

非線形スペクトル法による道路橋鋼製橋脚の応答値の検討

Study on Response Values of Steel Framed Piers of Highway Bridges Calculated by Non-Linear Spectrum Method

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 名畑信宏 (Nobuhiro Nahata)
 北海学園大学大学院 学生員 佐々木利健 (Masakatsu Sasaki)
 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

1995年1月の兵庫県南部地震を契機に、橋梁の耐震性能評価の必要性が認識され、2002年3月には、性能設計の本格的な運用を目指して道路橋示方書が改定された。この改定に伴い、道路橋示方書・V耐震設計編¹⁾ (以下、道示)では、耐震性能を地震後の損傷の程度(以下、損傷度)によって定義し、設計地震動及び橋梁の重要度に応じて、橋梁が確保すべき耐震性能を規定している。しかし、道示には、損傷度の詳細及びその算定方法については規定されていない。地震後の修復性を考慮するためには、損傷度を正確に評価することが耐震設計上重要になると考えられる。そこで筆者らは、これまでに鉄道橋RC構造物を対象として、補修費用を考慮した耐震設計²⁾を提案してきた。これは、従来から提案している図-1の最適耐震設計システム³⁾を用いることを前提とし、補修費用は、1次設計における目的関数を初期建設費用と補修費用の和とすることで考慮している。損傷度の算定には、鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計⁴⁾に提案されている非線形スペクトル法を応用している。

本研究で対象としているのは道路橋の鋼製橋脚である。道示によると、鋼製橋脚の応答値の算定は、時刻歴応答解析法によるものとしている。図-1のシステムは、耐震性能の照査法及び、静的非線形解析と最適化手法である遺伝的アルゴリズム(GA)を組み合わせることで得られる1次設計、そして、その1次設計に対して時刻歴応答解析法により再度耐震性能の照査を行う2段階の設計システムである。1次設計において道示に従い耐震性能の照査を行う場合は、地震時保有水平耐力法(以下、保耐法)が考えられるが、これまでの研究⁵⁾で、やや安全側の設計が得られていた。

これらのことから、筆者らは、道路橋鋼製橋脚の耐震性能の照査法及び損傷度の算定方法に非線形スペクトル法を適用することを考え、道路橋のための非線形応答スペクトルを作成した^{6) 7)}。最適耐震設計システムにおける時刻歴応答解析法による耐震性能の照査をよりスムーズに行い、さらに、損傷度をより正確に評価するには、非線形スペクトル法による応答値と時刻歴応答解析法による応答値がより近いことが望ましいと考えられる。既に、橋脚高さ10mの門型ラーメン橋脚に対する作成された非線形応答スペクトルの妥当性は検証されている⁷⁾。その結果、比較的良好な結果が得られていた。

道示では、鋼製橋脚を地震時の挙動が複雑な構造であ

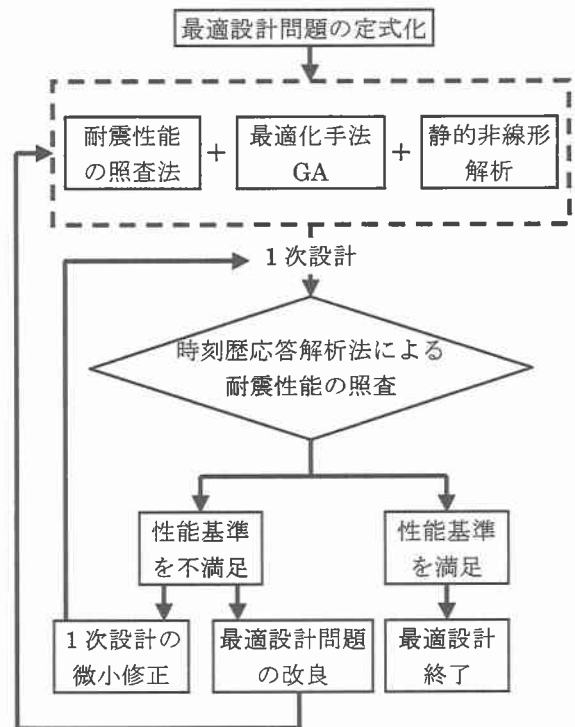


図-1 最適耐震設計システム

ると区分し、次のような場合は静的照査法の適用性を限定している。応答に主たる影響を与える振動モードが想定する振動モードと著しく異なる場合、もしくは2種類以上ある場合等である。これらの場合は、時刻歴応答解析法により照査するとしている。その具体的な構造として橋脚高さの高い橋などが挙げられている。さらに、死荷重により常時大きな偏心曲げモーメントを受ける橋脚等も時刻歴応答解析法により照査するとされている。そこで本報告では、上述した橋脚高さ10mの門型ラーメン橋脚の検証結果に加え、橋脚高さが高い場合、柱間隔が広い場合に対して、非線形スペクトル法と時刻歴応答解析法で解析を行い、結果を比較することにより作成された非線形応答スペクトルの妥当性を検証した。

2. 非線形スペクトル法

2.1 非線形応答スペクトルの作成

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算出プログラム D-SPEC Ver1.1を用いた。復元力モデルは鋼構造物であることを考慮して、移動硬化型バイリニアを用いた。また、減衰定数は0.05とした。時刻

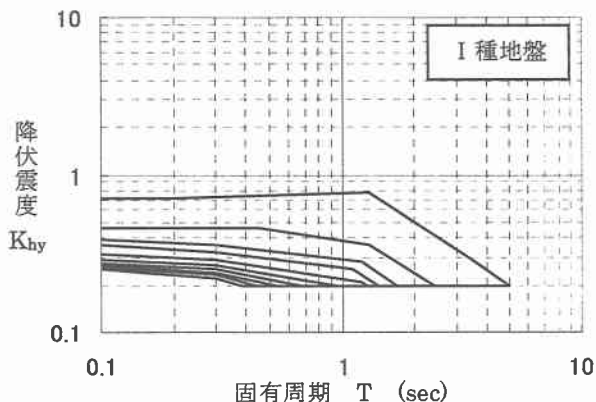


図-2 タイプ I 地震動の非線形応答スペクトル

歴応答解析法に用いた積分法は Newmark- β 法を用い、 $\beta=0.25$ として解析を行った。さらに、作成に用いた地震波形は、道示に示されるタイプ I、II 地震動、地盤種別に対応する地震波形を用いた。また、応答塑性率は 1～10 までを設定している。このため、非線形スペクトル法から得られる応答塑性率が、1.0 を下回る場合はすべて 1.0 としている。

スペクトル図の作成手順について簡単に説明する。各地盤種別に対応する 3 波形に対して、まず、D-SPEC を用いてそれぞれの非線形応答スペクトルを計算する。次にそれぞれの応答塑性率毎に 3 波に対するスペクトル図を描く。最後に塑性率毎に 3 つのスペクトルの平均を取り、このスペクトルに対して、完全に包絡する直線を描いて求めた。例として、タイプ I 地震動、I 種地盤に対応するスペクトル図を図-2 に、タイプ II 地震動、I 種地盤に対応するスペクトル図を図-3 に示した。

2. 2 応答値の算定方法

非線形スペクトル法による応答値の算定方法として、応答塑性率を算定する場合は、まず、静的非線形解析から得られる固有周期 T 及び降伏震度 K_{hy} (静的非線形解析により得られる降伏荷重と上部工積載荷重との比： P_y/W) を、横軸に固有周期、縦軸に降伏震度をとった非線形応答スペクトルにそれぞれプロットし、その交点を定め応答塑性率 μ を算定する。さらに応答変位 δ_a は式 (1) により算定される。

$$\delta_a = \mu \cdot \delta_y \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 δ_y は静的非線形解析により得られる降伏変位である。

3. 時刻歴応答解析法との比較

本研究が対象としたのは、図-4 に示すような一層門型鋼製ラーメン橋脚である。図-4 において左が面内方向、右が面外方向の図である。また、図中の H は橋脚高さ、 L は柱間隔である。地盤種別は I 種地盤である。時刻歴応答解析法には TDAPⅢを用いている。さらに、復元力モデルは $M-\Phi$ 関係の移動硬化型トリリニアモデルを用いており、減衰定数等の条件は D-SPEC の入力データと同様とした。

3. 1 種々の断面に対する応答変位の検証

図-4 において橋脚高さ $H=10\text{m}$ 、柱間隔 $L=10.5\text{m}$ とし

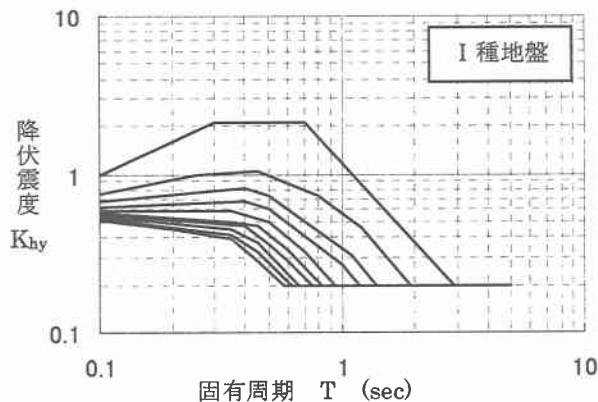


図-3 タイプ II 地震動の非線形応答スペクトル

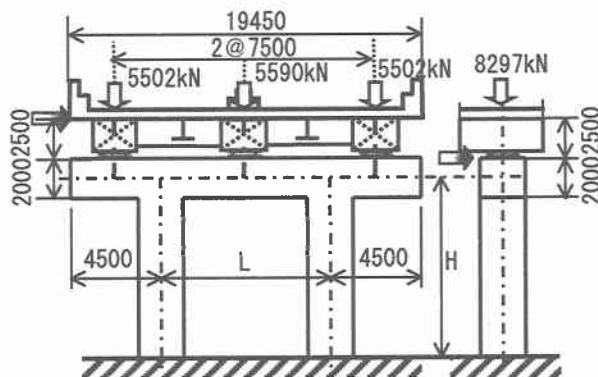


図-4 解析モデル図 (mm)

た橋脚に対して脚柱にコンクリートを充填した場合としない場合に、それぞれに種々の断面を設定し検証を行った。コンクリートの充填高さは 6m とした。計算で用いた橋脚の断面諸元、固有値等及び応答変位比を表-1 に示した。表-1 において上段の数値は無充填橋脚、下段の数値は 6m 充填橋脚を示している。また、表中の N_f はフランジ補剛材本数、 N_w はウェブ補剛材本数、 B は断面幅、 T_f はフランジ板厚、 H は断面高さ、 T_w はウェブ板厚、 B_s は補剛材高さ、 T_s は補剛材板厚、 K_{hy} は降伏震度、 T は構造物の固有周期である。応答変位比は時刻歴応答解析法により得られた最大水平応答変位を非線形スペクトル法により得られた最大水平応答変位で除した値であり、添え字の I はタイプ I 地震動、II はタイプ II 地震動をそれぞれ示している。また、表中の ex は面外方向、in は面内方向を示している。さらに、断面番号 5、10 は同じ断面であるが、5 は無充填橋脚、10 は 6m 充填橋脚である。無充填橋脚のタイプ I 地震動に対する応答変位比は面外方向で 0.90～0.93、面内方向では 0.57～0.95 であった。タイプ II 地震動に対する応答変位比は面外方向で 0.83～0.94、面内方向では 0.77～0.95 であった。6m 充填橋脚のタイプ I 地震動に対する応答変位比は面外方向で 0.77～0.94、面内方向では 0.54～0.95 であった。タイプ II 地震動に対する応答変位比は面外方向で 0.85～0.91、面内方向では 0.79～0.95 であった。比較的良好な結果が得られたと考えられる。表-1 の断面番号 5、10 の面内方向のタイプ I 地震動に対する応答変位比が、他の値に比べ小さくなっている。これは、タイプ I 地震動に対する応答変位が弾性域にあるからであると考えられる。

表-1 断面諸元, 固有値等および応答変位比

	断面 番号	N _F *N _W [本]	B*T _F [mm]	H*T _W [mm]	B _S *T _S [mm]	K _{hy}		T [sec]		応答変位比 I		応答変位比 II	
						ex	in	ex	in	ex	in	ex	in
無 充 填	1	3*2	1900*22	1600*25	200*19	0.417	0.849	0.812	0.410	0.91	0.87	0.89	0.85
	2	3*2	2000*22	1400*25	200*22	0.418	0.782	0.790	0.447	0.93	0.95	0.93	0.91
	3	3*2	2100*25	1200*19	200*19	0.359	0.709	0.827	0.496	0.91	0.85	0.83	0.82
	4	4*2	2300*22	1150*19	190*19	0.387	0.682	0.761	0.514	0.90	0.87	0.92	0.77
	5	5*4	2950*25	1700*16	190*25	0.805	1.425	0.476	0.329	0.93	0.57	0.94	0.95
6 m 充 填	6	3*2	1850*16	1550*19	200*8	0.378	0.685	0.908	0.469	0.91	0.90	0.85	0.82
	7	3*2	2050*16	1450*19	200*9	0.417	0.686	0.816	0.480	0.94	0.89	0.88	0.83
	8	4*2	2250*14	1300*16	160*16	0.419	0.606	0.779	0.523	0.93	0.78	0.89	0.79
	9	4*2	2600*16	1300*19	200*8	0.535	0.739	0.626	0.487	0.84	0.95	0.86	0.88
	10	5*4	2950*25	1700*16	190*25	0.985	1.552	0.427	0.315	0.77	0.54	0.91	0.95

3. 2 種々の橋脚高さに対する応答変位の検証

柱間隔 L=10.5m とし, 橋脚高さ H=10m の橋脚を基準として, 橋脚高さを 5m ずつ高くして, 30m までの解析を行った. 解析に用いた橋脚の断面は表-1 の断面番号 5 である. 表-2 は各構造の固有値及び応答変位比である. 表中の H は橋脚高さを示している. また, 表中の他の記号は表-1 と同様である. タイプ I 地震動に対する応答変位比は面外方向で 0.83~0.93, 面内方向では 0.57~0.99 であった. タイプ II 地震動に対する応答変位比は面外方向で 0.73~0.96, 面内方向では 0.92~1.03 であった.

3. 3 種々の柱間隔に対する応答変位の検証

橋脚高さ H=10m とし, 柱間隔 L=10.5m の橋脚を基準として, 柱間隔を 5m ずつ広くして, 30.5m までの解析を行った. 解析に用いた橋脚の断面は, 表-1 の断面番号 5 である. 表-3 は各構造の固有値及び応答変位比である. 表中の L は柱間隔を示している. また, 表中の他の記号は表-1 と同様である. タイプ I 地震動に対する応答変位比は面外方向で 0.93, 面内方向では 0.52~0.75 であった. タイプ II 地震動に対する応答変位比は面外方向で 0.94, 面内方向では 0.87~0.95 であった.

4. 振動モードに関する検討

道示では, 鋼製橋脚の耐震性能の照査は, 時刻歴応答解析法により算出される曲率又は変位等の最大応答値及び残留変位が許容値以下となるように行うとされている. しかし, 非線形スペクトル法から求まる応答値は最大応答水平変位であり, 応答水平変位の照査には有効であるが, 曲率と残留変位の照査には時刻歴応答解析法が必要になると考えられる. また, 前述したような応答に主たる影響を与える振動モードが想定する振動モードと著しく異なる場合, もしくは 2 種類以上ある場合は, 静的解析で想定している個所とは異なる個所が塑性化する可能性があると考えられる. そこで, 橋脚高さが高い場合と橋脚高さに比べ比較的柱間隔が広い場合の構造モデルについて応答曲率の検討を行った. 本研究で想定している塑性化する個所は面外方向では柱下端部, 面内方向では柱上下端部である.

まず, 橋脚高さが高い鋼製橋脚の例として, 橋脚高さ 30m, 柱間隔 10.5m である橋脚の検討結果を示す. 図-5, 6 は面外, 面内方向の各要素の 3 波に対する最大応答曲

表-2 各橋脚高さの固有値及び応答変位比

H (m)	K _{hy}		T [sec]		応答変位比 I		応答変位比 II	
	ex	in	ex	in	ex	in	ex	in
10	0.805	1.425	0.476	0.329	0.93	0.57	0.94	0.95
15	0.545	0.947	0.836	0.601	0.83	0.79	0.96	0.94
20	0.412	0.707	1.256	0.902	0.85	0.93	0.88	1.03
25	0.331	0.580	1.731	1.197	0.84	0.99	0.73	0.92
30	0.277	0.469	2.253	1.621	0.89	0.90	0.82	0.94

表-3 各柱間隔の固有値及び応答変位比

L (m)	K _{hy}		T [sec]		応答変位比 I		応答変位比 II	
	ex	in	ex	in	ex	in	ex	in
10.5		1.425		0.329		0.57		0.95
15.5		1.375		0.346		0.52		0.87
20.5	0.805	1.233	0.476	0.340	0.93	0.59	0.94	0.89
25.5		1.105		0.347		0.66		0.87
30.5		0.990		0.359		0.75		0.94

率(絶対値)の平均値をプロットした図である. 図中の太線は降伏曲率を示している. 面外方向では, タイプ I, II 両地震動に対しては柱下端部に塑性化が見られた. また, 面内方向では, タイプ I, II 両地震動に対して, 柱上下端部に塑性化がみられた. 他の橋脚高さに関しても, 同様な結果が得られており, 応答値に与える影響は 1 次モードが支配的であると考えられる.

次に, 橋脚高さに比べ比較的柱間隔が広い鋼製橋脚の例として, 橋脚高さ 10m, 柱間隔 30.5m である橋脚の検討結果を示す. 図-7, 8 は橋脚の面外, 面内方向の各要素の 3 波に対する最大応答曲率(絶対値)の平均値をプロットした図である. 図中の太線は降伏曲率を示している. 面外方向では, タイプ I 地震動に対しては, すべての要素の応答曲率が弾性域にあった. タイプ II 地震動に対しては柱下端部に塑性化がみられた. 面外方向に関しては柱間隔でも, 同様な結果が得られており, 応答値に与える影響は 1 次モードが支配的であると考えられる. 面内方向では, タイプ I, II の両地震動に対して, 柱上下端部に塑性化がみられた. タイプ I, II 両地震動に対しても, 基本的には 1 次モードが支配的ではあるが, 高次モードの応答変位への影響が多少あると考えられる. 他の柱間隔では, 柱間隔を 10.5m から 5m ずつ広くさせると, 徐々に図-8 のような挙動に近くなる傾向を示していた.

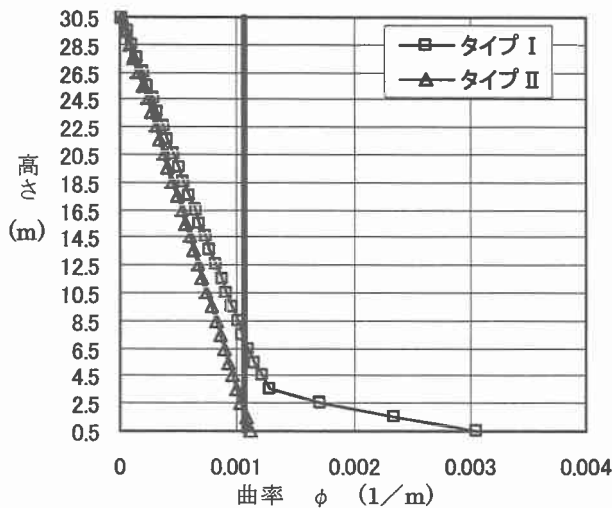


図-5 橋脚高さ 30m 面外方向の応答曲率

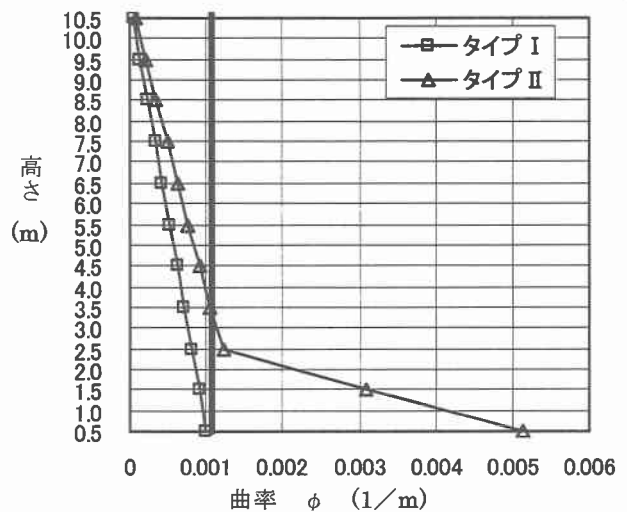


図-7 柱間隔 30.5m の面外方向の応答曲率

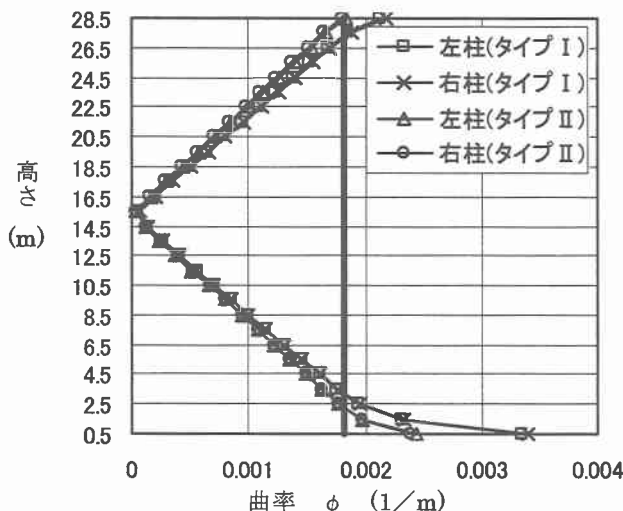


図-6 橋脚高さ 30m 面内方向の応答曲率

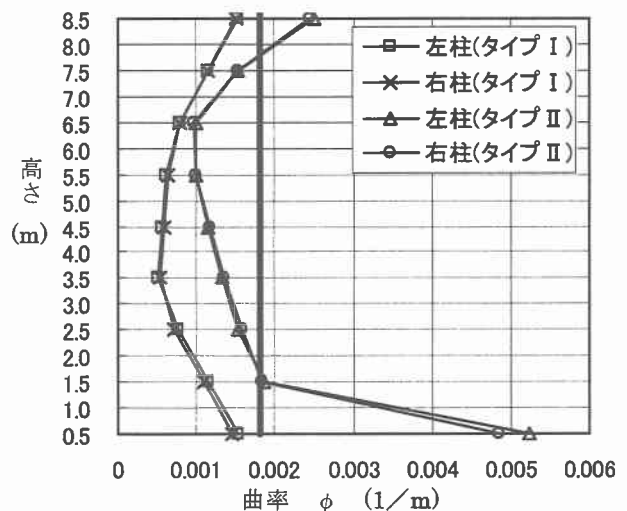


図-8 柱間隔 30.5m の面内方向の応答曲率

5. あとがき

最適耐震設計システムを用いることを前提として、耐震性能の照査法と、損傷度の算定方法に非線形スペクトル法を適用することを提案してきた。

設計システムにおける有効な 1 次設計を得るためと、補修費用を算定するための正確な損傷度を得るためには、非線形応答スペクトルの妥当性が問題となる。そこで、門型ラーメン橋脚を例に取り、種々の断面、種々の橋脚高さ、種々の柱間隔に対して、非線形スペクトル法と時刻歴応答解析法による最大応答水平変位を比較することにより、作成された非線形応答スペクトルの妥当性を検証した。さらに、非線形スペクトル法は、1 次モードが卓越することが前提であるが、高次モードの応答値への影響が無視できない場合もあると考えられる。そこで、橋脚高さが高い場合、柱間隔の広い場合において、応答曲率の検討を行った。その結果、応答値に与える影響は 1 次モードが支配的と考えられる結果が得られていた。

今後は、2 層の門型ラーメン構造及び他の地盤種に対する検討を加え、さらに、鋼製橋脚の損傷度の算定を含んだ、非線形スペクトル法の道路橋耐震設計への適用性について検討していきたいと考えている。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編改定案，2002。
- 2) 渡邊・杉本・朝日：補修費用を考慮した耐震設計に関する一考察，土木学会論文集 No. 718/V-57，81-93，2002。
- 3) 杉本・朝日・村部・渡邊・古川・高久：最適設計法を利用する鋼製橋脚の設計システムについて，土木学会北海道支部論文報告集第 57 号，2001。
- 4) 鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計基準・同解説耐震設計，1999。
- 5) 杉本・渡邊・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，2001。
- 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応用，土木学会北海道支部論文報告集第 58 号，2002。
- 7) 杉本・佐々木・名畑・渡邊・古川：鋼製橋脚のための非線形応答スペクトルについて，土木学会第 57 回年次学術講演回講演概要集，2002。