

論文 3 方向外力を受けるプレキャストプレストレストコンクリート圧着工法隅柱梁接合部のせん断性状に関する研究

足立 幸多朗*1・岸田 慎司*2・佐藤 周平*3

要旨: 本研究はプレキャストの柱・梁を PC 鋼材にプレストレスを導入することにより圧着接合する工法である PCaPC 造圧着工法隅柱接合部の静的水平 2 方向交番載荷実験である。PCaPC 造立体隅柱梁接合部の立体架構および平面架構のボンド, アンボンドの接合部のせん断性状の違いを把握することを主目的とし, アンボンドはボンドと比較すると圧縮ストラットの幅が狭く, 早期から圧縮ストラットの応力が集中し, 一定となっているのを確認した。

キーワード: プレストレストコンクリート, 柱梁接合部, 接合部入力せん断力, 圧縮ストラット

1. はじめに

プレキャストの柱と梁を PC 鋼材で圧着接合する工法 (以下, PCaPC) は近年の熟練技能者不足や地球温暖化防止の面から環境に優しい合理的な施工法であることから注目されている。さらに, アンボンド PC 構造とすることにより部材レベルで交換が可能となり, 解体性が容易になるシステムであると考えられる。

水平 2 方向載荷を受ける立体架構の実験は少ない。本研究では 2006 年度に実施した実験¹⁾に付随した PCaPC 造立体隅柱梁接合部の立体架構および平面架構のボンド, アンボンドの実験を行い, 接合部のせん断性状の違いを把握することを主目的とする。

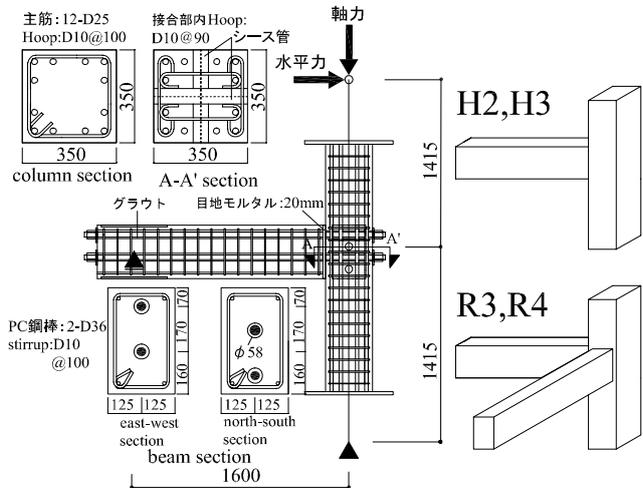


図-1 試験体形状

表-1 試験体諸元

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-1 に試験体形状を示し, 表-1 に試験体諸元を示す。材料特性は表-2, 表-3 に示す。試験体は中間階隅柱梁接合部とこれに連なる柱および梁部材を仮想反曲点位置で切り出したもので 11 層純フレーム構造の 3, 4 階部分の柱, 梁を参考に, 縮尺 2/5 程度とし, 試験体の柱断面を 350mm×350mm, 梁断面を 250mm×400mm, 柱芯から梁端支持点までが 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。せん断スパン比は柱が 4.0, 梁が 4.3 である。PC 鋼材には異形鋼棒を用いた。PC 鋼棒の緊張は油圧ジャッキによりセットロスを考慮し, PC 鋼棒に所定の緊張力の 1.05 倍 (PC 鋼材降伏強度の 0.735 倍) を導入し, 柱と梁を圧着接合させた。その後, 試験体 R3, H2 はシース管内にグラウトを注入した。導入時および実験開始時の緊張力を表-4 に示す。

試験体名	R3	R4	H2	H3
試験体形状	立体隅柱		平面ト形	
グラウト材	普通強度	なし	普通強度	なし
【共通因子】				
・ PC 鋼棒	D36 (SBPR930/1080)			
・ シース管	#1055 (内径55mm, 外径58mm)			
・ 緊張力/緊張強度	0.7			
・ 柱主筋	D25 (SD685)			
・ 梁主筋(組立て用)	D13 (SD345)			
・ 梁補強筋	D10 (SD345)			
・ 接合部補強筋	D10 (KSS785)			
・ 柱補強筋	D10 (SD345)			

試験体は 4 体で, 試験体 R3 と R4 は立体隅柱梁接合部試験体である。試験体 R4 は R3 と同形状であるがアンボンド試験体である。試験体 H2, H3 は, 立体架構を想定した PC 鋼棒非対称配筋の平面ト形試験体で立体試験体 R3, R4 に各々, 付随した試験体である。なお, 4 体とも接合部破壊を想定した。

*1 芝浦工業大学大学院 工学研究科建設工学専攻 (正会員)

*2 芝浦工業大学准教授 工学部建築学科 博士 (工学) (正会員)

*3 芝浦工業大学大学院 工学研究科建設工学専攻 (会員外)

表-2 材料特性 (コンクリート)

試験体	梁 $F_c=60$				柱 $F_c=27$			
	圧縮強度 (N/mm^2)	割線剛性 (kN/mm^2)	割裂引張強度 (N/mm^2)	圧縮強度時歪 (%)	圧縮強度 (N/mm^2)	割線剛性 (kN/mm^2)	割裂引張強度 (N/mm^2)	圧縮強度時歪 (%)
H2	64.5	34.48	3.92	0.203	36.6	28.9	3.58	0.180
H3	65.6	34.51	3.92	0.206	36.6	28.8	3.60	0.180
R3	67.0	34.56	3.92	0.209	36.6	28.6	3.63	0.180
R4	68.6	34.61	3.92	0.214	36.6	28.5	3.66	0.180

表-3 材料特性 (鉄筋)

	降伏強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	降伏歪 (μ)
D36(SBPR980)	1136.4	201.9	7641
D13(SD345)	376.0	168.7	2229
D25(SD685)	730.3	169.8	4966
D10(SD345)	384.2	176.5	2177
D10(KSS785)	1009.7	181.1	7579

表-4 導入張力一覧

試験体	導入時			実験前			
	PC鋼棒・上 (kN)	PC鋼棒・下 (kN)	導入張力 (kN)	PC鋼棒・上 (kN)	PC鋼棒・下 (kN)	導入張力 (kN)	減少率(%)
H2	585	512	1097	475	496	970	11.6
H3	589	560	1149	471	510	980	14.7
R3 _{ew}	604	548	1152	533	537	1070	7.1
R3 _{ns}	597	571	1168	557	516	1073	8.1
R4 _{ew}	598	535	1133	451	454	906	20.0
R4 _{ns}	581	563	1144	557	516	1073	6.2

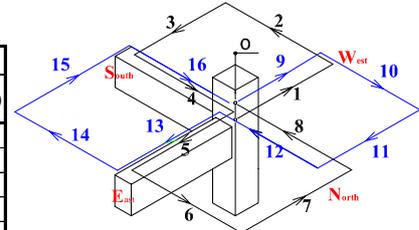


図-2 加力パス (立体試験体)

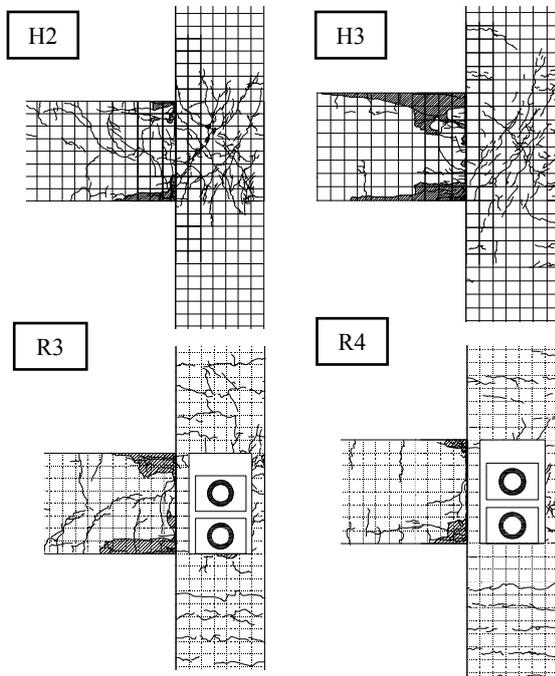


図-3 破壊状況 (R=0.04rad. 時)

2.2 実験方法

実験は首都大学東京の大型実験棟にて行った。試験体の両梁端はローラー支持、下柱はピン支持で、上柱加力点に3基のジャッキを取り付け、柱に一定圧縮軸力(軸力比0.13)を与えた後に、水平方向に正負交番繰返し载荷を行う。水平力は層間変形角Rにより制御し、平面試験体は東西にR=1/400rad.を1サイクル、1/200、1/100、1/50rad.を各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、耐力低下の見られなかった方向に押し切りとした。立体隅柱試験体は図-2に示すように柱頭加力点の描く軌跡が田の字形となるように载荷を行った。ただし、最初の1サイクルは西→東→南→北へそれぞれ1/400rad.ずつ1方向载荷を行った。その後、田の字载荷として、1/200、1/100、1/50rad.を各2サ

イクルずつ、1/33および1/25rad.を1サイクル行った。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

図-3に破壊状況を示す。平面試験体H2ではR=1/200rad.に接合部中央にせん断ひび割れが生じて、その後ひび割れ幅は拡大してR=1/50rad.から接合部表面のコンクリートの圧壊および剥離が生じた。R=1/29rad.時に、梁のPC鋼棒が危険断面位置で降伏歪に達した。試験体H3はR=1/200rad.に接合部中央にせん断ひび割れが生じたがR=1/100rad.以降は梁のコンクリートの圧壊が顕著であり、接合部域に入ったせん断ひび割れは試験体H2ほど拡大しなかった。PC鋼棒は降伏歪に達していない。立体試験体R3、R4は共にR=1/100rad.以降の梁のコンクリートの圧壊が顕著であった。大変形時には2軸の圧縮および引張を受ける柱の隅角部で圧壊が生じた。PC鋼棒は立体試験体R3ではR=1/33rad.に、危険断面位置で降伏歪に達した。立体試験体R4は降伏歪に達していない。全試験体で柱主筋は降伏歪に達していない。

3.2 変形成分

図-5にピーク時の各試験体の各部材の変形成分の推移を示す。変形成分は図-4に示すように柱・梁・接合部の変位を変位計により測定した値を用いる。赤線は最大層せん断力時である。試験体H2では全体に占める梁の変形が大きい、最大層せん断力時以降で接合部の変形の割合が増加している。試験体H3、R3、R4においては梁の変形成分の割合が他の変形成分に対して大きい。

試験体H2はR=1/29rad.でPC鋼棒が降伏したが、最大耐力以降に接合部の変形が増大していることから梁PC鋼棒曲げ降伏後の接合部せん断破壊と判断した。試験体H3はR=1/100rad.以降で梁端部の圧壊が顕著であり、変形の割合からも梁の変形が大きいことから梁端部のコンクリートの曲げ圧縮破壊と判断した。試験体R3はR=1/100rad.の梁の圧壊後にR=1/33rad.でPC鋼棒が降伏

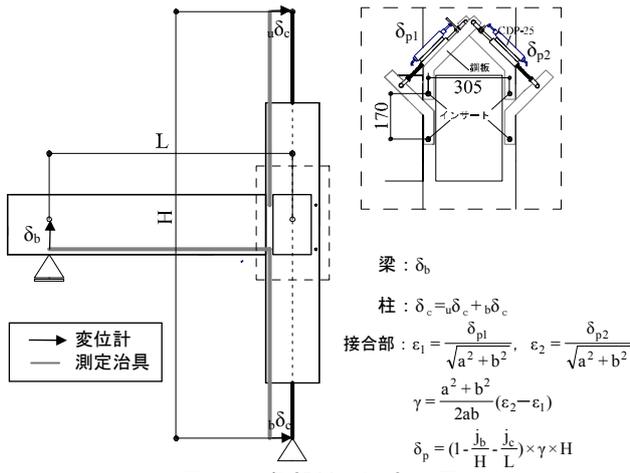


図-4 各部材の測定位置

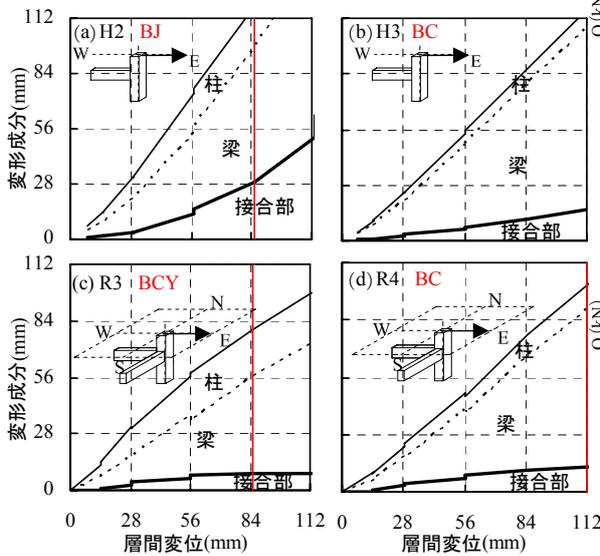


図-5 変形成分

歪に達しており、変形成分の割合からも梁の変形の割合が大きいことから梁端部圧縮破壊先行の PC 鋼棒降伏と判断した。試験体 R4 は破壊状況と変形成分の割合から梁端部の曲げ圧縮破壊と判断した。

3.3 層せん断力-層間変形角関係

図-6 に層せん断力-層間変形角関係を示す。層せん断力は架構全体の水平耐力であり、梁のせん断力より算出した。図中の●は正負方向それぞれの最大層せん断力を、□は梁端部のコンクリートの圧壊時を、×は梁 PC 鋼棒の降伏を示す。表-5 に各方向の最大層せん断力の一覧を示す。図中の点線が接合部せん断耐力の計算値⁴⁾、一点鎖線がボンド試験から打破梁曲げ降伏耐力⁶⁾、アンボンド試験体は梁の曲げ圧壊の計算値⁴⁾である。全試験体で正負の最大層せん断力時での層間変形角は異なっている。これは梁の PC 鋼棒が非対称に配筋されていることが原因であると考えられる。平面試験体、立体試験体ともにアンボンド試験体に対してボンド試験体の方が最大層せん断力は大きい。平面試験体では正側で 45%、負側で 12% 増大しており、立体試験体では正側で 28~

表-5 最大層せん断力一覧

試験体	破壊形式	正		負	
		R(rad.)	Q _{max} (kN)	R(rad.)	Q _{max} (kN)
H2	BJ	0.039	92.6	-0.030	-151.6
H3	BC	0.013	63.7	-0.057	-134.4
R3	EW BCY	0.020	92.3	-0.030	-154.5
	NS BCY	0.030	151.9	-0.030	-92.6
R4	EW BC	0.018	60.2	-0.040	-129.8
	NS BC	0.040	118.3	-0.030	-68.9

※破壊形式: BC-梁端部曲げ圧縮破壊 BCY-梁端部圧縮破壊先行の PC 鋼棒降伏 BJ-PC 鋼棒降伏後の接合部せん断破壊

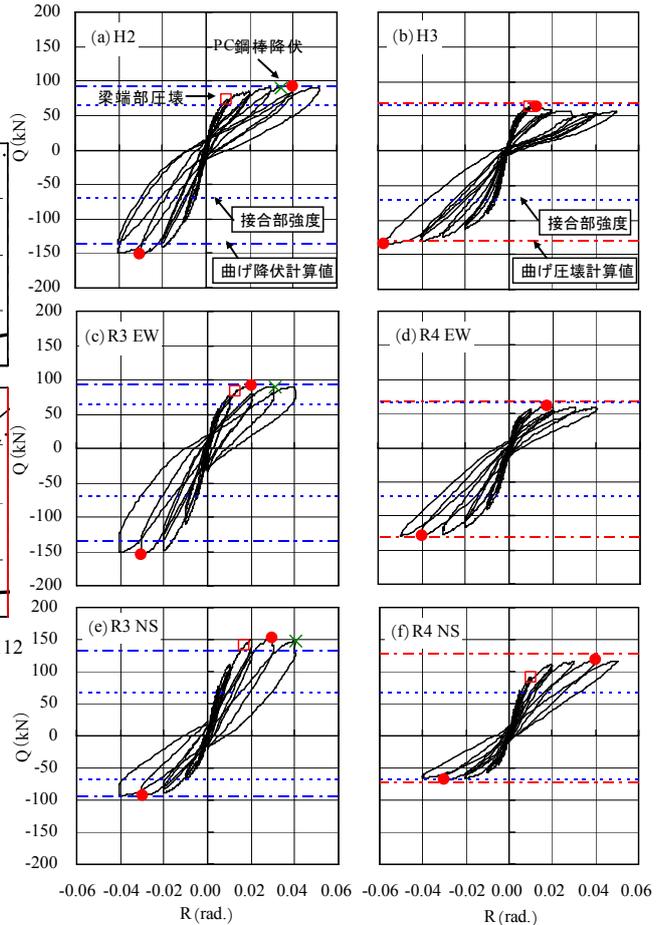


図-6 層せん断力-層間変形角関係

53%, 負側で 19~34% 増大している。ボンド試験体である H2 と R3, アンボンド試験体である H3 と R4 ではそれぞれ最大層せん断力に差が生じていない。これは梁曲げ破壊で耐力が決まっていることから文献¹⁾で見られたような直交梁を有することによる耐力の増大がなかったと考えられる。アンボンド試験体では、従来の PC 造のような原点指向性の高い履歴性状を示したが、ボンド試験体は、最初は原点指向性を示し、徐々に RC 造のような紡錘型の履歴性状となった。

4. 考察

4.1 梁端部の目開き量

圧着接合された柱と梁の接合面が変形の進展とともに

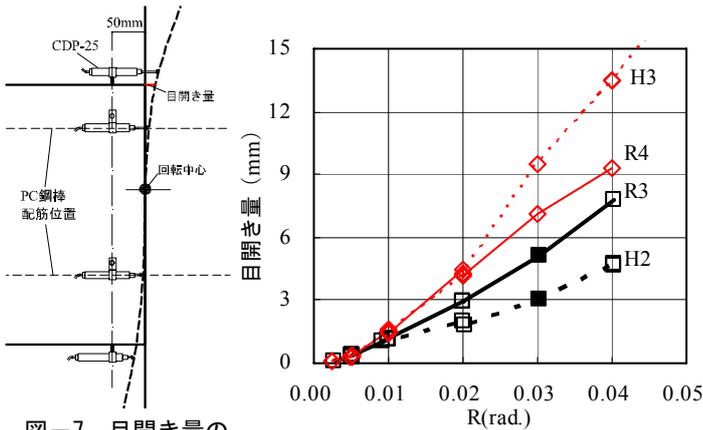


図-7 目開き量の測定方法

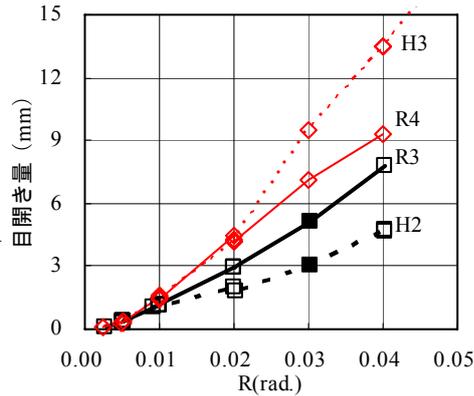


図-8 目開き量-層間変形角関係

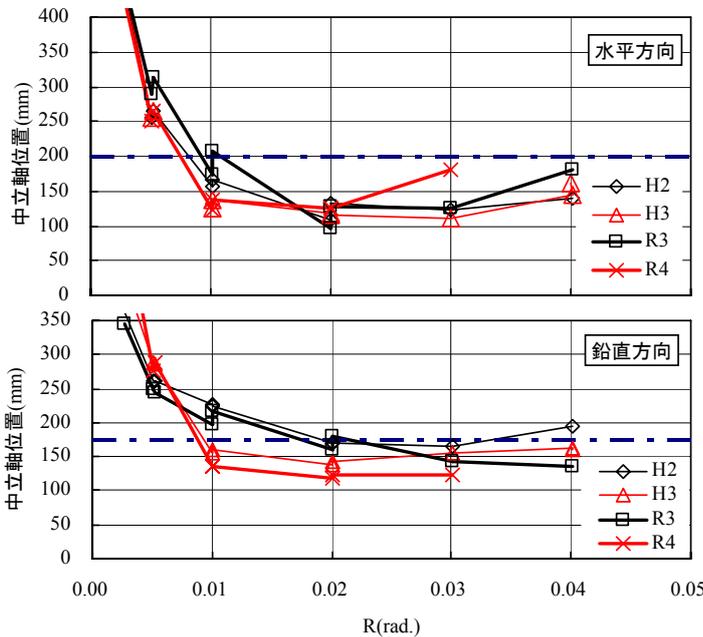


図-9 中立軸位置の推移

どのような性状を示すかを検討するため、図-7に示すように圧着部の目開き量を測定した。図-8に目開き量-層間変形角関係を示す。目開き量は梁端部の縁の離間距離である。塗り潰しは最大層せん断力時を示す。立体試験体R3に対してR4では、梁端部の圧縮破壊が生じたR=0.01rad.以降、目開き量が多少大きい差は微小である。平面試験体H2に対してH3の目開き量は増大している。アンボンド試験体では後述するように接合部入力せん断力は小さく、危険断面位置での目開きが大きく、接合部域に入ったせん断ひび割れがボンド試験体より拡張しなかったと考えられる。最終的に接合部が破壊した試験体H2では目開き量が最も小さい。これは試験体H2の全体の変形の割合に対して梁の変形の割合が小さいことから生じたものと考えられる。

4.2 中立軸位置の推移

図-9に中立軸位置-層間変形角関係を示す。図の下端から中立軸位置までの距離は圧縮域深さを表す。梁危

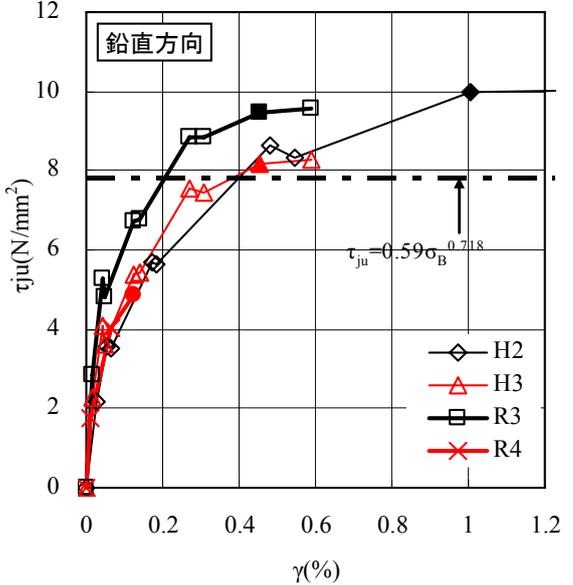
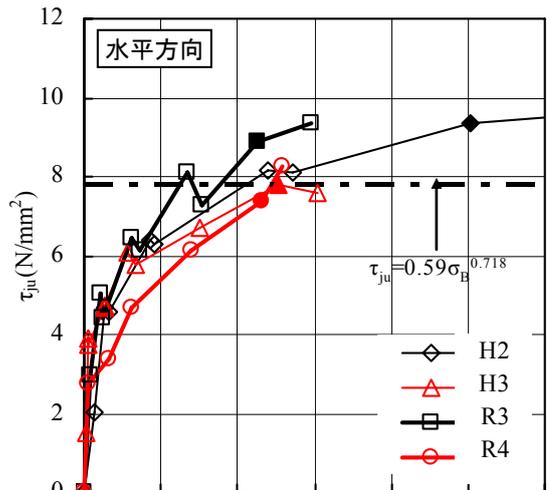


図-10 接合部入力せん断力の推移

険断面位置に貼付したコンクリートゲージは梁の損傷が大きく精度よく測定されなかったため、水平方向は測定された梁せん断力より梁危険断面位置での曲げモーメントと上下のPC鋼棒の応力を用いてコンクリート圧縮合力位置を求めた。梁端部の圧縮破壊が生じたR=0.01rad.以降、ボンド試験体に比べアンボンド試験体の目開き量が增大したが、それに伴い、アンボンド試験体では圧縮域深さも梁せいの1/2D未満に大きく変動し、その後、圧縮域深さは一定となっている。鉛直方向は測定された層せん断力より柱危険断面位置での曲げモーメントと柱主筋の応力を用いてコンクリート圧縮合力位置を求めた。水平方向と同様にアンボンド試験体ではボンド試験体に比べ、圧縮域深さは大きく変動し、その後の変形において、圧縮域深さはほぼ一定に推移した。

4.3 接合部入力せん断力

図-10に接合部入力せん断力-接合部せん断変形角関係を示す。図中の破線は文献⁴⁾のRCの接合部せん断

強度算定式によって求めた計算値であり、塗り潰しは最大層せん断力時を示す。水平方向において接合部入力せん断力の求め方は図-9に示すように危険断面位置でのコンクリート圧縮域が重なるので重複分を考慮して計算した。接合部のせん断抵抗断面積は文献⁴⁾に従った。接合部せん断変形角は測定した接合部の斜め変形から算出した。ボンド試験体では各接合部せん断変形角(γ)時で、文献¹⁾で示すようにアンボンド試験体に対してボンド試験体の接合部入力せん断力の方が上回った。また同様に、ボンド試験体は平面試験体に対して立体試験体は直交梁を有することによる拘束効果によって接合部入力せん断力が高い。梁PC鋼棒降伏後の接合部せん断破壊と判断した試験体H2はγ=1.7%時に最大となり計算値に対する実験値の比が1.26であった。鉛直方向において接合部入力せん断力の求め方は柱主筋の応力度および図-9で求めた中立軸位置から圧縮域深さを仮定し、接合部周囲の中心軸より左および右側の力の釣り合いより算出して平均したものである。水平方向と同様に、アンボンド試験体に対してボンド試験体の、ボンドの平面試験体に対して立体試験体の接合部入力せん断力が高い。

4.4 接合部パネルの力学性状

水平方向と鉛直方向の圧縮域深さおよび接合部入力せん断力からストラット幅および圧縮ストラットの合

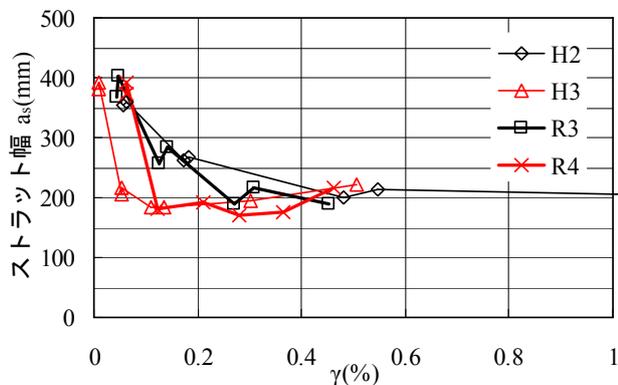


図-12 圧縮ストラット幅-接合部せん断変形関係

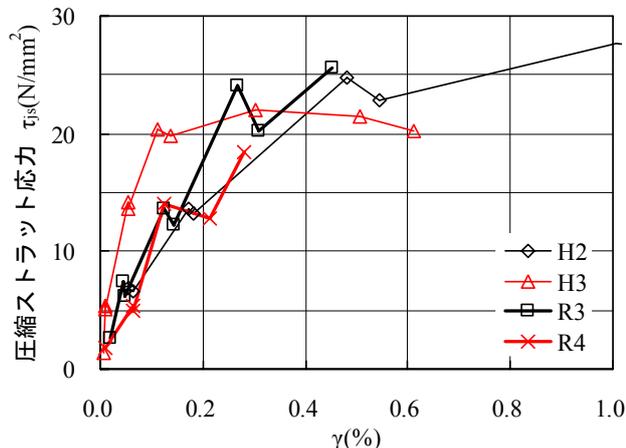


図-13 ストラット圧縮応力-接合部せん断変形関係

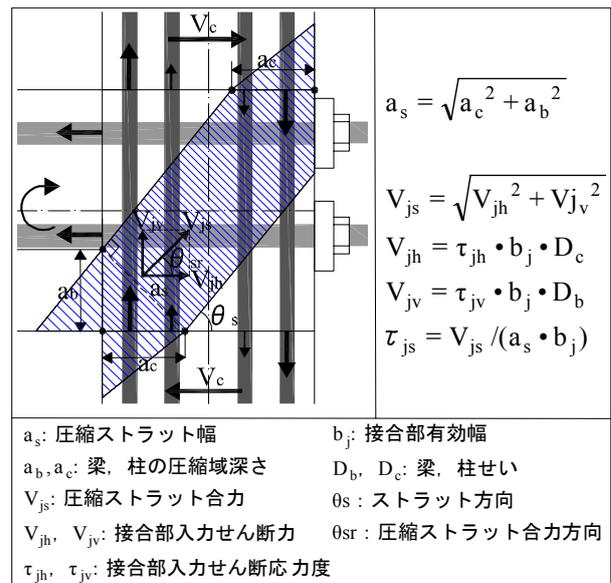


図-11 圧縮ストラットの算出法

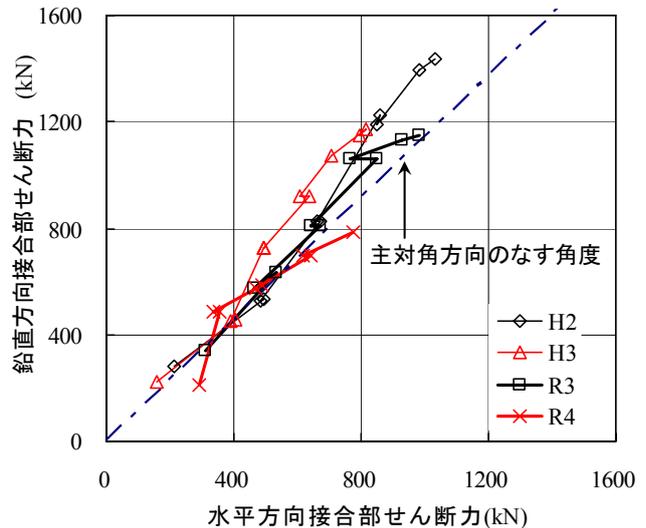


図-14 水平方向接合部せん断力-鉛直方向接合部せん断力関係

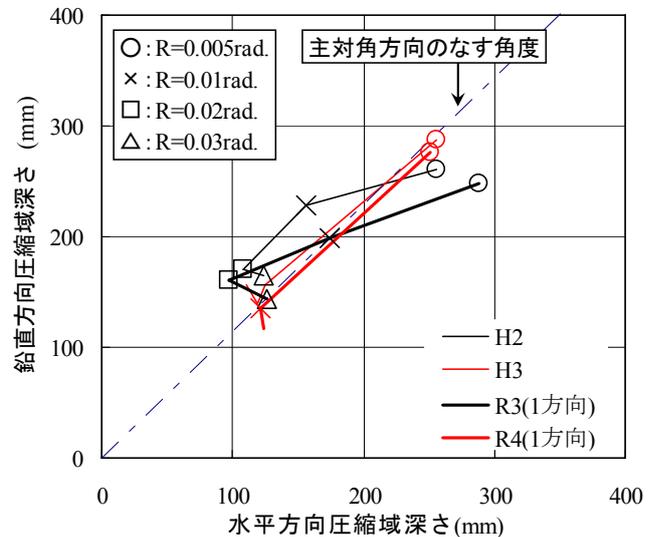


図-15 水平方向圧縮域深さ-鉛直方向圧縮域深さ関係

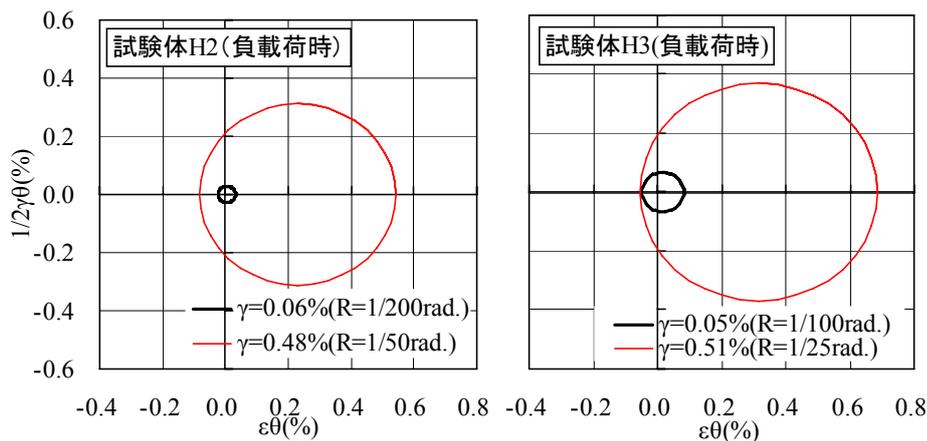


図-16 モールのひずみ円

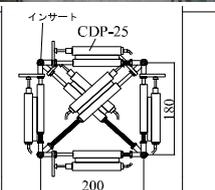


図-17 接合部パネルの測定位置

力を算出した。算出方法は図-11 に示す。図-12 に圧縮ストラット幅-接合部せん断変形角関係を、図-13 に圧縮ストラット応力度-接合部せん断変形角関係を示す。アンボンド試験体 H3 および R4 はボンド試験体 H2, R3 と比較すると圧縮ストラットの幅が狭い。早期から圧縮ストラットに応力が集中したことから、文献¹⁾でも示すように初期剛性に大きな差は見られないものの、変形が進むにつれ接合部入力せん断力はアンボンドの場合は一定に推移し、ボンドの場合と差が生じたものと考えられる。立体試験体と平面試験体は顕著な差は見られなかった。また、図-14 に水平方向接合部強度-鉛直方向接合部強度関係を、図-15 に水平方向圧縮域深さ-鉛直方向圧縮域深さ関係を示す。なす角度はそれぞれ圧縮ストラットの合力方向 θ_{sr} 、ストラット方向 θ_t を示すが、全試験体ともにそれぞれ一定して接合部パネル主対角方向 ($\theta=0.86$) に近い値を示した。

4.5 接合部パネルの変形状

図-16 に試験体 H2, H3 のモールのひずみ円を示す。これは接合部パネルの縦、横および斜めの変形を測定し、接合部パネルの平均的なひずみ状態を確認した。両試験体の接合部せん断変形角 γ が同程度である点を示す。測定位置については図-17 に示す。

ひずみ円の大きさが損傷度を示す。両試験体とも接合部に同程度のせん断変形角 γ が生じているにも関わらず、アンボンド試験体 H3 の損傷度の方が大きいことが確認できる。これは圧縮ストラットの幅が狭く、早期から圧縮ストラットの合力が集中していることに起因し、ボンド試験体 H2 に比べてアンボンド試験体 H3 のひずみ円が円の中心が引張側にシフトしていることから接合部パネルの膨張が顕著であったと考えられる。

5. まとめ

本研究において得られた知見を以下に示す。

(1) アンボンド試験体では接合部入力せん断力は小さく、危険断面での目開きが大きく、接合部域に入ったせん断

ひび割れがボンド試験体より拡張しなかった。

(2) 梁端部の圧縮破壊が生じた $R=0.01\text{rad.}$ 以降、平面試験体、立体試験体ともにボンド試験体に比べアンボンド試験体の目開き量が増大したが、それに伴い、アンボンド試験体では圧縮域深さも梁せいの $1/2D$ 未満に大きく変動し、その後の変形では圧縮域深さは一定となった。

(3) アンボンドはボンドと比較すると圧縮ストラットの幅が狭く、早期から圧縮ストラットの応力が集中し、一定となっているのが確認できる。そのため初期剛性に大きな差は見られないものの、変形が進むにつれ接合部入力せん断力に差が生じたものと考えられる。

参考文献

- 1) 足立幸多朗, 岸田慎司: 3 方向外力をうけるプレキャストプレストレストコンクリート圧着構法骨組の力学性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.30, No.3, pp313-318, 2008
- 2) 岸田慎司, 森山健作, 北山和宏, 西川孝夫: 梁付着性状変化させた RC 立体柱・梁接合部のせん断性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, vol.27, No.2, pp385-390, 2005
- 3) 舛田尚之, 北山和宏, 岸田慎司: 圧着接合された PCaPC 造立体柱梁接合部の地震時挙動, コンクリート工学年次報告集, vol.27, No.2, pp397-402, 2005
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証指針・同解説, 1999
- 5) 田中信也, 林静雄, 上村智彦: 鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部の接合部アスペクト比の変化に伴う接合部せん断挙動, コンクリート工学年次論文報告集, vol.27, No.2, pp391-396, 2005
- 6) 日本建築学会: プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 1998

謝辞

本研究に御協力を頂きました北山和宏先生(首都大学東京)をはじめ北山研究室の皆様にご意見を感謝します。