

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

On non-linear spectrum for the seismic design of road bridges and its application to the seismic design

北海学園大学工学部土木工学科
 北海学園大学大学院
 北海学園大学大学院
 北武コンサルタント㈱
 山口大学工学部社会建設工学科

正 員 杉本博之 (Hiroyuki Sugimoto)
 学生員 朝日啓太 (Keita Asahi)
 ○学生員 佐々木利健 (Masakatsu Sasaki)
 正 員 渡邊忠朋 (Tadatomo Watanabe)
 正 員 古川浩平 (Kohei Furukawa)

1. まえがき

現行の道路橋示方書¹⁾による耐震性の照査は、地震時の挙動が複雑な鋼製橋脚に関して時刻歴応答解析を行うとしている。しかし、時刻歴応答解析は解析する構造のモデル化や減衰定数の設定など複雑であり、かつ1回の解析にかなりの時間を要する。もし、設計の過程に時刻歴応答解析を用いれば、良質な設計を得るためには多くの時間がかかることとなり、設計者に多大な負担がかかることも予想される。

このような経緯から、筆者らはこれまで静的非線形解析をもとにした耐震性の照査法と最適化手法をリンク²⁾³⁾⁴⁾して得られた最適設計を1次設計として、その断面を時刻歴応答解析により照査する最適耐震設計システムを提案してきた。このシステムは、1次設計の良し悪しとその後の手続きに要する時間を大きく左右する。もし、最適化手法と時刻歴応答解析をリンクすることが出来れば良質な設計を得ることは可能だが、一般的に提供される時刻歴応答解析を行うソフトはクローズな形で提供されるため最適化手法とのリンクは困難である。

一方、鉄道構造物等設計標準⁵⁾では簡易動的解析法と位置付けされる非線形スペクトル法が提案されており最適化手法とのリンクが容易である。また、その非線形スペクトル法を用いて設計を行ったが、比較的良好な設計が得られていた⁴⁾。そこで、本研究では道路橋のための非線形応答スペクトルの作成を試みた。これを用いて設計を行えば1次設計で良質な解を得ることが可能と考えられる。本研究では作成した非線形応答スペクトルを用いて設計し、得られた1次設計に対し時刻歴応答解析を行いスペクトル図の有効性も検討した。

2. 非線形応答スペクトルの作成

応答スペクトルは、異なる固有周期をもつ構造系に対し、事前に時刻歴応答解析を行い、横軸に構造物の固有周期 T (sec)、縦軸に地震動に対する最大応答値をとり図化したものである。大きく分けると、構造物の塑性化を考慮しない線形応答スペクトルと塑性化を考慮した非線形応答スペクトルがある。線形応答スペクトルには、縦軸に最大応答加速度をとって図化された標準加速度応答スペクトル¹⁾や設計水平震度について図化されたスペクトルがある。非線形応答スペクトルには、部材の応答塑性率 μ 毎に縦軸に降伏震度をとって図化された所要降

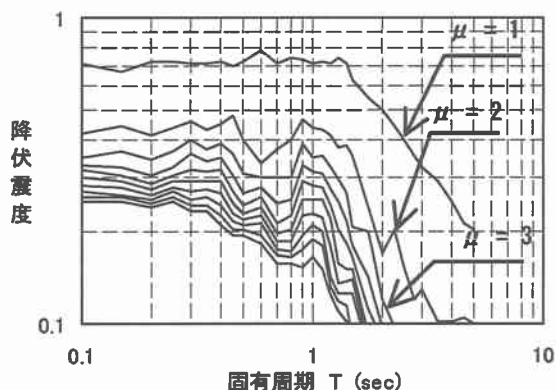


図-1 塑性率毎のスペクトル

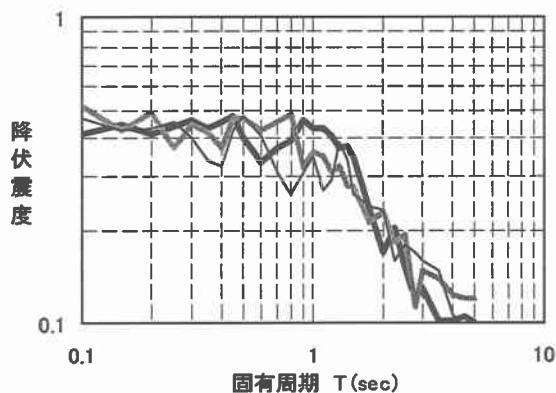
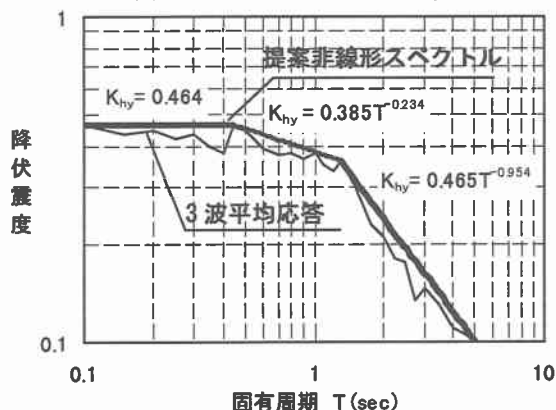
図-2 3波によるスペクトル ($\mu=2$)

図-3 スペクトルの近似

伏震度スペクトル⁶⁾などがある。本研究では、鋼構造物とRC構造物をそれぞれ対象として、所要降伏震度スペクトルに相当する道路橋のための非線形応答スペクトルを地盤種別毎にタイプI、IIについて作成した。

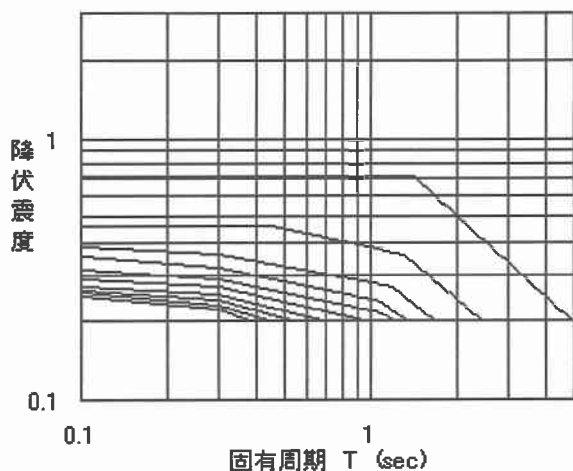


図-4 I種地盤、タイプIのスペクトル図(Steel)

非線形応答スペクトルの作成には、D-SPEC (非線形スペクトル算出プログラム) Ver. 1.1 を用いた。μ および、T をパラメータとして、μ=1~10 を設定し、T については、0.01~0.50sec は 0.05sec 間隔、0.50~1.50sec は 0.1sec 間隔、1.50~5.00sec は 0.25sec 間隔にそれぞれ設定した。時刻歴応答解析を行う時の条件として、復元力特性は、鋼構造物は移動硬化型バイリニアモデルを用い、RC 構造物はコンクリートのひび割れ、軸方向鉄筋の降伏などから剛性劣化型バイリニアモデルを用いた。減衰定数 h は、標準加速度応答スペクトル¹⁾と同様に h=0.05 とし、積分法は Newmark-β 法を用いて β=0.25 とした。入力地震波は、過去に兵庫県南部地震や北海道東北沖地震などで観測された地震波を用いて計算を行った。

非線形応答スペクトル図作成の手順を、I 種地盤、レベル 2 地震動のタイプ I の場合を例にとりて説明する。D-SPEC では、前述した条件をもとに時刻歴応答解析を行い、図-1 に示したように μ の値に対応する 10 本のスペクトルが出力される。同じ条件で、残る 2 つの入力地震波に対しても、同様の図が得られる。その後、図-1 をもとに、μ の値毎に 3 波のスペクトルを同一の図に描く (図-2)。ここでは、μ=2 の場合を例にとっている。得られた 3 つのスペクトルを 1 つにまとめるには最大、最小、平均が考えられるが、道示では 3 種類の地震波を用いて時刻歴応答解析を行い、それぞれの応答値の平均値を用いて照査を行うとしているため、図-3 に示すように、3 波の応答を平均してスペクトルを描いた。最後に、作成したスペクトルを用いて設計した断面が常に時刻歴応答解析による照査を満足するように近似曲線がそのスペクトルを上回るようにしてスペクトルを作成した。一例として、鋼構造物、I 種地盤、タイプ I、II のスペクトル図を図-4、5 に示した。

3. 非線形スペクトル法

本研究では、1 次設計の耐震性の照査に非線形スペクトル法を用いる。非線形スペクトル法は、構造物の等価固有周期 T とプッシュオーバー解析により得られた降伏震度 K_{hy} から非線形応答スペクトルを用いて求めた応答塑性率 μ と、許容塑性率 μ_a から耐震性を照査する簡易動的解析法である。ここで、用いる非線形応答スペクトル

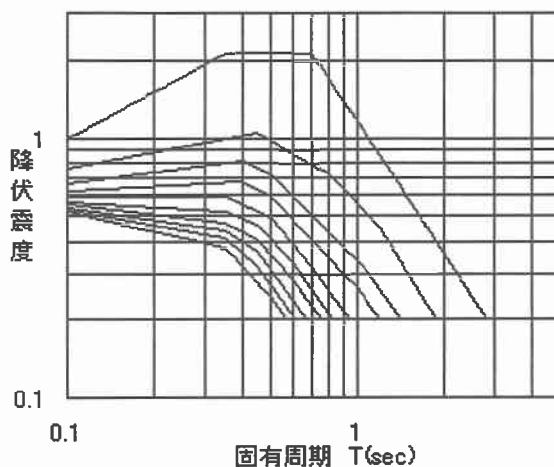


図-5 I種地盤、タイプIIのスペクトル(Steel)

ルは前述した手順で作成したものである。 K_{hy} は以下の式により求める。

$$K_{hy} = P_y / W \quad (1)$$

ここに、 P_y は降伏荷重、 W は上部工載荷重量である。また、許容塑性率 μ_a はプッシュオーバー解析を行い得られた構造物の終局変位 δ_n と降伏変位 δ_y より以下の式で求める。

$$\mu_a = \delta_n / \delta_y \quad (2)$$

式 (2) で求めた μ_a より μ が小さければ耐震性を満足することになる。

4. 最適耐震設計システム

本研究で提案する最適耐震設計システム²⁾³⁾⁴⁾を用いて、設計を行うこととした。最適耐震設計システムは、大きく分けると最適化手法、静的非線形解析法および、耐震性の照査法により 1 次設計を得る第 1 段階と、得られた 1 次設計を時刻歴応答解析により照査する第 2 段階に分かれる。第 2 段階で性能基準を満足すれば終了となる。もし、性能基準を満足しない場合は、その度合いによって、小さければ 1 次設計の微小修正を行い再度第 2 段階へ戻り、大きければ最適化問題の改良を行い第 1 段階へ戻り再度 1 次設計を行う。第 1 段階の耐震性の照査法として、作成したスペクトルによる非線形スペクトル法、及び参考に地震時保有水平耐力法を用いた。

5. 最適設計問題の定式化

ここでは、最適設計問題の定式化について、設計変数、目的関数、制約条件の順番で説明する。

5. 1 設計変数 一般的には鋼製橋脚の断面は大きく分けると、矩形断面と円形断面の 2 種類が考えられるが、本研究では、矩形断面を対象とした。図-6 に断面を構成するパラメータを示す。設計変数は、断面高さ H、幅 B (=k・H)、フランジ板厚 t_f 、ウェブ板厚 t_w 、補剛材高さ b_s 、補剛材厚さ t_s 、フランジ側補剛材本数 N_f 、ウェブ側補剛材本数 N_w の計 7 変数とする。

各設計変数が取り得る値の範囲は、H は 850~2400mm の 50mm 間隔で 32 個の候補を選択、 t_f 、 t_w は 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 16, 19, 22, 25, 28, 32, 34, 36, 38mm⁶⁾ の 16 個、 t_s は 6, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 16, 19, 22, 25, 28, 32, 34, 36mm⁶⁾ の 16

個, b_s は 50~350mm の 10mm 間隔で 16 候補, N_r , N_w は 1~8 本を候補としている. B は断面高さ H に係数 k を乗じて与えられ, 数値計算例では $k=1.2$, $\sqrt{2}$, $\sqrt{3}$, 2.0 とした. 図の X は面外方向, Y は面内方向である.

5. 2 目的関数 目的関数は, 鋼材に関わる費用から鋼材総容積 V と溶接に関わる製作費用から補剛材本数 N の 2 目的関数としている. まず, 鋼製橋脚の総コストは以下の式となる.

$$\text{Cost} = C_0 \cdot \gamma_s \cdot V + C_w \cdot 2N \cdot L \quad (3)$$

ここに, C_0 は鋼材の単位重量に関わるコスト (円/kN), γ_s は鋼材の単位体積重量 (kN/m³), V は柱の総容積 (m³), C_w は 1m あたりの溶接費用 (円/m), N は補剛材総本数, L は柱の総長 (m) である. 式 (3) の右辺を変換し整理すると以下になる.

$$\text{Cost}_A = \gamma_s \cdot C_0 \cdot L \cdot A_0 \left\{ \frac{V}{(L \cdot A_0)} + \frac{2N \cdot C_w}{(\gamma_s \cdot C_0 \cdot A_0)} \right\} \quad (4)$$

ここに, A_0 は基準断面積 (m²) である. 式 (4) をさらに変換し, 次式を目的関数式とした.

$$\text{OBJ} = V/V_0 + \alpha \cdot N \quad (5)$$

ここに, V_0 は鋼材総容積を無次元化する一定値 ($=L \cdot A_0$), α は V と N のコスト比 ($=2 \cdot C_w / (\gamma_s \cdot C_0 \cdot A_0)$) である. C_w および, C_0 は簡単な定義は難しいがおおむね C_0 は 10,000 (円/kN), C_w は 1,000~4,000 (円/m) と考えられる. 数値計算例では $V_0=2\text{m}^3$, $\alpha=0.08$ として設計を行っている.

5. 3 制約条件 制約条件は, 大別すると耐震性の照査に関する条件と断面寸法に関わる条件の 2 種類になる.

耐震性の照査に非線形スペクトル法を用いた場合の制約条件は次式で定義される.

$$\mu_j^i / \mu_a^i - 1 \leq 0 \quad (6)$$

式 (6) における i には「in」もしくは, 「ex」が入り, j には I もしくは, II が入ることになり, μ_{I}^{in} , μ_{I}^{ex} はそれぞれ面内, 面外方向におけるタイプ I を用いた応答塑性率, μ_{II}^{in} , μ_{II}^{ex} はそれぞれ面内, 面外方向におけるタイプ II を用いた応答塑性率であり, μ_a^{in} , μ_a^{ex} はそれぞれ面内, 面外方向の許容塑性率である.

数値計算例では, 耐震性の照査に保耐法を用いた設計も示している. 保耐法を用いた場合の制約条件式は次式で定義される.

$$K_{\text{bc}}^i W \sqrt{\frac{\delta_y^i}{2P_y^i E_N}} - 1 \leq 0 \quad (7)$$

式 (7) における i, j は上記と同じ定義である. W は上部工载荷重量, δ_y^{in} , δ_y^{ex} はそれぞれ面内, 面外方向の降伏変位, P_y^{in} , P_y^{ex} はそれぞれ面内, 面外方向の降伏荷重, E_N^{in} , E_N^{ex} はそれぞれ面内, 面外方向の弾塑性挙動の入力エネルギーである. $K_{\text{bc}_I}^{\text{in}}$, $K_{\text{bc}_I}^{\text{ex}}$ はそれぞれ面内, 面外方向におけるタイプ I を用いた設計水平震度, $K_{\text{bc}_{II}}^{\text{in}}$, $K_{\text{bc}_{II}}^{\text{ex}}$ はそれぞれ面内, 面外方向におけるタイプ II を用いた設計水平震度である.

断面寸法に関する制約条件については, 圧縮力を受ける板, 補剛板の両端支持板, 自由突出板, 補剛板に関するものとして, 骨格曲線を算定する時の制約として, 板パネル幅厚比パラメータ RR , 補剛板幅厚比パラメータ RF , 細長比パラメータ λ , 軸力比などがある.

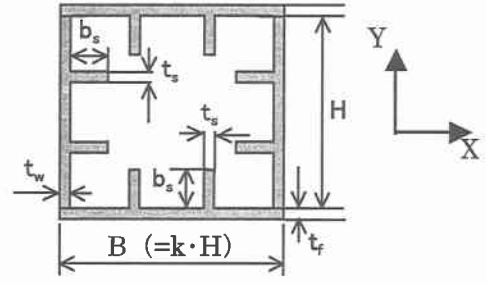


図-6 矩形断面の断面構成図

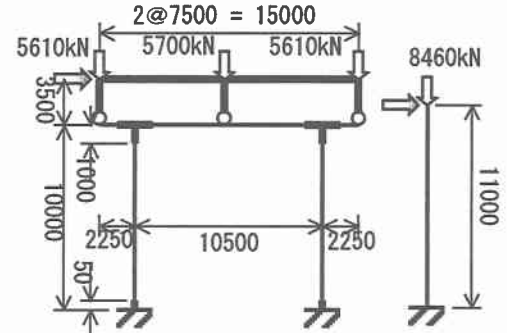


図-7 解析モデル図(mm)

6. 数値計算

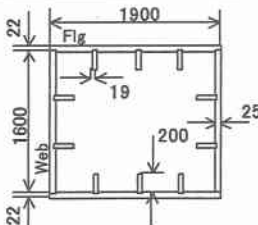
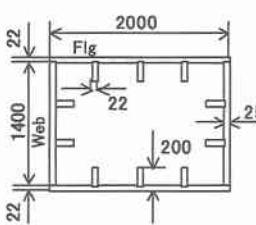
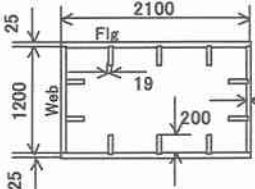
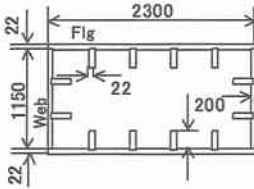
本研究で設計の対象としているのはコンクリート無充填の鋼製橋脚である. 構造モデルを図-7 に示す. 右図のカンティレバーが面外方向, 左図の1層ラーメンが面内方向である. 慣性力の作用位置は面外方向では構造モデルの天端位置, 面内方向では上部構造の重心位置としている. 数値計算例では地盤種別をI種地盤とした. また, 基礎構造は直接基礎, 使用鋼材はSM490Yを用いて設計を行った.

6. 1 1次設計の結果 静的非線形解析と最適化手法により得られた設計を表-1, 2に示す. 表-1は非線形スペクトル法による結果である. 表-2は保耐法による結果で, 一例として $k=\sqrt{3}$ の結果のみ示した. 表中の k は前述した断面高さ H に乗ずる係数である. OBJ は目的関数, A は断面積, I_{in} , I_{ex} はそれぞれ面内, 面外方向の断面2次モーメント, $g(1)$, $g(3)$ はそれぞれタイプIに関する面内, 面外方向の耐震性の制約条件値, $g(2)$, $g(4)$ はそれぞれタイプIIに関する面内, 面外方向の耐震性の制約条件値である. RR は板パネル幅厚比パラメータ, RF は補剛板幅厚比パラメータである.

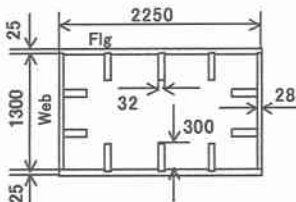
同じ k で保耐法と非線形スペクトル法の比較をすると, 目的関数は前者に対して後者の方が2割程度小さい値を示した. また, 耐震性の制約条件値を見ると照査法に関わらず, 全ての断面において面外のタイプIIがクリティカルになっている. これは, この制約条件が断面を決定する際の支配的な要因の1つになったと考えられる. そこで, 次節の時刻歴応答解析による照査では, タイプIIの入力地震波のみを用いて行っている.

6. 2 時刻歴応答解析による照査結果 得られた全ての断面に関して時刻歴応答解析を行った. その結果を表-3に示す. 表中の k は上記と同じ定義である. 外は面外方向の照査結果で, 柱部材の基部で照査を行った. 内は面内方向の照査結果で左右の柱の上下端で照査を行い,

表一 非線形スペクトル法による一設計結果

k = 1.2				k = $\sqrt{2}$			
	OBJ	3.616			OBJ	3.620	
	A (m ²)	0.202			A (m ²)	0.202	
	I _{ox} , I _{iy} (m ⁴)	0.109	0.084		I _{ox} , I _{iy} (m ⁴)	0.115	0.067
	g (1), g (3)	-0.825	-0.440		g (1), g (3)	-0.832	-0.459
	g (2), g (4)	-0.448	-0.096		g (2), g (4)	-0.457	-0.099
	RR	0.458	0.465		RR	0.483	0.406
RF	0.407	0.440	RF	0.395	0.395		
k = $\sqrt{3}$				k = 2.0			
	OBJ	3.486			OBJ	3.897	
	A (m ²)	0.189			A (m ²)	0.198	
	I _{ox} , I _{iy} (m ⁴)	0.105	0.051		I _{ox} , I _{iy} (m ⁴)	0.129	0.048
	g (1), g (3)	-0.773	-0.357		g (1), g (3)	-0.808	-0.431
	g (2), g (4)	-0.387	-0.016		g (2), g (4)	-0.500	-0.010
	RR	0.449	0.458		RR	0.448	0.439
RF	0.442	0.363	RF	0.386	0.343		

表二 保耐法による1次設計結果の一例

k = $\sqrt{3}$			
	OBJ	4.413	
	A (m ²)	0.281	
	I _{ex} , I _{in} (m ⁴)	0.184	0.076
	g (1), g (3)	-0.835	-0.878
	g (2), g (4)	-0.529	-0.005
	RR	0.478	0.337
	RF	0.224	0.214

左右で応答値の大きい方の値を示した。φ_{max}は時刻歴応答解析によって得られた最大応答曲率で、φ_{yc}、φ_aはそれぞれ降伏曲率、終局曲率である。よって、φ_{max}/φ_{yc} (降伏曲率比)、φ_{max}/φ_a (限界曲率比) が1より大きければ降伏または、終局の限界値を超えたことを意味する。δ_R、δ_{h, max}はそれぞれ時刻歴応答解析によって得られた残留変位、最大応答変位である。δ_Rの許容値は面外で110mm、面内で100mmである。δ_aは静的非線形解析によって得られた最大変位である。

設計法に関わらず、全ての断面で時刻歴応答解析による照査を満足した。しかし、限界曲率比を見ると、非線形スペクトル法による設計は0.7~0.8程度で、保耐法による設計は0.4程度で照査を満足している。また、残留変位、最大応答変位ともに非線形スペクトル法による設計の方が許容値に近いところで満足している。両者の設計は1次設計において耐震性の制約条件が同程度効いていたが、時刻歴応答解析による照査結果に上記の違いが出た。また、目的関数の違いも考慮すると、非線形スペクトル法の方が、より経済的で良質な設計が得られたと考えられる。

7. あとがき

一試みとして、道路橋のための非線形応答スペクトルを作成し、それを用いて設計を行った。1次設計によって得られた断面は全て時刻歴応答解析による照査を許容値に近いところで満足していた。一例ではあるが1次設計で良質な設計が得られ、作成した非線形応答スペクトル

表三 時刻歴応答解析による照査

	k	位置	$\frac{\phi_{max}}{\phi_{yc}}$	$\frac{\phi_{max}}{\phi_a}$	δ _R	δ _{h, max}	δ _a
			[mm]				
非線形 スペクトル 法	1.2	外	6.131	0.701	42	200	239
		内 上	3.763	0.415	27	106	200
		下	5.880	0.649			
	$\sqrt{2}$	外	6.433	0.642	29	200	236
		内 上	5.313	0.575	32	132	239
		下	7.415	0.803			
	$\sqrt{3}$	外	6.638	0.602	34	197	229
		内 上	5.025	0.637	15	125	243
		下	6.579	0.834			
	2.0	外	7.044	0.627	23	194	209
		内 上	5.177	0.569	9	129	301
		下	6.684	0.734			
保耐 法	$\sqrt{3}$	外	5.850	0.386	41	157	293
		内 上	2.855	0.222	29	114	384
		下	5.425	0.421			

ルの有効性がある程度示されたと考えられる。今後、コンクリートを部分充填した鋼製橋脚についても検討を行いたいと考えている。

参考文献

- 1) 日本道路協会:道路橋示方書V耐震設計編, 丸善, 1997.
- 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, 2001.
- 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, 丸善, 1999.
- 6) 日本橋梁建設協会:デザインデータブック, 1997.
- 7) 日本道路協会:道路橋示方書II鋼橋編, 1996.