

685N/mm² 級横補強筋を用いた RC 柱の短期許容せん断力およびせん断終局耐力

ALLOWABLE AND ULTIMATE SHEAR STRENGTH OF R/C COLUMNS USING 685N/mm² SHEAR REINFORCEMENT

益尾 潔 —— *1 堂下 航 —— *2
 森 裕重 —— *3

Kiyoshi MASUO —— *1 Wataru DOUSHITA —— *2
 Yasushige MORI —— *3

キーワード：
 RC 柱, 横補強筋, 残留せん断ひび割れ幅, 短期許容せん断力, せん断終局耐力

The authors proposed estimation formula of allowable shear strength of R/C beams in consideration of residual shear crack width. However, this formula is not applied to R/C columns. The authors conduct tests of R/C columns using 685N/mm² shear reinforcement under comparative low axial force. Based on these tests result, the precision of estimated allowable and ultimate shear strength of R/C columns is clarified.

Keywords:
 R/C column, Shear reinforcement, Residual shear crack width, Allowable shear strength, Ultimate shear strength

1. はじめに

筆者ら¹⁾は, SD295~785N/mm²級横補強筋を用いた RC 梁の残留せん断ひび割れ幅制限値に基づく短期許容せん断力の算定式を提案した。林ら²⁾は, RC 柱のせん断ひび割れ幅の制御方法を提案している。しかし, RC 柱の短期許容せん断力時せん断ひび割れ幅に着目した研究はこれまでにない。本論文では, 685N/mm²級横補強筋を用いた RC 柱について, せん断ひび割れ幅が拡大する軸力比が小さい場合に注目した実験を行い, RC 梁と同様, 短期許容せん断力とせん断終局耐力について検討する。

0.15), 横補強筋間隔(100mm, 50mm), 横補強筋加工形式(溶接閉鎖型, 135°フック閉鎖型)とした。内法高さ比 H/D(=2.5), 横補強筋, 柱主筋の鋼種は全試験体共通である。H は内法高さ, b, D は柱断面幅とせい, N は軸力, σ_B はコンクリート実圧縮強度を示す。

表 2 材料試験結果
 (a) コンクリート

F_c (N/mm ²)	σ_B (N/mm ²)	ϵ_{co} ($\times 10^{-3}$)	E_c (kN/mm ²)	σ_t (N/mm ²)
30	33.2~35.3	1.92~1.97	29.5~30.3	2.75~2.95
60	72.3~73.0	2.73~2.79	38.5~39.1	4.64~5.42

F_c : 目標圧縮強度, σ_B : 実圧縮強度
 ϵ_{co} : σ_B 時ひずみ, E_c : ヤング係数, σ_t : 割裂強度

(b) 鉄筋

使用部位	呼び名	鋼種	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	伸び (%)
梁主筋	D19	SD490	538	727	13
横補強筋	D10	OT685	739	922	17

σ_y : 降伏点, σ_u : 引張強度

2. 実験

2.1 実験計画

試験体は, 表 1 に示すように, 溶接閉鎖型, 135°フック閉鎖型を用いた正方形断面柱試験体(10 体)である。試験体の形状寸法, 配筋を図 1, 材料試験結果を表 2 に示す。試験体の構造諸元は, 主として, 曲げ降伏前のせん断破壊型を想定して設定した。実験因子は, コンクリート目標圧縮強度 F_c (30, 60N/mm²), 軸力比 $N/(\sigma_B bD)$ (=0,

表 1 実験計画

試験体	F_c (N/mm ²)	軸力比 ($N/(\sigma_B bD)$)	せん断補強筋		Q_{su}/Q_{fu}	
			配筋	形式		
C1-1	30	0	2-OD10@100	0.41%	溶接閉鎖	0.64
C1-2			2-OD10@50	0.81%		
C1-3			2-OD10@100	0.41%	135°フック	0.60
C1-4			2-OD10@50	0.81%		
C1-5			2-OD10@50	0.81%		
C2-1	60	0	2-OD10@100	0.41%	溶接閉鎖	0.84
C2-2			2-OD10@50	0.81%		
C2-3			2-OD10@100	0.41%	135°フック	0.67
C2-4			2-OD10@50	0.81%		
C2-5			2-OD10@50	0.81%		

【部材寸法】 H=875mm (H/D=2.5), b×D=350mm×350mm
 主筋: 12-D19、主筋鋼種: SD490、 $p_g=2.81\%$ 、横補強筋鋼種: 685N/mm²級
 【記号】 H: 内法高さ, b: 柱幅, D: 柱せい, p_g : 主筋比, p_w : 横補強筋比
 F_c, σ_B : コンクリートの目標圧縮強度および実圧縮強度
 Q_{su} : 荒川mean式によるせん断終局耐力
 Q_{fu} : 平面保持仮定による曲げ終局耐力時せん断力
 計算耐力は, コンクリートおよび鉄筋の実強度を用いて算定した。

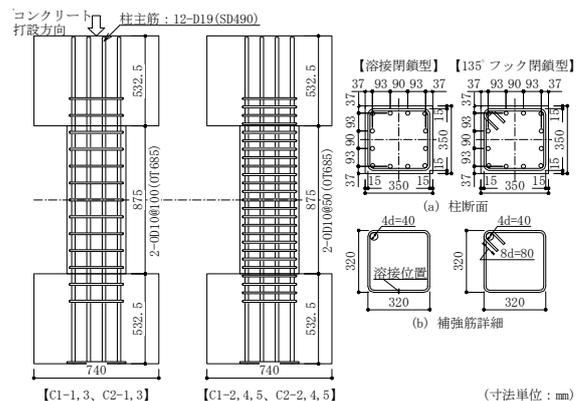


図 1 試験体の形状寸法および配筋

2.2 実験方法

実験は, 文献¹⁾の実験と同様, 建研式加力装置を用い, 一定軸力 N を加えた状態で, 逆対称変形が生じるように行った。載荷履歴は, 目標所定部材角 $R=(5, 10, 15, 20, 30, 40, 50) \times 10^{-3}$ rad. で 2 サイクルずつの正負繰返し載荷の後, 正加力方向への単調載荷とした。正加力

¹⁾ (一社) 建築構造技術支援機構 代表理事・工博
 (〒564-0052 大阪府吹田市広芝町 3-29)
²⁾ (一社) 日本建築総合試験所構造部
³⁾ 榎大谷製鉄 技術顧問

¹⁾ Supporting Association for Building Structural Technology, Dr. Eng.
²⁾ Building Research Corporation of Japan
³⁾ OTANI STEEL CORPORATION

方向の目標所定部材角 $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$. 時または $40 \times 10^{-3} \text{rad}$. 時の荷重値が最大荷重の 80%以下に低下した場合、その後、 $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$. 時または $50 \times 10^{-3} \text{rad}$. 時の正負繰返し载荷を行わず、正加力方向への単調载荷とした。

測定項目は、部材角、軸方向変形量、柱主筋、横補強筋のひずみおよび各部ひび割れ幅とした。ひび割れ幅は、文献 1)と同様、クラックスケールを用いて測定した。

3. 実験結果および考察

3.1 荷重-変形関係および破壊状況

Fc30 試験体の Q_c-R 関係を図 2, $Q_c/Q_{fu}-R$ 関係正加力時包絡線を図 3, Fc30 試験体の部材角 $R=1/200$ 時ひび割れ状況を図 4 に示す。 Q_c はせん断力, R は部材角, Q_{fu} は平面保持仮定による曲げ終局耐力時せん断力, Q_{suo} は靱性保証型指針式⁶⁾によるせん断終局耐力である。図 4 中には、最大せん断ひび割れ幅測定位置(●), 同ひび割れの角度および最大付着ひび割れ幅測定位置(○)を示した。

(1) 軸力比 0 試験体

軸力比 0 試験体では、 $R=2.0 \sim 2.6 \times 10^{-3} \text{rad}$. に付着ひび割れ、 $R=2.1 \sim 3.8 \times 10^{-3} \text{rad}$. にせん断ひび割れが発生した後、C1-1 では、柱主筋は引張降伏せず、C1-2 では $R=13.1 \times 10^{-3} \text{rad}$. , C2-1, 2 では $R=7.5 \sim 7.9 \times 10^{-3} \text{rad}$. に柱主筋が引張降伏し、最大耐力に達した。最大耐力以降、各試験体ともに、付着ひび割れの進展に伴い、耐力が低下した。

以上より、試験体 C1-1, 2 は曲げ降伏前のせん断・付着破壊型、C2-1, 2 は曲げ降伏後のせん断・付着破壊型と判別される。

前述のように、C1-2 および C2-1, 2 では、柱主筋が引張降伏した後、最大耐力に達したが、後述の図 6 の材端部柱主筋ひずみ ϵ_{CE} の推移より、C1-2 では、材端部柱主筋の塑性ひずみはほとんど進展せず、C2-1, 2 では、塑性ひずみの進展が著しかったので、上記のように破壊形式を判別した。

(2) 軸力比 0.15 試験体

溶接閉鎖型の C1-3, 4, C2-3, 4 では、 $R=1.9 \sim 2.9 \times 10^{-3} \text{rad}$. にせん断ひび割れ、 $R=2.5 \sim 5.1 \times 10^{-3} \text{rad}$. に付着ひび割れの発生後、柱主筋は引張降伏せず、最大耐力に達した。材端部コンクリートの圧壊は、C2-3, 4 では最大耐力時、C1-3, 4 では最大耐力以降に発生し、C1-3 では柱中央部のせん断ひび割れ、C1-4, C2-3, 4 では付着ひび割れの進展に伴い、耐力が低下した。

135°フック閉鎖型の C1-5, C2-5 では、 $R=2.5, 2.8 \times 10^{-3} \text{rad}$. に付着ひび割れ、 $R=4.0, 2.9 \times 10^{-3} \text{rad}$. にせん断ひび割れの発生後、最大耐力に達した。C2-5 では、柱主筋が最大耐力到達前の $R=9.5 \times 10^{-3} \text{rad}$. に引張降伏ひずみに達し、C1-5 では、柱主筋が引張降伏せず、C1-5, C2-5 ともに、柱中央部のせん断ひび割れの進展に伴い、耐力が低下した。135°フック閉鎖型の C1-5 の最大耐力 Q_{cmax} は溶接閉鎖型の C1-4 の 1.07 倍、C2-5 の Q_{cmax} は C2-4 の 1.02 倍であり、135°フック閉鎖型 C1-5, C2-5 と溶接閉鎖型 C1-4, C2-4 の限界部材角 R_{80} は同程度であった。

以上より、試験体 C1-3~5, C2-3~5 は、曲げ降伏前のせん断・付着破壊型と判別される。ただし、破壊形式の判別では、軸力比 0 試験体と同様、図 6 の材端部柱主筋ひずみ ϵ_{CE} の推移を考慮した。

Q_{cmax} : 最大耐力, R_{max} : 最大耐力時部材角, R_{80} : 限界部材角
FC : 曲げひび割れ, SC : せん断ひび割れ
BC : 付着ひび割れ, CS : 材端部コンクリートの圧壊
CTY : 柱主筋の引張降伏, HTY : 横補強筋の引張降伏

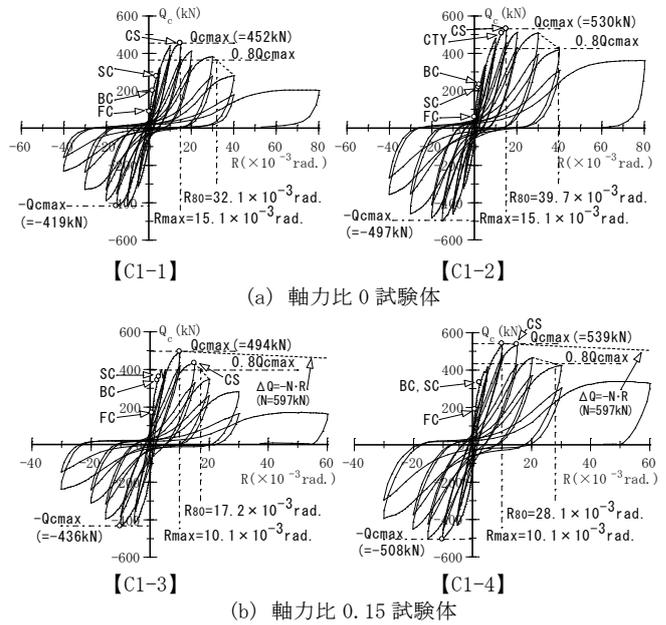


図 2 Fc30 試験体の Q_c-R 関係

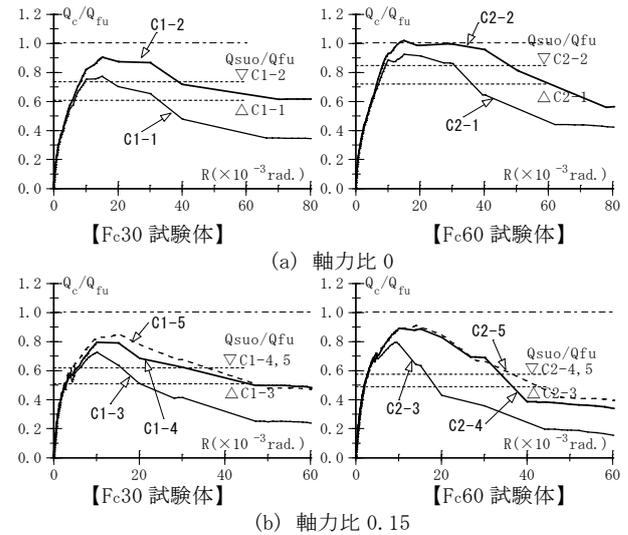


図 3 $Q_c/Q_{fu}-R$ 関係正加力時包絡線

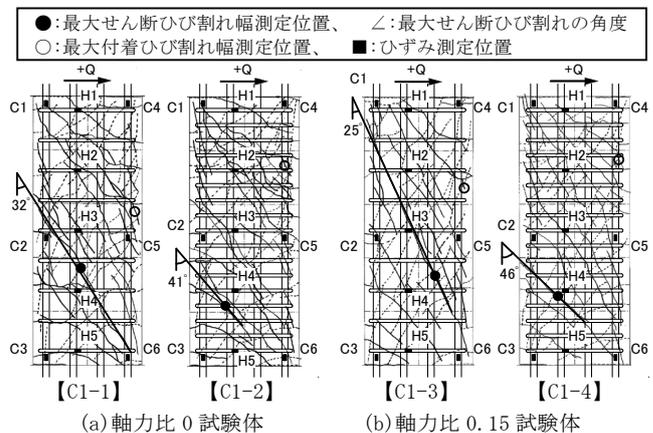


図 4 Fc30 試験体の $R=1/200$ 時ひび割れ状況

3.2 最大せん断ひび割れ幅の推移

正加力時の最大せん断ひび割れ幅 w_s の推移を図5に示す。せん断ひび割れ幅は、図4中に例示するように、試験体の中で最大となったせん断ひび割れの位置(●)で行った。図5によると、

- 1) Fc30 試験体では、軸力比 0, 0.15 とともに、 $p_w=0.41\%$ の C1-1, 3 のせん断ひび割れ幅 w_s は、 $R=5 \times 10^{-3}$ rad. 程度以降、 $p_w=0.81\%$ の C1-2, 4 よりも順次大きくなった。
- 2) Fc60 試験体も、軸力比 0, 0.15 とともに、 $p_w=0.41\%$ の C2-1, 3、 $p_w=0.81\%$ の C2-2, 4 のせん断ひび割れ幅 w_s は、Fc30 試験体と同様の性状を示した。
- 3) Fc30 の場合、 135° フック閉鎖型の C1-5 のせん断ひび割れ幅 w_s は溶接閉鎖型の C1-4 よりも大きく、Fc60 の場合、最大耐力以降、 135° フック閉鎖型の C2-5 のせん断ひび割れ幅 w_s は溶接閉鎖型の C2-4 よりも小さい。

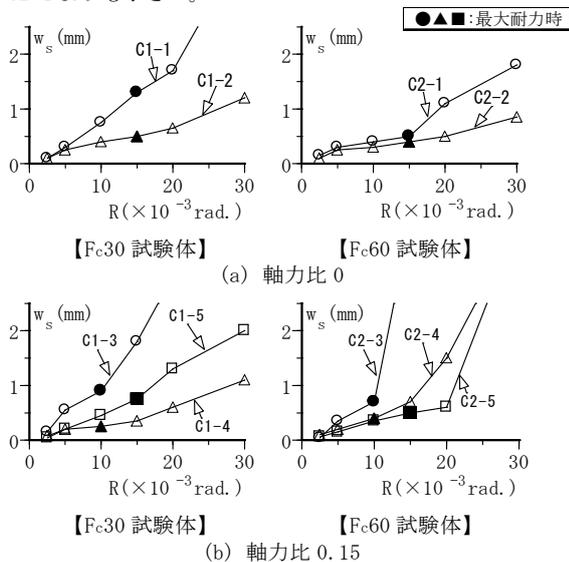


図5 最大せん断ひび割れ幅 w_s の推移(正加力時)

本実験では、図4に示すように、せん断ひび割れ幅と柱主筋に沿う付着ひび割れ幅を測定した。ここで、せん断ひび割れ発生が先行する場合、付着ひび割れ発生が先行する場合、ならびに両ひび割れの発生時期がほぼ同時の場合がある(図2参照)。ただし、それらの発生時期の違いは特定できなかった。

3.3 材端部柱主筋ひずみの推移

正加力時の材端部柱主筋ひずみ ϵ_{CE} の推移を図6に示す。 ϵ_{CE} は、正加力時に曲げ引張側の両材端部ひずみ(C1, C6)の大きい方とした(図4参照)。同図によると、

- 1) 軸力比 0 試験体の最大耐力時柱主筋ひずみ ϵ_{CE} は、Fc30 の C1-1, 2 では概ね降伏ひずみ ϵ_y 以下となり、Fc60 の C2-1, 2 では降伏ひずみ ϵ_y を大きく超えた。
- 2) 軸力比 0.15 試験体の最大耐力時柱主筋ひずみ ϵ_{CE} は、Fc30 の C1-3~5, Fc60 の C2-3~5 とともに概ね降伏ひずみ ϵ_y 以下である。

3.4 横補強筋の最大耐力時ひずみ分布

横補強筋の最大耐力時ひずみ ϵ_{HI} 分布を図7に示す。同図によると、最大耐力時ひずみ ϵ_{HI} は、 $p_w=0.41\%$ の Fc60 試験体 C2-3 では、降伏ひずみ $\epsilon_y (3.60 \times 10^{-3})$ に達したが、それ以外の試験体では、す

べて $2 \sim 3 \times 10^{-3}$ 程度であり、降伏ひずみ ϵ_y 以下となった。

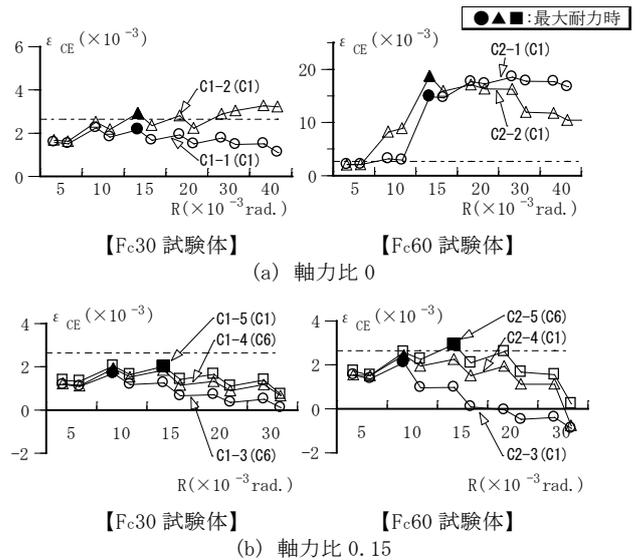


図6 材端部柱主筋ひずみ ϵ_{CE} の推移(正加力時)

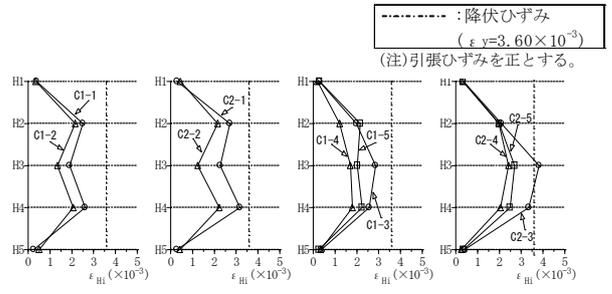


図7 横補強筋の最大耐力時ひずみ ϵ_{HI} 分布(正加力時)

4. 短期許容せん断力に関する検討

4.1 短期許容せん断力の算定式

損傷制御のための短期許容せん断力 Q_{AS} は式(1)、地震時安全性確保のための短期許容せん断力 Q_A は式(3)で算定する。式(1)と式(3)は RC 計算規準 15 条³⁾の算定式と同様に定式化されている。式(2)は、図8に示すように、文献1)の提案式に準じた算定式であり、式(1)と式(3)中の基準横補強筋比 p_{w0} は、後述のように、 $p_{w0}=0.2\%$ と 0.1% とした検討結果を基に決定する。

【損傷制御のための短期許容せん断力】

$$Q_{AS} = b \cdot j \{ \beta_{co} \cdot f_{sE} + 0.5 w_{ft} \cdot (p_w - p_{w0}) \} \quad (1)$$

$$\beta_{co} = 1 - \{ 1 - (2/3) \alpha \} \cdot (100 p_w - 0.2) \quad (2)$$

【地震時安全性確保のための短期許容せん断力】

$$Q_A = b \cdot j \{ f_{sE} + 0.5 w_{ft} \cdot (p_w - p_{w0}) \} \quad (3)$$

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

ここで、 b : 柱幅、 j : 柱の応力中心距離(=7/8d、 d : 有効せい)

f_{sE} : コンクリートの短期許容せん断応力度

w_{ft} : 横補強筋のせん断補強用の短期許容引張応力度

α : せん断スパン比 M/Qd による割増し係数

p_{w0} : 基準横補強筋比、 β_{co} : 横補強筋比 p_w の影響係数

式(1)および式(3)を用いた実験値の検討では、 685 N/mm^2 級の場合、 p_w の上限を 1.2% と $1.2\% \times (\sigma_B / 27)$ のいずれか小さい方、 785 N/mm^2

級以上の場合、 p_w の上限を 1.2% と $1.0\% \times (\sigma_B/27)$ のいずれか小さい方とした¹⁾。 σ_B の単位は N/mm^2 である。

f_{sE} は RC 計算規準³⁾と同じ値とし、 w_{ft} は、SD390 以下では RC 計算規準と同じ値、SD490 では $490N/mm^2$ 、 $685N/mm^2$ 級以上では $590N/mm^2$ とする。本検討では、以下の 3CASE について、損傷制御のための短期許容せん断力 Q_{Asi} を式(1)で算定する。

$$\text{CASE1}(Q_{As1}) : \beta_{co} = (2/3)\alpha, \quad p_{wo} = 0.2\%$$

$$\text{CASE2}(Q_{As2}) : \beta_{co} = \text{式}(2), \quad p_{wo} = 0.2\%$$

$$\text{CASE3}(Q_{As3}) : \beta_{co} = \text{式}(2), \quad p_{wo} = 0.1\%$$

また、以下の 2CASE について、地震時安全性確保のための短期許容せん断力 Q_{Ai} を式(3)で算定する。

$$\text{CASE1}(Q_{A1}) : p_{wo} = 0.2\%, \quad \text{CASE2}(Q_{A2}) : p_{wo} = 0.1\%$$

4.2 短期許容せん断力および短期許容せん断力時部材角

本実験の各試験体について求めた損傷制御用短期許容せん断力 Q_{Asi} ($i=1\sim 3$)、その時の部材角 R_{Asi} ($i=1\sim 3$) およびせん断ひび割れ発生荷重実験値 sQ_{cr} を表 3 に示す。

同表によると、各試験体ともに、せん断スパン比 M/Qd は 1.4 であるので、 M/Qd による割増し係数 α が 1.5 となり、その結果、 Q_{As1} と Q_{As2} ならびに R_{As1} と R_{As2} は、それぞれ同じになる。各 CASE ともに、 Q_{As3} までにせん断ひび割れが発生した試験体は、軸力比 0 の C1-1, 2、C2-1, 2 および軸力比 0.15 の C1-4, 5 である。

前述のように、 M/Qd による割増し係数 α が 1.5 となるので、安全確認用短期許容せん断力 Q_{A1} は損傷制御用短期許容せん断力 Q_{As1} と同じになり、 Q_{A2} は Q_{As2} と同じになる。 R_{A1} 、 R_{A2} も同様である。

4.3 ひび割れ発生荷重実験値との比較

sQ_{cr}/Q_{Asi} ($i=1\sim 3$) と横補強筋比 p_w の関係を図 9 に示す。 sQ_{cr} はせん断ひび割れと付着ひび割れのいずれか早期のひび割れ発生荷重、 Q_{Asi} は CASE1~3 の損傷制御短期許容せん断力である。同図中には、文献 1) と 4) の RC 梁の実験結果、文献 1) の梁実験による回帰式の値を実線、回帰式 $\pm 20\%$ を破線で示した。文献 4) の梁実験は、本論文と同じ $685N/mm^2$ 級横補強筋を用いた実験である。同図によると、

- 1) 各 CASE ともに、軸力比 0 柱試験体の sQ_{cr}/Q_{Asi} は梁実験の回帰式 $\pm 20\%$ の範囲に入る。
- 2) 各 CASE ともに、軸力比 0.15 柱試験体の sQ_{cr}/Q_{Asi} は梁実験結果よりも明らかに大きく、Fc60 試験体では、いずれの損傷制御短期許容せん断力時にも、せん断ひび割れは発生していない。

4.4 残留せん断ひび割れ幅制限値に基づく短期許容せん断力

4.4.1 検討対象ひび割れおよびひび割れ幅の算出方法

検討対象ひび割れは、各試験体のせん断ひび割れ 2~4 本のうち、繰返し載荷所定部材角時に測定した「最大せん断ひび割れ幅」と同位置で荷重 0 まで除荷した時に測定した「最大残留せん断ひび割れ幅」とした(図 4 参照)。

Q_{Asi} ($i=1\sim 3$) 時の最大せん断ひび割れ幅 (w_s) $_{Asi}$ および Q_{Asi} から荷重 0 まで除荷した時の最大残留せん断ひび割れ幅 (w_{sr}) $_{Asi}$ は、図 10 によって算出する¹⁾。図中の R_{Asi} は Q_{Asi} 時部材角であり、 Q_{Asi} (R_{Asi}) 前後の測定段階のひび割れ幅と部材角 R の測定値を直線補間し、 Q_{Asi} (R_{Asi}) 時のひび割れ幅(ピーク時ひび割れ幅) (w_s) $_{Asi}$ を求める。

Q_{Asi} (R_{Asi}) からの残留ひび割れ幅 (w_{sr}) $_{Asi}$ は、その前後の測定段階

表 3 短期許容せん断力および短期許容せん断力時部材角

試験体	sQ_{cr} kN	CASE1, 2		CASE3	
		$Q_{As1, 2}$ kN	$R_{As1, 2}$ $\times 10^{-3} \text{rad}$	Q_{As3} kN	R_{As3} $\times 10^{-3} \text{rad}$
C1-1	147	179	1.6	208	2.2
C1-2	117	294	4.0	322	4.7
C1-3	257	176	0.8	205	1.0
C1-4	289	291	2.0	319	2.3
C1-5	257	291	1.7	319	2.1
C2-1	186	234	2.0	262	2.5
C2-2	196	348	4.1	377	4.7
C2-3	456	233	0.7	261	0.8
C2-4	446	347	1.2	376	1.4
C2-5	480	347	1.2	376	1.4

sQ_{cr} : せん断ひび割れ発生荷重実験値

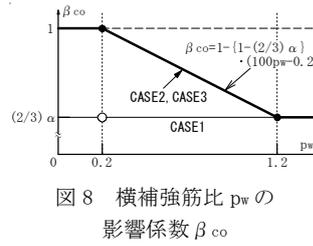


図 8 横補強筋比 p_w の影響係数 β_{co}

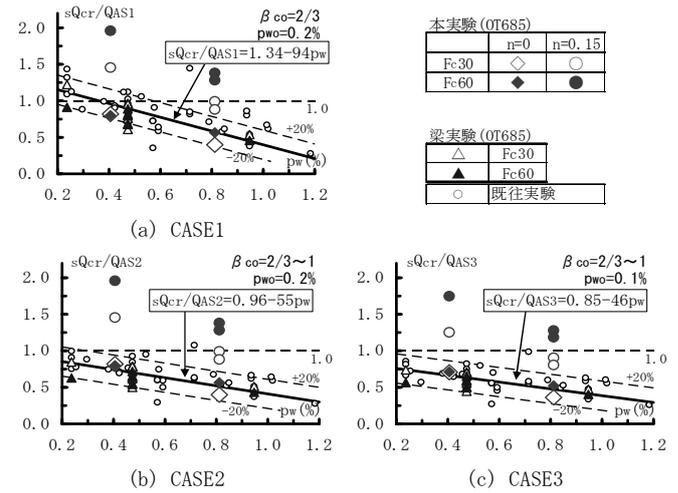


図 9 $sQ_{cr}/Q_{Asi} - p_w$ 関係

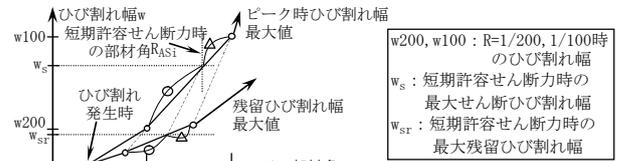


図 10 ひび割れ幅の算出方法¹⁾

の残留ひび割れ幅と残留部材角の測定値に対し、直線補間の比率をピーク時ひび割れ幅算定時と同じであると仮定して求める。

4.4.2 最大残留せん断ひび割れ幅

図 11 に、CASE1~3 の最大残留せん断ひび割れ幅 (w_{sr}) $_{Asi}$ ($i=1\sim 3$) と横補強筋比 p_w の関係を示す。同図には、図 9 と同様、梁実験結果を併示し、梁実験による最大残留せん断ひび割れ幅の上限を太実線で示した。

図 11 によると、各 CASE ともに、軸力比 0 柱試験体の (w_{sr}) $_{Asi}$ は梁実験の上限を超えず、軸力比 0.15 柱試験体の (w_{sr}) $_{Asi}$ は梁実験よりも明らかに小さい。すなわち、 $685N/mm^2$ 級横補強筋を用いた RC 柱の場合、CASE3 の損傷制御短期許容せん断力経過後の最大残留せん断ひび割れ幅 (w_{sr}) $_{As3}$ は、RC 梁と同様、0.1mm 程度以下に留まる。

4.2 節の検討結果に基づくと、通常、中柱が受ける軸力比 0.15~0.2 程度の下では、損傷制御短期許容せん断力時に、せん断ひび割れと付着ひび割れが発生する恐れは少ない。したがって、CASE3 の Q_{As3} を採用しても、損傷制御短期許容せん断力時に、損傷制御に支障を来すひび割れが発生する恐れは少ないと言える。

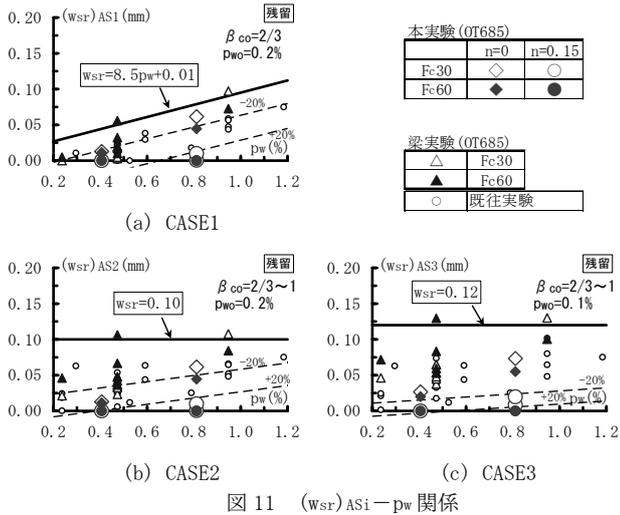


図 11 (wsr)ASi-pw 関係

4.4.3 最大せん断ひび割れ幅

図 12 に、CASE1~3 の最大せん断ひび割れ幅 (ws)ASi (i=1~3) と横補強筋比 pw の関係を示す。同図には、図 11 と同様、梁実験結果を併示し、梁実験の最大せん断ひび割れ幅の上限を太実線で示した。図 12 によると、軸力比 0 柱試験体の (ws)ASi は梁実験の上限を超えず、軸力比 0.15 柱試験体の (ws)ASi は梁実験よりも明らかに小さい。

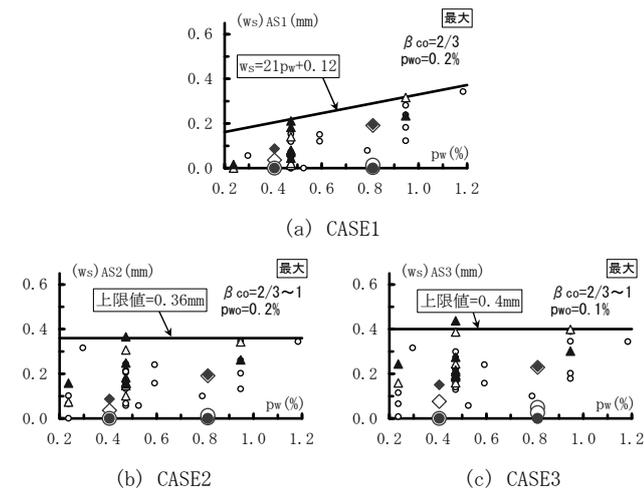


図 12 (ws)ASi-pw 関係

4.5 短期許容せん断力と最大耐力実験との関係

図 13 に、 $Q_{max}/Q_{Fu} - Q_{ASi}/Q_{Fu}$ 関係を示す。 Q_{max} は最大耐力実験値、 Q_{ASi} (i=1~3) は CASE1~3 の損傷制御短期許容せん断力、 Q_{Fu} は平面保持仮定による曲げ終局耐力時せん断力である。同図には、本実験値 (◇, ◆) と既往実験⁷⁾⁻⁹⁾ の計 92 体の実験値を示した。また、荒川 mean 式によるせん断余裕度 $Q_{su}/Q_{Fu} < 1$ の試験体 (48 体) について求めた CASE1~3 の安全率 Q_{max}/Q_{ASi} の回帰勾配を示した。回帰勾配とは、回帰式 $y=m \cdot x$ の勾配 m を指す。

図 13 によると、各 CASE とともに、685N/mm² 級横補強筋を用いた柱の場合、同一 Q_{ASi}/Q_{Fu} 時の損傷制御短期許容せん断力の安全率 Q_{max}/Q_{ASi} は既往実験よりも低い。そこで、損傷制御短期許容せん断力の安全率 $Q_{max}/Q_{AS3} -$ 軸力比 $n (=N/\sigma_{bbD})$ 関係を図 14 に示す。

図 14 によると、軸力比が低いほど、 Q_{max}/Q_{AS3} は小さい。685N/mm² 級横補強筋を用いた柱では、軸力比が 0 の場合、梁実験^{1),4)} と同様、

損傷制御短期許容せん断力の安全率 Q_{max}/Q_{AS3} は 2.0 程度である。すなわち、CASE3 の Q_{max}/Q_{AS3} は 2.0 程度以上になる。

これらより、685N/mm² 級横補強筋を用いた柱の場合、CASE3 の Q_{AS3} を採用しても、梁と同等以上の損傷制御短期許容せん断力を確保できると言える。また、荒川 mean 式によるせん断余裕度 $Q_{su}/Q_{Fu} < 1$ の柱の場合、4.2 節で前述したように、せん断スパン比 M/Qd が 1.5 程度の試験体が多いので、安全確認短期許容せん断力についても、 Q_{max}/Q_{A2} は 2.0 程度以上になる。

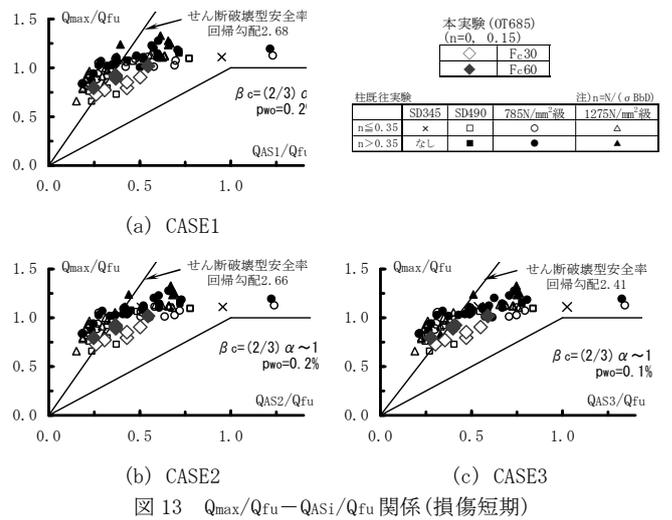


図 13 $Q_{max}/Q_{Fu} - Q_{ASi}/Q_{Fu}$ 関係 (損傷短期)

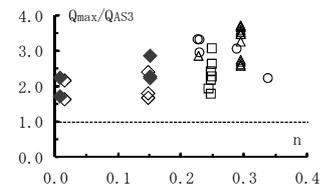


図 14 $Q_{max}/Q_{AS3} - n$ 関係

5. せん断終局耐力に関する検討

5.1 荒川 mean 式によるせん断終局耐力

図 15 に、 $Q_{max}/Q_{Fu} - Q_{su}/Q_{Fu}$ 関係を示す。 Q_{max} は最大耐力実験値、 Q_{su} は荒川 mean 式によるせん断終局耐力、 Q_{Fu} は平面保持仮定による曲げ終局耐力時せん断力である。同図中には、本実験値 (◇, ◆) と既往実験⁷⁾⁻⁹⁾ の計 92 体の実験値および軸力比 $n \leq 0.35$ で、せん断余裕度 $Q_{su}/Q_{Fu} < 1.0$ の 36 体の安全率の回帰勾配 (1.23) を示した。同図中、実験値 (▲) が計算値を下回った試験体は、1275N/mm² 級横補強筋を用い、軸力比 $n=0.5$ の高軸力を受ける場合である。

図 15 によると、685N/mm² 級横補強筋を用いた柱の場合、技術基準解説書⁵⁾ に示された荒川 mean 式によるせん断余裕度 $Q_{su}/Q_{Fu} < 1$ の試験体の安全率 (Q_{max}/Q_{su}) は、SD490 および 785N/mm² 級横補強筋の場合⁹⁾ と同様、1.2 程度である。次に、荒川 mean 式による安全率 (Q_{max}/Q_{su}) と軸力比 $n (=N/\sigma_{bbD})$ の関係を図 16 に示す。

同図によると、軸力比 n が 0.3 程度以下の場合、安全率 (Q_{max}/Q_{su}) は軸力比 n の増加に伴いやや増加する程度である。すなわち、軸力比 $n \leq 0.35$ の場合、685N/mm² 級横補強筋を用いたせん断余裕度 $Q_{su}/Q_{Fu} < 1$ の試験体の荒川 mean 式によるせん断終局耐力 Q_{su} は、最大耐力実験値 Q_{max} に対して適切に評価される。

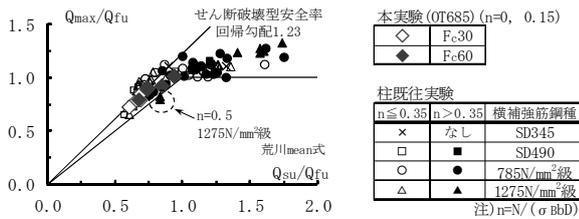


図 15 $Q_{max}/Q_{fu}-Q_{su}/Q_{fu}$ (荒川 mean 式) 関係

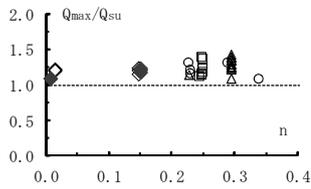


図 16 $Q_{max}/Q_{su}-n$ 関係

5.2 靱性保証型指針式によるせん断終局耐力

本節では、靱性保証型指針式⁶⁾によるせん断終局耐力 Q_{suo} について検討する。 Q_{suo} は、保証回転角 $R_p=0$ とし、下式に示すように、塑性理論に基づくせん断耐力 Q_{su} と付着割裂耐力 Q_{bu} のいずれか小さい方として算定する。

$$Q_{suo} = \min(Q_{su}, Q_{bu}) \quad (4)$$

図 17 に、 $Q_{max}/Q_{fu}-Q_{suo}/Q_{fu}$ 関係を示す。同図中には、図 15 と同様、本実験値 (\diamond, \blacklozenge) および既往実験⁷⁾⁻⁹⁾ の計 92 体の実験値および軸力比 $n \leq 0.35$ 、せん断余裕度 $Q_{suo}/Q_{fu} < 1.0$ の 43 体の安全率の回帰勾配 (1.38) を示した。ここで、 $Q_{suo}/Q_{fu} < 1.0$ の 43 体のせん断終局耐力 Q_{suo} は、すべて付着割裂耐力 Q_{bu} で決定した。同試験体の内法高さ比 H/D は 2~4 である。本実験に供した試験体のせん断余裕度 Q_{suo}/Q_{fu} は 0.49~0.84、せん断耐力に対する付着割裂耐力の比 Q_{bu}/Q_{su} は 0.78~0.82 である (表 1 参照)。

図 17 によると、685N/mm² 級横補強筋を用いた柱の場合、 $Q_{suo}/Q_{fu} < 1.0$ の安全率 Q_{max}/Q_{suo} は 1.35 程度であり、荒川 mean 式の場合よりも高い (図 15 参照)。

すなわち、靱性保証型指針式 ($R_p=0$) による $Q_{suo}/Q_{fu} < 1$ の試験体のせん断終局耐力 Q_{suo} は、軸力比 n の影響が考慮されていないこと、付着割裂耐力 Q_{bu} で決定することなどに起因し、荒川 mean 式の場合よりも低く評価されると考えられる。

そこで、図 16 と同様、靱性保証型指針式 ($R_p=0$) による安全率 (Q_{max}/Q_{suo}) と軸力比 $n (=N/\sigma_{bb}D)$ の関係を図 18 に示す。同図によると、靱性保証型指針式 ($R_p=0$) による $Q_{suo}/Q_{fu} < 1$ の試験体の安全率 (Q_{max}/Q_{suo}) は、軸力比 n が 0.2 程度以下の場合、軸力比 n の影響を受け、安全率 (Q_{max}/Q_{suo}) は軸力比 n の増加に伴い増加する傾向が認められる。

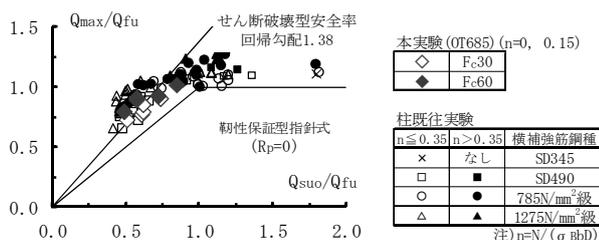


図 17 $Q_{max}/Q_{fu}-Q_{suo}/Q_{fu}$ (靱性保証型指針式) 関係

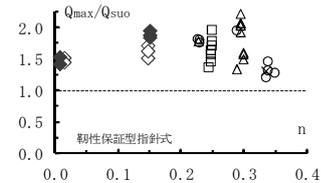


図 18 $Q_{max}/Q_{suo}-n$ 関係

6. まとめ

685N/mm² 級横補強筋を用いた RC 柱について、以下の知見を得た。

- 4.1 節で定義した損傷制御用短期許容せん断力 Q_{AS3} 経験後の最大残留ひび割れ幅 (w_{sr})_{AS3} は、RC 梁と同様、0.1mm 程度以下に留まる。
- 損傷制御短期許容せん断力の安全率 Q_{max}/Q_{AS3} および安全確認短期許容せん断力の安全率 Q_{max}/Q_{A2} は、それぞれ 2.0 程度以上となる。
- 軸力比 $n \leq 0.35$ で、荒川 mean 式によるせん断余裕度 $Q_{su}/Q_{fu} < 1.0$ の場合、685N/mm² 級横補強筋を用いた柱の荒川 mean 式によるせん断終局耐力 Q_{su} は、最大耐力実験値 Q_{max} に対して適切に評価される。
- 靱性保証型指針式 ($R_p=0$) によるせん断終局耐力 Q_{suo} は、軸力比 n の影響が考慮されていないこと、付着割裂耐力 Q_{bu} で決定することなどに起因し、荒川 mean 式の場合よりも低く評価される。

謝辞

本研究は、大谷製鉄 (株) および昭和産業 (株) による 685N/mm² 級高強度せん断補強筋の開発の一環として行われたものであり、関係者のご協力を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 市岡有香子, 田川浩之, 足立将人, 益尾潔: SD295~785N/mm² 級せん断補強筋を用いた RC 梁の残留せん断ひび割れ幅制限値に基づく短期許容せん断力, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 76, No. 662, pp. 821-828, 2011. 4
- 大浜説志, 中村佳史, 篠原保二, 林静雄: 鉄筋コンクリート柱のせん断ひび割れ幅制御によるせん断力の評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 30, No. 3, pp. 157-162, 2008
- 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 15 条, pp. 150-198, 2010 年
- 森裕重, 堂下航, 益尾潔: 685N/mm² 級高強度横補強筋を用いた RC 梁の構造性能 (その 1), (その 2), 日本建築学会大会梗概集, 構造 IV, pp. 269-272, 2012. 9
- 日本建築防災協会, 日本建築センター編集: 2007 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書, 6.4.4 鉄筋コンクリート造のルート 3 の計算 (平成 19 年 国交告 第 594 号第 4 号), pp. 355-361, 2007
- 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 6 章, pp. 138-207, 1997
- 益尾潔: 鉄筋コンクリート柱、はり部材の終局せん断耐力ならびに降伏変形の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 452 号, pp. 87-97, 1993. 10
- 益尾潔: 曲げ降伏先行型鉄筋コンクリート柱の限界部材角の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 447 号, pp. 119-128, 1993. 5
- 市岡有香子, 田川浩之, 足立将人, 益尾潔: SD490 および 785N/mm² 級横補強筋を用いた RC 柱の構造性能, GBRC Vol. 35, No. 3, pp. 16-23, 2010. 7

[2012 年 10 月 10 日原稿受理 2012 年 12 月 12 日採用決定]