

○ 本州四国連絡橋公団 保田雅彦(正)

日本橋造技術(株) 和田忠治(〃)

1) まえがき

2ヒンジの補剛桁の3径間吊橋は、吊橋としては、最も一般的で、優れた形式であることは衆知のとおりである。しかし、数道併用橋となると、主塔部の変形量が問題となり、従来、選衡桁の開発、或は連続補剛桁の採用によって対処した。ここでは、主塔部変形量に着目した、2ヒンジ吊橋の改良について報告する。

2) 各種形式の概略比較

従来の2ヒンジ吊橋を基本として、主塔部変形量に着目した吊橋改良形式の概略比較を表-1に示す。同表のように、タフーステイ付ピン結2ヒンジ吊橋は優れた変形特性を持っている事が分る。

	基本吊橋形式 従来の2ヒンジ吊橋	特 性	伸縮量	角折れ
a		主塔部の角折れ、伸縮量が大きい。	+76 ^{cm} -84 ^{cm}	32%
b		主塔部伸縮量を無くし、両端へ送る。 角折れは減少せず、連結棒には正負の軸力が交番する。	0	30%
c		主塔部角折れは減少効果が少なく、斜張索張力の軸力傾きが激しい。 主塔部伸縮量が大きい。	+18 ^{cm} -93 ^{cm}	26%
d		主塔部伸縮が無く、連結棒が抵抗力になっている為、斜張索の軸力傾きが少なく、結果的に角折れが小さい。	0	10%
e		ステイの軸力傾きがdより大きい。また、面外曲がりに対し、ステイの効果が少ない。 dよりステイフレレスの許容は大きい。	0	0

表-1 主塔部変形量に着目した吊橋改良形式の概略比較

3) タフーステイを有する吊橋の特性

吊目のステイケーブルの軸方向力を ΔN_i とし、その水平および鉛直軸に対する方向余弦を α_i 、 β_i とする。ステイ取付位置に対応する β_i によるマトリックス B を定める。

$$B = \begin{bmatrix} 0 & \beta_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \beta_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \beta_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \beta_4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \beta_5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \beta_6 & 0 \end{bmatrix} \quad (1)$$

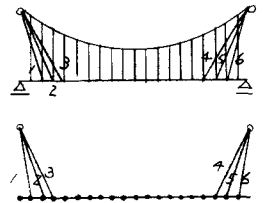


図-1

ステイケーブルの伸びを ΔL_i とすれば、 $\Delta L_i = \alpha_i \Delta x + \beta_i \Delta v_i$ (2)

ここに、 Δx は補剛桁の水平移動量、 Δv_i は i 点の鉛直たわみである。

$$\Delta N_i = F_i (\alpha_i \Delta x + \beta_i \Delta v_i) \quad (3)$$

したがって, $F = \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ \vdots \\ F_6 \end{bmatrix}$, $\alpha = \begin{bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \vdots \\ \alpha_6 \end{bmatrix}$ とおけば, $\Delta N = F\alpha \Delta X + F\beta \Delta V$ (4)

$\sum \alpha_i \Delta N_i = \alpha^T \Delta N = \alpha^T F\alpha \Delta X + \alpha^T F\beta \Delta V = 0$ (5)

$\therefore \Delta X = \frac{\alpha^T F\beta \Delta V}{\alpha^T F\alpha}$ (6)

(1), (6)より対称構造, 対称荷重の場合は, ΔX はゼロとなるが, 逆対称荷重の場合には, ΔX が大きくなること
が分る。即ち, 2ヒンジ制剛架橋に, 単にタフースティを加えただけでは, おしり, 伸縮量の増加をきたす事
を示している。

4) スティの配置計画と導入プレストレス量

スティの設計とする場合の主な項目と着眼量は ①斜張索の取付位置 ②本数 ③鉛直吊桁の除去 ④プレ
ストレス量 ⑤桁の変形量 ⑥斜張索の張力変動 ⑦塔基部及び桁の断面力 等である。これらの最適な諸元を
決定する為に図-2のようなモデルを作り, 解析比較検討した。入力諸元を表-2に示す。

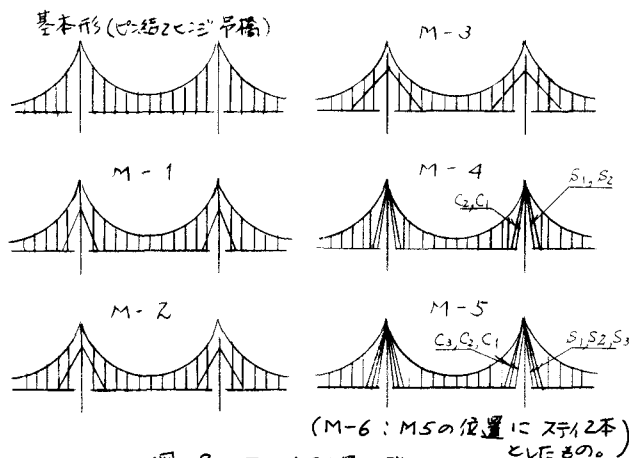


図-2 スティ配置モデル

	断面積 2次元	断面 2次元	ヤング率
主ケーブル	0.563 m ²	—	2.0×10 ¹¹
吊桁	0.01344	—	1.9×10 ¹¹
主塔	塔頂 1.10 "	4.09 m	2.1×10 ¹¹
	塔基部 1.650 "	12.06 "	"
便道	塔 0.201 "	2.127 "	"
補助桁	中継部 0.250 "	9.17~9.68 "	"
	便道部 "	9.17 "	"

		初期張力 初期期	初期期 初期期	断面積
M-1		780	0.33 m	0.0349 m ²
M-2		610	0.77	"
M-3		560	1.41	"
M-4	S1	450	0.43	0.0317
	S2	370	0.62	"
M-5	S1	440	0.29	0.0145
	S2	370	0.42	"
	S3	410	0.47	"

表-2 吊橋及びスティン力諸元

		斜張索張力変動				サグ変動			
		N ₀	N _{max}	N _{min}	N _{max} -N ₀	f ₀	f _{max}	f _{min}	f _{max} -f _{min}
M-4	S1	448	996	71	925	426	2848	190	2693
	S2	371	1252	65	1187	623	3848	183	3665
M-5	S1	448	750	256	494	286	496	168	328
	S2	371	855	117	738	418	1335	179	1156
	S3	409	1025	109	916	468	1784	186	1598
M-6	S1	699	1278	394	884	271	482	148	334
	S2	766	1718	312	1406	296	739	133	606

表-3 スティ張力変動とモデル

図-3は角折りの影響線, 塔基部の曲げモーメント影響線を示す。
こより, 角折りにはスティは塔に近い方が良く, 塔基部曲げ
モーメントにはスティは極大塔座に近い方がよい事が分る。
又, 表-3より, 斜張索の軸力振れ, サグ変動には, 黒吊桁
区間を長くし, 1本当りのプレストレスを小さくした方が好
ましいが黒吊桁区間の長さを小さくすると, スティ張力は
過大となる事が分る。

5) あとがき

紙面の都合と, 実用性, 構造ディテールは当日述べる事にする。

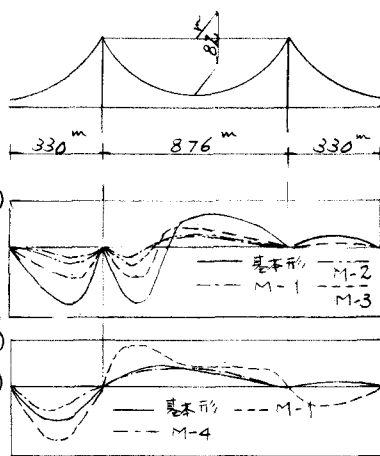


図-3 影響線の一部