基礎－地盤－構造物系モデルを用いた地震応答の片寄りに関する研究

藤田麗*　山下典彦**

A Study on Asymmetry of Seismic Response of Foundation-Soil-Structure System

Rei FUJITA*　Norihiko YAMASHITA**

ABSTRACT

The P-Δ effect is caused by the weight and lateral deformation of the structure. This paper studies the P-Δ effect in order to establish the seismic design method. Assuming the non-linear restoring force-displacement relationships, three degree of freedom model corresponding to sway-rocking behavior take into account the non-linear characteristic for soil. The non-linear response analysis show the Acc.-Disp. Response Spectrum (ADRS) and asymmetric response. These results are compared with the results of individual model to establish the influence of P-Δ effect.

Keywords: Asymmetric response，P-Δ effect，Foundation-Soil-Structure System

1.　はじめに

1995 年に発生した兵庫県南部地震では，高速道路などの土木構造物が倒壊してしまうなどの大きな被害があった．当時，鋼構造物は弾性域内で設計されていたが，想定されていた地震動よりも大きな地震動だったため大被害となった[(1)]．それ以降，各種基準が見直されるようになり，道路橋示方書においても性能規定型耐震設計法が採用されるようになった．しかし，対象となる構造物によって差異が見られるため，コンクリート構造物，鋼構造物の塑性域内での動的挙動や終局強度を精度良く評価する手法の開発が必要であるとされている．

また，地震動などの力の作用によって構造物の変形が一方向に進み，元に戻らず塑性変形する「応答の片寄り」が生じる場合がある.「応答の片寄り」について，研究をしている丸橋ら[(2)]によると兵庫県南部地震のような直下型地震に対して,起こりやすいとされている．しかし，その原因やメカニズムについての研究は少ない.「応答の片寄り」が起こる原因の１つとして，重力による復元力低下の影響を与える P-Δ 効果が考えられる．P-Δ 効果とは，背が高く重い構造物の場合には無視できない．なぜなら，塑性域内において水平復元力が完全弾塑性の場合，重力の影響により剛性が負となり，構造物の最大変形量が増大するおそれがあるからである．よって，P-Δ 効果の影響も考慮しながら「地震応答の片寄り」について検討する必要がある．

そこで，本研究の目的として向井ら[(3)]の最大応答変位と必要耐力を結びつける片寄り係数を導入することにより，地震応答の片寄りについて検討する．解析するモデルとしては，構造物の道路橋脚を１質点系とした，水平方向に振動する１自由度モデル（以下，水平１自由度モデル）と P-Δ 効果を考慮した１自由度モデル（以下，回転１自由度モデル），さらにそれぞれの１自由度モデルに浅い基礎を考慮した３自由度モデル（以下,水平３自由度モデルと回転３自由度モデル）とした．この４つのモデルを用いることによって，P-Δ 効果などの影響による非線形モデルの応答の片寄りについて検討する．

2.　運動方程式[(4)]

2．1　１自由度モデル　図１(a)に示すような P-Δ 効果を考慮した回転１自由度モデルの運動方程式は次式のようになる．

$$\ddot{\phi} + 2h\frac{2\pi}{T}\dot{\phi} + \frac{M(\phi)}{mH^2} - \frac{g}{H}\phi = -\frac{\ddot{u}_G}{H} \qquad (1)$$

ここに，m は１質点系の質量，h は減衰定数，T は固有周期，$M(\phi)$ は復元力モーメント，ϕ は橋脚の回転角（橋脚を剛体と仮定し部材角と等しい），H は橋脚高さ，g は重力加速度，$\ddot{u}_G$ は水平方向の入力地震動である．

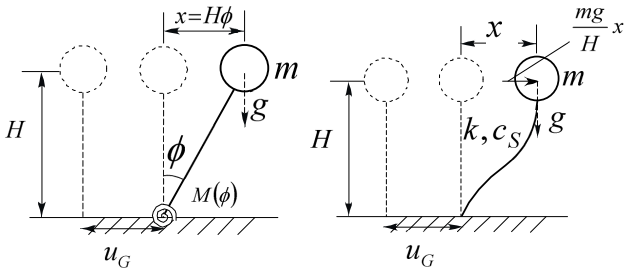
さらに，水平１自由度モデル及び回転１自由度モデルを支えているバネをそれぞれ k, k_R とし $k = k_R / H^2$

*　専攻科　都市工学専攻
**　都市工学科　教授

の関係を用いると式(1)から図１(b)に示すような水平１自由度モデルの運動方程式は次式のようになる．

$$m\ddot{x}+c_S\dot{x}+kx-\frac{mg}{H}x=-m\ddot{u}_G \qquad (2)$$

ここに，c_s は減衰係数，k はバネ剛性，mgx/H は P-Δ 効果による復元力の低下量である．



(a)回転１自由度モデル　　(b)水平１自由度モデル

図１　１自由度モデルの座標系

図２において $Q(x)=0$ になる時，つまり構造物の復元力と P-Δ 効果による付加的な層せん断力が等しくなったときが倒壊(終局状態)となる．

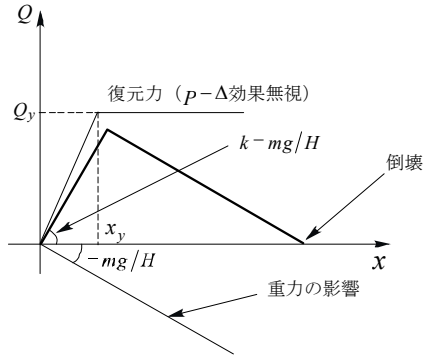
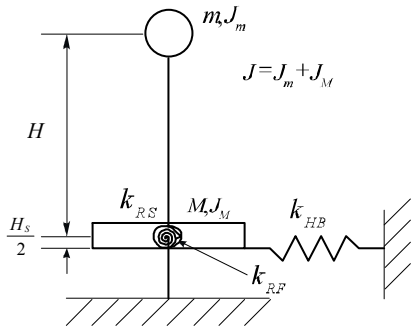


図２　P-Δ 効果の影響

2.2　３自由度モデル　　上部構造物の回転運動，基礎の水平運動及び回転運動とし P-Δ 効果を考慮した回転３自由度モデルを図３(a)に示す．このモデルの振動する座標系を図３(b)とした．



(a)回転３自由度モデル

このときの運動方程式は次式のようになる．

$$[M]\{\ddot{y}\}+[C]\{\dot{y}\}+[K]\{y\}=-[M]\{I_1\}\ddot{u}_G-[M]\{I_2\}\ddot{\phi}_G \qquad (3)$$

ここに，

$$[M]=\begin{bmatrix} mH^2 & mH & mH^2 \\ mH & m+M & mH \\ mH^2 & mH & mH^2+J \end{bmatrix}$$

$$[K]=\begin{bmatrix} k_{RS}-mHg & 0 & -mHg \\ 0 & k_{HB} & -k_{HB}H_S/2 \\ -mHg & -k_{HB}H_S/2 & k_{RF}-mHg+k_{HB}H_S^2/4 \end{bmatrix}$$

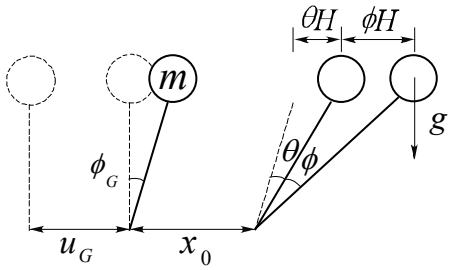
$$[C]=\begin{bmatrix} c_{RS} & 0 & 0 \\ 0 & c_{HB} & 0 \\ 0 & 0 & c_{RF} \end{bmatrix}$$

$$\{y\}=\begin{Bmatrix} \phi \\ x_0 \\ \theta \end{Bmatrix}, \qquad \{I_1\}=\begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix}, \qquad \{I_2\}=\begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

m, M は上部構造物および基礎の質量，$J=J_m+J_M$ は回転慣性で，J_m, J_M は上部構造物および基礎の回転慣性，k_{RS}, k_{HB}, k_{RF} は上部構造物の回転バネ剛性，基礎底部水平および回転バネ剛性，ϕ, x_0, θ は上部構造物の回転角，基礎の水平変位および回転角，$\ddot{u}_G, \ddot{\phi}_G$ は入力地震動である．$[C]$ は，対角項のみだけで評価した減衰を考慮している．c_{RS}, c_{HB}, c_{RF} は上部構造物の減衰係数，基礎の水平および回転の減衰係数であり，式(4)のように求める．

$$c_{RS}=2h_1H\sqrt{mk_{RS}},\ c_{HB}=2h_2\sqrt{Mk_{HB}},\ c_{RF}=2h_3\sqrt{Jk_{RF}} \qquad (4)$$

また，水平３自由度モデルについては３自由度モデルの回転と水平バネの関係を上部構造物に用いて運動方程式を誘導する．



(b)回転３自由度モデルの座標系

図３　基礎-地盤-構造物系のモデル化

2.3　地盤の復元力特性[5]　基礎とその周辺地盤のすべりを考慮した円形基礎をモデルとして考える．このモデルは，土は引っ張りに抵抗しないとし，さらにモール・クーロンの破壊基準に従うと仮定した非線形バネをもつウィンクラーモデルの考えを採用した．よって，基礎の復元力特性として基礎底部水平バネの復元力特性は図４(a)に示す完全弾塑性型，基礎底部回転バネの復元力特性は図４(b)に示すようにトリリニア型とした．

基礎底部水平のバネ剛性 $k_{HB}^{(1)}$ (図４(a)の 0-A)は，

$$k_{HB}^{(1)} = Ga\frac{8}{2-\nu} \tag{5}$$

とする．このときの降伏変位 x_{HBy} は，

$$x_{HBy} = \begin{cases} \dfrac{c+\dfrac{W}{3a^2}\tan\phi}{k_{b\theta}}, & \theta < \theta_y^{(1)} \\ \dfrac{c+\dfrac{W}{3a^2}\tan\phi}{k_{b\theta}}\sqrt{\dfrac{\theta_y^{(1)}}{\theta}}, & \theta \geq \theta_y^{(1)} \end{cases} \tag{6}$$

となる．バネ剛性 $k_{HB}^{(2)}$ (図４(a)の A 以降)は，

$$k_{HB}^{(2)} = 0 \tag{7}$$

となる．

基礎底部回転のバネ剛性 $k_{RF}^{(1)}$ (図４(b)の 0-A)は，

$$k_{RF}^{(1)} = Ga^3\frac{8}{3(1-\nu)} \tag{8}$$

とする．このときの降伏角 $\theta_y^{(1)}$ は，

$$\theta_y^{(1)} = 0.37\frac{W}{k_{bn}a^3} \tag{9}$$

となる．

バネ剛性 $k_{RF}^{(2)}$ (図４(b)の A-B)は，

$$k_{RF}^{(2)} = \frac{1}{4+\sqrt{2}}k_{RF}^{(1)} \tag{10}$$

とする．このときの降伏角 $\theta_y^{(2)}$ は，

$$\theta_y^{(2)} = 8\theta_y^{(1)} \tag{11}$$

となる．

バネ剛性 $k_{RF}^{(3)}$ (図４(b)の B 以降)は，

$$k_{RF}^{(3)} = 0 \tag{12}$$

によって決定する．

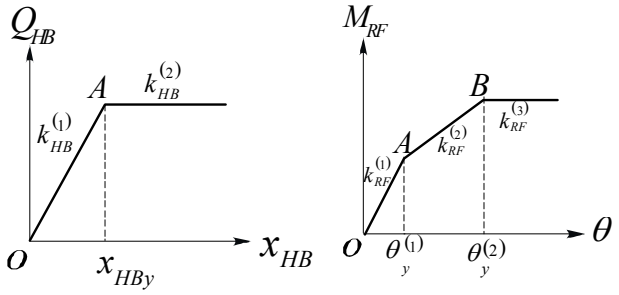
ここに，

$$W = (m+M)g\ ,\quad G = \frac{\gamma V_S^2}{g} \tag{13}$$

a は基礎半径，G はせん断剛性，ν はポアソン比，H_S は基礎の厚さ，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，V_S はせん断速度である．また $k_{bn}, k_{b\theta}$ は地盤反力係数であり，

$$k_{bn} = \frac{4k_{RF}^{(1)}}{\pi a^4} \qquad k_{b\theta} = \frac{k_{HB}^{(1)}}{\pi a^2} \tag{14}$$

で求まる．



(a) 基礎底部水平　　(b) 基礎底部回転

図４　地盤の復元力特性

3.　解析条件

運動方程式の数値積分は，Nwemark β 法 $(\beta = 1/6)$ により行い，時間刻みを 0.001 秒とした．入力地震動は，1940 年に発生したインペリアルバレイ地震のエルセントロ(短周期成分が卓越するランダム波であるランダム位相型)と 1995 年に発生した兵庫県南部地震の神戸海洋気象台（断層面に直交する方向でやや短周期以上で卓越するパルス波である長周期パルス型)の NS 成分とした．丸橋ら[2]によると実地震動は波形の周期やスペクトル特性が複雑であると考え，単純波を用いている．そこで，実地震動の継続時間を 400 分割し，加速度の各時間間隔の平均値とする単純化した波形の単純波も用いた．

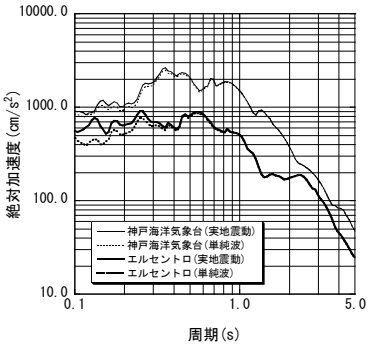


図５　絶対加速度応答スペクトル

図５に神戸海洋気象台とエルセントロの実地震動と単純波の加速度５％減衰の絶対加速度応答スペクトルを示す．これにより，地震動の特性を見る．短周期側で実地震動に比べて単純波は小さくなっているため，単純化することによって実地震動の高周波成分の波がなくなっていることがわかる．そこで，実地震動と単

純波にどのくらい片寄りがあるのか評価するため，最大加速度の絶対値と正負の最大値の比率である片寄り比率を調べたものが表１である．最大加速度の絶対値は，両方とも実地震動に比べて単純波が９割程度となっている．片寄り比率では，神戸海洋気象台は実地震動に比べて単純波が小さくなっているが，エルセントロでは実地震動に比べて単純波が大きくなっている．

直径 10m×高さ 4mの浅い基礎(直接基礎)を持つ道路橋脚を対象とし，基礎－地盤系の各定数としては表２に示したものを用いた．h_1，h_2，h_3 はそれぞれ上部構造物の減衰定数，基礎水平および回転の減衰定数である．橋脚は表３に示す９つのケースを用いた．また，上部構造物の質量 m は式(15)のように求める．

$$m = \left(W_u + W_p/3\right)/g \tag{15}$$

表１　入力地震動の片寄り比率

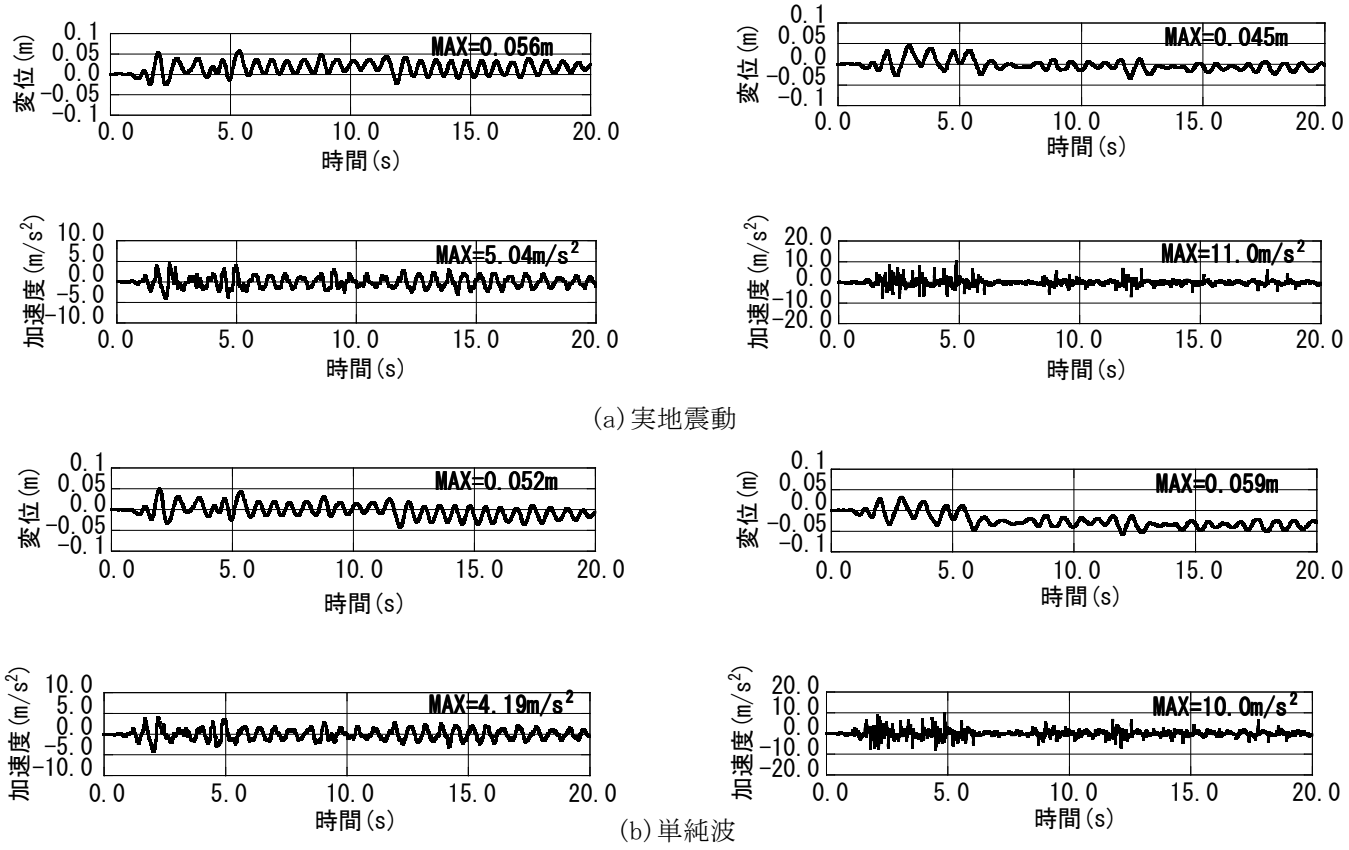
		最大加速度の絶対値 (cm/s^2)	片寄り比率
エルセントロ	実地震動	341.7	1.30
	単純波	311.7	1.54
神戸海洋気象台	実地震動	818.0	1.42
	単純波	757.7	1.35

表２　基礎-地盤系の各定数

M(KNsec^2/m)	542.9	γ (KN/m^3)	17.6
J(KNsec^2・m)	4195.4	Vs(m/s)	500
Hs(m)	4	ν	0.3
a(m)	5	c(KN/m^2)	0
h_1, h_2, h_3	0.05, 0.1, 0.1	ϕ (°)	30

表３　上部構造物の各定数（基礎固定時）

橋脚種別	3径間固定橋脚			単純固定橋脚			単純可動橋脚		
ケース	A	B	C	D	E	F	G	H	I
橋脚高さH(m)	10.0	15.0	20.0	10.0	15.0	20.0	10.0	15.0	20.0
橋桁重量Wu(KN)	8820.0	8820.0	8820.0	2940.0	2940.0	2940.0	0.0	0.0	0.0
橋脚重量Wp(KN)	3099.7	5255.7	7901.7	2536.2	4042.5	5794.7	2254.0	3436.9	4741.2
固有周期T(sec)	0.34	0.50	0.65	0.28	0.47	0.67	0.15	0.31	0.50



(1)水平１自由度モデル　　(2)水平３自由度モデル

図６　上部構造物の応答波形(ケースC，エルセントロ)

4.　解析結果

4.1　時刻歴応答波形　　表１より,実地震動よりも単純波の方が片寄り比率が大きかったエルセントロについて実地震動と単純波にどのような違いがあるのか比較をする.

例として表３のケースＣを用い，水平１自由度モデルと水平３自由度モデルの実地震動と単純波の上部構造物の変位と加速度の時刻歴応答波形を図６に示す.

実地震動と単純波の変位と加速度を比較する．変位を比較すると，水平１自由度モデルでは，実地震動には見られないが単純波の方で,12 秒以降から片寄りが見られる．水平３自由度モデルでは，実地震動においても若干ではあるが６秒以降に片寄りが見られ，単純波にも６秒以降から片寄りが見られる．さらに単純波は実地震動よりも片寄りが大きくなっている．これにより，単純波は実地震動よりも片寄りが生じやすいと考えられる．加速度を比較すると，水平１自由度モデルと水平３自由度モデル両方ともで実地震動と単純波に大きな違いは見られなかった.

4.2　加速度-変位応答スペクトル　　エルセントロについて表３のケース Ｃ を用いた加速度-変位応答スペクトルを図７に示す．上段が実地震動，下段が単純波の応答を示しており，実線が線形，点線が非線形である.

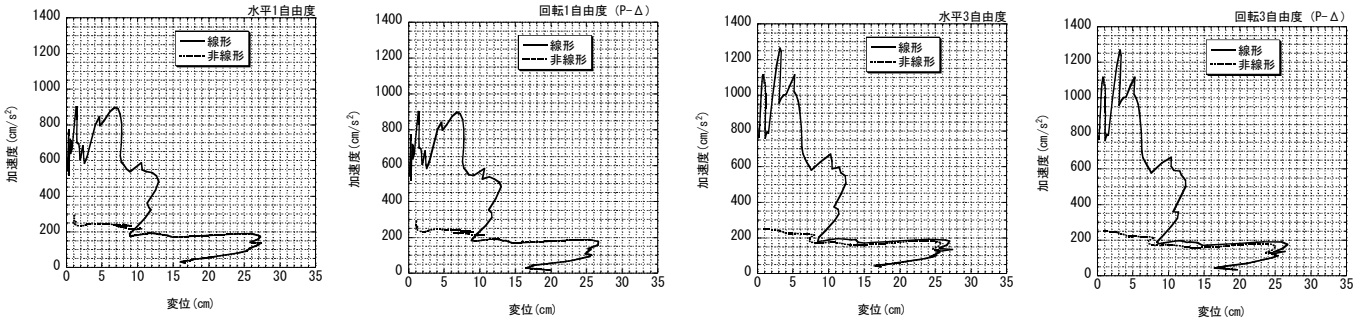
実地震動と単純波を比較して，１自由度モデルでは実地震動が最大応答変位 27cm に対して単純波は 28cm と大きくなっている.

３自由度モデルでは，実地震動が最大応答変位 26cm に対して単純波は 28cm と大きくなっている．特に，３自由度モデルでは応答変位が 5cm までの間に単純波の加速度応答スペクトルが変位応答スペクトルに対して大きくなっている．よって実地震動と比較して単純波は応答変位が大きくなることがわかる.

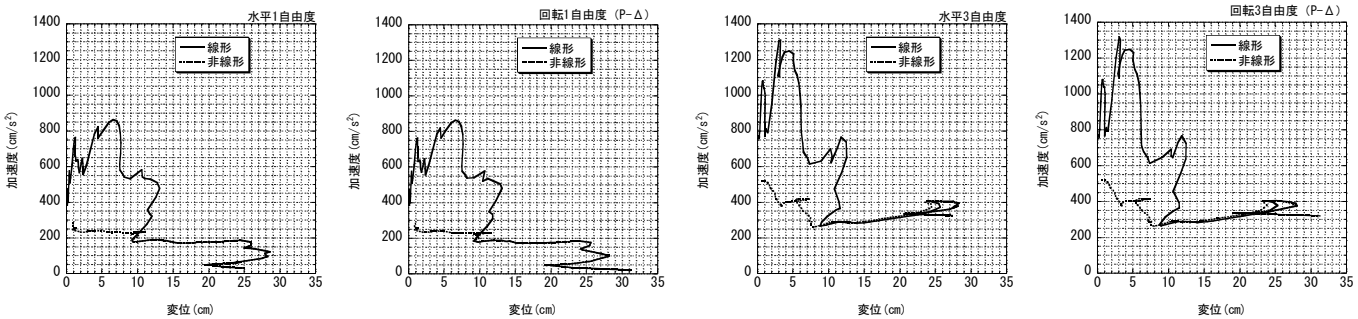
P-Δ 効果を考慮した場合には，考慮してない場合よりも実地震動も単純波も変位応答スペクトルが若干ではあるが大きくなる傾向がある.

4.3　片寄り係数と残留塑性率の関係　　向井ら[(3)]は，構造物に塑性変形が生じた場合，その応答が左右均等に振れるとは考えづらいとし，その左右の応答変位の大きさが異なることを「片寄り」と呼び，塑性時における構造物の左右の応答の片寄りを考慮した片寄り係数 d を導入することにより，最大応答変位と必要耐力を結び付けている.

図８に表３の９ケースを用いた各モデルの片寄り係数と残留塑性率の関係を示す．各モデルによって，ばらつきはあるが実地震動と比較して単純波は残留塑性率が大きくなっている．さらに，神戸海洋気象台ではエルセントロと比べて片寄り及び残留塑性率が大きくなっている．つまり，神戸海洋気象台はエルセントロよりも片寄りの影響があることが考えられる.そこで，神戸海洋気象台について片寄りの検討するために上部構造物の変位波形の違いを見る.

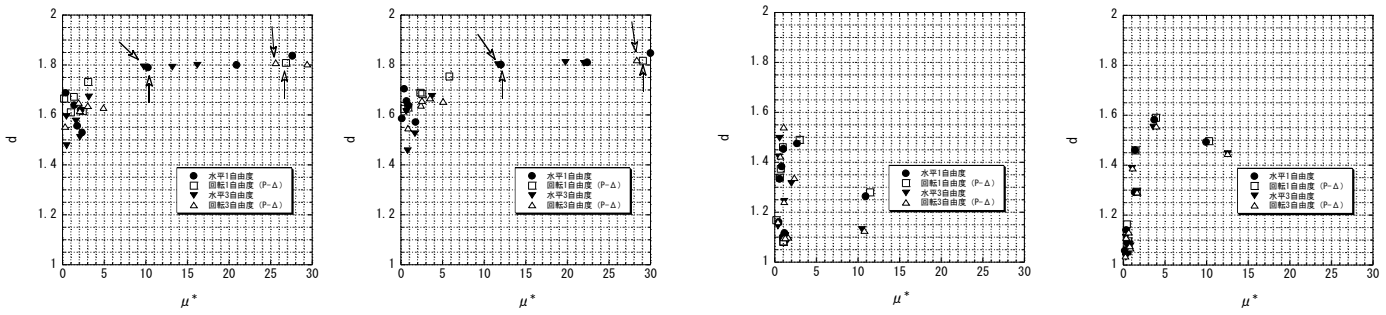


(a)実地震動



(b)単純波

図７　加速度-変位応答スペクトル(ケースＣ，エルセントロ)



(a)神戸海洋気象台(実地震動) (b)神戸海洋気象台(単純波)(c)エルセントロ(実地震動)(d)エルセントロ(単純波)

図８　片寄り係数 d と残留塑性率 μ^* の関係

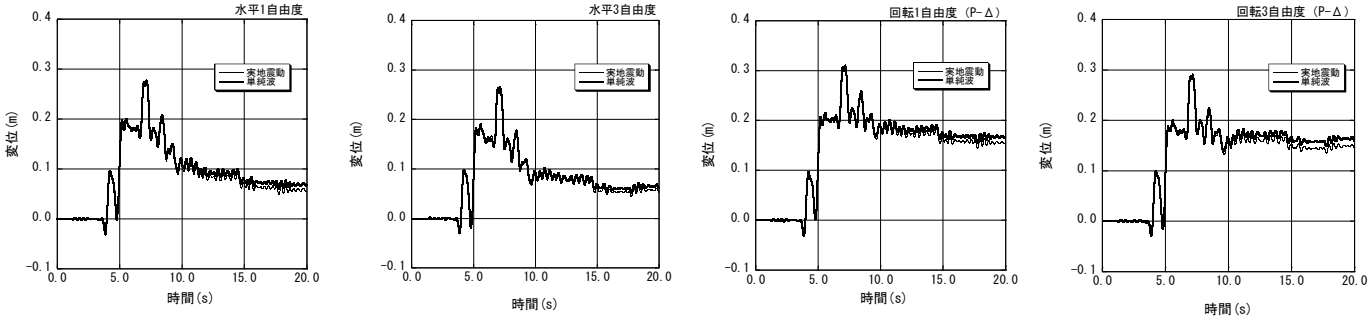


図９　上部構造物の変位応答波形(ケース A，神戸海洋気象台)

表４　各モデルの上部構造物の変位(cm)

	水平１自由度	水平３自由度	回転１自由度	回転３自由度
実地震動	5.9	5.6	15.4	14.7
単純波	6.9	6.7	16.7	16.3

例として図８(a)，(b)の矢印で示している背が低く質量が重いケース A を用いた各モデルの変位を図９に示し,表４に各モデルの上部構造物の残留変位を表す．図９，表４より，実地震動と比較して単純波の変位が大きくなっている．１自由度モデルと３自由度モデルを比較すると，３自由度モデルの方が変位は小さい．これは，基礎を考慮しているため変位が小さくなったと考えられる．P-Δ 効果を考慮した場合には，実地震動及び単純波ともに変位が大きくなっている．

5.　まとめ

１自由度モデルと３自由度モデルを用いて解析を行い，P-Δ 効果などの影響による非線形モデルの応答の片寄りについて検討を行った．これらの結果を以下にまとめる．

（１）実地震動と比較して単純波の加速度－変位応答スペクトル，残留塑性率及び残留変位が大きくなることにより，入力地震動と応答の片寄りの関係を検討する上で単純化は有効である．

（２）片寄り係数と残留塑性率の関係から神戸海洋気象台はエルセントロに比べて片寄りと残留変位が大きくなる．P-Δ 効果は片寄りには影響しないが残留変位には影響する傾向がある．

地震応答の片寄りは入力地震動によって影響を受ける．

参考文献

(1)土木学会ホームページ,土木構造物の耐震基準等に関する第二次提言解説第３章,
http://www.jsce.or.jp/committee/earth/chap3.html
(2)丸橋奈々子，市之瀬敏勝：完全弾塑性モデルの地震応答の片寄り,日本建築学会構造系論文集,第 609 号,pp.75-80，2006.
(3)向井智久，衣笠秀行，野村設郎：地震動を受ける RC 構造物の限界応答変形量を保障するに必要な耐力算出法とその精度検証，日本建築学会構造系論文集,第 532 号，pp.137-143，2000.
(4)河野健吾：上部構造物の P-Δ効果を考慮した基礎－地盤－構造物系の動的相互作用に関する研究，神戸市立工業高等専門学校都市工学科卒業研究報告書,2005.
(5)山下典彦，原田隆典：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,土木学会構造工学論文集,Vol.47A,pp.591-598,2001.