論文 軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の限 界変位に関する一考察

大澤 章吾*1・井口 重信*1・杉田 清隆*1・築嶋 大輔*2

要旨:鉄道鉄筋コンクリートラーメン高架橋は、塑性ヒンジの発生が想定される箇所に帯鉄筋を密に配置して、耐震性能を高めている。しかし、最大耐力以降においては、軸方向鉄筋の座屈、かぶりコンクリートの剥落とともに急激な耐力低下を生じる。一方、鉄筋コンクリート柱の軸方向鉄筋の内側に円形スパイラル状の鋼材を配置した場合、このスパイラル鋼材に囲まれたコンクリートの損傷が軽微となり、耐力低下後に再び一定の耐力を保持し、大きく変形性能が向上する。今回、この軸方向鉄筋の内側に円形スパイラル状の鋼材を配置した鉄筋コンクリート柱の軸方向鉄筋の破断に伴う限界変位の評価手法について考察した。

キーワード: 内巻き帯鉄筋, 鉄筋コンクリート柱, 変形性能, 低サイクル疲労, 一様伸び, 破断伸び

1. はじめに

鉄道ラーメン高架橋においては、一般に柱部材の軸方 向鉄筋の外側に帯鉄筋を密に配置することで地震時変形 性能を高めている。これは、外側の帯鉄筋(以下、外巻 き帯鉄筋)でせん断耐力を確保するとともに、軸方向鉄 筋および内部のコンクリートを拘束するためである。し かし、外巻き帯鉄筋を密に配置した鉄筋コンクリート(以 下、RC)柱は、軸方向鉄筋の座屈により外巻き帯鉄筋の フックが外れ、内部のコンクリートの拘束が維持できな くなることで耐荷力が急激に低下してしまう¹⁾。

一方,外巻き帯鉄筋に加え,軸方向鉄筋の内側に円形 スパイラル状の鋼材(以下,内巻き帯鉄筋)を部材端か ら高さ 1D付近(D:柱断面高さ)の間に配置することで, 変形性能を飛躍的に向上させる方法(以下,内巻きスパ イラル工法)が提案されている²⁾(図-1)。これは軸方 向鉄筋の座屈により,外巻き帯鉄筋のフックが外れた後 も内巻き帯鉄筋により拘束された内側のコンクリート (以下, コアコンクリートという) により断面内の圧縮 抵抗が維持されることで,一定の耐力を保持できるから である (**図-2**)。また, 既往の研究 ³⁾では, 内巻き帯鉄 筋を一定量以上配置した場合, コアコンクリートの欠損 はほとんど発生せず、大変形領域において耐力を保持し 続けるという知見が示されている。そのため、コアコン クリートが損傷せず一定の耐力を保持する場合の変位の 限界点は、軸方向鉄筋が破断することで耐力が低下する 時点と考えられる。

軸方向鉄筋の破断については、正負水平交番載荷試験時に低サイクル疲労に起因するものが多く確認されている。しかし、過去の地震では、このような破壊形式があまり確認されておらず、その可能性も小さいという指摘4)もあるため、低サイクル疲労による軸方向鉄筋の破断

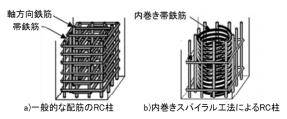


図-1 内巻きスパイラル工法

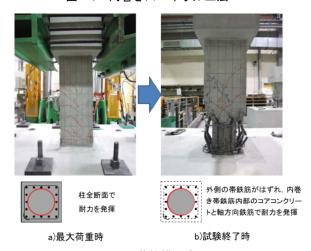


図-2 耐荷機構の変化

が生じず, コアコンクリートが損傷しない場合は, 軸方 向鉄筋は引張伸びにより破断すると考えられる。

そのため、本論では、内巻き帯鉄筋を配置した RC 柱の軸方向鉄筋が破断する時点の変位について、低サイクル疲労による破断および引張伸びによる破断の 2 点から評価することを試みた。

2. 低サイクル疲労破断時の変位の評価

2.1 評価方法

低サイクル疲労による軸方向鉄筋の破断については, 既往の研究 ⁵⁾により提案されている鉄筋単体での低サイ

^{*1} 東日本旅客鉄道 (株) 構造技術センター 工修 (正会員)

^{*2} 東日本旅客鉄道(株)構造技術センター課長(正会員)

表-1 試験体諸元

試験体 No.	柱断面 寸法 (mm)	有効 高さ (mm)	せん断 スパン (mm)	軸方向鉄筋 (径×本数)	内巻き帯鉄筋 1D区間 (径@ピッチ)	外巻き帯鉄筋 1D区間 (径@ピッチ)	外巻き帯鉄筋 1D区間以外 (径@ピッチ)	軸方向 圧縮応力度 (N/mm²)
S-3					φ6.2@10mm	D10@150mm	D10@90mm	
S-4				D16×16本	φ6.5@10mm	D10@130IIIII	D10@90IIIII	
S-5	300×300	360	1000	D10^10A		D16@100mm	D16@70mm	1.0
S-6					φ6.2@10mm	D13@100mm	D13@70mm	
S-7				D13×16本		D10@150mm	D10@90mm	

クル疲労破断回数評価式に,既往の研究 %により提案されている曲率と軸方向鉄筋のひずみの関係式から求められる軸方向鉄筋のひずみ履歴を適用することで評価を行った。式(1)に低サイクル疲労の破断回数評価式を,式(2),(3)に曲率と軸方向鉄筋のひずみ関係式を示す。

$$N = \frac{1.5 \times 10^{-3} (\ell/r) + 1.0 \times 10^{-2}}{(\varepsilon_{\min} - \varepsilon_{\max})^2} + 1$$
 (1)

ここで,N:破断までの繰り返し回数

ℓ:両端固定条件での座屈長さ

r: 鉄筋径

 $arepsilon_{
m min}$: 平均最小ひずみ $arepsilon_{
m max}$: 平均最大ひずみ

$$\varepsilon_{rt} = \frac{\phi \cdot d}{1.2} \tag{2}$$

$$\varepsilon_{rc} = \frac{c - x}{d - x} \cdot \varepsilon_{rt} \tag{3}$$

ここで、 ε_{rt} : 引張鉄筋ひずみ

 $arepsilon_{rc}$:圧縮鉄筋ひずみ

φ:曲率

d:断面有効高さ

x:コンクリート圧縮縁と中立軸の距離

c:かぶり

上記評価方法の内巻きスパイラル工法を用いた RC 柱への適用については、以下のように考えた。

内巻きスパイラル工法を用いた RC 柱においては, 1D 区間に配置する外巻き帯鉄筋の定着を直角フックとし, かぶりコンクリートの剥落によって容易に外れるようにしているため, 軸方向鉄筋は 1D 区間でのみ座屈する ²⁾。 実験で 1D 区間外のかぶりコンクリートの剥落が生じないことから, 鉄筋端部の境界条件は固定に近いものと考え, 計算に用いた鉄筋の座屈長さℓは 1D とした。また, 中立軸の距離の算定にあたっては, コアコンクリート内のみ内巻き帯鉄筋の拘束効果を考慮した応力一ひずみ曲線を適用し, コアコンクリート内外の維ひずみは, 平面保持の仮定より中立軸からの距離に比例させている ⁷⁾。

今回,上記の低サイクル疲労破断までの繰り返し回数

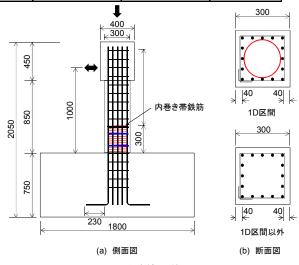


図-3 試験体形状 (S-3)

評価方法の内巻きスパイラル工法への適用性を, 既往の 試験結果 ⁷⁾ならびに今回新たに行った正負水平交番載荷 試験の結果を用いて検証した。

2.2 正負水平交番載荷試験

試験体の諸元を表-1に、試験体形状を図-3に示す。 試験体は、 載荷装置へ固定するためのフーチングを有す る片持ち形式の柱部材とした。一般的な RC 柱の配筋方 法とは異なり、1D 区間においては、外巻き帯鉄筋の定着 を直角フックとした。これは軸方向鉄筋の座屈長を長く することにより軸方向鉄筋座屈後の低サイクル疲労によ る鉄筋破断を生じにくくさせるためである。1D区間以外 においてはせん断破壊を生じさせないだけの外巻き帯鉄 筋を配置し、曲げ破壊先行型の柱とした。 コンクリート は一般的な鉄道 RC ラーメン高架橋の柱を想定して 26.4 ~37.1N/mm² の圧縮強度とした。軸方向鉄筋および外巻 き帯鉄筋には SD345 の異形鉄筋を, 内巻き帯鉄筋には高 強度鉄筋を用いており, S-4 試験体は降伏点の規格が 490 N/mm²以上, それ以外の試験体には 1275 N/mm²以上を 用いた。なお、軸力は各試験体ともに軸方向圧縮応力度 σ_0 が 1.0 N/mm²となるように一定軸力を与えた。これは、 鉄道 RC ラーメン高架橋において常時状態の柱に発生す る σ_0 が一般に 1.0 N/mm²程度であることによる。

水平荷重の載荷パターンは、最外縁の軸方向鉄筋のひずみが降伏する時の変位を δ_y とした上で、正負 1 サイクルずつ載荷した。 $1\delta_v$ 以降は δ_v の偶数倍の変位を基本に

試験状況を勘案しながら載荷した。なお,今回の正負水平交番載荷試験における δ_y は, $7.3\sim8.9$ mm 程度であった。

2.3 試験結果

載荷試験の結果,得られた荷重-載荷点変位曲線の例を $\mathbf{20-4}$ に示す。 $\mathbf{20-4}$ より,最大耐力を保持した後に荷重が一旦減少するが,内巻き帯鉄筋の効果により $\mathbf{100}$ 以降は一定荷重を保持することが確認できる。その後, $\mathbf{160}$ 正側載荷まで荷重を保持しながら変形が進み, $\mathbf{160}$ 負側載荷時に軸方向鉄筋が低サイクル疲労の影響によって破断して荷重が急激に低下したため実験を終了した。また,各試験体について,実験終了後に内巻き帯鉄筋内のコアコンクリートの損傷状況を確認したところ,軽微な損傷は見られたもののコアコンクリートに断面の欠損は見られなかった。

2.4 評価方法の検証

低サイクル疲労による軸方向鉄筋の破断時期と変位の計算結果と実験結果の比較を表-2 に示す。表の破断時期については、軸方向鉄筋が低サイクル疲労により破断した時の載荷サイクルを示している。破断変位については、破断時点で直前の載荷サイクルの最大変位を超えている場合は、直前の載荷サイクルの最大値としている。また、各計算値は材料試験結果を反映した値としている。なお、試験体 S-7 については、188y正側載荷時に低サイクル疲労により軸方向鉄筋 1 本が破断した後、試験装置の限界まで、そのまま正側単調載荷を行ったため、負側載荷時の破断時期を確認することができなかった。表-2より、内巻きスパイラル工法を用いた RC 柱の正負交番載荷試験においても、式(1)、(2)、(3)を用いた計算結果は実験結果を評価できている。

3. 引張伸び破断時の変位の評価

3.1 破断伸びの算定方法

鉄筋の引張特性は、その機械的性質の中でも基本的な性質の一つであり、一般に引張時の破断伸びは、一様伸びと局部伸びの和で求められる。JIS⁸⁾においては延性の尺度として伸びが用いられているが、これは静的引張試験前後の標点間のひずみをパーセント表示したものであり、一様伸びと局部伸びの両方を含んでいるため、標点間距離を超える長さの鉄筋の変形性能を評価するには適用が困難である。

一方、既往の研究 9により、降伏比をパラメータとした一様伸びの算定式が提案されている。式(4)に一様伸びの算定式を示す。kについては、文献(9)では ϵ_u の下限値を求める係数として 0.4 が与えられている。しかし、実験データは鋼板の引張試験によるものがほとんどであり、異形鉄筋に適用する際にはkの値が変わる可能性がある。

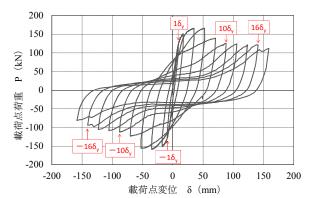


図-4 荷重-載荷点変位曲線(S-3)

表-2 軸方向鉄筋の破断時期と破断変位

- b = 4 / I	4	波断時期		破断変位(mm)		
試験体 No.	計算	実	験	計算	実験	
110.	17 异	正	負		正	負
S-3	$16\delta_y$	18δ _y	16δ _y	123.3	142.9	130.3
S-4	$18\delta_y$	$18\delta_{y}$	$18\delta_{y}$	128.2	128.3	137.0
S-5	$16\delta_y$	$16\delta_y$	$16\delta_y$	121.2	122.1	122.0
S-6	$18\delta_y$	$18\delta_y$	$18\delta_y$	121.7	137.0	134.6
S-7	$20\delta_y$	$18\delta_y$	ı	135.9	121.8	1

$$egin{aligned} arepsilon_u &= k imes (1-Y_R) \ &= \mathbb{C}$$
 ここで、 $egin{aligned} arepsilon_u &: - 様伸び \ &= Y_R : 降伏比 \end{aligned} \end{aligned}$

また、局部伸びについては、既往の研究 10 により、塑性変形の体積一定条件と断面収縮率を考慮し、一様伸びと標点間の局部伸びの和として破断伸びを与える式(5) が提案されている。ただし、断面収縮率には実験値が採用されており、 11 JIS 8 にも規定値が定められていない。

$$\varepsilon_f = \varepsilon_u + \varepsilon_n \tag{5}$$

ここで,

$$\varepsilon_n = 1.5 \cdot \beta \cdot (1 - \varepsilon_u) \frac{\sqrt{A_0}}{L_0}$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{1-\varphi}}{1-0.5\varepsilon_u} \; , \quad \beta = \frac{2-\alpha-\alpha^2}{1+\alpha+\alpha^2} \; , \quad \varphi = \frac{A_0-A_f}{A_0} \label{eq:alpha}$$

 $arepsilon_{f}$: 破断伸び $arepsilon_{n}$: 局部伸び

 A_0 : 平行部原断面積

 A_{f} : 破断面の面積 L_0 : 標点間距離arphi : 断面収縮率

式(4), (5)を内巻きスパイラル工法を用いた RC 柱に適

用するためには、新たに異形鉄筋の一様伸びを算定するのに適用するkの値と異形鉄筋の局部伸び算定に用いる断面収縮率 ϕ が必要となる。そこで、今回、異形鉄筋の引張試験を行い、異形鉄筋kおよび ϕ を求めた。

3.2 鉄筋引張試験

試験片の諸元を表-3に示す。鋼種は、SD345、SD390、SD490 の3種類とし、鉄筋径は D13、D16、D19、D29、D32、D35 の6種類とした。試験には、2000kN 引張・圧縮試験を使用し、掴み代は試験片の両端 200mm とした。また、試験片は掴み代以外を約10mm 程度の間隔に罫書き、試験片が破断した後、これを測定することで各部における伸び量を求めた。また、破断面の直交2方向の径を測定し、その結果を用いて断面収縮率を求めた。

3.3 試験結果

試験結果を**表-4** に示す。表より、一様伸びおよび断面収縮率ともに鋼種および呼び径ごとに大きな違いはないことがわかる。

3.4 破断伸び量の評価

降伏比と一様伸びの関係を図-5に示す。図-5には、式(4)より、実験値の上限および下限となるように k の値を求めた計算値も併せて示す。実験値の上限は、k の値が 0.6 の場合であり、実験値の下限は k の値が 0.4 の場合である。また、実験値と計算値の残差二乗和が最小となる k の値は 0.47 であるため、k の値を 0.47 と設定して一様伸びを算出した。図-5 には、k の値を 0.47 とした場合の計算値も示している。

局部伸びの算定に必要な断面収縮率については,鋼種 ごとの平均値を用いることとした。

上記の一様伸びと局部伸びの算出方法から得た破断時伸び量の算出式を式(6)に示す。なお、降伏比の算出については、JIS⁸⁾に規定されている降伏強度の下限値と引張強度の下限値を用いた。

$$L_f = \varepsilon_u \cdot L + \varepsilon_n \cdot L_0$$

$$= \varepsilon_u \cdot L + 1.5 \cdot \beta \cdot (1 - \varepsilon_u) \sqrt{A_0}$$
(6)

ここで,

$$\varepsilon_u = 0.47 \times (1 - Y_R) ,$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{1-\varphi}}{1-0.5\varepsilon_u} \; , \quad \beta = \frac{2-\alpha-\alpha^2}{1+\alpha+\alpha^2} \; , \quad \varphi = \frac{A_0-A_f}{A_0} \label{eq:alpha}$$

 L_f : 破断伸び量

L: 引張前の鉄筋長

引張試験により得られた破断時伸び量の実験値と式 (6)により求めた計算値を表-5に示す。また、今回得られた破断時伸び量の実験値と計算値の比較を図-6に示す。図-6には、実験値/計算値が1となる直線も併せて

表一3 試験片諸元

種類の記号	鉄筋呼び径	本数	長さ (mm)
	16	3	800
SD345	19	3	700
30343	29	3	700
	32	3	700
	19	3	800
SD390	29	3	800
	32	3	800
SD490	13	1	800
35470	35	3	800

表-4 試験結果

種類の 記号	鉄筋 呼び径	試験片 No.	降伏強度 (N/mm²)	引張強度 (N/mm²)	一様伸び (%)	断面収縮率 (%)	
		No.1	394.97	586.72	16.74	64.57	
	16	No.2	393.27	585.69	14.29	59.30	
		No.3	393.05	584.98	16.23	59.80	
	19	No.1	375.80	588.08	16.09	61.86	
		No.2	379.68	563.20	18.26	59.70	
SD345		No.3	380.20	593.11	14.71	63.46	
SD343		No.1	406.32	606.76	18.83	57.20	
	29	No.2	403.41	606.09	16.58	57.36	
		No.3	406.40	607.64	17.44	61.24	
	32	No.1	368.40	581.29	15.44	58.80	
		No.2	371.08	582.22	15.98	62.61	
		No.3	371.61	582.78	15.31	55.93	
	19	No.1	425.58	621.61	13.90	58.96	
		No.2	418.72	619.13	14.10	55.99	
		No.3	411.94	606.29	15.10	50.81	
	29	No.1	434.65	637.00	14.03	50.53	
SD390		No.2	434.71	637.62	15.65	52.72	
		No.3	435.09	637.48	13.96	54.44	
	32	No.1	409.48	617.26	15.45	50.80	
		No.2	407.96	616.10	13.90	47.02	
		No.3	413.36	614.51	14.35	51.42	
	13	No.1	595.58	756.94	8.89	63.01	
SD490		No.1	511.72	680.34	14.51	51.22	
3D490	35	No.2	516.32	680.44	12.83	56.07	
		No.3	516.23	679.73	13.38	50.76	

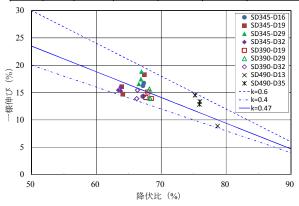


図-5 降伏比と一様伸びの関係

示す。表-5,図-6より、計算値は実験値より過少評価の傾向があるものの、実験値/計算値の平均値は1.11、変動係数は8.05%であり、式(6)を用いることで異形鉄筋の破断伸び量の算定は可能であるといえる。

3.5 引張伸び破断時の変位の評価方法

内巻きスパイラル工法を用いた RC 柱の場合,変形が

大きくなると、内巻き帯鉄筋より外側のコンクリートは 剥落し、コアコンクリートと軸方向鉄筋のみで軸力や水 平力を負担する耐荷機構へと変化する。また、既往の実 験結果^りから、コアコンクリートの損傷が軽微な場合、 大変形領域においては、ID 区間が塑性ヒンジ長として変 形しているのではなく、コアコンクリートとフーチング の界面が目開きすることによって、コアコンクリートの 下端で回転することが確認されている。

そのため、内巻きスパイラル工法を用いた RC 柱の塑性ヒンジ部は、下端で軸方向鉄筋の伸び分だけ回転するものと考えられる。軸方向鉄筋の引張伸び破断時の回転角の概念図を \mathbf{Z} に示す。 \mathbf{Z} に示す。 \mathbf{Z} より、幾何学的に回転角 \mathbf{Z} は、式(7)で表される。

$$\theta = \frac{L_f}{(D+\Phi)/2 - c - x} \tag{7}$$

一方,通常のRC柱における変位は、鉄道構造物等設計標準・コンクリート構造物 11 により、塑性ヒンジ部以外のく体変形による変位 δ_b 、塑性ヒンジ部の回転による変位 δ_p 、軸方向鉄筋の伸出しのよる部材端部の回転による変位 δ_1 の和で算出される。今回、同様の考え方を用いて、引張伸び破断時の変位を式(8)により表すこととした。

$$\delta_k = \delta_{kb} + \delta_{kp} + \delta_{k1} \tag{8}$$

ここで、 δ_{ν} : 引張伸び破断時の変位

 δ_{kb} : 塑性ヒンジ部以外のく体変形による変位

 δ_{kn} : 塑性ヒンジ部の回転による変位

 δ_{kl} :軸方向鉄筋の伸出しによる部材端部の回

転による変位

内巻きスパイラル工法を用いた RC 柱において、 δ_{kb} は 内巻き帯鉄筋を配置した 1D 区間以外の一般区間での変位に相当し、外巻き帯鉄筋のみを配置した従来の RC 部材の場合と同様と考えられる。また、 δ_{kl} については、既往の研究 12,13 により、軸方向鉄筋の伸出し量およびそれに伴う回転変位は、最大耐力時以降、頭打ちまたは微減する傾向にあることから、文献(11)における δ_{ml} と同様とした。 δ_{kp} については、式(7)で表される回転角 θ を、塑性ヒンジ部の回転角 θ_{pk} の限界値として適用した。

3.6 引張伸び破断時の変位の評価方法の検証

式(6), (7), (8)により求めた引張伸び破断時の変位と正 負交番載荷試験による載荷点変位を比較することで,引 張伸び破断時の変位の評価方法を検証した。対象とした 試験体は S-7 である。これは,試験体 S-7 については, 18&,正側載荷時に低サイクル疲労により軸方向鉄筋 1 本 が破断した後,そのまま正側単調載荷を行い,耐荷力を 維持したまま試験装置の限界まで変位が計測されている ためである。ただし,実験では残りの軸方向鉄筋の伸び

表-5 破断時伸び量の比較

種類の	鉄筋	試験片	実験値	計算値	
記号	呼び径	No.	破断時伸び量(mm)		実験値/計算値
	16	No.1	75.67	63.18	1.20
		No.2	66.53	63.42	1.05
		No.3	72.66	63.31	1.15
		No.1	56.68	50.72	1.12
	19	No.2	61.46	50.36	1.22
CD245		No.3	53.53	50.77	1.05
SD345	29	No.1	67.03	55.46	1.21
		No.2	64.44	55.68	1.16
		No.3	66.01	55.22	1.20
	32	No.1	61.99	57.44	1.08
		No.2	65.43	57.18	1.14
		No.3	60.56	57.55	1.05
	19	No.1	65.39	63.07	1.04
		No.2	64.69	63.51	1.02
		No.3	65.81	63.57	1.04
	29	No.1	65.94	67.47	0.98
SD390		No.2	73.33	67.26	1.09
		No.3	68.51	67.52	1.01
	32	No.1	74.46	68.58	1.09
		No.2	68.54	69.40	0.99
		No.3	74.43	68.45	1.09
SD490	13	No.1	42.10	44.56	0.94
	35	No.1	70.74	55.16	1.28
3D490		No.2	65.89	55.09	1.20
		No.3	68.56	55.14	1.24

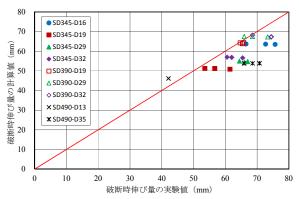


図-6 破断時伸び量の比較

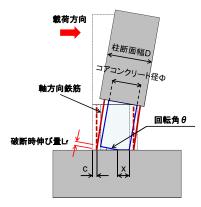


図-7 引張伸び破断時の概念図

破断には至っていない。

試験体 S-7 における荷重-載荷点変位曲線を図-8 に示す。図-8 には、引張伸び破断時の変位の計算値も併せて示す。なお、内巻きスパイラル工法を用いた RC 柱においては、前述したように、1D 区間に配置する外巻き

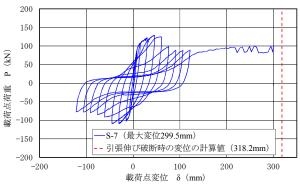


図-8 荷重-載荷点変位曲線 (S-7)

帯鉄筋の定着を直角フックとし、1D区間のかぶりコンクリートが剥落しやすいようにしているため、式(6)における引張前の鉄筋長 L は 1D としている。また、計算値は材料試験結果を反映した値としている。

図-8 より、引張伸び破断時の変位の計算値は 318.2mm となり、試験体 S-7 の最大変位 299.5mm を上回 る結果となったが、実験の最大変位は計算値の 94%となっており、引張伸び破断に近い状態だったと推察される。また、実際の引張伸び破断時の変位がさらに大きくなった場合は計算値が安全側となることから、今後のさらなる検証が必要ではあるが、前述の 3.5 で示した評価方法で求めた引張伸び破断時の変位を設計上の限界変位として適用できる可能性がある。

4. まとめ

内巻き帯鉄筋を配置した RC 柱の軸方向鉄筋が破断する時点の変位について,低サイクル疲労による破断および引張伸びによる破断の2点から評価を行った。以下に,今回の検討の結果,得られた知見を示す。

- (1) 内巻き帯鉄筋を配置した RC 柱部材において、軸方向鉄筋の低サイクル疲労破断時の変位は、既往の研究 5,60を基に、座屈長を 1D に統一し、コアコンクリート内の応力-ひずみ曲線に内巻き帯鉄筋による拘束効果を考慮することで、実験結果を妥当に評価することが可能である。
- (2) 異形鉄筋の破断伸び量については,既往の研究 9,10) を基に,降伏比と一様伸びの関係式および塑性変形 の体積一定条件と断面収縮率を考慮した一様伸び と局部伸びの関係式を用いて,実験結果を妥当に評価することが可能である。
- (3) 3.5 で示した引張伸び破断の変位の評価方法を、設計上の限界変位の評価方法として適用できる可能性があることが確認できた。

参考文献

- 中山弥須夫,石橋忠良,鎌田則夫,鬼柳雄一:帯鉄 筋を密に配置した RC 柱の変形性能,コンクリート 工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.783-788, 1997.7
- 2) 菅野貴浩,石橋忠良,木野淳一,小林薫:軸方向鉄 筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリー ト柱の地震時変形性能,コンクリート工学論文集, Vol.20, No.2, 2009.5
- 3) 石橋忠良, 菅野貴浩, 木野淳一, 小林薫, 小原和宏: 軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の正負交番載荷実験, 土木学会論文集, No.795/V-68, pp.95-110, 2005.8
- 4) 日本コンクリート工学協会:「塑性域の繰り返し劣 化性状」に関するシンポジウム委員会報告, p.108, 1988.8
- 5) 土木学会コンクリート技術シリーズ 48: コンクリート構造物の耐震性能照査技術-現状と将来展望-, pp.36-37, 2002.12
- 6) 瀧口将志,大塚久哲,池永貴史:RC部材の軸方向 鉄筋低サイクル疲労破断評価に用いる曲率-鉄筋 ひずみ関係,土木学会第68回年次学術講演会講演 概要集,V-096,pp.191-192,2013.9
- 7) 山田章史,築嶋大輔,井口重信:軸方向鉄筋の内側 に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の耐 力に関する一考察,コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.127-132, 2014.7
- 8) (財) 日本規格協会: JIS G 3112: 2010 鉄筋コンク リート用棒鋼
- 鈴木博之,堀川浩甫:構造用鋼材の一様伸びに関する二,三の考察,構造工学論文集,Vol.38A,pp.979-987, 1992.3
- 10) 岩田善裕,石原直,向井昭義,西山功,青木博文: 鋼材の素材引張試験における一様伸びと破断伸び の関係,日本建築学会構造系論文集,Vol.78, No.683, pp.223-232, 2013.1
- 11) (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
- 12) 渡邉忠朋,谷村幸裕,瀧口将志,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
- 13) 菅野貴浩, 木野淳一: 円形帯鉄筋を軸方向鉄筋内側 に配置した RC 柱の交番載荷試験時における軸方向 鉄筋伸び出し挙動, 土木学会第 58 回年次学術講演 会講演概要集, V-365, pp.729-730, 2003.9