

# 板厚の異なる矩形断面を有する逆L形鋼製橋脚の耐震性能実験

Seismic performance test of inverted L-shaped section steel piers with different plate thickness

党 紀\*, 窪田康範\*\*, 青木徹彦\*\*\*, 鈴木森晶\*\*\*\*

Tou ki, Yasunori Kubota, Tetsuhiko Aoki, Moriaki Suzuki

\* 愛知工業大学大学院博士後期課程 生産・建設工学専攻 (〒470-0392 豊田市八草町 1247)

\*\* 富士エンジニアリング (株) (〒464-0067 名古屋市千種区池下 1-11-21)

\*\*\*工博 愛知工業大学教授 工学部都市環境学科土木工専攻 (〒470-0392 豊田市八草町 1247)

\*\*\*\*工博 愛知工業大学助教授 工学部都市環境学科土木工専攻 (〒470-0392 豊田市八草町 1247)

Inverted L-shaped pier is often used in urban area, where there are many cross roads and curved roads. Hence the seismic research works in this field have not been performed sufficiently so far in experimental aspect. This paper shows an experimental research investigating a seismic performance of inverted L-shape steel piers with different plate thickness. From cyclic loading test, different strength, ductility and the energy absorption capacity are obtained depending on the combination of the plate thickness.

*key words: eccentricity, inverted L-shaped pier, steel bridge pier, cyclic loading test*

キーワード: 偏心, 逆L形, 鋼製橋脚, 繰り返し載荷実験

## 1. はじめに

都市高速など市街地における高架橋は、立地条件から逆L形の橋脚が使用されている。逆L形鋼製橋脚のような上部工重量が偏心載荷される橋脚はT形鋼製橋脚に比べ、偏心による付加曲げが作用するため、地震時に偏心モーメントが作用し挙動が複雑となること、地震後の残留変位が柱の圧縮方向(偏心側)に大きく生じることが想定される<sup>1)</sup>。

また逆L型橋脚では偏心側の鋼板に大きな応力が発生するのに対し、反偏心側には小さな応力しか発生しない。従来の橋脚では多くの場合、両側とも同じ板厚を用いるため、板厚を変えた場合より不経済で耐震強度は低いと考えられる。

そこで、本研究では偏心側と反偏心側で板厚を変えた供試体を用意し、橋軸方向および橋軸直角方向に繰り返し載荷実験を行い、橋脚の耐震性能に及ぼす影響を検証する。このような板厚を変化させた橋脚の数値解析的研究はあるが、圧縮、曲げ、ねじりを繰り返して受ける複雑な補剛板の挙動を数値解析的に捉えることは現時点では困難と考えられ、実

際的な挙動を実験的に確認することが重要であると考えられる。

## 2. 実験概要

### 2.1 実験供試体

本研究で使用する供試体は、断面寸法 450×450mm のリブ付き補剛断面とする。これらの供試体名は ILREC6 の次に偏心側板厚 6T, 9T 及び 12T を付け、さらに橋軸方向を-A、橋軸直角方向を-B と付け区別する。

以下に3種(6体)の供試体の特徴を述べる。供試体概要図を図-1に示す。供試体諸元および各パラメータを表-1に示す。使用鋼材は SM490 である。

(a) ILREC 6-6T-A, -B(図-1(a))

フランジ板厚, ウェブ面, 共に 6mm を使用する基本断面形である。

(b) ILREC 6-9T-A, -B(図-1(b))

フランジ板厚は、偏心側に 9mm を他は 6mm を使用する。

(c) ILREC 6-12T-A, -B(図-1(c))

フランジ板厚は、偏心側に 12mm, 反偏心側に 6mm を使用する. ウェブ板厚は 9mm を用いる.

各供試体の断面積は ILREC6-6T を基準とし 9T は 6%, 12T は 30%, 大きくなっている.

## 2.2 載荷装置

上部工重量を想定した一定の鉛直荷重を載荷するために静的アクチュエータ 2 基, および地震時の上部工重量の慣性力を想定した水平荷重に静的アクチュエータ 1 基を用いて繰り返し載荷実験を行う. また橋軸方向の載荷には鉛直アクチュエータおよび水平アクチュエータによる橋軸直角方向への荷重成分が生じるために、これを補正するためのアクチュエータを 1 基取り付ける. 載荷装置の概要図を橋軸方向は図-2(a), に橋軸直角方向は図-2(b)に示す.

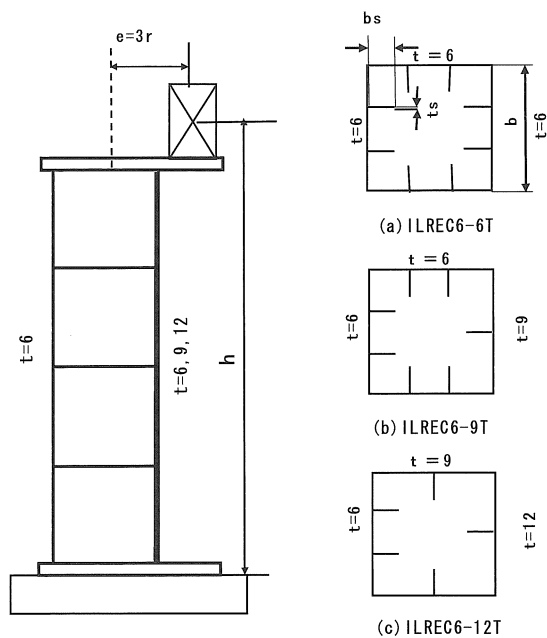


図-1 供試体概要図

表-1 供試体寸法および各パラメータ

供試体名		ILREC 6-6T	ILREC 6-9T	ILREC 6-12T
偏心量 e	e (mm)	3r		
フランジ幅	b (mm)	450	450	450
フランジ板厚	t (mm)	6-6-6	9-6-6	12-6-9
補剛材全幅	bs (mm)	54-54-54	63-54-54	78-54-63
補剛材板厚	ts (mm)	12-12-12	12-12-12	14-12-12
有効高さ	h (mm)	2425	2470	2425
断面積	A (cm <sup>2</sup> )	145.4	154.5	189.2
断面 2 次半径	r (mm)	172.6	175.5	172.5
フランジ幅厚比パラメータ	Rf	0.280	0.257	0.202
フランジ細長比パラメータ	λ	0.350	0.350	0.350
補剛材幅厚比パラメータ	RS	0.292	0.340	0.359
補剛材細長比パラメータ	λS	0.224	0.224	0.216
補剛材剛比	γ/γ*	3.665	3.705	3.367
軸力比	P/Py	0.1026	0.1049	0.1025

## 2.3 偏心量

偏心量は断面 2 次半径 r(=173mm) の 3 倍を基準として与えた.

## 2.4 鉛直荷重の算定

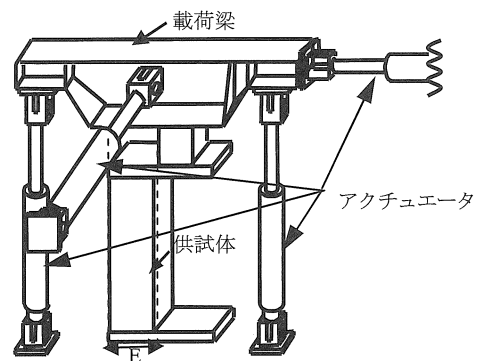
上部構造重量に相当する鉛直荷重は、式(1), (2)に示す, はり-柱強度相関式により求め, 算出された値のうち小さいほうを軸力として採用する.

$$\frac{\alpha P}{P_y} + \frac{\alpha M_0}{M_y} \leq f \quad (1)$$

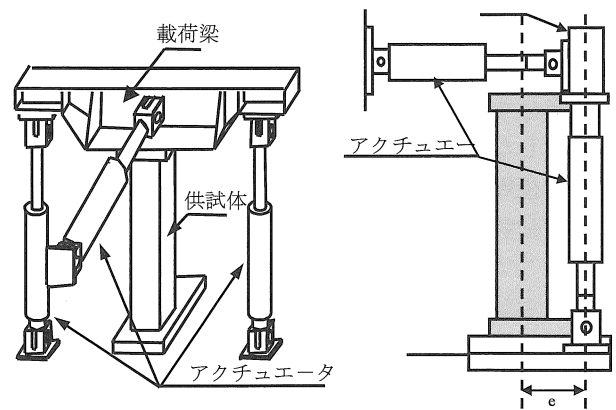
$$\frac{\alpha P}{P_u} + \frac{\alpha C_m M_0}{M_y \{1 - (\alpha P/P_e)\}} \leq f \quad (2)$$

$$M_0 = Hh + Pe \quad (3)$$

ここで, α:安全率(=1.14), f:照査式基準値(=1.0), Py:全断面降伏軸力, Pu:中心軸圧縮強度, Pe:オイラーの座屈荷重, My=降伏モーメント, Cm=等価曲げモーメント定数(=0.85), k=設計水平震度(=0.25), h=供試体有効高さ, e=偏心量, M<sub>0</sub>:橋脚基部に作用する付加モーメント.



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-2 実験装置

## 2.5 降伏水平変位 $\delta_y$ , 降伏水平荷重 $H_y$ の定義

各供試体とも偏心側の基部から 225mm の位置に 3 軸ゲージを 2 枚貼り, これから得られた相当応力  $\sigma_{eq}$  の基部下端での換算値が, 材料の引張試験結果から得られた降伏応力  $\sigma_y$  に達した時の変位を降伏水平変位  $\delta_y$  とする. また, この時の水平荷重を降伏水平荷重  $H_y$  とする. ひずみゲージより算出する主ひずみ  $\varepsilon_p$ , 主応力  $\sigma_p$  および相当応力  $\sigma_{eq}$  を式(4), (5), (6)に示す<sup>6)7)</sup>.

$$\varepsilon_p = \frac{1}{2} \left[ \varepsilon_1 + \varepsilon_2 \pm \sqrt{2\{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2\}} \right] \quad (4)$$

$$\sigma_p = \frac{E}{2} \left[ \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 - \nu} \pm \frac{1}{1 - \nu} \sqrt{2\{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2\}} \right] \quad (5)$$

$$\sigma_{eq} = \left[ \sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2 \right]^{1/2} \quad (6)$$

## 2.6 荷重方法

本実験で行う荷重方法は以下に示す様に橋軸方向と橋軸直角方向で異なる.

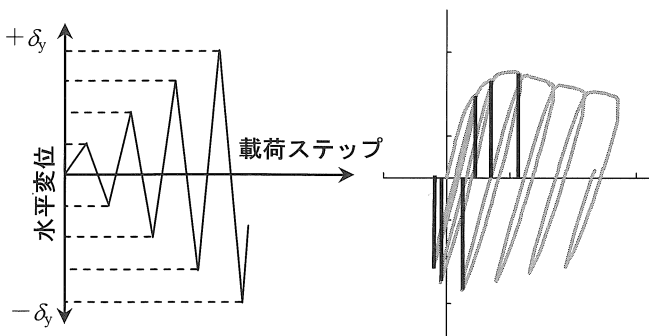
### (1) 橋軸方向

上部工重量を想定した一定鉛直荷重  $P$  のもと, 地震力に相当する繰り返し水平荷重  $H$  を左右のアクチュエータに同じ変位を与えて荷重する. 繰り返し水平荷重は 1 サイクル目の降伏変位  $\delta_y$  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<sup>4)</sup>. [図-3(a)]

### (2) 橋軸直角方向

実地震応答に近い状態を再現するため, 荷重方法は, 橋軸方向とは異なる以下の方法を用いた<sup>5)</sup>.

偏心側を (+) とする. (+) 方向に降伏水平変位  $\delta_y$  の整数倍の水平変位を荷重し, その時の水平荷重を記録する. つぎに, 同じサイクルの逆向きの荷重では水平変位ではなくこの水平荷重に注目し, (+) 側に生じた最大水平荷重を同じだけ (-) 方向にも荷重する [図-3(b)].



(a) 橋軸方向荷重パターン (b) 橋軸直角方向荷重パターン

図-3 各軸方向荷重パターン

## 3. 実験結果

### 3.1 引張り試験

供試体から試験片を各 3 本製作し, 引張試験を行った. 結果の平均値を表-2 に示す.

表-2 引張り試験結果

板厚	t (mm)	6	9	12
ヤング係数	E (GPa)	217	212	205
降伏応力	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	417	380	365
降伏ひずみ	$\varepsilon_y$ ( $\mu$ )	2469	2455	2627
ポアソン比	$\nu$	0.349	0.346	0.340

### 3.2 繰り返し荷重実験結果

#### (1) 水平荷重-水平変位履歴曲線

実験によって得られた主要項目の値を橋軸方向は表-3 に, 橋軸直角方向は表-4 に示す. 供試体の水平荷重-水平変位履歴曲線を橋軸方向は図-4 に橋軸直角方向は図-5 に示す. 同図の縦軸は水平荷重  $H$ , 横軸は水平変位  $\delta$  を示している. 図-4, 5 より ILREC6-6T は  $3\delta$  で, ILREC6-9T, ILREC6-12T は共に  $4\delta$  で最大荷重に達した.

表-3 橋軸方向繰り返し荷重試験結果

供試体名		ILREC6-6TA	ILREC6-9TA	ILREC6-12TA
降伏水平荷重	$H_y$ (kN)	159	230	310
降伏水平変位	$\delta_y$ (mm)	14.4	24.7	31.7
最大水平荷重	$H_{max}$ (kN)	286	362	440
最大水平荷重時の変位	$\delta_m$ (mm)	62.4	65.1	91.1
塑性率	$\mu_{90}$	2.795	3.456	3.702

表-4 橋軸直角方向繰り返し荷重試験の結果

供試体名		ILREC6-6TB	ILREC6-9TB	ILREC6-12TB
降伏水平荷重	$H_y$ (kN)	206	206	264
降伏水平変位	$\delta_y$ (mm)	33	33.4	36.4
最大水平荷重	$H_{max}$ (kN)	262	268	357
最大水平荷重時の変位	$\delta_m$ (mm)	65.4	59.2	86.6
塑性率	$\mu_{90}$	4.160	4.450	4.500

#### (2) 包絡線

各供試体のループごとの荷重履歴の繰り返しごとの最大点変位について, 正負の水平強度の絶対値の平均をもとめ, これを結んで履歴曲線の包絡線を求めた. 橋軸方向は図-6(a)に, 橋軸直角方向は図-6(b)に示す.

最大荷重は偏心側の板厚が大きくなるほど増加し, 最大荷重以降の耐力の低下割合ほどの供試体も同じ傾向で低下した. ただし, 9TB は 6TB と 12TB の

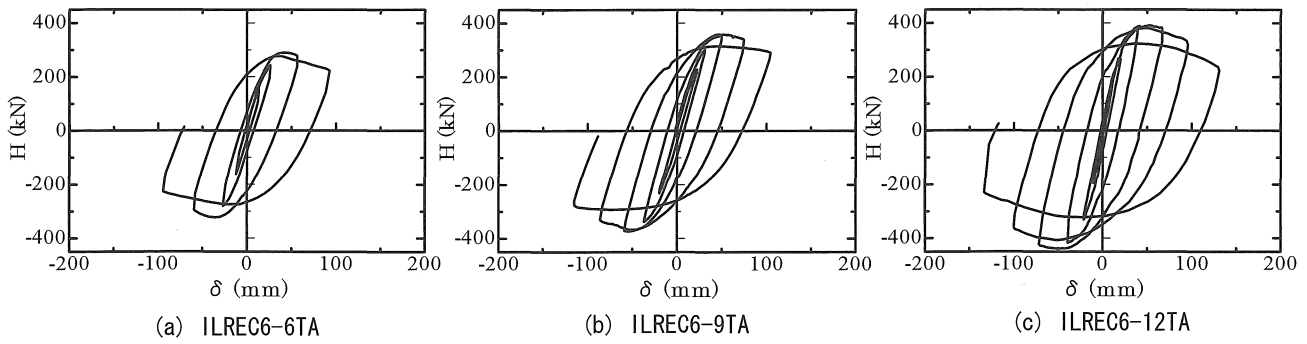


図-4 橋軸方向水平荷重—水平変位履歴曲

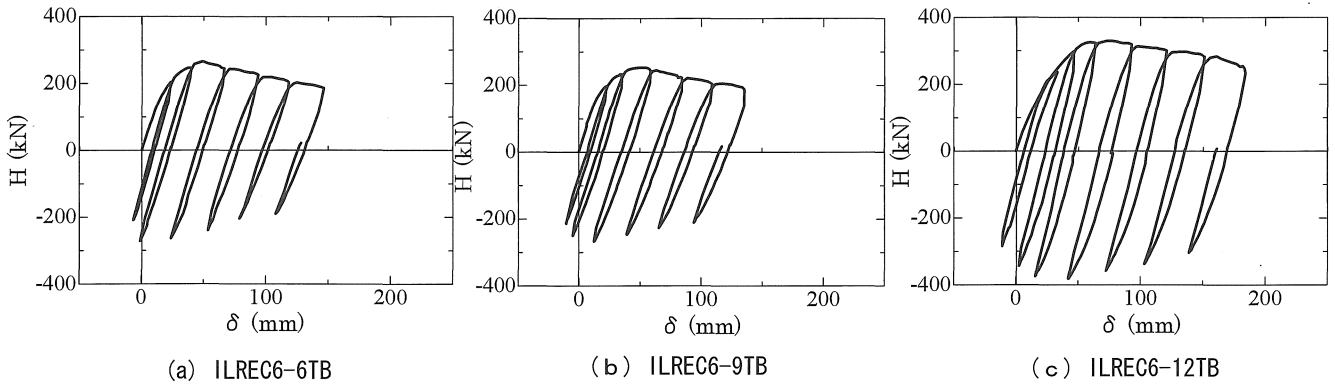


図-5 橋軸直角方向水平荷重—水平変位履歴曲線

間にはこず、6TBと同じ位置となった。これは9TBと6TBでほぼ同じ断面積であるためと思われる。

(3) 最大荷重

断面積が大きくなれば当然最大荷重も増大し、コストも上昇する。したがって、最大荷重と断面積との関係を調べておく。図-7(a)に橋軸方向の結果をまた、図-7(b)に橋軸直角方向の結果を示す。

図-7(a)より、ILREC6-6TAと9TAは断面積がほぼ同等であったが、最大荷重は9TAが27%増加した。12TAでは、断面積が30%大きく最大荷重は54%増加した。

図-7(b)よりILREC6-6TBと9TBの最大荷重に変化はなかった。12TBでは、最大荷重は36%増加した。

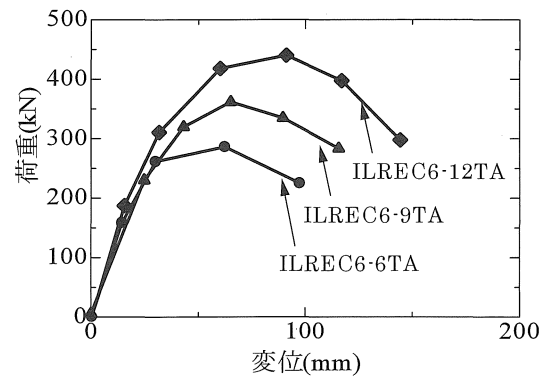
つぎに断面積当たりの最大荷重との関係を明らかにする。図-8(a)に橋軸方向を図-8(b)に橋軸直角方向を示す。

図-8(a)よりILREC6-6TAを基準とし、断面積当たりの最大荷重を比較すると-9TA、-12TAとも約20%増加した。図-8(b)で見てわかるように3つの供試体間に差は見られなかった。

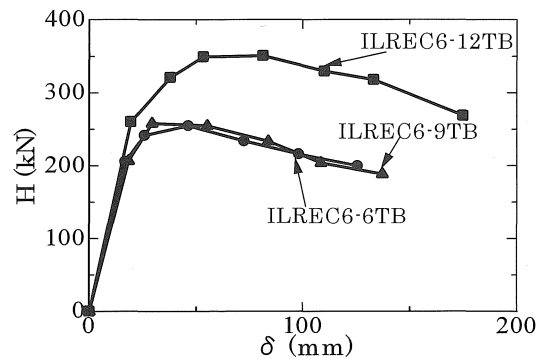
図-7と図-8を比較すると明らかに図-8の断面積当たりの最大荷重の変化は少なくなっている。供試体-6TAの最大荷重が低下した理由は後述の荷重-ひずみ関係のところ考察する。

(4) 塑性率

構造物の変形性能を評価する指標の1つ塑性率があ。これを式(9)によって求める。結果を橋軸方向は図-9(a)に、橋軸直角方向を図-9(b)に示す。

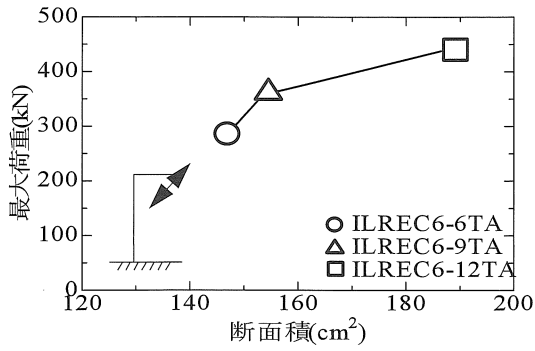


(a) 橋軸方向

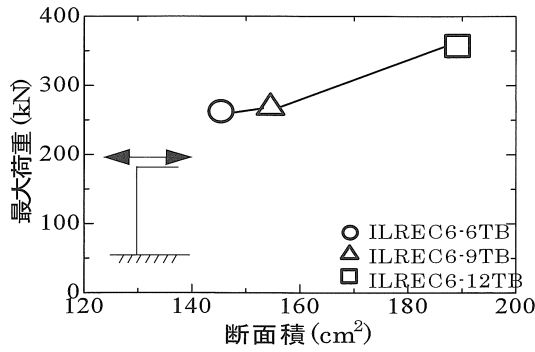


(b) 橋軸直角方向

図-6 包絡線

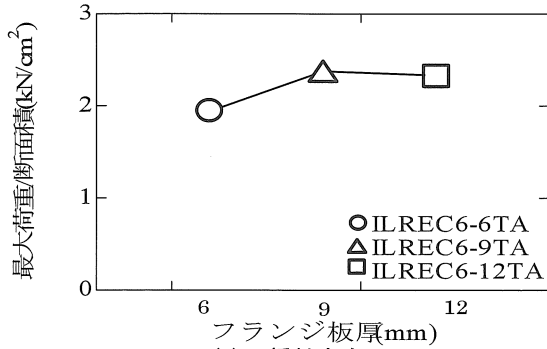


(a) 橋軸方向

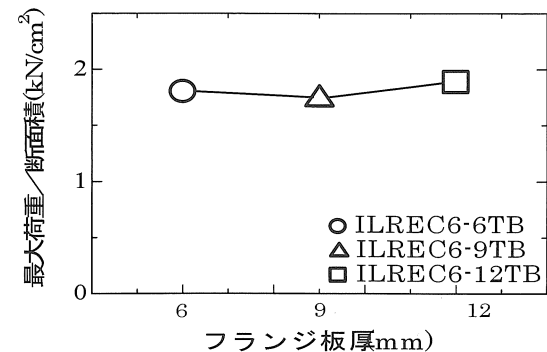


(b) 橋軸直角方向

図-7 最大荷重-断面積



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-8 断面積当たりの最大荷重

$$\mu_{90} = \frac{\delta_{90}}{\delta_y} \quad (7)$$

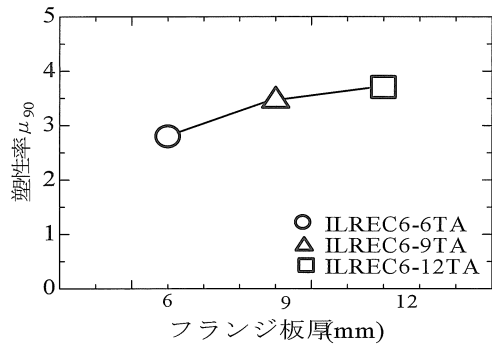
ここに  $\delta_{90}$  は水平荷重が最大荷重に達した後、90%まで低下したときの水平変位で、 $\delta_y$  は降伏水平変位である。

図-9(a)の塑性率は ILREC6-6T, 9TA, 12TA でそれぞれ 2.80, 3.46, 3.70 となり、板厚に比例して大きくなっている。

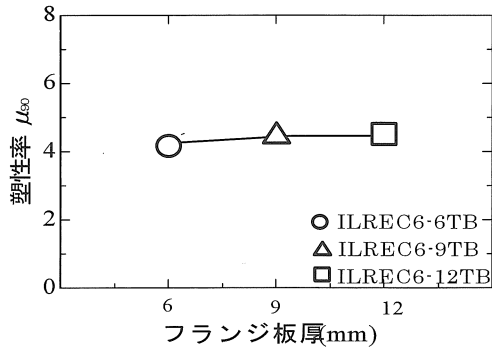
図-9(b)は ILREC6-6TB, 9TB, 12TB でそれぞれ 4.16, 4.45, 4.50 となり、4よりやや大きい程度の一定値を示している。この図-9(a)の6TAが他に比べ低い値を示している。

### (5) エネルギー吸収量

エネルギー吸収量は、地震時に構造物が地震外力をどの程度吸収するかという性能を示す。エネルギー吸収量が少ないと地震外力が上部工に直接作用し、その結果応答変位が過大に生じ、急激な強度変化をまねき危険である。よって、耐震性能を評価する上で特に重要な指標となる。累積エネルギー吸収量 AE と载荷サイクルの関係を図-10(a)に橋軸方向、図-10(b)に橋軸直角方向について示す。



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-9 塑性率

橋軸方向は ILREC6-6T, 9T 同等の値を示したが、6TAのみ4ループで供試体が破損した。12TAで6ループ目まで値を示した。

橋軸直角方向12TBの供試体は3ループ目までは他2体と比べてほぼ同等の値を示していたが、4ループ目以降では約2倍近くの値を示した。

(6) 荷重 - ひずみ関係図

荷重-ひずみの関係図を、橋軸方向を図-11(a)に、橋軸直角方向を図-11(b)に示す。(+)側を偏心面(圧縮側), (-)側を反偏心面(引張り側)と定義する. 各供試体で得られたひずみ $\epsilon$ は降伏ひずみ $\epsilon_y$ で無次元化した.

ILREC6-6TB, 9TB は最大荷重までは引張り側のひずみがほとんど見られなかった. 12TB は圧縮側, 引張り側ともに同程度のひずみが現れている

(7) フランジ板厚-無次元化ひずみ関係

最大荷重点から荷重が95%低下した位置でのひずみを $\epsilon_{c95}$ とし、縦軸に無次元化ひずみ $\epsilon / \epsilon_{c95}$ , 横軸にフランジ板厚とし、その関係を図-12示す.

偏心面側の $\epsilon / \epsilon_{c95}$ と反偏心面側の $\epsilon / \epsilon_{c95}$ が等しい値になるとき、両者の応力は両面で等しく橋脚の基部で均等に受け持つことができる. 一方の断面に応力が集中することを防ぐことができれば、より効果的に性能を発揮したといえるため、経済的かつ理想的な断面に近づけることができる.

板厚を6, 9, 12mmと変化させたとき、 $\epsilon / \epsilon_{c95}$ は増加傾向を示している. しかしなお、偏心面側と反偏心面側では数値に2倍の差がある. 経済性を考えると、反偏心面側の板厚をさらに小さくできる可能性があり、このような実験の結果を観察しつつ、理想の断面を決定する必要があると考えられる. 今回の試験体では偏心量は $e/r=3$ の一定量であったが、

偏心量と最適板厚変化量の問題もあり、今後の課題である.

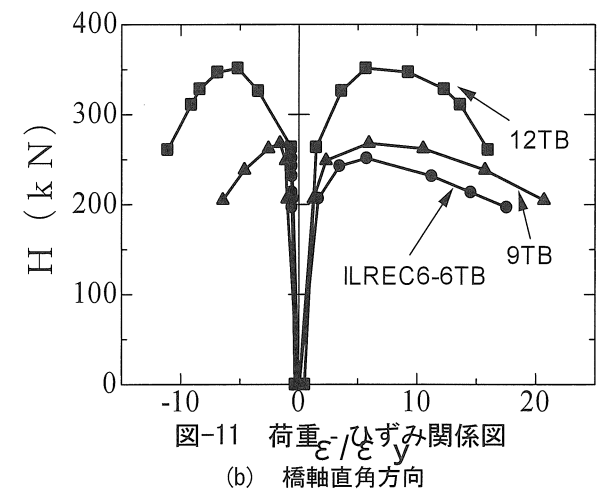
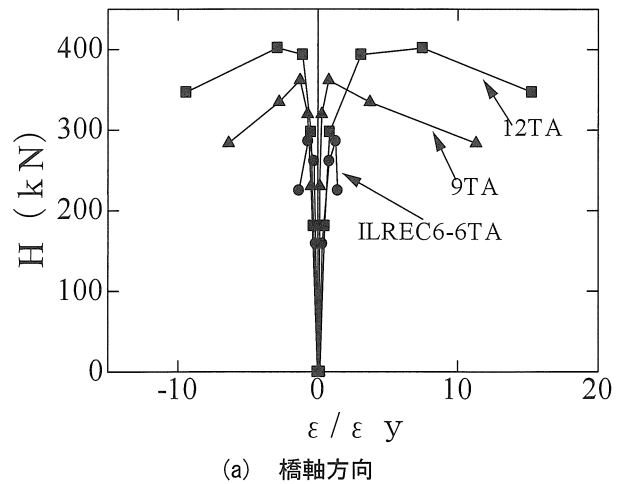


図-11 荷重-ひずみ関係図

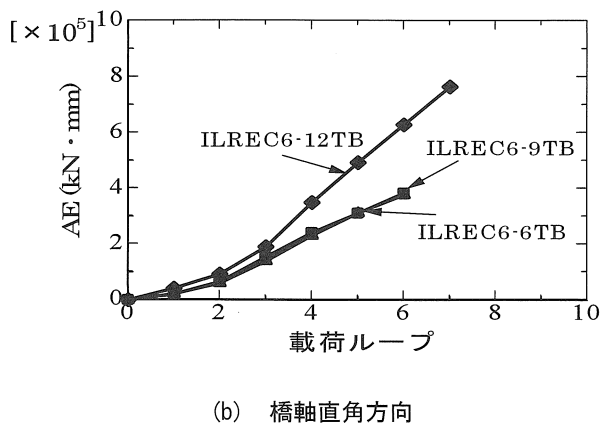
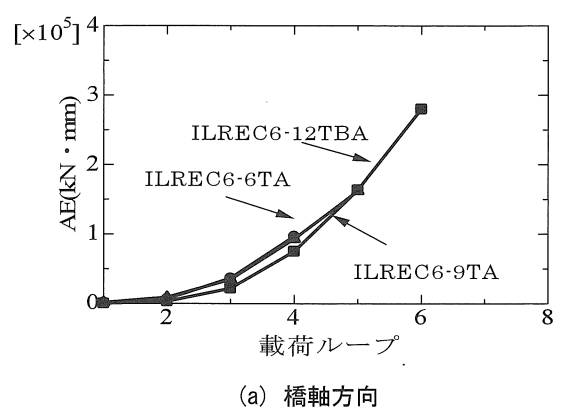


図-10 累積エネルギー吸収量

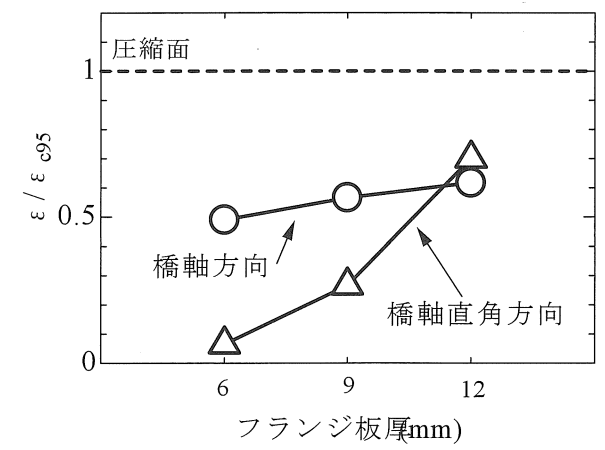


図-12 フランジ板厚-無次元化ひずみ関係図

4. 結論

本研究では上部構造重量が偏心荷重される逆L形鋼製橋脚の繰り返し荷重実験を行い、偏心側の板厚を大きくすることによる強度と変形能におよぼす影

響を明らかにしたものである。実験によって得られた結論を以下に示す。

- 1) 橋軸および橋軸直角方向とも最大荷重は偏心側の板厚が大きくなるほど増加し、最大荷重以降の耐力の低下割合はどの供試体も同じ傾向で低下を示した。
- 2) 単位断面積当たりの最大荷重は橋軸方向においては、等板厚供試体の ILREC6-6T を基準とし、ILREC6-9T は 20%、ILREC6-12T は 19%増加した。橋軸直角方向においては最大強度に差は見られなかった。これは橋軸直角方向では板厚変化の影響が少ないためと思われる。
- 3) 塑性率  $\mu_{90}$  は載荷軸に関係なく、供試体の板厚が厚くなるにつれ、塑性率の向上が見られる。
- 4) 履歴曲線、包絡線、塑性率、累積エネルギー吸収量の各指標は両軸とも ILREC6-6T を基準とすると、9TA は塑性率、累積エネルギー吸収量の向上が見られ、ILREC6-12TA, B はどれも上回る値を示した。
- 5) フランジ板厚-無次元化ひずみ関係は、板厚を 6, 9, 12mm と変化させたとき、この順で引張りひずみは増加傾向を示している。3 体の中では ILREC6-12TA, B が引張り面側に圧縮面の 60%のひずみが生じているため、断面を最も有効に利用しているといえるが、引張り面側のひずみは、なお小さいため、構造全体のバランスから考えると板厚をさらに減少させ応力を増加させる必要がある。

謝辞：本研究は、愛知工業大学耐震実験センターで行なわれ、耐震実験センター研究費を使用して行った。学部4年生、鈴木博技術員他ご協力頂いた方に深くお礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 青木徹彦, 鈴木真一, 渡辺俊輔, 鈴木森晶, 宇佐美勉, 葛漢彬: 面外繰り返し水平力を受ける逆L形鋼製箱型断面橋脚の強度と変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.37B, 2002.3, pp213-224
- 2) 葛漢彬, 渡辺俊輔, 宇佐美勉, 青木徹彦: 面外繰り返し水平力を受ける逆L形鋼製箱型断面橋脚の耐震性能に関する解析的研究, 土木学会論文集, No.738/ I -64, 2003年7月, pp207-218
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I 共通編, II 鋼橋編, V 耐震設計編, 丸善, 2002.3
- 4) 川島一彦, 渡邊学歩, 畑田俊輔, 早川涼二: 逆L字型鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に関する実験的研究, 土木学会論文集 No.745/I-65, 2003.10, pp, 171-189
- 5) 成瀬孝之, 青木徹彦, 鈴木森晶: 繰り返し荷重を受ける逆L形鋼管橋脚の強度と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.47A, 2001.3
- 6) 前野裕文, 宇佐美勉, 葛漢彬, 岡本隆, 水谷慎吾, 魚井啓次: コンクリート部分充填構成八角形断面橋脚の強度と変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, 1998.3
- 7) 宇佐美勉, 今井康幸, 青木徹彦, 伊藤義人: 繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 37A, 1991. 3
- 8) 社) 日本道路協会:, 道路橋示方書・同解説, v 耐震設計編, 2002, 3月
- 9) 社) 日本道路協会, 道路橋支承便覧, 平成3年7月, p26

(受理 平成20年9月18日)