

# 土 木 研 究 所 資 料

第1192号

## 地震動入力の設定法に関する研究

昭和52年2月

建設省土木研究所

## ま え が き

吊橋主塔基礎あるいはそれに接続する高架橋橋脚のように構造物の規模が大きくなるに従い、地震応答解析に際して地震入力をどこに作用させたらよいか問題となる。すなわち、地中地震観測の結果や地盤の地震応答解析によれば、地盤に生ずる加速度の分布は深さ方向に一様でないことが知られており、基礎構造物が深く地盤中に根入れされている場合には、設計に考慮する地震動をどのレベルに作用させるかが重要な問題となる。一方、地表上で記録された地震動は強くその周辺の地盤条件の影響を受けていると言われているが、構造物の建設地点と地震記録の得られた地点とでは、地盤条件は異なるのが普通であり、このような際に、地盤条件の差異を念頭に置かないで地震記録をそのまま地震応答解析に用いることは、合理的ではないであろう。このような点を正しく耐震計算に取り入れるための考え方の一つとして、地盤内に地盤の影響が入らないか、もしくはその度合の少ない面（基盤面と以下呼ぶ）を設定し、その面において地震動を規定することにより地盤の応答を求め、ひいてはこの地盤の応答を基にして構造物の応答を計算する手法が考えられる。この考え方は、一般に耐震設計で考慮される地震動の主要動部分が主として地盤の下方から上方へと伝播してくるせん断波動であり、この波動が伝播の途中経路の地盤の影響をとり込んでくるという考え方に基づくものである。基盤における地震動がその上の表層地盤の影響を受けないので相互に比較的普遍性のある地震動であると考えられるならば、構造物建設地点と地震動記録の得られた地点のように2点間の地震動を相互に関連づけるという問題は、結局、ある地震動記録にどのように表層地盤の影響を加味もしくは削除するかという手続きの問題に帰着させられる。

本報告は、このような設計基盤として具備すべき条件を検討し、設計基盤面における地震動の算定とそれに基づく橋脚の地震応答の試算によって、このような考え方の流れを示すものである。本解析法を適用するモデルとしては、愛媛県宇和島市の板島橋橋脚をとり挙げた。板島橋を対象とした理由は、橋脚天端およびその周辺の地盤で地震観測が行なわれており、現在までの観測結果では地表面上における最大加速度の値が150ガル以上の記録が多数得られており、本解析法の検証が可能であるからである。

本研究に用いた地震動記録の使用にあたっては、振動研究室岩崎敏男室長および若林進研究員に便宜を図っていただいた。謝意を表する。

昭和52年2月

|             |     |         |
|-------------|-----|---------|
| 地震防災部 耐震研究室 | 室 長 | 栗 林 栄 一 |
|             | 研究員 | 川 島 一 彦 |
|             | 技 官 | 宮 田 忠 明 |

# 目 次

## まえがき

|                                     |    |
|-------------------------------------|----|
| 1. 基盤の地震動に基づく耐震計算法 .....            | 1  |
| 1.1 概 説 .....                       | 1  |
| 1.2 耐震計算上の基盤 .....                  | 3  |
| 1.3 基盤地震動の具備すべき特性 .....             | 5  |
| 1.4 基盤地震動に基づく耐震計算の手順 .....          | 7  |
| 2. 耐震計算に用いる基盤の条件 .....              | 9  |
| 3. 基盤地震動の算定法 .....                  | 14 |
| 3.1 多重反射の計算法に基づく基盤地震動の算定法 .....     | 14 |
| 3.2 地盤の伝達関数 .....                   | 17 |
| 4. 基盤地震動に基づく基礎構造物の地震応答解析法 .....     | 18 |
| 5. 基盤地震動の算定予測精度の検討 .....            | 21 |
| 5.1 実測された地震動に基づく地盤の伝達特性 .....       | 21 |
| 5.2 多重反射理論に基づく地盤の伝達関数と実測結果の比較 ..... | 34 |
| 5.3 多重反射理論に基づく地震動の試算と実測結果との比較 ..... | 42 |
| 6. 基盤地震動の試算とそれに基づく橋脚の地震応答の試算例 ..... | 52 |
| 7. 結 論 .....                        | 62 |
| 参 考 文 献 .....                       | 63 |

## 1. 基盤の地震動に基づく耐震計算法

### 1.1 概 説

耐震計算は地震時に構造物が安全であるように一定の手順に従って構造物各部の断面諸量を定める計算上の手続きであり、その中では構造物に作用させる地震力の設定および構造物の動的応答の算定が主要な項目であろう。構造物に作用する地震力には、いろいろな種類が挙げられるが、一般には構造物自重に起因する慣性力、周辺の土、水などの重量に起因する地震時土圧、地震時動水圧あるいは周辺地盤の地震時の変位もしくは変形に起因する荷重といった形で耐震計算に取り入れられている。こうした種々の地震荷重のなかのいずれが構造物の動的挙動に照らして合理的な地震外力であるかは構造物の動的特性によって定まると考えられ、構造物の形状、規模、材質といった構造物に固有の性質および周辺の地盤から与えられる条件などがその主要な要因であろう。また、構造物に作用させる地震力の強度は、地震時に構造物に生じる運動の大きさによって定められるものであり、やはり構造物の動的特性に基づくものであろう。

このように、構造物に作用させる地震力の設定および構造物の動的応答は相互に関連し合っているもので、一方を考慮に入れず他方を定めることはできない。

地震時における構造物の応答が周辺地盤の影響を受けていることはよく知られている所であり、現在までの実測および解析の事例によれば、こうした傾向は深く根入れされた構造物や地中の構造物において著しいと言われている。また、地中地震観測の結果や地震応答解析の結果によれば、地盤に生じる加速度の分布は深さ方向に一律ではないことが知られており、こうした点からは、構造物の規模が大きくなるに従い合理的な耐震計算を行なうためにはどのような地震入力をどこに作用させたらよいかが重要な問題となる。

耐震計算において地震力を設定する際に構造物の動的特性に及ぼす周辺の地盤条件の反映の仕方を分類すると構造物建設地点の地盤条件の特殊性を考慮に入れないで定める方法およびこうした条件を考慮に入れて定める方法の2つに大別することができる。例えば、震度法による耐震計算では設計震度の基準値を定めて、これに地盤種別等の分類に基づく補正を施こしている場合が多い。地震種別による補正を施こしているのは過去の震害例によれば地盤条件の違いにより構造物の被害の様相に著しい相違があったため、こうした経験上の事実を加味して一般に堅い地盤ほど設計震度を低く、軟かい地盤ほど設計震度を高くとるように補正を加えている訳であり、建設地点の地盤条件に基づく構造物の動的特性の違いを考慮に入れるための試みの一つである。しかしながら震度法による耐震計算では動的な地震力を静的な力に置き換えているため、力の大きさのレベルだけが計算に取り入れられることになっていること、経験上の事実を定量的に評価し、よりきめの細かい地盤種別による補正を加えるところまで調査研究の資料は整っていないこと等の理由から、設計震度は構造物建設地点の地盤条件の特殊性を充分考慮に入れたものとは言いがたい。一方、動的解析法によく用いられる平均応答スペクトルは地盤上で観測された多くの地震動記録にもとづき、これを地盤条件により分類したうえでそれぞれの分類ごとに応答スペクトルを計算し、これらの平均値を求めたもので、地震動の平均的特性を与えるものである。すなわち、特定の地震記録の性質ではなく、個々の記録の背後に集団として

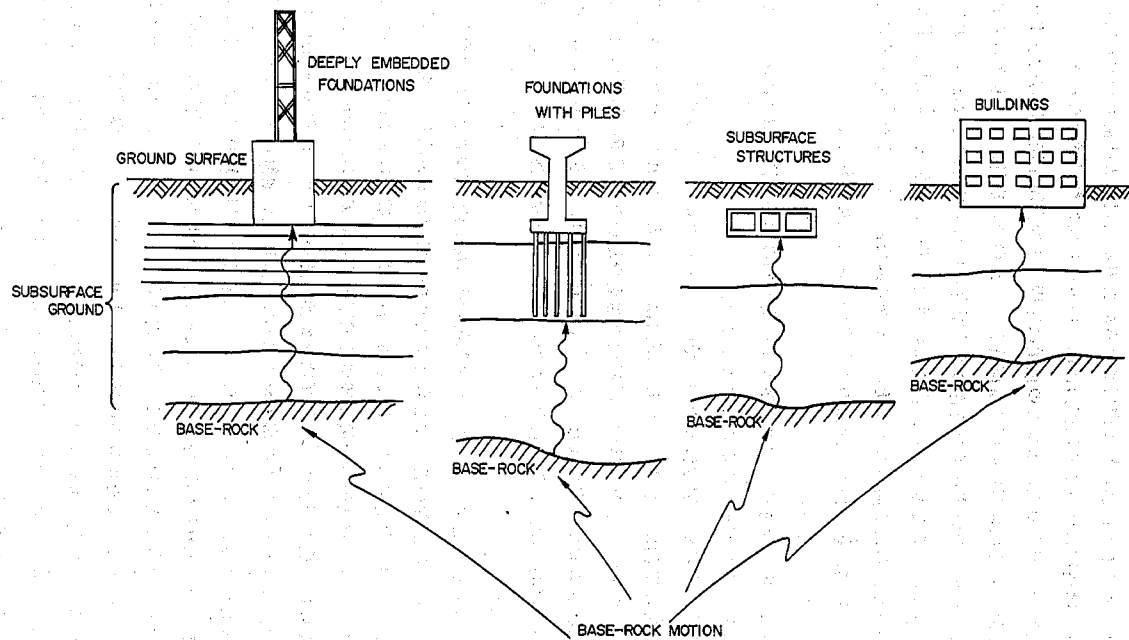


図 1 - 1 基盤地震動に基づく耐震計算法

表われてくる地震動の特性を表わしている点で平均応答スペクトルは重要な役割をもっている。さらに平均応答スペクトルは震度法における設計震度のように地震力の強度のみならず、その周期特性や過渡応答としての地震動の継続時間に関する情報も盛り込まれている。しかしながら、このような性質をもった平均応答スペクトルも、構造物、建設地点における地盤条件とびったり一致した地盤条件の下で観測された地震動記録を用いて計算した平均応答スペクトルでなければ、地盤条件を考慮した入力地震動として取り扱うことはできない。このように震度法における設計震度および平均応答スペクトルは、いずれも構造物建設地点の地盤条件の特殊性を考慮に入れた入力地震動と評価することは一般にできない。

構造物建設地点の地盤条件を考慮に入れて入力地震動を設定するためには建設地点と同一もしくは非常に良く似た地盤条件をもった地点で記録された地震動を耐震計算に使用することが考えられる。建設地点と記録地点の地盤条件が酷似している限りは両地点間の相対的な地震動特性の整合性は確保することができよう。しかしながら地震動の性質は一般に地表に近い地盤中でその振幅および周波数特性が大きく変わると言われており、地盤条件の多種多様さからは上記のような条件を満足する地震動を見つけることはきわめて困難な場合が多かるう。さらに、このような地盤条件の類似性に基づく入力地震動の設定方法は、建設地点および記録地点の両地点間の相対的な入力地震動の特性に関する比較はできても、地盤条件の異なる他地点における入力地震動とその特性の絶対的な比較はできない。このような点を正しく耐震計算に取り入れるための考え方の一つとして、地盤内に入力地震動を与える入力の基準面とも呼ぶべき地盤を選定し、この面において地震動を規定することにより地盤の応答を求め、ひいてはこの地盤の応答を基にして構造物の応答を計算する手法が考えられる(図1-1)。この方法によれば基準面において統一した考え方に基づいて地震動を選定すれば、地表上の構造物や地中の構造物のいずれに対しても入力地震動を等価に比較することができよう。この考え方は一般に耐震設計で考慮される地震動の主要動部分が主として地盤の下方から上方へと伝播してくるせん断波動であり、この波動が伝播の途中経路の地盤の影響をとり込んでくるという考え方に基づくものである。

## 1.2 耐震計算上の基盤

地震時における構造物の動的性状が周辺の地盤の影響を受けていることは、現在までの各種の実測、解析の事例を通してよく知られているところである。したがって、構造物の合理的な耐震設計に際しては構造物周辺の地盤の地震時の動きを知ることがまず必要とされよう。

地震時の地盤の運動は、いろいろな要因に支配されていると考えられるが、大きく分けると、地震の発生そのものにかかわる特性と発生地点から当該構造物建設地点に至るまでの伝播にかかわる特性に分けて考えることができよう。前者は震源域において射出される地震動の性質で、これに関係する要因としては、例えば、震源域の規模、破壊の生じた長さ、破壊面の滑り量とそれに要した時間、破壊の向きといった諸々の条件が複雑にからみ合っていると考えられている。後者は震源域から射出された地震動の減衰もしくは増幅にかかわる特性で、これに関係する要因としては、地震波の伝播経路、伝播距離、中間の地盤の特性等の条件を挙げることができる。いま、これらの2つの大きな要因が互

いに独立であると仮定できるならば、このような関係は次式によって表わすことができる。

$$M(\omega) = E(\omega) \cdot G(\omega) \quad \dots\dots\dots (1-1)$$

ここに、

$M(\omega)$  : 構造物建設地点における地震動の性質

$E(\omega)$  : 震源域において射出される地震動の性質

$G(\omega)$  : 震源域から構造物建設地点に至るまでの伝播特性

$\omega$  : 振動数

震源域から出た地震波は伝播の途中経路において地盤、地層条件の非連続的な変化面において透過、屈折をくり返しながらか次第にその性質を変えていくと考えられる。一般に、固い第一の物質から軟かい第二の物質に地震波が入射する場合、第二の物質が軟かければ軟かい程この物質への屈折波の振幅が大きくなる<sup>2)</sup>ことはよく知られており、これが地表面に近い地盤内における地震波の重複反射と<sup>4)</sup>相まって地表層に大きな振動を引き起こすと考えられている。地震が発生する地殻内のせん断弾性波速度は一般に 3 km/sec 程度 (花崗岩層) と言われており、<sup>3)</sup> 一方、地表近くの地盤ではそれが 200 m/sec 以下になる場合が少なくない。したがって、震源域から射出された地震波は地殻から地表面近くに至るにおよんで、著しい堅さの違いのある地層面に出会い、こうした際に大きな特性の変化を生じるものと考えられる。こうした点を考慮するならば、震源域から構造物建設地点に至るまでの伝播特性  $G(\omega)$  をさらに二つに分けて、一つは地表面近くの地盤内を伝播する際の伝播特性  $G_0(\omega)$ 、他の一つは震源域から地表面近くの地盤に達するまでの伝播特性  $G^*(\omega)$  の重ね合わせであるとする方が工学的な取扱いには便利であると考えられる。すなわち、

$$G(\omega) = G_0(\omega) \cdot G^*(\omega) \quad \dots\dots\dots (1-2)$$

ここでは以下、 $G_0(\omega)$  を規定する地表面近くの地盤を表層地盤と呼び、表層地盤以深の地盤を耐震計算上の基盤、両者の境界面を耐震計算上の基盤面と呼ぶことにする。 $G^*(\omega)$  は震源域から構造物建設地点までの地震波の伝播の道すじをくわしく知らなければ求めることができないから、(1-1)、(1-2) 式を組み合わせると  $E(\omega)$  を与えることにより構造物建設地点の地震動を求めることは工学的には容易ではない。しかしながら、一般に耐震設計で考慮されている地震動の主要動部分が主として地盤の下方から上方へと伝播するせん断波動によるものであると考えるならば、多重反射に基づく計算等の手続きを経れば、比較的精度良く表層地盤の特性  $G_0(\omega)$  を評価することができる。したがって、このような理由から、(1-1) (1-2) 式を次のような形で取扱うのが一般的である。

$$M(\omega) = E^*(\omega) \cdot G_0(\omega) \quad \dots\dots\dots (1-3)$$

ここに、

$$E^*(\omega) \equiv E(\omega) \cdot G^*(\omega) \quad \dots\dots\dots (1-4)$$

であり、 $E^*(\omega)$  は耐震計算上の基盤面における地震動の特性を表わしており、(1-4) 式の定義から明らかなように震源域から送り出される時の地震波の性質とその後の耐震計算上の基盤面に入射するまでの伝播特性によって定められるものである。いま、 $G^*(\omega)$  が地域的に著しい違いを示さないとの仮定を置くことができるならば、結果として  $G^*(\omega)$  を支配する主要な要因は震源域からの距離と考えることができよう。したがって、このような場合には耐震計算上の基盤面における地震動の特性  $E^*(\omega)$

は、震源から同等の距離にある区域にあってはどこをとっても同じであると取り扱うことができる。耐震計算上の基盤という考え方は、(1-2)式で定義したように地表面近くの地盤の堅さがそれ以深の地盤の堅さに比較して著しく軟かいということに基づいているため、地盤の地質学的な条件をもとに定めたり、あるいは地盤の力学的な条件をもとに定める事例が多いが、そこで規定される地震動(基盤地震動)の具備すべき特性が $\omega$ の問題としてとらえる方が考えやすいであろう。すなわち、基盤地震動の具備すべき条件としては、他所において耐震計算に用いた地震動との特性およびそのレベルを相互に比較することができるものであり、同時に、地表上の構造物や地中に根入れもしくは埋設された構造物のいずれに対しても統一した考え方で耐震計算上の入力地震動を取り扱えるものであることが都合が良い。すなわち、前者の条件は、基盤地震動に対する平面的な普遍性の追求であり、後者の条件は、基盤地震動を基にした鉛直面内における地震動の取り扱いの正確さに対する追求である。これら2つの条件は(1-3)式で表層地盤の影響を適切に取り入れることによって達成することができる。したがって、このような考え方に立つならば、表層地盤の影響の入っていない地盤動が基盤地震動の条件であり、このような地震動を規定できる地盤であることが基盤の条件であるということができよう。

耐震計算上の基盤の具備すべき条件および基盤面において規定する地震動の取扱いは次章に述べる。

### 1.3 基盤地震動の具備すべき特性

基盤地震動が前節のような条件を満たして(1-4)式で与えられる場合には、その特性を支配する主要な要因は、地震の規模および震央から構造物建設地点の基盤までの距離であろう。地震の発生した場所から構造物の対象基盤までの距離が遠ければ地震動の強度は一般に低下し、反対に近ければ地震動の強度は強くなる。したがって、比較的小規模な地震であって構造物から遠方で発生したような地震は、一般に耐震設計上考慮する必要は少ないであろうし、一方、大規模な地震の場合には比較的遠方で発生した場合であっても、なお、構造物に相当の影響を与える場合が少なくないため、耐震設計上考慮する必要がある。基盤における地震動をこのような地震の規模と震央から構造物建設地点の基盤までの距離によって分類すると、概念的には図1-2に示すようになり、図中の破線の上側に相当する規模および震央距離を有する地震動が、一般に耐震設計上考慮する必要のある基盤地震動であるということができよう。具体的にどの程度のレベルの地震動を設計に想定するかは、構造物の性質や用途等によって定められるものである。ちなみに、現在までに建設された大規模な土木構造物のうち、長大吊橋の地震応答解析において選定された地震動は図1-3に示すような関係にある。吊橋は高次の不静定構造物であり、低次の振動モードから高次の振動モードまで広い範囲に固有周期が存在するのが普通である。構造系全体が揺れるような振動モードは数秒のオーダーの周期を持ち、このような振動モードは補剛トラス、吊ケーブル等の振動応答に対して影響が大きいであろうし、主塔や堅固な基礎地盤上に設置された下部構造等に対しては、0.5~1秒程度の周期を持つ振動モードの影響が大きいであろう。したがって、地震応答解析においては、2種類以上の地震動を考慮して、上述した点を相互補完することが望ましく、このような点を考慮に入れて、図1-2の破線の上側に相当する地震動を選定するのがよいと考えられる。

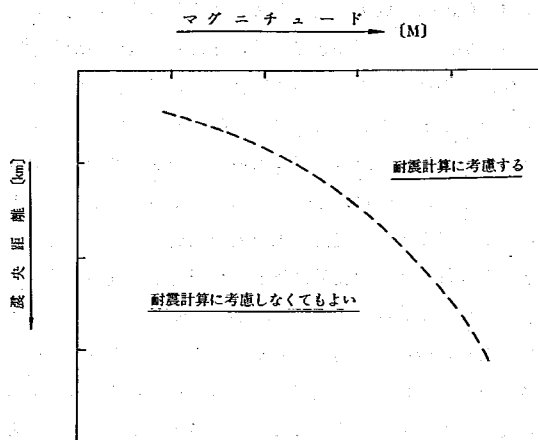


図 1-2 耐震計算に考慮する地震動の概念図

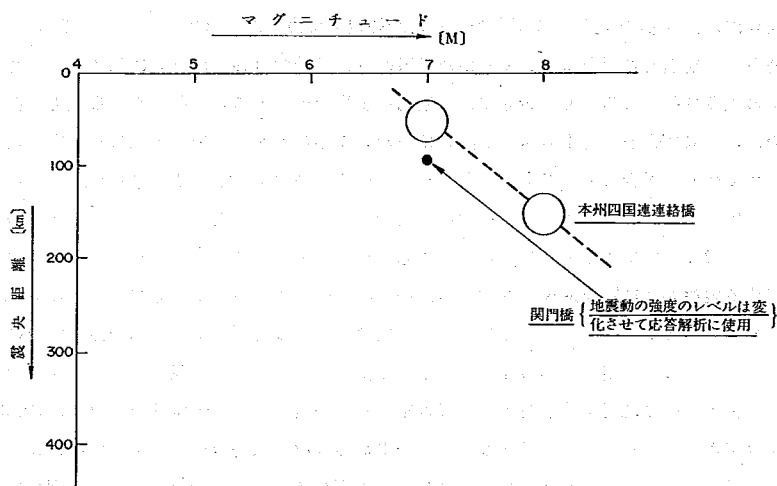


図 1-3 現在までに建設もしくは建設が予定されている  
大規模吊橋の地震応答解析に想定された地震動

#### 1.4 基盤地震動に基づく耐震計算の手順

上述した基盤地震動に基づいて構造物の耐震計算を行なう場合の計算手順を簡単にまとめると、(1)地震動調査、(2)地形、地質および地盤調査、(3)基盤地震動の選定、(4)地盤の応答の算定、(5)構造物の応答の算定、(6)構造部材の断面設計の6つに大別することができよう。それぞれの分類の内容は以下に述べるが、これらは一応の目安を示したものであり、場合によっては別々に検討を行なわないで2つ以上のグループを同時に行なう場合も出てこよう。

##### (1) 地震動調査

地震動調査は耐震設計で想定する地震もしくは地震動を設定するために行なうもので、当該構造物建設地点を中心として、構造物の耐震設計上考慮する必要のある範囲を対象として行なう。

地震動の強度は地震の規模、震央距離等によって変化するが、マグニチュードが8程度の大規模な地震では震央距離が200 Kmになると地震動の最大加速度は100ガル程度もしくはそれ以下と言われている。こうした点からは構造物建設地点を中心とした半径200 Km程度の区域を対象として地震調査をするのがよいであろう。地震調査の方法は大きく分けると二種類あり、その1つは過去に発生した地震被害等の記録に基づいて当該地点における地震発生状況の特徴を把握し、これに統計的もしくは確率的な考え方を取り入れて耐震設計で想定する地震動を定める方法である。地震の再現期間と構造物の耐用年限との関係を用いて地震動強度の期待値を求める方法が一般に考えられる。もう一つはサイズミックギャップ（地震発生の空白域）等の考え方に基づいて将来生じることが予想される断層の向き、規模等を想定し、こうした情報をもとに構造物建設地点における地震動を推定しようとする志みである。耐震設計に想定する地震を具体像としてとらえている点で前者の方法に比較し斬新であると考えられるが、地震の発生および地震動の伝播に関し地震学、地震工学の両面において研究途上の課題が多く、すぐ耐震設計に適用することは実際的ではない。しかしながらマグニチュード等に代表される地震の規模および震央距離等による地震動強度の変化を推し測る実測資料が蓄積されつつあるので、予想される地震のおおよその属性および位置がわかれば建設地点における地震動強度を推定することは可能であり、こうした点は耐震計算に取り入れていくことができよう。構造物建設地点近傍に活断層が存在する場合にはそれに対する調査を行ない、地震性の断層が連続的なクリープ性の断層か等について地質学的な観点から検討するのが望ましい。

##### (2) 地形、地質および地盤調査

地形および地質調査は耐震計算上の基盤を設定するとともに地盤を解析モデルによって置換する際の基本的な条件を定めるために行なうものである。地盤調査を行なう対象範囲は構造物の形状、寸法等によって変わり、例えばパイプライン等のように主として平面的な広がりをもった範囲に対して地盤の調査を必要とするもの、吊橋アンカレッジ、主塔あるいは高橋脚橋梁基礎のように主として深さ方向の地盤調査を必要とするもの、あるいは大規模な水底トンネルのように平面的にも深さ方向にも広い範囲にわたって地盤調査を必要とするものなどがある。

##### (3) 基盤地震動の選定

基盤地震動は構造物の周期特性を考慮して図1-2を満足する3種類程度を選定するのがよい。基盤地震動の選定に際して図1-2の曲線をどのように定めるかは、地震調査の結果、構造物の規模

および動的特性、社会的な重要性、同種の構造物における設計の事例等に基づき総合的に判断して決めることが必要であろう。基盤地震動は表層地盤の影響を含んでいないか、もしくは、その程度の低いものであることが重要である。構造物建設地点における基盤で観測された地震動があればそれを使用することが一番望ましいが、現在までの所、このような基盤地震動の実測資料は乏しい。したがって、地表面で観測された地震動を基盤地震動として使用する場合が多いが、このような際には適当な方法により地震動記録が観測された地点における表層地盤の影響を取り去ることが必要とされる。このような手法としては後述のような多重反射に基づく計算法が有効であろう。

(4) 地盤の応答の算定

地形、地質調査および地盤調査の結果をもとに、適当地盤の解析モデルを設定し、基盤における地震動を与えることにより地盤の地震時応答を算定するもので、構造物の地震応答を計算する際の入力地震動の基本となるものである。地盤のモデル化および必要とされる計算の項目やその精度は対象とする構造物の形状、寸法、動的特性などによって変わってくるので適切に定めなければならない。また、実測された地中地震動があるような場合には基盤面まで解析モデルに含ませなくてもよい場合があるので、後述の多重反射に基づく基盤の設定方法を参考として地盤のモデル化の範囲を定めることが重要である。地盤の動的な堅さおよび減衰特性に関しては地盤に生じるせん断ひずみや拘束圧との関係が次第に明らかにされつつあるので室内実験等により定められた結果がもつ精度が活かされるように解析モデルを設定することが必要であろう。

(5) 構造物の応答の算定

地盤調査の結果を参考として構造物およびその周辺の地盤をモデル化し、上記で求められた入力地震動を作用させて構造物の地震動応答を算定するものである。解析モデルの設定は構造物の動的特性が適切に表現されるように行なうことが重要であり、場合によっては前記(4)と同時に算定する方が合理的な場合もあろう。

(6) 構造部材の断面設計

(5)で求められた構造物の応答をもとに、各構造部材の断面諸定数を決定するもので、震度法による耐震計算の場合と同様である。構造部材等の部分に対する設計とともに全体系としての安全性の検討が必要とされよう。

## 2. 耐震計算に用いる基盤の条件

基盤の設定は地盤の地質学的な条件をもとに定めたり、あるいは地盤の力学的な特性に基づいて定める事例が多いが、そこで規定される地震動すなわち基盤地震動が具備する特性の問題としてとらえることもできる。本章では表層地盤の影響の入っていない地震動が基盤地震動の条件であり、このような地震動を規定できる地盤であることが基盤の条件であるという考え方の下に、多重反射の計算法に基づいて耐震計算に用いる基盤の条件を検討する。

地震時の地盤の運動が地盤下方から上方に伝播するせん断波動によると仮定し、図2-1に示すように水平に堆積する2層から構成される地盤を考えると、その運動方程式は次式で表わされる。

$$G_j \frac{\partial^2 v_j}{\partial x_j^2} = \rho_j \frac{\partial^2 v_j}{\partial t^2} \quad \dots\dots\dots (2-1)$$

ここで、

$j$  : 地盤の層を表わすサフィックス

$G_j$  : 第  $j$  層の地盤のせん断弾性係数

$\rho_j$  : 第  $j$  層の地盤の密度

なお、上式では減衰の項を無視しているが、これは地盤の内部減衰が本節の目的である基盤の設定条件とは別の問題として取り扱うことができるため、取り扱いを簡単にするため式上で省略したものである。また、図2-1で、第1層が地表近くの地盤すなわち表層地盤、第2層が基盤、両者の境界面が基盤面であると想定して以下議論を進めていく。

(2-1)式にフーリエ変換を施し、周波数ごとの解を求められるようにすると次式のようになる。

$$V_j \frac{\partial^2 \bar{v}_j}{\partial x_j^2} = -\omega^2 \bar{v}_j \quad \dots\dots\dots (2-2)$$

ここで、

$$V_j = \sqrt{G_j / \rho_j} \quad \dots\dots\dots (2-3)$$

であり、 $\bar{v}_j(x, \omega)$  は  $v_j(x, \omega)$  のフーリエ変換表示であり、(2-1)式の周波数領域での解である。

(2-2)式的一般解は

$$\bar{v}_j = A_j e^{-i\omega \frac{x_j}{V_j}} + B_j e^{i\omega \frac{x_j}{V_j}} \quad \dots\dots\dots (2-4)$$

と表わされる。ここで、 $A_j$  は境界面  $x_j = 0$  での下降波（進行波）の振幅であり、 $B_j$  は境界面  $x_j = 0$  での上昇波（後退波）の振幅である。せん断力では(2-4)式を微分することにより、

$$\bar{\tau}_j = -i \frac{G_j}{V_j} \omega [A_j e^{-i\omega \frac{x_j}{V_j}} - B_j e^{i\omega \frac{x_j}{V_j}}] \quad \dots\dots\dots (2-5)$$

で与えられる。図2-1に示した地盤構成では、地表面における境界条件と基盤面における連続条件から(2-4)式の未定定数  $A_j$ 、 $B_j$  は次のように決定される。

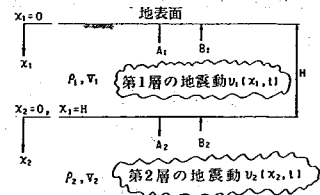


図2-1 多重反射の計算による地盤のモデル化

$$A_1 = B_1 = \frac{e^{-i\delta}}{\sqrt{\cos^2 \frac{\omega H}{V_1} + \alpha^2 \sin^2 \frac{\omega H}{V_1}}} \cdot B_2 \quad \dots\dots\dots (2-6)$$

$$A_2 = e^{-2i\delta} \cdot B_2$$

ここで,

$$\alpha = \rho_1 V_2 / \rho_2 V_1$$

$$\tan \delta = \alpha \tan \frac{\omega H}{V_1} \quad \dots\dots\dots (2-7)$$

したがって、(2-4) および (2-6) 式から第1層 (表層地盤) の変位  $\bar{v}_1$  および第2層 (基盤) の変位は、

$$\bar{v}_1 = 2 B_2 \frac{\cos \frac{\omega x_1}{V_1}}{\sqrt{\cos^2 \frac{\omega H}{V_1} + \alpha^2 \sin^2 \frac{\omega H}{V_1}}} \cdot e^{-i\delta} \quad \dots\dots\dots (2-8)$$

$$\bar{v}_2 = 2 B_2 \cos \left( \frac{\omega x_2}{V_2} + \delta \right) e^{-i\delta} \quad \dots\dots\dots (2-9)$$

となる。表層地盤と基盤の相互の振動特性を規定する量として両者の間の伝達関数に着目すれば、基準のとり方に応じて次の2種類の伝達関数を考えることができる。すなわち第2層の上昇波振幅  $B_2(x=0)$  を基準にとった場合の伝達関数  $H^{Q/B_2}(\omega) = Q(x, \omega) / B_2(x_2=0, \omega)$  は、

$$\left. \begin{array}{l} \text{第1層} \quad H_{(\omega)}^{v_1/B_2} = \frac{2 \cos \frac{\omega x_1}{V_1}}{\sqrt{\cos^2 \frac{\omega H}{V_1} + \alpha^2 \sin^2 \frac{\omega H}{V_1}}} \cdot e^{-i\delta} \\ \text{第2層} \quad H_{(\omega)}^{v_2/B_2} = 2 \cos \left( \frac{\omega x_2}{V_2} + \delta \right) e^{-i\delta} \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (2-10)$$

となり、第1層と第2層の境界における地震動  $\bar{v}_1(x_1=H) \{= \bar{v}_2(x_2=0)\}$  を基準にとった場合の伝達関数  $H^{Q/v_{20}}(\omega) = Q(x, \omega) / \bar{v}_2(x_2=0)$  は、

$$\text{第1層} \quad H_{(\omega)}^{v_1/v_{20}} = \frac{\cos \frac{\omega x_1}{V_1}}{\cos \frac{\omega H}{V_1}} \quad \dots\dots\dots (2-11)$$

$$\text{第2層} \quad H_{(\omega)}^{v_2/v_{20}} = \frac{\cos \left( \frac{\omega x_2}{V_2} + \delta \right)}{\cos \delta} \quad \dots\dots\dots (2-12)$$

となる。(2-10) および (2-11) 式で定義される伝達関係を  $\alpha$  を変化させてまとめると表2-1のようになる。ここで、 $\alpha=1$  とは表層地盤と基盤の堅さが同一の場合であり、 $\alpha=0$  とは、表層地盤に比較して基盤が無限に堅い場合を表わしている。この表より  $\alpha=0$  の場合には、第2層の入射波動を基準にした場合でも第1層と2層の境界面の地震動を基準にした場合でも第2層における地震動は第1層の地盤の影響が全く入らないことがわかる。これは第1層の地盤の波動が境界面で完全反射するためであり、このような場合には第2層を基盤と考えることができよう。また、表2-1には表わされていない

表 2-1 2層地盤からなるせん断振動による地盤の伝達関数

| 地 層 | 地 盤<br>位 置         | 地盤の応答変位                                                                     | 第2層の入射波に対する伝達関数                                                                   |                                                         |                                                                | 第2層の地震動に対する伝達関数                                               |                                                               |                                                               |
|-----|--------------------|-----------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------|
|     |                    |                                                                             | $\alpha$                                                                          | $\alpha=1$                                              | $\alpha=0$                                                     | $\alpha$                                                      | $\alpha=1$                                                    | $\alpha=0$                                                    |
| 第1層 | 地表面<br>( $x_1=0$ ) | $\frac{2e^{-i\delta}}{\sqrt{C^2+\alpha^2S^2}}B_2$                           | $\frac{2e^{-i\delta}}{\sqrt{C^2+\alpha^2S^2}}$                                    | $2e^{-i\frac{\omega H}{V_1}}$                           | $\frac{2}{\cos\frac{\omega H}{V_1}}$                           | $\frac{1}{\cos\frac{\omega H}{V_1}}$                          | $\frac{1}{\cos\frac{\omega H}{V_1}}$                          | $\frac{1}{\cos\frac{\omega H}{V_1}}$                          |
|     | $x=x_1$            | $\frac{2e^{-i\delta}\cos\frac{\omega x_1}{V_1}}{\sqrt{C^2+\alpha^2S^2}}B_2$ | $\frac{2e^{-i\delta}\cos\frac{\omega x_1}{V_1}}{\sqrt{C^2+\alpha^2S^2}}$          | $2e^{-i\frac{\omega H}{V_1}\cos\frac{\omega x_1}{V_1}}$ | $\frac{2\cos\frac{\omega x_1}{V_1}}{\cos\frac{\omega H}{V_1}}$ | $\frac{\cos\frac{\omega x_1}{V_1}}{\cos\frac{\omega H}{V_1}}$ | $\frac{\cos\frac{\omega x_1}{V_1}}{\cos\frac{\omega H}{V_1}}$ | $\frac{\cos\frac{\omega x_1}{V_1}}{\cos\frac{\omega H}{V_1}}$ |
| 境界面 | $x_1=H$<br>$x_2=0$ | $2e^{-i\delta}\cos\delta\cdot B_2$                                          | $\frac{2e^{-i\delta}\cos\frac{\omega H}{V_1}}{\sqrt{C^2+\alpha^2S^2}}$            | $2e^{-i\frac{\omega H}{V_1}\cos\frac{\omega H}{V_1}}$   | 2                                                              | 1                                                             | 1                                                             | 1                                                             |
| 第2層 | $x=x_2$            | $2e^{-i\delta}\cos(\frac{\omega x_2}{V_2}+\delta)B_2$                       | $\frac{2e^{-i\delta}\cos(\frac{\omega x_2}{V_2}+\delta)}{\sqrt{C^2+\alpha^2S^2}}$ | $2e^{-i\frac{\omega H}{V_1}\cos\frac{\omega x_2}{V_1}}$ | $2\cos\frac{\omega x_2}{V_2}$                                  | $\frac{\cos(\frac{\omega x_2}{V_2}+\delta)}{\cos\delta}$      | $\frac{\cos\frac{\omega x_1}{V_1}}{\cos\frac{\omega H}{V_1}}$ | $\cos\frac{\omega x_2}{V_2}$                                  |

(注)  $C = \cos\frac{\omega H}{V_1}$ ,  $S = \sin\frac{\omega H}{V_1}$ ,  $\alpha = \frac{\rho_1 V_1}{\rho_2 V_2}$

$$\sin\delta = \frac{\alpha S}{\sqrt{C^2+\alpha^2S^2}}, \quad \cos\delta = \frac{C}{\sqrt{C^2+\alpha^2S^2}}$$

が、 $\alpha=0$ でなくても図2-1で第2層以下には性質を異にする地盤がないような場合には第2層内で波動の透過や反射が生じないため、境界面における入射波は純粋に第2層の性質だけで決まるものであるので、基盤地震動と見なすことができよう。すなわち、上下方向のせん断波動の伝播に基づく基盤の条件は以下の2つである。

(I) 表層地盤に比較して下方に連続的に無限大の剛性を有する地盤

(II) 下方に一樣な性質で連続した地盤

ここで、前者の場合には基盤における地震動および入射波の両方が、後者の場合には基盤の入射波がそれぞれ普遍性のある基盤地震動と見なすことができる。入射波を与えて地盤の応答を求めるためには多重反射の計算によらなければならないが、地震動を与えた場合には多重反射の計算によっても有限要素法等の離散系モデルによっても応答を求めることができる。しかしながら、現実には上に挙げたような地盤条件は厳密な意味で物理的に存在し得ないため、検討の項目や精度との関連において上記の条件を弾力的に運用して実際の設計に適用していかなければならない。すなわち、上記(I)の条件では、表層地盤に比較して基盤の剛性が充分高ければ、基盤の地震動もしくは入射波に対する表層地盤の影響は低いであろうし、また(II)の条件では、下方に連続して一樣でなくても地震動の継続時間に比較して地震動の伝播時間が長いと見なせる範囲内で下方に一樣連続な地盤であれば基盤として取り扱ってもよいであろう。前述したように、これらは基盤地震動に対する平面的な普遍性に対する追求と鉛直面内における地震動の取り扱いの正確さの追求のいずれに比重を置くかによっても変化してくるものであろう。

次に表2-1からわかるように境界面における地震動を基準にした場合の伝達関数は第1層の中では

第2層の影響を受けていない。これはある深さから上の伝達関数はそれより下の地盤条件に左右されないということを意味しており、したがって、ある深さにおける地震動がわかっていれば、それより上の応答は下層部の波動伝達特性に関係なく算定することができる。したがって、このような場合には地震動が既知である面に境界を持つ地盤の力学モデルを設定することができ、多重反射による計算だけでなく、有限要素法等の離散系モデルを使用して解析することもできる。この場合、離散系モデルの下部が見かけ上、剛な境界であっても境界における既知な地震動を入力する場合には、それより下の層への波動逸散効果はすでに含まれており、別に考慮する必要はないことに注意しなければならない。

以上の点をまとめると、建設地点もしくは建設地点以外の地点における地震動記録が与えられてから、これを構造物の地震応答の算定に使用するまでの手順は図2-2のようにまとめられよう。ここで、建設地点以外の地震動観測地点における基盤地震動から建設地点の基盤地震動への受け渡しは図2-3に示すとおりに分類されよう。

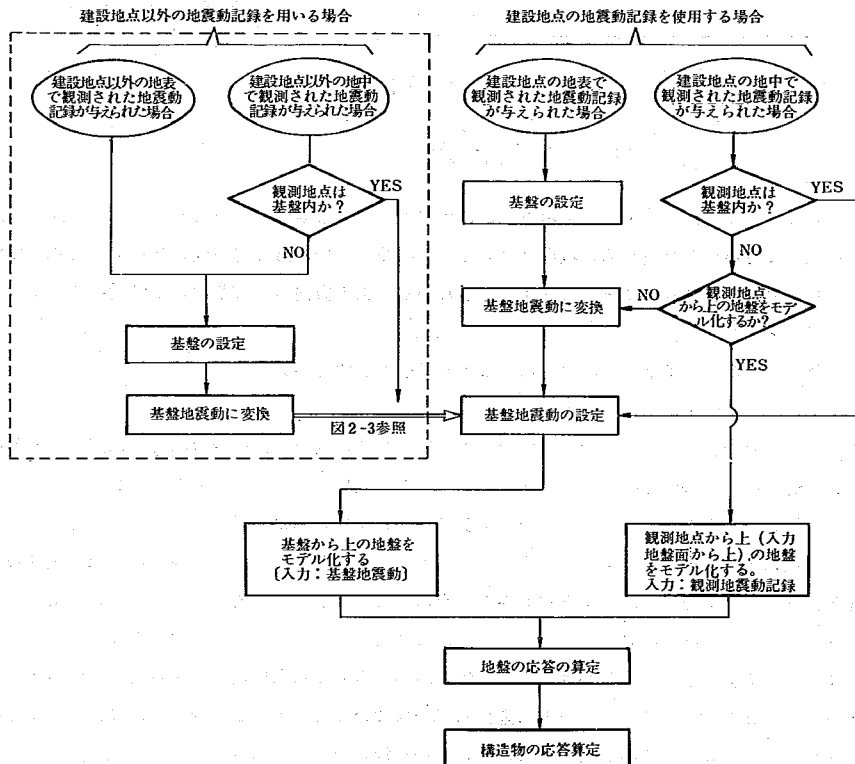
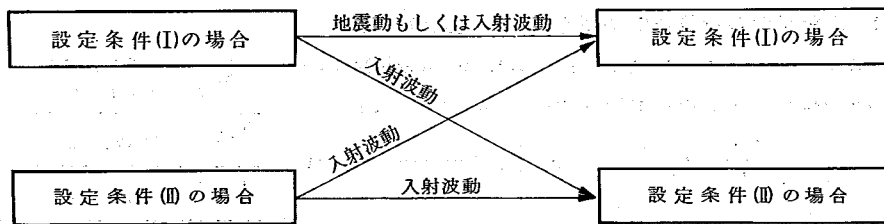


図2-2 入力地震動が与えられてからの解析手順

〔観測地点における基盤の設定条件〕

〔建設地点における基盤の設定条件〕



ここで、

設定条件(I)：表層地盤に比較して下方に連続的に無限大の剛性を有する地盤

設定条件(II)：無限大の剛性を有してはいないが、下方に一樣な性質で連続した地盤である場合

地震動＝入射波動＋反射波動（図2-1参照）

図2-3 観測地点の基盤地震動から建設地点の基盤地震動への受け渡し

### 3. 基盤地震動の算定法

#### 3.1 多重反射の計算法に基づく基盤地震動の算定法

図3-1に示すように水平に堆積した地盤のせん断振動による運動方程式は一次元振動論で表現でき、次式で与えられる。

$$G_j \frac{\partial^2 v_j}{\partial x_j^2} + C_j \frac{\partial^2 v_j}{\partial t \partial x_j^2} = \rho_j \frac{\partial^2 v_j}{\partial t^2} \quad \dots\dots\dots (3-1)$$

ここに、

$j$  : 地盤の層を表わすサフィックス

$G_j$  : 第  $j$  層の地盤のせん断弾性定数

$C_j$  : 第  $j$  層の地盤の粘性率

$\rho_j$  : 第  $j$  層の地盤の密度

|       |                    |       |
|-------|--------------------|-------|
| $x_1$ | $\rho_1, G_1, C_1$ | $H_1$ |
| $x_2$ | $\rho_2, G_2, C_2$ | $H_2$ |
| $x_3$ | $\rho_3, G_3, C_3$ | $H_3$ |

図3-1 多重反射の計算法に基づく地盤のモデル化

である。地盤のせん断弾性定数  $G_j$  はひずみのレベルに依存しており、一般にひずみレベルが大きくなる程、地盤の堅さは低下することがわかっている。地震動の継続内においては地盤に生じるひずみのレベルは地盤の振動に応じて刻々に変化するわけであるが、このような効果を取り入れて(3-1)式で表わされる運動方程式を解くことは、解析に必要とされる計算量の割には精度を高めるといふ点からは効果は薄い。その理由は地盤の堅さを推し測る不確かさからきており、いろいろな要素が複雑にからみ合っ表われてくる地盤の堅さの評価に伴うあらしさを少なくしていくことが、正確な解析モデルの設定につながるからである。したがって、ここでは地盤の堅さは対象とする地震動の継続時間内では一定であると仮定し、計算によって求められる平均的なせん断ひずみのレベルに対応する地盤のせん断弾性定数を用いることによって、近似的に地盤の堅さのひずみ依存性を計算にとり入れることとした。(3-1)式のフーリエ変換によって、周波数ごとの解を求められるようにすると、

$$(G_j + i\omega C_j) \frac{d^2 \bar{v}_j}{dx_j^2} = -\rho_j \omega^2 \bar{v}_j \quad \dots\dots\dots (3-2)$$

となる。ここで、 $\bar{v}_j(x, \omega)$  は、 $v_j(x, \omega)$  のフーリエ変換表示であり、(3-1)式の周波数領域での解である。(3-2)式の一般解は、

$$\bar{v}_j = F_j^1 e^{-i\alpha_j x_j} + F_j^2 e^{+i\alpha_j x_j} \quad \dots\dots\dots (3-3)$$

と表わすことができる。ここで、 $F_j^1, F_j^2$  は積分定数であり、 $\alpha_j$  は、

$$\alpha_j^2 = \frac{\rho_j \omega^2}{G_j + i\omega C_j} \quad \dots\dots\dots (3-4)$$

である。土質試験の結果に基づけば、地盤の堅さ  $G_j$  および減衰定数  $h_j$  は、一般に振動数によらずおおむね一定であるといわれている。したがって、粘性率  $C_j$  を減衰定数に変換すると、

$$\omega C_j = 2 G_j h_j \quad \dots\dots\dots (3-5)$$

であるから、(3-4)式は

$$\alpha_j^2 = \frac{\rho_j \omega^2}{G_j (1 + i 2 G_j h_j)} = \frac{\rho_j \omega^2}{G_j} \cdot \frac{1 - 2 i h_j}{1 + 4 h_j^2} \approx \frac{\rho_j \omega^2}{G_j} (1 - 2 i h_j) \quad (3-6)$$

となる。したがって、

$$\alpha_j \approx \sqrt{\frac{\rho_j}{G_j}} \omega (1 - i h_j) = \frac{\omega}{V_{sj}} (1 - i h_j) \quad (3-7)$$

ここで、 $V_{sj}$  はせん断弾性波速度である。したがって、(3-7) 式を (3-3) 式に代入すれば、(3-2) 式の一般解は次のように求められる。

$$\begin{aligned} \bar{v}_j &= F_j^1 e^{-\frac{\omega}{V_{sj}}(h_j + i) x_j} + F_j^2 e^{\frac{\omega}{V_{sj}}(h_j + i) x_j} \\ &= F_j^1 \frac{1}{e} (c - i s) + F_j^2 e (c + i s) \end{aligned} \quad (3-8)$$

ここで、

$$\left. \begin{aligned} e &= e^{\frac{h_j \omega}{V_{sj}} x_j} \\ c &= \cos \frac{\omega}{V_{sj}} x_j \\ s &= \sin \frac{\omega}{V_{sj}} x_j \end{aligned} \right\} \quad (3-9)$$

一方、フーリエ変換表示したせん断応力  $\bar{\tau}$  は

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_j &= G_j \frac{d\bar{v}_j}{dx_j} = -\frac{G_j}{V_{sj}} \omega \left[ F_j^1 \frac{1}{e} \{ (h_j c + s) + i (c - h_j s) \} \right. \\ &\quad \left. - F_j^2 e \{ (h_j c - s) + i (c + h_j s) \} \right] \end{aligned} \quad (3-10)$$

となる。(3-8) 式および (3-10) 式をマトリックス表示すると、第  $j$  層内におけるフーリエ変換表示した変位およびせん断力は次式のように与えられる。

$$\begin{bmatrix} \bar{v} \\ \bar{\tau} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{c}{e} - i \frac{s}{e} & e (c + i s) \\ -\frac{G_j}{V_{sj}} \frac{\omega}{e} [(h_j c + s) + i (c - h_j s)] & \frac{G_j}{V_{sj}} \omega e [(h_j c - s) + i (c + h_j s)] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_j^1 \\ F_j^2 \end{bmatrix} \quad (3-11)$$

今、第  $j$  層の上面 ( $x_j = 0$ ) および下面 ( $x_j = H_j$ ) における変位およびせん断力は (3-11) 式にそれぞれの  $x_j$  の値を代入することにより次のように与えられる。

$$\bar{\underline{v}}_{j,0} = \underline{A}_j \underline{a}_j \quad (3-12)$$

$$\bar{\underline{v}}_{j,H} = \underline{B}_j \underline{a}_j \quad (3-13)$$

ここに、

$\bar{\underline{v}}_{j,0}$ : 第  $j$  層の上面におけるフーリエ変換表示した変位およびせん断力

$\bar{\underline{v}}_{j,H}$ : 第  $j$  層の下面におけるフーリエ変換表示した変位およびせん断力

$$\underline{a}_j = \langle F_j^1 \ F_j^2 \rangle^T \quad (3-14)$$

$\underline{A}_j$  : (3-11) 式の右辺第 2 項に  $x_j=0$  を

$\underline{B}_j$  : (3-11) 式の右辺第 2 項に  $x_j=H_j$  を代入したマトリックス

一方、地層間における変位およびせん断力の連続条件は第  $j$  層と第  $j+1$  層の間では、

$$\underline{S}_{j+1,0} = \underline{S}_{j,H} \quad \dots\dots\dots (3-15)$$

であるから、(3-12)、(3-13) 式を代入すれば、

$$\underline{A}_{j+1} \underline{a}_{j+1} = \underline{B}_j \underline{a}_j \quad \dots\dots\dots (3-16)$$

となる。また、(3-12) および (3-13) 式から、第  $j$  層の下面における変位およびせん断力  $\underline{S}_{j,H}$  は第  $j$  層の上面における変位およびせん断力  $\underline{S}_{j,0}$  と次の関係で結ばれる。

$$\underline{S}_{j,H} = \underline{C}_j \underline{S}_{j,0} \quad \dots\dots\dots (3-17)$$

ここで、

$$\underline{C}_j = \underline{B}_j \underline{A}_j^{-1} \quad \dots\dots\dots (3-18)$$

である。

いま、地表面 ( $j=1, x_1=0$ ) において地震動  $v(t) = v_0(t)$  が規定されたとすると、そこではせん断応力はゼロであるので、第 1 層の上面におけるフーリエ変換表示した変位およびせん断力は次式で与えられる。

$$\underline{S}_{1,0} = \begin{bmatrix} \bar{v}_0 \\ 0 \end{bmatrix} \equiv \underline{S}_0 \quad \dots\dots\dots (3-19)$$

基盤を第  $N+1$  層とすれば、基盤面すなわち第  $N+1$  層の上面におけるフーリエ変換表示した変位およびせん断力は、(3-19) 式を (3-17) 式に代入することにより、

$$\underline{S}_{N+1,0} = \underline{D}_N \underline{S}_0 \quad \dots\dots\dots (3-20)$$

ここで、

$$\underline{D}_N \equiv \underline{C}_N \cdot \underline{C}_{N-1} \cdot \dots\dots\dots \cdot \underline{C}_1 \quad \dots\dots\dots (3-21)$$

となる。したがって基盤での積分定数  $a_{N+1}$  は (3-12)、(3-20) 式により

$$a_{N+1} = \underline{A}_{N+1}^{-1} \underline{D}_N \underline{S}_0 \quad \dots\dots\dots (3-22)$$

と決定することができる。(3-8)、(3-14) 式からわかるように、 $F_{N+1}^1$  は基盤面から下方に向う反射波の振幅であり、 $F_{N+1}^2$  は下方から基盤面に到達する入射波である。このようにして、 $\underline{S}_{j,0}$  が求まれば、変位およびせん断力  $\underline{S}_{j,0}$  は  $\underline{S}_{j,0}$  にフーリエ逆変換を施して

$$\underline{S}_{j,0} = \begin{bmatrix} v(t) \\ \tau(t) \end{bmatrix}_{j,0} = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \underline{S}_{j,0}(i\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad \dots\dots\dots (3-23)$$

と求めることができる。

### 3.2 地盤の伝達関数

多重反射に基づく計算では、表層地盤中を進行する入射波および反射波がその途中経路の地盤で透過、屈折をくり返すことにより地盤の影響がとり込まれていく。このような地盤の影響を通過する地震動の振幅の増幅度および位相の遅れとして表現するためには、地盤の2点間の伝達関数が便利である。すなわち、今、第  $m$  層の上面と第  $n$  層の上面の間の伝達関数を求めることにすると、(3-20) 式から、

$$\bar{S}_{m,0} \equiv \begin{bmatrix} \bar{v}_{m,0} \\ \bar{\tau}_{m,0} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} d_{m-1}^1 & d_{m-1}^2 \\ d_{m-1}^3 & d_{m-1}^4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{v}_0 \\ 0 \end{bmatrix} \equiv D_{m-1} \bar{S}_0 \quad \dots\dots\dots (3-24)$$

同様に

$$\bar{S}_{n,0} \equiv \begin{bmatrix} \bar{v}_{n,0} \\ \bar{\tau}_{n,0} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} d_{n-1}^1 & d_{n-1}^2 \\ d_{n-1}^3 & d_{n-1}^4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{v}_0 \\ 0 \end{bmatrix} \equiv D_{n-1} \bar{S}_0 \quad \dots\dots\dots (3-25)$$

これより、第  $n$  層上面の変位に対する第  $m$  層上面の変位の伝達関数  $H_{(\omega)}^{m/n}$  は、

$$H_{(\omega)}^{m/n} = \frac{\bar{v}_{m,0}}{\bar{v}_{n,0}} = \frac{d_{m-1}^1}{d_{n-1}^1} \quad \dots\dots\dots (3-26)$$

と計算される。伝達関数はせん断力に対してもまたは変位とせん断力の間に対しても (3-25) 式から (3-26) 式と同様にして定義することができる。

#### 4. 基盤地震動に基づく基礎構造物の地震応答解析法

基礎構造物の規模が大きくなるに従い、地震応答解析に際して地震入力をどこに作用させたらよいかが問題となる。すなわち、前章で取扱ったように、地震時に生じる加速度の分布は深さ方向に一律でないため、基礎構造物が深く地盤中に根入れされている場合には、設計に考慮する地震動をどのレベルで作用させるかが重要な問題となるためである。このような構造物の地震応答を計算するためには、構造物から十分離れた点での地盤の運動を計算し、この地盤の運動が図4-1に示すように基礎構造物に伝えられると考えると取扱いやすい。この際、構造物から十分離れた点での地盤として構造物の振動の影響を受けない地点を想定すれば、その運動は自然状態の地盤の運動として取扱うことができ、これは前章に述べた多重反射の計算によってもあるいは離散型の有限要素法等のモデルによっても計算することができる。

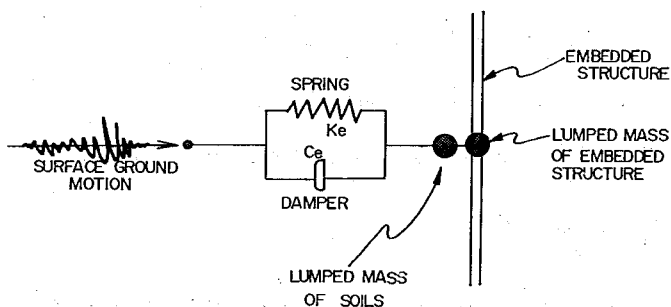


図4-1 基礎構造物のモデル化

基礎構造物にとって周辺の地盤とは、構造物に振動エネルギーを伝える役割と同時に、構造物に伝わった振動エネルギーを再び地盤を通して遠方に伝える役割の2つを持っている。したがって、図4-1に示した基礎構造物と地盤を結ぶばねおよびダッシュポットはこのような観点から決定しなければならない。すなわち、図4-1のばねは構造物直近の地盤が構造物に与える力を受持つという意味より、構造物の振動応答の影響を受ける構造物直近における地盤の運動と、こうした影響を受けない地点の地盤の運動との相対的な応答の差を表現するものであり、いわゆる動的相互作用という効果がこのばねに集約されている。同様に、図4-1のダッシュポットは地盤の振動エネルギーが構造物に伝わる時のエネルギー損失と同時に、一度構造物内に入った振動エネルギーが再び構造物から地盤に逃げ出す効果、いわゆる逸散減衰効果を含んだものでなければならない。このような効果を含んだ構造物と地盤を結ぶばねおよびダッシュポットが算定もしくは評価することができたとすれば、この場合の基礎構造物の運動方程式は次式で表わされる。

$$(\underline{M}_p + \underline{M}_e) \ddot{u}_p + \underline{C}_p \dot{u}_p + \underline{K}_p u_p + \underline{C}_e (\dot{u}_p - \dot{u}_g) + \underline{K}_e (u_p - u_g) = 0 \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

ここで、

$\underline{M}_p$ : 基礎構造物の質量

$M_c$  : 基礎構造物の付加質量

$C_p$  : 基礎構造物の内部減衰を表わす減衰マトリックス

$K_p$  : 基礎構造物の剛性マトリックス

$C_e$  : 基礎構造物と地盤との間の減衰効果を表わす減衰マトリックス

$K_e$  : 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

$\ddot{u}_p, \dot{u}_p, u_p$  : 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

$\ddot{u}_g, \dot{u}_g, u_g$  : 地盤の絶対応答変位, 絶対応答速度

ここに,  $\ddot{u}_g$  および  $\dot{u}_g$  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,

$$M = M_p + M_c$$

$$C = C_p + C_e \quad \dots\dots\dots (4-2)$$

$$K = K_p + K_e$$

とおけば, (4-1) 式は次のようになる。

$$M \ddot{u}_p + C \dot{u}_p + K u_p = C_e \dot{u}_g + K_e u_g \quad \dots\dots\dots (4-3)$$

ここで, 基礎構造物の応答  $u_p$  を擬静的な応答  $u_{ps}$  と動的な応答  $u_{pd}$  に分けるものとするれば,

$$u_p = u_{pd} + u_{ps} \quad \dots\dots\dots (4-4)$$

となり, ここで,  $u_{ps}$  は定義から

$$K u_{ps} + K_e u_g = 0 \quad \dots\dots\dots (4-5)$$

であるので, 次式で与えられる。

$$u_{ps} = -K^{-1} K_e u_g \equiv -K_s u_g \quad \dots\dots\dots (4-6)$$

(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。

$$M \ddot{u}_{pd} + C \dot{u}_{pd} + K u_{pd} = -M \ddot{u}_{ps} + (C_e + C K_s) \dot{u}_g \quad \dots\dots\dots (4-7)$$

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。

$$M \ddot{u}_{pd} + C \dot{u}_{pd} + K u_{pd} = -M \ddot{u}_{ps} \quad \dots\dots\dots (4-8)$$

(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  $\omega_i$  および固有ベクトル  $\phi_i$  は次の特性方程式を解くことによって求められる。

$$K \phi_i = \omega_i^2 M \phi_i \quad \dots\dots\dots (4-9)$$

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

$$\Phi^T M \Phi = I \quad \dots\dots\dots (4-10)$$

$$\Phi^T K \Phi = \Omega^2$$

ここで,  $\Omega^2: \omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$  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  $C$  も次式のように対角化できるものと仮定すると,

$$\Phi^T C \Phi = A \quad \dots\dots\dots (4-11)$$

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

基礎構造物の動的応答  $u_{pd}, \dot{u}_{pd}, \ddot{u}_{pd}$  は次式のようにモーダルマトリックス  $\Phi$  と規準座標  $\ddot{x}$  によっ

て表わすことができる。

$$\underline{u}_{pd} = \underline{\phi} \underline{x}, \dot{\underline{u}}_{pd} = \underline{\phi} \dot{\underline{x}}, \ddot{\underline{u}}_{pd} = \underline{\phi} \ddot{\underline{x}} \quad \dots\dots\dots (4-12)$$

(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

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

となる。ここで、

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

(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. 基盤地震動の算定予測精度の検討

基礎地震動を算出するためには、ある地震動記録に表層地盤の影響を加味もしくは削除する手続きが必要となる。このような操作を多重反射に基づく計算によって行なった場合に、計算により求められた地盤の伝達特性および地中地震動がどの程度の予測精度をもっているかを検討するために、実測された地中地震動記録のある地点を対象として計算値と実測値の比較検討を行なった。対象としたのは表5-1に示すように、地表および地中において同時地震観測の行なわれている川崎市浮島公園、川崎市観音崎、および北海道静内橋の3地点で、記録された最大加速度が10ガル以上の8地震動加速度記録〔16〕である。これら3地点を解析の対象にとり挙げたのは、後述のようにそれぞれ互いに特徴のある地盤構成を有しており、計算による地中地震動の予測精度に関する検討に適しているためである。

表5-1 解析の対象とした地中地震動記録〔2〕

### 1) 神奈川県川崎市浮島 (NS成分)

| 地震動<br>記号 | 発生年月日       | 震 央      |        |         |    | M   | 最大加速度 (gal) |      |      |       | 摘 要 |
|-----------|-------------|----------|--------|---------|----|-----|-------------|------|------|-------|-----|
|           |             | 震源地      | 緯度     | 経度      | 深度 |     | 地表面         | -27m | -67m | -127m |     |
| A         | 1970. 9. 30 | 神奈川県東部   | 35°29' | 135°38' | 40 | 4.8 | 11.8        | 10.7 | 5.5  | 4.3   |     |
| B         | 1972.12. 4  | 八丈島東方沖   | 33°12' | 141° 5' | 50 | 7.2 | 11.2        | 14.6 | 7.4  | 6.4   |     |
| C         | 1974. 5. 9  | 伊豆半島南岸付近 | 34°34' | 138°48' | 10 | 6.9 | 12.2        | 9.2  | 5.0  | 5.9   |     |

### 2) 神奈川県観音崎 (NS成分)

| 地震動<br>記号 | 発生年月日       | 震 央      |        |         |    | M   | 最大加速度 (gal) |      |       | 摘 要 |
|-----------|-------------|----------|--------|---------|----|-----|-------------|------|-------|-----|
|           |             | 震源地      | 緯度     | 経度      | 深度 |     | 地表面         | -80m | -120m |     |
| D         | 1972. 2. 29 | 八丈島東方沖   | 35°11' | 140°16' | 70 | —   | 10.3        | 13.1 | 12.2  |     |
| E         | 1972.12. 4  | 八丈島東方沖   | 33°12' | 141° 5' | 50 | 7.2 | 6.6         | 10.1 | 10.4  |     |
| F         | 1973.12.22  | 千葉県南部    | 35°13' | 140°17' | 70 | —   | 13.0        | 6.4  | 6.0   |     |
| G         | 1974. 5. 9  | 伊豆半島南岸付近 | 34°34' | 138°48' | 10 | 6.9 | 30.0        | 14.7 | 11.5  |     |

### 3) 北海道静内橋 (TR成分)

| 地震動<br>記号 | 発生年月日       | 震 央   |    |    |    | M   | 最大加速度 (gal) |      | 摘 要 |
|-----------|-------------|-------|----|----|----|-----|-------------|------|-----|
|           |             | 震源地   | 緯度 | 経度 | 深度 |     | -2m         | -40m |     |
| H         | 1973. 6. 17 | 根室半島沖 |    |    |    | 7.4 | 51.9        | 44.9 |     |

## 5.1 実測された地震動に基づく地盤の伝達特性

耐震設計で考慮される地震動の主要動部分は、主として地中深部から地表に伝播してくるせん断波動であると言われている。このようなせん断波動が表層地盤中を伝播してくる間にどのように地盤条件を取り込んで振動数の成分が変化したりあるいは振幅が増幅されたりしたかを知るための方法として、相隣る上下2点間の伝達特性を計算し、地盤条件を考慮しながら相互に比較することが考えられる。ここでは、表5-1に示した8地震動記録に基づいて、地中地震動が記録された地点相互間の伝達関係(絶対値)を計算し、これがどのような特徴を持っているか検討した。以下地点ごとに示す。

### a) 神奈川県川崎市浮島公園

本地点の概略の地盤構成は図5-1に示すように、地表面から地下50m程度まではN値10以

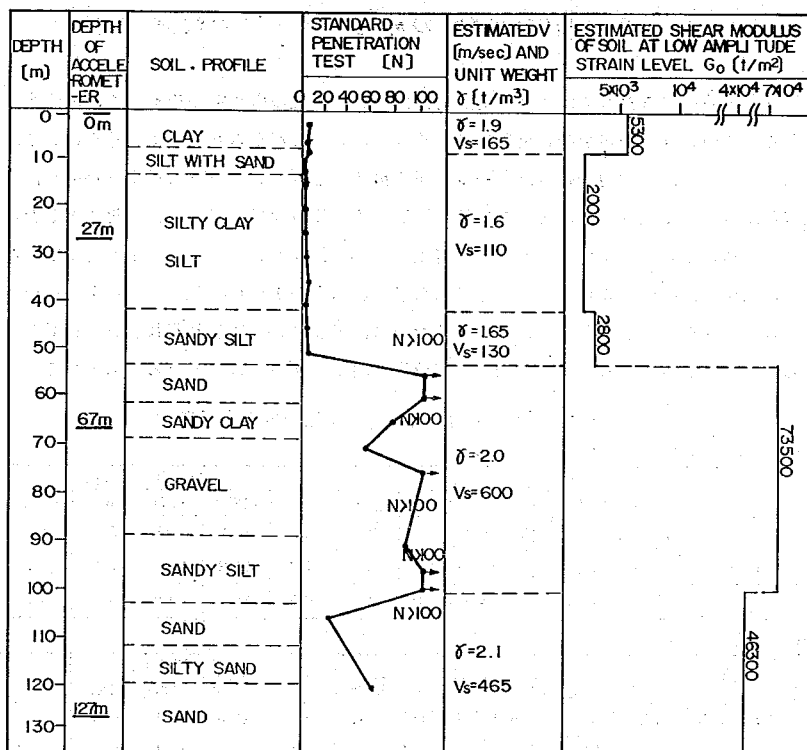


図 5-1 川崎市浮島公園における地盤構成の概略図〔2〕

下の軟質な沖積シルト層、それ以下は  $N$  値 60~100 程度のよく締まった砂質地盤である。地震動は地表面の他、地下 27m, 67m, 127m の合計 4 ケ所で記録されている。当地点では表 5-1 に示すように、3 つの地震により記録が得られており、地震動の加速度波形のうち南北方向の成分（以下  $N-S$  成分と呼ぶ）を示すと図 5-2~図 5-4 のとおりである。地震動記録としては、この他に東西方向の成分および上下方向の成分があるが、上下方向の地盤の振動は本解析の主要目的でないこと、東西成分と南北成分は基本的にはおおむね同じ特性を有すると考えられるので、計算処理の量を減らすためここでは  $N-S$  成分だけに注目した。これらの地震動に主として含まれている周波数成分は図 5-5~図 5-7 に示すパワースペクトルから、地震動記録 A は 4~7 c/s の範囲にあるのに対して、地震動記録 B および C は 0~1 c/s の範囲にあり、互いに特徴のある関係にあることがわかる。前者は比較的近い距離で発生した小規模な地震、後者の 2 つは比較的遠方で発生した大規模な地震であり、地表面下 120 m 余の深さにおいてもその振動数成分には著しい差異のあることがわかる。卓越した振動数成分は前者の方が後者よりも高くなっている。

最深部の地表面下 127 m に対する 67 m, 67 m に対する 27 m および 27 m に対する地表面というように、各観測点間相互の地盤の伝達関数を計算すると図 5-8 に示すようになり、A, B, C の各

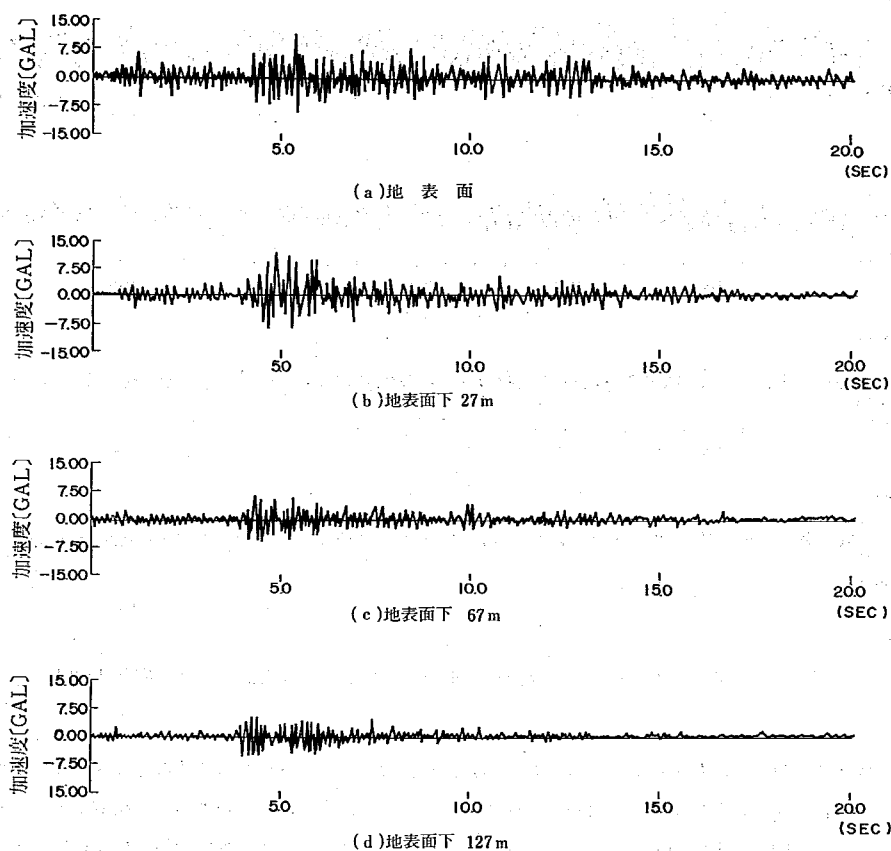


図5-2 地震動加速度波形〔川崎市浮島公園，A地震記録，NS成分〕〔2〕

地震動記録の場合ともよく似かよった傾向を示す。すなわち，今回の対象とした3地震については地盤の相隣る上下2点間の伝達特性は，地震動が変わってもおおむね一定となる傾向が見られる。

地盤の伝達関数が地震によらずおおむね一定となる傾向にあると考えれば，これらを重ね合わせるにより平均的な地盤の伝達関数を求めることができる。図5-9はこうにして3つの地震記録から計算された平均的な伝達関数である。これより，伝達関数にはいくつかのはっきりした増幅度のピークと谷が振動数領域にあることがわかる。伝達関数に表われている応答のピークは恐らく本地点における地盤の固有振動数に対応するものであろう。増幅の度合は67 m/127 mが一番

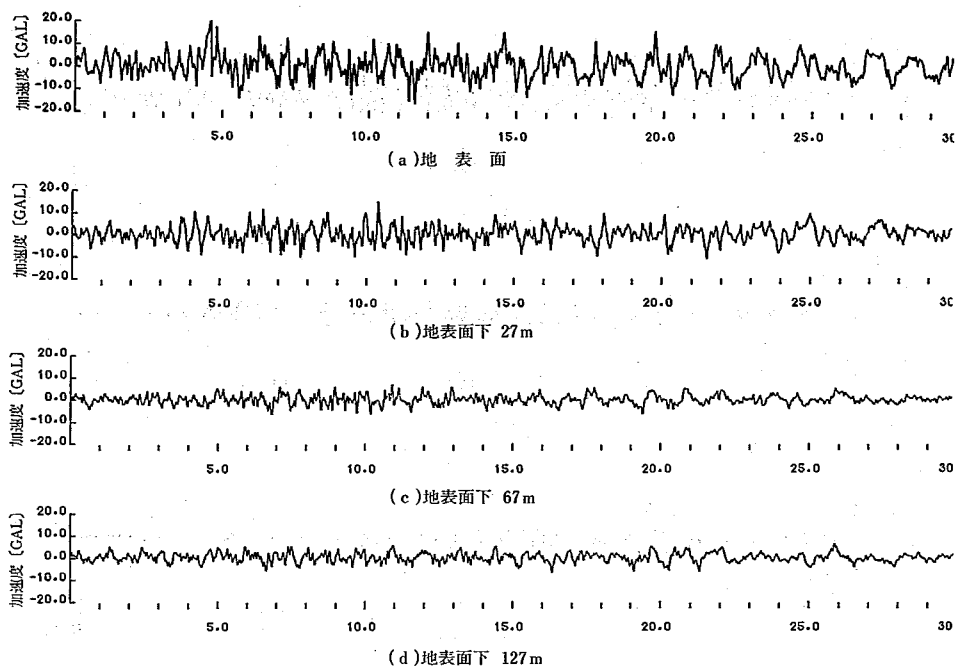


図5-3 地震加速度記録〔川崎浮島公園，B地震記録，NS成分〕〔2〕

大きく，以下  $27\text{ m}/67\text{ m}$ ， $0\text{ m}/27\text{ m}$  の順となっているが，これは3者の間の深さが違うためであって，同一の尺度で増幅の度合いを比較するために，単位深さあたりの増幅度に換算すると， $0\text{ m}/27\text{ m}$  および  $27\text{ m}/67\text{ m}$  が大きく， $67\text{ m}/127\text{ m}$  は小さい。地盤の軟質な地表面に近いほど高い増幅度をもっていることを示している。

#### b) 神奈川県観音崎

本地点における概略の地盤構成は図5-10に示すように，地表面から地下120 mまではほぼ一様なシルト質岩であり，所々厚さ3 m程度までの砂岩が混っている。地震動は地表面の他，地下80 m および120 m の合計3カ所で記録されている。本地点では，合計4種類の地震動記録が観測されており，それらの加速度波形のうちNS成分は図5-11～図5-14に示すとおりである。本地点でも上述の浮島公園の場合と同じ理由によりNS成分を解析の対象にとりあげた。これらの地震動に含まれている主要な周波数成分は，図5-15～図5-18に示すパワースペクトルからわかるように，地震動記録D，E，Gは  $0 \sim 1\text{ c/s}$  の範囲内に，地震動記録Fは  $2 \sim 3\text{ c/s}$  の範囲内にある。前者の3つは，比較的中～遠方に発生した中～大規模な地震による記録であるのに対し，後者は近距離で発生した小規模地震による記録であり，卓越した振動数成分は前者の方が後者よりも低い。この傾向は上述の川崎の場合と同一である。最深部の地表面下120 mに対する80 mおよび地表面下80 m

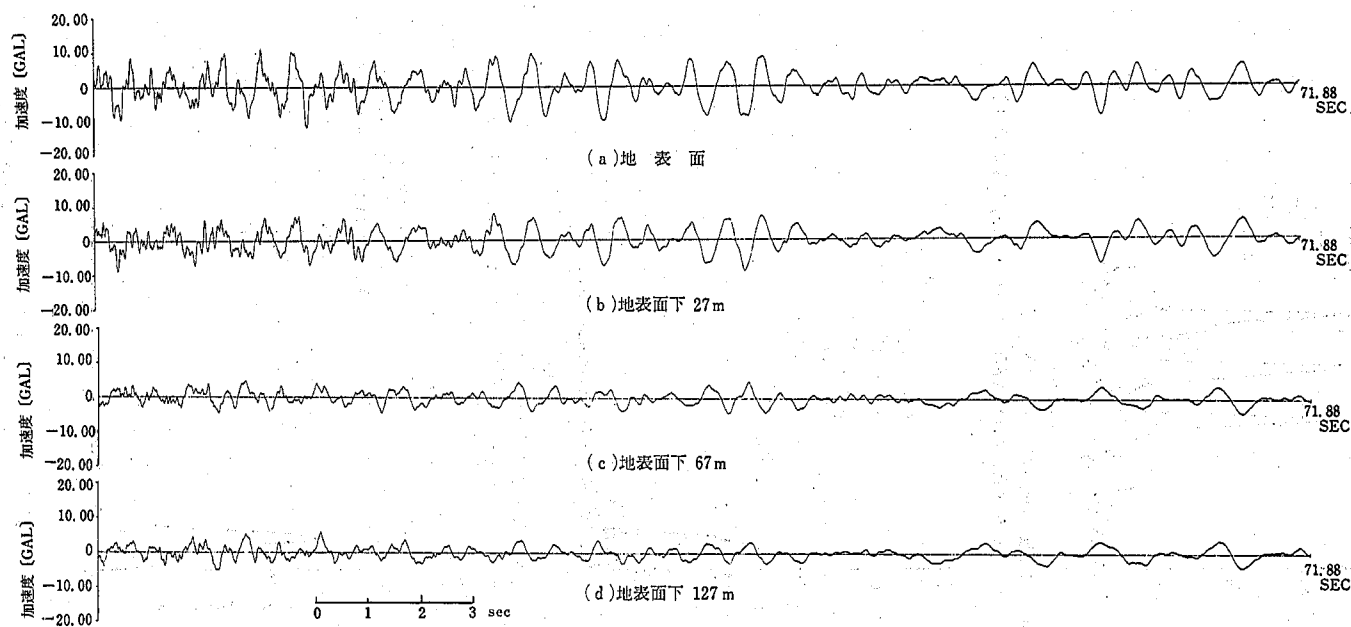


図 5 - 4 地震動加速度記録〔川崎市浮島公園，C地震動記録，NS成分〕〔2〕

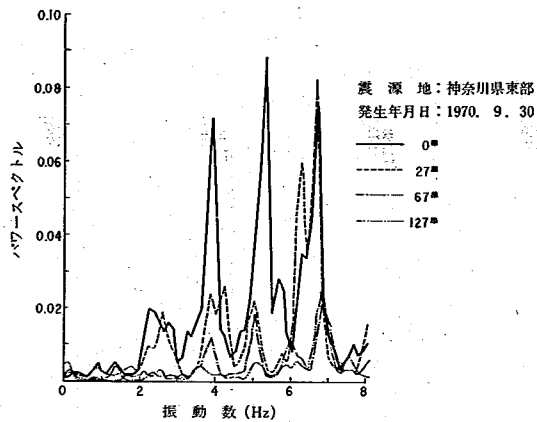


図 5-5 加速度記録のパワースペクトル  
( A地震動記録〔浮島, 1970. 9. 30, NS成分〕)

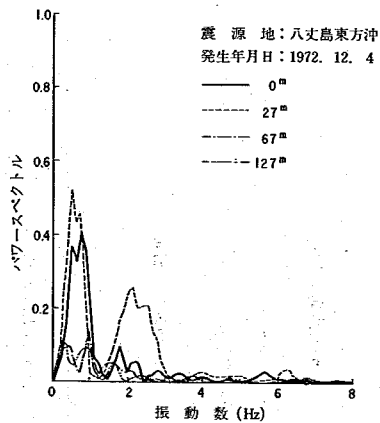


図 5-6 加速度記録のパワースペクトル  
( B地震動記録〔浮島, 1972. 12. 4, NS成分〕)

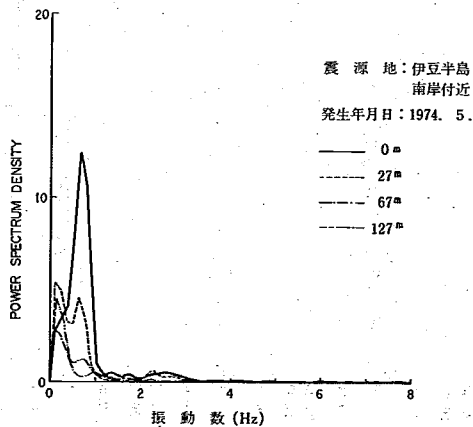


図 5-7 加速度記録のパワースペクトル  
( C地震動記録〔浮島, 1974. 5. 9, NS成分〕)

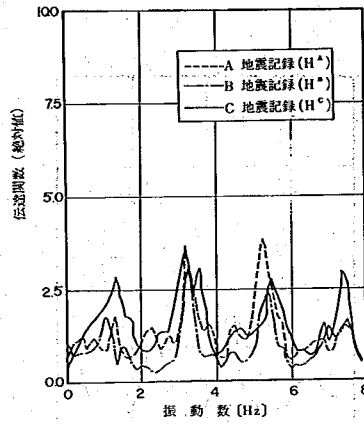


図 5-8 (a) 記録された加速度波より計算した地盤の  
伝達関数 (浮島, NS, 0 m/27 m)

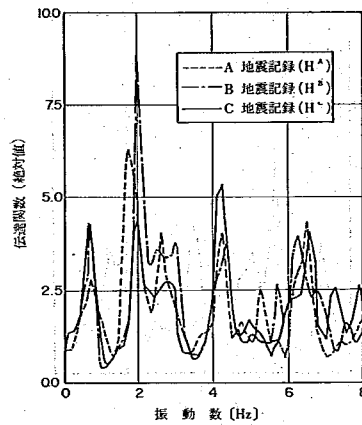


図 5-8 (b) 記録された加速度波より計算した地盤の  
伝達関数 (浮島, NS, 27 m/67 m)

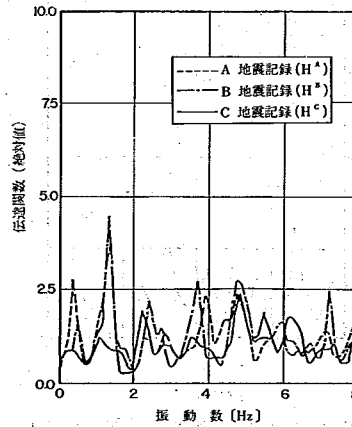


図 5-8 (c) 記録された加速度波より計算した地盤の  
伝達関数 (浮島, NS, 67 m/127 m)

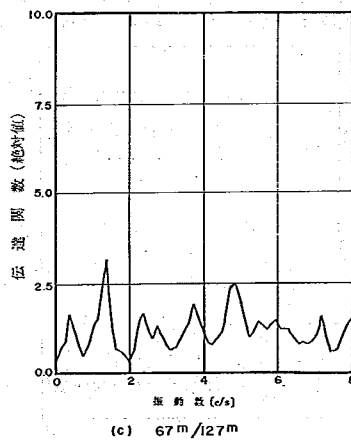
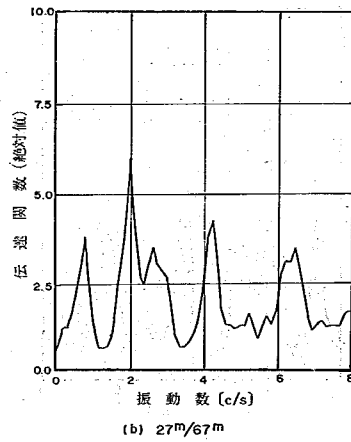
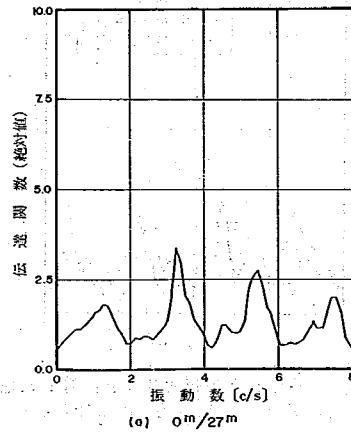


図5-9 A, B, C 3種類の地震動加速度波形より計算した平均的な地盤の伝達関数

| 深<br>度(m) | 土 質 区 分    | 推定せん断弾性<br>波速度 $V_s$<br>(m/sec) |
|-----------|------------|---------------------------------|
| 0         | 表土, 粗粒砂岩   | 500                             |
|           | シルト岩, 細粒砂岩 |                                 |
| 20        |            |                                 |
| 40        | シルト岩       |                                 |
| 60        | 細粒砂岩       | 800                             |
| 80        |            |                                 |
| 100       |            |                                 |
| 120       |            |                                 |

印は強震計設置位置

図 5-10 土質柱状図の概略図  
(観音崎)〔2〕

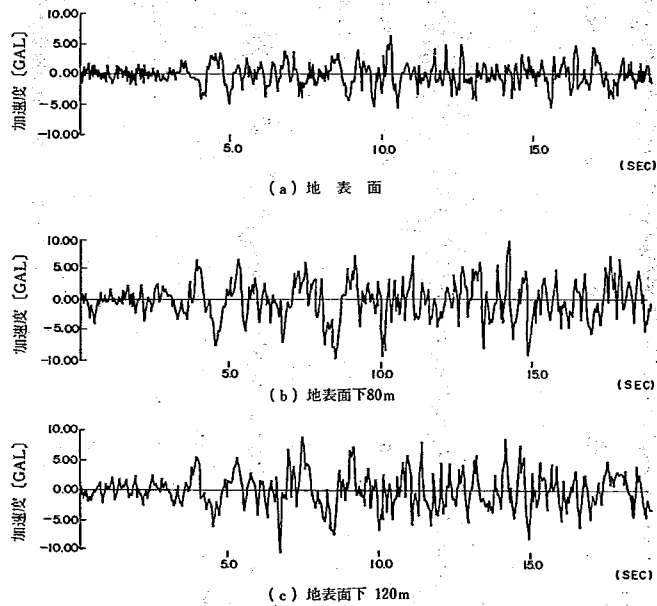


図 5-11 地震動加速度記録〔川崎市観音崎, D地震記録, NS成分〕〔2〕

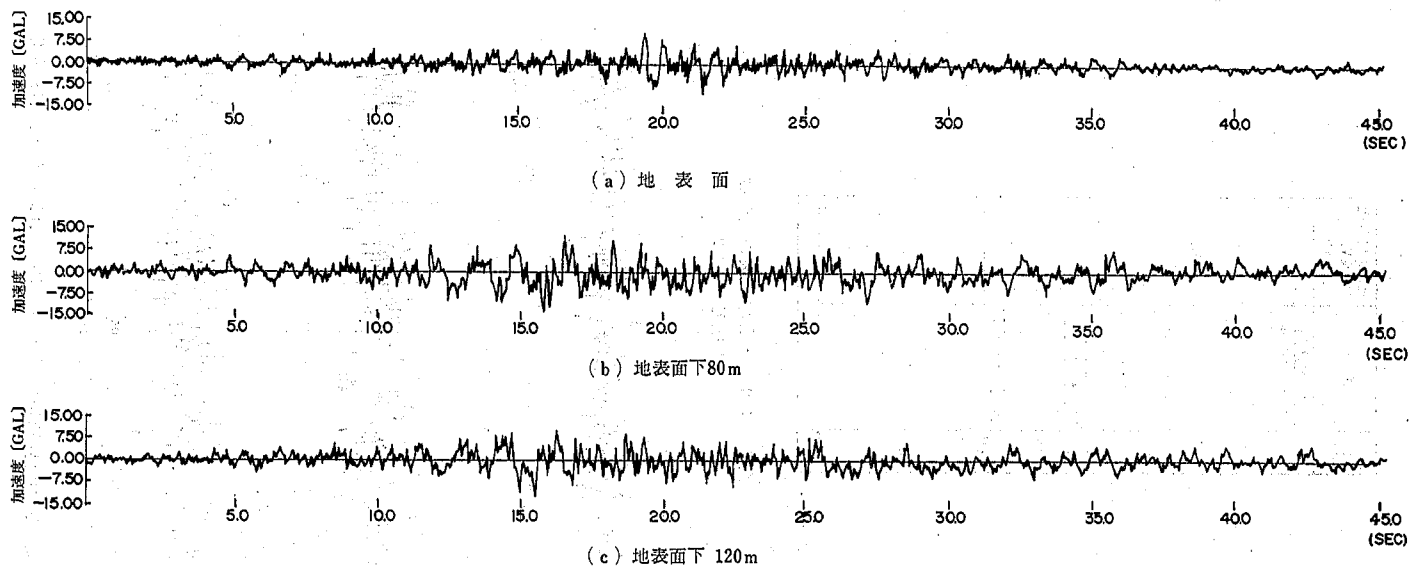


图 5-12 地震動加速度波形〔観音崎，E地震動記録，NS成分〕〔2〕

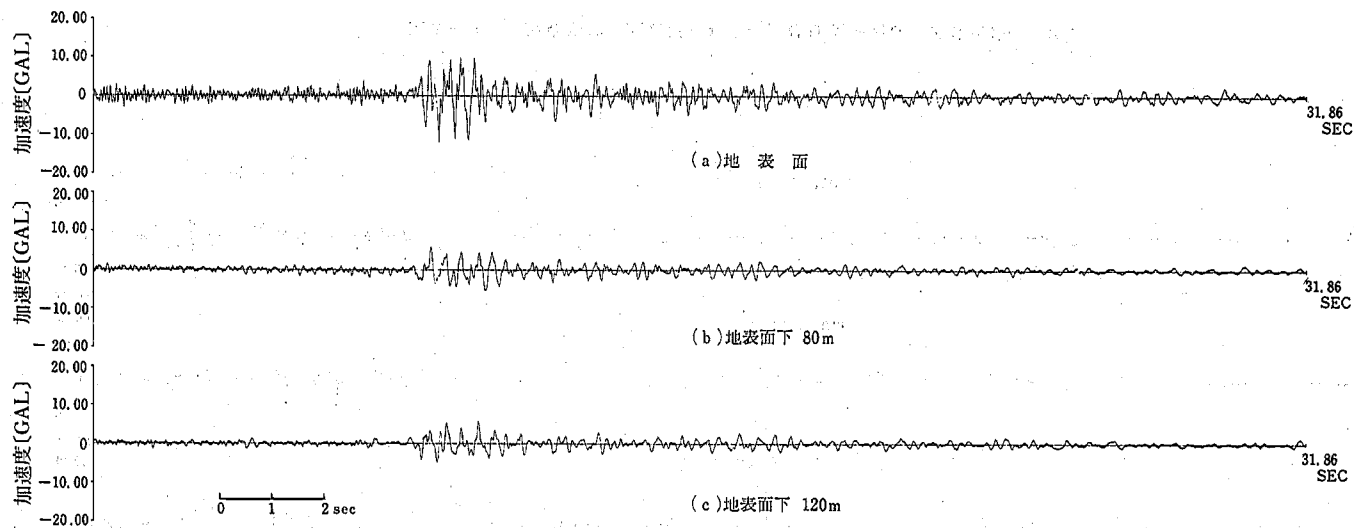


図 5 - 1 3 地震動加速度波形〔観音崎，F地震動記録，NS成分〕〔2〕

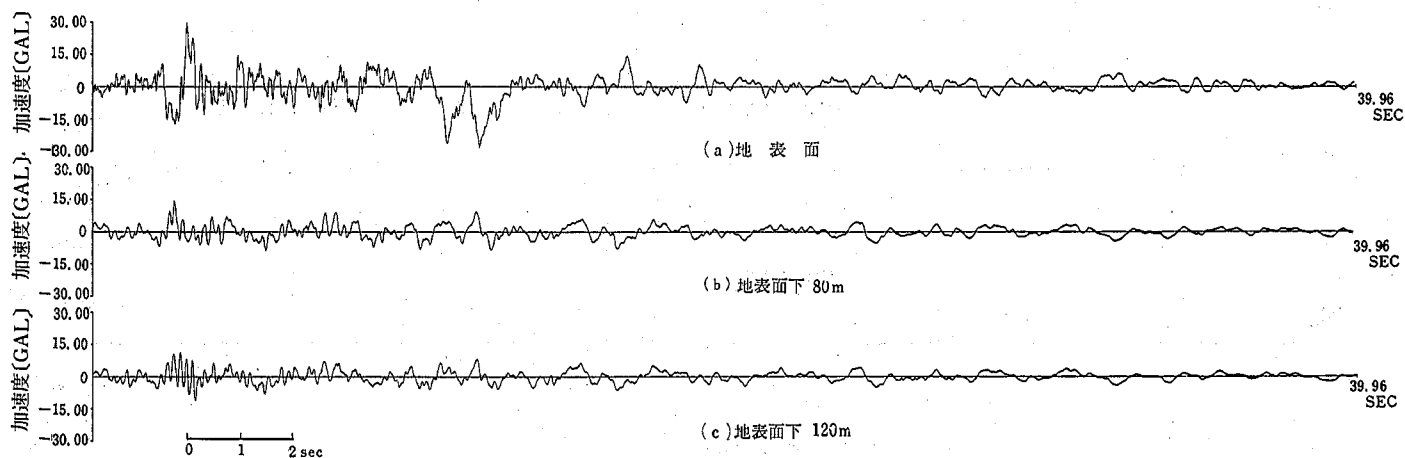


图 5-14 地震動加速度波形〔観音崎，G地震動記録，NS成分〕〔2〕

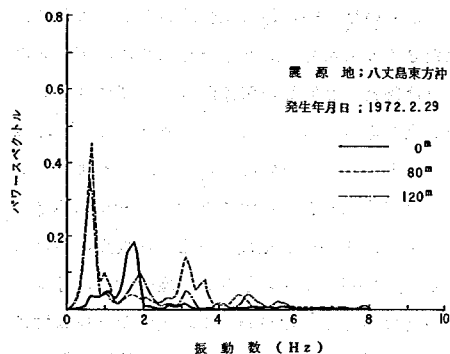


図5-15 加速度のパワースペクトル  
(D地震動記録〔観音崎，  
NS成分〕)

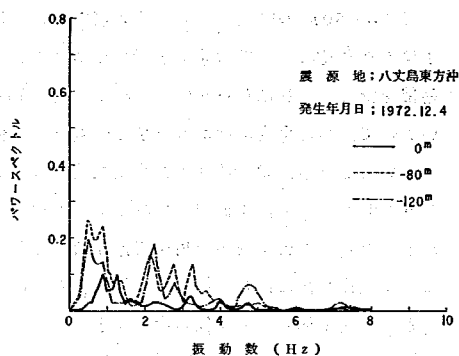


図5-16 加速度記録のパワースペクトル  
(E地震動記録〔観音崎，1972.12.4，  
NS成分〕)

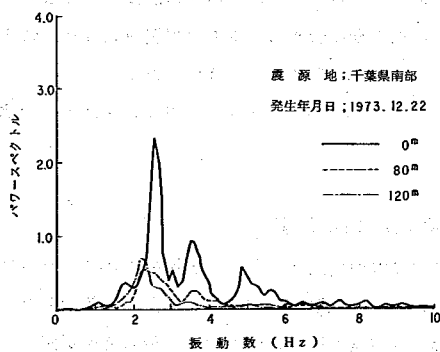


図5-17 加速度記録のパワースペクトル  
(F地震動記録〔観音崎，1973.12.22，  
NS成分〕)

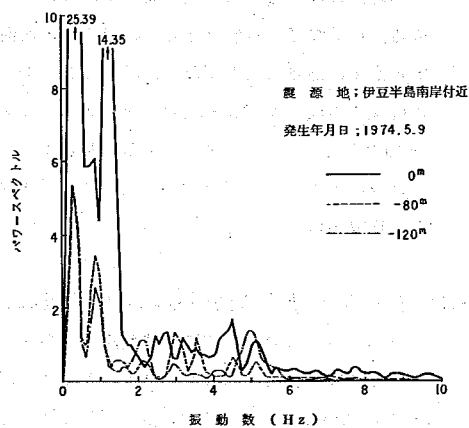


図5-18 加速度記録のパワースペクトル  
(G地震動記録〔観音崎，1974.5.9，  
NS成分〕)

に対する地表面の地盤の伝達関数は、図5-19に示すようになり、80m/120mの間では4種類の地震動相互間でおおむね似かよった伝達関数となるが、0m/80m間では相互のばらつきが大きい。ただ0m/80mの区間でも細かく観察すると、DおよびEの地震動記録は比較的似かよっており、4種の地震動によって伝達関数が全く異なる訳ではなさそうである。こうした点は今後のデータの蓄積を待たなければならないが、深さ方向に80mも懸け離れた2区間の伝達関数を一度に計算しているの、ある程度精度が低下するのやむを得ない点があると考えられる。したがって、本地点においても一応伝達関数は4種類の地震動に対してはおおむね同じ傾向にあるといってもよいであろう。したがって、4種類の地震動から平均的な地盤の伝達関数を計算すると、図5-22に示すとおりとなる。これを前出の川崎市浮島公園における結果(図5-9)と比較すると、本地点においては、①伝達関数には0~8%の振動数の範囲では振動数領域にはっきりした増幅度の山谷は生じない、②全体として増幅の度合は小さい、の2つの特徴があることがわかる。川崎市浮島公園は地表面下50m程度までが沖積層で覆われているのに対し、本地点はほぼ一様なシルト系岩地帯であり、こうしたはっきりした地盤条件の差異を反映して、伝達関数も互いに特徴のあるものとなったのであろう。伝達関数にはっきりした増幅度の山谷が生じないということは、この地盤中を地震動が伝播する間に、地震動に含まれる周波数成分が著しく変化しないということであり、これは前述の基盤としての必要条件の1つに相当する。このような点は、その地盤を基盤と見なしてよいかどうかを判定する際の1つのよい判断材料となろう。

#### c) 北海道静内橋

本地点における概略の地盤構成は、図5-21に示すとおりであり、砂礫もしくは砂質シルトから成る比較的良好な地盤である。地震動は地表面下2mおよび40mの合計2ヶ所で記録されている。本地点で記録された主要な地震動は表5-1に示した1ケースであり、この加速度波形のうち橋軸に直交する成分は図5-22に示すとおりである。この地震動に含まれる主要な周波数成分は、図5-23に示すパワースペクトルからわかるようにはば1%および2%の2つである。

地表面下40mに対する2mの地盤の伝達関数は図5-24に示すようになり、川崎市浮島公園の場合に比較的似た特徴をもっている。

## 5.2 多重反射理論に基づく地盤の伝達関数と実測結果の比較

上記の3地点において実測加速度記録から求められた地盤の伝達関数が、多重反射に基づく計算により、どの程度説明されるかを調べるために、解析的に求めた地盤の伝達関数を実測値と比較した。(3-26)式からわかるように、多重反射に基づく計算では地盤の堅さ、密度および減衰特性が定めれば伝達関数は一義的に決まる。これら3者のうち、減衰特性は伝達関数の増幅度を規定するものであって、振動数領域における形状にはあまり関係がないため、解析的に伝達関数を求めるためには地盤の適切な堅さおよび密度の設定が重要な項目となる。以下、順に述べる。

#### a) 神奈川県川崎市浮島公園

本地点の地盤構成は図5-1に示した通りである。地盤の堅さは $N$ 値の分布を基にして図5-1の右側に示すように定めた。この際には、地盤のせん断弾性波速度 $V_s$ と $N$ 値との関係として、東京

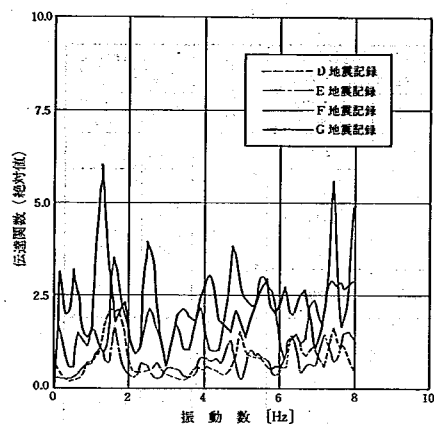


図5-19(a) 記録された加速度波より  
計算した地盤の伝達関数  
(観音崎, NS, 0m/80m)

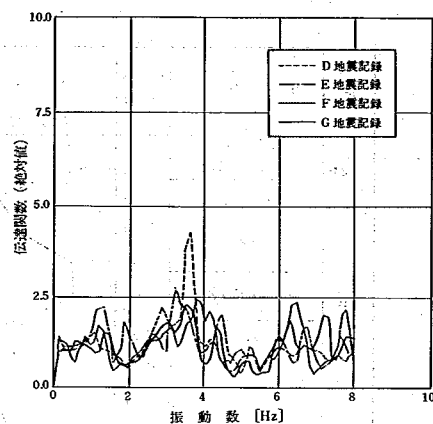
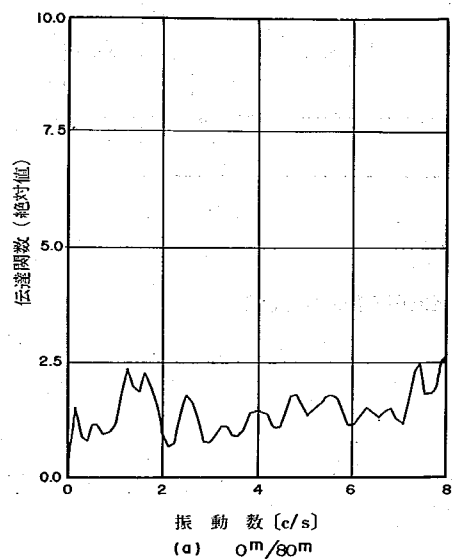
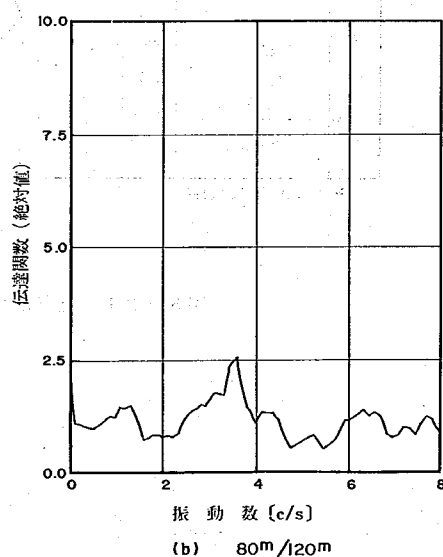


図5-19(b) 記録された加速度波より  
計算した地盤の伝達関数  
(観音崎, NS, 80m/120m)

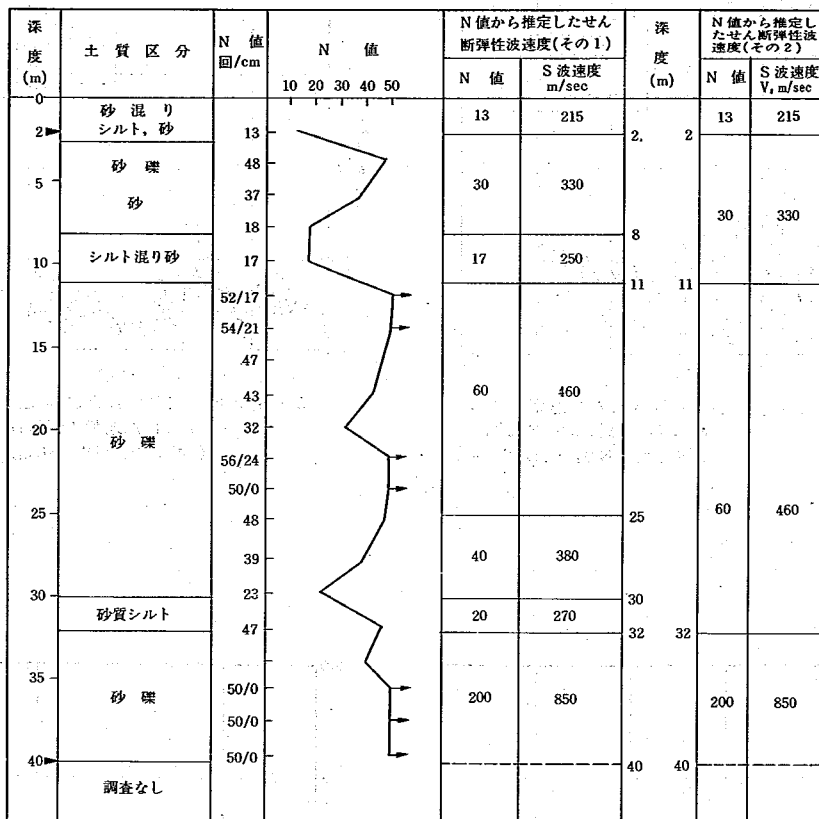


(a) 0m/80m



(b) 80m/120m

図5-20 D, E, F, G 4種類の地震動加速度波形より  
計算した平均的な地盤の伝達関数



▶ 印は強震計設置位置

図 5 - 2 1 土質柱状図の概略図(静内橋)[2]

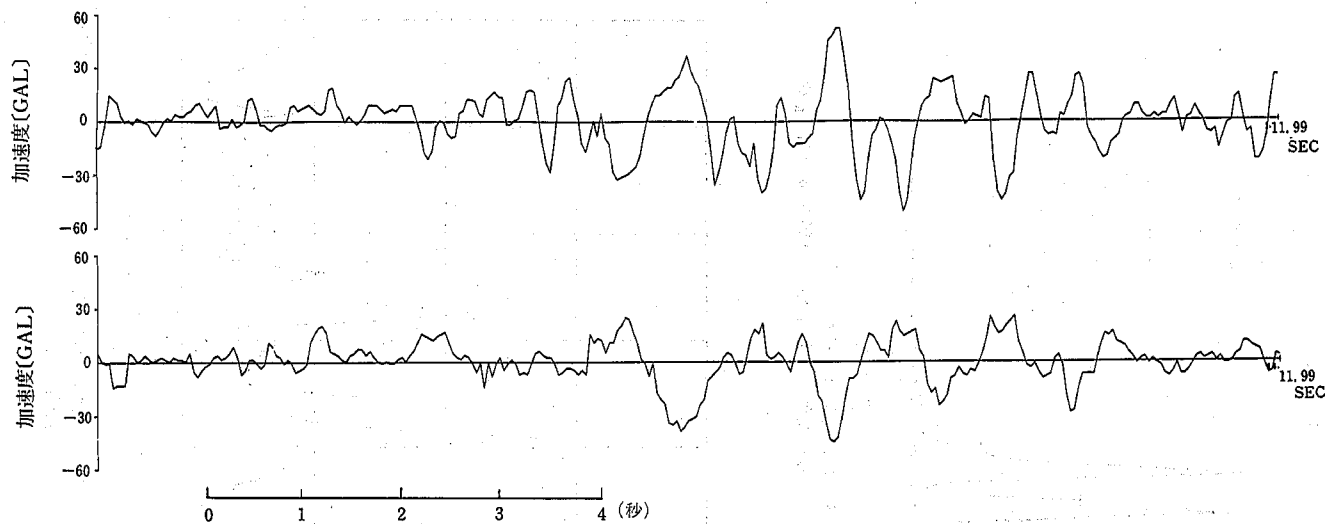


図 5-22 地震動加速度記録〔静内橋，H地震動記録， $T_R$ 成分〕〔2〕

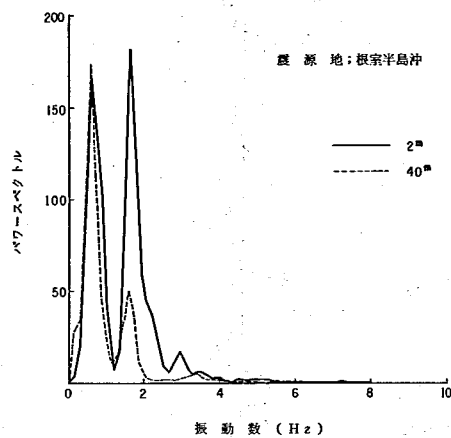


図 5 - 2 3 加速度記録のパワースペクトル  
(H地震動記録〔静内橋, 1973. 6. 17,  $T_R$ 成分〕)

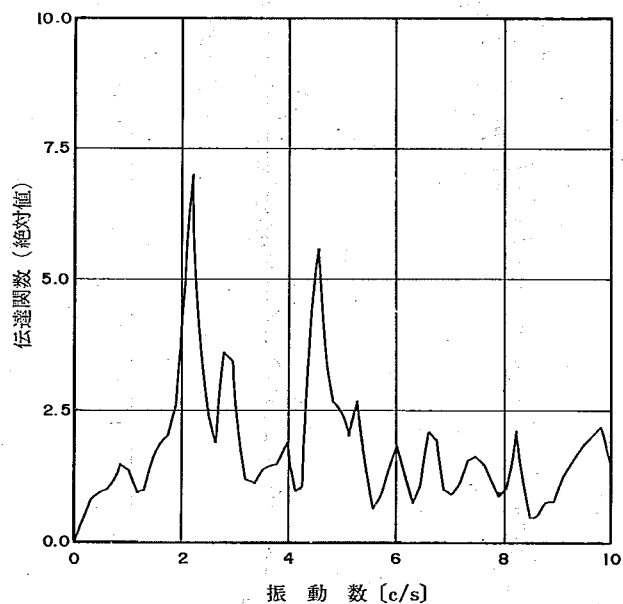


図 5 - 2 4 記録された加速度波より計算した地盤の伝達関数  
(静内橋)

湾地区の実測データに基づく次式を念頭に置いた。

$$V_s = 60\sqrt{N}$$

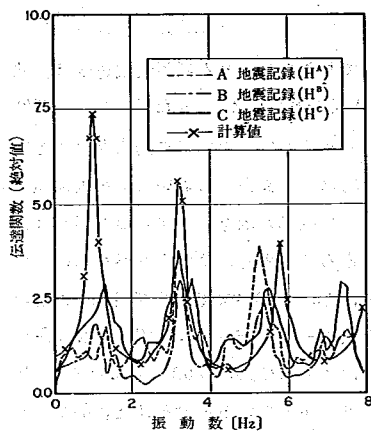
..... (5-1)

一般に地盤の剛性は強いひずみ依存性を有しており、上式で与えられるせん断弾性波速度は、地盤に生じるせん断ひずみがおおよそ  $10^{-6}$  程度の微小時の値と言われている。したがって、地震時に生じる地盤のひずみのレベルがこれより高ければ、上式から求めた地盤の堅さに適当な補正を加えてやる必要があるのであるが、今回解析の対象とした地震動は、地表面上においても最大加速度が 10 ガル内外と小さい記録であるため、これらの地震動によって生じた地盤のひずみのレベルは、(5-1)式が成立する範囲の微小ひずみとおおむね同程度であろうと考え、ひずみレベルに応じた地盤の剛性に対する補正は行なわなかった。このようにして、(3-26)式に基づいて計算した解析的な伝達関数と図 5-8 に示した実測の伝達関数との比較を図 5-25 に示す。ここで、計算に用いた地盤の減衰定数  $h$  は、増幅のレベルがよく一致するように設定した結果、0.02 としている。両者の伝達関数を比較すると、0 m/27 m 間では、増幅度のピークが生じている振動数は比較的良く一致、対応しており、個々の増幅度についても 1 % 付近にあるピークでは計算値の方が相当大きく見つもり過ぎているのを別にすれば、その他の 3.5 %, 5.5 % 付近にある増幅のピークはよく一致しているといえることができる。次に 27 m/67 m 間では、増幅のピークが生じている振動数および増幅のレベルとも非常に良く一致している。67 m/127 m 間でも両者はよく一致しているといえることができる。ただ、2 % 付近は実測結果にはない増幅度のピークが解析的に求めた伝達関数には表われており、計算の精度は前の 27 m/67 m に比較すればやや低下している。

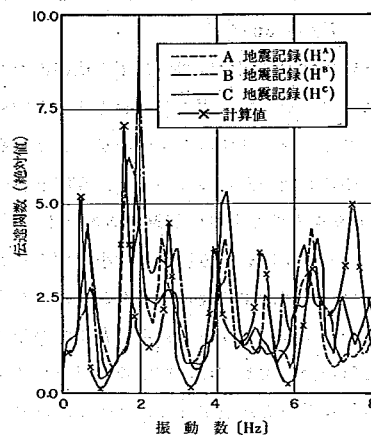
#### b) 神奈川県観音崎

本地点の地盤構成は図 5-10 に示した通りで、地表面から 120 m までは一様なシルト質岩となっているが、地盤定数を決定するためのデータが充分揃っていない。そこで、実測された地中地震記録をもとに、これが観測された地表面、地表面下 80 m および 120 m の間の相互相関関数を計算し、これから相隣る 2 点間を地震波が伝播する速度を推定して、これをもとにして図 5-10 の右側に示すような地盤の堅さを推定した。この場合にも、先の川崎市浮島公園の場合と同様に、対象としている地震動が小さいため、地盤の堅さのひずみ依存性に基づいて補正を必要とする領域にはないものと考えた。このようにして (3-26) 式によって計算した地盤の伝達関数と実測の伝達関数の比較を図 5-26 に示す。地盤の減衰定数  $h$  は、浮島の場合と同様の 0.02 とした。この結果によれば、両者の伝達関数はいくつかの点で基本的に一致していない。その中で最も特徴的なのは、解析的な伝達関数は 0 ~ 8 % の範囲の振動数領域に対して 3 つの比較的高いピークを有する比較的なめらかな形状となっているのに対して、実測の伝達関数は比較的低いいくつかのピークを持っていることである。これらは恐らく、本地点における実際の地盤構成が計算で仮定したほど単純なものでないことを示唆しているものと考えられる。0 m/80 m 区間の伝達関数と 80 m/120 m 区間の伝達関数を比較すると、80 m/120 m の方がよく一致している。これは主として上下方向に懸け離れている距離が後者の方が短いせいによるのであろう。いずれにしても、本地点に関しては地盤の構成を確認してから再検討する余地がある。

#### c) 北海道静内橋



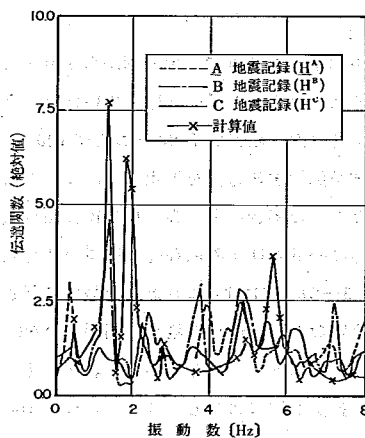
(a) 0 m/27 m



(b) 27 m/87 m

図 5-2.5 (a) 実測された地盤の伝達関数と計算値 図 5-2.5 (b) 実測された地盤の伝達関数と計算値との比較 (浮島, NS, 0 m/27 m)

との比較 (浮島, NS, 27 m/67 m)



(c) 67 m/127 m

図 5-2.5 (c) 実測された地盤の伝達関数と計算値との比較 (浮島, NS, 67 m/127 m)

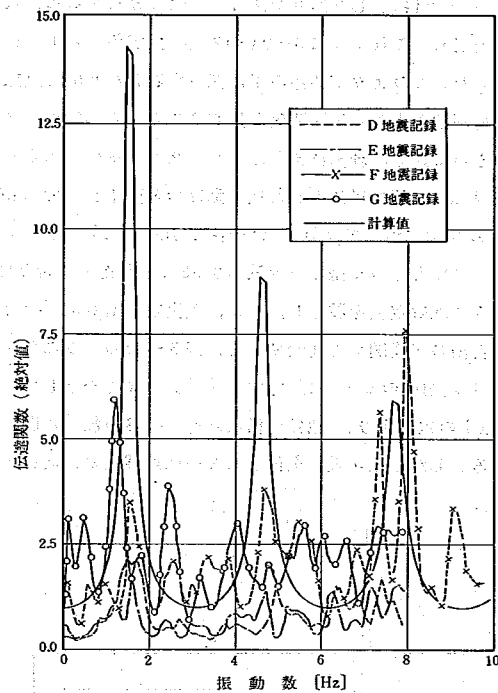


図 5-26 (a) 実測された地盤の伝達関数と計算値との比較  
(観音崎, NS, 0m/80m)

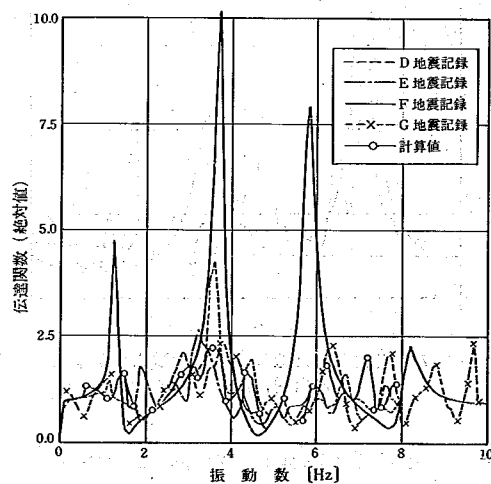


図 5-26 (b) 実測された地盤の伝達関数と計算値との比較  
(観音崎, NS, 80m/120m)

本地点の地盤構成は図5-21に示した通りである。 $N$ 値の分布を基に、式(5-1)によって地盤のせん断弾性波速度を推定し、これより図5-21の右側(推定値その1)に示すように微小ひずみ時の地盤の堅さを設定した。このような条件の下に減衰定数 $h$ を0.02と想定して(3-26)式で計算した解析的な地盤の伝達関数を実測の伝達関数と比較すると、実測結果では2.25%付近にはっきり増幅度のピークがあるのに対し、計算結果ではこれが2.75%付近に表われており、両者の間に約0.5%の差が認められた。解析対象とした地震動は地表面下2mで約60ガル、地表面下40mで約45ガルと川崎市浮島公園において検討した地震動に比較して最大加速度で約6倍となっている。したがって、地盤のひずみにもづく堅さの低減率を65%と考えて、新たに図5-21の右側(推定値その2)に示すように地盤定数を設定し、また、減衰定数も0.05とした。このようにして計算した地盤の伝達関数を実測の伝達関数と比較すると、図5-27のようになった。両者を比較すると、2%付近に表われている増幅度のピークに対応する振動数はよく一致しているが、2番目のピークでは両者の間に1%以上の差があり、地盤の構成とその堅さの設定に関して今後検討し直す余地のあることを示している。しかしながら、全体としての伝達関数の傾向は一致しているといえてよいであろう。

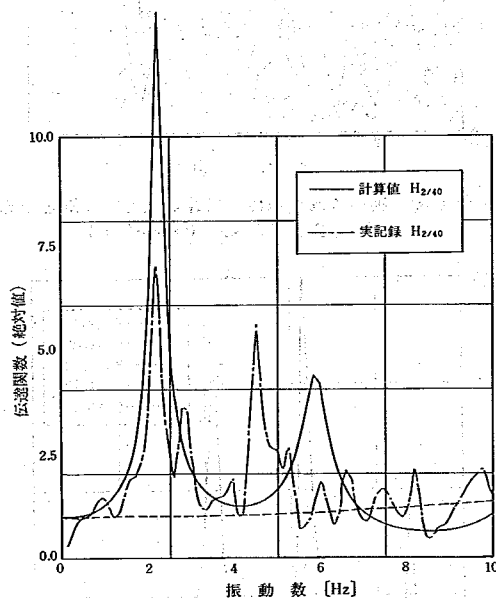


図5-27 実測された地盤の伝達関数と計算値との比較  
(静内橋, NS, 2m/40m)

### 5.3 多動反射理論に基づく地震動の試算と実測結果との比較

前節では、上下方向の相隣る2点間の地盤の伝達特性を伝達関数によって表現し、実測の伝達関数が計算によってどの程度再現されるかを検討した。本節では、前節の検討結果をもとに、実際の地震動加速度波形そのものがどのように予測できるかを検討した。すなわち、地表面において観測された

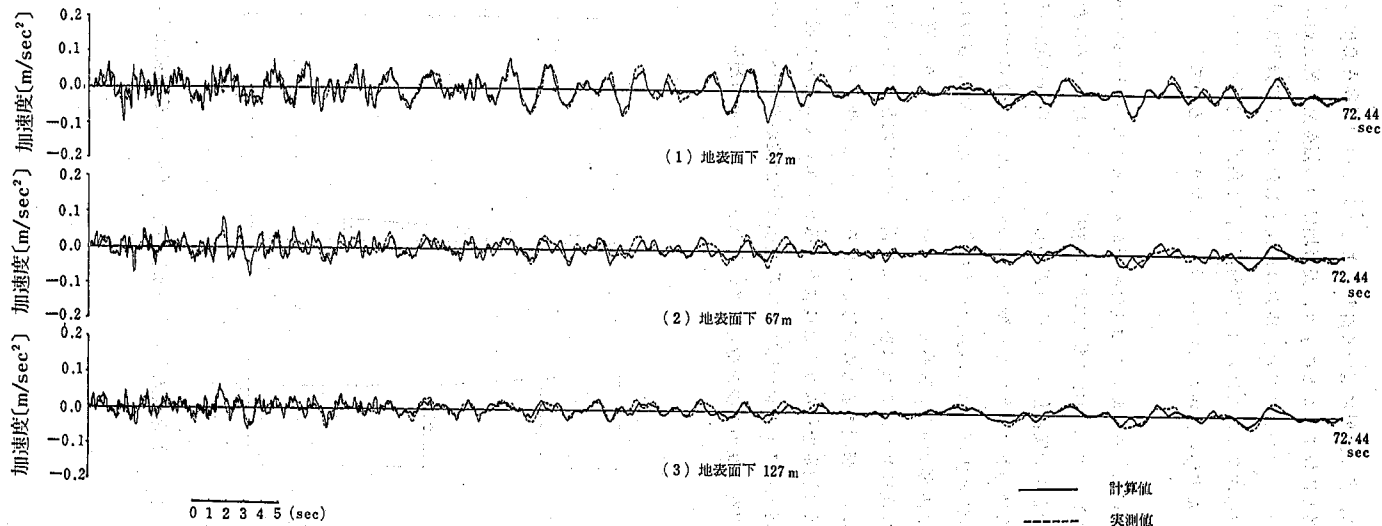


図 5-28 実測された地中地震動加速記録と計算値の比較  
(川崎市浮島, C地震動記録)

地震動加速度記録をもとに、多動反射に基づく計算によって地中の地震動を算出し、これを対応する実測の地中地震動記録波形と比較することにより、表層地盤の増幅効果が地震動に対しどの程度計算によって取り入れることができたかを調べた。検討の対象としたのは、神奈川県川崎市浮島公園におけるC地震動記録、神奈川県観音崎におけるG地震動記録、北海道静内橋におけるH地震動記録の3記録である。計算に使用した地盤の諸定数は前節に示したとおりであるので、ここでは触れない。

a) 神奈川県川崎市浮島

図5-4に示したC地震による実測地表面地震動記録をもとにして(3-23)式によって計算した地表面下27m、67mおよび127mの地震動とこれらに対応する実測地震動の比較を図5-28に示す。ここで、実線が計算値を破線が実測値をそれぞれ表わしている。この時の地盤内の最大絶対加速度、最大絶対変位、最大せん断力および最大せん断ひずみの分布は図5-29に示す通りである。図5-29より計算された地震動と実測された地震動を比較すると、応答の山、谷の細部を別にすれば、計算値はよく実測値の全体的な傾向を説明しているといえる。両者の差異は主として短周期成分の波動の再現性にあり、これは主として解析モデルに地盤の局所的な剛性の変化が充分取り入れられていないことに起因するものと考えられる。こうした点はさらに精度の高い地盤調査とそれに基づく地盤定数の設定を行なうことにより、改良していくことが可能であろう。図5-30は計算波動の加速度応答スペクトルを対応する実測波動の加速度応答スペクトルと比較したものである。これをみると、固有周期約1秒を境として、それより短い周期の範囲では低目のレベルを与

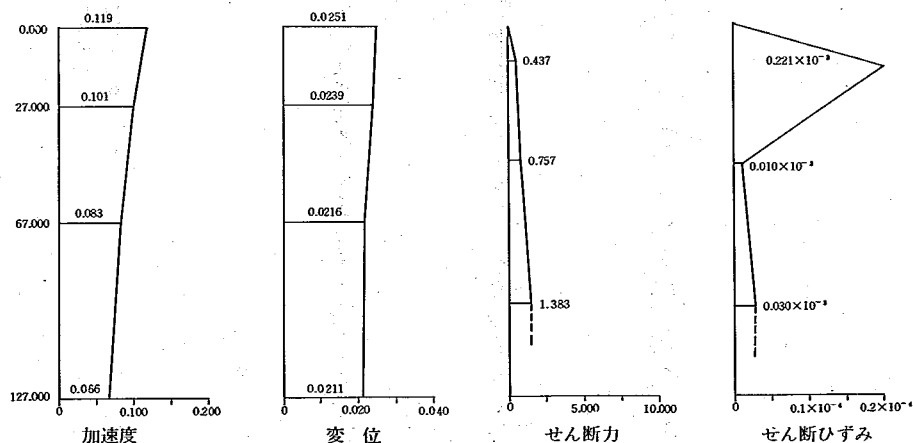
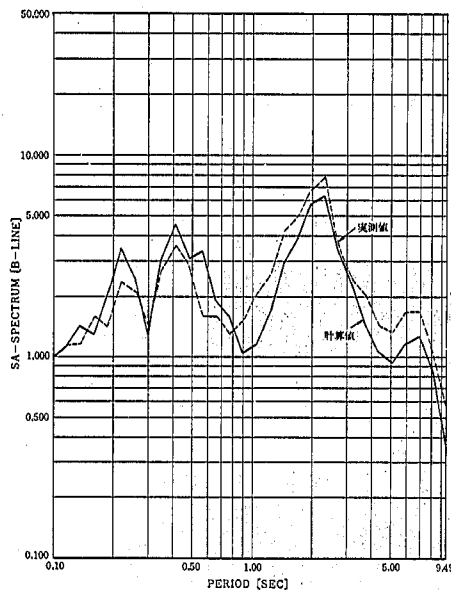
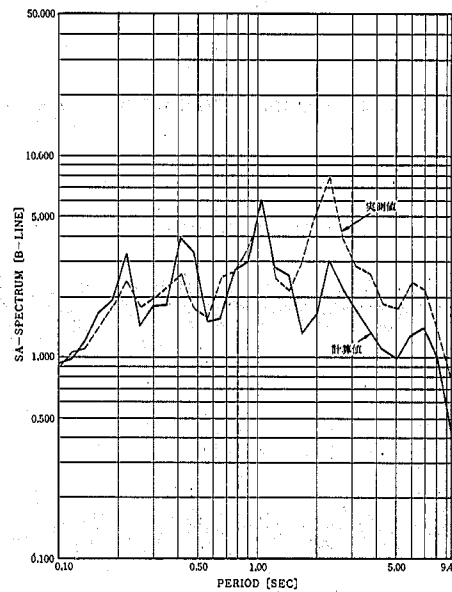


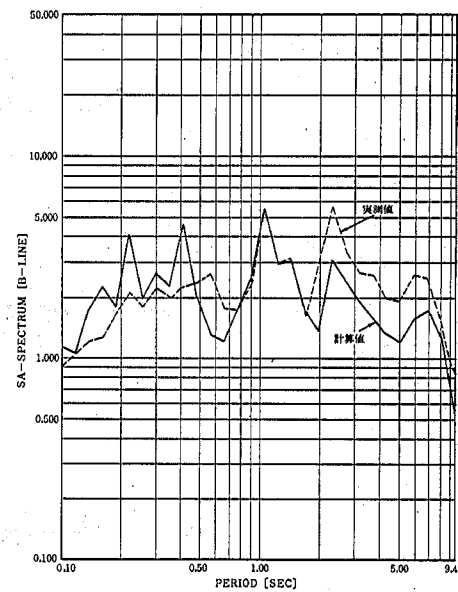
図5-29 計算された最大応答値の地盤内分布(川崎, C地震記録, NS)



(a) 地表面下27m



(b) 地表面下67m



(c) 地表面下127m

図 5-30 応答スペクトル曲線の比較 (川崎市浮島, C 地震動記録)

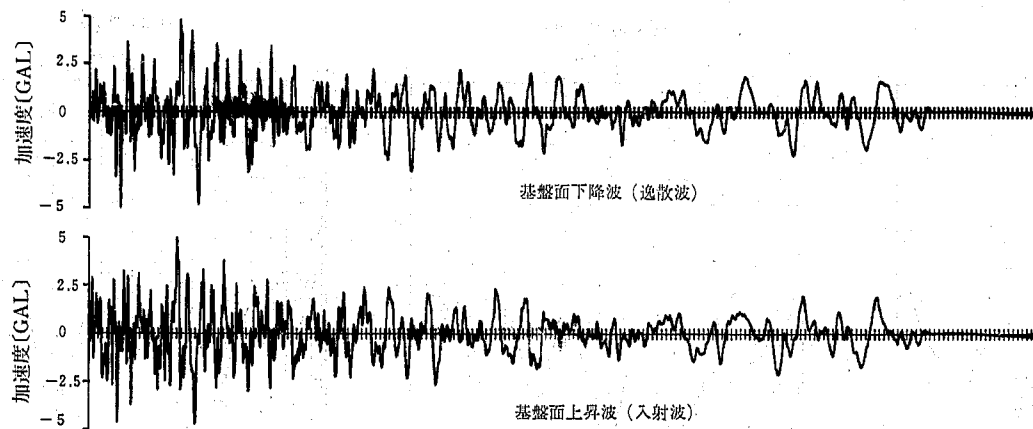


図5-31 基盤面における入射波および逸散波〔川崎市浮島公園，C地震動記録，NS成分〕

えている。この原因としてはいろいろ挙げることができようが、実測地震動の後半部に見られるゆっくりした周期の波動が地中深部から地表面に向かって伝播するせん断波動によるものかどうかという点が主要な理由の一つになるのではないかと考えられる。いずれにしても構造物の大型化に伴って、数秒程度の比較的長い周期の波動に対する取り扱いの必要性が高まっており、こうした点は今後さらに検討する必要がある。基盤における入射波および逸散波の計算例として、本地点における最も深い観測点である地表面下 127 m の地点における上昇波（入射波）および下降波（逸散波）を計算した。これを図 5-31 に示す。入射波に対する逸散波の割合いをそれぞれの加速度の最大値の比で表わすと  $46/52 \approx 0.88$  となった。

#### b) 神奈川県観音崎

図 5-14 に示した G 地震による実測地表面地震動記録をもとにして (3-23) 式によって計算した地表面下 80 m および 120 m の地中地震記録とこれに対応する実測地震動の比較を図 5-32 に示す。実線が計算値を、破線が実測値をそれぞれ表わしている。この時の地盤内の最大絶対加速度、最大絶対変位、最大せん断力および最大せん断ひずみの分布は図 5-33 に示す通りである。図 5-33 に示す比較によれば、前述の伝達関数の精度の検討の所で指摘したように、主として解析モデルの設定のあらさに起因すると考えられる伝達特性の予想精度の低さがはっきり表われており、本地点においては多重反射の計算によって算定した地震動波形は、実測の波形と一致する所は少ない。

図 5-34 は計算波動の加速度応答スペクトルと対応する実測波動の加速度応答スペクトルを比較したものである。これをみると固有周期が約 1 秒より長い範囲では、計算値は実測値より高目のレベルを、それより短い範囲ではその反対の傾向を示している。しかしながら、これは伝達特性の近似のあらさによるものであり、これ自体の意味あいはいは低いものと考えられる。

#### c) 北海道静内橋

図 5-22 に示した H 地震による実測された地表面下 2 m の地震動記録をもとに (3-23) 式によって計算された地表面下 40 m の地震動波形と実測地震動の比較を図 5-35 に示す。この時の地盤内の最大絶対加速度、最大絶対変位、最大せん断力および最大せん断ひずみの分布は図 5-36 に示す通りである。図 5-35 より、計算された地震動を実測された地震動と比較すると、応答の細部を除き、よく実測記録の全体的な傾向を表わしているということができ、解析による予測精度はおおむね川崎市浮島公園の場合と同レベルといえよう。本地点においてもさらに精度の高い地盤調査の結果を計算に取り入れることにより、予測精度の向上を図ることが可能であると考えられる。

図 5-37 は、計算波動の加速度応答スペクトルと実測波動の加速度応答スペクトルを比較したものである。この場合には 0.1 秒から 3 秒程度までの範囲で両者はよく一致しているといえることができる。3 秒以上の比較的長い周期の波動に対しては計算結果は実測より低目のレベルを与えており、前述の川崎市浮島公園の例とも併せ考えれば、今後こういった領域の波動の取扱いとその予測に関する研究の必要がある。

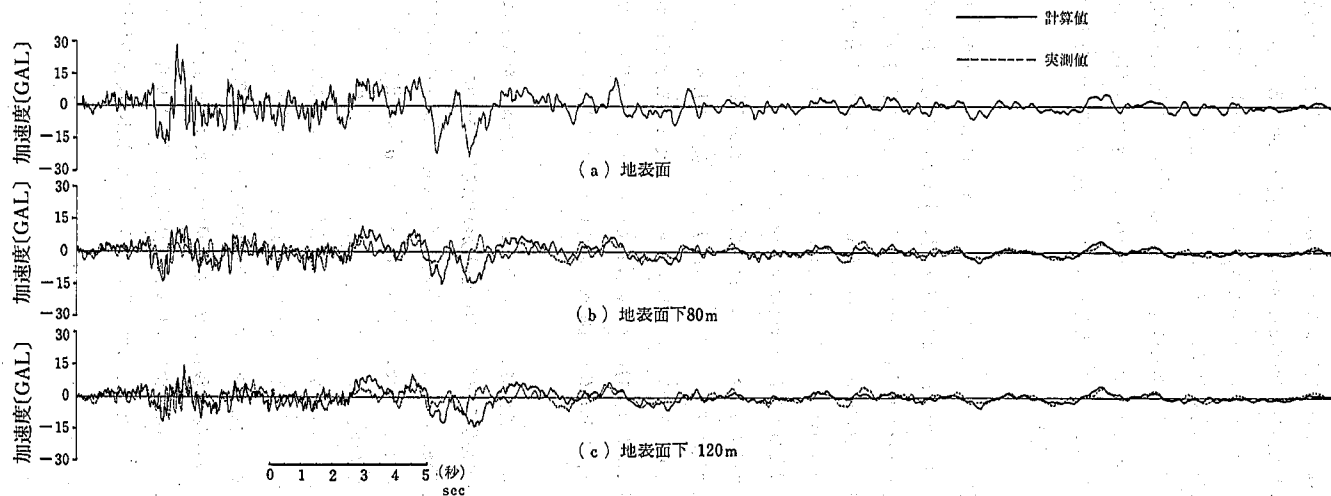


図 5-3 2 実測された地中地震動加速度記録と計算値の比較  
(観音崎, G地震動記録)

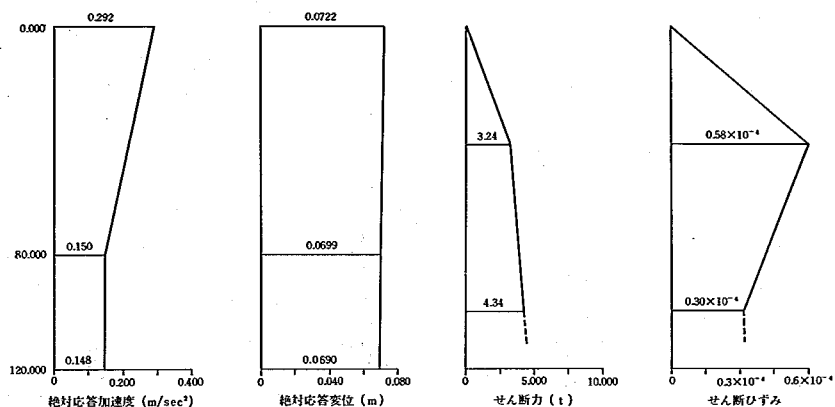


図 5-33 計算された最大応答値の地盤内分布 (観音崎, G 地震記録, NS)

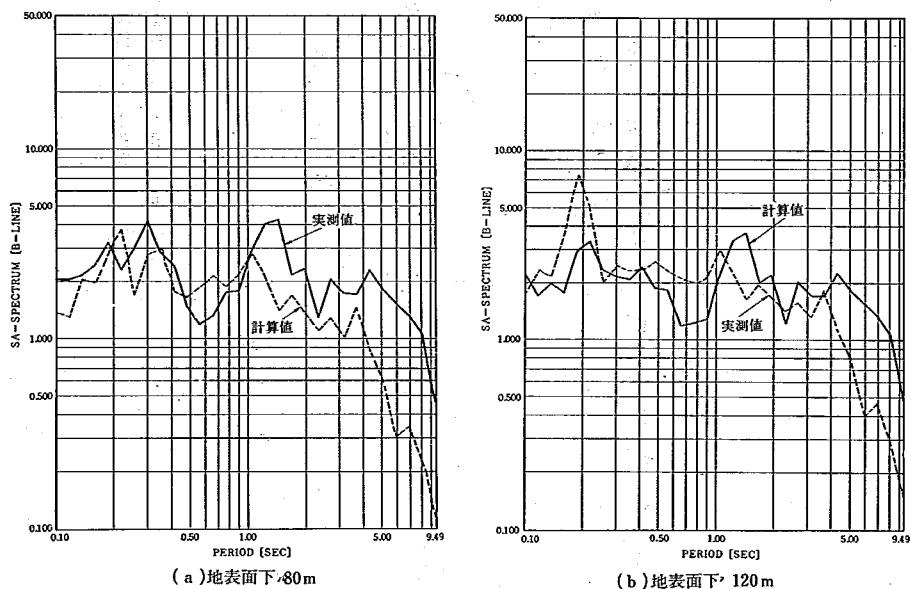


図 5-34 応答スペクトル曲線の比較 (観音崎, G 地震記録)

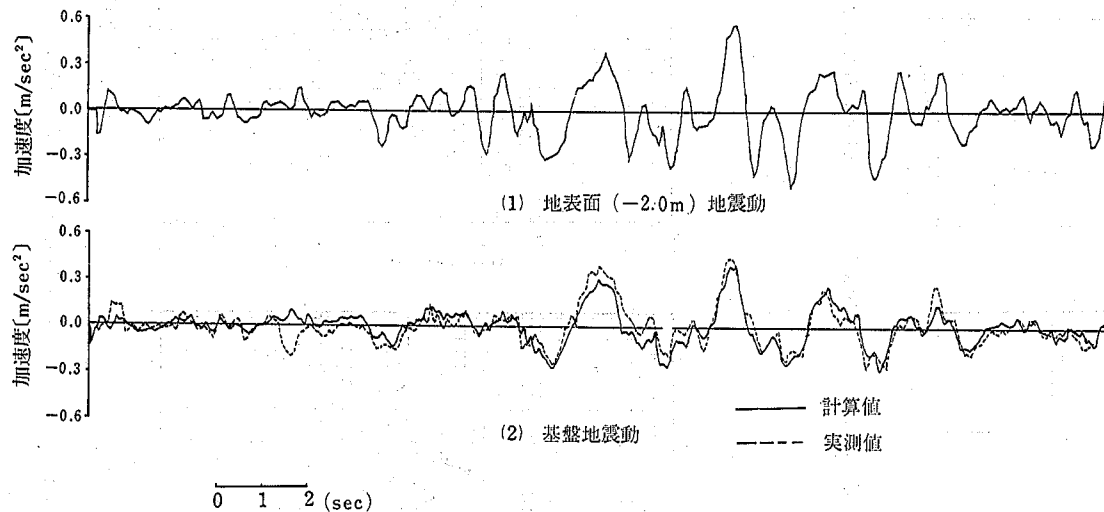


図 5-35 実測された地中地震動加速度記録と計算値の比較  
( 静内橋, H 地震動記録 )

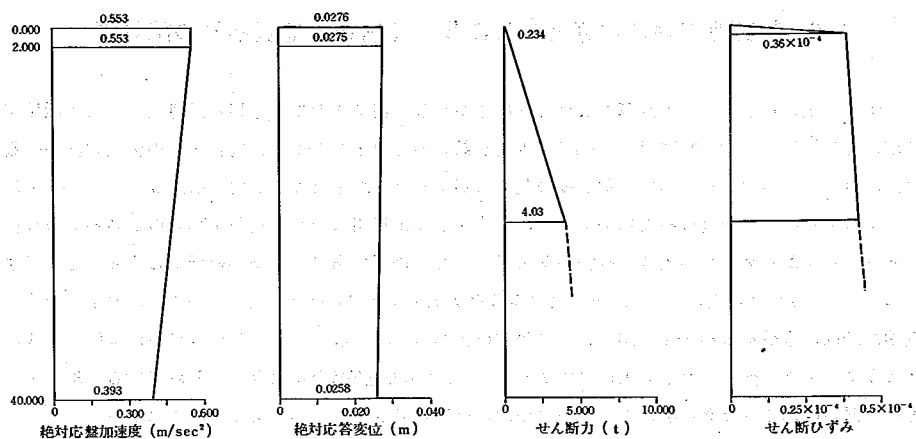


図 5-36 計算された最大応答値の地盤内分布 (静内橋, H地震動記録)

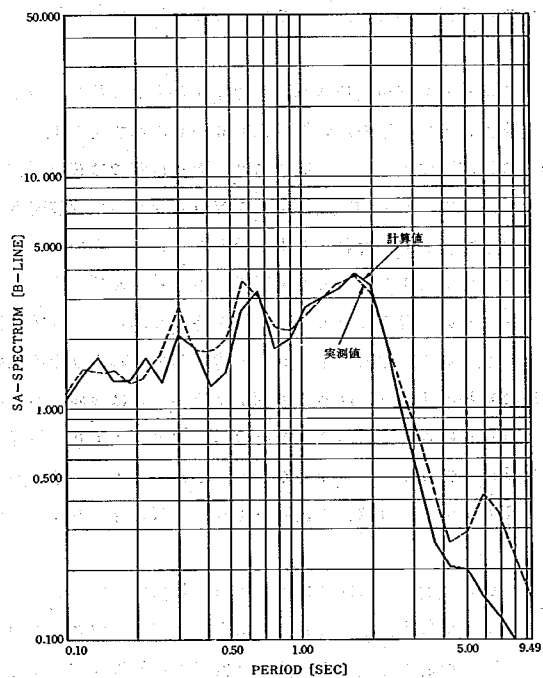


図 5-37 応答加速度スペクトル曲線の比較  
(静内橋, H地震記録, NS)

## 6. 基盤地震動の試算とそれに基づく橋脚の地震応答の試算例

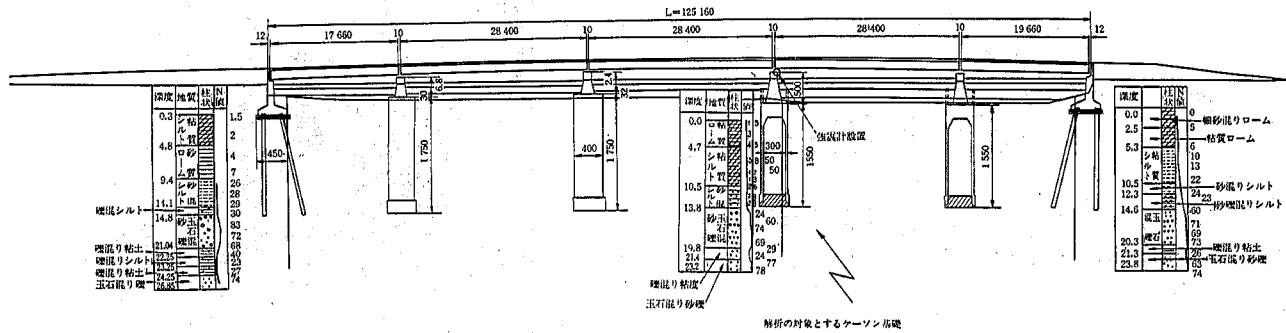
基盤の設定、基盤地震動の試算およびそれに基づく基礎構造物の地震応答の試算例として愛媛県宇和島市にある板島橋橋脚〔1〕をとり挙げた。本橋を試算の対象としたのは、現在までの強震観測の結果では、地盤の表面のレベルにおいて加速度の最大値が150ガルあったような地震動記録が3回記録されているからである。板島橋の概要は図6-1に示すように来村川にかかる橋長125mの5スパン単純桁橋であり、右岸から2つ目の橋脚が今回の解析対象とした橋脚である。本橋脚の詳細は図6-2に示すように全長22.5mの鉄筋コンクリート製直接基礎方式のケーソン構造となっている。地盤上における強震観測計は、本橋から約400m離れた南高等学校校庭の一隅に設けられた強震観測室内に図6-3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SMAC型地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高等学校と本橋の平面的な位置は図6-4に示すような関係にある。

今回解析の対象としたのは、1968年4月1日に発生した日向灘地震 ( $M=7.5$ ) による加速度記録〔1〕で、本観測地点までの震央距離はおよそ100kmであった。地盤上で記録された地震動加速度波形（橋軸に直交する方向）は図6-5に示すとおりである。加速度の最大値は186ガルであり、その継続時間は約40秒であった。この加速度波形に含まれる波動成分は図6-6に示すパワースペクトルから約1.5%において卓越していることがわかる。図6-7はこの加速度記録を数値積分によって2回積分して計算した変位波形である。

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。これによれば、今回着目している橋脚付近での概略の地盤構成は図6-8に示すようであり、地表面下10m程度までは $N$ 値が平均7程度の比較的軟質なローム層であり、それ以深では $N$ 値が約30以上のよく締まった礫層となっている。したがって、(5-1)式に示した $N$ 値とせん断弾性波速度との間の実験式を参考にすれば地表面下10m付近を境としてそれより上の地盤とそれより下の地盤の堅さの比は微小せん断ひずみ時においておおむね4程度であろう。また地震時に生じるせん断ひずみのレベルは一般に軟質な地盤の方が堅い地盤よりも大きいと考えられるため、強震時におけるひずみ依存性を考慮した両者の堅さの比はさらに大きくなろう。いま、地表面下10mを境としてそれより上の地盤の堅さが、強震時には微小せん断ひずみ時の約 $\frac{1}{2}$ に下がり、10mより深い地盤の堅さはおおむね同程度の値をとると考えると両者の堅さの比は1.0近くになり、このような場合には地表面下10m以深の地盤の地震動に対する10m以浅の地盤の影響は非常に小さいものとなろう。したがって、2章において述べた基盤の条件を緩和して本地点に適用するものとすれば、地表面下10m以深の礫よりなる地盤を橋脚位置における基盤ととしてよいであろう。

地盤上強震計の設置されている校庭の地盤調査はまだ実施されていないが、板島橋との距離が400m足らずであることから、橋脚位置で地表面下10m付近に表われている礫層が本地点でもゆるやかに続いているものと考えた。この際、板島橋付近のボーリング資料から礫層は校庭の方向に少しずつ深くなっていると推察されたので、本地点における礫層の上面を地表面下20mに仮定しこの面をもって基盤面と見なすことにした。このようにして仮定した基盤面位置は地盤の1次卓越振動数が3~4%の範囲内にあるという本地点における常時微動の観測結果ともおおむね符合するものであった。本地点におい

側面図



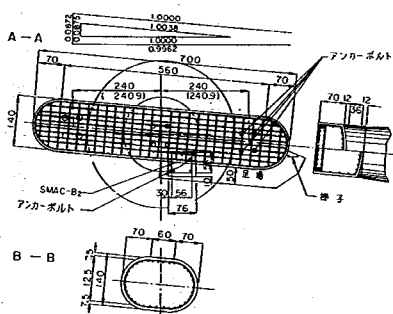
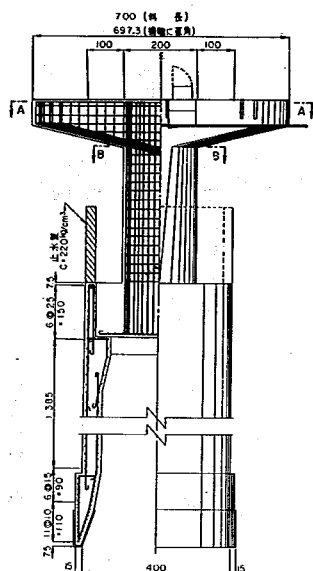


図 6-2 板島橋橋脚の概要図 [20]

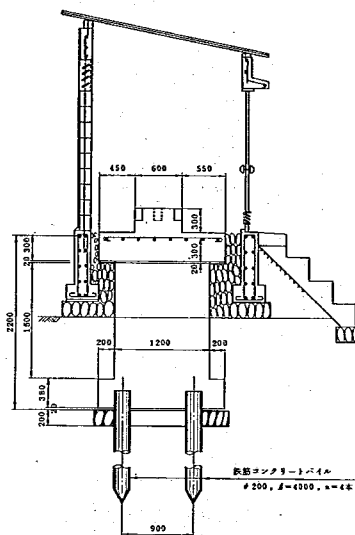


図 6-3 強震計設置台 [22]

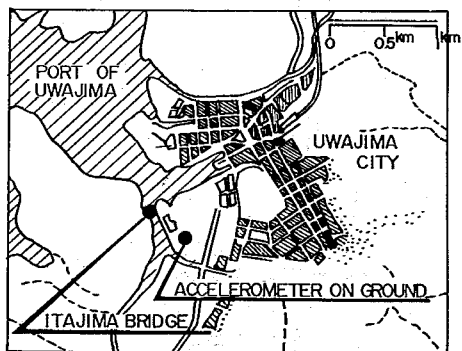


図 6-4 板島橋と地表上で地震動加速度記録が観測された地点の位置関係 [1]

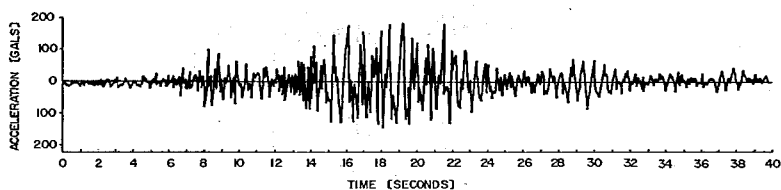


図 6-5 地盤上で記録された地震動加速度記録 (板島橋) [1]

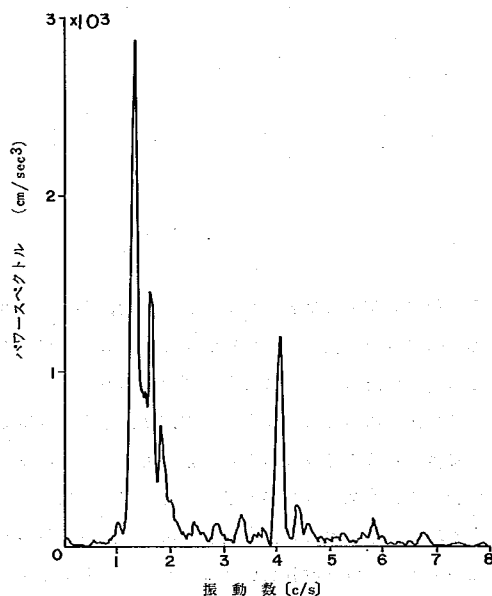


図 6-6 地震動加速度波形のパワースペクトル  
(板島橋, 地表)

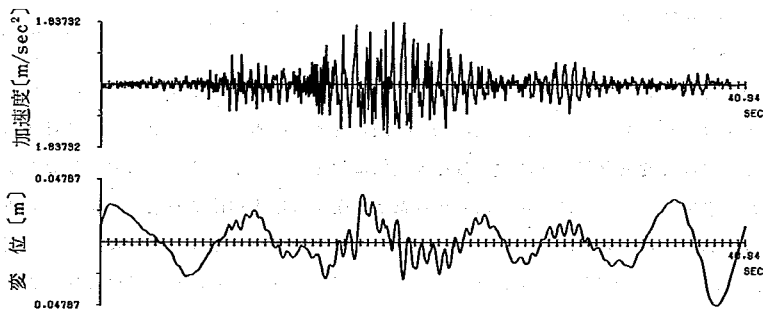


図 6-7 地盤上で記録された地震動加速度記録より計算した変位波形

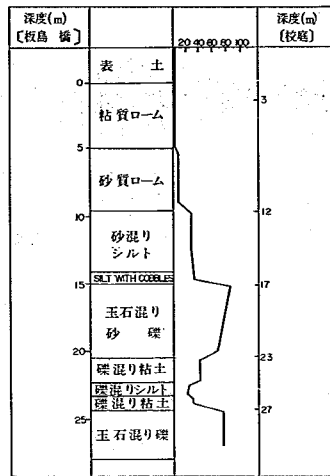


図 6-8 地質柱状図〔22〕

では実測資料の不足から基盤の設定および表層地盤定数の設定は上記のようにあらい判断を交えたものとなったが、本節は基盤地震動の計算の流れの一例を示すということで以下の議論を進めていく。地盤条件に関しては今後調査を行ない確認していくことが必要であろう。

多重反射の計算に従って地表面において実測された加速度波形より算定した基盤地震動は図 6-9 のようになった。図中には参考のために計算のもととなった地表面における加速度波形と途中経路の地表面下 10 m 位置において計算された加速度波形も示してある。本計算においては当初に仮定したせん断ひずみのレベルに対応する地盤の堅さおよび減衰定数を用いて応答を算出した後、そのせん断ひずみのレベルが最初に仮定した値と大きく懸け離れていれば新たにせん断ひずみのレベルを仮定し直して再度計算を実施するという反復計算を行なった。このようにして、最終的に選定された地盤の堅さ  $G$  および減衰定数は次のようになった。

$$\left. \begin{aligned} G &\simeq 8,400 \text{ t/m}^2 \\ h &\simeq 5\% \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6-1)$$

この地盤の堅さは (5-1) 式によって推定された微小せん断ひずみ時の地盤の堅さ  $G_0$  ( $\simeq 17,000 \text{ t/m}^2$ ) のおおよそ半分となっている。また、図 6-10 は地盤内における最大応答の分布を絶対加速度、絶対変位 (基盤面における変位を基盤面に対する相対変位に加えたもの)、せん断力およびせん断ひずみに対して示したものである。計算によって求められた基盤面における加速度の最大値は 134 ガルであり、地表面における加速度の最大値は 183 ガルであったから、最大値どうしに着目した場合には基盤面から地表面の間で  $183/134 \simeq 1.4$  倍の増幅が生じたことになる。基盤面における地盤動と地表面における地震動の特性の違いを両者の加速度応答スペクトル曲線 (ただし、 $h = 0.05$  の場合によって表示した) によって比較すると図 6-11 のようになる。これによると 0.35 秒付近で両者の応答のレベルにはっきりした違いが表われているのが認められるがこれは表層地盤の 1 次固有周期に対応する周期である。

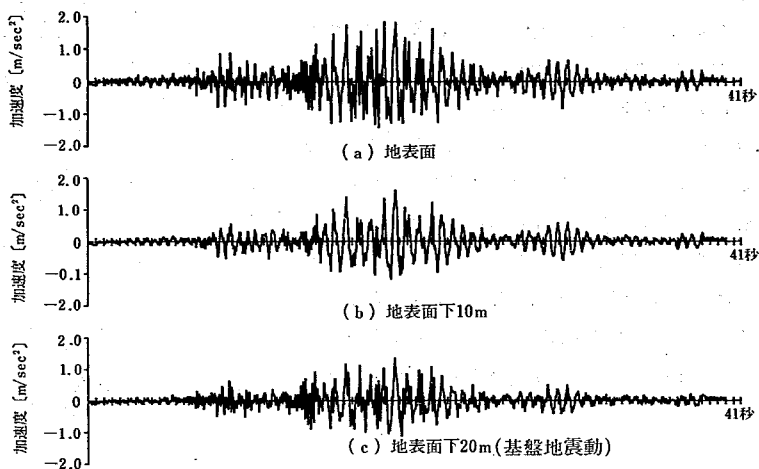


図6-9 地表面地震動記録とこれより多重反射の計算により求めた基盤地震動

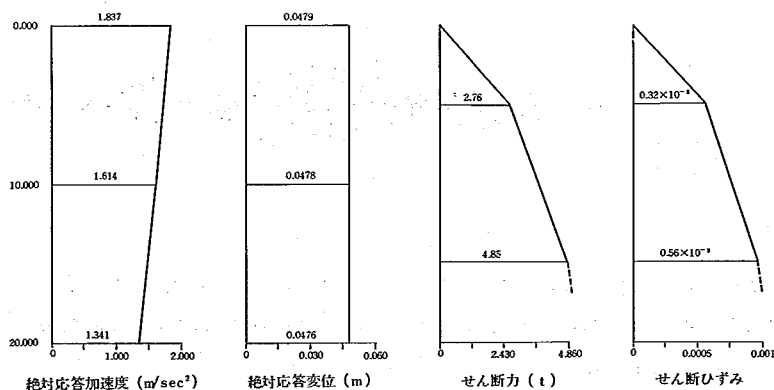


図6-10 計算された最大応答値の地盤内分布(板島橋, 308-Gr-2, Tr)

上述のように本地点では表層地盤の堅さに比較してそれ以深の地盤の堅さが充分大きいということが基盤を設定する際の条件であった。このような場合には、2章で述べたように基盤の地震動および基盤の入射波の両者とも普遍性をもった地震動入力として取り扱うことができる。ここでは後述のように基盤の地震動を橋脚の応答を求める際の入力として用いることとしたが、参考のために基盤の入射波およ

び逸散波を計算した。これを図 6-12 に示す。入射波の最大加速度 8.5 ガル、逸散波の最大加速度は 6.7 ガルであり、入射波に対する逸散波の比をそれぞれの加速度の最大値の比で表わすと  $6.7/8.5 \approx 0.8$  となっている。

次に、以上のようにして算定した基盤地震動に基づいて橋脚の応答を以下のように試算した。2 章に述べたように入力地震動として基盤地震動を用いる場合には多動反射に基づく計算以外にも離散型のモデルを使用することができる。ここでは、多自由度のせん断柱振動モデルによって地盤を表わすこととし、土質柱状図をもとにした地盤の構成から力学モデルを設定した。地盤の堅さおよび内部減衰は

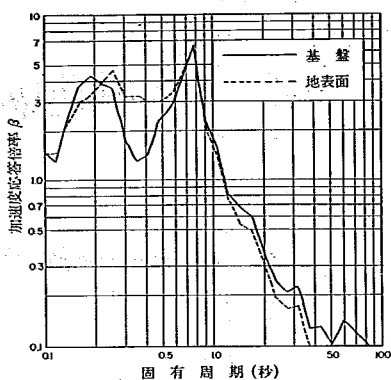


図 6-1-1 加速度応答スペクトルによる比較

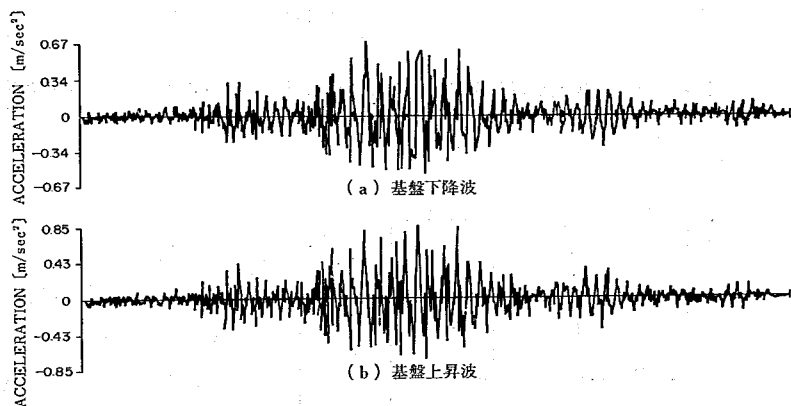


図 6-1-2 基盤における上昇波（入射波）および下降波（逸散波）

上述の基盤地震動算定の場合と同様に地盤に生じるせん断ひずみのレベルに応じた補正を施し、最終的には微小ひずみ時の地盤の堅さのおおよそ半分の堅さに相当する次の値を計算に用いた。

$$G \approx \begin{cases} 880 \text{ t/m}^2 & \text{地表面} \sim \text{地表面下 } 4.7 \text{ m} \\ 2600 \text{ t/m}^2 & \text{地表面下 } 4.7 \text{ m} \sim \text{基盤面} \end{cases} \quad \dots\dots\dots (6-2)$$

また、減衰定数も同様の理由により 5% とした。次に、橋脚およびその基盤は 4 章に述べた解析法に従ってモデル化した。ここで、剛性および質量は橋脚の形状および単位体積重量から定めた。また、橋脚に作用する桁の重量を計算に取り入れるために、本橋脚が支持する 1 橋分の重量に相当する質量を橋脚の最上部に付加した。(4-1) 式に示した橋脚に対する周辺の地盤の付加質量はその質定根拠が定まらないという理由により、一応今回の解析からは除外した。地盤と構造物を結ぶばね定数の算定方式に関して現在までにいろいろな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を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堅さを評価しなければならない。しかしながら、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堅さは詳細な地盤調査に基づいて3章で述べたような計算法により比較的精度良く算定することが可能であるが、この中に比較的マッシブな構造物が入った場合には構造物の動的な特性を考慮する必要がある、容易ではない。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堅さをもとにしたらよいかに関しても今後に検討の余地がある。一方、後者の取扱いにおいても、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る場合があり得よう。現在までに行なわれた起振機等を用いた中程度までの規模を持つ橋脚の現場振動実験の結果によれば、その固有振動周期の算定は平板載荷試験の結果に基づく地盤の堅さをもとに行なえば比較的精度よく行なえた事例が少なくなく、これは振動実験時における橋脚直近の地盤の堅さを推し測る方法として本方法が有効であるこ

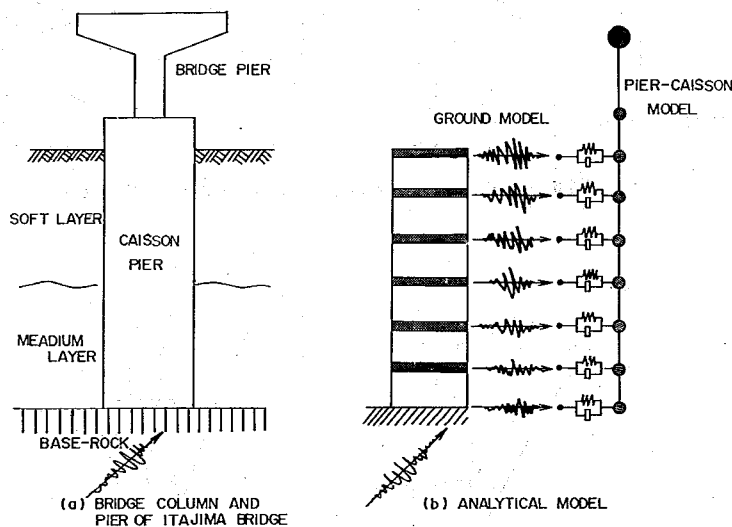


図6-1-3 板島橋橋脚の力学モデル

とを示しているのであろう。したがって、今後大規模な構造物の地震応答の算定や強震時の動的挙動の解析に本方法を適用していくためには、地盤の堅さのひずみ依存性という立場から平板載荷試験に基づく地盤反力係数を見直し、前者の考え方を包含することによって、より一般的に地震応答解析に取り入れていくことができると考えられる。今後こうした点が実測、解析の両面から推し進められていく必要があろう。このような議論に基づいて今回の試算には地盤反力係数（ $K$ 値）から、構造物と地盤を結ぶばね定数を定めた。

以上のようにして設定したのが図6-13に示す力学モデルである。図6-13に示した地盤の力学モデルおよび図6-14に示した地盤に弾性的に支持された橋脚モデルの両者を独立に取扱ひ固有値計算の結果求められた地盤および橋脚の固有振動モードおよび固有振動周期を図6-15に示す。橋脚の1次固有周期は0.35秒であり、地盤のせん断振動による1次周期0.38秒に非常に近い。このような両者の基本固有周期の近接は橋脚に大きな応答を呼び起こすものとなろう。地盤モデルの基部に図6-9に示した基盤地震動を作用させた場合の地盤および橋脚の応答変位および応答加速度の分布は図6-16に示すとおりとなった。また、応答波形の一例として図6-17に橋脚の天端における変位および加速度の波形を示す。

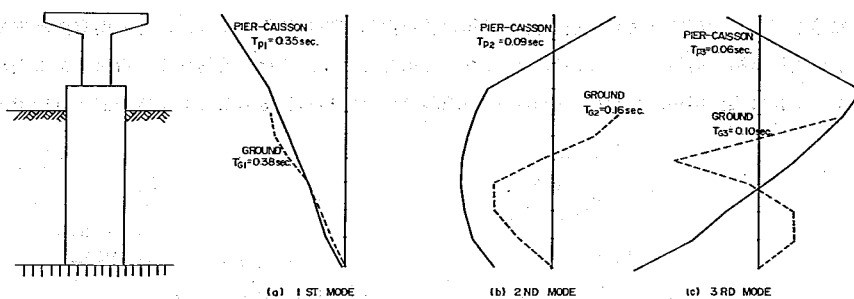


図6-14 地盤およびケーソン橋脚の振動モード

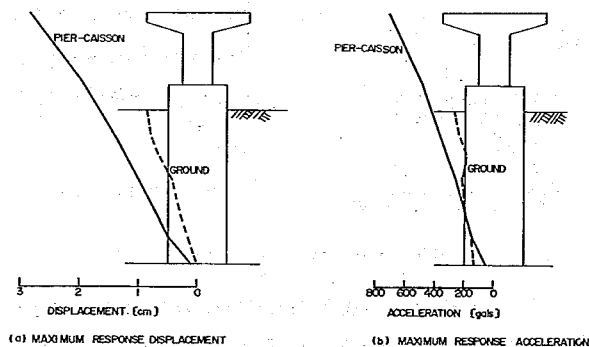


図6-15 応答値の最大値の分布

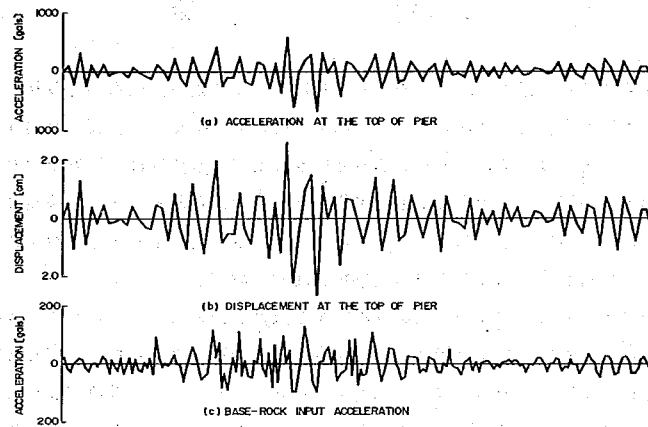


図 6-16 計算によって求められた橋脚天端における応答加速度および応答速度

## 7. 結

## 論

以上に示した調査研究の結果から以下の結論とそれに基づく今後の問題点が得られた。

- (1) 地盤内に表層地盤の影響を受けないかもしくはその度合いの少ない基盤面（耐震計算上の基盤面）を想定し入力地震動をこの面において設定するという考え方に基づけば、地盤条件の異なる地点間の地震動特性をおおむね同等に評価することが可能であると考えられる。また、基盤において設定した入力地震動に表層地盤の影響を正しく取り入れることにより、地表上の構造物および地中に埋設された構造物のいずれに対しても均等な入力地震動を合理的に設定することができる。
- (2) 耐震計算上の基盤としては空間的な広がりに対する条件を備えているとともに、地盤の下方から地表面への地震波動（せん断波動）の伝播という観点から具備すべき条件をまとめると(i)表層地盤と比較して無限の剛性を下方に連続的に有する地盤であるか、もしくは(ii)無限の剛性を有してなくても下方に一樣な性質で連続する地盤であることと考えられる。ここで、前者の場合には基盤における地震動および入射波の両方が、後者の場合には基盤の入射波がそれぞれ上述した基盤地震動と見なすことができる。しかしながら、現実にはこのような条件を備えた地盤は存在し得ないため、検討の項目や精度との関連において上記の条件をある程度緩和して実際の設計に適用していなければならない。
- (3) 基盤地震動が上述したような条件を備えている場合に、その特性を支配する主要な要因は、地震の規模および震央から構造物建設地点の基盤までの距離と考えられる。したがって、耐震計算に際して基盤地震動を選定する場合にはこのような地震の規模および震央距離による分類を念頭に置いて、図1-2に示す線にある2種類以上の相互に特性を補完する関係にある地震動を設定するのがよいと考えられる。
- (4) 地表面で観測された地震動記録から基盤地震動を算出するために、この地震動記録に表層地盤の影響を削除したりあるいは改めて付加する手続きが必要となる。多重反射に基づく計算法によって地表面地震動から地中地震動を算定し、これを実測された地中地震動記録と比較した結果、浮島公園（沖積地盤）および静内橋（洪積地盤）においては、おおむね良好な結果が得られ、この種の計算法の妥当性が確かめられた。しかしながら、ほぼ一樣な岩盤から成る観音崎においては予測精度が低く、この原因については今後検討する必要がある。
- (5) 基盤地震動に基づく構造物の地震応答の解析例として、板島橋橋脚をとり挙げ、その地震応答を試算した。おおむね妥当な応答が計算されたと考えられるが、地盤に関する実測資料の不足から基盤の設定と表層地盤定数の決定には今後検討の余地を残した。

## 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版(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) 岩崎, 若林, 堀内: 地中地震動の観測結果(その1), (その2), 土木研究所資料第1103号, 建設省土木研究所, 昭和51年3月.
- 3) Kanai, K.: Relation between The Nature of Surface Layer and Amplitude of Earthquake Motions, (I) BERI, 30(1952), PP.31-37, (II) BERI, 31(1953), PP. 219-226, (III) BERI, 31(1953), PP. 275-279, (IV) BERI, 34(1956), PP. 167-184.
- 4) Kanai, K. et al: Comparative Studies of Earthquake Motions on the Ground and Underground, (I) BERI, Vol.37(1959), PP.53-87, (II) BERI, Vol. 44(1966), PP. 609-643.
- 5) 小林, 長橋: 地震基盤における地震動の性質, Proc. of the 4th Japan Earthquake Engineering Symposium 1975, 昭和50年, PP.-209-216.
- 6) 嶋: 地表層の振動, Proc of 2nd Japan Earthquake Engineering Symposium-1966, 昭和41年, PP. 437-445.
- 7) 太田, 嶋: 川崎市における地震基盤の設定, 川崎市防災会議地震専門部会, 昭和44年9月, PP.13-17.
- 8) 川島, 若月: 地中地震動に基づく地盤の伝達特性, 土木学会第29回年次学術講演会概要集(第I部), 昭和49年10月.
- 9) Kuribayashi, E., Iwasaki, T., Iida, Y. and Tuji, K.: Effects of Seismic and Subsoil Conditions on Earthquake Response Spectra, Proc. of 5th WCEE, Roma, Italy, 1972.
- 10) Kuribayashi, E. and Iwasaki, T.: Effects of Soil Deposits on Seismic Behavior of Prefabricated Highway Tunnels. Proc. of 5th WCEE, Roma, Italy, 1972.
- 11) 土木学会: 沈埋トンネル耐震設計指針(案), 土木学会沈埋トンネル耐震設計研究委員会. 昭和50年3月.
- 12) 土木学会: 沈埋トンネルの耐震性に関する調査研究報告書(昭和46年度, 47年度, 48年度), 土木学会沈埋トンネル耐震設計研究委員会, 昭和47年3月, 昭和48年3月, 昭和49年3月.
- 13) Kuribayashi, E., Iwasaki, T. and Kawashima, K.: Dynamic Behavior of A Subsurface Tubular Structures, 5th Symposium on Earthquake Engineering, Roorkee, India, 1974.
- 14) Kuribayashi, E. and Kawashima, K.: Earthquake Resistant Design of Submerged Tunnels and An Example of Its Application, PWRI Technical Memorandum No. 1169, 1976.
- 15) 日本道路協会: 石油パイプラインの地震対策に関する調査報告, 日本道路協会道路土工委員会, 石油パイプライン小委員会, 地震対策分科会, 昭和49年3月.
- 16) 小林, 鏡味: 波動理論を用いた成層構造の地震応答数値解析法について, 第2回地震国内シンポジウム, 1966年10月, PP. 15-20.

- 17) Idriss, I. M. and Seed, H. B. : Seismic Response of Horizontal Soil Layers, Proc. ASCE, Vol. 94, No. EM4, July 1968, PP 1003-1031.
- 18) Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B. : SHAKE-A Computer program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC 72-12, University of California, Berkeley.
- 19) Werner, S. D. : Evaluation of Earthquake Ground Motion Characteristics at Nuclear Plant Sites, Proc. of the U. S. National Conference on Earthquake Engineering - 1975, June 1975, Ann Arbor, PP. 462-493.
- 20) 栗林, 飯田, 福田 : 板島橋振動測定, 土木研究資料第 793 号, 建設省土木研究所, 昭和 50 年 4 月.
- 21) 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,
- 22) 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.
- 23) 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.
- 24) 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.
- 25) Penzien, J., Scheffey, C. F. and Parmelee, R. A. : Seismic Analyses of Bridges on Long Piles, Proc. ASCE, Vol. 90, No. EM3, June, 1964, PP. 223-254.