

H形断面ばりの塑性回転容量の改善に関する実験的研究

Experimental Study on Improvement of Plastic Rotation Capacity of H-shaped beams

田中 大策*・上平哲**・干場健志**・小室吉秀**・伊藤満***

Daisaku Tanaka, Tetsu Kamihira, Kenji Hoshiba, Yoshihide Komuro, Mitsuru Itou

*工修, 川田テクノシステム(株)(〒116-0014 東京都荒川区東日暮里 5-51-11)

**富士車輛(株)(〒524-0034 滋賀県守山市千代町 1)

***工博, 立命館大学教授, 理工学部土木工学科(〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)

The significance for inelastic design of moment-inelastic rotation behavior with respect to interior pier sections of steel girder bridges is experimentally investigated. Under center span loading conditions, twelve welded, built-up, simply-supported beams with various slenderness ratios of the flange and web plates are tested. In this test, lengths and locations for partial longitudinal stiffeners on the web plates are varied, and the results are then compared with inelastic rotation capacity of beams without longitudinally-stiffened web plates. The results are also compared with inelastic rotation capacity of beams with vertical stiffeners on the web plates and with partial slender ribs on the compression flange plates.

Key Words: inelastic rotation capacity, plastic strength, continuous bridge girder, plates longitudinal stiffener, autostress design

キーワード: 塑性回転容量, 塑性強度, 連続橋桁, 部分水平補剛材, オートストレス設計

1. まえがき

北米において従来から建築構造物に適用されていた荷重抵抗係数設計(Load and Resistance Factor Design; LRFD)は、1994年にAASHTO(The American Association of State Highway and Transportation Officials)によって橋梁構造物にも適用が可能となり、LRFD 橋梁設計示方書(AASHTO LRFD Bridge Design Specifications)¹⁾として出版されている。この示方書の中では、鋼材の降伏強度が345MPa以下で一定桁高を有し、全塑性モーメント M_p 以下に達することのできる断面(コンパクト断面)に限り、非弾性設計法を認めている。

この非弾性設計法は、荷重係数設計法(Load Factor Design Procedures; LFD 法)の代わりに使用してもよいとして1986年にAASHTOから提案された代替荷重係数設計法(Alternate Load Factor Design Procedures; ALFD 法)²⁾、別名オートストレス設計法(Autostress Design Procedures; ASD 法)と内容は同じものである。

非弾性設計法は、従来のLFD法が経験的に決められた10%のモーメントの再分配を手がかりとして設計しているの比べ、実際の設計断面に見合った量の再分配モーメントを計算から求めているため、より合理的な設計法と言われている。

しかし、この設計法は、使用限界状態時の設計において、連続ばりの中間支点上断面にわずかな局部降伏を認め、また、終

局限界状態の設計においても中間支点上断面は崩壊メカニズムを形成するために十分な塑性回転容量が要求される。このために、連続ばりはフランジ及び腹板の幅厚比を小さく限定し、厚肉断面(コンパクト断面)として設計せざるをえず、適用支間長も限られてくる。

非弾性設計法が現行の厚肉断面桁だけでなく、通常のプレートガーダータイプの橋梁にも適用可能になれば適用支間長の増大とともに薄肉断面化による重量最小化、および設計の合理化を期待することができる。最近、北米では非弾性設計法のプレートガーダー橋への適用に関する研究が進められている。

Baker等³⁾は、使用限界状態および終局限界状態に代わるものとしてShakedown限界状態(変形硬化限界状態)を取り入れ厚肉断面に対する塑性回転容量の制限値を緩和、すなわち断面の幅厚比制限値を緩和することによって断面の薄肉化をはかり、非弾性設計法の準プレートガーダー橋への適用に関する提案を行っている。

その際、中間支点上断面の圧縮フランジは、従来の厚肉断面幅厚比のままとし、腹板幅厚比は、現行の厚肉断面の幅厚比制限値 $D/t_w \leq 90.6$ (D =腹板高、 t_w =腹板厚、降伏強度=345Mpa)から、プレートガーダー橋の垂直補剛材を有する腹板の最大幅厚比 $D/t_w \leq 163$ までの大幅な緩和を行っている。ただし、中間支点上腹板断面には、支点の両側に $D/2$ 離れたところに必ず垂直補剛材を設け、断面を補強することを義務づけて

いる。この断面補強の方法は、Schilling⁴が、桁の曲げテストの中で回転容量が改善されるものとして経験的に発見したものである。

回転容量の改善を目的として行われた研究に、荷重集中点に斜め補剛材を取り付けることを提案した Climenhag, Johnson⁵の実験、Takanashi 等⁶の水平補剛材を腹板に設けた高強度 H 形断面ばりの実験、および腹板両面に鋼材を溶接し補強した鈴木等^{7,8}の実験がある。これらの実験は建築構造物を対象としたものが多く、これらをそのまま橋梁の非弾性設計法に適用することは難しいと思われる。

本研究は、塑性回転容量の改善をはかる補剛法の一つとして、中間支点付近の腹板断面に部分水平補剛材を設け、補剛材の長さ、および設置位置を種々変えた場合の H 形断面ばりの塑性強度、および塑性回転容量について実験的に検討を加えたものである。また、文献9)の垂直補剛材によって腹板を補強した場合、ならびに文献10)の圧縮フランジを部分的にリブ補強した場合の H 形断面ばりの曲げ実験結果と、本実験との比較を行い、各種補剛方法についての考察を加えている。

2. 実験概要

2.1 実験供試体

供試体の載荷形式は、単純ばり形式の中央一点載荷とした。通常、連続ばりに等分布荷重が作用した場合、図-1 おいて、連続ばりの中間支点付近の変曲点を単純ばりの支点とし、中間支点の反力を載荷荷重に置き換えて、同様の曲げモーメント状態

を作り出し、供試体をモデル化した。

供試体は、図-2 に示すように腹板の圧縮側に部分水平補剛材を有する溶接組立ばりとして 12 体製作した。断面特性は、上下対称断面としたため、圧縮をうける腹板高さ D_p は、図に示すように腹板高さ D の 1/2 になる。AASHTO の LRFD 示方書¹⁾によれば、非弾性設計におけるフランジおよび腹板の厚肉断面の条件式は式(1)に示すように圧縮フランジの降伏強度 F_{yc} とヤング係数 E に関係する。

$$\frac{b_f}{2t_f} = 0.382 \left(\frac{E}{F_{yc}} \right)^{\frac{1}{2}} = 10.6$$

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} = 3.76 \left(\frac{E}{F_{yc}} \right)^{\frac{1}{2}} = 104.2 \quad (1)$$

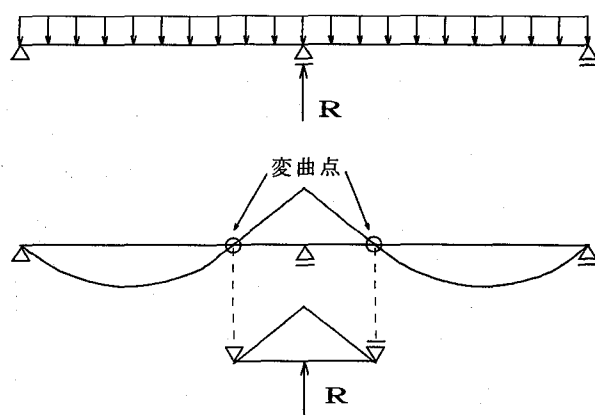
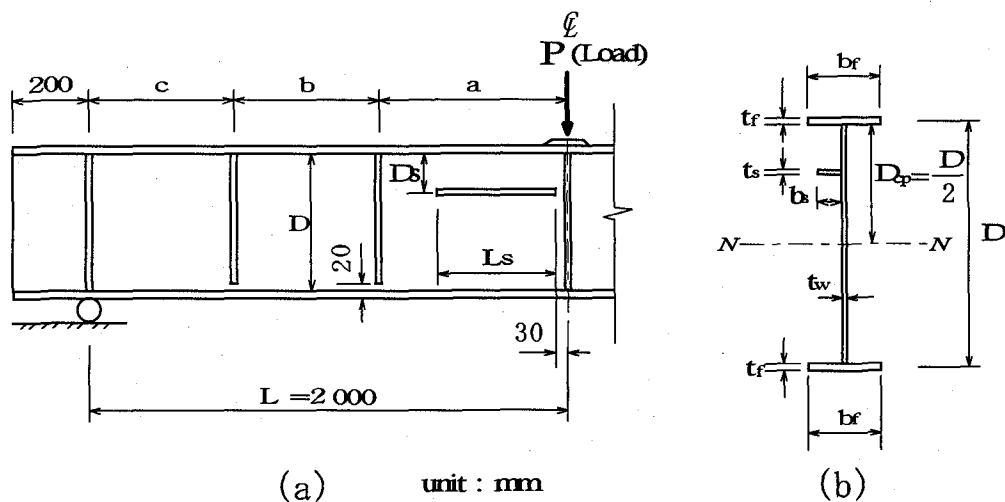


図-1 供試体のモデル化



(a) unit : mm

(b)

図-2 実験供試体

表-1 引張試験結果

Nominal thickness (mm)	Coupon thickness (mm)	Yield strength F_y (MPa)	Tensile strength F_u (MPa)	Young's modulus E (GPa)	ϵ_{st}/ϵ_y	E/E_{st}	Elongation (%)
4.5	4.4	349	443	226	13	63	34
8	8.0	302	442	221	16	51	26
9	8.9	285	427	219	15	53	28

ϵ_y =降伏ひずみ、 ϵ_{st} =ひずみ硬化開始ひずみ
 E_{st} =ひずみ硬化係数

そのために、供試体を製作する前に使用鋼板の引張試験を行い、その結果を用いて供試体製作寸法を決めできるだけ実験目的にあった幅厚比となるようにした。表-1 に引張試験結果を示す。表-1 の結果を用いて計算したものが式(1)の最右辺の値である。

供試体は表-2(図-2 参照)に示すように、A タイプ($b_f/2t_f=7.6$ 、 $2D_{cp}/t_w=90$)、B タイプ($b_f/2t_f=7.6$ 、 $2D_{cp}/t_w=95$)、C タイプ($b_f/2t_f=7.6$ 、 $2D_{cp}/t_w=100$)、D タイプ($b_f/2t_f=7.6$ 、 $2D_{cp}/t_w=102$)の4種類の供試体を製作した。圧縮フランジの幅厚比 $b_f/2t_f=7.6$ は、文献 11) の2 径間連続合成桁の最小重量設計の研究結果をもとに、経済的幅厚比として 7.6 を選んだものである。腹板幅厚比 $2D_{cp}/t_w$ は、非弾性設計法¹⁾(式(1))の制限値近くの値を数種類選んでいる。

その他の断面特性値は AASHTO の非弾性設計法¹⁾基準の原案作成のもととなっている実験的研究を参考に選んだ。すなわち、フランジ全断面積 A_f と腹板断面積 A_w の比は、 $A_f/A_w=1.2 \sim 1.7^4$ 、半スパン長 L と腹板高さ D の比は、 $L/D=4.3 \sim 5.71^{12}$ 、中間支点上断面(荷重載荷点)の最大せん断力 V_{max} と降伏せん断力 $V_p(V_p=0.58F_{yw}A_w$ 、 F_{yw} =腹板の降伏強度)の比は、 $V_{max}/V_p \approx 0.5^{12}$ にそれぞれ選んだ。表-2 に供試体実測寸法を示す。水平補剛材の剛度は AASHTO 示方書¹⁾の水平補剛材基準に基づいて補剛材厚さ $t_s=8\text{mm}$ 、補剛材幅 $b_s=60\text{mm}$ と決めた。部分水平補剛材の長さ L_s は、Lay、Galambos¹³⁾のモーメント勾配を受ける H 形断面ばりの座屈全波長 L_w を算出する式(2)を参考にして次のように選んだ。

$$L_w = \left(\frac{b_f t_f}{t_w} \right) \left(\frac{D t_w}{b_f t_f} \right)^{\frac{1}{4}} \tag{2}$$

すなわち、今回の実験供試体について L_w を計算すると腹板高さ D に対して $L_w/D=0.94 \sim 1.3$ の間にあったことから、基準となる部分水平補剛材の長さを $L_s/D=1.0$ となるように選んだ。さらに塑性回転容量の大きさの比較を行うために、 $L_s/D=0.5$ 、 1.5 の供試体を製作した(表-2)。補剛材の設置位置は、腹板の圧縮側上部から腹板高さに対して、 $D_s/D=0.20$ 、 0.33 、 0.50 の3種類を考慮した(表-2、図-2)。供試体の製作による初期変形は、道路橋

示方書¹⁴⁾の許容範囲内であった。

2.2 実験方法

荷重は、荷重を計算降伏荷重近くまで数トン刻みで増加させる荷重制御で行い、その後はたわみ制御で行った。そして、曲げモーメント－塑性回転角曲線におけるモーメント降下後のデータを多く取る目的のため、座屈後もできる限り荷重を続けた。横倒れ防止装置(図-3(b))は、AASHTO 示方書¹⁾の制限値の約

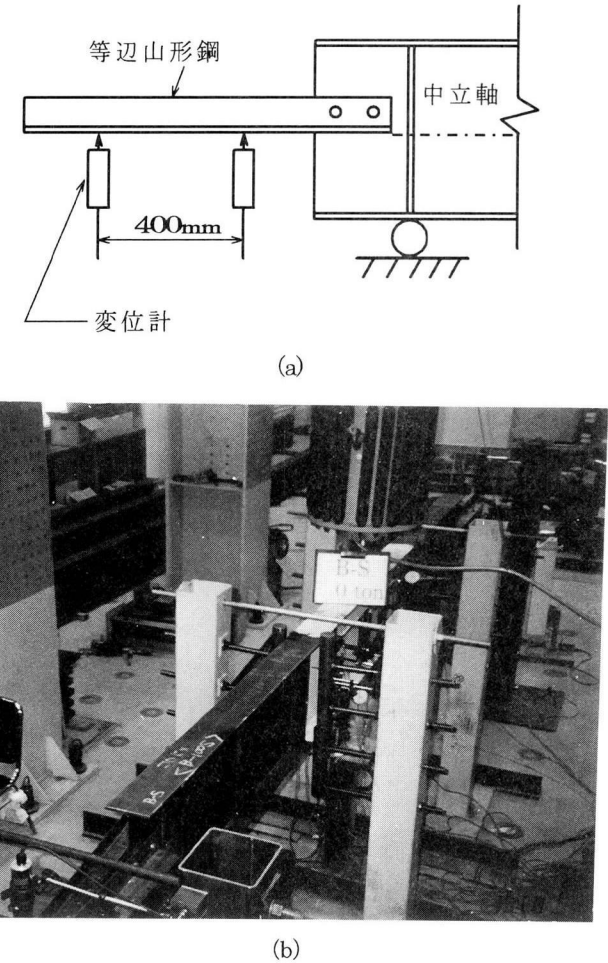


図-3 回転角測定および供試体設置状況

表-2 供試体実測寸法

Specimens	Beams									Longitudinal Stiffeners	
	b_f (mm)	t_f (mm)	D (mm)	t_w (mm)	$b_f/2t_f$	$2D_{cp}/t_w$	a (m)	b (m)	c (m)	D_s/D	L_s/D
A-0	134	8.8	400	4.4	7.6	90.9	1.0	1.00	-	-	-
A-S1	134	8.8	400	4.5	7.6	88.9	1.0	1.00	-	0.20	1.0
A-S2	134	8.9	398	4.4	7.5	90.5	1.0	1.00	-	0.33	1.0
A-S3	134	8.8	398	4.4	7.6	90.5	1.0	1.00	-	0.50	1.0
A-S4	135	8.7	398	4.4	7.8	90.5	1.0	1.00	-	0.20	0.5
A-S5	134	8.9	400	4.4	7.5	90.9	1.0	1.00	-	0.20	1.5
B-0	135	8.9	441	4.4	7.6	94.3	0.9	0.55	0.55	-	-
B-S	134	8.9	438	4.4	7.5	94.8	0.9	0.55	0.55	0.20	1.0
C-0	134	8.8	441	4.4	7.6	100.2	0.8	0.60	0.60	-	-
C-S	134	8.8	438	4.4	7.6	99.5	0.8	0.60	0.60	0.20	1.0
D-0	135	8.8	462	4.5	7.7	102.7	0.7	0.65	0.65	-	-
D-S	135	8.9	461	4.3	7.6	107.2	0.7	0.65	0.65	0.20	1.0

D_{cp}=圧縮を受ける腹板高(D_{cp}=D/2)
a,b,c=図-2,Ds,Ls=図-2
b_s=60mm,t_s=8mm

50%のところに設置した。すべての供試体は同じ条件で実験が行われた。

試験はりの回転角は、図-3(a)に示すように供試体の両端部に等辺山形鋼(70×70×900×6)の一边が全断面塑性時の中立軸の位置にくるように取り付け、変位計を400mm間隔で設置し、それぞれの変位差より求めた。図-3(b)は、供試体の設置状況を示している。

3. 実験結果

3.1 曲げモーメント-塑性回転角曲線

図-4は、Bタイプはり(B-0、B-S)とCタイプはり(C-0、C-S)の曲げモーメント-塑性回転角曲線を一例として示したものである。縦軸は試験はりに作用する曲げモーメントMを全塑性モーメント M_p で、また、横軸は、試験はりの塑性回転角 θ を単純塑性理論より求めた弾性限回転角 θ_p で無次元化したものをそれぞれ示してある。塑性回転角 θ は、全回転角から θ_p を差し引いた量として求めたものである。

図-4には、AASHTO 示方書¹⁾の連続はりの非弾性設計法に必要なとされる中間支点上断面の曲げモーメント-塑性回転角曲線の基準式(3)も示した。すなわち、式(3)の曲線の上側に実際のはりの曲げモーメント-塑性回転角曲線が位置すれば非弾性設計断面はりとして十分基準を満たしていると言える。

$$\frac{M}{M_p} = 0.7 + 0.06\theta \quad 0 < \theta < 5$$

$$\frac{M}{M_p} = 1.0 \quad 5 < \theta < 8$$

$$\frac{M}{M_p} = -1.55 \left[\left(1 - \frac{M_{pe}}{M_p} \right) \theta + 8 \frac{M_{pe}}{M_p} - 63 \right] \theta > 8 \quad (3)$$

式(3)にて、塑性回転角の単位はミリラジアン(milli-radian)で

ある。有効塑性モーメント(effective plastic moment) M_{pe} は、式(4)に示す上下フランジおよび腹板に関する有効降伏強度(effective yield strength) F_{yfe} 、 F_{ywe} をそれぞれ用いて求められる。

$$F_{yfe} = 0.0845E \left(\frac{2t}{b_f} \right)^2 < F_{yf}$$

$$F_{ywe} = 1.32E \left(\frac{t_w}{D_{cp}} \right)^2 < F_{yw} \quad (4)$$

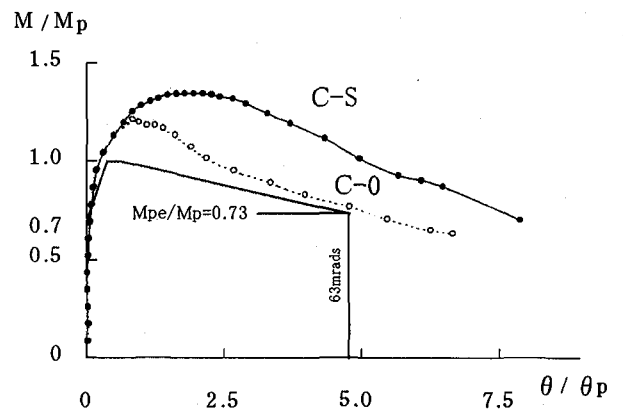
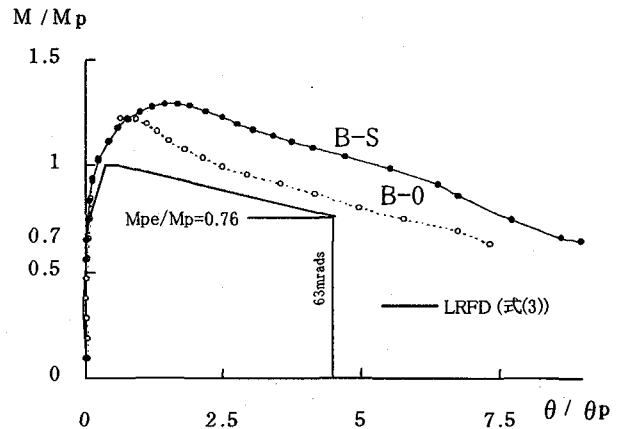


図-4 曲げモーメント-塑性回転角曲線($L_s/D=1.0$, $D_s/D=0.2$)

表-3 実験結果

Specimens	M_p (kN-m)	θ_p (rads)	M_{max}/M_p	M_{pe}/M_p	θ_m/θ_p	θ_{pe}/θ_p	$(\theta_s/\theta_{un})_{pe}$	$\theta_{pe}/0.063$
A-0	200.0	0.015	1.08	0.77	1.13	3.93	1.00	0.87
A-S1	200.4	0.015	1.10	0.77	2.17	6.32	1.61	1.41
A-S2	199.0	0.015	1.16	0.77	1.67	5.70	1.45	1.36
A-S3	198.8	0.015	1.01	0.77	1.56	6.54	1.66	1.56
A-S4	197.3	0.015	1.07	0.77	0.87	4.20	1.07	0.99
A-S5	202.7	0.015	1.36	0.77	2.22	*8.02	*2.04	*1.91
B-0	208.9	0.014	1.23	0.76	0.64	5.64	1.00	1.25
B-S	211.4	0.014	1.29	0.76	1.68	7.63	1.35	1.70
C-0	226.4	0.013	1.21	0.73	0.83	5.19	1.00	1.07
C-S	225.2	0.013	1.35	0.73	2.04	7.59	1.46	1.57
D-0	240.0	0.013	1.19	0.72	0.90	5.26	1.00	1.09
D-S	238.7	0.013	1.30	0.72	1.31	7.33	1.39	1.51

θ_s = 補剛ばりの塑性回転角
 θ_{un} = 無補剛ばりの塑性回転角
 $\theta_p = M_p L / EI$
 $\theta_m = M_{max}$ 時の塑性回転角
 $\theta_{pe} = M_{pe}$ 時の塑性回転角

ここに、 F_{yb} は圧縮フランジあるいは引張フランジの公称降伏強度、 F_{yw} は腹板の公称降伏強度をそれぞれ示す。

全実験供試体の塑性回転角特性を表-3 に示す。ここに、 M_{max} = 作用曲げモーメントの最大値、 $\theta_m = M_{max}$ 時の塑性回転角(表-3 下段)、 $\theta_{pe} =$ 有効塑性モーメント M_{pe} 時の塑性回転角(表-3 下段)、 θ_s 、 $\theta_{un} =$ 補剛ばりおよび無補剛ばりの塑性回転角、 $\theta_s / \theta_{un} =$ 有効塑性モーメント時の θ_s 、 θ_{un} のそれぞれの値の比を示す。そして、表の最後の列の 0.063 ラジアンは、有効塑性モーメント時の塑性回転角として非弾性設計法¹⁾が要求している値である。

すべての実験ばりの耐荷力は、はり全体の少しの横倒れを伴いながら圧縮フランジの局部座屈によって決められている。図-4 にも示したように無補剛ばりに比べ部分水平補剛したはり、耐荷力、塑性回転角ともに大きな値を示している。補剛ばりの有効塑性モーメント時の塑性回転角は、無補剛ばりに比べて約 1.5 倍(表-3)の大きさを有していることがわかる。

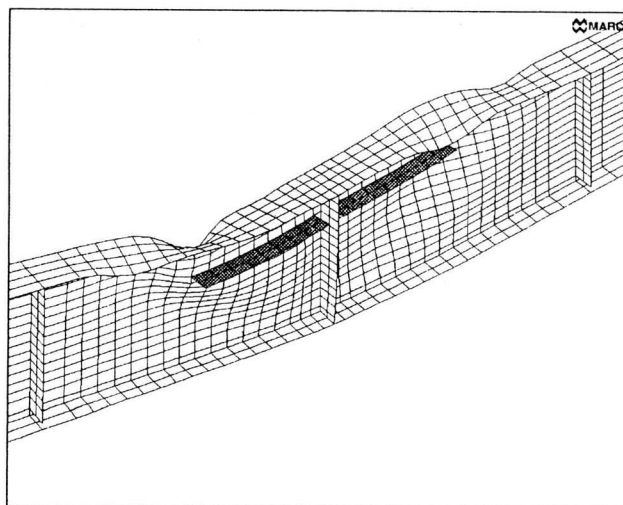
このように、補剛ばりの塑性変形能が増大したのは、(1)腹板の圧縮側に取り付けた部分水平補剛材が圧縮フランジのねじり剛性を増加させていること、および(2)部分水平補剛材の存在が圧縮フランジの局部座屈に伴って生じる腹板の座屈を遅らせていることなどが原因として考えられる。図-5 は、C-S 供試体($L_s/D=1.0$ 、 $D_s/D=2.0$)の崩壊後の状況を表した(a)FEM 解析結果¹⁵⁾と(b)圧縮フランジの局部座屈を示す。図より、部分水平補剛材の存在によって荷重点から少し離れた水平補剛材端部近くで圧縮フランジが局部座屈していることがわかる。

図-6 は、有効塑性モーメント時の塑性回転角 θ_{pe} を、非弾性設計法¹⁾が必要とする塑性回転角 0.063 ラジアンで割った量(表-3)を縦軸に、腹板の幅厚比 $2D_w/t_w$ (表-2)を横軸にとり示したものである。縦軸の 1.0 が必要塑性回転容量の限界値を示しており、実験値に近接した線は、補剛ばりおよび無補剛ばりについてそれぞれ最小二乗法によって求めたものである。図から、無補剛ばりに比べて補剛ばりの方が約 1.5 倍の塑性変形能を有していることがわかる。このことは圧縮フランジがある程度厚肉断面であれば腹板を薄くして幅厚比限界値を

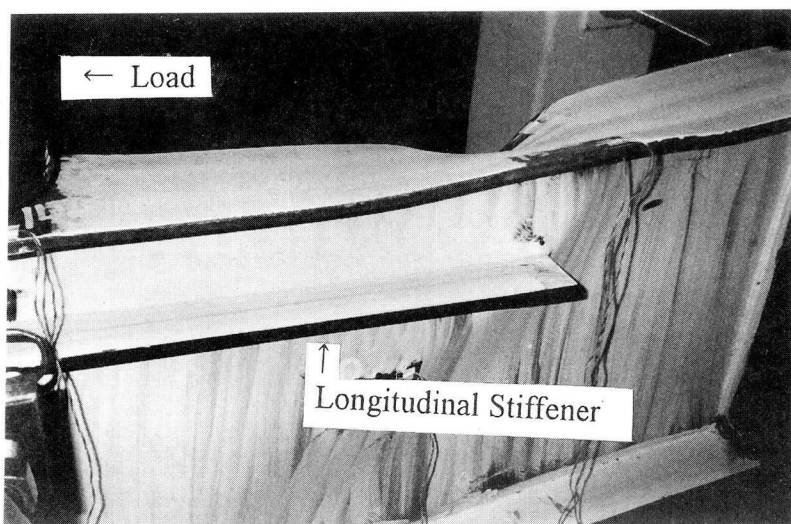
緩める事が可能であることを示している。

3.2 補剛材の長さや位置の影響

図-7 は、部分水平補剛材の長さや位置の効果を示したもので、図-7(a)、(b)の左側の縦軸は、有効塑性モーメント時の塑性回転



(a)FEM 解析結果¹⁵⁾



(b)圧縮フランジの局部座屈

図-5 実験後の補剛ばり C-S($L_s/D=1.0$ 、 $D_s/D=0.20$)

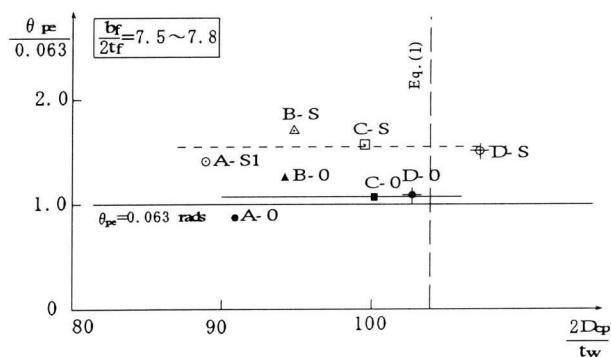


図-6 必要塑性回転角と腹板幅厚比

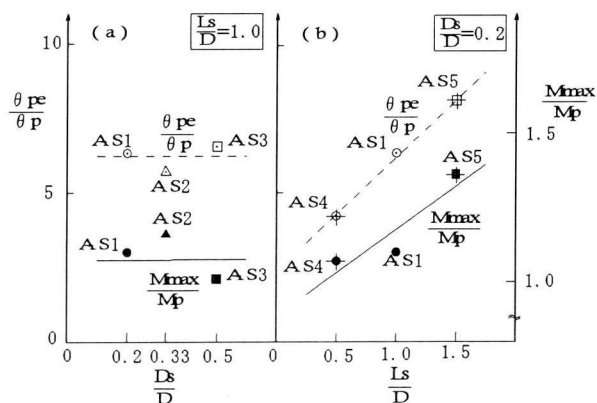


図-7 部分水平補剛材の長さや位置の効果

角 θ_{pe} を弾性限回転角 θ_p で、また右側縦軸は最大曲げモーメント M_{max} を全塑性モーメント M_p でそれぞれ無次元化した量を示したものである。横軸は、(a)図が補剛材の圧縮フランジからの位置 D_s (図2、表2)を、また、(b)図は、補剛材の長さ L_s をそれぞれ腹板高で割った値を示している。

これらの図から、補剛材位置は D_s/D 値に関係なく M_{max}/M_p 値、 θ_{pe}/θ_p 値はともにほぼ一定であり、 $D_s/D=0.2$ の取り付け位置で十分なことが分かる。補剛材の長さの効果を補剛材位置 D_s/D を一定($=0.2$)として調べたものが図7(b)である。これを見ると、補剛材の長さの増大とともに M_{max}/M_p 値、 θ_{pe}/θ_p 値が増大していく傾向にある。連続ばりの中間支点付近は垂直補剛材も多くなることから現実的な長さは $L_s/D=1.0$ で十分と思われる。

3.3 各種補剛法による比較

図8、9 は各種の補剛法による曲げ実験結果(文献9、10)から最大曲げモーメント M_{max} と塑性回転角 θ の大きさの比較を示したものである。文献9)は垂直補剛材($6 \times 4.5 \times 65$)を載荷点の両側に中間支点上から $D/2$ (D =腹板高さ)の位置に設置して行った曲げ実験であり、文献10)は、載荷点近傍の圧縮フランジの自由端に水平リブ($8 \times 4.5 \times 40$)を設置して行った曲げ実験である。どちらの実験も供試体本体のフランジ幅厚比、腹板幅厚比および他の設計条件、実験条件は全く同じである。図8 は、縦軸に M_{max}/M_p 値、横軸に $\theta/0.063$ 値をとって示したものである。この図において、同じ補剛材を持つ供試体の点を丸で囲んだ。また図9は縦軸に θ 、横軸に腹板幅厚比 $D/t_w (F_y/345)^{1/2}$ をとって示したものである。これらの図から相対的に部分水平補剛材による補剛方法が最大曲げモーメント、塑性回転容量の両方に対して有効であることがわかる。

4. あとがき

H 形断面ばりの曲げモーメント-塑性回転容量の改善を目的として部分水平補剛材によって腹板を補剛した場合の曲げ実験を行った。実験は連続ばりの中間支点上断面を再現する単純ばり形式で行われた。そして、各種補剛方法による最大曲げモーメントおよび塑性回転角の大きさが比較された。本実験の範囲内で得られた主な結果を要約すると以下のようである。

- (1) 補剛ばりは、最大曲げモーメントおよび塑性回転容量の両方を改善することができる。
- (2) 部分水平補剛されたばり($L_s/D > 1.0$)の有効塑性モーメント時における塑性回転角は、無補剛ばりの塑性回転角よりも約1.5倍の大きさをもつ。
- (3) 部分水平補剛材の存在のために圧縮フランジの局部座屈は載荷点から離れた部分水平補剛材の端部近傍で起こっている。
- (4) $L_s/D=1.0$ および $D_s/D=0.2$ を有する補剛ばりは、曲げモーメント-塑性回転角曲線の最大曲げモーメント後の変形能を増大する働きがある。

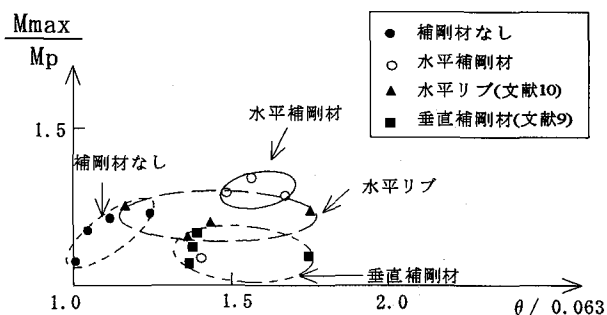


図-8 最大強度と回転容量

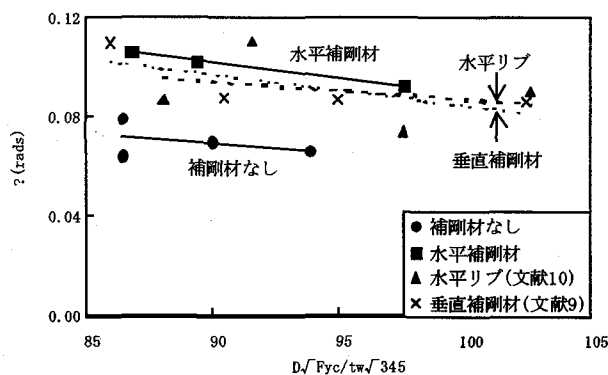


図-9 腹板幅厚比と回転容量

- (5) 非弾性設計法¹⁾に必要とされる有効塑性モーメント時の塑性回転容量 0.063 ラジアンに対して、部分水平補剛ばりは約1.5倍の変形能を持つ。
- (6) 垂直補剛材によって腹板を補剛した場合、および部分水平リブで圧縮フランジを補剛した場合など各種補剛方法によって補剛法の効果を比較したとき、部分水平補剛材による補剛方法が最大曲げモーメント、塑性回転容量に対してともに有効である。

参考文献

- 1) AASHTO ; LRFD Bridge Design Specifications, 2nd Ed, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 1998.
- 2) AASHTO ; Guide Specification for Alternate Load Factor Design Procedures for Steel Beam Bridges Using Braced Compact Section, Washington, D.C., 1986.
- 3) Baker, M.G., Hartnaged, B.A., Schilling, C.G., and Dishyongh, B.E.: Simplified inelastic design of steel girder bridges, Journal of Bridge Engrg, ASCE, 5(2), 58-66, 2000
- 4) Schilling, C.G.: Moment-rotation tests of steel bridge girders, Journal of Structural Division ASCE, 114(1), 134-149, 1988.

- 5) Climenhaga, J.J., and Johnson, R.P. : Local buckling in continuous composite beams, *The Structural Engineer*, 50(9), 367-374, 1972.
- 6) Takanashi, K., Ichinohe, Y., Ohtake, F., Fukuda, K., and Uchida, N. : Deformation capacity of high strength steel H-shaped beams with horizontal stiffened web, *Proc. of the Third Pacific Structural Steel Conference*, Tokyo Japan, Oct., 495-502, 1992.
- 7) 鈴木敏郎, 五十嵐規矩夫, 小河利行, 石田大三 : ウェブ補強した H 形鋼梁部材の塑性変形性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 9 月, 1455-1456, 1993.
- 8) 鈴木敏郎, 五十嵐規矩夫, 小河利行, 木村祥裕 : 局部座屈拘束した鋼構造梁部材の塑性変形能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 9 月, 1133-1114, 1994.
- 9) 田中大策 : H 形断面ばりの変形能の改善に関する基礎的研究, 立命館大学 1999 年度修士論文, 2000.
- 10) 原田聡 : 圧縮フランジにリブを有する H 形断面ばりの回転容量に関する基礎的研究, 立命館大学 1998 年度修士論文, 1999.
- 11) 野坂克義 : I 形断面桁の塑性回転容量の予測に関する実験的研究, 立命館大学 1996 年度修士論文, 1997.
- 12) Grubb, M. A., and Corskaddan, P. S. : Autostress design of highway bridge : phase 3. initial moment-rotation test, AISI Project 188, American Iron and Steel Institute, Washington, D. C.
- 13) Lay, M. G., and Galambos, T.V. : Inelastic beams under moment gradient, *Journal of Structural Division*, ASCE, 93(2), 381-399, 1967.
- 14) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, 共通編, II 鋼橋編, 丸善, 平成 8 年 12 月.
- 15) 日本マーク株式会社 : MARK プログラム, ユーザーズマニュアル, Vol.A~Vol.E, 1990.

(2000 年 9 月 14 日 受付)