

神戸市立工業高等専門学校 都市工学専攻 学生員 ○藤田 麗
 神戸市立工業高等専門学校 都市工学科 正会員 山下 典彦

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震では、高速道路などの橋脚が倒壊してしまうなどの大きな被害があった。構造物に設計外力を超える地震動が作用した場合、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。丸橋ら⁽¹⁾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がその原因やメカニズムについての研究は少ない。

そこで、本研究の目的として向井ら⁽²⁾の最大応答変位と必要耐力を結びつける片寄り係数を、基礎—地盤—構造物系モデルの上部構造物に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。さらにわが国では、P-Δ 効果の影響を無視できる領域で設計しているが、塑性応答は複雑であり、P-Δ 効果の影響によって変形が片側に進み、構造物が倒壊する危険性がある。よって、P-Δ 効果の影響を加味した非線形モデルの応答の片寄りについても検討する。

2. 運動方程式

基礎—地盤—構造物系を図 1(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 1(b)のように振動モデルの座標系を定めると減衰力項を省略した振動方程式は、式(1)のようになる。なお、振動方程式の誘導において、地盤—基礎の復元力における並進と回転の連成項を無視している。

$$[M]\ddot{y} + [K]y = -[M]\{I_1\}\ddot{u}_G - [M]\{I_2\}\ddot{\phi}_G \quad (1)$$

ここに、

$$[M] = \begin{bmatrix} mH^2 & mH & mH^2 \\ mH & m+M & mH \\ mH^2 & mH & mH^2 + J \end{bmatrix} \quad \{y\} = \begin{bmatrix} \phi \\ x_0 \\ \theta \end{bmatrix} \quad \{I_1\} = \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \{I_2\} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \end{bmatrix}$$

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

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、 J_m, J_M は上部構造物及び基礎の回転慣性、 k_{RS}, k_{HB}, k_{RF} は上部構造物の回転バネ剛性、基礎底部水平及び回転バネ剛性、 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、 $\ddot{u}_G, \ddot{\phi}_G$ は入力地震動である。

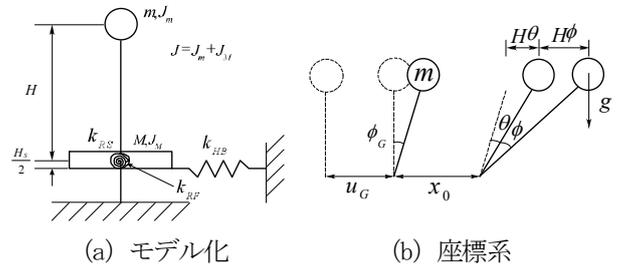


図 1 回転 3 自由度モデル (P-Δ)

3. 解析条件

運動方程式の数値積分は、Newmarkβ 法(β=1/6)により行い、時間刻みを 0.001 秒とした。入力地震動は、1995年に発生した兵庫県南部地震の神戸海洋気象台波形の N 秒成分を用いた。さらに、実地震動は波形の周期やスペクトル特性が複雑である⁽³⁾と考え、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(以下、単純波という)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 2、フーリエスペクトルを図 3 に示す。両図より、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系への入力エネルギーが小さくなっていることがわかる。

対象とする構造物は、浅い基礎(直接基礎)を持つ道路橋脚である。表 1 に計 55 ケースの上部構造物の各定数の範囲を示す。基礎—地盤系の各定数は、表 2 に示したものをを用いた。 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。また、上部構造物の質量 m は式(2)から求めた。

$$m = (W_u + W_p/3)/g \quad (2)$$

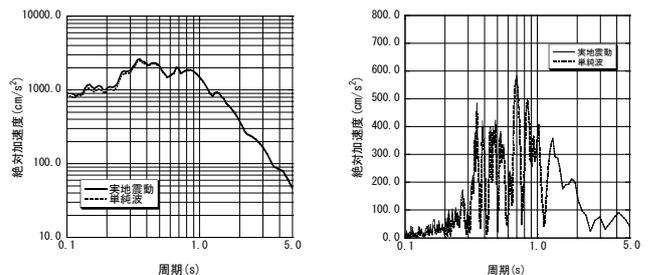


図 2 絶対加速度応答スペクトル 図 3 フーリエスペクトル

表1 上部構造物の各定数

橋脚高さH(m)	11.5~13.6
橋桁重量Wu(KN)	8173.2~20070.4
橋脚重量Wp(KN)	1179.9~1635.6
固有周期T(sec)	0.567~1.001

表2 基礎-地盤系の各定数

M(KNsec ² /m)	230.3~475.9	γ (KN/m ³)	17.6
J(KNsec ² ·m)	2.1×10 ⁴ ~5.8×10 ⁴	Vs(m/s)	500
Hs(m)	2.3~2.5	ν	0.3
a(m)	4.0~5.1	c(KN/m ²)	0
h ₁ ,h ₂ ,h ₃	0.05,0.1,0.1	Φ (°)	30

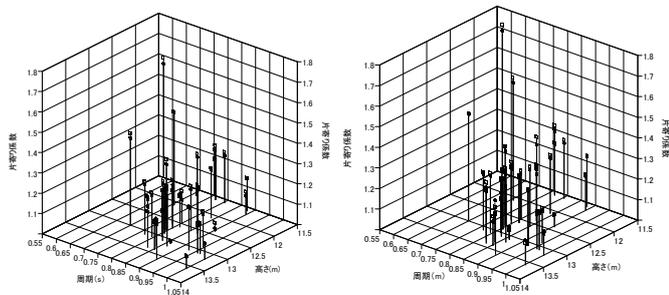
4. 解析結果

4.1 周期T と高さH と片寄り係数d の関係

表1に示す各定数を用いた55ケースの橋脚を対象とした水平及び回転3自由度モデルの周期と橋脚高さ及び片寄り係数(最大塑性率 μ_{max} /平均塑性率 μ)の関係を図4に示す。

●印は実地震動, □印は単純波を示している。実地震動と単純波を比較して, 単純波の方が片寄り係数が大きい。

さらに, ほとんどの橋脚がP- Δ 効果を考慮した場合, 片寄りが大きくなる傾向がみられる。また, 全体的に固有周期1.0秒に近くなるほど片寄り係数が小さくなっている。そこで, 特に片寄り係数が大きい3つの橋脚(ケース1: 橋脚高さ11.5m, 固有周期0.57秒, ケース2: 橋脚高さ12.1m, 固有周期0.71秒, ケース3: 橋脚高さ13.0m, 固有周期0.70秒)について上部構造物の残留変位を表3に示す。



(a) 水平3自由度モデル (b) 回転3自由度モデル (P- Δ)

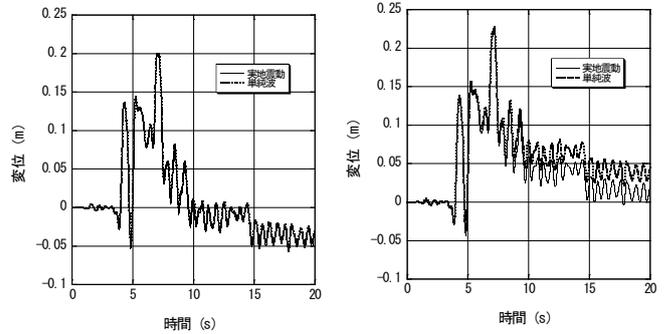
図4 周期T と高さH と片寄り係数d

表3 各モデルの上部構造物の残留変位 (cm)

ケース	1		2		3	
	水平	回転	水平	回転	水平	回転
実地震動	-4.2	2.2	1.8	5.7	1.7	4.6
単純波	-3.8	4.7	1.2	6.8	1.9	4.5

表3を見ると, 実地震動と単純波を比較して, 片寄り係数は単純波の方が大きかったが, 残留変位では必ずしも単純波が大きくなるとは限らないことがわかる。P- Δ 効果を考慮した場合, どのケースも残留変位が大きくなる傾向がみられる。

例として, 水平3自由度モデルの残留変位が負となったケース1について, 上部構造物の変位波形を図5に示す。両モデル共, 継続時間15秒前から応答変位の増減がみられるが, P- Δ 効果を考慮した回転3自由度モデルでは, 結果的に残留変位が小さくなっている。



(a) 水平3自由度モデル (b) 回転3自由度モデル (P- Δ)

図5 上部構造物の変位波形 (ケース1)

5. まとめ

基礎-地盤-構造物系モデルを用いて, P- Δ 効果の影響を加味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) 周期と高さ及び片寄り係数の関係から, 固有周期1秒に近くなるほど片寄り係数が小さい。特に, 橋脚高さが低く周期が短いほど片寄りやすい。
- (2) 実地震動と単純波を比較して, 単純波の方が片寄り係数が大きくなるため, 片寄りを検討する上では単純波は有効である。

よって, 今後は, P- Δ 効果と地震応答の片寄りについて各応答波形と履歴ループを詳細に検討し, 片寄りが生じるメカニズムを考察していく必要がある。

参考文献

- (1) 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
- (2) 向井智久, 衣笠秀行, 野村設郎: 地震動を受けるRC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
- (3) Nanako MARUBAHI, J.L.D. COTA, M.P. NIELEN, Hisashi UMEMURA and Toshikatsu ICHINOE: National Conference on Earthquake Engineering, Paper No.1083, San Francisco, California, U.S.A., pp.1-10, 2006.