

論文 高強度鉄筋を用いた大地震時損傷を低減するRCフレーム構造に関する研究

上原 修一*1・松本 豊*2

要旨：RC 純フレーム構造でも，大地震時において損傷が低減できる構造を提案している。本構造では，ヒンジロケーション構法を利用して，フレーム構造の水平耐力を倍増させる。2 体の試験体を用い，その実現可能性を検討している。1 体は通常配筋の試験体であり，もう 1 体はヒンジロケーション構法に基づき，梁端部を高強度鉄筋により曲げ補強している。柱梁接合部パネルは鋼板を用いて補強している。2 つの試験体に対し，同一の繰り返し荷重を与え，その破壊性状を比較した。その結果，水平耐力をほぼ倍増でき，残留変形も小さくなることを確認した。適切な補強をすれば，提案構造が可能であるとの見通しを得た。

キーワード：損傷低減，ヒンジロケーション，損傷制御，柱梁接合部，純フレーム構造

1. はじめに

相次ぐ大地震による二次壁等の被害を経験し RC フレーム構法の耐震設計においては，袖壁などを利用して水平剛性と水平耐力を増大させて，大地震でも損傷を大幅に低減させる提案がある¹⁾。一方，著者らはこれまで²⁾に，袖壁などが無い RC 純フレーム構造について，ヒンジロケーション（以下 HR とする）構法を用いて，水平耐力を増大させることを提案している。

文献 3) などには，梁せいの高い外周梁のある外周フレームにおいて HR 構法により水平耐力を増大し，チューブ構造状に構造計画する提案が示されているが，著者らの提案は，これを内部・外部フレームに関わらず，通常梁断面のすべてのフレームに適用し，水平耐力を増大させる。それを利用して，柱や梁の断面サイズを変更することなく，大地震時においても弾性を保ち，大地震後も機能維持ができる構造を目指す。HR 位置の塑性ヒンジは，さらに大きい地震時に塑性化することから，バッファとしての機能を果たすことができる。

文献 4) では，HR 構法の，梁の曲げ補強範囲において，主筋に沿った添筋を配して，曲げ補強筋断面積を増す方法を採用し，水平剛性や水平耐力が増大することを確認している。一方で，工事の煩雑さや配筋の輻輳を軽減するために，高強度鉄筋を用いることが考えられる。そこで本研究では，曲げ補強する範囲の梁主筋に高強度鉄筋を使って，水平耐力増大が実現できることを，実験的に示すことを目的とする。

2. 試験体及び材料の力学的性質

架構の水平耐力をどれほど増大させるかは，必要性和実

現可能性を考慮する必要があるが，本研究では，文献 3) を参考に，2 倍増を目標とする。つまり，梁クリアスパンの 1/4 に塑性ヒンジを作ると耐力がほぼ 2 倍になるが，この位置の設定は，長期の曲げモーメントが小さく，震災後の梁の残留変形が小さくなることが期待されること，および構造設計上 2 倍あれば有用であるとの判断に基づいている。

表-1 に試験体概要を示す。試験体 No.1 は基準試験体であり，試験体 No.2 は水平耐力倍増を計画した試験体である。

表-1 試験体一覧

| 試験体番号 | 試験体名 | 配筋等の特徴 |
|-------|---------|-------------------------------|
| No.1 | 2020IJ1 | 比較用試験体 (通常配筋) |
| No.2 | 2020IJ4 | 耐力倍増試験体 (ヒンジロケーション 試験体) |

表-2 に使用材料の力学的性質を示している。梁端部の曲げ強度を増大するために，試験体 No.2 梁端部の梁主筋として，高強度鉄筋（表-2 参照）を用いている。

図-1，図-2 は各試験体の配筋図を示す。柱は 250 mm 角，梁せい 250 mm，梁幅 160 mm の縮小試験体である。図-1 は通常配筋の試験体（比較用試験体）である。また，図-2 は梁クリアスパンの 1/4 のところに HR を設け，2 倍の水平耐力を計画する試験体である。塑性ヒンジ発生を，計画する位置で実現するために，その位置で普通強度の D10 の鉄筋と接続している。その際，直接の溶接接

*1 久留米工業大学 工学部建築・設備工学科教授 博士（工学）（正会員）

*2 久留米工業大学 工学部建築・設備工学科准教授 博士（工学）（正会員）

合を避けるため、D13の添筋を介した接続としている。この添筋と高強度鉄筋および梁筋D10との接続はフレア溶接とした。添え筋の端部は、折り曲げ定着としてHR部のせん断補強にも利用する。この継ぎ手については、機械式継手が考えられるが、今後の課題である。

そのほか、図-2に示すように、柱にも曲げ補強のための添え筋を配筋している。

図-3は試験体No.2のみに用いた、幅200mm、高さ250mmの内蔵鋼板の形状を示す。この内蔵鋼板は、水平

耐力の倍増に伴い接合部応力が倍増することから、接合部を補強するために用いた。厚さ6mmの縞鋼板を、縞が表になるように背中合わせに溶接し、2方向補強ができるように、中央で十字形にはめ合わせている。さらに、コンクリートの充填を良くするために、高さ中央位置に直径40mmの穴を設けている。また、梁主筋を貫通させるために、所定の位置に、それに応じた穴を開けている。

この鋼板は、柱断面の中央に配置するものとし、柱主筋は、その鋼板から15mmの空きを設けている。

表-2 材料の機械的性質

| 材料 | 用途 | 呼び | 降伏点 (N/mm ²) | 引張強度 (N/mm ²) | 降伏ひずみ (μ) | 圧縮強度 (N/mm ²) | ヤング係数 (N/mm ²) |
|--------|---------------------|----------------|-----------------------------|------------------------------|--------------------|------------------------------|-------------------------------|
| 鋼材 | 柱主筋 | D13 | 378 | 453 | 2014 | 36.8 | 1.95×10^5 |
| | 梁主筋 | D10 | 361 | 489 | 2059 | | 1.90×10^5 |
| | 帯筋・あばら筋 | D6 | 430 | 521 | 2594 | | 1.90×10^5 |
| | 高強度鉄筋 | S10 | 1388* | 1464* | - | | 2.00×10^5 * |
| | 継ぎ手部鉄筋 | D13 | 378 | 453 | 2014 | | 1.95×10^5 |
| | パネル部内蔵鋼板 (t=6mm) | 縞鋼板 (t=6mm) | 350* | 452* | - | | |
| コンクリート | No. 1 | 2020IJ1 | | | | 36.8 | 2.93×10^4 |
| | No. 2 | 2020IJ4 | | | | 36.8 | 2.31×10^4 |

*ミルシートに基づく値である。

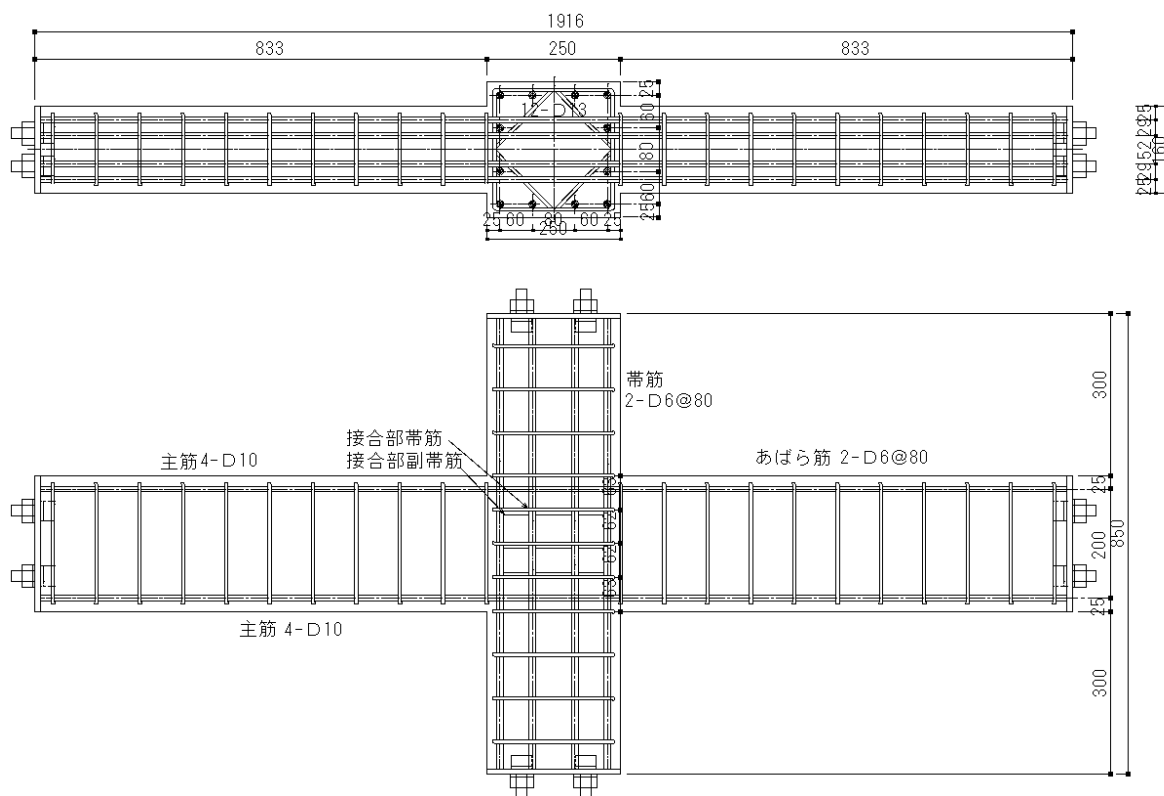


図-1 試験体 No. 1 の配筋図

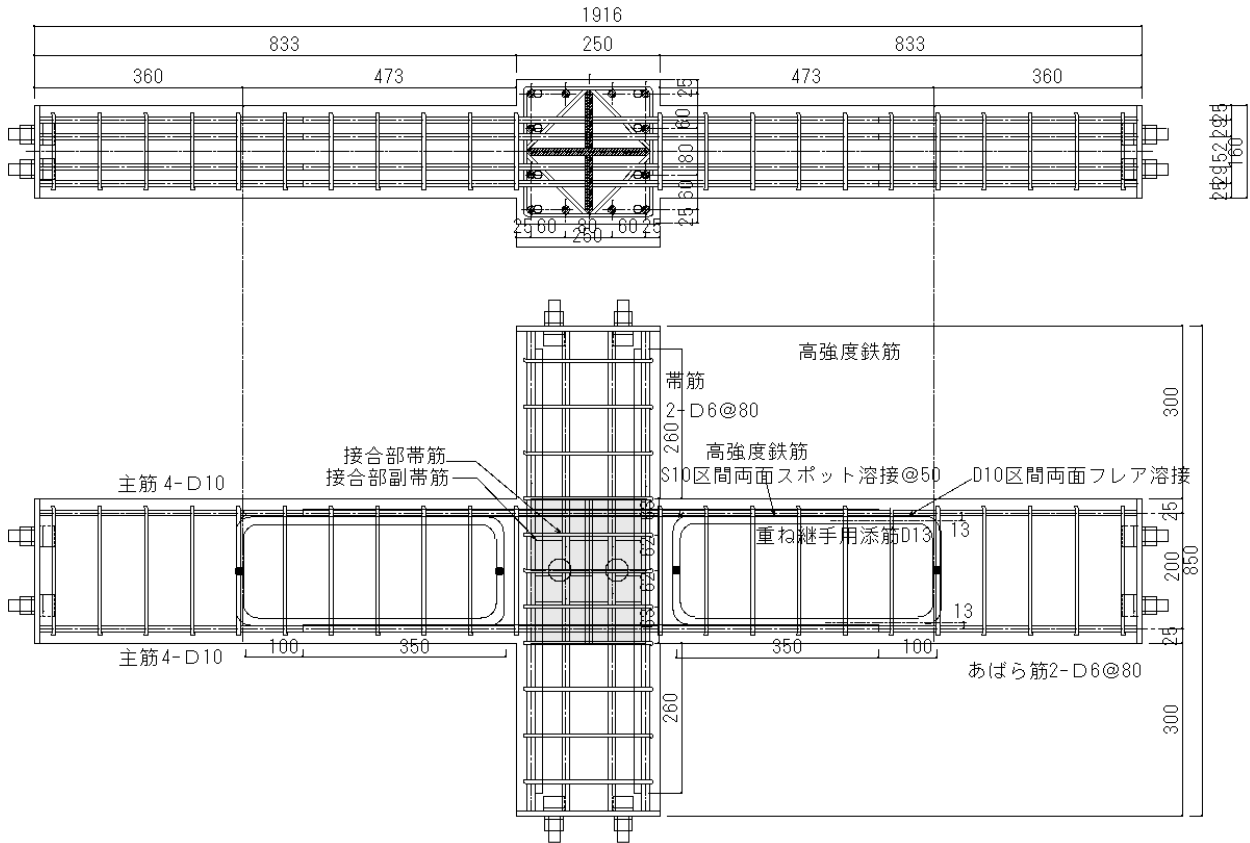


図-2 試験体 No. 2 の配筋図

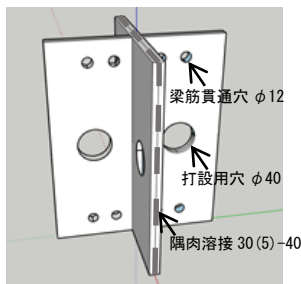


図-3 試験体 No. 2 接合部パネル補強鋼板

3. 実験概要

図-4 に No.2 試験体の加力装置と変位計の位置を示す。試験体は、図に示すように、梁外端をローラ支持、柱頭部、柱脚部をピン支持とし、水平方向に正負交番載荷した。本研究では柱軸力は加えていない。加力は変位制御とし、層間変形角 R に関し、約 $\pm 0.5\%$ 、 $\pm 0.75\%$ 、 $\pm 1.0\%$ 、 $\pm 1.5\%$ 、 $\pm 2.0\%$ 、 $\pm 3.0\%$ 、 $\pm 4.0\%$ 、 $\pm 5.0\%$ 、 $\pm 7.0\%$ とし、 $\pm 0.5\%$ から $\pm 5.0\%$ までは各 2 回ずつ、 $\pm 7.0\%$ は 1 回とした。この加力方法は 2 試験体とも共通である。柱頭の変位を柱ピン距離で除して層間変形角とした。梁端の回転量を測定するため、両試験体とも、梁端から梁せい 250mm の区間を 2 区間 (125mm 区間) に分けて、梁面から 25mm の高さの位置で、相対水平変位を測定した。さらに接合部パネルのせん断変形については、変位計をパネル対角方向に設置し求めた。

試験体 No. 2 では試験体 No. 1 の変位計位置に加え、HR 位置から 250mm 区間を 1 区間として、相対水平変位を測定した。

鉄筋ひずみは、梁端部 (柱面位置)、柱端部 (梁面位置)、帯筋 (柱中央の位置) のほか、試験体 No. 2 については HR 位置 (柱面から 473mm の位置) でも測定した。

4. 実験結果

4.1 水平荷重と層間変形角の関係について

図-5、図-6 は水平荷重と層間変形角の関係を示す。試験体 No.1 では、 $R=0.5\%$ で梁に曲げひび割れ、 $R=0.75\%$ で接合部にせん断ひび割れが発生した。 $R=2.0\%$ 近くで梁端部が曲げ降伏し、 $R=3.0\%$ で接合部のせん断ひび割れが拡大し $R=7.0\%$ で最大強度に達した。B 型破壊 (梁破壊型) と判断される。

試験体 No.2 においては、圧縮、引張りともに $R=\pm 1.0\%$ の時に接合部せん断ひび割れ、梁に曲げひび割れが入り始めた。HR 部の梁降伏は遅く、 $R=\pm 3.0\%$ で見られた。 $R=\pm 4.0\%$ の時に曲げひび割れが特に多くなり且つ大きなひびも入り始め、 $R=7.0\%$ で最大強度に達した。

最大強度は試験体 No.1 が 53.6kN、試験体 No.2 が 105kN となった。最大強度で比較すると 1.96 倍の強度が出た。梁主筋の弾性限界時の R は試験体 No.1 が約 $R=1.5\%$ 、試験体 No.2 は $R=3.0\%$ 程度となる。

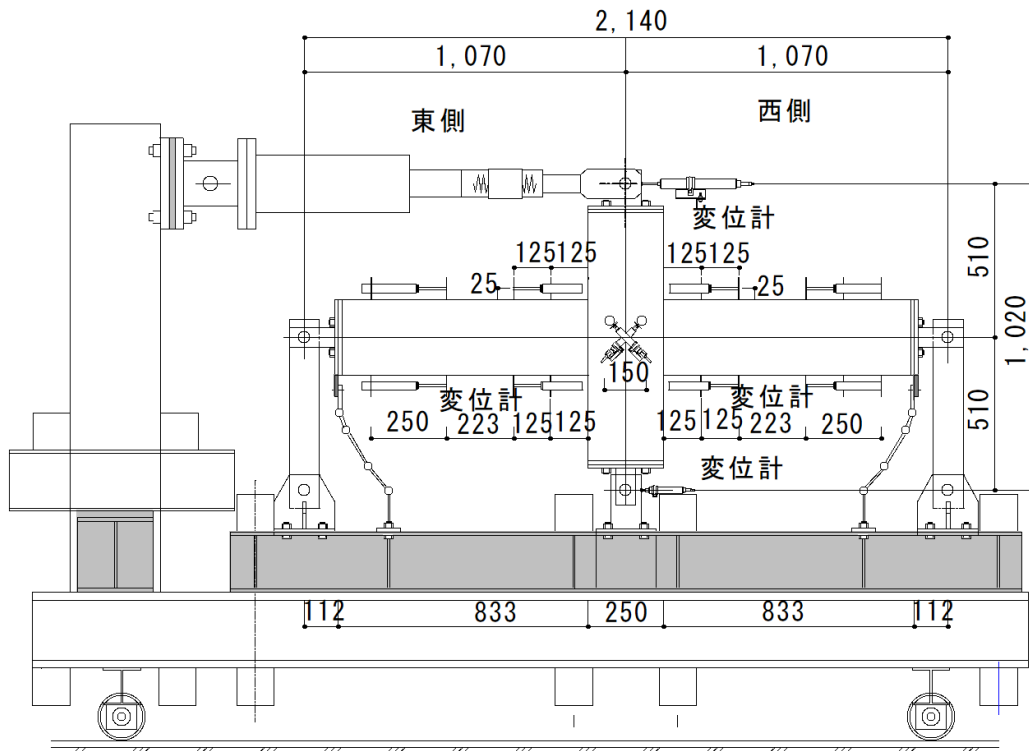


図-4 加力装置および変位計設置図

以上のことから、最大水平耐力が倍増し、その時の弾性限界時 R もほぼ倍となっていることが分かる。

一方、図-7は試験体 No.1 と試験体 No.2 の荷重変形関係の包絡線を示した図である。No.2 の実験の不備（計測前に、誤って正方向に加力し梁に曲げひび割れが発生した）により第3象限の結果を比較している。試験体 No.1 が降伏するまでの初期剛性は、試験体 No.2 とほとんど一致していることが分かる。これは試験体 No.1 の梁主筋である D10 と試験体 No.2 の高強度の梁主筋の断面積とヤング係数がほぼ同じであるためと考えられる。

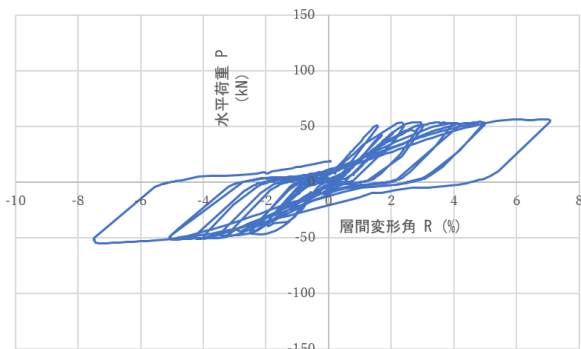


図-5 試験体 No. 1 の水平荷重と層間変形角の関係

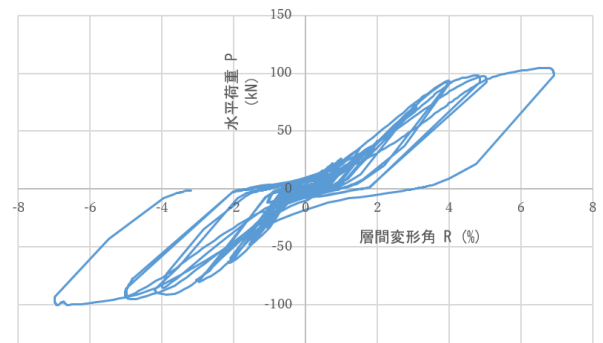


図-6 試験体 No. 2 の水平荷重と層間変形角の関係

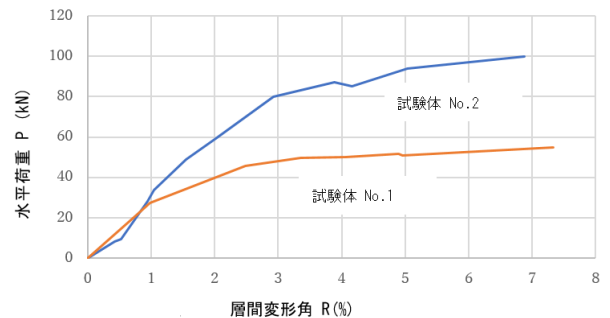


図-7 水平荷重と層間変形角の包絡線

4.2 梁主筋ひずみと接合部パネルひずみ

図-8 は、試験体 No.2 の梁主筋のひずみを示している。高強度鉄筋であるため降伏ひずみは 6900μ 程度となる。この図より、梁端部（柱面位置）梁主筋は降伏していないことがわかる。

一方、図-9は、試験体 No.2 の HR 部の梁主筋のひずみを示している。ここで、東梁 HR 部梁上端筋のひずみが正常に計測できなかったことから、代わりに西梁 HR 部梁上端筋のひずみの結果を示している。最大荷重時に降伏ひずみは 2059 μ 程度となることから、それぞれ降伏あるいは降伏に近いことが確認できた。

以上のことから、試験体 No.2 において、設計通りに HR 部に塑性ヒンジが実現できていると考えられる。

図-10 に試験体 No. 1 の西側梁端部の回転量を示す。ここでは、梁せい D の区間の回転量を示している。梁端部で塑性ヒンジが発生していることがうかがえる。

さらに、図-11 に試験体 No. 2 の西側梁端部の回転量と HR 部（ともに梁せい D の区間）の回転量を示す。梁端部で弾性的な挙動、HR 部で塑性ヒンジが発生していることがうかがえる。

図-12 は両試験体の水平荷重と接合部パネル対角方向（西上がり方向）のひずみを示している。第1象限の圧縮ひずみに注目すると、試験体 No. 1 では、繰り返しのより、圧縮ひずみが増大していることが分かる。一方、試験体 No. 2 では、圧縮ひずみがほとんど変動していないことが分かる。第3象限の引張ひずみについても、試験体 No. 2 では、試験体 No. 1 に比べ、変形が抑制されていることがわかる。これらはパネル部における鋼板の補強効果のためと考える。

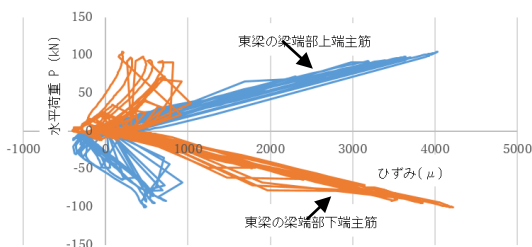


図-8 試験体 No. 2 梁端部（柱面位置）梁主筋のひずみ

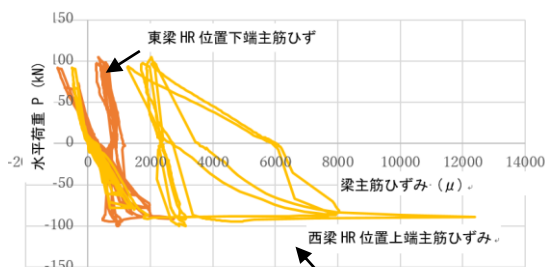


図-9 試験体 No. 2 の HR 部梁主筋のひずみ

4.3 実験後の試験体状況

写真-1 に、実験後の両試験体の接合部と西側梁部分の損傷を示す。試験体 No. 1 では、梁端部での損傷が確認できる。

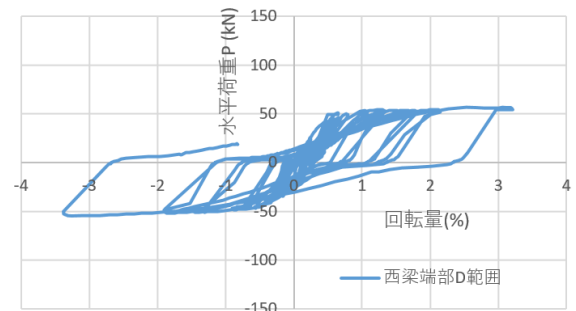


図-10 試験体 No. 1 の西梁端部の回転量

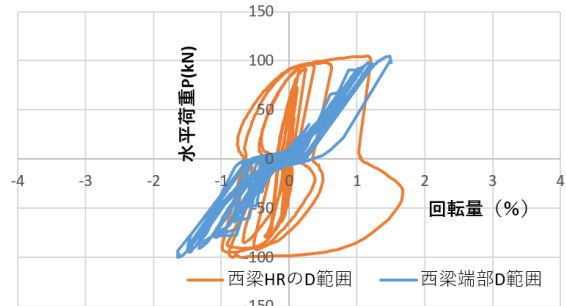


図-11 試験体 No. 2 の西梁端部と HR 部の回転量

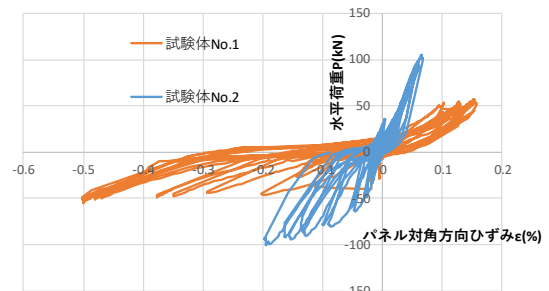
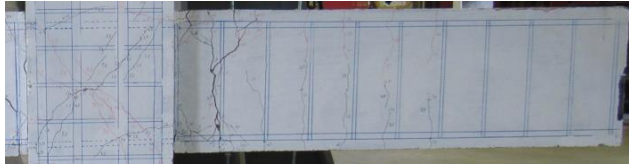


図-12 各試験体の水平荷重と接合部パネル対角方向（西上がり方向）のひずみ

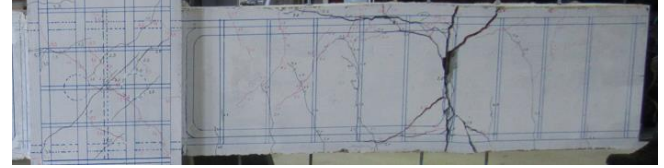
一方、試験体 No.2 では、HR 部分に、大きなひび割れが確認できる。HR 部分の斜めのひび割れは R=5% で顕著になったが、R=7% でも耐力低下はなかった。梁端部にはほとんど損傷が見られない。なお、両試験体とも、接合部パネルに大きな損傷は認められなかった。

5. 水平耐力実験結果の評価

表-3 に水平荷重に関する計算結果一覧を示す。この表より、鋼板および高強度鉄筋補強により、試験体 No.2 では、接合部強度は No.1 と比べ 1.52 倍、柱面位置梁曲げ強度は 3.84 倍の計算結果となる。水平耐力実験値は、No.1 と比べ 1.95 倍となり、ほぼ想定通り水平耐力が倍増している。HR 位置を適切に設定し、必要なところを補強することで水平耐力をほぼ倍増させることができた。



(a) 試験体 No. 1



(b) 試験体 No. 2

写真-1 実験後の損傷状況

表-3 水平耐力に関する各計算値

| 試験体番号 | 水平耐力計算値 (kN) | | | | | | | |
|-------|-----------------|---------------|------------------|------|-----------------|-----------------|-------------|-------------|
| | 接合部せん断耐力計算値 (1) | 梁端曲げ降伏計算値 (2) | HR 部梁曲げ降伏計算値 (3) | 実験値 | 計算値 (1)/計算値 (2) | 計算値 (1)/計算値 (3) | 実験値/計算値 (2) | 実験値/計算値 (3) |
| No. 1 | 144 | 46.3 | - | 53.6 | 3.11 | - | 1.16 | - |
| No. 2 | 220 | 178 | 92.4 | 105 | 1.23 | 2.38 | 0.59 | 1.13 |

(1)文献 5)に示す接合部強度に基づく水平耐力計算値。安全率 1/0.85 は除く。試験体 No.2 については、最少水平断面を評価する。その際、直交鋼板は無視している。

(2) 梁端部(柱面)降伏時の、曲げ強度略算式 ($=0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d$, a_t :引張鉄筋断面積, σ_y :同降伏点, d :梁有効せい)に基づく水平耐力計算値。

(3) 試験体 No.2 の梁ヒンジロケーション降伏時の、曲げ強度略算式 ($=0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d$) に基づく水平耐力計算値。

6. 結論

大地震時の損傷を低減することを目的に、高強度鉄筋を利用した HR 構法により、水平耐力を倍増させる RC 純フレーム構造開発のための実験を行った結果、以下の結論を得た。

1)適切な位置に HR し、接合部を鋼板補強することにより、十字形接合部の水平耐力を倍増させることができた。

2)接合部を鋼板で補強したHR試験体は接合部損傷が軽微であった。また梁端でも破壊せず、HR部に塑性ヒンジが発生した。

3)従来の梁端部分の梁主筋断面積を増大する HR 構法と比べ、高強度鉄筋を用いる構法では、弾性剛性が増大しないことが確認できた。

以上の様に、このような構造物とすると、想定される大地震に対しても弾性変形範囲に収まり、損傷を減らす設計が可能となる。想定以上の大地震に対しては、HR部の塑性ヒンジが機能し、効果的に地震エネルギーを吸収することになる。

謝辞

本研究の実験については、久留米工業大学工学部建築・設備工学科上原研究室 2020 年度卒業研究生大森章平、本田恵悟、森山湧太、有村拓斗、上水流駿斗、柳瀬亮の各氏の卒業研究として取り組まれたものである。試験体製作時には、久留米工業大学ものづくりセンター技術職員野口聡仁氏の協力を得た。また、2020年度、

2021 年度の学長裁量経費の支援を得ている。ここに記して、謝意を表す。

参考文献

- 1) 福山洋ほか：損傷低減のために袖壁・腰壁・垂れ壁を活用した実大 5 層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験，その 1～その 5，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），pp.209-218，2016.9
- 2) 太田明良，上原修一，青田興明，金田一男：大地震時損傷を低減する RC 純フレーム構造開発のための予備実験，日本建築学会九州支部研究報告第 57 号，pp.541-541，2018 年 3 月
- 3) T.Paulay, M.J.N. Priestley: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, A Wiley Interscience Publication, 1992
- 4) 上原修一,松本豊：鉄筋コンクリート造柱梁接合部鋼板補強の実用化に関する研究，(鋼板補強を用いた大地震時損傷を低減する鉄筋コンクリート造フレーム要素の予備実験)，久留米工業大学研究報告，No.43，pp.107-116，2021.3
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保障型耐震設計指針・同解説，第 8 章，第 2 版，pp.241-277，1999 年 8 月 30 日