

複数の矩形大開口を有するプレキャストプレストレスト コンクリート小梁の曲げ載荷実験

Bending Test of Precast Prestressed Concrete Beam with Rectangular Openings

江頭 寛 HIROSHI EGASHIRA

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

松永健太郎 KENTARO MATSUNAGA

建築生産計画部 平野 秀和 HIDEKAZU HIRANO

事務所建築の大スパン床に用いる複数の矩形大開口を有するプレキャストプレストレストコンクリート（以下、PCaPC）小梁の曲げ載荷実験による構造安全性の検証を行った。その結果、最終破壊状況は3ヒンジを形成する安定した崩壊形となり、最大耐力は終局設計荷重の約1.5倍であることを確認した。また、プレストレス導入後1週間の鉛直上向きのクリープ変形量の計測を行った結果、小梁中央部の最終変形量の支持点間距離に対する比は 0.25×10^{-3} 程度の微小な値であることを確認した。

キーワード: プレキャスト, プレテンション, 矩形開口, フィーレンディール, クリープ

Bending performance of the precast prestressed concrete beam with rectangular openings against static load were demonstrated through loading tests of the simple beam. The test results showed that the beam have stable failure mode with 3 hinges, and the maximum load was 1.5 times of the ultimate design load.

As a result of the creep test after releasing of pre-tensioned force, it was observed that the ratio of the final deformation including creep to the support span was about 0.25×10^{-3} for 7 days after the release.

Key Words: Precast, Prestress, Pre-tensioning Construction, Rectangular Opening, Vierendeel girder, Creep

1. はじめに

事務所建築では、各種設備の配管経路を確保するために、梁部材に多数の開口を設ける場合が多い。筆者らはこれに対応可能な鉄筋コンクリート（以下、RC）造の床工法として、複数の矩形大開口を有するPCaPC小梁の検討を行った。本PCaPC小梁は材軸方向に合計7つの矩形の大開口を有するフィーレンディール構造となっており、鉄骨梁に匹敵する開口総面積の大きさを有している。また、梁せいに対する梁幅の比は0.2～0.3の細長い断面形状となっており、部材の軽量化を図っている。

本報ではPCaPC小梁の最終破壊性状と最大耐力の確認のために実施した曲げ載荷実験、小梁端部支承部のせん断耐力を確認するために実施したせん断載荷実験の概要と結果について報告する。また、試験体製作時に実施したプレストレス導入後1週間のプレストレストモーメントによる鉛直上向きのクリープ変形量の計測結果についても報告する。

2. 曲げ載荷実験

(1) 曲げ載荷試験体の概要

表-1、表-2に試験体の諸元と材料試験の結果を、図-1に試験体図をそれぞれ示す。試験体は、PCaPC造の梁部と場所打ちのRC造の床部からなるT形の合成梁であり、梁部の材軸方向に合計7つの矩形の大開口を配したフィーレンディール構造となっている。試験体の縮尺は約2/3である。支持点間の内法スパンLは9,950mm、梁幅bは130mm、全せいDは730mmであり、開口せい h_0 の全せいDに対する比 h_0/D は0.41、開口長さの合計 ΣL_0 の内法スパンLに対する比 $\Sigma L_0/L$ は0.49である（以下、開口部の上下の部分それぞれ上弦材・下弦材、開口部間の部分を束材と記す）。PC梁部の設計はPRC指針¹⁾に準じて行い、PC部材の分類はII種PCとした。PC鋼より線（12.7mm×6本）を下弦材に配置し、プレテンション工法によりプレストレスを導入した。下弦材断面に対する平均有効プレストレスは 28N/mm^2 （0.33 F_c 、

表-1 試験体の諸元

PC部材の分類	Ⅱ種PC (パーシャルプレストレッシング)
プレストレス導入法	プレテンション工法
試験体サイズ	内法スパンL=9,950mm, 全せいD=730mm(縮尺約2/3)
PCaPC梁部の断面	幅b×せいD _{pc} =130mm×630mm(一般部)
RC床部の断面	幅B×厚さt _c =730mm×100mm
各種開口比	h ₀ /D=0.41, ΣL ₀ /L=0.49L (L ₀ max=1.78D) (h ₀ : 開口せい, L ₀ : 開口長さ)
コンクリートの設計基準強度F _c	PCaPC梁部: F _c 85, RC床部(場所打ち部): F _c 24
PC鋼材	SWPR7BL-12.7mm×6本
導入時緊張力P ₀	750kN(有効プレストレスP _e =0.8P ₀ =600kN)
平均有効プレストレスσ _e	下弦材断面に対し28N/mm ² (0.33F _c)

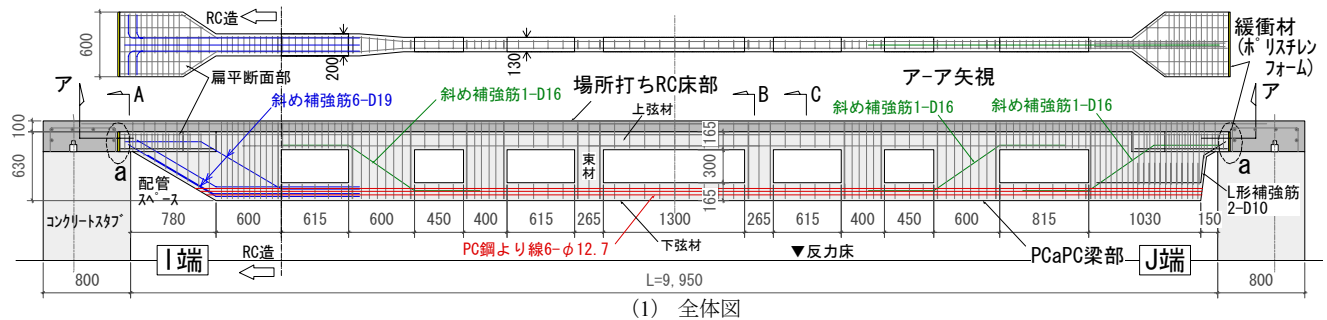
*σ_e=0.8・P₀/A, (A: 下弦材断面積)

表-2 材料試験の結果

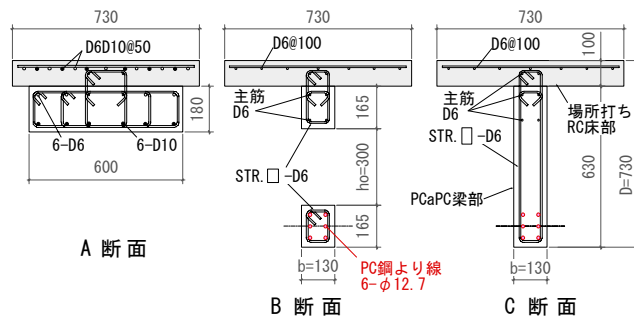
コンクリート		圧縮強度	割裂強度	ポアソン比	弾性率
		N/mm ²	N/mm ²		N/mm ²
PCaPC梁部	導入時(材齢2日)	62.2	-	-	-
	加力時(材齢33日)	86.8	5.5	0.24	4.15×10 ⁴
RC床部		加力時(材齢27日)	24.0	2.3	2.61×10 ⁴

鋼材		使用部位	降伏歪	降伏点	引張強度
			×10 ⁻⁶	N/mm ²	N/mm ²
PCaPC梁部	D6 (SD295A)	主筋・横補強筋	3,700*	307*	470
	D10 (SD295A)	J端L形補強筋他	1,860	347	481
	D16 (SD345)	斜め補強筋	1,980	367	533
	D19 (SD490)	I端斜め補強筋	3,730	532	729
	SWPR7BL-12.7mm	下弦材	10,900*	170*(kN)	187(kN)
RC床部	D6 (SD295A)	主筋・配力筋	3,930*	368*	521
	D10 (SD295A)	端部主筋	2,020	376	552

*0.2%オフセット値



(1) 全体図



(2) 断面詳細図

図-1 試験体図



写真-1 加力状況

F_c: コンクリートの設計基準強度)である。PC 梁部の配筋は軸方向の主筋 (D6) と横補強筋 (D6) で構成した。下弦材は軸方向の主筋を省略し、図-1 (2) のB断面に示すように横補強筋に内接する位置に PC 鋼線を配置した。

図-1 (1) に示すように PC 梁両端の I, J 端はそれぞれ異なる形状とした。I 端は梁端にも配管スペースを確保するために、梁ウェブを斜めに切欠きテーパ状にした。当該部はプレストレスが十分に導入されないため、テーパ形状に合わせた斜め補強筋 (6-D19) を配し、梁幅200mmの RC 造として設計した。J 端は一般部のウェブと同一厚さとし、梁端から1つ目の開口幅を I 端のそれより約 1.3 倍長くした。同図 (2) の A 断面に示すように、PC 梁の支持端部の断面形状は幅600mm, 厚さ180mmの扁平断面であり、支持条件はこの扁平断面部をコンクリートスタブに載せた単純支持とした。なお同図 (1) の a 部に示すように PC 梁の扁平断面部と

RC 床部の鉛直境界面には厚さ 10mm の緩衝材を設け、支持部の回転拘束力の緩和を図った。

PC 桁部の製作は以下のような手順で行った。

コンクリート打設後に蒸気養生を施し、材齢 2 日でプレストレスの導入を行った。導入時のコンクリートの必要強度は PC 規準²⁾に準じた。ここで、本工法では導入したプレストレス力を下弦材の断面積で除した応力度をプレストレス導入直後の最大圧縮応力度として取り扱った。導入時のコンクリートの圧縮強度 (62.2N/mm²) は、下弦材の導入時プレストレス (35.0N/mm²) の約 1.8 倍となっている。約20日間の気中養生期間を経て PC 桁部をコンクリートスタブ上に架設し、場所打ちコンクリートを打設した。このとき、PC 桁部が場所打ちコンクリートの重量を全て負担する施工方法とした。

(2) 加力方法

写真-1に加力状況を、図-2に加力方法を示す。加力

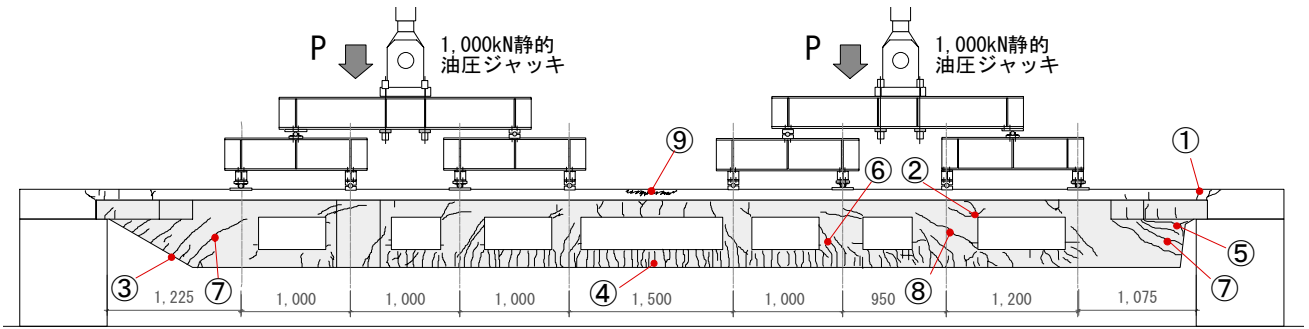


図-2 加力方法と最終ひび割れ状況

表-3 各加力サイクルのピーク時と除荷時のひび割れ幅の推移

[単位: mm]

部位	たわみスパン比 δ/L	1/1,200(長期)		1/800		1/400(終局)		1/200		1/150		1/100		1/75	
		ピーク	除荷	ピーク	除荷	ピーク	除荷	ピーク	除荷	ピーク	除荷	ピーク	除荷	ピーク	除荷
①	RC床端	0.10	0.05	0.10	0.05	0.15	0.05	0.15	未 確 認	0.15	0.40	2.00	0.80	2.50	2.00
②	J端開口部	0.10	0.05	0.15	0.05	0.25	0.10	0.65		0.80	0.20	1.00	0.25	0.55	1.00
③	I端テーパ部	-	-	0.05	0.05	0.10	0.05	0.10		0.10	0.05	0.15	0.05	0.10	0.10
④	下弦材	-	-	-	-	0.05	0.00	0.15		0.20	0.00	0.35	0.00	0.45	0.30
⑤	J端変断面部	-	-	-	-	0.05	0.05	0.10		0.10	0.50	1.30	1.50	2.00	2.00
⑥	束材	-	-	-	-	-	-	0.10		0.15	0.05	0.20	0.05	0.35	0.15
⑦	I端ウェブ	-	-	-	-	-	-	-		0.05	0.05	0.10	0.05	0.10	0.10
	J端ウェブ	-	-	-	-	-	-	-		0.05	0.00	0.10	0.05	0.15	0.10
⑧	束材	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.15	0.05	0.20	0.15	

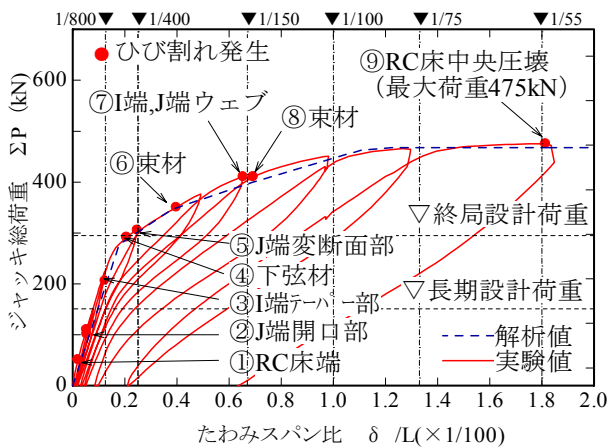


図-3 荷重 - 変形関係

は、対称配置した静的油圧ジャッキ2台を用い、等分布荷重を模擬した8点載荷による一方向漸増繰返し加力とした。折返しのピーク値は、たわみスパン比 δ/L で 1/1,200, 1/800, 1/400, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/55とした。また、各加力サイクルの除荷後に砂袋落下による自由振動実験を行い、1次固有振動数の推移を計測した。

(3) 実験結果

a) 破壊状況および荷重 - 変形関係

図-2に最終ひび割れ状況を、表-3に各加力サイクルのピーク時と除荷時にクラックスケールで計測した代表的ひび割れ幅の推移を、図-3に荷重 - 変形関係を示す。

図-3の縦軸は油圧ジャッキの総荷重 ΣP 、横軸は試験体中央部におけるたわみスパン比 δ/L である。同図には

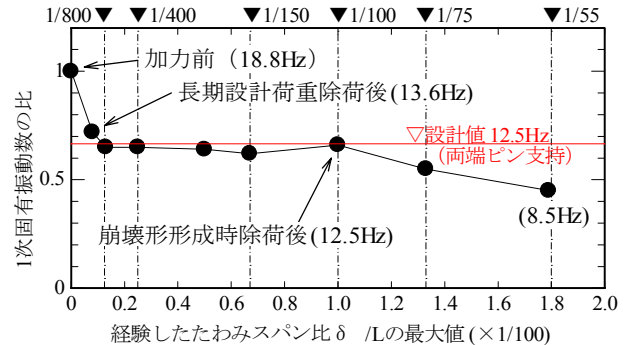


図-4 1次固有振動数の推移

想定した長期設計荷重とPRC指針に示す応力の組合せ (1.7 (G+P))¹⁾ による終局設計荷重を併記した。同図中の①~⑨は、図-2に示した位置でのひび割れと圧壊、および表-3に示したひび割れ幅の推移に対応している。

荷重が長期設計荷重に達するまでに、RC床端部①とPC梁の開口入隅部②に幅0.1mm程度のひび割れを確認した。 $\delta/L=1/800$ 近傍でI端テーパ部③にひび割れを確認し、終局設計荷重に相当する ΣP 時 ($\delta/L=1/400$ 近傍) ではPC梁中央部の下弦材に引張りひび割れ④が生じ、剛性が低下した。その後の荷重の増加に伴いJ端変断面部⑤および束材⑥、I端およびJ端ウェブ⑦にせん断ひび割れが生じた。これらPC梁各部に生じたひび割れは、表-3のひび割れ幅の推移にも見られるように除荷時には閉じる傾向を示し、荷重 - 変形曲線は残留変形の小さいPC部材特有の履歴形状を示した。 $\delta/L=1/100$ 近傍では荷重の増加が見られなくなっており、除荷時の残

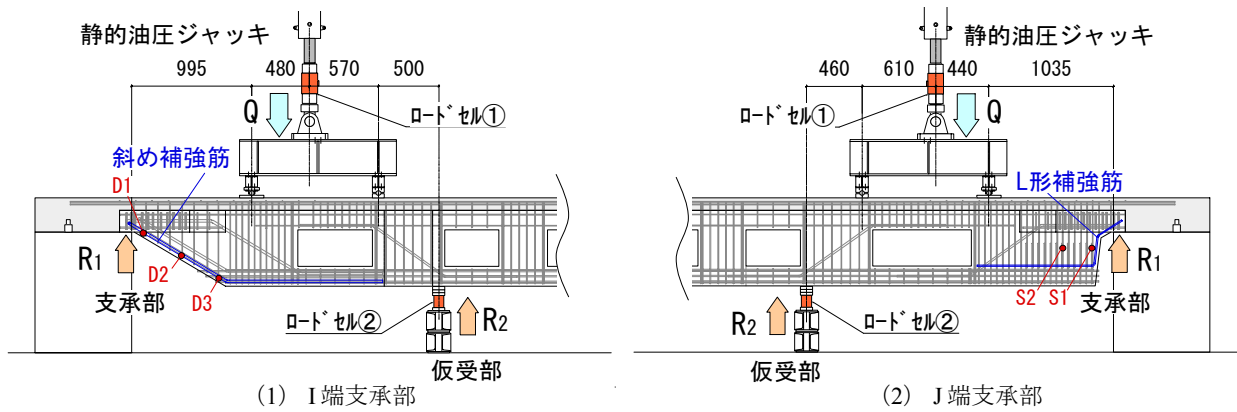


図-5 端部支承部の加力方法



(1) I端支承部



(2) J端支承部

写真-2 端部支承部の最終破壊状況

留変形も大きくなっていることから、この領域において梁中央の下弦材の PC 鋼線の降伏により曲げ破壊型の崩壊形を形成したと判断される。表-3においても $\delta/L=1/75$ における除荷時のひび割れ幅はピーク値とほぼ同じ幅になっており、崩壊形の形成と対応している。その後も加力を継続したが荷重の低下は見られず $\delta/L=1/55$ の最大荷重時にはスパン中央の床⑨にわずかな圧壊が確認された。最大荷重は長期設計荷重の約 2.5 倍、終局設計荷重の約 1.5 倍に相当している。図-3には上弦材、束材、下弦材を骨組要素でモデル化し、各要素のヒンジ特性を考慮した弾塑性増分解析による解析値を併記した。解析値は実験値に精度良く整合している。

(4) 固有振動数の推移

図-4に1次固有振動数の推移を示す。同図の縦軸は加力前の1次固有振動数に対する比、横軸は各加力サイクルで経験した δ/L の最大値である。長期設計荷重を除荷した時点での1次固有振動数の比は、RC床両端に生じたひび割れの影響で約 0.7 に低下したが、その後の低下は小さく、崩壊形を形成した $\delta/L \approx 1/100$ に至るまで、約 0.65 の一定値を示している。同図に支持条件を両端ピンとした弾性解析モデルによる設計値 (0.25Hz) を併記した。設計値は約 0.65 となり、 $\delta/L=1/800 \sim 1/100$ の間の実験値とほぼ一致している。

3. 端部支承部のせん断載荷実験

(1) せん断載荷実験の概要

本実験は曲げ載荷実験を終了した試験体を用いて PCaPC小梁端部の支承部のせん断耐力確認を目的としたせん断載荷を実施した。曲げ載荷実験終了後の試験体両端の扁平断面はほぼ健全な状態であったが、J端には最大幅 0.25mm 程度の曲げひび割れが数本生じていた。図-5に端部支承部の加力方法を示す。支承部から約 2,500mm 離れた位置に仮受部を設置し、同図に示すような位置で2点載荷を行った。加力には静的油圧ジャッキを用い、支承部が破壊するまでの一方向純漸増加力を行った。支承部に作用するせん断力 R_1 は、静的ジャッキの荷重 Q (ロードセル①の値) から仮受部の反力 R_2 (ロードセル②の値) を差分することで求めた。

(2) 実験結果

写真-2に最終破壊状況を、図-6に支承部のせん断力と鉄筋のひずみの関係を示す。図-6(1)は図-5(1)に示すI端の斜め補強筋 D19 の D1, D2, D3 のひずみを、図-6(2)は図-5(2)に示すJ端の横補強筋 D6 の S1, S2 のひずみをそれぞれ示している。なお、同図のひずみは曲げ載荷実験終了時の残留ひずみを初期値としている。I端支承部は写真-2(1)に示すように扁平断面部の支承部からせん断ひび割れが生じて最

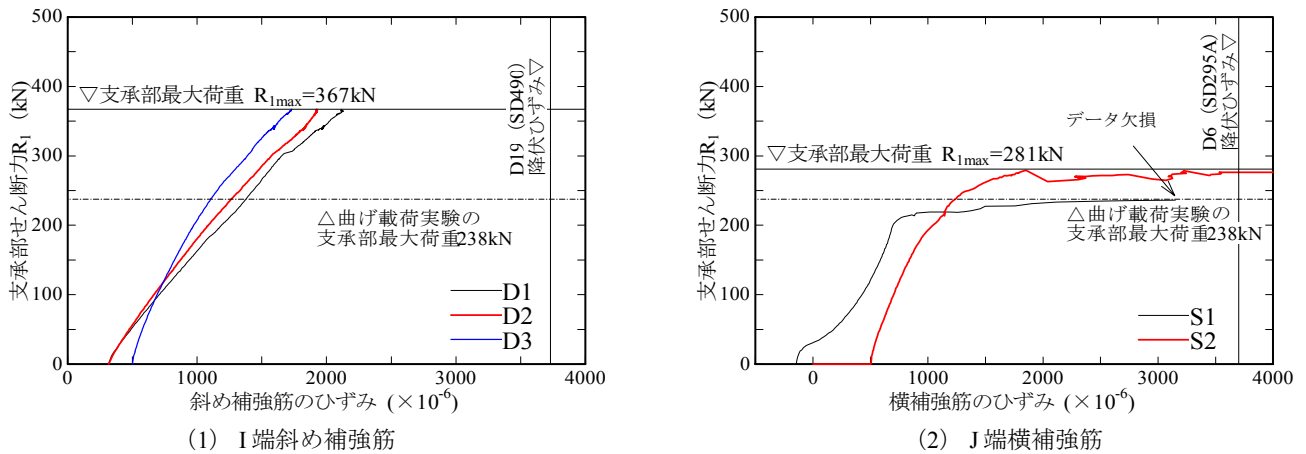


図-6 支承部のせん断力と鉄筋のひずみの関係

表-4 支承部のせん断載荷実験の結果

荷重	ジャッキ 最大荷重	仮受部 最大荷重	支承部 最大荷重	曲げ載荷実験の 支承部最大荷重	余裕率
	Q_{max}	R_{2max}	① R_{1max}	② $1/2 \Sigma P_{max}$	
支承部	kN	kN	kN	kN	①/②
I端	959	600	367	238	1.55
J端	823	545	281	238	1.18

大荷重に達した。図-6 (1) に示す斜め補強筋 D1, D2, D3 の最大ひずみは $1,500 \sim 2,000 \times 10^{-6}$ 程度であり、これらを降伏ひずみに対する比に換算すると $0.45 \sim 0.6$ 程度の値となった。これはテーパ部分の RC の強度が十分であったことを示している。一方、J 端支承部は、写真-2 (2) に示すように扁平断面直下のウェブ近傍にせん断ひび割れが集中し、当該部に配置した L 形補強筋 (2-D10) が抜け出して最大荷重に達した。図-6 (2) に示す横補強筋のひずみは S1, S2 の順で降伏した。これは扁平断面直下のウェブのせん断ひび割れの拡大に伴って L 形補強筋が抜け出し、ウェブ内の横補強筋が小梁内側に向かって順次降伏したことを示している。

表-4に支承部のせん断載荷実験の結果をまとめて示す。支承部の最大荷重は I 端が約 370kN, J 端が約 280kN となり、I 端の方が J 端よりも 1.3 倍程度大きくなった。J 端支承部はウェブ部分の L 形補強筋先端の定着強度を十分に確保することによって当該部のせん断強度をより高めることができると考えられる。曲げ載荷時実験の支承部の最大荷重 ($1/2 \Sigma P_{max}$) に対する余裕率は、I 端が約 1.6, J 端が約 1.2 となった。支承部のせん断強度の設計では小梁本体の終局設計荷重に対して 1.5 程度の余裕率を見込んでいる。本載荷実験において支承部の十分なせん断強度を確認した。

4. プレストレスカによるクリープ変形量の計測

(1) 計測概要

本 PCaPC 小梁は下弦材断面内に PC 鋼より線を直線集中配置しているために、プレストレスカの偏心によるプレストレストモーメントが部材全長にわたって一様に生じている。床スラブなどの固定荷重や積載荷重を負担しない小梁単体での仮置き状態においては、小梁の自重によるたわみの 6 倍程度の上向きの曲げ変形が生じるため、これによるクリープ変形が進行することが懸念された。そこで、クリープ変形量の計測のための試験体を製作し、プレストレス導入後 1 週間のクリープ変形量の実測を行った。

表-5, 表-6に試験体の諸元と材料試験の結果を、図-7に試験体図をそれぞれ示す。試験体は HB1, HB2 の 2 体で、図-7 (1) は左半分が HB1 を、右半分が HB2 を示している。両者は左右対称の試験体であり、端部の形状は 2 体ともテーパ状になっている。試験体の大きさや開口配置、配筋要領、製作手順およびプレストレスの導入要領は曲げ載荷試験体とほぼ同一である。

両試験体は PC 梁部の梁幅 b とプレストレス導入時のコンクリート強度を異にしている。図-7 (2), (3) に示すように HB1, HB2 の梁幅はそれぞれ $b=200\text{mm}$, 130mm となっている。プレストレス導入時のコンクリート強度は、HB1 が 45.6N/mm^2 , HB2 が 80.8N/mm^2 であり、下弦材の導入時プレストレス (HB1 : 22.8N/mm^2 , HB2 : 35.0N/mm^2) の 2 倍程度の値になっている。

図-7 (1) に試験体の計測方法、写真-3に試験体の仮置き状況を示す。プレストレス導入直後の試験体をスパン $7,800\text{mm}$ の 2 点支持で仮置きし、試験体の中央部と両支持部よりそれぞれ 200mm 内側の位置に配置した変位計 CD1, CD2, CD3 で 1 週間のクリープ変形を計測した。

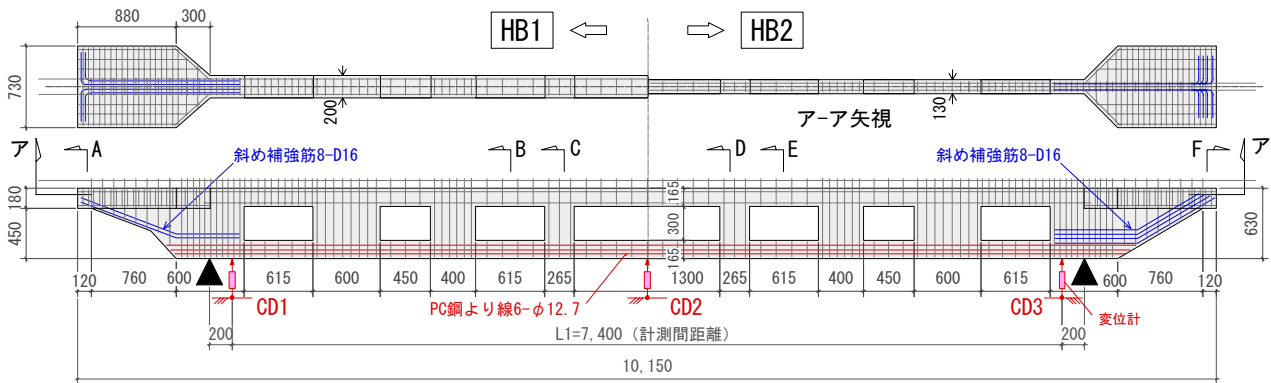
表-5 試験体の緒元

	HB1	HB2
PC部材の分類	II種PC (パースシャルプレストレス)	
プレストレス導入法	プレテンション工法	
試験体サイズ	全長10,150mm (縮尺約2/3)	
PCaPC梁部の断面 (幅b×せいDpc)	200mm×630mm	130mm×630mm
PC鋼材	SWPR7B-12.7mm×6本	
導入時緊張力P ₀	750kN	
下弦材断面に対する 導入時プレストレスσ ₀	22.8N/mm ²	35.0N/mm ²

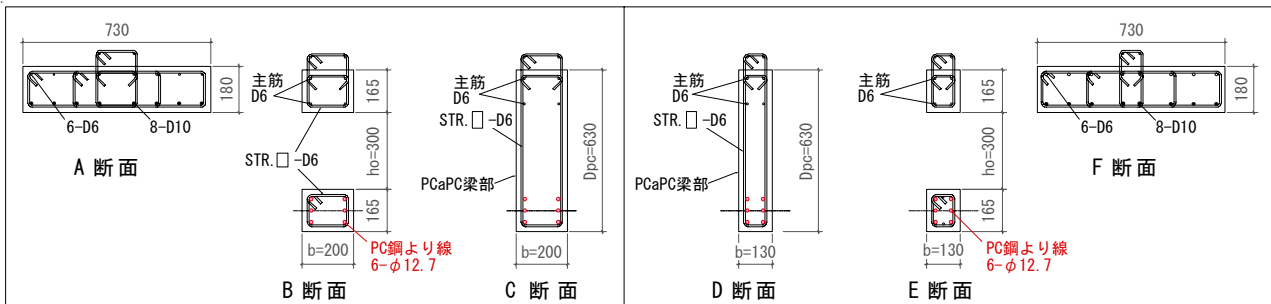
表-6 材料試験結果

コンクリート		圧縮強度	割裂強度	ポアソン比	弾性率
		N/mm ²	N/mm ²		N/mm ²
HB1	導入時 (材齢2日)	45.6	3.3	0.20	2.80×10 ⁴
HB2		80.8	4.5	0.20	3.61×10 ⁴
鋼材		使用部位	降伏歪	降伏点	引張強度
			×10 ⁻⁶	N/mm ²	N/mm ²
HB1 HB2 共通	D6 (SD295A)	主筋 横補強筋	3,740*	321*	482
	D10 (SD295A)	扁平断面部 下端筋	1,890	364	504
	D16 (SD345)	斜め補強筋	2,000	379	553
	SWPR7BL-12.7mm	下弦材	11,400*	175 (kN)	192 (kN)

*0.2%オフセット値



(1) 全体図 (計測方法)



(2) HB1 断面詳細図

(3) HB2 断面詳細図

図-7 試験体図



写真-3 試験体の仮置き状況

表-7 クリープ変形量の計測結果

試験体	①仮置き開始時 の上向き変形	②1週間後の クリープ変形	合計 ①+②	比
	δ ₀ (mm)	δ _c (mm)	δ _{total} (mm)	δ _{total} /δ ₀
HB1	9.0	2.2	11.2	1.24
HB2	14.0	2.1	16.1	1.15

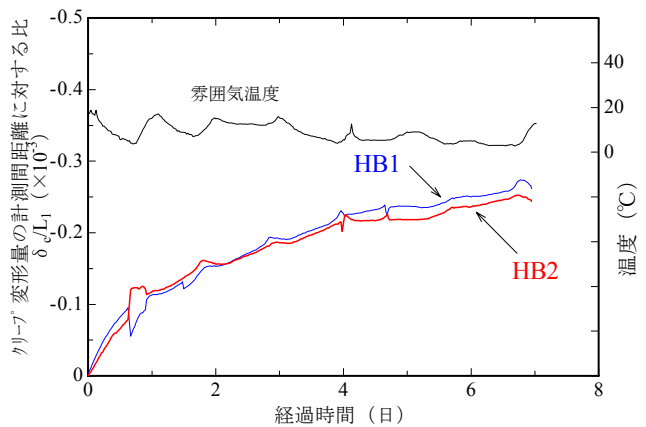


図-8 クリープ変形量の経時変化

(2) 計測結果

図-8にクリープ変形量の経時変化を示す。縦軸は鉛直上向きの変形量 δ_c の計測間距離 L_1 ($=7,400\text{mm}$) に対する比 δ_c/L_1 を、横軸は経過日数を示している。ここに、 δ_c は変位計CD2の計測値からCD1、CD2の計測値の平均値を差し引いた相対変形量である。計測は屋内で行い、計測期間の雰囲気温度は $5 \sim 15^\circ\text{C}$ である。

クリープ変形は2次曲線的に進行し、HB1、HB2ともに同様なクリープ変形を示した。変形の増分の割合は4日経過後付近から緩やかになりつつある。表-7にクリープ変形量の計測結果を示す。仮置き開始時の上向き変形量 δ_0 (小梁自重によるたわみ+プレストレスによる上向きの変形量) は、HB1が 9mm 、HB2が 14mm 、1週間後のクリープ変形量 δ_c は、HB1、HB2ともに 2mm 程度、両者を合計した変形量 δ_{total} はHB1が 11mm 程度、HB2が 16mm 程度となっている。 δ_0 に対する δ_{total} の比 $\delta_{\text{total}}/\delta_0$ は、HB1が 1.24 、HB2が 1.15 となっており、初期の変形量の2割前後の増加になった。 δ_c/L_1 の最終値は、両試験体とも 0.25×10^{-3} 程度で微小であり、これによるひび割れの発生は確認されなかった。よって、本計測の範囲内においてはプレストレス導入後の上向きのクリープ変形による構造性能上の問題はないと判断される。

5. まとめ

複数の矩形大開口を有するPCaPC小梁の曲げ載荷実験およびプレストレス導入後のクリープ変形量の計測を行い、以下の知見を得た。

- ① 最終破壊状況はPC梁中央部下弦材のPC鋼線の降伏により3ヒンジを形成する曲げ破壊型の崩壊形となり、最大荷重は終局設計荷重の約1.5倍となった。
- ② 本構造の荷重-変形関係は、骨組要素でモデル化した弾塑性増分解析により評価可能である。
- ③ PCaPC小梁の曲げ破壊時における梁端支承部のせん断耐力の余裕率は、I端が約1.6、J端が約1.2となった。
- ④ プレストレス導入後1週間のクリープ変形量の計測の結果、小梁中央部の最終変形量の支持点間距離に対する比は 0.25×10^{-3} 程度と微小であった。

参考文献

- 1) 日本建築学会：プレストレスト鉄筋コンクリート (III種PC) 構造設計・施工指針・同解説, 2003, pp.18-63
- 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, pp.61-63