

論文 SD685 相当の軸方向鉄筋を複数段配置した小判形橋脚の変形性能

佐藤 祐子*1・中田 裕喜*1・田所 敏弥*2・岡本 大*3

要旨：SD685 相当の軸方向鉄筋を鉄筋コンクリート部材に用いると、SD390 以下の軸方向鉄筋を用いた場合と異なる破壊形態となる可能性がある。そこで、河川内の橋脚を想定して、SD685 相当の軸方向鉄筋を複数段配置し、コンクリート強度を 50N/mm² 程度とした小判形橋脚の供試体に対する正負交番載荷実験により、破壊形態や変形性能等を検証した。その結果、損傷の順序は軸方向鉄筋の降伏、コンクリートの圧縮破壊、軸方向鉄筋の座屈、破断であり、曲げ破壊形態となった。また、履歴曲線は紡錘形になることや、曲げ耐力は RC 標準に基づく既往の方法により算定できることがわかった。

キーワード：SD685 相当、破壊形態、曲げ耐力、変形性能、小判形橋脚、複数段配筋

1. はじめに

鉄道分野における鉄筋コンクリート (RC) 構造物の軸方向鉄筋には、一般に SD390 までの強度の鉄筋が用いられている。一方、河川内に建設される鉄道 RC 橋脚においては、河積阻害率により断面の大きさに制約を受け、多量の軸方向鉄筋が必要となる場合があり、施工性等の低下が懸念されている。この対策として、より高強度の鉄筋を用いることで、軸方向鉄筋量を減らすことが考えられる。

軸方向鉄筋に SD490 を用いた研究としては、RC 柱を模擬した実験的な検討がある^{2)~6)}。ここでは、SD345 や SD390 の鉄筋との強度や伸びの違いが破壊形態等に及ぼす影響の把握や、既往の変形性能算定法の適用性の検証等が実施されている。例えば、SD490 の鉄筋は早期の破断が懸念されるものの、軸方向鉄筋の座屈後に破断が生じ、曲げ破壊形態を示すことが確認されている^{2)~6)}。また、実物大高架橋柱に対する検討²⁾では、コンクリートの圧縮強度 f_c が 24N/mm² 程度の場合と比較して、 f_c を 40N/mm² 程度とした場合には、計算値に対する低下量が抑制されることが示されている。

一方、SD685 相当の軸方向鉄筋を用いた実験的な研究もいくつかはあるが^{7)~9)}、比較的小規模な RC 柱や中空断面を対象としたものであり、河川内の鉄道 RC 橋脚のような諸元を反映した実験的な知見は少ない。

そこで、本研究では、河川内の鉄道 RC 橋脚を想定して、SD685 相当の軸方向鉄筋を複数段配置した小判形橋脚の供試体に対する正負交番載荷実験により、破壊形態や曲げ耐力、変形性能等について実験的に検証した。

2. 実験概要

2.1 供試体諸元

供試体の諸元および形状を図-1、表-1 に示す。供試

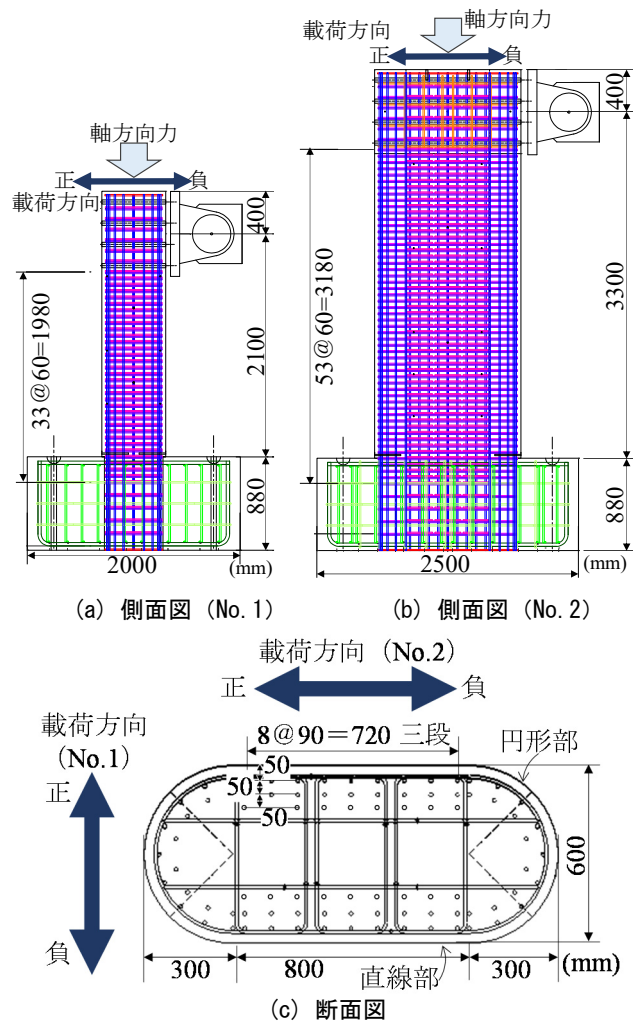


図-1 供試体寸法

体は 2 体用意し、長辺 (円形部含む) と短辺の比が 2.3 である小判形の断面とし、長辺を 1,400mm、短辺を 600mm とした。橋脚く体の高さは、No.1 は 2,500mm、No.2 は 3,700mm とした。表-2 と表-3 に鉄筋およびコンクリートの材料試験結果を示す。軸方向鉄筋は SD685 相当

*1 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 修 (工) (正会員)

*2 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 博 (工) (正会員)

*3 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 鋼・複合構造 博 (工) (正会員)

表-1 供試体の諸元

供試体 No.	部材寸法						軸方向鉄筋				帯鉄筋			
	b (mm)	D (mm)	c (mm)	d (mm)	a (mm)	a/d	材質-径	段数 (段)	総本数 (本)	p_t (%)	材質-径	組数 (組)	配置間隔 (mm)	p_w (%)
No.1	1,400	600	50	500	2,100	4.20	SD685-D13	3	27	0.54	SD390-D10	4	60	0.68
No.2	600	1,400	50	1,116	3,300	2.84	SD685-D13	2	17	0.31	SD390-D10	2	60	0.79

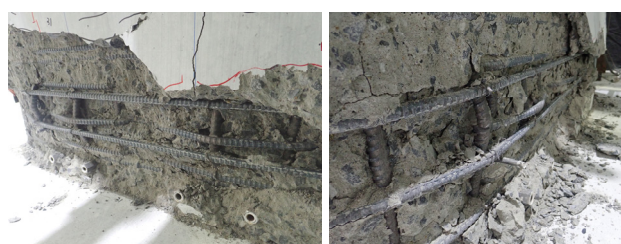
b : 断面幅 (円形部含む), D : 断面高さ (円形部含む), c : 最外縁の軸方向鉄筋の芯かぶり, d : 有効高さ (No.2 は圧縮縁から円形部 180°分の引張鉄筋の重心位置までの距離), a : せん断スパン (橋脚基部から載荷点までの距離), a/d : せん断スパン比, p_t : 引張鉄筋比 (No.2 は円形部 180°分の引張鉄筋を考慮), p_w : 帯鉄筋比

表-2 鉄筋の材料試験結果

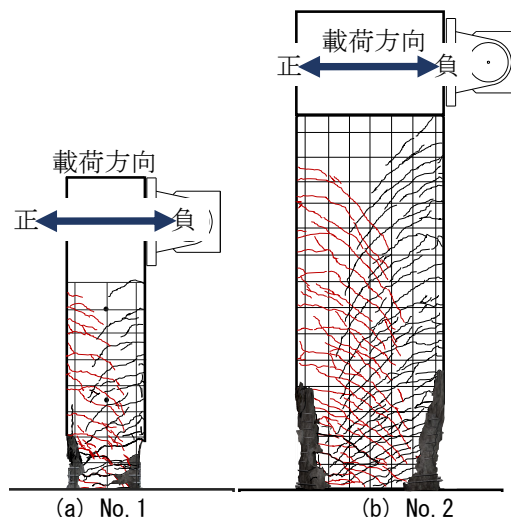
	断面積 (mm ²)	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)	降伏ひずみ (×10 ⁻⁶)	弾性係数 (kN/mm ²)
SD685 相当	126.7	749	915	10.6	3,890	192
SD390	71.3	429	619	14.0	2,240	192

表-3 コンクリートの材料試験結果

供試体 No.	部位	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	材齢 (日)
No.1	橋脚	44.8	29.9	63
	フーチング	48.4	32.1	75
No.2	橋脚	43.0	30.1	33
	フーチング	46.2	31.5	45



(a) 4 δ_y3 サイクル目 (b) 5 δ_y1 サイクル目
図-3 載荷面側基部の損傷状況 (No. 1)



(a) No. 1 (b) No. 2
図-2 実験終了時のひび割れ図



(a) 4 δ_y3 サイクル目 (b) 6 δ_y1 サイクル目
図-4 載荷面側基部の損傷状況 (No. 2)

(D13) とし、直線部に三段、円形部に二段配置した。軸方向鉄筋の定着は、所定の定着長を確保した上で、フーチング底面でベースプレートに溶接して確保した。帯鉄筋は SD390 (D10) とし、溶接閉合型とした。

コンクリートの圧縮強度 f_c については、軸方向鉄筋に沿ったひび割れを抑制するとともに、既往の実験結果を参考に、橋脚、フーチングともに 50N/mm² 程度とした。

2.2 載荷方法

桁等の重量を想定して軸方向力は 2,460kN (応力 3.23N/mm²) の一定とし、せん断スパン a の位置において水平方向に降伏変位 δ_y の整数倍の変位を各 3 回ずつ繰り返し、漸増載荷した。No.1 は橋軸方向を想定した短辺と平行な方向の載荷を、No.2 は橋軸直角方向を想定した長辺と平行な方向とした。地震による桁等の慣性力の作用位置を No.1 では橋脚天端とし、No.2 では桁重心位置とし、 a をそれぞれ 2,100mm, 3,300mm とした。 δ_y は、No.1 では三段の引張鉄筋の重心位置で降伏したときの水平変位 (27mm), No.2 では円形部の 45° 位置の引張鉄

筋が降伏したときの水平変位 (28mm) とした。また、曲げ耐力 M_u を a で除した、曲げ耐力に達する時のせん断力 V_{mu} とせん断耐力 V_{ud} の比 V_{mu}/V_{ud} ¹⁾ は、No.1 が 0.48, No.2 が 0.60 である。なお、 V_{ud} における帯鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力 V_{cd} は、円形部を等価な面積を有する矩形断面に置換して算定した。

3. 実験結果および考察

3.1 損傷状況

両供試体とも 1 δ_y までに曲げひび割れが生じた後、曲げひび割れがせん断ひび割れに進展するとともに引張側の軸方向鉄筋が降伏した。2 δ_y までに橋脚基部のコンクリートの圧縮破壊が生じ、橋脚側面のかぶりコンクリートがはく落した。そのはく落範囲は図-2 に示す実験終了時のひび割れ図の通り、No.1 で 0.7D (D: 柱断面高さ) 程度、No.2 で 0.6D 程度であった。

その後、No.1 では、図-3(a) のように 4 δ_y の 3 サイクル目に軸方向鉄筋の座屈が目視で確認され、またこれに

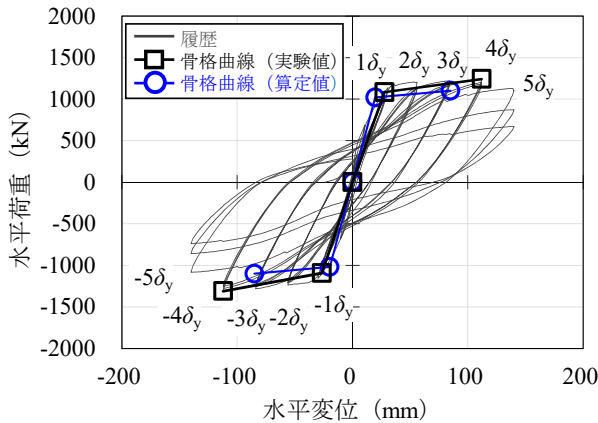


図-5 水平荷重と水平変位の関係 (No. 1)

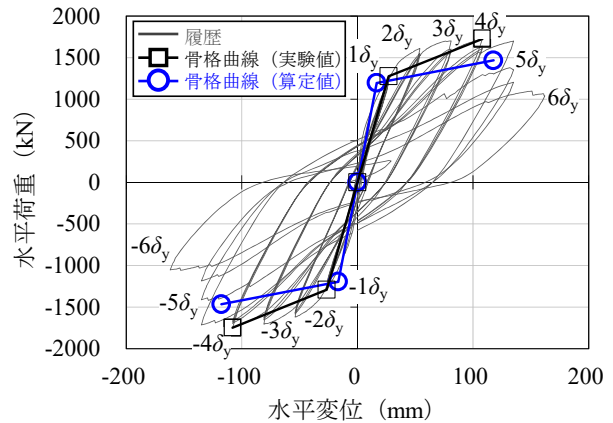


図-6 水平荷重と水平変位の関係 (No. 2)

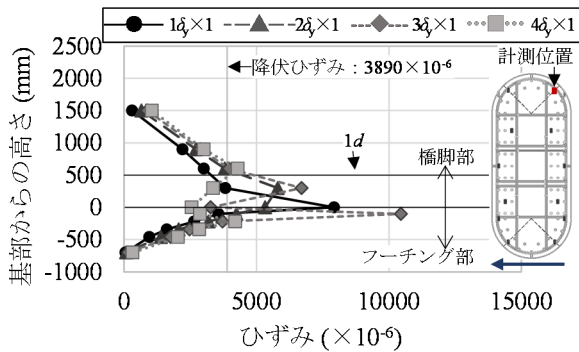


図-7 軸方向鉄筋ひずみ (No. 1)

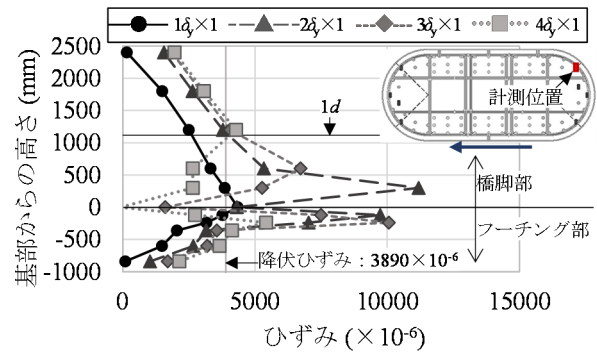


図-8 軸方向鉄筋ひずみ (No. 2)

表-4 曲げ降伏耐力 M_y および曲げ耐力 M_u

供試体 No.	M_{y_exp} (kN・m)	M_{y_cal} (kN・m)	M_{y_exp}/M_{y_cal}	M_{u_exp} (kN・m)	M_{u_cal} (kN・m)	M_{u_exp}/M_{u_cal}
No.1	2,276	2,141	1.06	2,608	2,312	1.13
No.2	4,212	3,946	1.07	5,691	4,841	1.18

伴う帯鉄筋の変形も観察された。図-3(b)のように、 $5\delta_y$ の1サイクル目で座屈が生じた箇所破断が生じ、 $5\delta_y$ の3サイクル目で2段階目までの全ての軸方向鉄筋が破断し、荷重を終了した。No.2では、図-4(a)のように $4\delta_y$ の3サイクル目で座屈が生じ始め、 $5\delta_y$ の1サイクル目で破断が生じた。図-4(b)のように、 $6\delta_y$ の1サイクル目には、2段階目を含む円形部の全ての軸方向鉄筋が破断、荷重を終了した。両供試体とも目視では軸方向鉄筋に沿った顕著なひび割れは観察されず、基部で形成された塑性ヒンジにおいてかぶりコンクリートがはく落し、軸方向鉄筋の座屈、破断に伴い荷重が低下する、曲げ破壊となった。

3.2 水平荷重と水平変位の関係

水平荷重と水平変位の関係を図-5、6に示す。図には鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)(以下、RC標準)りに基づく算定値を併記した。水平荷重は、軸力による付加曲げモーメントに相当する水平荷重を加えて補正している。両供試体ともに、軸方向鉄筋の降伏後も安定した履歴を描き、履歴曲線は紡錘形であ

った。また、いずれも $4\delta_y$ で最大荷重に達した。 $5\delta_y$ の繰返し荷重では軸方向鉄筋が破断したため、軸方向鉄筋の座屈に伴って繰返し荷重により荷重低下が顕著とならない最大変位¹⁰⁾であるM点は厳密には不明である。しかし、 $4\delta_y$ で軸方向鉄筋の座屈が軽微であったことや、 $4\delta_y$ のサイクルにおいて繰返しによる荷重の低下はほとんどなかったことを踏まえると、いずれの供試体もM点は $4\delta_y$ と考えられる。なお、降伏荷重を維持できる最大変位であるN点に達する前に軸方向鉄筋の破断が生じたため、N点の評価はしていない。

曲げ降伏耐力 M_y および曲げ耐力 M_u について、実験値 M_{exp} と RC 標準に基づく算定値 M_{cal} の比較を表-4に示す。ここで実験値は、各荷重サイクルの正側荷重1回目のピーク時の値であり、以降も同様とした。 M_{y_exp}/M_{y_cal} および M_{u_exp}/M_{u_cal} は1.0を上回った。したがって、曲げ降伏耐力 M_y および曲げ耐力 M_u は、軸方向鉄筋にSD685相当を用いた場合においても、RC標準に基づく既往の方法により算定できることがわかった。なお、 M_{y_cal} においては、No.1では三段の引張鉄筋の重心位置で降伏したとき、No.2は円形部の 45° 位置の引張鉄筋が降伏したときとして算定している。

3.3 軸方向鉄筋ひずみ

図-7、8に、軸方向鉄筋が破断する $4\delta_y$ までについて、降伏判定位置における、正荷重各サイクル1回目のピー

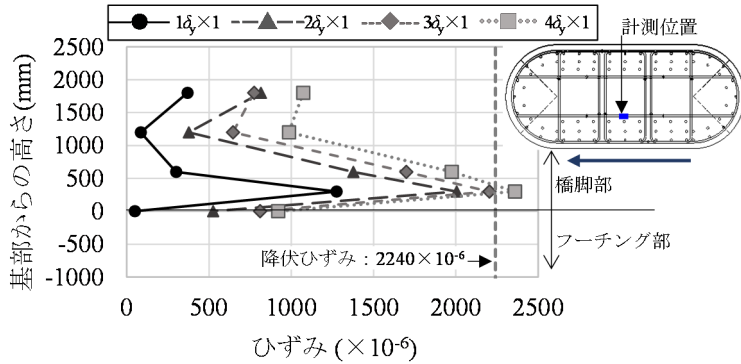


図-9 中間帯鉄筋ひずみ (No. 2)

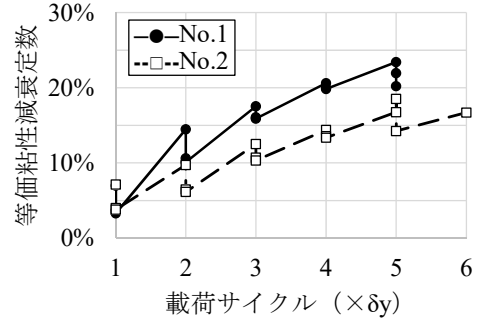


図-10 等価粘性減衰定数

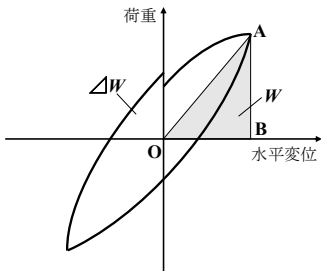


図-11 等価粘性減衰定数の算定

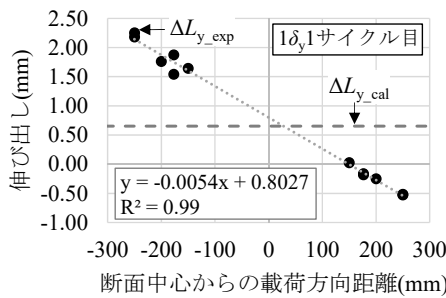


図-12 断面内における伸び出しの分布 (No. 1, 1δy1 サイクル目)

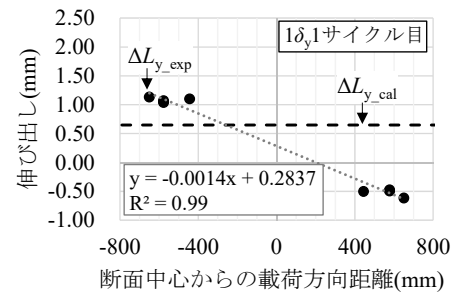


図-13 断面内における伸び出しの分布 (No. 2, 1δy1 サイクル目)

ク時に引張を受ける軸方向鉄筋の橋脚高さ方向の軸ひずみ(鉄筋の両面で計測したひずみの平均値)分布を示す。両供試体ともに、軸方向鉄筋のひずみは、柱基部の位置が先行して降伏ひずみに達していた。

橋脚部の軸方向鉄筋の降伏範囲は、M点である $4\delta_y$ において、フーチング面からNo.1で $1.2\sim 1.8d$ (d :有効高さ)程度、No.2で $1.1\sim 1.6d$ 程度であり、既往の実験¹⁰⁾における $0.8\sim 1.6d$ と顕著な違いは見られなかった。

3.4 帯鉄筋ひずみ

No.1は、測定位置においていずれの帯鉄筋も降伏ひずみに達していない。No.2は、最外縁の帯鉄筋が $6\delta_y$ で直線部と円形部の境界部および円形部の 45° 位置において降伏ひずみに達していた。また、中間帯鉄筋についても、図-9に示すように、 $3\delta_y$ において断面中心付近で降伏が確認された。

3.5 等価粘性減衰定数

载荷サイクルと等価粘性減衰定数 h_{eq} の関係を図-10に示す。 h_{eq} は、図-11に示すような1サイクルの履歴曲線が囲む面積である吸収エネルギー量 ΔW と ΔOAB で表される弾性型の履歴曲線が囲む面積である等価ポテンシャルエネルギー W の比を基に、式(1)により計算した。

$$h_{eq} = 1/4 \pi (\Delta W / W) \quad (1)$$

h_{eq} は、両供試体ともに $5\delta_y$ で最大値を示し、No.1が23%、No.2が19%であった。既往の研究⁹⁾では、軸方向鉄筋にSD295Aを用いた場合の h_{eq} の最大値は23~25%であるが、SD685を用いた場合は15%程度に低下するこ

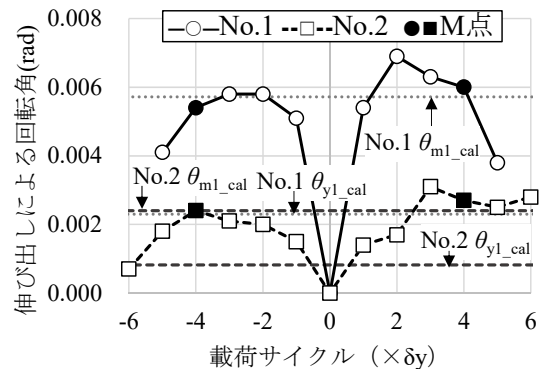


図-14 伸び出しによる回転角

とが報告されている。これは、フーチングに圧縮強度が $23.0\sim 33.9\text{N/mm}^2$ のコンクリートを用いており、伸び出し量の増加に起因して水平荷重と水平変位の関係がスリップ型になったためと考えられる。一方、本供試体では圧縮強度が 50N/mm^2 程度のコンクリートを用いたことで、比較的紡錘形の履歴形状となったために、 h_{eq} の低下は顕著にはならなかったと考えられる。

4. 変形性能の計算値との比較

4.1 Y点における変形性能

実験においては、No.1では三段の引張鉄筋の重心位置で降伏したとき、No.2では円形部の 45° 位置の軸方向鉄筋が降伏したときの水平変位を δ_y とした。このとき、供試体には、コンクリートの顕著な圧壊やかぶりコンクリートのはく落等が生じていなかったため、この時点をもY点とした。

表-5 Y点における部材角 θ_y

供試体 No.	θ_{y_cal} (rad)	θ_{y_exp} (rad)	$\theta_{y_exp}/\theta_{y_cal}$
No.1	0.0094	0.0147	1.56
No.2	0.0050	0.0082	1.62

表-6 等価塑性ヒンジ長 L_p と塑性ヒンジ部の回転角 θ_{pm}

供試体 No.	θ_{pm_cal} (rad)	L_p		θ_{pm_exp}		$\theta_{pm_exp}/\theta_{pm_cal}$	
		0.5d+0.05a (mm)	1.0D (mm)	$L_p=0.5d+0.05a$ (rad)	$L_p=1.0D$ (rad)	$L_p=0.5d+0.05a$	$L_p=1.0D$
No.1	0.0377	355	600	0.0491	0.0525	1.30	1.39
No.2	0.0412	723	1,400	0.0327	0.0370	0.79	0.90

図-12, 13に $1\delta_y$ の1サイクル目のピーク時における断面内における伸出しの分布を、図-14に伸出しによる回転角を示し、RC標準に基づく算定値を併記した。図-12, 13には、線形近似曲線とその式および決定係数 R^2 も示した。実験における伸出し量は、各軸方向鉄筋のひずみを積分することで求めた。供試体におけるひずみゲージ位置は断面幅方向で異なり、これらを特に区別せずに示しているが、両供試体ともに線形に近似できている。そこで、近似曲線において伸出しが0となった位置を中立軸とした。実験における伸出しによる回転角は、伸出し量を有効高さ δ_y と中立軸高さの差で除すことで求めた。

RC標準では、Y点における部材角 θ_y 、軸方向鉄筋の伸出しによる部材端部の回転角 θ_{y1} 、および軸方向鉄筋の伸出し量 ΔL_y は、式(2)~(4)により算定する¹⁾。

$$\theta_y = \theta_{y0} + \theta_{y1} = \delta_{y0}/a + \theta_{y1} \quad (2)$$

$$\theta_{y1} = \Delta L_y / (d - x_y) \quad (3)$$

$$\Delta L_y = 7.4\alpha \cdot \varepsilon_y (6 + 3500\varepsilon_y) \rho / (f_{cd})^{2/3} \quad (4)$$

$$\text{一段配筋 } \alpha = 1 + 0.9e^{0.45(1-cs/\varphi)}$$

$$\text{二段配筋 } \alpha = 1 + 0.9e^{0.45(1-cs/\varphi)} + 0.45e^{0.45(1-cs_2/\varphi)}$$

$$\text{三段配筋 } \alpha = 1 + 0.9e^{0.45(1-cs/\varphi)} + 0.6e^{0.45(1-cs_2/\varphi)}$$

ここで、 θ_y (rad) : 部材角、 θ_{y0} (rad) : く体変形による部材角、 θ_{y1} : 軸方向鉄筋の伸出しによる部材端部の回転角 (rad)、 δ_{y0} : く体変形による変位、 a : せん断スパン (mm)、 ΔL_y : 軸方向鉄筋の伸出し量¹⁾、 d : 有効高さ (mm)、 x_y : 中立軸 (mm)、 α : 鉄筋間隔の影響を表す係数、 ε_y : 引張鉄筋の降伏ひずみ、 φ : 引張鉄筋の直径 (mm)、 f_{cd} : フーチングのコンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²) (材料係数 $\gamma_c=1.0$)、 c_s : 引張鉄筋の中心間隔 (mm)、 c_{s2} : 複数段配筋における段間隔 (mm) である。なお、No.2 において、 c_s は最外縁の軸方向鉄筋の間隔 (98mm)、 c_{s2} は頂部における段間隔 (50mm) とした。

図-14から、伸出しは載荷に伴い増加する傾向にあるが、最大荷重に達する $4\delta_y$ 以降は低下傾向にあることが分かる。また、Y点における θ_y を表-5に示す。両供試体ともに、 θ_y 、 θ_{y1} 、 ΔL_y のいずれも、実験値が計算値を上回った。これは、ひずみの測定のばらつきや円形部における配筋等の影響が生じていたことによる可能性がある。

4.2 M点における変形性能

RC標準では、式(5)~(9)によりM点の変形性能を算定する¹⁾。伸出しによる変位 δ_{m1} とく体変形による変位 δ_{m0}

で構成されており、さらに、 δ_{m0} は、塑性ヒンジ部による回転変位 δ_{mp} と塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 δ_{mb} に分けられる。

$$\theta_m = \theta_{m0} + \theta_{m1} = \delta_{m0}/a + \theta_{m1} \quad (5)$$

$$\delta_{m0} = \delta_{mb} + \delta_{mp} \quad (6)$$

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (a - L_p/2) \quad (7)$$

$$\theta_{pm} = (0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013) / (0.79 \cdot p_t + 0.153) \quad (8)$$

$$\text{ただし、} 0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013 \leq 0.04$$

$$0.79p_t + 0.153 \geq 0.78$$

$$\theta_{m1} = \{(2.7k_{w1} \cdot p_w + 0.22)(1 - N^*/N^*_b) + 1\} \theta_{y1} \quad (9)$$

$$\text{ただし、} 2.7k_{w1} \cdot p_w + 0.22 \leq 3.7$$

$$N^*/N^*_b \leq 1.0$$

ここで、 θ_m : 部材角 (rad)、 θ_{m0} : く体変形による部材角 (rad)、 θ_{m1} : 軸方鉄筋の伸出しによる部材端部の回転角 (rad)、 δ_{m0} : く体変形による変位 (mm)、 δ_{mb} : く体変形のうち塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 (mm)、 δ_{mp} : く体変形のうち、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 (mm)、 θ_{pm} : 塑性ヒンジ部の回転角 (rad)、 L_p : 等価塑性ヒンジ長 (mm)、 k_{w0} 、 k_{w1} : 帯鉄筋強度を考慮する係数 (SD390の場合1.15)、 p_w : 帯鉄筋比 (%)、 p_t : 引張鉄筋比 (%)、 N^*/N^*_b : 釣合い軸力比、 N^* : 部材に生じる軸力 (kN)、 N^*_b : 釣合い軸力 (kN) である。

図-14より、M点 ($4\delta_y$) においては、伸出しによる回転角 θ_{m1} は実験値と算定値が概ね一致しており、SD390の場合と同様の方法で一定の精度で算定できると考えられる。

塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 δ_{mb} は、塑性ヒンジ部以外の部分について、部材を材軸方向に分割し、それぞれの断面の曲率を2階積分することにより算定した¹⁾。

次に δ_{mp} について、等価塑性ヒンジ長 L_p は、既往の実験¹⁰⁾と軸方向鉄筋の降伏範囲に顕著な違いは見られなかったため、Mattockらによる式(10)¹⁾により検討した。また、RC標準では、式(10)をより簡易化した式(11)を用いており、これについても検討を行った。

$$L_p = 0.5d + 0.05a \quad (10)$$

$$L_p = 1.0D \quad (11)$$

θ_{pm} は式(5)~(11)を用いて算定できる。等価塑性ヒンジ長 L_p および塑性ヒンジ部の回転角 θ_{pm} を表-6に示す。両供試体ともに、式(10)と式(11)による L_p の差は大きい

表-7 M点でのく体変形による部材角 θ_{m0}

供試体 No.	θ_{m0_cal} (rad)	θ_{m0_exp} (rad)	$\theta_{m0_exp}/\theta_{m0_cal}$
No.1	0.0348	0.0474	1.36
No.2	0.0333	0.0299	0.90

表-8 M点での部材角 θ_m

供試体 No.	θ_{m_cal} (rad)	θ_{m_exp} (rad)	$\theta_{m_exp}/\theta_{m_cal}$
No.1	0.0405	0.0533	1.32
No.2	0.0357	0.0327	0.92

が、既往の実験¹⁰⁾と同様に、 L_p の塑性ヒンジ部の回転角の実験値 θ_{pm_exp} への影響は小さく、式(11)により L_p を算定してもよいと考えられる。このため、式(11)を用いることにすると、 θ_{pm} は、No.1では $\theta_{pm_exp}/\theta_{pm_cal}=1.39$ 、No.2では $\theta_{pm_exp}/\theta_{pm_cal}=0.90$ となった。なお、式(8)において $0.79p_t+0.153 \geq 0.78$ ($p_t \geq 0.78$ に相当)の制限があるが、両供試体ともに p_t は下限値を下回っている。したがって、No.2で円形部 180° 分の引張鉄筋を考慮した場合と、円形部 90° 分の引張鉄筋を考慮した場合において、 θ_{pm_cal} に差異は生じない。式(5)~(6)より、M点における θ_{m0} を表-7に、 θ_m を表-8に示す。 θ_{m0} は、No.1では $\theta_{m0_exp}/\theta_{m0_cal}=1.36$ 、No.2では $\theta_{m0_exp}/\theta_{m0_cal}=0.90$ となった。また、 θ_m は、No.1では $\theta_{m_exp}/\theta_{m_cal}=1.32$ 、No.2では $\theta_{m_exp}/\theta_{m_cal}=0.92$ となった。これは、M点と密接に関係する圧縮側の軸方向鉄筋の座屈が No.2 では円形部で生じること等の影響と考えられる。

5. おわりに

軸方向鉄筋に SD685 相当の鉄筋を複数段配筋した小判形橋脚の縮尺供試体を用い、橋軸方向および橋軸直角方向載荷の2体に対して正負交番載荷を実施し、破壊形態や曲げ耐力、変形性能等を検証した。本研究で得られた知見は以下の通りである。

- (1) いずれの供試体も、損傷の順序は軸方向鉄筋の降伏、コンクリートの圧縮破壊、軸方向鉄筋の座屈、破断であった。軸方向鉄筋の破断は軸方向鉄筋の座屈以降に生じ、安定した曲げ破壊を示した。また、コンクリート強度は $50\text{N}/\text{mm}^2$ 程度を用いたが、軸方向鉄筋に沿った顕著なひび割れは認められなかった。
- (2) 曲げ降伏耐力および曲げ耐力は、RC 標準に基づく既往の方法により算定できることがわかった。
- (3) 軸方向鉄筋の座屈に伴って繰返し載荷により荷重の低下が顕著にならない最大変位である M 点における水平変位は、いずれの実験結果も $4\delta_y$ であった。
- (4) フーチングのコンクリート強度を $50\text{N}/\text{mm}^2$ 程度とした今回の供試体に対しては、SD295A の軸方向鉄筋を用いた既往の実験結果と同様に、等価粘性減衰定数は

19~23%となった。

なお、本研究では SD685 相当の鉄筋を複数段配筋した小判形橋脚を対象とした。破壊形態や変形性能等に対して、SD685 相当の強度の鉄筋や、多段配筋、断面形状を与える影響に対する個別の検討は、今後の課題である。

参考文献

- 1) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）、丸善、2004.4.
- 2) 石井秀和、清水健志、徳永潔計、谷村幸裕、岡本大、京野光男：SD490 を軸方向鉄筋に用いた RC 部材の変形性能について、土木学会第 65 回年次学術講演会、V-632, pp.1263-1264, 2010.
- 3) 塩畑英俊、村田裕志、福浦尚之：軸方向鉄筋に SD490 を用いた RC 橋脚の耐力および変形性能に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.57A, pp.926-939, 2011.3.
- 4) 村田裕志、渡辺典男、水谷正樹、小尾博俊、福浦尚之：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、構造工学論文集、Vol.56A, pp.928-937, 2010.3.
- 5) 浅井洋、春日昭夫、飯田字朗、梅原秀哲：SD490 鉄筋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.
- 6) 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.
- 7) 曾我部直樹、木次克彦、伊吹数行、森山陽一、石山一幸、山野辺慎一、須田久美子、渡辺義光：RC 橋脚における軸方向鉄筋、帯鉄筋への高強度鉄筋の適用に関する実験的研究、土木学会論文集 E2（材料・コンクリート構造）、Vol.67, No.1, pp.131-149, 2011.
- 8) 佐藤大、西田秀明、運上茂樹：高強度材料を使用した鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する考察、第 9 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.1-4, 2006.2.
- 9) 岡本大、佐藤勉、吉田幸司、黒岩俊之：高強度材料を用いた RC 部材の変形性能について、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.23, No.3, pp.781-786, 2001.
- 10) 渡邊忠朋、谷村幸裕、滝口正志、佐藤勉：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法、土木学会論文集、No.683/V-52, pp.31-45, 2001.8.
- 11) 土木学会・阪神大震災調査研究特別委員会：コンクリート技術シリーズ、No.12, pp.52-53, 阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式、1996.7.