

鋼柱部材の基本強度の統一評価

APPROACH TO THE UNIFIED EVALUATION OF BASIC STRENGTH OF STEEL COLUMNS

西村宣男*・青木徹彦**・西井 学***・福本昉士****

By Nobuo NISHIMURA, Tetsuhiko AOKI, Manabu NISHII and Yuhshi FUKUMOTO

In the paper, the basic column strength curves are investigated analytically by the finite element technique. At first, the imperfection sensitivity function for column strength is introduced and the various coefficient in the function are numerically identified by a finite displacement elasto-plastic analysis with both geometrical and material imperfections. And using a number of imperfection sets generated by Monte Carlo simulation from the measured imperfection data, the strength distributions of steel columns with several representative cross-sections are evaluated from a probabilistic views. The theoretical results are compared with the experimental buckling strength database. Finally, the mean strength curves and the resistance factors for two column groups are proposed.

Keywords: steel column, basic strength, resistance factor, imperfection

1. ま え が き

構造部材要素の中で最も基本的な部材である柱の座屈強度に関する研究は Euler 以来およそ 2 世紀半の歴史を有しており、その間の膨大な数の理論的および実験的研究によって柱は力学的挙動が最も明らかにされた部材であるといえる。

特に、戦後 CRC, ECCS および SSRC によって系統的に行われた研究により、鋼柱の座屈強度に与える初期たわみと残留応力の影響の重要性が一般に認められるようになり、これら初期不整量に関する製造工程と強度に対する初期不整の敏感度に關係する断面形状によって区分する複数柱強度曲線の導入が各国の設計示方書の大勢となっている。

わが国においても、福本らによって構築された座屈実験データベース¹⁾は、鋼柱に関して ECCS および北米のデータを含めて約 1700 の実験結果を収めており、既

存の複数柱曲線との比較検討を行ったうえで、独自の複数曲線を提案している。

表—1 および表—2 に各国の設計基準における複数柱曲線の区分を製造工程（圧延、溶接、焼きなましの有無等）と断面形状について総括した。厚板（ $t \geq 40$ mm）を除いて一般に、中空断面は a クラスに、溶接箱形断面は b クラスに、圧延 H 形断面は強軸まわりに a ないし b クラス、弱軸まわりに b ないし c クラスに、溶接 H 形断面は強軸まわりに b、弱軸まわりに c クラスに区分されている。しかし各国の区分法の違いから同一断面でも 2 ランク異なる曲線に割り当てられる場合がある。現在のところ主要国の設計示方書の中で単一の柱強度曲線を使っているのはわが国とソビエト連邦のみである。

このような状況に鑑みて、本研究では柱部材の極限強度について以下の検討を加え、限界状態設計法における柱部材の基本強度を定めるための基礎資料を提供することを目的とする。

(1) 実測された初期たわみおよび残留応力の分布を考慮した理論解析により各種断面の柱の座屈強度の分布を求め実験データとの比較検討により、理論と実験の両面から支持される断面区分と複数柱曲線を提案する。

(2) 一般骨組構造物中の部材の強度は適切な換算法により等価な基本部材に置き換え、その強度式を用いて

* 正会員 工博 大阪大学助教授 工学部土木工学科
(〒565 吹田市山田丘 2-1)

** 正会員 工博 愛知工業大学助教授 工学部土木工学科
(〒470-03 豊田市八草町八千草 1247)

*** 学生会員 大阪大学大学院前期課程
(〒565 吹田市山田丘 2-1)

**** 正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科 (同上)

表一 各国の複数柱曲線への断面の区分 (その1)

Cross-section	shape, manufacturing technology, thickness t , sample cross-section and additional explanations	axis	Recommended buckling curve in																
			ECCS	DIN	TGL	CSN	SIA	SSRC	①	②	③	④	GBJ	PN	SAA	BS			
closed	tabular, hot rolled, cold formed or welded stress relieved	X-X	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a		
		Y-Y	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a		
	welded box section with weld dimension a proportion h/t and absolute sheet thickness t	$a \leq t/2$	X-X	b	b	a			a						a	a	a	a	
			Y-Y	b	b	b			a	b				b	a	b	a	a	
		$a > t/2$	X-X	b	b	b $t < 40$			b	a	b				b	b	c	c	⑤
			Y-Y	c	c	c $t > 40$										c	c	c	c
complete	round, square, rectangular	X-X	c	c	-	b	c	-	-	-	-	-	-	b	-	-	-		
		Y-Y	c	c	-	b	c	-	-	-	-	-	-	b	-	-	-		
open	rolled	$h/b \leq 1.2$ ③ (1.25)	X-X	a	a	a			b	a	b	a		a	a	c	c		
			Y-Y	b	b	b			c	a	b	b		b	b	b	b	c	
		$h/b \leq 1.2$ ③ (1.25)	X-X	b	b	b			b	a	b	a		a	b	b	c	c	
			Y-Y	c	c	c			c	a	b	b		b	b	c	c	c	c
		$t > 40$	X-X	d	-	c			b	-	c	-			-	b	e	d	d
			Y-Y	d	-	d			c	-	c	-			-	c	e	d	d
① A 514 ④ other steels ⑤ ⑥ The BS5400 standard determinant ② A 7. A 36 ⑦ cold-formed ⑧ member fabricated by welding (excluding local welding of battens, lacing, etc) ③ A 242 ⑧ non-stress relieved ⑨ all other members (including stress relieved welded members)			⑩ $r/y > 0.70$ ⑪ $r/y = 0.60$ ⑫ $r/y = 0.50$ ⑬ $r/y < 0.45$ ⑭ $t \leq 40$ ⑮ $t > 40$ ⑯ The GBJ standard determinant ⑰ The DIN and TGL standard determinant																

表二 各国の複数柱曲線への断面の区分 (その2)

Cross-section	shape, manufacturing technology, thickness t , sample cross-section and additional explanations	axis	Recommended buckling curve in															
			ECCS	DIN	TGL	CSN	SIA	SSRC	①	②	③	④	GBJ	PN	SAA	BS		
open	welded	stress relieved after welding	X-X	a	-	a			a	a	a	a	a	-	a	-	①	
			Y-Y	a	-	b			a	a	a	a	a	-	a	-	①	
		rolled profile with welded flange plates	X-X	a	b(c)	-	-	b	-	-	-	-	-	-	b	a	-	-
			Y-Y	b	c(d)	-	-	b	-	-	-	-	-	-	b	b	-	-
		frame cut flanges	$t \leq 40$ mm	X-X	b	b	b			b	a	b			b	b	c	c
			Y-Y	c	c	c			c	b	b				b	b	c	c
	rolled flanges	$t \leq 40$ mm	X-X	b	b	b			b	a	c			b	b	d	d	
			Y-Y	c	c	c			c	b	c			c	c	c	c	
		$t > 40$ mm	X-X	c	c	c			b	-	c			c	b	e	e	
			Y-Y	d	d	d			c	-	c			c	c	e	e	
	monosymmetrical	equal leg angle	X-X											b	b	-	-	
			Y-Y											b	c	-	-	
tee, channel		X-X	c	c	b	b, c	c	-	-	-	-	-	c	b	d	d		
		Y-Y	c	c	c	c	c	-	-	-	-	-	c	c	c	c		
any profile	X-X	c	c	-	c	c	-	-	-	-	-	c	c	d	d			
	Y-Y	c	c	-	c	c	-	-	-	-	-	c	c	d	d			
① The curves in brackets ② curve c for high residual stresses and $t \leq 40$ mm ③ The CSN standard determinant for plate thickness $t > 40$ mm ④ curve d for high residual stresses and $t > 40$ mm ⑤ (b) - $h/t \leq 8$ 210/R, (c) - $h/t \leq 8$ 210/R and Y-Y axis																		

評価される場合が多いが、一般構造物については基本部材と異なり多数の実験データを収集することは困難であり、主として理論解析により基本部材への換算法を検討することになる。弾性座屈理論を適用して求められる有効長さ係数は部材の細長さが小さく、弾塑性領域で崩壊する場合には、必ずしも適正でないことが指摘されている。そのような場合に対しては、弾塑性有限変位解析によって求められる極限強度を基準とした有効長さ係数を与える考え方がある。その際、対照する柱部材の基本強度としては、設計上の便宜を考えて、いくつかの断面を含むグループの強度曲線ではなく個々の断面部材の基本強度を適用する方が合理的である。そこで一般骨組構造物によく用いられる断面に対する基本強度曲線を個々に作成する。

(3) また個々の断面の部材について、平均値強度および下限値強度に対応する初期たわみと残留応力の組合せを明らかにし、基本部材から一般部材まで統一のとれた解析を可能にする。

(4) T形断面あるいはL形断面は部材端での連結を考慮すると偏心圧縮される場合が多く、中心圧縮を受けるその他の断面部材とは異なる強度評価が必要となる。ここではT形断面部材について弾塑性有限変位解析によって極限強度特性を明らかにし、複数柱強度曲線の区分への割当を検討する。

2. モンテカルロシミュレーションによる鋼柱の極限強度の評価

(1) 概要

本研究では図-1に示すフローにより鋼柱の基本強度を明らかにする。まず、実測データをもとに初期不整の分布モデルを作成する。別途に初期たわみと残留応力を適宜組み合わせさせたモデルを対象に弾塑性有限変位解析により極限強度を求め、極限強度に対する初期不整の敏感度関数を作成する。そして初期不整の分布モデルを用いてモンテカルロ法により発生させた、初期たわみと残留

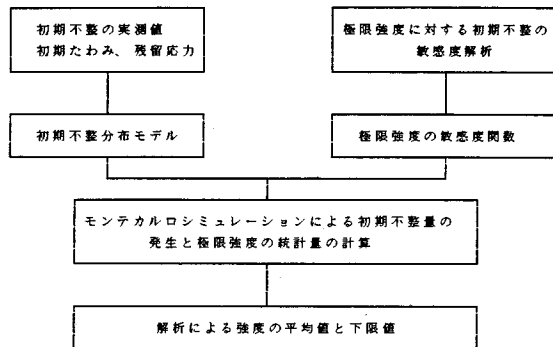


図-1 シミュレーションによる柱強度分布の算出

表-3 実験データによる柱強度曲線への断面区分¹⁾

断面	座標軸まわりの座屈	グループ
	両軸とも	1
	両軸とも	1
	$t \leq 40$ 両軸とも	1
	$t \geq 40$ 両軸とも	3
	$t \leq 40$ 両軸とも	2
	$t \geq 40$ 両軸とも	3
	両軸とも	2

応力の数多くの組合せに対する極限強度を敏感度関数から求め、強度の分布を明らかにする。

(2) 弾塑性有限変位解析

表-3は福本・伊藤¹⁾によって実験データより統計的に3グループに区分された、柱強度曲線への断面の割当を表わしている。このうち初期不整の実測値がある程度集められている断面を本研究の対象断面とする。対象断面について以下の略号を用いる。

- グループ1 溶接箱形断面 : BOX
- 圧延 H(I)形断面(強軸周り) : R-Ix
- 圧延 H(I)形断面(弱軸周り) : R-Iy
- グループ2 溶接 H(I)形断面(強軸周り) : W-Ix
- 溶接 H(I)形断面(弱軸周り) : W-Iy
- Cut-T形断面 : T

降伏応力 σ_y で除して無次元表示した圧縮残留応力 σ_{rc}/σ_y を 0.0, 0.2, 0.5 の3種類、部材軸方向に半波の sin 形分布と仮定した初期たわみの中央縦距を部材長の 1/5 000, 1/2 000, 1/1 000, 1/500 の4種類、さらに部材の細長比パラメーター $\bar{\lambda}$ を 0.4 から 1.6 まで 0.2 ずつ7種類に変化させ、各断面ごとにこれらのパラメー

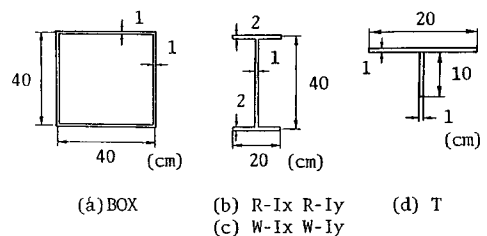


図-2 解析モデルの断面寸法

ターを組み合わせたモデルについて弾塑性有限変位解析により極限強度を求めた。解析対象断面を図-2に示す。

(3) 初期不整モデル

モンテカルロシミュレーションに用いるため、残留応力および初期たわみの実測データ²⁾から作成した初期不整の分布モデルを図-3, 4に示す。一般に、圧縮残留応力度の頻度分布は正規分布形、初期たわみの分布形はワイブル分布形と考えることができる。カイ二乗検定の結果、信頼度95%を得た。初期不整モデルのパラメータと対象断面を表-4に示す。対象断面の残留応力分布形を図-5に示す。

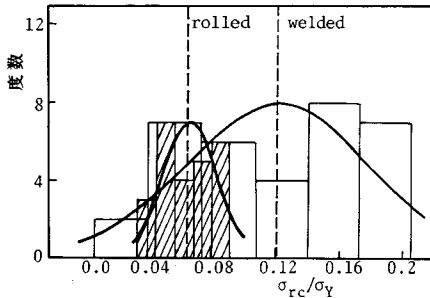


図-3 残留応力の分布モデル²⁾

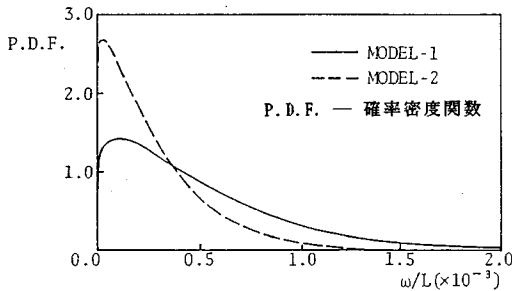


図-4 初期たわみの分布モデル²⁾

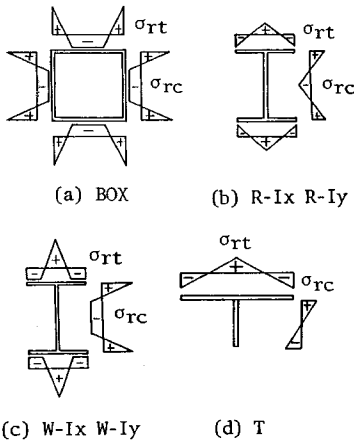


図-5 残留応力の分布パターン

T形断面については圧延I形断面をWeb中心軸に沿って切断したCut-T形断面とする。切断による残留応力分布の変化を考慮して、T形断面の残留応力の断面内分布形を作成した。

(4) 敏感度関数

(2)で得られた各断面の部材強度の解析結果を用いて、次式の初期不整に関する未定係数を決定した。

$$E = 1 / (2 \cdot \bar{\lambda}^2) \cdot (Z - \sqrt{Z^2 - 4 \cdot \bar{\lambda}^2}) + C1$$

$$\cdot \frac{\tan^{-1}(CR + C3) - \tan^{-1}(C3)}{1 + C4 \cdot (CR + C3)^2} \dots \dots \dots (1)$$

$$Z = 1 + A \cdot (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_{cr}) + \bar{\lambda}^2 \quad CR = (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_{cr}) \cdot C2$$

$$Ci = A1 + A2 \cdot X + A3 \cdot X^2 + A4 \cdot Y + A5 \cdot Y^2 + A6 \cdot X \cdot Y \quad (i=1-4)$$

$$X = \sigma_{rc} / \sigma_Y \quad Y = W / W_0 \quad (W_0 = L / 1000)$$

上式を初期不整敏感度関数と称し、部材の極限強度を細長比($\bar{\lambda}$)、残留応力(σ_{rc})、初期たわみ(W)の関数として与えるものとする。右辺第1項は、細長比パラメータの効果を反映したペリー-ロバートソン型の式であり、第2項は、種々の初期不整の組合せの影響による強度の変動を評価するための修正項で、断面特有の極限

表-4 初期不整モデルのパラメータ

(a) 残留応力

	N	M	S	対象断面
Welded	34	0.12	0.05592	W-Ib, W-fc
Rolled	25	0.066	0.0159	R-Ib

(b) 初期たわみ

	N	M	S	m	α	γ	対象断面
MODEL1	437	0.5	0.43	1.178	0.478	0.0	R-Ib
MODEL2	68	0.5475	0.326	1.7314	0.4302	0.0	W-Ib, W-fc

M: 平均値 ($W_0 / L \times 10^{-3}$)
 S: 標準偏差 ($W_0 / L \times 10^{-3}$)
 N: 度数
 m: 形のパラメータ
 α : 尺度のパラメータ
 γ : 位置のパラメータ

表-5 敏感度関数の係数表

		A1	A2	A3	A4	A5	A6	A
BOX	C1	0.4583	-1.495	1.1	-0.245	0.01667	0.625	0.5
	C2	2.1937	0.5042	-0.33333	-1.133	0.8403	-0.9375	
	C3	-0.8861	-3.233	1.167	0.4792	-0.2431	3.75	
	C4	1.58889	-4.4	5.33333	-0.7	0.11111	0.33333	
R-Ix	C1	0.68333	-0.33333	-0.33333	-0.475	0.09167	0.2	0.4
	C2	1.0537	-0.3	2.33333	0.2028	0.1435	-0.66667	
	C3	-0.5494	1.235	-2.3	0.01667	-0.0972	0.375	
	C4	5.789	-6.1	3.0	-4.033	0.9444	2.0	
R-Iy	C1	0.7656	-0.7866	-1.06667	-0.183	-0.0722	0.61	0.7
	C2	1.286	-0.625	0.0	-1.117	0.9306	0.625	
	C3	-0.5764	0.2042	-1.333	0.721	-0.44444	1.0625	
	C4	4.81	-7.3	0.0	-0.42	-0.72	3.3	
W-Ix	C1	0.51043	-1.154	1.6031	-0.29747	0.08704	-0.06728	0.5
	C2	1.728	-4.8	7.333	0.88167	-0.31944	-0.66667	
	C3	-0.8861	1.692	-0.33333	-0.1083	0.1944	-0.625	
	C4	2.428	-0.4	-1.33333	-2.225	0.58722	0.66667	
W-Iy	C1	0.4525	-1.22	1.0346	-0.18399	0.03148	0.1431	1.0
	C2	2.648	0.444	-0.37037	0.46296	-0.11111	-0.2593	
	C3	-0.915	-3.3583	-0.33333	0.615	-0.2	0.925	
	C4	0.4464	-0.4114	-0.40661	-0.2409	0.0445	0.2147	
T	C1	0.16111	-0.19667	0.23333	-0.05667	0.00555	0.0	0.6
	C2	1.811	1.233	-0.33333	0.2167	-0.0278	0.33333	
	C3	-0.725	1.325	-1.0	0.125	0.0	0.375	
	C4	1.06049	-2.3963	3.76543	-0.11234	0.05185	-0.28642	

強度のばらつきに対処できるように、多数の関数形を試行錯誤した後決定した。対象断面ごとの係数の値を表-5に示す。

3. 鋼柱の強度分布

(1) 概要

前述の敏感度関数にモンテカルロシミュレーションを適用して求めた理論強度分布を、福本・伊藤¹⁾による実験データおよびそれらから決定された各グループの平均値曲線 (E-1, 2, 3) および下限値曲線 (ES-1, 2, 3) と比較し、表-3のグループ区分の妥当性を確認する。また各国設計基準による柱の基本強度曲線とも比較し、各国の柱強度曲線の実状を把握する。

(2) 実測データとの比較

図-6および図-7に、それぞれグループ1, 2に割り当てられた各断面のシミュレーションによる強度の平均値 (M) および下限値 (M-2S) と、実測データの分布を比較して示す (○: Circular Tube, ●: Circular Solid, □: Square Tube, ■: Welded Box, △: Rolled H, ▲: Welded H, T: T Shape, 詳細は文献1) 参照)。一般にグループ区分の不明瞭な W-Ix, W-Iy については両グループの実測データと比較した。それぞれ以下の特徴がみられる。

グループ1

R-Ixの分布は、グループ中最も高い部分にあり平均値強度 E-1 付近に位置している。R-Iy と W-Iy の同程度の強度の変動特性を有している。また $\lambda=1.0$ 付近では分布の下限値は実測データの下限および ES-1 に一致している。

グループ2

W-Ixの分布はグループ2よりグループ1のデータに対して良好に対応している。また W-Ix でウェブを1枚加えた状態と BOX とは等価と考えられ、理論的にはほぼ同じ強度を与えるはずであり、強度分布もほとんど一致している。

W-IyについてはE-1, E-2とも対応がみられない。E-1, ES-1ではstockyな部分で過大評価であり、またE-2, ES-2ではslenderな部分で過小評価となっている。

Tについては、他の断面に比べ強度分布が低い位置にあるので、適当なグループへ割り当てるため基準曲線の低減を試みた。その際、有効断面についての評価法として JSHB (3.5), および BS 5400 (10.6.1.2) の規定を適用した。

各規定は以下のとおりである。

JSHB (3.5: 山形および T 形断面を有する圧縮部材)

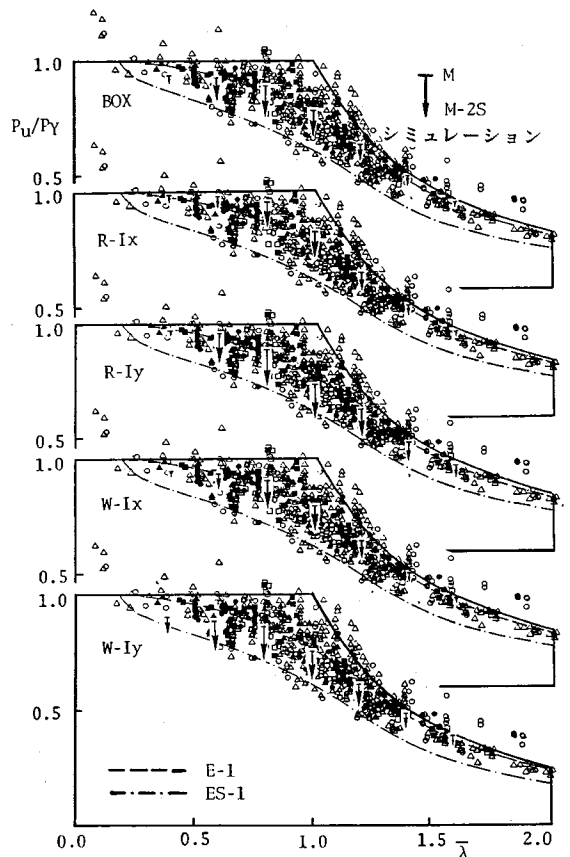


図-6 強度の実測データ¹⁾とシミュレーション結果の比較 (グループ1)

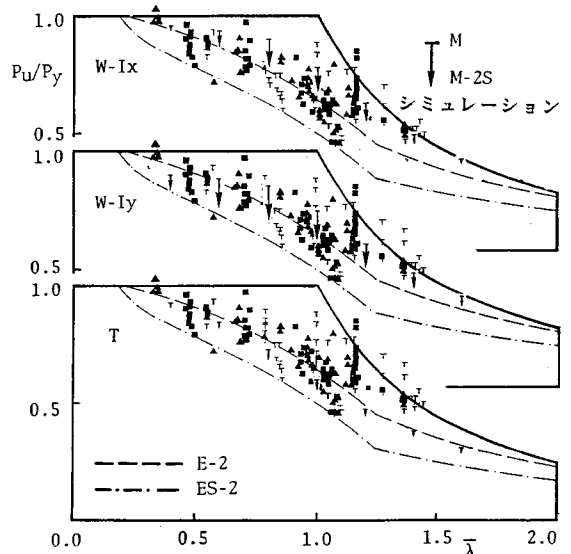


図-7 強度の実測データ¹⁾とシミュレーション結果の比較 (グループ2)

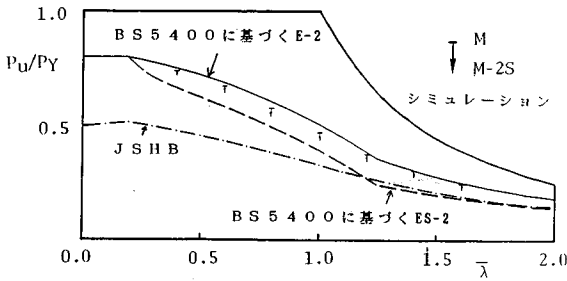


図-8 JSHBおよびBS5400に基づくT形断面の評価

$$\frac{P_u}{P_Y} \leq R_n \left(0.5 + \frac{L/r_x}{1000} \right)$$

BS 5400 (10.6.1.2：単一山形鋼)

$$\frac{P_u}{P_Y} \leq R_n \cdot 0.8 \quad R_n: \text{示方書による基本強度曲線}$$

各規定による評価を図-8に示す。強度分布はE-2とES-2の間に分布している。JSHBの評価は $\bar{\lambda}$ の小さい範囲でかなり控えめである。よって、BS 5400(全断面の0.8倍を有効断面とする)を採用した。解析断面中最もばらつきが小さく、 $\bar{\lambda}$ に対する変化もほとんどみられない。これは圧縮力の偏心作用の効果が卓越するため、初期不整による強度の変動が、相対的に僅少となるためである。

(3) 福本によるペリーロバートソン型設計公式との比較

前述の実測データに基づく各グループごとの平均値・下限値曲線のほかに、設計公式としてペリーロバートソン型の次式³⁾を提案している。

$$R_n = \frac{1}{2\bar{\lambda}^2} \cdot \{ S - \sqrt{S^2 - 4 \cdot \bar{\lambda}^2} \} \dots \dots \dots (2)$$

$$S = 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2$$

ここに、 $\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \frac{l}{r} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}}$

α は各グループに対して、以下のように与えられている。

- グループ1 $\alpha = 0.089$
- グループ2 $\alpha = 0.224$
- グループ3 $\alpha = 0.432$

各曲線について以下の略号を用いる。

- グループ1 : F-1
- グループ2 : F-2
- グループ3 : F-3

これらの曲線と理論強度分布とを比較し、図-9, 10に示す。

グループ1

BOX, W-Ixについては $\bar{\lambda}$ の小さい部分では曲線が理論強度分布の平均値に対応しているが、 $\bar{\lambda}$ が大きくなる

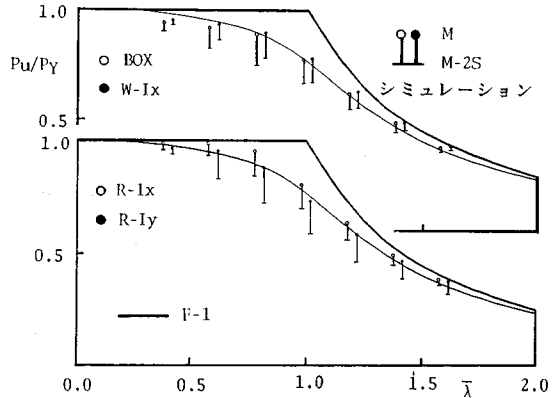


図-9 実測データによる強度の平均値曲線とシミュレーション結果の比較(グループ1)

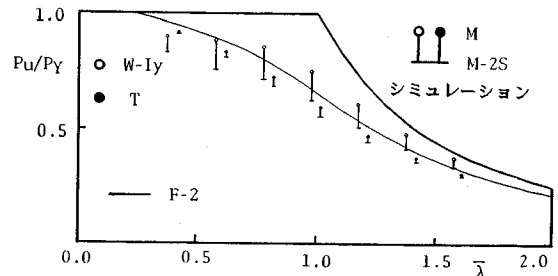


図-10 実測データによる強度の平均値曲線とシミュレーション結果の比較(グループ2)

表-6 区分マトリックス

	BOX	R-Ix	R-Iy	W-Ix	W-Iy	T
E-1	1.008	1.044	0.987	1.016	0.975	0.833
E-2	1.167	1.207	1.140	1.176	1.129	0.959
E-3	1.337	1.382	1.304	1.348	1.295	1.094
F-1	1.016	1.052	0.994	1.024	0.983	0.834
F-2	1.129	1.168	1.103	1.138	1.092	0.929
F-3	1.277	1.322	1.247	1.282	1.237	1.048

につれ下限値に対応するようになる。またR-Iyの平均値に良好な対応がみられる。

グループ2

グループ1ほどの対応はみられない。Tに関しては $\bar{\lambda}$ の全域で曲線の評価を下回っている。

(4) 区分マトリックス

各断面ごとに理論値とE-1, 2, 3およびF-1, 2, 3との比の $\bar{\lambda}$ に対する統計値を、区分マトリックスとして表-6のように示す。統計値の値が1.0に近いほどそのグループに区分されるべき断面である。

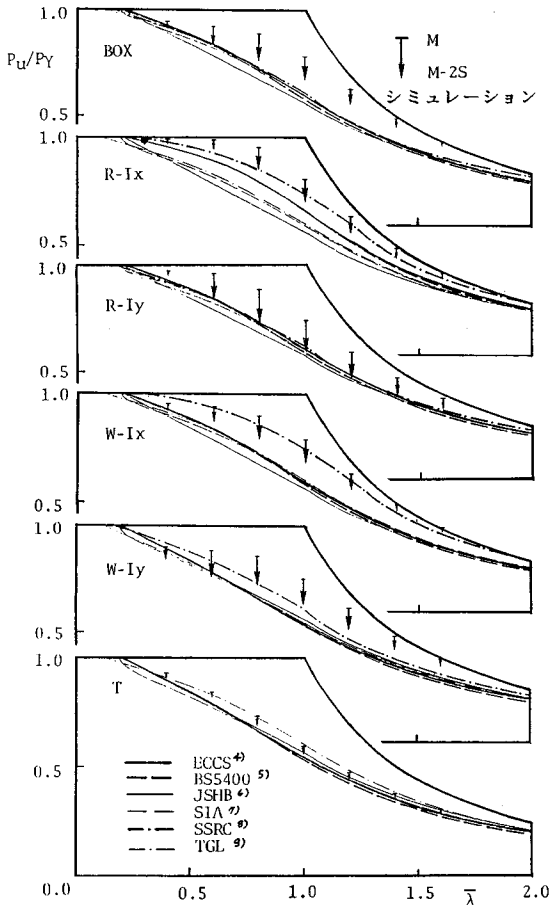
W-Ixについては図-6, 7および区分マトリックスから判断してグループ1に区分されるべきであると考えられる。

W-Iyは区分マトリックスの値が、他の断面に比べ

表一 各国の規定における断面の区分

	BOX	R-Ix	R-Iy	W-Ix	W-Iy	T
ECCS	b	a	b	c	b	c
BS 5400	b	a	b	c	b	c
JSHB	断面にかかわらず単一曲線*					
SIA	b	b	b	c	b	c
SSRC	b	a	b	c	a	-
TGL	b	a	b	c	b	b

*ただし、ECCSのC曲線に相当する



図一 各国の柱強度曲線とシミュレーション結果の比較

1.0より離れている。また、断面の $\bar{\lambda}$ に対する強度の低下傾向も曲線の形状から外れている。そこで、区分マトリックスの値はF-1相当であるが、分布と曲線の対応は比較的F-2の方が良好であるためグループ2相当と考えた。

TがF-3相当となるのは、式(2)では中心軸圧縮されたT形断面の実測データを対象にしており、その強度分布がシミュレーションによる分布よりも高いためであると考えられる。しかしTのシミュレーションによる強度分布はばらつきが小さい。そのため各グループの基本強度曲線を提案する際には、分布の下限値を対象

とするので、Tをグループ2に区分し、抵抗係数 ϕ を用いて平均値曲線からの偏りを考慮するのが妥当であると考えられる。

(5) 各国設計基準との比較

代表的な設計基準としてペリー-ロバートソン型を使用している5か国およびJSHBを選出した。対象断面に該当する各国の基準曲線を表一、2より抽出し、表一7に示す。

各断面の該当する設計強度曲線と、シミュレーションによる強度の分布を図一11に比較して示す。

各断面について、以下の特徴をみる事ができる。

- BOX: 各国の評価にばらつきは少なく $\bar{\lambda}$ の全域でままとまっているが、 $\bar{\lambda}$ が大きくなるにつれ各国の評価は強度分布より低くなっている。
- R-Ix: 各国の評価は $\bar{\lambda}$ の全域で大きくばらつくが、強度分布はSSRCの評価と比較的対応している。
- R-Iy: 各国の評価が強度分布の下限値を包絡しており、最も良好な対応がみられる。
- W-Ix: SSRCを除いて各国の評価はままとまっているが、 $\bar{\lambda}$ の全域で強度分布を下回る評価となっている。
- W-Iy: 各国の評価は比較的よくままとまっているが、 $\bar{\lambda} = 0.8$ 付近から大きくなると、強度分布よりも低い評価を与えている。
- T: 縦軸はBS 5400の評価に基づき、全断面の0.8倍を有効断面として算出した P_y を用いて強度分布を評価した。各国の評価は、ほぼ強度分布の下限値を包絡している。

4. 設計フォーマット

(1) 概要

本研究の対象とした各断面について、理論強度の平均値および下限値を評価できる強度曲線を提案する。また、SGST-Format¹⁰⁾を適用して各グループごとに妥当な抵抗係数 ϕ を求めるとともに、基本強度曲線を定義する。

(2) 各断面ごとの基準強度曲線

各断面の理論強度の平均値および下限値を与える初期不整の組合せは多数存在する。ここでは、2.で作成しモンテカルロシミュレーションに適用したモデルの平均値(M)どうし、下限値(M-2S)どうしを式(1)の敏感度関数に適用する。得られた平均値相当曲線、下限値相当曲線をシミュレーションによる強度分布と比較し、図一12に示す。

各曲線を再現する式(1)の係数を表一8に示す。平均値相当の曲線は、理論強度分布の平均値を良好に包絡しており、初期不整の平均値どうしの組合せで、強度の平均値を再現できることがわかる。一方、下限値相当曲

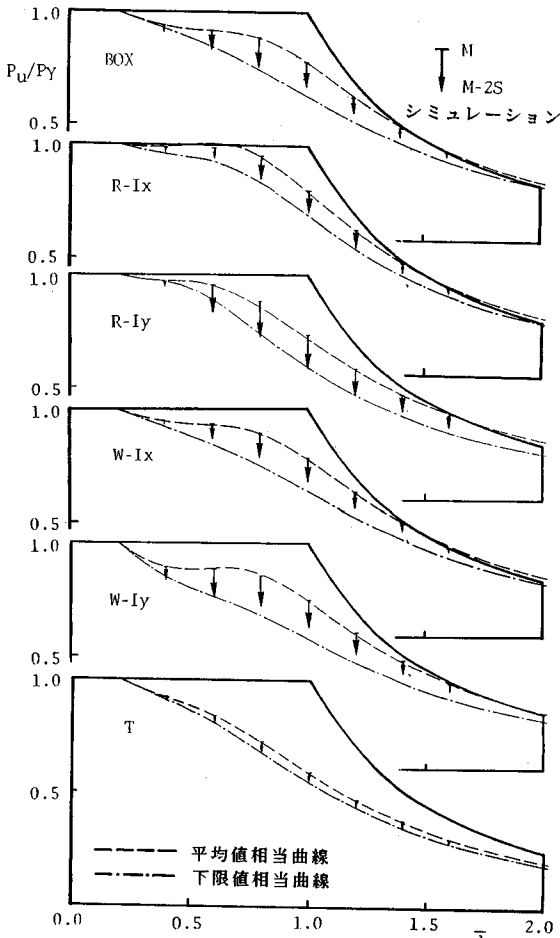


図-12 シミュレーションによる強度分布と初期不整特性値に対する強度の比較

線は、断面により、理論分布よりやや控えめな評価を与える場合があるが、下限値曲線としては安全側で妥当であると考えられる。

(3) SGST-Format¹⁰⁾

抵抗強度 ϕR_n は

$$\phi R_n = \phi_1 (1 - k_R V_R) R_m \geq \text{荷重項}$$

と与えられる。

ここに、 R_n ：示方書で定める抵抗強度式

R_m ：強度の平均値

ϕ_1 ：校正係数

V_R ：変動係数

k_R ：下界の程度を示す定数。

したがって抵抗係数 ϕ は

$$\begin{aligned} \phi &= \phi_1 (1 - k_R \cdot V_R) \frac{R_m}{R_n} \\ &= \phi_1 (1 - k_R \cdot V_R) \cdot M_m \cdot F_m \cdot P_m \dots \dots \dots (3) \end{aligned}$$

表-8 平均値および下限値相当の敏感度関数の係数

		C1	C2	C3	C4	A
BOX	M	0.245883	1.95366	-1.00357	0.862633	0.5
	M-2S	0.098379	1.75074	-0.60991	0.41757	0.5
R-Ix	M	0.451868	1.14846	-0.48150	3.46732	0.4
	M-2S	0.19767	1.49175	-0.55785	1.86859	0.4
R-Iy	M	0.569618	1.03953	-0.28427	3.39105	0.7
	M-2S	0.327182	1.61012	-0.26926	2.00614	0.7
W-Ix	M	0.312222	1.46669	-0.72512	1.77734	0.5
	M-2S	0.127158	1.39487	-0.58718	0.93663	0.5
W-Iy	M	0.274378	2.81404	-1.12542	0.331395	1.0
	M-2S	0.120599	2.99145	-1.1549	0.199788	1.0
T	M	0.122203	2.00333	-0.56703	0.866075	0.6
	M-2S	0.077317	2.21603	-0.38510	0.767166	0.6

表-9 各断面およびグループに対する抵抗係数 ϕ

	M	MS	V_p	V_R	ϕ
BOX	1.0159	0.9138	0.05105	0.1312	0.9154
R-Ix	1.0519	0.9599	0.046	0.1293	0.9516
R-Iy	0.9944	0.8449	0.07475	0.1421	0.8755
W-Ix	1.0244	0.9372	0.0436	0.1285	0.9284
①	1.0216	0.9139	0.05383	0.1323	0.9184
W-Iy	1.0924	0.9421	0.07515	0.1423	0.9613
T	0.9286	0.8796	0.0245	0.1233	0.8507
②	1.0105	0.9109	0.0498	0.1307	0.9115

①グループ1の平均 ②グループ2の平均

と表わされる。また変動係数 V_R は材料、製作および設計係数の変動に関して

$$V_R = \sqrt{V_M^2 + V_F^2 + V_P^2}$$

と与えられる。材料係数 M_m およびその変動係数 V_M 、製作係数 F_m およびその変動係数 V_F は文献¹⁰⁾よりそれぞれ以下の値とする。

$$M_m = 1.15 \quad V_M = 0.11$$

$$F_m = 1.00 \quad V_F = 0.05$$

(4) 抵抗係数 ϕ

各断面において、理論強度分布の平均値と下限値を、その断面の属するグループに対応する曲線 F-1 または F-2 の値で除し、 $\bar{\lambda}$ に対して統計値をとる。強度の平均値について算出したものを M 、下限値については MS と表現すれば、各断面について次式で与えられる。

$$V_P = 1/2 \cdot (M_i - MS_i)$$

グループ1については、BOX, R-Ix, R-Iy, W-Ix の4断面、グループ2については、W-Iy, T の2断面について、式(2)より ϕ を求め、表-9に示す。 P_m としては、それぞれ M が対応する。グループ内で各断面ごとの低減係数 ϕ の値には10%程度のばらつきがあり、その平均値として各グループの ϕ を定義すれば、危険側となる断面があるため安全側に最小の ϕ をとり、それぞれ次のように低減係数として提案する。

グループ1 $\phi = 0.88$

グループ2 $\phi = 0.85$

5. 結 論

本研究では、実測された初期不整の分布データを用いて、各種の断面について鋼柱の極限強度分布を数値シミュレーションによって明らかにし、座屈実験データによる強度分布との比較によって、鋼柱の基本強度の考え方について考察を加えた。得られた結論を要約すると、以下のとおりである。

(1) 柱基本強度は実務設計における簡便さを考慮した、少数のグループ分けによる代表曲線と、研究過程において一般構造部材に関する有効長さ係数などを検討する際の、個々の断面ごとの曲線とに区別する必要がある。

(2) 前者については、座屈実験データにより定められた3つのグループの平均値相当の代表曲線と、シミュレーション結果との整合性を確認した。なお、一部の断面については、区分の見直しを行った。代表曲線は以下の式³⁾で与えられ、これを設計基本強度曲線として提案した。

$$R_n = \frac{1}{2\lambda^2} \cdot \{ S - \sqrt{S^2 - 4 \cdot \lambda^2} \}$$

$$S = 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2$$

$$\text{ここに、} \bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \frac{l}{r} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$$

$$\text{グループ-1 } \alpha = 0.089$$

$$\text{グループ-2 } \alpha = 0.224$$

$$\text{グループ-3 } \alpha = 0.432$$

(3) 後者については、各断面ごとに座屈強度に対する初期不整の効果を一般的に表わす敏感度関数を作成した。この式に平均値対応ないしは下限値対応の初期たわみおよび残留応力を代入することによって、容易に各断面の柱の平均値強度および下限値強度を得ることができる。

(4) 各断面の鋼柱のシミュレーションによる平均値および下限値曲線と、各国の複数柱曲線の該当曲線の比較によると、各国の柱曲線はおおむね下限値曲線に対応していることが確認された。

(5) SGST フォーマットを用いて、柱グループ1

および2に対する抵抗係数の試算を行い次のように提案した。

$$\text{グループ1 } \phi = 0.88$$

$$\text{グループ2 } \phi = 0.85$$

柱部材に対する検討に引続き、もう1つの基本部材であるはり部材および、これらを組み合わせたはり-柱部材についても同様のシミュレーション手法により、統一のとれた極限強度の評価法を検討してゆくことが今後の課題である。

謝 辞：本研究は昭和62～64年度文部省科学研究補助金総合研究A（代表：福本昉士，課題番号：62302040）“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”の一環をなすものである。研究の遂行にあたり、有益な助言を賜った研究分担者の方々に深甚なる謝意を表す。

参 考 文 献

- 1) 福本昉士・伊藤義人：座屈実験データベースによる鋼柱の基本強度に関する実証的研究，土木学会論文集，第355号，1983。
- 2) 土木学会：座屈設計ガイドライン（福本昉士編）第3章 構造物の材料強度と初期不整，技報堂出版，1987。
- 3) 福本昉士：座屈設計強度に関する現状と課題，研究展望，土木学会論文集，第380号/I-7，1987。
- 4) EUROCODE 3, Common Unified Code of Practice for Steel Structures, 1983.
- 5) BS 5400 Part 3, Code of Practice for Design of Steel Bridges, 1982.
- 6) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，1975。
- 7) SIA 161, Swiss Standard, Steel Structures, 1979.
- 8) GUIDE TO STABILITY DESIGN CRITERIA FOR METAL STRUCTURES, Fourth Edition, Edited by T. V. Galambos.
- 9) TGL 13503/-01 & 02, Stahlbau, Stabilität von Stahltragwerken, 1982.
- 10) 東海鋼構造研究グループ（代表 福本昉士）：鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用，橋梁と基礎，Vol.14, No.11, 1980.

(1989.3.9・受付)