論文　PRC 部材の桁高が曲げひび割れ性状に与える影響

竹内　祐樹[*1]・渡辺　博志[*2]・古賀　裕久[*3]・青山　尚[*4]

要旨：桁高が異なる PRC および RC はり供試体の曲げ載荷試験を行って，PRC 部材の曲げひび割れ性状について検討した。その結果，プレストレスの有無に関わらず，桁高の増加が曲げひび割れ強度を低下させる可能性があることを確認した。また，桁高が高くなるとひび割れが定常状態に達する際の鉄筋ひずみが大きくなる傾向を示した。一方，ひび割れが定常状態に達した後は，最大ひび割れ間隔や平均ひび割れ間隔，最大ひび割れ幅，供試体下面と主鉄筋位置におけるひび割れ幅の違いなどのひび割れ性状に，桁高による違いは明確にはあらわれなかった。

キーワード：PRC 部材，桁高，プレストレス，曲げひび割れ強度，曲げひび割れ

1. はじめに

プレストレストコンクリート（以下，PC）橋は，一般的に，通常の荷重条件ではひび割れを生じさせないように設計・施工されてきた。一方，最近では，変動荷重作用時にひび割れの発生を許容するプレストレストコンクリート（以下，PRC）の採用により構造物の建設の合理化を図ろうとする試みもなされつつある。このような PRC 構造において十分な耐久性を確保するためには，発生するひび割れの幅を適切にコントロールできることが前提である。

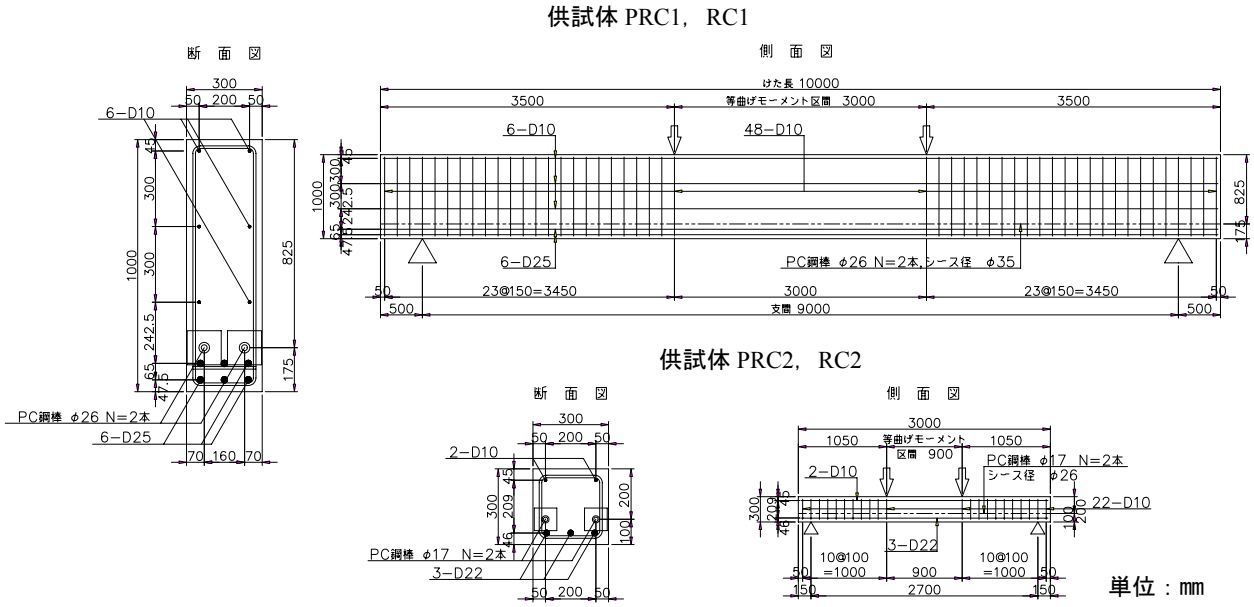
著者らは，これまでにプレストレス導入度を変化させた桁高 0.3m の PRC はり供試体を用い，曲げ載荷試験を実施した。その結果，各供試体の最大ひび割れ幅は，引張主鉄筋の最大応力が把握できれば，既往の曲げひび割れ幅算定式から得られる算定値と概ね一致することを確認した[1)]。しかしながら，実際の PRC 構造物と同程度の桁高を有する PRC 部材の曲げひび割れ性状について検証した例はほとんどない。

そこで，本研究では，桁高が異なる PRC および RC はり供試体の曲げ載荷試験を行って，PRC 部材の桁高が曲げひび割れ性状に与える影響について検討した。

2. 実験概要

2.1 供試体の種類

供試体の形状寸法を**図－1** に，供試体の諸元を**表－1** に示す。供試体は，引張鋼材比およびパーシャルプレストレス比が概ね同程度になるように鉄筋と PC 鋼棒を配置した桁高 1.0m（以下，大型供試体）と 0.3m（以下，小型供試体）のものを用意した。等曲げモーメント区間は桁高の 3 倍とし，載荷試験中に斜めせん断ひび割れが



図－1　供試体形状寸法

*1　独立行政法人土木研究所　橋梁構造研究グループ　構造物メンテナンス研究センター　交流研究員　(正会員)
*2　独立行政法人土木研究所　材料地盤研究グループ　基礎材料チーム　上席研究員　工博　(正会員)
*3　独立行政法人土木研究所　材料地盤研究グループ　基礎材料チーム　主任研究員　工修　(正会員)
*4　独立行政法人土木研究所　橋梁構造研究グループ　構造物メンテナンス研究センター　交流研究員　(正会員)

生じないように桁の長さを定めた。

供試体は**表－1** に示す 4 体とした。このうち供試体 PRC1 および PRC2 については PC 鋼棒を緊張して，供試体下縁に 5N/mm^2 の圧縮応力を導入した。一方，供試体 RC1 および RC2 は PC 鋼棒を緊張せず，定着具を用いて張力がかからない程度に固定した。このように鉄筋コンクリート製の供試体にも PC 鋼棒を配置したのは，PRC 部材と比較して曲げひび割れ性状を検証する際に，PC 鋼棒の有無による影響を排除するためである。なお，PC 鋼棒とコンクリートとの付着により曲げひび割れ性状に影響を及ぼすことがないように，グラウトは注入しなかった。

2.2 供試体の製作

コンクリートの材料試験結果を**表－2** に，鋼材の材料試験結果を**表－3** に示す。ここで，載荷試験時の圧縮強度が概ね 40N/mm^2 となるように，コンクリートの配合を定めた。また，コンクリートの水和熱による温度上昇を極力避けるため，中庸熱ポルトランドセメントを使用した。供試体の製作が冬季であったため，材齢 1～7 日までは供試体周囲の温度が 20℃，材齢 7～11 日までは 10℃になるように，養生シートを掛け蒸気養生した。また，PC 鋼棒は SBPR930/1030（B 種 1 号），鉄筋は SD345 のものを用いた。

供試体は，打設後 11 日目に脱枠を行い，20 日目に PC 鋼棒の緊張作業を行った。この際，PC 鋼棒のひずみをモニタリングし，所定の緊張力が得られるように 3～4%の引き越し後，定着具の締め付けを行った。

2.3 載荷方法および測定

供試体は**表－2** に示す材齢で曲げ載荷試験を実施した。載荷試験は，**図－1** に示す等曲げモーメント区間内に 100mm 間隔で設置した鉄筋ひずみ（**図－2**）をモニタリングしながら行い，その最大値が 1000μ の引張ひずみとなるまで行った。載荷試験終了時の自重を含めた曲げモーメントと最大鉄筋ひずみの測定値を**表－4** に示す。なお，鉄筋ひずみの初期値は，自重およびプレストレスの影響によって生じたひずみ量を除去した値として整理した。載荷ステップは，全断面を有効として算出したコンクリートの引張応力度の計算値（以下，仮想引張応力度）の変化が大型供試体で 0.2N/mm^2，小型供試体で 0.4N/mm^2 程度となるように定めた。

また，等曲げモーメント区間におけるひび割れの発生状況を目視で観察した。ひび割れ幅は，あらかじめ設置したπ型変位計とひび割れの発生を認めた直後に当該箇所に設置したπ型変位計（供試体 PRC1：下面=7 箇所，主鉄筋位置=4 箇所，RC1：下面=4 箇所，主鉄筋位置=4 箇所，PRC2：追加なし，RC2：主鉄筋位置=4 箇所）を用いて測定した。π型変位計は，一つのひび割れのひび

表－1　供試体の諸元

供試体種類	PC 鋼棒	引張鉄筋	緊張力 (kN)	η *1) (%)	λ *2) (%)
PRC1	2-φ26	6-D25	654	1.013	48
RC1			0	1.013	0
PRC2	2-φ17	3-D22	271	1.290	51
RC2			0	1.290	0

*1) η は引張鋼材比であり，$\eta = A_s / A_c$ から算出される。ただし，A_s：引張鉄筋の断面積(mm^2)，A_c：供試体の断面積(mm^2)である。

*2) λ はパーシャルプレストレス比であり，$\lambda = A_p \cdot f_{py} / (A_p \cdot f_{py} + A_s \cdot f_{sy})$ から算出される。ただし，A_p：PC 鋼材の断面積(mm^2)，f_{py}：ＰＣ鋼材の降伏点強度(N/mm^2)，A_s：鉄筋の断面積(mm^2)，f_{sy}：鉄筋の降伏点強度(N/mm^2)である。

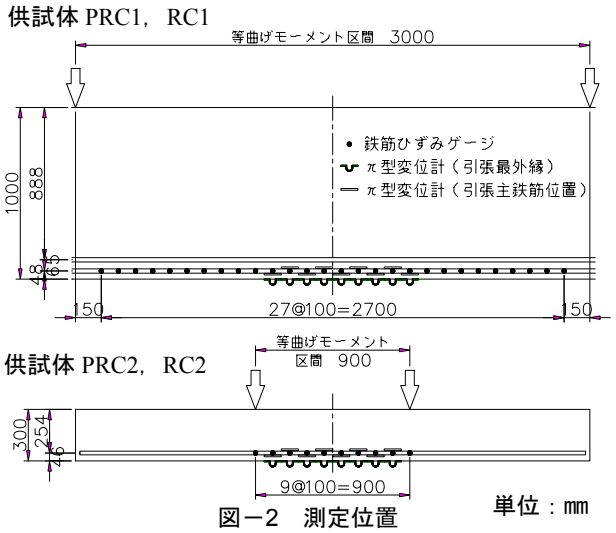
表－2　コンクリートの材料試験結果

供試体種類	圧縮強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	載荷，材料試験実施材齢（日）
PRC1	46.3	28.2	3.16	49
RC1	45.6	28.8	3.50	45
PRC2	46.4	29.9	3.18	40
RC2	47.2	29.2	3.57	34

※載荷試験に用いたテストピースは，載荷試験に用いた供試体と同一養生とした。

表－3　鋼材の材料試験結果

鋼材種類	呼び名	弾性係数 kN/mm^2	降伏強度 N/mm^2
PC 鋼棒	φ26	201	1052
	φ17	201	1047
異形鉄筋	D25	197	375
	D22	200	381



図－2　測定位置　　単位：mm

表－4　試験終了時の断面力と鉄筋ひずみの測定値

供試体種類	断面力 (kN・m)	最大鉄筋ひずみ (μ)
PRC1	934.0	998
RC1	600.3	1000
PRC2	93.0	1014
RC2	60.4	1020

割れ幅を，供試体の下面ならびに主鉄筋位置の二箇所で測定できるように設置した。

3. 実験結果

3.1 ひび割れ発生荷重

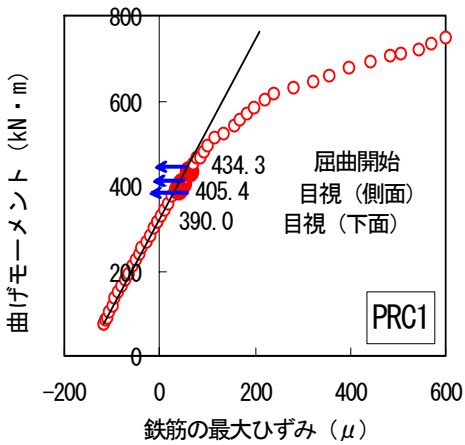
ひび割れ発生荷重の測定では，目視により供試体にひび割れが発生した時点を初期ひび割れ発生荷重とするのが一般的である。しかし，目視による観察では，観察者によってひび割れ発生の発見時期が前後するおそれがある。そこで，本実験では，目視観察の結果に加えて引張鉄筋ひずみの屈曲点にも着目して整理した。

供試体 PRC1 の曲げひび割れ発生前後の曲げモーメントと最大鉄筋ひずみの関係を**図－3** に示す。図には，「目視（下面）」として，目視確認により最初にひび割れが確認された時点を記録した。また，「目視（側面）」として，供試体側面のひび割れ高さが引張主鉄筋位置まで達した時点を記録した。また，「屈曲開始」として，曲げモーメントと最大鉄筋ひずみの実測値から載荷初期の回帰直線を求め，実測値がその直線から外れた時点を記録した。なお，供試体 PRC1 の載荷開始時点では，自重により 74.4kN・m の曲げモーメントが作用していた。一方，プレストレス力も導入されており，鉄筋は当初 162μ 圧縮側にあった。ひび割れ発生モーメントは，供試体 PRC1 では，「目視（下面）」と「屈曲開始」で 45kN・m 程度の違いがあった。

また，このように求めたひび割れ発生モーメントにおけるコンクリートの仮想引張応力度を**図－4** に示す。なお，図には，コンクリートの割裂引張強度試験結果（**表－2**）も併せて示した。図より，供試体 PRC1 を除くと，「目視（側面）」および「屈曲開始」における仮想引張応力度は，コンクリートの割裂引張強度に近かった。しかし，桁高の異なる供試体を比較すると，桁高が高い供試体では各ステップでの仮想引張応力度が小さくなる傾向があり，桁高が曲げひび割れ強度に寄与する可能性があることが確認できた。

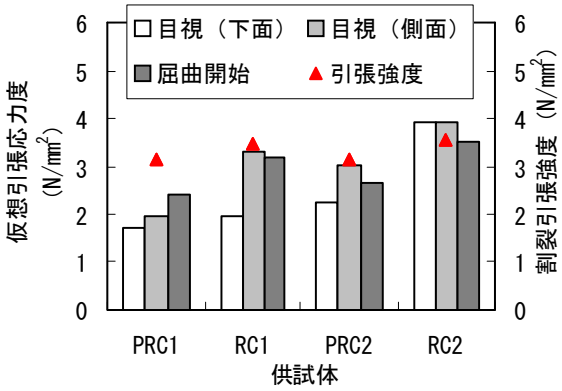
つぎに，供試体 PRC1 と RC1 のひび割れ発生荷重時の鉄筋ひずみの分布性状を**図－5** に示す。なお，図には，ひび割れ発生位置を破線で示した。供試体 PRC1 では，「目視（下面）」の時点でひび割れが原因と見られる局所的なひずみの増加が生じており，「目視（下面）」と「目視（側面）」で分布性状に差がなかった。一方，供試体 RC1 では，目視でひび割れ発生を確認したものの，「目視（下面）」の時点ではひずみの分布性状は均一であった。このように，下面でひび割れが発生したとされる荷重において鉄筋ひずみの分布性状が異なる理由としては，観察の良否が考えられる。

3.2 ひび割れ定常状態以前のひび割れ性状

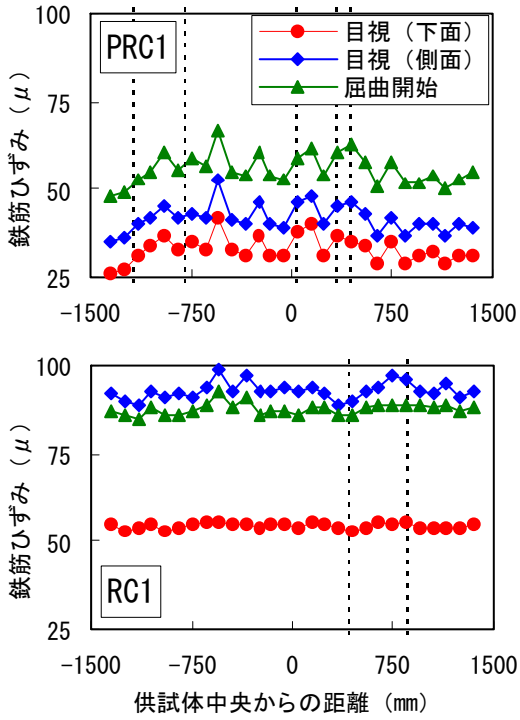


※図中の直線は，載荷初期のデータから求めた回帰直線である。

図－3　曲げひび割れ発生前後の曲げモーメントと最大鉄筋ひずみの関係（供試体 PRC1）



図－4　曲げひび割れ強度の算定結果



※目視（下面）：目視確認により最初にひび割れ確認された時点，目視（側面）：供試体側面のひび割れ高さが引張主鉄筋位置まで達した時点，屈曲開始：曲げモーメントと鉄筋の最大ひずみの関係が，載荷初期の割線勾配から外れた時点

図－5　各ステップでの鉄筋ひずみ分布

（1）ひび割れ本数

鉄筋の最大ひずみとひび割れ本数の関係を**図－6** に示す。まず，プレストレスが導入された供試体 PRC1 と PRC2 に着目すると，小型の供試体 PRC2 は最大鉄筋ひずみが約 300μ となった後は新たなひび割れの発生が認められなかったが，大型の供試体 PRC1 は約 800μ の時点まで新たなひび割れの発生が認められた。また，プレストレスが導入されていない供試体においても，小型の供試体 RC2 は最大鉄筋ひずみが約 700μ となった後は新たなひび割れの発生が認められなかったが，大型の供試体 RC1 は約 900μ に達するまで新たなひび割れの発生が認められた。このように，載荷過程において新たなひび割れが発生しなくなる状態（ひび割れの定常状態）に到達した際の最大鉄筋ひずみは，桁高が高い供試体ほど大きかった。

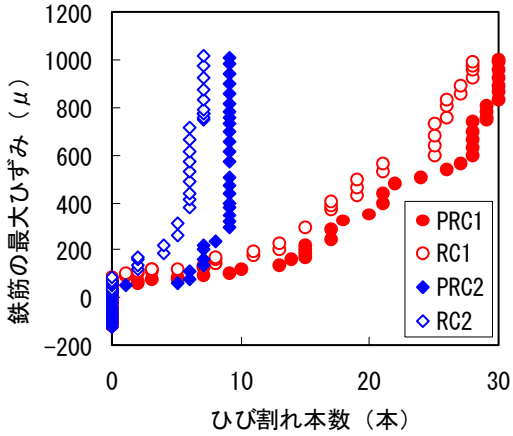
（2）ひび割れ幅

ひび割れ幅予測に関する既存の研究から，ひび割れ幅は，平均鉄筋ひずみと最大ひび割れ間隔の積として求められると考えられる。この考え方によると，ひび割れが定常状態に到達する前は，ひび割れ間隔が比較的大きいため，鉄筋ひずみが同一の場合，ひび割れ幅が大きくなるおそれがあると考えられる。そこで，供試体 PRC1 と PRC2 のひび割れのうち，試験中にひび割れ幅が 0.15mm 以上になった各 3 本を対象に，平均鉄筋ひずみと主鉄筋位置でのひび割れ幅の関係を整理した（**図－7**）。なお，図には，ひび割れが定常状態に達した際の鉄筋の平均ひずみを破線で示した。供試体 PRC1 のひび割れ幅の変化に着目すると，載荷初期の段階では，ひび割れ幅の増加が必ずしも平均鉄筋ひずみの増加に比例しておらず，ひび割れによっては，荷重が増大しているにもかかわらず一時的にひび割れ幅が減少するような変化も見られた。しかし，このような変化が見られるのは，鉄筋のひずみが比較的小さい（供試体 PRC1 の場合は 250μ 程度まで）範囲に限られており，ひび割れ幅を耐久性上有害でない幅に制御するという観点からは，大きな問題にはならないものと考えられる。

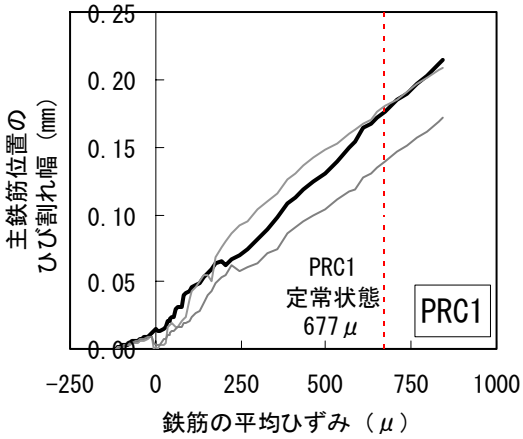
3.3 ひび割れ定常状態以後のひび割れ性状

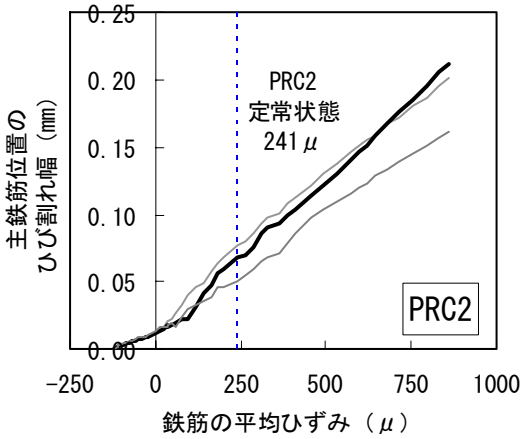
最大鉄筋ひずみが 1000μ に達した際のひび割れ状況を**図－8** に示す。いずれの供試体でも，供試体底面からのひび割れは，平面保持の仮定のもとコンクリートの引張領域の寄与を無視して計算した曲げ解析結果から求められる中立軸位置付近まで進展していた。ただし，大型供試体では，ひび割れの供試体底面からの長さがひび割れによってまちまちであった。一方，小型供試体ではほとんどのひび割れが中立軸位置まで進展していた。

最大荷重到達時点での各供試体のひび割れ性状を**表－5** に示す。桁高の異なる供試体のひび割れ本数の違いは，桁高の比率（1000/300=約 3.3 倍）と同程度の結果となった。一方，プレストレスの有無に着目すると，供試体 PRC1 と RC1，供試体 PRC2 と RC2 のひび割れ本数は，鉄筋最大ひずみが 200μ 以降の結果では，プレストレスが導入された供試体のほうが 2～5 本多くなった。



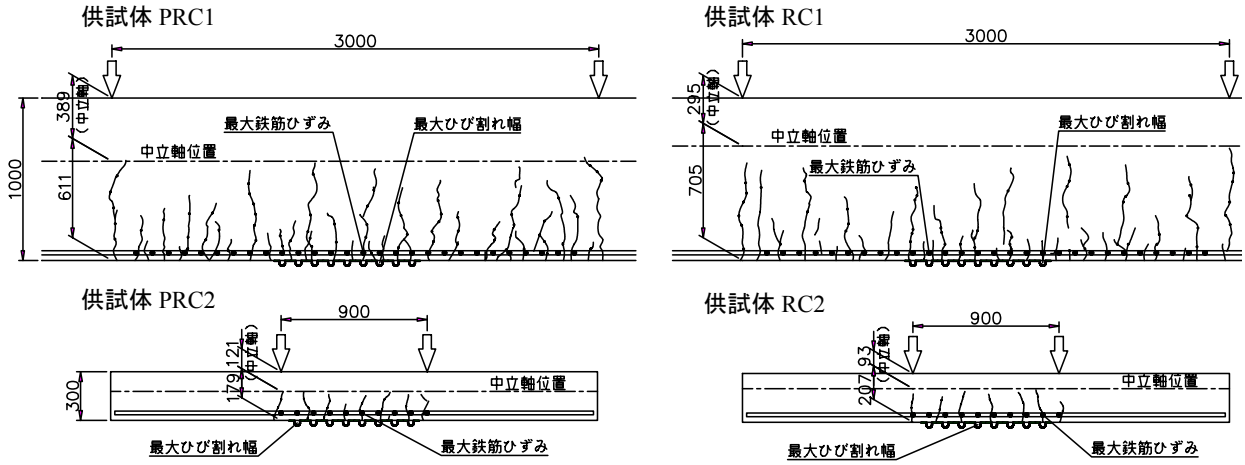
図－6　最大鉄筋ひずみとひび割れ本数





※供試体 PRC1，PRC2 ともに，π ゲージを取り付けていたひび割れのうち，ひび割れ幅が 0.15mm に達したものは 3 本あった。このうち，最終的な計測時点で最大のひび割れを示したものを太線で示した。

図－7　鉄筋の平均ひずみと主筋位置のひび割れ幅の関係



図－8　ひび割れ状況

単位：mm

最大ひび割れ間隔は，各供試体で概ね 200mm となり桁高やプレストレスの有無による影響は見られなかった。また，各供試体の平均ひび割れ間隔は 100～150mm，最大ひび割れ間隔と平均ひび割れ間隔の比率は概ね 1.5～2.0 倍程度であり，比較的小型のはり供試体を用いた既往の研究成果から得られた最大ひび割れ間隔と平均ひび割れ間隔比率（青山ら=1.4[1]，趙・丸山ら=1.5[2]）に概ね一致した。

3.4 供試体下面と主鉄筋位置でのひび割れ幅の比較

曲げを受けるはりでは，厳密には，主鉄筋位置のひずみ量と引張縁でのひずみ量が異なる。このひずみ差は，桁高の大きい実構造物では顕著ではないと考えられるが，桁高の小さな供試体では，大きくなる恐れがある。このため，桁高の小さな供試体と実構造物では，曲げひび割れの開き方に違いがある恐れがある。そこで，一本のひび割れについて，供試体下面と主鉄筋位置の二箇所でひび割れ幅を測定し，両者の比較を行った（図－9）。供試体 PRC1 および PRC2 では，測定位置によるひび割れ幅の差は 0.05mm 以内となり小さかった。また，供試体 RC1 と RC2 でも，計測できたひび割れのほとんどで，供試体下面と主鉄筋位置での幅の差は僅かであった。すなわち，今回の実験結果では，供試体下面と主鉄筋位置のひび割れ幅には，桁高およびプレストレス導入の有無に関わらず明確な違いが認められなかった。したがって，曲げひび割れ幅の検討において，桁高 0.3m 程度の供試体で実構造物を模擬しても大きな問題はないと考えられる。

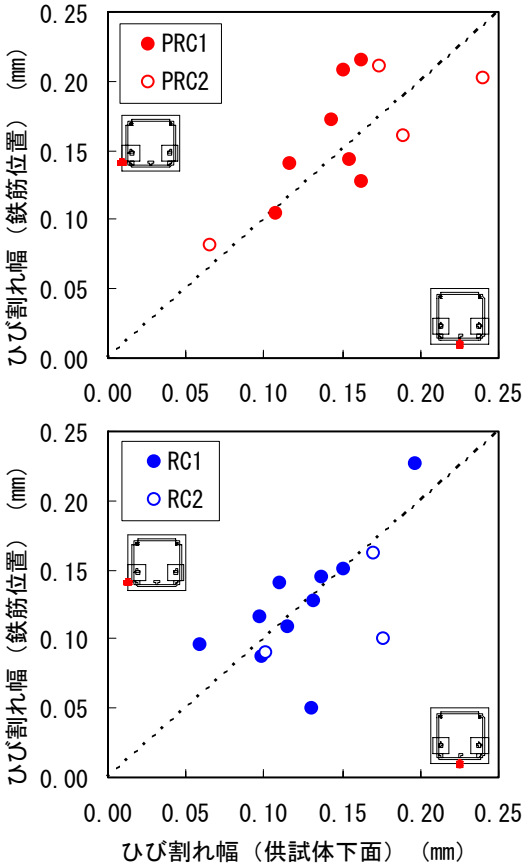
4. 既往のひび割れ幅算定式との比較

土木学会のコンクリート標準示方書では，PRC 部材の曲げひび割れ幅を評価する式として式(1)が示されている。この土木学会式は，ひび割れ幅やひび割れ間隔の分布を統計的に考慮して定められた式であるが，概ね起こ

表－5　各供試体のひび割れ性状

供試体種類	N（本）	l_{max}（mm）	l_{ave}（mm）	l_{max} / l_{ave}
PRC1	30	223	103	2.16
RC1	28	191	111	1.72
PRC2	9	206	115	1.79
RC2	7	188	152	1.23

※l_{max}：最大ひび割れ間隔，l_{ave}：平均ひび割れ間隔



図－9　供試体下面と主筋位置でのひび割れ幅

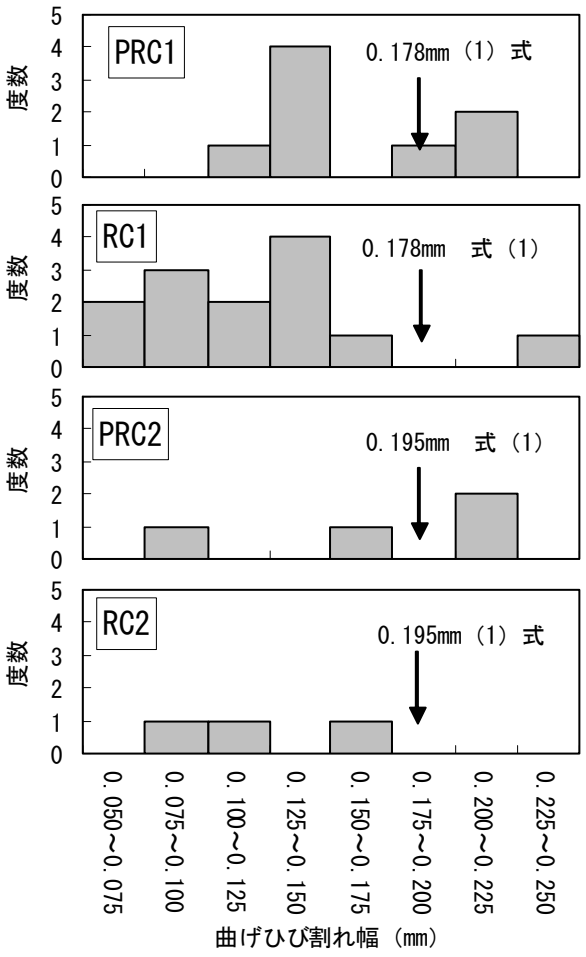
りうるひび割れ幅の最大に近い値を算出するための評価式と考えることができる[3]。

$$w = 1.1k_1k_2k_3\{4c + 0.7(c_s - \phi)\}\left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd}\right) \quad (1)$$

ここで, k_1, k_2, k_3:鉄筋の付着性状やコンクリートの品質，鉄筋段数を考慮するための係数，c：かぶり（mm），c_s：鋼材の中心間隔（mm），ϕ：鋼材の径（mm），σ_{se}：鋼材位置のコンクリート応力度が 0 の状態からの鉄筋応力度の増加量（N/mm^2），E_s：鉄筋の弾性係数（N/mm^2），：ε'_{csd} コンクリートの収縮，クリープ等を考慮するための数値。

そこで，今回の供試体で見られた最終荷重到達時点でのひび割れ幅（主鉄筋位置）の分布と，式(1)で予想されるひび割れ幅を比較することにした。なお，式(1)中のひずみ項のうち，コンクリートの収縮，クリープ等を考慮するための数値である ε'_{csd} に関しては，載荷までの材齢が大きくないことから 0 として算出した。

各供試体のひび割れ幅の頻度分布を**図－10** に示す。なお，ひび割れ幅の測定結果は，載荷中にπゲージをとりつけることができたひび割れに限られている（供試体 PRC1=30 本中 8 本，RC1=28 本中 13 本，PRC2=9 本中 4 本，RC2=7 本中 3 本)。図より，式(1)から算出されるひび割れ幅は実験結果から得られるひび割れ幅の最大に近い値を概ね精度良く捉えていた。一方で，測定した個々のひび割れ幅の分布に着目すると，その傾向に，桁高やプレストレスの有無による違いは，明確には認められなかった。



図－10　ひび割れ幅の頻度分布

5. まとめ

桁高 1m の PRC または RC 供試体の曲げひび割れ性状を桁高 0.3m の供試体と比較し，以下の知見を得た。

(1) 桁高 1m の供試体の曲げひび割れ強度は，プレストレスの有無に関わらず，桁高 0.3m のものより小さかった。

(2) 桁高 1m の供試体では，プレストレスの有無に関わらず，ひび割れが定常状態に達する際の最大鉄筋ひずみが大きかった。

(3) 最大鉄筋ひずみが 1000μ 程度となる時点での最大ひび割れ幅には，桁高およびプレストレスの有無の影響は明確ではなかった。

(4) 同一のひび割れを対象に引張縁と引張主鉄筋位置でのひび割れ幅を確認した結果，桁高の違いが両者の関係に与える影響は明確ではなかった。

(5) 今回の実験で観察されたひび割れの最大ひび割れ幅は，土木学会の標準示方書に示されたひび割れ幅評価式による計算値と概ね一致していた

参考文献

1) 青山　尚，渡辺博志，古賀裕久，北野勇一：プレストレストコンクリート部材の曲げひび割れ幅算定に関する実験的検討，PC 技術協会第 16 回シンポジウム論文集，pp.129-134，2007.10

2) 趙　唯堅，丸山九一：鉄筋コンクリートはりの曲げひび割れ幅算定式の再評価，土木学会論文集，No.490/V-23，pp.147-156，1994.5

3) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書【設計編】，pp.102-105，2007.12