

## 鋼製橋脚の耐震補強事例

## STATE-OF-THE-ART OF THE SEISMIC RETROFIT FOR STEEL STRUCTURES

池田 学\*, 小野 潔\*\*, 豊岡 亮洋\*\*\*

Manabu IKEDA, Kiyoshi ONO and Akihiro TOYOOKA

**ABSTRACT** The 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake caused devastating damages to steel structures for roads and railways. Since then, huge amount of experimental and analytical researches are dedicated to the investigation of seismic performance and development of seismic retrofits for steel structures, taking into account the inelastic behavior under severe earthquakes. In this paper, basic concepts for seismic retrofit of steel structures are explained. The experimental research is then reviewed that investigates the behaviors of retrofitted road piers, such as concrete casted and strengthened by corner plates. Also, a countermeasure for preventing shear failure of a girder of a steel rigid frame is presented. Finally, evaluation of seismic behavior of the old railway bridge with pillar form piers and pivot bearings is introduced.

**KEYWORDS** : 道路および鉄道橋, 鋼製橋脚, 鋼製ラーメン, 耐震補強

Road and railway structures, steel piers, steel rigid frames, seismic retrofit

## 1. まえがき

兵庫県南部地震で鋼構造物は大きな被害を受けた<sup>1)</sup>。兵庫県南部地震での鋼製橋脚の被害をふまえて、塑性域での耐力および変形性能を考慮した鋼製橋脚の耐震設計法の確立の必要性が改めて認識された。さらに、既設の鋼製橋脚の耐震補強および新設の鋼製橋脚の耐震設計において、兵庫県南部地震クラスの非常に大きな地震動に対して弾性設計を適用することは非常に不経済となることから、早急に具体的な鋼製橋脚の耐震設計法を確立することが切望された。

鋼製橋脚の耐震補強法、耐震設計法を確立するには、塑性域での耐力および変形性能といった鋼製橋脚の耐震性能を把握する必要がある。しかしながら、兵庫県南部地震以前においては、鋼製橋脚の耐震性能評価に関する研究は少なく、具体的な耐震補強、耐震設計法を確立する上で必要となる鋼製橋脚の耐震性能に関する情報が十分に得られていない状況にあった。そこで、兵庫県南部地震以降、鋼製橋脚の具体的な耐震補強、耐震設計法を開発するため、実験および解析により鋼製橋脚の耐震性能評価および耐震性能向上策のための研究が非常に活発に行われた。その結果、鋼製橋脚の耐震性能に関する有用な情報が多く得られ、それらの研究成果を基に、具体的な耐震補強法、耐震設計法の提案が行われている。

本稿では、まず、既設の鋼製橋脚の耐震補強を行う上での基本的な考え方の紹介を行う。その後、鋼製橋脚の耐震補強後の耐震性能について、正負交番載荷実験結果をもとに紹介する。また、鋼製ラーメン橋脚はり部の耐震補強に関する研究およびその成果に基づく耐震補強例について紹介する。さらに、都市部の鉄道橋に多いポスト形式橋脚の耐震補強に関する検討事例を紹介する。

\*工修 (財)鉄道総合技術研究所 鋼・複合構造 主任研究員 (〒185-8540 国分寺市光町 2-8-38)

\*\*工博 東京工業大学准教授 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)

\*\*\*博(工) (財)鉄道総合技術研究所 耐震構造 副主任研究員 (〒185-8540 国分寺市光町 2-8-38)

## 2. 鋼製橋脚の耐震補強を行う上での基本的考え方

既設橋梁は適用された設計基準が様々であるため、橋梁ごとの耐震保有性能のレベルは異なり、また、周辺の施工条件により耐震補強方法も限定される場合が多い。よって、すべての橋梁に適用可能な耐震補強の方針を示すことは難しいが、例えば道路橋においては、平成8年「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」<sup>2)</sup> (以下、平成8年道示) に準拠して既設橋の耐震補強設計をできるだけ円滑に行うための考え方を示した「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」<sup>3)</sup> (以下、「耐震補強参考資料」) では、鋼製橋脚の耐震補強の基本方針として以下のことを挙げている。

- (1) 基礎やアンカー部への負担を小さくするため、基本的にはできるだけ橋脚の変形能を向上させ、水平耐力が過度に上がらないような補強工法を採用することが望ましい。
- (2) 橋脚各断面の耐力とアンカー部の耐力の大小関係に応じて、塑性ヒンジの位置および補強手法を検討するのを基本とする。この場合、塑性ヒンジは橋脚基部断面もしくは基部に出来るだけ近い位置になるようにし、その断面に変形能が期待できる補強工法を採用することとする。

そして、上記基本方針を満たす補強工法の具体的な耐震補強設計例として、以下の3章に示す、コンクリート充填による方法および角補強による方法が示されている。

なお、鉄道橋においては、今までのところ鋼製橋脚を対象とした耐震補強に関する指針類はないが、基本的には上記の「耐震補強参考資料」と同様な考え方に基づいている。

## 3. 鋼製橋脚の耐震補強に関する検討事例

### (1) 検討の目的

鋼製橋脚の内部にコンクリートを充填することにより、鋼製橋脚の耐力および変形性能といった耐震性能を向上することが可能であることは兵庫県南部地震以前の研究成果からも知られていた<sup>4)</sup>。しかも、コンクリート充填工法は他の手法と比較して施工が容易で、しかも工事費を安く抑えることが可能であるため、鋼製橋脚の耐震補強法として有用な手法であると考えられていた。

しかしながら、新設橋と比較して大きな幅厚比パラメータを有する既設橋にも対応可能なコンクリートを充填した鋼製橋脚の具体的な変形性能、耐力の評価法が提案されておらず、実際の鋼製橋脚を耐震補強するに当たっては、定量的な耐震性能評価手法の確立が不可欠であった。他方、鋼製橋脚の耐震補強では、補強により橋脚の耐力が上昇しすぎるとアンカー部や基礎への負担が増えるため、アンカー部等の耐力が十分でない場合、変形性能のみを向上させ耐力上昇を抑えたい場合がある。このような場合、上記のコンクリート充填による補強法に変わる補強法が必要となってくる。

そこで、鋼製橋脚の耐震設計法および耐震補強法の開発のため、土木研究所および関係機関との共同研究<sup>5)</sup> (以下、本節で「共同研究」という) が行われた。その中で、鋼製橋脚の耐震性能の把握のため、約100体の供試体を用いた正負交番載荷実験が行われている。以下では、共同研究で行われた正負交番載荷実験のうち、コンクリートを充填した鋼製橋脚の具体的な耐震性能評価手法の開発、変形性能のみを向上させ耐力上昇を抑えた耐震補強法の開発のために行われた実験を中心に紹介する。

### (2) 交番載荷試験による耐震補強効果の検討

共同研究では、可能な限り実際の鋼製橋脚に近い構造諸元を再現できるように、実際の鋼製橋脚の1/3～1/4程度といった既往の研究と比較して大きな供試体を用いて実験が行われた。

図-1に供試体の例を示す。図-1(a),(b)は、平成8年道示より以前の示方書で設計された既設の鋼製橋脚を対象とした供試体である。図-1(c)は図-1(a)の供試体に、図-1(d)は図-1(b)の供試体に、それぞれコンクリートを適切な高さまで充填することにより鋼製橋脚の耐力および変形性能の向上を図ることを目的とした供試体である。図-1(e)は図-1(a)の供試体の角部に補強材を高力ボルトで取り付けることにより、角溶接部の割れを防ぐとともに鋼製橋脚の耐力の上昇を抑え変形性能の向上を図ることを目的とした供試体である。図-1(f)は図-1(b)の供試体の周りに母材板厚の1/2程度の隙間を空けて鋼板を巻き立てた供試体である。外巻きの鋼管により高さ方向の座屈波形を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ぎ、かつ耐力の上昇を抑え変形性能の向上を図ることを目的としたものである。

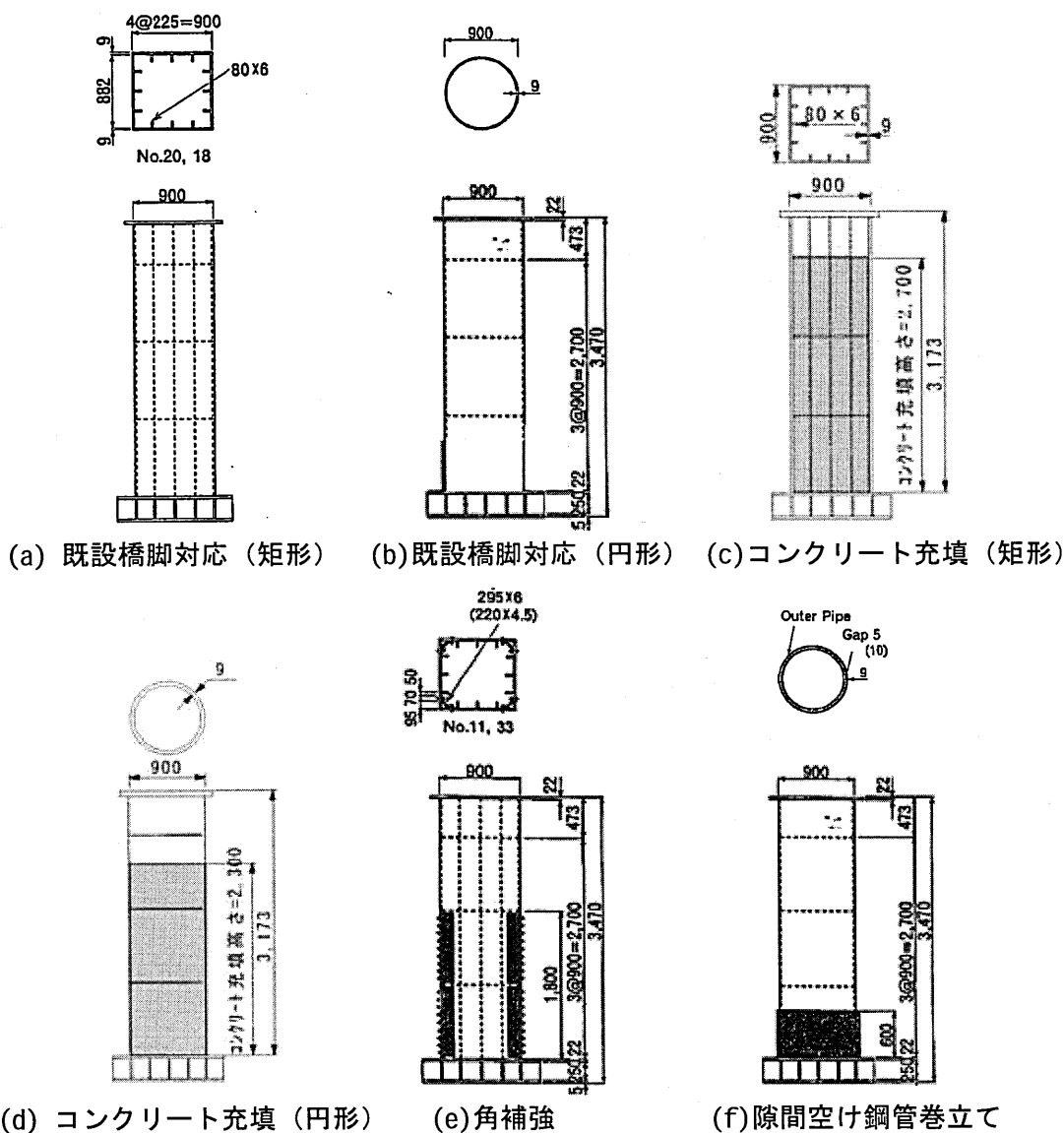


図-1 鋼製橋脚の交番载荷試験の供試体

図-2 に载荷状況を示す。载荷方法は上部構造死荷重を想定した所定の軸力（多くの実験で降伏軸力の約 10%~15%程度）を载荷し、その軸力を一定に保った状態で、柱部の所定の位置に地震力を想定した水平荷重を準静的に繰り返し加えた。水平荷重の载荷の方法は、変位制御により、供試体の下端の応力が降伏応力に達する時の水平荷重载荷位置の水平変位  $\delta y$  を基本とし、 $\delta y$  の整数倍の変位を片振幅とした両振りの交番载荷で  $\pm 2\delta y$ ,  $\pm 3\delta y$  というように振幅を漸増させている。また、繰り返し载荷回数が鋼製橋脚の耐震性能に与える影響を検討する場合を除き、各  $\delta y$  における繰り返し回数原則として 1 回としている。

(a) 矩形断面鋼製橋脚の耐震性能向上策

図-3 に既設鋼製橋脚を対象とした矩形断面供試体（図-1(a)）と、その供試体にコンクリートを適切な高さまで充填した供試体（図-1(c)）、角部に補強材を高力ボルトで取り付けした供試体（図-1(e)）の正負交番载荷試験から得られる包絡線をそれぞれ示す。図-3 より、コンクリートを適切な高さまで充填することにより、鋼製橋脚の耐力および変形性能が大きく向上していることがわかる。それに対して、角部に補強材を高力ボルトで取り付けした供試体では、耐力の上昇を抑えつつ変形性能を向上すること

がわかる。鋼製橋脚の耐震補強では、補強により橋脚の耐力が上昇しすぎるとアンカー部や基礎への負担が増えるため、アンカー部等の耐力が十分でない場合、耐力上昇を抑え変形性能のみを向上させる必要がある。このような場合、角部に補強材を高力ボルトで取り付ける補強法は有効であると言える。

#### (b) 円形断面鋼製橋脚の耐震性能向上策

既設鋼製橋脚を対象とした円形断面供試体(図-1(b))と、その供試体にコンクリートを適切な高さまで充填した供試体(図-1(d))、母材板厚の1/2程度の隙間を空けて鋼板を巻き立てた供試体(図-1(f))の正負交番載荷試験から得られる包絡線を図-4にそれぞれ示す。図-4から、矩形断面と同様に、コンクリートを適切な高さまで充填することにより、鋼製橋脚の変形性能が大きく向上しているが、同時に耐力も上昇していることがわかる。それに対して、母材板厚の1/2程度の隙間を空けて鋼板を巻き立てた供試体では、耐力の上昇を抑えつつ変形性能を向上できていることがわかる。よって、アンカー部等の耐力が十分でない場合、母材板厚の1/2程度の隙間を空けて鋼板を巻き立てる補強法は有効であると言える。

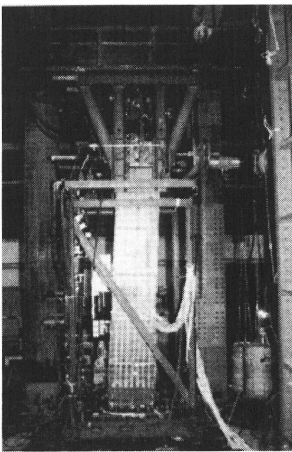


図-2 載荷の概要

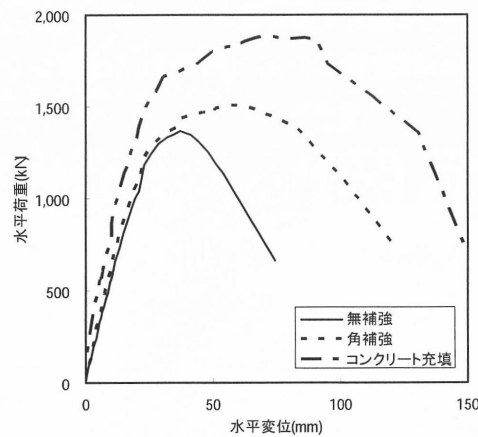


図-3 包絡線の比較 (矩形断面)

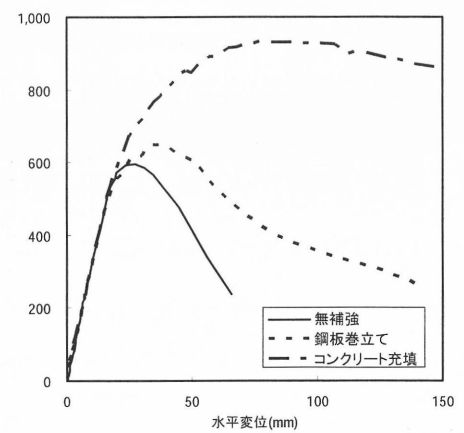


図-4 包絡線の比較 (円形断面)

## 4. 鋼製ラーメン橋脚の梁の耐震補強例

### (1) 検討の目的および概要

兵庫県南部地震において鋼製ラーメン橋脚にせん断座屈が発生した損傷事例(図-5)がみられたが、このように梁部のせん断力が卓越するラーメン橋脚に対して面内(橋軸直角)方向の耐震設計を精度良く行うためには、梁のせん断座屈やせん断変形を考慮した耐震設計が必要である。名古屋高速道路公社では、梁のせん断耐荷力実験<sup>6)</sup>が実施され、その結果を取り入れた耐震設計が兵庫県南部地震以降に設計される鋼製ラーメン橋脚に適用されている。都市高速道路である名古屋高速道路では、建設条件から中央分離帯内に橋脚を建設することが多く、また、センターランプ方式を採用していることから、柱高に比べて柱間隔が短い鋼製ラーメン橋脚が多いことが特徴である。

一方、既設橋脚に対しては、耐震性能照査を行い橋脚の柱基部が塑性化する前に梁部がせん断降伏する「梁部先行型破壊」が生じることが想定される鋼製ラーメン橋脚に対して、補強方針として梁部の腹板に着目したせん断座屈補強が実施されている。すなわち、パネル単体の実験と再現解析<sup>7)</sup>により補剛効果の確認を行い、①水平補剛材による補強、②斜め補剛材による補強、の二通りの方法が採用されている。ここでは、これらの補強方法の効果確認のための載荷試験の結果を紹介するとともに、試験結果をもとに設定した補剛設計の方法および施工における留意点等について示す。

### (2) 耐震補強の考え方

鋼製ラーメン橋脚の耐震性能照査は「コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の耐震性能照査要

領(案)」(名古屋高速道路公社(平成14年))<sup>8)</sup>により行われている。その結果、せん断耐力が不足しているラーメン橋脚梁部に対して、腹板パネルの補強を行い、破壊形態が柱先行型で、十分に耐震性が確保されるように補強設計することを基本としている。これら梁部の耐震補強は、都心環状線をはじめとする5路線31橋脚で実施されている。補強対象構造物の一例として、図-6に橋脚断面図、表-1に構造諸元を示す。

腹板パネルの補強については、荷重を受けている既設橋脚での施工となるため、溶接品質の問題さらには閉鎖空間での作業性から、補強箇所は必要最小限にとどめ、補剛材をできるだけ少ないボルトで結合することを基本とし、補剛材を用いた「水平補剛方式」または「斜め補剛方式」のいずれかの補剛方式の採用が検討されている(図-6)。

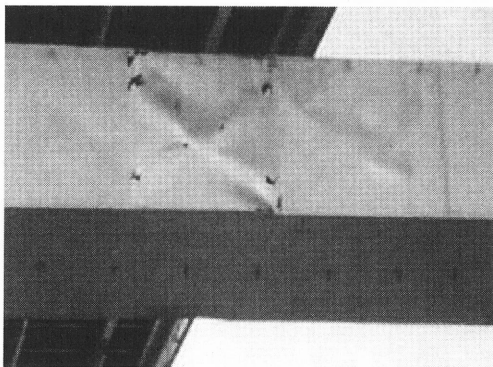


図-5 梁部せん断座屈の損傷例

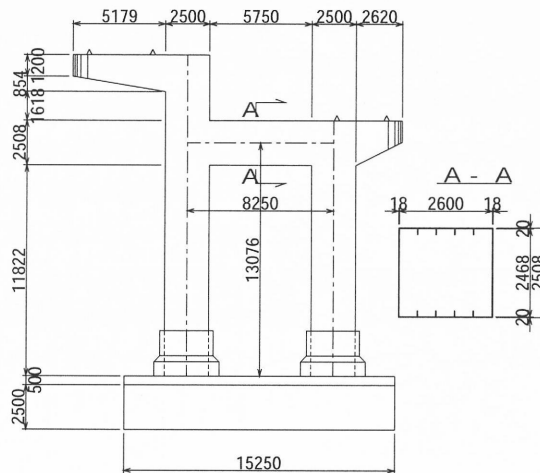


図-6 橋脚断面図

表-1 構造諸元

路線	都心環状線			
上部構造	3径間連続鋼床版箱桁橋(2連)			
橋長	70.0+70.0+69.4=209.4m			
下部構造	門型鋼製橋脚(角柱)			
基礎形式	場所打ち杭 φ1500			
適用道示	平成2年2月			
竣工年	平成4年1月			
柱高さ(m)	13.076m(梁中央まで)			
柱間隔(m)	8.250m			
梁断面(m)	ウェブ	フランジ		
	2.508	2.600		
梁ウェブパネル	a(mm)	b(mm)	t(mm)	$\tau_v(N/mm^2)$
	1917	2468	18	135
	アスペクト比 $\alpha$		せん断幅厚比パラメータ $R_w$	
	0.78		1.04	
(補強後)	座屈係数 $k_z$		せん断幅厚比パラメータ $R_w$	
	48.95		0.54	

表-2 供試体諸元

タイプ	A0	AH1	AH1/2	AD1
概要	無補剛(現状)	水平補剛方式	AH1の補剛材剛性を1/2	斜め補剛方式
補剛材形状	-	C-80×65×6	L-50×65×6	C-80×65×6
ボルト径・ピッチ	-	M10×125mm		
補剛材の剛比 $\gamma$ ( $=E_s/E_c$ )	-	55.54	27.77	55.54
せん断座屈パラメータ $R_w$	1.58	0.60	0.60	0.81

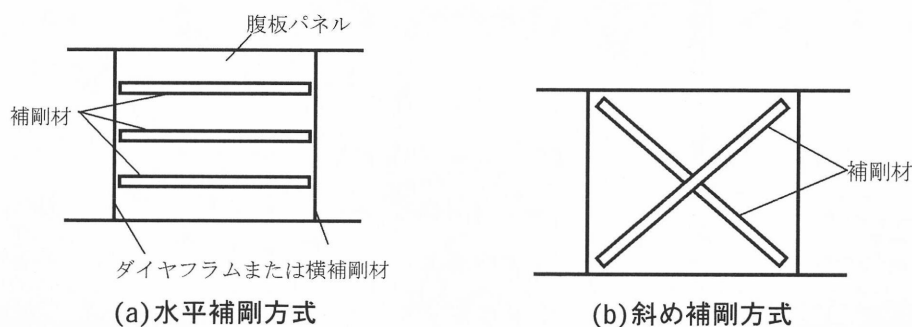


図-7 腹板パネルの補剛方式

### (3) 荷重試験による補強効果の検証

ボルト止め補剛材の補強効果を検証するため、荷重試験が実施された。供試体は、梁の腹板パネルについて既設橋脚の調査結果から、代表的なパラメータを抽出して製作されている。ここでは、代表的なアスペクト比  $\alpha=0.75$ 、せん断幅厚比パラメータ  $R_{tw}=1.58$  の実験内容について紹介する。供試体諸元を表-2に、補剛材の配置状況を図-7に示す。縮尺率は約1/2.3とし、パネル寸法は1.0m×0.75m、板厚6mm（実物14mm）、補剛材はボルト止めの施工性と剛性の関係から、コ、L形状の2種類としている。ボルトはM10（実物M22）、ボルトピッチは補剛材間隔の1/2である。荷重装置は、供試体の4辺を連結板で固定し、交番せん断荷重条件を模擬できるせん断荷重装置が用いられている。荷重パターンは、せん断降伏変位  $\delta y$  を基準とし、漸増交番荷重としている。なお、各サイクルの交番回数は1回である。

図-8に $\pm 5\delta y$ までの水平補剛方式および斜め補剛方式の試験結果を示す。①無補剛（A-0）は、 $+1\delta y$ の荷重過程において、対角線上の座屈が発生した。その後、交番荷重により交互に対角線上の座屈が発生し、荷重変位の増加とともに座屈の面外変形は大きくなった（図-9(a)）。荷重変位 $\pm 5\delta y$ ではほぼ最大値（約1,150kN）に到達した後、隅角部などに亀裂が生じて耐力が低下し始めた。この供試体は、対角線の座屈モードが反転し、逆の斜張力場が形成されるまで耐力の上昇が見られない。②水平補剛（A-H-1）は、対角線上の大きな座屈防止効果があり、無補剛に対して耐力も大きく紡錘型の履歴を示しせん断変形のエネルギー吸収性能が大きい。無補剛と同様に、荷重変位 $\pm 5\delta y$ ではほぼ最大値（約1,300kN）に到達した後、隅角部などに亀裂が生じて耐力が低下し始めた。 $\pm 5\delta y$ 以下の範囲では、補剛材剛性を1/2にしたA-H-1/2もA-H-1と同様の挙動を示し、有効性が確認できる（図-8(b)）。③斜め補剛（A-D-1）は、対角線上の大きな座屈を防止する考え方が異なるが、抑止効果があり、 $\pm 5\delta y$ 以下の範囲では、A-H-1と同様の挙動を示した（図-9(c)）。

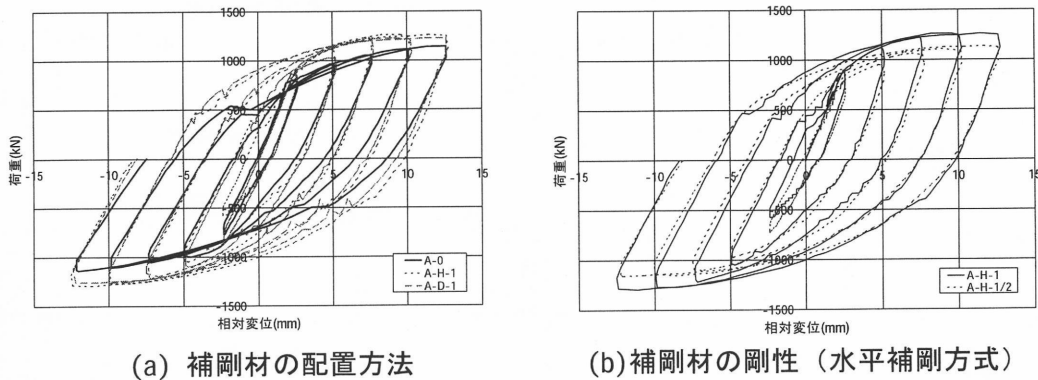


図-8 荷重－変位曲線

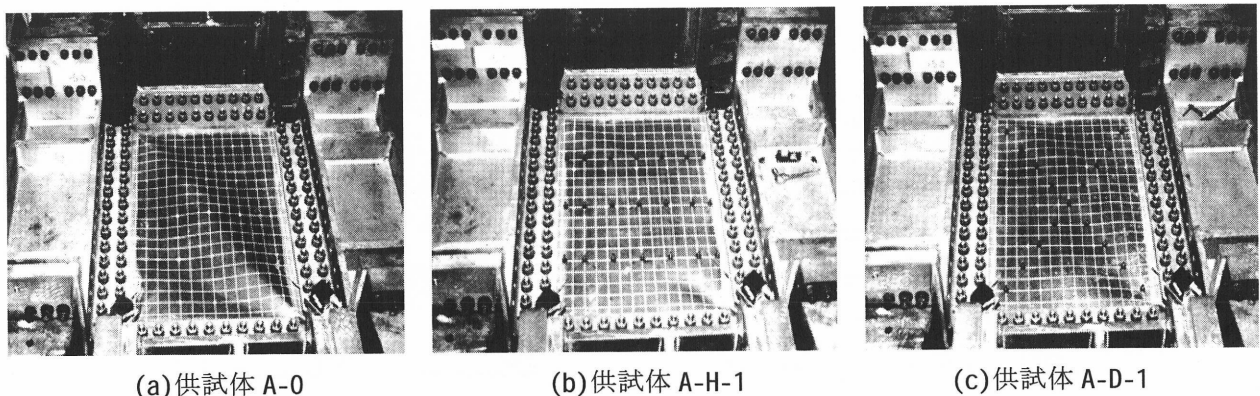


図-9  $+5\delta y$  終了時の各供試体の状況

#### (4)補強設計法

せん断座屈に対する照査は、次式で定義されるせん断幅厚比パラメータ  $R_{tw}$  を用いて行い、それぞれの補剛方式によりパラメータを設定し補強設計が行われている。

$$\frac{\tau_{cr}}{\tau_y} = \frac{1}{R_{tw}}$$

ここに、 $R_{tw}$ ：せん断幅厚比パラメータ、 $\tau_y$ ：せん断降伏応力、 $\tau_{cr}$ ：せん断座屈応力である。

##### (a) 水平補剛方式

水平補剛材で補剛する場合は、せん断幅厚比パラメータは 0.6 以下になるように、パネルの分割数を設定している。

$$R_{tw} = \frac{b}{n \cdot t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\tau_y}{k_r \cdot \pi^2 E}} \leq 0.6$$

$$k_r = 5.34 + 4.0/\alpha_s^2 \quad \alpha_s > 1.0$$

$$k_r = 4.0 + 5.34/\alpha_s^2 \quad \alpha_s \leq 1.0$$

ここに、 $b$ ：腹板パネルの幅、 $n$ ：パネルの分割数、 $t$ ：腹板パネルの板厚、 $\nu$ ：ポアソン比、 $E$ ：ヤング率、 $k_r$ ：座屈係数、 $\alpha_s$ ：補剛される板のアスペクト比 ( $=a/b_s$ )、 $a$ ：縦リブ間隔、 $b_s$ ：補剛される板の腹板高さである。

なお、せん断幅厚比パラメータを 0.6 以下としているのは、「座屈設計ガイドライン（土木学会）」<sup>9)</sup>が提案する下式に基づいている。

$$\begin{aligned} \tau_{cr}/\tau_y &= 1 && : R_{tw} \leq 0.6 \\ &= 1 - 0.614(R_{tw} - 0.6) && : 0.6 < R_{tw} \leq \sqrt{2} \\ &= 1/R_{tw}^2 && : \sqrt{2} < R_{tw} \end{aligned}$$

##### (b) 斜め補剛方式

載荷試験結果から、斜め補剛方式はせん断幅厚比パラメータ  $R_{tw}=0.81\sim 0.97$  で水平補剛方式と同等の補剛効果が得られたため、1.0 以下を満足することとしている。なお、その場合の座屈係数は、実用式が提案されていないため、腹板パネルのアスペクト比をパラメータとした線形固有値解析により次式を設定している。

$$R_{tw} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\tau_y}{k_r \cdot \pi^2 E}} \leq 1.0$$

$$k_r = 15.3 + 20.3/\alpha_s^2$$

補剛材の設計については、水平補剛方式では、補剛板の局部座屈と全体座屈の境界における補剛材剛比を最適剛比と定義し、宇佐美らの提案式<sup>10)</sup>を用いて補剛材のせん断に関する最適剛比を算出し最適剛比の 0.7 倍以上を必要剛性として補剛材を設計している。これは、0.7 倍程度において補剛効果が実験的に得られたためである。また、斜め補剛方式においては、水平補剛（4 分割）と同等の補剛材を用いれば、所定の強度、変形能が確認されているので、先の水平補剛の提案式が準用されている。

#### (5)耐震補強の施工手順

耐震補強後の状況を図-10 に示す。耐震補強の補剛材の取り付けは、孔明け、塗膜撤去、補強部材取り付け、現場塗装の流れで行われている。補剛材の材質は SS400 の形鋼、ボルトは M22 のトルシア形

高力ボルトとし、材質は S10T が用いられている。

部材の搬入は既設マンホールを活用し、部材搬入が可能となるように、斜め補剛方式では継手部を設けて分割搬入が行われている。L型鋼の交差部は作業性から、工場製作としワンピースとしている。ボルト配置は、既設部材を極力痛めないよう、最小縁端距離を 50mm とし、ボルト間隔は 300mm 程度とし、締付けは補強部材の中央から端部のボルトに向かって行われている。

鋼製橋脚内の部材に対する塗装は、明色仕上げが可能な変性エポキシ樹脂塗料内面用 N-13R とした。橋脚外側は、ボルトのタッチアップ塗装のみが行われている。

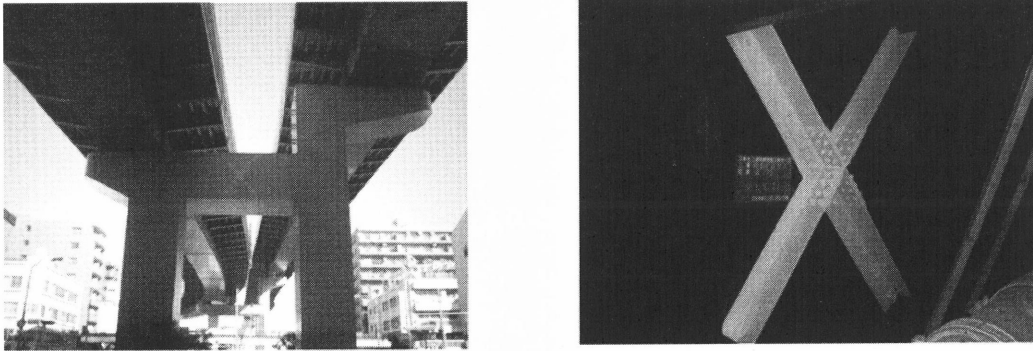


図-10 斜め補剛材による補強例

#### (6)耐震補強を行う上での留意点

本補強は、現場での施工性を重視し、比較的品質の確保が容易なボルト接合を基本とし、主な作業は梁内施工が可能なることから、街路規制などの負担が少なく足場防護工などを要しないため、比較的容易に補強が可能となる。一方、ボルト接合を採用していることから、ボルト間隔が腹板の強度及び変形能に影響を与えるため、この点に留意する必要がある。今回の補強では、解析的な検討を加えてボルト間隔を 300mm 程度としている。

また、補剛材の取り付け形状について、水平補剛方式と斜め補剛方式の二案が提案されているが、腹板パネルの寸法や施工性に応じた効率的な方法を選定する必要がある。水平補剛方式は、斜め補剛方式に比べて部材搬入等の作業性に優れる一方、所要の補剛効果を得るためにパネル分割数が過大となるケースもあり、既設部材に悪影響を与えることも考えられるので留意する必要がある。

梁部を補強することで、橋脚内での各部位の破壊順序が異なることや、柱部や基礎部への負担が増加することが考えられるため、補強後の橋脚全体としての耐震性能照査を行うことが望ましい。

### 5. ポスト形式橋脚を有する鋼鉄道橋の耐震補強に関する検討事例

#### (1)検討の背景と概要

首都圏をはじめ道路幅の広い幹線道路と交差する鉄道橋には架設等の優位性から鋼製の橋梁を用いる場合が多い。特に都心部の幹線道路と交差する鋼鉄道橋には大正から昭和初期にかけて図-11 に示すポスト形式の鋼橋脚を有する鉄道橋が多く用いられている。既設鋼鉄道橋の耐震性に関する研究は、門型鋼製ラーメン橋脚<sup>11),12)</sup>、ポスト形式の鋼橋脚を有する鉄道橋<sup>13),14),15)</sup>などが行われている。

ここでは、文献 13)–15)をもとに、図-12 のようなポスト形式の鋼橋脚を有する鉄道橋の耐震補強に関する検討事例について紹介する。具体的には、ポスト橋脚に用いられているピボット支承の補強、橋脚間のブレース材による補強等について、時刻歴応答解析結果による検討結果を紹介する。

#### (2)対象構造物と解析モデル

対象橋梁は昭和 2 年に設計された、橋長 23.7m (3.9+15.9+3.9m) の複線 3 主桁の 3 径間ゲルバー下



路桁形式で、標準的と考えられる橋梁である。対象橋梁の構造諸元を表-3に示す。

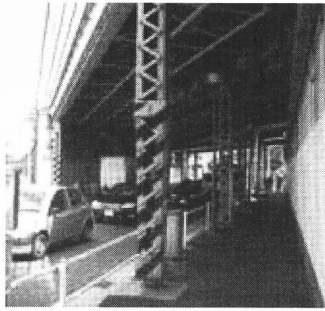


図-11 ポスト形式の鋼橋脚を有する鉄道橋の例

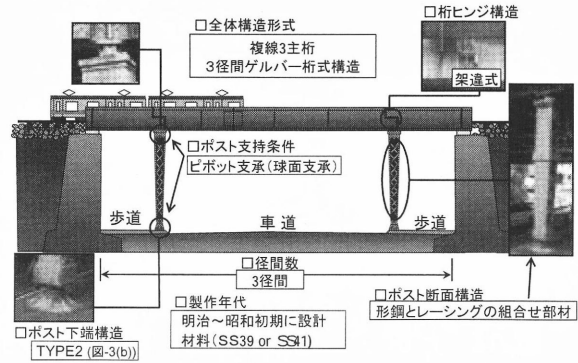


図-12 架道橋の構造形式

表-3 対象橋梁の構造諸元

構造形式	複線3主桁 3径間ゲルバー桁式構造
主桁中心間隔	3.81m
桁下空頭	3.7m
支間長	23.7m(3.9m+15.9m+3.9m)
平面線形	直線
列車荷重	クーパーE40
軌道構造	道床式
橋脚形式	形鋼とレーシングバーを組合せた ポスト形式橋脚
設計年	昭和2年

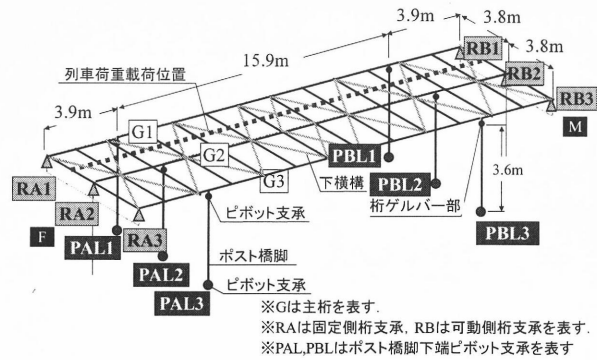


図-13 解析モデルの概要

解析モデルは、図-13に示すような橋梁全体を三次元骨組要素にてモデル化されている。解析モデルの詳細は文献15)による。主桁、横桁、下横構、ポスト橋脚は、地震時の応答が小さいため、線形はり要素としている。ポスト橋脚直上に位置する主桁ゲルバー部のモデル化は橋軸方向の回転のみを許容するばね要素を設定している。また、桁の支承は橋軸方向・橋軸直角方向ともに非線形ばね要素、ポスト橋脚の上下端のピボット支承は後述するような線形回転ばね要素でモデル化している。なお、橋梁両端の橋台は線形のはり要素で、基部及び地盤は固定条件としている。

載荷荷重には死荷重、列車荷重(設計荷重 EA-17 単線分)が考慮されている。「鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)」<sup>16)</sup>(以下、鉄道耐震標準という)に基づき、列車荷重により作用する水平方向の慣性力は、列車荷重を質量換算し、その値に橋軸方向では0.2、橋軸直角方向では0.3を乗じた値としている。減衰はRayleigh減衰を用いており、固有値解析の結果より、主要な振動モードに対して5%となるように設定している。

入力地震動は、鉄道耐震標準に定めているL1地震動、L2地震動(スペクトルIおよびII)が用いられている。なお、L2地震動(スペクトルI)は海溝型、L2地震動(スペクトルII)は直下型の地震動である。

(3)補強方法の概要

(a)ピボット支承の補強

ピボット支承の回転ばね要素の剛性は、図-14、図-15に示すように3ケース設定している。PV2は、実際に想定される挙動をもとに等価線形の回転剛性を設定したケース、PV1はピボット支承の剛な補強を想定して剛性を大きく設定したケース、PV3はヒンジに近いモデルを想定して剛性を小さく設定したケースである。

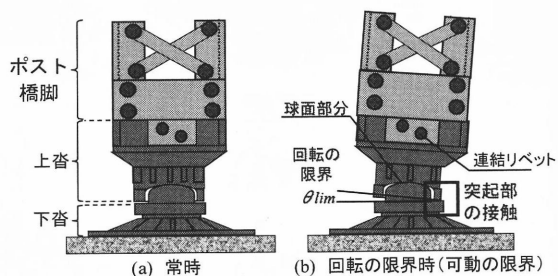


図-14 ピボット支承の挙動と回転可動限界

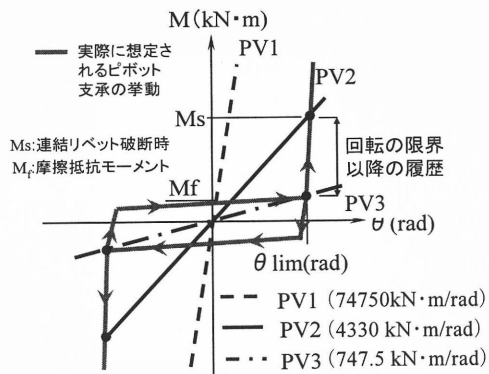


図-15 ピボット支承の復元力モデル

(b)ブレース材による補強

ブレース材による補強は配置形状の異なる2つのモデルが設定されている。ブレース材の配置形状を図-16に示す。S1モデルは、ポスト橋脚の上部に1.8mの間隔で柱上半分にブレース材を設けたもので、S2モデルは3.2mの間隔で橋脚全体に設けたケースである。ブレース材はL90×90×10の山形鋼を線形はり要素でモデル化し、ポスト橋脚との連結はピン結合としている。

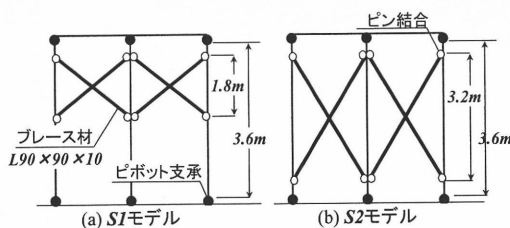


図-16 ブレース材の配置形状

(4)検討結果

固有値解析結果は、橋軸直角方向の振動モードが卓越し、1次の振動モード（橋軸直角方向全体にたわむモード）の固有振動数は約4.0Hzである。橋軸方向は、橋梁端部の橋台の剛性の影響が大きく高次のモードとなっている。

(a)ピボット支承の補強

橋軸直角方向に地震動を入力した結果のポスト橋脚の最大応答値を図-17に示す。図-17は、「鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物）」<sup>17)</sup>により、軸力と曲げモーメントの相関による照査結果について整理している。

図より、いずれのケースにおいても、照査結果が1.0を超えるケースはない。このため、ポスト橋脚が地震時に損傷を受ける可能性は小さいと考えられる。ピボット支承の剛性による違いに着目すると、PV2およびPV3はほぼ同等の応答であり、最大でも照査結果は0.4程度である。一方、剛な補強を想定したPV1の場合には、応答が大きく、L2地震動（スペクトルⅡ）に対しては0.7を超えている。これは、ピボット支承の回転剛性が高いために、地震時の水平力により生じる曲げモーメントをポスト橋脚が負担するようになったためと考えられる。

このようなことから、ピボット支承の地震時の対策としては、回転挙動を拘束するような補強はできるだけ避け、もし上脊が下脊から外れることがあっても大きく逸脱しないような構造が適していると考えられる。

(b)ブレース材による補強

図-18に橋軸直角方向にL2(スペクトルⅡ)地震動を入力した際の、ブレース材の設置有無及び配置形状の違いによるポスト橋脚上端部、橋軸直角方向の最大水平変位を示す。図-18に示すとおり、ポスト橋脚間にブレース材を設置することにより、橋脚の変位が抑えられ、ポスト橋脚上部の最大変位

量は減少している。配置形状では、柱全体にブレース材を配置した S2 モデルの方が効果は大きい。

一方で阪神・淡路大震災時には、門型ラーメン橋脚において、地震時の跳上げ現象(図-19)等によりピボット支承が逸脱した事例が報告されている。そこで、跳上げ現象が生じるかどうかについて、図-13 に示すポスト橋脚下端のピボット支承 (PAL1~PAL3) に着目し、常時の鉛直反力と、L2 地震動(スペクトル II)地震動を橋軸直角方向に入力した際の鉛直反力との比率により判定した。つまり、常時反力に対する地震時反力の比率が 0 以下となった場合は、跳上げ現象と判定される。

図-20 に常時反力と地震時反力の比率を示す。いずれの橋脚においても反力の比率が 0 以上となっており、跳上げ現象は発生していない。ブレース材を設置していない場合、常時反力と地震時の鉛直反力との比率はいずれも 0.95~1.06 程度であり、常時と地震時の軸力の反力は小さい。一方、橋脚をブレース材により補強した場合、反力の比率の増減が大きく、特に S2 モデルでは 0.22~2.35 倍となっており軸力の変動が大きい。このことから、ポスト橋脚をブレース材で連結する補強を行う場合には、変位抑制としての効果は期待できるが、地震時に跳ね上げ現象が生じることがないように、ブレース材の配置形状、剛度等について慎重な検討が必要と考えられる。

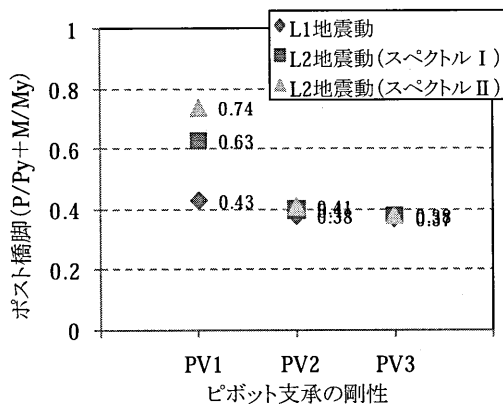


図-17 ポスト橋脚部材の最大応答値

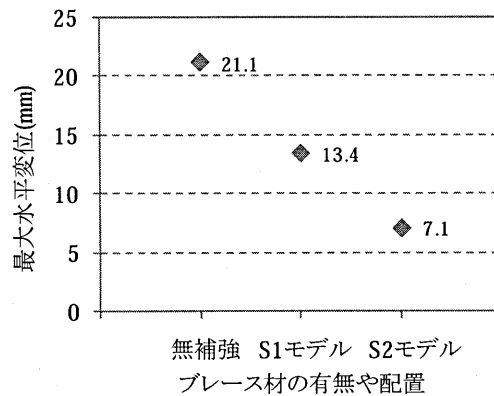


図-18 ポスト橋脚上端部の最大水平変位

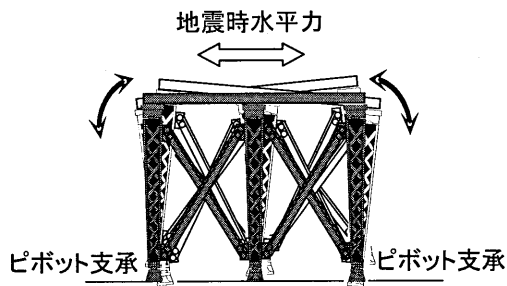


図-19 跳上げ現象のイメージ

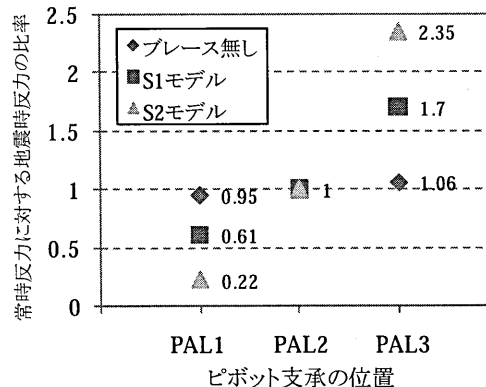


図-20 ピボット支承の常時、地震時の反力の比率

なお、ポスト橋脚以外においては、桁の支承の橋軸方向において耐力を上回る応答も一部認められているが、L2 地震動に対しても全般的に応答は小さく、このような形式の構造は比較的高い耐震性能を有していることが確認されている。

## 6. おわりに

本稿では、鋼製橋脚の耐震補強事例として、鋼製橋脚、鋼製ラーメン橋脚、都市部に見られるポスト橋脚を有する鋼鉄道橋について、載荷試験や解析による補強効果の検討事例、補強事例等について紹介した。

鋼製橋脚の耐震補強は現在鋭意行われているが、個々の構造物の耐震性能を見極め、過度な補強は避け、必要最小限の補強を心掛けることが重要と考えられる。そのためには、現状の構造物の耐震性

能を十分に把握し、地震時に弱点となりうる箇所を補強し、構造物の耐震性能を想定レベルに向上できるようにすることが重要である。補強の際には、構造全体系の力学的なバランスを崩すことがないように、補強部位のみでなく、補強によるその周囲の部位への影響についても検討する必要がある。また、補強することによって、逆に、安易に溶接で部材を取り付けるなどで疲労上の弱点箇所をつくったり、塗り替えが困難な箇所をつくったり、あるいは維持管理用の検査設備に支障を来すなど、耐震性能以外の特に耐久性を阻害するようなことがないように注意することも重要である。

鋼製橋脚の耐震補強に関する検討は特に兵庫県南部地震以降に各種行われ、様々は有用な知見が得られているものの、未だ十分とはいえない面がある。既設鋼構造物は多種多様な構造形式があり、個々の構造に適した合理的な耐震補強を行うためには、今後もさらなる検討が必要と考えられる。

なお、本稿は、「鋼構造物の耐震補修・補強法調査研究小委員会」（平成17年度～平成20年度、委員長：東京工業大学小野潔准教授）の活動成果の一部をとりまとめたものである。ここに記して、小委員会の委員各位に謝意を表す。

#### 【参考文献】

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会（1995）：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.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996.12
- 3) 日本道路協会：既設道路橋の耐震設計に関する参考資料，1997.8
- 4) 土木研究所：コンクリート充填鋼管の耐荷力（その1），土木研究所資料，No.1728，1981.
- 5) 建設省土木研究所，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，（社）鋼材倶楽部，（社）日本橋梁建設協会：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)，1997.4～1999.3.
- 6) 森下宣明，森久芳，前野裕文，岡本隆，野中哲也，宇佐美勉：鋼製ラーメン橋脚の梁部せん断座屈を評価した耐震設計，第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.293-298，2003.1.
- 7) 杉浦裕幸，森下宣明，前野裕文，葛西昭，岡本隆，長山秀昭：ボルト止め補剛材を用いたラーメン橋脚の梁腹板補強に関する検討，構造工学論文集，pp.1447-1454，2004.3.
- 8) 名古屋高速道路公社：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の耐震性能照査要領（案），2002
- 9) 土木学会：座屈設計ガイドライン（改訂第2版），鋼構造シリーズ12，2005.10
- 10) Praween CHUSILP，葛漢彬，宇佐美勉：せん断力を受ける補剛箱形断面鋼部材の強度と変形能に関する解析的研究，構造工学論文集，Vol.48A，pp.657-666，2002.3.
- 11) 安原真人，市川篤司，三木千壽：既設鉄道鋼製ヒンジラーメン橋脚の簡易な耐震評価手法，土木学会論文集，No.794，I-72，pp.101-114，2005.7
- 12) 杉館政雄，市川篤司，宮本裕，酒井和男，大垣加津雄：門型ラーメン橋脚を有する鋼鉄道橋の地震被害解析と対策，鋼構造年次論文報告集（第6巻），1998.11
- 13) 黒田智也，池田学，杉館政雄，齋藤聡，工藤伸司，高瀬誠司，土屋尚登：ポスト形式鋼製橋脚を有する鉄道橋の分布状況と耐震性評価，第60回土木学会年次学術講演会，2008.9
- 14) 池田学，黒田智也，杉館政雄，齋藤聡，工藤伸司，高瀬誠司，土屋尚登：ポスト形式鋼製橋脚を有する鉄道橋の大規模地震時の耐震性評価に関する一考察，第60回土木学会年次学術講演会，2008.9
- 15) 黒田智也，池田学，杉館政雄，齋藤聡，工藤伸司：ポスト形式橋脚を有する鋼鉄道橋の地震時挙動に関する基礎的検討，構造工学論文集，Vol.55A，pp.643-652，2009.3
- 16) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），1999.10
- 17) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物），2000.7