SD490 を用いた高鉄筋比の RC 橋脚の耐震性能に関する実験的研究

Experimental study on seismic performance of RC pier with high reinforcement ratio using SD490

村田裕志*, 渡辺典男**, 水谷正樹**, 小尾博俊***, 福浦尚之* Hiroshi Murata, Norio Watanabe, Masaki Mizutani, Hirotoshi Obi, Naoyuki Fukuura

*博(工),大成建設株式会社,技術センター土木技術研究所(〒245-0051 横浜市戸塚区名瀬町 344-1)

**修(工),大成建設株式会社,土木設計部(〒163-0606 新宿区西新宿 1-25-1 新宿センタービル)

***工修,大成建設株式会社,技術センター土木技術研究所(〒245-0051 横浜市戸塚区名瀬町 344-1)

In RC high piers, there are problems of high axial compressive stress and congested reinforcement arrangement. In this study, in order to put the high strength material into practical use for RC high pier, seismic performance of RC high pier using SD490 reinforcement and concrete which has compressive strength of 30N/mm² or 40N/mm² under high axial compressive stress was evaluated experimentally. Experimental results satisfied load capacity and ultimate displacement calculated by Specification for Highway Bridges. It is noted that the combination of SD490 and 30N/mm² or 40N/mm² concrete has a small effect on ultimate state, and possibility of reducing amount of reinforcement by the use of SD490 was indicated.

Key Words: high strength reinforcement, SD490, RC pier, cyclic loading test キーワード: 高強度鉄筋, SD490, RC 橋脚, 正負交番載荷実験

1. はじめに

山岳橋梁は、一般に橋脚高さが高くなる傾向にあり、 30m 以上の高橋脚が採用されることが多い.高橋脚は、 橋脚本体および基礎に与える橋脚自重の影響を軽減す るために中空断面が採用され、一般の橋梁と比較して、 軸方向鉄筋比や軸方向圧縮応力が大きくなる傾向にあ る.道路橋では、一般に、設計基準強度 30N/mm²以下の コンクリートと材質 SD345 以下の鉄筋を組み合わせた RC 橋脚が広く採用されている.これらの材料の組合せ を高橋脚に適用した場合、鉄筋径 D51 が 15cm 間隔に 3 段から4 段配置されることがある.

このような高橋脚に対して、鉄筋やコンクリートに高 強度材料を使用することで材料の使用量を低減でき、合 理的な設計が期待できる.高強度材料を使用した RC 橋 脚の研究・開発は、主に建築分野が進んでおり、USD685 の鉄筋と設計基準強度 100N/mm²以上のコンクリートを 組み合わせた RC 柱が使用されている¹⁾. これらの RC 柱はせん断スパン比が比較的小さく、せん断スパン比が 6 以上となる高橋脚と比べて破壊モードが異なりその耐 荷性状は異なる. 土木分野においても研究が進められて おり^{2),3)}, SD490 以上の軸方向鉄筋を適用した RC 橋脚の 耐震性能を実験で確認しながら適用している4,5,6).

仲谷ら^{4,5}は, RC橋脚の軸方向鉄筋にSD490を使用し, 鉄筋比を0.80%, 1.67%および2.46%にした3試験体について,一般的な軸圧縮応力下の正負交番載荷実験を行い, 実橋の設計に反映している.高橋脚の場合には,高軸圧 縮応力となり,軸方向鉄筋比も3%以上と高く,その場 合の耐荷・変形性能については十分に明らかにされているとはいえない.

そこで、本研究では、高強度材料として鉄筋 SD490 と 設計規準強度 30N/mm² または 40N/mm²のコンクリート を組み合わせた RC 製高橋脚の耐震性能について実験的 検討を行った.具体的には、縮小モデルを用いて正負交 番載荷実験を行い、高軸圧縮応力下の高軸方向鉄筋比を 有する RC 橋脚について、コンクリート強度および高強 度帯鉄筋の使用が軸方向鉄筋に SD490 を用いた柱部材 の変形・耐荷性能に与える影響を把握し、道路橋示方書 の適用性について検証した.

2. 正負交番載荷実験

2.1 試験体概要

試験体の寸法および配筋は、橋脚高さが 30m を越える

橋梁を検討対象とし,表-1 ならびに図-1 のように定 めた.実橋の橋脚断面が 6m×6m 程度のものが多いこと から,試験体の断面は,縮尺を 1/10 とし 600mm×600mm の中実断面とした.高橋脚では一般に中空断面となるが, 湯川らの中空断面を対象とした実験⁷より,1)中間帯鉄 筋を配置することで変形性能が改善されること,2)中空 断面では壁外側の軸方向鉄筋が座屈した後に内側鉄筋 が座屈する破壊進行過程であることが示されている.こ れより,中実断面で耐力・変形性能を確認することで, 中空断面においても内側鉄筋が先に座屈しないように 帯鉄筋による拘束が与えられることを前提として実橋 で想定される中空断面にも適用は可能と考えた.

試験体は3体とし、パラメータをコンクリート強度お よび帯鉄筋の配筋とした.軸方向鉄筋には56本のD16 SD490を2段に配置し、帯鉄筋を内外の軸方向鉄筋を囲 むように2重に配置した.軸方向鉄筋比pは、3体共通 で3.09%である.鉄筋径やかぶりを実物の縮小とするこ とは材料調達の点で困難であることから、厳密に反映す ることは出来なかった.ただし、塑性ヒンジ長は、変形 能と密接に関係し、重要であることから、浅津らによる 研究成果⁸に基づき0.5D(D:断面高さ)程度となるよ うに帯鉄筋の仕様を定めた。軸応力については、想定し た中空断面の高橋脚と同等の3.0N/mm²と設定した.

Casel および2 では、帯鉄筋は D13 SD345 とし、横拘 束筋の体積比 ρ_s は実績から道路橋示方書の耐震設計編 の上限である 1.8%に近い 1.75%となるように配筋した. Casel と 2 の違いはコンクリート強度のみとし、それぞ れ目標圧縮強度を 30N/mm² と 40N/mm² とした. Case3 に ついては、帯鉄筋を D10 SD490 とし、横拘束筋の体積比 ×実降伏強度が Casel・2 と等しくなるように配筋した.

				Case1	Case2	Case3				
뚪	十注	載荷方向	[mm]	600						
験	ЧG	直角方向	[mm]	600						
体	断	面積	$[mm^2)$		360000					
目標	ミコンク リ	リート強度	[N/mm ²]	30 40						
	軸応	力	[N/mm ²]		3.0					
	7	锺別			SD490					
軸方		径		D16						
向	断	面積	$[mm^2]$		198.6					
鉄笛		本数		56						
11/3	鉜	筋比	[%]		3.09	_				
	7	锺別		SD	SD490					
		径		D	D10					
横	断	面積	$[mm^2]$	12	71.33					
拘		本数								
米鉄	鉛直	方向間隔	[mm]	8	67					
筋	横拘束	節有効長	[mm]	30	360					
	体	積比	[%]	1.	1.18					
	降伯	犬強度	[N/mm ²]	31	549					
体积	責比×降	犬強度[%・	N/mm ²]	649						
Ì	塑性ヒン	ジ長の計算	值8)	2	76	362				

表-1 試験体諸元

道路橋示方書では横拘束筋の体積比×実降伏強度で内 部コンクリートの拘束効果が決められていることを参 考にしたものである.

2.2 載荷方法

載荷装置概要を図-2 に示す. 試験体の載荷は, 最初 に柱基部の軸応力度が 3.0N/mm² となるように軸力 Pv=1080kN(試験体, 冶具等の重量を除いて, ジャッキ載 荷力は 1044kN)を 1500kN ジャッキで載荷した後, 基部



図-2 載荷装置概要

から3.2mの載荷点位置に2000kNジャッキを用いて水平 力を与え、正負交番繰返し載荷を行う.軸力は、正負交 番繰返し載荷を通して一定値となるよう制御し、軸力装 置が試験体の変位に追随して移動できるように水平ロ ーラー装置を鉛直ジャッキ上部に設置した.

図-3 に載荷ステップを示す.まず,予備載荷として 0.25P_{y0}, 0.50P_{y0}, 0.75P_{y0} (P_{y0}:計算上の初降伏荷重)の それぞれの荷重で,1回ずつの正負交番載荷を行った. 北側から南側へ載荷する時(水平ジャッキで引く方向) を正側とした.そして,本載荷として,軸方向鉄筋が降 伏に達したときの変位量 δ_y を基準として, δ_y の整数倍の 変位量($\pm \delta_y$, $\pm 2\delta_y$, $\pm 3\delta_y \cdot \cdot \cdot$)において,各3サ イクルの載荷を変位制御で行う.なお,降伏の判定に関 しては,正側・負側それぞれについて引張縁側の3本の 軸方向鉄筋の柱基部位置に裏表にひずみゲージを貼付 し,裏表の平均値が1つでも実降伏ひずみ(=3037×10⁶) に達した時を降伏と判定した.このようにして得られた 正側・負側の初降伏変位を平均して δ_y を定義した.載荷 は,部材が終局に至ったステップ以降も,可能な限り続 けることとした.

実験上の終局は,各ステップの1サイクル目で初降伏 荷重を下回らず,かつ軸方向鉄筋の破断が生じない最大 のステップと定めた.

2.3 実験結果

(1) 材料強度

材料試験結果を表-3, 表-4 に示す. コンクリート 強度は全てのケースについて目標圧縮強度を満足した. 鉄筋の降伏強度は, SD345 は規格値の 1.08 倍, SD490 は1.12~1.18倍となり,規格降伏強度を満足した.また, SD490 鉄筋の引張試験の結果,明確な降伏棚があること を確認した(図-4).

(2) 正負交番試験結果

試験体の損傷過程を表-5 に示す.表中で剥離とは, 圧縮力によってコンクリート表面が薄く剥がれ落ちた 時とした.剥落は,かぶりコンクリートが比較的深く剥 がれ落ち,外側の軸方向鉄筋を固定している中間帯鉄筋 がわずかに露出した時とした.軸方向鉄筋座屈は,さら に剥落が進展し,軸方向鉄筋が露出して目視により軸方 向鉄筋のはらみだしが明瞭に確認できた時とした.軸方 向鉄筋破断は音と目視により確認した.また,表中で例 えば-4 & -2 となっているものは,負側 4 & ステップの 2 サイクル目を意味している.

水平荷重-水平変位関係を図-5に示す.水平荷重は, 軸力による偏心モーメント分を加えた補正値である.水 平加力によって試験体に水平変位が生じると,鉛直荷重 と水平変位の積の偏心モーメントが発生するため,この 偏心モーメントを柱基部から水平荷重載荷位置までの 高さで除した値を実測水平荷重に加算して補正した.

試験終了時のひび割れ状況を図-6~図-8に示す.北



表-2 コンクリートの配合

	G _{max}	W/C		単位量(kg/m³)											
	(mm)	(%)	水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤								
Case1	20	50	162	324	840	1004	1.62								
Case2	20	44	164	373	789	1011	2.05								
Case3	20	40	166	415	739	1018	2.28								

表-3 コンクリートの材料試験結果

	圧縮強度	割裂引張強度	ヤング係数
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN/mm ²]
Case1	30.8	2.22	33.5
Case2	45.9	2.98	38.4
Case3	40.4	2.67	36.0

表-4 鉄筋の材料試験結果

	降伏強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [kN/mm ²]	備考			
D16 SD490	577	190	軸方向鉄筋			
D13 SD345	372	186	Case1・2 帯鉄筋			
D10 SD490	549	181	Case3 帯鉄筋			



から南へ載荷時を正側と定義しているため,正載荷時は 北面が引張面,負載荷時には南面が引張面となっている. 図中の青い線は正載荷時に発生したひび割れを,赤い線 は負載荷時に発生したひび割れを示している.全てのケ ースにおいて,顕著なせん断破壊を示すようなひび割れ は認められず,曲げ破壊をしたものと判断できる.

	Case1	Case2	Case3
ひひ割れ発生(正)	+88kN	+91kN	+89kN
ひひ割れ発生(負)	-75kN	-79kN	-84kN
δ _y (正)	+46.4mm	+42.7mm	+47.8mm
δ _y (負)	-45.2mm	-42.1mm	-42.7mm
δ _y (平均)	45.8mm	42.4mm	45.3mm
P _{y0} 実験値(正)	+409kN	+431kN	+419kN
P _{y0} 実験値(負)	-402kN	-423kN	-424kN
P _{max} (正)	+476kN	+494kN	+477kN
P _{max} (負)	-455kN	-487kN	-459kN
剥離(南)	+2 δ _y -1	+2 δ _y -1	+2 δ _y -1
剥離(北)	-2 δ _y -1	-2 δ _y -1	-2 δ _y -1
剥落(南)	-2 δ _y -2	+4 δ _y -1	+3 δ _y -1
剥落(北)	+2 δ _y -2	+3 δ _y -3	+3 δ _y -1
軸方向鉄筋座屈(南)	+4 δ _y -1	+4 δ _y -2	+3 δ _y -3
軸方向鉄筋座屈(北)	-4 δ _y -2	-4 δ _y -2	-3 δ _y -2
軸方向鉄筋破断(南)	-5 δ _y -1	-5 δ _y -2	-5 δ _y -1
軸方向鉄筋破断(北)	+5 δ _y -1	+5 δ _y -2	+5 δ _y -1

表-5 試験体損傷過程

Case1

軸方向鉄筋の破断については、座屈後に引張力を受けた際に、変形した部分の圧縮側から亀裂が進展し、破断に至ったことが数本の軸方向鉄筋において目視で確認できた. この現象は Case2・3 においても観察された.

Casel のひび割れ状況を見ると、南西角では柱基部から高さ 800mm までコンクリートが剥離しているが、その他の部分では高さ約 400mm~500mm までの範囲が剥落した(図-6).

Case2

Case2 では、Case1 と同様に±4 δ_y まで1 サイクル目で 初降伏荷重を上回っており、さらに±5 δ_y で軸方向鉄筋 の破断が生じたため、終局は4 δ_y となった.荷重は、正 負ともに±2 δ_y の1 サイクル目の時に剥離によって一時 的に荷重が低下した直前に最大となり、それぞれ +494kN、-487kN となった.Case1 と Case2 ではコンク リート強度のみが異なるが、コンクリート強度が高くな ることによって、最大荷重が若干上昇したものと考えら れる.また、表-5 から、初降伏荷重 P_{y0} も Case2 の方 が Case1 より上昇していることが分かる.

軸方向鉄筋の破断については、±58_yのステップでは 引張縁の軸方向鉄筋9本中、北側・南側とも東西両端2



図-5 水平荷重-水平変位関係

本ずつを残して 5 本が破断した. $\pm 6\delta_y$ では, 北側は西 側端部の 2 本, 南側は残り 4 本が全て破断し, $\pm 6\delta_y$ は 2 サイクルで試験を終了した. このような軸方向鉄筋の 破断によって, 図-5(b)のように $\pm 5\delta_y \cdot \pm 6\delta_y$ で耐力が 低下した. また, 試験終了後に内部の破砕されたコンク リート塊を除去したところ, 2 段目の軸方向鉄筋も座屈 していたことが確認された.

Case2 のひび割れ状況を見ると, 柱基部から高さ約 500mm までコンクリートが剥離し,約400mm まで剥落 していた(図-7).

Case3

Case3 においても、Case1・2 と同様に±4 δ_y まで1 サ イクル目で初降伏荷重を上回っており、さらに±5 δ_y で 軸方向鉄筋の破断が生じたため、終局は 4 δ_y となった. 荷重は、正負ともに±2 δ_y の1サイクル目に最大となり、 それぞれ+477kN、-459kN となった.最大荷重と初降伏 荷重 P_{y0} (表-5) は Case2 よりも低い値となった. Case2 と Case3 では、帯鉄筋の配筋が D13 SD345@80mm (Case2)、D10 SD490@67mm (Case3) という差がある が、Case3 の方が低下した理由としては、Case3 の方が Case2 よりも若干コンクリート強度が低いこと (Case2 : 45.9N/mm²、Case3 : 40.4N/mm²)、横拘束筋の体積比 ρ_s が Case2 の 1.75%に対して Case3 では 1.18%になってい ることが考えられる.

軸方向鉄筋の破断については、 $\pm 5\delta_y$ のステップでは 引張縁の軸方向鉄筋9本中、北側では東西両端のみを残 して7本が破断し、南側は全て破断した. $\pm 6\delta_y$ では、 北側は両端部の残り2本、南側は2段目の軸方向鉄筋が 西端から3本が破断し、 $\pm 6\delta_y$ は1サイクルで試験を終 了した.このような軸方向鉄筋の破断によって、図-5(b) のように $\pm 5\delta_y$ ・ $\pm 6\delta_y$ で著しく耐力が低下した.なお、 $\pm 5\delta_y$ の最終サイクルである+ $5\delta_y$ -3 と- $5\delta_y$ -3 ではそれぞ れ引張側となった2段目の軸方向鉄筋が露出し、 $\pm 6\delta_y$ で圧縮側となった時に座屈していることが確認された. Case3のひび割れ状況を見ると、北西と北東の角部で



図-7 試験終了時のひび割れ状況 (Case2)



図-6 試験終了時のひび割れ状況 (Case1)



図-8 試験終了時のひび割れ状況 (Case3)

				Ca	se1			Case2							Case3					
		正側		負側		平均		正側		負側		平均		正側		負側		平均		
		荷重	変位	荷重	変位	荷重	変位	荷重	変位	荷重	変位	荷重	変位	荷重	変位	荷重	変位	荷重	変位	
	\sim	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	
実験	1δ _y	409	37.4	-402	-35.8	406	36.6	431	33.9	-426	-33.5	429	33.7	419	37.4	-424	-35.7	422	36.6	
	2δ _y	469	76.4	-452	-77.2	461	76.8	494	71.2	-469	-71.2	482	71.2	471	73.6	-458	-79.3	465	76.5	
	3δ _y	476	123.1	-455	-113.8	466	118.5	492	102.6	-467	-99.7	480	101.2	476	116.3	-436	-120.0	456	118.2	
	4δ _y	453	166.5	-438	-145.7	446	156.1	485	139.9	-453	-131.2	469	135.6	462	165.0	-435	-147.0	449	156	
=1	初降伏	358	31.8					381	29.0					374	29.9					
計算	降伏	421	37.3					441	33.6					435	34.8					
	終局	421	83.2					441	73.1					435	75.9					

表-6 実験値と計算値の比較

柱基部から高さ約 1.0m~1.2m までコンクリートが剥離し、約 400~600mm の範囲が剥落した(図-8).

3. 考察

3.1 保有水平耐力法による算定結果との比較

道路橋示方書の下部構造編では SD490 やコンクリー ト強度 40N/mm² の高強度材料は適用範囲外であるが, 保有水平耐力法で算出されるタイプ II 地震動の終局耐 力と終局変位(以降,計算値)を実験値が満足すること が確認されれば,現行の安全係数αと規格強度を用いて 耐震設計手法が適用できるものと考えた.

図-9に骨格曲線の比較を,表-6に各ステップの荷重 と変位の比較表を示す.荷重は前章と同様に軸力による 偏心モーメント分を補正した値となっており,実験の水 平変位に関しては,計算値と比較するために,フーチン グからの軸方向鉄筋の伸出しによる影響を補正した値 となっている.道路橋示方書の終局変位に対応する実験 の終局変位は,前項で定めた終局時の変位とした.計算 値はコンクリートと鉄筋の実強度を用いてタイプ II 地 震動を設定して求めた.実験の包絡線は各ステップの1 サイクル目のピーク値を結ぶ線となっている.±58,以 降は軸方向鉄筋の伸出しを計測していた変位計が試験 体の損傷により固定装置が外れたため,実験値は終局と 判定した±48,までを表示している.

表-6および図-9より,全てのケースにおいて実験の 終局耐力および終局変位は,計算値を上回っている.特 に終局変位においては,実験値が計算値に対して正負の 平均で Casel が 1.88 倍, Case2 が 1.85 倍, Case3 が 2.06 倍となっており,十分な裕度を有しているものと考えら れる.

3.2 柱基部の曲率と塑性ヒンジ長

本実験では、柱基部の区間変位を図-10に示す方法で 計測した.計測区間変位より求めた48,までの柱基部の 平均曲率分布を図-11に示す.ここでいう平均曲率は、 基部より高さ(h)までの曲率を平均化したものである.図 中には初降伏時・終局時曲率の計算値と道路橋示方書の





耐震設計編における塑性ヒンジ長(0.5D=300mm,D:断面 高さ)を併記した.これより,各ケースにおいて実験の 初降伏時の曲率は計算値と概ね同等であり,実験で終局 と判断した 4&、における曲率は,実験の終局曲率を基部 より 350mm 区間の平均曲率とした場合でも,計算値を 29%~67%上回っている.

図-12 に終局時における柱基部の損傷状況(Case3) を示す.実験において鉄筋が露出している範囲は Case1/2/3 ほぼ同様で約400mmであった.道路橋示方書 における塑性ヒンジ長は曲率分布を矩形ブロックにモ デル化したものであり⁹,実験結果と直接に対応するも のではないが,比較検討として,道路橋示方書における 終局変位δ_aの算定式(1)において実験上の終局曲率(4δ_y におけるヒンジ区間の平均曲率)を用いた計算値,及び 実験値との関係を図-13 に示す.ヒンジ区間は,鉄筋 露出の400mmと道路橋示方書による300mmの中間とし て基部より350mm 区間を用いた.

$$\delta_u = \delta_y + \left(\phi_u - \phi_y\right) \cdot L_p \cdot \left(h - L_p / 2\right) \tag{1}$$

ここに、 δ_u :終局変位 Lp:塑性ヒンジ長 ϕ_y, ϕ_u :降伏・終局曲率 h:作用力までの距離

これより、式(1)の計算値に対して、実験における平均 的な終局曲率の増加分の効果が34%程度であり、それ以





外は塑性ヒンジ長,高さ方向に沿った曲率の分布等の影響によるものと考えられる.実験での終局曲率が計算値を上回る1つの要因としては,帯鉄筋で拘束されたコンクリートの応力ひずみ関係が計算値と異なることも考えられる.また,図-14 に示すように,試験体寸法がほぼ等しい既往の研究^{5,10}においても軸方向鉄筋比が高くなるほど計算値に対して実験値が安全側となる傾向が見られる.

3.3 伸出し変位

本実験では、伸出し変位を図-15に示す方法により求 めた.伸出し変位は、フーチング表面より50mm上部に 取り付けた変位計による計測に基づくが、この計測変位 には柱高さ50mm分の柱変位による区間変位が含まれ ていると考えられる.そこで、この50mm区間における 柱変位による曲率を上部区間の区間変位から求めた曲 率に等しいと仮定し、その分の変位を除いてフーチング よりの伸出し変位を求めた.図-16に各ケースにおけ る全水平変位と伸出し変位による水平変位の関係を示 す.これより、全水平変位に占める伸出しの影響は、 Case2で傾向が異なるものの載荷サイクルを通して 15-20%程度であった.橋脚の実大模型実験では全水平 変位に占める伸出し変位の割合が6-25%であることが 報告されており⁹、本実験も同程度の比率であった.

3.4 履歴吸収エネルギー

図-17 に各ケースにおける履歴吸収エネルギーと載 荷ステップの関係を示す.3ケース共にほぼ同様の傾向 であり、本実験条件下のコンクリート強度・帯鉄筋仕様 ではほとんど差が生じず、エネルギー吸収能に優れた安 定した挙動を示している.また、全履歴吸収エネルギー に占める伸出し変位による履歴吸収エネルギーの占め る割合は15%程度であり、既往の橋脚の実大模型実験で 報告されている15-30%⁹と同程度であった.

3.5 コンクリート強度の影響

Casel と Case2 を比較し、コンクリート強度が耐力・



変形性能に与える影響を考察する. Casel の圧縮強度は 30.8N/mm²に対し Case2 は 45.9N/mm²であった. 表-6 に示すように、 δ_y を定める初降伏時の変位は 36.6mm に 対し 33.7mm と Case2 のほうが小さく、初降伏時の荷重 は 406kN に対し 429kN と Case2 の方が大きくなってい る. これは、コンクリート強度とその剛性が大きくなる ことで、初降伏時の荷重は大きく、変位は小さくなって いると考えられる. 計算値も同様の傾向を示している.

終局変位は、計算値ではコンクリート強度の小さい Casel が 83.2mm であるのに対し、Case2 では 73.1mm で あったが、実験も同様に Case1 のほうが大きく 156.1mm に対して Case2 では 135.6mm であった. コンクリート 強度が高いとコンクリートの終局ひずみが小さくなり、 鉄筋の座屈とその後の鉄筋破断変位が相対的に小さく なったものと考えられる. 但し、実験では&,単位で載荷 することから、実際の終局を実験で求めることはできな いことも影響している可能性がある.

終局変位を降伏変位で割った塑性率は、Casel・2 にお いてそれぞれ計算値で 2.2, 2.1 に対し、実験では 4.2, 4.0 であり、その比率はともに 1.9 であることから、実験 の塑性率は、コンクリート強度によらず計算値に対して ほぼ同等の裕度を持っている.

3.6 帯鉄筋強度の影響

帯鉄筋強度をパラメータとした Case2 と Case3 を比較



すると、Case3の方が帯鉄筋の量が少なくても水平荷重 ー水平変位関係に差はほとんど見られなかった.この理 由を帯鉄筋のひずみから考察する.

図-18に各ケースにおける載荷方向の帯鉄筋のひずみ と載荷履歴との関係を示す.これより、帯鉄筋のひずみ は Case2,3 で大差なく SD345 の降伏ひずみ(1900µ)に 達していない.これより、せん断補強鉄筋としての高強 度鉄筋の使用の効果は本実験では表れていないことが わかる.これは、曲げせん断耐力比が3程度でありせん 断スパンも6程度と大きいことから、曲げ挙動が主体と なっていることによると考えられる.

変形性能の増減に大きく影響を与える要因としては, コンクリートの拘束効果によるコンクリートのσ-ε関 係の改善効果と,鉄筋が大きくはらみだすこと(座屈) による拘束効果の消失,あるいは座屈・鉄筋破断による 圧縮鉄筋の応力分担の消失が考えられる.本実験では, 図-19に示すように,載荷方向の試験体面に平行な方向 の帯鉄筋ひずみを計測した.この位置としたのは,軸方 向鉄筋のはらみ出しにより,帯鉄筋が試験体外側へ押し 出される様子を捉えるためである.南側の帯鉄筋は正載 荷時に,北側は負載荷時に押し出されることになる.帯 鉄筋ひずみの計測結果を図-19(a,b)に示す.図では各サ イクルの目標水平変位到達時の帯鉄筋の裏表(内側・外 側)の平均ひずみを表している.

・座屈の開始

Case2 では、正載荷時は+48_y-1 の時に、負載荷時は -48_y-1 の時に帯鉄筋のひずみが急変しており、目視によ る座屈(はらみだし)の確認よりも1サイクル早い段階で



はらみだしが開始していたことが分かる. 一方 Case3 で は、正載荷時は+ $3\delta_y$ -2 で、負載荷時は- $3\delta_y$ -1 の時に帯鉄 筋のひずみの急変が生じており、Case2 と同様に目視に よる確認よりも 1 サイクル早い段階ではらみだしが開 始していたことが分かる.

座屈開始前の帯鉄筋ひずみの推移を見ると、Case2・3 ともに約1000×10⁶程度のピーク値となっている.これ より、Case3では、Case2 に対して、帯鉄筋の径が D13 からD10へとなっており、また横拘束筋の体積比も67% へと減少していることから、同程度のひずみが生じてい る場合は軸方向鉄筋を拘束するバネとしての剛性およ び拘束する力は Case3 の方が低くなることになる.その 結果、Case3 の方が Case2 よりも早い段階で軸方向鉄筋 のはらみだしが生じたものと考えられる.

・座屈後の挙動

軸方向鉄筋の座屈後の帯鉄筋ひずみの推移はCase2と Case3 で大きく異なるものとなった. Case2 では,座屈 後にひずみが 16000×10⁶ 程度まで急激に増加しており, 北側のひずみはひずみ急変直後に測定不能となった. 一 方 Case3 では,座屈後も 38,のステップでは 6000×10⁶ 程度のひずみしか生じておらず,Case2 でひずみの値が 急激に増加した 48,のステップにおいても最大で 9000 ×10⁶程度のひずみに留まっていた.また,はらみだし 後の正負交番載荷サイクルにおけるひずみの増減は 2500×10⁶程度でほぼ SD490の降伏ひずみに一致するこ とから,帯鉄筋降伏後の除荷再載荷が安定して行われて いたと考えられる.

これらの結果から、Case2 でみられた急激なひずみの 増加が Case3 では抑えられたのは、帯鉄筋の実降伏強度 が Case3 の方が Case2 よりも約 1.5 倍高いことが関係し ており、Case3 の方が Case2 と比較して座屈後では帯鉄 筋の拘束効果があったのではないかと考えられる.

・水平荷重ー水平変位関係への影響

以上より,軸方向鉄筋のはらみだし前後の帯鉄筋ひず みの状況より, Case2 と Case3 で水平荷重-水平変位関 係に差が見られなかった理由を以下のように推察する. (1)Case3 の方が帯鉄筋の量が少ないため,軸方向鉄筋の

- 座屈を防止するバネとしての剛性が Case2 よりも小さく, 座屈が早く生じた.
- (2)軸方向鉄筋の座屈発生後は、SD345の帯鉄筋を用いた Case2 よりも、SD490 を用いた Case3 の方が拘束効果 が保持されており、内部コンクリートを保護すること で Case3 においても Case2 と同じ 4&yまで耐力が保持 された.これより、SD490 を帯鉄筋に使用することで 耐震性能を維持したまま帯鉄筋量を減じられる可能 性を示した.

4. まとめ

本研究により得られた知見を以下にまとめる.

- 全てのケースにおいて実験の終局耐力および終局変 位は、道路橋示方書による計算値を上回っていた.特 に終局変位においては、実験値が計算値に対して正負 の平均で Casel が 1.88 倍、Case2 が 1.85 倍、Case3 が 2.06 倍となっており、十分な裕度を有しているものと 考えられる.
- 2)実験における伸出し変位の影響,及び履歴吸収エネルギーに占める伸出し変位の影響は,既往の実大模型実験の結果と同程度であった.
- 3) コンクリート強度の影響は、道路橋示方書の算定式で示される傾向と同様であり、終局ひずみが小さくなることで鉄筋の座屈とその後の鉄筋破断が早まった可

能性がある.また,実験結果の計算値に対する裕度も コンクリートの影響は大きくなく,同程度であった.

4) 帯鉄筋に SD490 を用いて帯鉄筋体積比を減じた場合でも SD345 を用いた場合と同程度の終局変位が得られること、また、その理由として、帯鉄筋体積比を減じたことで軸方向鉄筋のはらみだしのタイミングが早くなるが、高強度鉄筋であることで軸方向鉄筋のはらみだしの進行を抑制する効果があると考えられる.

謝辞

最後に,本研究にあたり貴重な御意見をいただきました東京工業大学大学院 二羽淳一郎教授に深く感謝し, 誌面を借りてお礼を申し上げます.

参考文献

- 黒岩秀介,河合邦彦,小田切智明,嵐山正樹:Fc130 N/mm²の高強度コンクリートを用いた超高層集合住 宅の施工,コンクリート工学, Vol.42, No.10, 2004.10
- 2) 西田秀明, 運上茂樹, 河籐千尋: コンクリートおよび 軸方向鉄筋に高強度材料を用いた RC 橋脚の耐力変形 性能, 土木学会第58 回年次学術講演概要集, pp.43-44, 2003.9
- 佐藤大,西田秀明,運上茂樹:高強度材料を用いた円形RC橋脚の耐力および変形性能に関する考察,土木学会第61回年次学術講演概要集,pp.55-56,2006.9
- 4) 仲谷邦博,木村祐司,上田喜史,山脇正史:高強度鉄 筋 SD490 を使用した七色高架橋の計画と設計(上), 橋梁と基礎,pp.11-17,1999.11
- 5) 仲谷邦博,木村祐司,上田喜史,山脇正史:高強度鉄 筋 SD490 を使用した七色高架橋の計画と設計(下), 橋梁と基礎, pp.41-49, 1999.12
- 6) 西尾宗雄,橋本和重,森信幸,大塚一雄:東海北陸自 動車道鷲見橋橋脚の施工,基礎工,pp.62-65,1998.10
- 湯川保之,緒方辰男,須田久美子,斉藤宗: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
- 8) 浅津直樹,運上茂樹,星隈順一:軸方向鉄筋の座屈長からみた RC 橋脚の塑性ヒンジ長算定式,土木学会第55回年次学術講演会,I-B211,平成12年9月
- 9) 土木学会地震工学委員会:地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計法の開発,地震時保有水平耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会,2001.3
- 10) 浅井洋,春日昭夫,飯田字朗,梅原秀哲: SD390 を 軸方向鉄筋に用いた RC 橋脚の実用化に関する研究, 土木学会論文集,No.760/V-63, pp.91-108, 2004.5 (2009 年 9 月 24 日受付)