

論文

[2061] 13000キロ級の高強度せん断補強筋を用いたRC柱の終局せん断耐力

正会員 ○塚本尚由 (佐藤工業(株) 設計部)

正会員 中澤 淳 (川鉄テクノワイヤ(株))

正会員 倉本 洋 (㈱鴻池組技術研究所)

正会員 南 宏一 (大阪工業大学工学部)

1. 序

鉄筋コンクリート (以下、RCと略記) 部材のせん断補強筋として高強度鋼を使用するメリットは、普通強度鋼を使用した場合に比較して、そのせん断補強効果を低下させることなく補強筋量を低減できるところにある。特に、普通強度鋼に対して算出されるせん断補強筋量が、施工上配筋困難な量となる場合、高強度鋼の使用は極めて有効である。しかし一方では、13000キロ級の高強度せん断補強筋を使用したRC柱のせん断破壊性状に関する研究[1]等によって、そのような柱の終局せん断強度時にはせん断補強筋が降伏に至らず、せん断圧縮破壊が先行することが報告されている。また、現行の規準あるいは指針によるせん断設計法でも、せん断強度式に用いる高強度せん断補強筋の設計基準強度はその降伏強度に対してかなり低めの値が採用されている場合が多く、高強度せん断補強筋を使用したRC部材のせん断設計は、普通強度鋼を使用したものと比較してかなり安全側の設計となることも少なくないと考えられる。従って、高強度鋼をRC部材のせん断補強筋としてより効果的、かつ経済的に活用するためには、部材の終局強度時にせん断補強筋が採り得る引張応力度を定量的に評価することが重要である。

そこで本論では、降伏応力度が13000キロ程度の高強度せん断補強筋を使用したRC柱の終局せん断耐力およびせん断破壊性状に対して、せん断補強筋比、柱長さ比および作用軸力等が及ぼす影響を調べた実験に基づいて、特に、(1)実験結果に対する既往の終局せん断耐力評価式の適合性の確認、および(2)最大耐力時にせん断補強筋が採り得る引張応力度の評価に重点をおいて検討する。

2. 実験計画

実験は、C1シリーズおよびC2シリーズの2種類を計画した。表1に実験計画を示す。C1シリーズでは、高強度せん断補強筋を用いたRC柱の終局せん断耐力およびせん断破壊性状に及ぼす柱長さ比(H/D)、作用軸力比(n)およびせん断補強筋比(P<sub>w</sub>)の影響を検討するために、12体の試験体について実験を行った。C2シリーズでは、①引張軸力を受けるRC柱のせん断破壊性状、②高主筋量、高せん断補強筋量を施したRC柱のせん断破壊性状、および③主筋量およびコンクリート強度が終局せん断耐力に及ぼす影響、等を検討するために作用軸力比、引張主筋比、コンクリート強度およびせん断補強筋比を実験変数に13体の試験体について実験を行った。

表1 実験計画

試験体名	柱長さ比 H/D	軸力比 n	P <sub>w</sub> (%)	F <sub>c</sub> kgf/cm <sup>2</sup>	P <sub>t</sub> (%)		
A 2 1 2	2	0.10	0.2	360	1.7 (S-D19)		
A 2 3 1		0.30	0.1				
A 2 3 2			0.2				
A 2 3 3			0.3				
A 2 3 4	0.4						
A 2 5 2	0.45	0.2					
A 3 1 2	3	0.10	0.2				
A 3 3 2		0.30	0.2				
A 3 3 4			0.4				
A 3 5 2			0.45				
A 4 3 2	4		0.30			0.2	
A 4 3 4		0.4					
B T 2 4 4	2.5	-0.6±1	240	1.7 (S-D19)			
B T 3 4 4			420	2.3 (S-D22)			
B 0 2 2 4		0	0.4	240	1.7 (S-D19)		
B 0 2 4 4				420	1.7 (S-D19)		
B 0 3 4 4				420	2.3 (S-D22)		
B 3 1 4 4		0.30	0.30	420	1.2 (S-D16)		
B 3 2 2 4				240	1.7 (S-D19)		
B 3 2 4 4						420	
B 3 2 7 4						700	
B 3 3 4 4				0.4	0.7	420	2.3 (S-D22)
B 3 3 4 7						420	
B 5 2 4 4		0.50	0.4	0.7	420	1.7 (S-D19)	
B 5 2 4 7							

$$*1 : N = -0.6 \cdot 2 \cdot A_t \cdot \sigma_y$$

図1に試験体の形状寸法および断面構成を示す。柱断面形状 $B \times D$ は $40 \times 40$ (cm)とし、両シリーズ共通とした。柱長さ $H$ は、C1シリーズでは80、120および160(cm)の3種類としたが、C2シリーズでは100(cm)とし、各試験体共通とした。また、両シリーズとも主筋にはSD40筋を、せん断補強筋には降伏応力度が $13000 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の異形PC鋼棒リバーボンを角スパイラルとして配筋した。表2および表3に鋼材およびコンクリートの力学的性質を示す。

### 3. 実験結果

#### 3.1. 履歴曲線

図2に荷重-変形包絡線の一例を示す。縦軸は作用せん断力 $Q$ を、横軸は変位部材角 $R$ を表す。なお、同図(a)および(b)は、それぞれC1シリーズのせん断補強筋比を実験変数とした試験体、およびC2シリーズの作用軸力比を実験変数とした試験体を示している。

C1シリーズのせん断補強筋比を実験変数とした試験体において、 $P_w=0.1\%$ の試験体A231では、

$R=0.003 \text{ rad}$ で、柱頭と柱脚の隅角部を結ぶ対角線上にせん断ひび割れが発生した直後、せん断補強筋の破断によって脆性的な破壊に至った。 $P_w=0.2\%$ および $0.3\%$ の試験体A232およびA233は、 $R=0.008 \text{ rad}$ 、および $R=0.010 \text{ rad}$ で最大耐力に到達した直後、柱頭、柱脚部の圧壊およびせん断ひび割れの進展によって急激な耐力低下が生じ、せん断圧縮破壊の様相を呈した。 $P_w=0.4\%$ の試験体A234では $R=0.010 \text{ rad}$ で最大耐力に達した後、変位振幅の漸増に伴い耐力劣化を生じたが、最大変形量が $R=0.020 \text{ rad}$ まで達し、脆性的な破壊は回避できた。

C2シリーズの軸力比を実験変数とした試験体BT244、B0244、B3244およびB5244では、引張軸力を受ける試験体BT244は、 $R=0.010 \text{ rad}$ で理論上の曲げ耐力に達した後、 $R=0.020 \text{ rad}$ で最大耐力に達した。最大耐力以後、耐力低下は認められず、実験終了時の変位部材角 $R=0.05 \text{ rad}$ の変位量は維持できたものの、エネルギー消費能力の乏しい逆S字形の履歴を示した。軸力比 $n$ が0の試験体B0244は、 $R=0.015 \text{ rad}$ で最大耐力に達した。最大耐力以後、変位振幅の漸増に伴って耐力劣化が

表2 コンクリートの力学的特性

鉄筋の種類		降伏応力度 ( $\text{kgf/cm}^2$ )	引張強度 ( $\text{kgf/cm}^2$ )	伸び (%)	ヤング係数 ( $\text{kgf/cm}^2$ )
主筋	D16	4650	6800	20.0	$1.90 \times 10^6$
	D19	4340	6500	20.3	$1.99 \times 10^6$
	D22	4330	6253	25.7	$1.88 \times 10^6$
補強筋	R6.4φ	14300	15130	11.0	$2.03 \times 10^6$
	R7.4φ	14840	15100	15.0	$2.06 \times 10^6$

\*) R6.4φ、R7.4φの降伏応力度は、0.2%の永久伸びに対する応力とする。

表3 鋼材の力学的特性

シリーズ	呼び強度 ( $\text{kgf/cm}^2$ )	実験時強度 ( $\text{kgf/cm}^2$ )
C1	360	450 (H/D=2) 420 (H/D=3,4)
	240	240
C2	420	370 先打ち*1 435 後打ち*2
	700	610

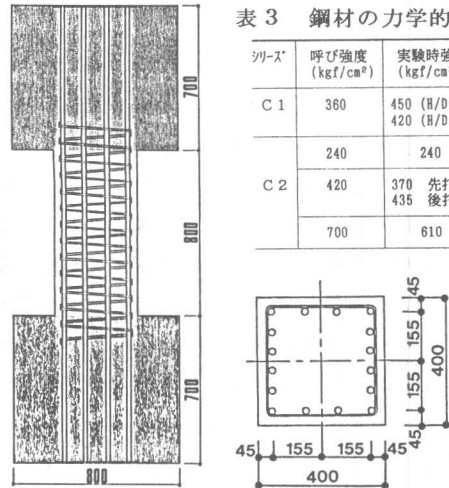


図1 試験体の形状寸法

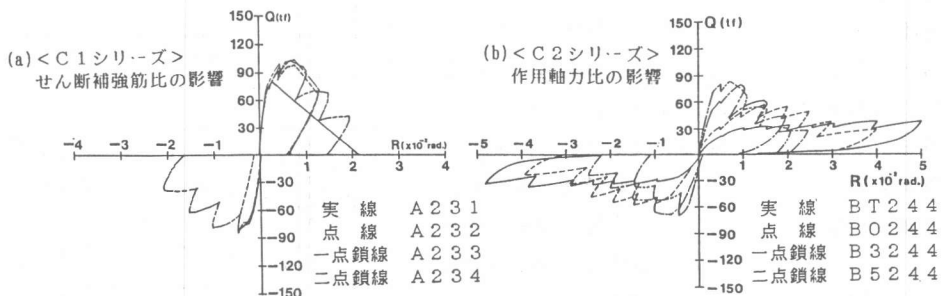


図2 包絡線

著しく、かつエネルギー消費能力の乏しい逆S字形の履歴を示した。軸力比 $n$ が0.3の試験体B3244および0.5の試験体B5244は、それぞれ $R=0.0103\text{rad}$ 、および $R=0.0078\text{rad}$ で最大耐力に達した。その後、最大耐力時に発生した柱頭、柱脚部の圧壊およびせん断ひび割れの進展によって耐力低下を生じ、それぞれ $R=0.025\text{rad}$ 、および $R=0.020\text{rad}$ で軸力を維持できなくなり破壊に至った。

### 3.2. せん断補強筋の引張応力度分布

図3に最大耐力時のせん断補強筋の引張応力度分布を示す。横軸は各試験体の材長に沿って9ヶ所(ただし、 $H/D=2$ の試験体では5ヶ所)に貼付けたひずみゲージの測定値から求めたせん断補強筋の引張応力度を示し、縦軸はひずみゲージの貼付け位置を表わしている。また、一点鎖線はせん断補強筋の降伏応力度 $\sigma_{wy}$ を表す。

なお、同図(a)および(b)はC1シリーズのせん断補強筋比および柱長さ比を実験変数とした試験体を、(c)および(d)はC2シリーズのコンクリート強度および引張主筋比を実験変数とした試験体をそれぞれ示している。

C1シリーズにおいて、各試験体のせん断補強筋の引張応力度分布は、柱中央部付近の引張応力度が、柱頭および柱脚部付近に比べ卓越する凸形を示した。この傾向は同図(a)および(b)に示されるように、せん断補強筋量が少ない試験体程、および柱長さが短い試験体程顕著であった。なお、図3(a)において、試験体A231では前述したように極めて脆性的な破壊を生じ、最大強度時におけるひずみの測定が不可能であったため、最大強度時の一回前のステップにおける測定値を示している。

C2シリーズにおいて、各試験体のせん断補強筋の引張応力度分布は、引張軸力を負荷した試験体を除いて、C1シリーズ同様、柱中央部付近の引張応力度が柱頭および柱脚部付近に比べ卓越する凸形を示した。なお、同図(c)および(d)に示すコンクリート強度および引張主筋比を変数とした試験体の応力度分布にはコンクリート強度および引張主筋比の相違による差異は認められなかった。

以上の考察より、せん断補強筋の引張応力度分布は、コンクリート強度および引張主筋比による影響はほとんど認められないが、せん断補強筋比および柱長さ比に影響を受けている。なお、本実験では、柱長さの長い試験体が曲げ降伏したことを考慮すれば、せん断補強筋の引張応力度分布はせん断補強筋比のみに影響を受けるとも考えることができるであろう。

本論では、せん断補強筋の引張応力度分布における柱中央部付近の3測定点の応力度の平均値を、せん断補強筋の平均応力度 $\sigma^*$ と定義する。表5に $\sigma^*$ の値を、図4に $\sigma^*$ を棒グラフとして示す。同表および同図より、 $\sigma^*$ はせん断補強筋比によって大きく影響を受けて

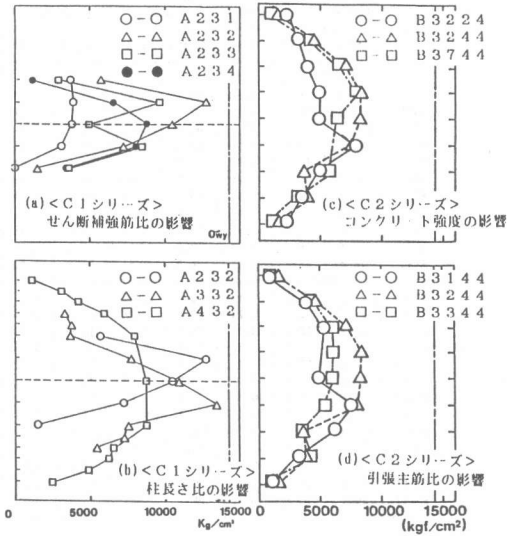


図3 せん断補強筋の引張応力度分布

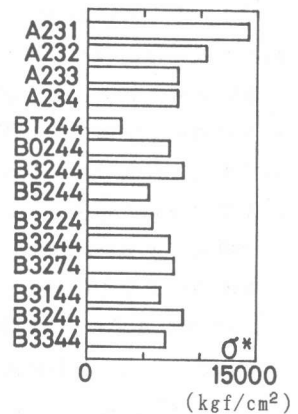


図4 平均応力度 $\sigma^*$

表4  $\sigma_{wy}$ を用いた実験値と理論値の比較 表5  $\sigma^*$ を用いた実験値と理論値の比較

試験体名	実験値			曲げ耐力		修正南式		A 法		B 法		$\sigma^*$	修正南式		A 法		B 法	
	Q(tf)	Q <sub>r</sub> (tf)	比率	Q <sub>n</sub> (tf)	比率	Q <sub>r</sub> (tf)	比率	Q <sub>n</sub> (tf)	比率	Q <sub>r</sub> (tf)	比率		Q <sub>n</sub> (tf)	比率	Q <sub>r</sub> (tf)	比率	Q <sub>n</sub> (tf)	比率
A212	72.8	99.2	0.81	94.9	0.84	65.7	1.22	80.6	0.99	8718	91.3	0.88	60.0	1.34	76.8	1.04		
A231	80.8	140.3	0.58	92.4	0.88	53.0	1.54	72.2	1.13	14300	90.6	0.90	53.0	1.54	72.2	1.13		
A232	77.3	140.3	0.72	99.8	1.01	65.7	1.54	80.6	1.25	10518	96.1	1.05	64.0	1.58	79.5	1.27		
A233	105.3	140.3	0.76	107.1	1.00	78.3	1.36	89.1	1.20	7947	100.6	1.06	67.2	1.59	81.6	1.31		
A234	105.0	140.3	0.76	114.5	0.93	90.1	1.18	97.5	1.09	8018	106.0	1.01	76.4	1.40	87.8	1.21		
A252	102.4	153.8	0.67	99.8	1.04	65.7	1.58	80.6	1.28	5912	92.7	1.12	53.7	1.93	72.6	1.43		
A312	68.3	64.1	1.08	67.2	1.03	55.4	1.24	69.1	1.00	10165	63.9	1.08	55.2	1.25	69.0	1.00		
A332	77.3	89.0	0.89	69.1	1.14	55.4	1.43	69.1	1.14	11275	65.8	1.20	55.4	1.43	69.1	1.14		
A334	91.2	89.0	1.05	85.0	1.10	84.3	1.11	85.0	1.10	6114	72.2	1.29	61.0	1.53	72.2	1.29		
A352	91.1	97.2	0.96	69.1	1.35	55.4	1.68	69.1	1.35	7756	65.2	1.43	48.4	1.92	65.2	1.43		
A432	64.1	66.8	0.99	57.5	1.14	52.3	1.26	57.5	1.14	6675	51.6	1.28	41.0	1.60	51.6	1.28		
A434	73.4	66.8	1.13	74.7	1.01	84.3	0.90	74.7	1.01	3040	50.6	1.50	39.1	1.93	50.6	1.50		
BT244	31.9	28.3	1.13	52.0	0.61	88.0	0.36	91.9	0.35	2972	36.4	0.90	47.8	0.69	67.7	0.49		
BT344	44.3	36.3	1.22	59.8	0.74	88.0	0.50	91.9	0.48	5906	52.7	0.78	63.0	0.65	76.7	0.53		
B0224	50.9	56.3	0.90	55.0	0.93	52.6	0.97	50.7	1.00	4075	48.8	1.04	42.6	1.19	44.8	1.14		
B0244	56.2	60.2	0.93	79.4	0.71	88.0	0.64	91.9	0.61	7255	76.2	0.74	70.0	0.80	80.8	0.70		
B0344	64.2	76.7	0.84	78.9	0.81	77.4	0.83	78.2	0.82	7394	78.0	0.82	67.7	0.95	72.5	0.89		
B3144	73.6	88.0	0.84	79.3	0.93	77.4	0.95	78.2	0.94	6516	75.9	0.97	63.2	1.16	69.8	1.05		
B3224	63.2	83.8	0.75	55.0	1.15	52.6	1.20	50.7	1.25	5827	53.9	1.17	51.7	1.22	50.2	1.26		
B3244	82.5	110.0	0.75	91.2	0.90	88.0	0.94	91.9	0.90	8503	91.2	0.90	76.5	1.08	84.6	0.97		
B3274	106.0	135.5	0.79	122.7	0.86	107.4	0.99	127.6	0.83	7686	116.3	0.91	77.0	1.38	105.7	1.00		
B3344	74.2	119.0	0.62	79.3	0.94	77.4	0.96	78.2	0.95	6985	77.3	0.96	65.6	1.13	71.2	1.04		
B3347	82.1	119.0	0.70	96.7	0.86	93.6	0.89	100.1	0.83	4813	81.8	1.02	73.7	1.13	76.0	1.09		
B5244	87.9	121.1	0.73	91.2	0.96	88.0	1.00	91.9	0.96	5472	82.9	1.06	60.7	1.45	75.4	1.17		
B5247	80.4	100.7	0.73	96.7	0.83	93.6	0.86	100.1	0.80	5515	85.4	0.94	79.6	1.01	79.8	1.01		

いるが、コンクリート強度および引張主筋比にはほとんど影響を受けていないのがわかる。また、 $\sigma^*$ によるせん断補強効果 $P_w \cdot \sigma^*$ は、曲げ降伏した試験体および最大耐力時の部材角が極めて小さかった試験体を除くと、 $P_w=0.2\%$ の試験体では17.4~22.6kgf/cm<sup>2</sup>の範囲に、 $P_w=0.4\%$ の試験体は23.3~34.0kgf/cm<sup>2</sup>の範囲にあり、 $P_w \cdot \sigma^*$ はせん断補強筋比が大きくなるに従い増加する傾向が示された。

#### 4. 終局せん断耐力の検討

表4に最大耐力実験値、理論値および実験値と理論値の比率を示す。表5にせん断補強筋の降伏応力度として平均値応力度 $\sigma^*$ を用いて求めたせん断耐力計算値および実験値と計算値の比率を示す。表6にせん断強度式[2,3]を示す。

C1シリーズにおいて、実験値と計算値の比は、修正南式では0.84~1.35の範囲にあり、作用軸力の低い試験体およびせん断補強筋量が少なく、柱

長さの短い試験体で危険側の評価を与えるものの、修正南式によって実験値を概ね評価することができる。A法では、曲げ降伏した試験体を除いて、その比率は1.11~1.68の範囲にあり、全試験体で安全側の評価を与えた。B法でも実験値と計算値の比率は0.99~1.35の範囲にあり、計算値は概ね実験値を評価している。また、A法およびB法ともに軸力の影響を考慮していないため、作用軸力が大きくなるにつれて安全率は大きくなる結果を示した。一方、せん断補強筋の応力度に $\sigma^*$ を用いた場合、実験値と修正南式による計算値の比率は0.88~1.43の範囲にあり、実験値は修正南式によって概ね評価された。また、A法およびB法では実験値と計算値の比率は、それぞれ1.06~1.50および1.25~1.93の範囲にあり、安全側の結果を与える傾向を示した。

C2シリーズにおいて、引張軸力を負荷した試験体では計算上の耐力が曲げ強度で決定されて

表6 せん断強度式

#### A法

$$Q_t = Q_1 + Q_n$$

ここに、

$$Q_t = b \cdot d \cdot P_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi$$

$$Q_n = 1/2 \cdot b \cdot D \cdot \gamma \cdot (1 - \beta) \cdot F_c \cdot \tan \theta$$

$$\gamma = 0.7 - F_c / 2000, \beta = P_w \cdot \sigma_{wy} \cdot (1 + \cot^2 \phi) / (\gamma \cdot F_c)$$

$$\tan \theta = \sqrt{[H^2 + D^2] - H} / D$$

$$\cot \phi = \min(1, 2, 3)$$

$$1: \cot \phi = \sqrt{[F_c / (P_w \cdot \sigma_{wy})] - 1}$$

$$2: \cot \phi = d / (D \cdot \tan \theta)$$

$$3: \cot \phi = 2$$

ただし、 $\sigma_{wy} \geq 25 \cdot F_c$ のとき、 $\sigma_{wy} = 25 \cdot F_c$

#### B法

$$Q_B = Q_t + Q_n$$

ここに、

$$Q_t = b \cdot d \cdot P_w \cdot \sigma_{wy}$$

$$Q_n = 1/2 \cdot b \cdot D \cdot \gamma \cdot (1 - \beta) \cdot F_c \cdot \tan \theta$$

$$\gamma = (H/D + 1) / 4, \beta = P_w \cdot \sigma_{wy} / (\gamma \cdot F_c)$$

$$\tan \theta = \sqrt{[H^2 + D^2] - H} / D$$

ただし、 $\sigma_{wy} \geq 25 \cdot F_c$ のとき、 $\sigma_{wy} = 25 \cdot F_c$

#### 修正南式

$$Q_n = Q_t + Q_n$$

ここに、

$$Q_t = b \cdot d \cdot P_w \cdot \sigma_{wy}$$

$$Q_n = (\gamma - \alpha \cdot \beta) \cdot b \cdot D \cdot F_c$$

$$n \leq 0.5 - 2\Phi \text{ のとき、}$$

$$\gamma = \sqrt{[4(n+2\Phi) \cdot (1-n-2\Phi) + \eta^2] - \eta} / 2$$

$$n > 0.5 - 2\Phi \text{ のとき、} \gamma = \alpha = \sqrt{[1 + \eta^2] - \eta} / 2$$

ただし、 $Q_n \leq (b \cdot d \cdot F_c / 2) \cdot \gamma / \alpha$

$$\sigma_{wy} \geq 400 \cdot \sqrt{F_c} \text{ のとき } \sigma_{wy} = 400 \cdot \sqrt{F_c}$$

おり、実験結果に対して1.2程度安全側の評価となっている。一方その他の試験体に対しては、修正南式、A法およびB法によるせん断耐力計算値がほとんどの試験体に対して危険側の評価を与える結果となっている。実験値とそれぞれの算定式による計算値の比は、修正南式で0.83~1.15、A法で0.86~1.20、B法で0.80~1.25の範囲の値を示した。しかし、せん断補強筋の応力度に $\sigma^*$ を用いた場合には危険側の評価は解消され、実験値と計算値の比率は修正南式で0.90~1.17の範囲に、A法およびB法ではそれぞれ1.01~1.45 および0.97~1.26の範囲にあり、安全側の評価を与える傾向を示した。

以上の考察より、 $\sigma^*$ を用いることで、A法およびB法による計算値は実験値を安全側に評価する傾向が見られたが、修正南式による計算値は実験値を概ね評価していることから、修正南式で仮定したせん断抵抗機構がある程度妥当性を持っているものといえる。

### 5. せん断補強筋応力度の上限値の理論的評価

前節では、せん断補強筋の応力度として平均応力度 $\sigma^*$ を用いることにより、修正南式によってRC部材の終局せん断耐力を概ね評価できることが示された。従って、 $\sigma^*$ の値が何等かの方法で評価できれば、終局せん断耐力の算定に対してより有効であると考えられる。そこで本章では、 $\sigma^*$ をCollinsらの提案した修正圧縮場理論[4]を用いて理論的に評価することを試みる。

Collinsらの理論は、「Membrane element」に対する解析方法であり、本実験の試験体のように曲げ変形が存在する部材に対しての適用は難しい。しかしここでは、実験結果からせん断補強筋の引張応力度分布が最も大きくなる柱中央部では、図5に示すようにコンクリート要素の鉛直方向の応力 $f_{oy}$ は、作用圧縮力と左右の主筋の引張力によって、かつ水平方向の応力 $f_{ox}$ は、せん断補強筋の引張力によって、それぞれ一様に分布するものと仮定する。さらに各頂辺では一様なせん断応力を受けるものと仮定し、Collinsの理論によって、荷重-変形曲線およびせん断補強筋のひずみの推移を予測することを試みる。

Collinsの理論から得られた計算結果を図6に示す。図6は試験体A232およびA234のそれぞれに対して、せん断応力度 $\tau$ と部材角 $R$ の関係(図中の上部分)およびせん断補強筋の引張ひずみ $\epsilon$ と部材角 $R$ の関係(図中の下部分)を併せて示している。図中の実線は計算結果を、●印は実験値を表している。なお、 $\epsilon - R$ 関係において、ひずみの推移に関する実験値は柱中央部付近で最も引張応力度が卓越したせん断補強筋のひずみを用い、図中の一点鎖線は $\epsilon_y (= \sigma_{wy}/E_s; \sigma_{wy} = 14300 \text{ kgf/cm}^2)$ を、二点鎖線は修正南式のせん断補強筋の応力度の上限値 $400 \cdot \sqrt{F_c}$ から求まるひずみ $\epsilon_y' (= 400 \cdot \sqrt{F_c}/E_s)$ をそれぞれ示している。 $\tau - R$ 関係における実験結果と計算結果を比較すると、ひび割れ発生までの剛性に関しては計算値が実験値を過大評価する結果となった。

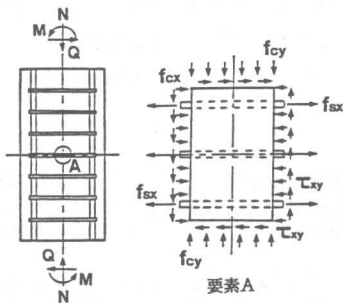


図5 解析モデル

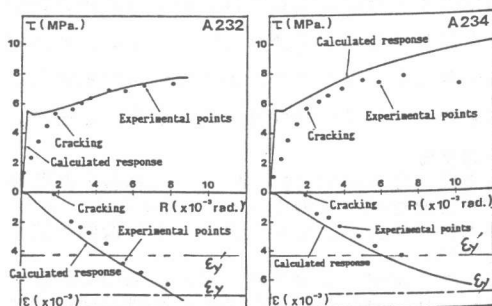


図6 Collins理論による計算値と実験値の比較

しかし、ひび割れ発生応力は各試験体とも計算値とよい対応を示し、さらに、ひび割れ発生後の荷重-変形関係も概ね評価しているのがわかる。また、 $\epsilon - R$ 関係に示されるように、せん断補強筋のひずみ  $\epsilon$  の計算値はひび割れ発生以後、実験値が直線的に推移していく傾向をとらえている。さらに、最大耐力時のひずみは、 $\epsilon_y'$ 程度にとどまっているのがわかる。従って、図5に示すように、柱中央部において単純化したモデルにCollinsらの理論を適用することで、最大耐力時までの荷重-変形曲線および柱中央部付近のせん断補強筋のひずみ推移がある程度予測できると考えられる。

### 6. 平均応力度 $\sigma^*$ の検討

図7にせん断補強筋の平均応力度  $\sigma^*$  をコンクリート強度により無次元化した  $\sigma^*/\sqrt{F_c}$ 。(以下、無次元化平均応力度と呼ぶ。)と  $P_w$  の関係を示す。図中の●および△印は実験値を表す。なお、●印は、C1シリーズのコンクリート強度が  $450 \text{ kgf/cm}^2$  の試験体を示している。また、実線は修正南式において採用されているせん断補強筋応力度の上限値  $400\sqrt{F_c}$  を、また、点線は後述する(1)式を示している。同図に示すように、 $\sigma^*/\sqrt{F_c} - P_w$  関係で整理した場合、実験から得られた平均応力度  $\sigma^*$  は  $P_w$  にかかわらず概ね  $400\sqrt{F_c}$  によって評価できるとみなすことができ、修正南式におけるせん断補強筋応力度の上限値の評価の妥当性が裏付けられる。しかしながら、 $P_w$  が増加するほど  $\sigma^*/\sqrt{F_c}$  の値が減少する傾向も認められる。そこで、本実験結果に基づく評価式の一例として(1)式を示す。なお、(1)式は、3.2節で示した  $\sigma^*$  の値がせん断補強筋比のみに大きく影響を受けるという実験結果を参考に、 $P_w$  のみを変数とした試験体(●印)4体について最少自乗法によって求めたものである。

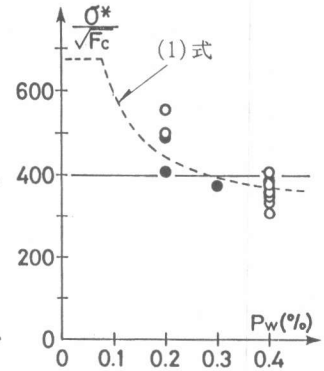


図7 平均応力度  $\sigma^*$  の検討

$$\sigma^* = \min(\sigma^*_1, \sigma^*_2) \quad (1)$$

$$\sigma^*_1 = 6300 + 6.23/P_w, \quad \sigma^*_2 = \sigma_{wy}' \quad (\sigma_{wy}' = 14300 \text{ kgf/cm}^2)$$

以上の考察より、せん断補強筋の最大耐力時の平均応力度  $\sigma^*$  は、 $400\sqrt{F_c}$  によって概ね評価できることが示された。しかし、本実験結果から  $\sigma^*$  は、せん断補強筋比  $P_w$  に影響を受けることが示され、今後、 $P_w$  の影響を考慮して  $\sigma^*$  の評価法を確立していくことが必要であると考えられる。

### 7. 結論

13000kg級の高強度せん断補強筋を使用した鉄筋コンクリート柱の最大強度時におけるせん断補強筋の平均応力度  $\sigma^*$  は、修正南式においてその上限値として与えられている  $400\sqrt{F_c}$  によって概ね評価できる。しかし、 $\sigma^*$  はせん断補強筋比  $P_w$  の影響を若干受ける傾向にあり、今後  $P_w$  の影響を考慮した  $\sigma^*$  の評価法を確立していく必要がある。また、既往のせん断強度式による終局せん断強度の予測精度に関しては、修正南式が実験結果を適切に評価している点で、学会指針(案)A法およびB法に比して優れている。なお、A法およびB法によっても実験結果に対して安全側の評価を与えることができ、高強度せん断補強筋を使用した鉄筋コンクリート部材に対しても、せん断強度式として十分な精度を有していると言えよう。

### 8. 参考文献

- [1] 例えば、塚本尚由、他7名；13000kg級の高強度せん断補強筋を用いた40cm角断面のRC柱のせん断破壊性状(その1～5)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1989年10月、pp.693-702
- [2] 日本建築学会；鉄筋コンクリート構造物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説、1988年10月、pp.112-129
- [3] 倉本洋、南宏一；マクロモデルに基づく鉄筋コンクリート梁および柱のせん断強度評価式の検証、JCIニキム「RC構造のせん断設計法に関する解析的研究」論文集、1989.10、pp.203-210
- [4] Vecchio F.J. and M.P.Collins, "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear", ACI JOURNAL, March-April 1986, pp.216-231