

建設省近畿地建 正員 村上乙里
本州四国連絡道路調査事務所

まえがき

長大吊橋の吊構造物にとって風荷重は最も重要な荷重である。そこで風荷重に対して静的および動的に安定性のある吊橋形式としてモノケーブル吊橋を提案する。この形式は補剛桁の風荷重を小さくすることができ、また動的には吊橋にとって最も重要なねじれ振動をほとんど生ずることがない。以上の工学的特性をもつモノケーブル吊橋について静的風荷重応力の解析をおこなひ併せて模型実験により検証をおこなった。

[1] 理論的考察

この考察において用いた仮定は普通の吊橋の解析に用いられている仮定と全く同じである。ただしモノケーブル吊橋の特性とわいえる斜めハンガーについては特別の配慮をおこなった。基礎式の誘導にあつて用いた記号は図-1 に示すもののほかは次のようなものである。

δ_k = ケーブルの水平変位 (m)

δ_r = 補剛桁の水平変位 (m)

H_g = 死荷重によるケーブルの水平張力 (t)

g = 吊構造部の全死荷重 (t/m)

g_r = 補剛桁の死荷重 (t/m)

W_k = 補剛桁に作用する風荷重 (t/m)

W_k = ケーブルに作用する風荷重 (t/m)

I_r = 補剛桁の水平方向の断面二次モーメント (m⁴)

J_d = 吊構造物のねじり剛性 (m⁴)

風荷重による変形後の補剛桁のねじれ角は $\varphi = (\delta_r - \delta_k)/h$ なり、ねじれモ

ーメントに関する微分方程式は $-G(J_d \varphi')' = W_k h - g_r h \varphi - E I_r h \delta_r''$ ①

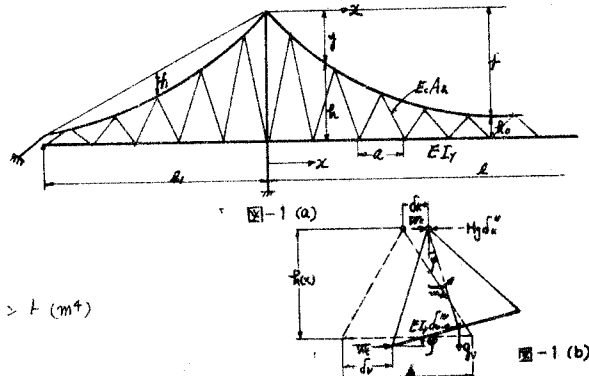
となる。ただし $J_d = J_d(x)$, E = 弾性係数, G = セン断弾性係数である。また吊構造物全体の水平方向の釣り合式は $E I_r \delta_r'' - H_g \delta_k'' = W$ ②

となる。ただし $W = W_k + W_c$ である。式②および $\varphi = (\delta_r - \delta_k)/h$ を式①に代入して整理すれば次の補剛桁のたわみ方程式をうる。 $\beta_1 \delta_r'' + \beta_2 \delta_r'' + \beta_3 \delta_r'' + \beta_4 \delta_r' + \beta_5 \delta_r = W_c/EI_r + GJ_d W/EI_r h^2 - \beta_5 (Wx^2/2 + C_1 x + C_2)/H_g + \beta_2 (Wx + C_1)/EI_r$ ③

ただし $\beta_1 = 1 + GJ_d/H_g h^2$, $\beta_2 = G(J_d' - 2GJ_d/h)/H_g h^2$, $\beta_3 = -G\{J_d H_g/EI_r - 2J_d h^2/h^2 + (J_d h^2 + J_d h^2)/h + g_r h/G\}/H_g h^2$, $\beta_4 = -\beta_2 H_g/EI_r$, $\beta_5 = -\beta_3 H_g/EI_r - GJ_d H_g/(EI_r^2 h^2)$ 及び C_1, C_2 は積分定数である。 C_1 および C_2 は式②を2回積分して求めるが、これらは等分荷重 W が作用した場合の普通の桁の曲げモーメントに負付号をつけたものの $-M_0$ である。またケーブルの水平変位は

$\delta_k = \{E I_r \delta_r'' - (Wx^2/2 + C_1 x + C_2)\}/H_g$ ④ となる。式③は近似解として級数に展開

して求める。端頂での変位と考慮する場合は前記式を多少変更することは勿論である。



[2] 吊橋造物のねじり剛性

斜めハンガーは常に引張力が作用しているとせん断力に抵抗する。この場合の三角形断面のねじり剛性は次のように算定することができる。せん断変形による換算板厚は、

補剛桁に対して $t_1 = \lambda \cdot 2ab \cdot A_s / \{a^2 + b^2\}^{3/2}$ (横構がWワーレンになっている場合)

ハンガーに対して $t_2 = \lambda_h \cdot \frac{a}{2} \cdot \{(b/2)^2 + h^2\}^{3/2} \cdot A_h / \{(b/2)^2 + (b/2)^2 + h^2\}^{3/2}$

となる。ここで $\lambda = E/G$, $\lambda_h = E/G$, $A_s =$ 横構の断面積, $A_h =$ ハンガーの断面積である。従って

吊橋造物全体のねじり剛性は $J_d = 4(bh/2)^2 / \oint ds/r^2 \div \lambda_h \cdot a b^2 h^2 A_h / 4 \{(b/2)^2 + (b/2)^2 + h^2\}^{3/2}$ ②

となる。

[3] 模型実験

図-2に示すように2ヒンジモノケーブル吊橋の1/250の模型を用いて実験をおこなった。

しかし模型の構造および製作上前記基礎式と多少

相違点があるため修正して理論値を求めた。相違

点は(1)補剛桁の重心および風荷重の作用点とハン

ガー接着面と非常に離れている。(2)補剛桁自体の

J_d が大きすぎる。(3)主塔が枝梁になっている。

実験と模型の主要諸元比較表

	l	l_1	f	H_g	b	a	g_1	g_2	W_c	W_h	I_r
実橋	1500 ^m	750 ^m	145.75 ^m	54700 ^t	36 ^m	50 ^m	1005 ^{t/m}	504.65 ^{t/m}	100 ^{t/m}	35 ^{t/m}	37 ^{m⁴}
模型	6.0 ^m	3.0 ^m	58.3 ^{cm}	80.3 ^{kg}	14.4 ^{cm}	20 ^{cm}	1.475 ^{kg/m}	0.736 ^{kg/m}	0.143 ^{kg/m}	0.052 ^{kg/m}	0.0368 ^{cm⁴}

実験は風荷重として水平に補剛桁およびケーブルの橋梁毎に滑車を介し

て荷重を作用させそのときの補剛桁およびケーブルの水平変位を測定した。測定値と理論値とは表-

1に示す。模型実験に際して特に注意を以ていたこと

は風荷重による変形後の斜めハンガーの状態である。

斜めハンガーが主塔の近辺でぶれることが認められた。

これはハンガー間隔($a=20$ cm)が大きすぎるためと思わ

れるのでWワーレン形式にする必要がある。特に活荷重

の実験ではこの現象は更にいちじるしく見られた。活荷

重に打撃する考慮と実験は別々被念に発表する。

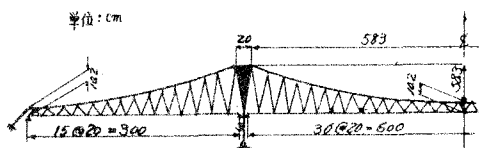


図-2 (a)

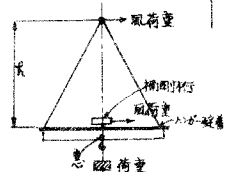
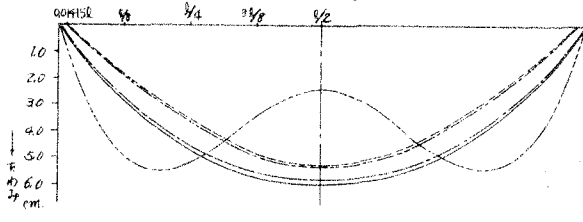


図-2 (b)

表-2 単位: $\delta=cm$, $M=kg \cdot cm$

		中 央 径 間					
理 論		X	0.04152	$4/8$	$2/8$	$3/8$	$4/8$
値		δ_v	0.34	2.73	4.58	5.52	5.74
		M	7.25	30.05	31.47	21.52	14.46
		δ_k	0.0	2.06	3.79	4.95	5.39
実測値		ψ	0.0048	0.0147	0.0311	0.0423	0.0346
		δ_v	0.05	2.88	4.74	5.80	5.96
		δ_k	0.0	1.84	3.63	4.85	5.25

中央径間



δ_v (実測値)
 δ_v (理論値)
 δ_k (理論値)
 δ_k (実測値)
 補剛桁の図
 モーメント