

Pushover 解析と等価 1 自由度モデルによる 鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法

宇佐美 勉*, 鄭 沂**, 葛 漢彬***

* フェロー会員 D.Sc. 名古屋大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

** 学生会員 工修 名古屋大学大学院 工学研究科博士課程後期課程 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

*** 正会員 博士 (工学) 名古屋大学助教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

鋼製橋脚に限らず、鉄筋コンクリート橋脚においても2層以上のラーメン橋脚の地震時保有耐力照査法は確立されていない。本論文は、それに対する1つの提案を行い、具体例を示したものである。構造物(MDOF)をPushover解析の結果を利用して等価な1自由度系(ESDOF)に置き換え、ESDOFの地震応答解析あるいはエネルギー一定則などの経験則を利用して最大応答変位、残留変位を求め、それらをMDOFの変位量に置換して、耐震照査を行う方法である。若干のパラメトリック解析から、ESDOFの地震応答解析から求められた種々の応答量はMDOFを直接応答解析して求められた量と最大17%、平均6%程度の誤差で一致することが分かった。

Key Word: Steel rigid frame bridge pier, Ductility Design, Equivalent SDOF, Inelastic dynamic analysis

1. 緒言

鉄筋コンクリート構造物に比べ研究が遅れていた土木鋼構造物の耐震設計は、ここ数年の各機関での精力的な研究によりかなりの水準にまで達してきている。上部構造の重量が橋脚の中心軸に作用する単柱式鋼製橋脚に限定すれば、その耐震性能(強度と変形能)は橋脚の諸元が与えられれば、経験式、解析あるいは実験から精度良く推定できる状態にまでなっている¹⁾。この方面の研究水準を知るためには、平成9年に行われた鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計への応用に関するシンポジウムの論文集が格好の参考文献である。コンクリートを充填しない鋼製橋脚の強度および塑性率(最高荷重時および95%強度時)を求める経験式は補剛箱形、無補剛箱形、パイプ断面橋脚に対して提案されている²⁾。また、鋼材の繰り返し塑性モデルの開発も進み、数年前までは不可能であった繰り返し荷重下での局部座屈と全体座屈の連成解析も現在ではワークステーションレベルで可能であり、鋼製橋脚の繰り返し弾塑性挙動、強度、変形能などを解析のみから求めることも可能な状態になっている^{3)~5)}。コンクリートを部分的に充填した橋脚の強度と変形能は、骨組構造の弾塑性有限変位理論(2次理論)に基づく静的解析(Pushover解析)に局部座屈によって定まる破壊基準を導入することにより算定可能¹⁾で、そのためのソフトも市販されている。

以上のように単柱式鋼製橋脚の耐震性能はかなりの所まで明らかにされ、現在の研究の主流は、逆L型橋

脚(上部構造重量が偏心して作用する橋脚)、ラーメン橋脚、橋梁システム、長大橋(アーチ・斜張橋・吊橋)などの耐震に向かいつつある。本論文は、このうち多層ラーメン橋脚の耐震照査法について述べたものである。

Pushover解析に基づく鋼製多層ラーメン橋脚の地震時保有耐力照査法については文献6)にその概要を述べた。本論文は、そこで述べた手法を構造物の振動特性を考慮して改良したものである⁷⁾である。なお、Pushover解析とは、震度法による1次設計時の荷重状態の慣性力に相当する水平荷重を、上部構造を含めた死荷重を一定に保ちながら、比例的に単調増大させて行う弾塑性2次解析のことである。従って、現行道路橋示方書の保有耐力照査時の保有耐力あるいは終局変位を算定する計算法と基本的に同じである。Pushover解析に基づく耐震解析法はアメリカの研究者の間で高層ビルの耐震設計に適用され、数多くの研究成果がある⁸⁾。本論文の手法は、その内Krawinklerらの手法を基本にしたものである。Pushover解析を我が国の土木鋼構造物に適用した例は北田の論文⁹⁾に見られるが、構造物の振動特性を考慮した方法にはなっていない。

2. Pushover 解析による多層ラーメン構造物の耐震照査法

ここでは、文献8)の方法を参考に、Pushover解析に基づく耐震照査法(応答変位照査法)の概要⁷⁾について述べる。基本的な考えを図-1、図-2を用いて

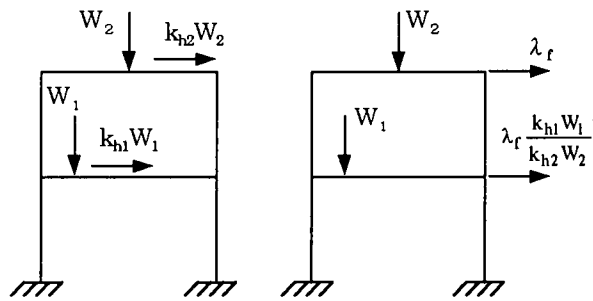


図-1 Pushover 解析モデル

説明する。図-1(a)に示すような2層ラーメンで1層および2層のはりに上部構造（それぞれ、重量が W_1 , W_2 ）が載るような構造の場合には、震度法における荷重状態は図に示したようになる。ここで、構造物の自重は簡単なために無視してあり、 k_{h1} , k_{h2} はそれぞれ1, 2層の設計水平震度である。現行道路橋示方書では水平震度の高さ方向の分布には触れられていないので、同示方書に従う場合には $k_{h1} = k_{h2}$ とすることになるが、ここでは一般的な場合を考え、 $k_{h1} \neq k_{h2}$ としておく。これについては次章でより詳しく考察する。

この構造に対する解析モデルとして図-1(b)に示したものを考える。ここで、鉛直力は左側の図の場合と同じであるが、水平力は2つの慣性力の比を保ちながら単調増大させていく。そのため、荷重係数を λ_f とし、上段の水平力を λ_f , 下段の水平力を $\lambda_f k_{h1} W_1 / k_{h2} W_2$ とし、上部構造重量 W_i ($i=1,2$) を一定に保ちながら λ_f を徐々に増加させ、終局状態に至るまで弾塑性有限変位解析(Pushover 解析)を行う。解析には軸力変動を考慮できるファイバーモデルを用いるのがよく、鋼およびコンクリートの応力-ひずみ関係、ならびに終局状態を定めるための破壊条件は文献 1), 6) に詳述されている。

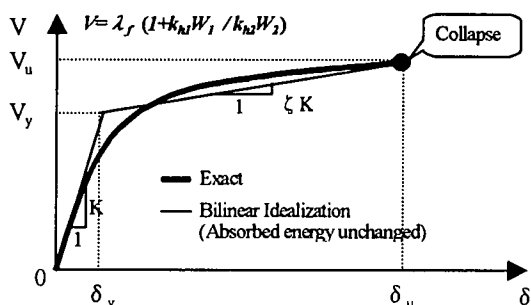


図-2 ベースシアア (V) と最上部水平変位 (δ) の関係

Pushover 解析により、図-2の太実線に示したような V - δ 曲線が得られる。ここで、 V はベースシアア (Base

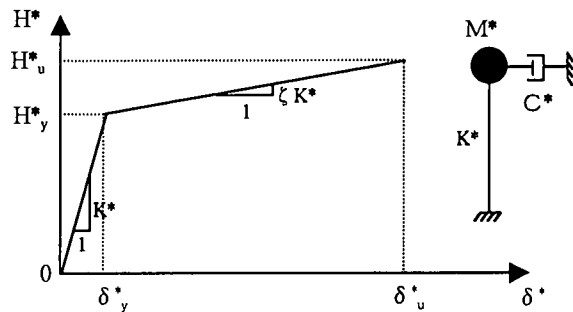


図-3 ESDOF の H^* - δ^* 関係

Shear), すなわち全水平力の和で、この例では $V = \lambda_f \cdot (1 + k_{h1} W_1 / k_{h2} W_2)$ である。 δ は代表的な慣性力の作用位置の水平変位であるが、本論文では最上段の水平力の水平変位をとる。また、 V_u , δ_u はそれぞれ終局状態での V , δ である。この V - δ 曲線を、後述の手法により等価な1自由度系モデル (ESDOF) の水平力 (H^*)-水平変位 (δ^*) 曲線に変換する。図-2において、 V - δ 曲線をまずバイリニアア ($V_y =$ 降伏ベースシアア, $\delta_y =$ 降伏水平変位, $K =$ 弾性 (1次) 剛性, $\zeta K =$ 弾塑性 (2次) 剛性に近似し、それを図-3のように ESDOF の H^* - δ^* 曲線に変換する。ここで、 H_y^* , δ_y^* , K^* , ζK^* , H_u^* , δ_u^* はそれぞれ ESDOF の、降伏水平力, 降伏変位, 弾性剛性, 弾塑性剛性, 終局水平力, 終局変位である。以後、*を付けた量は ESDOF の量であることを示す。さらに、ESDOF の質量 M^* , 減衰定数 C^* , 復元力 H^* , 固有周期 T^* などが後述の方法で求められるので、このモデルの地震応答解析結果あるいは加速度応答スペクトルとエネルギー一定則などの経験則を用いた方法により、最大応答変位 δ_{max}^* および残留変位 δ_R^* (要求性能) が算定できる。それらを元の構造物の変位に変換し、それぞれの保有性能 (δ_u と残留変位制限値¹⁾) と比較することにより耐震安全性、並びに機能保持性の照査が出来る。

以上が提案法の概要であるが、図-4の流れ図を使ってそれらの過程をより詳細に述べる。

- ① 震度法による1次設計により構造物の諸元、荷重を定める。
- ② 水平震度の高さ方向の分布形状を定め、水平慣性力を決める。詳細は3.1で述べる。
- ③ 構造物の応力-ひずみ関係および破壊基準を定める。これについては文献1)を参照されさい。
- ④ 鉛直力を一定に保ちながら、慣性力に荷重係数 λ_f を乗じた水平力を増大させた (すなわち、荷重係数を増大させた) Pushover 解析を構造物が終局状態に至るまで行う。終局状態は文献1)の破壊状態が満足された状態とする。

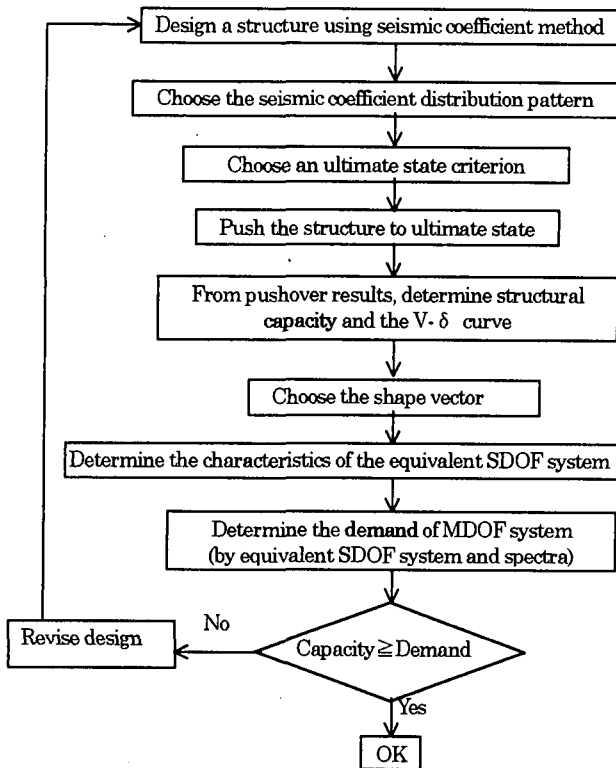


図-4 提案照査法の流れ

- ⑤ Pushover 解析結果より、図-2に示すような $V-\delta$ 曲線、および終局状態における水平変位ベクトル $\{\Delta_u\}$ を求める。さらに、 $V-\delta$ 曲線をバイリニアアで近似(図-2)することにより降伏せん断力 V_y 、降伏変位 δ_y 、弾性剛性 K 、弾塑性剛性 ξK を求める。バイリニアア近似の方法については 3.4 で述べる。
- ⑥ 慣性力の作用位置の水平変位の分布を表す形状ベクトル $\{\phi\}$ (ただし、頂部の慣性力の水平変位を 1.0 とする) を仮定する。適切な形状ベクトルの選択方法は 3.2 で述べる。
- ⑦ 等価 1 自由度系の諸量を次式から求める。これらの式の誘導は Appendix に示してある。

$$H^* = \{\phi\}^T \{H\} \quad (1)$$

$$\delta^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{1\}} \delta \quad (2)$$

$$K^* = \frac{H_y^*}{\delta_y^*} \quad (3)$$

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{1\} \quad (4)$$

$$C^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{1\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \quad (5)$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}} \quad (6)$$

ここで、 $\{H\}$ = 水平力ベクトル、 $\{1\}$ = 要素がすべて

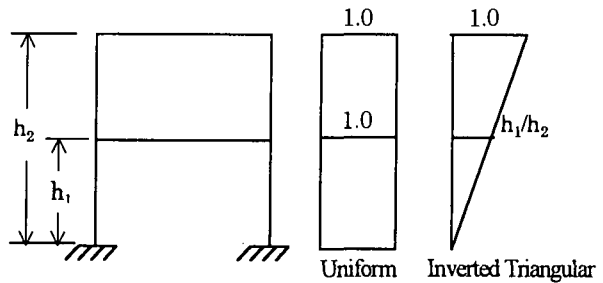


図-5 震度分布形

1.0 のベクトル、 $[M]$ = 質量マトリックス、 $[C]$ = 減衰マトリックスであり、右肩に*がついた量はすべて等価 1 自由度系の量を示す。また、 δ^* 、 H^* はそれぞれ MDOF の降伏点に対応する ESDOF の水平変位 δ^* 、水平力 H^* である。なお $\{H\}$ は図-2 の例では次式のような。

$$\{H\} = \lambda_f [1, k_{n1}W_1/k_{n2}W_2] \quad (7)$$

- ⑧ 等価 1 自由度系の地震応答解析あるいは弾性加速度応答スペクトルとエネルギー一定則変位一定則により最大応答変位 δ_{max}^* (要求性能 1) を算定する。さらに、残留変位 δ_R^* (要求性能 2) の推定値を求める。これらの計算方法については、3.3 で詳述する。
- ⑨ δ_{max}^* 、 δ_R^* を式(2)を用いてラーメン構造物最上部の最大応答変位 δ_{max} 、残留変位 δ_R に変換し、それぞれの保有性能としての δ_u 、残留変位制限値¹⁾と比較する。すなわち、

$$\delta_{max} \leq \delta_u \quad (8)$$

$$\delta_R \leq \text{残留変位制限値} \quad (9)$$

であれば、安全性および機能保持性を満足することになる。残留変位制限値は、想定地震動ならびに構造物の重要度に応じて $h/300 \sim h/100$ の値 (h = 橋脚の全高) が文献 1) に規定されている。

3. 種々の検討項目

3.1 高さ方向の震度分布

高さ方向の震度分布は設計基準により種々のものが用いられている¹⁰⁾。典型的なものは、一様分布(道路橋示方書)、逆 3 角形分布、頂部集中荷重と逆三角形分布を組み合わせた分布(アメリカの Uniform Building Code)、放物線分布、その他(例えば我が国の建築基準法のいわゆる A_1 分布)である。これらの相互比較については、文献 10) が詳しいが、ここでは、図-5 に示すような、

(a) 震度一様分布

(b) 震度逆三角形分布

の2種類を考える。実際の数値計算では震度の大きさそのものは必要ないので、頂部の大きさを1.0とする。

3.2 形状ベクトル{φ}

形状ベクトルは慣性力の作用位置の水平変位を頂部の変位によって表すときの挿入ベクトルであり、基本(1次)モードのみを採用したときのモードマトリックスに相当する。形状ベクトルとして種々の形が考えられるが、ここでは、

- (a) 弾性固有値解析から求められる1次固有ベクトル
- (b) Pushover解析における終局状態での変位ベクトルの2種類を考える。いずれの場合も、頂部の水平変位に対応する要素を1.0とおいて正規化する。

3.3 ESDOFの最大応答変位 δ_{max}^* および残留変位 δ_R^*

最大応答変位の計算方法として次のような方法が考えられる。

- (a) 等価1自由度系モデルの弾塑性地震応答解析
- (b) エネルギー一定則/変位一定則などの経験則
- (c) 非弾性応答スペクトル

方法(a)の場合は復元力特性が必要であるが、等価1自由度系のバイリニア型 $H^*-\delta^*$ 関係(図-3)を骨格曲線とする移動硬化型の復元力モデルが考えられる。あるいは、静的な水平力-水平変位関係が $H^*-\delta^*$ 関係に類似する片持柱(断面は例えば箱形)を用い、構成則として修正2曲面モデルを用いればより正確な結果が得られる。この方法では残留変位は応答計算の結果として求められる。

方法(c)は方法(a)により ESDOF の地震応答計算を想定地震動に対してあらかじめ実施しておき、最大応答変位 δ_{max}^* (あるいは応答塑性率)および残留変位 δ_R^* を縦軸、固有周期 T^* を横軸にとってスペクトルとして図化しておく方法である。

方法(b)ではエネルギー一定則を用いればバイリニア型 $H^*-\delta^*$ 関係を用いて次式より求められる。

$$\delta_{max}^* = \frac{\delta_{\epsilon}^*}{\zeta} \left\{ \zeta - 1 + \sqrt{1 - \zeta + \zeta \left(\frac{\delta_{\epsilon}^*}{\delta_{\epsilon}^*} \right)^2} \right\} \quad (\zeta \neq 0) \quad (10)$$

$$= \frac{\delta_{\epsilon}^*}{2} \left\{ 1 + \left(\frac{\delta_{\epsilon}^*}{\delta_{\epsilon}^*} \right)^2 \right\} \quad (\zeta = 0)$$

$$\delta_{\epsilon}^* = \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2 S_a(T^*) \quad (11)$$

ここで、 $S_a(T^*)$ は固有周期 T^* を用いて求められた ESDOF の弾性加速度応答スペクトルである。なお、変位一定則を用いる場合は、 $\delta_{max}^* = \delta_{\epsilon}^*$ である。方法(b)では残留変位は直接求めることが出来ないので経験式¹⁾を用いる。

3.4 V-δ曲線のバイリニア近似

図-2に示すように Pushover 解析から求められた V-δ曲線からバイリニアモデルを求める方法である。道路橋示方書は完全弾塑性型への近似を用いているが、ここでは、終局限界までの吸収エネルギー(V-δ曲線と基線との間に囲まれる面積)が元の曲線と近似曲線で変わらない条件から得られるモデルを用いる。ただし、弾性域の剛性および終局点は近似の前で変わらないものとする。

4. 計算例

図-6、表-1に示すような2層のラーメン橋脚を例にとり、提案手法により最大応答変位を求める手順の説明、その後にパラメトリック解析結果について述べる。

4.1 提案手法の説明用例題

(1) 解析条件

- ・ 上部構造重量 : $W_1 = W_2 = 2.51 \times 10^4 \text{ kN} (2,570 \text{ tonf})$
- ・ 地震動 : 道路橋示方書・レベル2, タイプII, II種地盤スペクトル適合地震動 (JR 鷹取 NS)

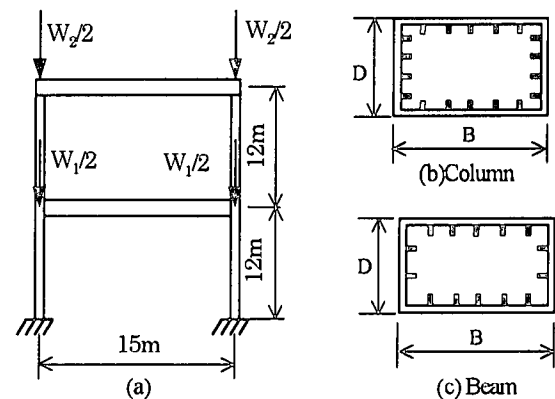


図-6 例題の構造物

表-1 例題の構造物の諸元

	B (mm)	D (mm)	t (mm)	b _f (mm)	t _f (mm)	l _d (mm)	R _f	$\bar{\lambda}_f$	γ/γ^*	Steel
Column	3000	2500	29	250	23	2100	0.354	0.348	1.114	SM490
Beam	3000	2000	29	250	23	2100	0.354	0.348	1.114	SM490

Notes: l_d: Diaphragm Distance; R_f: Width-Thickness Ratio Parameter of Flange, $\bar{\lambda}_f$: Slenderness Ratio Parameter of Flange Stiffeners.

成分修正地震波)

- 初期軸力比: $N_1/N_y = 0.191$ (1層の柱)
 $N_2/N_y = 0.096$ (2層の柱)
- 柱のフランクの限界ひずみ $\epsilon_u / \epsilon_y = 12.8$
- 1次固有周期 $T_1 = 0.803 \text{ sec}$ ($\omega_1 = 7.83 \text{ rad/sec}$)
- 1次固有モード $\{\phi\}^T = [1, 0.435]$
- 1次減衰定数: $\xi_1 = 0.05$

(2) 震度一様分布の場合

- $k_{h1} = k_{h2}$, $W_1 = W_2 \rightarrow \{H\}^T = \lambda_f [1, 1]$, $V = 2 \lambda_f \rightarrow \{H\}^T = (V/2)[1, 1]$
- λ_f を単調に増大させた弾塑性2次解析(棒要素を用いた骨組構造解析で、汎用構造解析プログラム ABAQUS を使用)より、図-7の太線で表される $V-\delta$ 曲線を得る。この結果より、 $\delta_u = 516 \text{ mm}$, $\{\Delta_u\}^T = [516, 270] = 516 [1, 0.523]$, $V_u = 3.69 \times 10^4 \text{ kN}$.
- $V-\delta$ 曲線をバイリニア近似(図-7の細線)することにより、 $\delta_y = 116 \text{ mm}$, $\delta_u / \delta_y = 4.43$, $V_y = 3.06 \times 10^4 \text{ kN}$, $V_u / V_y = 1.21$, $K = V_y / \delta_y = 2.63 \times 10^5 \text{ kN/m}$, $\zeta K = (V_u - V_y) / (\delta_u - \delta_y) = 1.57 \times 10^4 \text{ kN/m}$, $\zeta = 0.06$.

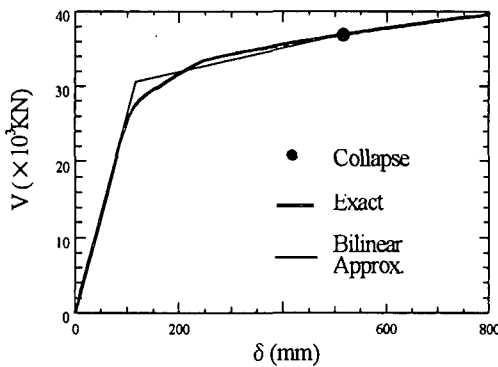


図-7 $V-\delta$ 曲線の計算結果

- 形状ベクトル
形状ベクトルとして一次固有ベクトルを用いる。
 $\{\phi\}^T = [1, 0.435]$.
- ESDOF の諸量

$$[M] = \begin{bmatrix} 2.57 & 0 \\ 0 & 2.57 \end{bmatrix} \times 10^6 \text{ kg}$$

$$H^* = \{\phi\}^T \{H\} = \{\phi\}^T \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \frac{V}{2} = 0.718 V$$

$$\delta^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{1\}} \delta = 0.829 \delta$$

$$H_y^* = 0.718 V_y = 2.20 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$\delta_y^* = 0.829 \delta_y = 96.4 \text{ mm}$$

$$K^* = \frac{H_y^*}{\delta_y^*} = 2.28 \times 10^5 \text{ kN/m}$$

$$\zeta K^* = 0.06 K^* = 1.37 \times 10^5 \text{ kN}$$

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{1\} = 3.68 \times 10^6 \text{ kg}$$

$$C^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{1\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} = 2 \xi_1 \omega_1 M^* = 2.88 \times 10^6 \text{ kg/sec}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}} = 0.799 \text{ sec}$$

ここで、減衰は質量比例型の減衰を用いている。

⑥ 最大応答変位

エネルギー一定則を用いて式(10),(11)より算定した最大応答値 δ_{ST}^* 、ESDOF の弾塑性地震応答解析から得られた最大応答値 δ_{ESDOF}^* 、MDOF (元のラーメン橋脚) の地震応答解析から得られた最大応答値 δ_{MDOF}^* を比較したものが表-2である。ただし、MDOF の応答解析での構成則は応力-ひずみ関係をバイリニア(ひずみ硬化係数は弾性係数の 1/100)とした移動硬化則を用いた。

表-2 終局変位と最大応答変位

震度分布	終局変位	最大応答変位 $\delta_{max}^* / \delta_y^*$			
	δ_u^* / δ_y^*	δ_{ST}^* (1)	δ_{ESDOF}^* (2)	δ_{MDOF}^* (3)	(2)/(3)
一様	4.43	4.30	3.39	2.89	1.17
逆三角	4.40	4.12	3.14	2.76	1.13

⑦ 変位ベクトル

MDOF の動的解析の最大応答時の変位ベクトル(最上部の水平変位 δ を 1.0 としたときの相対水平変位)を比較すると表-3のようになる。

表-3 変位ベクトルの比較

変位ベクトル	動的解析	Pushover 解析	
		震度一様	震度逆三角
	$\begin{Bmatrix} 1 \\ 0.505 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} 1 \\ 0.534 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} 1 \\ 0.503 \end{Bmatrix}$

⑧ 塑性域の進展順序および最大ひずみ

図-8に示すひずみ照査領域(有効破壊長領域¹⁾)での平均ひずみが降伏ひずみを越える順番を示すと、

- Pushover 解析: E → A → I → J → K → L
- 動的解析: E → A → I → J → L → K

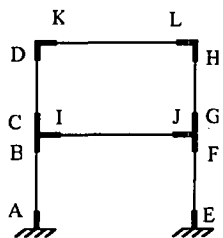


図-8 ひずみの参照位置

となり、Pushover 解析と動的解析は最後の2つ目の位置の順番が違っただけである。

次に最初に塑性域に入り、最も大きなひずみが生ずる E 点の最大ひずみ $\epsilon_{max}/\epsilon_y$ を比較すると、表-4 のようになる。

表-4 最大ひずみの比較 (E 点)

	動的解析	Pushover 解析	
		震度一様	震度逆三角形
$\epsilon_{max}/\epsilon_y$	9.28	8.61	8.27

(3) 震度逆三角形分布の場合

$$k_{h1}=0.5 k_{h2} \rightarrow \{H\}^T = \lambda_f [1, 1 / 2], \quad V=3 \lambda_f / 2 \rightarrow \{H\}^T = (V/3) [2, 1]$$

上と同様にして Pushover 解析より表-5 の諸量を求めることが出来、最大応答変位、変位ベクトル、最大ひずみは表2~表-4に示すとおりである。

表-5 震度逆三角形分布の諸量

H^* ($\times 10^4 kN$)	δ_y^* (mm)	K^* ($\times 10^5 kN/m$)	ζ	T^* (sec)
2.26	101	2.24	0.056	0.805

(注) M^*, C^* は一様分布と同じ。

(4) 考察

- 震度分布形状の相違は最大応答変位の計算結果にあまり影響を及ぼさない。
- 変位ベクトルは3方法ともほとんど等しい。
- この例では、エネルギー一定則の結果はかなり安全側にある。
- ESDOF と MDOF の動的解析結果はほぼ等しい。
- 塑性域にはいる位置の順番、最大応答ひずみは MDOF の動的解析と Pushover 解析でほとんど一致する。

なお、形状ベクトルとして Pushover 解析の終局時の変位ベクトル(表-3)を利用して計算も行ったが、結果は1次固有ベクトルを用いて行った計算結果とほとんど変わらなかった。

4.2 パラメトリック解析

図-6 の橋脚について上部構造重量と地震動を変

えてパラメトリック解析を行う。用いた解析条件は下記のようなのである。

条件

上部構造重量：表-6 の3種類。これらは、安全率 ν を表のように3種類変えて、震度法 (II 種地盤で、地域別係数は 1.0 とする) で設計した時の許容上部構造重量である。

地震動：道路橋示方書のレベル2、タイプIIのスペクトルの適合する地震動の内、JMA(NS), JR 鷹取 (NS), 東神戸大橋の修正地震波。

限界ひずみ (ϵ_u/ϵ_y)：表6

表-6 パラメトリック解析条件

安全率	$W_1=W_2$ (kN)	N_1/N_v	ϵ_u/ϵ_y	T_1 (sec)
1.14	30,900	0.235	12.0	0.902
1.3	27,100	0.206	12.5	0.845
1.4	25,100	0.191	12.8	0.803

注：安全率：震度法における安全率

N_1/N_v ：一層の柱の軸力比, ϵ_u/ϵ_y ：終局ひずみ

結果と考察

最大応答変位の計算結果を表-7に示す。一般的な傾向は4.1(4)考察で示したことがそのまま当てはまるようである。ESDOF と MDOF の地震応答解析結果は概略 10%前後の誤差で一致する。従って、等価1自由度モデルの地震応答解析から多自由度ラーメン橋脚の応答を推定する方法はかなり有力な方法である。

表-7 パラメトリック解析結果

安全率	地盤種	震度分布	終局変位	最大応答変位 $\delta_{max}^*/\delta_y^*$			
			$\frac{\delta_u^*}{\delta_y^*}$	δ_{ST}^* (1)	δ_{ESDOF}^* (2)	δ_{MDOF}^* (3)	(2)/(3)
1.14	I	一様	4.10	2.76	1.96	1.83	1.07
		3角	4.14	2.67	1.81	1.74	1.04
	II	一様	4.10	6.15	4.82	4.34	1.17
		3角	4.14	5.89	4.31	4.13	1.04
	III	一様	4.10	4.81	3.58	3.65	0.98
		3角	4.14	4.59	3.16	3.48	0.91
1.3	I	一様	4.30	1.96	1.86	1.69	1.10
		3角	4.33	1.88	1.84	1.61	1.14
	II	一様	4.30	4.91	3.89	3.37	1.15
		3角	4.33	4.66	3.47	3.21	1.08
	III	一様	4.30	3.84	3.16	3.20	0.99
		3角	4.33	3.64	2.96	3.05	0.97
1.4	I	一様	4.43	1.63	2.03	1.90	1.07
		3角	4.40	1.59	2.03	1.82	1.12
	II	一様	4.43	4.30	3.39	2.89	1.17
		3角	4.40	4.12	3.14	2.76	1.14
	III	一様	4.43	3.37	2.94	2.93	1.00
		3角	4.40	3.22	2.82	2.81	1.00

5. 結言

Pushover 解析を介して多層ラーメン構造物(MDOF)を等価な1自由度系(ESDOF)に置き換えて最大応答変位, 残留変位を求め, 従来と同様の方法により耐震照査を行う方法論を提示した. 計算例(2層ラーメンで, 固有周期 0.8~0.9 秒程度)は限られているが, その範囲内で得られた結論は以下のとおりである.

- (1) 高さ方法の震度分布, 形状ベクトルの相違による結果の敏感度は大きくない.
- (2) MDOF の応答量は ESDOF の弾塑性地震応答解析によりかなりの精度で推定できる.
- (3) エネルギー一定則は全般的に安全側である.

参考文献

1. 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計 WG (主査: 宇佐美勉): 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 1996.7.
2. 宇佐美勉: ハイダクティリティー鋼製橋脚, 橋梁と基礎, pp.30-36, 1997.6
3. 葛 漢彬, 高 聖彬, 宇佐美勉: 鋼構造物の繰り返し弾塑性解析用構成則の実験データによる検証, 構造工学論文集, Vo.44A, pp.201-210, 1998.3.
4. 後藤芳顕, 王慶雲, 小畑誠, 高橋典男: 繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.189-206, 1998.4.
5. 池内智行, 谷口直子, 西村宣男: 兵庫県南部地震における鋼管単柱橋脚の地震損傷に関する一考察, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.231-238.
6. 宇佐美勉: Pushover 解析による鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査, 第一回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.183-186, 1998.1.
7. Zheng, Y. and Usami, T.: A Seismic Design Procedure for Frame Structures Through a Pushover Analysis, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, 第1部(B), pp.728-729, 1998.10.
8. Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K.: Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, Engineering Structures, pp.452-464, 1998.
9. 北田俊行: 鋼製橋脚の地震時保有水平耐力の解析法, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 土木学会構造工学委員会, pp.43-50, 1997.5.
10. 日本建築学会: 地震荷重—その現状と将来の展望, pp.211-226, 1987.
11. 日本道路協会: 道路橋示方書・V 耐震設計編,

1996.12.

APPENDIX 等価1自由度系(ESDOF)の諸量

式(1)~(6)の諸量の誘導を示す⁹⁾. 水平地震動を受ける多自由度系(MDOF)構造物の運動方程式は周知のように次式で表される.

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + \{Q\} = -[M]\{1\}\ddot{x}_g \quad (A.1)$$

ここで, $\{\ddot{x}\}, \{\dot{x}\}$ = 水平相対加速度ベクトル, 水平相対速度ベクトル, $\{Q\}$ = 復元力ベクトル, \ddot{x}_g = 地震動の水平加速度である. 一般には, 運動方程式の相対変位ベクトル $\{x\}$ には鉛直変位, 回転角も含むがそれらは縮約することによって取り除かれ, 水平相対変位成分のみ含むものとする. 従って, $\{\ddot{x}\}, \{\dot{x}\}$ にも水平加速度, 水平速度成分のみ含むこととなる.

いま, MDOF 系の水平変位ベクトルが構造物の代用的な点(参照点)の水平変位 δ (この論文では, 頂部の慣性力の作用点の水平変位)によって

$$\{x\} = \delta\{\phi\} \quad (A.2)$$

と表されるものとする. ここで, $\{\phi\}$ は形状ベクトルであり, 参照点に対応する要素を 1.0 とおいて正規化されている. 式(A.2)を式(A.1)に代入し,

$$\delta^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{1\}} \delta \quad (A.3)$$

と置くことにより, 次式の ESDOF の運動方程式を得る.

$$M^* \delta^{**} + C^* \delta^* + Q^* = -M^* \ddot{x}_g \quad (A.4)$$

$$Q^* = \{\phi\}^T \{Q\} \quad (A.5)$$

ここで, M^*, C^* は式(4),(5)で与えられる. Q^* は ESDOF の復元力であるが, 本論文では, この量を Pushover 解析での水平力ベクトル $\{H\}$ を式(A.5)の $\{Q\}$ に代入して求めた式(1)すなわち

$$Q^* = H^* = \{\phi\}^T \{H\} \quad (A.6)$$

より求めている.

上記の等価1自由度系への置換方法は Krawinkler⁹⁾によって示されたものであるが, この方法が唯一の方法ではない. 例えば, 式(A.3)の代わりに $\delta^* = \delta$ と置き, 次式のように ESDOF の量を求めることも可能である.

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{\phi\} \quad (A7)$$

$$C^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \quad (A8)$$

$$Q^* = \{\phi\}^T \{Q\} \quad (A9)$$

$$\beta = \{\phi\} [M] \{1\} \quad (A10)$$

このとき ESDOF の運動方程式は次式のようになる.

$$M^* \ddot{\delta} + C^* \dot{\delta} + Q^* = -\beta \ddot{x}_g \quad (A.11)$$

(1998 年 8 月 17 日受付)

CHECK OF ULTIMATE EARTHQUAKE RESISTANCE OF STEEL FRAME BRIDGE PIERS THROUGH A PUSHOVER ANALYSIS AND AN EQUIVALENT SDOF MODEL

Tsutomu USAMI, Yi ZHENG and Hanbin GE

Up to now, there is no a reliable method to check the ultimate earthquake resistance of multi-story frame bridge piers not only for the case of steel piers but also for RC piers.

This paper aims to propose such a procedure together with a detailed example of 2-story steel frame. In this method, the frame is substituted by an equivalent Single-Degree-of-Freedom (ESDOF) system based on the results from pushover analysis. Then the maximum seismic displacement demand and the residual displacement are determined through a time history analysis of the ESDOF or through some empirical way such as equal energy criterion. The obtained results are transferred to corresponding demands of the original Multi-Degree-of-Freedom (MDOF) structure. Thus, the safety of the structure in a seismic action can be checked by comparing the transferred demands with the corresponding capacities.

Besides, several parametric analyses are carried out and it can be found that the difference between the prediction from ESDOF system and that directly from the dynamic analysis of MDOF structure is 17% at the maximum and 6% on the average.