

I-13 強震時道路橋の最大応答変位の簡易算定法に関する一研究

徳島大学大学院 学生員 ○尾崎 将也
徳島大学工学部 正 員 成行 義文

徳島大学工学部 フェロー 平尾 潔
JA 兵庫六甲 正 員 松本 豊

1. はじめに 本研究では、道路橋の耐震設計における予備的設計段階に用いることを目的として、強震下における道路橋の最大応答変位を Push-Over 解析より比較的精度よく算定するための簡易算定法に着目し、従来の研究¹⁾に次のような改良点を加え、その有用性について若干の比較検討を試みた。

- (1) 本簡易算定法の基となる Push-Over 解析における荷重比を、対象とする多自由度系構造物の固有値解析結果及び入力地震動に対する弾性加速度応答スペクトルを用いて、準理論的に決定する。
- (2) 構造物の構成要素が塑性化するたびに(1)の荷重比を変化させる。そして、この変化させた荷重比より得られる変形状比を用いて、多自由度系を等価1自由度系へモデル化する。

2. 解析手順 等橋脚連続橋を例にとり、本簡易算定法の解析手順を以下に示す。

- ①：解析対象構造物の橋脚及びそれに支持される上部構造を図-1のように集中質量 m_i を持つ多自由度系にモデル化する。

$$p_{ij} = \beta_j u_{ij} m_i Sa(T_j) \quad (1)$$

- ②：橋脚躯体を高さ方向に要素分割し、各分割断面のモーメント-曲率(M- ϕ)関係を道路橋示方書²⁾の保有水平耐力法と同様にして求める。

$$p_i = \sqrt{\sum_{j=1}^k p_{ij}^2} \quad (2)$$

- ③：初期剛性状態における多自由度系モデルの固有値解析を行い、各モードの刺激係数 β_j 、固有ベクトル u_{ij} 、及び固有周期 T_j に対する弾性加速度応答 $Sa(T_j)$ を求め、Push-Over 解析に用いる荷重比 p_{ij} を式(1)のように表す。

$$\left. \begin{aligned} D_N^* &= \sum_{n=1}^N \frac{\{\Phi\}_n^T [m] \{\Phi\}_n}{\{\Phi\}_n^T [m] \{1\}} (D_{in} - D_{i(n-1)}) \\ M^* &= \{\Phi\}_e^T [m] \{1\} \\ Q_N^* &= \sum_{n=1}^N \{\Phi\}_n^T (\{P\}_n - \{P\}_{n-1}) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

- ④：式(2)のように SRSS を用いて、③で得られた各モードの荷重比 p_{ij} を重ね合わせ荷重比 p_i を求める。

- ⑤：④で求めた荷重比 p_i を用いて Push-Over 解析を行い、各荷重増分段階 n の質点変位 $\{D\}_n$ 、質点荷重 $\{P\}_n$ 、要素曲率 $\{\phi\}_n$ 、及び要素モーメント $\{M\}_n$ を算出する。

- ⑥：ある荷重増分段階において、⑤で算出した曲率またはモーメントが②で求めた降伏値に達していたら、その分割要素の剛性を降伏後のそれに改めて手順③に戻り、再度、荷重比を求め、Push-Over 解析を行う。以下、部材要素が新たに降伏値に達する都度③～⑤の手順を繰り返す。そして、ある要素の曲率またはモーメントが終局値に達した段階で Push-Over 解析を終了する。

- ⑦：対象とする多自由度系の特性点 t における、代表とする荷重増分段階 n における変位 D_{tn} を用いて変形状比 $\{\Phi\}_n$ を $\{\Phi\}_n = \{D\}_n / D_{tn}$ として求める。

- ⑧：⑤、⑦で得られた $\{\Phi\}_n$ 、 D_{tn} 、 $\{P\}_n$ を式(3) ($\{\Phi\}_e$:弾性状態の変形状比)に代入し、等価1自由度系へのモデル化を行い³⁾、得られた荷重-変位(Q^* - D^*)関係を Bilinear 型に近似する。

- ⑨：近似した Bilinear 型復元力特性をもつ等価1自由度系の動的解析を行い、最大応答変位 D_{max}^* を算出する。

- ⑩：⑨で得られた最大応答変位 D_{max}^* を、式(3)の関係をもとに、多自由度系における特性点の最大応答変位 D_{tmax} に再変換する。

- ⑪：特性点の変位 D_{tn} が D_{tmax} に至ったときの増分段階 $n=max$ を多自由度系の最大応答値とし、⑤で得られた各質点変位 $\{D\}_n$ の値を用いて多自由度系の最大応答変位 $\{D\}_{n=max}$ を求める。

3. 解析結果 解析には、図-1に示すような水平力分散構造を有する橋長200m、橋脚高さ12.50mの5径間連続橋の多自由度系モデルを用いた。また、解析手順④で述べた重ね合わせに用いるモード数については、表-1に示す各モード寄与率を考慮し、3次モードまで重ね合わせた荷重比を用いた。なお、モード寄与率 α_j とは各モードの固有周期に対する弾性加速度応答 $S_a(T_j)$ に刺激係数 β_j を乗じたものであり、地震時の各モードの寄与率を表すものである。

図-2に荷重比の相違による等橋脚連続橋の最大応答変位の比較を示す。なお、比較には、本簡易算定法で用いた固有値解析から求めた荷重比と、従来の研究で用いた質量比を荷重比（上部構造の慣性力の作用位置のみ荷重を加える）とした場合を用いた。この図をみると、橋桁、橋脚P1、P4では荷重比の相違による影響は比較的小さい、しかし、橋脚P2、P3では本荷重比のほうが従来の質量比を用いた解析結果より大きな値となっており動的解析結果と近い値となっている。

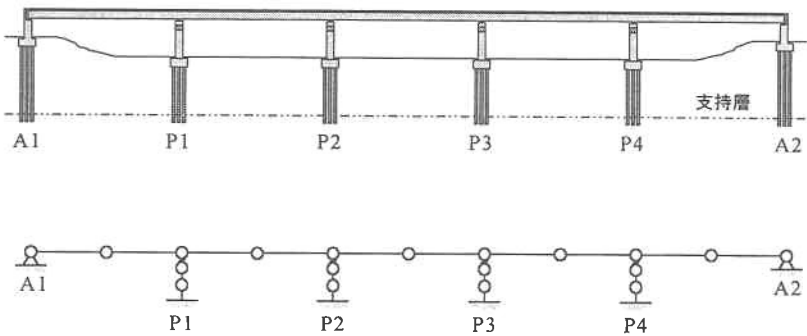


図-1 多自由度系モデル（等橋脚連続橋）

表-1 モード寄与率

モード次数 j	1	2	3	4	5
刺激係数 β_j	1.280	0	-0.398	0	0.200
固有周期 T_j	0.989	0.559	0.281	0.162	0.106
弾性応答加速度 $S_a(T_j)$	17.500	17.500	13.835	9.592	7.200
モード寄与率 α_j	22.401	0	5.502	0	1.440
$\alpha_j / \alpha_{\max}$	1.000	0	0.246	0	0.064

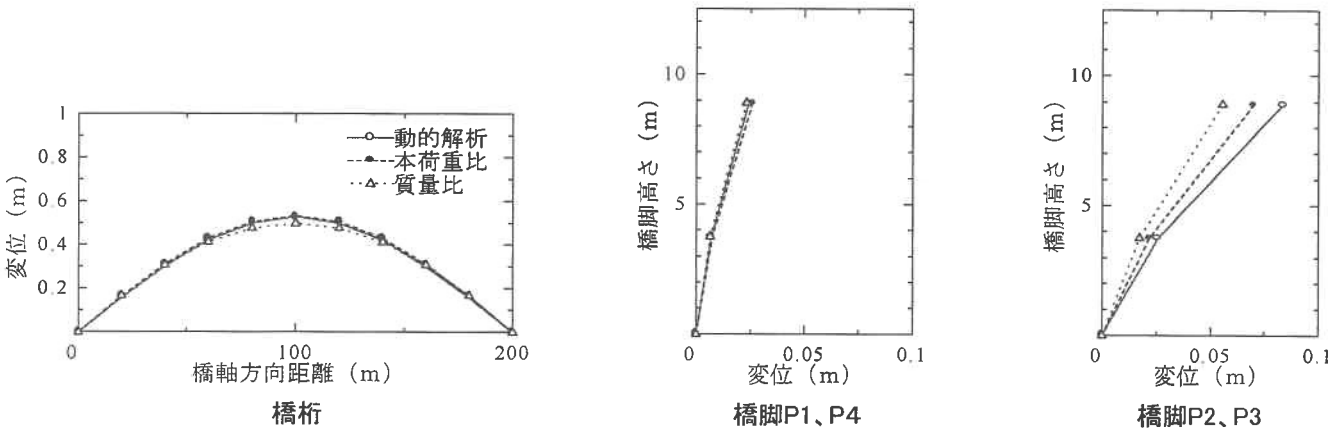


図-2 等橋脚連続橋の最大応答変位

4. まとめ 本簡易算定法で用いた荷重比は、寄与率の大きいモードを重ね合わせることで、比較的精度のよい解析を行うことができる。また、本荷重比は、構造物や地震動の特性を考慮したものであるため、従来の方法に比べ、橋脚における損傷の程度を精度よく求めることができる。

5. 参考文献 1) 曾我部 直樹：第5回 四国支部 技術研究発表会講演概要集, pp60-61, 1999.5
2) (社) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編, 1996.6.12.
3) Helmut Krawinkler, G.D.P.K.Seneviratna : Pros and cons of Pushover analysis of seismic performance evaluation, Engineering Structures, Vol.20, Nos 4-6, pp452-464, 1998