

コンパクトな一軸対称 I 形はりの横ねじれ座屈

久保全弘¹・北堀裕隆²・八木孝行³

¹フェロー 工博 名城大学教授 理工学部土木工学科 (〒468 名古屋市天白区塩釜口1-501)

²正会員 工修 東京エンジニアリング株式会社 名古屋支社 (〒453 名古屋市中村区太閤1-1-14)

³工修 中日本建設コンサルタント株式会社 設計本部 (〒460 名古屋市中区錦1-8-6)

本論文は、断面を構成する板要素の幅厚比が比較的小さいコンパクトな溶接鋼 I 形断面はりを対象に、断面の非対称性がはりの横ねじれ座屈強度と変形性能に及ぼす影響を実験的に検討する。実験は、2種類の二軸対称断面とフランジ幅または板厚を変化させた5種類の一軸対称断面に対し、それぞれ4種類のはり長さを用いて、単純はりのスパン中央に集中荷重が作用した場合の横ねじれ座屈実験を行う。スパン中央の鉛直たわみと支点のたわみ角を用いて横ねじれ変形を伴うはりの変形性能を調べ、変形容量の推定式を求める。本実験と既往の実験データに基づいて、一軸対称断面はりの曲げ耐力特性を明らかにするとともに、本提案式および代表的な設計基準強度曲線との適合性を比較する。

Key Words : welded steel beam, monosymmetric I-section, lateral-torsional buckling, experiment

1. 緒言

鋼はりは鋼桁橋や建築物における骨組構造の基本構成材であり、主として作用荷重によって生ずる面内曲げとせん断に対して抵抗するように設計される。部材には、曲げに対して断面効率の良い圧延H形鋼と溶接 I 形断面が通常使用されるが、桁橋構造には上下不等フランジを有する一軸対称断面が用いられる。桁橋の主桁設計では、曲げモーメントに応じてフランジの板幅および板厚を増減させて断面変化を行うのが一般的である。しかし、近年は製作および架設工程を省力化するために、全長にわたってフランジ幅を一定にし、現場継手位置において板厚のみで断面変化を行うことが実施されている。

鋼はりの設計曲げ強度は、横ねじれ座屈による限界状態を考慮して決められる。横ねじれ座屈強度は、部材の細長比、荷重状態、支持状態および断面形などにより異なる。わが国の道路橋や鉄道橋の設計方書^{1)~3)}などでは、曲げに対する基本強度として二軸対称 I 形断面を対象にした横ねじれ強度式をそのまま一軸対称断面にも準用しており、実験的検証をすることが必要である。

鋼 I 形はりの横ねじれ座屈に関する研究^{4)~6)}は、これまで二軸対称断面を対象に活発に行われ、その実験データも豊富である。これに対し、不等フランジを有する一軸対称断面はりの研究は、断面の非対称性が座屈強度に及ぼす影響を弾性座屈解析^{7)~11)}

または残留応力を考慮した非弾性座屈解析^{12)~14)}に基づき調べた研究がある。座屈強度は圧縮フランジが大きい断面形が高く、非弾性座屈曲線は非対称度によって相当変化することが報告されている。

一軸対称 I 形はりの横ねじれ座屈に関する既往の実験データは数少なく、圧延はり20個、溶接はり28個があるのみである。福本・久保¹⁵⁾は等曲げモーメントの状態ですべて溶接はりの実験を行い、溶接残留応力による強度影響を調べた。Lindner and Gietzelt¹⁶⁾は圧延断面のフランジをガス切断した一軸対称 I 形はりの実験を行い、3種類の荷重形式に対し極限強度を比較した。Roberts and Narayanan¹⁷⁾は溶接 I 形および T 形はりの小型試験体を用いて単純はりのスパン中央集中荷重の実験を行い、非対称断面形の強度性状を調べた。O'hEachteirn and Nethercot¹⁸⁾は合成桁を対象に桁高が大きく圧縮フランジの小さい一軸対称 I 形断面を用いて、不等曲げモーメント状態で初期曲がりりと残留応力が座屈強度に与える影響を検討した。

不等フランジによる I 形断面構成として、フランジの板幅のみを変える場合、板厚のみを変える場合および両方を変える場合が考えられる。

本研究は、断面を構成する板要素の幅厚比が比較的小さいコンパクトな断面の溶接はりを対象に、フランジ幅または板厚を変化させた場合の一軸対称 I 形はりについて考察する。スパン中央に集中荷重を受ける両端単純支持はりの横ねじれ座屈実験を7種

表-1 実験はりの実測寸法

Test beam	Lot	ρ	d (mm)	b_c (mm)	b_t (mm)	t_w (mm)	t_c (mm)	t_s (mm)	L (mm)	L/ r_s	b/t_c	$2h_c/t_w$
DS07-1	(A)	0.50	250.6	84.1	84.1	3.17	6.05	6.05	1,500	81.5	6.95	75.24
DS07-2			250.1	84.0	84.0	3.22	6.07	6.08	2,500	109.1	6.92	73.93
DS07-3			250.1	84.1	84.1	3.19	6.04	6.05	2,500	136.0	6.96	74.65
DS07-4			250.3	84.1	84.1	3.15	6.02	6.03	3,000	162.9	6.99	75.67
MS07-1	(A)	0.26	250.4	84.1	120.0	3.14	6.04	6.05	1,500	61.7	6.96	84.50
MS07-2			250.5	84.0	120.0	3.20	6.07	6.07	2,000	82.6	6.92	82.83
MS07-3			251.0	84.1	120.1	3.18	6.05	6.04	2,500	103.1	6.95	83.50
MS07-4			250.6	84.1	120.1	3.18	6.04	6.04	3,000	123.7	6.96	83.40
MS07T-1	(A)	0.33	249.8	84.1	84.1	3.12	5.96	12.02	1,500	75.1	7.06	92.56
MS07T-2			250.4	84.1	84.0	3.21	6.06	12.02	2,000	100.6	6.94	89.60
MS07T-3			250.2	84.0	84.1	3.20	6.06	12.06	2,500	125.6	6.93	89.96
MS07T-4			250.0	84.1	84.1	3.16	5.96	12.03	3,000	150.5	7.06	91.40
ML03T-1	(A)	0.67	250.6	84.2	84.1	3.25	12.00	6.03	1,500	75.5	3.51	54.49
ML03T-2			249.8	84.1	84.0	3.20	12.03	6.07	2,000	100.5	3.50	55.10
ML03T-3			250.4	84.2	84.1	3.19	12.06	6.07	2,500	125.4	3.49	55.33
ML03T-4			250.1	84.2	84.1	3.16	12.03	5.99	3,000	150.4	3.50	55.51
DS10-1	(B)	0.50	249.7	120.2	120.0	3.11	5.70	5.69	1,500	53.7	10.54	76.54
DS10-2			249.5	120.4	120.4	3.09	5.66	5.65	2,000	71.4	10.64	77.04
DS10-3			248.7	120.7	120.4	3.06	5.65	5.66	2,500	88.9	10.68	77.56
DS10-4			249.3	120.5	120.3	3.04	5.66	5.66	3,000	106.8	10.64	78.24
MS10-1	(B)	0.30	249.2	120.8	160.5	3.11	5.68	5.67	1,500	43.4	10.63	83.98
MS10-2			249.8	120.4	160.9	3.08	5.67	5.67	2,000	57.8	10.62	85.24
MS10-3			249.6	120.5	160.8	3.07	5.67	5.66	2,500	72.2	10.63	85.37
MS10-4			249.3	120.5	160.7	3.05	5.66	5.66	3,000	86.6	10.64	85.87
ML10-1	(B)	0.74	249.3	120.9	84.6	3.10	5.66	5.67	1,500	61.8	10.68	68.31
ML10-2			249.5	120.5	84.3	3.10	5.67	5.67	2,000	82.7	10.63	68.33
ML10-3			249.4	120.5	84.4	3.05	5.66	5.68	2,500	103.1	10.64	69.48
ML10-4			249.6	120.5	84.6	3.05	5.66	5.69	3,500	123.6	10.64	69.63

Note: Lot= Lot number of material in Table 2; hc= Depth of web in compression in elastic range.

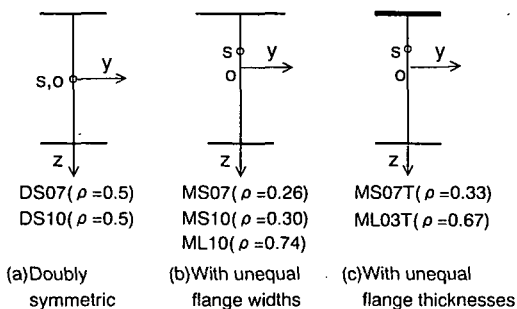


図-1 実験に用いた溶接 I 形断面

類の断面形を用いて合計28体について行い、断面の非対称性が荷重-変形性能と曲げ耐力に与える影響を検討する。

2. 実験内容

(1) 実験はり

実験に用いた部材は、鋼材SS400 (公称降伏点応力 $F_y=245\text{MPa}$)による7種類の溶接 I 形断面であり、

図-1に各シリーズの断面形が分類してある。

断面の圧縮フランジと腹板の幅厚比は、次の荷重抵抗係数設計法で規定するコンパクトな断面の条件を参考に決めた。

AISC LRFD 示方書¹⁹⁾ :

$$b/t_c \leq 171/\sqrt{F_y}, \quad 2h_c/t_w \leq 1681/\sqrt{F_y} \quad (1)$$

AASHTO LRFD 示方書²⁰⁾ :

$$b/t_c \leq 0.382 \sqrt{E/F_y}, \quad 2h_f/t_w \leq 3.76 \sqrt{E/F_y} \quad (2)$$

ここに、 b は圧縮フランジの半幅および h_c , h_f はそれぞれ弾性、全塑性モーメントに対する圧縮応力を受ける腹板の高さを表す。両示方書の規定値は、腹板の幅厚比の取り方に相違があるものの、ヤング率として $E=2 \times 10^5$ (MPa)を用いて換算すれば、同様である。

腹板の上下両フランジの純間隔 h を用いた幅厚比が $h/t_w=74$ 、曲げ応力の圧縮側になる上フランジの幅厚比が $b/t_c=7$ の二軸対称断面DS07 ($\rho=0.5$)および $b/t_c=10$ のDS10 ($\rho=0.5$)を基準に、フランジ厚を一定にして板幅を変化させた一軸対称断面MS07 ($\rho=0.26$), MS10 ($\rho=0.30$)およびML10 ($\rho=0.74$)シリーズである。また、二軸対称断面DS07を基準に、

表-2 鋼板の材料性質

Specimen		Lot	Yield stress, F_y (MPa)	Ultimate stress, F_u (MPa)	Young's modulus, E (GPa)	Poisson's ratio, ν	Elongation, Δl (%)
Nominal thickness	Number						
t=3.2mm for web	4	(A)	331	469	227	0.275	30
t=6.0mm for flange	4		305	451	220	0.289	30
t=12.0mm for flange	4		263	427	217	0.281	34
t=3.2mm for web	9	(B)	292	379	212	0.287	32
t=6.0mm for flange	4		282	381	204	0.290	30

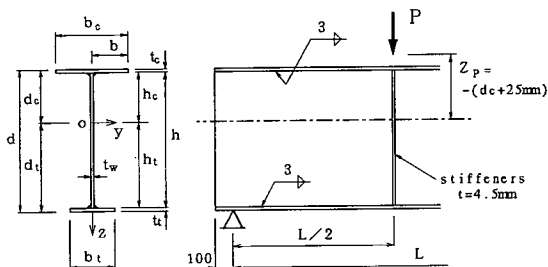


図-2 供試体と荷重形式

フランジ幅を一定にして板厚を変化させた一軸対称断面MS07T ($\rho=0.33$)およびML03T ($\rho=0.67$)シリーズである。 ρ は断面の非対称度を表すパラメータであり、本論文では次式を用いる。

$$\rho = \frac{I_c}{I_c + I_t} = \frac{1}{1 + (b_t/b_c)^3 (t_t/t_c)} \quad (3)$$

ここに、 I_c 、 I_t はそれぞれ圧縮フランジおよび引張フランジの弱軸 (z 軸) まわりの断面2次モーメントである。 b_c 、 b_t は圧縮フランジおよび引張フランジの幅、 t_c 、 t_t はそれらの板厚である。 よって、 $\rho < 0.5$ は圧縮フランジが小さい非対称断面、 $\rho > 0.5$ は圧縮フランジが大きい非対称断面を意味する。

実験はりの実測断面寸法を表-1に示す。 はりのスパン長は、各シリーズで $L=1.5, 2.0, 2.5, 3.0$ mの4種類に変化させ、弱軸まわりの細長比 L/r_t は表中のように多様に変化する。 断面の組立は、図-2のように脚長3mmの溶接で、すべて手溶接で行った。 なお、スパン中央の荷重点には板厚4.5mmの鉛直スチフナーを腹板の両側に取り付けて断面補剛が施してある。

(2) 実験方法

実験装置は、これまでの研究^{21)・22)}で用いたベアリング支承と水平移動型引張ジャッキ(容量200 kN, ストローク200mm)を使用した。 両端のベアリング支承は横ねじれ変形に対して単純支持の条件を満たすものであり、鉛直軸と水平軸まわりの回転およびはりの軸方向の移動が自由になっている。 水平移動型引張ジャッキは、荷重によって生ずるはりの変形を拘束せず、かつ、変形に追従して鉛直荷重をはりに作用させるため、ローラーにより滑らかに水平移動が可能になっている。 荷重実験は、図-2に示すように両端単純支持はりのもとで、スパン中央断面の上フランジ上面から25mmの位置に鉛直下向きの集中荷重を作用させて行った。

荷重中の変位とひずみ測定は、ダイヤルゲージ(最小読み1/100mm)と塑性域用ひずみゲージ(ゲージ長10mm)を用い、スパン中央断面の鉛直と水平たわみ、および垂直ひずみ分布を測定した。 また、はり端の腹板高さ中央に水平に取り付けたアングル材を用いて、両支点から外側に600mm離れた位置の鉛直変位も測定し、両支点上の沈下と面内曲げによる回転角を求めた。 なお、水平たわみは供試体から釣りを水平に張り、約2m離れた点で測定した。

3. 実験結果

(1) 材料性質

実験に用いた鋼材は2種類の製造ロットからなり、JIS 1号および5号試験片による引張試験から得られた降伏応力 F_y 、引張強さ F_u 、ヤング率 E 、ポアソン比 ν および伸び Δl の結果を表-2に示す。 フランジ(公称板厚 $t=6$ mm, 12 mm)は各4本、腹板($t=3.2$ mm)は9本または4本の結果による平均値で

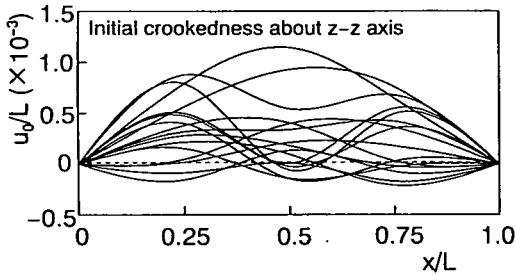


図-3 圧縮フランジの初期曲がりモード

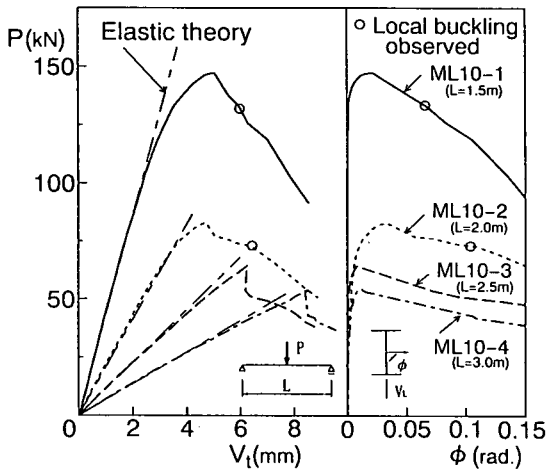


図-4 はりML-10の荷重-変形曲線

ある。降伏点応力の平均値は、板厚および製造ロットによって多少異なる。

(2) 初期変形

実験はりの初期変形は、上下フランジの曲がりおよび腹板の初期面外たわみなどを測定した。各部材の最大値による平均値 m (変動係数 ω) は、部材長 L と腹板高 h の比を用いて表すと、下記のようなになる。

圧縮フランジの初期曲がり：

強軸 (y軸) まわり $v_0 = L/2670$ ($\omega = 0.63$),

弱軸 (z軸) まわり $u_0 = L/2890$ ($\omega = 0.75$),

腹板の初期たわみ： $w_0 = h/700$ ($\omega = 0.33$)。

これらの値は、道路橋示方書¹⁾による製作精度の許容値 ($u_0 = v_0 \leq L/1000$, $w_0 \leq h/250$) を満足している。圧縮フランジの弱軸まわりの初期曲がりモードは、図-3のように必ずしも部材中央で最大値を示していない。

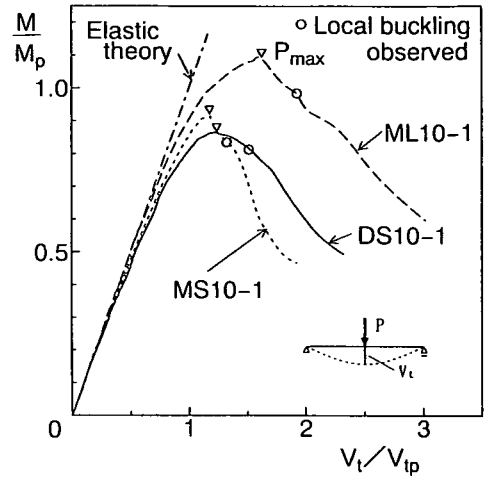


図-5 引張フランジ幅を変えたはりの曲げモーメント-鉛直たわみ曲線

(3) 荷重-変形挙動

圧縮フランジ幅の大きい非対称断面ML10シリーズの横ねじれ座屈実験から得られた荷重-変形曲線を図-4に示す。スパン中央断面の下フランジで測定した鉛直たわみ V_t 、ならびに上下フランジの水平たわみ u_c , u_t から算出したねじれ角 $\phi = (u_c - u_t)/d$ をそれぞれ描いてある。鉛直たわみは、一点鎖線で示すせん断力の影響を考慮した弾性計算値と小さい荷重では良く一致している。鉛直たわみは、付録に示す計算式により求めた。なお、せん断力による付加たわみ量は、せん断スパン ($L/2$) のアスペクト比 $L/(2d)$ 、または強軸まわりの細長比 L/r_y が大きくなると減少する。全シリーズの一番短い実験はり ($L/(2d) = 3$, $L/r_y = 14$) では、せん断力の影響により 33~49% のたわみ増加となり、薄肉腹板の場合にはこれを無視できない。

この図から、スパンが長くなると急激な横ねじれ変形を伴って座屈している。最大荷重時のねじれ角は $\phi = 0.008 \sim 0.033 \text{ rad}$ (約 $0.5^\circ \sim 2^\circ$) である。そして、短いはり ML10-1 ($L = 1.5 \text{ m}$, $L/r_y = 62$) および ML10-2 ($L = 2 \text{ m}$, $L/r_y = 83$) では、最大荷重後 10~12% 降下した荷重で、スパン中央の載荷点近傍の圧縮フランジ片側に局部座屈が認められた。フランジのひずみから初期降伏を判断すると、ML10-1, ML10-2 は最大荷重前に生じ、それぞれ最大荷重の約 83%, 89% であった。一方、ML10-3, ML10-4 は最大荷重前に降伏ひずみに到らず、分岐座屈に近い挙動を示している。

次に、はりの曲げに対する変形能力を検討する。図-5 は、スパン長 $L = 1.5 \text{ m}$ で圧縮フランジ幅を一

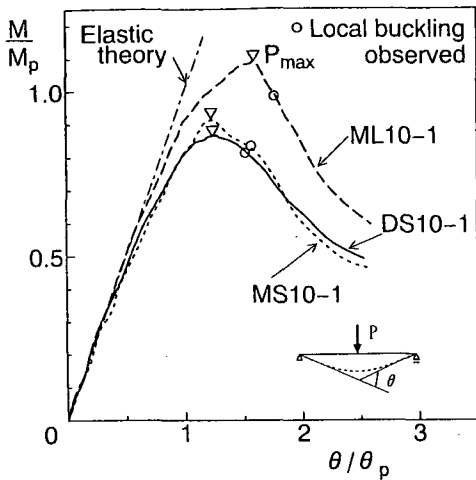


図-6 引張フランジ幅を変えたはりの
曲げモーメント-回転角曲線

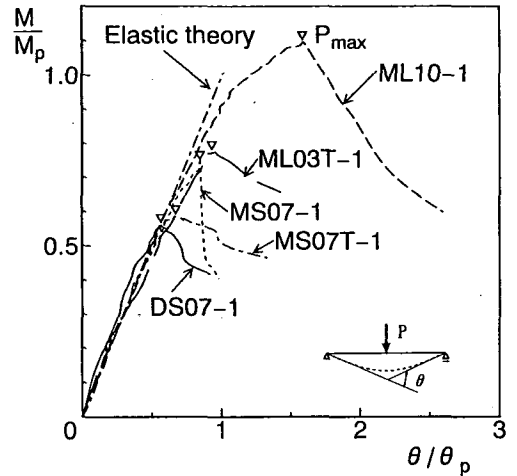


図-7 フランジ幅と厚さを変えたはりの
曲げモーメント-回転角曲線

定にして引張フランジ幅を変えた場合の実験はりから得られた曲げモーメント-鉛直たわみ曲線を描いたものである。縦軸には曲げモーメント ($M=PL/4$) と全塑性モーメントの比 M/M_p 、横軸には鉛直たわみ V_c と M_p に対応する値 V_c/p との比 $V_c/V_c/p$ がそれぞれ示してある。 $M/M_p=0.6$ 程度まで弾性挙動を示した後、断面形によって異なる非弾性挙動をしている。

いずれの断面形も圧縮フランジの幅厚比が $b/t_c=10.6$ であり、局部座屈が最大荷重後に生じ、その後の変形性能の低下が著しくなることがわかる。

図-6は図-5と同じ実験はりの曲げモーメント-回転角曲線を描いたものである。回転角 θ は両支点のたわみ角 θ_A, θ_B の和 $\theta = \theta_A + \theta_B$ で表し、全塑性モーメント M_p に対応する回転角 $\theta_p = M_p / (2EI_y)$ との比が横軸に与えてある。ここに、 I_y は強軸まわりの断面2次モーメントである。最大荷重時の回転容量 θ / θ_p は、圧縮フランジ幅が大きい ML10-1 で 1.605、二軸対称断面の DS10-1 で 1.274、圧縮フランジ幅が小さい MS10-1 で 1.245 となり、圧縮フランジ幅が大きい一軸対称断面が最も大きい。図-5と図-6の比較から、荷重-変形の無次元曲線は、鉛直たわみまたは回転角を用いても最大荷重に達するまではほぼ同様になるが、最大荷重後は横ねじれ変形の影響を受けるため、両者の挙動に差違が生じることがわかる。

図-7は、スパン長 $l=1.5m$ の二軸対称 I 形断面はり DS07-1 を基準にしてフランジ幅または厚さを変化させた場合の曲げモーメント-回転角曲線を

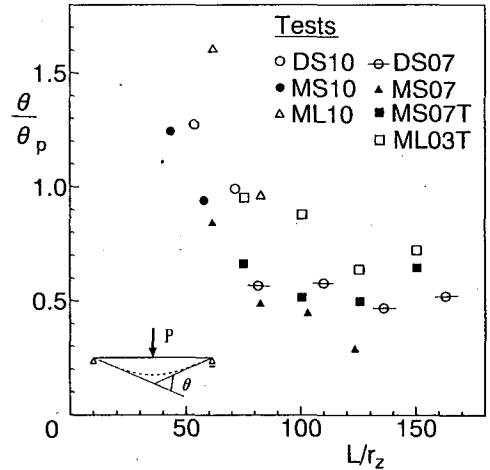


図-8 実験はりの回転容量

示す。最大荷重後の荷重低下は、フランジ厚を大きくした MS07T-1, ML03T-1 が他の断面形に比べ緩やかであり、圧縮フランジ幅を小さくした MS07-1 が特に急激である。最大荷重時の回転容量 θ / θ_p は、DS07-1 で 0.569, MS07-1 で 0.841, MS07T-1 で 0.666, ML03T-1 で 0.955 と圧縮フランジ幅を大きくした ML10-1 以外は、塑性回転容量が得られなかった。

横軸に細長比をとり、最大荷重における回転容量をプロットすると、図-8 のようになる。細長比の増加に伴い回転容量は低下するが、圧縮フランジが大きい断面形 (ML03T, ML10) が優れていることがわかる。圧縮フランジ幅を小さくした断面 (MS07, MS10) は、二軸対称断面 (DS07, DS10) より回

表-3 実験はりの耐荷力

Test beam	F _y (MPa)			P _u (kN)	M _u (kNm)	M _p (kNm)	M _e (kNm)	M _u M _p	$\bar{\lambda}_b = \sqrt{\frac{M_p}{M_e}}$
	T. flg.	B. flg.	web						
DS07-1	304.9	304.9	330.8	78.94	29.60	52.85	53.25	0.560	0.996
DS07-2	304.9	304.9	330.8	59.62	29.81	53.05	32.16	0.562	1.284
DS07-3	304.9	304.9	330.8	40.60	25.38	52.76	22.26	0.481	1.540
DS07-4	304.9	304.9	330.8	35.50	26.63	52.56	16.87	0.507	1.765
MS07-1	304.9	304.9	330.8	115.71	43.39	59.62	57.56	0.728	1.018
MS07-2	304.9	304.9	330.8	54.62	27.31	60.11	34.91	0.454	1.312
MS07-3	304.9	304.9	330.8	40.60	25.38	60.11	24.12	0.422	1.579
MS07-4	304.9	304.9	330.8	24.32	18.24	59.91	18.24	0.304	1.812
MS07T-1	304.9	262.9	330.8	95.90	35.96	61.39	67.56	0.586	0.953
MS07T-2	304.9	262.9	330.8	61.58	30.79	62.37	45.79	0.494	1.167
MS07T-3	304.9	262.9	330.8	47.95	29.97	62.37	35.01	0.481	1.335
MS07T-4	304.9	262.9	330.8	52.85	39.64	61.68	28.44	0.643	1.473
ML03T-1	262.9	304.9	330.8	129.24	48.47	62.56	107.28	0.775	0.764
ML03T-2	262.9	304.9	330.8	96.10	48.05	62.27	69.33	0.772	0.948
ML03T-3	262.9	304.9	330.8	62.86	39.29	62.46	51.38	0.629	1.103
ML03T-4	262.9	304.9	330.8	56.58	42.44	61.78	40.60	0.687	1.234
DS10-1	283.1	283.1	263.8	136.11	51.04	58.93	137.58	0.866	0.654
DS10-2	280.0	280.0	285.6	98.55	49.28	59.03	79.82	0.835	0.860
DS10-3	284.0	284.0	300.7	61.09	38.18	60.01	53.25	0.636	1.062
DS10-4	280.2	280.2	313.9	46.58	34.94	60.01	38.73	0.582	1.245
MS10-1	283.1	283.1	263.8	159.45	59.79	65.41	149.54	0.914	0.661
MS10-2	280.0	280.0	285.6	109.14	54.57	65.80	86.10	0.829	0.874
MS10-3	284.0	284.0	300.7	58.93	36.83	67.17	57.37	0.548	1.082
MS10-4	280.2	280.2	313.9	54.33	40.75	66.78	41.48	0.610	1.269
ML10-1	283.1	283.1	263.8	147.38	55.27	50.70	121.20	1.090	0.647
ML10-2	280.0	280.0	285.6	83.06	41.53	51.29	70.70	0.810	0.852
ML10-3	284.0	284.1	300.7	64.52	40.33	52.27	47.56	0.772	1.048
ML10-4	280.2	280.2	313.9	54.23	40.67	52.56	35.01	0.774	1.225

Note: T. flg. = Top flange; B. flg. = Bottom flange

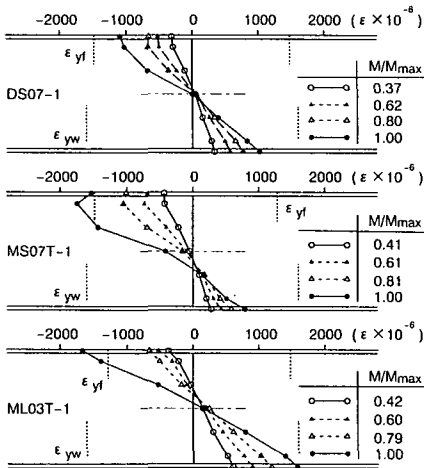


図-9 スパン中央断面の垂直ひずみ分布

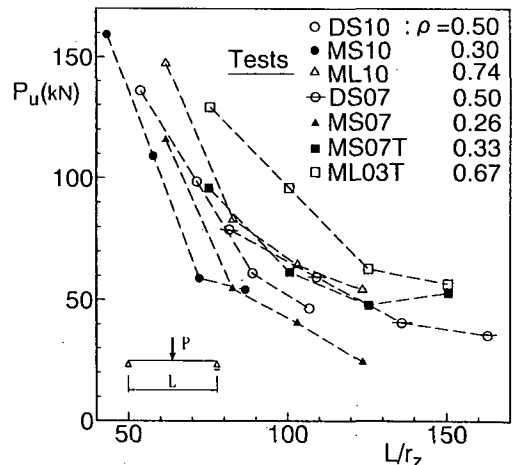


図-10 実験はりの極限荷重

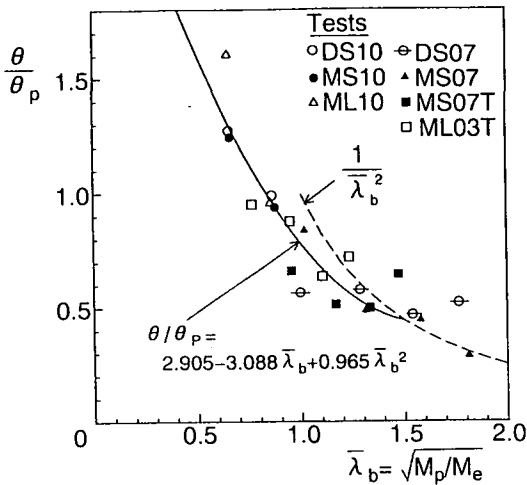


図-11 回転容量の評価

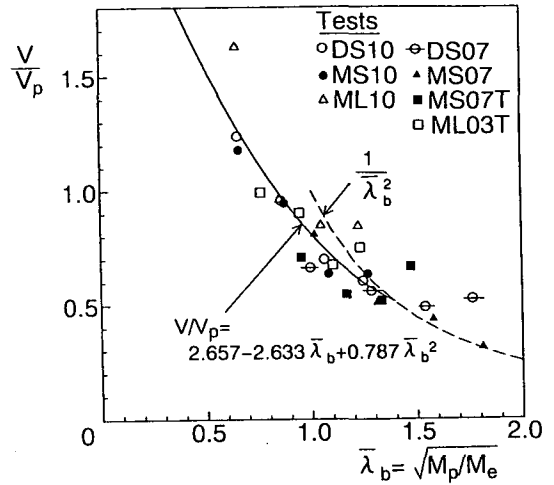


図-12 面内たわみ容量の評価

転容量が小さく、引張フランジ厚を大きくしたMS07Tでも、DS07に比べ性能は上がらない。

(4) 荷重-ひずみ挙動

$L=1.5\text{m}$ でフランジの板厚を変えた場合のスパン中央断面における垂直ひずみ分布を、主な荷重段階について示すと図-9のようになる。フランジは板幅の中央と先端での平均値、腹板は両面の平均値をそれぞれ用いてある。この図から、等フランジ断面と不等フランジ断面による中立軸位置の相違を確認できる。最大荷重では、いずれの断面形でも横ねじれ変形の影響が顕著になり、圧縮側のひずみが増加している。圧縮フランジが小さいMS07T-1では、その影響が特に大きく、圧縮側のみで降伏域が腹板内部まで達している。これに対し、圧縮フランジが大きく、かつ幅厚比が小さいML03T-1では、両フランジとも降伏しているが、線形ひずみ分布をほぼ保持している。

(5) 耐荷力

表-3には、降伏点応力 F_y および横ねじれ座屈実験から得られたはりの極限荷重 P_u 、極限曲げモーメント $M_u = P_u L/4$ がまとめてある。さらに、実測断面寸法と降伏点応力を用いたときの全塑性モーメント M_p 、弾性横ねじれ座屈モーメント M_e および無次元耐荷力 M_u/M_p 、修正細長比 $\bar{\lambda}_b = \sqrt{M_p/M_e}$ が整理してある。なお、座屈モーメント M_e は、中央集中荷重の作用高さおよび断面の非対称性を考慮した式⁴⁾から算出した。

図-10は、7種類の断面形から得られた極限荷

重 P_u を縦軸に、横軸に弱軸まわりの細長比 L/r_z をとって耐荷力に及ぼす非対称性の影響を調べたものである。二軸対称断面DS10 ($\rho=0.5$)を基準に引張フランジ幅を変化した場合の耐荷力を比較すると、 $\rho=0.74$ のML10 ($\rho=0.74$)が大きく、MS10 ($\rho=0.30$)が小さい。二軸対称断面DS07 ($\rho=0.5$)を基準にフランジ幅または厚さを変化した場合を比較すると、圧縮フランジ厚を大きくしたML03T ($\rho=0.67$)は、圧縮フランジ幅を大きくしたML10 ($\rho=0.74$)よりも耐荷力が大きく、その効果が顕著である。これに対し、引張フランジ厚を大きくしたMS07T ($\rho=0.33$)はDS07とほとんど変わらないが、引張フランジ幅を大きくしたMS07 ($\rho=0.26$)は耐荷力が低下している。また、どの断面形でも細長比が大きくなるにつれて急激な耐荷力低下はみられなくなる。

4. 考察

(1) 変形容量の評価

構造部材の変形容量は、荷重面内たわみまたは回転角を用いて無次元表示し、評価することが一般的である。ここでは、図-5および図-6における最大荷重時の値に基づき、横ねじれ座屈を伴うはりの変形容量について検討を行う。

図-11は、無次元細長比 $\bar{\lambda}_b = \sqrt{M_p/M_e}$ を横軸にとり、7種類の断面形の回転容量 θ/θ_p をプロットしたものである。この図から、断面形にとらわれず実験データをまとめることができる。最小二乗法による近似曲線は、次式で表される。

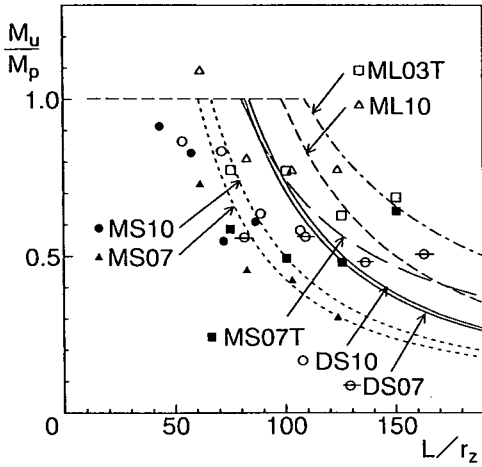


図-13 耐荷力と細長比の関係

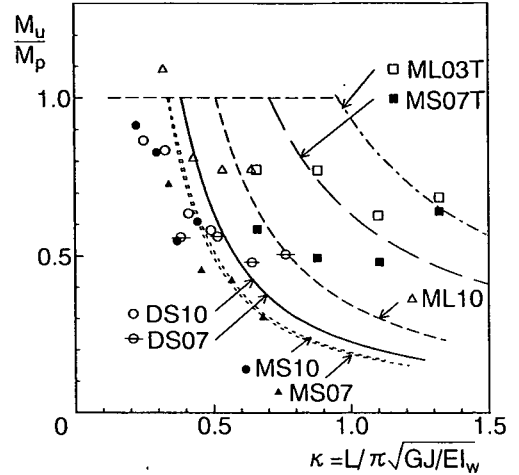


図-14 耐荷力とねじりパラメータの関係

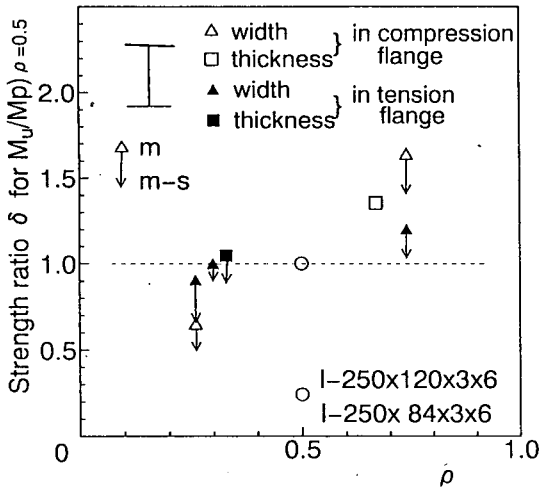


図-15 耐荷力に及ぼす非対称度の影響

$$\theta / \theta_p = 2.905 - 3.088 \bar{\lambda}_b + 0.965 \bar{\lambda}_b^2 \geq 0.444 \quad (4)$$

この式の相関係数は $r = 0.924$ であり、精度良く評価できる。上式から、最大荷重時に塑性回転容量 ($\theta / \theta_p = 1$) が得られる限界細長比は、 $\bar{\lambda}_b = 0.83$ となる。

同様に、鉛直たわみ V/V_p を用いてプロットすると、図-12 のようになる。近似曲線は次式で表される。

$$V/V_p = 2.657 - 2.633 \bar{\lambda}_b + 0.787 \bar{\lambda}_b^2 \geq 0.518 \quad (5)$$

この式の相関係数は $r = 0.909$ である。図-11, 12 における実験データの相違は平均 2.2% であり、はりの

変形容量は、鉛直たわみと回転角のどちらかを用いても最大荷重時までは大差なく評価できる。

(2) 曲げ耐荷力の評価

図-13 は、はりの弱軸まわりの細長比 L/r_z を横軸にとり、実験による無次元耐荷力 M_u/M_p を整理したものである。図中には初期曲がりがない場合の弾性横ねじれ座屈曲線⁴⁾も与えてあり、座屈強度は断面形によって幅広く変化する。圧縮フランジを大きくした非対称断面 (ML03T, ML10) が高い耐荷力を示し、弾性限界も高くなっている。逆に引張フランジを大きくした非対称断面では、その効果が得られないことがわかる。

はりのねじりパラメータ $\kappa = L / \pi \sqrt{GJ/EI_w}$ を用いて無次元耐荷力と弾性座屈曲線を比較したものが、図-14 である。ここに、 GJ は St. Venant のねじり剛度、 EI_w はそりねじり剛度である。対称断面とフランジ幅を変化させた断面形は、耐荷力の低下が急勾配である。これに対し、フランジ幅を一定にし板厚を大きくした断面形 (MS07T, ML03T) は、 GJ が増加し、そりねじりと純ねじりが共存する $0.64 < \kappa < 1.59$ の範囲²³⁾ にプロットされ、耐荷力は κ の増大とともに緩やかに低下している。

図-15 は、断面の非対称性が耐荷力に及ぼす影響を調べたものである。横軸に非対称度 ρ をとって、同一スパン長の二軸対称断面 ($\rho = 0.5$) の耐荷力 M_u/M_p を基準にしたときの強度比 δ が示してある。スパン長によって δ は多少変動するが、図中には 4 種類の長さに対する平均値 m および $m-s$ 値 ($s =$

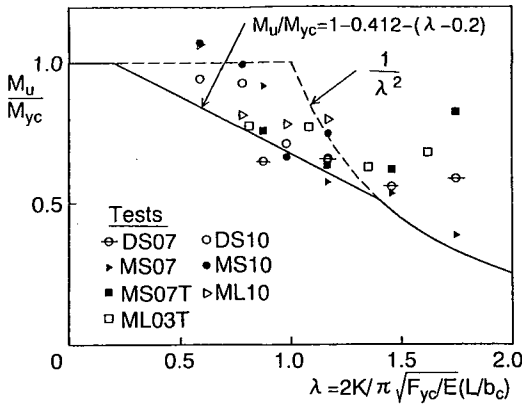


図-16 実験結果と道路橋示方書式の比較

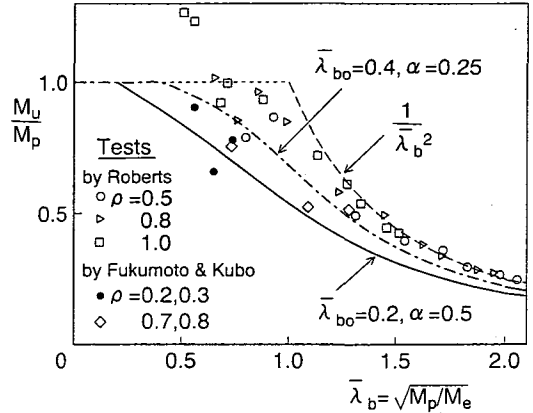


図-17 二軸対称 I 形はりの既往の実験データ

標準偏差) が与えてある。圧縮フランジの板幅を変化させた場合の平均値は、 $\rho=0.26$ で $\delta=0.642$ 、 $\rho=0.74$ で $\delta=1.630$ となり、 ρ によって大きく変化し、強度変動も大きい。引張フランジの板幅を変化させた場合の平均値は、 $\rho=0.26$ で $\delta=0.896$ 、 $\rho=0.30$ で $\delta=0.990$ 、 $\rho=0.74$ で $\delta=1.192$ となり、極端には低下しない。そして、フランジの板厚を変化させた場合の平均値は、 $\rho=0.33$ で $\delta=1.048$ 、 $\rho=0.67$ で $\delta=1.355$ となり、強度変動も比較的小さく、 ρ を小さくしても多少の強度増加が得られる。このように、横ねじれ耐荷力に対しては圧縮フランジの板幅または厚さを大きくした非対称断面が効果的であることが確認できる。

(3) 設計強度曲線と実験データの比較

本研究と既往文献による実験データを用いて、一軸対称 I 形断面はりの横ねじれ座屈曲線について考察する。

わが国の道路橋示方書¹⁾では、横ねじれ座屈によって決まる許容曲げ圧縮応力度を、腹板と圧縮フランジの面積比 A_w/A_c および固定点長と圧縮フランジ幅の比 L/b_c の関数で与えている。非弾性域の基本強度式として、次の直線式を用いている。

$0.2 < \lambda \leq \sqrt{2}$ の場合

$$\frac{M_u}{M_{yc}} = 1.0 - 0.412(\lambda - 0.2) \quad (6)$$

ここに、 M_{yc} は圧縮フランジ側の降伏モーメント。修正細長比 λ は、等曲げを受ける対称断面はりの弾性座屈モーメント式において St.Venant のねじれ剛度を無視し、次の近似式で表している。

$$\lambda = \frac{2}{\pi} K \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \left[\frac{L}{b_c} \right] \quad (7)$$

ただし、 $A_w/A_c \leq 2$ のとき $K=2$ 、 $A_w/A_c > 2$ のとき $K = \sqrt{3 + A_w/2A_c}$ をそれぞれ用いる。

図-16には、道路橋示方書の設計式と本実験結果が比較してある。基本強度式は実験値のほぼ下限を示しているが、実験値のまとまりが悪い。

著者ら²⁴⁾は、柱部材との統一性も考えて、はりの横ねじれ座屈強度も Perry-Robertson 式で表すことを提案した。なお、この式は、わが国における鋼構造物の終局強度設計²⁵⁾に採用されている。

$$\frac{M_u}{M_p} = \frac{1}{Y + \sqrt{Y^2 - \bar{\lambda}_{b0}^2}} \leq 1.0 \quad (8)$$

$$Y = 0.5 \{ 1 + \alpha (\bar{\lambda}_{b0} - \bar{\lambda}_{b0}) + \bar{\lambda}_{b0}^2 \} \quad (9)$$

ここに、修正細長比は $\bar{\lambda}_{b0} = \sqrt{M_p/M_e}$ で表す。そして、 $\bar{\lambda}_{b0}$ は M_p に到達する限界細長比、 α は初期不整係数であり、溶接対称 I 形断面はりの実験データに基づき、次の値が推奨されている。

平均値相当曲線： $\bar{\lambda}_{b0}=0.4$ 、 $\alpha=0.25$

下限値相当曲線： $\bar{\lambda}_{b0}=0.2$ 、 $\alpha=0.50$

既往実験データとして福本・久保および Roberts らの実験結果と提案式(8)を比較すると、図-17のようである。Roberts らの実験値はスパン中央集中荷の小型はりによる結果であり、断面形の相違に伴う変動は少ないが、平均値相当曲線より高い強度を示している。福本・久保の実験値は等曲げはりであり、下限値相当曲線に沿ってほぼ変動している。

表-4 実験結果と各種設計基準強度式の比較

Test Data	Ref.	Design Formula	M_u/M_n		
			m	s	ω
Welded I-beams for compact sections, N= 28		Proposed formula, Eq. 8	1.133	0.237	0.209
	1	JSHB(1995), Eq. 6	1.238	0.323	0.261
	2	JSRB(1992)	1.738	0.665	0.383
	3	AIJ LFD(1990)	1.024	0.187	0.183
	19	AISC LRFD(1986)	0.904	0.181	0.201
	20	AASHTO LRFD(1994)			
		for Composite sections	1.108	0.329	0.297
		for Non-composite sections	0.844	0.179	0.213
27	AISI Cold-Formed(1996)	0.966	0.151	0.156	
28	ECCS, n=2.0(1981)	1.071	0.205	0.192	

Note: m= Mean value; s = Standard deviation; ω = Coefficient of variation.

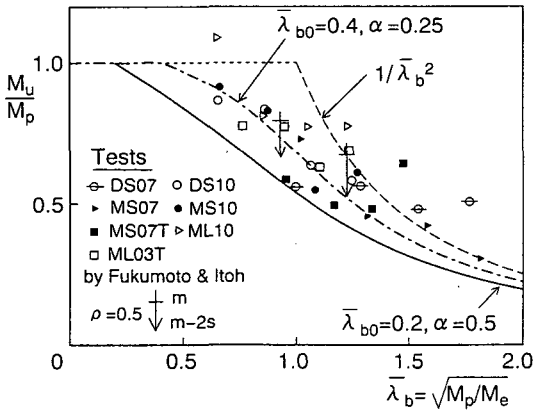


図-18 実験結果と提案式の比較

図-18は、本実験結果を図示したものである。図中には、本実験と同一荷重条件のもとで行われた福本・伊藤²⁶⁾による二軸対称の溶接I形断面はりの実験強度の統計データ ($\bar{\lambda}_b=0.930$: $m=0.790$, $s=0.062$ および $\bar{\lambda}_b=1.221$: $m=0.673$, $s=0.074$, ここに m =平均値, s =標準偏差)も記入してある。この図から、弾性域で少し高い実験値がみられるが、非弾性域では平均値相当曲線に沿って変動し、断面形の非対称性とらわれず評価できることがわかる。

表-4は、本実験結果と代表的な現行設計示方書で採用しているはりの設計基準強度式との適合性を調べたものであり、実験と公称強度の比 M_u/M_n

に対する平均値 m 、標準偏差 s および変動係数 ω が与えてある。鋼橋を対象としたわが国の示方書(文献1, 2)は、かなり安全側を設定し、変動も大きく適合性が悪い。これに対し、鋼骨組構造の限界状態設計法を採用した示方書(文献3, 19, 27, 28)は、AISC LRFDを除いて安全側で変動も比較的小さく評価する。本提案式も、これらと同程度の適合性を有していることがわかる。AASHTO LRFD(文献20)については、合成断面の負曲げおよび非合成断面の設計式に対する比較が示してあり、非合成断面の式の方が適合性が悪い。この表の結果は、7種類の異なる断面形の実験から得られたものであり、既往の溶接はりの統計データ²⁹⁾の変動より大きめであるが、大差はない。

5. 結論

幅厚比が比較的小さいコンパクトな断面はりを対象に、フランジの板幅や板厚を変えた一軸対称I形はりの横ねじれ座屈実験を行い、断面の非対称性がはりの変形性能と耐荷力に与える影響について考察した。本研究から得られた主な結果をまとめると、以下のようである。

(1) コンパクトな断面はりでも薄肉腹板(幅厚比 $h/t_w=74$)を用いると、鉛直たわみに及ぼせん断力の影響を無視することができない。横ねじれ座屈変形は、長いはりでは最大荷重に達すると同時に急激に生じる。

(2) 全実験はりで、最大荷重前に板要素の局部座屈は生じなかった。しかし、圧縮フランジの幅

厚比 $b/t_c=10$ の断面で細長比 $L/r_z < 80$ のはりでは、最大荷重後の降下域において圧縮フランジの局部座屈が載荷点近傍で観察された。

(3) はりの変形性能は、対称断面と比較して圧縮フランジを大きくした一軸対称断面が大きく、逆に引張フランジを大きくした一軸対称断面が小さい。そして、はりの変形容量は、鉛直たわみと回転角のどちらを用いても、最大荷重時までは大差なく評価できるが、その後は横ねじれ変形の影響を受けるため、両者の挙動に差異が生じる。中央集中荷重を受ける単純ばりの評価には、式(4)または(5)を適用でき、最大荷重時に塑性回転容量 ($\theta/\theta_p=1$) が得られる限界細長比は、 $\bar{\lambda}_s=0.83$ となる。

(4) はりの横ねじれ耐荷力は、変形性能と同様に圧縮フランジを大きくした一軸対称断面が大きく、逆に引張フランジを大きくした一軸対称断面が小さく、とくにフランジ幅を変化させた断面は、はり長さの増加に伴う耐荷力低下が急勾配になる。これに対し、フランジ幅を一定にして板厚を大きくした断面は、St. Venantのねじり剛度が増加するため、耐荷力低下が緩やかになる。

(5) 局部座屈が無視できるコンパクトな一軸対称断面はりの非弾性横ねじれ座屈強度は、厳密な修正細長比 $\bar{\lambda}_s = \sqrt{M_p/M_s}$ を用いれば、断面形の非対称性ととらわれず評価できる。曲げ耐荷力の評価式として、二軸対称断面と同様に式(8)を適用することができる。

なお、断面の幅厚比が大きく、局部座屈伴うノンコンパクトな断面はりの実験結果については、引き続き報告する予定である。

謝辞：本研究に際し、名城大学大学院生の菱川孝博氏（現・瀧上工業）には実験の一部に参加して頂いた。また、鋼材の提供を頂いた住友金属工業、および供試体の製作でご協力を頂いた瀧上工業に厚く感謝する次第である。

付録：せん断力の影響を考慮したたわみ式

単純ばりのスパン中央に集中荷重 P を受ける場合のせん断力を考慮した載荷点の鉛直たわみの計算値は、次式³⁰⁾によって求められる。

$$V_s = \frac{PL^3}{48EI_y} \left\{ 1 + 12\alpha_s \frac{E}{G} \left[\frac{r_y}{L} \right]^2 \right\} \quad (\text{A.1})$$

ここに、 E =ヤング率； G =せん断弾性係数； I_y =強軸 (y 軸) に関する断面2次モーメント； r_y = y 軸に関する断面2次半径 ($=\sqrt{I_y/A}$)； A =断面積。

断面のせん断補正係数 α_s は、重心軸のせん断応力と平均せん断応力の比であり、図-2に示す非対称のI形断面に対し、曲げに伴うせん断応力を用いて誘導すると、次式が得られる。

$$\begin{aligned} \alpha_s = & \frac{AA_w d^4}{60I_y^2} \left[a_c \eta_c^4 \{8 + \xi_c (1 + \xi_c) (3\xi_c^2 - 7)\} \right. \\ & + (\eta_c \xi_c)^4 \{5a_c^2 (1 + 1/\xi_c) \{3(1 + 1/\xi_c)/\zeta_c \\ & \quad + 4/a_c\} + 8\zeta_c\} \\ & + (\eta_s \xi_s)^4 \{5a_s^2 (1 + 1/\xi_s) \{3(1 + 1/\xi_s)/\zeta_s \\ & \quad + 4/a_s\} + 8\zeta_s\} \\ & \left. + a_s \eta_s^4 \{8 + \xi_s (1 + \xi_s) (3\xi_s^2 - 7)\} \right] \quad (\text{A.2}) \end{aligned}$$

ここに、 $\eta_c = d_c/d$ ； $\eta_s = d_s/d$ ； $\xi_c = h_c/d_c$ ； $\xi_s = h_s/d_s$ ； $\zeta_c = h_c/h$ ； $\zeta_s = h_s/h$ ； $a_c = A_c/A_w$ ； $a_s = A_s/A_w$ ； A =全断面積 ($=A_c + A_w + A_s$)； A_c, A_s =圧縮、引張フランジの断面積； A_w =腹板の断面積。

なお、文献30)にはI形断面のせん断補正係数として、次の近似式が記載されている。

$$\alpha_s = A/A_w \quad (\text{A.3})$$

本研究で用いた7種類の断面に対し、式(A.3)と式(A.2)を比較すると、6%以内の誤差である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，鋼橋編，技報堂，1995。
- 2) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説，鋼・合成構造物，丸善，1992。
- 3) 日本建築学会：鋼構造物限界状態設計規準(案)・同解説，技報堂，1990。
- 4) 土木学会(福本啓士編)：座屈設計ガイドライン，技報堂，1987。
- 5) Galambos, T. V. (ed.)：SSRC Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 4th-edition, John Wiley & Sons, New York, 1988。
- 6) Trahair, N. S.: Flexural-Torsional Buckling of Structures, E & FN SPON, London, 1993。
- 7) Kitipornchai, S. and Trahair, N. S.: Buckling properties of monosymmetric I-beams, *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol.106, No.ST5, pp.941-957, 1980。
- 8) Kitipornchai, S., Wang, C. M. and Trahair, N. S.: Buckling of monosymmetric I-beams under moment gradient, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.112, No.4, pp.781-799, 1986。
- 9) Wang, C. M. and Kitipornchai, S.: Buckling capacities of monosymmetric I-beams, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.112, No.11, pp.2373-2391, 1986。
- 10) Roberts, T. M. and Azizian, Z. G.: Instability of monosymmetric I-beams, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.110, No.6, pp.1415-1419, 1984。
- 11) Roberts, T. M. and Benchiha, M.: Lateral instability of monosymmetric beams with initial curvature, *Thin-Walled Structures*, Vol.5, pp.111-123, 1987。

- 12) Nethercot, D. A.: Inelastic buckling of monosymmetric I-beams, *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol.99, No.ST7, pp.1696-1701, 1973.
- 13) Lindner, J.: The ultimate load of monosymmetric sections due to lateral-torsional buckling, *Final Report*, IABSE, Tokyo, pp.353-357, 1976.
- 14) Kitipornchai, S. and Wong-chung, A. D.: Inelastic buckling of welded monosymmetric I-beams, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.113, No.4, pp.740-756, 1987.
- 15) 福本 昤士, 久保全弘: 非対称 I 形断面はりの横倒れ座屈強度, 第26回土木学会年次学術講演概要集, 第1部, pp.161-162, 1971.
- 16) Lindner, J. und Gietzelt, R.: Biegedrillknicken-Erläuterungen Versuche Beispiele, Berichte aus Forschung und Entwicklung, *DASt*, Heft10, Stahlbau-Verlags-GmbH, Köln, 1980.
- 17) Roberts, T. M. and Narayanan, R.: Strength of laterally unrestrained monosymmetric beams, *Thin-Walled Structures*, Vol.6, pp.305-319, 1988.
- 18) O'heachteirn, P. and Nethercot, D. A.: Lateral buckling tests on monosymmetric plate girders, *Journal of Steel Constructional Steel Research*, Vol.11, pp.241-259, 1988.
- 19) American Institute of Steel Construction (AISC): *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, Chicago, Ill., 1986.
- 20) American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO): *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 1st-edition, AASHTO, Washington, D.C., 1994.
- 21) 久保全弘, 福本 昤士: 鋼圧延 I 形はりの横ねじれ座屈強度に及ぼす曲げモーメント分布の影響, 土木学会論文集, No. 368/ I -5, pp. 255-263, 1986.
- 22) Kubo, M. and Fukumoto, Y.: Lateral-torsional buckling of thin-walled I-beams, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.114, No.4, pp.841-855, 1988.
- 23) Kollbrunner, C. F. and Basler, K.: *Torsion*, Springer-Verlag, Berlin, 1966.
- 24) 久保全弘, 小川春由樹: 薄肉鋼はりの極限強度の簡単な評価法, 構造工学論文集, Vol. 37A, pp. 145-154, 1991.
- 25) 土木学会(倉西 茂編): 鋼構造物の終局強度と設計, 技報堂, 1994.
- 26) Fukumoto, Y. and Itoh, Y.: Statistical study of experiments on welded beams, *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol.107, No.ST1, pp.89-103, 1981.
- 27) American Iron and Steel Institute (AISI): *Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Members*, AISI, Washington, D.C., 1996.
- 28) European Convention for Constructional Steelwork (ECCS): *European Recommendations for Steel Construction*, The Construction Press, London, England, 1981.
- 29) 福本 昤士, 伊藤義人: 座屈実験データベースによる鋼はりの横ねじれ基準強度に関する実証的研究, 土木学会論文集, No. 341, pp. 137-146, 1984.
- 30) 成岡昌夫: 構造力学要論, 丸善, 1974.

(1996. 7. 18 受付)

LATERAL-TORSIONAL BUCKLING OF MONOSYMMETRIC I-BEAMS WITH COMPACT SECTION

Masahiro KUBO, Hirotaka KITAHORI and Takayuki YAGI

This paper presents test results on lateral-torsional buckling of welded monosymmetric I-beams with unequal flange width or thickness. Seven different types of sections including doubly symmetric ones are tested under a central concentrated load at a simply supported span. All the beams correspond to compact section, and four span lengths ranging from 1.5m to 3m are chosen for each of the sections. The effects of beam monosymmetry on the deformation capacity and the ultimate strength are investigated by using various slenderness parameters. Test results are also compared with some design strength curves.