

直接基礎-上部構造物系モデルを用いた地震応答の片寄り

山下典彦¹・藤田 麗²・島袋 武³

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

²正会員 阪神高速技術株式会社 (元神戸高専専攻科学生) (〒550-0005 大阪府大阪市西区西本町1丁目4-1)

³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の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、最大塑性率と平均塑性率の比で表される向井ら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説明することを目的とする。具体的には、P-Δ効果による降伏後の耐力低下を考慮した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自由度モデルに直接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)を用いて48ケースの直接基礎-上部構造物系を想定した弾塑性応答解析を行い、上部構造物の周期と高さが片寄り係数や塑性率へ与える影響を検討し、その結果から地震応答の片寄りについて考察した。

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。

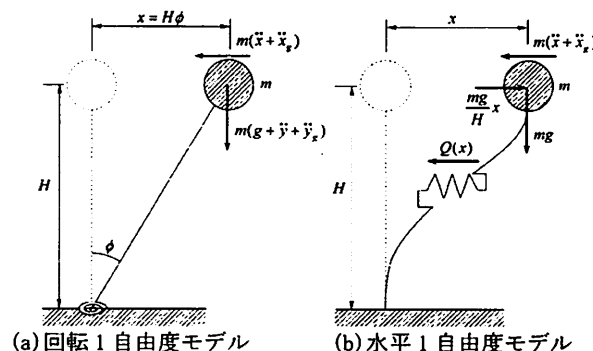


図-1 1自由度モデルの座標系

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。

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

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 において降伏力は

$Q_y = mgC_y$ とし, C_y は降伏震度で $Q(x) = 0$ 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) である。

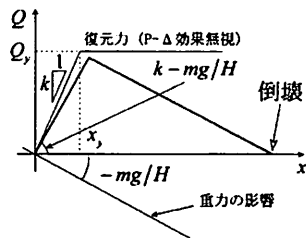


図-2 P- Δ 効果の影響

(2) 3 自由度モデル

直接基礎-上部構造物系を図-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。

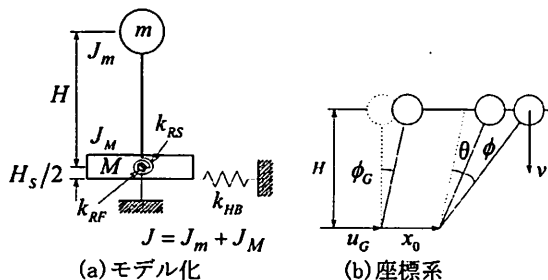


図-3 直接基礎-上部構造物系(回転3自由度モデル)

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

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, 微小時間を 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 20 秒を 400 分割し, 加速度を各時間間隔の平均値とした単純波も用いた。実地震動と単純波の絶対加速度応答スペクトル (5%減衰) を図-4, フーリエスペクトルを図-5 に示す。両図より, 短周期側で単純波のスペクトルが実地震動と比較して小さくなり, 片寄り比率はエルセントロで単純波が約 18%増, 神戸海洋気象台では単純波が約 5%減となった⁷⁾。

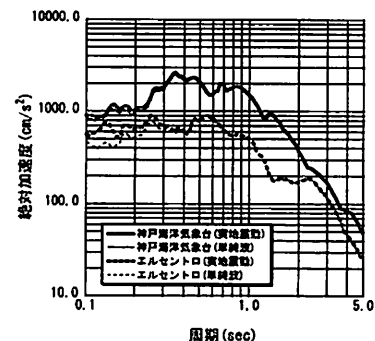


図-4 絶対加速度応答スペクトル

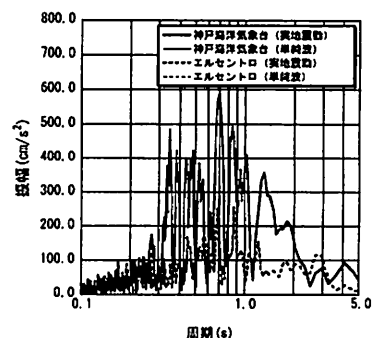
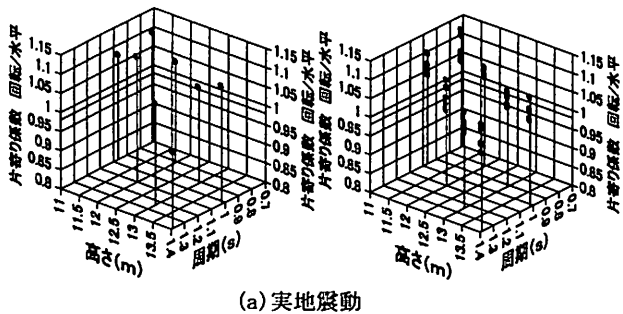


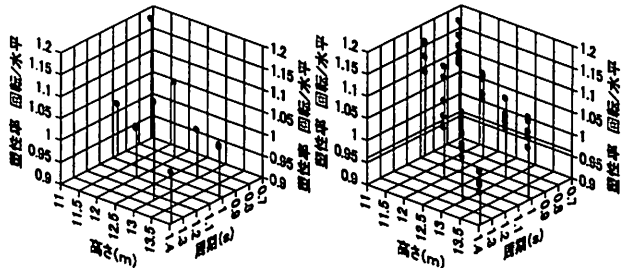
図-5 フーリエスペクトル

表-1 上部構造物及び基礎の諸定数（橋脚高さ11mの場合）

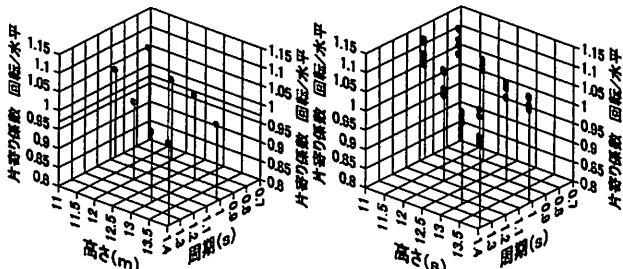
ケース 番号	周期 T(s)	橋脚高さ H(m)	上部構造物		基礎			回転慣性 モーメント J(KNsec ² ・m)
			橋桁重量 Wu(KN)	橋脚重量 Wp(KN)	高さ H _s (m)	半径 a(m)	質量 M(KNsec ² /m)	
1	0.712	11	10744.7	1119.7	2	4	235.94	288267.0
2	0.712	11	10744.7	1119.7	2	4.5	298.61	288869.1
3	0.712	11	10744.7	1119.7	2	5	368.66	289703.3
4	0.712	11	10744.7	1119.7	2.5	4	294.93	288583.4
5	0.712	11	10744.7	1119.7	2.5	4.5	373.26	289350.7
6	0.712	11	10744.7	1119.7	2.5	5	460.82	290409.9
7	0.965	11	20070.4	1119.7	2	4	235.94	529188.7
8	0.965	11	20070.4	1119.7	2	4.5	298.61	529790.8
9	0.965	11	20070.4	1119.7	2	5	368.66	530625.0
10	0.965	11	20070.4	1119.7	2.5	4	294.93	529505.1
11	0.965	11	20070.4	1119.7	2.5	4.5	373.26	530272.4
12	0.965	11	20070.4	1119.7	2.5	5	460.82	531331.6



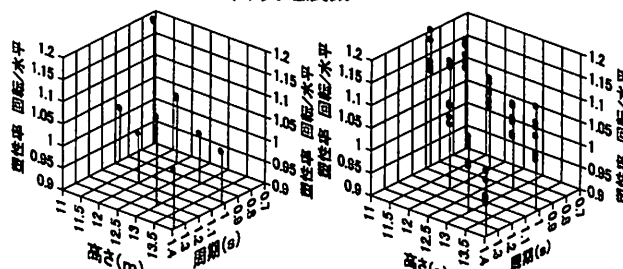
(a) 実地震動



(a) 実地震動



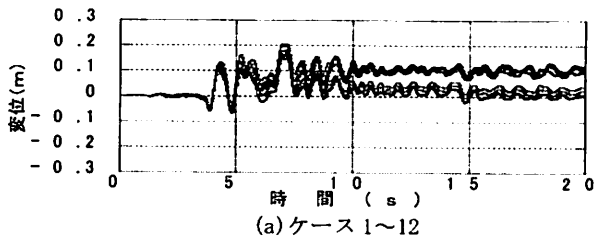
(b) 単純波



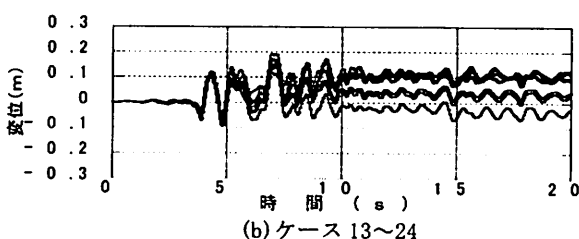
(b) 単純波

図-6 片寄り係数の比（回転/水平，神戸海洋気象台）

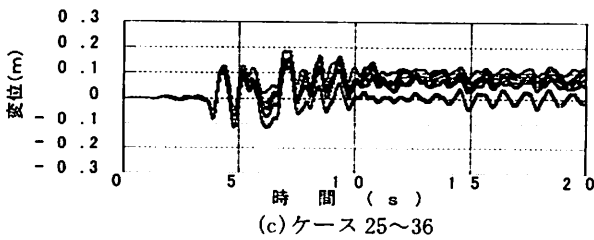
図-7 塑性率の比（回転/水平，神戸海洋気象台）



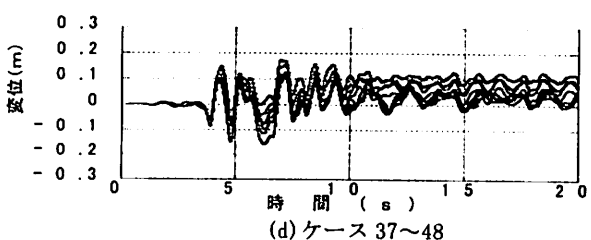
(a) ケース 1～12



(b) ケース 13～24



(c) ケース 25～36



(d) ケース 37～48

図-8 回転3自由度モデルの上部構造物の変位応答波形（神戸海洋気象台(実地震動)）

上部構造物及び基礎の諸定数については、橋脚高さ(周期)を 11(0.712 及び 0.965), 12(0.812 及び 1.100), 13(0.917 及び 1.242), 14m(1.026 及び 1.389sec)の4種類とし、表-1に48ケース中の12ケースの11mの場合について示す。さらに、降伏震度 0.2, 地盤の単位体積重量 17.6kN/m³, せん断速度 294.7m/s, ポアソン比 0.3, 粘着力 0kN/m², 内部摩擦角 30.0°, 上部構造物の減衰定数 0.05, 基礎の減衰定数は 0.1 とし、復元力特性については、上部構造物を完全弾塑性型, 基礎をトリリニア型(タイプ3)とした。

(2) 解析結果

ここでは、エルセントロでは片寄り比率が単純波で増加したが、片寄り係数の比及び塑性率の比ではエルセントロより神戸海洋気象台で差が大きく生じたのでその結果のみを示す。

図-6に48ケースの直接基礎-上部構造物系の実地震動と単純波の片寄り係数の比(回転/水平)を示す。左側が1自由度モデル、右側が3自由度モデルの場合である。1自由度モデルでは、基礎を考慮していないので橋脚高さと橋桁重量が同じ場合は同じ1自由度モデルとなり、比の値も同じとなる。1自由度モデルでは8ケース中6ケース(48ケース中36ケース)で単純波の値が大きくなり、3自由度モデルでは48ケース中32ケースで単純波の値が大きくなった。それらは、橋脚高さが低いつまり周期が短くなると比が大きくなる傾向がある。また、単純波において基礎を考慮したモデルが片寄り係数の比は大きくなっている。

図-7には図-6と同じケースの実地震動と単純波の塑性率の比(回転/水平)を示す。左側が1自由度モデル、右側が3自由度モデルの場合である。1自由度モデルでは8ケース中6ケース(48ケース中36ケース)で単純波の値が大きくなり、3自由度モデルでは48ケース中33ケースで単純波の値が大きくなった。また、橋脚高さ(周期)と塑性率の比も片寄り係数の比と同様の傾向が見られた。さらに、基礎を考慮したモデルとしないモデルの関係には値のばらつきがあり相関は見られなかった。

図-8に神戸海洋気象台の実地震動を入力地震動としたときの回転3自由度モデルの上部構造物の変位応答波形を示す。殆どのケースで残留変位が生じ、変位応答が片寄っていることが読み取れる。表-2は、図-8から各ケースの残留変位と波形に特徴が現れた6.2秒後の変位の最大・最小値を抽出したものである。残留変位の最大値は0.10から0.12mで

表-2 各ケースの残留変位と変位の最大・最小値

ケース番号		1～12	13～24	25～36	37～48
残留変位 (m)	最大	0.11	0.10	0.12	0.11
	最小	0.00	-0.03	0.00	0.03
6.2秒後の 変位(m)	最大	0.08	0.05	0.05	0.02
	最小	-0.02	-0.06	-0.11	-0.16

0.02mの差であるが、最小値は-0.03から0.03mで0.06mの差が生じている。また、6.2秒後の変位の最大値は0.02から0.08mで0.06mの差であるが、最小値は-0.02から-0.16mで0.14mの差が生じ、橋脚高さが高くなるほど負の方向へ変位が生じる傾向が見られた。

4. まとめ

直接基礎-上部構造物系を想定した48ケースの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、上部構造物の周期と高さが片寄り係数や塑性率へ与える影響を検討し、その結果から地震応答の片寄りについて考察した。これらの結果を以下にまとめる。

- 1) 1自由度モデル及び3自由度モデルに単純波を入力地震動とした場合、片寄り係数の比及び塑性率の比が大きくなるケースが多くなったことから応答の片寄りを検討する上で単純波は有効である。
- 2) 神戸海洋気象台の実地震動及び単純波を入力地震動とした場合に、殆どのケースで残留変位が生じ、変位応答が片寄っていることから地震応答の片影りは入力地震動の性質に依存することがわかる。

以上から、上部構造物の弾塑性復元力特性や入力地震動のタイプにより片影りはばらつくと考えられるので、今後はそのメカニズムを解明するため双方を単純化することで、原因を明確にすることを試みる必要がある。

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。
- 7) 山下典彦、藤田麗：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、第13回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.259-262、2010。