

# プレテンションウェブを有するPC桁のせん断耐荷性能に関する実験的研究

三宅 淳一朗\*<sup>1</sup>・林 和彦\*<sup>2</sup>・池田 尚治\*<sup>3</sup>

## 1. はじめに

現在、波形鋼板ウェブPC橋に代表されるようにウェブの軽量化、合理的設計、施工面の省力化などウェブの研究がさかんに行われている。その一つとしてコンクリート橋において、プレテンション方式により鉛直プレストレスを導入したプレキャストウェブを用いる方式、つまりプレテンションウェブを有するPC桁が提案されている。この方式では鉛直グラウトを伴うウェブ鉛直締めが不要、工場生産による現場施工の省力化が可能、通常の現場打ちウェブに比べウェブ厚が薄くなり自重の軽減に繋がる、鉛直方向のプレストレスが導入されることによりせん断に対する抵抗が期待できる、といった利点が考えられる。一方、プレテンション部材は端部に十分なプレストレスが導入されない範囲（伝達長）が存在するため全断面に効率良くプレストレスを導入することが難しい、鋼材の形状による伝達長が明らかでない、適切なプレストレス量が明らかでない、プレテンションウェブのせん断挙動が明らかでない、ウェブとフランジとの接合方法<sup>1)2)</sup>が難しい、などの課題も存在する。

そこで本研究では、実構造物のおよそ1/3スケールのプレテンションウェブを用いてPC桁を作製し、せん断耐荷実験を行いプレストレスレベルの違いによるせん断挙動を把握する実験（以下、桁実験）、および実構造物を想定した大きさで鋼材の種類とプレストレスレベルを変化させたプレテンションパネル供試体を作製しプレストレスの伝達長を計測する実験（以下、伝達長実験）とを行い、本構造物形式の適用性を検討した。

## 2. 実験供試体

### 2.1 桁実験供試体

桁実験用の供試体形状は図-1のように長さ3680mm、

表-1 供試体種別

供試体名	ウェブの鋼材	ウェブ1枚の鋼材本数	ウェブの緊張	有効プレストレス [MPa]	$\sigma_n / \sigma_s$ *
B0-1H	SD785 D6	4	なし	0	0
BP-1H			有り	1.25	0.50
B0-2H		8	なし	0	0
BP-2H			有り	2.5	0.50

\* 規格降伏応力に対する割合

高さ800mmであり、プレテンション方式で作製された9枚のウェブパネルで構成されている。断面は図-2に示すI形断面であり全供試体共通である。せん断実験を2点載荷により行うため、軸方向にはPC鋼材と高強度鉄筋を配置し、十分な終局曲げ耐力を持つように設計した。ウェブ鋼材の本数およびウェブパネルのプレストレス量は各供試体で異なり、供試体4体の種別を表-1に示す。

コンクリートとの付着を高めることを目的としてウェブの緊張材には高強度鉄筋SD785、D6を用いた。ウェブ鋼材を緊張せずに配筋した供試体（RCウェブ）がB0シリーズであり、鋼材の本数により2種類（B0-1H、B0-2H）を、ウェブ鋼材をプレテンション方式により緊張してプレストレスを導入した供試体（プレテンションウェブ）がBPシリーズであり、鋼材の本数（有効プレストレスの大きさ）により2種類（BP-1H、BP-2H）の計4種類の供試体を作製した。

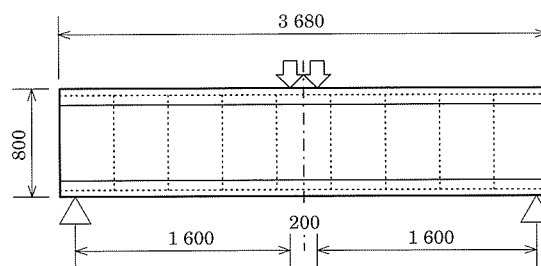


図-1 桁全体図

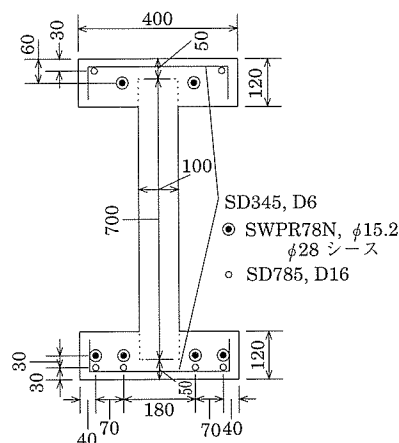


図-2 断面図

\*<sup>1</sup> Junichiro MIYAKE：横浜国立大学 大学院工学府 博士課程前期

\*<sup>2</sup> Kazuhiko HAYASHI：横浜国立大学大学院 工学研究院助手

\*<sup>3</sup> Shoji IKEDA：横浜国立大学 名誉教授

## 2.2 桁実験供試体作製方法

桁実験用のウェブパネルの1枚の概形はウェブ幅 100 mm × 高さ 700 mm × 長さ 400 mm であり (図 - 3), 供試体ごとにウェブパネルを 10 枚作製し 1 枚は長期計測用とした。鉛直プレストレスを導入する供試体はロングラインを模して長さ約 6 m の専用フレームを組み 5 枚のパネルを同時に緊張した (写真 - 1)。緊張に際しては D6 の両端に M6 ネジを切り, 1 体ずつセンターホールジャッキで緊張し, ナットにより定着した。緊張作業の前にはストレッチング (事前緊張) を 1 回行った。その後コンクリートを打設し, 硬化後に緊張を解放しプレストレスを導入した。

ウェブとフランジの接合面でずれが生じないように①緊張材はウェブパネル上下に 40 mm 突き出して鋼材のせん断抵抗を期待, ②ウェブパネルに深さ 10 mm のせん断キーを作製 (図 - 4), ③接合部コンクリートの付着を高めるため

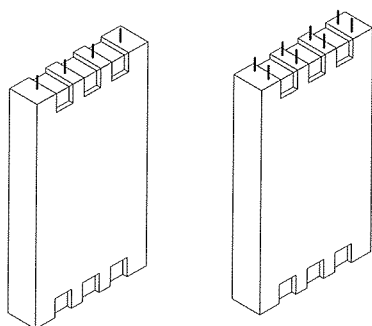


図 - 3 ウェブの概略図

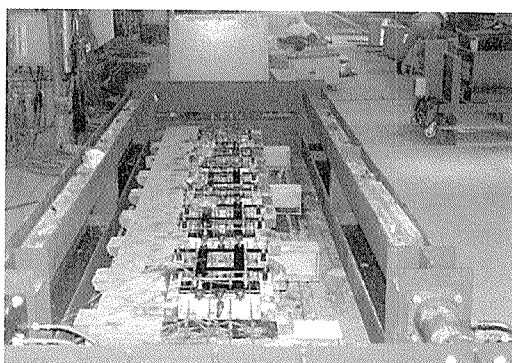


写真 - 1 ウェブパネルの緊張状況

に型枠に遅延剤の塗布およびワイヤブラシによる目粗し, の 3 つの対策を行った。

次に, 9 枚のウェブパネルを無収縮モルタルでウェットジョイントにより 10 mm の間隔で接合した。ここで, ウェットジョイントを採用したのはウェブパネル同士の接合面がマッチキャストされていないためである。その後写真 - 2 に示すように上下フランジを作製して, 軸方向プレストレスをポストテンション方式により導入した。この際, 既存の定着板では下フランジに配置できないため PC 鋼材 2 本に共通の定着板を用いた。

コンクリート, モルタル, およびグラウトの配合を表 - 2~表 - 4 に, コンクリートの力学的特性を表 - 5 に, 鋼材の力学的特性を表 - 6 に示す。ここで, コンクリートは工場製品, ヤード作製を想定し 60 MPa 以上の圧縮強度を目標とした。粗骨材の最大寸法は 10 mm であるため一般的な高強度コンクリートに比べ弾性係数は低い値となっている。

## 2.3 プレストレスカ

プレテンションウェブの有効鉛直プレストレスは 1.25 MPa (ウェブ 1 枚あたり鋼材 4 本), 2.5 MPa (同 8 本) の

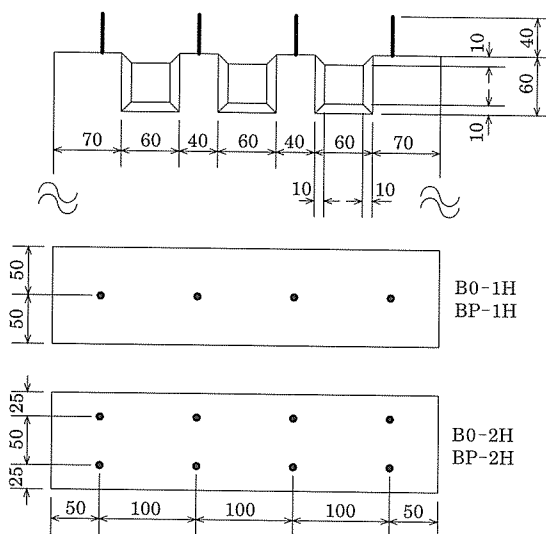


図 - 4 ウェブの断面およびせん断キーの寸法

表 - 2 コンクリートの配合

適用	粗骨材の最大寸法 [mm]	スランプ [cm]	水セメント比 [%]	空気量 [%]	細骨材率 [%]	単位量 [kg/m <sup>3</sup> ]					
						水	セメント*	細骨材	粗骨材	混和剤	
										高性能減水剤	空気量調整剤
桁実験	10	8.0	34.0	2.0	50.4	172	506	848	851	C × 0.65~0.8 %	C × 0.04 %
伝達長実験	20	8.0	35.9	2.0	42.8	154	429	764	1 108	C × 0.60 %	-

\* 早強ポルトランドセメント

表 - 3 無収縮モルタルの配合

目標流下値 (J14 漏斗) [秒]	水セメント比 [%]	単位量 [kg/m <sup>3</sup> ]	
		水	セメント系無収縮モルタル*
6	39	356	1 822

\* プレミックスタイプ

表 - 4 グラウトの配合

水セメント比 [%]	単位量 [kg/m <sup>3</sup> ]		
	水	セメント*	混和剤
43	576	1 340	C × 1.0 %

\* 普通ポルトランドセメント

表 - 5 コンクリートの力学特性

供試体名	場所	1日強度	緊張時	実験時						
		圧縮 [MPa]	モルタル <sup>*1</sup> [MPa]	材齢 [日]	圧縮 [MPa]	引張 [MPa]	弾性係数 [GPa]	ポアソン比	モルタル <sup>*2</sup> [MPa]	グラウト <sup>*3</sup> [MPa]
B0-1H	ウェブ	50.6	51.2	28	80.2	4.92	31.0	0.209	62.5	51.2
	フランジ	53.5		17	73.4	4.98	28.2	0.209		
BP-1H	ウェブ	51.5		28	87.1	5.36	31.4	0.216		
	フランジ	51.3		19	80.5	4.88	29.7	0.210		
B0-2H	ウェブ	48.9		34	87.1	4.77	29.3	0.217		
	フランジ	55.4		17	75.2	4.13	31.1	0.214		
BP-2H	ウェブ	50.1		28	85.4	4.61	30.4	0.217		
	フランジ	56.6		18	79.2	4.04	29.8	0.218		

\*1 材齢は7日      \*2 材齢は19日~23日の範囲で、値は20日のもの  
 \*3 材齢は11日~15日の範囲で、値は12日のもの

表 - 6 鋼材の力学的特性

種類	径	降伏強度 [MPa]	引張強度 [MPa]	弾性係数 [GPa]	適用
SD295	D6	337	469	201	桁組立筋
SD345	D13	387	573	211	伝達長組立筋
SD785	D6	1 020	1 150	191	桁鉛直鋼材
SD785	D16	934	1 069	191	桁、伝達長
SWPR7BN	φ 15.2	1 818	1 912	199	桁、伝達長
SBPD930/1080	φ 23	1 083	1 165	204	伝達長

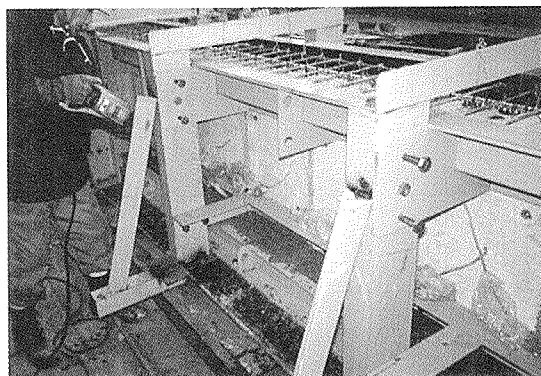


写真 - 2 下フランジ打設状況

2種類である。鉛直プレストレス量は、緊張材に高強度鉄筋を使用していること、およびプレストレスの効果が顕著に検証できるように控えめの値とした。ここでの有効プレストレスとは、弾性変形、乾燥収縮、クリープ、リラクセーションの影響を含めた長期材齢時を想定している。しかしながら、高強度鉄筋のリラクセーションが知られていないなどそれらの影響は設計時には不明確であったため、プレストレスの損失量は初期緊張量の20%と定めることとし、目標有効プレストレスの25%増の初期プレストレスを導入した。

なお、フレッシュナーが設計したマルヌ橋ではプレテンションウェブには4MPaの鉛直プレストレスが導入された<sup>3)</sup>。

軸方向にはポストテンションにより上縁に3.1MPa、下縁に8.2MPaのプレストレスを導入した。

## 2.4 実験方法

実験は2 000 kN 万能試験機により2点載荷を行った。最大荷重までは荷重制御にて載荷を行い、それ以降は変位制御にて支間中央の変位が10 mmに達するまで(B0-1Hのみ9 mm)載荷を行った。また、プレストレスによる復元性を把握するためにデコンプレッション荷重後の400 kN(B0-1Hのみ320 kN)と、斜めひび割れ発生後の800 kNの2回除荷を行った。計測項目は荷重、鉛直変位、ウェブパネル間のずれ変位、ウェブパネルと下フランジとのずれ変位(BP-2Hのみ)、コンクリートと鋼材のひずみとした。

## 2.5 伝達長実験供試体

プレテンションウェブを用いた構造の場合は伝達長が大きいとウェブに所定のプレストレスが導入されない可能性がある。鋼材の種類による伝達長の違いはあまり知られていないため、ここでは鋼材の種類別、プレストレス量を要因として、実物大プレテンションウェブを想定したプレキャストパネルを作製し、長期的な伝達長の測定を行った。供試体は図-5のような概形2 000×800×300 mmのプレキャストパネルである。プレテンション緊張材として、高強度鉄筋SD785(D16)、ねじ節異形PC鋼棒(φ23)、およびPC鋼より線SWPR7BN(φ15.2)の3種を定めた。コンクリートは7日強度で70MPa程度であった。

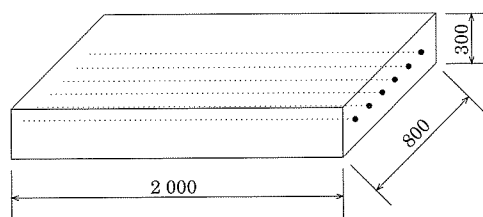


図 - 5 伝達長供試体概略図

表 - 7 伝達長供試体の組合せ

鋼材	有効プレストレス[MPa]			
	0	1.25	2.5	5.0
高強度鉄筋 SD785 D16	○	○	○	—
ねじ節異形PC鋼棒 SBPD930/1080 φ23	—	—	○	○
PC鋼より線 SWPR7BN φ15.2	—	—	○	○

表 - 8 伝達長供試体種別

供試体名	緊張材の種類	緊張材本数 [本]	有効プレストレス [MPa]	鋼材 1 本の緊張力*1 [kN]	$\sigma_p/\sigma_y$ *2
H-0	高強度鉄筋 D16	8	0	0	0
H-1.25		4	1.25	75	0.48
H-2.5		8	2.5	75	0.48
G-2.5	ねじ節異形 PC 鋼棒 $\phi$ 23	3	2.5	200	0.52
G-5.0		6	5.0	200	0.52
S-2.5	PC 鋼より線 $\phi$ 15.2	4	2.5	150	0.68
S-5.0		8	5.0	150	0.68

\*1 有効プレストレスに対する値  
\*2 規格降伏応力に対する割合

コンクリートの有効プレストレスレベルとして、0, 1.25, 2.5, 5.0 MPa の 4 種類の組み合わせから表 - 7, 8 に示すような 7 体の供試体を作製した。桁実験と同様に初期緊張力は 1.25 倍としたが、鋼材定着後に荷重が抜けたため、コンクリートへのプレストレス導入直前にはそれより低い値となっている。

各供試体中 2 本の緊張材に対して供試体端部から 200, 400, 600, 800, 1 000, 1 200, 1 400, 1 600, 1 800 mm の 9 箇所の位置にひずみゲージ (ゲージ長 2 mm) を 2 枚貼付し、それぞれの位置において計 4 枚のひずみゲージの値の平均をとることにより伝達長の計測を行った。

また、桁実験のウェブパネル (図 - 3) においても、1 本の緊張材に対して 700 mm のウェブパネルの端部から 200, 350, 500 mm の位置にひずみゲージを 2 枚貼付し、その平

均値で伝達長を計測した。

供試体は室内に設置し、計測時期はコンクリートへのプレストレス導入直前、導入直後、1 日、7 日、1 ヶ月、3 ヶ月および 6 ヶ月とした。

### 3. 実験結果

#### 3.1 桁実験

本実験で得られた荷重-支間中央変位関係を図 - 6~図 - 9 に示す。また、ひび割れ発生および最大荷重を表 - 9 に示す。

各供試体とも荷重 520 kN 時にスパン中央部下面から曲げひび割れ発生後、荷重の増加に伴ってウェブ高さ中央付近から斜めひび割れが発生した。ウェブに鉛直プレストレスの入っている BP シリーズの斜めひび割れの方向は鉛直プレストレスの入っていない B0 シリーズに比べて急な角度 (鉛直に近い方向) であった。斜めひび割れ発生後の除荷時には曲げひび割れは完全に、斜めひび割れはほぼ閉じた。その斜めひび割れは荷重の増加とともに進展し、ウェブパ

表 - 9 ひび割れ発生および最大荷重

供試体名	曲げひび割れ発生荷重 [kN]	斜めひび割れ発生荷重 [kN]	最大荷重 [kN]
B0-1H	520	695	830
BP-1H	540	740	880
B0-2H	520	700	900
BP-2H	520	800	1040

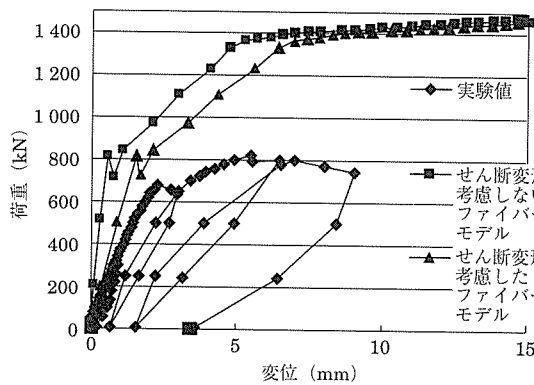


図 - 6 B0-1H 荷重変位曲線

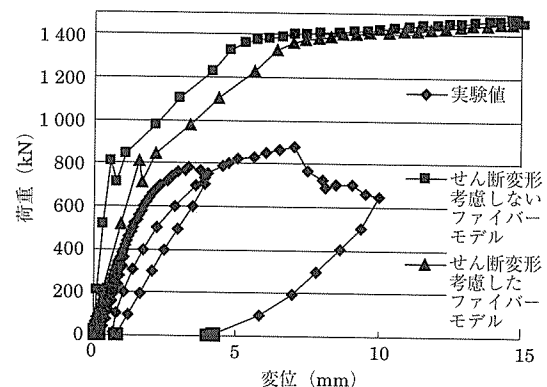


図 - 7 BP-1H 荷重変位曲線

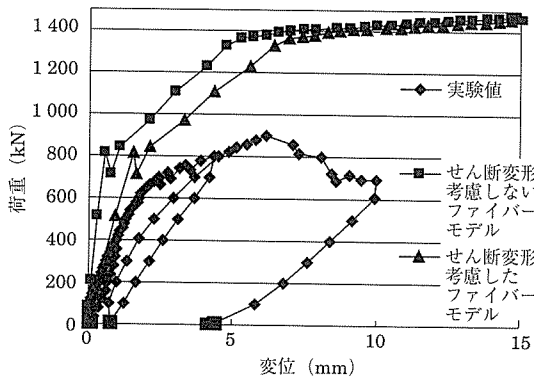


図 - 8 B0-2H 荷重変位曲線

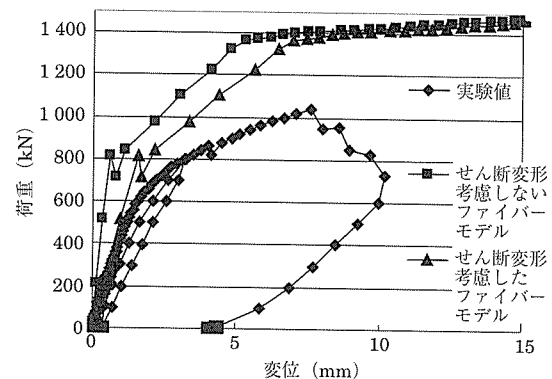


図 - 9 BP-2H 荷重変位曲線

ネル接合部においてもパネルの接合による影響がほとんど現れずにひび割れが直進した。斜めひび割れが進展するとともにウェブ鋼材のひずみの値が増え、斜めひび割れの本数も増した。その後、斜めひび割れの本数が一定となりひび割れ幅が増して耐力が上がらなくなると同時に桁端部のウェブと下フランジとの接合部のずれが大きくなり、支間中央変位 9 mm から 10 mm で実験を終了した。

図 - 6～図 - 9 にはファイバーモデルにより得られた荷重-変位関係も示した。一般にファイバーモデルによる解析は曲げが卓越する部材に対しては有用性が認められている。しかし、本実験における結果とファイバーモデルによる解析値は必ずしも近い値ではない。これはウェブが薄いためせん断変形が無視できない程の大きさとなっているためである。そこで、平均せん断応力を求め弾性理論に基づくせん断変位を加えたものも示した。ファイバーモデルによる曲げ変形と弾性理論に基づくせん断変形を加えた荷重-変位関係は斜めひび割れ発生前までは実験値とほぼ一致している。しかし、斜めひび割れ発生後の挙動は実験値から離れておりこの点を精度良く表すには斜めひび割れ発生後のせん断変形を考慮するモデルが必要になる。

図 - 10 に示すように図心位置におけるウェブパネル (a

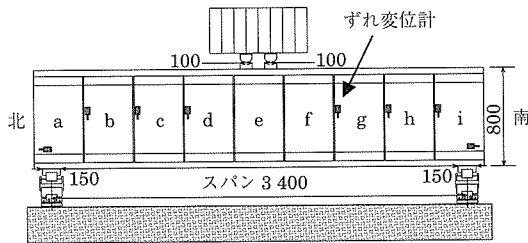


図 - 10 ずれ変位計位置図

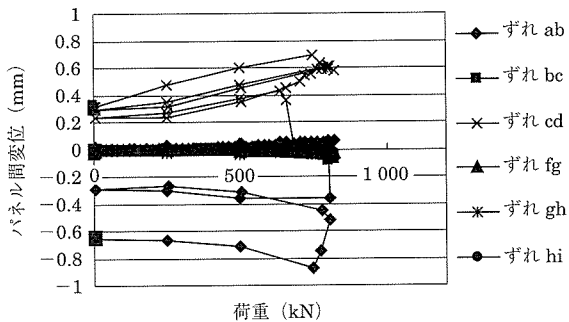


図 - 11 B0-1H のウェブパネル間のずれ

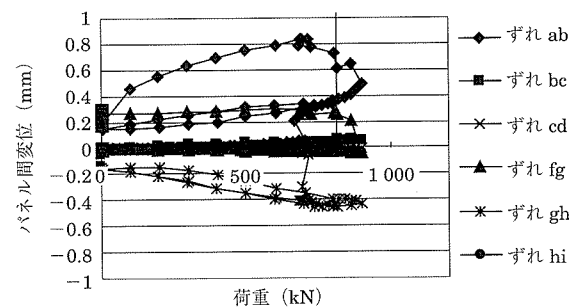


図 - 13 B0-2H のウェブパネル間のずれ

～i) 間の相対変位を計測している。荷重とウェブパネル間変位の関係を図 - 11～図 - 14 に示す。図中のずれ ab 等は a パネルに対する b パネルの変位 (ずれ) を表す。これらの図において斜めひび割れ発生荷重以降にパネル間変位が大きく増加しているものは変位計設置部に斜めひび割れが貫通してその影響を受けたためである。パネル間のずれはほとんど無く、ウェブパネル同士を 10 mm の無収縮モルタルで接合した方式は適当であるといえる。

実験は荷重が上がらなくなった後 (端部がずれ始める状態) に支間中央変位制御で載荷を続け、ウェブと下フランジのずれが大きくなった支間中央変位が 10 mm 程度で実験を終了した。いずれの供試体もウェブとフランジとの接合部においては同じずれ対策を講じていたが最大耐力は異なっていた。このことから、本実験においてせん断に対するプレテンションウェブのずれ対策は適度であったと考えられる。つまり、本構造が斜めひび割れによりアーチ機構へ移行する際に、アーチ作用による力によって端部がずれたものと考えられる。これはウェブをプレキャスト化したものに限らず、I 形断面のような構造がアーチ機構に移る際に起こる現象だと思われる。BP-2H では図 - 10 のようにウェブパネルと下フランジとの水平ずれ変位を計測しており、その荷重-ずれ変位関係を図 - 15 に示す。ここで、正の値は下フランジがウェブに対して支間中央側に変位することを示している。ウェブ-下フランジ間は最大荷重まではほぼずれておらず連続した挙動を示している。しかし、最大荷重を越えると斜めひび割れが先行していた南側のウェブ-下フランジのずれが大きくなった。本実験で確認された端部ずれの状況を写真 - 3 に示す。

ここで、せん断応力度  $\tau$  を、せん断力をウェブ幅と有効高さで除したものとすると、図 - 16 のように斜めひび割れ

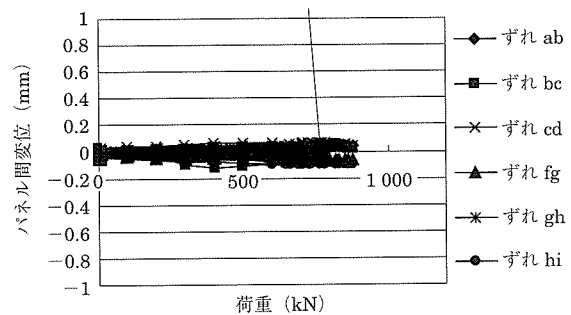


図 - 12 BP-1H のウェブパネル間のずれ

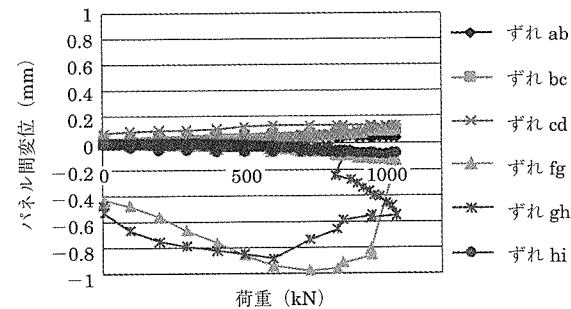


図 - 14 BP-2H のウェブパネル間のずれ

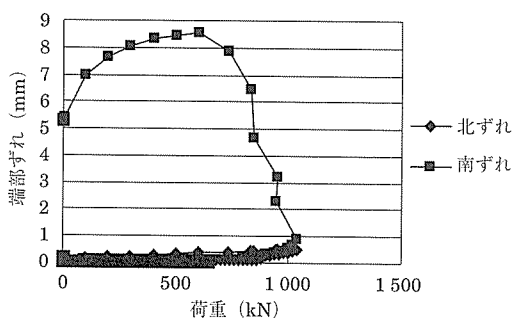


図 - 15 BP-2H 端部のずれ

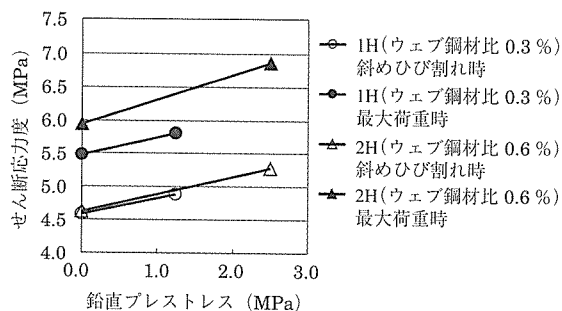


図 - 16 鉛直プレストレスとせん断応力度の関係

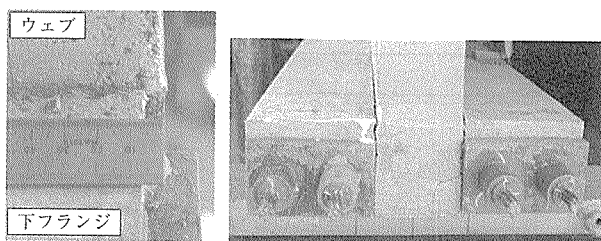


写真 - 3 端部のずれ

発生時、最大荷重時ともに鉛直プレストレスの増加によりせん断応力度も増えていることが分かり、鉛直プレストレスの効果がうかがえる。つまり、鉛直プレストレス 1 MPa の導入により斜めひび割れせん断応力度は約 0.25 MPa 上昇した。

図 - 17～図 - 20 には荷重 800 kN 時の斜めひび割れ状況を示した。ただし、B0-2H は 800 kN 時に斜めひび割れが発生した直後のため 900 kN 時を示している。一部ウェブパネル間を鉛直方向にひび割れが伸びているが、ほぼ連続してひび割れが伸びていることが分かり、ウェブパネル間の接合は適切であったと考えられる。また、伝達長の影響によりウェブに所定のプレストレスが導入されていないフランジ付近においても BP シリーズの斜めひび割れが連続して伸びているので伝達長の影響は大きくないものと思われる。

本実験で得られたひび割れ性状に関する項目をまとめる以下ようになる。

- 1) 4 供試体とも同じ断面形状であるので曲げひび割れ発生荷重も等しい値となった。
- 2) ウェブに鉛直プレストレスの入っていない B0-1H, B0-2H は約 700 kN で斜めひび割れが発生したのに対し、BP-1H は 740 kN, BP-2H は 800 kN で斜めひび割れが発生し、鉛直プレストレスの効果が確認された。
- 3) 斜めひび割れ発生初期の段階では除荷時に BP シリーズでは斜めひび割れが完全に閉じ、B0 シリーズでも軸方向プレストレスにより斜めひび割れが閉じた。
- 4) 最大荷重作用時にはどの供試体も多数の斜めひび割れが発生した。

以上の実験結果を道路橋示方書<sup>4)</sup>の設計値と対応して考察するために同示方書に示されている手法によって各供試体に関する設計荷重を求めたものが表 - 10 である。表 - 9 に示した実験値と比較すると、斜めひび割れ発生荷重については、1996 年版の示方書ではいずれの供試体についても供用限界時の設計値は実験値を十分下回っているが、2002 年版の示方書では設計値は断面中立軸における値を計算で用いたために一部で実験値を若干上回る値も見られた。一方、終局荷重に対する値はいずれも実験値が斜引張破壊の設計値を上回っており、設計式の適用性を満足することが示された。ただし、設計式は終局限界に対して鉛直プレストレスの効果を考慮していないことなどにより、実験値より相当に低い耐力値を算定している。また、ウェブの圧壊については、鉛直プレストレス 2.5 MPa の場合に実験値は

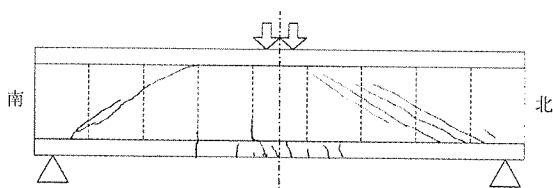


図 - 17 B0-1H のひび割れ図 (800 kN 時)

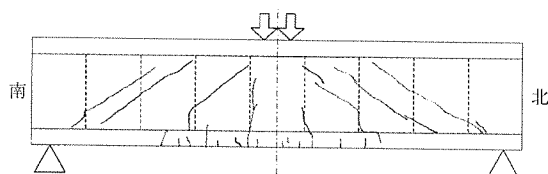


図 - 18 BP-1H のひび割れ図 (800 kN 時)

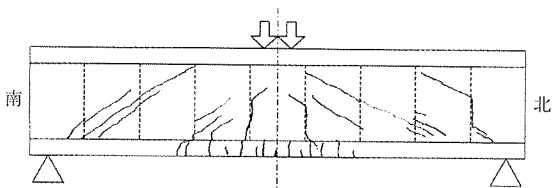


図 - 19 B0-2H のひび割れ図 (800 kN 時)

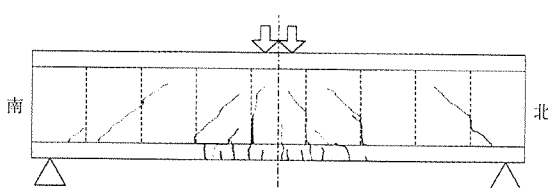


図 - 20 BP-2H のひび割れ図 (900 kN 時)

表 - 10 道路橋示方書による設計荷重

供試体名	供用時[kN]			終局時[kN]		
	曲げ	せん断 (1996年)	せん断 (2002年)	曲げ	せん断	
					斜引張破壊	圧壊
B0-1H	445	380	575	1360	500	910
BP-1H		535	700		500	
B0-2H		380	575		805	
BP-2H		650	810		805	

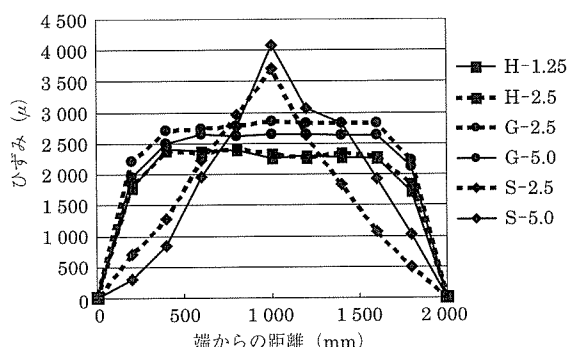


図 - 21 導入 7 日後の各供試体のひずみ分布

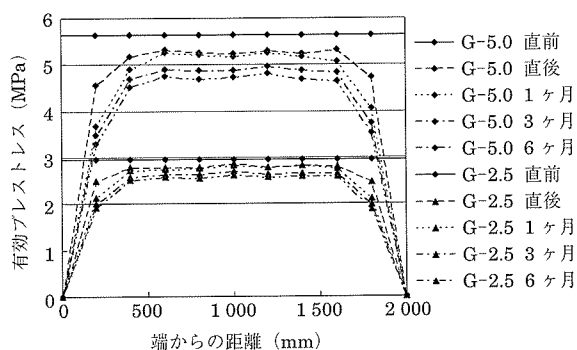


図 - 22 ねじ節異形 PC 鋼棒によるプレストレス分布

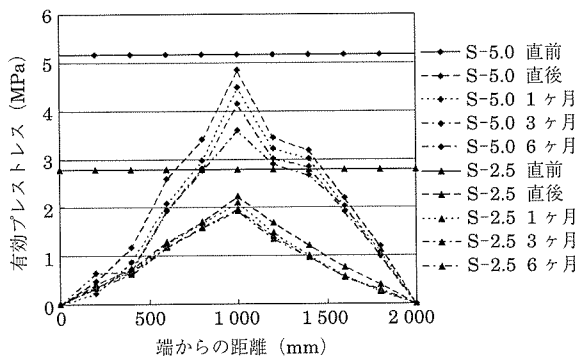


図 - 23 PC 鋼より線によるプレストレス分布

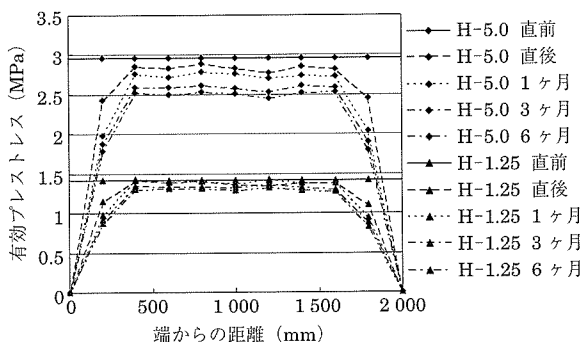


図 - 24 高強度鉄筋によるプレストレス分布

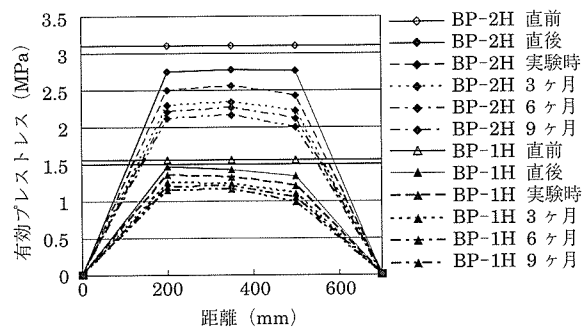


図 - 25 桁実験ウェブパネルのプレストレス分布

示方書の終局せん断応力度の 6.0 MPa を越えたが、ウェブの圧壊は認められなかった。

### 3.2 伝達長実験

プレストレス導入 7 日後のひずみ分布を図 - 21 に示す。プレストレスが一定となるまでの距離（伝達長）は図より高強度鉄筋は約 400 mm、ねじ節異形 PC 鋼棒は約 600 mm であり、PC 鋼より線は一定に達せず 1000 mm 以上となっている。よって伝達長は、高強度鉄筋は D16 で  $400/15.9 = 25$  より  $25 \phi$ 、ねじ節異形 PC 鋼棒は  $600/23 = 26$  より  $26 \phi$ 、PC 鋼より線は  $1000/15.2 = 66$  より  $66 \phi$  以上となり、外挿により  $80 \phi$  程度と推測される。

ひずみをコンクリートに作用する有効応力に換算し、6 ヶ月間の値の変化を表したものを図 - 22～図 - 24 に示す。

また、桁実験で作製したプレテンションウェブパネルのプレストレス分布を図 - 25 に示す。高強度鉄筋の直径を基にした伝達長は  $25 \phi$  であるので D6 鉄筋を用いれば 159

mm となり、この計測位置（端部から 200 mm）では所定のプレストレスが導入されている結果が得られている。桁実験において、高強度鉄筋を用いて鉛直プレストレスを導入した結果、伝達長を小さくすることができウェブパネル端部の影響が現れなかった。

図 - 22～図 - 25 から伝達長の経時変化が計測され、長期的なプレストレスの損失が確認されている。鋼材にひずみゲージを貼付して計測した方法であるため、この影響は乾燥収縮とクリープによるものである。5 MPa 程度の大きなプレストレスを導入すると長期的にも損失が大きくなっていることが分かる。

さらに、6 ヶ月後の実物大スケールの伝達長実験におけるパネルでは、プレストレスの損失は想定どおりの 20% 程度であったが、1/3 スケールの桁実験におけるパネルではわずかに上回った。これは、寸法が小さいために乾燥の影響を大きく受けたからである。

## 4. 結 論

プレテンションウェブ PC 橋の実用化に向けた、桁のせん断耐荷実験および伝達長測定実験を実施し、以下のような知見が得られた。

- 1) プレテンションウェブは軸方向プレストレスによって一体性がよく保たれ、プレテンションウェブ同士の接合部は斜めひび割れの進展にほとんど影響しない。
- 2) 鉛直プレストレスの効果が確認された。すなわち、1 MPa の鉛直プレストレスの導入により、斜めひび割れせん断応力度が約 0.25 MPa 上昇する結果を得た。
- 3) 道路橋示方書コンクリート橋編のせん断に対する設計値を実験値と比較した結果、供用限界に対する設計式のプレテンションウェブへの適用が可能であることが示された。鉛直プレストレスが 2.5 MPa の場合、実験値は示方書の終局せん断応力度の 6.0 MPa を越えたがウェブの圧壊は認められなかった。また、斜引張破壊に関しては、示方書では鉛直プレストレスの効果を考慮していないことなどにより、実験値が示方書による計算値を大幅に上回った。
- 4) 桁実験においてウェブの上下端部には伝達長の影響によって所定のプレストレスが導入されていなかったものの、この影響はまったく見られなかった。
- 5) 高強度鉄筋 SD 785 を鉛直緊張材として用いることは有効であった。
- 6) いずれの供試体もウェブと下フランジの接合部のずれによって耐力が頭打ちとなった。これは接合部のずれ性能に問題があったわけではなく支点部の補強が必ずしも十分でなかったからである。このずれ破壊が生じたために供試体はアーチ機構へ移行することなく耐力がそれ以上上昇しなかったと考えられる。
- 7) ウェブとフランジの接合方法はここに用いた方法のような簡便なもので十分なものと思われる。

8) 高強度鉄筋 SD 785, ねじ節異形 PC 鋼棒いずれも伝達長は 25  $\phi$  程度であることが示された。

9) PC 鋼より線の伝達長は 66  $\phi$  では不十分であり、80  $\phi$  程度であると推測される。

10) 6 ヶ月の計測結果からであるが、伝達長は経時変化が大きくないものと推測される。

以上より、プレテンションウェブを有する構造形式の実用化は可能であると考えられる。

## 謝 辞

本研究は、(社)プレストレスコンクリート技術協会プレテンションウェブ橋梁技術研究委員会(委員長:池田尚治)および高強度鉄筋 PPC 構造研究委員会(委員長:池田尚治)の研究の一環で行ったものである。実験供試体の作製および計測に際しては鈴木宣政氏をはじめとする(株)ピー・エス(現,(株)ピーエス三菱)に多大な御尽力を賜った。実験の実施にあたっては横浜国立大学の森下豊技官、前田浩之君(現,前田道路(株))に協力を頂いた。ここに関係各位に深甚の謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 川口哲生, 二羽淳一郎, 喜多俊介, 村田裕志:コンクリート部材の一体化に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, 2002.6, pp.715-720
- 2) 喜多俊介, 三木朋広, 松尾真紀, 二羽淳一郎:形状の異なる打ち継ぎ面を有する鉄筋コンクリート部材の非線形解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, 2002.6, pp.709-714
- 3) Komendant, A.E.: Prestressed Concrete Structures, McGraw-Hill Book Company, New York, 1952
- 4) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編, 1996.12 および 2002.3

【2003年2月19日受付】