

道路橋RC構造物対応の非線形応答スペクトルについて

On Non-linear Response Spectrums for RC Piers of Highway Bridges

北海学園大学工学部土木工学科	正 員	杉本 博之 (Hiroyuki Sugimoto)
北海学園大学大学院	○学生員	亀海 貴寛 (Takahiro Kamegai)
北武コンサルタント (株)	正 員	渡邊 忠朋 (Tadatomo Watanabe)
山口大学工学部社会建設工学科	正 員	古川 浩平 (Kohei Furukawa)

1. まえがき

現行の道路橋示方書・同解説V耐震設計編¹⁾(以下、道示)によると、RC構造物の耐震性の照査には地震時保有水平耐力法、あるいは時刻歴応答解析法を用いるとされている。時刻歴応答解析法は、解析法、照査法として優れているため構造物の耐震性を照査する上で欠かせないものであるが、作業が繁雑であるうえ解析に時間もかかるため設計の過程において繰り返し用いるのは非現実的であり、もし可能であったとしても設計者に多大な負担を与えると思われる。そこで筆者らは、静的非線形解析法と耐震性の照査法、最適化手法GAを組み合わせ得られた設計結果を1次設計とし、時刻歴応答解析法により耐震性の照査を行う最適耐震設計システムを提案している²⁾³⁾⁴⁾。

最適耐震設計システムにおいて、1次設計の結果が時刻歴応答解析法による照査をより許容値に近い値で満足していれば時刻歴応答解析の回数を減らすことが可能であり、設計に要する時間を短縮することができる。そのため、1次設計における耐震性の照査法は簡便であるだけでなく、時刻歴応答解析法に近いものでなければならないと考える。しかし、道示において静的照査法として示される地震時保有水平耐力法は、構造物の耐震性を簡易的に照査する事ができるが、やや安全側の照査法であると考えられる。

筆者らは、鉄道鋼構造物に対する最適耐震設計を行い、1次設計の耐震性の照査に地震時保有水平耐力法を用いた設計結果と、鉄道構造物等設計標準⁵⁾(以下、鉄道標準)において簡易動的解析法と位置付けられる非線形スペクトル法を用いた設計結果の比較を行ったが、非線形スペクトル法を1次設計の耐震性の照査に用いた設計のほうが、比較的良好な設計結果となった³⁾⁴⁾。

以上のような経緯から非線形スペクトル法を道路橋の設計にも利用することはできないかと考え、道路橋対応の非線形応答スペクトルを作成し、作成した非線形応答スペクトルを用いて最適耐震設計を試みた⁶⁾⁷⁾。その結果、1次設計において良質な設計を得ることができた。ここでのいう良質な設計とは、時刻歴応答解析による照査を比較的許容値に近い所で満足している設計である。このことから、道路橋鋼構造物への非線形応答スペクトルの有効性を示すことができたと考えられる。

本研究では、長周期の構造物に対しても上記のスペクトルが有効であるかを検証するため、解析モデルの橋脚高さを変化させ解析を行い、それぞれの解析モデルに

し時刻歴応答解析および非線形スペクトル法により得られる応答値の比較を行った。

2. 道路橋対応の非線形応答スペクトルの作成

本研究で検証の対象とした非線形応答スペクトルは、1自由度の振動系に対し時刻歴応答解析を行い、その応答塑性率ごとに構造物の固有周期と所要降伏震度との関係を示したものである。ここでは道路橋対応の非線形応答スペクトルの作成方法について説明する。

非線形応答スペクトルの作成には、非線形応答スペクトル作成プログラムD-SPEC version 1.1を用いた。D-SPECへの入力データは、目標塑性率 μ 、固有周期 T 、復元力モデル、減衰定数 h 、および時刻歴応答解析のための設定データである。

目標塑性率 μ は1~10まで1刻みで10個、復元力モデルは、RC部材の履歴特性を精度よく表現していると考え、武田モデルを用いた。減衰定数は、道示に示される標準加速度応答スペクトルにならい $h=0.05$ とした。時刻歴応答解析に用いる積分法はNewmark- β 法を用い、 $\beta=0.25$ とした。積分時間間隔は0.001secとした。道示によると、時刻歴応答解析を行う際に入力する地震波としては、一般に1波形だけでなく、3波形程度用い、その結果求められる応答値を平均し、その平均値を照査に用いる応答値として扱うのがよいとされている。そのため入力地震波は、既往の代表的な強震記録を地盤種および地震タイプごとにそれぞれ3波形ずつ用いた。以上の設定で時刻歴応答解析を行い、それぞれの地盤種と地震タイプごとに3波づつ応答スペクトルを算出する。

次に、算出した3波のスペクトルを塑性率ごとに平均し、そのスペクトルを包絡するように近似式を作成し、非線形応答スペクトルとした。作成したスペクトルのうちI種地盤対応の2つのスペクトルを図-1, 2に示す。後に示す解析では、この2つのスペクトルを用いている。

3. 非線形スペクトル法

鉄道標準に示される非線形スペクトル法は、地盤種ごとに設定された非線形応答スペクトルを用いて構造物の非線形動的応答値を予測する耐震設計法である。静的非線形解析により得られる等価固有周期 T_{eq} と所要降伏震度 K_{by} を非線形応答スペクトルにプロットし、その点における構造物の応答塑性率を内挿により算出する。等価固有周期および所要降伏震度は式(1)、(3)より算出される。

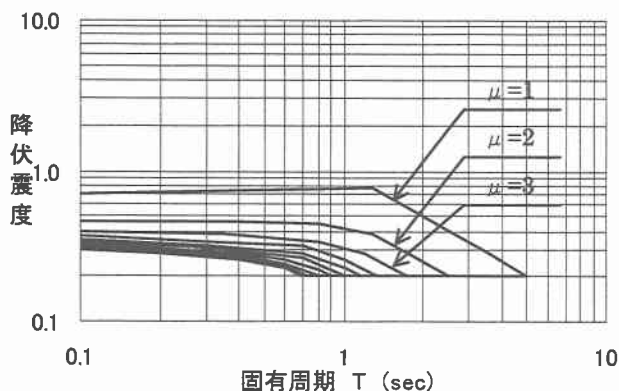


図-1 I種地盤タイプI地震動のスペクトル図

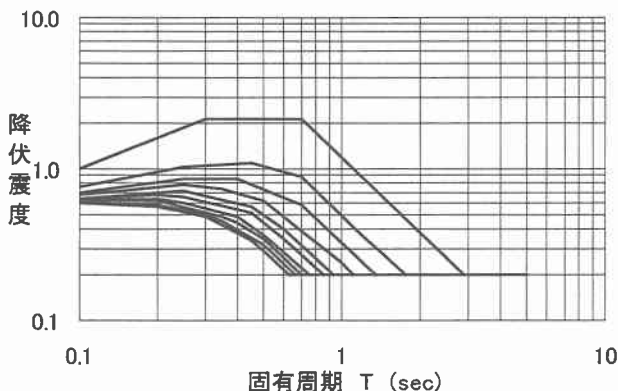


図-2 I種地盤タイプII地震動のスペクトル図

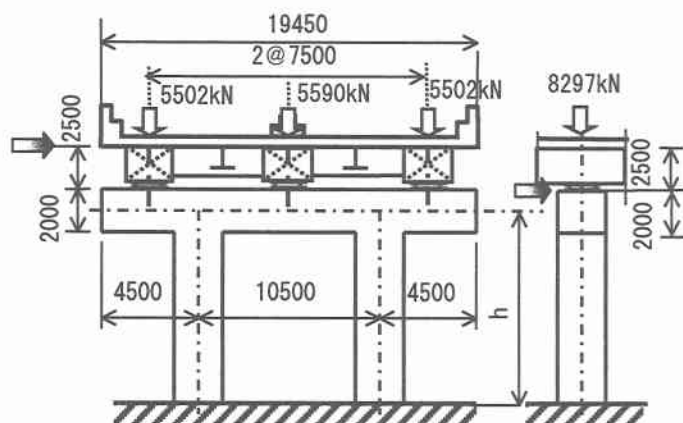


図-3 構造モデル

表-1 断面寸法

断面番号	①	②	③	④	⑤
B(mm)	2000	2500	3000	3500	4000
H(mm)	2000	2500	3000	3500	4000
N(本)	20	25	30	35	40
D(mm)	32	32	32	32	32

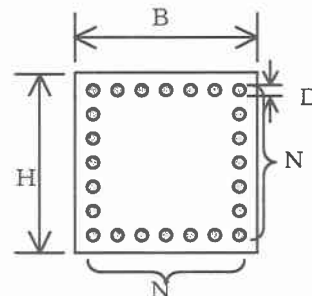


図-4 断面形状

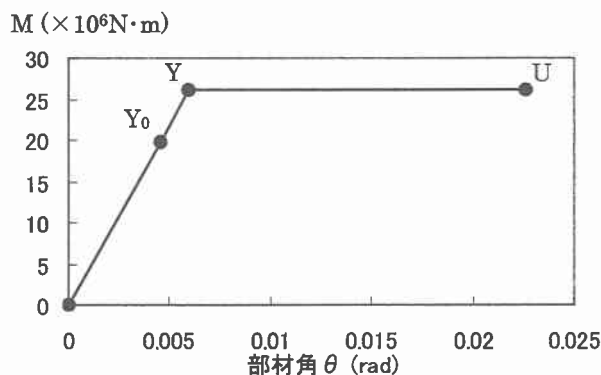


図-5 部材の非線形特性

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$K = \frac{P_y}{\delta_y} \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$K_{hy} = \frac{P_y}{W} \quad \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 W は当該構造が支持している上部構造と構造躯体の総重量 (kN)、 g は重力加速度で $g=9.8$ (m/s²)、 K は式 (2) に示す構造物の降伏剛性 (kN/m)、 P_y は構造物全体としての降伏荷重 (kN)、 δ_y は構造物全体としての降伏点に達するときの水平変位量 (m) である。

4. 解析モデル

本研究で対象とした解析モデルは、図-3 に示すような一層門型ラーメン橋脚である。図-3 において左が面内方向、右が面外方向を示している。地盤種は I 種地盤、基礎は直接基礎とした。

4.1 橋脚高さおよび断面

橋脚高さは $h=10\text{m} \sim 30\text{m}$ まで 5m 間隔で 5 種類としてモデル化を行った。柱部の部材断面は、図-4 に示す

ような正方形断面とした。 B が断面幅、 H が断面高さ、 N が鉄筋本数、 D が鉄筋径である。断面寸法は表-1 に示すように断面幅および断面高さを $2000\text{mm} \sim 4000\text{mm}$ まで 500mm 間隔で 5 種類用意し、断面番号①～⑤とした。鉄筋本数は、断面幅に比例するように与え、鉄筋径は 32mm に統一した。橋脚高さ $h=10\text{m}$ の場合は断面番号①～③、 $h=15\text{m}$ 、 20m には②～④、 $h=25\text{m}$ 、 30m には③～⑤と橋脚高さごとに 3 つの断面をそれぞれ入力し解析を行った。

4.2 荷重および質量

静的非線形解析における慣性力の作用位置は図-3 の水平方向の矢印で、面外方向では構造モデルの天端位置、面内方向では上部構造の重心位置とした。図-3 の白抜き矢印は、上部構造による死荷重を表している。時刻歴応答解析では、図-3 における死荷重載荷位置に、荷重を重力加速度 g で除す事によって得られる質量を集中質量として設けている。

4.3 部材の非線形特性

本研究では、部材が塑性化するの柱部材のみとし、その他の部材は全て弾性に収まるものと仮定した。部材

表-2 解析結果

橋脚高さ		10m			15m			20m			25m			30m		
断面番号		①	②	③	②	③	④	②	③	④	③	④	⑤	③	④	⑤
T	面外	0.958	0.666	0.492	1.169	0.863	0.670	1.758	1.299	1.008	1.790	1.389	1.117	2.331	1.808	1.450
	面内	0.365	0.257	0.192	0.492	0.366	0.287	0.774	0.575	0.450	0.814	0.636	0.514	1.079	0.842	0.681
K_{fw}	面外	タイプ I	0.288	0.445	0.636	0.306	0.437	0.607	0.233	0.333	0.462	0.269	0.373	0.522	0.225	0.313
	面外	タイプ II	0.285	0.442	0.632	0.304	0.434	0.612	0.231	0.331	0.466	0.267	0.376	0.528	0.224	0.316
	面内	タイプ I	0.697	1.075	1.531	0.692	0.987	1.368	0.510	0.728	1.010	0.577	0.800	1.118	0.477	0.663
	面内	タイプ II	0.690	1.067	1.522	0.687	0.981	1.380	0.506	0.723	1.019	0.573	0.808	1.131	0.474	0.669
μ_s	面外	タイプ I	3.552	1.995	1.372	2.811	1.979	1.475	2.602	2.401	1.853	2.117	1.954	1.664	1.950	1.866
	面外	タイプ II	3.657	3.840	3.848	2.619	2.893	2.936	2.936	1.991	2.141	1.729	1.784	1.801	1.731	1.516
	面内	タイプ I	1.151	1.000	1.000	1.185	1.000	1.000	1.782	1.075	1.000	1.567	1.000	1.000	1.792	1.297
	面内	タイプ II	4.262	1.973	1.055	3.408	2.415	1.671	2.936	2.791	2.222	2.487	2.365	1.897	1.941	1.982
μ_d	面外	タイプ I	3.218	1.685	1.131	2.682	1.847	1.141	2.550	2.162	1.708	1.770	1.833	1.363	1.545	1.538
	面外	タイプ II	3.376	3.717	3.696	2.398	2.480	2.982	2.634	1.827	1.758	1.388	1.505	1.556	1.321	1.275
	面内	タイプ I	1.007	1.000	1.000	1.076	1.000	1.000	1.535	1.000	1.000	1.291	1.000	1.000	1.498	1.061
	面内	タイプ II	4.223	1.921	1.000	3.452	2.343	1.369	2.627	2.372	2.100	2.211	2.050	1.628	1.723	2.026
塑性率比	面外	タイプ I	0.906	0.845	0.824	0.954	0.933	0.774	0.980	0.900	0.922	0.836	0.938	0.819	0.792	0.824
	面外	タイプ II	0.923	0.968	0.960	0.916	0.857	1.016	0.897	0.918	0.821	0.803	0.844	0.864	0.763	0.841
	面内	タイプ I	0.875	1.000	1.000	0.909	1.000	1.000	0.862	0.930	1.000	0.824	1.000	1.000	0.836	0.818
	面内	タイプ II	0.991	0.974	0.948	1.013	0.970	0.819	0.895	0.850	0.945	0.889	0.867	0.858	0.888	1.022

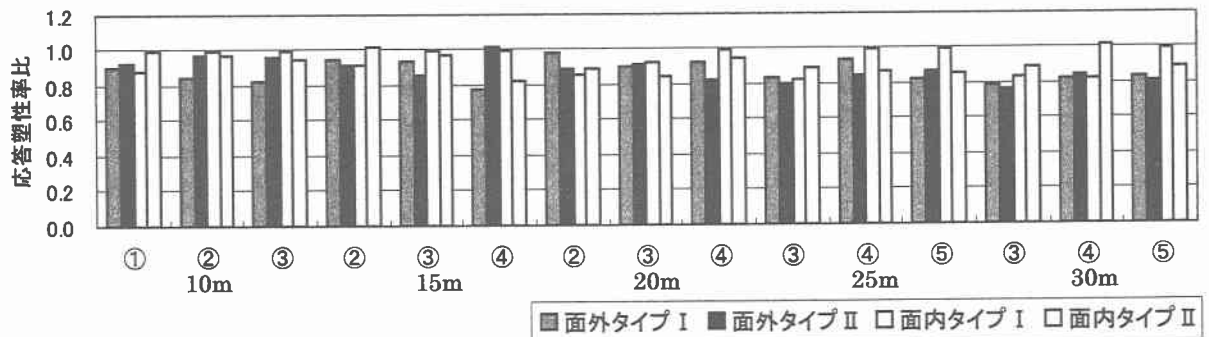


図-6 応答塑性率比

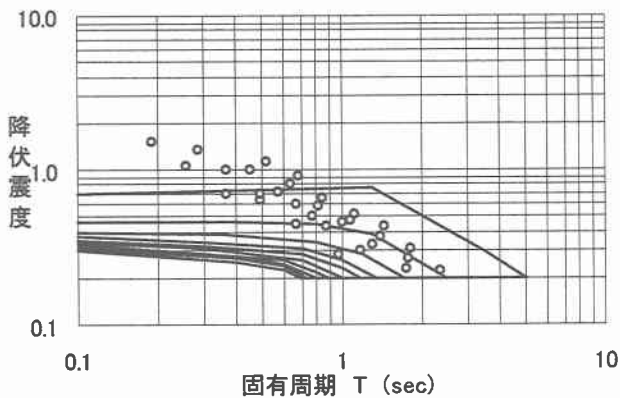


図-7 解析モデルの固有周期と降伏震度 (タイプ I)

の非線形特性は、道示に示される完全弾塑性型モデルで与えている。本研究では曲げモーメント M と部材角 θ の $M-\theta$ 関係を用いており、部材端部に回転ばねを設定することにより部材の非線形特性を考慮している。一例として、10m 橋脚断面番号①の面外方向タイプ I 地震動対応の柱部材における骨格曲線を図-5 に示す。図-5 の Y_0 点は、初降伏限界であり、断面の最も外側に配置された軸方向引張鉄筋に生じるひずみが降伏ひずみ ε_{sy} に達した時と定義される。図-5 の U 点は、終局限界であり、最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置におけるコンクリートのひずみが終局ひずみ ε_{cu} に達した時と定義される。図-5

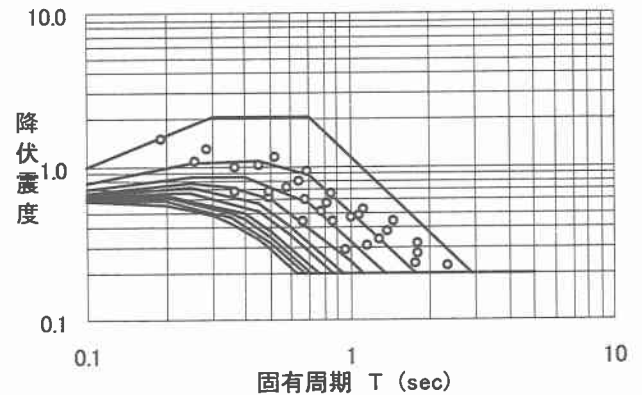


図-8 解析モデルの固有周期と降伏震度 (タイプ II)

の Y 点は、降伏限界であり、完全弾塑性型骨格曲線における弾性限界と定義される。時刻歴応答解析における部材の復元力モデルは、非線形応答スペクトル作成時と同様に武田モデルとした。

5. 時刻歴応答解析による応答値との比較

5.1 解析方法

非線形スペクトル法および時刻歴応答解析により構造物の応答塑性率を算出する。上述したように、本研究では I 種地盤を対象として解析を行っているため、非線形スペクトル法による応答塑性率 μ_s の算出は図-1, 2 に

示す非線形応答スペクトルを用いた。

時刻歴応答解析の設定及び入力地震波は、スペクトルの作成時と同様とした。入力地震波は、橋脚基部に水平方向に入力した。また、時刻歴応答解析には動的非線形解析プログラム RESP-T for windows Ver4.0 を用いて解析を行っている。時刻歴応答解析により得られる応答塑性率 μ_d は、式 (4) に示すように時刻歴応答解析により算出される最大応答変位の 3 波平均 δ_{max} を降伏変位 δ_y で除すことにより求められる。

$$\mu_d = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \quad \dots\dots (4)$$

5.2 解析結果

5.2.1 応答塑性率比

静的非線形解析により得られる固有周期、降伏震度と、非線形スペクトル法および時刻歴応答解析により得られる塑性率とその比を表-2 に示す。表-2 の T は固有周期、 K_{hy} は降伏震度、 μ_s は非線形スペクトル法による応答塑性率、 μ_d は時刻歴応答解析による応答塑性率を表している。応答塑性率比は、 μ_d を μ_s で除した値であり、応答塑性率比をグラフにしたものを図-6 に示す。図-6 は、表-2 の橋脚高さおよび断面番号に対応している。解析モデルそれぞれの固有周期と降伏震度の関係をスペクトルにプロットしたものを図-7, 8 に示す。図-7 は、タイプ I 地震動対応、図-8 は、タイプ II 地震動対応のスペクトルである。

算出された応答塑性率比は最小で 0.763, 最大で 1.022 となっている。応答塑性率比が 0.800 を下回ったケースは解析を行った全 60 ケースのうち 0.763, 0.774, 0.792 と 3 ケースあったが、その他は全て 8 割以上の値であり、この結果から非線形スペクトルにより算出される応答塑性率の値は比較的良好であると考えられる。応答塑性率比が 1.000 を超えるケースは、1.013, 1.016, 1.022 の 3 ケースあるが、最大でも応答塑性率比は 1.022 と、比較的小さい値で時刻歴応答解析による応答塑性率を上回っていると思われる。

5.2.2 固有周期毎の検討

固有周期と応答塑性率比との関係について検討する。解析した構造のそれぞれの固有周期と応答塑性率比の関係をプロットしたものを図-9 に示す。図-9 の白抜きのひし形の点がタイプ I 地震動、塗りつぶした三角形の点がタイプ II 地震動に対応している。

道示によると、固有周期の長い橋（一般に、固有周期 1.5sec 程度以上）、または、橋脚高さが高い橋（一般に、30m 程度以上）の場合静的照査法の適用性が限定されるとされている。本研究で解析したモデルのうち固有周期が 1.5sec を超えているものは、 $T=1.758, 1.790, 1.808, 2.331\text{sec}$ の 4 ケースあり、その内 $T=1.5\text{sec} \sim 2.0\text{sec}$ のものは 3 ケースで応答塑性率比は 0.803~0.980 となっている。このことから固有周期が 1.5sec を超えたものでも 8 割程度の応答塑性率比であり、固有周期が 1.5sec を超えるものに対してもスペクトルの妥当性を確認することができたと考えられる。

固有周期が 2.0sec を超えたものは $T=2.331\text{sec}$ の 1 ケースがあり応答塑性率比は、タイプ I 地震動で 0.792,

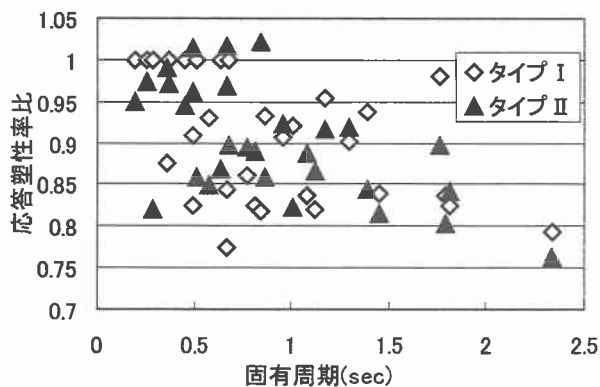


図-9 固有周期と応答塑性率比の関係

タイプ II 地震動では 0.763 となっている。このケースでは、スペクトルの応答塑性率比は 8 割以下となったが、それでも 7 割を超える値を保っていることから、一例ではあるが作成したスペクトルは比較的長周期の構造物に対してもある程度の妥当性を持つことを示すことができたと考えられる。

6. あとがき

非線形スペクトル法による応答値と時刻歴応答解析による応答値とを比較することにより、道路橋 RC 構造物対応の非線形応答スペクトルの妥当性の検証を行った。結果は比較的良好であり、非線形応答スペクトルの有効性を示す事ができたと考えられる。しかし、固有周期の増加に従って応答塑性率比が下がる傾向にあったため、今後は長周期の構造物の計算例を増やす事により、非線形応答スペクトルにおける固有周期の限界値を検討したい。また、今回検証した I 種地盤以外の非線形応答スペクトルについても検証したいと考えている。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善株式会社，2002.
- 2) 杉本・村部・朝日・古川・高久：鋼製橋脚の最適耐震設計法の一試み，第 4 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震性設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.251-256，2000.
- 3) 杉本・村部・朝日・古川・高久・渡邊：鋼製橋脚の最適耐震設計法について，構造工学論文集，Vol.47A，pp.239-247，2002.
- 4) 杉本・朝日・佐々木・渡邊・古川・高久：鋼製橋脚の最適耐震設計法に関する研究，北海学園大学工学部研究報告書，第 28 号，2002.
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計編，丸善株式会社，1999.
- 6) 杉本・朝日・佐々木・渡邊・古川：道路橋の耐震設計用非線形スペクトルの作成とその耐震設計への応用，土木学会北海道支部論文報告集第 58 号，2002.
- 7) 杉本・渡辺・朝日・佐々木・古川・松本：非線形スペクトル法による道路橋下部構造物の耐震設計に関する研究，第 5 回地震時保有水平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，2002.