

川田工業(株) 正員 野村 國勝 川田工業(株) 正員 中崎 俊三
 川田工業(株) 正員 田巻 嘉彦
 東京都立大学 正員 成田 信之 東京都立大学 正員 前田 研一

1. まえがき

著者らは斜張吊橋の構造特性および経済性に関してスパン900m, 1500mにおいて吊橋・斜張橋と比較検討を行ってきた^{1), 2)}。その結果, 本形式はこれらのスパン領域では吊橋と斜張橋の中間的存在であるが, 更にスパンが長大化した場合, 斜張橋に替わって吊橋と競合し得る有望な吊形式橋梁であることを確認し, また吊橋との比較において耐風安定性の検討が重要であることを指摘した。

本研究は耐風安定性に関する斜張吊橋と吊橋との比較をスパン3000mにおいて斜張吊橋の吊橋区間長を変えて行ったものであり, 斜張吊橋の側径間主ケーブルのサグを死荷重増により増加させて, その橋軸方向バネとして剛性を小さくし, 鉛直振動数を低減させることによる耐風安定性向上効果も合わせて検討した。

2. 斜張吊橋の吊橋区間長と耐風安定性

2.1 検討条件 図-1に示すように中央径間長3000mの吊橋(Type-1)に対し, 斜張吊橋は中央径間の内の吊橋区間長を2000m(Type-2)としたものと1000m(Type-3)としたものを選んだ。検討においては比較吊形式橋梁のケーブルシステムとしての相違をみるため主桁と主塔の計算条件は同一とした。ただし, 主桁条件は表-1に示すように桁高10mの箱桁に対し, デッキプレートの板厚12mm, ウェブ・下フランジの板厚10mmとする最小板厚からなる断面(Case-1)と吊橋においてSelberg式による限界風速が85m/s程度を満足するように一様に母材を29mmに増厚した断面(Case-2)の2ケースとした。ケーブル関係の断面は主桁死荷重条件と活荷重とを基に仮定した。計算モデルは補剛桁を魚骨とし, 主ケーブルと斜張ケーブルをリンクケーブルとする立体モデルとした。

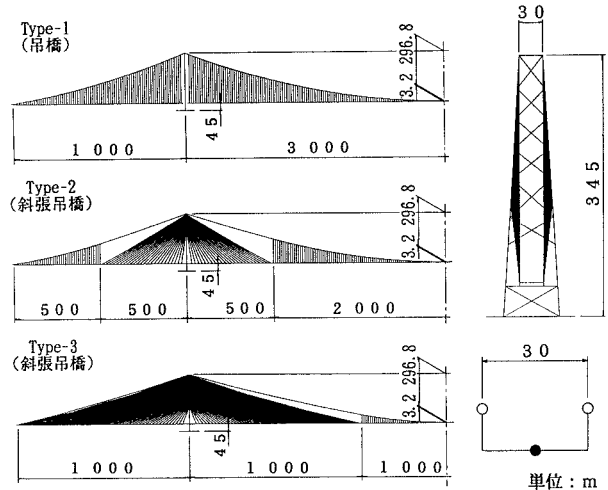
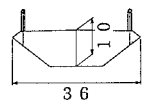


図-1 比較吊形式橋梁基本モデル図

表-1 計算条件

主桁断面	主桁の剛性				主桁の基本 死荷重強度 ω (tf/m)
	$A(m^2)$	$I_x(m^4)$	$I_y(m^4)$	$J(m^4)$	
CASE-1(最小板厚)	1.24	20.10	105.00	38.30	21.60
CASE-2(増厚)	2.50	42.10	229.70	103.30	36.44



2.2 検討結果 図-2, 表-2にSelberg式による耐風安定性の比較を示すが主桁条件Case-1で最大10%, Case-2で14%と吊橋区間が短い程, 耐風安定性が向上する。これは斜張ケーブルがねじり振動数の上昇に効果的であるためと考えられる。また, 表-2に示すようにケーブル重量, 主ケーブル径ともに吊橋区間が短くなる程, 減少する。

3. 斜張吊橋の耐風安定化策とその効果

表-2によれば斜張吊橋の鉛直対称一次振動数は吊橋より9~13%大きい, これは耐風安定性にとって不利である。ところで, 斜張吊橋の側径間主ケーブルの橋軸方向バネとしての剛性を小さくすることにより, 鉛直振動数(N_b)は低下するが, ねじり振動数(N_t)はさほど変化しないという特性がある²⁾。それはねじり振動数と鉛直振動数の比 N_t/N_b を高めることを意味し, 耐風安定性に有利となる。そこで, ここでは側径間の

主ケーブルサグを大きくして橋軸方向バネとしての剛性を小さくすることを提案し、その耐風安定性向上効果を検討するものとした。

3.1 検討条件 主ケーブルサグの増加方法として、図-3に示すようにType-2に対しては側径間吊橋部のみ死荷重を増加させ全死荷重を主ケーブルに、Type-3に対しては主ケーブルと主桁の間に新たにハンガーを設け、死荷重増加分のみを主ケーブルに、基本死荷重は斜張ケーブルに受け持たせるものとした。主桁条件は同様に表-1の2ケースとして、両ケース共、死荷重増加後の全死荷重を50tf/m/Br, 75tf/m/Br(PC桁に相当)とした。死荷重増加は主桁幅員中央付近とし、極慣性モーメントをできるだけ増加させないものとした。

3.2 検討結果 図-4と表-3に側径間の主桁死荷重増加に伴う振動数の変化を示す。これより、振動数は鉛直対称一次の減少度合に比べて、ねじり対称一次のそれは小さいことがわかる。これは、鉛直振動に対しては側径間主ケーブルが大きく影響するが、ねじり振動に対しては斜張ケーブルの影響が大きいと考えられる。耐風安定性に対する効果を図-2と表-3に示すが、Case-1で最大7%、Case-2で最大4%と主桁剛度が小さい方が効果大きい。これは前者が後者に比べ、相対的に付加死荷重が大きいためである。死荷重増加に伴ない側径間の主ケーブル断面は増加するが、増加分の主ケーブルはエキストラ・ストランドとして主塔サドル・アンカレッジ間に施工すればよい。

4. あとがき

斜張吊橋の吊橋部の割合を小さくすることにより、耐風安定性が向上し、かつケーブル重量と主ケーブル径が減少する。また、側径間の主ケーブルサグを死荷重増により大きくする方法も耐風安定性向上に有効である。以上から、静的設計による主桁鋼重の増、斜張ケーブルの振動、主桁張出架設時の問題などを勘案して、できるだけ斜張橋部分を長くする方がよいと考えられる。なお、文献3)でも斜張吊橋が吊橋より耐風安定性、経済性に優位であることを述べているが、今後、静的設計も混じえて検討を行いたい。

【参考文献】

- 1) 野村・中崎・吉村・前田・成田：斜張吊橋の構造特性に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol. 40A, 1994. 3.
- 2) 野村・中崎・成田・前田・中村：長大吊形式橋梁の構造特性と経済性，構造工学論文集，Vol. 41A, 1995. 3.
- 3) R. WALTHER and D. AMSLER：HYBRID SUSPENSION SYSTEMS FOR VERY LONG SPAN BRIDGES：AERODYNAMIC ANALYSIS AND COST ESTIMATES，Proc. of AFPC CONFERENCE PP. 529～536, 1994. 10.

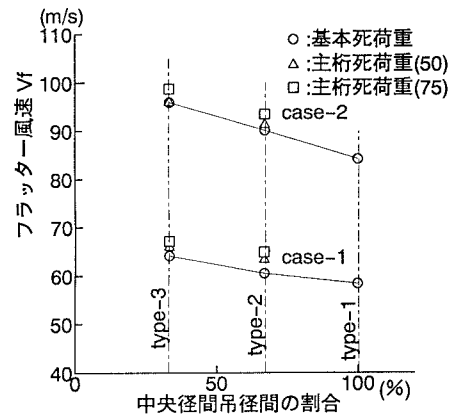


図-2 吊径間の割合と耐風安定性

表-2 比較吊形式橋梁の比較

CASE	TYPE	ケーブル重量 (tf)	主ケーブル径 (m)	振動数 (Hz)		フラッター限界風速 V_f (m/s)
				鉛直対称一次	ねじり対称一次	
1	1 (吊橋)	92500 (1.00)	1.10	0.0687	0.1597	58.5
	2 (斜張吊橋)	81500 (0.88)	0.95	0.0747	0.1665	60.6
	3 (斜張吊橋)	70400 (0.76)	0.58	0.0761	0.1861	64.2
2	1 (吊橋)	147900 (1.00)	1.77	0.0700	0.1851	84.3
	2 (斜張吊橋)	130800 (0.88)	1.52	0.0771	0.1933	90.2
	3 (斜張吊橋)	113300 (0.77)	0.93	0.0791	0.2159	96.0

() : 吊橋を1.00とした時の比率

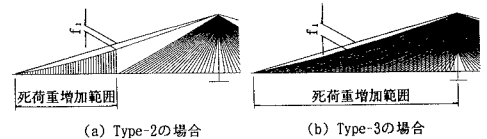


図-3 主ケーブルサグ増加によるバネ剛性低減

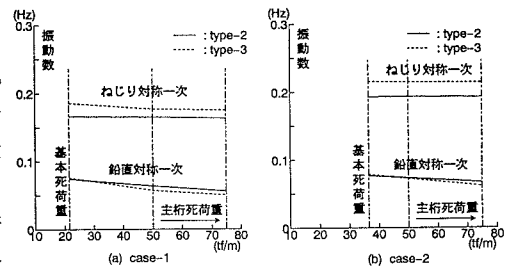


図-4 側径間死荷重増加による振動数の変化

表-3 斜張吊橋の側径間主ケーブルサグ増加効果

CASE	TYPE	死荷重 (tf/m)	側径間のサグ (m)	振動数 (Hz)		フラッター限界風速 V_f (m/s)
				鉛直対称一次	ねじり対称一次	
1	2	21.6	25.2	0.0747	0.1665	60.6
	3	50.0	38.8	0.0641	0.1658	63.4
	3	75.0	50.4	0.0563	0.1638	65.0
2	2	21.6	15.5	0.0761	0.1861	64.2
	3	50.0	60.1	0.0574	0.1775	66.0
	3	75.0	98.4	0.0503	0.1759	67.2
3	2	36.4	25.3	0.0771	0.1933	90.2
	3	50.0	29.3	0.0740	0.1939	91.4
	3	75.0	36.3	0.0680	0.1934	93.6
4	2	36.4	15.0	0.0791	0.2159	96.0
	3	50.0	28.6	0.0730	0.2151	96.0
	3	75.0	51.9	0.0624	0.2145	98.8