

# 高強度コンクリートを用いた PRC 曲げ部材の時間依存性変形に関する研究

手塚正道<sup>1</sup>・佐藤良一<sup>2</sup>・落合勝<sup>3</sup>・阿部司<sup>4</sup>・伊藤秀敏<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 オリエンタル建設株本社第一技術部 (〒102-0093 東京都千代田区平河町2-1-1)

<sup>2</sup>フェロー会員 工博 広島大学 大学院工学研究科 (〒739-8527 広島県東広島市鏡山1-4-1)

<sup>3</sup>正会員 オリエンタル建設(株)東京支店技術部 (〒164-0012 東京都中野区本町1-32-2)

<sup>4</sup>正会員 工修 東日本旅客鉄道株研究開発センター (〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町2-1)

<sup>5</sup>正会員 工修 広島工業大学 工学部建設工学科 (〒731-5193 広島県広島市佐伯区三宅2-1-1)

本研究では、圧縮強度 $100\text{N/mm}^2$ クラスの高強度コンクリートを用いた PRC 曲げ部材の時間依存性挙動を、普通強度コンクリートを用いた場合と比較しつつ、実験的に検討した。併せて、既に提案しているクリープ解析を、コンクリート打込み直後からの挙動を連続的に予測するために、自己収縮の影響を取り入れて拡張した。さらに、ひび割れ断面引張域のコンクリート応力負担と鉄筋の付着に起因する引張剛性を分離したテンションスティフニングモデルの考え方を提示した。新しいクリープ解析法は、高強度 PRC 部材のひび割れ発生からひび割れ定常状態に至る領域の短期および長期変形挙動を適切に評価することを示した。

**Key Words :** high-strength concrete, time-dependent behavior, deformation, creep, shrinkage, tension stiffening

## 1. はじめに

近年、高性能 AE 減水剤や微粉末混和材の開発、研究が進み、 $100\text{N/mm}^2$ クラスの高強度コンクリートが比較的容易に製造できるようになり、実構造物にも適用されるようになってきた<sup>1)</sup>。

高強度コンクリートの曲げ部材への利用は、部材断面の縮小化、軽量化およびスパンの長大化を図ることができる。また、高強度コンクリートはクリープ係数が小さいため、永久荷重下の変形を小さくすることができる。このことは、橋梁における施工時の上げ越しの誤差を小さくすると共に、長期的に構造物の変形制御が容易となる。さらに、マトリックスおよびマトリックスと骨材の界面が緻密化されるため、耐久性の向上も期待できる。しかし一方では、コンクリートが高強度化されると、一軸圧縮試験で見られるように最大応力以降の脆性的な破壊挙動に対する部材終局時のじん性の向上とその評価、単位セメント量または単位粉体量の増大に伴って若材齡時に生じる温度応力や自己収縮応力の評価、さ

らに、断面の縮小と長スパン化への期待に応えるための部材の長期変形の予測、などの課題を解決することが求められている。

これまでの $100\text{N/mm}^2$ クラスの高強度コンクリートを用いた曲げ部材の耐力およびじん性に関する研究としては、鈴木ら<sup>2)</sup>、小寺ら<sup>3)</sup>、望月ら<sup>4)</sup>によるもの、あるいは滝本ら<sup>5)</sup>による最小引張鋼材量を検討したものが見られる。自己収縮に関する研究としては、日本コンクリート工学協会自己収縮研究委員会報告書<sup>6)</sup>、Reinhardt<sup>7)</sup>らによって、その影響は無視し得ないものであり、その影響を検討することの必要性が指摘されている。このように、課題とされる上記のうち、自己収縮、温度応力および部材のじん性に関しては、かなり検討されてきているが、部材の長期（時間依存性）変形挙動に着目した研究はなく、その挙動は明らかにされていない。

一方、PRC 構造は、使用限界状態においてひび割れの発生を許容し、異形鉄筋の配置とプレストレスの導入により、ひび割れ幅およびたわみの合理的な制御が可能な構造であり、これに高強度コンク

表-1 供試体の種類

No.	名称 引張鉄筋 (PC鋼棒) -圧縮鉄筋	引張鉄筋		PC鋼棒		圧縮鉄筋		プレッシング度 λ	PC鋼棒 プレ導入直後実測 緊張応力 (N/mm <sup>2</sup> )	持続 載荷 モーメント (kN·m)
		断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )	鉄筋比 $\rho_s$ (%)	断面積 $A_p$ (mm <sup>2</sup> )	鋼材比 $\rho_p$ (%)	断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )	鉄筋比 $\rho_s$ (%)			
HL10	D19-0	573	1.15	---	---	---	---	0	---	19.5
HL12	D19-D16	573	1.15	---	---	397.2	0.79	0	---	19.5
HL20	D16(7.1)-0	397.2	0.79	80	0.16	---	---	0.47	890.4	22.1
HL22	Dm16(7.1)-D16	317.5	0.64	80	0.16	397.2	0.79	0.52	896.3	22.1
HL30	D13(9.0)-0	253.4	0.51	128	0.26	---	---	0.69	832.4	22.2
HL32	Dm13(9.0)-D16	184.9	0.37	128	0.26	397.2	0.79	0.75	860.0	22.2
HL40	D10(10.7)-0	146.7	0.29	180	0.36	---	---	0.84	935.7	23.5
HL42	Dm13(10.7)-D16	184.9	0.37	180	0.36	397.2	0.79	0.81	922.0	23.5
HL50	(12.6)-0	---	---	250	0.50	---	---	1	798.0	25.0
HL52	(12.6)-D16	---	---	250	0.50	397.2	0.79	1	792.1	25.0

(引張鉄筋 Dm はひずみゲージ貼付を目的として溝切り加工したもの、鉄筋比はコンクリート全断面に対する比率を表す。)

リートを用いることは、プレストレス導入応力が拡大されるため、一層合理的な設計を可能にするものであり、さらに高耐久性の点からその適用は強く求められてくるものと考えられる。高強度コンクリートをP R C部材に用いた場合、高強度化およびひび割れを許す点から、時間依存性変形に関する検討事項として、自己収縮の影響、テンションスティフニングの評価が主なものとして挙げられる。しかし、P R C部材の挙動に対する自己収縮の影響はこれまでにあまり検討されていない。また、テンションスティフニングのモデルは、普通強度コンクリートを用いた場合に対して、これまで付着を基本として経験的に定められたものであり、高強度コンクリートを用い、かつひび割れ幅が小さく制御される場合に対し、その適用性は確認されていない。

そこで本研究は、高強度コンクリートを用いたP R Cはり供試体の時間依存性曲げ変形挙動を、普通強度コンクリートを用いた場合<sup>8)</sup>と比較しつつ明らかにするとともに、筆者らが提案したクリープ解析法<sup>8)</sup>を、自己収縮の影響を取り入れられるようにコンクリート打込み直後から連続的に扱えるように拡張し、その影響を明らかにすることを目的とした。さらに、高強度コンクリートP R C部材への既往のテンションスティフニングモデルの適用性を検証するとともに、実測鉄筋ひずみに基づいて、ひび割れ断面引張域コンクリートの応力負担と鉄筋の付着による引張剛性を分離した新たなテンションスティフニングモデルの考え方を示した。

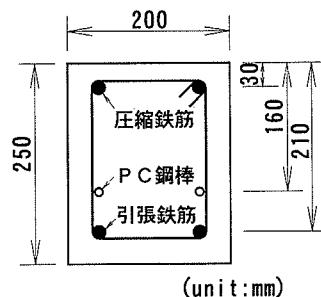


図-1 供試体断面図

## 2. 実験概要

### (1) 供試体

供試体の形状は、断面が20×25cm、長さが240cmの矩形断面はりである。供試体の断面の諸元を図-1に示す。実験のパラメータとしては曲げ耐力がほぼ等しくなるようにして、ポストテンション方式を用いてプレストレスの導入レベルを5段階になるように鉄筋とPC鋼材の径の組み合わせを変化させたものである。プレストレスの導入レベルは次式に示すプレストレス度 (λ) を用いて示している。

$$\lambda = (A_p f_{py}) / (A_p f_{py} + A_s f_{sy}) \quad (1)$$

ここに、 $A_p, A_s$ はそれぞれPC鋼材および引張鉄筋の断面積、 $f_{py}, f_{sy}$ はそれぞれPC鋼材および鉄筋の降伏強度を示す。

表-2 コンクリートの配合表

目標強度 (N/mm <sup>2</sup> )	W/B (%)	s/a (%)	SF/B (%)	SP/B (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )					
					W	C	S F	S	G	S P
100	25	45	10	2.2	150	540	60	766	640	12.2

ただし、B=C+SF、高性能AE減水剤(SP)は練混ぜ水(W)に含む。

また、圧縮鉄筋比もパラメータとして加え、供試体数を10体とした。供試体の種類を表-1に示す。

この他に載荷用供試体と同断面のプレーンコンクリートによるクリープ係数および収縮ひずみ測定用の供試体も同時に製作した。クリープ係数測定供試体では、断面中央に設けたダクト(直径50mm)にPC鋼棒(呼び径32mm)を配置して緊張する事によって、初期応力度8.3 N/mm<sup>2</sup>を導入し、導入後もほぼ一定に保持している。プレーンコンクリート供試体は、3体1組として、クリープ係数測定用を載荷時材齢が異なる2組、収縮ひずみ測定用を1組とした。

なお、これらの供試体の検討要因は筆者らが行った普通強度コンクリート部材の場合<sup>8)</sup>と同一なものとし、直接比較できるように構成した。

## (2) 使用材料

供試体に用いたコンクリートの配合および使用材料を表-2、表-3に示す。鉄筋には呼び名D19, D16, D13, D10のSD295を、PC鋼材には呼び名7.1, 9.0, 10.7, 12.6 mmの細径異形PC鋼棒(D種1号)をそれぞれ使用した。

## (3) 供試体の養生および環境条件

養生としては、プレストレス導入時(材齢9日)まで湿潤養生を行い、導入後直ちに乾燥を開始し、試験終了まで実験室内に放置した。試験期間における実験室内的平均気温は15.3°C、平均湿度は64%であった。

## (4) 載荷方法および計測方法

載荷はスパン210cm、せん断スパン65cmの2点載荷とした。載荷装置の概要を図-2に示す。純曲げ区間80cmを試験対象区間として平均曲率、コンクリートの圧縮ひずみ、鉄筋ひずみを計測した。平均曲率は試験対象区間中央で変位計(精度1/1000mm)を用いて計測された試験区間のたわみ量より近似的に求めた。コンクリートの圧縮ひずみは圧縮縁から1cmの位置で標点距離を10cmとしてコンタクトゲージ(精度1/1000mm)を用いて試験対象区間全長にわたって

表-3 コンクリート使用材料

使用材料	種類
セメント(C)	早強ポルトランドセメント 比表面積 4420cm <sup>2</sup> /g 比重 3.14
シリカフューム(SF)	SiO <sub>2</sub> 91% 比表面積 2.0×10 <sup>5</sup> cm <sup>2</sup> /g 比重 2.2
細骨材(S)	鬼怒川産(安山岩) 川砂 F.M. 2.69 比重 2.61
粗骨材(G)	鬼怒川産(安山岩) 砕石 F.M. 6.68 比重 2.63
高性能AE減水剤(S P)	ポリカルボン酸エーテル系と架橋ポリマーの複合体

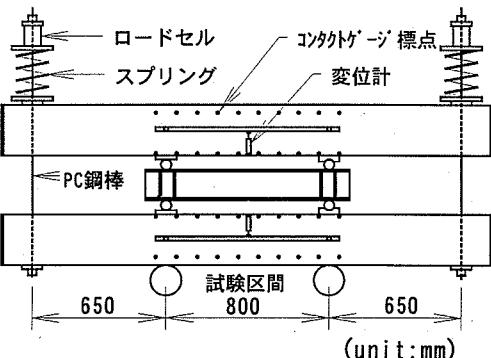


図-2 載荷概要

計測した。鉄筋ひずみは異形鉄筋の縦リブの位置に深さ3mm、幅4mmの溝を切削加工して、その溝に試験対象区間の中央52cmに2cm間隔で貼付したひずみゲージより求めた。

プレーンコンクリート供試体のクリープおよび収縮ひずみの測定には、埋込み型ひずみ計と標点距離を10cmとしたコンタクトゲージ(精度1/1000mm)を併用した。クリープ供試体の導入応力は、ロードセルで管理し、所定の応力が±3%の範囲で一定となるようにPC鋼棒を再緊張する事によって調整した。

## (5) 載荷条件

載荷条件は、材齢9日でプレストレスを導入し、材齢16日で持続荷重を載荷した。持続載荷期間は約400日間である。

クリープ係数測定用のプレーンコンクリート供試体の載荷時材齢は、供試体の載荷とあわせてプレストレス導入時と持続荷重載荷時の2種類とした。

### 3. 材料特性

コンクリートの材料特性として、強度試験結果を表-4に示す。

また、比較検討している普通強度コンクリートの場合の標準養生材齢28日の圧縮強度は $44.5 \text{ N/mm}^2$ 、ヤング係数は $36.8 \text{ kN/mm}^2$ であった<sup>8)</sup>。この普通強度コンクリートの圧縮強度、ヤング係数の材齢28日の値は、高強度コンクリートの場合と同様、プレストレス導入時および載荷時の値と大きな差は認められなかった。

クリープ係数の測定結果を図-3に示す。図中には普通強度コンクリートの場合の結果も併せて示す。それぞれについて、載荷時材齢がプレストレス導入時と持続荷重載荷時の2種類を示している。高強度コンクリートの場合は、普通強度コンクリートの場合に比べ、長期変形の要因となるクリープ係数が小さいことがわかる。

後述の解析に用いた載荷時材齢を考慮したクリープ係数は、CEB-FIP MODEL CODE 1990<sup>9)</sup>（以下、MC90）の予測式(2)について、終局値 $\phi_0$ および進行速度を決める係数 $\beta_H$ を実験値より回帰した以下の修正式から求めた。回帰に用いたデータは、図-3に示した実験値と、後述の極若材齢に生じる自己収縮の影響を評価するために本供試体と同じ配合のコンクリートを用い、載荷材齢を極若材齢の $t_0 = 0.44, 0.85, 1.74$ 日とした楊ら<sup>10)</sup>の実験値である。この修正式を用いることで、本研究で対象とした高強度コンクリートの任意の載荷時材齢における任意の材齢のクリープ係数を算出することができる。

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \times \left[ \frac{(t-t_0)/t_1}{\beta_H + (t-t_0)/t_1} \right]^{0.3} \quad (2)$$

$$\phi_0 = 1.063 \times [1 + (t_0 + 0.33)^{-3.08}] \quad (3)$$

$$\beta_H = 194.7 \times (t_0/28) \times [2 - (t_0/28)]$$

$$\text{ただし, } t_0 \geq 28 \text{ のとき, } \beta_H = 194.7 \quad (4)$$

ここに、 $\phi(t, t_0)$ ：有効材齢 $t_0$ 日に載荷した、有効材齢 $t$ 日におけるクリープ係数； $t_1 = 1$ 日。

この修正式による値と実験結果の比較を図-4に示す。修正式は、各載荷時材齢における実験値を概ね精度良く評価していると言える。

表-4 コンクリートの強度試験結果

試験時期	プレストレス導入時 (材齢9日)	持続荷重載荷時 (材齢16日)	標準養生 (材齢28日)
圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	95.4	100.0	105.4
引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	---	4.27	6.43
ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	35.2	36.6	38.7

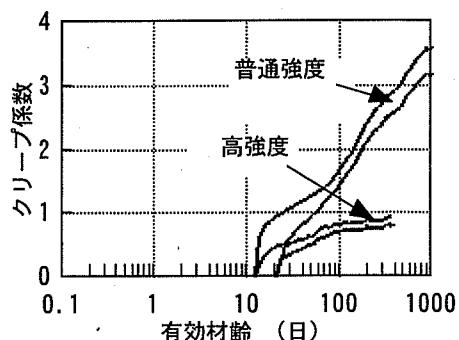


図-3 プレーンコンクリートのクリープ係数

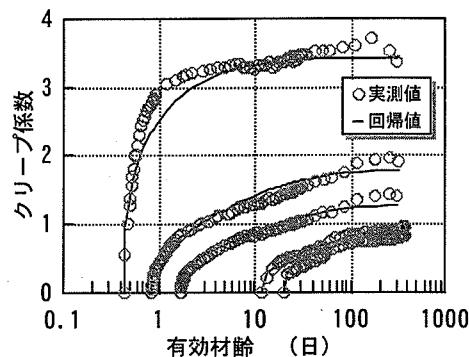


図-4 クリープ係数の回帰結果

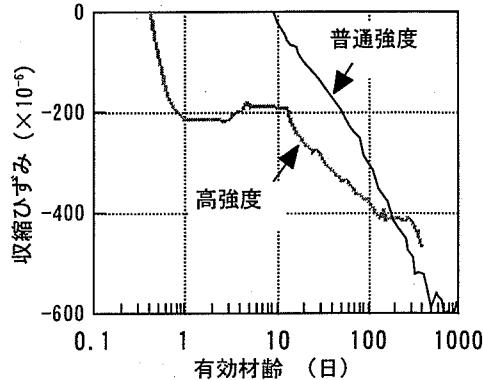


図-5 プレーンコンクリートの収縮ひずみ

収縮ひずみの測定結果を普通強度コンクリートの場合の結果も併せて図-5に示す。高強度コンクリートの場合は、材齢1日以内に大きな収縮現象が見られたが、これは自己収縮によるものと考えられる。材齢1日以降進行していないのは、材齢1日で脱型枠し、その後プレストレス導入まで、湿潤養生を行ったためと思われる。解析に用いた収縮ひずみの入力データは、図-5に示す実験値としている。

鉄筋およびPC鋼棒のヤング係数は201kN/mm<sup>2</sup>, 202kN/mm<sup>2</sup>である。また、PC鋼棒のリラクション率は1000時間試験で3%である。

#### 4. クリープ解析方法の概要

本クリープ解析は、既に提案しているプレストレス導入直後から段階的に増大する持続荷重を受けるP R C部材の変形および応力を任意の材齢まで連続的に取り扱えることを特徴としたもの<sup>8)</sup>に、図-5で示したように極若材齢時から生じる自己収縮の影響を考慮するためにコンクリート打込み直後から連続的に扱えるように拡張したものである。基本的な考え方は既に提案しているものと同じである。その概要を以下に述べる。

本解析では次のような仮定を設けている。①平面保持が成立する。②ひび割れ断面の引張域コンクリートは無視する。③鉄筋およびPC鋼材はコンクリートと完全付着とする。④自由収縮ひずみ（自己収縮および乾燥収縮によるひずみ）は断面に一様に作用するものとする。図-6、図-7には、仮定に基づくひずみ分布を示す。

クリープの載荷時材齢を考慮した重ね合わせの原理に基づけば、上縁からzの位置において、初期応力 $\sigma_{c,1/2}$ が作用したときの考慮している時点 $t_{i+1/2}$ での全ひずみは次のように表される。

$$\begin{aligned}\varepsilon_{c,i+1/2}(z) = & \sigma_{c,1/2}(z)J(t_{i+1/2}, t_{1/2}) \\ & + \sum_{j=1}^i \Delta\sigma_{cj}(z)J(t_{i+1/2}, t_j) + \varepsilon_{cs,i+1/2}\end{aligned}\quad (5)$$

ここに、

$t_i, t_{i+1/2}$  : i番目のタイムインターバルの中間と終点の材齢

$\varepsilon_{cs,i+1/2}$  : 時点 $t_{i+1/2}$ における自由収縮ひずみ

$$J(t_{i+1/2}, t_j) = 1/E_c(t_j) + \phi(t_{i+1/2}, t_j)/E_{c28}$$

$$\Delta\sigma_{cj}(z) = \sigma_{cj+1/2}(z) - \sigma_{cj-1/2}(z)$$

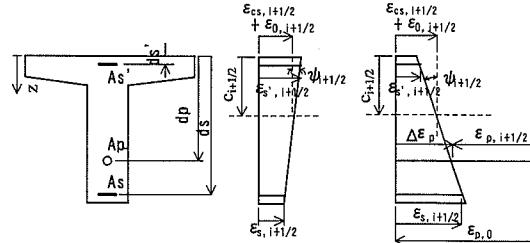
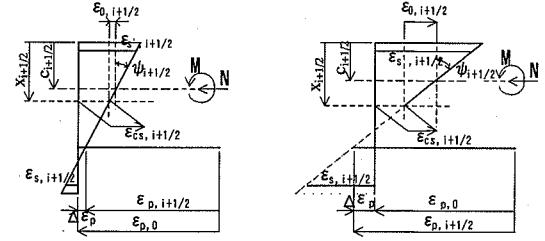


図-6 コンクリート打込み後からプレストレス導入時まで  
およびプレストレス導入時のひずみ分布



a. 全断面有効断面

b. ひび割れ断面

図-7 静的載荷時および持続荷重下のひずみ分布

$\phi(t_{i+1/2}, t_j)$  :  $t_j$ に載荷された  $t_{i+1/2}$ におけるクリープ係数

$E_c(t_j), E_{c28}$  :  $t_j$ および標準養生された材齢28日のコンクリートのヤング係数

式(5)において、 $\sigma_{c,1/2}(z)$ は、コンクリート打込み後を初期状態に設定する場合0であり、プレストレス導入時を初期状態に設定する場合プレストレス導入応力となる。

これより考慮している時点での全応力は次のようになる。

$$\begin{aligned}\sigma_{c,i+1/2}(z) = & E_e(t_{i+1/2}, t_i) \{ \varepsilon_{c,i+1/2}(z) \\ & - \sigma_{c,1/2}(z)J(t_{i+1/2}, t_{1/2}) - \sum_{j=1}^{i-1} \Delta\sigma_{cj}(z)J(t_{i+1/2}, t_j) \\ & + \sigma_{c,i-1/2}(z)J(t_{i+1/2}, t_i) - \varepsilon_{cs,i+1/2} \} \\ = & E_e(t_{i+1/2}, t_i) \{ \varepsilon_{o,i+1/2} + \psi_{i+1/2}(z - c_{i+1/2}) \\ & - \varepsilon_{ec,i-1/2}(z) \}\end{aligned}\quad (6)$$

ここに、

$z$  : 上縁から任意に分割した断面の上縁からの距離

$\psi_{i+1/2}$  : 時点 $t_{i+1/2}$ における曲率

$c_{i+1/2}$  : 時点 $t_{i+1/2}$ における上縁から図心までの距離

$$\begin{aligned}
E_e(t_{i+1/2}, t_i) &= 1/J(t_{i+1/2}, t_i) \\
&= \frac{E_c(t_i)}{1 + \{E_c(t_i)/E_{c28}\} \phi(t_{i+1/2}, t_i)} \\
\varepsilon_{ec,i-1/2}(z) &= \sigma_{c,1/2}(z) J(t_{i+1/2}, t_{1/2}) \\
&+ \sum_{j=1}^{i-1} \Delta \sigma_{c,j}(z) J(t_{i+1/2}, t_j) - \sigma_{c,i-1/2}(z) J(t_{i+1/2}, t_i)
\end{aligned}$$

式(6)により、考慮している時点でのコンクリートひずみを与えれば、応力が求まるので、直接その時点の断面における軸方向力 $N$ および曲げモーメント $M$ に関する釣合式を持ち込むことができる。

ただし、自己収縮を含む収縮ひずみだけが作用するプレストレス導入以前については、シース内は空洞とみなす $A_p$ および $\sigma_{p,i+1/2}$ は0である。導入後は直ちにグラウトで鋼材周辺は充填されるものとするが、グラウト部分は周辺のコンクリートと同等とみなして扱うこととしている。

平均曲率は、全断面およびひび割れ断面について得られたクリープ解析の結果を用いて、MC90、およびBransonによるモデルと、この後に述べる新たなテンションスティフニングモデルによる平均曲率式の3通りで求めている。

## 5. 新たなテンションスティフニングモデルによる平均曲率式の検討

### (1) テンションスティフニングの考え方

引張を受けるコンクリートにおいて、ひび割れの開口変位が0.1mm程度以下であれば、ひび割れ部においても応力の伝達のあることが知られている<sup>11)</sup>。この微細なひび割れに生じる応力の影響は、引張部材に比べ断面内で勾配が生じる曲げ部材において大きく、開口変位が小さい場合には部材挙動に無視し得ない影響を及ぼすと考えられる。

表-5には、短期載荷直後および経過日数400日における平均ひび割れ幅の実測値を示す。本実験では、短期載荷直後で0.1mm以下の領域であり、経過日数400日においても0.1mmをわずかに越える領域が対象となっている。

MC90およびBransonなどの既往の方法では、テンションスティフニング効果はひび割れ発生時を100%とし、荷重の増加につれて引張域コンクリートを無視した計算値に漸近し、さらに繰り返しや持続荷重によって低下する考え方方が経験に基づいてとられている。このテンションスティフニングの性質

表-5 平均ひび割れ幅実測値

NO.	短期載荷直後		経過日数400日	
	引張鉄筋 ひずみ 解析値 ( $\times 10^{-6}$ )	平均ひ び割れ 幅 (mm)	引張鉄筋 ひずみ 解析値 ( $\times 10^{-6}$ )	平均ひ び割れ 幅 (mm)
HL10	895	0.06	915	0.10
HL12	895	0.09	911	0.13
HL20	754	0.06	837	0.10
HL22	898	0.07	984	0.13
HL30	652	0.03	801	0.08
HL32	735	0.05	896	0.10
HL40	(225)	-	(439)	-
HL42	166	0.02	288	0.08
HL50	---	-	---	-
HL52	---	-	---	-

(ただし、平均ひび割れ幅は、引張鉄筋位置で標点距離を2cmとして、精度1/1000mmのコンタクトゲージを用いて試験区間を対象に計測したひび割れ幅の平均値を示す。-は、ひび割れが発生していない。引張鉄筋ひずみ解析値は、ひび割れ断面の値を示す。)

は、鉄筋とコンクリートとの付着、ひび割れ分散、ひび割れの進展とそれに伴う引張域コンクリートの応力負担の減少、内部ひび割れの発生、ひび割れ近傍の付着劣化域の増大等によりもたらされたものと考えられる。MC90に見られるように、テンションスティフニングの主要因は、一般には付着によるものであると解釈できる。しかし、筆者らは、これらの既往の方法によれば、プレストレス導入レベルが高く作用荷重下でひび割れ幅が小さい場合には、変形を過大評価し、ひび割れ断面においても無視し得ない引張応力負担があり、付着によるもののみが必ずしも主要因とはならないことの可能性を指摘している<sup>8)</sup>。この可能性は、高強度コンクリートを用いた場合には、自己収縮応力が生じる反面、引張強度や付着剛性が高くなり、かつ材齢数日後以降の収縮ひずみの増加率が小さいことを考慮すれば、さらに高くなることが予想される。

そこで、高強度コンクリートにおけるテンションスティフニングの支配的要因を明らかにするとともにその評価の考え方を検討することとした。

ひび割れ断面におけるコンクリートの引張応力は非線形であるため正確には求められない。そのため引張合力も直接的には求めるのは困難である。したがって、引張鉄筋ひずみを介してその負担を表現することとし、詳細な鉄筋ひずみの測定を行った。

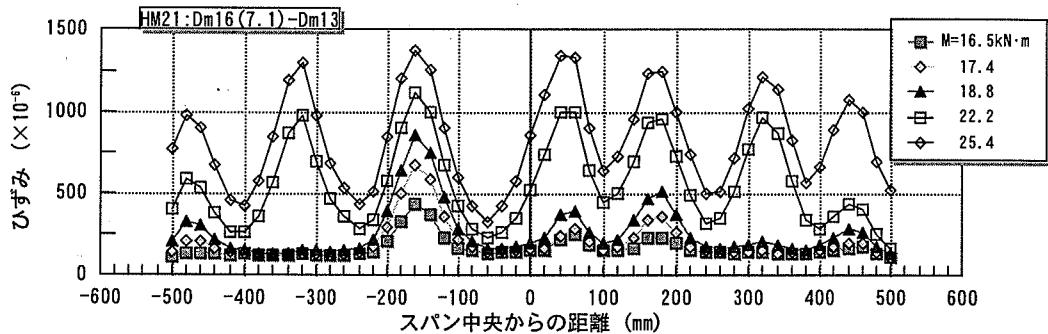


図-8 短期載荷時の引張鉄筋ひずみ分布

## (2) 引張鉄筋ひずみの挙動

ひび割れ断面における鉄筋ひずみの挙動を把握するために、圧縮鉄筋の径のみが本実験の供試体と異なり、その他は同一条件の供試体から得られた短期載荷時の作用モーメントと引張鉄筋ひずみ分布の関係の一例を図-8に示す<sup>12)</sup>。ただし、後述するようにテンションスティフニングの議論を目的としているので、ひずみの原点は載荷直前の状態の値としている。載荷直前までの自己収縮を考慮すれば図中のひずみの平均は若干小さくなるが、テンションスティフニングには影響がないものと判断した。図-8によれば、鉄筋ひずみが  $1000 \times 10^{-6}$ までの範囲でひび割れの分散は終了している。ひび割れ本数の増加がなくなる定常状態に達すると、各ひび割れ断面のひずみの差は小さいが、定常状態に至るまでの初期状態では、各ひび割れ断面のひずみの差が大きいことがわかる。このため、最大値でひび割れ断面の鉄筋ひずみ挙動を代表させることは平均曲率と関係づける場合には適切でない。そこで、スパン中央から左右 400mm の範囲にある等曲げ試験区間におけるひび割れ断面のピーク値の平均値を試験区間ににおけるひび割れ断面のひずみと位置付けるものとした（以下、ピーク値平均ひずみという）。

図-9には、図-8に示す供試体から得られた作用モーメントと試験区間の全平均値（以下、平均ひずみという）と前述したピーク値平均ひずみの関係を示す。図中には、自己収縮を考慮した全断面および引張部コンクリートを無視したひび割れ断面の計算値（以下、単に全断面計算値およびひび割れ断面計算値という）も併せて示している。これによれば、平均ひずみはひび割れ断面計算値とほぼ並行に増大し、また、ピーク値平均ひずみはひび割れ断面計算値に漸近する性質を示しているのが認められる。このことは、ひび割れ断面においても引張部コンクリートが無視できない荷重領域を受け持つことを示している。

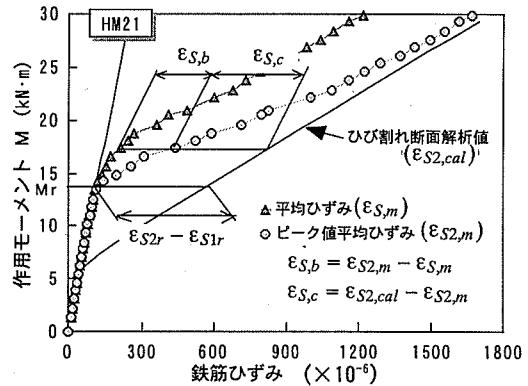


図-9 短期載荷時のモーメントと鉄筋ひずみの関係

図-10には、Dm13(9.0)-D16タイプの供試体で表-1に示す高強度コンクリートを用いたもの(HL32)と普通強度コンクリートを用いたもの(NL32)<sup>8)</sup>の経時変化の比較を示す。図中には全断面およびひび割れ断面の計算値を併せて示す。高強度コンクリートの場合には、打込み後凝結直後をひずみの原点として、計算値は自己収縮を考慮したものである。普通強度コンクリートの場合には、プレストレス導入時までの収縮は無視し得るものであったので、ひずみの原点はプレストレス導入直前の状態としている。図-10によれば、高強度コンクリートの場合にはピーク値平均ひずみとひび割れ断面計算値は経時的にほぼ一定の差を示し、付着はいまでもなく、持続荷重下においてもひび割れ断面引張部コンクリートはテンションスティフニング効果增大に貢献していることがわかる。

そこで、テンションスティフニング効果増大に及ぼすひび割れ断面引張部コンクリートの役割を明確にするために、鉄筋位置のコンクリート応力が零の状態から所定の持続荷重載荷日数までの增加鉄筋ひずみについて、ひび割れ断面計算値に対するピーク値平均ひずみの比とした経時変化を、測定した高強度コンクリート供試体3体と普通強度コンクリート

供試体2体について図-11に示す。図-11によれば、普通強度コンクリートの場合には、ピーク値平均ひび割れ断面の解析値の0.85であったものが、載荷日数7日程度で0.95まで増加しその後はほぼその状態を維持している。高強度コンクリートの場合は、プレストレス導入レベル、言い換えれば、作用鉄筋応力度によって異なる傾向を示し、ピーク値平均ひび割れ断面の解析値は、プレストレス導入レベルが低く作用鉄筋応力が大きいHL22供試体では、普通強度コンクリートの場合との比で10%程度低いもののほぼ同様な傾向を示している。プレストレス導入レベルが高く、作用鉄筋応力が小さいHL42供試体では、ピーク値平均ひび割れ断面計算値に対して、短期載荷直後0.2程度であったものが経過日数とともに増大するが、載荷日数200日程度からほぼ安定した状態となり、載荷日数400日では0.75程度の低い状態を維持している。

短期載荷直後、実測値が増大する現象は、短期載荷時では受け持っていたひび割れ断面引張域のコンクリート応力が持続載荷後徐々に減少することによると考えられるが、その速度は高強度コンクリートの場合が普通強度コンクリートの場合に比べて緩やかである。さらに、普通強度コンクリートの場合はひび割れ断面引張域のコンクリート応力がほぼ消失するのに対し、高強度コンクリートの場合には無視し得ないコンクリート応力が残存し、テンションスティフニング効果を高めていると考えられる。

### (3) 新たなテンションスティフニングモデルによる平均曲率式の提案

図-9によれば、作用モーメント約14kN・mでひび割れが発生し、実測によるピーク値平均ひび割れ断面の解析値( $\varepsilon_{S2,m}$ )はひび割れ断面計算値( $\varepsilon_{S2,cal}$ )に漸近しながら増大している。この漸増区間における両ひび割れ断面の差( $\varepsilon_{S,c} = \varepsilon_{S2,cal} - \varepsilon_{S2,m}$ )は、ひび割れ断面引張域コンクリートの応力負担によるものであると考えられる。ひび割れ断面計算値が、約 $800 \times 10^{-6}$ のとき、コンクリートは鉄筋応力を換算して、 $70\text{N/mm}^2$ の応力を負担していることになり、これが経時的に減少したとしても、意義ある程度に残留すれば、これを無視して、小さいたわみやひび割れ幅の制御を行うことは合理的ではない。一方、ピーク値平均ひび割れ断面の解析値と平均ひび割れ断面の差( $\varepsilon_{S,b} = \varepsilon_{S2,m} - \varepsilon_{S,m}$ )は、付着によってもたらされるものであり、従来のテンションスティフニングと異なり、モーメントの増加に対して必ずしも漸減する性質を示さない。

そこで、図-12にはひび割れ断面引張域コンクリートの応力負担に対応するひび割れ断面のひび割れ幅差( $\varepsilon_{S,c}$ )を、図-

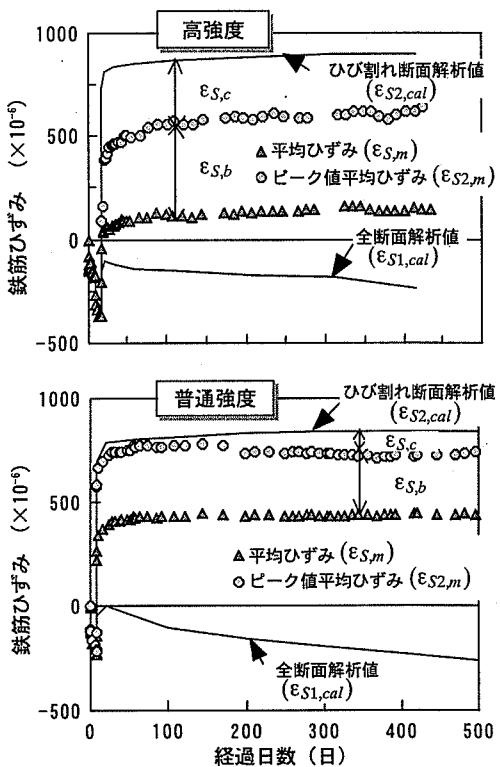


図-10 鉄筋ひび割れの経時変化の比較  
(Dm13(9.0)-D16タイプ)

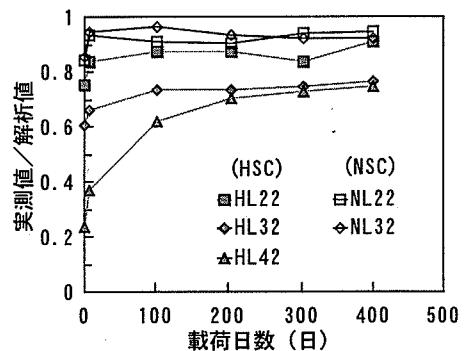


図-11 デコンプレッション状態からの增加鉄筋ひび割れにおけるひび割れ断面解析値に対するピーク値平均ひび割れ断面の経時変化

13には付着に起因するひび割れ断面のひび割れ幅差( $\varepsilon_{S,c}$ )を実測値に基づいて示す。横軸はひび割れ発生時の作用モーメント( $M_r$ )に対する作用モーメント( $M$ )の比で、それぞれ鉄筋位置のコンクリート応力が零のときの( $M_0$ )（以下、零応力モーメント）からの値としている。 $M_0$ からの値としたのは、鉄筋応力度の増加量と引張部コンクリートの応力状態を対応させ、評

価の一般性を高めるためである。縦軸はひび割れ発生時点のひび割れ断面と全断面の解析値の差 ( $\varepsilon_{S2r} - \varepsilon_{S1r}$ )に対するそれぞれの負担するひずみの比である。また、それぞれの図中には、後述する経時的な挙動を追跡した供試体の作用モーメントレベルを示している。

図-1 2によれば、ひび割れ発生後、モーメントの増加と共に、ひび割れ断面引張域コンクリートの応力負担に対応するひずみ差はほぼ線形に低下する傾向を示している。零応力モーメント ( $M_0$ )から、ひび割れ発生モーメント ( $M_r$ )に対する作用モーメントの比  $(M - M_0)/(M_r - M_0)$  が 1.75 のとき、ひび割れ断面引張域コンクリートの応力負担に対応するひずみ差より、ひび割れ発生時の引張域コンクリートの応力負担は、0.1~0.5程度が残存していることになる。ちなみに、 $(M - M_0)/(M_r - M_0) = 1.75$  は、プレストレス量の大小に拘わらず、引張部コンクリートを無視して求めた鉄筋ひずみの計算値ではほぼ  $1000 \times 10^{-6}$  程度の値に相当し、許容されるひび割れ幅の制限から、実構造物にはこの程度の値までの範囲が多く用いられるものと考えられる。

図-1 3によれば、 $(M - M_0)/(M_r - M_0)$  が 1.5まではほぼ線形に増加し、その後は漸増の傾向を示す。一部では低下する現象も見られるが、HM31および HM41供試体では 1.3~1.5程度まで達している。これは、ひび割れ発生時の全断面とひび割れ断面の剛性差を低減する MC90 では定性的にも説明できないことを示すものである。

次に、ひび割れ断面引張域コンクリートの応力負担に対応するひずみ差 ( $\varepsilon_{S,c}$ ) と付着に起因するひずみ差 ( $\varepsilon_{S,b}$ ) の経時的な挙動を実測値に基づいて、図-1 4 と 図-1 5 に示す。横軸は持続荷重載荷後の経過日数、縦軸は図-1 4 の場合短期載荷時の  $\{\varepsilon_{S,c}\}_{t=0}$  に対する所定の経過日数における  $\{\varepsilon_{S,c}\}_{t=t}$  の比を、図-1 5 の場合短期載荷時の  $\{\varepsilon_{S,b}\}_{t=0}$  に対する所定の経過日数における  $\{\varepsilon_{S,b}\}_{t=t}$  の比をそれぞれ示す。

図-1 4 に見られるように、ひび割れ断面引張域コンクリートの応力負担に対応するひずみ差は、経過日数 100 日まで比較的速い速度で減少するが、その後の低下は緩やかである。HL42供試体では、200 日以降の低下は極めて小さく、ほぼ一定で推移している。本供試体の場合、経過日数 400 日では短期載荷直後の引張応力負担の約 40% 以上が残存しており、その残存率は高い。

図-1 5 は、付着によってもたらされる鉄筋ひずみの経時変化を示すものであるが、HL42供試体を除けば、経時的な変化は小さく、ほぼ一定であり、持

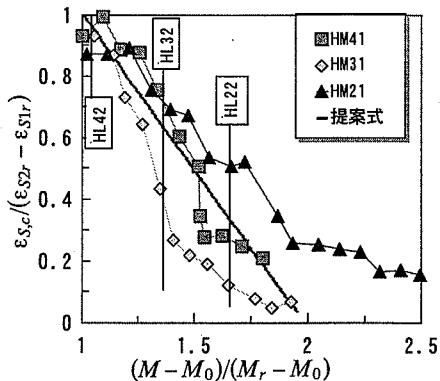


図-1 2 モーメント増加に伴うひび割れ断面引張域コンクリート応力負担に対応する引張鉄筋ひずみの低減率

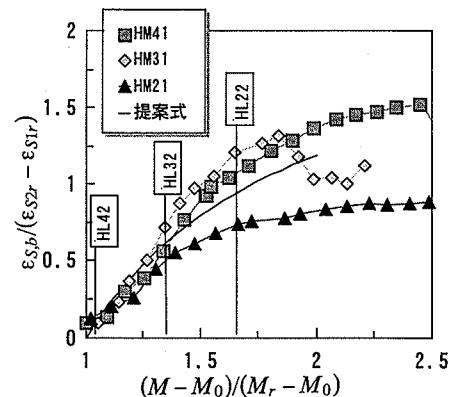


図-1 3 モーメント増加に伴う付着に起因する引張鉄筋ひずみの増加率

続荷重下において低下しないことを表している。HL42供試体は、短期載荷直後において、極微細なひび割れが生じていた。このときの実測された鉄筋ひずみ分布から得られる測定区間の付着応力を平均して求められた平均付着応力は、 $0.1 \text{ N/mm}^2$  程度であり、その後、持続荷重下でひび割れの開口が進み、平均付着応力が  $3.3 \text{ N/mm}^2$  程度に増加している。

図-1 6 に、x 軸に短期載荷直後のひび割れ断面における鉄筋ひずみの計算値を、y 軸に付着に起因する鉄筋ひずみの短期載荷直後を 1 とした場合の各載荷後経過日数における比率の変化を示す。作用する鉄筋ひずみが小さい範囲では、付着に起因する鉄筋ひずみの経時変化は大きい。これは、付着に起因する鉄筋ひずみの経時変化に対して、ひび割れ断面の鉄筋ひずみ ( $\varepsilon_{S2,cal}$ )、言い換えれば、 $(M - M_0)/(M_r - M_0)$  が支配要因として認められることを意味する。

以上、本研究では、厳密なひずみ計測による多くのデータが揃っているわけではなく、今後詳細なデータの基で検証と、適用性の一般化を図る必要性は十分認識しているが、上述したように、高強度コンクリートを用いたP R C部材では、明らかにひび割れ断面引張域コンクリートの応力負担が、普通強度コンクリートの場合に比べて卓越しているので、これを明確に分離するのが合理的と考え、以下のひび割れ断面の破壊エネルギーによってもたらされるコンクリートの引張応力負担と、付着によってもたらされる引張剛性から成るテンションスティフニングモデルによる平均曲率式を提案することとした。

$$\begin{aligned}\tilde{\psi}_t &= \psi_{2,t} - \psi_{c,t} - \psi_{b,t} \\ &= \psi_{2,t} - (\psi_{2r,t'} - \psi_{1r,t'}) \times \\ &\quad \left\{ \alpha(t) [1 + C_c(1 - M_k)] + \gamma(t) C_b \left(1 - \frac{1}{M_k}\right) \right\} \\ &= \psi_{2,t} - (\psi_{2r,t'} - \psi_{1r,t'}) \{ f_{c,t}(M_k) + f_{b,t}(M_k) \} \\ &\quad 1 \leq M_k = \frac{M - M_0}{M_r - M_0} \leq 2 \quad (7)\end{aligned}$$

ここに、

$\tilde{\psi}_t$ :  $t$ 日の平均曲率

$\psi_{2,t}$ :  $t$ 日におけるひび割れ断面の  $M$  に対応する曲率

$\psi_{c,t}$ :  $t$ 日におけるひび割れ断面引張域のコンクリートの応力負担による曲率

$\psi_{b,t}$ :  $t$ 日における付着によってもたらされる引張剛性による曲率

$\psi_{2r,t'}, \psi_{1r,t'}$ : ひび割れ発生時点  $t'$  日における全断面およびひび割れ断面の  $M$  に対応する曲率

$M$ : 作用曲げモーメント

$M_r$ : ひび割れ発生時の作用曲げモーメント

$M_0$ : デコンプレッションモーメント

$C_c$ : 開口変位などの影響を表す係数

$C_b$ : 付着特性などの影響を表す係数

$\alpha(t)$ : ひび割れ断面引張域コンクリートの応力負担の経時変化を表す係数

$\gamma(t)$ : 付着に起因する引張剛性の経時変化を表す係数

係数  $C_c$  は破壊エネルギーに関わるコンクリート材料の性質、付着およびひび割れ間隔によって決まるひび割れ幅、すなわち開口変位などの影響を示す係数を表し、 $\alpha(t)$  は経時に開口変位が増大し、ひび割れ断面引張域コンクリートの応力負担の低下を表す係数である。係数  $C_b$  は付着特性などの影響を示す

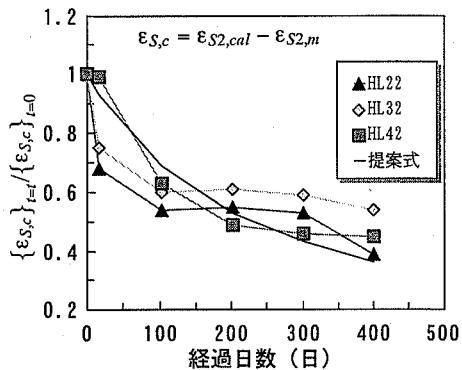


図-1-4 ひび割れ断面引張域コンクリート応力負担に対応する鉄筋ひずみの経時変化

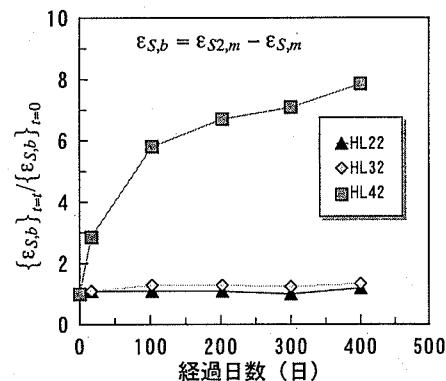


図-1-5 付着に起因する鉄筋ひずみの経時変化

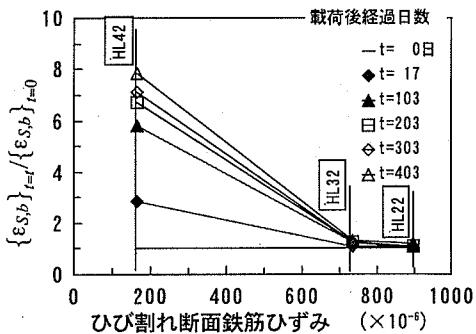


図-1-6 ひび割れ断面鉄筋ひずみに対する付着に起因する鉄筋ひずみの経時変化

係数を表し、 $\gamma(t)$  は経時の引張剛性の変化を表す係数である。

本研究の範囲では、係数  $C_c, C_b$  はそれぞれの負担を表す式において実測値を回帰して、 $C_c = 1.0$ ,  $C_b = 2.4$  としている。 $\alpha(t)$  は低下減少を双曲線で実測値を回帰し、 $\alpha(t) = 1/(0.0044 * t + 1)$  とした。

図-1-2 ~ 1-4 には、回帰した結果を提案式として

図に示している。 $\gamma(t)$ については、前述したように、ひび割れ断面の鉄筋ひずみ、または $M_k$ と $t$ との関係式とすべきであるが、データ数が少なく関係式を見い出すには無理があるので、ここでは、図-15に示す実測値の関係式を用いることにした。HL42供試体を除けば、 $\gamma(t) = 1.0$ としても良いと考えられる。

また、 $M_k \leq 2$ としたのは、通常の使用状態を包含し、かつ本実験の検討範囲に限定して回帰したものであり、ひび割れ断面引張域コンクリートの応力負担が負とならない範囲としたためである。

## 6. 実験結果および考察

### (1) 自己収縮の影響

高強度コンクリートでは、極若材齢時から自己収縮による収縮ひずみが大きいので、鉄筋が存在することで若材齢から拘束応力が生じる。このため、P C部材と異なり、鉄筋を比較的多く配置するP R C部材の場合には、プレストレス導入時までに生じる収縮ひずみによって発生する応力を無視した解析では、ひび割れ発生荷重や、ひび割れ幅算定に用いる鉄筋ひずみの適切な評価ができないものと考えられる。なお、本研究の条件では、乾燥開始から短期載荷までに進行する収縮ひずみは、図-5に示すように小さく、乾燥の影響は小さいと考えている。

図-17に、コンクリート打込み直後からの実測による鉄筋ひずみ平均値の経時変化を、代表的な供試体について示す。併せて、本クリープ解析の結果を示す。解析値と実測平均値を比較すると、解析値は、材齢1日までに生じた自己収縮によって発生した圧縮ひずみ、その圧縮ひずみがその後のクリープによってわずかに減少する傾向など、打込み直後からプレストレス導入および短期載荷時点まで高い精度で実測値を予測している。精度の高い予測の背景には、自己収縮が生じる極若材齢のクリープ係数およびヤング係数のデータを適切に入力し、評価したことによることが挙げられる。これにより、自己収縮の影響を考慮した零応力モーメント状態の鉄筋ひずみとひび割れ発生荷重の算定が可能となる。実測値は、プレストレス導入時までにおよそ $150 \times 10^{-6}$ の圧縮ひずみの発生が見られる。本実験の場合、供試体断面積が小さく、湿潤養生をしたことによって収縮ひずみの進行が抑制されているために、発生する鉄筋の圧縮ひずみは小さいが、湿潤養生をしない場合または断面が大きく湿潤養生の影響が小さい

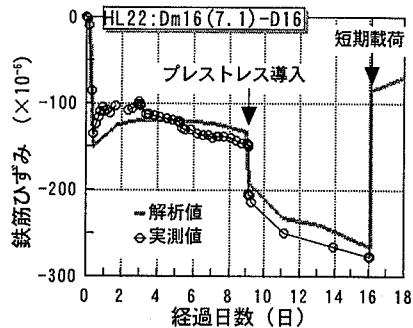


図-17 鉄筋ひずみの経時変化

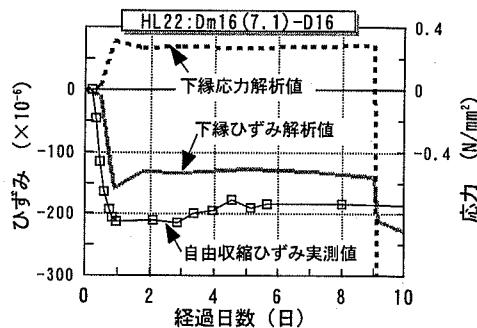


図-18 コンクリートの応力とひずみの経時変化

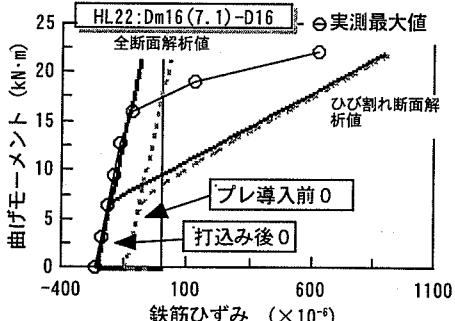


図-19 モーメントと鉄筋ひずみの関係

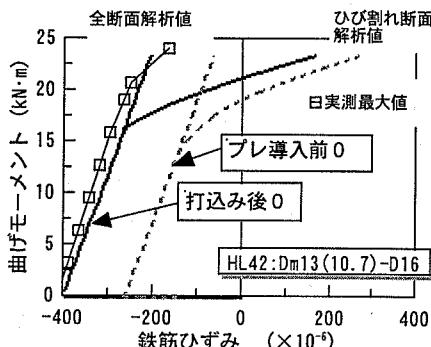


図-20 モーメントと鉄筋ひずみの関係

表-6 コンクリート強度の違いによる平均圧縮ひずみ、平均引張鉄筋ひずみ、  
および平均曲率の各経時的増加量の比較

名 称	平均圧縮ひずみ 増加量 ( $\times 10^{-6}$ )			平均引張鉄筋ひずみ 増加量 ( $\times 10^{-6}$ )			平均曲率增加量 ( $\times 10^{-6}/\text{cm}$ )		
	HSC ①	NSC ②	<u>HSC NSC ①/②</u>	HSC ③	NSC ④	<u>HSC NSC ③/④</u>	HSC ⑤	NSC ⑥	<u>HSC NSC ⑤/⑥</u>
D19-0	326	1,072	0.30	---	---	---	25.4	63.8	0.40
D19-D16	216	734	0.29	---	---	---	24.7	46.1	0.54
D16(7.1)-0	366	1,179	0.31	---	---	---	38.7	73.1	0.53
Dm16(7.1)-D16	335	745	0.45	201	268	0.75	44.4	54.0	0.82
D13(9.0)-0	375	1,268	0.30	---	---	---	29.4	76.5	0.38
Dm13(9.0)-D16	364	836	0.44	165	227	0.73	34.3	51.0	0.67
D10(10.7)-0	437	1,249	0.35	---	---	---	(19.2)	69.6	---
Dm13(10.7)-D16 <sup>1</sup>	364	755	0.48	---	---	---	27.8	46.4	0.60
(12.6)-0	436	1,388	0.31	---	---	---	(26.6)	89.3	---
(12.6)-D16	283	865	0.33	---	---	---	24.1	37.8	0.64
平均(圧縮鉄筋なし)	388	1,231	0.32	---	---	---	31.2	71.1	0.44
平均(圧縮鉄筋あり)	312	787	0.40	183	248	0.74	31.1	47.1	0.66
全 平 均	350	1,009	0.35	---	---	---	31.1	56.1	0.55

\*1: NSCの場合は、D10(10.7)-D16となる。():短期載荷時点でひび割れが発生していない場合を示す。---:ひび割れ発生条件が異なる場合または測定されていないので比較から除外している。

場合には、さらに大きな圧縮ひずみの蓄積が予想される。

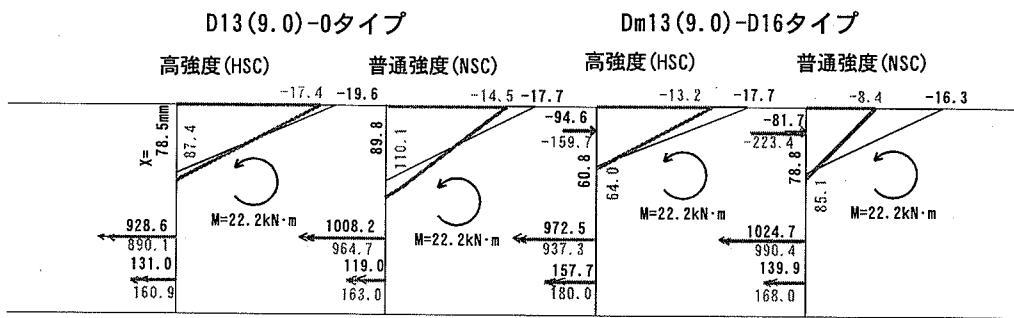
図-18には、前述の供試体の断面下縁のコンクリートの応力とひずみの解析値を、自己収縮が支配的である自由収縮ひずみの実測値と併せて示す。この結果によれば、打込み後1日以内の極若材齢において最大引張応力約0.3N/mm<sup>2</sup>が生じ、その後は収縮ひずみに対応してその変化は小さい。本実験の供試体の鉄筋比の範囲(1.15%以下)および発生した自由収縮ひずみの範囲であれば、自己収縮によるコンクリートの引張応力の発生は最大で約0.9N/mm<sup>2</sup>であり、若材齢時のひび割れ発生、設計プレストレス量、ひび割れ発生荷重等に与える影響は無視できない場合がある。前述したように、自由収縮ひずみの進行が抑制されない場合や鉄筋比が大きくなる場合には、これらのおよぼす影響はさらに大きくなると考えられる。

図-19、20には、ひび割れ幅の算定に必要な引張鉄筋ひずみに及ぼす自己収縮の影響を検討するために、自己収縮の影響を取り込んで打込み後を0とした場合と、初期の自己収縮の影響を無視したプレストレス導入前を0とした場合の解析値の比較を、プレストレス導入レベルの異なる2つの供試体について、それぞれ示す。図中には実測された鉄筋ひずみの最大値も併せて示す。いずれの場合も、自己収縮は、ひび割れ幅算定のための零応力モーメント状態から所定の荷重までの、鉄筋応力度の変化量

を増加させることが認められる。零応力モーメント状態から所定の荷重までの鉄筋応力度の変化量は、プレストレス導入レベルの低い供試体(HL22)の図-19の場合で9.1%，プレストレス導入レベルの高い供試体(HL42)の図-20の場合で4.5%増加し、引張鉄筋比が大きい方が増加割合が大きくなる。圧縮鉄筋のない供試体でも、同様な傾向で、12.2～8.6%増加し、圧縮鉄筋のない供試体の方が増加割合が大きいのは、後述するように、圧縮鉄筋によって、下縁側にプレストレスが導入されるためである。

ひび割れ発生モーメントについて、図-19と図-20の打込み後を0とした場合とプレストレス導入前を0とした場合を比較すると、打込み後0の場合の方が、図-19ではほぼ一致しているのに対して、図-20では高くなっている。これは、自己収縮によって生じる圧縮鉄筋による内力と引張鉄筋による内力のバランスで決まり、引張鉄筋に比べ、圧縮鉄筋の断面積の比率が大きいHL42供試体(図-20)ではプレストレスと同じ作用が顕著に生じているためである。

変形における自己収縮の影響は、長期的に見た場合、着目した時点の収縮ひずみの絶対量で決まるため、プレストレス導入前を0とした場合には、それ以前に生じた収縮ひずみ分を過小評価することにな

応力分布 (単位: N/mm<sup>2</sup>)

凡例

短期載荷直後

持続載荷400日

図-21 断面の応力分布の比較

る。さらに、短期載荷時において、前述のように自己収縮の影響を考慮した場合には、ひび割れ断面の鉄筋ひずみの変化量は大きくなるため、ひび割れ断面の曲率は大きくなり、長期的な曲率の絶対量は増大する。本実験の範囲における解析では、長期的な絶対量は5%程度増大する結果となっている。自己収縮が変形に及ぼす影響は、本実験の範囲では、それほど大きなものではないが、自己収縮が大きい場合やより高い精度を要求される場合には、その影響を無視して評価するのは適切でないと言える。

## (2) コンクリートの高強度化の影響

コンクリートが高強度化されると、時間依存性挙動に影響を及ぼすクリープ、収縮は減少する傾向を示すので、部材の長期的変形は小さくなることは予想できることである。しかし、これまでに、特に、ひび割れが生じている部材の時間依存性挙動に対する高強度化の影響は定量的に示されていない。ここでは、強度の異なる同タイプの供試体について、圧縮部コンクリート平均ひずみ、引張鉄筋平均ひずみおよび平均曲率の短期載荷後から経過日数400日までの増加実測値の比較を行った。その結果を表-6に示す。（表中、高強度コンクリートシリーズをHSC、普通強度コンクリートシリーズをNSCと略記している。）

表-6によれば、コンクリートの高強度化に伴い、コンクリート圧縮部の平均圧縮ひずみの経時的増加量の比率は、圧縮鉄筋のない場合32%，ある場合40%に低減される。鉄筋比0.79%の圧縮鉄筋によるひずみの低減量と低減比率は、平均で、高強度コンクリートの場合 $76 \times 10^{-6}$ 、20%，普通強度コンクリートの場合 $444 \times 10^{-6}$ 、36%であり、高強度コンクリートの場合の圧縮鉄筋の抑制効果は、普通強度コンクリートの場合に比べてかなり小さい。こ

れらの結果はひび割れ断面の計算値によっても概ね示すことができる。

また、引張鉄筋平均ひずみの増加量は、比較供試体が2体と多くはないが、高強度化に伴い74%に抑制される。

平均曲率の増加量についても、コンクリートの高強度化に伴って、圧縮鉄筋のない場合44%，ある場合66%，全平均で55%に抑制された。これを前述の材料特性のクリープ係数と収縮ひずみのプレストレス導入時からの変化で比較すると、クリープ係数では高強度コンクリートが普通強度コンクリートの約30%，収縮ひずみでは約50%であり、材料特性の割合ほどには増加曲率が抑制されていない。これは、前述の圧縮部コンクリート平均ひずみおよび引張鉄筋平均ひずみの経時的増加量の抑制比率に見られるように、ひび割れのない圧縮側では、ほぼ材料特性の比率を示すが、ひび割れのある引張側では、それ程大きな低下を示していないためである。

ひび割れ断面における持続荷重下のコンクリート強度の違いによる影響を検討するために、短期載荷直後と持続載荷経過日数400日における応力分布の解析結果を圧縮鉄筋のない場合とある場合の代表的な供試体について、図-21に比較して示す。

圧縮鉄筋のない場合(D13(9.0)-0タイプ)に着目すると、高強度コンクリートの場合は持続荷重下における圧縮縁応力の低下は小さく、中立軸の移動も小さい。これによって引張鉄筋の増加応力は普通強度コンクリートの場合より小さい。圧縮縁の応力低下が小さいのはクリープ係数が小さいためである。

圧縮鉄筋のある場合(Dm13(9.0)-D16タイプ)についても同様な傾向を示すが、圧縮鉄筋があることによって持続荷重下ではコンクリート圧縮域の応力は鉄筋に移行するため、応力の低下割合は圧縮鉄筋のない場合より大きい。さらに、その移行する割合

表-7 テンションスティフニング効果の比較

NO.	短期載荷直後の平均曲率 $\psi_e (\times 10^{-6}/\text{cm})$				計算値/実測値				経過日数400日の平均曲率 $\psi_{400} (\times 10^{-6}/\text{cm})$				計算値/実測値			
	実測値 ①	CEB MC90 ②	Branson ③	提案式 (9) ④	CEB MC90 ②/①	Branson ③/①	提案式 (7) ④/①	実測値 ⑤	CEB MC90 ⑥	Branson ⑦	提案式 (7) ⑧	CEB MC90 ⑥/⑤	Branson ⑦/⑤	提案式 (7) ⑧/⑤		
HL10	50.1	56.7	57.9	---	1.13	1.15	---	75.5	87.0	82.7	---	1.15	1.10	---		
HL12	49.5	53.5	52.5	---	1.08	1.06	---	74.2	77.6	70.8	---	1.05	0.95	---		
HL20	29.4	51.8	43.0	34.4	1.76	1.46	1.17	68.1	82.3	71.7	67.3	1.21	1.05	0.99		
HL22	37.7	53.6	39.2	32.6	1.42	1.04	0.86	82.1	78.3	60.9	61.6	0.95	0.74	0.75		
HL30	20.5	46.6	31.8	30.7	2.27	1.55	1.50	49.9	80.9	59.2	71.6	1.62	1.18	1.43		
HL32	20.6	43.2	25.1	23.8	2.10	1.22	1.16	54.9	71.1	43.2	60.6	1.30	0.79	1.10		
HL40	18.3 <sup>○</sup>	(16.3)	(16.3)	(16.3)	(0.89)	(0.89)	(0.89)	37.5	(35.8)	(35.8)	(35.8)	(0.95)	(0.95)	(0.95)		
HL42	14.4	20.5	14.7	15.9	1.42	1.02	1.09	42.2	46.1	28.5	44.1	1.09	0.68	1.05		
HL50	15.1 <sup>○</sup>	(15.8)	(15.8)	---	(1.05)	(1.05)	---	41.7	(36.1)	(36.1)	---	(0.87)	(0.87)	---		
HL52	13.8 <sup>○</sup>	(13.2)	(13.2)	---	(0.96)	(0.96)	---	37.9	(26.8)	(26.8)	---	(0.71)	(0.71)	---		
平均				1.60	1.21	1.16	平均				1.20	0.93	1.06			

<sup>○</sup>:ひび割れが発生していない場合を示す

( ):全断面有効の解析値を示す 平均:( )を省いた計算値を示す

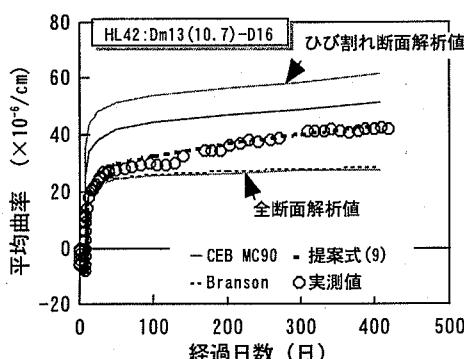


図-2-2 平均曲率の経時変化の比較

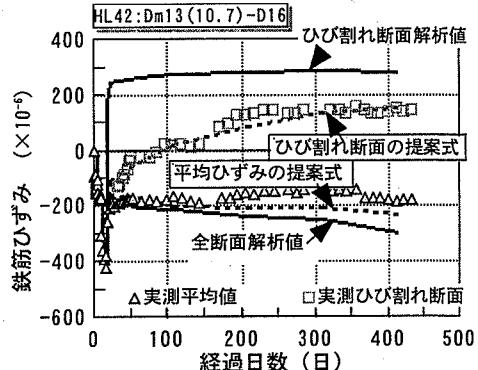


図-2-3 引張鉄筋ひずみの経時変化の比較

はクリープ係数が大きい普通強度コンクリートの場合の方が大きく、普通強度コンクリートの方が圧縮鉄筋の曲率進行抑制効果がより高いと言える。

### (3) テンションスティフニングの評価

変形に及ぼすテンションスティフニングの評価について検討する。表-7には、短期載荷時および経過日数400日の平均曲率について、MC90, Bransonによる評価した値およびP R C部材を対象に新たに提案したテンションスティフニングモデルによる値を実測値と比較したものを示す。

実測値とMC90による値を比較すると、短期載荷時および経過日数400日の両時点において、R Cおよびプレストレス導入レベルが低く、作用している鉄筋応力が高いP R Cでは、解析値は実測値を比較的精度良く評価しているが、プレストレス導入レベルが高く、作用している鉄筋応力が低いほど過大評

価する傾向である。この現象は、普通強度コンクリートの場合と同様である<sup>8)</sup>が、高強度コンクリートの場合の方が過大評価する傾向がさらに顕著である。これは、前述したように、高強度コンクリートを用いたP R Cのひび割れ定常状態に至る過渡状態における短期載荷時の評価や、持続荷重下での評価において、MC90のテンションスティフニングモデルは、適切な評価がなされていないためである。

実測値とBransonによる値を比較すると、MC90の場合よりも、両時点において、平均的な精度は高い。経過日数400日では、圧縮鉄筋のある供試体について過小評価する傾向が強い。

これに対して、提案式(7)により求めた値は、MC90, Bransonによる値に比べ、平均的に精度の改善が認められる。図-2-2, 2-3には、平均曲率と引張鉄筋ひずみの経時変化の一例を、提案式(7)による結果と併せて示す。図-2-2によれば、提案式

(7)による値は、MC90、Bransonによる値に比べ、短期載荷後の増加現象が適切にとらえられている。また、図-23に見られるように、ひび割れ断面ひずみおよび平均ひずみを適切に評価している。今後、さらに詳細な検討が必要ではあるが、ひび割れ断面引張域コンクリートの応力負担を考慮した新たなテンションスティフニングモデルは、高い精度で変形およびひび割れ断面の鉄筋ひずみを予測し得る一つの方法であると言える。

## 6. 結論

本研究の範囲で得られた結論は以下の通りである。

(1) 高強度コンクリートでは極若材齢時から自己収縮が生じる。この自己収縮の影響を適切に評価するために、載荷時材齢を考慮した重ね合わせの原理に基づくクリープ解析をコンクリート打込み直後から連続的に扱えるように拡張した。この解析によれば、自己収縮とプレストレスによる引張鉄筋ひずみを高い精度で予測できることが認められた。これにより、自己収縮の影響を含む鉄筋位置のコンクリート応力が零のときの状態の鉄筋ひずみの算定が可能となる。

(2) 自己収縮は、ひび割れ幅算定のための、鉄筋位置のコンクリート応力が零のときの状態から所定の荷重までの、引張鉄筋応力度の変化量を増加させる。本実験の範囲では、自己収縮ひずみ  $190 \times 10^{-6}$  で、変化量が5~12%増加し、引張鉄筋比が大きい方が、また、圧縮鉄筋のない方が大きくなる。自己収縮が大きい場合には、無視し得ない可能性がある。

(3) コンクリートの高強度化に伴い、圧縮部コンクリート平均ひずみの経時的増加量は、圧縮鉄筋のない場合 32%，ある場合 40% に低減される。鉄筋比 0.79% の圧縮鉄筋によるひずみの低減量と低減比率は、平均で、高強度コンクリートの場合  $75 \times 10^{-6}$ ，20%，普通強度コンクリートの場合  $440 \times 10^{-6}$ ，36% であり、高強度コンクリートの場合の圧縮鉄筋の抑制効果は、普通強度コンクリートの場合に比べてかなり小さい。これらの結果はひび割れ断面の計算値によっても概ね示すことができる。

(4) コンクリートの高強度化に伴い、引張鉄筋平均ひずみは、比較供試体が2体と多くはないが、短期載荷時で 77~88%，載荷日数400日で 76~84% に低減された。また、引張部コンクリートを無視し

た計算値に対するこの計算値と引張鉄筋平均ひずみの差の比で表す、既往のテンションスティフニング効果は、高強度コンクリートの場合、短期載荷時で 47~66%，載荷日数400日で 34~58%，普通強度コンクリートの場合、短期載荷時で 37~52%，載荷日数400日で 22~33% であり、高強度化により 1.5~1.8倍大きくなつた。この値はプレストレス導入レベルが高い方が大きくなつた。

(5) コンクリートの高強度化に伴い、平均曲率は、持続荷重下の経時的变化は小さく、プレストレス導入前から経過日数400日までの結果では、供試体平均で普通強度コンクリートの場合の 0.63 であり、クリープ係数および収縮ひずみの相違ほどには小さくなつていない。これは、ひび割れのない圧縮領域では、材料特性の影響がほぼそのまま違いとして表れるが、引張領域では、ひび割れが生じることによって、その影響は緩和されるためである。

(6) ひび割れ断面の鉄筋位置のコンクリート応力が零のときの状態からの引張鉄筋增加ひずみの実測値は、引張部コンクリートを無視した計算値に対して、載荷日数400日で、普通強度コンクリートの場合にはほぼ一致したが、高強度コンクリートの場合には、ひび割れ断面引張域コンクリートの応力負担が長期的にも残存し、最大で HL42 供試体が 25% 以上低下した。特に、この供試体は載荷日数200日程度以降安定した状態となった。このことから、高強度コンクリートで高いプレストレスを導入し、ひび割れ幅を小さく抑制する場合には、ひび割れ断面の破壊エネルギーを考慮することの必要性があるものと考えられる。

(7) ひび割れ断面の破壊エネルギーによってもたらされるコンクリートの引張応力負担と、付着によってもたらされる引張剛性から成るテンションスティフニングモデルによる平均曲率式の考え方を示した。その結果、提案した平均曲率式は、高強度コンクリートを用いて、ひび割れ幅を小さく抑制する PRC 部材の短期および長期の変形およびひび割れ断面の鉄筋ひずみの挙動を、高い精度で予測し得る一つの方法であることが認められた。ただし、この式の一般化にはさらなる詳細な検討が必要である。

謝辞：本研究を行うにあたり宇都宮大学大学院生、袖山隆行氏、学部生、陳建宏氏、安斎慎介氏ら多くの方々の協力を得た。ここに記して感謝の意を表します。なお、本研究の一部は旧文部省科学研究費補助金（基盤研究(B)、課題番号08455204、研究代表者

佐藤良一)によるもので、紙面を借りて厚くお礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 三井健郎, 米澤敏男, 横田勉, 手塚正道:  $f'_{ck}=1000 \text{kgf/cm}^2$ シリカフューム超高強度コンクリートのP C橋への適用, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 16, No. 1, pp. 289-294, 1994.
- 2) 鈴木基行, 堀内信, 前田直己, 尾坂芳夫: 純曲げを受ける超高強度コンクリートはり部材の力学的特性, コンクリート工学論文集, 第4巻第1号, pp. 39-51, 1993. 1.
- 3) 小寺満, 土田伸治, 丸山武彦: 超高強度のシリカフュームコンクリートを用いた曲げ部材の静的および動的性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 17, No. 2, pp. 667-672, 1995.
- 4) 望月秀朗, 児島孝之, 高木宣章, 濱田謙: 超高強度コンクリートを用いたはりの曲げ・せん断挙動に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 18, No. 2, pp. 1127-1132, 1996.
- 5) 滝本和志, 塩屋俊幸, 高橋行茂, 峯岸孝二: 高強度コンクリートRCはりの最小曲げ引張鉄筋量について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 14, No. 2, pp. 517-522, 1992.
- 6) 日本コンクリート工学協会: 自己収縮研究委員会報告書, 2002. 9.
- 7) Reinhardt,H.W.: Structural behaviour of HS/HPC Part 1 General, Fourth International Symposium on the Utilization of High Strength/High Performance Concrete, Proceedings-Volume 1, pp.47-56, May 1996.
- 8) 手塚正道, 佐藤良一, 山本浩嗣, 鳥取誠一: P C部材の長期変形・応力に関する研究, 土木学会論文集, No. 613/V-42, pp. 43-57, 1999. 2.
- 9) CEB-FIP MODEL CODE 1990.
- 10) 楊楊, 許明, 佐藤良一, 手塚正道: 高強度コンクリートの収縮及びクリープについて, プレストレストコンクリート技術協会 第7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. 817-822, 1997. 10.
- 11) 鈴木泰生, 田中寛, 内田祐市, 六郷恵哲, 小柳治: 各種条件下におけるコンクリートの破壊エネルギーと引張軟化曲線, コンクリート構造の破壊力学に関するコロキウム, pp. II-87-90, 1990. 3.
- 12) 袖山隆行, 手塚正道, 佐藤良一: 高強度コンクリートと異形鉄筋との付着特性について, 第24回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集, V-17, pp. 590-591, 1997. 3.

(2003. 8. 11 受付)

## A STUDY ON TIME-DEPENDENT DEFORMATION OF PRESTRESSED REINFORCED HIGH STRENGTH CONCRETE MEMBERS

Masamichi TEZUKA, Ryoichi SATO, Masaru OCHIAI, Tsukasa ABE  
and Hidetoshi ITO

Time-dependent flexural deformation of prestressed reinforced concrete members made of high strength concrete subjected to sustained load is investigated experimentally, comparing with that of normal strength concrete members. Compressive strength of the former and that of the latter are approximately  $100 \text{N/mm}^2$  and  $45 \text{N/mm}^2$ , respectively. The effect of autogenous shrinkage is incorporated into the creep analysis model. Furthermore, a new model for tension stiffening is presented, which is owing to the contribution of tensile stress of concrete at cracked sections as well as that of bond stress between concrete and reinforcing steel. The comparison of experiment and analysis shows the validity of the present method.