

円形断面鋼製橋脚の簡易解析モデルに関する研究

One-dimensional model for analysis of tubular steel bridge piers

石澤 俊希* , 井浦 雅司**

Toshiki ISHIZAWA and Masashi IURA

*工修, 東京電機大学助手, 理工学部建設環境工学科 (〒350-0394 埼玉県比企郡鳩山町)

**工博, 東京電機大学教授, 理工学部建設環境工学科 (〒350-0394 埼玉県比企郡鳩山町)

One-dimensional model was proposed for static and dynamic analysis of tubular steel bridge piers. The present model does not require the relationships between loads and displacements, which have been obtained by experimental works or shell analysis. The geometrical sizes such as thickness, height and radius, and material properties of tubular piers are required for static and dynamic analysis of the present model. The present analysis consists of two stages. The first stage is to obtain the stress and strain relationships in the base plates, where local bending buckling was observed. The second one is to analyze the behavior of tubular steel bridge piers. The validity of the present model was confirmed through comparisons between the existing experimental results and the present numerical results.

Key Words : tubular steel bridge piers, Shanley's model, local buckling, dynamic analysis

1. はじめに

兵庫県南部地震以降, 多くの研究機関により, 単柱式鋼製橋脚モデルを対象として, 上部工重量を想定した一定軸力と, 地震力を想定した変動横力を作用させる実験や解析が行われ, 耐力や変形性能等の定量的評価法に関して有用な知見が数多く得られている。

しかしながら, コンクリートを充填しない鋼製橋脚については, まだ未解明な部分が残されているため, 平成14年に改定された道路橋示方書・同解説V 耐震設計編¹⁾では, 改定前と同様に, 繰返しの影響を考慮した載荷実験データを基に, 許容応答変位や動的解析に用いる非線形履歴モデルを設定することが規定されている。ただし, 実験との比較により精度が確認され, 鋼製橋脚の弾塑性挙動を適切に表現できる解析手法や解析モデルであれば, それを用いて計算しても良いと記述されている。

そのため近年では, 多くの研究機関によって1次元解析モデルの提案がなされており, 静的繰返し載荷実験やハイブリット応答実験との比較検討が行われている。箱形断面鋼製橋脚を対象とした従来の研究^{2)~9)}については, 文献9)で詳細な解説がなされている。すなわち, 骨格曲線である $P-\delta$ モデルや, 応力レベルでの $\sigma-\epsilon$ モデルを設定し, 局部座屈を考慮した1次元モデルが提案さ

れている。一方, 円形断面鋼製橋脚についての研究は比較的少ない。文献10), 11)では荷重-変位関係の復元力モデルが実験結果と比較検討されており, 文献12)では許容変位を算定するために $M-\phi$ モデルの設定法が検証されている。

これら従来の研究で共通していることは, $P-\delta$ 曲線や $\sigma-\epsilon$ 曲線を設定する際に, 実験結果やシェル解析の結果を利用していることである。種々のパラメータを変化させて実験するには制限があるため, 比較的容易に行えるシェル解析の結果を利用する機会が多い。そのため, 1次元モデルとシェル解析の結果は比較的良好な一致がみられるものの, 実験結果との比較が十分になされていない。また文献9)に指摘されているように, 動的解析における残留変位は未だ精度の面で検討する余地が残されている。

本報告では, 単柱式の円形断面鋼製橋脚を対象として, 応力レベルでの $\sigma-\epsilon$ モデルを用いた1次元モデルの提案を行い, 実験結果との比較検討を行っている。その際に, 従来の研究と異なる点は, $\sigma-\epsilon$ モデルの設定にあたり実験結果やシェル解析結果を用いていないことである。すなわち, 本報告では構造寸法や材料定数のデータのみで, 静的解析や動的解析が行える簡易的な解析モデルを提案している。まず第1段階として, 構造寸法と

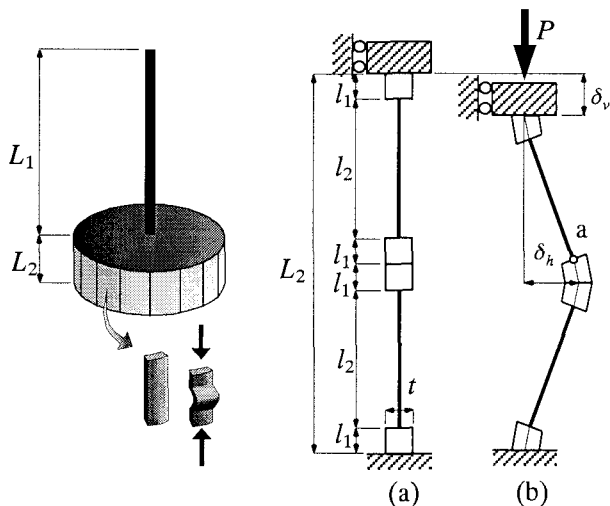


図-1 橋脚モデル
の概念図

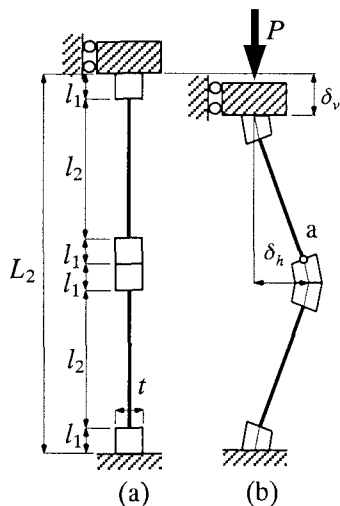


図-2 拡張シャンレーモデル

材料定数を用いて、シャンレーモデル¹³⁾を拡張したモデル（以後、拡張シャンレーモデルと呼ぶ）を解析することにより、局部座屈が発生する部分における平均応力-平均ひずみ関係を求める。第2段階の全体構造解析においては、局部座屈が発生する部分にファイバー要素を、それ以外の部分に弾性棒を用いている。ファイバー要素の応力-ひずみ関係の骨格曲線は、圧縮側に第1段階で得られた平均応力-平均ひずみ関係を適用し、引張側に文献14)で提案されている修正 Menegotto-Pinto モデル（以後、修正 MP モデルと呼ぶ）を改良したモデルを用いている。本モデルの精度については、既往の繰返し実験¹⁵⁾⁻²⁴⁾やハイブリッド応答実験²⁴⁾との比較により検討を行った。その際、既往の実験で用いられている縦リブの接合方法の影響についても検討を行った。

2. 解析モデル

2.1 モデル概要

本モデルの特徴は、既往の橋脚モデルの実験結果やシェル要素による二次元解析結果を用いず、構造寸法と材料定数のみで静的解析や動的解析が行える点である。なお、解析における入力項目は、構造寸法としては橋脚高さ、直径、板厚、および縦リブの本数、高さ、幅であり、材料定数としては鋼種、降伏応力度、最大応力度、ヤング係数、ポアソン比である。

鋼製橋脚の基本モデルは、図-1に示すように長さ L_1 の弾性棒と、長さ L_2 のファイバー要素の二要素によって構成されている。ファイバー要素の部分は、局部座屈が発生する橋脚基部である。板厚変化を有する鋼製橋脚においては、さらに基部に弾性棒を挿入し、ファイバー要素を板厚変化部の上方に設定する。なお、長さ L_2 の設定方法は2.3(5)で説明する。

本モデルの計算は、第1段階として、局部座屈を考慮

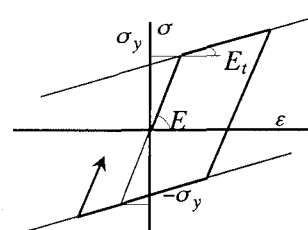


図-3 拡張シャンレーモデル
における応力-ひずみ関係

したファイバー要素における圧縮側の平均応力と平均ひずみの関係を求める。その際、図-2に示すように長さ L_2 の拡張シャンレーモデルを解析するが、その詳細は2.2に述べる。

第2段階は全体構造解析であり、局部座屈が発生する部分には長さ L_2 のファイバー要素を挿入し、それ以外の部分には弾性棒を用いている。2.3で述べるように、第1段階で得られた平均応力-平均ひずみ関係は、ファイバー要素における応力-ひずみ関係の骨格曲線の圧縮側に用いられ、引張側には修正 MP モデルが用いられている。その際に、文献14)で提案されている部分的な除荷・再載荷における考え方を若干修正している。なお、この修正の詳細は2.3(3)で示す。

2.2 ファイバー要素部の計算

まず、図-2に示す拡張シャンレーモデルを説明する。本モデルは、全体の高さ L_2 がファイバー要素の長さ（図-1）と等しく、長さ l_1 を有する四つの白抜き部と、長さ l_2 を有する二本の棒部材で構成されており、いずれも橋脚母材の板厚 t と等しい幅を有している。白抜き部は40本のファイバー要素の集合体であるが、橋脚モデルのファイバー要素と区別するため、本報告ではこの部分を局所ファイバー要素と呼ぶ。また、棒部材も局所弾塑性棒と呼ぶこととする。シャンレーモデルでは、棒部材の部分を剛体と仮定しているが、本報告では軸方向変形のみを考慮し、曲げ変形は無視している。なお、局所ファイバー要素の長さ l_1 は、文献13)を参考にして板厚 t と等しいものと仮定した。

拡張シャンレーモデルの計算は、棒部材および局所ファイバー要素に関して材料非線形と幾何学的非線形を考慮し、変位制御によって行った。また、文献8)、9)の解析結果や、文献15)、16)、および17)の実験結果を参考にすると、座屈による曲率の変化は座屈頂部に集中するのみである。したがって、図-2(b)の点aのような局所ファイバー要素と局所弾塑性棒の接点は、平面保持の仮定が成立するものとし、局所ファイバー要素の面と局所弾塑性棒は直角を保持している。

局所ファイバー要素と局所弾塑性棒の応力-ひずみ関係は、図-3に示すバイリニアモデルを用いた。履歴特性についてはバウジンガー効果が評価できるよう移動硬

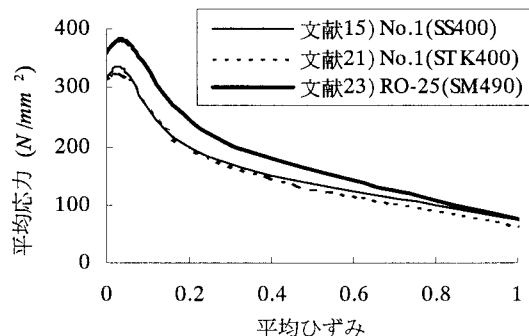


図-4 拡張シャンレーモデルの計算結果

表-1 分割数と最大耐力の関係

分割数	P_{max} (kN)
6	222.4
10	228.1
20	226.5
40	226.6
100	226.6

化則を用いた。また、ひずみ硬化係数 ξ (E/E_t) は、一般的に 80~150 が用いられるが、今回は本モデルによる試算結果と鋼材特性を考慮し以下のように決定した。

・ SS400, SM400, SM490 の場合 $\xi=100$ (1)

・ SM570, STK400 の場合 $\xi=120$ (2)

なお、文献 24) では $\xi=100$ が用いられている。

以上の仮定に基づき、軸方向変形 δ_v を増加させた時の、平均応力 (P/A) と平均ひずみ (δ_v/L_2) の結果を、一部の代表例をとり図-4 に示す。橋脚全体解析においては、こうして求めた平均応力-平均ひずみ関係を、局部座屈が発生するファイバー要素部における応力-ひずみ関係の骨格曲線の圧縮側に用いた。

2.3 橋脚全体解析

橋脚全体モデルの模式図は図-1 に示したとおりであり、弾性棒およびファイバー要素の断面は実際の橋脚モデルと同一の断面を有している。文献 21) のように途中で板厚変化があり、その上方で局部座屈が発生する場合は、ファイバー要素部の下に弾性棒をさらに挿入する。したがって、計算方法も板厚変化が無い場合と、ある場合の 2 ケースが考えられ、それぞれについて 2.3 (1)、2.3 (2) で説明する。

(1) 板厚変化が無い場合の計算法

鋼製橋脚の板厚に変化が無い場合のモデルを図-5 に示す。図-5(a)の L は橋脚高さ、 L_2 はファイバー要素の長さ (2.3(5) 参照)、 D は円形橋脚の外径である。全体解析における弾性棒は拡張シャンレーモデルの場合と異な

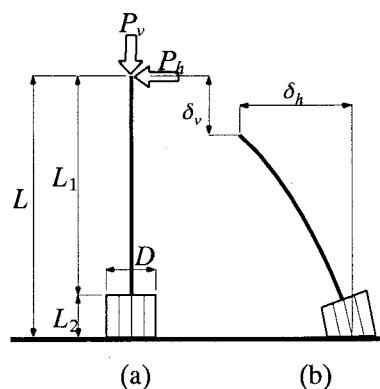


図-5 板厚変化が無い場合の橋脚モデル

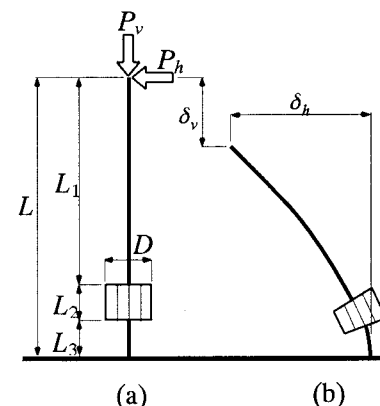


図-6 板厚変化が有る場合の橋脚モデル

り、軸方向変形の他に曲げ変形を考慮している。

荷重-変位曲線を求めるにあたり、ファイバー要素に関しては、材料非線形と幾何学的非線形を考慮している。ここで円周方向の分割数に関して、文献 15) の No.1 の供試体を対象に、表-1 に示すように分割数を変化させ、分割数の最大耐力に与える影響について検討した。表-1 より、20 分割で最大耐力はほぼ収束した値を示していることが分かるが、本論文では 100 分割を用いて本モデルの妥当性に関する考察を行うこととした。一方、弾性棒については、剛体変形を厳密に考慮し、線形理論により弾性変形を求めた。本モデルにおいては、ファイバー要素のひずみが -1 に達すると、ファイバー要素の上端と下端が接触することとなり、それ以上の計算は物理的に無意味となる。よって本論文ではファイバー要素のひずみが -1 に達した時点で解析を終了している。また、ファイバー要素と弾性棒の接点は 2.2 と同様に、平面保持の仮定が成立するものとし、ファイバー要素の面と弾性棒は直角を保持するものとする。

(2) 板厚変化が有る場合の計算法

鋼製橋脚の板厚に変化が有る場合のモデルを図-6 に示す。図-6(a)の L は橋脚高さ、 L_2 はファイバー要素の長さ (2.3(5) 参照)、 L_3 は基部から板厚変化部までの長さ、 D は円形橋脚の外径である。計算仮定や計算方法は 2.3(1)と同様である。

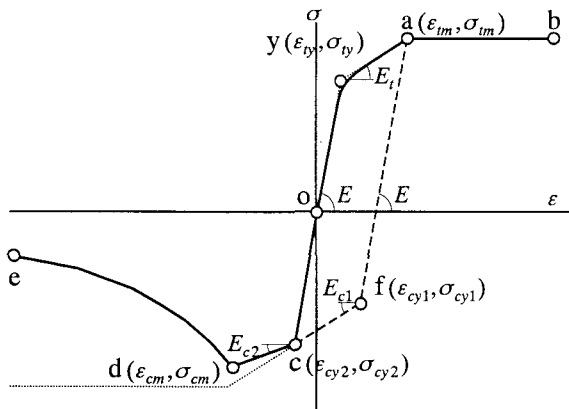


図-7 応力-ひずみ関係の骨格曲線

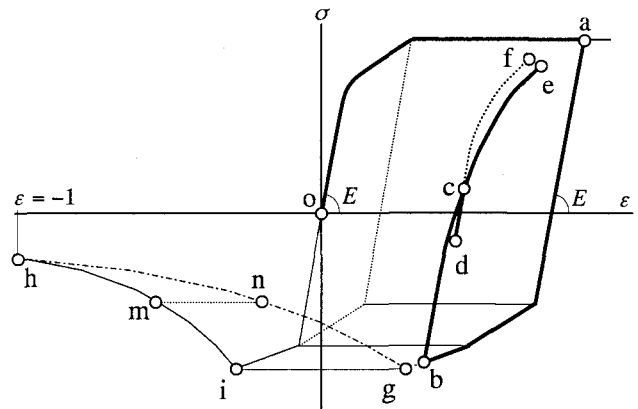


図-8 文献 14) の修正 MP モデルの改良

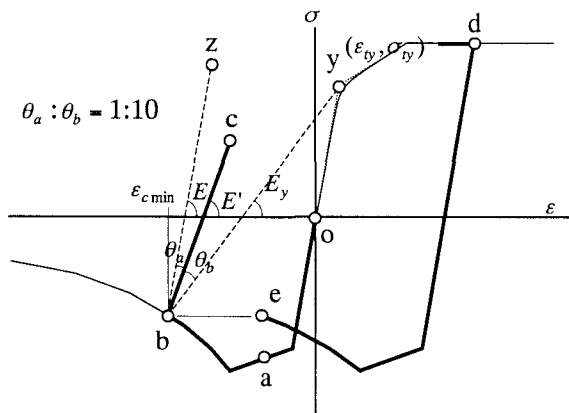


図-9 弾性係数の低下の説明図

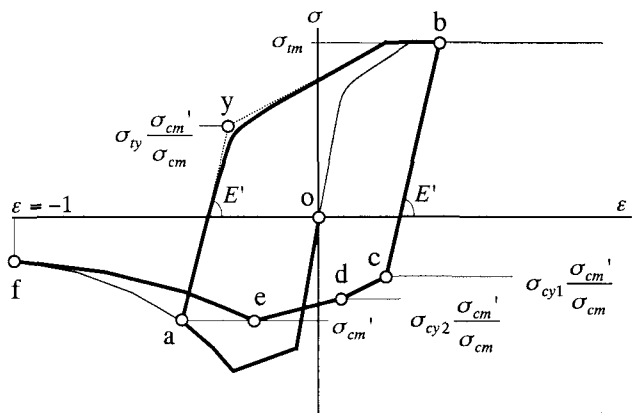


図-10 応力限界値の低下の説明図

(3) 応力-ひずみ関係

橋脚全体解析で用いるファイバー要素部における応力-ひずみ曲線の骨格曲線を図-7 に示す。この骨格曲線は、引張方向 (o→a→b) の履歴曲線に修正 MP モデル¹⁴⁾を用い、圧縮方向 (o→c→d→e) に 2.2 で算定される平均応力-平均ひずみ関係 (図-4) を用いた。なお、曲線 de はマルチリニア曲線である。

文献 14) で提案されている修正 MP モデルでは、図-8 の点 b→c のように応力が負から正に変わったすぐ直後に、点 c→d の部分的な除荷をし、その後再載荷すると点 f に向かう履歴となり、応力および剛性が大きめに評価される。この点を改良するため、本報告では、Ciampi モデル¹⁴⁾における Upper Curve の考え方を用いて、再載荷後の応力-ひずみ関係を決定した。すなわち、点 b のようにひずみが反転するたびに Upper Curve を設定することにより、点 c→d→e の経路をたどることとなる。なお、修正 MP モデルに必要な係数 R_{b0} 、 a_1 、および a_2 は文献 14) を参考にそれぞれ 20、18.5、0.15 とした。

図-8 における曲線 gh はマルチリニア曲線であり、骨格曲線の曲線 ih から決定される。すなわち、図-8 において、曲線 ih 上に点 m をとると、以下の式より曲線 gh 上の点 n が決定される。

$$\overline{hm} : \overline{hn} = \overline{hi} : \overline{hg} \quad (3)$$

ただし、 $\overline{hm}$ は点 h と点 m との水平距離を示す。

文献 25)、26) には、繰返し軸圧縮力を受ける棒部材の実験結果が記載されており、履歴曲線を観察すると、繰返しにより剛性や圧縮力の限界値が低下している。剛性の低下を再現するモデルとして、武田モデル²⁵⁾が有名であるが、このモデルはコンクリートを対象としているため、低下が急激におこり、鋼構造物への適用は不適切である。また、文献 7) においても、圧縮側に軟化を有する応力-ひずみ関係の履歴特性が提案されているが、本モデルとは骨格曲線の設定条件が異なるため、適用することは難しい。そこで、文献 25)、26) の実験結果を基に、本モデルにおける応力-ひずみ関係の履歴特性を以下のように決定した。

① 弾性係数の低下

図-7 に示す弾性係数 E 、 E_t 、 E_{c1} 、および E_{c2} の低下後の値をそれぞれ E' 、 E_t' 、 E_{c1}' 、 E_{c2}' とする。それら低下後の値は、骨格曲線上の経験最大圧縮ひずみ ϵ_{cmin} に依存するものとして、次式により算出される (図-9 参照)。

$$E' = \tan \left(\frac{\theta_a \tan^{-1} E_y + \theta_b \tan^{-1} E}{\theta_a + \theta_b} \right) \quad \epsilon_{cmin} > \epsilon_{cy2} \quad (4)$$

$$E_t' = \tan \left(\tan^{-1} E_t \frac{\tan^{-1} E'}{\tan^{-1} E} \right) \quad \epsilon_{cmin} > \epsilon_{cy2} \quad (5)$$

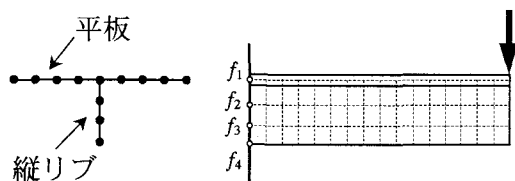


図-11 縦リブの接合方法の影響を調べるモデル

$$E_{c1}' = \tan \left(\tan^{-1} E_{c1} \frac{\tan^{-1} E'}{\tan^{-1} E} \right) \quad \varepsilon_{c \min} > \varepsilon_{cm} \quad (6)$$

$$E_{c2}' = \tan \left(\tan^{-1} E_{c2} \frac{\tan^{-1} E'}{\tan^{-1} E} \right) \quad \varepsilon_{c \min} > \varepsilon_{cm} \quad (7)$$

ここで、 E_y は、図-9 に示すように骨格曲線上の経験最大圧縮ひずみ $\varepsilon_{c \min}$ が点 b の時、その点と点 y を結んだ直線の傾きである。また、 θ_a と θ_b の比は、角 zbc と角 cby の比であり、本モデルによる試算により $\theta_a : \theta_b = 1:10$ と決定した。ただし、式(4)～(7)の条件から分かるように、点 a の時点では、 E' と E_t' は低下するが、 E_{c1}' と E_{c2}' は低下しないものとした。これらの仮定の妥当性は「3. 解析結果」において、本解析結果と実験結果との比較により確認する。

骨格曲線上の経験最大圧縮ひずみ $\varepsilon_{c \min}$ の定義については、図-9 に示すように経路 o→d→e と移動した場合、点 e からの水平線と骨格曲線とが交わる点を経験最大圧縮ひずみ $\varepsilon_{c \min}$ とした。

② 応力限界値の低下

図-7 に示す応力 σ_{cm} 、 σ_{ty} 、 σ_{cy1} 、および σ_{cy2} は最大圧縮応力 σ_{cm} 以降に低下し、それぞれ σ_{cm}' 、 σ_{ty}' 、 σ_{cy1}' 、 σ_{cy2}' とする。それら低下後の値は、図-10 の点 a における応力値を σ_a として、以下の式より算出される。

$$\sigma_{cm}' = \sigma_a \quad (8)$$

$$\sigma_{ty}' = \sigma_{ty} (\sigma_{cm}' / \sigma_{cm}) \quad (9)$$

$$\sigma_{cy1}' = \sigma_{cy1} (\sigma_{cm}' / \sigma_{cm}) \quad (10)$$

$$\sigma_{cy2}' = \sigma_{cy2} (\sigma_{cm}' / \sigma_{cm}) \quad (11)$$

(4) 補剛材の影響

本報告で対象とする補剛方法は縦リブによるものである。既往の実験における供試体の縦リブの取付け方法としては、供試体基部もしくは基部より下まで縦リブが通っている場合と、供試体基部より上で縦リブが途切れている場合がある。

既往の研究において、縦リブの接合方法による全体挙動への影響は、あまり議論されていない。そこで本報告では、簡単なモデルを用いて縦リブの接合方法が初期剛性に与える影響を調べることにした。まず、図-11 に示すように平板に縦リブが付いた片持ち T 形断面の先端に

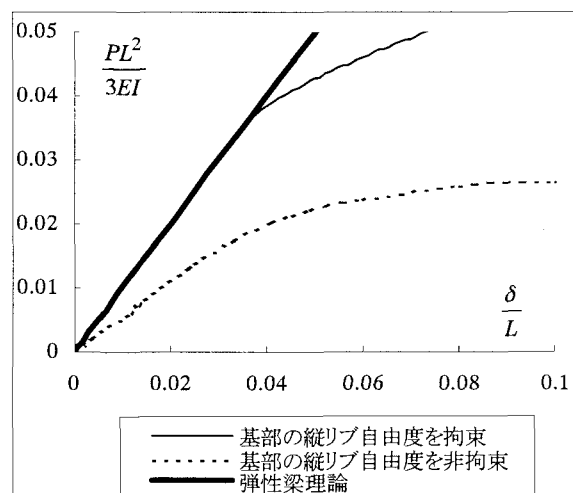


図-12 基部における縦リブ自由度の影響

荷重を載荷するモデルを考える。解析はシェル要素を用いており、図-11 における $f_1 \sim f_4$ の自由度のすべてを拘束したケースと、 f_1 の自由度のみを拘束したケースについて、汎用有限要素プログラム MS-NASTRAN²⁷⁾ によって行った。なお、平板は固定端ですべての自由度が拘束されている。解析に用いた応力-ひずみ関係はトリリニアモデルであり、幾何学的非線形性も考慮している。先端における荷重と変位を無次元化し、その関係を図-12 に示す。図中には T 形断面を有する片持ち梁の弾性梁理論解を太線で示しており、 L は梁の長さ、 δ は梁先端のたわみ、 EI は曲げ剛性である。図-12 より、基部における縦リブ自由度の拘束は、初期剛性に大きな影響を及ぼすことが明らかとなった。

以上の結果より、本報告では、縦リブが基部や基部よりも下まで通っている場合、縦リブの全断面を有効として、以下の式を用いて縦リブの有効断面積 A_{rib} を算定した。

$$A_{rib} = t_{rib} h_{rib} \quad (12)$$

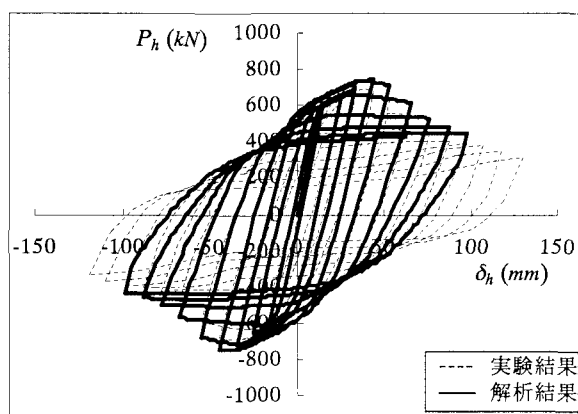
ここで、 t_{rib} は縦リブの板厚、 h_{rib} は縦リブの高さである。一方、縦リブが基部より上で途切れている場合、縦リブの有効断面積 A_{rib} を以下の式より決定した。

$$\begin{cases} A_{rib} = t_{rib} h_{rib} \frac{\varepsilon_{cm} - \varepsilon_{rib}}{\varepsilon_{cm} + 1} & \varepsilon_{rib} < \varepsilon_{cm} \\ A_{rib} = 0 & \varepsilon_{rib} \geq \varepsilon_{cm} \end{cases} \quad (13)$$

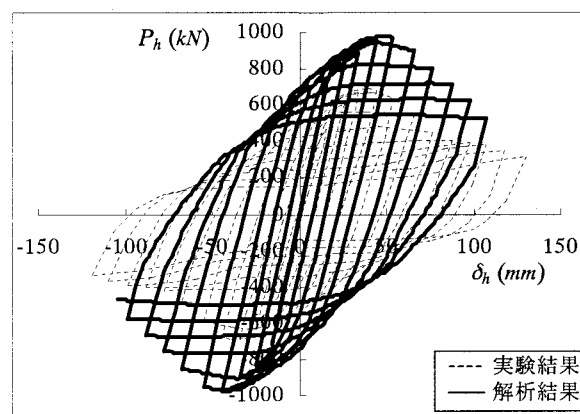
ここで、 ε_{cm} は図-7 に示すように圧縮側の応力度が最大のときのひずみ、 ε_{rib} は縦リブ図心位置のひずみである。

(5) 座屈長 L_2 の計算

既往の研究^{8)、28)}によると、座屈長や塑性ヒンジ長は径厚比や剛比などの関数で整理されている。しかしながら本モデルにおいて、文献²⁸⁾のパラメータを用いて座屈長を算定しても良好な結果は得られなかった。なお、既存のパラメータを用いた解析結果と実験結果との比較を 3.1(3) に示した。本論文では、座屈長 L_2 の算定にあた



(a) 縦リブが基部まで通っていない場合



(b) 縦リブが基部まで通っている場合

図-13 文献 24) の B2 における実験結果と本解析結果の比較

り、本モデルによる試計算の結果を基に、鋼種によって変化させ以下の式により座屈長 L_2 を算出するものとした。なお、提案した座屈長の妥当性は 3.1(3) で示す。

・ SS400 の場合

$$L_2 = \left\{ 0.182 \left(1 - \frac{P_v}{A_0 \sigma_y} \right)^{0.5} \left(\frac{D}{t^*} \right)^{0.5} \left(\frac{L}{D} \right) \left(\frac{I_0}{I} \right) + 2.95 \right\} t \quad (14)$$

・ SM400, SM490 の場合

$$L_2 = \left\{ 0.109 \left(1 - \frac{P_v}{A_0 \sigma_y} \right)^{0.5} \left(\frac{D}{t^*} \right)^{0.5} \left(\frac{L}{D} \right) \left(\frac{I_0}{I} \right) + 3.71 \right\} t \quad (15)$$

・ SM570 の場合

$$L_2 = \left\{ 0.101 \left(1 - \frac{P_v}{A_0 \sigma_y} \right)^{0.5} \left(\frac{D}{t^*} \right)^{0.5} \left(\frac{L}{D} \right) \left(\frac{I_0}{I} \right) + 1.88 \right\} t \quad (16)$$

・ STK400 の場合

$$L_2 = \left\{ 0.129 \left(1 - \frac{P_v}{A_0 \sigma_y} \right)^{0.5} \left(\frac{D}{t^*} \right)^{0.5} \left(\frac{L}{D} \right) \left(\frac{I_0}{I} \right) + 4.46 \right\} t \quad (17)$$

ここで、 P_v は一定軸力、 A_0 は母材のみの断面における断面積、 σ_y は降伏応力、 t^* は文献 15) で提案されている等価板厚、 I_0 は母材のみの断面の中立軸に関する断面二次モーメント、 I は母材と補剛材を合わせた断面の中立軸に関する断面二次モーメントを表す。なお、等価板厚 t^* は、以下の式に示すように補剛材の影響を考慮している。

$$t^* = t + \frac{n_{rib} t_{rib} h_{rib}}{\pi D} \quad (18)$$

ここで、 n_{rib} は縦リブの本数である。

3. 解析結果

本モデルの妥当性を検討するため、既往の静的荷重実験結果とハイブリッド地震応答実験結果を用いて、最大耐力や残留変位について比較検討を行った。

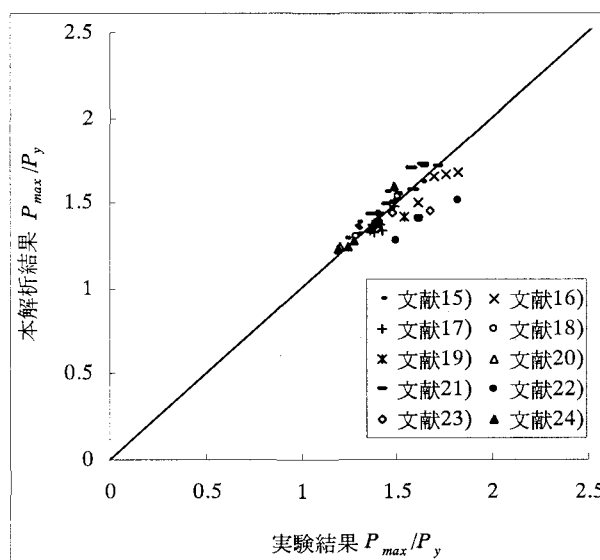


図-14 無次元化した最大水平力における実験結果と本解析結果の比較

3.1 静的繰り返し荷重実験との比較

(1) 比較実験データの説明

文献 15) から 24) の円形鋼製橋脚に関する実験結果を用いて比較検討を行った。ただし、本モデルでは座屈モードとして象の脚座屈を対象としているため、実験においてダイヤモンド座屈が生じている供試体は除外した。また、文献 18), 19) における巻立て補強の No.7, No.9, No.15, 文献 20) における円環リングを巻き立てて補強しているもの等については、縦リブ補強と異なるため除外した。解析に用いた構造寸法、材料定数などについては、各文献を参考にした。ここで、ヤング係数やポアソン比などで、文献中に明示されていない場合は、 $E = 205800 \text{ N/mm}^2$, $\nu = 0.3$ としている。

(2) 補剛材の影響

文献 24) の B2 は、縦リブが基部より上で途切れている供試体である。ここで、2.3(4) に述べた方法により、縦リブが途切れているとして式(13)を用いた解析結果を図-13(a)に示す。次に、縦リブが基部まで通っていると仮定し、式(12)を用いた解析結果を図-13(b)に示す。な

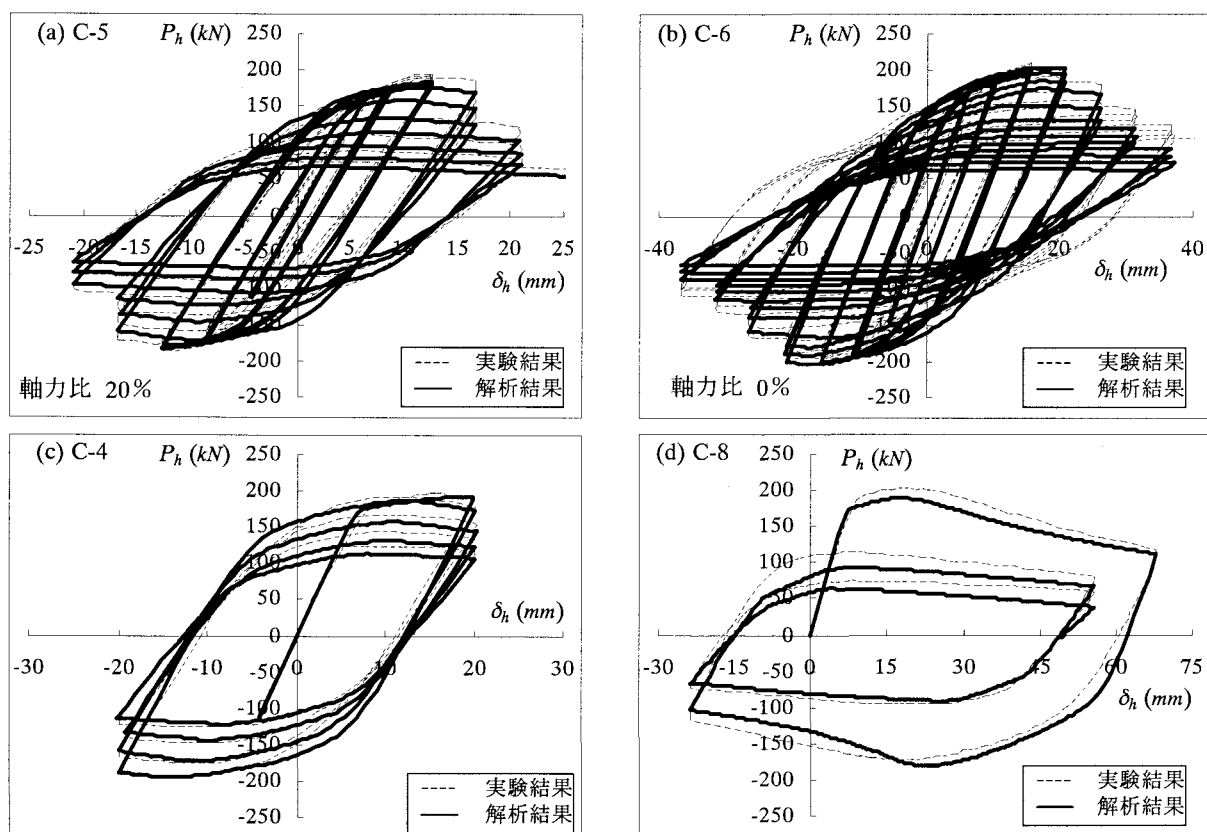


図-15 文献17)における実験結果と本解析結果の比較

お、両図共に実験結果を点線で示した。これより、図-13(a)の方が初期剛性や最大耐力について実験結果と一致しており、本報告で提案した補剛材の扱い方の妥当性が確認できた。なお、計算が途中で終了しているのは、ファイバー要素のひずみが-1に達したためである。

(3) 最大水平力

最大水平力に注目し、実験結果と本解析結果の比較を行う。対象供試体の数は全部で57体である。最大水平力を降伏水平力により無次元化した結果を図-14に示す。なお、図中には45度の線を記入した。すなわち、線上に点がプロットされていれば、本解析結果と実験結果が一致していることを示しており、以下の式で与えられる平均誤差率は4.52%であった。

$$\frac{1}{n} \sum \frac{|P_{\max ex} - P_{\max an}|}{P_{\max ex}} \times 100 (\%) \quad (19)$$

ここで、 $P_{\max ex}$ は実験における最大水平力、 $P_{\max an}$ は本モデルにより得られた最大水平力、 n は対象データ数で57である。なお、文献28)のパラメータを用いて座屈長を設定した場合、平均誤差率は25.73%となった。図-14から、本モデルにより計算された最大水平力と実験結果とがほぼ一致していることが確認できる。

(4) 水平力-水平変位履歴曲線

軸力比や荷重方法が変化する場合の本モデルの妥当性を確認するため、文献17)のC-4、C-5、C-6、およびC-8のデータを用いて検討を行った。図-15に実験結果

と本モデルにより得られた履歴曲線を示す。図-15の(a)と(b)は軸力比に違いがあるが、(a)と(b)ともに本モデルによる耐力の低下が実験結果に比べて若干大きいものの、軸力の影響が反映できていることが確認できる。次に、(c)と(d)は荷重方法が異なる実験を行ったものであり、本モデルによる結果と実験結果との間に大きな差異は見られない。

次に、前述の文献17)の供試体よりも構造規模が大きな供試体に関して比較検討する。文献18)のNo.6、No.8の実験結果と本解析結果の履歴曲線による比較を図-16に示す。図-16より、構造規模が大きな場合でも、本モデルにより得られた履歴曲線の実験結果と良好な一致が見られることが分かる。

縦リブを有する文献15)のNo.15の実験結果と本解析結果との履歴曲線による比較を図-17に示す。なお、本供試体の縦リブは基部まで通っている。図-17より、縦リブを有する場合も、実験結果と本解析結果による履歴曲線に良好な一致が見られる。一方、構造規模が大きく、縦リブを有する文献24)のB2の実験結果と本解析結果との比較はすでに図-13(a)に示しているが、実験結果と本解析結果による履歴曲線は、概ね一致している。

板厚変化部に対する本モデルの考え方の妥当性を確認するため、文献21)のNo.1の実験結果と本解析結果との比較を図-18に示す。図-18より、本解析結果の方が実験結果に比べて、最大耐力が若干大きくなるものの、両者の結果は概ね一致していることが確認できる。

次に、径厚比が小さい供試体に対する本モデルの妥当性を確認する。文献23)のRO-25、RO-20の実験結果と

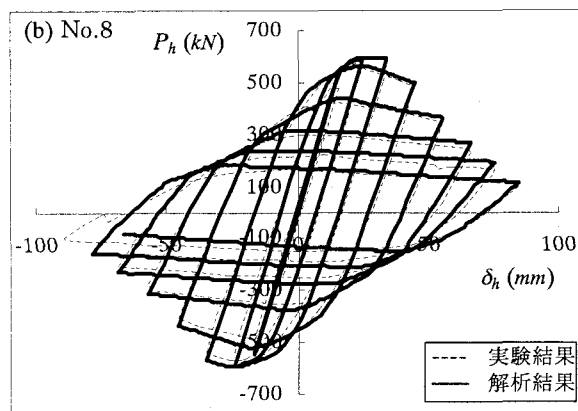
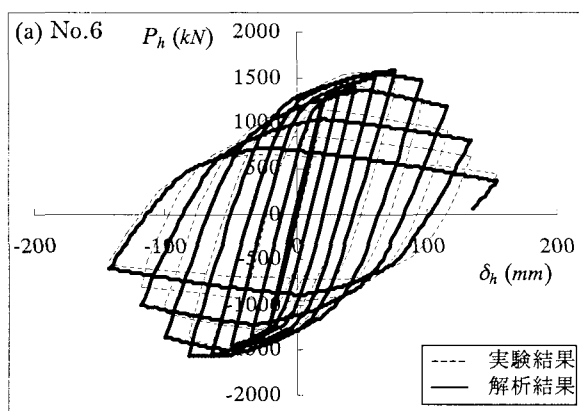


図-16 文献 18) における実験結果と本解析結果の比較

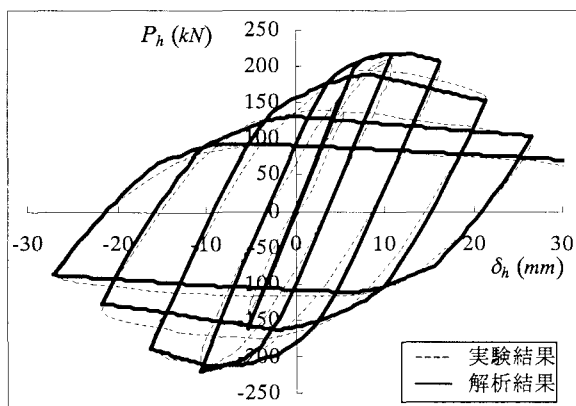


図-17 文献 15) における No.15 の
実験結果と本解析結果の比較

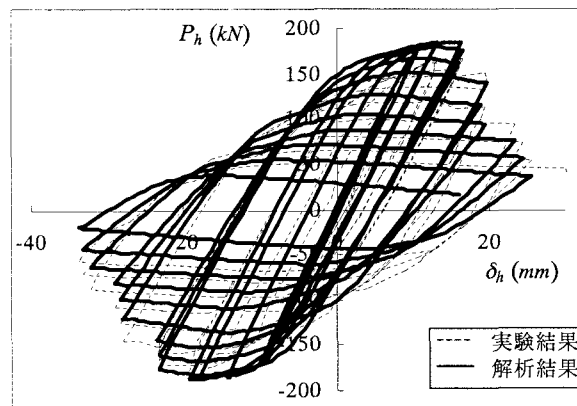


図-18 文献 21) における No.1 の
実験結果と本解析結果の比較

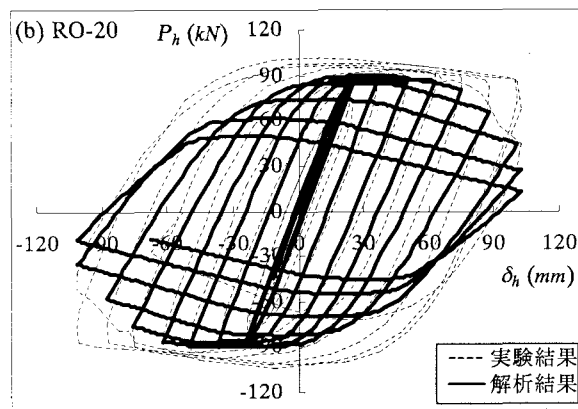
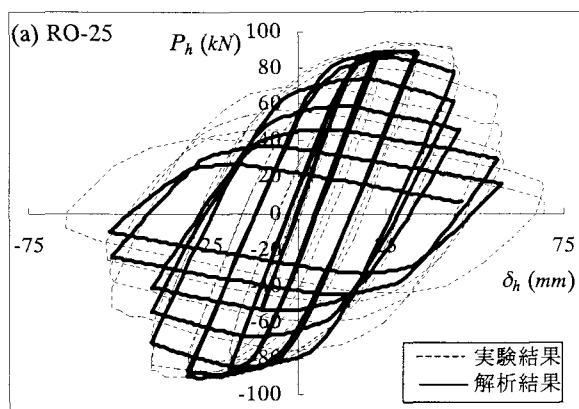


図-19 文献 23) における実験結果と本解析結果の比較

本解析結果との比較を図-19 に示す。径厚比 (D/t) はそれぞれ 41.7 と 20.0 である。図-19 より、最大耐力はほぼ一致しているものの、それ以降の挙動には若干の差が生じていることがわかる。

次に、高張力鋼 SM570Q を用いた文献 22) の AP25-15 の実験結果と本解析結果との比較を図-20 に示す。図-20 より、本解析結果の最大耐力は実験結果に比べて若干小さいものの、全体的な挙動は概ね一致していることが分かる。

最後に、文献 24) の No.2 と No.15 における、実験結果と本解析結果との比較を図-21 に示す。なお、これらの供試体は、3.2 で検討する文献 24) の No.10, No.11, No.19 とほぼ同じ寸法の供試体であり、No.2 が No.10, No.11 に対応しており、No.15 が No.19 に対応している。

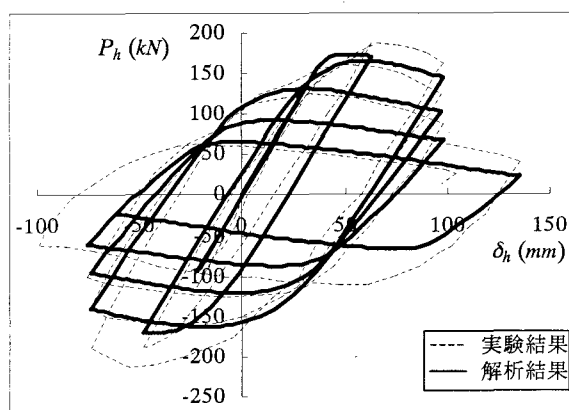


図-20 文献 22) における AP25-15 の
実験結果と本解析結果の比較

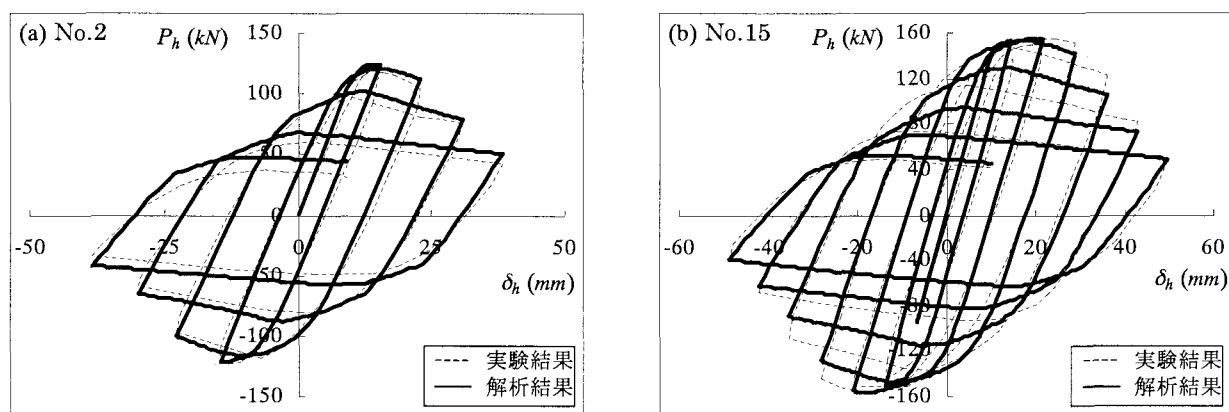


図-21 文献 24) における実験結果と本解析結果の比較

図-21 より、実験結果と本解析結果は、概ね一致していることが確認できる。

3.2 ハイブリッド地震応答実験との比較

本モデルの動的解析に対する妥当性を確認するため、文献 24) による実験結果との比較を示す。

(1) 比較実験データの説明

比較検討に用いたデータは文献 24) の No.10, No.11, No.19 であり、これらの入力地震波はいずれも神戸海洋気象台で観測された地震波を用いている。

(2) 結果の考察

図-22 に供試体頂部における横方向変位の時刻歴応答の実験と本モデルによる結果を比較して示す。図-22 の(a)と(c)は、入力地震波が 1.0 倍であり、実験時の最大応答や残留変位は小さい結果となっている。一方、図-22 の(b)は、入力地震波が 1.5 倍であり、他の二つに比べて実験時の最大応答変位が約 2 倍ほど大きい。いずれの場合にも、本解析結果は、最大応答変位および残留変位ともに、実験結果とほぼ一致していることが図-22 より確認できた。

4. まとめ

本研究では単柱式円形鋼製橋脚を対象として、静的解析や動的解析が行える簡易解析モデルを作成し、その精度を確認するため既往の静的載荷実験やハイブリッド応答実験との比較検討を行った。以下に本報告から得られた結果を示す。

- 1) 拡張シャレーモデルを基にして、局部座屈の影響を考慮した応力-ひずみ関係を求め、局部座屈による軟化を有した応力-ひずみ関係の履歴特性を提案した。
- 2) 橋脚全体モデルとして、板厚変化が無い場合と、有る場合の二つのモデルを提案し、本報告で提案した考え方の妥当性が実験結果との比較により確認された。

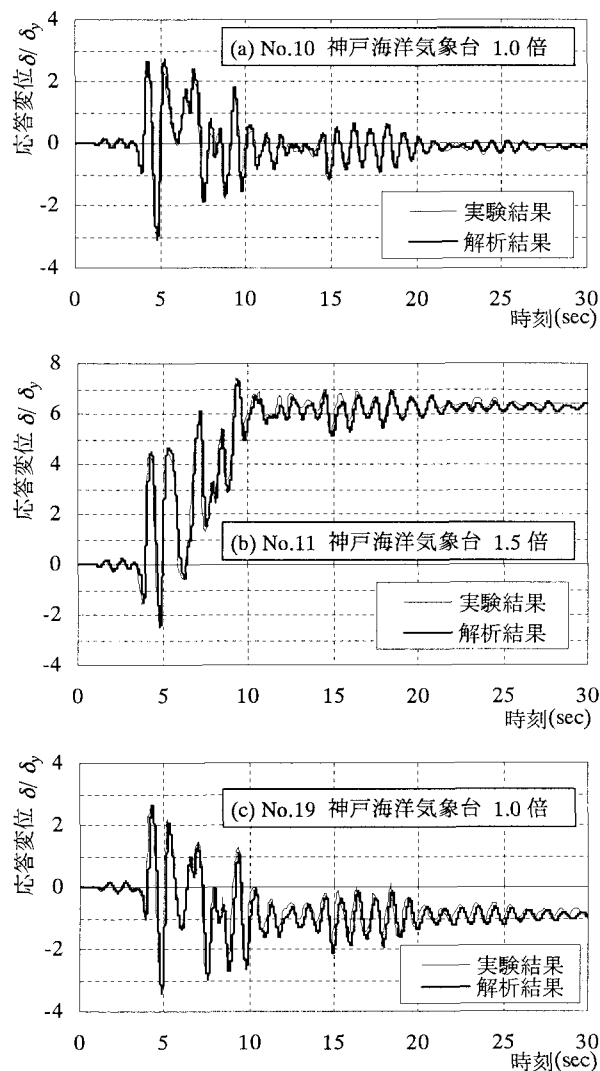


図-22 文献 24) における地震時刻歴応答の実験結果と本解析結果の比較

- 3) 縦リブの接合方法による影響を考察し、本モデルにその結果を反映させ、良好な結果を得た。
- 4) 既往の静的実験結果を用いて、最大荷重と履歴曲線による比較を行い、本モデルにより良好な結果が得られることが確認できた。

- 5) 既往のハイブリッド地震応答実験結果との比較により、今回検討した3ケースでは、本モデルを用いることにより、最大変位と残留変位に関して良好な結果を得られることが確認できた。

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14年3月
- 2) 鈴木森晶・宇佐美勉・寺田昌弘・伊藤勉・才塚邦弘：鋼製箱形断面橋脚の復元モデルと弾塑性地震応答解，土木学会論文集，No.549/I-37, pp.191-204, 1996.10
- 3) 宇佐美勉・鄭沂・葛漢彬：Pushover 解析と等価1自由度モデルによる鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法，土木学会論文集 No.626/I-48, pp.231-240, 1999.7
- 4) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会，日本鋼構造協会・次世代土木鋼構造研究特別委員会・鋼橋の耐震設計小委員会編：鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化，日本鋼構造協会，2000.4
- 5) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG編：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996.7
- 6) 磯江暁・大南亮一，古川孝男，岸田和人，石毛立也：繰り返し載荷時の挙動を簡易化した鋼製箱形断面橋脚の解析手法の開発，土木学会論文集，No.584/I-42, pp.149-161, 1998.1
- 7) 崎元達郎・渡辺浩・中島黄太：局部座屈を考慮した鋼箱形断面部材の復元力モデル，土木学会論文集，No.647/I-51, pp.343-355, 2000.4
- 8) 小澤一誠，王慶雲，後藤芳顯：座屈モードの局所化を考慮した補剛板の軟化型構成則を用いた鋼製橋脚のPushover 解析，土木学会論文集，No.689/I-57, pp.225-237, 2001.10
- 9) 小玉乃理子，依田照彦：局所座屈の影響を考慮した箱断面鋼製橋脚の地震時動的応答解析，土木学会論文集，No.731/I-63, pp.169-184, 2003.4
- 10) Qingyun LIU, Akira KASAI and Tsutomu USAMI : Comparative Study of Four Hysteretic Models for Pipe-Section Steel Bridge Piers , Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE, Vol.16, No.2, 111s-124s, 1999 October
- 11) Lizhi JIANG , Yoshiaki GOTO , and Makoto OBATA : Multiple Spring Model for 3D-Hysteretic Behavior of Thin-Walled Circular Steel Piers , Structural Eng./Earth Eng., JSCE, Vol.18, No.2, 111s-127s, 2001 October
- 12) 小野潔，西村宣男：円形鋼製橋脚の正負交番載荷実験に基づく $M-\phi$ モデル設定手法に関する検討，鋼構造論文集第8巻第31号，pp.97-105, 2001.9
- 13) ZDENEK P.BAZANT, LUIGI CEDOLIN : STABILITY OF STRUCTURES, OXFORD, 1991.
- 14) 堺淳一，川島一彦：部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案，土木学会論文集，No.738/I-64, pp.159-169, 2003.7
- 15) 井浦雅司，熊谷洋司，小牧理：横力と一定軸力を受ける円筒シェルの終局状態に関する研究，土木学会論文集，No.556/I-38, pp.107-118, 1997.1
- 16) 井浦雅司，熊谷洋司，小牧理：繰り返し横力を受ける円形鋼製橋脚の強度と変形能に関する研究，土木学会論文集，No.598/I-44, pp.125-135, 1998.7
- 17) 石澤俊希，井浦雅司：円形鋼製橋脚の最高荷重および劣化特性に関する研究，第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp.115-120, 1998.11
- 18) 西川和廣，山本悟司，名取暢，寺尾圭史，安波博道，寺田昌弘：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
- 19) 上仙靖，西川和廣，村越潤，高橋実，橋本修身：円形断面鋼製橋脚の隙間あけ鋼管巻き立て補強に関する実験的検討，土木学会第51回年次学術講演会，I-B292, pp.584-585, 1996.9
- 20) 忠和男，桜井孝昌，日下部和弘，後藤芳顯：円筒鋼製橋脚の耐震性能向上のための補剛法，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，土木学会，pp.169-174, 1997.5
- 21) Jorge MULLER, 三木千寿，佐々木哲也：繰り返し水平載荷実験と弾塑性解析による鋼管柱の耐震性能の検討，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，土木学会，pp.315-322, 1997.5
- 22) 安波博道，寺田昌弘，青木徹彦，山田将樹：高張力鋼(SM570Q)鋼管柱の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，No.591/I-43, pp.233-242, 1998.4
- 23) 森忠彦，安波博道，冨永知徳：繰り返し水平力を受ける鋼管柱の変形性能に関する実験的研究，土木学会第50回年次学術講演会，I-19, pp.38-39, 1995.9
- 24) 日本橋梁建設協会・震災に関する調査特別委員会 鋼製橋脚の耐荷力に関する研究WG：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(VII)，1997.4
- 25) 若林實：耐震建築の設計，彰国社，1996.
- 26) 土木学会鋼構造委員会，鋼構造新技術小委員会，耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996.7
- 27) 日本 MSC 株式会社：MSC/NASTRAN ユーザーガイド
- 28) 鄭沂，葛漢彬，宇佐美勉：鋼構造物の強度と変形能の統一的評価法，第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp.25-32, 2000.1

(2003年9月12日)