

可動支点を免震支承化した橋梁構造物の 耐風安定性に関する一考察

米田昌弘¹・崎嶋毅昇²

¹正会員 工博 近畿大学助教授 理工学部土木工学科 (〒577-8502 東大阪市小若江 3-4-1)

²学生員 近畿大学理工学部土木工学科 (〒577-8502 東大阪市小若江 3-4-1)

可動支承部での摩擦力に起因した構造減衰は振幅依存性が大きく、また、微小振幅域における固着などの問題から、耐風設計にあたり、可動支承部での摩擦力に起因した構造減衰を積極的に期待するのは難しい。そこで、兵庫県南部地震を契機として橋梁構造物にも積極的に採用され始めている免震支承に着目し、連続箱桁橋とニールセン型ローゼ桁橋の可動支点部に LRB を設置した場合についてそれぞれ複素固有値解析を実施した。その結果、連続箱桁橋やニールセン型ローゼ桁橋では、可動支点部を LRB で免震支承化すれば、鉛直たわみ対称 1 次振動の構造減衰を耐風設計上有意な程度まで増加できるとの知見を提示した。

Key Words : bridge structure, LRB, damping characteristics, complex-eigenvalue calculation aerodynamic stability

1. まえがき

近年では、吊橋や斜張橋などの吊形式橋梁に加え、長大な連続箱桁橋やアーチ橋などに対しても風洞実験を実施し、動的な耐風安定性を検証することもしばしば行われている^{1)・2)}。これに対し、一部の実務技術者の間では、過去の経験から、長スパンと言えどもアーチ橋に対する風洞実験は設計にとって安全側すぎるとの意見も出されていた。また、連続箱桁橋では構造減衰を小さく設定した風洞実験でたとえ振動が発生しても、実橋で発現する可能性は実際上きわめて低いと考える技術者も多くいた。しかしながら、最近、わが国で架設された最大支間長 240m の鋼連続箱桁橋において、たわみ渦励振と考えられる振動(発現風速; 16m/s 程度, 最大振幅; 30cm~40cm)が実際に発現し、改めて耐風設計の重要性を実務技術者に知らしめることとなった³⁾。

この鋼連続箱桁橋で風による振動が発生したのは、たわみ 1 次振動の小振幅域における構造対数減衰率 δ_s が $\delta_s=0.03$ 程度⁴⁾ と鋼桁橋に対する耐風設計便覧⁵⁾ の最小規定値 ($\delta_s=0.04$) よりも下回ったことに起因する。また、 $\delta_s=0.04$ よりも小さな構造減衰

が測定されたのは、この橋梁では全体剛性を増加させるために中間橋脚上の支承部をすべて回転(ヒンジ)支承としており、著者の一人がすでに報告⁶⁾しているように、可動支承部での摩擦力をほとんど期待できなかったためと推察される。したがって、長大な連続箱桁橋では、中間橋脚上の支承部をすべて回転(ヒンジ)支承とせず、いずれか一つを可動支点とした方が耐風設計上は望ましいと思われる。

しかしながら、通常の可動支承では微小振幅域における固着などの問題が生じ、耐風設計上、可動支点部の摩擦力(クーロン摩擦)に起因した構造減衰を積極的に期待するのは難しい。一方、兵庫県南部地震を契機として、大地震時における橋梁の耐震性を向上させる目的から、LRB(鉛入り積層ゴム支承)や HDR(高減衰ゴム支承)などの免震支承を採用した橋梁が大幅に増加している。これらの免震支承は大振幅域のみならず比較的小さな振幅域でも機能することから、長大橋梁の可動支点部への適用も十分可能であると考えられる。したがって、橋梁構造物の構造減衰特性に及ぼす免震支承の影響を把握することは、実務技術者に耐風設計に関する有用な技術資料を提供するものと思われる。このような

表-1 LRB の諸元

寸法	橋軸	1,250 mm
	橋軸直角	1,250 mm
ゴム	一層厚	29 mm
	層数	6 層
	総厚	174 mm
鉛プラグ	直径	170 mm
	本数	4 本
1次形状係数		10.15

表-2 LRB のばね定数 (2基分の値)

鉛直ばね定数 K_V	921,390 tf/m
水平ばね定数 K_H	4,514 tf/m
回転ばね定数 K_θ	48,282 tf·m/rad

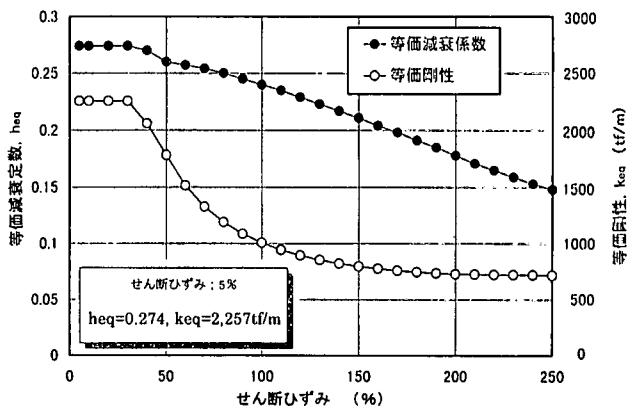


図-1 LRB の実験データ

観点から、本研究では、連続箱桁橋とニールセン型ローゼ桁橋の可動支点部を免震支承化した場合についてそれぞれ複素固有値解析を実施し、長大橋梁の構造減衰特性に及ぼす免震支承の影響を詳細に検討することとした。その結果、連続箱桁橋やニールセン型ローゼ桁橋では、可動支点部をLRBで免震支承化すれば、鉛直たわみ対称1次振動の構造減衰を耐風設計上有意な程度まで増加できるとの知見が得られたことから、ここにその検討結果を報告する。

なお、本研究は可動支点部に免震支承を適用した橋梁を検討対象としており、免震設計された橋梁を対象とするものでない。これは免震設計された橋梁では、すべての支点到免震支承を配置するため、建設費用に占める支承部の割合が増大すること、また、クリープ、乾燥収縮、温度変化などによる変位をゴム総厚の70%以下にしなければならぬなどの規定⁷⁾から、免震支承の設計がきわめて煩雑になると考えたことによる。

2. 検討方法

(1) 免震支承

免震支承にも種々の方式が提案されているが、最も使用実績の多いのはLRB(鉛プラグ入り積層ゴム支承)とHDR(高減衰ゴム支承)である。LRBの履歴特性は積層ゴムの水平剛性と鉛の履歴特性の組み合わせとなり、免震設計では一般にバイリニヤ型の履歴ループを仮定している。ただし、LRBで使用する鉛には明確な降伏点が存在しないため、微小な振幅域においても減衰付加作用を呈すると考えられるが、250%までのせん断ひずみを対象とした従来の免震用LRBでは数mm程度以下の極微小変形時における実験データはきわめて乏しい。これに対し、

HDRはエネルギー吸収能力の高い特殊なゴムを使用していることから鉛プラグなどは不要で数mm程度の変形時にも履歴ループを描くが、処女剛性がきわめて大きい。また、履歴特性は微小変形から非線形性を呈し、振動数や変形量ならびに変位履歴に対する依存性も強いようである。このように極微小振幅域における免震支承の特性についてはやや改良を要するが、本研究ではせん断ひずみが5%以上の実験データを手に入れたLRBを採用し、比較的微小な振幅域における減衰付加特性を把握するものとした。すなわち、風によって橋梁構造物に振動が発生する場合を想定すれば、本研究は、せん断ひずみが5%未満の特性は不明であるものの、LRBに5%のせん断ひずみが生じた場合(LRBに174mm×0.05=8.7mmの水平変位が生じた場合)の構造減衰を算定し、耐風性を評価していることになる。参考までに、採用したLRBの諸元を表-1に示す。なお、 S_1 を1次形状係数とすれば、LRBの許容面圧は一般に $10 \times S_1$ (kgf/cm²)で表される。したがって、対象としたLRB(橋軸方向と橋軸直角方向の寸法がそれぞれ1.25mでゴム総厚が174mmのLRB)は1基で約1,500tonf、2基で約3,000tonfの反力に耐えられる。本研究では、次章以降に示す橋梁構造物の可動支点部における反力の大きさと幅員方向への配置を考え、対象橋梁の一つの可動支点部にこのLRBを2基設置するのを基本とした。

ところで、LRBの等価粘性減衰係数 C_{eq} は、 f を振動数とすれば、次式で算定できる。

$$C_{eq} = \frac{h_{eq} \times k_{eq}}{\pi \times f} \quad (1)$$

ここに、 h_{eq} は等価減衰定数、 k_{eq} は等価ばね定数である。対象としたLRBの等価減衰定数と等価ばね定数の実験結果を図-1に示すが、本検討ではせん

断ひずみが5%での実験値(せん断ひずみの最も小さい実験データ)である $h_{eq}=0.274$, $k_{eq}=2257\text{tf/m}$ を1基あたりの値として採用することとした。したがって、2基あたりでは $h_{eq}=0.548$, $k_{eq}=4,514\text{tf/m}$ となる。

なお、LRBの等価粘性減衰係数 C_{eq} は、式(1)からわかるように対象とする橋梁の固有振動数によって変化することから、具体的な数値は次章以降で提示することとする。これに対し、ばね定数は振動数に依存せず、LRBの諸元と材料特性から決定できる。LRB(2基分)の鉛直ばね定数、水平ばね定数、回転ばね定数を表-2にまとめる。ただし、表中の鉛直ばね定数 k_v と回転ばね定数 k_θ は、それぞれ以下の1基あたりに対する計算式を用いて算出したものである。

$$k_v = \frac{(3+6.58 \times S_1^2) \times GA}{\sum_{i=1}^n t_R} \quad (2)$$

$$k_\theta = \frac{C_M \times G \times \frac{a^5 \times b}{3}}{n} \quad (3)$$

ここに、 S_1 は1次形状係数、 A はゴムの支圧面積、 G はゴムのせん断弾性係数(=8kgf/cm²)、 t_R はゴム一層の厚み、 n はゴムの総数、 a と b はそれぞれ橋軸方向と橋軸直角方向の寸法である。また、 C_M は b/a から定まる定数であり、 $b/a=1$ では $C_M=11.573 \times 10^{-3}$ (1/rad)となる。

(2) 複素固有値解析法

速度に比例する粘性減衰力に置換するものとすれば、LRBの減衰力は式(1)に示した等価粘性減衰係数 C_{eq} を用いて $C_{eq}\dot{x}$ と表示できる。それゆえ、LRBを可動支点部に設置した橋梁構造物の振動も、以下に示す従来の運動方程式で表示される。

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = \{0\} \quad (4)$$

ここに、 $[M]$ は質量マトリックス、 $[C]$ は減衰マトリックス、 $[K]$ は剛性マトリックス、 $\{y\}$ は変位ベクトルであり、添字・は時間についての一回微分を表わす。

したがって、対象とした橋梁の構造諸元およびLRBの特性が与えられれば、複素固有値解析を実施することによって可動支点部に免震支承を設置した場合の構造減衰を算定できる。なお、本解析では、可動支点部に設置したLRBの減衰力のみを考慮するものとし、構造部材における内部減衰などその他

表-3 3径間連続箱桁橋の構造諸元

断面積 A	0.5~1.0 m ²
断面2次モーメント I	3.0~15.0 m ⁴
弾性係数 E	2.1×10 ⁷ tf/m ²
重量 w	15.0~20.0 tf/m

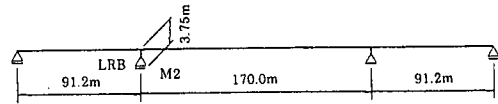


図-2 対象とした3径間連続箱桁橋

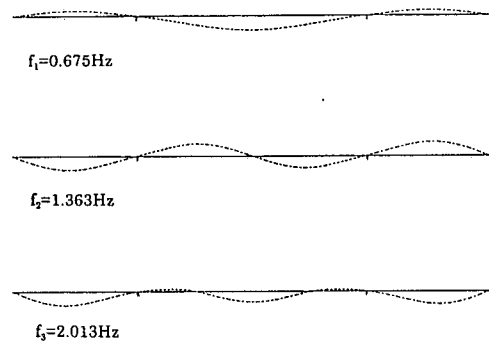


図-3 3径間連続箱桁橋の固有振動解析結果

の要因に起因した減衰については無視するものとした。

3. 連続箱桁橋に対する検討

(1) 対象とした橋梁とその構造諸元

対象とした橋梁は、図-2に示す3径間連続箱桁橋(91.2m+170.0m+91.2m)である。なお、規模の大きい連続箱桁橋では一般に高い橋脚部を有するが、本研究では、簡単のため橋脚部を無視し、桁部のみをモデル化することとした。対象橋梁の構造諸元を表-3に示す。

LRBの等価粘性減衰係数を算定するにあたっては、対象橋梁の固有振動数が必要となる。寄与の最も大きい可動支点は、主桁の中立軸からの高さが3.75mのM2可動支点である。そこで、M2可動支点部の水平、鉛直、回転方向に、それぞれ表-2に示したLRBのばね定数を考慮して固有振動解析を実施した。その結果を図-3に示す。また、得られた固有振動数を式(1)に代入することによって算出した、LRBの等価粘性減衰係数 C_{eq} (2基分の値)

表-4 3連続箱桁橋の等価粘性減衰係数(2基分)

振動次数	等価粘性減衰係数 C_{eq} (tf·s/m)
1次モード	583
2次モード	289
3次モード	196

表-5 3連続箱桁橋の構造対数減衰率

振動次数	対数減衰率
1次モード	0.027
2次モード	0.001
3次モード	0.008

を表-4にまとめる。なお、本研究では、LRBの鉛直ならびに回転方向にともなう減衰成分は無視するものとした。

(2) 複素固有値解析結果と考察

M2可動支点部にLRB(2基)を設置した場合について複素固有値解析を実施した。複素固有値解析で得られた1~3次モードの構造対数減衰率を表-5にまとめる。表-5から、連続箱桁橋の耐風性を支配する1次振動(たわみ対称1次振動)の構造対数減衰率は、LRBをM2可動支点部に設置することによって $\delta_s=0.027$ だけ増加することがわかる。ここに、1次振動の中央径間中央点(鉛直方向)と可動支点部(水平方向)のモード振幅比は0.088で、5%のせん断ひずみに相当するLRBの水平変位が $174\text{mm} \times 0.05 = 8.7\text{mm}$ であることから、 $\delta_s=0.027$ なる1次振動の構造減衰は中央径間中央点に8.7mm/0.088=98.9mmだけ鉛直変位した場合の値に対応する。これに対し、2次振動(たわみ逆対称1次振動)と3次振動では、M2可動支点部にLRBを設置しても構造減衰はほとんど増加していない。これは、2次振動ではM2可動支点部で水平変位をほとんど伴わないこと、3次振動では振動数が高く表-4からわかるように等価粘性減衰係数が相対的に低下したためである。

上述の解析結果はLRBに起因した減衰成分のみを表すことから、実際には構造部材における内部減衰などその他の要因に起因した減衰成分も付加されることになる。たとえば、長大箱桁橋に対する既往の実験結果によれば、中間橋脚上の支点をすべて回転(ヒンジ)支承とした場合(可動支承での摩擦が期待できない場合)、鉛直たわみ振動の構造減衰として $\delta_s=0.03$ 程度以上の値が報告されている^{1), 8)}。したがって、中間橋脚上の可動支点部にLRBを設置すれば、耐風性を支配する1次振動の構造減衰と

表-6 ニールセン型ローゼ桁橋の構造諸元

	断面積 A (m ²)	断面2次モーメント I (m ⁴)	弾性係数 E (tf/m ²)	重量 w (tf/m)
アーチリブ	0.4	0.28	2.1×10^7	4.0
補剛桁	0.3	0.28	2.1×10^7	11.5
吊材	0.005	-	1.6×10^7	-

ライズ比: 1/6.44

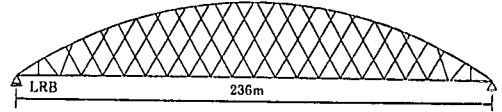


図-4 対象としたニールセン型ローゼ桁橋

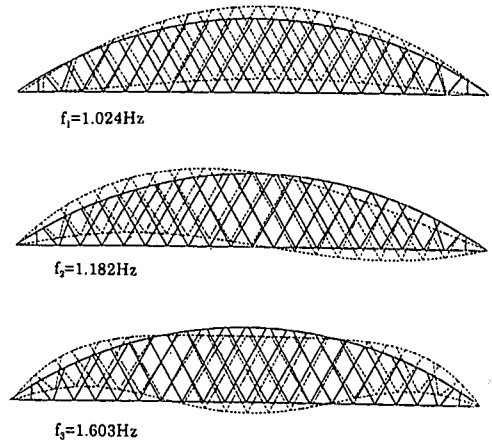


図-5 ニールセン型ローゼ桁橋の固有振動解析結果

して $\delta_s=0.027+0.03=0.057$ 程度は期待できるものと推察される。なお、参考までに、4基のLRBを可動支点部に設置した場合、1次振動の構造減衰は $\delta_s=0.047$ となった。それゆえ、同様に、その他の要因に起因した減衰成分を $\delta_s=0.03$ と仮定すれば、この場合には $\delta_s=0.047+0.03=0.077$ 程度以上の構造減衰を期待できることを付記しておく。

一方、LRBのばね剛性が変化した場合の影響を把握するため、LRBの水平ばね定数 k_h と回転ばね定数 k_θ のみをそれぞれ2倍に設定したところ、1次振動の構造減衰は $\delta_s=0.024$ (減少分は $\Delta\delta_s=0.027-0.024=0.003$)となった。また、LRBの水平ばね定数 k_h と回転ばね定数 k_θ をそれぞれ無視した場合(水平方向の粘性減衰係数 C_{eq} と橋桁を支持する鉛直ばね定数 k_v だけを考慮した場合)、1次振動の構造減衰は $\delta_s=0.031$ (増加分は $\Delta\delta_s=0.031-0.027=0.004$)なる結果が得られた。したがって、対象とした3径間連続箱桁橋では、LRBのばね剛性

表-7 ニールセン型ローゼ桁橋の等価粘性減衰係数 (2 基分)

振動次数	等価粘性減衰係数 C_{eq} (t·s/m)
1 次モード	384
2 次モード	333
3 次モード	246

表-8 ニールセン型ローゼ桁橋の構造対数減衰率

振動次数	対数減衰率
1 次モード	0.116
2 次モード	0.001
3 次モード	0.013

が設計値と幾分相違しても構造減衰の変動はさほど大きくないと言える。

4. ニールセン型ローゼ桁橋に対する検討

(1) 対象とした橋梁とその構造諸元

対象とした橋梁は、図-4 に示す支間長 236m、ライズ比 1/6.44 のニールセン型ローゼ桁橋である。また、その構造諸元は表-6 に示す通りである。

可動支点部に設置する LRB (2 基) は連続箱桁橋で採用したものと同一であるが、固有振動数が異なるため、等価粘性減衰係数は表-4 の値と相違することとなる。そこで、新たにニールセン型ローゼ桁橋に対する LRB の等価粘性減衰係数を算定するため、可動支点部の水平、鉛直、回転方向に、それぞれ表-2 に示した LRB のばね定数を考慮して固有振動解析を実施した。その結果を図-5 に示す。また、得られた固有振動数を式(1)に代入することによって算出した、LRB の等価粘性減衰係数 C_{eq} (2 基分の値) を表-7 にまとめる。なお、連続箱桁橋に対する検討と同じく、LRB の鉛直ならびに回転方向にともなう減衰成分は無視するものとした。

(2) 複素固有値解析結果と考察

複素固有値解析で得られた 1~3 次モードの構造対数減衰率を表-8 に示す。表-8 から、LRB を可動支点部に設置することによって、ニールセン型ローゼ桁橋の耐風性を支配する 1 次振動 (たわみ対称 1 次振動) の構造対数減衰率は $\delta_s = 0.116$ 程度も期待できることがわかる。ここに、1 次振動の中央径間中央点 (鉛直方向) と可動支点部 (水平方向) のモード振幅比は 0.315 であったことから、 $\delta_s = 0.116$ なる 1 次振動の構造減衰は中央径間中央点が 8.7mm/0.315=27.6mm だけ鉛直変位した場合の値に対応する。また、ニールセン型ローゼ桁橋では連続箱桁橋の解析結果と比べこのように大きな構造減衰が付加されるが、これは橋梁全体の中立軸から可動支承部までの高さが連続箱桁橋よりも増加したことに起因する。

これに対し、2 次振動 (たわみ逆対称 1 次振動)

では可動支点部に LRB を設置しても構造減衰の増加はほとんど期待できず、また、3 次振動 (たわみ対称 2 次振動) でも LRB の寄与が 1 次振動と比べ大きく低下している。これは、2 次振動や 3 次振動では可動支点部における水平変位が 1 次振動と比べ非常に小さいためである。なお、ニールセン型ローゼ桁橋の 2 次振動 (たわみ逆対称 1 次振動) については、振動数が 1 次振動よりもやや高い程度であることに加え、LRB による減衰増加も期待できないことから、耐風性を支配する可能性も考えられる。しかしながら、2 次振動については吊材 (ロープ) の素線間のすべりによるエネルギー吸収を期待できるようで⁹⁾、実際、過去の振動実験^{9), 10)}によれば、安芸大橋で $\delta_s = 0.070$ 、新浜寺大橋で $\delta_s = 0.099$ もの構造減衰が報告されている。それゆえ、LRB による減衰増加を期待できないものの、2 次振動 (たわみ逆対称 1 次振動) の耐風性が問題になることは実際上きわめて少ないと推察される。

一方、LRB のばね剛性が変化した場合の影響を把握するため、LRB の水平ばね定数 k_h と回転ばね定数 k_θ のみをそれぞれ 2 倍に設定したところ、1 次振動の構造減衰は $\delta_s = 0.094$ (減少分は $\Delta\delta_s = 0.116 - 0.094 = 0.022$) となった。また、LRB の水平ばね定数 k_h と回転ばね定数 k_θ をそれぞれ無視した場合 (水平方向の粘性減衰係数と橋桁を支持する鉛直ばね定数だけを考慮した場合)、1 次振動の構造減衰は $\delta_s = 0.146$ (増加分は $\Delta\delta_s = 0.146 - 0.116 = 0.030$) なる結果が得られた。したがって、対象としたニールセン型ローゼ桁橋では、LRB のばね剛性が設計値と幾分相違しても構造減衰の変動はさほど大きくないと言える。

5. まとめ

本研究は、連続箱桁橋とニールセン型ローゼ桁橋の可動支点部をそれぞれ免震支承化した場合を対象として複素固有値解析を実施し、耐風安定性の見地から、長大橋梁の構造減衰特性について考察したものである。得られた主要な結果を以下にまとめる。

(1) 3 径間連続箱桁橋 (91.2m+170.0m+91.2m) で

は、最も寄与の大きい M2 可動支点部に 2 基の LRB (橋軸方向と橋軸直角方向の寸法がそれぞれ 1.25m で、6 層のゴム総厚が 174mm の LRB) を設置すれば、耐風性を支配する 1 次振動の構造減衰は $\delta_s = 0.027$ だけ増加する。

(2) ニールセン型ローゼ桁橋では、箱桁橋と同一の LRB (2 基) を可動支点部に設置した場合、耐風性を支配する 1 次振動の構造減衰は $\delta_s = 0.116$ 程度も増加する。このように 3 径間連続箱桁橋よりも大きな構造減衰がニールセン型ローゼ桁橋で付加されるのは、橋梁全体の中立軸から可動支承部までの高さが連続箱桁橋よりも増大したことに起因する。

(3) 本研究で対象とした 3 径間連続箱桁橋やニールセン型ローゼ桁橋では、可動支点部に設置した LRB のばね剛性が設計値と幾分相違しても構造減衰の変動はさほど大きくない。

可動支承での摩擦力 (クーロン摩擦) に起因した構造減衰は振幅依存性が大きく、また、比較的微小振幅域においては固着などの問題が生じ、その寄与を実際の耐風設計に反映させるのは困難である。これに対し、可動支点に免震支承を設置した場合には、極微小振幅域における特性の把握や改善は必要であるものの、微小振幅域における可動性状は向上し、本文に示したように、耐風設計の観点から免震支承に起因した構造減衰を積極的に期待できると思われる。本文が、吊形式以外の長スパン化傾向にある橋梁構造物の耐風安定性を検討する実務技術者にとって、有用な技術資料になれば幸いである。

参考文献

- 1) 斎藤 通, 本田明弘: 長大箱桁橋の耐風性及び制振対策法について, 構造工学論文集, Vol.36A, pp.889~

893, 1990 年 3 月.

- 2) 中西正昭, 川村幸男, 井上浩男, 池ノ内昌弘: 3 径間連続補剛アーチ橋の耐風安定性に関する検討, 土木学会第 44 回年次学術講演会講演概要集, pp.862~863, 1989 年 10 月.
- 3) 日経 BP 社編: 秒速 16m の風が橋桁を揺らす, 日経コンストラクション, pp.38~39, 1995 年 4 月 28 日号.
- 4) 吉田好孝, 時田秀往, 藤野陽三, 勝浦 啓: 多径間連続鋼床版箱桁橋の起振実験とその動的特性, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.725~736, 1997 年 3 月.
- 5) 日本道路協会編: 道路橋耐風設計便覧, 平成 3 年 7 月.
- 6) 米田昌弘: 橋梁の可動支承部における摩擦力に起因した構造減衰特性に関する 2, 3 の考察, 土木学会論文集, 第 492 号/VI-23, pp.137~145, 1994 年 6 月.
- 7) (財) 土木研究センター: 建設省道路橋の免震設計法マニュアル (案), pp.24~28, 平成 4 年 12 月.
- 8) 高田佳彦, 古川満男, 山本 豊, 薄井王尚: 正進寺川大橋の振動実験 (その 2) - Bluff な形状を有する箱桁橋の減衰特性に着目して -, 土木学会第 47 回年次学術講演会講演概要集, pp.504~505, 1992 年 9 月.
- 9) 高木澄清, 玉川 正, 益田正雄, 永井晋也, 足松雅雄: 安芸大橋 (ニールセン型ローゼ桁橋) の実験報告, 土木学会論文報告集, 第 177 号, pp.1~8, 1970 年 5 月.
- 10) 林 秀侃, 小松郁夫, 中辻陽一, 西星匡博: 新浜寺大橋 (ニールセンローゼ橋) 振動実験について, 土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集, pp.744~745, 1993 年 9 月.

(1998. 3. 31 受付)

A CONSIDERATION ON AERODYNAMIC STABILITY OF BRIDGE STRUCTURES DUE TO ISOLATING DEVICE AT MOVABLE SUPPORTS

Masahiro YONEDA and Takenori SAKISHIMA

In this paper, isolating device at movable supports is considered to get some informations for the aerodynamic stability of bridge structures. The numerical analyses based on the complex eigenvalue calculations are performed for several bridge models. From these calculation results, some useful informations for the aerodynamic stability of bridge structures are obtained.