

# 鋼製R付箱形断面橋脚柱の耐震性に関する実験

吉崎信之<sup>1</sup>、村山隆之<sup>1</sup>、安波博道<sup>2</sup>、名取暢<sup>3</sup>、辻治生<sup>4</sup>

1 正会員 福岡北九州高速道路公社 建設部 (〒812 福岡県福岡市東区東浜 2-7-53)

2 正会員 工修 新日本製鐵株式会社 鋼構造研究開発センター (〒293 千葉県富津市新富 20-1)

3 正会員 (株)横河ブリッジ 技術開発室 (〒273 千葉県船橋市山野町 27)

4 正会員 株式会社長大 構造計画第一部 (〒812 福岡県福岡市博多区博多駅東 2-13-34)

福岡北九州高速道路公社では、福岡都市高速1号線の鋼製橋脚柱に美観上の理由から柱コーナー部に曲率を有する箱形断面(以下、R付断面と称す)を採用することとしている。しかしながら、R付箱形断面柱の耐震性に関する研究は少なく、地震時における耐荷性能や変形性能などについて十分に明らかにされているとは言い難い。そこで、鋼製R付断面橋脚柱の耐震設計を行う上での基礎的な資料を得ることを目的として、実橋脚の1/3.4縮尺の供試体を用いて準静的繰返し載荷実験およびハイブリッド地震応答実験を行い、その耐震性について検討した。

Key Words : Steel bridge pier、Round corner、Inelastic strength、Ductility

## 1. はじめに

阪神・淡路大震災における橋脚の被害を踏まえて、鋼製橋脚の耐震設計法を再検討するため各機関において実験および解析的な検討が行われている<sup>1)4)</sup>。福岡北九州高速道路公社においても今後、鋼製橋脚の採用が計画されており、その耐震設計法の確立が急務の課題となっている。

福岡都市高速1号線の愛宕～福重地区の鋼製橋脚については、周辺環境に配慮し美観上から柱部材の断面形状としてコーナー部に曲率を有する箱型断面(以下、R付断面と呼ぶ)の採用が提案されている。このR付断面柱については、コーナー部を直角とした従来の矩形断面柱と比較して耐荷性能、変形性能に優れていることが報告されているが<sup>5)6)</sup>、耐震性の観点より検討した事例は少なく変形性能の定量的な評価について十分に明らかにされているとは言えない。また、実地震動下における柱部材の変形挙動に関しても不明な点がある。このようなことから、鋼製R付断面橋脚柱の耐震設計を行う上での基礎的な資料を得ることを目的として、実橋脚柱の寸法を約1/3.5に縮小した

供試体を製作し、準静的繰返し載荷実験とハイブリッド地震応答実験を行い、その耐震性について検討した。

## 2. モデル実橋脚

実験においてモデルとした実橋脚(モデル実橋脚と呼ぶ)は、福岡都市高速1号線第110工区(姪浜)高架橋のIP378橋脚である。

モデル実橋脚の一般図を図-1に示す。1層の門型ラーメン橋脚であり、柱高さが柱間隔に対して短い構造となっている。ラーメン面内の断面力が大きく、柱基部の断面は死荷重+温度荷重+風荷重の組合せで決定されている。

柱基部の断面形状寸法を図-2に示す。箱断面(2500mm×3000mm)の角部が半径500mmのR付となっており、板厚23mm(SM490YB)のフランジ、ウェブにそれぞれ5本、4本の縦リブ(200×23mm,SM490YB)が配置されている。また、1000mm間隔に横リブが設置されている。補剛板の設計においては、フランジ・ウェブの板パネルの幅厚比パラメータ $R_R \leq 0.4$ 、縦リブの幅厚比

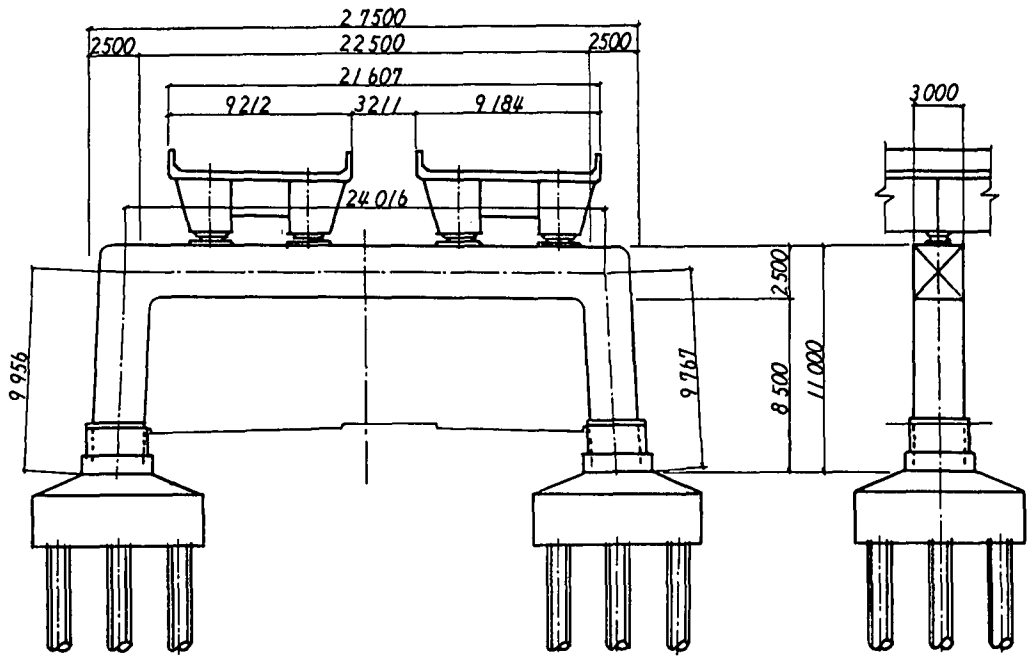


図-1 モデル実橋脚構造一般図 (IP378橋脚)

パラメータ  $R_h \leq 0.5$ , 縦リブの必要剛度  $\gamma/\gamma^* \geq 3$  ( $\gamma^*$ : 線形座屈理論から求められる縦方向補剛材の最適剛比)を満足することを条件としている。これは、既存の研究結果<sup>2)</sup>から板 $\beta$ 初幅厚比、補剛材剛比に制限を設けることにより局部座屈の発生を起こしにくくさせ変形性能を向上させることを意図したものである。

また、モデル実橋脚の設計結果より、橋軸直角方向地震時と橋軸方向地震時における柱基部の応力度を比較検討すると橋軸方向地震時における応力度が大きいこと、および橋軸直角方向に関しては不静定構造物であり地震時において隅角部およびはり部材の降伏によりエネルギーを吸収することが期待できるなどのことから、今回の実験では橋軸方向地震(ラーメン橋脚面外方向)を対象とすることとした。

### 3. 実験供試体

#### 3.1 供試体の種類

供試体の概要を図-3に示す。供試体は準静的繰返し载荷実験用の供試体2体とハイブリッド地震応答実験用供試体1体の合計3体である。準静的繰返し载荷実験では、R付断面柱供試体1体と比較検討用の角部を直角とした矩形断面柱供試体1体について実験を行った。ハイブリッド地震応答実験では、準静的繰返し载荷実験で使用したR

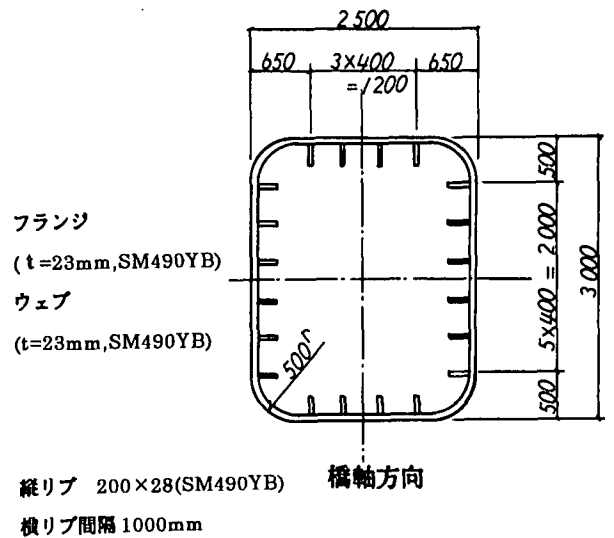


図-2 モデル実橋脚柱断面図

付断面柱供試体と同一の供試体1体について実験を行った。

#### 3.2 供試体の寸法形状および使用材料

供試体の寸法については、供試体のベースを含めてその高さが3440mmとなるようにモデル実橋脚を縮尺1/3.43にスケールダウンし決定した。ここで、供試体の高さについては、実橋脚におけるフーチング天端から支承中心位置(橋軸方向地震作用位置)までの高さ(11500mm)と供試体におけるベースプレート上天端から水平力作用位置までの高さ(3353mm)とを対比して決定している。また、

モデル実橋脚はフランジ幅とウェブ幅の異なる長方形断面形状(3000×2500mm)であるが、供試体については載荷時のねじれの発生を防止することや製作時における箱内部での溶接作業性などを考慮して正方形断面形状とし、縮尺率を加味して断面寸法および主要材の板厚を設定した。使用材料はフランジ、ウェブについては板厚7mmのSM490材、縦リブについては板厚8mmのSM490材である。フランジ、ウェブ材および縦リブ材の引張試験結果を表-1にまとめて示す。

R付断面柱供試体と矩形断面柱供試体の断面諸値および座屈に関する各種パラメータの比較をモデル実橋脚の場合と対比して表-2に示す。R付断面柱供試体に関しては、長さの縮尺率(1/3.43)を基に断面積、断面二次モーメントおよび角部の曲率半径を設定するとともに、細長比および補剛板、縦リブの座屈に関する各種パラメータがモデル実橋脚のそれと同等となるような使用板厚、断面寸法および横リブの配置とした。ここで、補剛板の座屈に関するパラメータについては、既存の検討結果<sup>7)</sup>を参考に、補剛板の幅を $B = D - r$ ( $D$ : 供試体の全幅、 $r$ : コーナーR部の曲率半径)とし、板幅 $B$ 内に等間隔に縦リブが配置されているものとして算出した。

矩形断面柱供試体の断面諸値および座屈に関する各種パラメータに関しては、R付断面柱供試体のそれと一致させることとし、角部の断面形状の相違に着目した比較検討が可能となるようにした。

なお、R付断面柱供試体および矩形断面供試体の断面積および断面二次モーメントについては、全断面有効として算出している。

### 3.3 供試体の製作

R付断面柱供試体については、実橋脚柱の製作方法を考慮し、両端に曲率( $r=142$ )を有する2枚のフランジとウェブに相当する2枚の平板を4箇所ですり合せ溶接して箱断面を形成した。フランジ両端の曲率加工は冷間曲げにより行った。縦方向補剛材、ダイヤフラムと補剛板との溶接は、脚長4mmのすみ肉溶接である。柱基部については、ベースプレート上板を補剛板が貫通する構造とし、ベースプレート上板と補剛板とはすみ肉溶接で接合した。なお、座屈変形の生じることが予想される柱基部近傍については、実橋脚と同様に箱内部にダイヤフラムを設置したが、

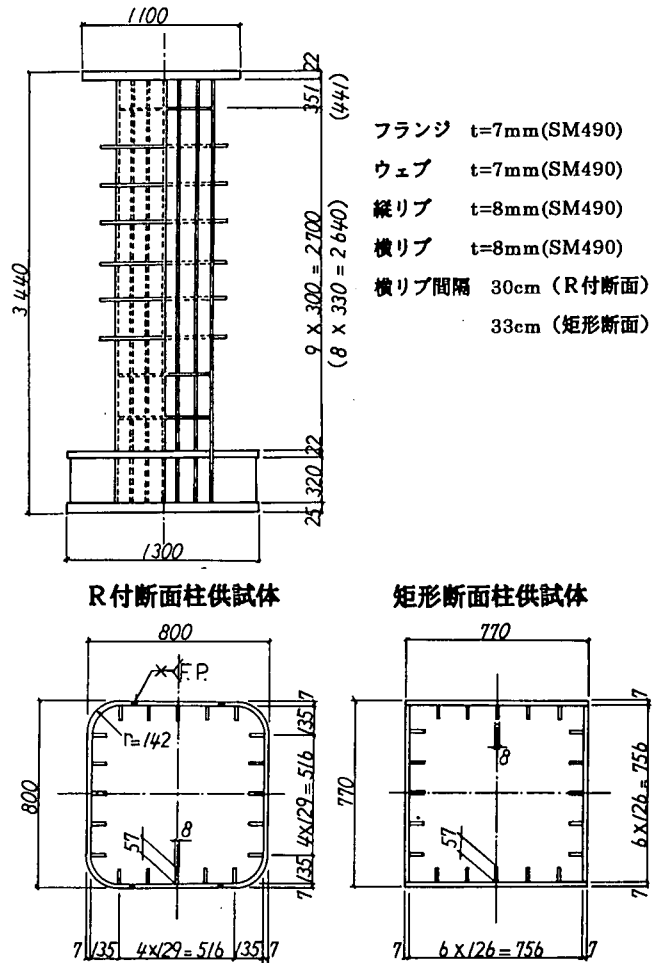


図-3 供試体の寸法形状

表-1 供試体の材料試験結果

供試体の種類	部 位	材 質	板 厚 (mm)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	伸 び (%)
R付断面供試体 準静的繰返し実験	フランジ・ウェブ	SM490	7	366	511	4.0
	縦リブ	SM490	8	374	519	3.9
R付断面供試体 ハイブリッド実験	フランジ・ウェブ	SM490	7	370	511	4.0
	縦リブ	SM490	8	369	517	4.1
矩形断面供試体 準静的繰返し実験	フランジ・ウェブ	SM490	7	378	512	4.0
	縦リブ	SM490	8	370	517	4.0

柱の上部については、箱内部での溶接の困難さから外ダイヤフラム形式を採用した。

矩形断面柱供試体の角溶接部については、外側から開先6mmの部分溶込み溶接を行い、内側からは脚長4mmのすみ肉溶接を行った。それぞれの溶接による溶込み深さを考慮するとほぼ完全溶込み溶接に近い溶込みが期待できる継手詳細である。

## 4. 実験方法

### 4.1 準静的繰返し載荷実験

#### (1) 載荷方法

表-2 供試体のパラメータの比較

	R付断面柱			矩形断面柱
	モデル実橋脚		供試体	供試体
	フランジ	ウェブ	フランジ、ウェブ	フランジ、ウェブ
断面積	A (cm <sup>2</sup> )		298.1	304.8
断面二次モーメント	I (cm <sup>4</sup> )		278293	277484
有効座屈長	l (cm)		610.2	610.2
細長比	l / r		19.97	20.22
ダイヤフラム間隔	a (cm)		30	33
縦リブ	R <sub>h</sub>		0.485	0.476
補剛板パネル	R <sub>R</sub>		0.404	0.402
縦補剛材剛比	γ / γ*		3.12	3.13
補剛パネル	R <sub>F</sub>		0.197	0.230
コーナーR部	R <sub>c</sub>		0.242	-

注1 R<sub>h</sub>、R<sub>R</sub>、R<sub>F</sub>、R<sub>c</sub>の算出  
 モデル実橋脚：公称降伏点  
 (σ<sub>y</sub>=3600kgf/cm<sup>2</sup>)  
 供試体：材料試験による  
 実降伏応力度  
 注2 γ\*：線形座屈理論から求められる補剛材の最適剛比

載荷方法を図-4に示す。十分に剛な載荷フレーム内に供試体を鉛直方向に設置し、鉛直方向ジャッキにより所定の軸力を載荷し一定に保持した状態で水平方向ジャッキを用いて柱頂部の載荷点に正負の繰返し水平荷重を準静的に載荷した。なお、供試体のベースプレートはP C鋼棒で反力床に固定した。

所定軸力については、柱基部の全断面降伏荷重（公称降伏応力を用いて計算した降伏荷重）の15%程度となるように設定した。モデル実橋脚（IP378）に関しては、上部工死荷重による柱基部での軸力応力成分が小さく全断面降伏荷重の9%程度であるが、既存の各種実験における載荷条件や既設橋脚に関する調査結果等を勘案してこのように設定した。なお、使用材料の引張試験から求めた実降伏応力を用いた場合の全断面降伏荷重に対する作用軸力の割合は14.2%である。

載荷手順については、供試体下端部（ベースプレート上板の直上部）が降伏するときの柱頂部載荷点の変位をδ<sub>y0</sub>とすると、まず、δ<sub>y0</sub>を片振幅とした交番載荷を行い、以降、変位δ<sub>y0</sub>の整数倍の変位を片振幅とした両振りの交番載荷（±2δ<sub>y0</sub>、±3δ<sub>y0</sub>、±3δ<sub>y0</sub>、±4δ<sub>y0</sub>、…）を実施した。ここで、各δ<sub>y0</sub>における繰返し回数は1回とした。また、初期降伏変位δ<sub>y0</sub>については、片持ち梁の曲げ変形のみを考慮し、下式により算出した。

$$H_{y0} = (\sigma_{y0} - P/A) \cdot Z/h \quad \dots (1)$$

$$\delta_{y0} = (H_{y0} \cdot h^3) / 3EI \quad \dots (2)$$

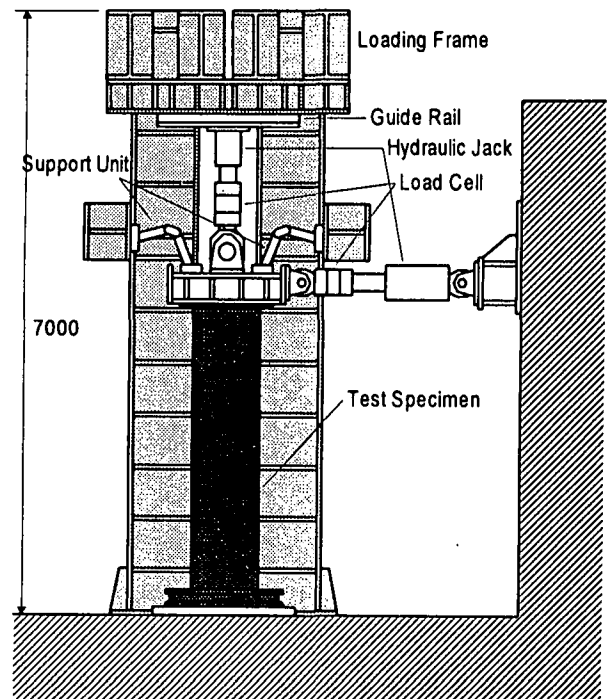


図-4 載荷装置および載荷方法

ここで、σ<sub>y0</sub>は鋼材の降伏応力であり、計算に際しては3600kgf/cm<sup>2</sup>（SM490Yの公称降伏応力度）を用いた。

I、Zはそれぞれ柱断面の断面二次モーメント（全断面有効）、断面係数であり、hは供試体高さである。

(2) 計測項目

鉛直ジャッキおよび水平ジャッキによる載荷重をロードセルにより測定した。水平載荷に伴う水平変位は変位計により計測した。また、ベースプレートの水平移動および回転移動による影響を除外するためにベースプレート部

に変位計を設置し水平移動量および回転量を計測した。

また、座屈の発生が予想される供試体最下端の補剛パネル部については、代表点にひずみゲージを貼付し、弾性時および座屈発生後のひずみ挙動を計測した。

#### 4. 2 ハイブリッド地震応答実験

##### (1) 載荷方法

ハイブリッド実験では、準静的繰返し載荷実験と同様に実橋を片持ち梁構造にモデル化し、振動の運動方程式を次式に示す1質点系として定式化した。

$$M\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -M\ddot{z} \quad \dots (3)$$

ここで、

M：上部工質量、c：減衰率、k：柱剛性、

x：変位、z̈：地震加速度

載荷には準静的繰返し載荷実験で用いた載荷フレームおよび鉛直・水平ジャッキを用いた。供試体に所定の軸力を載荷し一定に保持した状態で柱頂部の載荷点に水平変位を与え、その時の復元力を計測し、1質点系の運動方程式の計算にフィードバックした。所定軸力については、本来は上載荷重から決定されるべきものであるが、今回は準静的繰返し載荷実験との整合性を優先し、柱基部の全断面降伏荷重の15%となるように設定した。減衰定数は使用した入力地震波の特性に合わせて5%とした。表-3にハイブリッド実験において仮定した諸値をまとめて示す。なお、応答の計算にあたっては、相似比を考慮にいれた寸法変換を行い、計算機中ではモデルとした橋脚の実物大としての応答振動特性が得られるようにした。

##### (2) 入力地震波

II種地盤用の地震記録として、兵庫県南部地震において観測されたJR西日本鷹取駅での記録を用いた。加速度波形は応答スペクトルに応じて振幅調整されたものである。

実験では地域別補正係数を考慮して、加速度波形の振幅に0.7を乗じた波形を用いたが、実験の結果、柱基部における損傷がほとんど観察されなかったことから、地域別補正係数を1.0とした波形に対する応答実験を追加した。入力地震動を図-5に示す。

#### 5. 実験結果

##### 5. 1 準静的繰返し載荷実験結果

表-3 ハイブリッド地震応答実験における諸値

上部工質量	減衰率	柱剛度	軸力比
900 tf	5%	137.2 tf/cm	15%

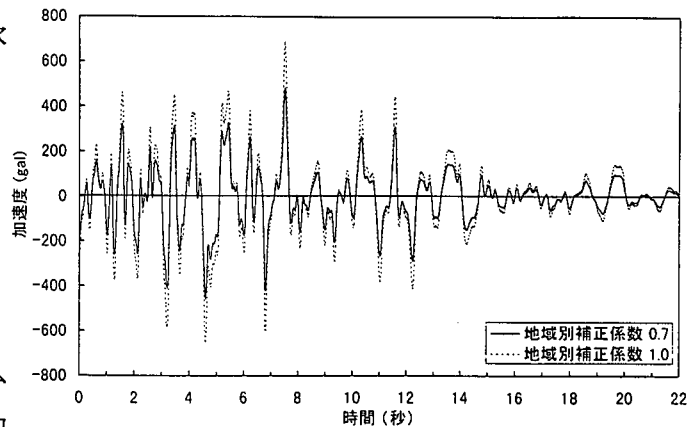


図-5 ハイブリッド実験における入力地震波形

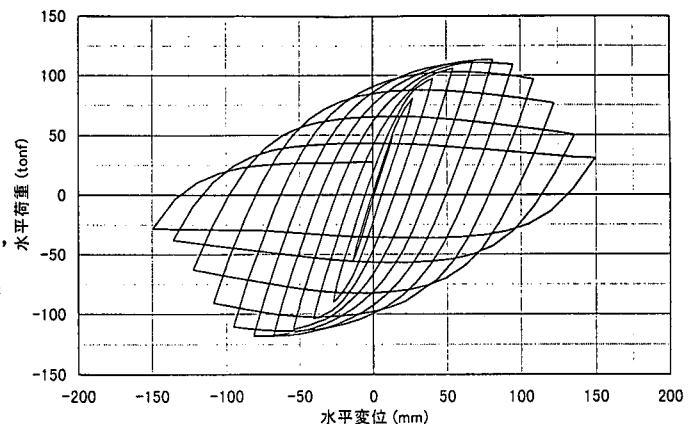


図-6 水平荷重—水平変位曲線 (R付断面)

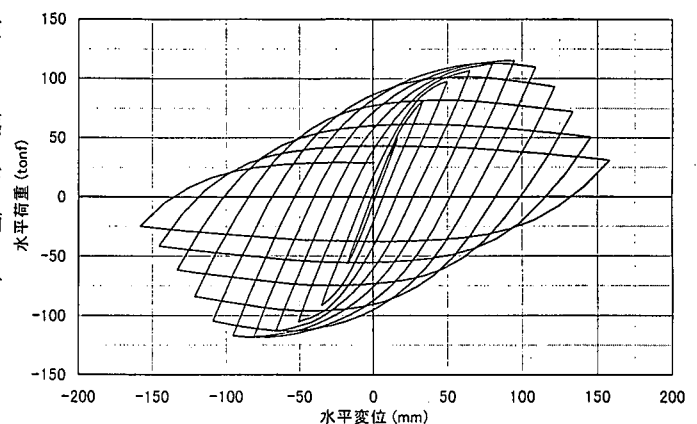


図-7 水平荷重—水平変位曲線 (矩形断面)

(1) 水平荷重－水平変位関係

R付断面柱供試体および矩形断面柱供試体の水平荷重－水平変位曲線をそれぞれ図-6,7に、水平荷重－水平変位曲線の包絡線を図-8に示す。なお、包絡線については無次元化した値で示しているが、図中の初期降伏荷重(Hy)については材料試験より求めた降伏応力度を用い式(1)より算出し、また、降伏時変位(δy)は、水平荷重－水平変位曲線の初期段階における直線勾配を延長し、その直線上において初期降伏荷重に対応する変位と定義して算出した。

R付断面柱供試体については、3δy時から柱基部の補剛板に補剛材を節とした板パネルの局部座屈が生じ始めた4δy時では板パネルの面外変形が進行するとともに角の曲率部が外側に面外変形する性状を示した。その後、補剛板全体が面外方向に変形する座屈波形が生じ、最大荷重に達し、それ以降、面外変形の増大とともに耐力が徐々に低下する性状を示した。なお、補剛板の縦方向突合せ溶接部や曲率部などにおける脆性的な破断やそれに伴う急激な耐力の低下は認められなかった。

矩形断面柱供試体においても、変形量が3δy時から柱基部の補剛板に局部座屈による変形が生じた。局部座屈が進行するとともに4δy時には補剛板全体の面外変形が生じ、その後、変形量が増大し最大耐力に達した。角溶接部については、溶接部を起点として補剛板の幅方向への割れが一部に発生したが、溶接線に沿った縦方向の脆性的な割れは最終状態になっても発生しなかった。

表-4に水平荷重－水平変位曲線の包絡線より求めた最大水平荷重(Hmax)、最大水平荷重時の水平変位(δmax)および最大水平荷重の95%時の水平変位を示す。最大水平荷重については、R付断面柱供試体の場合でHmax/Hy=1.70、矩形断面柱供試体の場合でHmax/Hy=1.65となっており、ほぼ同等の耐力を有して

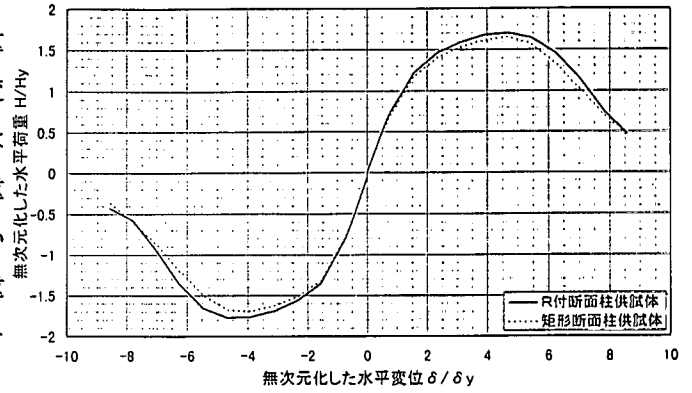


図-8 水平荷重－水平変位の包絡線

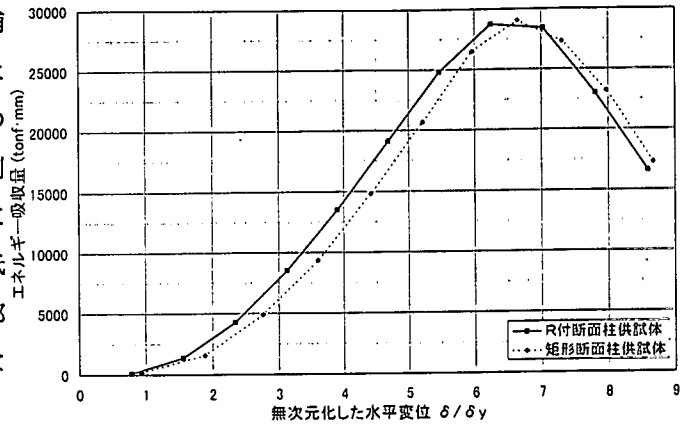


図-9 水平変位とエネルギー吸収量との関係

いと評価できる。変形性能については、最大荷重時で4.7δy程度、最大荷重の95%時で5.6δy程度を保有しており、また、両供試体で大きな差異はない。

既存の研究によると角部に曲率を有する箱型断面柱と同等の断面性能を有する矩形断面柱と比較して変形性能、耐荷性能に優れることが報告されているが<sup>5),6)</sup>、今回の供試体に関しては、両供試体とも補剛板の幅厚比パラメータや補剛材剛比に制限を設け局部座屈の発生を制御していることから、その影響が顕著なものとなり、曲率を設けたことの効果が十分に発揮されなかったものと考えられる。

(2) エネルギー吸収能

図-9にR付断面柱供試体、矩形断面柱供試体について

表-4 最大水平荷重と水平変位

	降伏荷重・変位		実 験 結 果					
	Hy (tonf)	δy (mm)	Hmax (tonf)	δmax (mm)	95%Hmax 時のδ	Hmax/Hy	δmax/δ	95%Hmax 時δ/δy
R付断面柱	66.6	17.4	113.3	81.6	96.8	1.70	4.7	5.6
矩形断面柱	69.8	18.3	115.4	85.2	99.1	1.65	4.7	5.4

での1ループごとのエネルギー吸収量と水平変位との関係を示す。エネルギー吸収量は水平変位が $6\delta y \sim 7\delta y$ 付近において最大となっている。また、最大エネルギー吸収量を与える変位までの全領域にわたって、R付断面柱は矩形断面柱に比べ1.15~1.20倍程度のエネルギー吸収能力を示している。ただし、エネルギー吸収量の最大値および最大以降の領域でのエネルギー吸収能については両者間に優位な差は認められない。図-8に示した水平荷重-水平変位関係の包絡線との対比から、エネルギー吸収量の最大値を示す時点は最大耐力発生時点から $2\delta y$ 程度変位が増大した段階である。これは最大耐力発生後の劣化が比較的緩やかなことに対応した現象であり、エネルギー吸収能力が減少に転じるのは補剛板全体の面外変形が顕著となり角部に過度な変形が生じるに至ってからである。

## 5. 2 ハイブリッド地震応答実験結果

### (1) 応答変位特性と残留変位

ハイブリッド地震応答実験より得られた時刻歴応答変位を図-10に示す。この地震波の特徴として、地震動開始後、3~5秒付近で両振幅の大きな加速度が存在する。応答変位においてもこの加速度領域において最大の変位が発生している。しかし、片振幅の加速度波形ではないことから、応答変位が1方向に片寄るような現象はみられない。また、その後の地震波も比較的両振幅の均等な振動特性を有する波であることから、応答変位は片寄ることなく徐々に振幅が低減している。地震後の残留変位(モデル実橋脚での変位に換算した値)については、地域別補正係数を0.7とした場合で0.9mm、補正係数を1.0とした場合でも1.5mmと非常に小さい値であり、残留変位が地震後の復旧や供用の安全性に影響を及ぼすことはほとんどない。

### (2) 復元力の履歴

地震波入力時の復元力履歴を図-11に示す。時刻歴応答変位において見られたように地震動開始後の早期において比較的大きな応答変位が生じているが、弾塑性硬化領域に留っており、最大耐力を越え劣化領域に達するようにはない。復元力の最大値は地域別補正係数が0.7の場合で870tonf程度、1.0の場合で1030tonf程度であり、準静的繰返し載荷実験により得られた最大耐力を実橋換算した値(1352tonf)に比べてそれぞれ65%程度、75%

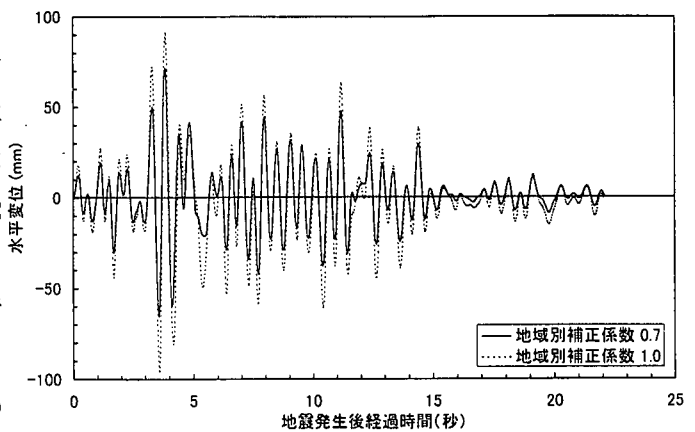


図-10 時刻歴応答変位

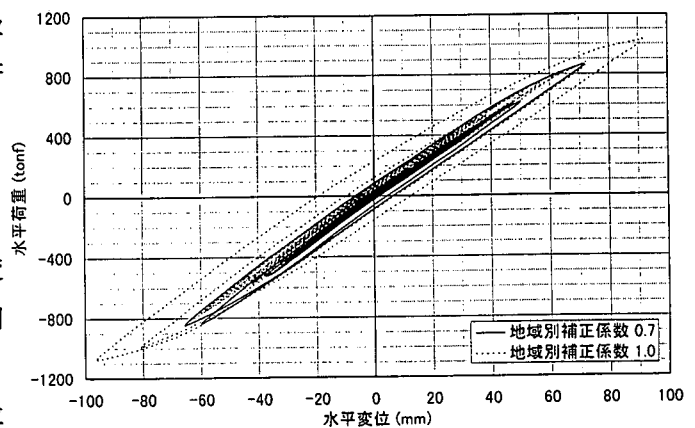


図-11 復元力の履歴曲線

程度である。最大応答値以降は、地震動の早期において形成されたヒステリシスループの中でさらに小さなループが形成されるような性状を示している。また、地震による柱部の損傷は、地域別補正係数0.7の場合、1.0の場合ともほとんど認められず、多少の塑性化は生じているものの、橋脚の安全性に影響を及ぼすようなことはない。

## 6. まとめ

福岡都市高速1号線の鋼製橋脚柱にその採用が計画されている角部に曲率を有する箱型断面柱を対象として、試設計したモデル実橋脚柱の約1/3.5縮尺の供試体を製作し、準静的繰返し載荷実験およびハイブリッド地震応答実験を行いその耐震性について検討した。得られた結果を以下に要約する。

(1) 角部の曲率を $R_c=0.24$ 、補剛板パネルの幅厚比パラメータ $R_R=0.40$ 、縦リブの幅厚比パラメータ $R_h=0.49$ 、縦補剛材剛比 $\gamma/\gamma^*=3.1$ とした場合の最大耐力( $H_{max}$ )は、軸力の作用(軸力比:0.15)を考慮した初期降伏荷重

(Hy) に対して約 1.7 倍 ( $H_{max}/H_y=1.7$ ) を有し、その時の水平変位 ( $\delta_{max}$ ) は初期降伏荷重に対応する降伏変位 ( $\delta_y$ ) の約 5 倍程度 ( $\delta_{max}/\delta_y=4.7$ ) を確保できることが確認できた。

(2) 上記の断面諸値を有した柱基部補剛板の変形状は、まず、補剛材間における板パネルの局部座屈が発生し、その後、角部の曲率部にも面外変形が生じ、さらに補剛板全体の座屈変形に移行するとともに耐力の低下をきたす。しかし、耐力の低下度合いは緩やかであり、また、角部に曲率を設け角溶接を無くすことにより角部の脆性的な破断やそれに伴う急激な耐力の低下は生じないことが確認できた。

(3) 角部に曲率を持たせた構造は、角部を直角とした一般的な矩形断面構造に比べエネルギー吸収能の面で優位である。また、最大耐力到達後にも大きなエネルギー吸収能を有し、エネルギー吸収量の最大を与える変位段階は、最大耐力時から  $2\delta_y$  程度変位が増大した時点であった。

(4) 角部に曲率を設けたモデル実橋脚を対象として、兵庫県南部地震において観測された II 種地盤の地震記録 (JR 西日本鷹取駅の記録) を作用させた場合の耐震性についてハイブリッド実験により検証した。その結果、劣化領域までの応答には至らず、モデル実橋脚柱は、座屈破壊に対し十分に安全であることが確認された。また、地震後の柱

頂部における残留変位については数 mm 程度と十分に小さいことが確認された。

#### 参考文献

- 1) 西川, 村越, 上仙: 鋼製橋脚供試体の繰返し載荷実験, 橋梁と基礎, Vol.30, No.8, 1996.8
- 2) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解析、V 耐震設計編 p.167~172、1996.12
- 3) 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
- 4) 田島, 柄川, 熊谷, 岡本: 矩形鋼製橋脚の繰返し載荷実験, 土木学会第 51 回年次学術講演会概要集 第 1 部, 1996.9
- 5) 渡辺, 杉浦, 森, 鈴木: 補剛 R 付き箱型断面短はり一柱の強度と変形性能, 構造工学論文集 VOL.38A, 1992.3
- 6) 渡辺, 杉浦, 播本, 長谷川: ダクティリティに基づく鋼製橋脚の有効な断面形状に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.38A, 1992.3
- 7) 阪神高速道路公団大阪第一建設部: コーナー部に曲率を付けた鋼製橋脚の設計・施工の手引き(案)、1994.3

(1997 年 3 月 31 日受付)

## An Experimental Study on the Cyclic Elasto-plastic Behavior of Steel Box Column with Round Corners

Nobuyuki YOSHIZAKI, Takayuki MURAYAMA, Hiromichi YASUNAMI,  
Tohru NATORI and Haruo TUJI

The present study is to examine the strength and ductility of the stiffened box section column with round corners, in order to develop the seismic design procedure of the steel bridge piers. The allowable deformation under fully-reversed cyclic loading with the constant axial compressive force were obtained. It is found that the use of round corners as well as longitudinal stiffeners are effective to improve the strength and ductility.