

橋軸方向にオールフリーまたは弾性拘束された連続形式斜張橋の地震時水平変位量の簡易推定法

A SIMPLIFIED METHOD OF ESTIMATING LONGITUDINAL DISPLACEMENT TO SEISMIC LOADS OF GIRDER OF CONTINUOUS TYPE CABLE-STAYED BRIDGES WITH LONGITUDINALLY FREE OR ELASTIC SUPPORT CONDITIONS

米田昌弘*

By Masahiro YONEDA

It is well known that the longitudinal motion of girder plays an important role in the seismic response behaviour of cable-stayed bridges with longitudinally free or elastic support conditions. Therefore, it is needed to know the dynamic response to seismic loads of this type of cable-stayed bridges from the initial stage of design.

In this paper, presented from the practical standpoint is a simplified method of estimating longitudinal displacement to seismic loads of girder of continuous type cable-stayed bridges. Numerical examples are also worked out to demonstrate the efficiency of the proposed method.

1. まえがき

高強度材料の使用や設計・架設および解析手法の進歩を始めとした近年における橋梁技術の進展は目覚ましく、その結果は最近の橋梁構造物の長スパン化傾向に強く反映されている。その中でも、特に斜張橋の長スパン化傾向には特筆すべきものがあり、最近では、完成すれば世界最大となる中央支間長890mの多々羅大橋も着工の運びとなっている。

このような斜張橋の長スパン化に伴い、橋軸方向地震に対する耐震検討が極めて重要となりつつあり、名港西大橋、櫃石島橋、岩黒島橋、横浜ベイブリッジ、生口橋などで実施例が見られるように、現在では遊動円木振動モードの固有周期を数秒程度に調整して地震力の緩和を図る方法が定着しつつある。

遊動円木振動モードの固有周期調整にはタワーリンク長を変更する方法¹⁾に加え、積極的に水平ばねを設置して対処する場合^{2)~6)}も多く、当然のことながら、その水平ばね定数の設定にあたっては橋軸方向地震に対するモード寄与率が非常に大きい遊動円木振動特性の把握が極めて重要となる。このような観点から、著者は斜張橋の遊動円木振動数特性に及ぼす各種設計要因の影響を把握し、比較検討や基本設計に反映できる遊動円木振動数の算定式⁷⁾をすでに提案している。すなわち、この算定式を用いて遊動円木振動数を推定し、応答を考慮した修正震度法を多自由度の離散系モデルに適用すれば、橋軸方向地震時における各部の変位や断面力を計算できる。しかしながら、応答を考慮した修正震度法は動的応答解析法に比べ簡易な方法とは言え、節点数が増加した斜張橋形式でケーブル張り渡し形状やリンク長ならびに水平ばね定数設定まで含めた数多くのケースを比較検討するような場合には、やはり複雑な作業の繰り返しを必要とする。

* 正会員 工博 川田工業(株)技術本部振動研究室長 (〒550 大阪市西区北堀江1-22-19)

ところで、斜張橋の橋軸方向地震に対する最も重要な設計項目は、地震時における桁端部の水平移動量を把握し、伸縮継手などの構造上の可能性について検討することである。それゆえ、橋軸方向にオールフリーまたは弾性拘束された連続形式斜張橋の耐震設計を実施するにあたり、比較的簡単にしかも比較的精度よく桁端部の地震時水平変位量を推定できる手法があれば、これを用いて概略の耐震設計を実施しても実務上有効であると考えられる。なお、橋軸方向地震時における桁端部の水平移動量を簡単に計算する方法として、基本構造系が決定した斜張橋では、固有振動解析で得られた遊動円木振動モードの有効質量と静的解析結果から算出した主塔の橋軸方向ばね定数を利用して、種々の剛性を有する水平ばねを設置した場合の地震時水平変位量を1自由度系モデルから算出することも行われている⁵⁾。しかしながら、この方法は、主桁や主塔の構造諸元、ケーブルの張り渡し形状、リンク長などの基本構造が決定された場合のみ適用可能となるものであり、初期の耐震検討段階で、主桁や主塔の剛性、ケーブルの張り渡し形状、リンク長、水平ばね定数の設定など多くのケースを比較検討するような場合には対処できない。

このような観点から、本文では、斜張橋を先の論文⁷⁾で導入した等価ばね定数と等価質量を有する1自由度系モデルに置換し、修正震度法を適用することにより概略の耐震検討段階では実用上十分な精度で斜張橋の橋軸方向地震時における水平変位量を推定するための実用算定式を提示する。また、東神戸大橋(橋軸方向にオールフリーとしたハープ型斜張橋)では、ペーン型オイルダンパーと呼ばれるダンパーを橋軸方向に設置して遊動円木振動モードの減衰定数を増加させ、地震時の水平変位量を低減させている⁸⁾ことも考慮し、ダンパー設置による減衰付加効果の算定式について言及する。そして、500m級と800m級の長大斜張橋モデルについて数値計算例をそれぞれ示し、提案した実用算定式の実橋への適用性についても検討する。提案した実用算定式は、設計技術者の誰もが卓上計算機のみを使用して橋軸方向にオールフリーまたは弾性拘束された連続形式斜張橋の地震時水平変位量を推定でき、斜張橋の耐震性についての比較検討や基本構造の選定さらには構造諸元がほぼ確定した段階での地震応答解析結果に対する概略照査を行う際に有用なものである。

2. 遊動円木振動数の実用算定法

本章では、次章以降の議論展開を容易にするとともに実務技術者の利用の便も考え、先の論文⁷⁾に示した斜張橋における遊動円木振動数の実用算定法について簡単に記述する。

斜張橋において、タワー剛性、リンク剛性および水平ばね剛性をそれぞれ考慮した場合、その遊動円木振動数 f_L は次式で推定できる。

$$f_L = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\sum 3EI/(\alpha h)^3 + \beta \times \sum T/l + \gamma \times \sum k_H}{M_0}} \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 EI はタワーの曲げ剛性、 h はタワー下端より最下段ケーブルまでの高さ、 T はリンク張力、 l はリンク長、 k_H は1ヶ所あたりの水平ばね定数、 \sum 、 \sum 、 \sum はそれぞれタワー、リンク、水平ばねに関する総和記号である。また、 M_0 は斜張橋の遊動円木振動モードに対応する等価質量であり、 m_0 を桁部の全質量、 w_T をタワーの単位長さ当りの重量、 H をタワー高さ、 g を重力加速度とすれば、 $M_0 = m_0 + \sum \{ (H - \alpha h) \times w_T / g + 0.243 \alpha h \times w_T / g \}$ で評価できる。なお、等価質量 M_0 は、文献⁷⁾では m_0 なる記号で表示していたことを述べておきたい。

αh はタワー剛性の寄与を表すための等価長さを意味するものであり、 α の具体的な数値は表-1、-2のように与えられる。なお、表中におけるパラメーター P_{TQ} は、タワーと主桁の曲げ剛性比を表す無次元パラメーターであり、式(2)のように表示される。

$$P_{TQ} = \frac{\sum (EI/H)_{TOWER}}{(EI/L_c)_{GIRDER}} \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 L_c は斜張橋の中央支間長であり、 $(EI/H)_{TOWER}$ はタワーの単位長さ当りの曲げ剛性、 $(EI/L_c)_{GIRDER}$

表-1 補正係数αの設定値（中間支点がない場合）

		P _{TO} の範囲	補正係数 α
ファン型斜張橋	1次	0.1 ≤ P _{TO} ≤ 1.7	α = 0.041 × log ₁₀ P _{TO} + 0.791
		1.7 < P _{TO} ≤ 100	α = 0.353 × log ₁₀ P _{TO} + 0.719
ハープ型斜張橋	1次	0.1 ≤ P _{TO} ≤ 1.7	α = 0.041 × log ₁₀ P _{TO} + 0.791
		1.7 < P _{TO} ≤ 20	α = 0.353 × log ₁₀ P _{TO} + 0.719
	3次	20 < P _{TO} ≤ 100	α = 1.258 × log ₁₀ P _{TO} - 0.458
		4.0 ≤ P _{TO} ≤ 100	α = 0.215 × log ₁₀ P _{TO} + 0.571

表-2 補正係数αの設定値（中間支点がある場合）

		P _{TO} の範囲	補正係数 α
ファン型斜張橋	支点数1	0.1 ≤ P _{TO} ≤ 1.7	α = 0.041 × log ₁₀ P _{TO} + 0.791
		1.7 < P _{TO} ≤ 100	α = 0.113 × log ₁₀ P _{TO} + 0.774
ハープ型斜張橋	支点数2以上	0.1 ≤ P _{TO} ≤ 100	α = 0.041 × log ₁₀ P _{TO} + 0.791
		0.1 ≤ P _{TO} ≤ 1.7	α = 0.041 × log ₁₀ P _{TO} + 0.791
斜張橋	支点数1	0.1 ≤ P _{TO} ≤ 1.7	α = 0.041 × log ₁₀ P _{TO} + 0.791
		1.7 < P _{TO} ≤ 100	α = 0.175 × log ₁₀ P _{TO} + 0.760
	支点数2以上	0.1 ≤ P _{TO} ≤ 100	α = 0.041 × log ₁₀ P _{TO} + 0.791

は主桁の単位長さ当りの曲げ剛性、Σはタワーに関する総和記号を表す。

βは片持ばりモデルに置換した場合のリンク寄与を補正するための係数であり、側径間の中間支点数にかかわらずファン型斜張橋ではβ=0.7を、ハープ型斜張橋ではβ=0.3（面内1次）をそれぞれ採用すれば良い。

γは水平ばね剛性の寄与を補正するための係数であり、側径間の中間支点数にかかわらず、ファン型斜張橋では次式を適用すれば良い。

$$\gamma = \begin{cases} 1.0 & (0.1 \leq P_{TO} \leq 1.0) \\ \dots\dots\dots & \dots\dots\dots \\ 1.0 - 0.05 \times \log_{10} P_{TO} & (1.0 < P_{TO} \leq 100) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (3)$$

なお、ハープ型斜張橋に対しても側径間に中間支点がある場合や中間支点がない場合でもパラメータP_{TO}が4.0未満の場合には1自由度系振動とほぼ見なせる遊動円木振動が出現することから、式(3)からγ値を算出し、式(1)を適用すれば良い。

3. 地震時水平変位量の簡易算定法

(1) 水平変位量の算定と慣性力の評価

橋軸方向にオールフリーまたは弾性拘束された連続形式斜張橋における遊動円木振動は、1自由度系にはほぼ置換できる。それゆえ、図-1に示すような1自由度系モデルを考えれば、橋軸方向地震時における桁部の水平変位量x_Lは次式で推定できることになる。

$$x_L = F/K \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、Fは橋軸方向地震による慣性力、Kはばね定数の合計であり、 $K = \sum 3EI / (\alpha h)^3 + \beta \times \sum T / l + \gamma \times \sum k_H$ と表される。

橋軸方向地震による慣性力Fは、遊動円木振動モードに対応する等価重量M_o・gに設計水平震度k_hを乗ずればほぼ算出できるものと考えられる。しかしながら、より厳密には、慣性力Fは着目した遊動円木振動モードの有効質量比m_{ER}によっても変化することから、ここでは有効質量比m_{ER}を100で除した値を補正係数とし、次式で慣性力Fを計算するものとした。

$$F = M_o \cdot g \times k_h \times \frac{m_{ER}}{100} \quad \dots\dots\dots (5)$$

橋軸方向にオールフリーまたは弾性拘束された連続形式斜張橋における遊動円木振動モードの有効質量比は、おおよそ90%前後の値になることが従来より知られている。それゆえ、式(5)においてm_{ER}=90としても初期の耐震検討段階ではほぼ許容できるものと考えられるが、ここでは有効質量比の特性を把握することも目的として、文献7)で採用した最も一般的な規模と考えられる中央支間長400m（支間長比0.400）のファン型およびハープ型斜張橋モデルを対象とし、中間支点がある場合およびない場合の有効質量比m_{ER}を数値実

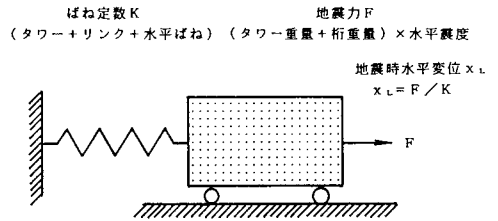


図-1 地震時水平変位量を算出するための概念図

験より算出することとした。なお、事前の予備検討段階で、対象橋梁を2倍にスケールアップした中央支間長800mの斜張橋モデルについても一部計算を実施したが、以下に示す中央支間長400mの斜張橋モデルに対する結果と概ね一致していたことを付記しておきたい。

(2) 有効質量比 m_{ER}

タワーと主桁の剛性を種々変化させた場合に得られた、パラメータ $P_{T\alpha}$ と有効質量比 m_{ER} の関係を図-2に示す。なお、文献7)で報告したように、中間支点がないハープ型斜張橋では、パラメータ $P_{T\alpha}$ が4.0程度以上になると有効質量比の大きな振動モードが面内1次と面内3次に出現する。それゆえ、 $P_{T\alpha} \geq 4.0$ なるハープ型斜張橋では中間支点を有する場合に限定して固有振動解析を行い、有効質量比を算出している。したがって、以下の結果は、中間支点のない $P_{T\alpha} \geq 4.0$ なるハープ型斜張橋には適用できないことをはじめに述べておきたい。

まず、中間支点がない場合でかつ水平ばねも設置しない場合のファン型およびハープ型斜張橋の有効質量比について考察する。図-2より、この場合の有効質量比は、図中の白ぬき記号の場合に対応し、おおよそ次式で表示できることがわかる。

$$m_{ER} = \begin{cases} 95 \% & (0.1 \leq P_{T\alpha} \leq 1.7) \\ -9.605 \times \log_{10} P_{T\alpha} + 97.210 & (1.7 < P_{T\alpha} \leq 100) \end{cases} \dots\dots\dots (6)$$

次に、中間支点のない形式で水平ばねを設置した場合について考察する。図-2からわかるように、この場合の有効質量比は水平ばね定数の大きさによって微妙に変化している。すなわち、ファン型斜張橋に対する今回の計算では、水平ばね定数が $k=2 \times 1500 \text{ t/m/Br.}$ なる範囲までは、水平ばね定数の増加とともに有効質量比が減少していくのに対し、それ以上の $k=2 \times 15000 \text{ t/m/Br.}$ なるばね定数の範囲までは逆に増加する傾向を示していた。このように、水平ばね定数の

大きさによって有効質量比がばらつくのは、水平ばねの設置によって遊動円木振動数が上昇し、鉛直たわみ逆対称振動モードとの連成程度が水平ばね定数の大きさによって変化することが主たる要因である。遊動円木振動数が鉛直たわみ逆対称振動数と完全に一致するような場合、有効質量比は図-2に示した結果より若干低下することも考えられるが、このような条件を満たす水平ばね定数の大きさは非常に狭い範囲に限られること、また、通常の場合は図-2に示した程度のばらつきの範囲内にあることを考慮すれば、実務的には、水平ばね定数の大きさにかかわらず、式(6)を適用して有効質量比を推定しても差し支えないものと考えられる。なお、水平ばねの設置により、遊動円木振動数と鉛直たわみ逆対称振動数が一致したケースに対して式(6)から有効質量比を計算した場合、慣性力の評価は設計にとって安全側の結果を与えることを述

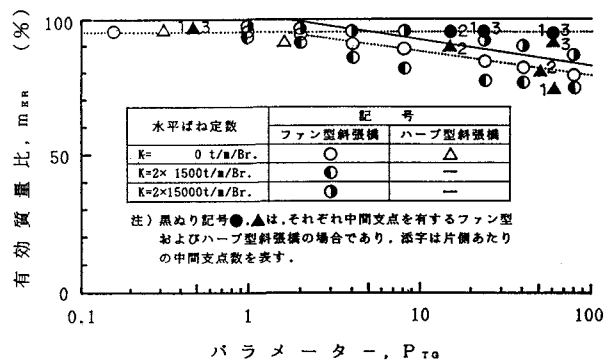


図-2 遊動円木振動モードの有効質量比

表-3 橋軸方向地震による慣性力を計算するための有効質量比 m_{ER}

		$P_{T\alpha}$ の範囲	有効質量比 m_{ER} (%)
ファン型斜張橋	中間支点なし	$0.1 \leq P_{T\alpha} \leq 1.7$	100
	中間支点数1以上	$1.7 < P_{T\alpha} \leq 100$	$m_{ER} = -10.169 \times \log_{10} P_{T\alpha} + 102.339$
ハープ型斜張橋	中間支点数2以下	$0.1 \leq P_{T\alpha} \leq 1.7$	100
	中間支点数3以上	$1.7 < P_{T\alpha} \leq 100$	$m_{ER} = -10.169 \times \log_{10} P_{T\alpha} + 102.339$

べておきたい。

側径間に中間支点を有する場合の有効質量比は、ファン型とハープ型斜張橋で幾分相違する。すなわち、図-2からわかるように、水平ばねがない中間支点数2以下のハープ型斜張橋の有効質量比は上述の式(6)ではば与えられるのに対し、中間支点数1以上のファン型、中間支点数3以上のハープ型斜張橋の有効質量比は、パラメーター P_{T0} の大きさにほとんど関係なく次式で計算できる。

$$m_{ER} = 95 \% \quad (0.1 \leq P_{T0} \leq 100) \quad \dots\dots\dots (7)$$

なお、前述の知見から予想されるように、側径間に中間支点を有する斜張橋に水平ばねを設置した場合、水平ばね定数の大きさによって有効質量比に幾分のばらつきも見られたが、ばらつきの程度は初期の耐震検討段階では許容できる程度であったことを述べておきたい。

式(6)、(7)を適用すれば、橋軸方向にオールフリーまたは弾性拘束された連続形式斜張橋における遊動円木振動モードの有効質量比を推定できるが、本論文では文献5)にならって、遊動円木振動以外の振動モードの寄与を考慮し、慣性力Fの評価が幾分安全側の傾向を示すよう、式(5)中の m_{ER} として図-2中の実線に対応する評価式を用いることとした。すなわち、本論文では、水平ばね定数の有無にかかわらず、橋軸方向地震による慣性力Fを計算する際の有効質量比 m_{ER} は、式(6)、(7)の m_{ER} を5%程度割り増した表-3に基づき算出するものとする。なお、表-3に基づいた有効質量比 m_{ER} は $82\% \leq m_{ER} \leq 100\%$ 、平均で $m_{ER}=91\%$ となっており、有効質量比に関する従来の知見ともほぼ一致する。

(3) ダンパー設置後における減衰定数 h_0 の推定

ダンパーを設置して遊動円木振動モードの減衰定数を増加させ、地震時水平変位量を低減させる方法は、わが国ではすでに東神戸大橋⁹⁾で採用の運びとなっている。そこで、以下では橋軸方向にダンパーを設置して遊動円木振動モードの減衰定数を増加させる場合の減衰付加効果の推定法について検討する。

振動工学の基礎理論より、1自由度系モデルにダンパーを設置した場合(減衰力は速度比例型)に付加される減衰定数 h_0 は次式で与えられる。

$$h_0 = \frac{C}{2m\omega} \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、Cはダンパーの粘性減衰係数、mは質量、 ω は固有円振動数である。なお、ダンパーの減衰力特性が速度比例型でない場合には、等価粘性減衰係数の概念を導入し、速度に比例する減衰力に置換すれば式(8)を適用できる。

前述したように、斜張橋の遊動円木振動は1自由度系にはば置換できることから、多自由度系の斜張橋でも遊動円木振動を対象とする限り、基本的には式(8)と同様の取扱いが可能であろう。しかしながら、斜張橋ではパラメーター P_{T0} の増加とともに遊動円木振動モードに鉛直たわみ逆対称モード成分が連成することから、より厳密には1自由度系に置換したことによる差異を補正する必要があるものと考えられる。そこで、補正係数 C_0 を導入し、具体的な補正値を数値実験より算出することとした。

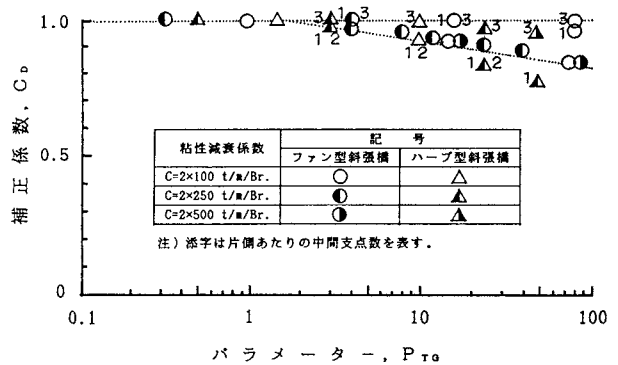


図-3 パラメーター P_{T0} と補正係数 C_0 の関係

表-4 補正係数 C_0 の設定値

		P_{T0} の範囲	補正係数 C_0
ファン型斜張橋	中間支点数なし	$0.1 \leq P_{T0} \leq 1.7$	1.0
	中間支点数1以上	$1.7 < P_{T0} \leq 100$	$C_0 = -0.102 \times \log_{10} P_{T0} + 1.023$
ハープ型斜張橋	中間支点数2以下	$0.1 \leq P_{T0} \leq 1.7$	1.0
	中間支点数3以上	$1.7 < P_{T0} \leq 100$	$C_0 = -0.102 \times \log_{10} P_{T0} + 1.023$

$$h_D = \frac{C}{2M_0 \omega} \times C_D \quad \dots \dots \dots (9)$$

ダンパーを設置した場合の遊動円木振動モードの減衰定数 h_D は、複素固有値解析を実施すれば算出できる。それゆえ、式(9)の左辺 h_D に複素固有値解析で得られた減衰定数の値を、また、右辺の C 、 M_0 に所定の値を代入するとともに、 ω に遊動円木振動数の解析値を代入すれば、補正係数 C_D を算出できる。以上の手順にしたがって、先の最も一般的な規模と考えられる中央支間長400mのファン型およびハープ型斜張橋を対象とし、パラメーター P_{T0} と補正係数 C_D の関係を計算した。その結果を図-3に示す。なお、 $P_{T0} \geq 4.0$ なるハープ型斜張橋では、前述した理由により、中間支点を有する場合に限定して複素固有値解析を実施している。

図-3の結果に基づく補正係数 C_D の設定値を表-4にまとめる。なお、ダンパーを設置した場合の減衰固有円振動数 ω_D は、周知のごとく、

$$\omega_D = \sqrt{1 - h_D^2} \times \omega \quad \dots \dots \dots (10)$$

で表され、減衰定数 h_D が小さい場合には $\omega_D \approx \omega$ として差し支えないことを述べておきたい。

4. 数値計算例

本章では、中央支間長が508mと800mのマルチケーブル形式斜張橋を対象として、地震応答解析結果と実用算定式による推定値との比較を行い、提案した実用算定法の長大斜張橋に対する適用性について検討する。

なお、地震応答解析にあたっては、図-4に示す本四公団の耐震設計基準・同解説⁹⁾で規定された加速度応答スペクトル曲線 ($h=0.02$) を用いて行うものとし、固有周期 T が $T \geq 10$ 秒なる場合には $T=10$ 秒での加速度応答スペクトル値を用いることとした。

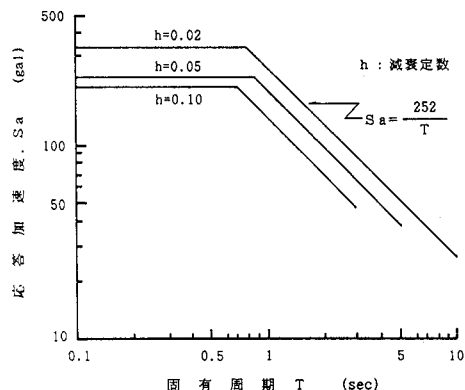


図-4 本四の応答加速度スペクトル曲線
(地震動の最大加速度が180galの場合)

(1) 計算例1 (中央支間長508mの複合構造斜張橋)

1) 対象とした斜張橋と検討ケース

対象とした橋梁は、文献7)で検討対象とした図-5に示すMODEL-FA1(ファン型)およびMODEL-HA1(ハープ型に近いセミアン型)であり、中央支間長が508m(支間長比0.295)、ケーブル段数が14段、側径間に2つの中間支点を有するマルチケーブル形式斜張橋である。この斜張橋は表-5に示した基本構造諸元からもわかるように、側径間がPC、中央径間が鋼箱桁の複合構造形式である。

対象とした検討ケースは、タワー剛性の寄与のみを考慮するCASE-T、タワー剛性とタワーリンクの寄与を考慮するCASE-TL、タワー剛性と側径間の全可動支承部(計6ヶ所)での水平ばねを考慮したCASE-TS、およびタワー剛性、タワーリンク、

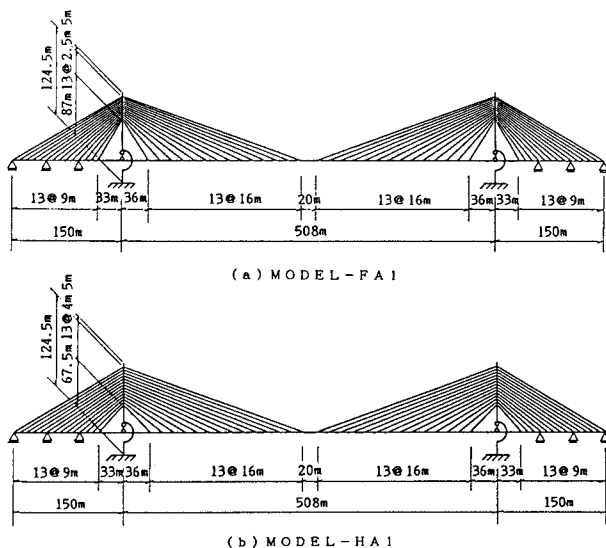


図-5 数値計算例で対象とした斜張橋モデル
(MODEL-FA1とMODEL-HA1)

水平ばねをそれぞれ考慮したCASE-TLSの4ケースである。ここに、仮定したばね定数の合計は1500t/m×6=9000t/m/Br.である。なお、ここで対象としたMODEL-FA1およびMODEL-HA1は、実橋設計例を参考にして概略設計したものであるが、参考にした実橋最終設計案（中央支間長は490m）では、リンク構造は採用されておらず側径間の計6ヶ所にばね（ゴム）支承を有していることを付記しておきたい。

2) 計算結果と考察

a) 固有周期と修正震度

MODEL-FA1とMODEL-HA1のそれぞれ4ケースにつき、本体をNASTRANとして開発した固有振動解析用プログラムを使用して固有振動解析を行った。

一例として、CASE-Tに対する固有振動解析結果を図-6に示す。また、MODEL-FA1とMODEL-HA1の全ケースについて、固有振動解析で得られた有効質量比および遊動円木振動の固有周期から図-4の $h=0.02$ なる応答加速度スペクトル曲線を用いて算出した水平震度を、それぞれの推定値と比較して表-6、-7に示す。ただし、遊動円木振動の固有周期の推定にあたっては、補正係数 α として両モデルとも表-2においてパラメータ $P_{\tau\alpha}=1.7$ に対応する値である $\alpha=0.80$ を、また、補正係数 β としてMODEL-FA1ではファン型であることから $\beta=0.7$ を、MODEL-HA1ではファン型とハープ型斜張橋の平均値に対応する $\beta=0.5$ を、さらに、補正係数 γ として両モデルとも式(3)においてパラメータ

$P_{\tau\alpha}=1.7$ に対応する値である $\gamma=0.988$ をそれぞれ採用している。なお、表中に示した有効質量比の推定値は、表-3に示した関係式より算出したものである。また、表-6、-7に示した水平震度 k_h は、遊動円木振動モードの固有周期に対応する加速度応答スペクトル値 S_a を重力加速度 g で除した S_a/g で計算できることを述べておきたい。表-6、-7より、簡易算法に基づく、遊動円木振動の固有周期ならびに水平震度は、固有振動解析による値と比較的良好一致していることが理解できよう。

表-5 MODEL-FA1, -HA1の基本構造諸元

		断面積 (m^2)	断面2次モーメント (m^4)	弾性係数 (t/m^2)	重量 (t/m)	初期張力 (t)
桁	側径間	18.0	18.0	3.5×10^6	60.0	-
	中央径間	0.8	0.8	2.1×10^7	16.0	-
タワー		1.0	3.5	2.1×10^7	14.0	-
ケーブル		0.02	-	2.0×10^7	-	700
タワーリンク		10.0	-	2.1×10^7	-	3000

注1) タワーリンク長は5mとした。

注2) 橋軸方向に設置する水平ばねの定数は、1500t/m/個所である。

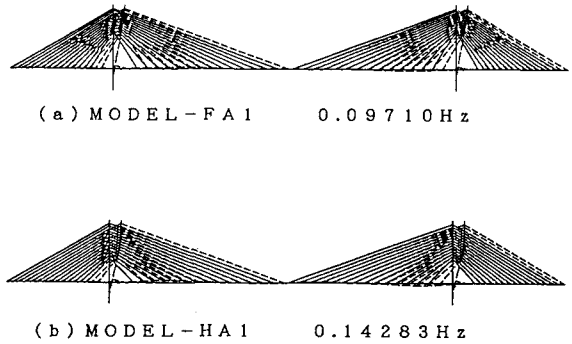


図-6 MODEL-FA1とMODEL-HA1の遊動円木振動モード(CASE-T)

表-6 MODEL-FA1の修正震度と有効質量比

	MODEL-FA1					
	解析値			推定値		
	固有周期	修正震度	有効質量比	固有周期	修正震度	有効質量比
CASE-T	10.299 sec	0.026	96.3 %	10.267 sec	0.026	100.0 %
CASE-TL	8.000 sec	0.032	96.6 %	7.686 sec	0.033	100.0 %
CASE-TS	3.339 sec	0.077	96.4 %	3.472 sec	0.074	100.0 %
CASE-TLS	3.231 sec	0.080	96.6 %	3.327 sec	0.077	100.0 %

表-7 MODEL-HA1の修正震度と有効質量比

	MODEL-HA1					
	解析値			推定値		
	固有周期	修正震度	有効質量比	固有周期	修正震度	有効質量比
CASE-T	7.003 sec	0.037	97.1 %	7.062 sec	0.036	100.0 %
CASE-TL	6.341 sec	0.041	97.2 %	6.285 sec	0.041	100.0 %
CASE-TS	3.173 sec	0.081	97.0 %	3.286 sec	0.078	100.0 %
CASE-TLS	3.105 sec	0.083	97.1 %	3.197 sec	0.080	100.0 %

b) 地震時水平変位量

すべての検討ケースにおいて橋軸方向の有効質量比の合計が95%以上となる固有振動モードを用いて、まず、平均応答スペクトルによる動的応答解析を実施した。ここに、動的応答解析では、考慮したすべての固有振動モードの減衰定数を0.02(2%)と仮定し、図-4に示した加速度応答スペクトルを用いて解析している。

なお、解析手法としては、RMS法¹⁰⁾とCQC法¹¹⁾の2つが考えられるが、ここでは明確な遊動円木振動モードが出現するケースを対象としていることから、従来から一般に使用されているRMS法を用いることとした。

動的応答解析で得られた桁端部の地震時水平変位量を式(4)で計算した推定値と比較して表-8に示す。表-8より、MODEL-FA1のCASE-Tで-13%程度の誤差はあるものの、両者は概ね良く一致しており、本文で提案した地震時水平変位量を推定するための実用算定法は500m級の複合構造斜張橋にも十分適用できることが理解されよう。

表-8 地震応答解析結果と推定値の比較

	桁端での橋軸方向変位 (m)					
	MODEL-FA1			MODEL-HA1		
	解析値	推定値	誤差	解析値	推定値	誤差
CASE-T	0.7516	0.6557	-12.8 %	0.4500	0.4296	-4.5 %
CASE-TL	0.5304	0.5335	+0.6 %	0.4076	0.3878	-4.9 %
CASE-TS	0.2128	0.2134	+0.3 %	0.2029	0.2016	-0.6 %
CASE-TLS	0.2078	0.2087	+0.4 %	0.1986	0.1957	-1.5 %

(2) 計算例2(中央支間長800mの鋼斜張橋)

1) 対象とした斜張橋と検討ケース

対象とした基本橋梁は、図-7に示すようなMODEL-F800(ファン型)とMODEL-H800(ハープ型)であり、中央支間長が800m(支間長比0.400)、ケーブル段数が14段のマルチケーブル形式斜張橋である。仮定した基本構造諸元を表-9に示す。なお、ハープ型斜張橋では、全体の鉛直たわみ剛性を増加させるため、側径間に3ヶの中間支点を設置しているが、このような中央支間長800mの長大斜張橋では一般にファン型形式が採用されるものと考えられ、実橋設計例としては必ずしも適切なものではない。すなわち、ここで対象としたハープ型斜張橋は、あくまでも提案した実用算定式の特殊な橋梁形式への適用性を確認するために考えたものであることを述べておきたい。

対象とした検討ケースは、タワー剛性の寄与のみを考慮するCASE-T、タワー剛性とタワーリンクを考慮するCASE-TL、タワー剛性とタワーリンク剛性および側径間の全可動支承部(MODEL-F800では計2ヶ所、MODEL-H800では計8ヶ所)で水平ばねを設置したCASE-TLS1~CASE-TLS6である。ここに、仮定した水平ばね定数の合計は2000t/m/Br., 4000t/m/Br., 8000t/m/Br., 12000t/m/Br., 24000t/m/Br., 48000t/m/Br.であり、それぞれCASE-TLS1, CASE-TLS2, CASE-TLS3, CASE-TLS4, CASE-TLS5, CASE-TLS6なる検討ケースに対応する。水平ばねを設置した場合の検討ケースと水平ばね定数の合計を表-10にまとめる。なお、参考までに、生口橋と樫石・岩黒島橋の水平ばね定数の合計はそれぞれ9000t/m/Br., 12000t/m/Br.であり、ここではこれら既往の実施例を考慮するとともに、実

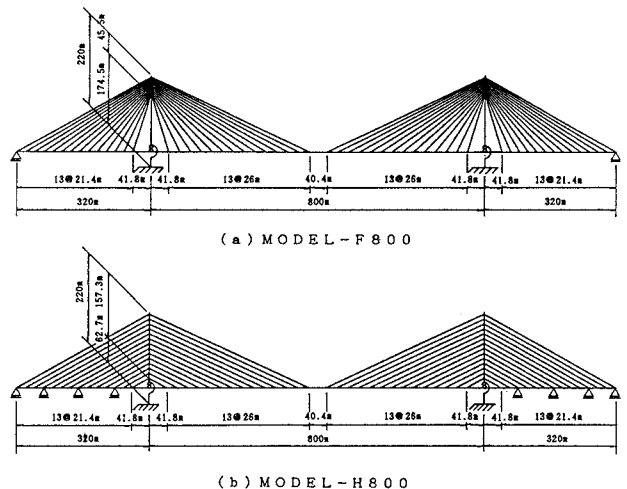


図-7 数値解析例で対象とした斜張橋モデル (MODEL-F800とMODEL-H800)

表-9 MODEL-F800, -H800の基本構造諸元

		断面積 (m ²)	断面2次モーメント (m ⁴)	弾性係数 (t/m ²)	重量 (t/m)	初期張力 (t)
桁	側径間	1.5	2.5	2.1×10 ⁷	22.0	-
	中央径間	1.5	2.5	2.1×10 ⁷	22.0	-
タワー		1.3	8.0	2.1×10 ⁷	12.0	-
ケーブル		0.025	-	2.0×10 ⁷	-	1000
タワーリンク		10.0	-	2.1×10 ⁷	-	1000

注1) タワーリンク長は5mとした。

注2) MODEL-H800では側径間にそれぞれ3ヶの中間支点を有する。

用算定法の適用性を検討する目的から、非常に大きな水平ばね定数の範囲も仮定している。

2) 計算結果と考察

a) 固有周期と水平震度

一例として、MODEL-F800とMODEL-H800のCASE-TLに対する固有振動解析結果を図-8に示す。また、MODEL-F800とMODEL-H800の全ケースについて、固有振動解析で得られた有効質量比および遊動円木振動の固有周期から図-4のh=0.02なる応答加速度スペクトル曲線を用いて算出した水平震度をそれぞれの推定値と比較して表-11, -12に示す。ここに、遊動円木振動モードに対応する固有周期の推定値は、以下の補正係数を用いて算出された値である。すなわち、MODEL-F800とMODEL-H800のパラメーターP_{Tr0}はP_{Tr0}=23.27であることから、補正係数αとして表-1, -2から計算したα=1.201, α=0.847なる値をそれぞれ用いるものとした。また、補正係数βは、ファン型斜張橋であるMODEL-F800ではβ=0.7を、ハープ型斜張橋であるMODEL-H800ではβ=0.3なる値を、さらに、補正係数γ値は式(3)を適用し、両モデルともγ=0.932なる値を用いることとした。なお、表-11, -12中の有効質量比の推定値は、表-3に示した関係式より算出したものである。

表-11, -12より、実用算定法に基づく遊動円木振動の固有周期ならびに水平震度は固有振動

表-10 検討ケースと水平ばね定数の関係

ケース名	水平ばね定数の合計
CASE-TLS1	2000 t/m/Br.
CASE-TLS2	4000 t/m/Br.
CASE-TLS3	8000 t/m/Br.
CASE-TLS4	12000 t/m/Br.
CASE-TLS5	24000 t/m/Br.
CASE-TLS6	48000 t/m/Br.

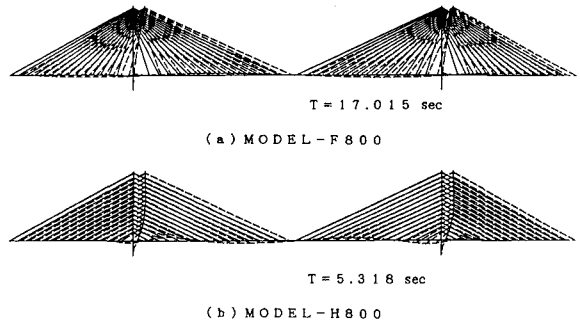


図-8 固有振動解析結果の一例 (CASE-TL)

表-11 MODEL-F800の水平震度と有効質量比

	MODEL-F800					
	解析値			推定値		
	固有周期	水平震度	有効質量比	固有周期	水平震度	有効質量比
CASE-T	33.234 sec	0.026	92.4 %	34.965 sec	0.026	88.4 %
CASE-TL	17.015 sec	0.026	92.9 %	18.519 sec	0.026	88.4 %
CASE-TLS1	7.443 sec	0.035	91.7 %	7.698 sec	0.033	88.4 %
CASE-TLS2	5.581 sec	0.046	84.6 %	5.695 sec	0.045	88.4 %
CASE-TLS3	4.033 sec	0.064	94.8 %	4.126 sec	0.062	88.4 %
CASE-TLS4	3.359 sec	0.077	95.4 %	3.397 sec	0.076	88.4 %
CASE-TLS5	2.463 sec	0.104	94.9 %	2.422 sec	0.106	88.4 %
CASE-TLS6	1.823 sec	0.141	74.2 %	1.720 sec	0.149	88.4 %

表-12 MODEL-H800の水平震度と有効質量比

	MODEL-H800					
	解析値			推定値		
	固有周期	水平震度	有効質量比	固有周期	水平震度	有効質量比
CASE-T	5.383 sec	0.048	96.5 %	4.643 sec	0.055	100.0 %
CASE-TL	5.318 sec	0.048	96.5 %	4.601 sec	0.056	100.0 %
CASE-TLS1	4.522 sec	0.057	95.8 %	4.080 sec	0.063	100.0 %
CASE-TLS2	4.010 sec	0.064	93.5 %	3.702 sec	0.069	100.0 %
CASE-TLS3	3.318 sec	0.078	85.9 %	3.184 sec	0.081	100.0 %
CASE-TLS4	2.932 sec	0.088	94.8 %	2.835 sec	0.091	100.0 %
CASE-TLS5	2.238 sec	0.115	66.8 %	2.228 sec	0.115	100.0 %
CASE-TLS6	1.725 sec	0.149	85.4 %	1.676 sec	0.153	100.0 %

解析による値と比較的良好一致していることが理解できよう。また、表-13, -14には桁剛性のみを種々変化させた場合の比較結果も参考までに示したが、これらの結果より、先に示した斜張橋の遊動円木振動数算定式⁷⁾は、800m級のファン型斜張橋のみならず、ハープ型斜張橋でも側径間に中間支点を有する場合には同様の規模の斜張橋に対して十分適用できるものと言えよう。ただし、MODEL-F800ではCASE-TLS6, MODEL-H800ではCASE-TLS5で、有効質量比が他のケ

表-13 桁剛性を变化させた場合の水平震度と有効質量比 (MODEL-F800, CASE-TL)

	CASE-TL (MODEL-F800)					
	解析値			推定値		
	固有周期	水平震度	有効質量比	固有周期	水平震度	有効質量比
$I_a=5.0m^4$	16.880 sec	0.026	93.1 %	17.825 sec	0.026	91.5 %
$I_a=10.0m^4$	16.650 sec	0.026	93.3 %	16.920 sec	0.026	94.6 %
$I_a=20.0m^4$	16.297 sec	0.026	93.7 %	15.748 sec	0.026	97.6 %
$I_a=40.0m^4$	15.835 sec	0.026	94.2 %	14.577 sec	0.026	100.0 %

表-14 桁剛性を变化させた場合の水平震度と有効質量比 (MODEL-H800, CASE-TL)

	CASE-TL (MODEL-H800)					
	解析値			推定値		
	固有周期	水平震度	有効質量比	固有周期	水平震度	有効質量比
$I_a=5.0m^4$	5.116 sec	0.050	97.4 %	4.506 sec	0.057	100.0 %
$I_a=10.0m^4$	4.985 sec	0.052	98.0 %	4.403 sec	0.058	100.0 %
$I_a=20.0m^4$	4.905 sec	0.052	98.3 %	4.310 sec	0.060	100.0 %
$I_a=40.0m^4$	4.859 sec	0.053	98.4 %	4.218 sec	0.061	100.0 %

ースに比べ若干小さくなっているが、これは図-9, -10からわかるように、遊動円木振動数の上昇に伴い、それぞれ鉛直たわみ逆対称2次モードの固有振動数と接近して連成の程度が増したためである。そこで、MODEL-F800を対象とし、遊動円木振動数と鉛直たわみ逆対称1次振動数が非常に接近した場合の有効質量比についても調べてみることにした。すなわち、鉛直たわみ逆対称1次振動数が0.205Hz(4.88秒)付近にあることを考慮し、MODEL-F800の桁端部にそれぞれ2750t/m(合計5500t/m/Br.)なる水平ばねを設置した場合について固有振動解析を実施した。その結果を図-11に示す。

図-11から、遊動円木振動数と鉛直たわみ逆対称1次振動数が非常に接近した場合においても遊動円木振動モードの有効質量比は70%程度の値を有しており、工学的にはほぼ1自由度系とみなせる遊動円木振動が出現することが理解できよう。なお、文献12)に示した斜張橋の鉛直たわみ逆対称1次振動数を推定するための実用算定式を適用すれば、初期の概略検討段階から、遊動円木振動数と鉛直たわみ逆対称1次振動数が接近する水平ばね定数の大きさを予想できることを述べておきたい。

遊動円木振動モードの有効質量比が表-3の関係式から算定した値より小さくなった場合、橋軸方向地震時における水平変位量は推定値より幾分小さくなり、設計にとって安全側になると考えられるが、これについては次のb)で検証する。

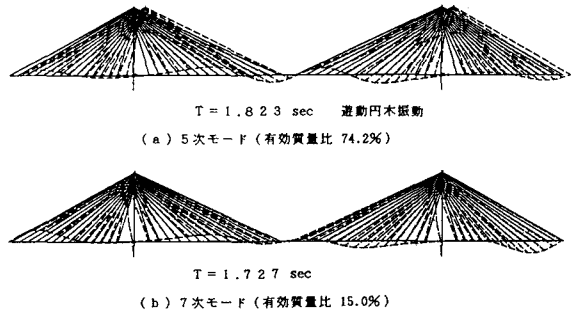


図-9 CASE-TLS6の固有振動解析結果の一例 (MODEL-F800)

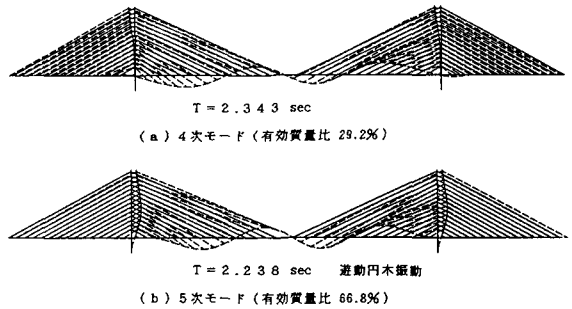


図-10 CASE-TLS5の固有振動解析結果の一例 (MODEL-H800)

b) 地震時水平変位量

計算例1と同じく、有効質量比の合計が95%以上となるすべての固有振動モードの減衰定数を0.02(2%)と仮定し、RMS法を用いた動的応答解析を実施した。なお、平均応答スペクトルによる地震応答解析および本文中で提示した地震時水平変位量の簡易推定法は、いずれも構造物が線形であるという仮定のもとで計算するものであり、MODEL-F800のCASE-TLのように地震時の水平変位量が非常に大きくなるケースでは、リンクの非線形性を考慮したより厳密な解析あるいはリンクの復元力を等価線形モデルに置換した解析を実施すべきものであることをまずはじめに述べておきたい。

地震応答解析で得られた桁端部の地震時水平変位量と式(4)で計算した推定値とを比較して表-15に示す。表-15より、実際の設計では採用されない極端に大きな水平ばね定数を考えたMODEL-F800のCASE-TLS6とMODEL-H800のCASE-TLS5では、絶対変位量が小さいことにも関係し、幾分誤差の大きい安全側の結果を与えている。しかしながら、両者の橋軸方向変位量は概ね良く一致しており、本文で提案した地震時水平変位量を推定するための実用算定法が、初期の耐震検討段階においてはほぼ妥当であるものと言えよう。

なお、MODEL-F800のCASE-TLS6とMODEL-H800のCASE-TLS5について、表-11、-12に示した実際有効質量比を用いて推定した地震時応答変位量 x_L はそれぞれ $x_L=0.0815\text{m}$ 、 $x_L=0.0950\text{m}$ であり、地震応答解析結果と非常に良く一致する。それゆえ、MODEL-F800のCASE-TLS6とMODEL-H800のCASE-TLS5における誤差は、遊動円木振動数が鉛直たわみ逆対称2次振動数に接近し、仮定値に比べ遊動円木振動モードの有効質量比が低下したことが主たる要因であると言えよう。

c) ダンパー設置による付加減衰定数

ダンパーの設置により、橋軸方向地震時における水平変位量を低減させる方法は、遊動円木振動モードの減衰定数の増加に期待するものであり、水平ばね方式のような固有周期を調整する手法と本質的に相違するものである。また、水平ばねによって固有周期を調整し、さらにダンパーによって減衰定数の増加を図る手法も考えられなくはないが、将来の維持管理を考えた場合、機構の異なる2種類以上の制御装置を設置することは好ましいとは言えない。それゆえ、ダンパーを設置する方法は、橋軸方向剛性がもともと高い、東神戸大橋のような(中間支点を有する)ハープ型斜張橋に適用すべき手法と考えられる。ここでは、MODEL-F800とMODEL-H800の水平ばねのないCASE-T、CASE-TLおよび4000t/m/Br.なる水平ばねを設置したCASE-TLS2を対象として数値計算例を示すが、上述の理由からMODEL-F800のCASE-T、CASE-TLに対してはダンパー方式は必ずしも得策とは言えず、あくまでダンパー設置による付加減衰定数の算定式の妥当性を確認するために考えたものである。また、CASE-TLS2に対する検討は、今までのところ長大斜張橋に対する使用実績はないが将来の可能性も考慮し、たとえばLRB(鉛入り積層ゴム支承)のような1種類の装置によって固有周期と減衰定数の両方を調整するような場合のことを想定したものであることを述べておきたい。

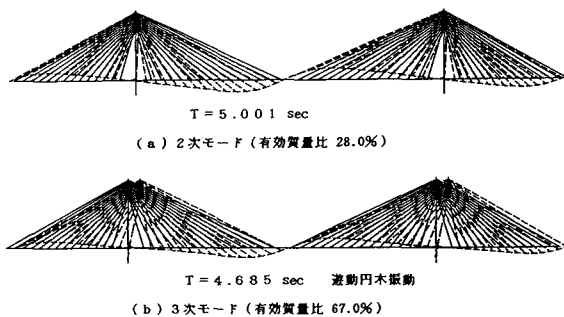


図-11 水平ばね定数を5500t/m/Br.とした場合の固有振動解析結果の一例 (MODEL-F800)

表-15 地震応答解析結果と推定値の比較

	桁端での橋軸方向変位 (m)					
	MODEL-F800			MODEL-H800		
	解析値	推定値	誤差	解析値	推定値	誤差
CASE-T	7.0797	6.8807	-2.8%	0.3397	0.2962	-12.8%
CASE-TL	1.8607	1.9345	+4.0%	0.3356	0.2937	-12.5%
CASE-TLS1	0.4698	0.4346	-7.5%	0.2823	0.2603	-7.8%
CASE-TLS2	0.3271	0.3219	-1.6%	0.2437	0.2363	-3.0%
CASE-TLS3	0.2519	0.2329	-7.5%	0.1844	0.2032	+10.2%
CASE-TLS4	0.2086	0.1918	-8.1%	0.1772	0.1810	+2.1%
CASE-TLS5	0.1433	0.1365	-4.7%	0.1022	0.1422	+39.1%
CASE-TLS6	0.0814	0.0971	+19.3%	0.0881	0.1070	+21.5%

MODEL-F800とMODEL-H800のCASE-T, CASE-TLおよびCASE-TLS2において、桁端部にダンパーを設置した場合の複素固有値解析で得られた付加減衰定数と式(9)による推定値を比較した。その結果を表-16に示す。ここに、式(9)を適用する際の補正係数 C_0 は、表-4を用いてMODEL-F800では $P_{T0}=23.27$ に対応する $C_0=0.884$ を、MODEL-H800

表-16 減衰定数の解析値と推定値の比較(ダンパーを設置した場合)

		減 衰 定 数 (%)					
		MODEL-F800			MODEL-H800		
		解析値	推定値	誤 差	解析値	推定値	誤 差
C=50×2 t/m/s/Br.	CASE-T	7.44	7.27	-2.3 %	1.15	1.01	-12.2 %
	CASE-TL	3.96	3.85	-0.3 %	1.14	1.00	-12.3 %
	CASE-TLS2	1.12	1.18	+5.4 %	0.77	0.80	+3.9 %
C=100×2 t/m/s/Br.	CASE-T	15.00	14.54	-3.1 %	2.31	2.01	-13.0 %
	CASE-TL	7.94	7.70	-3.0 %	2.28	1.99	-12.7 %
	CASE-TLS2	2.26	2.37	+4.9 %	1.55	1.60	+3.2 %
C=250×2 t/m/s/Br.	CASE-T	39.93	36.35	-9.0 %	5.77	5.03	-12.8 %
	CASE-TL	20.18	19.25	-4.6 %	5.70	4.98	-12.6 %
	CASE-TLS2	5.87	5.92	+0.9 %	3.97	4.01	+1.0 %

では $C_0=1.000$ なる値をそれぞれ用いている。表-16より、MODEL-H800のCASE-TとCASE-TLで最大13%程度の誤差はあるものの、複素固有値解析結果と推定値は比較的良く一致していることが理解できよう。なお、MODEL-H800のCASE-TとCASE-TLで推定値が複素固有値解析結果に比べ幾分小さく推定されているのは、表-12からもわかるように、固有周期の推定値が解析値に比べ、幾分小さく推定されていることに起因するものである。

固有周期(固有振動数)の推定誤差は文献7)で述べたように最大でも15%程度であることから、式(9)による減衰定数の推定誤差もほぼ同程度の範囲にあるものと考えられる。それゆえ、本文で提案した、ダンパー設置による付加減衰定数の実用算定式はほぼ妥当であり、初期の耐震検討段階で概略の所要ダンパー容量を把握する場合など、実務上の有効性は非常に高いものと言えよう。なお、表-11, -12には、遊動円木振動モードの減衰定数を0.02とした場合の水平震度を記しているが、上述のように比較的良い精度でダンパー設置後の減衰定数を推定できることから、ダンパー設置後の水平震度も初期の概略検討段階では実用上十分な精度で推定できることを述べておきたい。

5. あとがき

本論文は、パラメーター P_{T0} が $P_{T0} \leq 100$ なる範囲の連続形式斜張橋を対象として、橋軸方向にオールフリーまたは弾性拘束された連続形式斜張橋を等価ばね定数と等価質量を有する1自由度系モデルに置換し、初期の概略検討段階では実用上十分な精度でダンパーを設置した場合の減衰付加量ならびに橋軸方向地震時における水平変位量を推定するための実用算定法をそれぞれ提示したものである。ここで提示した実用算定式は事前の固有振動解析や静的解析を必要としないことから、ダンパー設置後の減衰定数の把握に加え、主桁や主塔の剛性、ケーブル張り渡し形状、リンク長、水平ばね定数の設定まで含めた数多くのケースについての検討が卓上計算機のみでの使用で容易に行える。それゆえ、斜張橋の耐震性についての比較検討や基本構造案の選定さらには構造諸元がほぼ確定した段階での地震応答解析結果に対する概略照査を行う際に非常に有用なものである。ここに示した橋軸方向地震時における水平変位量を推定するための簡易推定法が、斜張橋の耐震検討を実施する実務設計者にとって有用な資料になることを心より願う次第である。

最後に、本研究にあたり、常に適切なお助言をいただきました埼玉大学 伊藤 学教授(東京大学名誉教授)に心より感謝致します。

参考文献

- 1) 小村 敏・和田克哉・恵谷舜吾・高野晴夫・富田 昇・小泉幹男：横浜橋横断橋上部工の設計，橋梁と基礎，Vol.22, No.12, pp.2~11, Vol.23, No.1, pp.29~36, 1988年, 1989年。

- 2) 加藤信夫・飯岡 豊・川人達男：名港西大橋（上部工）の設計，橋梁と基礎，Vol.17, No.12, pp.18~26, 1983年.
- 3) 成井 信・山根哲雄・松下貞義・八田政仁：櫃石島橋・岩黒島道路鉄道併用斜張橋の設計，橋梁と基礎，Vol.15, No.1,2,3, pp.30~36, pp.32~40, pp.27~31, 1981年.
- 4) 旭 一穂・新田篤志・田中美宇：櫃石島橋，岩黒島橋の設計，本四技報，Vol.5, No.17, pp.6~11, 1981年9月.
- 5) 金光 宏・樋口康三：吊構造部を有する橋梁の変位制御に関する考察，本四技報，Vol.5, No.18, pp.9~16, 1981年10月.
- 6) 土木学会・本州四国連絡橋鋼上部工構造研究小委員会：本州四国連絡橋鋼上部工構造に関する調査研究報告書，pp.6~15, 1987年3月.
- 7) 米田昌弘：斜張橋の遊動円木振動数特性とその実用算定法に関する研究，土木学会論文集，第422号/I-14, pp.285~294, 1990年10月.
- 8) 北沢正彦・石崎 浩・江見 晋・西森孝三：基本構造系をオールフリーとした長周期斜張橋（東神戸大橋）の地震応答特性と耐震設計，土木学会論文集，第422号/I-14, pp.343~352, 1990年10月.
- 9) 本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説，1977年3月.
- 10) たとえば，(社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，pp.80~86, 1990年2月.
- 11) 山村信道・中垣亮二：スペクトル法による特定地震の応答解析，橋梁と基礎，Vol.18, No.5, pp.28~36, 1984年5月.
- 12) 米田昌弘：連続形式斜張橋の固有振動数を推定するための実用算定式の提案，土木学会論文集，第410号/I-12, pp.315~324, 1989年10月.

(1991年9月30日受付)