

海底地盤の動的応答特性と 沖合構造物の耐震安定解析

赤井 浩一・田村 武・前河 泉

DYNAMIC RESPONSE CHARACTERISTICS OF SEABED AND ASEISMIC STABILITY ANALYSIS OF OFFSHORE STRUCTURES

By *Koichi AKAI, Takeshi TAMURA and Izumi MAEKAWA*

Synopsis

Referring to the result of PS-logging performed at the boring site of seabed in Osaka Bay as deep as 150 m, it is found that there exists a linear correlation between the celerity of transversal wave and the square root of depth. Another information obtained from the soil exploration also indicates that the seabed is almost normally consolidated at the site. In this paper, the characteristic function of such a ground is deduced by solving the fundamental differential equation and the procedure of seismic response analysis is described. The analyzed results are applied to the aseismic stability calculation of offshore earth structures.

1. 序

人口に比して国土が狭隘な日本では、古くから大河川の末端である沖積平野に大都市が発達し、各種産業の発展とともにその周辺の海域を埋立てて人工の陸地とする造成工事が営々と続けられてきている。最近、大阪湾泉州沖に着工された関西国際空港は沖合い約5 kmの地点にあり、水深約16 mないし19 mの海面に第1期工事として面積511 ha、約1億5千万 m^3 の土量を埋立てる空前の規模のもので、当然 offshore のプロジェクトとして扱うことができる。本文はこの工事を事例として、海底地盤の動的応答特性と沖合人工島の耐震安定解析について記述するものである。

2. 陸型地盤と海型地盤の相違

関西国際空港プロジェクトにおける地盤調査によって、この地域の海底地形は海岸線からほぼそれに平行して深度を増し、0.6 km～1.0 km沖合い地点、水深約11 mで地形の転移線が見られることが知られた。この転移線を越えると次第に海底の傾斜は緩くなり、約4 km沖合いの水深18 m地点までこの傾斜が続く。さらにこれを越えると、水深18 m～21 mの平坦部が幅約4 kmにわたって拡がり、空港島本体はこの平坦部に位置している。

深度約200 mまでの海底地盤は、上位より沖積層、段丘相当層および厚い大阪層群により占められている。海底面直下の沖積粘土層は、上記の地形転移線である約1.0 km沖合いから発達して沖へ向かい次第に厚さを増す。また、陸地寄りでは大阪層群の層序の古いものが比較的浅く出現しており、さきの転移線付

近で砂層の厚さが大きい陸型地盤から、いわゆる clay-rich な海型地盤へと特性が変化し、したがって後者では構造物の設計に対する地盤条件が酷しくなる。

3. 海底地盤の耐震性の検討

関西国際空港建設地点で行われたボーリング孔内 PS 検層の結果の 1 例¹⁾を Fig. 1 に示す。これより次のような考察が可能である。

1) 海底面からの深さを z (m) とすると、横波速度 v_s (m/s) とせん断弾性係数 G (tf/m²) との関係は、大略次式で定式化することができる。

$$\left. \begin{aligned} v_s &= 30z^{0.5} (z=100\text{m}; v_s=300\text{m/s}) \\ G &= 900\rho z \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 ρ は地層の密度である。

2) 孔内縦波速度 v_p についても同様に深度との相関がある。すなわち、 v_p は $z=0$ (海底面) で 1400

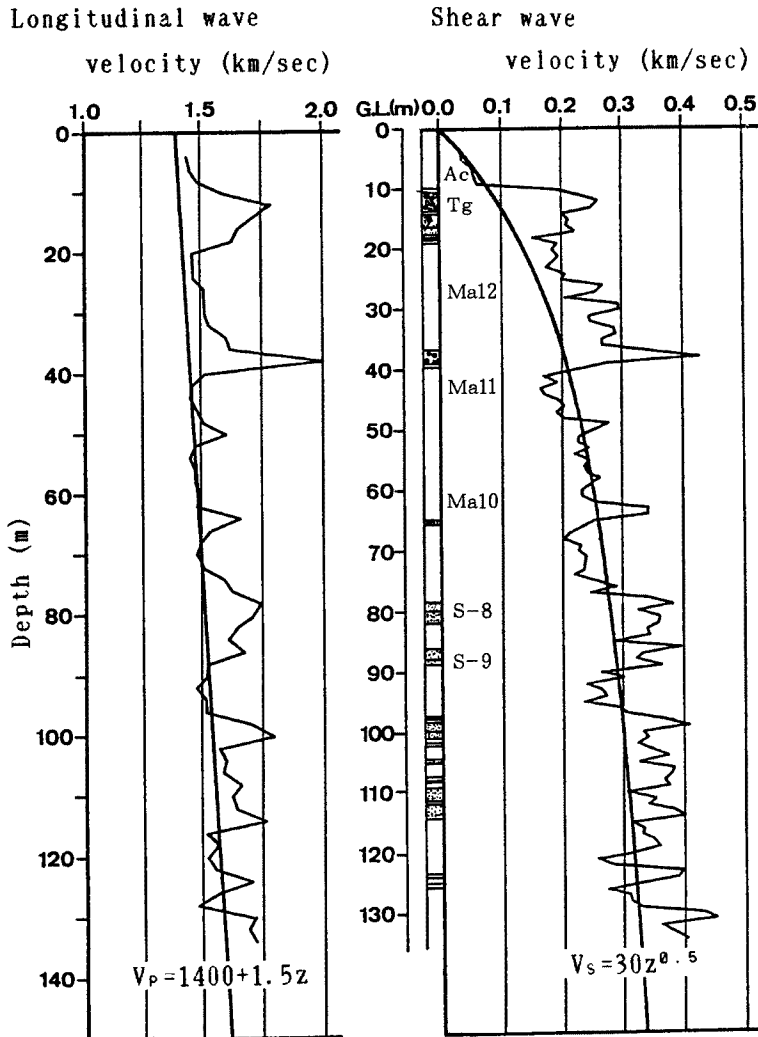


Fig. 1. Result of PS-logging at the boring site of Senshu-oki in Osaka Bay

m/s（水中音波速度）であり、以下深さに比例して漸増し、 $z = 100$ mで $v_p = 1550$ m/sとなる（ただし砂層を除く）。

3) 例外的なものは、Ma 12～Ma 10のいわゆる上部洪積層粘土である。ここでは各ボーリング孔とも固有の横波速度 $v_s = 150 \sim 300$ m/sを有し、式(1)による対応を示さない。すなわち、この実験式より相当大きい実測値が出ている。この直上にある段丘礫層も同じ固有性質をもっている。

4) 一般に、砂層では粘土層に比べて孔内速度が大きく出ており、実験式(1)は砂層には適用できない。しかし泉州沖海底地盤は、先述のように圧倒的に粘土層が優勢であるので、式(1)はこの地域の大阪層群を主体とする海底地盤全般について近似的に適用しうるものと考えてよいであろう。

4. 正規圧密に近い地盤の動的応答解析

正規圧密地盤では、深さ z の点における上載圧力 p は有効土被り圧 $\gamma'z$ に等しい。ただし、 γ' は地層の有効単位体積重量である。また、その点での粘性土の非排水せん断強度 c_u は、塑性指数に大きい変動がないかぎり $c_u/p = c_u/\gamma'z = \text{一定}$ なる関係から、 $c_u \propto z$ とみなすことができる。一方、非排水型の三軸圧縮試験のさいの応力-ひずみ曲線の初期接線勾配より求めたヤング率 E と c_u の間にも比例関係があり、さらに地震時に問題となるせん断型の振動に対する変形係数 G はポアソン比を介して E と比例関係にあるから、結局、正規圧密もしくはそれに近い地盤では G は近似的に深度 z に比例すると考えられ、過圧密比の小さい粘土層を主体とする泉州沖海底地盤では、前述のFig. 1にもとづく式(1)がこれを実証している。

いま、地表面を深さ z の原点として下向きを正とし、密度 ρ と減衰係数 c が一定で、変形係数 $G = Kz$ (K : 比例係数、式(1)参照)のとき、基礎入力 $\ddot{u}_g(t)$ をうける地盤の振動は変位 u に関して次式で表わされる²⁾。

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + c \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial z} \left(Kz \frac{\partial u}{\partial z} \right) = -\rho \ddot{u}_g \quad \dots \dots \dots (2)$$

このような地盤の振動特性を調べるために、式(2)の右辺の外力項を0とした斉次方程式を考え、これに変数分離法を適用し、 ω を複素数として

$$u(z, t) = v(z) \cdot w(t) = v(z) e^{i\omega t} \quad \dots \dots \dots (3)$$

を代入すれば、 $v(z)$ に関して

$$\frac{d^2 v}{dz^2} + \frac{1}{z} \frac{dv}{dz} + \frac{\rho\omega^2 - ci\omega}{Kz} v = 0 \quad \dots \dots \dots (4)$$

なる常微分方程式を得る。いま、 z を新しい変数 $\zeta = az^\sigma$ に変換し、 $\sigma = 1/2$ 、 $a = 2\sqrt{(\rho\omega^2 - ci\omega)/K}$ とすれば、式(4)は v と ζ ($\propto \sqrt{z}$) について零次のBessel方程式になる。したがって、地表面 $z=0$ ($\zeta=0$) において有限で、かつ $z=H$ (基盤面) において $v=0$ なる境界条件を満足する解は

$$v = J_0(\zeta) = J_0 \left(2\sqrt{\frac{\rho\omega^2 - ci\omega}{K}} z \right) = J_0(2\lambda\sqrt{z}) = J_0 \left(\sqrt{\frac{z}{H}} \kappa_0 \right) \quad \dots \dots \dots (5)$$

となる。式中、 λ は振動の固有値、 κ_0 の個々の値

$$\kappa_{0n} = 2\sqrt{\frac{\rho\omega_n^2 - ci\omega_n}{K}} H \quad (n=1, 2, \dots) \quad \dots \dots \dots (6)$$

は零次のBessel方程式 $J_0(\zeta) = 0$ の根である。また、基盤面 $z=H$ における境界条件より式(2)の一般解は次式となる。

$$u(z, t) = e^{-at} \sum_{n=1}^{\infty} (a_n \sin \beta_n t + b_n \cos \beta_n t) \cdot J_0(2\lambda_n \sqrt{z}) \quad \dots \dots \dots (7)$$

ただし、

$$\alpha = \frac{c}{2\rho}, \quad \beta_n = \frac{\sqrt{-c^2 + 4\rho K\lambda_n}}{2\rho}$$

これより、時間 t を含む項は一様な減衰 $e^{-\alpha t}$ と、個々独立な円関数 $\begin{Bmatrix} \sin \beta_n t \\ \cos \beta_n t \end{Bmatrix}$ の積、すなわちノルマル振動となっていることが明らかである。他方、位置 z を含む項、すなわちモード解は、深さ z の平方根に対して単に零次の Bessel 関数の形で表現され、これが正規圧密もしくはそれに近い地盤の振動の特性解となる。

さて、式(2)の波動方程式により地震時の地盤の応答解析を行うには、まず静止状態を初期条件として式(2)の右辺を $-\rho \cdot \delta(t)$ ($\delta(t)$: Dirac のデルタ関数) とおき、振動系に単位パルスが作用する場合を考える。この問題は、式(2)の右辺を 0 とおいた斉次方程式を、初期条件 $t=0$ において $u=0, \dot{u}=-1$ のもとで解くことに相当する。

式(2)の一般解である式(7)の Fourier 級数の係数 a_n, b_n をこれらの初期条件から求めると、

$$a_n = \frac{1}{\beta_n \lambda_n \sqrt{H} J_1(2\lambda_n \sqrt{H})}, \quad b_n = 0 \dots\dots\dots (8)$$

となり、デルタ関数を外力項とする波動方程式の解は次式となる。

$$u(z, t) = -\frac{1}{\sqrt{H}} e^{-\alpha t} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\sin \beta_n t}{\beta_n} \frac{J_0(2\lambda_n \sqrt{z})}{\lambda_n J_1(2\lambda_n \sqrt{H})} \dots\dots\dots (9)$$

しかるに、原問題である式(2)に戻れば、地動加速度 $\ddot{u}_g(t)$ を入力項としたときの地盤の応答変位は、次の Duhamel の積分で与えられる。

$$u(z, t) = -\frac{1}{\sqrt{H}} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\beta_n} \frac{J_0(2\lambda_n \sqrt{z})}{\lambda_n J_1(2\lambda_n \sqrt{H})} \int_0^t e^{-\alpha(t-\tau)} \sin \beta_n(t-\tau) \ddot{u}_g(\tau) d\tau \dots\dots\dots (10)$$

また、この式の積分の項を時間 t で微分して演算を継続することにより、同じく $\ddot{u}_g(t)$ を入力項としたときの地盤の応答速度 \dot{u} と絶対応答加速度 $(\ddot{u} + \ddot{u}_g)$ は、それぞれ次式に示されるものとなる。

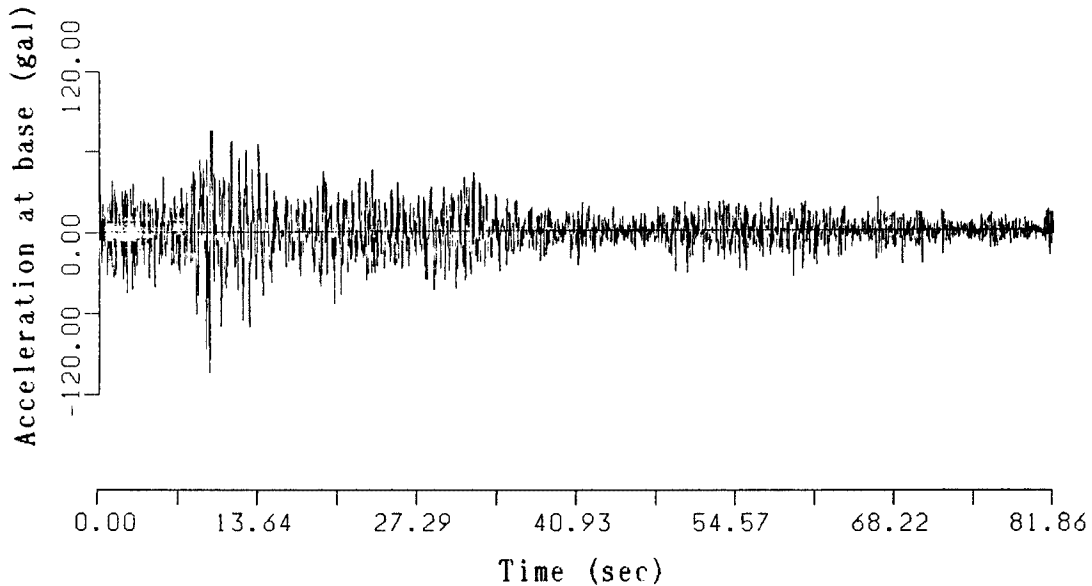


Fig. 2. Acceleration record used in analysis (E-W component, 1968 Tokachi-oki earthquake)

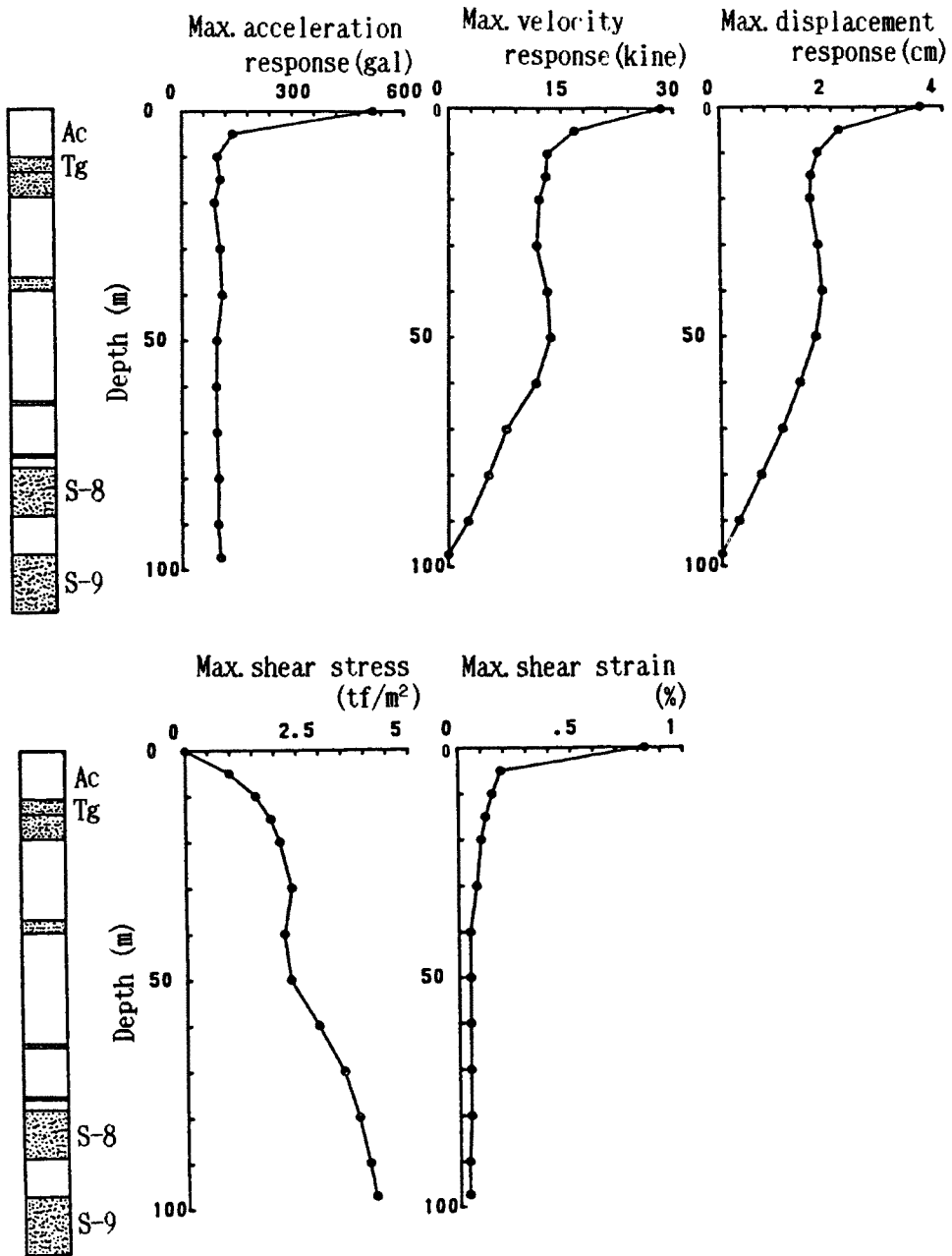


Fig. 3. Results of dynamic response analysis for a simplified model of Senshu-oki seabed

$$u(z, t) = -\sqrt{\frac{K}{\rho H}} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{J_0(2\lambda_n \sqrt{z})}{\beta_n J_1(2\lambda_n \sqrt{H})} \int_0^t e^{-a(t-\tau)} \cos\{\beta_n(t-\tau) + \gamma_n\} \ddot{u}_g(\tau) d\tau \dots \dots \dots (11)$$

$$\ddot{u}(z, t) + \ddot{u}_g(t) = \frac{K}{\rho} \frac{1}{\sqrt{H}} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\lambda_n J_0(2\lambda_n \sqrt{z})}{\beta_n J_1(2\lambda_n \sqrt{H})} \int_0^t e^{-a(t-\tau)} \sin\{\beta_n(t-\tau) + 2\gamma_n\} \ddot{u}_g(\tau) d\tau \dots \dots \dots (12)$$

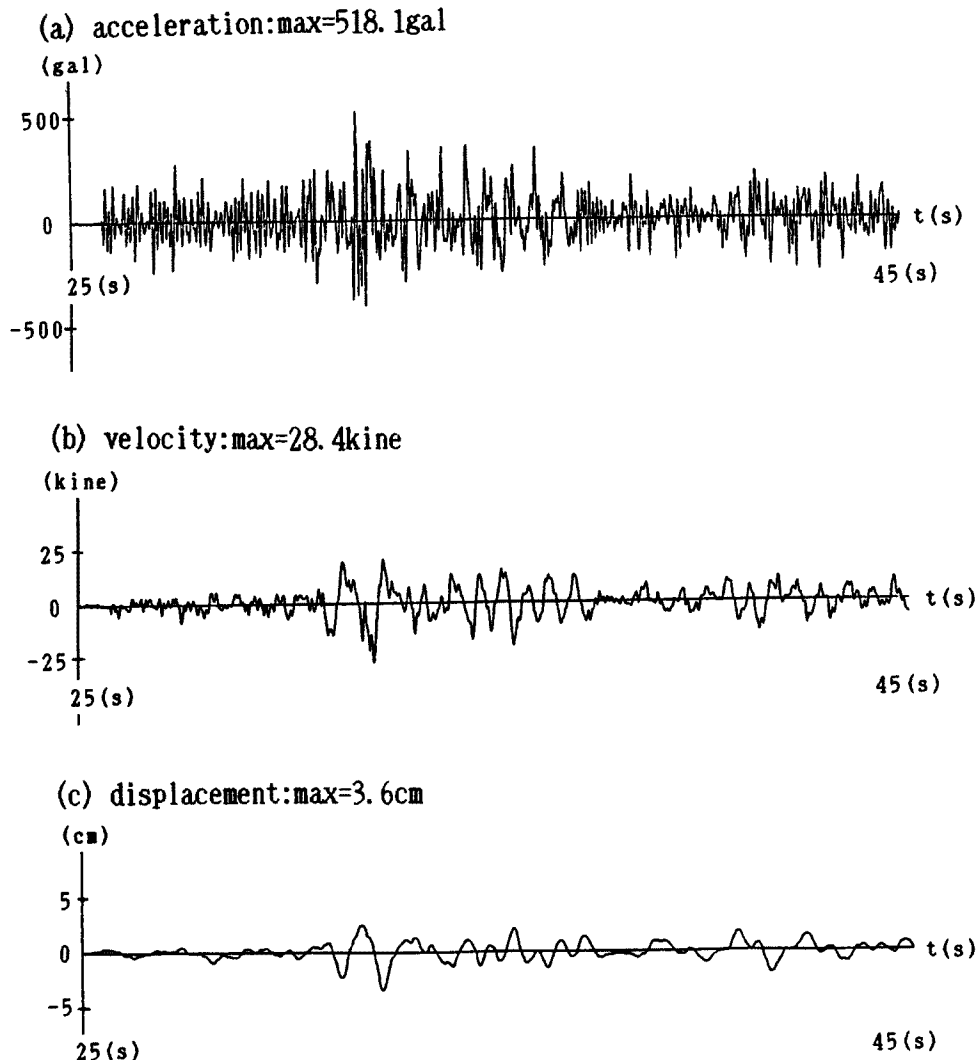


Fig. 4. Surface response of layer with depth-proportional shear modulus

ただし,

$$\gamma_n = \tan^{-1}\left(\frac{\alpha}{\beta_n}\right), \quad J_0(2\lambda_n\sqrt{H}) = 0$$

さきに Fig. 1 に示した海底地盤 (水深約 15 m) において, 海底面下深度 97.3 m に出現する基底礫層 (S-9) を入力基盤として, これに十勝沖地震 (1968. 5. 16) の八戸における E-W 成分の波形³⁾⁴⁾ (最大加速度 203.3 gal, Fig. 2 参照) を Fourier 級数に展開して地動 ($\ddot{u}_g = 104.7$ gal) として与えたとき, 堆積層の最大応答値の深さ方向の分布を式 (10) ~ (12) によって計算した結果を Fig. 3 (a) ~ (e) に示す。このさい地盤定数としては, $\rho = 1.70$ t/m³, $c = 3.58$ t/s · m³, $K = 1020$ t/m² · s², $H = 97.3$ m を与え, 演算には高速フーリエ変換を用いた。この K の値は, 地震時の変形係数のひずみ依存性を考慮して, PS 検層で得られた式 (1) の比例係数 ($900\rho = 1530$ t/m² · s²) の 2/3 倍を採用したものである。

Fig. 3 によると, 最上部の沖積層表面 (海底面) において最大応答変位 $u_{max} = 3.6$ cm, 最大応答速度 $\dot{u}_{max} = 28.4$ kine, 最大絶対応答加速度 $(\ddot{u} + \ddot{u}_g)_{max} = 518.1$ gal であり, 後者は入力基盤での最大地動加速度の約 5 倍に達することが知られる。このような応答の増幅は, 特に海底面に近い表層において顕著である。なお, この海底面での各時刻歴応答は Fig. 4 (a) ~ (c) に示されている。

5. 重複反射理論による数値解との比較

沖積層や洪積層などの比較的柔らかい地盤では、地表面近傍における地震動加速度の急激な増幅は、複雑な地層変化がある場合でも、それが水平方向に無限に広がっているならば、地層の境界面での反射屈折を考えた上下方向の伝播のみにより扱うことが許される。地盤の主要振動は、基盤から入射する水平せん断波 (S_H) が鉛直方向 (z 方向) に線形粘弾性地盤内を伝播するという現象で説明できる。重複反射理論はこの考え方に従っており、地盤の一次元波動方程式を基本としている⁵⁾。対象とする地盤は、水平方向に無限に広がる水平な N 個の層に分けられ、基盤層は下方に無限の広がりをもつと考える。各層については、層厚 h 、密度 ρ 、せん断弾性係数 G 、減衰比 β が既知である等方均質な層と考える。

水平せん断波の鉛直方向への伝播は、水平変位を $u=u(z, t)$ として、波動方程式

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \cdot \partial t} \dots\dots\dots (13)$$

で表わされる。ここに、 η は粘性係数である。円振動数 ω をもつ定常調和振動解を再び

$$u(z, t) = v(z) e^{i\omega t} \dots\dots\dots (3)$$

とおいて原式 (13) に代入すると、

$$v(z) = E \cdot \exp(ikz) + F \cdot \exp(-ikz) \dots\dots\dots (14)$$

なる一般解が得られる。ここに、 k は複素波数で

$$k^2 = \frac{\rho\omega^2}{G+i\omega\eta} = \frac{\rho\omega^2}{G^*} \dots\dots\dots (15)$$

であり、 G^* は複素せん断弾性係数である。解析の対象となる振動数範囲では G と η はほぼ一定であり、限界減衰比 β_{crit} と粘性係数 η との間には $\omega\eta = 2G\beta_{crit}$ なる関係がある。したがって、複素せん断弾性係数 G^* は

$$G^* = G + i\omega\eta = G(1 + 2i\beta_{crit}) \dots\dots\dots (16)$$

と表わされ、これは振動数に依存しないと仮定できる。

式 (3)、(14) より、原式 (13) の解として

$$u(z, t) = E \cdot \exp\{i(kz + \omega t)\} + F \cdot \exp\{-i(kz - \omega t)\} \dots\dots\dots (17)$$

が得られる。この式の右辺第1項は上昇波 (入射波) に、第2項は下降波 (反射波) にそれぞれ対応している。

一方、せん断応力は

$$\begin{aligned} \tau(z, t) &= G \frac{\partial u}{\partial z} + \eta \frac{\partial^2 u}{\partial z \cdot \partial t} = (G + i\omega\eta) \frac{\partial u}{\partial z} = G^* \frac{\partial u}{\partial z} \\ &= ikG^* \{E \cdot \exp(ikz) - F \cdot \exp(-ikz)\} \exp(i\omega t) \dots\dots\dots (18) \end{aligned}$$

となるが、堆積層の境界での変位 u と応力 τ の連続条件から、未知係数 E, F (層数 m に等しい個数) を漸化式により決定することができる。このとき複素インピーダンス比は

$$\alpha_m = \frac{k_m G_m^*}{k_{m+1} G_{m+1}^*} = \left(\frac{\rho_m G_m^*}{\rho_{m+1} G_{m+1}^*} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (19)$$

であり、また隣り合う任意の i 層・ j 層間での周波数伝達関数は

$$A_{i,j}(\omega) = \frac{u_i}{u_j} = \frac{E_i + E_j}{F_i + F_j} \dots\dots\dots (20)$$

となる。したがって、この系の任意の1層での振幅が与えられれば、すべての層の定常応答振動が定まることになる。

各層の変位振幅が既知となれば、各層における加速度波、ひずみ波などの形が求められる。すなわち、

$$\ddot{u}(z, t) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega [E \cdot \exp\{i(kz + \omega t)\} + F \cdot \exp\{-i(kz - \omega t)\}]$$

$$\gamma(z, t) = \frac{\partial u}{\partial z} = ik [E \cdot \exp\{i(kz + \omega t)\} + F \cdot \exp\{-i(kz - \omega t)\}] \dots\dots\dots (21)$$

上述の方法は定常調和振動（式（3））に対する成層地盤の応答に関するものであったが、不規則地震波に対する応答計算にはフーリエ変換の手法が用いられる。

地盤の構成関係を定める等価線形手法では、土質材料の非線形特性、すなわち、せん断弾性係数 G および減衰定数 h ($=\beta/\beta_{crit}$) とひずみ γ の関係を導入する必要があるが、ここでは Hardin-Drnevich モデルを用いる。これは地盤の各層を構成する土質に対して規準化ひずみ γ_r を定義し、任意のひずみ γ のときの G と h を次のように表現するものである。すなわち、

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}}, \quad \frac{h}{h_{max}} = \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \dots\dots\dots (22)$$

ここに、 G_{max} : 初期せん断弾性係数 (S波速度を用いて表現すれば、 $G_{max} = \rho v_s^2$),

h_{max} : 最大減衰定数 (30.3% を採用)。

入力地震波として4. で述べた十勝沖地震における八戸の記録を用いた。その諸元は、マグニチュード 7.9, 震央距離 235 km, 地表最大加速度 203.3 gal, 基盤最大加速度 201.7 gal, 初期微動部カット時間 22

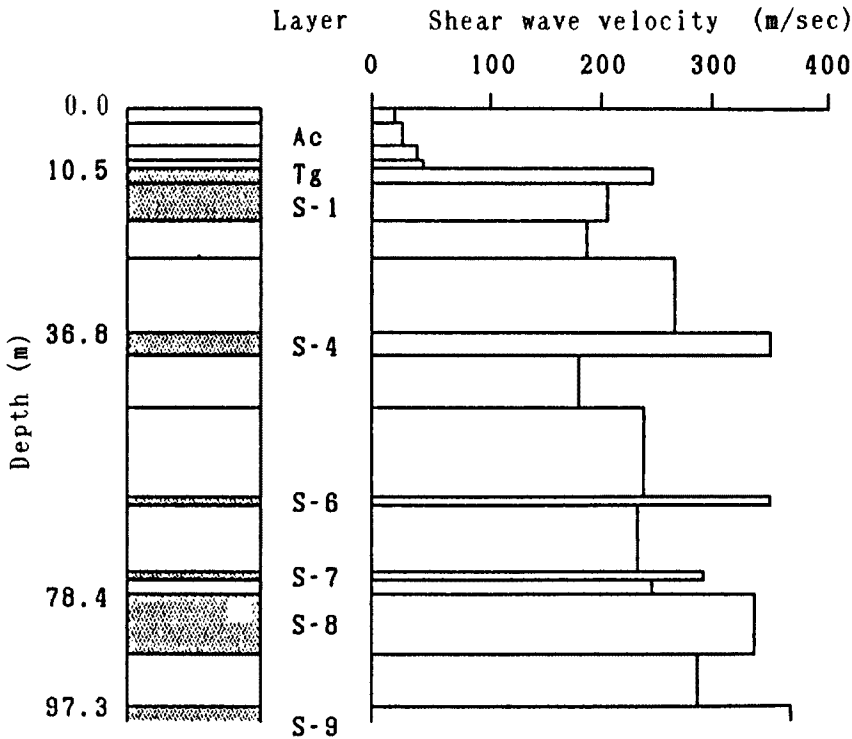


Fig. 5. Ground model used in the lumped-mass method

Table 1. Soil parameters for the ground model

No.	Name	Thickness H(m)	Soil type IS	Density ρ (t/m ³)	Shear wave velocity V(m/s)	Shear modulus 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	264.0	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

IS = 1 : Clay

IS = 3 : Sand

秒，表面波分離振動数 0.5 Hz，表面波分離時刻 28 秒である。

次に地盤モデルは Fig. 1 の PS 検層の結果をもとに，砂質土層，粘性土層の各地層ごとに Fig. 5 に示すモデルを用いた。地盤の各土質定数については Table 1 にまとめられている。

地震入力基盤を前節と同様に海底面下深度 97.3 m にある基底礫層 (S-9) に選び，ここに前述の八戸の記録から還元した入力加速度 ($\dot{u}_g = 104.7$ gal) を与えたときの応答計算結果を Table 2 および Fig. 6 に示す。これより，沖積粘土層において最大応答加速度が約 2.5 倍に増幅されているのに対し，下位の大阪層群では増幅率が非常に小さく，応答加速度は深度にかかわらずほぼ一定であることがわかる。このような応答特性は，4. で述べた解析解においても定性的に見られた事象であり，海底面近くの沖積層に対する耐震面の考慮が必要なことを示唆している。

なお，前節の解析解と本節の数値解との比較の結果は Table 3 のようにまとめられる。

Table 2. Results of dynamic response analysis for a model of Senshu-oki seabed

	H (m)	ρ (t/m ³)	V (m/s)	G (tf/m ²)	V_E (m/s)	G_E (tf/m ²)	h_E (%)	A_{max} (gal)	V_{max} (cm/s)	U_{max} (cm)	τ_{max} (tf/m ²)	$\dot{\gamma}_{max}$ (%)
Ac-1	2.9	1.47	23.0	79	16.6	41	14.6	257.5	35.7	7.3	0.5	1.19
Ac-2	2.9	1.47	32.5	158	24.0	86	13.8	161.9	23.7	5.0	0.8	0.93
Ac-3	2.3	1.47	40.7	248	30.8	143	12.9	176.5	20.8	3.6	0.9	0.65
Ac-4	2.4	1.47	57.5	496	44.3	295	12.3	139.8	17.0	2.8	1.1	0.39
Tg	3.5	2.00	246.7	12,421	235.9	11,360	2.6	136.9	17.6	2.5	1.3	0.01
S-1	5.2	2.00	200.0	8,163	181.0	6,688	5.5	130.2	17.6	2.5	2.2	0.03
C-1	6.6	1.66	190.0	6,115	170.3	4,914	5.9	131.2	17.2	2.5	3.1	0.06
C-2	11.0	1.66	264.1	11,815	248.7	10,476	3.4	105.9	16.2	2.4	3.8	0.04
S-4	2.9	2.00	345.0	24,291	333.1	22,645	2.1	107.0	16.7	2.2	4.1	0.02
C-3	9.1	1.63	186.3	5,773	163.4	4,441	7.0	108.8	16.6	2.2	4.3	0.10
C-4	14.7	1.63	241.1	9,668	223.5	8,312	4.3	103.0	14.9	1.6	4.4	0.05
S-6	1.3	2.00	340.0	23,592	330.3	22,269	1.7	127.0	11.1	1.2	4.2	0.02
C-5	10.8	1.58	228.0	8,381	209.7	7,092	4.7	127.1	10.9	1.2	4.2	0.06
S-7	0.8	2.00	290.0	17,163	278.9	15,878	2.3	122.4	7.1	0.7	4.1	0.03
C-6	2.0	2.00	245.0	12,250	231.8	10,962	3.2	122.4	7.0	0.7	4.1	0.04
S-8	10.4	1.84	335.9	21,184	324.6	19,780	2.0	120.1	6.5	0.6	4.5	0.02
C-7	8.5	1.66	280.0	13,280	262.6	11,677	3.7	94.7	4.3	0.4	5.3	0.05
S-9	100.0	2.00	360.0	26,449	348.4	24,765	1.9	102.9	0.0	0.0	5.3	0.02

H: Thickness (m), ρ : Density (t/m³), V: Shear wave velocity (m/s), V_E : Shear wave velocity during earthquake (m/s), G: shear modulus (tf/m²), G_E : shear modulus during earthquake (tf/m²), h_E : Damping coefficient (%), A_{max} : Max. acceleration response (gal), V_{max} : Max. velocity response (kine), U_{max} : Max. displacement response (cm), τ_{max} : Max. shear stress (tf/m²), $\dot{\gamma}_{max}$: Max. shear strain (%)

Table 3. Comparison of dynamic response calculation at the mudline between analytical and numerical methods

	Analytical	Numerical
u_{max}	3.6cm	7.3cm
\dot{u}_{max}	28.4cm/s	35.7cm/s
$(\ddot{u} + \ddot{u}_g)_{max}$	518.1gal	257.5gal
τ_{max}	0.8%	1.2%

($\ddot{u}_g = 104.7\text{gal}$)

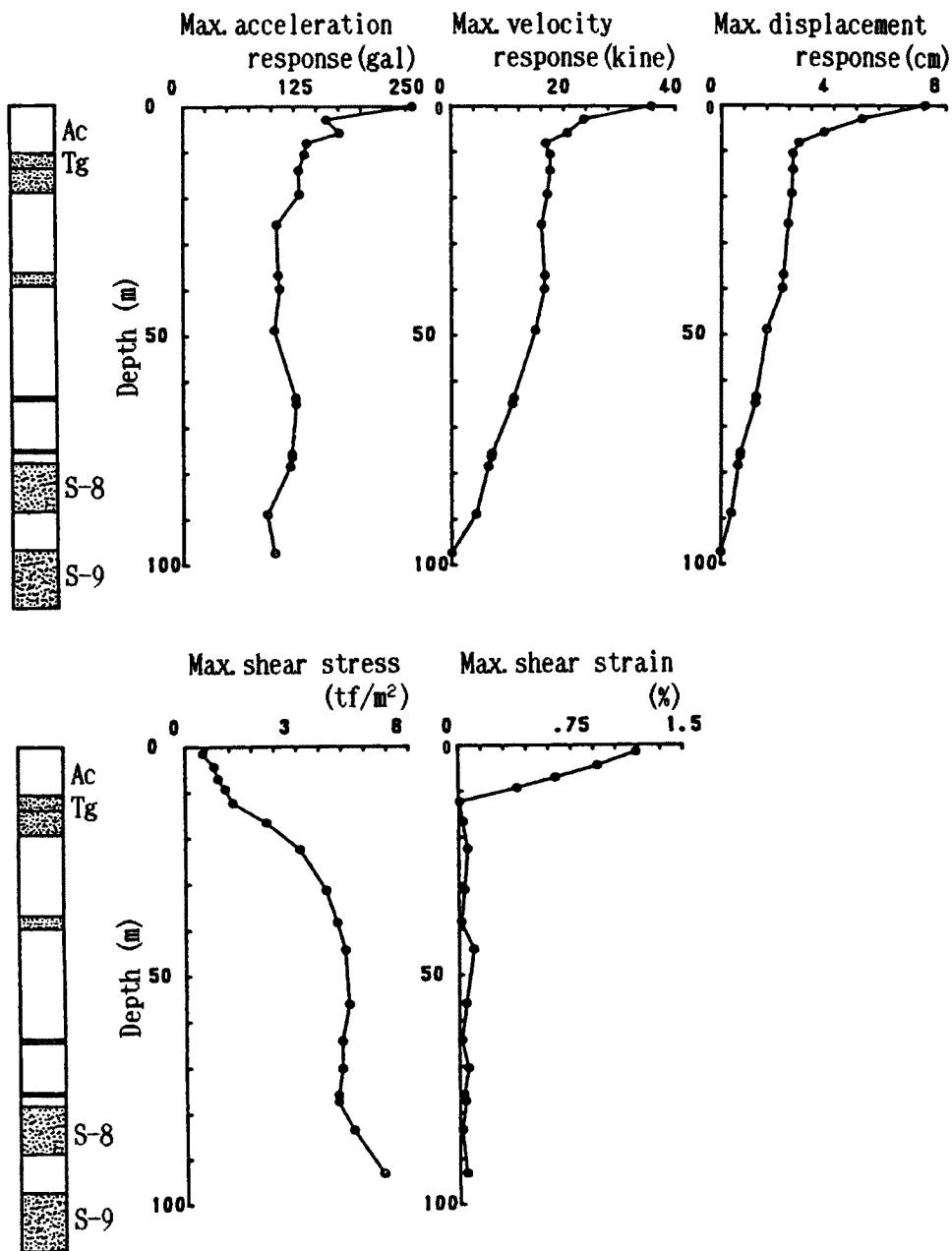


Fig. 6. Results of dynamic response analysis for a stratified model of Senshu-oki seabed

6. 地盤改良による耐震性の変化

前節までの考察により、天然の海底地盤は地震時にその表層近くにおいて著しく大きい応答を示すことが知られた。従来、主として陸上部において地震時の地盤災害の典型として砂地盤の液状化が指摘され、過去の震害記録も少なくないが、clay-richな海底地盤の地震時の災害の可能性も少なくないと予想せざるを得ない。

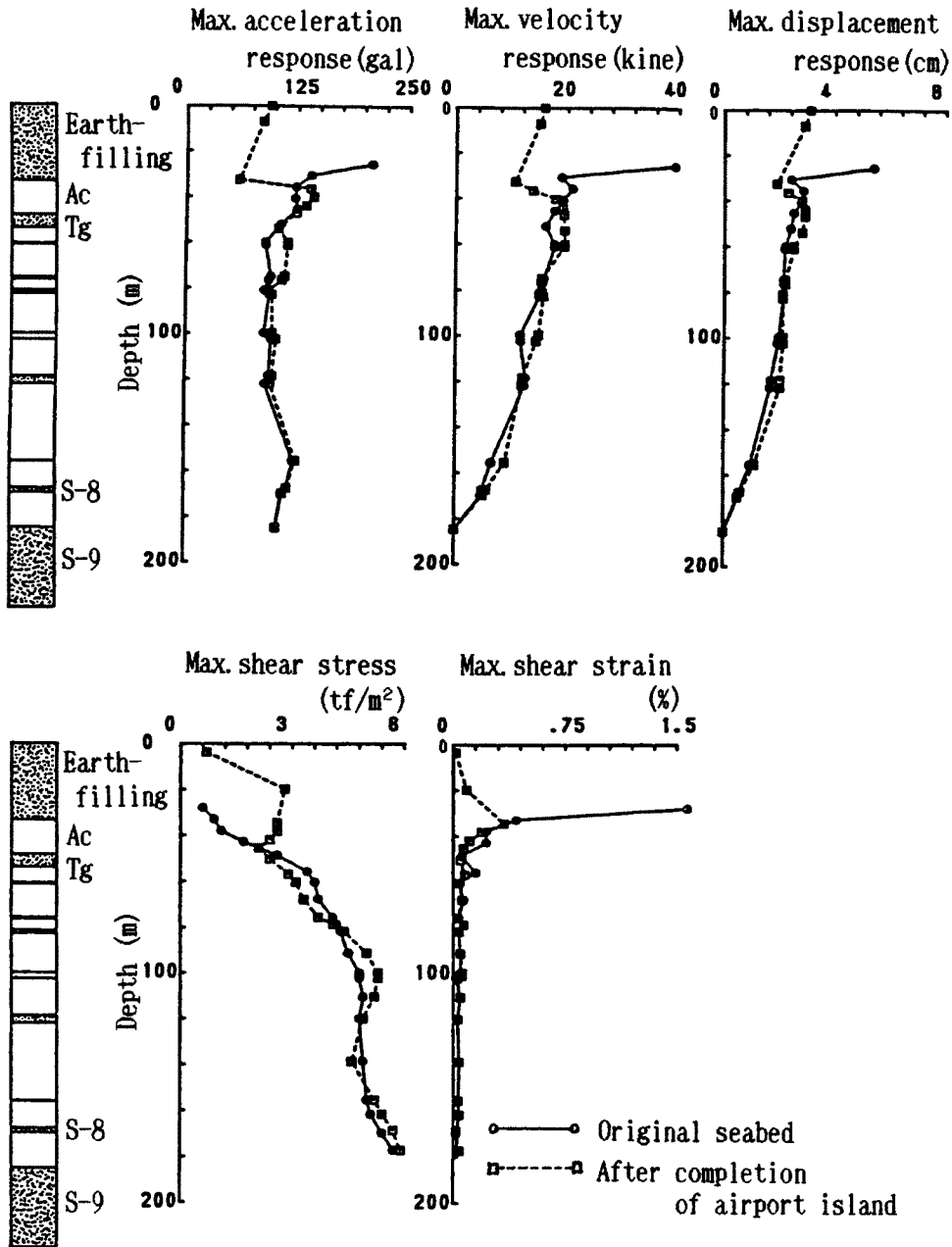


Fig. 7. Results of dynamic response analysis for a model of Kansai International Airport

関西国際空港建設工事では、空港島部分の海底沖積層は約20mの厚さをもつが、圧密促進のため全面的にサンドドレーン(φ40cm, 正方形配置, 砂柱間隔2.5m, ただし石積護岸部は2.0m)と埋立て盛土が施工される。これによって埋立工事が完成し、所定の圧密が完了する開港時には、在来の海底沖積層の密度およびせん断強度が増大し、耐震性も向上していることが期待される。加えて、この沖積層の上には山土からなる埋立層が約32.5mの厚さで載ることになるが、このようにして出現する人工島-海底地盤の連成系における動的応答特性を前節と同様の方法で調べた。この場合の連成系の各土質定数をTable 4に示す。表中、改良された沖積層の密度は圧密沈下量の計算より、またせん断弾性係数は沖積粘土の強度

Table 4. Soil parameters for the ground model with airport island

No	Name	Thickness H(m)	Soil type IS	Density ρ (t/m ³)	Shear wave velocity V(m/s)	Shear modulus G(tf/m ²)
1	M-1	7.0	3	2.00	150.0	4,592
2	M-2	25.6	3	2.00	150.0	4,592
3	Ac-1	3.7	1	1.59	82.2	1,096
4	Ac-2	3.7	1	1.64	106.3	1,891
5	Ac-3	3.7	1	1.69	129.0	2,870
6	Ac-4	3.3	1	1.88	137.4	3,622
7	Tg	6.8	3	2.00	170.0	5,898
8	Tc	5.9	1	1.98	150.0	4,546
9	S-1	1.3	3	1.90	210.0	8,550
10	C-1	13.5	1	1.56	200.0	6,367
11	C-1s	1.9	3	1.73	265.0	12,397
12	C-1	4.3	1	1.74	200.0	7,102
13	S-2	1.8	3	2.00	240.0	11,755
14	C-2	17.1	1	1.78	251.0	11,443
15	S-3	0.2	3	2.00	229.0	10,702
16	C-2	2.3	1	1.66	251.0	10,672
17	S-4	0.2	3	2.00	325.0	21,556
18	C-3	16.0	1	1.66	260.0	11,451
19	S-5	3.4	3	2.00	313.0	19,994
20	C-4	33.5	1	1.68	290.0	14,417
21	S-7	0.4	3	2.00	301.0	18,490
22	C-6	11.7	1	1.73	295.0	15,363
23	S-8	2.4	3	1.84	379.0	26,969
24	C-7	15.0	1	1.70	326.0	18,436
25	S-9	100.0	3	2.00	412.0	34,642

IS=1 : Clay
IS=3 : Sand

増加率 $c_w/p = 0.34$ を 40% 低減して 0.20 とした値をもとに、それぞれ推定した数値である。

さきと同じ条件で、深度 97.3 m の基底礫層に入力地震波を与えたときの応答計算の結果は Fig. 7 に示されている。これより、各応答値とも沖積層および埋立層部分において著しく減少し、このタイプの入力地震波に対しては海底地盤の地盤改良による耐震性の向上が顕著であることが知られる。

7. 沖合岸壁の耐震安定解析

前節までに述べた海底地盤の動的応答特性にもとづいて、地震時における沖合構造物の耐震安定を検討する。対象とする構造物は Fig. 8 に示す空港島の北西側の緩傾斜石積護岸部であり、海側の法先盛土部を除いて海底沖積粘土層はサンドドレーンにより改良されている⁶⁾。

安定解析は全応力にもとづく円弧すべり面法 ($\phi=0$ -解析法) によったが、すべり土塊を鉛直側面をもつ細片に分割して、それぞれの図心にさきの Fig. 2 の入力地震波 (基底礫層における地動 $\ddot{u}_g = 104.7$ gal) に対して応答解析で得られた最大応答加速度を水平に与えた。ただし、粘性土の動的せん断強度は静的非排水強度の 50% 増とし、埋立ておよび護岸材料としての砂質または礫質材料の内部摩擦角を $\phi = 32^\circ$ と仮定した。計算の結果は、常時のすべりに対する安全率 $F = 1.96$ に対し、地震時には Fig. 8 のように $F = 1.06$ に低下することがわかる。臨界円の形は、護岸前面のマウンド用敷砂と海底面直下の沖積層の表層部をごく薄く切る半径の大きい円弧である。

次に、海底面近傍の沖積粘土は液性指数が 1.0 を越えており、鋭敏比が大きいことが知られている。このような地盤にいったんすべりが生じると、すべり土塊が液状化して副次的な後退性すべり (successive retrograde slide) の発生する危険性が考えられる⁷⁾。これに対する検討を行なった結果、さきの Fig. 8 に破線で示すすべり円について安全率 $F = 1.23$ が得られた。これより、地震時に後退性すべり破壊が次々と生じる可能性はあまり大きくないことが結論される。

8. 結 論

本文では、内陸部や臨海部に比べて不詳な点が多い沖合海底地盤の土質工学的性質、特に動的特性と、

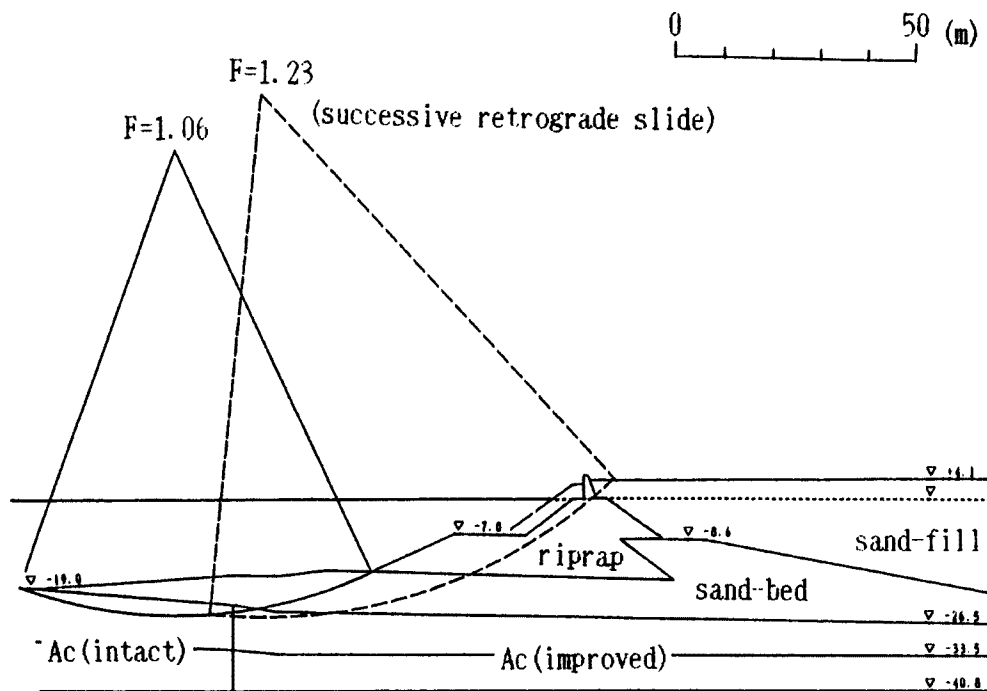


Fig. 8. Seismic stability analysis of offshore quay structure

そこに築造される人工島や土木構造物の耐震安定解析について記述した。すなわち、まず沖合いの地盤はわれわれになじみの多い陸上部の地盤と比較して、大きい深度にわたって clay-rich であり、埋立てや構造物の設計に対する地盤条件が酷しくなることを述べた。

次に、泉州沖約 5 km の海域に約 500 ha を埋立てる関西国際空港地点での孔内 PS 検層の結果を用いて、沖合海底地盤の動的性質の特徴をあげ、応答計算に用いるべきせん断弾性係数が海底面からの深さにほぼ比例して増加するが、これは当該地点の土質構成が、海底面直下の正規圧密沖積粘土層はもちろん、それ以深の大阪層群全般にわたって過圧密比がきわめて小さいことに由来することを明らかにした。

そして、このような正規圧密に近い地盤の動的応答を定める理論式を誘導し、振動のモードが深度の平方根に対して単に零次の Bessel 関数の形で表現されることを明らかにするとともに、応答変位・速度・加速度を与える解析解を示した。また、関西国際空港地点について重複反射理論による数値解との比較を行い、理論解の妥当性を検討するとともに、入力地震波の型によっては海底面近くの沖積層において応答の増幅が顕著になることを例示した。

さらに、空港島埋立工事に伴う沖積粘土層の地盤改良が耐震性の向上に寄与する程度を数値解により明らかにするとともに、円弧すべり面法によって沖合岸壁の耐震安定解析を実施したが、鋭敏比の高い表層海底地盤の後退性すべりの可能性に対しても検討を行なった。

Fig. 1 に掲げた孔内 PS 検層データは(財)大阪土質試験所岩崎好規所長より提供されたものである。また、地盤の耐震性の検討に関して交通土木工学教室杉戸真太助手の教示を得、さらに応答計算と安定計算の一部について大学院工学研究科土木工学専攻辻 泰志君の助力を得た。ともに付記して、いずれも感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 中世古幸次郎・岩崎好規：大阪湾海底堆積地盤の弾性波速度に関する特性，海底地盤に関するシンポジウム論文集（土質工学会関西支部），1987，pp. 79-84.
- 2) 赤井浩一・田村 武：正規圧密またはそれに近い過圧密地盤の動的応答解析への一寄与（ノート），土木学会論文集，No. 394，1988，pp. 131-134.
- 3) 土田 肇・倉田栄一・須藤克子：1968年十勝沖地震とその余震の港湾地域における強震記録，港湾技術研究所資料，No. 80，1969.
- 4) 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，No. 277，1978，pp. 25-38.
- 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) 古土井光昭・矢島道夫：関西国際空港の建設計画，土と基礎，Vol. 34，No. 1，1986，pp. 13-18.
- 7) Bjerrum, L.: Stability of Natural Slopes in Quick Clay, Geotechnique, Vol. 5, No. 1, 1955, pp. 101-109.