

鋼製橋脚の最適断面構成と耐震性能実験に関する研究

Study on the Optimal Section and Seismic Resistance Performance Test of a Steel

Bridge Piers

山本亮明† 青木徹彦†† 鈴木森晶††
Katsuhiko YAMAMOTO Tetsuhiko AOKI Moriaki SUZUKI

Abstract Seismic resistant performance test of the steel bridge piers with different sections is performed in order to investigate the optional section profile. The test results are examined from the view point of the seismic performance such as the maximum strength and ductility, and fabrication cost. Evaluation of cost is done as total cost consist of material cost and manufacturing cost such as welding and cutting. Optimal section is examined from the relation between seismic resistant performance and total cost.

Keyword: Optimal Section, Steel Bridge Pier, Seismic Resistant Performance, Cost Evaluation

キーワード: 最適断面, 鋼製橋脚, 耐震性能, コスト評価

1. 序論

1995年の兵庫県南部地震では高速道路等多数の重要公共構造物が大きな被害を受けた。鋼製高速道路橋脚に関しては、地震後多くの実験的、解析的研究が進められ、多くの事がわかってきた¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾。都市と都市結ぶ高速道路のような重要構造物では、崩壊してしまうと都市機能を麻痺させ、緊急車両の通行、救援物資等の運搬、復旧作業に大きな支障となる。このような重要構造物は一般に多くの製作コストがかかり、耐震性能と同時に経済性も望まれる。しかし、今日までに耐震性能と経済性を考えた研究は少ない。

補剛箱型断面の単柱式鋼製橋脚は従来までの多くの研究より変形能と強度を求めるための経験式が提案されている。それらは、フランジの幅厚比パラメータ(R_F)、補剛材剛比(γ/γ^*)、細長比パラメータ(λ)、補剛材細長比パラメータ(λ_s)、軸力比(P/P_y)などの関数として表される²⁾³⁾。変形能はフランジの幅厚比パラメータ(R_F)、細長比パラメータ(λ)、軸力比(P/P_y)の大きさと反比例の関係にあるため、それらのパラメータを小さくすることにより変形能を大きくすることができる。あるレベルの変形能を確保するためには、 $R_F=0.3$ 、 $\gamma/\gamma^*=3$ 、 $\lambda=0.3$ 、 $P/P_y=0.2$ 程度にすれば良い。しかし、それらのパラメータを満足する断面はいくつか考えられる。例えば鋼材重量を最小にするため、薄肉でリブの多い断面、加工数を少なくするため厚肉でリブ

(豊田市)

の少ない断面などが考えられる。従来わが国では鋼材の値段が高価で人件費の安かった頃は鋼材重量を最小にする「最小鋼重量設計」に基づく薄肉でリブの多い断面が採用されてきた⁶⁾⁷⁾。しかし、最近では加工コストの増大により鋼材重量よりも、加工数を最小にする「最小工数設計」へと転換がはかられている。しかし、どのような断面が鋼材費と加工費を合わせたコストが安く、かつ耐震性能に優れているかまだ良くわかっていない。

そこで本研究では、鋼製橋脚の耐震性能とコストの関係を検討する。はじめにある設計条件を満足するように、いくつかのパラメータを一定にした断面を考える。それらの鋼製橋脚の繰返し载荷実験を行って耐震性能を明らかにし、さらに鋼材費と溶接などの加工費を仮定してコストを求める。これらより耐震性能とコストの関係を求め最適な断面の検討を行う。

2. 実験計画および方法

2.1 パラメータと耐震性能の関係

以下に本研究で供試体を決定するのに考慮したパラメータの式を示す。

幅厚比パラメータ R_F 、 R_R ¹¹⁾¹²⁾は式(1)、(2)で表される。

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_F}} \quad (1)$$

† 愛知工業大学 工学研究科 建設システム工学専攻

†† 愛知工業大学 工学部 都市環境学科 土木工学専攻

ここに、 k_F は座屈係数で補剛板のアスペクト比($\alpha=a/b$)に応じて次式より求める。

$$\begin{cases} k_F = \frac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma_l}{\alpha^2(1+n\delta_l)} & (\alpha \leq \alpha_0) \\ k_F = \frac{2(1+\sqrt{1+n\gamma_l})}{1+n\delta_l} & (\alpha > \alpha_0) \end{cases}$$

$$\alpha_0 = \sqrt{1+n\gamma_l}$$

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{4n^2\pi^2}} \quad (2)$$

ここに、

- b : 補剛板幅
- σ_y : 降伏応力
- μ : ポアソン比
- α : アスペクト比($\alpha=a/b$)
- n : 補剛材で区切られるパネルの数(補剛材本数+1)
- γ : 補剛材の剛比($11 \cdot I_l / bt^3$)
- I_l : 補剛材1本の断面2次モーメント($b_s^3 t_s / 3$)
- δ_l : 補剛材の断面積比(A_l / bt)
- t : 補剛板板厚
- E : ヤング係数
- a : ダイアフラム間隔
- A_l : 補剛材1本の断面積

R_F は補剛板全体での座屈強度を示すパラメータを表し、 R_R は補剛材間の補剛板の座屈強度を示すパラメータを表す。道路橋示方書では、 $R_F \leq 0.5$ を満たすようになっている。

細長比パラメータ λ 、補剛材剛比 γ/γ^* は式(3)(4)で表される。

$$\lambda = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3)$$

ここに、

- h : 供試体下端から水平荷重載荷位置までの高さ
- r : 断面2次半径

$$\gamma = \frac{11I_l}{bt^3} \quad (4)$$

$$\begin{cases} \gamma^* = 4\alpha^2 n(1+n\delta_l) - \frac{(\alpha^2+1)^2}{n} & (\alpha \leq \alpha_0) \\ \gamma^* = \frac{1}{n} \left[\left\{ 2n^2(1+n\delta_l) - 1 \right\}^2 - 1 \right] & (\alpha > \alpha_0) \end{cases}$$

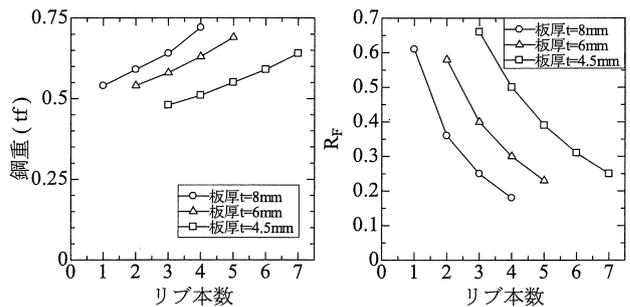
ここに、 γ : 縦方向補剛材剛比 γ^* : 必要最小剛比

γ/γ^* は補剛材(リブ)を設計のためのパラメータで、座屈後の強度を期待する設計にするのであれば、補剛材の剛比 γ が必要最小剛比 γ^* よりも大きな値、つまり $\gamma/\gamma^* \geq 1$ で設計しなければならない。補剛板の強度は、主として R_F 、 R_R 補剛材剛比 γ 、アスペクト比 α に影響される。しかし、道路橋示方書においては、補剛材剛比を規定以上にすれば補

剛板の終局挙動は、 R_R のみで決まるとしている。

2.2 供試体

供試体を決めるに当たり、実物の約1/3モデルの補剛箱型断面の単柱式鋼製橋脚を考える。上部工重量(上載荷重 $P=1590\text{kN}$)、設計震度(降伏水平荷重 $H_y=P \times 0.3=477\text{kN}$)、橋脚高さ(供試体高さ $h=3000\text{mm}$)を一定として、板厚・リブ本数を変えた供試体を考える。板厚 t は8mm、6mm、4.5mmと変化させ、リブは板厚 t の1.5倍の厚さとし、リブの高さ b_s を変えることにより、補剛材剛比 $\gamma/\gamma^*=2.5$ を満足するようにする。また、降伏水平荷重が上記で設定した H_y となるように橋脚の幅 b を変化させて満足させる。このような設定により板厚とリブ本数が決まれば、1つの断面が決定されることになる。そのようにして求めた鋼重とリブ本数と板厚の関係を図-1に、また、補剛板の幅厚比パラメータ R_F とリブ本数と板厚の関係を図-1に示す。ここでは、簡単のため橋脚は上から下まで同じ断面であるとし、鋼材の体積を求め、鋼材の比重を7.85として鋼重を算出する。



(a) 鋼重-リブ本数の関係板厚 (b) 幅厚比-リブ本数の関係
図-1 鋼重、リブ本数、幅厚比の関係

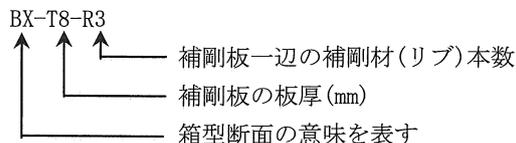
図-1を見てわかるように、上記のようにして求めた補剛板の幅厚比パラメータ R_F は0.28~1.03まで変動している。道路橋示方書では R_F は0.5以下にしなければならない規定があるため、 R_F が0.25~0.3程度のものを選び出す。

実際の建設現場、特に都市内高速道路橋脚では立地条件が厳しく、橋脚部材幅が限定されることが多い。上記で求めた断面では、補剛板幅 b が変動しているので補剛板幅 b を600mmに統一した供試体を考える。軸力比 P/P_y は上記設計条件で求めた一定値を用いる。降伏水平力も変化させずに上部工重量を想定した鉛直力の30%とする。橋脚基部での応力が降伏応力に達するように、式(5)を用いて逆算して供試体高さ h を求めた。

$$\sigma_y = \frac{P}{A} + \frac{0.3Ph}{I} \left(\frac{b}{2} \right) \quad (5)$$

- P : 鉛直力
- A : 断面積
- h : 橋脚高さ
- I : 断面2次モーメント
- b : 橋脚幅

供試体板厚 4.5mm の供試体のリブ板厚は 6.75mm となるが、市販の板を用いるため公称板厚 9mm とした。以上より求めた供試体の寸法と各パラメータを表-1 に示す。供試体名は以下のように定めた。



今回の実験では一定板厚のもとでリブ本数の影響を調べるため、板厚が 6mm でリブ本数を 3 本(BX-T6-R3)、4 本(BX-T6-R4)、5 本(BX-T6-R5)と変えた 3 体を用意し、板厚一定シリーズとする。また、幅厚比パラメータ R_F を一定にし、薄肉で多補剛の断面と厚肉で少補剛の断面の比較を目的とした供試体として板厚 4.5mm でリブ本数 6 本(BX-T4.5-R6)、板厚 8mm でリブ本数 3 本(BX-T8-R3)の供試体 2 体、および先の板厚一定シリーズの供試体 BX-T6-R4 を幅厚比一定シリーズとする。板厚 6mm でリブ本数 4 本の BX-T6-R4 は薄肉多補剛である BX-T4.5-R6 と厚肉少補剛である BX-T8-R3 との中間にあたる供試体であり、幅厚比パラメータ R_F が同じであり、BX-T6-R4 も幅厚比一定シリーズの 1 つとする(表-1 参照)。

2.3 実験供試体のコストの算定

今回の実験に用いた合計 5 体分の供試体の制作費は 228 万円であった。その内 20% を事務経費や運搬費などの諸経費として差し引く。つぎに供試体で使われている全鋼材の重量を求め、鋼材の値段を現在の末端流通価値より 1tf あたり 15 万円とし、鋼材だけの値段を求める。残りを供試体作成のための溶接長さで割り、溶接の 1m 当たりの値段を算出したところ 1m 当たり 0.13 万円となった。加工コ

ストは溶接だけでなく鋼材を切断するなどの加工もあるが、溶接が多ければそのようなコストも増えるため、今回は加工コストなどを溶接のコストに含めた。上記より全コストは以下の式(6)で計算できると仮定する。鋼材重量、溶接長さ、式(6)で求めた全コストなどを表-2 と図-2 に示す。

$$TC(1-\gamma) = W \times \alpha + L \times \beta \quad (6)$$

ここで α : 1tf あたりの鋼材の値段(15 万円/1tf)
 β : 溶接 1m あたりの値段(0.13 万円/m)
 γ : 諸経費(0.2) TC: 全コスト(万円)
 W : 鋼重(tf) L: 溶接長さ(m)

2.4 実験装置

図-3 に実験装置を示す。供試体を反力床に固定し、供試体の上に鉛直荷重載荷用の載荷ビームを設置し、その載荷ビームに水平力を載荷する。水平荷重と鉛直荷重の反力は、それぞれ反力トラスと反力床で受け持たせる。上部工重量を想定した一定鉛直荷重 P は、載荷ビームの両端に 4400kN アクチュエータを 1 基ずつ取り付け、これを鉛直方向下向きに一定載荷することにより実現する。地震時の上部工重量の慣性力を想定した繰り返し水平荷重 H は、載荷ビームに 4400kN アクチュエータ 1 基を取り付け、これを水平方

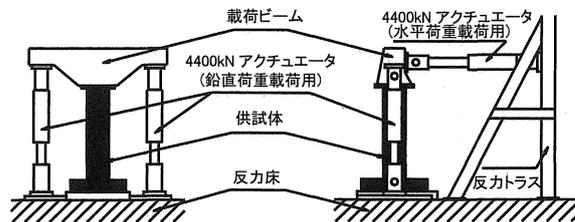


図-3 実験装置

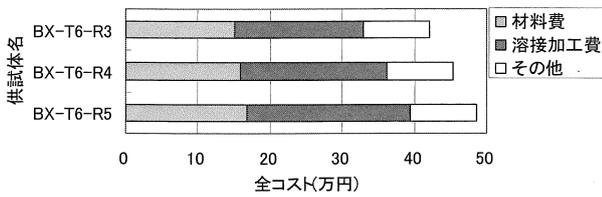
表-1 供試体寸法と各パラメータ

供試体名	板厚一定シリーズ			幅厚比一定シリーズ			
	BX-T6-R3	BX-T6-R4	BX-T6-R5	BX-T4.5-R6	BX-T6-R4	BX-T8-R3	
鋼種	SM490			SM490			
補剛板幅	b (mm)	600			600		
補剛板板厚	t (mm)	6			4.5	6	8
補剛材幅	b_s (mm)	63	72	81	67	72	80
補剛材板厚	t_s (mm)	9			9	9	12
補剛材本数		3	4	5	6	4	3
ダイヤフラム間隔	a (mm)	600			600		
供試体高さ	h (mm)	2979	2893	2813	2568	2893	2956
補剛板幅厚比パラメータ	R_F	0.33	0.26	0.22	0.25	0.26	0.24
	R_R	0.51	0.41	0.34	0.39	0.41	0.38
細長比パラメータ	λ	0.33	0.32	0.32	0.29	0.32	0.33
補剛材剛比	γ/γ^*	2.50	2.51	2.50	2.49	2.51	2.54
断面積	A (cm ²)	175	211	253	225	211	258

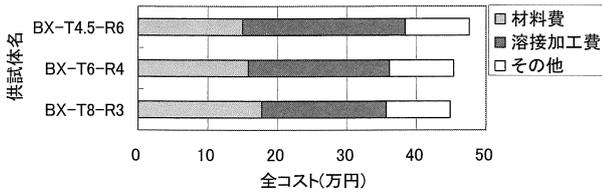
コスト	(万円)	42.1	45.3	48.6	47.6	45.3	44.8
-----	------	------	------	------	------	------	------

表-2 全コストコストの関係

	鋼重 (tf)	溶接長さ (m)	鋼材コスト (万円)	加工コスト (万円)	その他 (万円)	全コスト (万円)
BX-T6-R3	1.00	141	15.0	17.9	9.2	42.1
BX-T6-R4	1.06	160	15.9	20.3	9.2	45.3
BX-T6-R5	1.12	178	16.8	22.6	9.2	48.6
BX-T4.5-R6	1.00	183	15.1	23.3	9.2	47.6
BX-T6-R4	1.06	160	15.9	20.3	9.2	45.3
BX-T8-R3	1.19	140	17.8	17.8	9.2	44.8



(a) 板厚一定シリーズ



(b) 幅厚比一定シリーズ

図-2 鋼材コストと加工コストの関係

向に漸増繰り返し荷重することにより実現する。アクチュエータの両端はピン構造になっており、供試体の大変形にも対応できる。

2.5 実験荷重方法

荷重方法は上部工重量を想定し一定鉛直荷重 P のもと、地震力に相当する繰り返し水平荷重 H を同時に荷重する。繰り返し水平荷重は図-4 に示すように 1 サイクル目の変位 δ_y を基準とし $\pm\delta_y, \pm 2\delta_y, \pm 3\delta_y, \dots$ と漸増させながら荷重する。1 サイクル目の変位 δ_y は供試体の降伏水平変位とする。

2.6 降伏水平変位

降伏変位について以下に説明する 3 つの方法で 5 通りある。以下それについて説明する。

(1) 引張り試験で得られた降伏ひずみを基準とする方法

試験で水平荷重を与えていき、供試体基部の圧縮フランジ側に張ったひずみゲージの値が引張り試験で得られた降伏ひずみ ϵ_y に達した時の変位を降伏水平変位 δ_y とする。

この変位を δ_{y1} とする。

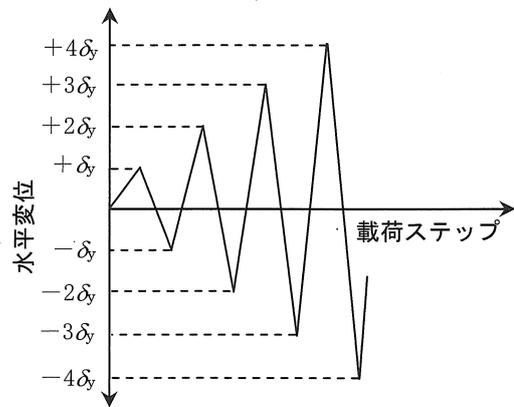


図-4 荷重パターン

(2) 降伏水平荷重 H_y を基準とする方法

以下の式 (7) a、(7) b で H_{y1}, H_{y2} それぞれを求め、その小さい値を降伏水平荷重とする。今回の供試体はすべて式 (7) a の値の方が小さい値となった。ここで、鋼材の降伏応力の公称値を用いて計算した値を H_{yF} とし、供試体から切り取った鋼材の引張り試験の結果を用いて計算した値を H_y とする。

$$H_{y1} = \frac{M_y}{h} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) \tag{7a}$$

$$H_{y2} = \frac{M_y}{0.85h} \left(1 - \frac{P}{P_E} \right) \left(1 - \frac{P}{P_u} \right) \tag{7b}$$

ここで、 M_y : 降伏モーメント P_E : オイラーの座屈強度
 h : 供試体高さ
 P_u : 道路橋示法書に示される局部座屈の影響を考慮した中心圧縮強度

試験で水平荷重を与えていき、水平荷重が H_{yF} もしくは H_y に達した時の水平変位を降伏水平変位 δ_y とする。ここで、

水平荷重が H_{yF} に達した時の変位を δ_{y21} とし、水平荷重が H_y に達した時の変位を δ_{y22} とする。

(3) 理論値を基準とする方法

以下の式(8)によって求められた値を降伏水平変位とする。降伏水平荷重を(2)で求めた H_{yF} で計算した値を δ_{y31} とし、 H_y で計算した値を δ_{y32} とする。

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI} + \frac{H_y h}{GA_w} \tag{8}$$

ここで、E : 弾性係数 I : 断面 2 次モーメント
G : せん断弾性係数 A_w : ウェブ断面積

以上で説明した降伏水平変位の関係を図-5 に示す。

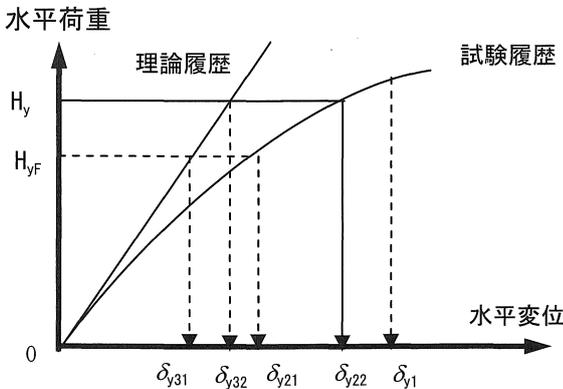


図-5 種々の降伏水平変位の求め方

今回の試験では、 δ_{y22} を降伏水平変位として用いる。その理由として計算式で求めた降伏水平荷重と実際の供試体の降伏水平荷重との差が降伏ひずみを基準とする方法より少ないと考えたためである。また、供試体の剛性が供試体によって若干違うと考えられ、剛性が違うと降伏荷重までに達する水平変位が違ってくる(図-5 参照)。そのため理論値よりも正確な降伏水平変位が得られると思われる。

図-6、表-3 に実験結果より上記のようにして求めたそれぞれの降伏水平変位を示す。

図-6、表-3 より、今回の実験で用いた降伏水平変位が最も大きな値を示し、最も厳しい条件での载荷実験である。

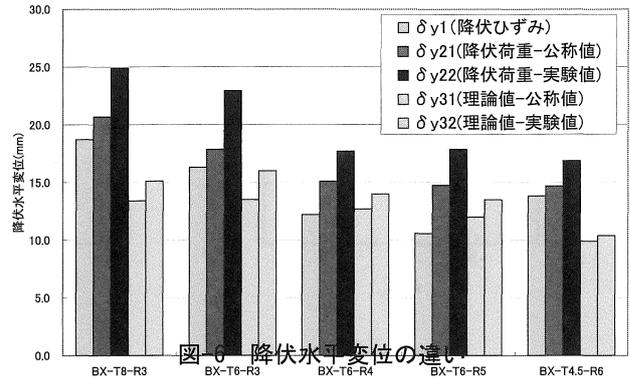


図-6 降伏水平変位の違い

引張り試験の降伏ひずみを基準とする方法では、供試体によって理論値より大きい場合や小さい場合があり、ばらついている。降伏荷重を基準とする方法と理論値では供試体によってのばらつきがなかった。このことから今回実験で採用した降伏水平変位は適切であったと思われる。降伏水平荷重を基準とする方法(δ_{y22})と引張り試験で得られた降伏ひずみを基準とする方法(δ_{y1})で大きく違いがあるのは、現在のところ不明である。

3. 実験結果

3.1 水平荷重-水平変位履歴曲線

図-7 に水平荷重-水平変位履歴曲線を示す。横軸は水平変位 δ を降伏水平変位 δ_y で、縦軸は水平荷重 H を降伏水平荷重 H_{yF} でそれぞれ割り無次元化してある。

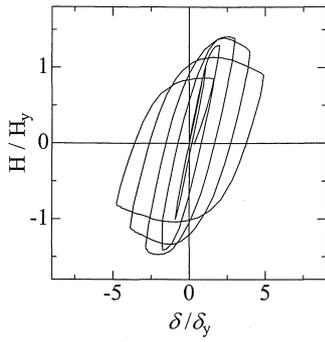
図-7 の(c) BX-T6-R5 では $+6\delta_y$ の時、橋脚基部に亀裂が入り水平変位補正のための変位計がはずれてしまったため、 $+6\delta_y$ の履歴曲線は供試体の挙動を正しく表していない(点線で示しある履歴)。実験では $-6\delta_y$ に入るとき、供試体を水平変位 0mm の状態に戻し、はずれた変位計をセットし直し計測を再開した。そのため後で示す包絡線、エネルギー吸収量を求める際は 6 サイクル目のデータは省いてある。

板厚 6mm でリブ本数 3 本の BX-T6-R3 は $3\delta_y$ で座屈の凹みが見れその時に最大荷重を迎え、その後座屈の凹みが大きくなり荷重が低下した。座屈形態は初めリブ間座屈が

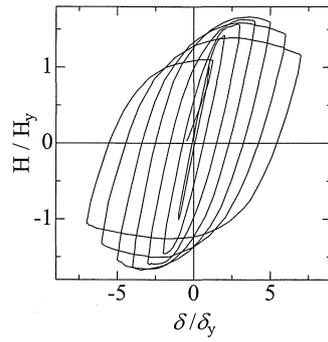
表-3 それぞれの方法で求めた降伏水平変位 δ_y (mm) と降伏水平荷重 H_y (kN)

供試体名	降伏ひずみによる δ_{y1} (mm)	降伏荷重による		理論値 式(8)		降伏水平荷重	
		(公称値) δ_{y21} (mm)	(実験値) δ_{y22} (mm)	(公称値) δ_{y31} (mm)	(実験値) δ_{y32} (mm)	(公称値) H_{yF} (kN)	(実験値) H_y (kN)
BX-T8-R3	18.7	20.7	24.9	13.4	15.1	477	539
BX-T6-R3	16.3	17.9	22.9	13.5	16.0	339	401
BX-T6-R4	12.2	15.1	17.7	12.7	14.0	397	439
BX-T6-R5	10.6	14.8	17.9	12.0	13.5	466	524

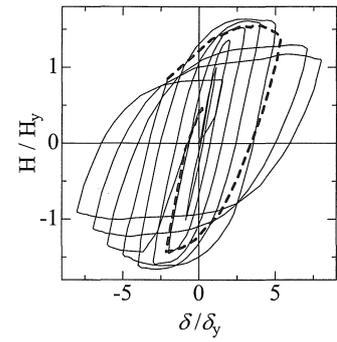
BX-T4.5-R6	13.8	14.7	16.9	9.9	10.4	444	468
------------	------	------	------	-----	------	-----	-----



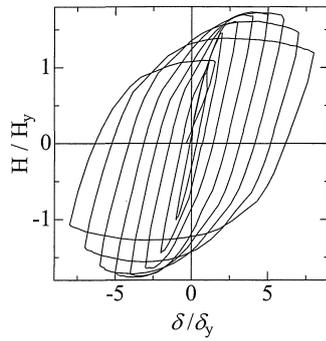
(a) BX-T6-R3



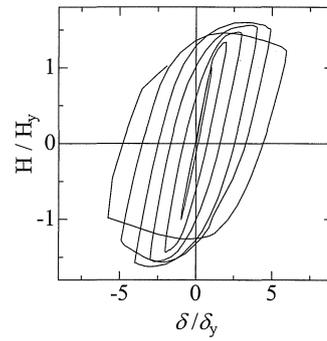
(b) BX-T6-4



(c) BX-T6-R5

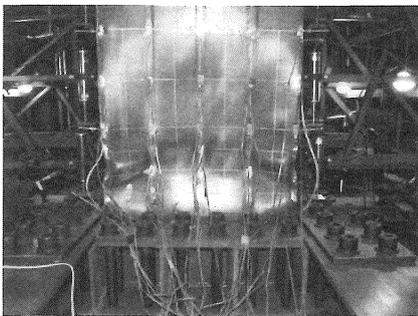


(d) BX-T4.5-R6

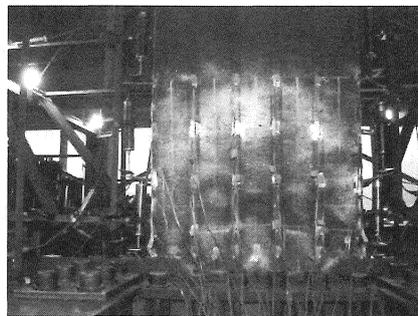


(e) BX-T8-R3

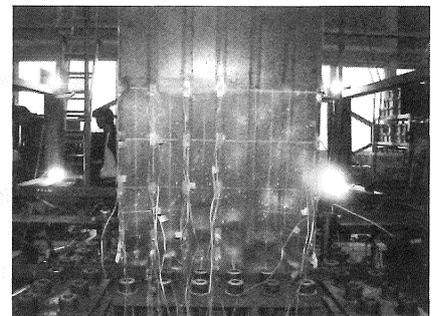
図-7 水平荷重-水平変位履歴曲線



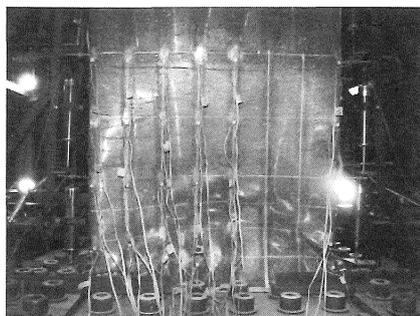
(a) BX-T6-R3



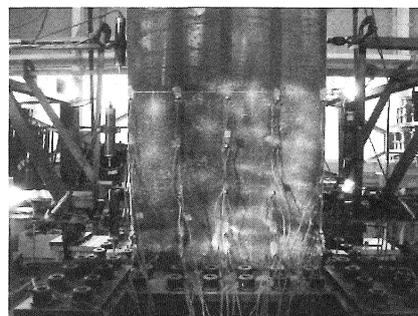
(b) BX-T6-R4



(c) BX-T6-R5



(d) BX-T4.5-R6



(e) BX-T8-3

写真-1 座屈状況

発生したが、座屈の進行が進むにつれ全体的な座屈となつた(写真1(a)参照)。

板厚 6mm でリブ本数 4 本の BX-T6-R4 は $3\delta_y$ までにはほぼ最大荷重程度まで荷重が上昇し、 $5\delta_y$ で最大荷重を迎え、その後緩やかに荷重が低下した。座屈形態は BX-T6-R3 と同様に初めリブ間座屈が発生したが、座屈が進むにつれ全体的な座屈となった(写真-1(b)参照)。

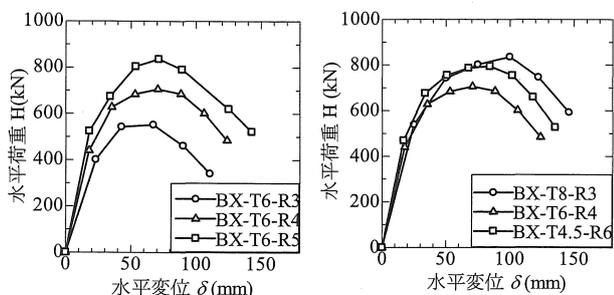
板厚 6mm でリブ本数 5 本の BX-T6-R5 は $4\delta_y$ で橋脚基部の角部に膨らみが現れ、 $5\delta_y$ で最大荷重を迎え、 $6\delta_y$ で基部の角部で亀裂が生じ始め、基部全体に座屈が広がり荷重が低下した。座屈形態は BX-T6-R3, BX-T6-R4 とは違いリブ間座屈となり、基部の角部に亀裂が生じた(写真-1(c)参照)。

厚肉少補剛の BX-T8-R3 では $4\delta_y$ で凹みが生じ始め、最大荷重を迎え、その後すぐに荷重が低下した。座屈の形態はリブ間座屈でなく全体的な座屈となった(写真-1(d)参照)。

薄肉多補剛の BX-T4.5-R6 では $4\delta_y$ でほぼ最大荷重程度まで達し、その後 $6\delta_y$ まで最大荷重程度耐力を保ち、その後荷重が低下した。座屈形態はリブ間座屈を起こし、その後リブ間座屈と全体的な座屈が合った形体となった(写真-1(e)参照)。

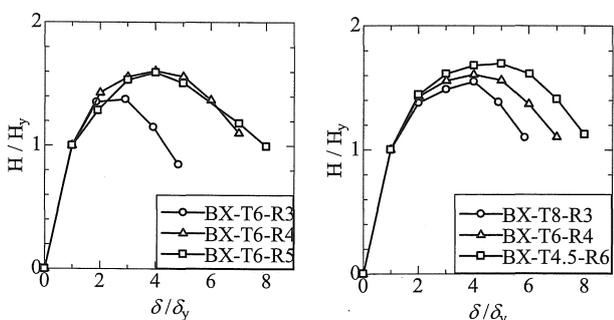
3.2 包絡線

図-8 に履歴曲線から求めた包絡線を示す。同図の縦軸を降伏水平荷重 H_y で横軸を降伏水平変位 δ_y でそれぞれ無次元化した包絡線を図-9 に示す。



(a) 板厚一定シリーズ (b) 幅厚比一定シリーズ

図-8 包絡線



(a) 板厚一定シリーズ (b) 幅厚比一定シリーズ

図-9 無次元化した包絡線

(a) 板厚一定シリーズ

図-8(a)を見ると、リブ本数が増えるごとに荷重が増加

している。しかし、伸び性能はリブが増えるごとに、良くなっているわけではないことがわかる。

無次元化した包絡線(図-9(a))を見ると、リブ本数が 3 本の BX-T6-R3 とリブ本数 4 本の BX-T6-R4 を比べると BX-T6-R4 の方が耐力も増加し、耐力低下も緩やかになっている。これは、リブ本数が増えることにより BX-T6-R3 に比べ座屈が拘束されたためと考えられる。しかし、リブ本数が 4 本から 5 本に増えても、耐力、変形能、荷重低下もほぼ同じ程度であった。その理由として BX-T6-R5 では他に比べ最大荷重が大きく、最大荷重付近で基部の角部に亀裂が生じたため、座屈拘束したとしても亀裂によって荷重が低下し、変形能が向上しなかったと考えられる。

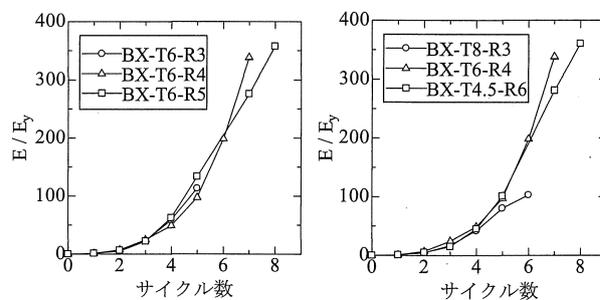
(b) 幅厚比一定シリーズ

図-8(b)を見ると、厚肉少補剛の BX-T8-R3 の方が薄肉多補剛の BX-T4.5-R6 より、最大荷重は少し大きい値であるが、最大荷重後の荷重低下が急である。

無次元化した包絡線(図-9(b))を見ると、薄肉多補剛の BX-T4.5-R6 の方が厚肉少補剛の BX-T8-R3 より、耐力が大きく荷重の低下も緩やかで変形能も優れていることがわかる。厚肉少補剛と薄肉多補剛の中間にあたる BX-T6-R4 も耐力、変形能も、中間的な値となった。同じ幅厚比パラメータをもつ板でも、厚肉少補剛よりも薄肉多補剛の方が座屈の拘束が大きく、変形能が優れた結果となったと考えられる。

3.3 エネルギー吸収量

図-10 に各サイクルのエネルギー吸収量を示す。横軸はサイクル数で縦軸は 1 サイクル毎のエネルギー吸収量 E を弾性ひずみエネルギー E_y で無次元化した値である。図-10 を見ると 5 サイクル目まではほぼ同じ履歴を示している。そのことからリブ本数の違い、薄肉多補剛と厚肉少補剛の違いによるエネルギー吸収量の違いは無いと思われる。



(a) 板厚一定シリーズ (b) 幅厚比一定シリーズ

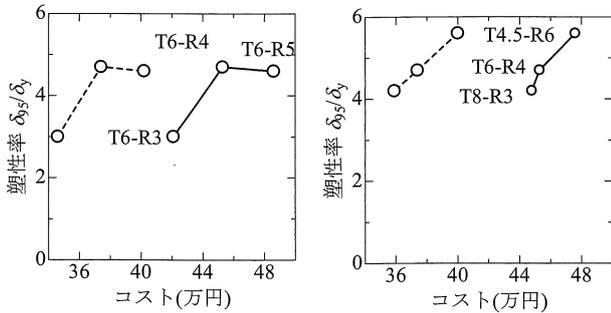
図-10 エネルギー吸収量

3.4 コスト・塑性率・最大荷重

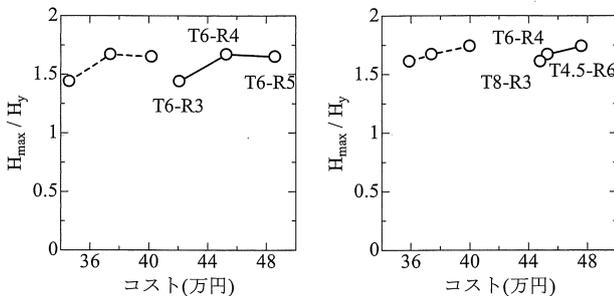
図-11 に塑性率とコストの関係、図-12 に最大荷重とコストの関係を示す。また、表-4 にコスト、塑性率、最

大荷重の値を示す。

板厚一定シリーズではリブが4本のBX-T6-R4の方が、リブが3本のBX-T6-R3より塑性率は約56%、最大荷重は約16%大きな値を示した。しかし、リブが4本のBX-T6-R4



(a) 板厚一定シリーズ (b) 幅厚比一定シリーズ
図-11 コスト-塑性率の関係



(a) 板厚一定シリーズ (b) 幅厚比一定シリーズ
図-12 コスト-最大荷重の関係

表-4 コスト、塑性率、最大荷重

	供試体名	コスト(万円)		塑性率	H_{max}/H_y
		15万円/tf	7.5万円/tf		
板厚一定	BX-T6-R3	42.1	34.6	3.0	1.44
	BX-T3-R4	45.3	37.4	4.7	1.67
	BX-T6-R5	48.6	40.2	4.6	1.65
R_f 一定	BX-T4.5-R6	47.6	40.0	5.6	1.74
	BX-T6-R4	45.3	37.4	4.7	1.67
	BX-T8-R3	44.8	35.9	4.2	1.61

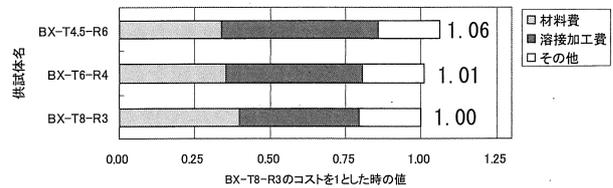
とリブが5本のBX-T6-R5では塑性率・最大荷重ともにほぼ同じ値を示した。リブ本数が1本(4面で計4本)増えるごとに1体当たりのコストが約8%ずつ増えるため、リブ本数がある値以上増やしたとしても、コストが増すだけで基部割れが生じやすく、大きな耐震性能の向上は望めないと考えられる。

幅厚比一定シリーズでは厚肉少補剛のBX-T8-R3と薄肉多補剛のBX-T4.5-R6のコストを比べると薄肉多補剛の方が材料費は安い、リブ本数が多く加工費が高くなり、全コストでは約6%高い。しかし塑性率は約33%、最大荷重は約8%上回った。そのことから耐震性能を考えると薄肉多補剛のほうが優れているといえる。幅厚比一定シリーズの供試体3

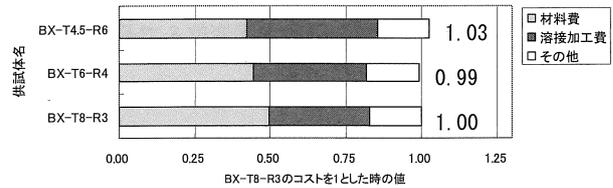
体は $R_f=0.25$ 程度、 $\gamma/\gamma^*=2.5$ 程度、 $\lambda=0.3$ 程度とすべて一定にしてあるにもかかわらず、このような差が出るのは興味深い。この違いを説明する別のパラメータの設定は今後の課題である。

4. 鋼材の値段変動によるコスト変化

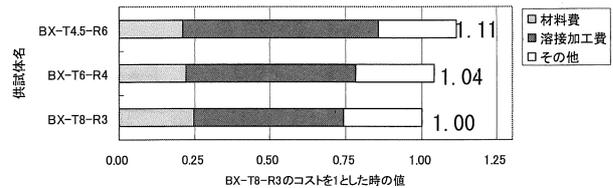
今回は鋼材の値段を1tfあたり15万円と非常に高く設定とした(2004年現在鋼材の値段が中国バブルの影響で高かった)。このように、鋼材の値段は時期によって変化する。しかし、今後加工コストなどはそれほど変化しないと考えられる。そこで図-13に鋼材の値段が50%増加した場合と50%低下した場合の鋼材の材料費と加工費の割合を示す。また、鋼材費7.5万円/tfの場合の塑性率、最大荷重を図-11, 12に破線で示す。



(a) 今回仮定した鋼材の値段(15万円/tf)の場合



(b) 鋼材の値段の50%値上がり(22.5万円/tf)した場合



(c) 鋼材の値段の50%値下がり(7.5万円/tf)した場合

図-13 鋼材値段変動によるコストの割合

鋼材の値段が高い場合は、コストは厚肉少補剛と薄肉多補剛の違いが少なくなり(図-13(b)参照)、耐震性能から考えても薄肉多補剛が良いと考えられる。しかし、逆に鋼材の値段が安くなった場合、厚肉少補剛と薄肉多補剛のコスト違いは11%と大きくなり(図-13(c)参照)、薄肉多補剛の優位性がなくなる。

耐震性能を考えた場合、薄肉多補剛のほうが有利である。厚肉少補剛の場合、薄肉少補剛と同等の耐震性能を得るには、今回の実験で用いた供試体よりも板厚を厚くするか、リブ剛性を増す必要があり、コスト面での有利性がなくなる。

5. 結論

本研究では、板厚・リブ本数を変えた断面を考え、どの断面が耐震性能とコストを考えた場合優れているか明らかにするため、実物の 1/3 モデルの供試体の繰り返し載荷実験を行った。また、コストについても溶接加工費を仮定して算出した。この研究によって得られた結論を以下にまとめる。

(1) 板厚が一定でリブ本数が 3 本と 4 本と違う BX-T6-R3 と BX-T6-R4 では、塑性率 56%、最大荷重 15% リブ本が 4 本の方が上回った。しかし、リブ本数が 4 本と 5 本とではほとんど違いがなかった。その理由として、BX-T6-R5 では基部に亀裂が入ったため、それ以降の耐荷力が十分ではなかったと考えられる。そのことから、ある一定以上リブを増やしても基部付近を強くしない限り、耐震性能が向上しないと考えられる。

(2) 今回の研究で仮定したコスト算定式では、断面のリブ本数が 1 本(4 面で計 4 本)増えるごとに 1 体当たりのコストが約 8% 増加し、耐震性能も向上する。しかし、断面に入れられるリブ本数には限りがあり、リブ本数のみで耐震性能を向上させるには限度があると考えられる。

(3) 薄肉多補剛の BX-T4.5-R6 方が厚肉少補剛の BX-T8-R3 よりコストは約 6% 高いが、最大荷重は約 8%、塑性率は約 27% 上回る結果となった。このことからコストパフォーマンスを考えると薄肉多補剛のほうが優れていると思われる。

(4) $R_f=0.25$ 、 $R_g=0.4$ 、 $\gamma/\gamma^*=2.5$ 程度に一定にしていた幅厚比一定シリーズの座屈状況は、はじめリブ間座屈が発生したが、座屈が進むにつれリブも座屈するため、リブ剛性の減少により全体的な座屈が生じた。そのことから、リブの剛比 $\gamma/\gamma^*=3.0$ 程度に若干大きくした方が良いと考えられる。

(5) 今回の研究では、鋼材のコストが 1tf あたり 15 万円と高く設定としたが、鋼材費が低下した場合、薄肉多補剛と厚肉少補剛では、加工費の値段差が大きいため加工

費の安い厚肉少補剛が有利になる結果が得られた。

謝辞

本実験は愛知工業大学の耐震実験センターで行った。実験の際には、愛知工業大学耐震実験センターの鈴木博技術員、愛知工業大学土木工学科学生、得に高井佑輔君、平野峰充君の協力を得た。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 鈴木森晶、宇佐美勉、竹本潔史: 鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究、土木学会論文集、No. 507、I-30、pp99-108、1995
- 2) 鈴木森晶、宇佐美勉: 繰り返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究、土木学会論文集、No. 519、I-32、pp115-125、1995
- 3) 土木学会鋼構造委員会: 鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化、pp13-15、平成 12 年 4 月
- 4) 宇佐美勉、渡辺孝一、金田一智章、岡本隆、池田茂: ハイダクティリティー鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究、土木学会論文集、No. 591、pp207-218、1998
- 5) 嶋仁志、半野久光、池田茂、興守: 矩形構成橋脚の変形能に関する載荷実験、構造工学論文集、Vol. 44A、pp. 1251-1258、1998
- 6) 安波博道、中川知和、寺田昌弘、水谷慎吾、中村聖三、小林洋一: 少補剛コンパクト断面鋼製橋脚の耐震性能評価、橋梁と基礎、Vol. 32、No. 4、pp33-42、1998. 04
- 7) 森下宣明、前野裕文、入山祐一、野中哲也: 合理化設計における鋼箱桁橋の補剛板の設計、土木学会年第 54 回次学術講演会講演概要集、Vol. 54th、No. A、pp470-471 (1999. 08. 01)
- 8) 富永知徳、安波博道: 厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚の変形能に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol. 40A、pp189-200、1994. 3
- 10) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説、II 鋼橋編、2002、3 月
- 11) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説、V 鋼橋編、2002、3 月

(受理 平成 17 年 3 月 17 日)