# 中空断面RC橋脚の断面条件が地震時破壊特性と 変形能に及ぼす影響の評価

## 篠原 聖二1・末崎 将司2・堺 淳一3・星隈 順一4

<sup>1</sup>正会員 博(工)前(独)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員 (〒305-8516茨城県つくば市南原1-6) E-mail:masatsugu-shinohara@hanshin-exp.co.jp

2正会員	修(工)前(独)土木研究所	構造物メンテナンス研究センター	交流研究員(同上)
3正会員	博(工)前(独)土木研究所	構造物メンテナンス研究センター	主任研究員(同上)
4正会員	博(工)(国研)土木研究所	構造物メンテナンス研究センター	上席研究員(同上)

本研究では,既往の実験で対象とした中空断面を有するRC橋脚の構造条件を基に,その地震時破壊特 性と変形能の改善を図る試みとして,軸圧縮応力および軸方向鉄筋比を低減させた場合,並びに,内面か ぶりコンクリートを増し厚した場合を検討することとし,これらの効果を検証するために,模型供試体を 用いた正負交番繰り返し載荷実験を行った.壁厚を薄くし,その結果軸圧縮応力や軸方向鉄筋比が高くな った中空断面RC橋脚では,外面のかぶりコンクリートの剥落と同時に内面のかぶりコンクリートも剥落 して急激な耐力低下を生じたが,軸圧縮応力および軸方向鉄筋比を低減させた断面条件にすることにより, 外面かぶりコンクリートの剥落と同時に内面かぶりコンクリートも剥落することは防止され,これに伴っ て変形能を向上させる可能性を確認することができた.

Key Words : reinforced concrete column with hollow section, failure characteristics

## 1. はじめに

平成 24 年に改定された道路橋示方書 V 耐震設計編<sup>1)</sup> (以下, H24 道示と称す)では, 塑性ヒンジが中空断面 部に形成される可能性のある鉄筋コンクリート橋脚に対 しては、個別に慎重な検討が必要とされている.これは、 近年行われた中空断面を有する鉄筋コンクリート橋脚模 型に対する正負交番繰返し載荷実験<sup>2</sup>によると,壁厚が 薄く,軸圧縮力を大きく,かつ軸方向鉄筋が負担する力 の割合が大きいなどの条件に該当する中空断面の鉄筋コ ンクリート橋脚の中空断面部に塑性ヒンジが形成される 場合には,最終的な破壊形態としては,曲げの作用を受 けた際に圧縮力を負担する壁部のコンクリートの圧縮破 壊によって軸耐荷力を失うという致命的な損傷が生じる 場合があること, 中空断面の内面の損傷の方が外周面の 損傷より大きい場合があることが明らかになったこと、 地震後における中空断面の内面の点検及び損傷が生じた 場合の修復が容易ではないこと,中空断面の内面の損傷 を外周面の損傷から推定することに関する十分な技術的 知見がないこと等を踏まえたためとされている.

本検討では,既往の実験で対象とした中空断面を有する RC 橋脚の構造条件<sup>2</sup>を基に,その地震時破壊特性と

変形能の改善を図る試みとして,軸圧縮応力および軸方 向鉄筋比を低減させた場合,並びに,内面かぶりコンク リートを増し厚した場合を検討することとし,これらの 効果を検証するために,模型供試体を用いた正負交番繰 り返し載荷実験を行った.

#### 2. 実験条件

#### (1) 供試体諸元

実験に用いた中空断面 RC 橋脚供試体は,実橋脚の 1/7 程度の規模である既往の実験<sup>2</sup>の供試体の実験供試 体と同じ,もしくは同程度の断面寸法とした.図-1 に 既往の実験の供試体(No.1,No.2)及び本実験で対象と した供試体(No.3,No.4)の断面図を,表-1 に構造諸元 を示す.

既往の実験の供試体 No.1 と供試体 No.2 は軸力のみを 変化させた実験であるため,柱断面は等しい.ここで, 供試体 No.1 の軸力 4.4N/mm<sup>2</sup>は文献 3)の供試体と同等の 高軸力状態を想定しており,供試体 No.2 の軸力 1.0N/mm<sup>2</sup>は低軸力状態を想定している.ここで言う高軸 力状態とは,近年の山間部で建設され橋脚高さが 30~ 40m の PC ラーメン橋の中空断面 RC 橋脚での軸力状態

表-1供試体諸元							
供試体名		No.1 <sup>2)</sup>	No.2 <sup>2)</sup>	No.3	No.4		
載荷点高さ (mm)		4,200	4,200	4,200	4,200		
断面(載荷方向 x	外形 (mm)	975 × 730	975 × 730	975 × 730	975 × 830		
載荷直角方向)	内空 (mm)	675 × 430	675 × 430	675 × 430	575 × 430		
せん断ス	パン比	4.3	4.3	4.3	4.3		
	種別	SD345	SD345	SD345	SD345		
軸方向鉄筋	鉄筋径	D16	D16	D16	D16		
	鉄筋比(%)	6.4	6.4	3.6	4.8		
	種別	SD345	SD345	SD345	SD345		
	鉄筋径	D10	D10	D10	D10		
	間隔 (mm)	40(中間鉄筋80)	40(中間鉄筋80)	40(中間鉄筋80)	40(中間鉄筋80)		
横拘束筋	有効長(mm)	191.3	191.3 191.3		152.5		
	体積比(%)	2.8	2.8	2.8	3.5		
	フック形状	外側:鋭角フック 内側:直角フック	外側:鋭角フック 内側:直角フック	外側:鋭角フック 内側:直角フック	内外で鋭角フックと 直角フックを千鳥配置		
軸力 ( N/mm <sup>2</sup> )		4.4 1.0 3.0		3.3			







図-1供試体断面図

を想定しており,低軸力状態とは一般的な道路橋の充実 断面 RC橋脚における軸力状態程度である.

本実験で対象とした供試体 No.3 は軸方向鉄筋比を小 さくし,曲げせん断耐力比を大きく設定したケースであ る.また,供試体 No.4 は中間帯鉄筋のフック形状の変 更し,内面側のかぶり厚さを大きくすることで,内面側 に生じる損傷の低減を図ったケースである.なお,供試 体 No.4 は内面側のかぶり厚さを大きくしたため,内空 側の施工スペースを確保するために載荷直角方向の外寸 法を他の供試体に比べて 100mm 大きくした.

表-3,表-4 に供試体に使用したコンクリート及び鉄 筋の材料試験結果を示す.軸方向鉄筋,帯鉄筋,中間帯 鉄筋には SD345 を用いており,コンクリートの設計基 準強度は 40N/mm<sup>2</sup>とした.帯鉄筋は鋭角フックにより 定着し,供試体 No.1~No.3 の中間帯鉄筋は外周面側で 鋭角フック,内面側で直角フックによる定着を行った. 供試体 No.4 の中間帯鉄筋は,H24 道示に基づき,中空 断面の外周面だけでなく内面にもかぶりコンクリートの 剥落や軸方向鉄筋のはらみ出し等の損傷が生じる可能性 があることを踏まえ,直角フックの位置が外周面側と内 面側で千鳥状になるように配置した.

#### 表-2コンクリート材料試験結果

供試体名  材齡		実験時の圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	静弾性係数 kN/mm <sup>2</sup>	
No.1	263日	56.8	32.9	
No.2	263日	48.7	30.1	
No.3	48日	48.9	33.8	
No.4	51日	45.8	33.2	

表-3鉄筋の材料試験結果

		降伏強度 N/mm <sup>2</sup>	弾性係数 kN/mm <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	破断伸び %	破断強度 kN
供試体No.1及び	D10 ( SD345 )	389.0	179.4	543.0	18.1	38.7
No.2に使用	D16 ( SD345)	393.4	190.4	453.2	27.5	90.0
供試体No.3及び	D10 ( SD345 )	393.8	183.1	559.3	19.5	39.9
No.4に使用	D16 ( SD345)	399.8	194.2	585.2	17.8	116.2

供試体の曲げ耐力及びせん断耐力は H24 道示に従い 算出した.曲げせん断耐力比は供試体 No.1 が 2.1,供試 体 No.2 が 2.2,供試体 No.3 が 3.2,供試体 No.4 が 2.2 で ある.軸方向鉄筋比の大きい供試体 No.1,No.2,及び No.4 ではコアコンクリートの曲げ圧縮破壊により終局 状態となる.一方,軸方向鉄筋比の小さい供試体 No.3 は,コアコンクリートの曲げ圧縮破壊よりも先に軸方向 鉄筋の引張ひずみが大きくなり,軸方向鉄筋のはらみ出





図-3載荷方法



写真-1供試体セットアップ状況

写真-2カメラ挿入孔



しが生じる結果となった.

(2) 載荷方法

図-2 及び写真-1 のセットアップ状況に示すように, 供試体は橋脚軸線と実験施設の床面が平行になるように 横向きに設置し,ベースコンクリートを介してフーチン グ底面を実験施設反力壁に固定した.また,橋脚天端部 では供試体の水平変位に追従できるように,水平ローラ ーを用いて鉛直荷重の支持を行った.

水平力は橋脚基部より 4,200mm の位置に与えた.水 平載荷は図-3 に示すように変位制御により行い,基準 変位δ<sub>0</sub>の整数倍の水平変位を各載荷ステップに対して 3 回繰返す漸増載荷とした.実験でのδ<sub>0</sub>は,供試体 No.1, No.2,及び No.4 については初降伏変位が同程度である ことから,比較の容易さを考慮し,供試体 No.1の実験 時における初降伏変位である 35mm と統一した.供試体 No.2 については,初降伏変位が小さくなることを考慮 し,35mm の半分である 17.5mm を基準変位δ<sub>0</sub>とした. また,本実験ではアクチュエータや計測機器の挙動確認 を行うため,基準変位を与える前に小さな載荷変位を与 える予備載荷を数回行った. (3) 計測方法

主な計測項目は載荷装置に内蔵してあるロードセルに よる荷重,載荷点位置における水平変位,橋脚基部付近 の曲率,軸方向鉄筋及び帯鉄筋ひずみであり,ひずみ計 測については動ひずみアンプを用いて計測を行った.鉄 筋ひずみの計測位置は図-4 に示すとおりである.高さ 方向に軸方向鉄筋は 15 断面(供試体 No.1, No.2)また は 16 断面(供試体 No.3, No.4),帯鉄筋のフランジ面 及び中間帯鉄筋は5断面,帯鉄筋のウェブ面については 8 断面でひずみ計測を行った.曲率計測は,高さ方向に 6 断面で計測を行った.また,水平載荷荷重及び水平変 位はアクチュエータの押し側を正としている.なお本稿 では,紙面の都合によりひずみおよび曲率の計測結果に ついては示していない.また,ひび割れ等の外観の変状 については,外周面側は目視による観察を行い,内面側 の変状は,写真-2に示すように橋脚天端に設けた孔か ら小型カメラを挿入して観察を行った.



表-4各供試体の降伏時・最大荷重時・終局時の水平変位と水平荷重

		变位				荷重			
		降伏時	最大荷重時	終局時	盖车车	降伏時	最大荷重時	終局時	D (D
		(mm)	(mm)	(mm)	空性率	(kN)	(kN)	(kN)	$P_u / P_y$
供試体 No.1	正側	28.8	72.2	96.2	3.3	893.0	1092.2	1054.9	1.2
	負側	28.6	129.8	129.8	4.5	854.0	1154.7	1154.7	1.4
	平均	28.7	101.0	113.0	3.9	873.5	1123.5	1104.8	1.3
供試体 No.2	正側	27.5	147.2	191.5	7.0	805.0	1066.1	1065.2	1.3
	負側	29.4	152.5	152.5	5.2	783.5	1097.0	1097.0	1.4
	平均	28.4	149.9	172.0	6.1	794.3	1081.6	1081.1	1.4
供試体 No.3	正側	17.3	99.9	152.0	8.8	482.9	712.2	701.2	1.5
	負側	25.9	119.1	154.3	6.0	616.3	731.7	708.9	1.2
	平均	21.6	109.5	153.1	7.4	549.6	722.0	705.0	1.3
	正側	24.8	56.5	162.0	6.5	841.9	1142.1	1057.2	1.3
供試体 No.4	負側	28.8	135.5	170.4	5.9	928.9	1178.4	1114.8	1.2
	平均	26.8	96.0	166.2	6.2	885.4	1160.3	1086.0	1.2

## 3. 実験結果

(1) 水平力 - 水平変位の関係

図-5 に各供試体の水平荷重 水平変位の関係を示す. 図中での水平変位は鉄筋の抜け出しやフーチングの並進 及び回転に起因する変位量を控除することにより補正を 行っている.図-5 には補正前の結果も点線で示してい る.

また,表-4には各供試体の降伏時及び終局時の水平

変位と水平荷重を示す.ここで終局変位とは,最大耐力 付近で安定していた水平荷重が大きく低下し始める直前 の水平変位と定義している.

降伏変位について供試体 No.1, No.2 及び No.4 でほと んど差はなかったが,終局時の変位については,供試体 No.1 で正負平均 113mm,供試体 No.2 では 172mm,供試 体 No.4 では 166mm となった.塑性率でいうと,供試体 No.1 で 3.9,供試体 No.2 では 6.1,供試体 No.4 では 6.2 で あった.軸圧縮応力の大きい供試体 No.1 で塑性率が小 さくなったのは,終局状態がコンクリートの圧縮破壊に 起因しているためであり,軸力が No.1 と同じであるに も関わらず,供試体 No.4 の塑性率が大きくなったのは, 内面のかぶりコンクリートが大きくなり,曲げ圧縮応力 を負担するコンクリート断面積が大きいこと,及び外周 面側に鋭角フックを設けたことが要因であると考えられ る.

供試体 No.3 については降伏変位が正負平均で 22mm であり,終局時の変位は 153mm であった.塑性率は 7.4 であり,最も大きな変形能を示した.中空断面 RC 橋脚 に曲げモーメントが作用するとき,供試体 No.3 のよう に軸方向鉄筋比が小さい供試体では中立軸が圧縮コンク リート縁端に近くなる.そのため,コンクリートの圧縮 ひずみが他の供試体に比べて大きくならなかったため, コンクリート圧縮破壊に至るまでの変形能が大きくなっ たと考えられる.

#### (2) 損傷の進展状況

写真-3~6 に外面および内面に損傷が生じてから終局 に至るまでの各供試体の損傷状況写真を示す.

### a) 外面の損傷

フランジ面の外面の損傷については全ての供試体で最 大荷重に達する前に外周面かぶりコンクリートの剥落が 生じており, その変位は供試体 No.1~No.3 では 3δ<sub>0</sub>, 供 試体 No.4 では 26 であった. 外周面かぶりコンクリート の剥落までの変形能に軸応力や軸方向鉄筋比の影響は小 さいと考えられる.一方,外周面側のフック形状を鋭角 フックから,直角フックと鋭角フックの千鳥配置にした 供試体 No.4 では外周面かぶりコンクリートの剥落まで の水平変位が小さくなった.軸方向鉄筋のはらみ出しが 生じたのは,供試体 No.1 では 4δ0 または 5δ0,供試体 No.2 では 6<sub>0</sub>, 供試体 No.3 では 8<sub>0</sub> または 9<sub>0</sub>, 供試体 No.4 では 46°であった. 軸方向鉄筋のはらみ出しは軸応 力及び軸方向鉄筋比との相関が強く,軸応力が大きいほ ど , 軸方向鉄筋比が大きいほどはらみ出し発生時の水平 変位が小さくなる傾向を示した.さらに,軸方向鉄筋の はらみ出しはフック形状とも関係しており,外周面側に 直角フックが設置される供試体 No.4 では直角フックの 開きが生じ,軸力及び軸方向鉄筋比が等しい供試体 No.1 よりも若干はらみ出しが生じ易くなったと考えら れる. なお,外周面側に配置された鋭角フックの開きは いずれの供試体においても確認できなかった.

ウェブ面の外面の損傷については,全ての供試体にお いて 1&の載荷で斜めひび割れが生じており,充実断面 橋脚のウェブ面(載荷方向に並行する面)での損傷状況 <sup>4</sup>に比べると載荷範囲が小さい段階から斜めひび割れが 発生したこととなる.この結果は既往の中空断面 RC 橋 脚に関する研究 <sup>50</sup>と同じ傾向を示しており,ウェブ面 の壁厚が薄いとコンクリートが負担するせん断耐力が減 少することから,水平荷重の小さい段階からひび割れが 発生することを確認した。斜めひび割れはいずれの供試 体も基部から天端近くまで発生したが,曲げせん断耐力 比の大きい供試体 No.3 では終局状態におけるせん断ひ び割れの本数は少ない.かぶりコンクリートの剥落は, 供試体 No.2 の B 面において基部から 500mmの高さまで の範囲で生じており,その他の供試体と比べて損傷度が 大きい.A 面においても終局状態に達する以前から広範 囲でかぶりコンクリートの剥離が生じている.これは, H24 道示で算出されるせん断耐力に軸圧縮応力によるせ ん断耐力向上効果を考慮すれば,実際の曲げせん断耐力 比が最も小さくなるためであると考えられる. b) 内面の損傷

フランジ面の内面の損傷については , 供試体 No.1 で  $4\delta_0$ ,供試体 No.2 で  $6\delta_0$ ,供試体 No.3 で  $9\delta_0$ ,供試体 No.4 で 56。と全ての供試体とも外周面側の軸方向鉄筋がはら み出した時にかぶりコンクリートの剥落が生じた.かぶ リコンクリートの剥落は,供試体 No.1~No.3 では基部 周辺で発生しているのに対し,供試体 No.4 では基部か ら 1000mm ほど離れた位置に顕著なひびわれが発生し, かぶりコンクリートが剥落した.しがたって,内面側の 損傷形態はかぶり厚さやフック形状によって異なると考 えられる.また,内面かぶりコンクリートを増し厚する 対策については,変形能を向上させることはできたもの の,今回の実験で試験した増し厚の程度では,最終的に は外面かぶりコンクリートの剥落と同時に内面かぶりコ ンクリートが剥落して,急激な耐力の低下が生じた.内 面かぶりコンクリートを増し厚する場合には,かぶりコ ンクリートを増し厚するだけでなく,増し厚したコンク リートと軸方向鉄筋を取り囲むような鉄筋を配置する等, 軸方向鉄筋のはらみ出しに対して,増し厚したコンクリ ートの抵抗力を向上させるような配慮が必要であると考 えられる.

中間帯鉄筋については,供試体 No.1 で 4&のの載荷,供 試体 No.2 で 6&の載荷,供試体 No.3 で 9&の載荷,供試 体 No.4 で 5&の載荷といずれの供試体もかぶりコンクリ ートの剥落が起きると同時に内面側のフック(直角フッ ク)の開きが生じた.これは,内面側の軸方向鉄筋及び 帯鉄筋がはらみ出すことで中間帯鉄筋の直角フックが開 き,それと同時にかぶりコンクリートが剥落したと推測 される.したがって,軸方向鉄筋のはらみ出しは外周面 側と内面側でほぼ同時に生じたと考えられるが,この現 象は,既往の中空断面 RC 橋脚に関する研究の実験結果 <sup>50</sup>で示されている軸方向鉄筋のはらみ出しが内面側より 外周面が先行して起こるという結論とは異なる結果とな った.



(a)A面外周面3δ<sub>0</sub>



(d) M面外周面3δ0



(g)M面内面3δ<sub>0</sub>



(b)A面外周面4δ<sub>0</sub>



(e)M面外周面4δ<sub>0</sub>



(c)A面外周面5 $\delta_0$ 



(f) M面外周面5δ<sub>0</sub>



(i) M面内面5δ<sub>0</sub>



(a)A面外周面4δ<sub>0</sub>



(d)M面外周面4 $\delta_0$ 



(g)M面内面4δ<sub>0</sub>



(h)M面内面4δ<sub>0</sub> 写真-3供試体 No.1の損傷過程<sup>2)</sup>

(b)A面外周面5δ<sub>0</sub>



(e) M面外周面5δ<sub>0</sub>



(h)M面内面5δ<sub>0</sub> 写真-4供試体 No.2の損傷過程<sup>2)</sup>



(c)A面外周面6δ<sub>0</sub>



(f)M面外周面6δ<sub>0</sub>



(i)M面内面6δ<sub>0</sub>



(a)A面外周面8 $\delta_0$ 



(d)P面外周面8δ<sub>0</sub>



(b)A面外周面9δ<sub>0</sub>



(e)P面外周面9δ<sub>0</sub>



(c)A面外周面10δ<sub>0</sub>



(f)P面外周面10δ<sub>0</sub>



(i)P面内面10δ<sub>0</sub>



(g)P面内面8δ<sub>0</sub>



(h)P面内面98<sub>0</sub> 写真-5供試体 No.3の損傷過程



(a)A面外周面4δ<sub>0</sub>



(d)P面外周面4δ<sub>0</sub>



(g)P面内面4δ<sub>0</sub>



(b)A面外周面5δ<sub>0</sub>



(e)P面外周面5δ<sub>0</sub>



(h)P面内面5δ<sub>0</sub> 写真-6供試体 No.4の損傷過程



(c)A面外周面6δ<sub>0</sub>



(f)P面外周面6δ<sub>0</sub>



(i)P面内面6δ<sub>0</sub>



ウェブ面の内面の損傷については,供試体 No.1, No.3 及び No.4 ではフランジ面の損傷とほぼ同時に発生した が,供試体 No.2 ではフランジ面の損傷より先にウェブ 面のかぶりコンクリートが剥落した.これは,外周面で ウェブの損傷が大きかったことと同様の理由であり,供 試体 No.2 の曲げせん断耐力比が最も小さいためである. 中間帯鉄筋については,供試体 No.2 及び No.4 のみ内面 フックの開きが生じた.供試体 No.2 における内面フッ クの開きはウェブ面のコンクリート断面が減少し,自重 による曲げに抵抗できず軸方向鉄筋がはらみ出したため に生じたものと推定される.一方,供試体 No.4 は終局 時において,軸方向鉄筋が内面側にはらみ出したために 内面フックの開きが生じた.

#### (3) 中立軸の位置

図-6 に各供試体における正側載荷時に軸方向鉄筋に 生じたひずみ値を示す.図中には,基部から40mm~ 280mmの区間で計測した曲率の値をもとに,平面保持 の仮定から算出したひずみ分布直線もあわせて示してい る.

供試体 No.1 では , 3 δ<sub>0</sub> , 4 δ<sub>0</sub>の載荷においても中立軸 は断面の中心に近い位置にあり , フランジ面が引張力を 受ける時には外面側だけでなく,内面側にも引張ひずみ が発生することになる.同様に,フランジ面が圧縮力を 受ける時にも外面側だけでなく,内面側にも圧縮ひずみ が発生することになる.軸方向鉄筋は,引張力を受けた 後に,圧縮力を受けると,はらみ出しやすくなることか ら,供試体 No.1では,外面側の軸方向鉄筋がはらみだ した直後に,内面側の軸方向鉄筋がはらみだしたものと 考えられる.

一方,供試体 No.2~4 では,損傷の進展に伴い,中立 軸が圧縮側フランジ面に近づくため,フランジ面が圧縮 力を受ける際に,圧縮フランジの内面側の軸方向鉄筋に 発生する圧縮ひずみは,供試体 No.1 に比べて小さくな り,外面側の軸方向鉄筋のはらみだしが先行し,変形 能が向上したと考えられる.したがって,塑性変形過程 における中立軸の位置は,中空断面 RC 橋脚の変形能に 影響を与えると考えられる.

## 4 . 結論

本研究では,既往の実験で対象とした中空断面を有す る RC 橋脚の構造条件を基に,その地震時破壊特性と変 形能の改善を図る試みとして,軸圧縮応力および軸方向 鉄筋比を低減させた場合,並びに,内面かぶりコンクリ ートを増し厚した場合を検討することとし,これらの効 果を検証するために,模型供試体を用いた正負交番繰り 返し載荷実験を行った.以下に,得られた主な知見を示 す.

- (1) 壁厚を薄くし、その結果軸圧縮応力や軸方向鉄筋 比が高くなった中空断面 RC 橋脚では、外面のかぶ りコンクリートの剥落と同時に内面のかぶりコン クリートも剥落して急激な耐力低下を生じたが、 軸圧縮応力および軸方向鉄筋比を低減させた断面 条件にすることにより、外面かぶりコンクリート の剥落と同時に内面かぶりコンクリートも剥落す ることは防止され、これに伴って変形能を向上さ せる可能性を確認することができた。
- (2) 一方,内面かぶりコンクリートを増し厚する対策 については,変形能を向上させることはできたものの,今回の実験で試験した増し厚の程度では, 最終的には外面かぶりコンクリートの剥落と同時 に内面かぶりコンクリートが剥落して,急激な耐力の低下が生じた.
- (3) 内面かぶりコンクリートを増し厚する場合には, かぶりコンクリートを増し厚するだけでなく,増 し厚したコンクリートと軸方向鉄筋を取り囲むよ うな鉄筋を配置する等,軸方向鉄筋のはらみ出し に対して,増し厚したコンクリートの抵抗力を向 上させるような配慮が必要であると考えられる.

(4) 塑性変形過程における中立軸の位置が圧縮側フランジ面に近づく場合,中立軸が断面に近い位置のままである場合に比べて,変形能が向上すると考えられる.塑性変形過程における中立軸の位置は,中空断面 RC 橋脚の変形能に影響を与えると考えられる.

#### 参考文献

- (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.
- ハツ元仁,堺淳一,星隈順一:高軸力を受ける高軸方向 鉄筋比の中空断面 RC 橋脚の正負交番繰返し荷重下におけ る破壊特性,土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 69 No.2, pp.139-152, 2013.
- 3) 玉越隆史,星隈順一:軸方向鉄筋に SD490を用いる RC中 空断面橋脚の耐震性について,土木技術資料, Vol53, No.5, pp.54-55, 2011.
- 4) 運上茂樹,寺山徹:鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に 及ぼす中間帯鉄筋の影響に関する実験的研究,土木研究 所資料,第3563号,1998.
- 5) 須田久美子,新保弘,増川淳二,村山八洲雄:中空断面 PC 柱部材の柱筋座屈特性と中間帯鉄筋の役割について, コンクリート工学年次論文報告集,V-18,No.2,pp.725-730, 1996.
- 湯川保之,緒方辰男,須田久美子,齋藤宗:中空断面鉄 筋コンクリート高橋脚の耐震性能,土木学会論文集, No.613/V-42,pp.103-120,1999.2.

## EVALUATION OF FAILURE CHARACTERISTICS AND DUCTILITY OF REINFORCED CONCRETE COLUMN WITH HOLLOW SECTION

# Masatsugu SHINOHARA, Masashi SUEZAKI, Junichi SAKAI and Jun-ichi HOSHIKUMA

Reinforced concrete bridge columns with hollow section subjected to inelastic cyclic loading during an earthquake have been reported to suffer from the damage at not only outside face but inside face, where is invisible at the bridge inspection. Therefore it is important in the seismic design to determine the acceptable limit-state for the RC hollow columns in terms of inspectability and repairability. However there are few researches on the seismic performance of the RC hollow columns, particularly with high longitudinal steel ratio and high axial loading.

In this research, the failure mechanism of the RC hollow columns at both outside and inside faces was clarified based on the cyclic loading tests for scaled-model columns. The effect of axial load and longitudinal steel ratio on the seismic performance of the RC hollow columns was also examined. Test results showed that longitudinal steel ratio and axial loading significantly affected the failure mechanism of the RC hollow columns.