

論文 高強度せん断補強筋を有する RC 柱部材の付着割裂時せん断耐力

小本 直弥*1・日比野 陽*2・市之瀬 敏勝*3・宮田 英樹*4

要旨：鉄筋コンクリート部材のせん断耐力評価では、荒川 min 式を用いることで付着割裂破壊に対する安全性検討が省略できる。しかしながら、付着割裂破壊時のせん断耐力が荒川 min 式による計算値を下回る可能性があり、付着割裂破壊時の安全性検討を省略することは危険な評価となる可能性もある。さらに近年では高強度鉄筋が広く用いられており、荒川 min 式を準用したせん断耐力が与えられていることから、同様の懸念がある。本研究では付着割裂時のせん断耐力および荒川 min 式の適用性との関係を考察することを目的とし、高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱部材の構造実験を行い、せん断耐力および破壊性状を調査した。

キーワード：鉄筋コンクリート柱、高強度せん断補強筋、せん断耐力、付着割裂強度、ひび割れ幅

1. はじめに

我が国における鉄筋コンクリート部材のせん断耐力評価は、荒川 min 式¹⁾と呼ばれる経験に基づくせん断耐力評価式が広く用いられてきた。さらに、日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針²⁾」(靱性指針)においては、トラス・アーチ理論に基づくせん断耐力評価式が示され、付着割裂破壊時のせん断耐力を精査することも可能としている。

一方、荒川 min 式を用いることで付着割裂破壊に対する安全性検討は省略できる³⁾とされており、荒川 min 式に付着割裂強度の下限が踏襲されている。しかしながら、付着割裂破壊する場合に荒川 min 式を下回る場合^{例えば 3)}があり、荒川 min 式によって付着割裂破壊に対する安全性の検討を省略することは危険側の評価となることも考慮する必要がある。

近年では、鉄筋コンクリート造建物の超高層化に伴い、高強度コンクリートや高強度せん断補強筋を用いた設計が広く行われている。高強度せん断補強筋を用いる場合には大臣認定された設計指針^{例えば 4)}による耐力式を用いて設計が行われるが、いずれも前述したせん断耐力式を準用しており、付着割裂破壊を見逃す懸念は同様に残されている。また、高強度せん断補強筋を使用した鉄筋コ

ンクリート造柱部材の付着割裂破壊性状やひび割れ分布に関する知見は少なく⁵⁾、知見を蓄積する必要がある。

そこで本研究では、高強度せん断補強筋を有する鉄筋コンクリート柱部材の付着割裂時のひび割れ性状およびせん断耐力を考察することを目的として、構造実験を行い、せん断耐力や破壊性状に関する調査を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体の詳細

本実験で用いた試験体の試験体パラメータを表-1に示す。主なパラメータとし設計基準強度 F_c 、せん断補強筋比 p_w 、軸力比 $\eta(=\sigma_B/bD)$ とした。コンクリート強度 F_c は 21N/mm²、36N/mm²、60N/mm² を目標とし、せん断補強筋比 p_w は 0.3%、0.6%、0.95% (表中にはせん断補強筋比の計算値を表記) を目標とした。軸力比は 0.1~0.4 としている。試験体名は「 F_c - p_w - η -シリーズ名」とし、試験体名末尾の記号は補強筋をバット溶接したものについては、「B」とし、フックとしたものについては、「H」とした。シリーズ名は試験体の断面によって異なり、550 角シリーズでは試験体断面 $b \times D = 550 \times 550 \text{mm}$ とし、部材長 $L = 1650 \text{mm}$ である。主筋には異形鉄筋 D29 (SD490) を用いた。350 角シリーズでは $b \times D = 350 \times 350 \text{mm}$ 、部材長

表-1 試験体パラメータ

シリーズ	試験体名	b (mm)	D (mm)	L (mm)	σ_B (N/mm ²)	主筋	せん断補強筋 (mm)	軸力比 η	p_w (%)	Q_{su} (kN)	V_{bu} (kN)	Q_{exp} (kN)	
550 角	21-3-0.4-550H	550	550	1650	18.8	16-D29 (SD490)	Y13@150	0.4	0.31	685	555	748	
	36-6-0.25-550B				32.2		Y16@120	0.25	0.60	992	868	979	
350 角	21-3-0.4-350B	350	350	1050	18.8	16-D16 (785N/mm ² 級)	Y10@135	0.4	0.31	270	222	300	
	36-6-0.25-350B				32.2		Y10@65	0.25	0.60	397	360	440	
	60-3-0.1-350B				64.4		Y10@135	0.1	0.30	418	405	516	
	60-3-0.35-350B						Y10@135	0.35	0.30	572	405	660	
	60-3-0.35-350H						Y10@135	0.35	0.30	572	405	676	
	60-95-0.1-350B						Y10@40	0.1	1.02	527	533	721	
	60-95-0.32-350B				70.6		Y10@40	0.32	1.02	698	562	842	

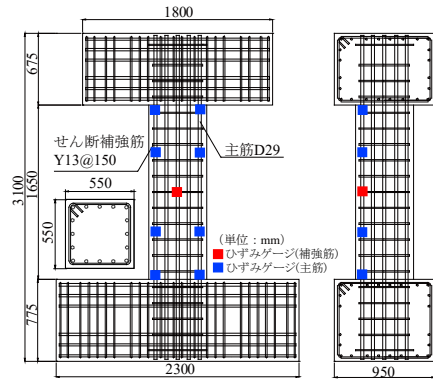
ここに、 b ：部材幅、 D ：部材せい、 σ_B ：コンクリート強度

*1 広島大学 大学院工学研究科 (学生会員)

*2 広島大学 大学院工学研究科 准教授 博士 (工学) (正会員)

*3 名古屋工業大学 工学部 社会工学科 教授 工学博士 (正会員)

*4 山口鋼業 (株) 品質管理室 室長



図－1 試験体配筋図(試験体 21-3-0.4-550H)

表－2 コンクリートの材料特性

呼び名	材齢 (day)	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (kN/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)
21	58	18.8	22.0	1.73
36	63	32.2	26.9	2.68
60	75	64.4	34.2	3.01
	91	70.6	34.2	3.24

表－3 鉄筋の材料特性

呼び名	降伏応力度 σ_s (N/mm ²)	降伏ひずみ ϵ_s (μ)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)
D29	554.0	2958	1.97×10^5	718.8
Y10	847.0	3957	2.30×10^5	1028.7
Y13	850.3	4130	2.17×10^5	1040.4
Y16	847.0	4217	2.18×10^5	1077.1

$L=1050\text{mm}$ とし、主筋に D16 (785N/mm² 級) を用いた。せん断スパン比 $M/QD(=0.5L/D)$ は全試験体で 1.5 である。図－1 に試験体 21-3-0.4-550H の配筋図と断面図を示す。せん断補強筋は、試験体 21-3-0.4-550H には Y13(YK785) を、試験体 36-6-0.25-550B には Y16(YK785) を、350 角シリーズには Y10(YK785) を使用した。表－2 および表－3 にコンクリートと鉄筋の材料特性を示す。

2.2 荷重方法

荷重方法は建研式逆対称荷重(図－2)とし、試験体両側の鉛直ジャッキで所定の鉛直軸力を与えながら、水平ジャッキで水平力を加え、正負交番繰返し荷重を行った。

加力サイクルは、初期では荷重制御とし、第 1 サイクルは高強度鉄筋の設計施工指針⁴⁾に用いられる次式の長期許容せん断力 Q_{AL} (式(1)～式(3)) を目標とした。

$$Q_{AL} = bj\alpha f_s \quad (1)$$

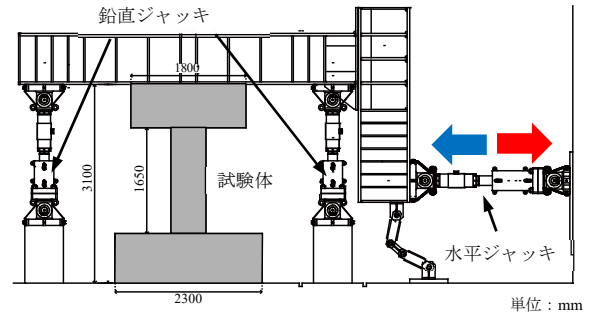
$$\alpha = \frac{4}{M/Qd + 1} \quad \text{かつ} \quad 1 \leq \alpha \leq 1.5 \quad (2)$$

$$f_s = \frac{1}{30} F_c \quad \text{かつ} \quad \left(0.49 + \frac{1}{100} F_c\right) \quad (3)$$

$$Q_{AS} = bj \left\{ \frac{2}{3} \alpha f_s + 0.5 {}_w f_t (p_w - 0.001) \right\} \quad (4)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} bj \quad (5)$$

ここに、 j : 応力中心間距離($=7/8d$)、 α : せん断スパン比による割増係数、 f_s : コンクリートの許容せん断応力度、



図－2 荷重装置

M/Qd : せん断スパン比、 d : 有効せい、 ${}_w f_t$: あばら筋のせん断補強用短期引張応力度、 p_t : 引張鉄筋比、 σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度 ($\sigma_{wy} > 25\sigma_B$ の場合 $\sigma_{wy} = 25\sigma_B$ とする⁴⁾)、 σ_0 : 軸方向応力度

長期許容せん断力 Q_{AL} 以降は短期許容せん断力 Q_{AS} (式(4)) を基準に、 $0.8Q_{AS}$ 、 $1.0Q_{AS}$ 、 $1.2Q_{AS}$ 、 $1.4Q_{AS}$ 、 $1.8Q_{AS}$ とした。

ただし、次サイクルの計算せん断力が荒川 min 式 (式(5)) を超える時点で変位制御に切り替えた。なお、水平変形を部材長 L で除したものを変形角 R として制御した。

サイクルを切り替えた時点での水平変位と $1/200\text{rad}$ 時の水平変位との差が大きい場合には $1/400$ 、 $1/250\text{rad}$ のサイクルを追加し、試験体耐力が最大耐力の 80% に低下するまで荷重を行った。

表－1 中の Q_{su} は荒川 min 式によるせん断耐力を示す。ただし、既往の指針⁴⁾に倣って、せん断補強筋の降伏強度 $\sigma_{wy} > 25\sigma_B$ の場合 $\sigma_{wy} = 25\sigma_B$ とした。

RC 規準⁶⁾では、短期許容せん断力 Q_{AS} に達した後の最大残留ひび割れ幅が 0.3mm を超えないように規定されている。一方、文献 7) では式(6)によって縮小試験体の残留ひび割れ幅を実大相当に換算したときに、指数 $\gamma=0.6$ となったことを報告している。550 角、350 角シリーズはそれぞれ縮尺 1/2、1/3 であるため、本研究では、文献 8) と同様に安全側として $\gamma=0.5$ とし、最大残留せん断ひび割れ幅が実大寸法の $\sqrt{1/n}$ 倍 ($1/n$: 縮尺) である 0.2mm を超えた時点で加力サイクルを変位制御に切り替えた。

$$W_r = n^\gamma \cdot W_s \quad (6)$$

ここに、 W_r : 実大試験体の残留ひび割れ幅、 W_s : 縮尺 $1/n$ 試験体の残留ひび割れ幅、 γ : ひび割れ幅換算指数

3. 実験結果

3.1 破壊性状

各試験体の最終破壊時のひび割れ状況を図－3 に、試験体のせん断応力度 τ －変形角 R 関係を図－4 に示す。図－3 の線の色は図－2 の荷重方向に対応しており、赤線は正荷重、青線は負荷重のひび割れを表す。また、せん断応力度 τ はせん断力を部材断面積で除した値である。

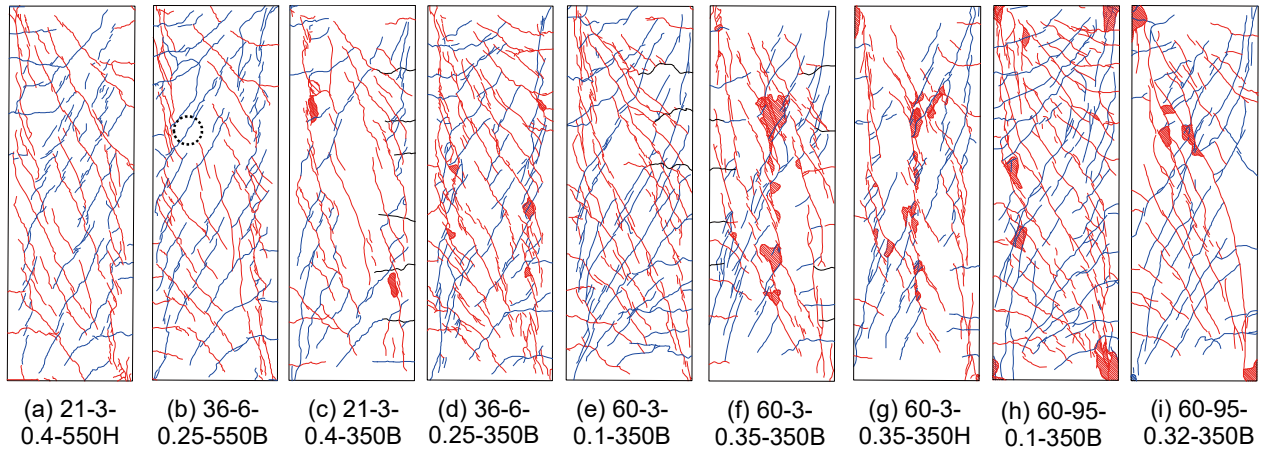


図-3 ひび割れ図

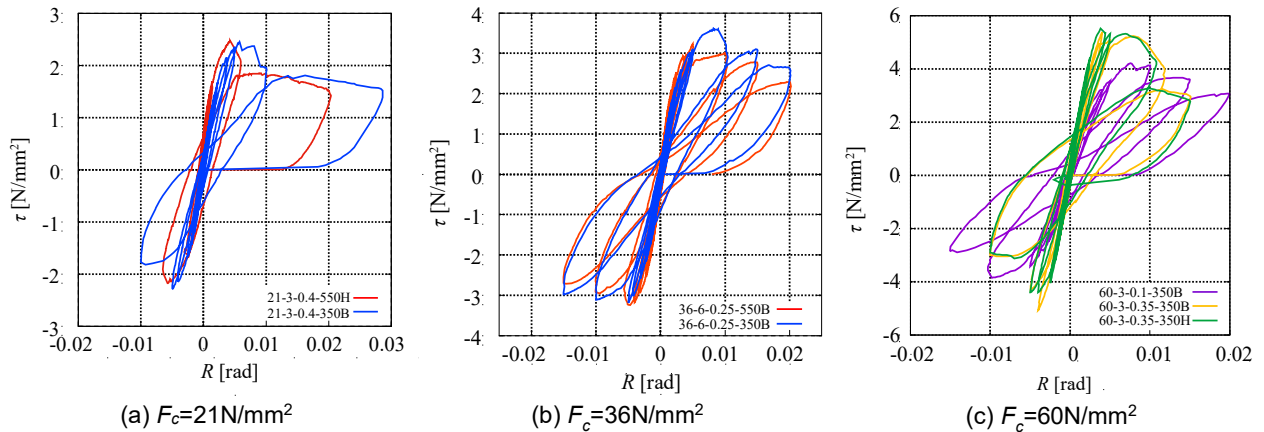


図-4 せん断応力度-変形角関係

試験体 21-3-0.4-550H では、 $1.4 Q_{45}$ 時にせん断ひび割れが生じ、 $1.8 Q_{45}$ 時に大きなせん断ひび割れ発生とともに耐力が低下した(図-4(a))。試験体 21-3-0.4-350B では、 $1.8 Q_{45}$ 時にせん断ひび割れが生じ、 $1/200\text{rad}$ 時に最大耐力に達した(図-4(a))。両試験体はコンクリート強度やせん断補強筋比、軸力比が同一で、寸法とせん断補強筋のフック形状が異なる試験体であるが、最大せん断応力度や靱性能において大きな違いは見られなかった。

試験体 36-6-0.25-550B では、 $1.2 Q_{45}$ 時にせん断ひび割れが生じ、変形角が大きくなるとともにせん断ひび割れが増加・進行し、 $1/200\text{rad}$ 時に最大耐力に達した。 $1/50\text{rad}$ 時の耐力が最大耐力の 80%に低下したため載荷を終了した(図-4(b))。試験体 36-6-0.25-350B は、 $1.2 Q_{45}$ 時にせん断ひび割れが生じ、 $1/100\text{rad}$ 時に最大耐力に達した(図-4(b))。両試験体についても寸法のみ異なっており、いずれも付着割裂破壊を生じた。耐力については、350 角シリーズの試験体の正載荷でややせん断応力度が大きくなっているが、負載荷では同等であったため、明確な寸法効果による影響と判断できなかった。

試験体 60-3-0.1-350B は、 $1.4 Q_{45}$ 時にせん断ひび割れが生じ、 $1/100\text{rad}$ 時に最大耐力に達した。試験体 60-3-0.35-350B、60-3-0.35-350H はそれぞれ $1.8 Q_{45}$ 時、変形角 $1/250\text{rad}$ 時にせん断ひび割れが生じたが、各サイクルで

のせん断耐力、変形量は概ね等しかった(図-4(c))。フック形状による明確な違いは見られなかった。

せん断補強筋比が 0.95%である試験体 60-95-0.1-350B では、 Q_{45} 時にせん断ひび割れが生じ、変形角 $1/50\text{rad}$ 時においても耐力が最大耐力の 80%に低下しなかった。その後、変形角 $1/25\text{rad}$ まで載荷を行った。試験体 60-95-0.32-350B は、 $1/250\text{rad}$ 時にせん断ひび割れ確認後、 $1/50\text{rad}$ で最大耐力の 80%に耐力が低下した。ひび割れ図(図-3(i))は、他の試験体とは異なる様相を示しているが、図-5に示すように最大耐力以後、主筋に沿った大きな付着割裂ひび割れが卓越して終局に至っており、付着割裂破壊と判定した。

3.2 耐力計算

実験値 Q_{exp} と荒川 min 式 Q_{su} による計算値の比較を図-6に示す。白抜きが 550 角シリーズの試験体であり、破線で囲まれたものがフック帯筋を有する試験体である。図中には $\pm 20\%$ の誤差範囲も示した。

550 角シリーズでは、試験体 21-3-0.4-550H の実験値は計算値を上回り、1.09 倍となった。試験体 36-6-0.25-550B の実験値は計算値 Q_{su} を下回り、0.99 倍となった。350 角シリーズでは、全試験体において計算値を上回る結果となった(1.11~1.37 倍)。

荒川 min 式では式の定義から、5%の確率で実験値が計



図-5 破壊性状
(60-95-0.32-350B)

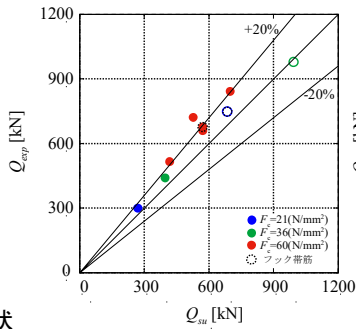


図-6 $Q_{exp}-Q_{su}$ 関係

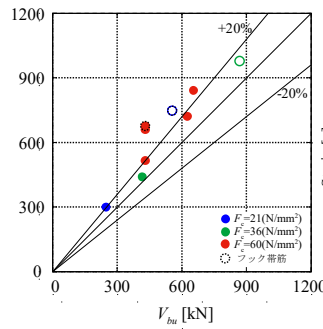


図-7 $Q_{exp}-V_{bu}$ 関係

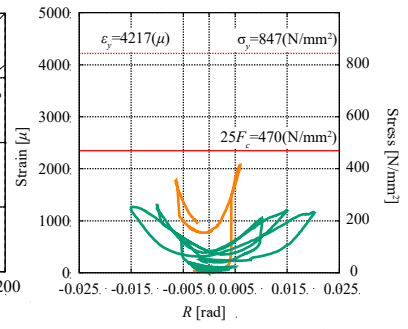


図-8 せん断補強筋のひずみ度

算値を下回る可能性があり、試験体 36-6-0.25-550B ではその条件に該当したとも考えられる。原因として、コンクリート強度が 36N/mm^2 かつ、せん断補強筋比が 0.6% と比較的高めであったことが考えられるが、特定には他の文献との比較を要する。一般に、せん断補強筋量が多い場合はせん断破壊しにくく、コンクリート強度が低いと発揮される付着応力度が小さくなると考えられる。また、荒川 min 式で検討対象となっていない高強度せん断補強筋を用いた試験体であったことが、原因であった可能性もある。前述したひび割れ性状を考慮すると、すべての試験体で付着割裂破壊により終局に至ったと考えられることから、付着の影響を検討する必要があるといえる。そこで、式(7)で求まる付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度 V_{bu} についても検討を行った。計算値 V_{bu} は表-1 中にも示した。

$$V_{bu} = \min \left\{ T_x j_e + \left\{ v \sigma_B - \frac{2.5 T_x}{\lambda b_e} \right\} \frac{b D}{2} \tan \theta, \frac{\lambda v \sigma_B}{2} b_e j_e \right\} \quad (7)$$

ここに、 T_x : 部材単位あたりに負担できる付着力、 j_e : トラス機構の有効応力中心間距離、 v : コンクリートの有効圧縮係数、 λ : トラス機構の有効係数、 b_e : トラス機構の有効幅

図-7 に実験値 Q_{exp} と付着割裂破壊時のせん断強度 V_{bu} による計算値の比較を示す。いずれの実験値も付着割裂時のせん断強度 V_{bu} を上回っていることから、計算値からも付着割裂破壊により終局に至ったと判断される。ただし、冒頭で述べたように、荒川 min 式は付着割裂破壊によるせん断破壊を包含するものであり、本実験で実験値が荒川 min 式を下回ったことは、付着割裂破壊時のせん断耐力を包含できないことがある可能性を示しているといえる。

3.3 せん断補強筋ひずみ度

試験体 21-3-0.4-550H では付着割裂ひび割れよりもせん断ひび割れが顕著に確認された。そこで、せん断補強筋の効果について、顕著な付着割裂ひび割れが確認された試験体 36-6-0.25-550B のせん断補強筋ひずみ度と比較を行った。図-8 にせん断補強筋のひずみ度と変形角の関係を示す。図中のひずみ度はいずれの試験体も部材高

さ中央位置のせん断補強筋 (図-1 参照) に貼付したひずみゲージの値であり、破線は降伏ひずみである。

図より、いずれの試験体においても、せん断補強筋は降伏ひずみに達していなかったが、試験体 21-3-0.4-550H の最大耐力時のせん断補強筋の応力度は設計指針⁴⁾で想定する概ね $25F_c = 470\text{N/mm}^2$ に近い 434N/mm^2 に達していた。したがって、試験体 21-3-0.4-550H は部材の斜めひび割れによるせん断引張破壊に近い付着割裂破壊であり、試験体 36-6-0.25-550B では、補強筋ひずみが小さかったことから、付着割裂破壊が卓越していたと考えられる。

3.4 主筋の付着応力度

すべての試験体において、付着割裂ひび割れが顕著であったことから式(8)および式(9)で示される主筋の付着応力度 τ が式(10)で示される付着信頼強度に達していた可能性がある。表-4 に各試験体の付着信頼強度 τ_{bu} と式(11)で計算される設計用付着応力度 τ_f および、その割合 τ_{bu}/τ_f と最大耐力時の最大付着応力度 τ_{exp} を示す。靱性指針²⁾では、付着割裂破壊を防ぐために、 τ_f が τ_{bu} 以下となることを規定している。

$$\tau = \frac{[(\sigma_1 - \sigma_2)A]}{\phi \Delta L} \quad (8)$$

$$\sigma_i = \min(E_s \epsilon, \sigma_y) \quad (9)$$

$$\tau_f = \frac{d_b \Delta \sigma}{4(L - d)} \quad (10)$$

$$\tau_{bu} = \alpha_t \{ (0.086 b_i + 0.11) \sqrt{\sigma_B} + k_{st} \} \quad (11)$$

ここに、 σ_i : i 位置における主筋の応力度、 A : 主筋の公称断面積、 ϕ : 主筋の周長、 ΔL : ひずみゲージ間隔、 E_s : 主筋のヤング係数、 ϵ : ひずみゲージの値、 d_b : 主筋径、 $\Delta \sigma$: 終局限界状態における部材両端部の主筋の応力度の差、 α_t : 上端筋に対する付着強度低減係数、 b_i : 割裂線長さ比、 k_{st} : 横補強筋の効果

いずれの試験体においても設計用付着応力度 τ_f は付着信頼強度 τ_{bu} 以上であり、付着割裂破壊が生じると判定される (表-4 参照)。実験時の最大付着応力度も設計用付着応力度より小さく、付着割裂破壊が生じたといえる。試験体 36-6-0.25-550B は、全試験体のうち唯一、最大耐力時の最大付着応力度 τ_{exp} が付着信頼強度 τ_{bu} を下回っており、付着力が有効に発揮されなかったと考えられる。

また、各試験体の最大耐力の 80% 低下点直前のサイク

表-4 付着信頼強度と設計用付着応力度

試験体名	τ_{bu} (N/mm ²)	τ_f (N/mm ²)	τ_{bu}/τ_f	τ_{exp} (N/mm ²)
21-3-0.4-550H	2.1	6.8	0.31	2.57
36-6-0.25-550B	3.3		0.49	2.56
21-3-0.4-350B	2.4		0.26	3.44
36-6-0.25-350B	3.9	9.4	0.41	4.73
60-3-0.1-350B	3.6		0.38	5.22
60-3-0.35-350B	3.6		0.38	3.60
60-3-0.35-350H	3.6		0.38	3.97
60-95-0.1-350B	6.0		0.64	8.91
60-95-0.32-350B	6.1		0.65	7.00

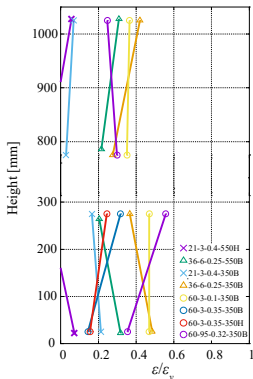


図-9 主筋ひずみ度分布

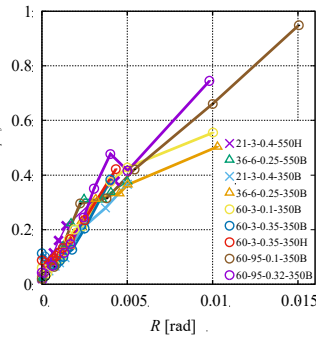


図-10 主筋付着応力度推移

ルにおける引張側主筋のひずみ度 ε 分布を図-9に示す。主筋のひずみ度が部材端において一定値となっており、付着劣化が生じたために付着応力度が小さかったものと考えられる。また、試験体 60-95-0.1-350B においては一部の主筋で降伏が確認されたものの、曲げ降伏には至っておらず、ひび割れ性状から明らかな付着割裂破壊と判断されたため図-9では省略した。各サイクルの最大付着応力度と設計用付着応力度の比 τ_{exp}/τ_f の最大耐力時までの推移を図-10に示す。すべての試験体において各サイクルの最大付着応力度は設計用付着応力度以下であり、付着割裂破壊が生じていたといえる。

3.5 残留ひび割れ幅と耐震性能低減係数

最大耐力が荒川 min 式を下回った原因究明のため、残留ひび割れ幅と耐震性能低減係数について、考察を行った。各サイクルの長期荷重時の残留せん断ひび割れ幅の推移を図-11に示す。右縦軸は被災度区分判定基準⁹⁾で示されるひび割れ幅に基づく部材の損傷度である。軸力比によってひび割れの発生状況は異なるが、いずれの試験体においても短期許容せん断力 Q_{AS} 時およびそれを超える $1.2Q_{AS}$ 、 $1.4Q_{AS}$ 時の残留ひび割れ幅は許容値の 0.2mm 以下となった。高強度せん断補強筋が有効に機能していたと考えられる。その後の $1/200 \sim 1/100 \text{ rad}$ を経験後、0.2mm を超える残留ひび割れが確認された。実験値が計算値を下回った試験体 36-6-0.25-550B の残留ひび割れ幅は他の試験体と同様のひび割れ性状を示しており、耐力が計算値を下回った原因を示唆する特徴は見られなかった。変形角 $1/100 \text{ rad}$ 時において最も大きな残留ひび割れは図-3の破線の○印で示したせん断ひび割れであ

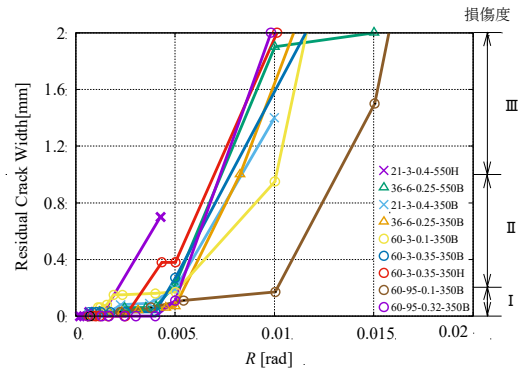


図-11 残留ひび割れ幅の推移

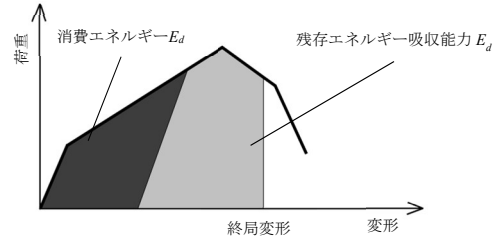


図-12 耐震性能低減係数 η の概念図

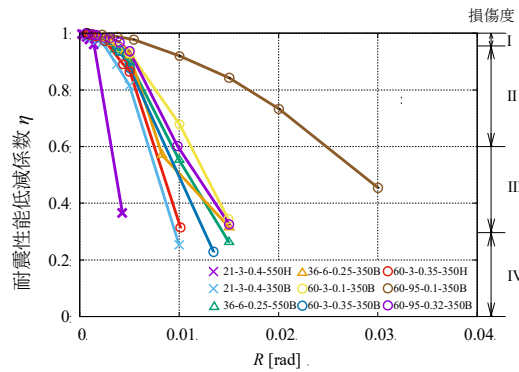


図-13 耐震性能低減係数-変形角関係

り、その後、付着割裂ひび割れに進展した。部材の損傷度を判別する方法として、被災度区分判定基準⁹⁾において、耐震性能低減係数 η が定義されている。耐震性能低減係数は図-12 および式(12)に示されるように、各変形角におけるエネルギー消費量の割合を表すものであり、その値によって部材の損傷度を定義することができる。

$$\eta = \frac{E_r}{E_d + E_r} \quad (12)$$

ここに、 E_r : 部材の残存エネルギー吸収能力、 E_d : 部材が消費したエネルギー

図-13に全試験体の耐震性能低減係数 η -変形角関係を示す。試験体 60-95-0.1-350B 以外の試験体では同様の傾向を示しており、変形角 $1/100$ 時において、耐震性能低減係数は 0.3~0.7 程度となっている。試験体 36-6-0.25-550B の耐震性能低減係数は他の試験体と同様に推移しており、損傷度に大きな違いはなかった。

4. 付着割裂破壊する柱部材のせん断耐力評価

本研究で確認した実験値が荒川 min 式を下回ったことから、既往文献の調査を行った。対象とした試験体は本

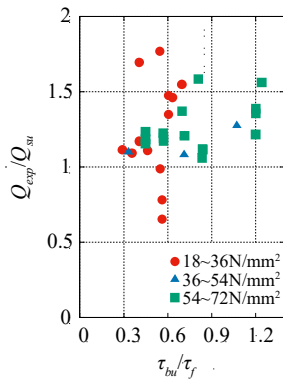


図-14 $Q_{exp}/Q_{su}-T_{bu}/T_f$ 関係

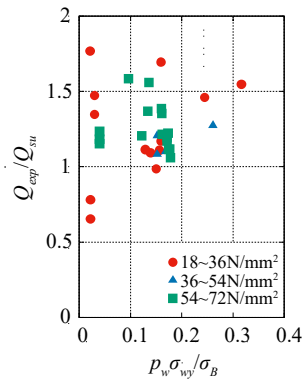


図-15 $Q_{exp}/Q_{su}-p_w \sigma_{wy}/\sigma_B$ 関係

実験の試験体 9 体に加えて、文献 3), 5), 10)~12) の付着割裂破壊した鉄筋コンクリート柱部材 24 体である。図-14 に計 33 体の試験体の実験値と計算値の割合 Q_{exp}/Q_{su} と、付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度と設計用付着応力度の比 τ_{bu}/τ_f の関係を示す。 τ_{bu}/τ_f が小さくなると付着割裂破壊が生じると考えられるものの、明確な関係性は見られなかった。せん断耐力が荒川 min 式を下回っている試験体数は 3 体であり、全試験体数の 9% に相当する。

また、図-15 に実験値と計算値の割合 Q_{exp}/Q_{su} と横拘束応力 $p_w \sigma_{wy}$ をコンクリート強度 σ_B で基準化した $p_w \sigma_{wy}/\sigma_B$ の関係を示す。横拘束応力 $p_w \sigma_{wy}/\sigma_B$ が低い場合においてせん断強度が低くなると考えられる。図より横拘束応力が低い試験体の一部で Q_{exp}/Q_{su} が 1 以下となっているが、試験体 36-6-0.25-550B との明確な関係は見られなかった。

以上のように、既往の試験体を含む 42 体の付着割裂破壊する鉄筋コンクリート柱部材において、せん断耐力の検証を行ったが、せん断耐力が荒川 min 式を下回る原因は見いだせなかった。しかしながら、表-4 に示したように試験体 36-6-0.25-550B のみ付着応力度が十分発揮されておらず、何らかの原因で生じた早期の主筋の付着劣化が影響を及ぼした可能性がある。荒川 min 式によって付着割裂破壊を考慮した設計を行う場合には耐力や脆性的な破壊性状に注意する必要があるといえる。

5. まとめ

高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート柱部材の構造実験を行い、実験値とせん断耐力評価式の比較および破壊性状から以下の知見を得た。

- 1) すべての試験体で Q_{AL} 時の残留ひび割れは 0.2mm 以下であり、許容されるひび割れ幅以下であった。
- 2) すべての試験体で実験値が付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度を上回ったが、一部の試験体でせん断耐力が荒川 min 式を下回った。
- 3) すべての試験体で主筋の最大付着応力度は設計用付着応力度以下であった。ただし、せん断耐力が荒川 min 式を下回った試験体のみ最大付着応力度が付着

信頼強度以下であった。

- 4) 荒川 min 式を下回った原因究明のため、残留ひび割れ幅と耐震性能低減係数について考察を行ったが、他の試験体との明確な差異は見られなかった。
- 5) 既往の付着割裂破壊を生じた部材のせん断耐力を調査した結果、荒川 min 式を下回った試験体は全体の 9% であり、付着割裂破壊する部材において少なからず荒川 min 式を下回る可能性があることがわかった。

参考文献

- 1) 国土交通省住宅局建築指導課ほか：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1997
- 3) 中西三和，高梨成次，安達洋，小野新：せん断破壊する鉄筋コンクリート柱の力学的性状に及ぼす載荷速度の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11，No.2，pp.235-240，1989.7
- 4) 東京鉄鋼（株）：鉄筋コンクリート造梁・柱に用いる高強度せん断補強筋「パワーリング 785」設計施工指針・同解説，2016
- 5) 河野進，レホアン，戸谷航大：685MPa 級の高強度せん断補強筋を用いた RC 柱の曲げせん断実験，コンクリート工学論文集，Vol.35，No.2，pp.163-168，2013.7
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の構造計算規準・同解説，2018
- 7) 真田靖士，市之瀬敏勝，高橋之，飯塚桃子：RC 耐震壁の開口高さによる耐力低減率の検証，日本建築学会構造系論文集，Vol.80，No.709，pp.481-490，2015.3
- 8) 笹尾泰智，久保彰平，市之瀬敏勝，宮田英樹：高強度補強筋を配筋した RC 梁のせん断耐力とカットオフ筋の付着性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，No.2，pp.163-168，2017.7
- 9) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度判定基準および復旧技術指針，2000
- 10) 竜泰之，中村孝也，芳村学：鉄筋コンクリート柱の軸力保持限界に関する研究，コンクリート工学年次論報告集，Vol.23，No.3，pp.217-222，2001.7
- 11) 但木幸男，田中礼治，大芳賀義喜，笠松照親，飯塚信一，塩川親：HHRC 構造に関する研究（その 15 高強度コンクリートと高強度鉄筋からなる柱実験），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.175-176，1996.9
- 12) 細川洋治，前田匡樹，小谷俊介，青山博之：鉄筋コンクリート部材の付着割裂破壊性状に関する実験研究（その 1 実験概要），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.215-216，1993.9