

論文 偏心したRC造柱梁十字形接合部を鋼板と鋼製ハンチで補強した場合の耐震補強性能

上原 修一^{*1}・副島 裕介^{*2}・砥綿 祐太^{*2}・山川 哲雄^{*3}

要旨：耐震性能が劣ると考えられる，偏心した十字形接合部の偏心側パネル部分を鋼板で，接合部回りを鋼製のハンチで補強した試験体の耐震補強性能について検討した。その結果，水平ハンチより鉛直ハンチの補強効果が顕著であること，アンカーボルトでパネルコアコンクリートへ固定したパネル部鋼板も優れた補強効果を示すことが明らかとなった。また，本補強工法によれば，著しい損傷が考えられる柱梁接合部であっても，その損傷を防ぐことができ，梁ハンチ止端部降伏を保持できる可能性があることがわかった。

キーワード：接合部，耐震補強，ハンチ，ヒンジリロケーション，アンカー，せん断

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震において，新耐震設計法に基づいて設計されたRC造建物の柱梁接合部が大きな損傷を受けた。そのため，既存のRC造建物で接合部補強が必要な建物が多くあるといわれるが，耐震補強工法の開発は不十分である。

そこで著者らは，これまでに偏心した十字形接合部の補強方法として，接合部偏心側を縞鋼板で，残り3面をPC鋼棒で補強することを提案し，補強効果があることを実験的に検証してきた¹⁾。しかしながら，この補強方法では，大変形時の接合部損傷と破壊を防ぐことはできなかった。

そのため，本論文では，新たに，偏心した十字形接合部の偏心側パネル部分を鋼板で，梁端部回りを鋼製のハンチで補強する工法を提案した。さらに，それらによって補強した試験体の性能を実験的に検証した。

表-1 試験体一覧

試験体番号	試験体名	補強方法
No. 1	2009-IJE1	偏心面鋼板補強+鋼製水平ハンチ補強
No. 2	2009-IJE2	偏心面鋼板補強+鋼製水平ハンチ補強+鋼製鉛直ハンチ補強
No. 3	2009-IJE3	偏心面鋼板補強+水平ハンチ状鋼板補強+鋼製鉛直ハンチ補強+偏心面アンカー補強

* 鋼板はすべて厚6mmの縞鋼板

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1に本実験の試験体一覧，表-2に使用した材料の力学的性質を示す。なお，補強に用いた鋼板はすべて，SS400の縞鋼板（厚さ6mm），補強に用いたボルトは，市販の全ねじボルト（径9.5mm）である。

全試験体とも，配筋は同一であり，その配筋を図-1に示している。試験体の形状は兵庫県南部地震において被害を受けたジュネス六甲の構造体を参考にした，約30%の縮小寸法モデルとなっている。ただし，無補強の場合に，接合部破壊先行に誘導するため，表-2に示すように，コンクリート強度を意図的に小さくしている。後の表-3に示すように，無補強の場合，ねじりを考慮したときの接合部強度は，梁端部曲げ強度の77%となっており，接合部破壊が先行する試験体である。

図-2に各試験体の補強状態を示す。ここでは，鋼製（厚さ6mmの縞鋼板）の水平ハンチ，鉛直ハンチおよび接合部パネル部鋼板のパネルコアへのアンカーボルトの効果について調べることを目的とした。No.1で主に水平ハン

表-2 使用材料の力学的性質
(a) 鉄筋

用途	種別	呼び名	降伏点	引張強度	ヤング係数
			(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
帯筋，あばら筋	なまし鉄線	φ 3.2	226	355	2.06 × 10 ⁵
梁主筋	SD345	D10	350	521	1.69 × 10 ⁵
柱主筋	SD345	D13	372	515	1.71 × 10 ⁵

(b) コンクリート

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)
2009-IJE1	21.4
2009-IJE2	
2009-IJE3	

*1 有明工業高等専門学校建築学科教授 博士（工学）（正会員）

*2 有明工業高等専門学校専攻科建築学専攻 学生

*3 琉球大学工学部環境建設工学科教授 工学博士（正会員）

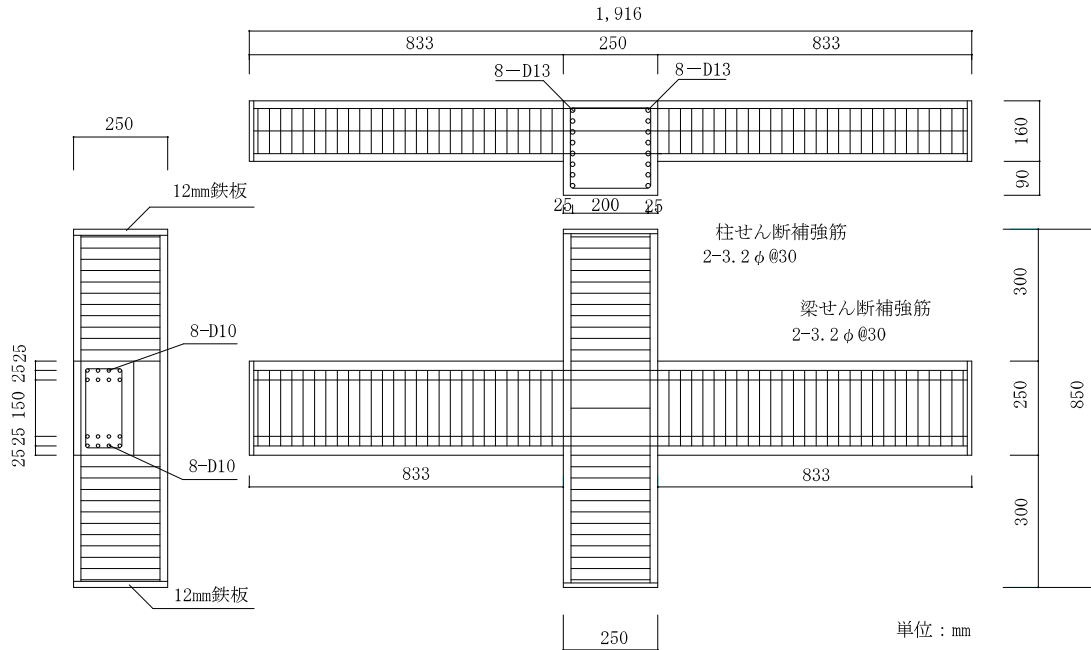
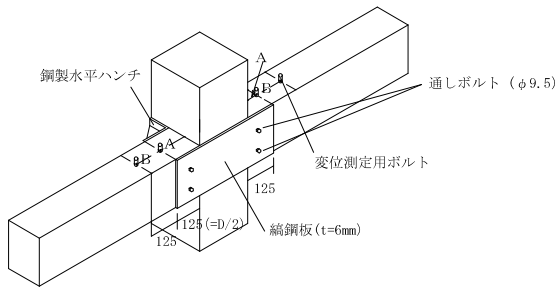
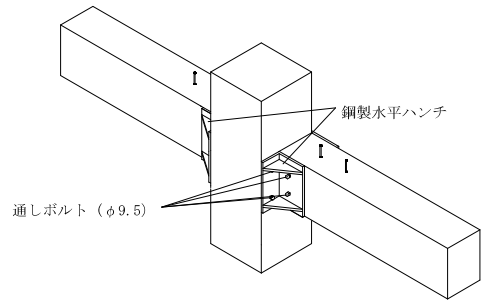


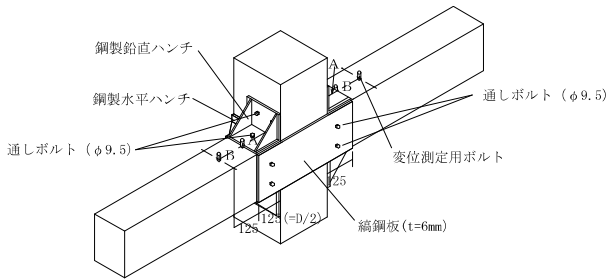
図-1 試験体形状・配筋図



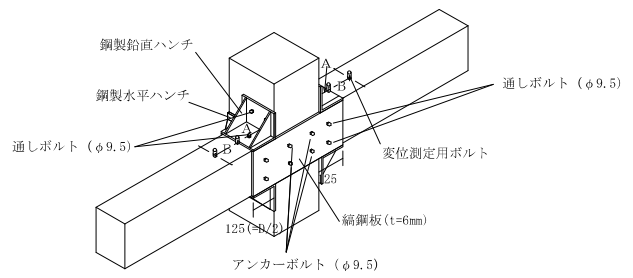
(a) No. 1 (偏心面鋼板補強+鋼製水平ハンチ補強)



(a2) No. 1 (裏面)



(b) No. 2 (No. 1 + 鋼製鉛直ハンチ補強)



(c) No. 3 (No. 2+ 偏心面アンカー補強)

図-2 各試験体の補強図

チの効果, No. 2 で鉛直ハンチの効果, No. 3 で接合部パネル部鋼板のパネルコアへのアンカーの効果調べる計画としている。ここで, 水平ハンチは主に接合部有効幅の増大, 鉛直ハンチはヒンジリロケーションによる接合部損傷の低減, パネルコアへのアンカーは接合部パネル部鋼板へのせん断力伝達増大を意図して設けたものである。図-2 に示す通しボルトとアンカーボルトは, コンクリー

ト硬化後に穿孔して取り付けるべきものであるが, ここでは良好な補強状態を想定して打設時に埋め込んでいる。パネル部鋼鋼板と鋼製ハンチはコンクリート面に, エポキシ系の接着剤を塗布し接着した。なお, 無補強の試験体の実験結果については, 文献2) に示す試験体を参照されたい。

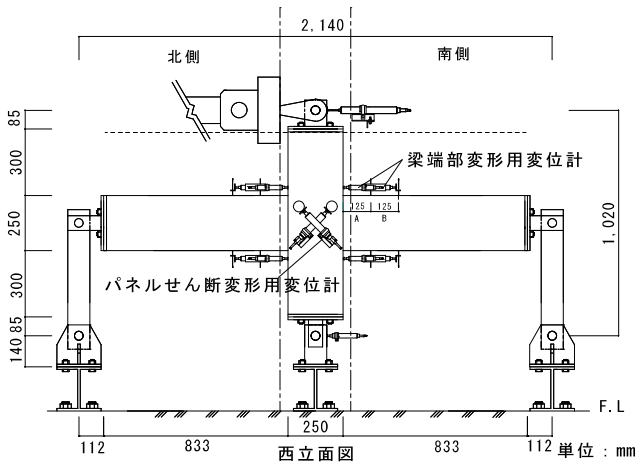


図-3 加力装置と変位計取り付け位置

2.2 加力方法と変形測定装置

図-3に加力装置と変位計取り付け位置を示す。梁外端部には厚さ28mmの鋼板を用いて、ローラー支持となるようにしている。また、柱脚部をピン支持として、柱頭に水平力を載荷した。そのほか、面外拘束のため、梁外端部側面を4箇所、ローラーにより支持した。軸力は加えていない。なお、試験体各部材端の支持位置および加力位置は、文献3)などと同様に、偏心した梁重心構面としている。

加力は、変位制御とし、層間変形角Rに関し、2回ずつ、 $\pm 0.5\%$ 、 $\pm 0.75\%$ 、 $\pm 1.0\%$ 、 $\pm 1.5\%$ 、 $\pm 2.0\%$ 、 $\pm 3.0\%$ 、 $\pm 4.0\%$ 、 $\pm 5.0\%$ まで加力した。最後に $\pm 7.0\%$ まで1回加力した。この加力方法は、3試験体とも共通である。

図-3に変形量測定装置を示す。層間変形角は、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求めた。また、ハンチの効果を見るため梁端部を柱面から $D/2$ ($=125\text{mm}$ 、梁せいの半分)までの範囲(図中の範囲A)、 $D/2$ から D までの範囲(範囲B)に分けて、回転量を測定した。さらに接合部パネルのせん断変形は、偏心側および非偏心側それぞれについて測定した。偏心側については、補強鋼板の接合部パネル部分4隅に、径22mmの穴を開けて、内部コンクリートに埋め込んだボルト間の変形量を測定した。せん断変形角 γ は、それぞれの面において、主ひずみ方向を45度方向と仮定し、45度方向のひずみから、モールのひずみ円の関係式により算定した。

3. 実験結果

3.1 実験状況および水平荷重と層間変形角関係

図-4に水平荷重と層間変形角関係を示す。

試験体No.1の実験では、 $R=0.5\%$ までに、パネル鋼板止端の梁および柱脚に曲げひび割れが発生した。 $R=1.5\%$ で、破壊と思われる音が発生し、鋼材とコンクリートの

間に充填したエポキシ系接着剤の損傷発生が伺われた。また、図-4(a)に示すように、試験体に降伏性状が認められる。 $R=3.0\%$ で、最大強度に達するとともに、接合部パネル鋼板の浮きが認められた。最大荷重は87.5kNであり、無補強の場合の最大荷重(78.3kN)より、約12%の強度上昇が認められた。その後、損傷が進行し、徐々に強度が低下していった。図-4(a)に示すように、梁端部の曲げ強度計算値に至る前に、破壊している。また、接合部の損傷などのため、スリップ型の履歴性状となっている。

試験体No.2の実験でも、 $R=0.5\%$ までに、鉛直ハンチ止端の梁および柱脚に曲げひび割れが発生した。

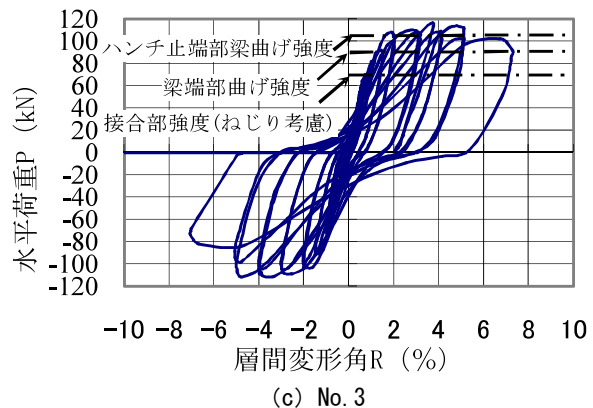
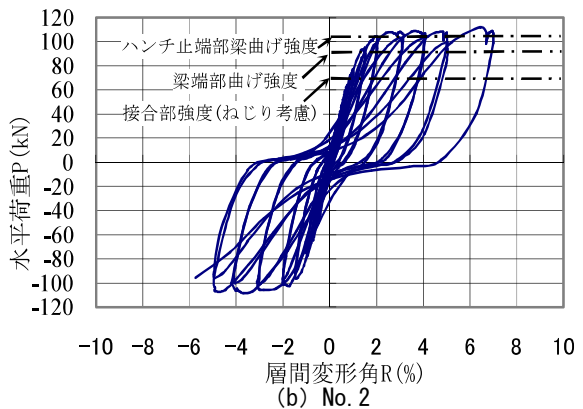
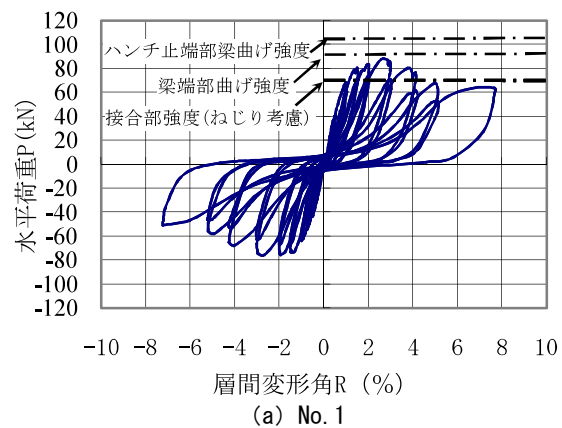


図-4 水平荷重と層間変形角の関係

る。また、接合部の損傷がさらに抑制されたためか、試験体 No.2 と比較して、履歴性状がいっそう改善されている。

3.2 接合部パネルせん断変形角と破壊状況

図-5 に水平荷重と接合部パネルせん断変形角関係、写真-1 に、実験後の試験体写真を示す。

図-5(a) に示すように、試験体 No.1 は、最大荷重前から、偏心側のせん断変形が増大し、その後も大きく変形している。また、写真-1(a2) に示すように、接合部の損傷が著しいことが確認できる。このように、接合部パネル鋼板と水平ハンチだけでは、接合部の損傷を阻止することは難しいと思われる。

図-5(b) に示す試験体 No.2 では、降伏後から、偏心側のせん断変形が増大し、その後も大きく変形している。また、写真-1(b2) に示すように、接合部の損傷も確認できる。このように、接合部パネル鋼板と水平ハンチに加え、鉛直ハンチで補強すると、強度と履歴性状は大きく改善されるが、接合部の損傷は避けられない場合があることがわかる。

図-5(c) に示す試験体 No.3 では、偏心側であっても、No.2 と比べ、せん断変形が効果的に抑制されていることが確認できる。また、写真-1(c2) に、接合部の損傷は確認できない。写真-2 に、接合部の切断写真を示すが、損傷はほとんどない。そのかわりに、梁が曲げ降伏後のせん断破壊となった。このように、接合部パネル鋼板をアンカーにより接合部パネルコアコンクリートに固定すると、効果的な補強となることが明らかになった。

4. 実験結果の解析

4.1 層間変形角に占める各変形成分とエネルギー吸収能

図-6 に層間変形角に占めるパネルせん断変形成分と梁端部回転角の関係を示している。ここで、パネルせん断変形が層間変形角に占める成分 R_γ は、パネルせん断変形角を、文献4) に示す方法によって層間変形角に変

換したものである。梁端部回転角が層間変形角に占める成分 $R_{\theta A}$ 、 $R_{\theta B}$ は、それぞれ、図-2 に示すように、ハンチ部分（柱面から $D/2$ ）を部分 A、さらにその外側の $D/2$ 部分を部分 B として、変位計により計測した結果（両側の平均値）を用いて、示したものである。なお、図-6 中の 45 度の線は、全体の層間変形角を示している。

図-6(a) に示すように、試験体 No.1 では、 R_γ が $R_{\theta A}$ とともに、初期から増大している。 $R_{\theta B}$ は、終始ほとんど、0 であり、ヒンジロケーションの効果はないことがわかる。なお、 R_γ 、 $R_{\theta A}$ 、 $R_{\theta B}$ の合計値が層間変形角 R を超過している原因は、接合部パネルせん断変形角の評価で、損傷の大きい中央部のせん断変形角を接合部全体の变形として評価していること、接合部パネルせん断変形により、梁端部圧縮側がめり込むが、これを $R_{\theta A}$ でも評価し、2 重に算入しているなどのためと考えている。

図-6(b) に示す試験体 No.2 では、 R_γ が $R_{\theta A}$ とともに $R=3\%$ から増大している。 $R_{\theta B}$ はそれほど大きくなく、ヒンジロケーションの効果はあまりないことがわかる。

図-6(c) に示す試験体 No.3 では、 R_γ は、 $R=4\%$ 以降、効果的に抑制されている。 $R_{\theta B}$ は $R=2\%$ 以降に増大しており、ヒンジロケーションの効果認められる。

図-7 に、各試験体の正加力時のエネルギー吸収能の比較を示す。試験体 No.2 と No.3 では、試験体 No.1 と比較すると、大幅な改善が認められる。

4.2 水平強度に関する解析結果について

表-3 に、水平強度に関する解析結果一覧を示している。試験体 No.2 と No.3 は、No.1 と比べて、30% 程度強度が大きくなっている。試験体 No.1 は、ねじりを考慮した接合部強度計算値より 25% 大きいが、梁端部曲げ強度を 4% 下回っており、接合部の十分な補強とはなっていない。

一方、試験体 No.2 は、ねじりを考慮した接合部強度

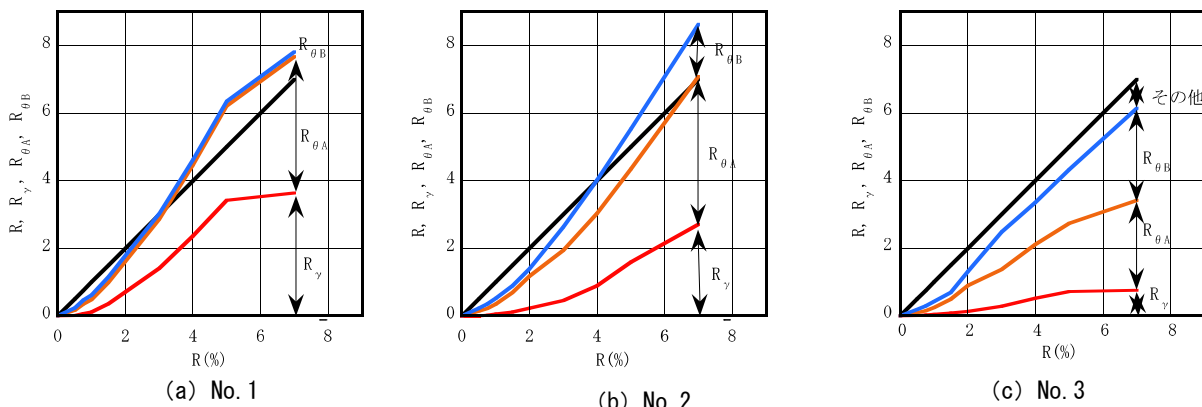


図-6 層間変形角に占めるパネルせん断変形成分、梁端部回転角の関係

表 -3 水平強度に関する解析結果一覧

試験体番号	試験体名	(a) 最大耐力時柱せん断力実験値 (kN)	柱せん断力計算値 (kN)			実験値と計算値の比		
			(b) 接合部せん断強度時 (ねじりによる低下を考慮)*1	(c) 梁端部曲げ強度時*2	(d) 補強ハンチ止端部曲げ強度時*3	(a)/(b)	(a)/(c)	(a)/(d)
NO.1	2009-IJE1	87.5	70.0	91.2	105	1.25	0.96	0.83
NO.2	2009-IJE2	112				1.60	1.23	1.07
NO.3	2009-IJE3	114				1.63	1.25	1.09

*1 文献5) に示す式 3.18 による。

*2 , *3 曲げ強度略算式 ($=0.9a_t \sigma_y d$)

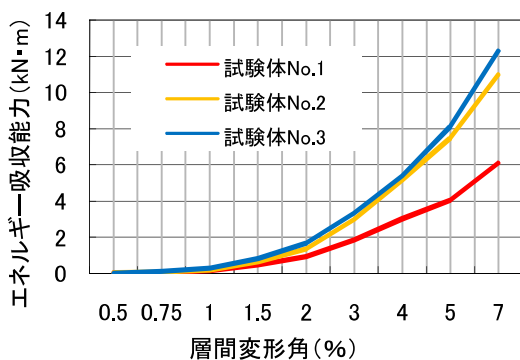


図-7 各試験体のエネルギー吸収能力

計算値より 60% 大きく、補強ハンチ止端部の曲げ強度を 7% 上回っている。よって、ヒンジリロケーションの効果が認められ、強度的には十分な補強となっていることがわかる。

さらに、試験体 No. 3 も、強度的には、試験体 No. 2 と同様である。しかし、4.1 で示したように、接合部損傷を効果的に抑制していることなどから、優れた補強法であると確認できた。

5. 結論

偏心した十字形接合部の偏心側パネル部分を鋼板で、接合部回りを鋼製のハンチで補強した場合の耐震補強性能について、3 体の試験体を用いて検討したところ、以下の事項が明らかとなった。

- (1) 提案する鉛直ハンチは、接合部入力せん断力が小さくなるため、接合部補強に有効である。
- (2) 接合部パネル部鋼板は、パネル部コアコンクリートへ、アンカーボルトで固定すると優れた補強効果を示す。
- (3) 本補強工法によれば、著しい損傷が考えられる柱梁接合部であっても、その損傷を防ぐことができ、ハンチ

止端部（ヒンジリロケーション位置）での梁降伏を保持できる可能性がある。

謝辞

本研究は、有明高専の坂本州也、中尾嘉克、川添勝介、富田昂寛、林原健の各氏の卒業研究の一環として行ったものである。実験にあたっては、有明高専技術職員松原征男氏、田中三雄氏の助力を得た。また、本研究は科研費基盤 (A) (20246991 代表者山川哲雄) および (c) (19560589 代表者上原修一) の助成を受けた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 砥綿雄太, 上原修一, 山川哲雄: 緊張 PC 鋼棒による RC 造柱梁接合部の耐震補強法に関する研究～偏心した十字形接合部に対する補強性能について～, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北) 2009 年 8 月, pp. 423-424
- 2) 原可南子, 上原修一, 山川哲雄: 緊張 PC 鋼棒による偏心した RC 造十字形柱梁接合部の耐震補強に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国) 2008 年 9 月, pp. 165-166
- 3) 東川敬子, 塩原等, 小谷俊介: 梁が柱に偏心して接続する RC 造十字型柱梁接合部の実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 25, No2, 2003, pp. 541-546
- 4) Myoungsu Shin and James M. LaFave: Seismic Performance of Reinforced Concrete Eccentric Beam-Column Connections with Floor Slabs, ACI Structural Journal, May-June 2004, pp. 403-412
- 5) 日本建築学会: 阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計 - 特徴的被害の原因と設計への提案 -1998