

# 長スパン変断面 PC 合成床板の構造性能確認実験

## こくがくいんだいがく — 國學院大學学術メディアセンター新築工事 —

建築本部 設計部 PC 構造グループ 今村雅泰

概要：本報では 18m の長スパン，変断面をもつ ST 合成床板（以下，ST 板）の構造安全性を確認するため，実部材試験体を作成し載荷試験を行い，ST 板が十分な耐荷重性および変形性能を有していることを確認している。

**Key Words**：長スパン，変断面，補強効果，デザイン性

### 1. はじめに

「國學院大學学術メディアセンター」は渋谷区にある國學院大學の 120 周年を記念するキャンパス再整備の第 3 期工事として，図書館および情報処理施設を複合した施設として計画された。書架の閲覧スペースやメディア教室は開放的な空間を確保するために，18m×18m グリッドの無柱空間としている。このグリッドを構成する床組にはプレストレスを入れた ST 板が一方板として用いられており，天井を貼らずに構造部材である床板自体を大胆に露出したデザインとなっている。本物件で求められた ST 板の構造性能は，書庫レベルの重荷重 ( $\omega = 5,500 \sim 14,000 \text{N/m}^2$ ) を 18m 長スパンの一方 ST 板で支持することであった。また，意匠面では開口面からの自然光を ST 板のリブで遮ることなく建物内部に採り入れ，明るい開放的な空間を作り出すことであった。これらを満足するために，ST 板はスパン中央部では T 形断面として天井高をかせぎ，外部開口側および内部側の両端部では扁平断面として採光を確保する変断面形状を採用することとなった。本報告は，意匠的にデザインされた ST 板形状が構造的な性能を満足していることを確認するために，実部材による載荷実験を行ったものである。

### 2. 工事概要

#### 2.1 建物概要

工事名称：國學院大學学術メディアセンター新築工事

所在地：東京都渋谷区 4 丁目 101-18

施主：國學院大學

設計監理：株式会社日建設計

施工：鹿島・大成建設工事共同企業体

PC 施工：株式会社ピーエス三菱

建築面積：3,228.40m<sup>2</sup>

延床面積：17,382.91m<sup>2</sup>

階数：地下 2 階，地上 6 階

軒高：19,965m

最高高さ：25.075m



今村雅泰

## 2.2 構造概要

本建物の構造は耐震壁付き RC ラーメン造である。床組は基本グリッド 18m×18m であり (図-1), 1 グリッド当たり 18 枚の ST 板 (幅 W=900mm, せい D=780mm ~ 1,080mm) を敷設し, トップコンクリート (以下, トップコン: t=120mm) を打設する PC 合成床板としている。床板は耐荷重およびスパンの違いによって ST1 から ST6 としており, 特殊な形状の床板まで含めて全 9 種類である。

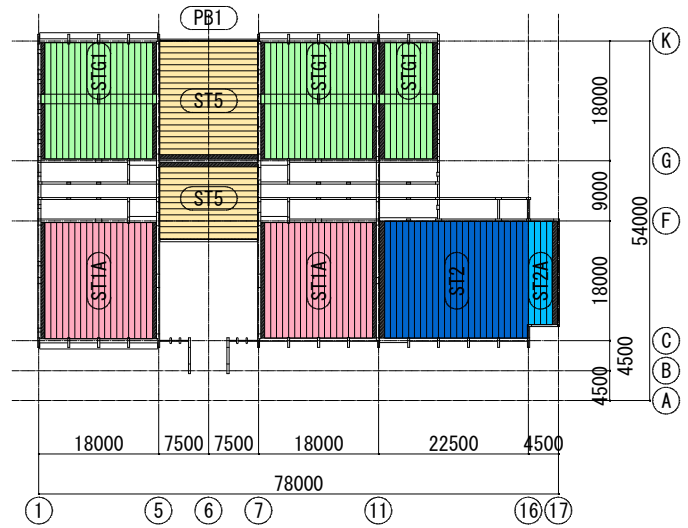


図-1 基準平面

## 3. 設計

### 3.1 設計概要

本 ST 板の設計種別は, 設計荷重に対して中央断面ではフルプレストレスング, 断面が変化する扁平部では 0.1mm 以上のひび割れを許容しない PRC (Ⅲ<sub>0.1</sub>) 造としている。使用鋼材は PC 鋼より線 15.2φ (SWPR7BL) であり, プレストレスの導入はプレテンション方式とした。コンクリートの設計基準強度は, ST 板は 60N/mm<sup>2</sup>, トップコンは 30N/mm<sup>2</sup> としている。設計積載荷重は, 表-1 に示すとおりである。

表-1 設計積載荷重

用途	積載荷重 (N/m <sup>2</sup> )
事務所・閲覧所	3,600
教室	4,000
屋上	5,000
閉架書庫	5,500
集密書庫	14,000

### 3.2 ST 板の特徴

一般的な ST 板はリブ部分 (せい D=780mm) にのみ PC 鋼材を配置し, 支承部のフラット部分は鉄筋コンクリート (RC) 造として設計されている。本 ST 板では意匠的な要求から, 端部の扁平断面 (せい D=575mm) が支承位置から約 2m の長さとなっており, この断面変化点における曲げ応力に対応するために, 扁平断面にも PC 鋼材を配置している (図-2)。扁平形状からリブ形状へと変化する境界部では, 曲げ応力や局部応力, プレストレスの影響等に対して, その性状が構造計算だけでは十分に把握できないと判断された。本設計では境界部の補強筋として, 1-D19+2-D13 を配筋し, また STP と兼用させた □-D13 を配筋することでスムーズな応力の伝達を企図した。

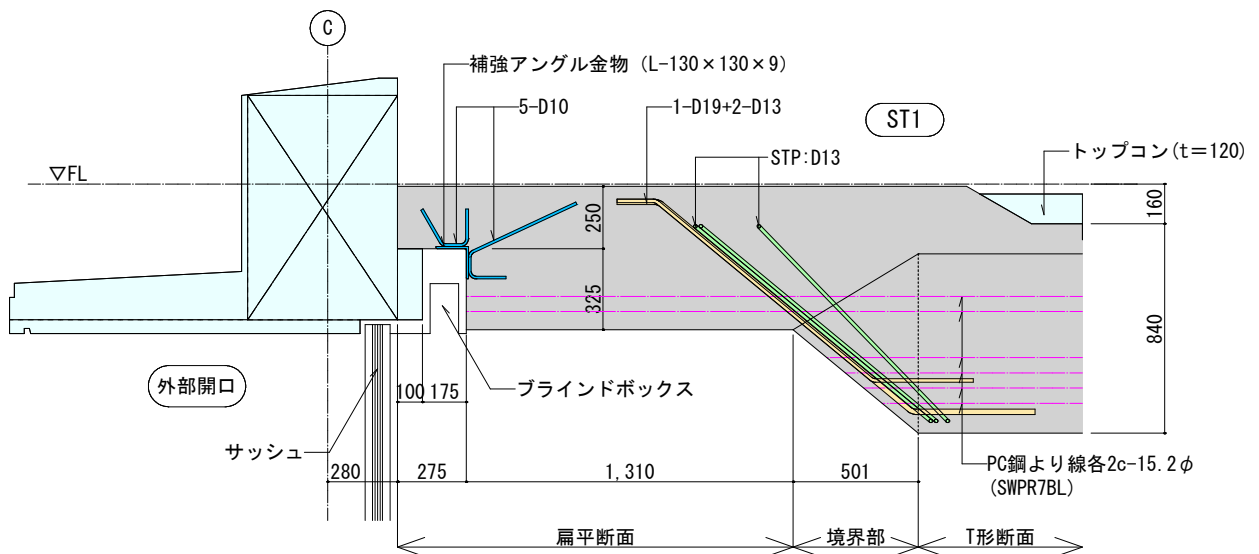


図-2 端部形状詳細図

PC 鋼材は中央断面で曲げ応力に対応するために 12 本配置されているが、偏心による ST 板の上そりが大きくなるため、境界部の PC 鋼材 4 本の両端部にボンドレス加工を施し、架設時の上そりが 10mm 以下になるように制御した。なお、ボンドレスによりプレストレス量が変化する断面については、各断面において応力検討を行い、部材種別を満足していることを確認した。

また、外部開口側の支承位置においてはブラインドボックスの納まりにより、更に扁平断面のせいが小さくなり、せい  $D=250\text{mm}$  の断面で支承している。図-2 に示すように、断面せいが変化する部分が隅角部となるため、ひび割れを誘発しやすい形状となっている。そのため、隅角部の補強として補強アングル金物 (L-130×130×9) を設けている。

## 4. 実験概要

### 4.1 試験体概要

試験体は実部材を用い、標準床板 ( $L=17.44\text{m}$ ,  $\omega=4,000\text{N/m}^2$ ) である ST1 部材 (図-3) 1 体とした。実験は支承部の性能試験および中央断面の曲げ性能試験を行い、①設計荷重時の性状、②ひび割れ発生荷重・ひび割れ性状、③破壊耐力、④復元力特性 (曲げ性能試験のみ)、⑤支承部補強筋および補強アングル金物の効果について確認した。なお、曲げ性能試験は支承部性能試験終了後に行った。また、本部材は端部形状が両端で異なるため、各々 (C 端および F 端) において支承部性能試験を行った。

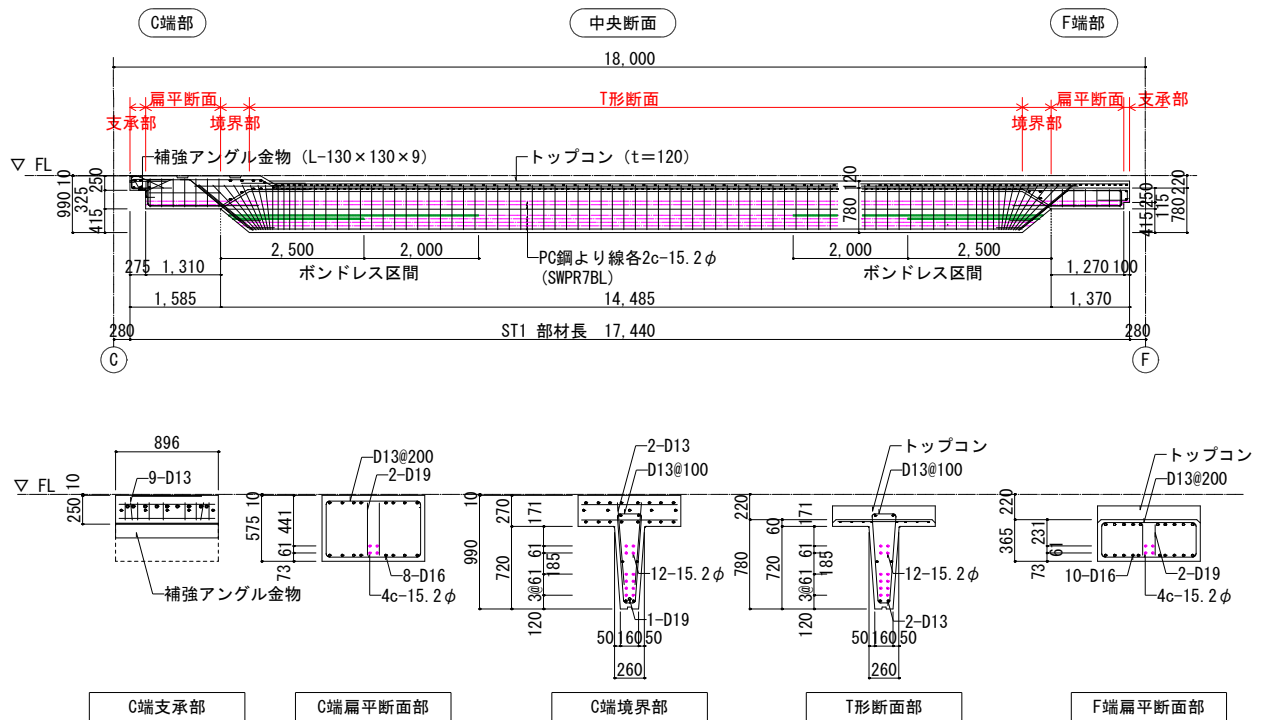


図-3 試験体形状配筋図 (ST1)

試験体は実部材と同様の条件で、プレストレスを導入した PC 板を製作した後にトップコンを打設して合成床板とした。使用材料および材料試験結果を表-2 に示す。

表-2 使用材料および材料試験結果

コンクリート (N/mm <sup>2</sup> )				鋼材 (N/mm <sup>2</sup> ) (ミルシートによる)			
部 位	$\sigma_{B1}$	$\sigma_{B2}$	$E_c$	鋼材種類	呼び	$\sigma_y$	$\sigma_u$
ST 板本体	41.3	61.1	32533	PC 鋼材	15.2φ	1709	1975
トップコン	—	40.4	—	鉄筋 (SD295A)	D10	376	538
			D13		360	524	
			D16		363	534	
				鉄筋 (SD345)	D19	399	551

$\sigma_{B1}$  : 導入時圧縮強度,  $\sigma_{B2}$  : 試験時圧縮強度

$E_c$  : 試験時ヤング係数

$\sigma_y$  : 降伏強度,  $\sigma_u$  : 引張強度

## 4.2 載荷装置および加力ルール

支承部性能試験における加力方法は、1,000 kN オイルジャッキによる1点集中荷重とし、加力スケジュールは、計算上の長期設計荷重までは10 kN ずつ載荷を行い、それ以降は30 kN ずつ単調載荷とした。

曲げ性能試験においては、同様のジャッキを用い中央2点載荷とした。加力スケジュールは図-4に従い、計算上の長期設計荷重およびひび割れ発生時でそれぞれ除荷し、それ以降は曲げ終局時設計荷重まで載荷を行った。両載荷試験の載荷装置図を図-5に示す。なお、載荷荷重は載荷支点での縁応力度が設計スパンによる支点での縁応力度となる荷重を算定し、自重およびトップコン重量についても加味した。

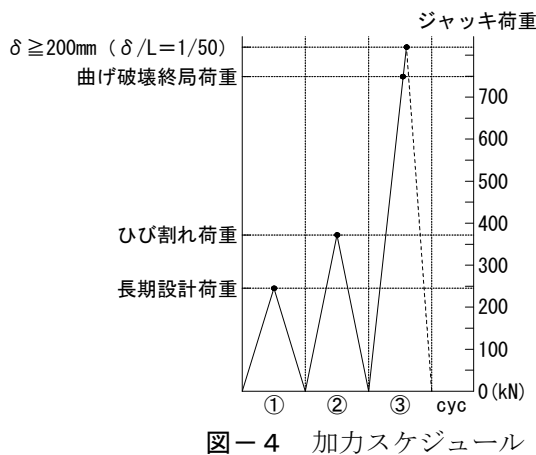


図-4 加力スケジュール

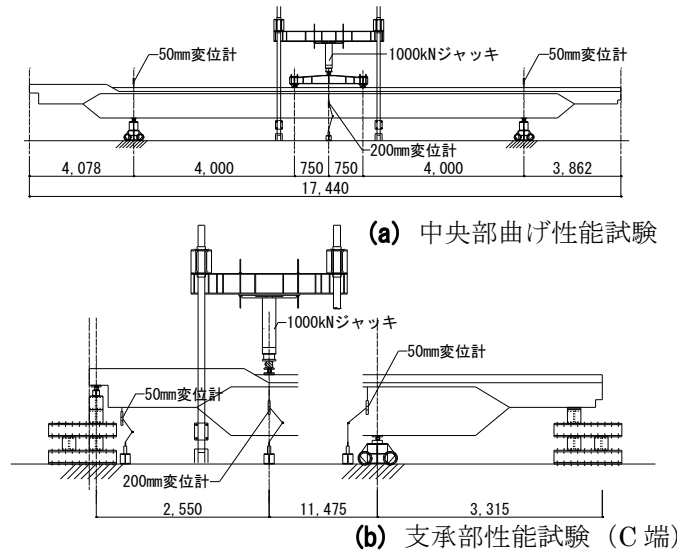


図-5 載荷装置

## 4.3 測定項目

測定項目は、ロードセルによる荷重、ひび割れ、試験体の各部鉛直変位および鉄筋のひずみとした。ひび割れの測定は目視により行い、ひび割れ幅はクラックスケールを用いて計測した。試験体の鉛直変位は、加力点部および両支点部の6箇所について変位計を用いて計測し、相対平均変位により評価した。以下、変位とは、相対平均変位を示す。鉄筋のひずみは支承部性能試験において計測した。ひずみゲージ貼付位置を図-6および表-3に示す。

表-3 ゲージ番号表

ゲージ番号	鉄筋径
C1, F1	D13
C2, F2	D19
C4, F4	D13
C5, F5	D10
C6, F6	D19

Uは上側、Dは下側を示す

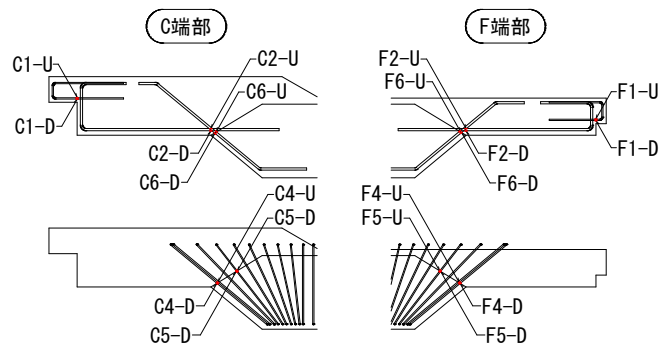


図-6 ひずみゲージ貼付位置

## 5. 実験結果および考察

### 5.1 支承部性能試験

#### 5.1.1 荷重-変位関係および破壊性状

C端およびF端の荷重-変位関係を図-7に、最終ひび割れ状況図を図-8に示す。

両端ともに初期ひび割れは、長期設計荷重を上回った荷重において発生したリブ端部の曲げひび割れであった。このひび割れは終局時設計荷重においても、若干の進展はあるが、ひび割れ幅の拡大は見られず0.04mm未満であった。載荷点近傍のリブ下端に曲げひび割れが発生すると、そのひび割れ(0.1mm)の増加に伴い荷重-変位曲線に剛性低下が見られた。その後、徐々にひび割れ範囲は広がり、PCa部材とトップ

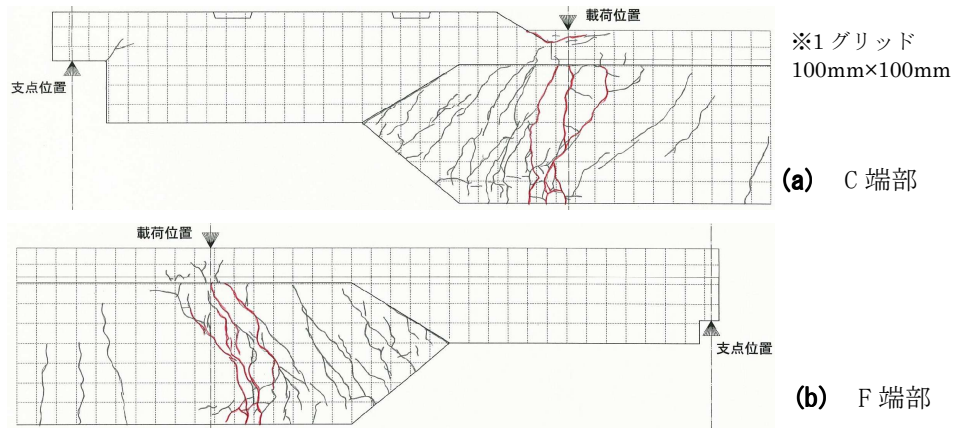


図-8 最終ひび割れ状況図 (赤線が最終破壊面)

コンの境界面にひび割れが発生し、コンクリートの肌別れが生じた。両端ともに、荷重は増加せずに変位のみが増加する状態となった時を最大荷重とした。

最終破壊性状は、載荷点位置での曲げ破壊となり、危険断面と考えられた支承部およびリブ境界部での脆性的な破壊は見られなかった。

5.1.2 諸限界値と計算値の比較

支承部性能試験の挙動および破壊性状は、C端およびF端ともに大きな差異はないため、ここでは支承部の補強アングル金物を打ち込んだC端についてのみ考察する。考察に当たり、ひび割れ発生荷重および最大荷重時の載荷荷重と計算値との比較を表-4に示す。荷重の比較は本実験において破壊断面と想定されていた①支承部、②リブ境界部、③リブ端部(初期ひび割れ発生部)、④載荷点(実際の破壊断面)について行う。ここで、リブ端部では破壊に至っていないため、破壊耐力との比較は省略する。

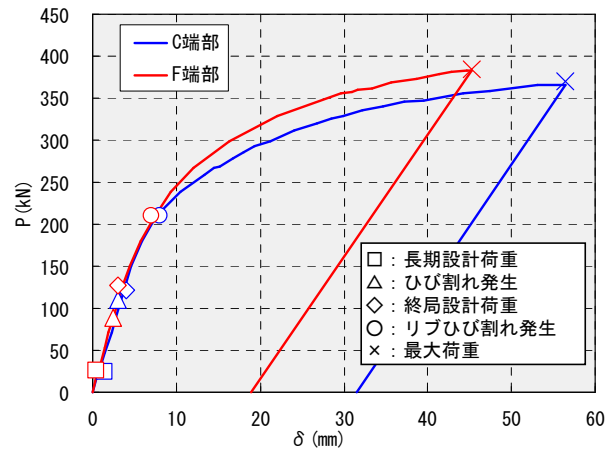
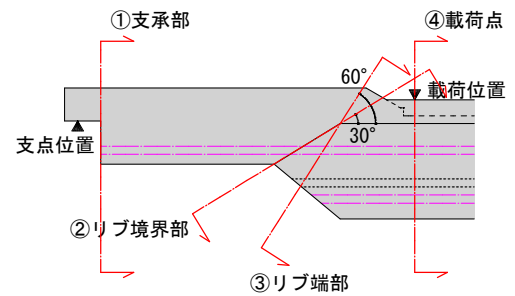


図-7 支承部性能試験荷重-変位関係

表-4 C端支承部荷重比較

	①	②	③	④
$Z'$	9.4	47.4	36.8	24.0
$Z$	9.4	47.4	36.8	33.3
$\sigma_{pi}$	0	4.03	3.99	15.72
$eP_{cr}$	350	180*	122	180
$cP_{cr}$	217	180	157	184
$eP_{cr}/cP_{cr}$	1.61	1.00	0.78	0.98
$eP_{max}$	370	370	370	370
$cP_u$	(272)	445	-	479
$eP_{max}/cP_u$	1.36	0.83	-	0.77
$P_G$	19	20	19	20
$P_{(G+P)}$	56	53	54	52
$P_{1.7(G+P)}$	144	130	132	125
$eP_{cr}/P_G$	18.42	9.00	6.42	9.00
$eP_{cr}/P_{(G+P)}$	6.25	3.40	2.26	3.46
$eP_{max}/P_{1.7(G+P)}$	2.55	2.87	2.80	2.96

※：鉄筋に添付したひずみゲージより推定



$Z'$ ：床板単体下端断面係数 (×10<sup>6</sup>mm<sup>3</sup>)

$Z$ ：合成断面下端断面係数 (×10<sup>6</sup>mm<sup>3</sup>)

$\sigma_{pi}$ ：プレストレスによる下端縁応力度 (N/mm<sup>2</sup>) (角度考慮)

$eP_{cr}$ ：ひび割れ発生時荷重 (kN)

$cP_{cr}$ ：曲げひび割れ耐力 (kN)

$eP_{max}$ ：最大荷重 (kN)

$cP_u$ ：曲げ(せん断)終局耐力 (kN)

$P_G$ ：自重のみの設計時荷重 (kN)

$P_{(G+P)}$ ：長期設計荷重 (kN)

$P_{1.7(G+P)}$ ：終局時設計荷重 (kN)

## (1) 曲げひび割れ発生荷重・ひび割れ性状

曲げひび割れ発生時荷重の実験値と計算値との比は、支承部断面を除き 0.78~1.00 となっている。ひび割れ耐力式はプレストレスによる効果とコンクリートの曲げ引張強度から求めた。ただし、プレストレスの有効率  $\eta$  は部材の若材令を考慮して、PC 規準<sup>1)</sup>によるプレストレスの減退式により算定し 0.92 とした。

$$\text{ひび割れ耐力式: } M_{cr} = \eta \cdot \sigma_{pi} \cdot Z' + 0.56 \sqrt{\sigma_B} \cdot Z$$

表-4 よりリブ端部の曲げひび割れ発生時の曲げ応力は、 $eP_{cr}=122 \text{ kN}$  から算定すると、 $eM_{cr}=179.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$  となる。リブ端部における  $M_{cr}$  をコンクリートの曲げ引張強度による成分のみで算定すると、 $eM_{cr}=160.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$  となり、 $eM_{cr}/eM_{cr}=1.12$  とほぼ等しくなる。これはリブ端の局部ではプレストレスの効果が小さく、ひび割れの発生はコンクリートのひび割れ耐力で決定されるものと考えられる。また、リブ端部に発生したひび割れの進展は  $P=150 \text{ kN}$  を超えた後であり、プレストレスの効果を考慮したひび割れ耐力 ( $cP_{cr}=158 \text{ kN}$ ) との比が 0.95 とほぼ一致している。これは、リブ端から離れた位置になるとプレストレスが有効になり、ひび割れ耐力が増加したものと考えられる (図-9)。なお、最大荷重時においてもリブ端部でのひび割れ幅は過大にならなかったのは、リブ端部に配筋した補強筋がひび割れに対して有効であったことが考えられる。補強筋による効果は「支承部補強筋の効果」において考察する。

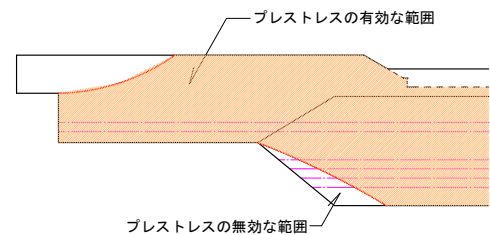


図-9 プレストレスの広がり概念図

また、支承部断面においては、実験値と計算値との比が 1.61 と大きい値を示した。これは支承部補強アングル金物 (以下、アングル材) が有効となっていると考えられる。アングル材による効果は「支承部隅角部の補強アングル金物の補強効果」において考察する。

## (2) 破壊耐力

曲げ終局耐力およびせん断終局耐力 (荒川式) は PC 規準式<sup>1)</sup>によった。支承部での最大荷重時と終局耐力との比は、1.36 となっており破壊耐力に達しているにも関わらず支承部破壊は生じていない。これはアングル材が有効となっていると考えられる。

破壊面と想定されていたリブ境界部での曲げ破壊耐力の実験値と計算値との比は、0.83 とほぼ一致しているにも関わらず、境界部での部材の破壊は生じていない。これは破壊面に沿って配置されているせん断補強筋が効果的となっていると考えられる。載荷点での実験値と計算値との比は 0.77 である。これは、最大荷重時には PC 鋼材は降伏しておらず、変形のみが進行していることから、PC 鋼材の付着切れが起こったものと考えられる。ここで、平面保持が成立していると仮定して算定した、最下段の PC 鋼材に作用する最大荷重時の応力度を表-5 に示す。

表-5 PC 鋼材の応力度

	最大荷重時 M (kN・m)	PC 鋼材 応力度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	PC 鋼材付着 応力度 <sup>*</sup> $\tau_f$ (N/mm <sup>2</sup> )	PC 鋼材短期 許容付着応力度 <sup>2)</sup> $\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_f / \tau_a$
C 端	881.9	112.6	0.46	1.0	0.46

※: PC 鋼材の周長は、呼び径 $\times\pi$  とする。

表-5 より、PC 鋼材に生じている付着応力度と許容付着応力度との比は 0.46 となっており、許容応力度の 50%にも達していない。これは破壊面がリブ端部近傍であるために、定着長さが短いことから、PC 鋼材に付着切れが生じたのではないかと考えられる。

なお、終局時設計荷重 ( $P_{1.7(G+P)}=125 \text{ kN}$ ) に対しては、 $eP_{cr}=180 \text{ kN}$  までひび割れ耐力式により推定できていることから、この荷重時において PC 鋼材の付着切れは生じていないものと考えられる。また、試験結果から載荷荷重 300 kN のとき載荷点近傍のひび割れ幅が拡大しているため、この地点から付着切れが始

まっているものと考えられる。ただし、終局設計時荷重に対して最大荷重  $eP_{max}$  は 2.40 の安全率があり、問題のないレベルであると考えられる。

### (3) 設計荷重時の性状

表-4 にひび割れ発生時荷重および最大荷重と、設計値における①自重 (G) のみ、②自重+積載荷重 (G+P) および③終局時設計荷重 (1.7 (G+P)) との比較を示す。

表-4 より、 $eP_{cr}/P_G$  は 6.42~18.42、 $eP_{cr}/P_{(G+P)}$  は 2.26~6.25 と、長期設計荷重においてもひび割れ発生が見られず十分な安全性を有していることから、実部材として問題ないものと考えられる。

同様に、 $eP_{max}/P_{1.7(G+P)}$  は、2.55~2.96 であり、終局時設計荷重に対しても実部材として十分な耐力があることが示された。

### (4) 支承部補強筋の効果

支承部補強筋に貼付したひずみの測定結果を表-6 に示す。ゲージ位置は図-6 参照。

C1 の鉄筋応力度から、鉄筋が負担している曲げモーメントを計算すると (図-10)  $M_r=40.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$  となり、最大荷重時の曲げモーメントは表-4 の  $P_{max}=370 \text{ kN}$  から算定すると、 $M_{max}=63.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$  となる。よって、差分のモーメント  $\Delta M=63.1-40.3=22.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$  程度は支承部隅角部に取り付けたアングル材が負担していると考えられる。

表-6 最大荷重時の鉄筋のひずみ (C 端)

		径	最大荷重 $P_{max}$ (kN)	最大荷重時 ひずみ ( $\mu$ )	鉄筋応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) *1	備考
C 端	C1	D13	370	912	192	——
	C2	D19		1059	222	——
	C4	D13		1925	360*2	降 伏
	C5	D10		2357	376*2	降 伏
	C6	D19		1898	399	降 伏

\*1:  $E_s=2.1\times 10^5 \text{ N}/\text{mm}^2$  として計算

\*2: 降伏しているためミルシートの値とする

C4 および C6 は、リブ境界部のひび割れ発生後 ( $P=180 \text{ kN}$  と仮定) ひずみが増加し、最大荷重時には降伏に至っている。荷重-ひずみ関係を図-10 に示す。C4 および C6 とともに同じような挙動を示し、リブ境界部の曲げに対して有効であるものと考えられる。また、ひび割れがリブ境界部を進展するにつれて、C5 のひずみが増加し降伏にまで至っている。

よって、リブ境界面に鉛直に配筋した補強筋がひび割れ進展に伴って、順次効果を発揮することにより、曲げによる急激な破壊を防ぎ、ねばりのある挙動を示したものと考えられる。

C2 のひずみは C6 と比較して 0.56 であった。これはリブ境界部の角度効果によるものと考えられる。リブ境界部の角度が 30 度であることから、C2 鉄筋に生じる応力度は 1/2 となり、ひずみの割合はほぼ一致している。

### (5) 支承部補強アングル金物の効果

(4) より、 $\Delta M=22.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$  はアングル材が負担しているとする、アングル材の負担割合は作用しているモーメントの 4 割程度であると考えられる。また、アングル材の負担分の応力が L 形鋼を介してアンカー筋 5-D10 に生じていると考え、アンカー筋の負担応力度は  $\sigma_t=294 \text{ N}/\text{mm}^2$  となり、短期許容応力度

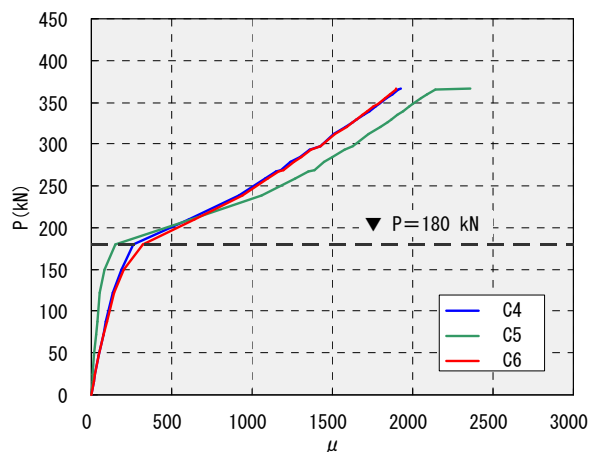


図-10 荷重-ひずみ関係

相当にまで達している。ここで、作用している曲げ応力、C1ひずみから算定される鉄筋による負担応力( $M_r$ )およびアンゲル材が負担していると思われる応力( $\Delta M$ )の関係を図-11に示す。

図-11より、アンゲル材が負担する応力は $\Delta M \approx 23.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$ でほぼ一定となっていることがわかる。このときのアンカー筋の応力度は、 $\sigma_t = 297 \text{ N/mm}^2$ である。従って、アンゲル材のアンカー筋が短期許容引張応力度に達するまで効果を発揮しており、残りの曲げ応力は支承部の補強筋によって負担していると考えられる。

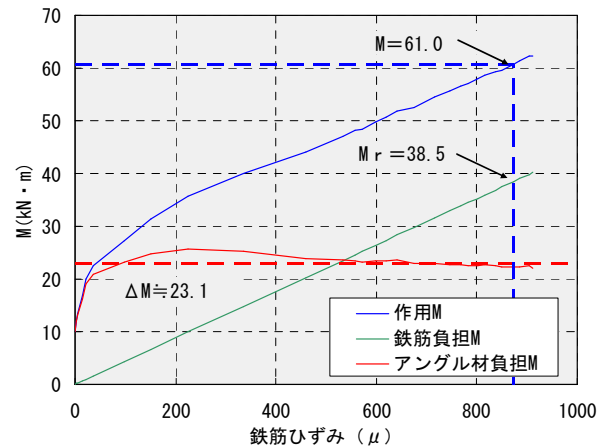


図-11 負担モーメントー鉄筋ひずみ関係

## 5.2 中央部曲げ性能試験

### 5.2.1 荷重ー変位関係および破壊性状

中央部の荷重ー変位関係を図-12に、最終ひび割れ状況図を図-13に示す。

長期設計荷重 245 kN および設計曲げひび割れ耐力を想定した荷重 370 kN 載荷時において、ひび割れは全く発生せず、 $P=438 \text{ kN}$ において載荷点近傍のリブ下端に曲げひび割れを確認した。ひび割れ幅は0.04mm 未満であり、除荷後には完全に閉じた。除荷後の残留変位は0.3mmであった。

$P=600 \text{ kN}$ のとき、リブに曲げひび割れが約200mmピッチで発生し剛性低下が生じた。終局時設計荷重  $P=750 \text{ kN}$  ではひび割れ幅は0.45mm まで拡大した。

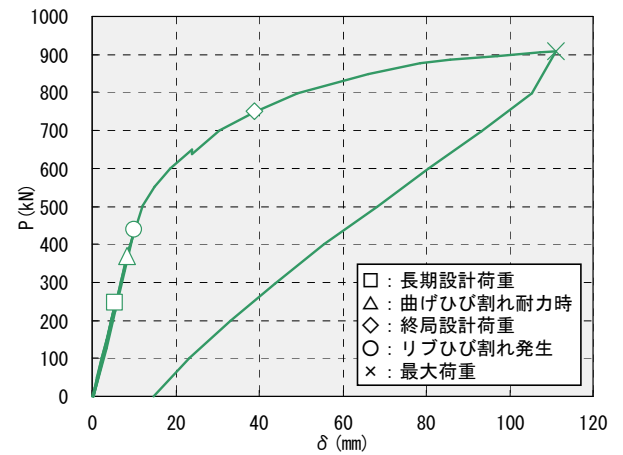


図-12 曲げ性能試験荷重ー変位関係

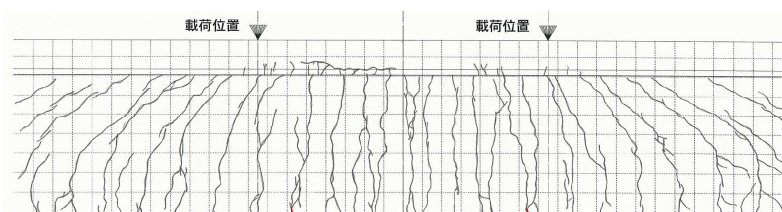


図-13 最終ひび割れ状況図

※1グリッド  
100mm×100mm



写真-1 最大荷重時状況写真(曲げ性能試験)



P=850 kN あたりから荷重は増加せずに変位のみが増加し、P=910 kN を最大荷重とした。最大荷重時において、最大ひび割れ幅は 3.0mm 程度であった。また、最大変位は約 110mm ( $\delta/L \approx 1/86$ ) となり V 字型に大きく変形した (写真-1)。除荷完了後、細かいひび割れは縮小し、最大残留ひび割れは 0.3mm 程度であった。また、残留変位は約 15mm ( $\delta/L \approx 1/633$ ) であった。

### 5.2.2 諸限界値と計算値の比較

中央断面でのひび割れ発生荷重、最大荷重を示す (表-7)。また、①自重 (G) のみ、②自重+積載荷重 (G+P)、③終局時設計荷重 (1.7 (G+P)) との比較を示す。

表-7 中央部荷重比較

	中央部
Z'	24.0
Z	33.3
$\sigma_{pi}$	25.4
$eP_{cr}$	438 <sup>**</sup>
$cP_{cr}$	354
$eP_{cr}/cP_{cr}$	1.24
$eP_{max}$	910
$cP_u$	829
$eP_{max}/cP_u$	1.10
$P_G$	202
$P_{(G+P)}$	246
$P_{1.7(G+P)}$	367
$eP_{cr}/P_G$	2.16
$eP_{cr}/P_{(G+P)}$	1.78
$eP_{max}/P_{1.7(G+P)}$	2.48

Z' : 床板単体下端断面係数 ( $\times 10^6 \text{mm}^3$ )

Z : 合成断面下端断面係数 ( $\times 10^6 \text{mm}^3$ )

$\sigma_{pi}$  : プレストレスによる下端縁応力度  
( $\text{N/mm}^2$ )

$eP_{cr}$  : ひび割れ発生時荷重 (kN)

$cP_{cr}$  : 曲げひび割れ耐力 (kN)

$eP_{max}$  : 最大荷重 (kN)

$cP_u$  : 曲げ終局耐力 (kN)

$P_G$  : 自重のみの設計時荷重 (kN)

$P_{(G+P)}$  : 長期設計荷重 (kN)

$P_{1.7(G+P)}$  : 終局時設計荷重 (kN)

※ : 目視によるひび割れ発生荷重とする

#### (1) ひび割れ発生荷重・ひび割れ性状

ひび割れ発生荷重とひび割れ耐力との比は、1.24 と若干実験値が大きくなっている。ひび割れ性状はリブ下端に発生した曲げひび割れが進展し、載荷点近傍から支点到むかって広がる一般的な曲げ試験によるひび割れ性状となった。また、平均ひび割れ間隔の計算値<sup>3)</sup>  $lav=217.8 \text{ mm}$  となり、試験結果によるひび割れ間隔約 200mm とほぼ等しくなる。

#### (2) 破壊耐力

最大荷重と曲げ終局耐力との実験値と計算値との比は 1.10 と曲げ終局耐力がほぼ一致していることが確認できた。さらに破壊性状は PC 鋼材の降伏が先行する、ねばりのある曲げ破壊となった。

#### (3) 設計荷重時の性状

表-7 より、 $P_{cr}/P_G$  は 2.16 および  $P_{cr}/P_{(G+P)}$  は 1.78 であり、ひび割れに対して十分な安全性を有している。同様に  $P_{max}/P_{1.7(G+P)}$  は 2.48 であり、終局時設計荷重においても実部材として十分な耐力があることが示された。

#### (4) 復元力特性

各サイクルでの最大変位と残留変位を表-8 に示す。長期設計荷重およびひび割れ発生荷重まで載荷しても、除荷後の残留変位は 0.2~0.3mm であり、ほとんど残留変位は残らず、復元性が充分高いことがわかる。また、最大荷重後の残留変位についても 14.5mm と極めて復元性が高いことが証明された。

表-8 最大変位と残留変位

サイクル	荷重 P(kN)	最大変位 $\delta_{\max}$ (mm)	残留変位 $\delta_{\text{rev}}$ (mm)
長期設計荷重時	246	5.6	0.2
ひび割れ発生時	438	10.1	0.3
最大荷重時	910	111.1	14.5

## 5.3 破壊メカニズム

各試験ともに最終破壊モードは曲げ破壊であり、ST板がねばりのある性状を示すことがわかった。ここでは、1部材のST板に等分布荷重が作用したときの応力の比率から、塑性ヒンジが生じると考えられる位置について検討する(表-9)。検討に用いる破壊荷重は最大荷重とし、各破壊位置は、両端部では載荷点、中央部では中央点と仮定する(図-14)。

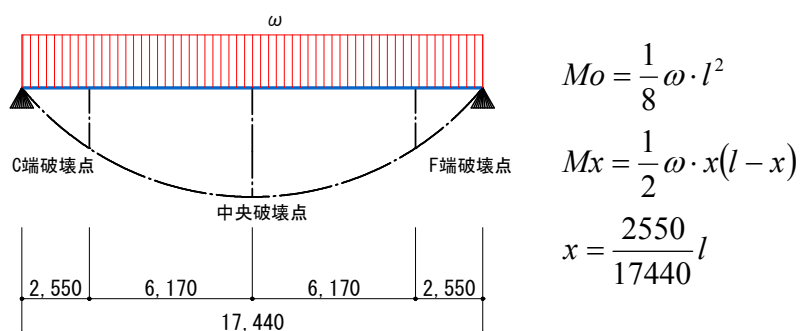


図-14 破壊点位置

表-9 各破壊点の荷重比較

	C端	中央	F端
応力の比率 $\alpha^*$	0.50	1.00	0.50
最大荷重 $P_{\max}$ (kN)	370	910	385
最大荷重時 M $M_{\max}$ (kN·m)	881.9	1828.8	908.6
$\omega = M_{\max} / \alpha$ (kN·m)	881.9	914.4	908.6

※：等分布荷重 $\omega$ が作用したときの $M_o$ に対する $M_x$ の比。

表-9より、 $M_{\max} / \alpha$ は、各位置ともにほぼ同じレベルであり、これまでの考察から設計荷重に対して十分な部材耐力が確認されているため、実部材として問題ないものと考えられる。

## 6. まとめ

長スパンST板の実部材による載荷実験を行い、当部材が設計荷重に対して、十分な部材耐力およびねばりのあることを確認した。また、意匠的に要求された支承部形状に対しても、プレストレスによる効果に加え、リブ境界部に配筋した補強筋および支承部の補強アングル金物が、脆性的な破壊の抑制に効果を発揮していることがわかった。本実験により構造的な要求を満足していることが確認でき、優れたデザイン性を実現させる部材を提供することができた。

当部材を納めた「國學院大學学術メディアセンター」は平成20年3月27日に竣工されている。

参考



写真-2 部材の運搬



写真-3 モックアップ



写真-4 架設状況



写真-5 閲覧スペース



写真-6 吹き抜け空間



写真-7 外観写真

謝辞

本実験の実施および工事を施工するにあたり、株式会社日建設および鹿島・大成建設工事共同企業体関係各位の多大なるご指導、ご協力を賜りました。誌面をお借りしてここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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，1998,11
- 2) (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会：JIS による道路橋橋げた用セグメント設計・製造便覧 (JIS A 5373-2004)，2004,9
- 3) 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，2003,2