

PC 橋梁の破壊に伴う振動性状の変化 に関する実験的研究

VIBRATIONAL CHARACTERISTICS OF A PC FRAME BRIDGE UNDER THE FAILURE PROCESS

加藤 雅史*・高木 保志**・島田 静雄***

By Masafumi KATO, Yasushi TAKAGI and Shizuo SHIMADA

1. ま え が き

近年、新しい材料、工法、構造形式等、橋梁の設計施工技術は飛躍的に進歩し、長大橋も多く建設されるようになってきた。しかし一方で、数多くの既存橋梁が交通量の増大、車両の大型化によって設計当時に比べてはるかに過酷な条件下で日々の交通に供せられ、老朽化が進んで安全性の懸念されるものも出始めている。

このため、橋梁の安全性を確保し、できる限り長期間供用することによって、省資源、省エネルギー化ならびに社会資本の効率的な運用を図る必要性が叫ばれてきた。しかしながら、橋梁の健全度調査方法、調査結果の評価基準や、これに基づく補修方法が十分確立されているとはいいがたく、これらに関する研究、データの蓄積が大きな課題となっている¹⁾。

橋梁の健全度調査には、日常的な点検から特別に実施される診断調査に至るまでの多くの段階があり、その方法も種々さまざまである。このような調査方法の1つに、振動測定による方法が考えられる。

橋梁の現地振動実験は古くから実施されており²⁾、健全度調査への適用を目的とした研究も一部で行われている。鉄道橋の橋脚を対象とした鈴木の研究³⁾、梶田らの研究⁴⁾、RC 模型ばりによるクラックの発生と振動特性に関する川人の研究⁵⁾、実在道路橋を対象とした中井らの研究⁶⁾、実在道路橋や煙突を対象とした著者らの研究^{7), 8)}などが挙げられる。

しかし、振動測定を橋梁の健全度調査の一方法として広く実務に適用できるようにするためには、検討しなければならない問題点も多く残されている⁹⁾。振動測定結果の評価基準を定性的のみならず定量的に確立すること

も、その1つである。これにはまず、橋梁が欠陥の発生や老朽化によって、その振動性状にどの程度の変化を生じるかを把握する必要がある。

川人⁵⁾は、この目的で RC 模型ばりを用いて実験を行い、クラックの増加に伴って固有振動数がかなり低下し、減衰定数がわずかに増大するという結果を得ている。

本研究では、実在橋梁を対象として振動性状の変化を把握するために、PC 橋で破壊に至るまでの静的載荷実験を実施した際に、載荷の各段階ごとに振動実験を行った。以下にその結果を述べるとともに、数値解析によってこの破壊過程における振動性状の変化のメカニズムについて検討を加える。

2. 実験橋梁

(1) 実験橋の概要

実験対象とした橋梁は、図-1 に示すような PC 斜材付き π 型ラーメン橋で、ポストテンション方式のホロースラブ構造となっている。また、垂直材は上下端でメナーゼヒンジ結合である。この実験橋は、活荷重 TL-14、コンクリートの圧縮強度 350 kgf/cm^2 (34.3 MPa) で設計されており、完成後 5 年を経過し、コンクリートのクリープ⁶⁾、乾燥収縮等は最終値に達していると考えられる。

本橋の車両通行量は少なく、載荷実験前に設計荷重を

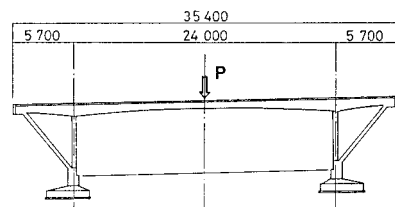


図-1 実験橋

* 正会員 工修 名古屋大学助手 工学部土木工学科

** 正会員 東亜建設工業(株)(前・名古屋大学学生)

*** 正会員 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科

越えるような荷重が載荷されたことはなかったようである。また、事前の外観調査では全体的な変形や異常な状態はまったくみられず、ひびわれも発見されなかった。

(2) 静的載荷実験の概要^{10),11)}

載荷実験は、実験橋の主桁スパン中央の下方に施工した2本のアースアンカーで反力をとり、スパン中央に鋼製ボックスの載荷桁を置いて、ジャッキ載荷方式で実施した。なお、実験に先立ち実験橋の主桁下には強固な支保工を設置し、さらに主桁部の地覆・壁高欄は耐力・剛性に大きな影響を与え

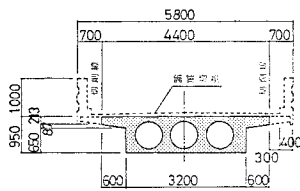


図-2 実験橋のスパン中央断面

るものの、その形状の複雑さのために解析上で不明確になる点を取り除くために、図-2のように切削撤去した。また測定計器の設置や載荷時にコンクリートのひびわれを観察するために、舗装も全面切削した。

実験では、たわみ、コンクリートおよびPC鋼材のひずみ、載荷荷重を静的および動的に測定した。また、ひびわれ発生状況は目視によって観察した。

載荷は6段階の繰返し載荷で行い、最終段階では最大予想耐力をはるかに越え、434 t (4.25 MN) まで載荷したが、部材は終局に至らず、載荷能力が限界となり載荷実験は中止した。

一方、材料試験として、主桁部より採取したコンクリートコア ($\phi 100 \times 200$ mm)、PC鋼線および鉄筋の強度試験を行った。その結果はすべて設計材料強度を上回っていた。特にコンクリートの平均圧縮強度は 527 kgf/cm^2 (51.6 MPa) にも達していた。

最終段階の載荷すなわち 434 t 載荷状態では、スパン中央のPC鋼材のひずみは 6650×10^{-6} であり、これに有効プレストレスによる初期ひずみ 4240×10^{-6} を加えると 10890×10^{-6} となっており、材料試験での降伏ひずみ 8540×10^{-6} を越え塑性域に達していた。また、スパン中央上縁のコンクリートの圧縮ひずみは 2700×10^{-6} に達しており、材料試験での最大荷重時のひずみ 2300×10^{-6} を越え、降伏あるいは圧縮破壊にきわめて近い状態であったと考えられる。以上より、最終段階の載荷では部材は終局直前であったと推察される。

3. 振動実験

(1) 実験方法

振動実験は、載荷実験と並行して実施することもある

て、特別な加振装置は用いず、常時微動法で行うこととした。振動ピックアップ(動電型速度計)は主桁上のスパン中央、1/4点、垂直材真上等に設置し、面内および面外方向の振動を測定し、データレコーダーに記録した。

載荷実験は前述したように、6段階の繰返し載荷で実施されたが、振動測定はこのうち次のような4ケースについて行った。

Case 1—載荷実験直前(健全時)

Case 2—272 t (2.67 MN) 載荷後の除荷時

Case 3—324 t (3.18 MN) 載荷後の除荷時

Case 4—434 t (4.25 MN) 載荷後の除荷時

(2) データ処理方法

測定データは、ローパスフィルターを用いて高周波成分をカットし、サンプリングタイム 20 ms および 10 ms でAD変換した。このデジタル化したデータを大型計算機にファイルし、FFT法によってデータ個数 $N=1024$ 個と $N=4096$ 個でスペクトル解析した。この結果からの固有振動数および減衰定数の推定は次のようにした。

通常、固有振動数はパワースペクトルがピークを示す振動数として、また減衰定数はパワースペクトルにHalf-Power-Methodを適用して求められる。しかし、離散値として計算されるパワースペクトル値では真のピーク値が得られることはほとんどなく、相隣るパワースペクトル計算値の間に真のピークが存在することになる。そこで、真のピーク値を推定し、さらに減衰定数を得るには、

① パワースペクトル計算値のピーク値をそのまま用いる方法

② 最小二乗法による方法¹²⁾

などがあるが、ここではなるべく正確に推定し、かつデータ処理においてできるだけ計算機で自動的に作業を行わせるために、パワースペクトル計算値のピーク近傍のデータより、パワースペクトル関数を最適次数多項式近似した。その得られた多項式関数がピークを与える振動数を整理して固有振動数を推定し、減衰定数も多項式関数にHalf-Power-Methodを適用して求めた。また、ここで計算上得られる減衰定数の値は、スペクトルウィンドウによる平滑化の影響等のデータ処理上の誤差が含まれているため、その影響について別途統計的に作成したAppendixに示す補正式を用いて補正し、より正確な値を推定した。

(3) 実験結果

データ解析結果の固有振動数と減衰定数をまとめて、

表一1 実験結果 (固有振動数および減衰定数)

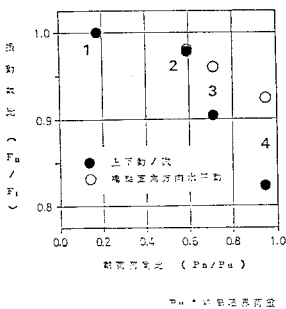
種 別	上 下 動				橋軸方向水平動		橋軸直角方向水平動	
	1次(対称)		2次(逆対称)		固有振動数(Hz)	減衰定数	固有振動数(Hz)	減衰定数
	固有振動数(Hz)	減衰定数	固有振動数(Hz)	減衰定数				
Case 1	8.96	0.010	18.49	0.006	—	—	7.67	0.011
Case 2	8.78	0.012	18.48	—	3.92	0.013	7.42	0.018
Case 3	8.07	0.011	18.42	0.008	4.03	0.021	7.32	0.013
Case 4	7.45	0.025	18.30	0.011	4.03	—	7.05	0.011

表一1 に示す。ここで、Case 1 は前述したように健全時の振動性状であり、Case 4 は破壊直前の性状である。なお、スペクトル解析におけるデータ個数の違いによる結果への影響はほとんどみられなかった。

各成分の振動特性の変化をみると、載荷が主桁スパン中央で行われたため、上下動1次(対称モード)の固有振動数が Case 1 から Case 4 に向かうにつれ大きく変化している。橋軸直角方向水平動の固有振動数にも変化がみられる。これに対して、上下動2次(逆対称モード)および橋軸方向水平動の固有振動数にはほとんど変化がみられない。

また、減衰定数は Case 4 に向かって増大する傾向もみられるが、誤差等も考慮するとその変化はわずかであるといえよう。

各実験ケースで振動特性の変化が明瞭な上下動1次と橋軸直角方向水平動の固有振動数の低下の割合を図示すると図一3 のようである。図中の横軸は載荷実験結果より推定された終局限界荷重で各ケースの載荷荷重を除いた載荷荷重比であり、縦軸は健全時(Case 1)の固有振動数で各ケースの固有振動数を除いた振動数比である。なお、Case 1 は竣工後、載荷実験までの最大載荷荷重が明らかでないの、設計荷重まで載荷があったものとしてプロットしてある。



図一3 破壊過程における固有振動数の低下(実験値)

図一3 より、固有振動数は破壊に近づくにつれ加速度的に低下し、Case 4 では上下動1次固有振動数は約 18%、橋軸直角方向水平動で約 8% の低下がみられる。

4. 数値解析による検討

前述の振動実験結果を数値モデル解析によってシミュレートし、振動性状の変化のメカニズムについて検討を試みる。なお、ここでは面内振動(上下動および橋軸方

向水平動)を対象として、2次元モデルによって検討を行う。

(1) 実験橋のモデル化

モデル化にあたっては、主桁が変断面であることと、載荷実験において主桁スパン中央付近と支点付近では 40 cm 間隔でひずみ測定が行われていること等を考慮して、実験橋を細かく 88 部材に分割した。垂直材の上下端はヒンジ結合とし、基礎は固定とした。

(2) 健全時の振動性状

検討を進めるにあたっては、まず健全時(Case 1)の振動性状を再現する必要がある。この際、弾性係数としてどのような値を用いるかが問題となるが、振動実験では常時微動を測定したことから、応力レベルは微小であり、実験時のコンクリートの動弾性係数 E_d は初期弾性係数 E_i に近い値を示すと考えられる。

そこで、CEB-FIP 国際指針の次式¹³⁾

$$E_i = 20\,665 \sqrt{f_c'} \dots\dots\dots (1)$$

E_i : 初期弾性係数 (kgf/cm²)

f_c' : 円柱体による圧縮強度 (kgf/cm²)

に、材料試験から得られた平均圧縮強度を代入すると、 $E_i = 4.74 \times 10^5$ kgf/cm² (46.5 GPa) となる。一方、上下動1次固有振動数が実験値と一致するような弾性係数を求めると、 5.245×10^5 kgf/cm² (51.4 GPa) となる。この値はコンクリートの初期弾性係数 E_i に鉄筋等による割増しを考慮するとほぼ妥当な値といえることから、この 5.245×10^5 kgf/cm² を健全時の振動計算に用いる弾性係数とした。

健全時の振動性状の計算結果を表一2 および図一4 に

表一2 固有振動数の数値計算結果

(単位: Hz)

種 別	橋軸方向水平動	上下動1次	上下動2次
Case 1 (健全時)	実験値	8.96	18.49
	計算値	4.148	8.955
Case 2 (272 t 載荷後)	実験値	3.92	8.78
	計算値(A)	3.515	6.994
Case 3 (324 t 載荷後)	実験値	4.03	8.07
	計算値(A)	3.193	6.130
Case 4 (434 t 載荷後)	実験値	4.03	7.45
	計算値(A)	2.601	4.876
	計算値(B)	4.150	6.592
	計算値(C)	4.089	7.393
	計算値(D)	4.049	7.379

計算値(A): 静的載荷実験時の各ケースの剛性低下を用いた場合

計算値(B): 主桁スパン中央にヒンジを挿入した場合

計算値(C): 主桁スパン中央のひびわれ発生部のみ、静的載荷実験時の剛性低下を用いた場合

計算値(D): 主桁スパン中央部のみ、ひびわれによって断面2次モーメントを減少させた場合

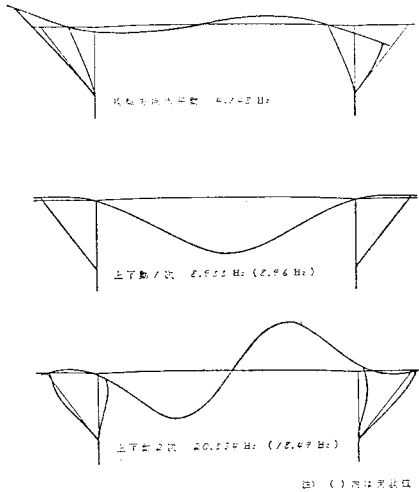


図4 振動モード図

示す。この結果を実験値と比較すると、上下動1次固有振動数を合わせた場合、上下動2次固有振動数は計算値の方が多少高い値となっているが、ここでは各実験ケースでの固有振動数の変化の様子をおもな対象とするので、この計算値を健全時のものとして以下の検討を行う。

(3) 静的荷重実験時の各ケースの剛性低下を用いたシミュレーション

各ケースで、荷重載荷時の剛性低下がそのまま振動実験時の剛性低下となると仮定し、次のような方法で各ケースの固有振動数を計算する。

a) 剛性低下率の算定

次の手順で各ケースの剛性低下率を算定する。

① (1) と同一モデルで静的線形計算をし、荷重載荷時の主桁スパン中央のたわみが実測値と一致するように適当な弾性係数を入力し、各ノードの曲げモーメント M_i を求める。

② 荷重載荷時のひずみ測定値より求めた曲率 ϕ_i と①で求めた M_i から、次式

$$(EI)_i = \frac{M_i}{\phi_i} \dots\dots\dots (2)$$

により、各点での剛性 $(EI)_i$ を求める。

③ ②で得られた $(EI)_i$ を各部材ごとに入力し、①と同様の計算を行い、曲げモーメント M_i を求める。

④ 入力した $(EI)_i$ と得られた曲げモーメントから求められる $(EI)_i$ が一致するまで、②と③を繰り返す。

⑤ 以上で、各ケースの各部材の剛性 $(EI)_i$ が求められるので、同様の計算によって得られた健全時の各部材の剛性 $(EI)_i$ を 100% とし、各ケースでの剛性低下率を算定する。

この結果、Case 4 における 434t (5.25 MN) 載荷時の主桁スパン中央と支点部の剛性は、健全時の約 13%、約 30% となったが、これは載荷実験結果から別途求められた値¹⁰⁾とよく一致している。

b) 固有振動数の計算

a) で求めた各部材の剛性低下率を用いて、(2) の健全時の振動解析に使用した剛性を各部材ごとに低下させて、Case 2, 3, 4 の計算を行った。

結果は表-2 に計算値 (A) として示すが、Case 2, 3, 4 と順次固有振動数は低下し、実験値に比して過大な変化を呈する。これは、振動実験を除荷時に行っているのに、剛性の計算を載荷時のデータに基づいて行い剛性低下を過大に見積ったためで、当然のことといえよう。また、計算値では、上下動2次および橋軸方向水平動の固有振動数も上下動1次と同様に低下を示し、実験値とは傾向が異なる。したがって、振動性状の変化のメカニズムが少し異なるものと考えられる。

(4) 主桁スパン中央にヒンジを挿入した計算

最終段階の Case 4 では、主桁スパン中央が終局直前であったことから、スパン中央をピン節点すなわちヒンジ結合とし、他の部材はすべて健全であると仮定した計算を行った。

計算結果は表-2 に計算値 (B) として示したが、上下動1次固有振動数は(3)の計算値 (A) と同様に、実験値に比して過大な変化を呈する。PC 鋼材が降伏しても完全なヒンジとなるわけではないので、この結果は当然といえる。

しかし、上下動2次および橋軸方向水平動の固有振動数は健全時と変わらず、実験値に近い性状を示している。

(5) プレストレス力を考慮した検討

これまでの検討では、プレストレス力による除荷時の復元力を考慮していないが、実験橋はフルプレストレス設計がなされており、荷重によってコンクリートにひびわれが生じても、除荷時には有効プレストレスによってひびわれは密着する。したがって、PC 鋼線が降伏するまでは、ひびわれによる断面2次モーメントの減少はほとんどないと考えられる。

また、弾性係数も除荷時には健全時の値とほとんど変わらないと考えられる。

載荷実験において、PC 鋼線は Case 3 までは降伏しておらず、Case 4 で主桁スパン中央部のみ降伏応力を越え塑性域に達した。

以上より、Case 4 について次の2種の計算を行った。

表-3 剛性低下の入力データ (計算値(C)および(D))

各部材の位置 (スパンセンタ ーからの距離 (mm))	健全時の剛性 (kgf・cm ²)	計算値 (C)の 剛性 (%)	計算値 (D)の 剛性 (%)
-2 400	1.201×10 ¹³	26.5	18.0
-1 600	1.185×10 ¹³	20.5	18.3
-1 200	1.185×10 ¹³	17.2	18.3
-800	1.185×10 ¹³	12.9	18.3
-400	1.185×10 ¹³	12.9	18.3
0	1.185×10 ¹³	19.4	18.3
400	1.185×10 ¹³	17.4	18.3
800	1.185×10 ¹³	12.6	18.3
1 200	1.185×10 ¹³	27.7	18.3
1 600	1.191×10 ¹³	48.5	18.2
2 400			

注) 計算値(C)および(D)において、上記以外の部材の剛性は健全時の剛性をそのまま用いている。

① 主桁スパン中央付近のひびわれ発生部のみ、(3)で求めた剛性低下率を用いて剛性を低下させ、他の部材は健全とした場合(計算値(C))

② 荷重実験のひびわれ発生図¹⁰⁾より、主桁スパン中央付近のみ、ひびわれによる断面2次モーメントの減少を求め、他の部材は全断面有効とし、弾性係数は変化しないとした場合(計算値(D))

計算に用いた各部材のうち、剛性を低下させた部分の値を表-3に、また計算結果は表-2に計算値(C)、計算値(D)として示す。

計算値は2種ともほぼ実験値と一致している。すなわち、PC橋のフルプレストレス状態では、PC鋼材が降伏しない限り振動性状には大きな変化を生じず、降伏後は急激な変化を呈する。この場合の固有振動数は、PC鋼材降伏部のひびわれから断面2次モーメントを減少させることにより、ほぼ計算することができる。

しかし、実験値ではCase 2, 3のごとくPC鋼材の降伏前にも固有振動数が徐々に低下しており、実験値の誤差も多少考えられるが、これはひびわれ発生による多少の断面2次モーメントの減少や、弾性係数にわずかな変化が生じ、剛性がわずかであるが低下したためと考えられる。

5. 結 論

実在橋梁における静的荷重実験において、各段階ごとに常時微動測定を行い、その実験値を数値解析によって検討した。その結果、PC橋梁の破壊過程における振動性状の変化について、次の点が明らかとなった。

(1) 荷重を主桁スパン中央で行ったことから、実験

値ではこの点が振動の腹となる上下動1次(対称モード)の固有振動数が破壊に近づくにつれ加速度的に低下する。また、橋軸直角方向水平動の固有振動数も徐々に低下する。一方、主桁スパン中央が振動の節となる上下動2次(逆対称モード)や橋軸方向水平動の固有振動数にはほとんど変化がみられない。

(2) 減衰定数は常時微動を対象としたこともあって、あまり変化しないが、上下動1次振動ではPC鋼材がスパン中央で降伏した最終段階で多少の増大がみられる。

(3) 実験値を数値解析でシミュレートした結果、PC鋼材がスパン中央で降伏した後は、スパン中央にヒンジを挿入した場合の計算値が実測値の傾向をよく表わし、スパン中央付近のひびわれ発生部の断面2次モーメントを低下させた計算値が実測値とほぼ一致する。

(4) 以上の点より、フルプレストレスのPC橋梁では、PC鋼材が降伏するまではひびわれが発生しても動的な剛性の低下すなわち固有振動数の低下は少ない。しかしPC鋼材が降伏すると急激な低下を示す。このことは、実在PC橋梁のプレストレス力に異変が生じた場合には、振動測定によって発見可能であることを示唆しているといえよう。

本研究では、PC橋梁を対象としたため、その機構が複雑であったが、振動性状の変化のメカニズムをほぼ把握することができた。RC橋梁ではこのような振動性状の変化がより明確であると考えられ、またコンクリート床版の老朽化にも振動測定適用の可能性が考えられる。今後さらに研究を進め、振動測定が橋梁の健全度調査に広く適用できるようにしたいと考えている。

終わりに、本研究に際して、懇切なご助言をいただいた名古屋大学・田辺忠頭助教、ならびに振動実験にご便宜を計っていただいた日本道路公団の関係諸氏、特に貴重な荷重実験データのご提供をいただいた後藤祐司氏(現・公団試験所)に感謝の意を表する次第である。

なお、測定データの解析ならびに数値解析には名古屋大学大型計算機センターのFACOM M-200を使用したことを付記する。

Appendix 減衰定数算定用補正式

Half-Power-Methodによって得られる計算上の減衰定数は、パワースペクトルの平滑化等の影響を受けているため、これを補正するための減衰定数算定用補正式を次のようにして作成した。

① 対象とする振動数範囲内でパワースペクトルが一定のランダム波を作成する。

② このランダム波を固有振動数 f 、減衰定数 h の

一質点系に入力し、その応答波形を求める。

③ 得られた応答波形のパワースペクトルを FFT 法によって計算する。

④ Half-Power-Method によって計算上の減衰定数 h' を求める。ここで Half-Power-Method の適用にあたっては、実際のデータ解析と同様にパワースペクトル計算値よりパワースペクトル関数の近似多項式を求め、この多項式関数を用いる。

⑤ ②～④によって1組の f, h, h' が得られるのでさまざまな f と h の組合せに対して②～④を繰り返す、それぞれに対応した h' を求める。

⑥ 得られた値より真の減衰定数 h と計算上の減衰定数 h' との基本的な関係式を仮定する。

⑦ ⑥の関係式に基づき最適な回帰式を推定し、採用する補正式を決定する。

真値 h と計算上の値 h' の関係をみると、固有振動数 f を一定とした場合には、 h が大きくなるにつれ、 h' は h に漸近し、 h を一定とした場合には h' は f の逆数あるいは対数とほぼ比例するようである。そこで、 h と h' は基本的に $h=h'$ を1つの漸近線とした双曲線の関係にあると仮定し、次式で表わすこととした。

$$(h'-B)^2 - (h-B)^2 = A \dots\dots\dots(A.1)$$

ここで、 A および B は固有振動数 f とデータ解析方法に関するパラメーター C の関数となる。

$$A, B = F(f, C) \dots\dots\dots(A.2)$$

パラメーター C は、実際の振動データの解析と同一手法を用いるとすれば、計算に使用するデータ数と平滑化の方法に依存するものとなる。そこでパラメーター C の関数型について検討したが、その因果関係が複雑で特定しがたいため、データ数と平滑化の方法を1つのセットとして、それぞれの場合ごとに補正式を作成した。これによってパラメーター C は定数となり、 A および B は固有振動数のみの関数と考えることができる。

回帰式の推定にあたっては、データのサンプリング・タイムに関係なく使用できるように固有振動数 f の代わりに Nyquist 振動数 f_N に対する f の比 R_f という無次元パラメーターを用いた。

このようにして推定した最適補正式の一例として、データ数 1024 個、Hamming Window 5回で平滑化し

た場合の式を示すと次のようである。

$$h = \left\{ \left(h' + \frac{0.4335}{2R_f} \right)^2 - \frac{0.3231}{R_f^2} - 0.2862 \right\}^{1/2} - \frac{0.4335}{2R_f} \dots\dots\dots(A.3)$$

ここで、 h : 真の減衰定数 (%)

h' : 計算上の減衰定数 (%)

$R_f = \frac{f}{f_N}$ f : 固有振動数 (Hz)
 f_N : Nyquist 振動数 (Hz)

参 考 文 献

- 1) 佐伯彰一・山本善行：「橋梁の点検」について(上),(下), 橋梁と基礎, Vol. 13, No. 1, pp. 5~11, Vol. 13, No. 2, pp. 1~7, 1979年1月, 2月.
- 2) 加藤雅史・島田静雄：橋梁の現地振動実験法, 土木学会誌, Vol. 66, No. 2, pp. 38~42, 1981年2月.
- 3) 鈴木武夫：振動による橋脚の健全度の判定法, 土木学会第6回年次学術講演会講演概要集, p. 18, 1950年.
- 4) 梶田 善・小林芳正・川俣 淳：振動による橋りょう下部構造物の健全度判定, 鉄道技術研究報告, 第390号(施設編第167号), 1964年1月.
- 5) 川人達男：振動特性による橋梁の健全度調査法に関する研究, 日本道路公団昭和48年度試験所報告, pp. 158~167, 1974年11月.
- 6) 中井 智・谷井敬春：振動解析による橋梁健全度の評価法, 日本道路公団第20回業務研究発表会論文集, pp. 835~839, 1978年6月.
- 7) 島田静雄・加藤雅史・山田岩雄：コンクリート構造物の老朽化と振動性状の変化, コンクリート工学, Vol. 20, No. 7, 1982年7月.
- 8) Shimada, S., T. Tanabe and M. Kato : Safty inspection System of existing Structures, IABSE, Colloquium on informatics in structural engineering, Bergamo, ITALY, Oct., 1982.
- 9) 加藤雅史・島田静雄：振動測定による既存構造物の診断調査, 第29回構造工学シンポジウム論文集, pp. 35~42, 1983年2月.
- 10) 増淵孝二・後藤祐司：中央自動車道前原OV. Br. 載荷試験報告, 技術情報(日本道路公団), 第62号, pp. 56~62, 1982年4月.
- 11) 増淵孝二・後藤祐司・井手ノ上文雄：中央自動車道前原OV. Br. 載荷試験結果, 日本道路公団第24回業務研究発表会論文集, pp. 658~662, 1982年6月.
- 12) 小坪清真・鳥野 清：常時微動測定による構造物の振動性状解析, 土木学会論文報告集, No. 222, pp. 25~36, 1974年2月.
- 13) 岡田 清・六車 照 編：コンクリート工学ハンドブック, 朝倉書店, pp. 465~468, 1981年.

(1983.1.18・受付)