

I-A 47

鋼製橋脚モデルの交番繰り返し耐荷力
に関する数値解析

東北大学工学部	正 員	中沢 正利
東急建設(株)	正 員	加藤 健旨
東北大学工学部	正 員	鈴木 基行
建設省土木研究所	正 員	大塚 久哲
東北大学工学部	正 員	岩熊 哲夫

1. まえがき

阪神・淡路大震災による被害を受けた鋼製橋脚の補強案および新規耐震設計断面案の検討が、主に実験的研究を中心として精力的に進められている¹⁾。このような状況下では、本実験を行なう前に数値解析による事前検討として各種断面性能の比較や変形能の評価などが必要不可欠であり、多数存在する構造解析ソフトの解析能力を調査し、さらに耐震性向上策のための検討手段として積極的に活用することには重要な意味がある。本稿では、非線形構造解析ソフトの一つである Marc²⁾を用いて、土木研究所で行われた実験結果をベンチマークとした鋼製橋脚モデルの検証に引き続き、厚肉少補剛断面化および隅角部にコーナーを配した場合の交番繰り返し耐荷力の数値解析を実施し、鋼製橋脚の変形能力について考察した例を示す。

2. 解析対象および解析条件

土木研究所で行われた縮小モデル実験の片持ち柱を図-1(a)に示す(橋梁研究室からデータを提供いただいた³⁾)。上部構造の重量を想定した一定鉛直荷重 $P = 0.15P_Y$ (断面降伏軸力) の下で地震力を想定した繰り返し水平降伏変位 δ_Y を各サイクルで漸増しながら繰り返し与えた。水平変位 δ の荷重パターンを図-1(b)に示す。

$$H_Y = \frac{M_Y}{\ell} = \frac{(\sigma_Y - P/A)\ell}{\ell} W, \quad \delta_Y = \frac{H_Y \ell^3}{3EI} \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 H_Y は基部の縁応力度が降伏に達する時の水平力、 ℓ は柱長、 W は断面係数である。

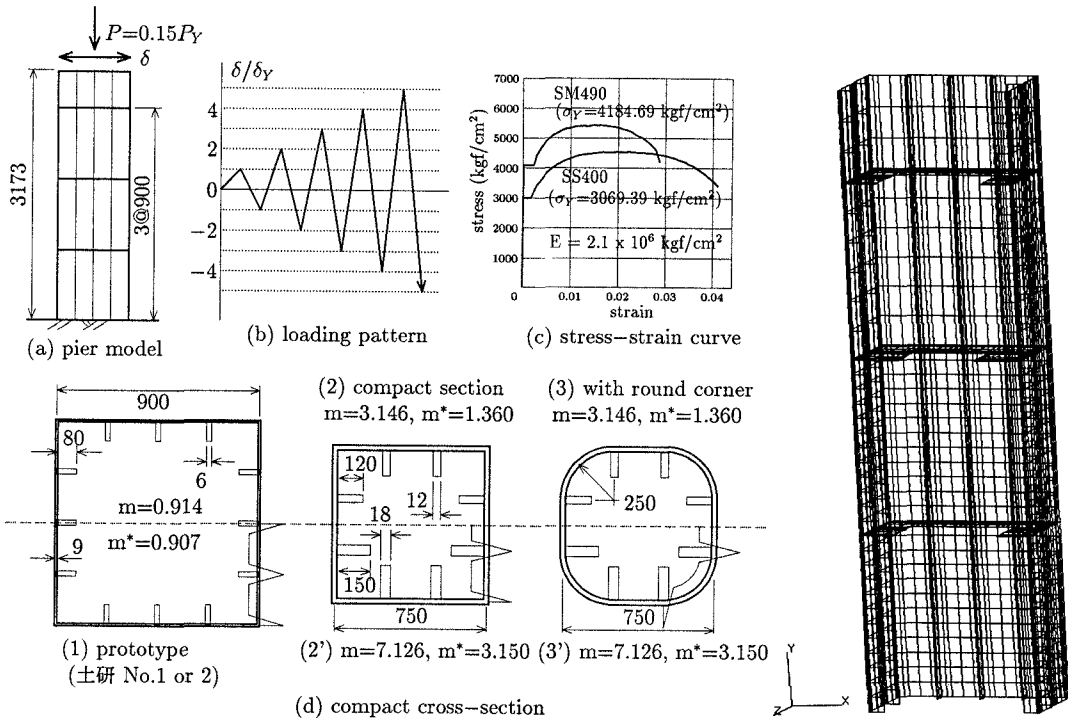


図-1 各種鋼製橋脚モデルと断面

図-2 メッシュ分割(要素数 2052、節点数 2126)

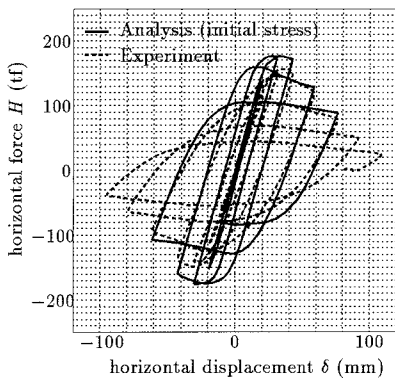


図-3 鋼製橋脚モデルに作用する水平力と水平変位のヒステリシス曲線の比較

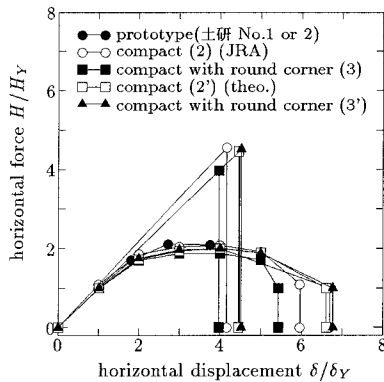


図-4 各断面に対する包絡線およびエネルギー一定則の適用

材料定数は引張試験の結果として得られた応力-ひずみ関係の図-1(c)をそのままダイヤフラム (SS400)、その他 (SM490) に与えた。図-1(d)(1)に示す土研供試体の細長比パラメータ $\bar{\lambda}=0.250$ 、補剛板の幅厚比パラメータ $R_r=0.587$ 、補剛材剛比は道示規定で $m=\gamma_\ell/\gamma_{\ell,req}=0.914$ 、理論値で $m^*=\gamma_L/\gamma_L^*=0.907$ であった。

数値解析は WS に導入されている Marc(Ver.K6) で実行した。橋脚モデル全体を忠実に再現した shell 要素 (四辺形厚肉線形要素 75 番) によるメッシュ分割を図-2に示す。幾何学的非線形性は Update Lagrangian 手法により考慮し、弾塑性判定は von Mises の降伏条件、塑性域は関連流れ則に従うものとし、移動硬化則を採用した。モデルの対称性を考慮した半解析のみを行ない、基部で並進変位を固定した。解析には初期たわみは考慮していないが、溶接型の残留応力分布 (断面図には一部のみ表示) を仮定し、縦補剛材にも端部でのガス切断に対応した残留応力を導入している。この結果、水平荷重 H と水平変位 δ のヒステリシス曲線について実験結果と数値解析を比較したものを図-3に示す。両者を比較し、細部では異なるもののほぼ等しい結果を得た。

3. 延性を確保するための断面構成に関する数値解析的考察

近年、厚肉少補剛断面を有する橋脚断面の耐震性能に着目した実験的研究が散見される。また、隅角部での溶接割れや剥離を防ぐ、あるいは円筒断面の長所を活用するという観点から角部にコーナーを採用した場合の交番繰り返し耐荷力を検討した。モデルは図-1(d)に示す厚肉少補剛断面 ((2): 道示剛比について $m>3$, (2'): 理論値剛比について $m^*>3$) およびコーナー付き厚肉少補剛断面 (同 (3),(3'): 剛比は平板部分のみで評価) であり、半分の断面のみを示した。prototype と同様の解析条件を用いて、水平荷重-水平変位関係のヒステリシス曲線を求めた後、その包絡線に対して考察を加え、さらにエネルギー一定則を適用した時の設計水平震度による交番繰り返し耐荷力および変形能力 (延性) の評価を行なう。

図-4に prototype(1)、厚肉少補剛断面 (2),(2')、コーナー付き厚肉少補剛断面 (3),(3') を比較して包絡線および設計水平震度を示す。包絡線の比較より、理論剛比 $m^*>3$ の厚肉少補剛とすることによって最大耐力以降の急激な耐力低下がなく変形能を維持することが期待できる。また丸いコーナーを採用することによりさらに終局水平変位も増加する。これは隅角部への応力と変形の集中が緩和されるためである。一般にコーナー付きは厚肉少補剛断面よりも 1 割程度断面積が小さいにもかかわらず、十分な変形能を有していることが明らかとなった。しかし、エネルギー一定則を仮定して包絡線面積から設計水平震度を比較した場合、これらのモデルによる差は顕著ではなく、モデル (1), (2), (2'), (3), (3') に対する設計水平震度は I 種地盤 (0.2G) に対してそれぞれ 0.90, 0.83, 0.79, 0.89, 0.90 という結果が得られた。

参考文献

- 1) 鈴木・宇佐美：例えば、構造工学論文集, Vol.41A, pp.265-276, 土木学会論文集, No.519/I-32, pp.115-125, 1995.7.
- 2) 日本マーク (株): MARC Manual, Vol.A ~ E, Ver.K6.
- 3) 西川ほか: 既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.975-986, 1996.3.