研究予算:運営費交付金(一般勘定) 研究期間:平23~平26 担当チーム:橋梁構造研究G,寒地構造T 研究担当者:星隈順一,西弘明,堺淳一,三田 村浩,八ツ元仁,澤松俊寿

【要旨】

厳しい財政下における道路整備においては、橋梁の効率的な耐震補強の実施に向けて性能目標に対応する限界 状態を管理水準に応じて柔軟に定めることができるような技術が必要とされている。平成23年度は、破壊特性を 考慮した耐震主部材の抵抗特性の評価法の開発の一環として、既設橋を対象とした検討として1970年頃まで適 用実績のある丸鋼鉄筋を軸方向鉄筋に用いた RC 橋脚を対象とし、また、新設橋を対象とした検討として高軸力 かつ高軸方向鉄筋比の条件を有する中空断面 RC 橋脚を対象として、正負交番繰返し載荷実験を行い、損傷の進 展過程と破壊形態を明らかにした。

キーワード:性能目標,地震時限界状態,鉄筋コンクリート橋脚,丸鋼鉄筋,中空断面

1. はじめに

現行の道路橋示方書では,耐震性能に対する限界状態 は弾性限界状態,速やかな機能の回復を可能とするため の修復限界状態,終局限界状態として定められているが, 厳しい財政下における道路整備においては,橋梁の効率 的な耐震補強の実施に向けて性能目標に対応する限界状 態を管理水準に応じて柔軟に定めることができるような 技術が必要とされている。このためには,主たる耐震部 材が損傷し、部材としての機能を失うまで過程の挙動を 含めた損傷過程を詳細に評価できる技術が必要である。 平成23年度は,様々な構造条件の鉄筋コンクリート橋脚 を対象として,橋の性能目標に応じた地震時限界状態の 設定とその評価法を確立するため,模型供試体を用いた 実験を実施した。

2. 研究課題

平成23年度においては、①丸鋼を配置したRC橋脚, ②中空断面RC橋脚を対象として2つの課題について研究 を行った.①の丸鋼を配置したRC橋脚については昭和 40年代中頃より前の既設のRC橋脚の耐震性能評価を行 うための基礎資料を得るために,正負交番載荷実験を実 施し実験結果の検証を行った.また,②の中空断面RC 橋脚については,中空断面RC橋脚の損傷の進展過程およ び破壊特性の把握を行うため正負交番載荷実験を実施し 実験結果の検証を行った.

3. 柱部の鉄筋に丸鋼を用いた鉄筋コンクリート橋脚の 正負交番載荷試験

3.1 目的および実験概要

現在の鉄筋コンクリート構造には異形鉄筋を用いることが通常であり、鉄筋コンクリート構造に関する研究の 多くも異形鉄筋が配置されたRC構造を対象に行われたものである^{1)~5)}.一方で、昭和40年代中頃までは道路橋の RC橋脚には異形鉄筋と比較して付着強度が小さいとされる丸鋼鉄筋が使用されていた実績がある⁶⁾.これまでに、 丸鋼鉄筋を用いたRC部材や鉄筋とコンクリートの付着ないRC部材に関して、補修補強や耐震性に着目した研究が 行われている^{例えば7)~11)}ものの、異形鉄筋を対象としたRC 構造に比べるとその数は少ない.このため、既設橋に対 する効率的な耐震補強の実施の観点から、丸鋼鉄筋を用 いたRC橋脚の耐震性能を把握することは重要である.

本研究では、丸鋼鉄筋が配置された RC 橋脚の耐震性に 関する基礎資料を得ることを目的に、異形鉄筋および丸 鋼鉄筋をそれぞれ使用した単柱式の RC 橋脚供試体の正 負交番載荷試験を実施し、丸鋼鉄筋を用いた RC 橋脚の損 傷形態、履歴特性等について検討した.

3.2 正負交番載荷試験の方法 3.2.1 供試体

実験に用いたRC橋脚供試体は,鉄筋に異形鉄筋を用い た供試体(以下,「異形鉄筋供試体」という.)と丸鋼鉄 筋を用いた供試体(以下,「丸鋼鉄筋供試体」という.) の2体である.本実験では,鉄筋の付着の影響が大きく





(b) 丸鋼鉄筋供試体

図-1 供試体配筋概略図

表-1 実験ケース

		軸方向鉄筋		ł	とん断補強鉄術	コンクリ	計算	上の耐力	(kN)	
	種類	鉄筋比 (%)	降伏強度 (N/mm ²)	種類	鉄筋比 (%)	降伏強度 (N/mm ²)	ート 圧縮強度 (N/mm ²)	曲げ 降伏	曲げ 終局	せん 断
異形鉄筋 供試体	SD345, D25	0.623	391.5	SD295, D10	0.238	359**	27.3	228.9	286.2	366.5
丸鋼鉄筋 供試体	SS400, φ25	0.623	310**	SR235, ¢9	0.106	382**	30.0	177.5	226.7	250.4

※ミルシート

表れやすいと考えられる曲げが卓越する挙動に着目し, 異形鉄筋供試体および丸鋼鉄筋供試体ともに曲げ破壊型 の破壊形態となるように設計した.供試体の形状,配筋 概略図を図-1 に示す.供試体は柱部が 600×600mmの正 方形断面で,高さ 1800mmの柱式である.表-1 に柱部に 用いた鉄筋の仕様を示す.本来であれば丸鋼鉄筋供試体 と異形鉄筋供試体で直径および材質は同じで鉄筋表面の 形状のみが異なる鉄筋を使用することが望ましいが,同 直径、同材質の鉄筋の入手ができなかったことから直径 および材質の近い鉄筋を使用した.なお,丸鋼鉄筋供試 体および異形鉄筋供試体ともに,軸方向鉄筋は鉄筋組立 時に上下端を 600×600mmの鋼板に溶接した.帯鉄筋のフ ックは道路橋示方書¹²に従った.コンクリート標準示方 書¹³に基づき平面保持を仮定して算出した設計計算上の 耐力を表-1 に示す.

3.2.2 載荷方法

載荷装置および供試体の設置状況を図-2 に示す.供 試体のフーチング部を床に固定し,柱部天端にピン支承 を設置した.上部工死荷重反力を想定した120kN(応力換 算で0.33N/mm²)の鉛直荷重をピン支承を介して柱部天端 に載荷し,交番載荷中において一定に保持した.水平方 向の交番荷重は,基部から高さ2105mmの位置のピン支承 の中心部に水平方向のジャッキにより載荷した.せん断 スパン比は4.0である。

載荷は変位制御により実施した.設計計算上の曲げ降 伏耐力の 50%の水平荷重を 1 サイクル載荷してコンクリ ートにひび割れを導入した後,水平力載荷点位置での基 準水平変位δyの整数倍ごとに各ステップにおいて3 サイ クルの繰り返し載荷を実施した.基準水平変位δy は,異 形鉄筋供試体については橋脚基部における軸方向鉄筋の



ひずみが降伏ひずみに達した時の載荷点位置での水平変 位とした.一方で,丸鋼鉄筋供試体では載荷中に鉄筋と コンクリートの間のすべりにより軸方向鉄筋のひずみが 柱軸方向に平均化され,鉄筋の降伏に大きな載荷変位を 要することが懸念されたことから,載荷中の鉄筋のひず みの計測値が降伏ひずみに達した時の載荷点位置での水 平変位と,平面保持を仮定してフーチングからの軸方向 鉄筋の伸び出しを考慮した場合の橋脚基部における軸方 向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時の水平変位の計 算値(8.9mm)のうち,小さいほうの値を基準水平変位δy とした.後述の載荷の結果,本実験では丸鋼鉄筋供試体 の基準水平変位δy は計算値の8.9mm とした.

3.2.2 計測方法

変位計およびロードセルによりそれぞれ載荷点におけ る水平変位および水平荷重を、ひずみゲージにより軸方 向鉄筋および帯鉄筋のひずみを、また図-3のように基 部に設置した変位計により基部の回転角を測定した.軸 方向鉄筋のひずみは、基部に対して-750、-500、-250、0、 300、600、900、1200、1500mmの9カ所で測定した.帯 鉄筋のひずみは、基部から高さ 600mm の範囲の帯鉄筋 について測定した.

3.3 正負交番載荷試験の結果と考察

3.3.1 損傷状況

図-4、5 に実験終了後の損傷状況を示す. なお, 図 中のハッチングはコンクリートが剥落した部分を示す. 異形鉄筋供試体については, 1δy までの載荷において基 部から1400mmの高さの範囲にわたって柱部正面および 背面に水平ひび割れが発生した. ひびわれ間隔は平均的 に200mm程度である. 2δy では1δy で発生したひび割 れが柱部側面へ斜め方向に進展した. 4δy で正面側の基 部で, 軸方向鉄筋位置付近に沿った鉛直方向のひび割れ が発生するとともに, 水平方向のひび割れ幅が増大した. 6δy の2 サイクル目で正面側の基部でかぶりコンクリー



図-3 基部における回転角の測定方法

トのはらみだしが開始し、3 サイクル目で正面側のかぶ りコンクリートが剥落、背面側のかぶりコンクリートが はらみだした. 7δyの1サイクル目で背面側基部のかぶ りコンクリートが剥落した. かぶりコンクリートは基部 から 600mm 程度の高さの範囲にわたって剥落しており、 概ねこの範囲において軸方向鉄筋が座屈していることが 確認された.

丸鋼鉄筋供試体では、1δvまでの載荷において基部か らの高さが 600mm および 1100mm の位置において水平 ひび割れが発生した. 異形鉄筋供試体に比べるとひび割 れ間隔は2から3倍程度である.28v以降は新たなひび 割れは発生しないが、フーチングからの軸方向鉄筋の抜 出しに伴う柱のロッキングにより,柱の下端とフーチン グの間に隙間が生じていることを確認した. 徐々に柱の ロッキングが顕著になるとともに、これにより 7by で正 面側の基部のコンクリートがかけるように損傷した. 8δy において正面側基部のコンクリートが圧壊するよう に損傷し、基部から高さ 150mm 程度の範囲においてか ぶりコンクリートが剥落した. その後, 正側載荷におい て耐力が18yでの最大耐力程度に低下した168y(水平変 位138mm)まで載荷を実施したが異形鉄筋供試体におい て見られるような斜めひび割れの発生や軸方向鉄筋の座 屈に伴う、かぶりコンクリートの剥離や剥落が生じなか った.

3.3.2 水平荷重-水平変位関係

図-6 に各供試体の水平荷重載荷点位置の荷重-変位 関係を示す.なお、図中には鉄筋およびコンクリートの 材料試験結果を用い、道路橋示方書¹⁴⁾に基づいて算出し た水平荷重-水平変位関係の骨格曲線を計算結果として 示している.計算結果のプロットは横軸の原点に近い側 からそれぞれ、曲げひび割れ発生点、部材降伏点、最大 耐荷力点、部材降伏点の耐力を維持できる限界点である. 異形鉄筋供試体においては正側載荷で38y、負側載荷で 28yで最大荷重に達し、68yの1サイクル目まで耐力を維持 し、68yの2サイクル目正側載荷時に耐力が低下し始めた. これは、異形鉄筋供試体においてかぶりコンクリートの はらみ出しが開始した時点と一致する.実験結果と計算



図-6 水平荷重載荷点位置の荷重-変位関係

結果を比較すると、実験による履歴曲線は計算による骨 格曲線を包含しており、比較的よく一致している.

丸鋼鉄筋供試体においては、正側では38y,負側では 2δyで最大荷重に達した.その後、載荷ステップの進行 とともに耐力が緩やかに低下するものの、異形鉄筋供試 体のように急激な耐力の低下は生じず、かなり大きな変 位まで安定した履歴ループを維持し、高い変形性能を示 した.また、計算結果と比較しても、計算による骨格曲 線を大きく超える変位においても安定した履歴曲線を保 っていることが分かる.なお、正側に比べて負側の耐力 が小さいが、本検討の範囲ではこの原因について明らか にすることはできなかったため、これについてはさらな る調査が必要である.88yで正面側基部のコンクリートが 圧壊するように損傷したが,このような損傷は橋脚の耐 力を大きく低下させるものではないことがわかる.また, 同一変位での繰り返し載荷による耐力低下が異形鉄筋供 試体に比べて小さいが,これは載荷の繰り返しによる損 傷の進展が少ないことによるものと考えられる.

異形鉄筋を用いた RC 橋脚においては,耐力の低下が異 形鉄筋供試体のようにかぶりコンクリートの剥落や軸方 向鉄筋の座屈として現れるため,被災した場合の残存耐 力を外観により比較的容易に評価することができる.一 方で丸鋼鉄筋供試体においては,水平変位が増加するに つれて耐力が低下するものの異形鉄筋に比べてコンクリ ートの損傷が少ないため,外観による残存耐力の評価が 難しいと考えられる.

表-2 に実験結果における正側載荷の最大耐力と,平 面保持を仮定した場合の最大耐力の計算結果を示す.こ れより,実験における最大耐力と計算における最大耐力 の比P_{uexp}/P_{ucal}は,正負平均では異形鉄筋供試体が 1.14, 丸鋼鉄筋供試体で1.07 である.丸鋼鉄筋供試体は異形鉄 筋供試体と比較してやや小さめであるが,実験結果と計 算結果は同程度の値を示している.

3.3.3 軸方向鉄筋のひずみの高さ方向分布

図-7 に各載荷ステップ1サイクル正側載荷の変位ピーク時において最外縁の圧縮側,引張側の軸方向鉄筋に 生じたひずみの高さ方向の分布,および変位ピーク時の 載荷荷重を用いて算出した引張側軸方向鉄筋ひずみの設 計値をあわせて示している.なお,実験値についてはひ ずみが比較的精度よく測定できた6δyまでの値を示して いる.異形鉄筋供試体においては2δyでは,鉄筋の塑性化 に伴い基部からの高さ0および300mmの位置で引張側の軸 方向鉄筋においてひずみが急増しており,4δyでさらに 600mmの位置までその範囲が拡大している.一方で丸鋼鉄 筋供試体では,鉄筋の塑性化に伴い3δyで0mmの位置の引 張側鉄筋のひずみが急増しているが,6δyではひずみが急

3.1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究 トが 増する範囲の拡大は確認されなかった.このような挙動 の耐 は、図-4,5に示したように基部周辺については、異形鉄 た、 筋供試体では軸方向鉄筋が座屈しているのに対し、丸鋼 筋供 鉄筋供試体ではそのような挙動を示していないことから る損 も説明できる.

> 丸鋼鉄筋供試体では、曲げモーメントの大きい基部に 向かうほどひずみが大きくなっており、鉄筋とコンクリ ートの付着力の低下により鉄筋ひずみが高さ方向に平均 化するような挙動は生じていない.また、丸鋼鉄筋供試 体では28y以降では実験値と設計値がよく一致している. すなわち、丸鋼鉄筋供試体では、平面保持を仮定して算 定した設計値相当の曲げ引張ひずみが生じている.

> 設計値を基準に異形鉄筋供試体と丸鋼鉄筋供試体を比 較すると,異形鉄筋供試体では実験値は設計値に対して 大きめの値を示しているのに対し,丸鋼鉄筋供試体では やや小さめの値である.このことは,異形鉄筋供試体に 比べ丸鋼鉄筋供試体では,橋脚天端の水平荷重による曲 げが作用した際の柱部の曲げ変形が小さいことを示して いる.

> フーチング内の軸方向鉄筋のひずみについては,異形 鉄筋供試体では,圧縮側,引張側ともに橋脚基部からの 高さ 0mm の位置で最大を示しフーチング内部に向かうに つれて小さく,-750mm の位置でほぼ 0 に収束している. 丸鋼鉄筋供試体では,深い位置まで大きなひずみが生じ

		異形鉄筋	丸鋼鉄筋					
		供試体	供試体					
中的个田	正側	292.2	240.2					
天映結朱 D (LND)	負側	-294.5	-191.3					
$\Gamma_{uexp}(KIN)$	正負平均	293.4	215.7					
計算結果	P _{ucal} (kN)	256.4	200.7					
P_{uexp}/P_{ucal}	正負平均	1.14	1.07					

表一2 最大耐力



ており,異形鉄筋供試体とひずみ分布の形状が異なる. また,載荷ステップが進むにつれて下端付近(-750mm) のひずみが大きくなる.特に引張側において4&y以降で は-250mmから-750mmの範囲で1500µ程度の一定値を示 している.フーチング内の鉄筋には軸方向力のみが作用 していると考えると,4&y以降においてこの範囲ではコ ンクリートー鉄筋間で付着応力が消失していることがわ かる.このように丸鋼鉄筋供試体では,コンクリートー 鉄筋間で付着応力が低下,最終的には消失し,フーチン グ内の深い位置まで引張側の軸方向鉄筋に大きな引張ひ ずみが生じたことで,前述のような柱部のロッキング挙 動が卓越したものと結論づけることができる.

3.3.4 帯鉄筋のひずみの高さ方向分布

図-8 に各載荷ステップ1サイクル目の変位ピーク時 において帯鉄筋の圧縮側面中心位置に生じたひずみの高 さ方向の分布を示す.なお,異形鉄筋供試体の 6δy の正 側載荷において基部からの高さ 350mm,負側載荷におい て 350mm および 450mm の位置におけるひずみがひずみゲ ージの容量を超えたため,図中に表示していない.

異形鉄筋供試体では、基部からの高さが 200~400mm の範囲においてひずみの発生が卓越している. 6δy でひ ずみの値が欠測となったため明確に判定できないが、基 部から高さ 300mm 程度の位置がピークであると考えられ る. これは、実験後に目視で確認した軸方向鉄筋の座屈 の腹の位置とほぼ一致する.

丸鋼鉄筋供試体では、1δy で帯鉄筋にわずかにひずみ が生じるものの、その後は水平変位が大きくなっても同 程度の値を示している.これは、帯鉄筋に用いた丸鋼の 付着の問題というよりも、後述のように軸方向鉄筋に丸 鋼を用いたことでフーチングからの軸方向鉄筋の抜出し が顕著となり、帯鉄筋が横拘束効果を発揮するような軸 方向鉄筋の座屈変形がほとんど生じなかったことが要因 であると考えられる.このことに加えて、3.3.2 項に示

3.1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究

したように高い変形性能を示すことから、軸方向鉄筋に 丸鋼鉄筋が用いられた RC 橋脚の耐震補強においては,塑 性変形能よりも、耐力を向上させる補強のほうが有意義 であると考えられる.

3.3.5 **軸方向鉄筋の伸び出し量**

図-9 に、各載荷ステップ1サイクル目の正側載荷の 水平変位ピーク時におけるフーチング内の軸方向鉄筋の 抜出し量と水平荷重載荷点位置の水平変位の関係を示す. 軸方向鉄筋の抜出し量は、フーチングと橋脚基部の相対 鉛直変位の測定結果から式(1)、(2)により、軸方向鉄筋 のひずみの測定結果から式(3)によりそれぞれ算出して いる.

$$d_d = \theta \cdot \frac{W_s}{2} + \frac{d_t + d_c}{2} \tag{1}$$

$$\theta = \frac{d_t - d_c}{W_d} \tag{2}$$

ここに、 d_d は橋脚基部の鉛直変位から算出したフーチン グ内の軸方向鉄筋の伸び出し量、 θ は橋脚基部における 回転角、Ws は最外縁に位置する引張側と圧縮側の軸方向 鉄筋の距離、 d_t および d_c はそれぞれ基部正面および背 面に設置した変位計による鉛直変位、 W_d は基部正面およ び背面に設置した鉛直方向の変位計の距離である.

$$d_s = \int_{-H_p}^0 \mathcal{E}_t dz \tag{3}$$

ここに、ds はフーチング内の軸方向鉄筋のひずみから算 出した軸方向鉄筋の抜け出し量、 ε_t は引張側の軸方向 鉄筋のフーチング内の高さz におけるひずみ、z はフー チング上面から上向きを正にとった座標、 H_p はフーチン グの高さである. なお、 d_d はかぶりコンクリートのはら み出しや、柱のロッキングによる基部コンクリートの圧 壊等により計測が不可能となる 7.5mm程度まで、 d_s はひ ずみゲージにより塑性変形ひずみが概ね精度よく測定可 能であった 5.5~6.5 mm程度までの値をそれぞれ示した.



図-8 圧縮フランジ側中心位置の帯鉄筋のひずみの高さ方向分布



図より,異形鉄筋供試体および丸鋼鉄筋供試体ともに, フーチング内軸方向鉄筋の抜出し量は水平変位の増加に 対して単調に増加しているものの,丸鋼鉄筋供試体は異 形鉄筋供試体と比較して,同一水平変位で2倍程度の抜 出し量となっている.これは異形鉄筋に比べて丸鋼鉄筋 の付着強度が小さいために,フーチング内の軸方向鉄筋 が抜け出す挙動が卓越したことが原因と考えられる.

次に,載荷点位置での水平変位をフーチング内の軸方 向鉄筋の抜出しによる水平変位と橋脚柱部の曲げ変形に よる水平変位に分離し,軸方向鉄筋の付着の影響につい て検討する.ここでは,橋脚基部の鉛直変位から求めた 前述のθを用いて式(4),(5)により,水平荷重載荷点位 置に生じる変位のうち軸方向鉄筋の抜出しによる水平変 位が占める割合r_oを算出した.

$$r_p = \frac{u_p}{u} \tag{4}$$

$$u_{p} = \theta \cdot h \tag{5}$$

ここに、r_pは水平荷重載荷点位置に生じる変位のうちu_p

3.1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究 が占める割合, u は水平力載荷点位置の変位, u, は軸方 向鉄筋の抜出しにより水平荷重載荷点位置に生じる変位, h は橋脚基部から載荷点までの高さである. なお, 厳密 には柱部のせん断変形も考慮する必要があるが、本実験 のせん断スパン比は4.0であり、せん断変形に比べて曲 げ変形が卓越していると判断し、r,の算出にせん断変形 は考慮していない. ここで, r_p が大きいということは, 柱部の曲げ変形よりフーチング内の軸方向鉄筋の抜出し により柱部のロッキング挙動が卓越することを意味して いる.図-10 に各載荷ステップ1サイクル目の正側載荷 の水平変位ピーク時におけるr。と水平荷重載荷点位置 の変位uの関係を示す.異形鉄筋供試体では、r。は1δy (水平変位 13.8mm)から 3δy (水平変位 41.4mm) にかけ て増加し、3δyでピークを迎えた後、6δy(水平変位 82.8mm)までほぼ一定となっており、0.35~0.5 の範囲 で推移している.一方で,丸鋼鉄筋供試体では1 byで 0.5 程度を示した後、載荷ステップ(水平変位)の増加に伴 い単調に増加し、5by (水平変位 44mm) で約 0.8 と, 異 形鉄筋供試体と比べて大きな値となっている.本実験で はu。の計測方法の都合上,丸鋼鉄筋供試体では58yまで のデータしか得ることができていないが, 図-5 に示し た損傷状況を考慮するとu,は 6δy以降も大きな値で推移 したと考えられる.

4. 高軸力・高鉄筋比条件下の中空断面 RC 橋脚の正負 交番載荷試験

4.1 目的

地震後に速やかな機能回復を求める橋では、地震後の 点検で損傷箇所を発見し、その損傷箇所に対して速やか に修復できることが求められる.中空断面 RC 橋脚におい ては、その構造特性から内面の点検が困難であり、たと え地震後に内面の損傷を発見できたとしても修復が非常 に難しいという特性を持っている.そのため、中空断面 RC 橋脚における耐震性能の評価においては、これらの特 性をすべて踏まえたうえで限界状態を設定することが必 要である.このためには、外周面および内面の損傷の進 展過程を把握するだけでなく、外周面の損傷を外面の損 傷の関連性を把握し、さらには内面の損傷を外面の損傷 から推定する方法を確立しておく必要がある.

中空断面RC橋脚の耐震性能検証に関する既往の研 究^{156)~212)}はあるものの,外周面と内面の損傷の関連性に ついて検証したような研究は少ないことや,そもそも中 空断面RC橋脚に関する研究自体が従来の充実断面橋脚と 比べると少ないため,現段階で得られている外周面と内 面の損傷の関連性に関する知見は十分でない.また,軸 力や軸方向鉄筋比などの構造条件が変われば変形性能や 破壊形態が変わってくる可能性があることを考えると, 構造条件の違いが外周面と内面の損傷の関連性に影響を 与える可能性も懸念される.このことからも,中空断面 RC橋脚については様々な構造条件下での実験データを基 に,損傷の進展過程の把握のみならずその破壊特性を評 価することが必要と考える.

そこで、本研究では、内面の損傷状態と外周面の損傷 状態の相関など破壊状態に至るまでの損傷の進展過程に 関する知見が少ない高軸力かつ高軸方向鉄筋比の中空断 面 RC 橋脚について、正負交番繰返し載荷実験を行い、そ の損傷過程と破壊形態の把握を行うとともに、軸力の大 きさがこれらの損傷特性に及ぼす影響についても検証し た.

4.2 実験概要

4.2.1 実験供試体

実験に用いた中空断面RC橋脚供試体は、実橋脚の1/7 程度の規模である文献15)の実験供試体と同じ断面寸法 とし、水平耐力も同程度となるように軸方向鉄筋比を決 定した.図-11に供試体のセットアップ状況図と断面図を 示す.供試体の柱部高さは4,200mmで、せん断スパン比は 4.3とした.また、本実験では、軸力条件が中空断面橋脚 の限界状態に与える影響についても検証するため、表-3 に示すとおり同じ構造諸元である供試体を2体作製した.

表-4,表-5に,供試体に使用したコンクリートおよび 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SD345を用いており,コンクリートの設計基準



図-11 供試体のセットアップ状況図と断面図

表-3 実験供試体諸元

供	試体No.	1	2			
困	f面形状	中	空			
載荷点	〔高さ(mm)	4,2	00			
形状(載荷方	向×載荷直角方向)	975>	< 730			
せん	断スパン比	4.	. 3			
	種別	SD345				
軸方向鉄筋	鉄筋径	D16				
	鉄筋比 (%)	6.408%				
	種別	SD	345			
	鉄筋径	D	10			
横拘束筋	間隔 (mm)	4	0			
	有効長 (mm)	191.	4. 3 D345 D16 .408% D345 D10 40 1. 25			
	体積比(%)	0.0	18%			
軸	力(N/mm ²)	4.4	1.0			

準強度は 40N/mm²とした.帯鉄筋は鋭角フックにより定 着し,中間帯鉄筋は一般的に中空断面橋脚の施工で行わ れている,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(図-12).なお,供試体1および供

	材齢	実験時圧縮強度	静弹性係数		
	1.3 Hells	N/mm^2	kN/mm^2		
供試体1	263日	56.8	32.9		
供試体2	266日	48.7	30.1		

表-4 コンクリート材料試験結果



図-12 中間帯鉄筋の設置状況



試体2の曲げせん断耐力比については、供試体1が2.0, 供試体2が2.2である.ここで、曲げ耐力およびせん断 耐力については、道路橋示方書耐震設計編²²⁾に従い算出 した結果である.

4.2.2 載荷方法

図-13 の実験供試体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 ング底面と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.

高軸力状態を想定した供試体1には柱基部での軸応力が4.4N/mm²となるように、低軸力状態を想定した供試体2には軸応力が1.0N/mm²となるように軸力を橋脚頂部に与えた.ここで言う高軸力状態とは、近年の山間部で建

表--5 鉄筋材料試験結果

	降伏強度	弾性係数	引張強度	破断伸び	破断強度
	N/mm^2	kN/mm^2	N/mm^2	%	kN
D10(SD345)	389.0	179.4	543.0	18.1	38.7
D16(SD345)	393.4	190.4	453.2	27.5	90.0



図-13 実験供試体のセットアップ状況

	面	A 面 B 面	P 面		 ● 軸方向鉄筋ひずみゲージ混付け位置 ● 横拘束筋ひずみゲージ混付け位置 			
1断面あたり計測				[数	計測点高さ			
	A面	B面	M面	P面	mm			
軸方向鉄筋	-	-	2	2	-960,-760,-440,-320,-160, -80,0,80,160,320,440,760,960,1480,1960,2440			
帯鉄筋	2	2	2	2	M面・P面 0,80,160,320,440 A面・B面 0,80,160,320,440,760,960,1480			
中間帯鉄筋	_	_	1	1	0,80,160,320,440			
曲率計測	-	-	1	1	40,280,520,760,1000,1240			
	г	জন 1 চ		- 45 7 1	デッション学			

図-15 鉄筋ひずみ計測位置

設され橋脚高さが 30~40mのPCラーメン橋の中空断面RC 橋脚での軸力状態を想定しており,その場合の橋脚基部 での軸応力は 4~5N/mm²程度となる.供試体1において は、上記高軸力条件にあてはまる文献 15)の実験条件と あわせ、軸応力を4.4N/mm²とした.一方、低軸力状態と は、一般的な道路橋の充実断面RC橋脚における軸応力状 態を想定している.一般的な中空断面RC橋脚においては、 この程度の軸応力状態で使用されることはほとんど無い が、本研究では軸力の影響に着目した検討であることか ら供試体1との比較が明確になるように、1.0N/mm²を低 軸力状態とした.

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-14 に示すように変位制御により行い,基準変 位 δ_0 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.本実験での δ_0 は,実験結果の 比較が容易となるように供試体1の実験時の初降伏変位 である35mmで統一した.また、本実験ではアクチュエー ター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.

4.2.3 計測方法

主な測定項目は、アクチュエーターに内蔵のロードセ 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、軸方向鉄筋およ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図を図-15に示す.高さ方向に 軸方向鉄筋は15断面、帯鉄筋のフランジ面および中間帯 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、水平変位および水平載荷荷重はアクチュ エーターの押し側を正とした.

ひび割れなど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、内面側の変状は橋脚天端部に設 けた穴から小型カメラを挿入して観察を行った(図-16). なお、小型カメラによる観察については、載荷面にあた るP面とその反対側のM面の基部から700mmの高さまでの 範囲について定点観察を行った.

橋脚天端から小型カメラを

挿入し撮影

内部観察の状況

図-16

- 3.1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究
 - 4.3 実験結果

4.3.1 損傷の進展状況

図-17~図-20 に正負交番載荷実験により得られた各 供試体の損傷状況図を, 表-6 に主要イベントが発生した 載荷ステップを示す. なお, 内面の損傷観察については, カメラの解像度に限界があったため, ひび割れなどの初 期変状を捉えきれなかった可能性はあるが, かぶりコン クリートの剥落などの大きな損傷は適確に把握すること ができた.

1) 外周面の損傷

供試体 1,供試体 2 でともに予備載荷時からフランジ 面で水平ひび割れ,ウェブ面で斜めひび割れが発生して おり,その中でも B 面・M 面のひび割れ損傷がその他の 面に比べて若干大きくなった.これは,水平変位の中立 点が負側に少し偏っていたことと,供試体を寝かせて設 置したことが原因として考えられるが,本実験で着目し ている破壊形態への影響はほとんど無いと考えられる. フランジ面の損傷については,供試体 1,供試体 2 とも に最大荷重に達する前にかぶりコンクリートの剥落が生 じており,その変位は 3 δ₀の載荷と両供試体で差が現れ なかった.かぶりコンクリートの剥落範囲は,面中央部

> ^{*}れの供試体も基部から 250mmの高さまでの . 軸方向鉄筋のはらみ出しは,供試体1で 供試体2で6 δ_0 の載荷において生じ,はら たのは供試体1の方が早かった.また,コ -トの破壊および軸方向鉄筋の破断について でのみ生じ,損傷の程度は供試体1の方が なお,中間帯鉄筋の外周面側のフック(鋭)開きは,いずれの供試体においてもそのフ :いう状態は確認されなかった.

)損傷については、供試体1、供試体2でと 対荷において斜めひび割れが生じており、充)ウェブ面(載荷方向に平行する面)での損



図-17 供試体1の外周面損傷状況



傷状況234)に比べると、載荷変位が小さい段階から斜めひ び割れが発生した.この結果は既往の中空断面RC橋脚に た.斜めひび割れは、いずれの供試体も基部から天端近 関する研究結果と同じ傾向を示しており、せん断力に抵 くまで発生した.かぶりコンクリートの剥落は、面の中

抗する面は壁厚が薄いと損傷が大きくなることを確認し

					外周	周面			内	面		1世ノカル日の星		
		初降伏 最大 荷重	最大 荷重	かぶりコンクリート 剥落		鉄筋のはらみ出し		かぶりコンクリート 剥落		中間帯鉄筋の内面側 フックの開き		19 イクル日の最 大変位荷重が最 大荷重の80%以下	破壊状態	
				フランジ面	ウェブ面	フランジ面	ウェブ面	フランジ面	ウェブ面	フランジ面	ウェブ面	になった時		
供試	正側	$2 \delta_0$	3δ ₀	3δ ₀	4.5	$4 \delta_0$	+> 1	$4 \delta_0$	E S	$4 \delta_0$	+> 1	4δ ₀ 3波目	・フランジ面の圧縮破壊	
体 1 負任	負側	$1 \delta_0$	$4 \delta_0$	3δ ₀	400	5δ ₀	14 U	5δ ₀	500	5δ ₀	14 U	5δ ₀ 2波目	・軸方向鉄筋が3本破断	
供試	正側	$1 \delta_0$	5δ ₀	$4 \delta_0$	G	6δ ₀	+> 1	6δ ₀	ES	6δ ₀	C S	7δ ₀ 1波目	・ウェブ面のコンクリート の融壇	
体 2	負側	1δ ₀	6δ ₀	3δ ₀	000	6δ ₀	ふし	6δ ₀	00 0	6δ ₀	000	7δ ₀ 1波目	 ・軸方向鉄筋の破断無し 	

3.1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究 表-6 主要イベントが生じた載荷ステップ





6**8**y

図-21供試体2における6δ₀の損傷状況

央部において、供試体1では基部から100mmの高さまでの 範囲、供試体2では基部から500mmの高さまでの範囲で生 じ、供試体2の方が損傷の範囲が大きかった。斜めひび割 れの本数は、4 δ_0 の載荷以前では同じ載荷ステップにお けるひび割れ本数が供試体2の方が多かったことや実験 終了時の載荷ステップでコンクリートが粉砕された状態 に至ったのは供試体2のみであったことを考えると,損傷 の程度は供試体2の方が大きかった。

2) 内面の損傷

フランジ面の損傷については、供試体1で4 δ_0 、供試体2 で6 δ_0 と両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.また、か ぶりコンクリートの剥落の範囲は両供試体とも基部から 300mmの高さまでの範囲となった.中間帯鉄筋については、 供試体1で4 δ_0 の載荷,供試体2で6 δ_0 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 面側の刺方向鉄筋がはらみ出し帯鉄筋もはらみ出すこ 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.このように、 鉄筋のはらみ出しなどの損傷が現れるのは外周面側と同 様に供試体1の方が早く、損傷の程度はいずれのケースも 軸方向鉄筋のはらみ出しが生じたことから同程度となっ た.

ウェブ面の損傷については、いずれの供試体も5δ₀の 載荷においてかぶりコンクリートの剥落が生じた.損傷 の範囲については、供試体1では基部から100mmの高さま での範囲、供試体2では基部から600mmの高さまでの範囲 と供試体2の方が大きかった.損傷の程度については,供 試体1では中間帯鉄筋の内面側のフックが開かなかった のに対して,供試体2で6 δ₀においてフックが開いたこと から,損傷の程度は供試体2の方が大きかった.ただし, 供試体2における中間帯鉄筋の内面フックの開きはウェ ブ面のコンクリートが破壊した直前に生じており,これ 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 に抵抗が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(図-21).このため,このウェブ面で の中間帯鉄筋の内面側のフックの開きは,供試体のセッ トアップ方法に起因するものが大きいと考えられる.

4.3.2 水平荷重-水平変位の関係

図-22に各供試体の水平荷重-水平変位の履歴図を,図 -23に水平荷重-水平変位の包絡線図を,表-7に各供試体 の降伏時・終局時の水平変位と水平荷重を示す.ここで 言う終局変位とは,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のことである. 図-22には軸方向鉄筋の降伏時(図中A),かぶりコンクリ ートの剥離時(図中B),軸方向鉄筋の破断時(図中C)の 変位を記している.なお,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およ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い,橋脚部のみの変形量 を示すようにしており,図-22には補正前の結果も参考と して示している.なお,P-δ効果の補正は行っていない.

降伏変位については、供試体1と供試体2では正負の平 均で4mm程度とほとんど差が無かったが、終局時の変位に ついては、供試体1で正負平均して113mm、供試体2では 172mmとなった.終局変位を塑性率で整理してみると、供



	「同時のパータ」という同主												
			変位	(mm)		荷重 (kN)							
		降伏時	最大 荷重時	終局時	塑性率	降伏時	最大 荷重時	終局時	Pu/Py				
供	正側	28.8	72.2	96.2	3.3	893.0	1092.2	1054.9	1.2				
試 体 1	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	正側	27.5	147.2	191.5	7.0	805.0	1066.1	1065.2	1.3				
試 体 2	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				



図-25 1回目と3回目の履歴吸収エネルギーの変化図

試体1で正負平均して3.9,供試体2では6.1という結果になる.

0 50 100

水平変位(mm) 図-23 水平荷重-水平変位の包絡線図

→ 供試体1

150 200

4.3.3 履歴吸収エネルギー

-200 -150 -100 -50

-500

-1000

-1500

一般的な橋脚ではRC橋脚の基部で確実にエネルギー吸 収を行うことを期待した耐震設計が行われている. 壁部 材で構成される中空断面RC橋脚においても,充実断面橋 脚と同様に,繰返し塑性変形を受ける状況下で安定した 履歴吸収エネルギーが発揮できるかどうかを検証してお く必要があるため,これに着目した整理を行った.

図-24に各供試体の履歴吸収エネルギーの変化図を、図 -25に各載荷ステップにおける1回目と3回目の履歴吸収 エネルギーの変化図を示す.なお、図中には各供試体と も破壊状態に至った載荷ステップの1つ前の載荷(供試体 1:4δ₀の載荷,供試体2:6δ₀の載荷)までを示してい る.なお、図-24、図-25に示す水平変位は図-8と同様に 補正した後の変位であり、各載荷ステップにおける正負 の水平変位の平均値とした.

図-26に示すとおり、履歴吸収エネルギーについては、





すべての載荷ステップにおいて両供試体は同程度のエネ ルギー吸収量となった.また、図-25 に示すとおり、同 ー載荷ステップ内での繰返し載荷に伴う履歴吸収エネル ギー量の低下は、いずれの供試体においても載荷ステッ プが進むほどその低下量が増加した.また、供試体1に おける履歴吸収エネルギー量の低下割合は水平変位が 50mm以降(2δ₀の載荷以降)の塑性変形域で約14%、供 試体2では約10%となり、破壊状態に至った載荷ステッ プの1つ前の載荷までの範囲では低下割合は供試体1の 方が大きかった.

ひずみ(μ)

このように、3回繰返しによる履歴吸収エネルギーの合計量は軸力条件による影響を受けなかったが、各載荷ステップ内での履歴吸収エネルギー量の低下割合は高軸力条件の方が大きくなった.

4.3.4 軸方向鉄筋最大引張ひずみと曲率分布

図-26~図-27 に各供試体における各載荷ステップで

生じた軸方向鉄筋ひずみの最大値の高さ方向分布図を, 図-28 に各供試体の曲率の高さ方向分布図を示す. なお, 曲率計測については、供試体1および供試体2でともに、 5δ。の載荷において橋脚基部の損傷による変状が大きく なり計測機器の設置が不可能となったため、図-28では 4δ。の載荷までの表記としている.3δ。の載荷時のP面に おいて軸方向鉄筋が降伏した範囲は、供試体1では -160mm~760mm の高さの範囲, 供試体 2 では-440mm~ 2440mmの高さの範囲となり、実験終了時においては、供 試体1で-160mm~760mmの高さの範囲,供試体2では-960mm~960mmの高さの範囲となった. 軸方向鉄筋ひずみ の計測結果にバラツキがあるものの、鉄筋が降伏する範 囲は、基部より上でも下でも、ほとんどの載荷ステップ において供試体2の方が供試体1より大きくなった. 実験終了時における基部より上での軸方向鉄筋が降伏し た範囲は、供試体1でかぶりコンクリートが剥落した高

ひずみ(μ)



さの3倍程度,供試体2でかぶりコンクリートが剥落した高さの4倍程度となった.

曲率の高さ方向分布については、各載荷ステップの1 サイクル目の正載荷時および負載荷時の水平変位が最大



図-32 帯鉄筋のはらみ出しイメージ

となる時の曲率を示している. 0~40mm 区間の曲率には 軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しによる影響も含 まれている. 図-13 に示すとおり,いずれの供試体にお いても基部から 40mm の高さから上の断面で徐々に曲率 が小さくなる分布を示した. 曲率計測結果にバラツキが あるものの, 曲率分布形状は両供試体ともほぼ同じで, 曲率の大きさは若干ではあるが供試体2の方が大きかっ た.

4.3.5 横拘束鉄筋ひずみ

図−29~図−30 に各供試体におけるフランジ面(M面) における横拘束筋ひずみの最大値高さ方向分布図を,図 −31 にウェブ面(A面)における帯鉄筋ひずみの最大値高 さ方向分布図を示す.

1) フランジ面

図-32 に示すように、フランジ面における帯鉄筋の引 張ひずみは軸方向鉄筋のはらみ出しに起因して発生する が、中間帯鉄筋は軸方向鉄筋のはらみ出しに対して引張 部材として抵抗する.本検討では、横拘束鉄筋ひずみの 計測結果に対してこの観点からの整理を行った.

供試体1では、外周面のかぶりコンクリートが剥落し帯 鉄筋が露出した3δ₀の載荷において、外周面側の帯鉄筋 が基部から80mmの高さで降伏ひずみを超え、内面側でも



図-33 正載荷時の中立軸の位置図

80mm~320mmの高さまでの範囲にわたってひずみが 1000 μを超えた.中間帯鉄筋についても、3δ₀の載荷におい て基部から 80mmの位置で降伏ひずみを超えた.また、外

周面側の軸方向鉄筋がはらみ出し中間帯鉄筋の内面フッ クが開いた4δ₀の載荷では、基部から80mmの位置で外周 面側の帯鉄筋ひずみがひずみゲージの測定限界を超える ような大きなひずみが発生し、同じ高さの位置で内面側 の帯鉄筋ひずみが降伏ひずみを超えた.

供試体2では、外周面側の軸方向鉄筋がはらみ出した 6 δ_0 において、外周面側の帯鉄筋が基部から 320mmの高 さまでの範囲でひずみが 1000 μ を超えた.中間帯鉄筋に ついても、6 δ_0 において基部から 80mmの高さで降伏ひず みを超えた.

このように、いずれの供試体においても、外周面側の かぶりコンクリートが剥落した時に中間帯鉄筋のひずみ は1000 μ を超え、外周面の軸方向鉄筋がはらみ出した時 には中間帯鉄筋のひずみが降伏ひずみを超えた.このこ とから、中空断面 RC 橋脚の帯鉄筋や中間帯鉄筋は、従来 の充実断面 RC 橋脚と同様に軸方向鉄筋のはらみ出しを 拘束する役割を果たしていたと考えられる.

2) ウェブ面

せん断力に抵抗するウェブ面の帯鉄筋の引張ひずみは, せん断変形に起因して発生すると考え,この観点に基づ き整理を行った.

いずれの供試体においても、内面および外周面におい て 400mm~1000mmの高さまでの広い範囲で 2 δ₀の載荷か ら 1000 µ に近い大きなひずみが発生しており、載荷変位 が大きくなるにつれ帯鉄筋ひずみは増加した.これは、 ウェブ面における斜めひび割れが載荷ステップが小さい 時から発生し、載荷ステップが進むにつれ斜めひび割れ 本数が増加した結果と調和している.

また、いずれの供試体においても、破壊状態に至った 載荷変位の直前まで帯鉄筋ひずみは降伏ひずみを超えな かったが、破壊状態に至った載荷ステップでは帯鉄筋ひ ずみは降伏した.これは、上述したように破壊状態時に おいて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可能性が あると考えられる.

4.3.6 中立軸の位置

図-33 は正載荷時の軸方向鉄筋に生じたひずみ値から 断面内でのひずみ分布図を示したものである. 図中には、 基部から 40mm-280mmの区間内で計測した最外縁の変位 を基に、平面保持の仮定から算出したひずみ分布直線(図 中内の点線)を併記している. なお、4.3.4 でも述べた ように、最外縁の変位計測が4 δ_0 の載荷までしか行えな かったため、図-33 についても 4 δ_0 の載荷までの結果を 示している.

図中に示すとおり、いずれの供試体においても計測し た曲率から算出した軸方向鉄筋位置でのひずみと計測し た軸方向鉄筋のひずみは精度良く一致しないものの、各 載荷変位のひずみ分布の傾向は概ね調和しているため、 このひずみ分布直線から概ねの中立軸の位置を推定した. このように推定した中立軸の位置を見ると,供試体1で は3 δ_0 の載荷,4 δ_0 の載荷においても中立軸は断面の中 心近くにあり,この場合圧縮フランジ面では外面側だけ でなく内面側においても大きな圧縮ひずみが発生してい ることになる.これは,内面側も圧縮力によって損傷を 受けることを示唆している.一方,供試体2では3 δ_0 の載荷,4 δ_0 の載荷において中立軸が圧縮フランジ面近 くにあり,この場合圧縮フランジ面の内面では小さな圧 縮ひずみとなり,フランジ面全面での大きな損傷は生じ ないことになる.これは,供試体1における4 δ_0 の載荷 で内面の中間帯鉄筋の内面側フックが開いたことや,供 試体2における4 δ_0 の載荷でフランジ面の内面に変状が 発生しなかった,という実験結果と調和している.

この結果からも、中空断面 RC 橋脚においては、塑性 変形時における中立軸の位置がフランジ面の損傷状態に 与える影響は大きいと言え、正負交番繰返し荷重下にお ける破壊特性を評価するうえで重要な指標になると考え られる.

5. まとめ

柱部に丸鋼鉄筋が配置されたRC橋脚の耐震性能および SD345を用いた高軸力・高軸方向鉄筋比の条件下における 中空断面RC橋脚の損傷過程と破壊形態の把握を行うため, 正負交番載荷試験を実施した.本実験の範囲から得られ た結論を以下に示す.

丸鋼鉄筋を用いたRC橋脚に対する実験

- (1) 丸鋼鉄筋を用いたRC橋脚では、柱部のロッキングにより基部のコンクリートが圧壊するように損傷する. これは、橋脚基部での軸方向鉄筋の座屈やかぶりコンクリートの剥落により終局状態に至る異形鉄筋を 用いた橋脚の損傷モードと異なるものである.
- (2) 軸方向鉄筋のひずみは、柱部においては平面保持を 仮定した設計値とほぼ同様であり、コンクリートと 鉄筋の間の付着応力の減少による軸方向に沿った平 均化等は生じない、一方で、フーチング内において はコンクリートと軸方向鉄筋の間の付着応力が減少 し、フーチング内の深い位置まで軸方向鉄筋に大き なひずみの発生、すなわち軸方向鉄筋の抜出しが生 じる.柱部のロッキングはこのことが主要因であり、 柱部に生じる水平変位のうちほとんどがロッキング によるものである.
- (3)実験における最大耐力は道路橋示方書に基づいた設計値と同程度であった.最大耐力発揮後は載荷変位の増加につれて耐力が徐々に低下するものの急激な耐力低下は生じず,高い変形性能を示す.
- (4) 大きな水平変位を経験しても柱部のコンクリートに 生じる損傷が少ないため、地震後の損傷程度の把握

においては柱下端のコンクリートの圧壊を特に注意 して調査する必要がある.

(5) 帯鉄筋が横拘束効果を発揮するような軸方向鉄筋の 座屈変形が生じにくく、また高い変形性能を示すこ とを考慮すると、丸鋼鉄筋を用いたRC橋脚の耐震補 強に当っては、塑性変形能よりも基礎が保有してい る耐力の範囲内で橋脚の耐力自体を向上させる補強 のほうが有意義であると考えられる.

中空断面RC橋脚に対する実験

- (6) 軸力条件が1.0~4.4 N/mm²の範囲では、かぶりコン クリートの剥落は外周面が先行して生じる.また、 フランジ面では、軸方向鉄筋のはらみ出しが外周面 側および内面側で同時に生じるが、中間帯鉄筋の開 きは内面側のみで生じ、損傷の程度は外周面側に比 べて内面側が大きくなる.これは、中間帯鉄筋の内 面フックが直角フックであったため外周面側の鋭 角フックよりフックが開きやすかったためである.
- (7) 高軸力・高軸方向鉄筋比の条件下での中空断面 RC 橋脚の破壊形態はフランジ面でのコンクリートの 圧縮破壊が支配的となる.一方,低軸力・高軸方向 鉄筋比の条件下での破壊形態はウェブ面でのせん 断ひび割れに起因するコンクリートの破壊が支配 的となる.
- (8) フランジ面の損傷の程度と中立軸の位置の間には 重要な相関があると考えられ、中立軸がフランジ面 から離れる場合はフランジ面が全面圧縮状態となり損傷は大きくなる傾向にある.

参考文献

- 1) 塩畑英俊, 三田村浩, 渡辺忠朋, 下村匠, 丸山久一: アラ ミドロープを用いた既設鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強 に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.440-453, 2010.
- 2) 澤松俊寿,三田村浩,秀熊佑哉,塩畑英俊:連続繊維による基部曲げ補強を施した RC 橋脚の交番載荷実験,コンクリート工学年次論文集, Vol.33, pp. 997-1002, 2011.
- 3) 川島一彦,佐々木智大,右近大道,梶原浩一,運上茂樹, 堺淳一,幸左賢二,高橋良和,矢部正明,松崎裕:現在の 技術基準で設計した RC 橋脚の耐震性に関する実大震動台 実験およびその解析,土木学会論文集 A, Vol. 66, No.2, pp. 324-343, 2010.
- 4) 幸左賢二,小林和夫,村山八洲雄,吉澤義男:大型 RC 橋 脚模型試験体による塑性変形挙動に関する実験的研究,土 木学会論文集 No.538/V-31, pp. 47-56, 1996.5
- 5) 星隈順一,運上茂樹,長屋和宏:鉄筋コンクリート橋脚の 変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究,土木学会 論文集 No.669/V-50, pp. 215-232, 2001.

- 6) 土木学会:鉄筋コンクリートの力学, pp.143, 1982.
- 7) 村山八洲雄,津野将太郎,宇志呂裕一:鉄筋・コンクリート間で付着のない RC 梁部材の曲げ耐荷性状に関する実験的および解析的研究,構造工学論文集, Vol.56A, pp.877-890,2010.
- 8) 岡本大,鬼塚良介,金森真,松岡茂:軸方向鉄筋に丸鋼を 用いたT形RC梁のせん断耐力に関する実験的研究,コン クリート工学年次論文集,Vol.29, No.3, pp.715-720, 2007.
- 9) 松岡由高,中村光,国枝稔,河村精一:有限要素解析による主筋に丸鋼を用いた RC 部材の力学挙動評価,コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.595-600, 2011
- 10)川島一彦,細入圭介,庄司学,堺淳一:塑性ヒンジ区間で 主鉄筋をアンボンドとした鉄筋コンクリート橋脚の履歴特 性,土木学会論文集 No.689/I-57, pp.45-64, 2001.10
- 家村浩和,高橋良和,曽我部直樹:アンボンド芯材を活用した高耐震性能 RC 構造の開発,土木学会論文集 No.710/I-60, pp.283-296, 2002.7
- 12) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説, IV下部構造編, 2002.
- 13) 土木学会:2007 年制定 コンクリート標準示方書【設計編】, pp.83-86, 2008.3
- 14) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説, V耐震設計編, 2002.
- 15) 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, pp54-55 土木技術資料, 2011.5.
- 16) 川島一彦:中空円形RC橋脚の動的耐力および変形性能, 土木技術資料, pp. 34-39, 1992.
- 17)家村浩和,高橋良和,田中克直,前堀伸平:中空断面
 RC高橋脚の耐震性能に関する載荷実験,第10回日本地
 震工学シンポジウム論文集,pp.2105-2110,1998.
- 18)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, V-42, No.613, pp.103-120, 1999.2.
- 19) Hoshikuma, Jun-ichi., Priestley, M. J. N. : Flexural Behavior of Circular Hollow Columns with A Single Layer of Reinforcement Under Seismic Loading, Structural Systems Research Project, Report SSRP-2000/13, University of California, San Diego, November 2000.
- 20) 剱持安伸,川島一彦:部分拘束を加えた中空断面 RC 橋脚の耐震性に関する実験的研究,土木学会論文集,I -56, No. 682, pp. 57-69, 2001.7.
- 21)川島一彦,宇根寛,堺淳一:軸力変動を受ける RC 中空
 断面アーチリブの耐震性に関する実験的研究,構造工
 学論文集, Vol. 48A, pp. 747-757, 2002.
- 22)日本道路協会:道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 2012.
- 23) 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.

STUDY ON DETERMINATION OF SEISMIC LIMIT STATE DEPENDING ON SEISMIC PERFORMANCE OF BRIDGES

Budged : Grants for operating expenses General account

Research Period : FY2011-2014

Research Team : Bridge and Structural Engineering Research Group, Cold-Region Construction Engineering Research Group (Structure Research Team)

Author : HOSHIKUMA Jun-ichi, NISHI Hiroaki, SAKAI Junichi, MITAMURA Hiroshi, YATSUMOTO Hitoshi, SAWAMATSU Toshikazu

Abstract : In this research, the failure mechanism and ductility capacity of reinforced concrete bridge columns with round longitudinal reinforcement and RC hollow columns was clarified based on the cyclic loading tests for scaled-model columns. In the test of the RC column with round longitudinal rebar, rocking behavior at the bottom of the column was observed and large ductility capacity was obtained. Test results for the RC hollow columns showed the position of the neutral axis significantly affected the failure mechanism.

Key words : Target seismic performance, Limit state, Reinforced concrete bridge column, Round rebar, hollow section