

固有周期依存型 SI を用いた 鋼製橋脚の最大応答変位推定法

北原武嗣¹・伊藤義人²

¹正会員 工修 (株)竹中工務店技術研究所(〒270-1395 印西市大塚 1-5-1), 名古屋大学博士課程後期課程

²フェロー会員 工博 名古屋大学教授 理工科学総合研究センター (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

鋼製橋脚の弾塑性応答を推定する際、道路橋示方書の地震時保有水平耐力法のように、設計スペクトルから、エネルギー一定則を用いることが多い。しかしながら、構造物の弾塑性応答は、入力地震動の周期特性に大きく依存することが知られており、必ずしも、エネルギー一定則により精度よく弾塑性応答が推定できるとは限らない。本研究では、耐震設計において鋼製橋脚の弾塑性最大応答を簡便に精度よく推定する手法を、海洋型地震および直下型地震による非線形地震応答解析により検討した。その結果、構造物の動的応答と強い相関性を有する固有周期依存型 SI (スペクトルインテンシティ) を地震動指標とすることにより、エネルギー一定則よりも小さい誤差で最大応答変位を推定できることを明らかにした。

Key Words: nonlinear dynamic response, natural period-dependent SI, steel pier, maximum response

1. はじめに

現在耐震設計においては、道路橋示方書の地震時保有水平耐力法のように、弾性応答で表される設計スペクトルから、エネルギー一定則を用いて弾塑性応答を推定することが多い。しかしながら、構造物の弾塑性応答は、入力地震動の周期特性に大きく依存することが知られており、必ずしもエネルギー一定則により精度よく弾塑性応答が推定できるとは限らない。また、エネルギー一定則の適用範囲は構造物の固有周期に依存するという報告もある^{1),2)}。

本研究では、地震動の周期特性を考慮した指標として固有周期依存型 SI (スペクトルインテンシティ) を用い、鋼製橋脚の弾塑性最大応答変位を推定することを試みた。固有周期依存型 SI は、構造物の塑性化による周期の長周期化の影響を考慮した指標であり、構造物の弾塑性応答と強い相関性を有した指標である³⁾。

ここでは、固有周期の異なる鋼製橋脚を対象に、海洋型地震波および直下型地震波による非線形地震応答解析を実行し、その解析結果と固有周期依存型 SI による最大応答変位の推定値とを比較検討した。

この際、エネルギー一定則を適用した推定値と、本研究で提案する推定値との精度の比較も行った。

2. 解析方法

(1) 解析対象

表-1 に示した周期特性の異なる 9 基の単柱形式の鋼製橋脚を解析対象とした。鋼製橋脚は、現行の道路橋示方書の震度法により、Ⅱ種地盤上の橋脚として一次設計された補剛箱形断面鋼製橋脚とし、実用的な範囲内で、フランジ板の幅厚比パラメータ R_f を 0.3~0.6、細長比パラメータ λ を 0.25~0.65 とした。幅厚比パラメータと細長比パラメータを変化させることで、固有周期は 0.38~1.41 秒となった。

(2) 解析モデル

対象橋脚が単柱形式の鋼製橋脚であることから、解析モデルは図-1 に示すような 1 質点のばね-質点系モデルとし、地表面で基礎固定とした。

鋼製橋脚の復元力特性は、鈴木ら⁴⁾により提案された 2 パラメータモデルを用いた。このモデルは、

表-1 橋脚の諸元

モデル 名称	幅厚比 パラメータ	細長比 パラメータ	固有周期 (s)
S3025	0.30	0.25	0.38
S3045	0.30	0.45	0.69
S3065	0.30	0.65	1.02
S4525	0.45	0.25	0.47
S4545	0.45	0.45	0.86
S4565	0.45	0.65	1.26
S6025	0.60	0.25	0.53
S6045	0.60	0.45	0.96
S6065	0.60	0.65	1.41

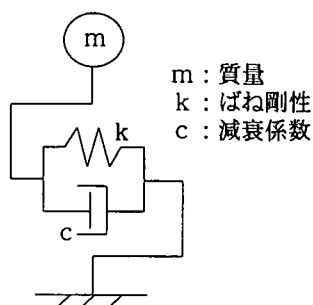


図-1 ばね-質点系モデル

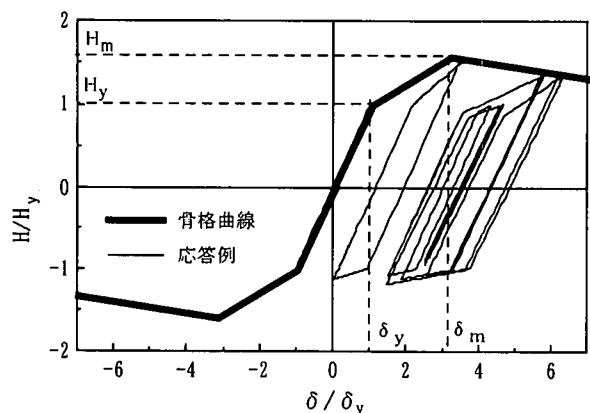


図-2 鋼製橋脚の復元力特性

局部座屈などによる剛性・強度の低下を表すことができ、骨格曲線は図-2の太線に示すような劣化型トリリニアモデルを仮定している。また、図-2にはS6025モデルの水平力-水平変位関係の応答例を細線で示している。縦軸には降伏水平力で無次元化した水平力(以降、無次元化水平力と呼ぶ)を、横軸には降伏変位で無次元化した変位(以降、無次元化変位)を表している。図中、 H_m 、 δ_m 、 H_y 、 δ_y はそれぞれ最大水平力、最大水平力時変位、降伏水平力、降伏変位を示している。

時刻歴応答解析は、線形加速度法による直接積分法を用い、非線形解析部分は増分法により解析を行った。減衰定数は5%と設定した。

表-2 地震波の諸元

観測地点(地震名)	地震波 略称	種別	方位
海洋气象台(兵庫県南部)	JMA-NS	直下型	NS
海洋气象台(兵庫県南部)	JMA-EW	直下型	EW
葦合(兵庫県南部)	FUKI-X	直下型	(x)
葦合(兵庫県南部)	FUKI-Y	直下型	(y)
J R 鷹取(兵庫県南部)	TAK-NS	直下型	NS
J R 鷹取(兵庫県南部)	TAK-EW	直下型	EW
El Centro(1940 El Centro)	EL-NS	海洋型	NS
El Centro(1940 El Centro)	EL-EW	海洋型	EW
Taft(1952 Taft)	TAFT-NS	海洋型	NS
Taft(1952 Taft)	TAFT-EW	海洋型	EW
八戸(1968 十勝沖)	HACHI-NS	海洋型	NS
八戸(1968 十勝沖)	HACHI-EW	海洋型	EW
(道示波タイプⅠ)	Typ1	海洋型	—
(道示波タイプⅡ)	Typ2	直下型	—

(3) 入力地震波

入力地震動として、観測波および道路橋示方書・V耐震設計編⁵⁾に示されている地震時保有水平耐力法による照査用地震波(以後、道示波と呼ぶ)を用いるものとした。観測波としては、兵庫県南部地震により観測された地震波と、従来よく用いられていたEl Centro波などの地震波を使用した。表-2に、観測地点、地震波略称、地震波種別と方位を示す。ただし、道示波は観測波ではないので観測地点と方位は記していない。

本研究では表中、兵庫県南部地震での観測波と道示波タイプⅡの地震波を直下型地震波、それ以外を海洋型地震波として考えるものとする。

入力地震動 18 波に関して、その地動最大速度を25, 35, 50, 75cm/sに基準化して、2. (2)の解析モデルへの入力とした。したがって、1つの解析モデルについて合計 $18 \times 4 = 72$ 回の非線形解析を実行したことになる。各橋脚に対して72個の応答解析結果より、固有周期依存型SIを用いた最大応答変位の推定式を検討した。

3. 固有周期依存型SI

(1) 定義

Housnerの提案したSIでは、一般的な構造物の固有周期の範囲を考慮して、速度応答スペクトルの積分範囲を0.1~2.5秒と定義している⁶⁾。しかしながら、ある特定の構造物を考えると、固有周期近傍の応答スペクトルが有意な値であるのに、SIでは応答

に関係のない範囲まで積分を行うため、スペクトル特性を効果的に取り入れたことにはならない。すなわち、SI は複数の構造物に対する平均的な応答をみるための地震動自体の指標であるが、特定の構造物の応答に対しては効果的な指標とは言い難い。

ここでは、特定の構造物の応答に対して相関性の強い指標として、図-3 に示すように、構造物の固有周期に依存して、速度応答スペクトルの積分範囲を変更する固有周期依存型 SI を考えるものとする³⁾。固有周期依存型 SI ($SI_{n.p.}$) は次式で表される。

$$SI_{n.p.} = \frac{1}{(\beta - \alpha)T} \int_{\alpha T}^{\beta T} S_v(\tau, h) d\tau \quad (1)$$

ここに、 $SI_{n.p.}$ ：固有周期依存型 SI

S_v ：速度応答スペクトル、 τ ：積分変数

h ：減衰定数、 α, β ：定数

T ：対象となる構造物の弾性固有周期

一般に構造物の固有周期は、損傷により剛性が低下し長周期化することが知られている。そのため、式(1)において $\alpha=1.0$ 、 $\beta>1.0$ のときが通常、最適であると考えられる。しかしながら、減衰などの効果によって固有周期より短周期側成分の影響も受けることも考えられる。参考文献 3) で、鋼製橋脚を対象とした非線形地震応答解析結果から、最適な積分範囲は $\alpha=0.9$ 、 $\beta=1.2$ となることを報告されている。本研究でも、式(1)において $\alpha=0.9$ 、 $\beta=1.2$ とした。

(2) 最大応答変位の推定式

速度応答スペクトルと変位応答スペクトルの間には近似的に次式の関係がある⁷⁾。

$$\delta_{\max} = S_d \approx \left(\frac{T}{2\pi} \right) S_v \quad (2)$$

ここに、 $\delta_{\max}$ ：最大応答変位、 T ：弾性固有周期

S_d ：変位応答スペクトル

S_v ：速度応答スペクトル

固有周期依存型 SI は式(1)から、弾塑性応答中の固有周期の範囲における速度応答スペクトルの平均値であると考えることができる。式(2)の固有周期 T を $0.9T \sim 1.2T$ の平均値である $1.05T$ とし、 S_v を $SI_{n.p.}$ に置き換えることにより式(3)が導かれる。

$$\delta_{\max} = \left(\frac{T_{eq}}{2\pi} \right) SI_{n.p.} = \left(\frac{1.05T}{2\pi} \right) SI_{n.p.} \quad (3)$$

ここに、 T_{eq} ：弾塑性応答中の平均的な固有周期
($T_{eq}=1.05T$)

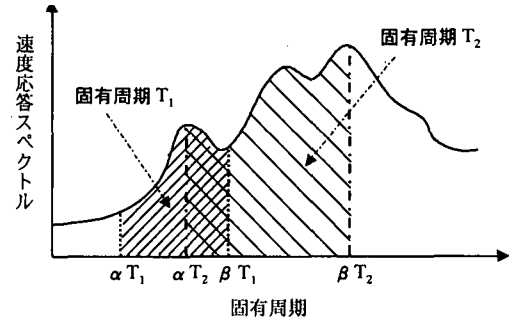


図-3 固有周期依存型 SI の概念

以上により、固有周期依存型 SI を地震動指標とした鋼製橋脚の弾塑性最大応答変位の推定式が式(3)の形で求まる。

鋼製橋脚の耐震設計において、最大応答変位の照査には式(3)を用い、残留変位に関しては、例えば参考文献 2) で提案されている最大応答変位と残留変位との関係式を用いて照査する方法が 1 つの方法として考えられる。

4. 解析結果と考察

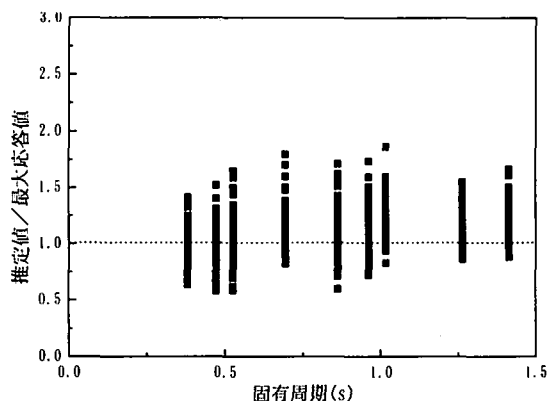
解析対象とした 9 基の鋼製橋脚の地震応答解析結果と推定値との比較検討を行った。図-4 には、推定値を最大応答値で除したものを縦軸に、橋脚の固有周期を横軸にプロットしたものを示す。したがって、縦軸の値が 1.0 より大きい場合推定値が過大評価側、1.0 より小さい場合が過小評価側である。図-4(a) は固有周期依存型 SI による推定結果を、図-4(b) はエネルギー一定則による推定結果を示している。

図-4(a) より、固有周期依存型 SI による推定は、最大応答値に対して 0.5~1.8 程度の範囲に分布しており、全体的な傾向としては過大評価側であり、設計的には安全側であるといえる。また、固有周期が大きくなるにつれて安全評価側にシフトしていく傾向が見受けられる。

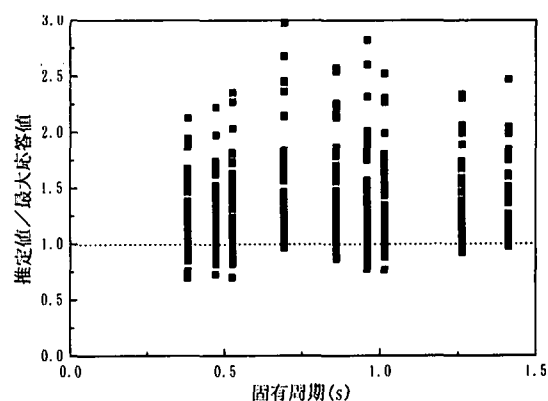
図-4(b) より、エネルギー一定則による推定は、最大応答値に対して 0.6~3.0 程度の範囲に分布しており、固有周期依存型 SI による推定よりも過大に評価される傾向にあり、ばらつきも大きい。

さらに、海洋型と直下型地震のよる推定結果の差異を検討した。縦軸に推定値/最大応答値の平均を、横軸に固有周期をプロットしたものを図-5 に示す。図-5(a) は固有周期依存型 SI による推定結果を、図-5(b) はエネルギー一定則による推定を示している。

図-5(a)、(b) から、固有周期依存型 SI による推定結果は、海洋型地震波と直下型地震波の間に大きな差異は生じていないが、エネルギー一定則による推

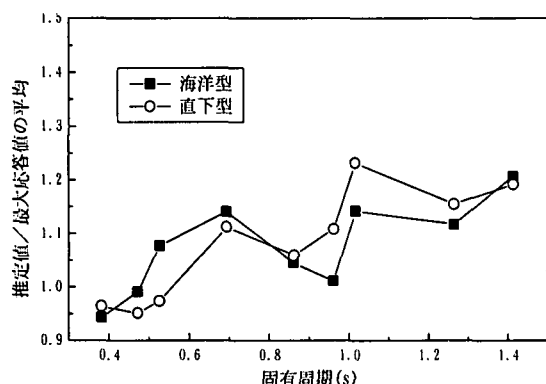


(a) 固有周期依存型 SI による推定

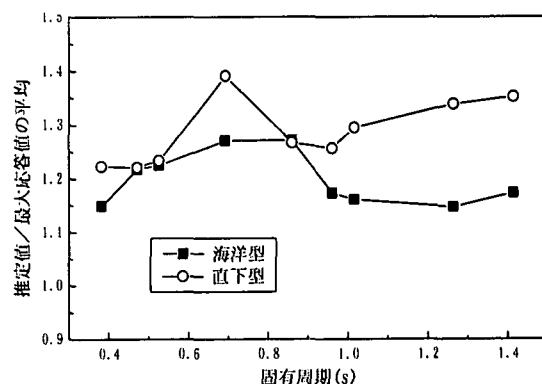


(b) エネルギー一定則による推定

図-4 固有周期による推定値の変化



(a) 固有周期依存型 SI による推定



(b) エネルギー一定則による推定

図-5 地震波による推定結果の相違

定結果には、特に固有周期が 1.0 秒以上の鋼製橋脚において大きな差異が生じていることが分かる。

5. 結論

本研究では、耐震設計において最大応答変位を推定する際に、簡便に精度よく推定できる方法について検討した。その結果、地震動の周期特性を考慮した指標であり、構造物の動的応答と強い相関性を有する固有周期依存型 SI を地震動指標として用いることで、簡単な関係式により、最大応答変位の推定式を導くことができた。

固有周期依存型 SI による最大応答変位推定値、エネルギー一定則による最大応答推定値および地震応答解析結果を比較検討することで、固有周期依存型 SI を用いた最大応答変位の推定は、エネルギー一定則による推定よりも小さい誤差で推定が可能であることを示した。

今後、構造物の非線形特性を表すパラメータを、推定式に取り入れるることにより、より推定精度を高めることが課題である。

参考文献

- 1) 山本智弘・大塚久哲・松田泰治・山口 斉：エネルギー一定則および変位一定則の適用性に関する考察，第 24 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.989-992，1997。
- 2) 才塚邦宏・宇佐美勉・芳崎一也・鈴木森晶：兵庫県南部地震観測波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の激震時挙動，土木学会論文集，No.556/1-38，pp.119-129，1997。
- 3) 北原武嗣・伊藤義人：鋼製および RC 橋脚の弾塑性動的応答と固有周期依存型 SI との相関性，構造工学論文集，Vol.45A，pp.829-838，1999。
- 4) 鈴木森晶，宇佐美勉，寺田昌弘，伊藤 努，才塚邦宏：箱形断面鋼製橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析，土木学会論文集，No.549/1-37，pp.191-204，1996。
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996。
- 6) Housner, G.W. : Intensity of Earthquake Ground Shaking near the Causative Fault, *Proc. 3rd. WCEE*, pp.94-115, 1965。
- 7) 例えば，大崎順彦：地震動のスペクトル解析入門，鹿島出版会，1987。