

補剛桁の遊動円木振動が鉄道吊橋の動的応答性状に及ぼす影響

大阪大学工学部	正会員	前田幸雄
長岡技大工学部	正会員	林 正
川田工業(株)	正会員	・前田研一
川田工業(株)	正会員	米田昌弘

1. まえがき

平滑走行の鉄道荷重による速度効果は、長大吊橋の設計衝撃係数を決定する際の重要な要素の一つである¹⁾。本研究は、この観点から、吊橋の動的応答性状に及ぼす補剛桁の遊動円木振動の影響を、本四架橋案を基に検討するものである。なお、センターステイ(一般に、偏心活荷重によるトルクに対して降伏点を越えないように、橋軸方向の風荷重、地震力に対して破断しないように設計されるが、ハンガーと同程度の断面積である)が設置されている場合でも、鉄道荷重が常時に載荷される活荷重であることを考えれば、安全側の点から橋軸方向の拘束がないとした場合の検討も必要であると思われる。

2. 補剛桁の遊動円木振動と内部共振 部分構造の振動周期が互いに近接する場合、内部共振を起し、全体構造としては各々の相似な振動成分が異なる比率で達成する2種の固有振動モードを生じることが知られている。吊橋の場合、リンク、ハンガーに吊下げられた補剛桁が部分構造系としての遊動円木振動の振動成分を有し、通常の逆対称一次の鉛直たわみ振動成分と内部共振を起すことが理論的および実験的に確認されている^{2),3)}。さらに、筆者らは、任意径間数、任意支持条件の吊橋に対して、線形化現度理論に基づく鉛直たわみ振動の基礎微分方程式の解析解を用いた固有振動計算法、および、補剛桁の遊動円木振動の達成を考慮した補正計算法を提案し、線形化有限変位理論に基づくマトリックス振動計算法と対比させることによって、妥当性と簡便性を検討している⁴⁾。

3. 動的応答性状に及ぼす影響の要因分析 補剛桁の設計に用いる実際の鉄道荷重の載荷長は相当に長く、それによる動的応答は強制振動項が支配的で、自由振動項が大きく寄与することはない。さらに、吊橋の逆対称一次モードの鉛直方向成分は側径間部の占める割合が小さく、中央径間長 L_c を支間長とする単純桁橋のものと振動エネルギーの大きな差異はない。そこで、ここでは、内部共振によって生じた2種の逆対称一次モードに関する、単一集中荷重が速度 V で走行する際の各々の動的増幅率を、強制振動項のみに対応して、

$$(DAF)_1 = 1/(1-\alpha v_1^2), \quad (DAF)_2 = 1/(1-\alpha v_2^2), \quad \alpha v_j = VT_j/L_c \quad (L_c \text{ 中央径間長}) \quad (1)$$

なる式で与え、強制振動項は周期 T_1 , T_2 の異なることには無関係に合算できることから、

$$(DAF)_v = \left\{ \sum_{j=1}^2 (DAF)_j \cdot \max(\xi_j) / \sum_{j=1}^2 \max(\xi_j) \right\}, \quad (DAF)_u = \left\{ \sum_{j=1}^2 (DAF)_j \cdot \max(\xi_j) / \sum_{j=1}^2 \xi_j \cdot \max(\xi_j) \right\} \quad (2)$$

なる式で与えられる $(DAF)_v$, $(DAF)_u$ の値を、代表的なパラメータに対して算定し、遊動円木振動が鉛直および橋軸方向変位の動的増幅率に及ぼす影響の要因を分析する。ここに、 $\max(\xi_j)$ は一般化座標の静的な場合の最大値、 ξ_j は鉛直方向成分の最大値を1.0とした場合の固有モードにおける橋軸方向成分の達成比である。また、パラメータは次式の β , γ を用いる。

$$\beta = W_s / (W_s + W_d), \quad \gamma = h_c / f, \quad (W_s, W_d: \text{補剛桁断面, 主桁断面の重量}, h_c: \text{補剛桁高}, f: \text{主桁の固有周期}) \quad (3)$$

図-1, 表-1に示す本鋼架橋案を対象に, パラメータの各値に対して同期, 連成比および動的増幅率の値を算定した結果が, 図-2, 3である。計算には, 簡便性から撓度理論に基づく方法(添4)の結果を適用した。

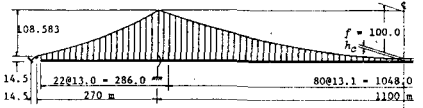


図-1 本鋼架橋案

表-1 断面諸量

	Area (m ²)	Inertia Modulus (m ⁴)	D. Load (t/m)	
			Side	Main
Main Cable	1.541	0.0	(1-β) × 43.14	(1-β) × 41.94
Hanger	0.032	0.0	—	—
Stiff.	0.4874	20.553	β × 43.14	β × 41.94
Girder	0.917	38.4978	—	—
Tower	3.653	41.8620	2.1 × 10 ⁷	—

(1.0t/m² = 9.8kPa, 1.0t/m = 9.8kN/m)

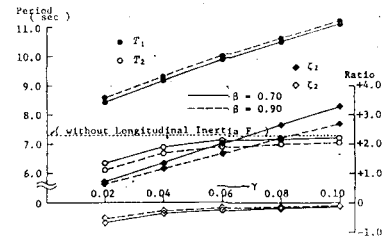


図-2 固有振動周期と遊動門木振動成分の連成比

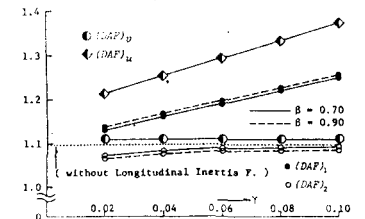


図-3 動的増幅率(増幅率) (V=160km/h)

4. 鉄道荷重による動的応答解析

本節では, 前節の結果を参照し, 次の5ケース

CASE-1: $\beta=0.90, \gamma=0.06$

CASE-2: $\beta=0.70, \gamma=0.06$

CASE-3, -3S (センタースティ位置), -3V (橋軸方向慣性を無視): $\beta=0.70, \gamma=0.02$

を対象にして, 鉄道荷重(等価荷重強度3.8t/m, 軸間長320m)が速度 $V=160$ km/hで走行する場合の動的応答解析を行ない, 若干の設計資料を得ることと試みた。数値計算には, 線形化有限変位理論に基づく方法によつて得られた, 表-2に示す周期の逆対称四次までの固有振動モードを用い, モード重畳法を適用した。なお, 表-2のCASE-3Sの場合, 逆対称二次の固有振動が2種存在しているが, 遊動門木振動とは異なり, 鉛直方向成分に多大の影響を及ぼす橋軸方向成分の連成(補剛桁の橋軸方向の移動が拘束されている)からであり, ステイケーブルの断面を大きくすれば, さらに高次の逆対称固有振動において生じる)によるものである。解析結果の一部として, 表-3に, 主桁の鉛直および橋軸方向変位, モーメントの動的増幅率を示す。

5. 解析結果の考察 これらの要因分析, 動的応答解析からは, 次のようなことなどが考察される。まず, 橋軸方向変位の動的増幅率は鉛直方向変位のそれより大きく, パラメータ β には依存しないが, γ の値の増加に伴って増大し, センタースティのある場合および橋軸方向の慣性を無視した場合に比較して, かなり大きな値となる場合も有り得ることがわかる。さらに, 鉛直方向変位の動的増幅率は, パラメータ β, γ に関係なくほぼ一定であるが, センタースティのある場合および橋軸方向の慣性を無視した場合に比較して少し大きな値となることがわかる。また, モーメントの動的増幅率に及ぼす影響はほとんどないこともわかる。

6. あとがき 以上からは, 実施設計において, 補剛桁の遊動門木振動の影響に対する, 何らかの配慮を必要とする場合が十分に予測されると思われる。

表-2 固有振動周期(単位: sec)

	Asy.		Sym.		Asy.		Sym.		Asy.		Sym.	
	1st	2nd	1st	2nd	1st	2nd	1st	2nd	1st	2nd	1st	2nd
CASE-1	9.20	6.90	5.81	4.37	7.16	7.44	2.42	1.98	1.58	1.58	1.58	1.58
CASE-2	9.78	7.03	5.82	4.38	7.17	7.45	2.46	1.99	1.59	1.59	1.59	1.59
CASE-3	8.31	6.36	5.82	4.38	7.17	7.45	2.46	1.99	1.59	1.59	1.59	1.59
CASE-3S	7.67	5.82	4.37	3.61	3.33	2.55	2.41	1.99	1.68	1.68	1.68	1.68
CASE-3V	7.72	5.80	4.37	3.61	3.33	2.55	2.41	1.99	1.68	1.68	1.68	1.68

表-3 主桁の変位, モーメントの動的増幅率

	Displacement			Moment		
	Stiffening	Girder (m)	Stiff. G.	Stiffening	Girder (m)	Stiff. G.
	Vertical	Longitudinal	(×10 ⁻³)	Vertical	Longitudinal	(×10 ⁻³)
	Static (DAF)	Static (DAF)	Static (DAF)	Static (DAF)	Static (DAF)	Static (DAF)
CASE-1	0.875	1.101	0.110	1.580	0.158	1.103
CASE-2	0.876	1.098	0.111	1.582	0.157	1.105
CASE-3	0.873	1.098	0.116	1.228	0.157	1.109
CASE-3S	0.873	1.087	0.121	1.352	0.157	1.099
CASE-3V	0.873	1.073	0.117	1.103	0.158	1.083

(参考文献) 1) 伊藤: 走行荷重に対する吊橋の動的応答と撓度, 土木学会論文集, No.149, 1968.

2) Selberg, A.: Oscillation and Aerodynamic Stability of Suspension Bridges, Acta Polytechnica, Scandinavia, C&B, 1961.

3) 倉田: ダンパーによる吊橋のたわみ振動の制御について, 土木学会論文集, No.142, 1967.

4) 前田・林・前田: 吊橋の固有振動計算法, 土木学会論文報告集, No.262, 1977.