

# 強震記録を用いた道路橋井筒ケーソン 橋脚の地震応答解析

SEISMIC ANALYSIS OF A CAISSON BRIDGE FOUNDATION WITH  
USE OF STRONG MOTION ACCELERATION RECORDS

岩崎 敏 男\*・川島 一 彦\*\*・高木 義 和\*\*\*

By Toshio IWASAKI, Kazuhiko KAWASHIMA and Yoshikazu TAKAGI

## 1. ま え が き

現在までの橋の震害調査結果によると、橋の被害は下部構造周辺地盤の過大な変形、あるいは地盤支持力の低下によりもたらされた下部構造物の移動、傾斜、転倒によって引き起こされた場合が多い<sup>1)</sup>。このため橋の耐震性の向上を図るためには、下部構造とその周辺地盤の地震時挙動を適切に把握することがきわめて重要である。

下部構造の振動特性と周辺の地盤条件の間には深い関係があることは、すでに指摘されてきたところである。さらに各種の模型実験や実際の橋脚における起振機を用いた振動実験等により下部構造の周期と減衰性、あるいはこれらに及ぼす振動振幅の影響等に関してはある程度資料が得られている<sup>2)</sup>。しかしながら、このような実測結果を橋の地震応答解析に適用するにあたっては、起振機を用いた振動実験では、一般に下部構造の天端が加振され、周辺の地盤は静止した状態であるのに対し、地震時には周辺の地盤も下部構造とともに振動するという点に注意しなければならない。

下部構造と周辺地盤の動的相互作用に関しては、すでに解析、実験の両面から多くの研究が行われてきている<sup>3)~13)</sup>が、観測記録の欠落から、実際の橋の強震時の挙動に関して実証的に研究された例はきわめて少ない。

本報告は、建設省土木研究所が所掌する強震観測業務から、橋脚天端および周辺の地盤上で観測された合計4回の強震記録<sup>1)</sup>を用いて、地盤中に根入れされたケーソン橋脚の地震応答と周辺地盤の動特性の関連について解析し、ある条件のもとではケーソン橋脚は周辺地盤の動きにおおむね従って運動することを明らかにした。また

地盤上で観測された加速度記録から橋脚天端の運動を計算し、これを実測値と比較することにより解析法の妥当性に検討を加えた。

## 2. 解析の対象とした橋および地盤条件の概要

解析を実施した橋は愛媛県が管理する地方道無月宇和島線と宇和島市来村川との交差点にかかる板島橋（昭和40年完成）である。この橋は、図-1に示すように橋長125m、幅員6mの5スパンからなる活荷重合成の単純桁橋であり、解析対象は右岸から2番目のケーソン橋脚とした。このケーソン橋脚は長さ15.5m、直径4mの鉄筋コンクリート製ケーソン井筒とその上に設けられた高さ5.0m、直径約2mの中空円筒形の橋脚躯体から構成されており、固定沓および可動沓によりそれぞれ一連ずつの桁を支持している。

強震計（SMAC-B<sub>2</sub>型）は橋脚天端中央、およびこの橋脚から約400m離れた平坦な地盤上（以下、地盤上の観測点とよぶ）に各1台設置されている。両強震計は10gal以上の振動を感知した場合にそれぞれ単独に作動するようになっている。

板島橋では建設時に3本のボーリングが実施されており、N値を含む土質柱状図が得られている。この結果によれば地盤は橋軸方向にはおおむね一様に堆積した成層構造となっていることがわかる。また対象とする橋脚直近および地盤上の観測地点において、標準貫入試験およびPS検層を中心とした詳細な地盤調査を行った。結果は図-2に示す通りである。これによれば橋脚地点と地盤上の観測地点は非常によく似た地盤構成を有しており、ともに地表面から15m程度以下に存在する洪積世の玉石混り砂礫層とその上に堆積した沖積世のロームシルト層から構成されている。地盤のせん断波速度は沖積世の土層では107~195m/sec、洪積世の土層では450m/sec程度であり、両者間の地盤のインピーダンス比は

\* 正会員 工修 建設省土木研究所 地震防災部  
振動研究室室長

\*\* 正会員 工修 建設省土木研究所 地震防災部  
振動研究室研究員

\*\*\* 正会員 建設省土木研究所地震防災部振動研究室

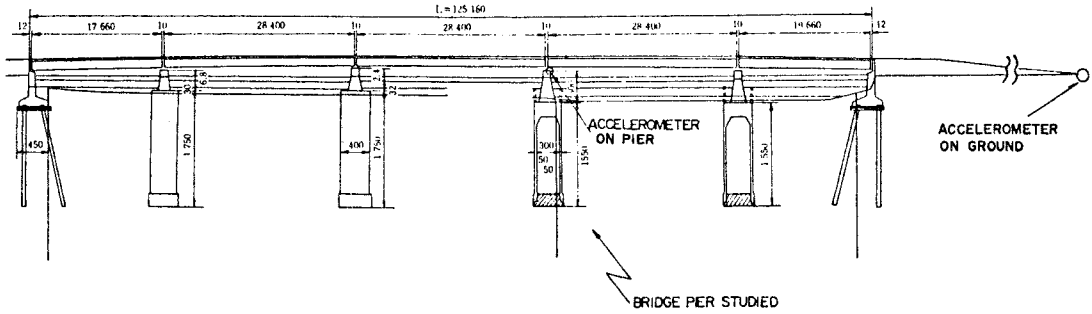


図-1 対象とする橋（板島橋）の一般図

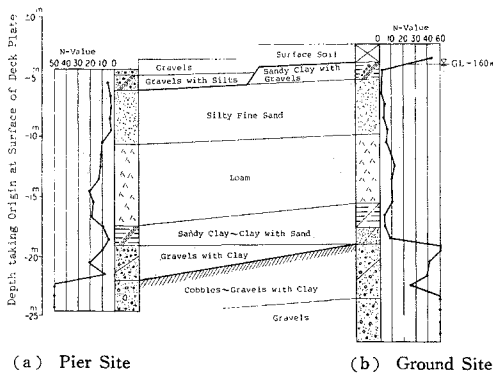


図-2 橋脚地点および地盤上の観測地点の地盤構成

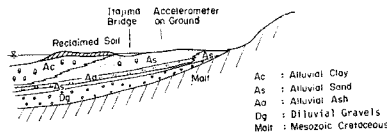


図-3 板島橋周辺の地盤構成（模式図）

約 1/4 である。また周囲の地盤構成をもう少し巨視的にみると、図-3 のように推定されており、上記洪積世の砂礫層の下は中生代白亜紀の岩層が続いている。以上のように、橋脚地点と地盤上の観測地点の間は、地盤構成の類似性ならびにマクロな地層構成の一様性から考えて、おおむね連続した地盤構成になっていると考えられる。

### 3. 橋脚および周辺地盤の微小振動特性

橋脚および周辺地盤の微小振幅時の振動特性を把握するため、強震計の設置されている橋脚天端、その直近の地盤上および地盤上の観測地点の3か所において常時微動測定および通行車による桁の振動測定が行われている<sup>3)</sup>。

図-4 は地盤上の観測地点および橋脚から 5 ~ 6 m の河床上で測定された常時微動のパワースペクトルである。これより、最も卓越した振

動数をそれぞれの地点ごとに読取ると表-1 に示すようになる。後述するように、図-2 の地盤構成をもとに橋脚地点および地盤上の観測地点のせん断振動の基本固有振動数を計算するとそれぞれ約 1.8 Hz および 1.9 Hz と求められる。このような点を念頭において図-4 の結果をみると、対応する振動数の付近で卓越する微動の存在が認められ、微動測定の結果は地盤構成をある程度反映しているものと考えられる。

次に橋脚天端で測定された常時微動（深夜の干潮時および昼間の満潮時の2回測定）のパワースペクトルを図-5 に示す。昼間と夜間の測定結果を比較すると両者の間には、かなりの差異が認められるが、いずれの測定結果にも共通して現われている水平方向の卓越振動数成分を求めると、約 2 Hz および 3~4 Hz の2つである。このうち 2 Hz 付近で現われている振動数成分は上述したように地盤の基本固有振動数を反映していると考えられることから、3~4 Hz に現われている卓越振動数が橋脚に固有の振動数であると考えられる。このようにして橋脚天端での卓越振動数を求めると、橋軸方向および橋軸直交方向に対してそれぞれ 3.8 Hz および 3.2 Hz と

表-1 常時微動から求めた卓越振動数 [Hz]

Directions	Ground Surface around the Pier	Ground Surface where Ground Motions were Measured	Pier Crest
Axial	1~2, 3	2.3	3.8
Transverse	2.0	3.0	3.2
Vertical	4.0	4.5	6.0

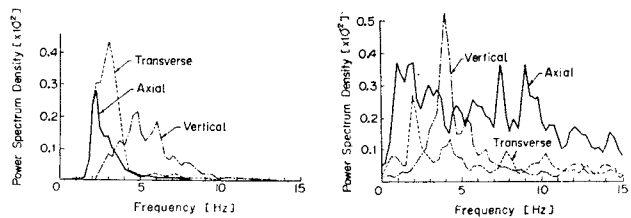


図-4 橋脚地点および地盤上の観測地点での常時微動のパワースペクトル

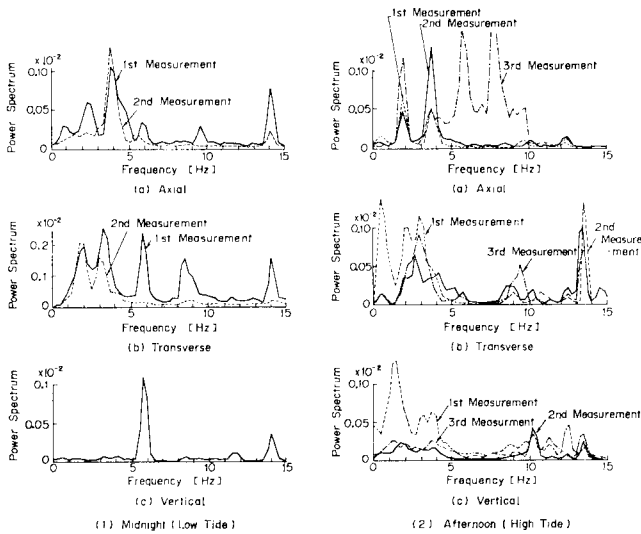


図-5 橋脚天端での常時微動のパワースペクトル

なる(表-1参照)。ちなみに、橋脚躯体の基部がケーソン井筒天端で固定されており、一連分の桁重量が作用するものと仮定して橋脚躯体の曲げ振動の基本固有振動数を求めると約 3.9 Hz となる(橋脚躯体の鉛直部が中空円筒形であるため、橋軸方向も橋軸直交方向も同じ値となる)。したがって、橋脚天端に卓越する振動はケーソン橋脚全体の振動というよりも、むしろ橋脚躯体の曲げ振動に大きく影響されているものと考えられる。

次に、桁と橋脚天端の振動特性の関連を調べるために自動車通行時に測定した桁中央点および橋脚天端の振動応答のパワースペクトルを図-6に示す。ここで対象とした桁は強震計の設置されている橋脚の右岸側の桁であり、着目している橋脚とは固定支承により連結されている。図-6の結果から桁の振動に最も卓越する成分を求めると、橋軸方向、橋軸直交方向、鉛直方向に対して、それぞれ 3.8 Hz, 3.0 Hz, 3.8 Hz となり、いずれの場合も桁と橋脚天端の卓越振動数はほとんど同じである。ちなみに桁の断面諸元から橋軸直交方向および鉛直方向の曲げによる基本固有振動数を求めるとそれぞれ 9.5 Hz および 3.3 Hz となる。したがって、鉛直方向につ

いては上記の橋脚天端に現われた卓越振動数は桁自身の固有振動数を反映していると考えてもよいであろう。これに対して橋軸直交方向の場合には、計算上想定される桁自身の固有振動数は桁の振動に卓越する成分よりもはるかに高い値となっている。この場合には、恐らく図-6の 12.5 Hz 付近に小さく卓越した成分が桁の曲げによる一次固有振動数に相当するのではないかと考えられる。したがって、桁の橋軸直交方向に卓越する 3.0 Hz の振動数成分は、桁自身の振動ではなく、橋脚躯体の曲げ振動が反映されていると考えられる。

#### 4. 地震記録およびその波形解析

##### (1) 地震記録

板島橋では 1968 年 4 月の日向灘沖地震 ( $M=7.5$ ) および同年 8 月の豊後水道沖地震 ( $M=6.6$ )、およびそれ

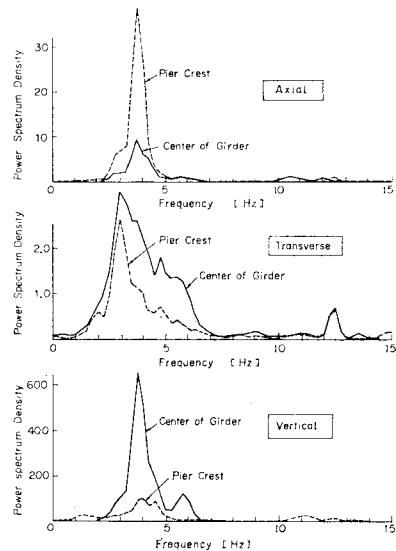


図-6 自動車走行による桁中央点および橋脚天端の振動応答のパワースペクトル

表-2 強震記録の概要

Earthquake No.	Earthquake	Date	Richter Magnitude	Epicentral Distance [km]	Maximum Acceleration [gal]			
					Pier Motion		Ground Surface Motion	
					Longitudinal	Transverse	Longitudinal	Transverse
1	The Hyuganada Earthquake	1968.4.1.09:42	7.5	101	209	306	169	186
2	The Hyuganada Earthquake (Aftershock)	1968.4.1.16:13	6.3	99	38	66	34	42
3	The Bungosuido Earthquake	1968.8.6.01:17	6.6	11	199	231	441	353
4	The Bungosuido Earthquake (Aftershock)	1968.8.6.13:21	5.3	19	100	63	227	172

らの余震により表-2に示す前後4回の加速度記録が得られている。図-7~10は橋脚天端および地盤上の観測地点でのこれら実測加速度波形を示したものである。ここで豊後水道沖地震の余震の場合には、橋脚天端の強震計は最大加速度だけを記録し、加速度の波形を記録することはできなかった。なお、これら4回の地震を通して板島橋はまったく被害を被っていない。

地盤上の最大加速度に対する橋脚天端の最大加速度の比(以下、加速度応答倍率 $\beta$ とよぶ)を示すと図-11のようになり、 $\beta$ は日向灘沖地震の本・余震では1.1~1.7の範囲にあるのに対して、豊後水道沖地震の本・余震では0.4~0.6の範囲にあり、両者には著しい違いがあることがわかる。

図-12は加速度記録のパワースペクトルを示したものであり、これより卓越振動数を求めると表-3のとおりとなる。

(2) 地盤上の観測地点の動的特性

図-12をもとに個々の記録について、詳細に地盤上の観測地点の動特性を検討すると以下のとおりとなる。

日向灘沖地震の本震による加速度記録は橋軸方向には約1.5Hzおよび4.5Hz、橋軸直交方向には約1.3Hzおよび4.0Hzにそれぞれ非常にはっきりした卓越振動成分を含んでいる。観測地点は図-2に示したようによく締まった洪積世の礫上に沖積世のロームシルトが堆積した比較的簡単な地層構成となっている。周知のように、剛な基盤上に密度およびせん断波速度 $V_s$ が一樣な表層地盤が半無限に厚さ $H$ で水平に堆積した場合の第 $n$ 次のせん断振動固有周期 $T_n$ は次式で与えられる。

$$T_n = \frac{1}{2n-1} \cdot \frac{4H}{V_s} \dots\dots\dots(1)$$

また、この場合には1次と2次の固有周期の比 $T_1/T_2$ は常に3.0となる。

これを上述した日向灘沖地震の場合にあてはめると、最も卓越する振動数とその次に卓越する振動数の比は橋軸方向、橋軸直交方向のいずれに対しても約3となっており、地盤構成の一樣さから考えて、地盤上の観測地点では式(1)の1次および2次に相当する振動数成分が卓越して現われているものと考えてもよいであろう。

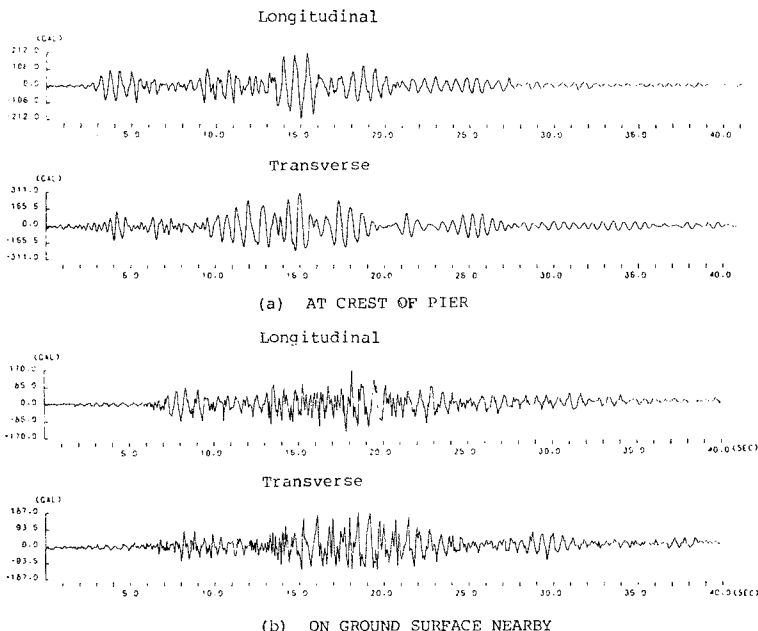


図-7 橋脚天端および地盤上の実測加速度記録(日向灘沖地震)

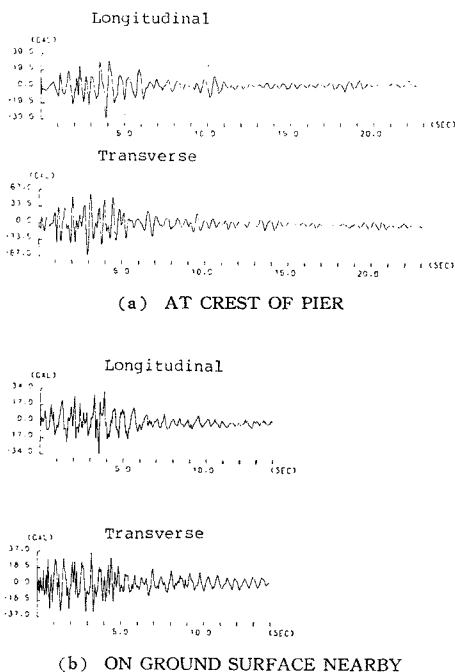


図-8 橋脚天端および地盤上の実測加速度記録(日向灘沖地震の余震)

次に、図-2に示したPS検層結果を用いて洪積世の砂礫層から上の表層地盤の基本周期 $T_1$ を求めると、

$$T_1 \approx \sum_i \frac{4H_i}{V_{si}} = 4 \left( \frac{4}{107} + \frac{4}{125} + \frac{5}{145} + \frac{3.5}{125} \right) = 0.53 \text{ 秒} \dots\dots\dots(2)$$

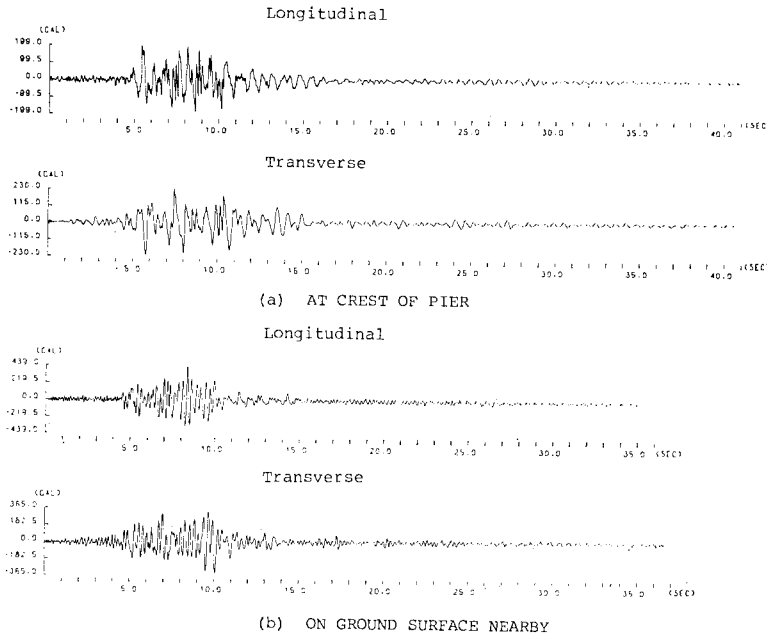


図-9 橋脚天端および地盤上の実測加速度記録（豊後水道沖地震）

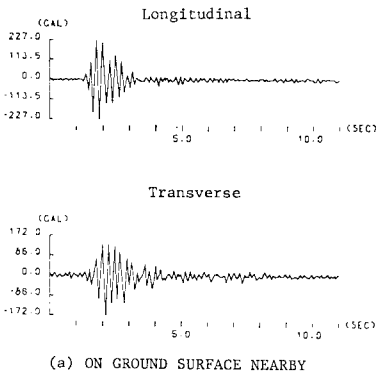


図-10 地盤上の実測加速度記録（豊後水道沖地震の余震）

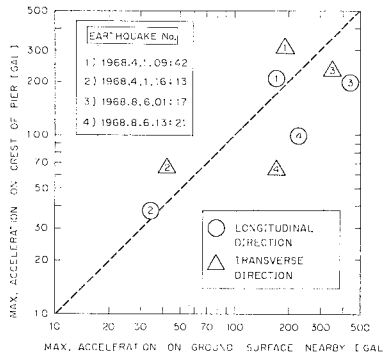


図-11 最大地震動加速度と最大橋脚応答加速度の関係

表-3 強震記録に含まれる卓越振動数 [Hz]

Earthquake No.	Earthquake	Longitudinal		Transverse	
		Ground	Pier Crest	Ground	Pier Crest
1	The Hyuganada Earthquake	1.5	1.5	1.3	1.3
2	The Hyuganada Earthquake (Aftershock)	1.9	1.8, 2.0, 2.3, 3.7	1.5	1.6
3	The Bungosuido Earthquake	3.7	1.4	3.7, 4.4	1.4
4	The Bungosuido Earthquake (Aftershock)	4.2	—	4.4	—

となり、基本振動数  $f_1$  は 1.9 Hz と求められる。ここで  $H_i$ ,  $V_{s,i}$  はせん断波速度がおおむね一定と考えられる第  $i$  層の土層の厚さ (m) およびせん断波速度 (m/sec) である。この値は、PS 検層によるせん断波速度から求めた値であるため、微小ひずみ時の表層地盤の基本振動

数と考えられる。上述したように日向灘沖地震の加速度記録から求めた表層地盤の基本振動数は橋軸方向には約 1.5 Hz、橋軸直交方向には約 1.3 Hz である。いま、両者の基本振動数の違いが主として土の剛性のひずみ依存性によると考えると、式 (1) に示したように地盤の基本振動数はせん断波速度におおむね比例するから微小ひずみ時のせん断波速度  $V_{s0}$  と日向灘沖地震時の平均的なせん断波速度  $V_{s1}$  の比は近似的に、

$$\frac{V_{s1}}{V_{s0}} \approx \frac{1.3 \sim 1.5}{1.9} = 0.68 \sim 0.79 \dots (3)$$

となる。したがって、土の密度をおおむね一定と考えると地盤のせん断弾性係数の比は近似的に、

$$\frac{G_1}{G_0} \approx \left(\frac{V_{s1}}{V_{s0}}\right)^2 = 0.46 \sim 0.62 \dots (4)$$

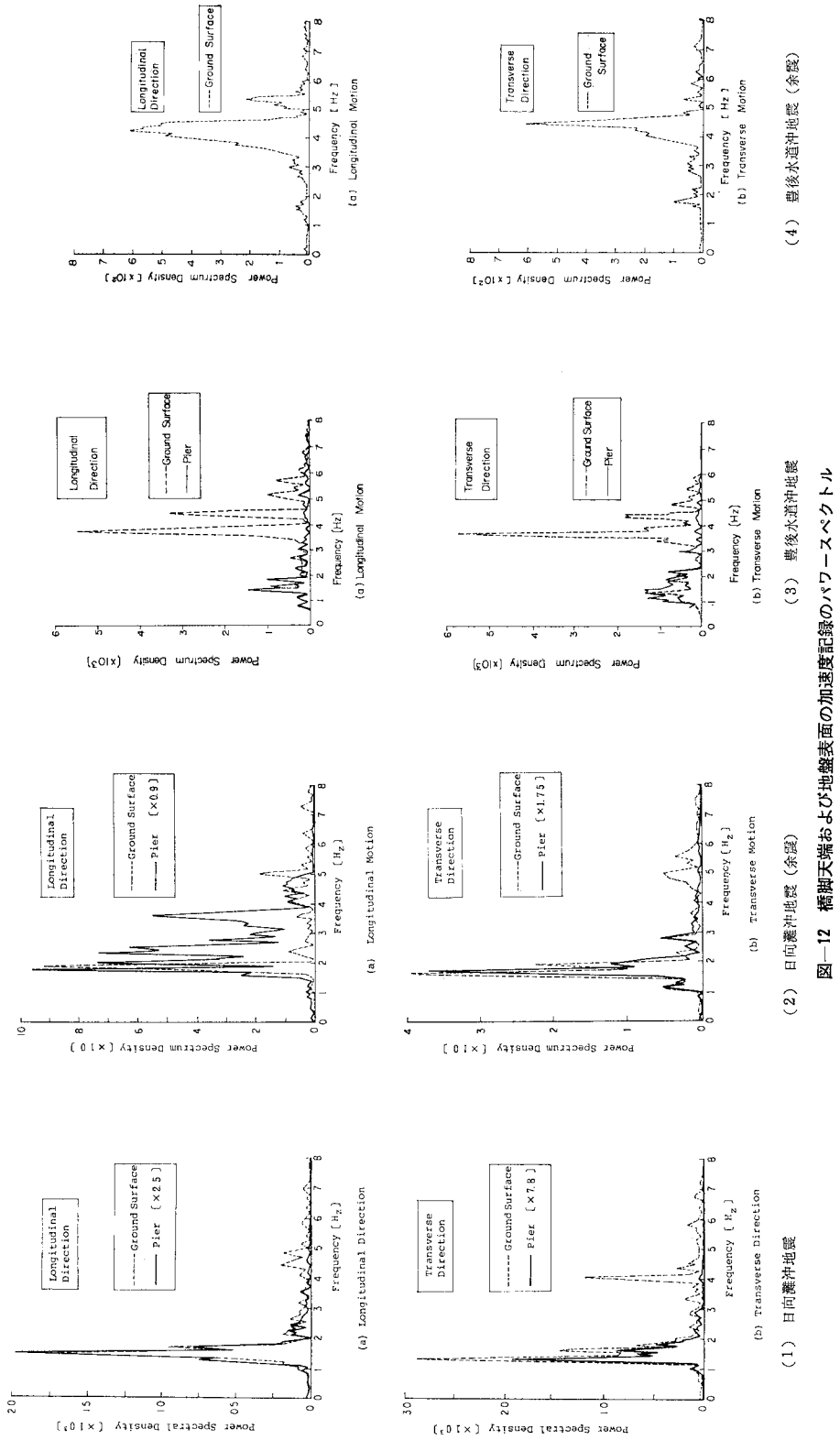
と推定される。この程度のひずみによるせん断弾性係数の低下は現在までの土の剛性に関する室内実験に照らして妥当と考えられる。なお 図-12 でわかるように加速度記録には、表層地盤の 1 次および 2 次の固有振動数に相当する以外の卓越成分が含まれていない。したがって、この場合には、洪積世の砂礫層

に入射した加速度波形そのものが 1.5 Hz 付近で卓越した振動数成分をもっていたのではないかと推定される。

以上は日向灘沖地震に対する検討結果であるが、表-2 に示したその他の強震記録に対しても同様の傾向が認められる。すなわち、日向灘沖地震の余震の場合には、卓越振動数は橋軸方向には約 1.9 Hz および 5.1 Hz、橋軸直交方向には約 1.5 Hz およ

び 4.9 Hz であり、いずれの方向にも 1 次と 2 次の振動数の比はほぼ 3.0 となっている。

豊後水道沖地震の場合には、橋軸方向および橋軸直交方向のいずれも 1.4 Hz, 3.7 Hz, 4.2 Hz および 4.8 ~ 5.2 Hz の成分が卓越している。上記 2 地震に比較して



図一12 橋脚天端および地盤表面の加速度記録のパワースペクトル

(1) 日向灘沖地震 (余震)

(2) 日向灘沖地震 (余震)

(3) 豊後水道沖地震

(4) 豊後水道沖地震 (余震)

卓越成分が多いが、恐らく 1.4 Hz が 1 次の固有振動数であり、その約 3 倍に相当する 4.2 Hz が 2 次の固有振動数であろう。また、3.7 Hz、および 4.8 Hz~5.2 Hz は表層地盤の固有振動数ではないことから、洪積世の砂礫層に入射した加速度波形そのものももっていた卓越振動ではないかと考えられる。

以上は地盤上の観測地点の動特性に対する検討結果であるが、橋脚地点についても PS 検層に基づき、式 (4) によって砂礫層から上の表層地盤の基本周期  $T_1$  を求めると 0.55 秒となる。この値は前述した地盤上の観測地点の基本周期 0.53 秒ときわめて近く、また、地盤構成もほとんど同一であることから、橋脚地点の地盤の動特性は地盤上の観測地点の動特性ときわめて近いものであると考えられる。

### (3) ケーソン橋脚の動的特性

図-12 および 表-3 に示した橋脚天端の強震記録から、それぞれの地震に対するケーソン橋脚の動的特性を検討すると、以下のような特徴のあることがわかる。

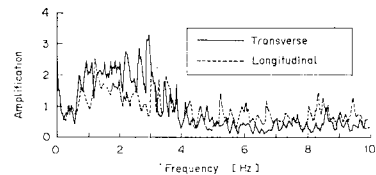
日向灘沖地震の本震の場合は、ケーソン橋脚の橋軸方向および橋軸直交方向の卓越振動数はそれぞれ約 1.5 Hz および 1.3 Hz であり、この他には卓越する振動数成分はみられない。また、日向灘沖地震の余震の場合には、橋軸方向には 1.8, 2.0, 2.3, 3.7 Hz と比較的多数の振動数成分が卓越しており（この中では、1.8 Hz が最も卓越している）、また、橋軸直交方向には 1.6 Hz が卓越している。豊後水道沖地震の場合には、橋軸方向、橋軸直交方向とも 1.4 Hz が卓越し、その他には著しい卓越振動数成分は見られない。

すなわち、ケーソン橋脚の応答に卓越する振動数成分は橋軸方向、橋軸直交方向で多少異なるものの、日向灘沖地震、その余震、豊後水道沖地震のいずれの場合もおおむね 1.3~1.8 Hz の範囲にあることがわかる。すなわち、上記 3 地震に対してはケーソン橋脚は常に同じような振動数で振動しているといつてよい。そこでケーソン橋脚の固有振動数を求めるために、地盤上の観測地点および橋脚天端の強震記録を用いて地盤から橋脚天端に至る伝達関数の絶対値（増幅率）をそれぞれのパワースペクトル比の平方根から計算すると 図-13 のように求められた。この結果によれば約 4 Hz 以上の振動数領域ではそれ以下の振動数領域に比較して増幅率は一般に小さく、ケーソン橋脚が一種のローパス・フィルタとしての機能を果たしていると同時に、0.5~4 Hz の範囲では増幅率はゆるやかに変化し、明瞭なケーソン橋脚の固有振動を識別することはできない。

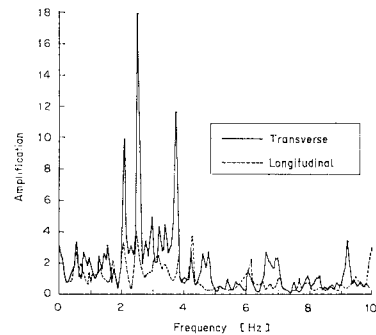
一方、前節に示したように、橋脚地点の地盤のせん断振動の固有周期は式 (2) から約 1.8 Hz となり、橋脚天

端の卓越振動数の上限値とおおむね一致する。また、式 (4) に示したように、地震時の地盤のせん断弾性係数が微小せん断ひずみ時の値の約 1/2 に低下すると考えれば、地盤のせん断振動の固有振動数は約 1.3 Hz となり、橋脚天端の卓越振動数の下限値におおむね一致する。このような点から、橋脚天端の応答に卓越する振動は、地盤中におけるケーソン橋脚独自の固有振動というよりも、むしろ、ケーソン橋脚周辺地盤の地震応答が強く反映されている、いかえれば、ケーソン橋脚は地震時に周辺地盤の運動におおむね従って振動したのではないかと考えられる。

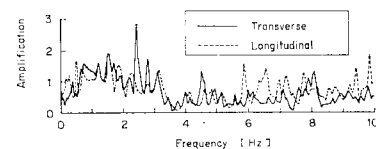
このような仮説のもとに 図-12 の結果を見直すと以下ようになる。まず日向灘沖地震の場合には橋軸方向および橋軸直交方向のいずれの場合も地盤の応答に卓越する振動数成分と橋脚天端の応答に卓越する振動数成分はそれぞれ一致している。また、日向灘沖地震の余震の場合には、橋脚天端は橋軸方向に 1.8~3.7 Hz の比較的広い振動数範囲で振動しているが、この中で最も卓越しているのは 1.8 Hz であり、これは地盤の卓越振動数 1.9 Hz とよく一致している。また、橋軸直交方向についても、地盤および橋脚天端の卓越振動数は、それぞれ



(a) The Hyuganada Earthquake



(b) An Aftershock of The Hyuganada Earthquake



(c) The Bungosuido Earthquake

図-13 強震記録から求めた地盤から橋脚天端への伝達関数（絶対値）

約 1.5 Hz および 1.6 Hz であり、両者は非常に近接している。さらに豊後水道沖地震の場合には、1.4 Hz に地盤の卓越振動数があり、これに対応して橋脚天端も 1.4 Hz に卓越振動数をもっており、両者は対応している。しかしながら、この場合には上記の 2 地震の場合と異なって、地盤の振動が最も卓越しているのは 3.7 Hz であり、この振動数に対応するケーソン橋脚の振動応答が少ないように思われる。

以上に述べた点を総合すると、地盤の固有振動数と橋脚天端の卓越振動数は上記 3 地震のいずれの場合もおおむね一致しているといえよう。

(4) ケーソン橋脚の応答および地震動の非正常特性

次に、図-7~10 に示した強震記録の振動数特性の時刻変化を調べるために、ガウスタイプのウィンドーを用いたランニングスペクトル<sup>13)</sup>を計算した。一例として、日向灘沖地震に対する橋軸方向および橋軸直交方向の結果を図-14 に示す。橋脚天端および地盤表面のいずれの記録も狭帯域の振動数特性をもった波であることは前述したとおりであるが、卓越振動数に注目すると記録の前半および後半に比較して主要動付近では卓越振動数がやや低下しているのがわかる。このような関係をさらにはっきりさせるために、ランニングスペクトルから求めた卓越振動数の時刻変化を示したのが図-15 であり、上記日向灘沖地震の場合のほかに、その余震および豊後水道沖地震の場合を示している。まず、日向灘沖地震の場合に着目すると、卓越振動数は主要動付近になるにつれて時間とともに低下し、やがて、後半になると再びもとの振動数に復帰していく傾向が認められる。この傾向は、橋軸直交方向で著しいが、この場合には、4 秒付近で約 2 Hz (2~4 秒では高い振動数が卓越しているが、これは P 波の影響と考えられる。図-7 参照)であった卓越振動数が、約 12 秒~18 秒の範囲では 1.3 Hz にまで低下し、その後 30 秒付近で約 1.7 Hz にまで回復している。ここで前述したように PS 検層結果から求めたせん断波速度により、地盤の基本固有振動数を計算すると約 1.9 Hz であり、記録の前、後半における卓越振動数とおおむね同じである。また、このような卓越振動数の非正常的な変動の様子は、橋脚天端および地盤表面のいずれにおいてもほとんど変わっていない。このことは、土の剛性のひずみ依存性により地盤の卓越振動数が時間とともに変化することを示していると同時に、橋脚天端での応答に現われている非正常性がケーソン橋脚を取り巻く直近の地盤の軟化に

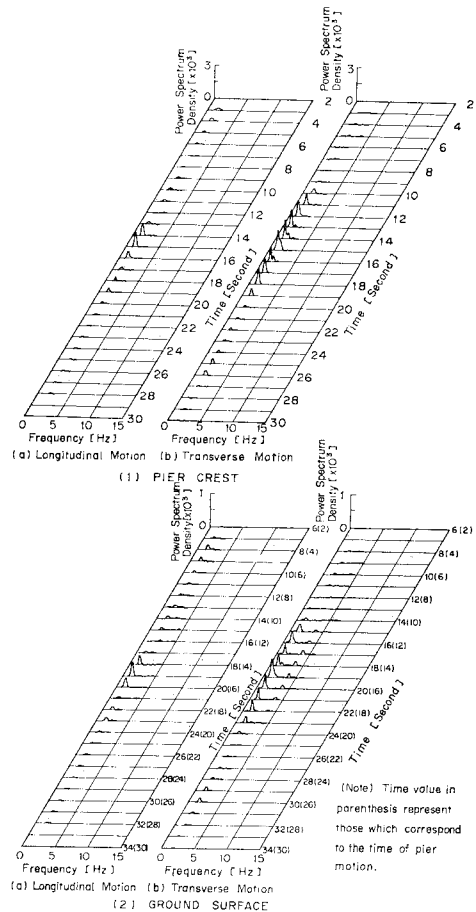


図-14 強震記録のランニングスペクトル (日向灘沖地震の場合)

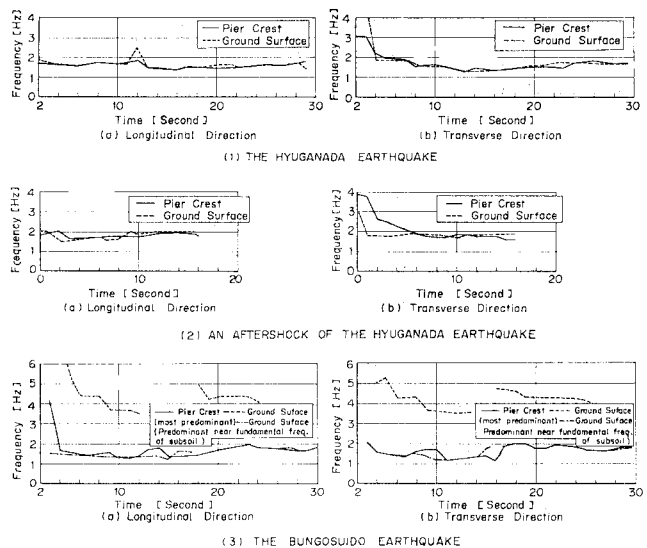


図-15 強震記録から求めた卓越振動数成分の経時変化



より生じたものではなく、ケーソン橋脚周辺の表層地盤そのものの剛性の低下に伴い生じたものであることを示しているものと考えられる。

このような傾向は豊後水道沖地震の場合にも同様に認めることができる。この場合には前述したように、地盤の振動に最も卓越する振動数成分のほかに表層地盤の基本固有振動数成分近くで卓越する振動数成分も同時に記してある。なお、日向灘沖地震の余震の場合には卓越振動数成分の非定常性は上記2地震の場合ほどはっきりとは現われていないが、これは、余震の場合には最大加速度が小さいことからわかるように、地盤の剛性の低下が著しくなかったためと考えることができよう。

### 5. 橋脚の地震応答解析

#### (1) 橋脚のモデル化

地盤上の観測点での地震記録から橋脚天端の地震応答を計算するために、以下の仮定を設けてケーソン橋脚および周辺地盤をモデル化した。ここで解析の方向は支承部における桁と橋脚の固定条件の取り扱いやすさから橋軸方向を対象とした。

(i) ケーソン橋脚は周辺地盤に弾性的に支持されたはり部材としてモデル化し、橋脚部のT型張出し部、橋脚鉛直部およびケーソン井筒の質量はそれぞれ橋脚天端、橋脚重心、ケーソン井筒重心位置に集中させ、併進運動に対するランプドマスとして取り扱う。

(ii) ケーソン橋脚の周辺地盤は、せん断振動する一次元のばね-マス系モデル<sup>14)</sup>に置換し、等価線形の考え方により近似的に地盤の剛性および減衰定数のひずみ依存性を計算に取り入れる。

(iii) 対象とする橋脚には2連の単純桁がそれぞれ固定支承および可動支承により支持されている。ここでは可動支承に作用する摩擦力の影響は無視するものとし、固定支承が支持する一連の桁質量を橋脚天端への集中質量として取り扱う。

(iv) 地盤とケーソン橋脚を結ぶばねの剛性は、道路橋下部構造設計指針に従い、地盤反力係数から求めるものとする。その際に、地盤の変形係数としては、上記周辺地盤の地震応答解析の結果求められた地盤のせん断ひずみに適合する地盤の等価弾性係数を用いる。このようにして求めたばね係数を表-4に示す。

以上のようにして、ケーソン橋脚を図-16に示す力学モデルによって表わした。この場合には、ケーソン橋脚の運動方程式は次式で与えられる。

$$(M_p + M_e)\ddot{u}_p + C_p\dot{u}_p + K_p u_p + C_e(\dot{u}_p - \dot{u}_g) + K_e(u_p - u_g) = 0 \quad (5)$$

表-4 地盤とケーソン橋脚を結ぶばね定数

Spring Constants [t/m, tm/rad]	The Hyuganada Earthquake	The Hyuganada Earthquake (After Shock)	The Bungosuido Earthquake
$K_{H1}$	1744	2417	1496
$K_{H2}, K_{H3}$	3488	4833	2991
$K_{H4}$	3565	4940	3317
$K_{H5}, K_{H6}, K_{H7}$	3642	5048	3642
$K_{H8}$	4444	6160	4446
$K_{H9}, K_{H10}$	5246	7273	5250
$K_{H11}$	10748	14894	9588
$K_{H12}$	13541	18762	11606
$K_{H13}$	10833	15010	9284
$K_{H14}$	60768	62857	59994
$K_\theta$	$1.66 \times 10^5$	$1.66 \times 10^5$	$1.66 \times 10^5$

Note: Spring Constants  $K_{Hi}$  ( $i=1\sim 14$ ) represent those of  $i$ -th spring between foundation and surrounding soils (refer to Fig. 16).  $K_\theta$  represents rotational spring constants at the base of foundation.

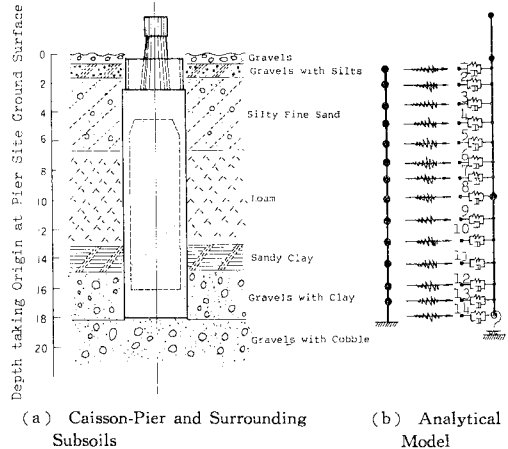


図-16 ケーソン橋脚および周辺地盤のモデル化

ここで、

$M_p, C_p, K_p$ : ケーソン橋脚の質量、内部減衰および剛性マトリックス

$M_e$ : ケーソン橋脚の付加質量

$C_e, K_e$ : ケーソン橋脚と地盤との間の減衰および剛性マトリックス

$u_p, \dot{u}_p, \ddot{u}_p$ : ケーソン橋脚の絶対応答変位、絶対応答速度、絶対応答加速度

$u_g, \dot{u}_g$ : 表層地盤の絶対応答変位、絶対応答速度

ここに、 $u_g$  および  $\dot{u}_g$  は表層地盤の応答計算により求めることができる。いま、

$$M = M_p + M_e, C = C_p + C_e, K = K_p + K_e \quad (6)$$

とおけば、式(5)は次のようになる。

$$M\ddot{u}_p + C\dot{u}_p + K u_p = C_e \dot{u}_g + K_e u_g \quad (7)$$

ここで、 $u_p$  を擬似静的な応答  $u_{ps}$  と動的な応答  $u_{pd}$  に分けるものとするれば、

$$u_p = u_{ps} + u_{pd} \quad (8)$$

となる。ここで、 $u_{ps}$  は定義から、

$$Ku_{ps} - K_e \dot{u}_g = 0 \dots\dots\dots (9)$$

であるから、次式で与えられる。

$$u_{ps} = K_s u_g \dots\dots\dots (10)$$

ここで、 $K_s = K^{-1} K_e$  としている。式 (8) および式 (10) を式 (7) に代入すると、

$$M\ddot{u}_{pd} + C\dot{u}_{pd} + Ku_{pd} = -M\ddot{u}_{ps} + (C_e - CK_s)\dot{u}_g \dots\dots\dots (11)$$

となる。ここで、式 (11) の右辺第 2 項の減衰項を無視するものとすれば、ケーソン橋脚の運動方程式は次のようになる。

$$M\ddot{u}_{pd} + C\dot{u}_{pd} + Ku_{pd} = -M\ddot{u}_{ps} \dots\dots\dots (12)$$

式 (12) は、 $M$  および  $K$  の直交性、および、 $C$  の直交性を仮定することにより、モーダルアナリシスの手法により解析することができる。

(2) ケーソン橋脚の応答計算および実測値との比較

式 (12) によりケーソン橋脚天端の地震応答を求めるために、まず地盤上の観測地点で記録された加速度記録から、その地点での基盤（洪積世の砂礫層にとった）への入射波を計算した。次に、この基盤入射波を橋脚地点の基盤（同じく、洪積世の砂礫層にとった）に作用させて、基盤での地震動を計算した。ここで、基盤入射波を作用させたのは、地中深部から基盤へ入射してくる波動は地表近くの地盤の影響を受けていないため、地盤上の観測地点と橋脚地点のいずれにおいても、おおむね同じ

性質をもっていると考えたためである。また、基盤地震動の計算は、地盤の剛性ならびに履歴減衰定数のひずみ依存性を考えた等価線形の重複反射法<sup>15)</sup>で行った。計算では、式 (4) を基本として砂および粘土に対する既往の室内実験結果<sup>18), 19)</sup>に基づき地盤の剛性および履歴減衰とせん断ひずみの関係を 図-17 のようにとった。このようにして基盤地震動の計算に用いた地盤の諸定数は表-5 に示すとおりである。

次に、このようにして求めた橋脚地点での基盤地震動を 図-16 の橋脚周辺地盤解析モデルの基盤に作用させて、式 (12) から橋脚天端の絶対加速度応答を日向灘沖地震の本震の場合に対して計算すると 図-18 のように求められた。図中には比較のため、橋脚天端での実測加速度記録も同時に示している。この計算では、板橋橋と同種の橋梁に対する起振機を用いた実物橋脚の振動実験

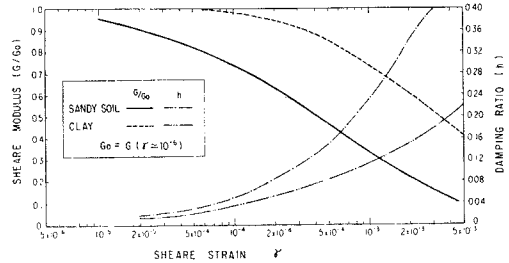


図-17 計算に用いた土のせん断弾性係数および減衰定数のひずみ依存性の関係

表-5 地盤上の観測地点における基盤地震動の計算に用いた地盤定数

Soil Condition	Layers	At The Low Strain Level	The Hyuganada Earthquake	The Hyuganada Earthquake (After Shock)	The Bungosuido Earthquake
Shear Wave Velocity $V_s$ [m/sec]	1	107	90	105	83
	2	125	106	123	105
	3	145	122	143	121
	4	125	106	123	108
	5	480	480	480	480
Equivalent Shear Modulus $G_s$ [t/m <sup>2</sup> ]	1	1752	1248	1700	1051
	2	2710	1930	2629	1897
	3	2789	1986	2705	1952
	4	2870	2044	2783	1722
	5	51722	51722	51722	51722
Equivalent Damping Ratio $h$ [%]	1	—	10	5	12
	2	—	10	5	8
	3	—	10	5	8
	4	—	10	5	12
Shear Strain ( $\times 10^{-4}$ )	1	—	4	0.8	15
	2	—	4	0.8	10
	3	—	6	1	8
	4	—	7	1	10
Equivalent Shear Modulus $G_s$ Shear Modulus at the Low Strain $G_0$	1	—	0.7	0.97	0.6
	2	—	0.7	0.97	0.7
	3	—	0.7	0.97	0.7
	4	—	0.7	0.97	0.6

Note: Layers with numbers of 1, 2, 3, 4 and 5 represent the soil layers which exist between the ground surface and 4 meters below the surface, between 4 and 8 meters, between 8 and 13 meters, between 13 and 16.5 meters, and deeper than 16.5 meters, respectively (refer to Fig. 2).

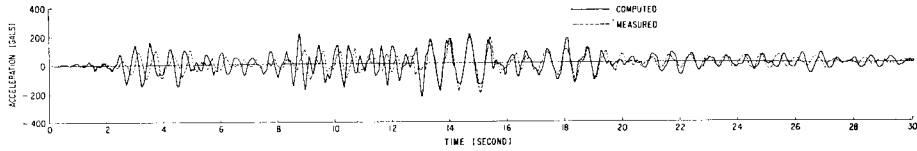


図-18 日向灘沖地震に対する実測値と計算値の比較（橋脚天端の加速度応答，橋軸方向）

の結果<sup>2)</sup>等を参考にして式(12)のCに対応する減衰定数を20%と仮定している。また、計算上求められたケーソン橋脚およびその周辺の地盤の固有振動数は表-6に示すとおりであり、橋脚地点の地盤の応答計算に用いた地盤の諸定数は表-7に示すとおりである。なお、表-6、7には後述の日向灘沖地震の余震および豊後水道沖地震の場合の結果も示している。

このようにして求めた計算値と実測値を比較すると、計算値は実測値の全体的な特徴をよく表わしており、特に13秒から21秒にかけての主要動付近では、位相特

性、振幅特性とも両者はよく一致しているのがわかる。

次に、前章で推論したように、橋脚は地震時の周辺地盤の運動におおよそ従って運動するという仮説をとらず1.3~1.8 Hzに卓越する振動数(日向灘沖地震の場合には1.5 Hz)はあくまでケーソン橋脚自身の基本固有振動数であると考えた場合の試算例として、地盤と橋脚を結ぶばねの剛性を変化させることにより橋脚の基本振動数が1.5 Hzに近い解析モデルを作った。すなわち、ケーソン橋脚と地盤を結ぶばね定数を変化させるとケーソン橋脚の基本固有振動数は表-8に示すように変化する。この結果によれば、ばね定数を図-18の計算に用いた値の1/2.5倍の値にするとケーソン橋脚の基本固有振動数は1.5 Hzに近くなる(実際にこの条件で計算すると1.52 Hzを求められた)。このようにして求めた解析モデルを用いて、上述の場合と同じ減衰定数で計算した絶対加速度応答波形を実測値と比較すると図-19のようになった。この結果では、明らかに計算値は実測値と大きくかけ離れており、両者はまったく一致していない。念のため、減衰定数を40%に上げて計算してみた

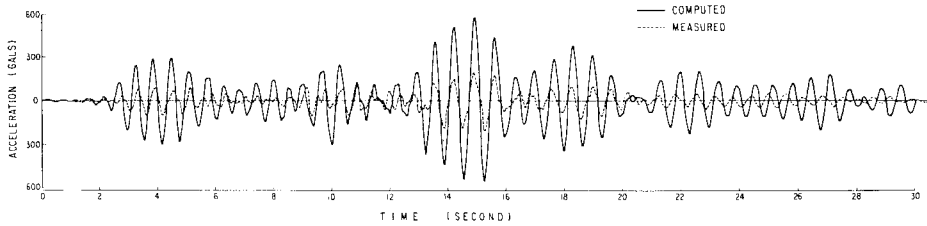
表-6 ケーソン橋脚および周辺の表層地盤の計算上の固有振動数(橋軸方向)

Earthquake	Surrounding Ground		Caisson-Pier Foundation	
	1st	2nd	1st	2nd
The Hyuganada Earthquake	1.6	4.9	2.8	7.8
The Hyuganada Earthquake (After Shock)	1.9	5.7	3.1	8.3
The Bungosuido Earthquake	1.6	4.7	2.7	7.7

表-7 橋脚地点の表層地盤の地震応答計算に用いた地盤定数

Soil Condition	Layers	At The Low Strain Level	The Hyuganada Earthquake	The Hyuganada Earthquake (After Shock)	The Bungosuido Earthquake
Shear Wave Velocity $V_s$ [m/sec]	1	107	90	105	83
	2	125	105	123	105
	3	145	115	135	115
	4	125	163	192	151
	5	480	480	480	480
Equivalent Shear Modulus $G_s$ [t/m <sup>2</sup> ]	1	1752	1390	1926	1192
	2	2710	1451	2011	1451
	3	2789	1742	2415	1743
	4	2870	5432	7527	4656
	5	51722	51722	51722	51722
Equivalent Damping Ratio $h$ [%]	1	—	10	5	12
	2	—	10	5	8
	3	—	10	5	8
	4	—	10	5	12
Shear Strain ( $\times 10^{-4}$ )	1	—	5	0.9	16
	2	—	7	1.2	11
	3	—	7	1.3	11
	4	—	2	0.5	6
Equivalent Shear Modulus $G_s$ Shear Modulus at the Low Strain $G_0$	1	—	0.7	0.97	0.6
	2	—	0.7	0.97	0.7
	3	—	0.7	0.97	0.7
	4	—	0.7	0.97	0.6

Note: Layers with numbers of 1, 2, 3, 4 and 5 represent the soil layers which exist between the ground surface and 5 meters below the surface, between 5 and 10 meters, between 10 and 14.5 meters, between 14.5 and 18 meters, and deeper than 18 meters, respectively (refer to Fig. 2).



図一19 日向灘沖地震に対する実測値と計算値の比較 (地盤とケーソン橋脚を結ぶばね定数を図一18の場合の1/2.5倍とした場合)

表一8 地盤とケーソン橋脚を結ぶばね定数を変化させた場合の計算上求められるケーソン橋脚の固有振動数の変化 (日向灘沖地震の場合, 橋軸方向)

Spring Constants $K_{Hi}, K_0$	1st	2nd
Standard Values	2.8	7.8
Standard Values $\times 1/10$	1.0	3.6
Standard Values $\times 10$	4.6	13.1

Note: Standard Values represent the spring constants tabulated in Table 4.

が、計算値は実測値の特徴を再現することができなかった。このような点は前章に示した考え方の妥当性を側面から支持しているものと考えられる。

次に、同様の手法で日向灘沖地震の余震および豊後水道沖地震の本震の場合につき橋脚天端の絶対加速度応答を計算し、これを実測値と比較するとそれぞれ 図一20 および 図一21 のようになる。ここで地盤とケーソン橋脚を結ぶばね定数、履歴減衰定数、逸散減衰定数は上述の日向灘沖地震の場合と同一の考え方で定めており、それぞれ表一7に示したとおりである。この結果によれば日向灘沖地震の余震の場合には前述の日向灘沖地震の本震の場合 (図一18) と同程度に計算値は実測値の位相および振幅特性の特徴を表わしていると考えられる。これに対して豊後水道沖地震の場合にも計算値は実測値と比較的によく一致しているが、上記2地震の場合と比較すると、やや一致度が低い。この原因としては、豊後水道沖地震では地震動の卓越振動数成分がケーソン橋脚の基本

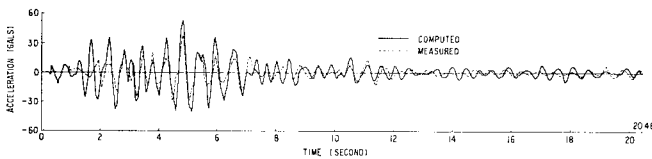
固有振動数に近いためケーソン橋脚は単に周辺地盤の地震時の運動に従って振動するばかりではなく、ケーソン橋脚独自の振動もある程度励起されており、このような場合には地盤とケーソン橋脚を結ぶばね定数を始め、ケーソン橋脚の振動に係る諸定数をより慎重に定めることが必要とされるためと考えられる。

## 6. ま と め

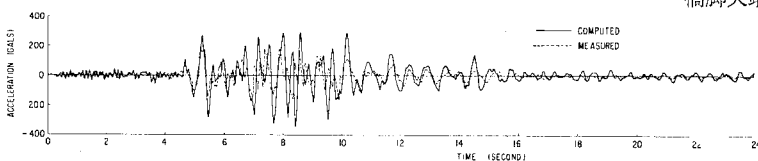
板島橋を例にとり、地盤中に深く根入れされたケーソン橋脚の地震応答特性を、橋脚天端およびその周辺地盤上の2か所で同時に観測された合計3回の加速度強震記録をもとに解析した。本研究で対象にしたのは、ケーソン橋脚の基本固有振動数が周辺の表層地盤のせん断振動の基本固有振動数よりわずかに高く、また、作用した地震動の卓越振動数成分が表層地盤のせん断振動の基本固有振動数におおむね等しい場合 (日向灘沖地震およびその余震)、およびこれより高い場合 (豊後水道沖地震およびその余震) である。

本解析の結果、橋脚天端の地震応答に主として含まれる振動数の成分はケーソン橋脚周辺の表層地盤のせん断振動の基本固有振動数とよく一致しており、本ケーソン橋脚は周辺地盤の運動の影響を強く受け、その運動におおむね従って運動していることが明らかにされた。このような状態で構造物が地盤中で振動することは、沈埋トンネル等の線状地中構造物や地下タンク等においてはすでに明らかにされているところであり<sup>21), 22)</sup>、ケーソン橋脚も深く根入れされている場合には本質的にこれらの構造物と類似した振動特性を有しているものと考えられる。このような点から考えれば、起振機等で橋脚天端を加振して求めた振動数と地震時にケーソン橋脚に卓越する振動数は直接には一致しない場合があり得ると考えられる。

地中に根入れされたケーソン橋脚がその周辺の表層地盤とおおむね同じように振動するというこ



図一20 日向灘沖地震の余震に対する実測値と計算値の比較 (橋脚天端の加速度応答, 橋軸方向)



図一21 豊後水道沖地震に対する実測値と計算値の比較 (橋脚天端の加速度応答, 橋軸方向)

は、いわゆる狭い意味での地盤と構造物の動的相互作用が小さいことを意味している。本研究では日向灘沖地震の本震および余震の場合がこれに相当しているが、この場合には、橋脚から約 400 m 離れた地盤上で観測された地震動加速度記録を一度基盤の地震動に変換し、これを用いて計算した橋脚天端の絶対応答加速度は、時間領域において主要動付近の実測値の特徴を比較的良好に再現した。また、豊後水道沖地震の場合にも同様な手法を用いて求めた計算値は実測値の特徴をある程度再現することができたが、上記 2 地震の場合に比較すると解析精度には、今後検討の余地を残している。この原因は、1 つには大きな意味で、ケーソン橋脚が周辺地盤とともに振動するとしても入力地震動の特性によっては自己の固有振動が励振される場合があること、もう 1 つには直近の地震に対する表層地盤の地震応答計算の精度<sup>14)</sup>にあるものと考えられる。地中に深く根入れされたケーソン橋脚がその周辺の表層地盤の影響を強く受けているとすれば、この種の橋の耐震設計を合理化するためには、地震時の地盤の運動を正しく推算することが必要とされる。今後この方面の実証的データの蓄積と解析手法の一層の開発が期待される。また、今回は根入れの深いケーソン橋脚を取り扱ったが、その他の基礎形式についても強震記録に基づいた実証的な解析が求められる。

謝 辞：本研究の実施に際しては、多くの方々のご指導とご支援を賜った。愛媛県土木部道路課 玉田幸男係長ならびに大川明久技官には地盤調査に関し大変お世話になった。長大橋設計センター（株）友沢武昭、高月廣行の各氏には解析計算に種々協力いただいた。また土木研究所 大久保忠良、大橋昭光、栗林栄一各氏には、本研究の遂行中終始ご支援を賜るとともに本論文をまとめるにあたって貴重なご助言を得た。ともに末尾ながらここに記し、厚くお礼申し上げる次第である。

#### 参 考 文 献

- 1) Iwasaki, T., J. Penzien and R.W. Clough : Literature Survey—Seismic Effects on Highway Bridges, Report No. EERC 71-11, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1972.
- 2) 栗林栄一・岩崎敏男：橋梁の耐震設計に関する研究（Ⅲ）—橋梁の振動減衰に関する実測結果一，土木研究所報告，第 139 号，昭和 45 年。
- 3) 栗林栄一・岩崎敏男：道路橋における松代群発地震の強震観測結果，土木技術資料 8-10，昭和 41 年。
- 4) 岩崎敏男・若林 進・川島一彦・高木義和：土木構造物における加速度強震記録（No. 3），土木研究所彙報第 34 号，建設省土木研究所，昭和 53 年。
- 5) 栗林栄一・飯田 裕・福田富三：板島橋振動測定，土木研究所資料第 793 号，建設省土木研究所，昭和 50 年。
- 6) Kanai, K. : Relation between the Nature of Surface Layer and Amplitude of Earthquake Motions, (1) BERI, 30 (1952), (2) BERI, 31 (1953), (3) BERI, 31 (1953), (4) BERI, 34 (1956).
- 7) Penzien, J., C.F. Scheffey and R.A. Parmelee : Seismic Analysis of Bridges on Long Piles, Proc. ASCE, Vol. 90, No. EM 3, 1964.
- 8) Matsushima, Y. : Structure-Soil Interaction for Finite Element Hysteretically Damped Systems, Journal of Architectural Institute of Japan, No. 199, 1972.
- 9) Seed, H.B., J. Lysmer and R. Hwang : Soil-Structure Interaction Analyses for Evaluating Seismic Response, Report No. EERC 74-6, University of California, Berkeley, 1974.
- 10) Minami, K. and J. Sakurai : Earthquake Response Spectra for Soil-Foundation Building Systems, 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, India, 1977.
- 11) Duke, C.M. et al. : Strong Earthquake Motions and Site Conditions Hollywood, Bull. of the Seismological Society of America, Vol. 60, No. 4, 1970.
- 12) Newmark, N.M., W.J. Hall and J.R. Morgan : Comparison of Building Response and Free Field Motion in Earthquake, 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, India, 1977.
- 13) Yamahara, H. : Ground Motions during Earthquakes and the Input Loss of Earthquake Power to an Excitation of Buildings, Soils and Foundations, Vol. 10, No. 2, 1970.
- 14) Idriss, I.M. and H.B. Seed : Seismic Response of Horizontal Soil Layers, Proc. ASCE, Vol. 94, No. SM 4, 1968.
- 15) Schnabel, P.B., J. Lysmer and H.B. Seed : SHAKE—A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC 72-12, University of California, Berkeley, 1972.
- 16) 川島一彦・高木義和：実測地中地震記録に基づく表層地盤の地震応答，第 5 回日本地震工学シンポジウム，
- 17) 星谷 勝・千葉利晃・草野直幹：地震加速度波の非定常とシミュレーション，土木学会論文報告集，第 245 号。
- 18) 岩崎敏男・龍岡文夫・高木義和：地盤の動的変形特性に関する実験的研究（Ⅱ）—広範囲のひずみ領域における砂の動的変形特性一，土木研究所報告（印刷中）。
- 19) Iwasaki, T., F. Tatsuka and Y. Takagi : Shear Moduli of Sands under Cyclic Torsional Shear Loading, Soils and Foundations, Vol. 18, No. 1, 1978.
- 20) Kuribayashi, E., T. Iwasaki and K. Kawashima : Dynamic Behavior of A Subsurface Tubular Structure, 5th European Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, 1975.
- 21) Tamura, C., S. Okamoto and M. Hamada : Dynamic Behavior of A Submerged Tunnel during Earthquake, Report of the Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Vol. 24, No. 5, 1975.
- 22) 浜田政則：大型地下タンクの地震時挙動の観測と解析，土木学会論文報告集，第 273 号，昭和 53 年。
- 23) Iwasaki, T. and K. Kawashima : Seismic Analysis of A Highway Bridge Utilizing Strong Motion Acceleration Records, Proc. of 2nd International Conference on Microzonation, San Francisco, 1978.
- 24) 川島一彦・高木義和・岩崎敏男：橋脚の地震応答に及ぼす周辺地盤の影響，第 33 回土木学会年次学術講演会，昭和 53 年。
- 25) 岩崎敏男・川島一彦・高木義和：橋脚の地震応答に及ぼす周辺地盤の影響およびその解析，土木研究所資料第 1372 号，建設省土木研究所，昭和 53 年。