件	地 震 荷 重	入 力 最 大 加 速 度	減衰定数	応力-歪関係	備 考
1	CASE 1G (1/16~1/4)	TEQR(L)-1	IBM360/75	15,25,45	8,16,32,64	16,32,64	2辺固定	—	—	—		固有振動解析のみ
2	CASE 2G (1/16~1/4)	〃	〃	25,45	16,32,64	24,56	3辺固定	—	—	—		〃
3	CASE 3FG	〃	〃	75	64	110	3辺固定	AVRSPECTRA-SV '40 ELCENTRO-N-S-ACCEL	200 gal	10%		基礎-地盤系、直接応答印刷点数6点

あ と が き

本受託調査は、主として当所の所持する既成の電算プログラム S E Q R (L) - 3 を用い、三径間吊橋の地震応答解析を行なったものであり、同プログラムの解析計算への適用は、振動研究室所属高場正富君が行なった。

有限要素法による基礎、地盤系の地震応答解析は、当所の所持する既成の電算プログラム T E Q R (L) - 1 を用い、道路公団本四調査事務所が解析を行なったものであり、解析への電算プログラムの適用について、当研究室が調整の任にあたった。

昭和 45 年 3 月

振動研究室長 栗 林 栄 一