

論文

[2035] 繰り返し曲げせん断を受ける13000キロ級の高強度せん断補強筋を用いたRC梁のせん断および付着割裂破壊性状

正会員○中沢 淳 (川鉄テクノワイヤ㈱)

正会員 塚本尚由 (佐藤工業㈱ 設計部)

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という。) 部材の破壊形式としては、曲げ破壊、せん断破壊および付着割裂破壊の3つに大別できる。しかし、曲げモーメント、せん断力および軸力の複合応力下におけるRC部材では、特殊な場合を除いてはそれらの破壊が独立に生じることは少なく、曲げせん断破壊、付着割裂せん断破壊など、複数の破壊形式が混在する場合が多い。それらの破壊形式の一つとして曲げ降伏後の付着割裂破壊がある。この破壊は、近年のRC構造物に対する超軽量化および超高層化の要求、さらには梁降伏型の全体崩壊形を念頭に置いた耐震設計法の発達によって、特に、梁部材において生じる可能性が多くなるものと考えられる。

一方、ここ10余年の間に、13000キロ級の高強度せん断補強筋を使用したRC梁 および柱部材に関する実験的研究が精力的に行われてきており[1]、 それらのせん断破壊性状および高強度せん断補強筋の有効性が明らかにされてきている。しかしながら、それらの研究のほとんどは、曲げ降伏する以前にせん断破壊を生じるRC部材を対象になされたものであり、高強度せん断補強筋によるRC部材の靱性改善効果に着目したものは少ない。

そこで、筆者らは、曲げ降伏後にせん断破壊あるいは付着割裂破壊を生じるRC梁に対して、13000キロ級の高強度せん断補強筋による補強効果を把握することを主目的として、せん断補強筋比、引張鉄筋比、コンクリート強度およびせん断補強筋の加工形状の異なるRC梁9体の実験を行った。本論では、これらの実験結果より高強度せん断補強筋を用いたRC梁の曲げ降伏後のせん断破壊性状および付着割裂破壊性状に及ぼす各実験変数の影響について考察し、高強度せん断補強筋による靱性改善効果について検討する。また、筆者らの提案する修正南式[2] および8000キロ級の高強度せん断補強筋を使用した部材に対する設計式として提案されている K, S, S, 式[3]による計算値と実験値を比較し、それらの式の有効性についても併せて検討する。

2. 実験

表1に実験計画を示す。計画した試験体は9体である。実験変数として、せん断補強筋比、引張主筋比、コンクリート強度およびせん断補強筋の加工形状の4種類を選択した。せん断補強筋比; P_w は0.2, 0.4および0.6%の3種類、コンクリート強度; F_c は240および360 (kgf/cm^2) の2種類、引張主筋比; P_t は1.21%(3-D19)、1.61%(3-D22)、2.11%(5-D19)および2.95%(5-D22)の4種類、

表1 実験計画

試験体名	P_t (%)	主筋	F_c (kgf/cm^2)	P_w (%)	せん断補強筋
C 5 1 3 2 S	2.11	5-D19	315	0.20	6.4 ϕ - @ 150
C 5 1 3 4 S				0.40	6.4 ϕ - @ 75
C 5 1 3 6 S				0.60	6.4 ϕ - @ 50
C 5 1 2 4 S			230		
C 3 1 3 4 S	1.21	3-D19	315	0.40	6.4 ϕ - @ 75
C 5 2 3 4 S	2.95	5-D22			
C 3 2 3 4 S	1.61	3-D22			
C 5 1 3 4 F	2.11	5-D19			
C 5 1 3 4 C					

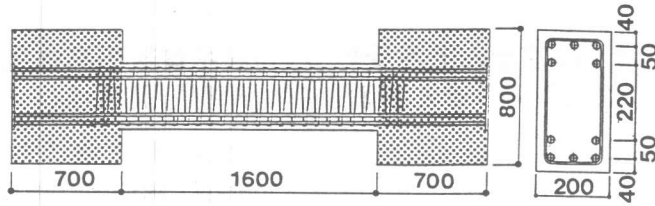


図1 形状寸法および断面構成

および加工形状はスパイラル形式、標準135°フック形式および135°フックと90°フックの組合せによるキャップタイ形式の3種類とした。

図1に試験体C5134Sの形状寸法をおよび断面構成を一例として示す。各試験体と

もに断面形状は、 $b \times D = 20\text{cm} \times 40\text{cm}$ とし実大の1/2スケールを想定した。また、せん断スパン比は $a/D = 2.0$ とした。せん断補強筋には異形PC鋼棒「リバーボン」6.4φを実験変数の条件に従って配筋し、主筋にはD19およびD22（いずれも、SD40）を用いた。表2に鉄筋の力学的性質を示す。

実験は、逆対称の曲げ、せん断を加える建研式加力装置を用いて、同一変位振幅で二回ずつの繰り返しを行う変位制御による正負漸増繰り返しせん断力載荷法により行った。

3. ひび割れ状況および履歴特性

図2に各試験体の最大耐力時のひび割れ状況および履歴包絡線を示す。なお、包絡線は実験変数別に示し、また、図中の実線、点線、一点鎖線および二点鎖線は曲げ耐力計算値をそれぞれ示す。

各試験体ともに、部材角 $R = 0.010\text{rad}$ 程度で主筋が引張降伏し、 $R = 0.015\text{rad}$ 付近で最大耐力に達しており、計算上の曲げ耐力を超過している。それ以後、各試験体ともに、付着割裂ひび割れの発生、および伸展によって破壊に至るがその破壊過程はせん断補強筋比、コンクリート強度、引張主筋比、およびせん断補強筋の形状の相違によって異なる。

せん断補強筋比のみが異なる試験体C5132S、C5134S、およびC5236Sの3体では $R = 0.010\text{rad}$ 程度で上端2段目の主筋に沿う付着割裂ひび割れが若干生じた後、それぞれ正載荷時における $R = 0.015\text{rad}$ の第2サイクル、 $R = 0.025\text{rad}$ の第1サイクルおよび $R = 0.030\text{rad}$ の第1サイクルでの最大変形点付近で、上端1段目の主筋に沿う付着割裂ひび割れの発生、およびその拡幅によって急激な耐力低下を生じた。

コンクリート強度のみが異なる試験体C5134SおよびC5124Sでは、先の3体と同様に $R = 0.010\text{rad}$ 付近で上端2段目の主筋に付着割裂ひび割れを発生した後、それぞれ $R = 0.02\text{rad}$ および $R = 0.025\text{rad}$ の第2サイクルで上端1段目の主筋の付着割裂ひび割れの急激な伸展を伴って、耐力低下を生じた。

一方、引張主筋比を変数とした試験体C5134S、C3134S、C5234SおよびC3234の4体では、1段配筋の試験体が2段配筋のものに比して、最大耐力は低い、最大耐力時以後の付着割裂ひび割れの伸展、およびそれに伴う耐力低下が緩慢であった。また、いずれの試験体も上端1段目主筋の付着ひび割れの伸展、および拡幅が耐力低下の原因となった。

せん断補強筋の形状のみが異なる試験体では、135°フックの閉鎖形帯筋を用いた試験体C5134Fは、スパイラル配筋を施した試験体C5134Sとほぼ同様の履歴性状を示した。一方、キャップタイ形式とした試験体C5134Cでは、C5134Sと同様に最大耐力は曲げ耐力に達しているが、補強筋の

表2 鉄筋の力学的性質

鉄筋の種類		降伏応力度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	伸び (%)	ヤング係数 (kgf/cm ²)
主筋	D19	4340	6500	20.3	1.99×10^6
	D22	4330	6253	25.7	1.88×10^6
補強筋	R6.4φ [*]	14300	15130	11.0	2.03×10^6

*) 降伏応力度は0.2%の永久伸びに対する応力とする。

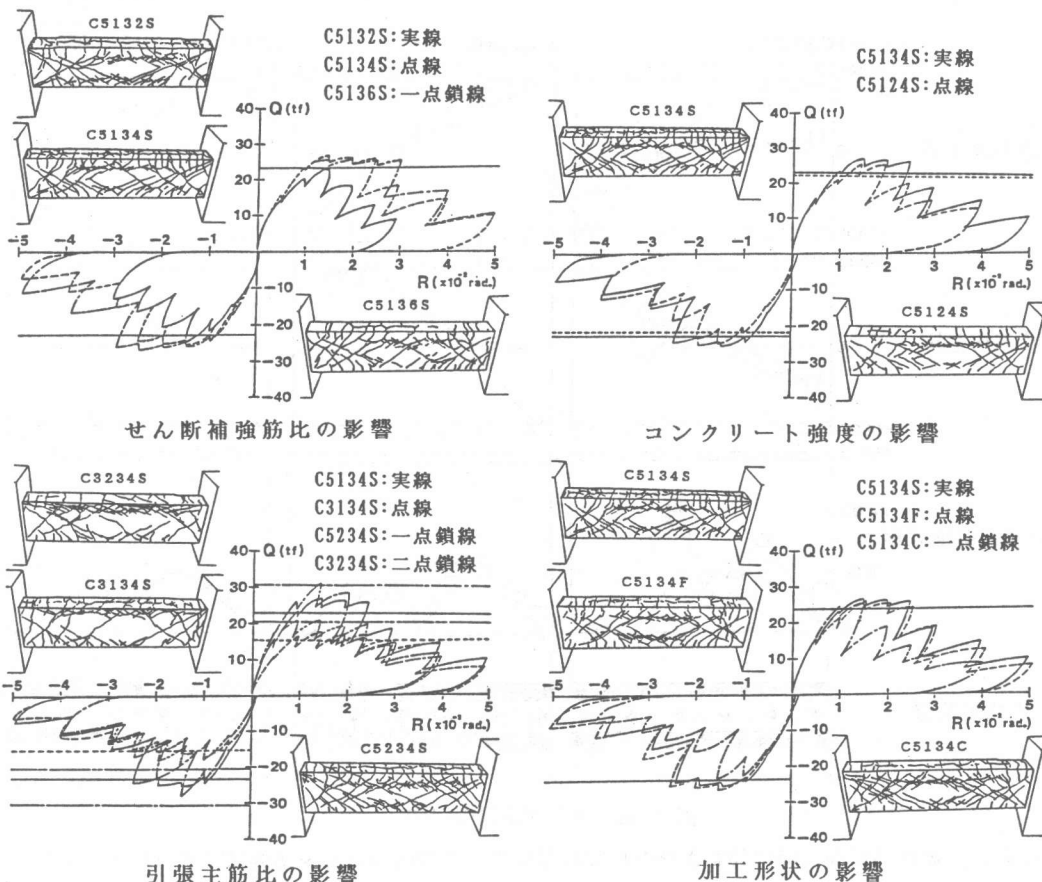


図2 最大耐力時のひび割れ状況および履歴包絡線

フックが梁上端の両隅角部に集中しているため、他の試験体に比して付着割裂ひび割れの伸展が顕著であり、 $R=0.015\text{rad.}$ の第2サイクルで上端1段目主筋の付着割裂ひび割れの急激な拡幅によって、耐力低下を生じた。

以上示したように、各試験体の曲げ降伏後の耐力低下の要因となる付着割裂破壊はせん断補強筋比およびコンクリート強度が大きいほど、また、引張主筋比が小さいほど遅延される傾向が認められた。また、せん断補強筋の形状に関しては、スパイラル形式と 135° フック形式では耐震性能におよぼす差異は認められないが、キャップタイ形式では付着割裂破壊を促進する傾向がある。

4. 主筋およびせん断補強筋の応力度分布

図3にせん断補強筋を変数とした試験体C5132S、C5134SおよびC5136Sの主筋およびせん断補強筋の歪測定値から求めた応力度分布を示す。

同図(a)(b)および(c)はそれぞれ最上端主筋、最下端主筋およびせん断補強筋の材長に対する応力度分布を示し、○、△および□印は、それぞれ相対部材角； $R=0.015\text{rad.}$ 、 0.020rad. および 0.030rad. 時を表している。なお、図中の一点鎖線は鉄筋の降伏応力度を示す。

部材角； $R=0.015\text{rad.}$ 、すなわち最大耐力時付近では、せん断補強筋比 P_w の相違に拘らず、各試験体ともに左右材端部において主筋は上端および下端ともに降伏応力度に達している。また、 P_w が小さな試験体ほど、梁中央部でのせん断補強筋の応力度が比例的に増加する傾向が認められる。

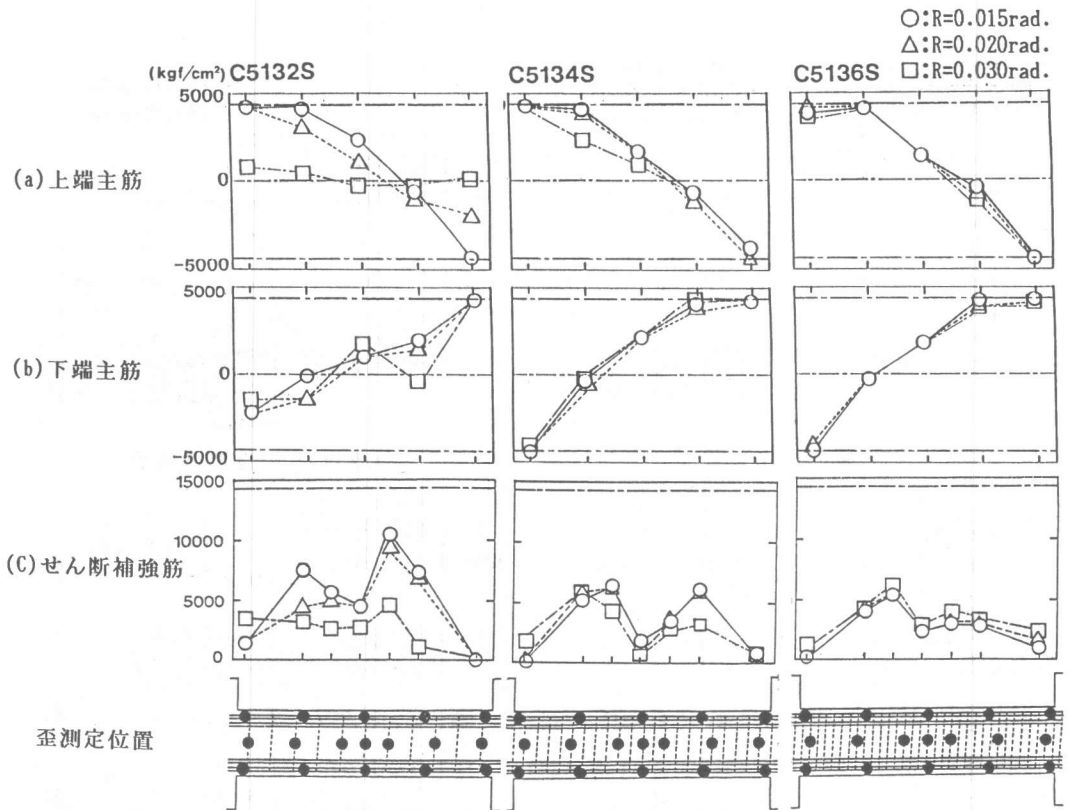


図3 せん断補強筋の応力度分布

なお、試験体C5132S、C5134SおよびC5136Sに対して、平均的なせん断補強筋効果 ($P_W \cdot \sigma_w^*$) がそれぞれ14.1、14.4および14.3である。したがって、各試験体ともにせん断補強筋効果がほぼ同量であると見なすことができ、曲げ耐力に抵抗しうる程度の値となっていると推定される。ここで、 σ_w^* は梁中央部5カ所に貼付けた歪ゲージから求めたせん断補強筋の平均応力度を示す。

一方、主筋およびせん断補強筋ともに、部材変形量の増加に伴う応力分布の推移状況は、 P_W の相違によって大きく影響を受ける。即ち、 $P_W=0.2\%$ の試験体C5132Sでは $R=0.015\text{rad}$ 以降、変形が進むに従って主筋およびせん断補強筋ともに負担応力が減少しており、付着割裂破壊によってせん断抵抗機構が低下していることが顕著に認められる。しかし、試験体C5134SおよびC5136Sに示されるように、 P_W が増加するに従って主筋およびせん断補強筋ともに最大強度時の応力度を維持する変形量が大きくなる。

したがって、曲げ降伏後に付着割裂破壊を生じる試験体に対して、せん断補強筋量を増加させることは付着割裂ひび割れの伸展および拡幅の抑制に役立ち、付着割裂破壊の遅延に極めて有効であろう。

5. 修正南式およびK.S.S.式による各種耐力の検討

表3に各試験体の曲げ耐力、せん断耐力および付着割裂耐力の計算値と実験値の一覧を示す。曲げ耐力： Q_f は累加強度式によって、せん断耐力： Q_{SM} および Q_{SK} と付着割裂耐力： Q_{bM} および Q_{bK} については付着割裂耐力を考慮した修正南式[2]およびK.S.S.式[3]の2種類の算定式を用いている。図4の(a)および(b)はそれぞれ修正南式およびK.S.S.式による計算値と実験値を比較したものであり、図中の 、 および は印はそれぞれ曲げ耐力、せん断耐力および付着割裂耐

表3 各耐力の計算値と実験値

試験体名	実験値 Q_{exp}	計算値											
		修正南式					K. S. S 式						
		曲げ耐力 Q_r (tf)	せん断耐力 Q_{SM} (tf)	付着割裂耐力 Q_{bM} (tf)	Q_{exp} Q_M	α	破壊形式	せん断耐力 Q_{SK} (tf)	付着割裂耐力 Q_{bK} (tf)	Q_{exp} Q_K	α	破壊形式	
C5132S	正負	23.6	23.2	22.1	29.4	1.07	0.95	せん断破壊	13.2	22.7	1.78	0.57	せん断破壊
		24.7				1.12					1.88		
C5134S	正負	26.8	23.2	28.6	31.2	1.15	1.23	曲げ破壊	20.4	24.9	1.31	0.88	せん断破壊
		25.8				1.11					1.26		
C5136S	正負	26.6	23.2	35.2	33.0	1.15	1.42	曲げ破壊	27.7	27.0	1.14	1.16	曲げ破壊
		26.7				1.15					1.15		
C5124S	正負	25.3	22.8	22.5	24.7	1.12	0.99	せん断破壊	15.3	20.9	1.66	0.67	せん断破壊
		25.0				1.11					1.64		
C3134S	正負	17.4	15.6	28.4	23.7	1.12	1.52	曲げ破壊	22.9	19.3	1.12	1.24	曲げ破壊
		17.5				1.12					1.12		
C5234S	正負	31.1	30.8	28.6	31.5	1.09	0.93	せん断破壊	20.4	25.3	1.52	0.66	せん断破壊
		28.6				1.00					1.40		
C3234S	正負	21.1	20.7	30.3	25.8	1.02	1.25	曲げ破壊	22.9	19.5	1.08	0.94	付着破壊
		19.5				0.94					1.00		
C5134F	正負	26.8	23.2	28.6	31.2	1.15	1.23	曲げ破壊	20.4	24.9	1.31	0.88	せん断破壊
		26.1				1.12					1.28		
C5134C	正負	25.6	23.2	28.6	31.2	1.10	1.23	曲げ破壊	20.4	24.9	1.25	0.88	せん断破壊
		23.4				1.01					1.15		

- : 正載荷時実験値
- : 負載荷時実験値
- ▨ : 曲げ耐力計算値
- : せん断耐力計算値
- ▩ : 付着割裂耐力計算値

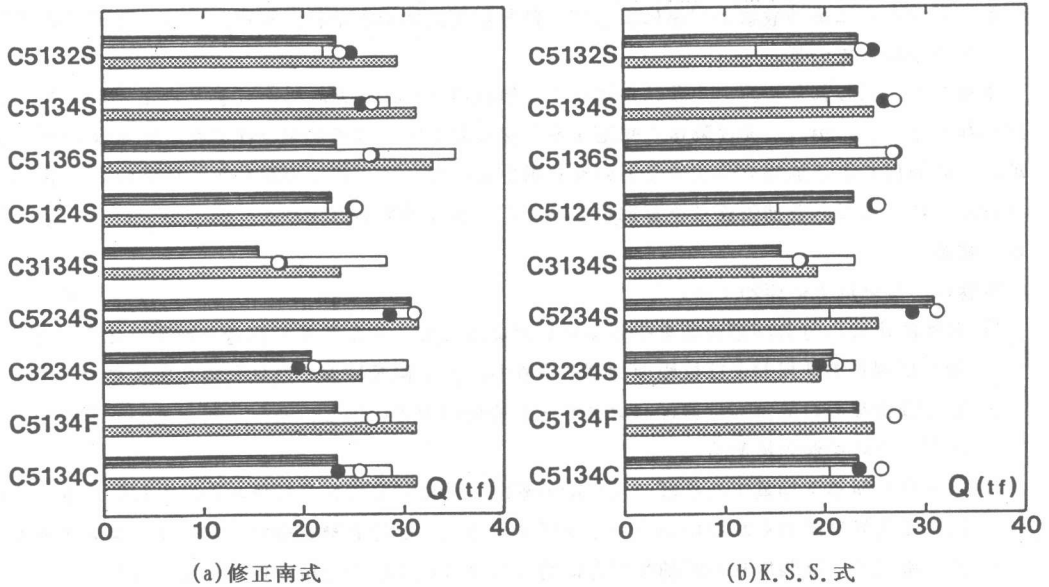


図4 各耐力の計算値と実験値の関係

力の計算値を表し、○および●印は正載荷時および負載荷時の最大値を示す。

各試験体の修正南式による計算値： $Q_M (= \min(Q_r, Q_{SM}, Q_{bM}))$ に対する実験値の比率： Q_{exp} / Q_M は平均値が1.03および変動係数が5.3%で、0.94~1.15の範囲にあり、計算値と実験値の対応は極めて良好である。また、 Q_M はせん断耐力 Q_{SM} で決定された試験体C5132S、C5124SおよびC5234Sの3体を除いてはすべて、曲げ耐力： Q_r で決定されている。実験では各試験体ともに付着割裂破壊を生じているが、それらはすべて曲げ降伏後に生じていること、また、 Q_{SM} で耐力が決定したものについても Q_{SM} と Q_r との差が僅かであると考え合わせると、修正南式では最大耐力の破壊形式をほぼ適切に判別できていると言えよう。

一方、K. S. S. 式による計算値： $Q_K (= \min(Q_r, Q_{SK}, Q_{bK}))$ に対する実験値の比率： Q_{exp} / Q_K は平

均値が1.34および変動係数が18.7%で、1.00~1.88の範囲にあり、計算値は実験値を若干過小評価する傾向があるが、設計式としては安全側の評価を与える式となっているとも言える。しかしながら、試験体がすべて、曲げ降伏後に付着割裂ひび割れを生じたにも拘らず、計算結果による破壊形式の判定がほとんどの試験体でせん断破壊となっている。したがって、部材耐力および破壊形式を適切に評価している点では、修正南式がK.S.S.式に比して優れていると言えよう。

図5に各試験体の限界部材角： R_u と脆性破壊余裕率： α の関係を示す。なお、本論において各試験体の R_u は、最大耐力以降に耐力低下が顕著に認められた部材角、すなわち、付着割裂破壊を生じた部材角とし、また、 α は修正南式およびK.S.S.式のそれぞれに対して、 $\min(Q_{sM}, Q_{bM})/Q_f$ および $\min(Q_{sK}, Q_{bK})/Q_f$ と定義する。図中の○および●印はそれぞれ修正南式およびK.S.S.式によるものを表している。なお、明らかにキャプタイ形式の影響で破壊に至った試験体C5134Cは検討対象外としている。修正南式およびK.S.S.式ともに α と R_u の間には比例関係が認められ、両式ともに脆性破壊余裕率によって、付着割裂破壊時の部材角を推定することが可能であることを示唆している。

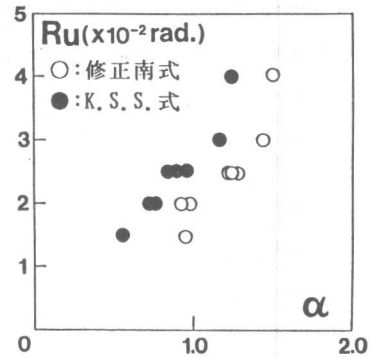


図5 $R_u - \alpha$ の関係

図5に各試験体の限界部材角： R_u と脆性破壊余裕率： α の関係を示す。なお、本論において各試験体の R_u は、最大耐力以降に耐力低下が顕著に認められた部材角、すなわち、付着割裂破壊を生じた部材角とし、また、 α は修正南式およびK.S.S.式のそれぞれに対して、 $\min(Q_{sM}, Q_{bM})/Q_f$ および $\min(Q_{sK}, Q_{bK})/Q_f$ と定義する。図中の○および●印はそれぞれ修正南式およびK.S.S.式によるものを表している。なお、明らかにキャプタイ形式の影響で破壊に至った試験体C5134Cは検討対象外としている。修正南式およびK.S.S.式ともに α と R_u の間には比例関係が認められ、両式ともに脆性破壊余裕率によって、付着割裂破壊時の部材角を推定することが可能であることを示唆している。

本論では、限られた範囲の実験結果に対する検証のため、 α と R_u の関係を定量化するまでには至らなかった。しかし、曲げ降伏を想定する部材に対して、付着割裂ひび割れの発生は許容するが、その伸展および拡幅を防止するという立場を採るならば、ここで示した脆性破壊余裕率という考え方によって必要補強筋量を算定していくことも有効であろう。

6. 結論

本論の結論を以下に要約する。

- 1) 曲げ降伏後に付着割裂破壊を生じるRC梁に対して、せん断補強筋量を増加させることは付着ひび割れの伸展および拡幅の抑制に役立ち、付着割裂破壊の遅延に極めて有効である。
- 2) 曲げ降伏後の付着割裂破壊はコンクリート強度が大きいほど、また、引張主筋比が小さいほど遅延される傾向にある。
- 3) 同一せん断補強筋量であれば、RC梁の耐震性能に対してスパイラル形式と135°フック形式による差異は認められないが、キャプタイ方式では付着割裂破壊を促進する傾向がある。
- 4) 修正南式は、高強度せん断補強筋を使用したRC梁の耐力を精度良く評価することができ、さらに、部材の破壊形式を適切に判別することができる。
- 5) 修正南式およびK.S.S.式では、 $\min(Q_s, Q_b)/Q_f$ によって与えられる脆性破壊余裕率によって付着割裂破壊時の部材角をある程度推定することが可能である。

7. 参考文献

- [1] たとえば、福原正志：高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート梁のせん断終局強度に関する実験研究、学位請求論文、昭和60年1月
- [2] 倉本洋、南宏一：高主筋量を有するRC柱の耐力と靱性に及ぼすX形配筋の効果、コンクリート工学年次講演論文集 Vol.12、1990年6月、投稿中
- [3] (株)神戸製鋼所：鉄筋コンクリート造梁、柱に用いる高強度せん断補強筋デーフープの設計、施工指針・同解説