

I - B 196

短柱の変形能に基づく鋼構造物の保有性能評価法

名古屋大学 ○葛 漢彬 鄭 沂 宇佐美 勉

1. まえがき コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法が著者らによって既に提案されている^{1), 2)}。本研究では、この方法を準用し、コンクリートを充填しない鋼製橋脚などの鋼構造物の照査法について述べる。両方法は基本的に同じものであるが、異なる点は破壊ひずみの定義式のみである。過去の研究では、圧縮フランジを構成する板パネルを取り上げ、板の幅方向に一様面内変位を受ける条件で弾塑性有限変位解析より得られた板要素の面内圧縮変形能力を限界ひずみで定義している。これをそのまま鋼製橋脚に適用してもよいが、ウェブの圧縮フランジに対する拘束効果や長さ方向の圧縮力の勾配を無視したため、厚肉断面の場合においてかなり安全側の結果を与えることがある。そこで、本研究では、圧縮と曲げを受けるを条件で、断面短柱全体を取り上げて弾塑性有限変位解析を行い、断面短柱の変形能(即ち、限界ひずみ)を求めることとする。次に、文献1)と同様に、Pushover 解析より鋼製橋脚の保有性能を算定する。終局点を定めるには新たに求められた限界ひずみを用いる。また、実験結果との比較により、本手法の妥当性を検証する。なお、ここでは鋼製橋脚について記述しているが、種々の形態の鋼構造物にも適用できる。ただし、断面は箱形(無補剛、補剛)断面である。

2. 圧縮と曲げを受ける短柱の変形能 図-1に示すように、一定圧縮力 P の元で漸増曲げモーメント M を受ける無補剛断面(図-1(a))と補剛断面(図-1(b))の弾塑性有限変位解析から得られた $M-P-\phi$ (平均曲率)の関係から、ピークから95%だけ強度が低下した点に対応する平均曲率を求め、さらに軸圧縮力による軸ひずみと曲げモーメントによる中立軸の移動によって生じた軸ひずみを考慮して求められた圧縮フランジの最外縁のひずみを破壊ひずみとする。解析に際しては、断面の両端には剛なダイヤフラムがあるものと仮定する。また、無補剛断面と補剛断面のいずれも正方形とし、縦横比 α は0.7とした。検討結果については割愛するが、解析結果は長方形断面($D/B=3/4\sim 4/3$ (D =ウェブ幅))および $\alpha=0.5\sim 1.5$ (無補剛断面のときは $\alpha\geq 0.5$)のものにも適用できる。断面の変形能を支配する最も重要なパラメータはフランジプレート幅厚比であり、次式で定義される。

$$R_f = \frac{B}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4n^2\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (1)$$

ここで、 B =フランジ板幅、 t =板厚、 n =サブパネル数(無補剛板の場合 $n=1$)、 σ_y =降伏応力、 E =弾性係数、 ν =ポアソン比である。

(1) 無補剛箱形断面

解析より、次のような経験式が得られた。

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.108(1-P/P_y)^{1.09}}{(R_f-0.2)^{3.26}} + 3.58(1-P/P_y)^{0.839} \leq 20.0 \quad (2)$$

上式中、 ε_y =降伏ひずみ、 P/P_y =軸力比(P_y =全断面降伏軸力)である。なお、式(2)の適用範囲は、 $R_f=0.2\sim 0.8$ である。式(2)は、図-2にプロットしてあるが、限界ひずみは R_f が小さくなると大きくなり、特に R_f 小さい領域で敏感である。一方、限界ひずみは、軸力比が大きくなると小さくなり、即ち純圧縮に近づくにつれ小さくなる。比較のため、純圧縮を受ける無補剛の限界ひずみに対する過去の提案式も示されている。

(2) 補剛箱形断面

補剛箱形断面の場合、 R_f と P/P_y 以外に補剛材剛比 (γ/γ^* 、 γ^* は

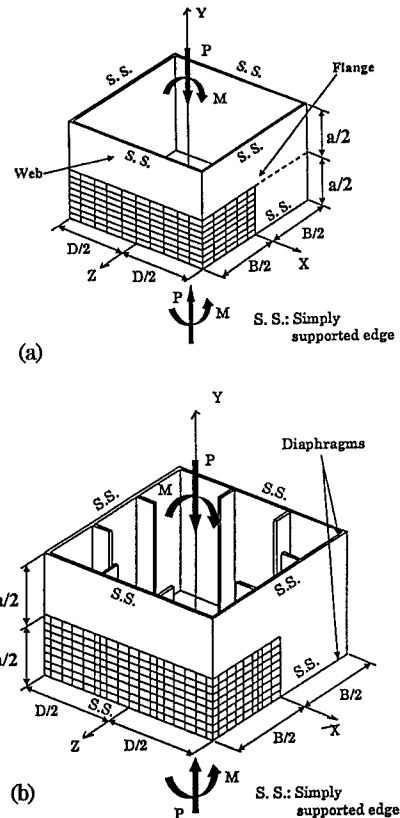


図-1 箱形断面短柱の解析モデル

キーワード：鋼製橋脚、無補剛断面、補剛断面、限界ひずみ、Pushover 解析

連絡先：〒464-8603 名古屋市中種区名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻, Tel:052-789-4617, Fax:052-789-5461

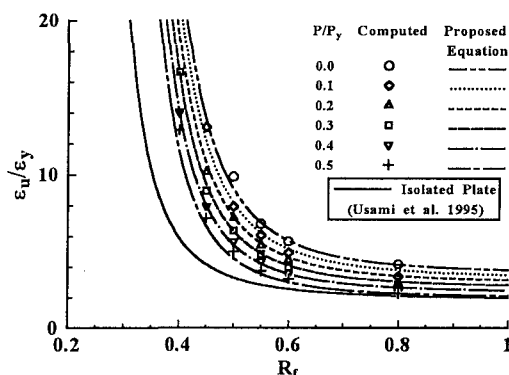


図-2 無補剛断面短柱の限界ひずみ

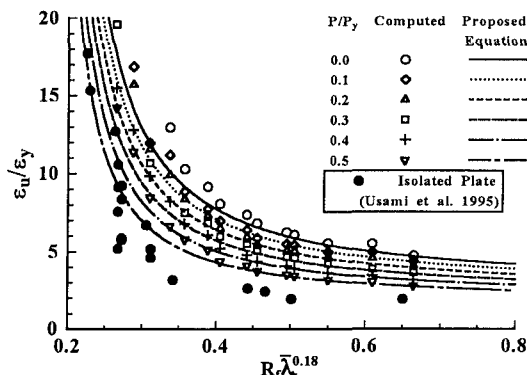


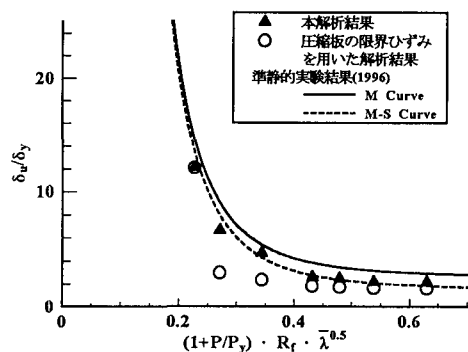
図-3 補剛断面短柱の限界ひずみ

線形座屈理論から求められる補剛材の最適剛比) がもう 1 つのパラメータである。ここで、 $\gamma/\gamma^* = 1.0, 3.0$ について解析した結果、限界ひずみの式は、式(3)のように表される。

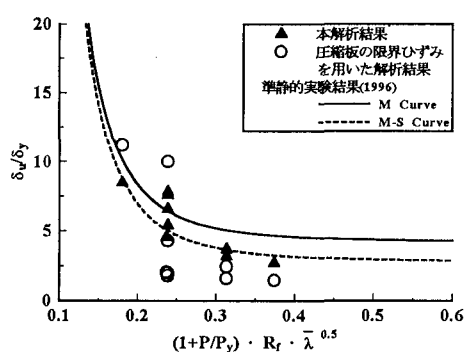
$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.8(1 - P/P_y)^{0.94}}{(R_f \cdot \bar{\lambda}_y^{0.18} - 0.168)^{1.25}} + 2.78(1 - P/P_y)^{0.68} \leq 20.0 \quad (3)$$

この式では、 R_f のほか補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_y$ が導入されている。 $\bar{\lambda}_y$ の定義については文献 1) を参考されたいが、このパラメータは、 R_f 、 γ および α の関数である。純圧縮を受ける補剛板の場合、限界ひずみの推定式は、 $\bar{\lambda}_y$ のみで表せたが、今回の場合は R_f の関数にもなった。図-3 は、式(3)をプロットしたものであるが、無補剛断面の場合と同様に、限界ひずみは軸力比が大きくなるにつれ小さくなり、純圧縮を受ける時の変形能に近づく傾向がみられる。ここで、横軸の量の小さい領域においては解析値より多少低めに予測するように経験式を作成した。これは、この領域で限界ひずみがパラメータに対して非常に敏感であるため安全側にとる必要があることと、繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚の変形能の予測に適用されたときに妥当な結果を与えることを考慮したからである。なお、図-3 には、補剛板の圧縮変形能も示されている。

3. 鋼製橋脚の保有性能 鋼製橋脚の保有性能を求める方法として Pushover 解析による手法 [例えば、文献 1), 3)] がある。紙面上の都合でこの手法の詳細は省略するが、その妥当性を、解析結果と文献 2) にまとめている鋼製橋脚の準静的実験結果との比較によって検証する。解析例としては、無補剛断面橋脚 ($R_f = 0.297 \sim 0.704$) 7 体、補剛断面橋脚 ($R_f = 0.3 \sim 0.7$) 9 体を用いた。その結果 (▲で記したものを) 実験結果と比較したものを図-4 に示す。同図より、本手法による変形能の推定値は実験結果の平均値曲線から標準偏差を引いた曲線 (M-S Curve) とよく一致していることがわかる。



(a) 無補剛断面



(b) 補剛断面

図-4 鋼製橋脚の保有性能解析値と実験結果との比較

4. あとがき ラーメン橋脚の検証例については、講演当日にて発表する。

参考文献：[1] 宇佐美ら：土木学会論文集，No.525/I-33，pp.69-85，1995. [2] 土木学会鋼構造新技術小委員会：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996.7. [3] 宇佐美：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.