

鋼製橋脚の最適耐震設計法の一試み

杉本博之¹・村部剛史²・朝日啓太²・古川浩平³・高久達将⁴

¹正会員 工博 北海学園大学教授 工学部土木工学科 (〒064-0926 札幌市中央区南 26 条西 11 丁目)

²学生員 学士 北海学園大学工学研究科建設工学専攻 (〒064-0926 札幌市中央区南 26 条西 11 丁目)

³正会員 工博 山口大学教授 社会建設工学科 (〒755-8611 宇部市常盤台 2 丁目 16 番 1 号)

⁴正会員 工博 株式会社東光コンサルタンツ (〒170-0005 東京都豊島区南大塚 3 丁目 32 番 1 号)

1. まえがき

近年改訂された耐震設計標準では、兵庫県南部地震に相当する内陸直下型地震を想定している。土木鋼構造物に関する解析法は、地震動による挙動を静的解析法で評価するのが困難とされることから、動的解析法による耐震性の照査が主となる。特にコンクリートを充填しない鋼製橋脚の場合、平成 8 年に改訂された道路橋示方書¹⁾では非弾性域を考慮した動的解析により耐震性を照査するとされ、平成 11 年に改訂された鉄道構造物設計標準²⁾では、構造物の地震時挙動の算定に当たって、非線形スペクトル法や時刻歴応答解析等の動的解析を主体とすることが明記されている。しかし動的解析は、解析法が複雑かつ高度であることや、他のツールとのリンクが困難であることから、設計ツールとして最適化問題に用いるのは容易ではない。

また、構造モデルとしてラーメン橋脚を耐震設計する場合、橋軸方向(面外方向)、橋軸直角方向(面内方向)の 2 方向を考慮する必要がある。しかし、面内方向を満足する断面は面外方向で設計条件を満足せず、逆に面外方向を満足する断面は面内方向で保有水平耐力に余裕がでてしまう。従って、両方向で耐震性能を満足しながら、同等の耐力を期待できる最適断面を算定するには試行錯誤を繰り返さなければならない³⁾ことから最適化手法による耐震設計法が必要とされる。

以上の鋼製橋脚耐震設計における解析法、及び面外・面内の照査方向の問題点から、本研究では、静的非線形解析法による最適耐震設計を一次設計として、その最適解を動的解析法で照査する鋼製橋脚最適耐震設計システムを提案する。ただし、本論文は一次設計に関するものである。また、部材の骨格曲線にモーメントと回転角の関係をj用いていることから、耐震性の照査法として主に文献 2) を参考にしてjいる。構造系は、鋼製ラーメン橋脚を対象として、面外・面内の 2 方向を同時に考慮した柱断面の最適化を目的とする。最適

化手法としては、遺伝的アルゴリズム (GA) をj用いている。

2. 鋼製橋脚最適耐震設計システム

耐震性の照査にj関わる示方書類^{1) 2)}では、部材の非線形性を考慮して解析を行うことが基本方針とされている。従って部材変形性能を求めるには、水平荷重 P と水平変位 δ 、曲げモーメント M と回転角 θ 、曲げモーメント M と曲率 ϕ 、あるいは応力 σ とひずみ ε の関係等、汎用的な手法をj用いて評価が行われている。特に本研究が対象とするコンクリートを充填しない鋼製橋脚については、 $P-\delta$ または $M-\theta$ 関係をj用いて⁴⁾ 変形性能が与えられている。しかし、その際の塑性ヒンジについては、ダイヤフラム間隔や断面パラメータ等の関係について十分な研究がなされていないことから、曲げと圧縮によって座屈が生じる塑性ヒンジの発生個所については、細長比とダイヤフラム間隔により塑性ヒンジ長を求め、門型鉄筋コンクリート構造と同様の $M-\phi$ 関係で耐力および変形性能を算出する手法が提案されている⁵⁾。一方、本研究では、部材変形性能に $M-\theta$ 関係の骨格曲線²⁾ を与えて、塑性ヒンジの概念をj用いた静的非線形解析プログラムを作成した。このプログラムの妥当性を確認するために、図-1 の実験モデル⁶⁾ の実験結果と、本研究の静的非線形解析プログラム結果を荷重変位曲線で比較したのが図-2 である。図-2 の結果から、耐震性照査のための解析プログラムとして使用可能と考えた。

本研究では、図-3 のフローチャートに示した鋼製橋脚最適耐震設計システムを提案する。このシステムは、静的非線形解析による最適耐震設計を一次設計として、その最適解が動的解析の照査を満足した場合、最適耐震設計と判断して終了するものである。動的解析による照査で、設計条件を満足する場合は最適耐震設計終了となるが、不満足の場合は設計の修正が行わ

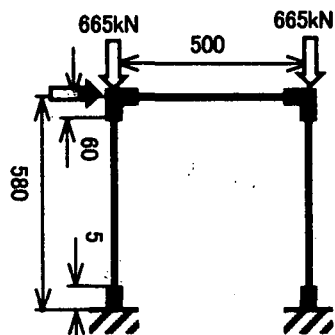


図-1 実験モデル図 (cm)

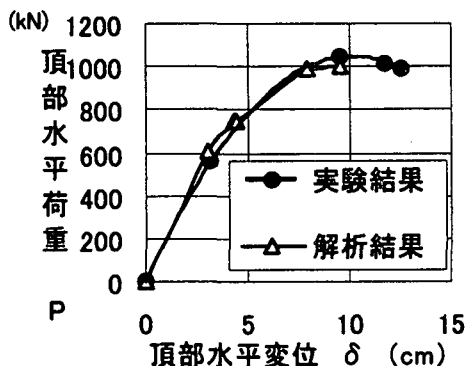


図-2 実験値と解析値の比較

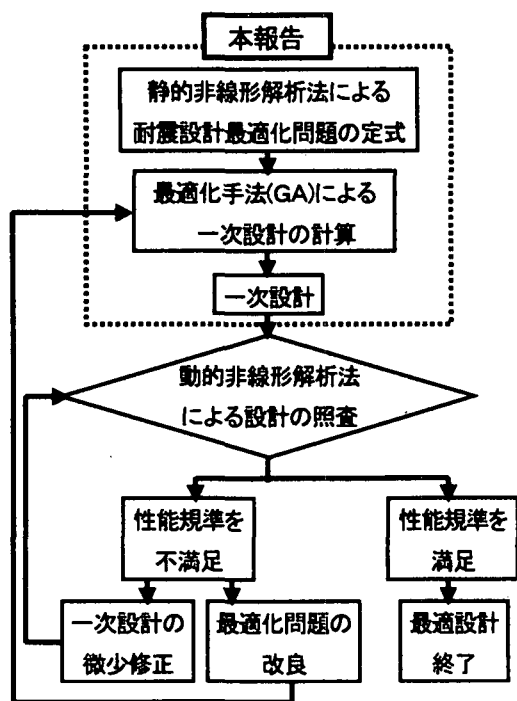


図-3 鋼製橋脚最適設計システム

れる。設計条件の不満足割合が小さければ、設計を少し変更して動的解析による照査を再度行い、その割合が大きければ一次設計まで戻り最適化問題を改良した後に、再度一次設計の計算を行うものである。

3. 解析モデル

本研究が対象としたのは、図-4に示す面内が一層

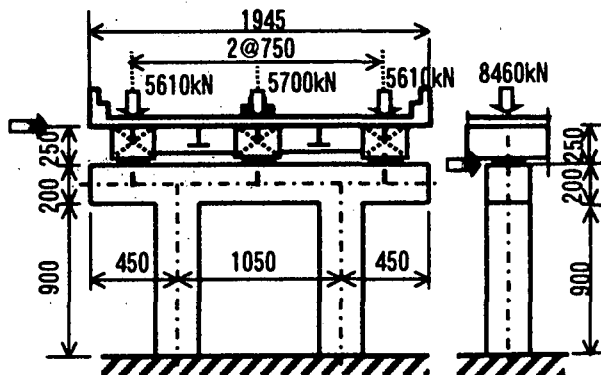


図-4 構造図 (cm)

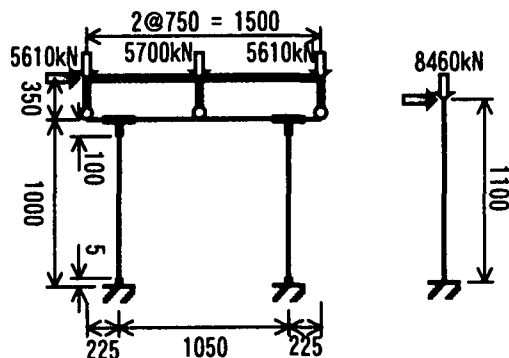


図-5 構造モデル図 (cm)

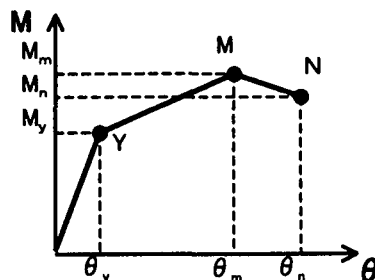


図-6 骨格曲線図 (M-θ 関係)

ラーメン、面外が片持ち梁の構造モデルである。

ただし、解析は図-4を棒部材でモデル化²⁾した図-5の構造モデルで行っている。ここで隅角部と構造基部は剛域、上部工は剛な断面を設定している。また、解析時の漸増載荷位置となる慣性力の作用位置は、面内方向では上部工重心位置、面外方向では橋脚の天端位置とする。

次に、部材変形性能として与えたM-θ関係の骨格曲線を図-6に示す²⁾。図-6のY点は最外縁ひずみが降伏ひずみに達した点、M点は最大曲げモーメント程度を維持する最大変形点、N点は最大曲げモーメントの95%を維持する最大変形点である。また、曲げモーメントの反曲点までの長さは、面内方向の場合は基部から慣性力の作用位置までの半分、面外方向の場合は基部から橋脚の天端位置までとする。

静的非線形解析法による耐震性の照査方法としては、エネルギー一定則および非線形スペクトル法を用いて

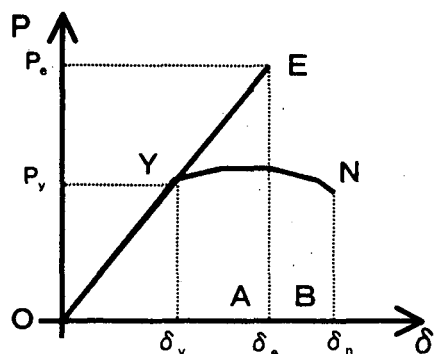


図-7 エネルギー一定則

表-1 耐震設計標準に規定されている地盤種別

道路橋耐震設計 ¹⁾		地盤条件	鉄道耐震設計 ²⁾	
固有周期(秒)	種別		種別	固有周期(秒)
$T < 0.2$	I種	岩盤	G0	-
		基盤	G1	-
$0.2 \leq T < 0.6$	II種	洪積層	G2	~ 0.25
		普通地盤	G3	$0.25 \sim 0.5$
$0.6 \leq T$	III種	普通～軟弱地盤	G4	$0.5 \sim 0.75$
		軟弱地盤	G5	$0.75 \sim 1.0$
		軟弱地盤	G6	$1.0 \sim 1.5$
		極めて軟弱地盤	G7	$1.5 \sim$

照査を行っている。

エネルギー一定則は、弾塑性応答と弾性応答の両者の入力エネルギーがほぼ同量となる近似照査法¹⁾である。その関係を荷重変位曲線で示したのが図-7である。図-7の荷重変位曲線で、 $\triangle OEA$ が弾性応答の入力エネルギー、多角形 $OYNB$ が弾塑性応答の入力エネルギーである。ただし図-7に示した弾性応答水平力 P_e は式(1)から算定している。

$$P_e = K_{hc} \cdot W \quad (1)$$

式(1)における、 K_{hc} は設計水平震度、 W は上部工載荷荷重である。 K_{hc} については、文献1)および2)に規定されている表-1の地盤種別、また構造物特性等で変化する。そこで本研究では、1自由度振動系の非線形時刻歴応答解析を、各地盤種別で作成した所要降伏震度スペクトル図²⁾であるスペクトルI(海洋型地震を対象)とスペクトルII(内陸型地震を対象)の、塑性率 $\mu = 1$ のスペクトルと固有周期 T の関係から2者の K_{hc} をそれぞれ算定して用いている。例として、図-8がG0地盤の所要降伏震度スペクトルI、図-9がスペクトルIIであり、図-10、11はG3地盤のスペクトルI、IIである。

非線形スペクトル法は、前述した所要降伏震度スペクトル図を用いて、構造物の固有周期と降伏震度から応答値の応答塑性率 μ を算定する簡易動的解析法である。本研究では、図-8～11に示したG0、G3地盤の所要降伏震度スペクトルを用いて非線形スペクトル

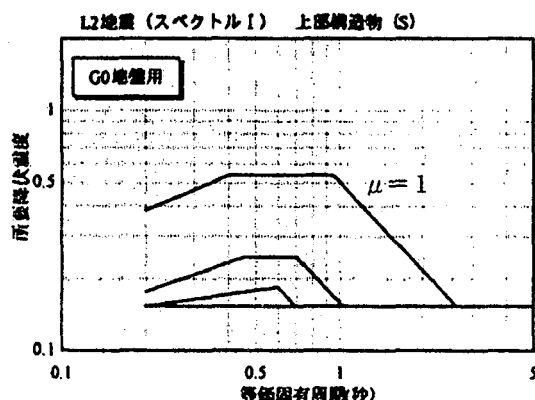


図-8 G0地盤の所要降伏震度スペクトルI

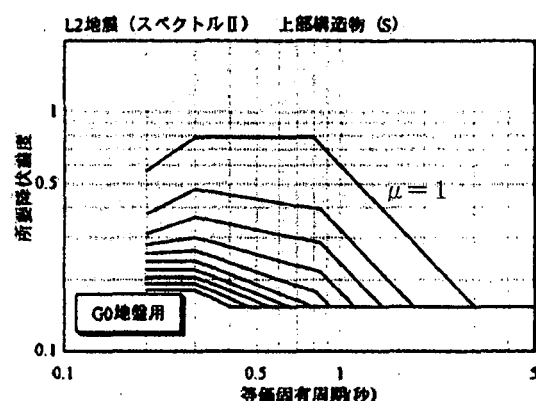


図-9 G0地盤の所要降伏震度スペクトルII

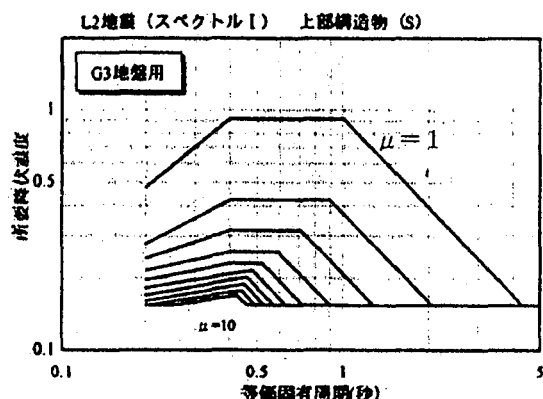


図-10 G3地盤の所要降伏震度スペクトルI

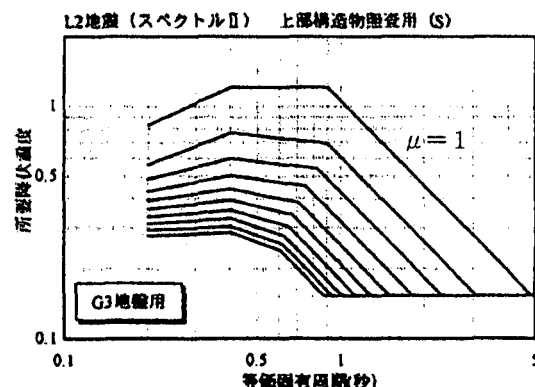


図-11 G3地盤の所要降伏震度スペクトルII

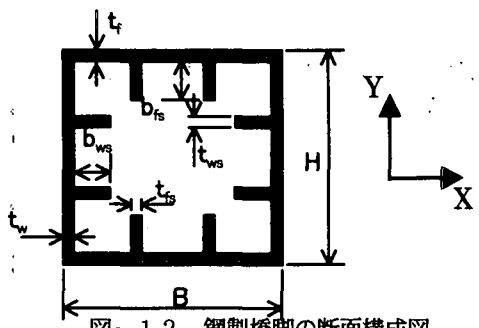


図-12 鋼製橋脚の断面構成図

ル法の計算結果をまとめることとした。

4. 最適問題の定式化

最適化する鋼製橋脚の断面構成を図-12に示す。X方向が橋軸方向、Y方向が橋軸直角方向である。断面は、断面寸法B, H, t_f , t_w , b_{fs} , b_{ws} , t_{fs} , t_{ws} と補剛材本数 N_f , N_w の計10個のパラメータで構成されており、これらを設計変数として用いる。また断面最適化の目的は、鋼材総容積または補剛材本数の最小化問題である。以下に最適問題の定式化を説明する。

(1) 目的関数

目的関数は、鋼材総容積と補剛材本数の2目的を定式化した式(2)で行っている。その背景としては、鋼材総容積は最小重量および費用の面から、また補剛材本数は溶接による製作費用の面から、両目的を目的関数のパラメータとして考慮した。

$$OBJ = V/V^0 + \alpha N \quad (2)$$

ここで、Vは鋼材総容積、 V^0 はVを無次元化する一定値で最適化計算を数ケース行って得られた平均値をまとめたものである、 α は鋼材総容積及び補剛材総本数間のウェイト、Nは補剛材総本数とする。式(2)は、 α を大きくすれば補剛材本数にウェイトが置かれ、小さくすれば鋼材総容積にウェイトが置かれた最適断面を求めることが可能である。従って、 α の選択によりこれらのパレート解の中から、ユーザー側の条件に則した最適断面を得ることができる。

(2) 制約条件

制約条件については、耐震性照査と断面照査について行っている。耐震性照査においては、前項で述べたエネルギー一定則と非線形スペクトル法を用いている。エネルギー一定則は、弾性的に挙動すると仮定した入力エネルギーと、弾塑性的に挙動する入力エネルギーが同一と定義することより式(3)で定式化する。

$$K_{hc} W \sqrt{\frac{\delta_y}{2 P_y E_N}} - 1 \leq 0 \quad (3)$$

ここで、 K_{hc} は設計水平震度、Wは上部構造物の総重

量、 P_y は降伏水平荷重、 E_N は弾塑性挙動の入力エネルギー、 δ_y は降伏時の頂部水平変位である。

また、非線形スペクトル法は、降伏震度 K_{hy} と固有周期Tから算定された応答塑性率 μ が、許容値の許容塑性率 μ_a を上回らない式(4)で定式化している。

$$\mu/\mu_a - 1 \leq 0 \quad (4)$$

上記の式(3)あるいは(4)はスペクトルI及びIIに対して設定される。

次に断面照査については、無補剛あるいは補剛断面に応じて、断面構成と断面パラメータの制約を行っている。断面構成については、道路橋示方書⁷⁾の圧縮力を受ける板および補剛板の関係をを用いる。また、断面パラメータについては、鉄道構造物設計標準²⁾の骨格曲線作成時に必要となる、幅厚比や補剛材剛比のパラメータについて制限を行っている。

補剛断面については、断面構成が式(5)～(8)、断面パラメータが式(9)～(12)である。

$$B/(22fn) \leq t_f \quad (5)$$

$$b_{fs}/10.7 \leq t_{fs} \quad (6)$$

$$Bt_f^3 \gamma_{Lreq}/11 \leq I_L \quad (7)$$

$$Bt_f/(10n) \leq A_L \quad (8)$$

$$0.3 \leq R_r \leq 0.7 \quad (9)$$

$$0.2 \leq \lambda \leq 0.5 \quad (10)$$

$$0.0 \leq N'/N'_y \leq 0.3 \quad (11)$$

$$\gamma/\gamma' \geq 1.0 \quad (12)$$

無補剛断面については、断面構成が式(13)、断面パラメータが式(10)と(14)、(15)である。

$$B/(32.4f) \leq t_f \quad (13)$$

$$0.3 \leq R_r \leq 0.9 \quad (14)$$

$$0.0 \leq N'/N'_y \leq 0.3 \quad (15)$$

Bは補剛板全幅、 t_f は補剛板板厚、nはパネル数、fは応力勾配の係数で1とした、 b_{fs} は補剛材高さ、 t_{fs} は補剛材板厚、 γ_{Lreq} は縦方向補剛材必要剛比、 I_L は縦方向補剛材1個の断面2次モーメント、そして A_L はその断面積、 R_r は幅厚比パラメータ、 λ は細長比パラメータ、 N'/N'_y は軸力比、 γ は縦方向補剛材とフランジ板の剛比、 γ' は線形座屈理論から求められる最適剛比である。また式(5)～(8)と式(13)は、対象構造の部材SM490Yに対応した式とした。式(3)及び(4)を含むこれらの制約条件式は面内方向について説明されたが、同時に面外方向でも同様の式が設定されている。

(3) 設計変数

設計変数は、図-12の、板幅B、板高H、フランジ板厚 t_f 、ウェブ板厚 t_w 、フランジ補剛材高さ b_{fs} 、ウェブ補剛材高さ b_{ws} 、フランジ補剛材板厚 t_{fs} 、ウェブ補剛材板厚 t_{ws} 、および補剛材本数のフランジ側 N_f 、ウェ

表-2 エネルギー一定則の最適断面

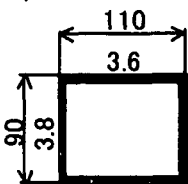
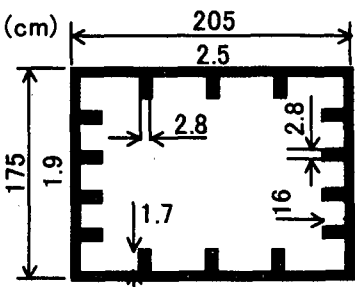
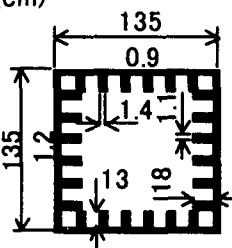
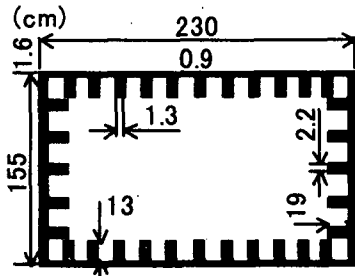
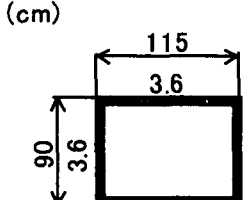
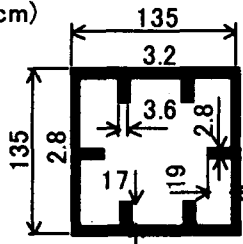
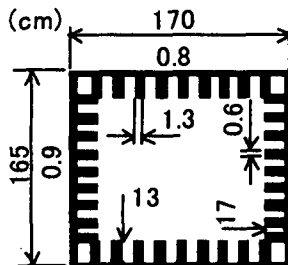
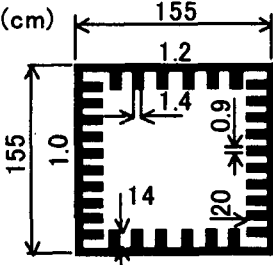
G0地盤				G3地盤			
ALPH	10	$A(\times 10^4\text{cm}^2)$	0.142	ALPH	10	$A(\times 10^4\text{cm}^2)$	0.232
OBJ	0.095	I	y 0.184	OBJ	280.154	I	y 1.139
O(V)	0.095	($\times 10^7\text{cm}^4$)	x 0.257	O(V)	0.154	($\times 10^7\text{cm}^4$)	x 1.382
O(N)	0	R_r	y 0.665	O(N)	280.000	R_r	y 0.446
(cm) 		$\bar{\lambda}$	x 0.516	(cm) 		$\bar{\lambda}$	x 0.401
		$\bar{\lambda}$	y 0.301			$\bar{\lambda}$	y 0.154
		$\bar{\lambda}$	x 0.681			$\bar{\lambda}$	x 0.375
		$\bar{\lambda}$	y 0.779			$\bar{\lambda}$	y 0.385
		$\bar{\lambda}$	x 1.690			$\bar{\lambda}$	x 0.752
		$\bar{\lambda}$	y 3.704			$\bar{\lambda}$	y 5.331
		$\bar{\lambda}$	x 3.487			$\bar{\lambda}$	x 4.155
		$\bar{\lambda}$	y 0.165			$\bar{\lambda}$	y 0.102
		$\bar{\lambda}$	x 0.165			$\bar{\lambda}$	x 0.102
ALPH	0	$A(\times 10^4\text{cm}^2)$	0.102	ALPH	0	$A(\times 10^4\text{cm}^2)$	0.169
OBJ	0.068	I	y 0.261	OBJ	0.113	I	y 0.580
O(V)	0.068	($\times 10^7\text{cm}^4$)	x 0.282	O(V)	0.113	($\times 10^7\text{cm}^4$)	x 1.409
O(N)	0	R_r	y 0.467	O(N)	0	R_r	y 0.464
(cm) 		$\bar{\lambda}$	x 0.350	(cm) 		$\bar{\lambda}$	x 0.352
		$\bar{\lambda}$	y 0.213			$\bar{\lambda}$	y 0.185
		$\bar{\lambda}$	x 0.551			$\bar{\lambda}$	x 0.318
		$\bar{\lambda}$	y 0.680			$\bar{\lambda}$	y 0.490
		$\bar{\lambda}$	x 1.657			$\bar{\lambda}$	x 0.789
		$\bar{\lambda}$	y 4.109			$\bar{\lambda}$	y 4.721
		$\bar{\lambda}$	x 4.126			$\bar{\lambda}$	x 5.068
		$\bar{\lambda}$	y 0.231			$\bar{\lambda}$	y 0.139
		$\bar{\lambda}$	x 0.231			$\bar{\lambda}$	x 0.139

表-3 非線形スペクトル法の最適断面

G0地盤				G3地盤			
ALPH	10	$A(\times 10^4\text{cm}^2)$	0.142	ALPH	10	$A(\times 10^4\text{cm}^2)$	0.192
OBJ	0.095	I	y 0.189	OBJ	120.128	I	y 0.523
O(V)	0.095	($\times 10^7\text{cm}^4$)	x 0.276	O(V)	0.128	($\times 10^7\text{cm}^4$)	x 0.511
O(N)	0	R_r	y 0.696	O(N)	120.000	R_r	y 0.459
(cm) 			x 0.544	(cm) 			x 0.350
		$\bar{\lambda}$	y 0.297			$\bar{\lambda}$	y 0.207
		$\bar{\lambda}$	x 0.658			$\bar{\lambda}$	x 0.562
		T	y 0.770			T	y 0.505
			x 1.632				x 1.209
		Ua	y 3.605			Ua	y 4.103
			x 3.421				x 4.129
		N'/N'y	y 0.165			N'/N'y	y 0.122
			x 0.165				x 0.122
ALPH	0	$A(\times 10^4\text{cm}^2)$	0.105	ALPH	0	$A(\times 10^4\text{cm}^2)$	0.127
OBJ	0.070	I	y 0.454	OBJ	0.085	I	y 0.451
O(V)	0.070	($\times 10^7\text{cm}^4$)	x 0.439	O(V)	0.085	($\times 10^7\text{cm}^4$)	x 0.449
O(N)	0	R_r	y 0.463	O(N)	0	R_r	y 0.402
(cm) 			x 0.399	(cm) 			x 0.307
		$\bar{\lambda}$	y 0.165			$\bar{\lambda}$	y 0.182
		$\bar{\lambda}$	x 0.449			$\bar{\lambda}$	x 0.488
		T	y 0.549			T	y 0.544
			x 1.345				x 1.314
		Ua	y 5.201			Ua	y 5.394
			x 3.880				x 4.978
		N'/N'y	y 0.223			N'/N'y	y 0.185
			x 0.223				x 0.185

ブ側 N_y である。設計変数の t_f , t_g は 8~38mm, t_{fs} , t_{gs} は 6~36mm の板厚候補⁸⁾ の 16 個, B , H は 85~230cm の 5cm 間隔で 16 個の候補, N_f , N_g は 0~15 本の候補として離散量を与えている。これらの組合せの中から制約条件を満足する最適断面構成を決定する。

5. 計算結果と考察

本研究で行った数値計算の一部を表-2及び表-3に示した。表-2は、耐震性の照査をエネルギー一定則に従って行った場合の結果であり、表-3は非線形スペクトル法によった場合の結果である。それぞれにおいて地盤種別を $G0$, $G3$ 地盤に、またウェイト α を 0, 10 に変化させて計算を行った。 $G0$ 地盤の結果をそれぞれ左に、 $G3$ 地盤の結果をそれぞれ右にまとめた。同様に、 $\alpha=10$ の結果を上、 $\alpha=0$ の結果を下にまとめている。

これらの表において、ウェイト α を $ALPH$, 目的関数値を OBJ , V/V^0 を $O(V)$, $\alpha \cdot N$ を $O(N)$, 断面積を A , 断面 2 次モーメントを I , 幅厚比パラメータを R_r , 細長比パラメータを λ , 固有周期を T , 塑性率を U_a , 軸力比を $N'/N'y$ で表している。 A , I は構造解析に、 R_r , λ , $N'/N'y$ は骨格曲線の算定に、また T , U_a は構造系の評価において重要であるため表に示した。

まず、照査法による差を検討すると、 $G0$ 地盤では大きな差はないが、 $G3$ 地盤で補剛材本数に大きな差は見られないが、部材断面積において、エネルギー一定則による照査を用いた方が 2~3 割ほど増加している。応答値を包絡する一番大きな値を用いているためと思われる。また、断面積が大きくと同時に、面内に比べて面外の剛性が大きくなっているのも特徴的である。

次に、地盤による差を検討する。特徴的なのは、 $G0$ 地盤は $G3$ 地盤に比較して、部材断面積が 2~6 割ほど基礎小さい点である。 $G0$ 地盤は表-1 に示すように岩盤に対応し、一方、 $G3$ 地盤は普通地盤であり本報告のような直接基礎には厳しい地盤条件であることを考慮すると当然といえば当然の結果である。

最後に、 α の値による差を検討する。すべての場合において、 α が 10 の場合は補剛材本数が少なくなり、厚肉（ほぼ上限値）を使う傾向があり、部材断面積は α が 0 の場合に比較して 4 割ほど多くなっている。逆に α が 0 の場合は、補剛材本数は多くなり、薄肉断面になる傾向が強くなる。 α の値はこれらの値に限定されるものではなく、連続的に与えることができる値であるので、表に示した結果を両極端の設計として、これらの中間の設計は自由に得ることができるものである。これらは 2 目的最適化問題のパレート解として定義され、

いずれも最適設計と位置付けることができる。

断面形状は、条件が厳しいエネルギー一定則による照査で $G3$ 地盤の場合以外は、ほぼ正方形断面となっている点が注目される。

α が 0 の場合において、補剛材間隔は密に見えるが、いずれも間隔は 15~20cm あり実用上は問題ない。

6. あとがき

鋼製橋脚の耐震性の評価は、動的解析によることになっているが、設計の手順を考えると良好な一次設計が得られるほうが望ましい。また、橋軸方向と橋軸直角方向同時に良好な耐震性が得られることが望ましいが、複数のパラメータを有する設計問題であるので、試行錯誤的な設計法では合理的な設計を得ることは難しい。この点に着目し、静的非線形解析を基本とする最適設計法の適用を提案し、いくつかの計算例でその結果を考察した。

今後、得られた一次設計に対して動的非線形解析を適用し、これらの耐震性に考察を加えることにより、提案している設計システムの妥当性を検討する予定である。また、長方形断面のみでなく、円管断面、あるいは、柱軸方向の変断面についても検討を加える予定である。

謝辞 本研究の実施において、文部省私立大学学術フロンティア推進拠点事業（積雪寒冷地における災害に強い都市環境モジュールの開発とシステム構築）の援助、日本橋梁建設協会の援助を受けた。末筆であるが記して謝意を表する。

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, 1996.
- 2) 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, 1999.
- 3) 橋建協・鋼橋耐震小委員会：「地震時保有水平耐力法による耐震設計」の検討, 2000.
- 4) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料, p4-50~68, 1997.
- 5) 船本・今村・半野・田嶋・松田：塑性ヒンジを考慮した鋼製橋脚の $M-\phi$ 関係に関する一検討, 第 2 回地震時保有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, 1998.
- 6) 西川・村越・高橋・岡本・池田・森下：鋼製ラーメン橋脚の耐力と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, vol. 45A, 1999.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 1996.
- 8) 日本橋梁建設協会：デザインデータブック, p108, 1997.