

降伏比の異なる60キロ級高張力鋼による溶接組立梁の極限強度と変形性能について

Ultimate Strength and Ductility of Welded Beams of
High-strength Steels with Different Yield Ratios

森 脇 良 一 *

By Yoshikazu MORIWAKI

The effect of yield ratio on the local buckling behavior of beams of high-strength steels were investigated. They were satisfied with the requirement of JIS for 60 kgf/mm² class steel plates, while their yield ratios were different; one is 92%(Quenched Tempered steel) and the other is 79%(steel by TMCP). The beams were H-shaped and they were built up by welding from the steel plates. The parameters of width-thickness ratio R for compression flange of beams were aimed at 0.5, 0.8 and 1.1 respectively, and three sections of welded beams were tested for each steel. The ultimate strength was controlled by local buckling (torsional buckling). This test demonstrated that the low yield ratio high-strength steel shows higher ductility than the high yield ratio high-strength steel and that the low yield ratio high-strength steel is suitable for plastic section beams and the high yield ratio high-strength steel is proper for non-compact section beams.

1. まえがき

構造物に用いる材料に要求される機械的性質としては、強度、延性、靱性などがあるが、一般に橋梁などの多くの構造物での使用鋼材に必要なとされる力学的特性としては、強度、特に降伏点と極限強度であるといっておく、靱性や延性は構造物の安全性に関係するものの設計条件として直接陽の形で出てこない場合がほとんどである。

ところで最近建築関係の耐震設計では、激震時における建築構造物の崩壊に至るまでの変形能が、一つの重要な指標として注目されるようになり、耐震面から変形能を重視することが鋼材の要求特性のあり方の見直しにもつながってきている^{1)~3)}。鋼材の変形能の代表値として用いられるのが、材料の降伏比である。鋼材の降伏比は強度が上昇するに連れて大きくなり1に近づく。降伏比が大きいことは材料の変形能が小さいことになり、そのため建築関係では高強度鋼に対して降伏比を下げる要求が出されている^{4)~11)}。これを受けて大手製鉄、製鋼会社では50キロ級鋼、60キロ級鋼の各種の低降伏比鋼を開発し、建築関係に供給しつつある^{12)~15)}。

いっぽう土木の鋼構造の関係では、現行の許容応力度設計法から限界状態設計法へ移行するという大きな流れがある。限界状態設計法では極限強度のみならず塑性変形性状も問題となる。換言すると降伏強度や極

* 工博 岐阜大学教授 工学部土木工学科 (〒501-11 岐阜市柳戸 1-1)

本研究では上記の経緯および製鋼、圧延技術の進歩によって、種々の材料特性を有する鋼材が提供される可能性が高まりつつあるという現状を踏まえて、限界状態設計法へ向けて土木構造物に適した高張力鋼の特性とはいかなるものかを明かにするための第一歩として、溶接組立H形梁の耐荷力実験を行い、座屈、耐荷力と変形性状の關係が鋼種によってどのように変化するかを明らかにすることとした。

(1) 実験計画

使用鋼材は JIS G3106 の 5 種に該当するいわゆる 60 キロ級高張力鋼で、現在市販されている降伏比が約 90% の焼入れ焼戻し型のもの（以下 Q T 鋼という）と、これと比較のために現在建築方面で使用されつつある、降伏比約 80% の低降伏比のもの（以下 L Y 鋼という）の 2 種類とした。供試体は溶接組立 H 形梁とし、H 形梁のフランジの局部座屈（ねじれ座屈）に焦点を絞って実験的に検討してみることとした。L Y 鋼については、建築学会関係で主に塑性断面の梁や柱（短柱）について二、三研究されてきているが^{3), 9), 11)}、土木構造物で一般的に用いられるノンコンパクト断面のものやその検討が待たれているコンパクト断面のものについては今のところ殆ど研究されていない。そこでここではコンパクト断面のもの（以下 C シリーズという）やノンコンパクト断面のもの（以下 N C シリーズという）を中心として、参考までに塑性断面のもの（以下 P シリーズという）についても検討してみることとした。そのためにフランジの幅厚比パラメータ R としては、N C シリーズでは 1.1、C シリーズでは 0.8、P シリーズでは 0.5 を目標とした 3 種類の梁供試体を L Y 鋼のみならず、比較のため Q T 鋼でも製作し、計 3 シリーズで 6 体の供試体で実験的に検討することとした。ここで塑性断面、コンパクト断面などの区分については、Roik の考え方¹⁶⁾ によっている。すなわち Roik によると、塑性断面とは十分な変形能力あるいは回転容量をもつものであるのに対し、コンパクト断面とは十分な塑性断面能力を発揮するが、変形能力については限界があるとするものであり、ノンコンパクト断面とはここでは降伏モーメントは発揮するが全塑性モーメントには達し得ないようなものとした。

実験系列を表-1に示す。試験体名の最初のアルファベットはシリーズを、次の数字は60キロ級鋼を、三つ目の文字のQはQT鋼を、またLはLY鋼を、最後の4は梁高さ40cmをそれぞれ示す。腹板の幅厚比は約25で一定とし、フランジの座屈に先だって腹板の座屈が生じないように配慮した。なおNCシリーズとCシリーズの梁供試体については、QT鋼、LY鋼にかかわらず、それらの M_{or} （道路橋示方書の基準耐力式より求めた曲げモーメント）がそれぞれで一定になるように設計している。

載荷試験用供試体の形状の一例を図-1に示す。この図に示すとおり、試験体のせん断パネルにはカバープレート及び鉛直補剛材を設けることによって、試験体の座屈が所定の純曲げパネルの圧縮側フランジで生じるように配慮している。

試験体 鋼材	塑性断面	コソハ外 断面	ノコソハ外 断面
Q T鋼	P 6 Q 4	C 6 Q 4	N C 6 Q 4
L Y鋼	P 6 L 4	C 6 L 4	N C 6 L 4

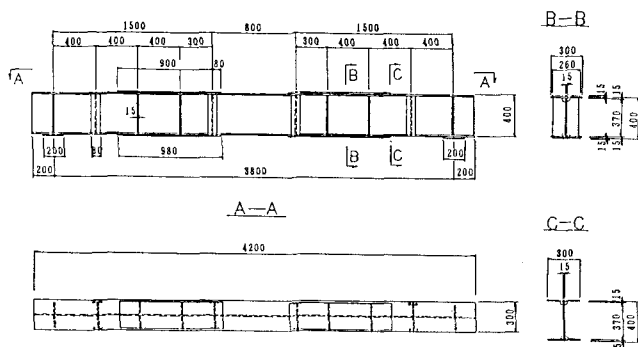


図-1 載荷試験体の形状の一例 (C6Q4, C6L4)

腹板の両面には中間補剛材を取り付け、荷重集中点の鉛直補剛材は載荷試験時に荷重集中点に設置された横倒れ防止治具のローラーとの接触を良好にするためにT形材を使用し、横方向変位が大きくなったとき補剛材のフランジ面がローラーとうまく接触するようにした。

残留応力測定用試験体の形状の一例を図-2に示す。各系列とも試験体の製作時に、載荷用試験体と残留応力試験体を合わせた長さのものを製作し、その後それぞれ所定の長さに切断した。

(3) 実験方法

まず使用鋼材については、各鋼材より各々2本ずつJIS1号試験片を採取し、ひずみゲージおよび伸び計によって破断迄の応力-ひずみ関係を求めた。残留応力を測定するため試験体のパネル中央断面上で上フランジの表裏面に計9枚、腹板両面に計8枚、また下フランジの表裏面に計5枚のゲージ長さ5mmの2軸

ゲージを貼付した。なお残留応力は各ゲージを中心に、15~25mm角に試験体を機械的に切断して求めた。次に載荷試験体でのひずみゲージ貼付位置を図-3に示す。スパン中央では大変形が生ずるので、ここには塑性ゲージ(ゲージNo.11~15と36)、その他のものは弾性ゲージを使用した。なおゲージはすべてゲージ長さ5mmの単軸ゲージとした。

変位計取付位置を図-4に示す。変位計はストローク100mm、精度1/200mmの摺動形変位計を用いた。載荷試験用の圧縮フランジの初期たわみは、2軸方向に任意に移動可能な治具を考案し、これに精度1/200mm

の変位計をセットして測定した。なお測定点は試験パネルで7列5行の計35点であった。

載荷試験は載荷ビームを介して2点載荷2点支持により、試験パネルに純曲げモーメントを作用させる形式で行った。各載荷点と試験体の支持条件は桁長方向に単純支持とし、荷重集中点に設置した横倒れ防止治具と試験体の支持条件も、ローラーを介して鉛直方向の荷重が試験体に正確に作用するように単純支持とした。載荷実験は、まず弾性域で降伏荷重の1/3程度までの荷重による予備載荷から行った。ここで予備載荷の載荷ステップは10tfで行い、これを2~3回繰り返し、載荷状態の安定性を確認した後、本載荷を行った。本載荷試験の載荷ステップは降伏荷重の10tfほど前迄10tf。その後5tf、極限強度に近づいたときから2tfを原則とし、変位の増分が大きくなった後は変位制御を行った。

3. 実験結果および考察

(1) 断面諸量および材料試験

材料試験より得られた、材料の応力-ひずみ関係を図-5に示す。60キロクラスや80キロクラスの高張力

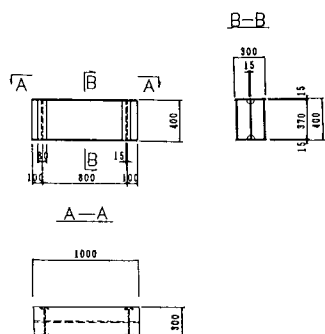


図-2 残留応力試験体の形状の一例
(C6Q4, C6L4)

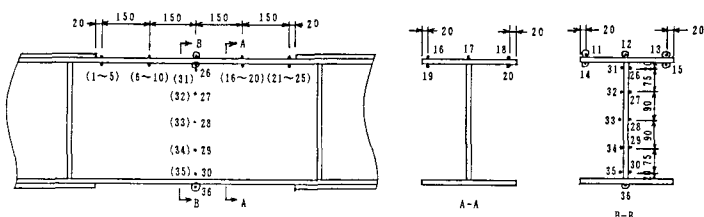


図-3 載荷試験体のひずみゲージ貼付位置

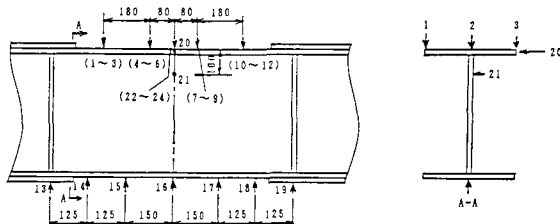


図-4 変位計取付位置

鋼ともなると、明確な降伏点を示さないことが多いが、今回使用した60キロ高張力鋼ではQT鋼もLY鋼もはっきりとした降伏棚を示した。材料試験より求めた材料の機械的性質を表-2(a)に示す。これより降伏比0.79のLY鋼が0.92のQT鋼より、一様伸び(最高荷重点迄の伸び)はもとより、全伸びもかなり上回っていることがわかる。ところでこのような場合、本来なら引張強さがほぼ等しくて降伏点の異なる鋼材同志で比較すべきであると考えられるが、製鋼上の都合で止むを得ず表-2(a)の鋼材を使用せざるを得なかった。表-2(b)にはミルシート値による使用材料の化学成分を示す。

表-2(a) 材料の機械的性質

鋼種	降伏点 kgf/cm ²	引張強さ kgf/cm ²	一様伸び %	破断伸び %
QT鋼	6,480	7,090	9	15
	6,500	7,090	9	17
QT鋼平均	6,490	7,090	9	16
LY鋼	4,800	6,050	15	24
	4,750	6,060	15	24
LY鋼平均	4,775	6,055	15	24

試験片形状: JIS 1号
G. L=200mm

材料試験による降伏応力と、試験体の実測値から求めた試験体の断面諸量を、表-3に示す。この表において、B: フランジ全幅、H: 梁高さ、 t_f : フランジ厚、 t_w : ウェブ厚、I: 断面2次モーメント、Z: 弾性断面係数、 M_{cr} : 道路橋示方書の基準耐力式より求めた曲げモーメント、 M_y : 降伏モーメント、 M_p : 全塑性モーメント、 P_p : 全塑

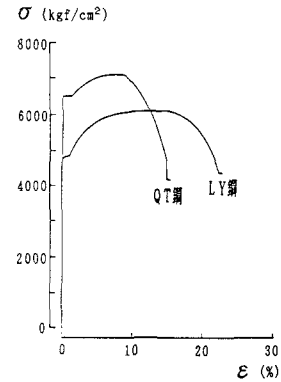


図-5 応力-ひずみ線図

表-2(b) 使用鋼材の化学成分

鋼種	C	Si	Mn	P	S
QT鋼	0.14	0.30	1.42	0.010	0.009
LY鋼	0.13	0.35	1.28	0.015	0.005

表-3 試験体の諸元

試験体 諸元	P6Q4	P6L4	C6Q4	C6L4	NC6Q4	NC6L4
σ_y (kgf/cm ²)	6,490	4,775	6,490	4,775	6,490	4,775
σ_b (kgf/cm ²)	7,090	6,055	7,090	6,055	7,090	6,055
B (cm)	18.07	17.96	30.05	30.06	42.05	42.00
H (cm)	40.09	40.14	40.06	40.14	40.16	40.15
t_f (cm)	1.51	1.53	1.52	1.52	1.52	1.53
t_w (cm)	1.51	1.53	1.52	1.52	1.50	1.53
I (cm ⁴)	2.780×10^4	2.792×10^4	4.128×10^4	4.168×10^4	5.513×10^4	5.529×10^4
Z (cm ³)	1.387×10^3	1.391×10^3	2.061×10^3	2.077×10^3	2.746×10^3	2.754×10^3
Z_p (cm ³)	1.630×10^3	1.638×10^3	2.330×10^3	2.351×10^3	3.042×10^3	3.055×10^3
M_{cr} (kgf·cm)	9.000×10^6	6.641×10^6	8.442×10^6	8.584×10^6	5.794×10^6	5.853×10^6
P_{cr} (kgf)	1.200×10^5	88.55×10^4	1.126×10^5	1.145×10^5	7.730×10^4	7.800×10^4
M_y (kgf·cm)	9.000×10^6	6.641×10^6	1.338×10^7	9.916×10^6	1.782×10^7	1.315×10^7
P_y (kgf)	1.200×10^5	8.855×10^4	1.783×10^5	1.322×10^5	2.376×10^5	1.754×10^5
M_p (kgf·cm)	1.058×10^7	7.819×10^6	1.512×10^7	1.122×10^7	1.974×10^7	1.459×10^7
P_p (kgf)	1.410×10^5	1.043×10^5	2.016×10^5	1.497×10^5	2.632×10^5	1.945×10^5
λ_T	0.523	0.445	0.870	0.744	1.22	1.04
λ_L	0.853	0.736	0.513	0.440	0.366	0.315
R	0.533	0.453	0.887	0.758	1.24	1.06
b/t_c	5.98	5.95	9.88	9.89	13.83	13.91

性荷重、 Z_p : 塑性断面係数、 λ_L : 棒理論に基づく水平座屈パラメータで、 $\lambda_L = L^2 \cdot P_{yf} / B_r$ 、L: 構構間隔、 P_{yf} : 圧縮フランジの降伏軸力、 B_r : 圧縮フランジの水平曲げ剛性、 λ_T : 棒理論に基づくねじれ座屈パラメータで $\lambda_T = r_o^2 \cdot P_{yf} / C_r$ 、 $r_o = I_{pc} / A_c$ 、 I_{pc} : 圧縮フランジの2次極モーメント、 A_c : 圧縮フランジの断面積、 C_r : 圧縮フランジのSt.Venantのねじり剛性、R: 幅厚比パラメータである。また板厚は両フランジ、腹板とも15mm一定とした。

次に崩壊モードについて考えてみる。本研究での純曲げ崩壊モードは、圧縮フランジのねじれ座屈に焦点を絞っているため、水平座屈が生じるおそれがないかどうかを計画段階で検討してみた。圧縮フランジが水

平座屈とねじれ座屈のいずれで崩壊するかについての限界式は、Basler¹⁷⁾、森脇・藤野¹⁸⁾によって提案されているが、Baslerが提案したものは崩壊が降伏モーメント以下で生ずるもののみに限られているので、ここでは森脇・藤野が提案した限界式で崩壊モードの検討をしてみた。この限界式と各試験体の位置関係を図-6に示す。この図より今回の試験体は6体ともねじれ座屈で崩壊するということになる。実験の結果NCシリーズ、Cシリーズの計4体は予定どおりねじれ座屈していたが、本図より当然ねじれ座屈するはずの、Pシリーズの2体は水平座屈とねじれ座屈がほぼ同時に生じていた。このことから森脇・藤野の限界式はあくまでも現在一般的な薄肉断面の桁についてのものであって、ここで取り扱ったような、特にPシリーズのようなずんぐりむっくりした断面の梁には適用できない可能性がある。よって今後はPシリーズのような梁をもカバー出来る限界式を明らかにすることが必要となろう。

(2) 初期たわみ

圧縮フランジの初期たわみの測定結果を表-4に示す。現在のところ道路橋示方書¹⁹⁾には、自由突出フランジの初期たわみに対する明確な基準が存在しないため、本試験体の初期たわみが許容範囲内にあるのかどうか道路橋示方書では判断できない。ところで今、仮に図-7に示す腹板とフランジの直角度の基準¹⁹⁾を、フランジの初期たわみ w に準用し、 $w = b/200$ (b : フランジ幅) という許容値を仮定する。このように考えて現在の実橋の自由突出フランジについて調査した結果によると、許容値を超過するものが現実に36%存在することが報告されている²⁰⁾。いっぽう本試験体が許容値に入るかどうか検討した結果、表-4に示すようにすべて許容値以下に収まっていた。よって本試験の初期たわみは許容される範囲内にあると考えて良からう。

(3) 残留応力

残留応力試験によって求めた残留応力のうち、桁断面内での桁長さ方向の残留応力分布の一例を図-8に示す。残留応力は、溶接部近傍で高い引張り応力が、腹板中央ではほぼ一定の圧縮応力が測定された。本試験体は60キロ級鋼であるため、溶接部の引張り残留応力は降伏応力に達しておらず、平均降伏点の37%、最高でも60%程度であった。いっぽう圧縮残留応力の板表裏面での平均値は降伏応力の14%～22%迄あり、あえてこれらをさらに平均すると降伏応力の17%前後の圧縮残留応力が存在するものと考えられる。

(4) 載荷試験

載荷試験の結果をまとめて表-5に示す。ねじれ座屈の場合、ねじれ座屈が即ねじれ崩壊ということになるが、本研究では耐荷余力の比較も行いたいということから、座屈開始荷重をも求めてみることにした。

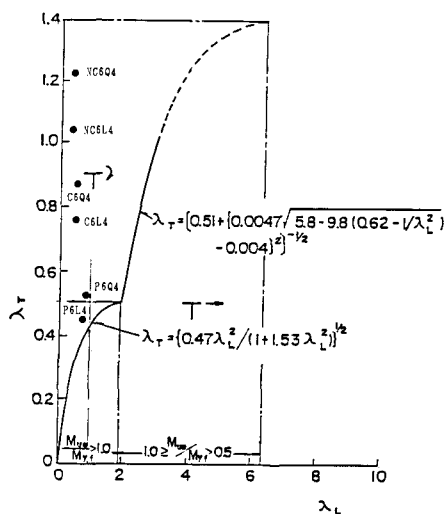


図-6 森脇・藤野の限界曲線

表-4 初期たわみの許容値および最大初期たわみ量

	P6Q4	P6L4	C6Q4	C6L4	NC6Q4	NC6L4
フランジ幅	180	180	300	300	420	420
許容値 $b/200$	0.9	0.9	1.5	1.5	2.1	3.1
最大初期たわみ	0.39	0.44	0.66	0.84	0.88	1.37

(単位 mm)

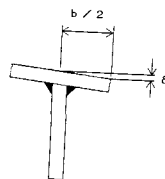


図-7 直角度の基準

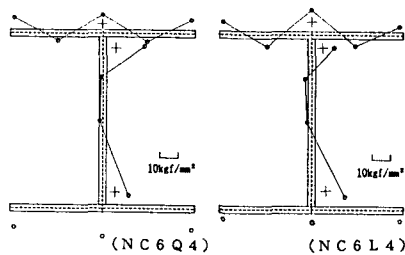


図-8 残留応力分布の一例

一般に、座屈開始荷重を推定する方法として、 $P-\varepsilon$ 法、 $P-\delta$ 法、 $P-\delta^2$ 法などがあるが¹⁸⁾、ここでは $P-\delta^2$ 法を用いた。6体の試験体それぞれについて変位計の位置別に求めた $P-\delta^2$ 線図の一例を図-9に示す。ねじれ座屈開始点は各変位計でみられるがその中で最も早く δ^2 が急激に増大し始めた点の荷重を P_i とし、図中に●で示している。またねじれ座屈による変形状の一例を写真-1に示す。なお座屈モードはC6L4を除いてすべて1半波であったが、C6L4のみ2半波で決まっていた。

表-5 実験結果

試験体 実験値	P 6 Q 4	P 6 L 4	C 6 Q 4	C 6 L 4	NC 6 Q 4	NC 6 L 4
P_i (kgf)	1.420×10^5	1.120×10^5	2.000×10^5	1.350×10^5	2.400×10^5	1.500×10^5
P_u (kgf)	1.525×10^5	1.310×10^5	2.060×10^5	1.620×10^5	2.560×10^5	1.900×10^5
M_i (kgf·cm)	1.065×10^7	8.400×10^6	1.500×10^7	1.013×10^7	1.800×10^7	1.125×10^7
M_u (kgf·cm)	1.144×10^7	9.825×10^6	1.545×10^7	1.215×10^7	1.920×10^7	1.425×10^7
崩壊モード	ねじれ+水平	ねじれ+水平	ねじれ	ねじれ	ねじれ	ねじれ

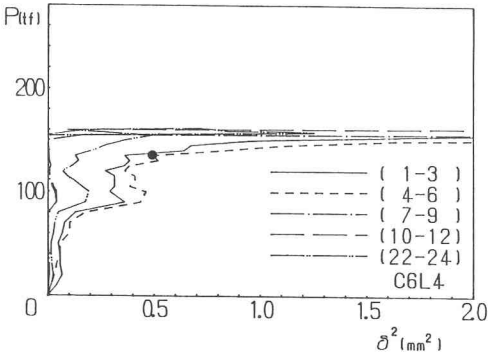


図-9 (a) $P-\delta^2$ 線図の一例 (C 6 L 4)

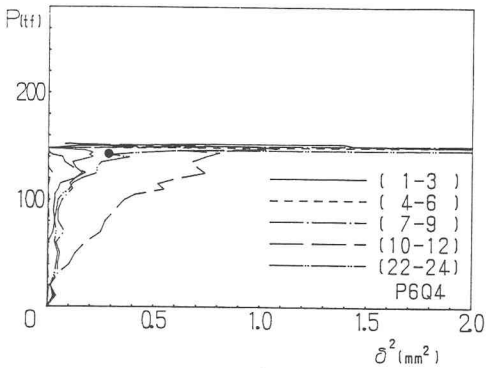


図-9 (b) $P-\delta^2$ 線図の一例 (P 6 Q 4)

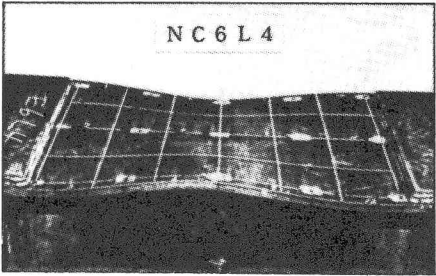
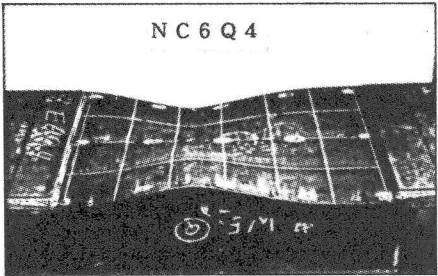


写真-1 上フランジの変形状の一例 (NC 6 Q 4, NC 6 L 4)

次にスパン中央での腹板およびフランジのひずみ分布を、ねじれ座屈開始前後、極限強度時とその前後について求めたものの一例を図-10に示す。各シリーズごとの圧縮フランジのひずみ分布は、Q T 鋼、L Y 鋼にかかわらずそれぞれほぼ類似した分布となっている。このうちNC6Q4、NC6L4は座屈開始点からフランジのひずみに大きな変動がみられ極限強度に達した後、フランジの上面、下面のひずみに大きな違いがみられ、ねじれ座屈しているのがこれからも明確にみられる。C6Q4、C6L4ではNCシリーズとはほぼ同様な挙動を示しているものの、それほど顕著に現れていない。Pシリーズでは極限強度に接近したところで突発的にひずみの変化が生じた後、極限強度に達していた。

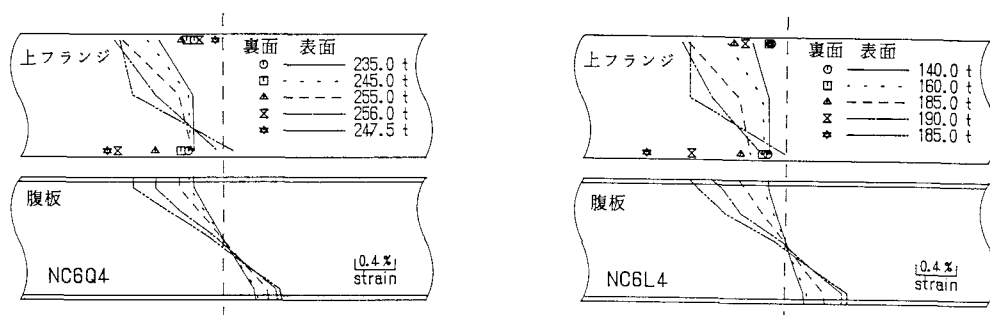


図-10 (a) ひずみ分布の一例 (NC6Q4) 図-10 (b) ひずみ分布の一例 (NC6L4)

荷重とスパン中央部、あるいはその近傍のフランジ部のひずみの関係 $P-\epsilon$ の一例を図-11に示す。Cシリーズ、NCシリーズではQ T鋼、L Y鋼ともに、この図のように降伏荷重 P_y 、あるいは座屈開始荷重 P_i 程度より表裏面のひずみが反転する傾向を示し出し、ほぼ極限強度でこの図のポイント13と15、および16と19のような+と-の方向への大きな変化がみられた。いっぽうPシリーズでは同様な傾向が認められたものの、Cシリーズ、NCシリーズに比しかなり大きな鉛直変位を受けた後、ねじれ座屈が始まるという特徴が認められた。

次に载荷試験で得られた荷重-スパン中央部の鉛直たわみの関係 $P-\delta$ を図-12に、また参考までに P_y およびその時のたわみ δ_y で各々無次元化した $P/P_y-\delta/\delta_y$ 関係を図-13に示す。これらの図で点 P_u は極限強度、 P_i はねじれ座屈開始点の荷重である。図-12より先ずQ T、L Y鋼とも極限強度はNCシリーズ、Cシリーズ、Pシリーズの順に小さくなり、このうちQ T、L Y鋼ともそれぞれ同一の P_{or} で設計していたNCシリーズ、CシリーズではL Y鋼の極限強度がQ T鋼のそれより、それぞれで74%、79%に低下することが明かとなった

(ちなみにL Y鋼の降伏強度はQ T鋼のそれの74%)。またNCシリーズ、Cシリーズの両シリーズでは、Q T鋼の P_i (実験的に求めた座屈開始荷重) がL Y鋼のそれより大幅に上まわり、NCシリーズでは約60%、Cシリーズでも約50%も上まわっていた。この理由についてはQ T鋼の降伏強度が、L Y鋼のそれよりかなり高いことによるものであろう。なおPシリーズでは極限強度で86%、座屈開始荷重で79%と、L Y鋼がQ T鋼よりそれぞれ低下していた。また座屈開始点よりねじれ座屈迄のいわゆる耐荷余力でみると、全シリーズともL Y鋼の方がQ T鋼よりはるかに大きく、比率でみるとNCシリーズでは20%、Cシリーズで17%、またPシリーズでは10%大きいことがわかった。さらに図-13において P_y よりの強度上昇率をみると、P6L4が最高で1.48倍、P6Q4が1.27倍、C6L4が1.23倍、C6Q4が1.16倍、NC6L4が1.08倍、NC6Q4も1.08倍ということで各シリーズごとに比較すると、NCシリーズでは同一であるということを除いて、L Y鋼の強度上昇率がQ T鋼のそれより大きいことがわかる。

次に縦軸にモーメントを降伏モーメントで無次元化した M/M_y を、また横軸には幅厚比パラメータ R を

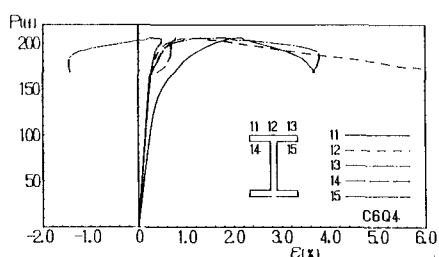


図-11 (a) 荷重-スパン中央部のひずみ (C6Q4)

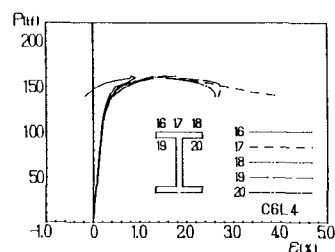


図-11 (b) 荷重-スパン中央より15cm右部のひずみ (C6L4)

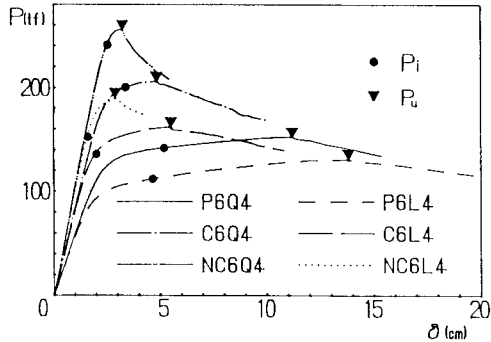


図-1 2 P- δ 線図

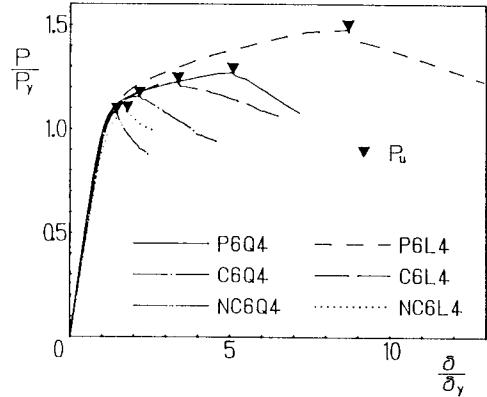


図-1 3 $P/P_y - \delta/\delta_y$ 線図

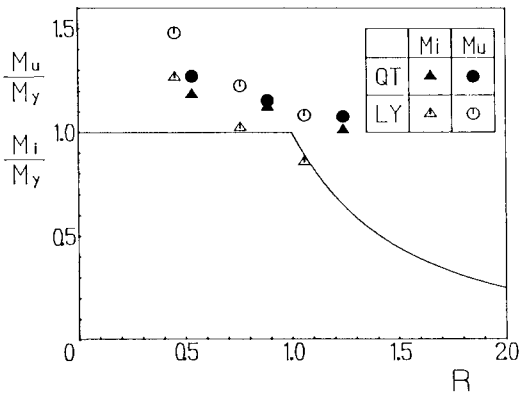


図-1 4 座屈線図

とって実験で求めた M_i 、 M_u をプロットしさらにオイラーの座屈曲線を併せて描くと図-1 4のごとくなる。この図より先ず本研究の実験値が、従来のデータより全般的に高めに出現しているが、これは本研究に用いた試験体のプロポーションからわかるように、腹板による拘束効果がかなり大きかったことによるものと考えられる。またこの図からも全般的にLY鋼の方がQT鋼より圧倒的に耐荷余力が大きいことがわかる。ここで M_u/M_y の値について考えてみるに、 R が大きいときにはQT鋼のそれがLY鋼より大きいようであるが、 R が小さくなるとこの関係が逆転しLY鋼のその方がQT鋼よりも大きくなり、その境界は本研究では $R = 0.9$ であった。このようになる理由は図-1 5より明らかである。図-1 5は、図-1 4の $M_u/M_y - R$ 関係を線図で示したものであり、併せて縦軸に M_u と M_y 値を横軸に R をとって実験点をプロットしたものである。この図よりQT鋼、LY鋼の M_u 線図と M_y 線図についてみるに、いずれもQT鋼の傾斜がLY鋼のそれより急である。したがって M_u/M_y については R が大きい領域では、LY鋼がQT鋼より小さく $R = 0.9$ でほぼ同一となり、それより R が小

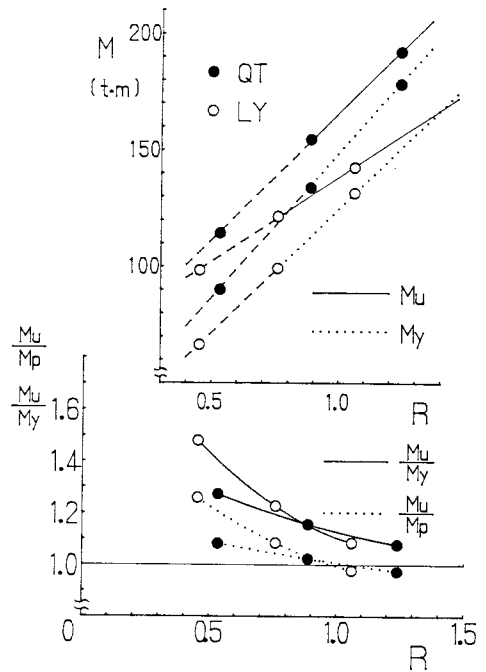


図-1 5 $M - R$, M_u/M_y , $M_u/M_p - R$ 関係図

さくなるとLY鋼の M_u/M_y の方が、QT鋼のそれより大きくなって行く様子が良くわかる。しかし M_u 値、 M_y 値そのものについて比較すると、 $0.4 < R < 1.3$ の領域(但し $0.4 < R < 0.8$ では参考値)ではRが同一で比較するとQT鋼の M_u 値はもとより M_y 値もLY鋼のそれらよりも大きい。また M_i/M_y 値についても、 M_u/M_y と同様の傾向、但しもっと顕著な傾向を示した。ちなみにこの場合の境界は $R \approx 0.5$ であった。

いっぽう以下に塑性変形について考えてみる。塑性変形能力を、ここでは梁のスパン中央のたわみ δ と吸収エネルギー W の両面より検討する。先ず図-16に最大耐力時のたわみ量 δ_u を降伏強度時のたわみ量 δ_y で無次元化した δ_u/δ_y とRの関係、さらに梁のスパン中央のたわみ δ と幅厚比パラメータRとの関係を併せて示す。この図より、Rが大きいときにはQT鋼の δ がLY鋼のそれより大きい、Rが小さくなると両者は接近するようである。いっぽう δ_u/δ_y で評価すると、 $R > 0.9$ では両鋼間ではほとんどひらきが認められないが、 $R < 0.9$ ではLY鋼の方がQT鋼よりも大きく、Rが小さくなるにしたがってその差は大きくなる。このようになる理由は、図-16にも示しているように、各鋼材ともそれらの δ_y は基本的に小さく、しかも降伏比の関係からLY鋼の δ_y がQT鋼のそれより小さいことから、このような δ_u/δ_y の曲線のようになることがうなずける。次に各試験体の $P/P_y - \delta/\delta_y$ 線図での最大荷重までの面積 W_N および最大耐力点までの $P - \delta$ 線図の面積 W をそれぞれの場合の吸収エネルギーと定義し、これらとRの関係を併せて図-17に示す。本図-17と先の図-16は基本的にほぼ同様な傾向を示すことがわかる。この図-17より吸収エネルギー W 、つまり靱性について評価すると、Rが同一で比較するとQT鋼の W がLY鋼のそれより常に大きい、Rが小さくなると両者は接近するようである。いっぽう W_N とRの関係では、ほぼ $R < 1.1$ ではLY鋼の W_N の方がQT鋼のそれより常に大きく、Rが小さくなるに従ってその差は大きくなる。このようになる理由はそれぞれの鋼板の降伏荷重までの吸収エネルギー W_y をからめて考えるとよく理解できる。なお、以上の図-15～図-17における M_u 、 M_y 、 δ_u 、 δ_y 、 W 、 W_y の各値で、大略 $R < 0.8$ のものについては参考値であるので-----で示している。

ところで最大耐力点以降の降下曲線の勾配は、部材が局部座屈するような場合でも繰り返し載荷時の変形曲線の包絡線とほぼ一致することが一般的に知られている^{21), 22)}。

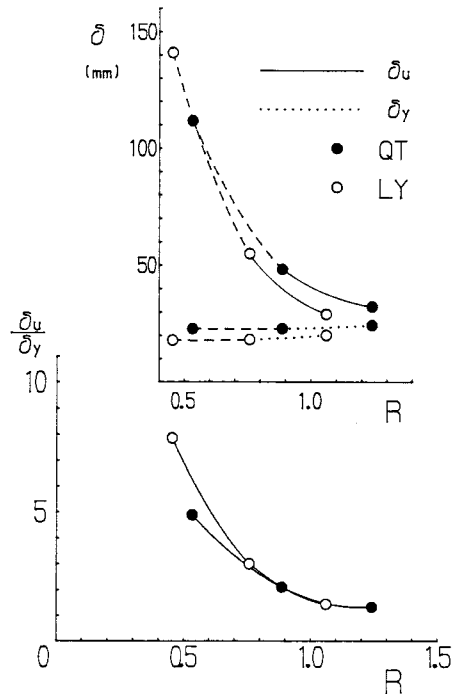


図-16 $\delta - R$, $\delta/\delta_y - R$ 関係図

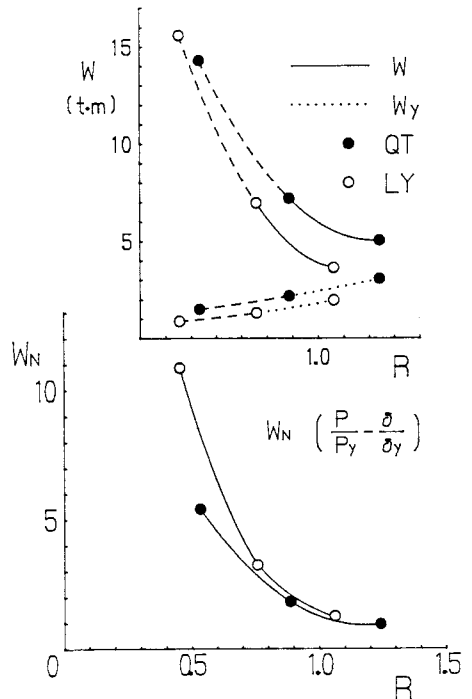


図-17 $W - R$, $W_N - R$ 関係図

そこで図-13より各曲線の降下勾配を求めた結果を表-6に示す。なおここでの数値は大略を示したものである。この表よりPシリーズではQT鋼の降下勾配はLY鋼のその約1.8倍急であるのに対し、Cシリーズでは約1.6倍、NCシリーズでは約1.4倍と、Rが大きくなるにつれて、倍率は小さくなるものの、QT鋼はLY鋼に比し一般的に降下曲線の勾配がかなり急な傾向を示すこともわかった。

表-6 最大耐力点より降下曲線の
水平線となす角度

シリーズ 鋼種	Pシリーズ	Cシリーズ	NCシリーズ
LY鋼	17°	19°	35°
QT鋼	30°	30°	50°

以上の図-15から図-17までおよび表-6のデータより、総合的に評価すると以下の事が言える。

(1) 塑性断面梁としてはRが小さくなるにしたがって、 M_u/M_p ではLY鋼がQT鋼よりかなり勝るようになるし、QT鋼の M_u にLY鋼のそれが急接近する。また、 δ_u/δ_y でもLY鋼がQT鋼を引き離していく。さらに W_N についてはLY鋼がQT鋼をどんどん引き離して行くし、Wについては両者が次第に接近するようである。いっぽう最大耐力点以降の降下曲線の勾配でも、LY鋼はQT鋼よりかなり緩やかであるなどの理由から、既に文献9)でも明かなようにLY鋼による組立梁の方がQT鋼によるものより塑性梁としてはかなり勝っているとしても良い。

(2) 本研究結果より、本研究においては $R=0.8\sim 1.0$ が実質的なコンパクト断面と目されるが同一Rで比較すると、この領域ではまず M_u/M_p でみると、LY鋼とQT鋼でほとんど差がないとみてもよいが、 M_u そのものについてはQT鋼がLY鋼より約15%勝っている。 δ_u/δ_y ではQT鋼とLY鋼の間にほとんどひらきは認められず、 δ_u ではQT鋼がLY鋼より若干大きい。 W_N ではLY鋼とQT鋼ではほとんど差がないとみてもよいが、WではQT鋼の方がLY鋼よりかなり大きい。いっぽう最大耐力点以降の降下曲線の勾配では、LY鋼の方がQT鋼よりかなり緩やかである。以上の事からコンパクト断面としては、耐荷力の点でLY鋼がQT鋼よりかなり見劣りするということを勘案すると、どちらかというLY鋼よりQT鋼の方が適していると考えられる。

(3) ノンコンパクト断面(ここでは弾塑性座屈領域の梁でNCシリーズ)としては、最大耐力点以降の降下曲線の勾配のみ若干LY鋼がQT鋼を上回るということ、同一Rで比較すると δ_u/δ_y および W_N については両者はほとんど同一の挙動を示すということを除いて、他のすべての面でQT鋼がLY鋼より勝っているという事から、この領域ではQT鋼がLY鋼より勝っていると考えられる。

4. 結論

本研究では限界状態設計法に向けて土木構造物に適した高張力鋼の特性とはいかなるものかを明らかにする第一歩として、現状の60キロ級鋼のQT鋼に加えて、降伏比80%のLY鋼の両鋼よりなる溶接組立H形梁の圧縮フランジのねじれ座屈に焦点を絞って耐荷力実験を実施し、鋼種によって座屈強度、耐荷力のみならず、変形状がどのように変化するかを明らかにすることを目的としたものである。その結果以下のような事が明かとなった。

(1) 圧縮フランジの幅厚比パラメータRで0.5程度のもの(本研究ではPシリーズ)のみならず、0.8程度のもの(ここではCシリーズ)および1.1程度のもの(NCシリーズ)の領域で、QT鋼よりなる梁とLY鋼よりなるものの圧縮フランジのねじれ座屈に対する座屈強度、耐荷力や変形状を明かとすることができた。

(2) QT鋼よりなる梁、LY鋼よりなるものとも、NCシリーズ、Cシリーズでは、LY鋼の極限強度がQT鋼のそれより、それぞれ74%、79%に低下することがわかった(ちなみにLY鋼の P_y はQT鋼のその74%)。いっぽう P_y (実験的に求めた座屈開始荷重)もLY鋼はQT鋼よりNCシリーズで約60%、Cシリーズでも68%に低下することがわかった。なおPシリーズでは極限強度で86%、座屈開始点で79%と、

L Y 鋼が Q T 鋼よりそれぞれ低下することが明かとなった。

(3) しかし座屈開始点よりねじれ座屈強度までのいわゆる耐荷余力でみると、全シリーズとも L Y 鋼の方が Q T 鋼よりもはるかに大きく、比率でみると N C シリーズで約 20%、C シリーズで約 17%、P シリーズも約 10% 大きかった。

(4) M_u/M_y で評価すると、R が大きいときには Q T 鋼のそれが L Y 鋼より大きいようであるが、R が小さくなると L Y 鋼のそれの方が Q T 鋼よりも大きくなり、その境界は本研究では $R=0.9$ であった。

(5) δ_u/δ_y で考えてみるに、 $R<0.9$ では L Y 鋼のそれの方が Q T 鋼より大きく、R が小さくなるにしたがってそのひらきが次第に大きくなる。

(6) W_N ($P/P_y-\delta/\delta_y$ 曲線での最大荷重までの面積) で評価すると、 $R<1.1$ では L Y 鋼の W_N が Q T 鋼のそれより常に大きく、R が小さくなるにしたがってその差は大きくなっていく。

(7) 最大耐力点以降の降下曲線の勾配については、各シリーズとも Q T 鋼が L Y 鋼に比しかなり急であり、R が小さくなる程 L Y 鋼に対する Q T 鋼の勾配が急となるようである。

図-15 より図-17 までのデータによって M_u/M_y 、 M_u 、 δ_u/δ_y 、 δ_u 、 W_N 、 W の種々の面より検討した結果をもとに総合的に判断すると、

(8) いわゆる塑性断面梁 (本研究では $R=0.5$ 程度の P シリーズがこれに相当する) としては、Q T 鋼より L Y 鋼が勝っているとしても良い。

(9) 本研究では $R=0.8\sim 1.0$ がコンパクト断面梁と目されるが、この領域では、どちらかという L Y 鋼より Q T 鋼の方が適していると考えられる。

(10) ノンコンパクト断面梁 (本研究では $R=1.1$ の N C シリーズがこれに相当する) としては Q T 鋼が L Y 鋼より勝っていると考えられる。

本研究に際して鋼材の提供、試験体の製作および試験の実施に協力頂いた㈱神戸製鋼所、ならびに試験の実施および原稿の作成にあたり協力頂いた岐阜大学大学院の安藤良典君、梅村哲男君に謝意を表します。

参考文献

- 1) 加藤 勉：高張力鋼の高層建築物への利用，製鉄研究，321号，pp.1-7，1986年。
- 2) 加藤 勉：建築用鋼材の降伏比について，鉄と鋼，第74年，第6号，pp.11~21，1988年。
- 3) 高張力鋼ワーキンググループ：建築構造用 60 キロ高張力鋼の機械的性質の目標値について，日本鉄鋼協会構造用鋼材の機械的性質に関する調査研究委員会資料，pp.1-96，1988年3月。
- 4) 加藤 勉：構造用鋼の許容応力度，カラム，pp.19-22，1965年 4月。
- 5) 加藤 勉・青木博文：応力集中を有する変断面材の伸び能力と降伏比，日本建築学会論文報告集，第 159号，pp.25-30，1969年 5月。
- 6) Kato, B. and Okumura, T.: Structural Behaviour Including Hybrid Construction, Proceedings of 10th Congress of IABSE, 1976.
- 7) 青木博文・加藤 勉・難波恒夫・佐藤亘宏：変断面鋼板の変形能力と素材の力学的特性，日本建築学会論文報告集，第 320号，PP.36-42，1982年10月。
- 8) 佐藤邦彦・豊田政男・塚本光夫・渡辺 之・田川寿俊・津山青史：鋼の降伏比が構造性能に及ぼす影響，溶接学会論文集，第 3巻，第 3号，PP.153-159，1985年。
- 9) 桑村 仁：降伏比の異なる高張力鋼を用いた H 形断面短柱の終局強度と変形能力について，構造工学論文集，Vol. 34B，pp.75-84，1988年3月。
- 10) 桑村 仁・佐々木道夫：部材の降伏耐力のばらつきが多層剛節骨組の崩壊メカニズムに与える影響について，構造工学論文集，Vol. 34B，pp.23-33，1988年3月。

- 11) 豊田政男・小井 衛・萩原行人・瀬戸厚司：骨組溶接構造体の変形能に及ぼす鋼材変形特性の影響，溶接学会論文集，第8巻，第1号，pp.112-119，1990年.
- 12) 田中明広・岩崎宣博・上田正博・伊藤正彦・上村宗倫・田川寿俊：鋼構造用鋼材，日本鋼管技報，No.109，pp.2～14，1985年.
- 13) 大橋 守・望月晴雄・山口種実・萩原行人・桑村 仁・岡村義弘・富田幸男・小松伸行・船津裕二：建築用新性能厚板の開発，製鉄研究，第334号，pp.33～42，1988年.
- 14) 大西一志・鈴木秀一・染谷 良・内村弘己・鎌田芳彦：高層ビル用低降伏比 60kgf/mm²高張力鋼の開発，住友金属，Vol 40，No. 3，pp.33-42，1988年 7月.
- 15) 大沢紘一：鉄鋼業における製品開発 - 高級化への軌跡 - ，高張力鋼，鉄鋼界，pp.10-17，1989年 2月.
- 16) Roik, K., Kuhlmann, U.:Rechnerische Ermittlung der Rotationskapazität biegebeanspruchter I-Profile, Stahlbau, 56 Jahr., Heft 11, pp.321-327, 1987.11.
- 17) Basler, K. and Thürlimann, B.:Strength of Plate Girders in Bending, ASCE, ST6, pp.153-181, 1961.7.
- 18) 森脇良一・藤野眞之：初期不整を有するプレートガーダーの純曲げ強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第264号，pp.1-15，1977年8月.
- 19) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1980年2月.
- 20) 奈良 敬・小松定夫：補剛された圧縮板の極限強度曲線に関する統計学的研究，土木学会論文集，第392号，pp.289-296，1988年4月.
- 21) 加藤 勉・秋山 宏・響 洋一：局部座屈を伴うH形断面部材の変形，日本建築学会論文報告集，第257号，pp.49-58，1977年7月.
- 22) 與田香二・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年3月.

(1990年10月12日受付)