

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* 河野政典* 舟山勇司**

要 旨

近年、鉄筋コンクリート（RC）造の超高層建物が多数建設されているが、さらに、超高層の建物の建設を目指し、また同時に、柱断面の縮小とスパンの拡大を目指し、より高強度なコンクリートを用いた RC 柱の開発が行われている。しかしながら、既往の研究においては、RC 柱のせん断性状については十分に検討されているとは言い難い。そこで、在来補強、鋼繊維補強、ならびに鋼板補強された 3 種類の F_c150N/mm² 級の RC 柱を対象として、静的加力実験を行い、構造性能の把握とせん断耐力の評価を試みた。

その結果、鋼繊維、ならびに鋼板で補強された RC 柱では、在来 RC 柱に比べて、せん断耐力が向上すること、提案した計算式で精度良くせん断耐力を評価できることを確認した。

キーワード：鉄筋コンクリート柱、F_c150N/mm²、せん断性能、鋼繊維補強、鋼板補強、加力実験

1. まえがき

近年、鉄筋コンクリート（RC）造の超高層建物の建設が増加してきており、これらの建物の下層階の柱には、F_c100N/mm² 級のコンクリートが適用されている。この状況下で、さらなる建物の高層化、柱断面の縮小、スパンの拡大を目指すため、より高強度の F_c150N/mm² 級のコンクリートを用いた柱の研究が行われ¹⁾、さらにまた一部の建物では、F_c200N/mm² 級のコンクリートを用いた柱も採用され始めている²⁾。しかしながら、既往の研究においては、F_c150N/mm² 級の高強度コンクリートを用いた柱のせん断性状に関して、十分に検討されているとは言い難い。そこで、在来 RC 柱、鋼繊維補強 RC 柱、鋼板補強 RC 柱の 3 種類の柱部材で静的加力実験を行い、それら柱部材のせん断性能の把握、せん断耐力の評価方法の検討を行った。

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 造建物の下層階の柱を想定し、それをせん断破壊型に計画し直したものである。試験体は、在来 RC 柱のほか、鋼繊維補強 RC 柱、鋼板補強 RC 柱の試験体で CS1

～CS7 である。

CS2 は基準試験体で、横補強筋比 p_w を 0.5% に設定した在来 RC 試験体である。CS1 は比較試験体で、CS2 の横補強筋比 p_w を 0.33% に減じた試験体である。CS3、CS4 は CS2 を基準とし、その柱のコンクリートに鋼繊維をそれぞれ 0.5vol%、1.0vol% 混入した試験体である。CS5、CS6 は CS2 を基準とし、その柱をそれぞれ 3.2mm、4.5mm 厚の鋼板で拘束した試験体である。CS7 は CS6 の軸力比 ($\eta=N/(BD\min(F_c, \sigma_B))$) を 0.25 から 0.5 に増大させたものである (N : 軸力、 σ_B : コンクリート圧縮強度)。

全 7 体の試験体とも、コンクリートの設計基準強度 (F_c) は 150N/mm² である。柱断面の寸法は実物の約 1/3 とし、 $B \times D=300 \times 300$ mm である (B : 柱幅、 D : 柱成)。柱高さは $H=720$ mm で、 $M/QD=1.2$ である。柱主筋比は、実建物の柱主筋比を想定し $p_g=3.54\%$ とした。横補強筋比は、実建物の横補強筋比のレベルを考慮し、かつ、せん断破壊型になるように $p_w=0.33\% \sim 0.5\%$ とした。鋼種は、柱主筋が USD685、横補強筋が SBPD1275 である。鋼板は SS400 である。なお、試験体コンクリートへの鋼繊維混入率は、施工性を考慮し、0.5vol%、1.0vol% の 2 水準に設定した。この際、鋼繊維には、コンクリートに混和しやすいスチールコードを用いた。一方、鋼板の厚さは、施工性および試験体の縮小率 (1/3) を考慮し、3.2mm と 4.5mm の 2 水準に設定した。コンクリート、

*技術研究所 **東日本支社建築設計部

表-1 RC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 | 材種 | $p_s(\%)$ | 配筋 | 材種 | $p_w(\%)$ | | | | |
| 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 $\eta=N/(BD(\min(F_c, \sigma_B)))$ N:軸力、B:柱幅、D:柱径、 F_c :コンクリート設計基準強度(150N/mm²)、 σ_B :コンクリート圧縮強度

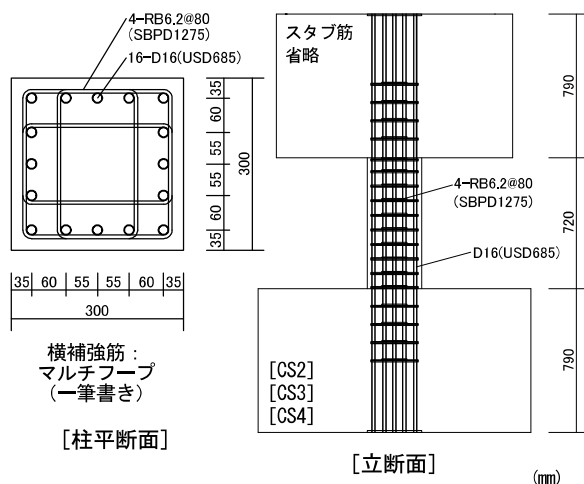


図-1 試験体の形状・寸法、配筋の一例

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 ($\times 10^5$ 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 | 鋼種 | σ_y (N/mm ²) | σ_u (N/mm ²) | E_s ($\times 10^5$ 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

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作用させた。加力スケジュールは、部材角(R)で、 $R=\pm 1/800$ rad を1サイクル、 $R=\pm 1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33$ rad を各2サイクルずつ漸増繰り返し加力を行った。また、 $R=\pm 1/33$ rad を経ても耐力が顕著に低下しない試験体については $R=+1/25$ rad、もしくは $R=+1/20$ rad まで一方向単調加力を行った。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

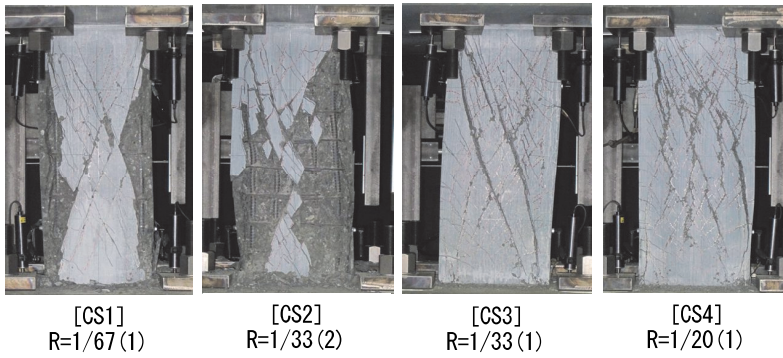
在来 RC 柱の CS1、CS2、ならびに鋼繊維補強 RC 柱の CS3、CS4 の最終破壊状況を写真-2に示す。また、鋼板補強 RC 柱の CS5~CS7 について、実験後に鋼板を除去した後の最終破壊状況を写真-3に示す。在来 RC 柱の CS1、CS2 では、 $R=1/200$ rad 以降、せん断ひび割れが進展、拡幅し、 $R=1/67$ rad 以降では、かぶりコンクリートが大きく剥落した。一方、鋼繊維補強 RC 柱の CS3、CS4 では、せん断ひび割れが進展、拡幅した $R=$

表-5 鋼繊維の物性

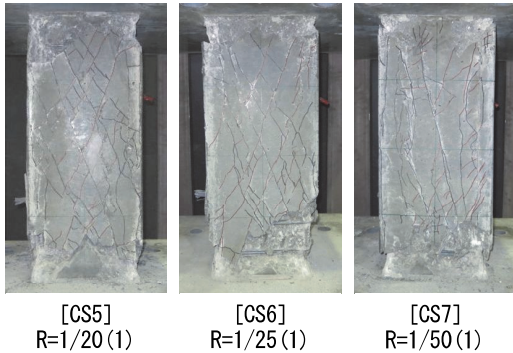
| 物性 | |
|-----|----------------------------|
| 鋼繊維 | 直径:0.16mm、長さ:13.0mm |
| | 密度:7.85g/cm ³ |
| | 引張強さ:2830N/mm ² |



写真-1 鋼繊維



写真一 2 最終破壊状況



写真一 3 鋼板を除去した後の最終破壊状況

1/67rad 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 柱の破壊程度は、鋼繊維の補強効果によって、在来 RC 柱に比べて著しく改善された。

次に、鋼繊維補強 RC 柱の CS3 と CS4 を比較すると、鋼繊維混入率 0.5vol% の CS3 では、R=1/50rad 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=1/33rad 時でも、CS3 で観察された対角線状のせん断ひび割れのようには拡大しなかった。このことから、鋼繊維混入率が 0.5vol% 異なるだけで最終破壊の様相は異なることがわかった。

次に、鋼板補強 RC 柱の CS5～CS7 について、鋼板を除去した後の破壊状況を見ると、かぶりコンクリートの剥落は在来 RC 柱 CS1、CS2 に比べてほとんど認められない。また、ひび割れ幅も狭く、鋼繊維補強 RC 柱 CS3、CS4 に比べて、対角線状のせん断ひび割れは著しくない。

CS5～CS7 を比較すると、厚さ 3.2mm の鋼板で補強した CS5 よりも厚さ 4.5mm の鋼板で補強した CS6 では柱脚部におけるコンクリートの圧壊、および柱主筋の座屈が著しく、鋼板が厚い試験体の破壊が激しい結果となった。これは、CS6 は CS5 に比べ、最大せん断耐力が高くなり、それに伴って材端部の曲げモーメントが大きくなったため、損傷が激しくなったものと考えられる。

CS7 は、経験した部材角が R=1/67rad 程度であったため、コンクリートの圧壊、柱主筋の座屈は、CS5 や CS6 とほぼ同等であり、材端部の損傷はあまり激しいものではなかった。しかし、受けた軸力は、軸力比(η)にして

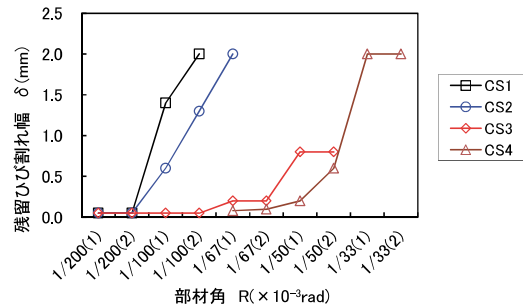
0.5 と高いレベルであったため、加力途中で軸力を保持できなくなった。

CS5～CS7 の加力面内方向のせん断ひび割れの状況を比較すると、ひび割れ幅、ひび割れ本数に有意な差はみられなかった。

3.2 残留ひび割れ幅

加力実験時にひび割れ観察が可能であった CS1～CS4 の試験体について、除荷時の残留ひび割れ幅と部材角との関係を図一 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、在来 RC 柱 CS1、CS2 に比べて明らかに小さく、R=1/67rad 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=1/100rad 程度以下であることを考えると、鋼繊維補強 RC 柱は在来 RC 柱に比べて、地震後の補修の必要性が少ないことが確認できる。



図一 2 残留ひび割れ幅と部材角との関係

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)曲線を図一 3 に示す。CS1 では、R=1/200rad の第 1 サイクルでせん断破壊し、耐力が低下した。その後、R=1/67rad の第 1 サイクルで加力を打ち切った。CS2 では、R=1/100rad の第 1 サイクル途中でせん断破壊し、耐力が低下したが、R=1/33rad のサイクルまで加力した。この部材角の第 2 サイクルの負側で横補強筋が破断したため急激に耐力が低下した。CS3 では、R=1/67rad の第 1 サイクルでせん断破壊し、耐力が低下した。R=1/33rad のサイクルまで加力したが、R=1/33rad 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耐力が低下した。このため、加力を打ち切った。CS4 では、R=1/50rad の第 1 サイクルでせん断破壊し、耐力が低下した。R=1/33rad のサイクルを経た後、R=1/20rad まで片押し加力した。

CS3、CS4 は、せん断破壊にもかかわらず、鋼繊維の補強効果により、耐力の低下が穏やかであることを確認できる。基準試験体の在来 RC 柱 CS2 に比べ、比較試験体の鋼繊維補強 RC 柱 CS3、CS4 では、鋼繊維の補強効果で、せん断破壊が生じる部材角が大きくなること

わかる。また、CS2に対してせん断耐力も増大することが確認できる。

鋼板補強 RC 柱の CS5 では、 $R=1/67\text{rad}$ で最大耐力を記録し、その後、徐々に耐力が低下した。 $R=1/33\text{rad}$ に

おいても耐力が保持されていたため、 $R=1/20\text{rad}$ まで片押し加力した。破壊モードはせん断破壊型と判定されたものの、鋼板で補強されていたため、設計で要求される以上の十分な変形性能を示した。CS6 では、 $R=1/67\text{rad}$

で最大耐力を記録した。 $R=1/33\text{rad}$ においても耐力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耐力が低下したため $R=1/25\text{rad}$ で片押し加力を打ち切った。CS7 は、 $\eta=0.5$ の高軸力を受けているので、同じ厚さの 4.5mm の鋼板で補強されている 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。しかし、負方向では、最大耐力が正方向の 80% 程度であり、耐力低下傾向が顕著であった。その後、 $R=1/67\text{rad}$ の 1 サイクル目の正方向では耐力が出たが、負方向では正方向の 80% 程度しか表れず、やはり耐力低下傾向が顕著であった。 $R=1/50\text{rad}$ のサイクルでは、ピークに至る前に軸力を保持できず、急激に耐力は低下した。このため、 $R=1/67\text{rad}$ 近傍で加力を打ち切った。

厚さ 4.5mm の鋼板で補強されていても、軸力比(η)が 0.5 と高軸力下では、柱部材の変形性能は、急激に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。まず、(1)のCS1~CS4を比較すると、鋼繊維補強 RC 柱のCS3、CS4は、在来 RC 柱のCS1、CS2に比べ、そのせん断耐力、変形性能は格段に優れており、構造的に及ぼす鋼繊維の補強効果が確認できる。次に、在来 RC 柱のCS1とCS2を比較すると、横補強筋比 $p_w=0.5\%$ 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。横補強筋比の構

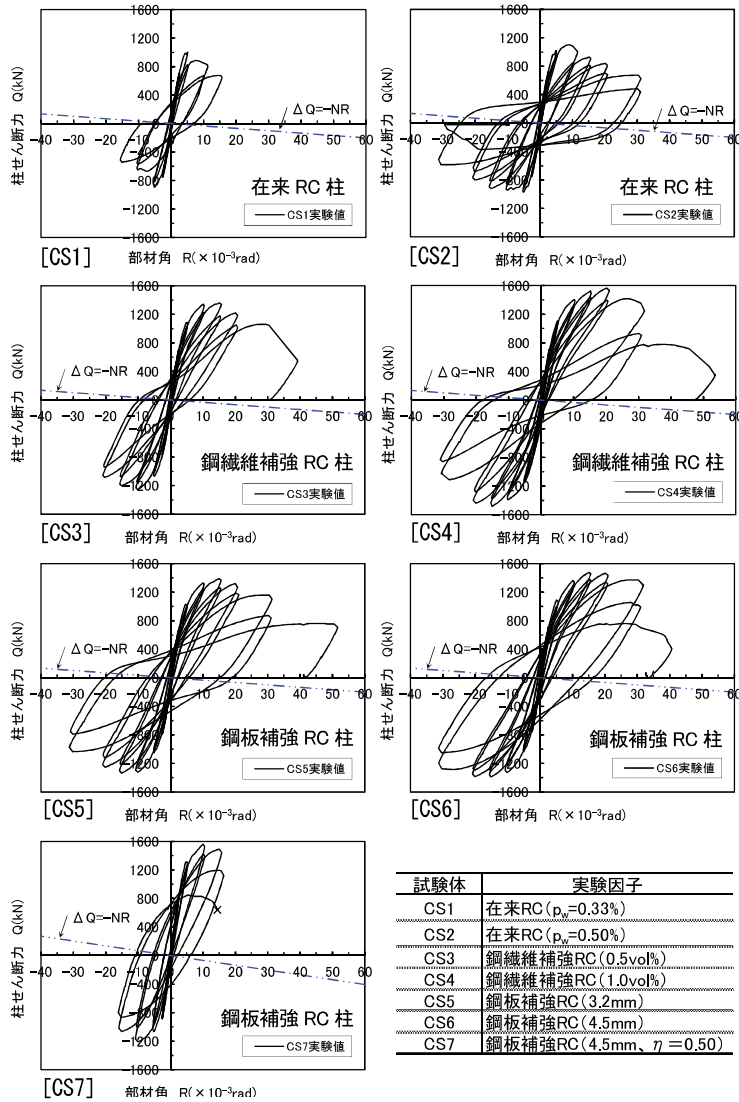


図-3 柱せん断力(Q)-部材角(R)曲線

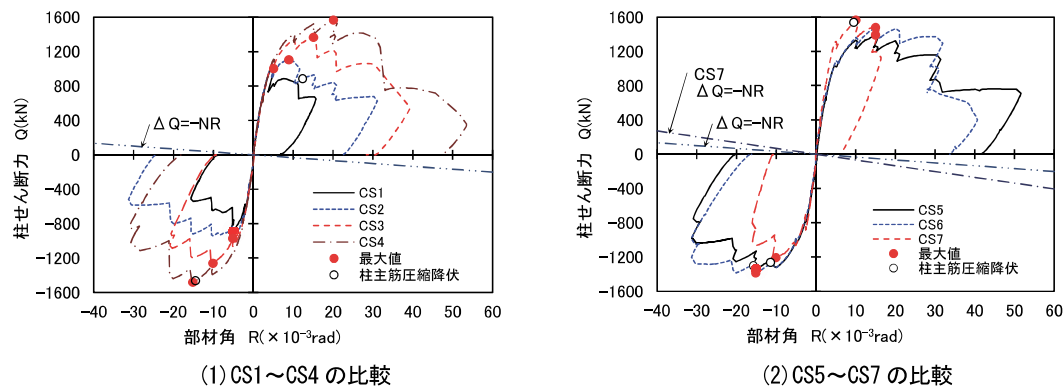


図-4 柱せん断力(Q)-部材角(R)曲線の包絡線

造性能に与える補強効果が確認できる。また、鋼繊維補強 RC 柱の CS3 と CS4 を比較すると、鋼繊維混入量 1.0vol% の CS4 のせん断耐力、変形性能は 0.5vol% の CS3 よりも優れている。このことから、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。

次に、図-4(2)の CS5~CS7 を比較すると、鋼板の厚さが 3.2mm の CS5 と 4.5mm の CS6 では、最大耐力は、CS6 の方が CS5 に比べて優れている。このことから、耐力に及ぼす鋼板の補強効果が確認できる。一方、CS5 と CS6 の変形性能について比較すると、最大耐力の発生時の部材角はほとんど同一であった。また、それ以降の変形性能は、厚さ 4.5mm の CS6 の方が 3.2mm の CS5 に比べ劣っていた。よって、鋼板が厚いほど変形性能に優れているとは一概に言えないことがわかった。これは、上述のように、CS6 は CS5 に比べ最大せん断耐力が高いため、材端部の曲げモーメントが大きくなり、その結果として、材端部の損傷が大きかったためである。

$\eta=0.5$ の高軸力を受ける CS7 は、 $\eta=0.25$ の軸力を受ける CS6 に比べ、最大耐力が大きい。同時に、最大耐力発生時の部材角については、CS7 は CS6 に比べて小さく、その後の変形性能も劣っていることがわかる。

図-4(1)から初期剛性についてみると、在来 RC 柱 CS1、CS2 と鋼繊維補強 RC 柱 CS3、CS4 では、有意な差はみられなかった。したがって、鋼繊維補強が剛性に及ぼす影響は小さいと考えられる。また、図-4(2)から初期剛性についてみると、鋼板の厚さが異なる CS5 と CS6 では有意な差はみられなかった。したがって、鋼板厚さが剛性に及ぼす影響は小さいと考えられる。これに対し、軸力が異なる CS7 と CS6 を比較すると、これらでは、剛性が異なり、軸力が剛性に影響を及ぼす結果となっている。

なお、図-4(1)、(2)において○でマークしたように、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。 $F_c 150\text{N/mm}^2$ 級の柱部材では、柱主筋の圧縮降伏が、引張降伏に先行する結果となった。

3.5 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、 $Q_{\max}/Q_{\text{mu}} - Q_{\text{su}}/Q_{\text{mu}}$ 関係を図-5に示す。なお、図-5には、本報告の実験値のほか、既往の研究³⁾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⁴⁾により、せん断耐力は日本建築学会の靱性保証型耐震設計指針式⁴⁾により求めた。その際、鋼繊維補強 RC 柱のせん断耐力は、下記の式(1)より、鋼繊維の影響を考慮した有効横補強筋比を求め、それを用いて算出した。また、鋼板補強 RC 柱のせん断耐力は下記の式(2)より、同様に、鋼板の影響を考慮した有効横補強筋比を求め、それを用いて算出した。

(a) 鋼繊維補強 RC 柱の有効横補強筋比

$$p_{we} = \frac{a_w}{b_e s} + \kappa p_s \frac{\sigma_{sy}}{\sigma_{wy}} \quad (1)$$

a_w : 1 組の横補強筋の断面積、 b_e : トラス機構に關与する断面の有効幅、 s : 横補強筋の間隔、 κ : 鋼繊維の配向による低減係数 (ここでは、 $\kappa=1/3$ と仮定する)、 p_s : 鋼繊維の混入体積率、 σ_{sy} : 鋼繊維の引張強度、 σ_{wy} : 横補強筋の降伏強度

(b) 鋼板補強 RC 柱の有効横補強筋比

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

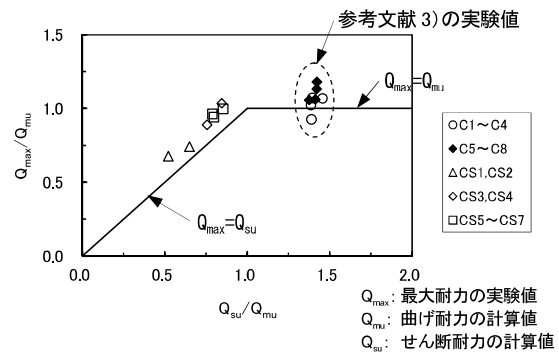
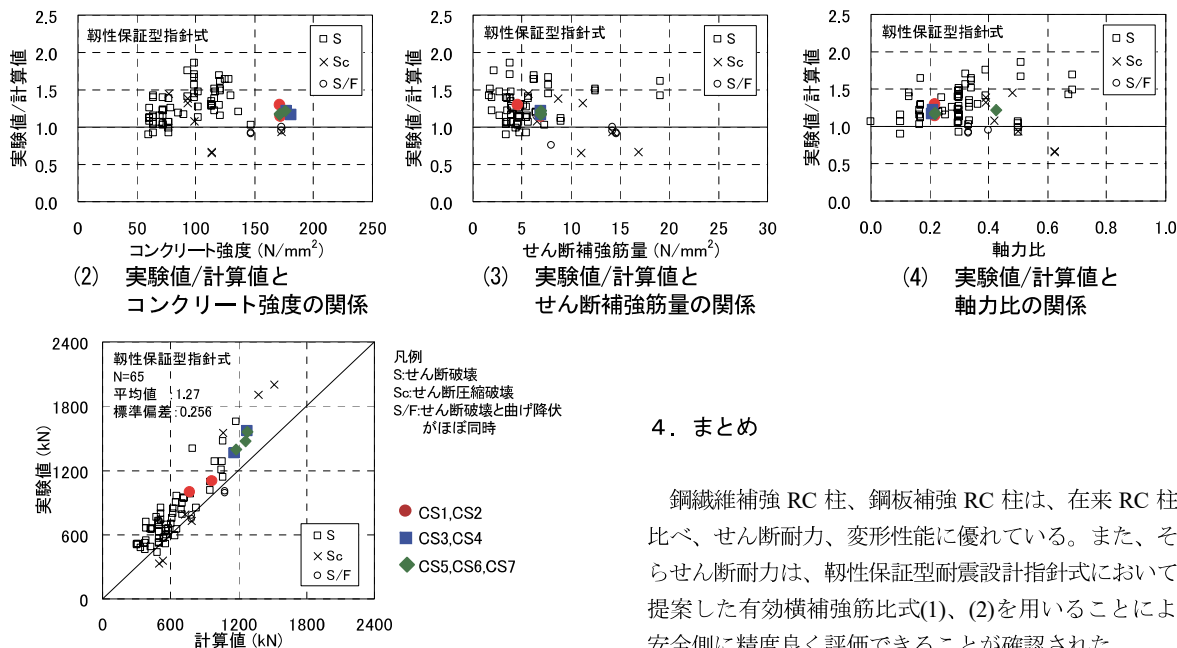


図-5 $Q_{\max}/Q_{\text{mu}} - Q_{\text{su}}/Q_{\text{mu}}$ 関係

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) | せん断耐力 (補強効果考慮せず) | | | | | | |
| | Q_{\max} (kN) | Q_{\min} (kN) | Q_{mu} (kN) | Q_{su1} (kN) | Q_{su2} (kN) | Q_{su3} (kN) | A/C | A/D | A/E | A/F |
| CS1 | 1000 | -892 | 1480 | 772 | - | - | 0.68 | 1.30 | - | - |
| CS2 | 1102 | -972 | 1485 | 967 | - | - | 0.74 | 1.14 | - | - |
| CS3 | 1363 | -1261 | 1533 | 994 | 1161 | - | 0.89 | 1.37 | 1.17 | - |
| CS4 | 1565 | -1482 | 1512 | 982 | 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 |

せん断耐力を求める際は、 $R_p=0.0$ 、 $v_o=1.7 \sigma_B^{-0.333}$ (CEB 式)として計算した。



図一 6 (1) 最大耐力の実験値と計算値の関係

t : 鋼板の厚さ、 b : 柱幅、 σ_{sy} : 鋼板の降伏強度、
 σ_{wy} : 横補強筋の降伏強度

基準試験体である在来 RC 柱 CS2 に対する鋼繊維補強 RC 柱 CS3、CS4、鋼板補強 RC 柱 CS5、CS6 の最大耐力実験値の比は、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、鋼板補強効果があること、また、鋼繊維補強量、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、せん断耐力計算値に対する最大耐力実験値の比をみると、在来 RC 柱 CS1、CS2 では A/D が 1.14~1.30、鋼繊維補強 RC 柱 CS3、CS4 では A/E が 1.17~1.22、鋼板補強 RC 柱 CS5~CS7 では A/F が 1.17~1.22 であった。いずれもせん断耐力の計算式は、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。

$Q_{max}/Q_{mu} - Q_{su}/Q_{mu}$ 関係をみると、CS1~CS7 は Q_{max}/Q_{su} 線上に概ね同様の安全率を有して分布している。精度良くせん断耐力が評価されていることがわかる。

3.6 既往の研究における実験値と本実験値の関係

既往の研究を対象としたデータベース⁵⁾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一 6 (1)に、実験値/計算値とコンクリート強度の関係を図一 6 (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、いずれの場合も計算値は実験値を安全側にかつ精度よ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係に近似していることが確認できる。

4. まとめ

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(1)、(2)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。

5. あとがき

本研究により、 F_c150N/mm^2 級柱部材のせん断性能を把握できた。また、せん断耐力の評価方法を確認できた。この成果を超高層建物の構造設計に活かしていきたい。

6. 謝辞

本研究は、一般社団法人建築構造技術支援機構の益尾潔先生にご指導いただいた。ここに記して謝意を表す。

【参考文献】

- 1) 高津比呂人、木村秀樹、石川裕次、三井健郎、武田浩、「鋼繊維を混入した超高強度鉄筋コンクリート柱部材に関する実験的研究」、竹中技術研究報告、pp.1-10、No.58、2002
- 2) 山本佳城、中島 徹、渡邊悟士、清水良広、「設計基準強度 200N/mm² の超高強度プレキャストコンクリートの超高層鉄筋コンクリート造住宅への適用」、コンクリート工学、pp.37-42、Vol.49、No.8、2011
- 3) 細矢 博、舟山勇司、河野政典、「 F_c150N/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
- 4) 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
- 5) 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