

鋼製橋脚基部の地震時低サイクル疲労挙動に関する実験的研究

Experimental Study on Low-cycle Fatigue of Column Base of Steel Bridge Pier under Seismic Loads

陵城成樹*, 足立幸郎**, 猪瀬幸太郎***, 杉浦邦征****, 渡邊英一*****

*工修 株) ニュージェック課長, 技術開発部 (〒542-0082 大阪市中央区島之内 1-20-19)

**工修 阪神高速道路公団技術係長, 工務部設計課 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

***工修 石川島播磨重工(株), 技術開発本部 (〒235-8501 横浜市磯子区新中原町 1 番地)

****Ph.D 京都大学大学院助教授, 工学研究科土木システム工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

*****工博, Ph.D 京都大学大学院教授, 工学研究科土木工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

There exist many experimental study dealing with seismic performance of the steel bridge piers by either small or large scale models. Particular emphasis has been placed on obtaining the strength and ductility in conjunction with the ultimate state by local buckling of unstiffened or stiffened steel plates. However, the failure by cracking has been also reported if relatively thick plate elements were used. Studied herein is the applicability of Low-cycle fatigue strength by Coffin-Manson to evaluate the endurance of steel bridge piers subjected large cycle loading. Low-cycle fatigue strength of structural detail at column base were tested under pulsating inelastic loading. It was found that the accumulation of plastic strain at a specific point can be used to detect the initiation of plastic crack.

Key Words: steel bridge pier, column base, low cycle fatigue, plastic strain accumulation

1. はじめに

鋼製橋脚に阪神淡路大震災級の大地震が作用した場合の耐震性能を評価するために多くの大型供試体による繰り返し載荷実験が行われてきた^{1)~7)}。それらの結果より、鋼製橋脚の耐震性能を向上させるためには、鋼製橋脚柱部材を構成する補剛板の局部座屈を抑制することが有効であることが明らかになった。補剛板の局部座屈を抑制するためには、フランジ、ウェブ、および縦方向補剛材の板厚を増し、幅厚比を小さくした厚肉少補剛断面を採用する必要がある。

しかし、厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚の大型供試体実験では、基部ベースプレート角部の引張側フランジにおいて、塑性ひずみが数 10 回繰返して発生し、これによる疲労き裂が発生し、最終的には脆性的な崩壊に至る例があった¹⁾。このことは、鋼製橋脚の断面構成、および荷重条件によっては、鋼製橋脚の崩壊が局部座屈よりも、低サイクル疲労に支配される可能性があることを示している。

本研究では、この低サイクル疲労が鋼製橋脚の耐震性能に与える影響を明らかにするため、大型供試体実験結果をもとに、既存の鋼製橋脚基部を対象とした部分模型による疲労実験を行い、その疲労挙動について検討を行った。

2. 大型供試体実験概要¹⁾

2. 1 実験供試体

鋼製橋脚の耐震性能を向上させるためには、補剛板パネルの局部座屈による耐力低下を防止するため、少なくとも補剛材間の局部座屈耐力がパネル全体の局部座屈耐力と同程度となる断面構成を選択する必要がある。すなわち、フランジ、ウェブ、および縦方向補剛材の幅厚比パラメータ(R_f, R_w)、ならびに縦方向補剛材の剛比 γ/γ^* に以下の制限値を設ける必要がある。¹⁾

$$\text{幅厚比パラメータ} : R_f \leq 0.4 \quad (2.1)$$

$$\text{縦方向補剛材幅厚比パラメータ} : R_w \leq 0.5 \quad (2.2)$$

$$\text{縦方向補剛材必要剛度の比} : \gamma/\gamma^* \geq 5.0 \quad (2.3)$$

この制限値を遵守した供試体 H4 を用いて、水平荷重の繰り返し載荷実験を行い、これらの制限値の妥当性を実験的に明らかにすることを目的とした。

実験は死荷重に相当する軸圧縮力(1285KN)を載荷しながら、水平変位を制御し、水平力を繰り返し入力している。写真 1 に供試体の据え付け状況を、図 1 に供試体 H4 の諸元を示す。

2. 2 実験結果, および考察

図 2 に供試体 H4 の頂部水平荷重と水平変位との関係を示し, 表 1 には載荷サイクル数をまとめて示している. 実験は降伏水平荷重 $H_y=754\text{KN}$ 以降も 10 回づつ両振り載荷を行ったが, 載荷サイクル(T-80)の載荷中に基部溶接コーナー部に微小なクラックが確認された. 載荷サイクル(T-120)のときにウェブとベースプレートとの溶接コーナー部のクラックが進展したため, その後は各載荷サイクルを 1 回とした.

図 3 に, 各載荷サイクルにおける最大水平荷重と水平変位との関係を示す. 図中の破線は, 荷重変位曲線の最終経路を示している. 供試体 H4 は終局荷重 H_u (1004KN , $H/H_y=1.33$) に達した時に, 次の載荷サイクル(T-180)の途中において引張り側フランジに突然, 脆性的なクラックの進展が発生して断面が破断した. 荷重変位曲線において H_u に達するまで載荷回数の影響は見られない. これは重補剛および幅厚比パラメータの制限の効果により圧縮側のフランジパネルの耐荷力が増加したためと考えられる. 供試体 H4 は終局時には, 圧縮側, 引張り側フランジパネル共に塑性化し, ひずみ硬化領域に入っていた.

供試体 H4 の破断状況を写真 2 に示す. 写真(a)は破断状況のスケッチを示し, (b)は供試体基部コーナー部の破面を示している. 低サイクル疲労によると思われるクラックはコーナー部以外は非常に浅いことが明らかになった. また, き裂成長中の破面は延性破面的であり, その後脆性破面的な不安定破壊へ移行する性状を示していた. また(c)~(e)はB断面の破断状況, およびその拡大写真である.

本実験での載荷方法は阪神淡路大地震で鋼製橋脚に作用した塑性域に入る繰返し回数 (10 回程度) と比べるとかなり厳しいものと考えられる (表 1). しかし, この程度の繰返し回数も視野に入れ耐震安全性を検討する必要性は高い. すなわち大規模地震時における鋼製橋脚基部では低サイクル疲労破壊が発生する可能性があり, 部材に発生する塑性ひずみ量に対応した引張り側ひずみの限界値 (繰返し数) を明確にする必要があると考えられる.

表1 載荷サイクル

載荷サイクル (TEST No.)	載荷水平変位 δ (cm)	δ/δ_y	載荷回数
T-30	1.99	0.52	3
T-40	2.69	0.70	10
T-60	4.03	1.05	10
T-80	5.75	1.49	10
T-100	7.66	1.99	10
T-120	9.57	2.48	10
T-130	10.61	2.76	1
T-140	11.58	3.01	1
T-160	13.58	3.53	1
T-180	供試体崩壊		

注)ここで, 降伏水平変位 $\delta_y=3.85\text{cm}$.

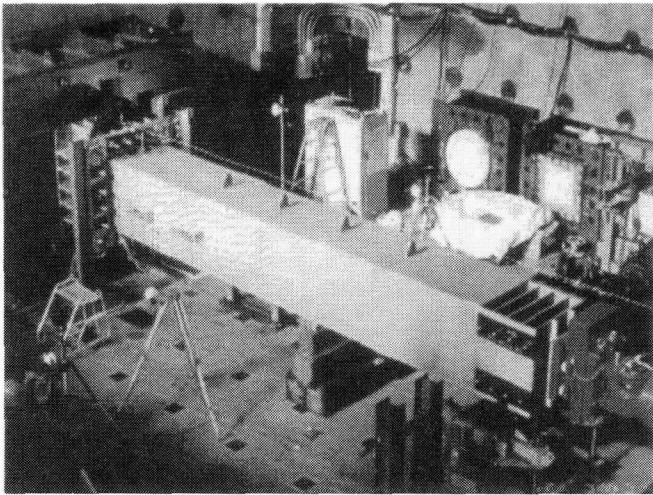


写真1 供試体 H4 据え付け状況

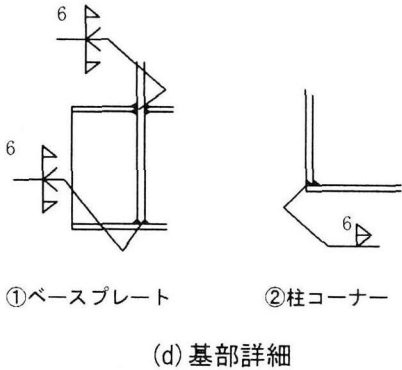
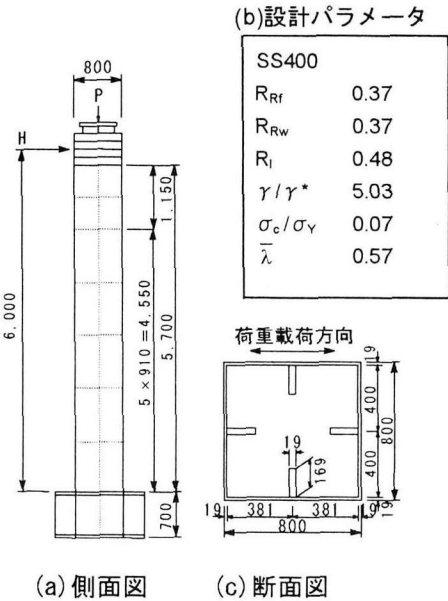


図1 大型供試体H4 (単位: mm)

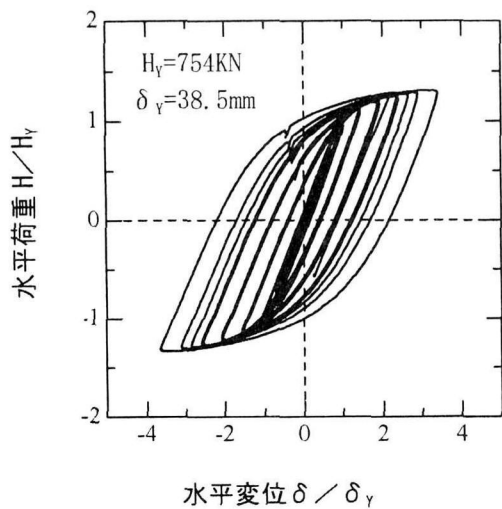


図2 水平荷重と水平変位との関係

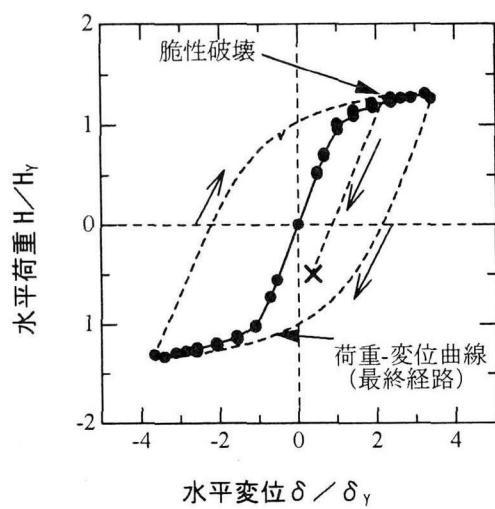
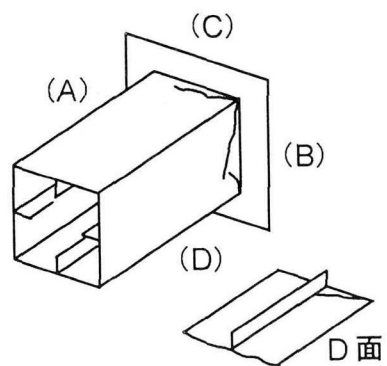
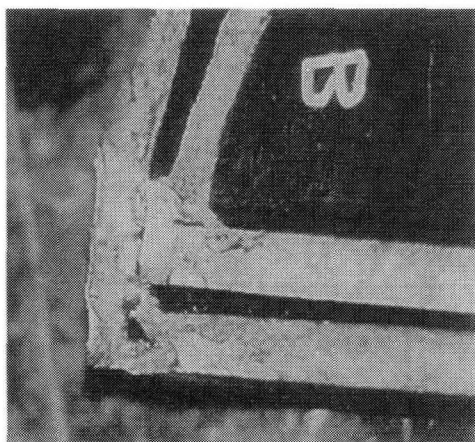


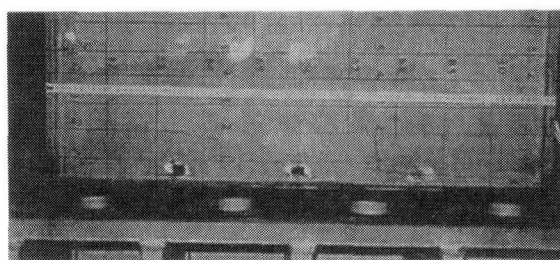
図3 水平荷重と水平変位との関係
(最終経路)



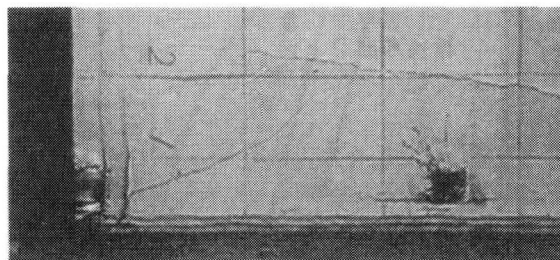
(a) H4供試体破断状況のスケッチ



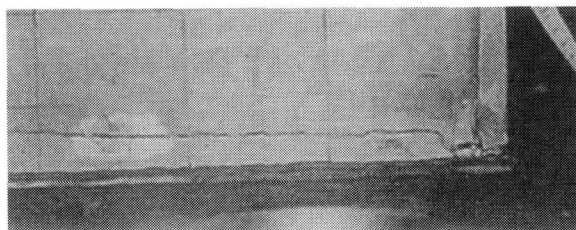
(b) H4供試体の破断面



(c) H4供試体 B断面破断状況



(d) H4供試体 B面コーナー部 (D側) 拡大



(e) H4供試体 B面コーナー部 (C側) 拡大

写真2 H4の破断状況

供試体 T3 では、4 体のうち 3 体が破断に至った。そのなかで補剛材があるタイプの供試体では、荷重の繰り返しにより、塑性ひずみが累積され、繰り返し数 6 回で母材破断を生じた。この供試体から補剛材を取り外した供試体では、構造的拘束が低減されたため、破断までの繰り返し数が増加した。また破壊性状もフランジ端部の溶接止端部からき裂が進展し不安定破壊に移行するモードに移行した。

供試体 T4 では、他の供試体 T1～T3 と異なり、補剛材とベースプレートの溶接部に疲労き裂が発生し、成長した。これは供試体 T4 が荷重伝達型継手であり、ベースプレートとの溶接部に塑性ひずみが極端に累積したためと考えられる。この供試体は補剛材の破断による断面欠損のため供試体フランジのひずみは急増し破断に至った。T1～T4 供試体のうち代表的な破断状況、破断面をそれぞれ写真 3、写真 4 に示す。

目視観察によれば、供試体 T1～T4 の破面はき裂成長中の破面は延性破面的であり、その後脆性破面的な不安定破壊へと移行する性状を示していた。これは大型供試体（供試体 H4）において生じた破面と同様であり、塑性域での低サイクル疲労挙動を評価する上で本実験が有効であることが伺える。

3. 3 低サイクル疲労強度の評価

本実験では前述したとおり、荷重制御にてひずみを供試体に導入した。このため本実験結果と通常行われている塑性ひずみ範囲を一定とした低サイクル疲労実験結果とを直接比較することは難しい。

そこで、破断に至るまでに累積する塑性域ひずみ総量は履歴によらず一定であると仮定し、評価を行った。これは塑性域における疲労強度を決定する要因として塑性ひずみの累積が考えられることに着目し、Coffin-Manson 則を参考にして定めた方法である。累積ひずみ量の換算法を図 9 に示す。ここではまず繰り返し荷重によって発生するひずみ振幅 ($\Delta \epsilon_p$) の平均値を平均ひずみ ($\Delta \epsilon_{pm}$) と定義した。そして初期ひずみと変動ひずみの総量が、この平均ひずみ ($\Delta \epsilon_{pm}$) とその繰り返し数 (n) と等しくなるように換算を行った。結果を図 10 に示す。

図 10 では発生したき裂長が部材の断面方向全線におよぶまで成長したときの繰り返し数を全線き裂回数 (N_i)、供試体が破断した回数を破断回数 (N_f) として表記した。ただし 1 サイクル目で全線き裂に至った供試体 (T3 : 2 体, T4 : 1 体) については、正確な発生回数を確認することが出来なかったため、図示していない。T2, T3 供試体においては同じ溶接止端部の破壊でありながら、T3 供試体に比べ、T2 供試体の全線き裂回数 (N_i) は多くなる傾向となった。これは T3 供試体で、き裂が発生した溶接線長は T2 の溶接線よりも長く（破断部位の幅が広く）、塑性拘束によるひずみがより多く発生したためと考えられる。また破断回数 (N_f) に

着目した場合、T4 供試体は最も寿命が短い結果となっていた。これは T4 供試体の破断は荷重伝達継手であり、ひずみの集中度合いが他の供試体よりも極端であったためと考えられる。

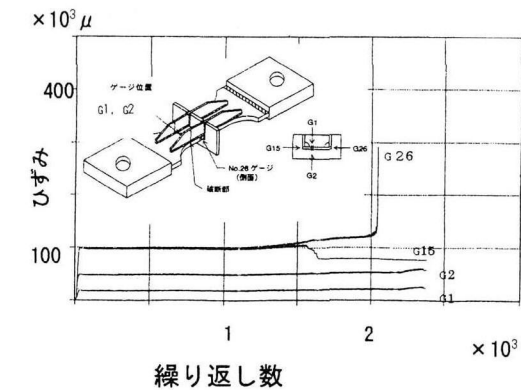


図 7 供試体 T1 ひずみ履歴

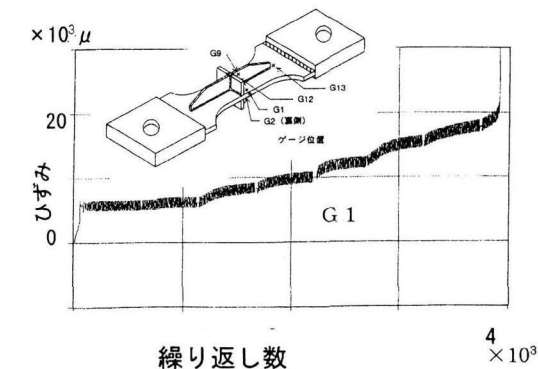


図 8 供試体 T4 ひずみ履歴

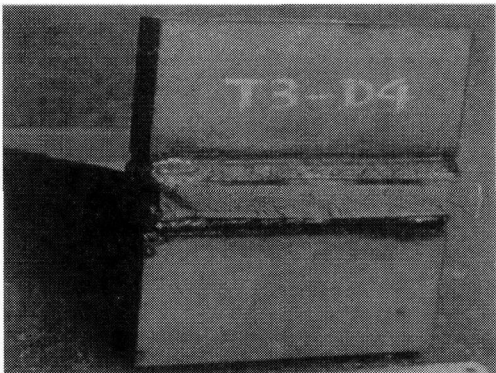


写真 3 代表的な破断面

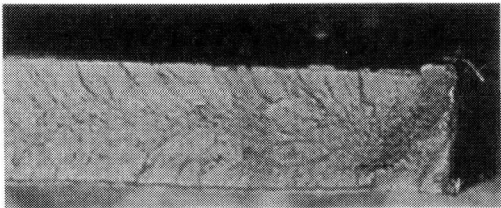


写真 4 破断面の拡大

これらの結果より供試体 T1～T4 における疲労強度のばらつきの一要因として、ひずみゲージ位置と、き裂発生位置とにおけるひずみ値の差を挙げることができる。よって、このひずみ差が極端に大きくなる構造では低サイクル疲労強度を過小評価する可能性がある。

次に小型試験片で実施した塑性ひずみ範囲一定での低サイクル疲労実験結果⁸⁾(図中破線)を示す。小型試験片による結果と今回の実験結果はよく一致しており、塑性ひずみに着目する限り、その結果は供試体の大きさや形状に依存していないことを示唆している。また確認のため、同様の手法によって評価した大型供試体 H4 結果を示す。さらに、隅角部の面振り実験結果⁸⁾をも示す。これらの結果は比較的よく一致した。ただし、H4 での塑性ひずみ範囲は実測値であり、形状的なひずみ集中の影響が少ない位置(破断面から 20mm 以上離れた位置)の値であることから低めの評価となっている。また隅角部の結果も同様の理由から低めの評価となった。

以上より過大な地震が作用したときの鋼製橋脚基部における低サイクル疲労は発生した塑性ひずみの累積(履歴)によって評価できると考えられる。また、き裂が発生する部位を想定し、その破断面における塑性ひずみを評価することで、小型試験片の疲労強度評価曲線を使用した照査も可能であると考えられる。

3. 4 鋼製橋脚における耐震設計上の留意点

大型供試体 H4 では隅角部からき裂が発生した。これは隅角部の構造的拘束効果により隅角部のひずみがフランジ中間部に比べて大きくなり、塑性ひずみが多く累積されたためである。このことは大規模な地震力が作用している鋼製橋脚では低サイクル疲労破壊が発生することも十分考えられることを示している。

特に座屈耐力を改善するため、補剛板の幅厚比を制限した厚肉少補剛断面橋脚においては橋脚フランジとベースプレートの溶接部に塑性ひずみが累積する。よって、塑性ひずみの履歴に着目した低サイクル疲労照査の実施が必要であると考えられる。

4. まとめ

実験により、明らかになったことを以下にまとめる。

- ① 塑性ひずみの累積に着目することで、ひずみ履歴の異なる低サイクル疲労強度が推定可能である。
- ② 大規模地震が鋼製橋脚に作用した時の塑性ひずみ履歴を算出することで、低サイクル疲労強度を照査することが出来る。
- ③ 塑性ひずみが過大に累積する箇所が低サイクル疲労によるき裂の発生点となる可能性が高い。
- ④ 低サイクル疲労き裂の破面は延性破面的であり、き裂が成長すると脆性破壊的な不安定破壊へと移行する可能性がある。

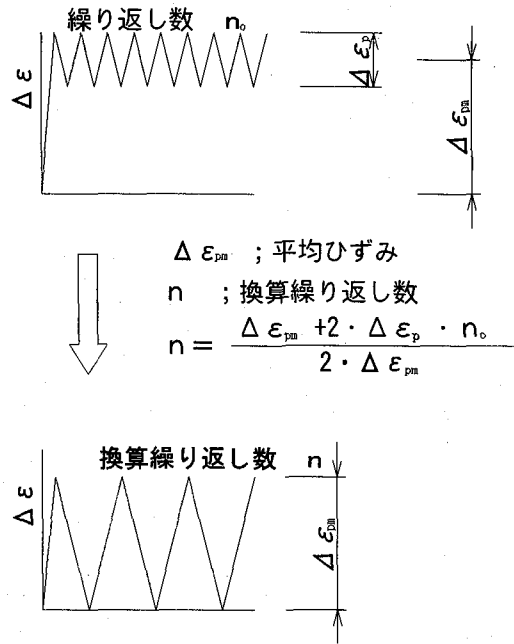


図9 平均ひずみ－繰返し数への換算

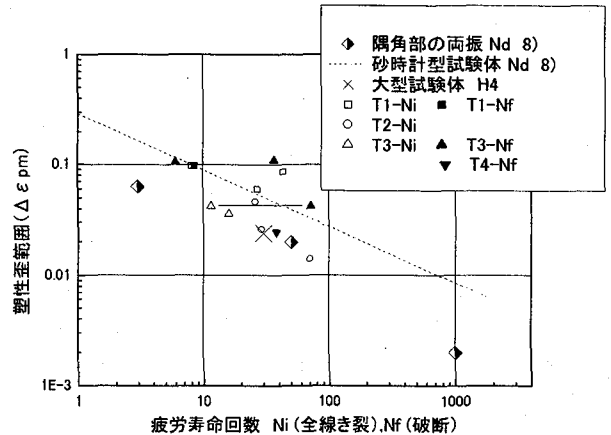


図10 塑性ひずみによる低サイクル疲労強度評価

謝辞

本研究は、「震災復旧対策技術委員会・鋼構造分科会、主査：渡邊京都大学教授、阪神高速道路公団」、および「鋼製橋脚研究委員会、主査：北田大阪市立大学助教授、(財)阪神高速道路管理技術センター」における研究に関連して行ったものである。ここに各委員会の委員の方々に深く感謝の意を表するものである。また石川島播磨重工(株)井元泉博士、中西保正博士には有益なご助言を頂いた。あわせて謝意を表する。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：鋼製橋脚の地震時保有水平耐力に関する調査研究業務(その2)概要報告書, pp.50-54, pp.86.-104, 1995.
- 3) 南荘淳, 西岡敬治, 堀江佳平, 陵城成樹：鋼製橋脚の耐震補強に関する研究, 土木学会, 構造工学論文集, pp.1047-1058, 1998年3月.
- 4) 南荘淳, 堀江佳平, 陵城成樹, 井元泉：鋼製橋脚の変形性能に関する実験的研究, 土木学会, 鋼製橋脚の非線形解析と耐震設計に関する論文集, pp.189-196, 1997.5.
- 5) A.Nanjo, Y.Horie, S.Okashiro, I.Imoto : Experimental Study on the Ductility of Steel Bridge Piers, Proceedings of the 5th International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures, Vol.1, pp.229-236, 1997.7.
- 6) S.Okashiro, Y.Horie, T.Nishioka, A.Nanjo: Experimental Study on a Seismic Design Method of Steel Bridge Piers, Proceedings of PSSC'98, Vol.1, pp.619-624, 1998.10.
- 7) 渡邊英一, 堀江佳平, 新名勉, 陵城成樹, 内田諭：円形鋼製橋脚の変形性能評価法に関する研究, 第2回鋼構造物の非線形解析と耐震設計に関する論文集, 土木学会, pp.121-126, 1998.11.
- 8) 坂野昌弘, 三上市蔵, 百々良晃, 加藤準治：超低サイクル域における鋼製橋脚隅角部の破壊挙動, 土木学会第49回年次学術講演会講演概要I-838, 1994.
- 9) 坂野昌弘, 岸上信彦, 小野剛史, 森川友記, 三上一蔵：三角リブ付き鋼製橋脚基部の超低サイクル疲労挙動, 構造工学論文集Vol. 44A, 1998.3.

(2001年9月14日受付)