

論文 水平ハンチにより耐震補強したRC造柱梁十字形接合部の性状に関する研究

上原 修一^{*1}・竹内 卓也^{*2}・山川 哲雄^{*3}

要旨：耐震性能が劣る十字形接合部を、鋼板、モルタルおよび PC 鋼棒で、水平ハンチ状に耐震補強した場合の性状について、実験的に検討した。特に、接合部パネル面の直接的な補強が難しいと考えられる、両方向に直交梁がある場合について検討した。その結果、水平ハンチ状の補強であっても、接合部損傷を抑制できる可能性があることを確認した。しかしながら、接合部パネル面を十分に補強できない場合、エネルギー吸収能力が低下す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、せん断、ヒンジリロケーション、PC 鋼棒

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。また、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。

著者らは、これまでに、十字形接合部の入り隅を鋼製鉛直ハンチで補強すると効果があることを示してきた¹⁾。しかしながら、鉛直ハンチは、建築物などの使用性に大きな影響を及ぼすことが懸念される。そこで、本論文では、新たに、接合部近傍の梁側面をモルタルと鋼板で覆い、さらに PC 鋼棒で締め付ける補強、いわゆる合成補強により補強する方法を提案する。なお、この補強方法は、著者の一人の山川がフレームの補強法として提案している合成補強²⁾の、接合部への適用とも位置づけられる。

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1 に本実験の試験体一覧、表-2、表-3 に使用した材料の力学的性質を示す。図-1 に配筋図を示す。全

試験体とも配筋は同一である。試験体の形状は、兵庫県南部地震で被害を受けた集合住宅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。また、偏心のな

表-2 コンクリートと無収縮モルタルの力学的性質

試験体番号	部位	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
No. 1	コンクリート	24.5	2.32×10^4
No. 2	コンクリート	25.2	2.56×10^4
No. 3	無収縮モルタル	64.7	3.26×10^4

表-3 鉄筋の力学的性質

試験体番号	用途	呼び径, 厚さ (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (10^5 N/mm ²)
No. 1	帯筋, あばら筋	φ 3.2	226	355	2.06
	梁主筋	D10	350	521	1.69
	柱主筋	D13	372	515	1.71
	スラブ筋*	φ 6	506	593	2.12
No. 2 No. 3	帯筋, あばら筋	φ 3.2	226	355	2.06
	梁主筋	D10	363	533	1.91
	柱主筋	D13	357	632	1.83
	スラブ筋*	φ 6	450	543	2.07
	補強鋼板*	6	312	458	1.93
	PC 鋼棒	13	1220	1266	2.01
	全ねじボルト	9.5	438	495	1.48

*0.2%オフセットによる。

表-1 試験体一覧

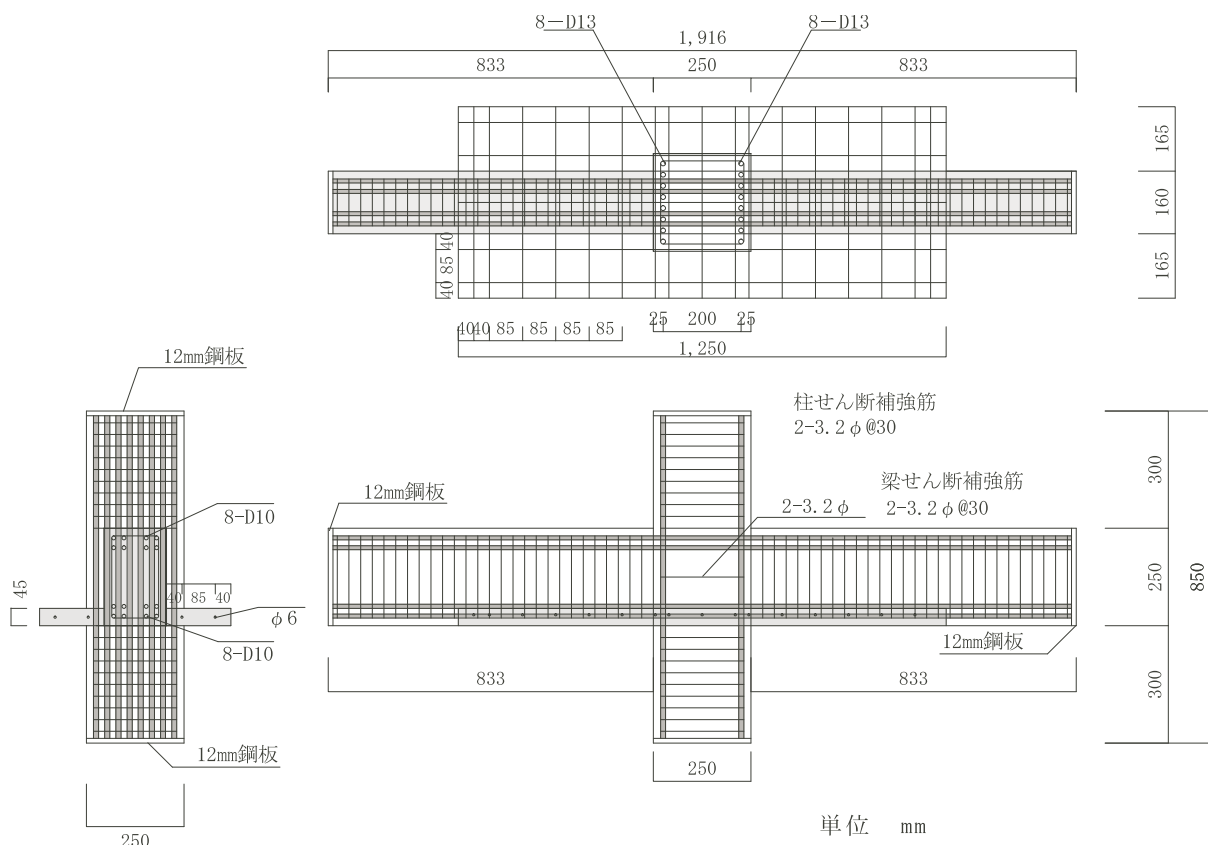
試験体番号	試験体名	補強方法
No.1	2010-IJ1	補強なし
No.2	2011-IJR1	梁側面モルタル充填+側面鋼板を PC 鋼棒で圧着
No.3	2011-IJR2	No.2 の補強から接合部パネル部鋼板を一部切除

*鋼板はすべて厚 6mm の縞鋼板

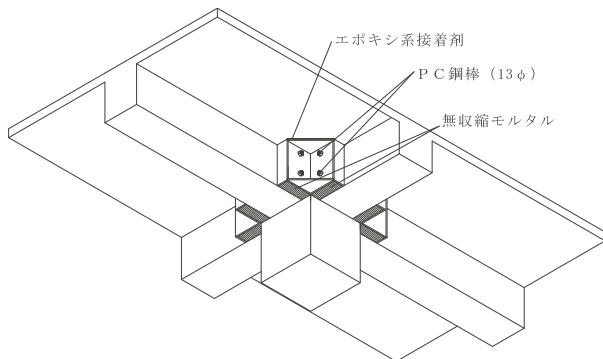
*1 有明工業高等専門学校建築学科教授 博士（工学）（正会員）

*2 有明工業高等専門学校専攻科建築学専攻（学生会員）

*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 試験体形状と配筋（全試験体共通）



図－2 直交梁がある接合部で想定する補強方法

い試験体としている。なお、実験では、損傷を観察するため、上下を逆にして加力した。コンクリート片の剥落の向きが異なるが、影響は小さいと考えている。

図－2 に直交梁がある場合の接合部の補強方法の提案を示す。このように、梁幅を柱幅までモルタルにより増厚し、さらにその側面に鋼板を押し当てて PC 鋼棒で圧着させる工法である。この補強により、接合部の体積が増大し、梁塑性ヒンジ発生位置を梁端部から補強止端に移動させることができると考えている。なお、PC 鋼棒用の穴は、梁ウェブに穿孔する必要がある。

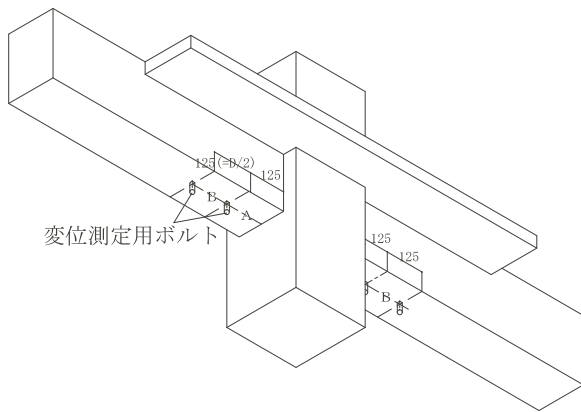
図－3 に試験体の補強状態を示す。なお、ここでは直交梁を設けていないので、梁側面の補強鋼板は、パネル部側面を覆う形になっている。ただし、No.3 については、

パネル部を鋼板で覆うことができないことを考えて、梁幅について中央部の高さ 80mm だけ切除している。やや小さい切除であるが、柱面での梁曲げ補強断面の確保と切除の影響の確認を目的にすることからこの寸法とした。

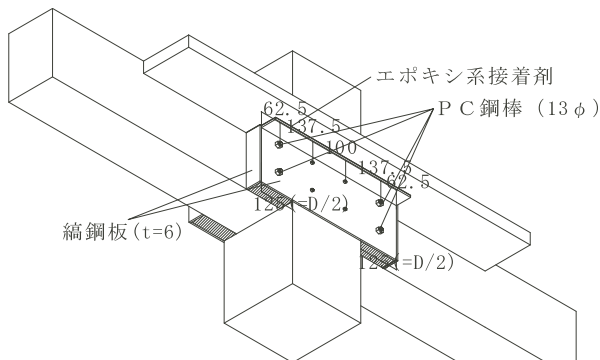
PC 鋼棒は、降伏ひずみの半分程度まで、トルク管理により締め付けた。

図－2 で想定する補強と図－3 の試験体の補強は異なるが、ここでは、梁側面からの補強の可能性を見極めるための実験と位置付けている。図－3 に示す直交梁のない試験体において、梁側面だけ補強しても、柱面での梁の曲げ補強にはならない。直交梁がある場合は、図－2 に示すように、直交梁に定着した補強材の定着力のほか、必要であれば、直交梁下やスラブ上端を使って連続した鋼板に頼ることができる。それを簡略化して、試験体では両方の梁に連続した鋼板を用いた。しかし、試験体 No.2 の補強のように、連続した鋼板では接合部パネルを覆うことになり、現実とは異なる。そのため、試験体 No.3 では、鋼板の一部を切除することにより、その効果を減じた時の性状を確認することとした。

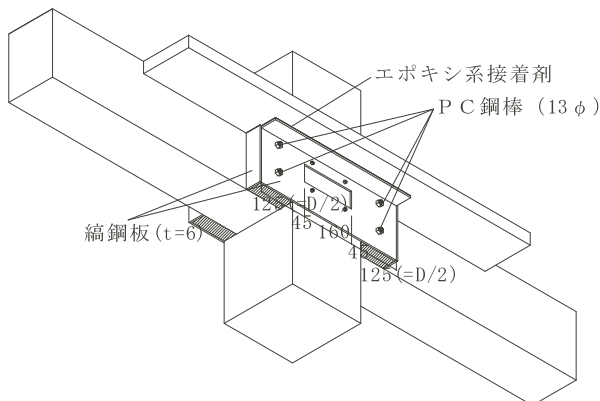
また、試験体 No.2 および No.3 の鋼板は、鋼板の定着を確実にするために、スラブ下においてエポキシ樹脂を塗布している。接合部パネルにおいては、エポキシ樹脂の塗布とともに、図－2 に示す位置に径 9.5mm の全ねじボルトを貫通させた 4 本のアンカーを用いている。さら



(a)No.1(補強なし)



(b)No.2(モルタルと鋼板により合成補強)



(c)No.3(No.2 の補強からパネル部鋼板一部切除)

図-3 試験体の補強状況

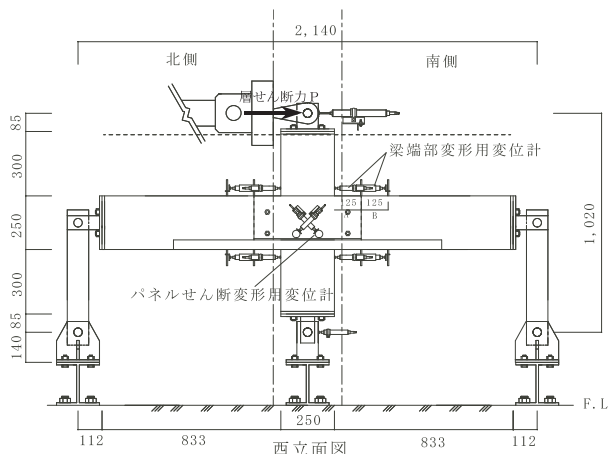


図-4 加力装置と変位計取り付け位置

に、補強止端部の鋼板には、梁幅方向の鋼板を溶接し、梁側の定着も確実にしている。

なお、補強前の試験体の性状は、3体ともほぼ共通である。設計時は接合部破壊先行を予定したが、コンクリート強度がやや大きくなり、表-4 に示す通り、接合部のせん断強度時耐力と梁の降伏曲げモーメント時耐力がほぼ等しい試験体となっている(3体ともせん断余裕度1.03)。

2.2 加力方法と変形測定装置

図-4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。

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。

層間変形角は、図-4に示す、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、補強の効果をみ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、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。

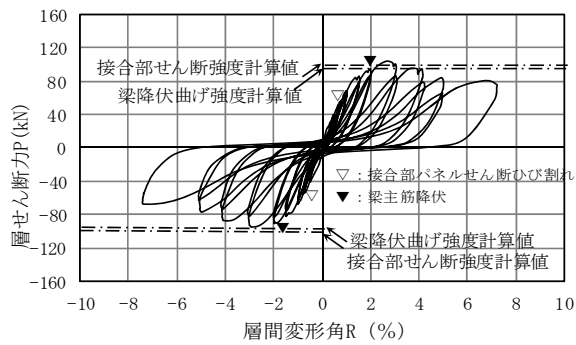
3. 実験結果

3.1 破壊性状および層せん断力と層間変形角関係

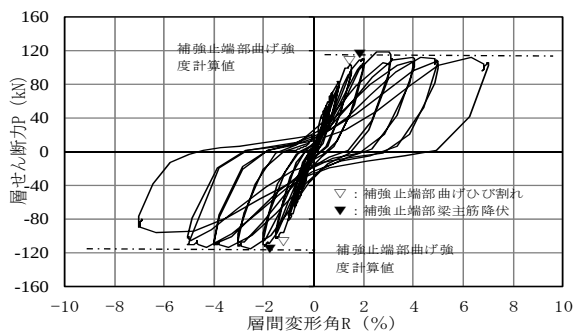
図-5に、層せん断力 P と層間変形角 R 関係を示す。

試験体 No. 1 では、 $R=0.5\%$ までに、梁端部およびスラブに曲げひび割れが発生した。 $R=0.75\%$ までに、接合部パネルにせん断ひび割れが発生した。また、図-5(a)に示すように、No. 1 は梁降伏曲げ強度時水平荷重計算値と接合部せん断強度時層せん断力計算値がほぼ等しい設計となっている。そのため、 $R=2.0\%$ で、梁主筋が降伏すると接合部コンクリートの損傷と剥落が始まった。 $R=3.0\%$ を過ぎると、接合部の破壊が進行し、水平強度も低下した。履歴性状はスリップ型となっている。

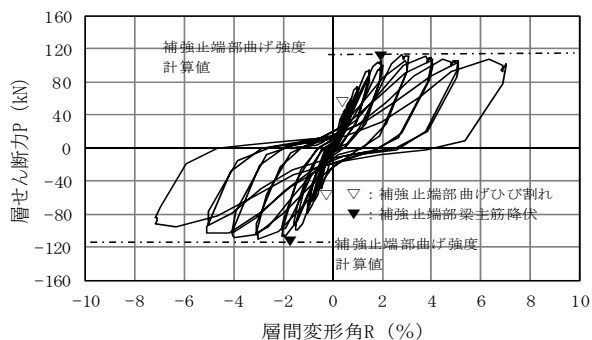
試験体 No. 2 では、 $R=0.5\%$ までに、梁端部およびスラブに曲げひび割れが発生した。 $R=1.5\%$ で、梁補強止端部に曲げひび割れ、柱にせん断ひび割れが発生した。 $R=2.0\%$ で、梁補強止端部の梁主筋が降伏した。



(a) No. 1 (補強なし)



(b) No. 2 (モルタルと鋼板により合成補強)



(c) No. 3 (No. 2 の補強からパネル部鋼板一部切除)

図-5 水平荷重と層間変形角の関係

R=3.0%で最大強度に達した。その最大強度は、補強止端部の梁曲げ強度とほぼ同じ値となっている。その後、梁補強部分上下面のコンクリート圧縮破壊と梁補強止端部近傍の梁のせん断ひび割れ開口が同時に進展して、終局に至った。最大強度以降の強度低下は R=7.0%の大変形までほとんどなかった。実験後、鋼板と無収縮モルタルを除去して、損傷を調べた。写真-1(b)に示すように、接合部パネルにはわずかなひび割れが確認される程度でほとんど損傷がなかった。履歴性状は No. 1 と比較するとかなり改善された形状となっている。

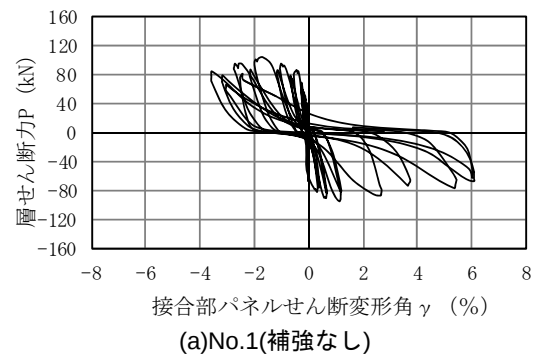
試験体 No. 3 は試験体 No. 2 とほぼ同じ性状を示した。R=0.5%までに、梁端部、スラブおよび補強止端部梁に曲げひび割れが発生した。R=0.75%で接合部パネル面にせん断ひび割れが発生した。R=1.5%で、柱にせん断ひび割れが発生した。R=2.0%で、梁補強止端部の梁主筋が降

伏した。R=3.0%で最大強度に達した。最大強度は、補強止端部の梁曲げ強度とほぼ同じ値となっている。その後、梁補強部分上下面のコンクリート圧縮破壊と梁補強止端部近傍の梁のせん断ひび割れ開口が同時に進展して、終局に至った。最大強度以降の強度低下は R=7.0%の大変形までほとんどなかった。実験後、鋼板と無収縮モルタルを除去して、損傷を調べた。写真-1(c)に示すように、接合部パネルには少しのひび割れとコンクリートの剥離が確認される程度でほとんど損傷がなかった。履歴性状は No. 2 と比較すると劣った形状となっている。

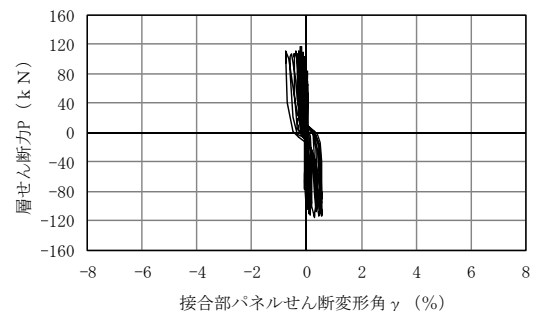
なお、試験体 No. 2, No. 3 における補強鋼板は、R=5.0%位から、梁と分離するような性状を示したが、さらに大変形まで、接合部の損傷を抑制する効果があるように観察された。

3.2 接合部パネルせん断変形角と破壊状況

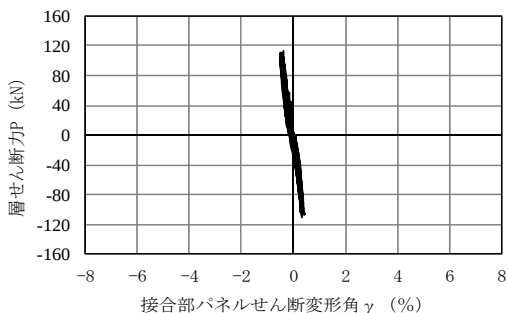
図-6 に水平荷重と接合部パネルせん断変形角関係、写真-1 に、実験後の試験体写真を示す。試験体 No. 2 と No. 3 については、補強の鋼板とモルタルを除去した後の写真



(a) No. 1 (補強なし)



(b) No. 2 (モルタルと鋼板により合成補強)



(c) No. 3 (No. 2 の補強からパネル部鋼板一部切除)

図-6 水平荷重と接合部パネルせん断変形角の関係

となっている。

図-6(a)に示すように、試験体 No.1 は、最大強度あたりから、接合部パネル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(a)に示すように、接合部の損傷が著しいことが確認できる。

図-6(b)、図-6(c)に示すように、試験体 No.2 と試験体 No.3 では、接合部のせん断変形がほとんど生じていない。これは、写真-1(b)、写真-1(c)に示す最終破壊の状況で、損傷がほとんど認められないことと対応している。

以上のことから、提案する補強方法で、接合部の損傷を効果的に抑制できていることが分かる。



(a)No.1(補強なし)



(b)No.2(モルタルと鋼板により合成補強)



(c)No.3(No.2 の補強からパネル部鋼板一部切除)

写真-1 試験体の最終破壊状況

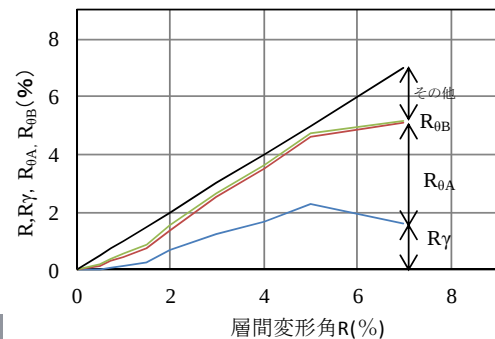
4. 実験結果の考察

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力

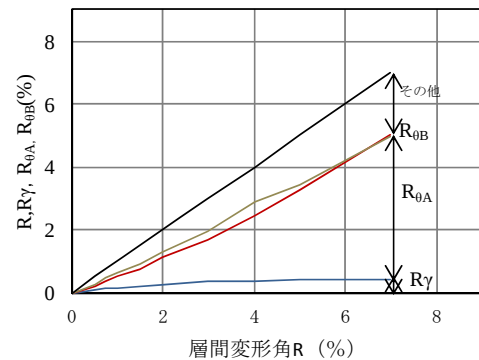
図-7 に、試験体 No.1, No.3 について、層間変形角に

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 3) 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-4 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-7 中の黒色の対角線は、全体の層間変形角を示している。

図-7 (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 である。



(a)No.1(補強なし)



(b) No.3(No.2 の補強からパネル部鋼板一部切除)

図-7 層間変形角に占める各変形の割合

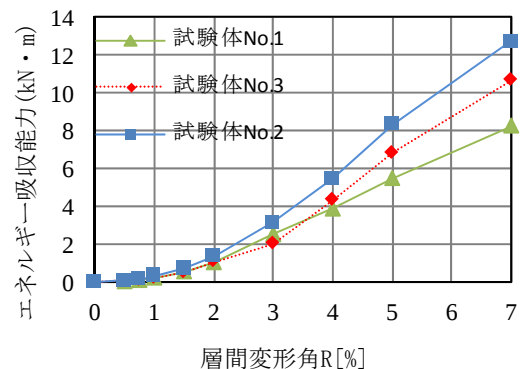


図-8 各試験体のエネルギー吸収能力

表－4 層せん断力と計算結果一覧

試験体番号	試験体名	(a) 最大耐力 時層せん断力 実験値 (kN)	層せん断力計算値 (kN)			実験値と計算値の比		
			(b) 接合部せん断 強度時*1	(c) 梁降伏曲げ モーメント時*2	(d) 補強止端部梁 降伏曲げモーメ ント時*3	(a)/(b)	(a)/(c)	(a)/(d)
NO. 1	2010-IJ1	103. 2	100. 8	97. 7	－	1. 02	1. 06	－
NO. 2, No3 補強前	－	－	102. 8	99. 4	－	－	－	－
NO. 2	2011-IJR1	117. 4	267. 0	205. 9	114. 6	0. 44	0. 57	1. 02
NO. 3	2011-IJR2	112. 2	176. 4			0. 64	0. 54	0. 98

*1 靱性保障型耐震設計指針⁴⁾による強度。安全率 0.85 は除く。また、No. 2、No. 3 については、接合部パネル部分鋼板の水平断面のせん断耐力を引張耐力の $1/\sqrt{3}$ として累加した。

*2 曲げ強度略算式による強度 ($=0.9a_t\sigma_y d$)。ただし、No. 2、No. 3 については、引張側主筋近傍（梁下端から 62.5mm まで）の鋼板が、曲げ補強効果があると仮定して、曲げ耐力に累加した。

*3 曲げ強度略算式による強度 ($=0.9a_t\sigma_y d$)。

図－7(b)に示す試験体 No.3 では、 R_y が終始、抑制されている。しかし、 $R_{\theta B}$ もそれほど小さくなく、ヒンジリロケーションの効果はあまりないことがわかる。これは、写真－1(c)に示すように、補強部分の梁の上下面での損傷が著しいことと対応していると考えている。なお、 $R_{\theta A}$ には、接合部の変形等の成分も一部含まれると考えられるが、変形の概要は捉えているものと考えている。

図－8 に、各試験体の正加力時 1 回目のエネルギー吸収能についての比較を示す。ここでは、大略の検討のため、それ以前の裁荷履歴の影響は無視し、1 回目を用いている。また、エネルギー吸収量は、ループの第 1 象限の面積を数値積分して求めている。試験体 No.2 は、試験体 No.1 と比較すると、改善が認められるが、試験体 No.3 は効果が半減している。

4.2 層せん断力に関する考察

表－4 に、層せん断力に関する計算結果一覧を示している。試験体 No.1 は、接合部せん断強度と梁降伏曲げモーメントで同時に、試験体 No.2 と試験体 No.3 は、補強止端部梁降伏曲げ強度で層せん断耐力が決定していることが伺える。層せん断耐力については、ヒンジリロケーションの効果が認められる。

5. 結論

耐震性能が劣る十字形接合部を、鋼板、モルタルおよび PC 鋼棒で、水平ハンチ状に梁側面から合成補強した場合の性状について、実験的に検討した。その結果、以下の事項が明らかとなった。

(1) 提案する水平ハンチ状の補強であっても、接合部損傷を抑制できる可能性がある。

(2) 接合部パネル面を十分に補強できない場合、エネルギー吸収能力が低下する可能性がある。

今後は、直交梁を設けた試験体について、提案する補強法の効果を確認する計画である。

謝辞

本実験は、有明高専の小田直樹、中地竜大、成松広樹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。なお、本研究は科研費基盤(A)(20246991代表者山川哲雄)の助成を受けた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 上原修一，副島裕介，砥綿祐太，山川哲雄：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，コンクリート工学年次論文集，Vol. 32, No. 2, pp. 277-282, 2010
- 2) Tetsuo Yamakawa, Md. Nafiur Rahman, Kozo Nakada and Yoichi Morishita : Experimental and Analytical Investigation of Seismic Retrofit Technique for a Bare Frame Utilizing Thick Hybrid Walls, J. Struct. Constr. Eng., AIJ, No.610, pp131-138, Dec.,2006
- 3) Myoungsu Shin and James M.LaFave : Seismic Performance of Reinforced Concrete Eccentric Beam Column Connections with Floor Slabs , ACI STRUCTURAL JOURNAL May-June p.410, 2004,
- 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，pp241~277，1999.8 月 30 日第 2 版