

鋼製橋脚とRC橋脚の最大応答変位推定法の 精度・適用範囲に関する考察

北原武嗣^{*}，伊藤義人^{**}

^{*}工修 (株)竹中工務店技術研究所(〒270-1395 印西市大塚1-5-1)，名古屋大学大学院博士課程後期課程

^{**}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)

現在の耐震設計では、道路橋示方書の地震時保有水平耐力法のように、エネルギー一定則を用いて弾塑性最大応答変位(塑性率)を推定することが多い。また、長周期構造物に関しては変位一定則が弾塑性最大応答変位と比較的よい対応を示すことが経験的に知られている。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ため、エネルギー一定則や変位一定則により必ずしも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、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、鋼製およびRC橋脚の弾塑性最大応答変位を推定することを試みた。検討の結果、固有周期依存型SIによる弾塑性最大応答変位の推定は、エネルギー一定則や変位一定則による推定よりも精度および適用範囲に関して優れていることを示した。

Key Words: elasto-plastic maximum response, natural period-dependent SI, bridge pier,

1. まえがき

阪神・淡路大震災を契機に、耐震設計において、強震時の弾塑性挙動を的確に把握した設計法の必要性が認識されるようになってきている。道路橋の分野においては、1996年に道路橋示方書の耐震設計編¹⁾が改訂され、RC橋脚と同様、鋼製橋脚にも靱性(ダクティリティ)設計の考えが導入された。そこでは、動的解析もしくは地震時保有水平耐力法により、強震時の耐震性能を積極的に評価する方向性が示された。

耐震設計において、最大応答変位は重要な照査項目であり、弾塑性動的応答解析により直接求めることもできる。しかし、弾塑性動的応答解析による最大応答変位は入力地震波の非定常性の影響を強く受けることや、入力地震波の設定に関して明確な指針が存在しないなどの理由から、弾塑性動的応答解析によらない最大応答変位の簡易評価手法を検討することは重要であると考えられる。

最大応答変位の評価手法として、道路橋示方書では、エネルギー一定則の考え方を用いている。エネルギー一定則は、「弾性応答時に構造物に蓄えられる最大ひずみエネルギーと弾塑性応答時の最大ひずみエネルギーはほぼ等しい」とみなす考え方である²⁾。Caltrans(カリフォルニア交通局)の耐震基準³⁾では、「弾塑性最大応答変位は弾性最大応答変位に等しい」とみなす変位一定則を用いている。

ところが、構造物の弾塑性応答は入力波の周期特性に強く影響されるため、エネルギー一定則や変位一定則で、

弾塑性応答を常に精度良く推定できるとは限らない。エネルギー一定則や変位一定則に関して実験^{4),5)}および解析による研究^{6),7)}が行われ、適用範囲は構造物の固有周期や入力地震波に依存することが報告されている^{5),7)}。

本研究では、耐震設計において最大応答変位を評価する際に用いるために、文献⁸⁾で著者らが提案した、固有周期依存型SI(spectrum intensity)を地震動指標とした最大応答変位の推定法に関して検討を行った。固有周期依存型SIは、対象とする構造物の固有周期に対応した積分範囲における速度応答スペクトルの平均値として得られる指標であり、構造物が塑性化することによる、長周期化の影響を考慮した指標である。本指標は構造物の弾塑性応答と安定して強い相関性を有していることを、著者らは明らかにしている⁹⁾。

最大応答変位の推定精度の検証を行うため、固有周期の異なる鋼製橋脚9基とRC橋脚5基を対象とし、ばね-質点系の非線形地震応答解析を行った。解析から得られた最大応答変位と、固有周期依存型SIによる最大応答変位の推定値、エネルギー一定則および変位一定則による推定値とを比較することにより、それぞれの推定精度や適用範囲に関して検討した。

2. 最大応答変位の算定

2.1 解析対象

道路橋示方書¹⁾によりⅡ種地盤上に設計された、単柱形式の鋼製橋脚9基とRC橋脚5基を解析対象とした。

表-1に各橋脚の諸元を示す。ここで対象とした橋脚は、実際の都市高速道路における通常の橋脚の固有周期範囲をほぼ網羅していると考えられる。

表-1 橋脚の諸元

モデル名称	種類	幅厚比 パラメータ	細長比 パラメータ	固有周期 T(s)
S3025	鋼製	0.30	0.25	0.38
S3045	鋼製	0.30	0.45	0.69
S3065	鋼製	0.30	0.65	1.02
S4525	鋼製	0.45	0.25	0.47
S4545	鋼製	0.45	0.45	0.86
S4565	鋼製	0.45	0.65	1.26
S6025	鋼製	0.60	0.25	0.53
S6045	鋼製	0.60	0.45	0.96
S6065	鋼製	0.60	0.65	1.41
RC38	RC	—	—	0.38
RC44	RC	—	—	0.44
RC56	RC	—	—	0.56
RC61	RC	—	—	0.61
RC71	RC	—	—	0.71

2.2 解析モデル

対象橋脚が単柱形式の橋脚であることから、1質点のばね-質点系の解析モデルに置換した。鋼製橋脚とRC橋脚では実際の減衰定数は異なると考えられるが、減衰定数が本検討の結果に与える影響はあまり大きくないと判断し、設計や研究において使用されることの多い5%という値を用いた。また、橋脚は地表面において、基礎固定の条件として解析を行った。

図-1に復元力特性を示す。縦軸は降伏水平力 H_y で無次元化した水平力を、横軸には降伏水平変位 δ_y で無次元化した水平変位を示している。図中、実線は鋼製橋脚の復元力特性を、破線はRC橋脚の復元力特性を表している。また、 H_m 、 δ_m 、 H_c 、 δ_c 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、初期ひび割れ時水平力、初期ひび割れ時変位を示している。

鋼製橋脚の復元力特性には、フランジ板の局部座屈などによる剛性および強度の低下を表すことができ、鋼製橋脚の地震時挙動を精度よく再現できる2パラメータモデル^{9),10)}を用いた。 H_m や δ_m などのパラメータは文献11)の推定式を用いて算出した。また、RC橋脚の復元力特性は、実際の設計で良く用いられているD-トリリニア型(武田型)とした。 H_y や δ_y などのパラメータは文献12)に基づいて算定した。

これらの復元力特性は、最大応答変位の検討にとって十分な精度を有していると判断し、解析から求めた最大応答変位を、実際の橋脚の地震時最大応答変位とみなすものとした。

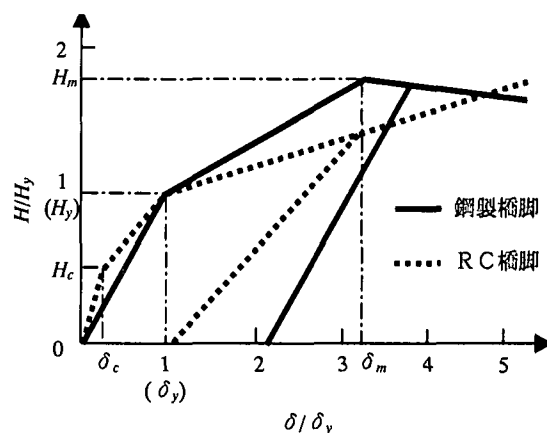


図-1 復元力特性

2.3 入力地震動

入力地震波の種類別、観測地点、方位、最大加速度および最大速度をそれぞれ表-2に示す。海洋型としては、通常設計によく用いられているEl Centro波などの観測波を、直下型としては兵庫県南部地震により観測された地震波を用いた。

強震時の弾塑性挙動の検討が目的のため、表-2に示した地震波の最大速度を、50cm/sと75cm/sに基準化して入力とした。すなわち、1つの解析モデルに関して、合計24回(=12×2)の非線形地震応答解析を実行したことになる。各橋脚に対して、これら24個の解析結果により最大応答変位の推定精度を検討した。地震応答解析においては、観測記録を線形補間することにより、すべて時間間隔0.005秒の加速度データとして用いた。

表-2 地震波の諸元

種別	観測地点	方位	最大加速度 cm/s ²	最大速度 cm/s
海洋型	El Centro (1940 Imperial Valley)	NS	341.7	32.4
	El Centro (1940 Imperial Valley)	EW	210.1	36.6
	Taft(1952 Kern County)	NS	152.7	14.6
	Taft(1952 Kern County)	EW	175.9	17.5
	八戸(1968十勝沖)	NS	225.0	34.3
	八戸(1968十勝沖)	EW	182.9	36.3
直下型	神戸海洋気象台 (1995兵庫県南部)	NS	818.0	90.6
	神戸海洋気象台 (1995兵庫県南部)	EW	617.3	75.5
	葦合(1995兵庫県南部)	x	570.8	83.0
	葦合(1995兵庫県南部)	y	705.1	106.8
	JR鷹取(1995兵庫県南部)	NS	641.7	132.4
	JR鷹取(1995兵庫県南部)	EW	666.2	127.7

3. 固有周期依存型SIによる最大応答変位推定法

3.1 固有周期依存型SI

Housnerは、一般的な構造物の固有周期の範囲を0.1～

2.5秒と考え、速度応答スペクトルを0.1~2.5秒まで積分した値として、スペクトルインテンシティ(SI)を定義した¹³⁾。しかしながら、ある特定の構造物に対しては、固有周期付近の応答スペクトルが有意な値であると考えられるため、SIはスペクトル特性を効果的に取り入れているとは言い難い。

そこで、特定の構造物の弾塑性応答に対して相関性の強い地震動指標として、固有周期依存型SIを考えるものとする。固有周期依存型SIは、対象とする構造物の固有周期に対応して速度応答スペクトルの積分範囲を変更し、その範囲内での速度応答スペクトルの平均値として求まる値であり(図-2参照)¹⁴⁾、式(1)のように表される。

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

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(固有周期),
 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。

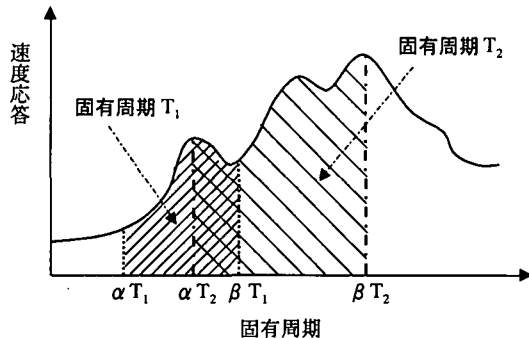


図-2 固有周期依存型SIの概念図

著者らは、文献8)において、鋼製橋脚およびRC橋脚を対象とした非線形地震応答解析結果から、最適な積分範囲に関して議論し、鋼製橋脚では $\alpha=0.9$, $\beta=1.2$ が、RC橋脚では $\alpha=1.0$, $\beta=2.8$ が最適であることを報告している。本研究でもこれらの結果を準用し、固有周期依存型SIを式(1)で算定するものとした。

最適な積分範囲が鋼製橋脚とRC橋脚で異なっているのは、長周期化の程度の差異であると考えられる。すなわち、図-1に示した復元力特性の違いにより、鋼製橋脚では塑性化後もあまり長周期化しないのに対し、RC橋脚では大きく長周期化するため、積分範囲が広がっていると考えられる。

3.2 最大応答変位の推定式

弾性応答の範囲では、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¹⁴⁾。

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

ここに、 δ_{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られることができる。そこで、式(2)の固有周期 T を、弾塑性応答中の等価固有周期 T_{eq} に、速度応答スペクトル S_v を固有周期依存型SI($SI_{n.p.}$)に置き換えることで、最大応答変位の推定値 $\delta_{est.}$ は次式のように求むることができる。

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

降伏変位や最大応答変位における割線剛性をを用いた周期により、等価周期を算定する方法が考えられる。しかし、弾塑性応答中の変位は、降伏変位よりも大きく、最大応答変位よりも小さい範囲内にあるため、実際の等価周期と比べて、降伏変位における割線剛性は短周期側の評価に、最大応答変位における割線剛性は長周期側の評価となる。したがって、本研究では、 $4 \sim 5 \delta_y$ 程度の最大応答変位を考慮するものとし、その平均的な変位である、 $2 \delta_y$ における割線剛性で、等価周期を求めるものとした(図-3参照)。

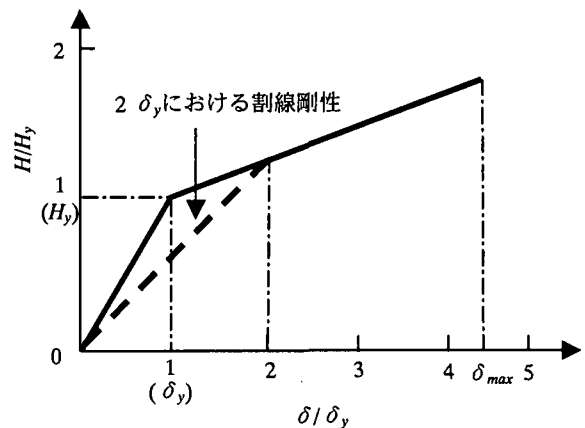


図-3 割線剛性の概念図

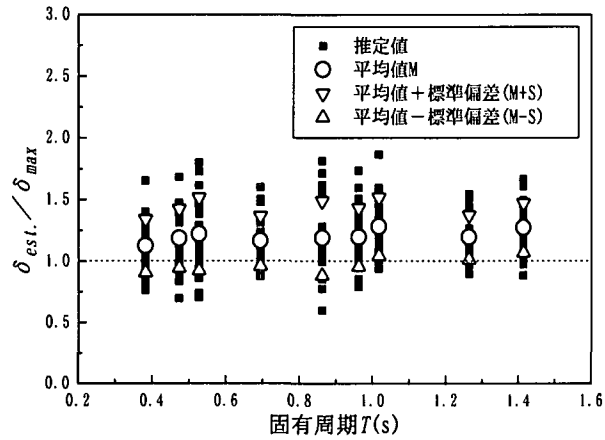
4. 最大応答変位の推定結果とその考察

鋼製橋脚9基とRC橋脚5基の弾塑性最大応答変位 δ_{max} と、最大応答変位の推定値 $\delta_{est.}$ との比較検討を行った。最大応答変位の推定は、3.2で示した固有周期依存型SIによる方法、およびエネルギー一定則と変位一定則による方法の3通りを検討した。

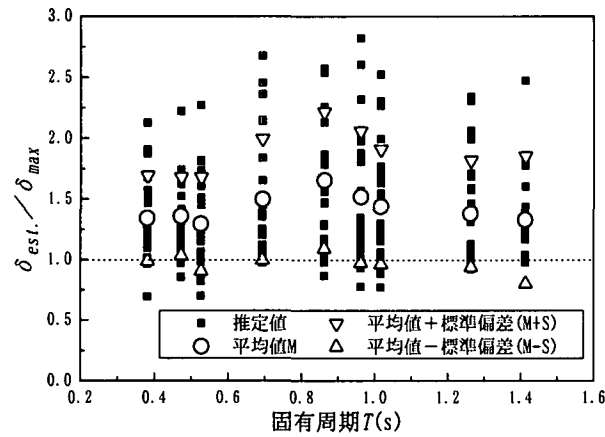
4.1 鋼製橋脚

鋼製橋脚の推定結果を図-4に示す。最大応答変位の推定値 $\delta_{est.}$ を弾塑性動的応答解析による最大応答変位 δ_{max} で除した値を縦軸に、橋脚の弾性固有周期を横軸に示している。したがって、縦軸値が1.0より大きいと過大評

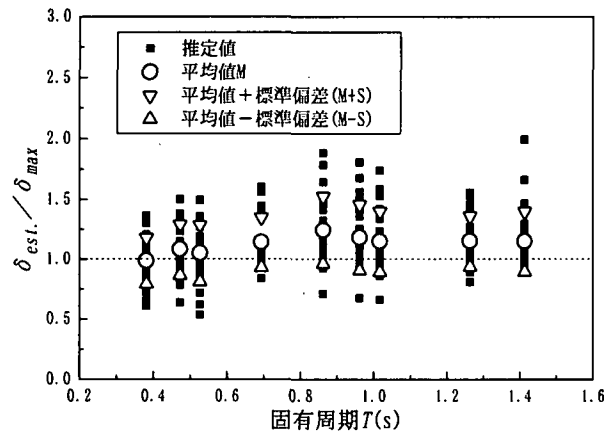
価側(設計的に安全側), 1.0より小さいと過小評価側(設計的に危険側)となる. 図-4(a), 図-4(b), 図-4(c)は, それぞれ固有周期依存型SI, エネルギー一定則, および変位一定則による推定結果である. 図中, ■で推定値, ○で各橋脚の平均値, ▽と△で平均値±標準偏差を表す.



(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



(c)変位一定則による推定

図-4 鋼製橋脚の最大応答変位の推定

図-4(a)より, 固有周期依存型SIによる推定は, 最大応答変位に対して0.6~1.8程度の範囲に分布しており, 全体的には過大評価側となる場合が多く, 設計的には安

全側の評価であるといえる. また, 各橋脚の平均値は, 最大応答変位に対して1.1~1.3程度であり, 固有周期による平均値(M)の変動はあまり大きくないことが分かる. 変動係数は16~24%であり, 平均値-標準偏差(M-S)は, わずかに1.0を下回る場合もあるが, ほぼ1.0に近い値となっている.

エネルギー一定則による推定は, 最大応答変位に対して0.7~2.8程度の範囲に分布しており, 固有周期依存型SIによる推定よりも大きめに評価されることが, 図-4(b)から分かる. 各橋脚の平均値は, 最大応答変位に対して1.3~1.6程度となっており, 過大評価側であることが分かる. また, 変動係数は23~36%程度であり, 3種類の推定手法の中で最もばらつきが大きい.

図-4(a)と図-4(c)から, 変位一定則による推定値は, 固有周期の小さい範囲を除いて, 固有周期依存型SIによる推定とほぼ等しい結果となっていることが分かる. また, 変動係数も18~23%程度であり, 固有周期依存型SIによる推定とほぼ同様である. これは, 図-1に示したように, 鋼製橋脚の復元力特性は, 降伏変位までは弾性剛性を維持し, 除荷剛性もほぼ弾性剛性と等しいため, 非線形化後もあまり長周期化しないためであると考えられる. そのため, 固有周期依存型SIに用いる最適な積分範囲が, $0.9T \sim 1.2T$ と, 弾性時の固有周期近傍のみ平均化するため, 固有周期依存型SIと弾性時の速度応答スペクトルの間に大きな差が生じていないからである.

しかし, 変位一定則による推定では, 平均値-標準偏差(M-S)は, 全橋脚とも1.0以下となり, 特に, 短周期側では0.6~0.7程度の小さい値となっている. したがって, 変位一定則による推定は, 固有周期依存型SIによる推定よりも, 短周期構造物において, 危険側となる可能性が大きいと考えられる.

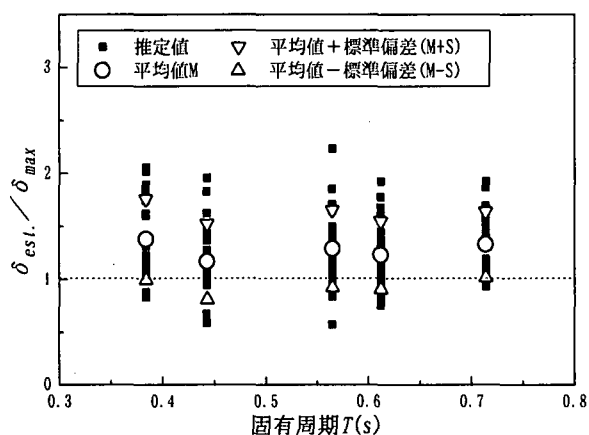
鋼製橋脚に関しては, エネルギー一定則による推定は安全側の評価となるものの, ばらつきが大きく推定精度はあまり良くない. 固有周期依存型SIによる推定と変位一定則による推定では, 推定精度はほぼ同等と考えられるが, 短周期構造物において変位一定則は危険側の評価となる場合がある. 固有周期依存型SIによる推定手法は, エネルギー一定則や変位一定則よりも, 推定精度や適用範囲の点で若干優れていると判断できる.

4.2 RC橋脚

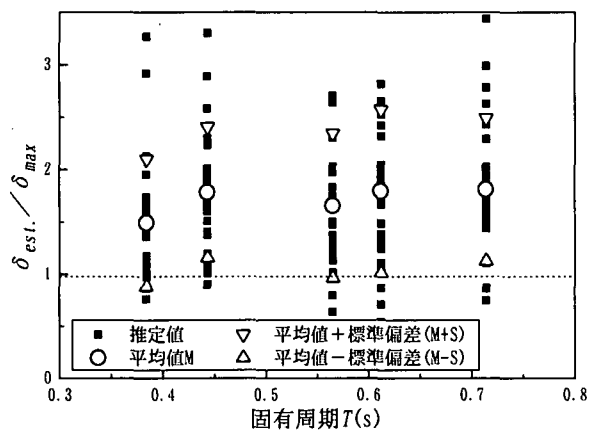
RC橋脚の最大応答変位に関して検討した結果を図-5に示す. 図中, 縦軸および横軸, 凡例などは図-4と同じである.

図-5(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0.6~2.4程度の範囲に分布しており, 全体的に安全側の推定である. ただし, 各橋脚における変動係数は24~28%程度であり, 鋼製橋脚の16~24%と比べてばらつきが大きい. 平均値は, 最大応答値に対して1.2~1.4程度であり, 鋼製橋脚と同様, 固有周期が変

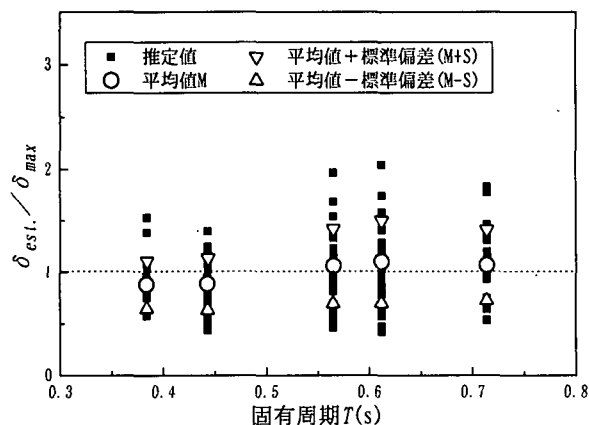
わっても平均値は大きく変化しない。平均値-標準偏差(M-S)も鋼製橋脚と同様、わずかに1.0を下回るが、ほぼ1.0に近い値となっている。



(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



(c) 変位一定則による推定

図-5 RC橋脚の最大応答変位の推定

エネルギー一定則による推定は、図-5(b)より、最大応答値に対して0.6~3.4程度とかなり広範囲に分布していることが分かる。各橋脚における変動係数も38~60%程度であり、最もばらつきが大きい。

変位一定則による推定は、平均値Mがほぼ1.0であり、

平均値-標準偏差(M-S)は、すべての橋脚で1.0以下となっており、危険側の評価となる可能性が高い。特に、短周期側では、平均値Mも1.0以下となっている。

鋼製橋脚では、固有周期依存型SIによる推定結果とほぼ等しい精度を有していたのに対し、RC橋脚では推定結果が大きく異なったのは、長周期化の程度に差異があるためと考えられる。すなわち、RC橋脚の場合、降伏前にひび割れによる剛性低下や除荷剛性の劣化が生じるため、弾性時と比較して非線形化後の固有周期は大きく延びる。そのため、固有周期依存型SI値と弾性時の速度応答スペクトル値の間に大きな差が生じるからである。RC橋脚が非線形化後に大きく長周期化することは、固有周期依存型SIに用いる最適な積分範囲が、 $1.0T \sim 2.8T$ であることから推察できる。

RC橋脚に関しても、エネルギー一定則による推定は安全側の評価となるものの、ばらつきが大きい。変位一定則による推定は、平均値-標準偏差(M-S)が1.0を下回り危険側の評価となる可能性が大きいことが分かる。固有周期依存型SIによる推定手法は、エネルギー一定則や変位一定則よりも、推定精度や適用範囲の点で優れていると判断できる。

4.3 分布形状の検討

ここでは、3通りの推定手法による最大応答変位推定結果の分布性状に関して検討した。

鋼製橋脚およびRC橋脚ともに、固有周期が最小と最大のモデルであるS3025とS6065、RC38とRC71の推定結果の分布形状を、それぞれ図-6と図-7、図-8と図-9に示す。図-6~図-9において、(a)は固有周期依存型SIによる推定結果を、(b)はエネルギー一定則による推定結果を、(c)は変位一定則による推定結果を示している。図中、左側には推定結果の度数分布を、右側には累積度数分布を表している。横軸は両グラフともに、最大応答変位の推定値を弾塑性最大応答値で除した値である。また、累積度数分布図には、最大応答変位の推定が弾塑性最大応答変位に等しくなる点を、破線で示してある。

図-6(a)~図-9(a)から、固有周期依存型SIによる推定結果は、平均値を中心にばらついていることが分かる。また、累積度数分布から推定結果が最大応答値よりも小さく推定される割合は20~40%程度であることが分かる。

エネルギー一定則による推定は、図-6(b)~図-9(b)より、他の2種類の推定手法よりばらつきの程度が大きく、推定精度はあまり良くないことが分かる。特に、過大評価となる側に裾野が広がった分布を示している。

つぎに、図-6(c)~図-9(c)から、変位一定則による推定は、平均値よりも小さい側に推定される確率の高い分布形状を示している。また、推定結果が最大応答値よりも小さく推定される割合は50~80%程度であり、固有周期依存型SIによる推定よりも危険側となる可能性の大きいことが分かる。

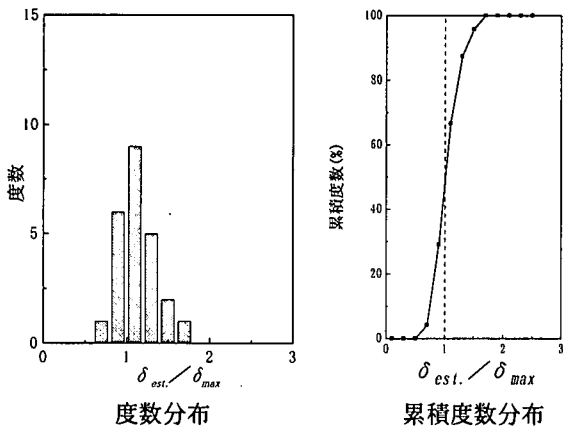


図-6(a) 固有周期依存型SIによる推定(S3025)

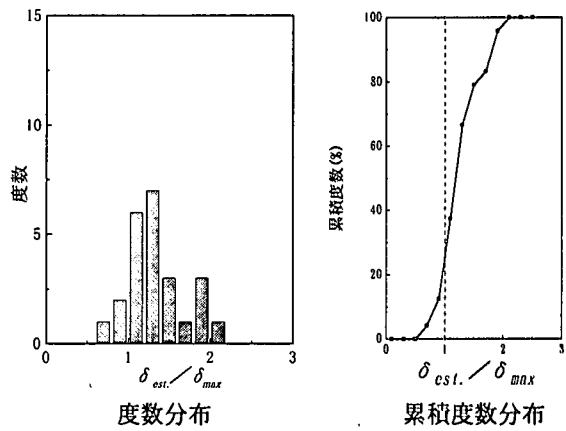


図-6(b) エネルギー一定則による推定(S3025)

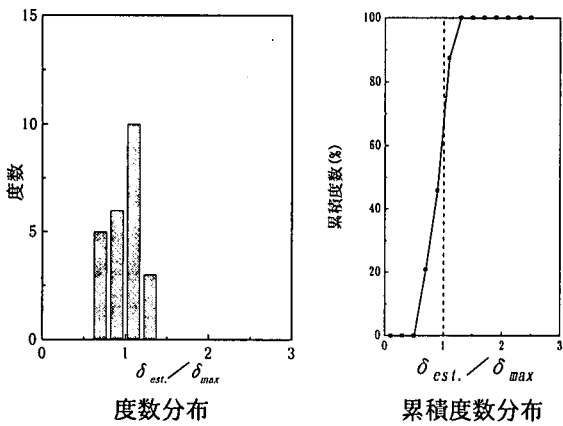


図-6(c) 変位一定則による推定(S3025)

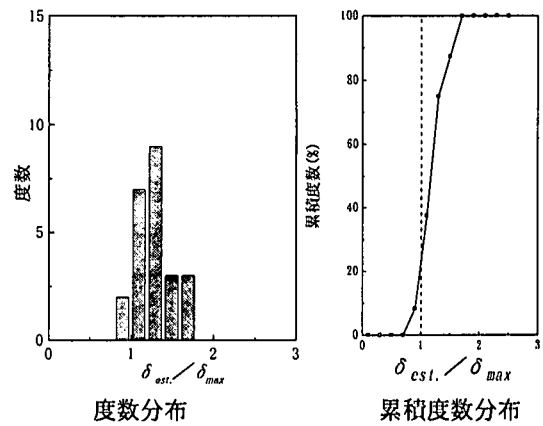


図-7(a) 固有周期依存型SIによる推定(S6065)

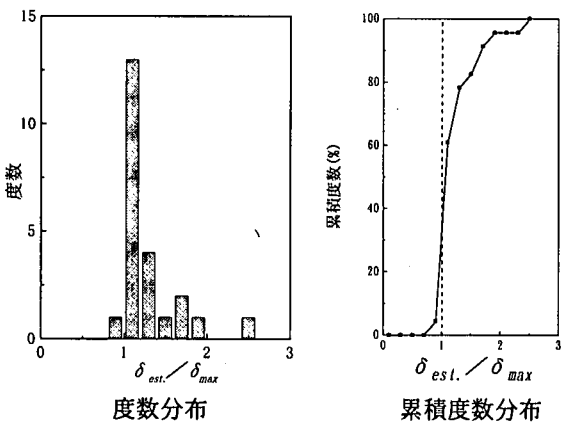


図-7(b) エネルギー一定則による推定(S6065)

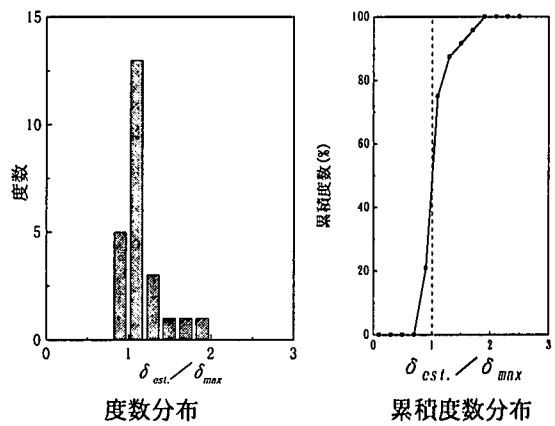


図-7(c) 変位一定則による推定(S6065)

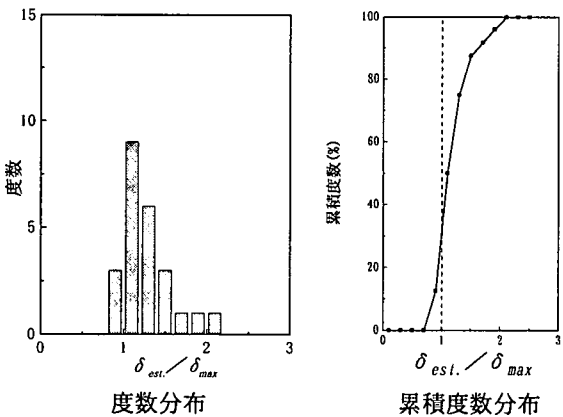


図-8(a) 固有周期依存型SIによる推定(RC38)

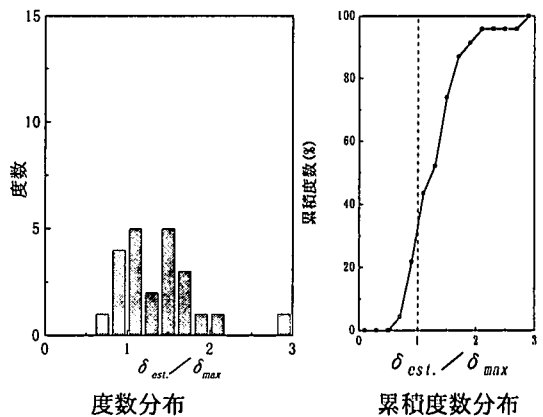


図-8(b) エネルギー一定則による推定(RC38)

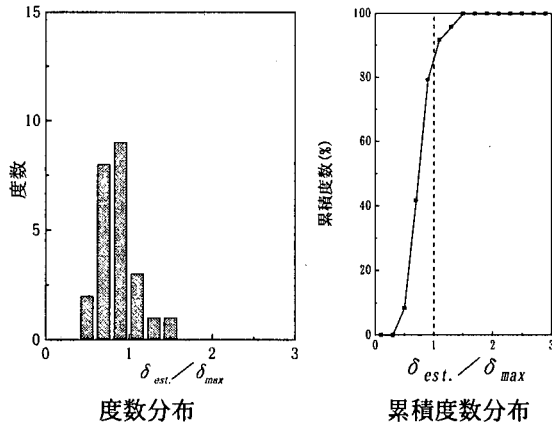


図-8(c) 変位一定則による推定(RC38)

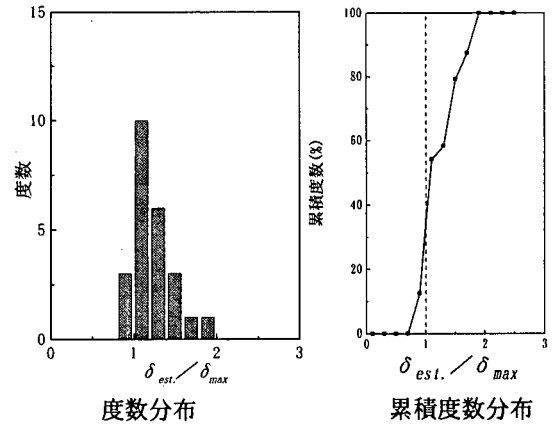


図-9(a) 固有周期依存型SIによる推定(RC71)

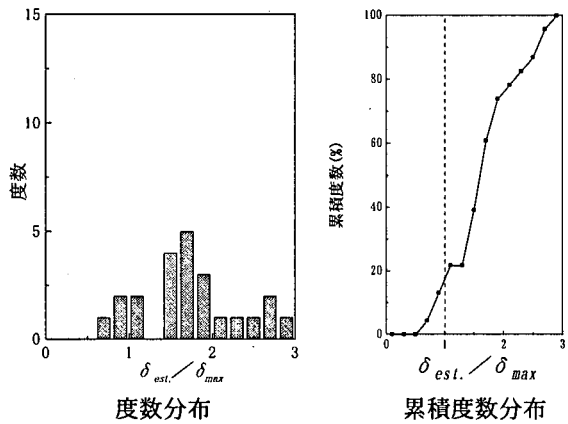


図-9(b) エネルギー一定則による推定(RC71)

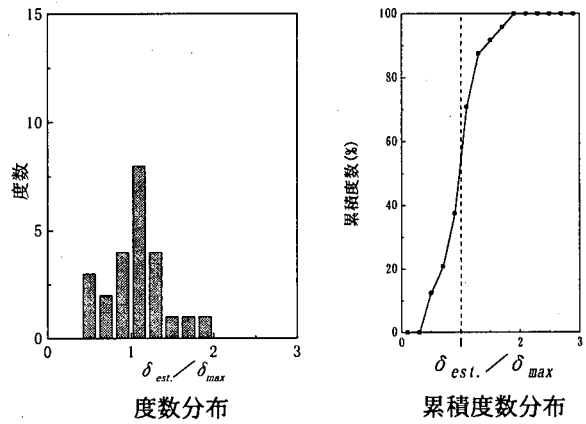


図-9(c) 変位一定則による推定(RC71)

4.4 設計への適用と残留変位に関する考察

4.1~4.3において、本提案手法が推定精度・適用範囲の点で優れていることを示した。ここでは、本評価手法の設計への適用について考えてみる。

現行の道路橋示方書・耐震設計編では、1次設計として中小地震に対して弾性設計を行い、2次設計として強震時には構造物の靱性(ダクティリティ)を期待した地震時保有水平耐力法による設計を行っている。そこではエネルギー一定則に基づいて塑性率(弾塑性最大応答変位)を求めることとしている。しかしながら、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精度の点で優れていることを示した。したがって、地震時保有水平耐力法における塑性率(弾塑性最大応答変位)の算定に、固有周期依存型SIを用いた推定手法を用いることができると考えられる。

つぎに、将来の設計法として動的解析による耐震設計法に移行した場合を考える。弾塑性動的解析から求まる最大応答変位は、入力に用いる地震波の非定常性の影響を強く受けるため、同一の応答スペクトルを有する複数の地震波による解析結果は異なることが知られている。したがって、動的解析による耐震設計においては、複数の地震波による解析が必要になると考えられる。しかしながら、一般の構造物すべてに対して複数の地震波による動的解析を行うことは、時間やコストの面で現実的

ない場合も想定される。一方、ここで検討した固有周期依存型SIによる最大応答変位の推定手法では、同一の設計スペクトルに対する最大応答変位の推定値(平均値)と推定式に含まれる推定誤差も考慮した評価が行える。したがって、簡易的な準動的設計法として用いることができると考えられる。また、断面設計が固まらない初期段階において、本提案手法により多数の地震波に対する最大応答変位を評価することで、設計の前段階での見通しを良くすることにも用いることができる。

既往の研究において、著者らは、残留変位と相関性の強い地震動指標は簡単には求まらないことを指摘している⁹⁾。そのため、固有周期依存型SIを用いた推定式からは、残留変位を推定することは難しいと考えられる。したがって、残留変位に関しては、地震動指標から直接推定せず、鋼製橋脚では文献5)により導かれた最大応答変位と残留変位との関係式を用いて、RC橋脚では文献15)に示された残留変位比応答スペクトルを用いて評価するとよいと考える。この際、最大応答変位は、固有周期依存型SIを用いた推定式により評価する。

5. 結論

鋼製橋脚とRC橋脚を対象として、耐震設計において最大応答変位を簡便に推定する手法の検討を行った。本研究で得られた結論を以下のように示す。

- (1) 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た、簡便な最大応答変位の推定式を提案した。
- (2) エネルギー一定則による最大応答変位の推定値は、鋼製橋脚、RC橋脚ともにばらつきが大きい。また、RC橋脚の場合、変位一定則による推定値は、平均値－標準偏差が最大応答変位を下回る値となることが多く、危険側の評価となる可能性が高い。
- (3) 固有周期依存型SIによる最大応答変位推定の平均値は、鋼製橋脚で最大応答変位の1.20倍、RC橋脚では1.28倍程度の値となる。また、平均値から標準偏差を差し引いた値(M-S)は、最大応答変位とほぼ同等の値となるため安全側の評価となることを示した。
- (4) 提案した推定手法は、平均値や平均値－標準偏差の値が橋脚の固有周期によらず安定しており、推定精度や適用範囲の点で、エネルギー一定則や変位一定則よりも優れていることを示した。

最大応答変位の推定精度をさらに向上させるため、復元力特性の影響を推定式に取り入れることや、合理的な等価周期の決定方法などの検討を進めることが必要である。また、本推定手法の多質点系構造物への適用も今後の課題であろう。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1996。
- 2) Newmark,N.M. and Veletsos,A.S.: Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, *Proc. of 2nd WCEE*, pp.895-912, 1960.
- 3) Caltrans: Memo to Designers 20-1, California Department of Transportation, Jan. 1999.
- 4) 川島一彦，長谷川金二：鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答特性及びエネルギー一定則の適用性に関する実験的研究，土木学会論文集，No.483/I-26, pp.137-146, 1994。
- 5) 才塚邦宏，宇佐美勉，才崎一也，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/I-38, pp.119-129, 1997。
- 6) 中島章典，深山大介，大塚久哲，佐藤貴志，鈴木基行：鋼製橋脚の弾塑性最大応答変位推定法について，土木学会論文集，No.570/I-40, pp.297-304, 1997。
- 7) 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。
- 8) 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。
- 9) 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/I-37, pp.191-204, 1996。
- 10) 大塚久哲，松田泰治，山口 斉，栗木茂幸：地震力による鋼製橋脚の応答変位推定法に関する研究，第25回地震工学研究発表会講演論文集，pp.793-796, 1999。
- 11) 土木学会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996。
- 12) (社)日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，1997。
- 13) Housner, G.W.: Spectrum Intensity of Strong-Motion Earthquakes, *Proc. of Symp. Earthquake and Blast Effects on Structures*, Earthquake Engineering Research Institute, pp.20-36,1952.
- 14) 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。
- 15) 川島一彦，Gregory A.M.，星隈順一，長屋和宏：残留変位応答スペクトルの提案とその適用，土木学会論文集，No.501/I-29, pp.183-192, 1994。

(1999年11月19日受付)

A NEW ESTIMATION METHOD FOR THE MAXIMUM RESPONSE DISPLACEMENT OF BRIDGE PIERS

Takeshi KITAHARA and Yoshito ITOH

In the seismic design, the elasto-plastic maximum response displacement is usually estimated based on the equal energy or equal displacement assumption. However, the nonlinear response is dependent on the non-stationary characteristics of input waves so that the result based on the equal energy or displacement assumption is not always accurate. In this study, we propose a new method that the elasto-plastic maximum displacement can be estimated using the natural-period-dependent spectrum intensity (SI). In order to evaluate the accuracy of proposed estimation method, the results of the nonlinear dynamic analyses of SDOF model with far-field and near-field waves are used. Consequently, it is found that the maximum response displacement can be estimated more accurately using the natural-period-dependent SI than based on the equal energy or equal displacement assumption.