論文　梁主筋付着性状を変化させたRC立体柱・梁接合部のせん断性状に関する研究

岸田　慎司[*1]・森山　健作[*2]・北山　和宏[*3]・西川　孝夫[*4]

要旨：柱・梁接合部内の主筋付着性状を実験変数とした，接合部破壊型スラブ無し鉄筋コンクリート造立体内柱・梁接合部に水平二方向同時静的交番載荷実験を行い，接合部内の主筋付着性状が架構の破壊性状に与える影響，接合部せん断破壊型立体架構の接合部せん断耐力および接合部のせん断強度の二軸相関について検討することを目的としている。

キーワード：立体柱・梁接合部，梁主筋付着性状，接合部せん断力，水平二方向同時載荷

1．はじめに

平面接合部における実験研究[1)]によると，柱・梁接合部において，層せん断力の低下は接合部内梁主筋の付着劣化に伴う梁危険断面コンクリート圧縮域の拡大により，梁応力中心間距離が減少することに起因するとされている。また，接合部内の付着が存在しない場合には圧縮ストラットによる応力負担分が大きくなり，立体接合部では直交梁による拘束効果により，さらに圧縮力が集中すると考えられる。そこで異なる付着性状を有するRC立体柱･梁接合部の実験を行い，接合部内主筋の付着性状が立体柱・梁接合部のせん断性状へ与える影響を検討した。

2．実験概要

2.1 試験体概要

表-1に各試験体諸元一覧を示し，**図**-1に試験体概要を示す。試験体は，縮尺およそ1/2としたスラブなしの平面内柱・梁接合部部分架構2体と，立体内柱・梁接合部部分架構2体の計4体である。すべての試験体において接合部せん断破壊が先行するように設計した。試験体形状(柱断面350mm×350mm，梁断面250mm×400mm)および配筋，コンクリート設計基準強度(18MPa)は共通とし，接合部内柱・梁主筋の付着の有無

表-1　試験体諸元一覧

試験体名		MP1	MP2	MT1	MT2
軸　力		883kN　圧縮一定　[軸力比0.32]			
梁の配筋		主筋：上・下端とも4-D25，あばら筋：4-D10@60			
柱の配筋		主筋：16-D22，帯筋：2-D10@60			
接合部横補強筋*		2-D13@80(3sets)，p_{wj}=0.141%			
接合部内付着性状	梁	溶接節	絶縁	溶接節	絶縁
	柱	通常	絶縁	通常	絶縁
架　構		平面		立体	
σ_B(MPa)		22.3	22.4	22.8	23.2
σ_t(MPa)		1.96	1.98	2.02	2.07

*接合部内横補強筋にはSD785を使用，pwj：接合部横補強筋比
σ_B：圧縮強度　σ_t：引張り強度　ε_0：圧縮強度時ひずみ(0.132%)

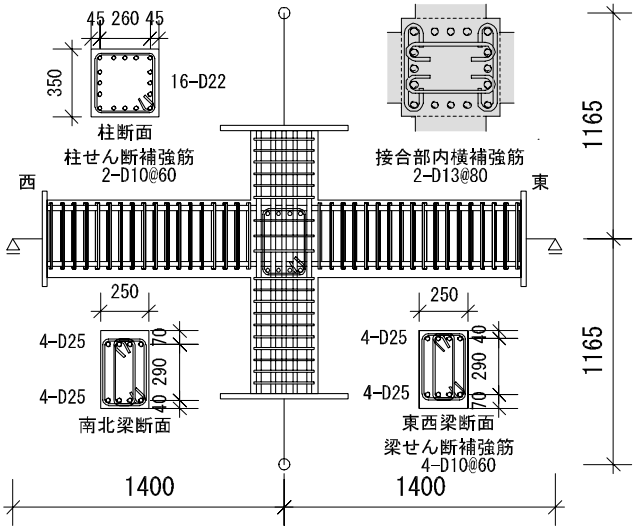
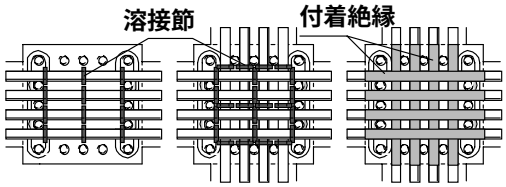


図-1　試験体概要（試験体MT1）



(a)試験体MP1　(b)試験体MT1　(c)試験体MT2

図-2　接合部詳細

*1 東京都立大学大学院助　手　工学研究科　建築学専攻　博士（工学）　(正会員)
*2 鹿島建設（株）　修士（工学）　(正会員)
*3 東京都立大学大学院助教授　工学研究科　建築学専攻　工博　(正会員)
*4 東京都立大学大学院教　授　工学研究科　建築学専攻　工博　(正会員)

を実験因子とした。試験体 MP2，MT2 では接合部内柱・梁主筋の凹部に紙粘土をつめ，ビニールを巻きつけることによりコンクリートとの付着を絶縁した。試験体 MP1，MT1 では接合部内の付着性状を良好にするためにネジ鉄筋を接合するために用いるネジ継手を 7mm 幅に切断し，**図**-2 に示すように梁主筋 1 本につき接合部内の 3 ヶ所溶接した（以後，溶接節と呼ぶ）。溶接節のある場合の付着性能を把握する為，建材試験センターの標準引抜付着試験法を準用した実験を行った。試験体は付着区間を $6d_b$ とした 200mm の立方体で，溶接節のある場合は最大耐力前に鉄筋が降伏した。普通鉄筋の場合には平均付着応力度 10.8MPa で，溶接節がある場合は 2 倍の 23.3MPa となり溶接節の効果が見られた。本研究は付着性能を意図的に変えた特殊な実験である。また，**図**-1 に示すように接合部内の横補強筋には両端 180 度フック付きの単筋を 2-D13 として 3 組配筋した。**表**-2 に使用鉄筋の材料特性を示す。

2.2 実験方法

柱頭・柱脚をピン支持，梁端をピン・ローラー支持とした試験体の柱頭に圧縮一定軸力および水平力を与えた。軸力は荷重制御，水平力は層間変形角 R により制御し，R=1/400rad.を 1 サイクル，1/200，1/100，1/50rad.を 2 サイクルずつ，1/33rad.を 1 サイクル，1/25rad.を 2 サイクル行った後，正方向加力を押し切りとした。EW 方向を主方向，NS 方向を直交方向と便宜上呼ぶことにし，平面試験体には EW 方向に，立体試験体には EW 方向，NS 方向それぞれ同じ層間変形角を与え，水平 45 度方向加力を行った（**図**-3）。

3．実験結果

3.1 破壊経過概要

層間変形角 R=4%終了時のひび割れ状況を**図**-4 に示す。平面試験体 MP1 および MP2 で接合部せん断ひび割れが発生した。試験体 MP1 では，接合部に大きなせん断ひび割れが複数発生し，コンクリートは大きな塊で剥落した。主筋の付着を絶縁した試験体 MP2 では，主対角の斜めひび割れが卓越して拡大した。両試験体で梁主筋は降伏せず，柱主筋は試験体 MP1 において R=4%以降の大変形時に数ヶ所降伏したが，試験体 MP2 では降伏しなかった。立体試験体 MT1 および MT2 においては，柱，梁に発生したひび割れに大きな差は見られなかったが，付着を絶縁した試験体 MT2 の方が柱危険断面のコンクリート圧壊領域は広範囲に渡った。試験体 MT1 においては柱，梁主筋ともに R=4%以降の大変形時に半数以上が降伏しており柱，梁は降伏したと判断した。付着を絶縁した試験体 MT2 は，柱主筋は R=4%以降の大変形時に数ヶ所降伏したが，梁主筋は降伏しなかった。立体，平面試験体ともに接合部横補強筋は降伏しなかった。最終的な破壊形式は接合部ひび割れ状況，鉄筋降伏状況及び層間変形角に占める接合部せん断変形の割合から判断し試験体 MP1，MP2 および MT2 は接合

表-2　鉄筋材料特性

径	降伏強度MPa	ヤング係数※1GPa
D10(SD785)	1045.8※2	187.7
D13(SD785)	991.1	220.3
D22(SD490)	563.9	201.7
D25(SD490)	525.8	194.4

※1：引張り試験による見かけの値
※2：明確な降伏棚が存在しないためひずみ0.2%の弾性勾配を用いて計算した

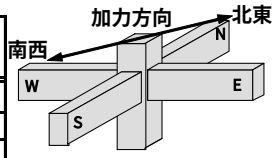
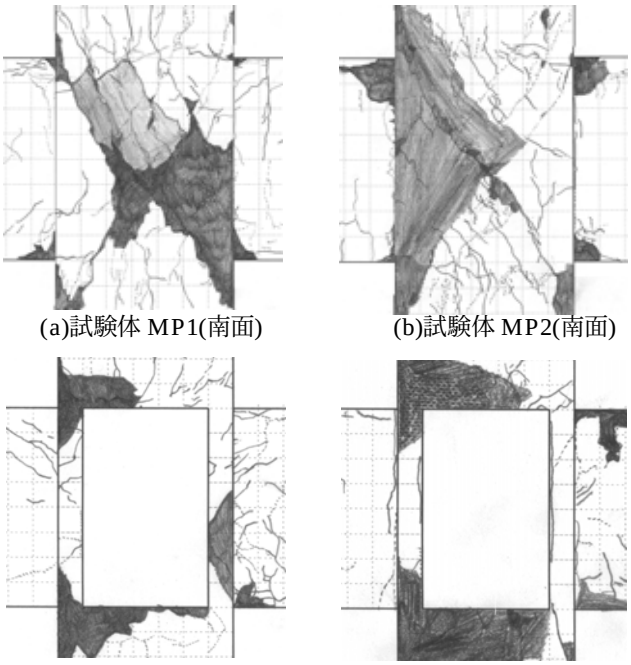


図-3　加力方向図



(a)試験体 MP1(南面)　(b)試験体 MP2(南面)

(c)試験体 MT1(北面)　(d)試験体 MT2(北面)

図-4　ひび割れ状況（層間変形角 R=4%）

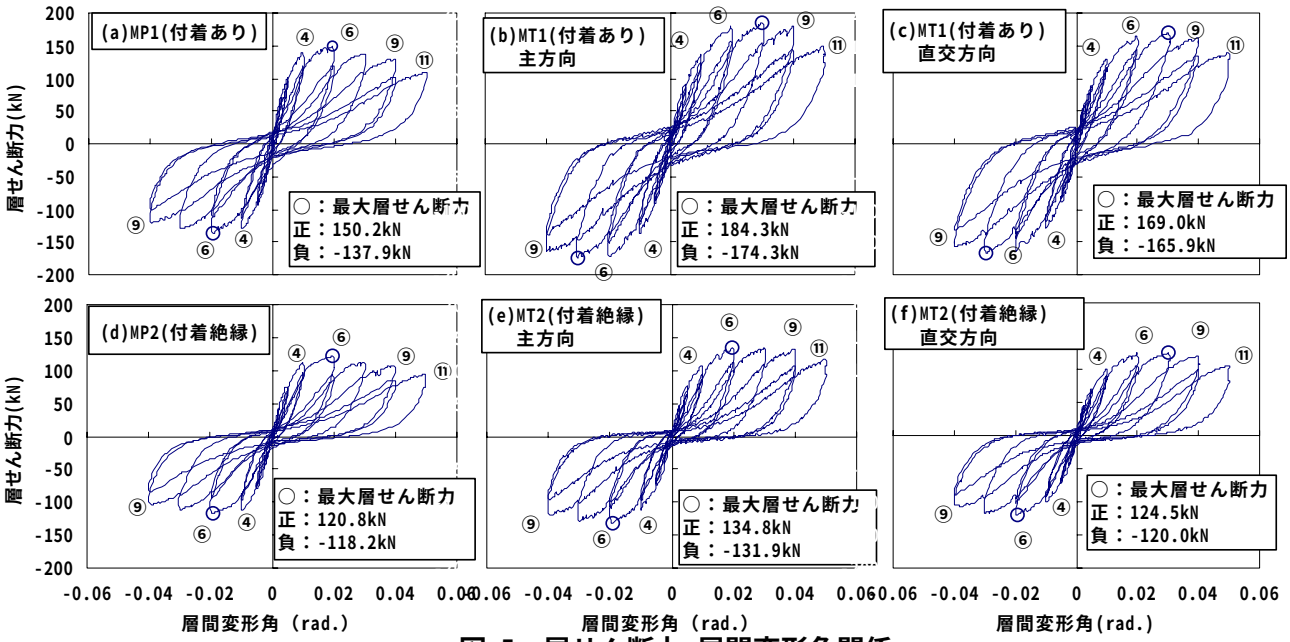


図-5　層せん断力-層間変形角関係

部せん断破壊，試験体 MT1 は接合部せん断破壊後，柱，梁の曲げ降伏破壊とした。なお，立体試験体の接合部せん断変形割合は全体変位から柱，梁変形を引いたもである．

3.2 層せん断力-層間変形角関係

図-5 に層せん断力-層間変形角関係を示す。層せん断力は，測定した梁のせん断力の釣り合いから求めた。平面試験体 MP1 および MP2 は層間変形角 R= 2%で最大耐力に達し，その後耐力低下が生じた。平面試験体で付着を絶縁することにより最大耐力は 19.5%低下した。立体試験体 MT1 および MT2 は，最大耐力に達した後，層せん断力はほぼ頭打ちとなった。それ以降主方向，直交方向ともに耐力を維持した。最大層せん断力は，付着を絶縁することで主方向および直交方向で 26%低下した。すなわち，平面および立体試験体において主筋の付着性状の違いが最大耐力に影響を与えた。平面と立体試験体を比較すると，最大耐力は付着がある試験体では 23%，付着を絶縁した試験体では 11%それぞれ立体試験体の方が大きくなった。また，大変形時における耐力低下は，平面試験体の方が顕著となり，立体試験体ではほとんどみられなかった。すなわち，最大耐力および耐力後の挙動に直交梁の有無が影響を与えたことが認められた。

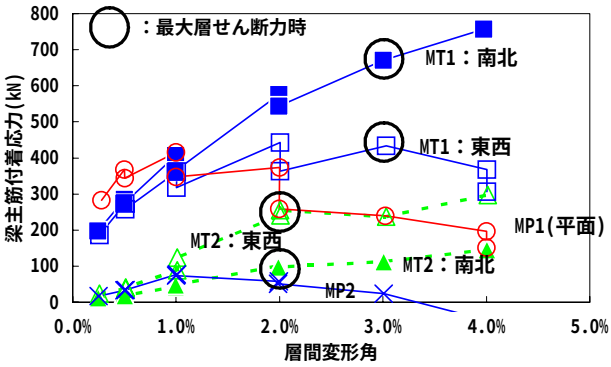


図-6　梁主筋付着応力-層間変形角関係

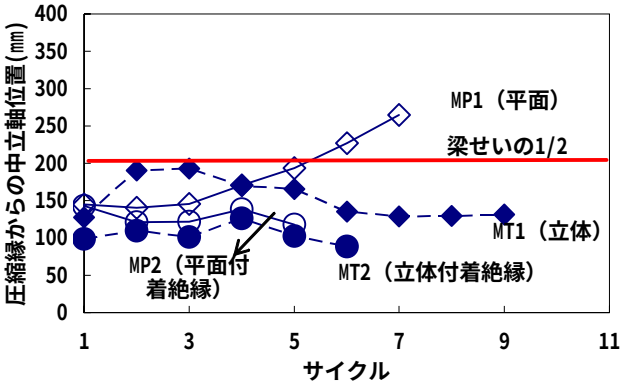


図-7　中立軸位置の推移

4．実験結果の検討

4.1 梁主筋付着性状

接合部内の梁主筋付着応力-層間変形角関係の包絡線を**図**-6 に示す。梁主筋付着応力はすべての試験体で梁危険断面に近い接合部内での梁の鉄筋力の差より計算した平均の値である。各梁鉄筋力は危険断面位置の梁主筋に貼付した歪み

ゲージの出力を Ramberg-Osgood モデルにより応力変換して求めた．平面試験体 MP1 は，繰り返し載荷の増大に伴い梁主筋付着応力は低下した。しかし梁主筋の引張り鉄筋力は最後まで増大したため，梁主筋付着応力の減少は梁主筋の付着劣化が原因である。立体試験体 MT1 では，付着応力は若干低下した。これは，直交梁の拘束効果により付着応力が良好に保たれたためであると考えられる。付着を絶縁した試験体では，平面試験体 MP2 ではほとんど付着応力は存在しなかった。立体試験体 MT2 では，付着を絶縁しているが，付着応力が存在しており，R=1%時までは平面試験体 MP2 と同じ値を示したが，最大耐力に達した R=2%以降も付着応力が低下することはなかった。試験体 MT2 以外，最大耐力後に付着応力が低下しており，付着性状が最大耐力後の耐力低下に影響を与えていると考えられる。

4.2 梁断面の中立軸位置

梁危険断面から 50mm の位置の梁表面にコンクリートひずみゲージを貼付し，そのひずみ分布から梁危険断面での中立軸位置を検討した [2)]。**図**-7 に各試験体の正加力時の中立軸位置分布を示す。すべての試験体において 1 サイクル目の中立軸位置は圧縮縁から 200mm(D/2，D 梁せい)以内の距離にあるが，試験体 MP1 では加力が進むにつれて中立軸位置が圧縮縁より 200mm 以上離れた位置に推移した。梁主筋の位置は上端，下端で異なるため東西および南北梁危険断面で中立軸深さが異なることが考えられるが，コンクリートひずみゲージの負加力時の中立軸深さの推移より，東西および南北危険断面での中立軸位置は同じであると仮定すると，左右の危険断面位置のコンクリート圧縮域が接合部を挟んで中央付近において重なっている（**図**-11 参照）ことになる。立体試験 MT1 は中立軸位置が圧縮縁から 200mm 離れることはなかった。付着を絶縁した試験体 MP2，MT2 は同様の推移を示し，圧縮縁から 100mm から 150mm の間で推移し，コンクリート圧縮域が重なることはなかった。

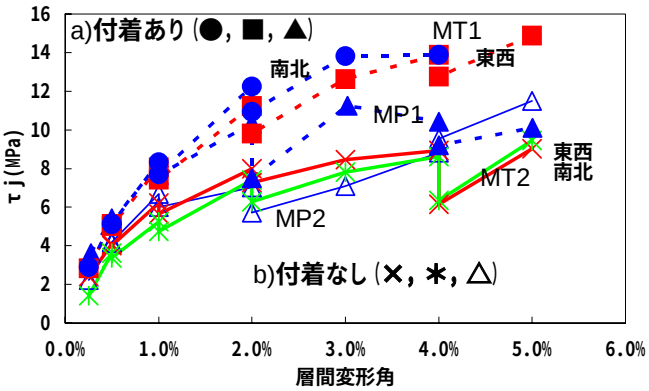


図-8　接合部入力せん断力-層間変形角関係

表-3　接合部せん断応力度（実験値/計算値）

試験体		せん断耐力実験値	せん断強度計算値	
		$_{exp}\tau_j$	$_{cal}\tau_{靭性式}$	exp/cal
MP1	一方向	10.34	7.30	1.42
MP2		7.02	7.32	0.96
MT1	主方向	12.62	7.41	1.70
	直交方向	13.82	7.41	1.86
	ベクトル和	18.72	10.48	1.79
MT2	主方向	7.99	7.50	1.06
	直交方向	7.81	7.50	1.04
	ベクトル和	11.17	10.61	1.05

単位：（MPa）

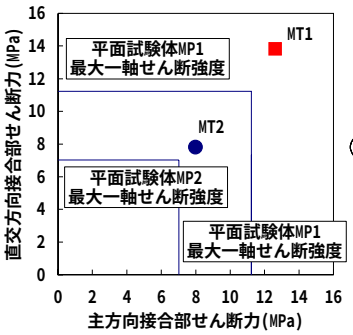


図-9　接合部せん断強度二軸相関

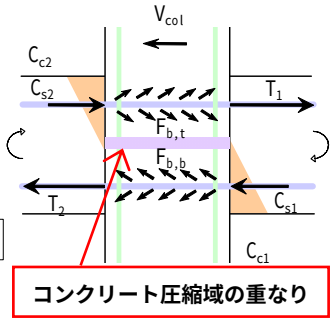


図-11　接合部周りの応力状態

4.3 接合部入力せん断力

図-8 に各試験体の接合部入力せん断力の推移を示す。試験体 MP1 では，危険断面でのコンクリート圧縮域が断面中央付近で重なるので重複分を考慮して計算した [2)]。接合部のせん断抵抗断面積は文献 [4)] に従った。**図**-8 より付着がある試験体の方が，付着を絶縁した試験体よりも接合部入力せん断力は大きかった。これは付着を絶縁することにより，接合部内の圧縮ストラットに応力が集中したことにより，早期に接合部が圧壊し，せん断力がほぼ一定になったことが原因であると考えられる。付着の有無に関わらず平面試験体と立体試験体では R=1%までは接合部

入力せん断力の推移に違いは見られなかったがそれ以降は立体試験体のほうが大きくなった。立体試験体で接合部入力せん断力は低下しないが，層せん断力が低下したのは柱主筋の付着力の低下が要因であると考えられる[3]。ここでは示していないが，今回の実験においても柱主筋に沿った付着力の低下が確認されている。

(1) 既往のせん断強度式との比較

表-3 に実験結果と現行の設計指針によるせん断強度算定式によって求めた計算値を併記した。立体試験体については，主方向および直交方向での接合部せん断応力度のベクトル和も評価した。表中の $\tau_{靭性式}$は文献[4]を用いて計算した。平面試験体では計算値に対する実験値の比は 0.96～1.42，立体試験体では 1.04～1.86 となった。

(2) 立体架構の二軸せん断強度

図-9 に立体試験体の二軸相関図を示す。立体試験体においてそれぞれの平面試験体の最大一軸せん断強度で与えられる矩形相関曲線より外側に位置した。このことは，両側に直交梁が取り付く接合部に対して二方向入力に対するせん断設計が，柱の曲げ強度に見られるような任意方向に対して楕円補間により耐力低減を考慮する必要はないことを示している。すなわち，各梁方向の応力に対してそれぞれ個別に設計することで，任意方向のせん断力に対して接合部を安全に設計できるが，長方形相関曲線よりかなり外側に位置しており，靭性指針式（平均値式）による計算値は実験値を過小評価している。

4.4 接合部横補強筋の負担せん断力

この実験では，接合部横補強筋として**図**-3 のような両端 180 度フック付きの単筋を使用した。これは，フープ筋のように主方向と直交方向との引張り力の相互干渉を取り除く為である。平面試験体では，直交方向の単筋はコア・コンクリートの面外膨張に対する拘束機能だけを有するのに対して，主方向の単筋はコンクリートの拘束効果およびせん断抵抗効果の両方を有すると考えられる。実験では全試験体の両単筋ともに降伏しなかったので，測定したひずみにヤング係数を乗じることにより負担引張り力を計算した。**図**-10 に層間変形角と補強筋水平力の関係を示す。試験体 MP1 では，R=2%までは主方向の単筋の負担力の方が直交方向の単筋よりも大きく，その差分がトラス機構によって負担されるせん断力と考えられる。接合部入力せん断力に対するトラス負担分は変形とともに減少し，R=0.5%時に 13.5%で最大となり，3%時には 0 となる。これに対して梁主筋付着を絶縁した試験体 MP2 では，主，直交方向ともほぼ同程度の負担力を示した。付着を絶縁した試験体においてはトラス機構が形成されないため，単筋の引張り力は両方向ともにコア・コンクリートの膨張を拘束するために機能したと考えられる。

立体試験体においては 45 度加力をした場合には，単筋の直交方向と主方向の区別がつかない。しかし，**図**-10 をみると主方向の単筋の負担力の方が大きくなっている。これは，接合部の膨張量が主，直交方向ともに同じであると仮定すると主，直交方向のトラス負担分が異なっていることになる。これは主方向と直交方向とで上端からの主筋の位置が異なっていることによるものと考えられる。ここでは示していないが，付着を絶縁した場合には R=2%までは両単筋の負

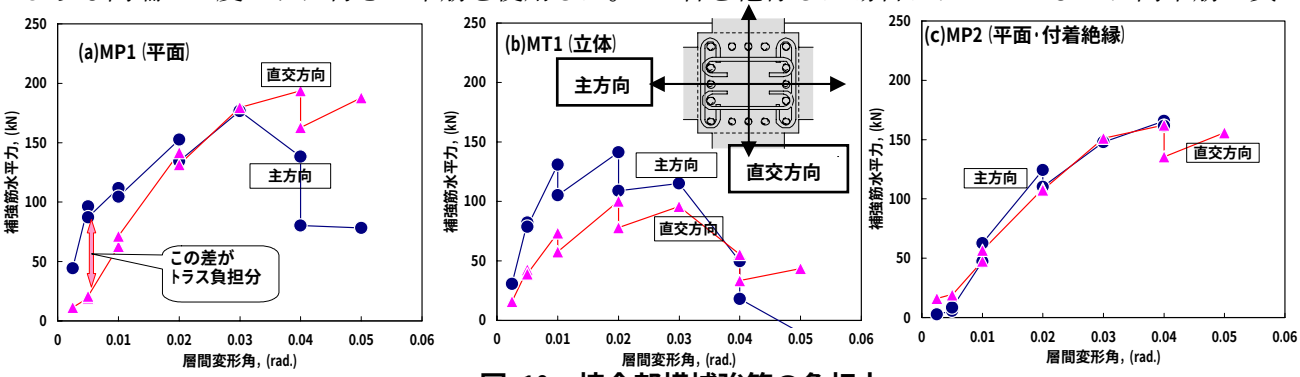


図-10　接合部横補強筋の負担力

担力は同じであったが，2%以降，急激に主方向の単筋の負担力が増加した。これは接合部内にせん断ひび割れが発生した為と考えられる。

4.5 コンクリート圧縮負担分せん断力

接合部へ入力される水平方向のせん断力の経路は梁付け根コンクリートの圧縮力によるものと，接合部内梁主筋の付着力によるものと二つがある。そこで，梁主筋付着によって接合部内に入力されるせん断力（F_b）と梁付根の圧縮コンクリートから接合部内に入力されるせん断力との比を求めた。（上端筋の場合，**図**-11 参照）

$$T_1=C_{c1}+C_{s1} \quad (1)$$

$$F_{b,t}=T_1+C_{s2} \quad (2)$$

$$Vj=T_1+C_{s2}+C_{c2}-V_{col} \quad (3)$$

これより

$$F_{b,t}+C_{c2}=Vj+V_{col} \quad (4)$$

が成立する。ここで，T_1：梁主筋の引張り力，C_{s1}，C_{s2}：梁主筋の圧縮力，C_{c1}，C_{c2}：コンクリートの圧縮力，Vj：接合部入力せん断力，およびV_{col}：層せん断力である。**図**-12 にコンクリート圧縮負担分の推移を示す。変形とともに主方向においてはコンクリート圧縮負担分が増加し，R=4%時では 70～80%まで増加している。直交方向では 60%で頭打ちとなっている。以上より変形とともに負担割合は変化した。最大耐力後以降は，コンクリート負担割合がほぼ同じになった。各試験体の R=3%時のそれぞれの負担せん断力を求めると，平面試験体においてはコンクリート負担力（MP1:786kN，MP2:770kN）が同じであったが，立体試験体においては 1 割（MT1:1025kN，MT2:888kN）ほど異なっていた。

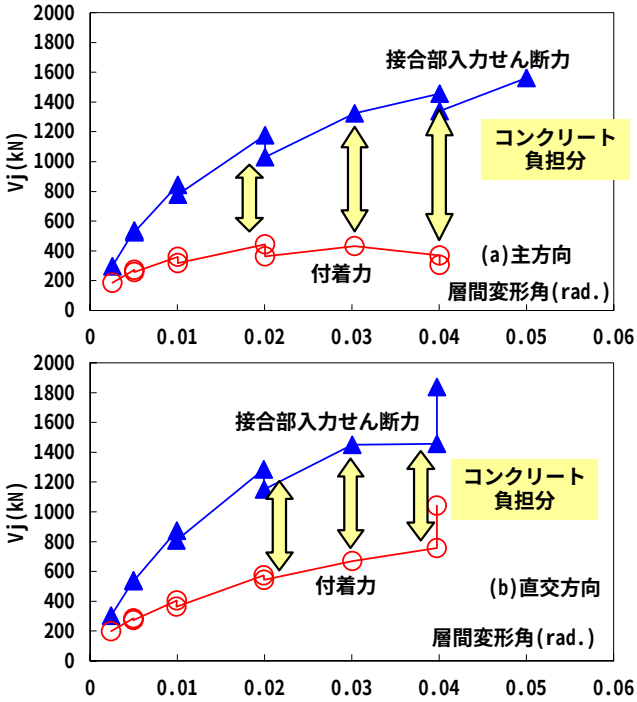


図-12　コンクリート圧縮力負担割合（MT1）

5．まとめ

(1) 平面試験体において，最大耐力は付着を絶縁することにより 19.5%低下した。立体試験体では最大耐力は付着を絶縁することにより 26%低下した。平面および立体試験体での最大耐力に付着性状の違いが影響を与えた。

(2) 今回の実験では，立体架構における二軸せん断強度は，矩形相関曲線の外側に位置した。すなわち，各構面の応力に対して各々個別に設計することで，任意方向のせん断力に対して接合部を安全に設計することができる。

(3) 変形とともに接合部入力せん断力に対するコンクリート圧縮負担割合は変化した。最大耐力後以降は，コンクリート負担割合が主，直交方向ともほぼ同じになった。

参考文献

1) 森田真司ほか：RC 内柱梁接合部のせん断強度に及ぼす梁主筋付着と柱軸力の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.679-684，1999

2) 岸田慎司ほか：圧着接合されたプレストレスト・コンクリート柱・梁接合部の力学性状に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2 構造 IV，pp.613-618，2002.8

3) 森田真司ほか：主筋付着性状を考慮した鉄筋コンクリート造内柱梁接合部のせん断強度に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 585 号，131-137，2004.11

4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，1999

謝　辞　本研究は，日本学術振興会科学研究費補助金（基盤研究 B：研究代表者　西川孝夫）によって実施した。高周波ネツレン（株）により鉄筋の提供を受けた。