

厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚の 変形能に関する実験的研究

AN EXPERIMENTAL STUDY ON DUCTILITY OF STEEL BRIDGE PIERS
WITH THICK WALLED CROSS SECTION AND SMALL NUMBER OF STIFFENERS

富永知徳*、安波博道**

By Tomonori TOMINAGA, Hiromichi YASUNAMI

Cross sections of steel bridge piers, which consist of comparatively thick plates and small number of longitudinal stiffeners, are proposed from the view point of ductility. Eight cantilever steel box column with one-tenth scale as the steel bridge piers are subjected to cyclic lateral loads and constant axial loads. Four of the specimens, which have the same cross section, are made of four kinds of steel with different yield ratios respectively, in order to examine the effect of steel properties on ductility of the piers. As the ductility factor and energy absorption capacity of the specimens, it has been shown that the proposed cross sections improve these two values significantly.

Key Words: bridge pier, ductility, yield ratio, energy absorption capacity, thick plate

1. 序論

現在、鋼製橋脚の大規模地震に対する耐震性については、道路橋示方書¹⁾にて示されるRC橋脚に対する保有水平耐力の照査のような明快な基準がないため、実用的な耐震設計基準の確立が望まれている。また、建設省土木研究所における実験的研究²⁾により、鋼製橋脚のねばり(変形能)がRC橋脚に及ばないことが指摘され、防災上の観点からも鋼製橋脚の耐震性向上対策が必要とされている。

鋼構造の変形能を向上させるために、鋼材の弾塑性変形能力を有効に利用するという観点に立った場合、構造部材の厚肉化が1つの有効な方策であると考えられる。元来、土木鋼構造は最小重量設計のもとに発達してきたため、薄肉で補剛材の多い部材断面となっている。しかしながら、近年の人件費の高騰により、加工度が高い最小重量設計では不合理な場合もある。よって、多少の鋼重増は許容しても工数の最小化を図ることによりトータルの最小コストを得る設計思想が提案され得る。そのような設計を具現化する構造として、比較的厚肉の鋼板を使用した補剛材の少ない断面が考えられる。

鋼製橋脚の構成要素である補剛板に関する研究は以前から数多くがなされてきたが、その大部分は極限強度や耐力に関するものである。耐震性に関して重要な条件である部材レベルの変形能に関しては多くを見ない。しかし奈良³⁾は、補剛板の幅厚比パラメータを小さくすることにより、また、補剛材の剛比を道路橋示方書に示される最小の値の3~5倍より大きくすることによっても補剛板の変形能が大幅に改善されるという重要な知見を得ており、このことは宇佐美⁴⁾が実施した部材実験においても確認された。

* 工修 新日本製鐵(株) 鋼構造研究開発センター (〒299-12 富津市新富20-1)

** 工修 新日本製鐵(株) 鋼構造研究開発センター (〒299-12 富津市新富20-1)

本研究では、比較的厚肉の鋼板を使用した補剛材の少ない断面、ここでは「厚肉少補剛断面」と称する断面を持つ構造の提案を行い、その変形能を実験的に確認することを目的とする。そのため、現行の道路橋示方書の許容応力度法に従って最小重量設計を行った橋脚断面、ここでは「基準断面」と称するが、この基準断面と奈良³⁾・宇佐美⁴⁾らが提案する補剛材剛比の向上（補剛材の強化）および幅厚比パラメータをある制限値以下で比較的小さい領域に設定した各種断面を比較し、厚肉少補剛断面としての合理的な断面構成の探索を行う。この際、従来の薄肉の断面と、厚肉の断面の弾塑性挙動の違いを耐震性の観点から合理的に評価するため、主にエネルギー吸収能力の特性から検討を行い、合理的な破壊点の定義を試みる。

本研究は、ある特定の上部工に対し塑性変形能力を考慮して橋脚の設計を行い、それによって得られた構造の縮小モデルを用いて実験、検討を行うものである。そのため、同一鋼種を用いて製作した各種の厚肉少補剛断面の供試体シリーズについては、その特性を絶対値で比較評価をすることが可能である。

次に、近年、建築鉄骨の分野では鋼材特性が鋼部材の変形特性に与える影響に関して調査が行われ、主な研究として加藤ら⁵⁾、豊田ら⁶⁾の研究が挙げられる。そこで対象としたのは建築鉄骨に一般に使用される幅厚比の非常に小さい箱型、H型の無補剛断面の部材であり、低降伏比鋼を用いることにより変形能の向上が得られるという結論を得ている。一方、土木分野では奈良ら⁷⁾、森脇ら⁸⁾が板要素および補剛板に関して降伏比、一様伸び、等各種パラメータの影響を解析によって調査を行い、降伏比を小さくし、降伏後の応力ひずみ曲線の勾配を大きくすることが圧縮補剛板の極限強度および変形能の向上の観点から望ましいという結論を得ている。また、福本ら⁹⁾は鋼製ラーメン隅角部に対して低降伏比鋼を適用してその基本的性状を実験的に調査し、繰り返し載荷時に通常鋼と比較して変形能が大きいという結果を得ている。

本研究で提案している厚肉少補剛断面においては、鋼材の弾塑性変形能力をより有効に活用できることが期待される。そこで、鋼材の応力-ひずみ特性、特に降伏比が異なる各種鋼材を用い、形状は同一である供試体シリーズを設定し、調査を行っている。

Table.1 各供試体の特徴

2. 実験の概要	A	S6-30Real	基準断面, 薄肉多補剛構造 (外形寸法30cm×30cm, 補剛材6本/辺), (SM490Y:Table.3 中 MYR)
		S6-30	基準断面の補剛材のみを道示規定の 3 倍に強化, (SM490Y:Table.3 中 MYR)
		S2-30	厚肉少補剛構造 (補剛材2本), 補剛材も道示規定の 3 倍に強化。 , (SM490Y:Table.3 中 MYR)
(1)実験シリーズ	B	S2-25	コンパクト断面, 厚肉少補剛構造, 補剛材強化 (外形寸法25cm×25cm), (SM490Y:Table.3 中 MYR)
		S2-20	コンパクト断面, 厚肉少補剛構造, 補剛材強化 (外形寸法20cm×20cm), (SM490Y:Table.3 中 MYR)
	本研究では、設計	C	S2-30-H
S2-30-L			低降伏比鋼材 (SS400:Table.3 中 LYR), 形状 S2-30 に同じ。
S2-30-Hot			降伏棚が無い鋼材 (SS400:Table.3 中 HOT), 鋼材のひずみ硬化域利用を期待、形状 S2-30 に同じ

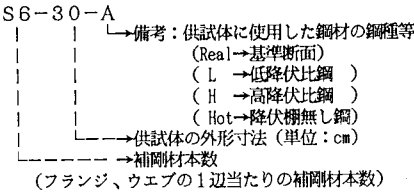
の設定にあたり、都市内の高速道路では代表的と思われる構造形式で、かつ、実際に最近建設された鋼製橋脚を抽出し基準断面 S6-30Real とした。この供試体を基準として比較を行うものとする。

ここでは、供試体は以下の3シリーズで構成して体系づけている。

- ・Aシリーズ：断面形状の影響。すなわち、外形寸法一定のうえで厚肉少補剛断面化、補剛材強化の影響。
- ・Bシリーズ：コンパクト断面化。すなわち、外形寸法を小さくして肉厚を大きくする方向の影響。
- ・Cシリーズ：各種鋼材特性の耐震性および変形能に与える影響。

A, B シリーズでは基準断面 S6-30Real と同じ荷重条件に対して同じ鋼材を用いて設計を行った。この際、最近の研究による知見により、幅厚比パラメータの改善および補剛材の強化が塑性変形能力向上に有効ということが解明されたため、奈良ら、宇佐美らの提案に従い以下2つの条件を考慮することとした。

①補剛板の幅厚比パラメータ 0.5以下の確保⁴⁾



②補剛材の必要最小剛比の3倍以上までの強化³⁾

各供試体の特徴を、Table.1に示す。また、その下に供試体の名称の付け方を示している。

これらの橋脚断面について、実スケールの1/10のサイズの供試体を製作した。

(2)供試体緒元

供試体の形状の1例をFig.1に示し、その寸法実測値を用いて算出した断面諸量をTable.2に示す。表中にて用いている鋼材の降伏点は後述の引張試験の結果によっている。

供試体は全て正方形断面でありフランジ、ウェブは同じ寸法である。また、横リブおよびダイヤフラム間隔は道路橋示方書に準じて設計を行い、全供試体について等しく設定した。

载荷により破壊が生じる部分は、Fig.1中にて示すように、横リブおよびダイヤフラムで区切られたいくつかのセクションのうち、最下のものである。

また、供試体の製作について特記すべき事項を下に示す。

- 1)板厚の減厚：一般的な厚板の製造下限値より薄い板厚の鋼板を用いる場合が多いため、6mm以下の板厚は6mm鋼板からの削り出しにより所定の板厚に加工した。
- 2)角溶接方法：板厚が6mm以下の鋼板の溶接についてはすみ肉溶接とした。このとき脚長は板厚分とした。
また6mmを越える鋼板については開先を取って溶接を行った。溶接はCO₂アーク溶接による。
- 3)横リブと縦リブの溶接は、片面のみのすみ肉溶接とした。
- 4)形状寸法精度は道路橋示方書の規定に準じた。

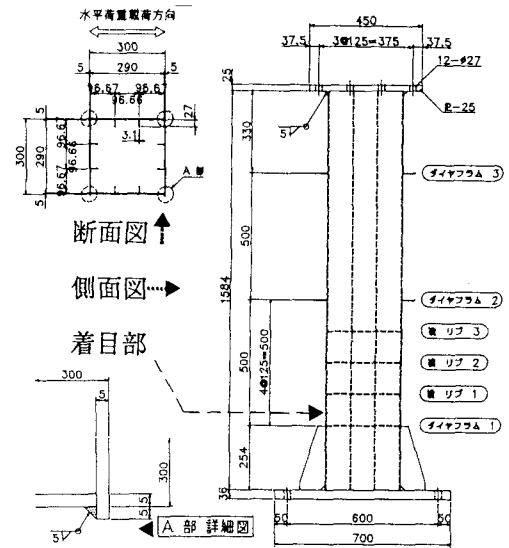


Fig.1 供試体の1例

Table.2 実験供試体一断面諸量

Series	供試体 NAME	鋼材 降伏点 σ_y kgf/mm ²	外形寸法 ×肉厚		補剛材幅 ×肉厚		面積 A(mm ²)	断面2次 モーメント I(mm ⁴)	断面 係数 W(mm ³)	塑性断面 係数 Z _p (mm ³)	形状 係数 f	幅厚比 バラーメ R _R	補剛材 剛比 γ/γ^*	備考
			B(mm)	t(mm)	bs(mm)	ts(mm)								
A	S6-30Real	42.2	299.5	3.17	22.0	2.21	4.92×10 ³	6.90×10 ⁷	4.60×10 ⁵	5.34×10 ⁵	1.16	0.318	1.37	基準断面
	S6-30	42.2	300.0	3.16	28.0	2.79	5.64×10 ³	7.70×10 ⁷	5.13×10 ⁵	6.04×10 ⁵	1.18	0.316	3.01	補剛材のみ強化
	S2-30	41.2	300.0	5.13	27.0	3.16	6.87×10 ³	9.72×10 ⁷	6.48×10 ⁵	7.50×10 ⁵	1.16	0.466	3.02	厚肉少補剛断面
B	S2-30	41.2	300.0	5.13	27.0	3.16	6.87×10 ³	9.72×10 ⁷	6.48×10 ⁵	7.50×10 ⁵	1.16	0.466	3.02	S2-30と同一
	S2-25	41.6	251.0	6.27	35.0	3.30	7.08×10 ³	6.72×10 ⁷	5.36×10 ⁵	6.32×10 ⁵	1.18	0.325	3.03	コンパクト断面
	S2-20	40.2	203.0	9.24	53.0	5.00	9.29×10 ³	5.10×10 ⁷	5.03×10 ⁵	6.27×10 ⁵	1.25	0.171	3.06	コンパクト断面
C	S2-30-H	37.8	300.0	5.00	27.0	3.03	6.54×10 ³	9.21×10 ⁷	6.14×10 ⁵	7.12×10 ⁵	1.16	0.446	3.02	高降伏比鋼材
	S2-30-L	31.6	300.5	5.05	27.0	3.29	6.71×10 ³	9.41×10 ⁷	6.26×10 ⁵	7.28×10 ⁵	1.16	0.408	3.02	低降伏比鋼材
	S2-30-M	41.2	300.0	5.13	27.0	3.16	6.87×10 ³	9.72×10 ⁷	6.48×10 ⁵	7.50×10 ⁵	1.16	0.466	3.02	S2-30と同一
	S2-30-Hot	32.7	300.0	4.76	27.0	3.22	6.31×10 ³	8.86×10 ⁷	5.90×10 ⁵	6.85×10 ⁵	1.16	0.413	3.02	降伏棚無し鋼材

(3)载荷方法

载荷装置の概要図をFig.2に示す。本試験機は地震時の橋脚に作用する荷重に相当する载荷を行うことを目的とする。その荷重状態の模式図をFig.3に示す。ここに示すように、上部工の重量を鉛直方向に一定の

大ききで荷重しながら、地震動に相当する水平荷重の荷重を行った。

水平荷重は供試体頭頂部での水平変位制御で行い、その変位パターンはECCS Recommendation Short Testing Program¹⁰⁾に準拠してFig.4に示すように決定した。このとき、変位振幅は次式によって定義される δ_{y0} を基準として $\pm\delta_{y0}$ 、 $\pm2\delta_{y0}$ 、 $\pm3\delta_{y0}$ 、・・・という具合に取られ、各変位での繰り返し回数は3回とした。また、 $\pm\delta_{y0}$ の荷重を行う前に、弾性域での挙動を把握するため $\pm0.5\delta_{y0}$ の変位振幅で3回の繰り返し荷重を行っている。ここで用いている弾性限界変位 δ_{y0} は以下のように算出する。

$$H_{y0} = M_y / h \quad (1)$$

$$\delta_{y0} = \alpha \cdot H_{y0} \cdot h^3 / 3EI \quad (2)$$

ここに、 h =供試体長、 M_y =降伏モーメント、
 EI =供試体曲げ剛性、 α =治具影響分の補正量、
 H_{y0} =弾性限界荷重

M_y は引張試験によって求められた σ_y を用いて算出している。

ここで、 H_{y0} 、 δ_{y0} は軸力を一切考慮せずに計算を行った。軸力を考慮した場合は以下のように算出する。

$$H_y = \sigma_y' \cdot I / (k \cdot h) \quad (3)$$

$$\delta_y = \alpha \cdot H_y \cdot h^3 / 3EI \quad (4)$$

$$\sigma_y' = (\sigma_y - P/A - \beta) \quad (5)$$

ここに、 $k=B/2$ (B は、ウェブ高)、 P =軸力、
 A =断面積、 β =軸力による付加モーメント寄与分の応力

また、鉛直荷重は各供試体について全断面降伏軸力 P_y の20%を与える一定値とした。

$$P = 0.2P_y \quad (6)$$

頭頂水平変位および鉛直変位は変位計で計測を行った。荷重は、水平、鉛直ジャッキそれぞれに取り付けてあるロードセルを用いて計測を行った。

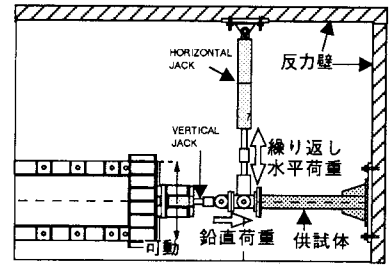


Fig.2 荷重装置平面図

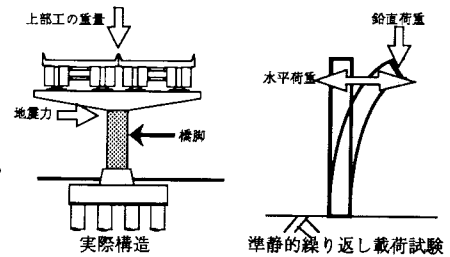


Fig.3 地震時荷重状態モデル

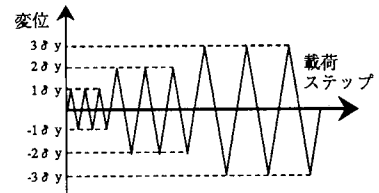


Fig.4 水平変位荷重パターン

3. 実験結果および考察

3.1 実験結果

(1) 鋼材試験

使用鋼板から JIS5 号試験片を作成し、引張試験を行った。板厚ごとに引張試験片を採用した。

鋼材の応力-ひずみ曲線

として、各鋼種の板厚 5mm の引張試験結果の代表例をFig.5(a)~Fig.5(b)に示す。このような応力-ひずみ曲線から各曲線について参考文献9)の方法に従って鋼材諸特性を求めた。その結果を Table.3 に示す。

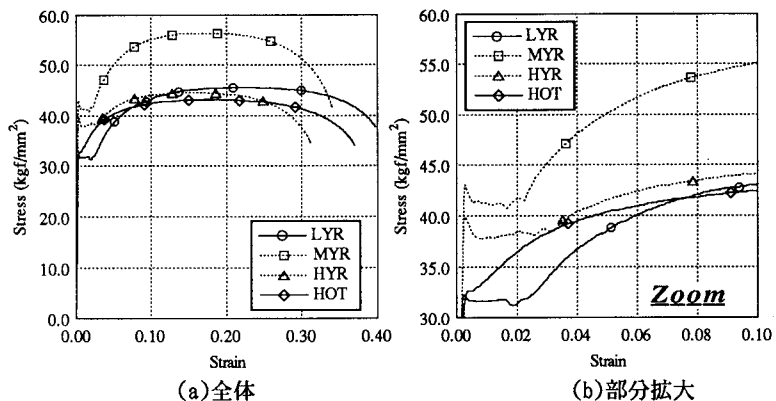


Fig.5 鋼材応力-ひずみ特性の例($t=5\text{mm}$)

図表中の MYR は通常の SM490Y 相当の厚鋼板、LYR は通常の SS400 相当の厚鋼板、HYR は SS400 相当の厚鋼板に対し特殊圧延を行って降伏点を高めた鋼板である。また、HOT は SS400 相当の鋼種で降伏棚が消失して明確な降伏現象を示さない鋼板である。このとき、降伏現象を示す鋼材についての降伏応力 σ_y は降伏点を採用し、降伏ひずみ ε_y は初期勾配において降伏応力を与えときのひずみとした。また、降伏棚を持たない HOT についての σ_y, ε_y は 0.2% オフセット法によって求めた。

(2) 荷重－変位関係

Fig. 6 に全供試体について供試体頭頂部で計測を行って得た水平荷重－水平変位履歴曲線を示す。また、それらから得られた実験諸結果をまとめたものを Table. 4 に示す。

ここで、 $H_{y0}, \delta_{y0}, H_y, \delta_y$ は式(1)～式(4)に示した弾性限界荷重および変位であり、Table. 2 で示した供試体の寸法実測値を用いて算出した値である。また、 H_{max}, δ_u は実験によって得られた荷重－変位履歴の包絡線より得られた最大耐力力とそれを与えるときの変位である。また、 δ', E' はエネルギー吸収能力を考慮して塑性率を求めるためのパラメータで、最大耐力力発生後に水平耐力力が H_y まで低下した点、およびその点を与える荷重－変位履歴ループの面積であり、やはり実験によって得たものである。以上に示した計算値、 $H_y, \delta_y, H_{y0}, \delta_{y0}$ および実験による値、 $H_{max}, \delta_u, \delta'$ の定義の説明を Fig. 7 に示す。

本研究では変形能の指標として塑性率 μ_m, μ を用い、その定義をそれぞれ以下に示す。

$$\mu_m = \delta_u / \delta_y \quad (7)$$

Table. 3 鋼材特性

鋼材 NAME (YR)	YR (%)	板厚 t (mm)	降伏点		ひずみ硬化		引張強さ		鋼種
			応力 σ_y (kg/mm ²)	ひずみ ε_y (%)	勾配 E_s (kg/mm ²)	開始点 ε_s (%)	応力 TS (kg/mm ²)	ひずみ ε_0 (%)	
MYR	73	5.06	41.2	0.24	450	2.20	58.3	17.2	SM490Y
LYR	69	4.90	31.6	0.19	289	2.06	45.6	21.9	SS400
HYR	85	5.02	37.8	0.23	153	3.21	44.6	15.4	SS400
HOT	75	4.75	32.7	0.43	253	0.43	43.5	18.0	SS400

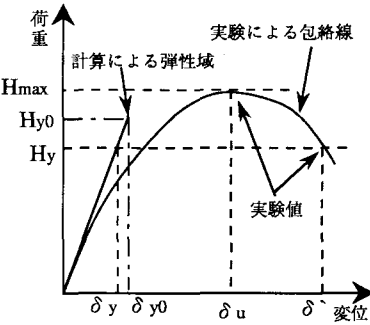


Fig. 7 記号の定義説明図

Table. 4 実験結果

Series	Specimen	軸力を無視 弾性限界		軸力を考慮 弾性限界		最大耐荷力 ／ 変位		弾性限界値で無次元化 した最大耐荷力・変位				エネルギー吸収 パラメータ		塑性率	
		H _{y0} (tf)	δ _{y0} (mm)	H _y (tf)	δ _y (mm)	H _{max} (tf)	δ _u (mm)	H _{max} H _{y0}	δ _u δ _{y0}	H _{max} H _y	δ _u δ _y	δ' δ _y	E' E _e	ピーク変位 μ _m	エネルギー考慮 μ
A	S6-30Real	12.52	8.66	10.02	6.93	17.09	27.04	1.37	3.12	1.71	3.90	5.85(1.00)	820(1.00)	3.90(1.00)	3.95(1.00)
	S6-30	13.98	8.66	11.18	6.93	20.45	39.68	1.46	4.58	1.83	5.73	7.78(1.33)	2123(1.18)	5.73(1.47)	7.85(1.98)
	S2-30	17.22	8.46	13.78	6.77	21.68	28.70	1.26	3.39	1.57	4.24	6.95(1.19)	2045(2.49)	4.24(1.09)	6.48(1.64)
B	S2-25	14.37	10.21	11.50	8.17	18.77	50.20	1.31	4.92	1.63	6.14	10.00(1.71)	3268(1.70)	6.14(1.57)	9.70(2.45)
	S2-20	13.06	12.23	10.45	9.78	17.18	76.67	1.32	6.27	1.64	7.84	10.44(1.78)	5042(2.33)	7.84(2.01)	13.33(3.37)
C	S2-30-H	14.97	7.76	11.98	6.21	19.34	20.34	1.29	2.62	1.61	3.28	5.76(0.98)	1232(0.87)	3.28(0.84)	5.14(1.30)
	S2-30-L	12.79	6.49	10.23	5.19	17.52	26.05	1.37	4.01	1.71	5.02	7.49(1.28)	1115(0.93)	5.02(1.29)	6.25(1.58)
	S2-30-Hot	12.46	6.71	9.97	5.37	15.90	22.34	1.28	3.33	1.59	4.16	6.90(1.18)	875(0.91)	4.16(1.07)	5.09(1.29)

※(カッコ)内は基準断面を1.00とした時の比率

この定義式は最も一般的なものであり、物理的に明白であるが、最大耐力力後急速に崩壊する薄肉構造物と劣化の緩やかな厚肉構造との差は一切考慮されない。そこで、履歴吸収エネルギーを考慮した塑性率⁴⁾を式(8)に示す。この式では破壊点として最大耐力力発生後に耐力力が H_y まで落ちてきた時点を選定している。

$$\mu = E' / E_0 \cdot (\delta' / \delta_y - 1) + 1 \quad (8)$$

ここに $E_c = 4 \cdot H_y \cdot (\delta' - \delta_y) \quad (9)$

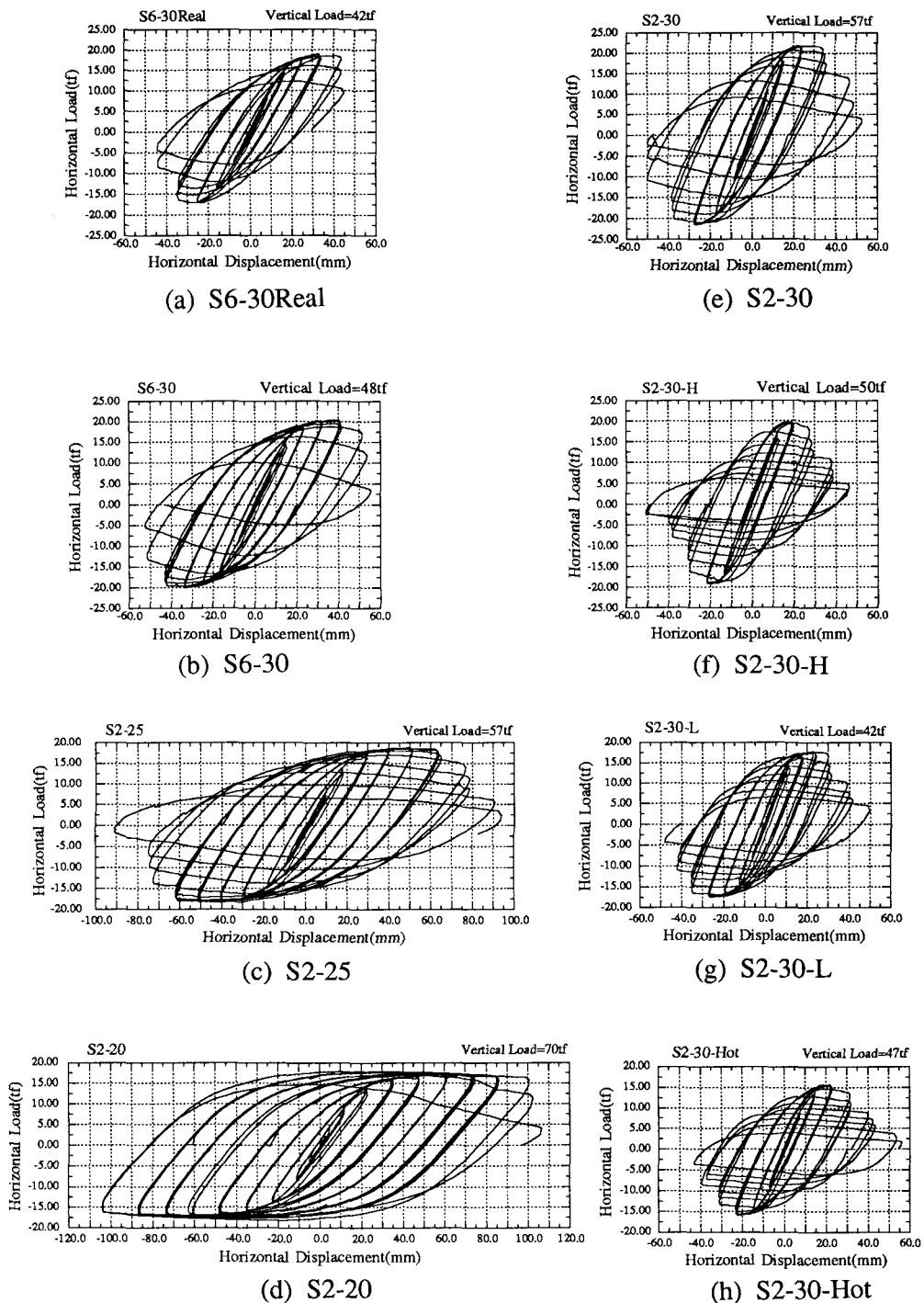


Fig.6 水平荷重-水平變位履歷曲線

(3)破壊形態

Table.5 に各供試体の破壊状況を簡潔にまとめたものを示す。

供試体は、与えられた水平変位が大きくなると基部の構成補剛板に局部座屈を発生し、それとほぼ同時に最大耐荷力を発生する。さらに変形が進行すると大きな面外変位に起因して断面隅角部に割れが生じ、崩壊に至る。補剛板に生じる局部座屈によ

る面外変形は基本的に、補剛板全体が弓なりに変形する全体座屈波形、補剛材を節とした波形、そしてその2つが連成していると見られる複合型の3種類であった。しかし、補剛材を節とした座屈の場合、補剛板の中央パネルが断面の内側の方にたわむのに対し、複合型では外にはらんだのが特徴的であった。また、パネルと補剛材のどちらが先行して座屈したかは明かではない。その座屈波形の概念図をFig.8に示す。これは幅厚比パラメータと補剛材剛比との関係¹¹⁾に大きく影響されていると思われる。S6-30、S2-25の幅厚比パラメータが0.3近くという領域においては、補剛材剛比が3倍では節を作るのに若干不足だった様である。

軸方向の波形については、横波形とほぼ同じ長さでダイヤフラムで区切られたセクションのうち、最下のセクションに生じるのが基本であったが、S6系の供試体については下2つのセクションについてその間のダイヤフラムを節として波形を生じた。

S2-20 については、補剛板にわずかな面外たわみこそ発生するものの局部座屈の発生までには至らず、最終的には供試体の基部の剛性を強化しているスティフナーの溶接止端部から発生した低サイクル疲労クラックにより供試体最下部から引きちぎられる形で崩壊した。

Table.5 供試体破壊経過状況

SPECIMEN		局部座屈発生	最大耐荷力	座屈形態	崩壊	最終破壊形態
A	S6-30Real	4 δ_v	4 δ_v	全体座屈	5 δ_v	全体座屈
	S6-30	5 δ_v	5 δ_v	補剛材節	5 δ_v	複合座屈
	S2-30	3 δ_v	3 δ_v	補剛材節	5 δ_v	補剛材節
B	S2-25	6 δ_v	6 δ_v	全体座屈	8 δ_v	複合座屈
	S2-20	なし	7 δ_v	なし	8 δ_v	低サイクル疲労
C	S2-30-H	3 δ_v	3 δ_v	補剛材節	6 δ_v	補剛材節
	S2-30-L	5 δ_v	5 δ_v	補剛材節	7 δ_v	補剛材節
	S2-30-HOT	3 δ_v	3 δ_v	補剛材節	6 δ_v	補剛材節

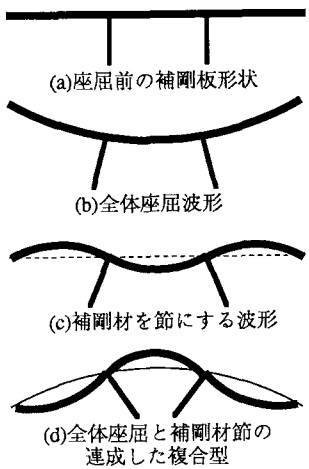


Fig.8 座屈波形概念図

Table.6 Aシリーズ比較

Specimen	実験値		計算値		実験/計算	
	$H_{max}(tf)$	$\delta_u(mm)$	$H_p(tf)$	$\delta_v(mm)$	H_{max}/H_p	δ_u/δ_v
S6-30Real	17.09(1.00)	27.04(1.00)	14.54	6.93	1.18(1.00)	3.90(1.00)
S6-30	20.45(1.20)	39.68(1.47)	16.44	6.93	1.24(1.05)	5.73(1.47)
S2-30	21.68(1.27)	28.70(1.06)	19.94	6.77	1.09(0.92)	4.24(1.09)

※(カッコ)内は基準断面を1.00とした時の比率

3.2 分析と考察

(1)荷重－変位関係

(a)Aシリーズ

Fig.9 に、Aシリーズの水平荷重－水平変位履歴曲線の包絡線の比較を示す。また、諸数値による比較をTable.6 に示す。

補剛材強化断面S6-30 は、基準断面S6-30Real と比較して最大耐荷力が1.20倍、最大耐荷力までの変形能が1.47倍と共に向上している。また、断面全塑性時の理論耐荷力 H_p と実験によって得られた最大耐荷力の比は1.24と基準断面より5%の向上を示している。その分、鋼材弾塑性特性を有効に使っている。

厚肉少補剛断面S2-30 は図から剛性が向上していることが分かる。これは Table.2に示すように断面2次モーメントのより大きいことによって。また、塑性断面係数が大きいことから最大

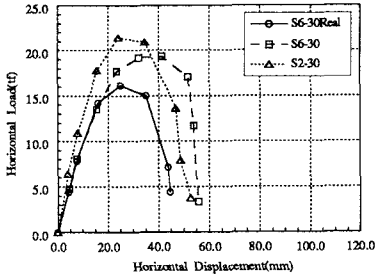


Fig.9 Aシリーズ 水平荷重変位関係

耐荷力も基準断面の1.27倍と向上している。しかしながら、断面全塑性時の耐荷力と最大耐荷力の比は1.09と基準断面より8%程小さい。

これは、幅厚比パラメータが薄肉多補剛断面のS6-30RealおよびS6-30と比較して大きいことから局部座屈が比較的早期に発生してしまうためである。式(7)の塑性率(δ_u/δ_y)では、やはり局部座屈の早期発生のため基準断面と比較してわずか9%の向上しか示さない。一方、補剛材強化断面S6-30と厚肉少補剛断面S2-30と比較すると、S6-30の幅厚比がかなり小さい分、S6-30が変形能において大きく上回っている。

以上より、厚肉少補剛化(S2-30)は従来の薄肉多補剛断面(S6-30Real)と比較して、最大耐荷力までの変形能の向上は10%程度であるが、耐荷力の向上は30%近くほども期待できるため、有利となっていると言える。むしろ、最大耐荷力までの変形能は幅厚比パラメータを小さくする等の改良で容易に改善できる項目であり、耐震性のさらなる向上が見込められると思われる。また、補剛材の強化は特に変形能の向上に効果がある。

さらに、Fig. 6 の履歴曲線より、厚肉少補剛断面(S2-30)は薄肉多補剛断面(S6-30Real, S6-30)と比較して、最大耐力発揮後の構造劣化が緩やかであることが分かる。

Table.7 Bシリーズ比較

Specimen	実験値		計算値		実験/計算	
	$H_{max}(tf)$	$\delta_u(mm)$	$H_p(tf)$	$\delta_y(mm)$	H_{max}/H_p	δ_u/δ_y
S2-30	21.68(1.27)	28.70(1.06)	19.94	6.77	1.09(0.92)	4.24(1.09)
S2-25	18.77(1.10)	50.20(1.88)	16.98	8.17	1.11(0.94)	6.14(1.57)
S2-20	17.18(1.01)	78.67(2.84)	16.26	9.78	1.06(0.90)	7.84(2.01)

※(カッコ)内は基準断面を1.00とした時の比率

(b)Bシリーズ

Fig. 10に、Bシリーズの水平荷重－水平変位履歴曲線の包絡線の比較を示す。また、諸数値による比較をTable.7に示す。

この図より、コンパクト断面化により耐荷力は低下するもののその絶対値は基準断面より大きく、さらに、最大耐荷力までの変形能は著しく向上していることが分かる。最も板厚の大きいS2-20供試体は局部座屈をほとんど示さないため耐荷力低下は見られないが、最終的には低サイクル疲労破壊により脆性的に崩壊してしまう。

S2-25 供試体は最大耐荷力までの変形能は基準断面と比較すると絶対値で1.86倍、塑性率でも1.57倍と大きく、その後の荷重低下も緩やかである。

以上より、コンパクト断面化は基準断面と比較して同等以上の耐荷力と変形能の著しい向上により、耐震性向上に大きな効果があると言える。

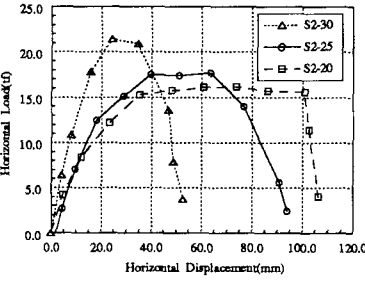


Fig. 10 Bシリーズ 水平荷重変位関係

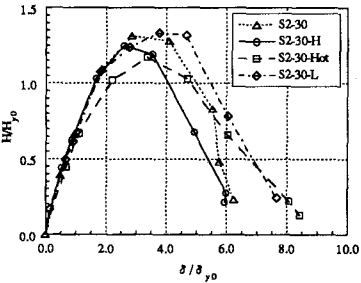


Fig. 11 Cシリーズ 無次元化水平荷重変位関係

(c)Cシリーズ

Fig. 11に、Cシリーズの無次元化水平荷重－水平変位履歴曲線の包絡線の比較を示す。実験の結果得られた耐荷能力ならびに変形能と、鋼材パラメータである降伏荷重、引張強度、降伏比、一様伸び、ひずみ硬化勾配、ひずみ硬化開始ひずみ、について検討を行ったが、そのうち相関がみられる塑性率と鋼材

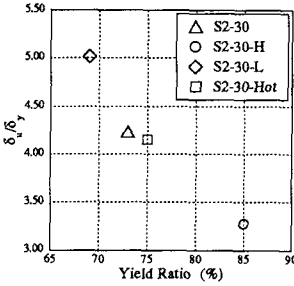


Fig. 12(a)

塑性率－降伏比関係

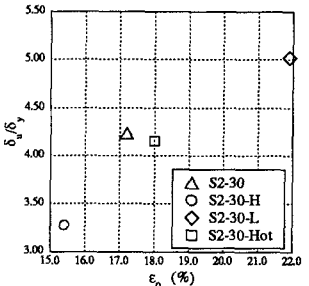


Fig. 12(b)

塑性率－一様伸び関係

の降伏比や一様伸びとの比較をFig. 12(a), (b)に示す。

これについては、既往の報告⁶⁾でも同様に、降伏比の低下ならびに一様伸びの増大により最大荷重発生までの変形能が向上するという結論を得ている。

降伏棚を持たない鋼で構成されたS2-30-HOTは、鋼の弾塑性特性を効果的に使えと期待されたが、本結果では明確な差は存在しない。この供試体の幅厚比パラメータ $R_R=0.46$ 程度の領域では、鋼材の応力-ひずみ特性による影響はあまり顕著ではないようである。

(2)エネルギー吸収量

(a) Aシリーズ

Fig. 13 に1サイクルあたり水平変位-エネルギー吸収量関係を示す。厚肉構造S2-30は、薄肉構造 S6-30Real, S6-30と比較して全変位域にわたって約1.5倍のエネルギー吸収能力を示している。ただし、最大値では厚肉構造S2-30と補剛材強化を行った薄肉構造S6-30はほぼ同じ値を示している。

また、薄肉構造 S6-30Real および S6-30 では、局部座屈発生とほぼ同時期に最大耐荷力を示し、それからエネルギー吸収量最大値を示すまでの変形量の増大は $1\delta_{y0}$ 程度である。一方、厚肉構造 S2-30 では最大耐荷力発生後から $2\sim 3\delta_{y0}$ 増大後とかなり後にエネルギー吸収量の最大値を発生する。これは、薄肉多補剛構造は最大耐荷力発生後急激に耐荷力を失うが、厚肉少補剛構造は最大耐荷力発生後の劣化が比較的緩やかなことに対応している。ただし現象的には、いずれの場合もエネルギー吸収能力が減少に転ずるのは、局部座屈による補剛板の面外変形が成長してクラックの発生等を示すに至ってからである。

(b) Bシリーズ

Fig. 14 に1サイクルあたり水平変位-エネルギー吸収能力関係を示す。同じ水平変位時であれば外形寸法の大きい順にエネルギー吸収能力は大きい(S2-30>S2-25>S2-20)が、外形寸法の大きい(幅厚比パラメータ大)供試体から局部座屈を早く発生して崩壊して行き、最終的には最も大きな変形能を持つ S2-20 が最大値を示す。そのピーク値の差も非常に大きい。

また、S2-20は前述のように局部座屈が生じないため、エネルギー吸収能力も線形的に増大している。

(c) Cシリーズ

Fig. 15 に1サイクルあたり無次元化水平変位-エネルギー吸収能力関係を示す。局部座屈の発生する水平変位 $\approx 4\delta_{y0}$ ほどまでは、ほとんどの供試体にも差がない。水平変位 $4\delta_{y0}$ 以降は順次吸収量最大を迎える。

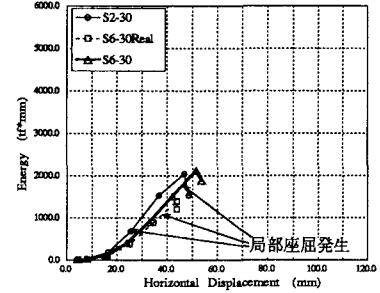


Fig. 13 Aシリーズ 水平変位-エネルギー吸収量関係

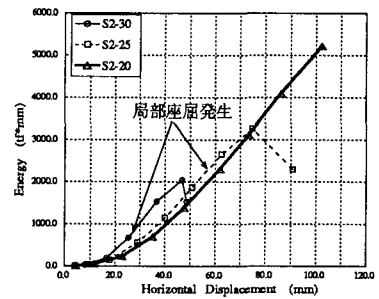


Fig. 14 Bシリーズ 水平変位-エネルギー吸収量関係

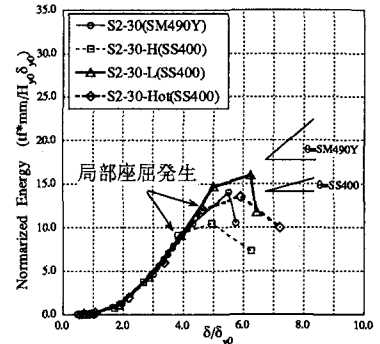


Fig. 15 Cシリーズ 無次元化水平変位-エネルギー吸収量関係

また、局部座屈発生点から吸収量最大点までの曲線2次勾配が、SM490Yで製作されているS2-30とSS400製の他3体とで異なっている。SM490YとSS400の3種の鋼材で異なっている特性は引張強度であり、高い値を持つSM490Yが大きな勾配となって。このことは、最大耐荷力の発生までは降伏強度 σ_y の影響が大きいのに対し、それ以降は引張強度TSの影響が大きいことを示唆している。

(d) A～Cシリーズ

Fig.16(a)に全供試体についての無次元化水平変位－エネルギー吸収量関係を示す。これより局部座屈発生点付近までは、ほぼ全ての供試体について同一曲線上に整理されることが分かる。局部座屈発生後は、その線上からはずれて低めの値をたどり、やがて吸収量最大を示す。Fig.16(b)に各供試体の最大エネルギー吸収能力とその発生点を示す。

ここで、このエネルギー吸収量最大値を計算により求めることを試みる。

Fig.16(c)に示すように荷重変形履歴ループを、同じ変形量をもつ完全弾塑性モデルに置換してその面積を求める。

その結果を、Fig.16(b)中に実線で示すが、S2-20以外は比較的良好な近似が得られている。

S2-20が飛び抜けて大きな値を示すのは、最後まで局部座屈を発生しないためである。

このことは、局部座屈によって崩壊する供試体が、最大耐荷力発生点以降、水平耐荷力が H_y 程度まで低下したときにエネルギー吸収量が最大となることを示している。ただし、これについては繰返し回数等、荷重履歴の影響について更に検討しなくては断定することはできない。

また、Fig.17にエネルギー吸収量ピーク時の無次元化水平変位を横軸に、最大エネルギー吸収能力発生までの無次元化累積エネルギー吸収量を縦軸にとった関係を示す。これより、エネルギー吸収量ピークまでの累積エネルギーが、そのピークを与えるループ無次元化水平変位量に関して異なる外形寸法、異なる鋼種についても強い相関を持つことが分かる。

以上のように、エネルギー吸収能力、すなわち1サイクルあたり最大エネルギー吸収量は、ある特定の条件に対して設計された構造に関してかなり定量的に扱うことのできるパラメータであり、その物理的意味（水平抵抗力×変形量）からも、その発生を構造の破壊の基準と見なせるのではないと思われる。

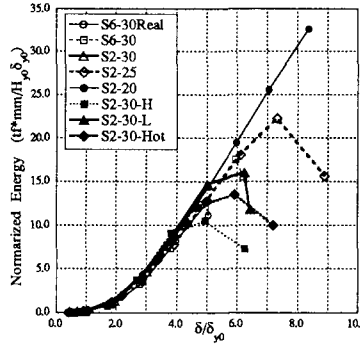


Fig.16(a) 無次元化水平変位－エネルギー吸収量関係

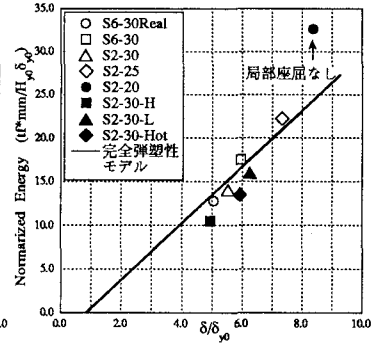


Fig.16(b) 無次元化水平変位－最大エネルギー吸収量点関係

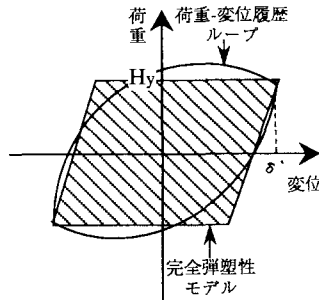


Fig.16(c) 荷重変形履歴ループと完全弾塑性モデル関係概念図

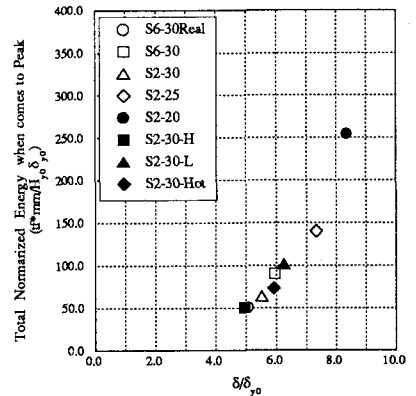


Fig.17 無次元化水平変位－累積エネルギー吸収量関係

(3) 塑性率

構造物の変形能の1つの重要な指標として良く使われる塑性率(靱性率)に関して検討を行った。このパラメータには様々な定義があるが、最も一般的なのは、式(7)に示した μ_m である。

ここでは、この式(7)によるもの、および、エネルギー吸収能力を考慮した式(8)による μ によって、補剛材剛比、幅厚比パラメータおよび鋼材特性による影響に関する比較を行う。

そのため、Fig. 18(a)に幅厚比パラメータに関して μ_m を整理したもの、Fig. 18(b)に同様に μ に関するものを示す。また、この図中には参考として既往の実験結果⁴⁾も記載してある。

Fig. 18(a)より、補剛材剛比の強化によりS6-30は基準断面S6-30Realと比較して1.47倍($\mu_m=3.90 \rightarrow 5.73$)に向上していることが分かる。その向上の幅は既往の実験結果⁴⁾の持つ幅と同程度である。また、厚肉少補剛供試体 S2-30 は基準断面と比較して幅厚比パラメータはかなり小さいものの、1.09倍($\mu_m=3.90 \rightarrow 4.24$)の塑性率を得ていることが分かる。また、幅厚比パラメータの影響は明かであり、かつ、幅厚比に関してほぼ線形的に向上していることが分かる。

これと同様の傾向は既往の実験結果⁴⁾も示している。このとき、薄肉の S6-30と厚肉の S2-25はほぼ同じ幅厚比を持つが、S2-25の方が若干大きい($\mu_m=5.73 < 6.14$)。

低YR化の影響も確認できる。低YR化に従い、変形能が向上している。また、その向上の勾配は前述の幅厚比パラメータに関するものよりも、かなり大きい。

エネルギー吸収能力を考慮したFig. 18(b)においても、緒特性に関する基本的な傾向はFig. 18(a)と同じである。しかしながら、例えば S6-30と S2-25の差($\mu=5.73 < 6.14 \rightarrow 7.85 < 9.70$)、また、S6-30RealとS2-25の差($\mu=3.90 < 4.24 \rightarrow 3.95 < 6.48$)が拡大している。

もとより、Fig. 6の荷重-変形履歴曲線を見ても容易に分かるように、例えば、S6-30とS2-25は同程度の幅厚比パラメータを持ち、同程度の最大耐荷力までの変形能を持つとはいえ、最大耐荷力以降の劣化性状は極端に異なり、この2体が同じ耐震性を持つとするのは明らかに適切ではない。

よって、エネルギー吸収能力を考慮にいたれた塑性率を用いることにより、厚肉構造の最大耐荷力発揮以降の劣化の緩やかさを正当に評価することができる。

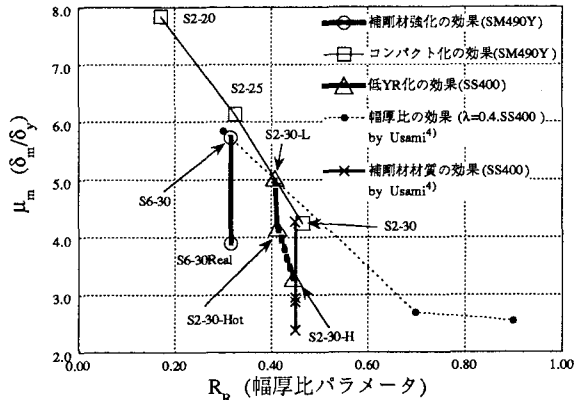


Fig. 18(a) 塑性率 μ_m -幅厚比パラメータ関係

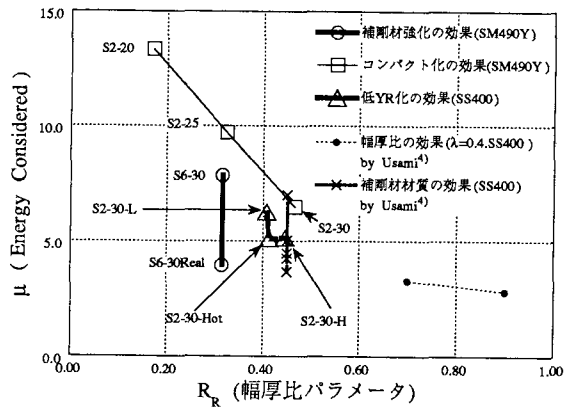


Fig. 18(b) 塑性率 μ -幅厚比パラメータ関係

4. 結論

- 1) 幅厚比パラメータ $R_r \leq 0.5$ 、および、補剛材剛比 $\gamma/\gamma^* \geq 3.0$ を同時に確保した厚肉少補剛断面化により、従来の設計と同等以上の変形能を確保することを確認した。しかし、その中でも幅厚比の大きい領域では局部座屈が早期に発生するため、大幅な変形能の向上を得るためには、外形寸法を小さくし板厚を大きくすることにより幅厚比パラメータを更に小さくすることが効果がある。
- 2) 厚肉少補剛断面は一般に大きなエネルギー吸収能力を有しており、最大耐荷力発生点を基準とする従来の塑性率【式(7)】では過小評価となる。これに対し本研究で対象とした供試体においてはエネルギー吸収能が最大となる点が H_y 程度まで低下した時点であることを示し、この時点を破壊点として定義するとともに、エネルギー吸収能を考慮した塑性率【式(8)】での変形能の評価を示した。また、このときエネルギー吸収量最大時の荷重変位履歴ループの面積を完全弾塑性モデルを用いて良い近似を得た。
- 3) $R_r \approx 0.45$ の領域において鋼材特性のうち降伏比および一様伸びと、塑性率【式(7)】に相関が見られる。

謝辞

本研究の実施にあたり、名古屋大学宇佐美教授、岐阜大学奈良助教授のご指導、協力を得ました。ここに、深甚なる感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V耐震設計編），丸善，1990
- 2) 建設省土木研究所地震防災耐震研究室：鋼製橋脚模型正負交番載荷実験，土木研究所資料第2174号，ISSN 0386-5878，昭和58年3月
- 3) S.Nara, Y.Fukumoto: Evaluation of Ultimate Strength and Ductility of Longitudinally Stiffened Plates under Uniaxial Compression, SSRC 1991 Annual Technical Session Proceeding, 1991
- 4) 宇佐美・水谷・青木・伊藤・安波：補剛箱型断面鋼圧縮部材の繰返し弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38A，pp.105-117，1992年3月
- 5) 加藤 勉：建築用鋼材の降伏比について，鉄と鋼，No.74，pp.11-21，1988年3月
- 6) 豊田・小井・萩原・瀬戸：骨組溶接構造物の変形能からみた鋼材の降伏比・一様伸び特性のあり方，溶接学会論文集 第8巻，pp.119-125，1990年2月
- 7) 奈良・梅村・服部・森脇：鋼材特性を考慮した圧縮補剛板の極限強度と変形性能，構造工学論文集 Vol.39A，pp.125-132，1993年3月
- 8) 森脇 良一：鋼材特性を考慮した圧縮板の極限強度と塑性変形能力について，構造工学論文集 Vol.39A，pp.115-124，1993年3月
- 9) 福本・西村・松井・大倉・大谷・亀井：鋼構造の機能性向上からみた高張力鋼の実用化に関する研究，科学研究費研究成果報告書，平成4年3月
- 10) ECCS: Study on Design of Steel Building in Earthquake Zones First Edition, 1986
- 11) 金井・大塚：補剛板の設計法，土木技術資料19-10，1977

（1993年9月16日受付）