

弾塑性応答スペクトルを用いた鋼製橋脚の簡易照査法

長沼敏彦¹・堀江佳平²・佐々木伸幸³

¹正会員 工修 (財)阪神高速道路管理技術センター 開発部 (〒541 大阪市中央区南本町 4-5-7)

²正会員 工修 阪神高速道路公団 保全部 (〒541 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

³正会員 三菱重工業(株) 広島研究所 (〒730 広島市中区江波沖町 5-1)

1. まえがき

鋼製橋脚のレベル2地震に対する耐震性照査に当たっては、橋脚の非線形特性を織り込んだ動的解析モデルを作成し、非線形動的解析を行うのが望ましい。

しかし、実設計においてこのような非線形動的解析を行うことは必ずしも容易でない場合も想定される。また、動的解析では構造諸元の変更が解析結果に及ぼす影響を簡単には把握しづらい難点も挙げられる。

こうした状況をふまえ、個々の橋脚について非線形動的応答解析を行うことなしに弾塑性応答スペクトルを用いた設計チャートから非線形応答を求める簡易推定法の提案を試みた。

本文は、簡易推定法の概要および実橋へ適用した場合の推定精度を検討した結果をまとめたものである。

2. 簡易照査の基本方針

非線形応答の簡易推定の基本的な考え方を図1に

示す。図1(a)に示す橋脚の非線形動的解析を行う場合、一般には図1(b)に示すような多質点系モデルが採用されている。本文でも図1(b)のモデルを基本系とする。

モデルにおける非線形部材は橋脚剛性のみとし、その非線形特性は鋼製橋脚であるので、バイリニア特性がモデル諸元として与えられるものとする。

簡易推定に当たっては、まず多質点系モデルを図1(c)に示す等価な1質点系モデルに置換する。これは、橋脚の地震応答は1次振動成分が支配的であることを考慮し、多質点系モデルにおける1次振動成分の応答が等しくなるような1質点系モデルを設定するものである。

このため、等価な1質点系モデルの条件としては多質点系モデルと弾性範囲の1次固有周期 T_1 および1次減衰定数 h_1 を一致させることとする。多質点系モデルの T_1 、 h_1 の算定方法はここでは多質点系モデルを用いて直接、線形固有値計算にて求めることを原則とするが、近似的な算定法¹⁾にても得られると考えられる。

次に、この1質点系モデルに予め特定の地震入力波

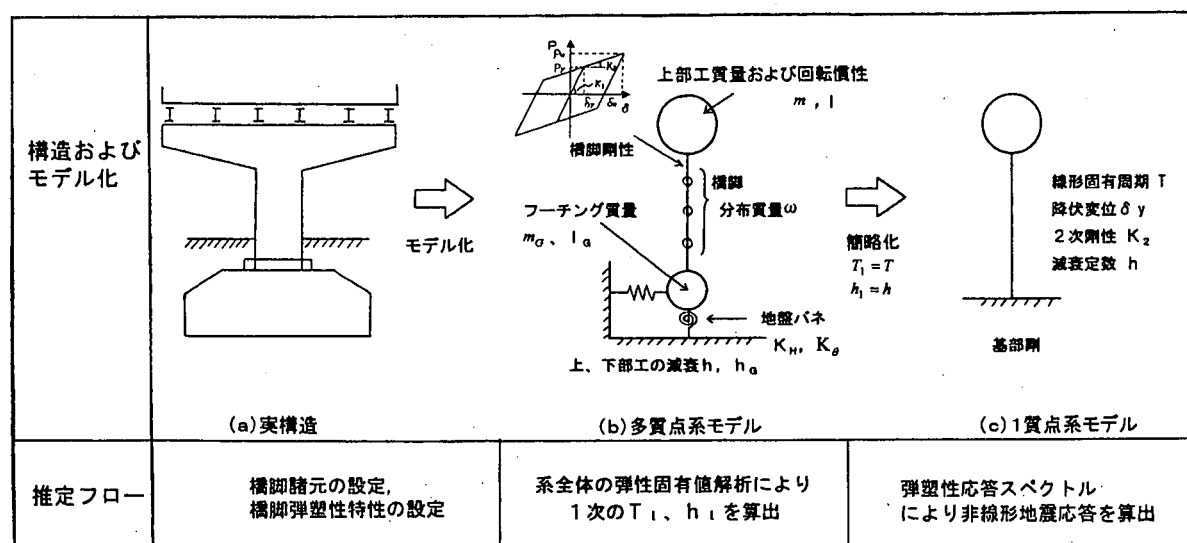


図1 簡易応答推定法の概念

を作用させ、非線形動的解析を行い、結果を弾塑性応答スペクトルの形で整理しておく。本文では地震入力波は新道示¹⁾で定められるタイプⅡ地震とした。

さらに、個々の対象橋脚の構造諸元の違いによる応答の補正を行う。これは、弾塑性応答スペクトル計算時の単純な1質点系モデルでは表現できない構造諸元(例えば、地盤バネ定数、上部工の回転慣性、下部工質量、など)が地震応答に及ぼす影響を解析的あるいは数値計算で求め、その影響を補正するものである。

3. 弾塑性応答スペクトルの作成

簡易推定のための基本データとなる弾塑性応答スペクトルを以下のように作成した。

まず、弾塑性応答スペクトルの横軸となる1質点系の弾性固有周期 T の刻みは0.2秒～3.0秒の間を64刻みとした。また、1質点系の2次勾配 k_2 および減衰定数 h はそれぞれ平均的な値として $k_2=0.05k_1$ 、 $h=5\%$ を採用し、規準値との違いは次項の方法で応答を補正した。

また、弾塑性応答スペクトルの変位応答の表示は通常、塑性率 μ を一定とした整理が行われているが²⁾、ここでは降伏変位 δ_y を一定とした整理を行い、変位応答値を応答塑性率の変化で評価した。

地震入力波形は新道示に規定されるタイプⅡの地震動とし、3種類の地盤種別について、それぞれ各3波形、合計9波形³⁾を用いた。この9波形全てについて解析を行ったが、結果の整理は各地盤種別について、それぞれ3波形の応答値を平均した平均スペクトルで表示した。

こうして今回3種類の地盤種別の規準となる弾塑性応答スペクトルを作成したがその代表例を図2に示す。

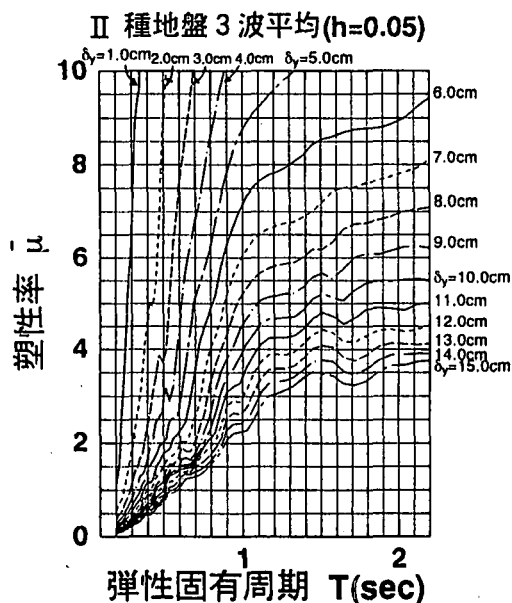


図2 弾塑性応答スペクトルの例

4. 応答補正法の検討

前項の弾塑性応答スペクトルの作成に当たっては1質点系モデルの構造諸元のうち2次剛性 k_2 および減衰定数 h は平均的な値を採用している。また、単純な1質点系モデルでは表現できない構造諸元として、次のものが挙げられる。

- ・地盤バネ定数 K_H 、 K_θ
- ・基礎フーチングの質量、回転慣性 m_G 、 I_G
- ・上部工の回転慣性 I

ここでは、これら諸元が地震応答に及ぼす影響を次の方法により検討した。

上記諸元の内、まず応答に与える影響が大きく、かつ解析的な取り扱いが可能と考えられた諸元(K_θ 、 I)については、解析的に補正式を導いた。また、その影響度が不明確でかつ解析的な扱いが困難と考えられた諸元(K_H 、 m_G 、 I_G 、 K_2 、 h)についてはこれをパラメータとして変化させて地震応答の数値計算を行いその結果に基づく補正を行った。

(1) 解析的な補正

図3に示す K_θ および I を含む全体系モデルに対しその運動方程式は次のように表現できる。

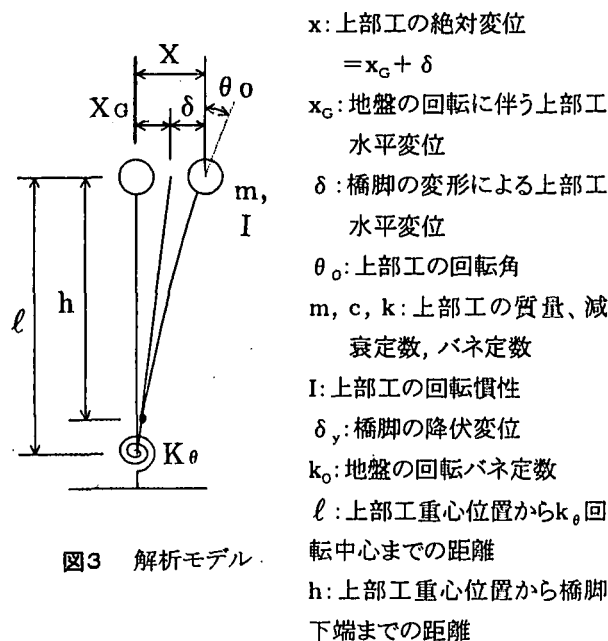


図3 解析モデル

$$m\ddot{x} + \frac{I}{l}\ddot{\theta}_0 + C\dot{x} + Kx + p = -m\ddot{y} \quad (1)$$

C, K : 地盤を含めた系の減衰係数とバネ定数

p : 復元力の非線形成分

$\ddot{y}$: 入力加速度

ここで、独立な変数である θ_0 を等断面片持梁の頂部集中荷重に対する静的変位と回転角の関係をを用いて次のような近似を行う。

$$\theta_0 = \frac{3}{2h} x \quad (2)$$

さらに、
$$x = \frac{m}{M} x' \quad (3)$$

と置き、(1)式に代入し、次の1質点系の式に変換する。

$$\ddot{x}' + 2h\omega \dot{x}' + \omega^2 x' + p' = -\ddot{y} \quad (4)$$

$$2h\omega = C/M, \omega^2 = K/M, M = m + \frac{3}{2h\ell} I \quad p' = \frac{p}{m}$$

橋脚単体の変位 δ についてその降伏変位を δ_y で表わすと、 x の降伏変位 x_y は次式で表わされる。

$$x_y = \frac{\gamma+1}{\gamma} \delta_y \quad (5)$$

$$\gamma = \frac{k_0}{kl^2} \quad (\text{バネ定数比})$$

また、 x' の降伏変位 $\bar{\delta}_y$ は次式で表わされる。

$$\bar{\delta}_y = \frac{\gamma+1}{\gamma} \cdot \frac{M}{m} \delta_y \quad (6)$$

したがって、1質点系と応答を等価にするためには、(6)式を用いた降伏変位の補正が必要になる。

次に応答について考える。降伏変位を越えて応答が成長する場合には橋脚が塑性化して変形が大きくなる。橋脚が降伏するときの地盤の変位成分を x_{Gy} とすると、この値はバネ定数比 γ を用いて次式で表される。

$$x_{Gy} = \frac{1}{\gamma} \delta_y \quad (7)$$

この値は、塑性化が進行しても力が頭打ちになりほとんど変化しないと考えられる。したがって1質点系で得られた塑性率 μ は、橋脚の最大変位を δ_{max} とすると脚の塑性率が $\mu = \delta_{max} / \delta_y$ であるから次式で与えられる。

$$\bar{\mu} = \frac{\delta_{max} + x_{Gy}}{x_y} = \frac{\gamma\mu + 1}{\gamma + 1} \quad (8)$$

これより、橋脚の塑性率は μ は、1質点系で得られた塑性率 $\bar{\mu}$ から次式で変換される。

$$\mu = \frac{(\gamma+1)\bar{\mu} - 1}{\gamma} \quad (9)$$

(2)数値計算による補正

a)減衰定数(h)

減衰定数 h を2%, 5%, 7%に変化させて、弾塑性応

答スペクトルを算定し、 $h=5\%$ のスペクトルを規準に塑性率 μ の比率を整理した結果の例を図4に示す。図4からわかるように h が応答におよぼす影響は無視できない程度に大きい。この結果に基づきここでは道示における補正式と同形式の次の補正係数 C_D とした。

$$C_D = \frac{2.5}{40h+3} + 0.5 \quad (10)$$

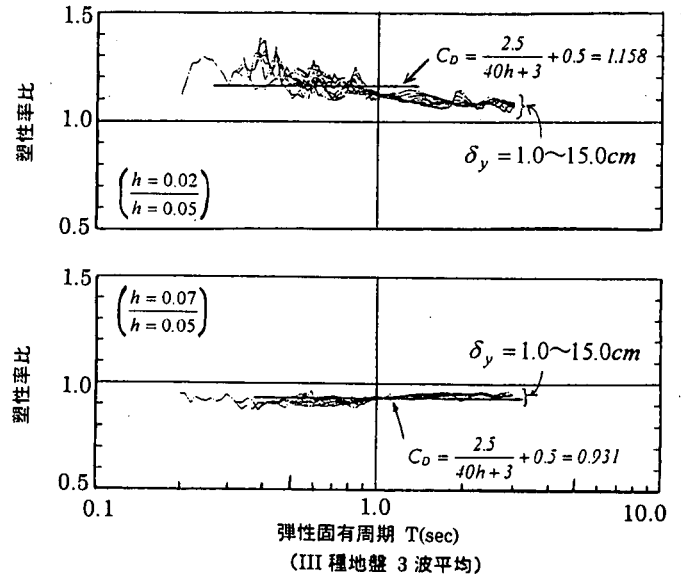


図4 減衰定数の応答に及ぼす影響

b)橋脚剛性の2次勾配(k_2)

橋脚非線形特性の2次勾配 k_2 を1次勾配 k_1 に対し、5%, 10%, 15%の3ケース変化させて同様に弾塑性応答スペクトルを求めた。

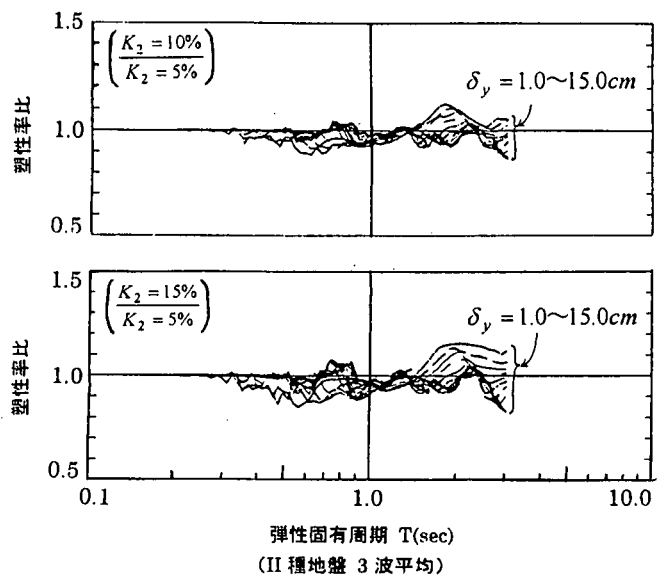


図5 橋脚2次剛性の応答に及ぼす影響

表1 簡易推定と動的解析の比較

橋脚名称		A橋脚			B橋脚			C橋脚			D橋脚			E橋脚		
地震入力方向		橋軸方向			橋軸方向			橋軸直角方向			橋軸方向			橋軸直角方向		
構造 諸元	コンクリート充填の有無	有			無			有			有			有		
	橋脚降伏変位 $\delta_y(\text{cm})$	4.53			4.25			9.01			10.84			4.16		
	橋脚降伏荷重 $P_y(\text{t})$	481.0			384.0			265.1			1117.2			993.3		
	橋脚終局変位 $\delta_u(\text{cm})$	42.1			17.5			110.4			88.6			41.3		
	橋脚終局荷重 $P_u(\text{t})$	671.0			500.0			363.2			1525.7			1357.0		
	上部工重量 $W_u(\text{t})$	482.2			482.2			342.5			1622.0			1468.0		
	上部工回転慣性 $I(\text{tf}\cdot\text{m}^2)$	0			0			9688			0			116050		
簡易 推定法	固有周期 $T_1(\text{sec})$	0.488			0.521			0.809			0.937			0.785		
	減衰係数 h_1	0.056			0.051			0.026			0.068			0.071		
	バネ定数比 γ	4.77			5.60			76.23			2.82			1.97		
	降伏変位 $\delta_y(\text{cm})$	4.53			4.25			9.01			10.84			4.16		
	補正降伏変位 $\bar{\delta}_y(\text{cm})$	5.48			5.01			10.53			14.68			9.48		
	地盤種別	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III
多質点 モデル	①簡易推定塑性率 μ_{req}	2.25	1.98	1.71	2.50	2.32	2.23	2.15	2.57	2.85	1.72	2.54	2.33	2.51	2.86	3.25
	No.1波形塑性率	2.70	1.82	1.79	2.87	1.91	2.05	2.58	2.64	2.78	1.93	3.02	2.17	3.38	2.87	3.18
	No.2波形塑性率	2.07	1.92	1.93	2.71	2.68	2.85	1.92	2.49	2.47	1.72	2.06	2.35	2.29	2.77	3.07
	No.3波形塑性率	2.27	2.32	1.50	2.23	2.47	1.90	2.05	2.35	2.39	1.86	2.45	2.31	2.30	2.64	2.59
	②平均塑性率	2.35	2.02	1.74	2.60	2.35	2.27	2.18	2.49	2.55	1.84	2.51	2.28	2.66	2.76	2.95
	塑性率比 (①/②)	0.96	0.98	0.98	0.96	0.99	0.98	0.98	1.03	1.12	0.94	1.01	1.02	0.94	1.04	1.10

これら結果の内、応答塑性率を5%のものを規準にして整理した例を図5に示す。2次勾配の違いによる応答塑性率の変動は比較的小さく、周期1秒以下の領域では比率の変動はおおよそ±10%の範囲に納まっている。この結果から、2次勾配の違いに対する応答の補正は行わないこととした。

c) その他の下部工諸元(m_G , I_G , k_H)

m_G , I_G および k_H については、それぞれ12基の既設橋脚の諸元の変動範囲で弾性地震応答の違いを数値計算で検討したが、いずれも応答におよぼす影響は1~2%と小さく、その影響を無視できると判断された。

5. 実橋への適用

ここでは、実際の5基の橋脚に対し、前項までに示した簡易推定法を適用し、非線形応答を推定するとともに同じ橋脚について別途、多質点系モデルを用いた非線形動的解析を行った結果と比較し、簡易推定法の推定精度を検討した。対象とした5基の橋脚は阪神高速道路において既設あるいは計画中の鋼製橋脚であり、表1に主要諸元を示す。

簡易推定では、まず橋脚の多質点系モデルを用いて弾性範囲の1次固有周期 T_1 および減衰定数 h_1 を求めた。

次に降伏変位 δ_y をバネ定数比 γ を用いて(6)式により補正降伏変位 $\bar{\delta}_y$ に補正する。

この時橋脚C, Eは橋軸直角方向なので上部工の回転慣性 I を有するので質量比 M/m の影響をも(6)式にて考慮した $\bar{\delta}_y$ を求める。

次にこの $\bar{\delta}_y$, T_1 に対応する塑性率 $\bar{\mu}$ を図2の弾塑性応答スペクトルから読み取る。さらに、この塑性率 $\bar{\mu}$ を γ

を用いて(9)式で補正し μ とした後(10)式で減衰定数 h の補正を行うことで最終的な塑性率 μ_{req} を得た。

また、動的解析は各橋脚の多質点モデルに、各地盤種別毎の3種の地震波形を入力し、最大変位応答値を求め、個々の波形に対する塑性率を求めた。さらに、3波形の応答を平均した平均応答塑性率とした。

表1から簡易推定結果は0.94~1.12の間で一致しており実用上十分な精度の推定値であると判断される。

6. まとめ

本文では鋼製橋脚の非線形地震応答に関し、弾塑性応答スペクトルを用いた最大応答値の簡易推定法を検討した。そして新道示に規定されるタイプIIの地震波を対象に基本となる弾塑性応答スペクトルの作成および各種橋脚諸元の影響による応答補正法の提案を行った。また、提案法を実際の橋脚に適用し、動的解析に比較し推定誤差が10%程度以下であることを確認した。

今後、さらに多数の橋脚へ適用し、詳細検討を行い、必要に応じては、よりきめ細かい応答補正法の提案、さらには、免震橋への手法の展開なども検討したい。

参考文献

- (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996
- Veletsos, A. S., and N. M. Newmark: Deformation spectra for elastic and elastoplastic systems subjected to ground shock and earthquake motions, Proc.3WCEE, Newzealand, Vol. II, pp.663~680, 1965.
- (社)日本道路協会:道路橋の耐震設計に関する資料, 1997