

鋼材特性を考慮した薄肉鋼H形短柱の 耐荷力と終局挙動について

ULTIMATE STRENGTH AND BEHAVIOR OF THIN-WALLED H-SECTION STUB-COLUMNS
WITH VARIOUS STEEL PROPERTIES

山尾敏孝*・荒毛徹**・崎元達郎***

by Toshitaka YAMAO, Tohru ARAKE and Tatsuro SAKIMOTO

A theoretical study on the ultimate strength and behavior of thin-walled H-section stub-columns subjected to axial compression is performed by using FEM in consideration of strain hardening. The effects of yield ratio on the local post-buckling behavior of stub-columns of high strength steel plates were examined. The ultimate strength predictions of the stub-column by the revised AISI form factor method are compared with the approach based on the effective width concept. The results of this method are found to give fairly accurate results for the numerical analysis.

Key Words: ultimate strength, stub-columns, high strength steel

1. まえがき

薄肉H形鋼部材を圧縮部材として用いる場合、局部座屈を伴う部材強度を後座屈強度を含めて評価することは、許容応力設計から限界状態設計へ設計基準を移行するためにもぜひ必要なことである。また最近、製鉄メーカーでは、高張力鋼の降伏点以降の応力-ひずみ関係を有る程度コントロールできる製鋼技術が開発されてきている。これは低降伏比高張力鋼とよばれ、塑性域における変形能力が高いと考えられている。しかし、従来の許容応力設計では、この新しい鋼材の特徴である鋼の塑性強度を有効に活用できる可能性はないので、変形性能を高め延性が大きいこのような鋼材が生かされる設計基準が望まれている。

また、一般に鋼部材の圧縮強度は、その最大応力度を降伏応力度で無次元化して整理し、設計式等に反映させている。全体座屈にともなって局部座屈が生ずるような薄肉断面の圧縮部材では、短柱であっても全断面が降伏応力度に達しないため、局部座屈を生ずる短柱部材の最大応力度をその部材の見かけの降伏応力度と見なして部材強度を低減係数 Q で無次元化する、いわゆる Q -Factor法を用いて設計すると都合がよい。この方法では短柱の最大圧縮強度が圧縮部材の基本強度として重要な役割を果たす。しかし、同じ Q -Factor法でも、フランジ座屈が卓越する場合とウェブ座屈が卓越する場合とで連成座屈挙動に差が現れるので、これらの幅厚比をもつ断面の強度を検証する必要があると思われる。そこで本研究では、解析対象として単一板及び溶接H形鋼短柱を考え、ひずみ硬化の影響を考慮した上で、断面寸法と材質の変化による局部座屈挙動及び耐荷力を先に開発した板要素の有限変位弾塑性解析を用いて調べることを主な目的

*	工博 熊本大学助教授 工学部土木環境工学科	(〒860 熊本市黒髪2-39-1)
**	中央コンサルタンツ(株)	(〒810 福岡市中央区荒戸1-1-6)
***	工博 熊本大学教授 工学部土木環境工学科	(〒860 熊本市黒髪2-39-1)

としている。特に、鋼材として、高張力鋼の中でも降伏比が低いLYR鋼と一般に用いられている高張力鋼であるSM58鋼及び一般構造用鋼材のSS41を用いた短柱部材の耐荷力及び変形能特性の違いを検討する。

2. 単一板の解析

局部座屈を伴う部材強度及びその後座屈挙動をひずみ硬化の影響を考慮して解析した結果が少なく、十分とは言えない。そこで、ひずみ硬化の影響を考慮して薄肉H形鋼短柱の解析を行なうに先だって、H形鋼のウェブとフランジにそれぞれ相当する周辺単純支持板と3辺単純支持1辺自由の圧縮板を取りあげて解析し、解析法の妥当性を検討した。

(1) 周辺単純支持板の解析

解析では、文献1)の板要素の有限変位弾塑性解析法をひずみ硬化についても考慮できるように拡張して使用した。使用鋼材の応力-ひずみ曲線は、文献2)を参考にして、図1に示すようなひずみ硬化型と完全弾塑性型を用いた。表1はその諸性質を示す。

解析モデルは、図2に示すような初期不整を有する周辺単純支持の正方形1方向純圧縮板を取り上げ、変形が対称であると仮定して板の1/4を解析対象とした。境界条件は周辺単純支持(S.S)とし、非載荷辺($Y=\pm b/2$)及び、載荷辺($x=\pm a/2$)で面内自由とした。また、圧縮荷重については、 $x=a/2$ において一様圧縮を変位制御で与えた。解析パラメータとして、式(1)に示す幅厚比パラメータR(以下「R」と呼ぶ)が0.4、0.8、1.2になるようにした。最大初期たわみ量 ΔW は道路橋示方書⁷⁾の許容値($\Delta W=b/150$)で与え、残留応力については一般的に使用されているように、最大圧縮残留応力を $\sigma_{rc}=-0.3\sigma_y$ とした。メッシュ分割については、文献1)を参考にウェブとフランジを6×6分割、板厚方向に6層の分割とした。

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad (1)$$

ただし、座屈係数kを4.0とする。

図3は純圧縮を受ける単純支持板において、SS41鋼を用いた場合のひずみ硬化の有無の影響について調べたものである。なお、図の縦軸には軸力Pを降伏軸力 P_y で、横軸には平均軸変位 U を降伏軸変位 U_y でそれぞれ無次元化して示している。図から分かるように最大強度に達するまでは両者ともほとんど挙動に差は見られないが、変位が大きくなるにつれてひずみ硬化の考慮の有無がはっきり表れてくるのが分かる。また、 $R=0.4$ の場合、最大強度が $P/P_y=1.0$ と

表1 鋼材の機械的性質

鋼材	LYR鋼	SM58	SS41
降伏応力 σ_y (tf/cm ²)	4.310	6.075	2.400
ヤング率 (tf/cm ²)	2090	2100	2100
歪み硬化開始歪み ε_{st} (%)	0.480	1.400	2.110
歪み硬化曲線の係数 m	0.894	0.891	0.480
n	0.1320	0.0759	0.2680
降伏比 (YR)	0.62	0.87	0.52

ひずみ硬化を曲線で近似した式 $(\sigma/\sigma_y)=m(\varepsilon/\varepsilon_y)^n$

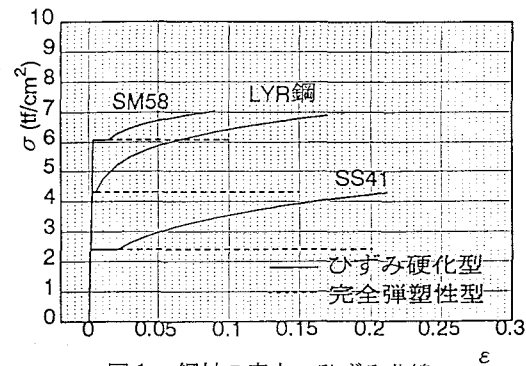


図1 鋼材の応力-ひずみ曲線

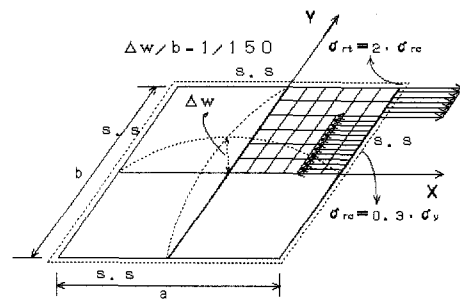


図2 解析モデル

ほとんどひずみ硬化の影響が認められない結果となった。これは素材のひずみ硬化開始点(2.11%)の影響と考えられ、ひずみ硬化開始点をLYRと同じ0.48%とした場合の挙動が図中の一点鎖線である。両者を比較すると、ひずみ硬化開始点の大きさの影響がRが小さい場合には顕著であることがわかる。

図4(a),(b)はSM58鋼とLYR鋼とのひずみ硬化を考慮した場合の挙動を比較したものであるが、図4(a)の縦軸には平均軸力Pを実降伏軸力 P_y で、横軸には平均軸変位Uを降伏軸変位 U_y でそれぞれ無次元化して示している。図4(b)は公称降伏点応力と断面積の積で表す公称降伏軸力 P_{ys} 及びそれに対応する軸変位 U_{ys} (公称降伏軸変位)で無次元化して比較した。なお、SM58鋼の公称降伏応力は 4.6tf/cm^2 であるが、LYR鋼の公称降伏応力の規定はないので、ここでは比較のためSM58鋼と同じ 4.6tf/cm^2 とした²⁾。材料の実降伏応力で無次元化した図4(a)をみると、幅厚比が小さい $R=0.4$ の場合、LYR鋼の最大強度の方が多少大きい。最大強度での U/U_{ys} はほとんど同じである。また、幅厚比が大きい領域では最大強度以降の強度の低下割合が降伏比の小さいLYR鋼の方が少ないように見える。しかし、図4(b)に示すように公称値で無次元化すると、LYR鋼は最大強度も低く、最大強度に達するまでの変形量 U/U_{ys} も若干小さいことがわかる。これは、使用したSM58鋼の実降伏応力及び実降伏ひずみが公称降伏応力、公称降伏ひずみよりそれぞれ約40%高くなっているためだと思われる。一般に幅厚比が小さいLYR鋼板はSM58鋼板より最大強度が大きくかつ変形能の大きくなり、エネルギー吸収が大きくなると言われているが^{2,3)}、今回用いた応力-ひずみ曲線を持つLYR鋼材ではその特徴が表れなかった。今後SM58鋼材に対して最大強度や変形能が有利なLYR鋼材のひずみ硬化開始点や降伏比等の機械的性質を検討する必要があると思われる。図5(a),(b)はRが0.4, 0.8, 1.2の時の最大強度を比較したもので、Rが大きい時にはひずみ硬化の影響はほとんど出てないが、Rが0.4の時にはLYR鋼の最大強度にその影響が表れているのがわかる。また、解析結果は西村らの解析結果²⁾ともよく一致している。

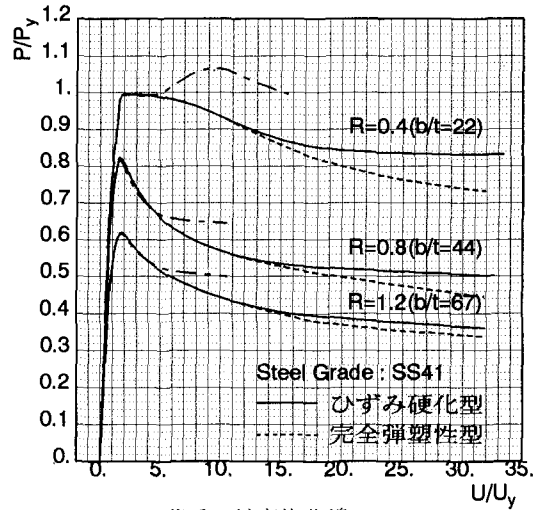


図3 荷重-軸変位曲線

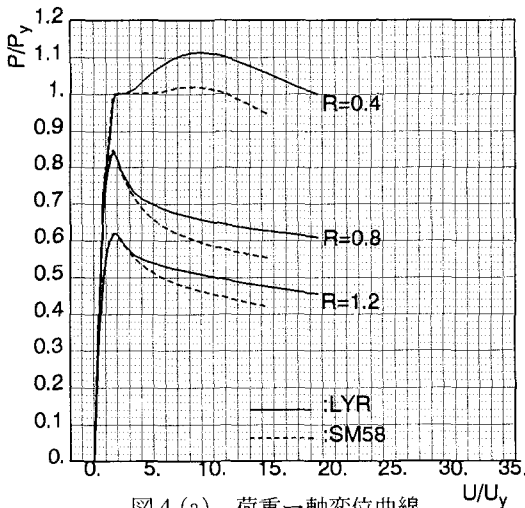


図4(a) 荷重-軸変位曲線

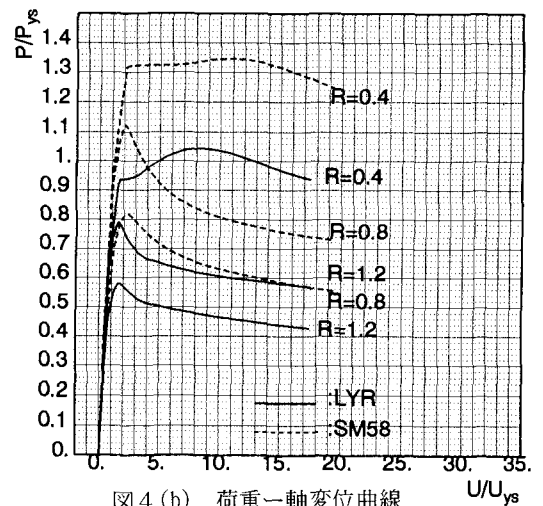


図4(b) 荷重-軸変位曲線

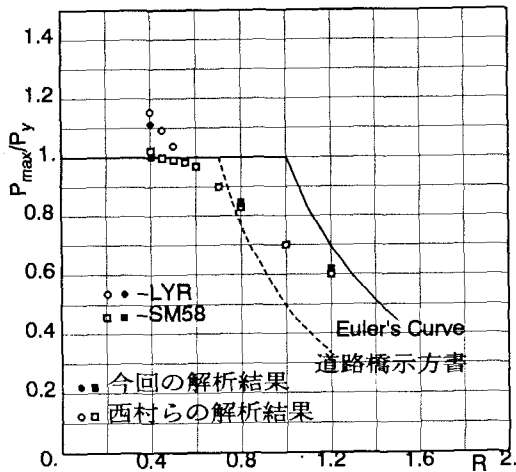


図5 (a) 単一板の最大強度とRの関係

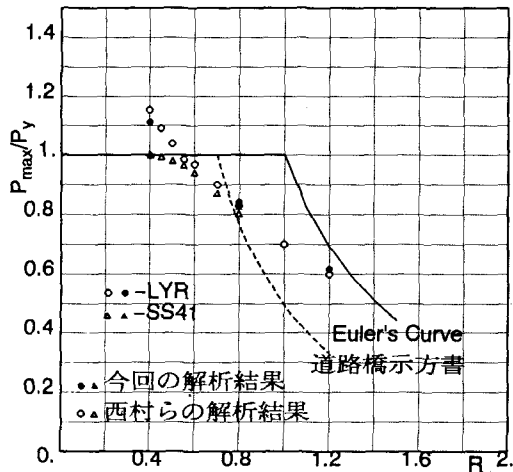


図5 (b) 単一板の最大強度とRの関係

(2) 3辺単純支持1辺自由の圧縮板の解析

解析モデルは、図6に示すような初期不整を有する3辺単純支持1辺自由の圧縮板を取り上げ、変形が対称であると仮定して板の1/2を解析対象とした。境界条件は3辺単純支持とし、非載荷辺($Y=0$)及び載荷辺($x=\pm a/2$)で面内自由とし、 $Y=0$ で Y 方向変位を拘束した。圧縮荷重については、 $x=a/2$ において一様圧縮を変位制御で与えた。幅厚比は式(1)に示す幅厚比パラメータ R が0.4、0.8、1.2になるようにした。但し、座屈係数 $k=0.425$ とする。最大初期たわみ量 ΔW は道路橋示方書の許容値よりもかなり大きい $\Delta W=b/40$ とし、残留応力については、 $\sigma_{rc}=-0.4\sigma_y$ で自己平衡となるようにした。

図7は用いた3種類の鋼材における最大強度と R との関係の解析結果を示したものである。ひずみ硬化を考慮することによって最大強度の上昇が期待できる R の範囲があることが図よりわかる。LYR鋼については0.6付近より小さい領域で、それ以上大きくなるとひずみ硬化を考慮しても最大強度の上昇はあまり期待できない。同様にSM58鋼についてはひずみ硬化の考慮により最大強度の上昇が期待できる R の範囲は0.5付近より小さい領域で、この結果は文献(2)で得られた結果とも一致している。また、 R が0.8、1.2の時の解析結果は3種類の鋼材とも図中の破線の式である小松・北田⁴⁾の式とよく一致している。

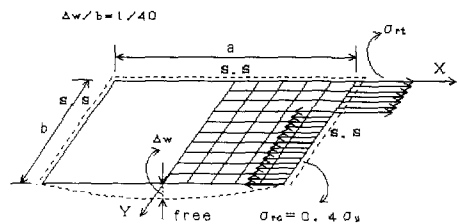


図6 解析モデル

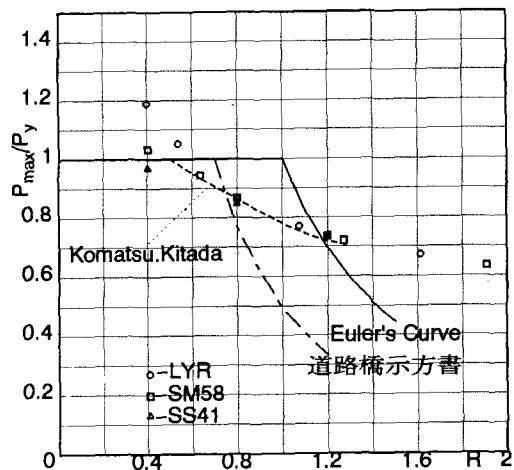


図7 最大強度とRの関係

(3) 板要素の局部座屈強度の評価

これまでの解析結果と宇佐美ら⁵⁾が提案している局部座屈強度の一評価法との比較検討を行う。宇佐美らは単一板の圧縮強度 $P_n=Q_0 \cdot P_y$ を有効幅の概念を用いて次式で表している。

$$Q_0=A_e/A \quad (2)$$

ここに、 A ＝板要素の断面積、 A_e ＝板要素の有効断面積、 Q_0 ＝局部座屈による P_y の低減係数、 P_y ＝全断面降伏軸力である。また、板要素の有効断面積 A_e は次式で表されるものとする。

$$\frac{A_e}{A} = \frac{0.70}{R_w} \leq 1.0 \quad \text{両縁支持無補剛板（周辺単純支持板）} \quad (3)$$

$$\frac{A_e}{A} = \frac{0.85}{R_f} \leq 1.0 \quad \text{片持板（3辺単純支持1辺自由板）} \quad (4)$$

ここで、 R_w 、 R_f は幅 b 、厚さ t の板要素の幅厚比パラメータで式(1)で定義される。但し、座屈係数 $k=4.0$ （両縁支持無補剛板）、 $k=0.425$ （片持板）とする。

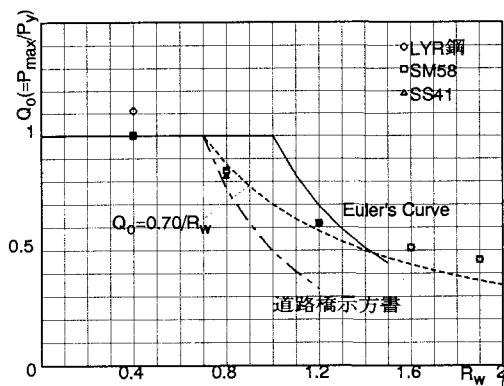


図8(a) 圧縮板の最大強度と R_w の関係

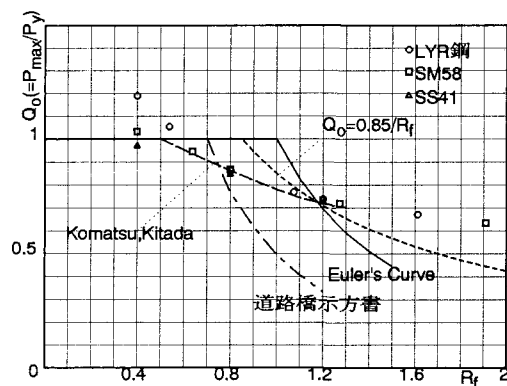


図8(b) 圧縮板の最大強度と R_f の関係

以上の局部座屈強度の評価式とこれまでに行った周辺単純支持板及び3辺単純支持、1辺自由の圧縮板の解析で得られた最大強度を図8(a), (b)に示す。

図8(a)の周辺単純支持板の場合、評価式(3)と解析結果を比較すると、評価式(3)は R が小さい部分以外では比較的解析結果とよく対応しており、有効幅の概念により求められた評価式(3)の有効性が示されたと思う。しかし、図8(b)の3辺単純支持、1辺自由の圧縮板の場合、評価式(4)は R が1.2付近以外は解析結果と大きな相違が見られ、 R が1.2より離れるに従ってその差が大きくなっていることが分かる。また、解析結果は小松・北田らの解析結果⁴⁾とよく対応しており、このことよりも片持板の評価式(4)が妥当であると言いがたい。

3. 純圧縮を受ける溶接H形鋼短柱のパラメトリック解析

(1) 解析パラメータと解析モデル

ひずみ硬化の影響を考慮した有限変位弾塑性解析法を用いて、溶接H形鋼短柱の耐荷力や局部座屈挙動の解析を行った。解析パラメータとして、フランジとウェブの幅厚比を選んだ。また、使用鋼材としては単一板と同様にSM58鋼、LYR鋼及びSS41鋼を用いた。

表2 パラメトリック解析の断面寸法諸元

Specimens	b (cm)	b _f (cm)	t _f (cm)	h (cm)	h _w (cm)	t _w (cm)	$\frac{b_f}{t_f}$	$\frac{h_w}{t_w}$	l _a (cm)
PSH-A1	9.45	4.50	0.45	16.65	15.75	0.45	10	35	13.81
2	14.85	7.20	0.45	16.65	15.75	0.45	16	35	22.43
3	20.25	9.90	0.45	16.65	15.75	0.45	22	35	24.92
PSH-B1	9.45	4.50	0.45	23.40	22.50	0.45	10	50	18.46
2	14.85	7.20	0.45	23.40	22.50	0.45	16	50	21.79
3	20.25	9.90	0.45	23.40	22.50	0.45	22	50	31.95
PSH-C1	9.32	4.50	0.45	23.30	22.40	0.32	10	70	16.40
2	14.72	7.20	0.45	23.30	22.40	0.32	16	70	16.56
3	20.12	9.90	0.45	23.30	22.40	0.32	22	70	19.59

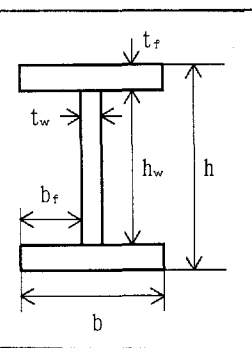


表3 鋼材の機械的性質

鋼 材	LYR鋼	SM58	SS41
降伏応力 σ_y (tf/cm ²)	4.310	6.075	2.400
ヤング率 (tf/cm ²)	2090	2100	2100
歪み硬化開始歪み ε_{st} (%)	0.480	1.400	2.110
歪み硬化曲線の係数 m	0.894	0.891	0.480
〃 n	0.1320	0.0759	0.2680
引張残留応力を規定する係数 α	0.99	0.99	0.99
圧縮残留応力を規定する係数 β	0.25	0.20	0.30
降伏比 (YR)	0.62	0.87	0.52

ひずみ硬化を曲線で近似した式 $(\sigma/\sigma_y) = m(\varepsilon/\varepsilon_y)^n$

解析には、フランジとウェブの幅厚比をそれぞれ3種類考え、それらを組み合わせてA, B, Cの3タイプ、合計9種類の断面を用いて解析した。フランジの幅厚比は10, 16, 22及びウェブの幅厚比は35, 50, 70とし、両者とも比較検討のため示方書⁷⁾に定める許容値より大きな値をとった。解析モデルの断面寸法詳細とその断面図を表2に示す。表中の l_a は鋼短柱の部材長である。なお、鋼短柱の部材長は文献⁸⁾と同様にして最小座屈モードの長さを計算し $l=l_a$ と定めた。使用鋼材の応力-ひずみ曲線は図1と同じで、諸性質については表3に示す。

また、断面の初期たわみ形状は図9に示すように仮定し、フランジとウェブの交線部分は直角を保つようにフランジ部分のたわみを仮定した。ウェブの最大初期たわみ量 ΔW は道路橋示方書の制限値($\Delta W = h_w/150$)を与えた。溶接残留応力については図10に示す分布形を与えた。なお、 α 、 β は鋼材の降伏応力に応じて表3に示すように変化させた。解析対象は対称性を考慮して $l_a/2$ 部分とし、メッシュ分割はフランジ及びウェブの幅方向に6分割、軸方向も6分割とした。なお、荷重は部材軸方向に一樣変位の変位制御により与えた。

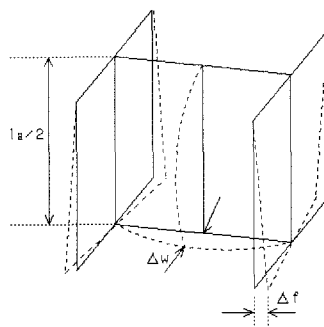


図9 初期たわみ図

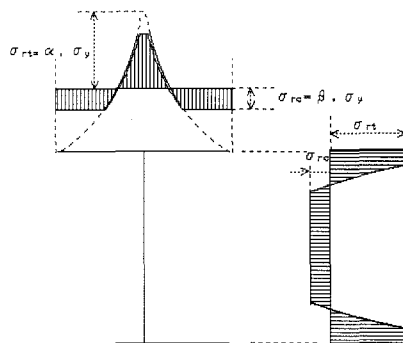


図10 残留応力分布図

(2) 解析結果と考察

3種類の鋼材について、ウェブの幅厚比(h_w/t_w)をそれぞれ35, 50, 70と一定にして、その各々ごとにフランジの幅厚比(b_f/t_f)を10, 16, 22と変化させた3タイプA, B, Cの荷重-軸方向変位曲線を図11(a)~(c)に示す。なお、単一板解析と同様に縦軸は公称降伏軸力 P_y で、横軸は公称降伏軸変位で無次元化した、ひずみ硬化型

の解析結果である。図からわかるように、鋼材の種類に関係なくフランジの幅厚比が小さなものほど大きな最大強度が得られている。また、ウェブ幅厚比が大きくなると、フランジの幅厚比の変化が強度の及ぼす影響は小さいことが分かる。鋼材種類による最大強度に違いがあっても、最大強度に達するまでの変形能には鋼材間の差はほとんど表れてない。つまり、使用鋼材の実降伏応力は公称降伏応力より大きいほどエネルギー吸収が大きくなり有利であると考えられるが、断面の幅厚比や鋼材のひずみ硬化開始点及び降伏比などの機械的性質を変化させたLYR鋼材を使用して、SM58鋼材との比較検討が必要であろう。

次に、図12(a)はLYR鋼のA, B, Cの3タイプにおいてひずみ硬化型と完全弾塑性型の比較をしたものである。3タイプとも最大強度に達した後の強度の低下率に多少差があるものの、最大強度及び最大強度に達するまでの変形能について両者の相違はほとんどない。つまりひずみ硬化の影響が表れない幅厚比モデルであったと思われる。また、図12(b)は同じ3タイプについてLYR鋼とSM58鋼との耐荷力挙動を比較したものである。SM58鋼の方が単一板の場合と同様に最大強度が大きいかつ最大強度に達するまでの変形能も多少よい結果となっており、実降伏応力が公称降伏応力より約40%高いという影響が出ていると思われる。

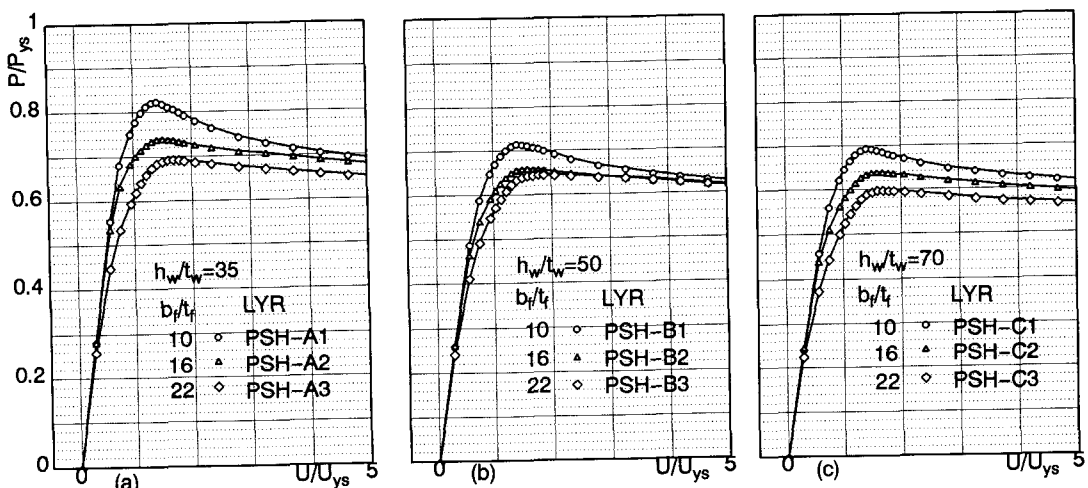


図11(a) 荷重-軸変位曲線 (LYR鋼)

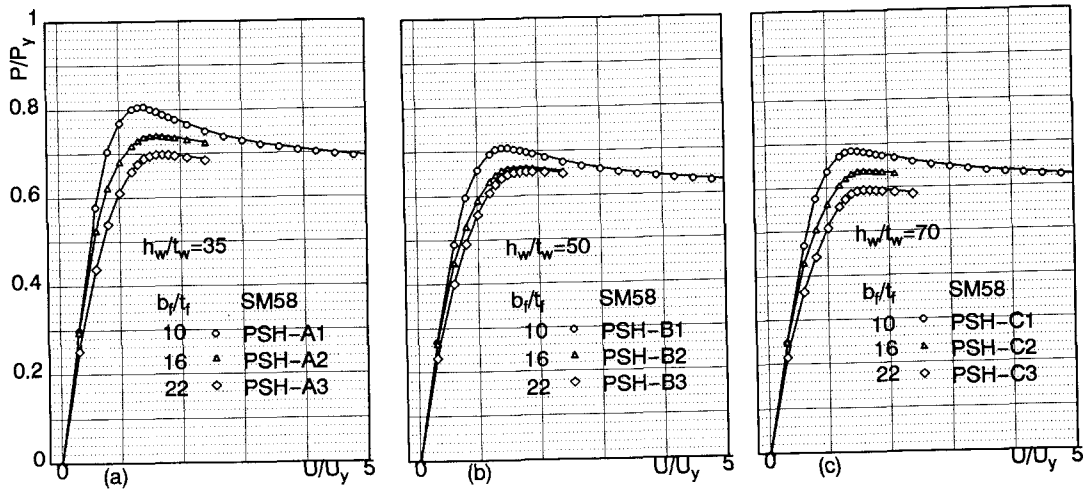


図11(b) 荷重-軸変位曲線 (SM58鋼)

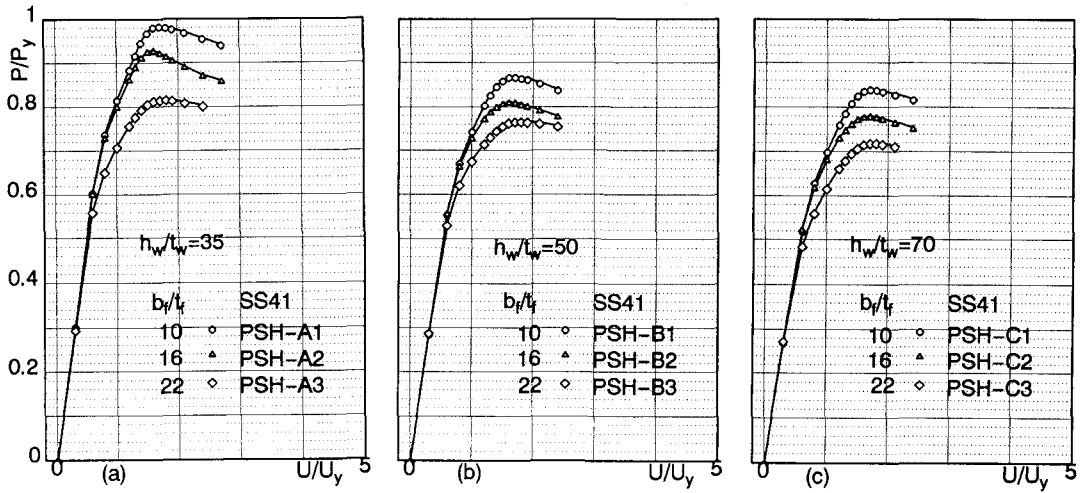


図11(c) 荷重-軸変位曲線 (SS41鋼)

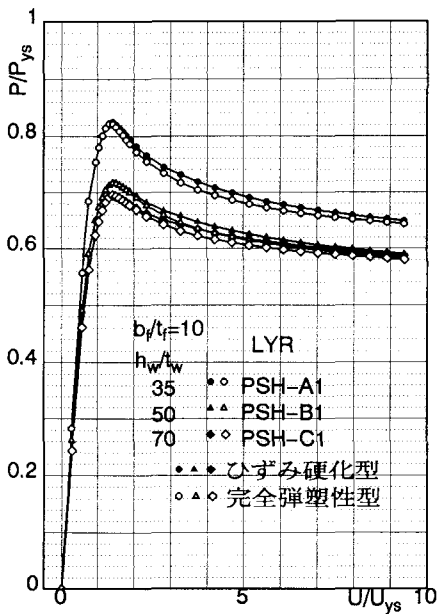


図12(a) 荷重-軸変位曲線

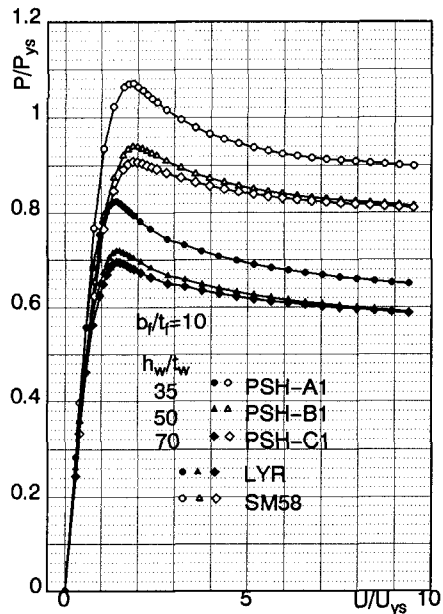


図12(b) 荷重-軸変位曲線

(3) 鋼H形短柱の局部座屈強度の評価

これまでの鋼H形短柱の局部座屈強度の解析結果について次の2つの評価法を用いて比較検討を行う。

(1) 構成板要素の相互の影響を考慮しない局部座屈強度の一評価法の場合

宇佐美ら⁵⁾は純圧縮を受ける短柱の局部座屈強度を断面の圧縮強度と考えている。この量を種々の断面について統一的に求めるために、断面の強度は構成板要素の強度の和と考え、板要素の間の連成効果を無視する。この仮定により、断面の圧縮強度 $P_n = Q_o \cdot P_y$ は有効幅の概念を用いて次式で表される。

$$Q_o = \frac{\sum A_e}{\sum A} \quad (5)$$

ここに、 A = 構成板要素の断面積、 A_e = 構成板要素の有効断面積、 $\sum$ = 構成板要素についての和、 Q_o =

=局部座屈による P_y の低減係数、 P_y =全断面降伏軸力である。また、構成板要素の有効断面積 A_e は式(3)、(4)で表されるものとする。なお、H形断面(表2参照)の時は、式(5)は次式ようになる。

$$Q_o = \frac{4(b_e/2)t + d_e w}{4(b/2)t + dw} = \frac{2b_e/b + (d_e/d)(dw/bt)}{2 + dw/bt} \quad (6)$$

ここで、 b_e 、 d_e はそれぞれ幅が b 、 d の板要素(フランジ、ウェブ)の有効幅であり、 b_e/b 、 d_e/d にそれぞれ式(3)と式(4)の A_e/A を代入すれば Q_o は求まることになる。

(2)構成板要素の相互の影響を考慮した幅厚比パラメータ R_{fw} を用いる場合

H形断面部材は幅厚比が異なる板要素の集成断面であるので、これを等価の一枚の板と考え、断面全体の幅厚比パラメータ R_{fw} を次式で求める。

$$\left. \begin{aligned} R_{fw} &= \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_{w\zeta}}} & \left(\frac{h_w t_f}{b_f t_w} > 3.07 \right) \\ &= \frac{b_f}{t_f} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_{f\zeta}}} & \left(\frac{h_w t_f}{b_f t_w} \leq 3.07 \right) \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

ここで、 $k_{w\zeta}$ 、 $k_{f\zeta}$ はウェブ、フランジの連成作用を考慮した座屈係数でその誘導は文献8)に示す。H形鋼短柱のパラメトリック解析により得られている短柱の最大強度評価式はこの R_{fw} を用いると次式となる⁸⁾。

$$Q_o = (P_{max}/P_y) = 1 / \left(1 + \frac{R_{fw} - 0.6}{3.4} \right)^2 \quad (8)$$

まず、有効幅の概念を用いた式(6)及び幅厚比パラメータ R_{fw} を用いた式(8)それぞれを使って求めた推定最大強度と解析により得られた最大強度との関係を図13(a)、(b)に示す。縦軸には解析結果の最大強度を横軸にはそれぞれの評価式より求められた最大圧縮強度を示した。

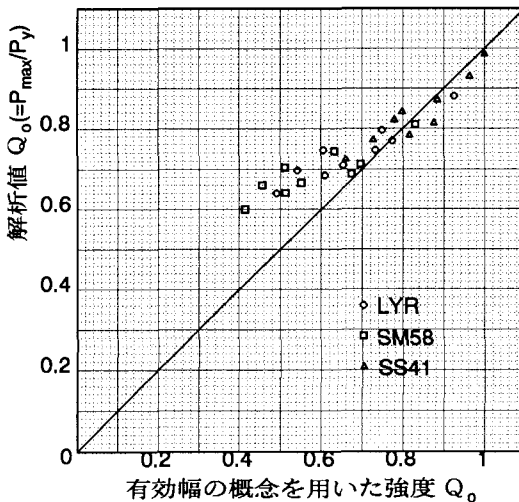


図13(a) 有効幅の概念を用いた断面の圧縮強度 Q_o と解析結果 Q_o との関係

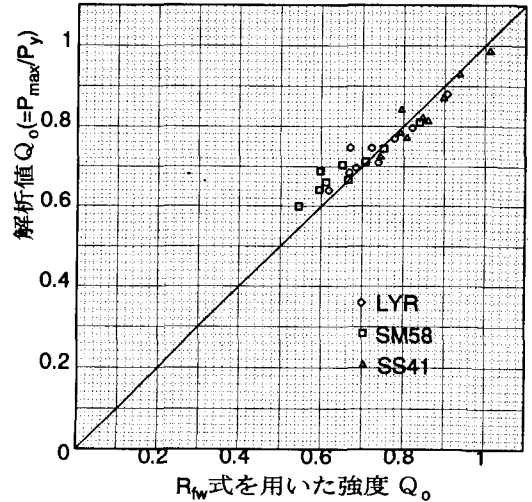


図13(b) R_{fw} を用いた圧縮強度 Q_o と解析結果 Q_o との関係

また、表4は各タイプ毎の有効幅の概念を用いた場合と解析で得られた最大強度の数値を比較したものである。図13(a)では、有効幅の概念を用いた圧縮強度推定値 Q_o が解析結果の Q_o と良い対応がみられない部分がある。これは表4に示すようにフランジの R_f が大きいA3、B3、C3タイプに解析値との差が現れており、

R_f が大きい場合に精度が悪くなる片持板の評価式(4)が強度推定値に影響したと考えられる。なお、今回使用した断面の R_f は鋼材の降伏応力が大きい。ため、LYR鋼で0.77以上、SM58鋼で0.91以上である。一方、図13(b)は構成板要素の相互の影響を考慮した R_{fw} を使用した場合の結果であるが、評価式(8)を用いた圧縮強度の推定値は、解析結果とよい対応を示しており、局部座屈を生じるH形断面の圧縮強度を十分評価できているものと思われる。

表4 有効幅と解析値の最大強度の比較

Specimens	Q_o (有効幅)			$Q_o=P_{max}/P_y$ (解析値)		
	LYR鋼	SM58	SS41	LYR鋼	SM58	SS41
PSH-A1	0.926	0.830	1.000	0.880	0.810	0.985
2	0.749	0.633	0.963	0.796	0.744	0.930
3	0.606	0.511	0.779	0.746	0.704	0.821
PSH-B1	0.775	0.695	0.884	0.769	0.712	0.870
2	0.653	0.551	0.876	0.709	0.666	0.813
3	0.541	0.456	0.727	0.697	0.660	0.771
PSH-C1	0.732	0.673	0.798	0.746	0.688	0.841
2	0.608	0.513	0.816	0.685	0.641	0.783
3	0.491	0.414	0.659	0.640	0.600	0.724

4. 結 論

純圧縮を受けるH形鋼短柱の最大強度や終局挙動を板要素の有限変位弾塑性解析法をひずみ硬化の影響を考慮できるよう拡張し、断面寸法及び材質を変化させて解析を行った。そして、単一板及びH形断面鋼短柱の耐荷力評価方法の検討を行った。得られた結果を要約すると次のようである。

- (1) 板要素においてひずみ硬化を考慮した影響については、幅厚比パラメータ R が小さいときに最大強度及び降伏以降の座屈挙動にその影響が現れてくることがわかった。
- (2) 面内回転剛性を導入した1節点6自由度を有する板要素の有限変位弾塑性解析法をひずみ硬化についても考慮できるように拡張した。この解析法は板要素で構成したH形鋼短柱をよく解析でき、その妥当性が確認された。
- (3) H形鋼短柱でひずみ硬化を考慮した影響については、今回の断面形状の範囲では初期勾配及び最大強度には影響なく、最大強度以降の変形挙動にその影響が現れてくることがわかった。
- (4) 構成板要素の相互の影響を考慮した幅厚比パラメータ R_{fw} を用いた最大圧縮強度評価式はH形断面の圧縮強度を推定する上で有効であることが確認された。

なお、数値計算の実施及び整理には日野雅夫君（熊本大学大学院）の協力を得た。記して感謝致します。

参考文献

- 1) 山尾敏孝・崎元達郎：板要素とはり要素の結合による薄肉鋼構造物の有限変位弾塑性解析、構造工学論文集、Vol. 32A, 1986. 3
- 2) 研究代表者 福本湧士：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、研究成果報告書、1992. 3
- 3) 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について、構造工学論文集、Vol. 34B, 1988. 3
- 4) 北田俊行：圧縮力を受ける鋼板及び補剛鋼板の極限強度に関する研究、昭和55年6月
- 5) 研究代表者 福本湧士：鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する総合的研究、研究成果報告書、1990. 3
- 6) 土木学会：座屈設計ガイドライン、1987. 10
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、1980. 2
- 8) 山尾敏孝・坪浦伸泰・崎元達郎：圧縮と曲げを受ける薄肉H形断面材の相関強度とその評価式について、構造工学論文集、Vol. 36A, 1990. 3
- 9) 山尾敏孝・崎元達郎：薄肉H形短柱の耐荷力挙動に関する実験的研究、土木学会論文集、第380号/1-7, pp. 331-339, 1987. 4

(1993年9月16日受付)