

## 南備讃瀬戸大橋アンカレイジの固有振動に関する実証的研究

AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE NATURAL VIBRATIONS OF  
AN ANCHORAGE OF SOUTH BISAN-SETO BRIDGE

東原 紘道\*・森谷 保\*\*・田島 二郎\*\*\*

By Hiromichi HIGASHIHARA, Tamotsu MORIYA and Jiro TAJIMA

South Bisan-seto Bridge is a long span suspension bridge whose anchorages are all located in the sea. They are tall and heavy; accordingly, their eigenfrequencies are low and these may become close to those of the towers. The coupling between these structures is very harmful. On the other hand, the mechanical properties of the ground are difficult to know and the precision of the estimation remains relatively poor. It is therefore indispensable to examine the dynamical properties of the anchorages by means of in situ measurement of vibrations. Natural vibrations of an anchorage are observed and its eigenfrequencies identified. It is concluded that the frequencies of the anchorage are considerably high and the reestimated stiffness of the ground agrees well with that which was formerly obtained from the elastic wave velocity data of the neighboring ground.

Keywords: suspension bridge, vibration, measurement

## 1. 研究の目的

この研究では、本州四国連絡橋児島一坂出ルート中の南備讃瀬戸大橋の南側アンカレイジ（以下では単にBB7Aとよぶ）の振動計測によって、その固有振動数を同定し、さらにこれに基づいて、基礎地盤の弾性定数を推定することを目的とする。

南備讃瀬戸大橋は、274 m + 1100 m + 274 m の3径間吊橋であって、連続型式の補剛トラスを有している。両端のアンカレイジと2本の橋脚はすべて海中に設置される。これらはいずれも巨大な構造物であるが、特にBB7Aは、全高131 m（うち海中部分50 m）、海中部分の水平断面が75 m（橋軸方向）×59 m（橋軸直角方向）、自重は100万tに及ぶ。しかもこの比較的縦長の躯体は、特別の定着工を伴うことなく、岩盤上に自立している（BB7Aの概要についてはFig. 3参照）。

従来の吊橋にあっては、アンカレイジは文字どおり定着性の高いもので、その結果、それはおおむね5 Hz程度の固有振動数を有している。この大きさは、大型の吊

橋の上部構造の主要な振動モードの固有振動数をはるかに上回るものである。このため、下部構造とりわけアンカレイジと上部構造との動的相互作用を無視して、おのおの別個に設計してよいとされてきた。

しかしBB7Aの構造型式はこれらの定説の前提条件を満足するとはいえない。たとえばFig. 1は、本橋の構造諸元および後述するBB7Aの地盤の設計条件を用いて行った、橋軸を含む鉛直面内の固有振動数を示す。図中でトラスのA、Sはそれぞれ逆対称モード、対称モードであり、その他の構造物のN、Sはそれぞれ北（児島側）、南（坂出側）である。BB7AはアンカレイジのSにあたる。この図からも明らかなように、BB7Aの1次モードは、主塔の1次モードに近接してしかもより低い固有振動数を有している。

しかも地盤の力学的性質に関するデータの不確実性が比較的大きいため、両者は同調する可能性を有している。その場合には、主に主塔基部に過大な曲げモーメントが加わるおそれがある<sup>1)</sup>。この理由のゆえに、BB7Aの固有振動数のより精密な推定が重要になってくる。

この地盤の設計条件は、多量の実測資料の詳細な検討に基づいて定められている<sup>2)</sup>。しかしこれはあくまで標本試験および弾性波探査によるものであり、これをもって、BB7Aという巨大な構造物を載荷したときの力学

\* 正会員 工博 埼玉大学助教授 工学部建設工学科  
(〒338 浦和市下大久保 255 番地)

\*\* 正会員 工修 神奈川県

\*\*\* 正会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科



適しないものが含まれる。またその周波数特性によってはBB7Aの固有振動がほとんど励起されない場合もあって、固有振動の発生そのものが不確定現象である。このため統計的な判断が不可欠である。これらの事情を考慮し、さらに当該地域の微小地震の発生頻度を考慮して、観測時間長を定めなければならない<sup>3)</sup>。

(2) 計測の実行

工事と競合しない夜間の連続記録を所定の日数繰り返して取得したデータのうちに、周波数分析まで実施したサンプルの個数をTable 1に示す。

Table 1のケース番号は観測の実施年度に対応しており、ケース1は1983年5~6月、ケース2は1984年8月、ケース3は1985年4~5月である。いずれのケースにあってもBB7Aは単独で自立していた。作業台や係留ロープなどの付設はあったが、振動を拘束する力は無視できる。しかしこの間に工事が進行したので、ケースごとにBB7Aの構造諸元が変化した。その概要をFig. 2に示す。また慣性力パラメータの数値はTable 3に示す。もちろん工事が日々進行するので、同一ケース内でもデータごとに少しずつ異なっている。

Fig. 2には測点の概要も示す。記号のL, T, Vはそれぞれ橋軸方向水平成分、橋軸直角方向水平成分、鉛直成分を表す。海面上45m点および北西隅角点はケース3でのみ設定された。

Table 1 Number of Samples.

	Case 1	Case 2	Case 3
Microtremors	35	15	30
Earthquakes	3	1	9

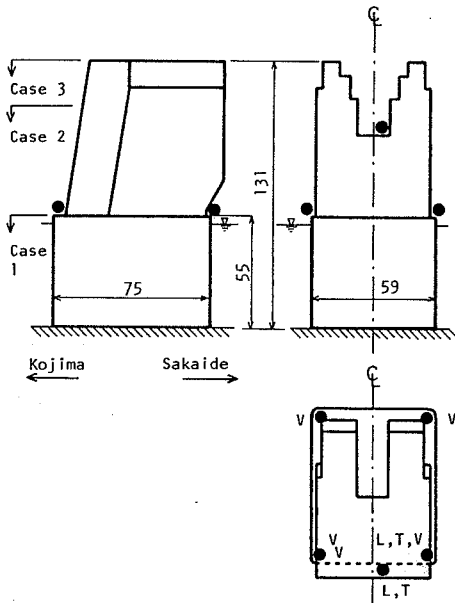


Fig. 2 Dimensions of the Anchorage (m).

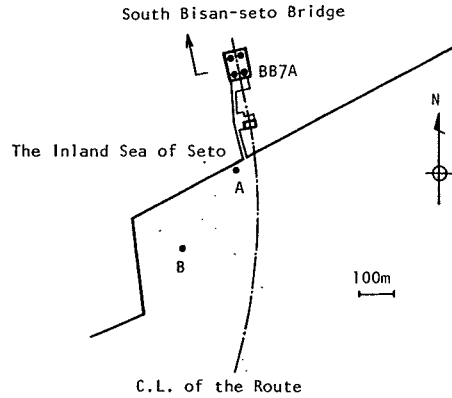


Fig. 3 Observation Points.

Table 2 Number of recorded earthquakes.

Magnitude	2.9 ~ 3.8	4.1 ~ 4.9	6.0
Case 1	2	1	0
Case 2	1	0	0
Case 3	6	2	1

またFig. 3はBB7A付近の概略の平面図であって、同時に測点の概要を黒丸で示している。

なお陸上Bは公団の管理にかかる地下地震計であり、ここで得られた若干の地震データも利用した。ただしこれらの地震は本研究の観測期間外に発生したもので、BB7Aの振動記録とのつき合せはできない。

微小地震記録は、JJY時較正によって時刻を正確に決定したのち、気象庁の地震月報と照合することによって、対応する地震を同定した。ケース別・マグニチュード別の地震個数をTable 2に示す。

3. 準備的考察

(1) 支配的な振動モード

以下ではBB7Aを剛体とみなす。するとその振動は6自由度を有する。変位成分を、橋軸方向= $u$ 、橋軸直角方向= $v$ 、鉛直上方= $w$ とし、それぞれの軸のまわりの回転を $\phi$ 、 $\chi$ 、 $\psi$ で表す。さらに公団のモデルを考慮して、BB7Aが線形のばねで支持されているものとする。( $u, v, w, \phi, \chi, \psi$ )に対する剛性マトリックスは次のとおりである。

$$\begin{vmatrix}
 H & 0 & 0 & -Hd & H_y & \\
 & H & Hd & 0 & H_x & \\
 & & V & V_y & -V_x & 0 \\
 & & & V_{yy} + d^2 & -V_{xy} & H_x d \\
 \text{sym.} & & & & V_{xx} + d^2 & H_y d \\
 & & & & & H_{zz}
 \end{vmatrix} \dots (1)$$

ここに、 $d$ =重心高さ；大文字は底面の分布ばねのモー

メントであって、 $H$ と $V$ は水平成分と鉛直成分の0次モーメント； $H_x$ その他は1次モーメント； $V_{xx}$ その他は2次モーメントである。

もし底面のばね強さが一様であれば、式(1)の1次モーメントがすべて消えて、その結果、 $w$ と $\phi$ がそれぞれ分離独立するとともに、 $(u, \chi)$ と $(v, \phi)$ の2組の2次元振動に分解されることはよく知られている。

底面のばね強さ分布が非対称であると複雑な連成が生じる。たとえば $y$ 軸に関する対称性が破れると、 $w$ は $(u, \chi)$ と連成し、 $\phi$ は $(v, \phi)$ と連成する。現実の地盤は、厳密には巨視的にも不均一であり、すべてのモードが連成する。したがってたとえば $u$ を計測するデータには多数の連成モードが含まれることになる。しかし地質調査資料によればこの不均一性は比較的穏やかなものである。このため個々の固有振動において支配的な成分が唯一個存在し、これが識別され得ると期待される。

(2) モードの識別可能性

本橋の耐震設計々算に際して、周辺地盤は、平板載荷試験もしくはボーリング孔内測定もしくは肉眼観察によって分類され、それに対応して弾性定数が定められている<sup>2)</sup>。もちろんこれらの設定値は1つの設計規範という側面をもっており、現実の量の単純な推定値とは異なっている。しかしそれにもかかわらずこれらは一定の実証性を内包しており、その限りでこれを1つの推定値として大まかな推論をすることは可能である。

いまBB7Aの周辺地盤が、公団の分類 $C_L$ に属するものとして、地盤変形係数 $E=1 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$  ( $1 \times 10^9 \text{ N/cm}^2$ )としたときの、 $(u, \chi)$ および $(v, \phi)$ の振動の固有振動数をTable 3に示す。表にはアンカレイジの質量および重心高さをも示す。

振動方向の違いによって1次モードでは固有振動数に約15%の差が生じる。しかし2次モードでは1%程度の差しかない。後出のパワースペクトルのピークの幅および計器の分解能を考慮すると、2つの2次モードは識別できない。すなわちこれらはいずれの方向にも振動成分を有する単一のピークとして認識されてしまうことになる。ということは、2次モードと周辺地盤もしくは外乱の卓越振動を見分けることができないということである。

Table 3 Eigenfrequencies calculated from the design conditions.

	Mass. of the Anchorage (ton)	Height of the Center (m)	Eigenfrequency (Hz)			
			Longitu.		Transver.	
			1st	2nd	1st	2nd
Case 1	$0.59 \times 10^6$	27.0	1.36	3.26	1.19	3.22
Case 2	$1.00 \times 10^6$	48.6	0.80	2.68	0.67	2.66
Case 3	$1.03 \times 10^6$	51.7	0.75	2.65	0.63	2.63

上記の1次モードは構造物の下方の地中に回転の中心をもつスウェイ振動である。このため、観測点のある構造物上端面は地表面よりも大きな水平振幅を生じることが期待される。これと対照的に2次モードはロッキング振動であって、構造物内部に回転の中心をもつ。したがってその水平振幅は相対的に小さい。以上を要約すれば、本計測において2次モードの検出は非常に困難である。しかし実用上重要な1次モードの識別の可能性は高いので、以後はもっぱら1次モードに注目する。

(3) 地盤の弾性率と固有振動数の関係

公団のモデルでは、前節に述べた弾性定数が線形ばねに換算される<sup>9)</sup>。しかし現実の地盤はもちろんこれと異なる。それは半無限の拡がりをもつため、大きな逸散減衰を伴うとともに、その見掛け上のばね強さは振動の周波数に依存するものである。ただしこれの詳細な考察は本論文の目的の外にある。ここでは公団のモデルによる計算値と実測値との関係づけを容易にするために、一様な半無限弾性体の応答理論を利用して、簡単な推論をするにとどめる。

いまBB7Aの底面を面積の等しい円で置き換え、これに剛体円板のコンプライアンス理論の結果を用いて、卓越振動数を計算することができる<sup>10)</sup>。その結果をFig. 4に示す。横軸は地盤の変形係数 $E_0$ <sup>11)</sup>であり、縦軸は完成時のBB7Aの1次固有振動数である。半無限体モデルのパラメーター $\nu$ はポアソン比である。また線形ばねモデルのパラメーター $\lambda$ は(水平ばね)/(鉛直ばね)である。実測によると $\nu=1/3$ である。また公団の耐震設計では $\lambda=1/3$ とされている<sup>9)</sup>。

その定め方により半無限体モデルは線形ばねモデルのL方向とT方向の中間と考えられるから、上図により、線形ばねモデルによる卓越振動数は半無限体モデルによるものより20%ほど小さい。このモデルは振動時の地盤の剛性の増加を考慮していないので、この程度の差は十分に予想されることである。しかし両モデルの性質は類似しており、上記の誤差の幅に留意する限り、線形ばねモデルを用いて、固有振動数から地盤の弾性率を推定

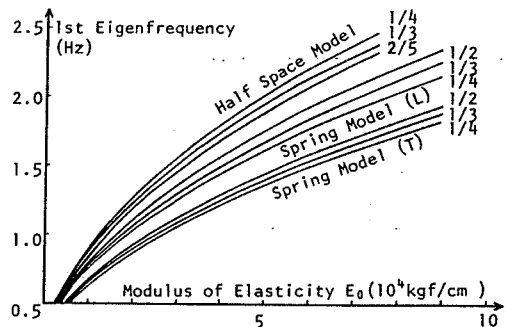


Fig. 4 Eigenfrequency versus the modulus of elasticity.

することが許される。

#### 4. 固有振動数および地盤の弾性率の推定

本章において振動のパワースペクトル密度を求め、BB 7 A の 1 次モードを同定する。しかし、以下の図にみるように、パワースペクトル密度には数多くのピークが出現する。その中には BB 7 A の固有振動と無縁のものが多い。のみならず、データによっては、肝心の BB 7 A の卓越ピークがほとんど消滅することもある。これは入力波のエネルギーの周波数依存性に起因するものであって、BB 7 A の固有振動数の近傍での入力波のスペクトル密度が小さい場合と解される。このため Table 1 に示した多数の標本について事象を統計的にみなければならない。ただし紙面の都合上、以下では、もっぱら水平振動成分であって結論を典型的に表現している標本の速度フーリエスペクトル密度（絶対値）を与える。これらは平滑化操作を受けていない。すなわち FFT による周波数分析の中で最も原始的なデータである。

Fig. 5 は BB 7 A 近くの陸上部での水平振動（海岸線方向）である。5 Hz 以上のピークは、後の解析によって BB 7 A と無縁なことが判明する振動である。これらはきわめて狭帯域であり、近在の工場の機械振動と推測される。1.5~3 Hz の高まりは、地下地震計の解析によって表層地盤の卓越モードとされた 1.5~2.0 Hz に対応するものと考え得る<sup>12)</sup>。

##### (1) ケース 1 の記録

Fig. 6 にケース 1 での常時微動を示す。この場合には 5.5 Hz および 7.5 Hz のピークが卓越し、他のピークは弱い。特に図中の矢印は、後の分析から逆算される BB 7 A の固有振動数であるが、詳細にみれば若干の高まりはあるものの、これが当の固有振動に対応していることまで確認することは困難である。

次に Fig. 7 は同じケースの微小地震の例である。常時微動では卓越した 5.5 Hz および 7.5 Hz のピークはここでは相対的に小さくなっている。図は 80 秒間にわたる

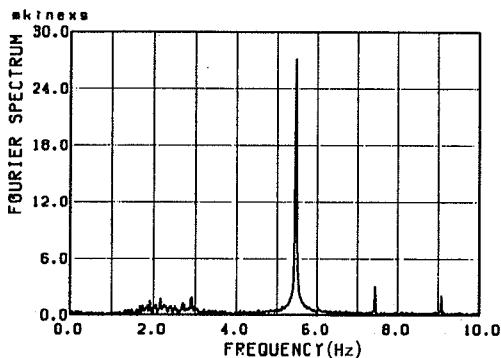
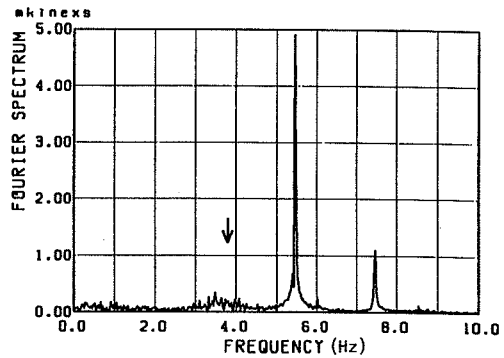
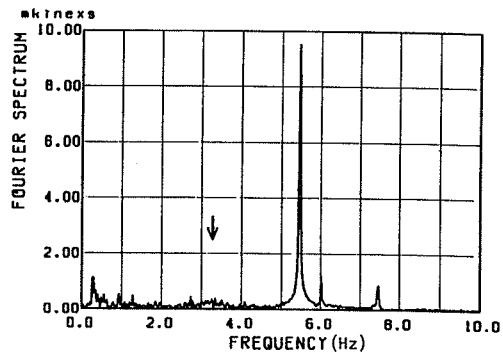


Fig. 5 Vibration of the adjacent land.

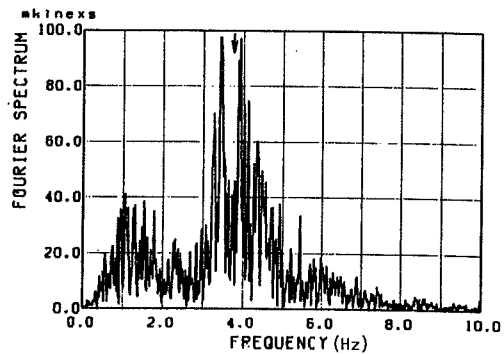


(a) Longitudinal component

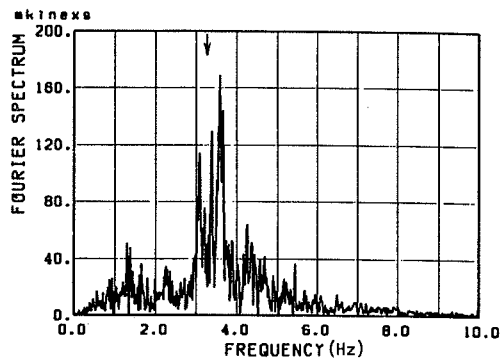


(b) Transversal component

Fig. 6 Microtremors in Case 1.



(a) Longitudinal component



(b) Transversal component

Fig. 7 A seismic vibration in Case 1.

振動を一括処理したものであるが、これとは別に非定常スペクトルとして処理したものの時刻歴をみると、これらの雑音の消去効果はより一層明瞭であって、ここに常時微動に対する微小地震データの利点が認められる。BB 7 A の固有振動も励起されていることは明らかであるが、なお多くのピークが存在するため、この図のみでは BB 7 A の固有振動数の同定は困難である。

(2) 同 定

ケース1で得られた情報をもとにケース2, 3の記録条件を設定する。Fig. 8にケース2の、Fig. 9にケース3の微小地震の例を示す。これが主役を浮き彫りにするデータである。2 Hz 付近のピークに注目されたい。これらは次のような特徴を有している。

- a) ケース2とケース3のいずれにおいても、L方向とT方向のピークの位置が若干ではあるが有意にずれている。
- b) L方向とT方向のいずれにおいても、ケース2に比してケース3がやはり若干ではあるが有意に左にシフトしている。

そしてこの条件を満足するピークは他には存在しない。さらにこれは間接的な判断材料であるが、

- c) これらのずれの大きさは、力学モデルによって与えられる大きさと斉合的である。

以上の理由によって、これらのピークはBB 7 A の振

動モードであると判断される。

同様に Fig. 10にはケース2の、Fig. 11にはケース3

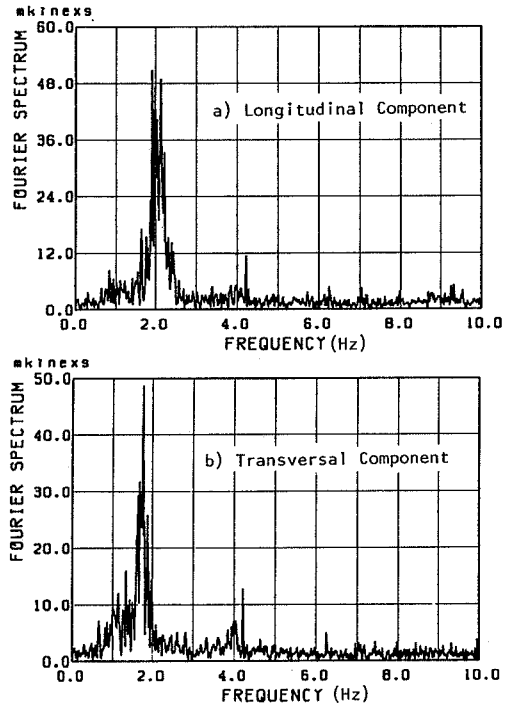


Fig. 9 A seismic vibration in Case 3.

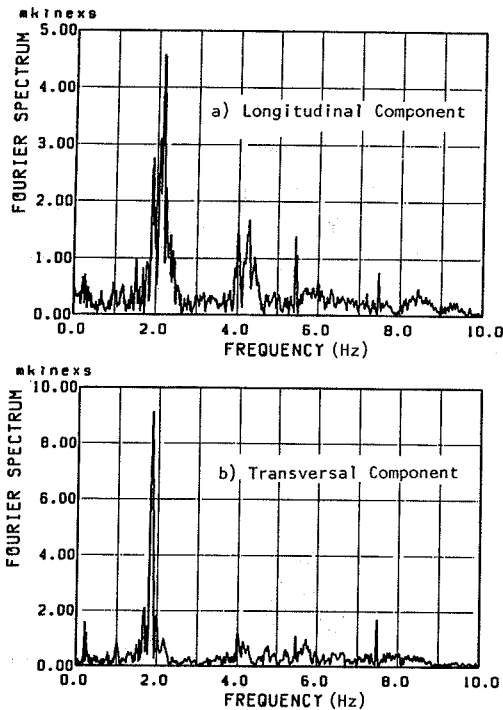


Fig. 8 A seismic vibration in Case 2.

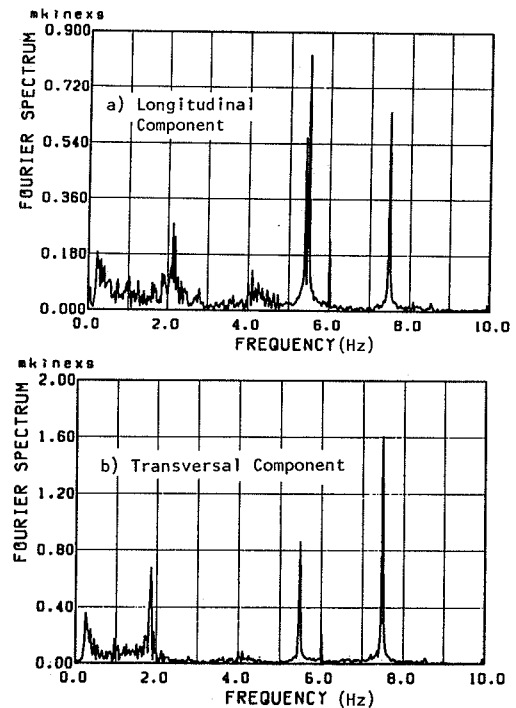


Fig. 10 Microtremors in Case 2.

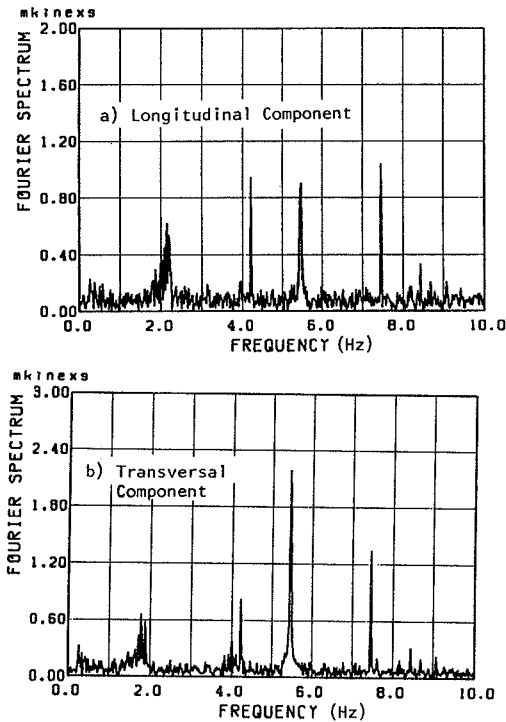


Fig. 11 Microtremors in Case 3.

の常時微動の例を示す。これらにおいても 2 Hz 付近のピークは微小地震の場合と同じ特徴を有している。ただし 4 Hz 以上の、BB 7 A に無縁な、ピークが相対的に優勢になるのは避けられない。

このように、躯体の振動モードの識別には、固有振動が雑音に対して相対的に優勢になることの多い地震データが適している。しかしこれには

- a) 発生頻度の制約上サンプル数が限られている。
- b) 厳密にはスペクトルが非定常なため、ピーク位置が正確に定義できない。

という欠点がある。このため、固有振動数を合理的に決定するためには、十分な個数の常時微動データを統計的に処理する必要がある。

Table 4 に推定結果を示す。ただし周波数としては平均値と標準偏差を示す。

表中の  $t$  値は、ケース 2 とケース 3 の平均値の差に対するものである。他方で有意水準 1% に対する  $t$  値は 2.58 であるので、着目されているピークは、ケース 2 とケース 3 とでは固有振動数が確実に変化したのだと考えることができる。

ここで同定されたモードは、以下の理由によって BB 7 A の 1 次モードと考えられる。すなわちこれが 2 次モードであるとすると

- a) すでに 3. (1) でもふれたことであるが、計測値

Table 4 Estimated Eigenfrequencies (Hz).

	Linear Spring Model		Half Space Model
	L	T	
Case 2	$7.4 \times 10^4$	$7.6 \times 10^4$	$5.3 \times 10^4$
Case 3	$7.8 \times 10^4$	$7.9 \times 10^4$	$5.0 \times 10^4$
Average	$7.7 \times 10^4$		$5.2 \times 10^4$

Table 5 Estimated modulus of elasticity of the ground (kgf/cm<sup>2</sup>).

	L	T
Case 2	$2.16 \pm 0.04$	$1.83 \pm 0.03$
Case 3	$2.08 \pm 0.06$	$1.76 \pm 0.04$
t-value	5.01	5.59

に認められる、L 方向と T 方向での固有振動数の違いが合理的に説明できない。

- b) ケース 3 においては、高さの異なる 2 つの測点で水平振動を計測している (Fig. 2 参照)。この 2 つの振幅の比の大きさが合理的に説明できない (これも 1 次モードに斉合的である)。

上表のように固有振動数が推定されると、Fig. 4 を用いて BB 7 A の地盤の弾性定数を決定することができる。弾性定数のうちポアソン比については、安定して約 1/3 という実測例があるのでこれを採用する<sup>13)</sup>。また BB 7 A に対する海水の付加質量をいくらかに見積もるか推定結果に影響するが、この影響は小さく、設計々算で採用された付加質量の推定値を 2 倍程度に変化させても、BB 7 A の固有振動数の変化は数 % にすぎない。以上の手順によって推定された地盤の変形係数を Table 5 に示す。

Fig. 4 に関連して言及したように、2 種類のモデルのうちいずれを計算に用いるかによって、地盤の弾性値の推定結果は異なる。しかし線形ばねモデルの内部では、方向の差およびケースの差にかかわらず、いずれもよく一致した値を与えている。半無限体モデルの場合も同様のことがいえる。

半無限体モデルは円形基礎に対する公式であるため、L 方向と T 方向の標本の平均的な固有振動数から推定したものでしかないが、弾性定数の推定値としてはこちらの方が適切である。しかし線形ばねモデルに立脚した応答計算のための入力条件としては、あくまで線形ばねモデルを介した推定値を用いるのが合理的である。

### 5. 考 察

ここで Fig. 1 に戻って考えよう。BB 7 A の地盤もしくは固有振動数として本研究による推定値を使用すると、このときの BB 7 A の 1 次モードは主塔の曲げ振動の 1 次モードと 2 次モードの中間に位置し、いずれとも

相当に離れている。また補剛トラスの曲げ振動では20次程度の高次モードに対応している。したがって1.で想定した型の、アンカレイジと主塔との連成現象は微小振幅の段階から生じることはない。

しかし地盤の変形係数のひずみ依存性が大きく、激震時に予想される大振幅振動に際してアンカレイジの固有振動数が著しく低下する場合の研究は、本研究の目的の外にあり、別途の考察を必要とする。地盤の弾性率が高いということは、上部構造にとっては概して有利であるが、同時に地盤に作用する応力が増加するので、常に有利とはいえない。このような大振幅振動時に生じる事態の検討のためには、より詳細な時刻歴応答解析および長期間にわたるBB7Aの振動観測が不可欠であろう。しかしいずれの研究にとっても、本研究の結論は1つの基準点を与えるものである。

Table 5の結果は設計条件に対比して5~7倍の大きさをもっている。この差は小さいものとはいえない。この由来についての議論は本研究の当面の課題ではないので簡単にふれるにとどめる。BB7Aの地盤は海中にあるため、その地質に関する情報は主にボーリング孔内変形試験によって与えられ、以下一連の換算手順によって線形ばねが推定される。この手順中である程度の誤差が発生し、しかもこれはどちらかといえば安全側に偏ってゆくと予想される。中でも、BB7A周辺のように破砕の進行した地域では、ボーリング孔内試験のようなマイクロな試験結果は、BB7Aの底面全体の剛性を著しく過小に評価することになると考えられる。実際この地域の変形係数を弾性波速度検層によって推定した結果は $2.5 \sim 10 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ となっており<sup>13)</sup>、ばらつきは大きいものの、本研究の結論と斉合しているのである。

## 6. 結 論

南備讃瀬戸大橋のBB7Aアンカレイジが単独で自立している3年間にわたって、常時微動および微小地震の観測を行った。次にこの振動記録の周波数分析によって、耐震工学上最も重要な1次モードの固有振動数を決定し、さらにこれをもとに地盤の弾性値を推定した。

雑音を含めスペクトルの多くのピークの中から着目すべきモードを識別するには微小地震データが有効であり、一方、特定されたピークの振動数の割り出しには統計的推論が必要なため、サンプル数の多い常時微動データが効果的であった。しかし真に決め手となったのは、本研究が3年間にわたる追跡調査だったことである。すなわち質量などの慣性力パラメーターの異なるケースについてのデータを分析の資料となし得たために、信頼性の高い結論にたどりつくことができたといえる。

決定された固有振動数は、橋軸方向が約2.1 Hz、橋

軸直角方向が約1.8 Hzであって、設計計算値を大きく上回っている。地震の際に問題となる橋軸方向振動においては、アンカレイジの1次モードは主塔の2次モードと3次モードのほぼ中間に位置する。この結果、設計計算において懸念された、アンカレイジと主塔との共振は常時に生じることはない。

固有振動数から推定される地盤の弾性率は、 $5.2 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ 、線形ばねモデルに対する入力値としては、 $7.7 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ であり、これは地質調査に基づく推定値を大きく上回っている。これは、マイクロな地質試験結果そのままでは、アンカレイジの振動の際に問題となる巨視的な剛性を著しく過小評価することを示している。

謝 辞：本研究は、本州四国連絡橋公団より研究委託のあった、振動計測の結果を基礎としたものである。研究の立案に際しては設計部設計3課の塩井幸武、山下理雄、加島延行氏のご協力を得た。また計測の実施にあたっては第2建設局坂出工事々務所の山中鷹志、三木啓造、高木 浩、吉川章三の各氏のご協力を得た（配属はいずれも当時）。

さらに松本 正所長をはじめ南北備讃瀬戸大橋下部工、北工区の大成建設・大林組・前田建設工業・東亜建設工業共同企業体、および南備讃瀬戸大橋ケーブル架設工事、新日本製鉄・神戸製鋼所共同企業体からは終始好意的な協力をいただいた。また研究の直接の対象であるBB7Aアンカレイジの施工者である南北備讃瀬戸大橋下部工、南工区の鹿島建設・間組・五洋建設共同企業体を煩わせた。深甚の謝意を表したい。

研究の方向づけについては、岡本舜三先生および土木学会耐震工学委員会の諸先生から多くの有益な助言をいただいた。また計測装置については（財）電力中央研究所の沢田義博氏と東京工業大学の町達夫氏のご協力をいただいた。特に沢田氏からは計測システムおよび波形処理システムの設計について教わる機会が多くあった。末筆ながら特記して御礼を申し上げる。

## 参 考 文 献

- 1) 東原紘道・大月 哲：橋軸方向地動のもとでの吊橋の主塔とアンカーブロックの連成振動，土木学会論文報告集，第327号，pp.113~121，1982年。
- 2) 土木学会・本州四国連絡橋耐震，地盤に関する調査研究小委員会：本州四国連絡橋の耐震，地盤に関する調査研究報告書，第2篇の2，1980年。
- 3) 東原紘道・森谷 保・田島二郎：南備讃瀬戸大橋アンカレイジの振動計測，埼玉大学建設系研究報告，第15巻，pp.39~65，1985年。
- 4) 小坪清真・烏野 清：常時微動測定による構造物の振動性状解析，土木学会論文報告集，第222号，pp.25~36，1974年。



- 5) 星谷 勝・斎藤悦郎：常時微動記録を用いたEKWGI法による建物の動特性の推定，土木学会論文集，第350号，pp.263~270，1984年。
- 6) Abdel-Ghaffar, A.M. and Scanlan, R.H. : Ambient vibration studies of Golden Gate Bridge : I. Suspended structure, Proc. ASCE, J. Eng. Mec., Vol.111, No.4, pp.463~482, 1985.
- 7) Abdel-Ghaffar, A.M. and Scanlan, R.H. : Ambient vibration studies of Golden Gate Bridge : II. Pier-tower structure, Proc. ASCE, J. Eng. Mec., Vol.111, No.4, pp.483~499, 1985.
- 8) Sawada, Y. et al. : Loss mechanism of earthquake motion on the foundation, Proc. 5th International Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, pp.1505~1512, 1985.
- 9) 本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説，参考資料2，1977年。
- 10) Luco, J.E. and Westmann, R.A. : Dynamic response of circular footings, Proc. ASCE, J. Eng. Mec. Vol.97, No.EM 5, pp.1381~1395, 1971.
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV，第6章4節，1980年。
- 12) 日本国有鉄道鉄道技術研究所：本州四国連絡橋公団依頼による調査研究経過概要，I，1979年。
- 13) 本州四国連絡橋公団資料D 72022-Y 94-S 42（児島～坂出地区海峡部地質調査），1973年。

(1986.1.13・受付)