

一般道路事業調査
橋梁の大型試験
耐震調査資料 No. 6

土 木 研 究 所 資 料

第 3 4 6 号

底沢橋橋脚振動試験報告書

昭和 4 3 年 3 月

建設省土木研究所 耐震調査室

土研資料 346 号

「底沢橋橋脚振動試験報告書」正誤表

ページ	位 置	誤	正	備 考
10	表 3-1	コン・ボジエ ッ ト	コ ン ボ ジ ッ ト	
20	表 5-1 (左上)	4 0 t 型 起	4 0 t 型 起 振 機	
20	表 5-1 (右上)	橋 軸 方 向		「1次モード」→ 「2次モード」
		2 t ロ ケ ッ ト		
		4 2 年 10 月 14 日		
		1 次 モー ド	1 次 モー ド	
		橋 軸 方 向		
		2 t ロ ケ ッ ト		
		4 2 年 10 月 14 日		
		1 次 モー ド	2 次 モー ド	

ま え が き

近年、構造材料・施工方法の発達ならびに構造解析理論の進歩には目覚ましいものがあり、これに加えるに電子計算機の高度の発展と相まって、各分野において、きびしい自然条件を克服して重要かつ大規模な構造物が建設されるに至っている。橋梁の分野においては、さらに交通車両の高速化と、これに伴う線形計画の優先などに起因して、従来に例をみない長支間橋あるいは高橋脚橋が建設されつつある。

この種の構造物については、一般に計画・設計の段階において、解析計算ならびに実験により、かなり綿密に安全性の検討がなされており、我国の構造物が直面すべき宿命ともいえる地震に対する安全性についても例外でなく、諸種の検討がなされている。

しかしながら、これらの構造物は既往の架設例が僅少または皆無であるため、地震応答の解析または実験に際して必要とされる振動特性（動力学的特性）、なかでも減衰特性については、既設橋で振動試験を行って求めざるを得ない現状である。またこの種の実橋試験は、当該構造物の地震時の安全性の検証に供するだけでなく、将来における同種構造物の貴重な設計資料となるものである。

以上の諸点を考慮し、当所では昨年10月、高橋脚橋の一例として、中央高速道路の底沢橋を選び、地上高さ48.5mの鉄骨鉄筋コンクリート橋脚の振動試験を実施した。今回の試験に際しては、試験橋脚の固有周期が一般のそれに比べてかなり長くなるものと予想されたので、加振方法として、通常用いられる起振機だけでなく、新しい試みとして小型ロケットを併用することにした。

この資料は、底沢橋において実施した高橋脚の振動試験の概要と、得られた資料の一次解析結果を報告するものである。

この試験は日本道路公団本社、八王子建設局、同局相模湖工事事務所ならびに施工業者である日本橋梁株式会社等の関係者各位の絶大な協力のもとに実施された。また試験の全体計画ならびにロケットの採用については当所構造研究室・大久保忠良室長の積極的な御指導を得た。皆様に対して心からの感謝の意を表する次第である。

振動試験ならびに報告書の作成は、土木研究所構造橋梁部耐震調査室所属の以下のものが担当した。

担当研究員	岩 崎 敏 男
試験の詳細計画 試験準備ならびに試験	若 林 進
試験、資料解析 ならびに報告書作成	永 井 隆
試験ならびに資料解析	森 山 英 一

昭和43年3月

土木研究所構造橋梁部耐震調査室

目 次

まえがき

写 真 集

第 1 章	底 沢 橋 の 概 要	1
1-1	橋 梁 諸 元	1
1-2	設 計 地 震 荷 重	4
第 2 章	試 験 の 目 的	5
第 3 章	試 験 の 概 要	5
3-1	各 種 の 加 振 方 法 に つ い て	5
(1)	強 制 振 動 を 与 え る 加 振 方 法	6
(2)	自 由 減 衰 振 動 を 与 え る 加 振 方 法	6
3-2	今 回 の 加 振 方 法	7
3-3	計 測 方 法	10
第 4 章	試 験 結 果	11
4-1	起 振 機 に よ る 橋 軸 直 角 方 向 の 試 験	11
(1)	強 制 振 動 に よ る 試 験	13
(2)	自 由 減 衰 振 動 に よ る 試 験	14
4-2	起 振 機 に よ る 橋 軸 方 向 の 試 験	15
(1)	強 制 振 動 試 験	15
(2)	自 由 減 衰 振 動 試 験	16
4-3	ロ ケ ッ ト に よ る 橋 軸 方 向 の 試 験	19
第 5 章	試 験 結 果 の 考 察	20
5-1	結 果 一 覧	20
5-2	振 動 モ ー ド に つ い て	20
5-3	固 有 周 期 に つ い て	20
5-4	減 衰 定 数 に つ い て	23
第 6 章	結 論	24
あ と が き		25
要 旨		

写真集

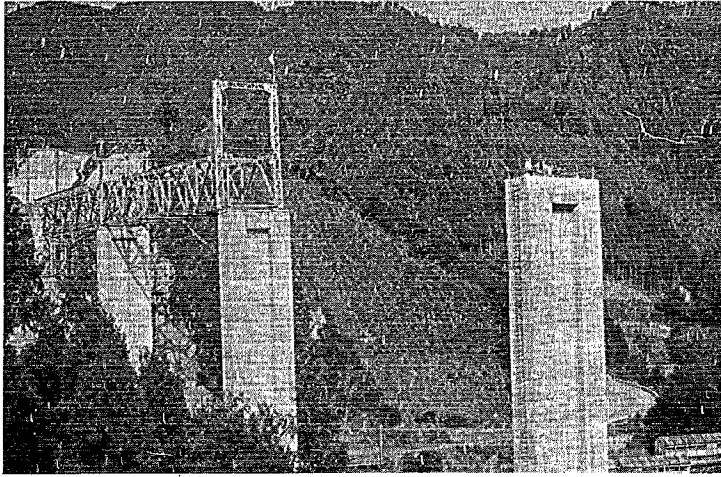


写真-1 底沢橋一手前が実験対象のP8橋脚(42.10)

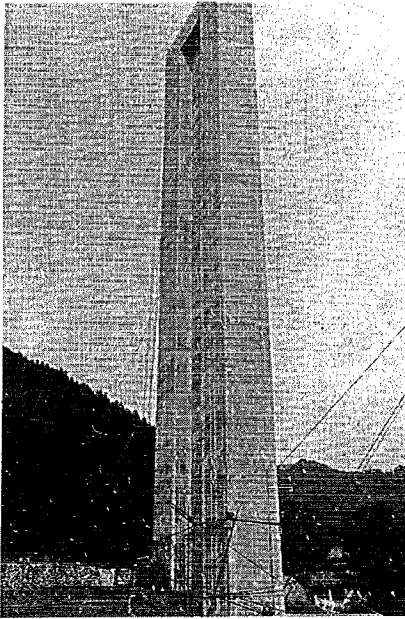


写真-2 P8橋脚・全景(42.10)

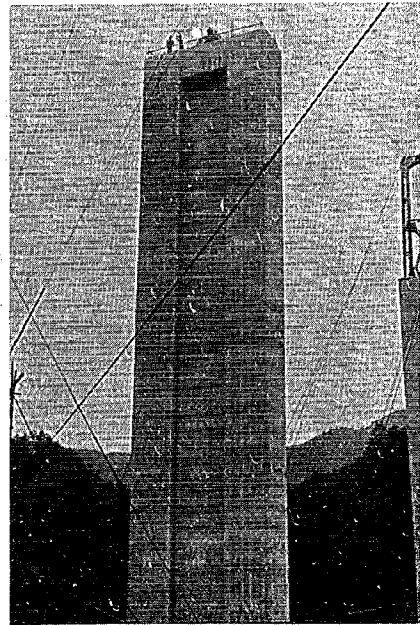


写真-3 P8橋脚一天端に40t型
起振機が設置されている
(42.10)

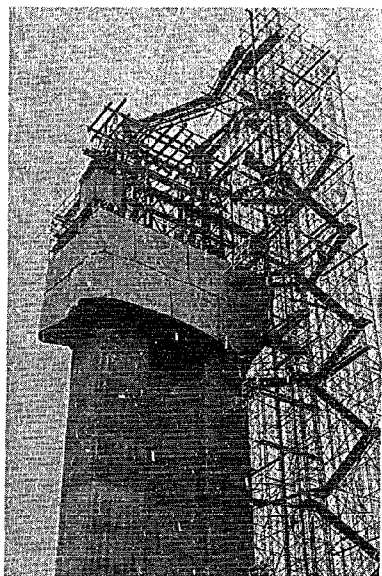


写真-6

P₈橋脚 — スライディングフォームによる天端付近のコンクリート打設状況(42.7)

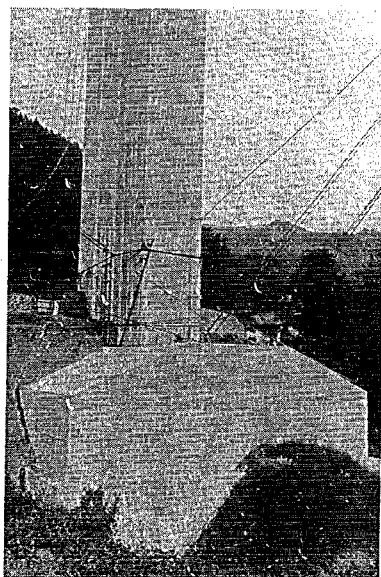


写真-7 P₈橋脚基礎(42.10)

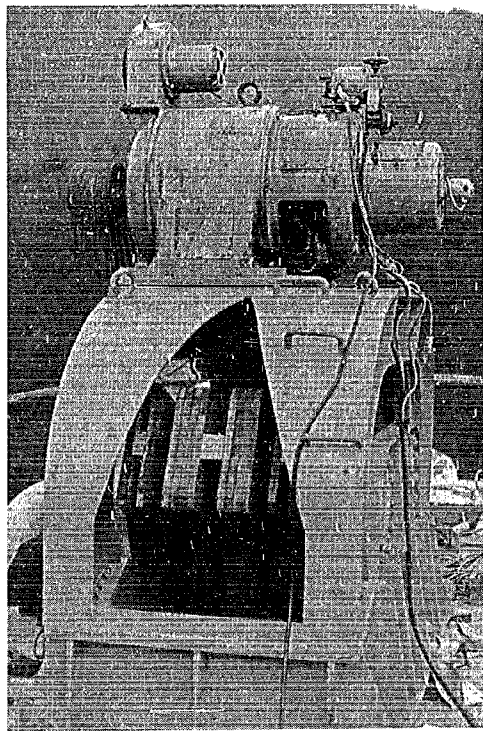


写真-8 40t型起振機—橋軸直角方向加振(42.10)

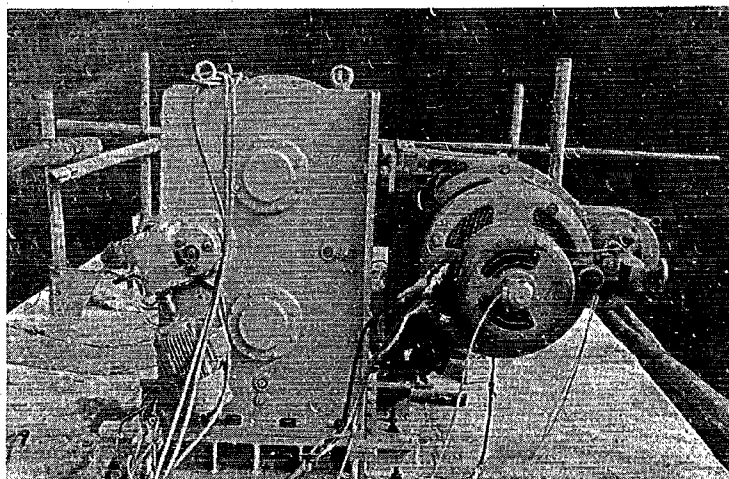


写真-9 15t型起振機—橋軸方向加振(42.10)

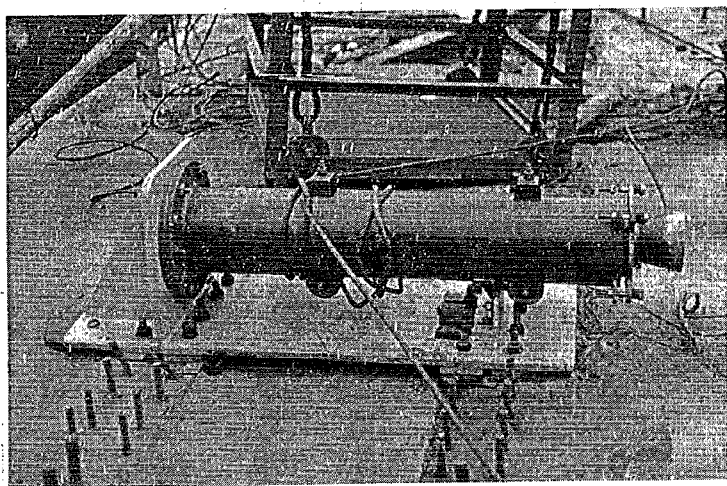


写真-10 橋脚天端に設置されたロケット一橋軸方向の加振(42.10)

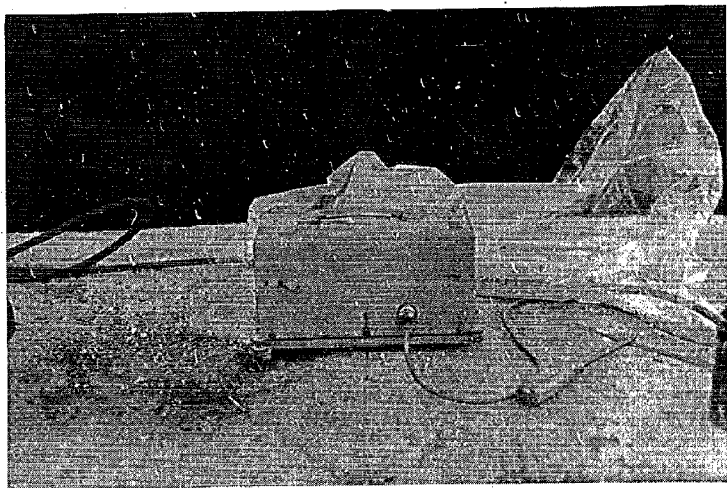


写真-11 橋脚天端に設置された速度計ピックアップ(42.10)



写真-12 橋脚頂部側面に取付けられた
3成分加速度計ピックアップ(42.10)

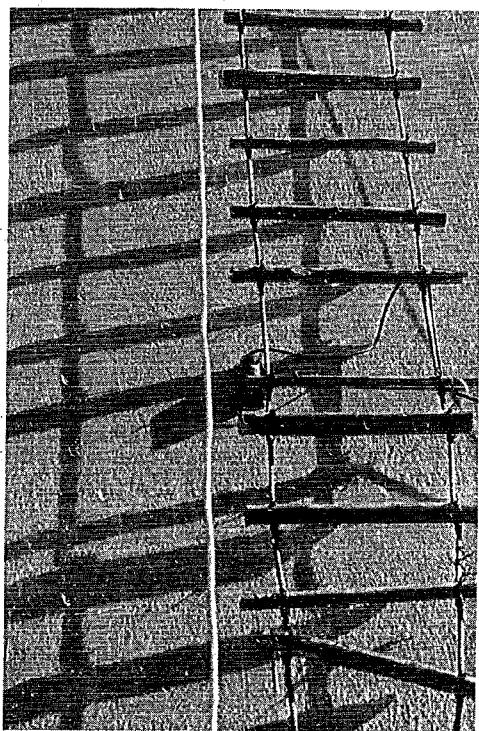
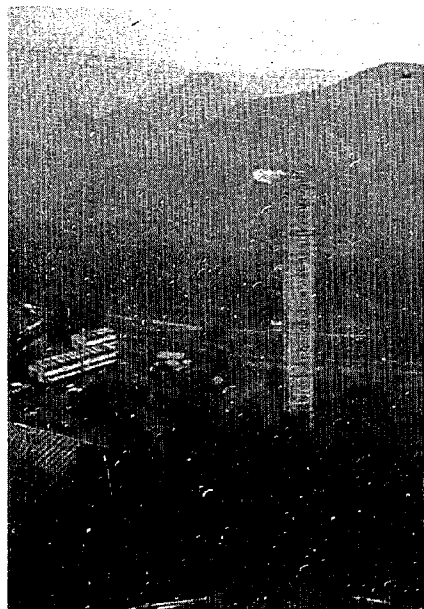


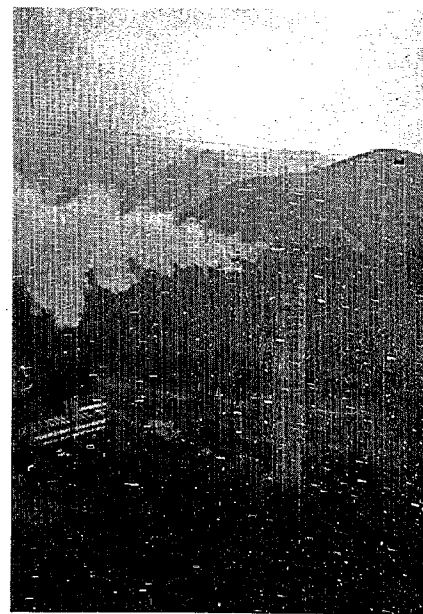
写真-18 橋脚側面に取付けられた
3成分加速度計ピックアップ(42.10)



① 点 火



② 噴 射



③ 噴 射 後

第 1 章 底 沢 橋 の 概 要

底沢橋は日本道路公団が建設している中央自動車道・東京－富士吉田線の一部を成し、神奈川県津久井郡相模湖町の底沢を通過する位置に現在建設中の跨谷橋である。

本橋の特色としては橋脚が非常に高く、鉄骨鉄筋コンクリート造りで設計には地震時の動力学的考慮をしていることなどが挙げられる。

1-1 橋 梁 諸 元

本橋は図 1-1 の一般図および表 1-1 の概要表にみる如く基礎上面からの高さが約 50 m という非常に高い橋脚（鉄筋コンクリート製）を 2 基有している。振動試験はこのうち高さ 48.5 m の P₃橋脚について、上部未架設の状態で行ったものである。P₃橋脚の外観図を図 1-2、諸元を表 1-2 に示す。又この橋脚の打設工程と道路公団が実施したコンクリートの弾性係数の試験結果を図 1-8 に示す。

表 1-1 底 沢 橋 の 概 要

工事担当機関	日本道路公団八王子建設局，相模湖工事事務所
架 橋 位 置	神奈川県津久井郡相模湖町底沢
路 線 名	中央自動車道・東京－富士吉田線
橋 長	827.653 m
巾 員	有効 104.5 m
上 部 構 造	上路連続（8 連＋2 連）ワーレントラス
	曲率半径 R = 1,000 m
橋 脚	直接基礎
	鉄骨鉄筋コンクリート躯体（I 断面）
橋 台	重力式鉄筋コンクリート橋台，2 基
基 準 震 度	水平 0.2，鉛直 0.1
基礎の地質	千枚岩（硬岩）

表 1-2 P₃橋脚の概略諸元

項 目	記号	単位	橋軸直角方向	橋軸方向
高 さ	H	m	48.5	
単位長さ当り重量	W	t/m	598	598
曲げ剛性（全断面有効の場合）	EI	t·m ²	720×10 ⁶	54.4×10 ⁶
天端水平力 1 t による天端撓み	δ	cm	0.0053	0.070
基部における設計曲げモーメント	M	t·m	52,000	14,000

図 1-1 底沢橋一般図

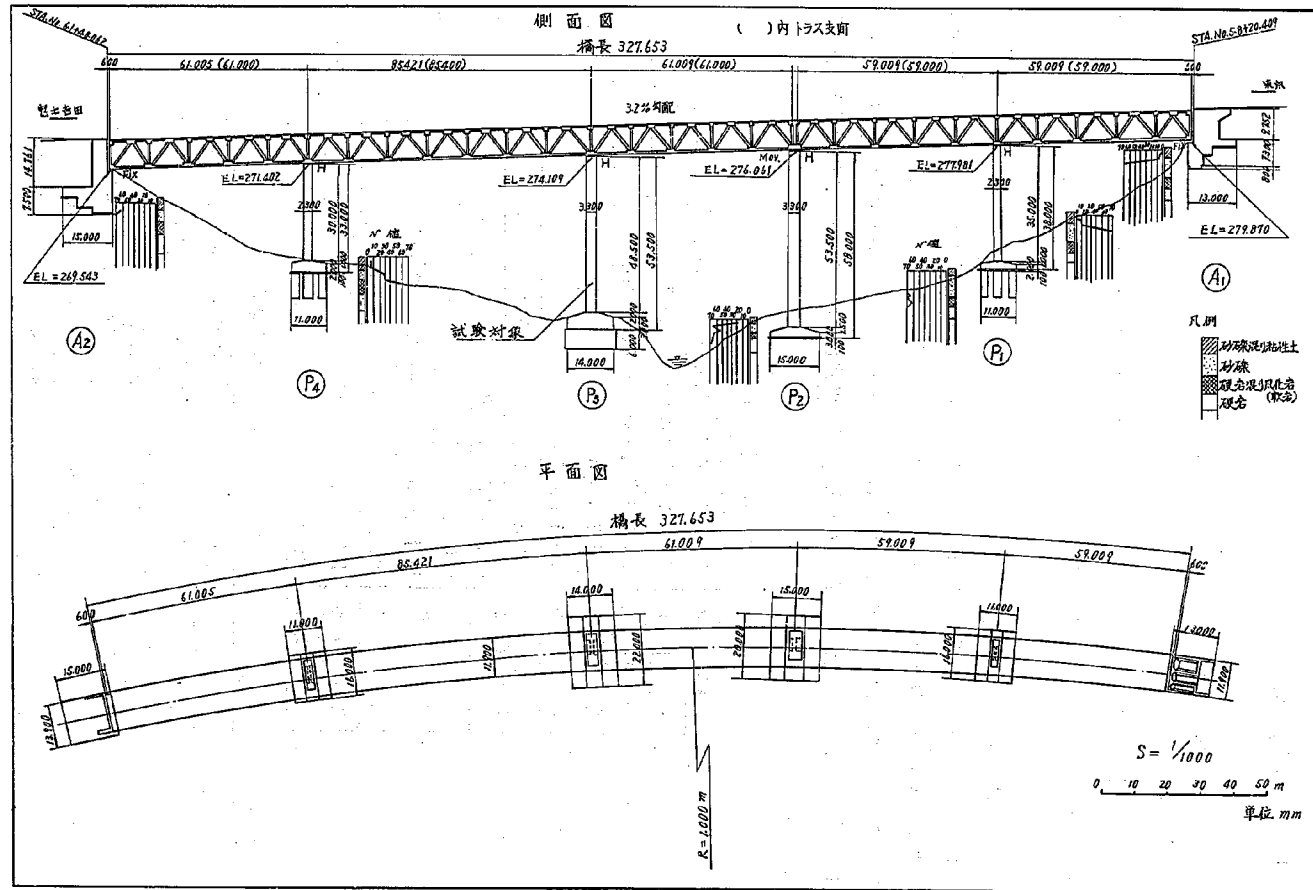
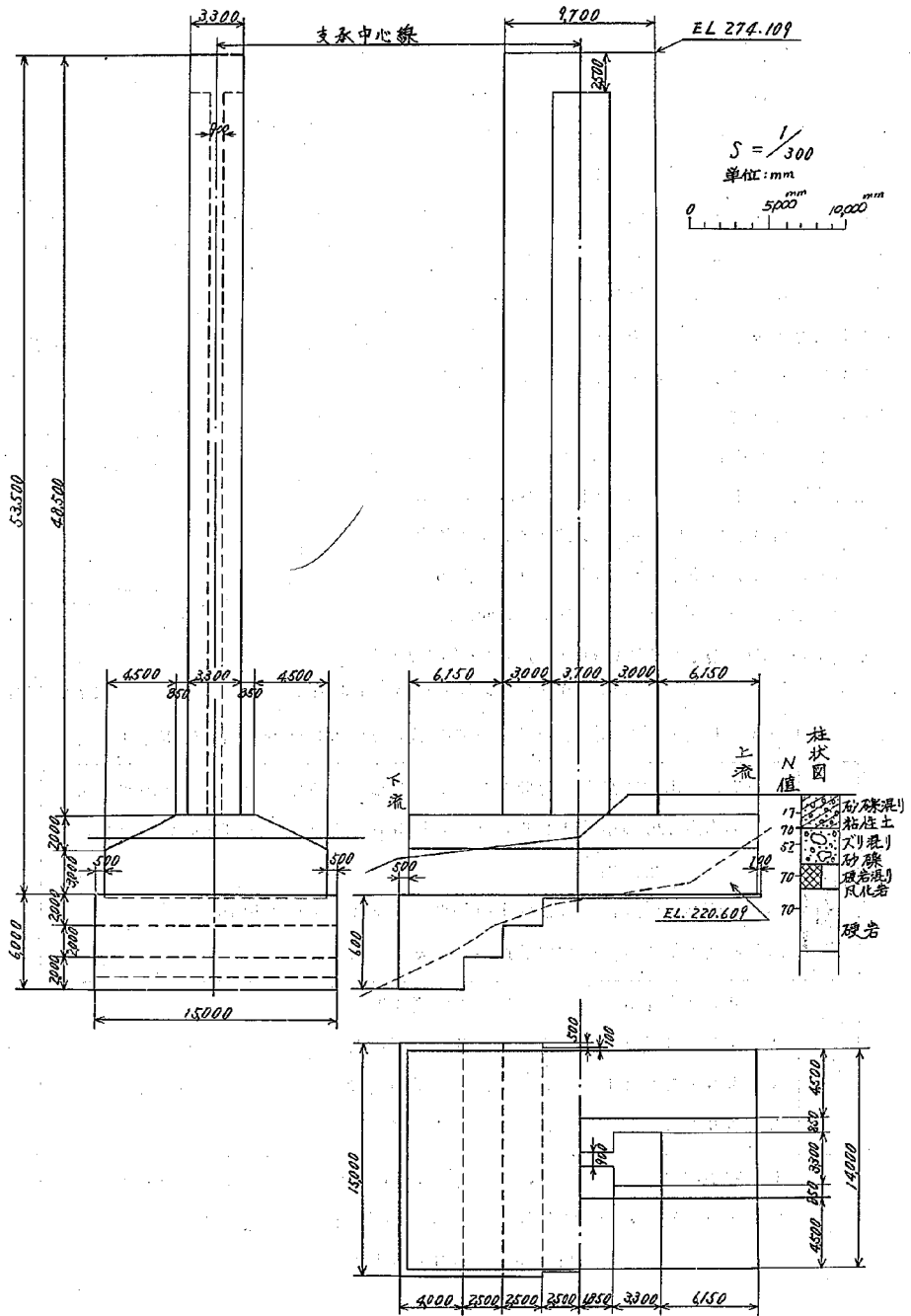


圖 1-2 · P_8 橋脚一般圖



1-2 設計地震荷重

一般に低い橋脚の設計を行うには、従来から静的震度法が広く使われている。しかし底沢橋のような高橋脚になると低い橋脚と同一に扱うには問題があり、従来の震度法に動力学的考慮を施し、修正する事が考えられた。この観点から社団法人高速道路調査会橋梁振動分科会は高橋脚に関する「動的解析を考慮した耐震設計規準※」を作成した。この規準の抜萃を表1-3に示す。本橋の設計もこの規準に準拠して行なわれている。

同規準には高橋脚橋の耐震設計方法として、①上部工を連続けたとし、②橋軸方向には橋脚と上部工をヒンジで結び、橋脚に作用する地震荷重の低減をはかるとともに、③上部工および橋脚頂部に作用する地震荷重を橋台でとらせ、④橋軸直角方向には横

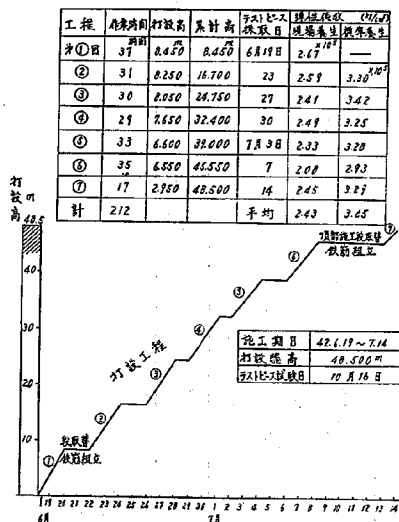
※高速道路調査会：高橋脚橋梁の研究（41年12月）

武藤準彦：動的性状を考慮した高橋脚の設計、橋梁と基礎、Vol. 1 No. 9(42年9月)

表1-3 動的解析を考慮した設計規準抜萃（高橋脚の橋軸直角方向震度）

適用	この案は日本道路公団設計要領7-2-2の補足案で次の形式に適用される。 上部構造：橋の巾員10.5m、支間約50~80mのRC床版を有する連続鋼橋
	下部構造：橋脚高25m以上の鉄筋コンクリート充腹断面 尚その他の形式については別途検討するものとする。
震度設計の水平増	1. $0 < H < 15m$ 基準震度の割増なし
	2. $15 \leq H < 25m$ 5m毎に5%の割増し
	3. $25 \leq H < 40$ 5m毎に14%の割増し
	4. $40 \leq H$ $H = 40m$ と同じ
その他	1. 脚の高さが異なる場合には上記水平震度を更に割増(減)するものとする。。
	2. 支点对傾向の地震時圧縮許容応力度の割増しは40%とする。
	3. 使用する鉄筋の品質は異形鉄筋SD35とする。
	4. 鉄骨量は最少限にするよう配慮する。

図1-3 P₃橋脚打設工程とコンクリートの弾性係数試験結果



上記設計震度を試験対象 P3 橋脚の橋軸直角方向に適用すると図 1-4 の如くである。なお橋軸直角方向については地震時応答の動的解析を行って安全性を検討しているが、その際、減衰定数（臨界減衰に対する比）として 0.02, 0.05, 0.1 の三種を用いている。

Figure 10-10 illustrates the calculation of the equivalent height of a multi-story building for wind load determination. The diagram shows a building cross-section on the left and a simplified wind load model on the right. The building has a total height of 46.60m and a central core. The wind load is calculated based on the wind speed (20m/s) and the wind direction (26.5 degrees). The wind load is then applied to the building facade.

第2章 試験の目的

この試験の目的は、底沢橋の鉄骨鉄筋コンクリート高橋脚の動力学的特性を求めることにある。すなわち上部工未架設の状態における橋軸方向および橋軸直角方向の固有周期、減衰定数および振動モードを求め、今後に予定されている上部工架設後の振動試験の結果と合せて、同橋の地震時安全性の検証資料とするとともに、現行の高橋脚橋の耐震設計方法の妥当性を検討し、将来における同種構造物の合理的な耐震設計方法の確立に役立たせようとするものである。

第3章 試験の概要

3-1 各種の加振方法について

構造物の固有周期，減衰定数，振動モード等の動力学的特性を求める試験は，大きくわけて二つの方法が考えられる。第一は強制振動を与え，共振曲線を描き，この曲線のピークから共振振動数をまたピークの鋭さの程度から減衰定数を求めるもの，第二は自由減衰振動を与えて各値を求めるも

のである。主に強制振動は短い固有周期の構造物に自由減衰振動は長い固有周期の構造物に用いられる。これらの振動を与えるには各種の加振方法がある。

(1) 強制振動を与える加振方法

強制振動を与える加振方法には、偏心質量を回転させる起振機によるもの、周期調節が可能な振子によるものおよび小爆破により振動を与えるものなどがある。一般に起振機による方法が用いられるが、この利点は

- ① 比較的精度の高い正弦波加振力を与え得ること。
- ② 振動数を連続的に変え、共振曲線を描くことにより共振振動数、減衰定数、振動モードを比較的容易に求めることができる。

しかし欠点として

- ① 低振動数の加振では起振機の回転が円滑を欠き出力波形が乱れるとともに、起振力は振動数の二乗に比例して減少するため充分な起振力を得られない。このため低い固有振動数の構造物には使用しにくい。
- ② 減衰が特に小さい構造物では共振状態における定常振動をおこし難い場合があり、これを避けるには特殊な制御機構を有する起振機を必要とする、などが挙げられる。

次に振子を用いる方法は、機構としては割合簡単であるが、構造物の固有周期が著しく長い場合に限られるほか、共振点付近では構造物と振子との間で振動エネルギーの往復現象をみることもあり、また振子の振巾方向を一定にすることが難しいなどの欠点があるためあまり用いられない。小爆破によるものも振動波形が不規則でかつ振巾も小さいため解析が困難であるなどの理由からあまり用いられない。

(2) 自由減衰振動を与える加振方法

構造物に自由減衰振動を与える加振方法としては、ロープ等の引張力またはロケットの推力を利用して構造物に初期変位を与え、この変位を急激に開放するものと、起振機を用い、その回転数を構造物の固有振動数付近に固定し、充分振幅を大きくしたのち起振機の回転を急停止することによって自由減衰振動を生起させる方法とがある。ロープ引張法は変位を瞬間的に開放することが難しく、ノイズを含んだ振動を発生する可能性があること、またロープのアンカーを必要とする等の欠点がある。またロケット法には次のような利点及び欠点がある。

利点としては

- ① 目的に応じて推力(0.02~20 t)と燃焼時間(0.2~10 sec)をかえることができる
- ② 推力は比較的正確な矩形波となり、出力レベルの誤差を数%以下、燃焼終了時間を数ミリsecに保つことができるため、ノイズの少ない自由減衰振動をおこさせることができる
- ③ 構造物の固有周期を考慮した交番推力を作用させ、初期変位を増加させることも可能であるなどが挙げられる。

また欠点としては

- ① ロケット燃料は高価である。従ってくり返し回数が限られる。
- ② 噴射時に火焰と強騒音を発するため試験地付近の環境を考慮しなければならない
- ③ 取扱いには専門的技能を要する。などが挙げられる。

また起振機法は一般に利用されているが減衰の大きい構造物では起振機の回転が停止する前に構造物の振動が停止する可能性があるという欠点がある。

加振方法には上記のように各種あるがこれらのいずれを採用するかは、各種加振方法の特性とあらかじめ計算や従来の経験から推定した構造物の動力学的特性、また経済性および試験場付近の状況等の条件を総合的に検討して決定しなければならない。

3-2 今回の加振方法

今回の試験では橋軸直角方向は40 t型起振機、橋軸方向では15 t型起振機と推力2 tのロケットを使用した。この加振方法を採用した理由は上記の諸条件を検討した結果であるが主な理由としてはP₃橋脚の固有振動数が下端固定、上端自由の片持ばりとしての計算により橋軸直角方向には約2.5%，橋軸方向には約0.7%と予測され、また減衰定数は0.02程度と推定されたことによる。すなわち橋軸直角方向には在来の40 t型起振機により試験目的を達するものと判断されたが、橋軸方向は固有振動数が約0.7%と低いため起振機のうち最も低速での加振が可能な15 t型起振機による強制振動を与える方法と、ロケットによる自由減衰振動を与える方法の兩者を行うこととしたのである。

40 t型起振機は最大起振力40 t、振動数制御可能範囲1~10%である。この起振機の概略図を図3-1に示す。今回の試験では、偏心重錘を最大限(24枚×225 kg=540 kg)とりつけて行った。この場合、振動数 f (%)と起振力 F との関係は図3-2の起振力図に示すように $F=1.14f^2$ (ton)である。また15 t型起振機は最大起振力15 t、振動数制御可能範囲0.2~10%である。この起振機の概略図を図3-3に、起振力図を図3-4に示す。今回の試験では起振力制御目盛を最大起振力が出しうる100で行ない、起振力は $F=0.15f^2$ (ton)で与えられる。又ロケットの概要を表3-1に示し、この推力特性曲線を図3-5に示す。

今回これらの起振機で行った振動試験の種類を表3-2に示す。

図 3-1 40 t 型起振機の概略図

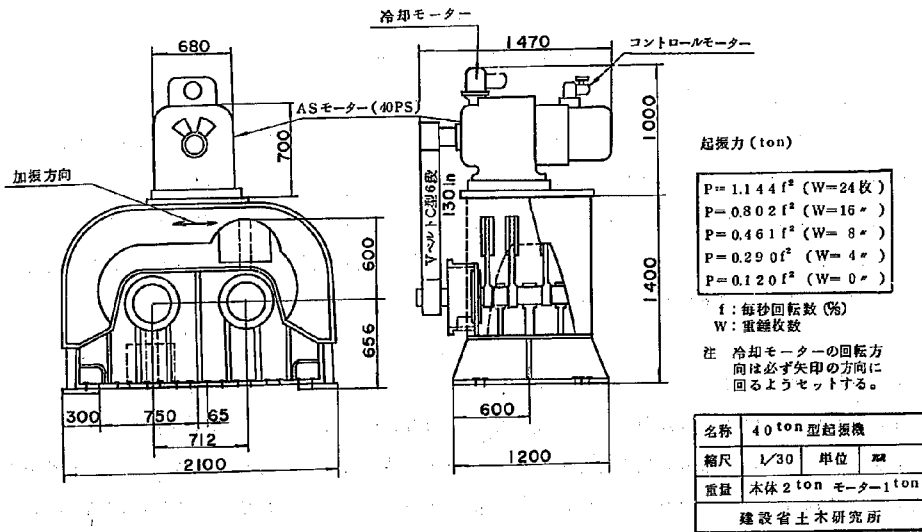


図 3-2 40 t 型起振機の起振力図

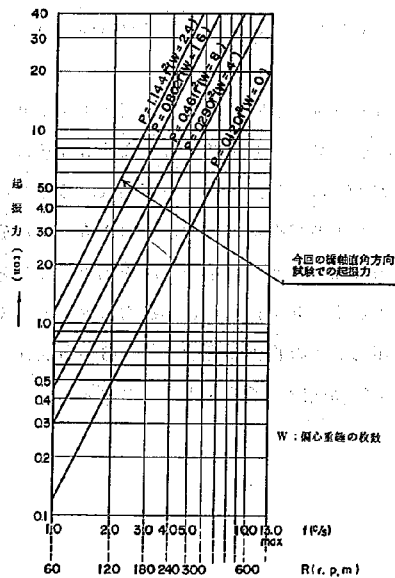
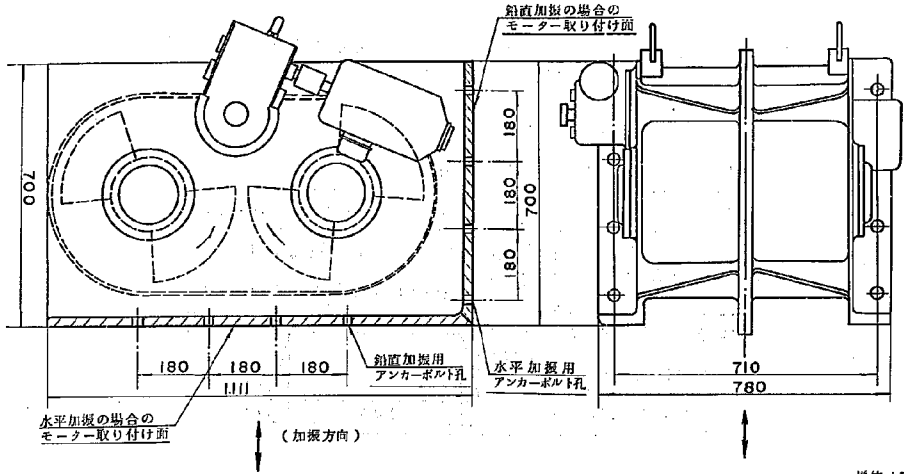


図3-3 15t型起振機の概略図



単位: mm

図3-4 15t型起振機の起振振図

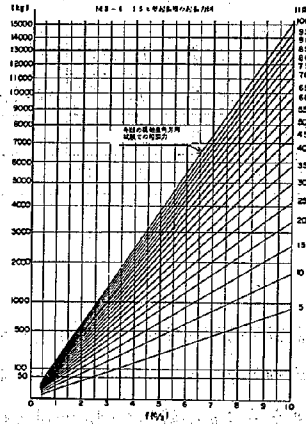


図3-5 ロケットの推力特性曲線

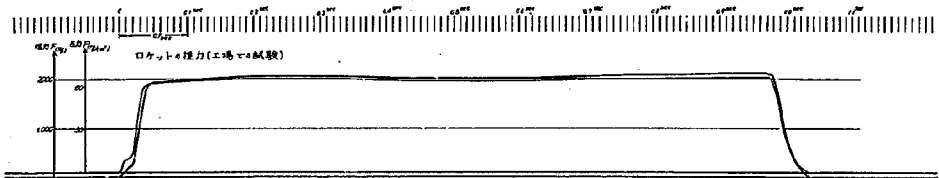


表 3-1 ロケットの概要

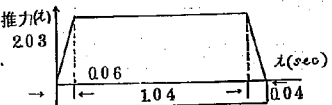
項 目	諸 元 , 性 能
ロケットエンジンの寸法	径 160 mm, 長さ 1,0962 mm
推 力	2.0 t
有効燃焼時間	1 秒間
燃 焼 方 式	全面燃焼方式
推 薬	コンポジット (チオコール系固体燃料)
火気および騒音	火気を含むジェットの範囲約 10 m 燃焼音 (距離 45 m) 130 ホーン
推力特性曲線 (工場検査結果) 図 3-5 参照	

表 3-2 底沢橋振動試験の種類

ケース	加 振 方 向	加 振 機	加振力の波形	加 振 点	加振振動数 f (%) および起振力 $F(t)$
1	橋軸直角方向	40 λ 型 起振機	正 弦 波	橋脚天端中央	$f=1\sim 4$ (%) $F=1.14 f^2(t)$
2	橋 軸 方 向	15 λ 型 起振機	正 弦 波	'	$f=0.4\sim 2$ (%) $F=0.15 f^2(t)$
3	橋 軸 方 向	ロ ケ ッ ト	矩 形 波	'	$\frac{2\lambda}{1000}$

3-8 計測方法

振動の測定は図 3-6 の計器設置位置図に示すように 3 成分加速度計 4 台 (橋脚天端, $\frac{3}{4}$, $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{4}$ の高さ) および速度計 2 台 (橋脚天端, 基礎上面) を使い, 電磁オシログラフ 2 台に記録した。記録及び起振機等の制御は橋脚から 50 m 程離れた測定小屋で行った。この他にロケット試験に際しては, ロケットの推力を測定するためロケットと橋脚の間に荷重計を設置し, 推力をオシログラフに記録した。測定ダイアグラムを図 3-7 に示す。

図 3-6 計器設置位置図

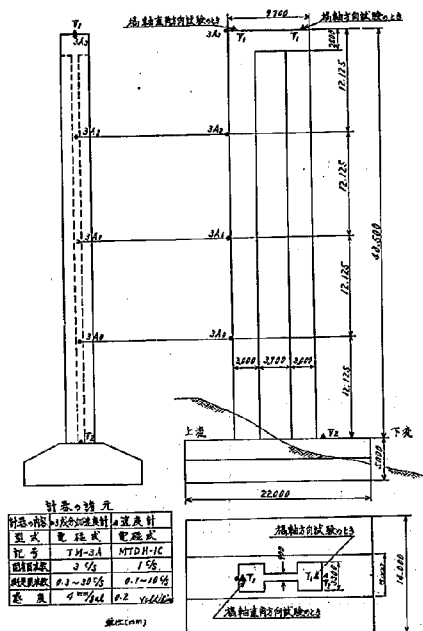
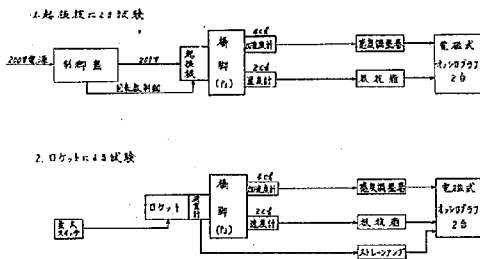


図 3-7 測定ダイアグラム



第 4 章 試驗結果

橋脚天端中央に設置した40 t型起振機、15 t型起振機による強制振動、及び自由減衰振動試験ならびにロケットによる自由減衰振動試験の結果を以下に示す。起振機による自由減衰振動試験は前記の理由により充分な結果が得られないものと予想されていたが本橋脚の減衰定数が予想より小さかったため、比較的満足しうる結果が得られた。実施した試験の一覧を表4-1に示しておく。

4-1 起振機による橋軸直角方向の試験

— 40 t 型起振機で行ったこの試験は表 4-1 に見る如く強制振動試験をくり返し 5 回行った。そのうち Test No. T-3, T-4 について解析を行った。また自由減衰振動試験は 3 回行い, Test No. T-5-D-1, T-5-D-2 について解析を行った。

表 4-1 試験一覧

方向	使用起振機	Test No	試験日時	強制振動	自由振動 Test No.	加速度計(A) オシロ番号	速度計(V) オシロ番号
				回転数 $\bar{R}$ (r.p.m.) f (%) (ステップ数)			
橋軸 直角 方向 (H)	40 t 起 振 機	T-1	42年10月11日 10:50~11:00	$\bar{R}=60\sim90$ (4)	ナ シ	A-1	V-1
		T-2	" 11:00~11:50	$\bar{R}=60\sim150$ (13)	ナ シ		
		T-3	" 14:30~15:00	$\bar{R}=60\sim225\sim80$ (19)(23)	T-3-D-1	A-2	V-2
		T-4	" 15:00~15:30	$\bar{R}=50\sim240\sim110$ (18)(21)	ナ シ	A-3	V-3
		T-5	" 15:30~16:00	$\bar{R}=120\sim245\sim165$ (8)(14)	T-5-D-1 T-5-D-2		
橋軸 方向 (L)	15 t 起 振 機	L-1	10月12日 16:30~17:00	$f=0.3\sim1.8$ (21)	L-1-D-1	A-4	V-4
		L-2	10月13日 11:00~12:00	$f=0.4\sim1.6\sim0.55$ (17)(16)	L-2-D-1	A-5	V-5
		L-3	" 14:00~14:45	$f=0.3\sim1.6\sim0.6$ (29)(19)	L-3-D-1 L-3-D-2 L-3-D-3	A-6	V-6
	ロケット	R-1	10月14日 14:30	—————	R-1	A-7	V-7
		R-2	" 17:00	—————	R-2	A-8	V-8

記号，語句の説明

T：橋軸直角方向の試験

L：橋軸方向の試験

R：ロケットによる橋軸方向の試験

 $\bar{R}$ ：毎分回転数 f ：毎秒回転数

D：ダンピングを求める試験すなわち自由減衰振動試験

ステップ数：たとえば Test No. T-1 のステップ数 (4) は回転数 60~90 の間を 4 段階

(60, 70, 80, 90 回転) の回転数の変化で実施したことを表す。

(1) 強制振動による試験

この試験によって得られた共振曲線を図4-1, 4-2に示す。これは橋脚天端に設置された加速度計(3A₃)によるものである。この図から判るように、振動数 $f=2.25\sim 2.45\%$ の間に点がない。これはこの付近に回転数を近づけると、急激に起振機の回転数が変化し、起振機制御器による制御が、思うままにできなかったためである。このため共振状態での定常振動を生起させることができなかった。こういう現象は減衰の小さい構造物を大振幅で共振させようとする場合に、時折起るもので、構造物の振動エネルギーが起振機に作用し、急激に回転数を変化させるものとされている。

上記の理由から、本方法によっては確実な共振曲線が得られず、従って正確な共振動数、減衰定数を求めることはできなかったが一応次の結果を得た。次項に述べる自由減衰振動より求めた値はここに示す値の範囲に入っている。

共振振動数(1次) : $f_r = 2.25 \sim 2.45\%$ の間

減衰定数(1次) : $h < 0.02$

振動モードは図4-3, 4-4より判るように片橋梁の曲げ変形(1次)として現われており、天端に設置した加速度計と速度計から求めた変位はほぼ一致している。橋脚天端での最大片振幅 a は約1.0cmと大きく、 $f=2.1\sim 2.5\%$ の間では天端に設置した速度計(V₁)の測定範囲をオーバーしたためこの計器による測定は不可能となった。

図4-1 橋軸直角方向共振曲線(1)

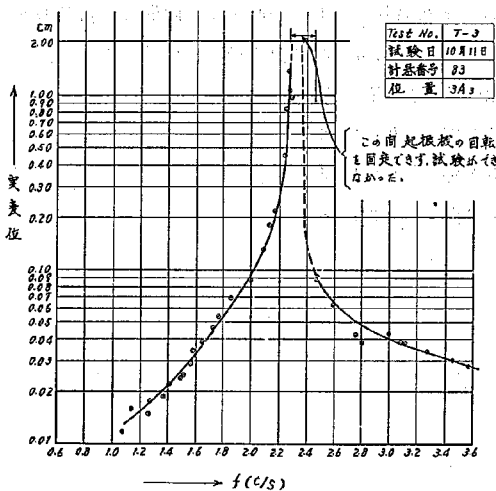


図4-2 橋軸直角方向共振曲線(2)

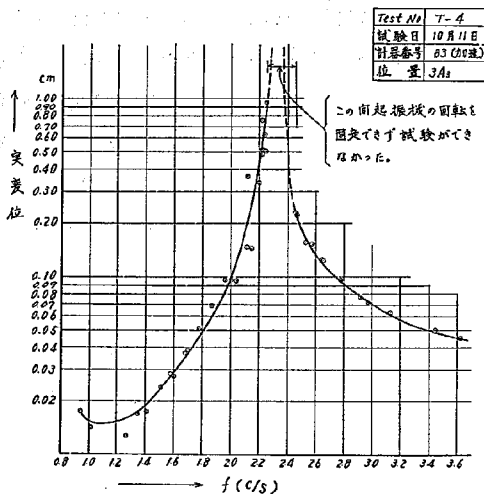


図 4-3 橋軸直角方向振動モード(1)

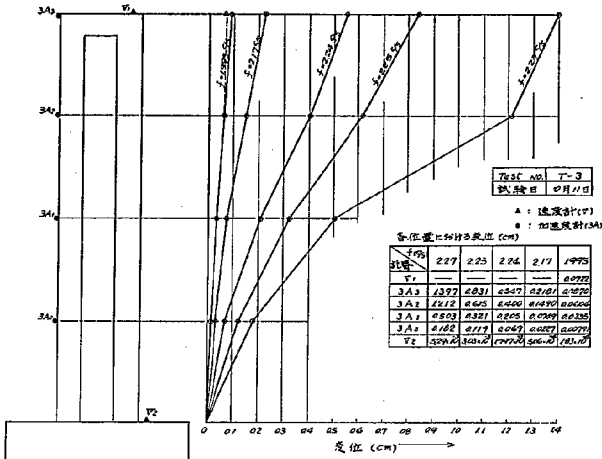
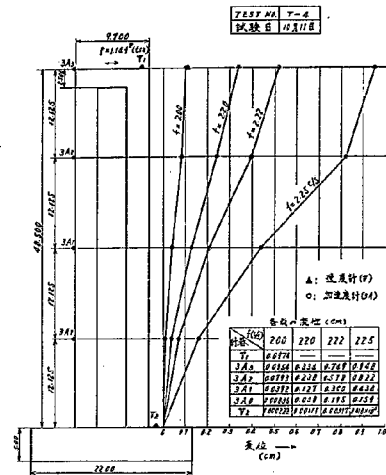


図 4-4 橋軸直角方向振動モード(2)



(2) 自由減衰振動による試験

起振機の回転を共振状態に固定できないので、共振振動数よりやや高い2.5%前後の定常振動状態で起振機を急停止させ、その後の自由減衰振動を記録した。減衰の状況を示すグラフを図4-5、4-6に示す。これより固有周期、減衰定数を求めることができる。この図からも判るように振幅の大小による減衰定数の値について調べてみると、天端における片振幅が0.1~0.002 cmの範囲においては、ほとんど変化していない。また振動モードは強制振動と同様に片持梁の曲げ変形(1次)として現れている。この試験より固有振動数及び減衰定数は次の結果を得た。

Test No.	固有振動数	減衰定数
T-5-D-1	2.38%	0.0106
T-5-D-2	2.38%	0.0104
平均	2.38%	0.0105

図 4-5 橋軸直角方向自由減衰振動(1)

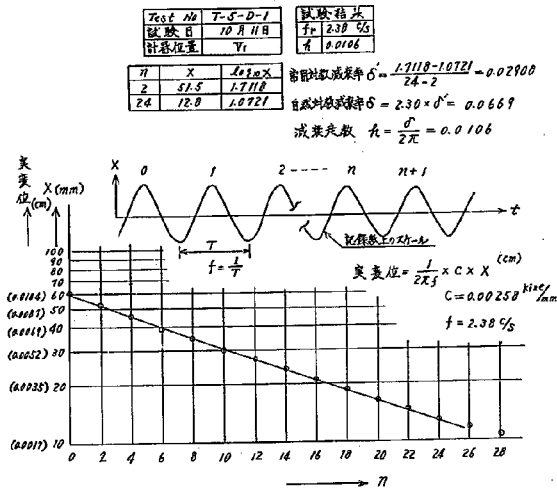
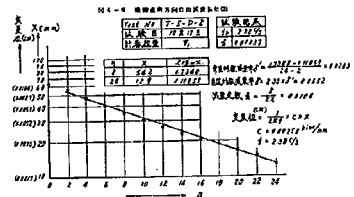


図 4-6 橋軸直角方向自由減衰振動(2)



4-2 起振機による橋軸方向の試験

橋軸方向には表 4-1 に見る如く 15 t 型起振機による強制振動試験を 3 回、自由減衰振動試験を 5 回行い、またロケットによる自由減衰振動試験を 2 回行った。起振機による試験では Test No. L-2, L-3 Test No. L-3-D-2, L-3-D-3 について解析を行った。この試験で計器のうち橋脚天端の速度計(V₁)が同じ位置の加速度計と異なった値を示しているが、これは速度計の感度が加振振動数の低下と共に低下するものと推定される。このため速度計の値はここでは信頼できない。

(1) 強制振動試験

この試験より得られた共振曲線を図 4-7, 4-8 に示す。これは橋脚天端に設置した加速度計(3A₃)によるものである。この図から判るように、ほぼ満足すべき曲線が描かれている。この共振曲線より次の値を得たが、この値は次に述べる自由減衰振動試験より求めた値とほぼ一致している。

共振振動数(1次): $f_r = 0.76 \sim 0.77$ の間

減衰定数(1次): $h = 0.006 \sim 0.010$ の間

振動モードは図 4-9, 4-10 に示すように片持梁の曲げ変形(1次)として現れ、橋脚天端での最大片振幅(a)は約 0.3 cm であった。

図4-7 橋軸方向共振曲線(1)

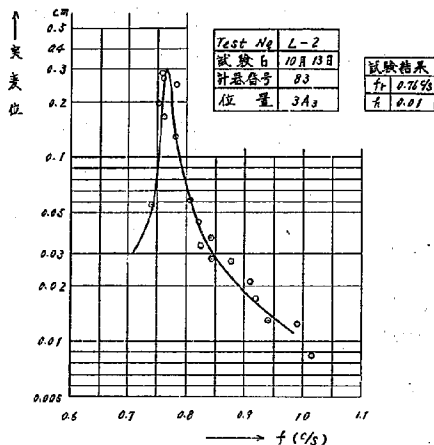


図4-8 橋軸方向共振曲線(2)

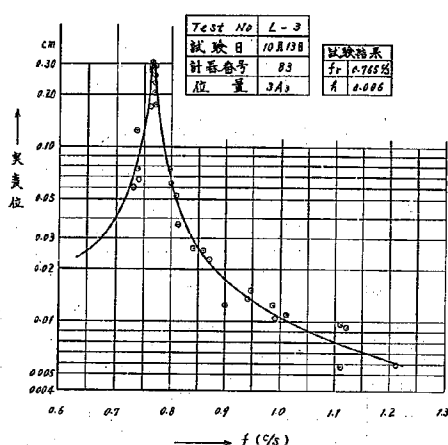


図4-9 橋軸方向振動モード(1)

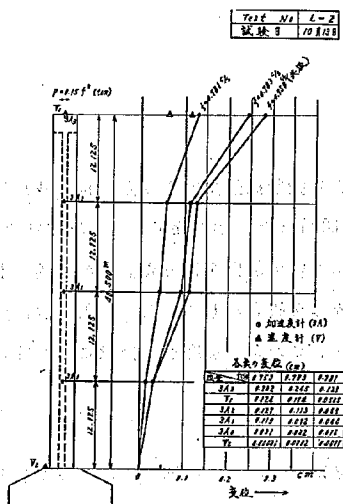
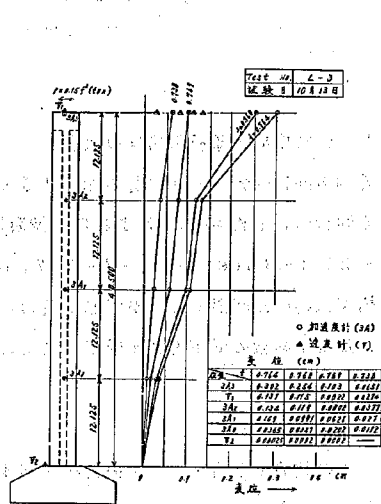


図4-10 橋軸方向振動モード(2)



(2) 自由減衰振動試験

起振機の回転停止後の自由減衰振動を記録した。減衰の状況を示すグラフを図4-11, 4-12, 4-13に示す。この図からも判るように減衰定数は橋軸直角方向の場合と同様に、天端における片振幅が0.8~0.001 cmの範囲では、振動振幅が変化してもほとんど変化はみられず、一定している。振動モードは図4-14に示すように強制振動と同様片持梁の曲げ変形(1次)である。固有振動数と減衰定数は次の結果を得た。

Test No. 固有振動数 減衰定数

No.L-3-D-1 0.768% 0.00706

No.L-3-D-2 0.768 0.00699

No.L-3-D-3 0.768 0.00750

平均 0.768% 0.00718

図 4-11 橋軸方向自由減衰振動(1)

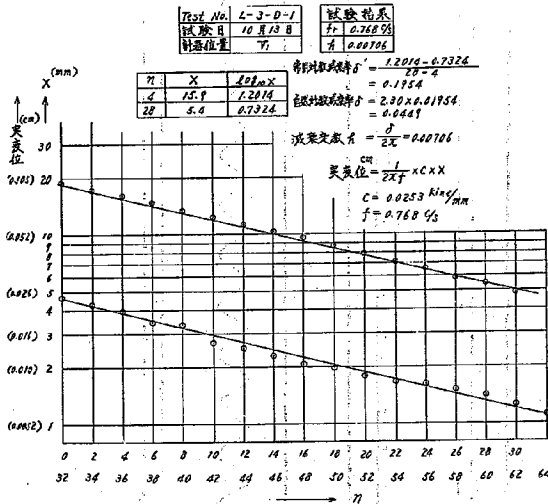


図 4-12 橋軸方向自由減衰振動(2)

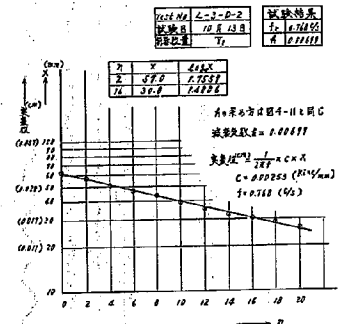


図 4-13 橋軸方向自由減衰振動(3)

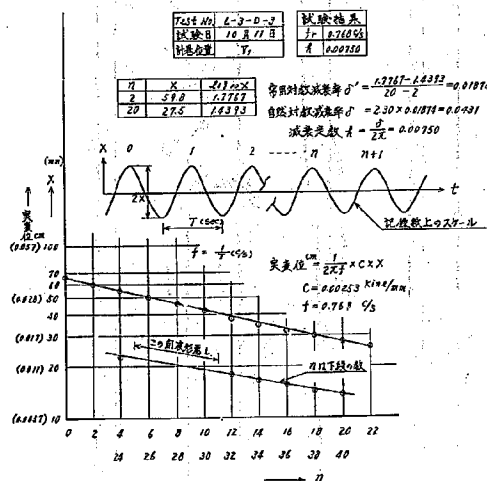


図 4-14 橋軸方向振動モード
(自由減衰振動による)

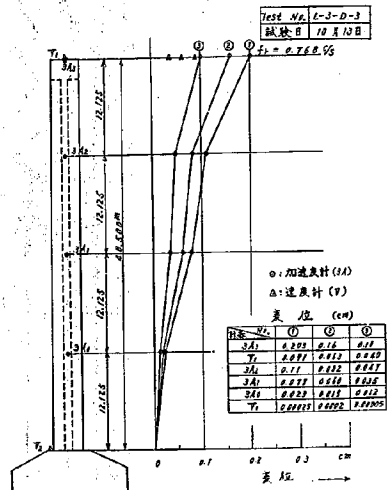
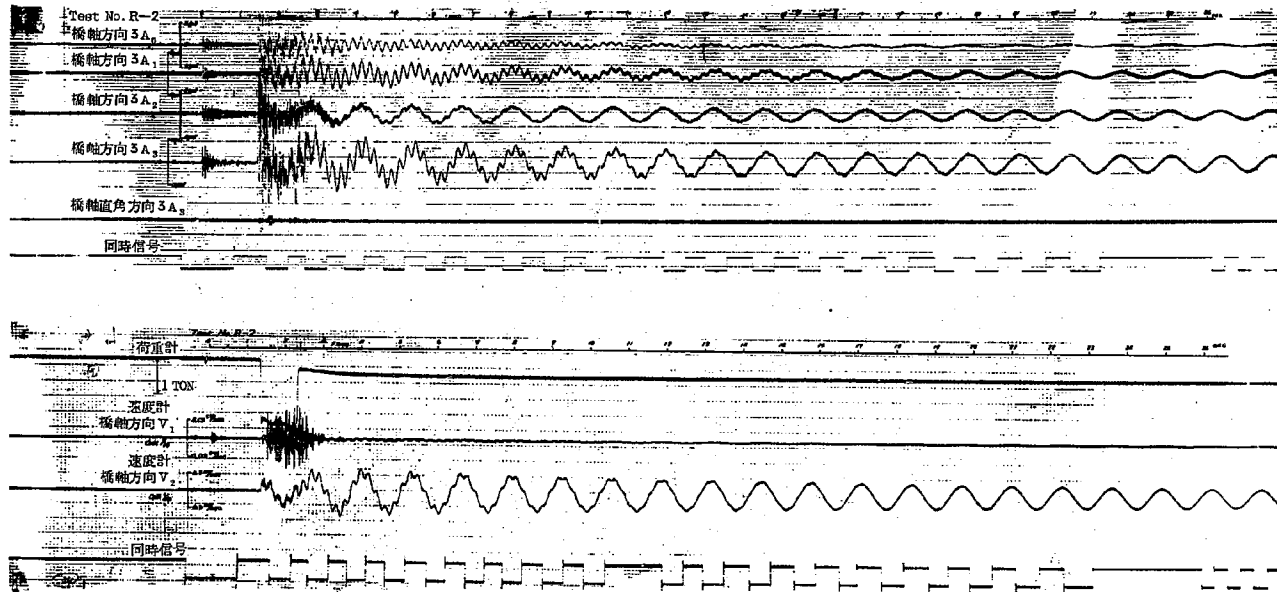


図 4-15 ロケットによる自由減衰振動記録



4-3 ロケットによる試験

ロケットによる試験は2回行いこのうちTest No. R-2について解析を行った。この自由減衰振動波形記録の一部を図4-15に示す。この波形から判る如く、初期の数秒間は高次の波が重なっているが、しばらくすると高次の波は減衰消失し、1次モードのみの波形となっている。ここで高次の波はモードの解析および計算との比較の結果2次モードの波であることが判明した。一次及び二次モードの振動の減衰の状況を示すグラフを図4-16、4-17に示す。振動モードは一次、二次とも図4-18に示すように片持梁の曲げ変形である。また橋脚天端の最大片振幅は0.15 cmであった。固有振動数及び減衰定数は次のとおりである。

固有振動数： $f = 0.767\%$ (1次)， $f = 4.62\%$ (2次)

減衰定数： $h = 0.006$ (1次)， $h = 0.007$ (2次)

図4-16 ロケットによる
自由振動一次波の減衰

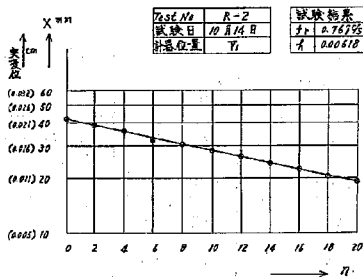


図4-17 ロケットによる
自由減衰振動(2次モード)

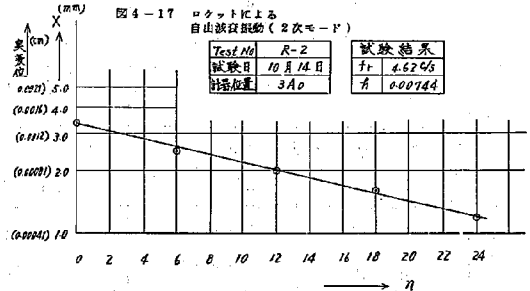
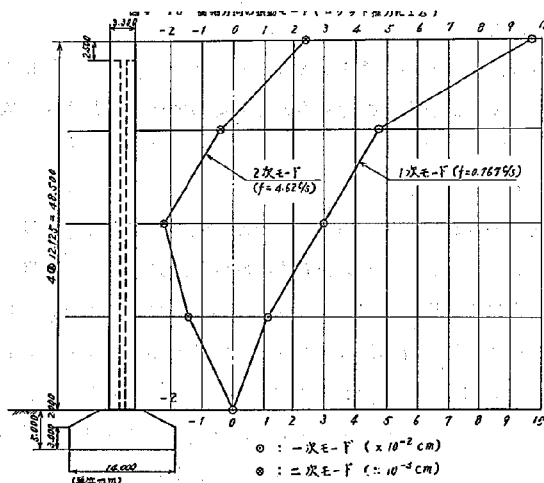


図4-18 橋軸方向の振動モード(ロケット推力による)



第5章 試験結果の考察

5-1 結果一覧

試験結果の一覧を表5-1に示す。この表には5-3に述べる固有振動数の計算結果も併記した。

表5-1 試験結果一覧

試験概要	加振方向	橋軸直角方向	橋軸方向		備考
	加振機	40t型起	15t型起振機	2tロケット	
	試験日	42年10月11日	42年10月12日 13日	42年10月14日	
試験結果	振動モードの次数	1次モード	1次モード	1次モード	1次モード
	共振振動数	238 %	0.77 %	0.77 %	462 %
	固有周期	0.420 sec	1.30 sec	1.30 sec	0.62 sec
	減衰定数	0.010 0.02以下	0.007 0.006	0.006	0.007
	振動モード	片持梁の1次 曲げ変形	片持梁の1次 曲げ変形	片持梁の1次、2次 曲げ変形の重複	自由振動記録 から 共振曲線から
	最大変位 加加速度 変位	190 gal 0.95 cm	70 gal 0.30 cm	345 gal 0.15 cm 28 gal 0.0033 gal	橋脚天端にお ける最大片振 幅
計算値	固有振動数	258 %	0.710 %	4.45 %	
	固有周期	0.388 sec	1.41 sec	0.225 sec	

5-2 振動モードについて

図4-8, 4-4, 4-9, 4-10, 4-14などにみるように振動モードとしては、橋脚部の曲げ変形が大きく現れており、基礎部を固定の片持梁と考えた振動モードとほぼ一致しているとみてよい。

5-3 固有周期について

試験から求めた共振振動数は、基礎固定の梁の曲げ変形を想定して計算した固有振動数（下記参照）とほとんど一致しており、このことから橋脚はほぼ所期どおりの剛性および重量を有しているといえる。しかし厳密にみた場合は完全に一致しているとはいえない。すなわち橋軸直角方向については、固有振動数の実測値が計算値よりやや小さい値を示しており、これはこの方向では橋脚の剛性が比較的大きいため基礎の弾性の影響が現われたものと考えられる。一方、橋軸方向については、逆に実測値の方がやや大きくなっており、これは振動時における橋脚の剛性が計算で仮定したものよりやや大きくなるからであると推定される。（橋軸直角方向についても、この剛性の増加

を考慮すると実測値と計算値のへだたりは更に大きくなり、基礎の弾性の影響がかなり大きく現われるものと考えられる。）

以上より本橋の地震応答の解析計算においては、近似的には基礎の剛性を無視し、基部固定と考えてよいが、厳密には基礎の弾性の影響も考慮すべきであるといえる。この点については、基礎の影響を考慮した地震応答の解析を実施するなどして、さらに比較検討すべきものと考えられる。

固有振動数の計算

固有振動数の計算は試験結果による振動モードを参照し、さらに計算の便を考えて次の仮定の基に算出してみた。主な仮定は次のとおりである。

① 振動モードは曲げ振動とする。

② 橋脚基部は完全固定とする。

③ 断面は等断面とする。

①は曲げ振動の他に厳密には回転慣性、剪断力の影響も考えねばならないがその影響は少ないので省略する。

②については橋脚の振動に比べ基部の振動は微少であり固有振動数に与える影響は少ないものと考えて、完全固定とした。

③は上端 2.5 m の部分がやや断面大である他は、基部から頂部まで一定の断面であるため等断面とした。これによる影響は少ないが橋軸直角方向の振動数がわずかに大き目になると思われる。

上記の仮定をおくと、固有振動数の計算式は衆知の如く次式で与えられる。

$$\nu = \sqrt{\frac{EI}{m} \times \frac{a_n^2}{l^3}}$$

$$f = \frac{\nu}{2\pi}$$

ここで

ν : 円振動数 (rad/sec)

f : 振動数 (%)

E : 弾性係数 (kg/cm²)

I : 断面二次モーメント (m⁴)

m : 橋脚の単位長さ当り質量 ($\frac{598 \text{ kg}}{9.8 \text{ m/sec}^2} = 610 \text{ kg}$)

a_n : 振動モードの次数(n)による係数

$a_1 = 1.875, a_2 = 4.694, a_3 = 7.855$

l : 橋脚長 (4.85 m)

以下に用いる諸記号 A_g, T, L, C および S はそれぞれ鉄筋の断面積、橋軸直角方向、橋軸方向、コンクリートおよび鉄筋を表わす。

(1) 橋軸直角方向の計算

① 断面二次モーメント (全断面有効とする)

$$A_g = 0.286 \text{ m}^2$$

$$I_{TC} = \frac{3.3 \times 0.7^3 - 2.4 \times 0.3^3}{12} = 2.409 \text{ m}^4$$

$$I_{TS} = 0.286 \times 3.3^2 \times 2 = 6.43 \text{ m}^4$$

② 曲げ剛性 EI_T

E_C は現場養生のテストピース試験結果 (図 1-3) を用いる。

$$E_C = 248 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$E_S = 21 \times 10^7 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{E_S}{E_C} = \frac{21 \times 10^7}{248 \times 10^6} = 8.64$$

$$EI_T = (I_{TC} + \frac{E_S}{E_C} I_{TS}) E_C = (240.9 + 8.64 \times 643) 248 \times 10^6$$

$$= 7204 \times 10^6 \text{ t} \cdot \text{m}^2$$

③ 単位長さ当りの質量 m

$$m = 610 \text{ t} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$$

④ 固有振動数

$$n=1 \text{ のとき } a_1 = 1.875$$

$$\nu_1 = \sqrt{\frac{EI}{m}} \times \frac{a_1^2}{l^2} = \sqrt{\frac{7204 \times 10^6}{610}} \times \left(\frac{1.875}{4.85} \right)^2 = 162 \text{ rad/sec}$$

$$f_1 = \frac{162}{2\pi} = 25.8\%$$

同様に

$$n=2 \text{ のとき } a_2 = 4.694$$

$$\nu_2 = 101.8 \text{ rad/sec}$$

$$f_2 = 16.2\%$$

$$n=3 \text{ のとき } a_3 = 7.855$$

$$\nu_3 = 285 \text{ rad/sec}$$

$$f_3 = 45.4\%$$

が得られる。

(2) 橋軸方向の計算

① 断面二次モーメント

I_{LS} は計算の便宜上、鉄骨鉄筋が断面に等分布しているものとして計算する。

$$A_S = 0.286 \text{ m}^2$$

$$I_{LC} = \left(\frac{300 \times 300^3}{12} \right) \times 2 + \frac{370 \times 90^3}{12} = 1774 \times 10^7 \text{ cm}^4 = 1774 \text{ m}^4$$

$$I_{LS} = \frac{8 \times 8.8^3}{12} \times \frac{0.286}{3 \times 8.8} \times 2 = 0.537 \text{ m}^4$$

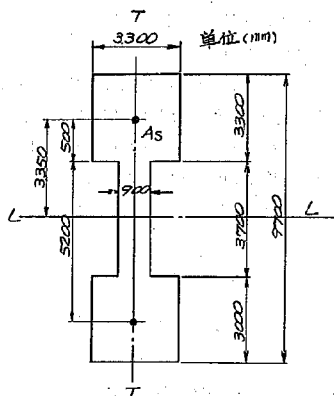
② 曲げ剛性 EI_L

$$\frac{E_S}{E_C} = 8.64$$

$$EI_L = (I_{LC} + \frac{E_S}{E_C} I_{LS}) E_C = (1774 + 8.64 \times 0.537) 248 \times 10^6 = 5.44 \times 10^6 \text{ t} \cdot \text{m}^2$$

③ 単位長さ当りの質量 m は $610 \text{ t} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$

図 5-1 P_3 橋脚の断面形状



④ 固有振動数

$n=1$ のとき $a_1=1.875$

$$\nu_1 = \sqrt{\frac{EI}{m} \times \frac{a_1^2}{l^3}} = \sqrt{\frac{54.4 \times 10^6}{610} \times \left(\frac{1.875}{4.85}\right)^2} = 4.46 \text{ rad/sec}$$

$$f_1 = \frac{4.46}{2\pi} = 0.710\%$$

同様に

$n=2$ のとき $a_2=4.694$

$$\nu_2 = 2.80 \text{ rad/sec}$$

$$f_2 = 4.45\%$$

$n=3$ のとき $a_3=7.855$

$$\nu_3 = 7.83 \text{ rad/sec}$$

$$f_3 = 1.25\%$$

が得られる。

以上の計算結果をまとめると表5-2のとおりである。

表 5-2 固有振動数の計算結果 f (%)

振動モードの次数	橋軸直角方向	橋 軸 方 向
1	2.58	0.710
2	1.62	4.45
3	4.54	1.25

5-4 減衰定数について

本橋脚の減衰定数（臨界減衰に対する比）は、橋軸直角方向では0.01程度、橋軸方向では0.006~0.007程度と、コンクリート構造物としては、かなり小さいものであること、また2次モードの状態における減衰定数は、1次モードの値とほぼ等しいことが判った。また振動振幅の差による減衰定数の値の変化については、今回の試験の範囲（天端における片振幅が0.001cmから0.1cm程度の範囲）においては、ほとんど変化がみられず一定である。

減衰定数の値について、他の橋脚での結果と比較してみよう。

まず同程度の高橋脚である長野県四徳大橋の振動試験結果[※]の一部を表5-3に示す。四徳大橋は長野県上伊那郡中川村に位置し、小沢ダムの湛水池内の道路付替に伴って架設された橋梁で、建設省小沢ダム工事事務所が高橋脚2基（共に基礎上面からの高さが42.0mの鉄骨鉄筋コンクリートラーメン構造）について振動試験を実施したものである。この結果によると、減衰定数は底沢橋の場合とほぼ近似しており0.01~0.015程度である。

一方一般の橋脚と比較してみると、上記の減衰定数の値は一般橋脚のそれに比べ5～10分の1程度の小さい値である。これは一般の橋梁においてはいわゆる地下逸散減衰が主体であり、これが比較的大きいのに対し、剛基礎上に建つ可撓性に富む高橋脚では、地下へ逸散するエネルギーは小さく、材料の内部摩擦に基づく減衰が主体であり、比較的小さい減衰となるものと推定される。

この様に高橋脚の減衰定数は、他の一般橋脚と比べた場合相当小さいものとなる。

表5-8 四徳大橋高橋脚振動試験結果

橋 脚	右岸側（固定）				左岸側（可動）			
	橋 軸		橋 軸 直 角		橋 軸		橋 軸 直 角	
振動モードの次数	1	2	1	2	1	2	1	2
固有振動数	1.99 %	742 %	270 %	726 %	1.86 %	534 %	263 %	724 %
減 衰 定 数	0.0115	0.0110	0.0104	0.0116	0.0129	0.0128	0.0113	0.0128

※ 建設技術研究所KK「四徳大橋橋脚振動実験報告書」41年11月

第6章 結 論

(1) 長周期構造物の振動試験にロケットを使用し、一応の成果をおさめた。

(2) 試験から得られた固有振動数は

橋軸方向：（1次）0.77%，（2次）4.62%

橋軸直角方向：（1次）2.88%

である。これは基部固定の片持梁と考えた計算値

橋軸方向：（1次）0.71%，（2次）4.45%

橋軸直角方向：（1次）2.58%

と比較的よく一致している。以上より本橋脚の周期計算においては、近似的には基礎固定と考えてよいといえる。しかし地震応答などの厳密計算においては、基礎の変形の影響をも考慮すべきであろう。

(3) 本橋脚の減衰定数（臨界減衰に対する比）は

橋軸方向：（1次）0.006，（2次）0.007

橋軸直角方向：（1次）0.01

が得られた。これはコンクリート構造物とはかなり小さいものであるが、他の同種のものと比較してみても剛基礎上に建つ可撓性の大きい高橋脚（鉄骨鉄筋コンクリート製）の減衰定数は上記のごとく0.01程度であるといえる。

また2次モードの状態における減衰定数は、1次のそれとほぼ等しい。

あ と が き

底沢橋の高橋脚に関する振動試験の一次解析結果を報告した。本橋については引続き橋梁完成後の全橋に関する振動試験が道路公団の手で計画されており、本橋の耐震性の評価は今回の橋脚試験および今後の全橋試験の結果をもとに種々の動力学的解析を行った上で総合的に結論されるべきであろう。これらについては今後充分の検討を行いたいと考えている。

昭和43年3月

土木研究室，耐震調査室

岩	崎	敏	男
若	林		進
永	井		隆
森	山	英	一

底沢橋橋脚振動試験報告書

土木研究資料346
昭48 3(1968)

要 旨

岩崎敬男, 若林進, 永井隆, 森山英一

中央高速道路・東京一富士吉田線に架かる底沢橋の高橋脚(地上高さ48.5m, 鉄骨鉄筋コンクリート製)について実施した振動試験結果の報告である。

本橋脚については, 従来の起振機による試験と共に新しい試みとして, 小型ロケットの推力を利用して, 自由振動を生起させる試験を実施した。

これらの試験によって, 従来データの少かった鉄骨鉄筋コンクリート製高橋脚の振動性状に関する有用な資料を得た。本橋脚の減衰定数は比較的小さく, 0.01程度であることが判明した。