

局部座屈を考慮した補剛断面単柱構造物の 保有耐力の簡易解析法について

Analysis of Ultimate Strength of Stiffened Simple Piers with Local Buckling

谷口 望*、依田 照彦**

Nozomu TANIGUCHI and Teruhiko YODA

*工修 早稲田大学大学院理工学研究科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

**工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

The objective of the present paper is to propose a simple method for determining the ultimate strength of steel box columns with local buckling in the pushover analysis. In the present analysis, the length of local buckling part and the slope of stress-strain curves in the post-peak region are assumed beforehand and fully discussed. With a view to the fact that most existing studies are dealing with unstiffened simple piers with a local buckling part, the present study is devoted to a pushover analysis of stiffened simple piers.

Key Words: Pushover analysis, Local buckling, Stiffened box column

キーワード: プッシュオーバー解析, 局部座屈, 補剛断面柱

1. 序論

鋼製橋脚の耐震強度解析の代表例に、橋脚の最上部に静的な水平外力を徐々に加え、保有水平耐力を求める、いわゆるPushover解析^{1), 2)}がある。この解析手法は構造物の振動モードが単純な場合に有効とされており、鋼製橋脚のような比較的単純な骨組構造に対する、簡易計算手法として広く用いられている。一方、曲げ荷重および自重によって圧縮力が卓越する橋脚の部分には、地震時に局部座屈が生じることが想定され、局部座屈発生状態を再現するような単柱の静的実験も数多く行われてきた^{3), 4)}。また、解析による局部座屈発生時の橋脚の数値シミュレーションでは、3次元有限要素法による静的解析⁵⁾が一般的である。簡易解析については、道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁶⁾に示された、局部座屈を考慮した圧縮部材の許容応力度式を用いる方法がある。その他には、応力-ひずみ曲線に負勾配を仮定して、局部座屈を考慮した単柱の簡易計算を行うもの^{7), 8), 9)}や、モーメント-曲率曲線を仮定して、鋼骨組構造物の簡易計算を行うもの^{10), 11)}などがある。しかし、これらの解析法は補剛材の無い断面を対象としたものが多く、補剛断面をも対象に含めたものは少ない^{7)~11)}。これは、計算において補剛材剛比に代表される補剛に関するパラメータの影響を考慮しなければならないため、簡易化が困難とされてきたためである。補剛断面部材の局部座屈を考慮した簡易計算でも、部分的に3次元

有限要素解析の汎用ソフトや実験結果を用いるものが多い^{12), 13), 14)}。また、近年の耐震解析においては、ラーメン形式の構造など単純な形式でない構造物における終局挙動が注目されつつある^{1), 2)}。この場合、3次元有限要素解析において計算を行うのは、現在の計算機のレベルでは、計算データの作成や計算そのものに要する時間などの点で大変困難である。したがって、一般の骨組構造物にも適用可能で、より実用的に荷重-変位関係を予測する簡易計算法が必要であると思われる。崎元らも補剛断面構造物の局部座屈挙動に対する等価な応力-ひずみ関係の設定手法を提案している¹⁵⁾。この計算手法と今回提案する計算手法の違いは、応力-ひずみ関係の負勾配の設定方法と着目するパラメータに工夫をこらした点にある。

著者らは今までに、複数の局部座屈を考慮できる、箱形無補剛断面部材を持つ骨組構造物の、静的載荷時の簡易解析手法^{16), 17)}を示した。そこで本研究では、上記文献の手法を拡張し、補剛材を有する断面についての簡易解析法を示す。簡易解析では、劣化域を含めた単柱の水平荷重-変位関係を予測することを目的とする。解析手法は、非線形の応力-ひずみ関係を3次元有限要素法を用いずに断面形状より仮定し、換算断面曲げ剛性と軸ひずみ分布を得るために積層解析¹⁸⁾を行うものである。また、1次元有限要素解析時には、計算時間の短縮と局部座屈発生時の挙動を分かり易くするために1次元モデルにおける初期応力法¹⁹⁾を用いて、計算過程

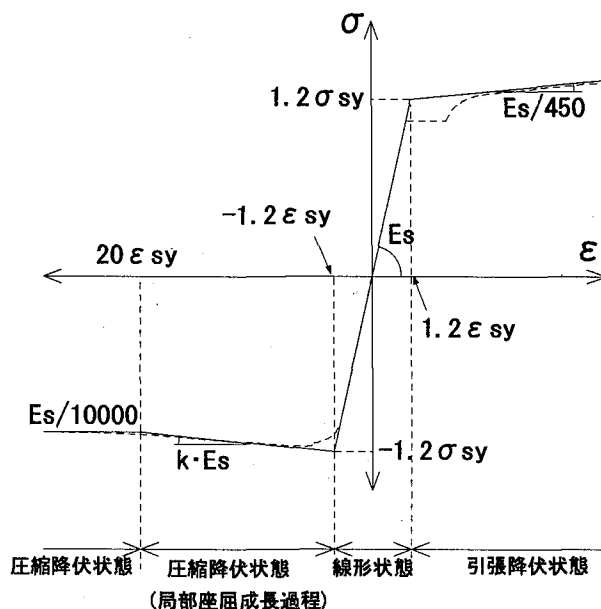


図-1. 応力-ひずみ関係の基本的非線形仮定
(残留応力考慮前のもの)

を簡易化した。計算例では、通常用いられるような正方形に近い箱形断面の単柱鋼製橋脚モデルを用いて、実験結果や既往の計算結果と比較し、妥当性を確認した。本解析法は、3次元有限要素解析を用いないため簡易であり、計算量、計算時間共にわずかで済み、不静定構造物を含めた一般骨組構造物へも十分対応できると考えられる^{16), 17)}。

2. 解析手法

解析手法としては、局部座屈時の応力-ひずみ関係と計算局部座屈長を仮定する以外には、一般的なファイバーモデルを利用した1次元有限要素法と同様な手法^{6), 16), 17), 18)}を基本的に用いる。

保有水平耐力の計算に、局部座屈を考慮するために、以下の仮定を設けるが、以下の(1)、(2)に示す局部座屈時の負勾配および局部座屈長は、無補剛断面時のもので、補剛断面の場合は、(3)の手法によって換算断面幅 b' と換算局部座屈長 s' を計算し、局部座屈時の負勾配および局部座屈長を計算する。補剛板の局部座屈には、断面の幅厚比や補剛材剛比が密接に影響するが、本解析法では、断面の幅厚比は計算局部座屈長と応力-ひずみ関係における負勾配量に、補剛材剛比は計算局部座屈長と負勾配量の換算係数に反映されるようになっている。具体的には以下に示す。

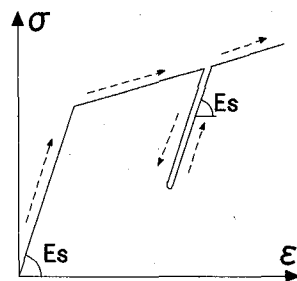


図-2. ひずみの反転時の仮定

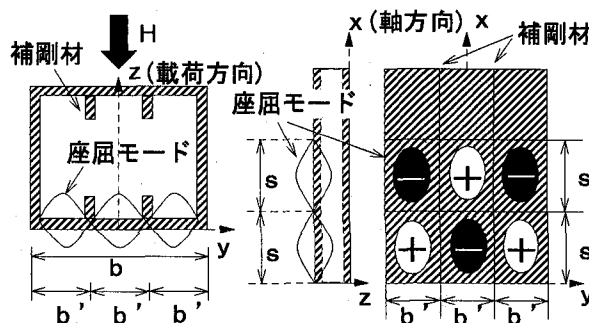


図-3. 補剛断面の局部座屈モードの仮定
($r/r^* \geq 3$)

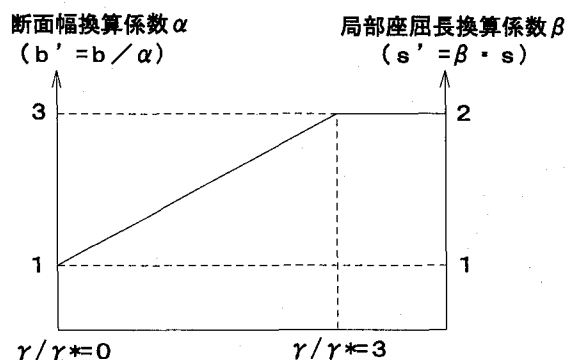


図-4. 補剛断面の局部座屈長換算係数 ($r/r^* < 3$)
(図-3と同じ断面の場合)

(1) 応力-ひずみ関係 (無補剛断面の時)

多くの局部座屈を生じる単柱実験結果や3次元有限要素解析結果の荷重-変位図において、局部座屈発生後変位が大きくなると、ある点で負勾配量が小さくなる^{3), 4), 5)}ことより、図-1のように圧縮降伏状態を局部座屈成長過程と成長後の状態とに分けることとした。図-1には、必要最低限度の計算に用いるための基本的なものを示した。

図-1に示すように、局部座屈が発生し成長すると考えられる範囲には負の勾配を用いるが、負勾配を示すパラメータ k は、加藤らの式^{20), 21)}を参考に以後に示す座屈長と対応する式として以下の式を用いる。

$$k = -0.0017 \left(\frac{b}{2t} - 10 \right) \quad (1)$$

ここに、 b 、 t は箱形断面の幅、板厚であり、 k は幅厚比によって決まることを示している。

その他、引張降伏時の応力—ひずみ曲線の勾配には材料強度試験結果(図-1の値はSS400に限定)を、圧縮域で局部座屈が成長しきった後の応力—ひずみ曲線の勾配にはゴム程度の勾配を、採用することとした。

本解析では、局部座屈成長時には、ひずみの反転を考慮する。その結果、ひずみの増加から減少への反転(除荷)が生じるが、その場合の応力—ひずみの関係を図-2のように仮定する。

(2) 計算局部座屈長(無補剛断面の時)

通常の棒部材の解析において応力—ひずみ関係に負勾配を用いる場合には、解析結果が軸方向のメッシュサイズの影響を大きく受けることが知られており¹⁰⁾、これを回避するためには、計算局部座屈長を定義し、負勾配を用いる必要がある。本解析では、次の実験式¹⁰⁾を用いる。

$$s = 0.7b \quad (2)$$

曲げ剛性が負となるような、局部座屈発生時のみ、この s の区間の軸方向要素の剛性をそろえることによってメッシュサイズを調整した¹⁰⁾。

(3) 補剛断面時の理論局部座屈長および負勾配

補剛断面時では、補剛材の限界剛比 γ/γ^* ⁵⁾が3以上のときは、補剛材の幅厚比 R_s ⁵⁾に関わらず、局部座屈が補剛材に仕切られたようになることが知られている⁵⁾。図-3に示されたような補剛断面の場合、換算断面幅 b' は $b/3$ であり、この値を式(1)、(2)に用いることとした。さらに、局部座屈長に関しては、図-3のように局部座屈が2段に発生することが考えられる^{3)、4)、5)}ので、換算局部座屈長 s' を

$$s' = 2 \cdot s = 2 \times 0.7b' \quad (3)$$

として、計算を行うものとする。

また、 γ/γ^* が3以下の断面に対しては、無補剛断面と γ/γ^* が3以上の断面との中性的な挙動を示す⁵⁾ことから、計算局部座屈長および局部座屈時の換算断面幅を線形補間して計算するものとした(図-4)。この仮定に関しては、本来は放物線等の曲線が望ましいが、曲線の決定にはまだ数多くの検証が必要であるため、本論文では簡易性を重視し、図-4のように仮定した。

ここで、補剛材に関する研究で用いられるパラメータとの関係について触れる。補剛材間の幅厚比パラメータ R_R ^{2 6)}は、補剛材を無視した幅厚比パラメータ R_f ⁵⁾と、次の関係がある。

$$R_R = R_f / n \quad (4)$$

ここに、 n は補剛材で区切られるパネル数である。よって式(4)では、断面幅を b/n したことと同等であるため、換算断面幅 b' の計算によってパラメータ R_R を考慮することになると言える。また、補剛材全体のパラメータ R_R ^{2 6)}と補剛材剛比のパラメータは、相互に関係したパラメータになっていることが示されている^{2 7)}。

(4) P- δ 効果

橋脚に作用する軸圧縮力による、柱頭部の変位への影響は、次式より得られる P_H を水平荷重 H に加えることによって考慮する。

$$P_H = P (\delta / L) \quad (5)$$

ここに、 P ：軸圧縮力

δ ：柱頭部の変位

L ：橋脚の長さ。

この式は、単柱形式の構造物においては基部にのみ塑性化が集中し、大変形時に柱の回転角 θ が基部を除いて軸方向にほぼ一様となることを利用している。

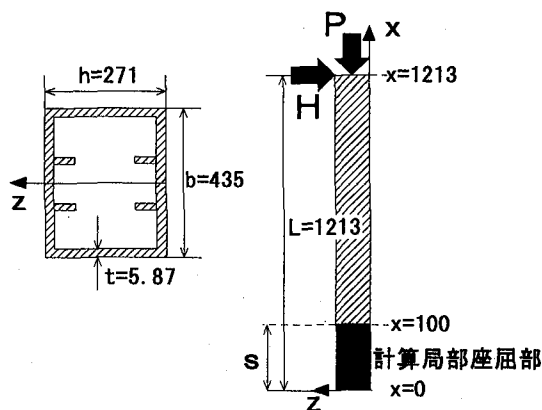
3. 数値計算例

(1) 単柱モデルの計算例

本研究の仮定の妥当性を確認するために、参考文献に示されている、図-5のような単柱形式の静的実験結果や有限要素解析結果と比較する。ただし、図-6～図-11に示した供試体例とはサイズが異なるが、図-5と同様な形式の供試体モデルである。図-6、図-7、図-8は、名古屋大学で行われた実験結果^{3)、5)}と比較したものであり、図-9は、文献4)の実験結果と比較したもので、また、図-11、図-12は、局部座屈発生部分に3次元有限要素法を用いたモデルによる解析結果^{5)、14)}と比較したものである。図-6～図-10の計算値においては、断面のフランジ部に文献5)と同様な残留応力を考慮した。図-11の計算においては、文献の通り残留応力は考慮していない。各図中の H_{y_0} 、 δ_{y_0} は、軸力のない場合における初期降伏荷重および初期降伏変位である。

図-6～図-8の実験結果との比較を見ると、いずれも傾向が一致し、負勾配に関してもほぼ同等か本計算値の方がやや急勾配となっている。最大荷重に関しても本計算値とほぼ一致した。

図-9でも、上記と同様な傾向が見られるが、下方の供試体の局部座屈成長後(4.5 δ_{y_0} 以降)の荷重低下勾配量に関しては、実験値の方が大きくなった。これは、



(a) 断面図 (b) 単柱
($R_f=0.45$, $\lambda=0.25$, $\gamma/\gamma^*=3$, $P/P_y=0.2$)

図-5. 解析用供試体モデル例[単位: mm]

この供試体の補剛材量 γ/γ^* が 3 以下であり、このときは、図-3 のような細かい局部座屈発生後に、実際の断面幅全体に大きな局部座屈が生じるためと考えられる。したがって、このような補剛材量の少ないモデルの解析に関しては、最大荷重の予測については問題ないが、局部座屈成長後の仮定方法に今後検討の余地があると言える。

図-10 は鈴木らの行った 3 次元有限要素解析計算結果⁵⁾ との比較である。全体の傾向と負勾配量の大きさは一致していると言えるが、最大荷重が本計算値の方がやや大きめとなった。これは、本計算では、残留応力に関しては応力-ひずみ関係とは別に考慮することができるが、初期変形については、応力-ひずみ関係の負勾配量の初期設定式(式(1))が、初期変形の影響を含むように設定されているために、この考慮方法に差が出たと考えられる。

図-11 は葛らの行った 3 次元有限要素解析計算結果¹⁴⁾ との比較である。図-10 とは逆に、負勾配部分が本計算結果の方が急激なものとなった。この原因も、初期不整の考慮方法の差であると思われる。先述の通りこの文献 14) における有限要素計算では、残留応力と初期変形を考慮していないが、本計算では初期変形を含んだ計算となっているためと考えられる。

(2) 単柱計算例の精度検証

無補剛断面を含めた多くの単柱の実験結果や、3 次元有限要素法による結果との比較を行い、精度を検証する。各供試体の各パラメータを表-1 に示す。ここに、 λ は、細長比パラメータ⁵⁾ である。精度の検証には、荷重-変位関係における最大値 H_m (図-13) と局部座屈成長時の荷重-変位勾配 K (図-14) を用いるが、供試体によっては最大荷重が $10 \delta_{yo}$ までに得られないもの

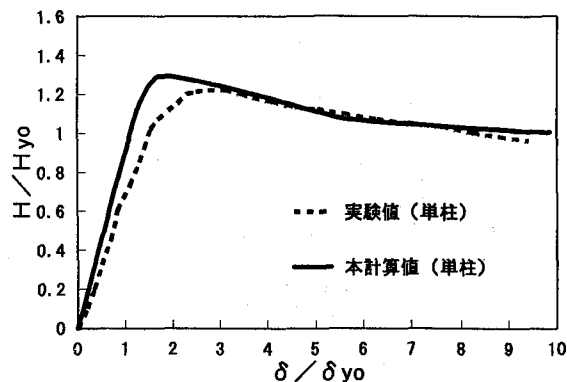


図-6. 柱頭部の荷重-変位^{3), 4)}

($R_f=0.7$, $\lambda=0.25$, $P/P_y=0.2$, 無補剛断面)

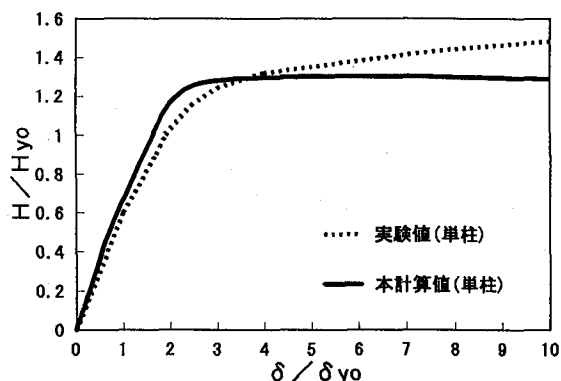


図-7. 柱頭部の荷重-変位³⁾

($R_f=0.3$, $\lambda=0.25$, $\gamma/\gamma^*=3$, $P/P_y=0.2$)

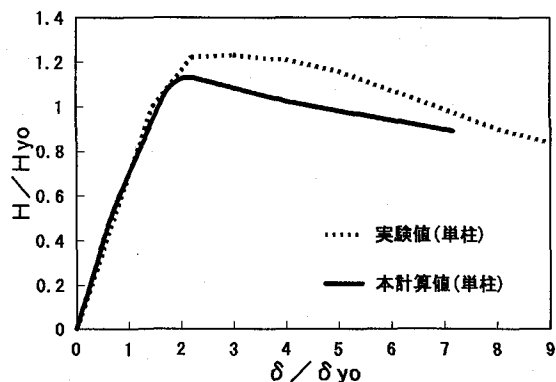


図-8. 柱頭部の荷重-変位³⁾

($R_f=0.45$, $\lambda=0.5$, $\gamma/\gamma^*=3$, $P/P_y=0.2$)

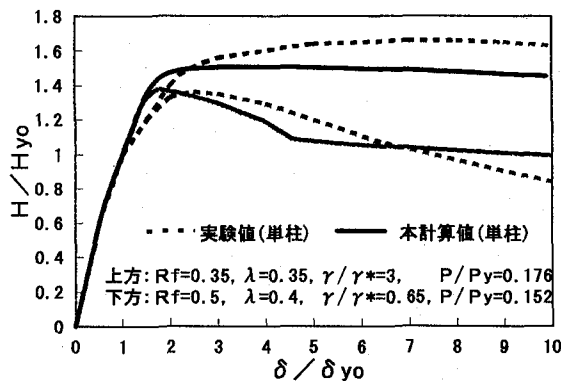


図-9. 柱頭部の荷重-変位⁴⁾

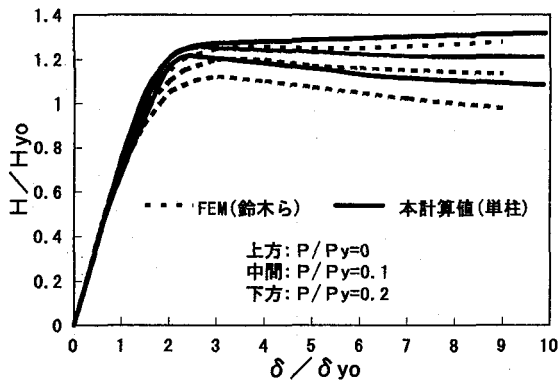


図-10. 柱頭部の荷重—変位⁵⁾
($R_f=0.5$, $\lambda=0.25$, $\gamma/\gamma^*=3$)

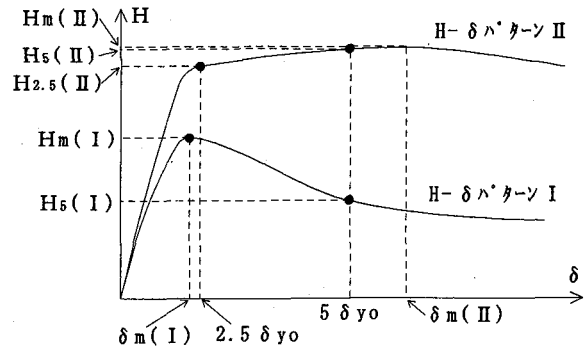


図-12. 荷重—変位曲線の分類

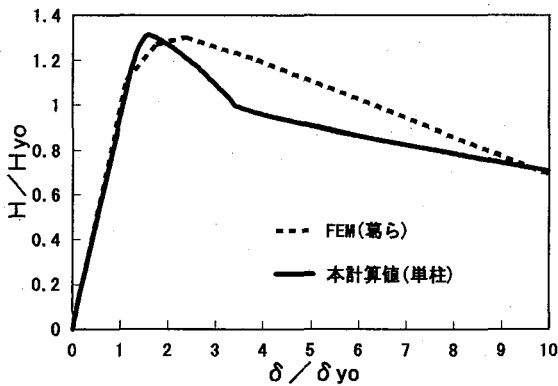


図-11. 柱頭部の荷重—変位¹⁴⁾

($R_f=0.46$, $\lambda=0.5$, $\gamma/\gamma^*=0.86$, $P/P_y=0.15$)

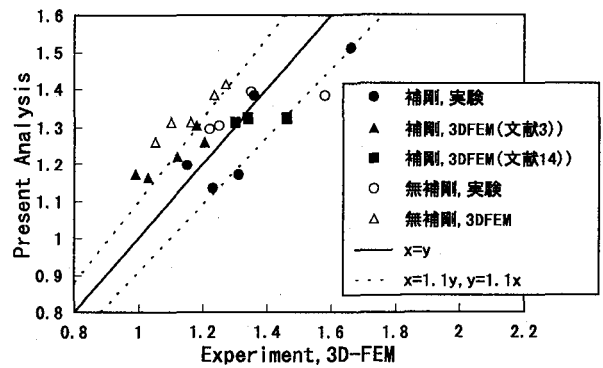


図-13. 各供試体の H_m/H_{yo} の精度

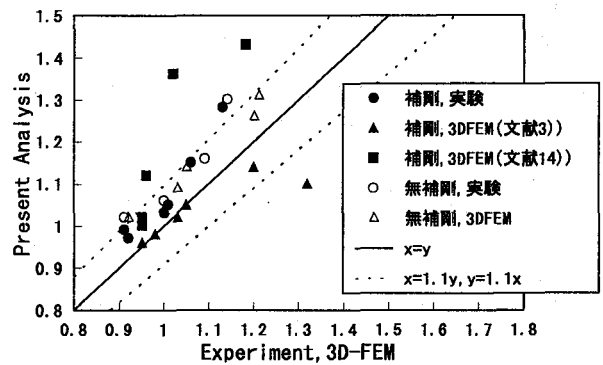


図-14. 各供試体の $K(I)$, $K(II)$ の精度

があり、この供試体については最大荷重 H_m の比較はしないこととした。荷重—変位勾配 K では、最大荷重 H_m と、おおむねの供試体で局部座屈成長が終了する $5\delta_{yo}$ ($20\epsilon_{sy}$ に達する点) のときの荷重 H_s との比によって比較するが、 $5\delta_{yo}$ までに H_m を取らない供試体については、図-12のように、 $H-\delta$ パターン II として分類し、 H_m の代わりに、ほぼすべての供試体で基部が全塑性となる $2.5\delta_{yo}$ のときの荷重 $H_{2.5}$ を用いて荷重—変位勾配を計算した。また、分類上 $H-\delta$ パターン II 以外の供試体を $H-\delta$ パターン I とした。上記の荷重—変位勾配 K をまとめると以下ようになる。

$$\begin{aligned} K(I) &= H_m/H_s \\ K(II) &= H_{2.5}/H_s \end{aligned} \quad (6)$$

図-13では、補剛断面供試体、無補剛断面供試体ともに、3次元有限要素法と比較したもの以外は、どの供試体も精度よく H_m が予測できることを示している。ただし、文献5)の3次元有限要素法(鈴木らの計算結果)との比較については、全体的に本計算値の方が大きめの H_m を示した。一方、図-14では、実験結果との比較においては、荷重—変位勾配 K がほぼ一致していると言える。しかし、3次元有限要素法の計算結果との比較では、負勾配量が大きくなる供試体について多少ずれるものが見られる。特に、文献5)と文献14)との

3次元有限要素法結果とは逆の傾向を示している。したがってこれは、初期不整の考慮方法の違いによって生じていると考えられる。

表-2中の H_m 比、 $K(I)$ ($K(II)$) 比と、各パラメータ R_f , R_R , λ とを比較をしたが、それぞれ目立った相関性はないことから、今回計算したパラメータ範囲では、本計算における仮定の妥当性が確認された。

(3) 既往の計算モデルとの比較

表-2には、本解析法で提案した局部座屈長と局部座屈時の応力—ひずみ曲線の負勾配の他に、提案されている各モデルの式を示している。中には、本研究のように

表-1. 各供試体の各パラメータとH_m, K(I) (K(II))

	文献	Rf	RR	λ	γ/γ*	P/Py	H-δ パターン	H _m /H _{yo} (H _{2.5} /H _{yo}) ^(注1)		H _m 比	K(I) (K(II))		K(I)比K(II)比
								本計算値①	Exp,3D-FEM②	②/①	本計算値③	Exp,3D-FEM④	④/③
補脚断面	3) (実験)	0.45	0.15	0.25	3.00	0.20	I	1.20	1.15	0.96	1.03	1.00	0.97
		0.45	0.15	0.50	3.00	0.20	I	1.13	1.23	1.09	1.15	1.06	0.92
		0.30	0.10	0.25	3.00	0.20	II	1.30(1.26)	—(1.20)	—	(0.97)	(0.92)	(0.95)
		0.30	0.10	0.50	3.00	0.20	I	1.17	1.31	1.12	1.05	1.01	0.96
	4) (実験)	0.35	0.12	0.35	3.00	0.18	II	1.51(1.49)	1.66(1.50)	1.10	(0.99)	(0.91)	(0.92)
		0.50	0.17	0.40	0.65	0.15	I	1.38	1.36	0.99	1.28	1.13	0.88
	5) (3D-FEM)	0.50	0.17	0.25	3.00	0.00	II	—(1.26)	—(1.22)	—	(0.98)	(0.98)	(1.00)
		0.50	0.17	0.25	3.00	0.10	I	1.22	1.12	0.92	1.05	1.05	1.00
		0.50	0.17	0.25	3.00	0.20	I	1.26	1.21	0.96	1.02	1.03	1.01
		0.30	0.10	0.25	3.00	0.20	II	1.30(1.25)	1.18(1.12)	0.91	(0.96)	(0.95)	(0.99)
		0.70	0.23	0.25	3.00	0.20	I	1.17	0.99	0.85	1.10	1.32	1.12
		0.50	0.17	0.40	3.00	0.20	I	1.16	1.03	0.89	1.14	1.20	1.05
		0.46	0.15	0.20	0.86	0.15	II	1.32(1.3)	1.46(1.38)	1.11	(1.12)	(0.96)	(0.86)
		0.46	0.15	0.35	0.86	0.15	I	1.32	1.34	1.02	1.36	1.02	0.75
		0.46	0.15	0.50	0.86	0.15	I	1.31	1.30	0.99	1.43	1.18	0.81
		0.35	0.12	0.35	3.00	0.15	II	1.39(1.39)	—(1.40)	—	(1.02)	(0.95)	(0.93)
	14) (3D-FEM)	0.25	0.08	0.35	3.00	0.15	II	1.39(1.38)	—(1.44)	—	(1.00)	(0.95)	(0.95)
無補脚断面	3) (実験)	0.70	—	0.25	—	0.20	I	1.29	1.22	0.94	1.16	1.09	0.94
		0.70	—	0.40	—	0.20	I	1.30	1.25	0.96	1.30	1.14	0.87
		0.45	—	0.25	—	0.20	II	1.38(1.38)	1.58(1.39)	1.14	(1.02)	(0.91)	(0.89)
		0.45	—	0.40	—	0.20	I	1.39	1.35	0.97	1.06	1.00	0.94
	5) (3D-FEM)	0.60	—	0.25	—	0.00	I	1.41	1.27	0.90	1.04	1.00	0.96
		0.60	—	0.25	—	0.10	I	1.38	1.24	0.89	1.09	1.03	0.95
		0.60	—	0.25	—	0.20	I	1.31	1.16	0.89	1.14	1.05	0.93
		0.40	—	0.25	—	0.20	II	1.39(1.38)	—(1.13)	—	(1.02)	(0.92)	(0.90)
		0.80	—	0.25	—	0.20	I	1.26	1.05	0.84	1.31	1.21	0.92
		0.60	—	0.40	—	0.20	I	1.31	1.10	0.84	1.26	1.20	0.95

注1) H-δ パターン II の供試体について、H_mが10 δ yo以内にあるものはH_m/H_{yo}と(H_{2.5}/H_{yo})の両方の値を示し、H_mが10 δ yo以内に無いものは(H_{2.5}/H_{yo})のみを示した。

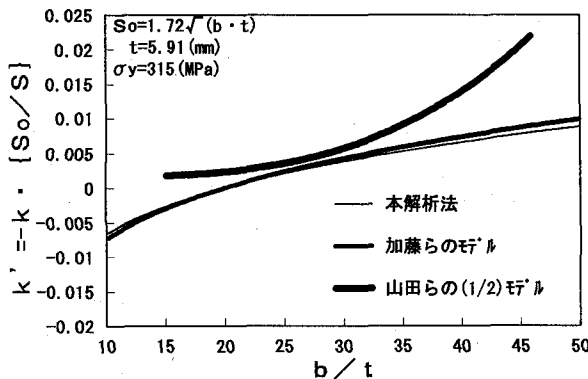


図-15. 応力-ひずみ曲線の負勾配量の比較

応力-ひずみ曲線に負勾配を用いる解析でないものも含まれているため、両方の式がそろわないものもある。

表-2中の加藤らのモデル²⁰⁾は、軸圧縮試験より得られた結果である。軸圧縮試験結果より局部座屈時の応力-ひずみ勾配を求める手法としては、

$$k E_s = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \epsilon} = \frac{\Delta \sigma}{\Delta L} s \quad (7)$$

としてkを導いている。ここに、

Δσ: 局部座屈成長時の軸圧縮応力変化量(< 0)

Δε: 局部座屈部の平均軸ひずみ変化量(> 0)

ΔL: 軸方向長さの変化量(> 0)

s: 局部座屈長。

よって、sの取り方によってkも変化するものであると言え、負勾配量kが局部座屈長sの定義によって異なる

値を持つこと¹⁰⁾を証明している。

図-15は、本研究のように応力-ひずみ曲線に負勾配を用いるものについて、幅厚比変化時の各モデルの負勾配量を比較したものである。図中の負勾配量(縦軸)においては、前述のように、負勾配量が局部座屈長sの定義によって異なる値を持つことになるために、以下の手法によって、座屈長の取り方による違いの補正を行っている。式(7)より、

$$\frac{k}{s} = \frac{\Delta \sigma}{\Delta L \cdot E_s} \quad (8)$$

とすれば、上式の右辺は実験値によってのみ決まる値となり、kの比較をする場合に局部座屈長の違いを消去するために式(8)を用いて、

$$k' = -k \frac{s_0}{s} \quad (9)$$

とすれば、どの負勾配量の仮定も同一条件で比較できる。ここに、

k': 補正負勾配量パラメータ、

s₀: 基本とする局部座屈長 (=1.72√b t) ,

であり、基本とする局部座屈長には、古典理論座屈長⁹⁾を箱形断面に拡張したものを用いた。

図-15によると、本解析法の負勾配は、加藤らの解析モデルとほぼ一致した。これは、本解析モデルが加藤らの軸圧縮実験結果とも一致することを意味する。また、山田らのモデルに関しては、提案式がはりの曲げ

表-2. 各モデルにおける局部座屈長および応力-ひずみ曲線の負勾配の仮定

モデル	局部座屈長 s	応力-ひずみ負勾配 k	対象構造 ^{注2)}	参考文献
加藤らのモデル	$s = 2.56\sqrt{b t}$ ($s = 3\sqrt{b t}$)	$k = -0.00815\sqrt{\frac{t}{b}\left(\frac{b}{2t} - 10\right)}$	円形断面, 補剛材無し. コンクリート充填鋼管にも適用例あり.	7), 8), 20), 21), 23)
山田らのモデル	$s = 0.8b$	$k = -0.014\left[\varepsilon_y\left(\frac{b}{t}\right)^2\right]^2 - 0.005$ ^{注1)}	箱形断面, 補剛材無し. はりの実験結果と対応.	24)
道路橋示方書	—————	$k = -\frac{1}{60} \sim -\frac{1}{100}$	コンクリート充填鋼管.	6), 9)
崎元らのモデル①	$s = 0.7b$	—————(M-φモデル)—————	箱形断面, 補剛材無し.	10)
崎元らのモデル②	$s = 1.0b$ (要素サイズ)	補剛材細長比 λ^* によって2直線を設定.	補剛材付き.	15)
首都高のモデル	$s = 3 \times 1.72\sqrt{b t}$	—————	円形断面. 補剛材付き.	25)
本解析法	$s = 0.7b$	$k = -0.0017\left(\frac{b}{2t} - 10\right)$	補剛材無しするとき.	

注 1) ε_y は鋼材の初期降伏ひずみ.

注 2) 構造形式で記述のないものについては, コンクリート未充填かつ単柱実験結果と対応したものを表す.

実験に対応している. はりの実験では, 同時に対称な局部座屈が2箇所には生じるとは考えにくく, このモデルを単柱に置き換えた場合は, 単柱の基部の拘束が弱く, 局部座屈長が1/2になっている状態と考えられる. したがって山田らのモデルを単柱形式と対応させる場合には, 負勾配量を1/2にするものとして山田らの(1/2)モデルとした. 山田らの(1/2)モデルについては, 本解析手法よりも大きな負勾配が生じるように設定されている.

表-2の崎元らのモデル②¹⁵⁾による手法との比較では, まず大きな点では, 仮定する応力-ひずみ関係の負勾配直線の本数が崎元らの研究では2本なのに対し, 本解析法では1本であることが異なる. しかし本論文にも示したように, 負勾配直線が1本であっても局部座屈後の挙動を十分表現できることが分かる. この理由としては, 本計算法では断面によって局部座屈長を変化させているため, 負勾配がより緩い負勾配に回復すべき点が, 荷重-変位曲線上で変化することができるためである.

4. 結論

本解析では, 3次元有限要素法を用いずに計算局部座屈長と局部座屈成長時の応力-ひずみ関係を仮定したのみで, あとは通常の1次元有限要素解析で, 局部座屈発生時

の挙動について収束した解が得られることを示した. また, 本解析法による水平荷重-変位関係の計算結果は, 多くの対応する単柱の実験結果および3次元有限要素法による計算結果とほぼ一致し, 妥当性が確認できた.

本研究によって得られた結論を以下に示す.

- (1) 本解析法によれば, 今まで3次元有限要素法による計算や, 同一断面における実験結果を利用する計算法以外には, 困難とされてきた補剛材を含む単柱の局部座屈挙動の計算を簡易に行える.
- (2) 本解析モデルは, 応力-ひずみ関係とメッシュサイズの制限を設定している計算手法であるから, 一般的なプログラムを用いる簡易計算手法にも用いることが可能である.
- (3) 本解析モデルの利用方法としては, 単柱以外の一般的な骨組み構造物の座屈挙動に対する簡易計算に応用することができると考えられる.

参考文献

- 1) 宇佐美勉: 土木鋼構造物の終局耐震解析法概説, 片山技報No. 17, 片山ストラック, pp. 2-9, 1997.

- 2) 宇佐美勉：Pushover解析による鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査，第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 183-186, 1998.
- 3) 鈴木森品，宇佐美勉，竹本潔史：鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究，土木学会論文集 No. 507/I-30, pp. 99-108, 1995.
- 4) 建設省土木研究所，他：鋼製橋脚のハブ・リット地震応答実験，道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(VII)，pp. 301-400, 1997.
- 5) 鈴木森品，宇佐美勉：軸圧縮力と横力を受ける箱形断面片持柱の強度と変形能に関する解析的研究，構造工学論文集Vol. 41A, pp. 265-276, 1995.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp. 124-129, 167-171, 1996.
- 7) 木下雅敬，村田清満，安原真人：コンクリート充填鋼管の耐力及び変形性能の推定に関する検討，第52回年次学術講演会，I-A125, pp. 250-251, 1997.
- 8) 保坂鐵矢，西海健二，中村俊一：圧縮強度およびヤング係数の異なるコンクリート系材料を充填した鋼管の曲げ性能に関する実験的研究，構造工学論文集Vol. 44A, pp. 1565-1573, 1998.
- 9) 谷口望，依田照彦：局部座屈を考慮した鋼製橋脚の保有水平耐力に関する一考察，第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 191-194, 1998.
- 10) 崎元達郎，渡辺浩，土田真二，三輪清貴：局部座屈を考慮した鋼骨組の終局挙動の簡易解析法，構造工学論文集 Vol. 43A, pp. 195-204, 1997.
- 11) 宇佐美勉，寺尾圭史：局部座屈を考慮した箱形断面鋼骨組構造物の強度，土木学会論文集第398号/I-10, pp. 197-206, 1988.
- 12) 小澤一誠，後藤芳顕，高橋宣男，石川貴士：局部座屈を考慮した構成則による鋼製橋脚の弾塑性有限変位解析，第51回年次学術講演会，I-A77, pp. 154-155, 1996.
- 13) 磯江暁，大南亮一，吉川孝男，岸田和人，石毛立也：繰り返し載荷時の挙動を簡易化した鋼製箱形断面橋脚の解析手法，土木学会論文集No. 584/I-42, pp. 149-161, 1998.
- 14) 葛漠彬，宇佐見勉，高聖彬：鋼製補剛箱形断面橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する解析的研究，構造工学論文集，Vol. 46A, pp. 109-118, 2000.
- 15) 崎元達郎，渡辺浩，中島黄太：局部座屈を考慮した鋼箱形断面部材の復元力モデル，土木学会論文集No. 647/I-51, pp. 343-356, 2000.
- 16) 谷口望，依田照彦：局部座屈を考慮した鋼製橋脚の保有水平耐力の簡易解析法について，第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関するシンポジウム講演論文集，pp. 25-32, 1998.
- 17) 谷口望，依田照彦：局部座屈を考慮した鋼製ラーメン橋脚の地震時保有耐力の簡易解析法について，第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 217-224, 1998.
- 18) 谷口望，依田照彦：波形鋼板ウェブを持つ合成桁の簡易曲げ解析法に関する研究，土木学会論文集No. 577/I-41, pp. 107-120, 1997.
- 19) 山口栄輝，堀宗朗，久保喜延：等価介在物法を用いた平面骨組構造物の弾塑性解析，構造工学論文集 Vol. 41A, pp. 9-14, 1995.
- 20) 加藤勉，秋山宏，鈴木弘之：軸圧縮力を受ける鋼管の塑性局部座屈耐力，日本建築学会論文報告集第204号，pp. 9-17, 1973.
- 21) 鋼材倶楽部：中低層鉄骨建物の耐震設計法，技報堂出版，pp. 177-182, 1978.
- 22) 長柱研究委員会：弾性安定要覧，コロナ社，pp. 521-523, 1969.
- 23) 中村秀治：鋼製円筒橋脚の動的断塑性座屈解析，土木学会論文集No. 549/I-37, pp. 205-219, 1996.
- 24) 山田哲，秋山宏，桑村仁：局部座屈を伴う箱形断面鋼部材の劣化域を含む終局挙動，日本建築学会構造系論文報告集第444号，pp. 135-143, 1993.
- 25) 田島仁志，半野久光，久保田強，池田茂，寺尾圭史：縦リブを有する円形鋼製橋脚の繰り返し載荷実験，第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 195-198, 1998.
- 26) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，pp. 153-158, 1996.
- 27) 運上茂樹，寺山徹：鋼製橋脚の終局変位の算定方法に関する検討，第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関するシンポジウム講演論文集，pp. 99-106, 1998.

(2000年9月14日受付)