F_c150N/mm² 級コンクリートを用いた柱部材のせん断性能に関する実験的研究

AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE SHEAR PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS USING F_c150N/mm² CLASS CONCRETE

細矢 博 ——— * 1 河野政典 ——— * 1
舟山勇司 ——— * 2 益尾 潔 ——— * 3

Hiroshi HOSOYA ——— * 1 Masanori KONO ——— * 1
Yuji FUNAYAMA ——— * 2 Kiyoshi MASUO ——— * 3

キーワード：
鉄筋コンクリート柱, 150N/mm² 級コンクリート, せん断性能,
鋼繊維補強, 鋼板補強, 加力実験

Keywords:
Reinforced concrete column, 150N/mm² class concrete, Shear performance, Steel fiber jacketing, Steel plate jacketing, Loading test

Numerous reinforced concrete super high-rise buildings have recently been constructed. In order to build even higher buildings and simultaneously minimize the cross section of columns and increase the span, reinforced concrete columns using F_c150N/mm² super high strength concrete are being developed. No adequate studies have, however, yet been made of the structural performance of reinforced concrete columns against shear failure. In this study, three types of F_c150N/mm² reinforced concrete columns that were reinforced conventionally, with steel fiber and plate jacketing were subjected to static loading to identify structural performance and evaluate shear strength.

1. はじめに

筆者ら¹⁾²⁾は、超高層鉄筋コンクリート（以下、RC）造建物への適用を目指し、その最下階の柱で降伏ヒンジが形成される場合を想定し、せん断スパン比 M/QD=2.5 の F_c150N/mm² 級コンクリートを用いた在来 RC 柱、鋼繊維補強 RC 柱、鋼板補強 RC 柱の試験体について、構造性能を実験的に明らかにした。なお、在来 RC 柱試験体は、横補強筋のみを配置した試験体である。

同実験によると、在来 RC 柱に対し、鋼繊維補強または鋼板補強を行うと、曲げ降伏後の変形性能が明らかに改善されることがわかった。一方、RC 柱の設計では、せん断耐力の評価が必要であるが、現在、F_c150N/mm² 級コンクリートを用いた RC 柱に適用可能な算定式は明らかにされていない。

そこで、F_c150N/mm² 級コンクリートを用いた RC 柱に適用可能なせん断耐力の算定式を明らかにすることを目的とし、せん断スパン比 M/QD=1.2 の在来 RC 柱、鋼繊維補強 RC 柱、鋼板補強 RC 柱の試験体について静的加力実験を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体の諸元を表 1 に示す。また、試験体の形状・寸法、配筋の一例を図 1 に示す。試験体は、超高層 RC 造建物の下層階のせん断破壊型柱を想定した在来 RC 柱、鋼繊維補強 RC 柱、鋼板補強 RC 柱の試験体 CS1～CS7 である。

CS2 は基準試験体で、横補強筋比(p_w)を 0.5%とした在来 RC 柱試験体であり、CS1 は比較試験体で、横補強筋比(p_w)を 0.33%とした試験体である。CS3、CS4 は CS2 を基準とし、鋼繊維混入率を 0.5vol%、1.0vol%とした鋼繊維補強 RC 柱試験体であり、CS5、CS6 は CS2 を基準とし、3.2mm、4.5mm 厚の鋼板で補強した鋼板補強 RC 柱試験体である。また、CS7 は、CS6 を基準とし、軸力比 (η=N/(b・D・F_c)) を 0.25 から 0.5 に増大した鋼板補強 RC 柱試験体である (N: 軸力、b: 柱幅、D: 柱成、F_c: コンクリートの目標圧縮強度)。

なお、CS5～CS7 は、柱筋を組み立てた後、鋼板を建て込み、その内部にコンクリートを打設・充填したものである。柱頭、柱脚の

表 1 柱試験体の諸元

試験体名	補強種類	断面 (mm)	主筋			横補強筋			M/QD	軸力比 η	鋼繊維 (vol%)	鋼板厚さ (mm)
			配筋	鋼種	p _c (%)	配筋	鋼種	p _w (%)				
CS1	在来RC	300×300	16-D16	USD685	3.54	4-RB6.2@120	SBPD1275	0.33	1.2	0.25	—	—
CS2	在来RC					4-RB6.2@80		0.50		0.25	—	—
CS3	鋼繊維補強RC					4-RB6.2@80		0.50		0.25	0.5	—
CS4	鋼繊維補強RC					4-RB6.2@80		0.50		0.25	1.0	—
CS5	鋼板補強RC					4-RB6.2@80		0.50		0.25	—	3.2
CS6	鋼板補強RC					4-RB6.2@80		0.50		0.25	—	4.5
CS7	鋼板補強RC					4-RB6.2@80		0.50		0.50	—	4.5

柱高さ H=720mm、軸力比 η=N/(b・D・F_c) N: 軸力、b: 柱幅、D: 柱成、F_c: コンクリートの目標圧縮強度(150N/mm²)

^{*1} ㈱奥村組技術研究所 博士 (工学)
(〒300-2612 茨城県つくば市大砂 387)

^{*2} ㈱奥村組東日本支社建築設計部

^{*3} (一社) 建築構造技術支援機構 工博

^{*1} Technical Research Institute, Okumura Corporation, Dr. Eng.

^{*2} Building Design & Planning Dept., East Japan Branch, Okumura Corporation

^{*3} Supporting Association for Building Structural Technology, Dr. Eng.

危険断面位置では、鋼板とスタブ間には 15mm のクリアランスが設けられている。

全 7 試験体とも、コンクリートの目標圧縮強度(F_c)は 150N/mm^2 である。柱断面の寸法は実物の約 1/3 とし、 $b \times D = 300 \times 300\text{mm}$ である。柱高さは $H = 720\text{mm}$ で $M/QD = 1.2$ であり、柱主筋比(p_g)は、実建物の柱主筋比を想定し 3.54%とした。横補強筋比(p_w)は、実建物の横補強筋比のレベルを念頭に、かつせん断破壊型になるように 0.33%～0.5%とした。

図 1 試験体の形状・寸法、配筋の一例

表 2 コンクリートの材料試験値

試験体	σ_B (N/mm^2)	ϵ_{co} ($\times 10^{-6}$)	E_c (kN/mm^2)	σ_t (N/mm^2)	ρ (kN/m^3)
CS1	171	3743	49.6	5.50	25.24
CS2	172	3855	48.9	6.50	25.21
CS3	181	3985	50.4	-	25.40
CS4	177	3881	51.1	-	25.64
CS5	171	3712	49.4	7.92	25.46
CS6	171	3846	49.6	6.94	25.46
CS7	176	3863	49.2	7.12	25.40

σ_B : 圧縮強度 ϵ_{co} : 圧縮強度時ひずみ度
 E_c : ヤング係数 σ_t : 割裂強度 ρ : 単位容積重量

表 3 鉄筋の材料試験値

使用部位	呼び名	鋼種	σ_y (N/mm^2)	σ_u (N/mm^2)	E_s ($\times 10^5 \text{N/mm}^2$)	ϵ_y ($\times 10^{-6}$)	ϵ_u (%)
柱主筋	D16	USD685	741	936	1.928	5844	13.3
横補強筋	RB6.2	SBPD1275	1375	1412	1.852	9427	11.5

σ_y : 降伏点 σ_u : 引張強度 E_s : ヤング係数
 ϵ_y : 降伏ひずみ度 (0.2% オフセット値) ϵ_u : 破断伸び

表 4 鋼板の材料試験値

使用部位	鋼板厚さ (mm)	鋼種	σ_y (N/mm^2)	σ_u (N/mm^2)	E_s ($\times 10^5 \text{N/mm}^2$)	ϵ_y ($\times 10^{-6}$)	ϵ_u (%)
鋼板	$t = 3.2$	SS400	310	411	1.805	3790	32.2
鋼板	$t = 4.5$	SS400	322	428	1.848	3742	34.6

σ_y : 降伏点 σ_u : 引張強度 E_s : ヤング係数
 ϵ_y : 降伏ひずみ度 (0.2% オフセット値) ϵ_u : 破断伸び

表 5 鋼繊維の物性

	物性
鋼繊維	直径: 0.16mm、長さ: 13.0mm 密度: 7.85g/cm^3 引張強さ: 2830N/mm^2

写真 1 鋼繊維

鋼種は、柱主筋が USD685、横補強筋が SBPD1275 である。また、鋼繊維はスチールコードである。鋼板は SS400 である。

コンクリート、鉄筋、ならびに鋼板の材料試験値を表 2、表 3、表 4 に示す。また、鋼繊維の物性を表 5 に、鋼繊維の外観を写真 1 に示す。

2.2 加力方法

加力実験には、建築研究所方式の加力装置を用いた。所定の一定軸力 (軸力比 η : 0.25 (CS1～CS6), 0.5 (CS7)) を加えた後、反曲点位置に変位制御により水平力を加えて逆対称曲げモーメントを発生させた。加力スケジュールは、基本的に、部材角 (R) で、 $R = \pm 1/800\text{rad}$ を 1 サイクル、 $R = \pm 1/400$, $1/200$, $1/100$, $1/67$, $1/50$, $1/33\text{rad}$ を各 2 サイクルずつの漸増繰り返し加力とした。また、 $R = \pm 1/33\text{rad}$ を経ても荷重が顕著に低下しない試験体については $R = \pm 1/25\text{rad}$ 、もしくは $R = \pm 1/20\text{rad}$ まで一方単調加力を行った。ここで、部材角 (R) は、柱水平変位 (δ_h) を柱高さ ($H = 720\text{mm}$) で除して求めたものである。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

在来 RC 柱 CS1、CS2 および鋼繊維補強 RC 柱 CS3、CS4 の最終破壊状況を写真 2 に、鋼板補強 RC 柱 CS5～CS7 の実験後に鋼板を剥いだ後の最終破壊状況を写真 3 に示す。

在来 RC 柱 CS1、CS2 では、 $R = 1/200\text{rad}$ 以降、せん断ひび割れが進展、拡幅し、 $R = 1/67\text{rad}$ 以降では、かぶりコンクリートが大きく剥落した。一方、鋼繊維補強 RC 柱 CS3、CS4 では、せん断ひび割れが進展、拡幅した $R = 1/67\text{rad}$ 以降でも、かぶりコンクリートの剥落はみられなかった。鋼繊維補強 RC 柱の破壊状況は、いずれも鋼繊維の補強効果によって、在来 RC 柱に比べて軽微になった。

次に、鋼繊維混入率 0.5vol% の CS3 では、 $R = 1/50\text{rad}$ 以降、対角線に沿った 2 本のせん断ひび割れが著しく拡幅したのに対し、1.0vol% の CS4 では、 $R = 1/33\text{rad}$ 時でも、CS3 で観察された対角線状のせん断ひび割れは拡大しなかった。すなわち、鋼繊維混入率を 0.5vol% から 1.0vol% に増やすと、せん断ひび割れ幅の拡大を抑えられた。

鋼板補強 RC 柱 CS5～CS7 の場合、鋼板を剥いだ後の破壊状況を見ると、かぶりコンクリートの剥落はほとんど認められなかった。また、ひび割れ幅も狭く、ひび割れ本数も少なく、鋼繊維補強 RC 柱 CS3、CS4 に比べて、対角線状のひび割れは著しくなかった。

厚さ 4.5mm の鋼板補強 RC 柱の CS6 では、柱脚部コンクリートの圧壊および柱主筋の座屈が厚さ 3.2mm の CS5 よりも著しくなった。これは、CS6 の最大耐力が CS5 に比べて高くなり、材端部に生じる曲げモーメントが増加したこと起因すると考えられる。

CS7 の場合、高軸力 (軸力比 $\eta = 0.5$) を受け、 $R = 1/67\text{rad}$ の繰り返し加力時に軸力を保持できなくなった。この結果、コンクリートの圧壊、柱主筋の座屈の状況は、 $R = 1/20\text{rad}$ または $1/25\text{rad}$ の繰り返し加力を経験した CS5 や CS6 と概ね同程度であった。

せん断ひび割れの発生状況から、各試験体とも、最大耐力はせん断破壊により決定したと判断した。

3.2 残留ひび割れ幅

加力実験時にひび割れ観察を行った CS1～CS4 の除荷時 (荷重 0 時) の残留ひび割れ幅と部材角との関係を図 2 に示す。

鋼繊維補強 RC 柱 CS3、CS4 の残留ひび割れ幅は、大変形域まで、

写真 2 最終破壊状況

写真 3 鋼板を剥いだ後の最終破壊状況

図 2 残留ひび割れ幅と部材角との関係

在来 RC 柱 CS1、CS2 に比べて明らかに小さく、 $R=1/67\text{rad}$ まで 0.2mm 程度で、微細であった。大地震時に柱に生じる部材角は $R=1/100\text{rad}$ 程度以下であることを考えると、鋼繊維補強 RC 柱に対する地震後の補修の必要性は、在来 RC 柱に比べて少ないと考えられる。

3.3 柱せん断力-部材角曲線

CS1～CS7 の柱せん断力(Q)-部材角(R)曲線を図 3 に示す。

CS1 では、 $R=1/200\text{rad}$ の第 1 サイクルでせん断破壊し、荷重が低下した後、 $R=1/67\text{rad}$ の第 1 サイクルで加力を打ち切った。CS2 では、 $R=1/100\text{rad}$ の第 1 サイクルでせん断破壊し、荷重が低下したが、 $R=1/33\text{rad}$ のサイクルまで加力した。この部材角の第 2 サイクルの負側の $R=-1/50\text{rad}$ 付近で横補強筋が破断したため、急激に荷重が低下した。

CS3 では、 $R=1/67\text{rad}$ の第 1 サイクルでせん断破壊し、荷重が低下した後、 $R=1/33\text{rad}$ の第 1 サイクルピーク直前で横補強筋が破断したため、急激に荷重が低下した。CS4 では、 $R=1/50\text{rad}$ の第 1 サイクルでせん断破壊し、荷重が低下した後、 $R=1/20\text{rad}$ まで片押し加力した。鋼繊維補強 RC 柱の CS3、CS4 は、鋼繊維補強効果によ

って、在来 RC 柱 CS2 に比べ、最大耐力および最大耐力時の部材角が増大し、荷重の低下が穏やかであることが確認できた。

鋼板補強 RC 柱の CS5 では、 $R=1/67\text{rad}$ で最大耐力を記録した後、徐々に荷重が低下し、 $R=1/20\text{rad}$ まで片押し加力した。破壊モードはせん断破壊型であったが、十分な変形性能が確保された。CS6 では、 $R=1/67\text{rad}$ で最大耐力を記録した後、徐々に荷重が低下した。 $R=1/33\text{rad}$ でも荷重が保持されていたが、 $R=1/20\text{rad}$ のピークに向かう途中で急激に荷重が低下したため $R=1/25\text{rad}$ で片押し加力を打ち切った。

$\eta=0.5$ の高軸力を受ける CS7 では、同じ厚さの 4.5mm の鋼板補強 RC 柱の CS6 と比べて、 $R=1/100\text{rad}$ の早期にかつ高い最大耐力を記録した。負方向では、最大耐力が正方向の 80% 程度しか出ず、耐力の低下が顕著であった。その後、 $R=1/50\text{rad}$ のサイクルでは、ピークに至る前に軸力を保持できなかったため、 $R=1/67\text{rad}$ 近傍で加力を打ち切った。すなわち、軸力比(η)が 0.5 の高軸力下では、柱部材の変形性能は低下することが確認された。

3.4 柱せん断力-部材角曲線の包絡線

柱せん断力(Q)-部材角(R)曲線の包絡線を図 4 に示す。

図 4 (1) の鋼繊維補強 RC 柱 CS3、CS4 のせん断耐力、変形性能は、在来 RC 柱 CS1、CS2 に比べて格段に優れており、鋼繊維混入量 $1.0\text{vol}\%$ の CS4 のせん断耐力、変形性能は、 $0.5\text{vol}\%$ の CS3 よりも優れている。すなわち、鋼繊維混入量が構造性能に影響を及ぼすことが明確にわかる。一方、在来 RC 柱の $p_w=0.5\%$ の CS2 のせん断耐力、変形性能は、 $p_w=0.33\%$ の CS1 よりも優れている。

次に、同図 (2) の厚さ 4.5mm の鋼板補強 RC 柱の CS6 の最大耐力は、厚さ 3.2mm の CS5 に比べて増加し、CS5 と CS6 の最大耐力時の部材角は同一であった。すなわち、鋼板厚さが最大耐力に及ぼす効果が確認できた。ただし、厚さ 4.5mm の CS6 の $R=1/33\text{rad}$ 以降の変形性能は、 3.2mm の CS5 に比べ劣っていた。これは、前述のように、CS6 の材端部の損傷が CS5 に比べて大きかったためである。

同図 (3) によると、 $\eta=0.5$ の高軸力を受ける CS7 の最大耐力は、 $\eta=0.25$ の CS6 に比べて大きいものの、最大耐力時の部材角は CS6 に比べて小さく、その後の変形性能も乏しいことが解かる。

初期剛性については、図 4 (1) の在来 RC 柱 CS1、CS2 と鋼繊維補強 RC 柱 CS3、CS4、ならびに同図 (2) の鋼板補強 RC 柱 CS5 と CS6 では、それぞれ有意な差はみられなかった。

なお、図 4 に◇で示すように、CS2 では $R=1/80\text{rad}$ 、CS4 では $R=1/70\text{rad}$ 、CS5 では $R=1/88\text{rad}$ 、CS6 では $R=1/64\text{rad}$ 、CS7 では $R=1/105\text{rad}$ で、それぞれ柱主筋が圧縮降伏した。しかし、各試験体とも柱主筋は引張降伏しなかった。これらにより、本報告の諸元のような $F_t 150 \text{ N/mm}^2$ 級の柱部材では、軸力比(η)が 0.25 以上の場合、柱主筋が圧縮降伏する傾向があるものと考えられる。

3.5 柱軸方向変位

軸力比(η)が 0.25 であった CS1～CS6 の正方向加力ピーク時の柱軸方向変位の推移を図 5 に示す。軸方向変位は、上下スタブに固定する測定治具に設置した変位計により柱試験区間の変位を計測した。

CS1 では、 $R=1/67\text{rad}$ で軸方向変位が 2mm を超えており、他の試験体よりも軸方向変位の増加が大きい。ひび割れの拡幅、かぶりコ

ンクリートの剥落などの損傷が早かったことに対応している。同様に、CS2では、 $R=1/33\text{rad}$ で2mmを超えている。写真2に示すように、かぶりコンクリートの剥落が大きかったことに対応している。一方、鋼繊維補強 RC 柱の CS3、CS4、ならびに鋼板補強 RC 柱の CS5、CS6 では、 $R=1/33\text{rad}$ までは軸方向変位が2mm以下であり、相対的に在来 RC 柱の CS1、CS2 に比べて軸方向変位が小さい。鋼

繊維補強効果ならびに鋼板補強効果があることが解かる。ただし、鋼板補強 RC 柱の CS6 では、 $R=1/25\text{rad}$ に急激に軸方向変位が増大し、最終的には軸方向変位が大きい。すなわち、CS6 では、3.1 節で前述したように、厚さ4.5mmの鋼板補強したことに伴い、材端部の曲げモーメントが増加したことに起因し、鋼板で覆われていない柱脚部でコンクリートの圧壊が急激に発生するためと考えられる。

3.6 柱主筋ひずみ度

CS1～CS6 の正方向加力ピーク時の柱頭における柱主筋のひずみ度(ゲージC6)の推移を図6に示す(図1参照)。

部材角 $R=1/100\text{rad}$ に至るまでは、各試験体のひずみ度は概ね同一であった。それ以降の部材角になると、CS1～CS3 ではひずみ度の増加はあまりみられないが、CS4～CS6 では急激に増大した。CS1～CS3 では、せん断ひび割れが進展・拡幅したせん断破壊型の破壊形式であるため、柱主筋のひずみ度が急増しなかったものと考えられる。その一方、CS4～CS6 では、1.0vol%の鋼繊維補強と鋼板補強により、せん断ひび割れの進展・拡幅が抑えられた曲げ圧縮破壊型の破壊形式に移行したため、柱主筋のひずみ度が急増したものと考えられる。

図3 柱せん断力(Q)一部材角(R)曲線

図5 柱軸方向変位の推移

図6 柱主筋ひずみ度の推移

図4 柱せん断力(Q)一部材角(R)曲線の包絡線

4. せん断耐力の評価

4.1 基本事項

F_c150N/mm²級のコンクリートを用いた RC 柱のせん断耐力式は未だ確立されたものはないが、本報告では、靱性保証型耐震設計指針式³⁾を拡張して用いることにする。この際、(1)在来 RC 柱の CS1、CS2 は靱性保証型耐震設計指針式で、(2)鋼繊維補強 RC 柱の CS3、CS4 は同式中の有効横補強筋比を鋼繊維の補強効果を考慮した提案式で、(3)鋼板補強 RC 柱の CS5～CS7 は同式中の有効横補強筋比を鋼板の補強効果を考慮した提案式で求めることとする。

4.2 耐力評価式

(1) 靱性保証型耐震設計指針式

$$V_u = \min(V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}) \quad (1)$$

$$V_{u1} = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + (\nu \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda}) \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (2)$$

$$V_{u2} = \frac{\lambda \nu \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e \quad (3)$$

$$V_{u3} = \frac{\lambda \nu \sigma_B}{2} b_e j_e \quad (4)$$

b : 断面の幅、 D : 断面の成、 j_e : トラス機構に関与する断面の有効成で、外側の横補強筋のせん断方向への芯々間隔、 b_e : トラス機構に関与する断面の有効幅で、外側の横補強筋のせん断直交方向への芯々間隔、 p_{we} : 有効横補強筋比、 σ_{wy} : 横補強筋の降伏強度

$$\mu = 2 - 20R_p \quad (5)$$

$$\nu = (1 - 20R_p) \nu_0 \quad (6)$$

$$\nu_0 = 1.7 \sigma_B^{-0.333} \quad (7)$$

$$\lambda = 1 - \frac{s}{2j_e} - \frac{b_s}{4j_e} \quad (8)$$

μ は、トラス機構の角度を表す係数、 ν は、コンクリート圧縮強度の有効係数、 ν_0 は、非ヒンジ部材の有効係数、ただし、式(7)は CEB 式³⁾による。 R_p は終局限界状態でのヒンジ領域の回転角(rad)で、本報告では、試験体の最大耐力はせん断破壊により決定されたものと判断し、 $R_p = 0.0$ とする。 λ は、トラス機構の有効係数、 b_s は、横補強筋の断面方向の最大間隔、他の記号は、靱性保証型耐震設計指針³⁾を参照。

(2) 鋼繊維補強 RC 柱の有効横補強筋比

鋼繊維補強 RC 柱の有効横補強筋比 p_{we} は、式(9)に示すように、横補強筋比 ($a_w/b_e s$) に鋼繊維による等価横補強筋比を加えて算定する。ここで、せん断力方向のみの鋼繊維がせん断耐力に寄与する

と考え、鋼繊維の配向による低減係数を κ と仮定し、鋼繊維の混入体積率 p_s に乗ずるものとする。

$$p_{we} = \frac{a_w}{b_e s} + \kappa p_s \frac{\sigma_{sy}}{\sigma_{wy}} \quad (9)$$

a_w : 1 組の横補強筋の断面積、 s : 横補強筋の間隔、 κ : 鋼繊維の配向による低減係数、 p_s : 鋼繊維の混入体積率、 σ_{sy} : 鋼繊維の引張強度

(3) 鋼板補強 RC 柱の有効横補強筋比

鋼板補強 RC 柱の有効横補強筋比 p_{we} は、式(10)に示すように、横補強筋比 ($a_w/b_e s$) に鋼板による等価横補強筋比⁴⁾を加えて算定する。

$$p_{we} = \frac{a_w}{b_e s} + \frac{2t}{b} \frac{\sigma_{sy}}{\sigma_{wy}} \quad (10)$$

t : 鋼板の厚さ、 b : 柱幅、 σ_{sy} : 鋼板の降伏強度

4.3 最大耐力の実験値と計算値の比較

最大耐力の実験値と計算値の比較を表 6 に示す。また、 Q_{max}/Q_{mu} — Q_{su}/Q_{mu} 関係を図 7 に示す。なお、図 7 には、本報告の実験値のほか、既往の研究¹⁾²⁾で得られた曲げ破壊型試験体の実験値も併記している。表 6 において曲げ耐力は ACI 式³⁾により求めた。

まず、表 6 において、基準試験体の在来 RC 柱の CS2 に対する鋼繊維補強 RC 柱の CS3、CS4、鋼板補強 RC 柱の CS5、CS6 の正方向加力時の最大耐力の実験値の比をみると、それぞれ 1.24 倍、1.42 倍、1.26 倍、1.34 倍であった。このことから、せん断耐力において、鋼繊維補強効果、ならびに鋼板補強効果があること、また、鋼繊維補強量、ならびに鋼板補強量の違いに応じて、せん断耐力が上昇することが確認された。

次に、せん断耐力の計算値に対する最大耐力の実験値の比について述べる。ここで、鋼繊維の補強効果を考慮したせん断耐力の計算値を求める際には、鋼繊維の配向による低減係数 κ を $\kappa=1/1$ 、 $1/2$ 、 $1/3$ として算出する(表 6 参照)。

在来 RC 柱の CS1、CS2 では、実験値の計算値に対する比 A/D は 1.14～1.30 であった。

鋼繊維補強 RC 柱の CS3、CS4 では、実験値の計算値に対する比 (A/E、A/F、A/G) は、 $\kappa=1/1$ の場合 0.97～1.10、 $\kappa=1/2$ の場合 1.11～1.13、 $\kappa=1/3$ の場合 1.17～1.22 であった。よって、本報告では、実験値と計算値との適合性を基に、かつ設計上の安全率を勘案し、 $\kappa=1/3$ として鋼繊維補強 RC 柱のせん断耐力を算出することにする。

表 6 最大耐力の実験値と計算値の比較

試験体	実験値		計算値						実験値/計算値			
	正方向	負方向	曲げ耐力 (補強効果考慮せず)	(補強効果考慮せず)	せん断耐力			(鋼板補強効果考慮)				
					(鋼繊維補強効果考慮)							
					$\kappa=1/1$	$\kappa=1/2$	$\kappa=1/3$					
					Q_{su1} (kN)	${}_1Q_{su2}$ (kN)	${}_2Q_{su2}$ (kN)					
Q_{max} (kN)	Q_{min} (kN)	Q_{mu} (kN)	Q_{su1} (kN)	${}_1Q_{su2}$ (kN)	${}_2Q_{su2}$ (kN)	${}_3Q_{su2}$ (kN)	Q_{su3} (kN)	A/C	A/D	A/G	A/H	
A	B	C	D	E	F	G	H					
CS1	1000	-892	1480	772	-	-	-	-	0.68	1.30	-	-
CS2	1102	-972	1485	967	-	-	-	-	0.74	1.14	-	-
CS3	1363	-1261	1533	994	1405	1229	1161	-	0.89	1.37	1.17	-
CS4	1565	-1482	1512	982	1423	1384	1279	-	1.04	1.59	1.22	-
CS5	1391	-1338	1480	964	-	-	-	1183	0.94	1.44	-	1.18
CS6	1477	-1390	1480	964	-	-	-	1264	1.00	1.53	-	1.17
CS7	1563	-1207	1625	979	-	-	-	1281	0.96	1.60	-	1.22

図7 $Q_{max}/Q_{\mu}-Q_{su}/Q_{\mu}$ 関係

一方、既往の研究 5) では、コンクリート中の鋼繊維補強の配向状態に関する理論的配向係数は、0.41 あるいは 0.5 と述べられている。本報告で提案する κ との関係については、今後の課題としたい。

鋼板補強 RC 柱の CS5~CS7 では、実験値の計算値に対する比 A/H は 1.17~1.22 であった。

CS1、CS2、CS5~CS7 では、靱性保証型耐震設計指針によるせん断耐力計算式は、最大耐力を安全側にかつ精度良く評価することが確認された。また、CS3、CS4 では、 $\kappa=1/3$ とした場合、同計算式は、最大耐力を安全側にかつ精度良く評価することが確認された。

図 7 の $Q_{max}/Q_{\mu}-Q_{su}/Q_{\mu}$ 関係をみると、CS1~CS7 は Q_{max}/Q_{μ} 線上に概ね同様の安全率を有し、精度良くせん断耐力が評価されていることが確認される。

4.4 既往の研究における実験値と本実験値の関係

黒沢ら⁹⁾は、既往の鉄筋コンクリート柱の曲げせん断実験の中から、大部分が圧縮強度が 60N/mm² 以上 120N/mm² 程度以下のコンク

(1) 最大耐力の実験値と計算値の関係

(2) 実験値/計算値とコンクリート強度の関係

(3) 実験値/計算値とせん断補強筋量の関係

(4) 実験値/計算値と軸力比の関係

図8 既往の研究における実験値と本実験値の関係

リートを使用したせん断破壊型の試験体の実験結果をデータベース化した研究を報告している。このデータベースの図に、本研究により得られた実験値と計算値の関係をプロットしてみる。最大耐力の実験値と計算値の関係を図 8 (1) に、実験値/計算値とコンクリート強度の関係を (2) に、実験値/計算値とせん断補強筋量の関係を (3) に、実験値/計算値と軸力比の関係を (4) に示す。

本研究によるデータをみると、 $F_c150\text{N/mm}^2$ 級コンクリートを用いた本実験結果は、 $F_c120\text{N/mm}^2$ 程度以下のコンクリートを用いた在来 RC 柱の場合と同様、いずれの場合も、計算値は実験値を安全側にかつ精度良く評価することがわかる。その精度は、既往の研究により得られたデータベースの実験値と計算値の関に近似していることが確認できる。

5. まとめ

$F_c150\text{N/mm}^2$ 級コンクリートを用いた鋼繊維補強 RC 柱、鋼板補強 RC 柱は、在来 RC 柱に比べ、せん断耐力、変形性能に優れている。また、それらのせん断耐力は、靱性保証型耐震設計指針式において、提案した有効横補強筋比式(9)、(10)を用いることにより、安全側に精度良く評価できることが確認された。

参考文献

- 1) 細矢 博、舟山勇司、河野政典、益尾 潔 : $F_c150\text{N/mm}^2$ 級コンクリートを用いた柱部材の構造性能の実験的研究、日本建築学会技術報告集、第 19 巻、第 42 号、pp.549-554、2013.6
- 2) 細矢 博、舟山勇司、河野政典 : $F_c150\text{N/mm}^2$ 級コンクリートを用いた柱部材の構造性能の実験的研究、奥村組技術研究年報、No.39、pp.29-36、2013.9
- 3) 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、1999
- 4) 益尾 潔：炭素繊維シートおよび鋼板で耐震補強された軸力と曲げせん断を受ける RC 柱の変形性能の評価、日本建築学会構造系論文集、第 564 号、pp.117-124、2003.2
- 5) 小林一輔、睦好宏史：繊維の分散と配向を考慮した鋼繊維補強コンクリート部材の強度と変形、土木学会論文報告集、第 299 号、pp.101-112、1980.7
- 6) 黒沢俊也、森本敏幸、市川昌和、中岡章郎：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱および梁部材の実験結果データベースによる各種強度算定式の適合性の検討、コンクリート工学、Vol.44、No.2、pp.14-22、2006.2