

鋼製橋脚の耐震設計の一手法について

建設省土木研究所 西川和廣*・村越 潤*・上仙 靖*・高橋 実*

鋼製橋脚については、兵庫県南部地震以降、土木研究所等において数多くの載荷実験を中心とした調査研究が行われてきた。平成8年11月にはそれらの調査研究成果を踏まえ道路橋示方書が通達され、耐震設計編において鋼製橋脚の耐震設計に関する規定が設けられた。ここでは、鋼製橋脚の耐震設計の基本的考え方を示すとともに、鋼製橋脚の載荷実験結果に基づき、鋼製橋脚の耐震性の向上方法および設計法について述べる。

まえがき

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、道路橋の鋼製橋脚については、我が国では初めて大きな被害を受け、その被害は橋脚を構成する補剛板や鋼管における局部座屈、変形、割れ等であり、うち2基では倒壊に至っている。

こうした被害状況を踏まえ、平成7年2月の建設省より通知された「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」¹⁾（以下、「復旧仕様」という）では、当面の措置として、鋼製橋脚においては中詰めコンクリートを充填する等により必要なじん性を確保するものとし、コンクリートを充填した鋼製橋脚について地震時保有耐力照査を行うこととしている。

その後、鋼製橋脚については、土木研究所等において、主にコンクリートを充填しない鋼製橋脚の耐力および変形性能の向上方法に関する検討が行われ、その成果を踏まえて、平成8年11月1日に改訂された道路橋示方書において、鋼製橋脚の耐震設計に関する規定が新たに設けられることとなった。これらの規定は、鋼製橋脚の耐震設計上必要な条件として、次の4項目を基本とするものとなっている。

- ①ぜい性的破壊モードの回避
- ②じん性の向上
- ③残留変位の制限
- ④アンカー部の耐力 $\geq$ 橋脚基部の耐力

本文では、コンクリートを充填しない鋼製橋脚を対象として①②の項目に関して基本的考え方、および設計法について、鋼製橋脚の被災概要³⁾や土木研

究所で実施された実験的検討を踏まえて述べることにする。

1. 鋼製橋脚の被災概要

地震直後に設置された兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会（委員長：岩崎敏男）の調査報告³⁾によると、鋼製橋脚における被災度の区分と被災度を表-1および表-2に示す。対象は、直轄国道（2, 43, 171, 176号）、高速自動車国道（名神、中国）、阪神高速道路（3号神戸線、5号湾岸線）の橋梁であり、鋼製橋脚は355基である。このうち、比較的被災度の高いB以上と判定された橋脚は51基（全数の14%）となっている。

崩壊した鋼製橋脚は2基であり、いずれも矩形断面橋脚である。写真-1はそのうちの1基の倒壊後の状況を示したものであり、補剛板の角溶接部付近に生じた割れにより、4面すべてが板状に折り曲げられている。本橋脚の場合、設計で想定した以上の

表-1 鋼製橋脚の被災度の区分¹⁾

被災度	定 義
A s	倒壊したもの 損傷変形が著しく大きなもの
A	亀裂、座屈等の損傷、または変形が大きなもの
B	鋼材の座屈や部材の変形が部分的にみられるもの
C	鋼材の座屈や変形が局部的かつ軽微なもの
D	損傷がないか、あっても耐荷力に影響のないきわめて軽微なもの

表-2 鋼製橋脚の被災度¹⁾（橋脚数）

被災度					計
A s	A	B	C	D	
4	11	36	138	166	355
(1%)	(3%)	(10%)	(39%)	(47%)	(100%)

キーワード：鋼製橋脚、耐震設計、動的解析

* 建設省土木研究所構造橋梁部，0298-64-4919

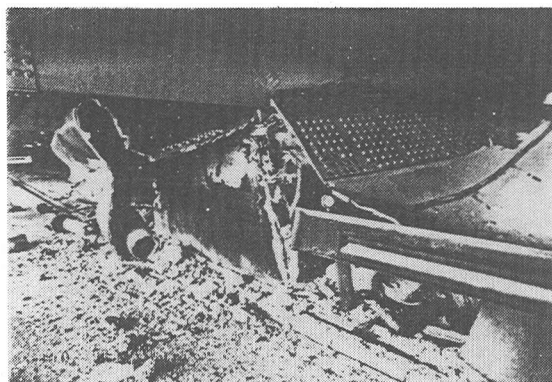


写真-1 角溶接部の破断による橋脚の倒壊³⁾

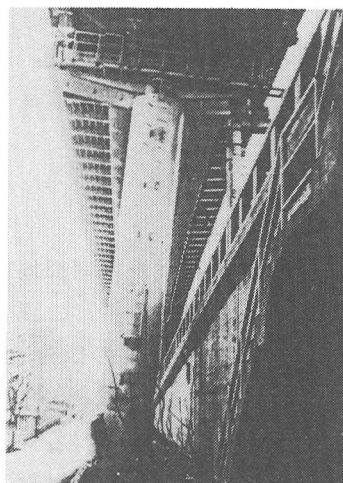


写真-2 局部座屈による円形断面橋脚の傾斜

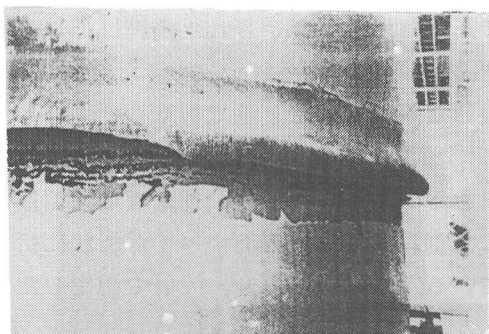


写真-3 提灯座屈部に生じた割れ

地震力の作用を受け、ウェブおよびフランジの局部座屈の進展に伴い角溶接部が縦方向に裂け4面の補剛板がはがれたことが、鉛直方向の支持力を失うきっかけになったものと推定されている。

一方、円形断面橋脚については、倒壊に至った事例はないが、被災度の大きい橋脚の中には、写真-2および写真-3に示すように、局部座屈による変形の進展に伴い橋脚が大きく傾斜した事例や、局部座屈に伴う変形の進展により円周方向に破断した事例が報告されている。

その他の被災した橋脚の多くは、表-2に示すと

おり橋脚基部や断面変化部において、鋼材の降伏により塗装が剥がれたり、局部座屈により面外方向に変形するといった部分的な損傷を受けているが、倒壊には至っておらず、設計時の想定をはるかに超えた地震力が加わったことを考えると、一定の耐震性能を有していたことを示したものと考えられる。

2. 鋼製橋脚の耐震設計上の必要条件

2. 1 ぜい性的破壊モードの回避

1.で述べたように大部分の鋼製橋脚は、設計で想定した以上の地震力の作用に対しても、局部座屈や変形が部分的に生じたものの倒壊には至らず、落橋という最悪の状況を回避するという最小限の機能は果たしたと推測される。しかしながら、水平地震力により補剛板の角溶接部に割れが生じたり、鋼管の提灯座屈による変形の集中が生じると、上載荷重に対する耐力が低下したり、剛性の低下が著しく、履歴吸収エネルギーを期待しにくい場合もある。したがって、まずこのような破壊（ぜい性的破壊モードと呼ぶ）に移行しないような構造とすることが必要と考えられる。

具体的には、矩形および円形断面橋脚について、それぞれ次のような状態になると上部構造等の死荷重に対する鉛直方向の耐力を失い、じん性の乏しいぜい性的な破壊に至ると考えられ、このような破壊モードを避けるように設計することを必要条件とした。

(a)矩形断面橋脚

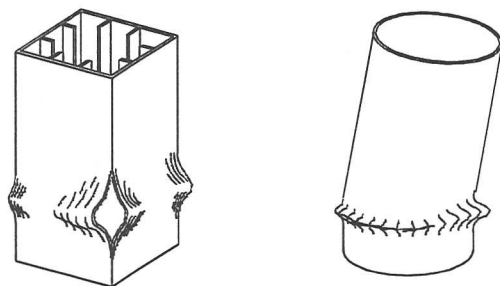
矩形断面を構成する補剛板の角溶接部が縦方向に裂け、補剛板が分離する結果、上部構造等の死荷重に対する鉛直方向の耐力を失う状態。

(b)円形断面橋脚

最初に発生した一箇所の局部座屈にその後の変形が集中し、それに伴って橋脚が傾斜したり、変形の進展により円周方向に割れが生じた状態。

図-1にぜい性的破壊モードのイメージを示す。特に矩形断面の場合、橋脚の基部に衝突時に変形防止を目的とした中埋めコンクリートを充填する場合、充填部において補剛板がすべて外側にはらみ出す変形モードが発生しやすい状態になる。このような状態で角割れが生じ鋼中空断面部分に進展すると、上記の状態に至る可能性がある。

このような破壊モードを防ぐための具体的な構造細目については3章に述べる。



(a)矩形断面橋脚における角割れ (b)円形断面橋脚における変形の集中,傾斜,割れ

図-1 鋼製橋脚のぜい性的破壊モード

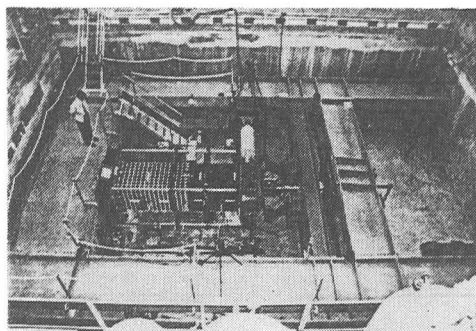
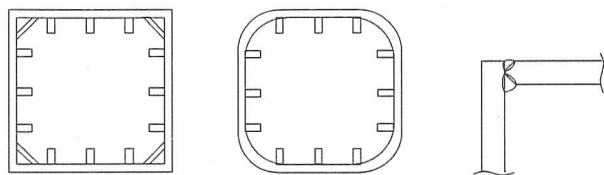


写真-4 正負大型鋼製橋脚供試体の正負交番2軸繰返し載荷実験の状況
(土木研究所構造力学実験施設)

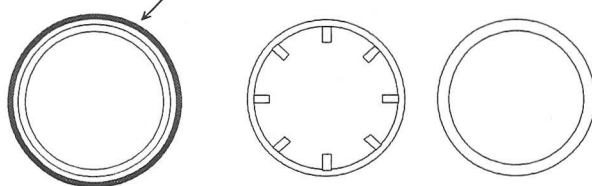
2. 2 じん性の向上

鋼製橋脚については、従来の道路橋示方書⁴⁾では座屈または降伏を終局状態と想定した震度法レベルの設計が行われてきており、鉄筋コンクリート橋脚のように非線形域のじん性を考慮した設計は行われていなかった。今回の道路橋示方書では、鋼製橋脚においても、鉄筋コンクリート橋脚と同様に变形性能を考慮した耐震設計を行うこととしているが、そのためには弾性域を超えた後、最大耐力以降急激に耐力が低下することなく、安定した履歴曲線が得られる構造となるように設計することが必要と考えられる。このようなじん性の向上を図った構造細目については、後述するように繰返し載荷実験の結果を踏まえて幾つか提案している。ただし、今回の道路橋示方書では今後もじん性の改善の図れる効果的な構造が提案される可能性が高いことから、具体的な構造細目を限定せずに、耐震性については繰返しの影響を考慮した載荷実験結果に基づいて動的解析モデルを与え、それによる動的解析結果に基づいて確認することとした。



①角部をコーナプレートに ②角部を円弧状とし角 ③完全溶込みまたはより補強した構造 溶接をなくした構造 それに近い十分な溶込み量を確認した角溶接部の構造

座屈変形の生じる基部、断面変化位置に設ける



④隙間をあけて鋼板を巻立てた構造 ⑤縦リブを設置した構造 ⑥径厚比を制限した構造

図-2 ぜい性的な破壊モードを防ぐ構造細目の例

3. 鋼製橋脚の構造に関する実験的検討

コンクリートを充填しない鋼製橋脚については、鉄筋コンクリート橋脚と比べて大きな地震力を受けた場合の応答や抵抗メカニズム、じん性の評価等について未解明の部分がまだ多い。このため、今回の道路橋示方書では、地震以降実施してきた繰返し載荷実験結果等を踏まえて、2.に示した条件を満たす構造細目の適用を規定するとともに、非線形性を考慮した動的解析法により耐震性の判定を行うこととした。以下に、構造細目および動的解析による耐震性の判定方法について述べる。

3. 1 構造細目

(1) ぜい性的破壊モードを防ぐ構造

矩形断面および円形断面について、図-1に示したぜい性的破壊モードを防ぐ構造細目の例を図-2に示す。

①は角部にコーナプレートを取り付け閉断面構造とすることにより、変形がかなり進んでも角部の角度を保持し、これにより角溶接部の割れを防ぐ構造である。②は角溶接そのものをなくすことにより、角部の裂けるモードの破壊を防ぐ構造である。③は角部の溶接を十分な溶込みを確保できる溶接継手とすることにより、溶接部からの破壊を防ぐ構造である。

表-3 供試体の諸元
(a) 矩形断面供試体

供試体	h (cm)	A (cm ²)	I (cm ⁴)	σ_y (kgf/cm ²)	$\bar{\lambda}$	R _R	R _F	γ/γ^*	σ_c/σ_y	材質	備考
No. 20	342.3	378.4	480,500	4,160	0.27	0.59	0.61	0.91	0.125	SM490A	基本供試体
No. 22	342.3	439.6	569,300	3,900	0.26	0.57	0.59	0.91	0.106	SM490A	No.20 に対しジョイント溶接接合

注) ここに、 σ_y : 材料降伏点, h : 載荷点高さ, I : 断面 2 次モーメント, A : 断面積,

$\bar{\lambda}$: 細長比パラメータ ($= \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdot \frac{l}{r}$), E : ヤング係数 ($= 2.1 \times 10^6$ kgf/cm²),

l : 有効長 ($= 2h$ (cm)), r : 断面 2 次半径 (cm),

R_F : 補剛板全体の幅厚比パラメータ ($= \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_F}}$)⁴⁾,

R_R : 補剛材間のパネルの幅厚比パラメータ ($= \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_R}}$)⁴⁾,

γ : 補剛材の剛比, γ^* : 補剛材の必要最小剛比, σ_c : 軸圧縮応力 (kgf/cm²), ν : ポアソン比 ($= 0.3$)

(b) 円形断面供試体

供試体	h (cm)	A (cm ²)	I (cm ⁴)	σ_y (kgf/cm ²)	$\bar{\lambda}$	R _t	σ_c/σ_y	材質	備考
No. 6	340.3	444.3	434,200	3,510	0.28	0.076	0.137	SM490A	基本供試体(板厚 16mm)
No. 7	340.3	444.3	434,200	3,540	0.29	0.077	0.136	SM490A	No.6 に対し隙間 10mm 巻立て
No. 8	340.3	251.9	250,000	2,960	0.26	0.12	0.122	SS400	基本供試体(板厚 9mm)
No. 15	342.3	251.9	250,000	3,130	0.27	0.12	0.115	SS400	No.8 に対し隙間 5 mm 巻立て

注) ここに、R_t : 径厚比パラメータ ($= \frac{R}{t} \cdot \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\nu^2)}$), R : 板厚中心での半径 (cm), t : 板厚 (cm)

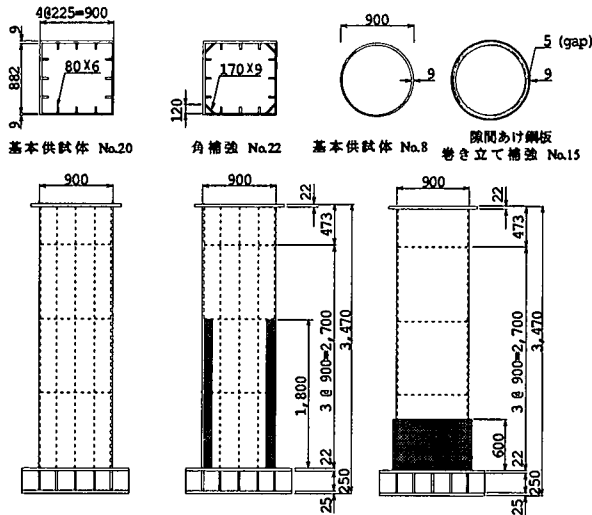


図-3 供試体の寸法形状の例

④は母材の鋼管の座屈発生位置の周囲に隙間をあけて鋼板を巻立てることにより、局部座屈による変形量が一定値を超えると外側の鋼板に接触して座屈変形が多段化し、変形領域が分散されることにより変形の集中や割れを防ぐものである。⑤は縦リブにより提灯座屈を防止し、変形の集中を防ぐ構造である。⑥は鋼管の径厚比(板厚に対する半径の比)を小さく抑えることにより、鋼管の変形性能を向上させ、局部変形の集中による割れを防ぐものである。

(2) じん性を向上させる構造

(1) に示した構造細目のうち、①、④、⑤および⑥については、ぜい性的破壊モードの回避とともに、じん性の向上が期待できることが繰返し載荷実験により確認されている。また、既存の調査研究⁷⁾・⁸⁾によると補剛板の幅厚比を小さくし、補剛材の剛性を高めることにより、じん性の向上が期待できることが確認されており、これらの構造細目も③と組み合わせることにより用いることができると考えられる。

これらの構造細目の耐震性能を明らかにするために、土木研究所等において、これまで主に外形寸法 900 × 900mm、高さ 3,470mm の大型鋼製橋脚供試体を用いた正負交番 2 軸繰返し載荷実験(写真-4)を中心とした調査研究を実施してきている。図-3 に矩形断面、円形断面についてそれぞれ代表的な供試体の形状寸法を、表-3 に供試体の諸元を示す。ここでは矩形断面について①の角補強構造と、円形断面について④の隙間あけ鋼板巻き立て構造を示す。図-4 にこれらの構造①および④について実験より得られたヒステリシスループを示す。図中の点線は補強前の結果を包絡線で示したものである。補強前と比較して補強後は最大耐力以降の変形性能が向上していることがわかる。

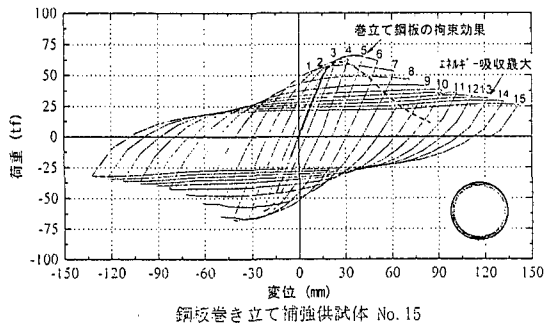
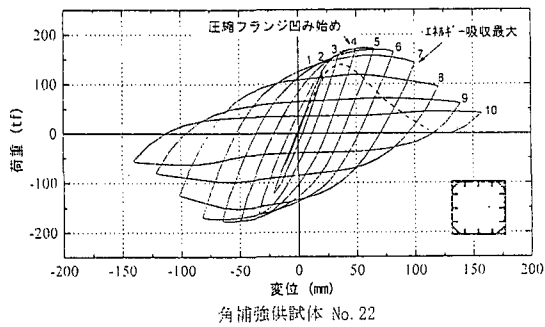


図-4 補強した供試体の荷重～変位履歴曲線

角補強構造

- 角補強部の占有幅 25%程度
 $2c/b \approx 0.25$
- 角補強材の幅厚比(両縁支持板とした場合)
 $R_c \leq 0.4$
- b'部については補剛板の規定に準じて設計

↓

最大耐力 $P_u = 1.4P_y$
許容変位 $P_y = 4 \delta y$ (タイプ I の地震動に対して)
 $= 5 \delta y$ (タイプ II の地震動に対して)

径厚比を制限した構造

- 径厚比の条件

$$\frac{R}{t} \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\nu^2)} \leq 0.08$$

ここに、 ν : ポアソン比 (= 0.3)
 σ_y : 鋼材の基準降伏点 (kgf/cm²)
 E : ヤング係数 (kgf/cm²)
 R : 板厚中心での半径 (cm)
 t : 板厚 (cm)

↓

最大耐力 $P_u = 1.4P_y$
許容変位 $P_y = 5 \delta y$ (タイプ I の地震動に対して)
 $= 6 \delta y$ (タイプ II の地震動に対して)

図-5 矩形断面、円形断面の構造諸元と動的解析モデル設定のための諸数値

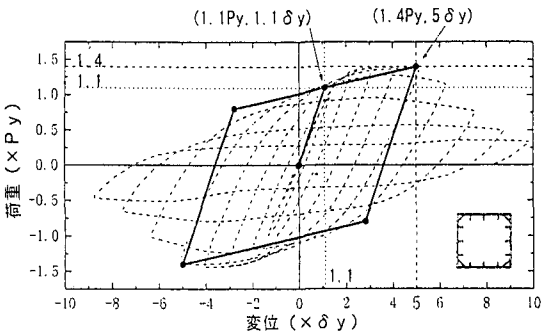


図-6 角補強構造における動的解析に用いる復元力モデルの設定例

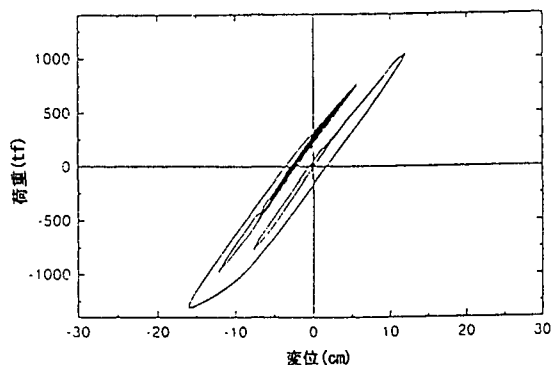
図-5に矩形断面、円形断面について、それぞれ角補強構造および径厚比制限構造の構造諸元と動的解析モデル設定のための諸数値を示す。

3. 2 動的解析モデルの設定と耐震性の判定

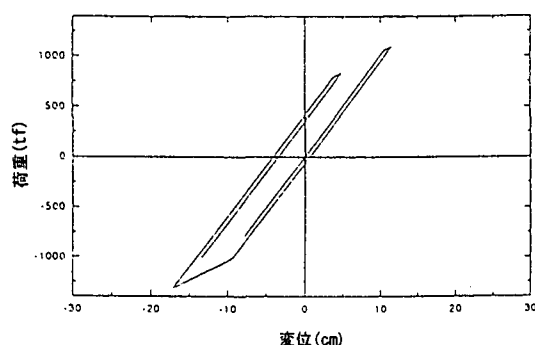
耐震設計の基本として、今回の道路橋示方書では、橋の供用期間中に発生する確率は低い大きな強度をもつ地震動として2段階の地震動(タイプⅠおよびタイプⅡ)を考慮し、これらの地震動に対し限定された損傷にとどめることを目標として設計することとしている。ここで、タイプⅠの地震動とは、プレート境界型の大規模な地震のように大きな振幅が長時間繰り返して作用するような地震動を、タイプⅡの地震動とは、兵庫県南部地震のような内陸直下型地震で継続時間は短いきわめて大きな強度を有する地震動を表したものである。

図-6は角補強構造の実験結果に基づくタイプⅡの地震動に対する動的解析モデルの設定例を示したものである。正負交番2軸繰返し載荷実験より得られたヒステリシスループに合わせて、1質点1自由度系の簡易なバイリニア型のモデルに置き換えたものである。図より理解されるように、このような地震動に対して動的解析による応答変位の許容値を耐力低下のほとんどない範囲の最大変位(1.4Py, 5 δy)に設定したものである。一方、繰返し数の多いタイプⅠの地震動に対しては、最大耐力付近では、繰返しになる耐力の低下がほとんどないことを考えて図-5に示すように許容値を1 δy 小く与えることとしている。

図-7(a)はハイブリッド地震応答実験⁹⁾によって、今回の兵庫県南部地震において記録された地震波形(Ⅲ種地盤、東神戸大橋記録)を入力した場合の、既設橋脚を模した試験体の動的応答を調べたもので



(a) ハイブリッド実験結果



(b) バイリニアモデルによる動的解析結果

図-7 ハイブリッド実験結果⁹⁾と動的解析結果による応答履歴の比較

(既設鋼製橋脚を模した供試体に東神戸大橋の地震波形を入力した場合)

ある。図-7 (b)は上述の図-6に示すようなバイリニアモデルにより動的解析を実施した結果の一例である。両者の応答特性および最大応答変位は概ね一致しており、バイリニアモデル程度の簡易なモデルでも許容値を図-6のように設定するならば十分に地震時の挙動を評価できるものと考えられる。仮に下り勾配まで応答変位を許容する場合には、応答変位や残留変位を算出するにあたってモデル化の適用性についての検討が必要と考えられる。

おわりに

今回の地震を契機として、地震以降の鋼製橋脚の耐力および変形性能に関する各種検討が行われ、その結果に基づき、本稿に報告した変形性能を考慮した鋼製橋脚の耐震設計法が道路橋示方書に取り込まれた。ただし、鋼製橋脚の耐震設計法については、今後も被災事例の詳細な分析、動的および静的繰返し載荷実験および解析等の十分な調査研究の蓄積が必要と考えられる。

本稿で報告した実験については、主として平成7～8年度に実施された鋼製橋脚の耐震設計法に関する共同研究〔土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社（平成8年度より）、(社)鋼材倶楽部、(社)日本橋梁建設協会〕の中で行われたものである。

参考文献

- 1) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)，1995.6
- 2) 建設省：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様，1995.2
- 3) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，1995.12
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1990.2
- 5) 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
- 6) 西川和廣，山本悟司，上仙 靖，安波博道，名取 暢：鋼製橋脚の耐震補強に関する実験，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp. 583～590，1996.1
- 7) 土木学会 鋼構造委員会 鋼構造新技術小委員会：鋼構造の新技術に関する調査研究報告書（中間報告），1994.3
- 8) 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
- 9) 寺田昌弘，安波博道，名取暢，寺尾圭史，西川和廣：実鋼製橋脚を想定したハイブリッド地震応答実験，土木学会第51回年次学術講演会概要集1996.9

Seismic Design of Steel Piers of Highway Bridges

Kazuhiro NISHIKAWA, Jun MURAKOSHI, Yasushi JOSEN and Minoru TAKAHASHI

In Hyogo-ken Nanbu Earthquake of 1995, steel bridge piers were severely damaged for the first time. It is necessary to make clear of the characteristics of steel piers and to establish the design method. After the earthquake, large-scale biaxial static loading experiments were carried out and several reinforcing methods of steel bridge piers which includes rectangular section and circular section were recommended by PWRI. Based on the results of these research activities, "Specifications for Highway Bridges Part II Steel Bridges" were revised in 1996.11. This paper describes the basic concepts of seismic design of steel piers.