

I-A 218

超長大斜張吊橋の吊橋区間長と耐風・座屈安定性

長 大 正会員 後藤 克人

川田工業 正会員 野村 国勝・中崎 俊三

東京都立大学 正会員 成田 信之・前田 研一・中村 一史

1. まえがき 著者らは、Dischinger形式の吊形式橋梁を斜張吊橋と名付けて長大橋に適用することを提案し、中央径間長900m, 1,500mについて検討した結果、これらの領域では吊橋と斜張橋の中間的存在であるが、より長大化した場合、斜張橋に代わって吊橋と競合し得る有望な新形式であることを示唆できた^{1) 2)}。本研究は、これまでの成果を踏まえて、さらに超長大橋への適用を考え、中央径間長3,000mの概略検討モデルを対象に、吊橋区間長を変えて耐風安定性と座屈安定性を主に比較検討したものである。

2. 検討モデルと限界風速 概略検討モデルとしては、図-1に示すように、中央径間長3,000mの吊橋 (Type-1) を基に、中央径間の吊橋区間長を2,000m (Type-2)、1,000m (Type-3) と変えた2種の斜張吊橋を設定した。表-1に示すように、これらの各Typeのケーブルシステムとしての相違をみるため、主桁 (補剛桁) と主塔の計算条件は同一とした。また、この表に示すように、主桁の断面は、最小板厚 (Case-1: Deck 12mm厚, Web, L. Flg. 10mm厚) と、Type-1において Selberg式によるフラッター限界風速が 85m/sec程度となるようにした増厚断面 (Case-2: Deck, Web, L. Flg. すべて29mm厚) の2Caseとした。表-2³⁾に、Type-1~3 (Case-1, 2) の固有振動数とフラッター限界風速を、ケーブル重量と主ケーブル径とともに示す。この表から、動的特性として、斜張吊橋の固有振動数、フラッター限界風速は、Type-2からType-3へと吊橋区間が減少するのに伴い、吊橋 (Type-1) に比較してより高くなる傾向にあることが解る。

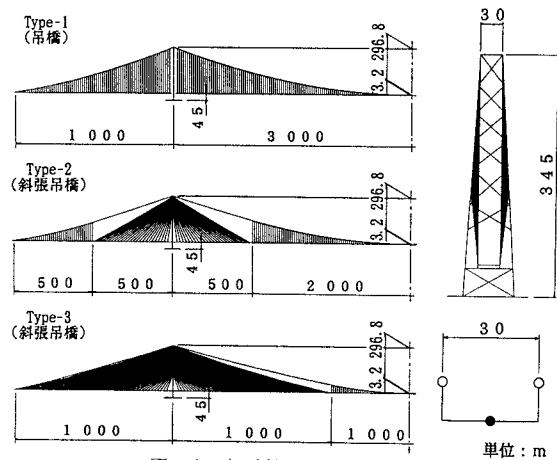
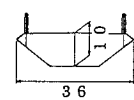


図-1 概略検討モデル図

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 (tf/m)
	A(m ²)	Ix(m ⁴)	Iy(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



3. 静的特性と座屈安定性 Type-1~3 (Case-2) を対象とした静的解析結果の一部を図-2~4に示す。図-2, 3は、設計風荷重載荷時の主桁 (補剛桁) の橋軸直角方向変位、振り回転角を示したもので、Type-3の変形が非常に大きく、吊橋部の利点が失われていることが解る。また、図-4は、図-2, 3とともに座屈安定性の評価の参考とするため、中央径間に活荷重を全載、半載した際の鉛直方向変位の最大値を示したもので、Type-3

の変形がType-2に比べて増大し、主塔高さのアンバランスにより斜張橋部が逆に弱点になっていることが解る。これに対して、すべての図から、Type-2の静的変形特性は吊橋 (Type-1) と大差がないといえる。

一方、Type-2, 3 (Case-1, 2) の座屈固有値解析結果の一部として、表-3に (死荷重+プレストレス+活荷重)

表-2 振動数と限界風速

CASE	TYPE	ケーブル重量 (tf)	主ケーブル径 (φ)	振動数 (Hz)		フラッター 限界風速 V _L (m/s)
				鉛直対称一次	ねじり対称一次	
1 (吊橋)	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	0.1851	64.2
2 (斜張吊橋)	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

に対する座屈係数を、図-5、6には主桁の面内、面外の最低次の座屈モードの一例を示す。ここに、活荷重の載荷位置は非対称で、主桁軸力が最も不利になるように影響線解析の結果から定めている。これらの図表から、Type-2,3ともに主桁の面外の最低次の座屈係数が主桁の面内のそれより小さくなっており、Type-2は最小板厚でも十分余裕があるが、Type-3は面外、面内ともに増厚断面であっても危険度が高いといえる。これは、主桁軸力の増加と、静的変形特性から推測される剛度の低下によるものと考えられる。

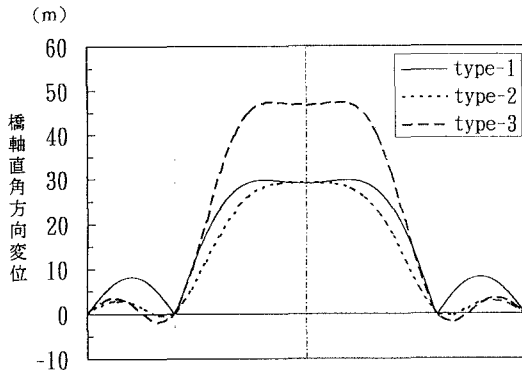


図-2 風荷重時橋軸直角方向変位 (Case-2)

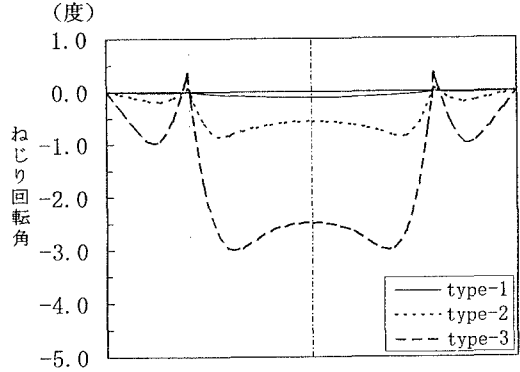


図-3 風荷重時ねじり回転角 (Case-2)

表-3 座屈係数（荷重倍率）

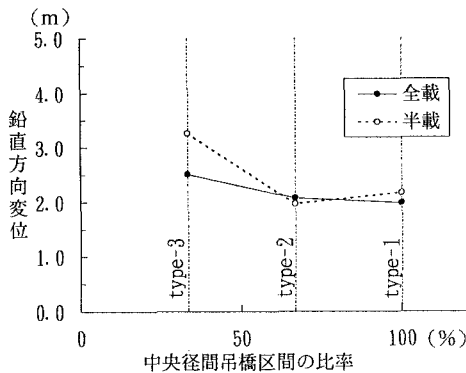


図-4 活荷重時鉛直方向変位の最大値 (Case-2)

TYPE-2, Case-1 (最小板厚)				TYPE-2, Case-2 (増厚)			
基準荷重時の桁最大軸力				基準荷重時の桁最大軸力			
15000 tf				22800 tf			
次数	荷重倍率	座屈モード		次数	荷重倍率	座屈モード	
1	11.34	塔面外		1	7.39	塔面外	
2	11.70	塔面外		2	7.54	塔面外	
3	14.42	桁面外		3	10.25	塔面内	
4	15.47	塔面内		4	10.40	塔面内	
5	15.59	塔面内		5	14.54	塔ねじれ	
6	18.39	桁面内		6	14.74	塔ねじれ	
7				7	20.05	塔面外	
8				8	20.43	塔面外	
9				9	20.64	塔面内	
10				10	21.00	桁面外	
11				11	21.30	桁面内	

TYPE-3, Case-1 (最小板厚)				TYPE-3, Case-2 (増厚)			
基準荷重時の桁最大軸力				基準荷重時の桁最大軸力			
59,100 tf				101,800 tf			
次数	荷重倍率	座屈モード		次数	荷重倍率	座屈モード	
1	1.41	桁面外		1	1.55	桁面外	
2	1.75	桁面外		2	1.75	桁面外	
3	3.10	桁面内		3	3.02	桁面内	

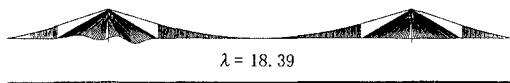


図-5 主桁面内の座屈モード (Type-2, Case-1)

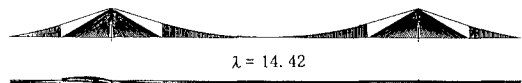


図-6 主桁面外の座屈モード (Type-2, Case-1)

4. あとがき 検討の結果、斜張吊橋が、適切な吊橋区間長を設定すれば、中央径間長2,000mを超え3,000mに至る超長大橋の領域で吊橋と十分競合し得る新吊形式橋梁であることを確認できた。今後、具体的な試設計結果などを用いて、詳細な構造特性の検討や吊橋との経済性の比較などを行う予定である。

【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. 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)野村・中崎・田巻・成田・前田：超長大斜張吊橋の耐風安定性に関する基礎的研究，第50回年次学術講演会講演概要集(1)，1995.