

I-52

静的フレーム法による

単弦ローゼ橋の固有値解析

北海道大学工学部 正員 林川 俊郎

北海道大学工学部 学生員 今 和也

北海道大学工学部 関 康一郎

1. まえがき

従来の耐震設計編では、橋全体を1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分を単位とする構造系に分割し、それぞれに対して、それが支持する上部構造部分の重量に設計震度を乗じて、上部構造から下部構造に伝えられる慣性力を算出していた。上部構造と下部構造が一体となった多径間連続高架橋のような橋梁形式が採用されるにつれ、それが不合理であることが明らかになってきた。平成2年2月に改訂された新しい道路橋示方書耐震設計編において設計振動単位が複数の下部構造とそれが支持する上部構造よりなる場合には、固有周期の算出法として「静的フレーム法」が導入されるようになった。

静的フレーム法は構造物の固有値解析を行わなくても、静的な変位解析を行うことによって固有周期の値を簡易的に求めることができる¹⁾。しかし、上部構造と下部構造の区別がつきにくい橋梁形式の場合においては静的フレーム法の有用性について、まだ十分研究がなされていないように思われる。すでに筆者らは三次元連続高架橋および曲線高架橋においては、静的フレーム法による固有周期の算定が有効であることを示してきた^{2), 3)}。これらの構造は筆者らは「開いた構造」と呼ぶ。本報告では「閉じた構造」として、単弦ローゼ橋を取り上げ静的フレーム法の有効性について検討する。

2. 解析理論

2-1. 静的フレーム法

静的フレーム法 (Seismic Frame Method 略して S.F.M.) は地震荷重を受ける橋梁の時刻歴応答解析あるいは、応答スペクトル法による動的解析法 (モード解析) を行う代わりに、静的な変位計算に基づいて固有周期および慣性力を近似的に算定する方法である。

具体的には、まず橋梁構造物を骨組構造にモデル化し、橋の自重に相当する水平力を慣性力の作用方向 (慣性力を求めようとする方向) に作用させて、変位 S における静的変位 $U_d(S)$ を求める。次に静的変位 $U_d(S)$ を用いてレイリーの方法により次式によって固有周期 T を求める。

$$T = 2.01 \sqrt{\delta} \quad (1)$$

$$\delta = \frac{\int_0^L W(S) U_d(S)^2 ds}{\int_0^L W(S) U_d(S) ds} \quad (2)$$

2-2. 整合質量法

離散座標系による解法を用い、その最終的な振動数方程式は式(3)のような固有値問題に帰着される。

$$\det | K - \omega^2 M | = 0 \quad (3)$$

ここで、 K と M は個々の要素に関する剛性マトリックスと質量マトリックスを重ね合わせて得られた全体剛性マトリックス $[K]$ と全体質量マトリックス $[M]$ であり、 ω は構造物の固有円振動数である。

Eigenvalue Analysis of Mono-Chord Lohse Bridges by Using Seismic Frame Method.
by Toshiro HAYASHIKAWA, Kazuya KON, and Koichiro SEKI.

3. 数値計算結果

3-1. 解析モデル

本研究では、図-1に示すような橋長 94.925mで、斜角を有する3主桁の鋼床版単弦ローゼ橋（北旭川大橋）をモデルにして数値計算を行う。断面緒元は表-1の通りであり、幅員の両端部に鋼床版を補強するために仮想部材がある。両端に設けられた仮想部材は道路線形に沿った曲率を有する。斜角は橋軸直角方向軸（Y軸）を基準として考えるものとする。主桁と橋台の結合条件は左側はヒンジ結合で右側はローラー結合である。

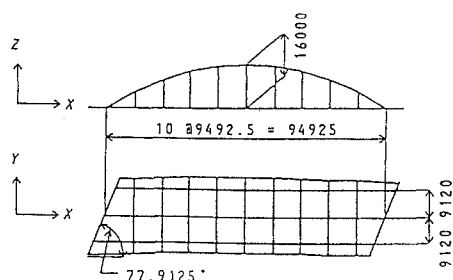


図-1 単弦ローゼ橋

表-1 断面緒元

	A(m ²)	Jx(m ⁴)	Iy(m ⁴)	Iz(m ⁴)
仮想部材	0.0328	1.103E-06	2.766E-02	1.904E-04
主桁	0.2172 ~0.2371	0.1278	0.2079 ~0.2161	0.4478 ~0.6348
横桁	0.0542 ~0.722	0.1E-07	0.0211 ~0.0855	0.1E-07
床組部材	0.1562	0.1E-07	0.1E-07	0.1E-07
アーチ	0.2244 ~0.2376	0.0010	0.0858 ~0.0936	0.1330 ~0.1383
吊材	0.0432	0.1E-07	0.0010	0.0063

3-2. 整合質量法による固有振動モード

図-2は斜角0°の場合の固有振動モードの第1次から第14次までを表している。第1次振動モードは、ねじりの基本振動であり固有周期は1.00846secである。以下、アーチ1次、鉛直逆対称1次、鉛直対称1次、ねじれ2次、橋軸直角対称1次固有振動モードが現れている。第11次モードは橋軸対称1次モードである。

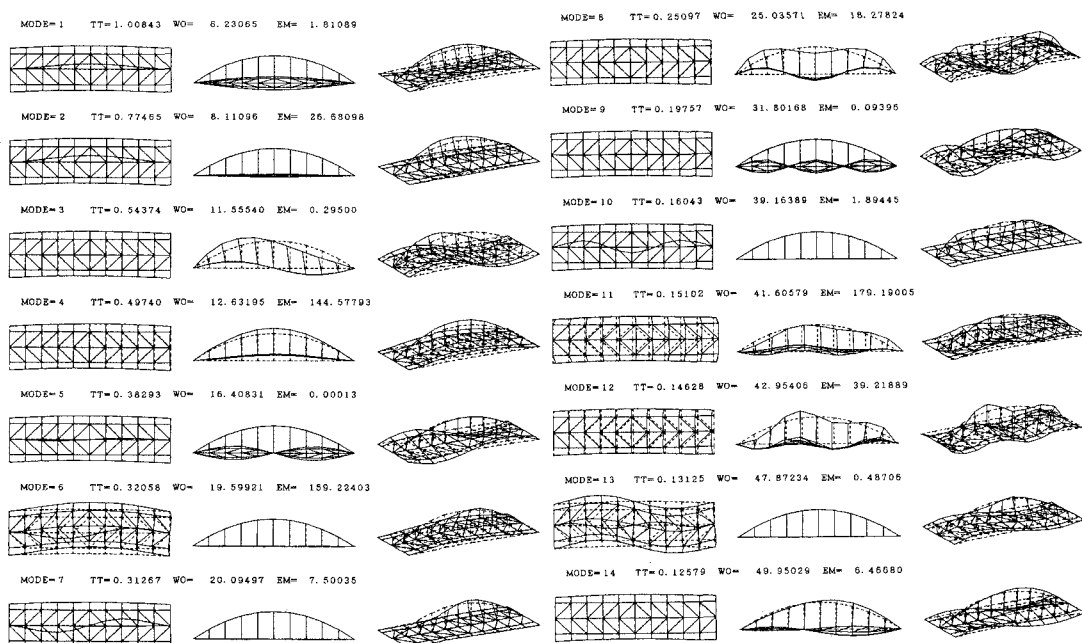


図-2 整合質量法による固有振動モード（斜角0°）

3-3. 静的フレーム法による固有値解析

静的フレーム法では、求める固有振動モードに近い静的変位曲線を求めるために荷重の載荷方法が重要である。ここでは橋軸直角対称、橋軸対称、鉛直対称、ねじれ、鉛直逆対称の各基本振動モードに着目して表-2のように自重を載荷した。図-3がその変位曲線である。鉛直対称1次、ねじれ1次、鉛直逆対称1次に対応する変位曲線は比較的良好に一致している。しかし、橋軸直角対称1次と橋軸対称1次に対応する変位曲線は図-2の固有振動モードと異なる結果である。この原因としてはアーチ部の面外曲げ剛性が鋼床版の剛性に比較して小さいため、アーチ部の面外変形が大きくなったものと考えられる。つまり、 $KLC=1$ の変位曲線は図-2のアーチ部のみの振動が卓越した固有振動モードに対応している。そこで、アーチ部の荷重載荷を取り除いた場合の変位曲線が図-4に示されている。求められた固有周期の値は図-3の結果に比較して良好となっていることがわかる。

表-2 荷重の載荷方向

	床版	アーチ
橋軸直角対称1次	+Y	+Y
橋軸対称1次	+X	+X
鉛直対称1次	+Z	+Z
ねじれ1次	上半分 - Z, 下半分 + Z	
鉛直逆対称1次	左半分 - Z, 右半分 + Z	

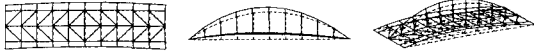
KLC=1 T1=0.69031 T2=0.70204 T3=0.62771



KLC=2 T1=0.16761 T2=0.30236 T3=0.19912



KLC=3 T1=0.49813 T2=0.50278 T3=0.47075



KLC=5 T1=0.96439 T2=0.96440 T3=0.96255

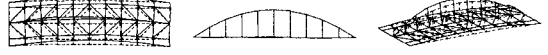


KLC=6 T1=0.60022 T2=0.61131 T3=0.58954



図-3 静的フレーム法による変位曲線
(アーチへの荷重の載荷あり)

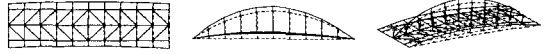
KLC=1 TT=0.32302



KLC=2 TT=0.15339



KLC=3 TT=0.47751



KLC=4 TT=0.56676



図-4 静的フレーム法による変位曲線
(アーチへの荷重の載荷なし)

4. 静的フレーム法と整合質量法の比較

表-3、4はそれぞれ静的フレーム法と整合質量法の固有周期を斜角ごとに比較し、比をとったものである。図-5、6はそれらをグラフにしたもので、横軸に斜角、縦軸に固有周期を取ることによって斜角による固有周期の変化を表している。グラフからアーチに荷重を載荷しない方が全体的に良く一致することがわかる。

表-3 アーチへの荷重の載荷ある場合

(SEC)

斜角	0°			10°		
振動モード	S.F.M.	C.M.M.	S/C	S.F.M.	C.M.M.	S/C
橋軸対称1次	0.16761	0.15102	1.110	0.16624	0.15067	1.103
橋軸直角対称1次	0.69031	0.32058	2.153	0.69032	0.31920	2.162
鉛直対称1次	0.49813	0.49743	1.001	0.49587	0.49707	0.978
鉛直逆対称1次	0.60022	0.54374	1.104	0.58283	0.52814	1.104
ねじれ1次	0.96439	1.00843	0.956	0.94839	0.98564	0.962
	20°			30°		
橋軸対称1次	0.16383	0.15022	1.091	0.16181	0.14952	1.082
橋軸直角対称1次	0.68873	0.31622	2.178	0.68658	0.31698	2.166
鉛直対称1次	0.49080	0.49497	0.992	0.48686	0.49265	1.100
鉛直逆対称1次	0.55446	0.49897	1.111	0.54213	0.46096	1.056
ねじれ1次	0.90938	0.94560	0.967	0.8615	0.76585	1.125

表-4 アーチへの荷重の載荷ない場合

(SEC)

斜角	0°			10°		
振動モード	S.F.M.	C.M.M.	S/C	S.F.M.	C.M.M.	S/C
橋軸対称1次	0.15339	0.15102	1.016	0.15303	0.15067	0.954
橋軸直角対称1次	0.32302	0.32058	1.008	0.32158	0.31920	1.007
鉛直対称1次	0.47751	0.49743	0.960	0.47552	0.49707	0.957
鉛直逆対称1次	0.56676	0.54374	1.042	0.55129	0.52814	1.049
	20°			30°		
橋軸対称1次	0.15238	0.15022	1.014	0.15171	0.14952	1.015
橋軸直角対称1次	0.31760	0.31622	1.004	0.31007	0.31698	0.978
鉛直対称1次	0.47087	0.49497	0.951	0.46738	0.49265	0.949
鉛直逆対称1次	0.52725	0.49897	1.057	0.51982	0.46096	1.128

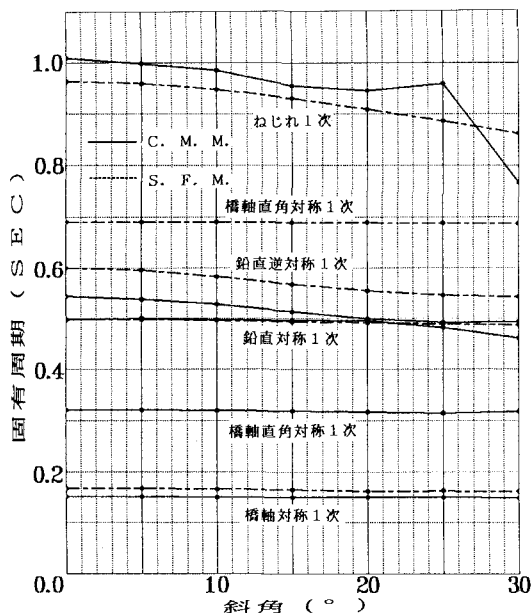


図-5 斜角と固有周期の関係
(アーチに荷重の載荷あり)

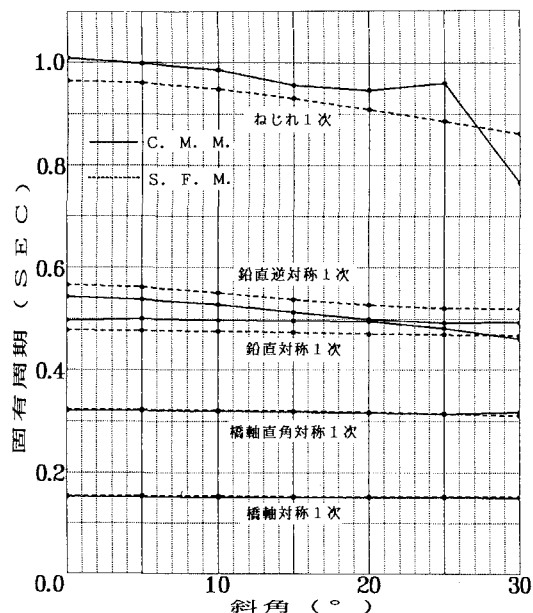


図-6 斜角と固有周期の関係
(アーチに荷重の載荷なし)

5. あとがき

本研究では、鋼床版単弦ローゼ橋の橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向およびねじれの基本固有周期を静的フレーム法により算定し、整合質量法による数値計算結果と比較することによりその解の妥当性と有効性について検討した。

単弦ローゼ橋は、アーチ部の面外曲げ剛性が床版の剛性に比較して小さいため、アーチ部の変位曲線が大きくなる傾向がある。したがって静的フレーム法による荷重載荷に工夫を要することがわかった。ここでは、アーチ部への荷重載荷を無視した方がよい結果を得た。今後は、慣性力および橋脚を有する場合についても検討する必要がある。

参考文献

- 1) 川島一彦・長谷川金二：震度法による連続橋の耐震設計法、橋梁と基礎、Vol.32, No.10, pp.37-45, 1990年10月.
- 2) 林川俊郎・角田典史雄・松井義孝：3次元連続高架橋の基本固有周期の算定について、構造工学論文集、Vol.38A, pp.743-753, 1992年3月.
- 3) 林川俊郎・角田典史雄・高田振一郎：曲線高架橋の固有振動周期の算定について、土木学会北海道支部論文報告集、Vol.47, pp.193-196, 1991年2月.