

# 土木研究所資料

第1372号

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

昭和53年3月

建設省土木研究所  
振動研究室

Copyright © 53年度 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be  
reproduced by any means, nor transmitted, nor  
translated into a machine language without the  
written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

## ま え が き

軟質な地盤上に設置された橋の地震応答は周辺地盤の影響を強く受けていると言われており、地震時の橋の運動を正確に評価するためには、このような地盤と橋との運動の係わり合いを正しく求めることが重要である。本報告は愛媛県宇和島市の板島橋において現在までに観測された合計4回の強震記録をもとに、橋脚の地震応答に及ぼす周辺地盤の影響を検討した結果をとりまとめたものである。

なお、板島橋における地盤調査にあたっては、元道路局国道二課福田 実係長ならびに愛媛県土木部道路建設課玉田幸雄橋梁係長に多大な御協力を賜わった。ここに記して厚くお礼申し上げる。

昭和53年3月

|            |     |         |
|------------|-----|---------|
| 地震防災部振動研究室 | 室 長 | 岩 崎 敏 男 |
|            | 研究員 | 川 島 一 彦 |
|            | 技 官 | 高 木 義 和 |

# 目

# 次

## まえがき

|                             |    |
|-----------------------------|----|
| 1. 観測地点の概要および地盤条件.....      | 1  |
| 2. 常時微動解析の概要.....           | 7  |
| 3. 対象とした地震動記録.....          | 11 |
| 4. 解析モデル.....               | 20 |
| 5. 橋脚の地震応答計算および実測値との比較..... | 23 |
| 5-1 基盤地震動の算定.....           | 23 |
| 5-2 橋脚のモデル化および固有振動特性.....   | 26 |
| 5-3 応答の試算.....              | 28 |
| 6. 結 論.....                 | 38 |
| 参 考 文 献.....                | 39 |

## 1. 観測地点の概要および地盤条件

板島橋は図1-1に示すように愛媛県宇和島市の米村川と無月宇和島線の交差部にかかる橋長125mの5スパン単純桁橋であり、右岸から2番めの橋脚天端に強震設が設置されている。橋脚の基礎は図1-2に示すように長さ15.5m、直径4mの鉄筋コンクリート製直接基礎方式のケーソン構造となっている。地盤上における強震観測は、本橋脚から約200m離れた南高等学校校庭の一隅に設けられた強震観測室内に図1-3に示すようにコンクリートブロック上に設置されているSMA C-B2型強震計により行なわれている。地盤上の加速度記録が観測された南高等学校と板島橋との平面的な位置関係は図1-4に示す通りである。

板島橋では建設時に3本のボーリングが実施され、 $N$ 値を含む土質柱状図が得られている。この結果(図1-1参照)によれば、板島橋周辺の地盤構成は地表面から15m程度以下に存在する玉石混り砂礫とその上に堆積したローム～シルト層から成っているのがわかる。また、3本のボーリング結果を相互に比較すると玉石混り砂礫層は板島橋の橋軸方向に対しておおむね水平に堆積しており、ケーソン基礎はいずれもこの層を支持地盤としている。今回、新たに強震計を設置してある橋脚の直近の位置(橋脚から約2mの地点)および地盤上の強震計の設置してある南高等学校校庭においてボーリングを行ない、地盤構成を調査するとともに $N$ 値およびせん断弾性波速度 $V_s$ を求めた。ここで、せん断弾性波速度 $V_s$ は板たたき法により求めたものである。この結果を図1-5に示す。ここで深度[m]はともに両地点における地表面からの深度によって表示しているが、両地点の高低差を考慮してこれを板島橋右岸橋台の上流側高欄下を基準として表示(以下、これをTBM $\pm 0$ mと呼ぶ)すると図1-6のようになる。両地点の地盤構成は、非常によく似ており、両地点間の水平距離が200m足らずであること、図1-1に示したように建設時に実施されたボーリング柱状図から板島橋周辺の地盤では少なくとも橋軸方向には地盤構成が著しく変化していないこと、等を考え合せると、両地点間は同一の地層がおおむね一様に連続して続いていると考えてもよいであろう。なお、板島橋および南高等学校の周辺の地盤構成をもう少しマクロ的に見ると図1-7のように推定されており、沖積砂層、沖積火山灰層の下に、上記の玉石混り砂礫層に相当する洪積砂礫層があり、さらにその下には中生代白亜紀の地層が存在している。



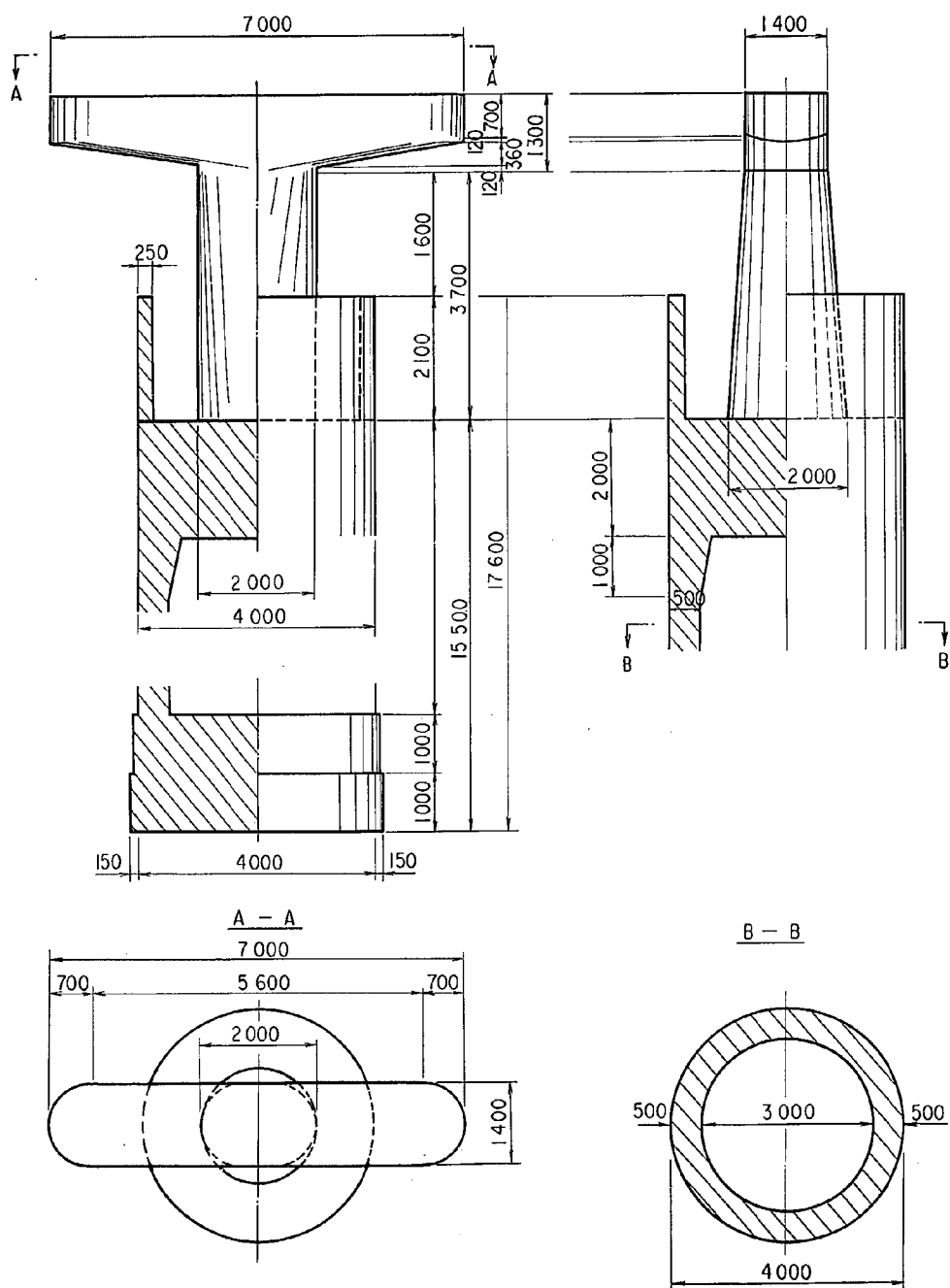


图 1-2 板 岛 桥 桥 脚

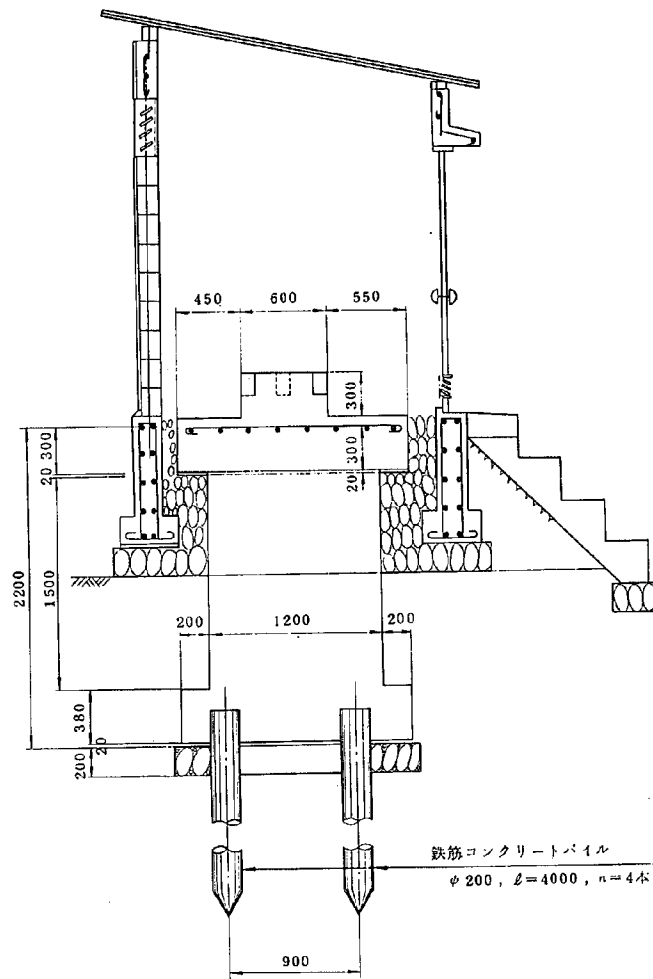


図1-3 地盤上の強震計設置台

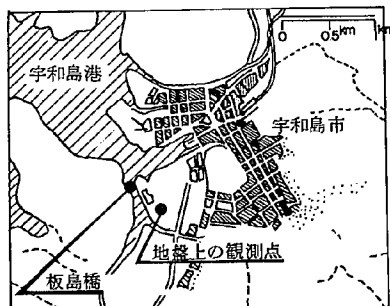
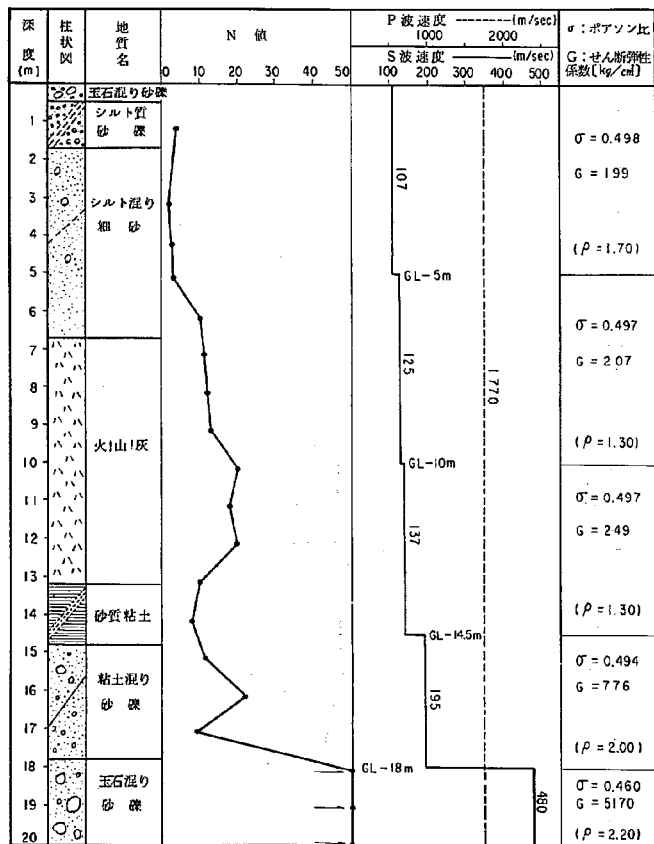
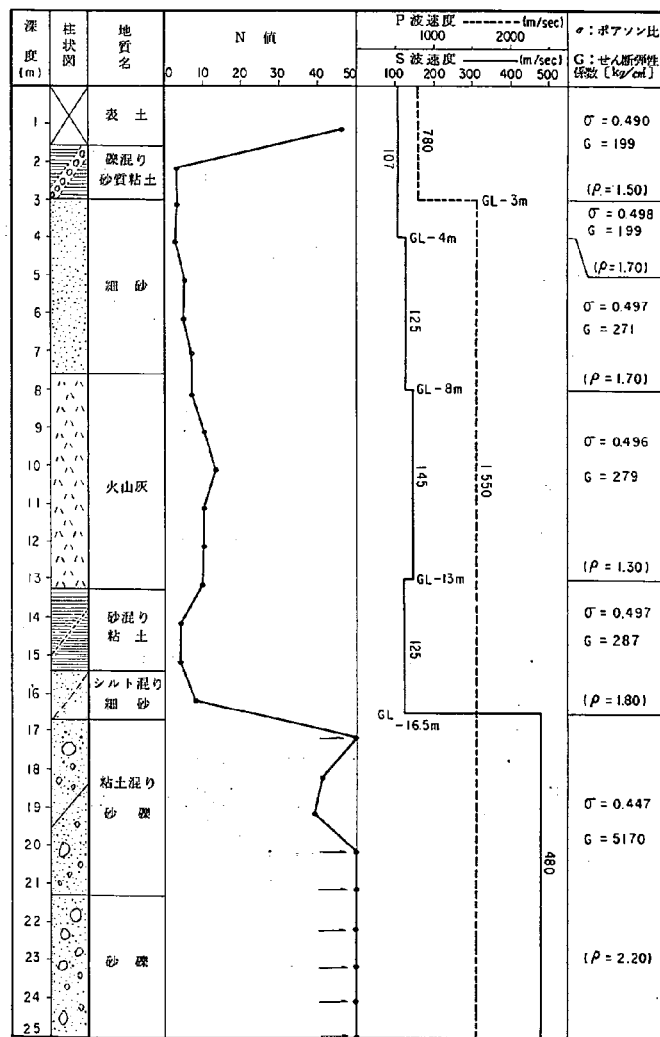


図1-4 板島橋と地盤上で強震記録の採取された地点との位置関係

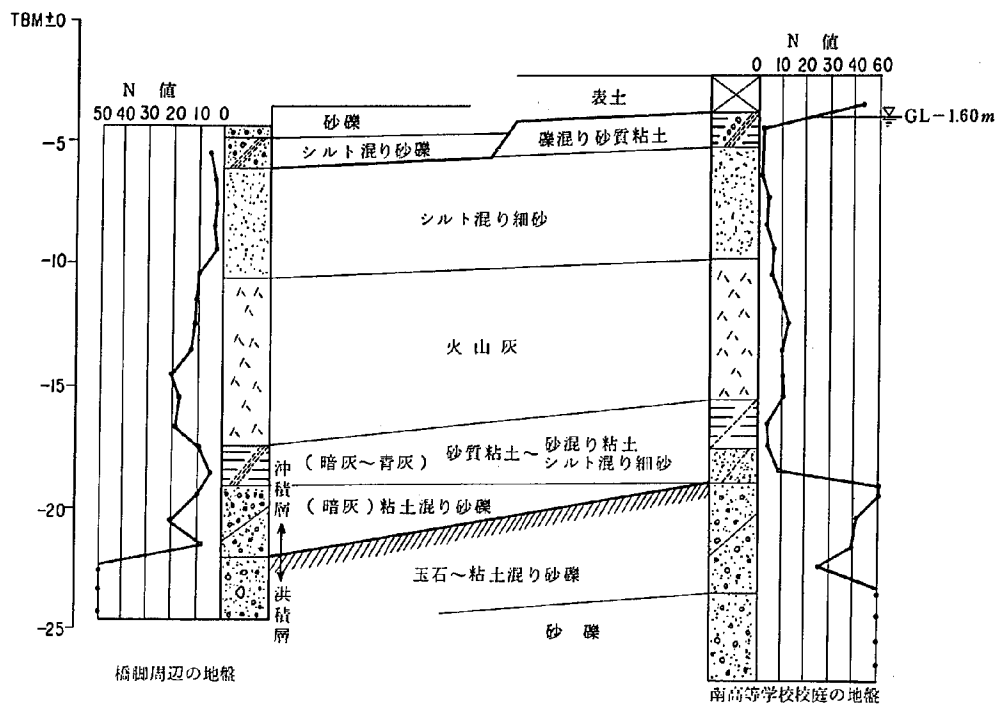


(a) 橋脚地点

図 1 - 5 板島橋脚付近および南高等学校における地盤調査結果



(b) 地盤上の観測地点



注) TBM ± 0 mは板島橋右岸橋台、上流側高欄下を基準としている。

図 1 - 6 板島橋橋脚と地盤上の強震計が設置されている南高等学校校庭との間の地盤構成

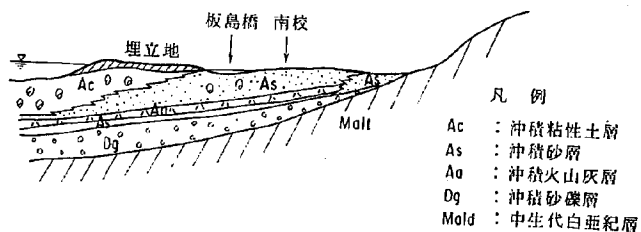


図 1 - 7 板島橋周辺の地盤構成

## 2. 常時微動解析の概要

### 2-1 概説

橋脚および表層地盤の動的特性を把握するため、板島橋橋脚、橋脚周辺地盤および南高等学校校庭（地盤上の観測地点）の3地点において常時微動の観測が実施されている。この結果の詳細は参考文献(2)に示されているが、ここでは後述の解析に関連する事項について、橋脚および地盤の振動特性に対する若干の解釈を交えながら以下に簡単に結果を紹介する。

### 2-2 地盤上強震観測地点の微小振動特性

地盤上の強震観測地点において、強震計の設置してあるコンクリートブロック上とその近傍地盤の2箇所において常時微動速度を採取した。図2-1は2箇所における水平2成分（橋軸方向、橋軸直交方向）および鉛直成分のパワースペクトルを示したものである。これより、本地点の微動に主として含まれる振動数の成分は表2-1に示す通りである。

表2-1 地盤上の観測点における常時微動で卓越している振動数成分

|        | 強震計設置台上 | 近傍地盤   |
|--------|---------|--------|
| 橋軸方向   | 4.5 Hz  | 2.3 Hz |
| 橋軸直交方向 | 3.0 Hz  | 3.0 Hz |
| 鉛直方向   | 4.0 Hz  | 4.5 Hz |

### 2-3 橋脚近傍の地盤の微小振動特性

橋脚付近の地盤上で採取した常時微動のパワースペクトルを図2-2に示す。これより地盤の卓越振動数を読取ると表2-2のようになる。

ただし、橋軸方向のスペクトルについては多数のピークが現われており、卓越振動数をはっきりと特定することはできなかった。

表2-2 橋脚近傍地盤上における常時微動で卓越している振動数成分

|        | 橋脚近傍地盤           |
|--------|------------------|
| 橋軸方向   | 1~2, 3, 7.5, 9.0 |
| 橋軸直交方向 | 2.0 Hz           |
| 鉛直方向   | 4.0 Hz           |

### 2-4 橋脚の微小振動特性

橋脚天端での常時微動測定は、深夜の干潮時および昼間の満潮時の2回に実施されている。図2-3は、これらの微動のパワースペクトルを示したものであるが、この結果では昼間の測定結果と夜間の測定結果の間には、かなり大きな差異が認められる。この差は鉛直成分において特に著しく、たとえば、夜間の測定結果においては6 Hz 付近に明瞭な卓越振動が現われているのに対し、昼間の測定結果にはこれに対応する振動数の位置に卓越振動は現われていない。この原因はよくわからないが、潮位の影響ではないかと考えられている。橋軸方向および橋軸直交方向の微動にもいろいろな外乱の影響によると思われるみだれが現われており、図2-3に示した結果だけから橋脚の固有振動数を読取るとは難しいが、後に述べる結果とも総

合して、おおむね表2—3のように推定できよう。なお、夜間に測定した橋軸直交方向の微動には2Hz付近の卓越振動が含まれているが、これは恐らく地盤の卓越振動がそのまま橋脚に現われたものと考えられる。橋軸方向の微動にも2Hz付近の卓越振動が含まれる場合があるが、これについてもこの方向の地盤の卓越振動の1つに2Hz付近の振動数の成分が含まれていたとみることも可能であろう。なお、深夜の測定結果では、水平2方向および鉛直方向ともに14Hz附近に卓越する振動が含まれているがこれが何に起因するかははっきりしていない。

表2—3 橋脚天端の常時微動に含まれる卓越振動数

|        | 1次     | 2次     |
|--------|--------|--------|
| 橋軸方向   | 約3.8Hz | 約9.8Hz |
| 橋軸直角方向 | 約3.2Hz | 約9.0Hz |
| 鉛直方向   | 約6.0Hz | —      |

次に、橋脚天端と橋脚付近の地盤の応答の相関関係を調べるために、両所で同時に微動を観測し、パワースペクトル、パワースペクトル比、コヒーレンスを計算した結果が図2—4である。ここで、コヒーレンスとは、ある任意の現象 $X_i$ と他の任意の現象 $X_j$ との間の関連性の度合を示す指標で次式で定義される。

$$CH_{ij}(\omega) = \frac{S_{ij}}{S_j} \cdot \frac{S_{ji}}{S_i} = \frac{S_{ij} S_{ji}}{S_i S_i}^* \quad (2-1)$$

ここで

$CH_{ij}(\omega)$  ;  $X_i$  と  $X_j$  のコヒーレンス

$S_i, S_j$  ; それぞれ  $X_i, X_j$  のパワースペクトル

$S_{ij}, S_{ji}$  ;  $X_i$  と  $X_j$  のクロススペクトルおよびその共役スペクトル

もし、 $X_0$  が  $X_i$  のみで決まる関係にある場合には、

$$CH_{i0} = \frac{S_{0i}}{S_i} \cdot \frac{S_i}{S_0} = 1 \quad (2-2)$$

となり、コヒーレンスは1.0となる。一般に多現象間では、コヒーレンスは1.0以下となる。図2—4に示した結果では、橋軸方向、橋軸直交方向のいずれの場合も一般にコヒーレンスが小さく求められており、橋脚天端の応答と橋脚周辺地盤の応答の間には常時微動のレベルでは強い相関は認められない。しかし、2Hz付近においてだけは橋軸方向および橋軸直交方向ともコヒーレンスが0.5程度とやや大きい値となっている。これは恐らく前述したように2Hzに対応する地盤の振動がそのまま橋脚に伝えられたことを示しているものと考えられる。

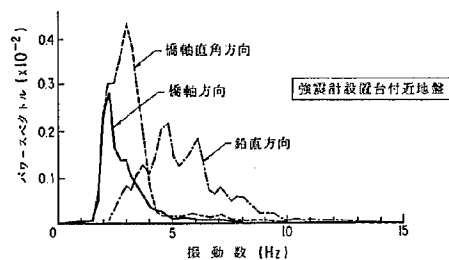
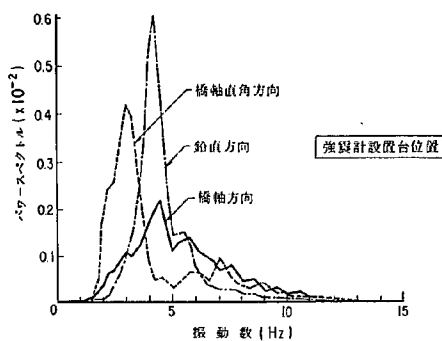


図 2-1 地盤上の強震計設置位置（南高等学校校庭）でのコンクリートブロック上およびその近傍地盤の常時微動のパワースペクトル

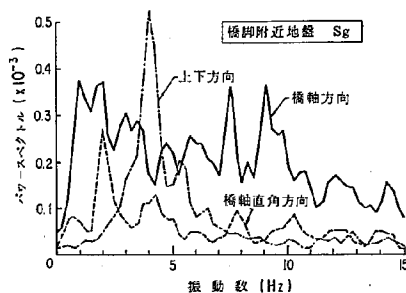
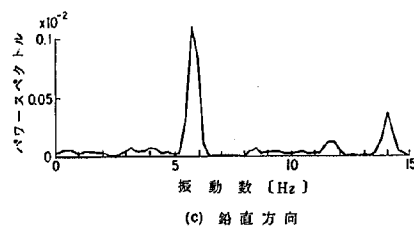
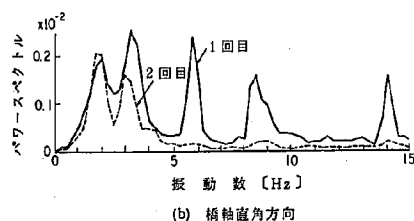
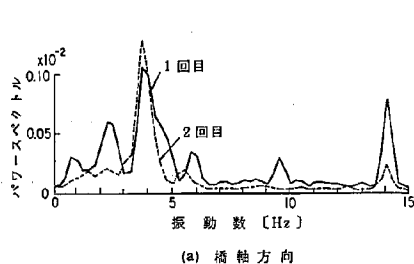
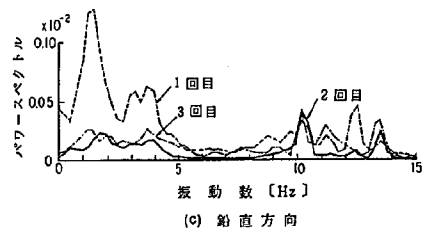
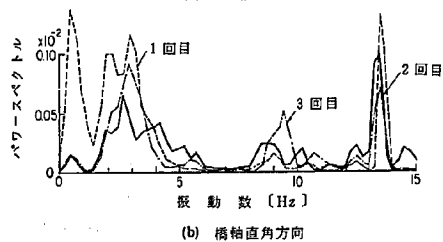
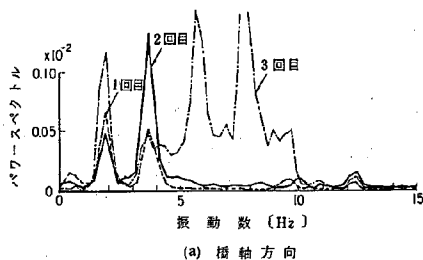


図 2-2 対象とする橋脚近傍の地盤表面での常時微動のパワースペクトル

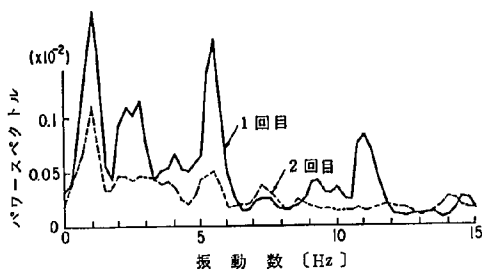


(1) 深夜（干潮時）

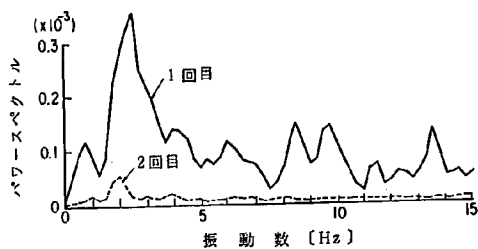


(2) 昼間（満潮時）

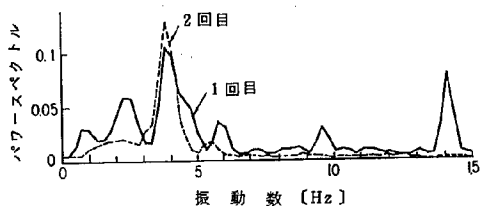
図 2-3 橋脚天端での常時微動のパワースペクトル



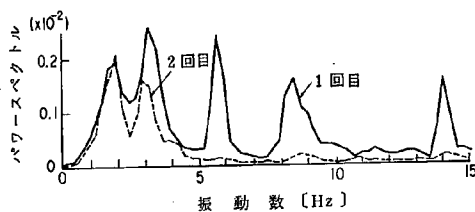
(a) 橋脚附近の地盤のパワースペクトル  $S_g$



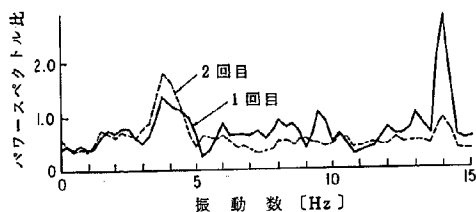
(a) 橋脚付近の地盤のパワースペクトル  $S_g$



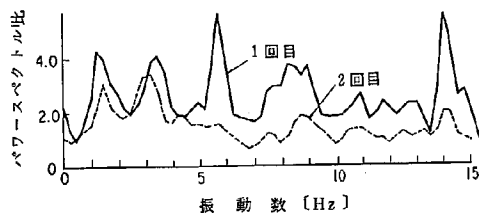
(b) 橋脚天端のパワースペクトル  $S_p$



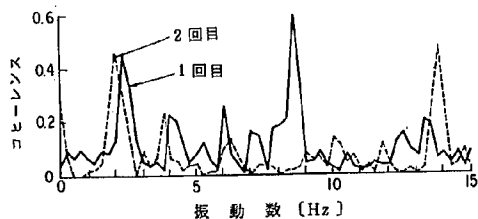
(b) 橋脚天端のパワースペクトル  $S_p$



(c) パワースペクトル比  $\sqrt{S_p/S_g}$

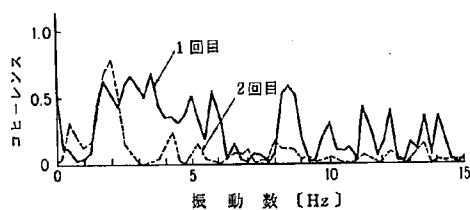


(c) パワースペクトル比  $\sqrt{S_p/S_g}$



(d) コヒーレンス

(1) 橋軸方向



(d) コヒーレンス

(2) 橋軸直交方向

図 2-4 橋脚天端と橋脚付近の地盤の常時微動の相関

### 3. 対象とした地震動記録

板島橋では現在までに2回の地震およびそれぞれの余震により橋脚天端および地盤上の観測点において前後4回の同時地震記録が採取されている。表3-1はこれらの地震記録の特性をまとめたものであり、図3-1はそれぞれの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記録用紙の補充が充分ではなかったため作動せず、記録を採取することができなかったが、最大加速度振幅だけは記録することができた。なお、橋脚、橋台、橋本体はこれら4回の地震を通して被害を蒙っていない。

表 3-1 地震記録の概要

| 地震<br>記録<br>番号 | 地震名         | 発生<br>年月日  | マグニ<br>チュード | 震央<br>距離<br>(km) | 最大加速度 (GAL) |        |       |        |
|----------------|-------------|------------|-------------|------------------|-------------|--------|-------|--------|
|                |             |            |             |                  | 橋 脚 上       |        | 地 盤 上 |        |
|                |             |            |             |                  | 橋軸方向        | 橋軸直交方向 | 橋軸方向  | 橋軸直交方向 |
| ①              | 日向灘沖地震      | 1968. 4. 1 | 7.5         | 100              | 219         | 310    | 170   | 186    |
| ②              | 日向灘沖地震(余震)  | 1968. 4. 1 | 6.3         | 100              | 39          | 66     | 35    | 42     |
| ③              | 豊後水道沖地震     | 1968. 8. 6 | 6.6         | 10               | 230         | 198    | 439   | 365    |
| ④              | 豊後水道沖地震(余震) | 1968. 8. 6 | 5.3         | 10               | 100         | 63     | 220   | 165    |

橋脚および地盤上の加速度記録の最大値に着目してプロットすると図3-2の結果が得られる。地盤の最大加速度を1とした場合の橋脚天端の最大加速度(以下、加速度増幅倍率と呼ぶ)は、日向灘沖地震の本震および余震では、橋軸方向、橋軸直交方向ともおおむね1.1~1.7の範囲にあるのに対して、豊後水道沖地震の本震および余震ではそれぞれおおむね0.4~0.6の範囲にあり、両者の応答倍率には著しい違いがある。

図3-3は表3-1に示した橋脚および地盤上の地震記録のパワースペクトル(ただし、④の橋脚天端の記録は採取されていないのでパワースペクトルは計算されていない)を示したものであるが、これらの特性をそれぞれの地震ごとに比較すると以下のようになる(表3-2参照)。

(i) 地盤上の記録に主として含

表 3-2 強震記録に含まれる卓越振動数〔Hz〕

まれる振動数の成分は、日向灘沖地震およびその余震の場合には橋軸方向および橋軸直交方向とも1.3~1.9 c/sの範囲にあるのに対して、豊後水道沖地震の場合には3.7 c/sおよび4.4 c/s付近にある。

| 地震名         | 橋 軸 方 向 |                    | 橋軸直交方向   |     |
|-------------|---------|--------------------|----------|-----|
|             | 地盤上     | 橋脚上                | 地盤上      | 橋脚上 |
| 日向灘沖地震      | 1.5     | 1.5                | 1.3      | 1.3 |
| 日向灘沖地震(余震)  | 1.9     | 1.8, 2.0, 2.3, 3.7 | 1.5      | 1.6 |
| 豊後水道沖地震     | 3.7     | 1.4                | 3.7, 4.4 | 1.4 |
| 豊後水道沖地震(余震) | 4.2     | —                  | 4.4      | —   |

(ii) しかしながら詳しく観察すると、日向灘沖地震およびその余震の場合にも4~5 c/sの振動がわずかながら卓越している。

(iii) また同様に、豊後水道沖地震の場合にも1.4 c/s付近の振動がわずかではあるが卓越している。一方、橋脚天端の動特性に着目して図3-3に示したパワースペクトルの計算結果をまとめる

と以下の通りとなる。

- (1) 日向灘沖地震の本震の場合には、橋軸方向には  $1.5\%$ ，橋軸直交方向には  $1.3\%$  の振動がそれぞれ卓越している。また、両方向とも  $4 \sim 5\%$  にわずかに卓越する振動数をもっているが、この他には卓越する振動数の成分は見られない。
- (2) 日向灘沖地震の余震の場合には、a) 橋軸方向には  $1.8\%$ ， $2.0\%$ ， $2.3\%$ ， $3.7\%$  の振動が卓越している（この中では  $1.8\%$  の振動数が最も卓越している）。また、b) 橋軸直交方向には  $1.6\%$  の振動が卓越している。
- (3) 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とも  $1.4\%$  の振動数成分が卓越している。

これらの点を総合すると橋脚の応答に主として含まれる振動数の成分は橋軸方向および橋軸直交方向で多少異なるが、日向灘沖地震、その余震、豊後水道沖地震の場合ともおおむね  $1.3 \sim 1.8\%$  の範囲にあり、橋脚は常に同じような振動数で振動していることがわかる。

橋脚の固有振動数は起振機振動実験等により直接求められてはいないが、前述したように本橋脚位置で深夜と昼間に分けて行なった橋脚天端の常時微動観測の結果によれば、橋軸方向には約  $3.8\%$ ，橋軸直交方向には約  $3.2\%$  の振動が卓越するという結果が得られている。また、橋脚の断面寸法および周辺地盤の剛性から基本固有振動数を計算すると、橋軸方向および橋軸直交方向とも  $2.7\% \sim 3.9\%$  程度となる。ここで振動数の推定値に幅があるのは地盤の剛性の評価に幅を持たせたためである。常時微動から求めた固有振動数は微小振動時の値であるからやや高めの評価であると考えられるが、いずれにしても上述した  $1.3 \sim 1.8\%$  に卓越する橋脚の振動応答は橋脚自身の固有振動数とは考えられない。

一方、図 1-5 に示した橋脚位置での PS 検層の結果を用いて洪横層から上の表層地盤のせん断振動基本固有周期を求めると、

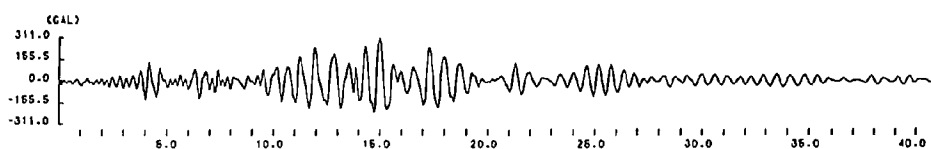
$$T \simeq \sum_i \frac{4H_i}{V_{si}} = 4 \left( \frac{5}{107} + \frac{5}{125} + \frac{45}{137} + \frac{35}{195} \right) = 0.55 \text{ 秒} \quad (3-1)$$

となり、基本固有振動数は約  $1.8\%$  と求められる。この値は土の微小せん断ひずみ時の振動数であり、強震時には、さらに低下すると考えられる。いま、強震時のせん断波速度が微小ひずみ時の  $70\%$  に低下すると想定すれば、(3-1) 式からこの時の表層地盤の固有振動数は約  $1.3\%$  程度と推定される。このような点から、橋脚の応答に主として含まれている振動数の成分は、橋脚周辺の地盤の運動に含まれている振動数の成分がそのまま反映されている、いいかえれば、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。このような観点から、図 3-3 を見直すと以下の通りとなる。

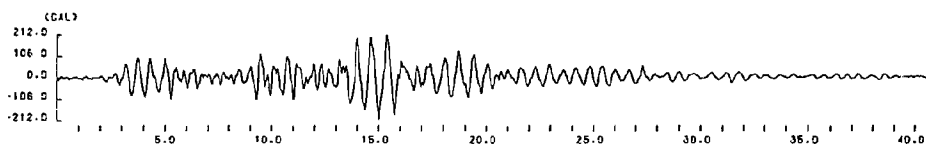
- (1) 日向灘沖地震の場合には橋軸方向および橋軸直交方向のいずれの場合も地盤の応答に主として含まれる振動数と、橋脚の応答に主として含まれる振動数はそれぞれ一致している。
- (2) 日向灘沖地震の余震の場合には、橋脚は橋軸方向に  $1.8 \sim 3.7\%$  の比較的広い振動数の

範囲で振動しているが、最も卓越しているのは  $1.8\text{ } \frac{1}{s}$  の振動であり、これは地盤の振動に主として含まれている成分  $1.9\text{ } \frac{1}{s}$  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に主として含まれる振動数の成分はそれぞれ  $1.5\text{ } \frac{1}{s}$  および  $1.6\text{ } \frac{1}{s}$  で、両者は非常に近接している。

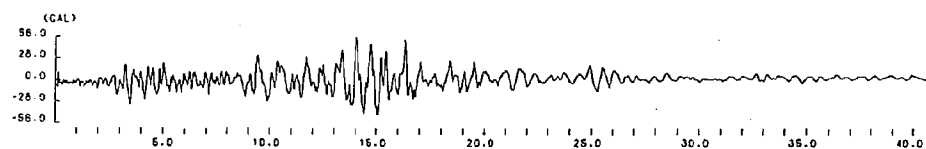
- (3) 豊後水道沖地震の場合には  $1.4\text{ } \frac{1}{s}$  で地盤の振動が卓越し、これに対応して橋脚も  $1.4\text{ } \frac{1}{s}$  附近の振動数で振動している。しかしながらこの場合には、地盤の振動が最も卓越しているのは  $3.7\text{ } \frac{1}{s}$  であり、上述のように橋脚の基本固有振動数が  $2.7\sim 3.9\text{ } \frac{1}{s}$  あたりにあるとすれば、何故、この振動数に対応するモードがもっと励振されなかったかについては今後十分に検討する必要がある。



(a) 橋軸方向

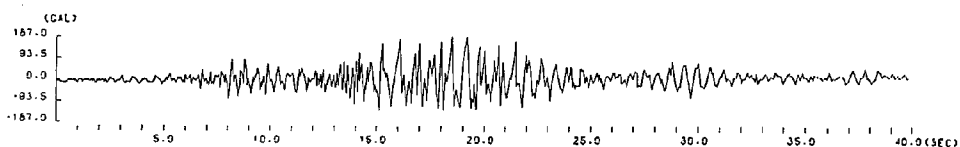


(b) 橋軸直交方向

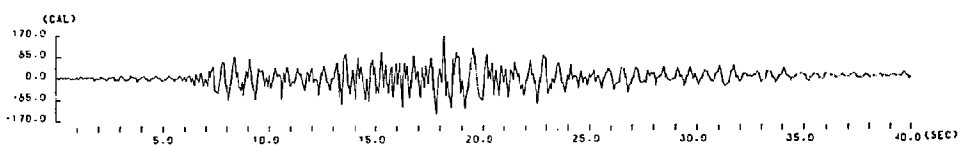


(c) 上下方向

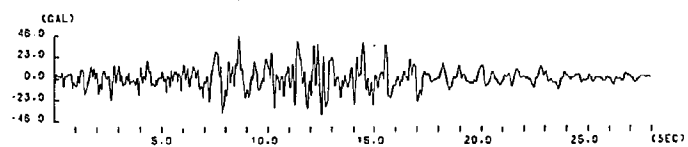
(1) 橋脚天端



(d) 橋軸方向



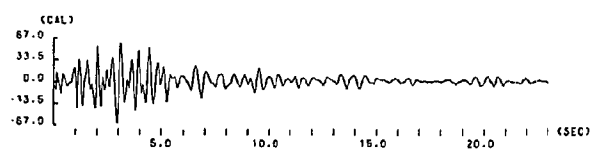
(e) 橋軸直交方向



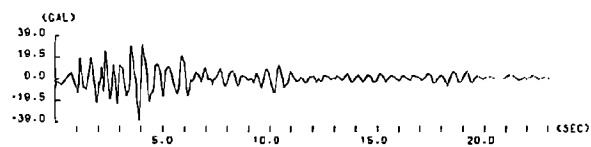
(f) 上下方向

(2) 地盤表面

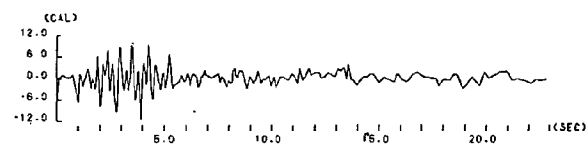
図 3-1-1 橋脚天端および地盤上の実測加速度記録〔板島橋，日向灘沖地震〕



(a) 橋軸方向

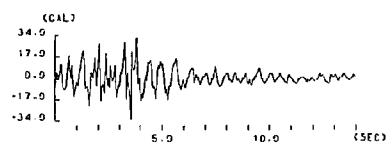


(b) 橋軸直交方向

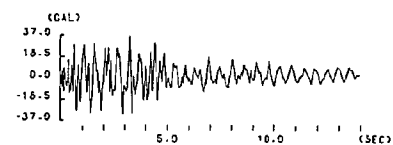


(c) 上下方向

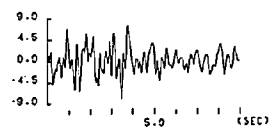
(1) 橋脚天端



(d) 橋軸方向



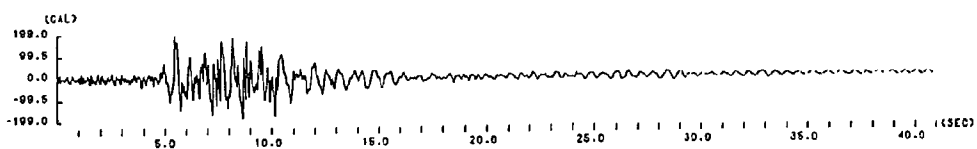
(e) 橋軸直交方向



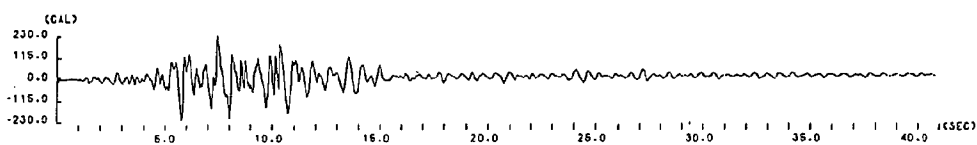
(f) 上下方向

(2) 地盤表面

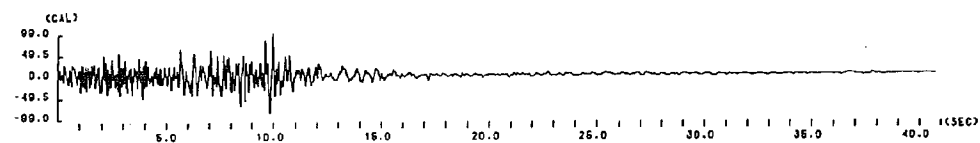
図 3-1-2 橋脚天端および地盤上の実測加速度記録〔板島橋，日向灘地震（余震）〕



(a) 橋軸方向

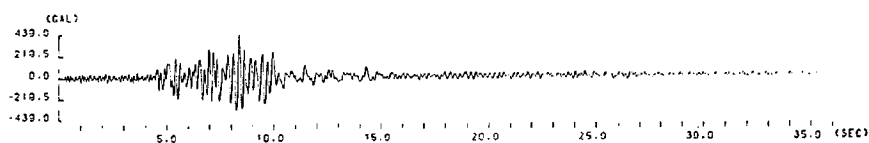


(b) 橋軸直交方向

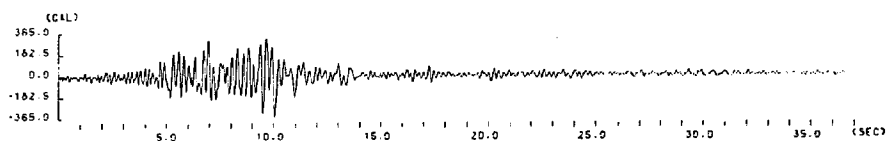


(c) 上下方向

(1) 橋脚天端



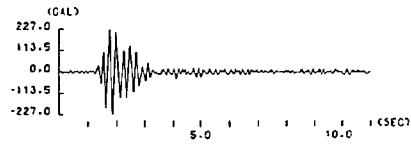
(d) 橋軸方向



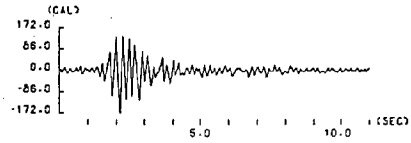
(e) 橋軸直交方向

(2) 地盤表面

図 3-1-3 橋脚天端および地盤上の実測加速度記録〔板島橋，豊後水道沖地震〕



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直交方向

図 3-1-4 地盤上の実測加速度記録〔板島橋，豊後水道沖地震（余震）〕

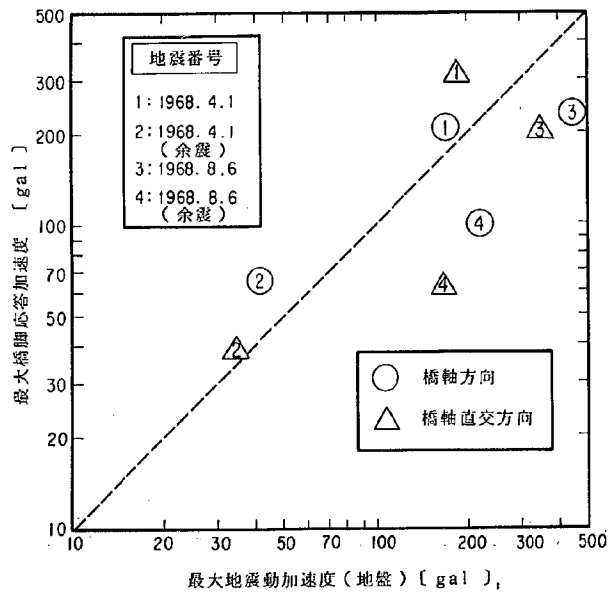
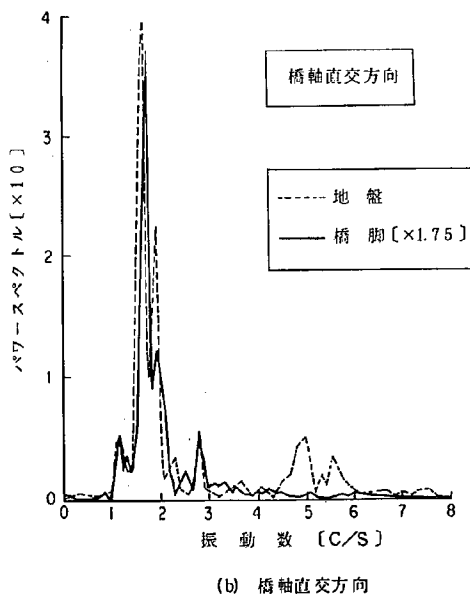
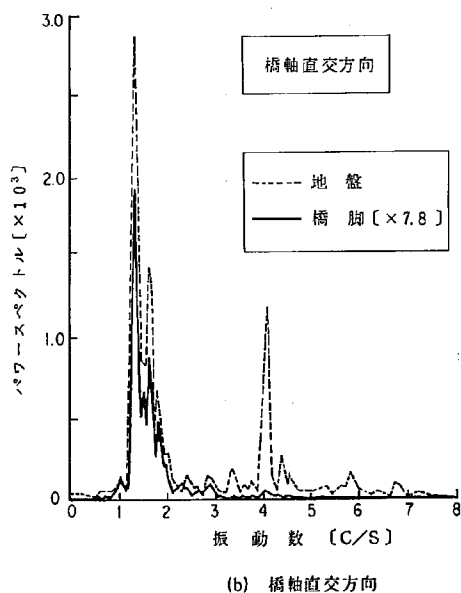
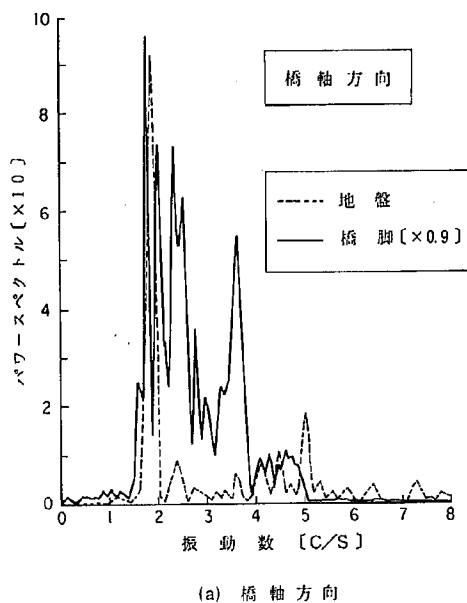
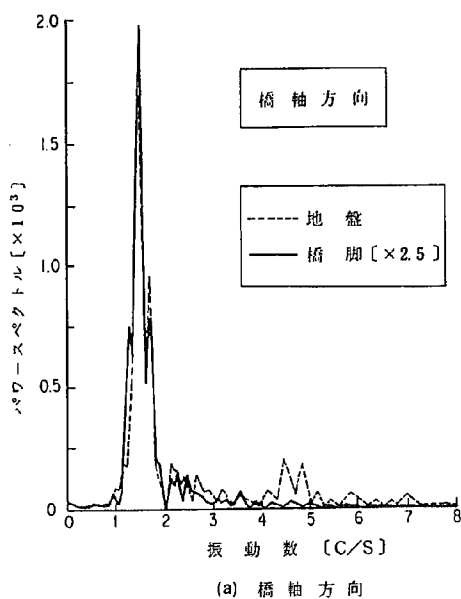


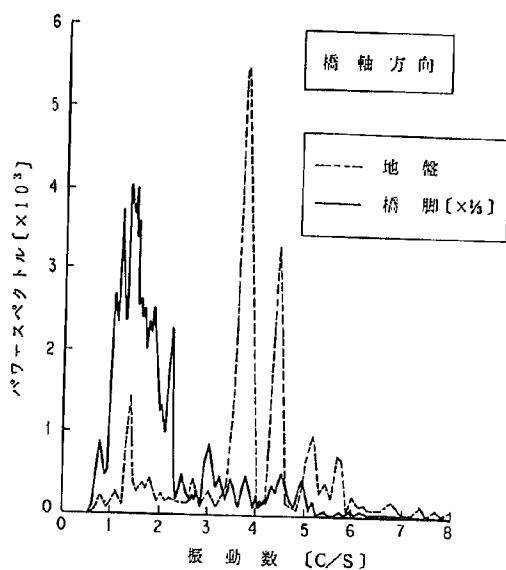
図 3-2 最大地震動加速度と最大橋脚応答加速度の関係



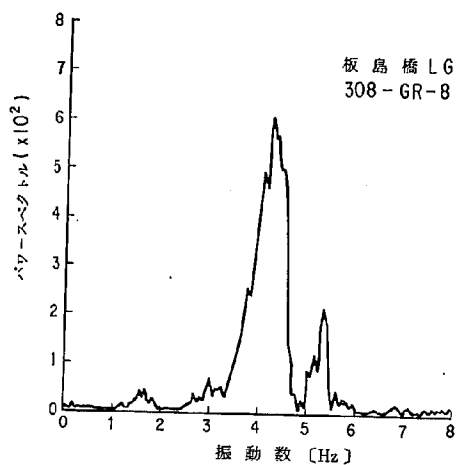
(1) 日向灘沖地震

(2) 日向灘沖地震(余震)

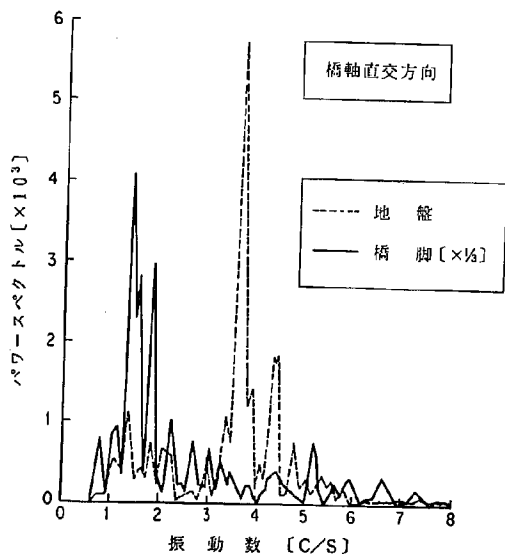
図 3-3-1 橋脚天端および地盤表面の加速度記録のパワースペクトル



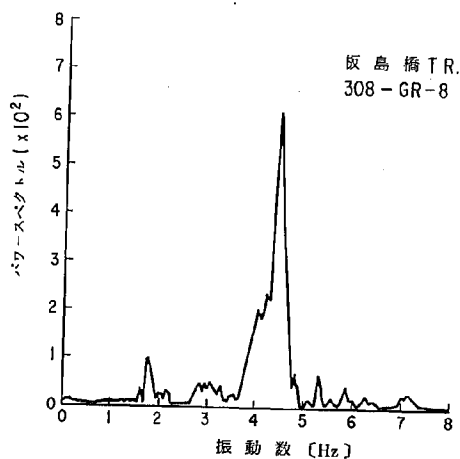
(a) 橋軸方向



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直交方向



(b) 橋軸直交方向

(3) 豊後水道沖地震

(4) 豊後水道沖地震 (余震, 地盤)

図 3-3-2 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

$\underline{K}_e$  ; 基礎構造物と地盤との間の力の伝授を表現する剛性マトリックス

$\underline{u}_p, \dot{\underline{u}}_p, \ddot{\underline{u}}_p$  ; 基礎構造物の絶対応答変位, 絶対応答速度, 絶対応答加速度

$\underline{u}_g, \dot{\underline{u}}_g$  ; 地盤の絶対応答変位, 絶対応答速度

ここに,  $\underline{u}_g$  および  $\dot{\underline{u}}_g$  は自然状態の地盤の応答としてすでに計算されている。いま,

$$\underline{M} = \underline{M}_p + \underline{M}_e$$

$$\underline{C} = \underline{C}_p + \underline{C}_e$$

$$\underline{K} = \underline{K}_p + \underline{K}_e$$

..... (4-2)

とおけば, (4-1)式は次のようになる。

$$\underline{M}\ddot{\underline{u}}_p + \underline{C}\dot{\underline{u}}_p + \underline{K}\underline{u}_p = \underline{C}_e\dot{\underline{u}}_g + \underline{K}_e\underline{u}_g$$

..... (4-3)

ここで, 基礎構造物の応答  $\underline{u}_p$  を擬静的な応答  $\underline{u}_{ps}$  と動的な応答  $\underline{u}_{pd}$  に分けるものとすれば,

$$\underline{u}_p = \underline{u}_{pd} + \underline{u}_{ps}$$

..... (4-4)

となり, ここで,  $\underline{u}_{ps}$  は定義から

$$\underline{K}\underline{u}_{ps} + \underline{K}_e\underline{u}_g = \underline{0}$$

..... (4-5)

であるので, 次式で与えられる。

$$\underline{u}_{ps} = -\underline{K}^{-1}\underline{K}_e\underline{u}_g = \underline{K}_s\underline{u}_g$$

..... (4-6)

(4-4)式および(4-6)式を(4-3)式に代入すると, (4-3)式は次のようになる。

$$\underline{M}\ddot{\underline{u}}_{pd} + \underline{C}\dot{\underline{u}}_{pd} + \underline{K}\underline{u}_{pd} = -\underline{M}\ddot{\underline{u}}_{ps} + (\underline{C}_e + \underline{C}\underline{K}_s)\dot{\underline{u}}_g$$

..... (4-7)

ここで, 右辺第2項の減衰項は一般に比較的影響が小さいと考えられるので, これを省略すると, (4-7)式は次のようになる。

$$\underline{M}\ddot{\underline{u}}_{pd} + \underline{C}\dot{\underline{u}}_{pd} + \underline{K}\underline{u}_{pd} = -\underline{M}\ddot{\underline{u}}_{ps}$$

..... (4-8)

(4-8)式をモーダルアナリシスで解く場合には, 非減衰固有振動数  $\omega_i$  および固有スペクトル  $\phi_i$  は次の特性方程式を解くことによって求められる。

$$\underline{K}\phi_i = \omega_i^2 \underline{M}\phi_i$$

..... (4-9)

モーダルマトリックス  $\underline{\Phi} = [\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_n]$  は, 次の直交条件

$$\begin{aligned} \underline{\Phi}^T \underline{M} \underline{\Phi} &= \underline{I} \\ \underline{\Phi}^T \underline{K} \underline{\Phi} &= \underline{\Omega}^2 \end{aligned}$$

..... (4-10)

ここで,  $\underline{\Omega}^2$  ;  $\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$  を対角要素とするマトリックス

を満足するから, 減衰マトリックス  $\underline{C}$  も次式のように対角化できるものと仮定すると,

$$\underline{\Phi}^T \underline{C} \underline{\Phi} = \underline{A}$$

..... (4-11)

ここで,  $\underline{A}$  ;  $2h_1\omega_1, 2h_2\omega_2, \dots, 2h_n\omega_n$  を対角要素とするマトリックス

基礎構造物の動的応答  $\underline{u}_{pd}, \dot{\underline{u}}_{pd}, \ddot{\underline{u}}_{pd}$  は次式のようにモーダルマトリックス  $\underline{\Phi}$  と規準座標  $\underline{x}$  によって表わすことができる。

$$\underline{u}_{pd} = \underline{\Phi} \underline{x}, \dot{\underline{u}}_{pd} = \underline{\Phi} \dot{\underline{x}}, \ddot{\underline{u}}_{pd} = \underline{\Phi} \ddot{\underline{x}}$$

..... (4-12)

(4-12) 式を (4-8) 式に代入し、モードマトリックス  $\underline{\phi}^T$  を前からかけ合わせて (4-10), (4-11) 式によって整理すると

$$\ddot{\underline{x}} + \underline{A} \dot{\underline{x}} + \underline{\Omega}^2 \underline{x} = \underline{R} \quad \dots\dots\dots (4-13)$$

となる。ここで、

$$\underline{R} = -\underline{\phi}^T \underline{M} \ddot{\underline{u}}_p \quad \dots\dots\dots (4-14)$$

(4-13) 式は Duhamel 積分によって次のように求めることができる。

$$x_i = \frac{1}{\omega_i \sqrt{1-h_i^2}} \int_0^t R_i(\tau) e^{-h_i \omega_i (t-\tau)} \sin(\sqrt{1-h_i^2} \omega_i (t-\tau)) d\tau \quad \dots\dots\dots (4-15)$$

このようにして  $\underline{x}$  が求まれば、(4-12) 式および (4-4) 式に代入することにより、基礎構造物の応答  $\underline{u}_p$  を求めることができる。

## 5. 橋脚の地震応答計算および実測値との比較

### 5-1 基盤地震動の算定

南高等学校校庭で採取された地震動記録の特徴は3章に述べた通りであるが、個々の地震動記録についてももう少し詳細に観察すると以下の通りとなる。

日向灘沖地震の本震による記録は、図3-3-1に示したパワースペクトルからわかるように橋軸方向には約1.5%および4.5%，橋軸直交方向には約1.3%および4.0%にそれぞれ非常にはっきりした卓越振動数の成分を含んでいる。校庭の地盤は図1-5に示したように良く締まった洪積砂礫上に沖積層が堆積した比較簡単な地層構成となっている。周知のように、剛な基盤上に剛さの一樣な表層地盤が水平に堆積している場合のせん断振動による第1次の固有周期 $T_1$ は次式で表される。

$$T_1 = \frac{1}{2i-1} \cdot \frac{4H}{V_s} \quad \dots\dots\dots (5-1)$$

ここで、

$H$ ：表層地盤の厚さ〔m〕

$V_s$ ：表層地盤のせん断波速度〔m/sec〕

またこの場合には、

$$T_1/T_2 = 3 \quad \dots\dots\dots (5-2)$$

となり、1次の固有周期と2次の固有周期の比は常に3になる。上述した日向灘沖地震による記録では橋軸方向および橋軸直交方向の1次と2次の卓越振動数の比はそれぞれ約1：3になっており、地盤構成の一樣さから考えて、(5-1)式により与えられるせん断振動の固有振動数に相当する振動数の成分が卓越して現われているものと解釈される。また、1.5%附近には他に卓越した振動数成分がないことから、恐らく、この場合には基盤（洪積砂礫層）に入射した地震動そのものが1.5%附近で卓越した振動数成分を持っていたのではないかと推定される。

次に、いま、図1-5に示したPS検層により求められるせん断弾性波速度を用いて表層地盤の基本固有振動周期 $T_1$ を求めると

$$T_1 = \sum_i \frac{4H_i}{V_{si}} = 4 \left( \frac{4}{107} + \frac{4}{125} + \frac{5}{145} + \frac{3.5}{125} \right) = 0.527 \text{ 秒} \quad \dots\dots\dots (5-3)$$

すなわち、

$$f_1 = \frac{1}{T_1} \simeq 1.9\% \quad \dots\dots\dots (5-4)$$

となる。これは、微小せん断ひずみに相当する固有振動数であり、上述した日向灘沖地震の場合の橋軸方向には約1.5%，橋軸直角方向には約1.3%という固有振動数との違いは主と

して土の剛性の歪依存性によるものであろう。地表面における常時微動観測は振動エネルギーのレベルが小さいため、一般に基盤に入射する地震動とは関係なく、表層地盤の固有振動に相当する成分の波動を多く含んでいる場合が多いという点を考慮して、2章に述べた常時微動観測の結果をせん断振動論により求められる表層地盤の伝達関数と比較すると図5-1の結果が得られる。ここで常時微動のパワースペクトルと伝達関数はディメンジョンが異なるため、図の縦軸は特に意味を持たない。この結果によれば、常時微動観測から求められる表層地盤の固有振動数は橋軸方向および橋軸直交方向とも約1.9%となり、式(5-4)による理論値とよく一致している。

また、常時微動観測から求められる表層地盤の固有振動数(1.9%)と日向灘沖地震の際に観測された地震波動から求められる表層地盤の固有振動数(1.5%および1.3%)の違いが主として土の歪依存性によるとするならば、地盤のせん断弾性波速度と固有周期の関係はおおよそ、

$$V_s \propto f \quad \dots\dots\dots (5-5)$$

とされるから、微小ひずみ時のせん断波速度 $V_{s0}$ と日向灘沖地震の際に生じれひずみに相当するせん断弾性波速度 $V_{s1}$ の比は近似的に

$$\frac{V_{s1}}{V_{s0}} \simeq \frac{1.3 \sim 1.5}{1.9} \simeq 0.68 \sim 0.79 \quad \dots\dots\dots (5-6)$$

と推定される。従って、この場合にはせん断弾性係数の比は近似的に

$$\frac{G_1}{G_0} \simeq \left( \frac{V_{s1}}{V_{s0}} \right)^2 \simeq 0.46 \sim 0.62 \quad \dots\dots\dots (5-7)$$

と推定される。この程度の歪によるせん断弾性係数の低下は現在までの室内実験による結果に照らして不合理な値ではないであろう。

以上は日向灘沖地震に対する検討の結果であるが、表3-1に示したその他の地震動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、図3-3-1に示したように卓越した振動数の成分は、橋軸方向には約1.9%および5.1%、橋軸直交方向には約1.5%および4.9%でありどちらの方向にも1次と2次の振動数の比は1:3にきわめて近い。この場合にも1.5~1.9%付近で他に卓越する成分がないことから考えると基盤に入射した地震波動は約1.8%付近に卓越した振動数の成分を持っていたものと推定される。豊後水道沖地震の場合には、卓越した振動数の成分を図3-3-2から読み取ると、橋軸方向および橋軸直交方向とも約1.4%、3.7%、4.2%および4.8~5.2%にあり、上記2地震記録の場合に比較して卓越した成分の数は多いが、恐らく1.4%が1次の固有振動数であり、その約3倍に相当する4.3%が2次の固有振動数であろう。また、3.7%および4.8~5.2%は表層地盤の固有振動数ではないことから、基盤に入射した地震波動そのものももっていた卓越振動数ではないかと推測される。

以上のような考察に基づき、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歪依存性を考慮して多重反射の計算法により求めた基盤の地震動および基盤への入射波、反

射波を図5-2(日向灘沖地震), 図5-3(日向灘沖地震, 余震)および図5-4(豊後水道沖地震)に示す。ここで, 計算に用いた土の剛性および減衰定数の歪による変化曲線は図5-5に示す通りであり, 等価線形の計算により最終的に用いた地盤の定数は表5-1に示す通りである。

表5-1 南高等学校における基盤地震動の計算に用いた地盤定数

| 諸定数                                     | 地層番号 | 微小せん断ひずみ時 | 日向灘沖地震 | 日向灘沖地震(余震) | 豊後水道沖地震 |
|-----------------------------------------|------|-----------|--------|------------|---------|
| せん断弾性波速度<br>$V_s$ (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     |
| せん断弾性係数 $G_s$<br>(t/m <sup>2</sup> )    | 1    | 1,752     | 1,248  | 1,700      | 1,051   |
|                                         | 2    | 2,710     | 1,930  | 2,629      | 1,897   |
|                                         | 3    | 2,789     | 1,986  | 2,705      | 1,952   |
|                                         | 4    | 2,870     | 2,044  | 2,783      | 1,722   |
|                                         | 5    | 51,722    | 51,722 | 51,722     | 51,722  |
| 減衰定数 $h$ (%)                            | 1    | —         | 10     | 5          | 12      |
|                                         | 2    | —         | 10     | 5          | 8       |
|                                         | 3    | —         | 10     | 5          | 8       |
|                                         | 4    | —         | 10     | 5          | 12      |
|                                         | 5    | —         | —      | —          | —       |
| せん断ひずみ $\gamma$<br>( $\times 10^{-4}$ ) | 1    | —         | 4      | 0.8        | 15      |
|                                         | 2    | —         | 4      | 0.8        | 10      |
|                                         | 3    | —         | 6      | 1          | 8       |
|                                         | 4    | —         | 7      | 1          | 10      |
|                                         | 5    | —         | —      | —          | —       |
| 最終的に用いた $G_s$<br>微小ひずみ時の $G_s$          | 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     |
|                                         | 5    | —         | —      | —          | —       |

(注) 地層番号は, 図1-5に示したせん断弾性波速度の測定結果が不連続に変化する点を境に地表から順に打った番号であり, 層1~層5はそれぞれ地表~地下4m, 地下4m~8m, 地下8m~13m, 地下13m~16.5m, 地下16.5m以下の地盤に相当する。ここで, 層5は基盤ととしている。

## 5-2 橋脚のモデル化および固有振動特性

4章に示した構造物と周辺地盤の力学モデルを用いて, 板島橋のケーソン橋脚と周辺地盤を図5-6に示すようにモデル化した。モデル化に際して設けた仮定は以下の通りである。

- (1) 本橋脚には2つの単純桁の重量が鉛直荷重として, 1つは固定沓を通して, もう1つは可動沓を通してそれぞれ作用している。橋軸方向の水平面内振動を解析する場合には, 固定沓により支持されている桁の重量および可動沓に作用する摩擦力を考えなければならないが, ここでは後者を無視して, 固定沓で支持されている一連の桁の重量に相当する死荷重を橋脚天端での付加荷重として取扱った。

(2) ケーソン橋脚は曲げに抵抗するはり部材としてモデル化し、橋脚部の T 型張り出し部、橋脚鉛直部およびケーソン基礎の質量はそれぞれ橋脚天端、橋脚重心、ケーソン重心位置に集中させ、併進運動に対するランブドマスとして取扱う。また、ケーソン基礎については回転質量も同時に考慮する。

(3) 地盤と橋脚を結ぶばね定数の算定方法に関して現在までにいろいろの提案がなされているが、その考え方を分けると大きく次の 2 つとなる。その 1 つは、地表上もしくは地盤中に設置された構造物に Winkler の仮説を導入しながら弾性論を利用してばね定数を算出しようとするものであり、石油パイプライン事業法施工令の技術細目に盛り込まれているパイプラインのばね定数の算定方式はこのような考え方によっている。もう 1 つは、平板載荷試験等の結果に基づく地盤反力係数 (K 値) を構造物の規模に応じて補正を加えて用いる方式で道路橋下部構造の設計等で広く用いられている。前者の考え方によれば構造物とその周囲の地盤の相互の影響度を考慮した状態で地盤の剛さを評価しなければならない。自然状態の地盤に地震時に生じる平均的なひずみのレベルとそれに対応する地盤の剛さは詳細な地盤調査に基づいて計算により比較的精度良く算定することが可能であるが、この中にマシブな構造物が入ったような場合には構造物の動的な特性を考慮することが必要である。また、構造物と地盤の相互の影響度をばねによって評価する際にどのような地点の地盤の剛さをもとにしたらいかに関しても今後検討の余地があろう。一方、後者の取扱いにおいては、平板載荷試験によって求められる地盤の変形係数は一般に  $10^{-1}$  程度の比較的大きなひずみに対応する値といわれており、地盤のひずみ依存性を解析計算に取り込んでいくためには何らかの補正が必要となろう。現在までに行なわれた起振機を用いた中程度までの規模の橋脚の現場振動実験結果によれば、平板載荷試験の結果に基づく地盤の剛さをもとにして固有振動数の算定を行えば比較的精度よく実験値を説明できた事例が多く、これは振動実験時における橋脚直近の地盤の剛さを推し測る方法として本方法が有効であることを示していると考えられる。

このような点を考慮して、ここでは道路橋下部構造設計指針で示されている方法に土の剛さのひずみ依存性を加味して次のようにばね定数を求めることにした。道路橋下部構造設計指針では K 値は次式で与えられる。

$$K_H = 12.8 K_{HO} B_H^{-\frac{3}{4}} \quad \dots\dots\dots (5-8)$$

ここで、

$K_H$  : 水平方向の地盤反力係数 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$K_{HO}$  : 直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向の地盤反力係数 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) で、側面の分担分 20% を含めて次式で表わされる。

$$K_{HO} = 0.04 \alpha E_0 \quad \dots\dots\dots (5-9)$$

$B_H$  : 基礎の換算載荷幅 (cm) で次式により求める。

$$B_H = \sqrt{A_H} \quad \dots\dots\dots (5-10)$$

$E$  : 指針に規定する方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$A_H$  : ケーソン前面の面積 ( $\text{cm}^2$ )

$\alpha$  : 常時, 地震時に用いる係数

ここで  $\alpha$  は試験方法により常時と地震時に分けて, それぞれの値が示されているが, いま, (5-9) 式の  $\alpha E_0$  が地震時の地盤の剛さを表わしていると考えると,

$$\alpha E_0 = E_s \simeq 3 G_s \quad \dots\dots\dots (5-11)$$

ここで,

$E_s$  : 地盤を等価線形な弾性体と仮定した場合の弾性係数

$G_s$  : 地盤を等価線形な弾性体と仮定した場合のせん断弾性係数

となる。ここでは, (5-11) 式の  $G_s$  にケーソン周辺地盤の地震応答解析から求められるひずみ依存性を考慮した地盤の剛さをを用いることとした。このようにして求めたばね定数  $K_{Hi}$  ( $i=1\sim 14$ ) および  $K_0$  を表 5-2 に示す。

以上のようにして地盤および橋脚の 1 次および 2 次の固有振動数を計算すると表 5-3 に示すようになる。

表 5-2 地盤と構造物を結ぶばね定数

| ばね定数<br>[ $\text{t}/\text{m}, \text{tn}/\text{rad}$ ] | 日向灘沖地震             | 日向灘沖地震<br>(余震)     | 豊後水道沖地震            |
|-------------------------------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| $K_{H1}$                                              | 1,744              | 2,417              | 1,496              |
| $K_{H2}, K_{H3}$                                      | 3,488              | 4,833              | 2,991              |
| $K_{H4}$                                              | 3,565              | 4,940              | 3,317              |
| $K_{H5}, K_{H6}, K_{H7}$                              | 3,642              | 5,048              | 3,642              |
| $K_{H8}$                                              | 4,444              | 6,160              | 4,446              |
| $K_{H9}, K_{H10}$                                     | 5,246              | 7,273              | 5,250              |
| $K_{H11}$                                             | 10,748             | 14,894             | 9,588              |
| $K_{H12}$                                             | 13,541             | 18,762             | 11,606             |
| $K_{H13}$                                             | 10,833             | 15,010             | 9,284              |
| $K_{H14}$                                             | 60,768             | 62,857             | 59,994             |
| $K_0$                                                 | $1.66 \times 10^5$ | $1.66 \times 10^5$ | $1.66 \times 10^5$ |

(注) ばね定数  $K_{Hi}$  ( $i=1\sim 14$ ) は併進ばね定数を表わし, 図 5-6 の番号  $i$  に対応する。  $K_{H14}$  は基礎底面のせん断ばねを考慮している。

表 5-3 地盤および橋脚の固有振動数 (計算値, 橋軸方向) [Hz]

| 地震名         | 地 盤 |     | 橋 脚 |     |
|-------------|-----|-----|-----|-----|
|             | 1 次 | 2 次 | 1 次 | 2 次 |
| 日向灘沖地震      | 1.6 | 4.9 | 2.8 | 7.8 |
| 日向灘沖地震 (余震) | 1.9 | 5.7 | 3.1 | 8.3 |
| 豊後水道沖地震     | 1.6 | 4.7 | 2.7 | 7.7 |

(注) 常時微動から求められた卓越振動数については表 2-2, 表 2-3 参照  
強震記録の解析から求められた卓越振動数については表 3-2 参照

表 5-4 地盤と構造物を結ぶばねの剛さを変化させた場合の計算  
上求められる固有振動数の変化(日向灘沖地震の場合, 橋  
軸方向)(Hz)

| ばね定数<br>$K_{ui}, K_o$ | 地 盤 |     | 橋 脚 |      |
|-----------------------|-----|-----|-----|------|
|                       | 1 次 | 2 次 | 1 次 | 2 次  |
| 基 本 値                 | 1.6 | 4.9 | 2.8 | 7.8  |
| 基本値×1/10              | 1.6 | 4.9 | 1.0 | 3.6  |
| 基本値×10                | 1.6 | 4.9 | 4.6 | 13.1 |

(注) 基本値とは表 5-2 に示す値を表わしている。

### 5-3 応答の試算

日向灘沖地震の場合につき, 図 5-2 に示した基盤入射波をもとに図 5-6 の力学モデルを用いて計算した橋脚上の絶対応答加速度を実測値と比較して図 5-7 に示す。ここで, 図 5-6 の力学モデルの基盤には, 図 5-2 に示した南高等学校校庭での基盤に入射する上昇波をもとに多重反射の計算法により橋脚位置の応答を求め, この結果求められた橋脚位置での基盤地震動を作用させた。また, 基礎橋脚から地盤への逸散減衰定数は, 表 5-5 に示すように 20% と仮定した。地盤の内部履歴減衰定数はせん断ひずみに応じ, 図 5-5 に基づいて等価線形の考え方により表 5-5 のように定めた。両者を比較すると, 計算値は実測値の特徴を比較的良く表わしており, 特に 13 秒から 21 秒までの主要動付近では, 位相特性, 振幅特性とも両者は非常に良く一致している。

しかしながら, 図 5-7 の結果では 3 秒付近の最初の振動部分で計算値の方がやや振幅が大きく, 位相も進んでいる。このため, 位相差が生じたのは橋脚周辺地盤の剛さをやや過小に評価し過ぎているためではないかと考え, 図 5-7 の計算に用いた地盤の剛さを一律に 10% 高めて計算し直した結果が図 5-8 である。この場合には, 地盤の一次固有振動数は  $1.7 \text{ C/g}$  となった。図 5-8 を図 5-7 と比較すると, 両者にはそれ程大きな変化が現われておらず, 単に周辺地盤の剛さを 10% 変化させただけでは予期した効果を得られなかった。

次に, 3 章で推論した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採らず, 1.5 Hz はあくまで橋脚自身の一次固有振動数であると考えた場合の試算例として, 表 5-4 の結果を参考に, 地盤と橋脚を結ぶばねの剛さを変化することによって, 橋脚の固有振動数が 1.5 Hz に近い解析モデルを作った。すなわち, 図 5-7 の計算に用いた地盤と橋脚を結ぶばね(表 5-2 参照)を 2.5 倍にすると橋脚の一次固有振動数は 1.52 Hz となる。この解析モデルを用いて, 上述の場合と同じ履歴減衰定数ならびに逸散減衰定数で計算した橋脚天端の絶対加速度応答を実測値と比較して図 5-9 に示す。明らかに, 図 5-9 では計算値は実測値と大きくかけ離れており, 両者は全く一致していない。念のため, 逸散減衰定数を 40% に引き上げて計算してみたが, 結果はほとんど変わらず, 計算値は実測値の特徴を再現することができなかった。このような試算の結果は 3 章に示した考え方の妥当性を側面から支持している

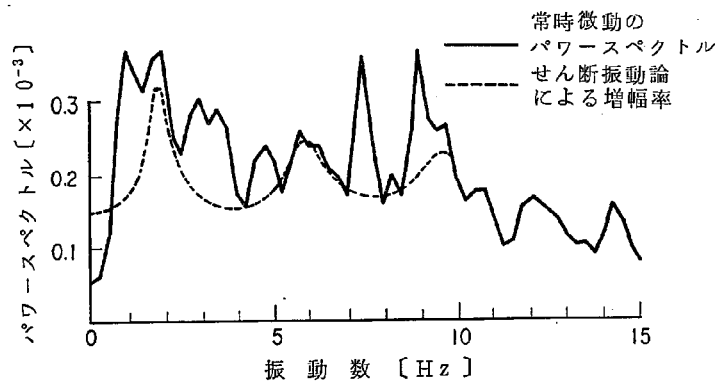
表5-5 橋脚位置における表層地盤の地震応答計算に用いた地盤定数

| 諸定数                                  | 地層番号 | 微小せん断ひずみ時 | 日向灘沖地震 | 日向灘沖地震<br>(余震) | 豊後水道沖地震 |
|--------------------------------------|------|-----------|--------|----------------|---------|
| せん断弾性波速度<br>$V_s$ [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     |
| せん断弾性係数<br>$G_s$ [t/m <sup>2</sup> ] | 1    | 1,752     | 1,390  | 1,926          | 1,192   |
|                                      | 2    | 2,710     | 1,451  | 2,011          | 1,451   |
|                                      | 3    | 2,789     | 1,742  | 2,415          | 1,743   |
|                                      | 4    | 2,870     | 5,432  | 7,527          | 4,656   |
|                                      | 5    | 51,722    | 51,722 | 51,722         | 51,722  |
| 減衰定数 $h$ (%)                         | 1    | —         | 10     | 5              | 12      |
|                                      | 2    | —         | 10     | 5              | 8       |
|                                      | 3    | —         | 10     | 5              | 8       |
|                                      | 4    | —         | 10     | 5              | 12      |
|                                      | 5    | —         | —      | —              | —       |
| せん断ひずみ $r$<br>( $\times 10^{-4}$ )   | 1    | —         | 5      | 0.9            | 16      |
|                                      | 2    | —         | 7      | 1.2            | 11      |
|                                      | 3    | —         | 7      | 1.3            | 11      |
|                                      | 4    | —         | 2      | 0.5            | 6       |
|                                      | 5    | —         | —      | —              | —       |
| 最終的に用いた $G_s$<br>微小ひずみ時の $S_s$       | 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     |
|                                      | 5    | —         | —      | —              | —       |

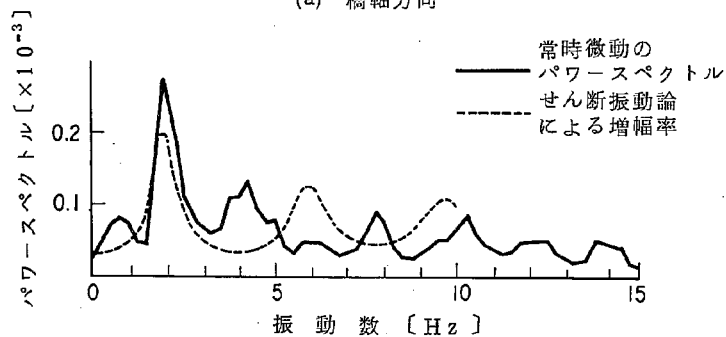
(注) 地層番号は、図1-5に示したせん断弾性波速度の測定結果が不連続に変化する点を境に地表から順に打った番号であり、 $\#1 \sim \#4$ はそれぞれ地表～地下5m、地下5m～地下10m、地下10m～14.5m、地下14.5m～地下18m、地下18m以下の地盤に相当する。ここで、 $\#5$ は基礎ととっている。

と考えられる。

次に、日向灘沖地震の余震および豊後水道沖地震の場合につき、橋脚天端の絶対応答加速度を計算し、これを実測値と比較した結果をそれぞれ図5-10および図5-11に示す。ここで、地盤と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5-2、表5-5に示す通りである。図5-10の結果では、計算値は図5-7の場合と同程度に実測値の特徴（位相、振幅とも）を表わしていると言えよう。これに対して、図5-11に示した豊後水道沖地震の場合には、計算値は実測値とあまり一致していない。豊後水道沖地震の場合には3章に示したように、入射した地震動に卓越する振動数の成分が橋脚の一次固有振動数と同程度であり、このような場合には橋脚は単に周辺地盤の地震時の運動に従って運動するばかりでなく、橋脚自体の振動もある程度励起されると予想される。したがって、このような場合には、地盤と橋脚を結ぶばね定数を始め、橋脚の振動に係る諸定数をより吟味し、慎重に定めることが必要とされよう。

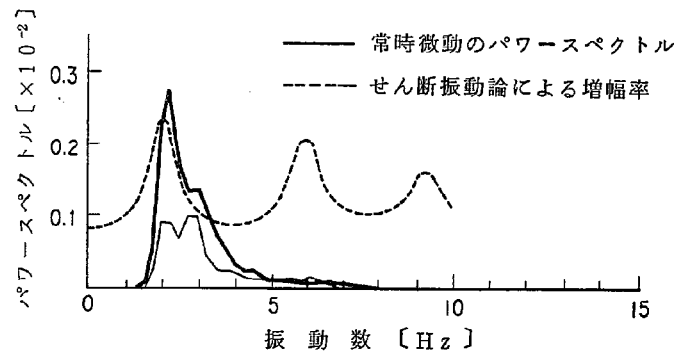


(a) 橋軸方向

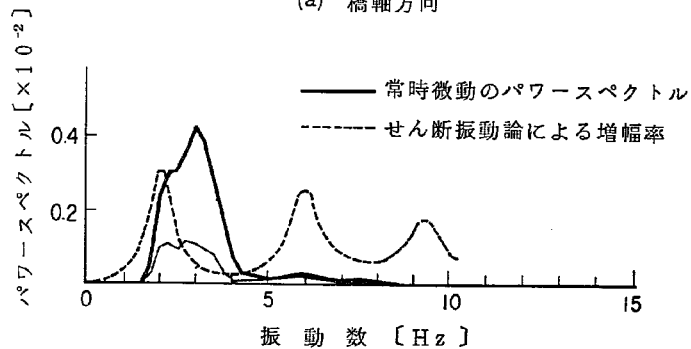


(b) 橋軸直角方向

(1) 橋脚近傍の地盤



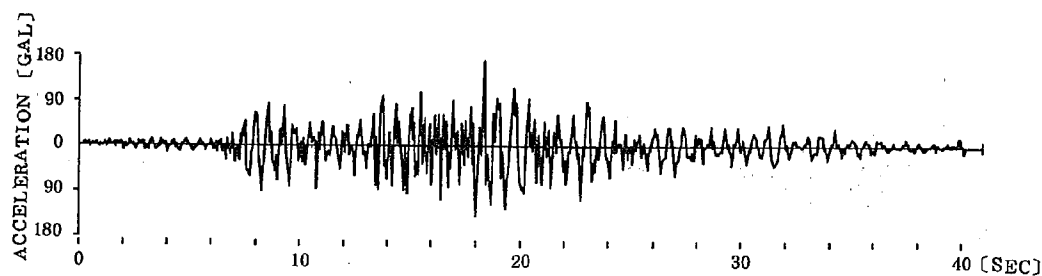
(a) 橋軸方向



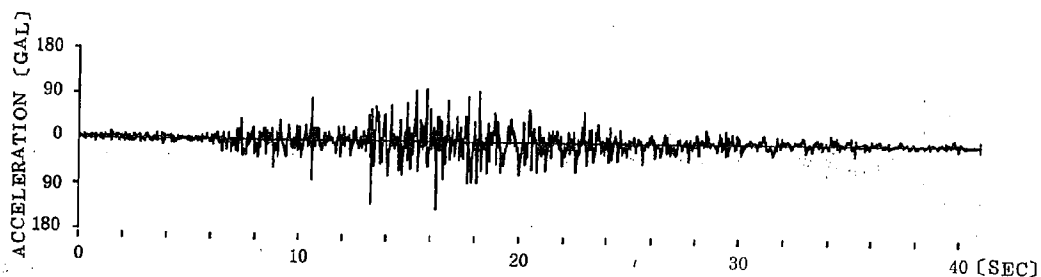
(b) 橋軸直角方向

(2) 地盤上の観測地点

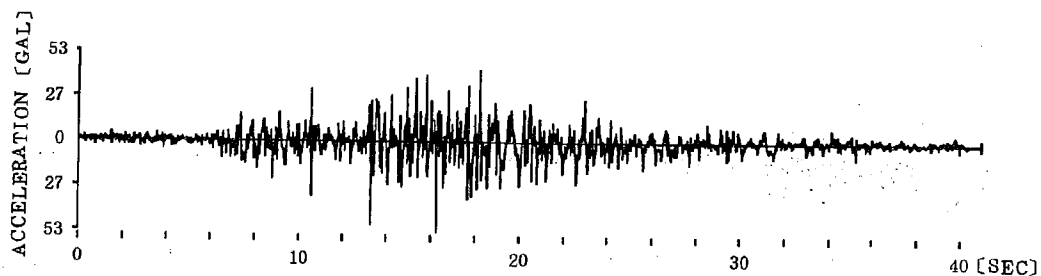
図5-1 常時微動によるパワースペクトルとせん断振動論による増幅率



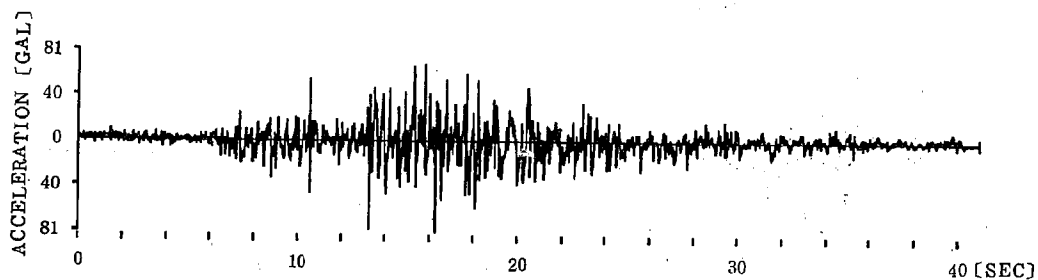
(a) 地表面地震動（実測記録）



(b) 基底地震動

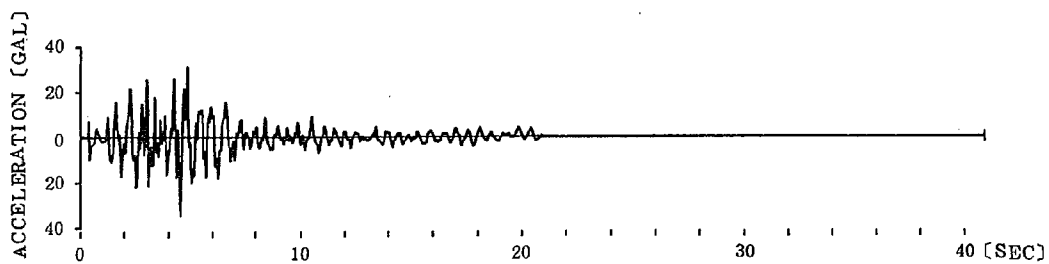


(c) 基底入射波

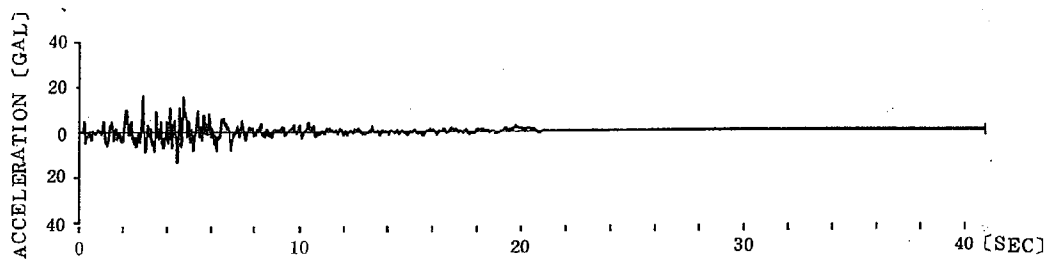


(d) 基底反射波

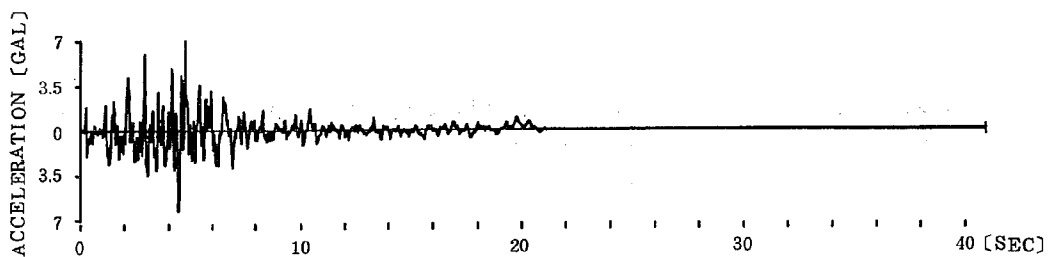
図5-2 地表面地震動とこれより計算した南高等学校における基底の地震動、入射波および反射波〔日向灘沖地震〕



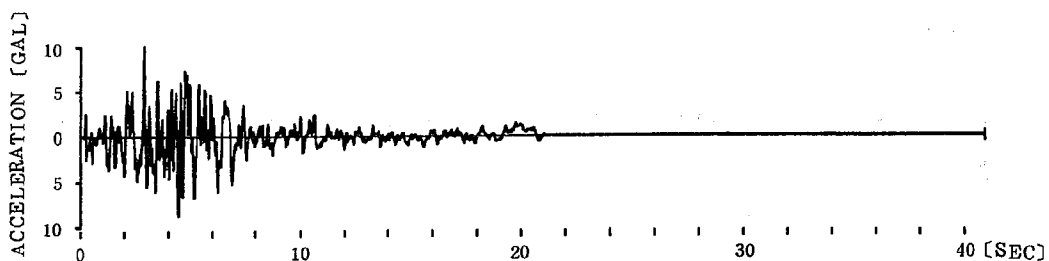
(a) 地表面地震動（実測記録）



(b) 基盤地震動

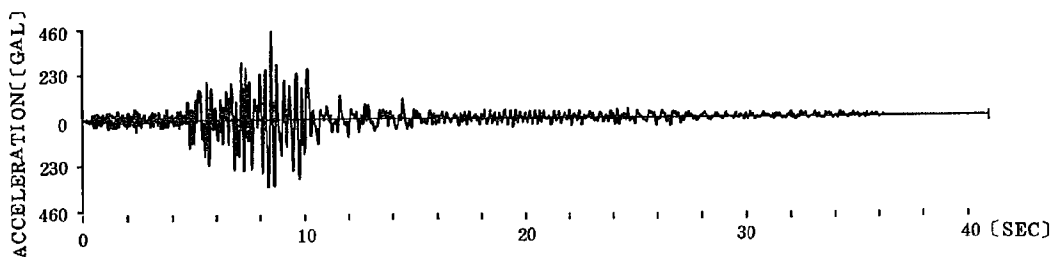


(c) 基盤入射波

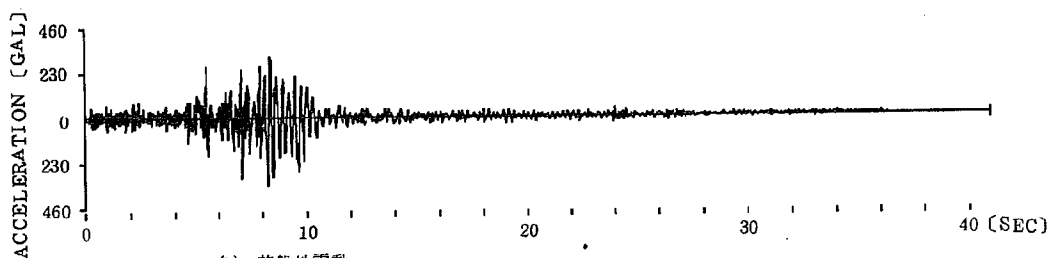


(d) 基盤反射波

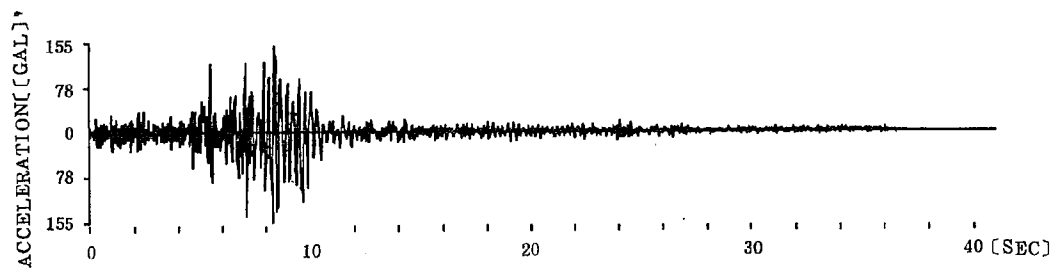
図 5 - 3 地表面地震動記録とこれより計算した南高等学校における基盤の地震動、入射波および反射波〔日向灘沖地震、余震〕



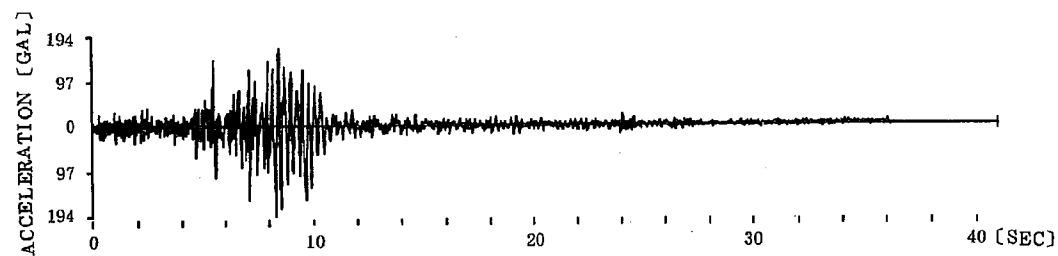
(a) 地表面地震動 (実測記録)



(b) 基盤地震動



(c) 基盤入射波



(d) 基盤反射波

図5-4 地表面地震動とこれより計算した南高等学校における基盤の地震動、入射波および反射波〔豊後水道沖地震〕

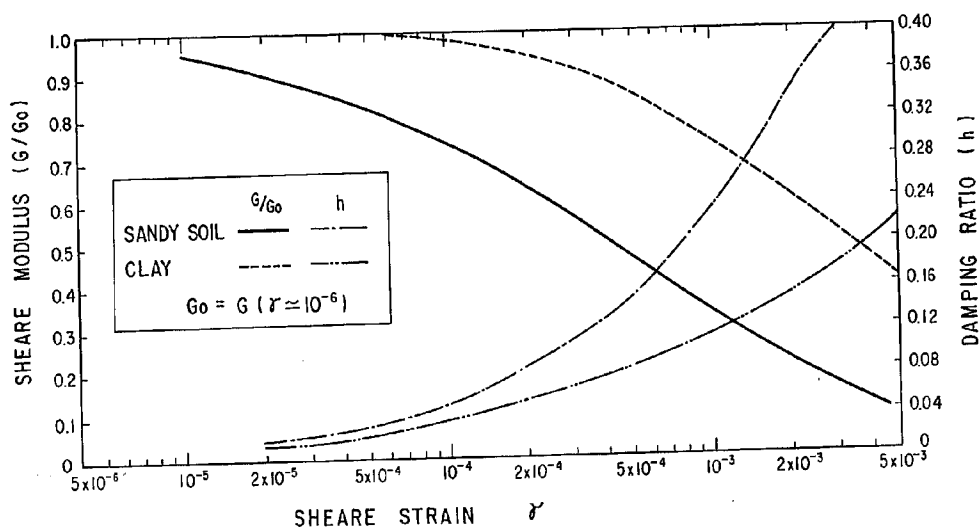


図 5-5 計算に用いた上のせん断弾性係数および減衰定数の歪依存性の関係

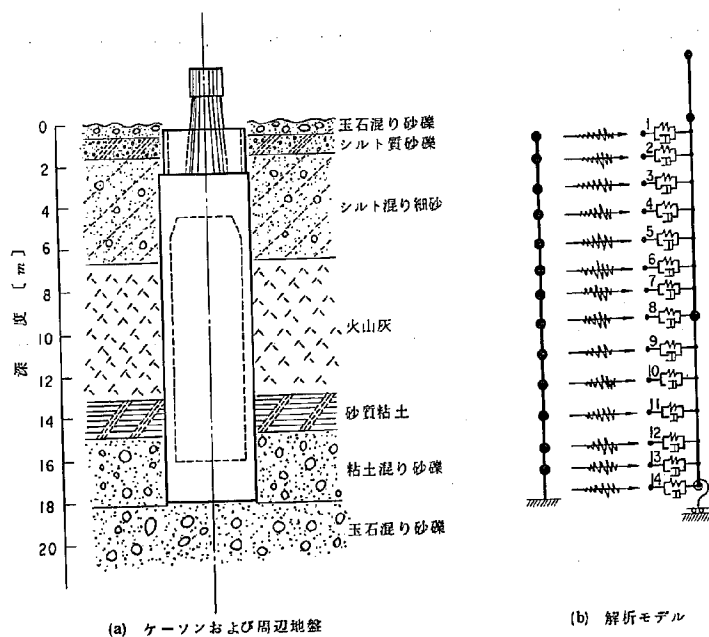


図 5-6 ケーソンおよび周辺地盤の解析モデル

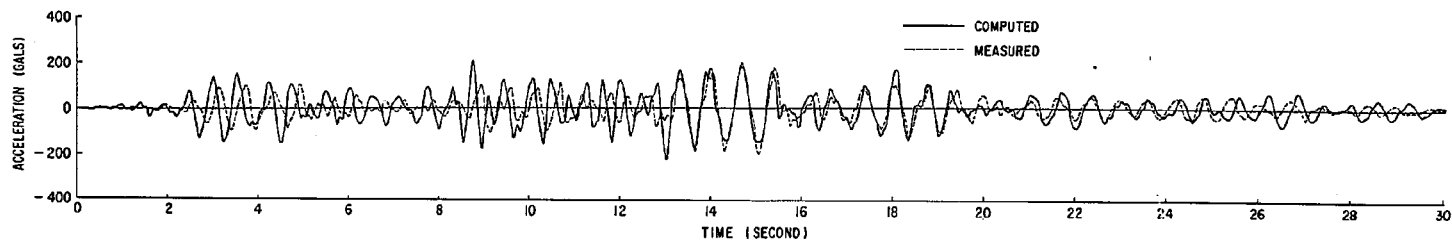


図 5-7 日向灘沖地震に対する実測値と計算値の比較〔橋脚天端の加速度応答，橋軸方向〕

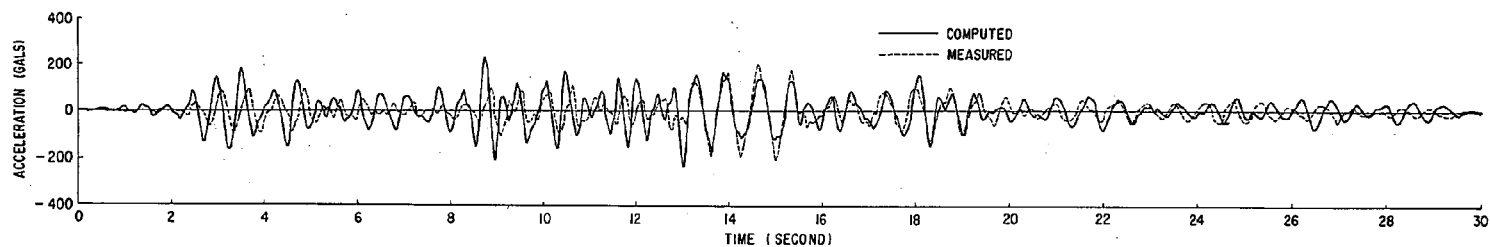


図 5-8 日向灘沖地震に対する実測値と計算値の比較〔橋脚天端の加速度応答，橋軸方向〕  
(地盤の剛さを図 5-7 の場合より一律に 10% 大きくした場合)

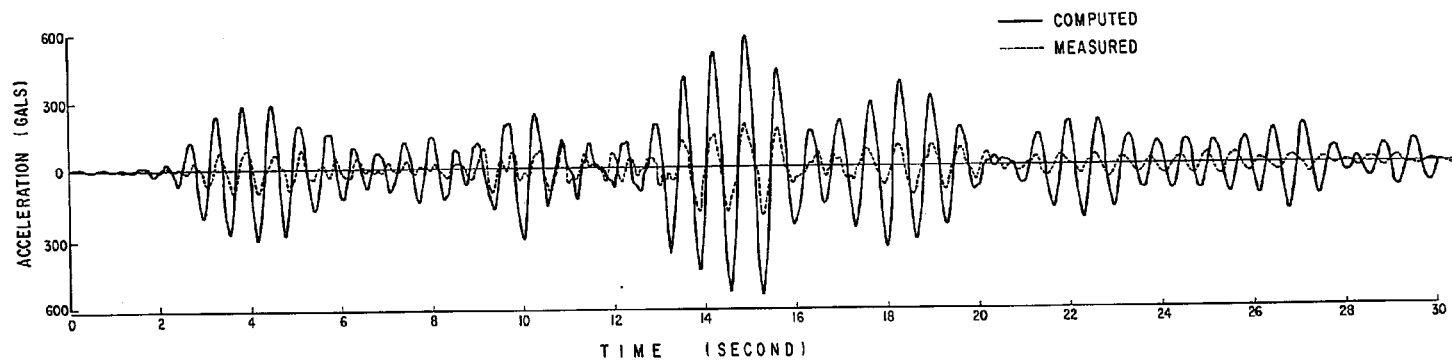


図 5-9 日向灘沖地震に対する実測値と計算値の比較〔橋脚天端の加速度応答，橋軸方向〕  
 (地盤と橋脚を結ぶばねの剛性を図 5-7 の場合の 2.5 倍とした場合)

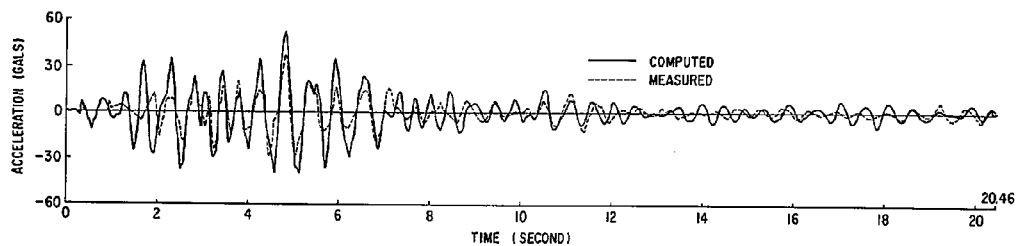


図 5 - 1 0 日向灘沖地震の余震に対する実測値と計算値の比較  
〔橋脚天端の加速度応答, 橋軸方向〕

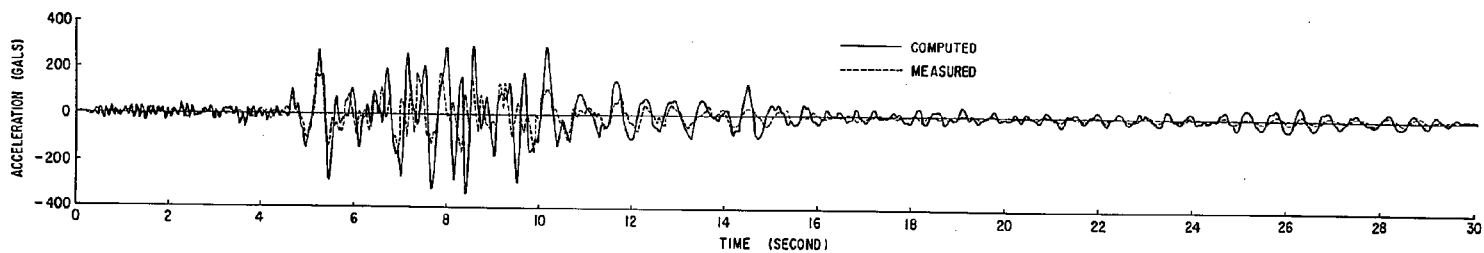


図 5 - 1 1 豊後水道沖地震に対する実測値と計算値の比較  
〔橋脚天端の加速度応答, 橋軸方向〕

## 6. 結 論

板島橋橋脚を例にとり、比較的深く根入れされたケーソン橋脚およびその周辺地盤上の2箇所  
で同時に観測された合計4個の地震による加速度強震記録をもとに、ケーソン橋脚の振動応答に  
及ぼす地盤周辺の影響を検討した。この結果得られた結論は以下の通りである。

- 1) 橋脚周辺地盤（南高等学校校庭）の運動に含まれる最も卓越した振動数の成分もしくは少な  
くとも卓越している振動数の成分の1つは、地盤のせん断振動基本固有振動数におおむね一致  
している。
- 2) 橋脚天端の運動に主として含まれる振動数の成分は、橋脚周辺地盤のせん断振動基本固有周  
期におおむね一致している。
- 3) 比較的深く根入れされ、基礎橋脚の基本固有振動数が周辺地盤のせん断振動基本固有振動数  
より低いような橋脚では、その地震時挙動は周辺地盤の運動の影響を著しく受け、橋脚は周辺  
地盤の運動におおむね従って運動する。
- 4) 橋脚から約20m離れた地盤上で観測された地震動加速度記録からその地点の基盤への上昇波  
動を計算し、これを橋脚位置での基盤における上昇波動と仮定して求めた日向灘沖地震の本震  
および余震に対する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  
徴を比較的良く再現した。しかしながら橋脚の直近で発生し、橋脚の基本固有振動数に近い4  
Hz 付近の振動数が卓越した地震動を持つ豊後水道沖地震の場合には計算値は実測値の特徴を表  
わすことができなかった。この点については、今後更に橋脚および地盤の振動特性を吟味し、  
原因を追求することが求められる。

## 参 考 文 献

- 1) 栗林, 岩崎, 若月, 高木: 強震記録のデジタル数値改訂(その1~その3), 土木研究所資料第876号, 建設省土木研究所, 昭和48年12月
- 2) 栗林, 飯田, 福田: 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4月
- 3) 建設省土木研究所: 強震計設置構造物概要図(その3), 昭和47年3月
- 4) 栗林, 岩崎: 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, pp.477~486
- 5) 栗林, 川島, 宮田: 地震動入力の設定法に関する研究, 土木研究所資料第1192号, 建設省土木研究所, 昭和52年2月
- 6) 栗林, 川島, 宮田: 地震時における地盤の変形を考慮した基礎杭の応力算定法, 土木研究所資料第972号, 建設省土木研究所, 昭和49年10月
- 7) 栗林, 川島, 木本, 宮田: 基礎杭と地盤の動的相互作用に関する実験, 土木研究所資料第1039号, 建設省土木研究所, 昭和50年4月
- 8) 川島, 高木, 岩崎: 橋脚の地震応答に及ぼす周辺地盤の影響, 第13回土質工学研究発表会, 昭和53年5月
- 9) 川島, 高木, 岩崎: 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11月
- 10) 岩崎, 川島: Seismic Analysis of A Highway Bridge Utilizing Strong Motion Acceleration Records, Proc. of Secord International Conference on Microzonation, San Francisco, U.S.A 1978.