

固有周期依存型SIを用いた鋼製およびRC橋脚の 弾塑性最大応答変位の推定法に関する研究

Estimation method of the elasto-plastic maximum response displacement
of steel and RC bridge piers using natural-period-dependent SI

北原武嗣*, 伊藤義人**

Takeshi Kitahara and Yoshito Itoh

*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)

In the seismic design of bridge piers, the nonlinear responses are usually estimated using the equal energy assumption or equal displacement assumption. However, the nonlinear responses of structures are dependent on the periodic characteristics of input earthquake motions so that the results using the equal energy assumption or equal displacement assumption are not sometimes so accurate. In this study, we propose a method that the elasto-plastic maximum displacement of structures is estimated using the natural-period-dependent spectrum intensity (SI). In order to evaluate the accuracy of the proposed estimation method of the maximum response displacement, the results of the nonlinear dynamic analyses using SDOF model with far-field and near-field earthquake motions are used. The natural-period-dependent SI is a mean value taking account of the periodic characteristics of input earthquake motions and has a strong correlation with the nonlinear response of structures. It is clarified that the maximum response displacement can be estimated more accurately using the natural-period-dependent SI than using the equal energy assumption or equal displacement assumption.

*Key Words : elasto-plastic maximum response displacement, natural-period-dependent SI,
equal energy assumption, equal displacement assumption*

キーワード: 弾塑性最大応答変位, 固有周期依存型 SI, エネルギー一定則, 変位一定則

1. はじめに

兵庫県南部地震で, 多くの構造物が被害を受けたのを契機に, 土木構造物の耐震設計において, 構造物が弾塑性応答を示すような, 強震時における挙動をも考慮されるようになってきている。

道路橋の分野でも, 1996年には道路橋示方書の耐震設計編¹⁾が改訂され, 鋼製橋脚においてもRC橋脚と同様靱性(ダクティリティ)設計の考えが導入されるようになった。そこでは, 1次設計レベルの震度法のみを検討では地震時の橋脚の弾塑性挙動を十分には明らかにすることができないため, 2次設計レベルの地震動に対しても, 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より厳密に評価することが求められるようになってきた。

道路橋示方書の地震時保有水平耐力法では, 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

いて弾塑性最大応答を推定することとしている。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とはほぼ等しい」とみなす考え方である⁴⁾。エネルギー一定則以外にも, 「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という考え方もある。

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ことが知られており, この影響を考慮することのできないエネルギー一定則や変位一定則では, 精度よく弾塑性応答が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の推定精度や適用範囲に関して実験^{5), 6)}および解析による研究^{7), 8)}が行われており, エネルギー一定則による最大応答変位の推定結果にはばらつきが大きいこと⁷⁾や, これら一定則の適用範囲は構造物の固有周期や応答塑性率, および入力地震波に依存することが報告されている^{6), 8)}。

そこで本研究では、エネルギー一定則や変位一定則よりも精度よく最大応答変位を推定することを目標として検討を行った。ここでは、文献9)で著者らが提案した、地震動の周期特性を考慮しうる指標として固有周期依存型SI (spectrum intensity) を考えた。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、構造物の塑性化による長周期化の影響を考慮できる指標である。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た指標であり^{9), 10)}、最大応答変位を精度よく推定できると考えた。

最大応答変位の推定に関して、その精度の検証を行うため、まず、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-質点系の弾塑性地震応答解析を行い最大応答変位を求めた。現時点で最も精度が良いと言われている復元力特性として、鋼製橋脚に対しては2パラメータモデルを、RC橋脚にはD-トリリニア(武田)モデルを用いた。ここでは、解析による最大応答変位を、実際の橋脚の地震時最大応答変位であるとみなして検討を行った。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を検討した。この際、海洋型地震波と内陸直下型地震波とによって精度や適用範囲に差異が生じるかに関しても検討するものとした。

2. 解析手法

2.1 解析対象

現行の道路橋示方書の震度法により一次設計された、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 橋脚の諸元

名称	種類	H_y (kN)	δ_y (cm)	固有周期 T (s)
S3025	鋼製	1560	1.39	0.38
S3045	鋼製	855	4.43	0.69
S3065	鋼製	663	9.30	1.02
S4525	鋼製	2270	2.14	0.47
S4545	鋼製	1350	6.80	0.86
S4565	鋼製	966	14.3	1.26
S6025	鋼製	2730	2.65	0.53
S6045	鋼製	1640	8.45	0.96
S6065	鋼製	1170	17.8	1.41
RC38	RC	5570	4.23	0.38
RC44	RC	5490	4.12	0.44
RC56	RC	1490	3.88	0.56
RC61	RC	1450	3.92	0.61
RC71	RC	1380	3.27	0.71

表-1に各橋脚のモデル名称、種類、降伏水平力 H_y 、降伏水平変位 δ_y および固有周期を示す。モデル名称に関しては、鋼製橋脚の場合、先頭の文字がSで始まり、数字前2桁が幅厚比パラメータを100倍した数値を、後2桁が細長比パラメータを100倍した数値を表している。RC橋脚では、RCの文字で始まり、あとの数字は固有周期を100倍した数値を表している。

鋼製橋脚モデルは、フランジ板の幅厚比パラメータを0.3~0.6、細長比パラメータを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により、鋼製橋脚の固有周期は0.38~1.41秒となった。これは、実際の鋼製橋脚の固有周期範囲をほぼ網羅していると考えられる。

2.2 解析モデル

解析モデルは、対象橋脚が単柱形式の橋脚であり、高次の振動モードの影響は小さいと考え、図-1に示すような1質点のばね-質点系モデルとした。減衰定数は5%と設定した。鋼製橋脚とRC橋脚では実際の減衰定数の値は異なると考えられるが、減衰定数を正しく評価することは困難なため、ここでは簡便に5%という値を用いるものとした。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。

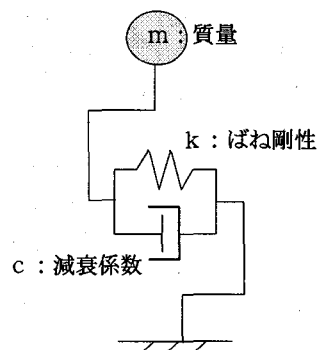


図-1 ばね-質点系モデル

図-2に復元力特性を示す。縦軸は降伏水平力で無次元化した水平力(無次元化水平力)を、横軸には降伏水平変位で無次元化した水平変位(無次元化変位)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_y 、 δ_y 、 H_c 、 δ_c はそれぞれ最大水平力、最大水平力時水平変位、降伏水平力、降伏水平変位、初期ひび割れ発生水平力、初期ひび割れ発生水平変位を示している。

鋼製橋脚の復元力特性には2パラメータモデル¹²⁾を用いた。本モデルは、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ことが報告されている^{14), 15)}。 H_m や δ_m などのパラメータ値は、文献13)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既設道路橋の耐震補強に関する参考資料¹⁶⁾に基づいて算定した。これらのパラメータ値のうち、 H_y 、 δ_y を表-1に示している。

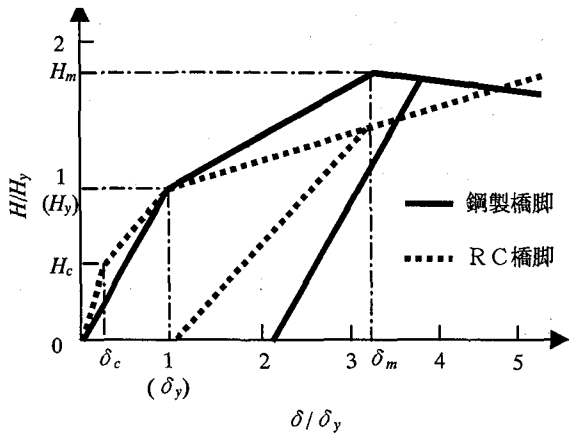


図-2 復元力特性

図-2より、鋼製橋脚では降伏水平力までは弾性挙動を示し、除荷剛性も弾性剛性と等しいのに対し、RC橋脚では降伏水平力以前にひび割れが生じ剛性が低下し、除荷剛性は弾性剛性よりも低下するように復元力特性が設定されていることが分かる。したがって、鋼製橋脚では塑性化後も剛性の劣化が小さいため、長周期化の程度は小さいが、RC橋脚では大きく長周期化するものと考えられる。

これらの復元力特性は、最大応答変位の算定において十分な精度を有しているときのみ、解析から求めた最大応答変位を、実際の橋脚の最大応答変位と考えるものとした。

2.3 入力地震動

表-2(a)と表-2(b)に、今回の入力地震動として用いる海洋型地震波と内陸直下型地震波の観測地点(地震名)、方位、最大加速度および最大速度をそれぞれ示す。海洋型地震波としては、現在設計に通常よく用いられているEl Centro波などの地震波を、内陸直下型地震波としては兵庫県南部地震により観測された地震波を使用した。

地震波データの観測時間間隔は0.01秒および0.02秒である。地震応答解析には、これらのデータ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。地震応答解析は線形加速度法によった。

強震時の弾塑性動的挙動をターゲットとして検討を行うため、表-2に示した入力地震波全12波に関して、その最大速度を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)の弾塑性地震応答解析を実行し、各橋脚に対して24個の解析結果から、最大応答変位の推定精度を検討した。

表-2 地震波の諸元

(a) 海洋型地震波

観測地点(地震名)	方位	最大 加速度 (cm/s ²)	最大 速度 (cm/s)
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

(b) 内陸直下型地震波

観測地点(地震名)	方位	最大 加速度 (cm/s ²)	最大 速度 (cm/s)
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
大阪ガス葺合 (1995兵庫県南部)	(x)	570.8	83.0
大阪ガス葺合 (1995兵庫県南部)	(y)	705.1	106.8
J R鷹取駅(1995兵庫県南部)	NS	641.7	132.4
J R鷹取駅(1995兵庫県南部)	EW	666.2	127.7

3. 固有周期依存型SIを用いた最大応答変位の推定方法

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、スペクトルインテンシティ(SI)を以下のように定義した^{18),19)}。

$$SI = \frac{1}{2.4} \int_{0.1}^{2.5} S_v(\tau, h) d\tau \tag{1}$$

ここに、 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。

式(1)では、SIは対象とする構造物にかかわらず、常に0.1～2.5秒の間で速度応答スペクトルを積分している。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がたい。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に有効な指標であると言える。

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、図-3に示すように、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

分範囲を変更する固有周期依存型SIを考える^{9),10)}。固有周期依存型SI($SI_{n.p.}$)は、式(2)のように表される。

$$SI_{n.p.} = \frac{1}{(\beta - \alpha)T} \int_{\alpha T}^{\beta T} S_v(\tau, h) d\tau \quad (2)$$

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。

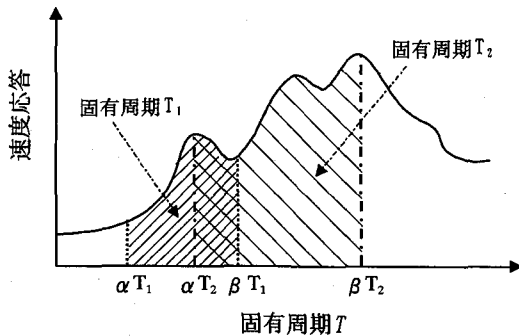


図-3 固有周期依存型SIの概念図

著者らは、文献9),10)において、鋼製橋脚およびRC橋脚を対象とした弾塑性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を次式で算定するものとした。式(3a)は鋼製橋脚に対する算定式、式(3b)は、RC橋脚に対する算定式を示している。ここに、減衰定数 h は、解析に用いた値と等しいものとし、 $h=0.05$ とした。

$$SI_{n.p.} = \frac{1}{0.3T} \int_{0.9T}^{1.2T} S_v(\tau, 0.05) d\tau \quad (3a)$$

$$SI_{n.p.} = \frac{1}{1.8T} \int_{1.0T}^{2.8T} S_v(\tau, 0.05) d\tau \quad (3b)$$

表-2に示した地震波の中から、神戸海洋気象台波(EW)、大阪ガス葺合波(y)およびJR鷹取駅波(EW)を例として、速度応答スペクトルを図-4に、鋼製橋脚に対する固有周期依存型SIスペクトルを図-5(a)に、RC橋脚に対する固有周期依存型SIスペクトルを図-5(b)に示す。

図-4、図-5より、固有周期依存型SIスペクトルは速度応答スペクトルと比較してなだらかな曲線になっていることが分かる。このことにより、速度応答スペクトルの局所的なピークによる悪影響を受けにくくなっていると考えられる。

RC橋脚に対する固有周期依存型SIスペクトルは速度応答スペクトルとかなり傾向が異なっている。例えば、速度応答スペクトルでは固有周期が0.3~1.0秒までは、

神戸海洋気象台波(EW)が最も大きな値を示しているが、固有周期依存型SIスペクトルでは、神戸海洋気象台波(EW)が最も大きい値を示すのは固有周期が0.1~0.4秒程度の時であり、0.4秒以上ではJR鷹取駅波(EW)が大きな値となることが分かる。

しかしながら鋼製橋脚では、固有周期依存型SIスペクトルと速度応答スペクトルとの間に大きな差異は見られない。これは鋼製橋脚の場合、非線形化後もあまり長周期化しないため、固有周期依存型SIの積分範囲が、弾性固有周期近傍のみになっているからであると考えられる。

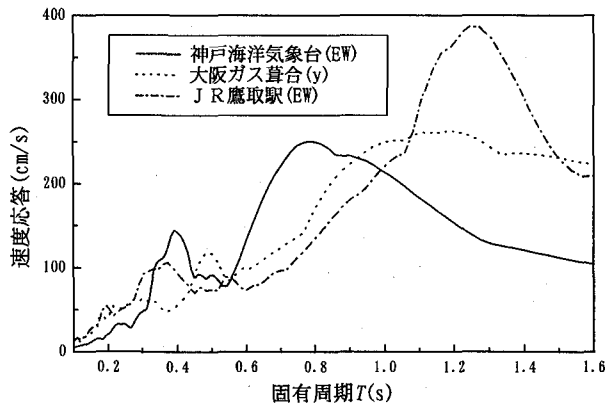
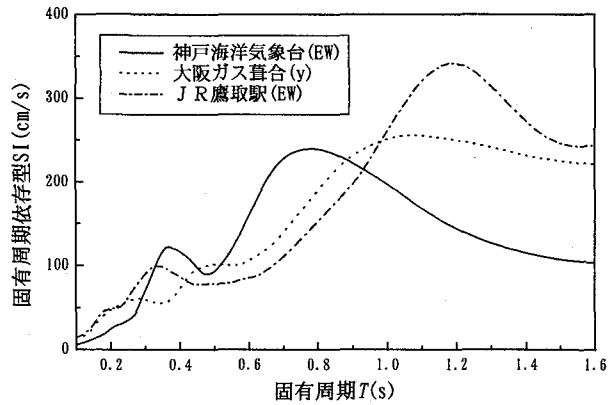
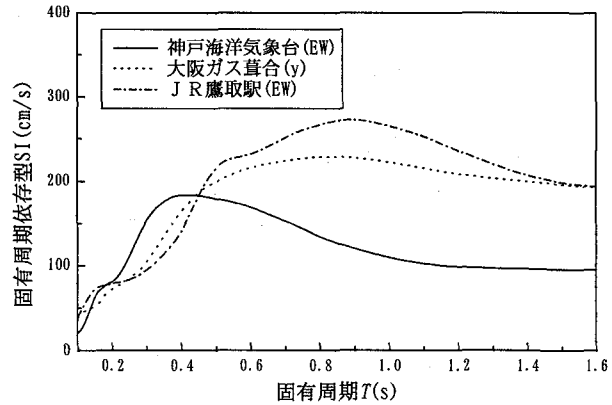


図-4 速度応答スペクトル



(a) 鋼製橋脚



(b) RC橋脚

図-5 固有周期依存型SIスペクトル

3.2 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²⁰⁾。

$$\delta = S_d \approx \left(\frac{T}{2\pi} \right) S_v \quad (4)$$

ここに、 δ : 最大変位, 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(2)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。そこで、式(4)の固有周期 T を、弾塑性応答中の等価固有周期 T_{eq} に、 S_v を $SI_{n.p.}$ 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

$$\delta_{est.} = \left(\frac{T_{eq}}{2\pi} \right) SI_{n.p.} \quad (5)$$

弾塑性応答中の等価固有周期を厳密に求めることは困難である。等価固有周期として、降伏変位もしくは最大応答変位における割線剛性を用いた周期とする方法も考えられる。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。そこで本研究では、2次設計レベルの地震動に対して降伏変位の4~5倍程度の最大応答変位が生じるものと考え、その平均的な変位である、降伏変位の2倍の変位における割線剛性による周期を等価周期として用いるものとした(図-6参照)。

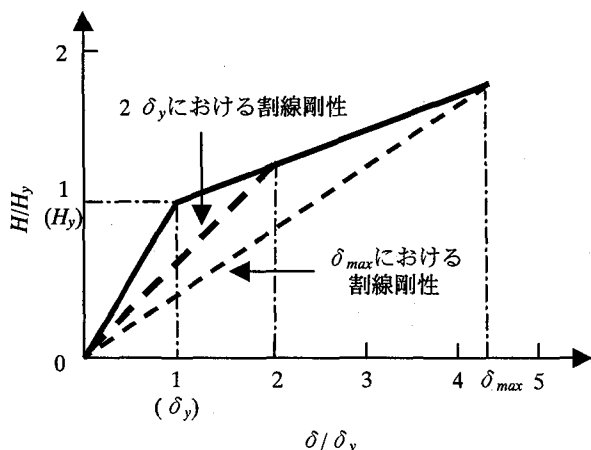


図-6 割線剛性の概念図

$2\delta_y$ における割線剛性による周期を等価周期として用いると、式(5)から、降伏変位による割線剛性を用いる

よりも、最大応答変位の推定において安全側の評価となる。本検討では、便宜的に $2\delta_y$ における割線剛性による周期を等価剛性としたが、より合理的な等価周期の算定方法の検討が課題として残る。

以上により、本研究で提案する固有周期依存型SIを地震動指標とした弾塑性最大応答変位の推定式が求まった。本提案式の推定精度を以降において検討する。

4. 最大応答変位の推定結果とその考察

解析対象とした9基の鋼製橋脚および5基のRC橋脚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。弾塑性最大応答変位 δ_{max} は2.で述べた弾塑性地震応答解析から評価した値である。また、最大応答変位の推定方法としては、3.2で示した固有周期依存型SIを用いた方法、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

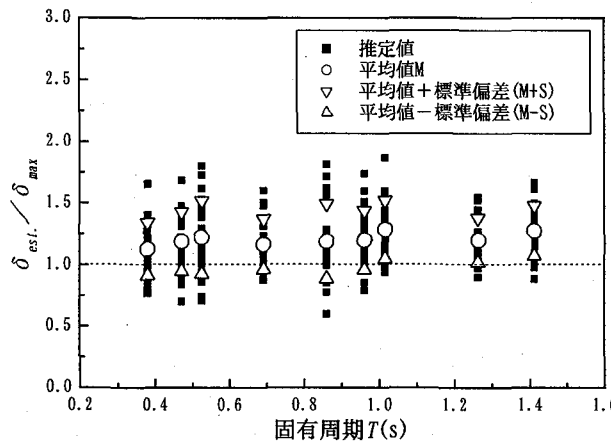
図-7に鋼製橋脚の結果を示す。縦軸は最大応答変位の推定値 $\delta_{est.}$ を弾塑性地震応答解析による最大応答変位 δ_{max} で除したものを、横軸は橋脚の弾性固有周期を示している。したがって、縦軸の値が1.0より大きい場合、推定値が過大評価側、1.0より小さい場合が過小評価側である。図-7(a)は固有周期依存型SI、図-7(b)はエネルギー一定則、図-7(c)は変位一定則による推定結果を示している。図中、■は推定結果を、○は各橋脚の平均値を、▽と△は平均値から標準偏差を足し引きした値を表している。

図-7(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、全体的な傾向としては過大評価側であり、設計的には安全側の評価であるといえる。各橋脚における平均値は、最大応答変位に対して1.1~1.3程度であり、固有周期が変わっても、その平均値(M)は大きく変化しないことが分かる。変動係数は0.16~0.24となっており、標準偏差を考慮した下限値(M-S)は、わずかに1.0を下回る場合もあるが、ほぼ1.0に近い値となっており、危険側の評価を下す危険性は少ないと考えられる。

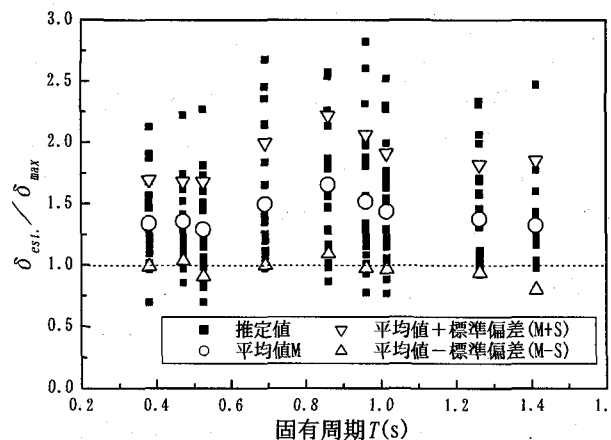
図-7(b)より、エネルギー一定則による推定は、最大応答変位に対して0.7~2.8程度の範囲に分布しており、固有周期依存型SIによる推定よりも過大に評価される傾向にある。各橋脚の平均値は、最大応答変位に対して1.3~1.6程度となっており、やはり過大評価側であることが分かる。また、変動係数は0.23~0.36程度であり、ばらつきも大きい。

図-7(c)から、変位一定則による最大応答変位の推定結果の平均値は、固有周期依存型SIによる推定結果の平均値とほぼ等しい結果となっていることが分かる。これ

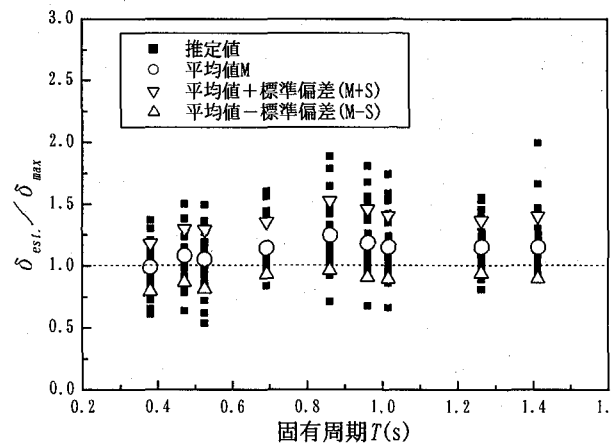
は、図-4、図-5(a)に示したように、鋼製橋脚の場合、非線形化後もあまり長周期化しないため、固有周期依存型SI値と弾性時の速度応答スペクトル値の間に大きな差が生じていないためであると考えられる。鋼製橋脚が非線形化後もあまり長周期化しないことは、式(3a)に示したように、固有周期依存型SIに用いる最適な積分範囲が、 $0.9T \sim 1.2T$ であることから推察できる。また、変動係数も0.18～0.23程度であり、固有周期依存型SIによる推定とほぼ同精度である。



(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-7 鋼製橋脚の最大応答変位の推定

しかしながら、短周期側の橋脚において、平均値から標準偏差を差し引いた値(M-S)は、提案式では0.9程度であるが、変位一定則による推定では0.6～0.7程度の小さい値となっている。このことは、変位一定則は短周期構造物の最大応答変位を過小評価するという従来からの指摘とも一致する。したがって、変位一定則による推定は、短周期側の橋脚において、固有周期依存型SIによる推定より、危険側の評価となる可能性が大きいと考えられる。

表-3に、鋼製橋脚に対する推定結果の全橋脚に対する平均値と変動係数を示す。表-3より、エネルギー一定則による推定は、平均値は1.42と過大評価側であり、変動係数も0.329と大きいことが分かる。本研究での提案推定式や変位一定則と比較して、エネルギー一定則を用いた推定精度には問題があると言わざるを得ない。

表-3 推定結果(鋼製橋脚)

	提案式	エネルギー一定則	変位一定則
全平均値(M)	1.20	1.42	1.13
変動係数(S/M)	0.199	0.329	0.218

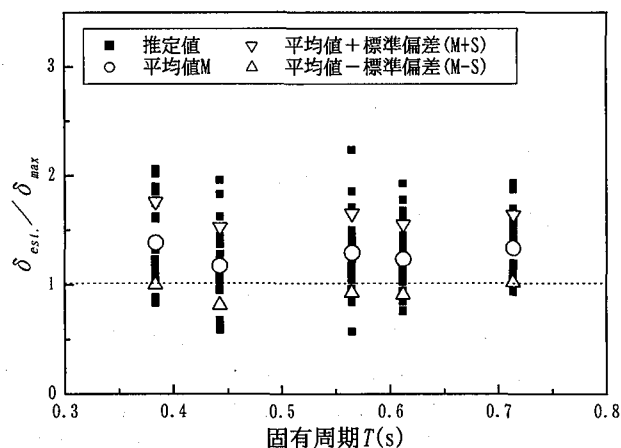
本提案手法と変位一定則を比較すると、平均値と変動係数からだけで判断するとほぼ同等の推定精度を有していると考えられる。しかしながら、図-7の考察で述べたように変位一定則による推定は、特に短周期側の橋脚において危険側の評価となる可能性が大きいことを考え合わせると、本研究で提案した固有周期依存型SIを用いた推定法が適用範囲の点で優っていると判断できる。

4.2 RC橋脚

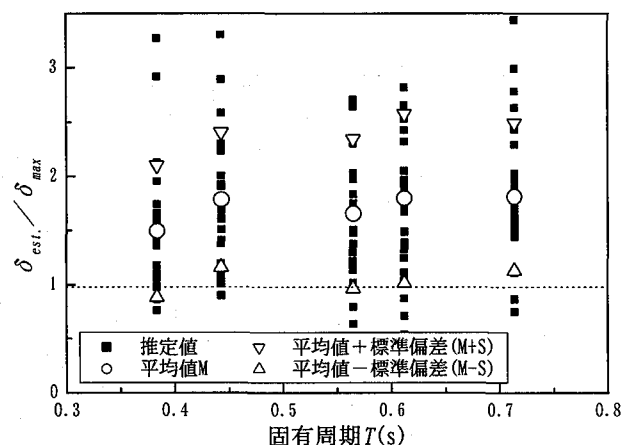
RC橋脚の最大応答変位に関して検討した結果を図-8に示す。図中、縦軸および横軸、凡例などは図-7と同じである。

図-8(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、全体的な傾向としては過大評価側である。ただし、各橋脚における変動係数は0.24～0.28程度となっており、鋼製橋脚の0.16～0.24と比較するとばらつきが大きいことが分かる。各橋脚における平均値は、最大応答値に対して1.2～1.4程度となっており、固有周期が変わっても平均値は大きく変化しないことが分かる。平均値から標準偏差を差し引いた値(M-S)は、わずかに1.0を下回るが、ほぼ1.0に近い値となっており、危険側の評価を下す危険性は大きくないと考えられる。

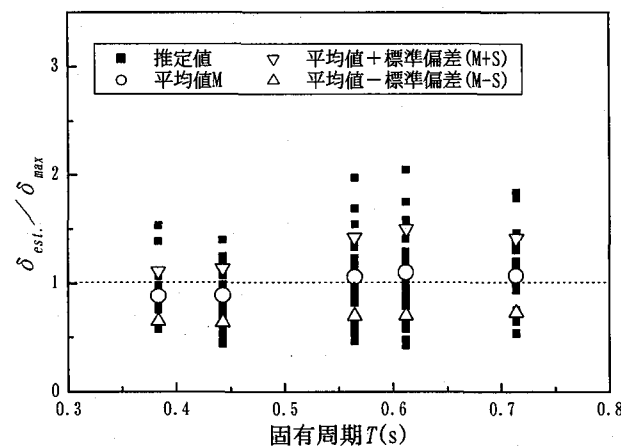
エネルギー一定則による推定は、図-8(b)より、最大応答値に対して0.1～2.7程度とかなり広範囲に分布していることが分かる。各橋脚における変動係数も0.38～0.60程度の値となっており、ばらつきの大きいことが分かる。



(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-8 RC橋脚の最大応答変位の推定

図-8(c)から、変位一定則による推定結果は、危険側に評価される可能性の高いことが分かる。鋼製橋脚においては、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異なったのは、非線形化による長周期化のためであると考えられる。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塑性化後の固有周期は大きく延びるため、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

に大きな差が生じたためであると考えられる。RC橋脚が非線形化後に大きく長周期化することは、式(3b)に示したように、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。

表-4に、RC橋脚に対する推定結果の全橋脚における平均値と変動係数を示す。表-4より、エネルギー一定則および変位一定則による推定は、変動係数がそれぞれ0.401、0.365と大きな値である。また、変位一定則による推定は、平均値が1.0を下回っており、危険側評価となることが分かる。一方、本研究での提案推定式の平均値は1.28と安全側の評価結果を示しており、変動係数も0.274と小さいことが分かる。RC橋脚においては、提案式による推定精度が、エネルギー一定則や変位一定則よりも優れていると判断できる。

表-4 推定結果(RC橋脚)

	提案式	エネルギー一定則	変位一定則
平均値(M)	1.28	1.705	0.998
変動係数(S/M)	0.274	0.401	0.365

4.3 海洋型地震波と内陸直下型地震波による影響

入力地震波の特徴により推定結果にどのような影響が生じるかを検討した。ここでは、表-2に示した地震波のうち、兵庫県南部地震を内陸直下型地震波(直下波)として、その他を海洋型地震(海洋波)として取り扱った。図-9に鋼製橋脚の結果を示す。左縦軸には、最大応答変位の推定値 δ_{est} を弾塑性地震応答解析の最大応答変位 δ_{max} で除した値の平均値を、右縦軸には、最大応答変位の推定値 δ_{est} を弾塑性地震応答解析の最大応答変位 δ_{max} で除した値の変動係数を、横軸には固有周期を用いてデータをプロットしている。図-9(a)は固有周期依存型SIによる推定結果、図-9(b)はエネルギー一定則による推定結果、そして、図-9(c)には変位一定則による推定結果を示している。図中、●、▼、○、▽はそれぞれ、海洋波の平均値、海洋波の変動係数、直下波の平均値および直下波の変動係数を示している。

図-9(a)、図-9(c)から、固有周期依存型SIによる推定結果および変位一定則による推定結果は、すべての固有周期領域において、海洋波と直下波の間で、平均値および変動係数ともにあまり大きな差異は生じていないことが分かる。

一方、図-9(b)より、エネルギー一定則による推定結果は、平均値、変動係数ともに海洋波と直下波の間に、他の推定手法よりも大きな差異が生じている。特に、固有周期が1.2秒以上の長周期側の橋脚で、海洋波の変動係数は小さくなっているのに対し、直下波では大きな変動係数となっていることが分かる。

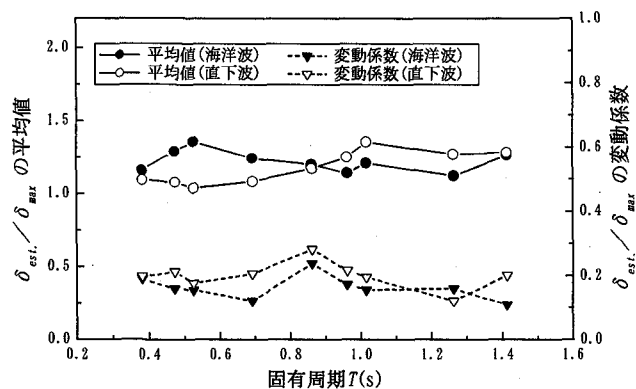
次に、RC橋脚に対する検討結果を図-10に示す。図中の縦軸、横軸および凡例などは図-9と同様である。

図-10(a)から、固有周期依存型SIによる推定結果は、鋼製橋脚と同様、平均値および変動係数ともに、地震波種別による差異はあまり大きくない。図-10(c)より、変位一定則による推定は、平均値には大きな差異は生じていないが、変動係数は固有周期依存型SIによる推定よりも大きな差異が生じている。また、図-10(b)より、エネルギー一定則による推定は、平均値および変動係数ともに、大きな差異が生じていることが分かる。

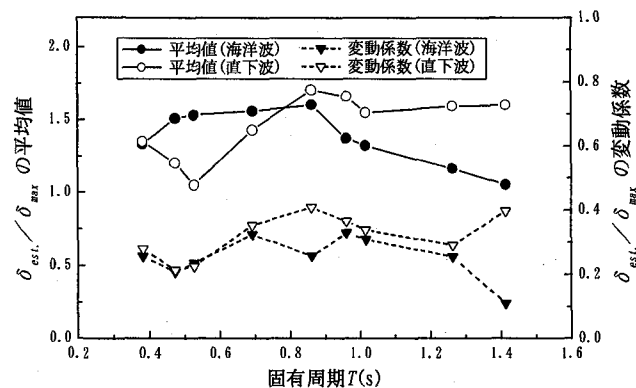
これらの理由は以下のように考えられる。すなわち、固有周期依存型SIは、それぞれの構造物に対して、有効な固有周期領域における速度応答スペクトルの平均値とみなされる値である。したがって、固有周期依存型SIは

構造物が非線形化した後の周期領域においても地震動の周期特性をも考慮した指標となっていると考えられる。そのため、地震波の種別が異なっても推定結果に大きな差異は生じない。しかしながら、エネルギー一定則や変位一定則では、弾性時の応答スペクトル値のみに着目しているため、非線形化したときの、地震動の周期特性を十分に考慮することができない。そのために、推定結果にばらつきが生じていると考えられる。

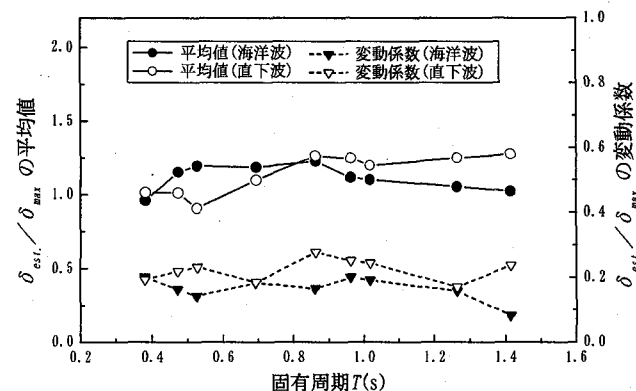
ただし、鋼製橋脚の場合、塑性化後の長周期化の程度が小さく、固有周期依存型SIに用いる積分範囲が $0.9T \sim 1.2T$ と弾性固有周期と大差がないため、固有周期依存型SIと変位一定則による推定の間には、大きな差異は生じない結果となっている。



(a) 固有周期依存型SIによる推定

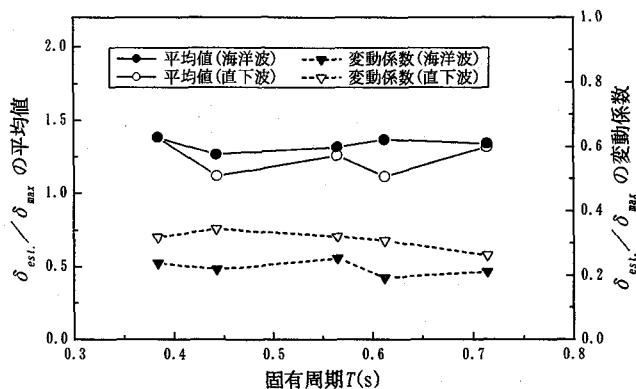


(b) エネルギー一定則による推定

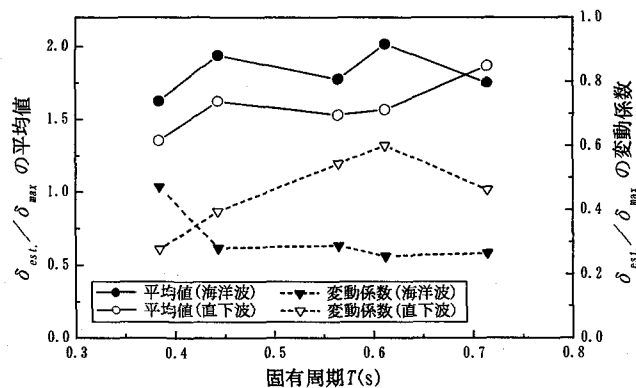


(c) 変位一定則による推定

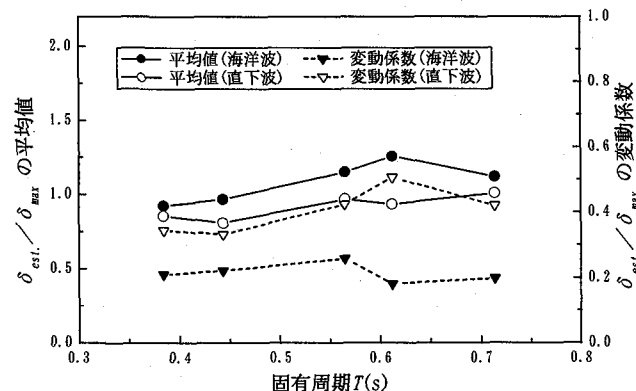
図-9 地震波種別による推定結果の比較(鋼製橋脚)



(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-10 地震波種別による推定結果の比較(RC橋脚)

本研究で提案した、固有周期依存型SIを用いた最大応答変位の推定手法は、鋼製橋脚およびRC橋脚ともに、推定値の平均値から標準偏差を差し引いた値(M-S)が、弾塑性地震応答解析による最大応答変位とほぼ同じ値となり、安全側に評価されること、推定結果の変動係数が小さいこと、および入力地震波の種別による差異が小さいことなどの観点から、エネルギー一定則や変位一定則による最大応答変位の推定法よりも優れていると判断できる。

4.4 設計法に関する考察

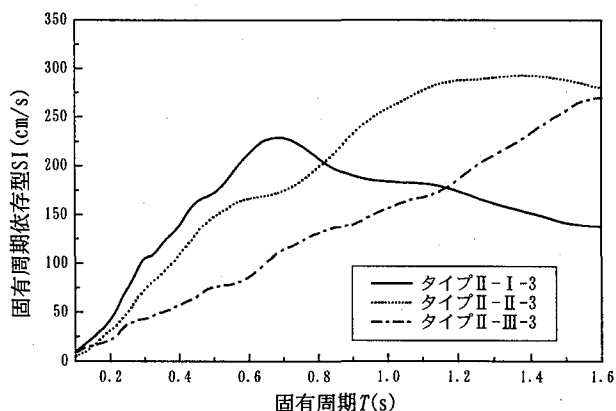
4.1～4.3の考察を通して、本研究で提案した固有周期依存型SIを用いた最大応答変位の推定手法は、エネルギー一定則や変位一定則よりも優れていることが分かった。ここでは、固有周期依存型SIを耐震設計に用いる手法について検討する。

鋼製およびRC橋脚の耐震設計において、道路橋示方書のように、設計に用いることを推奨する地震波を提示してある場合、次のような手法が考えられる。すなわち、推奨地震波に対して、あらかじめ固有周期依存型SIスペクトルを事前に提示しておく。ここでは例として、道路橋の耐震設計に関する資料¹⁷⁾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のうち、タイプ-II-I-3、タイプ-II-II-3、およびタイプ-II-III-3の3波に対して算定した固有周期依存型SIスペクトルを図-11に示す。図-11(a)、図-11(b)は、それぞれ鋼製橋脚とRC橋脚に対する固有周期依存型SIスペクトルを示している。

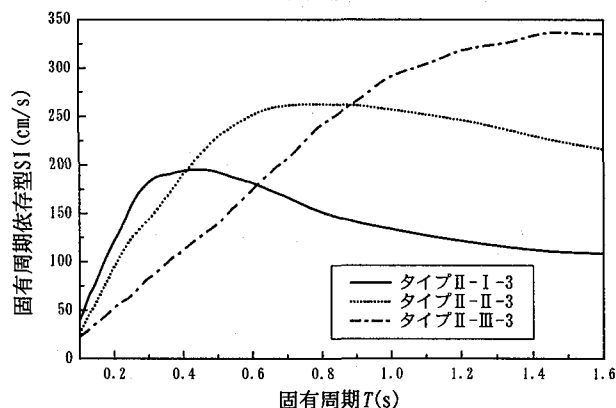
提示された固有周期依存型SIスペクトル図(例えば、図-11)から、設計対象となる橋脚の固有周期に対応した固有周期依存型SI値を読みとることができる。固有周期依存型SI値が算出できれば、式(5)を用いて簡単に最大応答変位を推定することができる。

また、設計法において、入力に用いる地震波が規定されていない場合や、地域特性を考慮した模擬地震波などを用いて耐震設計を行う場合、前述のようにあらかじめ固有周期依存型SIスペクトルを準備しておくことはできない。しかし、この場合でも、入力に用いる地震波に対して、式(3a)もしくは式(3b)により固有周期依存型SI値を算出し、式(5)から最大応答変位の推定値を計算することが可能である。数波による最大応答変位の推定値を比較することで、対象とする橋脚にとって、厳しい地震波を選択することもできる。

本推定手法を用いることによって、動的解析を実行することなく、簡便に最大応答変位を推定することが可能となり、また、その推定精度や適用範囲は既往の手法であるエネルギー一定則や変位一定則よりも優れている。したがって、本提案式を採用することにより、設計の初期段階において、耐震設計の見通しが良くなり、また、動的解析を省略した設計においても強震時の挙動を予測することに貢献できるものと考えられる。



(a) 鋼製橋脚



(b) RC橋脚

図-11 固有周期依存型SIスペクトル(type-2)

ただし、著者らの既往の研究により、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、ここで提案したような固有周期依存型SIを用いた推定式では、残留変位を精度よく推定することは困難であると考えられる。

そこで、残留変位に関しては、地震動指標から直接推定せず、鋼製橋脚は文献6)において実験的検討から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、RC橋脚は文献21)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良いと考える。このとき、最大応答変位は、ここで提案した固有周期依存型SIを用いた推定式から評価すると良い。

5. 結論

本研究では、鋼製橋脚および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に関して検討を行った。以下に得られた結論を記す。

- (1) 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。

- (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の平均値は、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。したがって、これらの手法による最大応答変位の推定には問題があることを示した。
- (3) 固有周期依存型SIによる推定は平均値で見ると、鋼製橋脚の場合、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) 固有周期依存型SIは、地震動の周期特性を考慮した指標であるため、最大応答変位の推定において、入力地震波の種別(海洋型と内陸直下型)による影響をあまり受けないことを示した。
- (5) 固有周期依存型SIによる最大応答変位の推定は、鋼製橋脚、RC橋脚ともに、エネルギー一定則よりも推定精度の高いことを、また、変位一定則よりも適用範囲の広いことを示した。

固有周期依存型SIによる最大応答変位の推定精度をさらに向上させるため、復元力特性や減衰定数の違いによる影響や、より合理的な等価周期の設定方法などの検討を進めることが今後の課題である。また、本手法を多質点系構造物へ適用するための検討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) (社)土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する「第二次提言」，1996。
- 3) (社)日本建築学会：建築および都市の防災性向上に関する提言(第三次提言)，1998。
- 4) 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.
- 5) 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。
- 6) 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。
- 7) 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。
- 8) 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。
- 9) 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。
- 10) Kitahara T. and Itoh Y.: Correlation between Nonlinear Response of Bridge Piers and Natural-period-dependent Spectrum Intensity, *Proc. of 12th WCEE* (accepted)。
- 11) 北原武嗣，伊藤義人：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，第25回地震工学研究発表会講演論文集，pp.809-812, 1999。
- 12) 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。
- 13) 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。
- 14) 鈴木森晶，宇佐美勉：鋼製橋脚の激震時挙動に関する基礎的研究，NUCE Research Report, No.9702, 1997。
- 15) 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。
- 16) (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。
- 17) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997。
- 18) 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。
- 19) Housner, G. W.: Intensity of Earthquake Ground Shaking near the Causative Fault, *Proc. of 3rd. WCEE*, pp.94-115, 1965。
- 20) 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。
- 21) 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。
- 22) 金子正洋，田村敬一：RC橋脚被害に着目した地震動特性値評価手法の研究，第24回地震工学研究発表会講演論文集，pp.253-256, 1997。
- 23) 鈴木基行，井林 康，藤原 稔，尾坂芳夫：RC橋脚の地震被害と地震動および構造特性との関連性，構造工学論文集，Vol.44A, pp.651-658, 1998。

(1999年9月17日受付)