

〔論文〕

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)

上原 修一^{*1}・松本 豊^{*1}

Reinforced concrete beam-column joints using steel plates
(Reinforced concrete frame structures with less damage for large earthquake
using joint strengthening by steel plates)

Shuichi UEHARA^{*1} and Yutaka MATSUMOTO^{*1}

Abstract

In the paper, we propose reinforced concrete frame-structures that incur only minor damage from large earthquakes. Plastic-hinge relocation is used in such structures. We tested two specimens of sub-frame structures to study the new method. One is constructed in the conventional way and the other is constructed using the new method, which employs relocated plastic hinges and steel plates to strengthen the beam-column joint as proposed by one of the authors. The two specimens were loaded cyclically in the same way. The specimen created using the new method failed in a weld at the top of the column at deflection angle 3.5%. However, the results also show that this specimen has double the strength of conventional specimen and that failure of the beam-column joints can be avoided with this specimen.

Key Words : Mitigation of damage, Hinge relocation, Damage control, Beam-column joint

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 フレーム構造の耐震設計においては、袖壁や腰壁等を用いて水平剛性と水平耐力を増大させ、極めて稀に発生する地震（以下、大地震とする）時でも損傷を低減させる提案がなされている。図1は、建物に生ずる大地震時の要求曲線と応答変位を示している。図中の一番上のフレームは、従来型の3方向スリットのあるフレームを示す。また、残り二つの図は、福山らが示す「袖壁等を利用した」損傷制御型の設計法を示している⁽¹⁾。これらは、弾性限度を高めて、大地震時でも損傷を減らす提案である。

熊本地震のような連続的な地震や、地震後の機能保持を考慮すると、大地震に対しても構造物を弾性範囲にとどめておくことは、重要であり、社会的な要求となっている⁽²⁾。一方、袖壁等を用いた福山らの手法は、袖壁等がないフレームには適用できない。

そこで、本研究では、RC 純フレーム構造において、塑性ヒンジ位置を移動（ヒンジリロケーション、以下 HR とする）することにより、フレームの水平耐力を増大させる。それにより、弾性範囲を広げ、残留変形を少なくし損傷を減らす工法を提案する。図1中の従来型に重ねて示す破線とX軸との交点が、本論文で提案する弾性域を拡大した純フレームの残留変形と考えられるが、このように、弾性範囲にとどまれば、残留変形は小さくなる。

これまで、HR 工法を用いたフレームは、履歴性状向上が注目されてきたが、ここでは強度増大も利用した構造を目指している。このように、袖壁などを使わず、梁の降伏に基づいて耐力を増大する設計法は、スリットを用いた純フレーム構造と同様の解析精度を期待できるメリットもある。

以上のことから、本研究ではフレーム要素実験により、柱梁接合部の鋼板補強の実用化の例として、提案構造の可能性を探る。ここで設計する塑性ヒンジは、想定以上の地震時に機能する。また、単に、鉄筋の材料強度を大きくして水平耐力を増大させた場合は、想定以上の地震力に対し、付着劣化を含む接合部損傷のため、エネルギー吸収能力の小さい履歴性状になると考えられる。そのほか、部材断面サイズの増大は建築的要求を制限することになる。

^{*1} 建築・設備工学科
令和2年11月19日受理

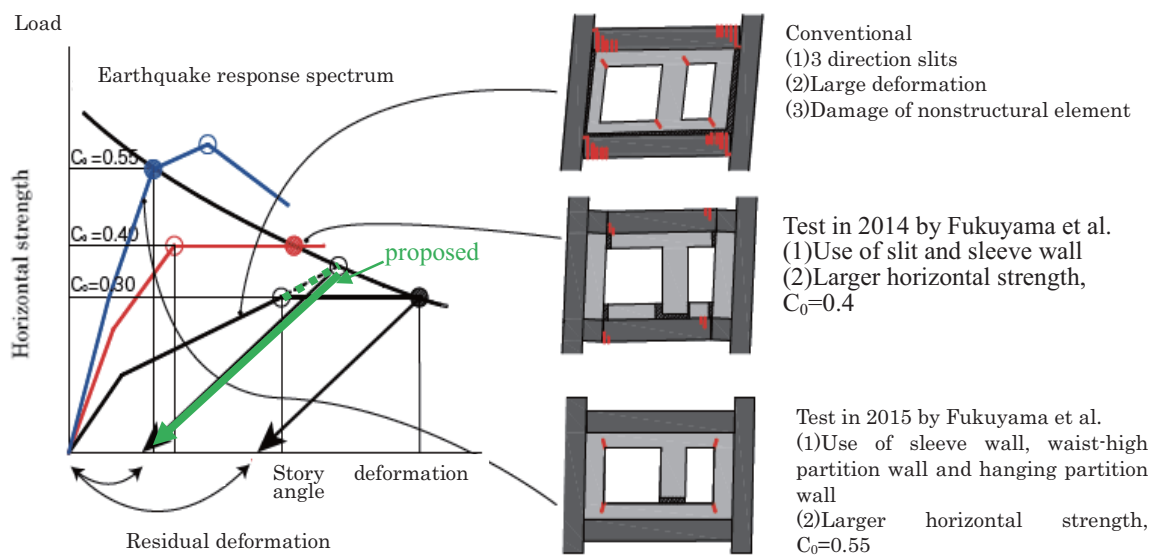


Fig. 1 Damage control design method proposed by Fukuyama et al. and the method by authors

2. 耐力倍増機構の塑性ヒンジ位置

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、ここでは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、長期の曲げモーメントが0に近いところであること、構造設計上2倍増であれば十分有用であることを考慮している。

図2は、1層1スパンの塑性ヒンジ位置を示す。左のフレームが(a)従来型である。右のフレーム(b)では接合部や柱梁接合部に繋がる部位などを補強して、梁塑性ヒンジ位置を梁スパンの1/4に設けるものとする。この時、フレーム(a)の水平耐力 P_u は式(1)、フレーム(b)の水平耐力 P_u' は式(2)となる。

$$P_u = 2 \cdot \frac{M_b + M_c}{h} \tag{1}$$

$$P_u' = 2 \cdot \frac{2 \cdot M_b + M_c}{h'} \tag{2}$$

記号 M_b : 従来型梁の曲げ耐力
 M_c : 従来型柱の曲げ耐力

ここで、 $P_u' = 2.0P_u$ とし、 $M_c = 1.5M_b$ と仮定すると、図2に示す柱塑性ヒンジ位置の比 $h'/h = 0.7$ となる。つまり、柱脚ヒンジ位置を上から0.7hとすると、水平耐力が2倍になる。

図3は、4層3スパンの例を示す。塑性ヒンジ位置は、梁のクリアスパンの1/4の位置、1階柱脚および最上層中柱については、材端から1/3程度の高さ位置を想定している。厳密には、柱の変動軸力等も考慮し増分解析を行う必要があるが、ここでは梁のせん断力を2倍にして、水平耐力を、ほぼ2倍にすることを考える。水平耐力を2倍にするため、各部材に働く応力が2倍になる。柱、梁、接合部の曲げ耐力、せん断耐力および付着耐力を十分に確保する必要がある。なお、図3の右半分は、腰壁、垂壁などがある場合に、構造スリットと組み合わせた例を示しているが、ここでは検討対象としない。

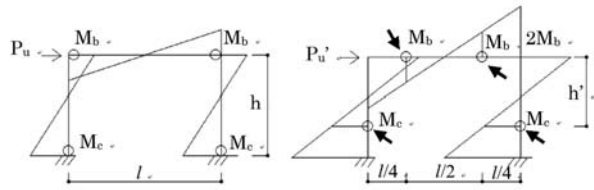


Fig. 2 Plastic hinge location to double horizontal strength of portal frame

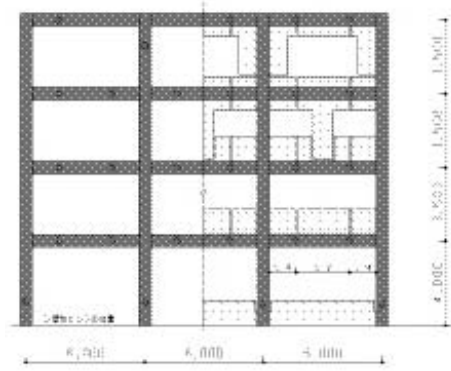


Fig. 3 Plastic hinge location to double horizontal strength of multi-layer multi span frame

3. 試験体および材料の力学的性質

表1に本研究における試験体概要、表2および表3に使用材料の力学的性質、また、設定する塑性ヒンジ発生位置を実現するための配筋方法及び試験体形状を図4および図5に示す。なお試験体No. 1は文献(3)で報告されているものであり、比較のため引用している。またNo. 2では水平耐力を2倍にするため、塑性ヒンジ位置を梁クリアスパンの1/4のところに設定している。

図5に示すように、梁主筋に添え筋を配して、ヒンジリロケーションするとともに、塑性ヒンジを想定する位置では、キャップ筋を配して、塑性ヒンジ位置の確保とせん断ひび割れの柱側への進展を防止している。なお、柱の添え筋は柱曲げ耐力向上と付着強度確保のためである。このように配筋することにより、水平耐力を向上させ、靱性も確保しやすい。なお、この工法では、部材のせん断力も倍増するが、これは、せん断補強筋やコンクリート強度を確保することにより、十分補強している。特に柱梁接合部については厚さ9mmの縞鋼板を2枚、縞を外にして溶接し、せん断補強筋比7.2%の鋼板として補強している。

Table 1 Properties of specimens

Specimens	Name of specimens	Properties
No. 1	2017-IJ 3	No relocation (standard) specimen
No. 2	2019-IJ 1	Specimen of double horizontal strength using steel plates of 9 mm thick in the joint

Table 2 Mechanical properties of specimen No. 1

Materials	Use	Name of bars	Yield point stress (MPa)	Tensile strength (MPa)	Compressive strength (MPa)	Young's modulus (GPa)
Steel	Re-bars of column	D13	355	522	—	199
	Re-bars of beam	D10	357	504	—	195
	Stirrups and hoops	Φ3.2	226	355	—	206
Concrete	—	—	—	—	19.8	26.0

Table 3 Mechanical properties of specimen No. 2

Materials	Use	Name of bars	Yield point stress (MPa)	Tensile strength (MPa)	Compressive strength (MPa)	Young's modulus (GPa)
Steel	Re-bars of column	D13	394	561		208
	Re-bars of beam	D10	363	527		194
	Stirrups and hoops	Φ 6	365	594		177
	Steel plate	t = 9	371	454	—	—
Concrete	—	—	—	—	34	27.8

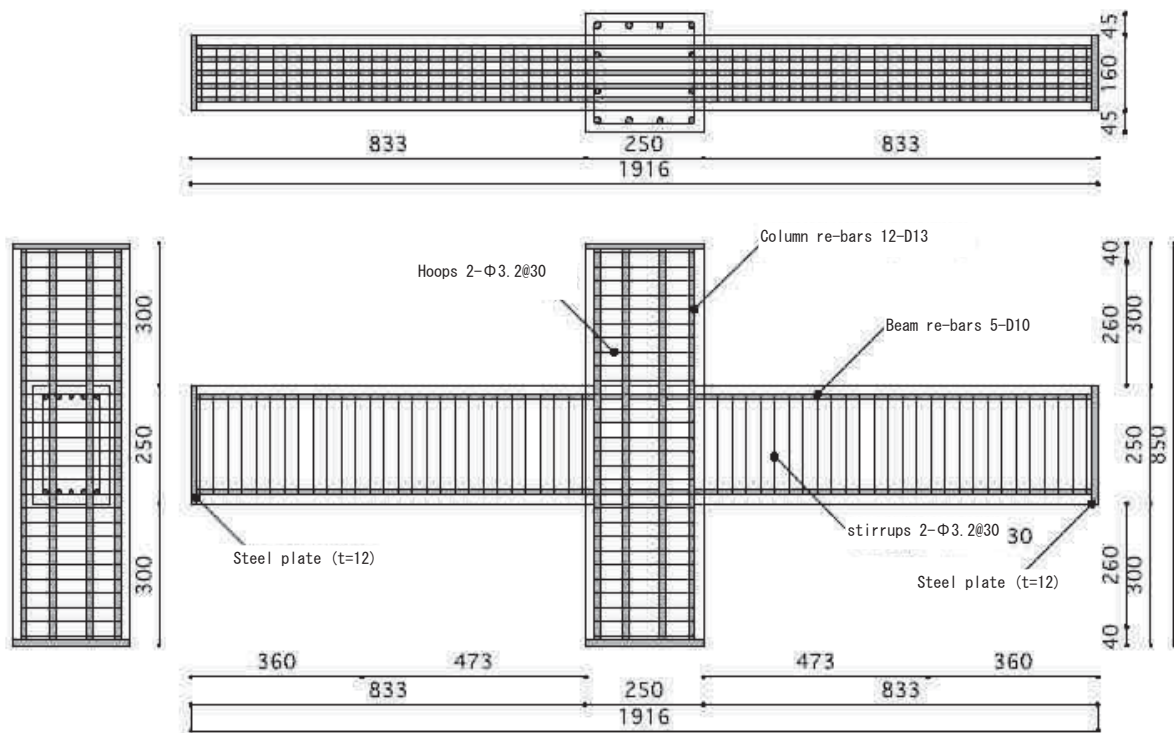


Fig. 4 Specimen No. 1

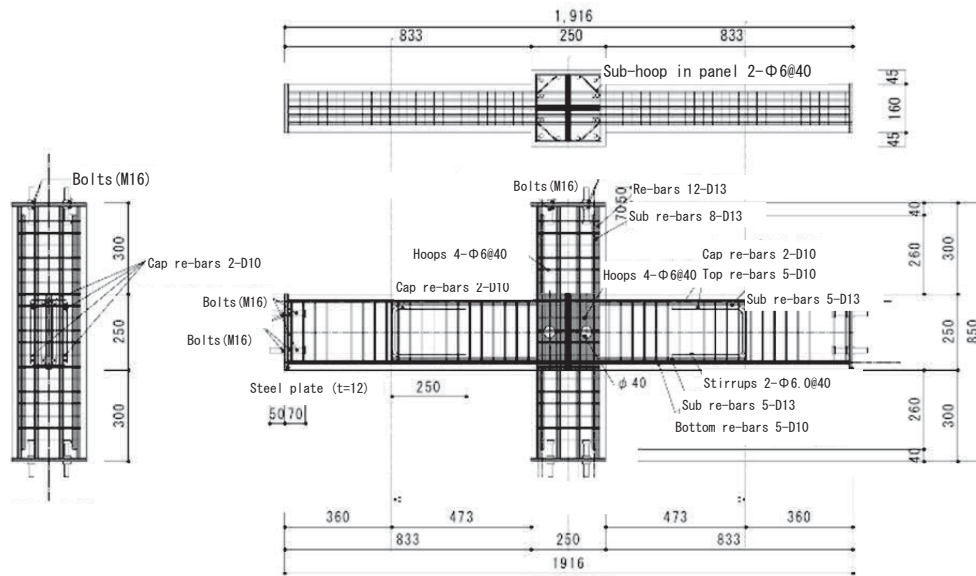


Fig. 5 Specimen No. 2

4. 加力方法と変形測定装置

図6に試験体 No. 2 の加力装置と変位計の位置（北面）を示す。なお、試験体 No. 1 の加力装置も同様の装置である。参考文献⁽³⁾を参照されたい。

実験では、図に示すように、梁端および柱頭部、柱脚部をピン支持とし、水平方向に正負交番载荷した、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 $\pm 0.5\%$ 、 $\pm 0.75\%$ 、 $\pm 1.0\%$ 、 $\pm 1.5\%$ 、 $\pm 2.0\%$ 、 $\pm 3.0\%$ 、 $\pm 4.0\%$ 、 $\pm 5.0\%$ 、 $\pm 7.0\%$ で载荷を行い、 $\pm 0.5\%$ から $\pm 5.0\%$ までは各々 2 回ずつ、 $\pm 7.0\%$ は 1 回と計画した。試験体 No. 1 では実現できたが、試験体 No. 2 では、治具および試験体の不具合により、一部実現できていないところがある。

また、柱頭と柱脚のピン位置の水平変位の差を柱ピン距離で除して層間変位角とした、梁端の回転量を測定するため、試験体 No. 1 は梁端から 250mm（梁せい区間）の位置にボルトを埋め込み、そのボルトの高さ 25mm の位置で内向きに固定し、変位計を柱面に当てて測定した。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 では梁端から 250mm、473mm の位置（塑性ヒンジ位置）にボルトを埋め込み、そのボルトの高さ 25mm の位置で 250mm では外向き、473mm では内向きに固定し、それぞれ変位計を 250mm では、柱面、473mm では取り付けられたプレートにあててそれぞれ梁端とヒンジ想定位置の回転量を測定した。

写真 1 は、試験体 No. 2 の実験状況を示す。

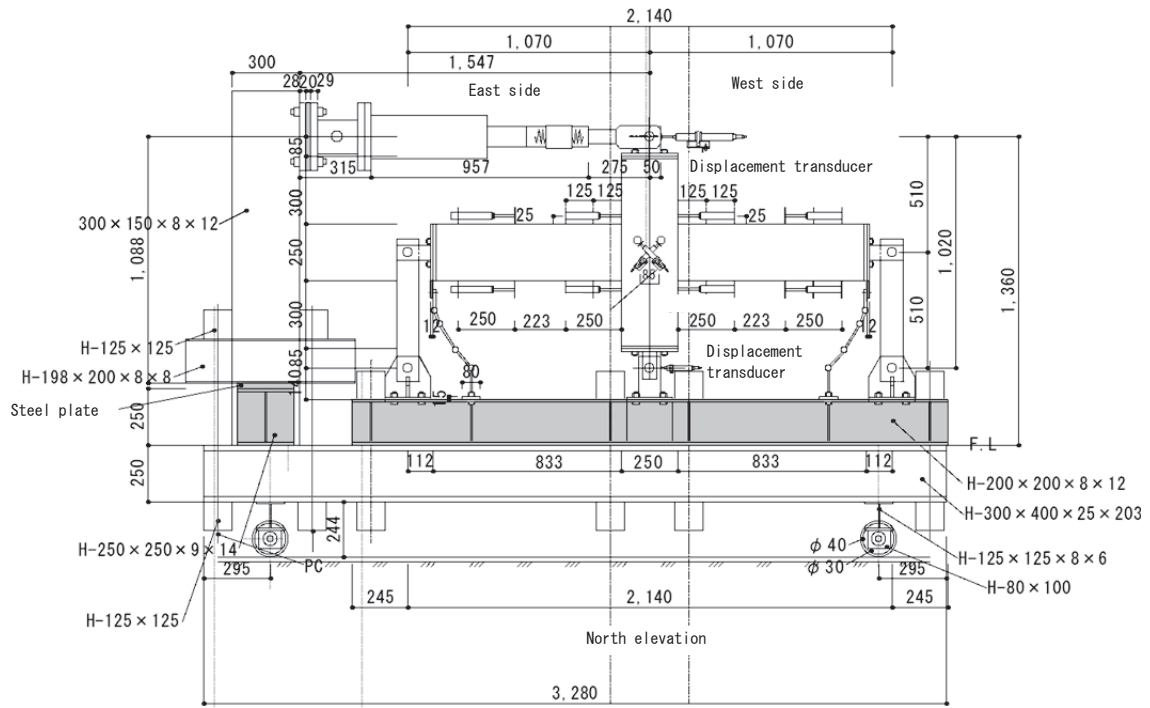


Fig. 6 Loading and measuring apparatus

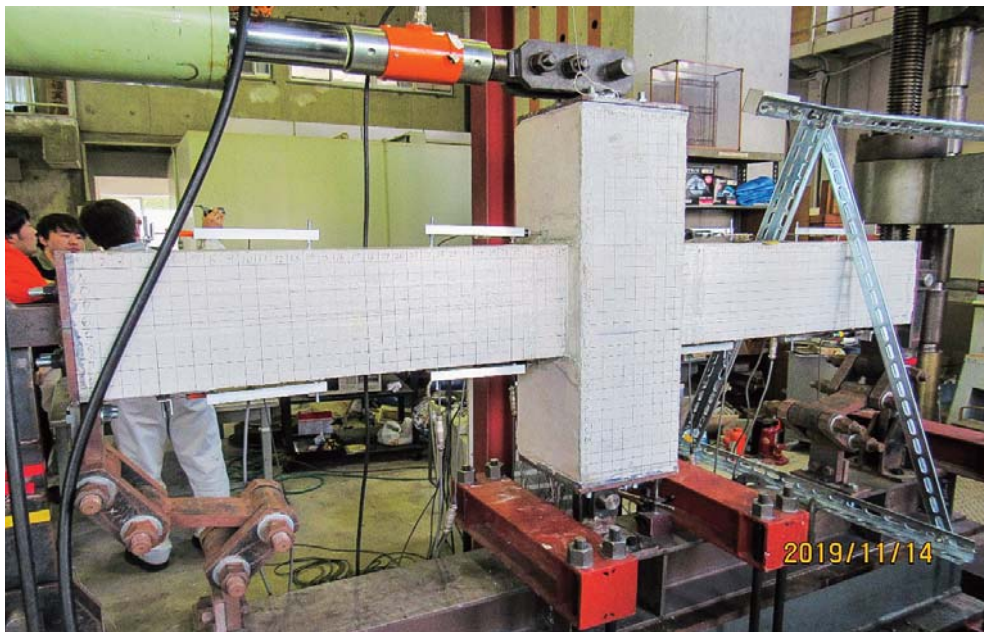


Photo 1 Loading apparatus and specimen No. 2

5. 実験結果

5.1 水平荷重と層間変形角の関係について

図7に、水平荷重と層間変形角の関係を示す。試験体 No. 1 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。 $R=2.0\%$ 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 $R=3.0\%$ で最大強度64.6kNに達し、接合部損傷が著しく進み、その後接合部破壊した。BJ型（梁曲げ降伏後の接合部破壊型）と判断される。

試験体 No. 2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。 $R=2.0\%$ でHR部の帯筋が降伏を始めた。 $R=3.5\%$ の時に柱頭部が破壊した。

最大強度は試験体 No. 1が64.6kN、試験体 No. 2は131kNで柱頭が溶接部破壊したが、最大強度で考えると2.02倍の強度が出た。弾性範囲は試験体 No. 1は約 $R=1.5\%$ 、試験体 No. 2は $R=\pm 2.0\sim 3.0\%$ 程度となる。

以上のことから、HR工法により、最大耐力が増加し、弾性範囲が増大していることが分かる。また、履歴性状も優れている。

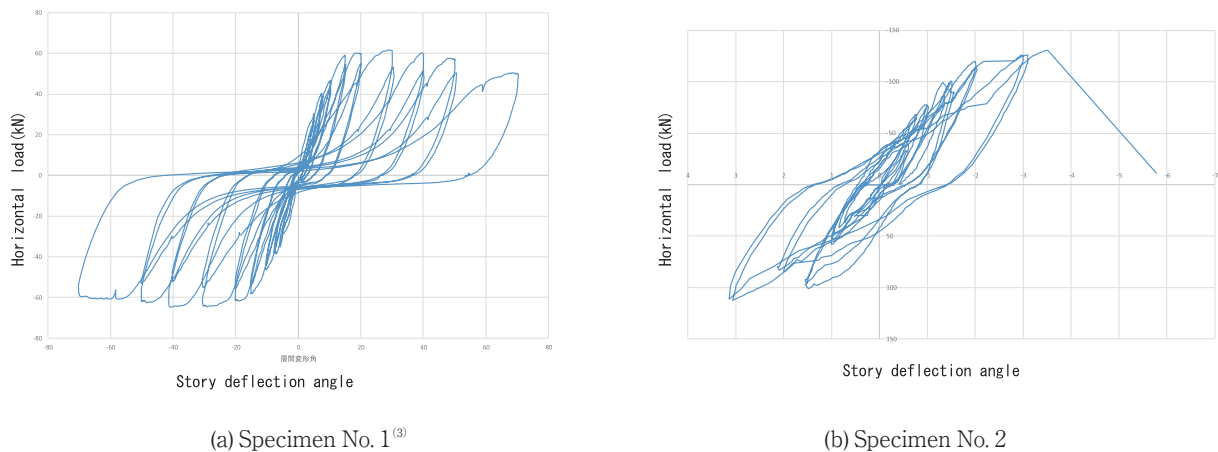


Fig. 7 Horizontal load and story deflection angle relationship

5.2 水平荷重Pと鉄筋ひずみ ϵ の関係および接合部パネルせん断変形について

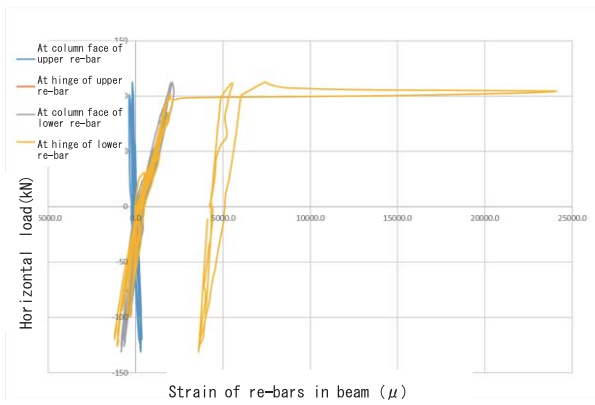
図8に試験体 No. 2の水平荷重Pと梁主筋ひずみ ϵ の関係を示す。なお梁主筋東上外側に関しては、データの計測ができなかったため、グラフより除いて示している。

No. 2試験体では東下外側のみ降伏しヒンジが発生した。そのほかの位置に関してはヒンジができず弾性範囲内ではあるが、降伏がみられる箇所もあることがわかる。

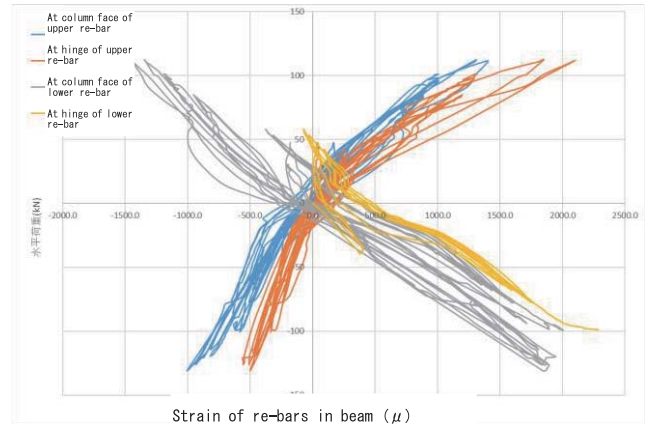
図9に試験体 No. 2の水平荷重Pと柱主筋ひずみ ϵ の関係を示す。なお、柱主筋上側に関してはデータが計測できなかったため、柱主筋下側のみのグラフとしている。No. 2試験体において、引張側、圧縮側の鉄筋が降伏ひずみまで到達していないことから、柱主筋は概ね弾性範囲内であると考えられる。

図10に試験体 No. 2の水平荷重Pと帯筋ひずみ ϵ の関係を示す。帯筋南側および帯筋北側はどちらも降伏ひずみまで到達していないことから、帯筋は弾性範囲内であると考えられる。

図11に試験体 No. 1およびNo. 2の水平荷重Pとパネルせん断変形 γ の関係について示す。試験体 No. 1では、ある程度のせん断変形が生じているが、試験体 No. 2では、小さなせん断変形に収まっていることがわかる。



(a) East Beam



(b) West Beam

Fig. 8 Horizontal load and strain relationship of re-bars in beams of specimen No. 2

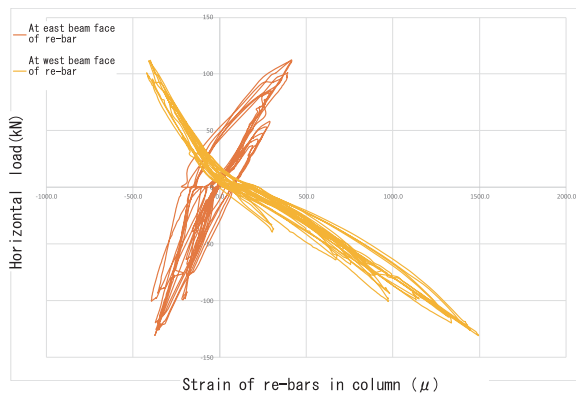


Fig. 9 Horizontal load and strain relationship of re-bars in columns of specimen No. 2

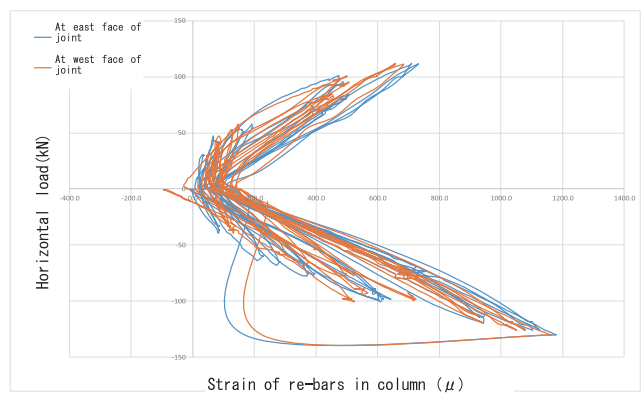
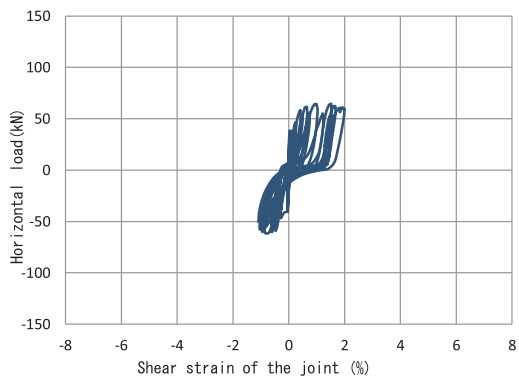
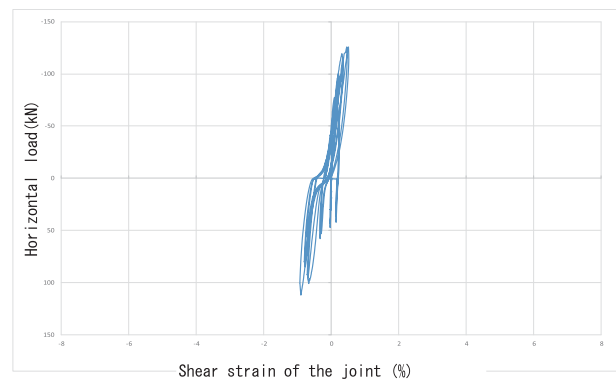


Fig. 10 Horizontal load and strain of hoops relationship in the joint of specimen No. 2



(a) Specimen No. 1⁽³⁾

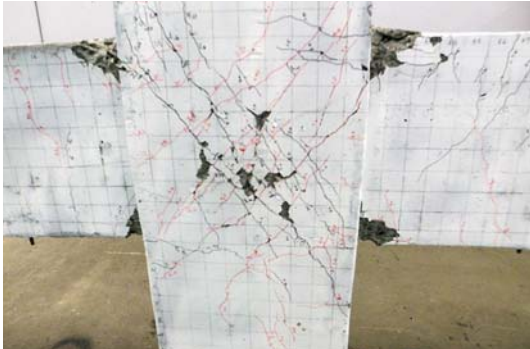


(b) Specimen No. 2

Fig. 11 Horizontal load and shear strain relationship of the joints

5.3 実験後の試験体状況

写真2に、実験後の両試験体のパネル部分の損傷を示す。図11のせん断変形角と対応し、試験体 No. 1 の損傷が大きいことがわかる。写真3は、試験体 No. 2 の塑性ヒンジ部の損傷状況を示す。塑性ヒンジ設定した部分に、大きい曲げひび割れが確認でき、想定通りに塑性ヒンジが発生していることがわかる。写真4は、 $R=3.5\%$ 程度で、柱頭部で柱主筋と鋼板の溶接が切れて破壊した状況を示す。



(a) Specimen No. 1⁽³⁾



(b) Specimen No. 2

Photo 2 Crack of the joints after test

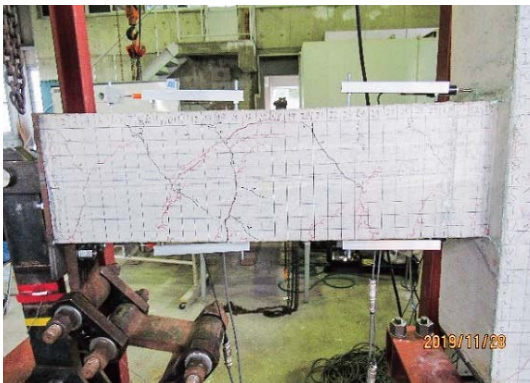


Photo 3 Crack of east beam of No. 2 after test



Photo 4 Failure at column top of No. 2

5. 実験結果の考察

表4に水平荷重に関する計算結果一覧を示す。この表に示すように、ヒンジリロケーションと接合部鋼板補強により、試験体 No. 2 では、接合部強度と水平耐力を大きく上げることができたことがわかる。例えば、接合部せん断計算値は4.44倍、柱面位置梁曲げ強度計算値は2.89倍、水平耐力実験値は2.02倍、接合部せん断余裕度は3.52となる。つまり、パネル部に9mm鋼板を2枚入れることにより、接合部強度は大幅に上がり、接合部損傷を防ぐと同時に水平耐力倍増を実現できていることがわかる。

Table 4 Comparison of horizontal strength

No. of specimens	Maximum horizontal load (kN)							
	Calculated (1)	Calculated (2)	Calculated (3)	Observed	Calc. (1)/ Calc. (2)	Calc. (1)/ Calc. (3)	Observed/ Calc. (2)	Observed / Calc. (3)
No. 1	92.7	57.2	—	64.6	1.62	—	1.13	—
No. 2	411	165	117	131	2.49	3.52	0.79	1.12

(1)Horizontal strength of shear failure of the joint panel calculated by the equation proposed in Ref (4). Safety factor 1/0.85 is removed. Steel plate is considered for specimen No. 2.

(2)Horizontal strength of flexural strength of beams at column face calculated by the conventional simple equation ($=0.9 a_t \cdot \sigma_s \cdot d$).

(3)Horizontal strength of flexural strength of beams at plastic-hinge relocated sections calculated by the conventional simple equation ($=0.9 a_t \cdot \sigma_s \cdot d$).

6. 結 論

本研究では、著者らが提案している柱梁接合部の鋼板補強法を利用し、ヒンジリロケーション工法と組み合わせた大地震時の損傷を低減する工法を提案した。さらに、この工法により、水平耐力を倍増させる RC 純フレーム構造開発のための予備実験を行った結果、以下の結論を得た。

- 1) 既往の実験で確認できなかった HR ヒンジ部の塑性ヒンジ発生が認められた。
- 2) HR 工法により水平耐力を倍増させることができた。
- 3) 柱梁接合部を鋼板で補強することにより、接合部損傷を防ぐことができた。

このように一定の成果が得られた。今後は、実験装置や試験体製作で問題が明らかになったところを改良し、さらに研究を進めていきたいと考えている。

謝 辞

本研究の試験体 No. 2 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2019年度卒業研究生内田駿稀、三浦祐大、山岸海杜の各氏の卒業研究として取り組まれたものである。その試験体製作時には、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、2018年度、2019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。

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），2016. 9，pp.209-218
- (2) 佐藤大樹，北村春幸，藤沢一善，高山洋平，野村尚史，“極大地震を想定した鋼構造物のH-SA700と従来鋼を用いた高耐震架構設計手法”，日本建築学会，構造工学論文集 Vol.60B（2014年3月），pp.471-478
- (3) 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，2018年3月，pp.541-541
- (4) 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”，pp.241-277，1999年8月30日第2版