

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

山下典彦¹・藤田 麗²

¹正会員 博(工) 神戸市立工業高等専門学校准教授 都市工学科 (〒651-2194 兵庫県神戸市西区学園東町8-3)

²学生会員 神戸市立工業高等専門学校専攻科 都市工学専攻 (〒651-2194 兵庫県神戸市西区学園東町8-3)

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震では、阪神高速道路3号神戸線で上部構造物の倒壊が生じるなど土木構造物に甚大な被害が生じた。それ以降、各種基準が見直され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ている。しかしながら、その具体的方法や性能の規定方法は対象とする構造物により差異が見られるのが現状で、コンクリート構造物や鋼構造物の塑性域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¹⁾。

また、構造物に設計外力を超える外乱が作用した場合に、変形が一方向に進み大きく塑性化する「応答の片寄り」が生じる場合がある。これは兵庫県南部地震のようなパルス的な直下型地震に対して生じやすく、大きな被害をもたらすと経験的に知られているが、その原因やメカニズムを検討した研究は少ない²⁾。さらに、応答の片寄りにはP-Δ効果による復元力の低下の影響も検討する必要がある³⁾。わが国の橋梁の耐震設計は、塑性域の変形性能を期待しながらも、残留変位規定や慣性力の下限值規定によってある程度の変形性能とある程度の耐力を有するような橋脚が得られるようになっており、P-Δ効果の影響が無視できる領域で設計している。しかしながら、塑性応答は複雑であり、その結果として変形が片側に進み、構造物が倒壊する危険性がある。

本論文では、向井ら⁴⁾の「片寄り係数」を導入し塑性時における構造物の応答の片寄りのメカニズムについて解明する。具体的には、P-Δ効果を考慮した1質点系モデル⁵⁾（以下、回転1自由度モデルという）と水平振動を扱った一般的な1質点系モデル（以下、水平1自由度モデルという）、さらには、回転1自由度モデルと水平1自由度モデルに浅い基礎をモデル化した3自由度モデル（以下、それぞれ回転3自由度モデル及び水平3自由度モデルという）を用いた弾塑性応答解析を行い、P-Δ効果などの影響により降伏後に耐力低下することを考慮した非線形モデルの応答の片寄りについて検討を行った。

2. 運動方程式

(1) 1自由度モデル

図-1(a)に示すような微小変形を想定して幾何学的近似（ $\cos \phi = 1$, $\sin \phi = \phi$ ）を行った回転1自由度モデルの運動方程式は次式で表される。

$$\ddot{\phi} + 2h\frac{2\pi}{T}\dot{\phi} + \frac{M(\phi)}{mH^2} = -\frac{\ddot{x}_g}{H} + \frac{g + \ddot{y}_g}{H}\phi \quad (1)$$

ここに、 m は1質点系の質量、 h は減衰係数、 $M(\phi)$ は復元モーメント、 ϕ は橋脚の回転角（橋脚を剛体と仮定しており部材角と等しい）、 H は橋脚高さ、 g は重力加速度、 $\ddot{x}_g$ と $\ddot{y}_g$ は水平及び鉛直方向の入力地震動加速度であり、地震動の水平成分に加え鉛直成分を考慮できることが、この回転1自由度モデルの特徴である。

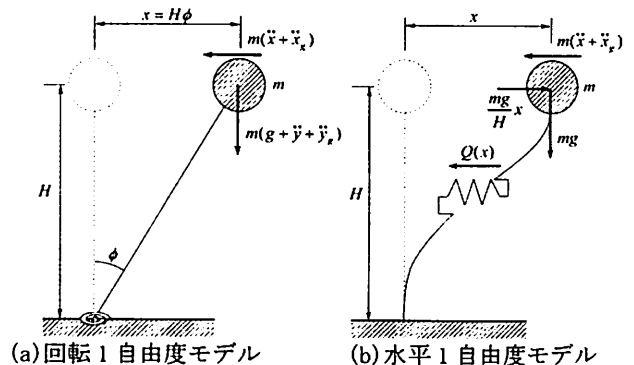


図-1 1自由度モデルの座標系

さらに、回転1自由度モデル及び水平1自由度モデルを支えているばねをそれぞれ k_R , k とし $k = k_R/H^2$ の関係を用いると図-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で表される。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + Q(x) - k_{p\Delta} = -m\ddot{x}_g \quad (2)$$

ここに、 $Q(x)$ は k の復元力、 $k_{p\Delta}$ はP-Δ効果による剛性の低下量 $k_{p\Delta} = mg/H$ で、 $Q(x) - k_{p\Delta}x$ がこ

のモデルの復元力である．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に倒壊（終局状態）である．

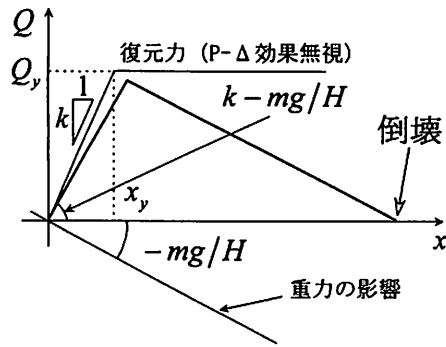


図-2 P- Δ 効果の影響

(2) 3 自由度モデル

基礎-地盤-構造物系を図-3(a)に示すような回転 3 自由度モデル，つまり上部構造物の回転運動，基礎の並進運動及び回転運動にモデル化し，図-3(b)のように振動モデルの座標系を定めると減衰項を省略した振動方程式は式(3)のようになる．なお，振動方程式の誘導にあたっては，地盤-基礎系の復元力における並進と回転の連成項を無視している．

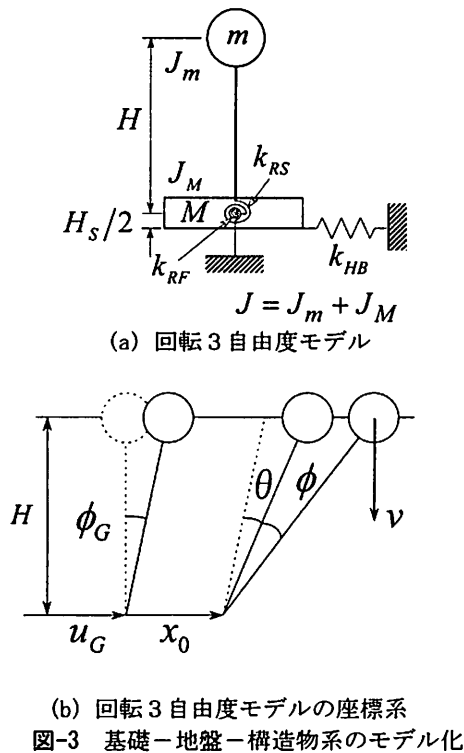


図-3 基礎-地盤-構造物系のモデル化

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

ここに，

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

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{RS} - mH(g + \ddot{v}) & 0 & -mH(g + \ddot{v}) \\ 0 & k_{HB} & -k_{HB}H_S/2 \\ -mH(g + \ddot{v}) & -k_{HB}H_S/2 & k_{RF} - mH(g + \ddot{v}) + K_0 \end{bmatrix}$$

$$\{y\} = \begin{Bmatrix} \phi \\ x_0 \\ \theta \end{Bmatrix}, \quad \{I_1\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix}, \quad \{I_2\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix}, \quad K_0 = k_{HB}H_S^2/4$$

m, M は上部構造物及び基礎の質量， $J = J_m + J_M$ は回転慣性で， J_m, J_M は上部構造物，基礎の回転慣性， k_{RS}, k_{HB}, k_{RF} は上部構造物の回転ばね剛性，基礎底部水平及び回転ばね剛性， ϕ, x_0, θ は上部構造物の回転角，基礎の並進変位及び回転角， $\ddot{v}$ は鉛直入力地震動， $\ddot{u}_G, \ddot{\phi}_G$ は入力地震動を表している． $[K]\{y\}$ は上部構造物と基礎の復元力項⁶⁾で，復元力特性として上部構造物は完全弾塑性型及びバイリニア型，基礎はバイリニア型(タイプ1)，完全弾塑性型(タイプ2)及びトリリニア型(タイプ3)のモデルとした．なお，水平 3 自由度モデルについては 1 自由度モデルの回転と水平ばねの関係を上部構造物に用いて振動方程式を誘導している．

3. 弾塑性応答解析

(1) 解析条件

弾塑性応答解析は増分法 ($\beta = 1/6$) により行い，微少時間を 0.001(sec)とした．入力地震動加速度は，エルセントロ (ランダム位相型) と神戸海洋気象台 (長周期パルス型) の NS 成分とした．さらに，実地震動は周期，スペクトル特性が複雑であり応答の片寄りを検討することが困難であると考え，実地震動の継続時間を n 分割し，加速度を各時間間隔の平均値とした単純波を作成し解析に用いた．図-4 に時間間隔を 0.05 秒として単純化した入力地震動加速度の 5%減衰の絶対加速度応答スペクトルを示

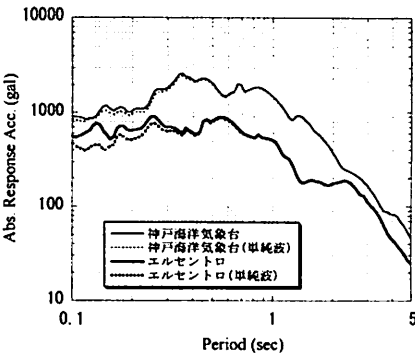


図-4 絶対加速度応答スペクトル

す。短周期側で単純波の応答スペクトルが実地震動と比較して小さくなっている。さらに、実地震動と単純波にどの程度片寄りがあるかを評価するため、最大加速度の絶対値と正負の最大値の比率（片寄り比率）を調べたのが表-1 である。最大加速度の絶対値は実地震動と比較して単純波が 9 割程度になったが、片寄り比率はエルセントロで単純波が 2 割弱増加した。

表-1 入力地震動加速度の片寄り比率

		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

(2) 解析結果

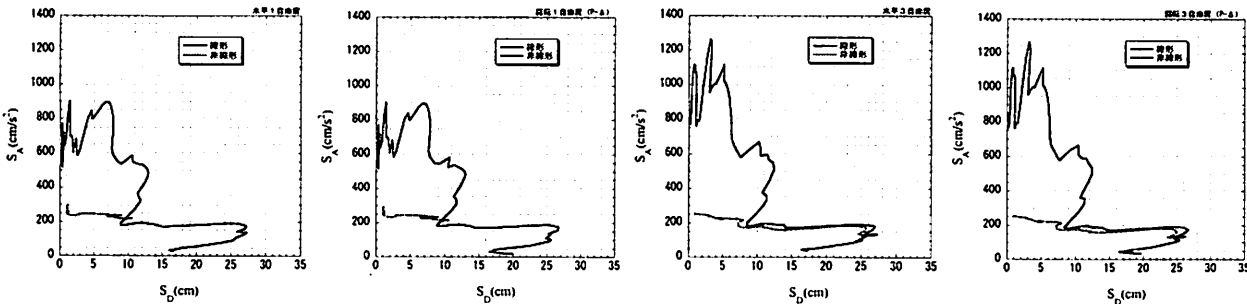
単純波の片寄り比率が 1.54 であったことから、エルセントロについて上部構造物が完全弾塑性型、基礎がトリリニア型（タイプ3）の場合の上部構造物 5%減衰の加速度-変位応答スペクトルを図-5 に示す。上部構造物及び基礎-地盤の諸定数はそれぞれ

表-3 基礎-地盤系の諸定数

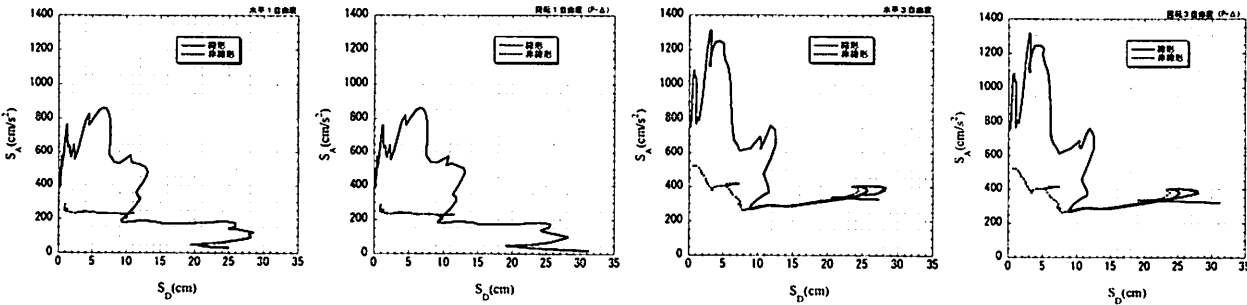
M (kNsec ² /m)	542.9	γ (kN/m ³)	17.6
J (kNsec ² m)	4195.4	V _s (m/s)	500
H _s (m)	4	v _s	0.3
a (m)	5	c(kN/m ²)	0
h _{RS} , h _{HF} , h _{RF}	0.05, 0.1, 0.1	φ (°)	30

表-2 上部構造物の諸定数（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 (m)	10.0	15.0	20.0	10.0	15.0	20.0	10.0	15.0	20.0
橋桁重量 W _u (kN)	8820.0	8820.0	8820.0	2940.0	2940.0	2940.0	0.0	0.0	0.0
橋脚重量 W _p (kN)	3099.7	5255.7	7901.7	2536.2	4042.5	5794.7	2254.0	3436.9	4741.2
固有周期 T _s (sec)	0.34	0.50	0.65	0.28	0.47	0.67	0.15	0.31	0.50



(a) 実地震動



(b) 単純波

図-5 S_A-S_D 応答スペクトル（エルセントロ）

れ表-2（ケース C）と表-3 に示す。上段が実地震動，下段が単純波の結果を示しており，実線が線形，破線が非線形である。実地震動と単純波の違いは，1 自由度モデルでは非線形性の大きい領域で，3 自由度モデルでは非線形性の小さい領域でもスペクトルに差が見られる。特に，3 自由度モデルでは，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。単純波では，P-Δ 効果を考慮した場合には変位応答スペクトルが若干ではあるが大きくなる傾向にある。

向井ら⁴⁾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ことから，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* を導入することで最大応答変位と必要耐力を結びつけている。

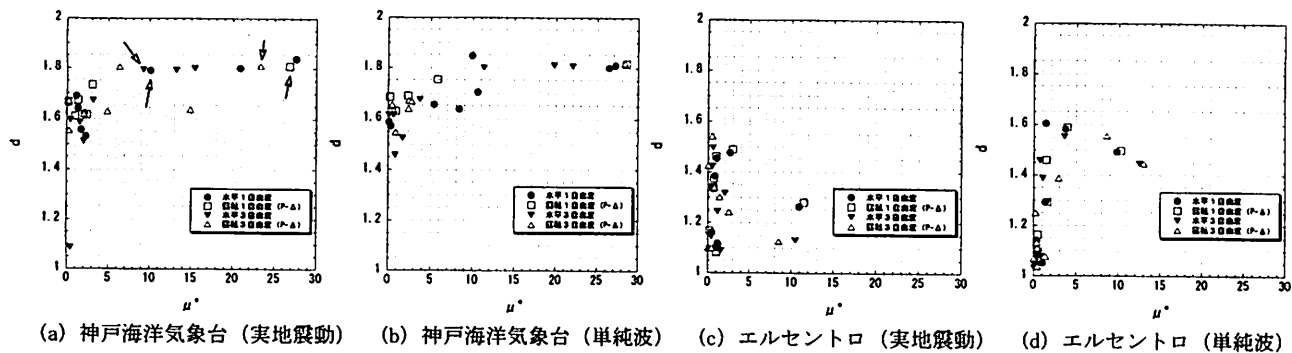


図-6 片寄り係数 d と残留塑性率 μ^* の関係

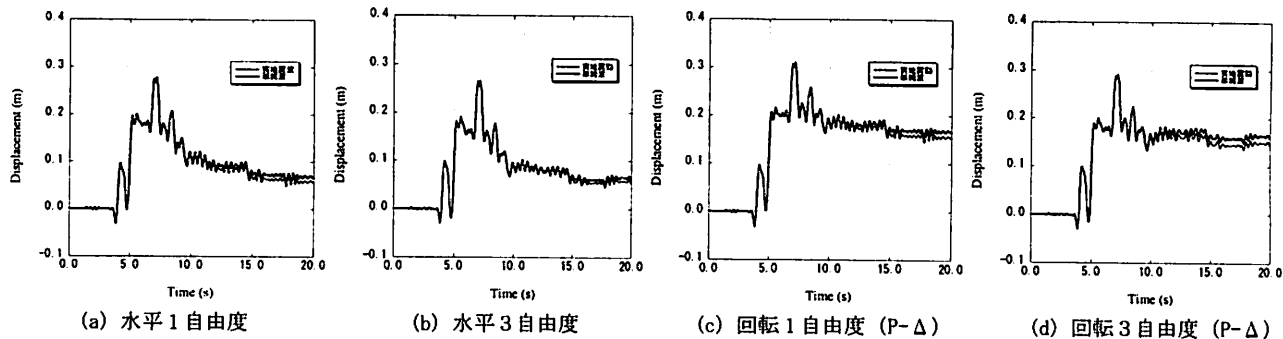


図-7 上部構造物の変位応答波形 (ケースA, 神戸海洋気象台)

図-6 に表-2 の 9 ケースのパラメータ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。片寄り係数は最大塑性率(最大応答変位/降伏変位)を平均塑性率(正負の最大応答変位の平均値/降伏変位)で除したもので、残留塑性率は残留変位を降伏変位で除したものである。各モデルでばらつきはあるが、実地震動と比較して単純波の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変位が大きくなっているが、P-Δ効果は残留変位に効くが片寄りには効いていない。

図-7 に図-6 の矢印で示すケースAを用いた各モデルの上部構造物の変位応答波形を示す。いずれのモデルにおいても表-4 に示すように実地震動と比較して単純波の残留変位が大きくなっている。さらに、基礎を考慮した場合は応答が小さくなり、逆にP-Δ効果を考慮した場合は大きくなっている。

表-4 各モデルの残留変位(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

4. まとめ

1 自由度モデル及び 3 自由度モデルを用いて弾塑性応答解析を行い、P-Δ効果などの影響により降伏後に耐力低下することを考慮した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等が大きく

なったことから、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ではエルセントロと比べて片寄りと残留変位が大きくなっているが、P-Δ効果は残留変位に効くが片寄りには効いていない。

以上のように、地震応答の片影りは入力地震動に依存することがわかった。今後は、さらに塑性変形の片寄りのメカニズムを解明し、入力地震動と構造物の弾塑性応答との関係を正確に把握するために検討を加える必要がある。

参考文献

- 1) 日本地震工学会 性能規定型耐震設計法に関する研究委員会編：性能規定型耐震設計 現状と課題、鹿島出版会、2006。
- 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) 高橋雅裕、矢部正明：各国の耐震設計基準によって耐震設計されたRC橋脚の P-Δ 効果の比較、第 3 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp. 349-355、1999。
- 4) 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。
- 5) 山下典彦、原田隆典：P-Δ 効果が 1 自由度系の非線形応答に与える影響、土木学会地震工学論文集、CD-ROM、pp. 1-8、2003。
- 6) 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。