

正負交番載荷実験結果に基づく円形断面鋼製橋脚のM-Φモデル設定手法に関する一検討

大阪大学大学院 正会員 小野 潔
大阪大学大学院 フェロー 西村宣男

1. はじめに

平成8年12月に改訂された道路橋示方書・同解説V耐震設計編¹⁾（以下、「道示V」という。）によると、コンクリートを充填しない鋼製橋脚（以下、「鋼製橋脚」という。）の耐震性能照査は非線形動的解析により行うこととされている。実設計の非線形動的解析に用いる復元力モデルとして、M-Φ関係に基づく復元力モデル（以下、「M-Φモデル」という。）設定手法の検討²⁾がなされているが、矩形断面の鋼製橋脚を対象としたものが多く、円形断面の鋼製橋脚についての研究は比較的少ない。そこで、本稿では、既往の円形断面鋼製橋脚の正負交番載荷実験結果³⁾を基に、円形断面鋼製橋脚のM-Φモデル設定手法の検討を行い、その妥当性を正負交番載荷実験結果および弾塑性有限変位解析結果との比較により検証した。

2. M-Φモデル設定手法に関する検討

道示Vの解説によると、下記の式(1)で定義される径厚比パラメーター R_t が0.08以下であればぜい性的な破壊を防げると考えてよい旨規定されている。

$$R_t = \frac{R}{t} \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\nu^2)} \quad (1)$$

ここに、 R ：板厚中心での半径、 t ：板厚、 σ_y ：鋼材の降伏点応力度、 E ：鋼材のヤング係数、 ν ：ポアソン比（=0.3）

そこで、本稿では、文献3に示される円形断面実験供試体のうち、鋼材の公称降伏点応力度を使って算出される R_t が概ね0.08以下で縦リブを有しない4個の実験供試体を対象に、M-Φモデル設定手法の検討を行った。M-Φモデルは、鋼材の応力-ひずみ関係を利用し平面保持の仮定が成立するとして、軸力の影響を考慮して算出した。以下に検討手順を示す。

(1) M-Φモデル

M-Φモデルは、図-1に示すトリリニア型とした。

(2) 鋼材の応力-ひずみ関係

鋼材の応力-ひずみ関係は、図-2に示す2次勾配が $E/100$ のバイリニア型とした。なお、 σ_y は材料試験結果を用いた。

(3) 降伏に関する点（ Φ_{yc}, M_{yc} ）、（ Φ_{yt}, M_{yt} ）の算出方法

図-2のトリリニア型M-Φモデルの降伏に関する点（ Φ_{yc}, M_{yc} ）、（ Φ_{yt}, M_{yt} ）は、それぞれ圧縮側および引張側の鋼材の板厚中心のひずみが、初めて降伏ひずみ ϵ_y に達した時とした。

(4) （ Φ_a, M_a ）の算出方法

（ Φ_a, M_a ）は対象とする許容変位 δ_a 時の曲率および曲げモーメントであり、以下の手順で算出した。

(i) 許容変位 δ_a 時のひずみ ϵ_a を仮定し、圧縮側の鋼材の板厚中心のひずみが初めて ϵ_a に達する時の曲率および曲げモーメント（ Φ_a, M_a ）を計算して図-1のトリリニア型のM-Φモデルを仮定する。

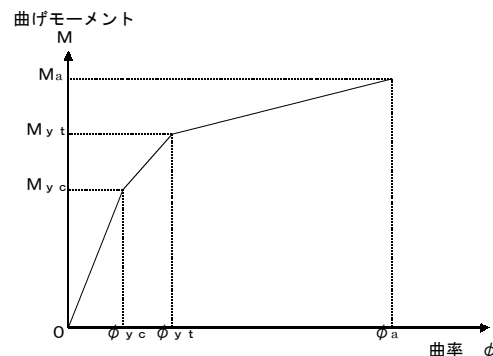


図-1 トリリニア型のM-Φモデル

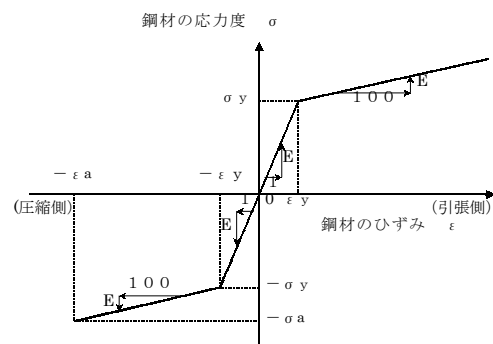


図-2 鋼材の応力-ひずみ関係

キーワード：耐震設計、鋼製橋脚、円形断面、M-Φモデル、復元力モデル

連絡先：〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1

TEL：06-6879-7598

FAX：06-6879-7601

(ii) (i)で仮定したトリリニア型M- Φ モデルと高さ方向のモーメント分布から、高さ方向の曲率 Φ の分布を算出する。

(iii) (ii)の曲率から水平荷重作用位置の変位 δ を求める。なお変位 δ は、オイラー・ベルヌイの梁理論に基づき幾何学的非線形性の影響を無視して求めた。

(iv) (i)～(iii)の作業を繰り返し、(iii)の δ が δ_a となった時の ε_a を求めて(Φ_a , M_a)を決定した。なお、本稿では許容変位 δ_a として、最大荷重時変位を対象とした。ただし、実験値とオイラー・ベルヌイの梁理論に基づく解析値ではその水平荷重－水平変位の降伏剛性が大きく違うため、正負交番載荷実験結果から得られる最大荷重時変位 δ_m を下記の式(2)により変換したものを許容変位 δ_a とした。

$$\delta_a = \delta_m - \frac{P_{\max}}{P_{yN}}(\delta_{yEN} - \delta_{yTN}) \quad (2)$$

ここに、 $P_{\max}$ ：実験の最大荷重、 P_{yN} ：公称降伏点応力度に基づく降伏荷重、 δ_{yEN} ：実験降伏剛性から求まる P_{yN} 時の降伏変位、 δ_{yTN} ：オイラー・ベルヌイの梁理論から求まる P_{yN} 時の降伏変位

上記手法により算出した ε_a を ε_y で除した $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ と円形断面実験供試体の構造諸元との関係について検討を行った結果、図-3に示すように R_t (σ_y は材料試験結果)と高い相関が見られた。なお、図-3には $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ と R_t との関係を線形と仮定した場合の相関式を示す。

3. M- Φ モデルの妥当性に関する検討

前述の2.で検討を行ったM- Φ モデルの妥当性を検証するため、最大荷重および最大荷重時変位について、M- Φ モデルによる解析結果と正負交番載荷実験結果³⁾および正負交番載荷実験の実験供試体とほぼ同等の構造諸元を有する鋼製橋脚の弾塑性有限変位解析結果⁴⁾との比較を行った。M- Φ モデルによる解析値は、図-3に示す R_t と $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ の関係式を使って各供試体の R_t から ε_a を求め、 ε_a から図-1のトリリニア型のM- Φ モデルを設定して、そのM- Φ モデルにより求めた。その結果を図-4に示す。図-4から、今回検討を行ったM

- Φ モデルの解析結果は正負交番載荷実験結果および弾塑性有限変位解析結果を精度良く表現できていることがわかる。なお、本研究に用いたデータ提供等に関し、名古屋大学大学院 葛漢彬助教授、独立行政法人土木研究所 高橋実研究員にご協力いただきました。ご協力に感謝いたします。

4. まとめ

円形断面鋼製橋脚について、正負交番載荷実験結果を基にM- Φ モデル設定法の検討を行い、その妥当性を正負交番載荷実験結果および弾塑性有限変位解析結果と比較することにより検証した。

【参考文献】

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、平成8年12月、2) 例えば、深谷ほか：矩形断面鋼製橋脚の正負交番載荷実験結果を基にした曲げ－曲率関係、構造工学論文集、Vol.46A、2000年3月、3) 建設省土木研究所ほか：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、4) 葛ほか：鋼製パイプ断面鋼製橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究、土木学会論文集、No.577/-41、1997年10月

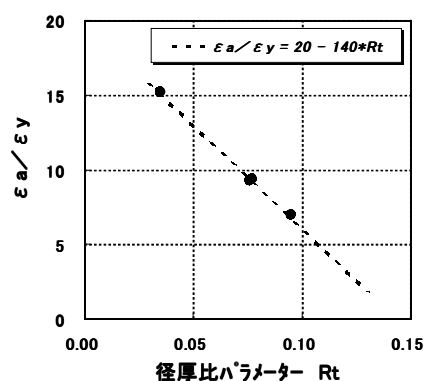


図-3 $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ と R_t の関係

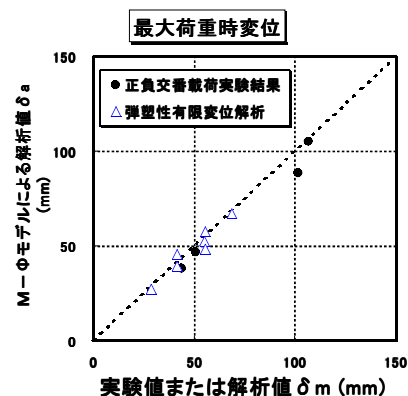
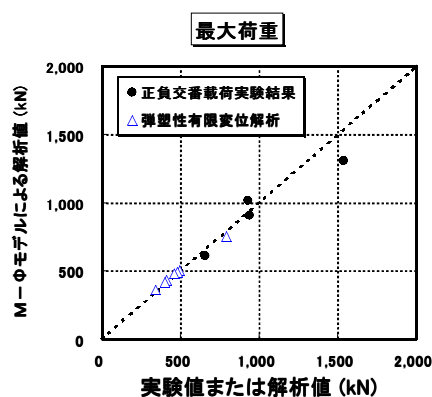


図-4 M- Φ モデルによる解析結果と実験結果等との比較