

鋼製ラーメン橋脚の大規模地震時挙動

Behavior of steel bridge frame piers during earthquakes

佐々木栄一*, 三木千壽**, 市川篤司***, 高橋和也****

Eiichi Sasaki, Chitoshi Miki, Atsushi Ichikawa and Kazuya Takahashi

*博 (工) 東京工業大学助手, 大学院理工学研究科土木工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

** 工博 東京工業大学教授, 大学院理工学研究科土木工学専攻 (同上)

*** 工博 東京工業大学客員教授, 大学院理工学研究科土木工学専攻 (同上)

**** 工修 前東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻 (現: 東海旅客鉄道株式会社) (同上)

Beam-to-column connections in steel bridge frame piers designed by present design method considering the stress concentration due to shear lag effect at the corner of the connections have heavy weights. In addition, the significant thickness reduction sections exist at the end of the connections. These can complicate the elasto-plastic behavior of steel bridge piers including the occurrence of buckling and plastic strain. In this study, by means of dynamic elasto-plastic FEM analysis on actual structures, the characteristics in behavior of steel bridge frame piers were investigated. Finally, from the results, the importance of establishment of new design method was discussed.

Key Words: steel bridge frame piers, beam-to-column connections, earthquakes, dynamic elasto-plastic FEM analysis

キーワード: 鋼製ラーメン橋脚, 隅角部, 地震, 動的弾塑性FEM解析

1. はじめに

兵庫県南部地震では, 多くの構造物に被害が生じ, 鋼製橋脚においても, 局部座屈や脆性破壊といった不安定現象が発生した¹⁾。兵庫県南部地震以降, 優れた変形性能を期待した設計法の構築を目標に, 単柱橋脚を主な対象として, 繰返し大変形下の耐力および変形性能の評価を重要な課題ととらえ, 多くの研究がなされてきた²⁾¹⁰⁾。その結果, 鉄道橋の設計基準¹¹⁾では, 弾性域での座屈発生を防止し安定した耐力および変形性能を保証する目的で, 幅厚比¹²⁾等のパラメータ制限¹³⁾を導入する考えが示されており, 道路橋の設計基準では, 変形性能が要求される部位に用いられる補剛板について座屈パラメータに関する規定¹⁴⁾が追加される¹⁵⁾などの動きとなっている。

兵庫県南部地震では, 鋼製ラーメン橋脚においても, 多くの被害が発生した。そのため, 単柱形式橋脚と同様, ラーメン橋脚に対しても, 大規模地震を想定した場合, 構造全体系として安定した耐力および変形性能を保証し, しかも脆性破壊が生じないような弾塑性設計法を構築する必要があると考えられる。しかし, これまでラーメン橋脚に対する耐震設計の考え方は必ずしも確立されているとはいえない。特に, ラーメン橋脚の柱とはりとの接合部(隅

角部)については, 現行設計法そのものに問題があり, 未だに奥村らの式¹⁶⁾により算出した局所的なピーク応力に基づき弾性設計が実施されており, それに起因して, 隅角部付近が一般部と比べて板厚が厚くなっているため, 状況によっては, 製作, 輸送, 架設が難しくなるといった問題も生じている。兵庫県南部地震以降, 設計に用いる地震動が従来のものよりもかなり大きなレベルのものに変わっており, 今後このような大規模地震動に対して, 同様の設計法で対処しようとするとも隅角部の板厚はさらに大きくなると考えられることから, 事実上設計が困難となる場合が生じてくるなど, より厳しい状況になると予想される。加えて, このような隅角部の高重量と, それに伴う隅角部近傍での板厚の急変は, ラーメン橋脚の損傷形式・地震時挙動に影響を与える可能性があると考えられる。このようなことから, 隅角部については, 隅角部を含めたラーメン橋脚全体の弾塑性挙動特性を明らかにした上で, それを考慮した新しい設計法を確立することが求められている。これまでもラーメン橋脚および隅角部の耐力および変形性能については, 様々な研究がなされている¹⁷⁾⁴⁰⁾が, 大規模地震に対する照査方法の観点からは, 検討すべき点が多々残されている。特に, このような議論を進めるには, 現行設計法に基づいて設計された鋼製ラーメン橋脚が耐

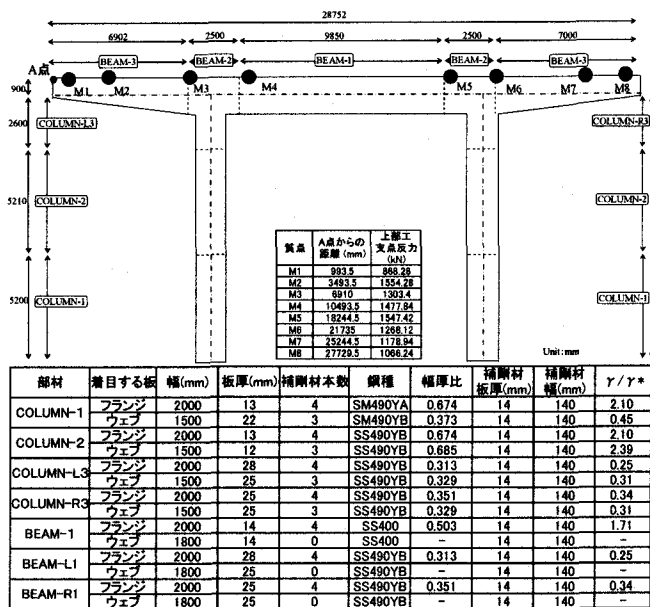


図-1 橋脚Aの形状および寸法

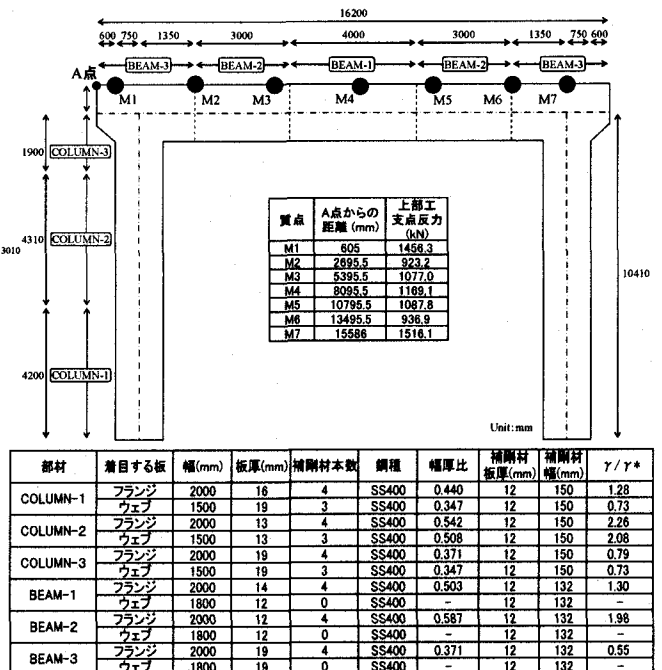


図-3 橋脚Cの形状および寸法

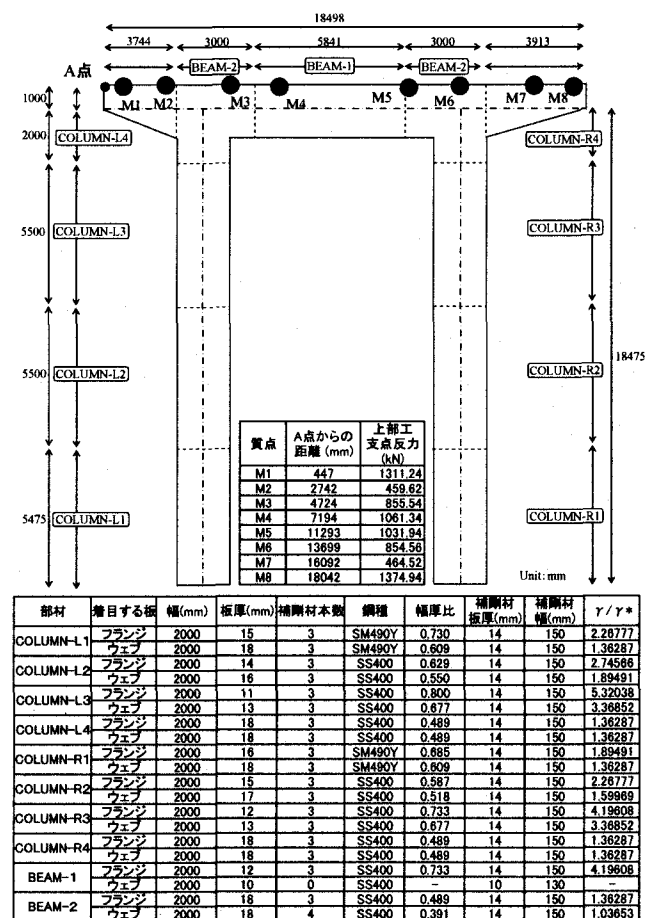


図-2 橋脚Bの形状および寸法

震上のような問題点を有しているのかを明らかにし、現行設計法の改善すべき点および見直しの必要性について検討することが不可欠であると考えられる。

兵庫県南部地震で鋼製橋脚に発生した地震時脆性破壊の主要因は、その後の研究^{41)~44)}から、地震時に局部的に大きな塑性ひずみが発生し鋼材の破壊靱性が劣化したことであることが指摘されていることから、ラーメン橋脚を含

めた鋼製橋脚の耐震性に関する検討では、局部座屈の発生特性の把握に加え、塑性ひずみの発生特性についても検討することが極めて重要である。このように、局部座屈の発生箇所や局所発生ひずみ等の鋼製ラーメン橋脚の詳細な大規模地震時挙動を検討するには、シェル要素あるいはソリッド要素を用いたより実物に近いモデルについて動的弾塑性FEM解析を行うことが必要であると考えられる。これまで単柱形式橋脚については、シェルモデルを用いた動的弾塑性FEM解析は幾つか行われているが^{8)~10),45)}これまで鋼製ラーメン橋脚については、それが多くのダイヤフラム・補剛材を有し複雑な構造となっていることから、殆ど検討されていない。

本研究では、現行設計法により設計された一般的な形状・寸法を有する既設鋼製ラーメン橋脚を対象に、実スケールで、全ての構造部材をシェル要素でモデル化した解析モデルを用い、動的弾塑性有限要素解析を実施することにより、大規模地震時の鋼製ラーメン橋脚の挙動を明らかにする。特に、ここでは、隅角部付近の板厚が周りと比べ厚くなっていることの影響に着目して、局部座屈の発生や塑性ひずみの集中箇所などの面から検討する。その結果から、最後に、現行設計法の見直すべき点を指摘し、新しい設計法への移行の必要性を示す。

2. 対象橋脚

本研究では、実際に都市内高架橋を支えている実在橋脚の中から、一般的な形状および寸法^{46),47)}を有する3つの橋脚を選定し、解析対象とした。それらをそれぞれ橋脚A、橋脚B、橋脚Cと称する。3つの橋脚の形状および寸法等の諸元を、図-1から図-3にそれぞれ示す。3つの橋脚は、これらの図に示すように、はりの張り出し長さおよび橋脚

の高さの点で、互いに異なる形状および寸法を有している。

3. FEM 解析

3.1. 橋脚のモデル化

解析には、汎用有限要素解析プログラム ABAQUS⁽⁴⁸⁾を用いた。解析対象とする 3 つの鋼製ラーメン橋脚は以下に示すような方針で同様にモデル化した。図-4 に例として、橋脚 C の解析モデルを示す。図-4 に示すように、橋脚は、面内変形を解析対象としているため、鉛直面に対称として、2 分の 1 モデルとなっている。橋脚のフランジ、ウェブ、補剛材、ダイヤフラム等の全ての構成部材を 3 節点あるいは 4 節点のシェル要素を用いてモデル化した(図-4(b))。ここで、本研究では、通常面内フランジと呼ぶ板を単にフランジ、通常面外フランジと呼ぶ板をウェブと呼ぶこととする。最小メッシュサイズは、板厚程度となっている。なお、本解析では、橋脚を構成する板パネル等の初期不整、および、基部に車両衝突対策として注入されているコンクリートは考慮していない。上部工については、上部工死荷重反力作用点に節点を設け、その節点に集中質量として上部工死荷重反力分の質量を与えることによりモデル化した。境界条件については、ラーメン橋脚基部は完全固定とし、対称鉛直面には対称条件を適用した。

使用鋼材は、橋脚 A および橋脚 B では SS400 と SM490Y、橋脚 C では SS400 である。弾性係数には 200GPa を用い、応力-ひずみ関係は図-5 に示す曲線を用いた。材料構成則としては、多直線近似の移動硬化則を適用した。

3.2. 解析条件

(1) 減衰定数

動的解析は、直接積分法を用いて行った。その中で、減衰マトリックス $[C]$ は、式(2.1)に示すように、質量マトリックス $[M]$ と剛性マトリックス $[K]$ の線形和で表現される。動的解析に際しては、各マトリックスの係数 (α, β) を予め設定しておく必要がある。本研究においても、通常行われているように、橋脚の固有振動解析を予め実施し、それにより得られた 1 次の固有円振動数 ω_1 および 2 次の固有円振動数 ω_2 から、式(2.2)により係数を求めることとした。式中の各振動モードに対する減衰定数 h_i ($i=1, 2$)としては、通常鋼構造物に用いられる 0.02 を統一的に用いることとした。

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (2.1)$$

$$\alpha = \frac{2\omega_1\omega_2(h_1\omega_2 - h_2\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2}, \quad \beta = \frac{2(h_2\omega_2 - h_1\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (2.2)$$

(2) 入力地震波形

本研究では、入力地震動として、大規模地震を想定し、道路橋示方書・同解説¹⁵⁾でタイプ II の入力地震波として推奨されている兵庫県南部地震時に神戸海洋気象台で観測

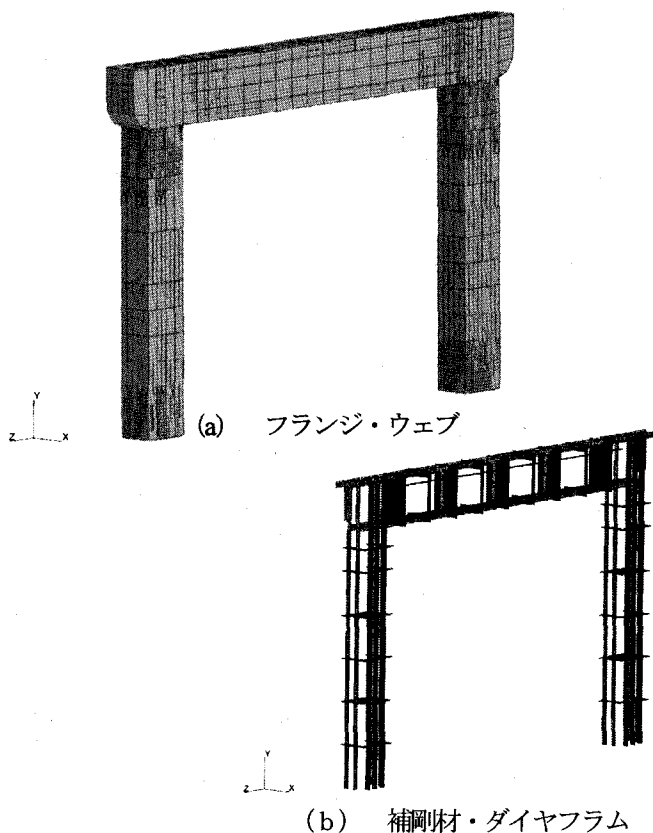


図-4 解析モデル (橋脚 C)

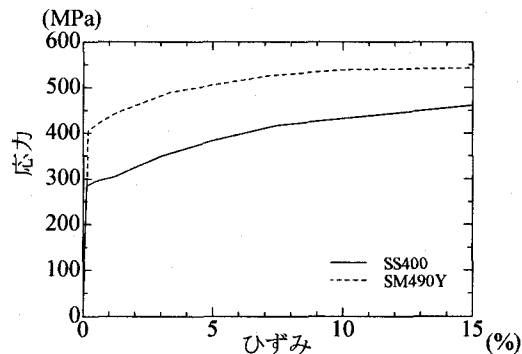


図-5 使用鋼材の応力-ひずみ関係

された地震波と、同じく兵庫県南部地震時に JR 西日本鷹取駅で観測された地震波を用いた。その際、地震加速度の東西・上下の 2 成分を用い、東西方向成分は面内水平方向に、上下方向成分は鉛直方向に 10 秒間入力し、この加速度を慣性力として構造系全体にかけた。なお、本解析では、自重を考慮するため、常に鉛直下方に重力加速度を作用させて解析を行った。

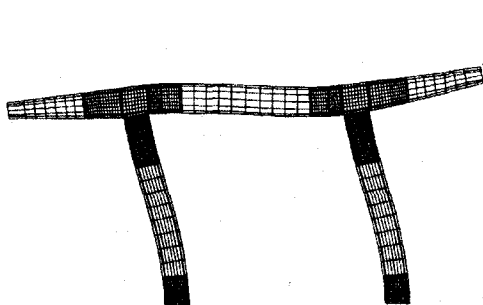
4. 解析結果

4.1. 固有振動解析

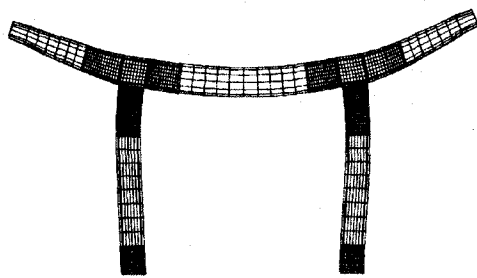
各橋脚について固有値解析を行った。解析の結果得られた各橋脚の 1 次および 2 次の固有周期、固有円振動数と、地震応答解析に用いる上記 α, β の値を表-1 にしめす。また、図-6 から図-8 には、各橋脚の振動モードを示す。

表-1 各橋脚の固有振動解析結果

橋脚	1次		2次		α	β [$\times 10^{-3}$]
	固有 周期 [sec]	固有円 振動数 ω_1 [rad/sec]	固有 周期 [sec]	固有円 振動数 ω_2 [rad/sec]		
A	0.768	8.181	0.326	19.273	0.2297	1.457
B	0.809	7.766	0.194	32.387	0.2506	0.9961
C	0.516	12.176	0.186	33.780	0.358	0.8704

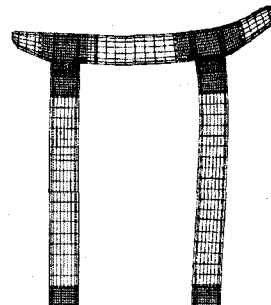


(a) 1次モード

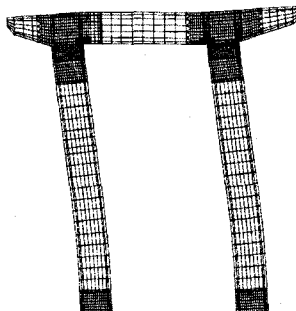


(b) 2次モード

図-6 橋脚Aの固有振動モード

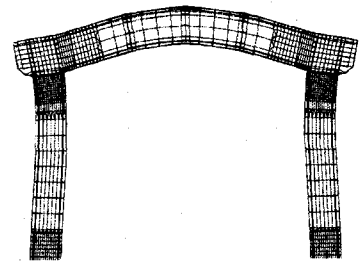


(a) 1次モード

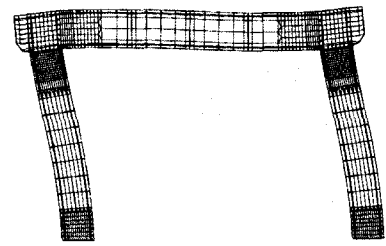


(b) 2次モード

図-7 橋脚Bの固有振動モード



(a) 1次モード



(b) 2次モード

図-8 橋脚Cの固有振動モード

4.2. 地震応答解析

以下に各橋脚の地震応答解析の結果について述べる。
なお、本解析で用いた計算時間間隔は、0.005秒をベースとして、ABAQUSの自動時間間隔制御機能⁴⁸⁾を用いて設定している。

(1) 橋脚Aの解析結果

a) 鷹取駅で観測された地震波による解析結果

図-9に、はり中央部上フランジ幅方向中央点における、面内水平方向変位の時刻歴とともに、時々刻々の変形図および相当塑性ひずみ分布図を示す。図から、橋脚には地震動を受け振動するなかで、柱基部の両側と、隅角部から外れたはりの断面変化部に座屈が生じており、その部分では、塑性ひずみが生じており塑性域にまで達していることがわかる。また隅角部の角部では局所的に大きなひずみが生じている。図-10には、隅角部角部と最大応答変位時に左側隅角部から外れた位置にある断面変化部においてひずみが最大であった要素中央点での相当塑性ひずみを示す。ひずみの大きさは、メッシュサイズに依存すると考えられるが、参考までに示すと、隅角部角部では、最大3.0%程度、断面変化部でのひずみ最大点では2.0%の相当塑性ひずみが生じている。

b) 神戸海洋気象台で測定された地震波による解析結果

この場合にも、上記a)と同様な結果が得られた。図-11に、はり中央部上フランジ幅方向中央点における、面内水平方向変位の時刻歴を示す。最大応答変位(4.6575sec)時の変形図および相当塑性ひずみ分布図を図-11(b)に示す。図から、柱基部の両側と、隅角部から外れたはりの断面変化部に座屈が生じており、ひずみは塑性域にまで達していることがわかる。また、隅角部の角部では局所的に大きなひずみが生じている。図-11(c)には、左側隅角部角部と、最大応答変位時に左側の隅角部から外れたはり断面変化部においてひずみが最大であった要素中央点での相当塑性ひずみの時刻歴を示す。本解析では、隅角部角部では3.2%程度、断面変化部での最大ひずみは11.0%程度の相当塑性ひずみが発生している。

(2) 橋脚Bの解析結果

a) 鷹取駅で観測された地震波による解析結果

図-12(a)に、はり中央部上フランジ幅方向中央点における、面内水平方向変位の時刻歴を示す。最大応答変位(7.3943sec)時の変形図および相当塑性ひずみ分布図を図-12(b)に示す。柱基部、はりと隅角部の両側の断面変化部に座屈が生じており、ひずみは塑性域にまで達してい

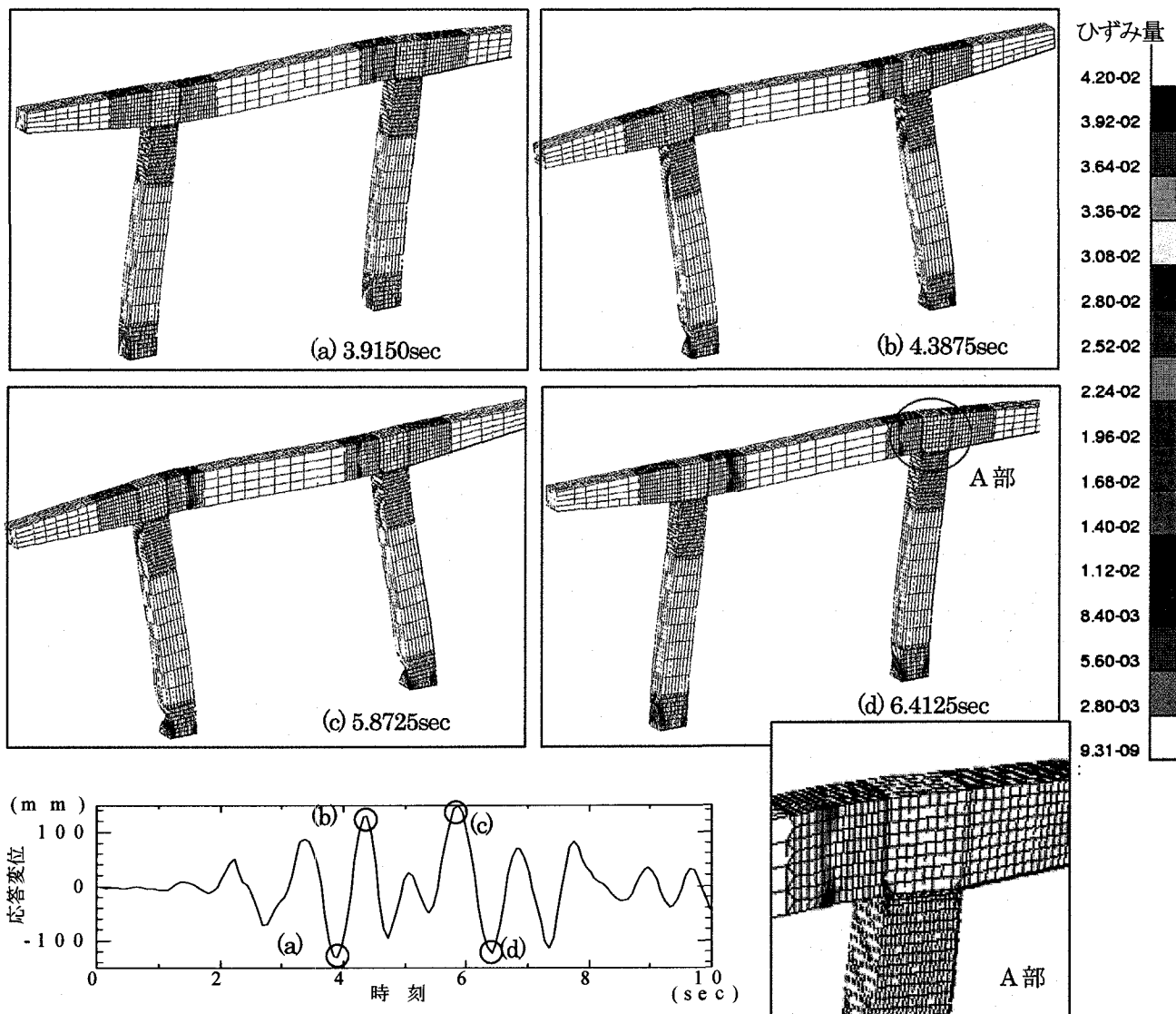


図-9 橋脚 A の水平方向変位と
変形図および相当塑性ひずみ分布図
(鷹取観測波形)

ることがわかる。また隅角部角部では局所的に大きなひずみが生じていた。左側隅角部角部のひずみの時刻歴と、最大応答変位時にはりと隅角部の左側断面変化部においてひずみが最大であった要素中央点での相当塑性ひずみの時刻歴を図-12(c)に示す。なお、解析を行った10secの中で、隅角部では40%程度と非常に大きな相当塑性ひずみが生じており、また断面変化部での最大であった要素では、1.2%程度相当塑性ひずみが発生している。

b) 神戸海洋気象台で測定された地震波による解析結果

図-13(a)に、はり中央部上フランジ幅方向中央点における、面内水平方向変位の時刻歴を示す。最大応答変位(4.6735sec)時の変形図および相当塑性ひずみ分布図を図-13(b)に示す。図から、柱基部の両側と、隅角部から外れた断面変化部において局部座屈が生じ、ひずみが塑性域にまで達していることがわかる。また隅角部の角部では、橋脚 A での結果で見られたように、局所的に大きなひずみが発生している。左側隅角部角部と、最大応答変位時に

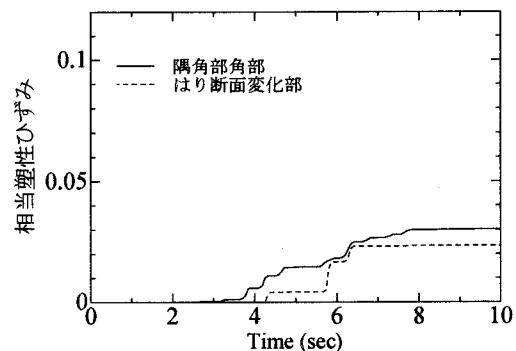
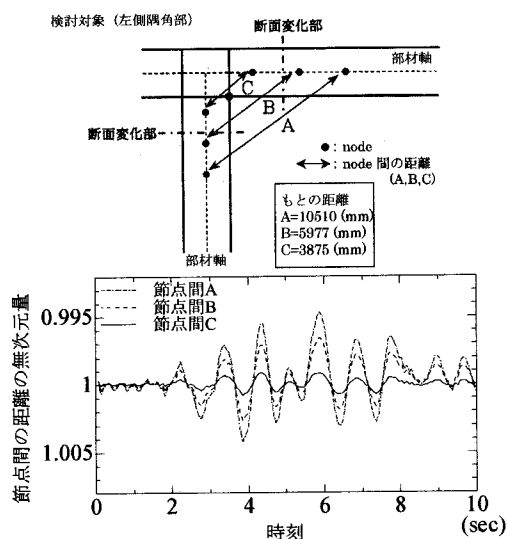
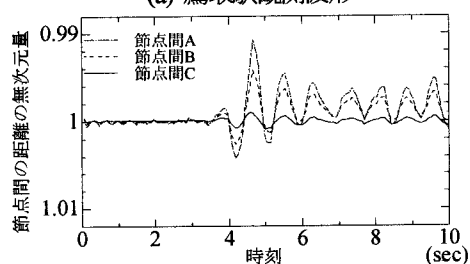


図-10 橋脚 A の相当塑性ひずみ時刻歴
(鷹取観測波形)

左側隅角部から外れた位置にある断面変化部においてひずみが最大であった要素中央点での相当塑性ひずみの時刻歴を図-13(c)に示す。参考までに、隅角部角部では、40%程度と非常に大きな相当塑性ひずみが生じており、ま

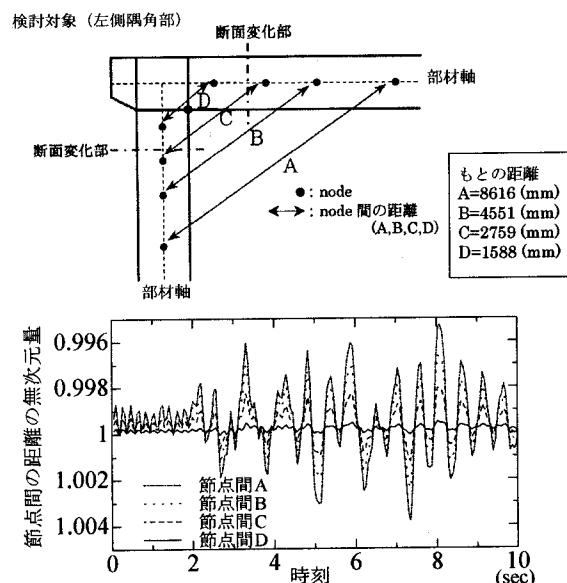


(a) 鷹取駅観測波形

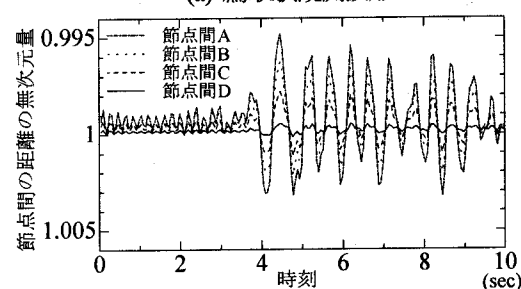


(b) 神戸海洋気象台観測波形

図-16 隅角部近傍の挙動特性 (橋脚A)



(a) 鷹取駅観測波形



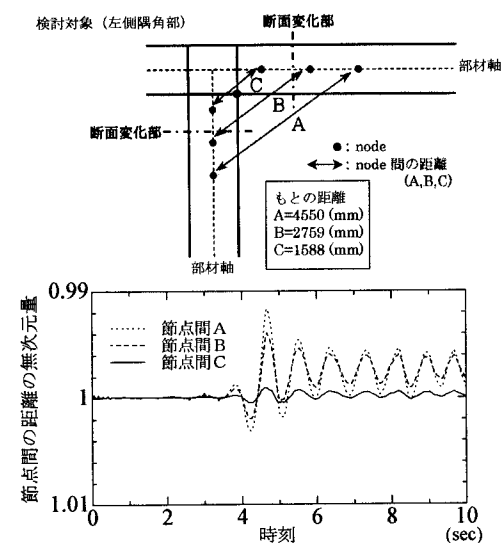
(b) 神戸海洋気象台観測波形

図-18 隅角部近傍の挙動特性 (橋脚C)

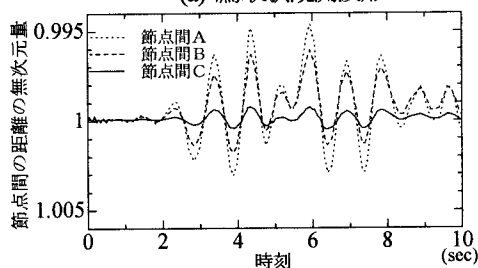
これらのことを考慮して新設構造物に対して対処するためには、より板厚・重量を抑えつつも大規模地震に対して変形性能に優れるような補剛設計法の確立が重要となると考えられる。なお、図-16, 17, 18からは、隅角部近傍の節点間の距離比は変形前の距離を中心に変化していることから、隅角部はいわば正負交番荷重の状態にあることもわかり、このことは、新しい設計法を施した隅角部の性能や挙動を供試体の荷重実験により評価する際、荷重条件としては、両側に変位を振る正負交番荷重が適切であることを示唆するものと考えられる。

(2) 隅角部角部における発生ひずみ

本研究では、隅角部角部での発生ひずみについて、より詳細に検討するため、橋脚Cを例として取り上げて、メッシュサイズをより小さくし、板厚の3分の1程度となる6mmを最小メッシュサイズとしたFEMモデルに作成し直して実施した解析結果を示す。解析には、鷹取駅で観測された地震波形を用いた。解析の結果得られたひずみの時刻歴を、塑性ひずみの発生した隅角部角部および基部について、図-19から図-20に示す。ここでは、隅角部付近の要素中心での部材軸方向ひずみを示している。これらの図からわかるように、地震時には、隅角部角部に大きな塑性ひずみが生じる可能性がある。塑性ひずみの値を定量的に評価するのは容易ではないが、参考までに示すと、この



(a) 鷹取駅観測波形



(b) 神戸海洋気象台観測波形

図-17 隅角部近傍の挙動特性 (橋脚B)

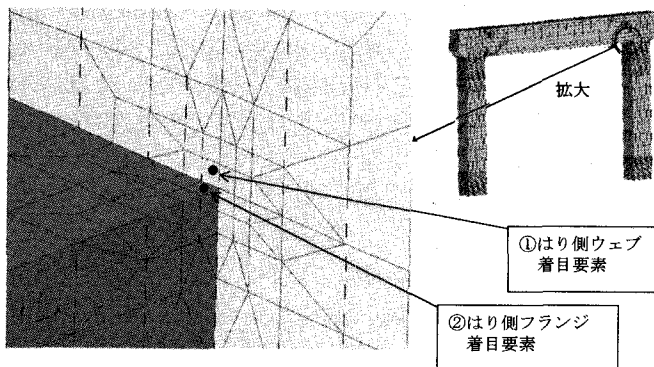


図-19 隅角部近傍はり側のひずみの変化

結果では、10%を超えるような大きな塑性ひずみが発生している。また、ひずみ履歴としては、圧縮あるいは引張に偏る傾向があるほか、振幅を持った繰返しひずみ履歴になっているのも特徴と言えよう。このような塑性ひずみの発生は、鋼材を急激に脆化させ、脆性破壊の可能性を増大させる⁴¹⁾⁴⁴⁾。このように、塑性ひずみが集中的に隅角部角部に発生することは、注意すべき鋼製ラーメン橋脚の特徴であるといえる。さらに、上記のように、変形特性を考慮した設計法への移行の際には、隅角部角部での塑性ひずみの発生を低減するなど、脆性破壊の防止を考慮することが不可欠であると考えられる。

6. 結論

本研究では、現行設計法により設計された一般的な形状・寸法を有する鋼製ラーメン橋脚の大規模地震時挙動について、動的弾塑性有限要素解析を実施し、損傷箇所や損

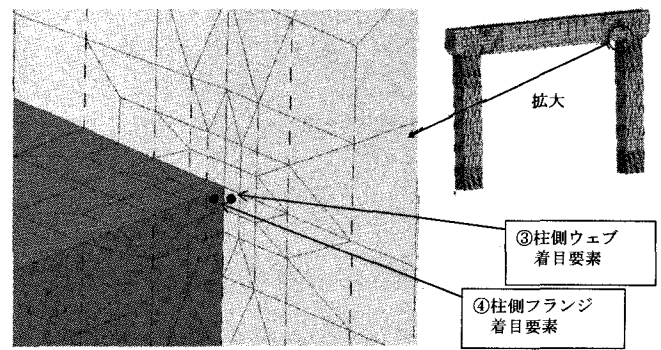


図-20 隅角部近傍柱側のひずみの変化
(橋脚 C、鷹取駅観測波形)

傷形式などの特徴について検討したうえで、現行設計法の見直しの必要性について考察した。本研究の結論を以下に示す。

- 1) 現行設計法では、隅角部は、せん断遅れの影響を考慮した局所的なピーク応力に基づいて弾性設計されているため、周りと比べて板厚が厚くなっているが、そのことが鋼製ラーメン橋脚の大規模地震時挙動に大きな影響を与えている。すなわち、隅角部は断面に余裕があり、局部座屈や塑性変形が生じにくく、結果的に、隅角部から外れて急激に板厚変化する断面変化部あるいは橋脚基部に集中的に変形が生じ、耐震上の弱点となっている。
- 2) 大規模地震時には、隅角部角部には、局所的に大きなひずみ集中が生じるため、脆性破壊の可能性がある。

以上のことから、局所的に隅角部の板厚を上げずに、その

変形性能を活用し、ラーメン鋼脚全体の安定性を確保するとともに、発生ひずみを低減するなど脆性破壊防止を考慮した耐震設計法への移行が必要である。また、既設構造物については、脆性破壊防止のため、隅角部角部のひずみ集中低減対策を講じることが重要である。

参考文献

- 1) 土木学会鋼構造委員会：鋼構造物の安全性の調査報告，1995.7.
- 2) 土木学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.
- 3) 土木学会鋼構造新技術小委員会最終報告書（耐震設計研究），1996.5.
- 4) 建設省土木研究所：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～Ⅷ），（総括編），共同報告書第178～184，212，219号，1997.4.9.，1998.10.，1999.3.
- 5) 阪神高速道路管理技術センター，日本鋼構造協会：鋼製橋脚の塑性時の変形性能に関する研究業務報告書，1995.3.
- 6) 土木学会：阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，1996.1.
- 7) 土木学会：第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，1997.1.
- 8) 土木学会構造工学委員会構造工学震災調査特別小委員会：鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，1997.5.
- 9) 土木学会鋼構造委員会鋼構造物の耐震検討小委員会：第2回鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，1998.11.
- 10) 土木学会鋼構造委員会鋼構造物の耐震検討小委員会：第3回鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，2000.1.
- 11) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説・耐震設計，丸善株式会社，1999.3.
- 12) 土木学会：座屈設計ガイドライン，1987.10.
- 13) 才塚邦宏，宇佐美勉：コンクリート部分充填鋼製橋脚の終局耐震設計法と耐震実験による検証，土木学会論文集，No.570/I-40，pp.287-296，1997.7.
- 14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説・Ⅰ共通編Ⅱ鋼橋編，1996.12.
- 15) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説・Ⅴ耐震設計編，1996.12.
- 16) 奥村敏恵，石沢成夫：薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について，土木学会論文集，No.153，pp.1-18，1968.5.
- 17) 鈴木森晶，青木徹彦，野村和弘：簡易補修後鋼製ラーメン橋脚の耐震性能に関する実験的検討，構造工学論文集，Vol.46A，pp.135-142，2000.3.
- 18) 中井博，酒造敏廣，橋本良之：せん断遅れ現象を考慮した鋼製ラーメン隅角部の限界状態設計法について，土木学会論文集，No.455/I-21，pp.95-104，1992.10.
- 19) 中井博，福岡悟，酒造敏廣，明橋克良：鋼製ラーメン隅角部のShearlagと耐荷力に関する実験的研究：構造工学論文集，Vol.33A，pp.193-206，1987.4.
- 20) 酒造敏廣，事口寿男：鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.37A，pp.121-134，1991.3.
- 21) 黄元燮，西村宣男，高津秀俊：鋼製ラーメン橋脚隅角部の強度と変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.40A，pp.201-214，1994.3.
- 22) 黄元燮，西村宣男，西野滋博：鋼製ラーメン橋脚隅角部パネルの強度および変形能の評価法，構造工学論文集，Vol.40A，pp.215-226，1994.3.
- 23) 山田尚之，青木徹彦：鋼製八角形断面柱を有するラーメン隅角部の静的および繰返し強度特性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.42A，pp.197-205，1996.3.
- 24) 青木徹彦，長谷川桂，山田将樹：鋼製ラーメン橋脚隅角部モデルの曲げおよび繰返し強度特性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.43A，pp.177-186，1997.3.
- 25) 池田学，市川篤司，山田正人，安原正人：鋼製ラーメン隅角部の交番載荷実験，鉄道総研報告，第13巻，第4号，pp.41-46，1999.4.
- 26) 渡邊英一，杉浦邦征，森忠彦，鈴木巖：補剛R付き箱形断面短はり一柱の強度と変形性能，構造工学論文集，Vol.38A，pp.143-154，1992.3.
- 27) 大島要一，井浦雅司：円弧ハンチ付ラーメン隅角部の耐荷力に関する実験的研究，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.77-82，2000.1.
- 28) 山口栄輝，仰木芽久美，南野能克，久保智徳，久保喜延：ハンチ付き鋼製ラーメン隅角部の変形挙動に関する解析的研究，応用力学論文集，Vol.3，pp.119-125，2000.3.
- 29) 中井博，酒造敏廣，大垣賀津雄：鋼薄肉ラーメン構造物の限界強度の近似計算法：土木学会論文集，No.380/I-7，pp.263-272，1987.4.
- 30) 宇佐美勉，垣内辰雄，水野克彦：鋼ラーメン構造物の合理的設計式の一提案，土木学会論文集，No.404/I-11，pp.331-340，1989.4.
- 31) 宇佐美勉，戸谷和彦，鈴木森晶，是津文章：繰返し荷重を受ける鋼製門形ラーメンの強度と変形能に関するパイロット実験，構造工学論文集，Vol.41A，pp.289-300，1995.3.
- 32) 池田学，山田正人，市川篤司，安原真人，富永知徳，寺田昌弘：鉄道鋼ラーメン橋脚の耐震性能に関する検討，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.143-150，1998.11.

- 33) 西川和廣, 村越潤, 高橋実, 岡本隆, 池田茂, 森下泰光: 鋼製ラーメン橋脚の耐荷力と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.205-216, 1999.3.
- 34) 山田正人, 市川篤司, 池田学, 安原正人: 鋼製ラーメン橋脚の耐震性能評価実験, 鉄道総研報告, 第13巻, 第4号, pp.47-52, 1999.4.
- 35) 酒造敏廣, 事口寿男, 長田好夫: 鋼変断面ラーメンの非弾性地震応答性状と崩壊モードに関する研究, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.205-216, 1997.3.
- 36) 酒造敏廣: せん断崩壊型はり部材を有する鋼門形ラーメンの非弾性地震応答性状に関する研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.169-178, 1998.3.
- 37) 酒造敏廣, 山田宰: せん断崩壊型はり部材を有する鋼2層門形ラーメンの非弾性地震応答解析, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.227-234, 1999.3.
- 38) 酒造敏廣, 山田宰: はり崩壊型門形ラーメンの崩壊メカニズムと非弾性地震応答性状に関する研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.663-673, 2000.3.
- 39) 宇佐見勉, 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, 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.49-56, 1998.11.
- 40) 中島章典, 小野寺理: 鋼製門型ラーメン橋脚の大地震時弾塑性挙動と耐震設計法におけるエネルギー一定則の適用性について, 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.135-142, 1998.11.
- 41) 岡下勝彦, 大南亮一, 道場康二, 山本晃久, 富松実, 丹治康行, 三木千壽: 兵庫県南部地震による神戸港港湾幹線道路P75橋脚隅角部におけるき裂損傷の原因調査・検討, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.243-261, 1998.4.
- 42) 三木千壽, 休場裕子, 沖中知雄: 阪神大震災により円形断面鋼製橋脚に生じた脆性破壊の材料特性からの検討, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.45-53, 1999.1.
- 43) 三木千壽, 佐々木栄一, 休場裕子, 竹之井勇: 引張および圧縮の塑性歪み履歴による鋼材の破壊靱性劣化, 土木学会論文集, No.640/I-50, pp.165-175, 2000.1.
- 44) 佐々木栄一, 荒川泰二, 三木千壽, 市川篤司: 鋼製橋脚の地震時脆性破壊防止に必要な鋼材の破壊靱性レベル, 土木学会論文集, No.731/I-63, pp.93-102, 2003.4.
- 45) 中村秀治: 鋼製円筒橋脚の動的弾塑性座屈解析, 土木学会論文集, No.549/I-37, pp. 205-219, 1996.10.
- 46) 中井博, 河井章好, 吉川紀, 北田俊行, 酒造敏廣: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上), 橋梁と基礎, pp. 35-40, 1982.6.
- 47) 中井博, 河井章好, 吉川紀, 北田俊行, 酒造敏廣: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査(下), 橋梁と基礎, pp. 43-49, 1982.7.
- 48) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver.6.3, Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc., 2002.

(2003年9月12日受付)