

(株)第一コンサルタンツ 正員 筒井 秀樹
〃 正員 ○水田 勝也

1. はじめに

平成 11 年 10 月の道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編一部追加修正にともない、タイプ B の支承を用いた地震時水平力分散構造の道路橋は動的解析による照査が義務づけられた。そのため建設省（現国土交通省）では、簡便に動的解析が行える手法として土木研究所が提案した「ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する道路橋の非線形地震応答の簡易推定法」（以降、等価線形化法と呼ぶ）を、地盤種別が同一で橋脚の高さに著しい相違がない構造での標準とする旨の通知を出している。

しかしながら、等価線形化法の適用条件は“橋脚の高さに著しい相違がない”と曖昧であるため、実務上混乱が生じている。

本報文では、高さを種々変化させた橋脚について、等価線形化法と非線形時刻歴応答解析法の結果を比較することにより、等価線形化法の適用性について検証を行った。

2. 等価線形化法

等価線形化法は、図-1に示すように橋梁全体系を上部構造および橋脚質量を質点としてもち、支承および基礎-橋脚系のせん断バネから構成される 2 自由度の振動系に置き換え、この 2 自由度の振動系の 1 次モードを考慮することによって、非線形地震応答の簡易推定を行うものである。解析法の概略は次のとおりである。

地震時に橋脚天端に生じる水平変位 δ_{po} 、橋脚の有効応答塑性率 μ_{peq} 、橋脚の等価剛性 K_{Fpeq} 、橋脚の降伏剛性 K_{py} は式(1)~(4)で求める。ここに、 C_B :剛性の有効係数(=0.7)、 δ_y :橋脚の降伏変位、 K_{py} :橋脚の降伏剛性、 P_y :橋脚の降伏耐力。

$$\left(\delta_{po} = \left(\frac{1}{C_B} + 0.01 \right) \times \delta_y \right) \text{-----(1)}, \quad \mu_{peq} = \frac{C_B \cdot \delta_{po}}{\delta_y} \text{-----(2)}, \quad K_{peq} = \frac{K_{py}}{\mu_{peq}} \text{-----(3)}, \quad K_{py} = \frac{P_y}{\delta_y} \text{-----(4)}$$

また、橋脚・基礎の等価剛性 K_{Fpeq} 、橋脚~基礎系の減衰定数 h_{FP} 、橋脚~基礎系の等価減衰定数 h_{Fpeq} は式(5)~(7)で求める。ここに、 K_{Fu} :基礎の水平バネ定数(KN/m)、 $K_{F\theta}$:基礎の回転バネ定数(KN・m/rad)、 K_p :橋脚の等価剛性(KN/m)、 h_p :橋脚の減衰定数、 h_{Fu} :基礎の水平振動の減衰定数、 $h_{F\theta}$:基礎の回転振動の減衰定数、 H_p :フーチング上面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ(m)、 H_F :フーチング厚さ(m)、 H_G :基礎の地盤バネ定数の連成項が 0 となるように変換した際にフーチング下面に設けた剛な仮想部材長(m)。

$$K_{Fpeq} = \frac{1}{\frac{1}{K_{peq}} + \frac{1}{K_{Fu}} + \frac{(H_p + H_F + H_G)^2}{K_{F\theta}}} \text{-----(5)}, \quad h_{FP} = \frac{h_p + \frac{h_{Fu} K_p}{K_{Fu}} + \frac{h_{F\theta} K_p (H_p + H_F + H_G)^2}{K_{F\theta}}}{1 + \frac{K_p}{K_{Fu}} + \frac{K_p (H_p + H_F + H_G)^2}{K_{F\theta}}} \text{-----(6)}$$

$$h_{Fpeq} = h_{FP} + \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_{peq}}} \right) \text{-----(7)}$$

一次振動モードの固有値 ω_1 、固有値(橋脚~基礎) ω_p 、一次振動モードのモード減衰定数 h_1 は式(8)~(11)で求める。ここに、 C_p :等価重量算出係数($C_p=0.5$)、 K_{Fpeq} :ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する道路橋の基礎-橋脚系の等価剛性、 m_p :橋脚質量($m_p = W_p/g$)、 W_p :橋脚重量、 m_U :上部構造質量($m_U = W_U/g$)、 W_U :上部構造重量、 g :重力加速度、 h_g :ゴム支承の等価減衰定数、 h_{Fpeq} :橋脚~基礎系の等価減衰定数、 ϕ_{U1} :上部構造位置の固有振動モード、 ϕ_{p1} :橋脚天端

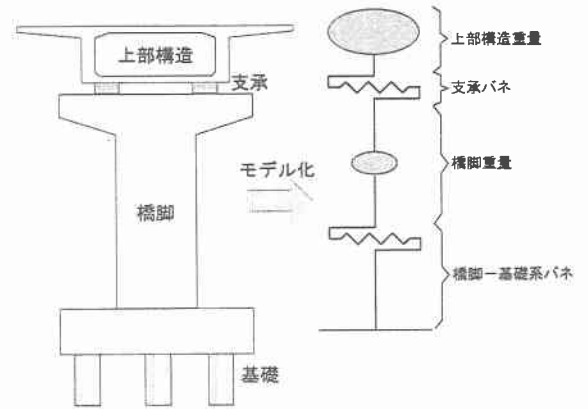


図-1 橋梁のモデル化

の固有振動モード、 K_B : ゴム支承の水平バネ剛性、 K_{Fpeq} : 橋脚～基礎系の等価剛性。

$$\omega_1^2 = \frac{\frac{1+\gamma}{\gamma} \cdot \omega_U^2 + \omega_p^2 \pm \sqrt{(\frac{1+\gamma}{\gamma} \cdot \omega_U^2 + \omega_p^2)^2 - 4\omega_U^2 \cdot \omega_p^2}}{2} \quad \text{---- (8)}$$

$$\omega_p^2 = K_{Fpeq} / (c_p \cdot m_p) \quad \text{---- (9)} \quad \gamma = C_p \cdot m_p / m_u \quad \text{---- (10)}$$

$$h_1 = \frac{K_B \cdot (\phi_{U1} - \phi_{P1})^2 \cdot h_B + K_{Fpeq} \cdot \phi_{P1}^2 \cdot h_{Fpeq}}{K_B \cdot (\phi_{U1} - \phi_{P1})^2 + K_{Fpeq} \cdot \phi_{P1}^2} \quad \text{---- (11)}$$

加速度応答スペクトル S ，減衰定数別補正係数 C_D は式(12),(13)で求める。ここに、 C_z : 道示 V3.5 に規定する地域別補正係数、 S_0 : 標準加速度応答スペクトル (gal)

$$S = C_z C_D S_0 \quad \text{---- (12)}, \quad C_D = \frac{1.5}{40hi + 1} + 0.5 \quad \text{---- (13)}$$

3. 検証結果

検証は、等価線形化法と非線形時刻歴応答解析について橋脚天端での水平変位を比較することにより行った。橋梁モデルは図-2 に示す 3 径間連続桁の橋脚の高さを各々変化させた 5 ケースである。地震動はタイプ I とタイプ II の 2 ケース，地盤種別は II 種地盤として基礎の変形は無視している。またゴム支承の剛性は，橋梁全体の固有周期が 1.0 秒となるように調整した。

検証の結果は表-1 および図-2 のとおりであり，以下のようなことが確認された。

①タイプ I の地震動で橋脚の高さが同じ場合，両者はほぼ一致する。②タイプ II の地震動では，何れのケースでも 25% 程度の誤差が生じる。またその誤差は，等価線形化法と時刻歴応答解析の何れが大きくなるか各ケース・各橋脚毎に異なる。③等価線形化法で十分な精度が得られると言われているケース 3 の場合でも，タイプ II の地震動の場合には 25% を越える誤差が生じる。

4. おわりに

本検証では，わずか 5 ケースであったため，十分な検証は行えなかった。しかし，等価線形化法はタイプ II の地震動の場合に十分な精度での解析が難しいことが確認された。

表-1 計算結果

	タイプⅠ		タイプⅡ		
	下部工	等価線形	時刻歴	等価線形	時刻歴
ケース1	1	214	202	407	344
	2	215	201	416	358
	3	215	201	416	360
	4	214	201	407	344
ケース2	1	189	199	394	295
	2	274	232	274	398
	3	191	199	402	302
	4	189	198	390	294
ケース3	1	152	163	152	222
	2	167	166	167	243
	3	167	165	167	243
	4	152	162	152	223
ケース4	1	195	196	195	279
	2	173	186	398	294
	3	173	186	398	295
	4	195	196	195	280
ケース5	1	199	199	394	304
	2	249	213	329	331
	3	201	200	402	327
	4	199	198	390	328

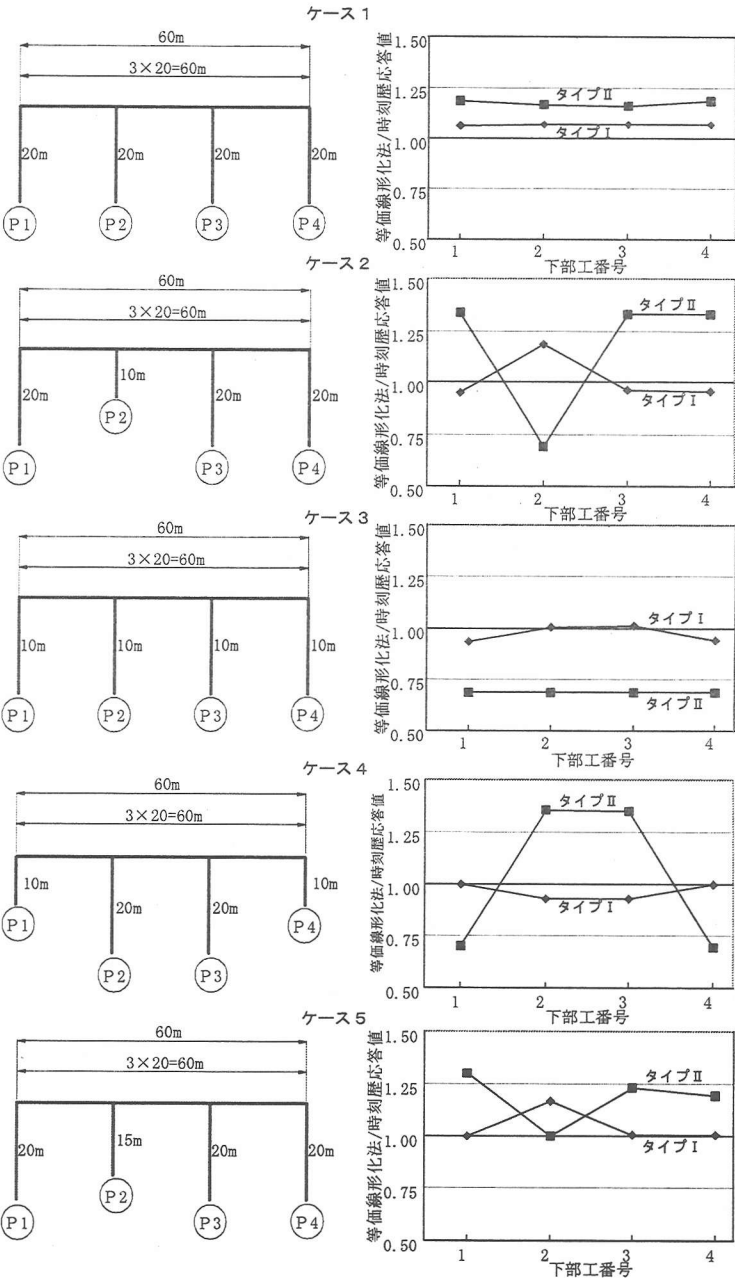


図-2 検証結果