



土 木 研 究 所 資 料

第 9 7 2 号

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

昭和 49 年 10 月

建設省土木研究所

目 次

まえがき

1 章 概 説	1
2 章 地中部における杭の応力算出法	2
2-1 応力算出法（簡略化手法）および試算例	2
2-2 一様な表層地盤中の基礎杭の応力算出法（精密な方法）	7
2-2-1. 計 算 式 の 誘 導	7
2-2-2. 数 値 計 算 例	12
2-3. 一様な表層地盤中の基礎杭の簡略化手法による応力算出法の誘導	21
3 章 地中部における杭の地震応答解析	23
3-1. 概 説	23
3-2. 川崎側人工島部	27
3-2-1. 計 算 条 件	27
3-2-2. 平均応答スペクトル曲線を用いた計算	27
3-2-3. 観音崎の加速度記録を用いた計算	35
3-3. 木更津側橋梁区間	40
参 考 文 献	49
付属資料-1 杭と地盤を結ぶばね定数	51
付属資料-2 杭端部付近の応力補正係数	55
付属資料-3 耐震設計上の基盤面	60

ま え が き

本報告は地震時の地盤のせん断変形によって生じる基礎杭の変形と応力の算定法を提案したものである。

昭和 49 年 10 月

振 動 研 究 室 室 長 栗 林 栄 一
研究員 川 島 一 彦
宮 田 忠 明

1 章 概 説

地震時に基礎杭に変形を及ぼす要素には図1-1に示すように次の2種類がある。

(1) 上載構造物の自重および慣性力

(2) 杭周辺地盤のせん断変形

(1)はChangの公式として基礎杭の設計に広く取り入れられている。ここでは、(2)の地盤のせん断変形によって杭に生じる応力を次の条件の下に求めた。

(1) 表層地盤は一定の厚さで水平に無限の拡がりを持ち、かつ基礎は水平に半無限に連続して存在する。

(2) 表層地盤と基礎杭の相互作用を表わすモデルとして、杭の質量は無視し弾性基礎上の梁として取り扱う。

(3) 図1-1に示すように上載構造物の自重および慣性力の影響は別途求めるものとする。

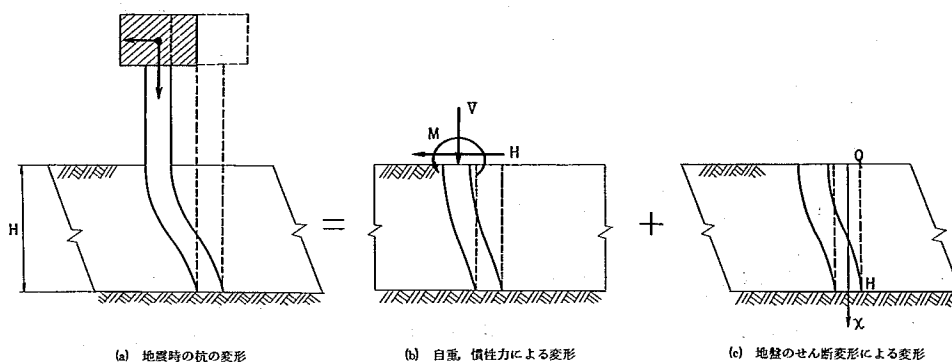


図1-1 杭に作用する地震力

2 章 地中部における杭の応力算出法

2-1. 応力算出法 (簡略化手法) および試算例

周辺地盤が地震時にせん断変形することによって基礎杭に生じる曲げモーメントは次式によって求める。

$$M(x) = \xi(x) \cdot \eta \cdot \frac{1}{1 + \left(\frac{\pi}{2\lambda L}\right)^4} \cdot \frac{\pi^2 EI}{4L^2} u_h \quad (2-1)$$

ここで,

$M(x)$: 地表面から $x(m)$ の点における杭の曲げモーメント ($t \cdot m$)

H : 表層地盤の厚さ (m) ($=L$)

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K}{EI}} \quad (1/m) \quad (= \sqrt{2\beta}) \quad (2-2)$$

L : 杭の長さ (m) ($=H$)

K : 地盤と杭を結ぶばね定数

EI : 杭の曲げ剛さ ($t \cdot m^2$)

u_h : 地盤の地表面変位 (cm) で次式で求める。

$$u_h = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{T}{2\pi} \cdot S_v \cdot k_h \quad (2-3)$$

T : 地盤のせん断振動 1, 次固有周期 (sec)

$$T = \frac{4H}{V_s} \quad (2-4)$$

V_s : 地盤のせん断弾性波速度 (m/sec)

S_v : 応答速度の基準値 (図 2-1 参照)

k_h : 基礎における設計水平震度

η : 杭の長ささと曲げ剛さに関する係数 ($\doteq 1.0$)

$\xi(x)$: 杭端部付近の補正係数で杭先端の境界条件に応じて次式で計算するか, もしくは, 図 2-2,

図 2-3 から求める。

$$\xi(x) = \sqrt{\phi_1(x)^2 + \phi_2(x)^2} \quad (2-5)$$

ここに,

$$\left. \begin{aligned} \phi_1(x) &= f_3 \sinh \beta x \cos \beta x - f_1 \cosh \beta x \sin \beta x - f_5 \sinh \beta x \sin \beta x \\ &\quad - \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \right) \\ \phi_2(x) &= \cosh \beta x \cos \beta x + f_4 \sinh \beta x \cos \beta x - f_2 \cosh \beta x \sin \beta x \\ &\quad - f_6 \sinh \beta x \sin \beta x - \cos \left(\frac{2\pi x}{L} \right) \end{aligned} \right\} \quad (2-6)$$

ここで,

(a) 杭先端が自由の場合

$$\left. \begin{aligned}
 f_1 &= \frac{1}{\Delta_1} \left[\{ C_1 (C_4 - C_1) - C_3 (C_3 + C_2) \} \frac{2\pi}{\beta L} + (C_3 + C_2) \right] \\
 f_2 &= \frac{1}{\Delta_1} \left[C_1 (C_3 - C_2) - C_4 (C_3 + C_2) + C_1 \frac{2\pi}{\beta L} \right] \\
 f_3 &= \frac{1}{\Delta_1} \left[\{ C_1 (C_4 + C_1) - C_2 (C_3 + C_2) \} \frac{2\pi}{\beta L} + (C_3 + C_2) \right] \\
 f_4 &= f_2 \\
 f_5 &= \frac{1}{\Delta_1} \left[\{ C_3 (C_4 + C_1) - C_2 (C_4 - C_1) \} \frac{2\pi}{\beta L} - 2C_1 \right] \\
 f_6 &= \frac{1}{\Delta_1} \left[(C_3 - C_2)^2 + 2C_1 C_4 - (C_2 - C_3) \frac{2\pi}{\beta L} \right] \\
 \Delta_1 &= C_3^2 - C_2^2 + 2C_1^2
 \end{aligned} \right\} (2-7)$$

(b) 杭先端が固定されている場合

$$\left. \begin{aligned}
 f_1 &= \frac{1}{\Delta_2} \left[\{ C_2 (C_3 - C_2) - C_4 (C_4 + C_1) \} \frac{2\pi}{\beta L} + 2(C_3 - C_2) \left(\frac{\beta L}{2\pi} \right)^2 \right] \\
 f_2 &= \frac{1}{\Delta_2} \left[C_1 (C_3 - C_2) - C_4 (C_3 + C_2) + 2C_4 \frac{\beta L}{2\pi} \right] \\
 f_3 &= \frac{1}{\Delta_2} \left[\{ C_4 (C_4 - C_1) - C_3 (C_3 - C_2) \} \frac{2\pi}{\beta L} + 2(C_3 - C_2) \left(\frac{\beta L}{2\pi} \right)^2 \right] \\
 f_4 &= f_2 \\
 f_5 &= \frac{1}{\Delta_2} \left[\{ C_3 (C_4 + C_1) - C_2 (C_4 - C_1) \} \frac{2\pi}{\beta L} - 4C_4 \left(\frac{\beta L}{2\pi} \right)^2 \right] \\
 f_6 &= \frac{1}{\Delta_2} \left[(C_3 + C_2)^2 - 2C_1 C_4 - 2(C_2 + C_3) \frac{\beta L}{2\pi} \right] \\
 \Delta_2 &= C_2^2 - C_3^2 + 2C_4^2
 \end{aligned} \right\} (2-8)$$

$$\left. \begin{aligned}
 C_1 &= \sin \beta L \sinh \beta L, & C_2 &= \sin \beta L \cosh \beta L \\
 C_3 &= \cos \beta L \sinh \beta L, & C_4 &= \cos \beta L \cosh \beta L \\
 L &= 4 \ell (= 4H)
 \end{aligned} \right\} (2-9)$$

試算例として、地盤の剛さが一定 ($G_s = 1428 \text{ t/m}^2$) で杭長 ℓ が 10m , 20m , 30m , 40m と４段階に変化する場合は試算結果を図 2-4, 2-5 に示す。ここで、点線が (2-1) 式の簡略化手法による結果を、実線が後述の精密式による結果を示している。なお、基盤での設計水平震度 k_h は 0.15 であり、杭は直径 1.2m 、肉厚 16mm の鋼管杭 (図 2-9) とした。

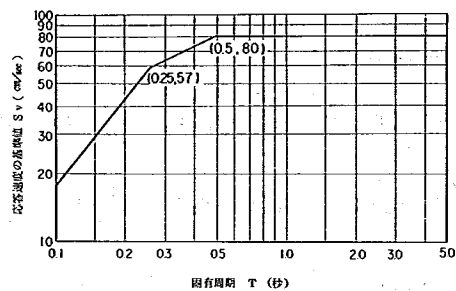


図 2-1 応答速度の基準値

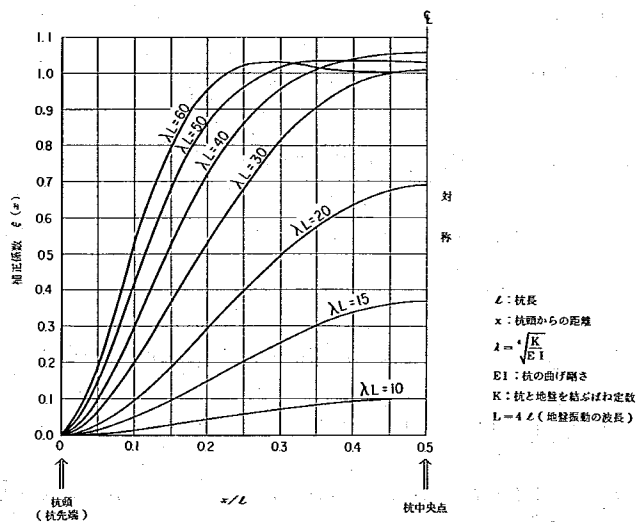


図 2-2 杭端部付近の補正係数（杭先端が自由の場合）

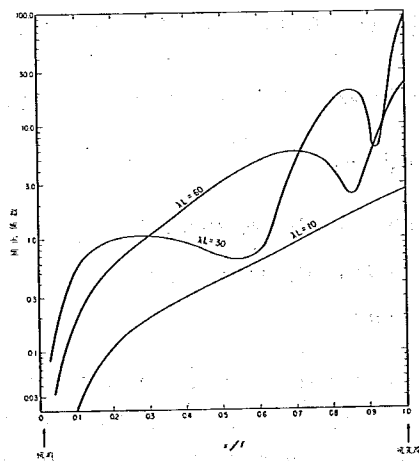
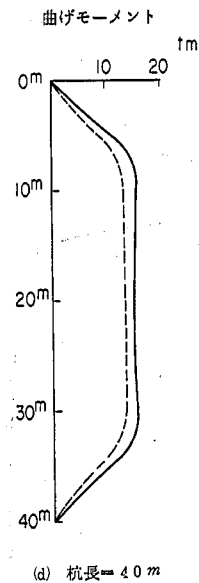
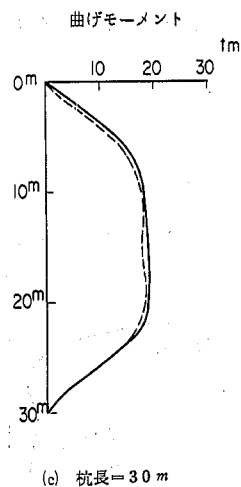
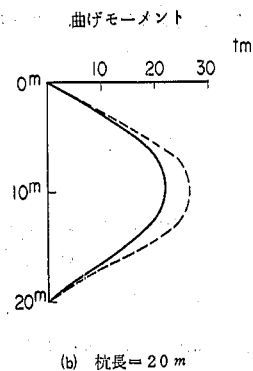
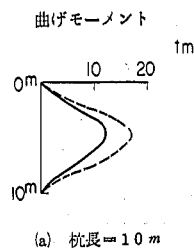


図 2-3 杭端部付近の補正係数（杭先端が固定の場合）



杭

$$\begin{cases} \phi = 1.2 \text{ m} \\ I = 1.04 \times 10^2 \text{ m}^4 \\ A = 5.95 \times 10^2 \text{ m}^2 \\ E = 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

地盤
 $G_s = 1428 \text{ t/m}^2$
 スペクトル
 平均応答スペクトル曲線
 (岩盤, $h = 0.2$)
 $k = 0.15$

—— (2-44) 式による精密解 (図2-16 参照)
 - - - (2-1) 式および図2-2による簡略解

図2-4 精密解と簡略解による曲げモーメント分布の比較 (杭先端が自由の場合)

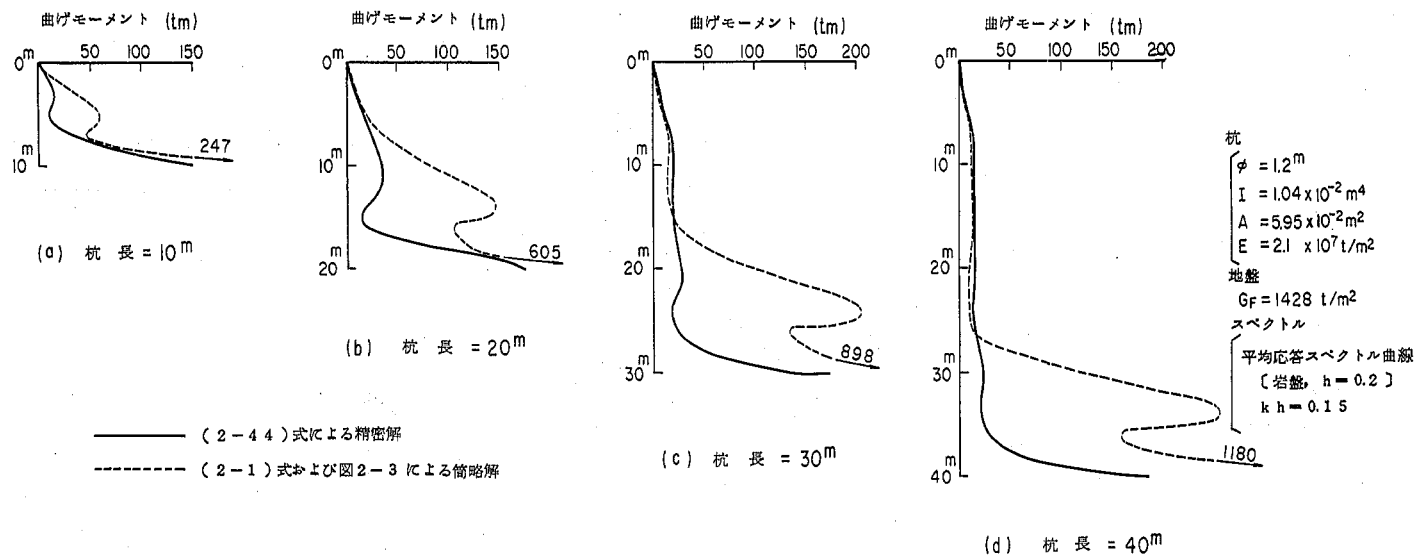


図2-5 精密解と簡略解による曲げモーメント分布の比較 (杭先端が固定されている場合)

2-2 一様な表層地盤中の基礎杭の応力算出法（精密な方法）

2-2-1. 計算式の誘導

ある深さをもつ地盤の基部に地震動加速度 $\ddot{z}_B$ が作用した場合の地盤のせん断振動の方程式は粘性減衰を考慮すると次式で表わされる。

$$\frac{r_s}{g} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + C \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x} \left(G_s \frac{\partial u}{\partial x} \right) = -\frac{r_s}{g} \frac{\partial^2 z_B}{\partial t^2} \quad (2-10)$$

ここで、

- u : 任意の深さ x における地盤の変位
- r_s : 土の湿潤単位体積重量
- G_s : 深さ x における地盤のせん断弾性係数
- C : 深さ x における粘性減衰係数
- z_B : 基部における地震動の変位
- g : 重力の加速度

r_s, G_s, C などの諸量は深さ方向に変化すると考えられるが、このような条件を考慮して (2-10) 式の一般的な解を求めることは容易ではない。そのため、ここでは次のような簡単な条件の下に (2-10) 式を解き、地盤中に埋込まれた杭に作用する応力を求めた。

- 1) 地盤を図2-6に示すように表層地盤と基盤にモデル化し、表層地盤の剛さは一定とする。
- 2) モーダル・アナリシスによる解析を行なうものとし、各モードに適當な減衰定数を見込む。

以上のような仮定を置いて (2-10) 式から、地盤の自由振動の方程式を求めると次のようになる。

$$\frac{r_s}{g} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - G_s \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = 0 \quad (2-11)$$

(2-11) 式より振動モード関数 $X(x)$ は次式で与えられる。

$$X(x) = C_1 \sin\left(\frac{\omega}{V_s} x\right) + C_2 \cos\left(\frac{\omega}{V_s} x\right) \quad (2-12)$$

ここで、 V_s : 表層地盤のせん断弾性波速度 $V_s = \sqrt{g G_s / r_s}$

ω : 固有振動数

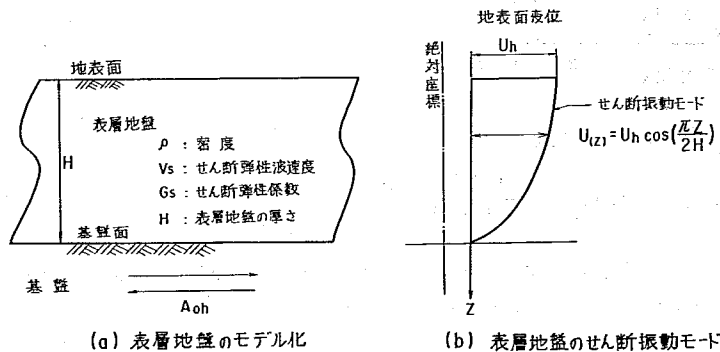


図2-6 表層地盤のせん断振動モード

(2-12)式の未定定数 C_1, C_2 は次の境界条件から求める。

$$\left. \begin{array}{ll} 1) \text{ 基盤面で 変位} = 0 & \text{すなわち, } x=0: X=0 \\ 2) \text{ 地表面で せん断力} = 0 & \text{すなわち, } x=H: C_1 \cos\left(\frac{\omega H}{V_s}\right) = 0 \end{array} \right\} \quad (2-13)$$

(2-13)式より

$$\frac{\omega H}{V_s} = \frac{2i-1}{2} \pi \quad (i=1, 2, 3, \dots) \quad (2-14)$$

固有周期は次のようになる。

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} = \frac{4H}{(2i-1)V_s} \quad (2-15)$$

(2-12)式, (2-15)式より振動モード関数は最大振幅を1とすると次式で表わされる。

$$X_i(x) = \cos\left(\frac{2i-1}{2H} \pi x\right) \quad (2-16)$$

次に(2-10)式の解を

$$u(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} u_i(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} X_i(x) \cdot q_i(t) \quad (2-17)$$

ここで,

$u_i(x, t)$: i 次の地盤変位

$X_i(x)$: i 次の振動モード関数

$q_i(t)$: i 次の基準座標

とおくと, $q_i(t)$ は次式の解として与えられる。

$$\ddot{q}_i + 2h_i \omega_i \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = -\Gamma_i \ddot{z}_B \quad (2-18)$$

ここで,

ω_i : i 次の振動モードに対する固有振動数

h_i : i 次の振動モードに対する減衰定数

Γ_i : i 次の刺激係数

i 次の刺激係数 Γ_i は次式で与えられる。

$$\Gamma_i = \frac{\int_0^H \frac{r_s}{g} X_i dx}{\int_0^H \frac{r_s}{g} X_i^2 dx} = \frac{(-1)^{i-1} \cdot 4}{(2i-1)\pi} \quad (2-19)$$

(2-19)式を(2-18)式に代入すると

$$\ddot{q}_i + 2h_i \omega_i \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = -\frac{(-1)^{i-1} \cdot 4}{(2i-1)\pi} \ddot{z}_B \quad (2-20)$$

q_i の時刻応答は, 基盤における地震動の加速度 $\ddot{z}_B$ が与えられれば(2-20)式を積分することにより求められるが,

応答スペクトル曲線を用いると, その最大値は次のように求めることができる。

$$|q_i|_{\max} = \frac{4}{(2i-1)\pi} \cdot S_{D,1} \cdot k_b \quad (2-21)$$

ここで、 $S_{D,i}$ は固有周期 T_i 、減衰定数 h_i の i 次のモードに対する応答スペクトルの値であり、地震動の加速度記録 $\ddot{z}_g$ に対応してあらかじめ与えられていると考えてよい。 k_b は基盤における設計水平震度である。したがって、(2-21) 式を (2-17) 式に代入すると地盤の変位の最大値は次のようになる。

$$|u|_{\max} = \sum_{i=1}^{\infty} |u_i| = \sum_{i=1}^{\infty} |X_i| \cdot |q_i|_{\max} \quad (\text{絶対値和}) \quad (2-22)$$

もしくは、

$$|u|_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^{\infty} |u_i|^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^{\infty} (|X_i| \cdot |q_i|_{\max})^2} \quad (\text{自乗和の平方根}) \quad (2-23)$$

次に、杭を弾性基礎上の梁と考えると、弾性床が (2-22) 式もしくは (2-23) 式で運動するときの杭の運動方程式は次式で与えられる。

$$m \frac{\partial^2 y_i}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 y_i}{\partial x^4} = k (u_i - y_i) \quad (2-24)$$

ここで、

- m : 杭の単位長あたりの質量
- y_i : i 次の地盤変位が与えられた場合の杭の変位
- u_i : i 次の最大地盤変位
- EI : 杭の曲げ剛さ
- k : 単位長あたりの地盤反力係数

杭は細いため (2-24) 式の第1項の影響は微小と考えると (2-24) 式は次のようになる。

$$EI \frac{d^4 y_i}{dx^4} + k y_i = k u_i \quad (2-25)$$

ここで、(2-16) 式、(2-21) 式を (2-25) 式に代入すると次式となる。

$$EI \frac{d^4 y_i}{dx^4} + k y_i = k \cdot |q_i|_{\max} \cos \left(\frac{2i-1}{2H} \pi x \right) \quad (2-26)$$

(2-26) 式で、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{EI}} \quad (2-27)$$

とおくと、(2-26) 式は次のようになる。

$$\frac{d^4 y_i}{dx^4} + 4\beta^4 y_i = 4\beta^4 |q_i|_{\max} \cos \left(\frac{2i-1}{2H} \pi x \right) \quad (2-28)$$

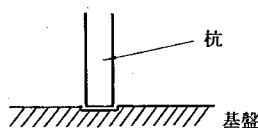
したがって、杭の変位は (2-28) 式に適当な境界条件を導入して求めることができる。ここでは、次の境界条件の下に (2-28) 式の一般解を求めた。

- 1) 上載構造物の自重および慣性力が伝えられることによって杭に生じる応力は別に求めることにすると、地震時の地盤の変形によっては杭頭には曲げモーメントおよびせん断力は作用しない。
- 2) 杭の下端においては、杭が堅い基盤に打込まれている場合には変位および回転角が0となる。杭の下端が堅い基盤に打込まれていない場合には曲げモーメントおよびせん断力が0となる。(図2-7)

すなわち、境界条件は次式となる。

1) 杭下端が自由の場合

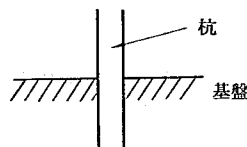
$$\left. \begin{aligned} x=0 &: \frac{d^2 y_i}{dx^2} = \frac{d^3 y_i}{dx^3} = 0 \\ x=H &: \frac{d^2 y_i}{dx^2} = \frac{d^3 y_i}{dx^3} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (2-29)$$



2) 杭下端が固定の場合

$$\left. \begin{aligned} x=0 &: \frac{d^2 y_i}{dx^2} = \frac{d^3 y_i}{dx^3} = 0 \\ x=H &: y_i = \frac{dy_i}{dx} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (2-30)$$

(a) 杭先端が自由の場合



(b) 杭先端が固定の場合

(2-28)式の一般解は次式となる。

$$\begin{aligned} y_i(x) = & (A_{1,i} \sin \beta x + A_{2,i} \cos \beta x) \sinh \beta x + (A_{3,i} \sin \beta x \\ & + A_{4,i} \cos \beta x) \cosh \beta x + \alpha_i |q_i|_{\max} \cos \left(\frac{2i-1}{2H} \pi x \right) \end{aligned} \quad (2-31)$$

図2-7 杭先端の境界条件

ここで、

$$\alpha_i = \frac{1}{1 + \left(\frac{2i-1}{2\lambda H} \pi \right)^4} \quad (2-32)$$

$A_{j,i}$ ($j=1 \sim 4$): i 次モードに対する未定係数

杭の変位が(2-31)式で求められれば、杭に生じる曲げモーメントおよびせん断力は(2-31)式を x で微分することにより次のように求められる。

$$\begin{aligned} M_i(x) = & -EI \frac{d^2 y_i}{dx^2} \\ = & -2\beta^2 EI \left[(A_{1,i} \cos \beta x - A_{2,i} \sin \beta x) \cosh \beta x + (A_{3,i} \cos \beta x - A_{4,i} \sin \beta x) \sinh \beta x \right. \\ & \left. - \frac{1}{2} \alpha_i |q_i|_{\max} \varphi_i^2 \cos \left(\frac{2i-1}{2H} \pi x \right) \right] \end{aligned} \quad (2-33)$$

$$\begin{aligned} Q_i(x) = & -EI \frac{d^3 y_i}{dx^3} \\ = & -2\beta^3 EI \left[(-\sin \beta x \cosh \beta x + \cos \beta x \sinh \beta x) A_{1,i} - (\cos \beta x \cosh \beta x + \sin \beta x \sinh \beta x) A_{2,i} \right. \\ & + (-\sin \beta x \sinh \beta x + \cos \beta x \cosh \beta x) A_{3,i} - (\cos \beta x \sinh \beta x + \sin \beta x \cosh \beta x) A_{4,i} \\ & \left. + \frac{1}{2} \alpha_i |q_i|_{\max} \varphi_i^3 \sin \left(\frac{2i-1}{2H} \pi x \right) \right] \end{aligned} \quad (2-34)$$

ここで,

$$\varphi_i = \frac{2i-1}{2\beta H} \pi \quad (2-35)$$

(2-29)式~(2-35)式から未定定数 $A_{1,i}$ ($i=1\sim 4$) を求めると次のようになる。

1) 杭下端が自由の場合

$$\left. \begin{aligned} A_{1,i} &= \frac{1}{2} |q_i|_{\max} \alpha_i \varphi_i^2 \\ A_{2,i} &= \frac{1}{2} \left\{ \frac{C_1(C_3-C_2) - C_4(C_3+C_2)}{C_3^2 - C_2^2 + 2C_1^2} \right\} \varphi_i^2 + (-1)^{i-1} C_1 \varphi_i^3 |q_i|_{\max} \cdot \alpha_i \\ A_{3,i} &= A_{2,i} \\ A_{4,i} &= \frac{1}{2} \left\{ \frac{(C_3-C_2)^2 + 2C_1C_4}{C_3^2 - C_2^2 + 2C_1^2} \right\} \varphi_i^2 + (-1)^{i-1} (C_3-C_2) \varphi_i^3 |q_i|_{\max} \cdot \alpha_i \end{aligned} \right\} \quad (2-36)$$

2) 杭下端が固定の場合

$$\left. \begin{aligned} A_{1,i} &= \frac{1}{2} |q_i|_{\max} \alpha_i \varphi_i^2 \\ A_{2,i} &= \frac{1}{2} \left\{ \frac{C_1(C_3-C_2) - C_4(C_3+C_2)}{2C_4^2 - C_3^2 + C_2^2} \right\} \varphi_i^2 + 2(-1)^{i-1} C_4 \varphi_i |q_i|_{\max} \cdot \alpha_i \\ A_{3,i} &= A_{2,i} \\ A_{4,i} &= \frac{1}{2} \left\{ \frac{(C_2+C_3)^2 - 2C_1C_4}{2C_4^2 - C_3^2 + C_2^2} \right\} \varphi_i^2 - 2(-1)^{i-1} (C_3+C_2) \varphi_i |q_i|_{\max} \cdot \alpha_i \end{aligned} \right\} \quad (2-37)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ここで, } C_1 &= \sin \beta H \cdot \sinh \beta H \\ C_2 &= \sin \beta H \cdot \cosh \beta H \\ C_3 &= \cos \beta H \cdot \sinh \beta H \\ C_4 &= \cos \beta H \cdot \cosh \beta H \end{aligned} \right\} \quad (2-38)$$

杭の場合には一般に $\beta H > \pi$ であるため、(2-38)式は $C_1 \div C_2$, $C_3 \div C_4$ となる。この場合には(2-36)式、

(2-37)式は次のように簡単になる。

1) 杭下端が自由の場合

$$\left. \begin{aligned} A_{1,i} &= \frac{1}{2} |q_i|_{\max} \cdot \alpha_i \cdot \varphi_i^2 \\ A_{2,i} &= A_{3,i} = A_{1,i} \left[(-1)^{i-1} \cdot \frac{\sin \beta H}{\sinh \beta H} \varphi_i - 1 \right] \\ A_{4,i} &= A_{1,i} \left[(-1)^{i-1} \cdot \frac{\cos \beta H - \sin \beta H}{\sinh \beta H} \varphi_i + 1 \right] \end{aligned} \right\} \quad (2-39)$$

2) 杭下端が固定の場合

$$\left. \begin{aligned} A_{1,i} &= \frac{1}{2} |q_i|_{\max} \cdot \alpha_i \cdot \varphi_i^2 \\ A_{2,i} &= A_{3,i} = A_{1,i} \left[2(-1)^{i-1} \cdot \frac{\cos \beta H}{\sinh \beta H} \cdot \frac{1}{\varphi_i} - 1 \right] \\ A_{4,i} &= A_{1,i} \left[-2(-1)^{i-1} \cdot \frac{\cos \beta H + \sin \beta H}{\sinh \beta H} \cdot \frac{1}{\varphi_i} + 1 \right] \end{aligned} \right\} \quad (2-40)$$

以上より、杭に生じる最大変位、最大曲げモーメント、最大せん断力は(2-31)式、(3-33)式、(2-34)式から次式のように求められる。

1) 変位の最大値

$$|y|_{\max} = \sum_{i=1}^{\infty} |y_i| \quad (\text{絶対値和}) \quad (2-41)$$

もしくは、

$$|y|_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^{\infty} |y_i|^2} \quad (\text{自乗和の平方根}) \quad (2-42)$$

2) 曲げモーメントの最大値

$$|M|_{\max} = \sum_{i=1}^{\infty} |M_i| \quad (\text{絶対値和}) \quad (2-43)$$

もしくは、

$$|M|_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^{\infty} |M_i|^2} \quad (\text{自乗和の平方根}) \quad (2-44)$$

3) せん断力の最大値

$$|Q|_{\max} = \sum_{i=1}^{\infty} |Q_i| \quad (\text{絶対値和}) \quad (2-45)$$

もしくは、

$$|Q|_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^{\infty} |Q_i|^2} \quad (\text{自乗和の平方根}) \quad (2-46)$$

2-2-2. 数値計算例

地盤は図2-8に示すように基盤上に表層地盤があり、表層地盤の厚さ $H=30m$ 、湿潤単位体積重量 $\gamma_s = 1.4 t/m^3$ 、せん断弾性波の速度 $V_s = 150 m/sec$ とした。

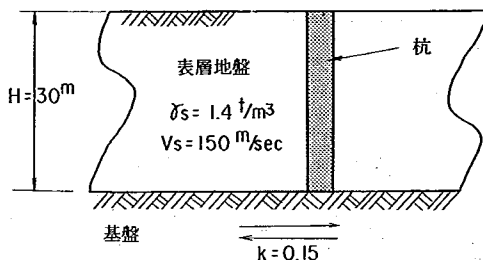


図2-8 地盤モデル

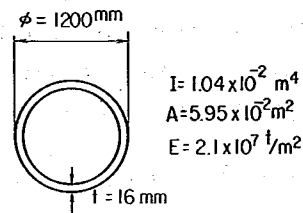


図2-9 杭モデル

杭は図2-9に示すように直径1.2m、厚さ16mmの鋼管杭とし、表層地盤を貫入して基盤に達しているものとした。杭先端での境界条件は、(1)固定の場合、(2)自由の場合の2種類とした。

地盤のせん断弾性係数 G_s は単位体積重量 γ_s とせん断弾性波の速度 V_s から次式で求められる。

$$G_s = \frac{\gamma_s}{g} \cdot V_s^2 \quad (2-47)$$

$$\therefore G_s = \frac{1.4}{9.8} \times 150^2 = 3200 \text{ t/m}^2 \quad (2-48)$$

地盤の剛さは地盤に生じるせん断ひずみの大きさによって変り、せん断ひずみが大きくなると剛さは小さくなる。(2-48)式のせん断弾性波の速度から推算した地盤の剛さはせん断ひずみが 10^{-6} 程度のオーダーの場合の剛さに相当するものであり、一方、地震時に地盤に生じるせん断ひずみは 10^{-3} 程度のオーダーと言われている。ここではSeedらの研究の例から 10^{-3} 程度のひずみの時の地盤の剛さを 10^{-6} 程度のひずみの時の地盤の剛さの約 $1/4$ とした。したがって、地盤のせん断弾性係数は次のようになる。

$$G_s = 3200 \times 1/4 = 800 \text{ t/m}^2 \quad (2-49)$$

地盤の単位長当りの地盤反力係数 k は次式で求めた。

$$K = k \cdot E_s \quad (2-50)$$

ここで、 K : 地盤の単位長当りの地盤反力係数 (t/m^2)

k : 定数

E_s : 地盤の弾性係数 (t/m^2) $E_s \doteq 3 G_s$

k は杭の径、長さ、地盤条件によって変わる定数であるが、ここでは、 $k \doteq 1.0$ とした。(付属資料-1参照)

応答スペクトル曲線は図2-1に示す値を使用した。これは建設省土木研究所平均応答スペクトル曲線(1970, 岩盤, $h = 0.2$)に準拠している。また、基盤での震度は0.15とした。

1次から4次までの地盤の固有周期 T_i と伝達率 α_i (地盤の変形が杭に伝えられる割合)を表2-1に示す。

1次から4次までのモードごとの変位分布、曲げモーメント分布、せん断力分布を図2-10（杭先端が自由の場合）、図2-12（杭先端が固定の場合）に、また、モードごとの応答値を（2-42）式、（2-44）式、（2-46）式によって2乗和の平方根した値を図2-11（杭先端が自由の場合）、図2-13（杭先端が固定の場合）に示す。さらに、図2-11および図2-13の中から最大応答値を集めて表2-2に示す。

表2-1 固有周期と伝達率（1次～4次）

項目 周期	固有周期(秒)	伝達率
1	1.60	0.999
2	0.53	0.948
3	0.32	0.701
4	0.23	0.379

（注）無次元のパラメーター $\lambda H = 9.7$

表2-2 最大応答値

項目 先端の条件	変位 (cm)		曲げモーメント (t・m)	せん断力 (t)
	地盤変位	杭変位		
杭先端が自由の場合	3.9	4.0 (0m)	25.3 (18m)	3.9 (15m)
杭先端が固定の場合	(0m)	4.0 (0m)	215.6 (30m)	52.2 (30m)

（注）（）内の数字は最大応答値の生じる地表面からの深度(m)を表わす。

これらの結果から、

- (1) 杭の変位は1次の地盤振動モードが支配的である。曲げモーメントおよびせん断力は1次振動モード以外に2次、3次の振動モードの影響も比較的大きい。
- (2) 杭先端が固定されている場合と自由の場合とでは、杭に生じる曲げモーメントおよびせん断力の分布およびその大きさに非常に大きな違いが生じる。杭先端が固定されている場合には曲げモーメントおよびせん断力は杭先端で最大となるのに対し、杭先端が自由の場合には杭の中央付近で最大となる。

次に、地盤の厚さは一定（ $H = 30m$ ）で、地盤の剛さだけが変化した場合の応答結果を図2-14（杭先端が自由の場合）および図2-15（杭先端が固定されている場合）に示す。

また、地盤の剛さは一定（ $G = 1428t/m^2$ ）で地盤の厚さが変化した場合の応答結果を図2-16（杭先端が自由の場合）および図2-17（杭先端が固定されている場合）に示す。

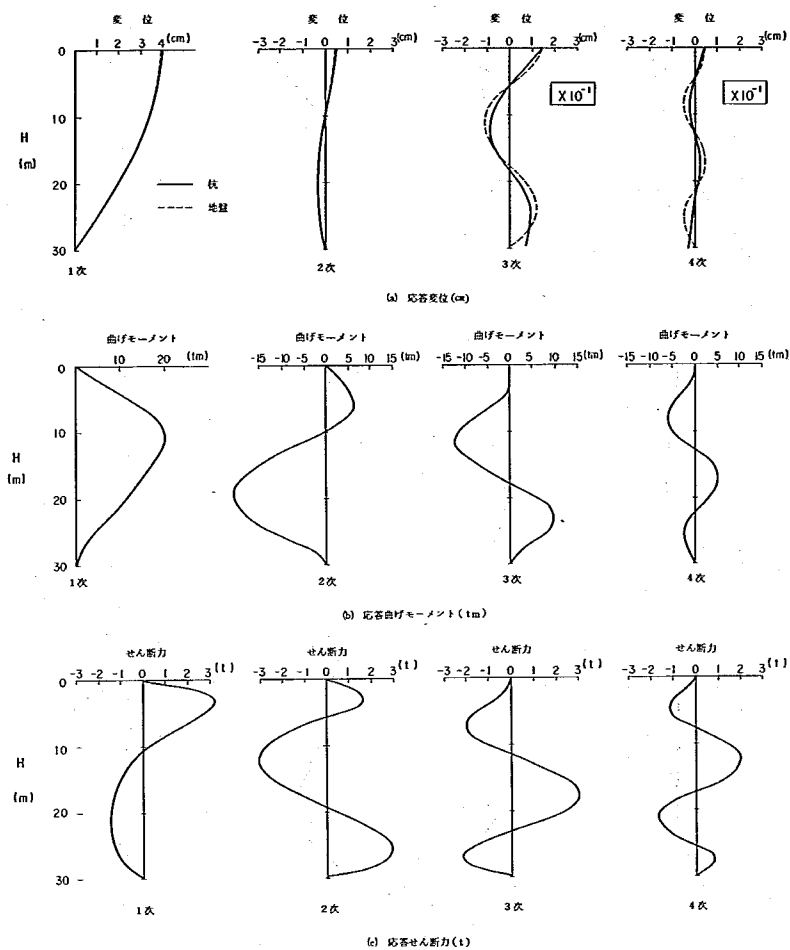


図2-10 1次～4次の応答値の分布（杭先端が自由の場合）

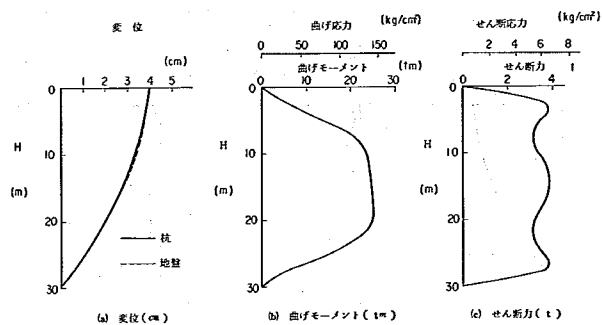


図2-11 最大応答値の分布（杭先端が自由の場合）

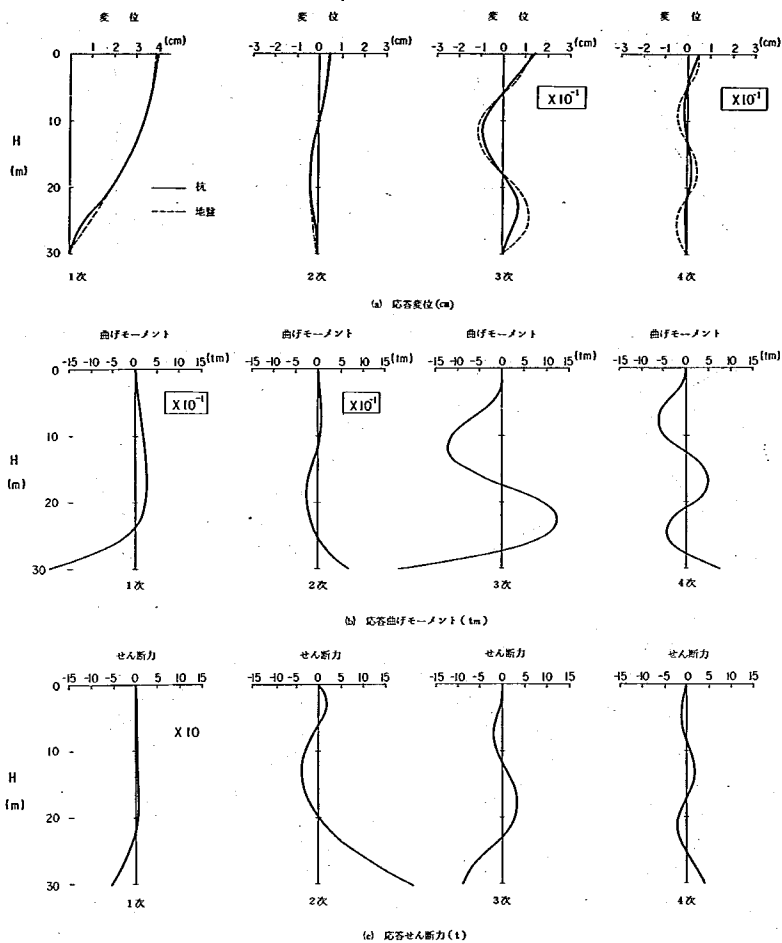


図 2-12 1次～4次の応答値の分布 (杭先端が固定されている場合)

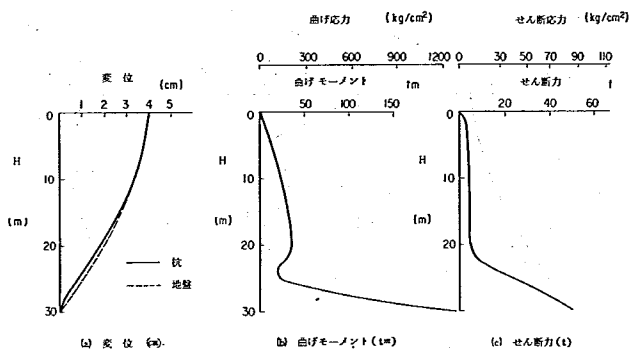
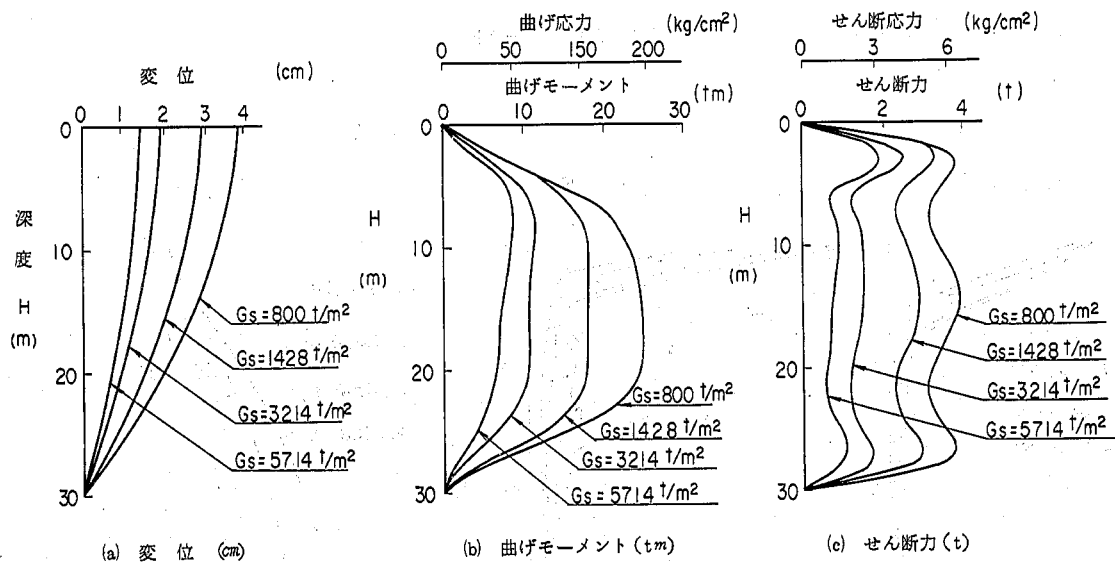


図 2-13 最大応答値の分布 (杭先端が固定されている場合)

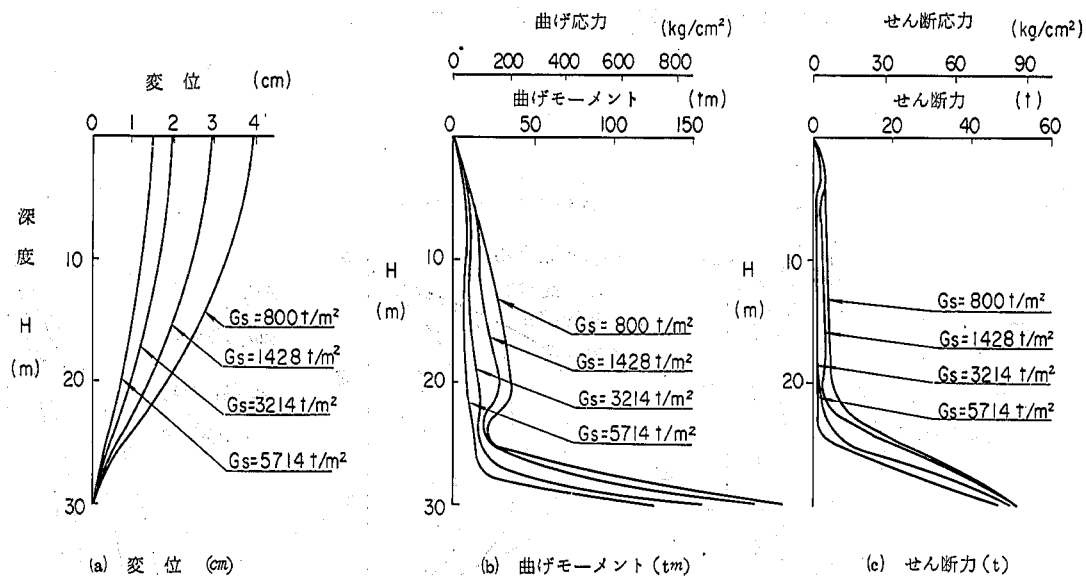


杭

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi = 1.2 \text{ m} \\ I = 1.04 \times 10^2 \text{ m}^4 \\ A = 5.95 \times 10^2 \text{ m}^2 \\ E = 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

スペクトル
平均応答スペクトル (岩盤, $h = 0.2$)
 $k = 0.15$

図 2-14 地盤の剛さが最大応答値に与える影響 (杭先端が自由の場合)



$$\left\{ \begin{array}{l} \phi = 1.2 \text{ m} \\ I = 1.04 \times 10^2 \text{ m}^4 \\ A = 5.95 \times 10^2 \text{ m}^2 \\ E = 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

スペクトル

平均応答スペクトル (岩盤, $h=0.2$)
 $h=0.15$

図 2-15 地盤の剛さが最大応答値に与える影響 (杭先端が固定の場合)

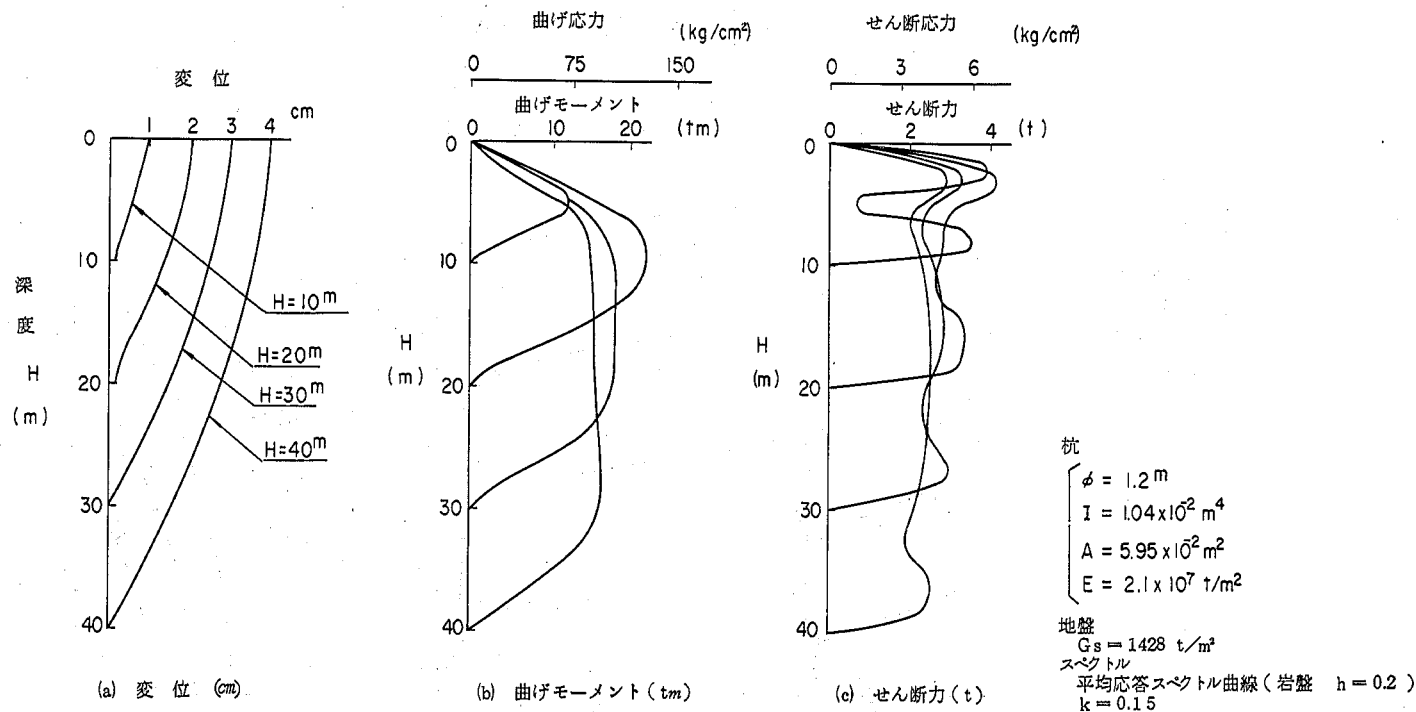


図 2-16 杭長が変化した場合の最大断面力 (杭先端が自由の場合)

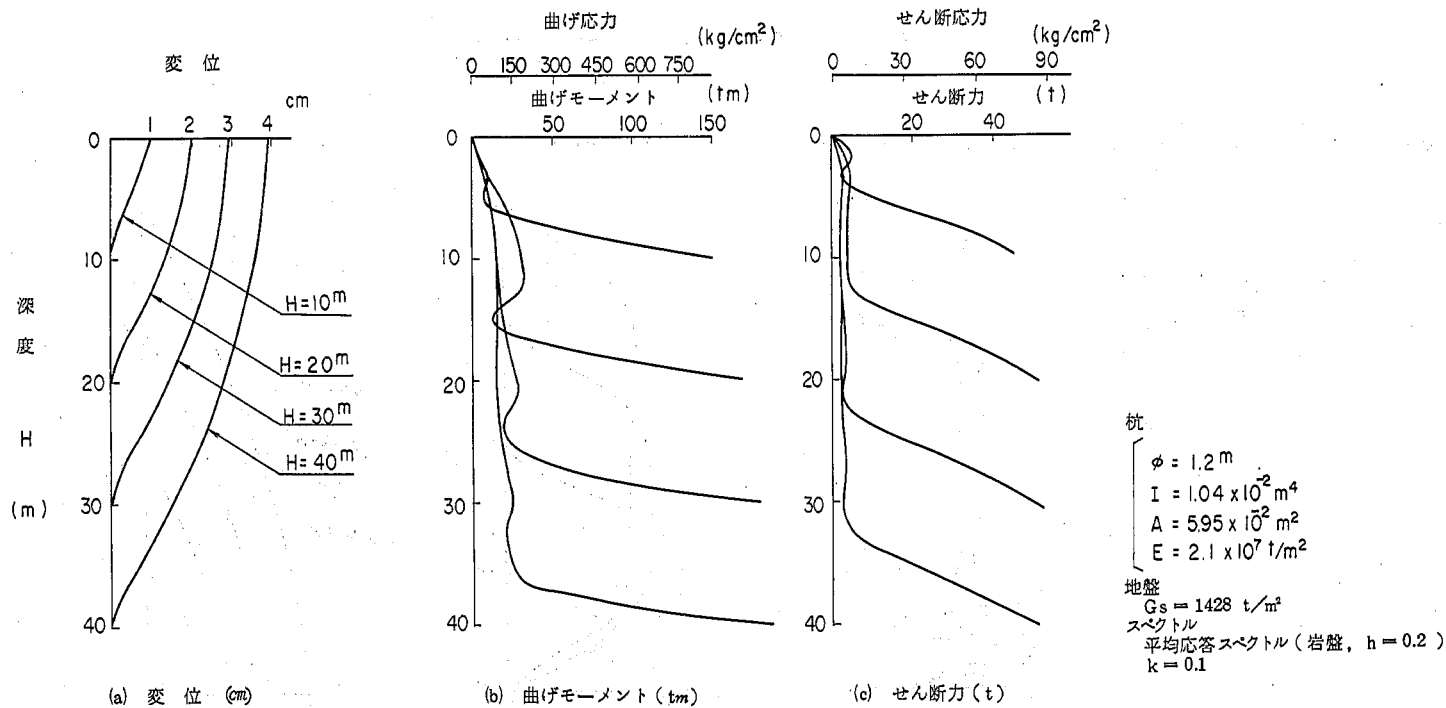


図 2-17 杭長が変化した場合の最大断面力 (杭先端が固定の場合)

2-3 一様な表層地盤中の基礎杭の簡略化手法による応力算出法の誘導

杭に作用する曲げモーメントおよびせん断力の算定式の簡略化を考える。(2-39)式を再記すると次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} A_{1,i} &= \frac{1}{2} |q_i|_{\max} \alpha_i \varphi_i^2 \\ A_{2,i} &= A_{3,i} = A_{1,i} \left[(-1)^{i-1} \frac{\sin \beta H}{\sinh \beta H} \varphi_i - 1 \right] \\ A_{4,i} &= A_{1,i} = \left[(-1)^{i-1} \frac{\cos \beta H - \sin \beta H}{\sinh \beta H} \varphi_i + 1 \right] \end{aligned} \right\} \quad (2-39)$$

ここで、杭の曲げ剛さは周辺地盤の剛さに比較して小さいため、一般には $\beta H \gg \pi$ であるから

$$\sinh \beta H \gg \beta H \gg \pi > |\cos \beta H + \sin \beta H| > |\cos \beta H| \quad (2-51)$$

となり、(2-39)式は次のようになる。

$$A_{1,i} = A_{4,i} = -A_{2,i} = -A_{3,i} = \frac{1}{2} |q_i|_{\max} \cdot \alpha_i \cdot \varphi_i^2 \quad (2-52)$$

この場合には(2-33)、(2-34)式の曲げモーメント、せん断力は次のようになる。

$$M_i(x) \div -EI \beta^2 |q_i|_{\max} \cdot \alpha_i \cdot \varphi_i^2 \left[e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) - \cos \left(\frac{2i-1}{2H} \pi x \right) \right] \quad (2-53)$$

$$Q_i(x) \div -EI \beta^3 |q_i|_{\max} \cdot \alpha_i \cdot \varphi_i^2 \left[-2e^{-\beta x} \sin \beta x + \varphi_i \sin \left(\frac{2i-1}{2H} \pi x \right) \right] \quad (2-54)$$

ここで、 $e^{-\beta x}$ は x の増加とともに急速に小さくなり、比較的大きな x の範囲では(2-53)、(2-54)式は次のようになる。

$$\begin{aligned} M_i(x) &= \left\{ \frac{(2i-1)\pi}{2H} \right\}^2 \cdot EI \cdot |q_i|_{\max} \cdot \alpha_i \cdot \cos \left(\frac{2i-1}{2H} \pi x \right) \\ &\leq \left\{ \frac{(2i-1)\pi}{2H} \right\}^2 \cdot EI \cdot |q_i|_{\max} \cdot \alpha_i \equiv M_i \end{aligned} \quad (2-55)$$

$$\begin{aligned} Q_i(x) &= \left\{ \frac{(2i-1)\pi}{2H} \right\}^3 \cdot EI \cdot |q_i|_{\max} \cdot \alpha_i \cdot \sin \left(\frac{2i-1}{2H} \pi x \right) \\ &\leq \left\{ \frac{(2i-1)\pi}{2H} \right\}^3 \cdot EI \cdot |q_i|_{\max} \cdot \alpha_i \equiv Q_i \end{aligned} \quad (2-56)$$

(2-16) 式の振動モード関数から地盤振動の波長 L_i を求めると次のようになる。

$$L_i = \frac{4H}{2i-1} \quad (2-57)$$

(2-57) 式を (2-55), (2-56) 式に代入すると杭の曲げモーメント, せん断力は次式となる。

$$M_i = \alpha_i \cdot \frac{4\pi^2 EI}{L_i^2} \cdot |q_i|_{\max} \quad (2-58)$$

$$Q_i = \alpha_i \cdot \frac{8\pi^3 \cdot EI}{L_i^3} |q_i|_{\max} \quad (2-59)$$

ここで, $|q_i|_{\max}$ は地表面における地盤の最大変位振幅である。

$$|q_i|_{\max} = \frac{4}{(2i-1)\pi} S_{D,i} \cdot k_h = \frac{4}{(2i-1)\pi} \cdot \frac{T_i}{2\pi} \cdot S_{V,i} \cdot k_h \quad (2-21)$$

(2-58), (2-59) 式は, 変位法による沈埋トンネルの地震時の断面力の算定式と同一である。

一般に杭に生じるせん断力は非常に小さいので, 曲げモーメントに注目すると, 地盤の固有周期が特に長い場合を除けば, (2-58) 式の 1 次のモーメントを考慮すれば十分である。これは図 2-10 に示されるように大きな曲げモーメントを生ぜしめる 1 次から 3 次程度の曲げモーメントの分布が互いに補間的であり, 全体としての最大値はおおむね (2-58) 式の 1 次の値程度となるためである。なお, 杭が非常に短い場合とか非常に長い場合には 1 次の曲げモーメントによる最大値は実際に生じる値に比べて過大もしくは過小となるので, 杭の長さと同剛さによる補正係数 η を導入した。通常の場合には $\eta \approx 1.0$ である。

(2-58) 式によって求められる曲げモーメントは, 言わば杭が半無限の長さ連続すると考えた場合の値であり, 杭端部付近では境界条件に応じて値を補正してやる必要がある。厳密には各モードに固有の曲げモーメント分布に応じた補正を施せばよいのであるが, これでは取扱いが面倒になる。そのため, ここでは, 種々のモードの (波長の異なる) 地盤の変形によって杭に生じる曲げモーメントを補正して重畳するかわりに, 1 次の曲げモーメントに注目し, 1 次モードの地盤の変形が種々の位相角で杭に作用するとした場合に杭に生じる最大曲げモーメントを求めるようにした。このようにして求めた最大曲げモーメントの分布を 1 次の曲げモーメント値で割って補正係数 $\xi(x)$ を定義した。補正係数 $\xi(x)$ の誘導は付属資料 2 に示した。

以上のように (2-58) 式の 1 次の項を考慮し, 補正係数 η および $\xi(x)$ を用いると杭に生じる曲げモーメントは次のように表わされる。

$$M(x) = \xi(x) \cdot \eta \cdot \alpha \cdot \frac{\pi^2 EI}{4L^2} u_b \quad (2-60)$$

ここで, $\alpha = \alpha_1$, $u_b = |q_1|_{\max}$ である。

3 章 地中部における杭の地震応答解析

3-1 概 説

表層地盤は地盤定数の互いに異なった多数の地盤から成ることが多く、その層序も一様ではない。ここでは図3-1に示すように表層地盤を多質点の等価線形集中質量せん断振動モデルに置換し、次の条件の下に杭の応力を算出した。

- (1) 地盤のせん断弾性係数および減衰定数は地盤に生じるせん断ひずみ振幅の大きさによって変化する。そのため、応答解析によって地盤に生じるひずみレベルを推定し、これに対応するせん断弾性係数を図3-2、図3-3から求め等価線形弾性係数として用いる。減衰定数は基礎に平均応答スペクトル曲線を作用させた場合には $h=0.2$ とした。また、地震動の加速度波形を作用させた場合にはSeedら(1970)によって求められた等価粘性減衰定数～せん断ひずみの関係に準拠し、最終的には $h=0.2$ とした。なお、せん断ひずみ振幅は最大値の70%の値を基準とした。
- (2) 基礎に作用させた地震動は次の2種類である。

(i) 平均応答スペクトル曲線(図2-1)。最大加速度は150galとした。

(ii) 八丈島近海地震(1972・12・4)による観音崎地下80mのNS成分記録(最大加速度10gal, 図3-4参照)を最大加速度150galに正規化した加速度波形、この加速度波形の応答スペクトル曲線を図3-5に示す。

計算の対象地点は東京湾横断道路(A案)の川崎側人工島付近の地盤および木更津側橋梁区間の地盤とした。川崎側人工島付近は軟質な第4紀層の厚さが約30mと厚く、比較的地盤条件の悪い地盤であり、木更津側橋梁区間は第4紀沖積層の厚さが約10mと薄く、比較的地盤条件の良好な地盤である。

杭は図2-9に示した直径1.2m、肉厚16mmの鋼管杭とした。

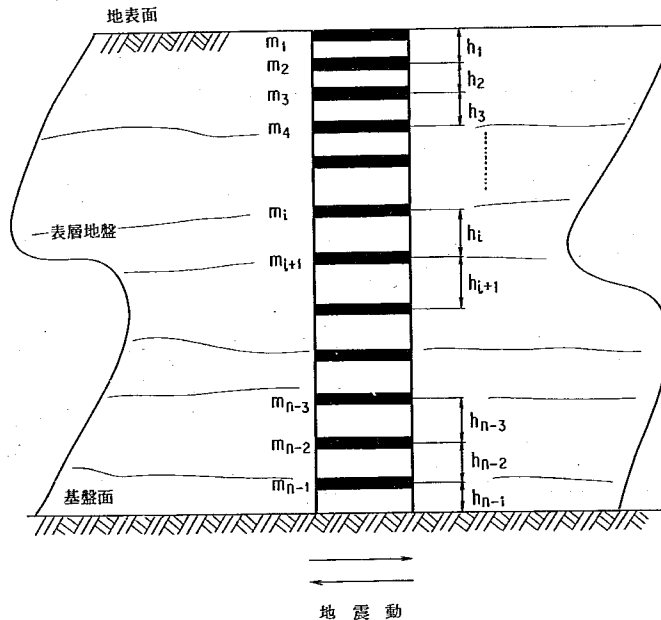


図3-1 集中質量せん断柱モデル

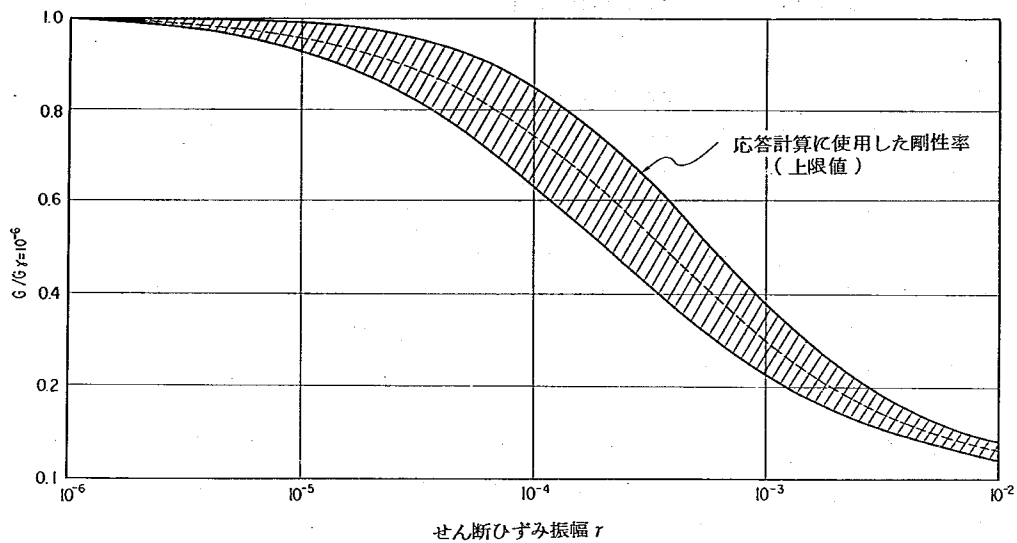


図3-2 砂の剛性率 (Seed, Idriss, 1970)

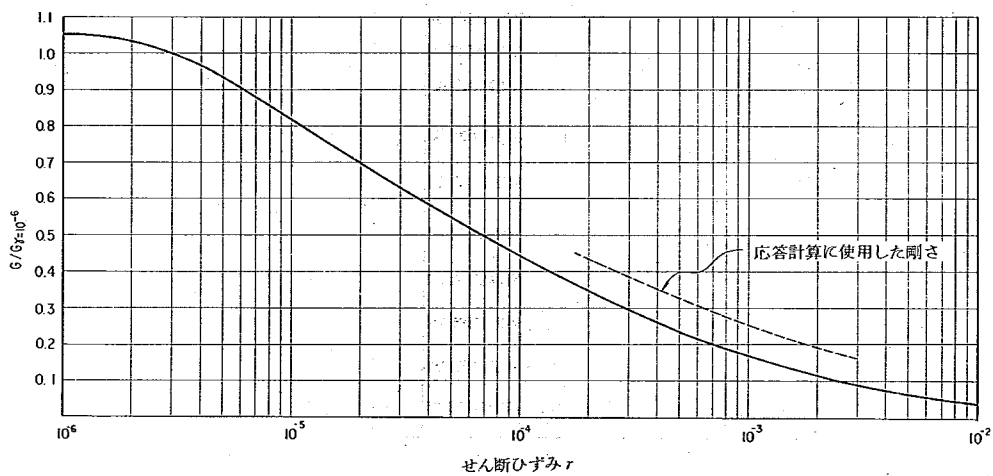


図3-3 飽和粘土の剛性係数 (Seed, Idriss, 1970)

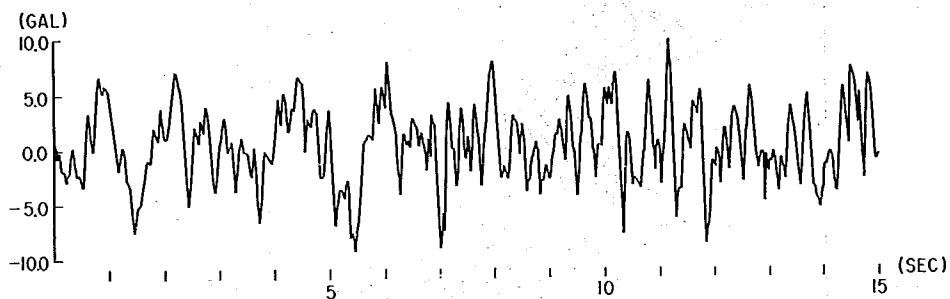
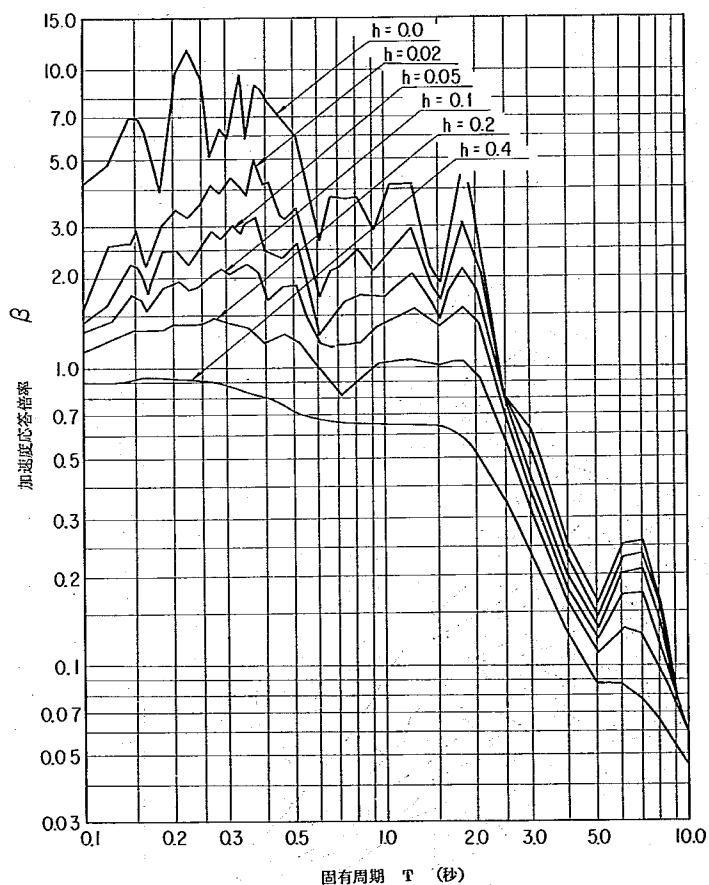
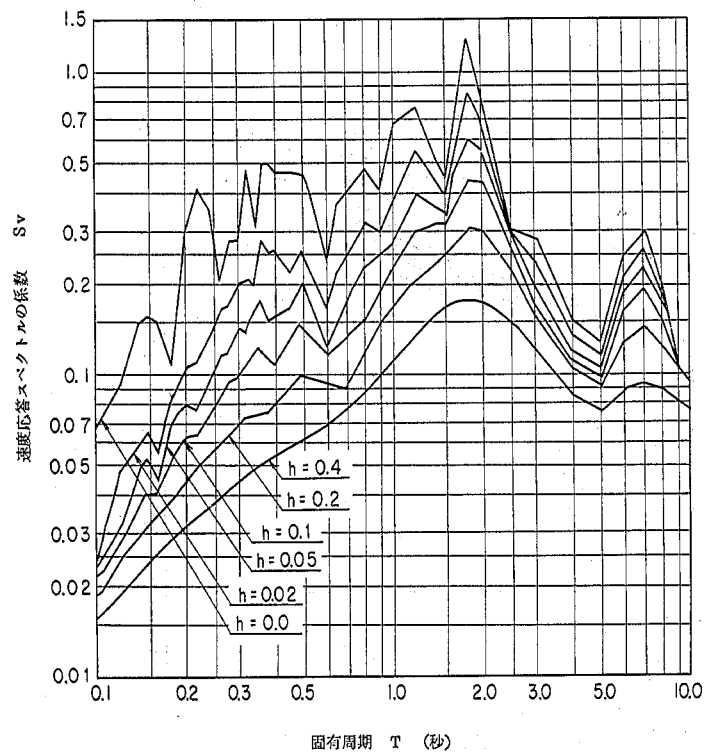


図3-4 応答解析に用いた地震動の加速度波形
(八丈島近海地震(1972.12.4), 観音崎地下80m, NS成分)

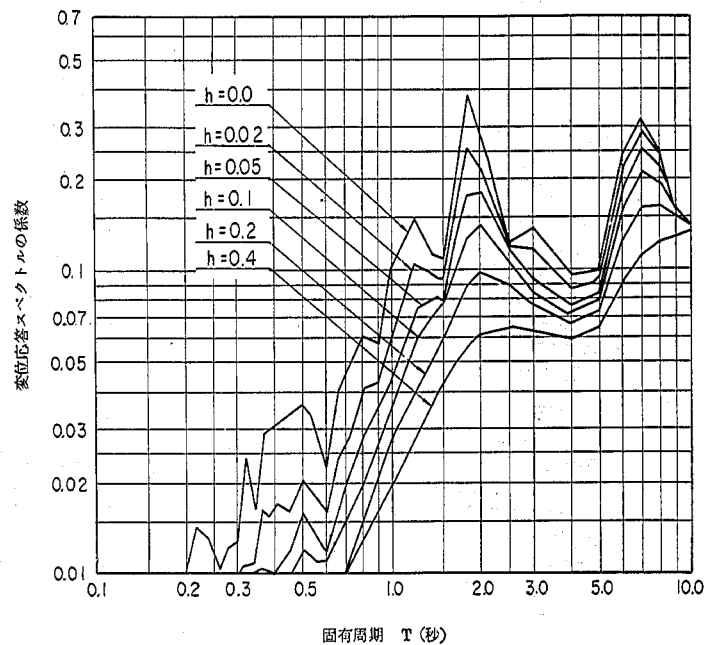


(a) 加速度応答スペクトル曲線

図3-5 応答スペクトル曲線(観音崎-80m, NS, 1972.12.4)



(b) 速度応答スペクトル曲線



(c) 変位応答スペクトル曲線

図 3-5 応答スペクトル曲線 (観音崎 - 80m, NS, 1972.12.4)

3-2 川崎側人工島部

3-2-1. 計算条件

川崎側人工島部付近の平面図を図3-6に示す。この付近で行なわれた2本のボーリング調査による土質柱状図を図3-7に示す。

イ層およびロ層の一軸圧縮強度の深さ方向の分布を ϕ 53点のボーリング孔(ロータリーフォイルサンプラーによる)について示すと図3-8のようになる。

応答解析に用いる基盤面はホ-2層とヘ層の境界面とし、微小ひずみ時の地盤の剛さは表3-1のように定めた。

杭はイ層、ロ層を貫入し、支持層であるニ-1層に根入れされている場合とニ-1層の直上で打止められている場合を対象とした。

3-2-2. 応答スペクトル曲線を用いた解析

基盤に応答スペクトル曲線(最大加速度150gal)を作用させた場合の計算結果を図3-9~図3-14および表3-2に示す。ここで、

図3-9 : 応答計算に用いた地盤のモデル

応答計算モデルおよび最初に想定した微小ひずみ時の地盤の剛さと地盤に生じるせん断ひずみの大きさを考慮して定めた地盤の剛さの分布を示す。

図3-10 : 地盤の振動モード

1次~3次の地盤の振動モードを示す。

表3-4 : 固有周期と刺激係数

地盤のせん断振動の1次~7次の固有周期と刺激係数を示す。

図3-11 : 地盤の最大変位および最大せん断ひずみの地中内分布

1次~7次の応答値を2乗和の平方根して求めた地盤の最大応答値を示す。

図3-12 : モード別曲げモーメントの分布

杭に生じる1次~4次の曲げモーメントの分布を示す。

図3-13 : モード別せん断力の分布

杭に生じる1次~4次のせん断力の分布を示す。

図3-14 : 杭の最大変位, 最大曲げモーメント, 最大せん断力の分布

1次~7次の応答値を2乗和の平方根して求めた杭の最大応答値の分布を示す。

表 3-1 地盤定数 (川崎側盛土部)

地 盤	単位体積重量 r (t/m ³)	せん断弾性係数 G_s (t/m ²)
Ⅰ 層	1.4	$G_s = 1,230\sqrt{Z}$ ¹⁾
ロ 層	1.7	$G_s = 1,480\sqrt{Z}$ ²⁾
ニ - Ⅰ 層	1.8	$G_s = 20,000$
ホ - Ⅱ 層	1.8	$G_s = 50,000$

注 1) 表面活性の低い正規圧密粘土に対してはせん断ひずみ振幅 $r_{\max}$ が 10^{-4} 以下であれば地盤の剛さを次式で求めることができる。

$$G_s = \frac{1032(297 - e)^2}{1 + e} \sigma_m^{0.5}$$

ここで、 G_s : せん断弾性係数 (t/m²)、 σ_m : 平均主応力 (t/m²) である。

Ⅰ層、ロ層では海底面下 0 ~ 15 m を除けばそれ以下では $e \approx 1.5$ であり、粘性土であるから静止土圧係数 $K = 0$ とみなせば、 $G_s = 515\sqrt{Z}$ となる。これを 10^{-4} 程度のひずみ時の剛さと考えて 10^{-6} 程度のひずみ時の剛さに換算すると $G_s = 1,230\sqrt{Z}$ となる。

2) ロ層ではⅠ層に比較して単位体積重量が 20 % 程度増加すること、有効拘束圧が増加するほどひずみの増加に対するせん断弾性係数の減少の割合が減少することを考慮してⅠ層の剛さの 20 % 増しとした。

表 3-2 固有周期と刺激係数
(川崎側人工島部、平均応答スペクトル曲線)

振動モード	固有周期 T_i (秒)	刺激係数 Γ_i
1	1.26	1.53
2	0.51	1.11
3	0.34	1.13
4	0.27	0.82
5	0.21	0.45
6	0.16	0.36
7	0.14	0.42

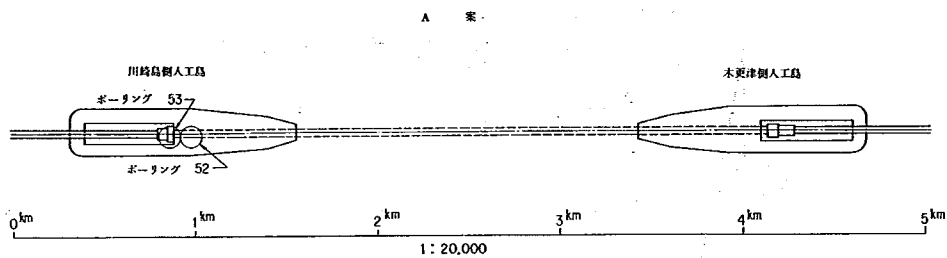


図3-6 解析対象地点，（川崎側人工島付近）

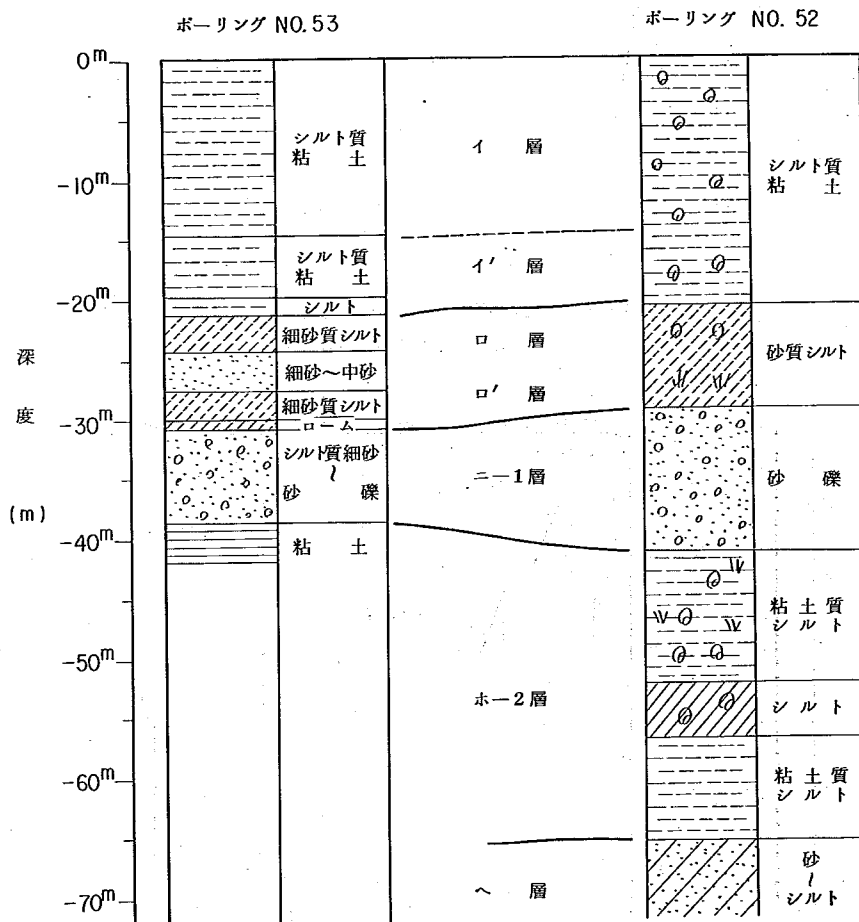


図3-7 川崎側人工島付近のボーリング結果

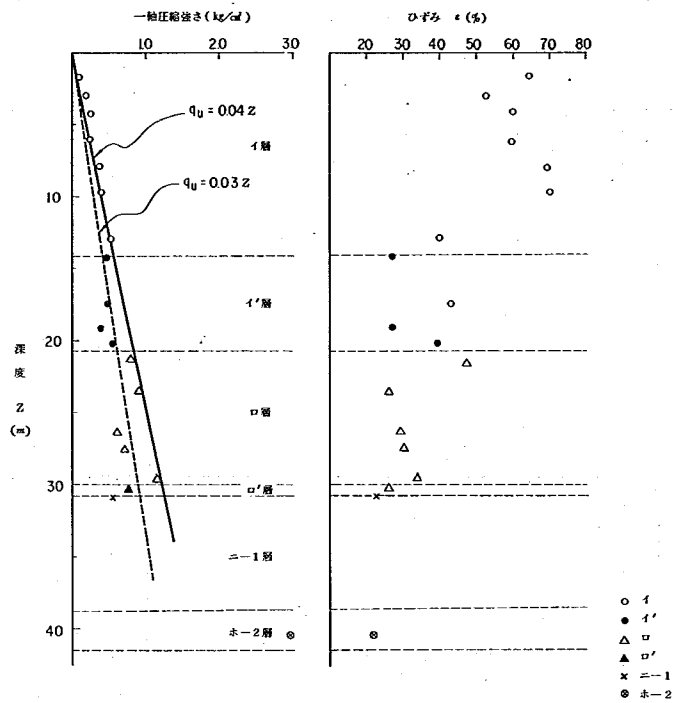


図 3-8 一軸圧縮強度の深さ方向の分布とその時のひずみの大きさ (ボーリング Ⅷ 53)

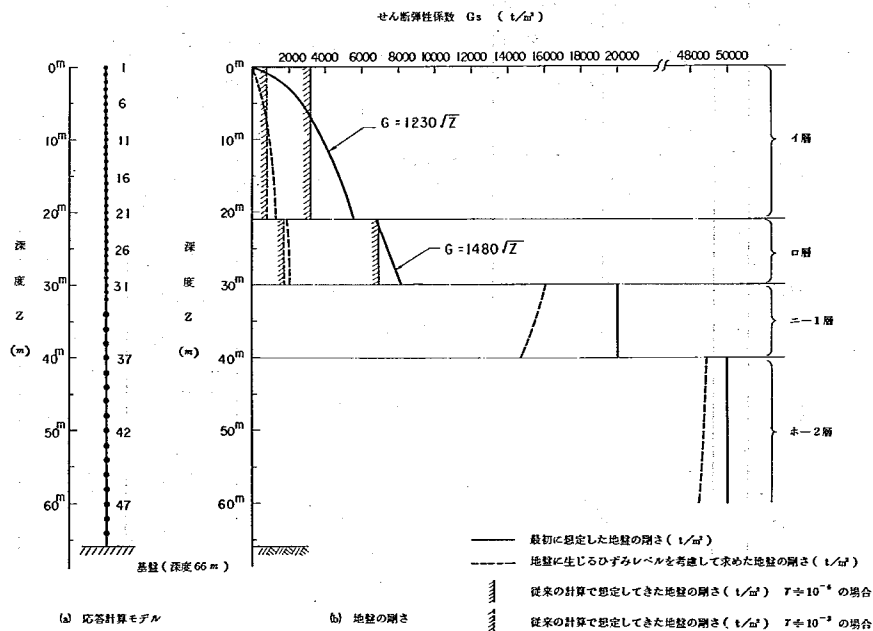


図 3-9 応答計算に用いた地盤のモデル (川崎側人工島部, 平均応答スペクトル曲線)

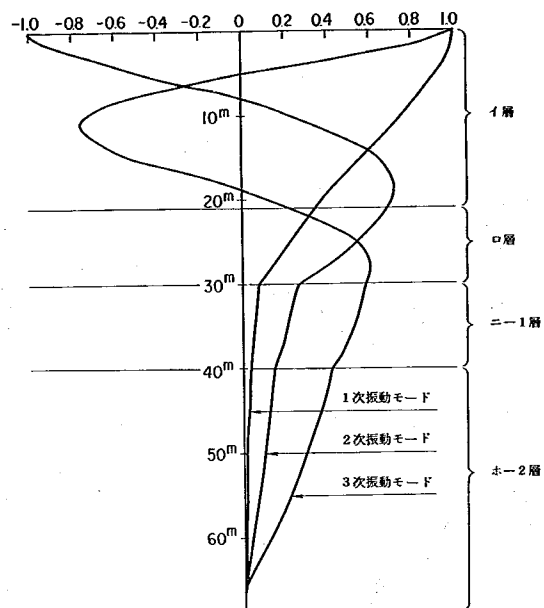


図3-10 地盤の振動モード
(川崎側人工島部, 平均応答スペクトル曲線)

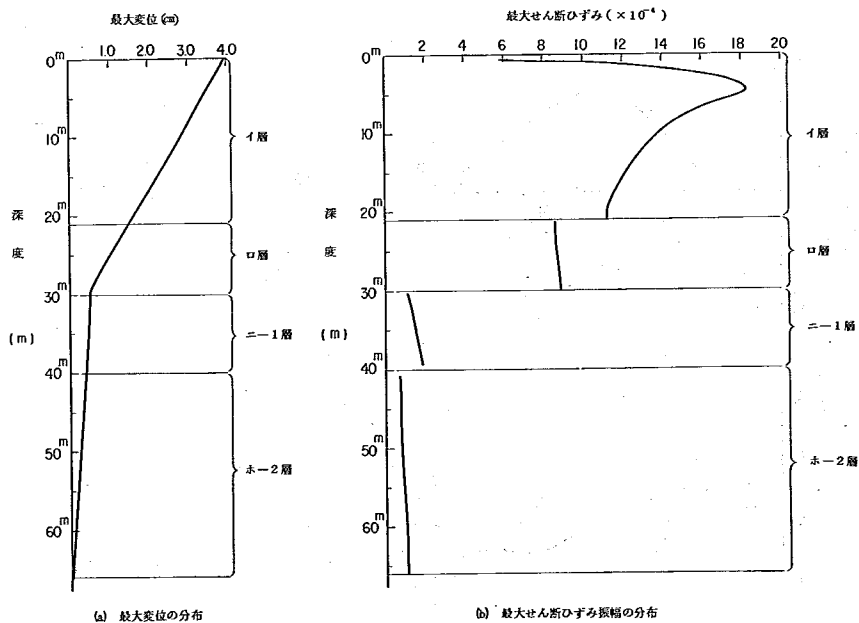


図3-11 地盤の最大変位および最大せん断ひずみの地中内分布
(川崎側盛土部, 応答スペクトル曲線)

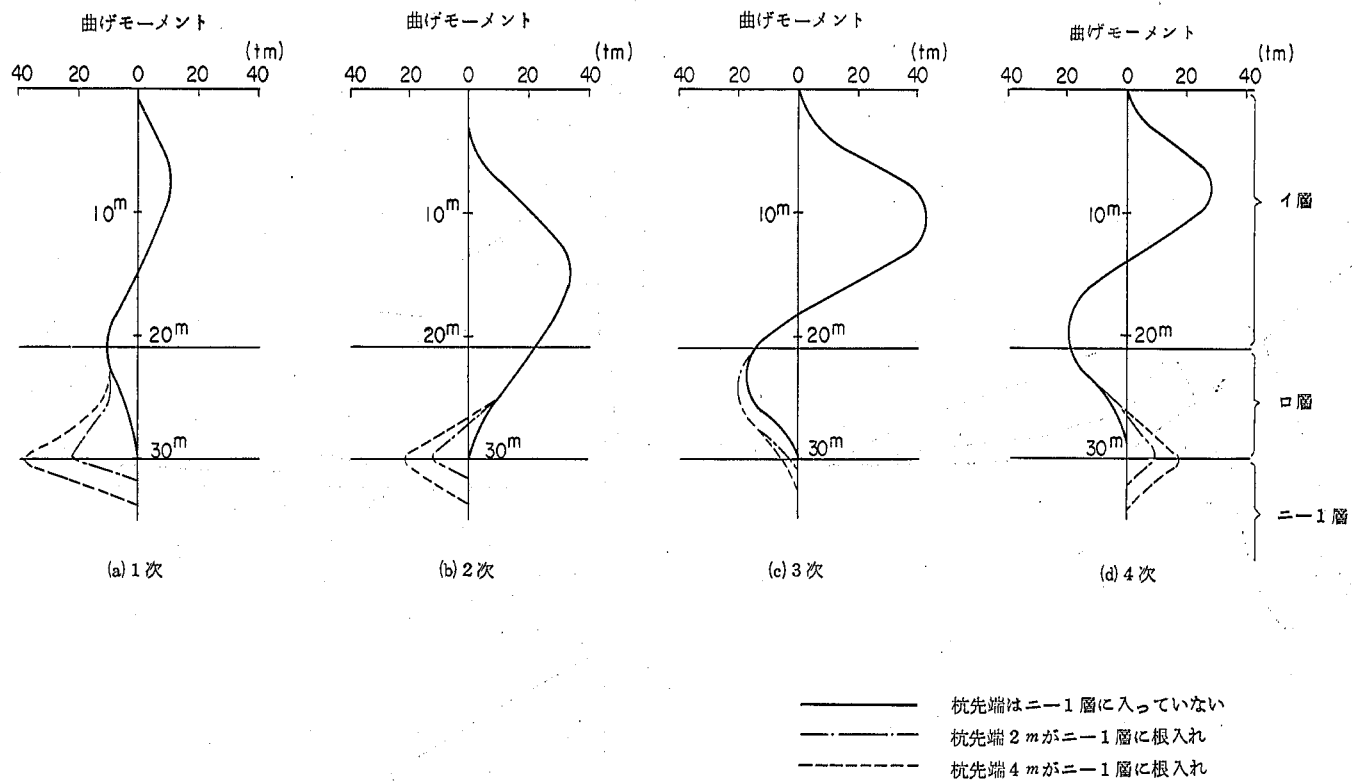


図 3-12 モード別曲げモーメントの分布

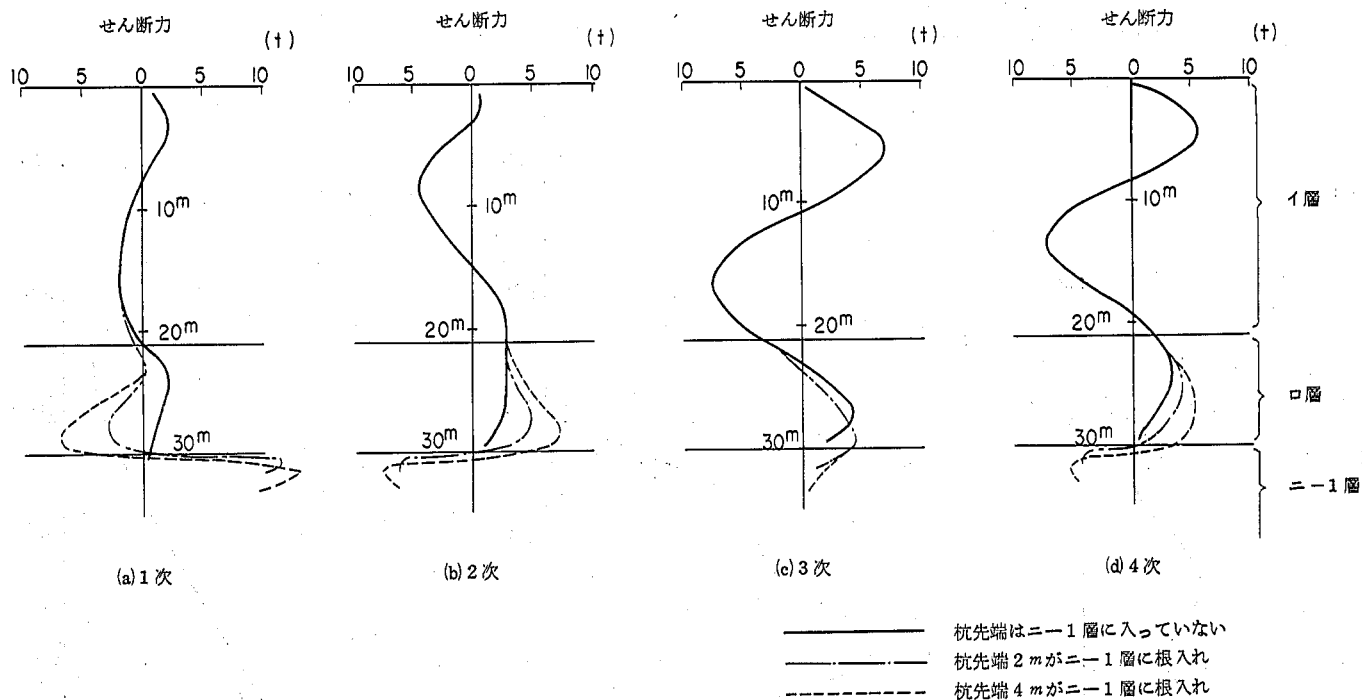


図3-13 モード別せん断力の分布

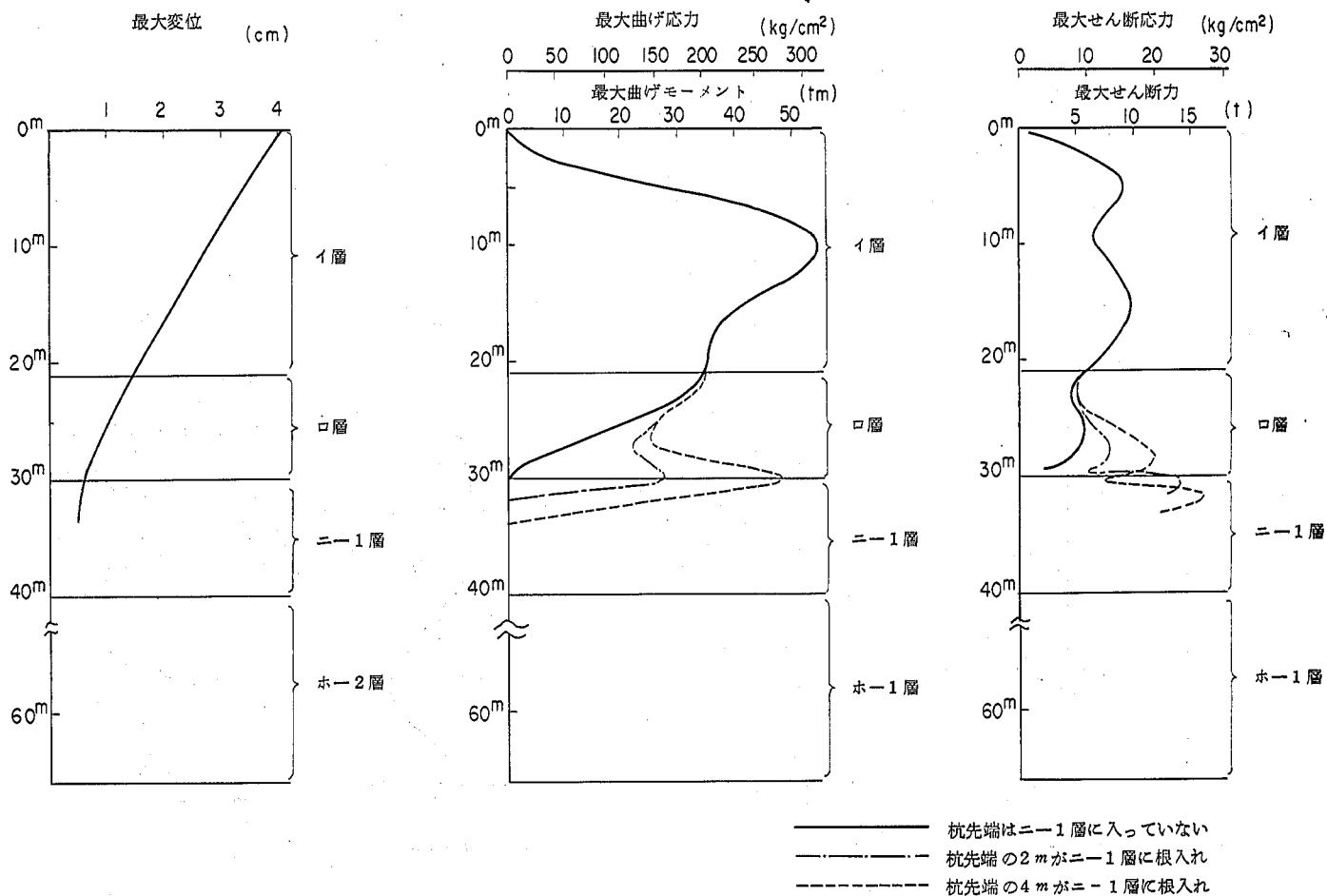


図 3-14 杭の最大変位, 最大曲げモーメント, 最大せん断力の分布

(川崎側人工島部, 平均応答スペクトル曲線)

3-2-3 観音崎の加速度記録を用いた解析

基盤に観音崎の加速度記録（最大加速度を150galに正規化）を作用させた場合の計算結果を図3-15～図3-19および表3-3に示す。ここに、

図3-15： 応答計算に用いた地盤のモデル

応答計算モデルおよび最初に想定した微小ひずみ時の地盤の剛さと地盤に生じる最大せん断ひずみ振幅の大きさを考慮して定めた地盤の剛さの分布を示している。

図3-16： 地盤の最大変位，最大加速度，最大ひずみの地中内分布

地盤に生じる最大応答値の地中内分布を示している。

図3-17： 地盤の加速度応答曲線

地盤の代表的な4点（海底面，海底面下10m，海底面下20m，海底面下30m）における加速度の時間応答曲線を示す。

図3-18： 地盤の変位応答曲線

地盤の代表的な4点（海底面，海底面下10m，海底面下20m，海底面下30m）における変位の時間応答曲線を示す。

表3-4： 固有周期と刺激係数

地盤のせん断振動の1次～7次の固有周期と刺激係数を示す。

図3-19： 代表的な6時刻における杭の変位，曲げモーメント，せん断力の分布

杭に生じる応力が最大となる時刻付近の6時刻（0.1秒間隔）における杭の変位，曲げモーメント，せん断力の分布を示す。

図3-20： 杭の最大変位，最大曲げモーメント，最大せん断力の分布

全応答時間を通して杭に生じる変位，曲げモーメント，せん断力の最大値の分布を示す。

表3-3 固有周期と刺激係数
（川崎側人工島部，観音崎地震記録）

振動モード	固有周期 T_i (秒)	刺激係数 Γ_i
1	1.36	1.54
2	0.55	1.11
3	0.37	1.04
4	0.28	0.74
5	0.22	0.45
6	0.18	0.42
7	0.15	0.40

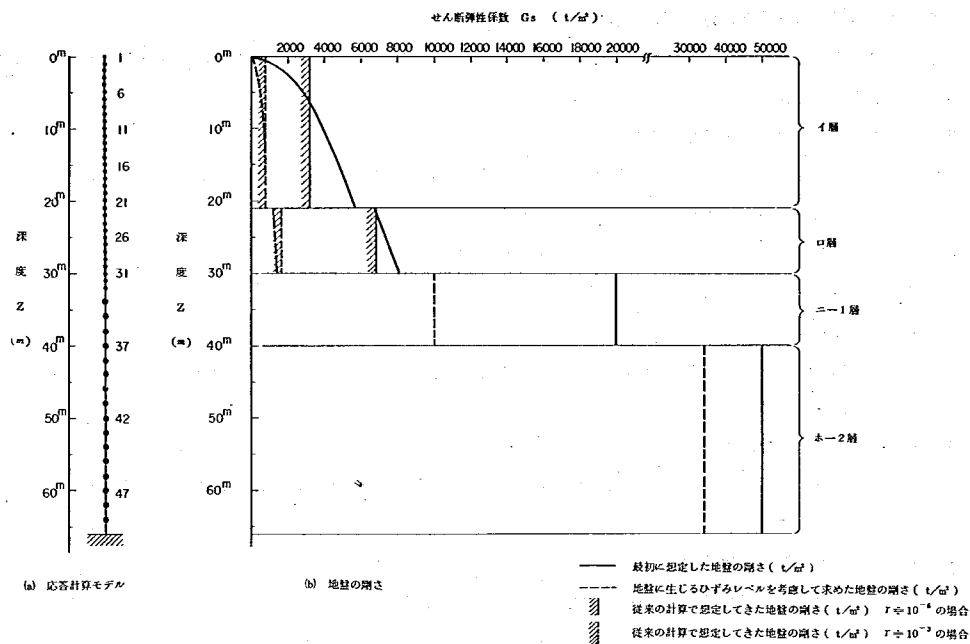


図3-15 応答計算に用いた地盤のモデル (川崎側人工島部, 八丈島近海地震, $\ddot{Z}_{\max} = 150 \text{ gal}$)

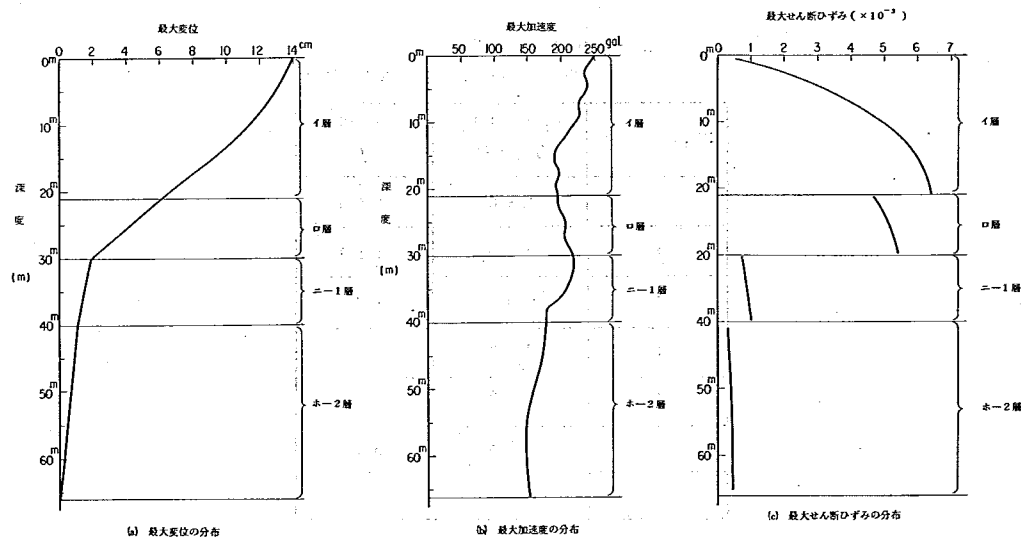


図3-16 地盤の最大変位, 最大加速度, 最大ひずみの地中内分布

(川崎側盛土部, 八丈島近海地震, $\ddot{Z}_{\max} = 150 \text{ gal}$)

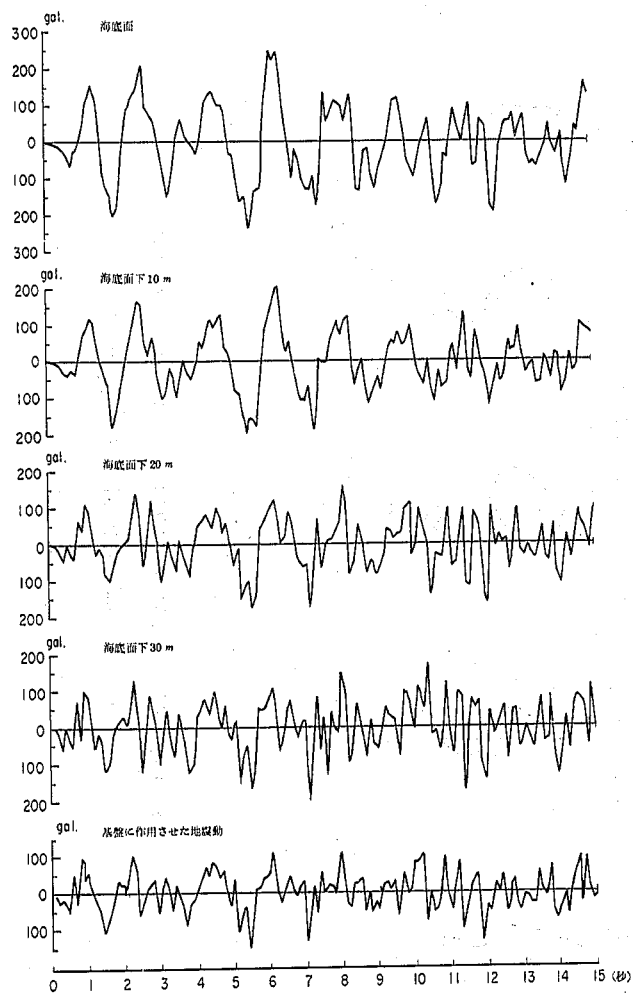


図 3-17 地盤の加速度応答曲線

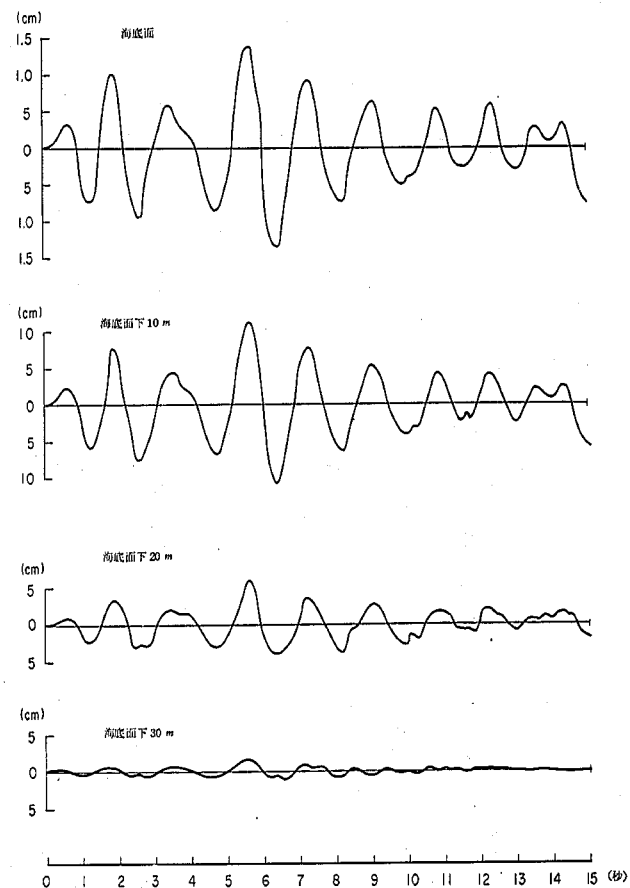


図 3-18 地盤の変位応答曲線

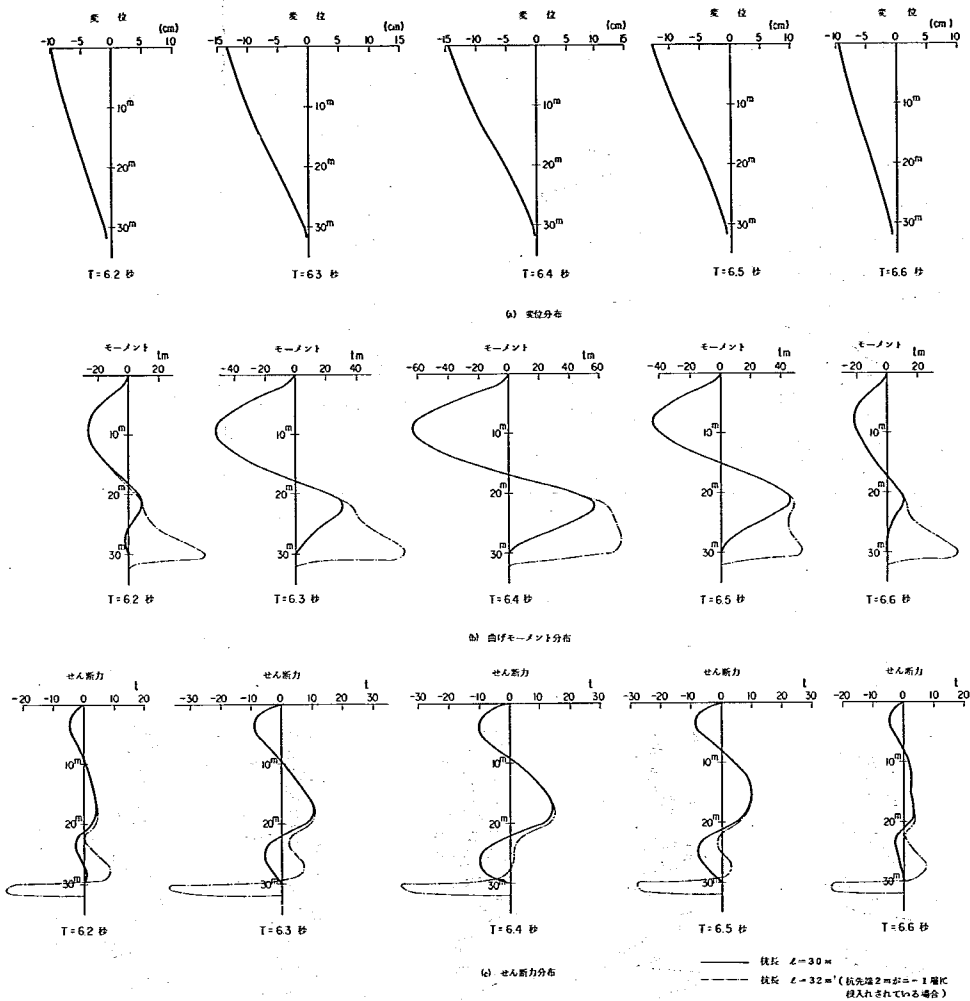


図 3-19 代表的な時刻における杭の変位, 曲げモーメント, せん断力の分布

(川崎側人工島部, 八丈島近海地震, $\ddot{Z}_{\max} = 150 \text{ gal}$)

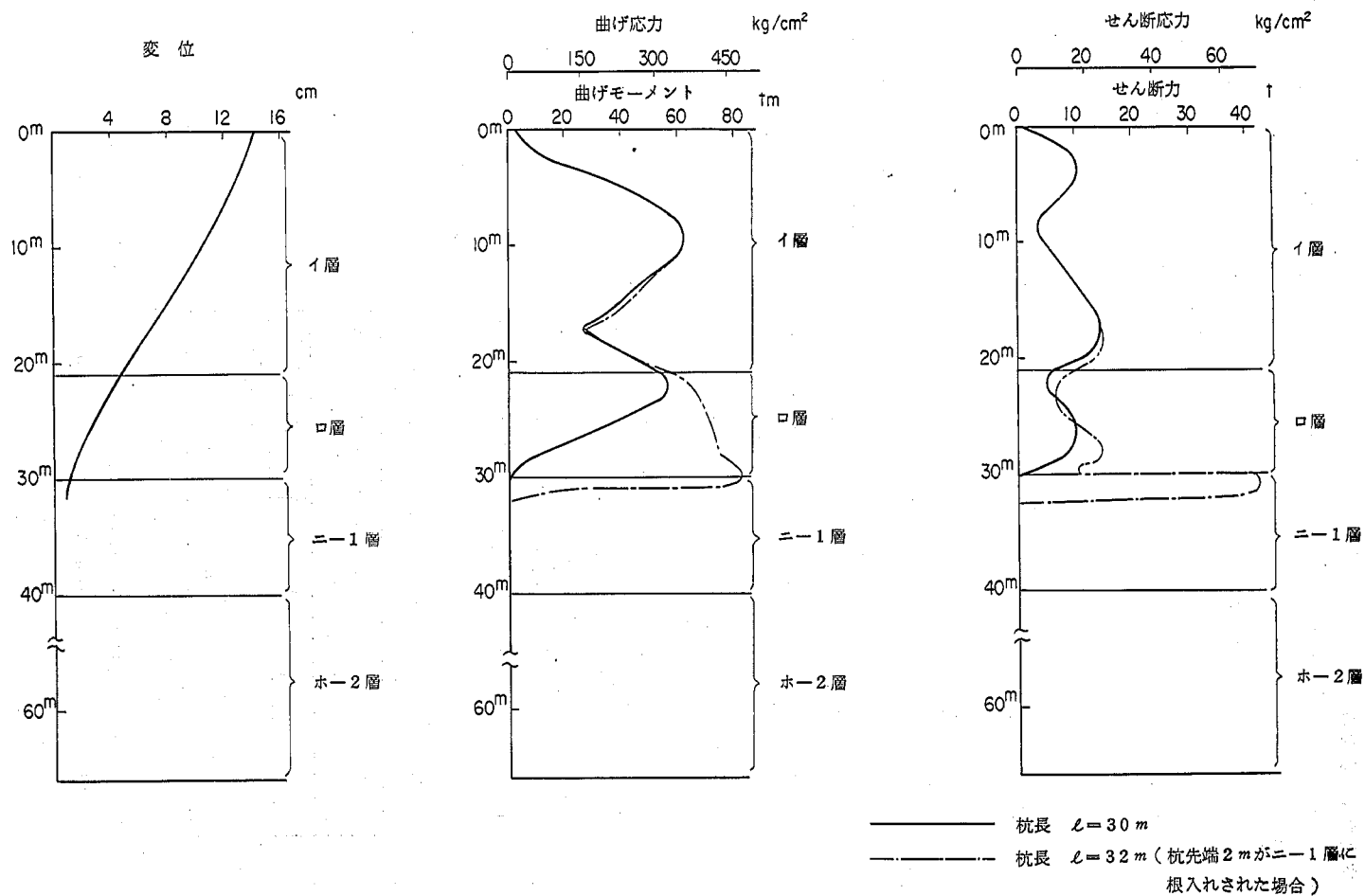


図 3-20 杭の最大変位, 最大曲げモーメント, 最大せん断力の分布

(川崎側人工島部, 八丈島近海地震, $\ddot{Z}_{\max} = 150\text{ gal}$)

3-3 木更津側橋梁区間

木更津側橋梁区間の縦断面図を図3-21に示す。この区間内では2本のボーリングが行なわれており、その土質柱状図は図3-22に示す通りである。この区間ではI層およびホ-1層の厚さはあまり変化していない。応答解析に用いる基盤面はホ-2層とへ層の境界面とし、海底面下6.6mの地点にあるものとした。また、微小ひずみ時の地盤の剛さは、表3-4のように定めた。

杭はI層を貫入し、ホ-1層中に打止められているものとし、杭の長さ $l=12m$ の場合と $l=16m$ の場合の2種類を取り扱った。

基盤に応答スペクトル曲線（最大加速度150gal）を作用させた場合の計算結果を図3-23～図3-28および表3-5に示す。ここで、

図3-23： 応答解析に用いた地盤のモデル

応答計算モデルおよび最初に想定した微小ひずみ時の地盤の剛さと地盤に生じるせん断ひずみの大きさを考慮して定めた地盤の剛さの分布を示す。

図3-24： 地盤の振動モード

1次～3次の地盤の振動モードを示す。

図3-25： 地盤の最大変位および最大せん断ひずみの地中内分布

1次～7次の応答値を2乗和の平方根して求めた地盤の最大応答値を示す。

表3-5： 固有周期と刺激係数

地盤のせん断振動の1次～7次の固有周期と刺激係数を示す。

図3-26： モード別曲げモーメントの分布

杭に生じる1次～4次の曲げモーメントの分布を示す。

図3-27： モード別せん断力の分布

杭に生じる1次～4次のせん断力の分布を示す。

図3-28： 杭の最大変位、最大曲げモーメント、最大せん断力の分布

1次～7次の応答値を2乗和の平方根して求めた杭の最大応答値の分布を示す。

表3-4 地盤定数（木更津側盛土部）

地 盤	単位体積重量 $\gamma \text{ (t/m}^3\text{)}$	せん断弾性係数 $G_s \text{ (t/m}^2\text{)}$
I 層	1.4	$1,230\sqrt{Z}$
ホ-1層	1.8	$1,870\sqrt{Z}$
ホ-2層	1.8	50,000

注 1) 表3-1. 注記 1) 参照

2) 表3-1. 注記 1) の(1), (2)式によって次のように求めた。ホ-1層では $e \div 1.0$, $\phi \div 40^\circ$ とすると、 $G_s = 1400\sqrt{Z}$ となる。これを 10^{-4} 程度のひずみ時の剛さと考え、 10^{-6} 程度のひずみ時の剛さに換算すると $G_s = 1,870\sqrt{Z}$ となる。

表3-5 固有周期と刺激係数

(木更津側, 平均応答スペクトル曲線)

振動モード	固有周期 T_i (秒)	刺激係数 Γ_i
1	0.83	1.74
2	0.38	1.51
3	0.27	1.06
4	0.19	0.46
5	0.14	0.38
6	0.12	0.39
7	0.10	0.40

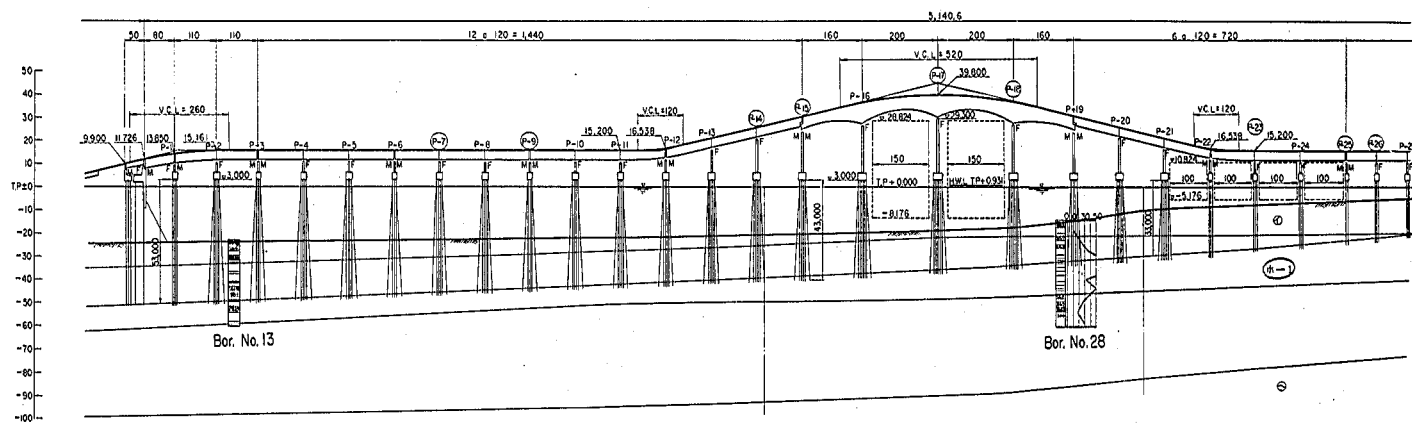


图 3-21 木更津侧桥梁区間縦断面图

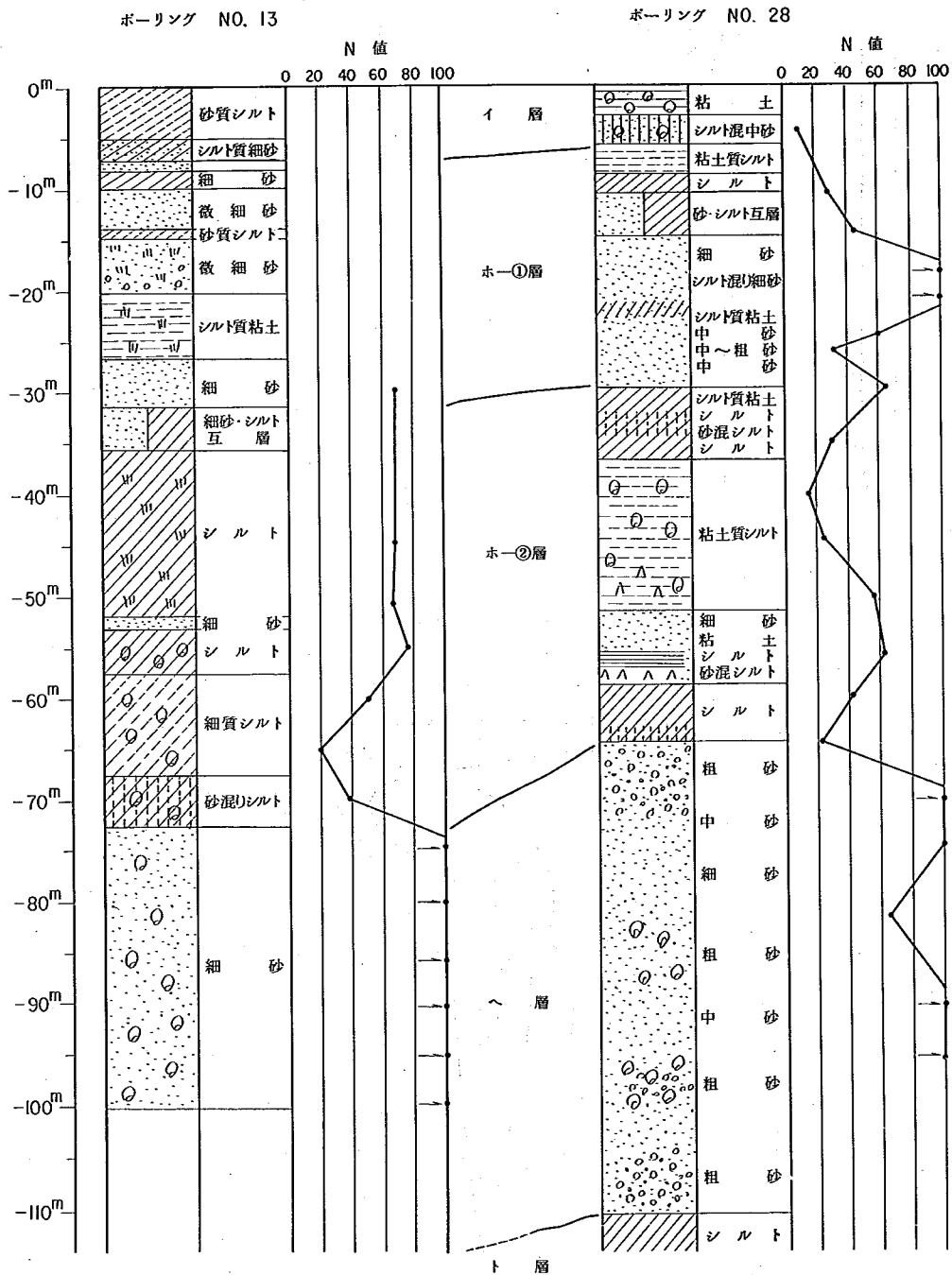


図 3-22 木更津側人工島～橋梁区間のボーリング結果

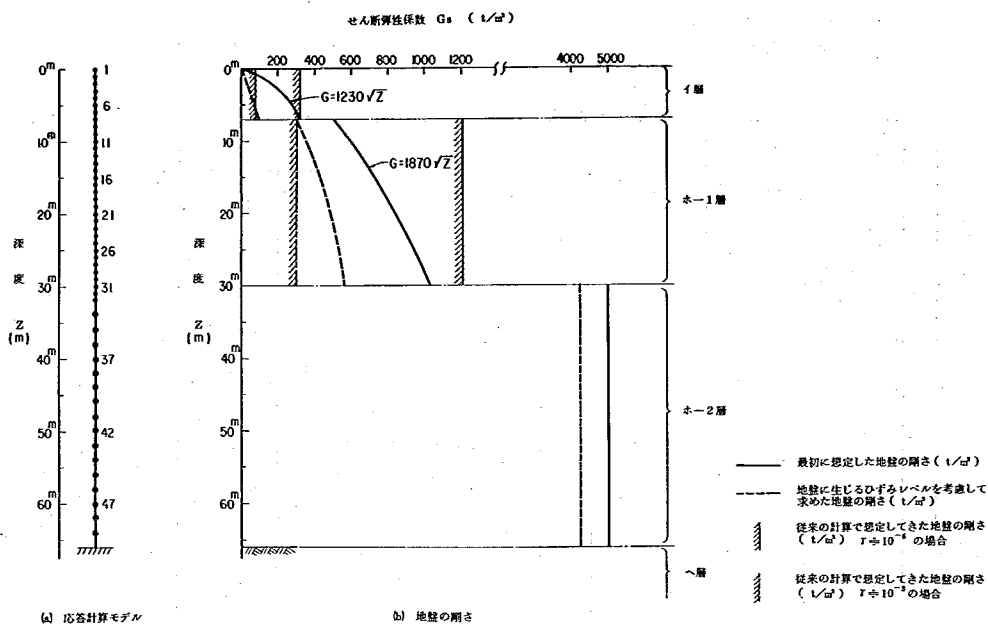


図 3-23 応答解析に用いた地盤のモデル (木更津側橋梁区間, 平均応答スペクトル曲線)

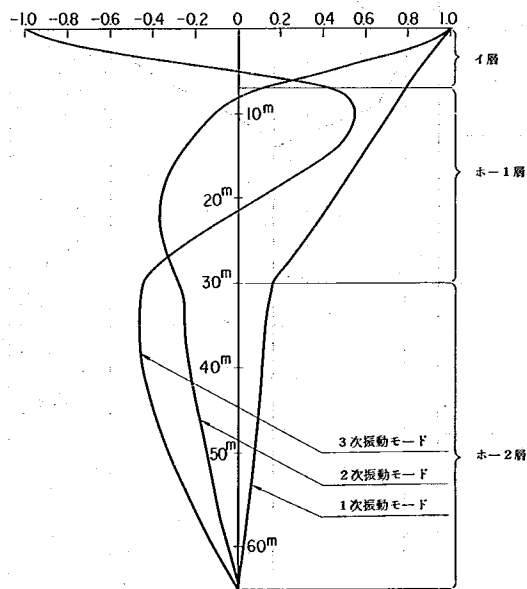


図 3-24 地盤の振動モード (1次~3次)

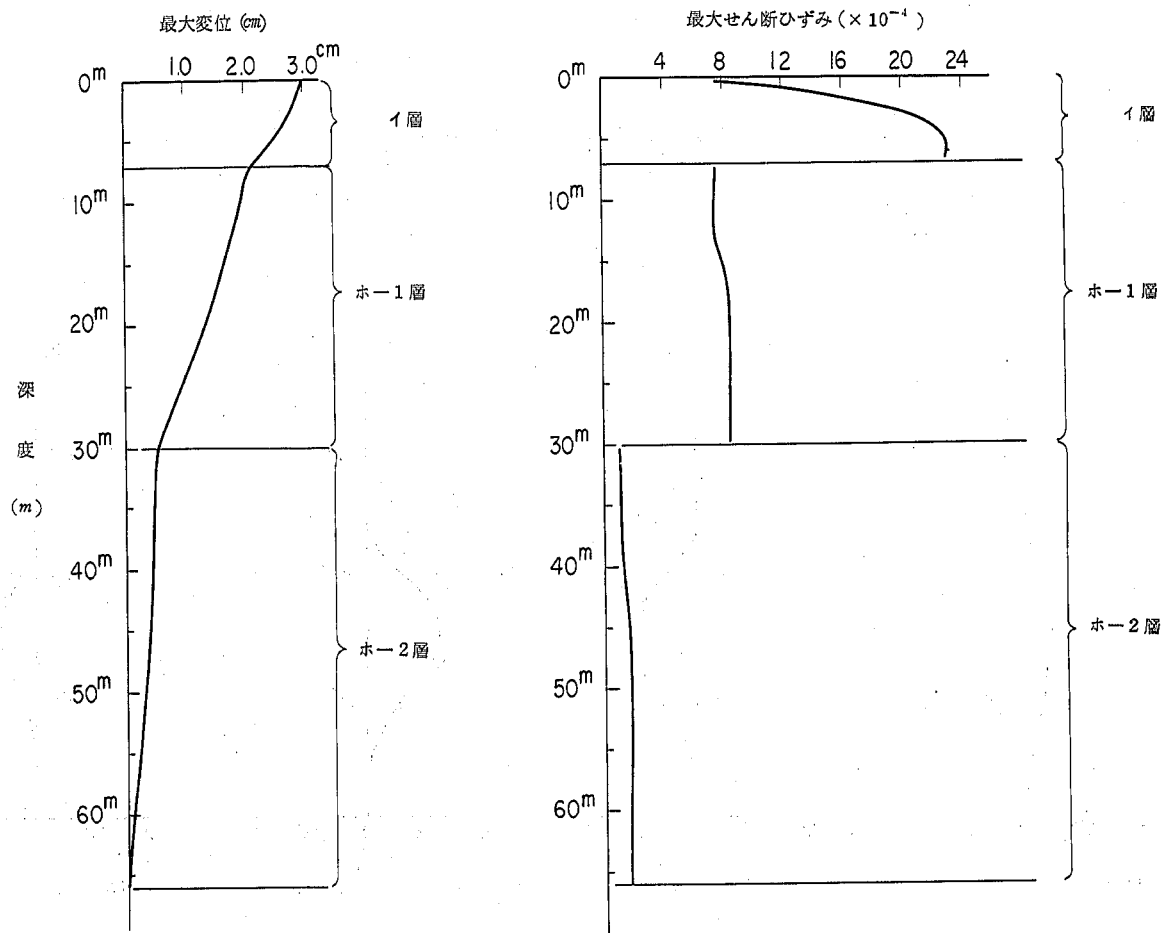


図 3-25 地盤の最大変位および最大せん断ひずみ振幅の地中内分布 (木更津側橋梁区間, 平均応答スペクトル曲線)

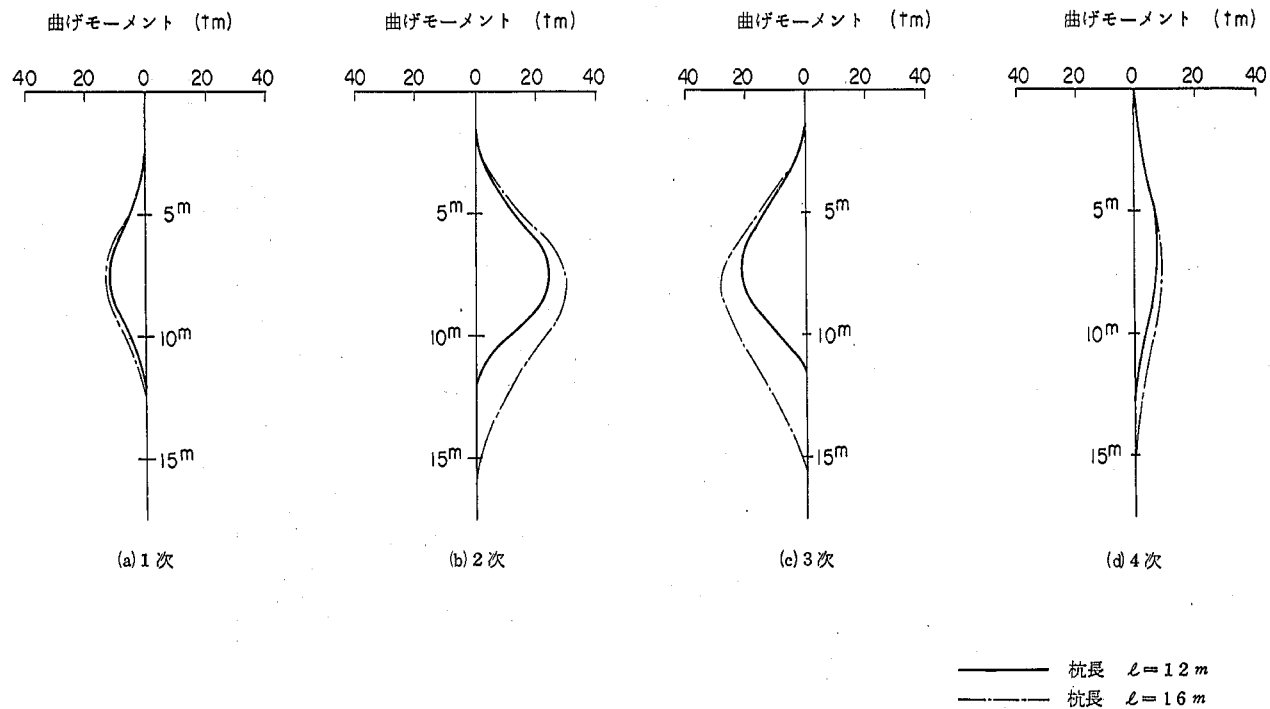


図 3-26 モード別 曲げモーメントの分布 (木更津側橋梁区間, 平均応答スペクトル曲線)

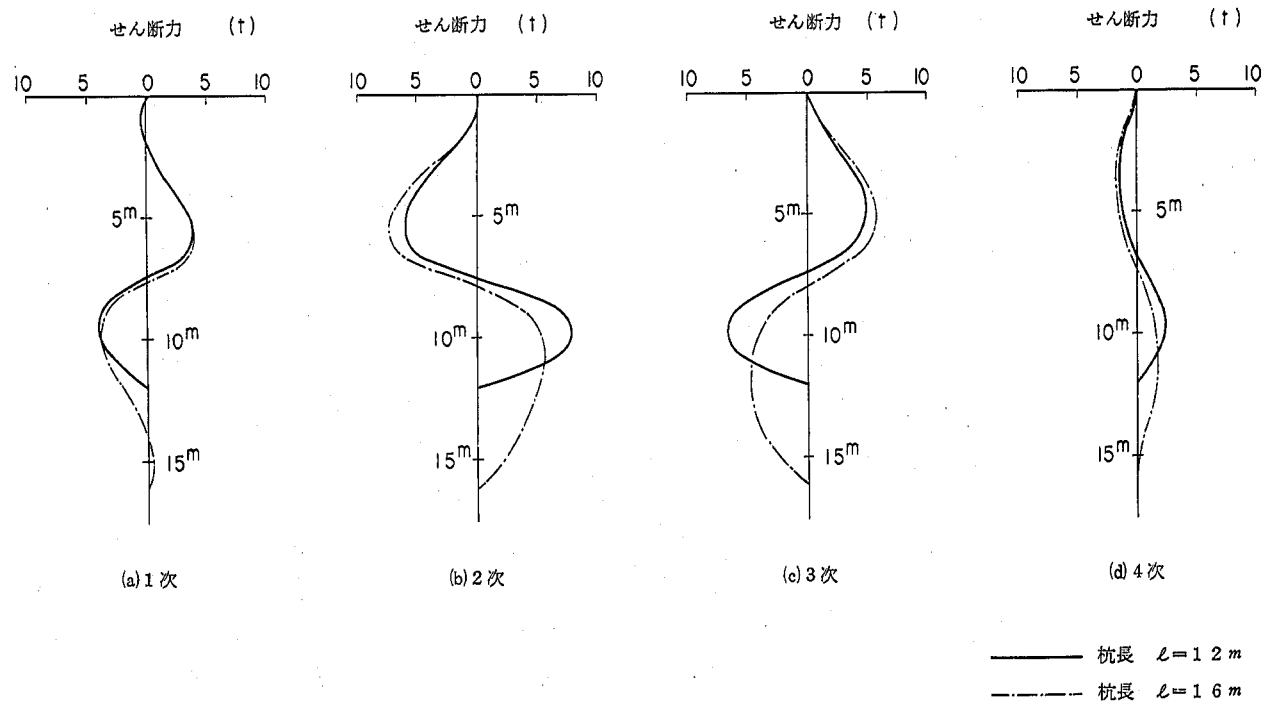


図 3-27 モード別 せん断力の分布 (木更津側橋梁区間, 平均応答スペクトル曲線)

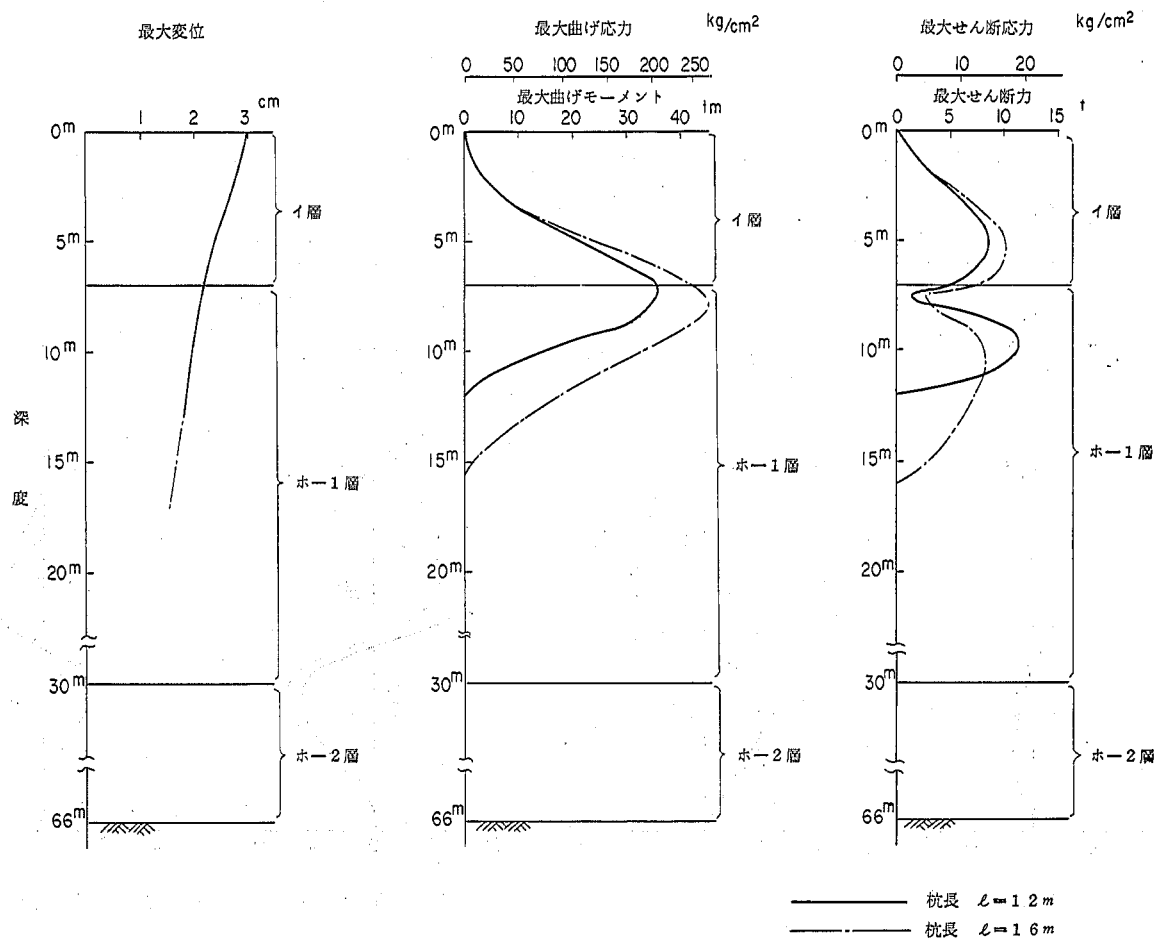


図 3-28 杭の最大変位，最大曲げモーメント，最大せん断力の地中内分布（木更津側橋梁区間，平均応答スペクトル曲線）

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所：構造物基礎および地盤の耐震性に関する研究，土木研究所資料 764号，昭和47年6月。
- 2) 建設省土木研究所：東京湾横断道路トンネルの耐震計算および地震応答解析，土木研究所資料 第953号，昭和49年4月。
- 3) 建設省土木研究所：土の動的変形特性—共振法土質試験機による測定—，土木研究所資料 第912号，昭和49年5月。
- 4) 建設省：東京湾湾央部地質調査報告書，建設省関東地方建設局東京湾岸道路調査事務所，昭和48年3月。
- 5) 岡本，加藤，伯野：地中構造物に働く地震力に関する研究，土木学会論文集，第92号，昭和38年4月，pp.37-51。
- 6) 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.
- 7) 栗林，岩崎，川島： Dynamic Behavior of A Subsurface Tubular Structure, Symposium on Earthquake Engineering, University of Roorkee, Roorkee, India, 1974.7.
- 8) 金井 清： 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.
- 9) Idriss, I.M. and Seed, H.B.: Response of Horizontal Soil Layers During Earthquake, Soil Mechanics and Bituminous Materials Research Laboratory, University of California, 1967.8.
- 10) Seed, H.B. and Idriss, I.M.: Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis, Report No. EERC 70-10, University of California.
- 11) Seed, H.B., Lysmer, J. and Hwang, R.: Soil-Structure Interaction Analyses for Evaluating Seismic Response, Report No. EERC 74-6, April 1974, University of California.
- 12) Seed, H.B. and Idriss, I.M.: Influence of Soil Condition on Ground Motions During Earthquakes, Proc. ASCE, Vol. 95, No. SM1, Jan., 1969, pp.99-137.
- 13) Idriss, I.M. and Seed, H.B.: Seismic Response of Horizontal Soil Layers, Proc. ASCE, Vol. 94, No. SM 4, July, 1968, pp.1003-1031.
- 14) Kiefer, F.W., Seed, H.B. and Idriss, I.M.: Analysis of Earthquake Ground Motions at Japanese Sites, Bull. of the Seismological Society of America, Vol. 60, No. 6, Dec. 1970, pp.2057-2070.
- 15) 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, Dec., 1972, University of California.
- 16) Seed, H.B. and Idriss, I.M.: Rock Motion Accelerograms For High Magnitude Earthquakes, Report No. EERC 69-7, April, 1969, University of California.
- 17) Lysmer, J., Seed, H.B. and Schnabel, P.B.: Influence Of Base Rock Characteristics On Ground Response, Report No. EERC 70-7, Nov., 1970, University of California.
- 18) Kuhlemeyer, R. and Lysmer, J.: Finite Element Method Accuracy For Wave Propagation Problems, Proc. ASCE, Vol. 99, No. SM5, May, 1973, pp.421-427.
- 19) Richard, F.E., Hall, J.R. and Woods, R.D.: Vibrations of Soils and Foundations, Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, N.J.
- 20) Hardin, B.O. and Black, W.L.: Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay, Proc. ASCE, Vol. 94, No. SM2, March, 1968, pp.353-369.

- 21) Kovacs, W.D., Seed, H.B. and Chan, C.K.: Dynamics Moduli and Damping Rate for Soft Clay, Proc. ASCE, Vol. 97, No. SML, pp.59-75.
- 22) Thies, G.R. and Seed, H.B.: Cyclic Stress-Strain Characteristics of Clay, Proc. ASCE, Vol. 94, No. SM2, March, 1968, pp.555-569.
- 23) Duke, C.M. et al: Strong Earthquake Motions and Site Conditions-Hollywood, Bull. of the Seismological Society of America, Vol. 60, No. 4, pp.1271-1289, August, 1970.
- 24) Borchardt, R.D.: Effects of Local Geology on Ground Motions Near San-Francisco Bay, Bull. of the Seismological Society of America, Vol. 60, No. 1, Feb., 1970, pp.29-61.
- 25) Kanai, K., Tanaka, T. et al: Comparative Studies of Earthquake Motions on the Ground and Underground, (1), BERI, Vol. 37 (1959), pp.53-87, (2), BERI, Vol. 44 (1966), pp.609-643.
- 26) Kanai, K., Tanaka, T. and Yoshizawa, S.: Some Features of Strong Underground Earthquake Motions Computed From Observed Surface Records, BERI, Vol. 46 (1968), pp.667-686.
- 27) 川島, 若月: 地中地震観測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, 1974. 10.
- 28) 土田, 上部: 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, 運輸省港湾技術研究所報告, 第11巻 第4号, pp.191-270.
- 29) 岩崎敏男: 人工島および沈埋トンネルの地震応答, 土木研究所資料 第885号, 昭和48年12月.
- 30) 太田 裕: Strain Levelから見た地震動, 地震探査実験グループ会報, 第67号, 1974年1月, pp.25-31.
- 31) 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.
- 32) 鏡味, 小林: 基盤に達する地震波について, 日本建築学会論文報告集, 第220号, 昭和49年6月, pp.19-27.
- 33) 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.
- 34) 太田, 嶋: Modifications of Seismic Waves in Superficial Soil Layers as Verified by Comparative Observations on and beneath the Surface, BERI, Vol. 40 (1962), pp.187-259.
- 35) 佐藤, 嶋, 小竹: 地表の軟質地盤を取り除くことが地盤の振動レスポンスに与える影響について, 土木学会論文報告集, 第198号, 1972年2月, pp.37-45.
- 36) 杉村義広: 軟弱地盤における長尺支持く基礎の地震時振動性状に関する研究, 昭和47年10月.
- 37) Hayashi, K.: Theorie des Tragers auf elastischer Unterlage und ihre Anwendung auf den Tiefbau, Springer-Verlag, Berlin, 1921.
- 38) 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49年3月.
- 39) 日本道路協会: 東京湾横断道路技術調査報告書, 日本道路協会東京湾横断道路技術調査特別委員会, 昭和49年3月.
- 40) 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.

付 属 資 料 - 1 杭 と 地 盤 を 結 ぶ ば ね

杭と地盤の変位-応力の関係を静的な半無限弾性論解を応用して求め、これにWinklerの仮説を導入して杭と地盤を結ぶばね定数を求める際に、基本となる弾性解には次の4種類がある。

- (a) Bousinesq 解：半無限弾性体表面の一点に鉛直方向集中荷重が作用する場合
- (b) Cerruti 解：半無限弾性体表面の一点に水平方向集中荷重が作用する場合
- (c) Mindlin I 解：半無限弾性体中の一点に鉛直方向集中荷重が作用する場合
- (d) Mindlin II 解：半無限弾性体中の一点に水平方向集中荷重が作用する場合

ここで、Mindlin 解は集中荷重が作用する深さを任意にとることができるので、Bousinesq 解および Cerruti 解は、それぞれ、Mindlin I 解および Mindlin II 解に含まれると考えることもできる。

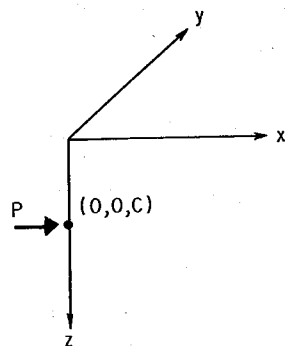
図-1に示すように半無限弾性体内の1点 $(0,0,C)$ に水平方向集中荷重が作用した場合の任意点 (x,y,z) における変位は次のように表わされる。

$$u = \frac{P}{16\pi G(1-\nu)} \left[\frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{1}{R_2} + \frac{x^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)x^2}{R_2^3} + \frac{2Cz}{R_2^3} \left(1 - \frac{3x^2}{R_2^2}\right) + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2+z+C} \left\{ 1 - \frac{x^2}{(R_2+z+C)} \right\} \right] \quad (A1-1)$$

$$\nu = \frac{Pxy}{16\pi G(1-\nu)} \left[\frac{1}{R_1^3} + \frac{3-4\nu}{R_2^3} - \frac{6Cz}{R_2^5} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+C)^2} \right] \quad (A1-2)$$

$$\omega = \frac{Px}{16\pi G(1-\nu)} \left[\frac{z-C}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z-C)}{R_2^3} - \frac{6Cz(z+C)}{R_2^5} + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+C)} \right] \quad (A1-3)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ここで、} \quad R_1^2 &= x^2 + y^2 + (z-C)^2 \\ R_2^2 &= x^2 + y^2 + (z+C)^2 \end{aligned} \right\} \quad (A1-4)$$



図A1-1 直交デカルト座標による表示

Penzien ら(1964)は上記のMindlin II 解から次のように杭と地盤を結ぶばね定数を誘導した。すなわち、地盤のポアソン比 $\nu=0.5$ と仮定すると(A1-1)式の水平方向変位は次のようになる。

$$u(x,y,z) = \frac{3P}{8\pi E} \left[\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} + \frac{2Cz}{R_2^3} + x^2 \left\{ \frac{1}{R_1^3} + \frac{1}{R_2^3} - \frac{6Cz}{R_2^5} \right\} \right] \quad (A1-5)$$

(A1-5)式を円筒座標系に変換すると次のようになる。

$$u(r, \theta, z) = \frac{3P}{8\pi E} \left[\frac{1}{\sqrt{r^2 + (z-C)^2}} + \frac{1}{\sqrt{r^2 + (z+C)^2}} + \frac{2Cz}{\{r^2 + (z+C)^2\}^{3/2}} \right. \\ \left. + r^2 \cos^2 \theta \left\{ \frac{1}{\{r^2 + (z-C)^2\}^{3/2}} + \frac{1}{\{r^2 + (z+C)^2\}^{3/2}} - \frac{6Cz}{\{r^2 + (z+C)^2\}^{5/2}} \right\} \right] \quad (A1-6)$$

(A1-6)式は集中荷重の作用する点においては解が求められない。そのため、杭の円周上における変位を求め、この値の平均値をもって杭の変位とみなすことにすると、杭の変位は次の積分で表わされる。(図A1-2)。

$$u(B, z) = \frac{1}{B} \int_0^{\pi} u(B, \theta, z) dy = \int_0^{\frac{\pi}{2}} u(B, \theta, z) \cos \theta \cdot d\theta \quad (A1-7)$$

したがって、(A2-6)式を(A2-7)式に代入すると、

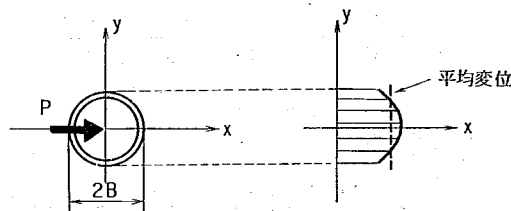
$$u(B, z) = \frac{3P}{8\pi E} \left[\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} + \frac{2Cz}{R_2^3} + \frac{2}{3} B^2 \left\{ \frac{1}{R_1^3} + \frac{1}{R_2^3} - \frac{6Cz}{R_2^5} \right\} \right] \quad (A1-8)$$

$$\text{ここで, } R_1 = \sqrt{B^2 + (z-C)^2}, \quad R_2 = \sqrt{B^2 + (z+C)^2} \quad (A1-9)$$

地中の $\bar{C}-h$ と $\bar{C}+h$ の間に等分布荷重が作用する場合の変位分布は(A1-9)式の集中荷重 P を等分布荷重 p に直し、 $\bar{C}-h \sim \bar{C}+h$ の間を C で線積分すればよい。

すなわち、

$$u(B, z)_p = \frac{3P}{8\pi E} \left[\sinh^{-1} \left(\frac{\bar{C}+h-z}{B} \right) - \sinh^{-1} \left(\frac{\bar{C}-h-z}{B} \right) \right.$$

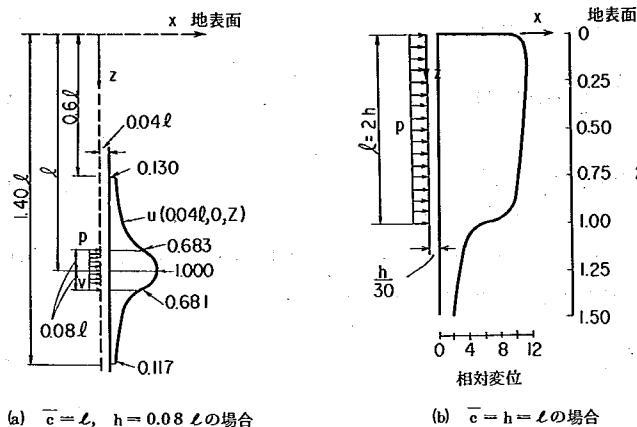


図A1-2 杭円周上の変位とその平均変位

$$+ \sinh^{-1} \left(\frac{\bar{C}+h+z}{B} \right) - \sinh^{-1} \left(\frac{\bar{C}-h+z}{B} \right) + \frac{2}{3B^2} \left\{ \frac{B^2(\bar{C}+h) - 2B^2z + (\bar{C}+h)z^2 + z^3}{\sqrt{B^2 + (\bar{C}+h+z)^2}} \right. \\ \left. - \frac{B^2(\bar{C}-h) - 2B^2z + (\bar{C}-h)z^2 + z^3}{\sqrt{B^2 + (\bar{C}-h+z)^2}} \right\} \quad (A1-10) \\ - \frac{2}{3} \left\{ \frac{z - (\bar{C}+h)}{\sqrt{B^2 + (\bar{C}+h-z)^2}} - \frac{z - (\bar{C}-h)}{\sqrt{B^2 + (\bar{C}-h-z)^2}} \right\} \\ + \frac{4}{3} \left\{ \frac{B^2z + (\bar{C}+h)z^2 + z^3}{\{B^2 + (\bar{C}+h+z)^2\}^{3/2}} - \frac{B^2z + (\bar{C}-h)z^2 + z^3}{\{B^2 + (\bar{C}-h+z)^2\}^{3/2}} \right\} \Bigg]$$

となる。(A1-10)式を用いて求めた地中内の変位分布の例を図A1-3に示す。図A1-3から、Mindlin II 解には次の特徴のあることがわかる。

- (a) 地盤内の杭の変位は主として注目している点の近傍に作用している荷重によって生じる。すなわち、荷重の作用範囲外では変位は急激に減少する。



図A1-3 等分布荷重 p が作用した場合の杭の地中内変位分布

- (b) ごく地表面付近を除けば、地盤内の杭の変位は深さによらずおおむね一定となる傾向がある。

Mindlin II 解は地盤の弾性定数が一様な場合の解であって、実際の地盤のように弾性定数が深さによって変化するような場合を対象としてはいない。しかし、上述のように荷重載荷域以外では変位は急激に減少するという Mindlin II 解の特徴を考慮すると、地盤を水平なスライスに分割し、各スライス内では弾性定数は一定であるとして取扱えば、近似的に Mindlin II 解を地盤の弾性定数が深さ方向に一様でない場合にも適用することができる。

このようにして杭と地盤を結ぶばね定数を求めると次のようになる。

$$k(z) = \frac{p}{|u(\beta, z)_p|_{\bar{c}=h=\frac{L}{2}}} \quad (\text{A1-11})$$

ここで、

$k(z)$: 杭と地盤を結ぶばね定数

L : 杭長

ここで、次のように杭の半径 B で深さ z および杭長 L を無次元化する。

$$Z = \frac{z}{B} \quad (\text{A1-12})$$

$$L = \frac{L}{B} \quad (\text{A1-13})$$

このようにおくと、(A1-10) 式は次のようになる。

$$u(Z, L) = \frac{3P}{8\pi E(Z)} \left\{ \sinh^{-1}(L+Z) + \sinh^{-1}(L-Z) + \frac{4}{3} \frac{Z+Z^2(L+Z)}{\{1+(L+Z)^2\}^{\frac{3}{2}}} \right\}$$

$$+ \frac{2}{3} \frac{L-2Z+Z^2(L+Z)}{\sqrt{1+(L+Z)^2}} + \frac{L-Z}{\sqrt{1+(L-Z)^2}} - \frac{Z^3-Z}{\sqrt{1+Z^2}} \quad (A1-14)$$

したがって、(A1-11)式は次のようになる。

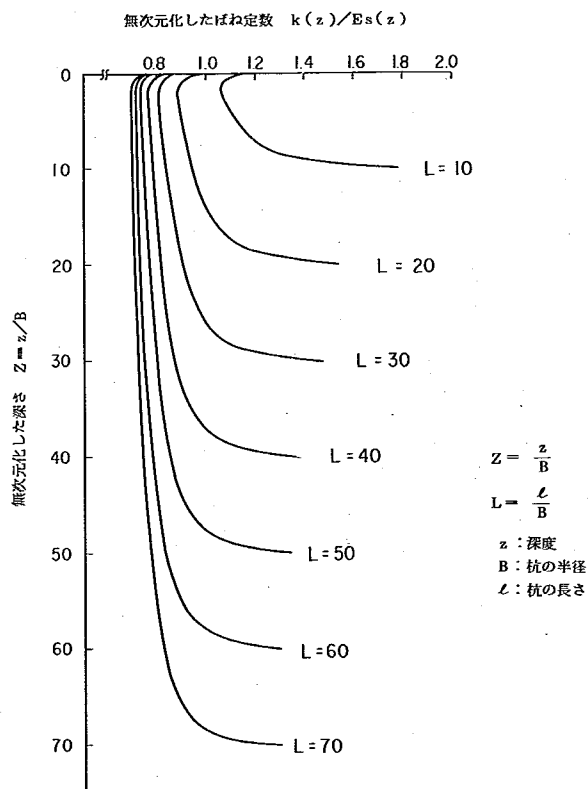
$$k(Z) = \frac{8\pi E(Z)}{3} \left[f_{rom E_q(14)} \right]^{-1} \quad (A1-15)$$

$$\therefore \frac{k(Z)}{E(Z)} = \frac{8\pi}{3} \left[f_{rom E_q(14)} \right]^{-1} \quad (A1-16)$$

無次元した深さ Z および無次元化した杭長 L をパラメータにして(A1-16)式を計算すると図A1-4のようになる。ここでは、図A1-4に基づき杭と地盤を結ぶばね定数および地盤の剛さの関係を

$$k(Z) \doteq E_s(Z) \quad (A1-17)$$

とした。



図A1-4 無次元化したばね定数

付属資料-2 杭端部付近の応力の補正係数

地盤がせん断変形した場合に杭に生じる曲げモーメントの最大値を次のような条件の下に誘導し、これより杭の端部付近の曲げ応力の補正係数を求めた。

- (1) 杭は直線状であり、その断面諸定数は深さ方向で変化しない。
- (2) 地盤の変形は振幅および波長の与えられた正弦波である。
- (3) 杭は質量を無視した弾性基礎上の梁として取扱う。
- (4) 地盤の変形が種々の位相角度で杭に作用した場合に、杭に生じる最大の断面力を求める。

x 軸を杭の中心軸にとると、杭の変形は次式で表わされる (図 A 2-1)。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = k(u - y) \quad (A 2-1)$$

ここに、

EI : 杭の曲げ剛さ ($t \cdot m^2$)

y : 杭の変位 (m)

u : 地盤の変位 (m)

地盤の変位を次式で表わせば、

$$u(x, \varphi) = a \sin\left(\frac{2\pi}{L}x + \varphi\right) \quad (A 2-2)$$

ここに、

a : 地盤の変位の振幅 (m)

L : 地盤振動の波長 (m)

φ : 位相角度 (rad.)

(A 2-1) 式の解は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} y(x, \varphi) = & (A_1 \sin \beta x + A_2 \cos \beta x) \sinh \beta x \\ & + (A_3 \sin \beta x + A_4 \cos \beta x) \cosh \beta x \\ & + a \alpha \sin\left(\frac{2\pi}{L}x + \varphi\right) \end{aligned} \quad (A 2-3)$$

ここに、

A_1, A_2, A_3, A_4 : 境界条件から決まる
未定数

α : 地盤から杭への変形の伝達率

$$\alpha = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda L}\right)^4} \quad (A 2-4)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K}{4EI}} = \frac{\lambda}{\sqrt{2}} \quad (A 2-5)$$

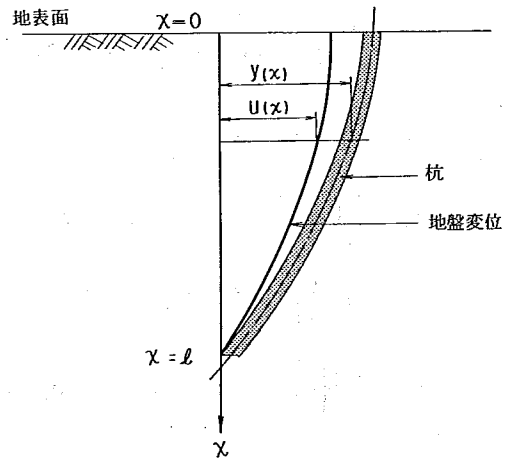


図 A 2-1 杭および地盤の変形

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K}{EI}}$$

(A2-6)

境界条件は次の2つである。

(1) 杭頭部では外力は作用しない。(モーメント, せん断力=0)

(2) 杭先端では

(a) 自由の場合: モーメント, せん断力=0

(b) 固定の場合: 変位, 回転角=0

このような境界条件を導入すると未定定数は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= \frac{1}{2} \left(\frac{2\pi}{\beta L} \right)^2 a \alpha \sin \varphi \\ A_2 &= \frac{1}{2} \left(\frac{2\pi}{\beta L} \right)^2 a \alpha (f_1 \cos \varphi + f_2 \sin \varphi) \\ A_3 &= \frac{1}{2} \left(\frac{2\pi}{\beta L} \right)^2 a \alpha (f_3 \cos \varphi + f_4 \sin \varphi) \\ A_4 &= \frac{1}{2} \left(\frac{2\pi}{\beta L} \right)^2 a \alpha (f_5 \cos \varphi + f_6 \sin \varphi) \end{aligned} \right\} \quad (A2-7)$$

ここに, (a) 杭先端が自由の場合には,

$$\left. \begin{aligned} f_1 &= \frac{1}{\Delta_1} \left[\left\{ C_1 (C_4 - C_1) - C_3 (C_3 + C_2) - C_1 \cos \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right\} \frac{2\pi}{\beta L} \right. \\ &\quad \left. + (C_3 + C_2) \sin \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right] \\ f_2 &= \frac{1}{\Delta_1} \left[C_1 (C_3 - C_2) - C_4 (C_3 + C_2) + (C_3 + C_2) \cos \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right. \\ &\quad \left. + C_1 \frac{2\pi}{\beta L} \sin \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right] \\ f_3 &= \frac{1}{\Delta_1} \left[\left\{ C_1 (C_4 + C_1) - C_2 (C_3 + C_2) - C_1 \cos \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right\} \frac{2\pi}{\beta L} \right. \\ &\quad \left. + (C_3 + C_2) \sin \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right] \\ f_4 &= \frac{1}{\Delta_1} \left[C_1 (C_3 - C_2) - C_4 (C_3 + C_2) + (C_3 + C_2) \cos \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right. \\ &\quad \left. + C_1 \frac{2\pi}{\beta L} \sin \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right] \end{aligned} \right\} \quad (A2-8)$$

$$\begin{aligned}
f_5 &= \frac{1}{\Delta_1} \left[\left\{ C_3 (C_4 + C_1) - C_2 (C_4 - C_1) + (C_2 - C_3) \cos \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right\} \frac{2\pi}{\beta L} \right. \\
&\quad \left. - 2 C_1 \sin \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right] \\
f_6 &= \frac{1}{\Delta_1} \left[(C_3 - C_2)^2 + 2 C_1 C_4 - 2 C_1 \cos \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) - (C_2 - C_3) \frac{2\pi}{\beta L} \sin \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right] \\
\Delta_1 &= C_3^2 - C_2^2 + 2 C_1^2
\end{aligned}$$

(b) 杭先端が固定の場合には

$$\begin{aligned}
f_1 &= \frac{1}{\Delta_2} \left[\left\{ C_2 (C_3 - C_2) - C_4 (C_4 + C_1) \right\} \frac{2\pi}{\beta L} - 2 C_4 \frac{\beta L}{2\pi} \cos \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right. \\
&\quad \left. + 2 (C_3 - C_2) \left(\frac{\beta L}{2\pi} \right)^2 \sin \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right] \\
f_2 &= \frac{1}{\Delta_2} \left[C_1 (C_3 - C_2) - C_4 (C_3 + C_2) + 2 C_4 \frac{\beta L}{2\pi} \sin \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right. \\
&\quad \left. + 2 (C_3 - C_2) \left(\frac{\beta L}{2\pi} \right)^2 \cos \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right] \\
f_3 &= \frac{1}{\Delta_2} \left[\left\{ C_4 (C_4 - C_1) - C_3 (C_3 - C_2) \right\} \frac{2\pi}{\beta L} - 2 C_4 \frac{\beta L}{2\pi} \cos \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right. \\
&\quad \left. + 2 (C_3 - C_2) \left(\frac{\beta L}{2\pi} \right)^2 \sin \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right] \\
f_4 &= \frac{1}{\Delta_2} \left[C_1 (C_3 - C_2) - C_4 (C_3 + C_2) + 2 C_4 \frac{\beta L}{2\pi} \sin \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right. \\
&\quad \left. + 2 (C_3 - C_2) \left(\frac{\beta L}{2\pi} \right)^2 \cos \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right] \\
f_5 &= \frac{1}{\Delta_2} \left[\left\{ C_3 (C_4 + C_1) - C_2 (C_4 - C_1) \right\} \frac{2\pi}{\beta L} + 2 (C_2 + C_3) \frac{\beta L}{2\pi} \cos \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right. \\
&\quad \left. - 4 C_4 \left(\frac{\beta L}{2\pi} \right)^2 \sin \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right] \\
f_6 &= \frac{1}{\Delta_2} \left[(C_3 + C_2)^2 - 2 C_1 C_4 - 2 (C_2 + C_3) \frac{\beta L}{2\pi} \sin \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right. \\
&\quad \left. - 4 C_4 \left(\frac{\beta L}{2\pi} \right)^2 \cos \left(\frac{2\pi \ell}{L} \right) \right] \\
\Delta_2 &= C_2^2 - C_3^2 + 2 C_4^2
\end{aligned} \tag{A 2-9}$$

ここで,

$$\begin{aligned}
C_1 &= \sin \beta \ell \cdot \sinh \beta \ell, & C_2 &= \sin \beta \ell \cdot \cosh \beta \ell \\
C_3 &= \cos \beta \ell \cdot \sinh \beta \ell, & C_4 &= \cos \beta \ell \cdot \cosh \beta \ell \\
\ell &: \text{杭の長さ}
\end{aligned} \tag{A 2-10}$$

杭に生じる曲げモーメントは (A2-3) 式を x で微分することにより、次のようになる。

$$M(x, \varphi) = 2EI\beta^2 \left[(A_1 \cosh \beta x + A_3 \sinh \beta x) \cos \beta x - (A_2 \cosh \beta x + A_4 \sinh \beta x) \sin \beta x \right] \\ - a \alpha EI \left(\frac{2\pi}{L} \right)^2 \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \right) + \varphi \quad (A2-11)$$

簡略化した杭の曲げモーメントを求める (2-58) 式を再記すると、

$$M = a \alpha EI \left(\frac{2\pi}{L} \right)^2 \quad (A2-12)$$

であるから、曲げモーメントの補正係数 $\xi(x)$ を (A2-11) 式と (A2-12) 式の比をとって次式で定義する。

$$\xi(x) = \frac{|M(x, \varphi)|_{\max \text{ for } \varphi}}{M} \quad (A2-13)$$

(A2-13) 式に (A2-7) 式を代入して整理すると次のようになる。

$$\xi(x) = \sqrt{\phi_1(x)^2 + \phi_2(x)^2} \quad (A2-14)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} \phi_1(x) &= f_3 \sinh \beta x \cos \beta x - f_1 \cosh \beta x \sin \beta x - f_5 \sinh \beta x \sin \beta x \\ &\quad - \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \right) \\ \phi_2(x) &= \cosh \beta x \cos \beta x + f_4 \sinh \beta x \cos \beta x - f_2 \cosh \beta x \sin \beta x \\ &\quad - f_6 \sinh \beta x \sin \beta x - \cos \left(\frac{2\pi x}{L} \right) \end{aligned} \right\} \quad (A2-15)$$

なお、1 次の振動を考える場合には $L/L = 0.25$ であるから、(A2-8)、(A2-9) 式は、次のように簡略化できる。

(a) 杭先端が自由の場合

$$\left. \begin{aligned} f_1 &= \frac{1}{\Delta_1} \left[\left\{ C_1 (C_4 - C_1) - C_3 (C_3 + C_2) \right\} \frac{2\pi}{\beta L} + (C_3 + C_2) \right] \\ f_2 &= \frac{1}{\Delta_1} \left[C_1 (C_3 - C_2) - C_4 (C_3 + C_2) + C_1 \frac{2\pi}{\beta L} \right] \\ f_3 &= \frac{1}{\Delta_1} \left[\left\{ C_1 (C_4 + C_1) - C_2 (C_3 + C_2) \right\} \frac{2\pi}{\beta L} + (C_3 + C_2) \right] \\ f_4 &= \frac{1}{\Delta_1} \left[C_1 (C_3 - C_2) - C_4 (C_3 + C_2) + C_1 \frac{2\pi}{\beta L} \right] \\ f_5 &= \frac{1}{\Delta_1} \left[\left\{ C_3 (C_4 + C_1) - C_2 (C_4 - C_1) \right\} \frac{2\pi}{\beta L} - 2C_1 \right] \\ f_6 &= \frac{1}{\Delta_1} \left[(C_3 - C_2)^2 + 2C_1 C_4 - (C_2 - C_3) \frac{2\pi}{\beta L} \right] \end{aligned} \right\} \quad (A2-16)$$

(b) 杭先端が固定の場合

$$\left. \begin{aligned}
 f_1 &= \frac{1}{\Delta_2} \left[\left\{ C_2 (C_3 - C_2) - (C_4 + C_1) \right\} \frac{2\pi}{\beta L} + 2 (C_3 - C_2) \left(\frac{\beta L}{2\pi} \right)^2 \right] \\
 f_2 &= \frac{1}{\Delta_2} \left[C_1 (C_3 - C_2) - C_4 (C_3 + C_2) + 2 C_4 \frac{\beta L}{2\pi} \right] \\
 f_3 &= \frac{1}{\Delta_2} \left[\left\{ C_4 (C_4 - C_1) - C_3 (C_3 - C_2) \right\} \frac{2\pi}{\beta L} + 2 (C_3 - C_2) \left(\frac{\beta L}{2\pi} \right)^2 \right] \\
 f_4 &= \frac{1}{\Delta_2} \left[C_1 (C_3 - C_2) - C_4 (C_3 + C_2) + 2 C_4 \frac{\beta L}{2\pi} \right] \\
 f_5 &= \frac{1}{\Delta_2} \left[\left\{ C_3 (C_4 + C_1) - C_2 (C_4 - C_1) \right\} \frac{2\pi}{\beta L} - 4 C_4 \left(\frac{\beta L}{2\pi} \right)^2 \right] \\
 f_6 &= \frac{1}{\Delta_2} \left[(C_3 + C_2)^2 - 2 C_1 C_4 - 2 (C_2 + C_3) \frac{\beta L}{2\pi} \right]
 \end{aligned} \right\} \quad (A2-17)$$

(A2-16), (A2-17)式を用いて(A2-14)式を計算すると図2-2, 図2-3が得られる。

付属資料一 3 耐震設計上の基盤面

耐震設計に用いる基盤面は、次の考え方によって定める。

- 1) 基盤は対象とする構造物の大きさに比較して広い範囲にわたって存在する地層で、それ以下の地層では地盤の力学的性質が一定している。
- 2) N値が50以上もしくはせん断弾性波の速度が300m/sec以上の地層である。
- 3) 基盤面を境として、基盤面より上の地盤のせん断弾性係数 G_{su} と基盤面より下の地盤のせん断弾性係数 G_{sl} の比 G_{sl}/G_{su} が4以上の場合とする。このように採ったのは地層の剛さが一様に変化する場合、基盤面から下の地盤のせん断弾性係数は 10^{-6} 程度の微小せん断ひずみに対応する剛さとし、基盤面より上の地盤のせん断弾性係数は 10^{-3} 程度のせん断ひずみに対応する剛さとするれば、従来の実測・試験等から両者の剛さの比 $G_{sl}/G_{su} = 4$ 程度となることに由来する。(図A3-1参照)

一方、耐震基準等では耐震設計のための基盤面は次のように規定している。

- 1) 日本道路協会：石油パイプライン地震対策要綱・同解説(昭和49年3月)

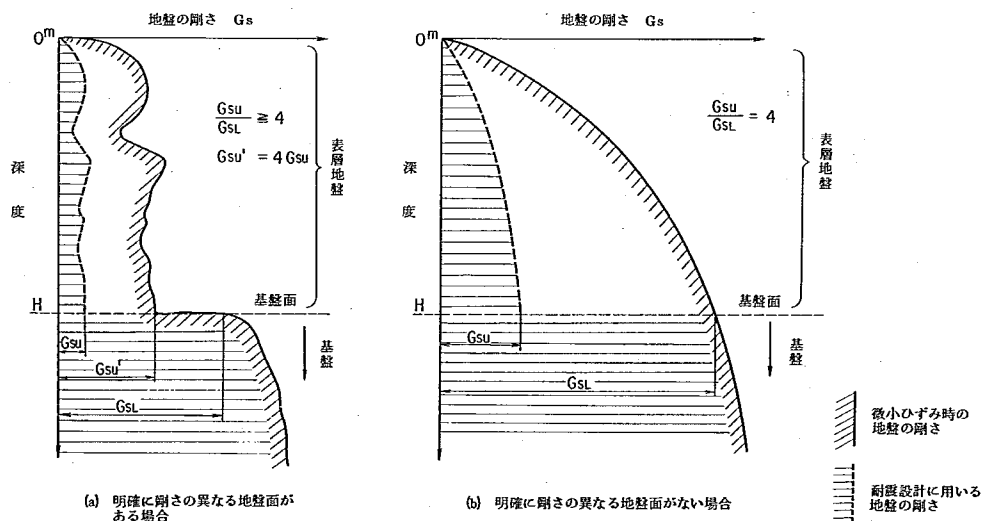
表面に比べて相対的に剛い下方の地盤の上面をいい、剪断波速度が300m/sec程度以上、もしくは標準貫入試験のN値が50程度以上の剛さが下方につづく地盤の上面とする。

- 2) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針(案)(昭和49年3月)

基盤と地表層との境界面をいう。この場合、基盤とは広い範囲にわたって存在する地層で、その中を地震波が伝播する間に波形の著しい変化を生じない層を指す。典型的な例としては岩盤を考えてよい。

- 3) 日本道路協会：東京湾横断道路沈埋トンネル設計基準(案)

耐震設計上基盤と見なす地盤はN値50程度、せん断弾性波の速度300m/sec程度以上で、地中深部まで続く表層に比べて相対的に剛い地盤とする。



図A3-1 基盤面の設定

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

キーワード・耐震設計、
杭変位法

土木研究所資料第972号

昭和47年10(1974)

建設省土木研究所

栗林栄一 川島一彦
官田忠明

要旨 本報告書は地震時の地盤のせん断変形によって生じる基礎杭の変
形と応力の算定法を提案したものである。

郵便はがき

2 8 0 - □ □

十四切手
をはって
下さい

建設省土木研究所
振動研究室

御中

千葉県千葉市穴川
四丁目十二番五二号

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第 972 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印