

論文 200N/mm² コンクリートを用いた RC 柱の曲げせん断実験

丸田 誠^{*1}・高稻 宜和^{*2}・永井 寛^{*3}・鈴木 紀雄^{*4}

要旨: コンクリート強度が 200 N/mm², 主筋が SD980, 横補強筋を 1275 N/mm² クラスとしたせん断スパン比 M/QD=1.5 の柱の曲げせん断実験を 8 体行った。コンクリートには鋼繊維を混入している。実験因子は主に横補強筋量として, 2 体は内柱を想定した一定軸力下, 6 体は外柱を想定した変動軸力下での载荷を行い, その性状を確認した。内柱試験体では横補強筋比 $p_w=0.9\%$ 以上で, 外柱試験体では $p_w=1.35\%$ 以上で ACI の曲げ強度計算値以上の強度を発揮した。限界変形角 R_u は, 横補強筋量($p_w \cdot \sigma_{wy}$)と相関があり, $p_w \cdot \sigma_{wy}=17.2 \text{ N/mm}^2$ の外柱試験体では $p_w \cdot \sigma_{wy}=11.5 \text{ N/mm}^2$ の試験体より, R_u が約 3 倍大きくなることが分かった。

キーワード: 高強度コンクリート, RC 柱, 高軸力, 曲げせん断性状, 靱性能, 変動軸力

1. はじめに

近年, コンクリートの高強度化が材料分野から推進され, $F_c150\text{N/mm}^2$ を超えるコンクリートも超高層鉄筋コンクリート (RC) 建物の下層階柱の一部に使われ始めている¹⁾。RC 部材の高強度化により, (1)60 階以上の RC 造超高層建物の実現化, (2)既往の RC 建物の部材断面の縮小化が図られる。このような背景の基に, 200N/mm^2 クラスのコンクリートを用いた柱の実験研究が報告されてきている²⁾。一方, 鉄筋も高強度化が進み SD980 クラスの主筋も実用化されてきている。

コンクリートの高強度化に伴って発生する構造的な問題点が報告されてきている。まず(1)早期の小変形時に,

柱のかぶりコンクリートが爆裂的に飛散する。次に(2)部材性能に寸法効果が顕著に現れてくる。(1)について木村・石川は, $F_c150\text{N/mm}^2$ の柱コンクリートに鋼繊維を混入し, 飛散防止や強度上昇に鋼繊維の効果があつたことを報告している³⁾。(2)については, 河野らが寸法効果を考慮した実験式を提案してきている⁴⁾。

高強度 RC 柱の強度や靱性能などの構造性能を把握することを本研究の目的とし, 上記問題点の克服とデータの蓄積も鑑み, SD980 の主筋と鋼繊維を混入した 200N/mm^2 のコンクリートの組み合わせ下で, 部材寸法を従来²⁾より大きくした試験体を用いて, 軸力や横補強筋量を主因子とした柱の曲げせん断実験を実施した。

表-1 試験体一覧

| 試験体 | 軸力 ¹⁾ | 繊維 ²⁾ | 主筋 [$p_g(\%)$] | 横補強筋 | | コンクリート | |
|------------|---|------------------|---|--|-------------------------|---------------------------|-----------------------------|
| | | | | 鋼種 | 間隔(mm) [$p_w(\%)$] | 圧縮強度 N/mm ² | ヤング係数 kN/mm ² |
| H20A-U09-C | 0.3cNu (一定) | H20A | 24-D19 SD980 [3.4%] $\sigma_{wy}=1106^{3)}$ N/mm ² | U9.0 SBPD1275 $\sigma_{wy}=1313^{3)}$ N/mm ² | @63 [0.90%] | 216 | 46.7 |
| H20A-U14-C | | | | | @42 [1.35%] | 207 | 46.9 |
| H20A-U09-V | @63 [0.90%] | 212 | | | 49.6 | | |
| H20A-U14-V | @42 [1.35%] | 212 | | | 48.1 | | |
| H20A-U16-V | 0.75tNu ~ 0.2cNu ~ 0.7cNu (変動) | H20A | | @35 [1.63%] | 211 | 48.5 | |
| H20A-H16-V | | | | D10 SD785 $\sigma_{wy}=902^{3)}$ N/mm ² | @39 [1.63%] | 212 | 48.6 |
| H20B-U14-V | | | | U9.0 SBPD1275 $\sigma_{wy}=1313^{3)}$ N/mm ² | @42 [1.35%] | 208 | 48.3 |
| H20C-U14-V | | H20C | | | | | 203 |

1) $cNu=0.85 \sigma_B(bD - \Sigma A_g) + \Sigma A_g \sigma_y$, $tNu=\Sigma A_g \sigma_y$, b, D : 断面の幅とせい, σ_B : コンクリート強度, A_g : 主筋断面積, σ_y : 主筋降伏強度
 2) H20A: 径 0.2mm, 長さ 22mm のストレート繊維を 0.3% Vol.混入, H20B: 径 0.2mm, 長さ 22mm のストレート繊維を 0.5% Vol.混入, H20C: 径 0.38mm, 長さ 30mm のフック型繊維を 0.5% Vol.混入
 3) 0.2% オフセット値

*1 島根大学 総合理工学部 材料プロセス工学科 教授 博士 (工学) (正会員)
 *2 鹿島建設 (株) 技術研究所建築構造グループ 研究員 博士 (工学) (正会員)
 *3 鹿島建設 (株) 技術研究所建築構造グループ 上席研究員 工修 (正会員)
 *4 鹿島建設 (株) 技術研究所 副所長 工博 (正会員)

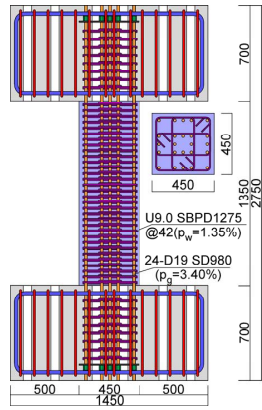


図-1 試験体形状・配筋の例 (H20A-U14-V)

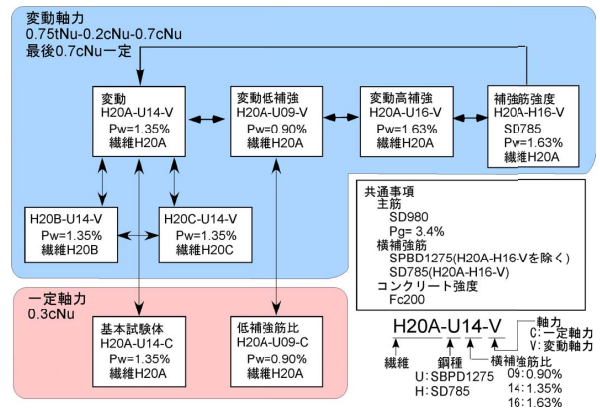


図-2 試験体関係図

2. 実験計画

試験体は、断面 450mm 角、せん断スパン比 1.5 の柱部材 8 体とした。

試験体の一覧を表-1 に、配筋例を図-1 に示す。試験体の因子の関係を図-2 に示す。試験体の縮尺は実物の約 1/2 とした。8 体中 2 体を内柱試験体として一定軸力下(0.3cNu, cNu: 柱の圧縮軸耐力), 他の 6 体を外柱試験体として、変動軸力下 (0.75tNu~0.7cNu, tNu: 柱の引張軸耐力) の実験を行った。全ての試験体とも、鋼繊維入りの 200N/mm² コンクリートと SD980 の主筋は共通とした。降伏強度 1275 N/mm² クラスの高強度横補強筋を中心とし、比較用の SD785 を実験因子の一つとした。内柱試験体の実験因子は横補強筋比 p_w で、外柱試験体の実験因子は、(1)鋼繊維種類 (3 種), (2)横補強筋量 (横補強筋比 $p_w \times$ 降伏強度 σ_{wy}) とした。コンクリートには、長さ 22mm, 径 0.2mm の鋼繊維を体積比 0.3% Vol.混入するものを基本とし、その量を 0.5% Vol.とした試験体と、フック型 (長さ 30mm, 径 0.38mm) 繊維を 0.5% Vol.混入した試験体を製作し、比較を行った。

軸力と曲げモーメントの载荷ルールを図-3 に示す。全ての試験体で部材角 $R=1.25, 2.5, 5, 10, 20, 30, 40 \times 10^{-3}$ rad. を目標に変形制御での繰返し载荷を行った。外柱では、長期軸力(0.2cNu)を作用させた後、圧縮軸力側では M-N 関係上で軸力 0.7cNu 時に 0.5Mu (Mu: ACI 曲げ終局モーメント) になる点、引張軸力側では軸力 0.75tNu 時に Mu に達する点を目指し、曲げモーメントに比例する変動軸力を加えた。ただし圧縮軸力の上限は 0.7cNu まで、引張軸力の上限は 0.75tNu までとした。これ以降、外柱では変動軸力载荷の際に圧縮側を正に引張側を負の载荷として記す。鉄筋の機械的性質及び実験時の封緘養生供試体から求めたコンクリート強度を表-1 中に示す。計測は主要な変形と鉄筋のひずみについて行った。

写真-1 に加力装置を含む実験状況を示す。建研式に倣い、試験体の上下スタブを平行に保つように载荷した。

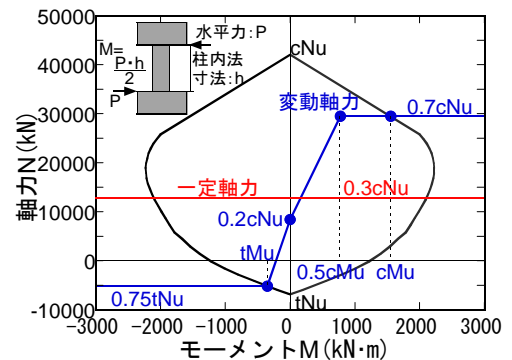


図-3 軸力と曲げモーメントの载荷ルール



写真-1 実験状況

3. 実験結果

3.1 実験経過および変形性能

表-2 に実験結果の一覧を、図-4 に各試験体の P- Δ 効果を考慮した、せん断力と部材角 (以下 R と称す) の関係を示す。この図中に ACI ストレスブロック法⁵⁾ による曲げ耐力を示しており、コンクリート平均圧縮強度を与える係数を 0.85, 圧縮合力位置を与える係数を 0.65, 圧縮縁ひずみを 0.3% として算定した。部材角は剛なスタブ間の変形をクリアスパンで除して求めた。

代表的な試験体の $R=10 \times 10^{-3}$ rad. 時の損傷状況と最終

表-2 実験結果一覧

| 試験体 | 主筋圧縮降伏 | | 主筋引張降伏 | | 横補強筋降伏 | | 1次ピーク | | 最大強度 | |
|------------|-----------|-------------------------------|-----------|-------------------------------|-----------|-------------------------------|-----------|-------------------------------|-----------|-------------------------------|
| | Q (kN) | R ($\times 10^{-3}$ rad.) | Q (kN) | R ($\times 10^{-3}$ rad.) | Q (kN) | R ($\times 10^{-3}$ rad.) | Q (kN) | R ($\times 10^{-3}$ rad.) | Q (kN) | R ($\times 10^{-3}$ rad.) |
| H20A-U09-C | 3273 | 15.9 | — | — | 2874 | 18.5 | 3206 | 10.7 | 3364 | 10.0 |
| H20A-U14-C | 3337 | 15.3 | — | — | 2653 | 33.0 | 3097 | 10.0 | 3768 | 29.6 |
| H20A-U09-V | 1501 | 5.3 | — | — | 2033 | 14.8 | 2083 | 5.2 | 2453 | 10.0 |
| H20A-U14-V | 1949 | 6.7 | -416 | -11.8 | 2156 | 31.9 | 1883 | 5.1 | 3106 | 20.0 |
| H20A-U16-V | 1930 | 6.9 | -409 | -20.0 | 2233 | 5.0 | 2233 | 5.0 | 3364 | 30.4 |
| H20A-H16-V | 1699 | 6.4 | -419 | -18.2 | 918 | 7.0 | 1891 | 4.9 | 2688 | 19.3 |
| H20B-U14-V | 2178 | 7.1 | -414 | -19.3 | 2034 | 31.3 | 2227 | 6.2 | 3258 | 20.0 |
| H20C-U14-V | 2166 | 7.1 | -402 | -20.0 | 2807 | 29.8 | 2241 | 6.6 | 3168 | 20.0 |

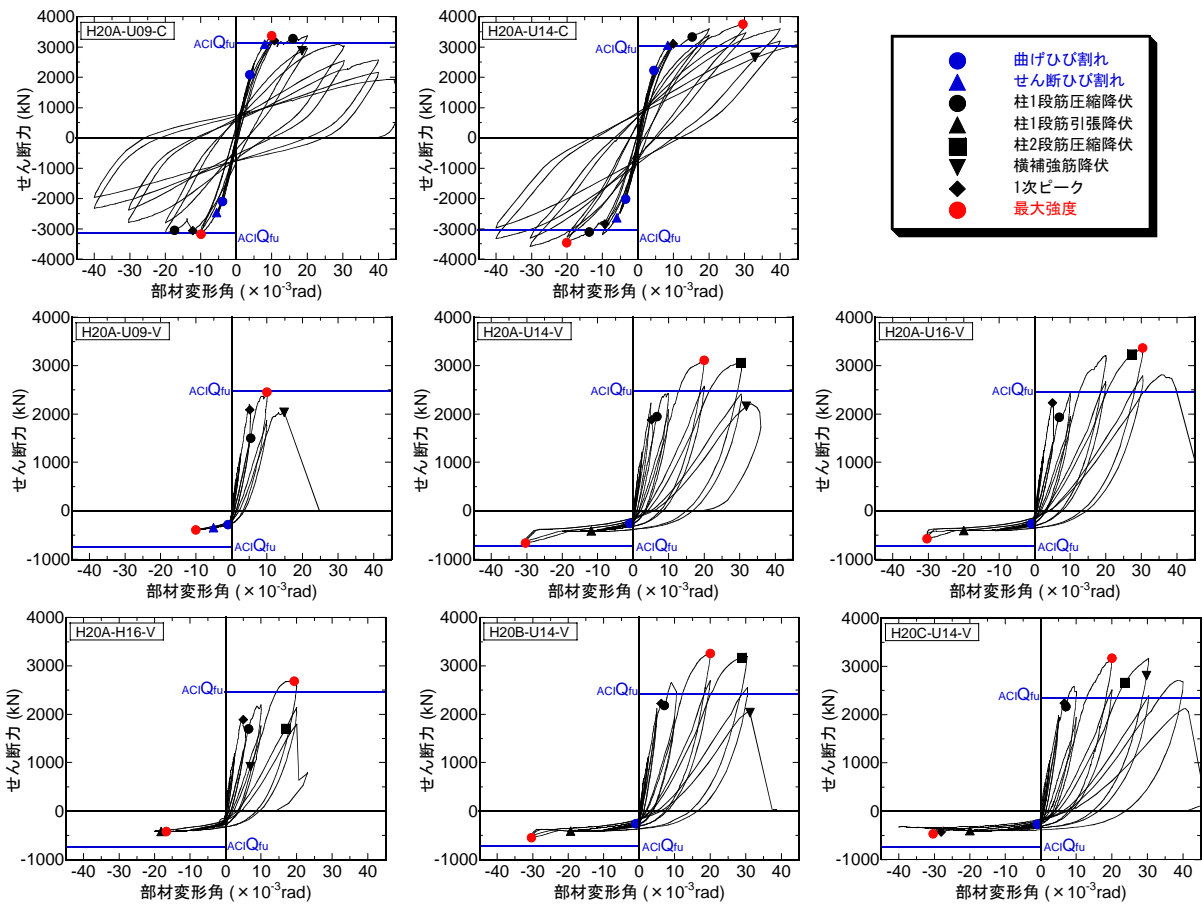


図-4 せん断力-部材角関係

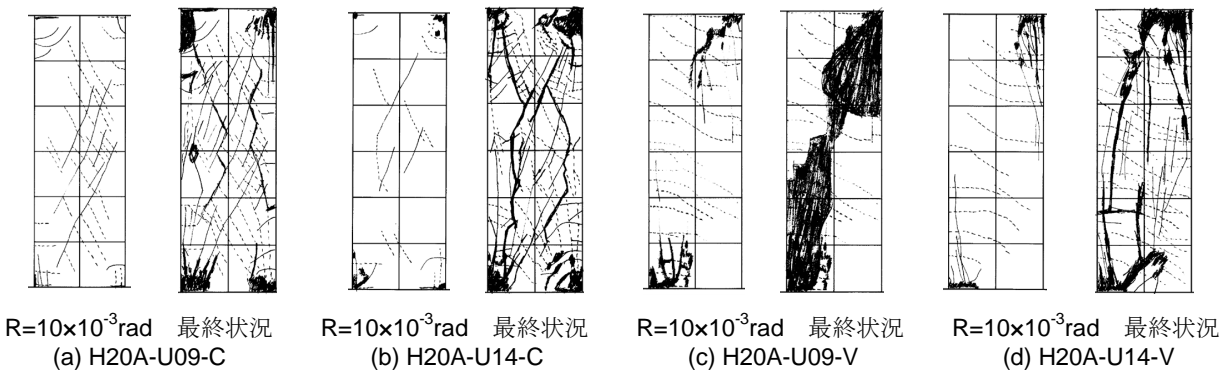


図-5 破壊状況

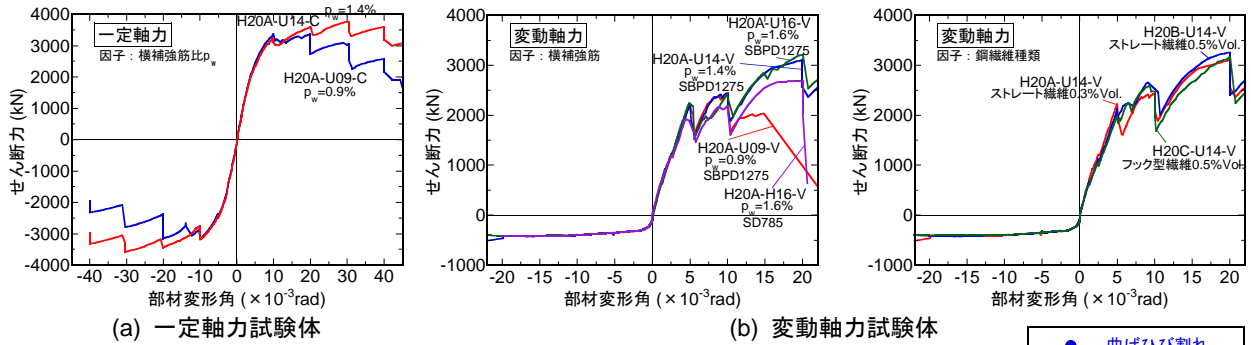


図-6 せん断力-部材角関係包絡線

状態を図-5に示す。内柱試験体（H20A-U09-C, H20A-U14-C）の破壊経過は、 $R=4 \times 10^{-3}$ rad.時に曲げひび割れとコンクリートの端部圧壊が観察された。その後、 $R=10 \times 10^{-3}$ rad.程度で、大きな音と伴にかぶりコンクリートの圧壊が際立った。せん断力-部材角関係は、このかぶり剥離（1次ピーク）以降、横補強筋が少ないH20A-U09-C試験体では、強度上昇が見られなかった。最終的には、H20A-U09-Cは圧壊が進み、荷重低下が著しくなった時点で、H20A-U14-Cは $R=50 \times 10^{-3}$ rad.を経験した時点で載荷を終了した。

外柱試験体の試験経過は、圧縮側の挙動を中心に記述する。いずれの試験体も圧縮側加力の $R=1.5 \times 10^{-3}$ rad.程度の初期からコンクリートの圧壊が観察された。その後 $R=5 \times 10^{-3}$ rad.程度でかぶりコンクリートが顕著に剥落して強度が低下した。その後主筋の圧縮降伏が観察され、部材角の増大と共にコンクリートの圧壊がコアコンクリート部分まで進み、 $R=10 \times 10^{-3}$ rad.付近で、縦方向ひび割れが生じた。最終的には、H20A-U14-Vを除き、横補強筋の破断と共に軸力が保持できず最終に至った。

すべての実験の破壊状況から、文献3)・4)で報告されているような、かぶりコンクリートの爆裂的な飛散は防止できた。これは、鋼繊維をコンクリートに0.3%Vol.以上混入した効果と思われる。

せん断力-部材角関係の包絡線を図-6に示す。外柱試験体は、(1)鋼繊維種類、(2)横補強筋量と因子別に示した。内柱試験体では、横補強筋量によって強度低下の傾向が明確に異なることが分かる。外柱試験体では、鋼繊維種類、量の違いによる各試験体のせん断力-部材角包絡線の違いは大きくなかった。しかし、横補強筋量による違いは大きく、横補強筋比 $p_w=0.9\%$ のH20A-U09-Vでは、 $R=5 \times 10^{-3}$ rad.程度で発生した、かぶりコンクリート剥落以降、殆どせん断力が上がらずに $R=20 \times 10^{-3}$ rad.へ向かう途中で軸破壊した。一方、SD785・ $p_w=1.6\%$ のH20A-H16-Vは、 $R=20 \times 10^{-3}$ rad.確認後軸破壊した。他の試験体は $R=30 \times 10^{-3}$ rad.まで軸破壊は生じなかった。

3.2 軸変形

内柱試験体の2体と外柱試験体で代表的なH20A-U14-

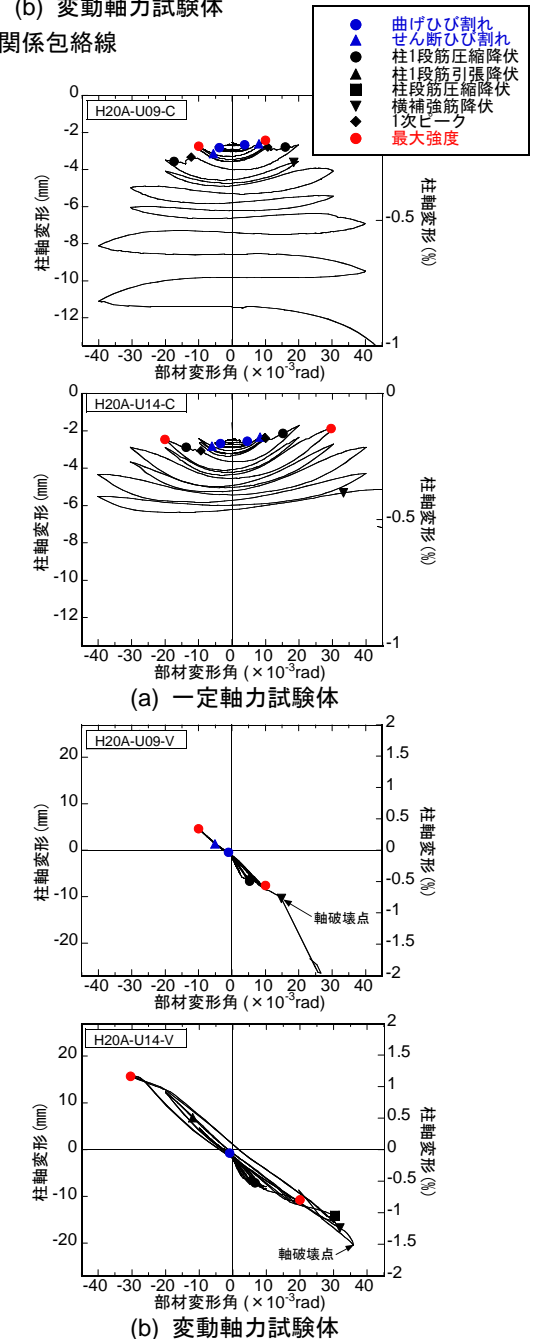


図-7 軸変形-部材角関係

VとH20A-U09-Vの軸変形-部材角関係を図-7に示す。

内柱試験体では、横補強筋比が小さいH20A-U09-Cのほうが、繰り返しに伴い軸変形（縮み）が進展しており、 $R=40 \times 10^{-3}$ rad.時のH20A-U09-Cの軸変形（縮み）は、

H20A-U14-C の 2 倍程度となっている。従って、横補強筋比を増やすことは、軸縮みの進展抑制に有効と言える。

外柱試験体では、圧縮側に着目すると、部材角の増大とともに軸変形（縮み）も進展している。横補強筋比が小さい H20A-U09-V では、H20A-U14-V に比して破壊時の軸変形が半分以下となっており、横補強筋の効果が内柱試験体と同様に確認された。

3.3 横補強筋ひずみ

内柱試験体の 2 体と外柱試験体で代表的な H20A-U14-V と H20A-U09-V の横補強筋のひずみ分布（加力方向外周筋）を図-8 に示す。なお、外柱試験体では、圧縮側加力の分布とした。全ての試験体で、端部より中央部のひずみが大きい傾向となっている。内柱試験体では、せん断ひび割れが発生した $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ からその傾向が強い。内柱試験体間の比較から、 $p_w=0.9\%$ の H20A-U09-C と 1.35% の H20A-U14-C のひずみ分布は、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時とも、最大ひずみは約 2 倍程度 H20A-U09-C の方が大きい。

外柱試験体間の比較から、 $p_w=0.9\%$ の H20A-U09-V と 1.35% の H20A-U14-V のひずみ分布は、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時までは両方で大きく変わらないが、H20A-U09-V は $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ の繰り返し後、約 $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に軸崩壊しており、その直前のひずみをプロットした。この時点で H20A-U09-V の横補強筋のひずみが急激に増大していることが分かる。一方、H20A-U14-V は $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ ま

で安定したひずみ分布を示した。0.3cNu 一定軸力の内柱試験体 (H20A-U14-C) と H20A-U14-V を比べると、中央部だけでなく端部ひずみも大きく、試験部分全体で高軸力 (0.7cNu) に抵抗していることも分かる。

高強度せん断補強筋の降伏ひずみは、0.2% オフセット値であり、明確な線形部分は 6000μ 程度であることを鑑みると、非線形ゾーンに入るとせん断抵抗及び横補強筋の拘束効果が減少することが窺える。

以上より、高強度コンクリートを用いて大きな軸力負担させる場合、大きな補強筋比が必要であり、高強度横補強筋は有効であることが分かった。

4. 実験結果の検討

4.1 最大強度

表-3 に既往の計算式と実験で得られた最大耐力との比較を示す。コンクリート強度には材料試験結果を用い、AIJ せん断耐力⁶⁾算出時のコンクリートの圧縮強度有効係数 v_0 は CEB 式⁷⁾を用い、応力中心間距離 j_i には 1 段目主筋間距離を用いた。実験時最大強度 eQ_{\max} と曲げ強度計算値 $ACI Q_{fu}$ の比と、せん断強度計算値 Q_{su} と曲げ強度計算値 $ACI Q_{fu}$ の比を図-9 に示す。

高軸力下で横補強筋量の少ない H-20A-U09-V を除き、各試験体とも P- Δ 効果を考慮した実験値は ACI の曲げ耐力よりも大きい結果となった。

AIJ 付着強度計算値も実験結果に比べ (eQ_{\max}/Q_{bu0})、か

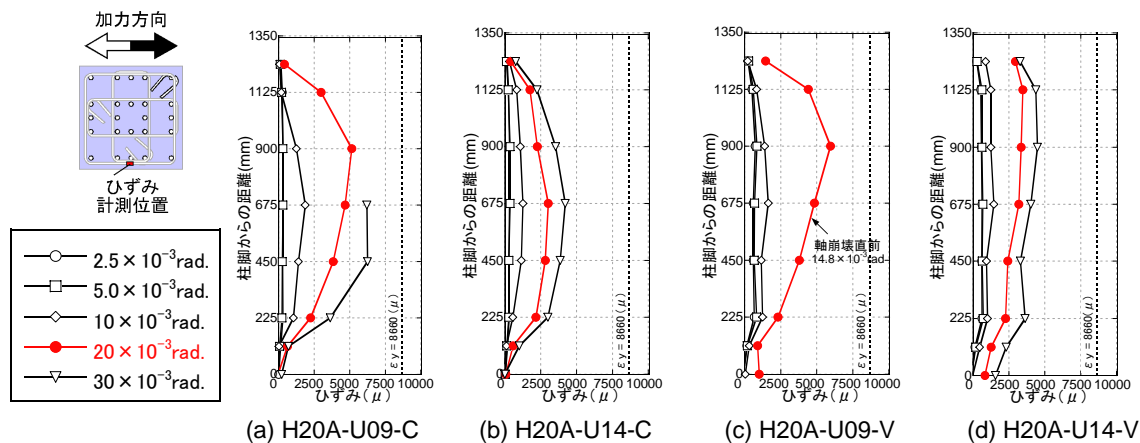


図-8 横補強筋ひずみ分布

表-3 最大耐力及び諸耐力計算値一覧

| 試験体名 | 実験値 | | 計算値 | | | | | | | | | |
|------------|------------------|---|-------------------|--------------------------------|-------------------|--------------------------------|-----------------------|-----------------------------|--------------------------|-----------------------------|-----------------------|-----------------------------|
| | 最大強度 | | 曲げ強度 | | | せん断強度 | | | 付着強度 | | | |
| | eQ_{\max} (kN) | eR_{\max} ($\times 10^{-3} \text{rad}$) | $ACI Q_{fu}$ (kN) | $\frac{eQ_{\max}}{ACI Q_{fu}}$ | $fib Q_{fu}$ (kN) | $\frac{eQ_{\max}}{fib Q_{fu}}$ | Q_{su0} (Rp=0) (kN) | $\frac{eQ_{\max}}{Q_{su0}}$ | Q_{su1} (Rp=0.01) (kN) | $\frac{eQ_{\max}}{Q_{su1}}$ | Q_{bu0} (Rp=0) (kN) | $\frac{eQ_{\max}}{Q_{bu0}}$ |
| H20A-U09-C | 3364 | 10.0 | 3143 | 1.07 | 3044 | 1.11 | 3672 | 0.92 | 2703 | 1.24 | 2010 | 1.67 |
| H20A-U14-C | 3768 | 29.6 | 3029 | 1.24 | 2940 | 1.28 | 4251 | 0.89 | 3777 | 1.00 | 2161 | 1.74 |
| H20A-U09-V | 2453 | 10.0 | 2467 | 0.99 | 2081 | 1.18 | 3659 | 0.67 | 2703 | 0.91 | 1990 | 1.23 |
| H20A-U14-V | 3106 | 20.0 | 2463 | 1.26 | 2081 | 1.49 | 4295 | 0.72 | 3819 | 0.81 | 2182 | 1.42 |
| H20A-U16-V | 3364 | 30.4 | 2459 | 1.37 | 2078 | 1.62 | 4512 | 0.75 | 3965 | 0.85 | 2296 | 1.46 |
| H20A-H16-V | 2688 | 19.3 | 2463 | 1.09 | 2082 | 1.29 | 4082 | 0.66 | 3463 | 0.78 | 2302 | 1.17 |
| H20B-U14-V | 3258 | 20.0 | 2418 | 1.35 | 2043 | 1.59 | 4262 | 0.76 | 3787 | 0.86 | 2166 | 1.50 |
| H20C-U14-V | 3168 | 20.0 | 2345 | 1.35 | 1989 | 1.59 | 4206 | 0.75 | 3734 | 0.85 | 2139 | 1.48 |

なり大きい値となる。実験状況からは、かぶりコンクリートが全て剥離した後も耐力は上昇しており、コンクリートが軸力により膨張し、横補強筋による拘束効果によって、拘束筋内の鉄筋とコンクリート間の付着が健全に保たれ、せん断力を伝達できたと考えられる。

しかし、データの未だ

少なく、高強度材料を用いた部材における高軸力下の付着強度に関しては今後の課題である。

拘束コンクリートを六車・渡邊モデル⁸⁾としたファイバーモデルの計算値 $f_{ib}Q_{fu}$ は、ACI による計算値 $ACIQ_{fu}$ より、変動軸力の外柱試験体で特に大きな値となったが、これは今後の検討課題としたい。

4.2 限界変形角

図-10 に限界変形角と横補強筋量 ($p_w \cdot \sigma_{wy}$) の関係を示す。限界変形は、New RC⁹⁾に倣い P- Δ 効果を考慮したせん断力-部材変形角関係において最大耐力の95%まで耐力が低下したときの変形と定義した。内柱試験体は、横補強筋量 $p_w \cdot \sigma_{wy} = 17.5 \text{ N/mm}^2$ 程度まで、 $p_w \cdot \sigma_{wy}$ が大きいほど限界変形が大きくなる傾向が見られる。

変動軸力試験体は、一定軸力試験体と同様に $p_w \cdot \sigma_{wy} = 17.5 \text{ N/mm}^2$ 程度までは、 $p_w \cdot \sigma_{wy}$ が大きいほど限界変形が大きくなる傾向が見られるが、 $p_w \cdot \sigma_{wy} = 17.5 \text{ N/mm}^2$ 程度以上では、限界変形は $30 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 程度でほぼ横ばいとなっている。

この図より、横補強筋量が増加すると、限界変形角が増大するが、同補強筋量では高軸力の外柱試験体の方が内柱試験体より、限界変形角は小さい。また外柱試験体では、補強筋量で限界変形角に頭打ちが見られたなど明確な傾向が分かった。

5. まとめ

200N/mm² の繊維補強コンクリート、SD980 主筋、降伏強度 1275N/mm² 及び SD785 横補強筋を用いた大型柱試験体の曲げせん断実験により、下記のことになった。

- (1) 鋼繊維をコンクリートに 0.3% Vol. 以上混入すれば、かぶりコンクリートの爆裂的な飛散を防止できる。
- (2) 0.3cNu 一定軸力下では、 $p_w = 0.9\%$ ($\sigma_{wy} = 1275 \text{ N/mm}^2$) の横補強があれば、曲げ強度は計算値より大きく、限界変形角 R_u (最大強度の95%低下時変形角) も $R = 20 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 以上得られたが、変動軸力 (最大 0.7cNu) の $p_w = 0.9\%$ ($\sigma_{wy} = 1275 \text{ N/mm}^2$) では、曲げ計算強度に達せず、 R_u も $R = 10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ と小さい結果となった。以

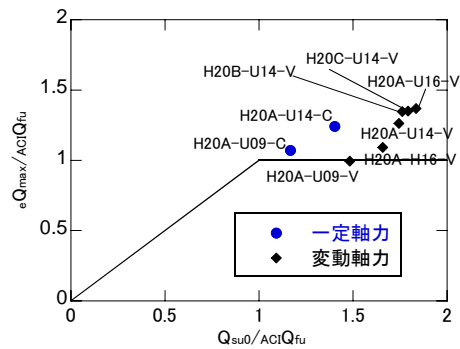


図-9 実験値と計算値の関係

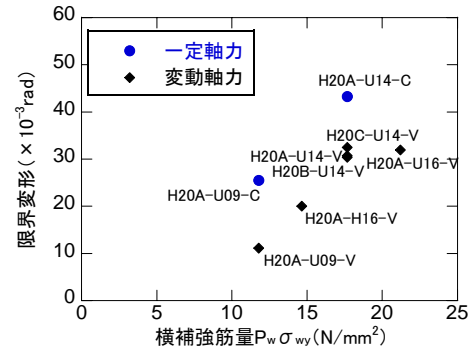


図-10 限界変形

上から、軸力比、横補強筋量が構造性能に及ぼす影響が大きいことが分かった。

- (3) 最大耐力は H-20A-U09-V を除いたすべての試験体で ACI のストレスブロック法で算出した曲げ強度計算値を上回った。また、試験体の最大耐力は AIJ 終局指針の付着耐力を大きく上回った。
- (4) 変動軸力の外柱試験体の限界変形角 R_u は、横補強筋比 $p_w \times$ 降伏強度 σ_{wy} とほぼ比例の関係があった。ただし、 $p_w \cdot \sigma_{wy} = 17.5 \text{ N/mm}^2$ 程度以上では、 R_u の頭打ちが見られた。

参考文献

- 1) 日本建築学会：高強度コンクリート技術の現状 (2009), 第3編6章 適用建物, pp.379-401, 2009.
- 2) 木村秀樹ほか：超高強度鋼繊維コンクリートを用いた RC 柱の高軸力下における力学性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.27 No.2, pp.685-690, 2005.
- 3) 木村秀樹, 石川裕次：鋼繊維混入高強度コンクリート RC 柱の曲げせん断実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.23 No.3, pp.211-216, 2001.
- 4) 河野進ほか：高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の曲げ耐力における寸法効果(その1~その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 構造IV, pp.525-532, 2008.9
- 5) American Concrete Institute : Building Code and Commentary ACI 318-95/318R-03, 2003.
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説 (1990)
- 7) 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)
- 8) 六車照, 渡邊史夫, 西山峰広：高強度コンクリートの靱性改善, プレストレストコンクリート技術者協会第2回シンポジウム論文集, pp.10-14, 1991.11
- 9) 財国土開発技術センター：建設省技術開発プロジェクト 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発 平成4年度構造性能分科会報告書