

基礎-構造物系の非線形動的相互作用に関する研究

Non-linear Dynamic Interaction of Foundation-Structure System

永田和寿*, 渡邊英一**, 杉浦邦征***

Kazutoshi Nagata, Eiichi Watanabe, Kunitomo Sugiura

* 工修 京都大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (〒606-01 京都市左京区吉田本町)

** Ph. D., 工博 京都大学教授 工学部土木工学科 (〒606-01 京都市左京区吉田本町)

*** Ph. D. 京都大学助教授 工学部土木工学科 (〒606-01 京都市左京区吉田本町)

Studied herein is the effect of restoring force characteristics on the non-linear dynamic interaction of foundation-structure system. The bridge structural system is simply modeled by three degree-of-freedom system allowing the sway of structure, the sway and rocking of the foundation and its equation of motion is derived by considering bilinear restoring force characteristics. The equation of motion for 3 DOF system is solved numerically by Newmark's β method in order to obtain the non-linear dynamic response of foundation-structure system subjected to strong ground motions. The effects of both the yielding strength and the tangential second stiffness of the bilinear restoring force on the structural damage are evaluated. It is found that the damage is concentrated at the weakest structural component and that the sway of structure may significantly affect the rocking of the foundation.

Key Word: non-linear dynamic interaction, foundation-structure system, restoring force characteristics, ductility ratio

1. はじめに

近年、沖合海洋空間、大深度地下や軟弱地盤上などの過酷な自然環境における構造物の建設ニーズが高まり、これらを技術的に裏付けるための構造解析や構造実験が盛んに行われるようになった。特に、構造物が大規模化するにつれて個々の構造要素の機能が多様化するとともに周辺環境から受ける影響が大きくなってきた。したがって、構造要素間の動的相互作用を考慮し、波力、風力および地震力などの動的外力作用下における構造系の終局状態を明らかにすることは、構造系全体の安全性を確保する上で重要となってきている。

これまでに動的相互作用に関する研究は土岐ら¹⁾によって行われて来ているが、依然としてそれらの相互作用の影響を十分取り入れた設計法の導入に至っていない現状にある。これは相互作用の影響がきわめて重要であるにも関わらずその現象があまりに複雑であり、動的相互作用の影響を明らかにすることが非常に困難であるためと思われる。このような状況下、都市直下型の兵庫県南部地震が発生し、橋梁などの土木構造物に大きな被害を与えた。この地震が設計震度を超えた大地震であったことが観測されているとはいえ、基礎と構造物などの間に存在する様々な動的相互作用の影響が大きく関係していると考えられ、

このことを明らかにする重要性はさらに高まりつつある現状にあるといえる。

したがって、本研究では橋梁構造物を対象とし、地震力が作用した場合において基礎と構造物系の簡略化モデルを用いた非線形動的応答解析を行い、この構造系の応答に影響を与える基礎と構造物相互の復元力特性について振動エネルギーと塑性率(ダクティリティ)という観点から検討を行った。

2. 解析手法

本研究で解析対象とした系は、図-1に示すような基礎と上部構造物からなる系であり、この基礎-構造物系を非線形動的相互作用の影響を考慮した3自由度系、すなわち、橋軸直角方向に対する構造物の水平運動、基礎のスウェイ運動およびロッキング運動にモデル化を行なっている。なお、モデル化を行うにあたり各自由度に対する動的特性をバネとダッシュポットで表現することとした。この基礎-構造物系に対する運動方程式の誘導は、図-2に示すような変形状態を仮定することにより式(1)に示すような弾性系に対して行われている^{2), 3)}。また、本研究で対象としている系は多自由度系であるため、各自由度の限界状態を評価を行うには統一した指標を用いなければならない。したがっ

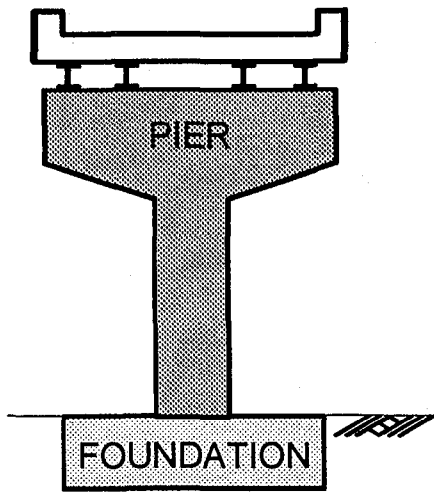


図-1 解析モデル

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [C]\{\dot{Y}\} + [K]\{Y\} = -[M]\{f\}\ddot{Z} \quad (1)$$

ここで

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_0 & 0 \\ 0 & 0 & I \end{bmatrix}$$

$$[C] = \begin{bmatrix} c & -c & -cH \\ -c & c + c_H & cH \\ -cH & cH & cH^2 + c_R \end{bmatrix}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k & -k & -kH \\ -k & k + k_H & kH \\ -kH & kH & kH^2 + k_R \end{bmatrix}$$

$$\{Y\} = \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_0 \\ \theta \end{Bmatrix}, \quad \{f\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

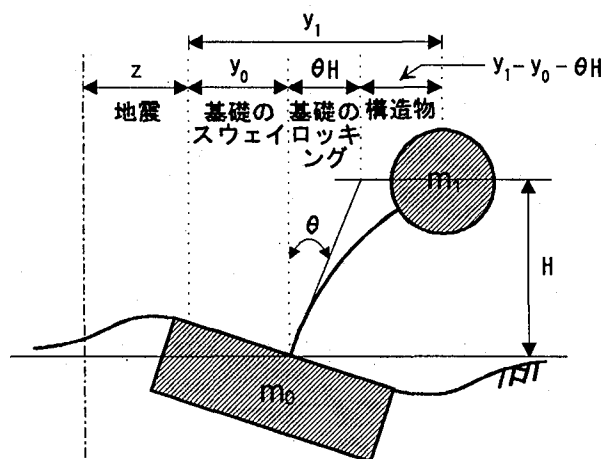
$$\int \{\dot{Y}\}^T [M] \{\ddot{Y}\} dt + \int \{\dot{Y}\}^T [C] \{\dot{Y}\} dt + \int \{Y\}^T [K] \{Y\} dt = - \int \{\dot{Y}\}^T [M] \{f\} \ddot{Z} dt \quad (2)$$

て、この指標にはスカラー量として扱うことができる振動エネルギーを採用することとした。この振動エネルギーは運動エネルギー、履歴エネルギーおよび減衰エネルギーの三者から構成され、式(1)の両辺に $\{\dot{Y}\}dt$ を乗じ時間積分を行うことにより式(2)に示すような振動エネルギーの釣り合い式から求められる⁴⁾。なお、 k 、 k_H 、 k_R は弾性剛性であり、非線形応答解析となる場合においては復元力の項である $[K]\{Y\}$ を図-3に示すような降伏曲面の大きさは一定であり、降伏曲面の中心のみが移動するような移動硬化則を用いたバイ・リニア型によりモデル化している⁵⁾。各自由度の降伏強度については本来何らかの従属関係にあると考えられるが本研究ではその影響は小さいとし、それぞれの自由度において独立と仮定することとした。本研究で用いた応答解析手法は最も一般的な手法の一つ

であるNewmarkの β 法($\beta=1/6$)である。なお、この手法で用いた β の値は線形加速度法となる値を採用している。まず、振動解析において最も重要な解析項目の1つである振動解析を行い、この基礎-構造物系に対する固有周期と振動モードを求め、この系の振動性状を明らかにした。次に、基礎を固定と仮定した場合である1質点系と本研究で対象とした基礎-構造物系の非線形動的応答解析を行い、基礎の振動が上部構造物に与える影響および振動エネルギーの観点から動的相互作用について検討した。さらに、基礎-構造物系の非線形動的相互作用の影響を明らかにするため、地盤種別(I種地盤およびIII種地盤)、地震力レベル(建設省土木研究所によって作成された道路橋の動的解析のための時刻歴応答解析用標準波形の中で弾性応答解析用(レベル1)および保有水平耐力照査用(レベル2)、以後それぞれレベル1、レベル2と略す)および兵庫県南部地震の神戸海洋気象台記録のNS成分波(以後神戸_NSと略す)や各自由度に対し降伏復元力および塑性2次勾配をパラメトリックに変化させた解析を行い、詳細な検討を加えることにした。

3. 解析モデル

本研究において対象とした解析モデルは、I種地盤およびIII種地盤上に建設される橋軸方向700(cm)×橋軸直角方向900(cm)×深さ方向200(cm)の直接基礎とスパン30(m)、幅員10(m)の上部工を有する高さ1500(cm)の鋼製橋脚の橋梁である。モデル化の結果、得られた上部構造物および基礎の諸元は表-1と表-2に示す通りである。支持地盤の決定にあたり岩盤および軟弱地盤による応答性状の違いについても検討するため、I種地盤(岩盤)とIII種地盤(軟弱地盤)の2通りのケースを設定することにした。なお、I種地盤とIII種地盤のN値はそれぞれおよそ40と10となっている。これらの地盤の物性値を表-3に表す。これらの値をもとに道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編⁶⁾(以下、道示と呼ぶ)による地盤のパネ定数



絶対座標

図-2 変形状態図

の算定方法に基き、得られたⅠ種地盤とⅢ種地盤の反力係数を表-4に示す⁷⁾とともに、これらの地盤のバネ定数と減衰定数を表-5に示す。なお、これら2種類の地盤の減衰定数の決定にあたり地盤の状態や基礎の形態などによりその値は異なるため、一義的に決定することは困難である。したがって、道示で参考値として与えられている減衰定数を用いることとした。また、上部構造物の減衰定数とバネ定数を表-5に示す。上部構造物の減衰定数は基礎の場合と同様に道示で与えられている参考値を用いることとし、バネ定数は標準的な鋼製橋脚に基づき、橋脚の固有周期がおよそ0.75秒となるよう設定した⁸⁾。

本解析において時刻歴応答解析を行うにあたり、時間刻みは固有振動解析を行った結果、最小周期が0.064(sec)であったことから(4.1および表-6参照)、精度よく応答解析を行うため時間刻みを0.001(sec)に設定した。また、前述の復元力モデルであるバイ・リニアモデルに用いる基本塑性2次勾配を弾性剛性の10パーセントとすることとした。

4. 解析結果および考察

4.1 固有振動解析

本解析で対象とした基礎-構造物系に対し固有振動解析を行った。その結果の固有周期を表-6に示す。なお、減衰力が固有周期に与える影響は小さいと仮定し非減衰の固有値解析を行っている。その結果、対象とした系の1次モード固有周期は上部構造物のみの固有周期よりも若干であるが長周期化したものとなっている。同様に、この系の2次および3次モードの固有周期は基礎のみの固有周期に対し僅かに長周期化したものとなっていた。したがって、実際の橋脚の固有周期は基礎を固定と仮定した1質点系の固有周期より多少長くなっているのではないかと考えられる。また、地盤種別の違いが基礎-構造物系の固有周期に与える影響について検討した。その結果、Ⅰ種地盤に比べⅢ種地盤の固有周期が長くなっていることがわかる。したがって、本研究においても地盤が軟弱になるにつれて固有周期が長周期化する傾向にあることが確認された。次

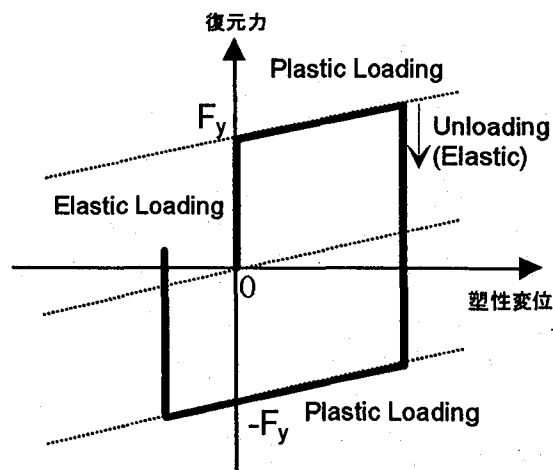


図-3 復元力モデル

表-1 構造物の諸元

重量 m_1	360 tonf
橋脚高 H	1500 cm
回転慣性 I_1	$3.09 \times 10^4 \text{ tonf} \cdot \text{cm} \cdot \text{s}^2$

表-2 基礎の諸元

重量 m_0	315 tonf
橋軸方向の長さ	700 cm
橋軸直角方向の長さ	900 cm
回転慣性 I_0	$2.28 \times 10^4 \text{ tonf} \cdot \text{cm} \cdot \text{s}^2$

表-3 地盤の物性値

地盤種別	単位重量 γ (tonf/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s ²)	動的ポアソン比 ν
Ⅰ種地盤	2.0	250	0.45
Ⅲ種地盤	1.8	150	0.50

表-4 地盤反力係数

地盤種別	鉛直方向 (kgf/cm ³)	水平方向 (kgf/cm ³)
Ⅰ種地盤	10.6	3.52
Ⅲ種地盤	3.54	1.18

表-5 減衰定数およびバネ定数

構造要素	減衰定数	バネ定数
構造物	0.05	26 tf/cm
Ⅰ種地盤	基礎のスウェイ	0.1
	基礎のロッキング	0.1
Ⅲ種地盤	基礎のスウェイ	0.1
	基礎のロッキング	0.1

に、振動モードを図-4に示す。この図より、高次モードになるに従って、基礎のスウェイ、ロッキングの上部振動成分が構造物の振動に対して逆位相となるモードが表れることがわかる。なお、振動モードはⅠ種地盤とⅢ種地盤において差はみられなかった。

4.2 弾塑性応答解析

基礎を固定と仮定した場合である1質点系と本研究で対象とした基礎-構造物系の非線形動的応答解析を行い、基礎の振動が上部構造物に与える影響および振動エネル

ギーの観点から動的相互作用について検討した。図-5から図-8にⅠ種地盤のレベル2の加速度波形に対し得られた応答解析結果を、基礎を固定した場合の上部構造物の水平方向、および基礎を固定しない場合の構造物の水平方向、基礎のスウェイ方向、基礎のロッキング方向の順に示した。ここで、これらの図は(a)応答変位の時刻歴曲線、(b)履歴曲線、(c)入力エネルギー、(d)消費エネルギーを示している。なお、入力エネルギーと消費エネルギーは弾性限ひずみエネルギー ($W_e = \frac{1}{2} p_y \delta_y$ 、ここで、 p_y は降伏復元力、 δ_y は降伏変位) によって正規化を行っている。

また、基礎を固定しない場合の弾塑性応答解析に用いたそれぞれの降伏復元力はレベル1の加速度波形をこの系に入力して弾性応答解析を行ったときの最大復元力であり、基礎を固定した場合の上部構造物の降伏復元力は上部構造物の基礎から影響を検討するため、基礎を固定していない場合の上部構造物の降伏復元力に一致させるようにした。

その結果、図-5(a)と図-6(a)からわかるように上部構造物の絶対水平変位は基礎が固定かどうかに関わらずいずれの場合においても約2秒後に最大値に達し、基礎を固定しない場合では水平変位が基礎を固定した場合における上部構造物の水平変位に対し3.4(cm)ほど大きくなっていることがわかる。このことは、基礎を固定しない場合においては地盤の変形により全体の弾性剛性が22.8(tonf/cm)となり、地盤を固定した場合の弾性剛性の87.7パーセントに低減するため、構造物が水平方向に付加的に変位するためであると考えられる。この付加的な変位の内訳を調べたところ、基礎のスウェイ運動によりおよそ0.5(cm)、基礎のロッキング運動によりおよそ2.7(cm)であり、上部構造物の応答分が0.2(cm)であることがわかった。したがって、付加的な変位の多くが基礎のスウェイとロッ

キングによる影響であることがわかる。

次に、基礎-構造物系の各自由度の応答に対し動的相互作用の影響を明らかにするため振動エネルギーの観点から検討を加えてみた。まず、外部から入力される振動エネルギーは地震力のみであり、上部構造物の水平方向と基礎のスウェイ方向に入力されていることがわかる(図-6(c)と図-7(c))。さらに、基礎のスウェイとロッキングに上部構造物から減衰力と復元力の反作用分に相当する振動エネルギーが入力されていることがわかる(図-7(c)と図-8(c))。以上のことから、エネルギーの伝達のメカニズムは上部構造物の水平方向と基礎のスウェイ方向に地震動による振動エネルギーが入力され、その結果上部構造物に生じた減衰力と復元力が基礎のスウェイとロッキングに反作用として入力されることにより、各自由度において運動エネルギー、履歴エネルギーおよび減衰エネルギーに変換され振動が行われているといえる(図-5～図-8の(d))。したがって、基礎の重心位置にスウェイとロッキングに対するバネとダッシュポットを取り着けているため、基礎のみの振動においては水平地震動より起り得ないロッキング運動が上部構造物の振動によって励起されることがわかる。

これらの非線形動的応答解析のまとめを上部構造物に対する絶対水平変位の最大値を表-7に示す。この表からⅠ種地盤およびⅢ種地盤のいずれにおいても基礎を固定しない場合の変位に対する基礎を固定した場合の変位の比は小さくなることがわかる。一方、レベル1に対するレベル2の応答倍率はⅠ種地盤よりもⅢ種地盤の方が小さくなることもわかる。このことは、Ⅰ種地盤のレベル2の波形を用いた場合、地震の卓越周期帯に基礎-構造物系の固有周期が存在するためであると考えられる。

次に、Ⅰ種地盤およびⅢ種地盤にレベル2の加速度波形を入力した場合の最大相対変位およびこの値を降伏変位で除した値、つまり塑性率を表-8に示している。基礎のスウェイ方向の塑性率は、他の2つの塑性率に比べて大きくなっていることがわかる。このことは、基礎のスウェイ方向に構造物や基礎のロッキング方向に比べて3倍近いエネルギーが入力されていることから推察される。したがって、基礎のスウェイ方向の弾性限ひずみエネルギーが大

表-6 固有値解析 (単位: sec)

	固有周期	
	Ⅰ種地盤	Ⅲ種地盤
1次モード	0.798	0.893
2次モード	0.075	0.128
3次モード	0.064	0.099

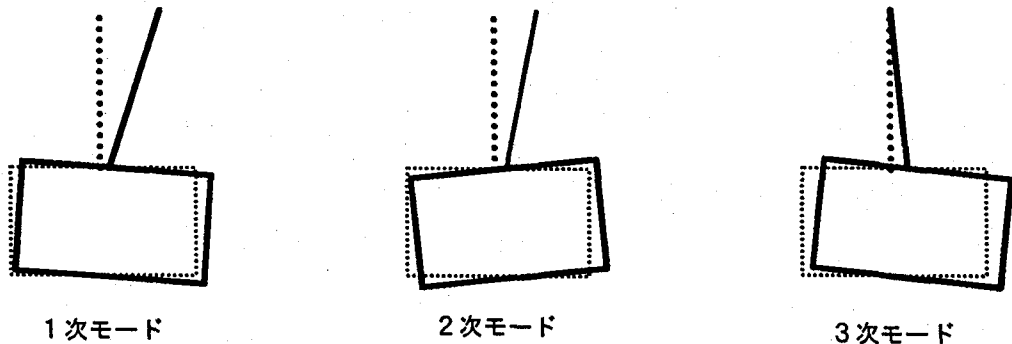
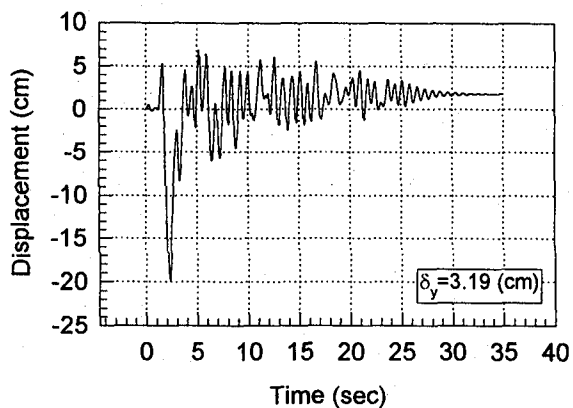
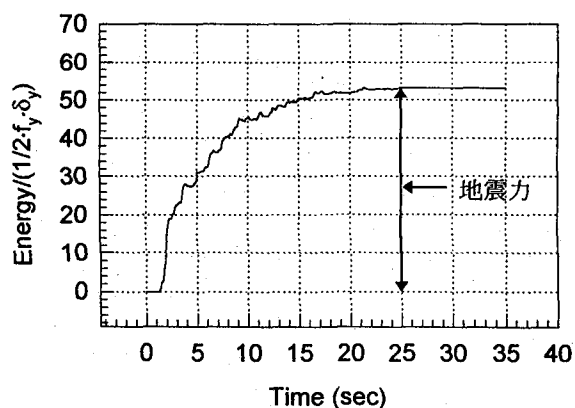


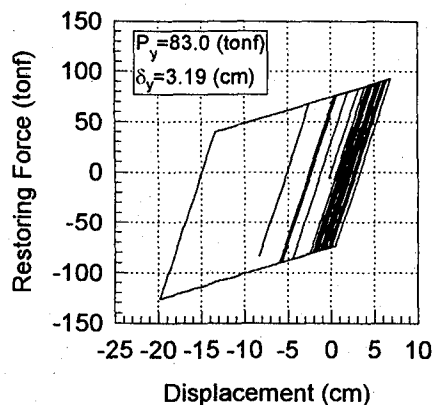
図-4 振動モード



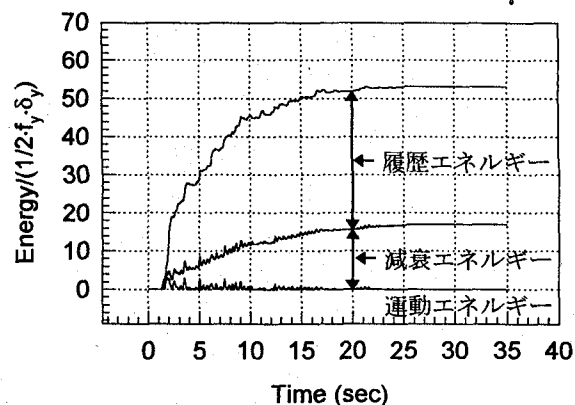
(a) 変位時刻歴曲線



(c) 入力エネルギー

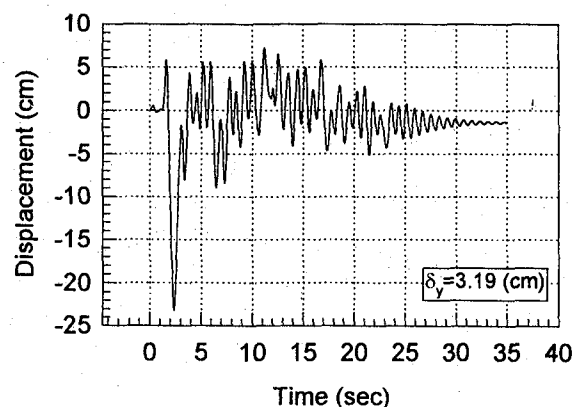


(b) 履歴曲線

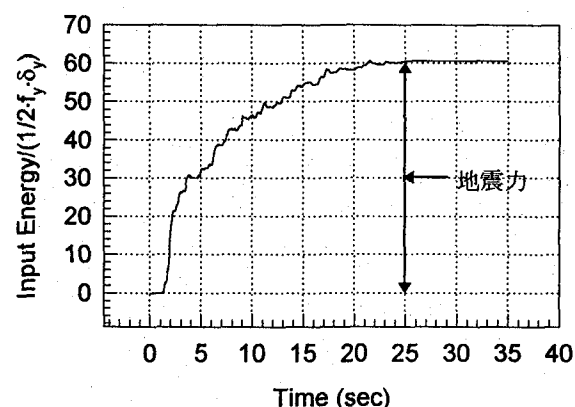


(d) 消費エネルギー

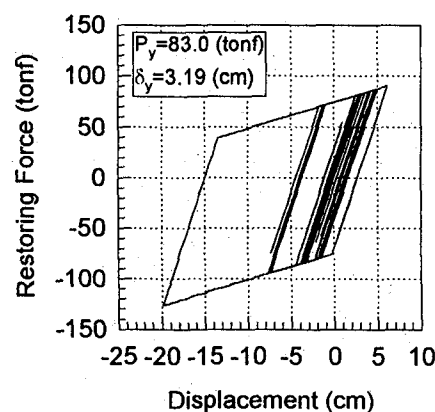
図-5 応答解析結果（上部構造物：基礎は固定）



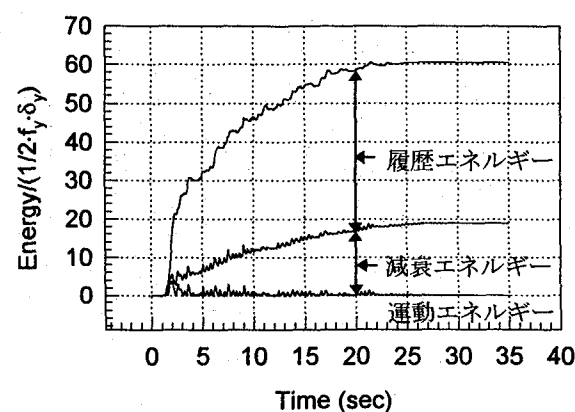
(a) 変位時刻歴曲線



(c) 入力エネルギー

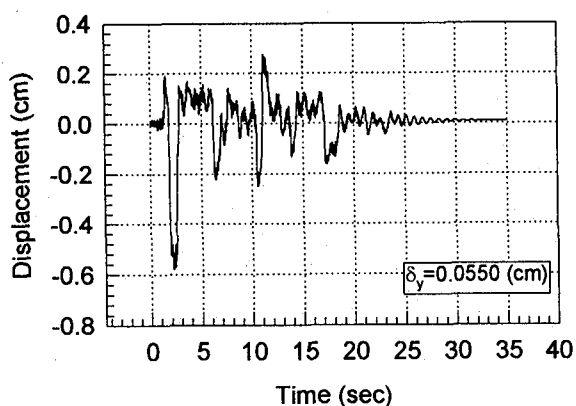


(b) 履歴曲線

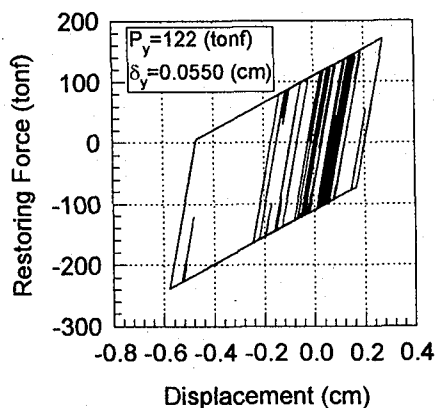


(d) 消費エネルギー

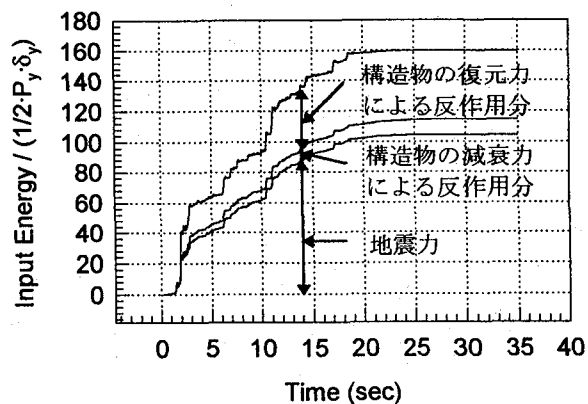
図-6 応答解析結果（上部構造物：基礎は未固定）



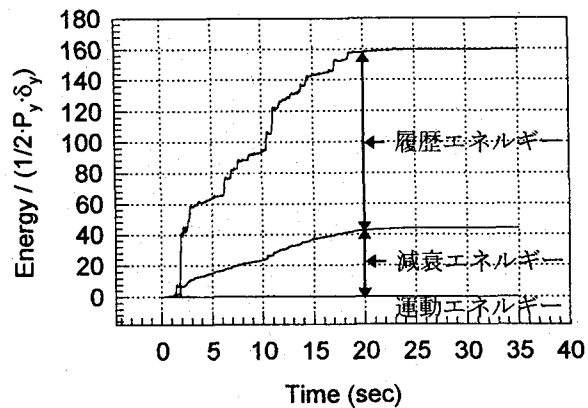
(a) 変位時刻歴曲線



(b) 履歴曲線

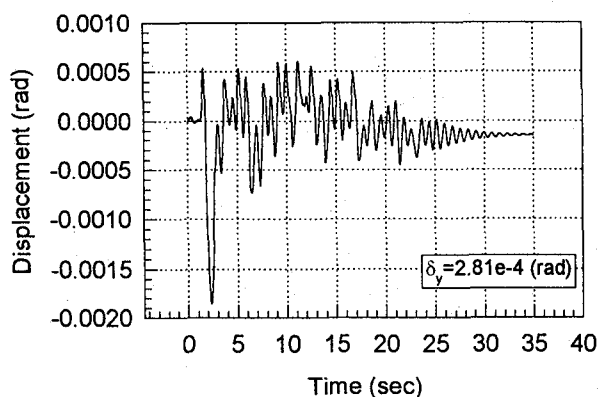


(c) 入力エネルギー

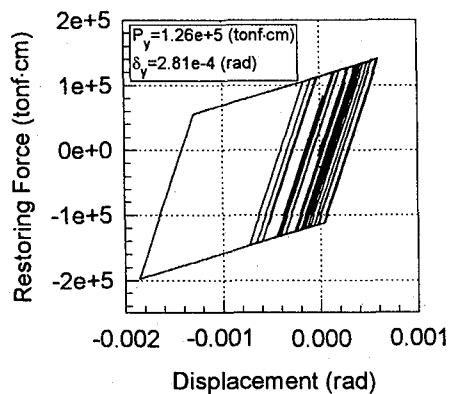


(d) 消費エネルギー

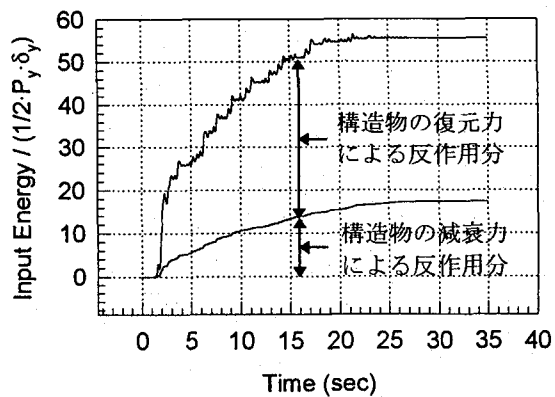
図-7 応答解析結果（基礎のスウェイ：基礎は未固定）



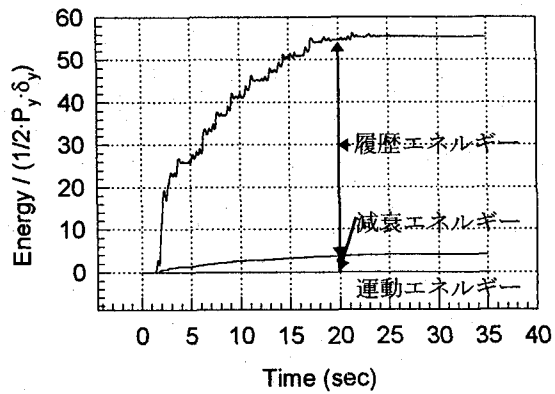
(a) 変位時刻歴曲線



(b) 履歴曲線



(c) 入力エネルギー



(d) 消費エネルギー

図-8 応答解析結果（基礎のロッキング：基礎は未固定）

きくなるよう降伏復元力を増すか、または十分な塑性変形能を確保する必要があると思われる。また、前述の表-7の場合と同様にⅠ種地盤の塑性率がⅢ種地盤の塑性率に比べ大きくなっていることもわかる。

4.3 復元力特性に関する考察

降伏後の基礎-構造物系の挙動に大きな影響を与える復元力特性に関するパラメータとして、降伏比強度と塑性2次勾配が上げられる。降伏比強度は、構造物の静的降伏応答と動的最大弾性応答の比である。一方、塑性2次勾配は材料のひずみ硬化等により生じるものであり、構造物では不静定次数なども影響すると考えられる。したがって、本研究ではこれら2つのパラメータが基礎-構造物系の応答に与える影響について詳細な検討を行った。さらに、このようなパラメトリックな解析を行うにあたり、道示のⅠ種地盤用の波形（レベル1とレベル2）および兵庫県南部地震で観測された神戸_NS波形を用い、入力波形が降伏後の基礎-構造物系の挙動に及ぼす影響についても検討を加えることとした。

4.3.1 降伏比強度の影響（レベル1波形）

降伏復元力をパラメトリックに変化させた解析結果を図-9(a)～(c)に示す。これらの図は、Ⅰ種地盤に対して、レベル1の入力波形を用いて弾性応答解析を行ったときの最大復元力を降伏復元力の基準値として設定し、それぞれの降伏復元力をこの基準値に対して8割、および6割と低減させ、レベル1の波形を入力し応答解析を行い、その結果得られた最大応答変位の絶対値を降伏変位で除した値（塑性率）を用いて示している。ただし、他の2自由度の降伏復元力は低減させずに基準値を用いた。ここで、

(a), (b), (c)の順にそれぞれ上部構造物、基礎のスウェイのおよび基礎のロッキングに対するそれぞれの降伏復元力を変化させた応答結果である。その結果、いずれの自由度を変化させた場合においても降伏復元力を低減させた自由度の最大塑性変形が増大し、他の自由度に関しては弾性応答していることがわかる。特に、降伏復元力を6割に低減させた場合において、その自由度に対する応答変位はそれぞれの降伏変位のおよそ2～5倍の大きな応答変位を生じており、基礎のスウェイ振動（5.3倍）、基礎のロッキング振動（3.9倍）、構造物の水平振動（1.8倍）の順となっている。したがって、4.2において既に検討済みである表-8の結果と同様に基礎のスウェイの降伏復元力を変化させた場合、上部構造物の水平振動や基礎のロッキング振動に比べて大きくなっているのがわかる。このことから、上部構造物の降伏復元力を小さくすることが、基礎のスウェイやロッキングの弾性応答をもっとも効果的に低減させることができると考えられる。

4.3.2 降伏比強度の影響（神戸_NS波形）

4.3.1と同様の手順で入力波形に神戸_NS波形を用いて行った解析結果を図-11(a)～(c)に示す。ここで、(a), (b), (c)の順にそれぞれ上部構造物、基礎のスウェイのおよび基礎のロッキングに対するそれぞれの降伏復元力を変化させた応答結果である。この場合、定性的にレベル1を用いた場合と同様の結果が得られているといえる。しかし、神戸_NS波形を用いた場合、基礎を降伏させたとき((b)および(c))において、基礎のスウェイとロッキング運動にレベル1を上回る塑性変形が生じる結果となった。

表-7 解析結果

地盤種別	Ⅰ種地盤			Ⅲ種地盤		
	レベル1 (c)	レベル2 (d)	応答倍率 (d)/(c)	レベル1 (e)	レベル2 (f)	応答倍率 (f)/(e)
基礎を固定(a)	2.78(cm)	19.8(cm)	7.12	4.36(cm)	17.0(cm)	3.90
基礎を固定しない(b)	3.65(cm)	23.2(cm)	6.36	7.14(cm)	21.6(cm)	3.03
(b)/(a)	1.31	1.17		1.64	1.27	

レベル1は弾性応答解析、レベル2は弾塑性応答解析

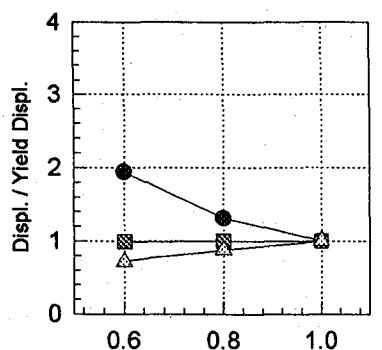
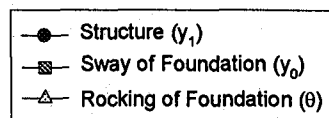
表-8 塑性率

応答変位	Ⅰ種地盤		Ⅲ種地盤	
	最大相対変位	塑性率	最大相対変位	塑性率
構造物の水平方向	19.9(cm)	6.23	14.5(cm)	2.89
基礎のスウェイ方向	0.579(cm)	10.54	1.68(cm)	7.79
基礎のロッキング方向	0.00186(rad)	6.61	0.0413(rad)	3.15

4.3.3 塑性2次勾配の影響（レベル2波形）

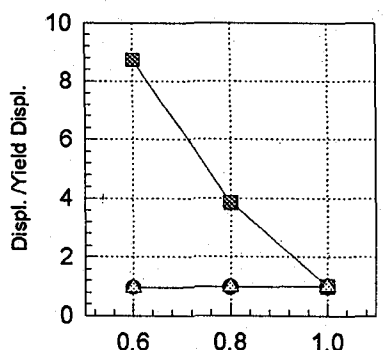
塑性2次勾配をパラメトリックに変化させた解析結果を図-10(a)～(c)に示す。これらの図は、I種地盤に対して、構造物の水平方向、基礎のスウェイおよびロッキング方向の基本塑性2次勾配をそれぞれの弾性剛性の10パーセントとし、いずれかの塑性2次勾配のみを0, 10, 20パーセントとパラメトリックに変化させた場合の応答解析結果を示しており、降伏比強度の場合と同様に最大応答変位の絶対値を降伏変位で除した値（塑性率）で整理している。なお、レベル1の波形を入力し降伏レベルを決定した後、レベル2の波形を用いて応答解析を行っている。ここで、(a)、(b)、(c)の順にそれぞれ上部構造物、基礎のスウェイおよび基礎のロッキングに対するそれぞれの塑性2次勾配のみを変化させた塑性率を示している。これらの図より、上部構造物の塑性2次勾配を大きくすることにより、上部構造物の応答変位は低減し、基礎のロッキングの応答変位は増大していることがわかる。逆に、基礎のロッキングの塑性2次勾配を大きくすることにより、基礎のロッキングの応答変位は低減し、上部構造物の応答変位

は増大していることもわかる。しかし、基礎のスウェイの応答変位は他の2つの変位の変化と比べてあまり変化がみられない。また、基礎のスウェイの塑性2次勾配を増加することにより、基礎のスウェイの応答変位は低減され、上部構造物と基礎のロッキングの応答変位は基礎のスウェイの応答変位の変化に対して小さいことがわかる。以上のことから、上部構造物の水平運動と基礎のロッキング運動の間に大きな相互作用が存在することがわかる。一方、基礎のスウェイ運動と上部構造物の水平運動および基礎のロッキング運動との間の相互作用は小さいことがわかる。このことは、基礎のスウェイバネとロッキングバネが基礎の重心に取り付けられているため、基礎のロッキング運動は基礎のスウェイ運動により引き起こされず、上部構造物の水平方向の運動によってのみ引き起こされるからであるといえる。



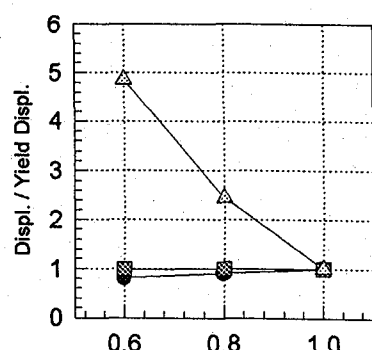
Yield Restoring force / Maximum Elastic Restoring Force

(a) 構造物の降伏復元力を変化させた場合



Yield Restoring force / Maximum Elastic Restoring Force

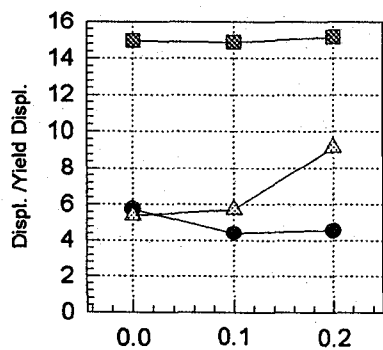
(b) 基礎のスウェイの降伏復元力を変化させた場合



Yield Restoring Force / Maximum Elastic Restoring Force

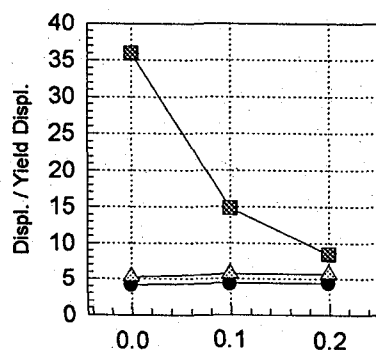
(c) 基礎のロッキングの降伏復元力を変化させた場合

図-9 降伏比強度の影響 (LEVEL 1-1)



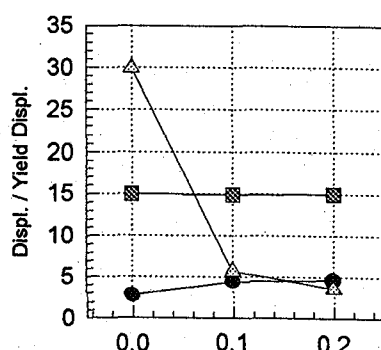
2nd Slope / 1st Slope

(a) 構造物の2次勾配を変化させた場合



2nd Slope / 1st Slope

(b) 基礎のスウェイの2次勾配を変化させた場合



2nd Slope / 1st Slope

(c) 基礎のロッキングの2次勾配を変化させた場合

図-10 2次勾配の影響 (LEVEL 2-1)

4.3.4 塑性2次勾配の影響（神戸_NS波形）

4.3.3と同様の手順で入力波形に神戸_NS波形を用いて解析を行った結果を図-12(a)～(c)に示す。ここで、(a)、(b)、(c)の順にそれぞれ上部構造物、基礎のスウェイおよび基礎のロッキングのそれぞれの塑性2次勾配のみを変化させた塑性率を示している。この場合においても定性的にほぼ道示のI種地盤用波形を用いたものと同様な結果が得られた。しかし、道示のI種地盤用波形を用いたケースでは、構造物の2次勾配を増加させることにより、上部構造物の応答は減少したが、このケースでは塑性2次勾配が弾性剛性の20パーセントのときに若干であるが増加した。このようなことから、上部構造物の塑性2次勾配と塑性率の関係をさらに詳しく調べたものが、図-13である。この図より、道示のI種地盤用波形を用いた場合、塑性2次勾配を大きくすることにより応答を低減させることができるが、神戸_NS波形を用いた場合では、塑性2次勾配を増させてもレベル2-1に比べて応答を小さくすることができないことがわかった。

5. 許容塑性率

基礎-構造物系の限界状態を評価する重要な指標の1つとして塑性率があげられ、一般に大きな塑性率を有する構造系ほど耐震性に優れていると言える。したがって、本研

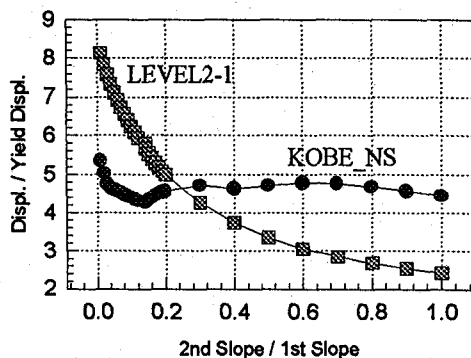
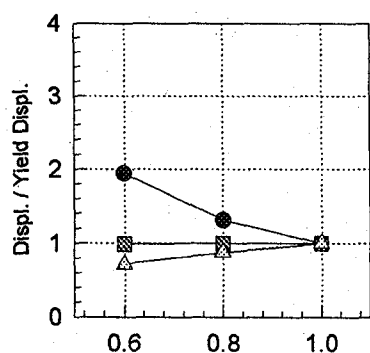
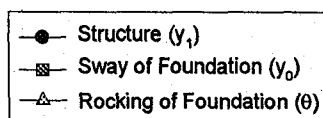
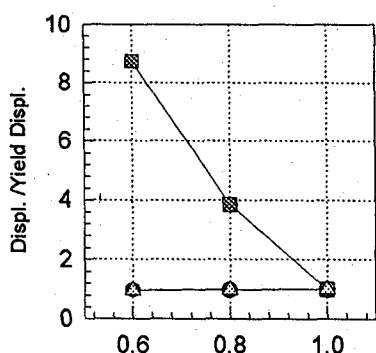


図-13 レベル2と神戸_NSの比較



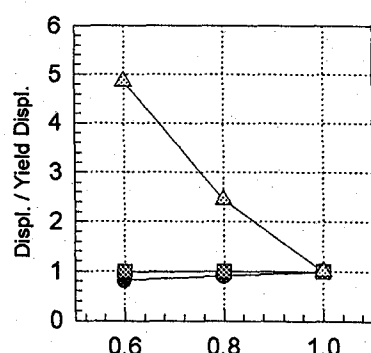
Yield Restoring force / Maximum Elastic Restoring Force

(a) 構造物の降伏復元力を変化させた場合



Yield Restoring force / Maximum Elastic Restoring Force

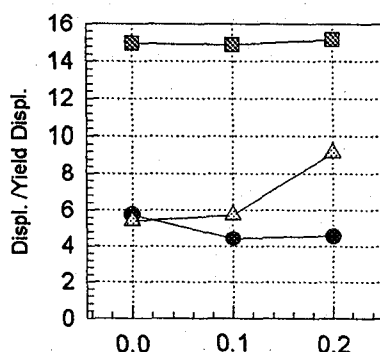
(b) 基礎のスウェイの降伏復元力を変化させた場合



Yield Restoring Force / Maximum Elastic Restoring Force

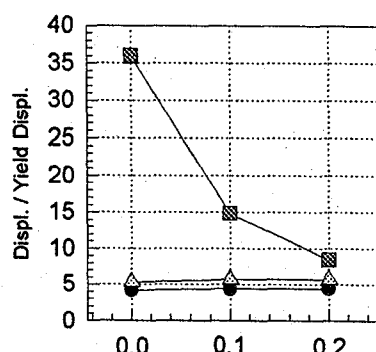
(c) 基礎のロッキングの降伏復元力を変化させた場合

図-11 降伏比強度の影響（神戸_NS）



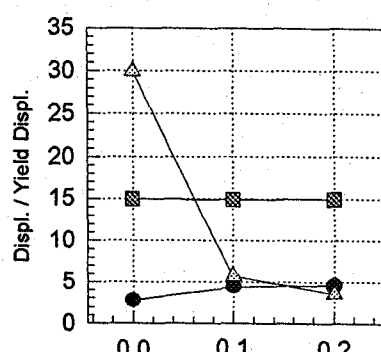
2nd Slope / 1st Slope

(a) 構造物の2次勾配を変化させた場合



2nd Slope / 1st Slope

(b) 基礎のスウェイの2次勾配を変化させた場合



2nd Slope / 1st Slope

(c) 基礎のロッキングの2次勾配を変化させた場合

図-12 2次勾配の影響（神戸_NS）

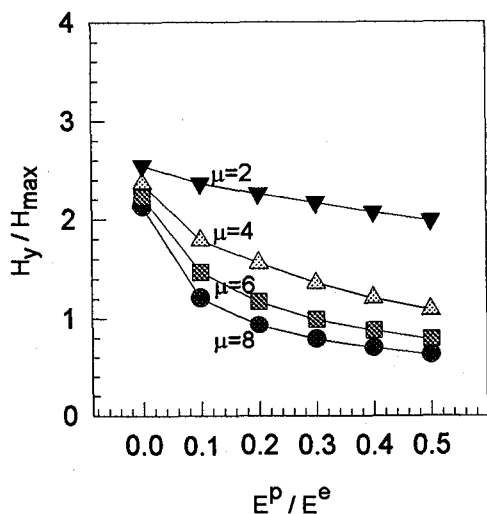


図-14 許容塑性率

究で対象した系の塑性率の評価を行うことにより、耐震設計について検討を試みた。塑性2次勾配と降伏復元力の関係をⅠ種地盤のレベル2に対し構造物の水平運動、基礎のスウェイおよびロッキング方向のうち最大塑性率 μ が2, 4, 6, 8のそれぞれのケースに対して図示した結果が図-14である。なお、横軸の塑性2次勾配は弾性勾配で無次元化し、縦軸の降伏復元力はⅠ種地盤のレベル1を入力したときの最大復元力で無次元化した。この図から、大きな塑性率を許容することにより、降伏復元力の低減率を大きくすることができることがわかる。さらに、所定の塑性率を確保するには塑性2次勾配を増加させることによりさらに降伏復元力を低減させることが可能である。また、塑性2次勾配が10パーセント以下の範囲において急激な塑性率の変化がみられ、特に、許容塑性率が大きいほど変化の割合が顕著であることがわかる。したがって、所定の塑性率を確保するには、降伏復元力のみではなく塑性2次勾配をも考慮した変形性能評価を行う方法が合理的であるといえる。

6. まとめ

本研究では、基礎-構造物系に対しこれらの動的相互作用の影響を詳細に検討するため、基礎と構造物を簡略な3自由度系にモデル化を行い、地盤種別、地震力レベルおよび各自由度に対して降伏復元力と塑性2次勾配をパラメトリックに変化させた応答解析を行った。ここで得られた結論を以下に示す。

1) 一般的に橋脚の応答解析に用いる1質点系を基礎のスウェイ運動とロッキング運動を考慮した3自由度系に拡張することにより、構造物の運動と基礎の運動が相互に与える動的相互作用の影響を振動エネルギーおよび塑性率の観点から明らかにした。その結果、特に上部構造物の水平運動と基礎のロッキング運動の間の相互作用が顕著であることがわかった。

2) 基礎を固定した場合および固定しない場合の応答結果においてⅠ種地盤よりもⅢ種地盤で大きな相違を生じることが明らかになった。したがって、軟弱地盤上の構造物の応答解析において基礎を固定した解析手法は不十分で、基礎の運動も考慮した応答解析が必要であるといえる。

3) 基礎-構造物系の弾塑性応答における振動エネルギーの釣り合い式を算出することにより、振動エネルギーというスカラー量で、3自由度系の応答の統一的な評価を行い、振動エネルギーという観点から動的相互作用の影響を明らかにした。したがって、多自由度系の応答においても振動エネルギーというスカラー量を評価の指標に用いることは非常に有効な手段である。

4) 塑性率という指標を基に降伏比強度と塑性2次勾配をパラメトリックに変化させた解析を行い、基礎-構造物系の弾塑性応答性状に対し降伏比強度と塑性2次勾配が重要なパラメータであることを明らかにした。また、入力波形の違いにより塑性率の大きさに変化が生じることがわかった。したがって、これらの復元力特性を考慮した変形能評価は変形能を重視した耐震設計に対して合理的であるといえる。

5) 塑性変形は、強度の低い構造要素に集中することが明らかになった。したがって、基礎-構造物系に対し塑性変形を生じるような非常に大きな地震力を受ける場合には上部構造物の降伏比強度を小さくすることにより、基礎の塑性変形を効果的に低減させることができる。

参考文献

- 1) 土岐憲三：新体系土木工学 11 構造物の耐震解析，技報堂，1981. 4.
- 2) 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，1986. 6.
- 3) 田辺行人，品田正樹：解析力学 第3版，裳華房，1990. 6.
- 4) 成行義文：強震下における構造物のエネルギー応答の推定と損傷度評価に関する基礎的研究，京都大学博士論文，1992. 4.
- 5) 村田雅人：弾・塑性材料の力学入門，日刊工業新聞社，1993. 9.
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編，丸善，1990. 2.
- 7) 川島一彦ほか：道路橋の耐震設計計算例，山海堂，1992. 2.
- 8) 阪神高速道路管理技術センター，日本鋼構造協会：鋼製橋脚の地震時保有水平耐力に関する実験(その5)業務報告書，1994. 3.

(1995年9月18日受付)