

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

谷口 望*・依田照彦**

*学生会員 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)

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

鋼製橋脚に地震時水平荷重が作用すると、圧縮力が卓越する部分に局部座屈が発生する場合がある。このような現象を再現する静的な単柱の実験はこれまで数多く行われており、いずれの実験結果においても局部座屈の発生以降、水平荷重の減少とともに変位が増大するという現象がみられる。解析でこれらの現象を再現する場合には、弾塑性有限要素法を用いるのが一般的であるが、計算時間と作業量の面から考えると必ずしも実用的ではない。そこで、本研究では、局部座屈が複数の箇所が発生する場合を含めて鋼製橋脚をモデル化し、座屈した部分のヤング率に負の値を用いることによって、パソコン等でも簡易に保有水平耐力が計算できる手法を提案する。

Key Words : steel bridge piers, local buckling, pushover analysis

1. 序論

鋼製橋脚の耐震強度解析に、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低い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。また、橋脚の圧縮力が卓越する部分には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⁾。一方、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⁴⁾が主流であるが、簡易なものではなく、計算のデータ作成や計算そのものに時間を要する。簡易解析については、道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁵⁾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。崎元ら⁶⁾は、局部座屈を考慮した鋼骨組構造物の簡易近似解析法を示し、門形ラーメン構造物の実験および計算を行っている。その他にも局部座屈を考慮した単柱の簡易計算例^{7)・8)・9)}は数多く示されている。しかし、上記の実験および簡易解析手法は、局部座屈の発生部分が1箇所に限られており、複数の局部座屈が考慮できるかどうか定かではない。ラーメン形式などの不静定構造物の場合には、1箇所に局部座屈が生じた後においても、塑性ヒンジ理論で扱われているように、不安定構造物に達するまでの耐力を確認する必要がある。

そこで、本研究では、複数の局部座屈を考慮できる、箱形断面骨組構造物の静的載荷時の簡易解析手法を示す。解析では、応力-ひずみに非線形関係を仮定し、次元有限要素解析を用いるが、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¹⁰⁾を行う。また、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解り易くするために次元モデルにおける初期応力法¹¹⁾を用いて、計算内容を簡易化した。計算例では、箱形断面の鋼製橋脚モデルを用いて、実験結果と比較し、妥当性を確認した。

2. 解析手法

2.1 断面剛性計算手法(積層解析)

積層解析では、次元有限要素解析を行うために、箱形断面を等しい幅よりなる積層断面に換算し、換算曲げ剛性と平面保持を仮定しない軸ひずみ分布を計算する。手法としては、道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁵⁾における鉄筋コンクリート橋脚の保有水平耐力計算法のモーメント(M)-曲率(ϕ)関係の計算と類似しているが、本解析法では平面保持を仮定していない点とM- ϕ 関係をトリリニアに限定していない点が道路橋示方書の手法と異なる。

箱形断面を積層化するために、等価弾性定数を次式で換算し、奥行き方向(y軸)に生じる現象を一様と見なす(図-1)。

$$E_s' = \frac{b}{2t} E_s \quad (1)$$

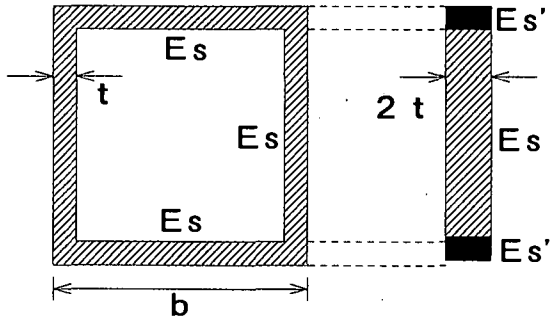
ここに、 E_s : 鋼のヤング率

E_s' : フランジ部の換算ヤング率

b : フランジ幅

t : 板厚。

ただし、ポアソン比 ν_x 、 ν_z およびせん断弾性係数Gは変化させないものとする。



(a) 換算前 (b) 換算後

図-1. 断面換算の概念図

積層構造（図-2）では、垂直方向の軸応力 σ_{xz} を無視した以下の一次元モデルの基本式が成り立つとする。

・応力-ひずみ関係

$$\sigma_{xx} = E \varepsilon_{xx} \quad (2a)$$

$$\tau_{xz} = 2G \varepsilon_{xz} \quad (2b)$$

・ひずみ-変位の関係

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x} \right) \quad (2c)$$

$$\varepsilon_{xz} = \frac{\partial u_x}{\partial x} \quad (2d)$$

・応力のつり合い（物体力なし）

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = - \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} \quad (2e)$$

ここに、 σ_{xx} 、 τ_{xz} ：軸方向応力，せん断応力

ε_{xx} 、 ε_{xz} ：軸ひずみ，せん断ひずみ

u_x 、 u_z ：軸方向変位，軸直角方向変位

G ：せん断弾性係数 ($= \frac{E}{2(1+\nu)}$)。

ここで、図-2の微小な厚さの i 層の下面と上面の間で、ひずみ分布が線形であると仮定し、式(2)について積分を行うと、 i 層の下面と上面の関係式は次式で示される。

$$u_{x,i+1} = u_{x,i} + \frac{dh}{G_i} \tau_{xz,i} - \frac{\partial u_z}{\partial x} dh \quad (3a)$$

$$\tau_{xz,i+1} = \tau_{xz,i} + E_i \frac{dh}{\partial x} \frac{\partial^2 u_{x,i}}{\partial x^2} \quad (3b)$$

ここに、 dh は i 層の厚さである。

境界条件は、積層構造の上面と下面においてせん断応力が0であることより、式(3b)は次のようになる。

$$\sum_{i=1}^{N+1} E_i \frac{dh}{\partial x} \frac{\partial^2 u_{x,i}}{\partial x^2} = 0 \quad (4)$$

式(3a)と式(4)より断面の軸ひずみ分布が求められるが、式(3a)中の第2項によって平面保持の仮定は取り除かれる。換算曲げ剛性 $E I$ は軸ひずみ分布決定後、外力のする仕事と内力のひずみエネルギーとのつり合いより求まる。

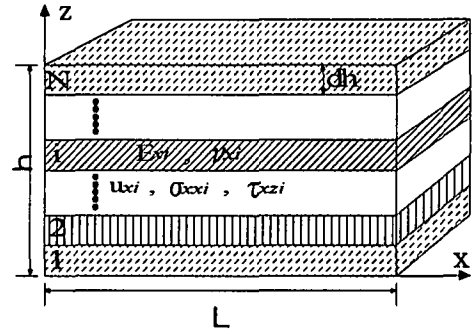


図-2. 積層構造モデル

このように本積層解析では、塑性化が部分的に進んだ状態も含めた換算曲げ剛性 $E I$ および軸ひずみ分布を求める。

2.2 骨組構造物の非線形計算手法（初期応力法）

初期応力法は、有限要素解析における簡易解析手法の一つであり、本解析では対象を一次元部材に限定しているので拡張モールの定理と類似した手法である。曲げ問題における弾性桁の曲げモーメント M は、次式で示される。

$$M = -E I \cdot \phi \quad (5)$$

ここに、 ϕ は曲率であり、非線形領域では曲げ剛性の値 $E I$ は軸方向曲げひずみ ε_{xx} の分布形状に依存する。

初期応力法では、不均質な剛性を持つ桁を、均質な桁に置き換えるために、等価応力または等価ひずみを用いるが、ここでは、桁を一次元的に扱っているため、等価曲げ荷重 M^* および等価せん断荷重 V^* を均質な桁の剛性変化部分に作用させる。つまり、これらの等価荷重を用いることにより、等価性を保証するのである。これを式(5)に適用すれば、

$$M = -E I \cdot \phi - M^* \quad (6)$$

となる。また等価せん断荷重 V^* は、モーメント荷重 M^* によって決定される。

この計算方法では、非線形計算においても線形時の剛性マトリックスをそのまま用いることができるために、計算量の大幅な短縮が計れる。また、次項に示す局部座屈成長時には、外力が減少するにも拘わらず曲率が増加するモデルを解析することになるが、このとき非線形解析時の剛性マトリックスを調べるのに比べて、等価曲げ荷重 M^* や等価せん断荷重 V^* を調べる方が、計算の妥当性をチェックしやすいといった利点がある。

2.3 局部座屈の計算に用いる仮定

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。

(1) 応力-ひずみ関係

図-3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負の勾配を用いる。負勾配を示すパラメータ

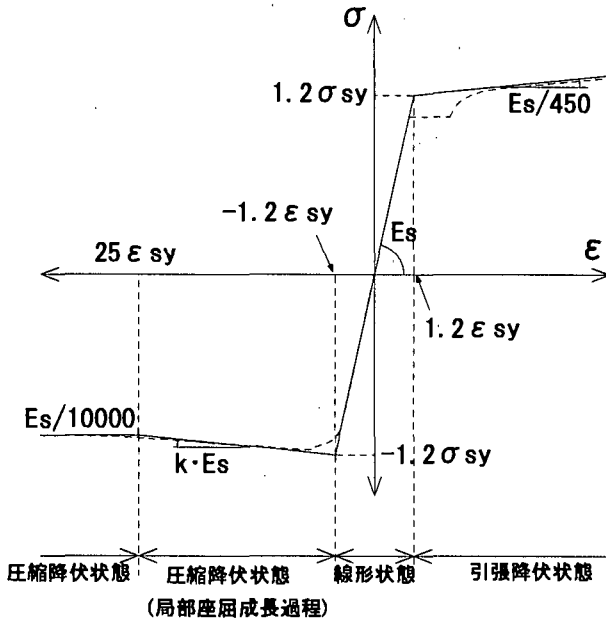


図-3. 応力-ひずみ関係の非線形仮定

k の設定式には、いくつかの方法^{5), 12)}があるが、ここでは以下に示す局部座屈長式(8)と適合するものとして、加藤らの式^{13), 14)}を箱形断面に対応させて用いる。

$$k = -0.00815 \sqrt{\frac{t}{b} \left(\frac{b}{2t} - 10 \right)} \quad (7)$$

ここに、 b, t : 箱形断面の幅、板厚である。

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-3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。一般的な簡易解析^{7), 8), 9)}では、局部座屈発生後の圧縮側の降伏挙動を負勾配のみで仮定するものが多いが、この場合1箇所の局部座屈部分に変形が集中し、局部座屈発生部以外の部分での変形増加を考慮できない。このことは、Pushover解析においては必ずひずみ硬化を考慮しなければならない^{1), 2)}ことと等価である。

本解析では、局部座屈成長時には、ひずみの反転を考慮しなければならない。その結果、ひずみの増加から減少への反転が生じるが、その場合の応力-ひずみの関係を図-4のように仮定する。

(2) 理論局部座屈長

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受けることが知られており⁶⁾、これを回避するためには、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、次式のR. Lorenzが示した古典理論座屈長¹⁵⁾を箱形断面に拡張して用いる。

$$s = 1.72 \sqrt{b t} \quad (8)$$

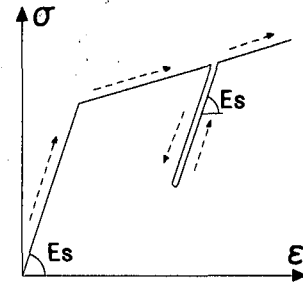


図-4. ひずみの反転時の仮定

曲げ剛性が負となるような、局部座屈発生時には、この s の区間を1要素と考える。

この局部座屈長 s は、解析的に得られたもので、実験結果による局部座屈長に比べてかなり短いことが解っている¹⁵⁾。一方、実験結果による局部座屈長も一定した結果が得られてはならず、式(8)において1.72の代わりに2.56又は3を用いるもの^{7), 14), 16)}、式(8)の3倍とするもの¹⁷⁾、さらには、断面幅 b の0.7倍や、0.8倍を用いるもの^{6), 12)}、など様々である。したがって、本解析では、実験的な局部座屈長ではなく、曲げ剛性が負となってエネルギーを吸収する部分の目安として式(8)を用いることを提案する。

(3) 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。

$$P_H = P (\delta / L) \quad (9)$$

ここに、 P : 軸圧縮力

δ : 柱頭部の変位

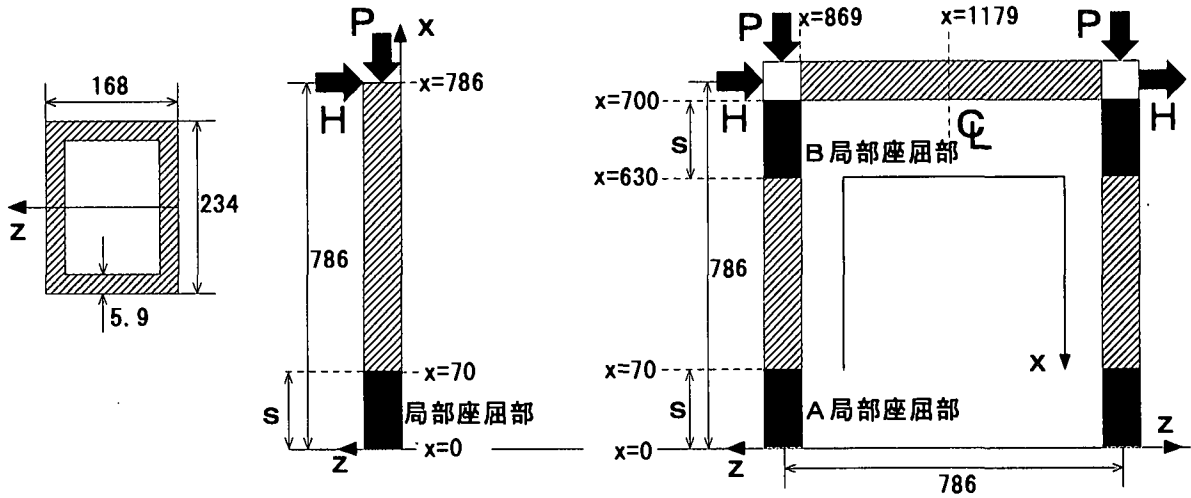
L : 橋脚の長さ。

この式は、橋脚の変形が微小な場合にのみ用いることができる。

3. 数値計算例

計算例には、実験結果^{3), 4)}と比較するために図-5(a), (b)に示すような幅厚比パラメータ $R_t=0.7$ 、細長比パラメータ $\lambda=0.25$ の供試体を用いた。この供試体のヤング率は $E_s=216$ (GPa)、ポアソン比 $\nu=0.27$ 、降伏応力 $\sigma_{sy}=282$ (MPa)である。軸圧縮力は、 $P=0.2P_y$ とした。ここに、 P_y は曲げが作用しない状態での全断面圧縮降伏時の軸圧縮力である。

複数の箇所に局部座屈が生じる例として、門形ラーメンを取り上げ、単柱と断面寸法・橋脚の高さを等しくした図-5(c)を用いた。この門形ラーメンは、はり部分も橋脚部と同じ断面であり、はりとも橋脚の接合部付近(隅角部)の塑性化挙動は無視することとした。また、計算では、水平荷重によって生じる部材の軸方向力が微小であると、対称性を利用する¹⁸⁾。局部座屈は、門形ラーメンの半分に2



(a) 断面図

(b) 単柱

(c) 門形ラーメン

 $(R_f=0.7, \lambda=0.25, P/P_y=0.2)$ $(P/P_y=0.2)$

図-5. 解析例供試体モデル[単位: mm]

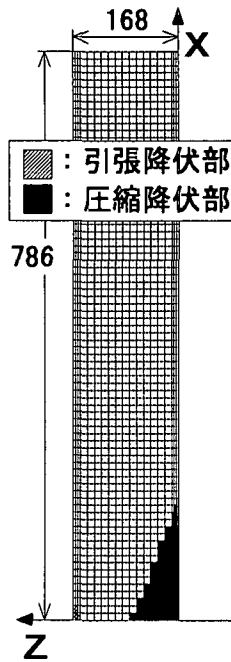


図-6. 最大荷重時の塑性化部 (単柱)

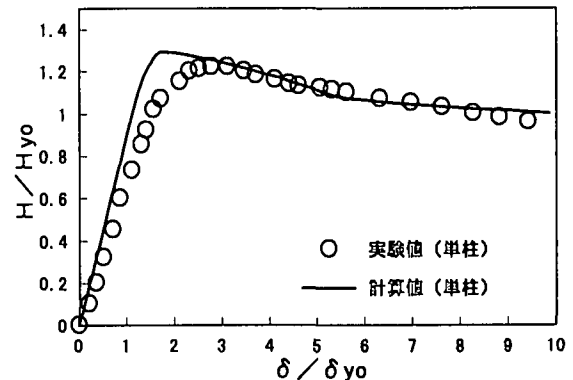
 $(R_f=0.7, \lambda=0.25, P/P_y=0.2)$ [単位: mm]

図-7. 柱頭部の荷重-変位関係(単柱)

 $(R_f=0.7, \lambda=0.25, P/P_y=0.2)$

箇所発生することが考えられるので、図-5(c)のように、A、Bそれぞれ局部座屈部を設定した。

各図中における無次元化量のうち H_{y0} 、 δ_{y0} 、 ϵ_{y0} 、 M_{y0} 、 ϕ_{y0} はそれぞれ単柱(軸圧縮力なしの場合)における初期降伏を起こした時点での荷重、変位、軸ひずみ、モーメント、曲率を示している。門形ラーメンの場合、 H_{y0} 、 δ_{y0} が異なるが、単柱と比較することを考えて、ここでは門形ラーメンの図においても単柱の値を用いて無次元化を行った。

3. 1 単柱の計算例結果

計算結果のうち荷重-変位関係を実験値とともに図-7に示す。図-7の計算結果と実験結果の比較では、傾向は両者ともほぼ一致している。しかし、最大荷重時付近では、実験値の方が低い値となっている。これは実験値に残留応力の影響や、基部の回転の影響が含まれていることや、計算に用いた応力-ひずみ曲線の形状が実際と異なるためと考えられる。

3. 2 門形ラーメンの計算例結果

図-8は、Aの局部座屈発生直前の一次ピーク荷重時の塑性化部分を示している。単柱の図-6と比較すると、門形ラーメンの塑性化部分の長さの方が軸方向に短いことが解る。これは、門形ラーメンの基部の塑性化の影響によって、基部がヒンジ固定の門形ラーメンのような構造モードに移行するために、塑性化が上方へ伝わりにくいことを示している。

図-9は、Bの局部座屈発生直前の二次ピーク荷重時の

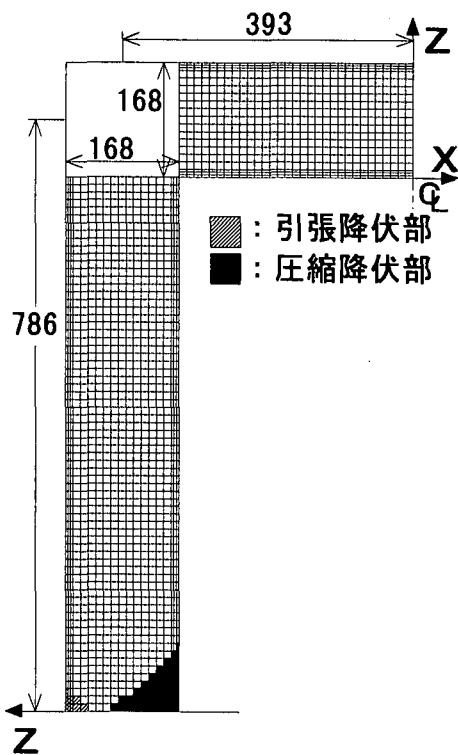


図-8. 一次ピーク荷重時の塑性化部 (図-11②の時)
($P/P_y=0.2$) [単位: mm]

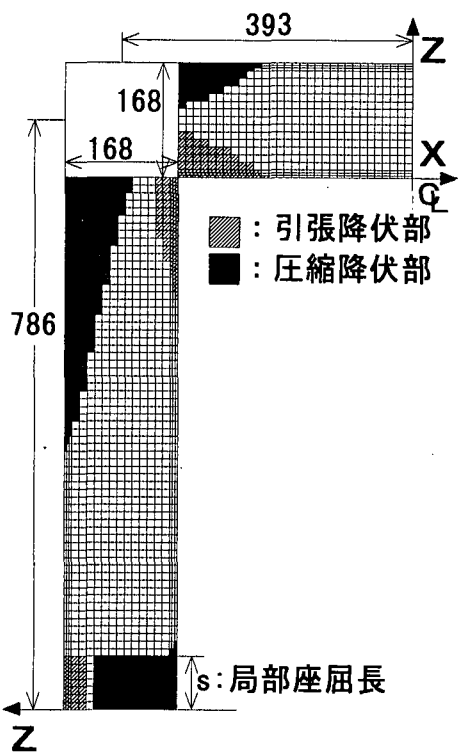


図-9. 二次ピーク荷重時の塑性化部 (図-11④の時)
($P/P_y=0.2$) [単位: mm]

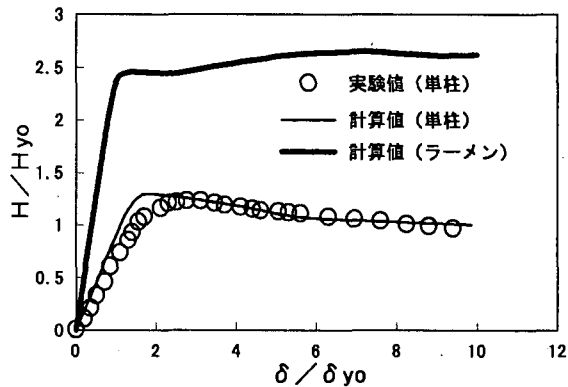


図-10. 柱頭部の荷重—変位
($P/P_y=0.2$)

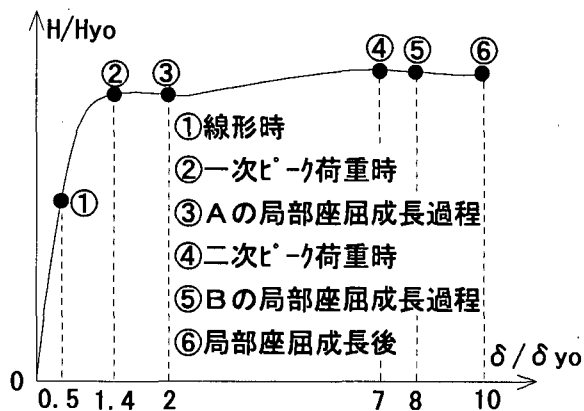


図-11. 門形ラーメンの荷重—変位曲線概要および定義

塑性化部分を示しており、このときAの局部座屈の成長は終了し、この部分の曲げ剛性は正となっている。ただしA局部座屈部の区間sは、局部座屈発生時点から1要素のように考えているため、塑性化部分がB局部座屈部のように三角形分布にはなっていない。

図-10は、門形ラーメンの荷重—変位関係を示したもので、単柱の場合との比較のために無次元化量 H_{yo} 、 δ_{yo} は、単柱のものをあえて使用している。門形ラーメンの計算値には2つのピークがあるが、1回目のピーク（一次ピーク荷重）は、Aの局部座屈発生によるもので、2回目のピーク（二次ピーク荷重時）はBの局部座屈発生によるものである（図-11参照）。また、単柱との比較では、最大荷重の大きさとAの局部座屈が発生した後の荷重低下の程度において門形ラーメンの有効性が示されている。一方、門形ラーメンの局部座屈発生変位が単柱のものよりも小さいことが問題視されるが、このことは上記の局部座屈発生後の荷重低下が単柱よりも小さいことで十分カバーできるはずである。この図では、門形ラーメンの計算結果においても無次元化量に単柱の値 H_{yo} 、 δ_{yo} を用いたが、無次元化量に本来のラーメンの値を用いると、局部座屈発生後の荷重低下程度の比較には問題がないものの、最大荷重の大きさと局部座屈発生変位の比較が行いにくくなる。また、本来の門形ラーメンの初期降伏変位 δ'_{yo} は、単柱の

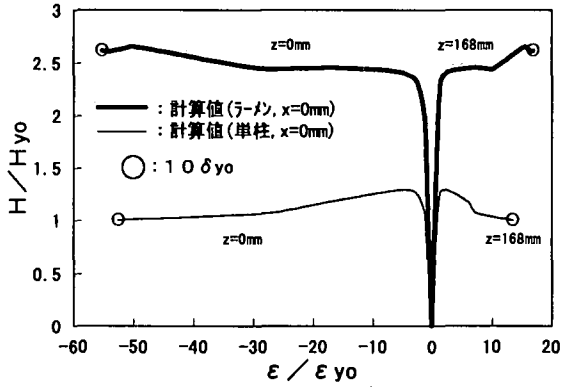


図-12. A局部座屈内部の荷重—平均軸ひずみ
($P/P_y=0.2$)

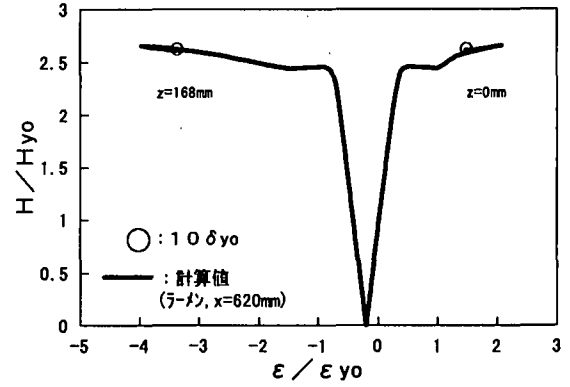


図-14. B局部座屈外部の荷重—平均軸ひずみ
($P/P_y=0.2$)

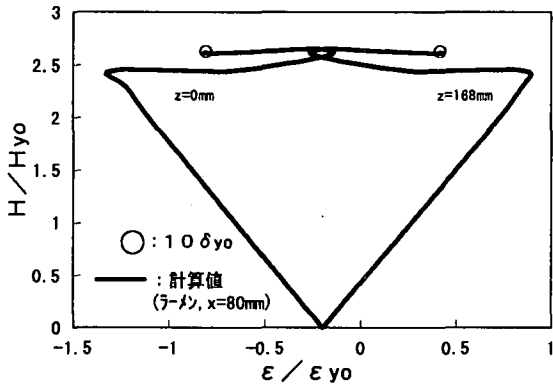


図-13. A局部座屈外部の荷重—平均軸ひずみ
($P/P_y=0.2$)

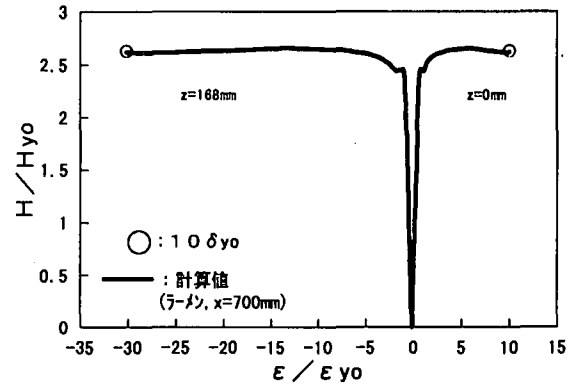


図-15. B局部座屈内部の荷重—平均軸ひずみ
($P/P_y=0.2$)

初期降伏変位 δ_y の2/3程度であり、同一断面の両者をそれぞれの初期降伏変位で除すには疑問が残る。したがって、荷重低下程度の比較には、後に示す図-18のような荷重—曲率関係図が、有効であると考えられる。つまり、図-10のような荷重—変位図では、無次元化量の分母を統一した方がよいと言える。

図-12～図-15は、いずれもA区間、B区間における横断面内の着目点の荷重—平均軸ひずみを示しており、各図において1回目のピークはAの局部座屈によるもので、2回目のピークはBの局部座屈によるものである。特徴としては、局部座屈区間内部の図では、平均軸ひずみは単調に増加するが、局部座屈区間外部の図では、平均軸ひずみは複雑に増減を繰り返す。局部座屈区間外部のうちAの局部座屈付近の図(図-13)では、Aの局部座屈部の塑性化が進むと、局部座屈発生以前から平均軸ひずみが減少しはじめ、Bの局部座屈部の塑性化が卓越するまで減少し続ける。一方、Bの局部座屈付近の図(図-14)では、Aの局部座屈成長時には平均軸ひずみが増加するが、Bの局部座屈成長時に、平均軸ひずみが減少する。Bの局部座屈内部の図(図-15)でも、Aの局部座屈が進展する間にも図-14の部分と同様に、ひずみの増加が見られる。これは、Aの局部座屈が進展している間は、基部がヒンジ固定の門形ラーメンに類似した挙動を示すためであり、門形ラーメンの場合、次に

起こるであろうBの局部座屈発生を正確に判定するために、局部座屈発生部以外での曲率増分は無視できない。ひずみの反転を無視することは、Aの局部座屈部以外での曲率分布に、正確さを欠くことになる。したがって、単柱の場合には、局部座屈以外での塑性化挙動はあまり重要ではなく、ひずみの反転を考慮する必要はないが、門形ラーメンのように局部座屈が多数発生するようなモデルでは、必ずひずみの反転を考慮しなければならないと言える。さらに注意すべき点として、本解析例に示したようなモデルは、説明のために荷重—変位図において、A、Bの局部座屈の進展がそれぞれ分離独立したようになっているが、断面形状によっては、負勾配が緩やかになり、A、Bの局部座屈の進展が、連動することもあるので、そのときは特に、ひずみの反転は無視できない。図-12には、単柱の平均軸ひずみの計算値も示したが、門形ラーメンの局部座屈成長時の荷重の低下が単柱のものよりも小さいことがよく解る。また、図-12の門形ラーメンの計算結果は、Aの局部座屈成長時にひずみが大きく増加するものの、Bの局部座屈成長時にはAの時ほど増加は見られない。よって、両構造物(単柱と門形ラーメン)の $10\delta_y$ に着目すると、両者ともさほど変わらないことが解り、Bの局部座屈も十分起こり得る範囲にあることが示される。このことは、図-16および図-18からも言える。

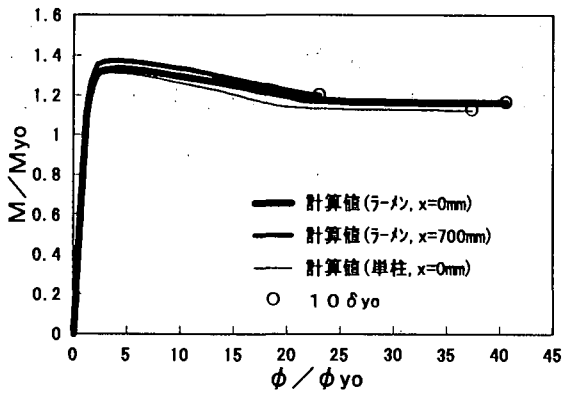


図-16. A, B 局部座屈内部のモーメント—曲率
($P/P_y=0.2$)

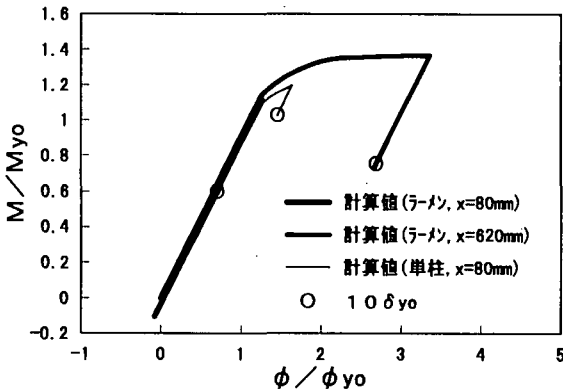


図-17. 局部座屈外部のモーメント—曲率
($P/P_y=0.2$)

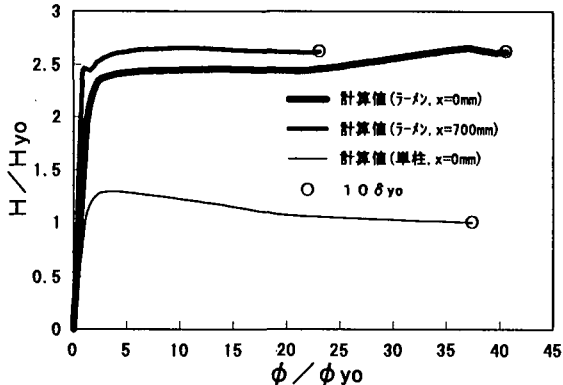


図-18. A, B 局部座屈内部の荷重—曲率
($P/P_y=0.2$)

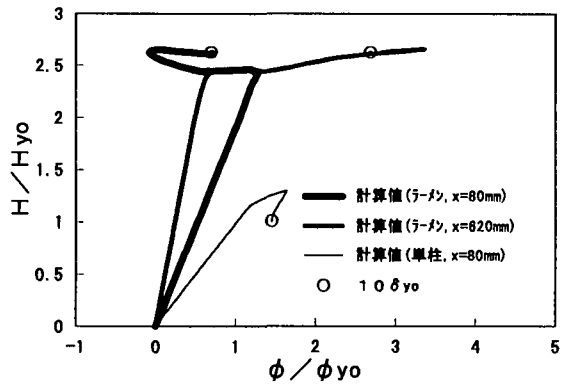


図-19. 局部座屈外部の荷重—曲率
($P/P_y=0.2$)

図-16, 図-17は, 局部座屈区間内と局部座屈区間外それぞれのモーメント—曲率図である。ここで, $x=700(\text{mm})$ と $x=620(\text{mm})$ については, 比較のためにモーメント, 曲率ともに正負を逆にしている(図-18, 図-19も同様)。図-16では, A, Bそれぞれの局部座屈区間内部での曲率は単調に増加するためにモーメント—曲率曲線は一致する。また, この図には単柱の基部の局部座屈区間内の計算値も示したが, 使用した断面と軸圧縮力が等しいために, 門形ラーメンのものと同じである。図-17は, 局部座屈区間外部のものであり, ひずみの反転によってモーメント, 曲率それぞれが減少し, その勾配は初期剛性であることが解る。

図-18, 図-19は, 横軸は図-16, 図-17と同様であるが, 縦軸をモーメントから荷重に変更したものである。図-16では, 各曲線は同一のものとなっていたが, 図-18ではそれぞれ異なる挙動を示している。よって, この図からは, 単柱の荷重—曲率曲線と門形ラーメンのAの局部座屈区間内部の荷重—曲率曲線との比較において, 門形ラーメンの最大荷重の大きさと, 局部座屈発生後の荷重低下の程度の差から, 門形ラーメンの有効性をよく表現できる。図-19は, 局部座屈区間外部, つまりひずみの反転を生じた部分での荷重—曲率曲線であるが, 図-17と比較してもかなり複雑な挙動を示している。一方, 図-19中の単柱の計算値は, モーメント—曲率の関係とさほど変わらない。この差は, 静定構造物の単柱に比べて, 門形ラーメンの荷重—モーメント関係が, 複雑になることより生じている。したがって, モーメント—曲率の近似曲線を用いる解析手法を, 門形ラーメンなどに適用する場合には, 道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁵⁾における鉄筋コンクリート橋脚の保有水平耐力計算法に示されているような, 荷重—変位曲線の各折れ点のみの荷重を計算する手法は用いることができず, 非線形時にはある程度細かい増分量を用いなければならないと言える。

4. 結論

本研究によって得られた結論を以下に示す。

- (1) 本解析法による保有水平耐力の計算結果は, 対応する単柱の実験結果とほぼ一致し, 妥当性が確認できた。
- (2) 本計算に要する時間は, 単柱, 門形ラーメンともにパソコンを用いて数秒程度であり, 局部座屈を考慮した鋼製橋脚の解析方法として十分簡易である。
- (3) 本計算結果で示されたように, 門形ラーメンの例などのように複数の箇所での局部座屈発生を考慮するような場合には, 解析途中でのひずみの反転を無視することはできない。
- (4) ラーメンのような不静定構造物の場合, 荷重—モーメント関係が複雑になるために, モーメント

一曲率近似曲線を解析に用いる時には、計算の増分量に注意を要する。

- (5) 単柱と、それと同等な断面および橋脚長を有する門形ラーメンとを比較する場合には、統一された無次元化量を用いる方がよい。特に、無次元化量が単柱と門形ラーメンで共通に扱える曲率図は、耐震性能の評価に有効である。

謝辞

本研究の一部は、鋼材倶楽部の土木鋼構造教育助成金と早稲田大学の特定課題研究助成費（課題番号97A-137）の援助を受けました。記して謝意を表します。

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, 片山ストラテック, 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) 鈴木森晶, 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) 鈴木森晶, 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.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編, pp. 124-129, 163-172, 1996.
- 6) 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.
- 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) 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.
- 11) 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.
- 12) 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.
- 13) 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.
- 14) 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.
- 15) 長柱研究委員会：弾性安定要覧，コロナ社, pp. 521-523, 1969.
- 16) 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.
- 17) 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.
- 18) 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.

(1998年8月17日受付)

ANALYSIS OF ULTIMATE HORIZONTAL STRENGTH OF STEEL BRIDGE PIERS WITH LOCAL BUCKLING

Nozomu TANIGUCHI and Teruhiko YODA

The objective of the present paper is to propose a simple method for determining the ultimate horizontal strength of steel bridge piers with several local buckling parts.

In the present analysis, it is assumed that a steel pier with box section consists of three parallel beams bonded together; each beam is divided into small elements. The nonlinear analysis is performed by using the initial stress method. Young's modulus after the local buckling is regarded as negative. Results of the present analysis are compared with experimental results.