

# ポルトランドセメントを使用しない超低収縮・高強度コンクリートのアンボンド PCaPC 構造への適用に向けた一連の構造実験

## A Series of Structural Experiments on the Application of Ultra-low Shrinkage and High Strength Concrete without Portland Cement to Unbonded PCaPC Structures

R&Dセンター	下平 悠夏	HARUKA SHIMODAIRA
R&Dセンター	田野 健治	KENJI TANO
R&Dセンター	松永 健太郎	KENTARO MATSUNAGA
R&Dセンター	新上 浩	HIROSHI SHINJO
R&Dセンター	峯 竜一郎	RYUICHIRO MINE
R&Dセンター	松田 拓	TAKU MATSUDA

柱および桁行方向の梁をアンボンド PC 造とし、梁間方向の梁を鉄骨造とした架構を想定した部分架構実験を合計 4 種類実施した。各実験のパラメータはコンクリート材料とし、ポルトランドセメントを使用しない超低収縮・高強度コンクリートと、圧縮強度が同程度のセメントを使用した高強度コンクリートの 2 種類とした。一連の構造実験により、各コンクリート材料のヤング係数と圧縮強度の違いを考慮することで、既往の評価方法を用いて初期剛性および最大耐力の評価が可能であることが確認できた。

**キーワード：**アンボンド、プレキャスト、圧着、鋼繊維、ひび割れ、柱梁接合部

Four types of structural experiments were conducted assuming a frame with columns and beams in the ridge direction made of unbonded PC and beams in the other direction made of steel. The parameters of each experiment were concrete materials, and two types were used: ultra-low shrinkage and high strength concrete without portland cement, and high strength concrete using cement with similar compressive strength. Through a series of structural experiments, it was confirmed that the initial stiffness and maximum strength can be evaluated using the conventional evaluation methods by considering the difference in Young's modulus and compressive strength of each concrete material.

**Key Words:** Unbonded, Precast, Assembled, Steel fiber, Crack, Column-beam joint

### 1. はじめに

アンボンド PC 構造は、高い復元性により地震時の部材の損傷を大きく抑制でき、建物の長寿命化に資することができる構造である。将来的には、環境負荷低減に配慮して、プレキャスト部材をリユースすることによる CO<sub>2</sub> 排出量の削減も可能である。アンボンド PC 構造は今後注目されると思われるが、柱をアンボンド PC 構造とした柱梁接合部の研究例は過去にほとんどない。

また、筆者らはポルトランドセメント（以下、セメントと記す）を使用しない条件においても製造可能な超低収縮・高強度コンクリート（以下、サスティンクリー

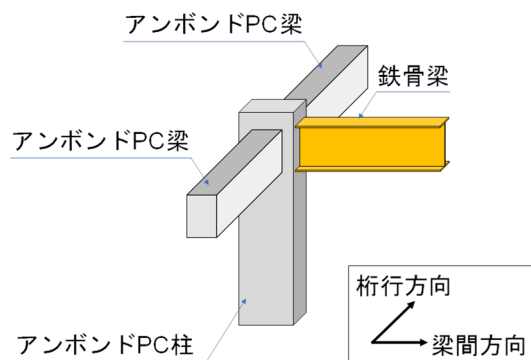


図-1 想定する架構

表-1 STC-RDC の材料構成

W/B (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )									
	W	B					FNS	HG	PP <sup>*1</sup>	sf <sup>*1</sup>
		BF4A	FA	SF	EX					
15	130	867	466	254	127	20	909	526	3	80

ここで、W：水、B：混和剤、BF4A：高炉スラグ、FA：フライアッシュ（1種）、SF：シリカフェーム、EX：膨張材、FNS：細骨材（フェロニッケルスラグ）、HG：粗骨材（硬質砂岩砕石）、PP：ポリプロピレン繊維、sf：鋼繊維

※1 体積外割で混入

表-2 鋼繊維諸元

繊維	長さ [mm]	直径 [mm]	引張強度 [N/mm <sup>2</sup> ]
鋼繊維	30	0.62	1,080

表-3 PP 繊維諸元

繊維	長さ [mm]	直径 [μm]	引張強度 [cN/dtex]
PP 繊維	2	18	2.6~3.5

表-4 試験体一覧（T 型接合部実験）

試験体名称	コンクリート	柱					梁					接合部 せん断補強筋	
		断面 (mm)	PC 鋼棒	$P_e$ (kN/本)	主筋	帯筋	断面 (mm)	PC 鋼棒	$P_e$ (kN/本)	主筋	あばら筋		接合筋
T-c	CON	470 × 330	6-φ19	185	8-D13	2-D6 @50	250 × 350	2-φ23	215	4-D10	2-D6 @100	1-D13	2-D6 @50
T-s	STC-RDC			186					218				

表-5 コンクリートとモルタルの材料試験結果（T 型接合部実験）

材料名称	梁および柱			目地モルタル		
	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
CON	60.6	35,000	3.70	119	35,700	5.05
STC-RDC	77.4	48,500	5.08	120	37,600	5.70

トまたは STC と記す) <sup>1)</sup> の開発を進めている。STC は収縮・クリープの原因となる自由水量を減らすことを目的に、単位水量を極力低減しかつ低水結合材比とする点に特徴がある。この水結合材比の低下により懸念される自己収縮の増大については、フェロニッケルスラグ細骨材 (FNS) 等の自己収縮低減効果の高い細骨材を採用することで解決している。本報告においては、STC のうちセメントを使用しない調合のコンクリート (STC-RDC) のアンボンド PC 構造への適用性について、圧縮強度が同程度のセメントを使用した一般的な高強度コンクリート (以下、CON と記す) と比較し検討した。製造時の CO<sub>2</sub> 排出量が一般のコンクリートに比べて 30% と少ない STC-RDC をアンボンド PC 構造へ適用し、さらに部材をリユースすることで、建物建設初期からライフサイクルまでの CO<sub>2</sub> 排出量は大幅に削減されることになる。

上記の検討として、柱および桁行方向の梁をアンボンド PC 造、梁間方向の梁を鉄骨造とした架構 (図-1) を想定した部分架構の構造実験を実施した。① T 形接合部実験 (桁行方向)、② 片持ち柱実験 (桁行方向)、③ L 形接合部実験 (梁間方向)、④ PC 鋼棒破断時を想定した梁実験 (桁行方向) を実施した。各実験のパラメータはコンクリート材料とし、CON と STC-RDC の 2 種類とし

た。なお、各構造実験試験体の縮尺は 1/2 である。STC-RDC の材料構成を表-1 に、STC-RDC に使用した繊維の諸元を表-2 および表-3 に示す。

## 2. T 形接合部実験

### (1) 実験計画

#### a) 試験体概要

試験体一覧を表-4 に、試験体形状を図-2 にそれぞれ示す。試験体は、柱が梁に対して 90mm 偏心している T 形接合部である。両試験体ともに断面および形状は同一であるが、コンクリートには T-c には CON を使用し、T-s には STC-RDC を使用した。梁-柱間の厚さ 20mm の目地に無収縮モルタルを打設した後に、PC 鋼棒で梁の両先端部を定着端として梁と柱を圧着接合した。柱と梁の圧着部には、PC 鋼棒破断時の梁脱落防止用として、梁断面中央位置に接合筋を 1 本配置した。接合筋を躯体に設置したシース管内に配置し、シース管内と目地を同じ無収縮モルタルで同時に充填した。また、かんざし筋と柱組立筋定着用のロ形プレートを柱頭部に配置し、直交する鉄骨梁を柱梁接合部内に配置した。

載荷開始時の PC 鋼棒 1 本当当たりの有効プレストレス

表-6 鋼材の材料試験結果 (T形接合部実験)

径 または 厚さ	鋼種	降伏 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング 係数 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)	
D13	SD345	379	557	186,300	20	柱主筋
D13	SD295	354	492	182,800	23	接合筋
D10	SD345	383	545	190,700	23	梁主筋
D6	SD295	364*	532	186,200	20	帯筋, あばら筋
φ19	SBPR930/1080	1,012*	1,142	205,400	15	柱用 PC 鋼棒
φ23	SBPR930/1080	1,040*	1,150	195,700	13	梁用 PC 鋼棒
t=12	SN400B	289	428	203,000	46	鉄骨フランジ
t=9	SN400B	304	434	204,000	42	鉄骨ウェブ
t=9	SN400B	346	447	210,000	43	鉄骨支圧板

※0.2%オフセット耐力

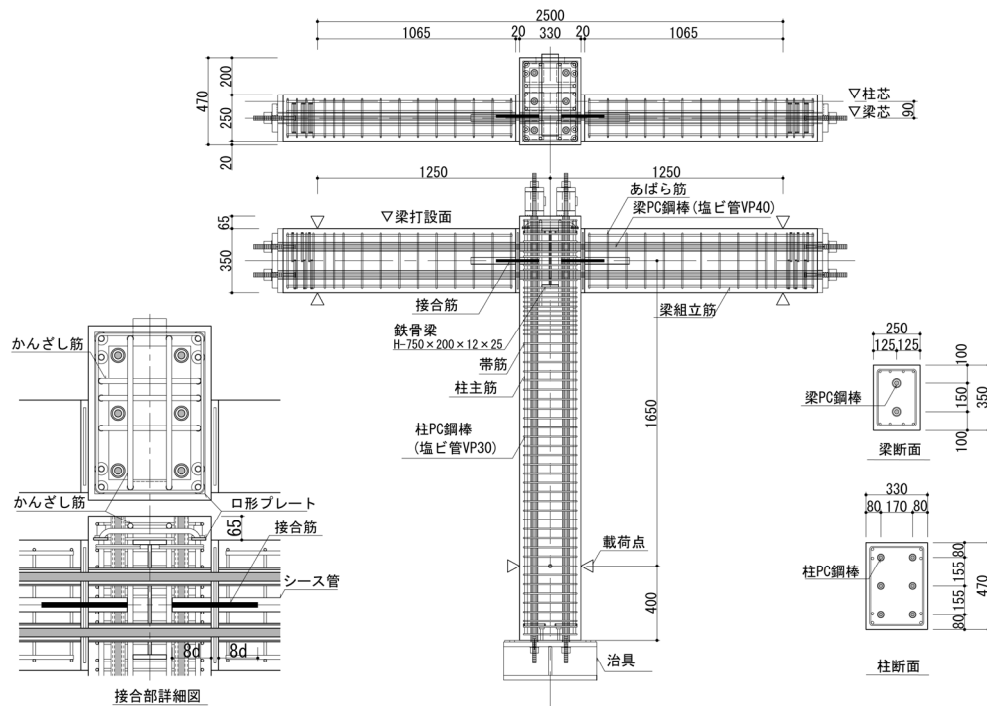


図-2 試験体形状 (単位: mm)

力  $P_e$  (平均値) は, 柱を  $0.70T_{py}$ , 梁を  $0.56T_{py}$  ( $T_{py}$ : PC 鋼棒規格降伏耐力) とした。プレストレスレベル  $\eta_p$  は柱が 0.12, 梁が 0.08 である。コンクリートおよびモルタルの材料試験結果を表-5 に, 鋼材の材料試験結果を表-6 に示す。CON に比べて STC-RDC の圧縮強度は 1.28 倍, ヤング係数は 1.39 倍であった。また, STC-RDC には 1 章に記載の PP 繊維と鋼繊維を混入した。

#### b) 荷重概要

荷重装置を図-3 に示す。荷重方法は, 試験体の上下を反転させ, 梁両端部をローラー支持とし, 柱の左右 2 台の油圧ジャッキ (ジャッキ芯を梁芯に合わせた) により柱先端に水平力を与え, 正負交番の繰り返し荷重とした。なお, 柱せん断力の反力が梁の軸力として作用するため, 梁に引張力が生じないように, 梁の両先端部に設置したジャッキにより, 圧縮側となる梁の先端部のジャッキのみが作動するよう正負交番時に切り替えた。荷重

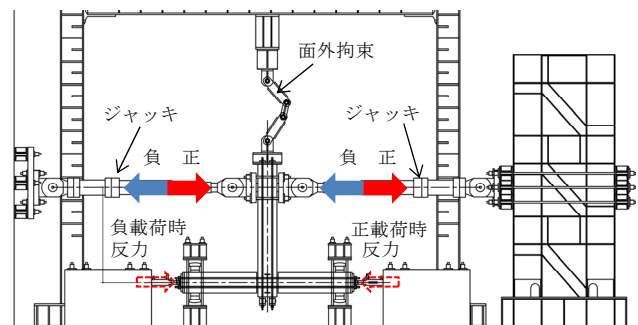


図-3 荷重装置

ルールは, 荷重点の水平変位  $\delta$  を梁芯から荷重点までの距離  $H$  で除して求めた変形角  $R$  により,  $R = \pm 1/3200, 1/1600\text{rad}$  を各 1 サイクル,  $\pm 1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/75, 1/50, 1/33, 1/25\text{rad}$  を各 2 サイクルとした。

表-7 計算値および実験値一覧 (T形接合部実験)

試験体 名称	計算値										実験値 [正載荷時/負載荷時]	
	梁 PC 鋼棒張力 の計算方法	梁			柱	柱梁曲げ 耐力比	柱梁接合部			梁 (R=1/33rad 時)		
		曲げ終局 耐力 <sup>2)</sup> ※3	中立軸 深さ	PC 鋼棒張力※4 (kN/本)	曲げ終局 耐力 <sup>2)</sup>	$cQ_{mu} / cQ_{bmu}$	せん断 耐力 <sup>3)</sup>	入力 せん断力※5	せん断 余裕度	曲げ 耐力	中立軸 深さ	PC 鋼棒張力※4 (kN/本)
$cQ_{bmu}$ (kN)	$x_n$ (mm)		$cQ_{mu}$ (kN)		$V_{ju}$ (kN)	$V_j$ (kN)	$V_{ju}/V_j$	$cQ_{bmu}$ (kN)	$x_n$ (mm)			
T-c	①地震※1	115	57	上端 217 下端 217	143	1.24	952	434	2.19	162 /-160	65/43	上端 280/283 下端 370/392
	②鉛直※2	122	61	上端 235 下端 235		1.17		470	2.02			
T-s	①地震※1	119	45	上端 217 下端 217	153	1.29	1,130	434	2.60	174 /-193	46/32	上端 300/318 下端 428/432
	②鉛直※2	133	51	上端 248 下端 248		1.15		496	2.28			

※1 以下の地震荷重用の竹本式<sup>1)</sup>を用いて PC 鋼棒張力増分を計算 ※2 以下の鉛直荷重用の竹本式<sup>1)</sup>を用いて PC 鋼棒張力増分を計算 ※3 接合筋も考慮 ※4 梁打設面を上端とする。 ※5 梁 PC 鋼棒 2 本の張力の和とした。

地震荷重用の竹本式:  $\Delta\sigma_p = 98 \cdot \frac{(4.9 \times 10^5)}{F_c} P_p$       地震荷重用の竹本式:  $\Delta\sigma_p = 196 \cdot \frac{(4.9 \times 10^5)}{F_c} P_p$

$\Delta\sigma_p$ : 曲げ終局耐力時の PC 鋼材応力増分 (N/mm<sup>2</sup>),  $F_c$ : コンクリート設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>),  
 $P_p$ : PC 鋼材 ( $P_p = a_{pcb} / (bd_{pb})$ ),  $a_{pcb}$ : 引張側 PC 鋼材断面積 (mm<sup>2</sup>),  $b$ : 梁幅, 柱幅 (mm),  $d_{pb}$ : 梁せい, 柱せい (mm)

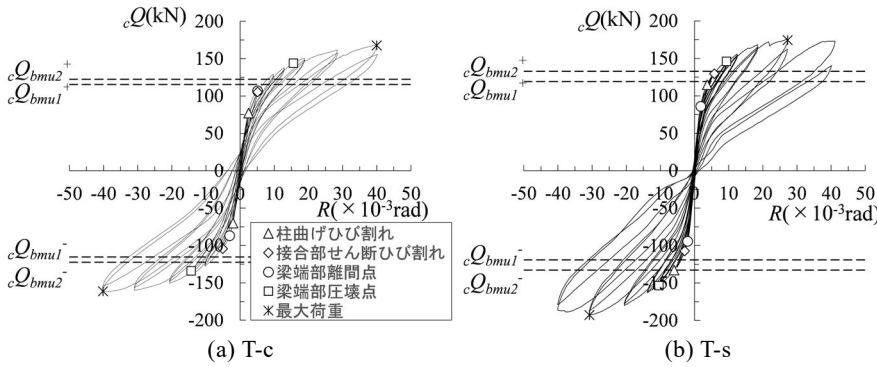


図-4 せん断力-変形角関係

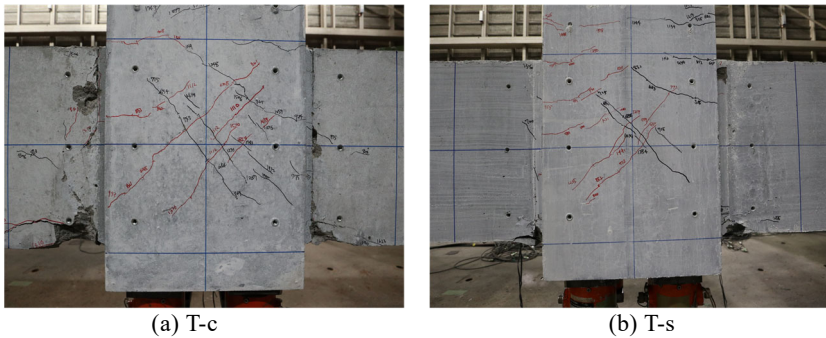
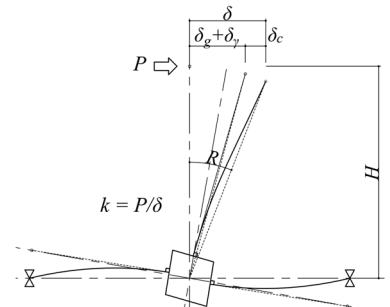


写真-1 最終破壊状況

表-8 初期剛性の比較 (T形接合部実験)

試験体 名称	実験値 (kN/mm)	計算値 (kN/mm)	実験値 /計算値
T-c	24.3	23.6	1.03
T-s	33.3	34.7	0.96



ここで、 $P$ : 載荷荷重,  $\delta_c$ : 柱曲げ変形による載荷点の変位,  $\delta_g$ : 梁曲げ変形による載荷点の変位,  $\delta_\gamma$ : 接合部せん断変形による載荷点の変位 (接合部のせん断変形角は変位計から算出)

図-5 初期剛性の算出方法

(2) 実験結果

a) 荷重-変形角関係と損傷状況

計算値および実験値一覧を表-7 に、柱せん断力  $cQ$ -変形角  $R$  関係を図-4 に、最終破壊状況を写真-1 に示す。図中には 2 通りの梁曲げ耐力時柱せん断力の計算値 ( $cQ_{bmu1}$ ,  $cQ_{bmu2}$ ) を破線で示した。 $cQ_{bmu1}$  は PC 鋼棒の張力増分を地震荷重用の竹本式を用いた曲げ耐力,  $cQ_{bmu2}$  は鉛直荷重用の竹本式を用いた曲げ耐力計算値である<sup>2)</sup>。また、図中の梁端部離間点および梁端部圧壊点は圧縮力を受けない側の梁での発生時を示している。図-4 より、

両試験体ともに原点指向型の柱せん断力-変形角関係であり、T-s の方がより残留変形が小さかった。いずれの試験体においても、柱曲げひび割れと梁端部の離間が生じた後に、接合部のせん断ひび割れと、梁端部の局所的な圧壊が生じた。しかし、圧壊が見られた後も荷重は上昇し、T-s では  $R = -1/33rad$  時に、T-c では  $R = \pm 1/25rad$  時に梁の PC 鋼棒が降伏した。 $R = \pm 1/25rad$  終了後は、T-c では圧壊による梁端部の損傷が T-s に比べて大きく、柱梁接合部のひび割れ本数も多かったものの、いずれの試験体においても除荷後の残留ひび割れ幅は最大でも

表-9 試験体一覧 (片持ち柱実験)

試験体名称	コンクリート	柱				
		断面 (mm)	PC 鋼棒	$P_e$ (kN/本)	組立筋	帯筋
Col-c	CON	470 × 330	6-φ19	185	8-D13	2-D6@50
Col-s	STC-RDC			186		

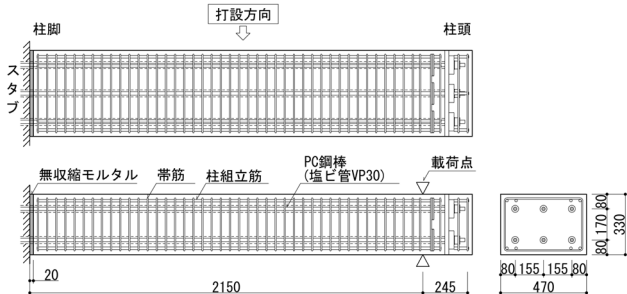


図-6 試験体形状と配筋 (単位: mm)

0.06 mm と小さかった。これは、柱に導入されたプレストレスと、T-s では繊維の影響によるものと考えられる。

b) 初期剛性

$R=\pm 1/800\text{rad}$  における両試験体の初期剛性  $k$  を表-8 に、その算出方法を図-5 示す。初期剛性の実験値は T-c よりも T-s の方が 1.37 倍高かったが、これは CON よりも STC-RDC のヤング係数が高いためと考えられる。梁および柱の曲げ変形と接合部のせん断変形を考慮した初期剛性の計算値は実験値と概ね一致した。

c) 計算値と実験値の比較

表-7 の実験値は  $R=1/33\text{rad}$  時における柱せん断力であり、T-s の方が大きかった。これは、T-s の方が梁の中立軸深さが小さく、応力中心間距離が増大したことに加え、PC 鋼棒張力が大きかったためと考えられる。中立軸深さが小さかったのは、STC-RDC は CON に比べてコンクリート強度とヤング係数が大きいことから、断面圧縮側の負担面積がより小さい範囲であったためと考えられる。一方、梁曲げ終局耐力計算値は実験値を過小評価しているが、これは鉛直荷重用であっても竹本式が PC 鋼棒の張力増分を過小評価したことによるものと考えられる。

(3) まとめ

アンボンド PCaPC 造の T 形柱梁接合部の静的荷重実験を実施した。柱せん断力-変形角関係は原点指向型となり、柱、梁ともにアンボンド PC 部材とした柱梁接合部では、損傷が非常に小さいことが明らかとなった。また、繊維を入れることによって、さらに損傷を抑制できることがわかった。

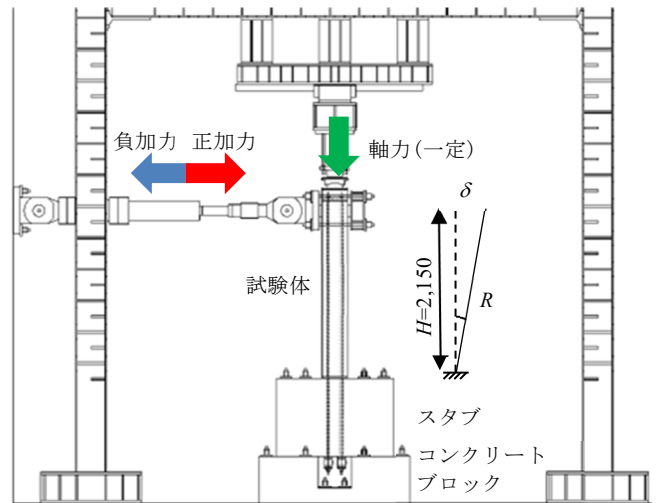


図-7 荷重装置 (単位: mm)

3. 片持ち柱実験

(1) 実験計画

a) 試験体概要

試験体一覧を表-9 に、試験体形状を図-6 にそれぞれ示す。両試験体ともに断面および形状は同一であるが、Col-c には CON を使用し、Col-s には STC-RDC を使用した。スタブ-柱間の厚さ 20mm の目地に無収縮モルタルを打設した後に、PC 鋼棒で柱頭端部およびスタブ端部を定着端として圧着接合した。柱端部の定着部は試験体コンクリート打設時に埋め殺した。PC 鋼棒の定着端間距離は 3480mm である。

荷重開始時の PC 鋼棒 1 本あたりの有効プレストレス力  $P_e$  (平均値) は  $0.66T_{py}$  ( $T_{py}$ : PC 鋼棒規格降伏耐力) とし、プレストレスレベル  $\eta_p$  は 0.113 である。柱の上部に設置したジャッキにより柱に軸力を導入し、軸力は両試験体とも 74kN の一定軸力とした。軸力比  $\eta_N$  は Col-c で 0.007, Col-s で 0.006 であるため、軸力比とプレストレスレベルの和は Col-c で 0.120, Col-s で 0.119 である。コンクリートおよびモルタルの材料試験結果を表-10 に、鋼材の材料試験結果を表-11 に示す。STC-RDC には 1 章に記載の PP 繊維と鋼繊維を混入した。CON に比べて STC-RDC の圧縮強度は 1.18 倍、ヤング係数は 1.41 倍であった。

b) 荷重概要

荷重装置を図-7 に示す。反力床の上に固定したコンクリートブロックの上に試験体を設置し、コンクリートブロックを介してスタブを反力床に固定した。柱軸力は柱上部に設置した鉛直ジャッキにより荷重した。反力壁に設置したジャッキにより柱先端に水平力を与え、正負交番の繰り返し荷重を実施した。荷重ルールは、荷重点の

表-10 コンクリートおよびモルタルの材料試験結果（片持ち柱実験）

材料名称	柱			目地モルタル		
	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
CON	69.3	34,700	3.91	122	37,500	6.18
STC-RDC	81.8	48,900	4.18	123	37,000	7.75

表-11 鋼材の材料試験結果（片持ち柱実験）

径	鋼種	降伏強度	引張強度	ヤング係数	伸び	適用箇所
		(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )		
D13	SD345	379	557	186,300	20	主筋
D6	SD295	364*	532	186,200	20	帯筋
φ19	SBPR930/1080	1,011*	1,137	200,100	14	PC 鋼棒

※0.2%オフセット耐力

表-12 計算値および実験値一覧（片持ち柱実験）

試験体名称	計算値 <sup>*1</sup>			実験値 (R=1/33rad 時)			実験値 / 計算値 [正載荷時/負載荷時] 曲げ耐力
	曲げ終局耐力	中立軸深さ	引張側 PC 鋼棒張力	曲げ耐力	中立軸深さ	引張側 PC 鋼棒張力	
	$calQ_{mu}$ (kN)	$x_n$ (mm)	(kN/本)	$Q_{mu}$ (kN)	$x_n$ (mm)	(kN/本)	
Col-c	$calQ_c = 76$	73	179	91 / -100	51 / 45	254 / 253	1.20 / 1.32
Col-s	$calQ_c = 82$	61	190	99 / -103	40 / 42	257 / 256	1.21 / 1.26

※1 鉛直荷重用の竹本式<sup>2)</sup>を用いて PC 鋼棒張力増分を計算

水平変位  $\delta$  をスタブ上面から載荷点までの距離  $H$  で除して求めた変形角  $R$  により、 $R = \pm 1/3200, 1/1600\text{rad}$  を各 1 サイクル、 $\pm 1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/75, 1/50, 1/33, 1/25, 1/20\text{rad}$  を各 2 サイクルとした。

(2) 実験結果

a) 柱せん断力-変形角関係と損傷状況

計算値および実験値一覧を表-12 に、柱せん断力  $Q$  - 変形角  $R$  関係を図-8 に、最終破壊状況を写真-2 に示す。図中には、PC 鋼棒の張力増分を鉛直荷重用の竹本式<sup>2)</sup>を用いて計算した曲げ耐力計算値  $calQ_{mu}$  を破線で示している。図-8 より、両試験体ともに柱せん断力-変形角関係は原点指向型となり、Col-s の方がより残留変形が小さかった。いずれの試験体においても、柱脚部の離間と曲げひび割れが生じた後に、柱脚部の圧縮側で局部圧壊が生じた。しかし、両試験体ともに圧壊が見られた後も荷重は上昇し、 $R = \pm 1/25\text{rad}$  時に PC 鋼棒が降伏した。 $R = \pm 1/20\text{rad}$  終了後は、Col-c では圧壊による母材の損傷が Col-s に比べて大きく、ひび割れ本数も多かったものの、いずれの試験体においても除荷後の残留ひび割れ幅は最大でも 0.03 mm と小さかった。これは、柱にプレストレスが入っていることと、Col-s では繊維の影響によるものと考えられる。

b) 初期剛性

原点から  $R = \pm 1/800\text{rad}$  までを初期剛性  $k$  として表-13 に示し、その算出方法を図-9 に示す。初期剛性の実験

値は Col-c よりも Col-s の方が 1.34 倍高かったが、これは CON よりも STC-RDC のヤング係数が高いためと考えられる。柱のせん断変形を無視した初期剛性の計算値は両試験体で概ね一致した。

c) 曲げ耐力の計算値と実験値の比較

表-12 の実験値は  $R = 1/33\text{rad}$  時における柱のせん断力であり、Col-s の方が大きかった。これは、Col-s の方が中立軸深さが小さく、応力中心間距離が増大したことに加え、PC 鋼棒張力が大きかったためと考えられる。中立軸深さが小さかったのは、STC-RDC は CON に比べてコンクリート強度とヤング係数が大きいことから、断面圧縮側の負担面積がより小さい範囲であったためと考えられる。一方、柱曲げ終局耐力計算値は実験値を過小評価しているが、これは鉛直荷重用の竹本式であっても PC 鋼棒の張力増分を過小評価したことによるものと考えられる。

(3) まとめ

アンボンド PCaPC 造の片持ち柱の静的載荷実験を実施した。柱せん断力-変形角関係は原点指向型となり、損傷が小さいことが明らかとなった。また、繊維を入れることによって、さらに損傷を抑制できることがわかった。

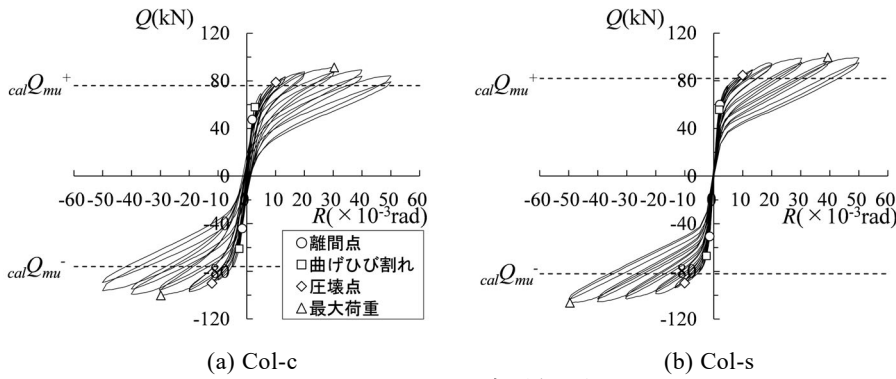


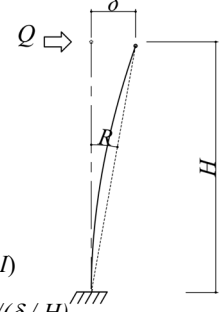
図-8 せん断力-変形角関係



写真-2 最終破壊状況

表-13 初期剛性の比較  
(片持ち柱実験)

試験体名称	実験値 (kN/mm)	計算値 (kN/mm)	実験値/計算値
Col-c	12.7	14.7	0.86
Col-s	17.0	20.8	0.82



$$\delta = QH^3 / (3EI)$$

$$k = Q/R = Q / (\delta / H)$$

ここで、 $Q$ ：載荷荷重、 $\delta$ ：柱曲げ変形による載荷点の変位、 $R$ ：変形角、 $H$ ：スタブ上面から載荷点までの距離、 $E$ ：コンクリートおよびサスティンクリートのヤング係数、 $I$ ：柱断面の断面二次モーメント

図-9 初期剛性の算出方法

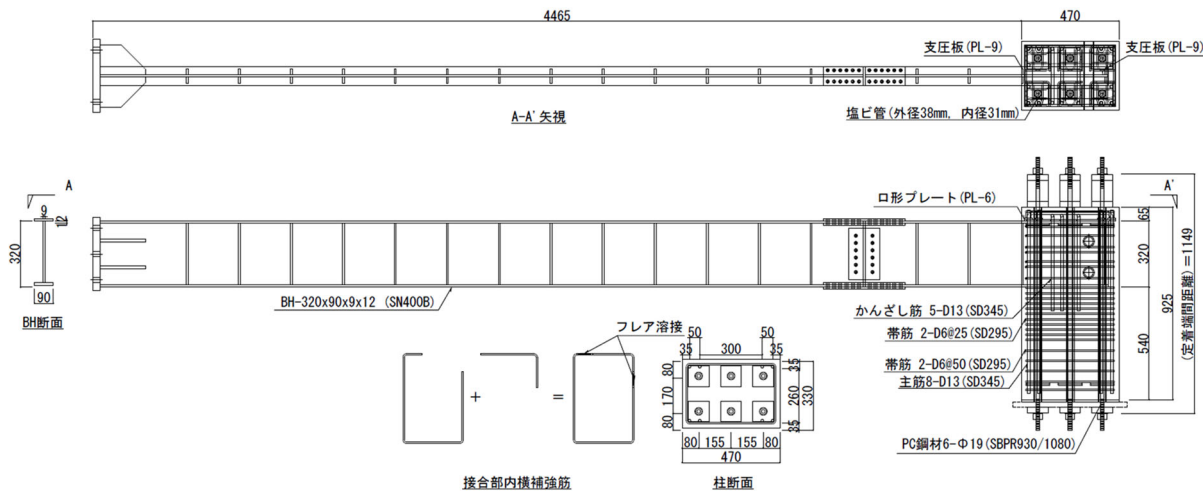


図-10 試験体形状 (単位：mm)

#### 4. L形接合部実験

##### (1) 実験計画

##### a) 試験体概要

試験体形状を図-10に、試験体構成を表-14に示す。試験体は縮尺を1/2としたアンボンドPC柱と鉄骨梁で構成された梁曲げ降伏先行型のL形接合部部分架構2体であり、柱および梁の断面および形状は2体とも共通である。柱にはPC鋼棒でプレストレスを導入し、1本当たり174kN(規格降伏耐力の0.66倍)を目標導入量とした。PC鋼棒の耐圧板直下には割裂補強筋として径6mm

のグリッド筋を配置した。鉄骨梁の柱梁接合部内への定着長さは420mmである。柱梁接合部上部まで配した柱主筋は、全主筋を梁の上フランジ上に取り付けられたロ形プレートに貫通させ、主筋の先端に配した機械式定着金物により柱主筋とロ形プレートを固定した。柱梁接合部の上部には、支圧抵抗のためのかんざし筋を、柱断面の長辺方向に2本、短辺方向に3本配置した。鉄骨梁のウェブに貫通孔を設けて、その中に柱梁接合部内の横補強筋を貫通させ、図-10に示すように2つのパーツをフレア溶接により接合した。試験体のパラメータは、柱に使用するコンクリートとし、試験体L-cにはCONを、

表-14 試験体一覧 (L形接合部実験)

試験体名称		L-c	L-s	
アンボンド PC柱	コンクリート	CON	STC-RDC	
	$b$ [mm]	470		
	$d$ (mm)	330		
	PC鋼材	配筋	6-19φ(SBPR930/1080)	
		$p_p$ [%]	1.10	
		目標有効張力 [kN]	6 × 174	
	主筋	配筋	8-D13(SD345)	
		$p_g$ [%]	0.65	
	帯筋	配筋	2-D6@50(SD295)	
		$p_w$ [%]	0.27	
柱梁接合部	横補強筋	7×2-D6(SD295)		
	$p_w$ [%]	0.42		
鉄骨梁	かんざし筋	5-D13(SD345)		
	断面	H-320×90×9×12		
	鋼種	SN400B		

ここで、 $b$ : 柱幅、 $d$ : 柱せい、 $p_p$ : 柱PC鋼材比、 $p_g$ : 柱主筋比、 $p_w$ : 帯筋比、 $p_w$ : 横補強筋比 \*平均値

表-15 鉄筋・鋼材の材料試験結果 (L形接合部実験)

径・厚さ	種類	使用部位	$\sigma_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_y$ [μ]	$\sigma_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\delta_t$ [%]	$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]
D13	SD345	柱主筋	379	2,201	557	20.1	186,000
D13	SD345	かんざし筋	382	2,324	548	21.1	187,000
D6*	SD295	帯筋	364	3,972	532	19.7	186,000
φ19*	SBPR930/1080	PC鋼材	1,011	6,926	1,137	13.6	200,000
$t=12$	SN400B	フランジ	289	1,710	428	46.2	203,000
$t=9$	SN400B	ウェブ	304	2,006	434	42.3	204,000
$t=9$	SN400B	支圧板	346	1,640	447	42.8	210,000

$\sigma_y$ : 降伏点、 $\epsilon_y$ : 降伏ひずみ、 $\sigma_t$ : 引張強度、 $\delta_t$ : 伸び、 $E$ : 弾性係数、 $t$ : 厚さ \*0.2%オフセット法による

表-16 コンクリートの材料試験結果 (L形接合部実験)

試験体	圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	割裂引張強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	弾性係数 [N/mm <sup>2</sup> ]
L-c	66.5	3.69	36,000
L-s	82.9	4.32	49,300

表-17 耐力計算値一覧 (L形接合部実験)

試験体	梁 $Q_d$ [kN]	柱梁接合部 <sup>2)</sup>				柱	
		せん断		支圧		曲げ <sup>3)</sup>	せん断 <sup>4)</sup>
		$jQ_{SU}$ [kN]	$jQ_{SU}/Q_d$	$jQ_{BU}$ [kN]	$jQ_{BU}/Q_d$	$cQ_{mu}$ [kN]	$cQ_u$ [kN]
L-c	148	254	1.72	163	1.10	338	292
L-s	148	265	1.79	188	1.27	352	323

ここで、 $Q_d$ : 梁の全塑性曲げモーメント時柱せん断力、 $jQ_{SU}$ : 柱梁接合部の終局せん断耐力、 $jQ_{BU}$ : 柱梁接合部の終局支圧耐力、 $cQ_{mu}$ : 柱の曲げ終局耐力、 $cQ_u$ : 柱のせん断終局耐力

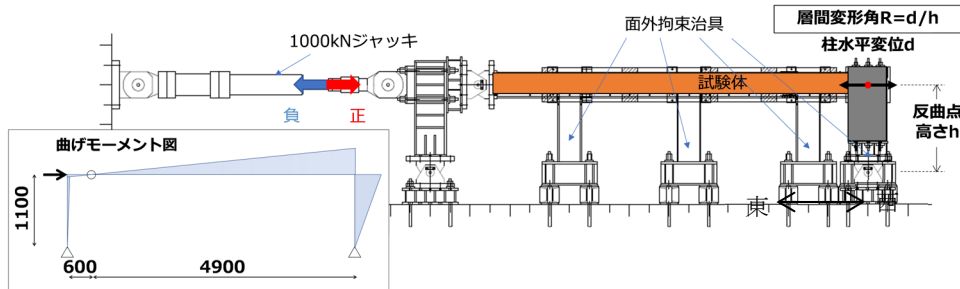


図-11 加力装置 (単位: mm)

L-sにはSTC-RDCを用い、CON、STC-RDCともに粗骨材の最大粒径は13mmとした。STC-RDCには1章に記載のPP繊維と鋼繊維を混入した。PC鋼棒、鋼材、鉄筋、およびコンクリートの材料試験結果をそれぞれ表-15および表-16に示す。

b) 加力方法

加力装置を図-11に示す。3ヒンジラーメンに水平荷重を与えることで鉄骨梁に鉛直方向のせん断力を加えた。加力は層間変形角  $R$  ( $=$ 柱水平変位  $d$ /柱の反曲点高さ  $h$ ) で制御する正負交番繰り返し加力であり、L字

の形状が閉じる方向を正加力、開く方向を負加力とした。この加力形式の場合、柱せん断力分の軸力が梁に作用する。加力サイクルは、 $R = \pm 1/3200\text{rad}$ 、 $\pm 1/1600\text{rad}$ を各1回、 $R = \pm 1/800$ 、 $\pm 1/400$ 、 $\pm 1/200$ 、 $\pm 1/100$ 、 $\pm 1/75$ 、 $\pm 1/50$ 、 $\pm 1/33$ 、 $\pm 1/25\text{rad}$ を各2回とした。

c) 試験体の耐力

耐力計算値一覧を表-17に示す。同表の計算値は、文献<sup>2),4),5)</sup>に基づき算出し、柱せん断力に換算した。柱梁接合部については、PC鋼材によるプレストレスによる効果を考慮せず、RC柱と鉄骨梁の柱梁接合部に対する



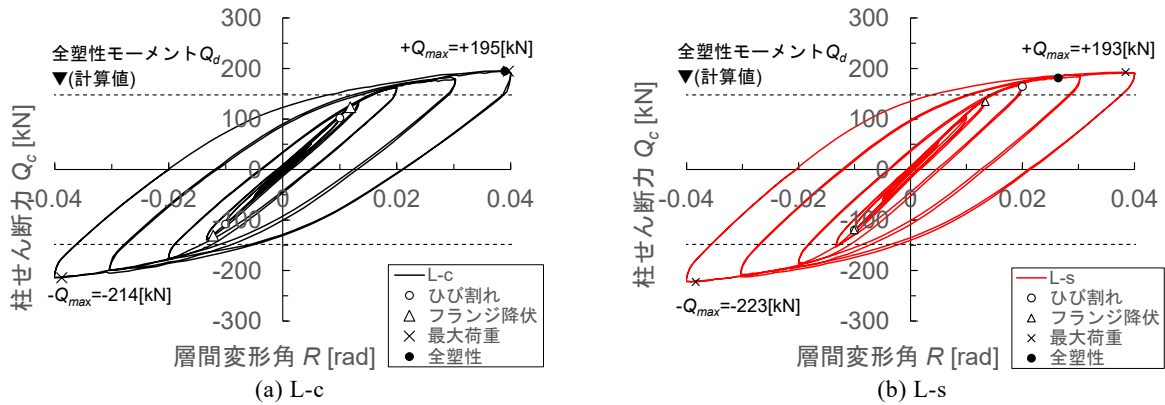


図-12 柱せん断力-層間変形角関係

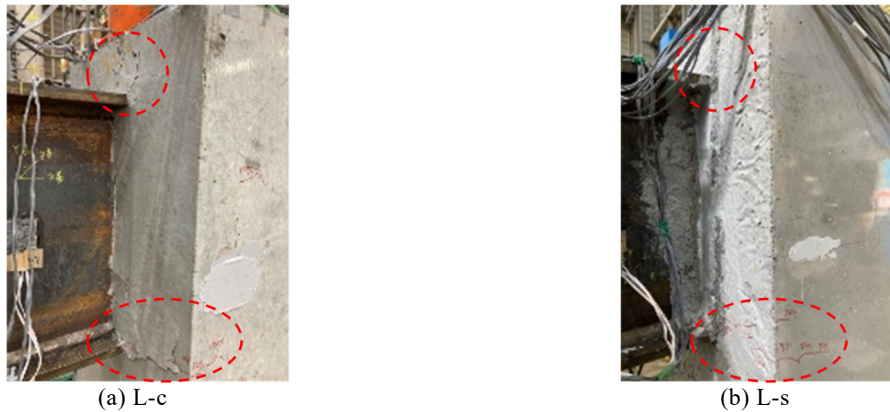


写真-3 損傷状況

終局せん断耐力および終局支圧耐力を計算した。表-17に示すように、試験体の破壊形式は梁降伏先行型である。

## (2) 実験結果

### a) 柱せん断力-層間変形角関係および損傷状況

柱せん断力  $Q_c$ -層間変形角  $R$  関係を図-12に、実験終了後の損傷状況を写真-3に示す。図中のひび割れ点は柱の曲げひび割れまたは梁のフランジ端から斜めに生じたひび割れのいずれかが先に発生した点である。写真-3は柱梁接合部の角の損傷状況を示しており、代表的なひび割れ発生箇所を赤破線で囲んでいる。L-c、L-sともにほぼ同様の柱せん断力-層間変形角関係となった。柱の曲げひび割れが  $R = -1/100\text{rad}$  近傍で発生し、梁フランジから斜めに伸びるひび割れが L-c では  $R = +1/100\text{rad}$  で、L-s では  $R = +1/50\text{rad}$  で発生した。正加力時の曲げひび割れは、L-c では  $R = +1/25\text{rad}$  で発生し、L-s では確認されなかった。L-c、L-sともに梁フランジが  $R = \pm 1/75\text{rad}$  近傍で降伏し、徐々に剛性が低下したものの、耐力低下は  $R = \pm 1/25\text{rad}$  まで見られなかった。実験における最大耐力は、いずれの試験体も全塑性モーメント計算値を上回る結果となった。本実験では、梁の全

塑性モーメントに比べて柱梁接合部の各種耐力に余裕があったため、安定した履歴曲線を描いたと考えられる。残留ひび割れ幅は、各サイクルにおいて L-c では  $0.06\text{mm}$  以下であったのに対し、L-sでは目視ではほとんど確認できなかった。

### b) PC 鋼棒の張力

各サイクルピーク時の柱 PC 鋼棒の張力増分の推移を図-13に示す。張力増分には、東側および西側のそれぞれ2本の PC 鋼棒張力の平均値を使用した。L-c、L-sともに、負加力時に引張側となる東側の PC 鋼棒の張力変動が、西側に比べて若干大きかった。

## (3) まとめ

アンボンド PC 柱と鉄骨梁による L 形接合部の加力実験を実施した。履歴性状および損傷状況について、コンクリートの違いによる差異は見られなかった。

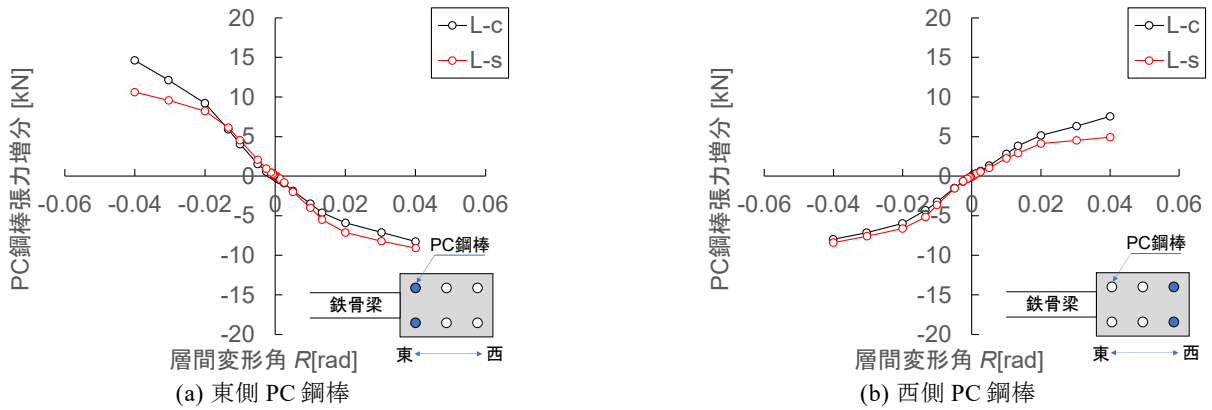


図-13 柱 PC 鋼棒の張力増分の変動

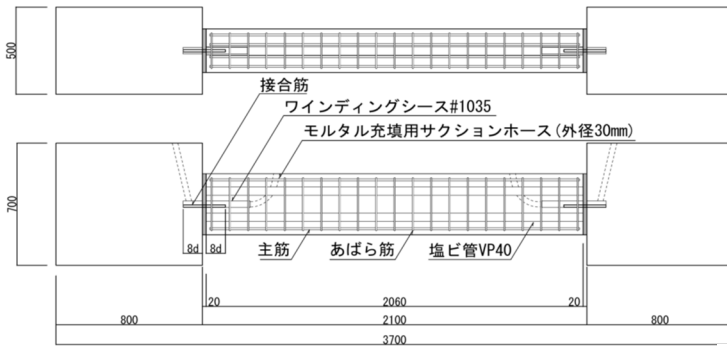


図-14 試験体形状 (単位: mm)

5. PC 鋼棒破断時を想定した梁実験

(1) 実験計画

a) 試験体概要

試験体形状を図-14 に、試験体一覧を表-18 に示す。梁内のアンボンド PC 鋼材が破断した状態を想定して、PC 鋼材の挿通する孔のみを設けた梁の試験体を製作した。縮尺は1/2である。PC 鋼材破断時の梁脱落防止用として、梁端部とスタブの間に接合筋を梁断面中央のシース管内に配置した。シース管内と目地を無収縮モルタルで同時に充填した。鉄筋の材料試験結果を表-19 に、コンクリートおよびモルタルの材料試験結果を表-20 に示す。なお、STC-RDCには1章に記載の鋼繊維とPP繊維を混入した。

b) 加力方法

荷重装置を図-15 示す。PC 鋼材破断時に長期荷重を負担できることを確認するために、梁中央2点に鉛直方向荷重を単調に荷重した。梁の支持は東側端を固定とし、西側端を固定ローラーとした。両スタブとも上下を鉄骨で挟み込み、反力床に固定した。鉄骨とスタブの間に厚さ22mmの鉄板2枚挿入し、西側スタブについては鉄板の間にグリースを塗布したテフロンを2枚挿入して水平方向にすべるようにした。

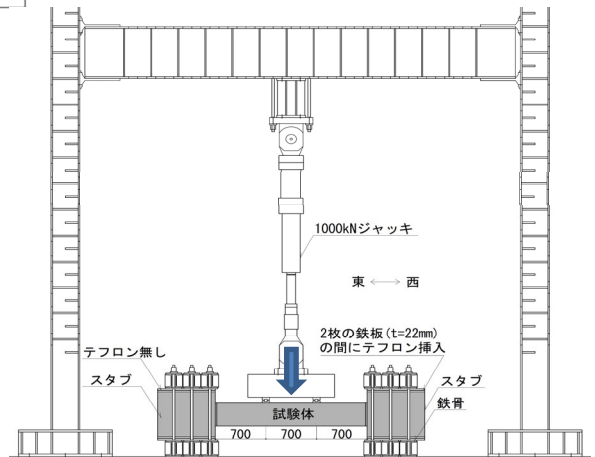


図-15 加力装置

表-18 試験体一覧 (梁実験)

試験体名称		B-c	B-s
コンクリート		CON	STC-RDC
$bB$ [mm]		250	
$bD$ (mm)		350	
$l$ (mm)		2,100	
PC 鋼材		無し	
主筋	配筋	4-D10(SD345)	
	$p_t$ [%]	0.33	
あばら筋	配筋	2-D6@100(SD295)	
	$b p_w$ [%]	0.25	
接合筋	配筋	D13(SD295)	
	埋込長さ	$8d$	

ここで、 $bB$ : 梁幅、 $bD$ : 梁せい、 $l$ : 梁スパン、 $b p_p$ : 梁 PC 鋼材比、 $p_t$ : 梁引張鉄筋比、 $b p_w$ : あばら筋比、 $d$ : 鉄筋の公称径

表-19 鉄筋の材料試験結果 (梁実験)

径	種類	使用部位	$\sigma_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\varepsilon_y$ [ $\mu$ ]	$\sigma_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\delta_t$ [%]	$E_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]
D10	SD345	梁主筋	383	2,044	545	23.2	191,000
D6	SD295	あばら筋	364	3,972	532	19.7	186,000
D13	SD295	接合筋	354	1,944	492	23.1	183,000

ここで、 $\sigma_y$ :降伏点、 $\varepsilon_y$ :降伏ひずみ、 $\sigma_t$ :引張強度、 $\delta_t$ :伸び、 $E_s$ :弾性係数

表-20 コンクリート材料試験結果 (梁実験)

試験体		圧縮強度	割裂引張強度	弾性係数
		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
B-c	梁	70.1	3.86	35,802
	目地	136	6.98	38,900
B-s	梁	71.9	6.46	47,454
	目地	142	7.36	40,300

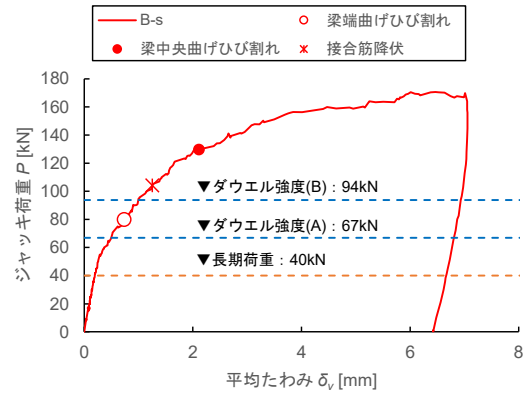
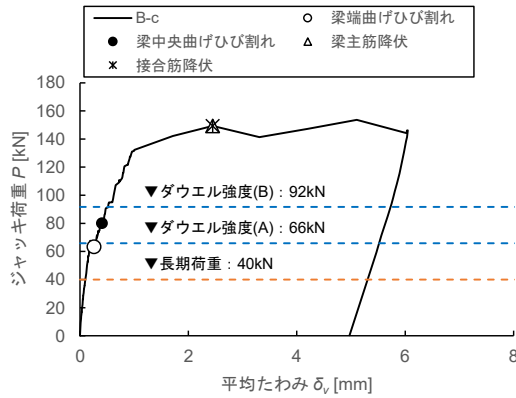


図-16 荷重-たわみ関係

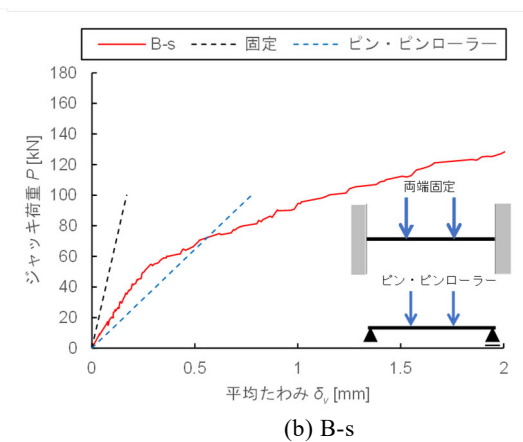
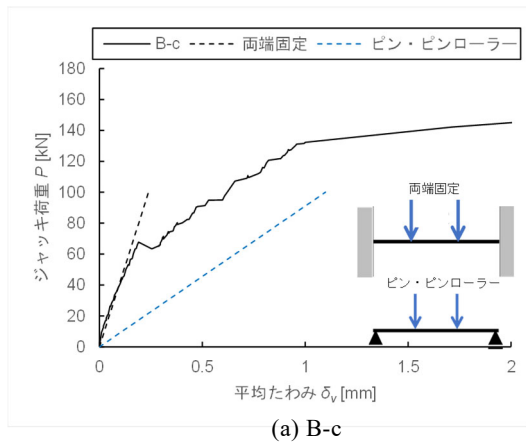


図-17 初期剛性の比較

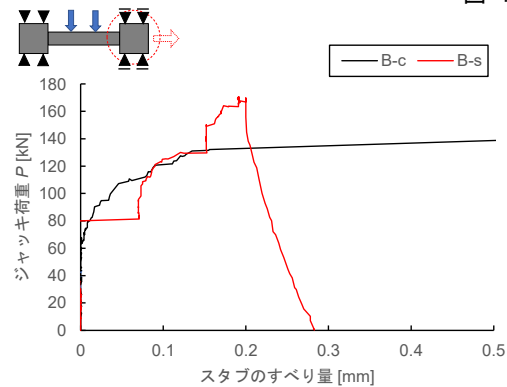


図-18 スタブのすべり量

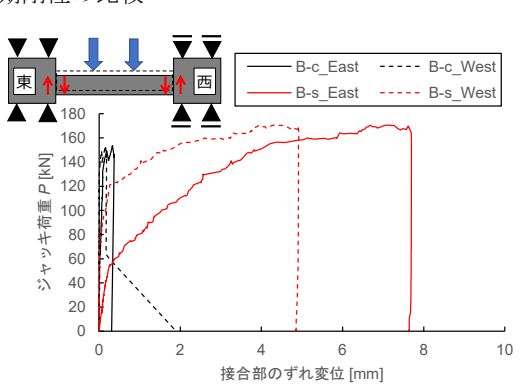


図-19 接合部のずれ変位

(2) 実験結果

a) 荷重-たわみ関係および損傷状況

荷重-たわみ関係を図-16 に示す。荷重はジャッキの荷重を、たわみは2点の加力点位置のたわみとスパン中

央のたわみの計3点の平均たわみである。図中には、本実験で想定した建物の長期荷重に相当する荷重を示している。

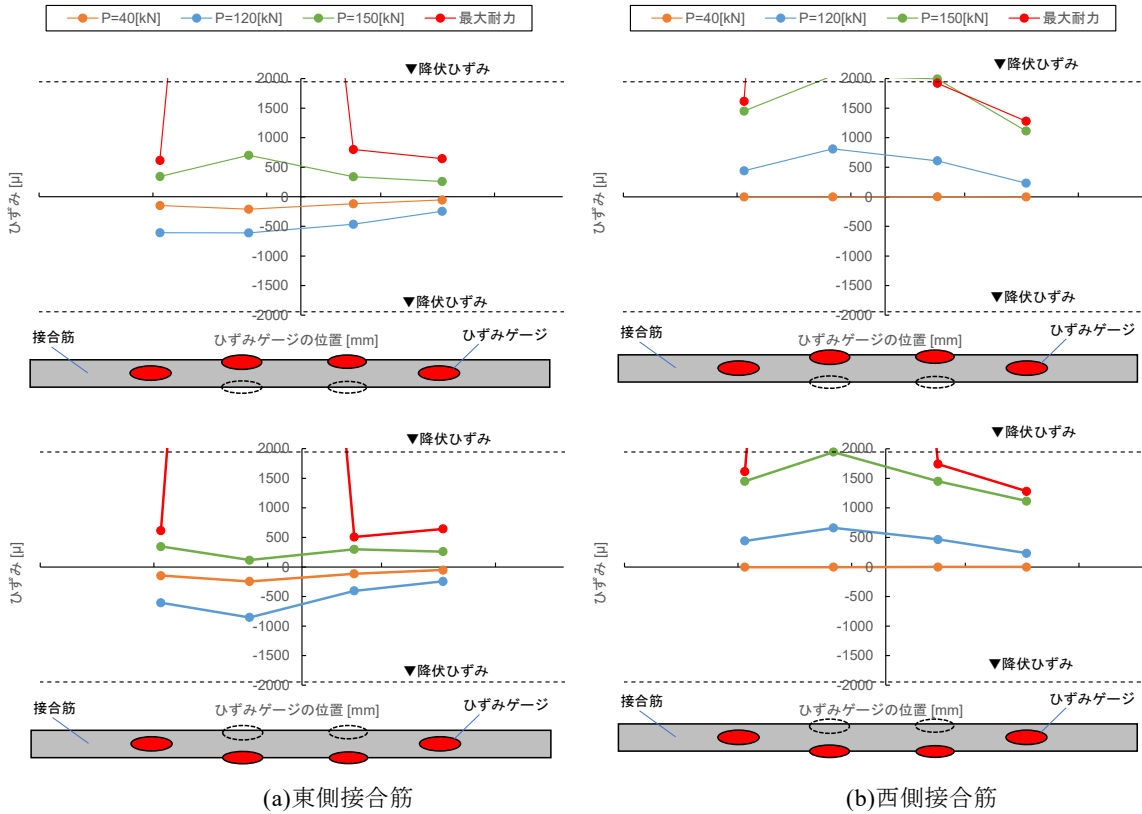


図-20 接合筋のひずみ分布 (B-c)

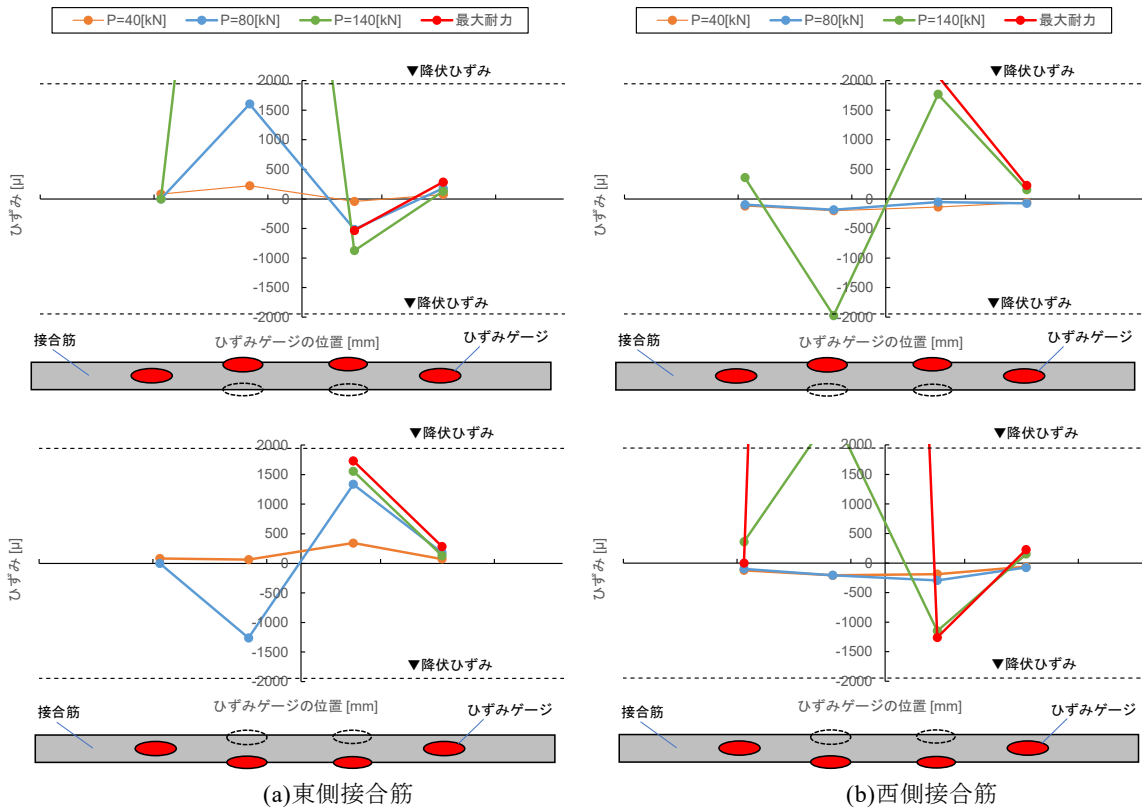


図-21 接合筋のひずみ分布 (B-s)

また、図中のダウエル強度は文献<sup>5)</sup>による以下の式(1)により算出した。

$$V_u = 1.65a_{dowel}\sqrt{\sigma_B\sigma_y} \quad (1)$$

ここで、 $V_u$ ：ダウエル強度、 $a_{dowel}$ ：接合筋1本の断面積、 $\sigma_B$ ：コンクリートの圧縮強度、 $\sigma_y$ ：鉄筋の降伏点を示す。

なお、図中のダウエル強度(A)では  $\sigma_B$  に梁のコンクリートの圧縮強度を、ダウエル強度(B)では  $\sigma_B$  に目地モルタルの圧縮強度を用いた。図-16 より、両試験体とも長期荷重分は負担できることが明らかになった。また、接合筋がダウエル耐力に達した後に徐々に剛性が低下していることがうかがえる。

#### b) 初期剛性の比較

荷重-変形関係上の初期剛性の B-c と B-s の比較を図-17 示す。図中には、両端固定とした場合と一端をピン・他端をピンローラーとした場合の弾性剛性計算値を示している。B-c は両端固定とした場合の剛性に近く、B-s は一端ピン・一端ピンローラーとした場合の剛性に近くなっている。これより、コンクリート材料の違いよりも端部の固定度の違いによる影響の方が、両試験体の初期剛性の違いに影響を与えていたと推察される。

水平移動を許容した西側スタブの水平方向のすべり量を図-18 に示す。B-c は、荷重の増加にともないすべり量も増加している。一方、B-s のすべり量は、B-c に比べて少なかった。

#### c) 梁端部のずれおよび接合筋のひずみ分布

梁とスタブの接合部における鉛直方向のずれ量を図-19 に示す。B-c のずれ量は少なく、B-s のずれ量は大きいことが分かる。

接合筋のひずみ分布を図-20 および図-21 に示す。横軸の0点は、西側梁端部を示す。図から B-c の接合筋は、加力初期から軸方向にほぼ一様にひずんでおり、主に引張力が作用していることが分かる。他方、B-s のひずみ分布は、加力中盤から逆対称形のひずみ形状を表しており、主にダウエル力が作用していることがうかがえる。

### (3) まとめ

梁実験では、以下の知見が得られた。

- ・コンクリート試験体 (B-c)、サスティンクリート試験体 (B-s) とともに、最大耐力は長期荷重を大きく上回り、不慮の PC 鋼材破断時における長期荷重の維持が可能であることを示した。
- ・荷重-変形関係上の初期剛性の違いは、梁端部の固定度に起因していると推察される。

## 6. 結論

本実験では①T 形接合部実験、②片持ち柱実験、③L 形接合部実験、④PC 鋼棒破断時を想定した梁実験の合計4種類実施した。各実験のパラメータはコンクリート材料とし、ポルトランドセメントを使用しない超低収縮・高強度コンクリートと、圧縮強度が同程度のセメントを使用した高強度コンクリートの2種類とした。一連の構造実験により、各コンクリート材料のヤング係数と圧縮強度の違いを考慮することで、既往の評価方法を用いて初期剛性および最大耐力の評価が可能であることが確認できた。ただし、梁実験の初期剛性の評価については、引き続き検討を続ける。

謝辞：本実験の実施および本論文の内容に関しまして、京都大学大学院准教授 谷昌典博士より多大なるご協力を得ました。ここに記して感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 松田拓ほか：ポルトランドセメントを使用しない超低収縮・高強度コンクリート，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），2017.8
- 2) 日本建築学会構造委員会プレストレストコンクリート構造運営委員会：古くて新しい・アンボンド PC が紡ぐ未来の空間創造，2021 年度日本建築学会大会（東海）構造部門（PC）パネルディスカッション資料，pp.10-21，2021
- 3) 日本建築学会：プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針（案）・同解説，2015.2
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造設計指針，2021.2
- 5) 日本建築学会：現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針（案）・同解説，2002