

I - B 104

鋼製橋脚に対する曲げモーメント-曲率関係の検討

建設省土木研究所

正会員 寺山 徹

建設省土木研究所

正会員 運上 茂樹

1. はじめに 鋼製橋脚の動的耐力や変形性能については、多くの機関で模型供試体を使った正負交番荷重実験が行われ、研究成果が蓄積されつつある。しかし、これらの実験結果を、構造物の非線形解析を行う際に実務設計として使いやすいM- ϕ 関係やM- θ 関係といった復元力特性に基づいて説明するための分析は体系立てては行われていない。そこで、本報告では、コンクリート中詰めを行わない鋼製橋脚の動的耐力と変形性能を断面のM- ϕ 関係に基づいて算出することを目的として、土木研究所等で行った矩形断面の鋼製橋脚の正負繰返し荷重実験¹⁾のうち、解析目的に一致する供試体17体を抽出し、実験で得られた水平荷重-水平変位関係から動的耐力および変形性能に影響を与えるパラメータを分析した。なお、変形性能解析は、道路橋示方書V耐震設計編²⁾に規定されている鉄筋コンクリート橋脚の変形性能解析と同様に平面保持を仮定して断面のM- ϕ 関係を算出し、さらに終局状態では橋脚基部にある領域で損傷が生じるという前提で塑性ヒンジ長を設定する手法を用いた。

2. 解析方法 鋼製橋脚の水平荷重-水平変位関係を図-1に示すように、原点、降伏状態、終局状態を結ぶバイリニア型にモデル化し、降伏変位 δ_y 、降伏荷重 P_y 、終局変位 δ_u 、終局荷重 P_u を解析の対象とした。本検討では終局状態は繰返し荷重で最大の水平荷重に達したときとした。また、材料非線形は、降伏点以降を勾配0とする完全バイリニアと仮定して図-2に示すように曲げモーメント-曲率関係を求めた。 δ_y および P_y については、弾性計算により算出することができるが、 δ_u については図-3に示すように塑性ヒンジを考慮して式(1)により、 P_u については式(2)によりそれぞれ算出することとする。

$$\delta u = \delta y + (\phi u - \phi y) \cdot L_p \cdot (h - L_p/2) \quad (1)$$

$$P_u = \frac{M_u - N \times \delta u}{h} \quad (2)$$

ここで、 ϕu は断面の終局曲率、 ϕy は断面の降伏曲率、 L_p は塑性ヒンジ長、 h は橋脚基部から水平荷重作用位置までの距離、 M_u は終局モーメント、 N は軸力である。式(1)のように、終局変位を求めるためには、 ϕu 、 L_p を正しく推定する必要があるが、ここでは L_p をダイアフラム間隔の0.5倍に仮定して ϕu すなわち図-4に示すように断面最外縁の終局ひずみ ϵu の値と各鋼製橋脚のパラメータを実験値をもとに検討した。

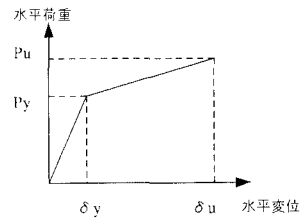


図-1 水平荷重・水平変位関係

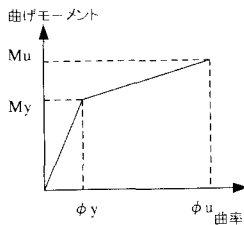


図-2 曲げモーメント-曲率関係

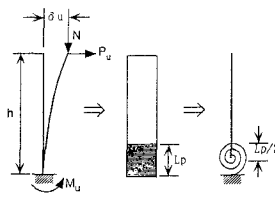


図-3 塑性ヒンジを考慮した変形性能解析

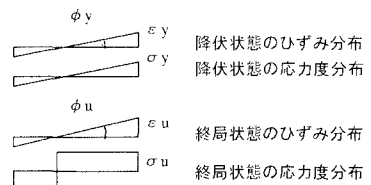
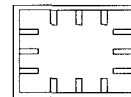


図-4 断面のひずみ分布と応力度分布

キーワード：鋼製橋脚，耐震設計，変形性能，動的耐力，終局ひずみ

〒305 つくば市旭1 土木研究所耐震研究室 TEL 0298-64-4966, FAX 0298-64-4424

3. 解析結果 図-5は各供試体の M_u/M_p と補剛材全体の幅厚比パラメータ R_F の関係である。図-5からわかるように、 R_F の値が小さくなるほどひずみ硬化の影響が現れることにより M_u/M_p の値が1より大きくなるが、逆に R_F の値が大きくなると補剛材の局部座屈等の影響により終局曲げモーメント M_u は全塑性曲げモーメント M_p に達しないため M_u/M_p が1より小さくなっている。このような R_F と M_u/M_p の関係を最小2乗法により算出した相関曲線を図-5中にあわせて示す。

図-6(1)～(6)は、補剛材全体の幅厚比パラメータ R_F 、補剛材間の幅厚比パラメータ R_R 、補剛材の限界剛比 γ/γ^* 、補剛材の必要剛比 $\gamma/\gamma_{l,req}$ 、軸力比、細長比 λ と、終局ひずみ ε_u を降伏ひずみ ε_y で除した無次元量をそれぞれプロットした図である。ここで、 R_F 、 R_R 、 γ/γ^* 、 $\gamma/\gamma_{l,req}$ はそれぞれ道路橋示方書Ⅱ鋼橋編³⁾に定義されているパラメータである。図-6(1)を見ると、 R_F が概ね0.3より小さいと $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ が著しく大きくなり、逆に R_F が0.3より大きいと $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ は5程度の値となっている。最小2乗法により求めた相関曲線を図-6(1)中に示す。この相関曲線の相関係数は0.96であり、強い相関を示している。これに対して、図-6(2), (3), (5), (6)からわかるように R_R 、 γ/γ^* 、軸力比、 λ と $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ の相関は小さい。また、図-6(4)を見ると、 $\gamma/\gamma_{l,req}$ と $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ はある程度の相関があることがわかる。

このようにして得られた R_F と M_u/M_p の関係、 R_F と $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ の関数に基づいて実験供試体の水平荷重－水平変位関係を求め、載荷実験結果と比較した一例を図-7に示す。ここで、 $\gamma/\gamma_{l,req}$ と $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ の相関を用いていないのは、 R_F と $\gamma/\gamma_{l,req}$ が互いに独立変数ではないからである。図-7からわかるように、本検討に示した比較的簡易な手法により精度良く鋼製橋脚の水平荷重－水平変位関係の骨格曲線を解析することができる。

4. まとめ 終局状態を最大荷重時と設定し、終局状態までの範囲内だけを解析対象とすれば、平面保持を仮定することにより算出する $M-\phi$ 関係に基づく変形性能解析により精度良く鋼製橋脚の水平荷重－水平変位を解析できることがわかった。

参考文献 1)建設省土木研究所等：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(Ⅰ)～(Ⅶ)，1997年4月，2)(社)日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編・同解説，1996年12月，3)(社)日本道路協会：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編・同解説，1996年12月

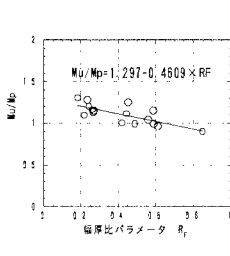
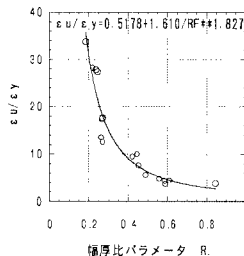
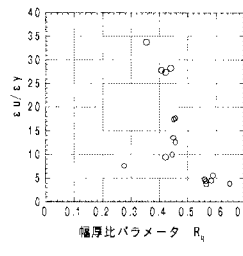
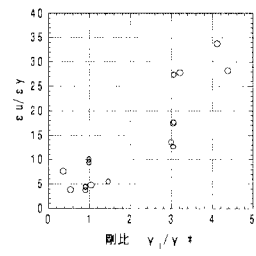
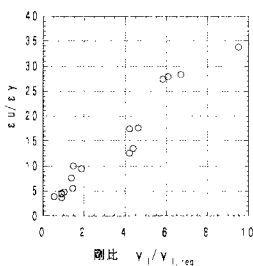
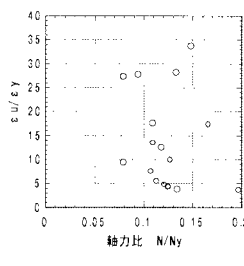
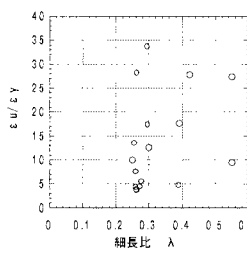
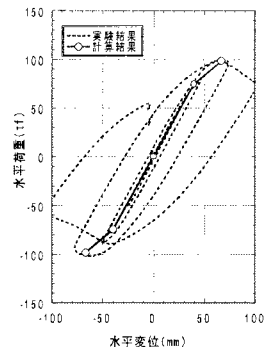
図-5 M_u/M_p と R_F 図-6(1) $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ と R_F 図-6(2) $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ と R_R 図-6(3) $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ と γ/γ^* 図-6(4) $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ と $\gamma/\gamma_{l,req}$ 図-6(5) $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ と軸力比図-6(6) $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ と λ 

図-7 実験と解析の比較