

架け違い箇所を有する連続曲線橋の動的解析について

東大生研 正頁 久保慶三部
日本道路公団 ” 笹戸 松二
” ” ○ 武藤 隼考

§1 概要

酒匂川橋は日本道路公団東名高速道路に建設中の高橋脚橋梁である。上部型式 (3@80m+2@64m) は架け違い箇所を有する連続デッキトラス、下部型式は鉄骨鉄筋コンクリート中空構造である。

本橋の特長を以下に示す。

- (1) 架け違い箇所の橋脚は footing 天端から pier top 迄脚長は 65m あり。
- (2) 路線線形が曲線区間 ($R=400\text{m}$) に入る。
- (3) 橋軸方向地震力も、トラスの 3 径間部分では中間の橋脚でとらせ、橋台及び架け違い箇所を支え兼伸を可動とした。

本構造系の場合トラスの 3 径間と 2 径間部分及び架け違い箇所の pier と 3 径間の構造系が任意の方向に振動する事を予想されたので、本解析では橋軸及び橋軸直角の 2 方向で「平均応答スペクトルによる方法」と「直接数値積分法」により動的解析を行った。なお比較のために本橋と同一スパンを有する直線橋も検討した。

§2 基本振動波形

固有振動周期の算定は動力学的 4 連モーメントの定理によった。図-1 は 1 次から 6 次迄のけたの基本振動波形を示したものである。架け違い箇所で同一次数の曲線が不連続となるのは、けたの曲がりにより、構造系が任意に振動する事による。

図-2 はけたの mode を直線及び曲線けたで比較したものである。この図より両者には明らかに対応が認められる。表-2 は直線及び曲線けたで、けたのコンクリート引張応力は無視し、橋脚を全断面有効及びコンクリート引張応力無視の 2 通りに変化させた場合の相当質量を示したものである。

図-3 は橋脚の mode を示したものであるが、架け違い箇所では X 方向 (軸方向) 成分に着目すると、他の橋脚に比べて 4 次の mode が著しく増大する傾向を示している。検討の結果、上記の箇所では、全構造系の 4 次の mode は片持りの 1 次に相当し、架け違い箇所だけでけたが折れている為の影響は本橋程度の曲

表-1 固有振動周期

次数	曲線橋		直線橋
	コンクリート全断面有効	コンクリート引張応力無視	
1 次	1.53	2.41	(1.53) 1.47
2 次	1.47	2.30	(2.17) 1.29
3 次	1.29	1.98	1.05
4 次	1.07	1.81	0.83
5 次	1.05	1.38	0.62
6 次	0.83	1.19	—

※直線橋は全断面有効、() 内は橋軸方向を示す

表-2 (1) 全断面有効

次数	F (X) ²		F (Y) ²		F ² (直線)	
	値	%	値	%	値	%
1	7,106	39.1	5.4	—	8,498	46.8
2	721	0.4	8,531	47.0	10,58	0.6
3	925	0.5	89.5	0.5	2,110	11.6
4	2,297	12.6	93.5	0.5	1,160	6.4
5	217	1.2	1,937	12.9	28.0	0.2
6	187	1.0	98.5	5.4	—	—

F (X)² ;
軸方向における
相当質量

F (Y)² ;
橋軸直角方
向における
相当質量

半($R=400m$)では無視できることが明らかとなった。

3.3 平均応答スペクトルによる解析

解析には建設省土木研究所作成による平均応答スペクトルを使用した。同スパンを有する直線けたの軸方向振動の解析は、両端の支えが可動な3径間トラス部分では、これを一質点の振動系に置換した。曲線橋では軸方向にバネを考慮して縦振動の応答を求めた。また橋軸直角方向ではたわみ振動を検討した。

図4は直線と曲線けたで、Y方向(軸直角方向)に地震力を受けた場合に、上部構造の曲げモーメントを比較したものであるが、両者の差はpeak付近で約5~10%である。これは曲線けたの場合には、橋軸直角方向の地震に対して同方向でなく、軸方向のresponseもあるためと考える。

3.4 地震波形を入力とした場合の解析

解析にはEl Centroの地震記録を0~10sec迄使用した。

解析時における仮定を以下に示す。

- (1) 縦振動はバネ振動とみなし、部材の全重量を部材中央に集中させる。
- (2) 橋軸直角方向ではけたを各スパン5質点づつ、各橋脚はそれぞれ5, 5, 5, 3質点に分割し、合計43質点の自由度系とした。また各質点は弾性棒で連結されてい

表 2 (2) コンクリート引張応力無視

次数	$F(x)^2$		$F(y)^2$		F^2 (直線)	
	値	%	値	%	値	%
1	7.162	39.4	13.1	0.1	9.274	51.0
2	20.0	0.1	9.270	51.0	751.8	4.1
3	180.7	1.0	701.7	3.9	1.276	7.0
4	2.439	1.34	11.5	0.1	610.6	3.3
5	8.2	—	1.203	6.6	19.0	0.1
6	158.9	0.9	498.6	2.7	236.0	1.3

図-1

NORMAL MODE OF VIBRATION

CASE 1

SUPER-STRUCTURE --- CROSS-SECTION WITHOUT TENSION ZONE OF CONCRETE SECTION
SUB-STRUCTURE --- WHOLE CROSS-SECTION

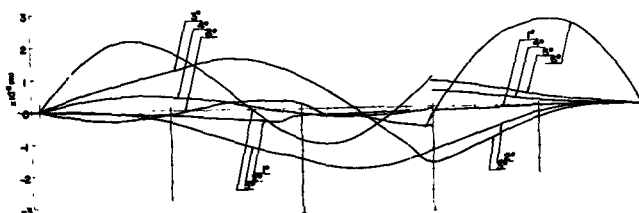


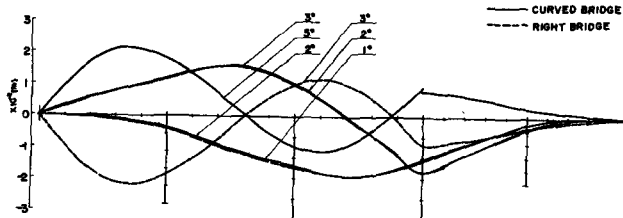
図-2

NORMAL MODE OF VIBRATION

CASE 1

U-DIRECTION

10^-3 (m)



るものとする。

3) 減衰項は速度に比例する。

4) 斜交支束(橋脚頂部及び上部構支束)には質量は分布せず静的釣合を考へる。

縦振動と撓み振動の

一般式

上部構上の任意点 P の水平面内の振動を橋軸方向と橋軸直交方向との成分であらわすとするれば、 P の変位座標 $P(u, v)$ は次の (1)(2) 式で表わされる

$$\frac{m}{g} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = EF \frac{\partial^2 u}{\partial s^2} - G \frac{\partial u}{\partial t} + F_u(t) \quad \text{----- (1)}$$

$$\frac{m}{g} \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = -EI \frac{\partial^2 v}{\partial s^2} - C_2 \frac{\partial v}{\partial t} + F_v(t) \quad \text{----- (2)}$$

但し $F(t)$ は強制力項で次式で与えられる。

$$F(t) = \frac{m}{g} [\alpha]$$

α ; EI Centro の地震加速度で、最大加速度を $0.2g$ としたとき。

計算は (1)(2) 式を階差式に変換して各々 (1)'(2)' 式を得る。

$$(d+e)u_m^{n+1} + (2B-2d)u_m^n + (d-e)u_m^{n-1} - R(u_i^n + u_j^n) = F_u(t) \quad \text{----- (1)'} \quad u_K^n; K \text{ 部材の時刻 } t = n\Delta t \text{ 時の軸}$$

$$\text{ただし } d = \frac{m_1}{g\Delta t^2}, e = \frac{C_1}{2\Delta t}$$

方向変位

$$(a+b)v_m^{n+1} + (Av_{m+2}^n + 2Bv_{m+1}^n + Cv_m^n + 2Bv_{m-1}^n + Av_{m-2}^n) + (a-b)v_m^{n-1} = F_v(t) \quad \text{----- (2)'} \quad \text{ただし } a = \frac{m_2}{g\Delta t^2}, b = \frac{C_2}{2\Delta t}, c = \frac{EI}{\Delta s^3} = A, B = -2C, C = -2a + 6C$$

(1)'(2)' 式はそれぞれ縦振動と撓み振動の一般式であらわしたものである。

図-3

NORMAL MODE OF VIBRATION
CASE I

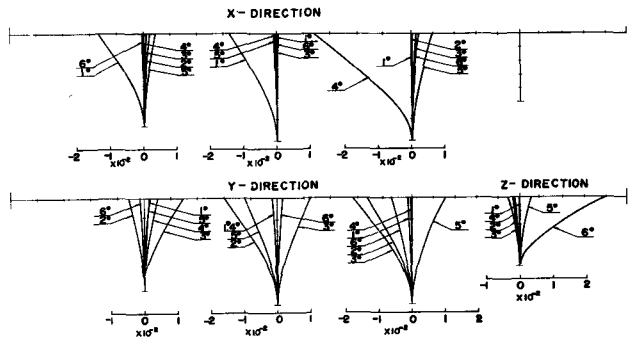


図-4

BENDING MOMENT $M(Y)$
(USING AVERAGE ACCELERATION SPECTRUM)
CASE I

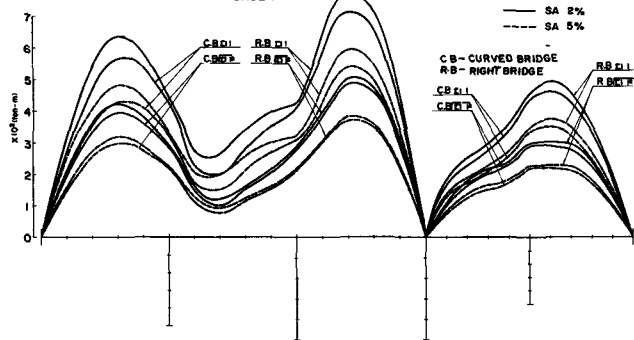


図5と図6は時間と変位との関係を橋軸直角および橋軸方向について示したものである。

応答の経時的な変化は橋軸直角方向では、その位置に関係なく構造系の各質は2~4sec, 5~7secの間で増大する傾向を示している。

橋軸方向では架け違い10所の橋脚(図先端を除いて上記直角方向と同様な傾向を示している。P₂では1.5secから4.5sec迄

応答は増加して113から5sec以後ではゆるそくに減少している。

軸方向でP₂の応答量が增大した理由としては、減衰力質の算定に際し臨界減衰係数

($G=2\frac{\pi}{g}\omega_k$)に含まれる円振動

数 ω_k の取り方に問題があると思われる。即ち本解析では

橋全体を1個の構造物として各質で同一な値(ω_k)をとると仮定したため、 $T=1.47$ sec(橋軸直角

方向の1次)を採用している。

P₂の卓越周期は $T=1.09$ secであるから、本構造系から見て、橋全体を数個に分割し夫々で卓越

した値をとるとすれば、本解析ではP₂に対応する ω_k を小さく見積った事になる。

結論

(1) 曲線橋では、固有振動周期の1,2次は、各々橋軸及び橋軸直角方向^{振動}に対応し、その値はpierを全断面有効とした場合、各々1.53^{sec}、1.47^{sec}、相当質量では、43%、47%であった。曲線橋の各次波はP₂の橋軸方向のmodeを示し、これは橋脚を支持はりと考えた時の1次のモードに相当する。

(2) 直線橋と曲線橋との比較から、曲線橋の場合には橋軸方向地震に対して橋軸直角方向の応答が現われ、その逆も成立する事である。地震方向と曲線橋の応答とが同方向に現われる時には、直線橋の場合必ず対応する応答が現われるが、両者の応答には著しい相違は認められなかった。

図-5

TIME - DISPLACEMENT
CASE 1

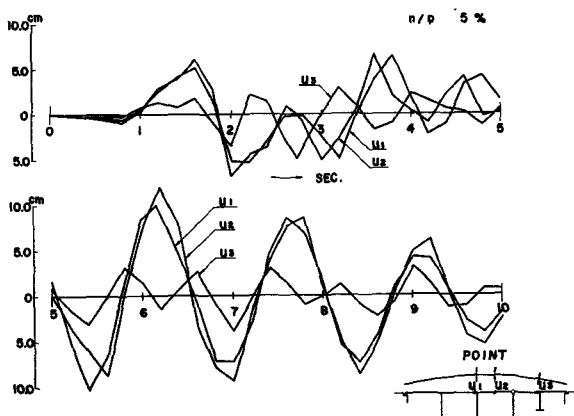


図-6

TIME - DISPLACEMENT
CASE 1

