

【論文・報告】

質量付加式吊橋の減衰特性とその超長大吊橋への応用に関する研究

Damping Characteristics of Suspension Bridge with Additional Mass and Its Application to Superlong-Span Suspension Bridge

野村 国勝*
Kunikatsu NOMURA

中崎 俊三**
Shunzo NAKAZAKI

前田 研一***
Ken-ich MAEDA

米田 昌弘****
Masahiro YONEDA

1. 緒言

近年、構造物の大型化、軽量化さらには構造減衰の低下に伴い、風による振動が誘起されやすい構造物が増加しつつある。長大吊橋はその代表的な土木構造物である。

吊橋にはその補剛形式の差異によって風による種々の振動が発生する可能性があるが、使用鋼重量や維持管理上などの利点から流線形箱桁形式を採用した場合には、渦励振、バフエーティングおよび曲げねじれフラッターなどの振動に対して注意を払う必要がある。

このような振動を制振し、さらには静的特性をも向上させることを目的として、著者ら^{1)~6)}は流線形箱桁形式吊橋の断面形状はそのまま、意図的に質量を付加した吊橋(質量付加式吊橋)の静的特性や動的特性を検討してきた。その結果、

- (1) 質量付加式吊橋は、従来の流線形箱桁形式吊橋に比べて、活荷重や風荷重による変位や断面力が小さくなり静的特性が向上する。
- (2) 鉛直たわみの低次の振動数は、質量を付加してもほとんど低下しない。一方、ねじれ振動数については、耐風安定性上最も重要な最低次モードが対称1次となる場合に、極慣性モーメントがある程度増加しても振動数は大幅に低下しない力学的パラメーターの範囲が存在する。
- (3) 流線形箱桁形式吊橋に発生する可能性がある渦励振や曲げねじれフラッターに対しては、質量や極慣性モーメントの大きさが重要な要因となる。
- (4) 吊橋の静的設計では、吊橋全体の剛性を高めるためにサグ比を幾分小さくすることがあるが、あまりサグ

比を小さくするとねじれ対称1次振動数が低下する力学的パラメーターの範囲が存在する。それゆえ、このような範囲内にある吊橋に対してはサグ比をあまり小さくしすぎると、耐風安定性はかえって低下する。などの有用な結果を示すことができた。

しかしながら、従来の検討では、中央支間長1,000mの吊橋モデルに限定していた。中央支間長がさらに増大した超長大吊橋では支間長の増加に伴って固有振動数が低下することから、フラッターの発現風速も相対的に低下する結果となる。それゆえ、超長大吊橋のフラッター特性に対する質量付加のより詳細な検討も必要と考えられる。また、このような超長大吊橋に流線形箱桁形式を採用する場合には、ねじれ剛性を増加させるためにある程度以上の桁高を採用する必要があると予想されるが、この場合には曲げねじれフラッターのみならず渦励振によっても耐風性が支配される可能性がある。渦励振特性に及ぼす質量効果についてはすでに報告しているが、コンクリートなどで質量を付加した質量付加式吊橋の減衰特性が従来の流線形箱桁形式吊橋に比べて向上する場合には、質量効果と相まってこの形式の渦励振特性はさらに向上すると考えられる。

そこで、本文ではまず、梁模型と吊橋模型を用いてモデルで質量を付加した場合の減衰特性を実験的に検討し、さらに質量付加式吊橋の減衰特性についても言及する。次に、中央支間長1,980mの流線形箱桁で補剛された超長大吊橋の耐風性を主として支配する曲げねじれフラッターの発現風速を、質量を付加して向上させる方法について具体的に検討し、質量付加式吊橋の有効性に関する基礎的な資料を得ることを試みる。

* 川田工業(株)技術本部本部長 ** 川田工業(株)技術本部技術部長大橋課課長 *** 川田工業(株)技術本部中央研究室室長
**** 川田工業(株)技術本部技術部長大橋課

なお、本文の一部は既に報告済み^{7)~9)}である。

2. 減衰模型実験

(1) 実験模型と実験方法

実験で使用した模型は、長さ2mの梁模型と長さ4mの吊橋模型である。それぞれの模型の一般図をそれぞれ図-1, -2に示す。

実験で使用した模型は、長さ2m梁模型と長さ4mの吊橋模型である。それぞれの模型の一般図をそれぞれ図-1, -2に示す。

梁模型による実験は、重量の大きさが減衰特性に及ぼす基本的な影響を把握することを目的として実施したものである。減衰は支承条件によっても変化すると予想されたことから、実験にあたっては、両端固定、両端板ばね支持、一端板ばね他端ローラー支持なる3ケースの支承条件を考えた。また、重量はスチールのみを模型重量 $w = 2.26\text{kg/m}$ の25%, 50%および75%の増加を考え、さらに付加材料としては分銅と無収縮モルタルの2種類を選定した。なお、セメントモルタルを付加材料とする場合は、モルタルをスチール面に一様に塗付した場合、5cmピッチごとに幅1mm程度のすき間を設けてモルタル剛性の寄与の程度を出来るだけ小さくした場合、5cmピッチごとに厚さ5cmのゴムラバーを挿入した場合のそれぞれについて、同一重量の模型を3体づつ用意した。

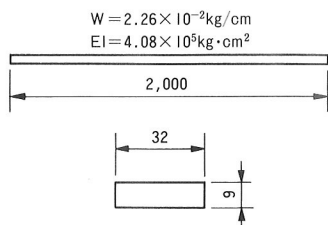


図-1 梁模型

$W = 4.31 \times 10^{-2} \text{kg/cm} \cdot \text{br.}$
 $EI = 5.10 \times 10^4 \text{kg} \cdot \text{cm}^2 / \text{br.}$
 $EA = 3.97 \times 10^3 \text{kg/cable}$

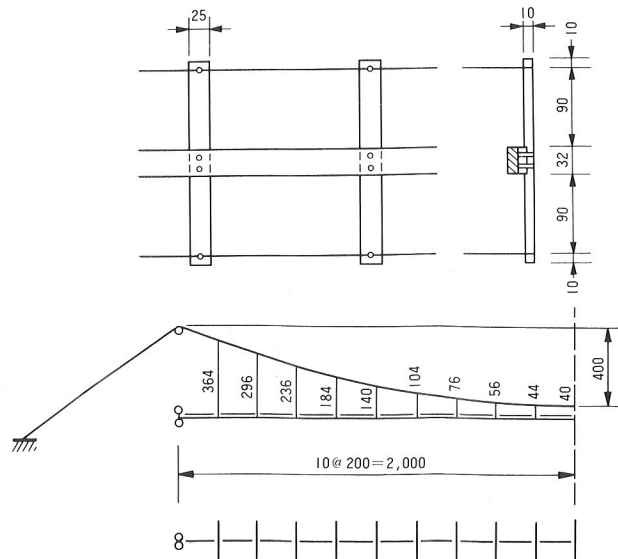


図-2 吊橋模型

一方、実際の橋梁において減衰の大きさが重要となるのは主として吊形式橋梁であり、また、質量付加式吊橋の定性的な減衰特性を把握するために吊橋模型も用意した。なお、実験時の支承条件と付加材料は梁模型の場合と同じであるが、付加する重量は補剛棒部分の重量 $w = 1.13\text{kg/m}$ の50% (0.565kg/m) の場合に限定した。

実験は模型を鉛直方向に手で加振し、十分な振幅になったところで加振を止め、ペンレコーダーに出力した自由振動波形から対数減衰率を算定した。なお、対象とした振動モードは、梁模型で対称1次、吊橋模型で逆対称1次と対称2次である。

(2) 実験結果と考察

まず、梁模型を用いて、スチールのみの場合と分銅で重量を増加させた場合のそれぞれについて、支承条件の差異による影響を検討した。その結果、対数減衰率は支承条件と振動振幅にほとんど依存せず、ほぼ0.01程度であった。構造用鋼材の対数減衰率¹⁰⁾もほぼ同程度の値が報告されていることから、この場合には鋼の材料減衰が支配的に寄与していたと考えられる。

モルタルを塗付して重量を増加させた場合は同一重量の供試体でも支承条件によって若干の差異が認められたが、その程度は比較的小さいものであった。一方、モルタルの塗付方法によっては対数減衰率に幾分の差異が認められ、図-3から判るように両端板ばね支持状態で比較すると、モルタルを一様に塗付した場合、ゴムラバーを挿入した場合、すき間を設けた場合の順に大きな値を示していることが判る。図-4から判るようにモルタルの剛性もこの順に寄与していたことから、この結果はモルタル内部での消散エネルギーの差異に起因すると考えられる。

一方、吊橋模型では対称1次モードの誘起が非常に困難であったことから、逆対称1次と対称2次モードを対

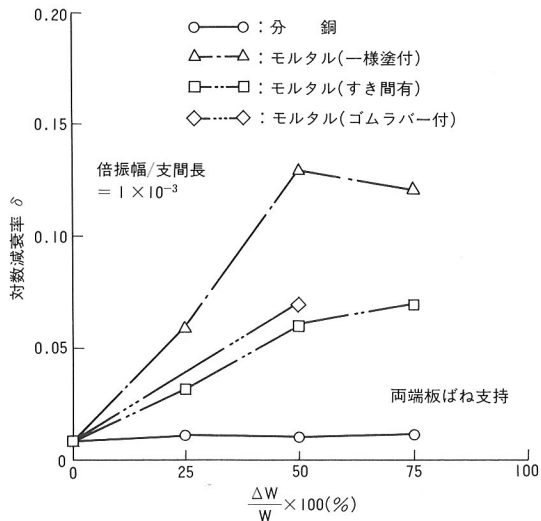


図-3 重量の大きさと対数減衰率の関係(梁模型)

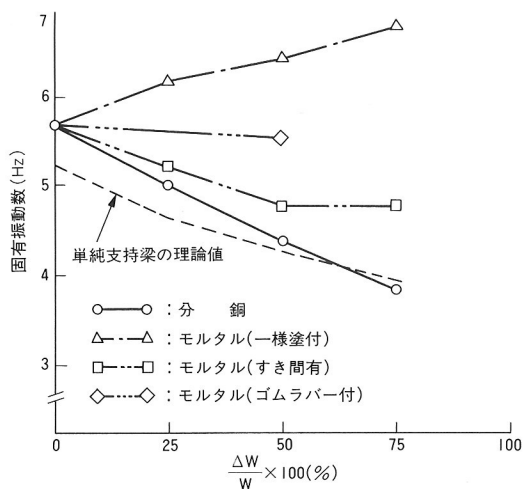


図-4 重量の大きさと固有振動数の関係(梁模型)

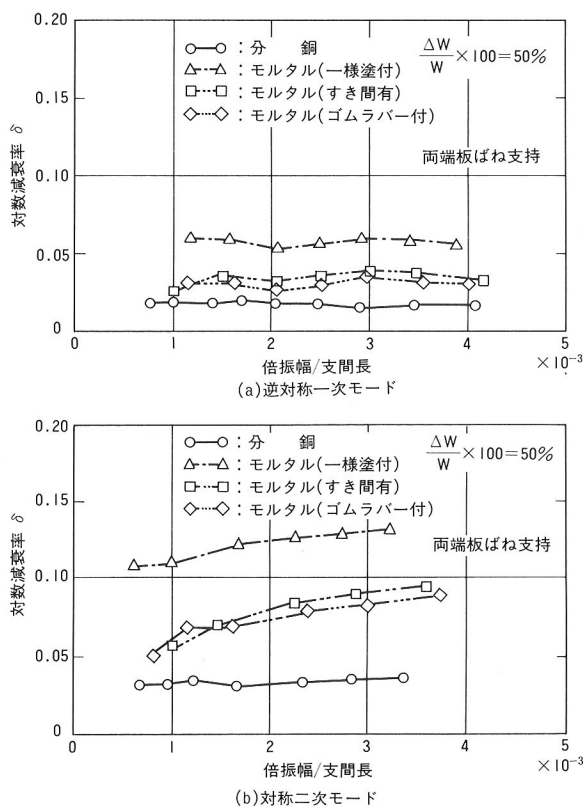


図-5 対数減衰率に及ぼすモルタルの効果 (吊橋模型)

象にして同様の実験を行った。支承条件の差異による影響は比較的小さかったことから、一例として、両端を板ばねで支持した場合の実験結果を図-5に示す。この図より、モルタルを塗付する前の減衰は梁模型の値に比べ若干大きくなっていることが判るが、これはケーブルや接合用ボルトなどが存在することによる影響と考えられる。しかしながら、梁模型による実験結果と同様に、モルタルを塗付すると明らかに減衰が大きくなっていることが判る。

今回実施したような簡単な減衰模型実験から、各種の複雑な要因に起因した実橋の対数減衰率を定量的に推定

することは非常に困難であるが、定性的にはスチール以外の、たとえばコンクリートなどを意図的に付加する質量付加式吊橋では吊橋全体の振動減衰性を向上できることを示唆できたと思う。

前年度にも報告したように、流線形箱桁断面に発生する渦励振の発達時間は一般に非常に長く、それゆえ、その励振力は比較的弱いのが普通である。したがって、以下に示すスクルトン数¹¹⁾の定義からも判るように、質量を付加することによって m あるいは、 $I\theta$ を増加させれば渦励振特性は向上することになるが、質量効果と相まって対数減衰率も増加する場合には、渦励振特性はさらに向上するものと考えられる。

$$\text{鉛直たわみ振動} : \frac{2m\delta\eta}{\rho BD} \quad \text{ねじれ振動} : \frac{2I\theta\delta\theta}{\rho(BD)^2}$$

ここに、 m と $I\theta$ はそれぞれ単位長さ当りの質量と極慣性モーメント、 $\delta\eta$ と $\delta\theta$ はそれぞれ鉛直たわみとねじれの対数減衰率、 ρ は空気密度、 B は橋幅、 D は桁高である。

一方、流線形箱桁形式吊橋の振動減衰性を高める別の方法としては、斜めハンガー形式の採用がある。現在、世界最大の中央支間長1,410mを有するハンバー橋の対数減衰率¹²⁾は補剛桁の値を0.02と仮定し、また、斜めハンガーのヒステリシスによる構造減衰を鉛直たわみ振動で0.05、ねじれ振動で0.03と推定しており、その結果、吊橋全体系での対数減衰率は鉛直たわみ振動で0.07、ねじれ振動で0.05と見積っている。それにもかかわらず、この橋には斜めハンガー自身の振動を制振するための装置が設置されており、また、最初に斜めハンガーを採用したセバーン橋では斜めハンガーにも一因があると思われる種々の問題が生じている^{13),14)}。それゆえ、通常の鉛直ハンガーを有する流線形箱桁断面に、コンクリートなどの材料で質量を付加した質量付加式吊橋は、このような問題なしに減衰性能が増加し、質量効果と相まって渦励振特性もかなり向上するものと考えられる。

3. 質量付加方式の超長大吊橋への応用

(1) 対象とした計算モデル

対象とした計算モデルは、図-6に示すように支間長比0.5、サグ比1/10.5、中央支間長1,980mの流線形箱桁で補剛された超長大吊橋であり、これを基本系とする。流線形箱桁形式吊橋の耐風性を主として支配する現象は曲げねじれフラッターであるが、このような超長大吊橋ではフラッターを支配する低次の固有振動数がかなり低いと考えられる。それゆえ、著者らがすでに実施した研究結果²⁾にもとづいて、事前に低次の固有振動数をできるだけ向上させた後に質量付加方式を採用する必要があると考えられる。

そこで、まず、海底条件が比較的遠浅な場合を考え、

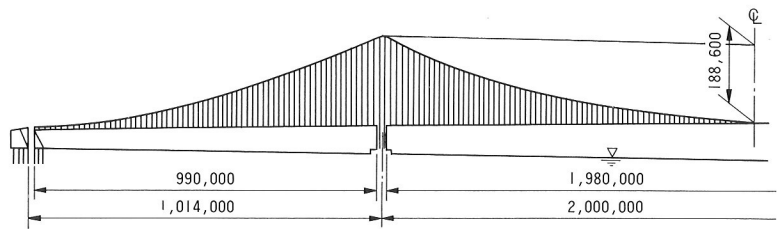
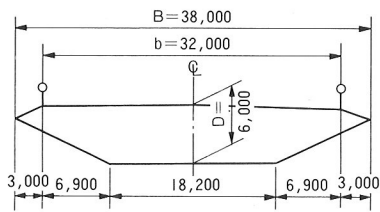


図-6 対象とした計算モデル(基本系)

表-1 代表的な計算モデルの構造諸元

		流線形箱桁 (Per Bridge)											
		サグ比 1/10.5 B=38m, D=6m			サグ比 1/8.5 B=38m, D=7m			サグ比 1/8.5 B=46m, D=7.5m					
支間長比	—	0.3~0.5	0.3~0.5	0.3~0.5	0.3~0.5	0.3~0.5	0.3~0.5	0.3~0.5	0.3~0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
重量	ケーブル部 Wc	t/m	16.6	18.5	20.4	12.5	14.0	15.4	16.9	13.9	15.4	16.8	18.2
	吊構造部 Wf	t/m	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	24.9	24.9	24.9	24.9
	付加重量 ΔW	t/m	0.0	3.0	6.0	0.0	3.0	6.0	9.0	0.0	3.0	6.0	9.0
	合計 W	t/m	38.6	43.5	48.4	34.5	39.0	43.4	47.9	38.8	43.3	47.7	52.1
ケーブル	極慣性モーメント Iθ	tms ² /m	700.9	750.6	800.2	680.6	730.2	776.4	826.0	878.5	933.8	985.4	1,036.0
	ケーブル間隔 b	m	32.0	32.0	32.0	36.0	36.0	36.0	36.0	38.0	38.0	38.0	38.0
	断面積 Ac	m ²	1.84	2.05	2.26	1.39	1.55	1.71	1.87	1.54	1.70	1.86	2.02
	サグ f	m	188.6	188.6	188.6	232.9	232.9	232.9	232.9	232.9	232.9	232.9	232.9
補剛桁	水平張力 Hw	t	100,297	111,901	124,506	72,592	82,061	91,319	100,787	81,610	91,108	100,367	109,625
	面内曲げ剛性 EI	t·m ²	0.17×10 ⁹	0.17×10 ⁹	0.17×10 ⁹	0.23×10 ⁹	0.23×10 ⁹	0.23×10 ⁹	0.23×10 ⁹	0.27×10 ⁹	0.27×10 ⁹	0.27×10 ⁹	0.27×10 ⁹
	ねじれ剛性 GJ	t·m ²	0.14×10 ⁹	0.14×10 ⁹	0.14×10 ⁹	0.19×10 ⁹	0.19×10 ⁹	0.19×10 ⁹	0.19×10 ⁹	0.33×10 ⁹	0.33×10 ⁹	0.33×10 ⁹	0.33×10 ⁹

中央支間長と橋幅はそのまま支間長比，サグ比，ケーブル間隔，桁高を変化させた後，箱桁中央付近にコンクリートなどの材料で質量を付加して吊橋の自重を増加させたモデルを考えた。次に，海底条件が遠浅でない場合を想定し，中央支間長と支間長比はそのまま上述した構造力学的要因の他に橋幅をも変化させた後に質量を付加して吊橋の自重を増加させたモデルも考えた。表-1に代表的な計算モデルの構造諸元を示す。なお，このような対策において，支間長比を小さくしサグ比と桁高および橋幅を大きくしたのは，ねじれの最低次振動数である対称1次振動数の上昇を主として期待したものであり，また，ケーブルの間隔を上げ質量を付加したのは自重としての効果をそれぞれ期待したものである。

(2) 曲げねじれフラッター特性

流線形箱桁で補剛された基本系吊橋モデルの鉛直たわみとねじれの無次元化固有円振動数をそれぞれ○印を用いて図-7, 8に示す。これらの図より，基本系吊橋モデルの最低次振動モードはそれぞれ対称1次であることが判る。したがって，動的な耐風安定性は，対称1次の曲げねじれフラッターで支配されることになる。

そこで，基本系吊橋モデルにおける対称1次の曲げねじれフラッター発現風速を，Selberg式を変形した次式で計算したところ60m/sとなり，仮定した設計風速V_Dに1.2を乗じた80m/sなる規定風速¹⁵⁾を下回る事が判った。

$$V_{cr} = 38.12 \times \frac{(m \cdot I_{\theta})^{\frac{1}{2}}}{(B/2)^{\frac{3}{2}}} \times \omega \varphi \sqrt{1 - \left(\frac{\omega \eta}{\omega \varphi}\right)^2} \times C_F$$

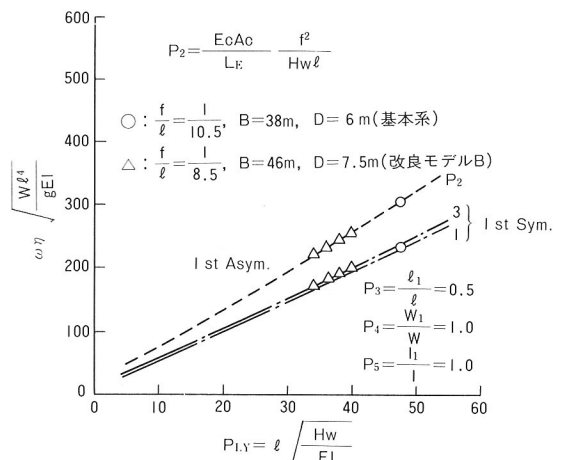


図-7 無次元化した鉛直たわみの固有円振動数(P₃=0.5)

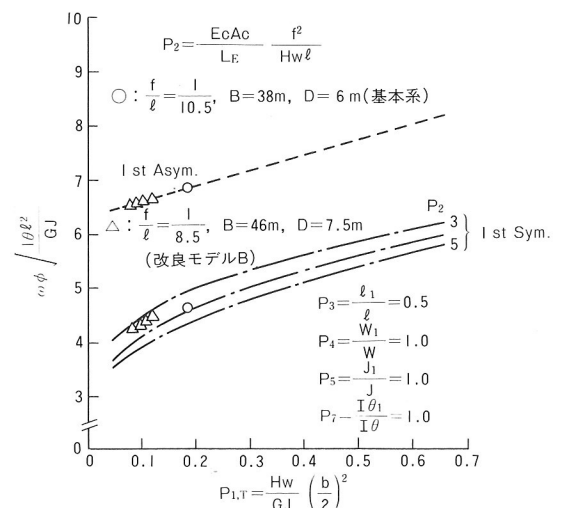


図-8 無次元化したねじれの固有円振動数(P₃=0.5)

ここに、 V_{cr} は曲げねじれフラッターの発現風速、 m と $I\theta$ はそれぞれ単位長さ当りの質量と極慣性モーメント、 B は橋幅、 ω_n と ω_θ はそれぞれ鉛直たわみとねじれの固有円振動数である。また、 C_F は主として断面形状と振動数比に依存する補正係数であるが、本研究では各種の空気力学的対策¹⁶⁾の採用により $C_F=1.0$ を実現できるものと想定して、曲げねじれフラッターの発現風速を計算した。なお、曲げねじれフラッター発現風速に及ぼす減衰の影響は非常に小さいことから、この式では考慮されていないことを付記しておく。

以上より、まず、海底条件が比較的遠浅な場合を想定し、その他の諸元は基本系吊橋モデルと同じで支間長比のみ小さくしたモデルについて基本固有振動数を計算したところ、耐風安定性上最も重要なねじれ対称1次振動数は図-9に示すように向上した。なお、支間長比を小さくした場合の無次元化パラメーター $P_{1,T}$ は0.35以下であることから、ねじれの最低次モードは同様に対称1次であることを事前に確認している。そして、さらに自重の効果をも期待するために質量を付加して自重を増加さ

せた場合の曲げねじれフラッター発現風速を計算した。その結果を図-10に示す。この図から支間長比を0.3にし、吊橋の自重を増加させれば対称1次の曲げねじれフラッター発現風速は上昇するものの、同規模のトラス補剛吊橋の単位長さ当りの重量44.7 t/m/Br.以下では規定風速を上回らないことが判る。次なる手段として、ねじれ対称1次振動数をさらに向上させるために、サグ比 f/l を1/8.5、桁高 D も渦励振で耐風性が支配されない程度の値と考えられる7mにし、さらにケーブル間隔 b を36mに広げ、また、質量を付加して自重の効果も期待するモデル(改良モデルA)を考え同様の検討を行った。この場合の固有振動数と曲げねじれフラッター発現風速をそれぞれ図-11, 12に示す。図-12より、 $f/l = \frac{1}{8.5}$ 、 $b=36m$ 、 $D=7m$ なるモデルでは、支間長比 $l_1/l = 0.4$ で42.6 t/m/Br.、 $l_1/l = 0.3$ で37.0 t/m/Br.になるように質量を付加しておけば、トラス形式吊橋の自重を越えない範囲で対称1次の曲げねじれフラッター発現風速は80m/sなる規定風速を上回ることが判る。

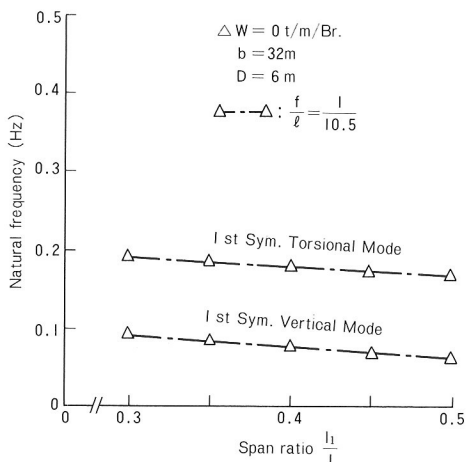


図-9 固有振動数に及ぼす支間長比の影響
 $\left[\frac{f}{l} = \frac{1}{10.5}, b=32m, D=6m \right]$

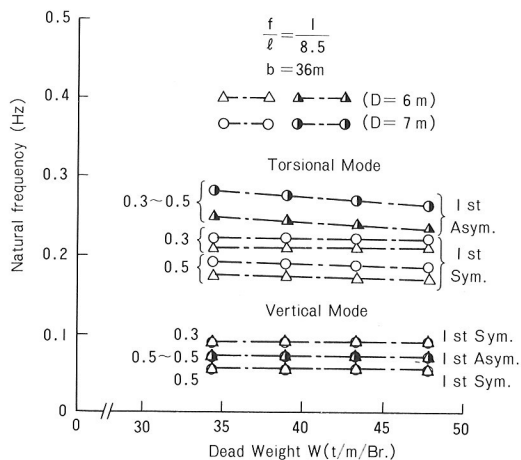


図-11 固有振動数に及ぼす桁剛性の影響
 $\left[\frac{f}{l} = \frac{1}{8.5}, b=36m, D=6.7m \right]$

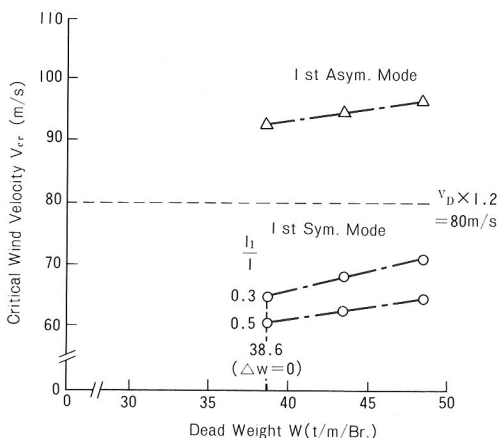


図-10 曲げねじれフラッターの発現風速
 $\left[\frac{f}{l} = \frac{1}{10.5}, b=32m, D=6m \right]$

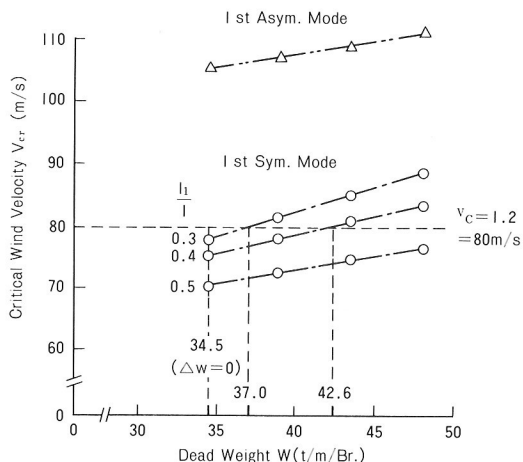


図-12 曲げねじれフラッターの発現風速
 $\left[\frac{f}{l} = \frac{1}{8.5}, b=36m, D=7m \right]$

以上は海底条件が比較的遠浅で、支間長比に条件を課すことが可能な場合であった。そこで、次に海底条件が遠浅でない場合を想定し、支間長比が基本系吊橋モデルと同じ0.5のままでサグ比 f/l を $1/8.5$ 、橋幅 B を46m、ケーブル間隔 b を38m、桁高 D を渦励振で耐風性が支配されない程度の高さを考え6mから8mまで変化させ、さらに必要に応じ吊橋の自重を増加させたモデル(改良モデルB)を考えた。この場合のねじれ対称1次振動数を基本系吊橋モデルの値と比較して図-13に示す。また、曲げねじれフラッターの発現風速を図-14に示す。図-14より、桁高 D を7.5mにし、また、適当な質量を付加して重量が $44.2t/m/Br.$ になるように設定すれば、トラス形式吊橋の自重以下で仮定した $V_D \times 1.2 = 80m/s$ なる規定風速を上回ることが判る。一方、桁高 D を8mに設定した場合には、静的設計で定まるところの $39.0t/m/Br.$ なる重量で同様に規定風速を上回ることが判る。

以上の結果は、図-8、9および図-15、16に示した

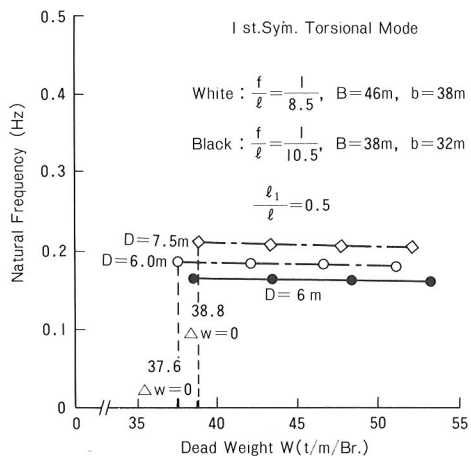


図-13 ねじれ対称1次振動数に及ぼす桁剛性の影響 ($l_1/l=0.5, f/l=1/8.5$)

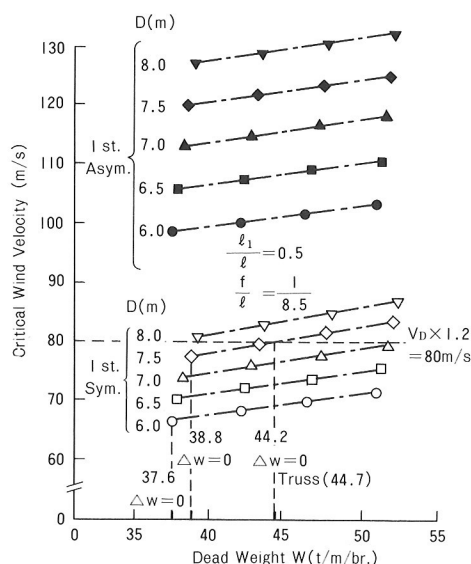


図-14 曲げねじれフラッターの発現風速 ($l_1/l=0.5, f/l=1/8.5, B=46m, b=38m$)

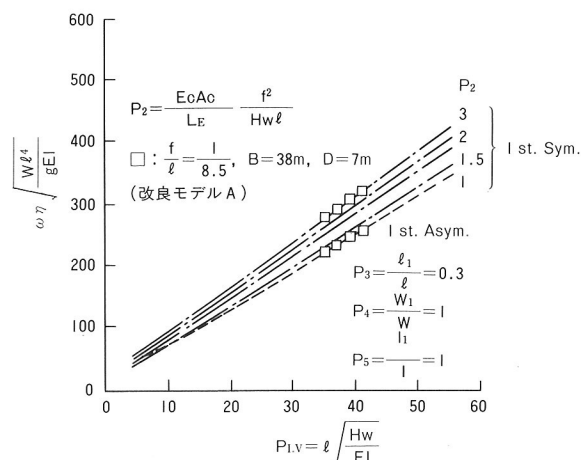


図-15 無次元化した鉛直たわみの固有円振動数($P_3=0.3$)

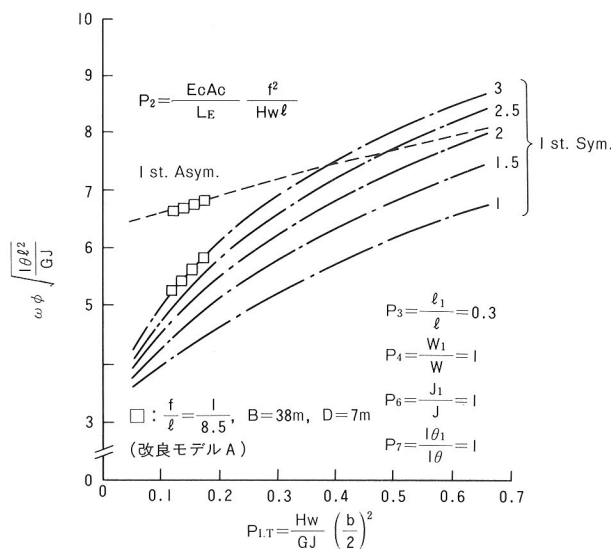


図-16 無次元化したねじれの固有円振動数($P_3=0.3$)

改良モデルにおける無次元化固有円振動数がそれぞれ最も良好な無次元パラメータの範囲に位置することを考えれば理解できる。

4. 結言

本文は質量付加式吊橋の減衰特性とこの形式の超長大吊橋への応用について論じたものである。これらの検討からは次のことが言えた。

- (1) 梁模型と吊橋模型を用いた減衰模型実験から、セメントモルタルを塗付した場合の減衰特性は塗付しない場合に比べ、大幅に向上することが判った。
- (2) また、セメントモルタルによる減衰の寄与は、モルタルにすき間やゴムラバーを設けずに一様に塗付した場合に最も良好な結果が得られた。このような簡単な模型実験から、実橋の減衰の大きさを定量的に推定することは、困難であるが、定性的にはコンクリートを一様に付加して自重を増加させた質量付加式吊橋では減衰特性が向上し、それゆえ、質量効果と相まって渦励振特性がかなり向上すると言えよう。

(3) 中央支間長1,980mなる超長大吊橋に対しても、設計可能な範囲内で各種の構造力学的要因を増加させるとともに所要の質量を付加する方法を採用すれば、曲げねじれフラッターの発現風速を80m/s程度以上の規定風速まで高めることが可能となる。

最後に、本研究にあたって常に適切な御助言をいただいた東京大学・伊藤 学教授に心より謝意を表す。

参考文献

- 1) 野村・岡・前田・米田：質量付加式吊橋の特性に関する研究，川田技報，Vol. 4，1985.
- 2) 野村・前田・米田：質量付加式吊橋の動的特性に関する研究，川田技報，Vol. 5，1986.
- 3) 野村・岡：質量付加式吊橋の静的特性，橋梁と基礎，Vol.19, No.1，1985.
- 4) Kawada, T., Nomura, K., Maeda, K. and Yoneda, M.: Additional Mass Method as Solution for Better Suspension Bridge, 1st East Asian Conference(Bangkok), 1986.
- 5) Kawada, T. and Hirai, A : Additional Mass Method—A New Approach to Suspension Bridge Rehabilitation, 2nd Annual International Bridge Conference, 1985.
- 6) Yoneda, M. and Ito, M. : Effects of Dead Weight on Aerodynamic Stability of Long—Span Suspension Bridges, Proc. of JSCE, No.368/I-5, 1986.
- 7) 堤・伊藤・米田：橋梁構造の振動減衰性に関する2, 3の考察，土木学会第41回年次学術講演会講演概要集，1986.
- 8) 米田・伊藤：超長径間吊橋の曲げねじれフラッター発現風速に対する構造力学的要因の影響，土木学会第41回年次学術講演会講演概要集，1986.
- 9) 米田・伊藤：吊橋の曲げねじれフラッター発現風速に対する構造力学的要因の影響，第9回風工学シンポジウム論文集，1986. 12.
- 10) Contractor, G.P. and Thompson, F.C. : The Damping Capacity of Steel and Its Measurement, J.Iron and Steel Industry, Vol.141, 1940.
- 11) Zdravokovich, M.M. : Scruton Number—A Proposal Letter to the Editor, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, No.10, 1982.
- 12) 欧州長大橋研究会：長大橋研究シリーズNo.4，橋梁，Vol.14, No.4，1978.
- 13) 川田 忠樹：セバーン吊橋の栄光と悲劇—質量付加式吊橋の提案—，橋梁と基礎，Vol.18, No.4，1984.
- 14) 平井・川田：世界の吊橋で今何が起っているか—セバーン，ボスポラス，ゴールデンゲート—，橋梁と基礎，Vol.18, No.10, 1984.

15) 土木学会・本州四国連絡橋技術調査委員会：耐風設計指針および同解説，1967.

16) たとえば，多田・小川・松田：開口部のある流線形箱桁断面の空力特性およびその改善策に関する研究，第9回風工学シンポジウム論文集，1986.