

論文 超高強度コンクリートを用いた 1 階柱とその柱脚接合に関する実験的研究

菊田 繁美^{*1}・和泉 信之^{*2}・濱田 聡^{*3}・竹中 啓之^{*1}

要旨：1階柱のコンクリート強度を 130N/mm² レベル、直下の柱梁接合部を 90 N/mm² レベルとした柱の曲げせん断実験を行い、超高強度 RC 柱の耐震性能および柱梁接合部の損傷について検討した。実験結果から、柱梁接合部のコーナーにハンチ補強を施すことで柱梁接合部の損傷を低減できること、45° 方向加力に対しても断面分割法が適用できること、および限界変形の実験値が計算値を大きく上回ること等の結論を得た。

キーワード：超高強度，柱，接合部，曲げ耐力，ひび割れ

1. はじめに

筆者らは既報^{1), 2), 3)}に示したように圧縮強度が Fc150N/mm² までの高強度コンクリート柱については実験により力学的性能を把握した。これらの実験は柱上下に加力用スタブを設けて柱の性状を把握するものであり、1階柱のように直下に連続する比較的強度のコンクリートを用いた柱梁接合部、基礎梁および下層階柱の影響については検証していない。

本研究は、圧縮強度が 130 N/mm² レベルの超高強度コンクリートを用いた 1 階柱とその直下の比較的強度のコンクリートを用いた柱梁接合部の力学的性能を実験的に検討したものである。

2. 試験体

試験体の一覧および試験体の配筋を表-1、図-1に示す。試験体は 130 N/mm² レベルの超高強度コンクリートを用いた 1 階

柱と直下の柱梁接合部、基礎梁および下階柱からなる約 1/3 縮尺の 3 体である。全試験体ともせん断スパン比が 2.0、1 階柱断面が 300mm×300 mm、下階柱断面が 375mm×375mm、梁断面が 200mm×300mm である。UHRC20 は柱せん断補

表-1 試験体一覧

| | | UHRC18 | UHRC19 | UHRC20 |
|-----|---------|--|--|--|
| 1階柱 | B×D(mm) | 300×300 | 300×300 | 300×300 |
| | 主筋 | 16+4-D16 (USD685) Pg=4.4% | 16+4-D16 (USD685) Pg=4.4% | 16+4-D16 (USD685) Pg=4.4% |
| | せん断補強筋 | 4-U6.4@40 Pw=1.1% | 4-U6.4@40 Pw=1.1% | 4-U6.4@60 Pw=0.7% |
| 接合部 | B×D(mm) | 下階柱を内包する八角形 | 下階柱を内包する八角形 | 375×375 |
| | せん断補強筋 | 4-D6@50×2 (HSD785) 4セット | 4-D6@50×2 (HSD785) 4セット | 4-D6@50×2 (HSD785) 4セット |
| | | | | |
| 梁 | B×D(mm) | 200×300 | 200×300 | 200×300 |
| | 主筋 | 上:4-D16 (SD490) 下:4-D16 (SD490) | 上:4-D16 (SD490) 下:4-D16 (SD490) | 上:4-D16 (SD490) 下:4-D16 (SD490) |
| | せん断補強筋 | 4-D6@50 (SD295) | 4-D6@50 (SD295) | 4-D6@50 (SD295) |
| 下階柱 | B×D(mm) | 375×375 | 375×375 | 375×375 |
| | 主筋 | 12+(16+4)-D16 (USD685) | 12+(16+4)-D16 (USD685) | 12+(16+4)-D16 (USD685) |
| | せん断補強筋 | 4-D6@40 (USD685) | 4-D6@40 (USD685) | 4-D6@40 (USD685) |
| 軸力比 | | 0.31 | 0.29 | 0.28 |
| 備考 | | 柱梁接合部にコーナー補強筋(D4@50)を配筋 | 45° 方向加力柱梁接合部にコーナー補強筋(D4@50)を配筋 | — |

*1 戸田建設 (株) 技術研究所 工修 (正会員)

*2 戸田建設 (株) 構造設計部グループ長 工博 (正会員)

*3 戸田建設 (株) 構造設計部 工修 (正会員)

強筋間隔が 60mm、柱梁接合部を下階柱と同じ正方形断面として柱梁接合部のコーナー補強を行わない基本試験体である。UHRC18, 19 では UHRC20 の耐震性能向上を目指して、柱せん断補強筋間隔を 40mm とし、柱梁接合部のコーナー補強として、下階柱を内包するハンチを設け、ハンチ内にコーナー補強筋を配した。UHRC19 は UHRC18 を 45° 方向加力としたものである。全試験体とも下階柱主筋は接合部内でプレートナットにより定着されており、1 階柱主筋は下階柱を通りスタブに定着されている。

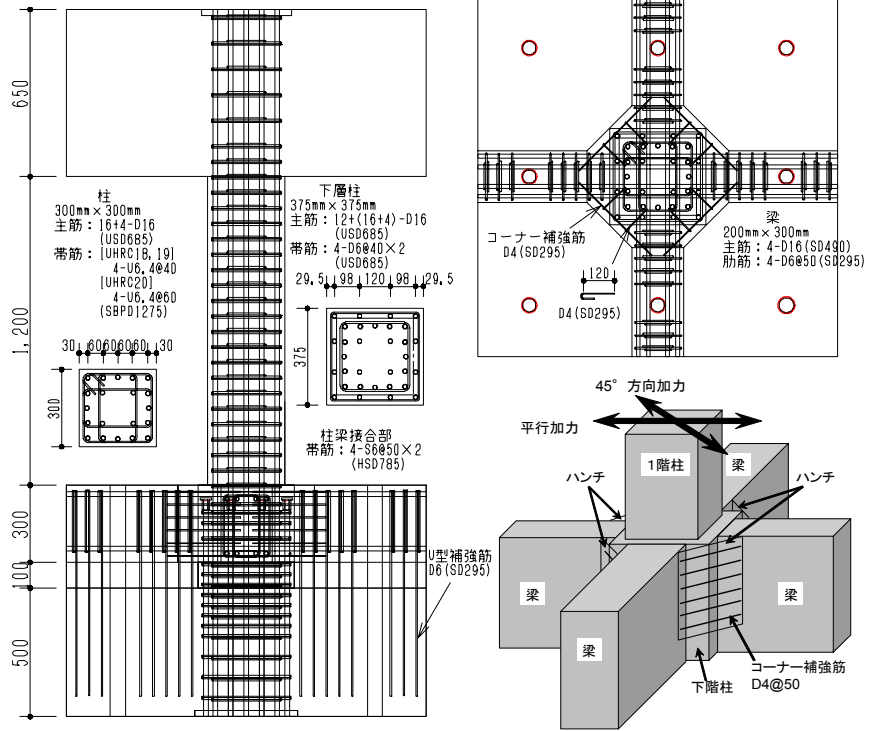


図-1 試験体配筋

材料試験結果を表-2に示す。コンクリートの圧縮強度は柱が 127~142 N/mm²、柱梁接合部が 90~96 N/mm²、梁と下階柱が 56~59 N/mm²であった。主筋は柱に USD685、梁に SD490、せん断補強筋は柱に SBPD1275、梁に SD295、接合部に HSD785 を用いた。

表-2 材料試験結果

| コンクリート | | 圧縮強度 (N/mm ²) | 割線剛性 (N/mm ²) | 割裂強度 (N/mm ²) |
|--------|-------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| UHRC18 | 柱 | 126.9 | 43700 | 4.1 |
| | 柱梁接合部 | 94.4 | 44500 | 3.8 |
| | 下階柱、梁 | 55.5 | 32800 | 2.7 |
| UHRC19 | 柱 | 134.6 | 47000 | 4.3 |
| | 柱梁接合部 | 95.8 | 44400 | 4.0 |
| | 下階柱、梁 | 56.2 | 33400 | 2.8 |
| UHRC20 | 柱 | 141.9 | 46400 | 5.2 |
| | 柱梁接合部 | 89.9 | 39600 | 5.2 |
| | 下階柱、梁 | 59.3 | 31700 | 3.5 |

| 鉄筋 | 材種 | 降伏強度 (N/mm ²) | ヤング係数 (N/mm ²) | 引張強度 (N/mm ²) |
|-------------|----------|------------------------------|-------------------------------|------------------------------|
| D4(コーナー補強筋) | SD295 | 308* | 163000 | 525 |
| D6(梁肋筋) | SD295 | 416 | 190000 | 527 |
| D6(下階柱帯筋) | USD685 | 695* | 186000 | 899 |
| S6(接合部帯筋) | HSD785 | 992* | 187000 | 1184 |
| U6.4(柱帯筋) | SBPD1275 | 1308* | 194000 | 1379 |
| D16(梁主筋) | SD490 | 532 | 187000 | 692 |
| D16(柱主筋) | USD685 | 730* | 189000 | 933 |

* : 0.2%オフセット

3. 加力方法

加力スケジュールおよび加力装置を図-2, 3に示す。

加力は、軸力比を約 0.3 とする一定圧縮軸力を作用させ、柱試験体の柱脚を固定し、柱頭の門型加力梁を用いて 1 階柱中央部が反曲点となるように正負逆対称繰り返し加力を行った。

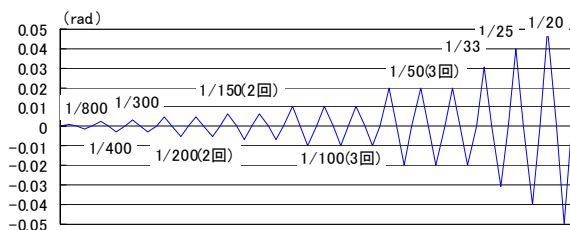


図-2 加力スケジュール



図-3 加力装置

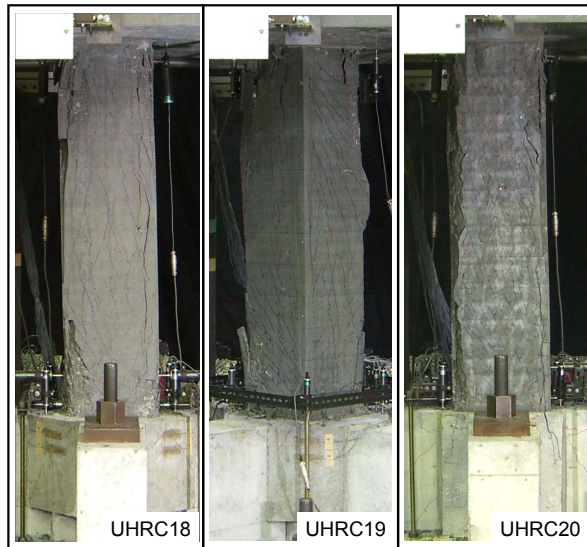


図-4 ひび割れ状況 (1/50rad.)

4. 実験経過

全試験体の部材角 1/50rad.におけるひび割れ発生状況を図-4に示す。

UHRC18 試験体は、部材角 1/400rad.で1階柱に曲げひび割れ、1/200rad.で柱梁接合部に縦ひび割れ、1/100rad.で1階柱にせん断ひび割れおよび柱頭部に圧壊が発生した。1/25rad.では柱頭と柱脚のかぶりコンクリートが剥落して曲げ圧縮破壊の様相を呈した。

UHRC19 試験体は、部材角 1/800rad.で接合部に縦ひび割れが発生した以外は UHRC18 とほぼ同じ経過を辿り、最終的には曲げ圧縮破壊の様相を呈した。

UHRC20 試験体は、部材角 1/50rad.の最大耐力までは UHRC18 と同様の経過を辿ったが、1/50rad.以降は端部と中央部のかぶりコンクリートが剥落し、最終的には中央部のせん断破壊の様相を呈した。

5. 実験結果

5.1 荷重-変形関係

各試験体の荷重-変形関係を図-5に示す。図中には断面分割法による曲げ耐力の計算値を併記した。いずれの試験体とも、せん断ひび割れおよび主筋の圧縮降伏が発生した約 1/100rad.以降に剛性が大きく低下した。UHRC18, 19 試

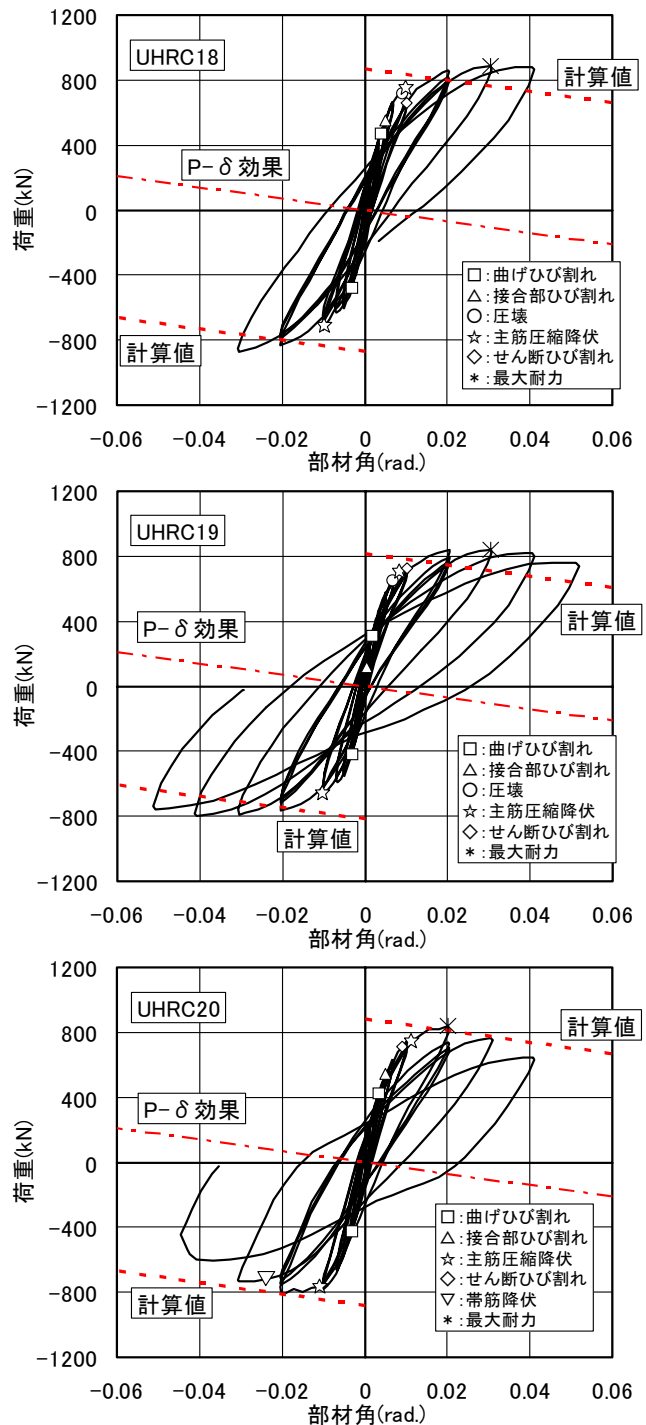


図-5 荷重-変形関係

験体は部材角 1/33rad. で最大耐力を示し、以降の耐力低下も僅かであった。UHRC20 は 1/50rad. で最大耐力を示した後、1/25rad.の正加力で最大耐力の77%まで耐力が低下し、負加力の1/25rad.近傍において負勾配となった。

5.2 試験体の諸強度

柱試験体の諸強度に関する実験値と計算値の比較を表-3に示す。せん断ひび割れ強度および

びせん断耐力以外の計算値は、断面に平面保持を仮定した断面分割法を用いて求めた。曲げひび割れ強度については、実験値が計算値を若干上回った。せん断ひび割れ強度については、UHRC18, 20 の実験値と計算値がほぼ一致しており、45° 方向加力の UHRC19 の実験値は 0° 方向加力の UHRC18 とほぼ同じであった。圧壊強度は、UHRC18, 19 でほぼ一致したが、UHRC20 の実験においては圧壊が確認されなかった。最大耐力については、UHRC18, 19 で実験値が計算値を 18%上回ったが、UHRC20 では実験値と計算値がほぼ一致した。45° 方向加力に対しても断面分割法を用いることにより、曲げ性状を適切に評価できた。

最大耐力について、コンクリート強度が 80 N/mm² 以上の既往の実験結果^{1), 2), 3)}を含めた実験値と断面分割法による計算値の比較を図-6 に示す。破壊モードは全試験体とも曲げ降伏以降の曲げ圧縮破壊および曲げ降伏以降のせん断破壊であった。断面分割法による計算値は実験値の下限値を抑え、20%の誤差範囲内で最大耐力を推定できるものと考えられる。

5.3 柱梁接合部の損傷

全試験体の実験終了時における柱梁接合部のひび割れ発生状況を図-7 に示す。UHRC18, 19 のハンチ表面と UHRC20 の柱梁接合部表面におけるひび割れ幅と柱部材角の関係を図-8 に示す。

柱梁接合部にハンチを設けて補強した UHRC18, 19 試験体では、柱梁接合部に数本の

縦ひび割れが発生したが実験終了時まで大きな変化は見られなかった。最大ひび割れ幅は部材角 1/25rad. のピーク時において 0.5mm, 除荷時で

表-3 実験値と計算値の比較

| | | UHRC18 | UHRC19 | UHRC20 |
|--------------------------|----|--------------|--------------|--------------|
| 曲げひび割れ強度 Mc(kN・m) | | 292 (229) | 190 (172) | 270 (226) |
| せん断ひび割れ強度 Qsc(kN) | | 754 (800) | 727 --- | 743 (827) |
| 主筋圧縮 降伏強度 My(kN・m) | 柱頭 | 474 (467) | 406 (435) | 471 (498) |
| | 柱脚 | 472 (467) | 443 (435) | 482 (498) |
| 圧壊強度 Mcc(kN・m) | 柱頭 | 474 (472) | 406 (390) | — (508) |
| | 柱脚 | — (472) | 406 (390) | — (508) |
| 曲げ最大耐力 Mu(kN・m) | | 613 (520) | 576 (489) | 545 (526) |
| せん断耐力 Qsu(kN) | | (1192) | --- | (1107) |
| せん断余裕度 | | (1.37) | --- | (1.26) |

()内は計算値
 $Q_{sc} = (1 + \sigma_o / 150)(0.085k_c(500 + \sigma_{cB}) / (M / (Qd) + 1.7))b_j$
 σ_o : 軸心力度 σ_{cB} : コンクリート圧縮強度 M/Qd : せん断スパン比
 $k_c: 0.765$ b : 柱幅 $j: 7d/8$ d : 柱の有効せい
 M_c, M_y, M_{cc}, M_u : コアコンクリートを New RC で提案されたコンファインドコンクリートとした断面分割法による。
 Q_{su} : 文献5)による。

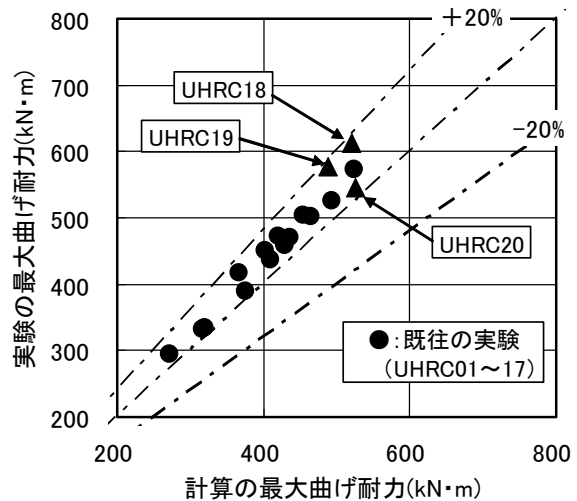


図-6 曲げ耐力の実験値と計算値の比較



図-7 柱梁接合部ひび割れ状況 (実験終了時)

0.3mm 程度であった。

UHRC20 試験体では柱梁接合部のコーナー部にひび割れが発生した。部材角 $1/100\text{rad}$ における最大ひび割れ幅は 0.2mm 以下で UHRC18, 19 とほぼ同じであったが, $1/50\text{rad}$ で急増し除荷時においても小さくならず, 最終的にはコーナー部コンクリートを三角錐状に剥離させた。

UHRC18, 19 試験体の柱梁接合部に配したコーナー補強筋の歪分布を図-9に示す。UHRC18 に比べて 45° 方向加力の UHRC19 は部材角 $1/50\text{rad}$ 以前において大きな歪みであったが, $1/33\text{rad}$ 以降の大変形ではほぼ同程度の歪分布

となった。これは, 45° 方向加力は 0° 方向加力に比べて柱脚の圧縮域コーナーに大きな圧縮力が作用するためと考えられ, 大変形になるとコ

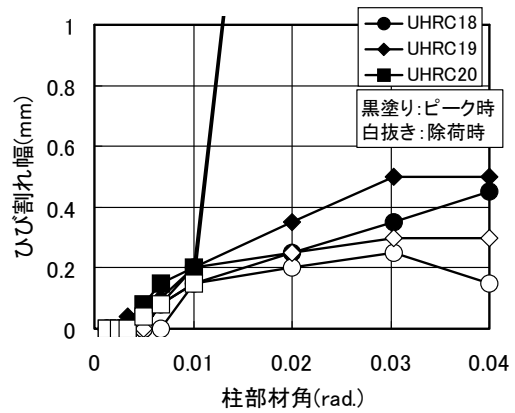


図-8 柱梁接合部ひび割れ幅

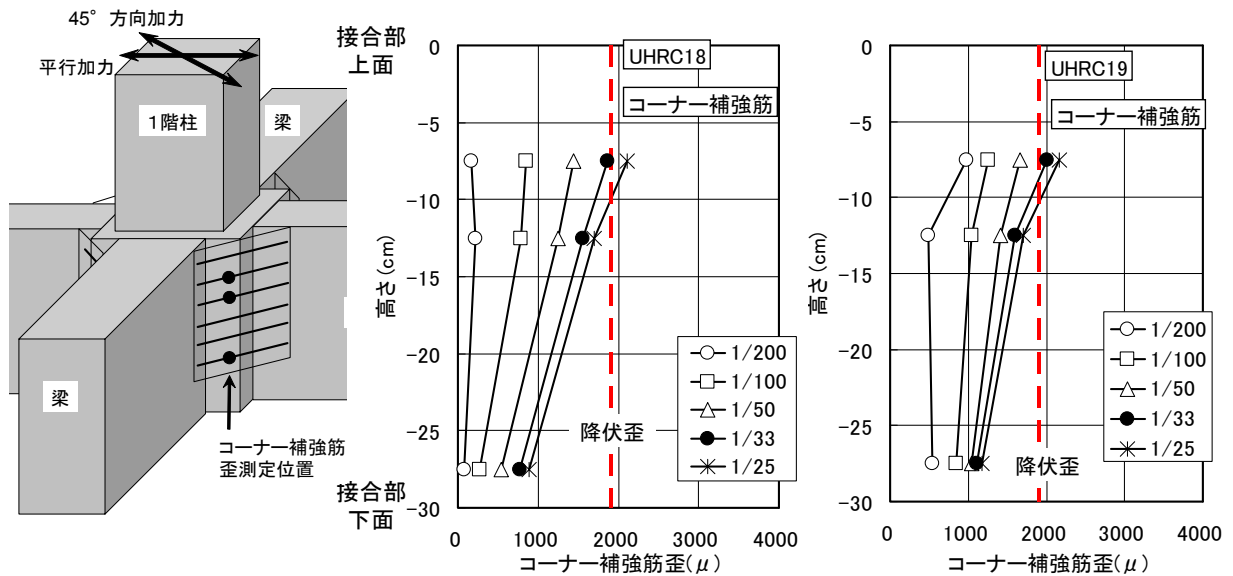


図-9 コーナー補強筋

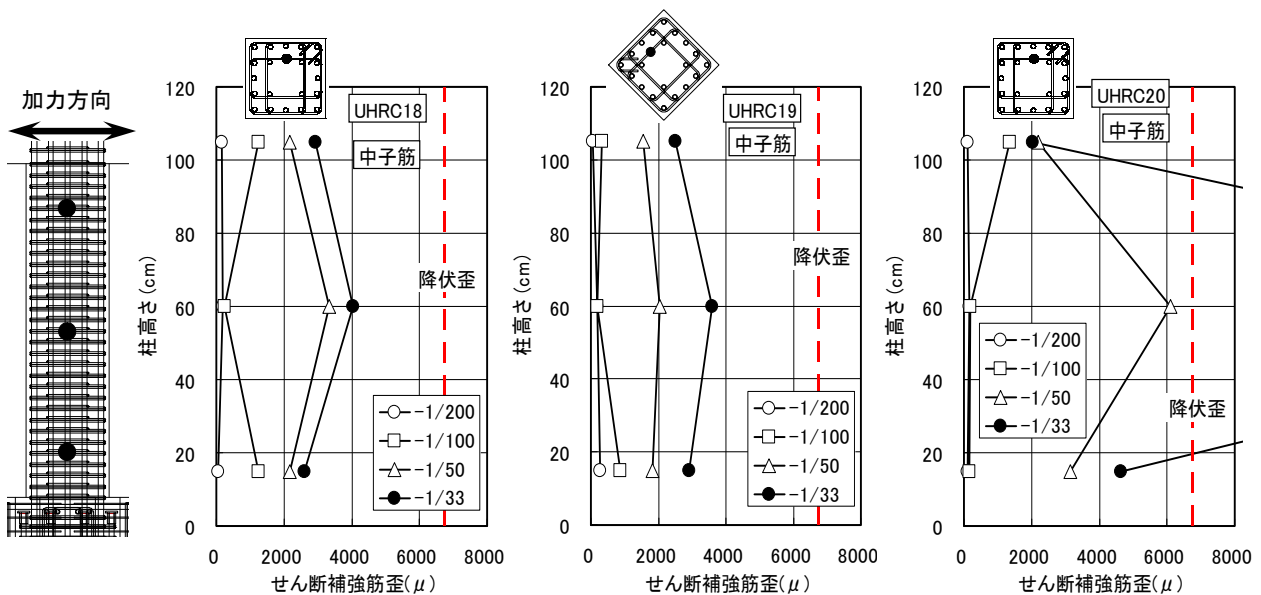


図-10 柱せん断補強筋

一ナ一コングクリートの圧壊により圧縮力の増加が少なくなるためと考えられる。上部コーナー補強筋の歪は、最大で約 2000 μ と降伏歪(1900 μ)にほぼ一致していたことから、割裂補強として有効に作用していたものと考えられる。

5.4 柱のせん断性状

全試験体について 1 階柱のせん断補強筋の歪分布を図-10に示す。外周筋に比べて大きな歪であった中子筋について示した。全試験体とも柱部材角 1/100rad.近傍でせん断ひび割れが発生したため、1/50rad.で歪が増大した。特に、柱頭柱脚に比べて高さ中央部の歪が大きく増大した。せん断補強筋比 (Pw) が 1.1%で加力方向の異なる UHRC18 と UHRC19 は、同程度の歪であり最大耐力時の 1/33rad.において最大約 4000 μ で降伏しなかった。一方、Pw が 0.7%の UHRC20 は、最大耐力時の 1/50rad.において最大約 6000 μ に達し、1/33rad.では降伏歪 (6750 μ) を大きく上回った。

UHRC18, 20 試験体について荷重-変形関係の包絡線を図-11に示す。図中には、文献 5) の式を用いたせん断耐力計算値と断面分割法の曲げ耐力計算値を併記した。せん断耐力($R_p=0$)を曲げ耐力で除したせん断余裕度は、UHRC18 の 1.37 に対して UHRC20 は 1.26 と小さかった。限界変形を最大耐力の 80%に耐力低下する部材角とした場合の実験値は、UHRC18 が 0.04rad.以上、UHRC20 が 0.039rad.であり、計算値の約 0.03rad.に比べて大きかった。

6. まとめ

1 階柱のコンクリート強度を 130N/mm² レベル、直下の柱梁接合部を 90 N/mm² レベルとした柱の曲げせん断実験を行い以下の結論を得た。

- (1) 柱梁接合部のコーナーにハンチ補強を施すことで接合部の損傷を低減することができた。
- (2) 45° 方向加力に対しても断面分割法を用いることにより、20%の誤差範囲内で曲げ耐力を適切に評価することができた。
- (3)せん断余裕度が 1.37 の試験体は、1/25rad.の大

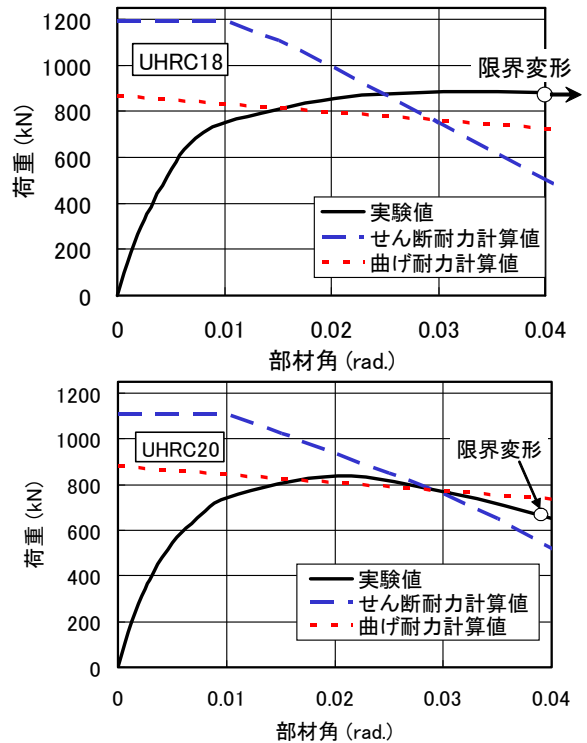


図-11 荷重-変形関係の包絡線

変形においてもせん断破壊せず耐力低下の少ない履歴性状を示した。この性状は、45° 方向加力とした場合も同様であった。

- (4) せん断余裕度が 1.26 以上の試験体の限界変形の実験値は、計算値を大きく上回った。

参考文献

- 1) 菊田繁美他：超高強度材料を用いた RC 柱部材に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19, No.2, pp.591-596, 1997.6
- 2) 菊田繁美他：超高強度材料を用いた鋼板巻き RC 柱部材に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.23, No.3, pp.787-792, 2001.6
- 3) 菊田繁美他：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.26, No.2, pp.679-684, 2004.6
- 4)(財)国土開発技術研究センター：平成 4 年度 New RC 研究開発概要報告書，1993.3
- 5)(社)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