

海底地盤の検層情報と動的応答解析への応用

赤井 浩一・田村 武・辻 泰志

Logging Information of Seabed and Its Application to Dynamic Response Analysis

By *Koichi AKAI, Takeshi TAMURA, Taishi TSUJI*

Synopsis

Being excited by earthquake, structures founded on soft ground interact with the surrounding soil, and the motions of structure and ground affect with each other. It is therefore the objective of this study to clarify the dynamic response characteristics of such soil-structure interaction system.

The paper is divided into the following parts:

- 1) Evaluation of the dynamic soil parameters using in-situ PS-logging data obtained at Senshu-oki, Osaka Bay.
- 2) Investigation on the dynamic response characteristics of the concerned natural ground using the multiple reflection method with the equivalent linearization technique.
- 3) Examination of the dynamic interaction between soil and pile foundation which supports the overseas bridge by means of FEM.

1. 序

わが国の国土は人口に比して狭隘なうえ、四方を海に囲まれているため、大都市は主に沿岸地域に発達し、従来からその周辺の海域を埋め立てて人工の陸地とする造成工事などの沿岸付近の開発が進められてきた。さらに最近では、関西国際空港を例とするような、内湾の沿岸からはるか離れた沖合いでの大規模な埋立が計画され、実施されるようになってきた。そして、このような人工島へのアクセスの手段としては、橋梁が主たるものとなっている。しかし、このような沖合いの海底地盤では、表層に軟弱な沖積層が厚く堆積し、その下に過圧密比の小さい洪積粘土層が続き、橋梁基礎の支持層となるべき砂礫層はきわめて薄いか、あるいは全く存在せず、橋梁の設計に対する地盤条件がきびしくなっている。

本研究では、土質動力学的観点から、このような軟弱な海底地盤上に建設される橋梁基礎と地盤との相互作用系の地震応答特性を解明するために、海底地盤の検層情報の解析と連絡橋を対象として地震応答解析を行なった結果を述べる。

2. 海底地盤の動的定数の評価

2.1 漂遊型PS検層による動的地盤情報

地震時の地盤の挙動を解明するにあたって地盤の動的定数を知ることは必要不可欠であり、土の動的定

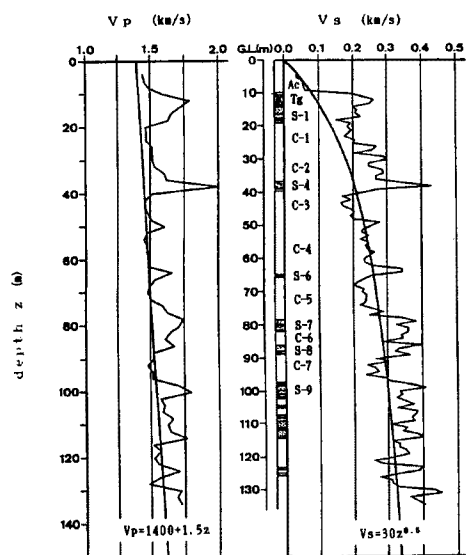


Fig. 1. Results of PS-logging at the boring site of Senshu-oki seabed.

数を室内実験により評価する方法が従来多く提案されてきた。しかしながら、近年現地における実測データから地盤の動的定数を評価すべく種々の速度検層装置が開発されてきている。海底地盤に対するPS検層においては、通常用いられる地表振源の使用は困難であるので、関西国際空港建設にともなう地盤調査のPS検層においては、ボーリング孔内振源方式が用いられている¹⁾。

Fig. 1は、海水深15.2mの大阪湾泉州沖ボーリングNo. 56-2孔内検層で得られた波速の深度分布を示している。これより、大阪層群上部洪積層(C-1～C-2)を除く粘性土層に対して、海底面からの深さを z (m)とすると、縦波速度 v_p (m/s)は

$$v_p = 1400 + 1.5z \quad (1)$$

また、横波速度 v_s (m/s)は

$$v_s = 30\sqrt{z} \quad (2)$$

でそれぞれ近似することができる。

上部洪積層および砂層では上式より大きい波速が得られているが、当該海底地盤では圧倒的に粘性土が優勢であるので、上式は大阪層群と沖積層全体に適用しうると考えてよいであろう。

地盤のせん断弾性係数 G は横波速度 v_s から次式により求めることができる。

$$G = \rho v_s^2 \quad (3)$$

ここに、 ρ は地盤の密度である。式(3)に式(2)を代入することにより、泉州沖海底地盤におけるせん断弾性係数 G は海底面からの深度 z に比例して増加し、

$$G = 900\rho z \quad (4)$$

で表わされる。

2.2 地盤を多孔質弾性体と仮定したときの縦波・横波両波速間関係

Biotの多孔質弾性体理論によれば、地層の間隙率 n をパラメーターとした縦波速度 v_w と横波速度 v_s の関係式は、

$$\left(\frac{v_s}{v_w}\right)^2 = \left\{ \frac{1}{C_s + n(C_w - C_s)} + \frac{4\rho v_s^2}{3g} \right\} \frac{C_w}{n + (1-n)G_s} \quad (5)$$

で与えられる²⁾。ここに、

v_w : 水中における圧縮波の伝播速度 ($\div 1400$ m/s)

G_s : 土粒子の比重 ($\div 2.65$)

C_s : 粘土粒子実質部分の体積圧縮率 ($\div 2 \times 10^{-6}$ cm³/kgf)

C_w : 水の圧縮率 ($\div 48 \times 10^{-6}$ cm³/kgf)

g : 重力の加速度 ($= 9.8$ m/s²)

この理論では、地盤はスポンジや軽石のような多孔質の骨格を形成する弾性の固体と、その間隙を充滿している液体からなり、またその間隙はランダムに分布している方向性を有せず、マクロに見て力学的等方性を保つと仮定されている。

一方、縦波と横波の速度と弾性定数との関係は、Laméの定数 λ , μ ($=G$)を用いて

$$v_s = \left(\frac{\lambda + 2\mu}{\rho} \right)^{1/2}, \quad v_s = \left(\frac{\mu}{\rho} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (6)$$

で表わされるが、両波速の比をとると

$$\frac{v_p}{v_s} = \left\{ \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} \right\}^{1/2} \dots\dots\dots (7)$$

となり、結局、両波速の関係は原点を通る直線群であり、ポアソン比 ν がそのパラメーターとなることがわかる。

Fig. 2 は前述の調査地点について、海底面下の各堆積粘土層に対する PS 検層の結果を、間隙率により記号の種類を変えてプロットしたものであり、図中に前記の理論式(5)、(7)と実測式(1)、(2)の関係が記入されている。これより、海底面直下の冲積層(AC)を除いて、採取された粘土試料の実際の間隙率は、波速に関する理論式(5)によるものと比較的良好な対応を示すことがわかる。また、この図には式(1)、(2)によって海底面下の深さのスケールも入っているので、この地点に計画される構造物基礎の耐震設計に必要な地盤のポアソン比 ν を、式(7)に示す直線群より評価することが可能である。

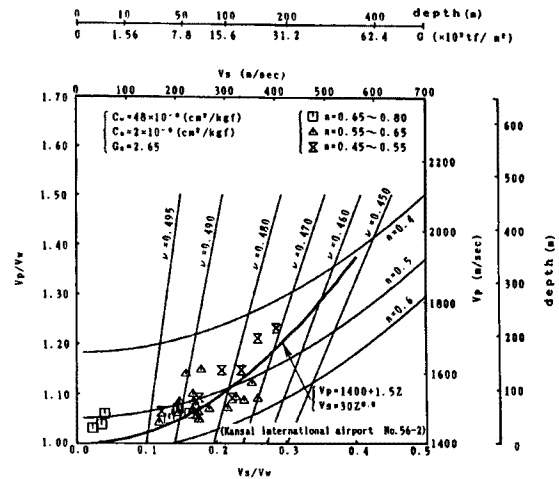


Fig. 2. Correlation between longitudinal and shear waves.

2.3 波形解析による減衰比の推定

地盤内の波動伝播特性や構造物の応答を調べる際に、土の減衰特性は非常に重要な意味をもつ。原位置試験で得られた波速のデータから動的解析に用いる地盤の弾性定数を算定する前述の方法は普遍的であるのに対し、減衰比に関してはほとんど室内実験によって評価されており、原位置試験で得られた波形から減衰比を算定する方法は一般的でない。しかし、PS 検層で得られた波形をフーリエ変換することにより地層の減衰比を求めることは原理的に可能である。ここでは、その方法と泉州沖海底地盤に対する解析結果の一例を示す。

Collins と Lee³⁾ により、減衰のある弾性体内の縦波に対する 1 次元波動方程式は、変位 $U(x, t)$ について

$$\frac{\partial^2 U}{\partial x^2} \{1 - F(t)\} = \frac{1 - f_0}{v_p^2} \frac{\partial^2 U}{\partial t^2} \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 $F(t)$ は記憶関数、 f_0 は材料減衰性による波速の変動因子である。これを横波を含む 3 次元波動方程式に拡張すると、

$$\frac{v_p^2 \nabla \nabla (U - U * F)}{1 - f_0} - \frac{v_s^2 \nabla \times \nabla \times (U - U * G)}{1 - g_0} = \frac{\partial^2 U}{\partial t^2} \dots\dots\dots (9)$$

となる。 $G(t)$ 、 g_0 は横波に関する記憶関数および波速の変動因子である。

いま、上式に球対称、変位のせん断成分が 0 および正弦波的な時間変位という仮定を与え、球状の押し引きひずみ波を考えると、変位 U の中で半径方向の変位 $U_r(r, t)$ だけが残る、 $U_r = u_r \exp(i\omega t)$ とおくと式(9)は次式のスカラー方程式となる。

$$\frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} + \frac{2}{r} \frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{2}{r^2} u_r = \gamma^2(i\omega) u_r, \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 $\gamma(i\omega)$ は伝播指数 (propagation exponent) と呼ばれ、

$$\gamma(i\omega) = \alpha(\omega) + i\beta(\omega) \dots\dots\dots (11)$$

である。式(10) の解は

$$u_r(r, i\omega) = A \left(\frac{\gamma}{r} + \frac{1}{r^2} \right) \exp(-\gamma r) \dots\dots\dots (12)$$

となり、変位速度が測定されている場合は

$$\begin{aligned} \dot{u}_r &= \frac{\partial U}{\partial t} = A \left(\frac{\gamma}{r} + \frac{1}{r^2} \right) i\omega \cdot \exp(-\gamma r + i\omega t) \\ &= \frac{A}{r} G^*(\gamma, r) i\omega \cdot \exp(-\gamma r + i\omega t) \dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

ここに、 G^* (または G^*/r) は幾何図形因子 (geometrical factor) と呼ばれ、

$$G^*(\gamma, r) = \gamma + \frac{1}{r} \dots\dots\dots (14)$$

である。2点 (r_1, r_2) での変位速度の比をとると、

$$\Gamma = \frac{\dot{u}_r(r_2, i\omega)}{\dot{u}_r(r_1, i\omega)} = \frac{r_1}{r_2} \frac{G^*(\gamma, r_2)}{G^*(\gamma, r_1)} \exp\{-\gamma(r_2 - r_1)\} \dots\dots\dots (15)$$

が得られる。この Γ は複素数であり、これの絶対値と位相角がそれぞれ2点で得られた波の、ある1つの円振動数 ω に対する振動比と位相差となる。式(15) から、伝播指数 γ を陽に表現することはできない。したがって、 γ を求めるためには、数値解析か図解法によらなければならず、以下では Collins らの方法に従って図解法を採用する。この図解法では、縦軸に振幅比を、横軸に位相差をとり、その中に式(15)の関係を表わす α : 一定、 β : 一定の曲線群からなる格子を作成する。この図の中にフーリエ変換から得られた実測値をプロットすることにより、個々の振動数に対する α, β を決定する。さらに次式を用いて減衰比 h が求められる。

$$h = \frac{v_s \cdot \alpha(f)}{2\pi f} \dots\dots\dots (16)$$

Fig. 3 はボーリング No. 56-2 の C-6 層 (**Fig. 1** 参照, GL-84.8 m ~ 85.8 m) で得られた横波の変位速度波形である。図の上半の波は振源に近い方の受振器 ($r_1 = 2.7$ m) で、下半の波は遠い方の受振器 ($r_2 = 3.7$ m) で得られた波である。また、実線と点線はそれぞれ振源で打撃を孔壁の互いに反対方向に与えたものに相当しており、これより横波の特性である位相の反転が検証される。ここでは実線の波 ($v_s = 286$ m/s) について波形解析を行うことにする。

まず、さきの上下の両波をフーリエ変換して周波数領域でスペクトルの分布を調べたところ、 $f \approx 600$ Hz に卓越振動数が存在することが知られた。このフーリエスペクトルの振幅の比 $|\Gamma|$ を振動数 f に対して示したものが **Fig. 4** である。次に、**Fig. 3** の原波形の位相のフーリエスペクトルを作り、両受振点での位相差とさきの振幅比との関係を振動数ごとにプロットし、これに上述の Collins らの解析式(15)の格子に重ねると **Fig. 5** のようになる。これより距離減衰係数 (attenuation factor) α を読みとり、式(16) から測定地点の地層の減衰比 h が各振動数に対して **Fig. 1** のように計算される。なお、表中の h^* は、downhole 法にならって、S 波検層結果を解析する際に幾何図形因子 G^* を考えず、単に

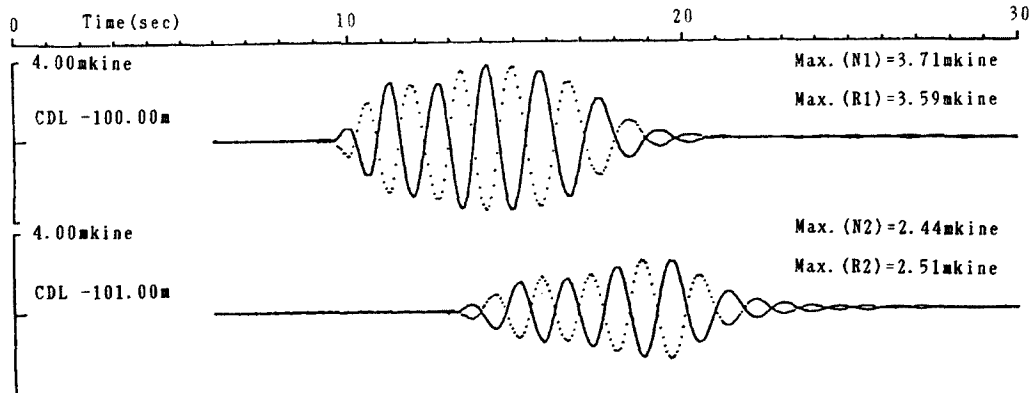


Fig. 3. Picked-up shear wave form (C-6 layer: GL-84.8~85.8m).

$$\alpha^*(f) = \frac{1}{r_2 - r_1} \ln \left\{ \frac{r_1}{r_2} \frac{1}{|F|} \right\} \dots\dots (17)$$

として計算した距離減衰係数 α^* を用いたもきの減衰比である。

距離減衰係数 $\alpha(f)$ が振動数 f に比例するならば、式(16)により減衰比 h は振動数にかかわらず一定である。**Table. 1** からは、振動数のかなり広い範囲にわたって h がほぼ一定（2%前後）とみなすことができよう。また **Fig. 5** の特性からみて、点振源からの球状波伝播では、通常伝達距離 r に比例する拡散だけを考慮する簡

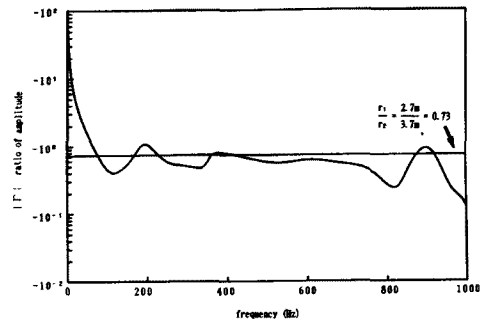


Fig. 4. Ratio of amplitude vs. frequency.

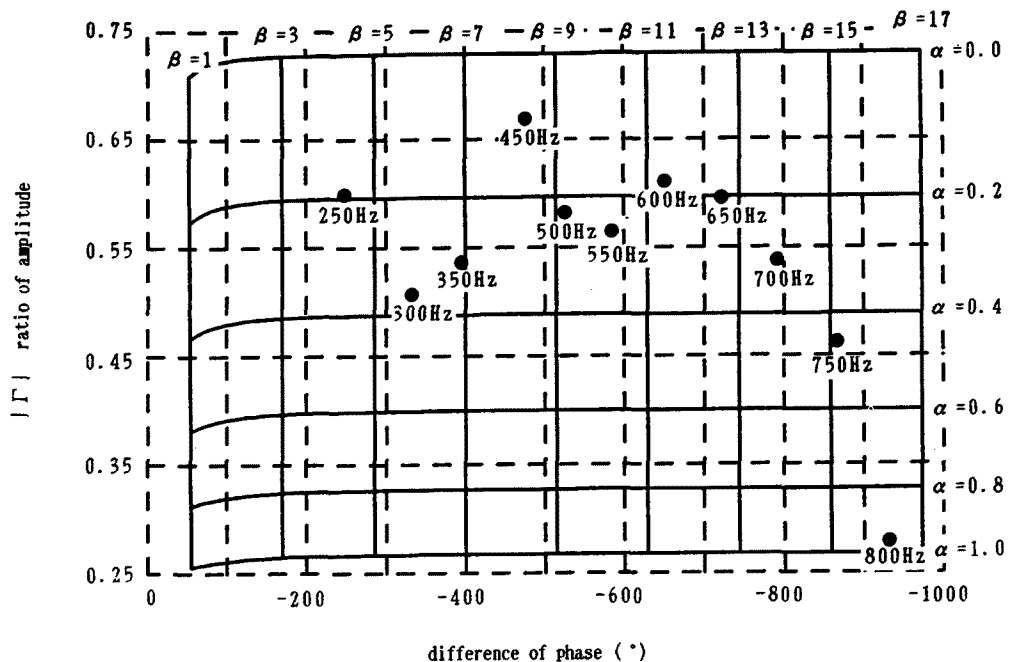


Fig. 5. Ratio of amplitude vs. difference of phase.

Table 1. Values of damping ratio h (C-6 layer: GL-84.8~85.8m).

frequency (Hz)	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800
ratio of amplitude	0.599	0.507	0.537	0.778	0.670	0.582	0.565	0.610	0.596	0.538	0.463	0.279
difference of phase (°)	-248	-333	-394	-423	-476	-527	-585	-651	-722	-792	-867	-931
α	0.195	0.362	0.305	—	0.085	0.225	0.255	0.178	0.201	0.304	0.456	0.960
h (%)	3.55	5.49	3.97	—	0.86	2.05	2.11	1.35	1.41	1.98	2.77	5.46
α^*	0.197	0.364	0.307	—	0.086	0.226	0.256	0.179	0.203	0.305	0.456	0.963
h^* (%)	3.60	5.54	4.00	—	0.87	2.06	1.36	1.36	1.42	1.99	2.77	5.49

略法(式(17))で十分であるが、振動数のきわめて小さいところ(α が小さいとき)では、式(17)によりも h を過大に評価することが推論される。

なお、ここで得られた地層の減衰比 $h \approx 2\%$ は、この洪積粘土層(C-6)の乱さない試料に対して実施された室内動的試験(共振法)の微小ひずみ(10^{-6} の次数)における値に相当している⁴⁾。

前述の計測例は大阪層群洪積層に対するものであるが、柔らかい沖積粘土層(Ac)での記録では、得られた波形にノイズが多く含まれて解析が困難となる。採取された土質試料の室内動的試験と比較して、一般に原位置試験は種々の長所を有しているので、今後2振源式漂遊型ゾンデによるPS検層法¹⁾の利用など、減衰比を的確に評価するのに適した機能を備えた検層装置の開発が望まれる。

3. 重複反射理論を用いた等価線形化手法による地震応答解析

3.1 概 説

地盤上に建設される構造物の耐震性を検討するに際しては、まず構造物基礎が存在しない自然地盤(free-field)の地震応答特性を明らかにしておくことが必要である。また、後述のように有限要素法などを用いて地盤と構造物基礎の相互作用系の地震応答解析を行う場合には、計算時間や計算容量などの制限のため、解析領域や地盤定数を適切に設定する必要がある。したがって、全体系の解析を行う前に自然地盤に対する応答解析を行い、その結果から領域や定数を決定するのが一般的な方法である。

地盤を構成する材料は、 10^{-5} の次数が、それ以下のせん断ひずみレベルでは弾性体と考えてもそれほど大きい誤りはないが、ひずみが大きくなるに従って応力-ひずみ関係の非線形性が大きくなり、線形弾性体としての取り扱いが難しくなる。したがって、地震動についてもその非線形性を考慮しなければならない。本研究では、応力-ひずみ関係を等価なせん断弾性係数 G と減衰比 h をもつ線形モデルに置換する等価線形化手法⁵⁾を用いて応答解析を行なった。

3.2 等価せん断弾性係数, 等価減衰比の設定

等価線形化手法では、土の非線形データ、つまりせん断弾性係数 G とせん断ひずみ γ の関係と減衰比 h と γ の関係を入力することにより、土のひずみ依存性による非線形性を考慮した応答波形を得る。土の非線形な応力-ひずみ関係を表現するモデルとして、本研究ではHardin-Drnevichモデルを用いた。

Hardin-Drnevichモデルは、多くの土質材料の種々の拘束圧におけるせん断強度に関する実験から各土質材料に対して定義した規準化ひずみ γ_r を用いて、ひずみが γ の場合のせん断弾性係数 G 、減衰比 h

を次のような双曲線で表現するモデルである。

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}}, \quad \frac{h}{h_{\max}} = \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad \dots\dots\dots (18)$$

ここに、 $G_{\max}$ は初期せん断弾性係数、 $h_{\max}$ はひずみが無限大のときの最大減衰比である。 $h_{\max}$ は 30.3% として計算されることが多く、本研究でもまずこの値を採用した (モデル DT1)。拘束圧が 0.5 kgf/cm² のときの $G \sim \gamma$ 関係を Fig. 6 に、 $h \sim \gamma$ 関係を Fig. 7 に示した。図中、実線と点線は、それぞれ粘性土と砂質土に対するものである。

一方、大根田ら⁴⁾は大阪湾泉州沖海底地盤の沖積・洪積各粘土層から採取された土質試料に対して共振振動三軸試験を行い、減衰比のせん断ひずみ依存性を調べている。Fig. 8 は沖積粘土に対する実験結果の一例であるが、これを Fig. 7 と比較すると次の 2 点で大きく異なっている。

- 1) 実験結果より、当該海底地盤における粘性土の最大減衰比は 20% 程度と考えられる。
- 2) ひずみの小さいところで減衰比は 0 に近づかず、ほぼ一定の値をとる。

また一般に、砂質土の最大減衰比は粘性土のそれより大きいといわれている。以上の諸点から、減衰比に対しては沖積・洪積粘性土とも最大値は 20.2%，また、ひずみが 10^{-4} 以下では減衰比は一定であるとして、上述の Hardin-Drnevich モデルを修正して用いた (モデル DT2)。Fig. 9 はそのひずみ依存性を示したものである。

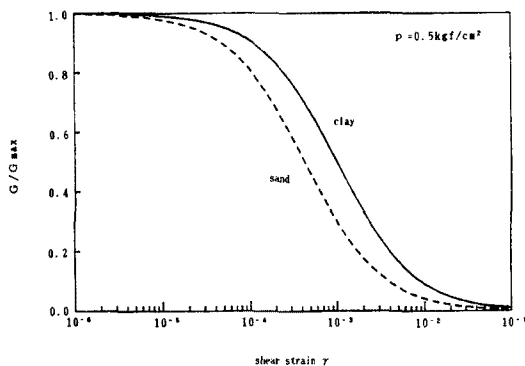


Fig. 6. Normalized dynamic rigidity vs. shear strain for Hardin-Drnevich model.

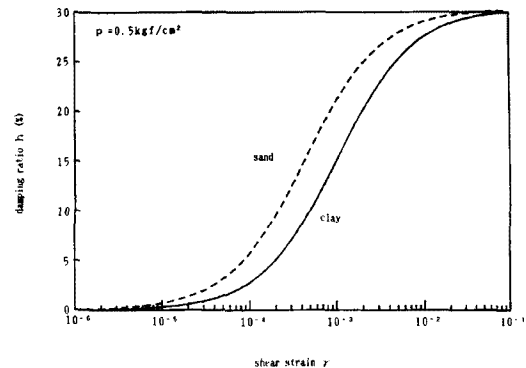


Fig. 7. Damping ratio vs. shear strain for Hardin-Drnevich model (DT1).

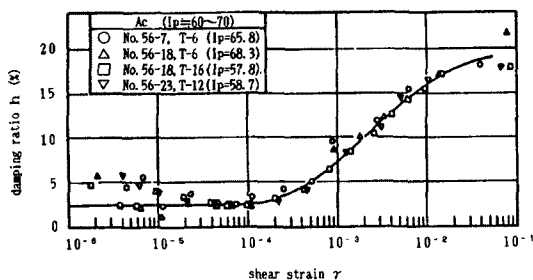


Fig. 8. Damping ratio vs. shear strain for alluvial clays in Senshu-oki seabed (after Ohneda et al.).

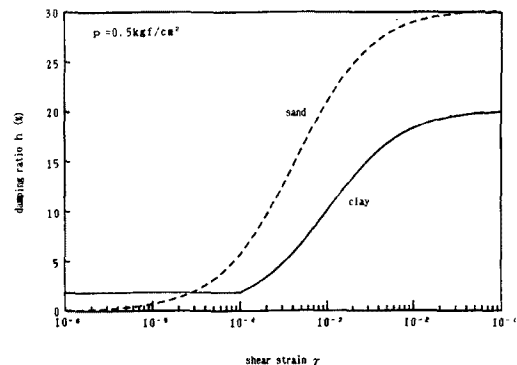


Fig. 9. Damping ratio vs. shear strain for modified model (DT2).

3.3 地盤のモデル化と地震基盤

関西国際空港建設に際して、ボーリング No. 56-2 (Fig. 1 参照) のデータをもとに、計画設計の段階で地盤モデルが作成されている⁶⁾。この地盤モデルでは、層厚 10.5 m の沖積粘土層が 2 分割されているが、この層のせん断弾性係数の値が海底面に近い部分でも 158 tf/m² とかなり大きい値をとっており、あまり現実的でないと考えられる。そこで、さらにこの沖積粘土層を分割し、海底面から順に 79, 158, 248, 496 tf/m² なるせん断弾性係数をもつ 4 層からなる地盤モデルを用いて以下の解析を行うことにした。各層の土質定数を Table 2 に示す。

Table 2. Soil parameters of seabed model.

No.		H (m)	IS	ρ (t/m ³)	Vs (m/s)	G (tf/m ²)
1	Ac-1	2.9	1	1.47	23.0	79
2	Ac-2	2.9	1	1.47	32.5	158
3	Ac-3	2.3	1	1.47	40.7	248
4	Ac-4	2.4	1	1.47	57.5	496
5	Tg	3.5	3	2.00	246.7	12,421
6	S-1	5.2	3	2.00	200.0	8,163
7	C-1	6.6	1	1.66	190.0	6,115
8	C-2	11.0	1	1.66	264.1	11,815
9	S-4	2.9	3	2.00	345.0	24,291
10	C-3	9.1	1	1.63	186.3	5,773
11	C-4	14.7	1	1.63	241.1	9,668
12	S-6	1.3	3	2.00	340.0	23,592
13	C-5	10.8	1	1.58	228.0	8,381
14	S-7	0.8	3	2.00	290.0	17,163
15	C-6	2.0	1	2.00	245.0	12,250
16	S-8	10.4	3	1.84	335.9	21,184
17	C-7	8.5	1	1.66	280.0	13,280
18	S-9	100.0	3	2.00	360.0	26,449

H: Thickness of layer IS: Soil type 1; clay 3; sand, gravel ρ : density
Vs: velocity of S-wave G: shear modulus

地震基盤は空間的にある広がりを持ち、この面での力学的性質は同一であり、それ以深での地盤構成や力学的性質の変化が小さく、かつ上部の層とは振動インピーダンスが顕著に異なる層であることが望ましい。空港島建設予定地で行われたボーリングは最も深いものでも 400 m 程度であり、岩盤までに到達していず、工学的に妥当であると考えられる地震基盤を設定する必要がある。土田と上辺⁷⁾は土質柱状図や地質学的資料を参考とし、重複反射理論が適用できるほど広い範囲に分布するという観点から、 N 値が 50 以上の洪積層を基盤に設定している。十分な層厚と支持力をもつという理由から、すでに行われている概算では S-8 層を基盤と仮定して応答解析を行なっている。しかながら、本研究では地震基盤は深いほど望ましいという考えから、50 以上の N 値と 17 m 以上の層厚をもつ S-9 層（海底面下深度 97.3 m）を地震基盤とした。なお、ナンノプランクトンによる海水面変動解析などの種々の調査結果より、S-9 層の上端で不整合面が存在するという報告がなされている。

3.4 入力地震波

入力地震波としては、1968 年 5 月 16 日に発生した十勝沖地震の八戸における E-W 成分の加速度記録を用いた。これは SMAC-B 2 加速度計によって記録され、基線および計器特性に関する補正が施されたものである⁸⁾。

水平せん断波の鉛直方向への伝播のみを考えて解析を行う際に、基盤への入力地震波として P 波や表

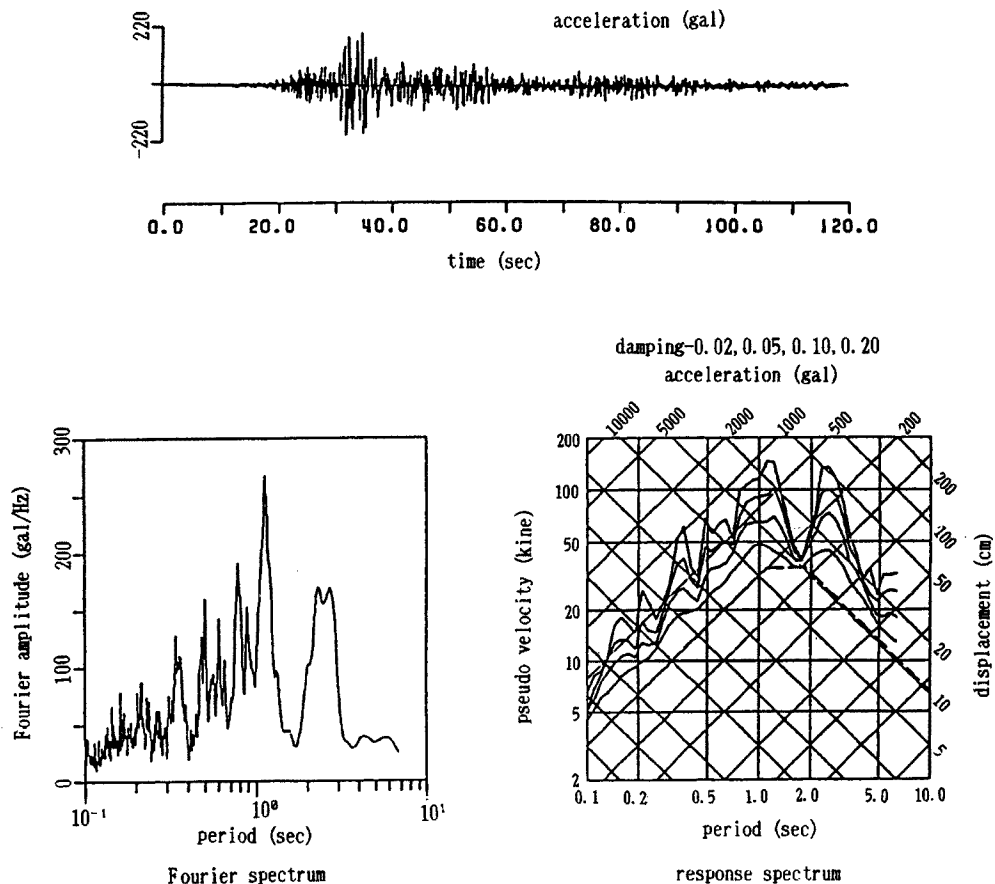


Fig. 10. Characteristics of input seismic wave.

面波を含むものを適用することには問題がある。そこでP波に関しえは、初期微動を考えられる部分を初期微動カット時間より削除した。一方、表面波に関しては、まず表面波分離振動数より低い振動数を表面波とみなす。また、この低振動数領域においても実体波が存在することが十分に考えられるので、表面波分離時刻を用いて、さきに表面波とみなした低振動数領域においてこの分離時刻より遅い時刻に現れた波を表面波として分離することにした。前記の地震波についてこの修正を行なった後の最大加速度は231.9 galである。

Fig. 10はこの波の加速度時刻歴とフーリエスペクトルおよび応答スペクトルを示したものである。この記録は軟弱な沖積地盤上で得られた波形として代表的なものであり、フーリエスペクトルにより1 Hz付近の成分にピークをもち、長周期特性が強い波であることがわかる。しかし、地表で得られた地震波形は、その観測地点の局所的な地盤条件の影響を含んでいると考えられる。そこで上記の波に対して八戸の地盤をモデル化し、地表面で得られた加速度波形（Fig. 10 参照）から基盤での波形を本解析法により推定し、関西国際空港建設地点の基盤に入力することにした。その最大加速度は105.3 galとなる。

3.5 応答解析結果

地盤の地震応答解析にあたって、減衰定数のひずみ依存性の相違が結果にどのような影響を与えるかを検討するため、3.2で述べたHardin-DrnevichモデルをDT1、大根田らの実験結果をもとに修正したモデルをDT2として、この両者について解析を行なった。Fig. 11は後者の場合のフーリエスペクトルと応答スペクトルを示すが、基盤での波形フーリエスペクトルにおいてピークが0.6秒付近にあり、さら

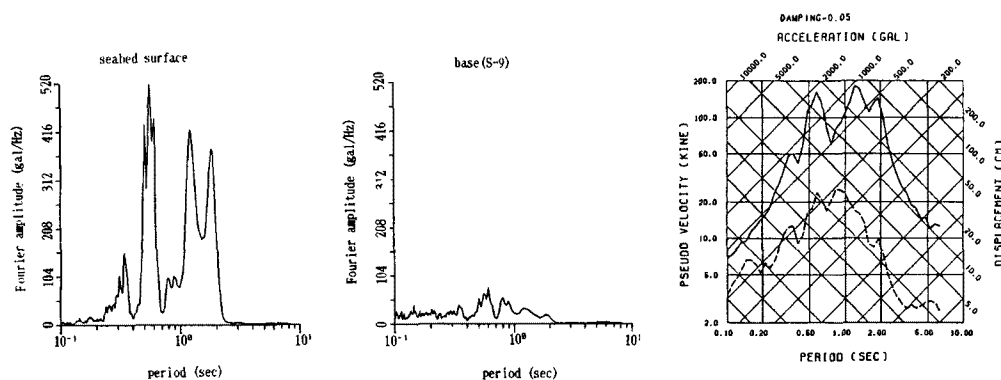


Fig. 11. Fourier and response spectra (DT2).

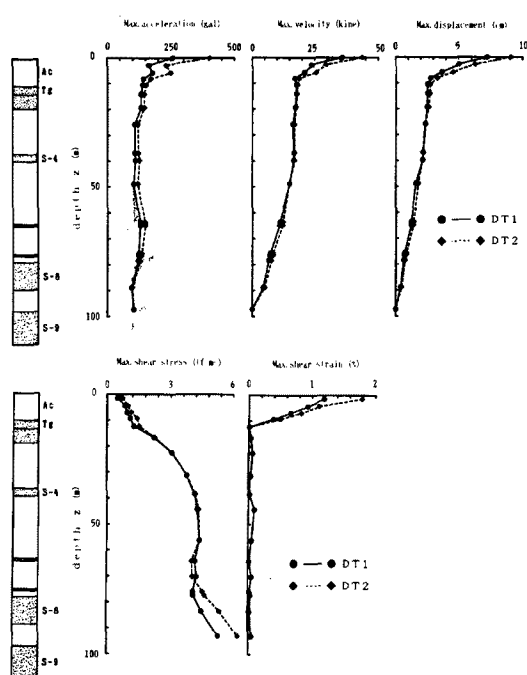


Fig. 12. Distribution of dynamic response values with depth under mudline.

に地表でのフーリエスペクトルにおいても0.5～0.6秒と1～2秒の2箇所にピークが現れている。次に、各最大応答値の深度分布をFig. 12に示すが、最大(絶対)加速度・最大速度・最大変位は上部洪積層に以深では深度とともに滑らかに漸増し、軟弱な沖積層において非常に増幅されている。また、DT1とDT2との差異も海底面に近づくほど大きくなる傾向が見られ、海底面での最大応答加速度には約1.5倍の差がある。最大せん断ひずみは海底面付近で非常に大きく増幅されているが、段丘砂礫層(Tg)以深ではごく小さくなっている。

全般的に、入力した地震波の振幅が大きいほど、周波数伝達関数の倍率は小さくなっている。これは土の非線形性を考慮した場合、地盤のひずみが大きくなってせん断弾性係数が低減することよりも、減衰定数が増大することのほうが地盤の応答に与える影響が大きしことを示している。また、海底面近くの沖積層では応答の増幅が顕著であり、加えて入力地震波形によっては層ごとの応答値の差が大きいが、実際に基礎杭などが打設された場合、この自然地盤と同様な応答が見られるとは限らない。そこで、地盤と構造物との相互

作用の効果を明らかにする必要がある、以下にその検討を行うことにする。

4. 地盤-橋梁基礎相互作用系に対する地震応答解析

4.1 概 説

地盤と構造物の動的相互作用解析法は、

- 1) 地盤をその剛性が振動数に依存しない一定係数のばねで置換して、上下部構造を多質点系解析する方法
- 2) 有限要素法による全体系解析法

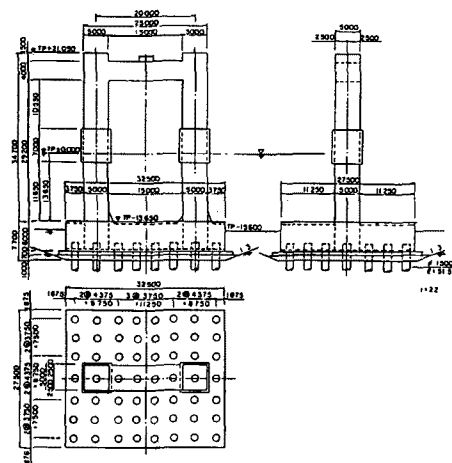
などが主なものとして挙げられる。

4.2 解析方法

$$[C] = \alpha_1 [M] + \alpha_2 [K] \dots\dots\dots (19)$$
$$[C]_e = \int_V [B]^T [\eta] [B] dV \quad \dots\dots\dots (20)$$
$$\eta = \frac{2Gh}{\omega} \dots\dots\dots (21)$$

次に、有限要素法を用いて地盤・構造物系の動的応答解析を行う場合、半無限に広がる地盤領域から、ある境界をもつ有限な領域のみをとり出して解析領域とせざるを得ない。しかし、この境界を設定することにより、実際は地盤の半無限遠方へと逸散していく波のエネルギーが解析領域内に閉じ込められてしまう。この問題は、解析対象領域をかなり広くとることによりある程度は解消されるが、逆に自由度の数が増大し、計算容量や計算時間が多くなってくる。そこで、人為的に仮想境界で逸散波動のエネルギーを吸収し、半無限領域への波動エネルギーの逸散をシミュレートする方法の1つとして、本研究では粘性境界を設定した。この粘性境界は Lysmer と Kuhlemeyer⁹⁾ によって提案された手法であり、時間領域における解析が可能で、しかも他の方法に比べて取り扱いが簡単であるという長所をもつ。

海上連絡橋の橋脚モデルについて、橋脚・杭基礎・地盤の相互作用系の地震応答解析を行うが、橋軸直角断面よりも形状がスレンダーで耐震上不利であると考えられる橋軸方向断面を対象とした。



- 11 -

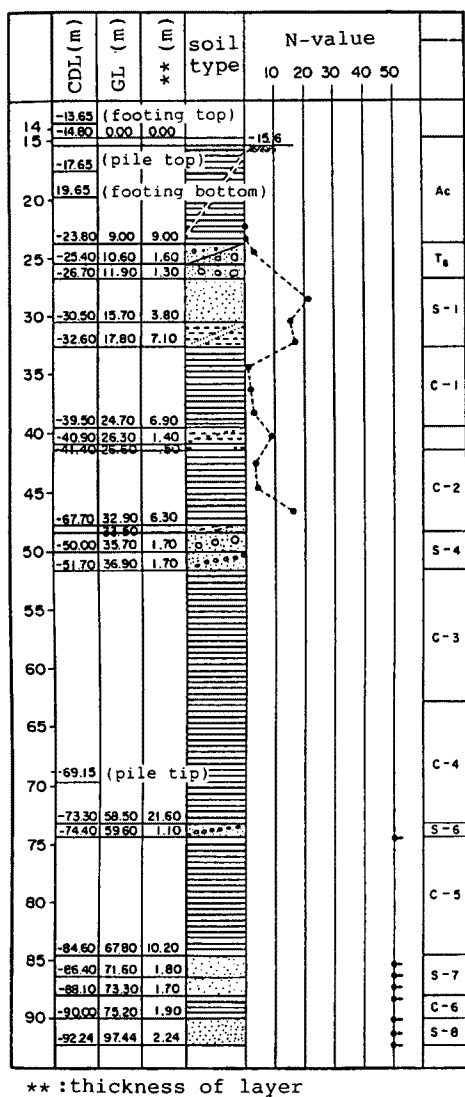


Fig. 14. Soil profile at the construction site of bridge pier.

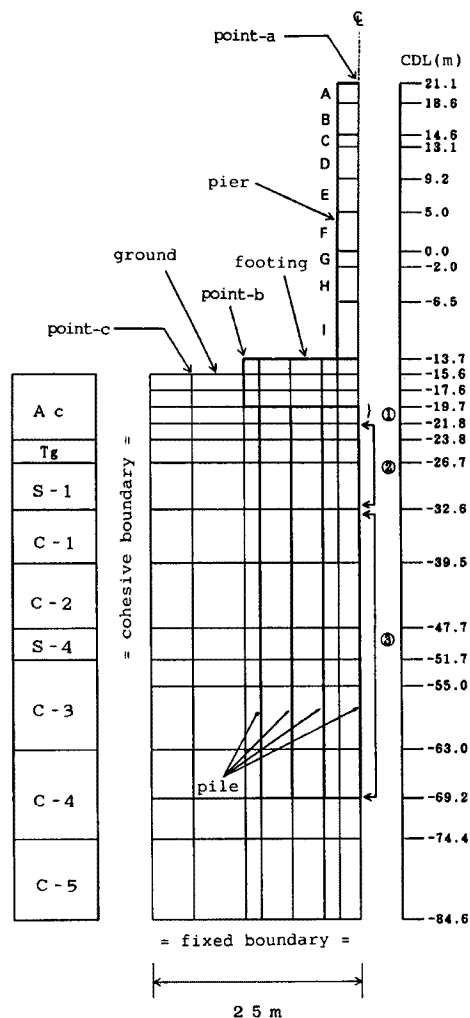


Fig. 15. Analyzed model (FEM-mesh).

Fig. 13 に当該橋脚の構造図を示す。橋脚は鋼製で、海中に設置後コンクリートで充填し、合成柱と合成フーチングしている。なお、コンクリートの充填は海底面上 5 m までで、その外側に根巻き部を設け、この部分にもコンクリートが充填されている。

海底地盤の地質概要は Fig. 14 の柱状図に示される。層序は泉南沖ボーリング No. 56-2 (Fig. 1 参照) のものとおおむね同じである。橋脚の基礎構造は長尺摩擦杭として設計された鋼管群杭であり、杭先端は海底面下 69.15 m の C-4 層まで達している。Fig. 13 に示したように橋軸方向に 7 列、橋軸直角方向に 8 列、合計 56 本の群杭であり、杭頭より 2 m はコンクリート打設部、13 m までは $t=19$ mm の肉厚、それ以深は $t=16$ mm の肉厚である。

本研究では、2次元モデルで解析を行うため、解析に用いる定数はフーチングの奥行き 1 m 当りの値とし、また地盤および橋脚はソリッド要素として、一方、杭は梁要素としてモデル化した。Fig. 15 に有限要素メッシュを示す。

橋脚は Fig. 15 に示す部分ごとに内部構造が変化するので、それぞれの材料定数についてその部分を構成する対料の体積を重みとした平均値を用いた。

海水の付加質量に関しては、水から受ける動流体圧力の影響を柱の仮想質量として表わす方法を採用する¹⁰⁾。すなわち、

$$m_o = m \left(1 - \frac{z}{H}\right)^{\frac{d}{2H}} \left(\frac{d}{H} \leq 0.3\right) \dots\dots\dots (22)$$

ここに、 m ：海水の単位体積重量 (1.03 tf/m³)

d ：円柱の直径（ここでは柱幅 b を用いる）

H ：水深、 z ：海底面からの高さ

であり、式(22)により計算される仮想質量 m_o を Fig. 15 の G～I の部分に付加した。

杭は梁要素としてモデル化するが、コンクリート打設部の剛性と密度は鋼の値を用い、等価な断面積と断面 2 次モーメントを求めた。なお、実際に解析に入力する値は 1 本の杭の定数を 8 倍（奥行きの本数倍）し、奥行き長 32.5 m で除したものをを用いている。

地盤のモデル化では、Fig. 15 に示すように C-5 層下面を FEM 基盤とし、地盤定数はボーリング No. 56-2 により決定した。そして、S-9 層を基盤として重複反射理論を用いた地震応答解析により地震時の地盤のせん断弾性係数 G と減衰比 h を算定し、その値を地盤-構造物系の動的解析に用いた。

Table 3. Material and soil parameters adopted in the analysis.

		γ (tf/m ³)	ν	Vs (m/s)	G (tf/m ²)	h (%)	A (m ²)	I (m ⁴)
pier	A	0.074	0.300	—	76,214	2.0	—	—
	B	0.151	0.300	—	155,092	2.0	—	—
	C	0.074	0.300	—	76,214	2.0	—	—
	D	0.096	0.300	—	98,888	2.0	—	—
	E	0.125	0.300	—	128,612	2.0	—	—
	F	1.222	0.300	—	590,765	2.0	—	—
	G	1.083	0.300	—	396,306	2.0	—	—
	H	1.092	0.300	—	393,306	2.0	—	—
	I	1.518	0.300	—	590,765	2.0	—	—
footing		2.500	0.167	—	1,157,000	2.0	—	—
pile	①	4.551	0.300	—	1,988,184	0.0	0.0608	0.01084
	②	1.932	0.300	—	1,988,184	0.0	0.0160	0.00532
	③	1.932	0.300	—	1,988,184	0.0	0.0160	0.00438
ground	Ac-1	1.470	0.499	23.0	41	9.7	—	—
	Ac-1	1.470	0.499	32.5	86	9.5	—	—
	Ac-1	1.470	0.499	40.7	141	8.9	—	—
	Ac-1	1.470	0.499	57.5	291	8.5	—	—
	Tg	2.000	0.485	246.7	10,058	3.9	—	—
	S-1	2.000	0.491	200.0	5,394	6.9	—	—
	C-1	1.660	0.492	190.0	4,056	6.8	—	—
	C-2	1.660	0.485	264.1	9,134	4.6	—	—
	S-4	2.000	0.481	345.0	21,079	2.7	—	—
	C-3	1.630	0.492	186.3	4,101	5.8	—	—
	C-4	1.630	0.488	241.1	7,923	3.6	—	—
	C-5	1.580	0.490	228.0	6,466	4.6	—	—

γ : unit weight, ν : Poisson's ratio, Vs: velocity of S-wave at very small strain level,
 G : shear modulus, h : damping ratio, A : area of pile, I : moment of inertia.

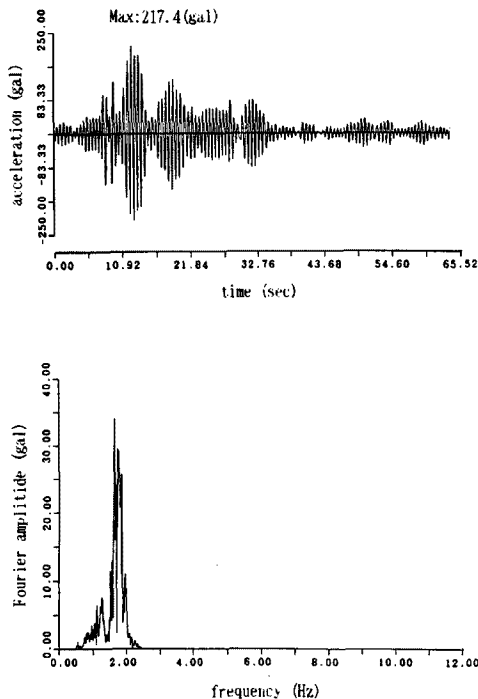


Fig. 16. Input seismic wave and its Fourier spectrum.

上記の方法により決定した各定数を **Table 3** に示す。
なお、上部 I は橋脚天端の各節点に質点として与えた。

4.4 入力地震波

1.2 で述べたように、地盤の粘性係数 η を振動数に依存しないものとして減衰比 h より計算し、それによって減衰マトリックスを作成している。したがって、履歴減衰を想定して振動数に依存しないと考えている土の減衰を、 ω_0 より大きい振動数の加振に対しては大きく、逆の場合には小さく評価することになる。この理由により、地震波が地盤内を伝播する間に短周期成分は強い減衰を受け、長周期成分が卓越することになり、地盤の真の応答特性を評価することが不可能になる。本研究はこの影響を小さくするために、ある限られた振動数成分しか持たない波を入力波とし、その波の卓越振動数を ω_0 とした。すなわち、S-9 層に入力する地震波は、十勝沖地震の際の八戸での記録 (**Fig. 10** 参照) を基盤に戻して得られた地震波の 0.5 ~ 2.5 Hz の成分で最大加速を 100 gal に修正し、重複反射理論で計算された C-5 層下面での加速度波形を地盤-構造物系への入力地震波とした。その波形とフーリエスペクトルを **Fig. 16** に示す。

4.5 解析パターン

本研究では種々の解析条件を設定して、それぞれを比較することにより地盤-橋梁基礎相互作用系の動的応答特性を検討した。

解析①: **Table 3** に示した地盤定数を用いた線形解析。

解析③: 地盤を沖積層とそれ以深の層に分けて、それぞれに対して解析①に用いた減衰比から層厚を重みとした平均値を計算し、その値をそれぞれの減衰比とした線形解析。減衰比の値は 6.5% と 4.95% としている。

解析⑤: **Table 3** に示すせん断弾性係数と減衰比を初期値として、等価線形化手法を用いた非線形解析。

4.6 解析結果

Fig. 17 は橋脚・杭部の各節点、**Fig. 18** は地盤部の各節点における最大応答加速度であり、**Fig. 19** は杭に作用する最大の曲げモーメントの分布を示す。応答加速度は橋脚の上半部で増幅が顕著であり、天端では基盤での値の約 4.6 倍にも達している。杭・地盤部では中間の砂礫層で加速度がいったん減少しており、応答の増幅は小さい。また、曲げモーメントはフーチングとの結合部で最大であり、S-1 層より深いところではほぼ一定となっている。**Fig. 20** に橋脚天端での加速度応答スペクトルを示すが、3 つの解析結果の間に有意の差は認められない。

多くの場合、自然地盤の応答よりも相互作用系の応答のほうが小さかった。これが杭の振動抑制効果であるか否かを調べるために、フーチングより上の橋脚のみが存在する場合についても解析を行なったが、この場合も自然地盤の応答よりも小さい値が得られた。ことに応答速度に関しては、杭がある場合より抑制効果が相当大きかった。

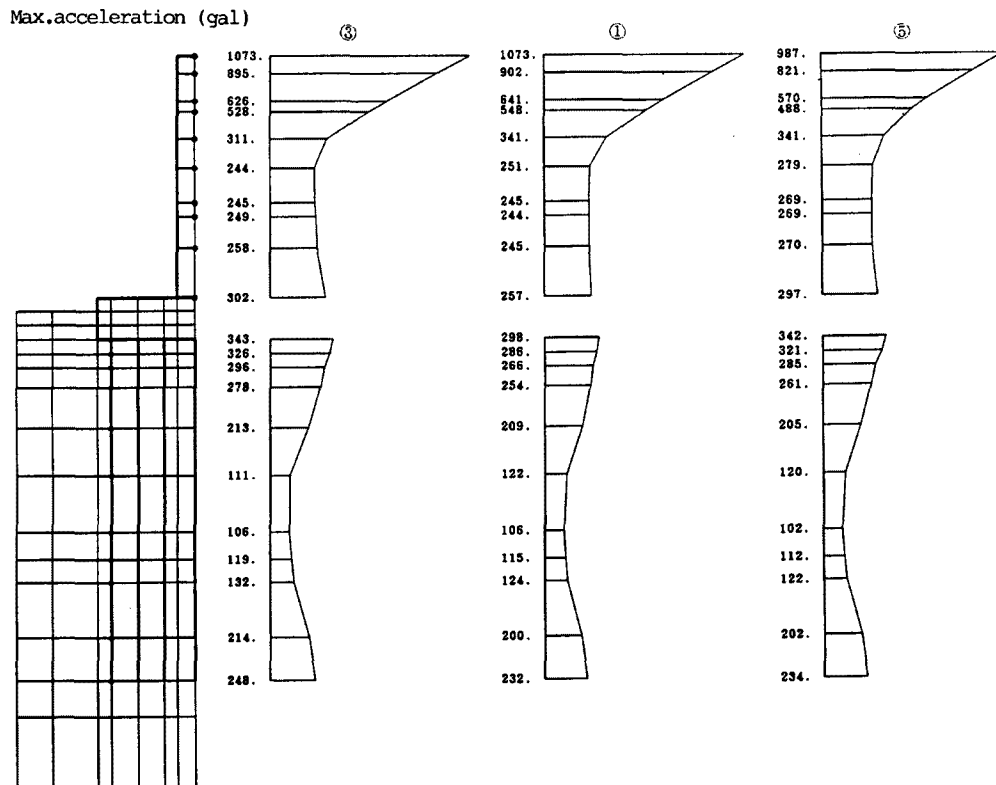


Fig. 17. Result of FEM analysis (pier and pile).

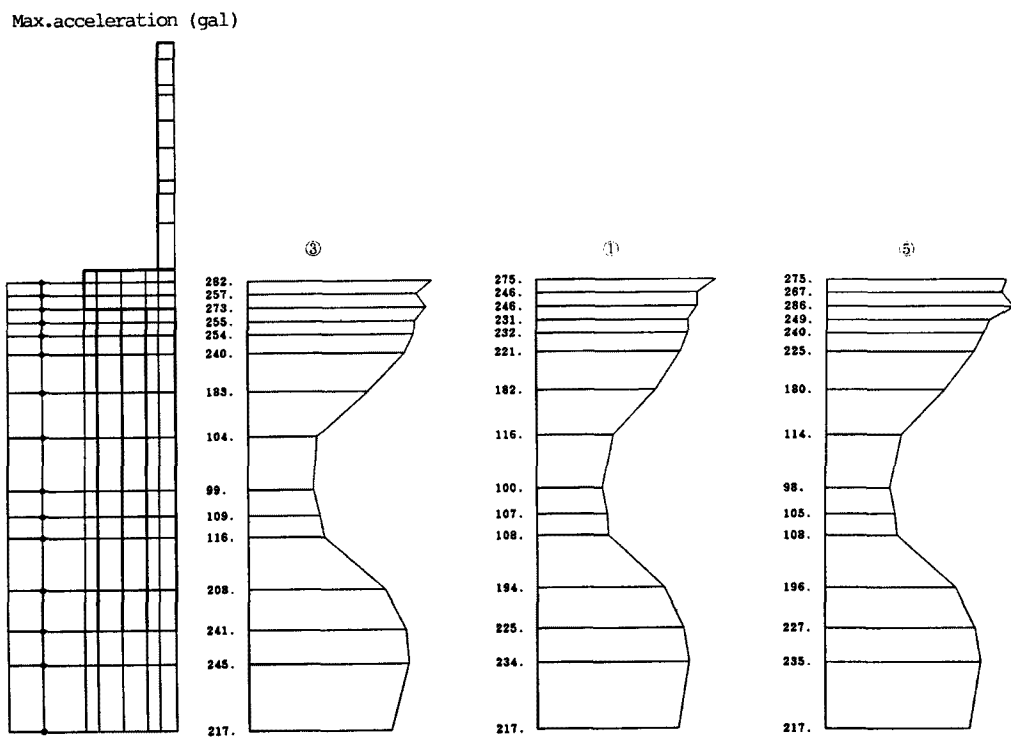


Fig. 18. Result of FEM analysis (seabed).

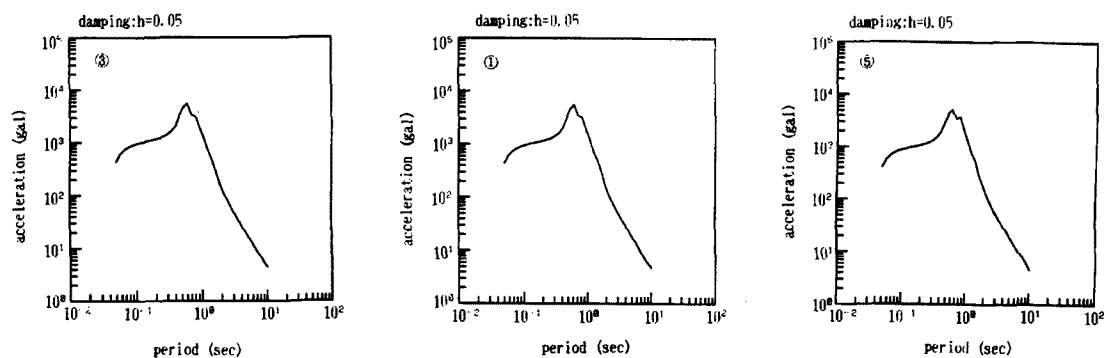


Fig. 19. Result of FEM analysis (bending moment).

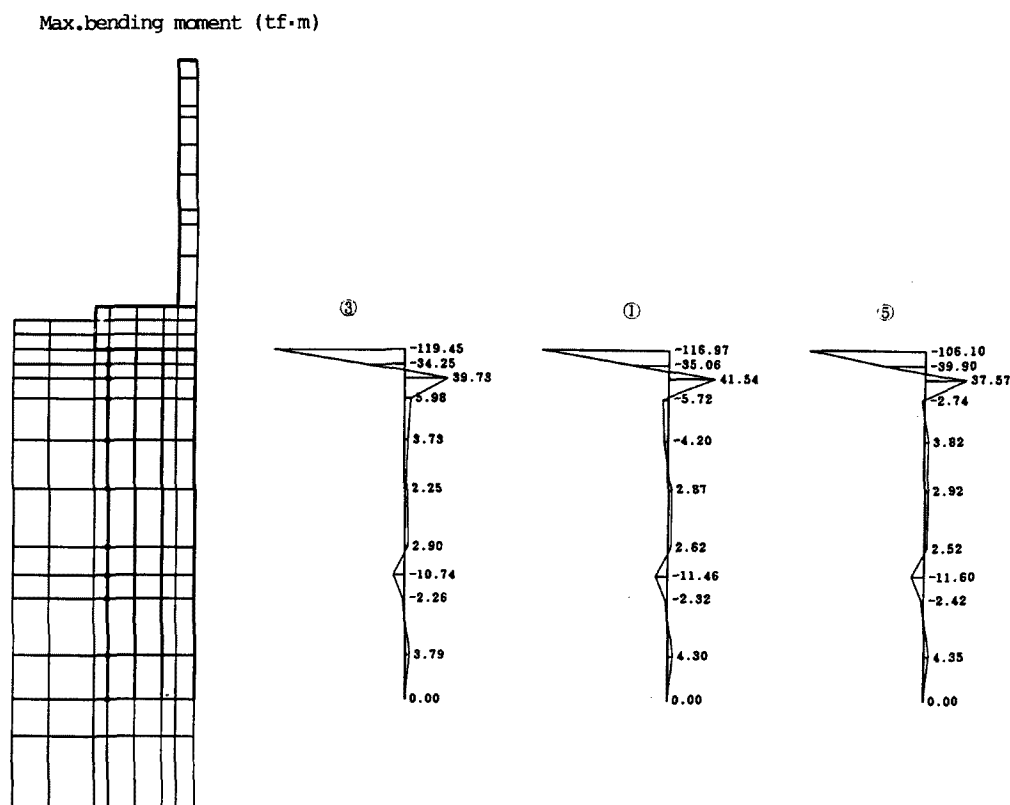


Fig. 20. Acceleration response spectra at the top of pier.

当該海底地盤は元来固有周期の大きい特性をもっているので、本研究では比較的長周期成分を多く含む地震波を入力して応答計算を行なったが、別に実施した短周期入力波に対する比較計算の結果は、地盤-橋梁基礎相互作用系に全く異なった応答を与えており、これよりこの系の耐震性を検討する際に入力地震波の設定が非常に重要であると結論される。

5. 結 び

本文は、原位置試験で得られた地盤情報をもとに海底地盤の動的定数を評価した上で、地盤-構造物相互作用系の地震応答特性を明らかにする一連の解析的研究を記述したものである。まず、大阪湾泉州沖のボーリング孔内 PS 検層で得られたデータをもとに当該海底地盤の動的定数を算定し、ついで重複反射理論を用いた等価線形化手法による動的応答解析の具体的方法を述べ、自然地盤の動的応答特性を明らかにした後、海上連絡橋の橋脚部を対象として地盤橋梁基礎系の地震応答特性を検討した。海底地盤は陸域に比べて一般に地盤条件がきびしい場合が多く、このような地域に構築される重要構造物の耐震安定性はその支持力を支配する大きい要素となる。本研究はこの未解明の領域への 1 つの寄与を行なったものであり、資料を提供された関係各方面に深謝の意を表わす。

参 考 文 献

- 1) 狐崎長良・中西庄一：2 振源式漂遊型ゾンデによる S 波検層 (1)理論的検討，秋田大学鉱山学部資源地学研究施設報告，52 号，1987，pp. 25 - 35.
- 2) 石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，1976，pp. 50 - 69.
- 3) Collins, F. and C.C.Lee: Seismic Wave Attenuation Characteristics from Pulse Experiments, Geophysics, Vol. 21, No. 1, 1956, pp. 16 - 40.
- 4) 大根田秀明他：大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質 (その 4)，動的変形および強度特性，港湾技術研究所資料，498 号，1984，pp. 115 - 136.
- 5) Schnabel, P. B., J. Lysmer and H. B. Seed: SHAKE—A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC 72-12, Earthquake Engineering Research Center, U. C. Berkeley, 1972.
- 6) 土木学会海上空港連絡調査委員会：海上空港連絡施設に関する技術検討調査報告書，1983，pp. 77 - 134.
- 7) 上田 肇・上辺達生：地表における強震記録より推定した基盤の地震動の特性，港湾技術研究所報告，11 巻 4 号，1972，pp. 191 - 270.
- 8) 後藤尚男・亀田弘行・杉戸真太・今西直人：デジタルフィルターによる SMAC-B 2 加速度計記録の補正について，土木学会論文報告集，277 号，1978，pp. 57 - 69.
- 9) Lysmer, J. and R. J. Kuhlemeyer: Finite Dynamic Model for Infinite Media, Jour. ASCE, Vol. 95, No. EM 4, 1969, pp. 859 - 877.
- 10) 土岐憲三：構造物の耐震設計 (新体系土木工学 11)，技報堂出版，1981，pp. 166 - 167.