

論文 高復元性を有する高強度 RC 柱部材に関する実験的研究

谷 昌典^{*1}・孫 玉平^{*2}・藤永 隆^{*3}・折田 考^{*4}

要旨：規格降伏強度 1275N/mm²の高強度鉄筋を主筋に使用した高強度 RC 柱部材に対し、一定軸力下における正負繰り返し水平力載荷実験を行った。主筋を早期に降伏させないために、異形鉄筋と丸鋼の中間的な付着性状を有する主筋を用いることで、残留変形及び残留ひび割れを非常に小さく抑えることができた。また、既往文献で提案された平面保持仮定に基づく曲げ終局耐力算定法では、全体的に危険側の評価となり、試験体によって 20%以上も実験値を過大評価したことから、主筋の付着性状を適切に考慮する必要性を示した。

キーワード：高強度鉄筋，高強度コンクリート，残留変形，残留ひび割れ，曲げ終局耐力

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、建築構造物の耐震設計は仕様規定型から性能評価型に移行し、地震時の安全性だけでなく、地震後の使用性及び修復性といった項目も重要視されるようになった。従来は、RC 部材が示すような紡錘型の履歴は、高いエネルギー吸収性能を有することから、耐震性能が優れているとされてきた。しかし、その反面、地震後の残留変形が大きくなるため、地震後の使用性、修復性の観点からは課題が残されている。

著者らは、RC 柱部材において、鉄筋及びコンクリートを高強度化して、高強度材料の広い弾性範囲を利用することにより、地震後の残留変形を抑制できることを既往の研究において示した^{1), 2)}。ただし、大変形時には主筋が降伏し、残留変形の大きな紡錘型の履歴性状を示す傾向が見られた。そこで、本研究では、残留変形のさらなる抑制を目的として、大変形時にも主筋を降伏させないために、次の 2 点について変更を行った。

1 点目は、主筋の規格降伏強度を既往の研究での 785N/mm²から 1275N/mm²に引き上げた点である。横補強筋に規格降伏強度 1275N/mm²の鉄筋を使用した部材の実験例はいくつか存在するが、主筋に使用した例は現在のところ皆無である。

次に、2 点目は、通常の異形鉄筋に比べて付着性能が劣る鉄筋を主筋に使用した点である。主筋とコンクリート間に適度なすべりを誘発させ、危険断面付近へのひずみ集中を防ぐことにより、早期の主筋降伏を回避する。なお、主筋の付着を除去した手法³⁾も提案されているが、主筋の負担する引張力が大幅に減少し、付着がある場合ほど曲げ耐力を発揮できない。本研究では、主筋に適度な付着力を発生させることで、十分な曲げ耐力を発揮させることを期待している。

本部材では主筋を降伏させないため、エネルギー吸収性能は期待できない。ただし、併用する制震デバイスに地震エネルギーを吸収させることにより、本部材が有する高復元性を生かして、地震後の架構をほぼ無損傷とすることも可能になりうる。

本論文では、主筋及び横補強筋に規格降伏強度 1275N/mm²の高強度鉄筋を使用した高強度 RC 柱の力学性状の把握を目的として実施した正負繰り返し水平力載荷実験について報告する。そして、得られた実験結果に基づき、履歴性状、残留変形、エネルギー吸収性能に関する考察及び曲げ終局耐力評価に関する検討を行う。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体の一覧を表-1 に、試験体の寸法及び配筋詳細を図-1 にそれぞれ示す。試験体は幅 250mm、せい 250mm、柱脚危険断面から水平力載荷位置までの距離が 625mm の片持ち柱部材で、せん断スパン比は 2.5 である。

本実験で使用した鉄筋は、主筋、横補強筋ともに、規格降伏強度 1275N/mm²の高強度鉄筋 (SBPDN1275/1420) である。主筋として、公称直径 12.6mm (呼び名 RB12.6) の異形鉄筋 12 本をかぶり厚 30mm の位置に均等に配置した。主筋比は 2.40% である。主筋に用いた鉄筋は、写真-1 に示すように、丸鋼にスパイラル溝加工した異形鉄筋で、通常の異形鉄筋に比べて表面の凹凸が小さく、丸鋼と異形鉄筋の中間的な付着性能を有するのが特徴である。横補強筋には公称直径 5.0mm (呼び名 RB5.0) の丸鋼を使用した。表-2 に鉄筋の材料試験結果を示す。

コンクリートには設計基準強度 $F_c=72\text{N/mm}^2$ のレディーミクストコンクリートを使用した。粗骨材の最大粒径は 20mm、使用したセメントは普通ポルトランドセメント

*1 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 助教 博士 (工学) (正会員)

*2 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 教授 工博 (正会員)

*3 神戸大学 都市安全研究センター 准教授 博士 (工学) (正会員)

*4 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 大学院生

トである。実験時のシリンダー圧縮強度を表-1に示す。

2.2 実験変数

本実験では、既往の研究結果に基づき、横補強筋の配筋形式と荷重履歴を実験変数に設定した。横補強筋の配筋形式は、図-1に示すように、外周帯筋のみを30mm間隔で配置したシングルタイプ(HS30 Series)と、副帯筋を併用して60mm間隔で配筋したマルチタイプ(HM60 Series)の2種類である。荷重履歴は、一定軸力下におけ

る多数回繰り返し荷重の影響を調べるため、図-2に示すように、同一変位における繰り返し回数が2回及び5回(それぞれ、SL型履歴及びML型履歴とする)の2種類を設定した。

2.3 荷重方法及び測定方法

図-3に荷重装置を示す。1000kN油圧ジャッキで所定の圧縮軸力(全試験体とも900kN)を与えた状態で、300kN油圧ジャッキで水平力を作用させた。各試験体所

表-1 試験体一覧

Specimen	σ_B (N/mm ²)	N (kN)	Lateral reinforcement			Loading type	V_{exp} (kN)	R_{exp} (x10 ⁻² rad.)
			Detail	p_w (%)	ρ_h (%)			
HS30SL	80.5	900 (0.179)	Single type	0.52	1.26	SL	261.3	1.72
HS30ML			□-RB5.0@30			ML	254.0	1.65
HM60SL			Multi type	0.61	1.47	SL	256.2	1.38
HM60ML			▣-RB5.0@60			ML	241.7	1.50

ここに、 σ_B :コンクリートシリンダー圧縮強度、N:軸力(下段括弧内は軸力比 η)、 p_w :横補強筋比、 ρ_h :横補強筋体積比、 V_{exp} :最大水平力実験値(正負平均)、 R_{exp} : V_{exp} 時部材角(正負平均)

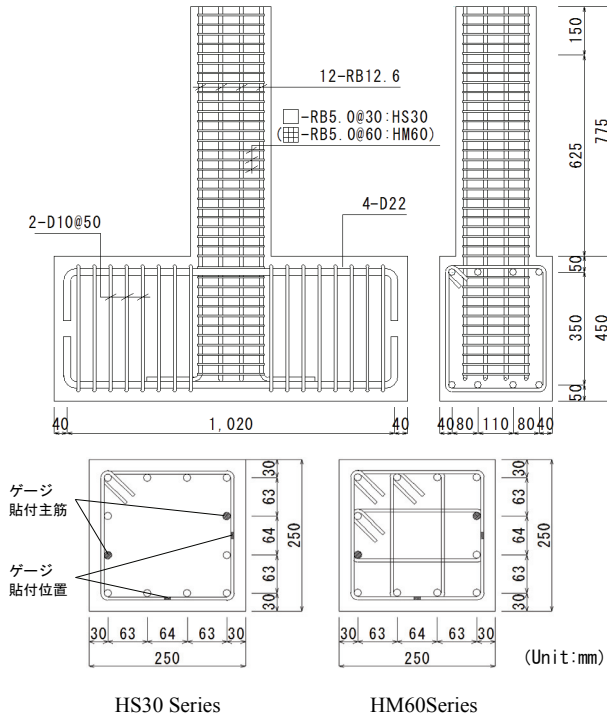


図-1 試験体寸法と配筋

表-2 鉄筋の材料特性

	σ_y (N/mm ²)	ϵ_y (%)	σ_u (N/mm ²)	E_s (kN/mm ²)
RB12.6	1448	0.90	1490	206.1
RB5.0	1485	0.93	1565	204.6

ここに、 σ_y, ϵ_y :0.2%オフセット降伏点応力及びひずみ、 σ_u :引張強度、 E_s :弾性係数



写真-1 主筋に用いた高強度鉄筋⁴⁾

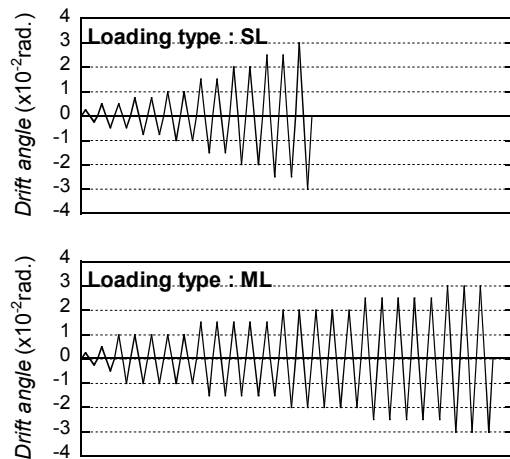


図-2 荷重履歴

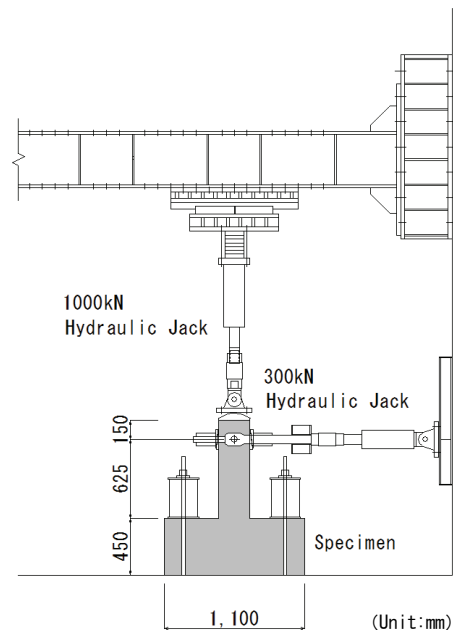


図-3 荷重装置

定の荷重履歴に従い、部材角制御による正負交番繰り返し荷重を行った。部材角は、荷重点に設置した変位計によって測定された水平変位を柱のせん断スパン(625mm)で除することにより算出した。また、主筋及び横補強筋にひずみゲージを貼付し、鉄筋のひずみを測定した。主筋については、図-1の断面図に示す2本に対して、柱脚危険断面から25, 145, 265, 425, 585, 745mmの位置に貼付した。横補強筋については、HS30 Seriesでは柱脚危険断面から30, 150, 270mm、HM60 Seriesでは柱脚危険断面から60, 180, 300mmに位置する横補強筋に対して、図-1の断面図に示す位置に貼付した。いずれもひずみゲージは1か所につき1枚とし、鉄筋の曲げ変形(主筋:荷重方向, 横補強筋:面外方向)の影響を受けない位置に貼付した。

3. 実験結果

3.1 水平力-部材角関係

図-4に実験で得られた各試験体の水平力-部材角関係を示す。図中×印で水平力が最大となった点を示す。各試験体で最大水平力を示した部材角こそ異なるものの、それぞれの挙動に顕著な差は確認できなかった。作用させた軸力が、軸力比で0.18程度と比較的低かったためであると考えられる。

3.2 実験経過

各試験体で大きな差異が無かったため、外周帯筋のみ30mm間隔で配筋し、SL型履歴を受ける試験体であるHS30SLの実験経過を一例として示す。部材角±0.0025rad.のサイクルで危険断面及び部材端部に曲げひ

び割れが発生し、その後、水平力の増加に伴ってひび割れ幅及びひび割れ本数が増加した。部材角±0.0075rad.のサイクル以降は、曲げひび割れが斜め方向に進展した。部材角±0.015rad.のサイクルにおいて圧縮側のかぶりコンクリートが圧壊し始め、部材角0.02rad.及び-0.015rad.で最大水平力を示した。以降、変形の進行とともにコンクリートの破壊を伴って徐々に耐力が低下したが、主筋の降伏及び座屈は発生しなかった。

3.3 残留部材角及び残留ひび割れ幅

地震後に残留する変形やひび割れは、地震後の建物の性能評価における重要な指標となる。ここでは、本実験で計測された残留部材角及び残留ひび割れ幅(水平力除荷後における部材角及びひび割れ幅)を用いて、地震後の修復性及び使用性に関する考察を行う。

図-5に各荷重サイクルごとの残留部材角の推移を示す。いずれの試験体も、最大経験部材角0.01rad.以下であれば、残留部材角は0.001rad.以下、最大経験部材角が0.02rad.以下であれば、残留部材角はおおむね0.002rad.以下となった。横補強筋の配筋方法及び荷重プログラムによる大きな差異は見られなかった。

図-6に各荷重サイクル1回目における残留ひび割れ幅の推移を示す。図-6に示す値は、クラックスケールを用いて計測した、曲げひび割れ及び曲げひび割れから進展したせん断ひび割れの残留ひび割れ幅の最大値である。なお、実験では、部材角が0.01rad.を超えたあたりから、残留せん断ひび割れ幅が残留曲げひび割れ幅を上回る傾向が見られた。図より最大経験部材角が0.02rad.でも残留ひび割れ幅は0.2mm前後で、これは日本建築学

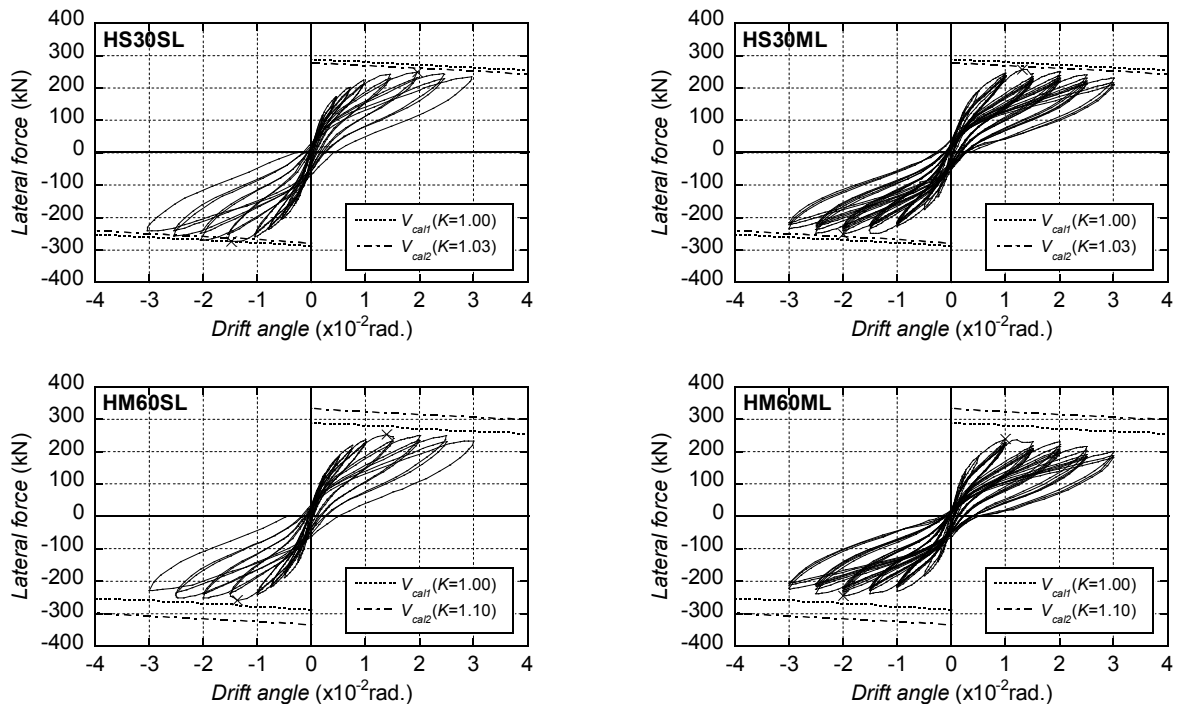


図-4 水平力-部材角関係

会「鉄筋コンクリート建造物の耐震性能評価指針（案）」⁵⁾（以下、性能評価指針）の使用限界状態（補修不要）に相当する。また、最大経験部材角が 0.03rad.でも、性能評価指針の修復限界 I に相当する残留ひび割れ幅 1.0mm には達していない。これらの実験結果は、残留変形及び残留ひび割れを大幅に抑制できていることを示すものである。

3.4 エネルギー吸収性能

各载荷サイクルごとの等価粘性減衰定数 h_{eq} を図-7 に示す。部材角が 0.02rad.程度までの载荷サイクルでは、 h_{eq} は平均 0.07 程度でほぼ一定値を示した。ただし、かぶりコンクリート圧壊により最大耐力を示した部材角 0.015~0.02rad.の载荷サイクルでは h_{eq} が 0.1 近くに増加し、その後も変形の進行に伴って h_{eq} が増加する傾向が見られた。実験時に主筋は未降伏であったことから、エネルギー吸収の大半はコンクリートの破壊によると推

測される。

なお、図-7 より、せん断補強筋の配置方法による影響はほとんど見られない。繰り返し载荷回数についても、部材角 0.015rad.までの最大耐力を発揮する以前の载荷サイクルでは、両者に大きな差は認められない。ただし、部材角 0.02rad.以降では、繰り返し回数の多い ML 型履歴を受ける試験体の方が、各载荷サイクル 1 回目における h_{eq} が平均で約 12%小さい。最大耐力以降は多数回繰り返し载荷によりコンクリートの損傷がより進行したためであると考えられる。一方、各载荷サイクル 2 回目における h_{eq} はほぼ同じであった。

4. 曲げ終局耐力に関する検討

各試験体の最大曲げモーメント実験値（正負平均） M_{exp} を表-3 に示す。HM60 Series の方が HS30 Series に比べて若干低い耐力を示した。载荷履歴の影響については、

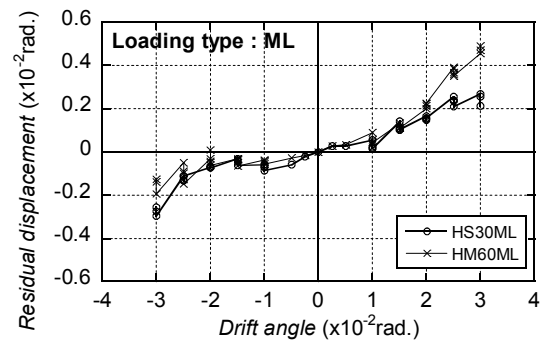
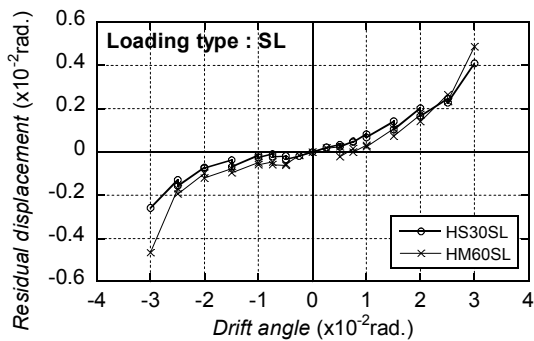


図-5 残留部材角

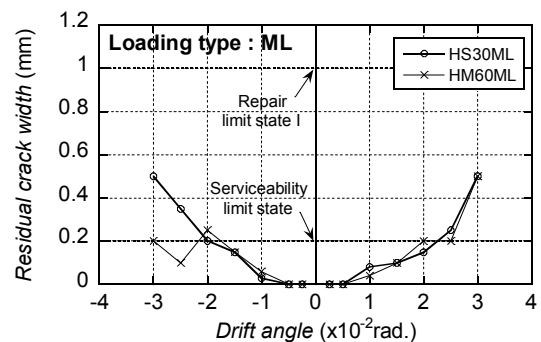
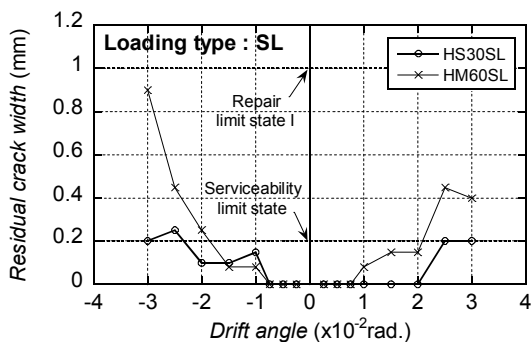


図-6 残留ひび割れ幅

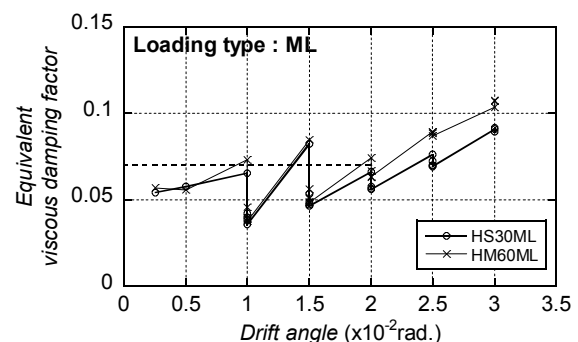
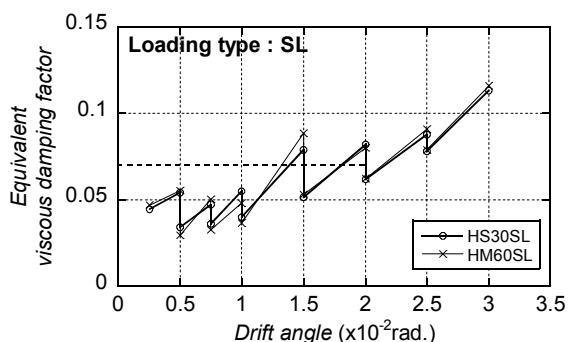


図-7 等価粘性減衰定数

ML 型履歴を受ける試験体の最大曲げモーメントが、SL 型履歴を受ける試験体の 97.5% (HS30 Series), 94.2% (HM60 Series) となり、繰り返し回数の増加による曲げ耐力の低下が見られた。

図-8 に示す等価応力ブロック⁶⁾を用いて計算した曲げ終局耐力計算値 M_{cal1} , M_{cal2} 及びこれらと実験値の比を表-3 に、 M_{cal1} , M_{cal2} に対応したメカニズムラインを図-4 に点線及び一点鎖線でそれぞれ示す。なお、 M_{cal1} は、柱断面の曲げモーメント-曲率関係における 1 次ピーク値に対応する耐力で、横補強筋による拘束効果を見出し、かぶりコンクリートを含めた全断面 (図-9(a)) に対して計算した値である。一方、 M_{cal2} は 2 次ピーク値に対応する耐力で、横補強筋による拘束効果を考慮し、かぶりコンクリートを無視した断面 (図-9(b)) に対して計算した値である。計算仮定を以下に示す。

- 1) 断面に平面保持を仮定する。
- 2) コンクリートは引張応力を負担しない。
- 3) 主筋の応力ひずみ関係は完全弾塑性とする。
- 4) コンクリート圧縮応力は、式(1)~(6)で表わされる横補強筋の拘束効果を考慮した等価応力ブロックを用いて算定する。

$$K = \frac{\sigma_{cB}}{\sigma_B} = \begin{cases} 1.0, & (M_{cal1}) \\ 1 + 11.5 \frac{\rho_h \sigma_{wy}}{\sigma_B} \left(\frac{d''}{C} \right) \left(1 - \frac{s}{2D_c} \right), & (M_{cal2}) \end{cases} \quad (1)$$

$$\alpha_m = \begin{cases} 0.831 - 0.076 \left(\frac{\sigma_B}{42} \right), & (K=1) \\ 0.778 + 0.062K - \frac{0.027}{K - 0.420} \left(\frac{\sigma_B}{42} \right), & (K > 1) \end{cases} \quad (2)$$

$$\beta_m = \begin{cases} 0.429 - 0.010 \left(\frac{\sigma_B}{42} \right), & (K=1) \\ 0.407 + 0.026K - \frac{0.012}{K - 0.335} \left(\frac{\sigma_B}{42} \right), & (K > 1) \end{cases} \quad (3)$$

$$\xi = \frac{\varepsilon_{cm}}{\varepsilon_{co}} = \begin{cases} 1.483 - 0.1 \left(\frac{\sigma_B}{42} \right), & (K=1) \\ 1.375 + 0.108K - 0.1K^{-4} \left(\frac{\sigma_B}{42} \right), & (K > 1) \end{cases} \quad (4)$$

$$\frac{\varepsilon_{co}}{\varepsilon_o} = \begin{cases} 1 + 4.7(K-1), & (K \leq 1.5) \\ 3.35 + 20(K-1.5) & (K > 1.5) \end{cases} \quad (5)$$

$$\varepsilon_o = 0.94 \sigma_B^{0.25} \times 10^{-3} \quad (6)$$

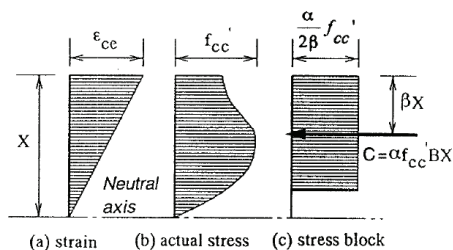
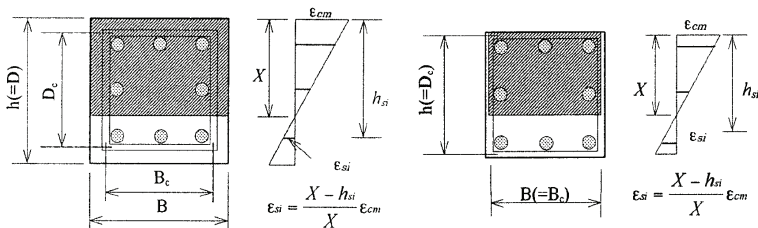


図-8 コンクリート等価応力ブロック⁶⁾

ここで、 K : 拘束による強度上昇係数、 ε_o , ε_{co} : 無拘束及び拘束コンクリート圧縮強度時ひずみ、 σ_{cB} : 拘束コンクリート圧縮強度、 σ_{wy} : 横補強筋降伏強度 (上限値 687N/mm^2)、 d'' : 横補強筋公称直径、 C : 有効横支持長さ、 s : 横補強筋配筋間隔、 D_c : 外周横補強筋芯々間距離である。

1 次ピーク計算値については、全試験体でやや危険側ながら実験値に比較的近い結果となった。かぶりコンクリートが剥離するのとほぼ同時に最大耐力を示した実験時の状況から、この結果は妥当であると言えよう。図-10 に各载荷サイクル 1 回目ピーク時における主筋ひずみ分布を示す。危険断面から約 150mm の範囲で、最大曲げモーメント時はもとより、部材角 0.005rad サイクルの時点で主筋ひずみがほぼ同じ値を示した。このような主筋のひずみ分布は、通常の RC 部材ではモーメントシフトとされることが多い。しかし、本実験では、曲げひび割れが斜め方向に進展する以前にこの現象が確認されており、早期に主筋の付着が劣化した可能性が高い。1 次ピーク計算値が実験値をやや危険側に評価したのは、このためであると考えられる。

2 次ピーク計算値については、HS30 Series では、 M_{cal2} が M_{cal1} よりわずかに小さな値となり、結果的には実験値に近い計算結果となった。一方で、HM60 Series では実験値を約 20% 過大評価した。この原因として次の 2 点が挙げられる。まず、1 点目は、HM60 Series の計算結果では断面最外縁の主筋が引張降伏すると判定されたが、図-11 に示すように実験では主筋は降伏ひずみには全く達していなかった点である。このことは、主筋の付着性を適切に考慮する必要性を示唆している。2 点目は、HS30 Series に比べて拘束効果がかなり大きく評価され (HS30 Series: $K=1.03$, HM60 Series: $K=1.10$)、HM60 Series の方が大幅に大きな計算値となった点である。実験では、主筋の付着が早期に劣化したことでコンクリートの負担が低減され、横補強筋の拘束効果が発揮される前に最大耐力に到達したためと推測される。このことは、実験での最大曲げモーメント時横補強筋ひずみが最大で 0.26% で、これを応力に変換すると約 530N/mm^2 であり、文献 6) の横補強筋降伏強度の上限値に達していなかったことに裏付けられるものである。



(a) M_{cal1} 計算時

(b) M_{cal2} 計算時

図-9 曲げ耐力計算用断面⁶⁾

表-3 曲げ終局耐力

	M_{exp} (kNm)	1st peak		2nd peak	
		M_{cal1} (kNm)	$\frac{M_{exp}}{M_{cal1}}$	M_{cal2} (kNm)	$\frac{M_{exp}}{M_{cal2}}$
HS30SL	173.2	180.2	0.96	173.7	1.00
HS30ML	168.9		0.94		0.97
HM60SL	169.8		0.94	208.7	0.81
HM60ML	160.0		0.89		0.77

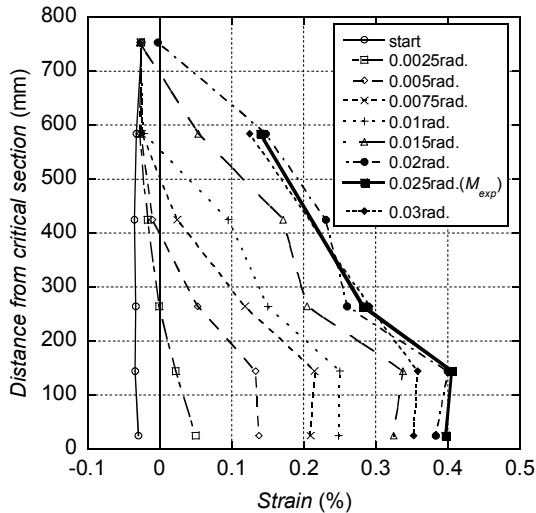


図-10 荷重サイクルピーク時における主筋ひずみ (HM60SL)

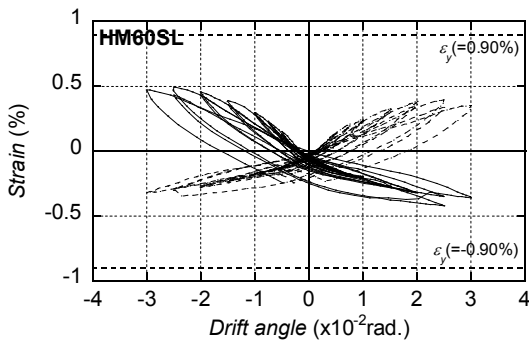


図-11 柱脚危険断面から 25mm 上側での最外縁主筋ひずみ (HM60SL)

5. 結論

主筋-コンクリート間にすべりを誘発させる高強度鉄筋コンクリート柱に対して、一定軸力下における繰り返し曲げせん断実験を計画、実施した。得られた知見を以下に示す。

- (1) 残留変形、残留ひび割れを非常に小さく抑えることが可能で、本部材が高い復元性を有することを示し

た。

- (2) 繰り返し荷重回数を増加させたことにより、最大耐力は若干低下した。また、多数回繰り返し荷重の影響で、1回目の荷重サイクルでのエネルギー吸収が小さくなる傾向が見られた。
- (3) 全体的にエネルギー吸収の小さな履歴を描いた。部材角が 0.02rad.程度までの荷重サイクルでは、 h_{eq} が平均 0.07 程度でほぼ一定値となり、その後、変形の進行に伴って h_{eq} が増加する傾向が見られた。
- (4) 平面保持仮定を用いた曲げ終局耐力評価を行った。1次ピーク計算値及び2次ピーク計算値ともに全試験体において危険側の評価となり、副帯筋を併用した HM60 Series では実験値を大幅に過大評価した。

謝辞

本研究を進めるにあたり、神戸大学技術職員（当時）緒方太氏、同学部生（当時）和田謙吾氏の多大な協力を得た。本実験の試験体に使用した高強度鉄筋は JFE テクノワイヤ株式会社より御提供頂いた。ここに記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 松尾秀典, 孫玉平, 福原武史, 崎野健治: 拘束高強度 RC 柱の繰り返し曲げせん断性状に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.775-780, 2004
- 2) 孫玉平, 陳静, 北島英樹ほか: 高強度鉄筋コンクリート柱の履歴性能に関する研究 (その 1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), C-2, pp.485-490, 2004.8
- 3) 田中睦, 江崎文也, 小野正行, 河本裕行: 高強度アンボンド主筋を用いた RC 柱の履歴性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.181-186, 2004
- 4) JFE テクノワイヤ株式会社ホームページ (http://www.jfe-techno-wire.co.jp/product/rb1275_bar/specifications01.html)
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針 (案)・同解説, pp.169-194, 2004
- 6) Sun, Y., Sakino, K. and Yoshioka, T.: Flexural Behavior of High-Strength RC Columns Confined by Rectilinear Reinforcement, 日本建築学会構造系論文集, 第 486 号, pp.95-106, 1996.8