

7 章 コンクリート部材の曲げひび割れ幅制御に関する検討

7.1 曲げひび割れ幅制御に関する検討の着眼点

衝突荷重又は地震の影響を考慮しない荷重の組合せに対して計算上のひび割れの発生を許容する PRC 構造をコンクリート橋に採用するためには、発生する曲げひび割れの幅が耐久性上有害なものとならないようにプレストレス力などを適切に設計する必要がある。しかし、PRC 構造の部材に発生する曲げひび割れの性状には、十分には明確でない点もあることから、実験を行うなどして検討した。

なお、曲げひび割れが鋼材腐食に与える影響についての検討結果は 8 章に示す。

7.1.1 PRC 構造に特有の課題

道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編では、RC 構造と PC 構造について照査方法を示している。コンクリート橋編の照査には、設計荷重作用時の照査および終局荷重作用時の照査があるが、このうち構造物の破壊に対する安全度の照査（すなわち、部材に生じる断面力と部材の耐力の比較）を行う終局荷重作用時の照査については、RC 構造と PC 構造で大きな違いはなく、PRC 構造についても、同様の照査方法が適用できるものと考えられる。

一方、設計荷重作用時の照査方法に関しては、RC 構造と PC 構造で、想定する部材の状態や照査項目が異なり、いずれの手法もそのまま PRC 構造に適用するのは困難と考えられる。

RC 構造では、設計荷重が作用した際に曲げ引張応力によってコンクリートのひび割れが発生することを許容しており、鉄筋に作用する応力を許容応力度以下とすることで、計算上のひび割れ幅が耐久性上有害とならないように配置鉄筋量を決定している¹⁾。例えば、引張力を受ける RC 部材の鉄筋に着目すると、表 7.1.1 に示すように複数の許容応力度が定められている。このうち、(a)や(b)の許容応力度は、それぞれの状況においてひび割れが耐久性上有害なものとならないことを担保するために設けられており、鋼材の降伏点とは無関係に設定されている。また、解説に示されているように、(a)の許容応力度は、既往の構造物に生じたひび割れ幅と設計上の鉄筋応力度の関係等から、コンクリート表面のひび割れ幅が 0.2mm 程度以下となるように定めたものである。

ただし、RC 構造としての種々の仮定をおいた上で引張鉄筋の応力度を算出する手法は、プレストレス力の変動等を詳細に計画する必要がある PRC 構造の場合にはそのまま適用できない。特に、コンクリートのクリープや乾燥収縮による PRC 部材の変形や、それに伴うひび割れ幅の長期的な変化の評価手法は、現状では、確立されているとまではいえない。

なお、PC 構造では設計荷重作用時の曲げモーメントにより部材断面にある程度の引張応力度が発生することを許容するものの、許容引張応力度以下とすることで、原則としてひび割れが生じないように設計している²⁾。表 7.1.2 にコンクリートの許容引張応力度の一覧を示す。

表 7.1.1 鉄筋の許容引張応力度

応力度・部材の種類		鉄筋の種類	
		SD295A SD295B	SD345
(a) 活荷重及び衝撃以外の主荷重		100	100
(b) 荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮しない場合	一般の部材	180	180
	床版及び支間長 10m 以下の床版橋	140	140
(c) 荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮する場合		180	200

※文献 1) から説明に要する項目だけを抜粋して示した。

※(b)および(c)の行で示した値は、許容応力度の基本値であり、考慮する荷重の組合せにより、割り増した値が用いられる。

表 7.1.2 コンクリートの許容引張応力度

応力度の種類			コンクリートの設計基準強度 (N/mm ²)			
			30	40	50	60
曲げ引張応力度	1) プレストレッシング直後		1.2	1.5	1.8	2.0
	2) 活荷重及び衝撃荷重以外の主荷重		0	0	0	0
	主荷重及び主荷重に相当する特殊荷重	3) 床版	0	0	0	0
		4) その他の場合	1.2	1.5	1.8	2.0

※文献 2) から説明に要する項目だけを抜粋して示した。

※表中に示した値は、許容応力度の基本値であり、考慮する荷重の組合せにより、割り増した値が用いられる。

PRC 構造を道路橋に採用するためには、想定する荷重が作用した際にひび割れが生じても、計算上でそのひび割れ幅が部材の安全性や耐久性に影響を与えない範囲とすることが不可欠である。PRC はり部材の曲げひび割れの発生については、これまでも種々の報告があり、RC 部材と同様に評価できるものと考えられる。一方、発生したひび割れの幅の長期変動については、既存の研究報告もあるものの必ずしも十分に明確とはいえない。このため PRC はり部材の持続載荷試験を行って検討することにした。

7.1.2 模擬供試体を用いた実験の課題

はり供試体の曲げひび割れ性状などを実験で検討する場合には、載荷装置の容量や試験に要するコストなどの制約があり、実物をスケールダウンした模擬供試体を用いられるのが一般的である。しかし、供試体の寸法が実橋と大きく異なると、曲げひび割れ性状などが大きく変化してしまうおそれがある。この点について調査した既存の研究はほとんどなく、供試体で十分に実物を模擬できているか不明であったので、桁高の異なるはり供試体の載荷試験を行い、ひび割れ性状の比較を行うことにした。

7.2 桁高の異なるはり供試体の曲げ載荷試験

はり供試体の耐荷性状について実験的検討を行う際には、載荷装置の容量などの制約から、実構造物をスケールダウンさせた供試体を用いるのが一般的である。しかし、曲げひび割れが生じるはりの桁高が著しく異なると、図 7.2.1 に示すようにコンクリート表面での曲げひび割れ幅が同じでも、桁高に対するひび割れ深さが異なるものとならざるを得ない。この場合、鉄筋位置での曲げひび割れ幅や、鉄筋の引張応力度など、曲げひび割れ性状が異なってくるおそれがある。既往の実験のほとんどは実験が行いやすい寸法の供試体を用いられており、上記のような疑問点について検証した例はほとんどない。そこで、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。

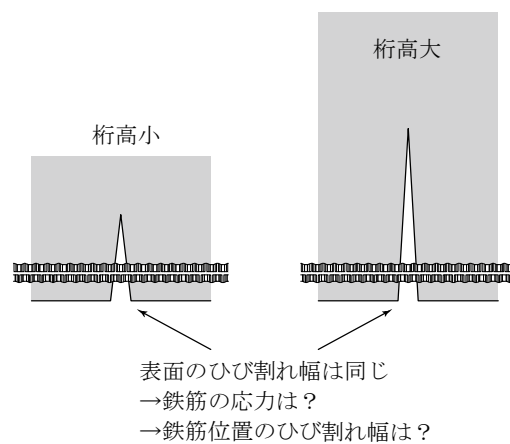


図 7.2.1 桁高が異なる場合の曲げひび割れ性状に関する疑問点（イメージ）

7.2.1 検討方法

(1) 供試体

供試体の形状寸法を図 7.2.2 に、供試体の諸元を表 7.2.1 に示す。供試体は引張鋼材比 η およびパーシャルプレストレス比 λ が概ね同程度になるように引張鉄筋および P C 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。供試体の桁長は、載荷試験中に斜めせん断ひび割れが生じることのないよう、大型供試体で 10.0m、小型供試体で 3.0m とした。等曲げモーメント区間は桁高の 3 倍とした。

供試体 PRC1 および PRC2 は PRC 部材を想定し、P C 鋼棒を緊張して供試体下縁に $5\text{N}/\text{mm}^2$ のプレストレスを導入した。一方、供試体 RC1 および RC2 は RC 部材を想定した供試体である。ただし、曲げひび割れ性状を検証する際の P C 鋼棒の有無による影響を排除するため、P C 鋼棒を配置した上で、定着具を用いてプレストレスが導入されない程度に固定した。パーシャルプレストレス比 λ を計算する際には、これらの P C 鋼棒を鉄筋と考えて λ を 0 とした。なお、P C 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、いずれの供試体でもグラウトは充填しなかった。

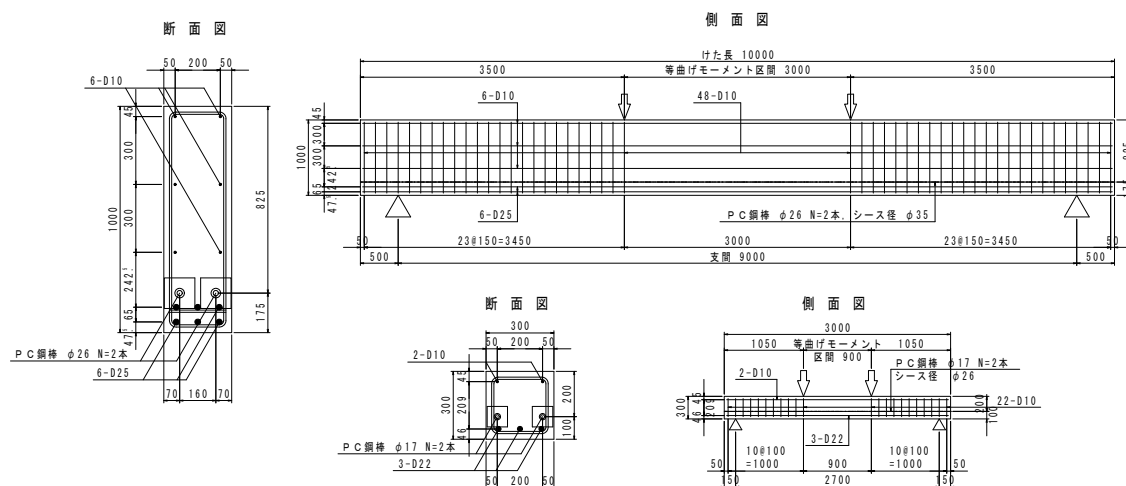


図 7.2.2 供試体形状図

表 7.2.1 供試体の諸元

供試体	PC 鋼棒	引張 鉄筋	緊張力 (kN)	η *1) (%)	λ *2) (%)
PRC1	2- ϕ 26	6-D25	654	1.013	48
RC1			0	1.013	0
PRC2	2- ϕ 17	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 : P C 鋼材の断面積 (mm^2)、 f_{py} : P C 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。

供試体に用いたコンクリートの材料試験結果を表 7.2.2 に、鋼材の材料試験結果を表 7.2.3 に示す。載荷試験時の圧縮強度が概ね 40 N/mm² 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履歴が、大型供試体・小型供試体で異なる影響をできるだけ排除するため、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 20℃、材齢 7～11 日までは 10℃となるように蒸気養生した。PC 鋼棒は SBPR930/1030 (B 種 1 号)、鉄筋は SD345 のものを用いた。

打設後 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、定着具を締め付けた。

表 7.2.2 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)	載荷時の 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

※材料試験には、はり供試体と同時に製作し、同様な養生を行った円柱供試体を用いた。

表 7.2.3 鋼材の材料試験結果

鋼材種類	呼び名	弾性係数 (kN/mm ²)	載荷時の 材齢(日)
PC 鋼棒	φ 26	201	1052
	φ 17	201	1047
異形鉄筋	D25	197	375
	D22	200	381

(2) 載荷方法および測定

供試体は表 7.2.2 に示す材齢で曲げ載荷試験を実施した。載荷試験は、図 7.2.3 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 7.2.4 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。

載荷中は、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、一つのひび割れに対し、二つ設置し、ひび割れ幅を供試体の下面ならびに側面（主鉄筋位置）の二箇所所で測定できるようにした。

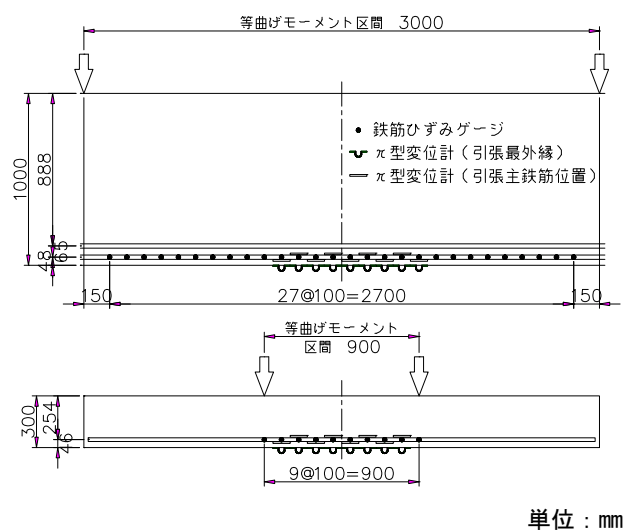


図 7.2.3 測定位置

表 7.2.4 試験終了時の断面力と鉄筋ひずみの測定値

供試体 種類	曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	最大鉄筋ひずみ (μ)
PRC1	934.0	998
RC1	600.3	1000
PRC2	93.0	1014
RC2	60.4	1020

7.2.2 実験結果と考察

(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、ここ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。

各供試体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7.2.4(a)～(d)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、「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に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载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。

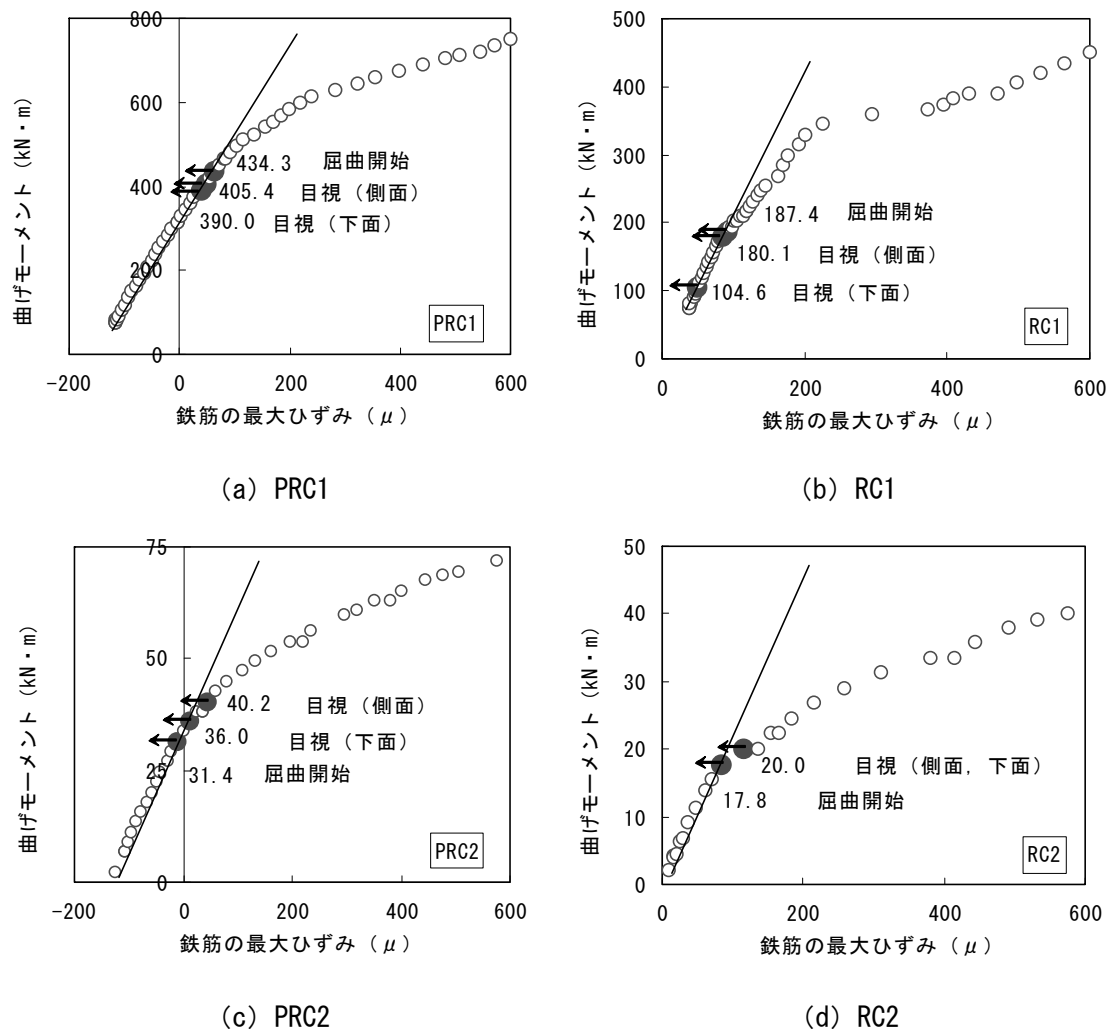


図 7.2.4 曲げひび割れ発生前後の曲げモーメント最大鉄筋ひずみの関係

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引張応力度の計算値（仮想引張応力度）を図 7.2.5 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 7.2.2）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、桁高によって曲げひび割れ発生時の応力度が異なる可能性があることが確認できた。なお、「目視（下面）」における仮想引張応力度は、「目視（側面）」や「屈曲開始」と同程度の場合もあれば、これらと異なる場合もあった。

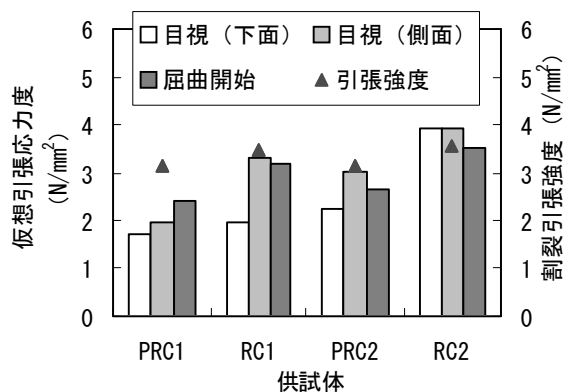


図 7.2.5 最大鉄筋ひずみとひび割れ本数

(2) 定常状態以前のひび割れ性状

1) ひび割れ本数

載荷中の最大鉄筋ひずみの増加とひび割れ本数の関係を図 7.2.6 に示す。大型供試体（PRC1、RC1）と小型供試体（PRC2、RC2）を比較すると、小型供試体では、ひび割れの増加が早く、鉄筋の最大ひずみが 400 μ 程度に達した後は、ひび割れの増加がないか、わずかであった。一方、大型供試体では、鉄筋の最大ひずみが 800~900 μ 程度に達するまで、ひずみの増大に応じて少しずつひび割れ本数が増加していた。このように、曲げひび割れの定常状態（載荷荷重を増加させても新たなひび割れが発生しない状態）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。

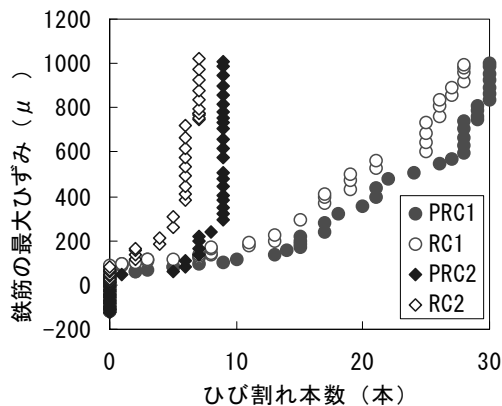
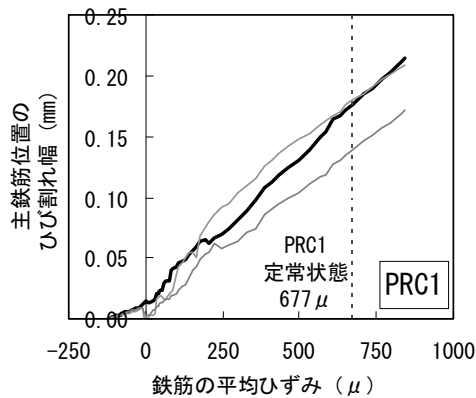


図 7.2.6 最大鉄筋ひずみとひび割れ本数

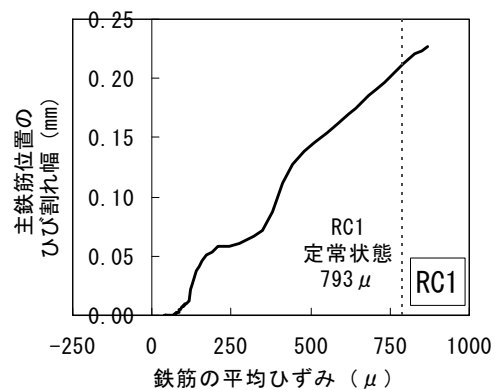
2) ひび割れ幅

ひび割れ幅予測に関する既存の研究によると、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る考え方がある。この考え方によると、荷重が比較的小さくひび割れが定常状態に到達する前は、鉄筋のひずみが小さいもののひび割れ間隔が比較的大きいため、かえってひび割れ幅が大きくなる場合があることも可能性としては考えられる。

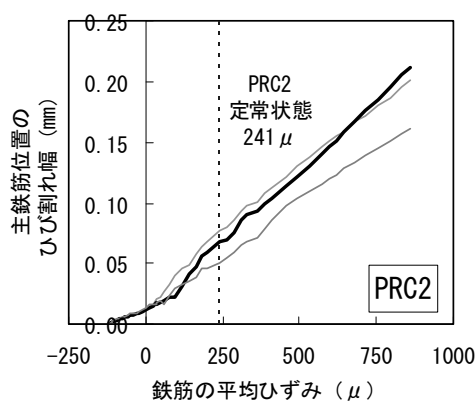
そこで、試験中にひび割れ幅が 0.15mm 以上になったひび割れを対象に、平均鉄筋ひずみと主鉄筋位置でのひび割れ幅の関係を整理した (図 7.2.7)。なお、図には、ひび割れが定常状態に達した際の鉄筋の平均ひずみを破線で示した。供試体 PRC1 のひび割れ幅の変化に着目すると、載荷初期の段階では、ひび割れ幅の増加が必ずしも平均鉄筋ひずみの増加に比例しておらず、ひび割れによっては、荷重が増大しているにもかかわらず一時的にひび割れ幅が減少するような変化も見られた。しかし、このような変化が見られるのは、鉄筋のひずみが比較的小さく (供試体 PRC1 の場合は 250μ 程度まで)、ひび割れ幅も小さい範囲に限られていた。



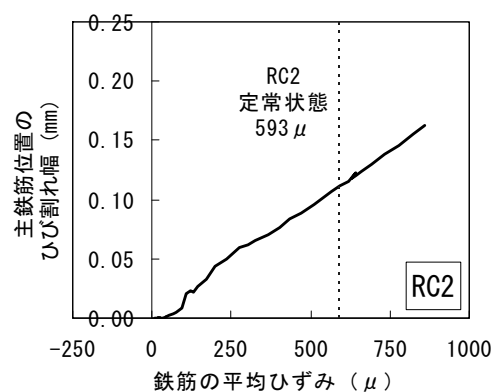
(a) PRC1



(b) RC1



(c) PRC2



(d) RC2

※複数のひび割れが観察できた供試体では、最大荷重時に最大のひび割れを示したひび割れを太線で示した。

図 7.2.7 鉄筋の平均ひずみと主筋位置のひび割れ幅の関係

これらの結果から、ひび割れ本数が少なくひび割れ間隔が大きい時点でのひび割れ幅は、曲げひび割れ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。また、ひび割れ幅が小さい領域を除けば、ひび割れ幅はほぼ鉄筋ひずみに比例すると考えてよい。

(3) 定常状態後のひび割れ性状

最大鉄筋ひずみが 1000μ に達した際のひび割れ状況を図 7.2.8 に示す。いずれの供試体でも、ひび割れは、引張領域のコンクリートの寄与を無視して算出した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、ひび割れの長さにはばらつきがあったのに対し、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。

各供試体のひび割れ性状を表 7.2.5 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。

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、各供試体の最大ひび割れ間隔と平均ひび割れ間隔の比率は $1.5 \sim 2.0$ 倍程度であり、7.3.2 で述べる持続載荷試験時の曲げひび割れ性状とも概ね一致した。

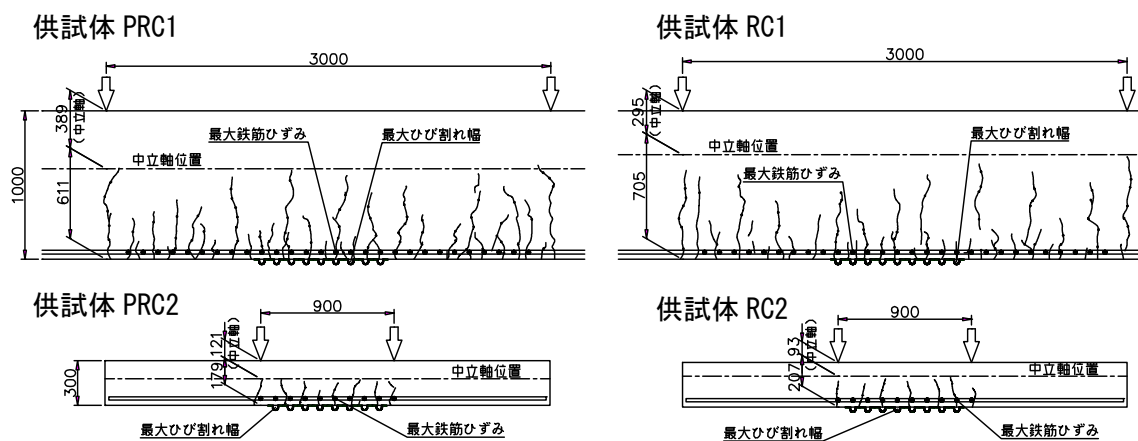


図 7.2.8 ひび割れ状況

表 7.2.5 供試体のひび割れ性状

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

(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、主鉄筋位置のコンクリートひずみと引張縁でのコンクリートひずみが異なるものと考えられる。図 7.2.1 のようにくさび形のひび割れを仮定すると、桁高の小さな供試体では、鉄筋位置でのひび割れ幅とコンクリート表面でのひび割れ幅が大きく異なるとも考えられ、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おそれがある。

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 7.2.9）。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。

このように、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ず、明確な大小関係もなかった。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。

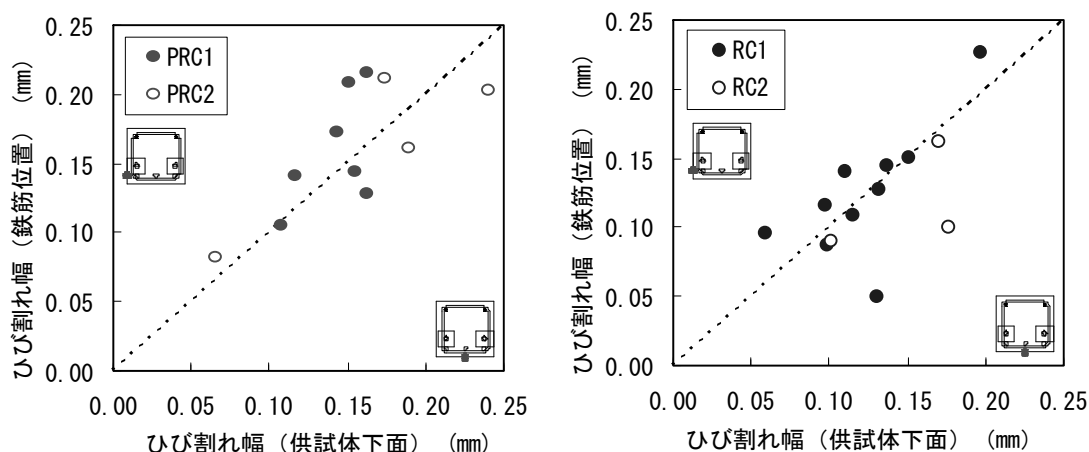


図 7.2.9 供試体下面と主筋位置でのひび割れ幅

7.2.3 既往のひび割れ幅算定式との比較

鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリートに発生する曲げひび割れは、多くの要因を受けるが、これまでの研究によると、鋼材の種類、鋼材応力度の増加量、かぶり、コンクリートの有効断面積、鋼材径、鋼材比、鋼材の段数、鋼材の表面形状、コンクリートの品質およびプレストレス等がその主要な要因として挙げられている³⁾。

ひび割れ幅の算出式である式(1)は、既往のひび割れ幅算定式および関連する研究成果を参考にして定められた式であり、概ね生じ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⁴⁾。

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

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/mm²)

E_s : 鉄筋の弾性係数 (N/mm²)

ε'_{csd} : コンクリートの収縮および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、供試体作製から載荷までの期間が短く影響が顕著ではないと考えられることから 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 7.2.10 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。

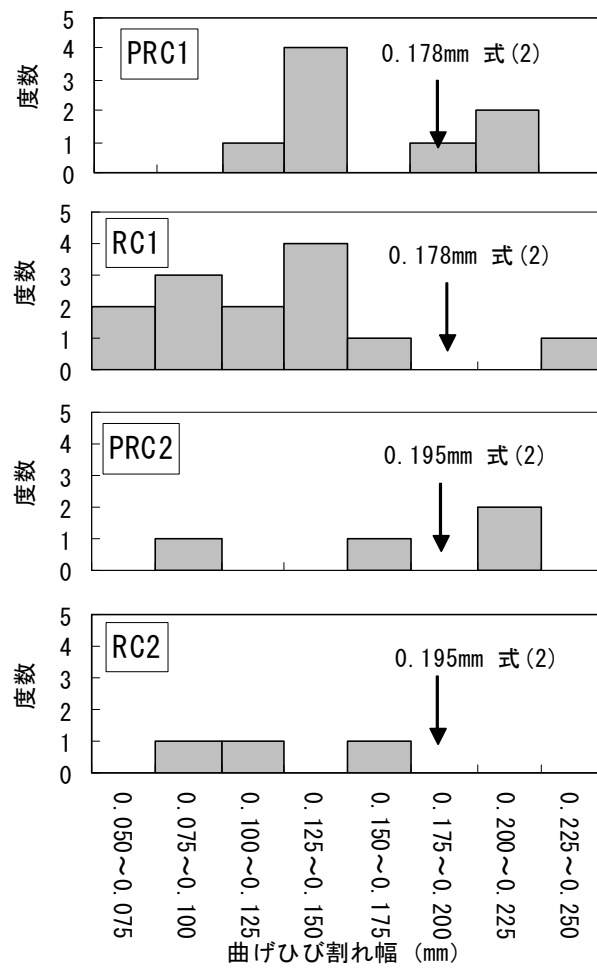


図 7.2.10 ひび割れ幅の頻度分布

7.3 はり供試体の持続載荷試験⁴⁾⁻⁸⁾

衝突荷重又は地震の影響を考慮しない荷重の組合せに対して計算上のひび割れの発生を許容する 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が許容されるひび割れ幅以下であり、それが拡大しないことが求められる。曲げひび割れの発生時の性状については、PRC 構造についても多くの実験結果が報告されており、RC 構造の場合と同様な予測式を適用してもよいものと考えられる。しかし、特に、長期に持続する荷重が作用した際に、コンクリートの乾燥収縮やクリープ等の影響でひび割れ幅が変動することについては、これを適切に予測することが可能かどうか、現状では明らかでない。そこで、本検討では、導入するプレストレス力の大きさを変化させたはり供試体を作成し、荷重および載荷材齢の異なる持続載荷試験を行い、乾燥収縮やクリープの影響によるひび割れ幅の長期変化について検討した。

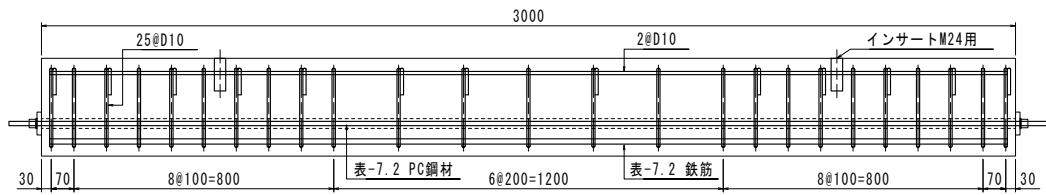
7.3.1 検討方法

(1) 供試体

持続載荷試験に用いた供試体の形状、寸法を図 7.3.1 に、諸元を表 7.3.1 に示す。

供試体は、いずれも断面が $300 \times 300\text{mm}$ 、長さを 3000mm とし、プレストレス導入度を変化させた。このプレストレス導入度は、本実験で仮定する設計曲げモーメント $M=27.5\text{kN} \cdot \text{m}$ (以下、 $1M_d$) が作用する時に部材引張縁の応力度がゼロとなるようにプレストレス力を定めた供試体 A1 に対する各供試体のプレストレス力の大きさを表す指標である。プレストレス導入度 k を A1 に対して約 60%としたものを供試体 B1、0%としたものを供試体 D1 とした。また、設計曲げモーメントの 2 倍の持続荷重 (以下、 $2M_d$) を与える供試体を供試体 B2、B3 ($k=60\%$)、供試体 C2 ($k=30\%$)、供試体 D2 ($k=0\%$) とした。この $2M_d$ の荷重を載荷した直後には、いずれの供試体でも引張鉄筋の応力度が概ね 200N/mm^2 となるように引張鉄筋を配置した。また、持続荷重はコンクリートの材齢が約 28 日となった時点で載荷することを基本とした。B3 供試体は、乾燥収縮やクリープの影響が小さい場合を想定し、その約 1 年後 (材齢 418 日) に持続載荷を開始した。

側 面 図



断 面 図

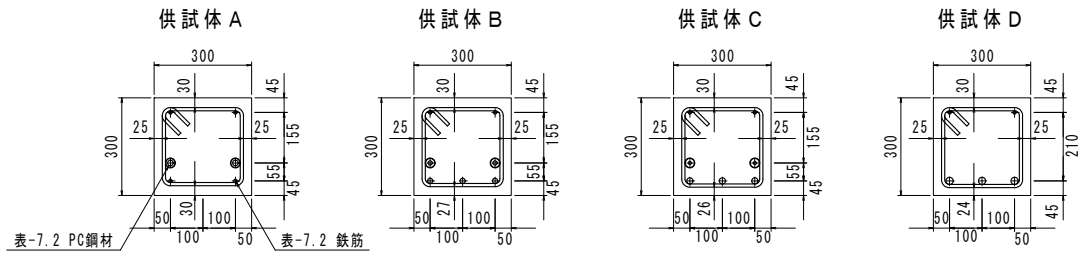


図 7.3.1 供試体の形状・寸法

表 7.3.1 供試体の諸元

供試体	PC 鋼材	引張 鉄筋	緊張力 (kN)	$k^{*1)}$ (%)	M/M_d	$\sigma_s^{*2)}$ (N/mm ²)	$\sigma_c^{*3)}$ (N/mm ²)	載荷材齢
A1 ^{*2)}	2-φ17	2-D10	272	100	1.0	1.6	0.0	— (参考供試体)
B1	2-φ13	3-D16	159	58	1.0	38.0	2.1	28 日
B2					2.0	222.0	7.5	27 日
B3								418 日
C2	2-φ9.2	3-D19	80	29	2.0	219.0	8.7	27 日
D1	—	3-D22	—	0	1.0	110.8	4.8	28 日
D2					2.0	210.8	9.8	26 日

*1) k はプレストレス導入度で、 $k = M_0 / M_d$ 。ここに、 M_0 ：プレストレス力および軸方向力によるコンクリート応力度が部材引張縁でゼロとなる曲げモーメント、 M_d ：設計曲げモーメント(=27.5kN・m)、 M ：持続荷重による曲げモーメント。

*2) コンクリートの寄与を無視した鉄筋引張応力度の計算値。なお、緊張力は表中の値、ヤング係数比は材料の試験結果から算出した値を使用した。

*3) 全断面有効と仮定した場合のコンクリートの縁仮想引張応力度の計算値（ただし、持続載荷開始時点）。

*4) A1 は載荷によってひび割れが生じない参考供試体。

(2) 使用材料

コンクリートの配合および材料試験結果を表 7.3.2 に、鋼材の材料特性値を表 7.3.3 に示す。コンクリートは目標強度を 40N/mm^2 として配合を定め、全ての供試体で同一バッチのものを用了。なお、コンクリート材料には、早強セメント、砂利（鬼怒川流域、表乾密度 2.62g/cm^3 ）、砂（鬼怒川流域、表乾密度 2.60g/cm^3 ）を使用した。また、PC 鋼材は SBPR930/1030（B 種 1 号）、鉄筋は SD345 のものを用了。

表 7.3.2 コンクリートの配合・材料試験結果

水セメント比 (%)	単位水量 (kg/m^3)	細骨材率 (%)	圧縮強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
49.0	148	42.5	39.7	28.6	3.22

※セメントは早強ポルトランドセメントを使用した。

※最大粗骨材寸法 25mm の骨材を使用した。

※コンクリートの材料試験結果は、材齢 28 日で試験した円柱供試体の結果を示した。

表 7.3.3 鋼材の材料特性値

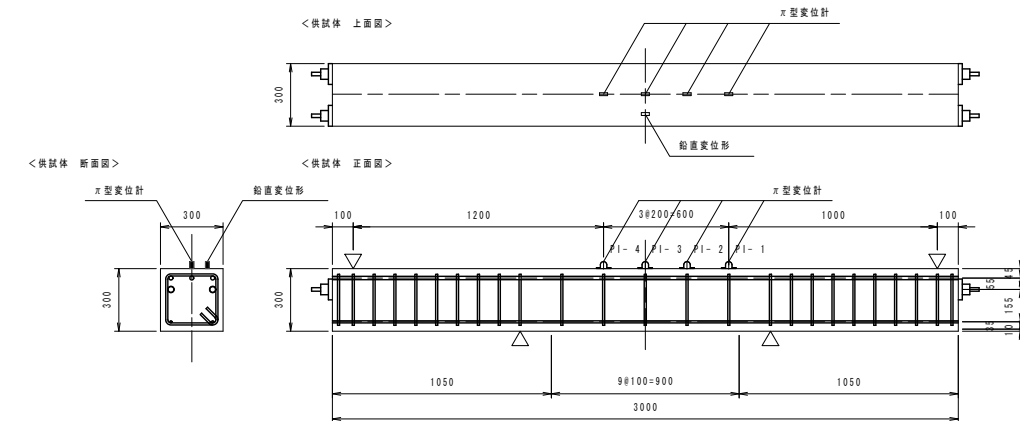
鋼材の種類		降伏強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)	リラクセー ション (%)
PC 鋼材	$\phi 9.2$	1262	200	2.85
	$\phi 13$	1055	201	3.00
鉄筋	D22	386	186	—
	D19	379	185	—
	D16	365	188	—

(3) プレストレスの導入

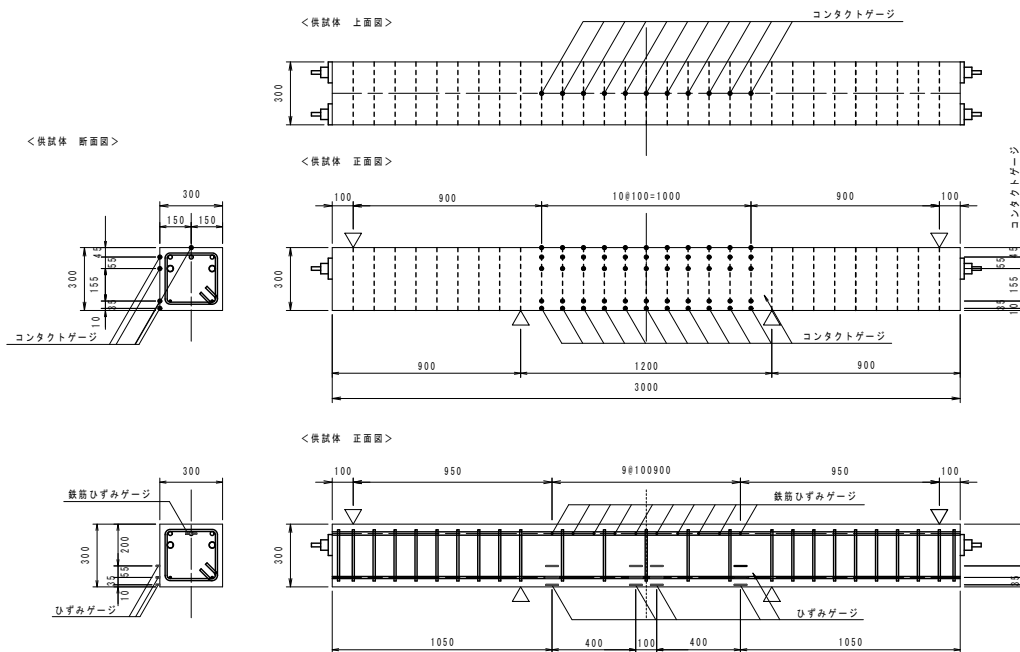
供試体は、打設後 4 日目に脱枠を行い、打設後 10 日目に PC 鋼材の緊張作業を行った。緊張管理はロードセルにて行い、各供試体とも 2 本の PC 鋼材を片側より同時に緊張した。この際、所定の緊張力が得られるように 3~4%の引き越し後、定着具を締め付けた。緊張翌日にはグラウトを注入した。

(4) 持続載荷中の測定

持続載荷中は、供試体中央のたわみ、等曲げモーメント区間の引張鋼材のひずみ量（10点）、コンクリートのひずみ量（4断面、各3箇所）、載荷用PC鋼棒のひずみ量をモニタリングした。また、標点間距離100mmのコンタクトゲージを用いて等曲げモーメント区間の引張縁コンクリートの伸び量を測定し、ひび割れが生じた部位では、載荷開始前からの伸び量をひび割れ幅と考えた。変位計およびひずみゲージの貼付位置を図7.3.2に示す。



(a) 変位計貼付位置



(b) ひずみゲージ・コンタクトゲージ貼付位置

図 7.3.2 測定位置図

(5) 載荷方法

B3 以外の供試体は材齢約 28 日より、B3 供試体は材齢約 418 日より持続載荷を実施した。図 7.3.3 に示すように、供試体の上面が引張縁となるように上下反転させ、端部の載荷用 PC 鋼棒を緊張することにより持続荷重を載荷した。また、載荷は、10 点測定した鉄筋ひずみの最大値が、載荷前（表 7.3.4）と比較して 1000μ 増加するまで行った。

なお、B3 供試体においては、載荷時の材齢が 1 年以上と長く載荷までの間に生じたコンクリートの収縮やクリープの影響で、鉄筋に 430μ 程度の圧縮ひずみが導入されていた。一方、B3 供試体と同じ $300\times 300\text{mm}$ の断面を有する無筋コンクリート供試体を B3 供試体と同時に作製し、B3 供試体と同様な養生・保管条件で乾燥収縮量およびクリープ係数を測定した結果、鉄筋の拘束がなければ 500μ （収縮： 400μ 、クリープ： 100μ ）程度のひずみが生じることがわかった。このため、B3 供試体の鉄筋には、乾燥収縮およびクリープを拘束したために、ひずみ 70μ に相当する圧縮ひずみが生じていると考えた。したがって、プレストレスによる圧縮ひずみ 90.8μ と合計すると、載荷直前の B3 供試体の鉄筋には、 160.8μ の圧縮ひずみが作用していたと仮定した。

持続載荷試験中は、載荷用 PC 鋼棒の張力を月に一回調整することで、載荷荷重を一定とした。

表 7.3.4 持続荷重載荷前の鉄筋ひずみ

供試体名	鉄筋の圧縮ひずみ (μ)
B1	108.6
B2	111.4
B3	160.8
C2	56.7
D1	—
D2	—

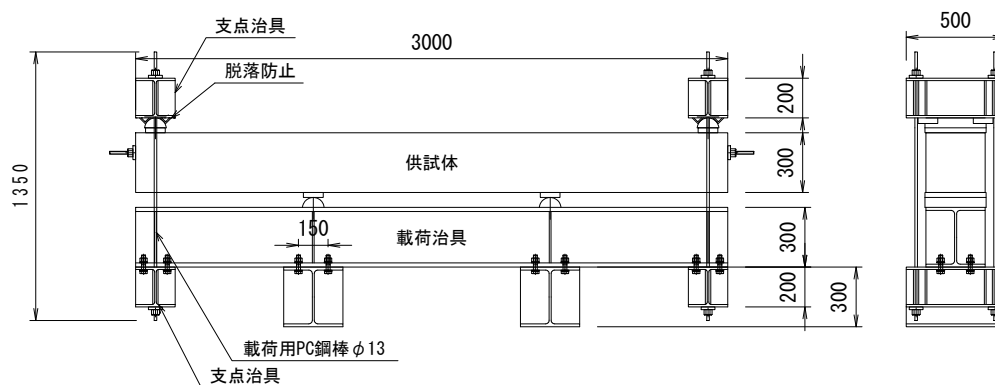


図 7.3.3 持続載荷の状況

(6) 乾燥収縮試験

持続載荷を行うはり供試体の長期的な挙動と比較するため、はり供試体と同時に製作、養生した無筋のコンクリート供試体（ $300 \times 300 \times 1200\text{mm}$ ）を用いて材齢に伴う乾燥収縮ひずみを測定した。その結果を図 7.3.4 に示す。

材齢 28 日前後での乾燥収縮ひずみは、 100μ 程度であった。また、材齢が約 1 年を超えると、その後のひずみの増加はわずかであった。

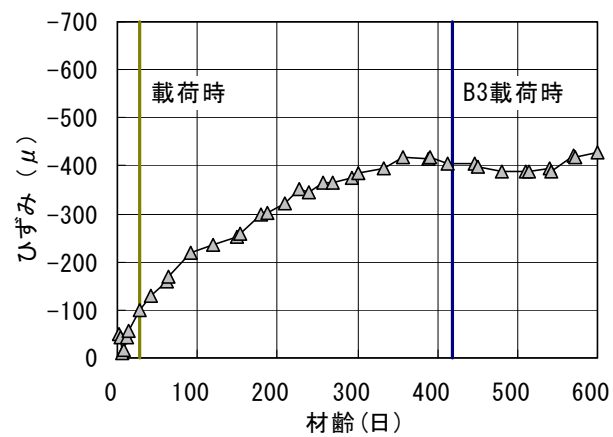


図 7.3.4 乾燥収縮ひずみ

7.3.2 実験結果と考察

(1) ひび割れ本数・ひび割れ間隔

各供試体中央部の等曲げモーメント区間内に入ったひび割れの本数、ひび割れ間隔を表 7.3.5 に示す。

B1 供試体は、曲げ载荷によって生じるコンクリートの引張応力度が引張強度以下となるように設計した PRC 部材で、载荷を開始した直後はひび割れが発生しなかったが、载荷後 60 日にひび割れが観察された。その後のひび割れの増加は認められなかった。それ以外の供試体は全て、载荷を開始した直後に表 7.3.5 に示したひび割れが認められ、その後のひび割れ本数の増加はなかった。

表 7.3.5 ひび割れ本数および間隔

供試体	ひび割れ 本数	ひび割れ間隔	
		最大	平均
B1	5 本	271mm	220mm
B2	10 本	166mm	118mm
B3	8 本	215mm	169mm
C2	9 本	196mm	142mm
D1	7 本	258mm	186mm
D2	9 本	199mm	140mm

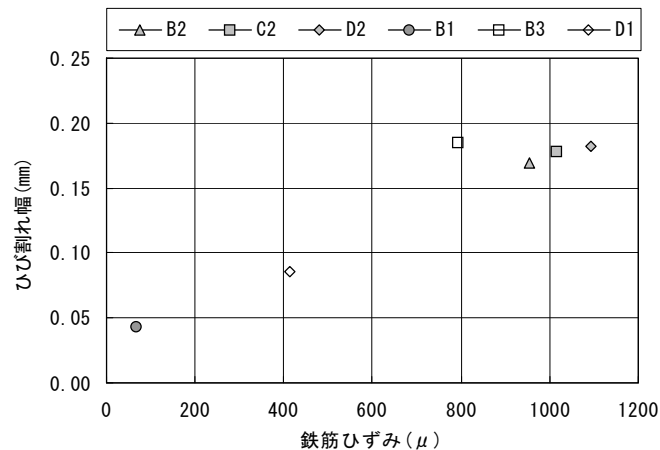


図 7.3.5 鉄筋ひずみの最大値とひび割れ幅の最大値の関係

設計曲げモーメントを载荷した B1、D1 供試体では、その 2 倍の曲げモーメントを载荷した B2、D2 供試体よりもひび割れ本数が少なかった。したがって、B1、D1 供試体は、曲げひび割れの定常状態（载荷荷重を増加させても新たなひび割れが発生しない状態）には達していないものと考えられる。一方、B2、C2、D2 供試体は、2Md に到達するまでの間の観察から、概ね定常状態に達していると考えられた。

ひび割れがほぼ定常状態に達している B2、C2、D2 供試体を比較すると、ひび割れ本数や

ひび割れ間隔に顕著な違いはなかった。

また、図 7.3.5 に示すように、持続载荷を開始した直後の各供試体における最大ひび割れ幅は、引張鉄筋のひずみの最大値と良い関係があり、プレストレス導入度とひび割れ幅の関係は明確ではなかった。

(2) 鉄筋ひずみ

各供試体の鉄筋ひずみの平均値を図 7.3.6 に示す。ここでは鉄筋の温度が、供試体の温度とほぼ同等となった载荷後 1 日、210 日、360 日、570 日の結果を抜粋して比較した。これは、鉄筋ひずみが供試体の温度変化による変形の影響も受けており、供試体の温度が著しく異なる時期の測定結果を比較しても、持続载荷の影響による鉄筋ひずみの増減がわかりにくいためである。

B2、C2、D2 供試体の鉄筋ひずみの変化は、载荷直後から载荷 570 日までほぼ同様な傾向を示した。すなわち、持続载荷中の鉄筋ひずみの増加に関して、供試体の導入プレストレスの影響は明確でなかった。

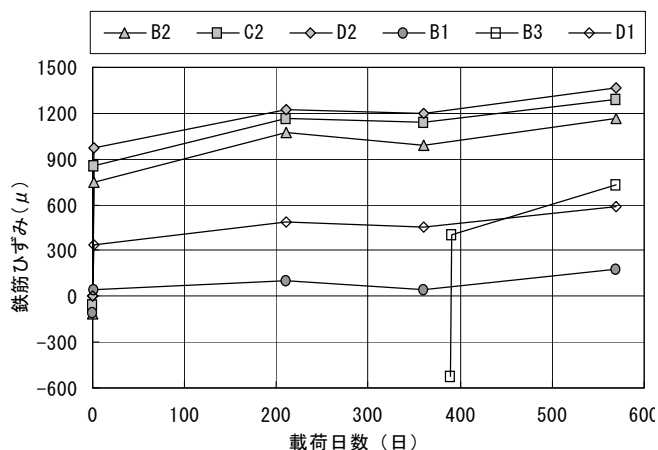


図 7.3.6 鉄筋ひずみの平均値

(3) 曲げひび割れ幅

各供試体の曲げひび割れ幅の最大値を図 7.3.7 に示す。今回は、曲げ載荷荷重を載荷によって生じた鉄筋ひずみの変化によって制御したので、B2、C2、D2 供試体を比較すると、プレストレス力の大きい供試体ほど、曲げひび割れ幅の最大値が小さかった。しかし、載荷直後から載荷後 570 日までの曲げひび割れ幅の変化に着目するとほぼ同程度で、最大ひび割れ幅の増加に関しては、プレストレス導入度の影響は明確ではなかった。

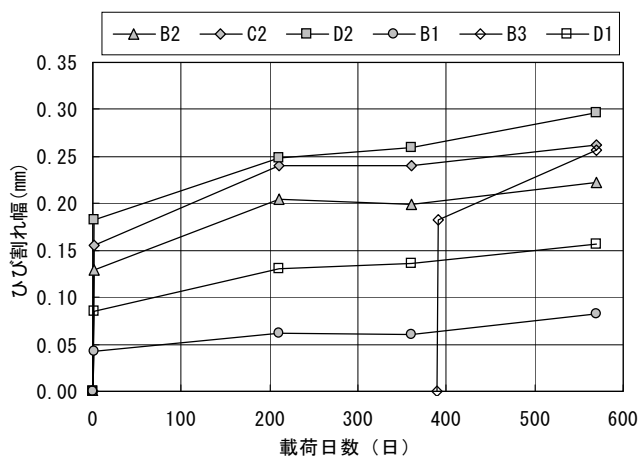


図 7.3.7 曲げひび割れ幅の最大値

(4) 持続載荷試験中の供試体の変形

持続載荷中の各供試体のたわみの変化を図 7.3.8 に示す。たわみは、いずれの供試体でも共通して上下する傾向があった。これについて検討したところ、供試体の温度変化との関係が認められ、夏季はたわみが増大し、冬季はたわみが減少する傾向があった。載荷によって供試体が拘束されており、温度変化に伴って供試体のたわみ量が変化したものと考えられる。

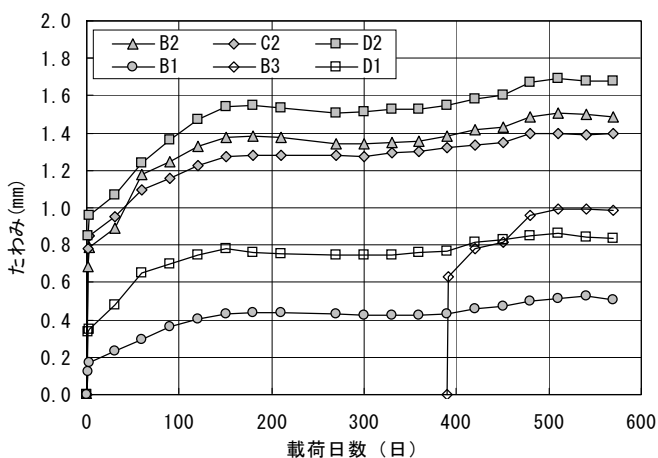


図 7.3.8 持続載荷中のたわみの変化

7.3.3 ひび割れ幅の長期変化における考察

(1) 検討方法

持続载荷中の各材齢で見られた曲げひび割れ幅 (w) は、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に起因するひび割れ幅 (w_s) とコンクリートの収縮およびクリープ等の影響におけるひび割れ幅の和と捉えることができる。そこで、特に収縮およびクリープ等の影響によるひび割れ幅の増加 ($w-w_s$) に着目して、その持続载荷中の変化を整理した。ここで、図 7.3.9 に示すように、ひび割れ幅 w は供試体引張縁部に設置した π 型変位計の伸び量とし、鉄筋応力度の増加によるひび割れ幅 w_s は、ひび割れ間隔と鉄筋ひずみの平均値から求めた。今回の供試体では、ひび割れ間に 1 つの鉄筋ひずみゲージしかない場合もあり、ひび割れ間の鉄筋ひずみの代表値としてこれを用いるのは必ずしも適当でない。そこで、鉄筋ひずみは、等曲げ区間で測定した 10 点の平均値を用いた。ひび割れ間隔は、検討したひび割れと左右のひび割れまでの間隔を平均したものを使用した。なお、コンタクトゲージによる長さ測定の範囲にひび割れが複数入っていた箇所は、各ひび割れの幅を測定することができないので、検討から除外した。

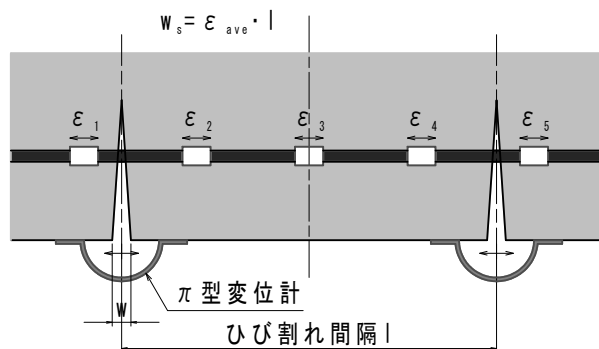


図 7.3.9 ひび割れ幅・鉄筋ひずみ計測位置図

(2) ひび割れ幅の長期変化とひび割れ間隔の関係

コンクリートの収縮およびクリープ等の影響によるひび割れ幅の計算値とひび割れ間隔の関係を図 7.3.10 に示す。コンクリートの収縮およびクリープ等の影響によるひび割れ幅は、持続载荷期間の経過とともに増大し、また、ひび割れ間隔が大きいほど大きくなるものと予想される。

各供試体の測定結果を見ると、プレストレスが導入されていない D2 供試体では、前述のようにひび割れ間隔が大きい箇所ほど、収縮およびクリープ等の影響によるひび割れ幅の増加 ($w-w_s$) も大きい傾向が確認できた。一方、プレストレスが導入されている B2、B3、C2 供試体では、同様の傾向が認められなかった。このことから、プレストレスが導入された部材では、収縮およびクリープ等の影響による曲げひび割れ幅の増加傾向が、RC 部材の場合とは異なる可能性がある。

また、図 7.3.10 によると、いずれの供試体においても载荷直後のひび割れ幅の増加 ($w-w_s$) が 0 となっていない。これは図 7.3.9 に示すように、ひび割れ幅 w は供試体の引

張縁部で計測しており、鋼材位置とひずみの絶対量が若干異なること、 w_s の算出に用いた鉄筋ひずみが、等曲げ区間の鉄筋ひずみの平均値であること、 w_s の算出の際にコンクリートの引張軟化特性を考慮していないことなどが原因であると考えられる。ここで、引張軟化特性とは、図 7. 3. 11 に示すように、コンクリートは完全なひび割れ部では引張力を伝達しないが、微細なひび割れ部では骨材が噛み合うことにより、若干の引張応力を伝達する特性である。

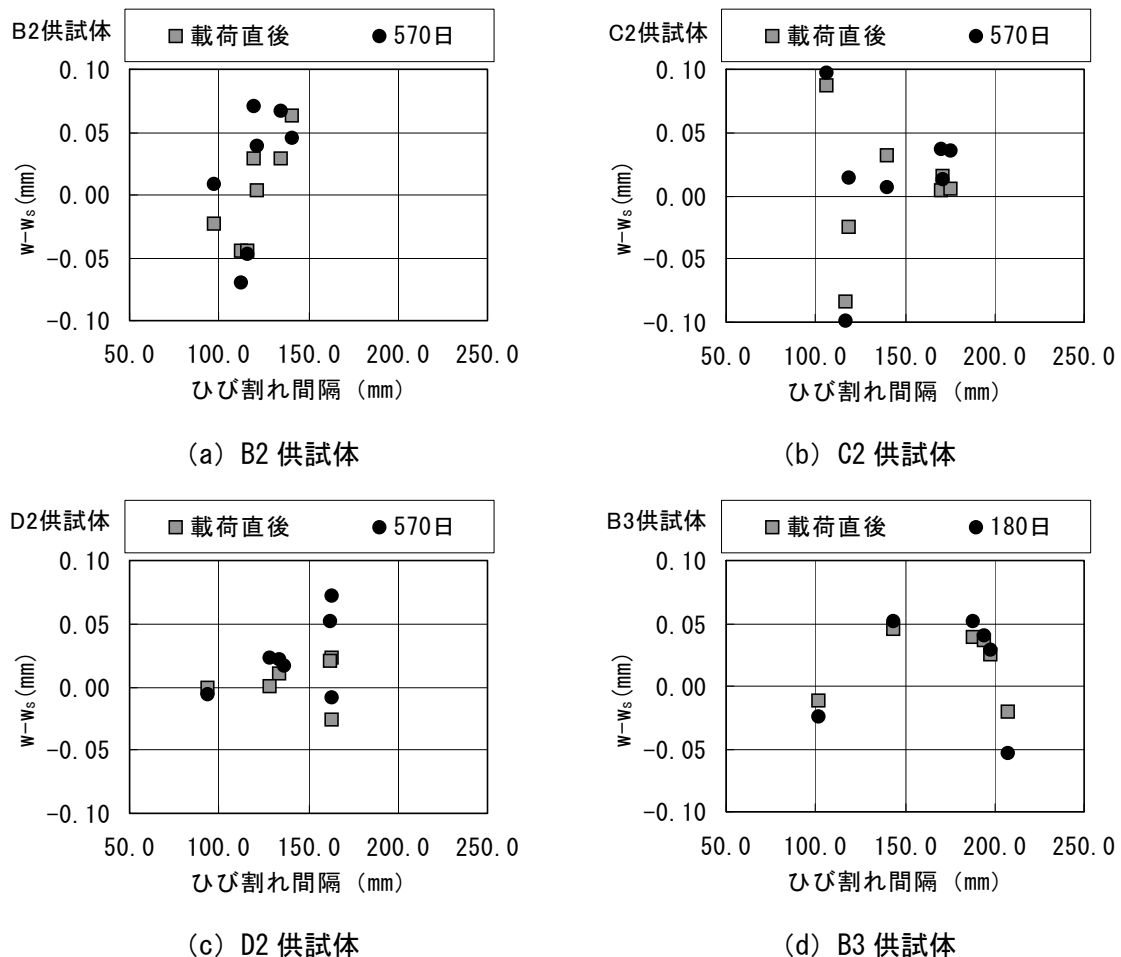


図 7. 3. 10 収縮およびクリープ等の影響によるひび割れ幅とひび割れ間隔の関係

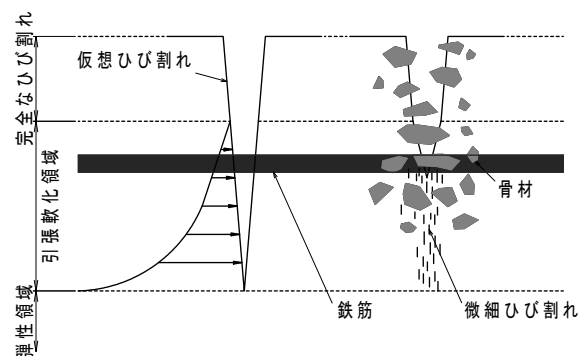


図 7. 3. 11 引張軟化特性の概念

(3) 載荷直後のひび割れ幅とひび割れ幅の変化の関係

載荷直後に観察されたひび割れ幅とコンクリートの収縮およびクリープ等の影響によるひび割れ幅の関係を図 7.3.12 に示す。B2、C2 供試体では、載荷直後ひび割れ幅がひび割れによって大きく異なっており、最大と最小の差が 0.13~0.15mm であった。また、持続載荷期間中の収縮およびクリープ等の影響によるひび割れ幅の変化もひび割れによる違いが大きく、載荷直後のひび割れ幅との関係は明確でなかった。これに対し、載荷直後のひび割れ幅が 0.05mm 程度以下のひび割れでは、持続載荷期間中の収縮およびクリープ等の影響によるひび割れ幅の変化が負となっていた。すなわち、プレストレスが導入されている部材で、載荷直後に観察されたひび割れのうちひび割れ幅が小さいものは、ひび割れ幅が増加していないものや減少しているものがあるため、長期的にはひび割れとして挙動していない可能性がある。B3 供試体では、載荷直後のひび割れ幅が大きいものほど、持続載荷中の収縮およびクリープ等によるひび割れの増大が大きくなった。これは、B3 供試体のひび割れ本数が B2 供試体よりも少なく、ひび割れ間隔が広いことが影響している可能性がある。

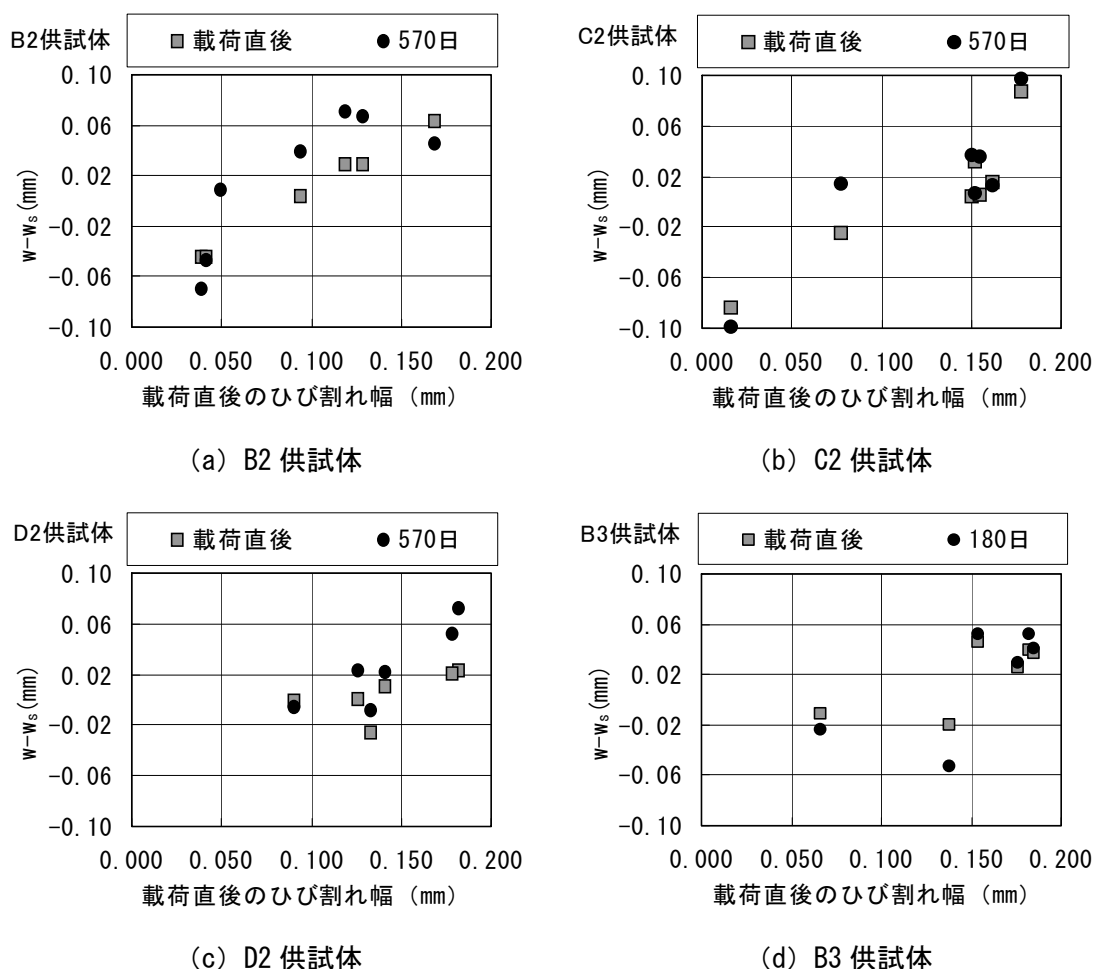


図 7.3.12 載荷直後のひび割れ幅とコンクリートの収縮およびクリープ等の影響によるひび割れ幅の関係

(4) 乾燥収縮およびクリープが曲げひび割れ幅に与える影響

ひび割れ幅は、ひび割れ間隔とひずみの積で表される。ここで、コンクリートのひずみの長期変化の要因として、コンクリートの乾燥収縮およびクリープ変形が挙げられ、これらの要因を考慮した曲げひび割れ幅の評価式として式(2)が与えられる³⁾。

$$w = l \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right) \quad (2)$$

ここに、 w : 曲げひび割れ幅

l : ひび割れ間隔

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/mm²)

E_s : 鉄筋の弾性係数 (N/mm²)

ε'_{csd} : コンクリートの収縮およびクリープ等を考慮するための数値

この持続載荷試験では、モニタリング結果から、曲げひび割れ幅 (w) と鉄筋応力度の増加量 (σ_{se}) が得られる。そこで、鉄筋応力度の増加量 (σ_{se}) より鉄筋応力度の増加量に起因する曲げひび割れ幅 (w_s) を算出し、曲げひび割れ幅 (w) との差をコンクリートの収縮およびクリープに起因するひび割れ幅と考えた (図 7.3.13)。

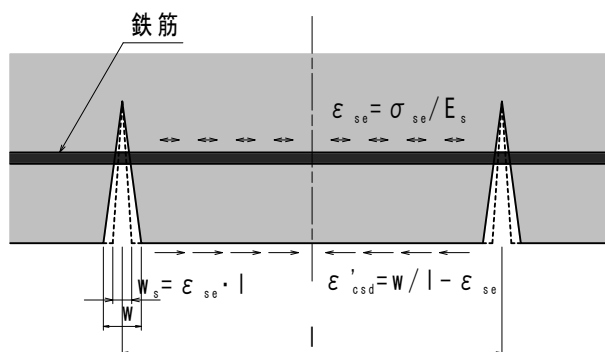


図 7.3.13 ひび割れ幅の算定方法

ここで、持続載荷中の収縮およびクリープ等の影響によるひび割れ幅 ($w-w_s$) の変化を供試体ごとに整理し平均値を求め、式 (2) の ε'_{csd} を逆算した結果を図 7.3.14 に示す。 ε'_{csd} は、載荷後 360 日まで増加傾向にあり、その後はほぼ一定の値を示した。この傾向は、乾燥収縮ひずみ (図 7.3.4) の結果と同様な傾向であった。B2、C2、D2 供試体の ε'_{csd} は、載荷後 360 日まではほぼ同等の値であり、プレストレスの影響は明確ではなかった。また、荷重が小さい B1、D1 供試体でも、多少のばらつきはあるが、荷重が大きい B2、D2 供試体とほぼ同等な結果であった。載荷材齢を 418 日とした B3 供試体の ε'_{csd} は、B2、C2、D2 供試体と比較して若干小さい値となった。

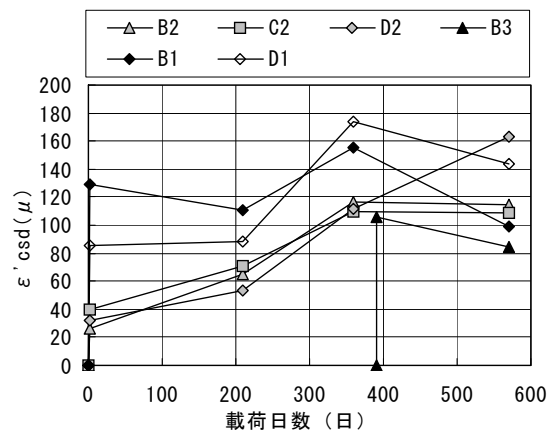


図 7.3.14 供試体毎に算出した ε'_{csd} (平均値)

7.4 曲げひび割れ幅算定手法に関する検討結果

衝突荷重又は地震の影響を考慮しない荷重の組合せに対して、計算上のひび割れの発生を許容する PRC 構造の採用を念頭において、発生するひび割れの幅を適切に評価する上で必要な検討を行い、以下の結果が得られた。

(1) 桁高の異なるはり供試体の曲げ載荷試験について

鉄筋の最大ひずみが 1000μ 程度となるような載荷試験を行った結果、以下の結果が得られた。

- ・ 定常状態以前のひび割れ性状は、小型供試体は大型供試体と比較してひび割れ本数の増加が早く、早期に定常状態に達した。
- ・ 定常状態での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明確でなかった。
- ・ 供試体下面と主鉄筋位置のひび割れ幅は、桁高およびプレストレス導入の有無に関わらず、同程度であった。

これらの結果より、今回の実験の範囲では、桁高 0.3m 程度の模擬供試体でも、その寸法が小さいからといって、実構造物の曲げひび割れ性状と大きく異なるとことは無いものと考えられる。

(2) はり供試体の持続載荷試験について

- ・ 持続載荷を開始した直後の各供試体における最大ひび割れ幅は、引張鉄筋のひずみの最大値と良い相関関係が見られた。
- ・ 持続載荷中の各供試体では、載荷材齢と共に鉄筋ひずみ、ひび割れ幅、たわみが増加したが、導入プレストレスの差が変化の傾向に与える影響は明確ではなかった。
- ・ 収縮およびクリープ等の影響によるひび割れ幅の増加に着目すると、プレストレスを導入していない場合は、載荷直後のひび割れ幅が大きかったひび割れで、長期的な増加傾向が明確であった。これに対し、プレストレスを導入した場合は、載荷直後のひび割れ幅と長期的なひび割れ幅の変動傾向に明確な関係が見られなかった。この理由は十分に明確でないが、ひび割れ幅予測の精度を検討する上で留意する必要がある。

これらの結果より、今回の実験の範囲では、プレストレスの有無により若干の傾向の違いはあるものの、持続荷重に対しては、ひび割れ幅の長期的な増加を平均値としてみるとプレストレスの有無の影響は明確ではなかった。

【7章 参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書（I 共通編・III コンクリート橋編）・同解説、pp. 126-128、2002. 3
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書（I 共通編・III コンクリート橋編）・同解説、pp. 120-125、2002. 3
- 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、pp. 115、2007. 12
- 4) 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、第 16 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp. 129-134、2007. 10
- 5) 竹内祐樹、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残留曲げひび割れ幅に関する基礎的検討、第 16 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp. 135-140、2007. 10
- 6) 竹内祐樹、古賀裕久、北野勇一、渡辺博志：持続載荷した PRC 部材の長期的な挙動に関する検討、コンクリート工学年次論文集、第 30 巻、No. 3、pp. 535-540、2008. 6
- 7) 北野勇一、古賀裕久、竹内祐樹、渡辺博志：PRC 部材の曲げひび割れ幅に及ぼすプレストレスの影響、コンクリート工学年次論文集、第 30 巻、No. 3、pp. 547-552、2008. 6
- 8) Hirohisa Koga、 Hiroshi Watanabe、 Yuuki Takeuchi and Hisashi Aoyama : “Experimental study on the time dependent flexural behavior of prestressed reinforced concrete beams”、 Creep、 shrinkage and durability mechanics of concrete structures、 vol.1、 pp. 781-786、 2008. 10
- 9) 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