# 直接基礎で支持される道路橋の 地震応答変位の片寄り

## 山下典彦1・藤田 麗2・島袋 武3・原田隆典4

<sup>1</sup>神戸市立工業高等専門学校都市工学科教授 (〒651-2194 兵庫県神戸市西区学園東町8-3) E-mail:yamasita@kobe-kosen.ac.jp <sup>2</sup>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1-4-1)

E-mail:rei-fujita@hex-eng.co.jp

<sup>3</sup>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) E-mail:r211502@kobe-kosen.ac.jp

<sup>4</sup>宮崎大学工学部土木環境工学科教授 (〒889-2192 宮崎県宮崎市学園木花台西1-1)

E-mail:harada@civil.miyazaki-u.ac.jp

復元力の低下を引き起こす P- 効果によって塑性変形が片寄りやすくなり最大変形量も増大する.本研究では,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ことを目的としている.P- 効果を考慮した回転1自由度モデルや一般的な水平1自由度モデル、そしてそれぞれに直接基礎を考慮した3自由度のモデルを用いて兵庫県南部地震とその単純波で弾塑性地震応答解析を行い,上部構造物の周期と高さが塑性率や片寄り係数へ与える影響や,片寄り係数と塑性率,残留変位の関係を検討し,周期別の応答変位波形の比較を行い,応答の片寄りについて考察した.

*Key Words :* Asymmetric response, Asymmetric coefficient, P- $\Delta$  effect, Ductility factor, elasto-plastic earthquake response

## 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号神戸線で落橋・倒壊,5号湾岸線で落橋が生 じるなど,多くの道路橋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 も耐震設計法が仕様規定型から性能規定型に移行し た.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<sup>1)</sup>.

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<sup>2)</sup>.さらに,応答の片寄りにはP- 効果による 復元力の低下の影響も検討する必要がある.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値規定によっ てある程度の変形性能と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- 効果の影響を無 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<sup>3)</sup>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 明することを目的とする.具体的には,P- 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 <sup>4)</sup>(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 スの直接基礎で支持される道路橋を想定し,兵庫県 南部地震とその単純波で弾塑性地震応答解析を行い, 上部構造物の周期と高さが片寄り係数や塑性率へ与 える影響や,片寄り係数と塑性率,残留変位の関係 を検討し,周期別の応答変位波形の比較を行い地震 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

上部構造物を図-1(a)に示すような微小変形を想 定して幾何学的近似( $\cos\phi = 1, \sin\phi = \phi$ )を行って モデル化すると,回転1自由度モデルの運動方程式 は次式で表される.

$$m\ddot{x}H + c_{RS}\dot{x} + M(\phi) - mgx = -m\ddot{u}_{G}H \quad (1)$$

ここに, m は1質点系の質量, c は減衰係数,  $M(\phi)$  は復元モーメント,  $\phi$  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,  $\ddot{u}_{G}$  は水平方向の入力地 震動である.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.

$$m\ddot{x} + c_S \dot{x} + Q(x) - k_{p\Delta} x = -m\ddot{u}_G \tag{2}$$

ここに, Q(x) は k の復元力,  $k_{p\Delta}$  は P - 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-1(b)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 - 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.



(2)3自由度モデル

直接基礎で支持される道路橋を図-2(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-2(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.

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

ここに,

$$\begin{bmatrix} M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} mH^{2} & mH & mH^{2} \\ mH & m+M & mH \\ mH^{2} & mH & mH^{2} + J \end{bmatrix}$$
$$\begin{bmatrix} K \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{RS} - mHg & 0 & -mHg \\ 0 & k_{HB} & -k_{HB}H_{S}/2 \\ -mHg & -k_{HB}H_{S}/2 & k_{RF} - mHg + k_{HB}H_{S}^{2}/4 \end{bmatrix}$$
$$\{y\} = \begin{cases} \phi \\ x_{0} \\ \theta \end{cases}, \{I_{1}\} = \begin{cases} 0 \\ 1 \\ 0 \end{cases}, \{I_{2}\} = \begin{cases} 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \end{cases}$$

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, $\phi$ ,  $x_0$ ,  $\theta$  は上部構造 物の回転角,基礎の水平変位及び回転角, $\ddot{u}_G, \ddot{\phi}_G$  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<sup>5)</sup>で,復元力特性として上部構造物 と基礎の底部水平ばねは完全弾塑性型,基礎の底部 回転ばねはトリリニア型とし,基礎と地盤の剥離及 び滑りについては考慮していない.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. 弹塑性地震応答解析

(1) 解析条件

弾塑性地震応答解析は増分法(β=1/6)により行

い,微少時間を 0.001(s)とした.入力地震動は,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.

神戸海洋気象台の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-3(a),フーリエス ペクトルを図-3(b)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 っている.さらに,最大加速度の絶対値と正負の最 大値の比率(片寄り比率)は単純波が約5%減となっ た.

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11m(0.712s及び0.965s),12m(0.812s及 び1.100s),13(0.917s及び1.242s)及び14m(1.026s 及び1.389s)の4種類とし,表-1に上部構造物及び 基礎の諸定数の48ケース中の12ケース(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/m<sup>3</sup>,ポアソン比0.3,粘着力 0kN/m<sup>2</sup>,N値40(道路橋示方書より,せん断速度 273.6m/s,内部摩擦角39.5°),上部構造物の減衰 定数0.05,基礎の減衰定数0.1とした.



(2) 解析結果

図-4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(d=µmax/µaverage)及び塑 性率の比(回転/水平)を示す.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 じ場合は同じモデルとなり,比の値も同じとなる.

図-4(a)の実地震動と単純波の片寄り係数につい ては、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)で単純波の比の方が大きくなり、3 自由度モデルでは48ケース中23ケースで単純波の比 の方が大きくなった.周期1.026sのケースを除く他 のケースでは、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.

図-4(b)の実地震動と単純波の塑性率については, 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)で単純波の比が大きくなり,3自由度モ デルでは48ケース中23ケースで単純波の比が大きく なった.また,塑性率の比も片寄り係数の比と同様に 周期が短くなると比が大きくなる傾向が見られた.

図-5に正方向の最大変位と負方向の最大変位(絶 対値)を周期毎にプロットしたものを示す.図中の 対角線は正負の最大変位に片寄りがないことを表し ている.全体の傾向として周期1.389s以外の周期は 負の最大変位より正の最大変位の方が大きいことが わかる.

図-5(a),(b)を比較した場合,回転1自由度モデ ルは単純波の値が実地震動の値を正の最大変位で8 ケース中7ケース(48ケース中42ケース),負の最大 変位で1ケース(6ケース)上回っている.同様に,水 平1自由度モデルでは正方向に8ケース(48ケース), 負方向に2ケース(12ケース)上回っていることから, 1自由度モデルでは単純波を作用させると正方向に 最大変位がシフトする傾向があることがわかった. また,図-5の1自由度モデルについて殆どのケー

ケース	周期	橋脚高さ	上部構造物		基礎			回転慣性
			橋桁重量	橋脚重量	高さ	半径	質量	モーメント
留亏	T(s)	H(m)	Wu(KN)	Wp(KN)	$H_{S}(m)$	a(m)	M(KNsec <sup>2</sup> /m)	J(KNsec <sup>2</sup> ·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

表-1 上部構造物及び基礎の諸定数(橋脚高さ11mの場合)



スで回転モデルの値が水平モデルの値を上回ってい る(実地震動,単純波共に正方向に8ケース中7ケース ス(48ケース中42ケース),負方向に8ケース中6ケー ス(48ケース中36ケース)).

実地震動を入力地震動とした場合の3自由度モ デルでは、回転モデルの正の最大変位の値が水平モ デルの値を48ケース中41ケースで上回っており、単 純波でも48ケース中39ケースとなり同様の傾向がみ られた.しかし、負方向の値は回転3自由モデルの 方が大きいケースが、48ケース中実地震動で13ケー ス、単純波で15ケースとなっており、3自由度モデル は地盤ばねやP- 効果の影響を含んだ回転モデル が水平モデルに対して正方向にシフトしていること がわかる.

周期0.712sは最大応答変位の片寄りが最も大きく, 実地震動,単純波共に水平1自由度モデルでは正方 向の値が負方向の値の約3.4倍,同様に回転1自由度 モデルで約4.6倍,水平3自由度モデルで約5.0倍, 回転3自由度モデルで約5.0倍となった.

図-6に周期毎の塑性率と片寄り係数の関係を示す. 図-6の全ての図で右肩上がりの傾向がみられる.こ のことから塑性率と片寄り係数の間には相関関係が あることがわかる.また,周期が短くなるほど片寄 り係数,塑性率が大きくなる.

図-7に周期毎の残留変位の絶対値と片寄り係数の 関係を示す.図-7の1自由度モデルにおいて,周期



が0.712s以外の周期で右肩下がりの相関関係がみられる.

回転及び水平1自由度モデルの周期0.712sを比較 すると図-7(a)実地震動では回転モデルが水平モデ ルの値より5.0cm,図-7(b)単純波では6.1cm大きいこ とがわかる.また,図-7の3自由度モデルの周期 0.965sにおいては,回転モデルの値が実地震動,単純 波共に平均6.8cm水平モデルの値より大きくなって いる.

図-7で特徴がみられた周期0.712sと0.965sの時刻

歴応答変位波形を図-8(a),(b)に示す.図-8は1つの 図に太線(青)で1自由度モデル,その他の細線で3 自由度モデルの波形を示している.

図-8(a)において3自由度モデルの波形は残留変位 7.6cm ~ 10.6cmの波形,2.3cm ~ 4.7cmの波形,-4.5cm ~ -0.4cmの波形の3つに分類でき,これらは表 -1に示すケース1と4,2と5,3と6の波形であること から,周期が0.712sの場合は応答変位波形に基礎半 径が関係しており基礎の質量等の影響が考えられる. 図-8(b)は1自由度と3自由度の波形が4.1秒を境



図-8 上部構造物の応答変位波形

として残留変位が正負に分かれている.また,1自由 度モデルでは14.0秒から減衰傾向にあった応答変位 波形の振幅が最大9.9cmに増幅している.

#### 4.まとめ

48ケースの直接基礎で支持される道路橋を想定し た弾塑性地震応答解析を行い,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や,片寄り 係数と塑性率,残留変位の関係を検討し,周期別の 応答変位波形の比較を行い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 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,殆どのケースで応答変位が

片寄り,残留変位が生じ,それらは上部構造物の周期により特徴が異なる.

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寄りはばらつくと考えられ る.今後は片寄りのメカニズムを解明するため,上 部構造物の復元力特性を剛塑性型とし検討を行う.

参考文献

- 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) 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) 山下典彦,原田隆典: P- 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.
- 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.

## ASYMMETRY OF SEISMIC DISPLACEMENT RESPONSE OF HIGHWAY BRIDGE SUPPORTED BY SPREAD FOUNDATION

#### Norihiko Yamashita, Rei Fujita, Takeshi Shimabukuro and Takanori Harada

The P- $\Delta$  effect is caused by the weight and lateral deformation of the structure. This paper studies the P- $\Delta$  effect in order to establish the seismic design method. Assuming the nonlinear model, three degree of freedom model which consists of the upper part single degree of freedom and sway-rocking model taking into account the nonlinear characteristic for soil. We investigate the nonlinear response characteristics using four types of non linear model; the horizontal SDOF, rocking SDOF, upper horizontal 3DOF, upper rocking 3DOF models. we performed nonlinear response analysis and calculated displacement and ductility factor to establish influence of P- effect, and we compared the results of individual model.