

論文 圧着接合されたプレストレスト・コンクリート十字形部分架構の復元力特性に関する研究

岸田 慎司^{*1}・北山 和宏^{*2}・森山 健作^{*3}・丸田 誠^{*4}

要旨：プレストレストコンクリート架構としての復元力特性を把握し，設計に必要な基礎データをを得ることを目的とし，プレキャストの鉄筋コンクリート柱と梁を PC 鋼材で梁にプレストレスを導入することによって圧着接合させた内柱・梁接合部試験体 6 体の静的正負交番繰り返し載加実験を行った．その結果，すべて試験体の梁の変形は，目地部の局所的な変形であり，付着のない試験体は最後まで高い原点指向性を示したが，付着のある試験体では，初めに原点指向性を示した後，徐々に RC 架構に近い紡錘型の履歴を示すようになった．

キーワード：プレストレスト・コンクリート，柱・梁接合部，圧着接合，復元力特性

1. はじめに

現場打ち部分がほとんどないプレキャスト・プレストレスト (PCaPC) 圧着工法はプレファブ化率が高く，工期・品質面で有効であると思われる．現在では，このような PCaPC 架構は，鉄筋コンクリート (RC) と比較すると変形が大きく，エネルギー吸収性能が少ないため，免震・制震装置との組み合わせにより設計を行っている．少しでも RC に近い性状の PCaPC 架構が可能となれば中低層に直接用いることができるため，本論文では PC 架構としての復元力特性を把握し，設計に必要な基礎データをを得ることも目的とした．

2. 実験概要

2.1 試験体の概要

図-1 に試験体の形状と寸法を示し，表-1 に試験体諸元を示す．試験体はプレキャスト圧着接合形式の平面骨組に水平力を加えた時の柱・梁の反曲点位置で切り出したものと考え，試設計建物 (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，十字型骨組

を対象とし，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，梁芯から上柱加力点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，梁は 4.3 である．梁は柱に圧着接合されており，油圧ジャッキを用いてプレストレス力を導入し，その後，シース管内にグラウトを注入した．

コンクリート設計基準強度 (60MPa) は共通

表-1 試験体諸元

試験体名	BNN1	WNN	BNU	BNN2	BHH1	BFH
PC 鋼材	2-D32 〔異形鋼棒〕	5-12.4A 〔より線〕		2-D32 〔異形鋼棒〕		
目地 モルタル	普通強度				高強度	ファイバー 混入
目地厚さ	20mm					100mm
グラウト材	普通強度		なし	普通強度		高強度
緊張力 /降伏強度	0.7			0.4		0.7
鋼材係数 ^{*1}	0.279	0.143	0.279			
【共通因子】 ・ 軸 力 937kN （軸力比=0.13）						
・ 柱・梁のコンクリート強度 60 MPa						
・ 梁主筋（組立て用） 4-D13（SD345） 引張り主筋比 0.28%						
・ 柱主筋 4-D32（SBPR 930/1080） 引張り主筋比 1.31%						
・ 接合部内補強筋 2-D10@100 2 組 横補強筋比 ^{*2} 0.31%						

*1 鋼材係数: $q = (a_y \cdot \sigma_y + a_{py} \cdot \sigma_{py}) / (bD \cdot \sigma_B)$, ここに, a_y : 普通鉄筋の断面積,
 σ_y : 普通鉄筋の降伏点, a_{py} : PC 鋼材の断面積, σ_{py} : PC 鋼材の降伏点,
 b : 断面の有効せい, D : 断面の幅, σ_B : コンクリートの圧縮強度

*2 補強筋比: $p_{pw} = \sum A_{pw} / (b_c \cdot j)$, ここに, b_c : 柱幅, j : 梁の上下 PC 鋼材の重心間距離,
 $\sum A_{pw}$: この区間の横補強筋断面積の総和

*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 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)

*3 東京都立大学大学院 工学研究科 建築学専攻

*4 鹿島建設技術研究所 建築技術研究部 構造・耐震グループ 博士 (工学) (正会員)

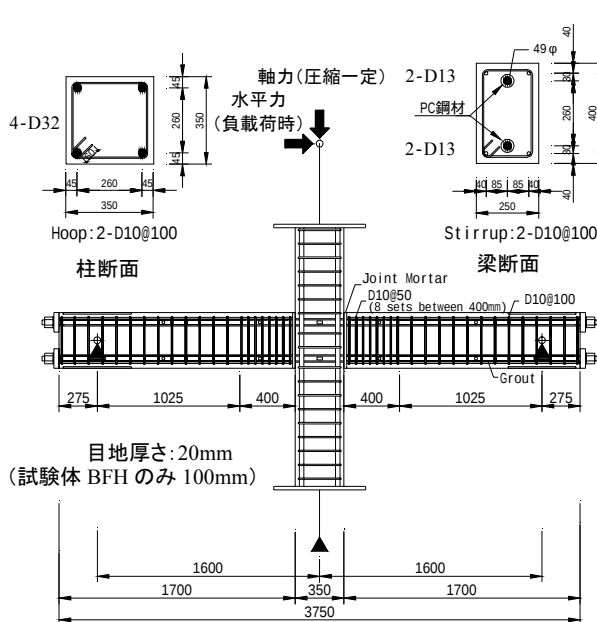


図-1 試験体形状および断面寸法

表-2 鉄筋の力学特性

	降伏強度 MPa	ヤング係数 GPa	降伏ひずみ %
梁PC D32	1014.4	195.1	0.720
鋼材* 5-12.4A	1794.8	22.0	1.017
柱主筋 D32	1014.4	195.1	0.720
横補強筋 D10	418.7	187.0	0.225

*試験体WNNはPC鋼より線: 5-12.4A,
他の試験体はPC鋼棒: D32

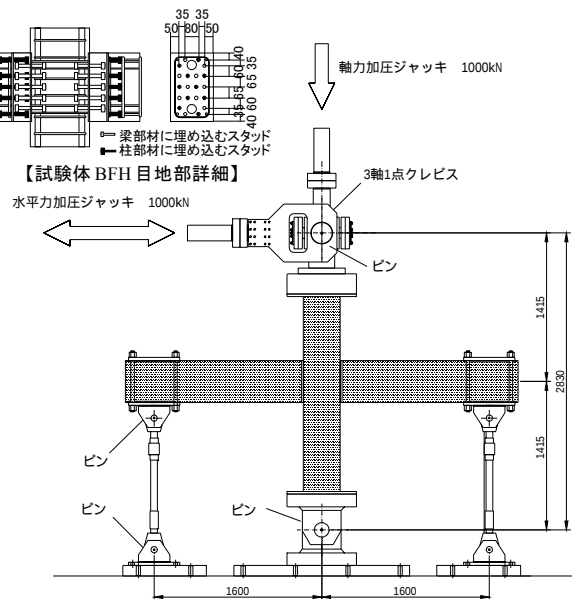


図-2 加力装置図

表-3 目地モルタル, グラウト材の力学特性

		目地モルタル			グラウト材			
		圧縮強度 MPa	割線剛性 GPa	割裂強度 MPa		圧縮強度 MPa	割線剛性 GPa	割裂強度 MPa
普通強度	BNN1	62.1	21.0	4.37	普通強度	51.1	13.2	1.79
	WNN	63.5	22.0	4.37		51.1	13.4	1.79
	BNU	64.9	22.0	4.37	－	－	－	
	BNN2	64.2	22.0	4.37	普通強度	51.4	13.7	1.79
高強度	BHH1	105.3	39.1	4.07	高強度	118.3	32.5	4.91
ファイバー	BFH	66.5	20.3	－		119.3	32.6	4.91

表-4 コンクリートの力学特性

コンクリート 設計強度	圧縮強度 MPa	強度時ひずみ %	割線剛性 GPa	割裂強度 MPa
BNN1	73.3	0.254	40.3	4.45
WNN	75.5	0.255	41.0	
BNU	76.6	0.258	41.1	
BNN2	76.1	0.256	41.0	
BHH1	77.2	0.260	41.1	
BFH	77.7	0.262	41.1	

とし、PC 鋼材種類、目地モルタル、グラウト材、
初期導入張力を実験要因とした。

試験体 BNN1 は基準試験体であり、鋼材に異形 PC 鋼棒を使用し、緊張力として PC 鋼材降伏強度の 0.7 倍のプレストレスト力を導入した。また、グラウト材および目地とも普通強度モルタルを用いた。試験体 WNN には PC 鋼より線を配し、試験体 BNU は、シース管内にグラウト材を充填しないアンボンド形式とした。試験体 BNN2 は、PC 鋼材の緊張力を長期荷重を支持できる程度を想定し、基準試験体 BNN1 の半分とした。試験体 BHH1 と BFH は、グラウト材に高強度モルタル、目地には高強度モルタル、あるいはファイバー混入モルタルを用いた。以上の試験体は梁曲げ降伏が先行するよう設計した。柱と梁の曲げ耐力比は 2.5 となった。使用した材料特性を表-2 から表-4 に示す。

2.2 実験方法

加力装置を図-2 に示す。試験体の両梁端はピ

ン・ローラ支持、下柱はピン支持とした。上柱加力点には三基のジャッキを取り付け、鉛直方向のジャッキで一定圧縮軸力を導入した後、加力方向と直交する水平面（南北）に取り付けたジャッキで面外変形を補正しつつ、水平方向（東西）のジャッキにより正負交番繰り返し载荷を行った。軸力は 937kN の一定として荷重制御、水平力は柱頭位置における層間変形角により制御した。正負交番加力を 1 サイクルとして、層間変形角 1/400 を 1 サイクル、1/200、1/100 を各 2 サイクル、1/66 を 1 サイクル、1/50 を 2 サイクル、1/33 を 1 サイクル、1/25 を 2 サイクルした後、正方向加力を押し切りとした。

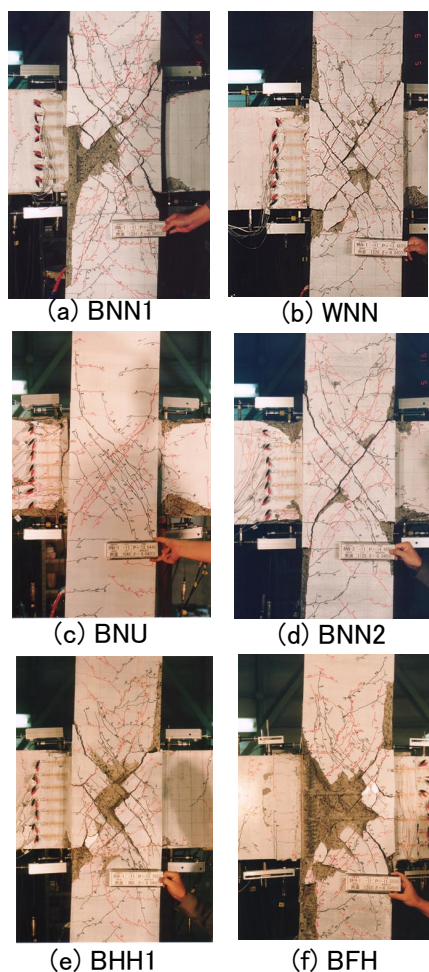


図-3 破壊状況

3. 実験結果

3.1 破壊性状

層間変形角 4%時の接合部パネル付近の破壊状況を図-3 に示す．全試験体で柱・梁に曲げひび割れ，接合部にせん断ひび割れが発生した．試験体 BNN1，BNN2，BHH1 および BFH においては梁の PC 鋼棒が降伏し，柱主筋は全ての試験体で降伏しなかった．また，全ての試験体で接合部横補強筋は層間変形角 1%の時に降伏した．試験体 BNU 以外は，接合部せん断ひび割れが大きく進展し，柱主筋の付着割裂ひび割れを伴って接合部のコンクリートが剥落した．試験体 BNU では，接合部せん断ひび割れ幅は拡大せず，梁付け根のコンクリートが激しく圧壊した．最終的な破壊形式は試験体 BNU と WNN は梁端部の曲げ圧縮破壊，試験体 BNN2 は梁端部の曲げ圧縮破壊先行後 PC 鋼材降伏，試験体 BNN1，BHH1，BFH は PC 鋼材曲げ降伏

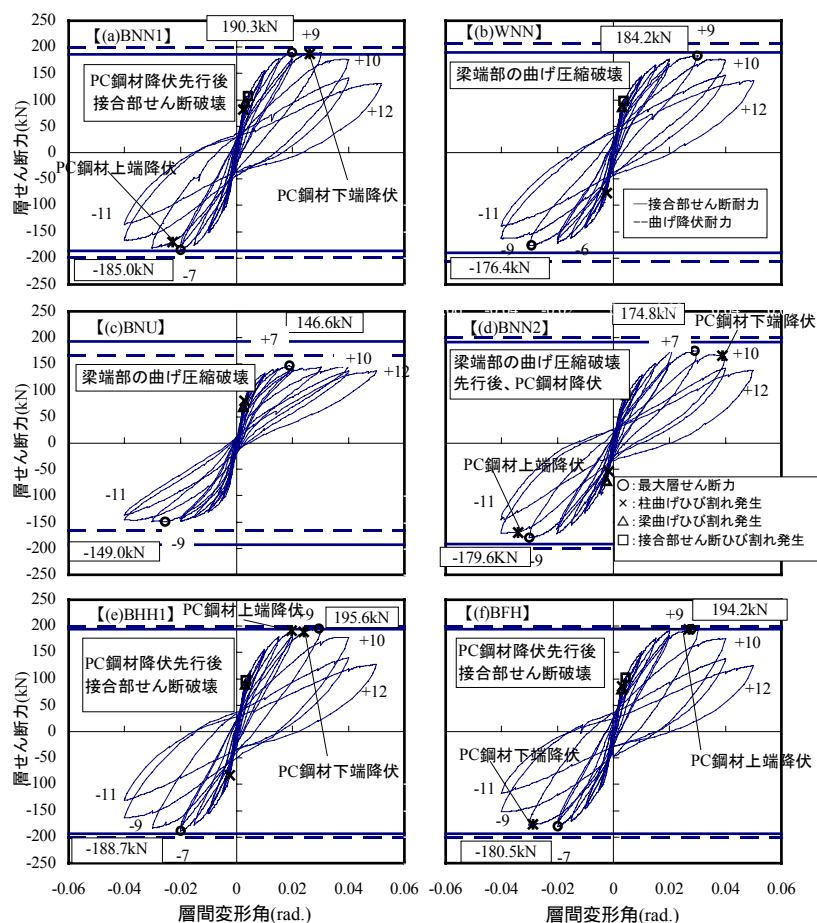


図-4 層せん断力 - 層間変形角の関係

先行後，接合部せん断破壊と判断した．

3.2 層せん断力 - 層間変形角関係

層せん断力-層間変形角関係を図-4 に示す．各図に柱・梁の曲げひび割れ，接合部せん断ひび割れが発生した点および PC 鋼材の降伏点を示し，接合部せん断耐力の計算値を実線，曲げ耐力の計算値を点線で表す．接合部せん断耐力は，文献[1]から求め，アンボンド試験体 BNU を除く 5 体の曲げ降伏耐力は平面保持を仮定した断面解析により算定した．アンボンドの場合にはひずみ適合係数 F 値 ($=0.2$) を用いた[6]．最大層せん断力は試験体 BNN1 では層間変形角が 2%，その他の試験体では 3%の時に達した．試験体 BNU を除く他の試験体においては，最大層せん断力に達した後，徐々に層せん断力は低下した．曲げ降伏が先行した試験体 BNN1，BHH1 および BFH の最大層せん断力は曲げ降伏耐力の計算値と一致した．付着のない試験体 BNU は，従来の PC 架構のように原点指向性の

高い復元力特性を示した。その他の試験体は、最初は原点指向性を示すが、徐々に紡錘型の履歴を示し、RC 架構の履歴性状に近くなった。

3.3 変形成分

柱、梁および接合部の変形が層間変位に占める割合を図-5 に示す。横軸は直接測定した層間変位である。各成分とも測定値を用いたため、それらの和は直接測定した層間変位とは必ずしも一致せず、若干の誤差を含む。どの試験体においても梁と接合部の変形割合が大きく、特に試験体 BNU の梁の変形割合は全体の 6 割以上あった。試験体 BNN1、BHH1 および BFH においては層間変形角 3%まで同じような推移を示し、その後、接合部の変形成分が増加しており、破壊性状と一致した。

圧着部の変形性状を把握する目的で最大層せん断力時の梁のたわみに占める梁付根領域の変形割合を図-6 に示す。危険断面から目地部を含む 1/8D (D:梁の全せい)の要素 1 の変形成分を網掛けで示し、危険断面から 5/8D の要素 2 の変形成分を白で示した。目地モルタルの種類による顕著な違いは見られなかったが、目地部にファイバーモルタルを使用した試験体 BFH においては、要素 1 が層間変形角 1%以降一定になっていた。全試験体において、梁の変形は殆どが目地部の局所的な曲げ変形であった。

3.4 PC 鋼材の張力推移

プレストレス導入後、コンクリートのクリープ等の影響によるプレストレス損失をプレストレス導入直後と実験開始直前の PC 鋼材の応力度 (鋼材のひずみデータから求めた) から検討する。表-5 に各試験体の導入直後と実験開始時の PC 鋼材の平均応力度と減少率を示す。いずれの試験体も実験開始まで 80 日以上経っており、13%から 22%のプレストレス損失が生じた。

4. 実験結果の検討

本論でこれ以降に用いる PC 鋼材の応力度は、図-7 のように材料実験した PC 鋼材の応力 - ひずみ関係を 6 折れ線にモデル化して、該当位置

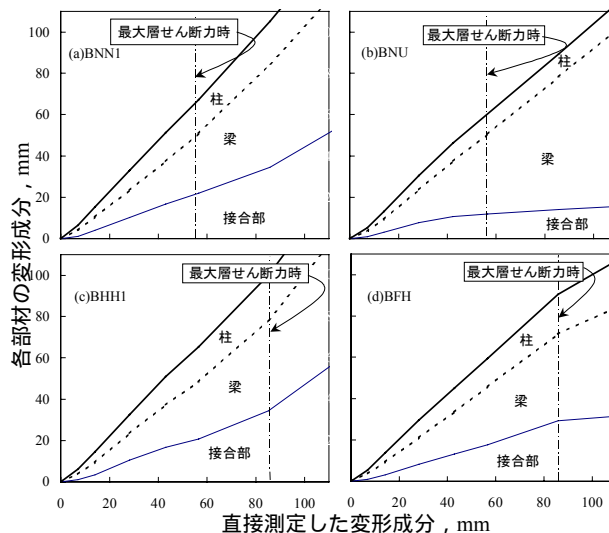


図-5 各部材の変形の割合

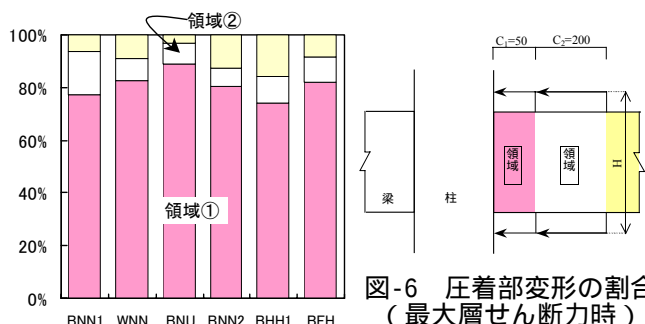


図-6 圧着部変形の割合 (最大層せん断力時)

表-5 鋼材の導入張力

試験体名	プレストレス導入時(材齢:26日)			実験開始直前				減少率 (%)
	Tt (N/mm ²)	Tb (N/mm ²)	Pe (kN)	Date (日)	Tt (N/mm ²)	Tb (N/mm ²)	Pe (kN)	
BNN1	678	706	1099	105	570	539	881	-19.8
WNN	1008	990	928	119	-	-	-	-(*)
BNU	669	795	1163	133	578	567	910	-21.8
BNN2	351	369	571	126	290	291	462	-19.2
BHH1	649	642	1026	140	557	537	870	-15.2
BFH	641	631	1010	147	531	460	787	-22.1

(*) 実験開始前にひずみがうまく測定されていないのでデータを削除した
Tt: 上側のPC鋼棒応力度, Tb: 下側のPC鋼棒応力度, Pe: プレストレス力,
Date: PC張力導入後の日数

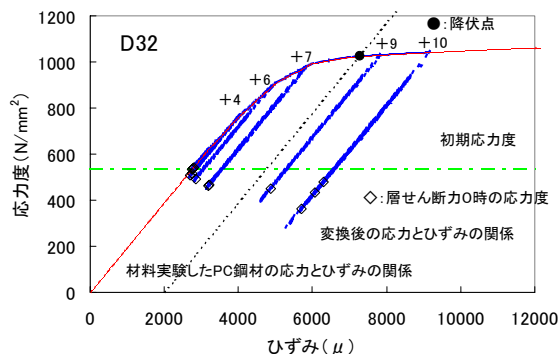


図-7 PC 鋼材のモデル化

に貼付したひずみゲージの出力を応力変換することによって求めたものを使用する。図-7 には接合部内のひずみを応力変換した一例を示す。図中 は層せん断力ゼロ時の応力度で、どのサイクルにおいても初期応力よりも小さくなった。

4.1 各種計算値との比較

表-6 に実験結果を示す．曲げひび割れ耐力，曲げ降伏耐力および曲げ終局耐力は平面保持を仮定した断面解析により算定した．曲げひび割れ耐力は引張縁のコンクリート応力度が引張強度に達したときに生じると考え，曲げ降伏耐力は PC 鋼材が降伏応力度に達したときで，曲げ終局耐力は圧縮縁コンクリートのひずみがコンクリート圧縮強度時ひずみに達したときとした．

接合部せん断ひび割れ強度は文献[6]のプレストレスと柱軸力による圧縮応力度を考慮した主応力度式により算定した．

柱，梁の曲げひび割れ発生荷重は文献[2]による計算値との適応が良いが，梁の曲げ解析値の適合性がよくない．PC 鋼材降伏時の解析値は実験値との適合性がよい．終局時には，変動係数が 10%と精度が高い．接合部せん断ひび割れ発生荷重は全試験体において実験値が計算値を下回った．

4.2 接合部せん断力

図-8 に各試験体の接合部入力せん断力と接合部せん断変形角関係の包絡線を示す．ここで，接合部入力せん断力 V_{jh} は図-9 に示す定義に従い，PC 鋼材の応力を用いて次式で求めた．

$$V_{jh} = P_{t1} + P_{b2} - V_c \quad (1)$$

ここで， P_{t1} ， P_{t2} は上端の PC 鋼材の引張力 (kN)， P_{b1} ， P_{b2} は下端の PC 鋼材の引張力 (kN)， C_{c1} ， C_{c2} はコンクリート圧縮合力

(kN)， V_c は柱のせん断力 (kN) である．

試験体 BHH1 の接合部入力せん断力は接合部せん断変形角が 1%の時で最大となり，その後は一定になり，試験体 BFH では 1.5%時に最大となりその後は低下した．試験体 BNN1 ではせん断変形角 2%を超えて最大となった．試験体 BNU と BNN2 は接合部入力せん断力が接合部

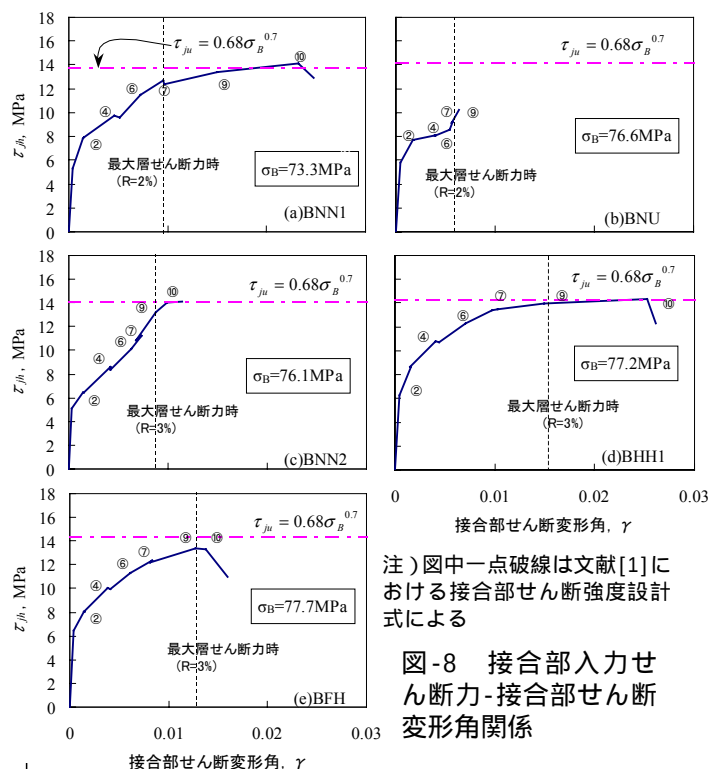
表-6 実験結果の一覧

Test Unit	Beam					Column				
	$Q_{cr\text{ cal1}}$ kN	$Q_{cr\text{ cal2}}$ kN	$Q_{cr\text{ exp}}$ kN	$Q_{cr\text{ exp}}/Q_{cr\text{ cal1}}$	$Q_{cr\text{ exp}}/Q_{cr\text{ cal2}}$	$Q_{cr\text{ cal1}}$ kN	$Q_{cr\text{ cal2}}$ kN	$Q_{cr\text{ exp}}$ kN	$Q_{cr\text{ exp}}/Q_{cr\text{ cal1}}$	$Q_{cr\text{ exp}}/Q_{cr\text{ cal2}}$
BNN1	91.8	73.4	96.3	1.05	1.31	74.4	79.6	81.7	1.10	1.03
WNN	75.0	54.5	86.9	1.16	1.59	75.3	79.5	75.9	1.01	0.95
BNU	95.4	73.1	69.1	0.72	0.94	75.2	79.6	79.8	1.06	1.00
BNN2	71.4	50.8	71.2	1.00	1.40	75.5	79.5	53.6	0.71	0.67
BHH1	93.6	75.3	89.1	0.95	1.18	75.4	79.6	83.1	1.10	1.04
BFH	89.6	71.3	85.0	0.95	1.19	75.6	79.6	85.0	1.12	1.07

Test Unit	降伏時			終局時			Joint		
	$Q_{y\text{ cal}}$ kN	$Q_{y\text{ exp}}$ kN	$Q_{y\text{ exp}}/Q_{y\text{ cal}}$	$Q_{u\text{ cal}}$ kN	$Q_{u\text{ exp}}$ kN	$Q_{u\text{ exp}}/Q_{u\text{ cal}}$	$Q_{j\text{ cal}}$ kN	$Q_{j\text{ exp}}$ kN	$Q_{j\text{ exp}}/Q_{j\text{ cal}}$
BNN1	190.2	187.3	0.985	201.9	190.3	0.943	141.8	107.1	0.76
WNN	203.6	-	-	207.5	184.2	0.888	125.7	98.4	0.78
BNU	199.1	-	-	162.1	149.0	0.919	142.5	107.1	0.75
BNN2	194.1	166.3	0.857	200.5	179.6	0.896	121.9	90.8	0.74
BHH1	191.9	190.8	0.994	203.1	195.6	0.963	141.1	97.3	0.69
BFH	193.2	193.3	1.001	203.0	194.2	0.957	137.4	102.3	0.74

$Q_{cr\text{ cal1}}$ ：文献[2]による曲げひび割れモーメントより計算， $Q_{cr\text{ cal2}}$ ：曲げ解析による各部材曲げひび割れ発生時荷重

$Q_{y\text{ cal}}$ ：曲げ解析による降伏時荷重， $Q_{u\text{ cal}}$ ：曲げ解析結果による終局時荷重， $Q_{j\text{ cal}}$ ：文献[6]によるせん断ひび割れ発生荷重



注) 図中一点破線は文献[1]における接合部せん断強度設計式による

図-8 接合部入力せん断力-接合部せん断変形角関係

表-7 接合部せん断応力度比

		BNN1	BNU	BNN2	BHH1	BFH
正	τ_j/σ_B	0.18	0.15	0.19	0.18	0.18
	τ_j/F_j	0.80	0.69	0.87	0.85	0.82
負	τ_j/σ_B	0.19	0.13	0.19	0.19	0.18
	τ_j/F_j	0.87	0.61	0.85	0.86	0.83

せん断変形角の増加に伴い上昇した．表-7 は各試験体の最大接合部入力せん断力時における接合部せん断応力度をコンクリート強度に対する比で示した． F_j は文献[1]により， $F_j = 0.8\sigma_B^{0.7}$ である．最終的に接合部破壊しなかった試験体 BNU の接合部せん断応力度比は小さな値であったが，他の試験体は靱性指針の規定とほぼ同

じ値であった。

4.3 各特性点の予測と結果

復元力特性のスケルトンカーブを推定するために既往の方法と実験値とを図-10で比較した。実験値を点線で示している。柱および梁の危険断面で囲まれる部分を接合部パネルと定義し、柱、梁部材は線材に置換する。柱、梁部材ともにパネル面で固定された片持ち梁として変形を計算する。層間変位は柱、梁の曲げ・せん断変形成分およびパネル部分のせん断変形成分の和として求めた。(1)初期剛性は鋼材を考慮した等価断面2次モーメントを用いて弾性理論から計算した[5]。(2)曲げひび割れモーメントを求める際、コンクリートの曲げ引張強度は文献[2]によった。(3)曲げ降伏モーメント(M_u)は鋼材の降伏時とした。(4)降伏点剛性は二通り仮定した。方法1:文献[3]により降伏点割線剛性の初期剛性に対する比(剛性低下率)を計算し上記の M_u に相当する点に対する降伏点剛性を求めた。梁の剛性低下率を計算する際、梁に導入されているプレストレス力を軸力として算入した。方法2:文献[4]の降伏変形を構成する4つの成分の和として求めた。(5)文献[1]によりコンクリート弾性係数 E_c に実験値を使用することによりせん断弾性剛性を算定できる。(6)接合部斜めひび割れ後の弾性剛性は文献[1]より求めた。

初期剛性、曲げひび割れ荷重、降伏時の荷重については推定値と実験値がほぼ適合した。降伏時変形について、方法1では実験値よりも小さく、方法2では梁曲げ降伏後に接合部せん断破壊した試験体においてほぼ実験値と一致した。しかし、降伏点剛性においては、両方法とも実験値と大幅に違った。降伏剛性が若干小さいものの方法2が適合性の良いことが判った。

5. まとめ

(1)付着のない試験体は、従来のPC架構のように原点指向性の高い復元力特性を示したが、

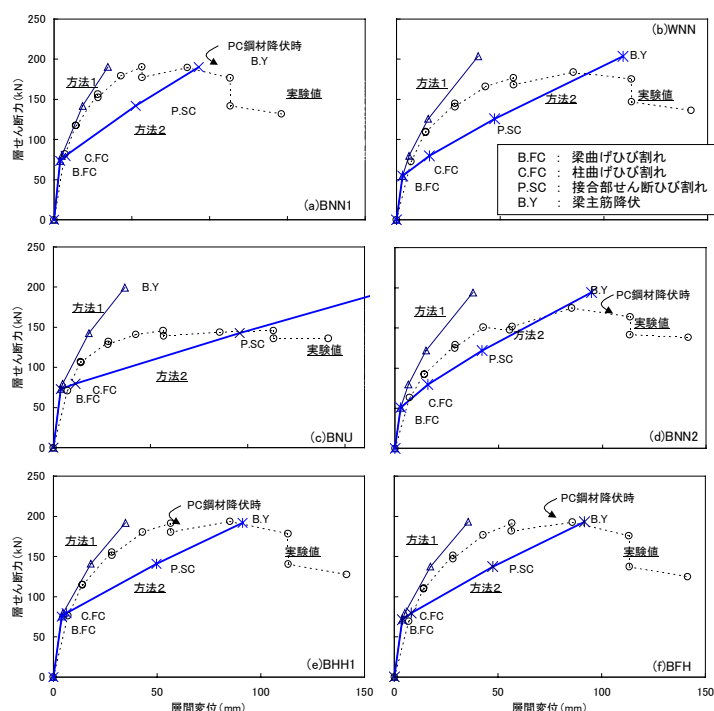


図-10 復元力特性の比較

他の試験体は初めに原点指向性を示した後、徐々に紡錘型の履歴に変化した。

- (2)全試験体において、梁の変形は殆どが目地部の局所的な曲げ変形であった。
- (3)初期剛性、曲げひび割れ・降伏時の荷重は推定値と実験値がほぼ適合した。降伏点剛性について、方法1では推定値が実験値を過大評価し、方法2では過小評価した。
- (4)PC 鋼材降伏時の曲げ解析による曲げ降伏強度は実験値との適合性がよく、接合部せん断ひび割れ発生荷重は全試験体において実験値が計算値を下回った。

謝 辞 本研究は、鹿島建設(株)との共同研究であり、共同研究者である、木村暁子氏に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 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
- 2) 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
- 3) 菅野俊介:鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究, コンクリートジャーナル, Vol.11, No.2, pp.1~9, 1973.2
- 4) 日本建築防災協会:2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説
- 5) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999
- 6) 日本建築学会:プレストレスト(鉄筋)コンクリート構造部材の設計法, 2000