



全体系耐震性能評価手法の開発

— 高知の地盤や杭基礎の動特性を考慮 —

平成 1 5 年 4 月

高知工業高等専門学校建設システム工学科

地震防災研究室

吉 川 正 昭

1. はじめに

地盤-構造物系の動的相互作用を考慮した構造物の地震応答解析¹⁾の代表的な手法として、有限要素法、集中質量系モデル²⁾⁻⁶⁾、分布質量系モデルなどがあり、それぞれの手法に特徴があり、解析する目的に応じて、適切な解析方法を選ぶ必要がある。地盤-杭-基礎-構造物系は3次元的な広がりを持つ事から、3次元 FEM(有限要素法)モデルで表現して解析することが理想的である。有限要素法による構造物と地盤とを一体とした解析により評価を行うと、構造物-地盤系の動的相互作用現象を高い精度で解析し得ることが知られている。杭基礎構造物に対する3次元弾塑性有限要素法の適用性について検討してきた。近年では高性能な計算機が低価格で入手できることから、このような詳細な3次元解析が適用される範囲も徐々に広がりつつあるが、通常規模の土木構造物の耐震設計において、一般に利用されるまでには至っていない。また、詳細な3次元解析の問題点として、膨大な数のパラメーターが必要となる事が挙げられる。さらに、これらのパラメーターの多くは体系的に確立された唯一の手法ではなく、解析者の主体的な判断に基づいて設定される。この結果、大きな自由度を有する詳細な3次元有限要素法解析から導かれる解析結果は、その評価の現象の解釈を適切に行うことが極めて難しいものとなっている。

これに対し、少数のパラメーターで動的解析を実施することができる簡易モデルは、解析の自由度の小ささに応じて得られた解析結果の物理的な解釈が比較的容易であるという利点を有しているため、地盤-構造物系を簡易な解析モデルにより取り扱うことは、今後も重要な意味を持つと考えられる。なお、波動理論による分布質量系モデルは難解なうえに、原則として弾性範囲にしか適用できないという問題がある。

Penzien による集中質量系モデル⁸⁾⁻¹⁹⁾は地盤、杭、構造物を質点系に置換し、地盤と杭-構造物系間の相互作用をばねダッシュポットで表現するものであり、相互作用を踏まえた上部構造物の応答値以外に、杭の応答値も求められ、杭の耐震設計に適した手法といえる。

本研究では集中質量系モデルを用いて、高知市はりまや橋周辺の地盤を対象として地震応答解析を行った。地盤の挙動が線形の場合と、より現実に近い挙動を示すパイリニャーモデルによるモデル、さらに砂質土の液状化過程を評価できるように改良を加え、最大応答加速度や各部の断面力を比較し考察を加えたので報告する。

2. 地盤-杭-基礎-上部構造物全体系解析のモデル化

2.1 地震応答解析法

地震応答解析には直接積分法、モード解析法(スペクトルモード法、時刻歴モード法)、複素応答法、の3種類が用いられている。直接積分法は、多自由度運動方程式を時間軸に沿って直接積分し、解を求める手法である。応答の経時変化を知ることができ、液状化などの非線形を考慮できるため、この手法を採用している。

2.2 地盤のモデル化

質点系での地盤の地震応答解析は、地盤を成層地盤とみなす。地震時の地盤では、地震観測結果から分かるように、せん断振動が卓越することから、地盤を1次元のせん断系にモデル化することができる。Fig. 1 に示すように、成層地盤のそれぞれを集中質量に置き換え、その間をせん断ばねとダッシュポットで結合する。

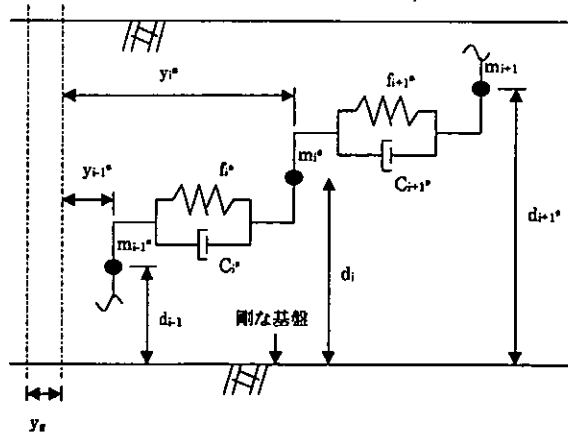


Fig.1 Lumped mass model of ground

各質点の質量 m_i , 質点間を結ぶ地盤のせん断ばね定数 k_i および各層での減衰係数 c_i はそれぞれ次式で与えられる. (i は下から数える)

$$m_i = \frac{1}{2g} (\gamma_i l_i + \gamma_{i+1} l_{i+1}) A \quad (2.2.1)$$

$$k_i = \frac{G_i}{l_i} A \quad (2.2.2)$$

$$c_i = 2h_i \sqrt{k_i m_i} \quad (2.2.3)$$

ここに,

m_i : i 番目の質点の質量

g : 重力加速度

γ_i : i 層目の単位体積重量

l_i : i 層目の層厚

γ_{i+1} : $(i+1)$ 層目の単位体積重量

l_{i+1} : $(i+1)$ 層目の層厚

A : 単位断面積

k_i : i 層目の地盤のせん断ばね定数

G_i : i 層目のせん断弾性係数

c_i : i 層目の減衰係数

h_i : i 層目の減衰定数

k_i : i 層目の地盤のせん断ばね定数

m_i : i 番目の質点の質量

2.2.1 Hardin-Drnevich モデル

有効応力が低下すると地盤の抵抗力が低下する。そのため, case2-case5 は相互作用ばねの力と相対変位の関係, 地盤ばねの応力ひずみ関係を双曲線モデル(Hardin-Drnevich モデル)に仮定し, 履歴ルールに拘束圧依存性を以下のように考慮した。

(1) 初期のスケルトンカーブは式(2.2.4)の双曲線モデルとする。

$$\tau = \frac{G_0 S_0 \gamma}{S_0 + G_0 |\gamma|} \quad (2.2.4)$$

$$\text{ここに, } S_0 = G_0 \gamma_y \quad (2.2.5)$$

(2) Fig.2(a)に示すように, スケルトン曲線上のA点から除荷が生じた場合は, 平均有効主応力 σ_m'

の低下に応じて反転方向の最大せん断力 S_0 を低下させた式(2.2.6)の曲線上を通る。

$$\tau = \tau_m + \frac{G_0 S_m (\gamma - \gamma_m)}{S_m + G_0 |\gamma - \gamma_m|} \quad (2.2.6)$$

ここに,

$$S_m = S_0 \cdot \left(\frac{\sigma_m'}{\sigma_{m0}'} \right) + |\tau_m| \quad (2.2.7)$$

(3) スケルトン曲線上のA点 (γ_{m0}, τ_{m0}) から除荷され, 除荷が終了しないでB点 (γ_m, τ_m) で再載荷

された場合は Fig.2(b)のように反転方向の最大せん断応力は低下しない。すなわち, S_m を式(2.2.8)

に変更した曲線上を通る。再び, せん断力が上昇し, A点を通るせん断応力レベルにおいて除荷が生じた場合は②の履歴則に従う。

$$S_m = S_0 - |\tau_m| \quad (2.2.8)$$

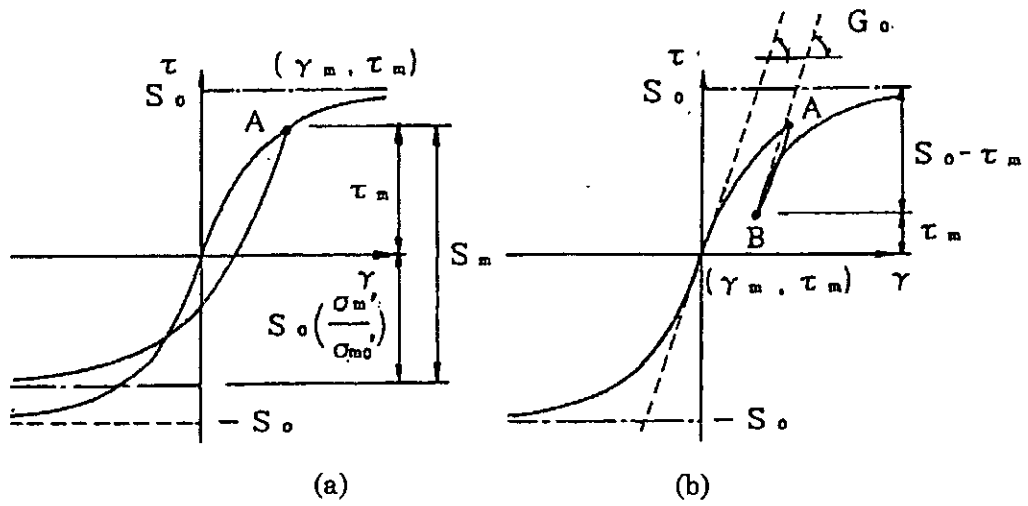


Fig.2 Hardin-Drelich model

2.2.2 Bi-Linear モデル

case6-case9 では各質点間のばね特性は Fig. 3 に示すような Bi-linear 型の非線形復元力特性とし, case1 線形モデルと比較する.

表層の基盤に加速度が与えられたときの運動方程式は次式のようなになる.

$$m_i^s \ddot{y}_i^s - C_{i+1}^s (\dot{y}_{i+1}^s - \dot{y}_i^s) + C_i^s (\dot{y}_i^s - \dot{y}_{i-1}^s) - f_{i+1}^s + f_i^s = m_i^s \ddot{y}_g \quad (2.2.9)$$

ここに,

$$f_i^s = \frac{n_i^s k_i^s}{2} (|y_i^s - y_{oi}^s| + 2|y_{ui}^s| - |y_i^s - y_{oi}^s|) + (1 - n_i^s) k_i^s y_i^s \quad (2.2.10)$$

$$k_i^s = \frac{G}{(d_i - d_{i-1})} \quad (2.2.11)$$

$$C_i^s = \frac{2h_1^s k_i^s}{\omega_1^s} \quad (2.2.12)$$

h_1^s : 表層地盤の 1 次モードに対応する減衰定数

ω_1^s : 表層地盤の 1 次の固有円振動数

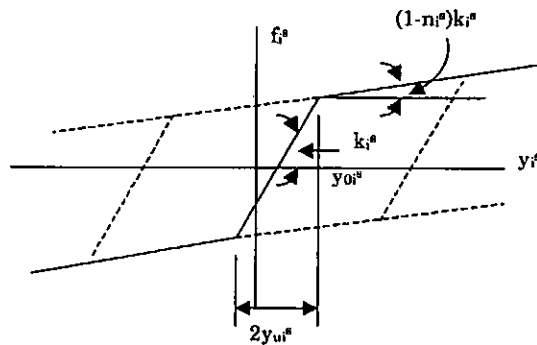


Fig.3 Restoring force characteristic of bi-linear type

2.2.3 砂質土の液状化過程の評価

砂質土は液状化過程により、有効応力が低下してゆき、それに伴い地盤の抵抗力が低下する。地盤の有効応力の低下を解析的に求める場合は西らの方法⁷⁾を用いた。八木によれば、排水条件下のせん断応力振幅一定の繰返し試験における体積ひずみ V_d は次式で得られる。

$$V_d = m^* \cdot \sigma_m' \left(\frac{\tau}{\sigma_m'} \right)^n \left(\frac{N}{N+A} \right) \quad (2.2.13)$$

ここに、 V_d :体積ひずみ

σ_m' :平均有効応力

τ :せん断応力振幅

N :繰返し回数

m^*, n, A は材料定数

また、せん断応力比 $\left(\frac{\tau}{\sigma_m'}\right)$ の下で V_d が発生するための等価繰返し回数 N_e は

$$N_e = \frac{A \cdot V_d}{m^* \cdot \sigma_m' \left(\frac{\tau}{\sigma_m'} \right)^n - V_d} \quad (2.2.14)$$

であり、式(2.2.14)の分母が正となる条件下で式(2.2.15)の半波毎の体積ひずみ増分 dV_d を計算し、累積していくことにより排水条件下での地震の不規則せん断応力を受ける場合の堆積ひずみを求める。

$$dV_d = m^* \cdot \sigma_m' \left(\frac{\tau}{\sigma_m'} \right)^n \cdot \frac{0.5A}{(N_e + 0.5 + A)(N_e + A)} \quad (2.2.15)$$

地震が終わるまでに非排水条件が成立し、体積変化が生じないと仮定すると、半波毎の平均有効応力の減少量 $d\sigma$ は式(2.2.16)で求められる。

$$d\sigma = -\frac{dV_d}{m_s} \quad (2.2.16)$$

ここに、 m_s :除荷時の体積圧縮係数

2.3 上部構造物のモデル化

構造物も地盤と同様に Fig. 4 に示すように集中質量に離散化し、その間をばねで結合する。構造物の卓越する振動性状によって、ばねはせん断ばね、回転ばね、あるいはその両者を線形結合したものが用いられる。本解析では、上部構造物にはせん断振動が卓越するので、質点間をせん断ばねで結合する。構造物をせん断型の質点系と考えると運動方程式をたてると次式となる。

$$m_i^b \ddot{y}_i^b + C_i^b (\dot{y}_i^b - \dot{y}_{i-1}^b - \dot{\theta} H_i) - C_{i+1}^b (\dot{y}_{i+1}^b - \dot{y}_i^b - \dot{\theta} H_{i+1}) + f_i^b (y_i^b - y_{i-1}^b - \theta H_i) - f_{i+1}^b (y_{i+1}^b - y_i^b - \theta H_{i+1}) = -m_i^b \ddot{y}_g \quad (2.3.1)$$

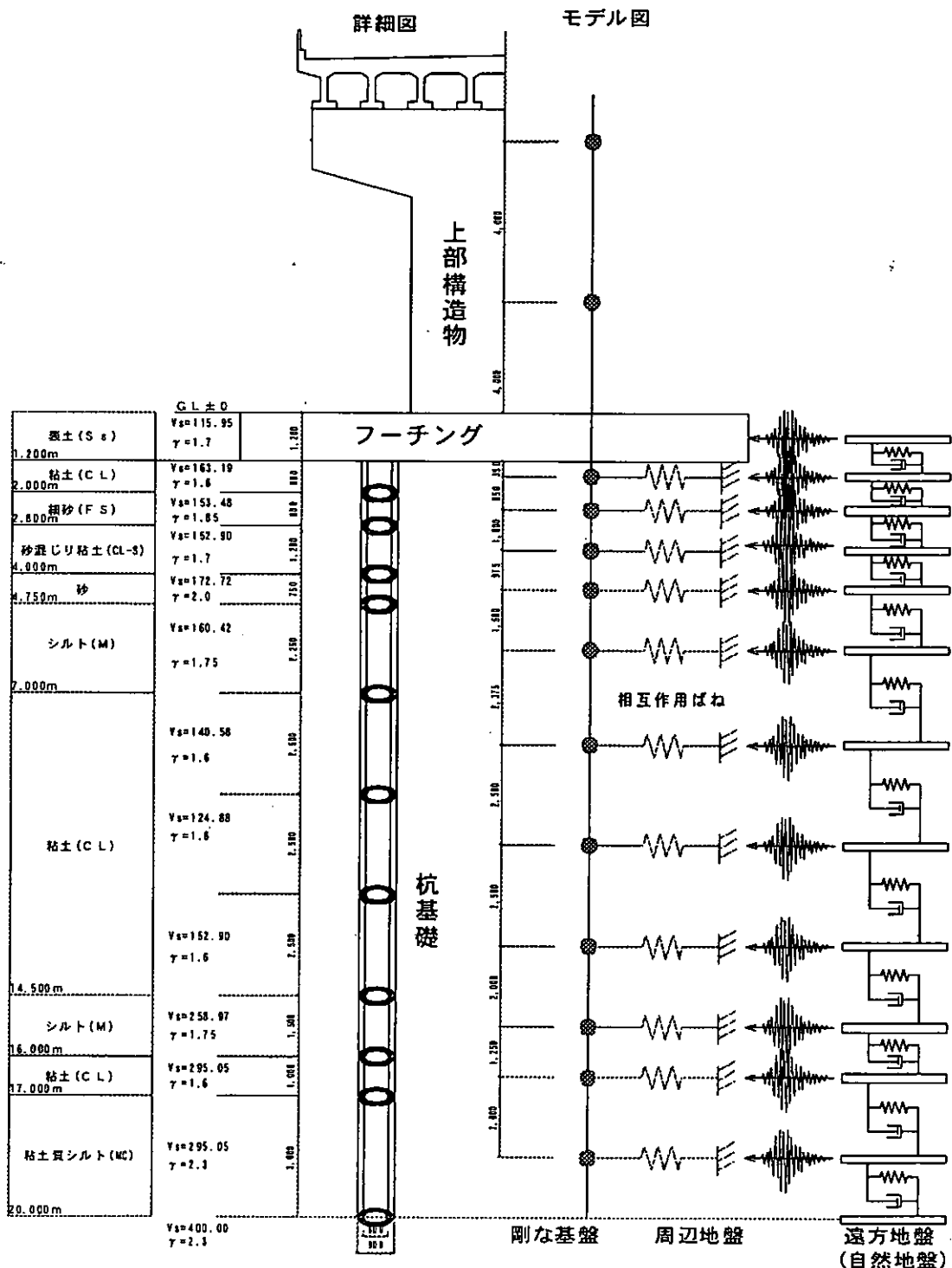


Fig. 4 Analysis model

2.4 杭のモデル化

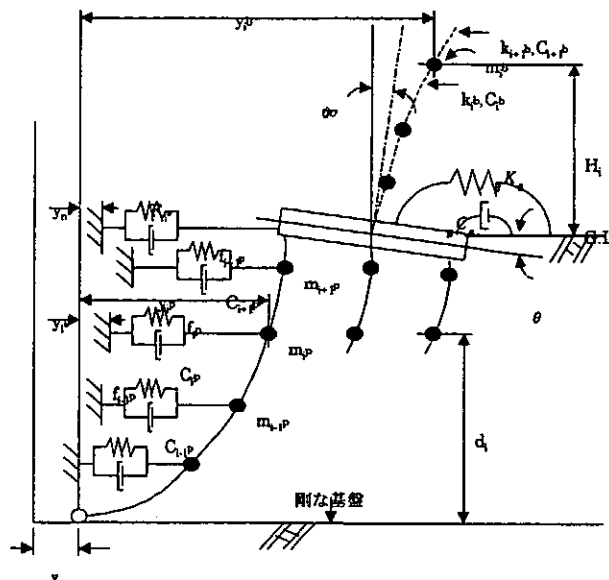


Fig.5 Idealized structural system

杭は、地盤に対応して集中質量に離散化し、その間をばねで結合した。杭の先端はピン支持の曲げ梁と考えてモデル化した。さらに、杭は等価な一本の杭にモデル化し、群杭による低減効果は考えないものとした。

杭に支持された構造物を集中質量系にモデル化すると Fig. 4,5 のようになり、次式のような運動方程式が成り立つ。

$$\begin{aligned}
 [m_i^p] \ddot{y}_i^p + [c_i^p] \dot{y}_i^p - \dot{y}_i^s + [f_i^p] (y_i^p - y_i^s) + [K_{ij}^p] y_i^p + [K_{i\theta}^p] \theta = -\ddot{y}_g [\dots m_i^p \dots] [I] \\
 - \ddot{y}_g [\dots M_i^e \dots] [I] - [\dots M_i^e \dots] \ddot{y}_i^p
 \end{aligned}
 \tag{2.4.1}$$

2.5 動的相互作用ばね

地盤の杭（半径 B ）の位置の中心に、Fig. 6 に示すように、等分布荷重 $P(0,0,c\pm h)$ を $c\pm h$ の区間に与える。逆に Fig.7 に示すように、ある杭(r)に水平力 P が作用すると、その杭の円周における平均変位 $U_B(Z)_{ave}$ のみではなく、他の杭(s)の表面にも影響変位 $U_{rs}(Z)$ があると考え⁸⁾、杭(r)をすべての杭(T 本)について繰り返す。求めた変位の総和を T で割ると群杭の平均変位が次のように求まる。

$$U(Z)_{ave} = \frac{1}{T} \sum_{r=1}^T \sum_{s=1}^T U_{rs}(Z)
 \tag{2.5.1}$$

式(2.5.1)で $r=s$ の場合には $U_{rs}(Z)$ の値は式(2.5.2)となり、 $r \neq s$ の場合には式(2.5.3)となる。

$$U_{rs}(z) =$$

$$\frac{3P(0,0,c \pm h)}{8\pi E} \left[\begin{aligned} & \left(\sinh^{-1} \frac{c+h-z}{B} - \sinh^{-1} \frac{c-h-z}{B} + \sinh^{-1} \frac{c+h+z}{B} - \sinh^{-1} \frac{c-h+z}{B} \right) \\ & + \frac{1}{3B^2} \left\{ \begin{aligned} & \frac{2}{3} \left[\frac{B^2(c+h) - 2B^2z + (c+h)z^2 + z^3}{[B^2 + (c+h-z)^2]^{1/2}} \right. \\ & \left. - \frac{B^2(c-h) - 2B^2z + (c-h)z^2 + z^3}{[B^2 + (c-h+z)^2]^{1/2}} \right] \\ & + \frac{2}{3} \left[\frac{z-(c+h)}{[B^2 + (c+h-z)^2]^{1/2}} - \frac{z-(c-h)}{[B^2 + (c-h+z)^2]^{1/2}} \right] \\ & + \frac{4}{3} \left[\frac{B^2z + (c+h)z^2 + z^3}{[B^2 + (c+h+z)^2]^{3/2}} - \frac{B^2z + (c-h)z^2 + z^3}{[B^2 + (c-h+z)^2]^{3/2}} \right] \end{aligned} \right\} \end{aligned} \right] \quad (2.5.2)$$

$$U_{rs}(z) =$$

$$\frac{3P(0,0,c \pm h)}{8\pi E} \left[\begin{aligned} & \left(\sinh^{-1} \frac{c+h-z}{(Rrs)^{1/2}} - \sinh^{-1} \frac{c-h-z}{(Rrs)^{1/2}} + \sinh^{-1} \frac{c+h+z}{(Rrs)^{1/2}} - \sinh^{-1} \frac{c-h+z}{(Rrs)^{1/2}} \right) \\ & + \frac{1}{Rrs} \left\{ \begin{aligned} & \frac{2Xrs^2z[Rrs + (c+h+z)z]}{[Rrs + (c+h+z)^2]^{3/2}} - \frac{2Xrs^2z[Rrs + (c-h+z)z]}{[Rrs + (c-h+z)^2]^{3/2}} \\ & + \frac{Rrs(Xrs^2 - 2z) + 4Xrs^2z}{Rrs[Rrs + (c+h+z)^2]^{1/2}} \left\{ (c+h+z) - 2zRrs \right\} \\ & - \frac{Rrs(Xrs^2 - 2z) + 4Xrs^2z}{Rrs[Rrs + (c-h+z)^2]^{1/2}} \left\{ (c+h+z) - 2zRrs \right\} \\ & + \frac{Xrs^2(c+h-z)}{[Rrs + (c+h-z)^2]^{1/2}} - \frac{Xrs^2(c-h-z)}{[Rrs + (c-h-z)^2]^{1/2}} \end{aligned} \right\} \end{aligned} \right] \quad (2.5.3)$$

ここに,

E:地盤の変形係数

$$R_{rs}^2 = x_{rs}^2 + y_{rs}^2 \geq B^2$$

x_{rs}, y_{rs} : r 杭の中心を原点とした時の s 杭の中心の座標

式(2.5.3)を用いて群杭の水平方向地盤反力係数 K_{hg} は次のように求まる.

$$K_{hg} = \frac{T \cdot P(0,0,c \pm h)}{\{u(z)_{ave}\} \cdot (2B)} \quad (2.5.4)$$

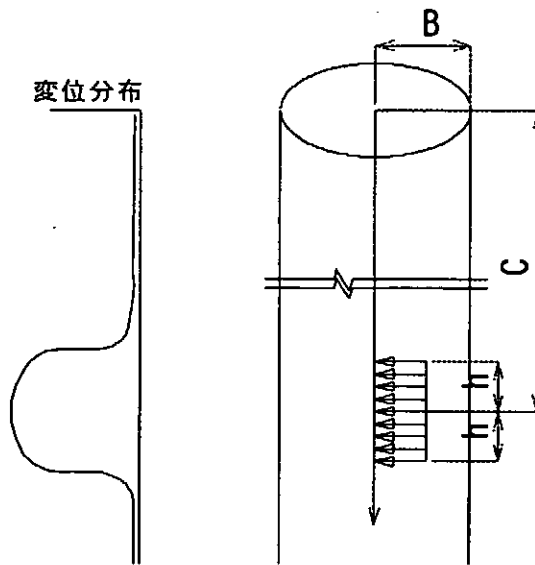


Fig. 6 Ground-pile(section)

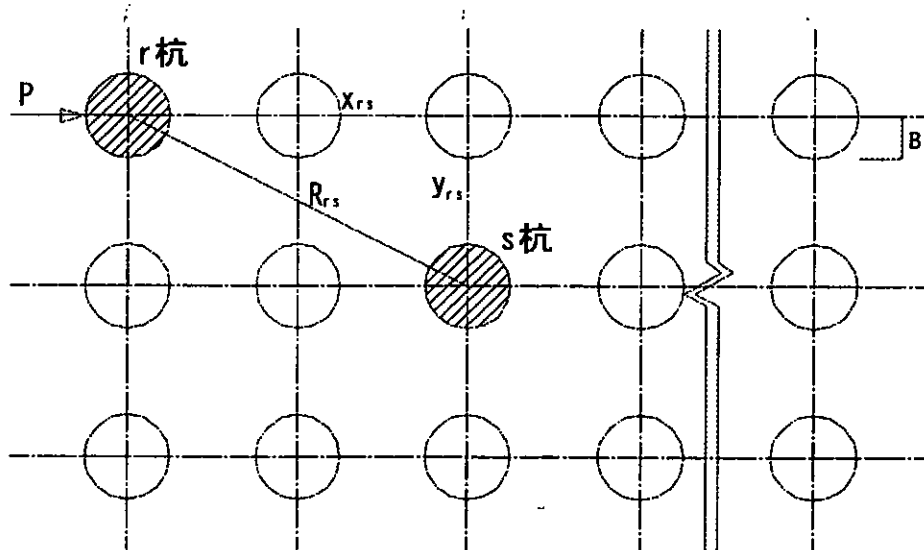


Fig. 7 Group piles (plan)

2.6 基礎のモデル化

地盤は水平方向に対しても上下方向に対しても抵抗することから、基礎は水平方向のばねと上下方向のばねに支えられている。ばね群に支えられたとき、構造物は水平振動に対して、水平振動に加え回転振動をする。水平振動をスウェイ振動、回転振動をロッキング振動といい、振動を評価する解析モデルをロッキングスウェイモデルという。ロッキングスウェイモデルは、地盤の振動性状を表す最も簡単なモデルである。

杭に支持された構造物を集中質量系にモデル化すると Fig. 4,5 になり、運動方程式を次式に示す。

2.6.1 基礎

$$m_n^b \ddot{y}_n^p + {}_B C_h (\dot{y}_n^p - \dot{y}_n^s) + F_n^s (y_n^p - y_n^s) + T \langle K_{nj}^p \rangle \{y_j^p\} + T \cdot K_{n\theta}^p \cdot \theta - C_1^b (\dot{y}_1^b - \dot{y}_n^p - \dot{\theta} H_1) - f_1^b (y_1^b - y_n^p - \theta H_1) = -m_n^b \ddot{y}_g - M_n^c (\ddot{y}_n^p + \ddot{y}_g) \quad (2.6.1)$$

2.6.2 構造物と基礎のスウェイ

$$m_i^b \ddot{y}_i^b - C_{i+1}^b \{\dot{y}_{i+1}^b - \dot{y}_i^b - \dot{\theta}(H_{i+1} - H_i)\} + C_i^b \{\dot{y}_i^b - \dot{y}_{i-1}^b - \dot{\theta}(H_i - H_{i-1})\} + f_{i+1}^b \cdot \{y_{i+1}^b - y_i^b - \theta(H_{i+1} - H_i)\} + f_i^b \{y_i^b - y_{i+1}^b - \theta(H_i - H_{i-1})\} = -m_i^b (\ddot{y}_g + \ddot{y}_n^p) \quad (2.6.2)$$

2.6.3 構造物と基礎のロッキング

$$I_\theta \cdot \ddot{\theta} + {}_B C_\theta \cdot \dot{\theta} + {}_B K_\theta \cdot \theta + T \langle M_{nj}^p \rangle \{y_j^p\} + T M_{n\theta}^p \cdot \theta + 2n K_\theta^p \theta \sum m_i^b H_i (\ddot{y}_i^b + \ddot{y}_n^p - \theta H_i) = -\sum m_i^b H_i \ddot{y}_g \quad (2.6.3)$$

ここで杭の剛性マトリクスは曲げ(M)とせん断(Q)を受ける梁として考えると、式(2.6.4)となる。
すなわち、梁要素の剛性マトリクスを次式で表す。

$$\begin{bmatrix} Q_1 \\ M_1 \\ Q_2 \\ M_2 \end{bmatrix} = \frac{EI}{l^3} \begin{bmatrix} 12 & -6l & -12 & -6l \\ -6l & 4l^2 & 6l & 2l^2 \\ -12 & 6l & 12 & 6l \\ -6l & 2l^2 & 6l & 4l^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ \theta_1 \\ u_2 \\ \theta_2 \end{bmatrix} \quad (2.6.4)$$

2.6.4 全体系の剛性マトリクス

これを用いて、前システムの剛性マトリクスを書けば式(2.6.5)となる

$$\begin{bmatrix} Q \\ M_1 \\ M_n \end{bmatrix} = \frac{EI}{l^3} \begin{bmatrix} A & B & C \\ D & E & F \\ G & H & I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ \theta \\ \theta_n \end{bmatrix} \quad (2.6.5)$$

ここに、

$$M_1, M_2, \dots, M_{n-1} = 0$$

なる条件より、次のように杭の剛性マトリクスが定まる。

$$[K_{ij}^p] = A - BE^{-1}D \quad (2.6.6)$$

$$\{K_{i\theta}^p\} = BE^{-1}F - C \quad (2.6.7)$$

$$\langle K_{nj}^p \rangle : n^{\text{th}} \text{ column of } [K_{ij}^p]$$

$$K_{n\theta}^p : n^{\text{th}} \text{ column of } \{K_{i\theta}^p\}$$

$$\langle M_{nj}^p \rangle = G - HE^{-1}D \quad (2.6.8)$$

$$M_{n\theta}^p = F + I \quad (2.6.9)$$

M_{nd}^p : n^{th} value of $\langle M_{nj}^p \rangle$

m_i^p : 杭の集中質量

M_i^e : 杭の仮想質量

m_n^b : 基礎の質量

m_i^b : 構造物の集中質量

M_n^e : 基礎の仮想質量

I_θ : 基礎回りの構造物の質量慣性能

$$I_B + \sum_{i=1}^n m_i^b H_i^2 \quad (2.6.10)$$

f_i^b : 地盤と杭の相互作用による Fig. 3 に示したようなバイリニヤーの復元力

F_n^s : 地盤と基礎の相互作用による Fig. 3 に示したようなバイリニヤーの復元力

f_i^b : Fig. 3 に示したような構造物のバイリニヤーな復元力

${}_b K_\theta$: 地盤と基礎の相互作用による Fig. 3 に示したようなバイリニヤーの復元力

K_θ^p : 杭の軸力による回転型復元力

$$K_\theta^p = \sum_{i=1}^n b_i^2 p_{nn} \quad (2.6.11)$$

ここで p_{nn} は次のように仮定した.

$$p_{nn} = \frac{EA}{l_e} \quad (2.6.12)$$

E : 杭のヤング係数

A : 杭の断面積

l_e : 等価杭長

$K_{ij}^p, K_{i\theta}^p, K_{nj}^p, K_{n\theta}^p$: 杭のせん断力による影響剛性マトリクス

$M_{nj}^p, M_{n\theta}^p$: 杭の曲げモーメントに関する影響剛性マトリクス

C_i^p :地盤と杭の相互作用による減衰係数で,逸散減衰,内部減衰,履歴減衰より成り立つものである.

${}_B C_h$:地盤と基礎の相互作用による減衰係数で,逸散減衰,内部減衰,履歴減衰より成り立つものである.逸散減衰については

$${}_B C_h = k_h \cdot \bar{\rho} \cdot V_s \cdot A_n \quad (2.6.13)$$

を用いた.

${}_B C_\theta$:地盤と構造物の相互作用による回転減衰係数で,逸散減衰,内部減衰,履歴減衰により成り立つものである.逸散減衰については

$${}_B C_\theta = k_v \cdot \bar{\rho} \cdot V_p \cdot I_a \quad (2.6.14)$$

n_i :Fig. 8 に示す杭の本数

T :杭の総本数

d_i :杭先から杭の集中質量までの高さ

y_i^p :杭の変位

y_i^s :地盤の変位

y_n^p :基礎の変位

y_i^b :構造物の変位

y_g :基礎での地震加速度

θ :基礎のロッキング角度

k_h :水平方向地震反力係数(約 0.86kgf/cm³)

k_v :垂直方向地震反力係数(約 1.33kgf/cm³)

$\bar{\rho}$:単位体積当りの土の質量

V_s :表層地盤のせん断波速度

V_p :表層地盤の圧縮波速度

A_n :基礎の接地面積

I_o :基礎質量慣性モーメント

$\omega_1^s(\omega_g)$:表層地盤の1次の固有円振動数

h_1^p :弾性範囲内での地盤と杭の相互作用による減衰定数

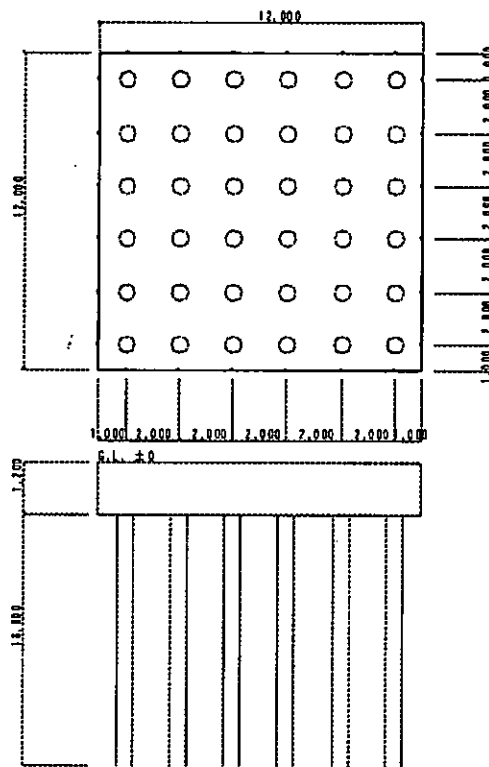


Fig. 8 Pile foundation

2.7 減衰マトリクス

減衰マトリクスの決め方は次に示す4種類を用いることができる。

- (i)減衰定数タイプ
- (ii)減衰係数タイプ
- (iii)各次の減衰定数を与えるタイプ
- (iv)減衰マトリクスを直接入力するタイプ

今回の解析では(i)により減衰マトリクスを決定した.その決め方を以下に述べる.

1次モードの減衰定数 h を与えて剛性比例型の減衰マトリクスを作成する.高次の減衰定数は振動数に比例して増加する.

$$[C] = \frac{2h_1}{\omega_1} [K]$$

(2.7.1)

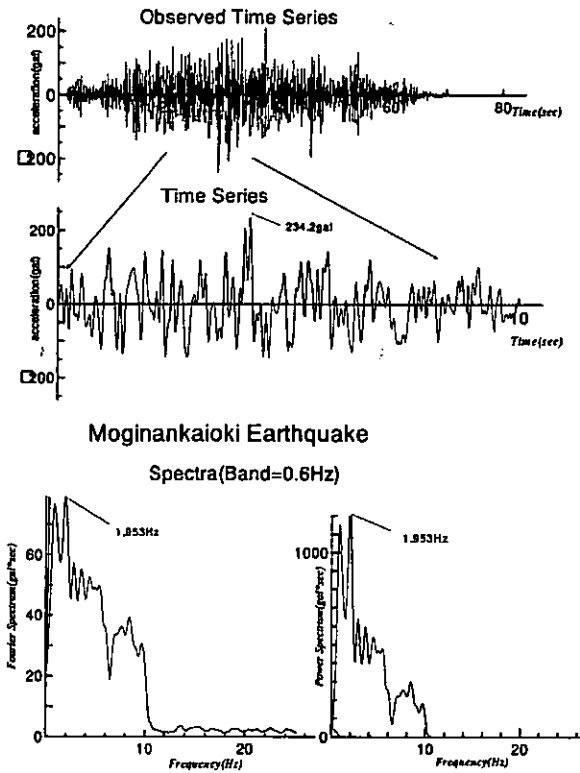
3. 解析方法と解析ケース

3.1 解析方法

地盤-杭-基礎-上部構造物全体系を、吉川地震防災研究室で作成した地震応答解析プログラム(9,10,11,12)を使用するために、集中質量にモデル化する。

Fig.9 Input earthquake motion and fourier spectrum

入力地震波は、吉川研で作成した模擬南海沖地震¹⁴⁾を用い基盤(G.L.-20m)で入力する。Fig. 4 に示す高知市はりまや橋周辺地盤(12 質点系モデル)の基盤に入力し、各質点の時刻歴応答解析を行う。



地震動入力位置である杭先端支持層は $V_s=300\text{m/s}$ 以上と考え、ここから最大加速度 234.20gal 、継続時間 10 秒、0.02 秒刻みで模擬地震波を水平一方向に入力する。入力地震波の時刻歴波形とフーリエスペクトルを Fig. 9 に示す。入力地震波は周期 0.2~0.5 秒が卓越している。12 質点に分割した自由地盤がせん断振動をする。各質点の時刻歴応答を受けて相互作用ばねを介して杭は曲げ振動、杭上部のフーチング基礎はスウェイとロッキング振動、2 階建ての対象構造物はせん断振動をする。各点の時刻歴応答波形を相互作用ばねを介して同図の杭基礎の各点に多点入力して、杭-基礎-上部構造物の時刻歴応答を求める。対象とした 2 階建構造物と杭基礎のモデルを Fig. 4 に示す。杭の本数は Fig. 8 に示したように 36 本であるが、今回の解析においては群杭による低減効果は考えない。

3.2 解析ケース

解析ケースを Table 1 に示し、詳細を Table 2 で示す。

Table 1 Cases of analysis

case	構造物	地盤	相互作用ばね
case1	線形	線形	線形
Case2	線形	Hardin-Drnevich	Hardin-Drnevich
Case3	線形	Hardin-Drnevich*	Hardin-Drnevich*
Case4	線形	Hardin-Drnevich	Hardin-Drnevich
Case5	線形	Hardin-Drnevich*	Hardin-Drnevich*
Case6	線形	Bi-Linear	線形
Case7	線形	Bi-Linear*	線形
Case8	線形	Bi-Linear*	Bi-Linear*
Case9	武田モデル	Bi-Linear	線形

なお、*は降伏変位、塑性傾斜率を各層で変化させた。

Table 2 Conditions of plasticity

質点		1	2	3	4	5	6
一 律	塑性傾斜率	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
	降伏変位(cm)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
変 化	塑性傾斜率	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
	降伏変位(cm)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
質点		7	8	9	10	11	12
一 律	塑性傾斜率	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
	降伏変位(cm)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
変 化	塑性傾斜率	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1
	降伏変位(cm)	1.2	1.2	1.2	1.2	2.0	2.0

Case1: 線形解析を行う。

Case2: 構造物系を線形、地盤と相互作用ばねを Hardin-Drnevich モデルで仮定して地盤および相互作用ばねの降伏変位を一律に 0.5cm と考えた。また、降伏後の塑性傾斜率を一律に 0.9 すなわち降伏前の地盤のせん断ばね定数の 10% と考えた。また液状化過程を評価して解析を行った。

Case3: 構造物系を線形、地盤と相互作用ばねを Hardin-Drnevich モデルで仮定し地盤および相

相互作用ばねの降伏変位と塑性傾斜率を各層で変化させて解析を行った。塑性傾斜率 $\left(1 - \frac{k_2}{k_1}\right)$ は

上載荷重が、地中より地表が小さいので地表に行くにつれて小さくした。逆に降伏変位は、地表に行くにつれて大きくした。また液状化過程を評価して解析を行った。

Table 2 に各質点での地盤動特性のうち塑性条件を示す。

Case4: 構造物系を線形、地盤と相互作用ばねを Hardin-Drnevich モデルで仮定して Case2 と同様に降伏変位、塑性傾斜率を一律とした。

Case5: 構造物系を線形、地盤と相互作用ばねを Hardin-Drnevich モデルで仮定して Case3 と同様に降伏変位、塑性傾斜率を変化させた。

Case6: 構造物系を線形、地盤を Bi-linear モデルで仮定し地盤の降伏変位、塑性傾斜率を Case2 と同様に一律、相互作用ばねを線形として解析を行った。

Case7: 構造物系を線形、地盤を Bi-linear モデルで仮定し地盤の降伏変位と塑性傾斜率を Case3

と同様に各層で変化させて、相互作用ばねを線形として解析を行った。

Case8: 構造物系を線形,地盤と相互作用ばねを Bi-linear モデルで仮定し地盤および相互作用ばねの降伏変位と塑性傾斜率を Case3 と同様に各層で変化させて解析を行った。

Case9: 構造物系を武田モデル,地盤を Bi-linear モデルで仮定し地盤の降伏変位,塑性傾斜率を一
律,相互作用ばねを線形として解析を行った。

4. 解析結果

固有値解析により求めた杭-基礎-構造物系の1次から5次までの固有振動数を Table 3 に示す。線形地盤の1次固有周期は0.46secであり,杭-基礎-構造物系の1次と2次の間に位置することが分かる。非線形(パイリニャー)の場合の,地盤の固有周期は0.46secより大きくなることが推定される。線形地盤の2次固有周期は0.13secであり,杭-基礎-構造物系の5次と6次の間に位置する事が分かる。各ケースの地盤の応答加速度地盤を Fig. 10-1~10-9 に示す。地盤および杭-基礎-構造物系それぞれの加速度,変位,モーメント,せん断力の最大応答包絡線分布を Fig. 11,12,13 に示す。

Table 3 The natural period

固有周期(sec)	1次	2次	3次	4次	5次	6次
杭-基礎-構造物系	0.54	0.29	0.25	0.22	0.18	0.13
地盤	0.46	0.13	0.09	0.07	0.06	0.06

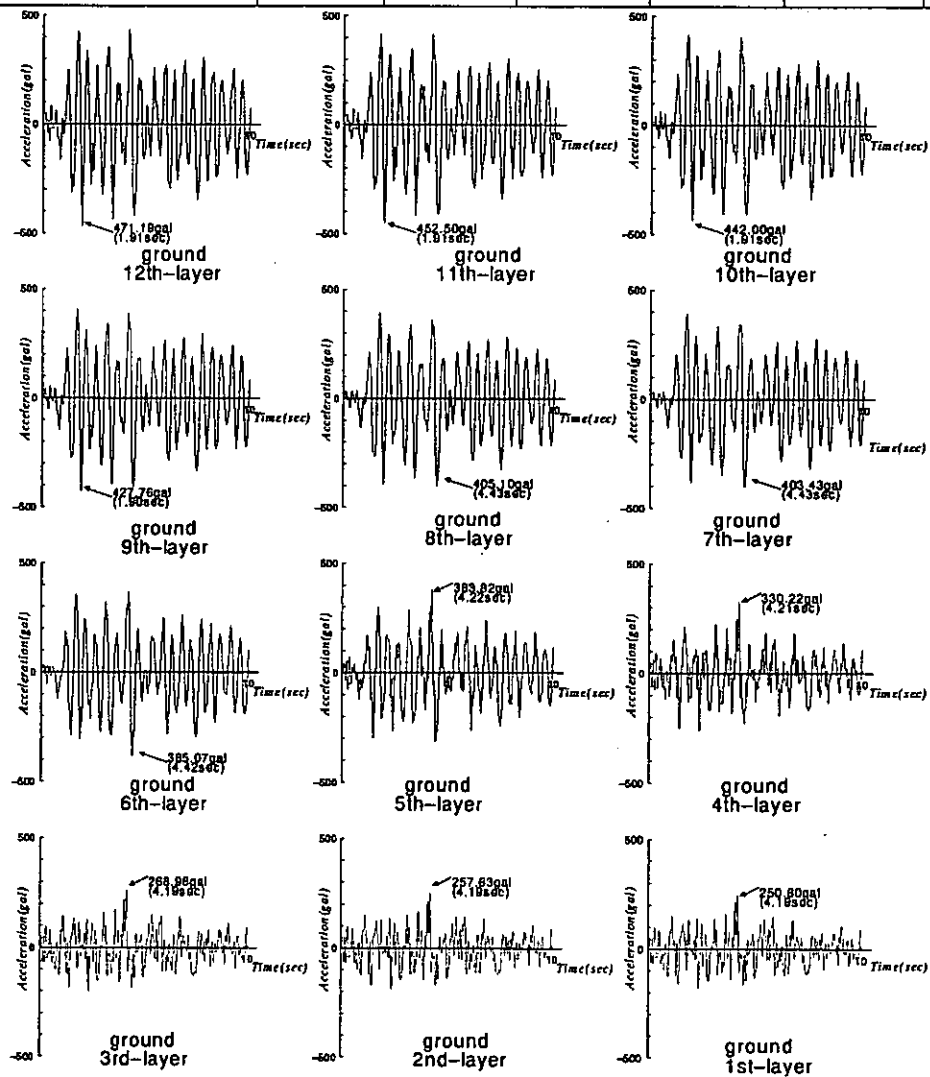


Fig. 10-1 Response acceleration of ground (case1)

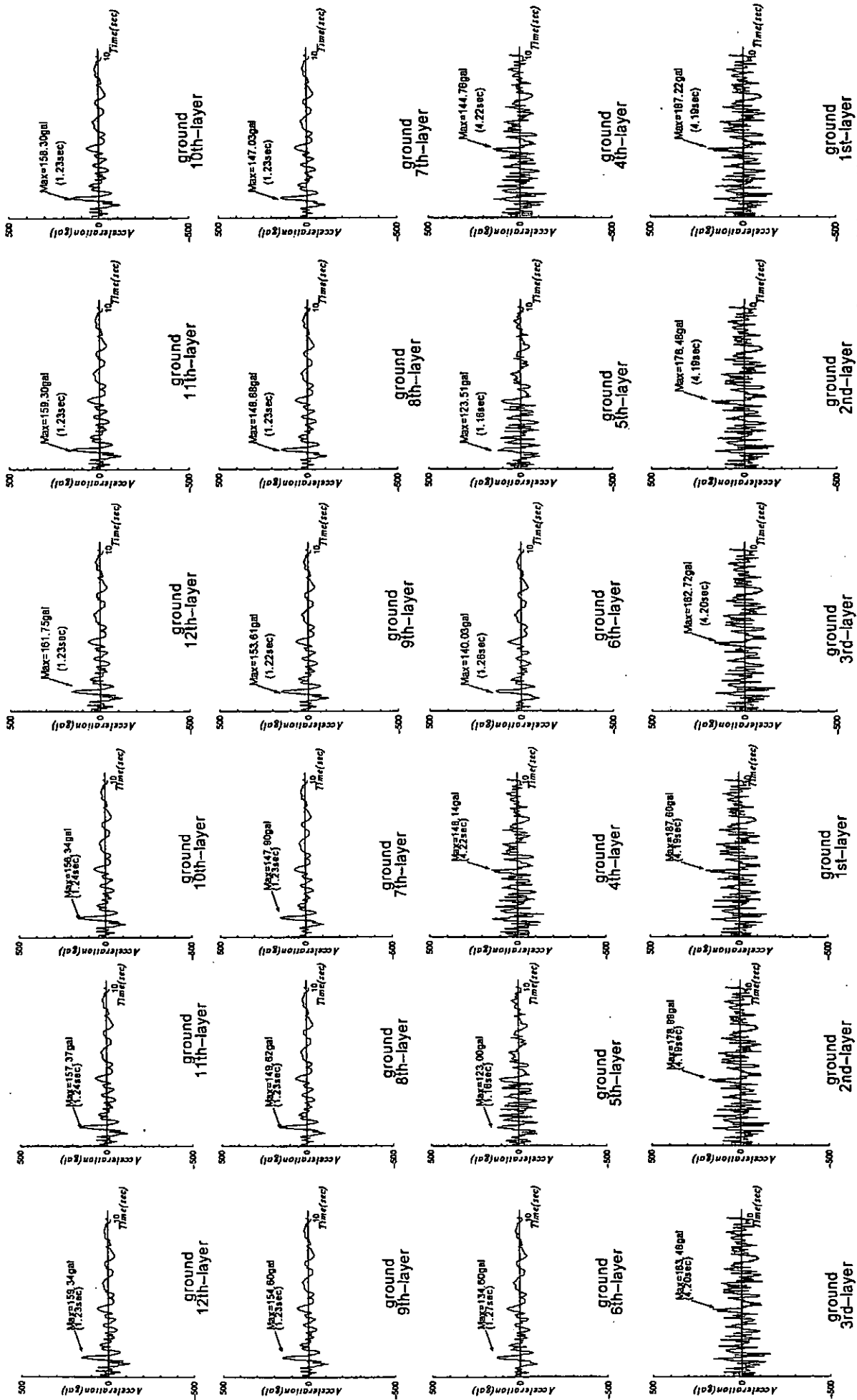


Fig. 10-2 Response acceleration of ground (case2)

Fig. 10-3 Response acceleration of ground (case3)

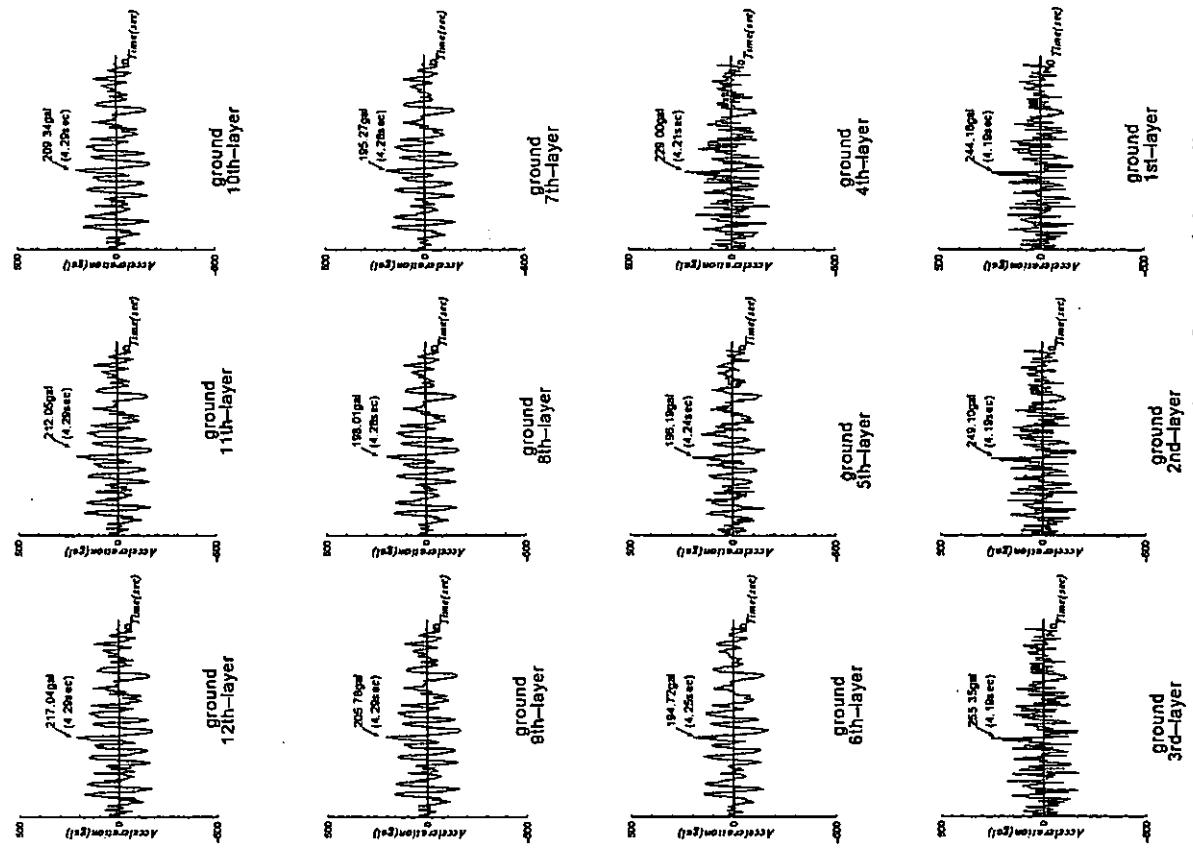


Fig. 10-4 Response acceleration of ground (case4)

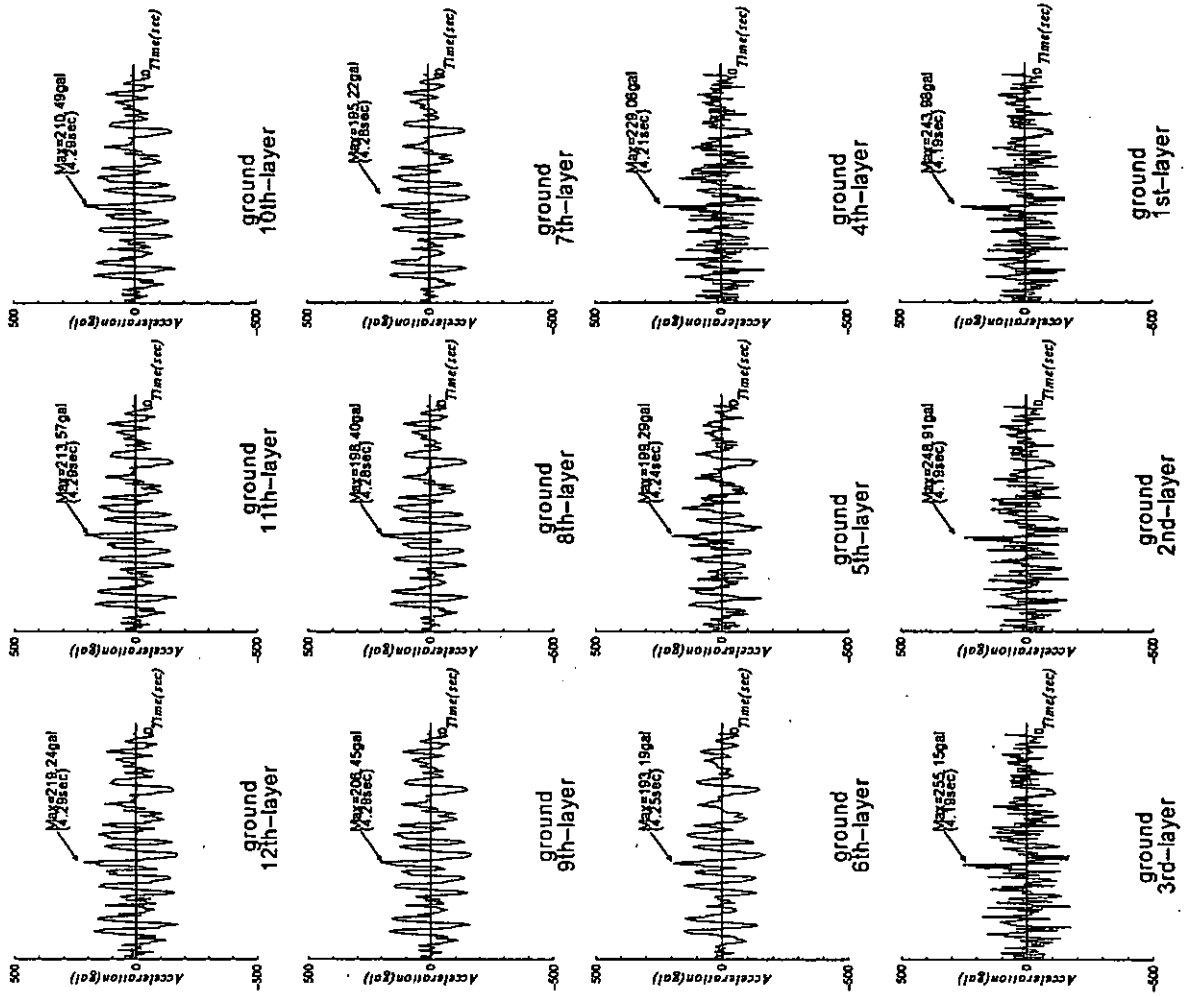


Fig. 10-5 Response acceleration of ground (case5)

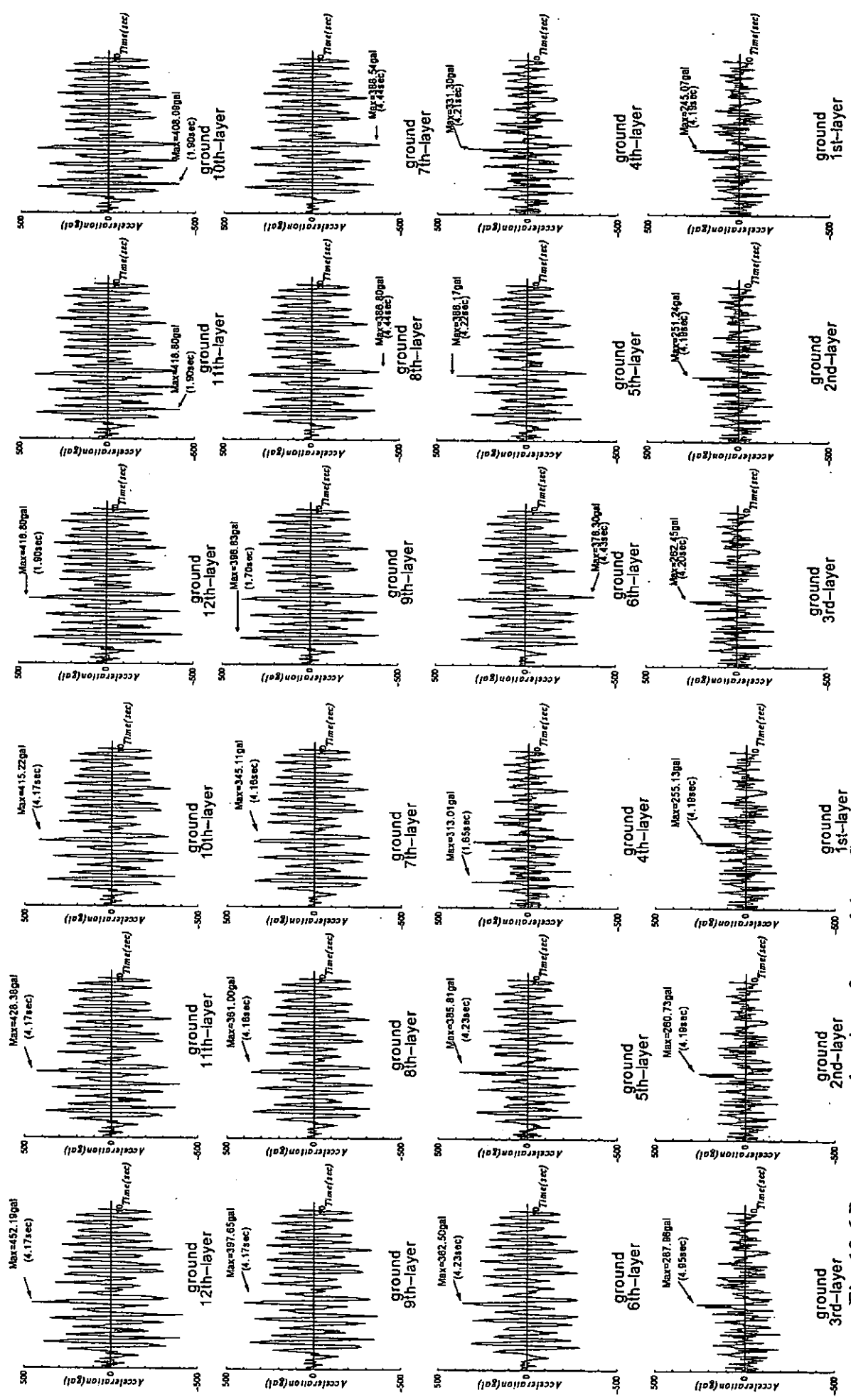


Fig. 10-6 Response acceleration of ground (case6)

Fig. 10-7 Response acceleration of ground (case7)

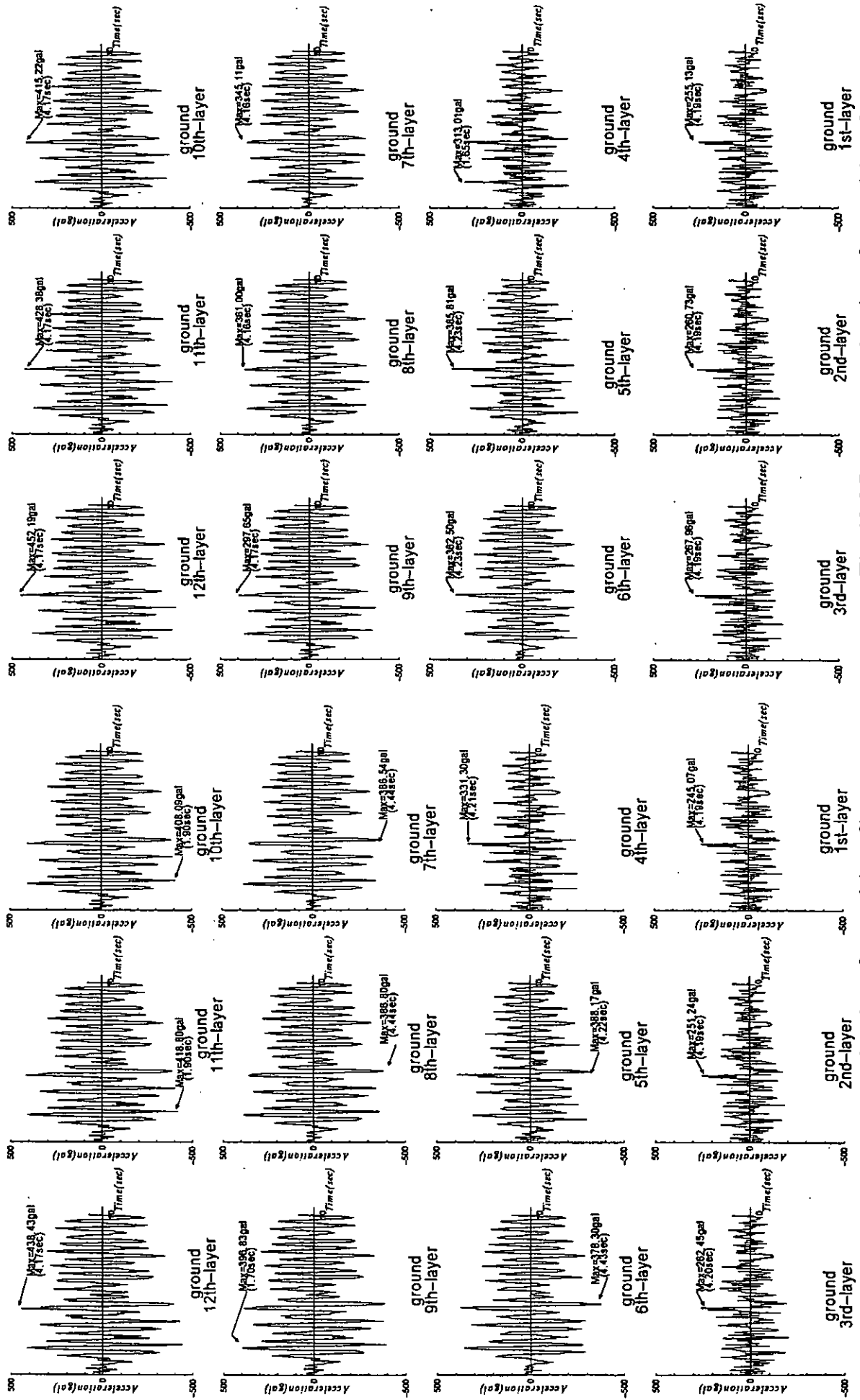


Fig. 10-9 Response acceleration of ground (case 9)

Fig. 10-8 Response acceleration of ground (case 8)

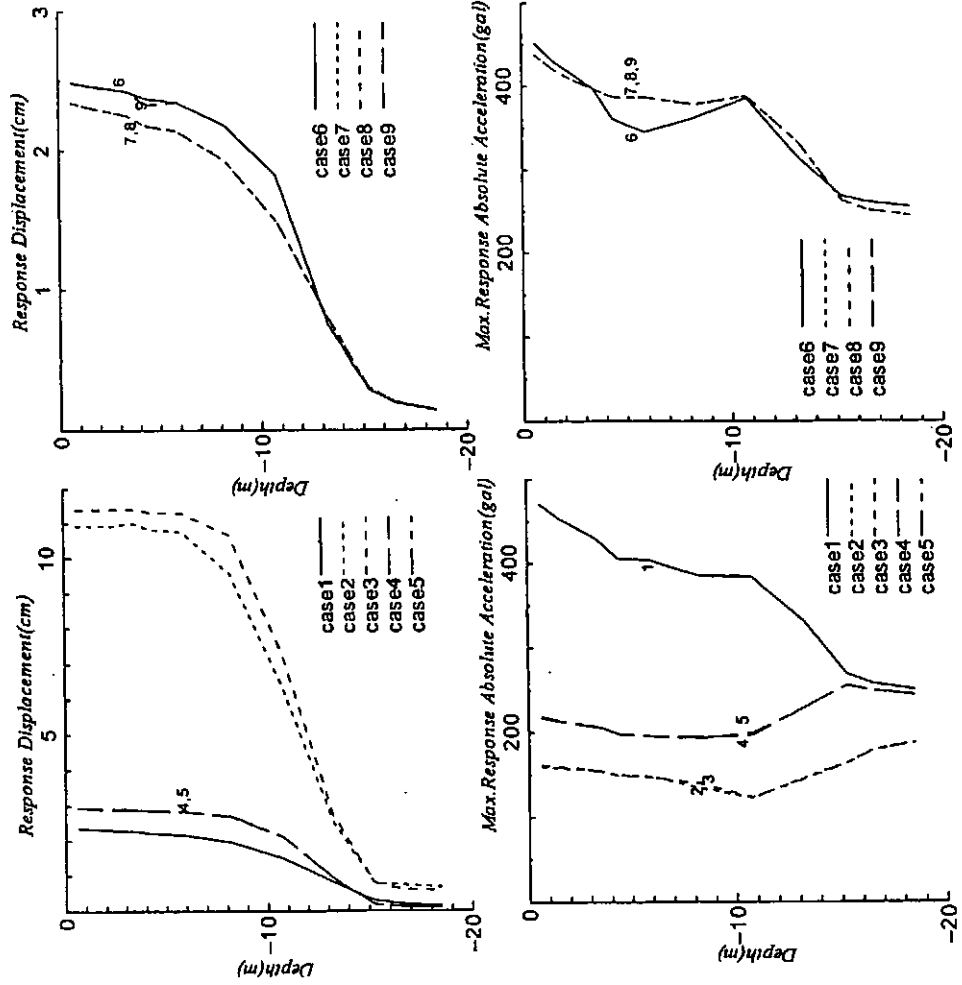


Fig. 11 Maximum response for ground

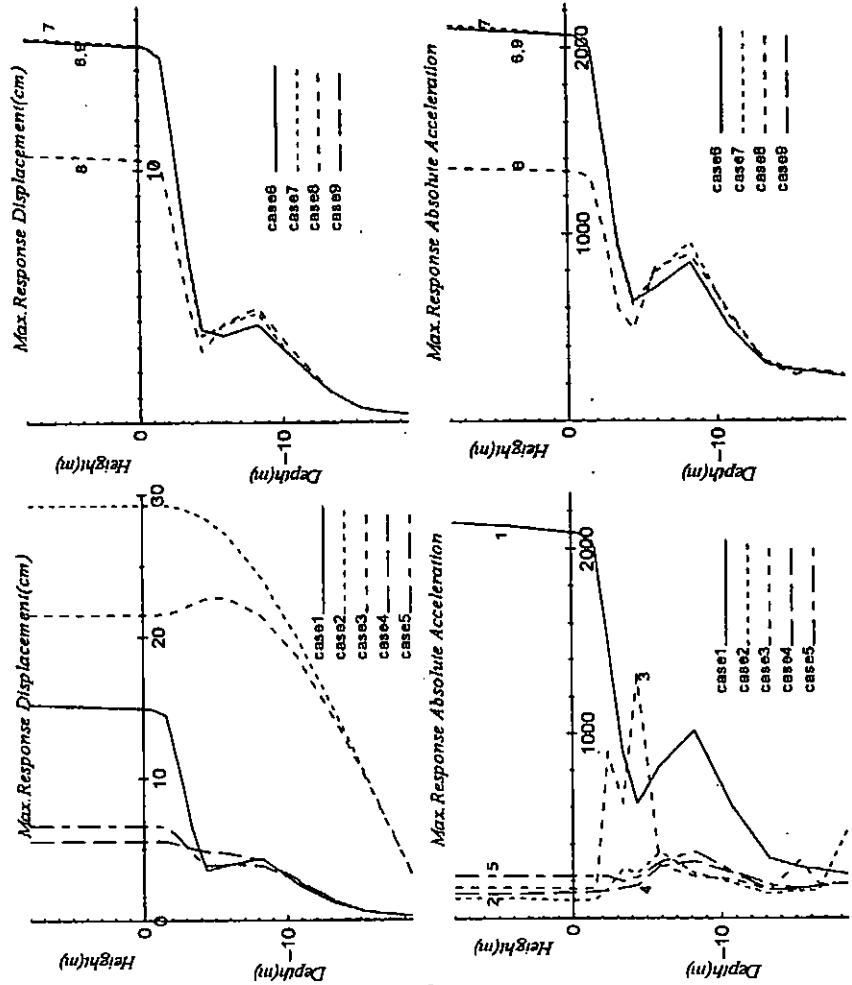


Fig. 12 Maximum response of pile-foundation-structure system

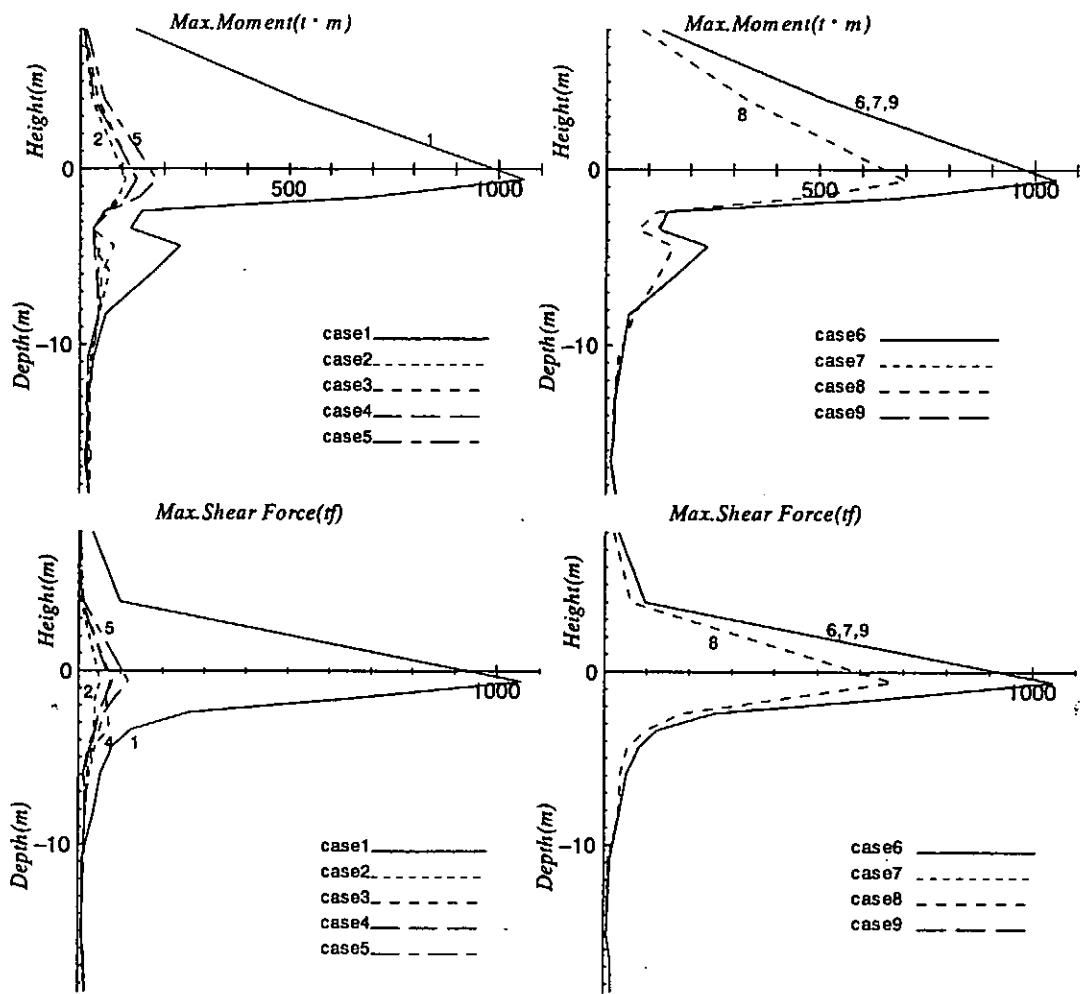


Fig. 13 Maximum response of pile-foundation-structure system

5. 考察

本論では,入力地震波と対象構造物は一定とし,地盤特性を非線形モデル(パイリニャー,Hardin-Drnevich)にした解析を行った.以下に結論を要約する.

- (1) 地盤系,杭-基礎-構造物系とも非線形解析よりも線形解析の場合の応答値が液状化した場合を除いて大きくなる. Case2,3の液状化した場合は地盤,杭-基礎-構造物系の変位において線形より大きくなる.
- (2) Case2では基礎の相対変位が線形の場合の,約2倍の30cmとなった.逆に応答絶対加速度は約 $\frac{1}{20}$ と小さくなり断面力も小さくなる.
- (3) Case4,Case5について,液状化せずHardin-Drnevichのみの地盤である.最大応答包絡線分布は線形と液状化したケースの間である.
- (4) Case6-Case9は杭-基礎-構造物系をBi-linear,および武田モデルで解析をおこなったがそれぞれの杭-基礎-構造物系にはあまり変化が見られなかった.しかし,相互作用バネが線形ではないCase8においては杭-基礎-構造物系は少し小さな応答値が得られた.
- (5) Case1(線形)とCase2(H-D,液状化)の比較
 - (i) 遠方地盤の最大応答変位包絡線分布が液状化過程を考慮すると,考慮

- しない場合(線形)に比べて約4倍大きくなる。
- (ii) 遠方地盤の最大応答加速度包絡線分布が液状化過程を考えると、考えない場合に比べて約 $\frac{1}{3}$ と小さくなる。
- (iii) 杭-基礎-構造物系も同様に液状化過程を考えると変位が2倍となっている。
- (iv) 杭-基礎-構造物系の加速度は約 $\frac{1}{21}$ と小さくなる。
- (v) 遠方地盤の線形解析の応答変位(Fig. 10-1)は地中より、地上に伝わるにつれ、増幅はするが入力波形とほとんど同じ形をしている。
- (vi) 遠方地盤の液状化過程を考えた Case2 の時刻歴応答波形図(Fig. 10-2)より、地中から地上に移るにつれ波形がゆっくり振動することがわかる。特に G.L.-5.9m のシルトから砂層にかけて加速度応答波形の約5秒より後が約1.6秒の長周期でゆっくりゆれている。これは液状化したことを示す。
- (6) Case5(H-D)と Case8(Bi-linear)の比較
- (i) 遠方地盤の最大応答変位包絡線分布は Case5 が 3 cm Case8 が 2.5 cm で、約 0.5 cm Case5 の方が大きい。
- (ii) 逆に最大応答加速度包絡線分布は約 200gal Case8 の方が大きくなる。
- (iii) 杭-基礎-構造物系の最大応答加速度包絡線分布も Case8 の方が約 1000gal 大きくなる。
- (iv) 遠方地盤の時刻歴応答波形より Case5 は G.L.-8~9m より上層部の波形はぎざぎざが少なくなり Case8 に比べ増幅しないことがわかる。
- (7) Case4(H-D 塑性傾斜率,降伏変位各層一律)と Case5(H-D 塑性傾斜率,降伏変位各層変化)の比較
- (i) 遠方地盤の最大応答包絡線分布においてあまり変化は見られない。
- (ii) 杭-基礎-構造物系では,Case5 の方が最大応答包絡線分布において加速度(約 100gal),変位(約 2 cm),モーメント(50tfm),せん断力(40tf)大きくなる。これは塑性傾斜率,降伏変位を変化させたほうが,より現実に近い動的挙動を示すからである。
- (iii) 遠方地盤の時刻歴応答波形ではほとんど同じである。
- (8) Case7(地盤 Bi-linear 相互作用ばね線形)と Case8(地盤,相互作用ばね Bi-linear)の比較
- (i) 遠方地盤の最大応答包絡線分布はほぼ同じである。
- (ii) 杭-基礎-構造物系の最大応答包絡線分布は相互作用ばね線形の場合(Case7),Case8 と比べて変位(5 cm),加速度(650gal),モーメント(300tfm),せん断力(350tf)だけ大きくなる。
- (iii) 遠方地盤の時刻歴応答波形はほぼ同じである。

6.まとめ

本研究の結果を要約すると次のようになる。

- (1) 地盤系,杭-基礎-構造物系の応答には地盤系,杭-基礎-構造物系の固有

振動数が密接に関わる。

- (2) 地盤の塑性傾斜率,降伏変位は,実際は一律ではないため,各層変化させたほうが実際に近い現象を表すことができる。
- (3) 液状化すると砂層では応答加速度,応答変位などの挙動が変わる。
- (4) 非線形解析のほうが線形解析に比べて応答値が小さい。
- (5) 今後の課題としては杭-基礎-構造物の大地震時の揺れがどのようなものであるか実地震時の観測データの蓄積が待たれる。

参考文献

- 1) 吉川正昭：地盤，構造物の地震応答解析手法，土木構造物の耐震性能評価に関する研究（平成 10～11 年度），土木学会四国支部，高知県地震防災研究会，pp.4～92，2000.3.
- 2) 吉川正昭，竹内光生，楠博典：杭基礎構造の地震応答解析，土木学会四国支部技術研究発表会講演概要集，pp.72～73，1996.5.
- 3) 吉川正昭，並川博行：地震－杭基礎－構造物全体系の地震応答解析，土木学会四国支部技術研究発表会講演概要集，pp.50～51，1998.5.
- 4) 吉川正昭,山崎敬生:杭支持構造物の地震応答解析 その 3,土木学会四国支部技術研究発表会講演概要集，pp.64～65，2002.5.
- 5) 吉川正昭,山崎敬生:杭支持構造物の地震応答解析 その 2,土木学会四国支部技術研究発表会講演概要集，pp.60～61，2001.5.
- 6) 吉川正昭,山崎敬生:杭支持構造物の地震応答解析，土木学会四国支部技術研究発表会講演概要集，pp.54～55，2000.5.
- 7) 秦雅史,日下部伸,森尾敏,岡靖弘:地盤系オンライン地震応答実験手法を用いた杭基礎構造物の動的解析，奥村組技術研究年報 No 20，pp41～46，1994
- 8) 吉川正昭,釜谷幸夫,森尾敏:地上式タンク地震応答解析-主として相互ばねの評価について-,土質工学研究発表会,pp.1037～1040,1978
- 9) 動的解析と耐震設計 第2巻 動的解析の方法,技報堂出版株式会社,(1989),p.3～37
- 10) J.Penzien, "seismic Analysis of Bridges on long Piles", Journal of Engineering Mechanical Division, Proceeding A..S.C.E.,(1964.6)
- 11) 土質工学会編：土と構造物の動的相互作用,p.347～352,1973
- 12) 吉川正昭：全体系構造物の地震応答解析マニュアル(1978年)
- 13) 吉川正昭，谷治孝：構造物の耐震設計に用いる入力地表波形作成手法の研究－強震観測記録に基づく距離減衰式を用いる－，土木学会四国支部技術研究発表会講演概要集，pp.38～39，1999.5.