論文 RC 柱の損傷過程におけるせん断ひび割れ挙動評価に関する研究

半田 士昌*1・中村 陽介*2・香取 慶一*3・林 靜雄*4

要旨:本研究では,鉄筋コンクリート柱に関して,地震などにより生じるひび割れ等の損傷 評価の定量化の確立及び損傷を考慮した設計法を確立させる基礎的な資料を得るため,せん 断補強筋比,コンクリート強度を変動要因とし,鉄筋コンクリート柱の実験を行い,ひび割 れの進展について詳細な測定を行った。その結果ひび割れ損傷を考える上では繰返し載荷の 影響を考慮する必要があることを示した。さらに高強度コンクリートと普通強度コンクリー トではひび割れの開閉率が異なることを示した。せん断補強筋比は部材せん断力とひび割れ を横切るせん断補強筋応力に影響を及ぼすことも示した。

キーワード:RC柱,せん断補強筋比,コンクリート強度,せん断ひび割れ,損傷評価

1. はじめに

鉄筋コンクリート(以下 RC)構造物が地震 による損傷を受けた場合には,その後の継続使 用に対する安全性,使用性,耐久性などを判断 する上で建築物の損傷評価は必須であり,RC 構造物についてはその判断材料としてひび割れ 幅が考えられる。しかし,現行の耐震設計法に は地震時に生じるひび割れなどの損傷量に関す る明確な規定はなく,またひび割れ幅等に関す る基礎的なデータの不足により損傷の評価方法 は未だ確立されていないのが現状である。

そこで,本研究では RC 造柱について,ひび 割れ幅から部材の損傷評価方法を定量化するた めの基礎的な資料を得るため,せん断補強筋比, コンクリート強度を変動要因とし,それらの変 動要因がひび割れ挙動に及ぼす影響について検 討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体を図 - 1 に,試験体諸元一覧を表 - 1 に示す。試験体の打設は全試験体とも横打ちと し,スタブと柱を同時に打設した。試験体の共 通因子は断面 b×D=275mm×350mm,シアスパ ン比 M/Qd=1,主筋 12-D13,せん断補強筋間隔 @40mm である。変動要因は,せん断補強筋比 を3水準(せん断補強筋径 φ4,φ5,φ7),コン クリート強度を2水準(F_C 30N/mm²,60N/mm²) とし,計4体の試験体について実験を行った。



図-1 試験体(R-N-73) Unit:mm

| *1 東京工業大学大学院 | 総合理工学研究科環境理工学創造専攻 | 工修 | (正会員) |
|--------------|-------------------|----|-------|
| *2 東京工業大学大学院 | 総合理工学研究科環境理工学創造専攻 | | (非会員) |
| *3 東京工業大学助手 | 建築物理研究センター | 工博 | (正会員) |
| *4 東京工業大学教授 | 建築物理研究センター | 工博 | (正会員) |

表 - 1 試験体諸元一覧

| | 試験体 | D [mm] | B [mm] | M/QD | 主筋 | Pg [%] | せん断 補強筋 | Pw [%] | wσy [N/mm ²] | Pwwσy [N/mm ²] | $\sigma_{\rm B}$ [N/mm ²] | N [kN] |
|-----|---------|-----------|-----------|------|--------|-----------|------------|-----------|-----------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|-----------|
| 長方形 | R-N-47 | | | 1 | 12-D13 | 1.58 | φ4@40 | 0.47 | 1277 | 6.00 | | |
| | R-N-73 | 250 | 275 | | | | φ5@40 | 0.73 | 1280 | 9.34 | 29.7 | 0 |
| | R-N-138 | 350 | 275 | | | | φ7@40 | 1.38 | 1317 | 18.17 | | 0 |
| | R-H-73 | | | | | | φ5@40 | 0.73 | 1280 | 9.34 | 57.7 | |

D:柱成,B:柱幅,M/QD:せん断スパン比,Pg:全主筋比,Pw:せん断補強筋比,w y:せん断補強筋降伏強度, B:コンクリート圧縮強度,N:軸力

2.2 使用材料

使用したコンクリート,鉄筋の材料特性を表 - 2 に示す。主筋は SD390 の D13 を焼入れし, 降伏強度を 1000[N/mm²]以上となるように高強 度化させたものを,せん断補強筋には φ4,φ5, φ7 の鉄筋を焼入れし降伏強度が 1300[N/mm²]程 度のものを使用した。

2.3 加力方法

加力装置を図 - 2 に示す。水平方向の加力は 荷重制御によるによる逆対称正負交番繰返し載 荷とし,Q=80kNで1回,以後荷重ステップは 100kN刻みとし,各2回ずつ繰返して載荷した。 ただし繰返し時及び負側の載荷は,1回目の載 荷のピーク時変位で制御する変位制御とした。 いずれの試験体も最大耐力を迎えた時点で載荷 を終了した。軸方向力については,せん断ひび 割れを加力早期に発生させ,ひび割れの測定を 多くするため,本実験では全試験体とも軸力は 導入していない。

2.4 測定方法

ひび割れ幅の測定は,試験体に配したせん断 補強筋を横切るすべてのせん断ひび割れを対象 とし,せん断ひび割れが発生した時点から,最 大耐力まで繰返しのサイクルも含め各サイクル ピーク時までに4回,および除荷時に測定を行 った。測定には最小目盛0.01mmのデジタルマ イクロスコープを用い,ひび割れ長さ方向に対 して直行方向のひび割れ幅Wを測定した(図-3参照)。ひび割れ角度は,ひび割れとせん断補 強筋のなす角度 とした。せん断補強筋のひず みは図-3に示すようにひび割れの測定面にお いて,せん断補強筋1本に対し3枚のゲージを 貼付し,全せん断補強筋について測定を行った。

表-2 材料特性

| 鋼材 | σ_{y} | σ_t | Es |
|--------|----------------------|----------------------|-------------------------------|
| (種類) | (N/mm ²) | (N/mm ²) | $(\times 10^5 \text{N/mm}^2)$ |
| D13 | 1013 | 1070 | 1.72 |
| φ4 | 1277 | 1325 | 1.89 |
| φ5 | 1280 | 1324 | 1.94 |
| φ7 | 1317 | 1389 | 2.00 |
| コンクリート | $\sigma_{\rm B}$ | σ_t | Ec |
| | (N/mm^2) | (N/mm^2) | $(\times 10^4 \text{N/mm}^2)$ |
| 普通強度 | 29.7 | 2.4 | 2.54 |
| 高強度 | 57.7 | 3.1 | 3.57 |

y:降伏強度 t:引張強度 B:圧縮強度







図-3 ひび割れ幅定義及びひずみゲージ位置

3. 実験結果

各試験体の実験結果及び諸計算値を表 - 3 に 示す。

3.1 破壊性状

各試験体の最終破壊状況を図 - 4 に示す。全 試験体とも計算上の耐力は付着耐力 calQbu で決 定しているが,実験では最大耐力まで試験体に 付着ひび割れは発生せず,試験体全域に顕著な せん断ひび割れが発生し最大耐力を迎えた。せ ん断補強筋比の多い R-N-138 試験体及び高強度 コンクリートを使用した R-H-73 試験体は,試 験体全域にせん断ひび割れが発生した後,主筋 が降伏することで最大耐力を迎えた。せん断ひ び割れはせん断補強筋間隔を同一とし,せん断 補強筋に丸鋼を使用した本実験においても,せ ん断補強筋比の増加に伴い分散する傾向が見ら れた。高強度コンクリートを使用した R-H-73 試験体は,せん断補強筋比が同じ R-N-73 試験 体に比べ,せん断ひび割れの本数が少なかった。

3.2 ひび割れ性状

(1) せん断ひび割れ幅

図 - 5 に+180kN, +280kN, +380kN 時におけ る各せん断補強筋上で測定したひび割れ幅のう ち最大値のみをせん断補強筋位置にプロットし た最大ひび割れ幅分布図を示す。せん断ひび割 れ発生初期においては,試験体の上下端部のみ にひび割れが発生し,全試験体とも最大ひび割 れの大きさに差はほとんど見られず, 0.3mm~ 0.4mm 程度であることが確認できる。また,荷 重の増加に伴い,上下端部に発生したせん断ひ び割れが試験体腹部に進展していき、同荷重時 における最大ひび割れ幅は, せん断補強筋比が 多いほど小さく抑えられ, せん断補強筋間隔を 同一とし, せん断補強筋に丸鋼を使用した本実 験結果においては, せん断補強筋比の増加によ る最大ひび割れ幅の低減効果が認められた。ま た約2倍のコンクリート強度差とした試験体間 では,コンクリート強度が高いほど同荷重時に おける最大ひび割れ幅は小さくなる傾向を示し た。



表-3 実験結果一覧

| 試験体 | exQsc | exQmax | calQsc | calQsu | calQfu | calQbu |
|---------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] |
| R-N-47 | 137 | 379 | 115 | 470 | 546 | 385 |
| R-N-73 | 124 | 469 | 115 | 474 | 549 | 443 |
| R-N-138 | 133 | 551 | 115 | 481 | 556 | 481 |
| R-H-73 | 164 | 581 | 160 | 684 | 576 | 562 |

exQsc:実験値せん断ひび割れ発生荷重 exQmax:実験値最大耐力 calQsc:靭性指針²⁾より求めたせん断ひび割れ強度 calQsu:靭性指針²⁾より求めたせん断強度 calQfu:曲げ解析より求めた最大曲げ耐力時せん断力 calQbu:靭性指針²⁾より求めた付着破壊を考慮した

せん断信頼強度

(2)最大ひび割れ幅 - ひび割れ幅合計値関係 せん断補強筋上で測定した最大ひび割れ幅 maxW'と同一せん断補強筋位置でのひび割れ幅 の合計値 W'(以後ひび割れ幅合計値)の関係 を図 - 6 に示す。なお、ここで用いているせん 断ひび割れ幅は、せん断補強筋に対し水平方向 となるようすべて角度補正したひび割れ幅 W' を使用している(図 - 3 参照)。せん断補強筋比 の多い試験体ほどひび割れ幅合計値 W'に対 する最大ひび割れ幅 maxW'の割合が小さく、せ ん断ひび割れが試験体全域に分散している状 況がうかがえる。また、高強度コンクリートを 使用した R-H-73 は、R-N-73 試験体に比べ最大 ひび割れ幅 maxW'の占める割合が高くひび割れ が集中する傾向を示した。

(4)繰返し載荷によるひび割れの幅の進展

ひび割れ幅が繰返し載荷の影響を受けるかを 確認するため、1 回目サイクル時のひび割れ幅 と2回目サイクル時のひび割れ幅の比較を同一 荷重時について行った(図-7)。多少のばらつ きはみられるが、全試験体とも2回目サイクル 時のひび割れ幅は1回目サイクル時ひび割れ幅 よりも平均で30%開く傾向にあることから、今 後ひび割れ損傷を考える上では、繰返しの影響 を考慮する必要があると考えられる。

4. 損傷評価

本研究では,損傷を地震時に部材が経験した せん断力とする。そこで,部材の損傷をひび割 れ幅から求めるにあたり,以下の手順により損 傷を評価する仮定式を求める。

除荷時のひび割れ幅からピーク時のひび割れ 幅を推定する 推定したピーク時のひび割れ幅 からピーク時のせん断補強筋ひずみを推定する





図-6 最大ひび割れ幅-ひび割れ幅合計値





図 - 7 繰返し時のひび割れ幅比較

推定したピーク時のせん断補強筋ひずみから 部材が経験したせん断力を推定する。

そこで,損傷を評価する各プロセスにおいて, 本実験より得られたデータの傾向を以降に示す。 なお,ひび割れを評価する際には,繰返し載荷 の影響を考慮する必要があるため,実験データ のうち正側載荷の包絡線上で測定したひび割れ 幅のみについて検討を行った。

4.1 せん断ひび割れ幅残留率

図 - 8 に除荷時ひび割れ幅 W₀をピーク時ひ び割れ幅 W_Pで除したもの(以下残留率)とピ ーク時ひび割れ幅 W_Pの関係を示す。丸鋼を使 用した本実験においては,せん断補強筋比によ る残留率への影響は見られず残留率の平均は 0.40 程度であった。高強度コンクリートを使用 した R-H-73 試験体は残留率の平均が 0.24 であ り,他の試験体に比べひび割れ幅が閉じやすい 傾向を示した。

4.2 せん断補強筋ひずみ - ひび割れ幅関係

コンクリートの変形を無視するならば,せん 断補強筋の伸びがひび割れ幅に相当する。そこ で,実験におけるひび割れ幅合計値とせん断補 強筋に貼付した3枚のゲージを線形補間し、せ ん断補強筋におけるせん断方向への芯々間距 離で積分して求めた計算値との比較を図-9に 示す。実験より得られたひび割れ幅合計値は計 算値と良い相関を示しているが,全試験体とも 計算値は実験値を大きく下回り,せん断補強筋 比の増大に伴いその傾向は顕著になり,ひび割 れ幅合計値に対するせん断補強筋のひずみは 小さくなる傾向を示した。

4.3 せん断補強筋ひずみと部材せん断力

卓越した1本のせん断ひび割れを破壊面(図 -4参照)とし、そのひび割れが横切るせん断 補強筋のひずみからせん断補強筋負担せん断力 $V_{\rm H}$ を算出する。せん断補強筋負担せん断力は破 壊面における局所的な応力が負担していると考 えられる。そこでせん断補強筋に貼付した3枚 のゲージの平均ひずみ \mathcal{E}_{ave} 、破壊面近傍のひずみ を用いそれぞれ算出した。算出方法を図-10に、



図-8 ひび割れ幅残留率





図 - 10 せん断補強筋負担せん断力算出方法 全試験体正側包絡線上のせん断力Qとせん断補 強筋負担せん断力 V_Hの関係を図 - 11 に示す。 せん断補強筋比の増加に伴い,せん断力 Qの増 分に対するせん断補強筋負担せん断力 V_Hの増 分割合は低下している。またせん断補強筋負担せん 多い R-N-138 試験体は,せん断補強筋負担せん



図 - 11 部材せん断力 Q とせん断補強筋負担せん断力 V_H 関係

断力の傾きは最大耐力までほぼ一定であった。 高強度コンクリートを使用した R-H-73 試験体 のせん断力Qの増分に対するせん断補強筋負担 せん断力 V_H の増分割合は,普通強度コンクリ ートを使用した R-N-73 試験体と同様であるこ とが確認できる。全試験体とも,破壊面近傍の ひずみから求めたせん断補強筋負担せん断力 V_H と平均ひずみから求めたせん断補強筋負担 せん断力 V_H は全試験体ともほぼ同値であった。

5.まとめ

本実験より以下の知見が得られた。

(1)せん断補強筋比の増加はせん断ひび割れ を分散させ,ひび割れの進展を抑制する。

(2)損傷評価をする上では,繰返しの影響を考 慮する必要がある。

(3)せん断ひび割れ残留率にせん断補強筋比 が及ぼす影響はないが,コンクリート強度が高 いとひび割れは閉じやすくなる。

(4)せん断補強筋比の増加に伴い,ひび割れ幅 合計値に対するせん断補強筋のひずみは小さく なる傾向を示した。

(5)破壊面近傍のせん断補強筋ひずみから求めたせん断補強筋負担せん断力とせん断補強筋

平均ひずみから求めたせん断補強筋負担せん断 力はほぼ同じ値を示した。

謝辞

本研究は,東京工業大学建築物理研究センター共同 研究の一貫として行われたものであります。本研究に 際して多大なご協力を賜った高周波熱錬株式会社,三 友エンジニアリング株式会社及び関係者各位に対して 深く感謝致します。

参考文献

日本建築防災学会:震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針(鉄筋コンクリート造編),1991
日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説,1999
六車熙,渡辺史夫:鉄筋コンクリート柱のせん断耐力評価に関する研究,第7回コンクリート工学年次講演会論文集,pp541-544,1985.3
河合繁,林静雄他:RC柱の損傷過程に軸方向力及び断面形状が及ぼす影響,日本建築学会大会学術講演梗概集,pp133-134,2003
金東範,林静雄:RC柱の断面形状が損傷過程に及ぼ

5)金米範, 林静雄: RC 柱の断面形状が損傷過程に及ば す影響,日本建築学会大会学術講演梗概集,pp341-342, 2003