

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 Ability for a quake resistance experiment of reverse L of a rectangle of different steel of thickness of a board

窪田康範[†], 青木徹彦^{††}, 鈴木森晶^{††}

Yasunori KUBOTA, Tetsuhiko AOKI, Moriaki SUZUKI

Abstract Inverted L-shaped pier is often used in urban area, where there are many cross roads and curved roads. The research work has not been performed sufficiently so far for the seismic performance of the inverted L-shape pier. This study shows an experimental research investigating a performance inversed L-shape character with different plate thickness. A wharf of form of L character maintains verticality and strange power of horizontal both courses. Thus, there that is the novelty that the main parameter chosen by a test was related to e/r , r is a radius of gyration. As a result of being important, I am provided from test (the greatest wide strength, ductility and the energy absorbency power that, for example, is entrusted to a novelty parameter).

key words: *eccentricity, Inverted L-shaped pier, Steel bridge pier*

キーワード: 偏心, 逆 L 形, 鋼製橋脚

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载荷される橋脚は 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¹⁾²⁾。

したがって逆 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。両側とも同じ板厚を用いる従来の橋脚では不経済で耐震強度は低いと考えられる。

そこで、本研究では偏心側の板厚を大きくした供試体を用意し、橋軸方向と橋軸直角方向に繰り返し载荷実験を行い、橋脚の耐震性能に及ぼす影響を検証する。

2. 実験概要

2.1 実験供試体

[†] 愛知工業大学 大学院 建設システム工学専攻
^{††} 愛知工業大学 都市環境学科土木工学専攻(豊田市)

本研究で使用した供試体は断面寸法が $450 \times 450\text{mm}$ 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。

(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。

(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 载荷装置

上部工重量を想定した鉛直荷重を载荷するために静的アクチュエータ 2 基、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。また橋軸方向の荷重には鉛直アクチュエータ及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にアクチュエータを 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。

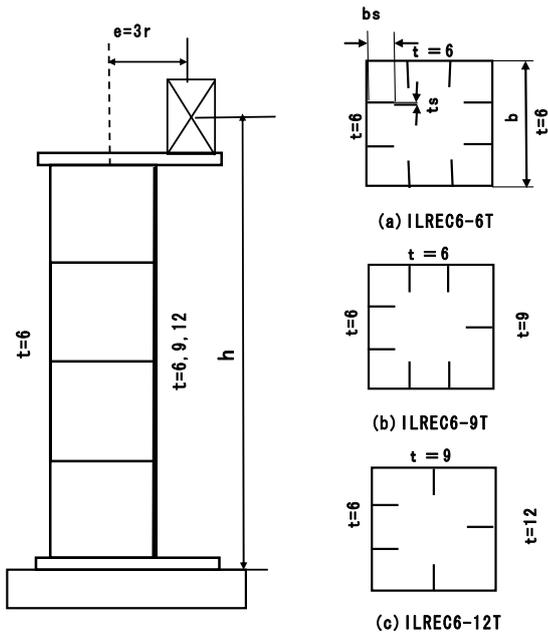


図-1 供試体概要図

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 ²)	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)を基準とし、図-1(a)の基準断面 ILREC6-6T の値を用いた。ただし、各供試体の r の値は大差ないため、すべてその 3 倍を(e=3r)を偏心量とする。

2.4 鉛直荷重の算定

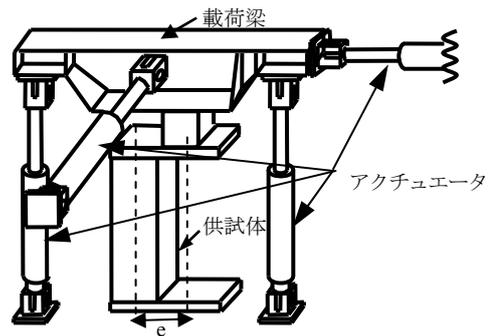
上部構造重量に相当する鉛直荷重は、式(1)、(2)に示す、はり-柱強度相関式により求め、算出された値のうち小さいほうを軸力として採用する。

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

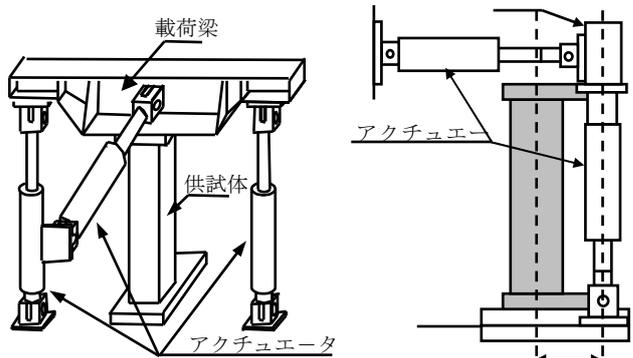
$$\frac{\alpha P}{P_u} + \frac{\alpha C_m M_0}{M_y \{1 - (\alpha P/P_e)\}} \leq f \quad (2)$$

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

ここで、α:安全率(=1.14)、f:照査式(=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、M0: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 実験装置図

2.5 降伏水平変位 δy, 降伏水平荷重 Hy 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 枚貼る。これから得られた相当応力 σ_{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 σ_yに達した時の変位を降伏水平変位 δy 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 ε_p 、主応力 σ_p および相当応力 σ_{eq} を式(4)、(5)、(6)に示す⁶⁾⁷⁾。

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

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

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

2.6 載荷方法

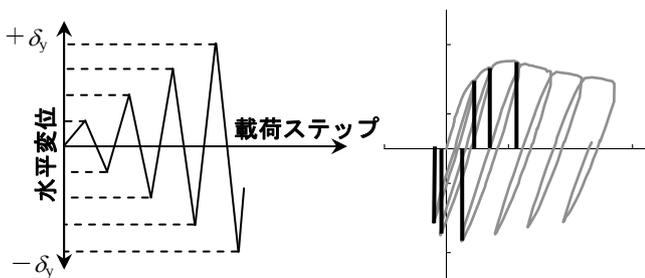
本実験で行う載荷方法は以下に示す様に橋軸方向と橋軸直角方向で異なる。

(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 を同時に載荷する。繰り返し水平荷重は1サイクル目の降伏変位 δ_y を基準とし $\pm \delta_y, \pm 2 \delta_y, \pm 3 \delta_y \dots$ と漸増させながら載荷する⁴⁾。[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、載荷方法は、橋軸方向とは異なる。偏心側を(+)とする。(+)方向に降伏水平変位 δ_y の整数倍の水平変位を載荷し、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で載荷しては水平変位ではなく水平荷重に注目し、(+)側に生じた最大水平荷重を同じだけ(-)方向にも載荷する⁵⁾ [図-3(b)]。



(a) 橋軸方向載荷パターン (b) 橋軸直角方向載荷パターン

図-3 各軸方向載荷パターン

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	σ_y (N/mm ²)	417	380	365
降伏ひずみ	ε_y (μ)	2469	2455	2627
ポアソン比	ν	0.349	0.346	0.340

3.2 繰り返し載荷実験結果

(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 δ を示している。図-4, 5より ILREC6-6T は3 δ で、ILREC6-9T、ILREC6-12T 共に4 δ で最大荷重に達した。

表-3 橋軸方向繰り返し載荷試験

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	δ_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	δ_m (mm)	62.4	65.1	91.1
塑性率	μ_{90}	2.795	3.456	3.702

表-4 橋軸直角方向繰り返し載荷試験の結果

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	δ_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	δ_m (mm)	65.4	59.2	86.6
塑性率	μ_{90}	4.160	4.450	4.500

(2) 包絡線

各供試体のループごとの載荷履歴の最大点変位について正負の絶対値の平均を結んだ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はどの供試体も同じ傾向で低下した。ただし、9TBは6TBと12TBの間にはこず、6TBと同じ位置にきた。これは9TBと6TBでほぼ同じ断面積であるためと思われる。

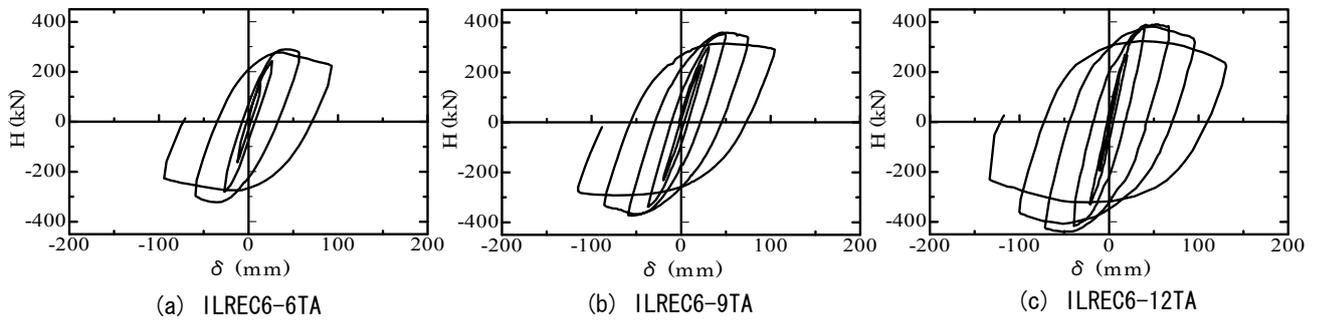


図-4 橋軸方向水平荷重—水平変位履歴曲

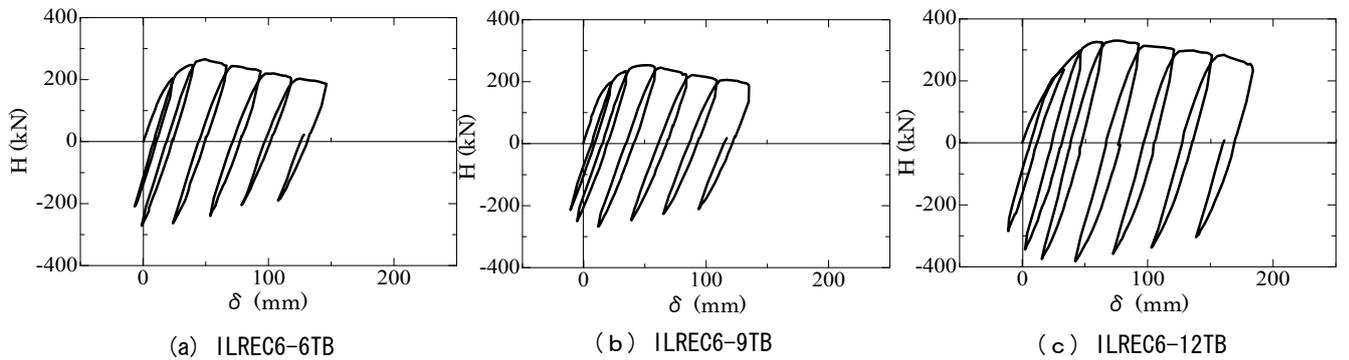


図-5 橋軸直角方向水平荷重—水平変位履歴

(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)に橋軸方向をまた、図-7(b)に橋軸直角方向を示す。

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。

次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。

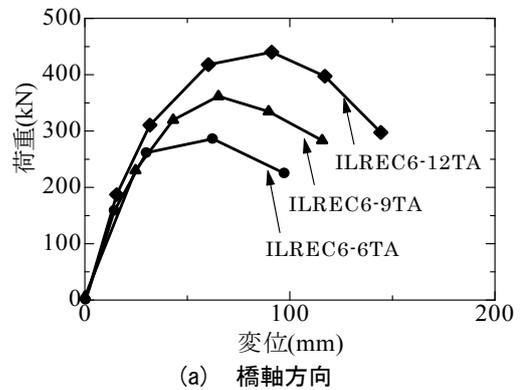
図-8(a)より ILREC6-6TAを基準とし、断面積当たりの最大荷重を比較すると、-9TA、-12TAとも約20%増加した。

図-8(b)で見てわかる様に3つの供試体間に差は見られなかった。

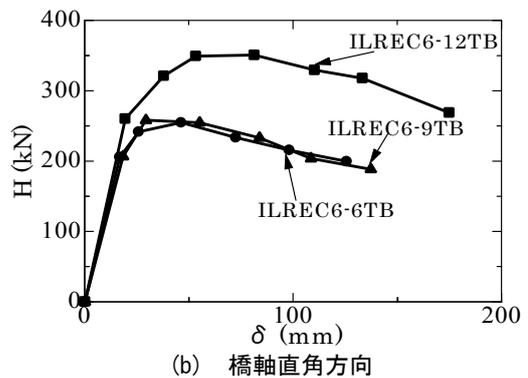
図-7と図-8を比較すると明らかに図-8の断面積当たりの最大荷重の変化は少なくなっている。-6TAの最大荷重が低下した理由は後述の荷重—ひずみ関係のところを考察する。

(4) 塑性率

構造物の変形性能を評価する指標の1つ塑性率がある。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。

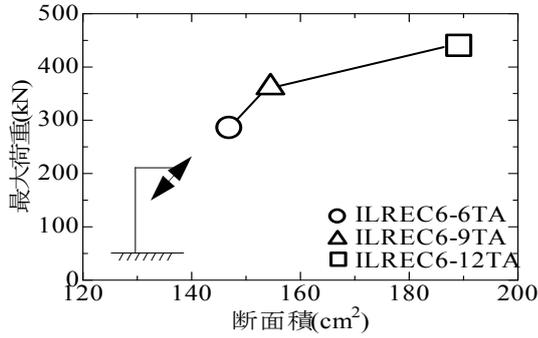


(a) 橋軸方向

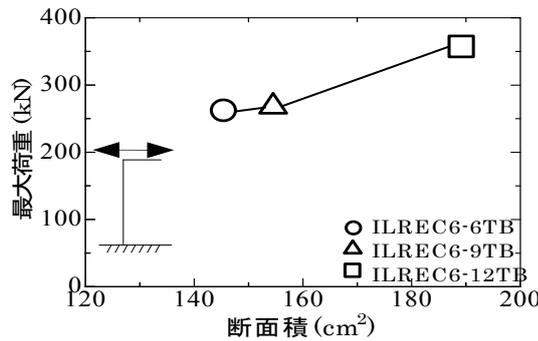


(b) 橋軸直角方向

図-6 包絡線

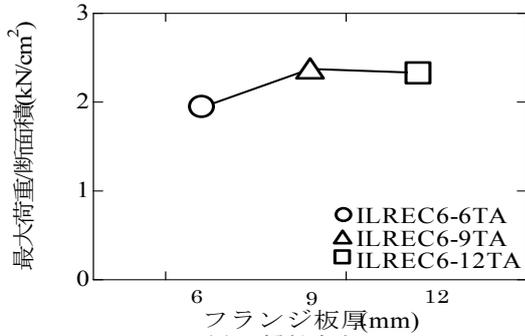


(a) 橋軸方向

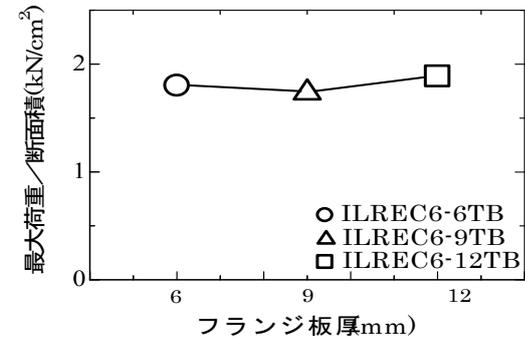


(b) 橋軸直角方向

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

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

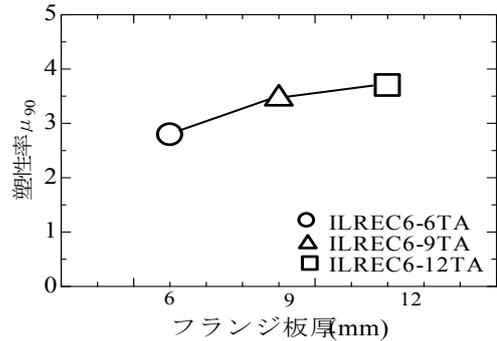
ここに δ_{90} は水平荷重が最大荷重に達した後 90%まで低下したときの水平変位で、 δ_y は降伏水平変位である。

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。

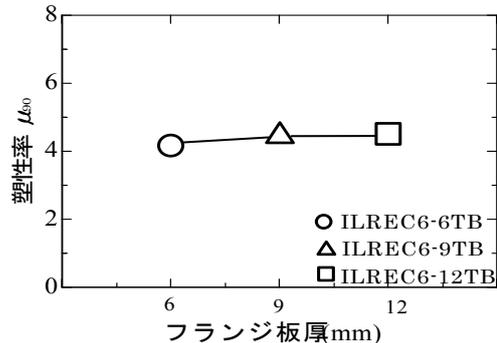
図-9(b) は ILREC6-6TB, 9TB, 12TB でそれぞれ 4.16, 4.45, 4.50 となり、4 よりやや大きい程度の一定値を示している。この図-9(a) の 6TA が他に比べ低い値を示している。

(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 と載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-ひずみの関係図を図-11(a)に橋軸方向を図-11(b)に橋軸直角方向について示す。(+)側を偏心面(圧縮側),(-)側を反偏心面(引張り側)と定義し比較する。各供試体で得られたひずみ ϵ は降伏ひずみ ϵ_y で無次元化した。

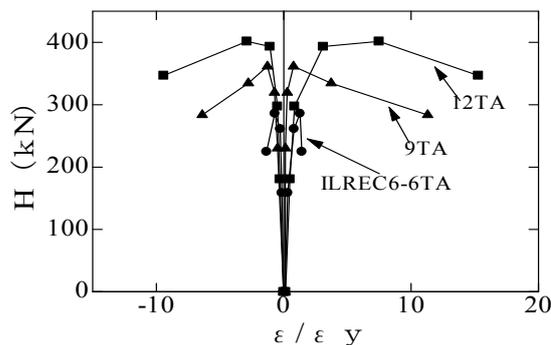
ILREC6-6TB, 9TB は最大荷重までは引張り側のひずみがほとんど見られなかった。12TB は圧縮側, 引張り側ともに同程度のひずみが現れている

(7) フランジ板厚-無次元化ひずみ関係

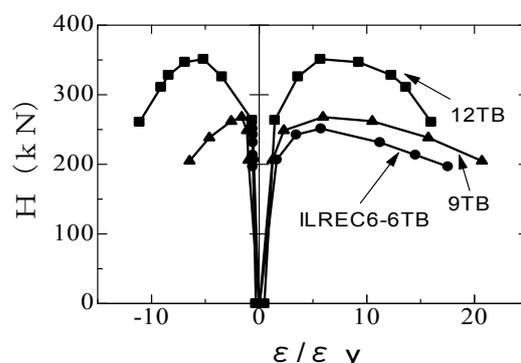
最大荷重点から荷重が 95%低下した位置でのひずみを ϵ_{c95} とし, 縦軸に無次元化ひずみ $\epsilon / \epsilon_{c95}$, 横軸にフランジ板厚とし, その関係を図-12 示す。

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, 12 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, 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変化させることで理想の断面を決定する必要があると考えられる。

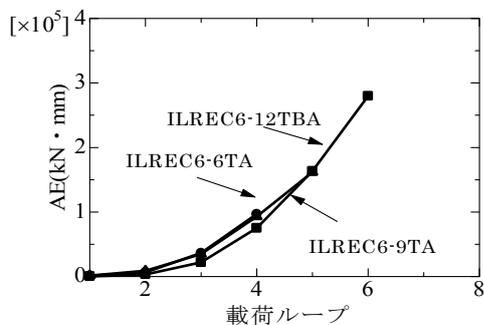


(a) 橋軸方向

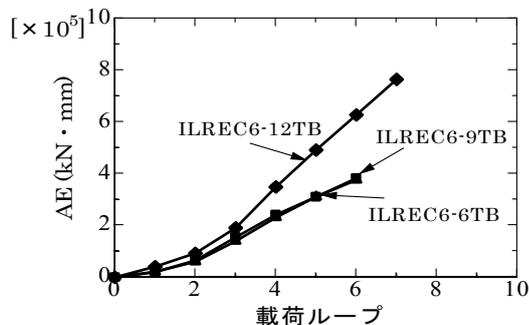


(b) 橋軸直角方向

図-11 荷重 - ひずみ関係図



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-10 累積エネルギー吸収量

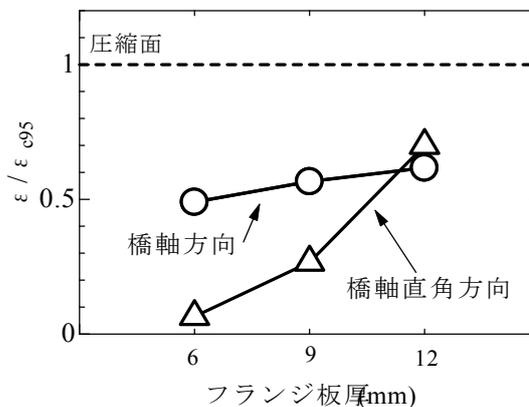


図-12 フランジ板厚-無次元化ひずみ関係図

4. 結論

本研究では上部構造重量が偏心载荷される逆L形鋼製橋脚の繰り返し载荷実験を行い, 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、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。これは断面の無駄な使用が少なくなったためと思われる。
 - 3) 塑性率 μ_{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6, 9, 12mmと変化させたとき、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%のひずみが出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板厚を減少させ応力を増加させる必要がある。
- 2) 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
 - 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, 171-189, 2003. 10
 - 5) 成瀬孝之, 青木徹彦, 鈴木森晶: 繰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

(受理 平成20年3月19日)

参考文献

- 1) 鈴木真一, 塚本芳正, 青木徹彦, 鈴木森晶: 逆L形八角形鋼製橋脚の繰返し載荷実験および弾塑性解析による研究, 2001. 5