

川田工業(株) 正会員 ○ 西土 隆幸
 川田工業(株) 正会員 前田 研一
 川田工業(株) 正会員 米田 昌弘

1. まえがき

吊橋の低次振動数に及ぼすセンターステイの効果については、従来より多数の研究が実施されている。しかしながら、吊橋固有の古典的な理論である撓度理論では十分に解析できなかつたこと¹⁾、および、骨組理論による解析が一般化した今日でも、静的な設計法によりセンターステイの断面が決定されてきたこと²⁾などから、十分な検討がなされているとは言いがたい。従来の研究ではセンターステイの設置により吊橋の鉛直たわみおよびねじれの並対称1次の振動数が上昇する³⁾ことが指摘されている。しかしながら、その上昇の程度は、吊橋の構造諸元によつて変化するものと予想されること、さらに、センターステイも構造部材の一部であり、その剛性の大小によつて、ねじれ1次の振動に影響する⁴⁾ことも考えられる。そこで本研究では吊橋の振動特性を支配する無次元パラメータに着目して、センターステイの断面積を変化させた場合の固有振動解析を実施し、吊橋の低次振動数に及ぼすセンターステイの効果について検討した。

2. 解析モデル

今回、対象とした解析モデルは表-1に示すように $L/L_c = 0$ (単径間)、0.3、0.5 (3径間) の3種類である。また、断面諸量は表-2に示す通りであり、無次元のガウスパラメータ²⁾に着目して整理すると $P_{1,v} = 10$ 、 $P_{1,t} = 0.1$ 、 $P_2 = 2.4$ および、 $P_{1,v} = 50$ 、 $P_{1,t} = 0.6$ 、 $P_2 = 2.4$ となる。吊橋の最低次モードはこれらの無次元パラメータの大小に依存し、撓度理論で算出した結果、表-3のように変化する。なお、固有値解析に当つては、簡単のため、桁剛性を可変断面積を変化させて上述の無次元パラメータ値を調整した。

表-1 モデル名

モデル名	L/L_c (桁間長/全長)
TYPE A	0 (単径間)
TYPE B	0.3 (3径間)
TYPE C	0.5 (3径間)

3. 固有振動解析の計算結果

計算は、死荷重時の平衡状態での線形化手法(変形法)によつた。

鉛直たわみ並対称1次の固有振動モードを一例として図-1に示す。また、センターステイの断面積を増加させ

た場合の固有振動数を撓度

表-2 解析モデル 断面諸量

項目	型式	$P_{1,v}=10$ $P_{1,t}=0.1$	$P_{1,v}=50$ $P_{1,t}=0.6$
単位重量			
×インゲブル W_c	t/m	5.164	5.164
吊橋構造部 W_d	t/m	13.200	13.200
合計 W	t/m	18.364	18.364
極慣性モーメント I_b	t^4/m	125.306	125.306
×インゲブル			
×インゲブル b	m	23.0	23.0
×インゲブル断面積 A_m	m^2	$P_2=2$ 0.424 $P_2=4$ 0.848	$P_2=2$ 0.423 $P_2=4$ 0.846
×インゲブルサ J	m^4	100	100
×インゲブル水平張力 H_w	t	23125	23125
補剛断面			
乙状モーメント I_x	m^4	11.012	0.440
面外断面乙状モーメント I_y	m^4	58.119	0.629
ねじれ剛性 GJ	$t m^4$	3.06×10^7	0.509×10^7

理論より求めた固有振動数で除する⁵⁾ことにより無次元化した結果を、 L/L_c 、 P_2 の値により、まとめたものを図-2～図-5に示す。なお、図-2～図-5のV.S、V.Aは鉛直たわみ並対称1次、並対称1次を、T.S、T.Aはねじれ並対称1次、並対称1次を、それぞれ表わす。

$$P_2 = \frac{E_m A_m J^2}{L E H_w L} \quad P_{1,v} = L \sqrt{\frac{H_w}{E I_x}} \quad P_{1,t} = \frac{H_w}{G J} \left(\frac{b}{2} \right)^2$$

LE: ×インゲブル長(m) E: 補剛材のヤング係数(t/m^2)
 Em: ×インゲブル

表-3 最低次モード

Parameter	L/L_c	0	0.3	0.5
鉛直たわみ	$P_{1,v}=10$	Asym	Asym	Sym
	$P_{1,v}=50$	Asym	Asym	Sym
ねじれ	$P_{1,t}=0.1$	Sym	Sym	Sym
	$P_{1,t}=0.6$	Asym	Sym	Sym

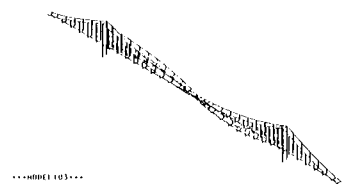


図-1 固有振動モード図の一例

4. 計算結果と考察

まず、 $P_{1,v}=10$, $P_{1,t}=0.1$ すなわち、ケーブル剛性に比べて補剛桁の剛性が比較的大きい場合にはついで考察する。 P_2 , L_1/L に関係なく、セータースティの断面積を $0.02m^2$ 以上 ($P_2=2$ のとき $A_c/A_m=0.01$, $P_2=4$ のとき $A_c/A_m=0.005$) にすると鉛直並対称1次の振動数は1.16程度増加する。一方、巾比並対称1次の振動数は、セータースティの断面積の増加に伴い、 L_1/L に関係なく、緩やかに増加し、 $A_c=0.0$ のとき $P_2=2$ で1.12程度、 $P_2=4$ で1.14程度、それ以上増加する。

次に、 $P_{1,v}=50$, $P_{1,t}=0.6$ すなわち、ケーブル剛性に比べて補剛桁の剛性が比較的小さい場合にはついで考察する。 P_2 , L_1/L に関係なく、セータースティの断面積を $0.02m^2$ 以上にすると鉛直並対称1次の振動数は、1.07程度増加する。一方、巾比並対称1次の振動数は、セータースティの断面積の増加に伴い、 L_1/L に関係なく、緩やかに増加し、 $A_c=0.0$ のとき $P_2=2$ で1.16程度、 $P_2=4$ で1.19程度、それ以上増加する。また、鉛直並対称、巾比並対称1次の振動数は、 P_2 , $P_{1,v}$, $P_{1,t}$, L_1/L に関係なく、ほとんど変化しないことが分る。

実際の吊橋における無次元パラメータ L_1/L , P_2 , $P_{1,v}$ および $P_{1,t}$ は、一般に、今回の計算で対象とした範囲内にあることが多い。それゆえ、これらの計算結果から実際の吊橋におけるセータースティの効果をある程度、推察することは可能であろう。

5. あとがき

セータースティを設置した場合の鉛直にわかれと巾比の並対称1次振動数の上昇程度は、吊橋の構造特性に依存することを指摘できた。一方、対称1次の振動数への影響は、このパラメータを変化させても、ほとんど変化しないことが分った。ただし、今回の計算では、簡単のため、桁剛性とケーブル断面積を変化させて、無次元の力学パラメータを調整したが、その他の諸元を変化させた場合の結果は幾分、変化するものと予想される。それについては今後の検討課題とした。最後に本研究に対し御指導いただいた法政大学大池半三教授に深く感謝致します。

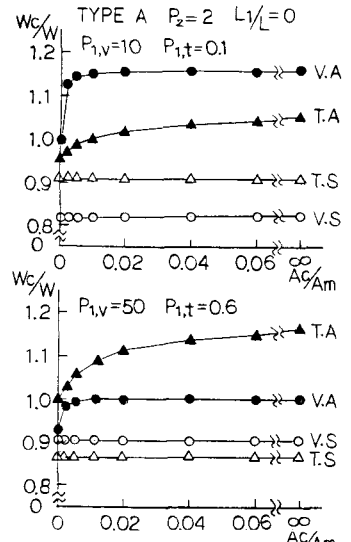


図-2 セータースティ断面積-振動数関係図

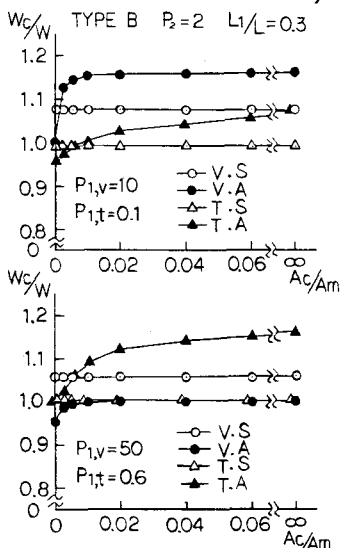


図-3 セータースティ断面積-振動数関係図

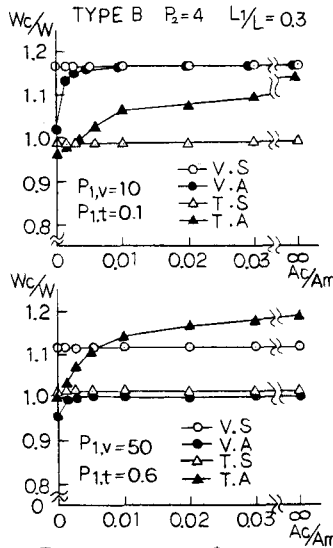


図-4 セータースティ断面積-振動数関係図

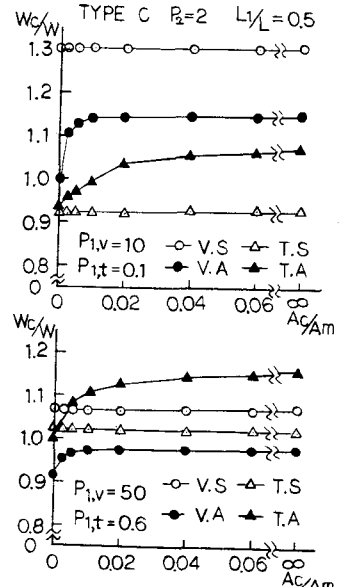


図-5 セータースティ断面積-振動数関係図

- (参考文献) 1) Bleich, F. et al.: The Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges, U.S. Gov. Pr. office, 1950
2) 米田, 伊藤: 長径間吊橋の耐風定性能における自重の効果, 土木学会誌, 工. 第 26 号 1954 年 10 月