

長径間ブレストリブアーチ橋の 立体的自由振動と地震応答について

會田忠義・藤井俊行

On the Three-dimensional Free Vibration and Earthquake Response of Braced Rib Arch Bridges with Long Span

Tadayoshi AIDA and Toshiyuki FUJII

Abstract

Dynamical characteristics of horizontal and torsional vibrations are important to the structural design against seismic loads and these characteristics must be analysed three-dimensionally.

The purpose of this paper is to make clear the dynamical characteristics of braced rib arch bridges with long span and to obtain earthquake response of them. From these studies, following statements can be made; ① the dynamical characteristics of horizontal and torsional vibrations of them must be analysed three-dimensionally, ② they may be designed by modified seismic coefficient method against seismic loads.

1. ま え が き

現在、道路橋の耐震設計では、支間200m以下の単純な構造の橋に対しては、道路橋耐震設計指針にしたがい応答を考慮した修正震度法が用いられており、これ以上の長径間あるいは、特殊な構造の橋に対しては、応答スペクトル曲線を用いた地震応答解析法あるいは地震動の波形を入力データとして、モーダルアナリシス法による応答解析法などが用いられている。これらの方法は橋梁の固有周期および固有モードを必要とし、これまでに、多くの橋梁が多質点系の棒系構造として、耐震設計あるいは応答解析されてきた。

けた高さが大きく横断面の変形が比較的大きいトラス系の橋梁を棒系構造にモデル化して解析することはやや無理があり、橋の横断面の変形および回転を考慮して立体的に取り扱う方が望ましいのは周知の通りである。しかし、トラス橋を立体的に応答解析した例は僅少であり、特に、ブレストリブアーチ橋を立体的に解析した例を著者らは知らない。

以上の観点から、著者の一人、會田はこれまでにトラス橋の自由振動の立体的解析法を示し、いくつかのトラス橋の振動特性を明らかにしてきた。本研究はブ

レストリブアーチ橋（西海橋）を対象とし、立体的振動特性を明らかにするとともに、これを用いて、修正震度法および平均応答スペクトルを用いた解析法により、橋軸直角水平方向の応答値を求め、さらに、El Centro地震（1940年5月18日）の地震加速度のN-S成分が橋軸直角水平方向に作用した場合についても、速度応答スペクトルを用いる方法および観測波を入力してモーダルアナリシスによる方法で応答値を求め、これらを比較することにより修正震度法の妥当性を示した。

2. 立体的自由振動

2.1 解析法の概要

ブレストリブアーチ橋の自由振動の立体的解析はランガートラス橋と全く同様に行なわれ、その解析法の詳細は文献1)を参照することとし、以下にその概要を示す。

解析に当たり、次の仮定を入れモデル化する。

- ① ブレストリブアーチ部の横断面は変形せず、アーチの上節点より上の部分（支柱部）は変形するとする。この場合、対傾構が存在するが Fig. 1のように、せん断変形の等しい箱形ラーメンに置

* 土木工学科

** 三菱重工業（株）広島研究所

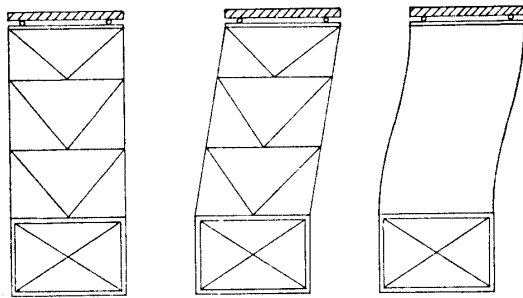


Fig. 1 Deformation of transverse frame

換する。

- ② 支柱，アーチの垂直材および橋支材の伸縮を無視し，横げたは剛体とする。
- ③ 床板は横げた上にヒンジ結合され，床板の水平軸まわりの曲げ剛性および橋軸方向の伸縮剛性を無視するが，鉛直軸まわりの曲げ剛性および橋軸まわりのねじり剛性は考慮する。また，床板は運動方程式をたてるべき横断面の位置で支持された連続ばりと見なす。
- ④ 橋の質量をアーチの節点および横げたと支柱の交点に集中させる。

以上の仮定にしたがうと，1 横断面の変位および変形は横断面の重心の水平および鉛直変位，横断面の鉛直および水平せん断変形ならびに 6 つの節点の橋軸方向変位で表わされる。したがって，1 横断面の運動方程式は横断面の重心の水平および鉛直方向の運動方程式，横断面の変形の運動方程式ならびに 6 つの節点の橋軸方向の運動方程式の計 10 個で表わされる。

これを行列表示すると，次式で表わされる。

$$\begin{aligned}
 & {}_1D_i X_{i-2} + (A_i + {}_2D_i) X_{i-1} + (B_i + {}_3D_i - \omega^2 W_i) X_i \\
 & + (C_i + {}_4D_i) X_{i+1} + {}_5D_i X_{i+2} = 0 \dots\dots (1)
 \end{aligned}$$

ここで， X_i は i 番目の横断面の変位ベクトル， W_i は同じ横断面の質量マトリックスである。 A_i ， B_i および C_i はアーチ部および床組のトラス部材の剛性に関する 10×10 の正方行列であり， ${}_1D_i$ ， ${}_2D_i$ ， ${}_3D_i$ ， ${}_4D_i$ および ${}_5D_i$ は床板の剛性に関する 10×10 の正方行列である。

特に，質量を 2 パネルごとの横断面に集中させる場合，1 横断面の運動方程式は次式となり，

$$\begin{aligned}
 & {}_1D_i X_{i-4} - (A_i B_{i-1}^{-1} A_{i-1} - {}_2D_i) X_{i-2} + (B_i \\
 & - A_i B_{i-1}^{-1} C_{i-1} - C_i B_{i+1}^{-1} A_{i+1} + {}_3D_i - \omega^2 W_i) X_i \\
 & - (C_i B_{i+1}^{-1} C_{i+1} - {}_4D_i) X_{i+2} + {}_5D_i X_{i+4} = 0 \dots\dots (2)
 \end{aligned}$$

さらに，3 パネルごとの横断面に質量を集中させる場合，1 横断面の運動方程式は次式で表わされる。

$$\begin{aligned}
 & {}_1D_i X_{i-6} + \{A_i (B_{i-1} - A_{i-1} B_{i-2}^{-1} C_{i-2})^{-1} A_{i-1} B_{i-2}^{-1} A_{i-2} \\
 & + {}_2D_i\} X_{i-3} + \{B_i - A_i (B_{i-1} - A_{i-1} B_{i-2}^{-1} C_{i-2})^{-1} C_{i-1} \\
 & - C_i (B_{i+1} - C_{i+1} B_{i+2}^{-1} A_{i+2})^{-1} A_{i+1} + {}_3D_i - \omega^2 W_i\} X_i \\
 & + \{C_i (B_{i+1} - C_{i+1} B_{i+2}^{-1} A_{i+2})^{-1} C_{i+1} B_{i+2}^{-1} C_{i+2} \\
 & + {}_4D_i\} X_{i+3} + {}_5D_i X_{i+6} = 0 \dots\dots (3)
 \end{aligned}$$

以上の運動方程式(1)，(2)および(3)をプレーストリプアーチ橋の注目の横断面に適用し，一連の運動方程式より，振動数方程式を求め，行列の固有値問題として固有値および固有ベクトルを求める。

2・2 西海橋の諸元とモデル化

解析に先だって，本橋のモデル化を前述の仮定にしたがって行なった。また，計算の都合上，アーチ部および床組部の横構を構面のせん断変形量を変えないようにしてダブルワーレン形に置換した。

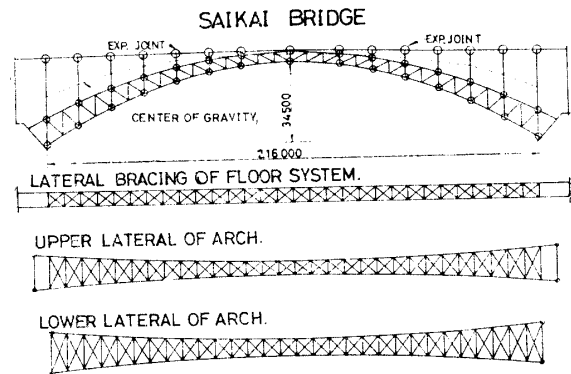


Fig. 2 Skelton of Saikai Bridge

Fig. 2 に運動方程式を立てた横断面位置（質量を集中させた横断面）と各横断面位置における重心位置を示し，Fig. 3 に注目の横断面の番号，節点番号および座標原点を示した Table 1 には横断面および節点質量ならびに横断面の質量慣性モーメントを示した。本橋はスパン中央に対して対称であるため，Fig. 2，Fig. 3 および Table 1 にはスパン中央より左側半分についてのみ示した。

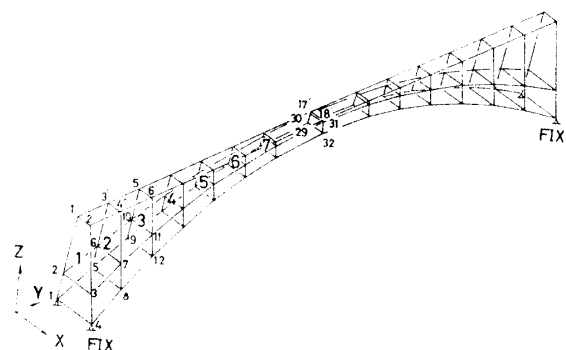


Fig. 3 Number of joints and cross sections

Table 1 Masses and moments of inertia of mass

Ω_1	Ω_2 171.3919	Ω_3 155.8928	Ω_4 143.5148	Ω_5 139.3626	Ω_6 133.9812	Ω_7 163.3049	Ω_8 189.6922
Ω_1^v	Ω_2^v 6.92245	Ω_3^v 4.42629	Ω_4^v 2.92665	Ω_5^v 2.19444	Ω_6^v 1.72382	Ω_7^v 2.33414	Ω_8^v 2.30778
Ω_1^h 63.5052	Ω_2^h 27.0874	Ω_3^h 1.36336	Ω_4^h 6.21996	Ω_5^h 2.64675	Ω_6^h 1.03057		Ω_8^h
m_1	m_5 23.9728	m_9 19.8966	m_{13} 16.2251	m_{17} 14.2101	m_{21} 12.8876	m_{25} 15.2439	m_{29} 18.2462
m_2 22.6958	m_6 18.8969	m_{10} 16.0893	m_{14} 14.0651	m_{18} 13.9627	m_{22} 13.2428	m_{26} 15.6879	m_{30} 18.4065
m_1' 34.3896*	m_3' 42.8262*	m_5' 41.9605*	m_7' 41.4672*	m_9' 20.7542*	m_{13}' 40.8602*	m_{15}' 50.7206*	m_{17}' 58.1935*
				m_{11}' 20.7542*			

Unit : Mass.....kg · sec²/cm. Moment of inertia of mass.....×10⁷kg · sec² · cm.

* : These include masses of concrete slab.

本橋は構造および境界条件がスパン中央に対して対称であるので振動解析ではスパン中央より左側半分を考え、スパン中央に対称変形および逆対称変形の条件を入れることにより、対称振動および逆対称振動特性を求めた。また、運動方程式を立てる際、第1～第6番目の横断面の支柱部では Fig. 1 に示すように横断面変形を考慮するが、第7および第8番目の横断面では横断面の変形は全くないと考え、 $\theta = \Gamma$ とした。特に、第5番目の横断面の床組の伸縮装置に対しては、Fig. 4 のように床組部に4個の節点を考え、それぞれに質量を集中させた。この結果、この横断面の水平、鉛直および変形の運動方程式には影響なく、節点の橋軸方向の運動方程式が増加し、この横断面の運動方程式は計12個となった。

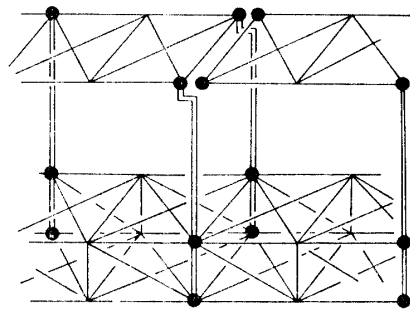


Fig. 4 Expansion joints of floor system

振動数方程式は対称振動に対しては69次、逆対称振動に対しては70次の行列式となった。

2・3 西海橋の立体的自由振動特性

解析結果中、第20次までの固有周期および主な振動型を Table 2 に示した。これらの固有振動中、鉛直振動型では鉛直変位と橋軸方向変位のみが生じ他の変位はほとんど生じないが、水平振動型では、鉛直変位は極く僅かしか生じないのに対して、水平変位、横断面

Table 2 Natural period, frequency and predominant mode

No.	Natural period	Natural frequency	Predominant mode
1	1.6098	0.6212	symmetric, Horizontal
2	1.5045	0.6647	anti-symmetric, horiz.
3	0.9486	1.054	symmetric, horiz.
4	0.7115	1.406	anti-symm., vertical.
5	0.5840	1.712	symm., vert.
6	0.5492	1.821	anti-symm., horiz.
7	0.5353	1.868	symm., horiz.
8	0.4249	2.353	anti-symm., horiz.
9	0.3688	2.712	symm., vert.
10	0.3183	3.142	symm., horiz.
11	0.2945	3.395	anti-symm., vert.
12	0.2608	3.834	symm., horiz.
13	0.2457	4.069	anti-symm., horiz.
14	0.23402	4.273	symm., vert.
15	0.23397	4.274	symm., horiz.
16	0.2292	4.363	anti-symm., horiz.
17	0.2118	4.721	anti-symm., horiz.
18	0.1782	5.611	anti-symm., vert.
19	0.1720	5.814	symm., horiz.
20	0.1686	5.931	symm., vert.

の変形および橋軸方向変位が大きく生じている。

水平振動型について、床組およびアーチトラスの重心の水平変位を図示すると Fig. 5、鉛直振動型について横断面の重心の鉛直変位を図示すると Fig. 6 の通りである。これらの自由振動型の9次までのものを立体的に描くと Fig. 7 の通りである。

鉛直振動は一般のアーチのそれと大差なく、特記すべきものはないが、水平振動は本橋の質量がアーチ部分と床組部に集中しているため、床組部の水平変位が

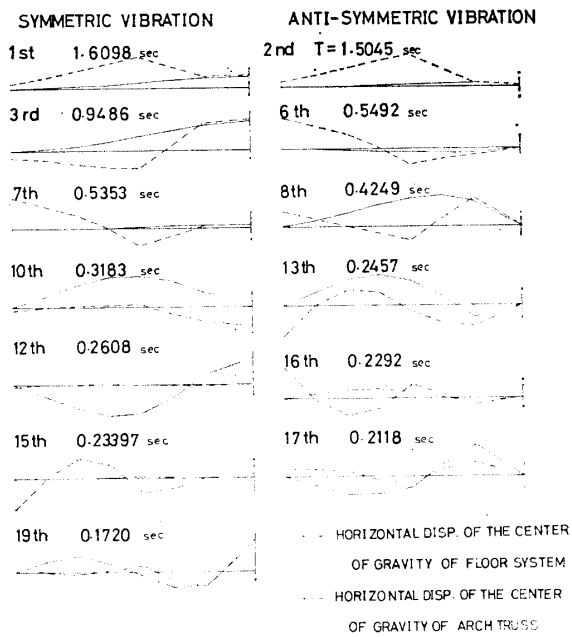


Fig. 5 Horizontal vibrations

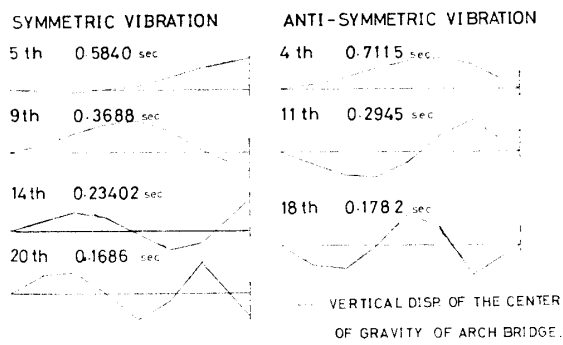


Fig. 6 Vertical vibrations

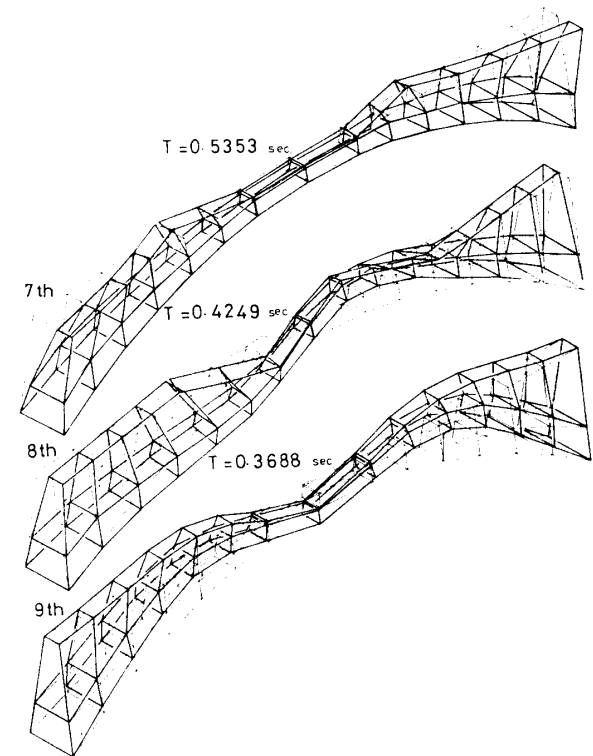
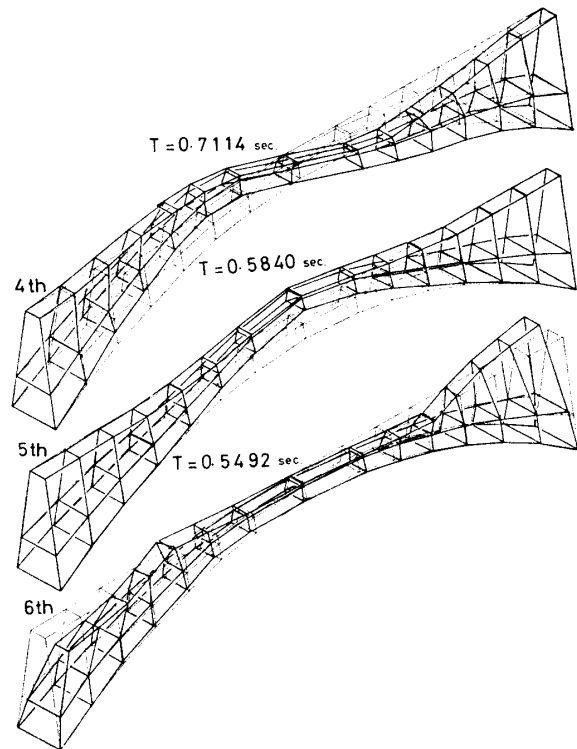
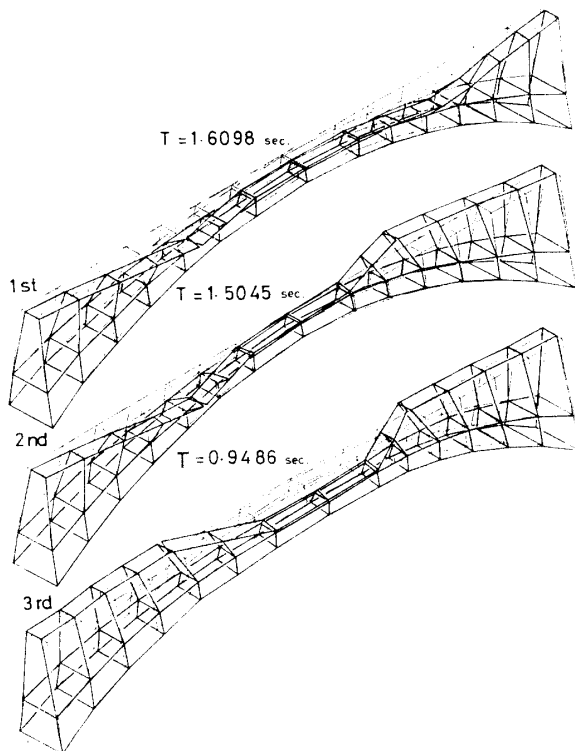


Fig. 7 Patterns of free vibration of braced rib arch



卓越するものおよびアーチ部の変位が卓越するものが現われ特異な振動型を呈することが明らかとなった。また床組部の伸縮装置の存在のため床組部の水平変位が卓越する場合大きな変位が生じている。

3. 立体的地震応答

西海橋の耐震設計に用いられる震度法における設計水平震度は道路橋耐震設計指針²⁾によれば、標準設計水平震度 $K_0=0.2$ 、地域別補正係数 $\nu_1=0.7$ 、地盤別補正係数 $\nu_2=0.9$ (第一種)、重要度別補正係数 $\nu_3=1.0$ とするとき、 $K_h=0.13$ となる。したがって、以下の地震応答に用いる最大地震加速度を $0.13g$ (127.4 gal) とした。

3.1 修正震度法および平均加速度応答スペクトル曲線を用いた応答解析結果

応答を考慮した修正震度法における設計震度は前出の設計指針によれば、構造物の固有周期による補正係数は $\beta=0.870$ となり、 $K_{hm}=0.113$ となる。したがって、 $0.113g$ なる加速度を本橋の全横断面の重心の集中質量に作用させることにより、最大変位応答および部材力が求められる。横断面の重心の水平変位および横断面の変形を Fig. 8 中の実線で示した。また、この場合のアーチトラス下弦材および上弦材の部材力を Fig. 12、床組の弦材応力を Fig. 13 中に実線で示した。

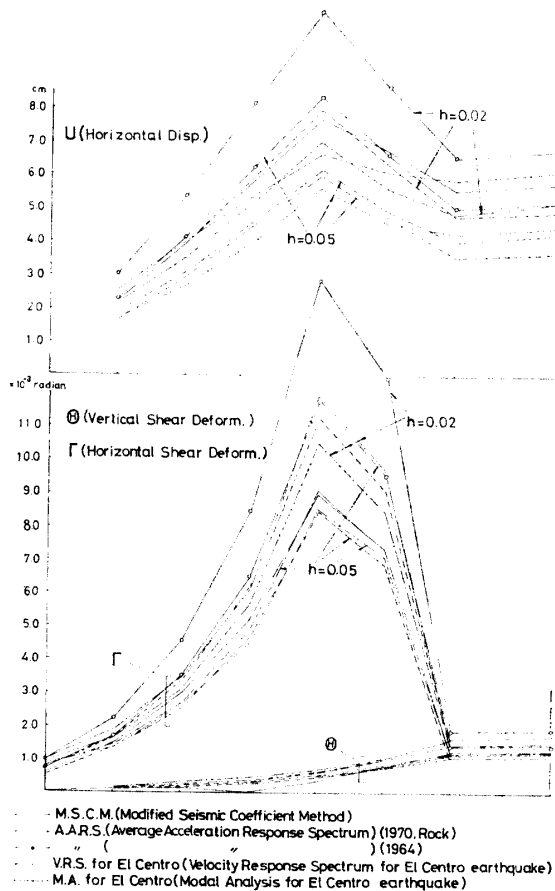


Fig. 8 Maximum displacement response of center of gravity of cross sections

本研究で用いた平均応答スペクトル曲線は、高田らにより提案された曲線³⁾ (1964) (Fig. 9) および、栗林らにより提案された地盤条件別の平均応答スペクトル曲線⁴⁾ (1970) の岩盤の場合 (Fig. 10) である。

応答解析には基準振動中、水平対称振動で固有周期の大きい順に10個をとり、減衰定数 $h=0.02$ および $h=0.05$ の場合について、下記の応答値を求めた。Table 3 に上記の10個の水平対称の基準振動の横断面重心の変位および横断面形の変形を示した。また、Table 4 は固有周期と絶対最大加速度応答スペクトル係数 (動

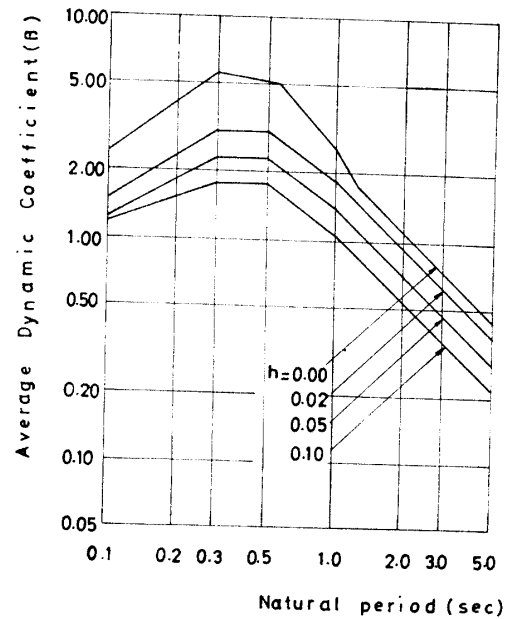


Fig. 9 Average response spectrum curve (1964)

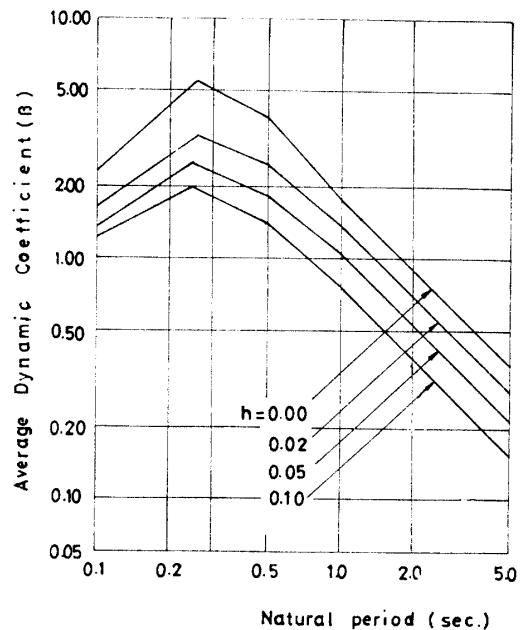


Fig. 10 Average response spectrum curve (1970, Rock)

Table 3 Displacements and deformations of horizontal symmetric normal vibrations

Natural period		1.6098	0.9486	0.5353	0.3182	0.2608	
Horizontal displacements	U ₂	0.148240	-0.09617	0.592540	0.155838	-0.170088	
	U ₃	0.274623	-0.123074	0.412924	0.340939	-0.296004	
	U ₄	0.418878	-0.131428	0.022739	0.443928	-0.353837	
	U ₅	0.560916	-0.111368	-0.496687	0.451739	-0.325464	
	U ₆	0.443404	0.245623	-0.206948	0.174467	-0.154579	
	U ₇	0.312504	0.601250	0.118117	-0.131545	0.079960	
	U ₈	0.316513	0.691157	0.180839	-0.325594	0.549648	
Shear deformations	vertical	θ ₂	-0.005141	-0.013446	-0.011045	-0.225691	-0.153177
		θ ₃	-0.005480	-0.018671	-0.017123	-0.524332	-0.396192
		θ ₄	0.004112	-0.007016	-0.015732	-0.885478	-0.672431
		θ ₅	0.025179	0.021521	-0.011780	-1.350260	-0.877073
		θ ₆	0.054807	0.064325	-0.013178	-1.903948	-0.921325
		θ ₇	0.084101	0.107488	-0.020946	-2.467962	-0.868588
		θ ₈	0.081046	0.128130	-0.005775	-2.819157	-0.977931
	horizontal	Γ ₁	0.003325	-0.041477	0.437127	-0.029523	-0.015384
		Γ ₂	0.107508	-0.103803	0.468958	-0.146984	0.127269
		Γ ₃	0.229012	-0.218225	0.383909	-0.351217	0.372335
		Γ ₄	0.426684	-0.420712	-0.037492	-0.645371	0.687584
		Γ ₅	0.770629	-0.804084	-1.089790	-0.996893	0.915896
		Γ ₆	0.625565	-0.590436	-0.895482	-1.808699	.609685

Table 4 Absolute maximum acceleration response spectrum coefficient (Dynamic coefficient)

Natural period	Average response spectrum (1964)		Average response spectrum (1970, Rock)	
	h=0.02	h=0.05	h=0.02	h=0.05
1.6098	1.17	0.898	0.855	0.645
0.9486	1.97	1.51	1.43	1.06
0.5353	2.99	2.21	2.35	1.72
0.3182	3.24	2.30	3.00	2.23
0.2608	2.85	2.14	3.25	2.45
0.2340	2.68	2.02	3.00	2.40
0.1720	2.15	1.73	2.43	1.94
0.1651	2.08	1.69	2.37	1.91
0.1376	1.84	1.52	2.10	1.68
0.1188	1.67	1.40	1.89	1.53

的係数)を示す。

多自由度系構造物の第 k 次の振動形を K_{ik} (i は質点番号), 固有円振動数を ω_k , 減衰定数を h_k , 質点の質量を m_i とするとき, i 点の変位 x_i は次式で表わされ,

$$x_i = \sum_{k=1} \phi_k X_{ik} \dots \dots \dots (4)$$

基準座標 ϕ_k は次の方程式を解くことにより求められる。

$$\ddot{\phi}_k + 2 h_k \omega_k \dot{\phi}_k + \omega_k^2 \phi_k = -\beta x_g(t) \dots \dots \dots (5)$$

ここで β_k は第 k 次の刺激係数で次式で表わされる。

$$\beta_k = \frac{\sum_{i=1} m_i X_{ik}}{\sum_{i=1} m_i X_{ik}^2} \dots \dots \dots (6)$$

変位 x_i , 絶対加速度 ($\ddot{x}_i + \ddot{x}_g$) および部材力 N_i の応答の最大値は第 k 次の加速度応答スペクトルを S_{Ak} とするとき統計的考え方により, 次式より求められる。

$$x_{i \max} = \sqrt{\sum_{k=1} \{\beta_k X_{ik} S_{Ak} / \omega_k^2\}^2} \dots \dots \dots (7)$$

$$(\ddot{x}_i + \ddot{x}_g)_{\max} = \sqrt{\sum_{k=1} \{\beta_k X_{ik} S_{Ak}\}^2} \dots \dots \dots (8)$$

$$N_{i \max} = \sqrt{\sum_{k=1} \{\beta_k N_{ik} S_{Ak} / \omega_k^2\}^2} \dots \dots \dots (9)$$

式(9)中 N_{ik} は第 k 次の基準振動による i 番目の部材の部材力である。

本橋の横断面の重心の水平変位応答および横断面形の変形 (θ および Γ) 応答を Fig. 8, また, 横断面の重心の水平加速度応答および変形加速度応答を Fig. 11 に示した。さらにこの場合のアーチトラス下弦材および上弦材部材力の応答を Fig. 12 に, 床組の弦材部材力応答を Fig. 13 に示した。これら Fig. 8, 11, 12 および 13 には平均加速度応答スペクトル (1964) による結果を実線と丸印で, 地盤条件別平均加速度応答スペク

0.2340	0.1720	0.1651	0.1376	0.1188
0.030132	-0.122052	0.189216	0.398513	-0.330026
0.615633	-0.154257	0.222605	0.355281	0.011645
0.435526	-0.134666	0.079891	-0.130265	0.551035
-0.444520	-0.062614	-0.107447	-0.459675	-0.198071
-0.320352	0.326433	-0.037273	0.055740	-0.521967
0.010844	0.387637	-0.011016	0.335415	0.429458
0.178430	-0.789472	-1.375842	-0.284371	-0.219731
0.001987	-0.070683	-0.694435	0.216173	0.110141
0.004923	-0.136242	-1.359471	0.346164	0.035387
0.049937	-0.129898	-1.607742	0.205123	-0.147699
0.136145	-0.041681	-1.175940	-0.153179	0.033586
0.167888	0.035233	-0.068507	-0.377043	0.307268
0.138295	0.057801	1.319974	-0.225750	0.042810
0.208393	-0.112362	2.381335	-0.789434	-0.143983
-0.552842	-0.030601	0.000326	-0.052579	0.255479
0.007854	0.130814	-0.146688	-0.200861	-0.521581
0.572854	0.257883	-0.249414	-0.302857	-0.201917
0.497797	0.158060	-0.172775	-0.078052	0.998736
-0.943627	-0.320500	0.096502	0.664217	0.301083
-0.990016	-0.288243	0.876960	2.115542	-1.663413

Unit : @, $\Gamma \dots \dots \times 10^{-3}$ radian

トル (1970, 岩盤) による結果を破線で示している。

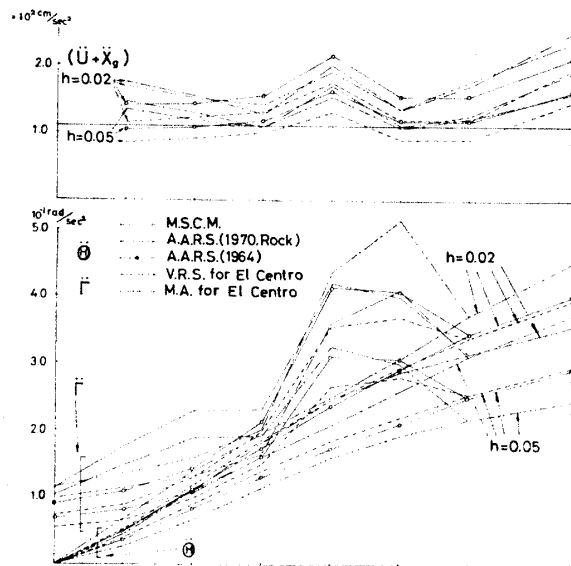


Fig. 11 Maximum acceleration response of center of gravity of cross sections

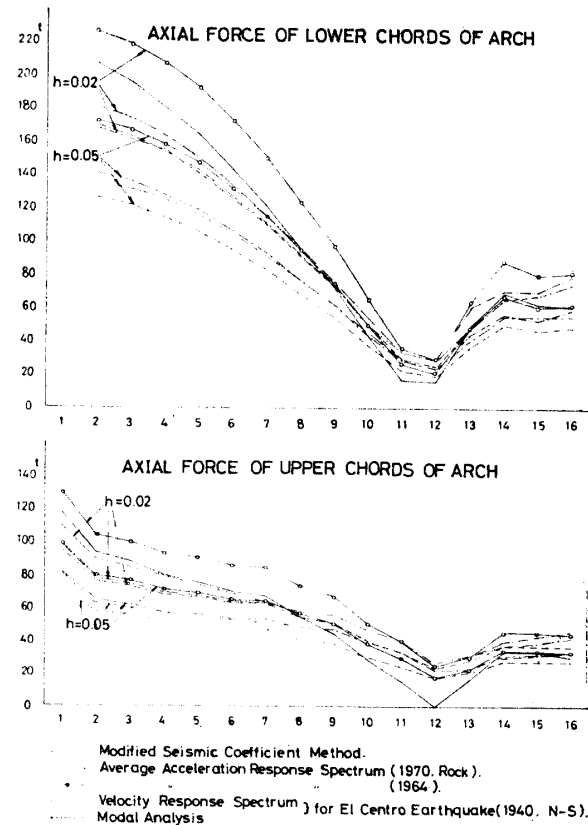


Fig. 12 Maximum axial force response of lower and upper chord members of arch

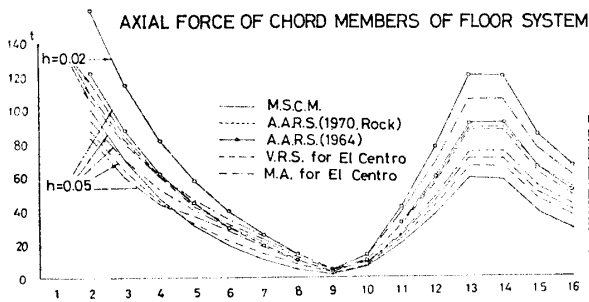


Fig. 13 Maximum axial force response of chord members of floor system

3・2 El Centro 地震波による応答結果

El Centro 地震 (1940年5月18日 California 州 El Centro で発生した地震) の N-S 成分が本橋に作用した場合の地震応答を、直接、地震波形を用いて modal analysis 法により求めると同時に、G. W. Housner により作成された上記地震の速度応答スペクトル⁵⁾ (Fig. 14) を用いて、式(7)~(9)の関係より求めた。この場合、本地震の最大加速度 $\ddot{x}_g \max$ は 319.4gal であるが、前項の結果と比較する必要から最大加速度を 127.4g (0.13g) に換算した場合の地震応答を求めた。

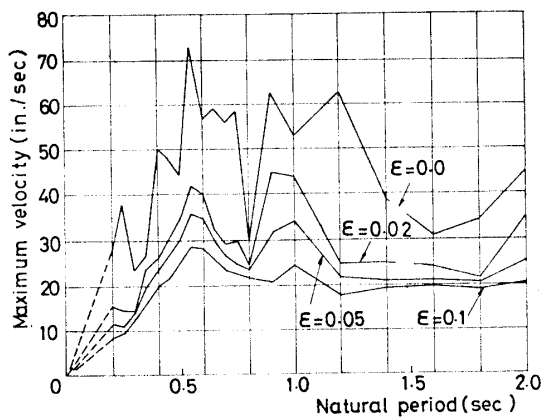


Fig. 14 Velocity response spectrum for El Centro earthquake (1940, N-S)

modal analysis 法は式(5)の右辺の $x_g(t)$ に地震波形を入れ、各次の基準座標 ϕ_k を時々刻々求めることにより、時々刻々の地震応答が求められる。一方、速度応答スペクトルを用いた地震応答解析は、加速度応答スペクトルを用いた前述の解析と同じで、速度応答スペクトルを S_v とするとき、式(7)~(9)において、 S_a の代わりに ωS_v を用いることにより、応答が求められる。本研究では、Table 3 に示す10個の水平対称の基準振動を用いた。減衰定数 $h=0.02$ および 0.05 の場

合の速度応答スペクトル S_v (in/sec) を表-5 に示す。

応答解析中、横断面の重心の水平変位応答および横断面形の変形応答を図-9中に速度応答スペクトルを用いた結果を一点鎖線でモーダルアナリシスにより求めた結果を二点鎖線で示し、同じ線を用いて横断面の重心の水平絶対加速度応答 $(\dot{U} + \ddot{x}_g)_{\max}$ および横断面形の変形加速度応答 $(\ddot{\theta}_{\max}, \ddot{i}_{\max})$ を Fig. 11 に示した。さらに、アーチトラスの下弦材および上弦材の部材力応答を Fig. 12 に、床組の弦材の部材力応答を Fig 13 に示した。

Table 5 Velocity response spectrum S_v (in/sec) for El Centro earthquake (1940, N-S)

Natural period	h=0.02	h=0.05
1.6098	24.0	21.2
0.9486	44.2	32.6
0.5353	40.5	34.7
0.3182	22.5	19.0
0.2608	14.2	11.9
0.2340	14.5	11.9
0.1720	13.5	10.0
0.1651	13.1	9.7
0.1376	10.7	7.9
0.1188	9.4	6.7

3・3 応答の検討

最大変位応答は Fig. 8 より、明らかであるが、平均応答スペクトル (1964) による結果は別として、その他の方法による結果は、 $h=0.05$ の場合、比較的良好合うが、 $h=0.02$ になると、ややなれる。また、修正震度法による結果は $h=0.02$ の場合に相当し、道路橋耐震設計指針と同じ傾向が得られた。

横断面の重心の水平加速度および横断面の変形の加速度 (Fig. 11) は、それぞれの方法で求めた結果に多少の差異が生じた。特に横断面の重心の水平加速度は、地盤条件別平均加速度応答スペクトルを用いた $h=0.05$ の場合の結果を除いていずれも、修正震度法における加速度 127.4 gal より大きい加速度が生じた。

アーチトラス部材力応答において、平均加速度応答スペクトル (1964) を用いた結果を除いて、修正震度法により求めた部材力は岩盤の条件を入れた場合 (El Centro 地震による応答を含む) よりやや大きくなるが、床組の弦材力については、修正震度法により求めた結果は、スパン中央部分では小さいが、他の部分では前述の岩盤の条件を入れた場合と同じかやや小さい程度になった。また、本文では示さなかったが、アー

チトラスの横構部材力および床組の横構部材力の応答については、いずれの方法で求めた結果も、互いによく一致する結果が得られたことをここに付記する。

以上の応答結果中、El Centro 地震の速度応答スペクトルを用いた結果と地震波を入力して modal analysis 法により求めた結果に多少の差異を生じたが、これは本研究では速度応答スペクトルに Fig. 14 に示すように平滑化したスペクトルを用いたためと考えられる。

4. 結 び

長径間ブレーストリブアーチ橋を立体的に取り扱うことにより、これまでに明らかにされていなかった立体的振動特性を解析した。その結果、鉛直振動については、従来のアーチ橋と同様の特性を確めるにとどまったが、水平振動については、橋床部分の振動とアーチトラスの振動が、それぞれ、特異な振動型を呈することが明らかになった。また、床組部の伸縮装置のため床組部の水平変位がかなり大きくなったが、この伸縮装置の配置は水平変位を制御する上で十分注意を要する問題である。

耐震設計については、修正震度法を用い立体的に静的に設計する場合、地盤条件を考慮し、 $h=0.02$ として耐震設計するかぎり、大きな差異はなく、強いて言及すれば、アーチトラスにおいてやや大きめの部材力がまた、床組では小さめの部材力が算出されることである。

本研究の数値計算には九州大学大型計算機センター FACOM 230-60 を用いた。本研究の解析結果について、貴重な助言をいただいた九州大学工学部吉村虎蔵教授に感謝します。

参 考 文 献

- 1) 村上 正, 會田忠義: 土木学会論文報告集, 218, p. 9
- 2) 日本道路協会: 道路橋耐震設計指針, 同解説 丸善 (1972) p. 62~62
- 3) 高田孝信, 大久保忠良, 粟林栄一: 土木研究所報告, 128, p. 1-51 (1965)
- 4) 2), p. 122
- 5) P. L. Wiegel: "Earthquake Engineering" Prentice Hall, N.Y. p. 319

(昭和49年10月9日受理)