

基礎-地盤-構造物系の非線形動的相互作用を考慮した 応答スペクトルに関する研究

A study of response spectrum considering dynamic soil structure interaction of foundation-soil-structure system

山下典彦*, 原田隆典**

Norihiko YAMASHITA, Takanori HARADA

*博(工), 神戸市立工業高等専門学校助教授, 都市工学科 (〒651-2194 神戸市西区学園東町8-3)

**工博, 宮崎大学教授, 工学部土木環境工学科 (〒889-2192 宮崎市学園木花台西1-1)

Many structures were damaged in Hanshin Area during the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake, but part of the structure was slight damage. In this case, it was assumed that input to structure was reduced by the existence of feedback system in soil and foundation. It calls dynamic soil structure interaction, but now the effect takes difficult into the earthquake-resistant design. In this study, we calculated absolute response acceleration spectrum considering non-linear dynamic soil structure interaction of foundation-soil-structure system. The superstructure itself is idealized as a single degree of freedom system attached to a rigid foundation with two degree of freedom which is flexibly supported. In addition, we compared the results of it with standard acceleration response spectrum of Type II.

Key Words: Dynamic soil structure interaction, Response spectrum, Winkler model, Effective seismic motion

キーワード: 動的相互作用, 応答スペクトル, ウィンクラーモデル, 有効入力地震動

1. まえがき

1995年の兵庫県南部地震による被害経験から、耐震設計において構造物の非線形性の効果を考慮するとともに、地震時において複雑な挙動を示す構造物に対しては、従来の静的解析だけでなく動的解析を行うことで、より詳細な検討が必要であるとされている。さらに、この場合、基礎は地盤に支持されており、地盤が構造物の応答特性にどのように関わっているかが、耐震工学上の重要な課題となっている。

動的相互作用の問題は、1954年のHousnerらの研究^{1),2)}を発端とすると、すでに長い歴史を有している。したがって、動的相互作用に関して書かれた成書も多い³⁾⁻¹⁵⁾。しかし、構造物と地盤との動的相互作用の重要性については認識されているが、必ずしもその重要性が広く浸透し理解されているとは言えない。さらに、動的相互作用に関する研究成果を設計に反映させるための筋道がかなり複雑である上に、研究と設計実務との隔たりもあると考えられる。例えば、兵庫県南部地震では、地盤の動的変形による影響が大きかったとの指摘があるが、現行の設計ではこれらの効果が十分に考慮されていない。

本研究では、このような耐震設計の現状を改良し、よ

り合理的な耐震設計の方法を策定することを目的に基礎-地盤-構造物系を上部1自由度と基礎2自由度(水平および並進)の埋設基礎を有する3自由度系とし、基礎固定の1自由度系の応答スペクトルと比較した。そして、非線形動的相互作用の影響を応答スペクトルをもとに整理し、道路橋示方書のタイプIIの標準加速度応答スペクトル¹⁶⁾と比較した。なお、ここで使用した3自由度系の地盤の動的復元力特性は、土は引張りに耐えないものとし、さらにモール・クーロンの破壊規準にしたがうものとした非線形スプリングを持つウィンクラーモデルの考え方¹⁷⁾を採用した。このモデルは、地盤の弾性波探査から求められるせん断波速度、ポアソン比、密度、さらに土の粘着力、内部摩擦角および基礎の寸法の関数として復元力特性が評価される。

2. 動的相互作用モデルの考え方

2.1 振動方程式

一般道路橋あるいは建築物を最も簡略化した振動モデルとして、図-1a)に示すような上部1自由度および基礎の並進、回転の2自由度からなる3自由度系でモデル化した。図-1b)のように座標を定めると振動方程式は次式のよ

うになる¹⁸⁾。なお、振動方程式の誘導にあたっては、連成項を無視している。

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + \{Q\} = -[M]\{I_1\}\ddot{u}_G - [M]\{I_2\}\ddot{\phi}_G \quad (1)$$

ここに、

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & M & 0 \\ 0 & 0 & J_G \end{bmatrix} \quad \{I_1\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \{I_2\} = \begin{Bmatrix} H_c \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

$$[C] = \begin{bmatrix} c_1 & -c_1 & -c_1 H_c \\ -c_1 & c_1 + c_2 & c_1 H_c \\ -c_1 H_c & c_1 H_c & c_1 H_c^2 + c_R \end{bmatrix} \quad \{y\} = \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_0 \\ \theta \end{Bmatrix}$$

$H_c = H - Z_c + L$, $\ddot{u}_G$ と $\ddot{\phi}_G$ は有効入力地震動¹⁹⁾、 $\{Q\}$ は上部構造物および基礎の復元力を表し、図-2に示すバイリニアモデルで仮定する。また、減衰特性は並進と回転の連成項を無視して対角項のみを評価するものとし、上部工質点に対しては h_1 、基礎重心点の水平および回転に対してはそれぞれ h_2 , h_R と定めて、これより、

$$c_1 = 2h_1 \sqrt{m_1 K_S} \quad (2)$$

$$c_2 = 2h_2 \sqrt{M(K_{HB} + K_{HS}H_S)} \quad (3)$$

$$c_R = 2h_R \sqrt{J_G \left[\frac{K_{HS}}{3} \left\{ (H_S - Z_c)^3 + Z_c^3 \right\} + K_R + K_{HB} Z_c^2 \right]} \quad (4)$$

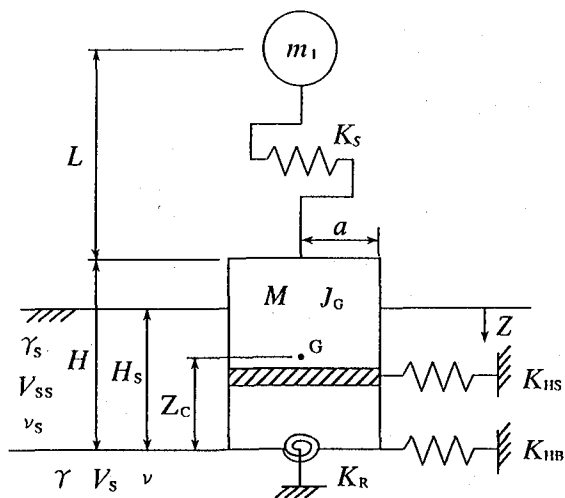
として与えられるものと仮定する。式(1)において復元力特性が線形の場合は、以下のように書ける。

$$\{Q\} = \begin{Bmatrix} F_S \\ F_{FG} \\ M_G \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_S & -K_S & -K_S H_c \\ -K_S & K_S + K_0 & K_S H_c + K_1 \\ -K_S H_c & K_S H_c + K_1 & K_S H_c^2 + K_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_0 \\ \theta \end{Bmatrix} \quad (5)$$

ここに、

$$K_0 = K_{HB} + K_{HS}H_S, \quad K_1 = \frac{K_{HS}H_S}{2}(H_S - 2Z_c) - K_{HB}Z_c$$

$$K_2 = \frac{K_{HS}}{3} \left\{ (H_S - Z_c)^3 + Z_c^3 \right\} + K_R + K_{HB} Z_c^2$$



a) 振動モデル

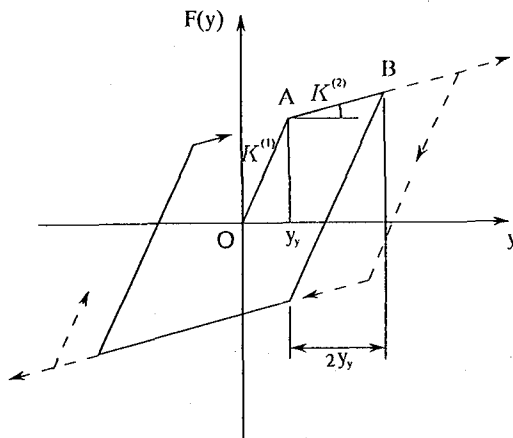
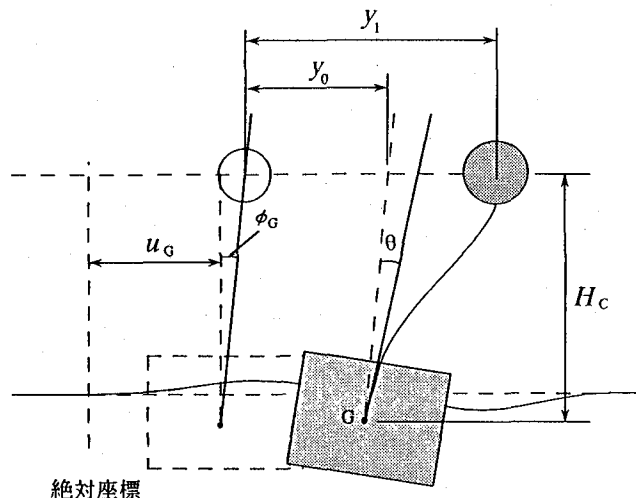


図-2 バイリニアモデル

2.2 地盤の動的復元力モデル

ここでは、基礎とその周辺地盤の剥離と滑りを考慮した円形基礎の復元力モデルの概要を述べる。このモデルは、土は引っ張りに耐えないものとし、さらにモール・クーロンの破壊規準にしたがうものとした非線形スプリングを持つウィンクラーモデルの考え方¹⁷⁾を採用して復元力をバイリニアモデルとして評価している。したがって、基礎回転および基礎並進の動的復元力特性については、図-3 a), c) で示されるトリリニアモデルを2つの剛性を持つモデルに置き換えた経緯から、基礎の変位があまり大きくない場合（タイプ1）と大変位の場合（タイプ2）を想定した2つのモデルを仮定した。以下に個々の線形ばね、降伏点変位、降伏後のばねの式を示すが、基礎底部については両タイプとも同じである。なお、この復元力モデルでは、地盤の弾性波探査から求められるせん断波速度、ポアソン比、密度、さらに土の粘着力、内部摩擦角および基礎の寸法が与えられると復元力が求められるようになっている。



b) 振動モデルの座標系

図-1 基礎-地盤-構造物系のモデル化

(1) 線形ばねと降伏点変位(図-2の傾きOAとの y_y 値)

タイプ1:

基礎回転

$$K_R^{(1)} = Ga^3 \frac{8}{3(1-\nu)} \quad (6-1)$$

$$\theta_{Ry}^{(1)} = 0.37 \frac{W}{k_{bn} a^3} \quad (6-2)$$

基礎底部

$$K_{HB}^{(1)} = Ga \frac{8}{2-\nu} \quad (7-1)$$

$$Y_{HB}^{(1)} = \begin{cases} \frac{C + \frac{W}{3a^2} \tan \phi}{k_{b\theta}}, & \theta < \theta_{Ry} \\ C + \frac{W}{3a^2} \tan \phi \sqrt{\frac{\theta_R}{\theta}}, & \theta \geq \theta_{Ry} \end{cases} \quad (7-2)$$

基礎並進

$$K_{HS}^{(1)} = G_s \left(\frac{-1.2}{\nu_s - 0.59} + 11 \right) \left(\frac{a}{H_s} + \frac{0.002}{\nu_s - 0.53} + 0.19 \right) \quad (8-1)$$

$$Y_{HSy}^{(1)} = \frac{\gamma_s (1 - \sin \phi_s)}{k_n} Z \quad (8-2)$$

ここに、 a は基礎半径、 G はせん断剛性、 ν はポアソン比、 H_s は表層地盤厚さ、 W は上部構造物および基礎の全重量、 C は粘着力、 ϕ は内部摩擦角、 γ は土の単位体積重量を示す。なお、下添字 S は側面地盤の地盤定数を意味する。また、 k_{bn} 、 $k_{b\theta}$ 、 k_n は地盤反力係数で以下のように与えられる。

$$k_{bn} = \frac{4K_R^{(1)}}{\pi a^4}, \quad k_{b\theta} = \frac{K_{HB}^{(1)}}{\pi a^2}, \quad k_n = \frac{K_{HS}^{(1)}}{2\pi a} \quad (9)$$

タイプ2:

基礎回転

$$K_R^{(2)} = K_R^{(1)} \quad (10-1)$$

$$\theta_{Ry}^{(2)} = \left(3 - 2\sqrt{\frac{1}{n}} \right) \theta_{Ry}^{(1)} \quad (10-2)$$

基礎底部

$$K_{HB}^{(2)} = K_{HB}^{(1)} \quad (11-1)$$

$$Y_{HB}^{(2)} = Y_{HB}^{(1)} \quad (11-2)$$

基礎並進

$$K_{HS}^{(2)} = K_{HS}^{(1)} \quad (12-1)$$

$$Y_{HSy}^{(2)} = \frac{1}{2} \left(\frac{2\sigma_p}{\pi\sigma_s} + 1 \right) Y_{HSy}^{(1)} \quad (12-2)$$

ここに、

$$n = 8, \quad \sigma_p = \gamma_s Z \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_s}{2} \right) + 2C_s \tan \left(45^\circ + \frac{\phi_s}{2} \right)$$

$$\sigma_s = \gamma_s Z (1 - \sin \phi_s)$$

(2) 降伏後のばね(図-2のABの傾き)

タイプ1:

基礎回転

$$K_{Ry}^{(1)} = \frac{2}{n + \sqrt{n}} K_R^{(1)} \quad (13)$$

基礎底部

$$K_{HB}^{(1)} = 0 \quad (14)$$

基礎並進

$$K_{HSy}^{(1)} = \frac{1}{2} \left(\frac{2\sigma_p - \pi\sigma_s}{4\sigma_p - \pi\sigma_s} \right) \quad (15)$$

タイプ2:

タイプ2では完全弾塑性モデルとしているため降伏後のばねは零となる。

$$K_{Ry}^{(2)} = K_{HB}^{(2)} = K_{HSy}^{(2)} = 0 \quad (16)$$

3. 動的相互作用を考慮した応答スペクトル

応答スペクトルは、上述した3自由度の動的相互作用モデルを用い、上部構造物の初期剛性に対応した各固有周期を横軸とし、絶対加速度応答スペクトルを計算することで、動的相互作用の影響について調べた。さらに、上部構造物の動的復元力特性については、図-4に示す復元力特性において降伏震度 q_y を決定し、各固有周期に対応する剛性を k_1 とした上で降伏変位 y_{sy} を決め、第2剛性を初期剛性 k_1 の1/10とした。したがって、上部構造物の固有周期と降伏震度が決まれば線形ばね、降伏点変位、降伏後のばねが決定される。

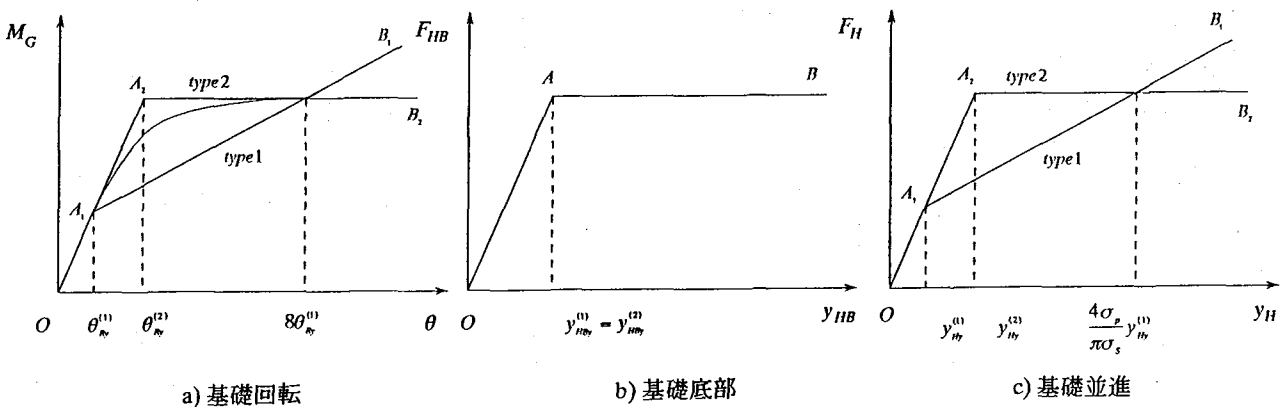


図-3 地盤の動的復元力特性

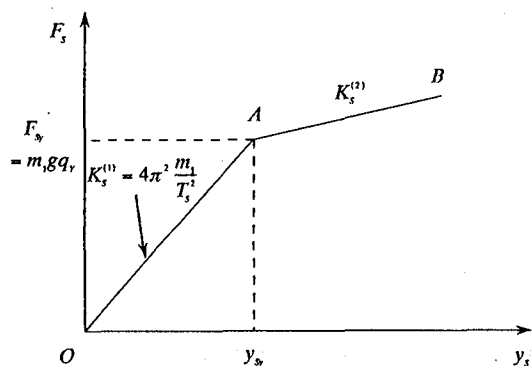


図-4 上部構造物の動的復元力特性

4. 数値解析例

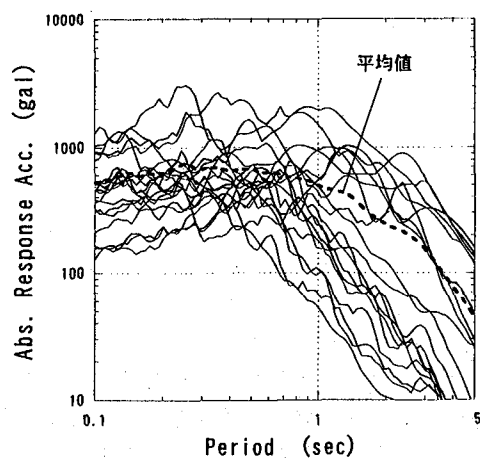
非線形応答解析は増分法で行い、計算時間間隔を0.01秒とし、降伏震度 q_y については1.0、表層地盤厚さ H_s については20mとして計算を行った。入力地震動としては、兵庫県南部地震の神戸海洋気象台、葺合、神戸大学、神戸港工事事務所、ポートアイランドでの観測地震記録と構造物における加速度強震記録²⁰⁾を用いた。さらに、それらをもとに有効入力地震動¹⁹⁾を算出した。数値計算モ

表-1 基礎-地盤-構造物系の諸定数

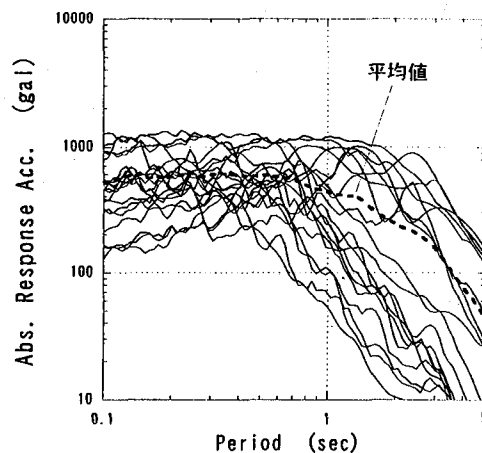
m_1 (kN sec ² /m)	1169.1	γ_s (kN/m ³)	14.7
M (kN sec ² /m)	4070.9	γ (kN/m ³)	17.6
J_G (kN sec ² /m)	298713.8	V_{ss} (m/s)	100.0
L (m)	20.0	V_s (m/s)	500.0
H (m)	30.0	ν_s	0.45
Z_c (m)	15.0	ν	0.3
a (m)	5	h_1, h_2, h_R	0.05, 0.1, 0.1

デルとしては、表-1に示したケーソン基礎を対象とした基礎-地盤-構造物系の諸定数を用いた。

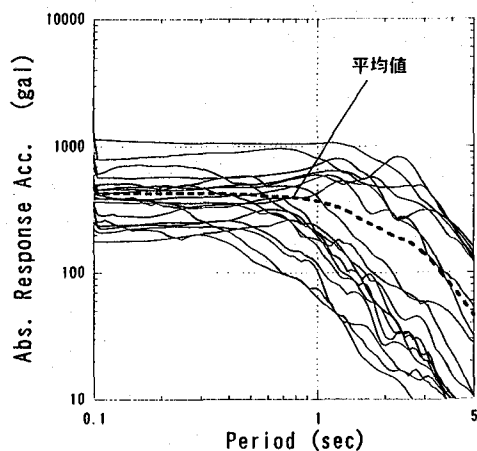
図-5には、有効入力地震動を評価した場合としない場合の3自由度モデルと1自由度モデルの絶対加速度応答スペクトルを実線で、各応答スペクトルの平均値を破線で示した。3自由度モデルは1自由度モデルと比較して固有周期0.1~1.0秒の周期領域で応答スペクトルの値が低減していることがわかる。また、有効入力地震動を評価した場合では、全周期で応答スペクトルの値が低減していることがわかる。



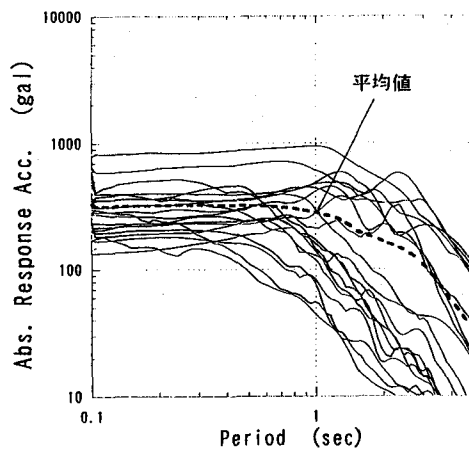
a) 1自由度系 (線形)



b) 1自由度系 (非線形)



c) 3自由度系

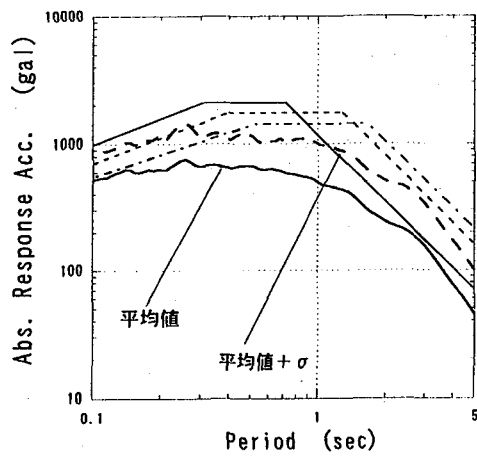


d) 3自由度系 (有効入力地震動)

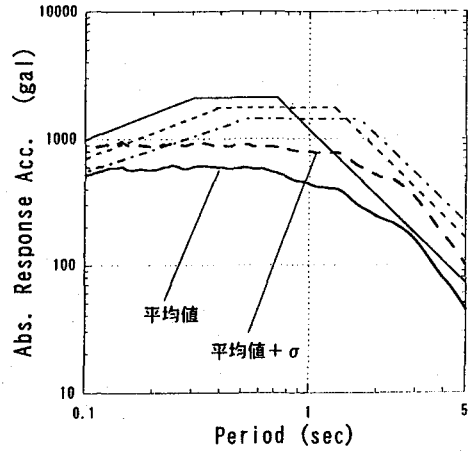
図-5 加速度応答スペクトルとその平均値

図-6には、3自由度および1自由度モデルの応答スペクトルの平均値を実線で、平均値+標準偏差を破線で示した。図中の直線は、道路橋示方書で定められたタイプIIの標準加速度応答スペクトルで実線がI種地盤、点線がII種地盤、一点鎖線がIII種地盤を表している。これより、1自由度系の非線形の応答スペクトルは線形より低減し、

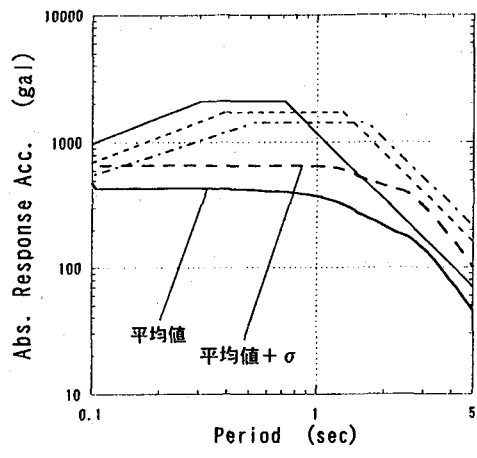
3自由度系の応答スペクトルの平均値は、各固有周期でI種地盤のスペクトルを下回っていることがわかる。さらに、平均値+標準偏差は1.0秒以上の長周期側において上回っていることがわかる。有効入力地震動を評価した3自由度モデルでは、評価しないものと比較してほとんどの周期帯において小さくなっていることが読みとれる。



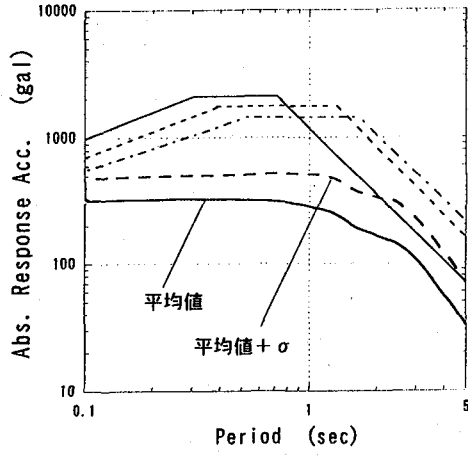
a) 1自由度系 (線形)



b) 1自由度系 (非線形)

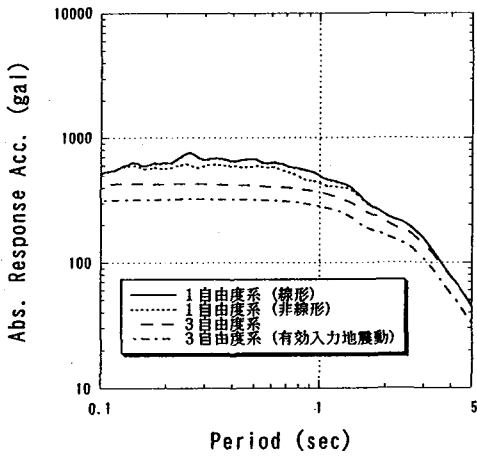


c) 3自由度系

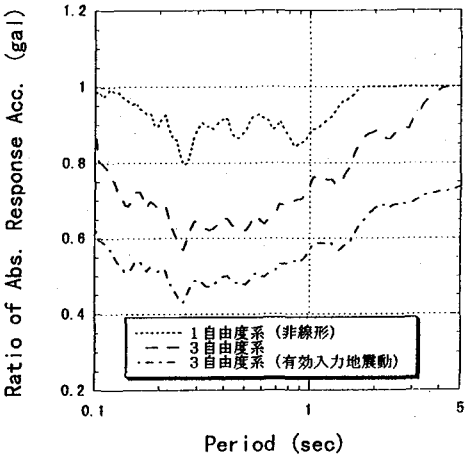


d) 3自由度系 (有効入力地震動)

図-6 タイプIIの標準加速度応答スペクトルとの比較



a) 各モデルの平均値



b) 平均値の比

図-7 加速度応答スペクトルの平均値の比較

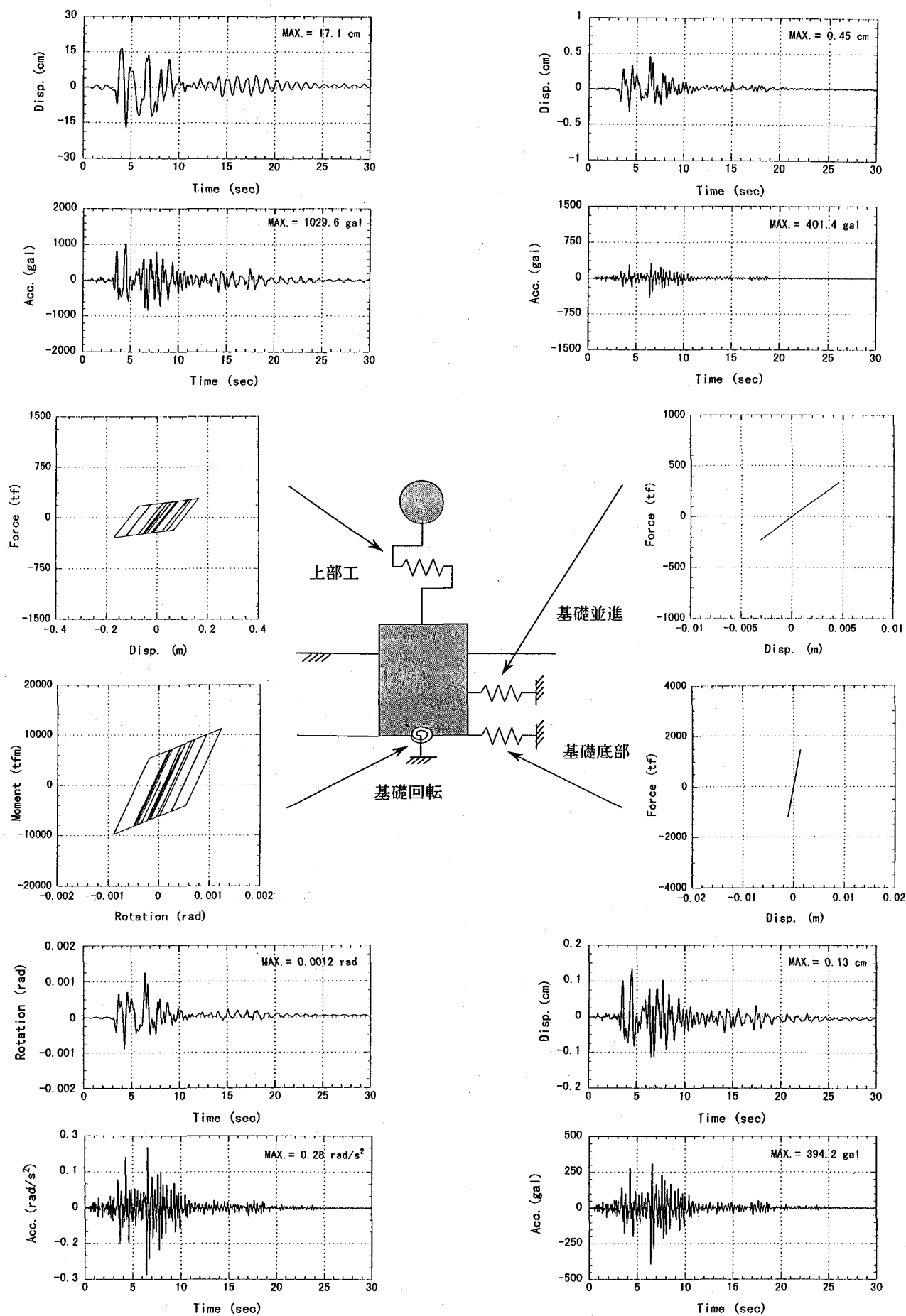


図-8 3自由度系の時刻歴解析結果 (降伏震度0.2)

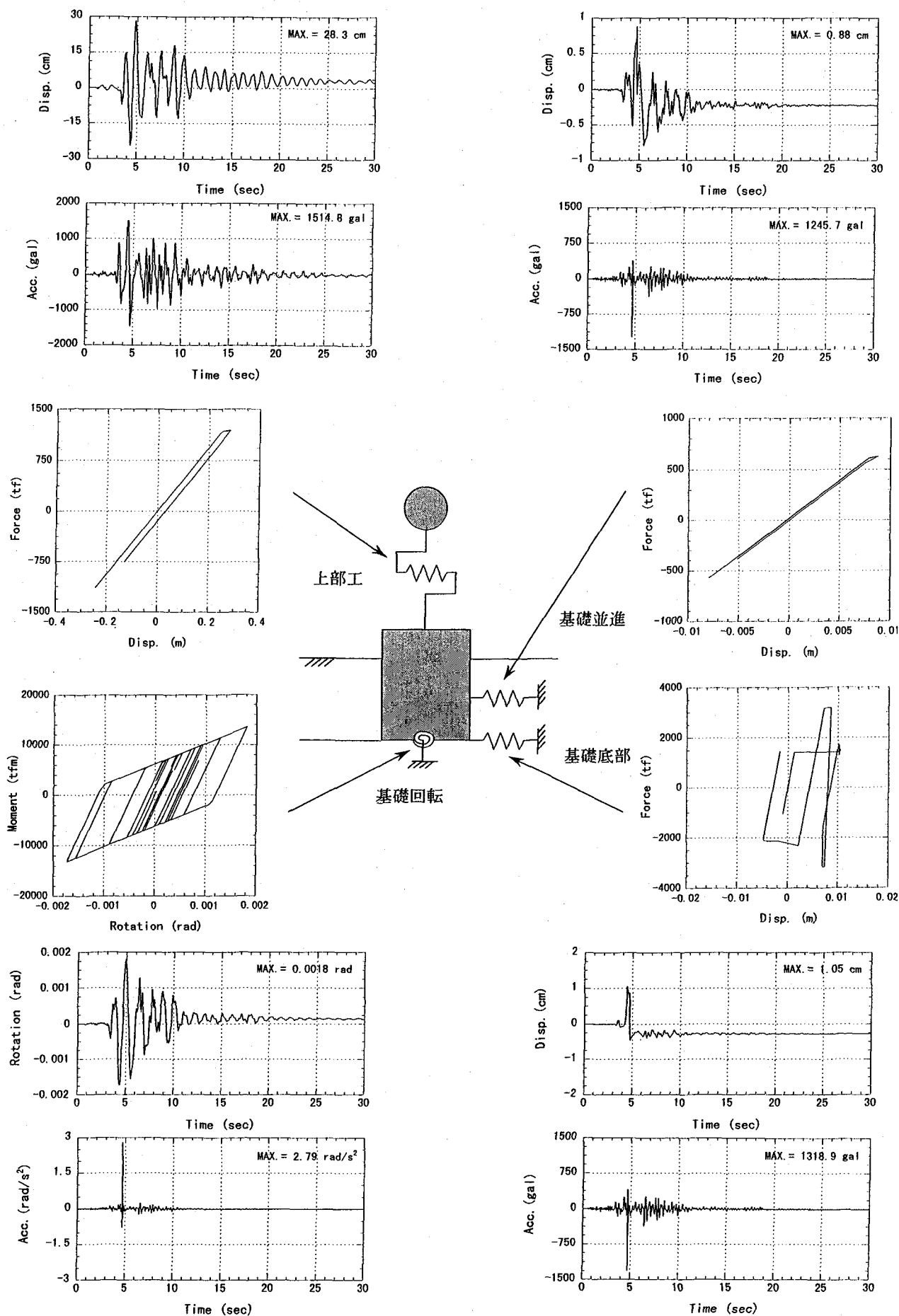


図-9 3自由度系の時刻歴解析結果（降伏震度1.0）

図-7a)は、各系の応答スペクトルを取り出したものである。これより、非線形、3自由度系、有効入力地震動の効果が付加されることにより上部構造物の応答が小さくなっていることが読みとれる。すなわち、動的相互作用の影響により応答が低下していることを示している。さらに、図-7b)はa)の1自由度系(非線形)、3自由度系および3自由度系(有効入力地震動)のスペクトルと1自由度系(線形)の比率をとったものであるが、1秒付近において1自由度系(非線形)が0.9倍、3自由度系が0.75倍、3自由度系(有効入力地震動)が0.55倍となることがわかる。

図-8、図-9は、上部工の固有周期を1.0秒とし、降伏震度 q_y をそれぞれ0.2および1.0、表層地盤厚さ H_s を30m、入力地震動として神戸海洋気象台の観測地震記録(NS成分)を作用させた場合の各ばねの相対変位、相対加速度および履歴ループを示した。これより、降伏震度が0.2の場合は上部構造物が降伏しやすい場合を、降伏震度が1.0の場合は降伏しにくい場合を示している。したがって、前者の場合は上部構造物で塑性変形が生じているが、基礎並進および基礎底部ではそれは生じていない。後者の場合は上部構造物があまり塑性変形していないので、基礎の回転および底部(剥離・滑り)で大きな塑性変形を示しており、動的相互作用の影響により上部構造物への入力の低下が生じていることがわかる。

5. まとめ

基礎-地盤-構造物系の動的相互作用を考慮したモデルを用いることで、絶対加速度応答スペクトルを算出し、1自由度モデルの解析結果と比較することで動的相互作用の影響を検討した。以下に本研究で得られた結果をまとめる。

1. 動的相互作用を考慮することにより、加速度応答スペクトルの平均値が全周期において低減した。さらに、有効入力地震動を考慮した場合、その影響は顕著である。
2. 加速度応答スペクトルの平均値の比を1秒付近において求めると1自由度系(非線形)が0.9倍、3自由度系が0.75倍、3自由度系(有効入力地震動)が0.55倍となった。

しかしながら、動的相互作用の効果を整理するには至っていない。今後は、上部と下部のエネルギーのやり取りをどう設計体型に整理するかを踏まえ、塑性率をパラメータとしてより詳細な検討を行う必要がある。

謝 辞：本研究の数値計算を進める過程で、北海道大学工学部学生(元神戸市立高専学生)の弓削輝之氏には大変お世話になりました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) R.G.Merritt, and G.W.Housner:Effect of foundation Compliance on Earthquake Stresses in Multistory Buildings, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.44, No.4, pp.551-569, 1954.
- 2) G.W.Housner:Interaction of Building and Ground during an Earthquake, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.47, No.3, pp.179-186, 1957.
- 3) 土質学会編：土と構造物の動的相互作用, 土質基礎工学ライブラリー9, 土質工学会, 1973.
- 4) 土岐憲三：構造物の耐震設計, 新体系土木工学11, 技報堂出版, 1981.
- 5) 土木学会編：土木技術者のための振動便覧, 土木学会, 1985.
- 6) J.P.Wolf:Dynamic Soil-Structure Interaction, Prentice-Hall, 1985.
- 7) 日本建築学会編：建築構造力学の最近の発展 -応用解析の考え方-, 日本建築学会, 1987.
- 8) J.P.Wolf:Soil-Structure Interaction Analysis in Time Domain, Prentice-Hall, 1988.
- 9) 土木学会編：動的解析の方法, 動的解析と耐震設計 第2巻, 技報堂出版, 1989.
- 10) H.-Y.Fang:Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold, 1991.
- 11) 土木学会編：基礎・地盤・構造物系の動的相互作用-相互作用効果の耐震設計への導入-, 土木学会耐震工学委員会動的相互作用小委員会, 1992.
- 12) 日本建築学会編：入門・建物と地盤との動的相互作用, 丸善, 1996.
- 13) J.P.ウォルフ, 構造物と地盤の動的相互作用解析 時間領域処理法, 鹿島出版会, 1996.
- 14) 日本建築学会編：多次元入力地震動と構造物の応答, 丸善, 1998.
- 15) 杉村義広, 徐挺：簡単なモデル解析による 建物と地盤の動的相互作用入門, 建築技術, 1998.
- 16) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 1996.
- 17) 原田隆典, 広瀬利光, 山田清朗：基礎の動的非線形復元力評価におけるウインクラーモデルの適用, 宮崎大学工学部研究報告, 第34号 別冊, 1988.
- 18) 原田隆典, 山下典彦：構造物の地震応答に及ぼす基礎と周辺地盤の剥離・滑りの影響, 第8回日本地震工学シンポジウム, pp.1191-1196, 1990.
- 19) 原田隆典, 久保慶三郎, 片山恒雄：有効地震動の計算とその実測例による検討, 土木学会論文集, 362号, pp.435-440, 1985.
- 20) 建設省土木研究所：土木構造物における加速度強震記録(No.21), 土木研究所彙報, 第64号.

(2000年9月14日 受付)