論文　鋼板によりせん断補強したRC造柱梁接合部の性能に関する基礎的研究

竹内　卓也*1・上原　修一*2・山川　哲雄*3

要旨：接合部に内蔵した鋼板のせん断補強効果を確認する破壊実験を行った。鋼板の厚さによる補強効果の違いを確認するため，厚さ 1.6mm の鋼板と，厚さ 3.2mm の鋼板を用いた。その結果，接合部に鋼板を内蔵させる補強法により接合部せん断耐力を上昇させることができることがわかった。また，鋼板の厚さが増すと補強効果が増すことも確認された。最後に，今回の試験体に基づく評価式を示した。

キーワード：接合部，鋼板，付着，せん断，補強

1. はじめに

1.1　研究目的

現在，RC 造建物柱梁接合部をせん断補強するための有効な配筋法は確立されておらず，接合部強度が不足する場合は，部材を大きくするかコンクリート圧縮強度を大きくするといった対策をとるしかない。そこで，本研究では接合部の実用的なせん断補強法を提案することを目的とする。

1.2 鋼板による接合部補強メカニズム

接合部の破壊では，シアスパンが短いためせん断補強筋が効きにくい。また既往の研究，[2), 3)]から，接合部や柱を帯筋等で多量に補強をすると，水平方向に破壊面があらわれることがわかる。つまり，帯筋を増やしても**図 - 1** の破線で示す帯筋と帯筋の間で発生する直接せん断破壊には効果がない。そこで本研究では，直接せん断破壊にも効果があり，かつ補強量をその厚さで自由に調整できる鋼板を使用することを提案する。

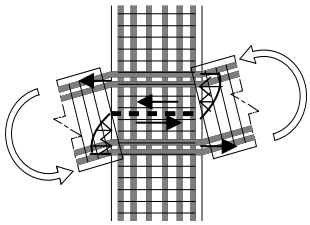


図 - 1　接合部の直接せん断破壊

2. 実験概要

2.1　試験体

表 - 1に試験体概要，**表 - 2**に使用材料の力学的性状，**図 - 2**，**図 - 3**に各試験体の配筋を示す。試験体No.1の梁曲げ強度時水平力は153.6kN，柱曲げ強度時は164.5kN，接合部せん断強度時は109.1kNであり，接合部せん断余裕度は0.71，柱梁曲げ耐力比は1.1とし，接合部破壊が先行する破壊形式を設定した。

一方No.2は厚さ1.6mmの鋼板を，No.3は厚さ3.2mmの鋼板を接合部内梁側面に2枚ずつ設置し，接合部のせん断補強を行った試験体である。No.2については鋼板の効果がフルに発揮されても接合部破壊が先行するように鋼板の厚さを設定し，No.3についてはNo.2の倍の補強とした。なお，No.2，No.3に使用した鋼板は付着性能を向上させるため，鋼板に凹凸がついた鋼板（アンチスリップ鋼板）を用いた。また，その鋼板にポリマーセメントモルタルをコーティングしている。さらに鋼板直交方向に

表 - 1　試験体概要

試験体番号	試験体概要
No.1	一般的な配筋法による試験体（比較用試験体）
No.2	鋼板により接合部を補強（厚さ 1.6mm×2 枚）
No.3	鋼板により接合部を補強（厚さ 3.2mm×2 枚）

表 - 2　使用材料の力学的性状

材料	用途，試験体	名称，試験体名	降伏点 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数(N/mm^2)
鋼材	柱・梁主筋	D13	357	632		1.83×10^5
	帯筋・あばら筋	φ3.2	226	355		2.06×10^5
	せん断補強鋼板	1.6mm	319	384		2.04×10^5
	せん断補強鋼板	3.2mm	345	462		1.98×10^5
	鋼板連結ボルト	全ねじボルト(M6)	540	708		1.47×10^5
コンクリート	No.1	2011-IJ1			27.7	2.70×10^4
	No.2	2011-IJ2				
	No.3	2011-IJ3				

*1　有明工業高等専門学校　専攻科　建築学専攻（学生会員）
*2　有明工業高等専門学校　建築学科　教授　博士（工学）（正会員）
*3　琉球大学工学部　環境建設工学科　教授　工学博士（正会員）

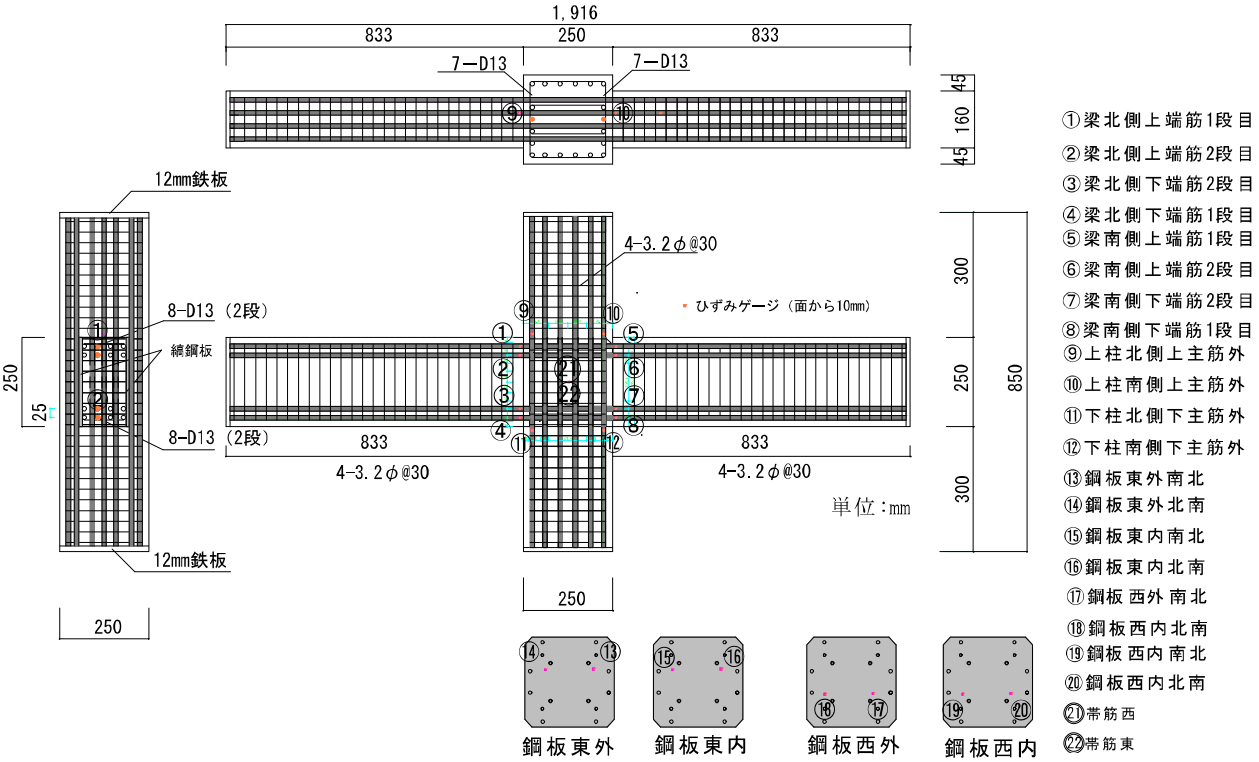


図 - 2　試験体配筋図およびひずみゲージ貼り付け位置

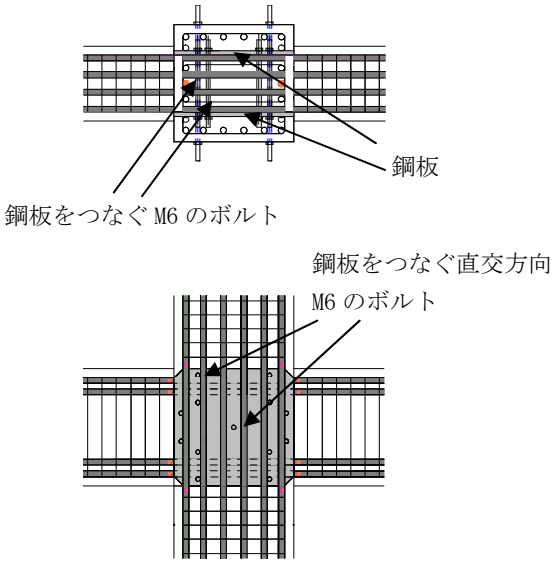


図 - 3　試験体 No. 2（鋼板厚さ 1. 6mm）と
試験体 No. 3（鋼板厚さ 3. 2mm）の補強

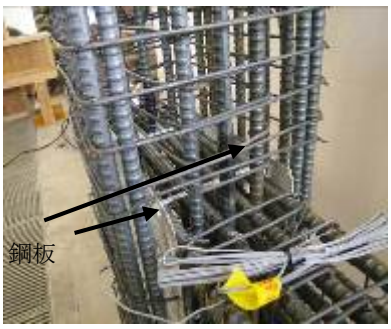


写真 - 1　鋼板補強

M6の全ねじボルト13本でつないでいる。鋼板上のひずみゲージは１軸ゲージを使用し，主ひずみ方向は45度方向と仮定し45度方向に一面あたり2枚貼り付けている。本研究で接合部のせん断補強に使用した鋼板を欠損の穴を考慮してP_wに換算すると，鋼板1.6mmを2枚では1.02%，3.2mmを2枚では2.05%であった。

2.2　加力方法と変形測定装置

図 - 4に示すように，梁端部をローラー支持，柱頭部及び柱脚部をピン支持とした。梁端部には面外変形拘束装置を設け，梁端側面4ヶ所をローラーにより支持した。そして加力装置により，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。これは，本研究が鋼板の補強効果を調べる基礎的研究であること，また接合部せん断強度に柱軸力はあまり影響を与えないことが報告[4]されているためである。

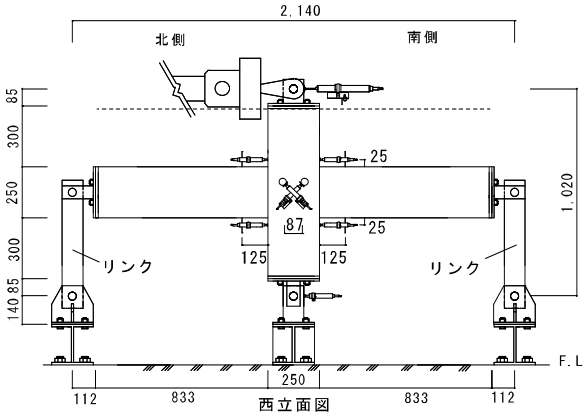
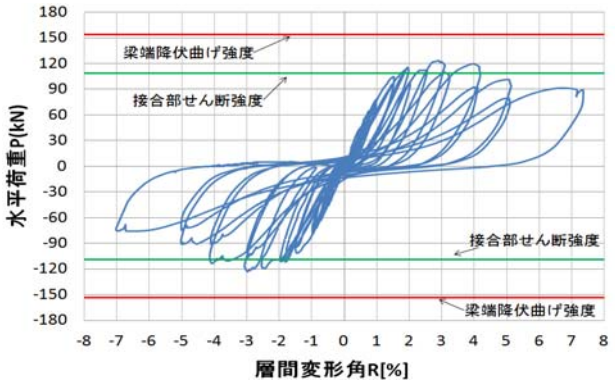
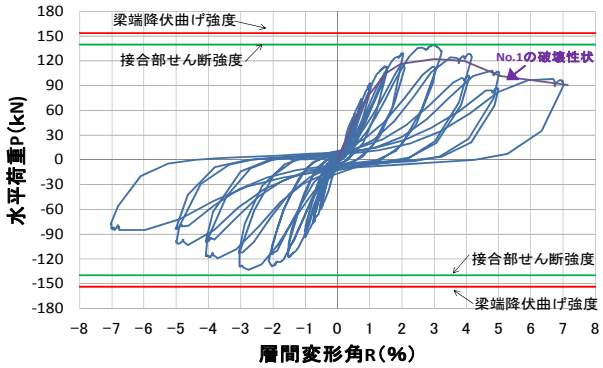


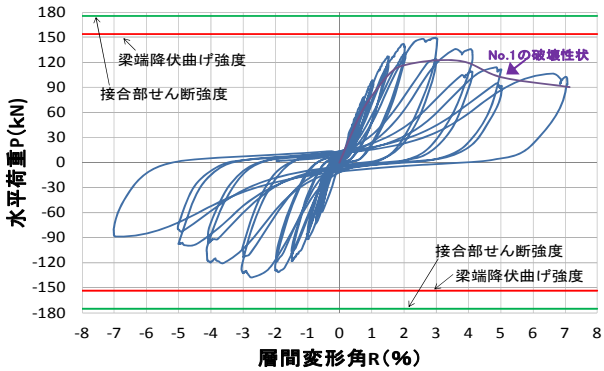
図 - 4　加力装置（西面）



(a) 試験体 No. 1

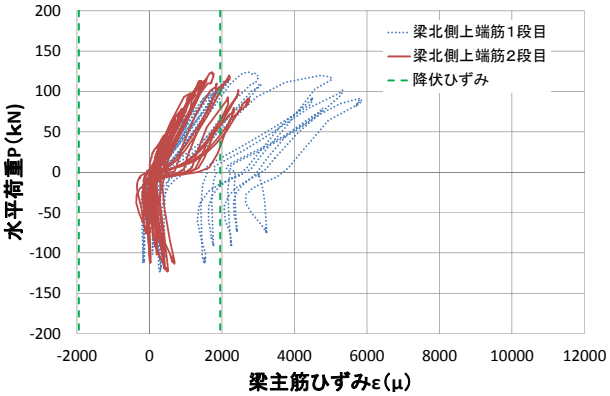


(b) 試験体 No. 2

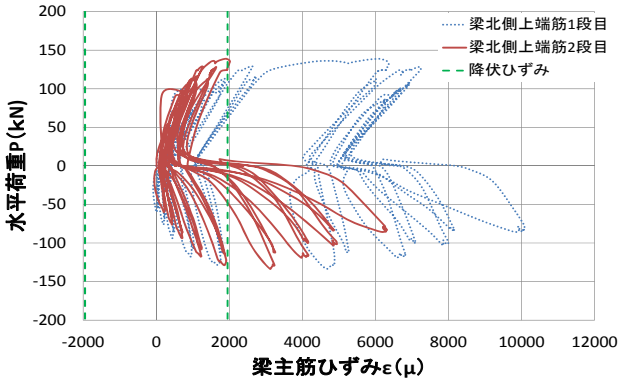


(c) 試験体 No. 3

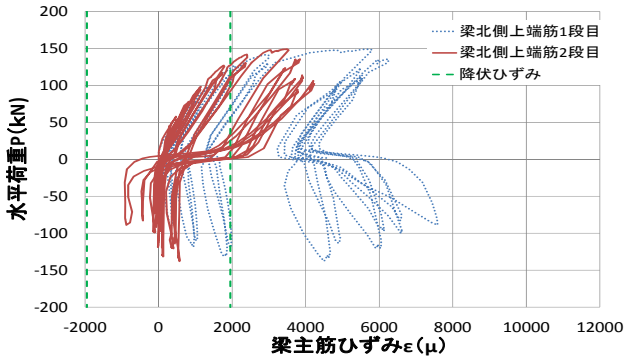
図 - 5 水平荷重と層間変形角の関係



(a) 試験体 No. 1



(b) 試験体 No. 2



(c) 試験体 No. 3

図 - 6 水平荷重と梁主筋ひずみの関係

加力は変位制御とし，柱部材角Rに対し，約±0.5%，±0.75%，±1.0%，±1.5%，±2.0%，±3.0%，±4.0%，±5.0%，±7.0%で載荷を行い，±0.5から±5.0%までは各々2回ずつ，±7.0%は１回とした。この加力方法は3試験体とも共通である。

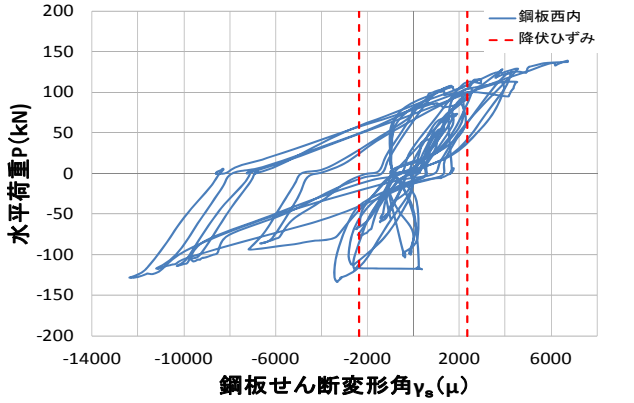
梁に伝わるせん断力については，梁外端のリンクにゲージを貼り，力の逆対称性を確認している。

また，柱頭ピンと柱脚ピンの相対的水平変位をピン間距離で除して層間変形角とした。梁端部の回転量を測定するため，梁端から125mmの位置にボルトを埋め込み，そのボルト高さ25mmの位置で内向きに変位計を固定し，変位を柱面にあてて測定した。さらに接合部のせん断変形については，変位計を接合部のパネル対角方向に設置し求めた。

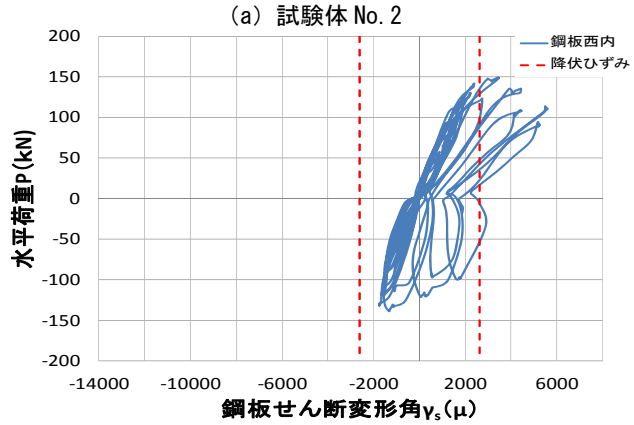
3. 実験結果

図 - 5～図 - 10 に各試験体の実験結果を示す。

図 - 5 は水平荷重 P と層間変形角 R の関係を示しており，図 (b)，(c) 中の包絡線は試験体 No.1 の破壊性状を示している。なお，接合部せん断強度は靭性保障型計算値による接合部強度であり，文献 1)の 8.3.1 式による。ただし，安全率 1/0.85 は除く。また鋼板のせん断補強効果は，断面の引張降伏耐力の $1/\sqrt{3}$ として評価した。梁端曲げ降伏強度は梁曲げ降伏強度略算式(=0.9a_t σ_yd)によるものである。試験体 No.1 の最大強度は 122.1kN，試験体 No.2 では 138.8kN，試験体 No.3 では



（a）試験体 No. 2



（b）試験体 No. 3

図 - 7　水平荷重と鋼板せん断変形角の関係

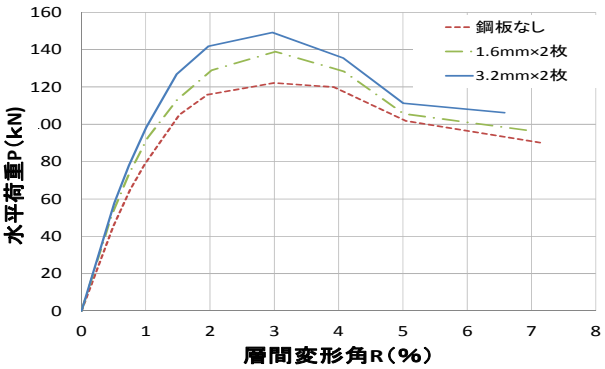
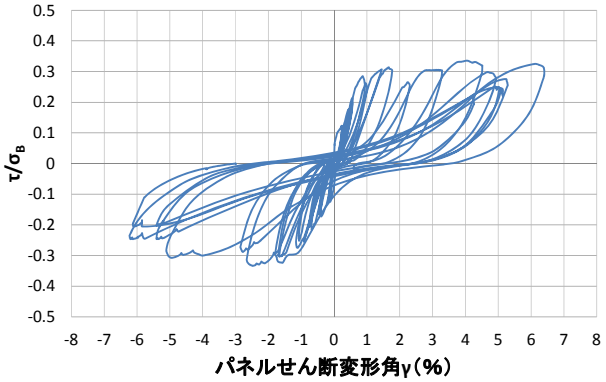
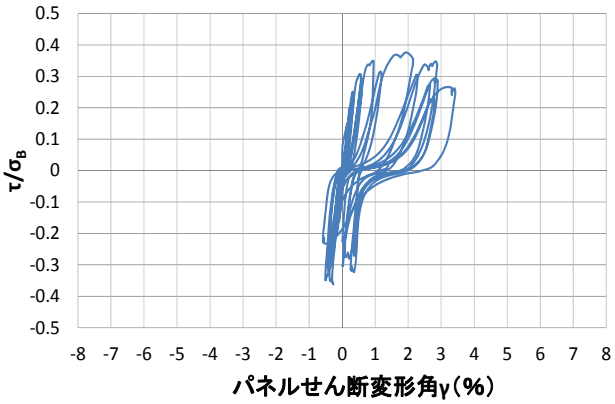


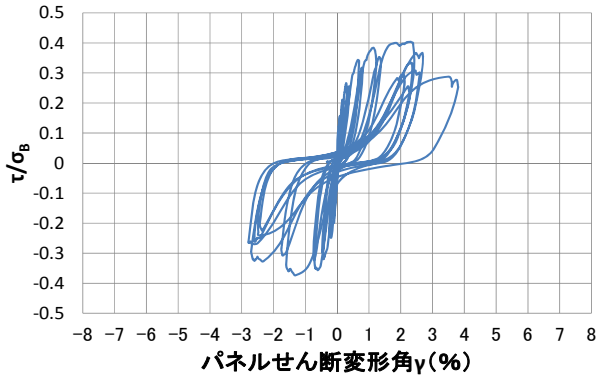
図 - 8　水平荷重と層間変形角の関係（包絡線）



（a）試験体 No. 1



（b）試験体 No. 2



（c）試験体 No. 3

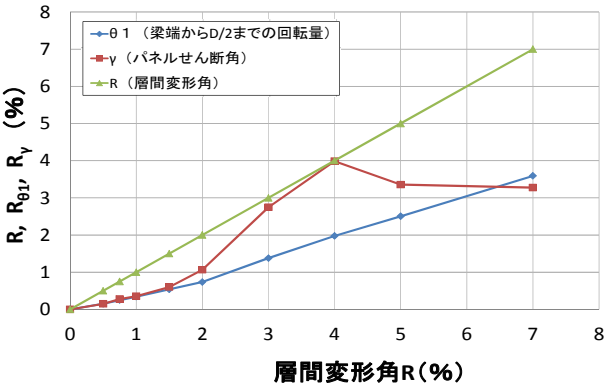
図 - 9　水平荷重とパネルせん断変形角の関係

149.1kN であり，試験体 No.1 と接合部を鋼板で補強した試験体 No.2，No.3 を比較すると試験体 No.2 では最大強度が約 14%増加し，試験体 No.3 では約 22%増加している。これは接合部に内蔵した鋼板による補強効果であると考えられる。また，試験体 No.2 と No.3 において最大強度の差から，鋼板の厚さが増すと効果が増大することが確認された。

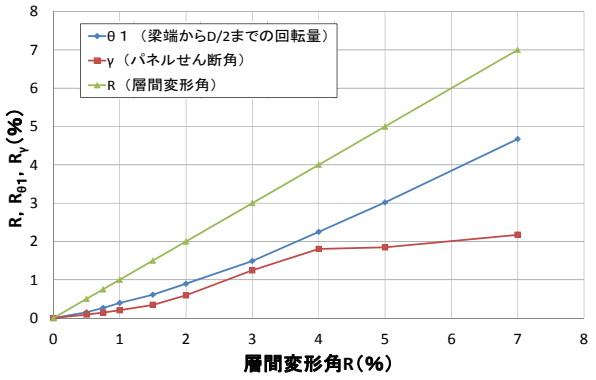
図 - 6 は水平荷重 P と梁北側上端筋ひずみ ε の関係を示しており，最大強度時に梁主筋が 2 段目まで降伏していると見られるのは試験体 No.3 のみである。よって試験体 No.3 は梁端曲げ降伏先行であり No.1，No.2 は接合部せん断破壊先行と判断した。

図－7 は水平荷重 P と鋼板せん断変形角 γ_s の関係を示しており，主ひずみ方向を 45 度方向と仮定し，鋼板の 45 度方向に設置したひずみゲージの値の絶対値の差を鋼板せん断変形角 γ_s とした。鋼板の外側に設置したひずみゲージは損傷していたため，内側のみ結果として示すこととする。薄い鋼板により補強した試験体 No.2 では最大強度時に接合部に設置した鋼板が大きくせん断変形していることがわかり，図 - 6 と対応し梁曲げ降伏に至らず，接合部破壊したものと思われる。厚い鋼板により補強した試験体 No.3 では最大強度時にそれ程変形しておらず，効果が No.2 程性能が発揮されていないと思われる。

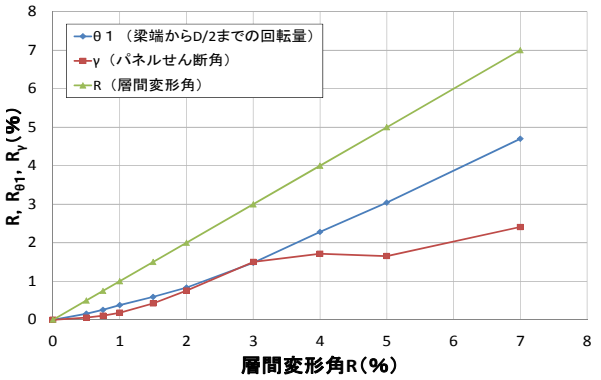
以上，各実験結果より試験体 No.1，No.2 は接合部破壊型であり，試験体 No.3 は梁端曲げ降伏先行型であると思われる。



（a）試験体 No. 1



（b）試験体 No. 2



（c）試験体 No. 3

図 - 10　全体の変形に対する各箇所での変形割合

図 - 8 は 3 試験体の水平荷重 P と層間変形角 R の関係を示しており、より鋼板の補強効果が明解にわかる。また鋼板補強により剛性も向上していることがわかる。

図 - 9 は τ / σ_B とパネルせん断変形角 γ_s の関係のグラフである。ここで τ は接合部に働く平均せん断応力であり，No.2，No.3 では鋼板の効果も含まれている。補強を施していない試験体 No.1 のパネルせん断変形角が最も大きくなっており，鋼板により補強施した試験体 No.2，No.3 はせん断変形角が小さくなっている。これより鋼板がパネルせん断変形を抑制する効果があることがわかる。

図 - 10 は全体の変形に対する各箇所での変形割合の比較を示している。図中の R は全体の層間変形角を示しており，$R_{\theta 1}$ が梁端から D/2（125mm）以内での回転量，R_γ はパネルせん断変形角を文献 6)に示す方法で層間変形角に変換したものである。補強なしの試験体 No.1 は接合部パネルせん断変形角の変形が大きくなっている。しかし，補強を施した試験体 No.2，No.3 では接合部の変形は小さくなっており，鋼板の補強効果が窺える。また，全試験体に共通し層間変形角 4%を過ぎると γ の値があまり大きくなっていない。これは層間変形角 4%を過ぎると，せん断変形ではなく，接合部が全体的に膨らむような変形に移行したためだと思われる。

写真 - 2 は実験後の試験体状況を示しており，試験体 No.1 では接合部の破壊が著しいのに対し，No.2，No.3 では接合部の破壊が抑制され，梁端の損傷が大きくなっている。なお，試験体 No.2 と試験体 No.3 では多少 No.3 の接合部の損傷が少なくなっていた。

写真 - 3 は試験体 No.3 の接合部を加力面直交方向の鉛直方向に切断し，鋼板周辺の損傷状況を示したものであり，鋼板内部の破壊が大きいことがわかる。また，鋼板をつなぐボルトには損傷は見られなかった。

4. 実験結果の考察

表 - 3 に水平荷重に関する解析結果一覧，表 - 4 に鋼板の補強効果に関する解析結果を示す。

表 - 3 より，試験体 No.1 と No.2 の実験値は梁端曲げ降伏強度（計算値[2)]）を下回っており接合部破壊先行と考えられる。一方試験体 No.3 は梁端曲げ降伏強度付近の実験値となっており，最大耐力時に梁端曲げ降伏していると考えられる。

表 - 4 の鋼板の補強効果係数 α_s とは，試験体 No.2，

試験体 No. 1

試験体 No. 2

試験体 No. 3

写真 - 2　実験後の試験体状況

表 - 3　水平耐力に関する計算結果一覧

試験体番号	試験体名	最大耐力時水平力(kN)				
		計算値 1)	計算値 2)	実験値	実験値/計算値 1)	実験値/計算値 2)
No.1	2011-IJ1	109.1	153.6	122.1	1.12	0.79
No.2	2011-IJ2	139.7		138.8	0.99	0.90
No.3	2011-IJ3	175.4		149.1	0.85	0.97

1）　靭性保障型計算値による接合部強度．文献1)の8.3.1 式による．ただし，安全率1/0.85 は除く。また鋼板のせん断補強効果は，この表では断面の引張降伏耐力の$1/\sqrt{3}$ として評価した。

2）梁曲げ降伏強度略算式(=0.9a_t　$\sigma_y d$)による。

表 - 4　鋼板の補強効果に関する計算結果

試験体番号	No.1 からの上昇率（%）	α_s（鋼板の効果）	α_s を用いた試験体強度（kN)
No.2	13.7	0.55	125.79
No.3	22.1	0.41	136.05

No.3 の最大耐力の試験体 No.1 の最大耐力からの増大量を鋼板による補強効果とみなし，その増大量の鋼板のせん断力強度に対する割合を示すものである。試験体 No.3 は梁端降伏していると考えられることから正確な鋼板の補強効果は得られていないが，試験体 No.2 で α_s＝0.55，No.3 で α_s＝0.41 となった。この α の値は混合構造の評価式では 0.50 となっており [6]，本研究の α_s と近い値となっている。また，本研究では鋼板を梁側面の位置に設置したが，中央の方がより大きな応力が働いているため [7]，中央に鋼板を入れると α_s は大きくなるのではないかと考えられる。なお，式（1）に今回の試験体に基づく評価式を示す。

$$Q_j = 0.8\kappa\varphi\sigma_B^{0.7} b_j \cdot D_j + 2 \cdot (\alpha_s \cdot A \cdot {}_s\tau_y) \qquad (1)$$

Q_j：接合部せん断強度　κ：接合部の形状による係数（1.0）　φ：直交梁の有無による補正係数

σ_B：コンクリート圧縮強度（N/mm^2）　D_j：柱せい

n：鋼板の枚数　α_s：鋼板の補強効果係数

A：接合部パネル梁側面に入れる鋼板 1 枚の水平断面積

${}_s\tau_y$＝補強鋼板の降伏点強度×$1/\sqrt{3}$

5. 結論

(1) 接合部に鋼板を内蔵する補強法により接合部せん断耐力を上昇させることができる。

(2) 補強鋼板の厚さが増すと補強効果が増す。

(3) 今回の試験体に基づくせん断強度評価式を示した。

今後は，さらに多くの試験体により性能を明らかにしていきたいと考えている。

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。

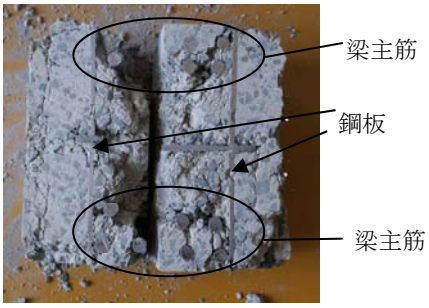


写真 - 3　鋼板周辺の損傷状況

参考文献

1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靭性保障型耐震設計指針・同解説，第8章，pp.241~277.1999.8月30日第2版

2) 上原修一，崎野健治，江崎文也：組み合わせ応力の相関を考慮した降伏線理論による RC 柱部材の極限解析，コンクリート工学論文集　第 10 巻 3 号 pp.17~31　1999 年 9 月

3) Safaa Zaid, H. Shiohara and S. Otani: “Test of a New Reinforcing Detail for Reinforced Concrete Interior Beam-Column Joint,” 構造工学論文集，Vol. 46B, 2000.3, pp. 561-569.

4) 柏崎隆志，橋本洋一，永井智之，野口博：RC 内柱・柱梁接合部のせん断耐力に関する FEM パラメーター解析（その 2：解析結果の検討），日本建築学会大会学術講演梗概集　pp709~710，1996.9

5) Myoungsu Shin and James M.LaFave : Seismic Performance of Reinforced Concrete Eccentric Beam Column Connections with Floor Slabs , ACL STRUCTURAL JOURNAL/May June2004，pp410

6) 日本建築学会：鋼コンクリート構造接合部の応力伝達と抵抗機構，p.73　2011.2

7) 荒生和宏，柏崎隆志，野口博：RC 造偏心柱・梁接合部の 3 次元 FEM 解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.24　No.2，pp.373~378，2002.