

# 吊橋上下部構造全橋の地震応答解析

(補剛桁の橋軸方向振動について)

建設省土木研究所 正員 栗林 栄一

同 正員 〇小山田欣裕

まえがき

長径向吊橋の耐震性に関しては最近幾多の理論解析が行われ、国の内外いずれの成果が発表されている。とくに、1960、1965、1969年のWCEE、1966年の日本地震工学シンポジウム、同年リスボンで行われ吊橋シンポジウムならびにこの数年の土木学会年次学術講演会の論文などに顕著である。地震応答解析を行う場合には、下部構造・主塔・ケーブル・桁などからなる複雑な系を実用上解析可能な力学モデルに置換したければならない。一般には分布した質量を適當な間隔を置いて集中させた多質点系力学モデルが使われる。

小山田は1960年のWCEEにおいて、主塔を含む吊橋上部構造全体を21の質点系に置き換えその固有振動特性を求めた。この研究は構造主系面内振動時の主塔の水平側方振動・ケーブルおよび補剛桁の鉛直曲げ振動のみを対象とした[1]。1961年の土木学会論文集[2]によれば吊橋が橋軸方向水平地震動を受けると、補剛桁が全体として橋軸方向に振動することにより鉛直曲げ振動の周期が伸びる傾向にあるが(とくに低次)、高次の振動になるとこの水平振動が全然見られなくなることを指摘している。このような「遊動門木」の運動にも似た補剛桁全体としての橋軸方向振動については定量的評価がまだ十分になされていないようである。その後1966年に平井・伊藤は三径間吊橋の中央径間にセンター・ダイヤゴナル・ステイを設けた場合に、吊橋が非対称なため変形をすると補剛桁は橋軸方向に移動し残りの抵抗力を受けようとする考えから、模型の補剛桁の支承をどんな形式にすべきかに主として着目したものであつたが、吊橋模型の補剛桁を橋軸方向に引く張つてノ節点の非対称なため変形を生じることを確認した[3]。またケーブルの水平方向振動は主塔との接合点を通じ主塔の応答に相当影響を与えることが考えられ、ケーブルと桁との重量を分けてケーブルの水平振動をも考慮するのが望ましい[4]。さらにアンカー・ブロックや主橋脚の影響が非常に重要であり、吊橋上下部構造全体としての解析を行い、各構造部材の運動を系全体として評価しなくてはならないことは言うまでもない。

本論文は建設省土木研究所が三径間吊橋上下部構造全橋を110の自由度をもつ多質点系に置き換え(図-1)、平均応答スペクトル曲線[5]を地震入力としてモーダル・マトリクスによる地震応答解析を行った結果のうちから、今回とくに補剛桁の「遊動門木」振動をとりあげその定量的検討を試みたものである。本解析にあたり対象とした各構造部材の運動様式は表-1のとおりである。

## 1. 遊動門木振動が表われるモードならびに応答変位

中央径間中央点にダイヤゴナル・ステイを設けた力学モデル(図-1)としているので、側径間には補剛桁がケーブルに対して相対的に独自の水平振動を行うが、中央径間では中央点でケーブルの水平変位と補剛桁の水平変位が一致することになる。このような条件のもとで解析された場合には遊動門木振動が何番目のモードに表われるか調べたのが図-2である。図-2aはベント橋脚および主橋脚をとりおき主塔を含む上部構造だけで解析した場合(80元)の1~6次モードまでを描いたも

のであり、 $U_C$ ,  $U_H$ ,  $U_V$  はそれぞれケーブルの水平変位ベクトル、桁の水平変位ベクトル、ケーブルおよび桁の鉛直変位ベクトルを意味する（ハンガーの伸びは考えない）。図-2bは下部構造を含めた上下部構造全体として解析した場合（110元）である。5, 6次モードは2a, 2b両者の間に相違が見られるが傾向としてはほぼ一致しており、下部構造の影響はモード自体にあまり影響していないようである。同図からは次の事が明らかにみついている。

- (1) 中央径間では逆対称ノ次の鉛直曲げ振動に付随して水平変位ベクトル ( $U_H$ ) が表われている。
- (2) 側径間ではケーブルの水平振動と桁の鉛直曲げ振動に対し独立して非常に近接した周期をもつ5, 6次モードに一致の水平変位ベクトルが表われている。
- (3) より高次のモードでは、 $U_H$  の値は非常に小さく、モード寄与率（刺殺係数）も小さいので、応答に及ぼす影響はほとんどない。

これらの事実から遊動円木振動は低次モードのごく限られた範囲のもののみが応答に影響を及ぼすと結論できよう。この傾向をさうに定量的に評価するために応答変位を示したのが図-3（図-2aに相当する上部構造のみの場合）であり、図中では減衰定数で応答つ下の（ ）内には各モードの応答のうち最大なものに対するモードの周期を示す。これは各径間毎に同じとされた。この図から

- (1) 補剛桁の橋軸方向変位は、中央径間と側径間とを比較すると中央径間の方がかなり小さい。
- (2) 中央径間ではケーブルと桁の相対水平変位が小さいが、側径間では相当大きい。

これは、中央径間では  $U_C$ ,  $U_H$ ,  $U_V$  も周期が 1.285 sec の逆対称、次モード（図-2a）が卓越しているのに対し、側径間ではそれぞれ卓越周期が違い平均応答スペクトルでは周期が約 0.3 sec を越えると周期が長くなるほどスペクトル値が低下することに起因すると思われる。図-3を見る限りでは補剛桁の水平変位量は他に比べ相当大きいようであるが、遊動円木振動を含めた本解析でのケーブル水平張力の増加量から見ると、自重によるケーブル水平張力はケーブル両側当り 59, 200t であつたのに対し、側径間では最大 3900t の増加、中央径間では最大 2900t の増加にすぎないので内訳はわからないが応答的に見て遊動円木振動の問題にはなっていないように思われる。いす仮にケーブル及び補剛桁に生じる最大慣性力（応答加速度×自重）の比でケーブル水平張力増分を分配してみると、桁の慣性力（橋軸方向）の比率は側径間が 18%、中央径間が 29% となる。

(側径間)  $3900 \times 18/100 = 700t$  (中央径間)  $2900 \times 29/100 = 840t$

ケーブル水平張力増分が桁の橋軸方向変位に起因するわけであるが、これは自重によるケーブル水平張力に比し約 1.5% にしかならず、吊橋の構造主系に対する遊動円木振動の影響は相対的にかなり小さいものであるといえる。しかし吊り長の短いハンガー、ケーブルなど構造の細目に係る部分については十分検討と考慮を要するものと思われる。また現実には数十cmの変位を解析結果は示しており、これに対する設計上の配慮は払われなければならない。

2. 参考文献

[1] Konishi, I and Yamada, Y; Earthquake Responses of a Long Span Suspension Bridge, II, IJCEE, 1960  
 [2] 久保慶三郎; 上下地震動を伴う吊橋の振動, 土木学会論文集第75号, 1961  
 [3] 平井, 伊藤; 「鉄道吊橋の実用性に関する基礎研究」報告第1部, 1966  
 [4] 土木学会; 本州四国連絡橋技術調査報告書, 耐震設計指針(1967)・同解説および耐震設計指針, 1967  
 [5] 高田, 大久保, 栗林; 橋梁の耐震設計に関する研究(工), 土木研究所報, 28号01

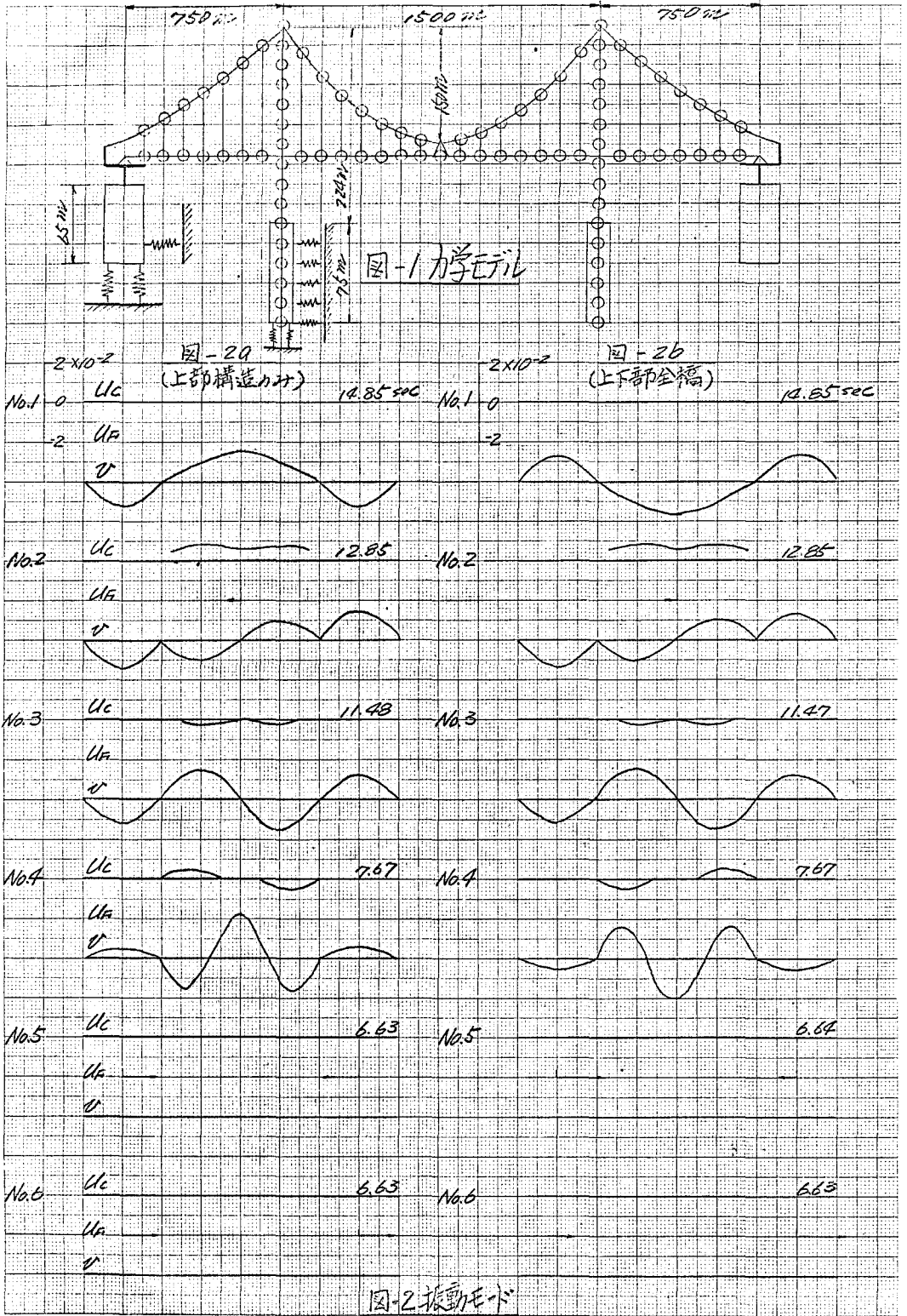
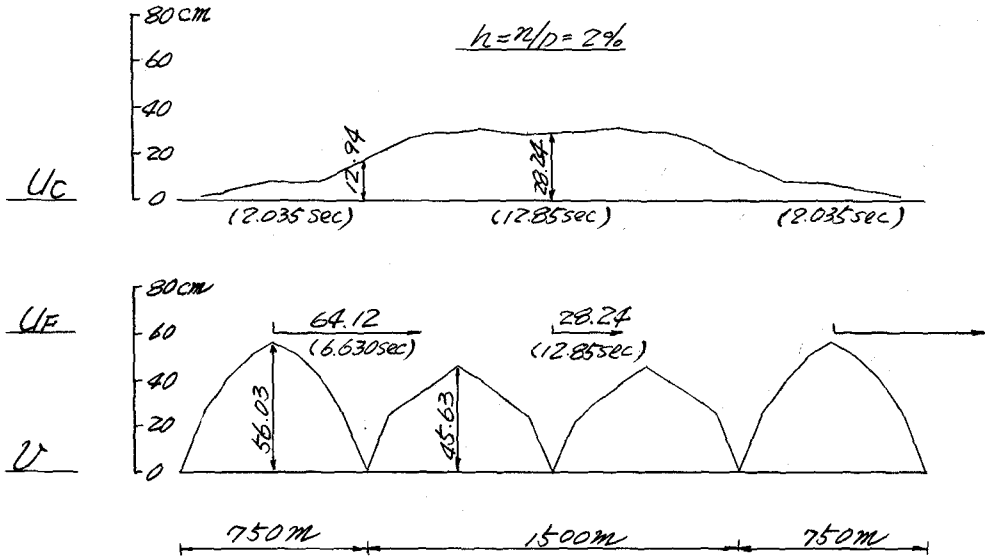


図-2 振動モード

図-3 補剛桁およびケーブルの応答変位

(上部構造のみの応答解析)

CASE 2A SUPPL1500M



註

- (1) U<sub>C</sub> ; ケーブルの水平モードベクトル。
- (2) U<sub>F</sub> ; 補剛桁の水平モードベクトル (矢印の長さで表わす)。
- (3) U ; ケーブルおよび補剛桁の鉛直モードベクトル。
- (4) No. ; モードの次数。
- (5) 右局の数字は固有周期。
- (6) 符号は右向きおよび下向きが正。
- (7) 縮尺は全く同じ。

表-1 運動の様式

番号	構造部材	運動様式
1	アンカー ブロック	3自由度剛体ケーソンとしての振動 (本計算例では考慮していない)
2	ベント 橋脚	3自由度剛体ケーソンとしての振動
3	主 橋 脚	(1) 水平振動 (2) 断面の回転振動 (3) 橋脚・塔全体としての鉛直振動
4	主 塔	(1) 水平振動 (2) 橋脚・塔全体としての鉛直振動
5	補 剛 桁	(1) ケーブルと一体としての鉛直振動 (2) 桁全体としての水平振動
6	ケ ー ブ ル	(1) 補剛桁と一体としての鉛直振動 (2) 水平振動