

建設省近畿地方建設局 正 員 沢 井 広 文

多径間吊橋、特に5径間吊橋の静力学的特性については、前回試算設計結果に基づいて報告し、長大多径間吊橋が静力学的にはほとんど問題のないことを明らかにした。引き続き多径間吊橋の変形特性について、二、三の検討を行なったので、その概要について報告する。

(1) 塔剛度の変形におよぼす影響について

5径間吊橋について、塔の曲げ剛性の塔頂水平変位、補剛トラス鉛直変位ならびに曲げモーメントならびに及ぼす影響を調べるために、塔のばね係数($\mu = F/\delta$)を変えて試算を行なった。(支間割 $500+1250+1500+1250+500$, $l_0 = 1/11$, $g = 15.9\%$, $\rho = 2\%$, $T = +30^\circ\text{C}$) 設計結果は表-1のとおりである。

試算結果がしめすように、塔剛度の効果はかなり期待でき、解桁の際この影響を無視することはできない。しかし、現在一般に用いられている設計法—Perryの影響線解法—では塔の曲げ剛性の影響を解桁に考慮できないので、多径間吊橋の解法にこれをそのまゝ使うのは適当でない。

表-1 塔曲げ剛度と変位の関係

荷重状態	塔剛度(ばね係数) (μ/mm)		塔頂水平変位 (mm)		補剛トラス鉛直変位 (mm)		主径間最大 曲げモーメント (t-m)
	主塔	副塔	主塔	副塔	主径間	副径間	
	0	0	2.29	0.32	11.09	-3.47	2.250
	120	900	2.14	0.28	10.48	-3.21	2.130
	240	1800	2.00	0.25	9.96	-2.97	2.020
	0	0	3.63	0.43	7.00	-6.33	1.420
	120	900	3.22	0.36	6.65	-5.53	1.350
	240	1800	2.91	0.31	6.35	-4.91	1.290

(2) 変形特性に関する一考察 多径間吊橋は同一主径間長を有する5径間吊橋に比して、一般に可塑性である。しかし、構造諸元を適当に選ぶことによって、静的な変形はかなり抑制できるものと考えられる。多径間の変形特性を論ずるに先立って、5径間について、たわみ変形に寄与するであろう諸要素をとりあげ、各々の影響の度合いを検討する。

補剛トラスのたわみ(2)はハンガーの伸びを無視すれば、ケーブルのサグ変化に等しくなる。したがって、2はケーブル束間の変化すなわち塔頂の水平変位によって引き起されるものとケーブルの弾性伸びによるものとからなる。一般に前者の影響が大きく、特に多径間ではこれが支配的となる。

塔頂変位は次のようにして求めることができる。

ケーブルの水平変位(3)は次式で与えられる。

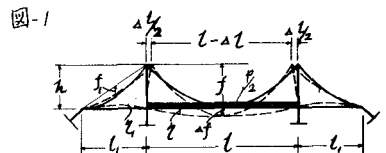
$$\delta = \frac{LE}{E_c H_p} H_p \pm \epsilon L_T + g \int_1^2 \eta dx \dots \dots (1)$$

図-1のような弾性変形の時のポテンシャルエネルギー(V)は

$$V = \frac{1}{2} \left\{ EI \int_1^2 \eta^2 dx - H_w \int_1^2 \eta dx + \frac{\delta}{L} H_p \int_1^2 \eta dx \right\} \dots \dots (2)$$

たわみ(2)を Fourier の $\sin$ 級数で展開し、対称荷重に対して、

$$\text{主径間 } \eta = \sum a_i \sin \frac{i\pi x}{L} \quad (i=1, 3, 5, \dots) \quad \text{副径間 } \eta = \sum a_j \sin \frac{j\pi x}{L} \quad (j=2, 4, 6, \dots) \dots \dots (3)$$



$$L_0 = \int_1^2 \sec^2 \phi dx, \quad L_T = \int_1^2 \sec^2 \phi dx$$

H_w = 死荷重によるケーブル水平張力

H_p = 活荷重

I = 補剛トラス断面二次モーメント

$\alpha = \frac{\pi^2 EI}{L^2}, \quad a = \frac{L}{2}$

とおけば、図-1の載荷重によってなされる仕事量は(4)式で与えられるから、エネルギー最小の原理

$$Wc = 2 \int_0^{\frac{L}{2}} \sin \frac{\pi x}{L} dx = \pi \left(\frac{L}{\pi} \right) \sum \frac{1}{L} a_i \quad \dots\dots\dots (4)$$

を適用して、(3)式の係数 a_i, a'_i も $\frac{\partial (V-Wc)}{\partial a_i} = 0, \frac{\partial (V-Wc)}{\partial a'_i} = 0$ から、次のように求めることができる。

$$a_i = \frac{2pL^2 - 32fH_p}{\pi^3 L^3 (L^2 + H_w)} \quad a'_i = -\frac{32a^2 f H_p}{\pi^3 L^3 (L^2 + H_w)} \quad (L, f = 1, 3, 5, \dots) \quad \dots\dots\dots (5)$$

したがって、(1)式より項は(6)式で表わされるから、これを(5)式を代入すれば、(1)式は次のようになる。

$$\delta \int_0^L \eta dx = -\frac{8f}{L^2} \left[2 \int_0^L \eta dx + \int_0^L \eta dx \right] = -\frac{8f}{L^2} \left(\frac{2L}{\pi} \right) \left[\sum \frac{a_i}{L} + 2a \sum \frac{a'_i}{L} \right] \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$\delta \left[\frac{L}{EAc} H_p \pm \epsilon L_T - \frac{32f}{L\pi^3} \left\{ \sum \frac{pL^2 - 16fH_p}{L^3 (L^2 + H_w)} - \sum \frac{32a^2 f H_p}{L^3 (L^2 + H_w)} \right\} \right] \quad \dots\dots\dots (7)$$

ケーブル支間およびケーブル長の変化に伴うサグの変動(δf)は、サグ比(n)の高次項を無視すれば近似的に(8)式で与えられるので、(7),(8)式から、中央径間長を一定とすれば、たわみ変形に對する

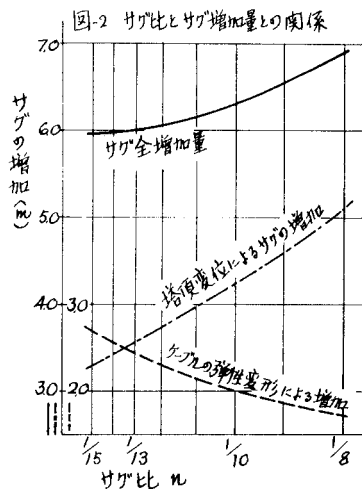
$$\delta f = \frac{15 - 40n^2}{16n(5 - 24n^2)} \delta L + \frac{15}{16n(5 - 24n^2)} \left\{ \frac{H_p}{EcAc} L \left(1 + \frac{16}{3} n^2 \right) + \alpha \epsilon L \left(1 + \frac{8}{3} n^2 \right) \right\} \quad \dots\dots\dots (8)$$

ら主要として、側主間比(a)、サグ(f)、ケーブル断面積(A_c)、水平張力(H_w, H_p)、補剛トラス断面二次モーメント(I)が考えられる。塔頂変位(δL)に対して、 a は L_e 、 L_T は一次的に、 f は二次的な反比例関係にあり、変位にものとも大きく寄与する。これに反し、 I の増加は f, H_p を減少させ、塔頂変位を小さくするが、その影響は微量である。また、吊構造を重くして、 A_c や H_w を増加させても、これに伴って H_p も増えることになり効果的でない。したがって、主間割が他の条件から与えられる、サグの調整がもっとも有効であるといえる。

したがって、(8)式でわかるように、塔頂変位、弾性伸縮に掛る係数はサグの減少に伴って大きくなり、鉛直たわみとしては、 n が一定値を越えるとほとんどの変動しない。数値計算例($L=1500m, a=0.5, f=15.5m, p=27m$)を図-2に示す。

このように、サグの操作で塔頂変位は小さくできても、鉛直たわみがそれに伴わないことと補剛比の低下、さらに経済的な面を考慮すれば、中央主間のサグを一定に保ち、側主間のサグを小さくして、ケーブル水平張力の釣合いを保つために側主間の死荷重を減らす吊構造形式が、たわみを小さくするには有効である。

5径間吊橋(表-1の諸元)について試算を行なったが、側主間のサグを15%小さくした場合、鉛直たわみは約10%、塔頂最大変位は約15%減じた。



参考文献 Fr. Bleich 他 : The Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges