

論文 PRC 構造立体十字形部分架構におけるシース管形状の違いが接合部強度に与える影響に関する研究

田島 祐之^{*1}・北山 和宏^{*2}・矢島 龍人^{*3}

要旨：プレストレスト鉄筋コンクリート（PRC）構造の柱・梁十字形部分架構の立体試験体2体・平面試験体2体を作製した。柱・梁断面の鋼材及びコンクリートは全ての試験体で共通であるが、PC鋼材を通すシース管形状を変えて、応力-変形関係にもたらす影響を調べた。平面試験体は、シース管形状に関わらず接合部破壊により耐力が決まった。しかし立体試験体は、直交梁の拘束効果により接合部耐力が大きくなり1体は柱曲げ降伏後に接合部破壊を起こし耐力の減少が見られたが、付着面積を大きくしたシース管を使用した試験体は柱曲げ破壊を生じ大変形後も耐力の減少が見られなかった。

キーワード：プレストレスト鉄筋コンクリート、立体十字形部分架構、シース管形状、PC鋼材付着力

1. はじめに

プレストレスト鉄筋コンクリート（PRC）構造の十字形部分架構の柱梁接合部パネル（以下接合部とする）破壊に関する実験はRC構造に比べ少ない。PRC・PC構造における既往の実験研究¹⁻⁴)などがあるがプレストレス力が入った接合部せん断性状を解明するには至っていない。またいずれの研究もPC鋼材まわりの付着性状については明言していない。

さらに、PC構造立体部分架構の水平2方向加力実験研究⁴⁾⁵⁾はあるもののPRC構造については皆無である。一方で、PC鋼材周りの付着性状は、PC鋼材-グラウト-シース管-コンクリートと4つの材料による3つの付着破壊界面が存在していることより検討が難しく未解明である。

そこで本研究では、シース管形状のみを変数としたPRC造立体十字形部分架構に静的水平交番荷重実験を行い、接合部せん断耐力および接合部内の鋼材付着性状について検討することを主目的とする。それに付随した平面部分架構の実験を行い、立体試験体の実験結果と比較した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-1に試験体の形状と寸法を示し、表-1に試験体諸元およびコンクリートとグラウトの材料特性、表-2に使用鋼材材料特性を示す。試験体は、既往のPC接合部実験⁴⁾を参考とし、試験体の柱断面を350mm×350mm、梁断面を250mm×400mm、柱芯から梁端支持までが1600mm、梁芯から上柱および下柱加力点までがそれぞれ1415mmと設定した。実験因子は、図-2に示すようなPC鋼材を通すシース管のリップ形状の違いとした。

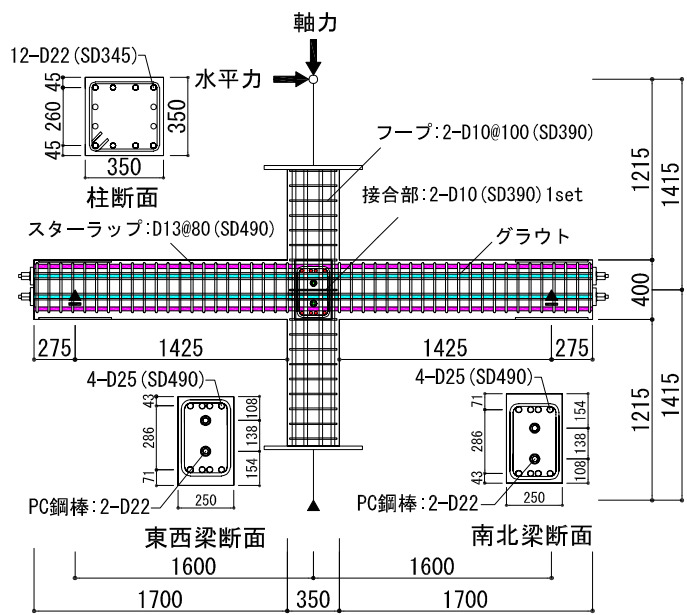


図-1 試験体形状と寸法

3040はリップの高さが1040の2倍、リップ間隔が約1/2倍なのでリップの支圧面積は4.6倍大きい。なお平面試験体JP-1およびJP-2のシース管はそれぞれ1040および3040とし、立体試験体JD-3およびJD-4はそれぞれ平面試験体JP-1およびJP-2に直交梁を付けて立体にしたものである。

試験体は、接合部せん断破壊先行するよう設計した。その際の主筋・PC鋼材の降伏強度は規格降伏点強度を使用し、コンクリート設計強度は60.0(MPa)で算出した。実験時の材料強度は、コンクリート強度77.2(MPa)・グラウト強度65.3(MPa)で各試験体共通である。コンクリート打設は実現場と同様に縦打ちとした。柱断面は、柱主筋に12-D22(SD345)、フープに2-D10(SD390)間隔は100(mm)とした。梁断面は上下に梁主筋4-D25(SD490)、

*1 首都大学東京大学院 工学研究科 建築学専攻 修士 (工学) (正会員)

*2 首都大学東京大学院准教授 都市環境科学研究科 建築学専攻 工博 (正会員)

*3 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科 建築学専攻

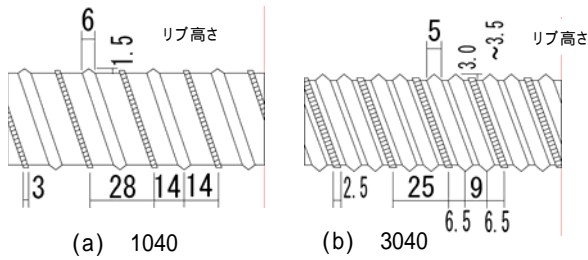


図-2 シース管形状

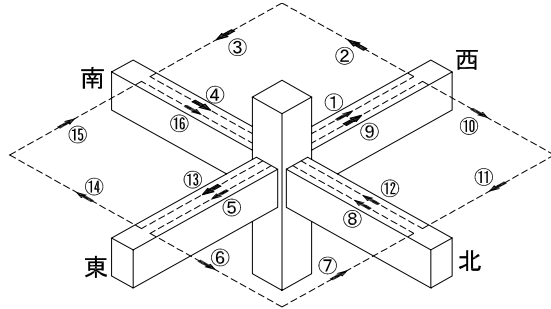


図-3 加力履歴

スターラップに 2-D13(SD490)間隔は 80(mm)とした。平面試験体では図-1 の東西梁断面を使用した。なお本論文では梁断面の 4-D25 を梁主筋と呼ぶ。梁 PC 鋼材には異形 PC 鋼棒 (B 種 1 号) を梁断面上下に一本ずつ配筋した。油圧ジャッキを用いてプレストレスを導入し、その後シース管内にグラウト注入した。その緊張力として PC 鋼材規格降伏強度の 0.7 倍のプレストレスを導入した。実験前には平均で 22%の減少を示し、有効プレストレスは PC 鋼材規格降伏強度の 0.58 倍であった。

2.2 実験方法

試験体の両梁端はローラー支持、下柱はピン支持とし、上柱加力点には 3 基のジャッキを取り付けた。柱には一定圧縮軸力 (軸力比=0.10) を与えた後、水平に正負交番繰返し载荷を行う。平面試験体は東西に層間変形角 $R=0.25\%$ を 1 サイクル、 $0.5 \cdot 1 \cdot 1.5 \cdot 2\%$ を 2 サイクルずつ、 3% を 1 サイクル、 4% を 2 サイクル行った後正方向 (西側) を押切とした。立体試験体は図-3 に示すような田の字载荷を行い、2 方向载荷の東西南北に $R=0.25\%$ を 1 サイクル、 $0.5 \cdot 1 \cdot 1.5 \cdot 2\%$ を 2 サイクルずつ、 3% を 1 サイクル、 4% を 2 サイクル行った。

3. 実験結果

3.1 ひび割れ状況

層間変形角 4% 時のひび割れ状況を図-4 に示す。平面試験体 JP-1, JP-2 はともに接合部せん断ひび割れが顕著であり、接合部のかぶりコンクリートが剥落した。また、接合部せん断ひび割れが柱にまで進展し、柱のかぶりコンクリートも剥落した。JP-2 より JP-1 のほうが接合部せん断ひび割れの本数が多かった。立体試験体において

表 - 1 試験体諸元

試験体名	JP-1	JP-2	JD-3	JD-4
コンクリート	圧縮強度	77.2MPa		
	割線剛性	40.7GPa		
	最大荷重時ひずみ	0.29%		
	割裂引張強度	4.29MPa		
グラウト	圧縮強度	65.3MPa		
	割線剛性	22.2GPa		
	最大荷重時ひずみ	0.51%		
	割裂引張強度	2.66MPa		
シース管種類	1040	3040	1040	3040
試験体形状	平面		立体	
梁PC鋼材	2-D22 (ネジボネ異形PC鋼棒)			
緊張力/降伏強度	0.64			
t	0.27			
【共通因子】	軸力比 (軸力)	0.10 (930kN)		
	柱主筋	12-D22(SD345)		
	梁主筋	4-D25(SD490)		
	フープ	2-D10@100(SD390)		
	スターラップ	2-D13@80(SD490)		
	柱断面 梁断面	350 × 350mm 250 × 400mm		

表-2 使用鋼材材料特性

	降伏応力度 MPa	ヤング係数 GPa	降伏ひずみ %	弾性限界ひずみ %
梁主筋 D25	550	193	0.29	
柱主筋 D22	387	185	0.21	
横補強筋 D10	444	199	0.22	

注：PC 鋼材の降伏応力度・降伏ひずみは 0.2% オフセット法により定めた。

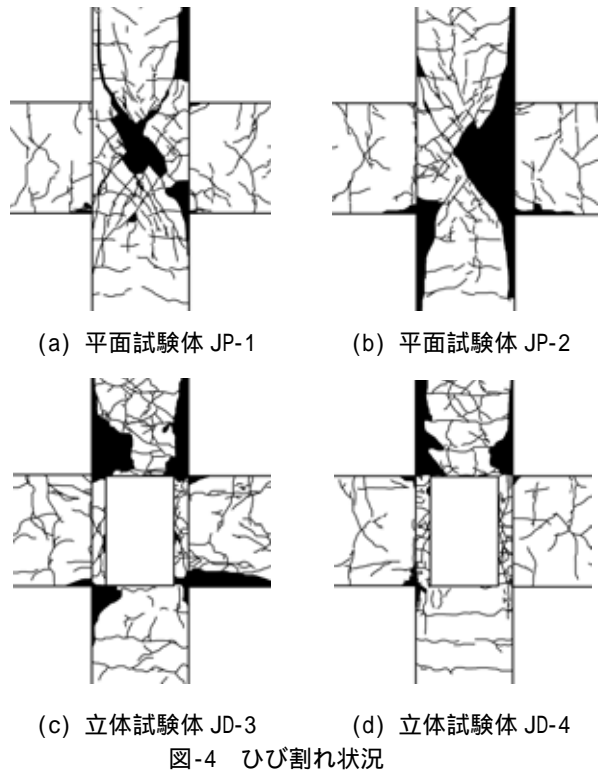


図-4 ひび割れ状況

は、両試験体共に上柱のコンクリートの圧壊および剥落が顕著である。接合部のひび割れは JD-3 より JD-4 のほうが多かった。全試験体ともに層間変形角 1.5% 前後で梁危険断面のかぶりコンクリートが圧壊し、最終的には平面試験体より立体試験体のほうが圧壊によるコンクリートの剥落が激しかった。

3.2 変形成分

各試験体の層間変位に占める各部材の変形成分の推

移を図-5 に示す。平面試験体では柱・梁・接合部とも測定値を用いた。立体試験体では柱と梁は測定値を用い、接合部は直接測定した層間変位から柱と梁の変形成分を引いて求めた。平面試験体は 2 体とも最大層せん断力以降で接合部の変形成分の割合が増加した。JP-1 と JP-2 は、接合部の変形成分はほぼ同様の推移を示した。立体試験体 JD-3 は接合部の変形成分の割合が増加したが、立体試験体 JD-4 では他とは異なり最大層せん断力以降の接合部の変形成分の増加割合がほぼ一定であった。

3.3 層せん断力-層間変形角関係

図-6 に各試験体の層せん断力-層間変形角関係を示す。図中の \square は正負方向載荷での最大層せん断力時を示し、 \square は柱主筋降伏時を示す。また、点線は文献 8) により計算した柱の曲げ終局強度である。平面試験体 JP-1・JP-2 は層間変形角 2%時に最大層せん断力に達し、最大耐力の差は生じなかった。立体試験体 JD-3 は層間変形角 3%時に最大層せん断力に達しその後耐力は低下した。試験体 JD-4 においては層間変形角 3%時に最大層せん断力に達したが、その後も耐力を維持し続け大変形においてもその低下は見られなかった。両立体試験体は柱の曲げ終局強度に達したと判断した。試験体 JD-3EW 方向と JP-1 を比較して最大値は 6.8%増大した。平面試験体では最大層せん断力時の層間変形角 2%に達するまでは原点指向型の履歴を示したが、立体試験体では層間変形角 1.5%時まで原点指向型の履歴を示した。また JD-3 の層せん断力のベクトル和は、平面試験体 JP-1 と比較して最大で 44%上昇した。

3.4 最終破壊性状

平面試験体 JP-1, JP-2 は大変形まで梁主筋は降伏せず、PC 鋼材は弾性限界ひずみ(0.46%)を層間変形角 3%で越えたが降伏ひずみには達しなかった。柱主筋は層間変形角 2%~3%の間(最大層せん断力以降)で降伏近傍まで歪みゲージは出力したが降伏は認められなかった。以上の事象とひび割れ状況、変形成分から接合部せん断破壊と判断した。

立体試験体 2 体において PC 鋼材は弾性限界ひずみを層間変形角 2%で超えたが降伏ひずみには達しなかった。試験体 JD-3 は梁主筋が実験の最終で降伏し、柱主筋は層間変形角 1.5% (最大層せん断力以前)で降伏した。柱

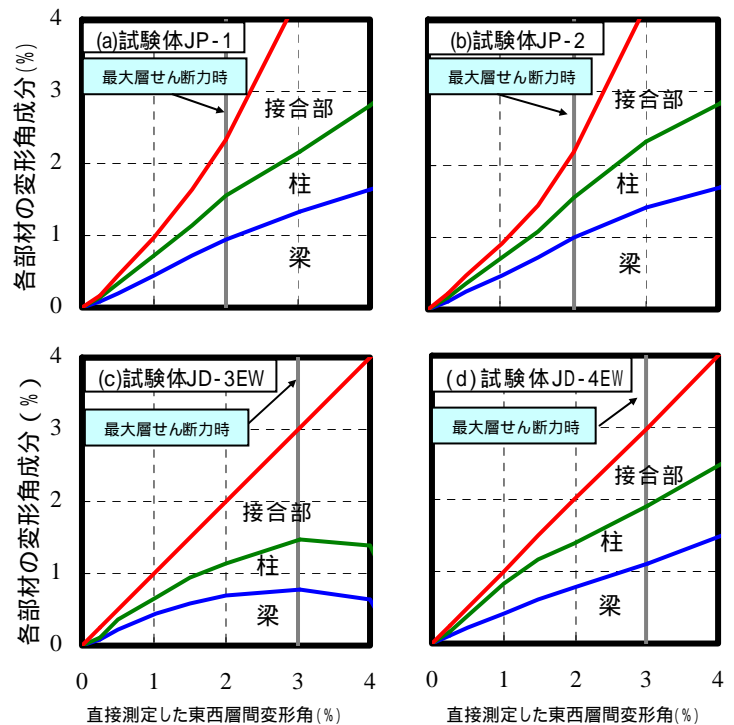


図-5 各部分の変形成分

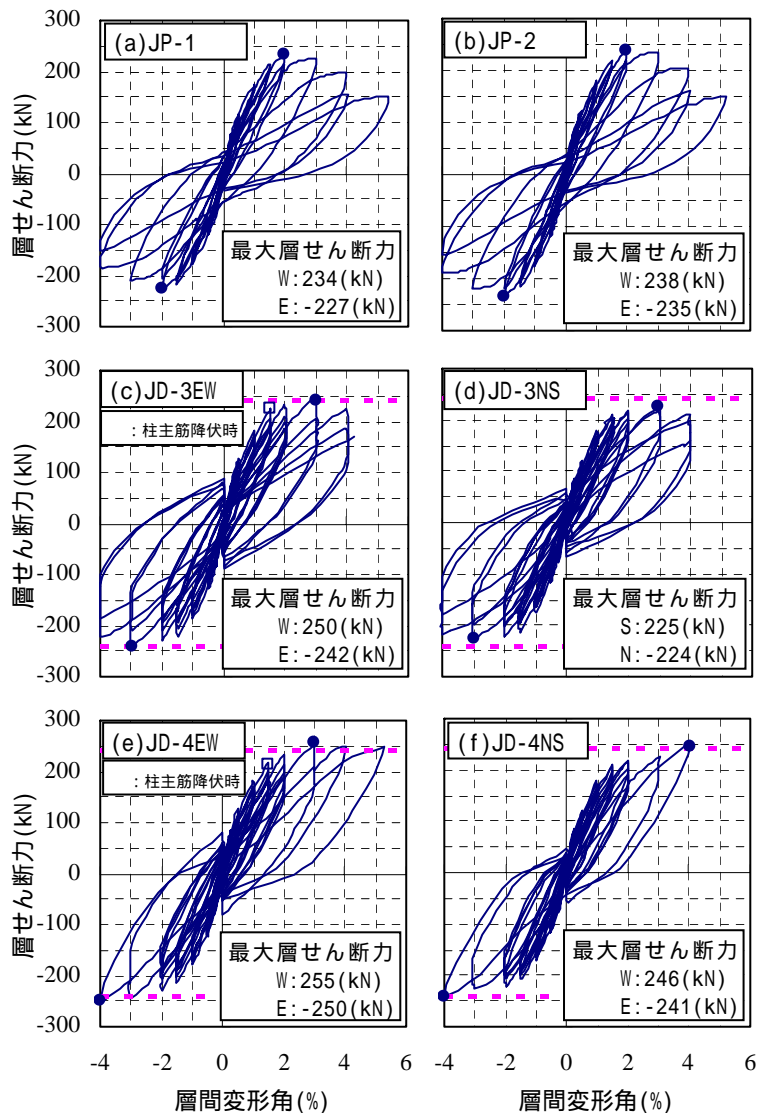


図-6 層せん断力-層間変形角関係

のコンクリートの剥落が目立つが、柱主筋の降伏状況、変形成分、層せん断力-層間変形角関係から柱曲げ降伏で耐力が決まり、その後の耐力低下の要因は接合部せん断破壊と判断した。立体試験体 JD-4 の梁主筋・PC 鋼材・柱主筋の降伏状況は JD-3 と同じであった。変形成分を見ると梁の変形成分が大きくなっているが、ひび割れ状況、柱主筋の降伏状況、層せん断力-層間変形角履歴性状から柱曲げ破壊と判断した。

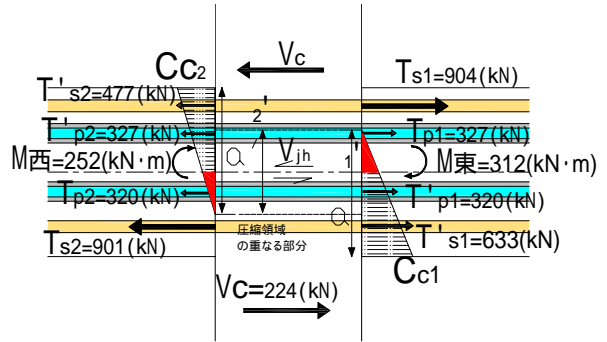


図-7 接合部回りの応力状態の例

4. 接合部入力せん断力

4.1 接合部入力せん断応力度-せん断変形角関係

接合部入力せん断力 V_{jh} は図-7 に示すように、梁危険断面におけるコンクリート圧縮域の重なりを考慮して、PC鋼材の応力を用いて下式で求めた。なお図-7 は試験体 JP-1 の層間変形角 3% 時における接合部回りの応力状態であり、圧縮側の主筋は繰返し载荷による付着劣化により引張ひずみに転化した。ただし、接合部せん断力の最大値は接合部の中心軸で生じると仮定した。

1) 圧縮域深さが梁せいの 1/2 未満の場合

$$V_{jh} = T_{s1} + T_{p1} + T_{s2} + T_{p2} - V_c \quad (1)$$

2) 圧縮域深さが梁せいの 1/2 以上の場合

$$V_{jh} = T_{s1} + T_{p1} - \alpha'_1 \cdot C_{c1} + \alpha'_2 \cdot C_{c2} - T'_{p2} - V_c \quad (2)$$

$$C_{c1} = T_{s1} + T_{p1} + T'_{p1}, \quad C_{c2} = T_{s2} + T_{p2} + T'_{p2} \quad (3)$$

$$\alpha_1 = 1 - \alpha_2, \quad \alpha'_1 = 1 - \alpha'_2 \quad (4)$$

$$\alpha_2 = (a - D/2)^2 / a^2, \quad \alpha'_2 = (a' - D/2)^2 / a'^2 \quad (5)$$

ここで、 T_{p1}, T'_{p2} : 上端 PC 鋼棒の引張力、 T_{s1}, T'_{s2} : 上端梁主筋の引張力、 T_{p2}, T'_{p1} : 下端 PC 鋼棒の引張力、 T'_{s1}, T_{s2} : 下端梁主筋の引張力、 a, a' : 梁断面の圧縮域深さ、 V_c : 柱のせん断力、 D_c : 柱せいである。

図-8 に接合部入力せん断応力度-接合部せん断変形角関係を示す。平面試験体 2 体と立体試験体 JD-3 の西方向加力(図-3 の 方向)を示す。図中の一点鎖線および二点鎖線は文献 6) の RC 柱梁接合部のせん断強度評価式を準用して求めたせん断強度の下限値と平均値である。また、図中の点線は、文献 7) の RC 柱梁接合部の性能評価法で定められている骨格曲線である。

平面試験体 JP-1 では最大層せん断力時に最大接合部せん断応力度が 18.5(MPa)となり、このときの接合部せん断変形角は 0.93%であった。これは RC 柱梁接合部のせん断強度平均値⁶⁾に近い値であった。文献 7) の

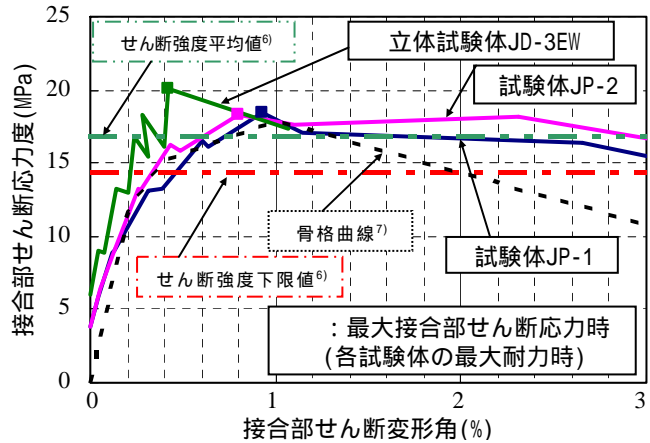


図-8 接合部せん断応力度-せん断変形角関係

RC柱梁接合部の性能評価法による損傷状況と経験せん断変形角と照合すると最大接合部せん断応力度までよく一致している。実験では最大接合部せん断応力度以降の応力度減少が骨格曲線⁷⁾より軽微であった。付着面積の大きいシーブ管を使用した試験体 JP-2 においては、最大接合部せん断応力度までは JP-1 とほぼ同等であった。最大層せん断力後に両試験体の接合部せん断応力度は減少の傾向を見せたが、JP-1 の方がせん断応力度は大きく減少し、せん断変形は増大傾向を示した。

平面試験体 JP-1 と比較すると立体試験体 JD-3 の最大接合部せん断応力度は 12% の増大を示し、このときの接合部せん断変形角は試験体 JP-1 より 45% 減少した。これは、直交梁の拘束効果に起因すると考える。JD-3 に

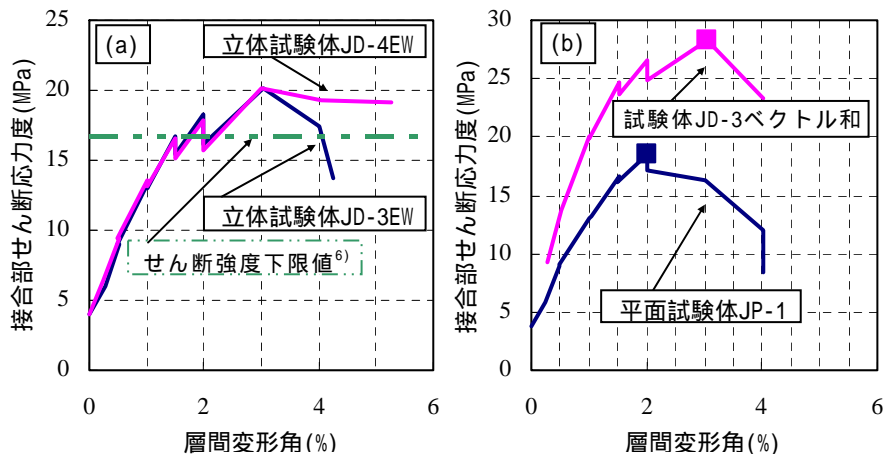


図-9 接合部せん断応力度-層間変形角関係

においては最大層せん断力後接合部せん断応力度が減少し、せん断変形角は修復限界の目安の1%⁷⁾を超えた。

図-9 (a)に立体試験体2体の接合部せん断応力度-層間変形角関係を示す。図中の二点鎖線は文献6)のRC柱梁接合部のせん断強度評価式を準用して求めたせん断強度の下限値である。

立体試験体2体は、層間変形角3%の最大層せん断力時に最大接合部せん断応力度20(MPa)を示し、せん断強度下限値を超えた。両試験体とも柱曲げ降伏により層せん断力は最大に達したので、最大入力せん断力まで同等の接合部せん断応力度であったが、しかし最大入力せん断力以降、JD-3は減少が顕著であった。シーす管付着面積が大きく柱梁接合部破壊を生じなかった試験体JD-4は大変形時においてもせん断力を維持し続けた。立体試験体JD-3は柱曲げ終局強度と同時に柱梁接合部せん断強度に達し、JD-4は柱梁接合部せん断強度に達せず柱曲げ破壊したと考える。

図-9(b)に試験体JD-3の接合部せん断応力度のベクトル和(図-3の方向)-層間変形角関係を示す。平面試験体JP-1と比較して最大値は52%上昇した。最大層せん断力の上昇率より若干大きい値を示したが、層せん断力の上昇は接合部せん断耐力の上昇が主因である。

4.2 梁危険断面圧縮合力位置

図-10に平面試験体JP-1および立体試験体JD-3の東梁危険断面での圧縮縁からの圧縮合力位置の推移を示す。圧縮合力は測定された梁せん断力より求まる梁危険断面の曲げモーメントと上下の梁主筋とPC鋼材の応力を用いて算出した。梁主筋・PC鋼材の応力は貼付した歪ゲージの値を材料試験の結果に基づいて応力変換(鉄筋についてはRamberg-Osgoodモデルを使用し、PC鋼材は6折れ線の近似曲線を使用)して求めた。全試験体で層間変形角2%より圧縮合力位置の圧縮縁からの距離は大きくなった。これは梁断面圧縮域の増大を意味する。全試験体で梁危険断面でのかぶりコンクリート圧壊が層間変形角3%から徐々に見られたが、圧縮域増大の主因は接合部パネルの圧壊が進み損傷領域が拡大したことによる、梁危険断面圧縮負担域の増大である。立体試験体と平面試験体を比較しても同様の推移を示した。

5. 接合部内付着性状

5.1 PC鋼材接合部付着応力度

図-11に平面試験体JP-1の上配筋PC鋼材のひずみ分布を層間変形角2%までプロットした。初期载荷(層間変形角0.25%時)では、柱梁接合部内でほぼ均一の付着応力を発揮した。しかし、接合部せん断ひび割れが発生すると接合部内に2箇所貼付した歪ゲージの圧縮側の出力が大きくなる。この傾向は全試験体の上下PC鋼

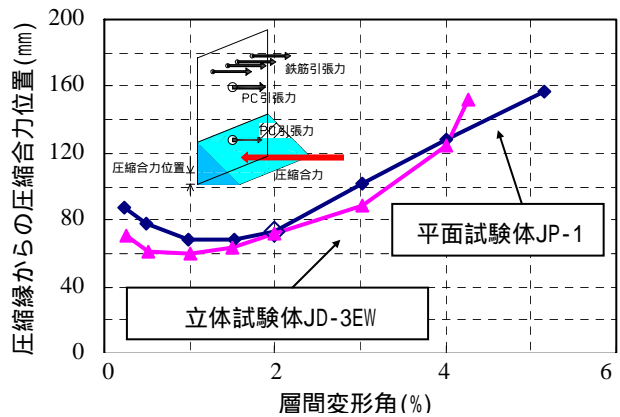


図-10 東梁危険断面圧縮合力位置-層間変形角関係

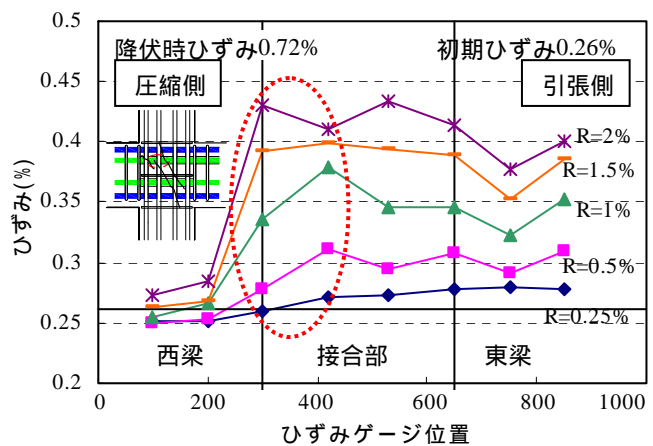


図-11 PC鋼棒の上配筋ひずみ分布

材に見られた。この要因は図中に示したような接合部せん断ひび割れがPC鋼材歪ゲージ貼付位置付近に発生したため、局所的な引張力を負担したためである。そこで、本研究では図中の点線で囲んだ部分の応力の差をPC鋼材周長(70mm)と区間長(120mm)で除した値を接合部内局所付着応力度とした。

図-12に平面・立体試験体のPC鋼材接合部内局所付着応力度-層間変形角関係を示す。図中の は接合部内局所最大付着応力度である。平面試験体は接合部内局所最大付着応力度が5.0~6.1(MPa)であり、立体試験体では、4.5~4.6(MPa)を示した。両平面試験体は層間変形角1%まで付着応力度は上昇し、その後一旦減少するが

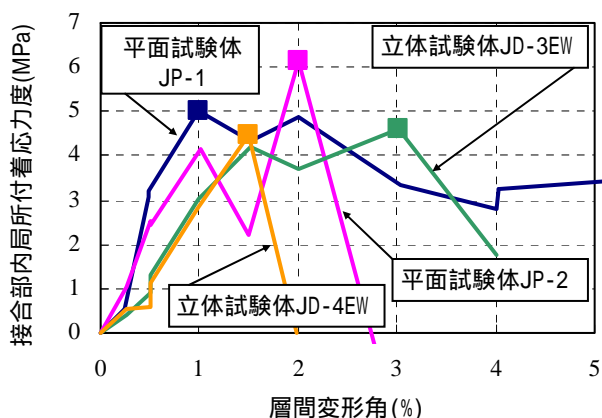


図-12 PC鋼材の接合部内付着応力度-層間変形角

層間変形角 2%時に再びピークを迎える。立体試験体 JD-3 は層間変形角 1.5% ~ 3%まで付着力を保持し続け、その後減少した。PC 鋼材は降伏に至ってなく付着応力度の減少は付着劣化が原因と考える。

シース管形状の違いによる最大接合部内 PC 鋼材付着応力度に差が生じなかったのは、PC 鋼材とグラウトの間で付着破壊が生じたためである。確認のため作製した同材料を用いた付着引抜試験も同じ破壊界面を有したので、架構内の PC 鋼材付着性状も同様と判断した。

5.2 梁主筋の接合部内付着応力度

図-13 に平面試験体梁主筋接合部中央 1/3 区間 (区間長 110mm) の付着応力度と接合部中央すべり関係を示す。ここで、梁主筋中央に溶接したネジ棒の直近コンクリートに対する移動量をすべり量とした。

平面試験体 JP-1 では最大付着応力度は最大層せん断力である層間変形角 2%時で 8.0(MPa)、すべり量は 0.15(mm)であった。シース管付着面積の大きい試験体 JP-2 は JP-1 と層間変形角 2%時までほとんど同様の履歴を示した。しかしその後付着応力度が層間変形角 4%まで上昇し最大付着応力度 12.6(MPa)を示し JP-1 に比べ 57%増大した。この要因は、圧壊した柱梁接合部パネルは徐々に膨張するが、梁主筋より内側に配されたシース管の付着面積増大がコンクリート損傷の拡大を抑制し、梁主筋回りのコンクリートは大変形まで良好に保持されたためと考える。

6. まとめ

(1) PRC 構造の十字形部分架構の立体および平面試験体に水平正負交番繰返し載荷を行った。平面試験体はシース管形状に関わらず層間変形角 2%で最大層せん断力を示し、接合部破壊した。しかし、立体試験体は層間変形角 3%で柱曲げ降伏した。その後立体試験体 JD-3 は接合部破壊したが、シース管の付着面積が大きい立体試験体 JD-4 は柱曲げ破壊し、接合部破壊を生じなかった。

(2) 平面試験体 JP-1 より立体試験体 JD-3 は最大接合部せん断応力度で 12%の増大を示し、このときの接合部せん断変形角は試験体 JP-1 より 45%減少した。これらは、直交梁の拘束効果に起因すると考える。

(3) 柱梁接合部の損傷が顕著であった本実験では、PC 鋼材の接合部内での局所最大付着応力度はシース管の付着面積に関係なく同程度であり、平均値は 5.1 (MPa)であった。これは付着破壊が PC 鋼材とグラウトとの間で生じたためである。同径でシース管付着面積の大きい試験体 JP-2 は JP-1 と層間変形角 2%時までほとんど同様の梁主筋付着性状を示した。しかしその後試験体 JP-1 は付着劣化したが JP-2 の付着応力度は層間変形角 4%まで上昇し、その最大値は試験体 JP-1 より 57%増大した。

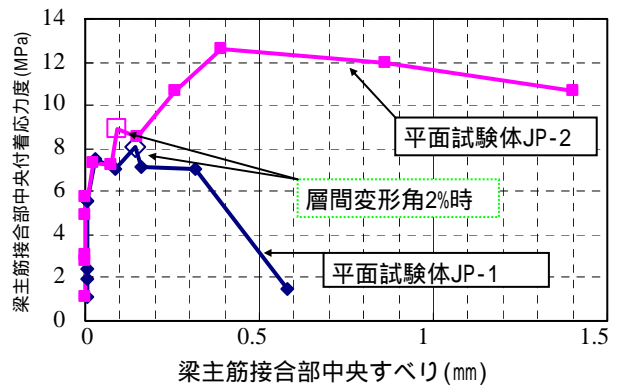


図-13 梁主筋接合部内中央付着応力度-中央すべり

この要因として、せん断破壊により圧壊した柱梁接合部パネルは徐々に膨張するが、梁主筋より内側に配されたシース管の径を変えずに付着面積のみ増大させたことがコンクリート損傷の拡大を抑制し、梁主筋回りのコンクリートが大変形まで健全に保持されたためと考える。謝辞 本研究は、高周波ネツレン(株)により PC 鋼材の提供を受けた。

参考文献

- 1) 楊成旭, 塩原等, 小谷俊介: プレストレストコンクリート柱梁接合部のせん断抵抗機構に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, 第 21 巻, 第 3 号, pp.685-pp.690, 1999
- 2) 内田龍一郎, 浜原正行ほか 2 名: PC 造骨組における内側柱・梁接合部の終局強度に及ぼすプレストレスの影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 583 号, pp.107-pp.113, 2004, 9
- 3) 紅谷信行, 柏崎隆志, 野口博: プレストレストコンクリート柱・梁接合部のせん断性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, 第 19 巻, 第 2 号, pp.1179-pp.1184, 1997
- 4) 北山和宏, 岸田慎司ほか 2 名: 圧着接合された PCaPC 造の立体柱梁接合部の耐震性能に関する研究(その 1 ~ その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp.313-318, 2005, 9
- 5) 寺田佳史, 足立幸多朗ほか 2 名: 圧着接合された PCaPC 造の立体柱梁接合部の耐震性能に関する実験的研究(その 1, その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp.819-822, 2007, 8
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造終局強度設計に関する資料, 1987