土木学会論文集 No. 591／I -43, 175-188, 1998. 4

ノン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]・杉山宜央[3]・八木孝行[4]

[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]学生員　名城大学大学院理工学研究科修士課程土木工学専攻 (〒 468 名古屋市天白区塩釜口 1-501)
[4]　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大きいノン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．フランジ幅と板厚を多様に変化させた二軸および一軸対称断面の合計10シリーズに対し，それぞれ4種類のはり長さを選び，単純スパンの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．はりの座屈崩壊モードと変形性能を調べ，回転容量の推定式を求める．また，部材の実測残留応力を考慮した非弾性横ねじれ座屈強度，局部座屈と横ねじれ座屈の連成強度評価および設計基準強度曲線との適合性などを考察する．

Key Words: *welded steel beams, monosymmetric I-section, local buckling, lateral-torsional buckling, ultimate strength, rotation capacity, experiment*

1. 緒言

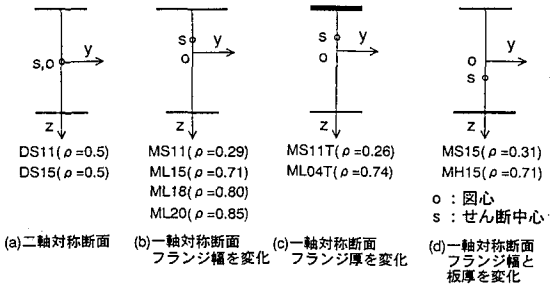
鋼はりの横ねじれ座屈に関する研究は，これまで二軸対称I形断面を対象に活発に行われ，その成果が設計示方書に反映されてきた．しかし，Trahair[1]は，鋼はりの強度設計においても種々の断面形や製作条件に対処するためには，柱の設計手法と同様に複数強度曲線の導入を示唆し，非対称I形，溝形および箱形などの他の断面はりについても非弾性座屈の研究が進展することを要望している．

わが国の道路橋示方書[2]における曲げ部材の設計式は，1971年の福本ら[3]による二軸対称溶接I形部材の横ねじれ座屈実験結果に基づき設定されたものであり，不等フランジを有する一軸対称断面にも準用されている．桁橋の主桁設計では，曲げモーメントに応じて上下フランジの板寸法を増減させて断面変化を行うのが一般的であったが，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．

このことに配慮して先の論文[4]では，断面の幅厚比が比較的小さいコンパクトな溶接はりを対象に，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明らかにした．本研究では，腹板高とフランジ幅が大きいノンコンパクトな溶接はりについて実験的に考察する．幅厚比が大きい断面部材では，断面変形の影響および局部座屈と横ねじれ座屈の連成挙動が重要な検討課題となる．横ねじれ座屈に対しては圧縮フランジを大きくした一軸対称I形断面の方が対称断面よりも有効であることを示したが[4]，幅厚比を大きくとり過ぎると局部座屈が関連し，その効果は限定されるものと推察される．

横ねじれ座屈強度に及ぼす断面変形の影響[5),6)]は，薄肉腹板をもつ短いはりで重要となり，解析的に求められている．しかし，実構造部材には初期不整が存在するため，その変形モードを実験的に観察できるが，耐荷力低下の定量的評価は困難であろう[7]．

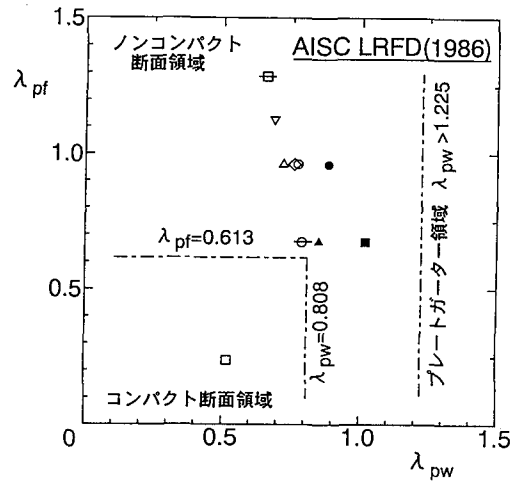
局部座屈と横ねじれ座屈の連成問題は，冷間加工やアルミ合金部材を対象に数多くの研究成果[8),9)]が発表されている．これまでのプレートガーダーの研究[10),11)]から，腹板座屈が耐荷力に及ぼす影響は小さいことがわかっている．西村[11]らは，フランジ座屈が卓越して連成する場合に横ねじれ強度低下が著しいことを，弾塑性有限変位解析から示した．久保・福本[12),13)]は，4種類の比較的大きい幅厚比（腹板の幅厚比$h/t_w = 62 \sim 96$，フランジの幅厚比$b/t_c = 14, 18$）を有する溶接軽量I形鋼を用いて単純はりのスパン中央に集中荷重が作用する場合の座屈実験を行い，圧縮フランジ座屈と横ねじれ座屈の相関挙動を調べた．その結果，中間的な細長比のはりで連成座屈モードによって崩壊し，耐荷力が相当低下することを指摘した．また，連成座屈強度は，柱部材と同様に有効幅の概念に基づくQ-factor 法を用いて評価できることを提案した．與田ら[14)~16)]は，幅厚比の大きい溶接I形断面部材（$h/t_w = 88 \sim 182$,



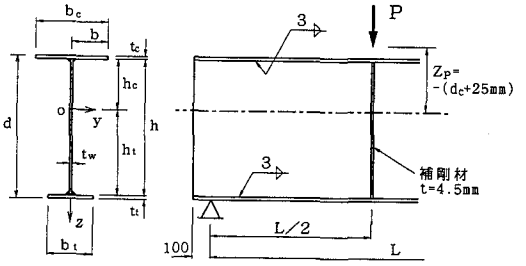
図–1 実験に用いた溶接I形断面

$b/t_c = 9 \sim 16$）を用いて不等曲げの実験を行い，局部座屈と横ねじれ座屈を伴う場合の荷重－変形挙動を詳細に検討した．Lindner ら[17]は，4種類の溶接I形断面（$h/t_w = 40 \sim 133$, $b/t_c = 6 \sim 16$）の曲げ実験から，はりの断面サイズと細長比の相違による崩壊モードと耐荷力を求めた．しかし，これらの研究は二軸対称I形断面部材の連成座屈挙動を扱ったものである．

本論文は，断面を構成する板要素の幅厚比が比較的大きいノンコンパクトな溶接はりを対象に，フランジ幅または板厚を変化させた場合の一軸対称I形はりの横ねじれ座屈性能について述べる．スパン中央集中荷重を受ける両端単純支持はりの載荷実験を，10種類の断面形を用いて合計40体について行い，断面の非対称性が崩壊モード，変形性能および曲げ耐荷力に与える影響を検討する．



図–2 実験はりの幅厚比パラメータ



図–3 供試体と載荷形式

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 $F_y = 245$MPa）による10種類の溶接I形断面であり，その内の一断面は下フランジにSM490（$F_y = 324$MPa）を用いたハイブリッド断面である．

公称断面寸法は，はりの高さ $d = 300$ mm と腹板の厚さ $t_w = 3.2$ mm を同一に選び，フランジの大きさのみを変えた．断面形は，**図–1** に示すような実験シリーズに分類できる．

(a) 腹板の幅厚比が $h/t_w = 91$ で，フランジの幅厚比が $b/t_c = 11, 15$ の二軸対称断面：DS11 ($\rho = 0.5$), DS15 ($\rho = 0.5$).

(b) DS11とDS15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：MS11($\rho = 0.29$), ML15 ($\rho = 0.71$), ML18 ($\rho = 0.80$), ML20 ($\rho = 0.85$).

(c) DS11を基準に，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：MS11T ($\rho = 0.26$), ML04T ($\rho = 0.74$).

(d) DS15を基準に，引張フランジの板幅と厚さを変化させた一軸対称断面: MS15 ($\rho = 0.31$), MH15 ($\rho = 0.71$；ハイブリッド断面).

ここに，供試体名称の数字は，圧縮フランジの幅厚比を表す．また，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．

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

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（**図–3** 参照）．したがって，$\rho < 0.5$ 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．

実験はりの実測寸法および圧縮フランジと腹板の幅厚比b/t_c, $2h_c/t_w$を**表–1** に示す．ここに，h_cは弾性曲げ応力での圧縮側の腹板深さである．

後述の式(7a),(7b)に示す圧縮フランジと腹板の幅厚比パラメータλ_{pf}, λ_{pw}を用いて，はり断面としての幅厚

表–1 実験はりの実測寸法

実験はり	ロット	ρ	d (mm)	b_c (mm)	b_t (mm)	t_w (mm)	t_c (mm)	t_t (mm)	L (mm)	L/r_z	b/t_c	$2h_c/t_w$
DS11-1	(A)	0.50	299.9	99.9	99.9	3.16	4.35	4.36	1500	74.6	11.49	92.20
DS11-2			300.6	100.0	100.0	3.22	4.33	4.32	2000	100.0	11.55	90.62
DS11-3			300.2	100.0	99.9	3.20	4.31	4.32	2500	125.0	11.60	91.15
DS11-4			300.0	100.0	99.9	3.17	4.26	4.30	3000	149.9	11.73	92.13
MS11-1	(A)	0.29	300.4	99.9	134.9	3.19	4.32	4.31	1500	59.4	11.56	98.62
MS11-2			300.9	100.0	134.9	3.21	4.31	4.29	2000	79.4	11.60	98.06
MS11-3			301.2	99.9	134.9	3.20	4.32	4.32	2500	99.0	11.56	98.62
MS11-4			301.0	100.0	134.9	3.18	4.30	4.29	3000	118.8	11.63	99.11
MS11T-1	(A)	0.26	299.7	99.9	100.4	3.17	4.36	12.03	1500	64.5	11.46	118.10
MS11T-2			299.8	99.9	100.3	3.22	4.31	12.02	2000	86.3	11.59	116.34
MS11T-3			300.9	99.9	100.1	3.20	4.31	12.08	2500	108.0	11.59	117.62
MS11T-4			300.7	99.8	100.2	3.15	4.26	12.03	3000	129.2	11.72	119.77
ML04T-1	(A)	0.74	300.3	100.2	99.9	3.19	12.03	4.37	1500	64.7	4.16	60.59
ML04T-2			300.4	100.0	99.9	3.19	12.02	4.31	2000	86.4	4.16	60.44
ML04T-3			300.5	100.1	100.0	3.22	12.10	4.33	2500	107.9	4.14	59.84
ML04T-4			301.0	100.2	99.9	3.18	12.03	4.26	3000	129.5	4.16	60.43
DS15-1	(B)	0.50	300.1	135.3	135.0	3.10	4.25	4.25	1500	51.4	15.92	94.01
DS15-2			300.2	135.1	135.7	3.08	4.30	4.30	2000	68.1	15.71	94.80
DS15-3			300.5	134.5	135.0	3.04	4.22	4.27	2500	85.6	15.94	96.49
DS15-4			300.7	134.9	134.6	3.04	4.23	4.26	3000	102.8	15.95	96.26
MS15-1	(B)	0.31	301.4	135.3	160.5	3.11	4.26	5.68	1500	43.6	15.88	107.21
MS15-2			301.0	134.9	160.9	3.07	4.29	5.67	2000	57.9	15.72	108.43
MS15-3			301.3	134.2	160.7	3.03	4.25	5.67	2500	72.4	15.79	110.41
MS15-4			300.7	135.1	160.4	3.04	4.23	5.69	3000	86.8	15.97	109.82
ML15-1	(B)	0.71	299.7	135.2	100.4	3.09	4.24	4.23	1500	58.9	15.94	86.76
ML15-2			300.2	135.1	100.0	3.07	4.30	4.30	2000	78.3	15.71	87.35
ML15-3			300.2	134.9	99.9	3.03	4.26	4.26	2500	98.0	15.83	88.53
ML15-4			299.3	135.0	100.6	3.04	4.23	4.20	3000	117.5	15.96	88.00
ML18-1	(B)	0.80	300.0	158.1	100.3	3.07	4.23	4.24	1500	50.6	18.69	83.17
ML18-2			300.0	158.2	100.0	3.07	4.30	4.31	2250	75.6	18.40	82.95
ML18-3			300.3	158.0	100.1	3.03	4.25	4.25	3000	100.9	18.59	84.17
ML18-4			300.7	158.2	99.8	3.04	4.22	4.24	3750	126.3	18.74	84.09
ML20-1	(B)	0.85	299.8	180.3	100.3	3.06	4.23	4.23	1500	43.9	21.31	79.48
ML20-2			300.5	181.1	100.2	3.07	4.30	4.31	2250	65.8	20.94	79.36
ML20-3			299.7	180.3	100.1	3.03	4.24	4.25	3000	87.7	21.26	80.16
ML20-4			299.7	180.1	100.3	3.03	4.21	4.22	3750	109.9	21.39	80.30
MH15-1	(B)	0.71	300.8	135.2	89.6	3.07	4.24	5.68	1500	60.5	15.94	91.74
MH15-2			301.2	134.2	89.8	3.09	4.27	5.68	2000	81.2	15.71	91.34
MH15-3			301.4	134.9	90.5	3.03	4.26	5.70	2500	100.4	15.83	93.40
MH15-4			301.2	134.7	90.6	3.04	4.21	5.69	3000	121.0	16.00	93.40

注) ロット：**表–2**における材料の製造番号；h_c：腹板の圧縮側深さ.

比をAISC LRFD示方書[18]の規準と比較すると，**図–2**のようになる．ML04Tを除いた断面が，次のコンパクト断面の限界値を超過している．

$$b/t_c \leq 171/\sqrt{F_y} \quad ; \quad \lambda_{pf} \leq 0.613 \qquad (2a)$$

$$2h_c/t_w \leq 1681/\sqrt{F_y} \quad ; \quad \lambda_{pw} \leq 0.808 \qquad (2b)$$

一方，AASHTO LRFD 示方書[19]の規準は，h_cの代わりに全塑性曲げ応力での圧縮側の腹板深さh_pを用いてこの限界値を与えており，一軸対称断面のλ_{pw}が多少相違する．

はりのスパン長は，各シリーズとも$L = 1.5 \sim 3.75$ mの範囲で4種類に変化させ，弱軸まわりの細長比L/r_zは**表–1**のように多様に変化する．断面の組立は，**図–3**のように脚長3 mmの溶接で，すべて手溶接で行った．なお，スパン中央の載荷点には板厚4.5 mm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，先の研究[4),13)]と同様にベアリング支承と水平移動型引張ジャッキを使用した．実験はりは，両端で面内曲げと横ねじれ変形に対して単純支持され，**図–3**に示すようにスパン中央断面で鉛直集中荷重を受ける．集中荷重の作用高さは，圧縮フランジ上面から25 mm

表–2 鋼板の材料性質

試験片 公称板厚 t (mm)	個数	ロット	降伏応力 F_y (MPa)	引張強さ F_u (MPa)	ヤング率 E (GPa)	ポアソン比 ν	伸び $\Delta\ell$ (%)
腹板 3.2	4	(A)	331	469	227	0.275	30
フランジ 4.5	4		270	425	225	0.290	31
フランジ 12.0	4		263	427	217	0.281	34
腹板 3.2	9	(B)	292	379	212	0.287	32
フランジ 4.5	5		286	375	209	0.291	32
フランジ 6.0	4		282	381	204	0.290	30
フランジ 6.0 [a]	4		399	557	208	0.227	27

[a] SM490材, その他はSS400材.

の位置である．載荷中のはりのたわみおよびひずみをスパン中央断面で測定した．回転容量を推定するために，両支点におけるたわみ角も求めた．

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規格の1号または5号試験片による引張試験から得られた降伏点応力F_y，引張強さF_u，ヤング率E，ポアソン比νおよび伸び$\Delta\ell$の結果を**表–2**に示す．これらの結果は，フランジと腹板に用いた各公称板厚に対する平均値である．

(2) 初期変形

実験はりの初期変形は，フランジの曲がりおよび腹板の初期たわみを移動式変位計により測定した．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，下記のようになる．

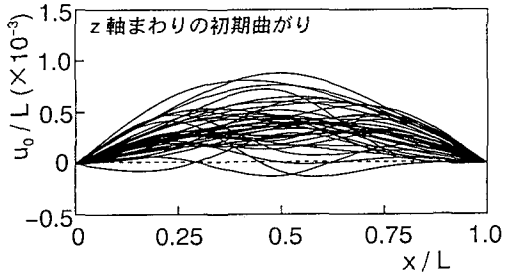
(a) 圧縮フランジの初期曲がり：
　強軸(y軸) まわり $v_0 = L/3490$ ($\omega = 0.57$),
　弱軸(z軸) まわり $u_0 = L/2467$ ($\omega = 0.45$).

(b) 腹板の初期たわみ：$w_0 = h/634$ ($\omega = 0.62$).

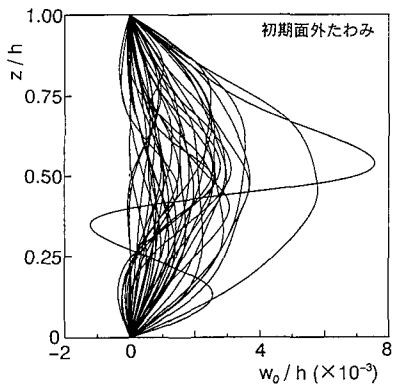
これらの値は，道路橋示方書[2]による製作精度の許容値($u_0 = v_0 \leq L/1000, w_0 \leq h/250$)を満足している．圧縮フランジの弱軸まわりの初期曲がりおよび腹板の初期たわみモードを**図–4**，**図–5**にそれぞれ示す．両モードとも，必ずしも半波長を呈していない．そして，腹板の初期たわみの許容値を超過した部材が2体みられるが，これらは，はりMS11-3とMS11-4である．

(3) 残留応力

溶接に伴う残留応力の測定は，二軸対称断面DS15 ($\rho = 0.5$)，一軸対称断面ML15 ($\rho = 0.71$)とML18 ($\rho = 0.80$)について，機械的断面分割法により行った．はり部材から長さ$L = 1$ mの供試体を用意し，フランジに14箇所と腹板に7箇所の測点を設け抵抗線ひずみゲージ（ゲージ長3 mm）を用いて残留ひずみを測定した．

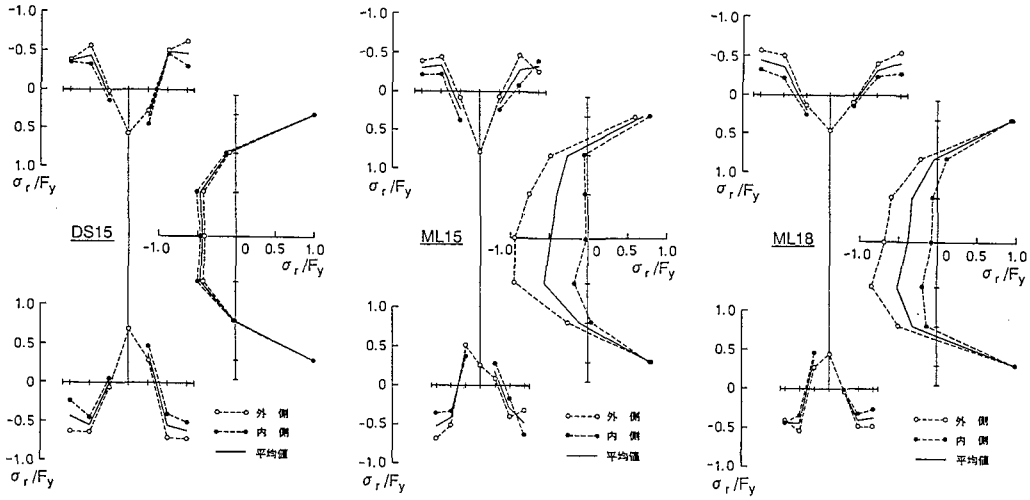


図–4 圧縮フランジの初期曲がり



図–5 腹板の初期たわみ

図–6は，3種類のI形断面から実測された材長方向の残留ひずみε_rをもとに描いた残留応力 ($\sigma_r = E\varepsilon_r \leq F_y$) の分布である．これらの図から，原板からシアー切断した帯板を溶接組立した供試体であるため，フランジ先端では$0.5F_y$程度の圧縮応力が発生している．一軸対称断面ML15，ML18では，腹板の両表面で残留応力に大きな差がみられ，曲げ応力が存在している．そ



図–6 実測した残留応力分布

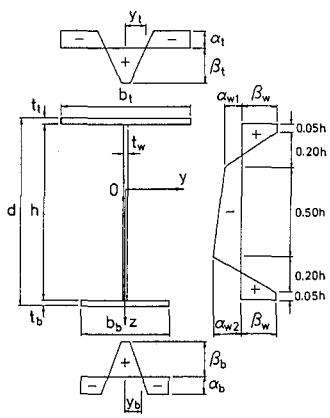
して，腹板の圧縮残留応力は，フランジの幅の小さい側で大きくなっていることがわかる．

図–6 に示した両表面の実測残留応力の平均値をもとに，**図–7** の非対称 I 形断面に対する分布形が仮定できる[20]．フランジと腹板の圧縮残留応力レベル(σ_{rc}/F_y)を，それぞれα_f, α_wで表すと，次式から推定できる．

$$\alpha_f = 0.453 - 0.073A_f/A_w \qquad (3a)$$

$$\alpha_w = 1.189 - 1.485A_f/(A_t + A_b) \qquad (3b)$$

ここに，$A_f(A_t, A_b)$は片側（上または下側）フランジの面積，A_wは腹板の面積である．α_fの値は，フランジの腹板に対する面積比が増加につれて，わずかに減少する．これに対し，α_wの値は上下フランジの面積比ともに比較的大きな変化を示す．フランジと腹板の接合部付近の引張残留応力レベルβ_f, β_wは，降伏点応力F_yに達し，また，腹板の応力勾配の変化点は**図–7** のように変化しないものと仮定できる．最終的に残留応力σ_rの断面内での自己のつり合い式を満足するようにフランジの応力勾配位置y_fを定めれば，理想化した分布形を求めることができる．

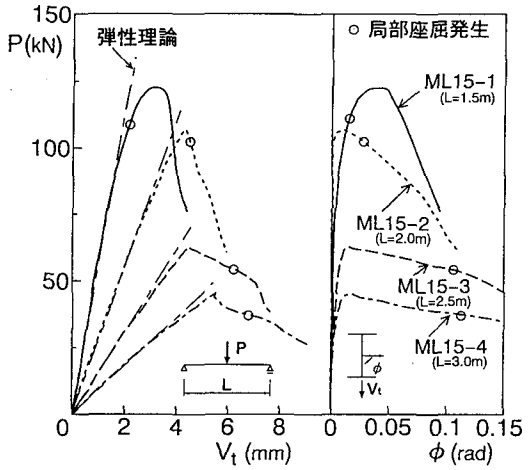


図–7 理想化した残留応力分布

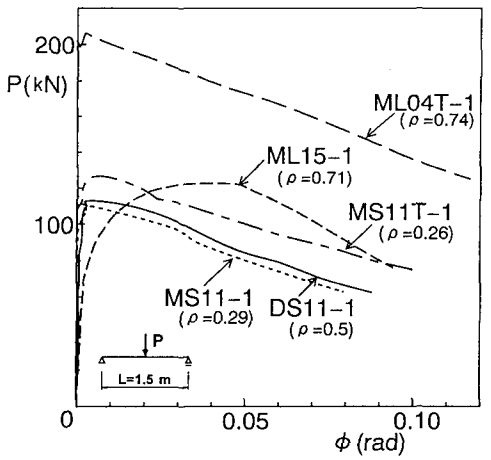
(4) 荷重ー変形挙動

圧縮フランジ幅の大きい一軸対称断面ML15 (ρ = 0.71) シリーズの横ねじれ座屈実験から得られた荷重ー変形曲線を**図–8** 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[4]と小さい荷重では良く一致している．図中には，スパン中央の載荷点からフランジ幅b_cだけ離れた断面の圧縮フランジ先端で測定したひずみが，局部座屈の板曲げによって反転を起こした荷重を局部座屈発生点とみなし記入してある[13]．短いはりのML15-1 (L = 1.5 m, L/r_z = 59) では最大荷重前に，はりML15-2 (L = 2 m, L/r_z = 78) では最大荷重直後にフランジの局部座屈がそれぞれ発生し，急激な荷重低下を招いている．これに対し，さらにスパンが長くなると，急激な横ねじれ座屈によって大変形が生じた後に局部座屈が生じている．

スパン長L = 1.5 m で断面の非対称度ρが異なるはりの荷重ーねじれ角曲線を比較すると，**図–9** のようになる．フランジの幅厚比がb/t_c = 11の二軸対称はりDS11-1(ρ = 0.5) を基準にして，フランジ幅または厚さ



図–8 荷重－変形曲線(ML-15シリーズ)

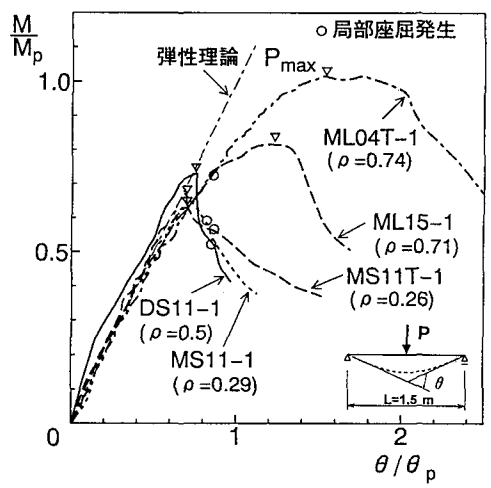


図–9 荷重－ねじれ角曲線

を変化させた場合である．圧縮フランジ厚を大きくしたはりML04T-1 ($\rho = 0.74$)は，最大荷重前に断面のねじれをほとんど伴わないで二軸対称はりの1.82倍の大きな耐荷力を有している．圧縮フランジ幅を大きくしたはりML15-1 ($\rho = 0.71$)は，最大荷重前からねじれ角が生じ，二軸対称はりの1.08倍の耐荷力増加にとどまっている．また，その他のはり($\rho \leq 0.5$)は，最大荷重が多少相違するものの，ねじれ変形挙動には大きな相違はみられない．

次に，はりの曲げに対する変形能力を検討する．**図–10**は，スパン長$L = 1.5$ mでフランジの板幅および板厚を変化させた場合の実験はりから得られた曲げモーメント－回転角曲線を描いたものである．縦軸に曲げモーメント($M = PL/4$)と全塑性モーメントの比M/M_p，横軸に全塑性モーメントM_pに対応する回転角$\theta_p = M_pL/(2EI_y)$との比が与えてある．ここに，回転角θは両支点のたわみ角の和$\theta = \theta_A + \theta_B$で表し，$I_y$は強軸まわりの断面2次モーメントである．二軸対称はりDS11-1と比較すると，圧縮フランジ厚が大きい一軸対称はりML04T-1は荷重降下域の勾配も緩やかであり，変形性能に優れている．一方，圧縮フランジ幅の大きいML15-1は耐荷力は大きいが，圧縮フランジの局部座屈が生じるため荷重降下域での変形性能が悪いことがわかる．最大荷重時の回転容量θ/θ_pは，ML04T-1で1.524，ML15-1で1.161，DS11-1で0.750となる．これに対し，引張フランジを大きくした一軸対称はり(MS11-1, MS11T-1)の変形性能は，DS11-1より7%小さく，塑性回転容量が得られていない．

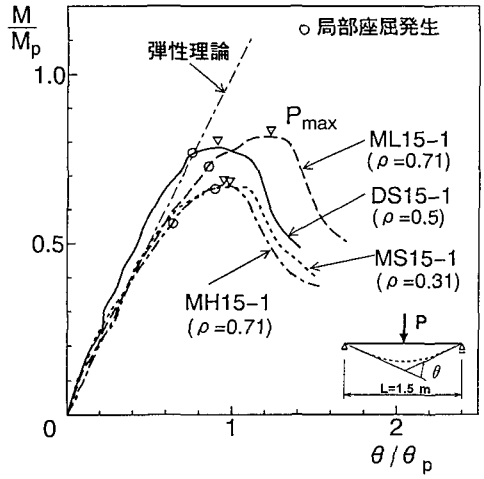
図–11は，圧縮フランジを一定にして引張フランジの大きさを変化させた場合である．いずれの断面形も



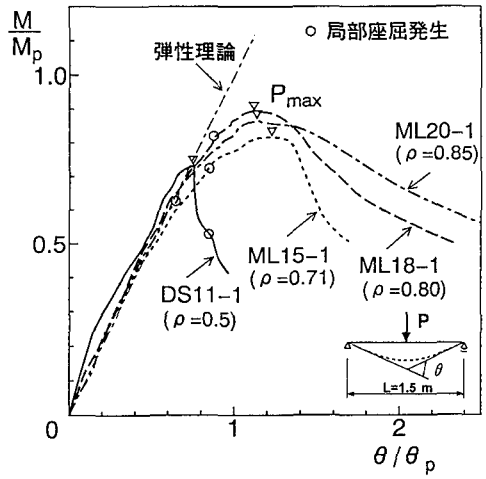
図–10 曲げモーメント－回転角曲線(フランジの幅と板厚を変えた場合)

圧縮フランジの幅厚比が$b/t_c = 16$であり，局部座屈が最大荷重前に生じ，その後の変形性能の低下が著しくなることがわかる．引張フランジを小さくしてρを大きくしても耐荷力と回転容量が多少向上する．逆に大きくしてρを小さくしても，その効果は得られない．また，引張フランジに高強度鋼を用いたハイブリッドはりMH15-1は，ML15-1と同様に$\rho = 0.71$の一軸対称はりであるが，その変形性能はむしろ劣る．

引張フランジを一定にして，圧縮フランジの幅厚比($b/t_c = 12 \sim 21$)を変化させた場合の曲げモーメント－回転角曲線を**図–12**に示す．いずれのはりも$M/M_p =$



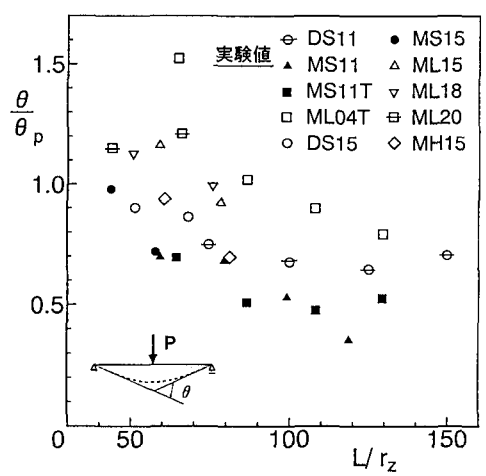
図–11 曲げモーメント－回転角曲線(圧縮フランジの幅を一定にした場合)



図–12 曲げモーメント－回転角曲線(引張フランジの幅を一定にした場合)

0.65程度まで弾性挙動を呈した後，断面形によって異なる非弾性挙動をしている．最大荷重前にフランジの局部座屈が発生するものの，荷重降下域の勾配は幅厚比が大きいほど緩やかである．しかし，このような短いはり($L = 1.5$ m)では，圧縮フランジの幅厚比を大きくし過ぎると，耐荷力が低下することがわかる．

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–13**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一軸対称断面(ML シリーズ)が優れていることがわかる．とくに，圧縮フランジ厚を大きくしたML04T断面が大きい．しかし，圧縮フランジ幅を大きくした短いはり($L/r_z \leq 60$)では，最大荷重前に局部座屈が生じるため回転容量が低下する．圧縮フランジ幅を小さくした一軸対称断面(MS シリーズ)は，二軸対称断面(DS シリーズ)より回転容量が小さい．



図–13 実験はりの回転容量

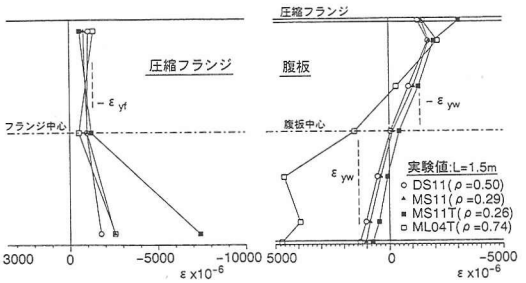
(5) 荷重－ひずみ挙動

図–14，**図–15**は$L = 1.5$ mで，スパン中央断面の圧縮フランジおよび腹板における最大荷重時の曲げによる垂直ひずみ分布を示す．図中には，板の表裏に貼ったひずみゲージの平均値がプロットしてある．**図–14**は，フランジの板幅および板厚を変えた場合の分布である．横曲げ作用によってフランジ片側の圧縮ひずみが大きくなるが，他の側では引張領域には達していない．腹板のひずみ図から，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．圧縮フランジ厚の大きい断面ML04Tでは，引張フランジは完全に降伏し，降伏域が腹板内部まで達している．その他の断面の腹板では，圧縮フランジ側で降伏しているものの，線形ひずみ分布がほぼ保持されている．

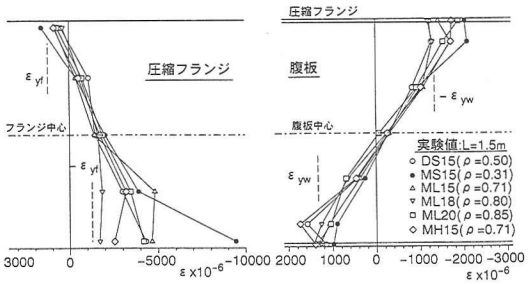
図–15は，フランジの板幅を変えた場合の分布を示す．いずれの断面形でも，横曲げ作用の影響は幅厚比の小さい断面に比べて顕著になる．フランジの片側では圧縮降伏ひずみを完全に超過し，反対側の先端では引張領域に移行している．そして，腹板の引張側でも降伏が認められる．

(6) 崩壊モードと耐荷力

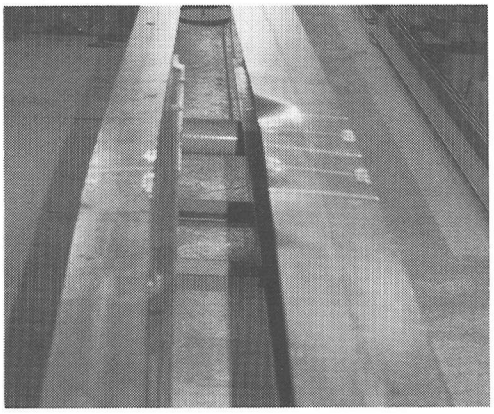
表–3には，本実験から得られたはりの極限荷重P_uおよび極限曲げモーメント$M_u = P_u L/4$，並びに実測断面



図–14 断面のひずみ分布(フランジの幅と厚みを変えた場合)



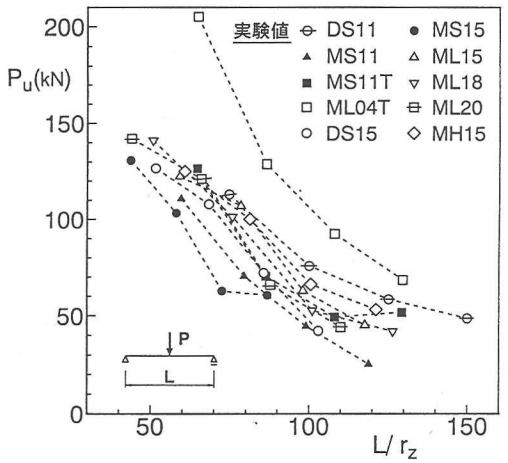
図–15 断面のひずみ分布(圧縮フランジの幅を変えた場合)



写真–1 横ねじれ座屈とフランジの局部座屈による崩壊モード

寸法と降伏点応力を用いて計算した初期降伏モーメントM_y，全塑性モーメントM_pおよび弾性横ねじれ座屈モーメントM_eがまとめてある．そして，無次元耐荷力としてM_u/M_y，M_u/M_pおよび修正細長比$\bar{\lambda}_b = \sqrt{M_p/M_e}$が整理してある．表中，圧縮フランジの大きい一軸対称断面(ML04T, ML15, ML18, ML20)の降伏モーメントM_yは，引張側の値で決定される．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[5]から算出した．

写真–1は，コンパクトな断面はり[4](MS10-4; $b/t_c = 11$)とノンコンパクトな断面はり(ML20-3; $b/t_c = 21$)の実験後における崩壊状況を示す．圧縮フランジの幅



図–16 実験はりの極限荷重

厚比が大きい断面はりでは，このような横ねじれ座屈とフランジの局部座屈との連成座屈モードを明瞭に観察できた．実験はりの測定から，局部座屈はスパン中央から$0.96b$ (bは圧縮フランジの半幅) の位置に生じ，その半波長は$1.64b$であった．この波長の値は，非載荷辺が固定－自由の境界条件に基づく帯板に対する理論値$1.68b$に相応している[21]．圧縮フランジのひずみから判断した横ねじれ座屈モーメントM_{ltb}と局部座屈の発生モーメントM_{flb}を求め[13]，**表–3**に与えてある．

図–16は，10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．圧縮フランジが大きい一軸対称断面($\rho > 0.5$)は耐荷力が大きい．幅厚比が大きい断面形は，はりが短くなると局部座屈の影響による耐荷力の低下がみられる．引張フランジが大きい一軸対称断面($\rho < 0.5$)は，二軸対称断面($\rho = 0.5$)より耐荷力は小さい．どの断面形でも細長比が大きくなるにつれて，急激な耐荷力低下がみられなくなる．

4. 考察

(1) 変形性能の評価

先の論文[4]では，横ねじれ座屈で崩壊するコンパクトな断面はりの変形性能を，面内曲げの回転角と鉛直たわみを用いて比較した．最大荷重に至るまでの無次元変形容量(θ/θ_p, v/v_p)は，どちらの値でも大差なく評価できるが，薄肉はりではせん断力の影響を考慮したたわみを用いる必要があることを指摘した．ノンコンパクトな断面はりでは，**図–12**に示したように局部座屈の影響も受ける．ここでは，式(5a)に示す断面強度の

表–3 実験はりの耐荷力

実験はり	座屈モーメント		参照モーメントと曲げ耐荷力							
	$\frac{M_{ltb}}{M_p}$	$\frac{M_{flb}}{M_p}$	P_u (kN)	M_u (kNm)	M_y (kNm)	M_p (kNm)	M_e (kNm)	$\frac{M_u}{M_y}$	$\frac{M_u}{M_p}$	$\bar{\lambda}_b = \sqrt{\frac{M_p}{M_e}}$
DS11-1	0.728	0.522[a]	113.07	42.36	45.99	56.98	73.84	0.921	0.743	0.878
DS11-2	0.600	0.458[a]	75.81	37.95	46.19	57.37	42.66	0.822	0.661	1.160
DS11-3	0.623	–	58.55	36.58	45.90	56.98	28.05	0.797	0.642	1.425
DS11-4	0.645	–	48.74	36.58	45.41	56.49	20.01	0.806	0.648	1.680
MS11-1	0.627	0.590[a]	110.82	41.58	47.76	62.66	79.04	0.871	0.664	0.890
MS11-2	0.546	0.412[a]	70.51	35.30	47.95	62.76	45.60	0.736	0.562	1.173
MS11-3	0.402	–	44.62	27.85	47.95	62.96	30.11	0.581	0.442	1.446
MS11-4	0.269	–	25.30	19.02	47.76	62.57	21.57	0.398	0.304	1.703
MS11T-1	0.536	0.569[a]	126.70	47.56	50.99	75.41	93.75	0.933	0.631	0.897
MS11T-2	0.416	0.437[a]	70.51	35.30	50.90	75.51	59.13	0.694	0.467	1.130
MS11T-3	0.376	0.353[a]	49.33	30.79	51.09	75.81	43.64	0.603	0.406	1.318
MS11T-4	0.500	–	51.78	38.83	50.41	74.83	34.32	0.770	0.519	1.477
ML04T-1	0.800	–	205.26	76.98	51.29[b]	75.81	190.74	1.501	1.015	0.630
ML04T-2	0.735	–	128.96	64.53	50.89[b]	75.41	116.40	1.268	0.856	0.805
ML04T-3	0.676	–	92.48	57.76	51.29[b]	76.00	83.06	1.126	0.760	0.957
ML04T-4	0.624	–	68.45	51.39	50.60[b]	75.32	63.25	1.016	0.682	1.091
DS15-1	0.670	0.764	126.80	47.56	53.64	60.70	175.93	0.887	0.784	0.587
DS15-2	0.719	0.673[a]	107.97	54.03	66.10	72.47	101.20	0.817	0.746	0.846
DS15-3	0.604	0.484[a]	72.18	45.11	64.14	71.69	63.94	0.703	0.629	1.059
DS15-4	0.395	0.341[a]	42.36	31.77	63.06	71.59	45.70	0.504	0.444	1.252
MS15-1	0.436	0.661	130.92	49.13	56.78	73.75	191.33	0.865	0.666	0.621
MS15-2	0.564	0.604[a]	103.26	51.68	69.33	81.49	109.15	0.745	0.634	0.864
MS15-3	0.461	0.430[a]	62.76	39.23	67.76	81.89	69.82	0.579	0.479	1.083
MS15-4	0.551	0.424[a]	60.70	45.50	66.29	81.69	50.41	0.686	0.557	1.273
ML15-1	0.523	0.720	122.49	45.90	44.03[b]	56.39	156.32	1.042	0.814	0.601
ML15-2	0.775	0.774[a]	107.09	53.54	54.42[b]	66.10	90.52	0.984	0.810	0.855
ML15-3	0.586	0.512[a]	62.96	39.32	53.15[b]	65.70	58.35	0.740	0.598	1.061
ML15-4	0.482	0.448[a]	45.21	33.93	51.68[b]	61.49	41.19	0.657	0.552	1.222
ML18-1	0.714	0.819	141.12	52.96	44.91[b]	59.33	230.65	1.179	0.893	0.507
ML18-2	0.757	0.789	101.40	57.07	55.50[b]	69.63	106.60	1.028	0.820	0.808
ML18-3	0.517	0.562[a]	52.76	39.62	54.13[b]	69.24	60.80	0.732	0.572	1.067
ML18-4	0.541	0.550[a]	42.07	39.42	53.05[b]	65.21	40.21	0.743	0.605	1.273
ML20-1	0.627	0.627	142.10	53.25	45.50[b]	61.68	317.93	1.170	0.863	0.440
ML20-2	0.810	0.898	121.21	68.15	56.48[b]	72.77	146.51	1.207	0.937	0.705
ML20-3	0.537	0.537	66.00	49.52	54.82[b]	71.88	83.26	0.903	0.689	0.929
ML20-4	0.480	0.578[a]	44.13	41.38	53.54[b]	67.47	54.52	0.773	0.613	1.112
MH15-1	0.507	0.577	125.13	46.97	52.56	69.82	157.40	0.894	0.673	0.666
MH15-2	0.635	0.610[a]	100.13	50.11	64.53	76.98	89.63	0.777	0.651	0.927
MH15-3	0.454	0.456[a]	66.29	41.48	63.74	77.18	59.82	0.651	0.537	1.136
MH15-4	0.491	0.436[a]	53.15	39.91	61.88	73.06	42.17	0.645	0.546	1.316

[a] 最大荷重後に局部座屈が発生；[b] 初期降伏が引張フランジ側で決定.
注） M_{ltb}： 横ねじれ座屈モーメント; M_{flb}： フランジの局部座屈モーメント.

低減係数Q_sを用いて，最大荷重時の回転容量について検討する.

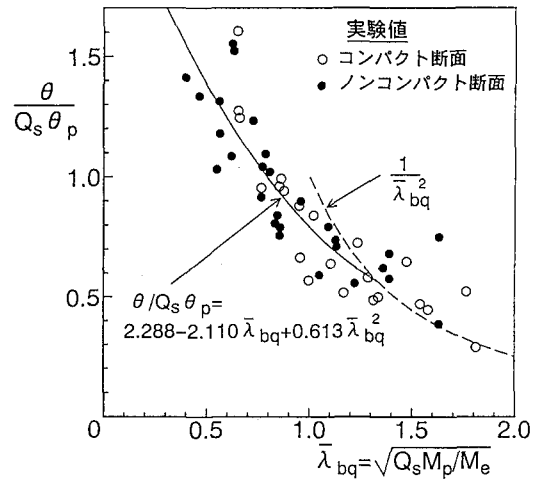
横軸にはりの修正細長比$\bar{\lambda}_{bq} = \sqrt{Q_s M_p / M_e}$を，縦軸に回転容量$\theta/(Q_s\theta_p)$をそれぞれとって，コンパクトとノンコンパクトな断面はりの実験データをプロットすると，**図–17**が得られる．この図から，局部座屈の影響を考慮し，かつ断面形にとらわれず回転容量を評価できることがわかる．最小二乗法による近似曲線は，次式で表される.

$$\theta/(Q_s\theta_p) = 2.288 - 2.110\bar{\lambda}_{bq} + 0.613\bar{\lambda}_{bq}^2 \geq 0.566 \quad (4)$$

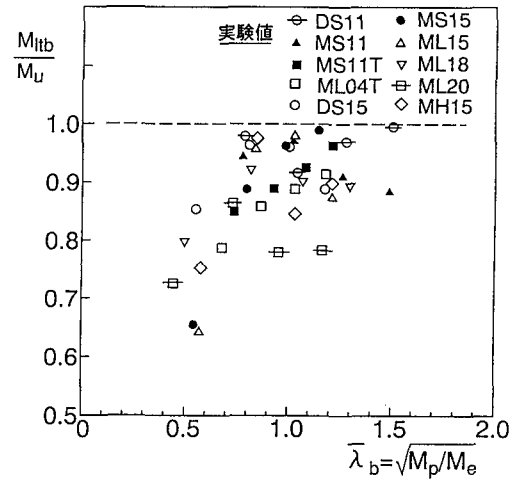
この式の相関係数は r =0.892である．上式から，最大荷重時に塑性回転容量$\theta/(Q_s\theta_p) = 1$が得られる限界細長比は，$\bar{\lambda}_{bq} = 0.79$となる.

(2) 曲げ耐荷力の評価

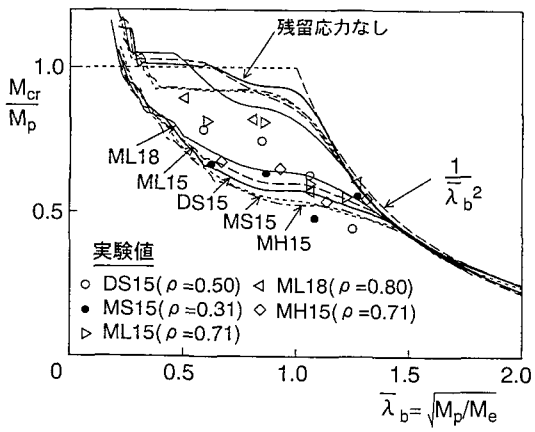
理想化した残留応力分布形(**図–7**参照)を考慮したはりの非弾性横ねじれ座屈曲線の解析例[20]を，**図–18**に示す．縦軸には座屈モーメントM_{cr}を全塑性モーメントM_pで無次元化したM_{cr}/M_p，横軸には修正細長比$\bar{\lambda}_b = \sqrt{M_p/M_e}$がとってある．この図から，非弾性座屈強度



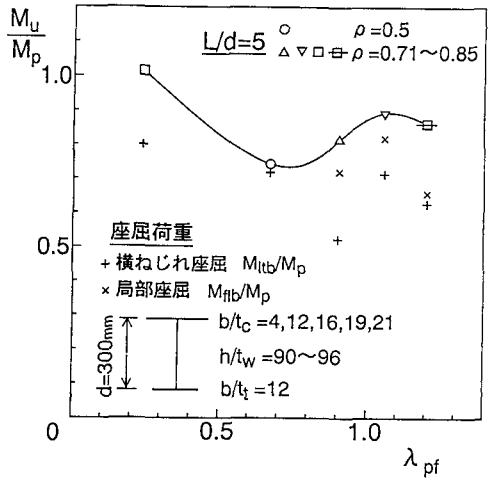
図–17 回転容量の評価



図–19 横ねじれ座屈の発生モーメント



図–18 残留応力を考慮した非弾性座屈曲線

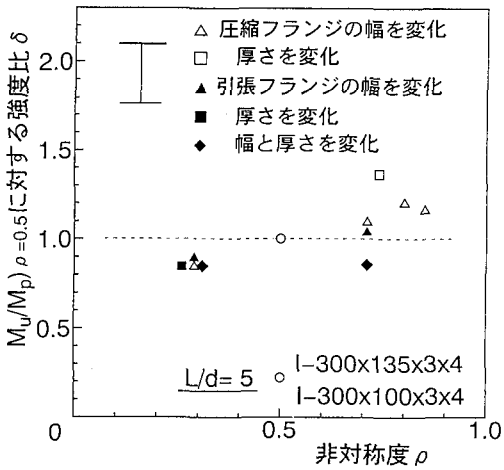


図–20 曲げ耐荷力と座屈荷重の関係

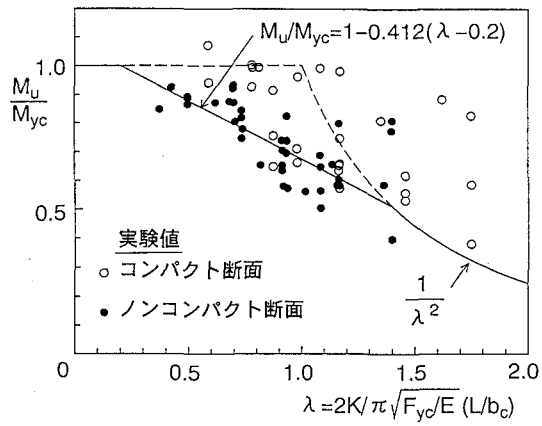
は，残留応力を考慮するとかなり低下することがわかる．座屈曲線は，$0.4 < \bar{\lambda}_b < 1.5$ の範囲において断面の非対称度ρによる相違が認められ，ρが大きい程わずかに高くなる．しかし，引張フランジに高強度をもつハイブリッド断面MH15($\rho = 0.71$)は，断面ML15と同様に圧縮フランジが大きいが，引張フランジの大きい断面MS15($\rho = 0.31$)と類似の座屈曲線になる．図中には5種類の断面形の実験耐荷力がプロットしてあり，$\bar{\lambda}_b < 1$ の範囲でいずれの実験値も座屈曲線を上まわっている．

図–19は，**表–3**に示す横ねじれ座屈の発生モーメントと極限モーメントの比M_{ltb}/M_uを示す．短いはり程，早期の荷重段階で座屈が生じる傾向にあり，ほとんどの断面で極限モーメントの約85%以上で発生している．

図–20は，スパン長と高さの比が$L/d = 5$の短いはりにおいて，圧縮フランジの幅厚比b/t_cのみを変化させた場合の曲げ耐荷力M_u/M_pと座屈荷重M_{ltb}/M_p，M_{flb}/M_pの関係を**表–3**から調べたものである．幅厚比パラメータ$\lambda_{pf} = 0.668(b/t_c = 12)$の二軸対称断面はりは，横ねじれ座屈の発生と同時に崩壊している．フランジ厚を大きくして幅厚比を小さくすると，局部座屈は発生せず，全塑性モーメントが得られている．これに対し，フランジ幅を大きくして幅厚比を大きくすると，フランジの局部座屈が発生するが，耐荷力は二軸対称断面はりより高い．しかし，幅厚比を大きくし過ぎると，局部座屈が横ねじれ座屈と接近して起こるため，耐荷力が上昇しなくなることがわかる．



図–21 曲げ耐荷力に及ぼす非対称度の影響



図–22 実験結果と道路橋示方書式の比較

同一スパン長$L/d=5$のはりにおける断面の非対称性が耐荷力に及ぼす影響を調べると，**図–21**のようになる．横軸に非対称度ρをとって，二軸対称断面($\rho=0.5$)の曲げ耐荷力M_u/M_pを基準にしたときの強度比δが与えてある．圧縮フランジ幅を変化させた場合，$\rho=0.29$で$\delta=0.847$, $\rho=0.71$で$\delta=1.096$, $\rho=0.80$で$\delta=1.202$および$\rho=0.85$で$\delta=1.162$の強度増加が得られているが，ρを大きくしても局部座屈の影響によりそれほど上昇しない．引張フランジ幅を変化させた場合，$\rho=0.29$で$\delta=0.894$および$\rho=0.71$で$\delta=1.038$となり，極端には低下しない．これに対し，フランジ厚を変化させた場合，$\rho=0.26$で$\delta=0.849$および$\rho=0.74$で$\delta=1.366$となり，ρを大きくすると強度増加が得られる．引張フランジに高強度鋼を用いたハイブリッド断面の耐荷力は$\rho=0.71$で$\delta=0.858$であり，引張フランジの幅と厚さを変化させた場合の$\rho=0.31$で$\delta=0.849$と同程度に低下している．このように，ノンコンパクトな断面はりでも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．しかし，圧縮フランジの局部座屈が関係するため，コンパクトな断面はり[4]に比べ強度増加が期待できなく，スパン長によっても異なる．

(3) 設計強度曲線と実験結果の比較

先の論文[4]と本実験結果を用いて，一軸対称I形断面はりの連成座屈強度の評価と設計強度曲線について考察する．

図–22は，局部座屈の影響を無視してコンパクトおよびノンコンパクトな断面はりの実験データを，わが国の道路橋示方書[2]の横ねじれ座屈に対する設計式と比較したものである．この基本式は実験値の下限を目標に設定されたものであるが，非弾性域でノンコンパクトな断面はりの実験データの数多くが下回っており，局部座屈の考慮が必要であることがわかる．各種の設計規準では，フランジと腹板の幅厚比制限に加えて，連成座屈強度を下記のような手法で制御している．

(a) 局部座屈強度Q_sと横ねじれ座屈強度κ_bのうちの最小値で評価する．ここに，Q_s，κ_bは断面の基準モーメント(M_pまたはM_y)で無次元化した強度であり，それぞれの低減係数を表す．道路橋示方書(JSHB)[2]，AIJ LFD[23]，AISC LRFD[18]で採用されている．

(b) 両座屈強度に対する低減係数の積$Q_s\kappa_b$によって評価する．AISI Cold-Formed LRFD[24]で採用されている．

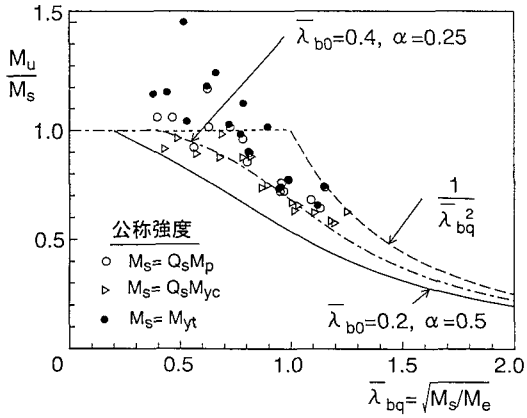
(c) 局部座屈を考慮した断面強度(M_s)を用いて，κ_bの式を修正し評価する．すなわち，柱部材の設計と同様な$Q-factor$法であり，Davies and Thomasson[25]，久保・福本[12),13]および西村ら[11]が提案し，鋼構造物の終局強度設計(JSCE)[26]，DIN 18800[27]，Eurocode 3[28]で採用されている．

なお，局部座屈強度に対する低減係数Q_sは，有効幅の概念に基づき算出する方法と断面の幅厚比の関数により推定式を直接与える方法が用いられる．横ねじれ座屈強度に対する低減係数κ_bは，設計規準によって各様である[29]．

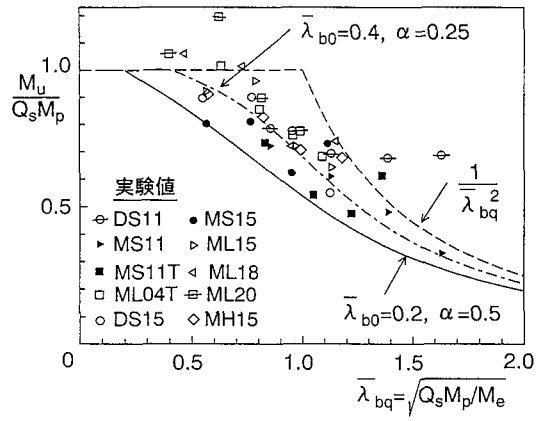
本論文でも，久保・小川が提案した$Q-factor$法に基づく連成座屈強度の評価法[22]を適用する．断面強度の低減係数Q_sは，全塑性モーメントM_pまたは降伏モーメントM_yを基準にして，次式によって直接与える．

$$Q_s=M_s/M_p=0.88/(\lambda_s+0.2)\leq 1.0 \qquad (5a)$$

$$Q_s=M_s/M_y=1/(\lambda_s+0.2)\leq 1.0 \qquad (5b)$$



図–23 圧縮フランジが大きい一軸対称断面はりの整理法



図–24 実験結果と提案式の比較($M_s = Q_sM_p$の場合)

断面の等価幅厚比パラメータは，次の簡便式で表す．

$$\lambda_s = \sqrt{\lambda_{pf}\lambda_{pw}} \tag{6}$$

ここに，I形断面のフランジと腹板の幅厚比パラメータは，それぞれの座屈係数($k_f = 0.43$, $k_w = 23.9$)を用いた次式によって求められる．

$$\lambda_{pf} = 1.604(b/t_c)\sqrt{F_{yf}/E} \tag{7a}$$

$$\lambda_{pw} = 0.215(2h_c/t_w)\sqrt{F_{yw}/E} \tag{7b}$$

はりの横ねじれ座屈強度の低減係数κ_bに対しPerry-Robertson式を用いると，連成座屈強度は次のような形で表される．

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{1}{Y + \sqrt{Y^2 - \bar{\lambda}_{bq}^2}} \leq 1 \tag{8}$$

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

ここに，修正細長比は，局部座屈を考慮した断面強度M_sと弾性横ねじれ座屈モーメントM_eを用いて与える．

$$\bar{\lambda}_{bq} = \sqrt{M_s/M_e} \tag{10}$$

上式で，$\bar{\lambda}_{b0}$はM_sに到達する限界細長比，αは初期不整係数であり，溶接I形断面はりに対し次の値が推奨されている[22]．

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

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

二軸対称I形断面では，断面強度M_sとして式(5a)または(5b)のいずれを用いても大差がないことがわかっている[22]．しかし，圧縮フランジが大きい一軸対称I形断面では，曲げの引張側で初期降伏が起こり，圧縮側と引張側の降伏モーメントM_{yc}, M_{yt}のどちらを用いて無次元座屈強度を評価したらよいかが不明確である．**図–23**は，**表–3**における初期降伏が引張側で決まる4種類の一軸対称断面の実験結果に対し，その相違を比較したものである．この場合も断面強度を$M_s = Q_sM_p$および$M_s = Q_sM_{yc}$で表しても，大差が認められない．一方，$M_s = M_{yt}$で制限すると，過小評価になることがわかる．

図–24は，全実験データを$M_s = Q_sM_p$を用いてプロットしたものである．実験値は，非弾性域では平均値相当曲線に沿ってほぼ変動し，かつ下限値相当曲線を満足している．この図から，断面形の非対称性や局部座屈の影響に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，実験と公称曲げ強度の比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．ここでは，座屈による強度特性を検証するため，引張側の初期降伏に対する制限は課さないことにする．また，**図–24**において，弾性域での異常に高い実験値(DS11-4)を除き，データ個数$N = 39$の統計結果である．道路橋示方書(JSHB)は，フランジ局部座屈強度を$Q_s = 0.5/\lambda_{pf}^2$で考慮し上記の手法(a)を用いているため，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，鋼骨組構造を対象とした示方書(AIJ, JSCE, AISI, DIN 18800)は，AISC LRFDとEurocode 3の示方書を除いて比較的よい評価を与えている．そして，本論文の提案式(8)も，これらと同程度のよい適合性を有していることがわかる．最近制定されたAASHTO LRFD示方書[19]は，コンパクトとノンコンパクト断面の区分を設けているものの，局部座屈に対する考慮がなされていないため，過大評価を与えている．とくに，ずんぐりした腹板を有する非合成断面の設計において，非弾性横ねじれ座屈強度が規定されていないためである．

表-4 実験結果と各種設計基準強度の比較

実験データ	参考文献	設計手法	実験と公称曲げ強度の比 M_u/M_n		
			m	s	ω
		本提案式(8)			
		$M_s = Q_s M_p$ の場合	1.069	0.157	0.147
		$M_s = Q_s M_{yc}$ の場合	1.067	0.152	0.142
	2	JSHB(1995)	1.367	0.432	0.316
	26	JSCE(1994)	1.105	0.145	0.131
ノンコンパクトな	23	AIJ LFD(1990)	0.991	0.163	0.164
溶接I形はり	18	AISC LRFD(1986)	0.901	0.178	0.198
N=39	19	AASHTO LRFD(1994)			
		合成断面の場合	0.909	0.163	0.179
		非合成断面の場合	0.764	0.137	0.179
	24	AISI Cold-Formed(1996)	0.966	0.128	0.132
	27	DIN 18800(1988)	1.083	0.123	0.114
	28	Eurocode 3(1989)	1.373	0.176	0.128

注) m：平均値；s：標準偏差；ω：変動係数.

5. 結論

フランジの板寸法を多様に変えたノンコンパクトな一軸対称I形断面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)不等フランジの溶接I形断面の残留応力は，小さいフランジ側で圧縮応力が大きく，断面内で偏った分布形を示す．

(2)ほとんどのはりで横ねじれ座屈は，最大荷重の約85%以上で発生し，はりが長くなるに伴い最大荷重付近で生じる傾向にある．

(3)圧縮フランジの幅厚比 $b/t_c = 4, 12$ の断面はりは，スパン長とフランジ幅の比 $L/b_c = 15 \sim 30$ の範囲では，最大荷重前にフランジの局部座屈は発生しなかった．これに対し，幅厚比が大きい $b/t_c = 16, 19, 21$ の断面はりは，それぞれ $L/b_c \leq 11, \leq 14, \leq 17$ のスパン長で，最大荷重前にフランジの局部座屈が発生した．これらの連成座屈崩壊は，横ねじれ座屈が先行して生じたが，フランジの幅厚比が大きい程接近する．局部座屈は，スパン中央の載荷点から圧縮フランジの約半幅 $(0.5b_c)$ だけ離れた位置で横曲げの圧縮側のみにみられ，その半波長は $0.8b_c$ であつた．

(4)横ねじれ座屈を伴うはりの変形性能は，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．しかし，圧縮フランジの幅厚比が大きい断面では，局部座屈の影響を受ける．このようなノンコンパクトな断面はりの回転容量は，局部座屈強度の低減係数 Q_s を用いて式(4)のように表現すれば，コンパクトな断面と一緒に評価できる．最大荷重時に塑性回転容量 $\theta/(Q_s\theta_p) = 1$ が得られる限界細長比は，$\overline{\lambda}_{bq} = 0.79$ となる．

(5)非弾性横ねじれ座屈強度は，溶接残留応力を考慮するとかなり低下する．無次元化した座屈曲線は，断面の非対称度 ρ によって大きな相違を生じないが，実験耐荷力を的確に評価できない．

(6)はりの横ねじれ耐荷力は，コンパクトな断面はりと同様に非対称度 $\rho > 0.5$ の一軸対称断面が大きく，逆に $\rho < 0.5$ の断面が小さい．しかしながら，圧縮フランジの幅厚比を大きくし過ぎると，局部座屈との連成崩壊によって決まり，その効果は減少する．

(7)ノンコンパクトな一軸対称断面はりの連成座屈強度も，$Q-factor$ 法によって評価できる．局部座屈による低減係数 Q_s として実験から求めた式(5a)または式(5b)を用いて，Perry-Robertson式による曲げ耐荷力曲線；式(8)の適用性を検証した．提案式は，断面形の非対称性にとらわれず簡単に評価できる．

謝辞： 本研究に際し，鋼材の提供を頂いた住友金属工業(株)，および供試体の製作でご協力を頂いた瀧上工業(株)に厚く感謝する次第である．

参考文献

1) Trahair, N. S. : Laterally unsupported beams, *Proceedings 1994 SSRC 50th Aniversary Conference*, SSRC, Lehigh University, Pennsylvania, pp.79-95, 1994.
2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，鋼橋編，技報堂，1997
3) 福本 唀士，藤原 稔，渡辺信夫：溶接I形部材の横倒れ座屈に関する研究，土木学会論文報告集，第189号，pp.39-51, 1971.
4) 久保全弘，北堀裕隆，八木孝行：コンパクトな一軸対称I形はりの横ねじれ座屈，土木学会論文集，No.563/I-39, pp.11-22, 1997.

5) 福本 嗣士編：座屈設計ガイドライン，土木学会，技報堂，1987.
6) Bradford, M.A.: Lateral-distortional buckling of steel I-section beams, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.23, No.1-3, pp.97-116, 1992.
7) 福本 嗣士，前川幸次，伊藤義人，浅里芳行：モーメント勾配による溶接I形桁の横ねじれ座屈実験，土木学会論文集，No.362/I-4, pp.323-332, 1985.
8) Rondal, J., Dubina, D. and Gioncu, V.(ed.): *Coupled Instabilities in Metal Structures; CIMS'96*, Imperial College Press, London, 1996.
9) Bulson, P.S.(ed.): *Aluminum Structural Analysis: Recent European Advances*, Elsevier Applied Science, London, 1992.
10) 前川幸次，伊藤義人，福本 嗣士：プレートガーダーの曲げによるフランジと腹板の連成座屈実験，土木学会論文集，No.392/I-9, pp.327-343, 1988.
11) 西村宣男，秋山寿行，松村達生：曲げを受けるI形断面はりおよびプレートガーダーの強度設計法の一提案，構造工学論文集，Vol.39A, pp.165-174, 1993.
12) 久保全弘，福本 嗣士：フランジの局部座屈を伴う鋼I形断面はりの横ねじれ座屈，構造工学論文集，Vol.34A, pp.153-160, 1988.
13) 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.
14) 奥田香二，今井克彦，黒羽啓明，小川厚治：幅厚比の大きい溶接H形鋼ばりの曲げ変形挙動，日本建築学会構造系論文報告集，第397号，pp.60-72, 1989.
15) 奥田香二，今井克彦，黒羽啓明，小川厚治：幅厚比の大きいH形断面曲げ材の荷重－変形挙動に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文報告集，第402号，pp.89-99, 1989.
16) 奥田香二，今井克彦，黒羽啓明，小川厚治：幅厚比の大きいH形断面曲げ材の変形挙動予測に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，第411号，pp.83-96, 1990.
17) Lindner, J. und Gregull, T.: Zur Traglast von Biegeträgern, die durch gleichzeitiges Auftreten von örtlichem Beulen und Biegedrillknicken versagen, *Der Stahlbau 61*, Heft 1, S.9-15, 1992.
18) American Institute of Steel Construction (AISC) : *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, AISC, Chicago, Ill., 1986.
19) American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO): *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 1st-edition, AASHTO, Washington, D.C., 1994.
20) 八木孝行，久保全弘：非対称I形断面はりの残留応力分布と横ねじれ座屈強度，土木学会中部支部研究発表会講演概要集，pp.33-34, 1994.
21) Bleich, F.: *Buckling Strength of Metal Structures*, McGraw-Hill Book Co., New York, N.Y., 1952.
22) 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.
23) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計規準（案）・同解説，技報堂，1990.
24) American Iron and Steel Institute (AISI): *Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*, AISI, Washington, D.C., 1996.
25) Davies, J.M. and Thomasson, P.O.: Local and overall buckling of light gage members, *Instability and plastic collapse of steel structures*, ed. by L.J. Morris, Granada Publishing, London, pp.479-492, 1983.
26) 倉西 茂編：鋼構造物の終局強度と設計，土木学会，技報堂，1994.
27) DIN 18800, Teil 2: *Stahlbauten Stabilitätsfälle Knicken von Stäben und Stabwerken*, 1988.
28) Eurocode 3: *Common Unified Code of Practice for Steel Structures*, 1989.
29) Fukumoto, Y.(ed.): *Strucutural Stability Design, Steel and Composite Structures*, Pergamon, London, 1997.

(1997. 6. 5 受付)

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

Masahiro KUBO, Hirotaka KITAHORI, Norihisa SUGIYAMA and Takayuki YAGI

This paper presents test results on lateral-torsional buckling of welded monosymmetric I-beams with various flange plate sizes. Ten different sections including doubly symmetric ones are tested under a concentrated load for a simply supported span. Four span lengths ranging from 1.5m to 3.75m are chosen for each of the sections. The effects of overall and flange local buckling on the rotation capacity and the ultimate strength are investigated for the beams with noncompact section. Test results are also compared with design stregnth curves which are evaluated by the Q-factor method and other approaches.