



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	鉄筋コンクリート桁の曲げひびわれおよび変形に関する基礎的研究
Author(s)	角田, 与史雄; Kakuta, Yoshio
Citation	北海道大學工學部研究報告, 54, 1-51
Issue Date	1969-10-20
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/40967
Type	departmental bulletin paper
File Information	54_1-52.pdf



鉄筋コンクリート桁の曲げひびわれおよび 変形に関する基礎的研究

角田 与史雄*

(昭和44年4月30日受理)

Basic Investigations on the Cracking and Deformation Behavior of Reinforced Concrete Beams

Yoshio KAKUTA

(Received April 30, 1969)

Abstract

The present study deals with the basic properties of reinforced concrete (RC) beams with high-strength deformed bars in cracking and deformation due to bending.

Crackings of RC beams in the initial state as well as in the stationary state were analysed on the basis of bond characteristics of deformed bars between cracks.

The increase of deformation and crack widths of RC beams under sustained and repeated loads were analysed taking into consideration the effect of restriction of steel against delayed deformation of concrete and the effect of the gradual relaxation of bond stresses.

Further the cracking and deformation behavior and mode of design of PRC beams, which are RC beams prestressed to improve its crack-resisting ability or to keep crack widths below the value permitted, were described.

1. 序 論

1.1 序 言

コンクリートは圧縮部材としてその特性を十分に発揮するが、引張強度が非常に小さいため、構造部材においては一般に鉄筋コンクリート (RC) またはプレストレストコンクリート (PC) として用いられる。近年における良質の異形鉄筋の製作技術の進歩に伴って、プレストレストコンクリートに比して破壊安全性および施工、経済性等においてすぐれる鉄筋コンクリートの特性が再認識されてきた。異形鉄筋は普通丸鋼に比してその付着性状、それゆえ鉄筋コンクリートのひびわれ性状においてすぐれた特性を発揮する。従って鉄筋の使用応力範囲を高くとることができ、高強度コンクリートの使用と併せて、鉄筋コンクリートの適用性を増大す

* 土木工学科 コンクリート工学講座

ることができる（異形鉄筋の特性に関しては文 1), 2), 3) 参照）。

鉄筋コンクリートはその引張部においてひびわれの発生を前提として設計されるものであるが、過大なひびわれは鉄筋の腐蝕や美観等から制限される。例えば欧州コンクリート委員会の国際指針⁴⁾によれば、最大ひびわれ幅の限界値として屋内構造物で 0.3 mm、一般戸外で 0.2 mm、特に条件の悪いところで 0.1 mm を採ることが提案されている。

現在わが国の土木学会コンクリート示方書では鉄筋の許容応力の大きさを $2,100 \text{ kg/cm}^2$ 以下にとっている。この応力の下では一般にひびわれは小さい。しかし、異形鉄筋の特性は鉄筋コンクリートにひびわれが生じた後において十分に発揮されるものであって、ヨーロッパではすでに $3,000 \text{ kg/cm}^2$ 以上の鉄筋応力を許している国もある⁵⁾。ひびわれ安全性を鉄筋の許容応力度の大きさに加味する方法は、鉄筋コンクリートのひびわれ性状が、その断面形状や鉄筋の配置状態によって大きな影響を受けるため、一般に鉄筋応力を過小に押えることになり、不経済である。ひびわれ安全性は破壊安全性とは別に検討する方法が合理的であろう。

鉄筋コンクリートの変形は、特に高強度材料を使用するときに重要な問題である。変形は鉄筋の付着性状、ひびわれ性状と密接な関係にあり、またコンクリートのクリープ等の影響もあって、非常に複雑である。

本論文は、異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリートの静的短時間荷重、持続荷重および繰返し荷重に対する曲げひびわれおよび変形に関する基本的性質について著者の行なった研究を総括したものである。しかし本研究はなお限られた範囲にとどまるものであって、さらに今後の研究が期待される。

本研究は北海道大学工学部コンクリート研究室において行なわれたもので、横道英雄教授より御指導御鞭撻を賜りました。さらに、藤田嘉夫教授、北海道開発局土木試験所の林正道氏、角田和夫氏、大島久氏、前川静男氏、外崎忍氏、西堀忠信氏より、研究実施に当り御協力を受けました。実験実施等においてはコンクリート研究室および交通施設設計研究室の諸氏および大学院学生より献身的な協力を受けました。ここに深く感謝いたします。

1.2 既往の研究

鉄筋コンクリートのひびわれに関する研究はこれまでに数多く行なわれているが、近年の異形鉄筋の進歩普及によりさらに重要な問題になってきた。鉄筋コンクリート引張部材のひびわれに関する理論的研究は 1943 年に Watstein・Parsons 氏によってまとめられ⁶⁾、ひびわれ間隔および幅は鉄筋直径/鉄筋比、 ϕ/p 、に比例することが提案された。Saliger 氏も同様な関係を導いている⁷⁾。その後上の関係の適用性について研究が行なわれ、各種の実験的修正および曲げひびわれに対する適用が試みられている。1956 年には Clark 氏が曲げひびわれにおける有効コンクリート断面積の存在を示唆する論文を発表し⁸⁾、1957 年の RILEM のシンポジウムにおいて Efsen・Krenchel 氏は初めて有効断面積の考えに基づくひびわれ計算式を提案した⁹⁾。コンクリート断面積の採り方は異なるが、同じシンポジウムにおいて Rüsçh・Rehm 氏は Efsen

氏らの式と同形の式; $l = K_1 + K_2 \phi / p$ を提案している¹⁰⁾。その後 1959 年にヨーロッパコンクリート委員会 (CEB) は従来の式を修正し $w_{\max} = (4.5 + 0.40/p_e) \phi \sigma_s / K_3$ ($0.02 < p_e < 0.20$) を提案した⁴⁾。ここに p_e は有効鉄筋比である。Hognestad 氏は上の式について実験的に検討を行ない、修正がまだ不十分であると結論している¹²⁾。上にあげた式はいずれも異形鉄筋の付着性状についての考慮が十分でないため、必ずしもひびわれにおける主要因子を正確に把えていないようである。

1963 年に Kaar・Mattock 氏は CEB 式に対する近似式を出発点として $l = K_4 A_s^a$ を提案し、実験結果に基づいて $a = 0.25$ にとるのが最適であると報告した¹³⁾。この式は理論的根拠はないが、ひびわれにおける主要因子は p および ϕ であるという従来の考えを脱脚した点で注目すべきものである。Broms 氏は 1965 年にひびわれ間のコンクリート応力再分布の 2 次元弾性理論による解析結果に基づいて、ひびわれ間隔は単純にコンクリート表面から鉄筋棒鋼の中心までの距離に比例することを提案した¹⁴⁾。同様の方法は同じ頃に Base 氏らによっても用いられた¹⁵⁾。この方法はひびわれの解析にとって最も複雑な付着の問題を巧みに避けた点で注目されるが、そのために逆に鉄筋の付着特性の相違によるひびわれ性状の差異を説明することはできない。

Rehm 氏は異形鉄筋の付着機構について研究を行ない、鉄筋とコンクリート間の滑り量と付着応力を関係づけることによりひびわれの解析を試みた¹⁶⁾。この考えは六車・森田氏によって発展拡大されたが、実際のひびわれ問題に適用するには非常に複雑な過程をふまねばならない¹⁷⁾。

横道・藤田氏はひびわれ発生モーメント M_{cr} の厳密な理論解析を行ない、多数の実験結果に基づいて所定のひびわれ幅に達する曲げモーメントと M_{cr} の比として実用上安全側にとりうる値を提案している^{18), 19)}。この外のひびわれに関する研究の主要なものの文献を挙げておく^{20)~33)}。

以上から明らかなように、鉄筋コンクリートのひびわれに関する研究は多いが、その主要影響因子の採り方についても未だ十分に確立されていない。ひびわれ解析には、特に異形鉄筋を用いる場合には、その付着性状との関係を明確にする必要があろう。

鉄筋コンクリートの変形における問題点は、ひびわれの発生状態の影響および遅れ変形の 2 つに大別できる。後者については、コンクリート自体の遅れ変形の機構についても未だ定説はないが³⁴⁾、鉄筋コンクリート桁の遅れ変形に関してはクリープ係数 ϕ の導入によって理論的に解析されている³⁵⁾。しかしそれらは必ずしも実験的証明がなく、また、ひびわれの生じた後の遅れ変形についてはいくつかの近似計算式があるだけで^{38), 39)}、正確には把えられていない。荷重繰返しの影響についてはこれまで主として疲労破壊を対象にした研究が行なわれているが^{40)~47)}、変形に関しては静的クリープとの関連において定量的に解明するには至っていない。

1.3 本研究の目的と範囲

本研究は高強度異形鉄筋を用いる鉄筋コンクリート桁の曲げひびわれおよび変形に関する基本的性質を解明し、かつそのひびわれ幅制御法の一形態である PRC 桁の曲げ性状および設計法について論じようとするものである。

鉄筋コンクリートの許容しうるひびわれ幅限界は、鉄筋の腐蝕によるその耐久性に関係し、従って常時における最大ひびわれ幅のみでなく、ひびわれの内部の状態、かぶりの大きさ、環境条件等によって影響を受ける。しかしそれらを総合的に解明することは今後の研究に期待することにして、本研究では表面ひびわれ幅の解析を行なう。鉄筋コンクリートの曲げひびわれ性状は鉄筋の付着性状と密接な関係にある。そしてそのような状態は鉄筋コンクリート引張部材において容易に再現できる。それゆえひびわれの基本的性質は鉄筋コンクリート引張部材を対象にして行ない、その結果を桁の曲げひびわれに拡張する。

鉄筋コンクリートの変形はその設計および施工上非常に重要な問題であり、ひびわれ発生に伴う桁の剛性の変化およびクリープ、荷重の繰返し等による遅れ変形は、特に高強度異形鉄筋を用いる場合にはひびわれ発生は必然的なものであるので、正確な解析が望まれており、本研究ではこれらの問題について論ずる。

2章は鉄筋コンクリート引張部材のひびわれの基本的性質について、異形鉄筋の付着性状との関係のもとに解析を行ない、多数の実験結果によってそれを検証している。

3章は2章の結果に基づいて鉄筋コンクリート桁の曲げひびわれおよび変形に関する基本的性質について実験結果を用いて解析している。

4章は鉄筋コンクリート桁のひびわれ幅制御のために必要最小限のプレストレスを入れる PRC 桁の曲げひびわれおよび変形に関する性状について、鉄筋コンクリート桁の性状との対比のもとに解析し、その設計方法について述べてある。

2. 鉄筋コンクリート引張部材のひびわれ性状

2.1 序 言

鉄筋コンクリートの曲げひびわれは、初めはコンクリートの曲げ引張応力によって生ずる。荷重の増加に伴ってひびわれの数が増してひびわれ間隔が減少するにつれて曲げの影響は弱まり、ひびわれ性状はひびわれ間の付着によって鉄筋からコンクリートに伝えられる力によって支配されるようになる。このような状態は鉄筋コンクリート引張部材のひびわれ性状と類似するものである。

本章では鉄筋コンクリート引張部材のひびわれ性状について解析を行ない、後の曲げひびわれおよび変形の解析における基礎とする。

2.2 ひびわれ基本式

鉄筋コンクリートのひびわれは荷重の増加と共にその数を増し、ひびわれ間隔は次第に減

少するが(この段階を本文では“ひびわれ初期状態”と名付ける),ある荷重以上では2次的微小ひびわれを除き,新たなひびわれは生じなくなる(“定常状態”と呼ぶ)(図2-1参照)。このようなひびわれ性状の理論的解析はひびわれ間隔または幅の最大値に対してのみ行なうことができ,最大値から最小値までの分散は統計的問題である。実際において重要なものは最大値であり,かつ,実験結果は2次ひびわれの影響が入るため,平均値による取扱いは必ずしも有利ではない。

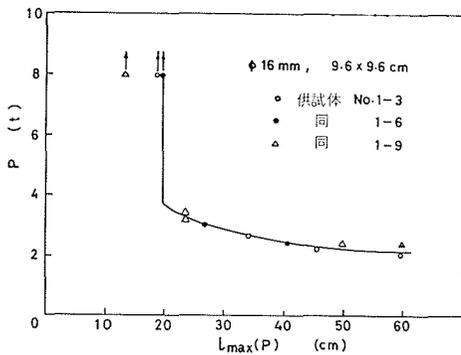


図 2-1

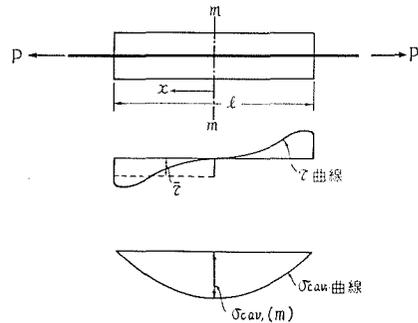


図 2-2

いま,鉄筋コンクリート引張部材から任意のひびわれ間隔 l のブロックを取出して考えれば(図2-2),中央点 m におけるコンクリートの受持つ力 $P_c(m)$ に対して次の2式が成立つ;

$$\left. \begin{aligned} P_c(m) &= \int_{(A_c)} \sigma_c d(A_c) = A_c \sigma_{c,av}(m) \\ P_c(m) &= \int_0^{\frac{l}{2}} u \tau dx = \frac{1}{2} u \bar{\tau} l \end{aligned} \right\} \quad (2.1)$$

ここに $u = \pi\phi$ は鉄筋周長, $\bar{\tau}$ は l 間の付着応力の平均値を表わす。 m 点において新たなひびわれが生ずる直前の状態,すなわち $\sigma_{c,av}(m) = k_1 \sigma_{ct}$ のときに, l はその荷重 P に対する最大ひびわれ間隔 $l_{max}(P)$ とみなすことができる;

$$l_{max}(P) = \frac{2k_1 A_c \sigma_{ct}}{u \bar{\tau}(P)} \quad (2.2)$$

ここに k_1 は $\sigma_c(m)$ の断面内の分布に関する係数であって, l が断面寸法に比して十分に大きいときには1の値をとる。また, k_1 が A_c に乗ずる係数であると考えれば,それはコンクリート有効断面積を表わす性質をもつ。 P の増加と共に $\bar{\tau}(P)$ が増大し, $l_{max}(P)$ は減少するが,ある大きさの P において $\bar{\tau}(P)$ はその最大値 τ_{max} に達し,それ以後は新たなひびわれが生じなくなる。すなわち最大定常ひびわれ間隔 l_{max} に対して

$$l_{max} = \frac{2k_1 A_c \sigma_{ct}}{u \bar{\tau}_{max}} \quad (2.3)$$

ひびわれ幅 w はひびわれ間の鉄筋の伸びとコンクリート表面の伸びの差である。後者は

弾性歪 $\alpha \sigma_{cm}/E_c$; 塑性歪 ε_{rp} , およびプレストレッシング, クリープ, 収縮等によって鉄筋とコンクリート間に生じた歪差 (総称してプレストレンと呼ぶ) ε_p からなる。従って

$$w = \left(\frac{\sigma_{s0}}{E_s} - \frac{\sigma_{cm}}{E_s p} - \frac{\alpha \sigma_{cm}}{E_c} - \varepsilon_{rp} - \varepsilon_p \right) l \quad (2.4)$$

ここに σ_{cm} はひびわれ間のコンクリートの軸方向引張応力の平均値である。

(2.3) 式および (2.4) 式は Watstein・Parsons 氏の誘導した式と同義のものであり, これまでの多くの研究においては $\bar{\varepsilon}_{max}/\sigma_{ct}$ を一定と考えて, ひびわれ間隔に対する主要影響因子は A_c/u すなわち ϕ/p であると考えられてきた。

まず鉄筋コンクリートのひびわれ性状の概況を知るために, 合計 18 本の供試体について両引き試験を行なった (実験 1)。鉄筋は横フシ型異形棒鋼 $\phi 16$ および 32 mm を用いた。供試体はすべて正方形断面を有し, その辺長は $\phi 16$ mm 棒鋼に対して $6.4, 8.0$ および 9.6 cm, $\phi 32$ mm 棒鋼に対して $9.6, 12.8$ および 16.0 cm の各 3 種類であり, 長さは 60 cm であった。供試体は 1 種類につき各 3 本ずつ製作され, 材齢 13 日まで水中養生を行ない, 翌日試験された。コンクリートの圧縮強度は約 350 kg/cm² であった。

図 2-1 は各荷重段階における最大ひびわれ間隔の一例を示したもので, 他の供試体についても同様な傾向を示した。この図に見られるようにひびわれの初期状態と定常状態の存在が明確に示されている。いま, 各種類の供試体に対する定常ひびわれ間隔の最大値を ϕ/p に対してプロットすれば図 2-3 に示す通りで, 測定値は鉄筋径によって明らかな分離が見られ, 本実験結果もまた Saliger 式およびこれと同型の式, 例えば Clark 式が適当でないことを示している。そして, l_{max} の値を断面辺長 a およびかぶり t に対してプロットすれば図 2-4 および図 2-5 に示すごとく, 両者の間にはほぼ直線関係が見られる。

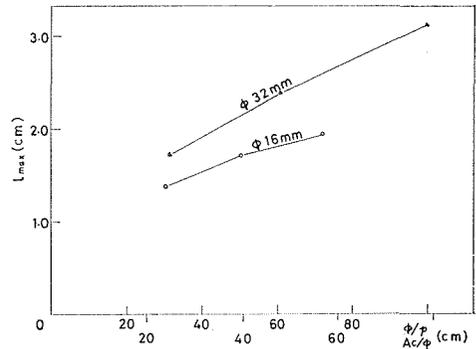


図 2-3

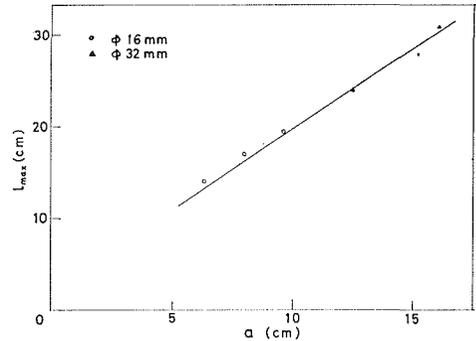


図 2-4

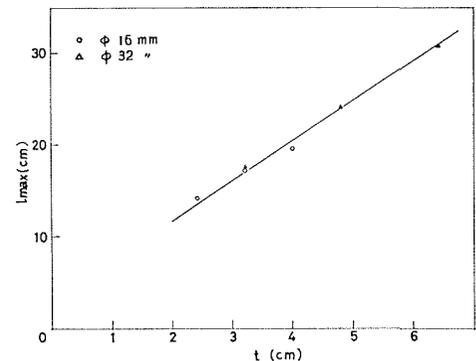


図 2-5

これらの結果を(2.3)式と比較すれば、異形鉄筋に対しては式中の $k_1\sigma_{ct}/\bar{\epsilon}_{\max}$ が定数ではなく、鉄筋直径およびコンクリート断面寸法等によって変化することがわかる。さらに図2-4より l_{\max}/a はほぼ一定値をとるとみなすことができるので、コンクリート応力分布に関する係数 k_1 はほぼ一定値をとると仮定できよう。結局、ひびわれ解析においては付着性状、すなわち $\bar{\epsilon}_{\max}$ または(2.2)式中の $\bar{\epsilon}(P)$ の性質を正確に把えることが不可欠であることがわかる。

2.3 鉄筋コンクリート引張部材の付着応力

鉄筋とコンクリートとの間の付着作用は鉄筋コンクリート構造における基本であって、ひびわれ性状だけでなく、鉄筋コンクリートのほとんどの性質に関係している。これまで付着に関する研究は多いが(例えば文48~50)、主として鉄筋の種類およびコンクリート強度の影響を知ることに重点がおかれてきた。付着機構に関しては摩擦抵抗に関するSaliger氏⁷⁾、支圧抵抗に関するRehm氏¹⁶⁾および割裂作用を考慮したBrice氏²²⁾等の研究があり、それぞれの場合の付着性状を把えているが、ひびわれ問題に適用するのに適当な正確かつ簡単なものはほとんどないようである。

現在付着試験方法としては引抜き、押抜き、両引き試験等があるが、前2者は主として鉄筋の定着および継手に類似した状態であるのに対し、鉄筋コンクリートのひびわれに関する付着性状は両引き試験によって再現される。

付着応力は、鉄筋の伸びに伴ってその周囲のコンクリートが同時に変形しようとするときの抵抗として生ずる。低い付着応力の下では付着作用は主として粘着力および摩擦力からなり、鉄筋とコンクリートとの間には滑りはほとんど生じないと思われるが、異形鉄筋を用いる場合にはある程度以上の応力、特に最大応力付近では支圧抵抗がその大部分を占めると考えられる。このことは鉄筋の周囲のコンクリートが放射方向応力を受けることから容易に確かめられる⁵¹⁾。支圧による付着応力は鉄筋のフシに沿った小さな面積に集中して作用する。このような集中応力を受けるコンクリートの抵抗力についてはまだ十分に明らかにされていないが、支圧部のコンクリートにはかなり早期に局部破壊が起るであろう。しかしこれによって直ちに付着抵抗が減少するとは考え難い。著者らはさきに引張または曲げ応力を受けるコンクリートの内部ひびわれの観察を行なったが^{52), 53)}、それによれば微小ひびわれは非常に小さい荷重段階から発生し、荷重の増加に伴って成長を続けた後に破壊に至ったが、それはひびわれがかなり発展成長した後であった。このような状況は付着抵抗についても言えるであろう。すなわち付着応力の増加と共に鉄筋のフシに沿って微小ひびわれが生じ、その発展成長の過程上において付着応力の最大値が達せられるものと推察される。このような状況においては付着によってコンクリートに伝えられる力の最大値 $u\bar{\epsilon}_{\max}$ は、鉄筋の表面形状が同じ場合にはその周囲のコンクリートの変形剛性、すなわち軸方向変形および見かけ上のせん断変形に関してコンクリート断面積 A_c およびかぶり t 、ならびに内部ひびわれの進行に関してコンクリート引張強度 σ_{ct} の3つの因子によって主として影響されると考えることができる。なお、かぶりの小さいときに

は鉄筋直径およびフシ間隔も影響をもつが、ここでは考えない。

$$u \bar{\tau}_{\max} = f(A_c, t, \sigma_{ct}) \quad (2.5)$$

ここに関数 f は A_c の大きい程、 t の小さい程、そして σ_{ct} の大きい程大きい値をとる。そして実用上の範囲内において近似的に次の形を選ぶことができよう。

$$u \bar{\tau}_{\max} = A_c^m \cdot t^{-n} \cdot \sigma_{ct} \quad (2.6)$$

なお上述の考えは普通丸鋼のように粘着力および摩擦力によって支配される鉄筋に対しては適合しない。(2.6) 式中の係数 m および n は実験的に定められる。

次に低応力の付着についての取扱い方に対しては Rehm 氏¹⁶⁾ が一つの指針を示し、これを六車・森田氏¹⁷⁾ が発展させている。しかしその結果をひびわれ解析に利用するのは非常に煩雑であるので、ここでは Rehm 氏の式を一部修正し、弾性域の付着に限定して応用する。

付着応力の小さい範囲では鉄筋とコンクリート接触面において滑りがないと仮定することができる(例え滑りが生じても、その大きさが付着応力に比例する場合には係数値の意味が変わるだけで、以下の式が適用できる)。そのとき付着応力 τ は鉄筋表面におけるコンクリートのせん断歪 γ_i との間次式が成立つ。

$$\tau = G_c \gamma_i$$

ここに G_c はコンクリートのせん断弾性係数を表わす。コンクリートの軸方向変位の断面内の平均位置が鉄筋表面から $\beta_1 t$ だけ離れており、そしてその変位と鉄筋の変位との差を Δ とおけば、コンクリートの見かけ上の平均せん断歪 γ_m は(図 2-6 参照)

$$\gamma_m = \Delta / \beta_1 t$$

コンクリート断面の平均歪を $\varepsilon_{c,av}$ 、鉄筋歪を ε_s とおけば

$$\frac{d\Delta}{dx} = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_{c,av}(x)$$

$$u \tau(x) = A_s E_s \frac{d\varepsilon_s(x)}{dx} = -A_c E_c \frac{d\varepsilon_{c,av}(x)}{dx}$$

いま、 $\beta = \gamma_i / \beta_1 \gamma_m$ とおけば

$$\left. \begin{aligned} \frac{d^2 \Delta}{dx^2} - k_3^2 \Delta &= 0 \\ k_3^2 &= \beta G_c \frac{u}{t} \left(\frac{1}{A_s E_s} + \frac{1}{A_c E_c} \right) \end{aligned} \right\} \quad (2.7)$$

境界条件として $x=0$ にて $\Delta=0$ および $x=l/2$ にて $\varepsilon_{c,av}=0$ 、 $\varepsilon_s = \sigma_{s0}/E_s = P/A_s E_s$ を考慮して上式を解けば

$$\Delta = \frac{\sigma_{s0}}{k_3 E_s} \cdot \frac{\sinh k_3 x}{\cosh k_3 l/2} \quad \left. \right\}$$

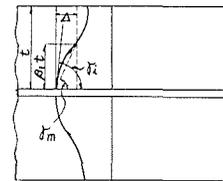


図 2-6

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s(x) &= \frac{\sigma_{s0}}{1+np} \left(np + \frac{\cosh k_3 x}{\cosh k_3 l/2} \right) \\ \sigma_{c,av}(x) &= \frac{P}{A_c + nA_s} \left(1 - \frac{\cosh k_3 x}{\cosh k_3 l/2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (2.8)$$

(2.6) 式および (2.8) 式の適用性および未知の係数値を調べるために次の両引き試験 (実験 2) を行なった。鉄筋は横フシ型異形棒鋼 $\phi 16$ および 25 mm を用い、供試体の断面は $\phi 16$ mm 棒鋼に対して 6.4×6.4 cm, 8×8 , 10×10 および 6.4×10 cm の正方形または長方形断面、および $\phi 25$ mm 棒鋼に対して 8×8 , 10×10 および 15×15 cm の正方形断面の 7 種類からなる。供試体長さは実験 1 (2.2 節) の結果に基づく最大定常ひびわれ間隔 $l_{max} \approx 2a$ の 0.75, 1.0, 1.25, 1.5 および 2.0 倍の 5 種類とした。これらの外に $\phi 25$ mm, $8 \times 8 \times 60$ cm および $10 \times 10 \times 60$ cm の 2 本を加えて、合計 37 種類、49 本の供試体について試験した。あらかじめ鉄筋の埋込み長の中央位置にワイヤストレンゲージを対称に 2 枚貼り、防護膜で保護し、降伏荷重の約 2/3 まで引張試験を行なって $P-\epsilon$ 曲線を求めた後にコンクリートを打設し、材齢 7 日まで湿潤養生 (20°C) を行なった後、直ちに両引き試験を行なって各荷重段階における埋込み中央位置の鉄筋歪を測定した。

その歪の測定値からその位置の鉄筋の受持つ力 P_s が求められ、そしてその P_s が全埋込み長における最小値であるという仮定のもとに全付着長にわたる平均付着力 $u\bar{\tau} = 2/l(P - P_s)$ が計算された。得られた $P-P_s$ 曲線および $P-u\bar{\tau}$ 曲線の典型的な例を図 2-7 および 図 2-8 に示す。

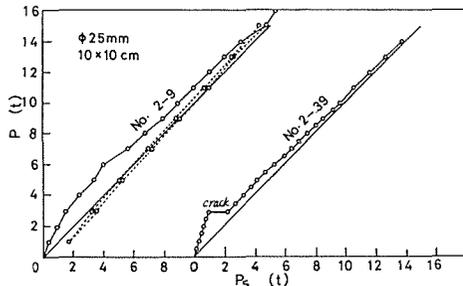


図 2-7 a

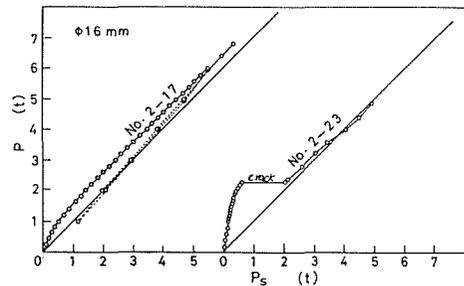


図 2-7 b

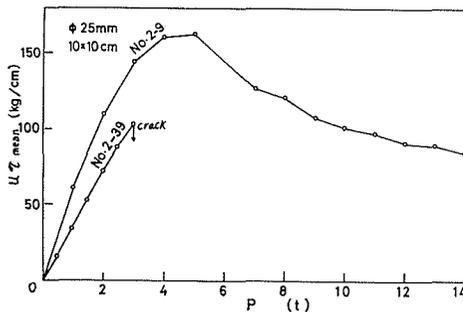


図 2-8 a

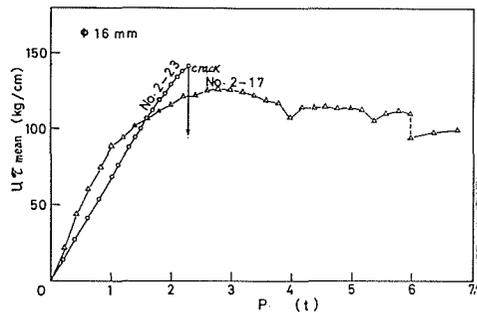


図 2-8 b

表 2-1

供試体 No.	鉄筋径 ϕ (mm)	供試体寸法 (cm)		P_{cr} (t)	$\frac{u \tau_{max}}{\sigma_{ct}}$ (cm)	$\frac{dP_c}{dP}$
		$a_1 \times a_2$	l			
2-1	16	6.4×6.4	12.8	—	3.52	0.58
2	16	8×8	20	—	4.45	0.74
3	16	8×8	12	—	4.39	(0.28)
4	16	8×8	16	—	4.50	0.74
5	16	10×10	20	—	6.93	0.84
6	16	6.4×10	16.4	—	5.66	0.76
7	25	8×8	16	—	5.59	0.50
8	25	10×10	15	—	5.75	0.48
9	25	10×10	20	—	6.60	0.61
10	25	10×10	25	—	—	—
11	16	6.4×6.4	9.6	—	4.91	0.49
12	16	6.4×6.4	16	1.65	—	0.69
13	16	10×10	15	—	5.65	0.67
14	16	10×10	25	5.40	6.58	0.88
15	16	6.4×10	12.4	—	4.56	0.65
16	16	6.4×10	20.5	3.00	5.18	0.81
17	25	8×8	12	—	4.75	0.41
18	25	8×8	20	2.50	—	0.55
19	25	8×8	24	2.50	—	0.66
20	25	10×10	30	3.50	—	0.76
21	16	6.4×6.4	19.2	1.96	—	0.75
22	16	6.4×6.4	25.6	1.00	—	0.79
23	16	8×8	23.6	2.30	—	0.83
24	16	8×8	32	1.80	—	0.85
25	16	10×10	30	3.20	—	0.90
26	16	10×10	40	2.40	—	0.90
27	16	6.4×10	24.6	2.80	4.61	0.83
28	16	6.4×10	32.8	2.14	—	0.85
29	25	8×8	32	2.32	—	0.69
30	25	10×10	40	2.00	—	0.75
31	25	8×8	16	—	4.92	0.49
32	25	8×8	20	7.50	6.43	0.61
33	25	8×8	24	4.48	—	0.60
34	25	8×8	32	3.50	—	0.62
35	25	8×8	60	2.78	—	0.61
36	25	10×10	20	—	6.31	0.57
37	25	10×10	25	—	6.68	0.66
38	25	10×10	30	2.65	—	0.65
39	25	10×10	40	3.00	—	0.73

供試体 No.	鉄筋径 ϕ (mm)	供試体寸法 (cm)		P_{cr} (t)	$\frac{u\bar{\epsilon}_{max}}{\sigma_{ct}}$ (cm)	$\frac{dP_c}{dP}$
		$a_1 \times a_2$	l			
2-40	25	10×10	60	60	2.98	0.73
41	25	15×15	45	45	12.00	0.87
42	25	15×15	37.5	37.5	—	0.82
43	25	15×15	22.5	22.5	—	0.68
44	25	15×15	30	30	—	0.76
45	25	15×15	30	30	—	0.75
46	16	6.4×6.4	9.6	9.6	—	0.54
47	16	6.4×6.4	12.8	12.8	—	0.61
48	16	6.4×6.4	12.8	12.8	1.40	0.61
49	16	8×8	16	16	—	0.74

他の供試体もすべてこれらと同様な傾向を示した。長い供試体では中間にひびわれが生ずるため、その後の $u\bar{\epsilon}$ -値は得られない。本試験では $l/a=1.5$ の供試体のすべて (7 本)、 $l/a=2.0$ の供試体 14 本中 13 本、 $l/a=2.5$ の供試体 9 本中 5 本が鉄筋降伏までひびわれが生じなかった。ひびわれの生じなかった供試体では $u\bar{\epsilon}$ の値は P の増加と共に初めはほぼ直線的に増加し、やがて次第にその勾配が緩やかになって $u\bar{\epsilon}$ の最大値 ($u\bar{\epsilon}_{max}$) に達した後は徐々に減少した。 l/a が大きい供試体では $u\bar{\epsilon}$ の増加段階においてすでにひびわれが生ずるために $u\bar{\epsilon}_{max}$ の値は得られない。特別な場合として、 $u\bar{\epsilon}$ がその最大値を経て徐々に減少していく過程においてひびわれが生じた供試体が 3 本 (いずれも $l/a=2.5$) あった。これは鉄筋周辺のコンクリート内部に生じたひびわれが徐々に発展して遂に表面にまで達したのであろう。

結局本試験において $u\bar{\epsilon}_{max}$ の値は合計 28 個得られた (表 2-1)。これによれば $u\bar{\epsilon}_{max}$ の値は断面寸法による影響が顕著であるのに対して鉄筋径および供試体長さの影響をほとんど受けていないことがわかる。いま、これらの値を (2.6) 式に適合させた結果、その式中の係数は近似的に $m=1, n=1$ にとりうるということがわかった。それに応じて $u\bar{\epsilon}_{max}/\sigma_{ct}$ を A_c/t に対してプロットすれば図 2-9 に示す通りで、測定値はほぼ一直線上に乗っている。すなわち

$$u\bar{\epsilon}_{max}/\sigma_{ct} = k_2 \cdot A_c/t \quad (2.9)$$

なお、本実験ではコンクリート強度を変化させていないが、 $u\bar{\epsilon}_{max}$ が σ_{ct} に比例するという仮定は実用上の範囲内では十分に適合すると考えてよいであろう。また、長方形断面の供試体は 1 種類しか実験を行っていないが、図 2-9 に見られるように、(2.9) 式中の t として左右かぶりの平均値 t_{mean} をとるのがよいようである。

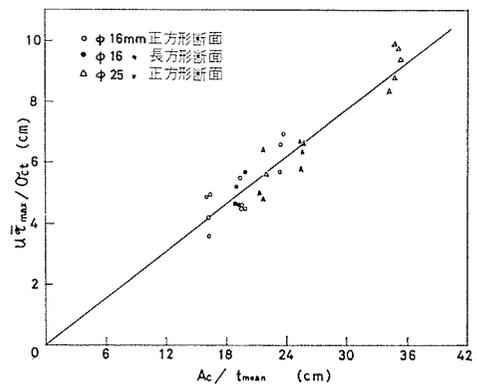


図 2-9

$u\bar{\tau}$ - P 曲線は前述の如く低応力の範囲ではほぼ直線を示した。それより $P_c (= P - P_s) - P$ 曲線の初期勾配 dP_c/dP の値を求めれば表 2-1 に示す通りである。これらの値 (測定値) を (2.8) 式において $\beta = 1.5$ とおいて計算した値と比較すれば, 図 2-10 に示すように両者はほぼ一直線上に載っており, 従って低応力の付着に対して誘導された (2.8) 式が $u\bar{\tau}$ 曲線がほぼ直線を示す範囲に対して十分な精度で適用できることがわかる。

2.4 ひびわれ間隔

2.2 節において導かれたひびわれ基本式に 2.3 節において定められた付着応力に関する式を代入することにより, 鉄筋コンクリート引張部材のひびわれ間隔に対する一般式が得られる。最大計常ひびわれ間隔に対しては (2.3) 式に (2.9) 式を代入して

$$l_{\max} = k_4 t_{\text{mean}} \quad (2.10)$$

ここに k_4 は主として鉄筋の表面形状によって異なる定数である。

また, 付着応力の低い範囲におけるひびわれ間隔は, (2.8) 式において $\sigma_{c,av}(0) = \sigma_{ct}$ (このことは (2.2) 式において $k_1 = 1$ にとることに相当する) とおくことにより直ちに得られる;

$$l_{\max}(P) = \frac{2}{k_3} \cosh^{-1} \frac{P}{P - P_{cr}} \quad (2.11)$$

または

$$P = \frac{\cosh \frac{k_3 l_{\max}}{2}}{\cosh \frac{k_3 l_{\max}}{2} - 1} \cdot P_{cr} \quad (2.11')$$

コンクリートの塑性歪 ε_{cp} およびプレストレーン (2.2 節の定義参照) ε_p を考慮すれば

$$l_{\max} = \frac{2}{k_3} \cosh^{-1} \frac{P - A_s E_s (\varepsilon_{cp} + \varepsilon_p)}{P - P_{cr}} \quad (2.12)$$

これらの式において $P_{cr} = A_c \sigma_{ct} + A_s E_s (\varepsilon_{cp} + \varepsilon_p)$ は最初のひびわれの発生荷重を表わす。

以上の式を実際のひびわれ間隔によって検討するため, 次の 4 シリーズの両引き試験を行なった。実験 3 は横フシ型異形鉄筋の $\phi 16, 19, 22$ および 25 mm を用い, 供試体はすべて正方形断面であってその辺長は $6.4, 8.0, 10.0, 12.5$ および 15 cm の 5 種類とした。実験 4 は長方形断面供試体であって, $6.4 \times 8, 6.4 \times 10, 6.4 \times 12.5, 8 \times 10, 8 \times 12.5$ および $8 \times 15 \text{ cm}$ の 6 種類とした。実験 5 はコンクリート品質を変えた 2 種類の供試体および鉄筋として斜フシ型異形棒

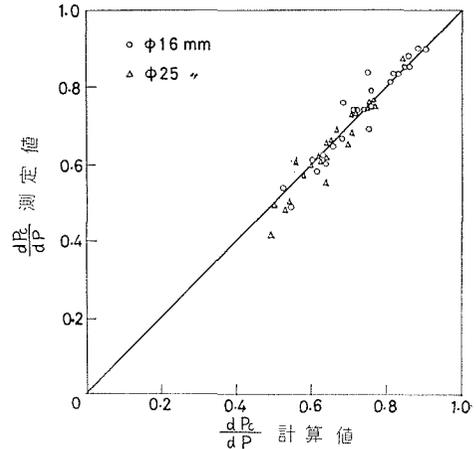


図 2-10

鋼およびツイストバー（旧型）を用いた供試体からなる。以上の実験においては主としてひびわれの発生荷重および位置の記録を行なった。実験7は実験1（2.2節）に加えてひびわれ幅の測定も行なったもので、横フン型異形鉄筋 $\phi 16$ mmを用い、供試体は辺長6.4, 8 および10 cmの正方形断面である。供試体の長さは実験3の一部（15×15×150 cm）を除きすべて60 cmとした。使用したコンクリートは実験5の一部を除き、単位セメント量300 kg、水セメント比55%、目標強度 σ_7 は350 kg/cm²であり、実験5の一部には単位セメント量330 kg、水セメント比45%、目標強度400 kg/cm²、および単位セメント量275 kg、水セメント比60%、目標強度200 kg/cm²を用いた。供試体はいずれも同じもの3本を一組として製作され、材齢7日まで水中養生を行なった後に直ちに試験された。供試体数は実験3が94本、実験4が48本、実験5が48本、実験7が9本で、実験1を含めて合計217本である。

(1) 定常ひびわれ間隔

上述の実験において各組3本の供試体で測定された定常状態に達した後のひびわれ間隔の最大値 l_{\max} および最小値 l_{\min} を表2-2に示す。ただしその際に、ひびわれは必ずしも断面全体を切断するとは限らなかったため、4側面中少なくとも3側面にまたがるひびわれのみを

表 2-2

供試体 No.	鉄筋径 ϕ (mm)	断 面 $a_1 \times a_2$ (cm)	定常ひびわれ間隔 (cm)		備 考
			l_{\max}	l_{\min}	
3-1~3	16	6.4×6.4	16.8	6.5	
4~6	16	10×10	25.5	6.1	
7~9	16	10×10	26.2	7.1	
10~12	16	12.5×12.5	33.8	9.1	
13~15	16	6.4×6.4	11.5	5.2	
16~18	16	6.4×6.4	14.8	6.8	
19~21	16	8×8	16.0	5.3	
22~24	16	8×8	16.3	7.3	
25~27	16	10×10	22.1	4.5	
28~30	16	10×10	22.8	7.5	
31~33	19	6.4×6.4	13.2	5.8	
34~36	19	10×10	26.2	12.7	
37~39	19	12.5×12.5	29.5	9.7	
40~42	19	15×15	33.5	26.5	
43~45	19	6.4×6.4	13.8	5.6	
46~48	19	8×8	17.0	7.8	
49~51	19	10×10	19.2	5.4	
52~54	22	10×10	23.5	5.5	
55~57	22	12.5×12.5	28.3	5.7	
58~60	22	15×15	37.5	8.0	
61~63	22	8×8	15.3	3.2	
65~66	22	10×10	21.9	7.7	
67~69	22	12.5×12.5	27.0	5.0	

供試体 No.	鉄筋径 ϕ (mm)	断 面 $a_1 \times a_2$ (cm)	定常ひびわれ間隔 (cm)		備 考
			l_{\max}	l_{\min}	
3-70~72	22	6.4×6.4	11.5	4.0	
73~75	25	10×10	18.9	5.2	
76~78	25	12.5×12.5	25.6	13.2	
79~81	25	15×15	38.4	21.6	
82~84	25	8×8	15.3	6.9	
85~87	25	10×10	19.2	8.2	
88~90	25	12.5×12.5	25.8	8.1	
91~92	19	15×15	30.5	5.2	
93~94	25	15×15	33.8	6.2	
4-1~ 3	16	6.4×8	15.4	5.4	
4~ 6	16	6.4×10	17.4	4.6	
7~ 9	16	6.4×12.5	20.8	7.1	
10~12	19	6.4×8	16.2	5.4	
13~15	19	6.4×10	18.6	7.1	
16~18	19	6.4×12.5	21.0	7.5	
19~21	19	8×10	19.5	6.9	
22~24	19	8×12.5	23.8	8.0	
25~27	19	8×15	25.8	10.9	
28~30	22	8×10	19.8	4.8	
31~33	22	8×12.5	24.9	5.3	
34~36	22	6.4×8	12.3	5.3	
37~39	22	6.4×10	17.6	6.5	
40~42	22	6.4×12.5	23.4	7.9	
43~45	25	8×10	19.2	6.2	
46~48	25	8×12.5	23.2	6.7	
5-1~ 3	16	8×8	17.1	4.4	富配合コンクリート
4~ 6	16	8×8	15.3	3.7	貧配合コンクリート
7~ 9	16	6.4×6.4	19.2	5.6	斜 フ シ 型 鉄 筋
10~12	16	10×10	31.3	7.0	"
13~15	16	12.5×12.5	40.0	6.2	"
16~18	16	6.4×6.4	14.9	7.4	ツイストバー
19~21	16	10×10	28.0	5.5	"
22~24	16	12.5×12.5	38.9	21.1	"
25~27	16	6.4×6.4	14.1	5.1	"
28~30	16	8×8	22.7	7.7	"
31~33	16	10×10	30.2	5.3	"
34~36	22	6.4×6.4	15.3	8.1	"
37~39	22	8×8	20.5	7.4	"
40~42	22	10×10	23.7	8.7	"
43~45	16	6.4×6.4	14.0	5.2	斜 フ シ 型 鉄 筋
41~48	16	8×8	21.6	4.0	"
49~51	16	10×10	27.2	6.5	"
52~54	22	6.4×6.4	12.3	6.4	"
55~57	22	8×8	17.3	5.2	"
58~60	22	10×10	28.4	6.5	"

1 次的ひびわれとみなし、かつ、ある側面から発したひびわれが十分に進展する前にこれと反対側の面からもひびわれが生じ、両者が合流せずとともに側面にまたがった場合には、両者の距離が約 5 cm 以下の場合には合せて 1 本のひびわれとみなした。

横フシ型異形鉄筋に対する l_{max} の測定値を著者の誘導した (2.10) 式に従って平均かぶり量 t_{mean} に対してプロットすれば、図 2-11 が得られる。これより明らかなように、測定値はほぼ一直線上に載っており、かつ鉄筋直径および供試体断面寸法による測定値の分離もほとんど見られない。このことは (2.10) 式が鉄筋コンクリート引張部材の定常ひびわれに対して非常に良い適合性をもっていることを検証している。そして横フシ型異形鉄筋に対する係数 k_4 の最確値は 5.4 であった。すなわち

$$l_{max} = 5.4 t_{mean} \tag{2.13}$$

次に個々の因子の影響についてもっと詳しく調べてみよう。

ϕ/p の影響 Watstein 式または Saliger 式はひびわれ間隔が ϕ/p または A_c/ϕ に比例することを示している。いま、実験結果を ϕ/p に対してプロットすれば図 2-12 に示す通りで、測定値は ϕ/p に直接比例する程の変化を示さず、かつ、図 2-11 に比して鉄筋径による測定値の分離の傾向がいくらか見られる。供試体断面一定の場合について鉄筋径のみの影響を調べれば、図 2-13 に示す如く鉄筋径の影響はほとんどないか、または例えあっても非常に小さいことがわかる。このことは図 2-14 の $l_{max}-A_c$ プロットにおいて測定値の鉄筋径による分離が見られないことから明らかである。このように鉄筋径が定常ひびわれ間隔にほとんど影響しないことは Broms,

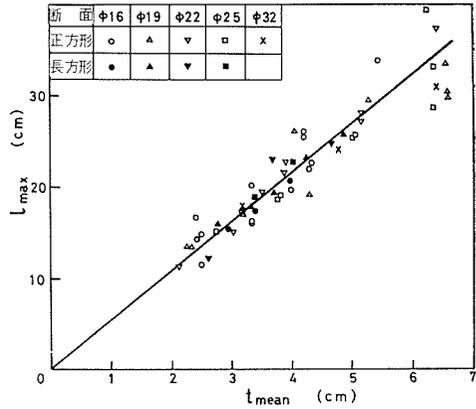


図 2-11

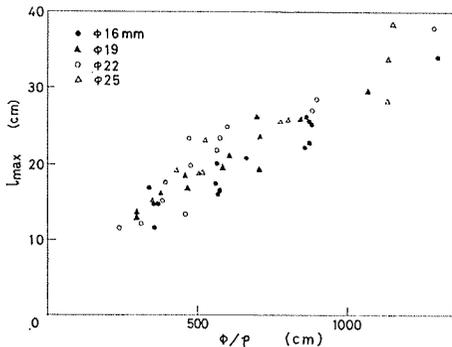


図 2-12

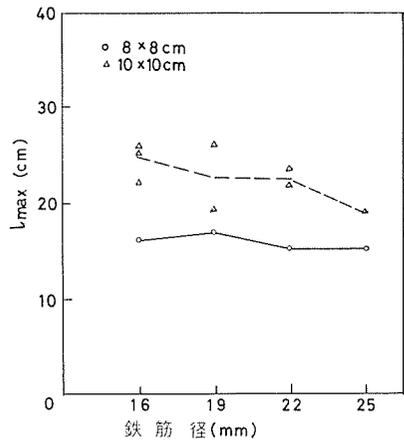


図 2-13

Kaar 氏等の最近の研究において認められている。また、図 2-14 より l_{max} は A_c に比例する程には強く影響されないことが示されている。次に図 2-15 および図 2-16 は l_{max} に対する、 ϕ をパラメータとしたときの $1/p$ 、および p をパラメータとしたときの ϕ の影響を描いたものである。ただし図 2-16 は図 2-15 において所定の p に対する l_{max} の値を読みとって描いたものである。これらの図より、 l_{max} は p 一定の場合には ϕ にほぼ比例するが、 ϕ 一定の場合には $1/p$ に比例する程の変化をしないことが示されている。CEB 式は図 2-15 において l_{max} が $1/p$ に比例する代わりに一次式に置換えたものであり、図 2-17 からもその修正がかなり良い結果を与えていることが明らかに示されているが、Kaar 氏が指摘しているように、この修正は事実上 A_c/ϕ における ϕ の影響を極めて小さく押えたものと同様な意味をもっており、上に述べた結果からも明らかのように、Watstein 式を実験的に修正するならば ϕ/p に基づくよりも、むしろ A_c/ϕ に基づいて修正する方が良いように思う。

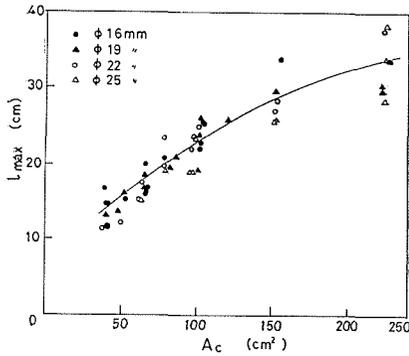


図 2-14

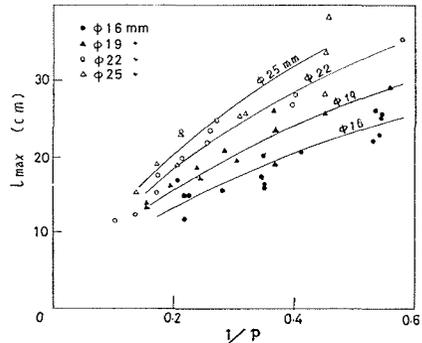


図 2-15

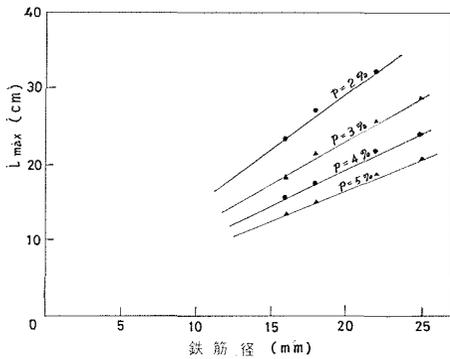


図 2-16

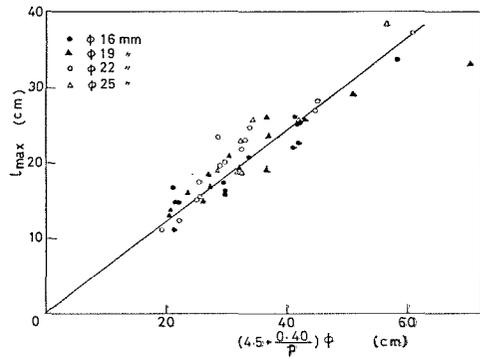


図 2-17

供試体断面寸法の影響 すでに述べたように定常ひびわれ間隔は平均かぶり量に比例する。ここでさらに詳しく供試体断面寸法の影響について述べる。Broms 氏はひびわれ間隔はその観測面からそれに最も近い鉄筋棒鋼の中心までの距離に比例するという理論を提案している。これによれば、ひびわれの観測位置によってひびわれ幅だけでなく、ひびわれ間隔自体が

相違することになる。本実験における長方形断面供試体の結果によれば、 l_{max} は左右のかぶりの平均値にほぼ比例することを示しており、個々のかぶりの影響はほとんど見られなかった(図2-18参照)。ただし、 l_{max} を定める際にかぶりの小さい面にとどき現われた局部的ひびわれは無視しているが、それらはいずれも非常に幅の小さいもので、ひびわれ解析においては2次的影響として取扱うべきものであった。Kaar氏はCEB式に対する近似式およびその実験的修正式としてそれぞれ $l=K\sqrt{A_c}$ および $l=K'\sqrt[4]{A_c}$ を提案した。

初めの式は図2-15において、ひびわれ間隔が $1/p$ の平方根に比例するとおいたことに相当する。図2-19および図2-20は本実験結果の l_{max} の値を $\sqrt{A_c}$ および $\sqrt[4]{A_c}$ に対してプロットしたものであるが、これによれば、 l_{max} は $\sqrt[4]{A_c}$ には比例せず、むしろ初めの近似式の方が実験結果に適合している。

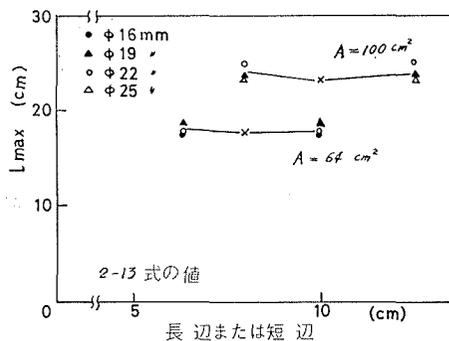


図 2-18

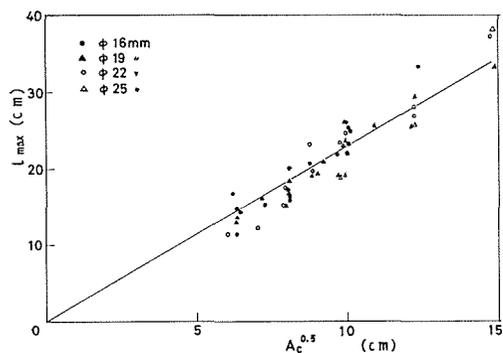


図 2-19

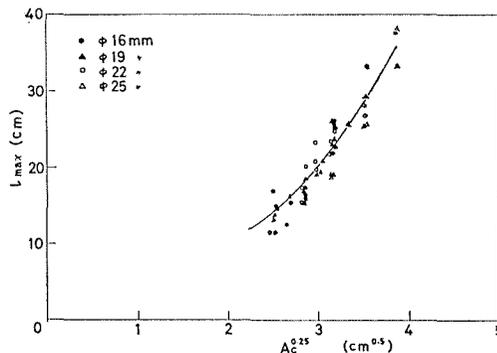


図 2-20

鉄筋直径の影響 前に述べたように、ひびわれ間隔に影響する主要因子として p および ϕ を選ぶときには、鉄筋直径はほぼ比例的関係をもつ。しかし主要因子としてかぶり量またはコンクリート断面積をとるときには鉄筋直径はほとんど影響しないか、または非常に小さな影響しかない。

コンクリート強度 コンクリート強度の定常ひびわれ間隔に対する影響はほとんどないか、または実験結果のばらつきの範囲に入る程度のものであると一般に言われており、その点に関してはほとんど異論はないようである。これは、付着強度または最大付着応力がコンクリート引張強度にほぼ比例するからであると通常説明されている。著者の考えもこれと同様である(2.3節参照)。本実験ではコンクリート品質を変えた供試体は2組しかない。すなわち横フシ型異形鉄筋の $\phi 16$ mm、供試体断面 8×8 cmについてコンクリート配合を変えた供 No. 5-1~3の圧縮強度 319 kg/cm^2 、引張強度 35.6 kg/cm^2 の l_{max} は 17.1 cm 、供 No. 5-4~6の圧縮

強度 212 kg/cm², 引張強度 22.9 kg/cm² の l_{max} は 15.3 cm であった。同じ断面の供試体に対する標準配合コンクリートに対する l_{max} の値は 図 2-11 または (2.13) 式より 17.3 cm であって、実験データの数は少ないが、やはりコンクリート強度の顕著な影響はみられない。

鉄筋種類の影響 以上においては横フシ型異形棒鋼についての実験データを用いてきた。現在わが国では多くの種類の異形棒鋼が市販されている。それらの中で横フシ型の鉄筋は最も付着性状の良好なものの一つである。いま、斜フシ型異形棒鋼および旧型ツイストバーを用いた供試体の l_{max} の値をかぶり量に対してプロットすれば、図 2-21 に示す通りで、 l_{max} はやはりかぶり t に比例している。そしてその勾配、すなわち (2-10) 式中の係数 k_4 の値は両者の鉄筋に対してともに約 6.7 であって、横フシ型異形棒鋼に対する

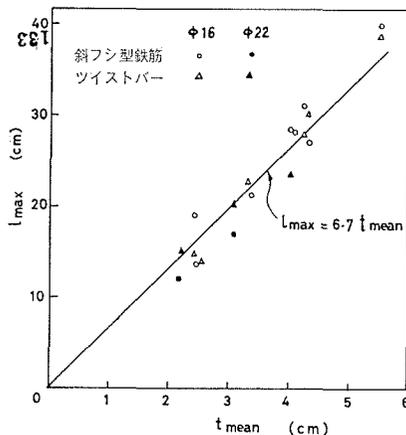


図 2-21

値より約 20% 大きい。表 2-3 はこれらの鉄筋の ASTM の引抜き試験による付着強度 (上部水平筋) を比較したものである。ここに τ_{max} は最大荷重時 (すべてコンクリートの割裂破壊) の

表 2-3 使用鉄筋の付着強度

鉄筋	τ_{max} (kg/cm ²)	$\tau_{0.25}$ (kg/cm ²)	τ_{mean} (kg/cm ²)
横フシ型	113	64.7	49.5
斜フシ型	109	44.5	28.7
ツイストバー	100	37.6	27.1

平均付着応力、 $\tau_{0.25}$ は載荷端の鉄筋すべり量が 0.25 mm に達したときの平均付着応力、および τ_{mean} は鉄筋すべり量が 0.05, 0.1, 0.15, 0.2, 0.25 mm のときの平均付着応力の平均値である。なお表の値は各 3 本の供試体の試験値の平均を表わ

す。これによれば、斜フシ型およびツイストバーの τ_{max} , $\tau_{0.25}$ および τ_{mean} は横フシ型鉄筋の値のそれぞれ 96%, 69%, 58%, および 88%, 58%, 55% であって、付着強度はいずれも横フシ型、斜フシ型およびツイストバーの順になっており、後 2 者の差は非常に小さい。 l_{max} の値は前述の如く斜フシ型およびツイストバーの間の差はほとんどなく、横フシ型に比してともに約 20% 大きいことから、付着強度試験値はひびわれ性状の傾向を表わしているが、定量的な面では何らかの補正は必要であろう。

(2) 初期状態のひびわれ間隔

最初のひびわれ発生から定常状態に達するまでの間のひびわれ間隔は荷重によって異なる。付着応力が弾性的挙動を示す範囲内におけるひびわれ間隔は (2.11) 式に与えられた。しかし実際には付着応力はひびわれ発生時に急に発生変化するが、そのときには鉄筋はすでかなりの歪を受けているため、いわゆるひびわれ初期状態は、付着にとってすべりのない状態からはずれることが多いことが実験結果より推測された。ところで 2.3 節に述べたように、たとえ

すべりが生じて、その大きさが鉄筋とコンクリートとの間の相対変位差 l に比例するときには (2.7) 式中の係数 β の値を修正すればその式は成り立つ。このことからひびわれ初期状態の間隔に対して β 値を求めれば、実験結果が非常に大きなばらつきを示しているが、 $\beta=0.25$ にとれば (2.11) 式による計算曲線は測定値を安全側に包絡することがわかった。図 2-22 にその例を示す。他の供試体についても同様な傾向を示した。

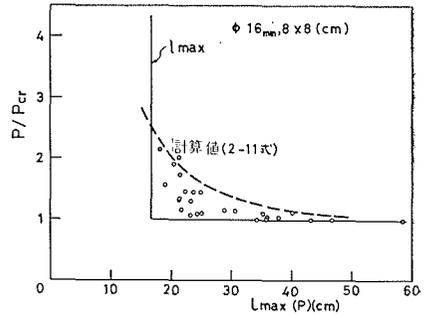


図 2-22

2.5 ひびわれ幅

ひびわれ初期状態における最大ひびわれ幅は (2.8) 式の第一式より、 $x=l_{\max}(P)/2$ とおけば得られる；

$$w_{\max}(P) = \frac{2\sigma_{s0}}{k_3 E_s} \tanh \frac{k_3 l_{\max}(P)}{2}$$

上式に (2.12) 式を代入すれば

$$w_{\max}(P) = \frac{2\sigma_{s0}}{k_3 E_s} \cdot \frac{\sqrt{A_t \sigma_{ct} \{2P - A_t \sigma_{ct} - 2A_s E_s (\varepsilon_{cp} + \varepsilon_{\varphi})\}}}{P - A_s E_s (\varepsilon_{cp} + \varepsilon_{\varphi})} \quad (2.14)$$

定常状態に達した後の最大ひびわれ幅は理論的には (2.4) 式における l として (2.10) 式による最大定常ひびわれ間隔 l_{\max} を代入すれば得られる。ただし (2.4) 式中の諸項の大きさがまだ定められていない。本節ではそれらの値を見積ってひびわれ幅の計算を可能にする。

(1) コンクリート平均引張応力 σ_{cm}

(2.4) 式のかっこ内の第 2 項は鉄筋の歪付着による減少量を表わす。その大きさを見積るために実験 1, 3 および 7 の供試体の一部について埋込み長さの鉄筋の伸び e_s の測定を行なった。その一例を図 2-23 に示す。ここに W は端部の補正を行なった後の合計ひびわれ幅を表わす。これによれば、 e_s または W は最初のひびわれ発生後徐々に鉄筋素材としての伸びの計算値 e_{s0} に近づくが、ある程度以上の荷重では e_{s0} 直線にほぼ平行になるか、またはそれに対する近づき方が非常に緩やかになることが示されている。他の供試体についても同様であった。そのことは、 $\sigma_{cm} = p E_s (e_{s0} - e_s) / L$ であるので、定常状態に達した後は σ_{cm} は実用上ほぼ一定値にとりうることを意味する。いま、鉄筋応力 2,000~3,000 kg/cm² の範囲における σ_{cm} の値を各供試体の e_s または

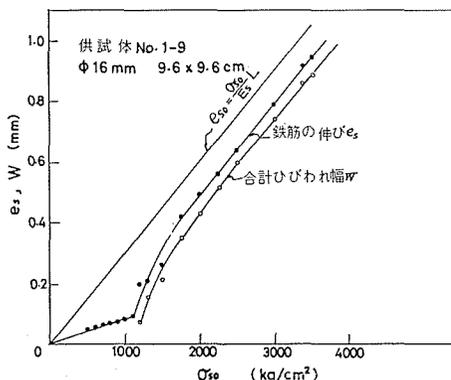


図 2-23

の範囲における σ_{cm} の値を各供試体の e_s または

W の測定値から計算すれば、図 2-24 に示すように、 σ_{cm} は鉄筋比 p の小さい程小さい値をとることが示された。これより σ_{cm} のひびわれ幅に対する影響量を調べれば、 $\sigma_{ct}=30 \text{ kg/cm}^2$ として、 $p=2\sim 10\%$ に対して $\sigma_{s0}=2,000 \text{ kg/cm}^2$ におけるひびわれ幅は σ_{cm} の項により約 20~10% だけ小さくなり、特に鉄筋比の小さい場合には無視しえない影響をもっていることがわかる。

(2) コンクリート表面歪

コンクリート表面歪は弾性歪 $\alpha\sigma_{cm}/E_c$

および塑性残留歪 ε_{cp} からなる。先ず弾性歪の大きさの概略を知るために、鉄筋径 $\phi 25 \text{ mm}$ 、供験体寸法 $10\times 10\times 20 \text{ cm}$ および $15\times 25\times 30 \text{ cm}$ の両引き供試体 2 本について試験を行ない、各荷重段階におけるコンクリート表面歪を測定した。測定は相対する 2 側面において長さ方向に等間隔に 5~7 枚のワイヤストレンゲージを貼って行なった。中央付近の歪は荷重増加と共に引張歪を受けたが、ある程度の荷重では増加をやめ、むしろ減少の傾向を示したのに対し、両端付近では初めから圧縮歪を示した。全長にわたる平均歪は

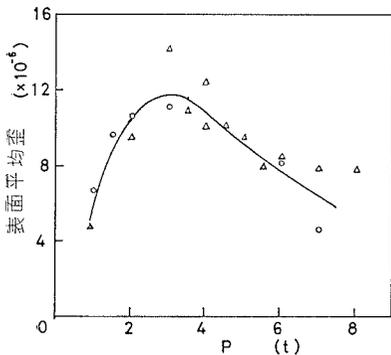


図 2-25

図 2-25 に示す通りで、鉄筋応力 $1,500 \text{ kg/cm}^2$ 付近で最大値をとった後には減少している。これより α の値を求めれば鉄筋応力 $2,000\sim 3,000 \text{ kg/cm}^2$ において約 0.3 であり、これによるひびわれ幅に対する影響は約 1% 程度であって、実用上全く無視できる。

次に塑性残留歪の大きさを検討する。コンクリートはひびわれ発生前にその引張強度 σ_{ct} の応力を受けているので、ひびわれ発生後においてもその応力に対応する塑性歪 ε_{cp} が残る。 ε_{cp} の大きさは破壊位置に対して普通測定されており、例えば文献 35) によれば、 $\sigma_{ct}=25\sim 50 \text{ kg/cm}^2$ に対して $\varepsilon_{cp}=\varepsilon_{ct}-\sigma_{ct}/E_c$ = 約 $(55\sim 75)\times 10^{-5}$ 程度である。しかしこのような塑性歪は通常破壊位置は局部的に集中して生ずることが多く、かつ、微小ひびわれの影響も歪測定値中に入っているであろう。従ってひびわれ幅に影響する ε_{cp} は上記の値よりは一般に小さいと考えられる。その概略値を知るために、 $\phi 10\times 40 \text{ cm}$ のコンクリートシリンダー供試体 2 本について単純引張試験を行ない、破断後の残留歪の測定を行なった。測定はコンクリート表面の軸対称 2 母線上に等間隔にゲージ各 8 枚を貼って行なった。破断後の残留歪は表 2-4 に示す。供試体の破断位置のゲージ；供 No. 6-1 ではゲージ 7、供 No. 6-2 ではゲージ 4；はすでに破損し、また供

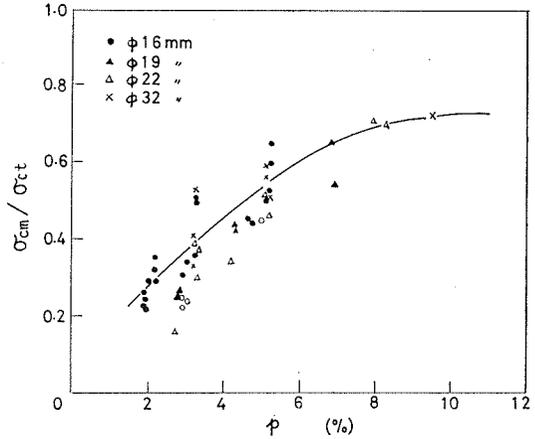


図 2-24

表 2-4

位 置 供 試 体	残 留 歪 ($\times 10^{-6}$)								平 均
	1	2	3	4	5	6	7	8	
6-1	7	9	14	8	5	14	破 断	剥 離	10
	11	12	10	10	10	7	破 断	剥 離	
6-2	12	8	-8	破 断	-8	5	9	15	7
	10	13	-3	破 断	-7	12	13	22	

No. 6-1 のゲージ 8 も破壊時に供試体から剝離した。他のゲージの歪は全長にわたってほぼ一定値をとっているが、破壊位置付近では圧縮歪になっている。このような圧縮歪は鉄筋コンクリート両引き試験においても見られるが、その場合には付着力によって生ずるものである。本試験の場合とは根本的に異なる。残留歪の平均値は約 9×10^{-6} であって、これは前述の破壊位置の ε_{cp} の約 20% に過ぎない。この実験は供試体 2 本だけであって十分ではないが、このようにひびわれ間の残留歪 ε_{cp} は非常に小さいことがわかる。それによるひびわれ幅の減少量は $\sigma_s = 2,000 \text{ kg/cm}^2$ において約 1% であって、実用上は全く無視できる。

(3) プレストレートの影響

コンクリートの収縮、クリープ等によって鉄筋とコンクリートの間には弾性歪の相対差 ε_p が生ずる。そのひびわれ幅に対する影響は理論的には (2.4) 式によって見積られるが、さらにそれを実験的に確かめるために次の実験を行なった。供試体は 6.4×6.4 , 8×8 および $10 \times 10 \text{ cm}$ の正方形断面、長さ 60 cm の両引き供試体各 2 本からなり、横フシ型鉄筋を用いた。これらの供試体と同じ形状寸法のプレーンコンクリート供試体も同時に製作し、コンクリートの収縮率の測定に供した。各供試体は 6 日間水中養生を行なった後、実験室の空气中に保存し、かなりの乾燥収縮を受けた材齢 4 カ月以上に両引き試験を行なった。試験日までの各供試体の収縮量はコンタクト型歪計 (ゲージ長さ 30 cm) で測定された。それより計算された $\varepsilon_p = \varepsilon_{sp} + \varepsilon_{cp}$ の大きさ等は表 2-5 に示す通りである。なおコンクリートのクリープ係数は直接測定しなかった

表 2-5

供試体 No.	断 面	無筋供試体の 乾燥収縮 $\omega (\times 10^{-5})$	両引き供試体の 収縮測定値 $\varepsilon_{so} (\times 10^{-5})$	鉄筋内部 力 $\sigma_{so} (\text{kg/cm}^2)$	コンクリート 内部応力 $\sigma_{cp} (\text{kg/cm}^2)$	プレスト レ ー ン $\varepsilon_e (\times 10^{-5})$	2 次 クリープ歪 $\varepsilon'_{cp} (\times 10^{-5})$
8-1 2	6.4×6.4	37.3	20.4	418	19.4	25.6	11.7
			23.3	478	22.2	29.2	8.1
3 4	8×8	37.4	26.7	547	15.4	30.8	6.6
			27.8	570	17.0	32.3	5.1
5 6	10×10	37.0	28.2	578	11.2	31.2	5.8
			30.6	627	11.9	33.8	3.2

が、2次クリープ歪 ϵ'_{cr} の大きさより推定された値は約2.8である。

ϵ_{φ} のためにひびわれ発生荷重 P_{cr} は約 $A_s E_s \epsilon_{\varphi}$ だけ小さくなり、従って初期状態におけるひびわれ間隔は (2.12) 式に応じて変化した。

定常ひびわれ間隔は表 2-6 に示す通りで、収縮のない供試体、すなわち (2.13) 式による値に比して平均 10% 小さくなっている。これは収縮が断面内一様に生じないための内部応力

の影響および供試体数の不足等の理由が考えられるが、しかしこの程度の相違は実験データのばらつきの範囲内であり、かつ、ひびわれ間隔が小さめになることは安全側でもあるので、実用上は収縮による定常ひびわれ間隔の変化は無視できるであろう。

図 2-26 は収縮供試体の鉄筋の埋込み部分の伸びを示す。収縮によって供試体はすでに載荷前に $\epsilon_{sp} \cdot L$ の収縮を受けているため、鉄筋素材としての伸びは図 2-23 と異なり 0 点の補正が必要である。ただし供試体長さ L としては端部の影響を考慮して実長から部材辺長を差引いた値を用いた。これによれば、鉄筋の伸びはひびわれ発生前にはプレストレンの大きさだけ収縮のない場合

よりも素材伸びから離れているが、高い応力ではほとんど同じような関係を示している。このことはひびわれ初期状態においてはプレストレンの影響は大きい、定常ひびわれ状態ではその影響は小さく、 σ_{cm} はプレストレンのない場合と同じ値をとってよいことを意味する。このように (2.4) 式より合計ひびわれ幅に対する計算値を求め、測定値と比較すれば、いずれも両者はほぼ一致した。その一例を図 2-27 に示す。

(4) ひびわれ幅

ひびわれ幅の測定は一部の供試体についてのみ行なった。その例を図 2-28 に示す。他の供試体も同様な傾向を示した。ひびわれ幅は左右の側面における測定値の平均値をとっている。図中において点線はそのひびわれの左右のひびわれ間隔の平均値を用いて (2.4) 式から求めたひびわれ幅の計算値を示す。図 2-28 b は特殊な例であって、すでに数本のひびわれが生

表 2-6

供試体の断面 (cm)	収縮を受けた供試体の l_{max} (cm)	収縮を受けない供試体の l_{max} (cm)	比
6.4×6.4	10.7	13.0	0.82
8×8	16.7	17.3	0.97
10×10	20.7	22.7	0.91

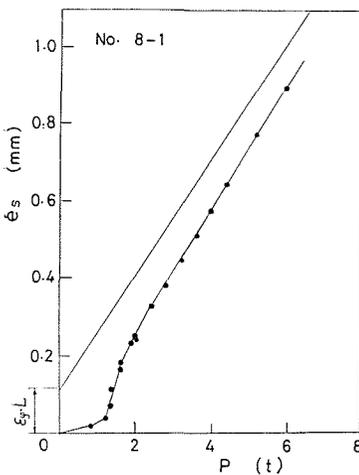


図 2-26

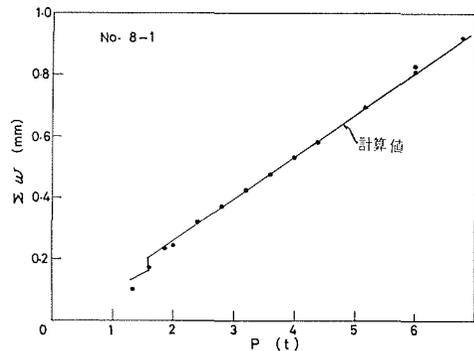


図 2-27

じているところに新たなひびわれが生じて見かけ上のひびわれ間隔が減少しても、ひびわれ幅が減少せず、その後の勾配のみが減少したことが示されており、ひびわれ発生順序によって付着応力分布または滑りに非対称性が生じて、ひびわれ幅と間隔が必ずしも比例しないことが示されるが、測定されたひびわれ幅のデータ全体的には、比較的大きなひびわれ幅に対しては測定値は計算値とほぼ一致した。従って最大ひびわれ幅の計算には前節に得られた最大ひびわれ間隔の計算値を用いて、(2.4) 式より計算すれば十分であることになる。すなわち (2.4) 式中の微小項を無視すれば

$$w_{\max} = \left[\frac{\sigma_{s0}}{E_s} - \frac{\sigma_{rm}}{p E_s} - \varepsilon_p \right] k_4 t_{\text{mane}} \quad (2.15)$$

2.6 結 論

本節に述べたことがらをまとめれば、次の通りである。

- 1) 異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート引張部材のひびわれ間の平均付着力の最大値 $u \bar{\tau}_{\max}$ は部材断面寸法によって異なり、コンクリート断面積/かぶりの比にほぼ比例する。
- 2) 非常に低い付着応力に対しては (2.8) 式が適用できる。
- 3) 異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート引張部材の定常状態に達した後のひびわれ間隔の最大値は、コンクリートのかぶり量の平均値に比例する。
- 4) 初期状態におけるひびわれ間隔は付着の過渡的段階にあって実験データのばらつきが大きい。最大ひびわれ間隔および幅は $\beta=0.25$ にとれば、(2.12) 式および (2.14) 式により安全側に計算される。それらの大きさは最初のひびわれ発生荷重 P_{cr} によって、従ってコンクリート強度および収縮等によって大きな影響を受ける。
- 5) 鉄筋の種類によって定常ひびわれ間隔はいくらか異なるが、斜フシ型異形棒鋼および旧型ツイストバーでも横フシ型異形棒鋼に比してひびわれ間隔は約 20% 大きい程度である。

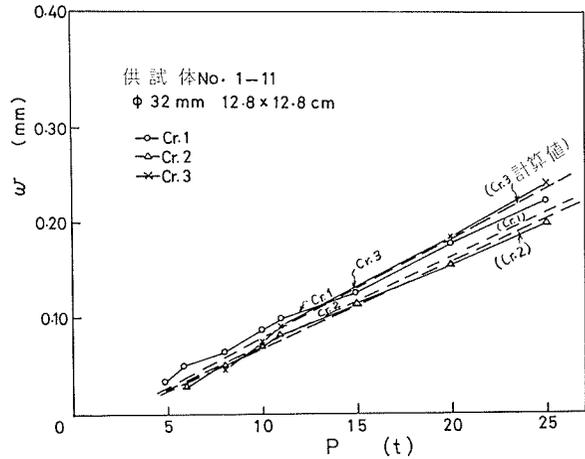


図 2-28 a

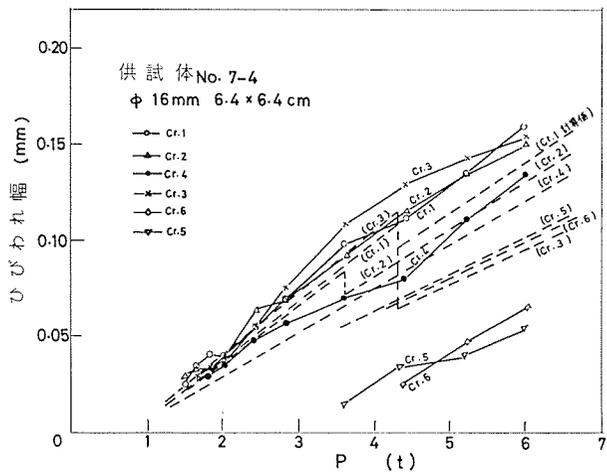


図 2-28 b

その相違は ASTM の付着試験によっても把えることは可能のようであるが、定量的には補正が必要である。

6) 異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート引張部材の定常ひびわれ幅は(2.15)式より計算できる。その際に σ_{cm} の大きさは図 2-24 より読みとることができる。

3. 鉄筋コンクリート桁の曲げひびわれおよび変形

3.1 序 言

高強度異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート桁において、その設計施工上、ひびわれ幅および変形の制御が必要である。その問題の基本となる鉄筋コンクリート引張部材のひびわれ性状については前章において解析した。本章ではそれらの結果に基づいて鉄筋コンクリートの曲げひびわれおよび変形について、合計 19 本の鉄筋コンクリート桁の静的載荷、持続載荷または繰返し載荷試験を行なって、その基本的特性の解明を行なう。

3.2 実験の方法

試験桁はすべて全長 3.30 m、支間 3.00 m、高さ 30 cm である。その詳細は図 3-1 および表 3-1 に示す通りで、桁 No. 10 および 11 は支間中央部分 120 cm の範囲にはそれぞれ 10 および 15 cm 間隔にスターラップを配置したが、他のすべての桁にはその範囲にはせん断鉄筋を

表 3-1

桁 No.	断面形状	ウェブ幅 b (cm)	鉄 筋		か ぶり		試 験 目 的
			本数・直径	間 隔 f (cm)	側 面 t_s (cm)	底 面 t_b (cm)	
1	矩 形	7.3	1 ϕ 16	—	2.8	3.2	静 的 試 験
2	"	10.0	1 ϕ 22	—	3.85	3.85	"
3	"	11.4	1 ϕ 25	—	4.5	4.8	"
4	"	8.0	1 ϕ 16	—	3.2	3.2	"
5	"	8.0	1 ϕ 22	—	2.9	3.3	"
6	"	8.0	1 ϕ 25	—	2.75	2.75	"
7	"	6.4	1 ϕ 22	—	2.1	2.2	"
8	"	6.4	"	—	2.1	2.3	"
9	"	10.0	"	—	3.9	3.15	"
10	"	8.0	"	—	2.9	3.4	"
11	"	8.0	"	—	2.9	2.95	"
12	"	16.0	2 ϕ 22	8.0	3.3	2.75	"
13	"	20.0	"	12.0	3.1	3.1	"
14	T 形	8.0	1 ϕ 22	—	2.9	2.9	"
15	"	8.0	"	—	2.9	2.9	ク リ ー プ 試 験
16	"	8.0	"	—	2.9	3.3	"
17	"	8.0	"	—	2.9	3.5	繰 返 載 荷 試 験
18	矩 形	14.3	"	—	6.1	2.9	"
19	"	14.3	"	—	6.1	2.9	"

入れなかった。主鉄筋としては横フシ型異形棒鋼 SD 35 の $\phi 16$, 22 または 25 mm を用いた。コンクリートは単位セメント量 330 kg/m^3 (早強ポルトランドセメント), 水セメント比 50% で, 7 日目標強度 350 kg/cm^2 である。

試験桁は林齢 7 日まで湿潤養生を行ない, 直ちに試験に供した。桁 No. 1~14 は静的載荷試験, No. 15 および 16 はクリープ試験, No. 17~19 は荷重繰返し試験を行なった。クリープおよび荷重繰返し試験桁はそれぞれの試験終了後, 直ちに静的載荷試験を行なって破壊した。載荷はいずれの試験においても 2 点集中荷重 (荷重点間隔 120 cm) で行なった。

クリープ試験における持続荷重の大きさは, 桁 No. 15 ではひびわれがほぼ定常状態にあるように 3.0 t, 桁 No. 16 ではひびわれが生じないように 0.9 t を選んだ。試験中のコンクリートのクリープ係数および収縮率は, 上述の 2 本の桁と同時に製作された, それと同じ形状寸法を有するプレーンコンクリート桁 (No. 15 P および 16 P) および同じ断面で長さ 50 cm のプレーンコンクリート収縮用供試体 (No. 15 S および 16 S) を用いて測定した。桁 No. 15 P および 16 P は長辺を横にして支間 3 m の自重のみの載荷とした。各試験桁および供試体には乾燥収縮を防ぐため試験期間中常に水道水を自動的に撒水した。試験桁の持続載荷には鋼材を使用し, 試験は約 80 日間行なった。

荷重繰返し試験にはローゼンハウゼン型疲労試験機 (最大能力動的 10 t) を使用した。荷重の大きさは鉄筋およびコンクリート応力として実用範囲よりいくらか高い値を選び, 繰返し上限荷重 $P_0 = 5 \text{ t}$ ($\sigma_s \approx 0.7 \sigma_{sy}$, $\sigma_c \approx 0.6 \sigma_{cb}$) とし, 下限荷重 P_u はその 1/2 とした。荷重繰返し速度は毎分 250 回とし, 繰返し回数 1, 2 回および 1, 2, 3, 5, 7, 10, 20, 30, 50, 70 および 100 万回において機械を停止し, 上限荷重までの静的載荷を行なって歪等の測定を行なった。各試験桁の試験中のコンクリートのクリープ係数および収縮率を求めるため, それぞれの桁と同時に製作したコンクリート円筒供試体 ($\phi 15 \times 30 \text{ cm}$) に試験桁の繰返し上限荷重によるコンクリート縁応力と同じ大きさの圧縮持続荷重を載荷してクリープ係数を, さらに試験桁と同じ断面寸法を有するプレーンコンクリート供試体より収縮率を求めた。なお, クリープ試験においては収縮の影響はそれと同じ断面の円筒供試体を用いて補正した。

各試験を通じて, 支間中央および両荷重点のたわみをダイヤルゲージで, 支間中央点の鉄筋およびコンクリート上縁の歪をワイヤストレンゲージで, ウェブ側面の鉄筋高さにおける平均歪およびひびわれ幅をコンタクト型歪計 (ゲージ長さ 40 mm) で, また, クリープおよび荷重繰返し試験においてはこれらの外にコンクリート上縁の歪をコンタクト型歪計 (ゲージ長さ 300 mm) で測定を行なった。

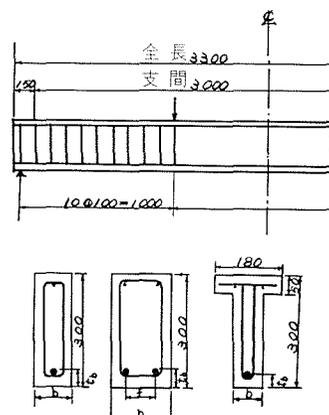


図 3-1

3.3 鉄筋コンクリート桁の曲げひびわれ

鉄筋コンクリート桁の曲げひびわれは、初め曲げによるコンクリート引張応力によって生ずる。この最初の曲げひびわれの発生モーメントについてはすでに理論的に解析されている¹⁸⁾。さらに荷重を増加すればひびわれの数が増し、ひびわれ間隔が減少する。そしてひびわれ間隔が桁高に比して比較的小さくなれば曲げ応力のひびわれに対する影響は弱まり、特に定常状態におけるひびわれに対しては付着によって鉄筋から伝達された力による鉄筋周辺のコンクリートの応力が支配的になると考えられる。

鉄筋コンクリートの初期ひびわれ性状は上述の如く曲げと付着の応力作用が組合わさったものであり、これを厳密に解することは困難である。実際に測定された初期ひびわれ間隔は、図 3-2 に示すように、鉄筋コンクリート引張部材の場合にはほぼ相似な傾向を示すので、近似的に引張部材に対する (2.11) 式において、コンクリート断面積として鉄筋とその

重心の一致する、いわゆる有効断面積をとれば、曲げひびわれにもほぼ適用できる。すなわち

$$l_{\max}(M) = \frac{2}{k_3} \cosh^{-1} \frac{M}{M - M_{cr}} \quad (3.1)$$

図 3-2 に点線で上式による計算値を示す。他の桁に対しても計算値と測定値はほぼ一致した。

ひびわれ幅の大きさは、低い荷重段階ではそれほど大きなばらつきを示さなかったが、高い荷重段階では非常に大きなばらつきを示し、最大幅の約 1/10 程度のひびわれもいくつか見られた。最大幅の約 1/4 以下のひびわれは中立軸高さまで進行せず、かなり低い位置にとどまった。このようなひびわれは 2 次的なものであるが、両引き試験の場合に比してその数が多かった。

表 3-2 は定常状態における最大ひびわれ間隔 l_{\max} および計算鉄筋歪 $\varepsilon_s = 0.1\%$ および 0.15% における最大ひびわれ幅 w_{\max} の測定値および計算値を示す。ただしその際、鉄筋歪はコンクリート円筒供試体の圧縮試験より求められたコンクリートの初期弾性係数および引張試験より求めた鉄筋の弾性係数の値を用いて State II の状態で計算した。従って $n=15$ の値を用いて計算すれば、 w_{\max} の測定値は矩形桁に対しては約 5% 小さくなる。また、 w_{\max} の計算値は、前章において導かれた鉄筋コンクリート引張部材に対する計算式 (2.15) 式を曲げひびわれに適用するに当っては、平均かぶり量 l_{mean} として側面および底面かぶりの平均値を用い、また鉄筋比 p としては鉄筋とその重心の一致するコンクリート断面積に対する比、いわゆる有効鉄筋比 p_e を用いて鉄筋コンクリート引張部材に対して得られた図 2-24 から σ_{cm} の値を読みとった。なお、 l_{\max} および w_{\max} の値は (2.15) 式から明らかなように、かぶりの大きさに直

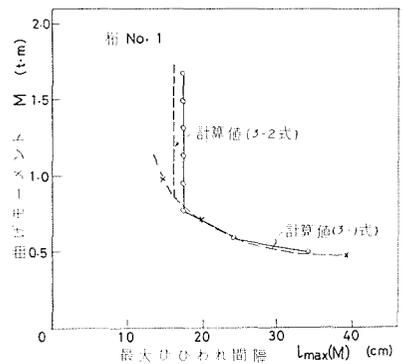


図 3-2

表 3-2

桁 No.	l_{\max}			$w_{\max} (\varepsilon_s=0.1\%)$			$w_{\max} (\varepsilon_s=0.15\%)$		
	測定値 (cm)	計算値 (cm)	計/測	測定値 (mm)	計算値 (mm)	計/測	測定値 (mm)	計算値 (mm)	計/測
1	17.5	16.3	0.93	0.124	0.127	1.02	0.204	0.208	1.02
2	19.6	20.8	1.06	0.161	0.166	1.03	0.257	0.270	1.05
3	22.7	25.2	1.11	0.187	0.195	1.04	0.284	0.321	1.13
4	17.9	17.3	0.97	0.102	0.129	1.26	0.192	0.216	1.12
5	16.3	16.7	1.02	0.121	0.128	1.06	0.192	0.211	1.10
6	13.1	14.9	1.14	0.128	0.125	0.98	0.189	0.199	1.05
7	13.5	11.7	0.87	0.115	0.100	0.87	0.176	0.158	0.90
8	12.9	14.6	1.13	0.130	0.125	0.96	0.181	0.198	1.09
9	17.0	19.0	1.12	0.162	0.154	0.95	0.234	0.249	1.06
10	12.4	17.0	1.37	0.124	0.142	1.15	0.190	0.227	1.12
11	14.9	15.8	1.06	0.138	0.134	0.97	0.218	0.213	0.98
12	17.3	16.3	0.94	0.141	0.141	1.00	0.228	0.223	0.98
13	20.0	16.7	0.84	0.138	0.141	1.02	0.239	0.224	0.94
14	—	15.7	—	0.121	0.129	1.07	0.204	0.207	1.01
平均			1.01			1.02			1.04

注) スターラップを有する桁 No. 10 と 11 は平均値の計算から除外した。

接影響を受けるので、それらの計算には、桁の試験後に実測したかぶりの値を用いた。

表によれば、 l_{\max} および w_{\max} の計定値/測定値の比はそれぞれ 0.87~1.14 および 0.87~1.26 であって、その平均値は l_{\max} に対して 1.01、 $\varepsilon_s=0.1\%$ における w_{\max} に対して 1.02、および $\varepsilon_s=0.15\%$ における w_{\max} に対して 1.04 であって、いくらかのばらつきはあるが、両者はほぼ一致している。従って付着のほかはいくらか曲げの影響を受ける曲げひびわれに対しても、その定常状態に対しては前章において付着性状より導かれた著者のひびわれ計算式が十分な精度をもって適用できることがわかる。すなわち

$$w_{\max} = \left(\frac{\sigma_{s0}}{E_s} - \frac{\sigma_{cm}}{p_c E_s} - \varepsilon_\varphi \right) k_4 l_{\text{mean}} \quad (3.2)$$

桁 No. 12 および 13 は鉄筋 2 本を有し、その間隔を変えたものであるが、 l_{\max} および w_{\max} の測定値は両桁の間にほとんど差は見られない。ただし試験桁の数が 2 本だけであるので明確な結論をひき出すことはできないが、たとえ鉄筋間隔の影響があっても、それはかぶりの影響に比して非常に小さいことは推察される。そして実際の鉄筋コンクリート桁では、鉄筋間隔/かぶりの比はそれほど広い範囲には分散しないので、スラブのような特別の場合を除き、鉄筋間隔の影響は無視しても差支えないであろう。

桁 No. 10 および 11 は支間中央の一定曲げモーメントの範囲にもそれぞれ 10 および 15 cm 間隔にスターラップを配置してある。両桁に対するかぶり量から定まる l_{\max} の計算値はそ

れぞれ 17.0 および 15.8 cm である。スターラップ位置は一般に応力集中等のためにひびわれが生じ易くなる。桁 No. 11 では l_{\max} の計算値がスターラップ間隔にほぼ等しかったため、大部分のスターラップ位置にひびわれが生じた。そしてスターラップの間にもひびわれが生じたところも多くあったが、それらはほとんど二次的なひびわれの様子を示し、結局 l_{\max} の測定値は 14.9 cm となって、その計算値またはスターラップ間隔にほぼ等しく、従って w_{\max} の測定値はその計算値とほぼ一致している。これに対して桁 No. 10 では l_{\max} の計算値 17.0 cm に対してスターラップ間隔は 10 cm であって、両者は大きく異なる。この桁ではひびわれは初めほぼスターラップ位置付近に生じ、その後ひびわれ間隔がスターラップ間隔の 2 倍 (20 cm) になれば当然その中間のスターラップ位置に新たなひびわれが生じたが、一方ひびわれ間隔が約 30 cm になったときにも、次のひびわれはその中間の中央位置に生ずるよりはむしろその間の 2 本のスターラップ位置に生じて、結局ひびわれはほぼ 10 cm 間隔になった。このように l_{\max} の測定値は 12.4 cm になって、その計算値に比してかなり小さく、むしろスターラップ間隔に近い値となり、従って w_{\max} もかなり小さい。このようにスターラップ間隔は一般にひびわれにとって有利に作用することが明らかであるが、必ずしもすべてのひびわれがスターラップ位置に生ずるとは限らないので、ひびわれ検算にはその影響を考慮しないのが安全であるが、実際上はスターラップ間隔を l_{\max} の計算値の 2/3 程度にとれば、その効果はかなり期待できるだろう。

表 3-3 はこれまでに提案されているひびわれ幅の計算式の主なもの 7 つによる本試験桁に対する w_{\max} の計算値を測定値と比較したものである。ただしその際に鉄筋弾性係数としては実際の値を用いた。また、Broms 式では鉄筋歪として、氏の方法に従ってその実測値を用い

表 3-3 a 既往の式による w_{\max} の計算値 (mm)

桁 No.	CEB		Kaar· Mattock		Wästlund 外		Broms		Brice· Saillard		Borges		岡 村	
	$\epsilon_s = 0.1\%$	0.15%												
1	0.174	0.261	0.145	0.217	0.168	0.220	0.097	0.165	0.159	0.238	0.115	0.209	0.107	0.161
2	0.190	0.285	0.164	0.246	0.208	0.286	0.150	0.242	0.192	0.288	0.151	0.254	0.129	0.193
3	0.235	0.352	0.180	0.269	0.241	0.316	0.172	0.283	0.239	0.359	0.171	0.284	0.145	0.218
4	0.168	0.252	0.148	0.222	0.185	0.243	0.079	0.158	0.168	0.252	0.118	0.222	0.108	0.162
5	0.152	0.228	0.151	0.226	0.173	0.227	0.114	0.180	0.154	0.231	0.126	0.208	0.125	0.187
6	0.140	0.221	0.146	0.219	0.178	0.234	0.133	0.199	0.141	0.212	0.123	0.196	0.133	0.200
7	0.113	0.170	0.131	0.197	0.150	0.196	0.103	0.158	0.113	0.169	0.108	0.168	0.116	0.174
8	0.132	0.199	0.142	0.213	0.144	0.188	0.103	0.158	0.133	0.199	0.101	0.163	0.121	0.182
9	0.172	0.258	0.158	0.237	0.196	0.256	0.144	0.236	0.174	0.261	0.118	0.199	0.127	0.191
12	0.139	0.209	0.145	0.218	0.174	0.228	0.127	0.214	0.141	0.211	0.134	0.220	0.123	0.184
13	0.172	0.258	0.158	0.237	0.208	0.273	0.115	0.199	0.174	0.261	0.138	0.233	0.127	0.191
14	0.143	0.215	0.147	0.220	0.195	0.256	0.104	0.161	0.145	0.217	0.126	0.208	0.123	0.185

表 3-3b 既往の式による w_{\max} の計算値と測定値の比

桁 No.	CEB		Kaar· Mattock		Wästlund 外		Broms		Brice· Saillard		Borges		岡 村	
	$\epsilon_s = 0.1\%$	0.15%												
1	1.40	1.28	1.17	1.06	1.35	1.08	0.78	0.81	1.28	1.17	0.93	1.02	0.86	0.79
2	1.18	1.11	1.02	0.96	1.29	1.11	0.93	0.94	1.19	1.12	0.94	0.99	0.80	0.75
3	1.26	1.24	0.96	0.95	1.29	1.11	0.92	1.00	1.28	1.26	0.91	1.00	0.78	0.77
4	1.65	1.31	1.45	1.16	1.81	1.27	0.77	0.82	1.65	1.31	1.16	1.16	1.06	0.84
5	1.26	1.19	1.25	1.18	1.43	1.18	0.94	0.94	1.27	1.20	1.04	1.08	1.03	0.97
6	1.09	1.17	1.14	1.16	1.39	1.24	1.04	1.05	1.10	1.12	0.96	1.04	1.04	1.06
7	0.98	0.97	1.14	1.12	1.30	1.11	0.90	0.90	0.98	0.96	0.94	0.95	1.01	0.99
8	1.02	1.10	1.09	1.18	1.11	1.04	0.79	0.87	1.02	0.10	0.78	0.90	0.93	1.01
9	1.06	1.10	0.98	1.01	1.21	1.09	0.89	1.01	1.07	1.12	0.73	0.85	0.78	0.82
12	0.99	0.92	1.03	0.96	1.23	1.00	0.90	0.94	1.00	0.93	0.95	0.96	0.87	0.81
13	1.25	1.08	1.14	0.99	1.51	1.14	0.83	0.83	1.26	1.09	1.00	0.97	0.92	0.80
14	1.18	1.05	1.21	1.08	1.61	1.25	0.86	0.79	1.20	1.06	1.04	1.02	1.02	0.91
平均	1.19	1.13	1.13	1.07	1.38	1.14	0.88	0.91	1.19	1.12	0.95	1.00	0.93	0.88

た。その値はさきに著者の用いた ($\epsilon_s - \sigma_{cm}/p_e E_s$) の値と概ね等しい。Borges 式および Broms 式を除く他のすべての式では鉄筋歪の 2 次の項 $\sigma_{cm}/p_e E_s$ を無視しているが、これはクリープおよび荷重繰返し等の影響を考慮すれば安全側になる (3.5 および 3.6 節参照)。従って未だ 2 次の項が生きている本試験結果に対しては、 σ_{cm} の値または鉄筋歪の測定値からみて、それらの式による w_{\max} の計算値は、 $\epsilon_s = 0.1\%$ に対して約 15~30%、 $\epsilon_s = 0.15\%$ に対して約 10~20% だけ測定値より大きく見積る方が実用上適することになり、従って全体的に計算値の方が大きくなっている CEB 式および Brice-Saillard 式の方が実際に合っていると言える。Borges 式では $\epsilon_s = 0.15\%$ に対する計算値/測定値の平均比は $\epsilon_s = 0.1\%$ に対する値より約 5% 高くなっていて、他の式とは異なる。これはその式において鉄筋歪の 2 次の項が大きく見積ら過ぎていていることを示すもので、一般的にみても 2 次の項に対する鉄筋比としてウェブ全断面をとる Borges 氏の方法は桁高が高くなる程 w_{\max} は小さくなることになり、実用上は危険側になる。

次に個々の因子の影響についてみれば、CEB 式は理論式の p_e の影響を実験的に小さく修正したものであるが、 p_e の小さな桁 No. 1, 3 および 4 の計算値/測定値の比が比較的大きく、逆に p_e の大きな桁 No. 6, 7, 8 および 12 では比較的小さくなっており、Hognestad 氏が指摘しているように¹²⁾、まだ p_e の影響が強すぎる事が示されている。Brice-Saillard 式も同様な傾向がある。Kaar 式は前章の両引き試験において見られた程明らかではないが、コンクリート有効引張断面積 A_{ce} の小さな桁 No. 2, 3 および 9 では計算値が小さくなっており、 A_{ce} の影響を弱く見積り過ぎていている傾向がみられる。Broms 式はひびわれ間隔をその観察面のかぶりに

のみ関係づけている。本試験桁では側面かぶりと底面かぶりとはあまり差がないので、その適合性については明らかではないが、前章の両引き試験結果および本章の荷重繰返し試験桁の No. 18 ($t_s/t_b \approx 2$) および No. 19 ($t_s/t_b \approx 2.3$) でも側面と底面においてひびわれ間隔にほとんど相違がみられなかったため、その式はもっと2つのかぶり量に大きな差がある場合のみ適合するのもも知れない。岡村式は鉄筋径の影響を大きく見積っている点で著者および他氏の式と異なる。また、その計算値を測定結果と比較すれば、かぶり/鉄筋径の比が1.0~1.3の範囲にある桁 No. 6, 7, 8 および 14 では、計算値は測定値に良く一致しているが、かぶり/鉄筋径が1.6~2.0の範囲にある桁 No. 1, 2, 3, 4 および 9 では明らかに計算値は小さすぎる。ただしその式がかぶりの最小規格値付近で良く適合することは、実用上からみて興味深い。

3.4 鉄筋コンクリート桁のたわみ

鉄筋コンクリート桁の曲げモーメントによるたわみはひびわれ発生前にはコンクリート全断面を有効とする State I の弾性たわみの計算値にほぼ等しいが、ひびわれ発生後、たわみは急激に増加し、引張範囲のコンクリート断面積を無視する State II の計算値に近づき、ひびわれが定常状態に達した後はそれにほぼ平行な直線になる (図 3-5 参照)。

ひびわれの生じている状態では、鉄筋コンクリート桁の曲げ曲率 ϕ は 図 3-3 に示すようにひびわれ位置の ϕ_{max} から、その中間位置の ϕ_{min} までの間に分布している。一般にひびわれ発生後には桁の平面保持の法則は局部的には成立しないが、十分な長さの範囲全体に対しては圧縮側コンクリートと主鉄筋の平均歪には平面保持が成立つので、 ϕ_{max} および ϕ_{min} の位置でも成立すると仮定しても、たわみの計算には大きな相違はない。図 3-4 より力の釣合いからひびわれ位置 (ϕ_{max}) に対して

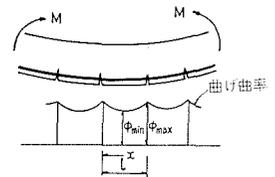


図 3-3

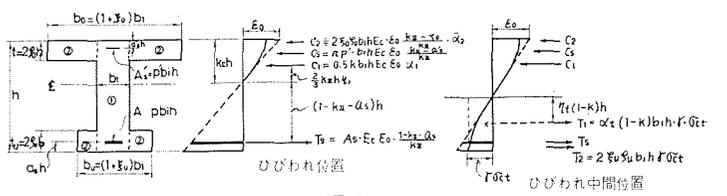


図 3-4

$$\left. \begin{aligned}
 k_{II} &= \frac{1}{\alpha_1} \left\{ -B + \sqrt{B^2 + 2\alpha_1 C} \right\} \\
 B &= 2\zeta_0 \zeta_0 \bar{a}_2 + n(p + p') \\
 C &= 2\zeta_0 \zeta_0^3 \bar{a}_2 + np(1 - a_s) + np' a'_s \\
 M &= E_c I_{II} \phi_{max} \\
 \epsilon_{sII} &= k_{II} h \phi_{max} \\
 I_{II} &= b_1 h^3 \psi_{II} \\
 \psi_{II} &= \frac{1}{3} \alpha_1 \eta_1 k_{II}^3 + 2\bar{a}_2 \zeta_0 (k_{II} - \zeta_0)^2 + np'(k_{II} - a_s)^2 + np(1 - k_{II} - a_s)^2
 \end{aligned} \right\} \quad (3.3)$$

Φ_{\min} の位置に対しては、引張縁のコンクリート応力の大きさを $\gamma\sigma_{ct}$ とおけば

$$\left. \begin{aligned} & \left\{ \frac{1}{2} \alpha_1 + \alpha_t \gamma \sigma_{ct} / E_c \varepsilon_{01} \right\} k_1^2 + \left\{ 2\xi_0 \zeta_0 \bar{a}_2 + n(p+p') - \alpha_t \gamma \sigma_{ct} / E_c \varepsilon_{01} \right. \\ & \quad \left. - 2\xi_u \zeta_u \gamma \sigma_{ct} / E_c \varepsilon_{01} \right\} k_1 - \left\{ 2\xi_0 \zeta_0^2 \bar{a}_2 + np' a_s' + np(1-a_s) \right\} = 0 \\ & M = E_c I_1 \Phi_{\min} \\ & \varepsilon_{01} = kh \Phi_{\min} \\ & I_1 = b_1 h^3 \Psi_1 \\ & \Psi_1 = \frac{1}{3} \alpha_1 \eta k_1^3 + 2\bar{a}_2 \xi_0 \zeta_0 (k_1 - \zeta_0)^2 + np'(k_1 - a_s)^2 + np(1 - k_1 - a_s)^2 \\ & \quad + \alpha_t \gamma \eta_t k_1 (1 - k_1)^2 \sigma_{ct} / E_c \varepsilon_{01} + 2\xi_u \zeta_u \gamma \sigma_{ct} / E_c \varepsilon_{01} \cdot (1 - k_1 - \zeta_u) k_1 \end{aligned} \right\} \quad (3.4)$$

以上において、 α 、 \bar{a} および η はコンクリートの圧縮 σ - ε 曲線形状に関する塑性係数、 α_t および η_t は引張塑性係数であり、経験的に定められる。上式より Φ_{\max} および Φ_{\min} が定まれば、たわみに直接関係する平均曲げ曲率 Φ_{mean} は次式で表わすことができる；

$$\Phi_{\text{mean}} = \varphi \Phi_{\min} + (1 - \varphi) \Phi_{\max} \quad (3.5)$$

ここに φ はひびわれ間の Φ の変化に関する係数であって一般に $0 < \varphi < 1$ であり、例えば Φ が sine 分布のときには $\varphi = 0.637$ となる。

ところで上式により Φ_{\max} および Φ_{\min} を計算してたわみを求めることは非常に煩雑である。上式に対する極めて良い近似式として直ちに次式が得られる；

$$\left. \begin{aligned} & M = E_c I_{II} \Phi_{\text{mean}} + \Delta M \\ & \Delta M = b_1 h^2 \varphi \gamma \sigma_{ct} \{ \alpha_t \eta_t (1 - k_{II})^2 + 2\xi_u \zeta_u (1 - k_{II} - \zeta_u) \} \end{aligned} \right\} \quad (3.6)$$

ここに k_{II} および I_{II} は厳密には (3.2) 式より計算できるが、実用上は State II (E_c および n としては実際の値を用いる) の慣用式より計算すれば十分であり、また、コンクリート引張塑性係張数の値は文 35) の表 6, 8 より近似的に $\alpha_t = 0.8$ および $\eta_t = 0.6$ にとることができる。また、 $\varphi \gamma \sigma_{ct}$ は引張縁付近のコンクリート引張応力のひびわれ間の平均値を表わし、ひびわれ解析 (3.3 節または 2 章) において用いた σ_{cm} に相当する、すなわち $\varphi \gamma \sigma_{ct} = \sigma_{cm}$ の値として図 2-24 を利用することができる。本試験桁に対して (3.6) 式より求めた Φ_{mean} より計算した純曲げ範囲のたわみ曲線を図 3-5 に例示してある。他の桁に対しても同様であって、計算値と測定値は良く一致した。

3.5 持続荷重による遅れ変形およびひびわれ

ひびわれの生じていない鉄筋コンクリート桁のクリープおよび収縮による変形は、鉄筋の拘束によ

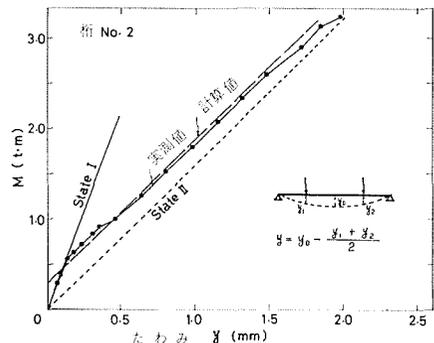


図 3-5

る影響を考慮して理論的に解析されている³⁵⁾。それによればクリープによる鉄筋およびコンクリートの歪は

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{sp} &= \frac{\sigma_{cs0}}{E_e} \cdot \frac{1-\alpha_s}{\alpha_s} (1-e^{-\alpha_s \varphi}) \\ \varepsilon_{cy\varphi} &= \frac{\sigma_{cy0}}{E_c} \cdot \varphi - \frac{\sigma_{cs0}}{E_c} \cdot \frac{\alpha_y}{\alpha_s} \left\{ \varphi - \frac{1-\alpha_s}{\alpha_s} (1-e^{-\alpha_s \varphi}) \right\} \end{aligned} \right\} \quad (3.7)$$

によって与えられる。そして曲げ曲率の変化量は $(\varepsilon_{sp} - \varepsilon_{cy\varphi}) / (s - y)$ であり、これよりたわみの変化が計算できる。

図3-6は各クリープ試験桁に対するコンクリートのクリープ係数および収縮率の測定値を示す。クリープ係数はコンクリート桁の上下縁測定値に滑らかな曲線を載せた後に、その曲線から求めたものである。収縮率は散水の効果によりほとんど現われなかったため、測定は途中から省略した。

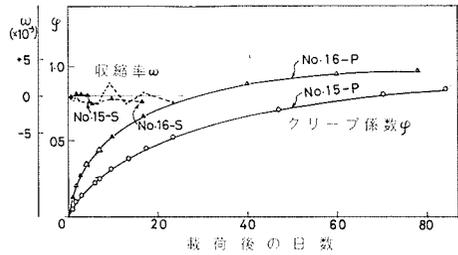


図 3-6

図3-7aはひびわれの生じていない桁 No. 16の、持続荷重によるコンクリート上縁および鉄筋位置の歪の変化量を示す。図にはまた、(3.7)式より求めた計算値も点線で示してある。その計算には、クリープ係数、鉄筋およびコンクリートの弾性係数等はすべて実測値を用いた。これによれば計算値は測定値と良く一致しており、ひびわれの生じていない桁に対しては(3.7)式が予想通りに適合することがわかる。

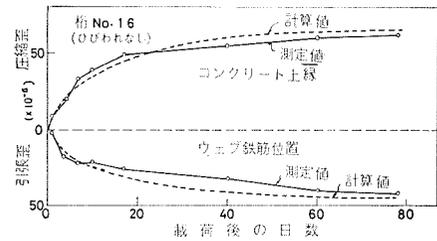


図 3-7 a

ひびわれの生じている状態においては、持続荷重によるコンクリート初期応力が全断面有効な場合より大きく、かつクリープ変形に対する鉄筋の拘束作用の影響が強くなるので、上述の方法をそのまま遅れ変形の計算に適用することはできない。ひびわれ位置では(3.6)式において引張範囲のコンクリート断面積を無視したとき(State II)の初期応力および断面諸係数の値を用いることができる。

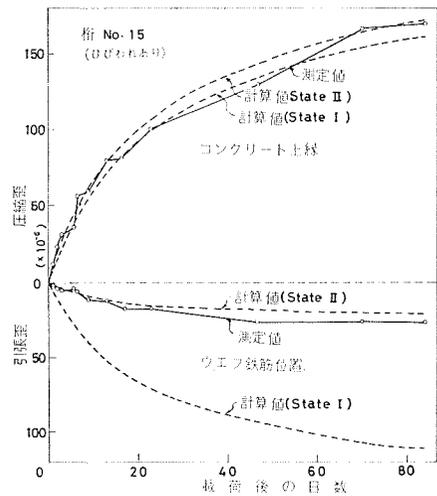


図 3-7 b

しかしひびわれの中間位置では引張範囲のコンクリートの抵抗および剛性もいづらか関係する。図3-7bはひびわれの生じている桁 No. 15のクリープによる歪の測定値と、コン

リート全断面有効としたとき；および引張範囲コンクリート断面積を無視したときの(3.7)式による計算値とを比較したものである。測定値は2つの計算値の中間に存在し、かつ、後者の計算値に非常に近い値をとっている。その傾向は当然のことではあるが、引張歪において顕著である。従って引張範囲のコンクリート断面の影響はいくらかはあるが、それに非常に小さいことになり、実用上においてはそれを無視して計算しても十分であると言うことができる。

鉄筋コンクリート桁のひびわれ幅に対するクリープの影響は、ひびわれ発生前に受けたクリープに対しては、鉄筋コンクリート引張部材の場合(2.5節参照)と同様にクリープによる鉄筋とコンクリート間の弾性歪差 ϵ_p によって把えられる。桁 No. 16 ではクリープ係数が小さかったため ϵ_p の大きさは約 5×10^{-5} 程度であったので、その影響を明確に検証するには至らなかったが、(3.2)式により ϵ_p の影響を考慮して計算した平均ひびわれ幅の値と測定値との比較を参考までに図3-8に示す。

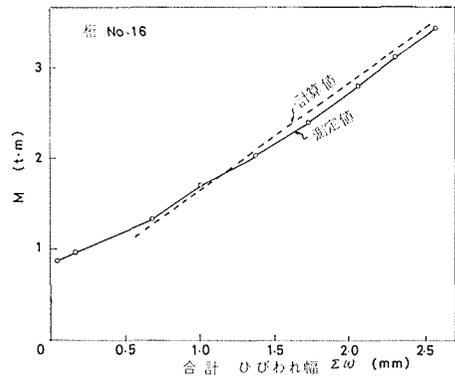


図 3-8

ひびわれが生じている状態でクリープが起る場合には、ひびわれの存在によってコンクリート引張応力はすでに緩和されているため、クリープによるひびわれ幅の増加は上述の ϵ_p によっては説明しがたい。その影響はむしろクリープによる鉄筋弾性応力の増加、すなわちひびわれ間の鉄筋とコンクリートとの間に働いている付着応力の減少として把えるのが合理的であろう。図3-9は、桁 No. 15 の各試験を通じての純曲げ区

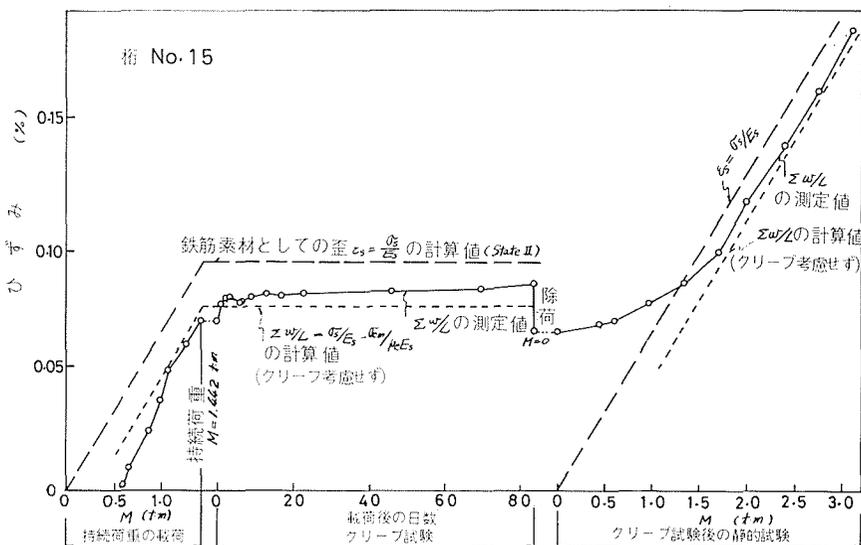


図 3-9

間の平均ひびわれ幅/平均ひびわれ間隔, すなわち合計ひびわれ幅/測定区間長, $\Sigma w/L$ の変化を示したもので, 比較のためにさらに鉄筋歪の State II (n は実際の値を使用) における計算値 σ_{s0}/E_s を破線で, また, ひびわれ幅の計算に用いる鉄筋平均値 $(\sigma_{s0}-\sigma_{cm})/p_e/E_s$ の計算値 (図 2-24 および (3.2) 式参照) を点線で示している。図より明らかなように, $\Sigma w/L$ の値は持続荷直後にはその計算値よりわずかに小さかったが, 1 日後にはそれにほぼ一致し, さらにその後もわずかずつ増加を続けて, 84 日後にはその計算値と鉄筋素材としての歪 σ_{s0}/E_s とのほぼ中間に達している。この増加の一部はクリープによる中立軸位置の変化にもよるであろうが, 大部分は付着応力の減少が起ったためと考えられる。そして最後には付着応力または σ_{cm} の値が初めの約半分に減少したことになる。そしてこれが付着抵抗能力の低下または付着機構の破壊によるのではなく, 単なる付着応力の緩和にすぎないことは, クリープ試験後に行なった静的試験において, それまでに受けていた持続荷重よりも高い荷重に対して $\Sigma w/L$ は再びその計算値に近づき, 従って付着応力または σ_{cm} の回復が起っていることかは明らかである。

クリープ試験後に行なった静的試験における l_{max} および w_{max} の測定値, およびそれらの計算値を表 3-4 に示す。 w_{max} の計算には桁 No. 16 に対して上述の $\varepsilon_s=5 \times 10^{-5}$ を考慮に入れ, σ_{cm} の値は有効鉄筋比 p_e に対して図 2-24 の値を用いた。これによれば, クリープ試験中にひびわれの生じていた桁 No. 15 では前述のように σ_{cm} の低減が起っていたためもあって, $\varepsilon_s=0.1\%$ における w_{max} の値はその計算値よりかなり高くなっている。 $\sigma_{cm}=0$ にとったときのその計算値は 0.167 mm であって, 測定値はこの値に一致している。その他の値, すなわち桁 No. 15 の l_{max} および $\varepsilon_s=0.15\%$ における w_{max} , ならびに桁 No. 16 の l_{max} および w_{max} の測定値はいずれもその計算値にほぼ一致している。

表 3-4

桁 No.	l_{max}			$w_{max} (\varepsilon_s=0.1\%)$			$w_{max} (\varepsilon_s=0.15\%)$		
	測定値 (cm)	計算値 (cm)	測/計	測定値 (mm)	計算値 (mm)	測/計	測定値 (mm)	計算値 (mm)	測/計
15	16.2	16.7	0.97	0.168	0.138	1.22	0.200	0.221	0.90
16	16.0	17.4	0.92	0.137	0.131	1.05	0.220	0.218	1.01

結局, 鉄筋コンクリート桁の曲げひびわれの定常状態における間隔は, 持続荷重によってクリープを受けてもほとんど変わらず, そしてひびわれ幅はクリープによる付着応力または σ_{cm} の減少のみを考慮すれば十分であることがわかる。従ってひびわれの生じた後の持続荷重によるひびわれ幅に対しては安全側には σ_{cm} を 0 にとることができ, そしてそれより大きな一時的荷重に対しては σ_{cm} の回復があるので, その減少は考える必要がない。

3.6 繰返し荷重による遅れ変形およびひびわれ

鉄筋コンクリート桁の疲労について近年活発に研究が行なわれている^{40)~47)}。それらは主として異形鉄筋の疲労強度に関するもので, 変形およびひびわれに関する系統だった研究は非

常に少ない。本節では先ずコンクリートの疲労と変形の基本的性質について述べた後に、鉄筋コンクリートの荷重繰返しによる変形およびひびわれについて、前節に述べたクリープの影響との関連のもとに述べる。

コンクリートの疲労に関する実験が、圧縮供試体 11 本、引張（割裂）供試体 39 本および曲げ供試体 11 本について行なわれた。コンクリートは単位セメント量 300 kg/cm^2 、水セメント比 50% で、圧縮供試体 ($\phi 10 \times 20 \text{ cm}$ 円筒) は 2 日間湿潤養生、1 日水中養生を行ない、材齢 10 日以後に、引張供試体 ($\phi 10 \times 20 \text{ cm}$ 円筒) は 29~44 日間水中養生後、材齢 84 日以後に、曲げ供試体 ($15 \times 15 \times 550 \text{ cm}$) は 3 日間水中養生後材齢 10 日以後に試験した。引張および曲げ供試体は試験の約 1 週間前に両側面をダイヤモンドカッターで切り落して研磨し、内部の骨材モルタル面を露出させた。引張疲労試験における繰返し下限/上限荷重比 s は 0.15, 0.3 および圧縮および曲げ疲労試験の s は 0.25 とし、荷重繰返し速度は 450 rpm とした。

試験結果に対する Wöhler 曲線より得た 200 万回疲労強度は、引張では $s=0.15$ に対してその静的強度の 69.5%、 $s=0.3$ に対して 72.5%、 $s=0.5$ に対して 81.5%、圧縮および曲げの $s=0.25$ に対してそれぞれ 70.5% および 73% であった。なお、静的強度は圧縮疲労試験に対して 306 kg/cm^2 、引張疲労試験に対して圧縮強度 425 kg/cm^2 、割裂引張強度 36.6 kg/cm^2 、および曲げ疲労試験に対して圧縮強度 361 kg/cm^2 、曲げ引張強度 35.3 kg/cm^2 であった。上述の 200 万回疲労強度を Moore-Kommers-Jasper 曲線に描けば、

図 3-10 に示すように、Soretz 氏の得た直線に類似している。圧縮、引張および曲げ供試体はいずれも同じコンクリート配合であるが、荷重状態、養生条件、試験日、材齢等にかかなりの相違があるにもかかわらず、疲労強度はほぼ同一曲線上に載っていることから、現在使用されているコンクリートは、図に示すような強度を通常もっているものと推定され、従って鉄筋コンクリート桁がコンクリートの疲労によって破壊することはないことが確認できる。図 3-11 は疲労破壊に至るまでのひびわれ状態の一例を示すもので

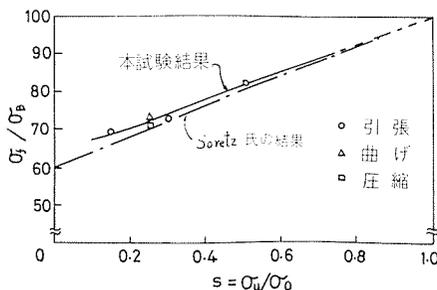


図 3-10 200 万回疲労強度

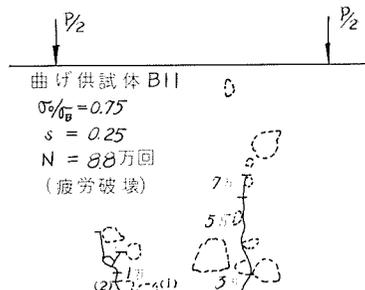
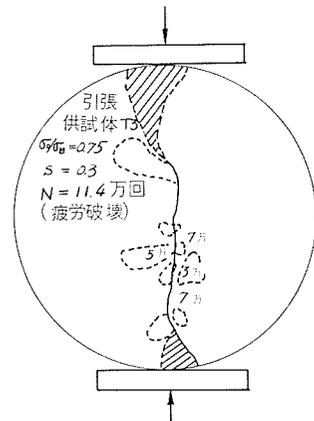


図 3-11

あって、最初の载荷時または繰返の初期段階から内部ひびわれが発生、進行し、荷重の繰返しと共にその数および長さを増して、遂に破壊が起ることが示されており、著者らがさきに行なったコンクリートの静的試験における破壊過程と非常に類似性を示した⁵²⁾。

図3-12は圧縮供試体の応力-歪曲線の変化の一例を示すもので、1回目の载荷時には上に凸形であった曲線が、次第に直線から凹形へと変化していく。そのような曲線から $\sigma=0\sim\sigma_u$ 間および $\sigma_u\sim\sigma_0$ 間の平均勾配、それぞれ E_u および E_0 をとれば、 E_u は繰返し直後に急に下降しているが、 E_0 は破壊の直前までほとんど変化が見られない(図3-13)。このようにコンクリートの弾性的性質が、疲労破壊の起る荷重の繰返しを受けても、その直前までほとんど損われない定常的性質を示すことは、鉄筋コンクリートの変形を取り扱う際に非常に有利である。

このようにコンクリートの弾性的性質は荷重の繰返しによって変らないが、残留歪は徐々に増加する。ところで本試験におけるよう連続的に荷重繰返しを与えた場合には、その平均荷重に対して当然静的クリープ変形が生ずる。もし荷重繰返しに伴って生ずる残留歪が上述のクリープ成分よりも大きければ、その差が純粋の荷重繰返しの影響である。図

3-14は、圧縮疲労供試体 C-4 ($\sigma_0/\sigma_B=0.7$) および C-11 ($\sigma_0/\sigma_B=0.5$) の2本の試験と同時に並行してそれぞれの上限応力 σ_0 と同じ大きさの持続応力でクリープ試験を行なった供試体から測定されたクリープ歪である。これらの値より疲労供試体に対してそれらの繰返し平均応力に

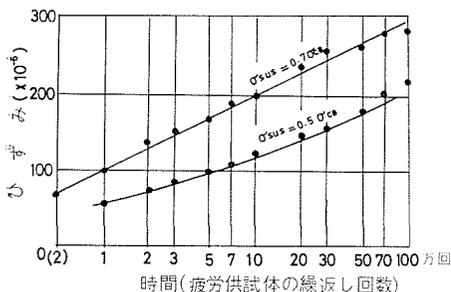


図 3-14

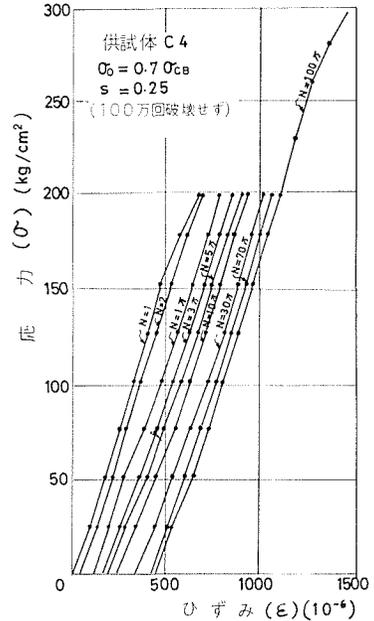


図 3-12

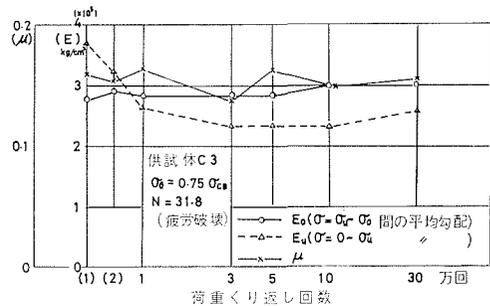


図 3-13

対する静的クリープ成分を求めて、それらを疲労供試体の残留歪の測定値から差引いた成分、すなわち純粋の荷重繰返し成分を求めれば、図3-15に示す通りである。点線はそれを差引く前の測定値である。なおクリープ成分の計算においては、クリープ歪はその持続応力に比例すると仮定した。これによれば、 $\sigma_0/\sigma_B=0.5$ の供試体 C-11 ではクリープ成分を差引いた残留歪はほとんど現われて

おらず、荷重繰返しに伴って生じた残留歪のほとんどすべてが静的なクリープ歪であったのに対し、 $\sigma_0=0.7\sigma_B$ の供試体 C-4 では、クリープ成分を差引いてもなお荷重繰返しに伴う変形が存在し、かつそれが荷重の繰返しに伴って増加していることがわかる。このようにコンクリートの変形において特異点が存在することは、内部ひびわれ状態と関係するものと考えられ、興味深い問題である。上の結果より、鉄筋コンクリート桁が荷重繰返しを受けても、それが実用範囲内であれば、その平均的荷重に対するクリープ変形以外の変形がコンクリートに附加されないことがわかる。

鉄筋コンクリート試験桁 No. 18 および 19 の荷重繰返し試験と並行して行なったプレーンコンクリートのクリープ試験より得られたクリープ係数および収縮率は図 3-16 に示す通りで、

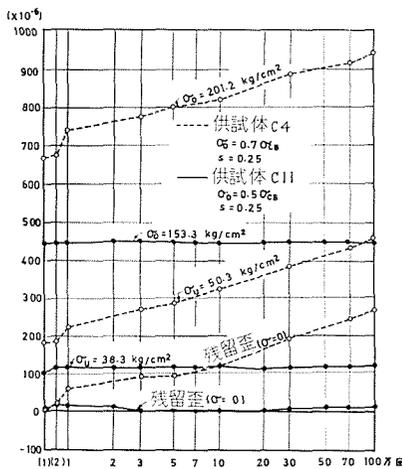


図 3-15 クリープ成分を差引いた疲労歪

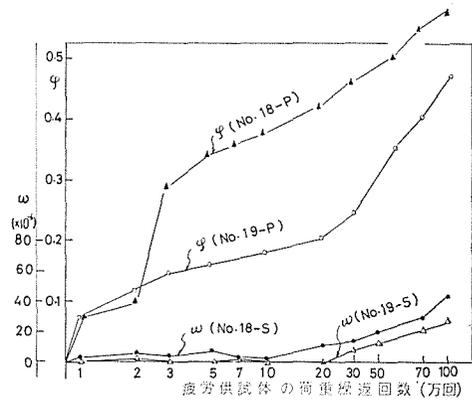


図 3-16

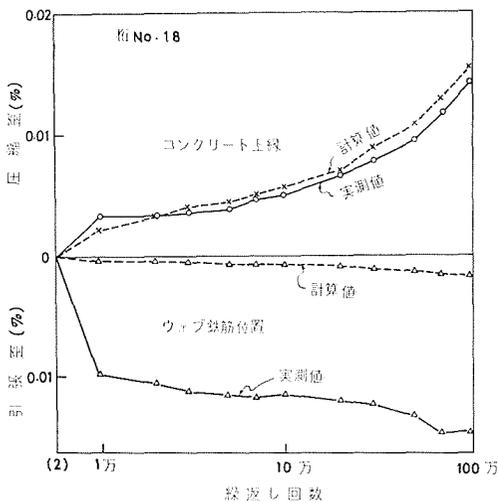


図 3-17 a

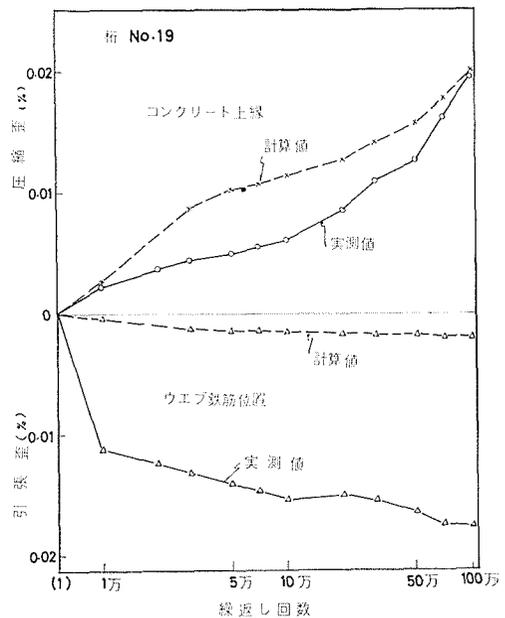


図 3-17 b

これらの値を用いて桁 No. 18 および 19 の繰返し平均荷重に対するクリープ変形として計算したコンクリート上縁およびウェブ鉄筋位置の歪の増加量をそれらの測定値と比較すれば、図 3-17 に示す通りである。なお上述の計算においては、前節の結果に基づいて、ひびわれの存在を考慮して断面係数および初期応力としては State II (n は実際の値) で計算した値を用いた。図に見られるように、コンクリート圧縮歪は、繰返し上限荷重による圧縮縁応力が静的強度の約 60% であって、前述の純粋の荷重繰返しが現われるかどうかの境界内にあるが、クリープ成分として計算した値にほぼ等しくなっているのに対して、鉄筋位置の歪はこれと非常に異なった挙動を示し、その計算値よりもかなり大きな値を示している。これは次に述べるように荷重繰返しに伴って、特にその初期に、ひびわれ間の鉄筋に働いていた付着応力の急激な減少が起るためであって、長期間の持続荷重を受けた桁、または、頻繁に荷重繰返しを受ける桁では、その荷重に対するたわみの計算には、(3.6) 式における ΔM の値は 0 にとり、かつ、クリープ変形を考慮するのが適当であろう。

図 3-18 は No. 17 桁の各試験を通じての平均ひびわれ幅/平均間隔比、 $\Sigma w/L$ の変化を示したものである (図 3-9 およびそれに対する説明参照)。図に見られるように、 $\Sigma w/L$ は 1 回目の載荷のときには繰返し上限荷重においてその計算値 $(\sigma_{s0} \sim \sigma_{cm}/p_c)/E_s$ にほぼ一致しているが、荷重の繰返しに伴って徐々に増加し、鉄筋素材としての伸びの計算値 (State II) σ_{s0}/E_s に近づいている。すなわちひびわれ間の付着応力または σ_{cm} の値が徐々に減少している。一方、下限荷重に対しては 1 回目の載荷時には $\Sigma w/L$ の測定値はその計算値にほぼ一致しているが、2 回目の載荷時にはそれが上限荷重からの除荷曲線になるため、鉄筋素材としての計算値 σ_{s0}/E_s に近い値をとり、付着応力または σ_{cm} がほぼ 0 になっている (もし下限荷重をもっと低くす

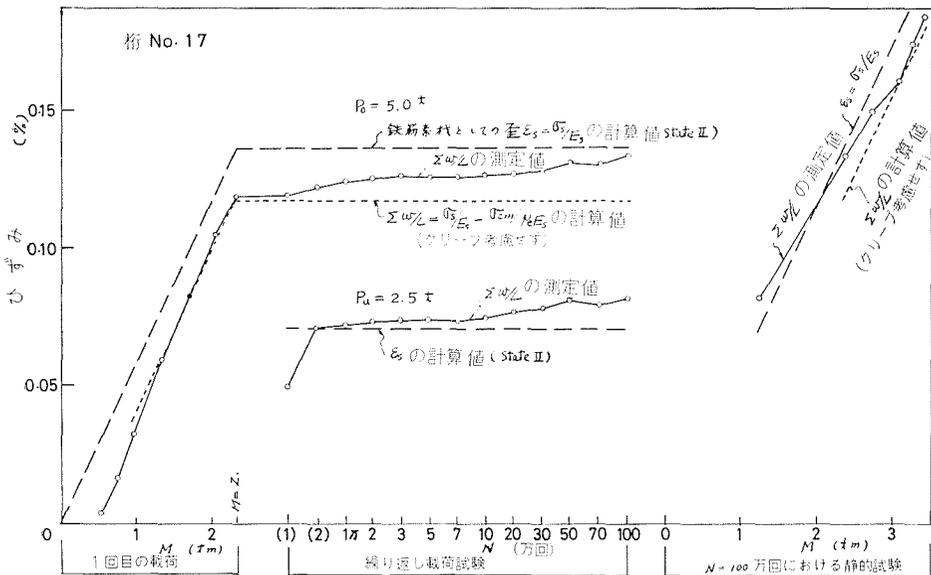


図 3-18

れば、 σ_{cm} は負の値をとる)。そして荷重の繰返しに伴って下限荷重に対する $\Sigma w/L$ の値は σ_{s0}/E_s 値よりもさらに徐々に増加している。これは荷重繰返しに伴ってひびわれ間の付着応力または σ_{cm} の値が反対符号をとり、かつその絶対値が増加していることを意味する。そして繰返し回数 30 万回以後には $\Sigma w/L$ と σ_{s0}/E_s の差が上限荷重および下限荷重に対して、方向は反対であるが、ほぼ等しい値になっている。これは 1 回目の載荷および除荷 (2 回目の載荷) 時に、上限荷重および下限荷重に対して、ひびわれ間の付着応力が偏って作用していたのに対して、荷重の繰返しと共に次第に平均して働くように変化し、従って繰返し平均荷重に対して、前節のクリープ試験において述べたような、付着応力または σ_{cm} の減少が起り、最終的には付着応力は平均荷重以上では鉄筋の伸びを拘束する方向に (σ_{cm} は正の値をとる)、そしてそれ以下の荷重では鉄筋の縮みを拘束する方向 (σ_{cm} は負の値をとる) に作用することがわかる。この現象は持続荷重下における現象と相似なものであるが、荷重繰返しの場合にはその現象が非常に急速に起っている点が異なっている (クリープ試験では約 80 日間でも $\Sigma w/L$ は σ_{s0}/E_s に達していなかったのに対して、本試験では繰返し回数 30 万回で試験時間は約 1 日間である)。桁 No. 18 および 19 でも $\Sigma w/L$ の代りに、鉄筋位置の平均歪は上述とまったく同様の挙動を示した。しかしひびわれ間のコンクリートの表面歪が荷重の繰返しに伴って異常な収縮歪 (平均して約 15×10^{-5} の大きさ) を受けたため、 Σw の値はその量だけ大きくなった。その原因については確かではないが、桁 No. 17 に比してひびわれ幅が大きかったので、急速な異常乾燥が起ったのかも知れない。

上の結果より、常時荷重の繰返を連続して受ける鉄筋コンクリート桁では、ひびわれ幅の計算は (3.2) 式の代りに、

$$\left. \begin{array}{l} \text{繰返し上限荷重に対して;} \\ \omega_{\max} = \left(\frac{\sigma_{s0}}{E_s} - \frac{k \sigma_{cm}}{\rho_e E_s} - \varepsilon_{\varphi} \right) k_4 t_{\text{mean}} \\ \text{繰返し平均荷重に対して;} \\ \omega_{\max} = \left(\frac{\sigma_{s0}}{E_s} - \varepsilon_{\varphi} \right) k_4 t_{\text{mean}} \\ \text{繰返し下限荷重に対して;} \\ \omega_{\max} = \left(\frac{\sigma_{s0}}{E_s} + \frac{k \sigma_{cm}}{\rho_e E_s} - \varepsilon_{\varphi} \right) k_4 t_{\text{mean}} \end{array} \right\} \quad (3.8)$$

によって計算するのが安全である。ここに σ_{cm} は 図 2-24 に示す値であり、 k は 0~1 の間の値、一般には 0.5 の値をとれば十分であろう。ただし荷重の繰返しの頻度の少ない場合には、持続荷重に対してのみ $\sigma_{cm}=0$ にとれば十分である。なお、繰返し上限荷重より高い荷重が一時的に作用しても、図 3-18 において荷重繰返し試験後に行なった静的試験結果から明らかのように、 σ_{cm} の値は再び回復増加できるものであるので、 σ_{cm} の低減を行なう必要がないことは前節に述べたクリープ試験の場合と同様である。

3.7 結 論

鉄筋コンクリート桁の曲げひびわれおよび変形について本章に述べた結果をまとめれば次の通りである。

1) 鉄筋コンクリート引張部材のひびわれに対して前章において誘導した著者の式は、鉄筋コンクリート桁の曲げひびわれに対しても十分な精度をもって適用できる。すなわちひびわれ初期状態に対しては、(2.7)式中の A_e として鉄筋とその重心の一致するコンクリート有効断面積をとることにより(3.1)式が、また定常状態におけるひびわれに対しては p として有効鉄筋比 p_e をとることにより(3.2)式が適用できる。

2) スターラップ間隔はひびわれ間隔に大きな影響をもち、スターラップをそのない場合の最大ひびわれ間隔の 2/3 程度の間隔に配置すれば、その効果が十分に期待できる。

3) ひびわれが生じた鉄筋コンクリート桁の弾性たわみは(3.6)式によって計算できる。式中の $\varphi \gamma \sigma_{ct}$ は σ_{cm} と同義であって、ひびわれとたわみの関係がこれにより明確にされた。

4) 持続荷重を受ける鉄筋コンクリート桁のクリープによる遅れ変形は、ひびわれが生じていない場合はもちろん、ひびわれが生じている場合にもコンクリート初期応力および断面諸係数として引張範囲コンクリート断面積を無視して計算した値を用いることにより、既知の(3.7)式により計算できる。

5) ひびわれ発生前に受けたクリープのひびわれ幅に対する影響は(3.2)式の ε_p によって扱えられる。ひびわれが生じた状態でクリープを受ける場合には、時間と共に(3.2)式中の σ_{cm} の値が減少する。従って長期間の持続荷重を受けた後のその荷重に対するひびわれ幅の計算には $\sigma_{cm}=0$ とおくのが安全である。しかしそれより大きな一時的荷重に対しては σ_{cm} は再び回復する。

6) コンクリートの疲労破壊は現行の許容応力度で設計された場合にはほとんど生ずるおそれはない。またコンクリートの弾性的性質は荷重繰返しを受けてもほとんど損われることはない。

7) コンクリートの荷重繰返しに伴って生ずる塑性残留歪は、繰返し上限荷重がその静的強度の 50% 程度以下の場合には繰返し平均応力に対する静的クリープ歪とみなすことができ、そして静的強度の 70% 以上の応力を繰返し受けるときにはクリープ歪の外に繰返し荷重による純粹の影響としての変形が加わる。

8) 荷重繰返しを受ける鉄筋コンクリート桁の変形は、その平均荷重に対する静的クリープ変形の外に、繰返し直後のひびわれ間の鉄筋の付着応力の急激な減少によるたわみの増加がある。後者は(3.6)式において AM が 0 に近づくことを意味する。

9) 荷重繰返しを受ける鉄筋コンクリート桁の曲げひびわれ幅は(3.8)式によって表わすことができる。すなわち荷重繰返しに伴って繰返し平均荷重に対して(3.2)式中の σ_{cm} が 0 の値に近づき、それより低い荷重に対しては負の値になる。

4. PRC 桁の曲げ性状

4.1 序 言

鉄筋コンクリート桁の設計において、その環境条件等によりひびわれ発生またはひびわれ幅の大きさを制御せねばならない。前章に述べた結果はその目的に十分に適用できる。ところで、環境条件によっては非常にきびしいひびわれ制限が必要な場合には、または、長大径間の橋等に鉄筋コンクリートを経済的に適用する場合には、通常の鉄筋コンクリートではそれが困難であることが多い。このような場合には数年前に横道英雄博士によって開発された PRC 桁を用いるのが極めて有効である。PRC とはプレストレスト鉄筋コンクリートの略称であって、鉄筋コンクリートに、そのひびわれ安全性を確保するのに必要な最小限のプレストレスを与えるもので、プレストレストコンクリートおよび鉄筋コンクリートの双方の長所を合わせもち、設計施工上の種々の利点を有している¹⁹⁾。

PRC 桁はその本体が鉄筋コンクリート構造であるので、その曲げ性状は鉄筋コンクリート桁と基本的に異なるところはほとんどないが、鉄筋および PC 鋼の 2 種類の鋼材がそれぞれの役割をもっていること、およびプレストレスによって内部応力が入っていることにおいて鉄筋コンクリートと異なる。本章では PRC にとって最も重要なひびわれ性状およびプレストレス力の設計法ならびにその遅れ変形について実験結果に基づいて検討する。

4.2 実験の方法

試験桁は図 4-1 に示すように高さ 30 cm、有効高さ 27 cm、支間 300 cm の T 形および矩形断面の鉄筋コンクリート桁にそれぞれ 3.6 t (T 形) および 8.2 t (矩形) のプレストレスを与えた PRC 桁 7 本と、比較用の鉄筋コンクリート矩形桁 1 本からなる。各試験桁の試験目的および内容は表 4-1 に示す通りである。クリープ試験を行なった桁 No. 3945, 402 および 403 は、実際の PRC 桁の架設時のひびわれ状態を考慮して、プレストレスの導入前または持続荷重の載荷前にあらかじめ微小なひびわれを生じさせた。クリープ試験桁に対しては、試験期間中のコンクリートのクリープ係数および収縮率を測定するためのプレーンコンクリート供試体も同時に製

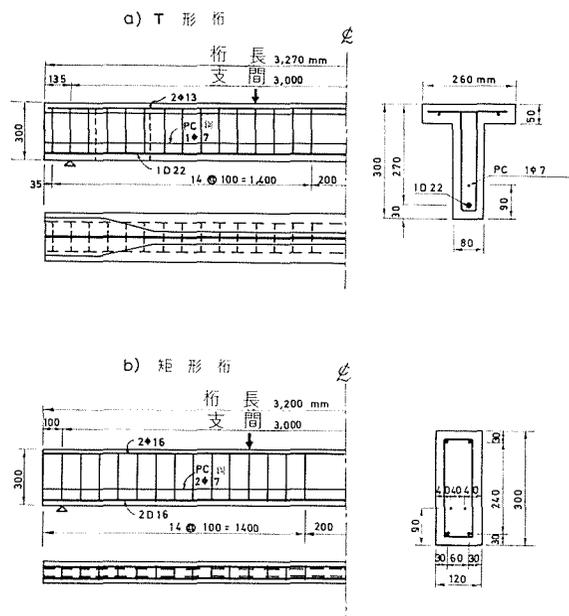


図 4-1

表 4-1

桁 No.	断面形状	種類	PS 導入材齢	養生材齢	試験日齢	試験目的	持続荷重の大きさ (t)	備考
3940	T 形	PRC	5	2~19	33	静的試験	—	{プレストレス導入前に曲ごひびわれ
3945	"	"	5	2~4	9~141	クリープ試験	2.0	
3946	"	"	5	2~4	9~141	"	2.0	
401	矩形	"	8	2~14	18	静的試験	—	{プレストレス導入前に曲ごひびわれ {クリープ試験前に曲げたひびわれ
402	"	"	8	2~14	17~133	クリープ試験	2.5	
403	"	"	8	2~14	19~133	"	2.5	
404	"	"	8	2~14	19~133	"	2.5	
405	"	RC	8	2~11	15	静的試験	—	

作した。それらの断面形状は、部材厚さの影響を除くために PRC 試験桁に準じた寸法を選び、収縮供試体は試験桁と同じもの、また、クリープ供試体は矩形桁に対して 30×12 cm, T 形桁に対して 25×8 cm の長方形断面を有する支間 3 m の無筋桁とした。

コンクリートは T 形桁に対して水セメント比 60%, 矩形桁に対して 55% である。鉄筋は冷間ねじり棒鋼 SDC 40 の $\phi 16$ mm または $\phi 22$ mm, PC 鋼は $\phi 7$ mm 鋼線を使用した。

静的試験およびクリープ試験はともに 3 章に述べた実験とほぼ同じ方法で行なった。クリープ係数測定用の無筋桁は長辺を横にして自重のみの持続荷重を与えた。

プレストレスの導入時、静的試験、クリープ試験前のひびわれ導入のための載荷、持続荷重の載荷および除荷、およびクリープ試験後の静的破壊試験において、支間中央点の主鉄筋およびコンクリート圧縮縁の歪をワイヤストレンゲージで、支間中央点のたわみをダイヤルゲージで、およびウェブの鉄筋高さにおけるひびわれ幅を測微鏡（最小目盛 $1/20$ mm）で測定した。クリープ試験中にはたわみおよびひびわれ幅を上記の方法で、歪はコンタクト型歪計（ゲージ長さ 30 cm, ひびわれを跨いで測定される場合には $30 \text{ cm} \times 2$ ）で測定を行なった。クリープ試験中の実験室の温度は、T 形桁では $12 \sim 7^\circ\text{C}$, 矩形桁では $20 \pm 0.5^\circ\text{C}$ であり、湿度はともに 70~80% であった。

表 4-2

4.3 PRC 桁の曲ごひびわれ

静的試験桁のひびわれ発生モーメント M_{cr} および破壊モーメント M_B は表 4-2 に示す通りである。桁 No. 401 (PRC) と No. 405 (RC) は同じ断面形状である

桁 No.	種類	コンクリート強度 (kg/cm^2)	M_{cr} (tm)	M_B (tm)
3940	PRC	392	1.37	7.34
401	"	394	1.63	7.34
405	RC	360	0.93	5.28

が、 M_{cr} は前者が 0.7 tm だけ大きかった。一般に、プレストレス力 P_e を導入すれば M_{cr} は計算上ほぼ $P_e \cdot (e_p + k')$ だけ増加する、ここに k' および e_p はそれぞれコンクリート引張縁に対する核点および PC 鋼の重心から断面重心までの距離を表わす。桁 No. 401 と No. 405 は試

験日材齢の相違のために試験時のコンクリート強度が異なるが、その差はわずかであるので無視し、プレストレスの外にさらに桁 No. 401 ではその試験日まで受けたクリープ等による内部応力 (プレストレス導入直後から試験までの歪変化量の測定値より推定); $\sigma_{sp} + n\sigma_{csp} = -160$ kg/cm², $\sigma_{s'p} + n\sigma_{cs'p} = -128$ kg/cm² を考慮すれば、計算上の両桁の M_{cr} の差は 0.71 tm (プレストレスによる増加 0.90 tm, クリープによる減少 0.19 tm) だけ桁 No. 401 の方が大きいことになり、測定値の差と良く一致している。従ってクリープの影響を考慮しない場合には (実際の PRC 桁ではその影響は本実験における程大きくはない), M_{cr} はプレストレスによって $P_v(e_p + k')$ だけ高まるものとして設計することができる。

ひびわれが定常状態になったときには、PRC 桁のひびわれ間隔は、同じ鉄筋配置をした PC 鋼のない鉄筋コンクリート桁と本質的に変るところはない。それは PC 鋼の断面積が鉄筋に比して非常に小さいからである。図 4-2 は桁 No. 401 の支間中央点の鉄筋歪の測定値をその State II (n は実際の値を使用) における計算値と比較したものである (計算値はプレストレスの影響を軸力に置換して求めてある)。また、図 4-3 は同じ桁の純曲げ範囲 (支間中央 100 cm) のひびわれ合計幅を桁 No. 405 (RC) と比較したものである。これらの図から明らかなように、ひびわれ幅は同じ鉄筋歪に対しては鉄筋コンクリート桁も PRC 桁もまったく同じ性状を示して

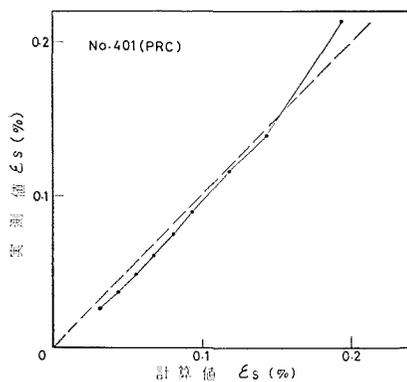


図 4-2

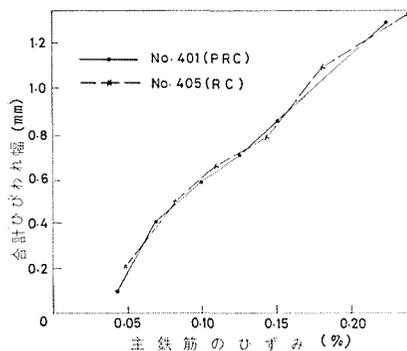


図 4-3

おり、そして PRC 桁の鉄筋歪は慣用の State II の計算式で表わすことができることは明らかであるので、PRC 桁のひびわれ幅は結局、鉄筋コンクリートのひびわれ幅に対する式 (3 章) において、鉄筋応力または鉄筋歪の値にのみプレストレスの影響が入るだけであることがわかる。なお、PRC 桁の場合の鉄筋応力の計算には軸力が伴うので、 n 値としてできるだけ実際の値を用いることが誤差を少なくする上に望ましい。

図 4-4 は桁 No. 401 (PRC) と No. 405 (RC) の最

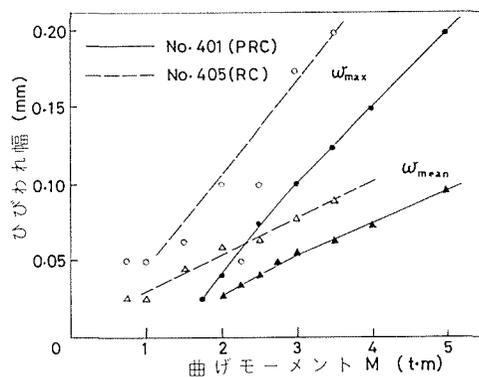


図 4-4

大および平均ひびわれ幅を比較したものである。これより明らかなように、荷重の増加に伴ってひびわれが発展するにつれてプレストレスのひびわれ幅に対する制御作用が強くなり、両桁の $w_{\max}=0.1 \text{ mm}$ に対する曲げモーメントの差は約 1.1 tm 、 $w_{\max}=0.2 \text{ mm}$ に対して約 1.5 tm であって、最初のひびわれ発生モーメント M_{cr} の差 0.70 tm に比してかなり大きく、State II における鉄筋歪の差に近い値を示している。いま十分に大きなモーメントにおけるプレストレスによる鉄筋応力の減少量は、RC 断面としての State II における内力アーム長 z 、鉄筋と PC 鋼の距離 $de=e_s-e_p$ とすれば、ほぼ $P_v(1-de/z)/A_s$ によって表わすことができるので、結局プレストレスによるあるひびわれ幅に対するモーメント M_w の減少量は近似的に $P_v(z-de)$ によって表わすことができる。

4.4 プレストレス力の設計

鉄筋コンクリート桁の設計上の許容最大ひびわれ幅 w_0 の大きさは、その周囲の環境条件によって大きく異なる。鉄筋コンクリートとしてその与えられたひびわれ安全性を満たさない場合に、補助的にプレストレスを導入して PRC 桁とする場合の必要プレストレス力 P_v の大きさは次のように求めることができる。

ある荷重状態（一般には死荷重）における曲げモーメント M_0 においてひびわれ発生を許さないときには RC 断面としてのひびわれ発生モーメントを M_{cr} とするとき

$$P_v = \frac{\nu M_0 - M_{cr}}{e_p + k'} \quad (4.1)$$

ここに ν はひびわれ安全係数である。

ひびわれが定常状態になっているときに、 M_0 が所要のひびわれ幅 w_0 に対する曲げモーメント M_{w0} を超えるとき

$$P_v = \alpha \frac{\nu M_0 - M_{w0}}{z - de} \quad (4.2)$$

ここに α はプレストレスのひびわれ幅の制御作用が十分に働いていないことを考慮するときの係数であって、一般に 1.3 程度をとれば十分に安全であろう。

なお、ひびわれが未だ定常状態になっていない場合には (4-1) 式を用いるのが安全であり、そしてひびわれが定常状態にあるか否かを正確に予知しえない場合には、ひびわれ幅 0.2 mm 以上を定常状態として取り扱っても実用上はほとんど危険にはならない。

4.5 PRC 桁の遅れ変形

PRC 桁のクリープおよび収縮による変形または内部応力は、鉄筋および PC 鋼の両者による変形拘束作用を考慮するとき、次のように求められる。鉄筋および PC 鋼の断面積をそれぞれ A_s および A_p とし、それぞれの重心位置の断面重心からの距離を e_s および e_p とし、クリープによって生ずる鉄筋、PC 鋼、およびコンクリートの応力変化量を σ_{sr} 、 σ_{sp} および σ_{csp} とし、かつ任意時刻 t における応力を初期応力 σ_{s0} 等を加えて $(\sigma_{sr})_t = \sigma_{s0} + (\sigma_{sr})_t$ 等とおく。初

期応力は持続荷重の外にプレストレスによる応力も含まれる。このとき内部応力および変形の釣合いより次式が成立つ；

$$\left. \begin{aligned} \frac{d(\sigma_{cs})_t}{d\varphi} + \alpha_{ss}(\sigma_{cs})_s + \alpha_{sp}(\sigma_{cp})_t &= 0 \\ \frac{d(\sigma_{cp})_t}{d\varphi} + \alpha_{ps}(\sigma_{cs})_t + \alpha_{pp}(\sigma_{cp})_t &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{ss} &= \frac{nA_s}{A_i} \left(1 + \frac{e_s^2}{\rho_i^2}\right), & \alpha_{sp} &= \frac{n_p A_p}{A_i} \left(1 + \frac{e_s e_p}{\rho_i^2}\right) \\ \alpha_{ps} &= \frac{nA_s}{A_i} \left(1 + \frac{e_s e_p}{\rho_i^2}\right), & \alpha_{pp} &= \frac{n_p A_p}{A_i} \left(1 + \frac{e_p^2}{\rho_i^2}\right) \end{aligned} \right\} \quad (4.4)$$

A_i , ρ_i は換算断面の断面積および回転半径, n_p は PC 鋼のコンクリートに対する弾性係数比である。(4.3) 式より鉄筋および PC 鋼の位置のコンクリート応力 $(\sigma_{cs})_t$ および $(\sigma_{cp})_t$ が求められれば, 鉄筋の応力等は次式で求められる；

$$\left. \begin{aligned} (\sigma_{sp})_t &= - \int_0^\varphi n \left\{ (1 - \alpha_{ss})(\sigma_{cs})_t - \alpha_{sp}(\sigma_{cp})_t \right\} d\varphi \\ (\sigma_{pp})_t &= - \int_0^\varphi n_p \left\{ (1 - \alpha_{pp})(\sigma_{cp})_t - \alpha_{ps}(\sigma_{cs})_t \right\} d\varphi \\ (\sigma_{cp})_t &= - \int_0^\varphi \left\{ \alpha_{ps}(\sigma_{cs})_t + \alpha_{pp}(\sigma_{cp})_t \right\} d\varphi \end{aligned} \right\} \quad (4.5)$$

ここに α_{ps} 等は (4-4) 式に準じて定義される。いま鉄筋および PC 鋼位置のコンクリートの初期応力 σ_{cs0} および σ_{cp0} を考慮して (4.3) 式を Laplace 変換によって解けば

$$\left. \begin{aligned} (\sigma_{cs})_t &= K_1 e^{At} + K_2 e^{Bt} \\ (\sigma_{cp})_t &= K_3 e^{At} + K_4 e^{Bt} \end{aligned} \right\} \quad (4.6)$$

$$A, B = - \frac{\alpha_{ss} + \alpha_{pp}}{2} \pm C$$

$$C = \sqrt{\left(\frac{\alpha_{ss} + \alpha_{pp}}{2}\right)^2 - (\alpha_{ss}\alpha_{pp} - \alpha_{sp}\alpha_{ps})}$$

$$K_1 = \frac{1}{2C} \left\{ (A + \alpha_{pp}) \sigma_{cs0} - \alpha_{sp} \sigma_{cp0} \right\}$$

$$K_2 = - \frac{1}{2C} \left\{ (B + \alpha_{pp}) \sigma_{cs0} - \alpha_{sp} \sigma_{cp0} \right\}$$

$$K_3 = - \frac{1}{2C} \left\{ (B + \alpha_{pp}) \sigma_{cp0} + \alpha_{ps} \sigma_{cs0} \right\}$$

$$K_4 = \frac{1}{2C} \left\{ (A + \alpha_{pp}) \sigma_{cp0} + \alpha_{ps} \sigma_{cs0} \right\}$$

(4.5) 式より

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{sp} &= n(1-\alpha_{ss}) T_1 - n\alpha_{sp} T_2 \\ \sigma_{pp} &= n_p(1-\alpha_{pp}) T_2 - n_p\alpha_{ps} T_1 \\ \sigma_{cyp} &= \alpha_{ys} T_1 + \alpha_{yp} T_2 \end{aligned} \right\} \quad (4.7)$$

$$T_1 = \frac{K_1}{A} (1 - e^{A\varphi}) + \frac{K_2}{B} (1 - e^{B\omega})$$

$$T_2 = \frac{K_3}{A} (1 - e^{A\varphi}) + \frac{K_4}{B} (1 - e^{B\omega})$$

コンクリートの収縮による応力は、収縮の開始時からのクリープ係数値を φ_1 とし、かつクリープと収縮の時間的変化が相似であると仮定すれば、上の各式において $\sigma_{cs0} = \sigma_{cp0} = \omega E_c / \varphi_1$ と置けばよい。なお上式においてコンクリート応力は圧縮、鉄筋および PC 鋼は引張を正にとっている。また、クリープおよび収縮による曲げ曲率の変化 $(\sigma_{sp}/E_s - \sigma_{pp}/E_p)/(e_s - e_p)$ よりたわみおよびたわみ角の変化が計算できる。

矩形および T 形試験桁に対するコンクリートの圧縮強度、弾性係数、クリープ係数および収縮率は図 4-5 に示す通りである。図 4-6 および図 4-7 に各試験のクリープおよび収縮による歪およびたわみの変化を示す。図中の計算値は図 4-5 の諸値を用いて前述の式より計算した値であるが、 φ および ω が相似形でなかったため、時間を数区間の分割して計算を行なっ

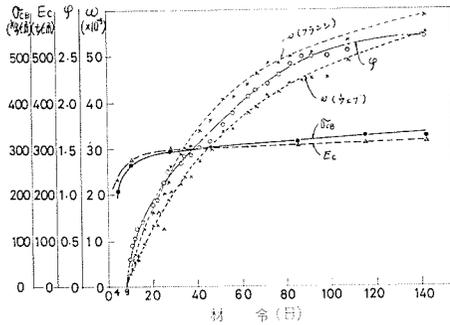


図 4-5 a

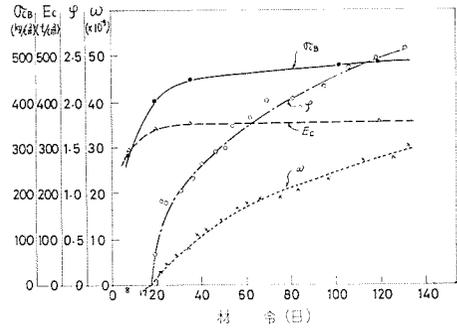


図 4-5 b

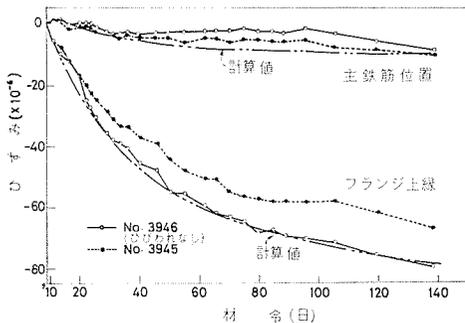


図 4-6 a

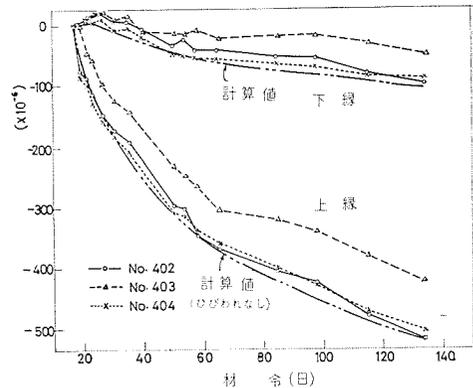


図 4-6 b

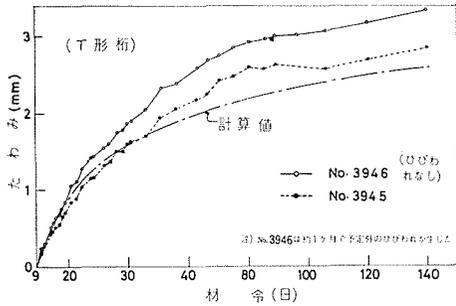


図 4-7 a

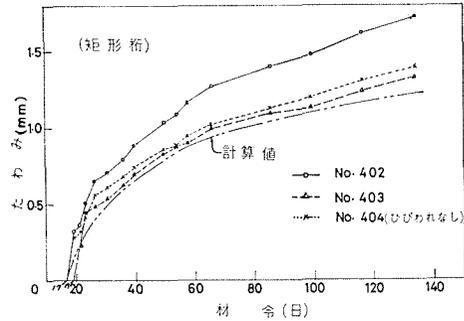


図 4-7 b

た。また本試験は十分にひびわれの発展した状態におけるクリープの影響を調べる目的ではないので、あらかじめひびわれを生じさせた桁も全断面有効とするときの計算値と比較する。あらかじめひびわれを入れなかった桁 No. 3946 および No. 404 では、前者が収縮率が予想よりも大きかったために試験開始後1カ月足らずで微小なひびわれが生じたため、そのたわみ測定値が計算値に比して大きくなったが、そのほかは概して測定値と計算値は良く一致している。桁 No. 3946 のたわみが、初めからひびわれの入っている桁 No. 3945 よりも大きいのは、上述のように試験途中にひびわれが生じたためであり、桁 No. 3945 の持続荷重載荷時のたわみがひびわれの存在のために桁 No. 3946 のたわみよりも約 0.35 mm だけ大きかったことを考慮すれば、純粹のクリープおよび収縮によるたわみは両桁ともほぼ等しく、かつその計算値とほとんど一致していることになる。桁 No. 402 のたわみが他の桁に比して大きい、その桁の歪は桁 No. 404 とほぼ一致しているので、たわみまたは歪のいずれかの測定に欠陥があったことが推定されるが、いずれであるかは明らかではない。クリープ試験前または試験中にひびわれの生じた桁の持続荷重下におけるひびわれ幅は 0.025~0.1 mm 程度であって、この程度のひびわれが生じていても PRC 桁のクリープ等による歪およびたわみは、クリープ試験中のひびわれ発生時の断面剛性の減少に伴う弾性変形の増加を除けば、ひびわれのない桁の場合とほとんど変わりがなく、従って前述の理論式によってほぼ正確に計算できることがわかる。

ひびわれの生じている桁のクリープ試験中のひびわれ幅は一例として図 4-8 に示すようにほとんど変化せず、単に新たな微小ひびわれが主として収縮のために生

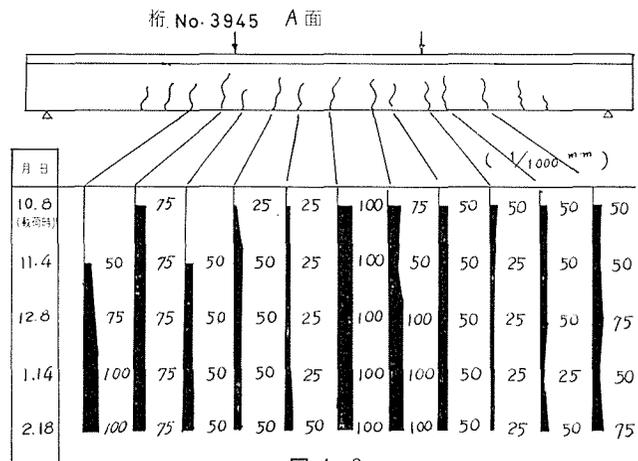


図 4-8

ただけであった。このようにひびわれ幅が安定している現象はひびわれが定常状態になっている鉄筋コンクリート桁のクリープ試験(3章)の場合にも見られたが, PRC 桁の場合にはさらにプレストレスがひびわれの発展を妨げる役割ももっているものと考えられる。十分にひびわれの発展している桁については実験を行っていないが, 鉄筋コンクリート桁の場合と同様な性質をもっているだろう(3.5 および 3.6 節参照)。

クリープ試験桁は約4カ月間のクリープ試験を行なったのち, 静的試験を行なった。図4-9はその際の各荷重段階における純曲げ範囲のひびわれ本数を示す。クリープ試験を行なった桁, 特にひびわれのない状態でクリープ試験を行なった桁 No. 404 では, 桁 No. 401 に比して非常に多数のひびわれが生じた。しかしこれらの

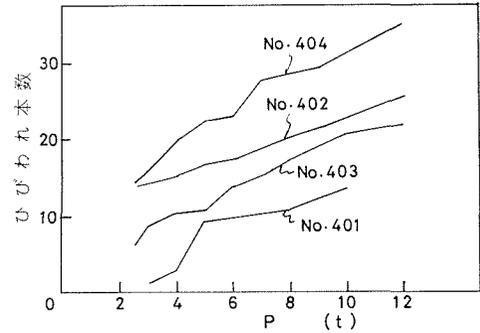


図 4-9

の大多数は収縮の影響によるもので, 荷重の増加と共に幅の増加したひびわれの数は限られて

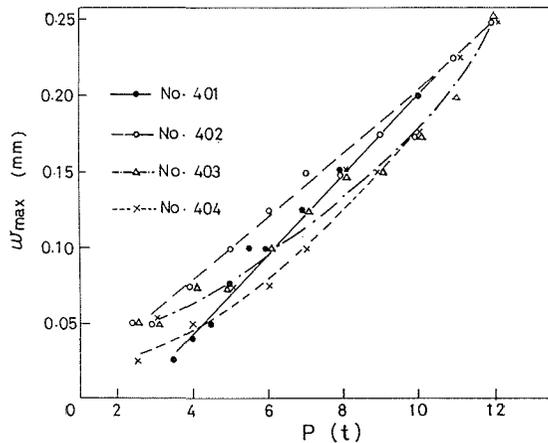


図 4-10

おり, その数は桁 No. 401 のひびわれ本数とほぼ同じであった。各矩形桁の最大ひびわれ幅を図4-10に示す。クリープの影響よりも収縮の影響の方が大きかったため, 桁 No. 404 では鉄筋に引張のプレストレス約0.05%が生じ, そのためにその影響だけひびわれ幅が大きくなっている。あらかじめひびわれを導入してクリープ試験を行なった桁でも, ひびわれのためにコンクリート引張応力が緩和されてクリープの影響が弱くなり, やはりひびわれ幅が大きくなっている。しか

し図に見られるように低い荷重段階では収縮のためにひびわれ性状は悪くなっているが, 荷重の増加に伴ってその影響が小さくなっていくことがわかる。

4.6 結 論

本章において PRC 桁の曲げ性状において鉄筋コンクリート桁といくらか異なる性質について明らかにし, その結果に基づくプレストレスの設計について述べた。それらを要約すれば次の通りである。

1) プレストレス力 P_0 によってひびわれ発生モーメント M_{cr} は $P_0(e_p+k')$ だけ高くなる。また P_0 によってひびわれ幅は, P_0 による鉄筋応力または歪の減少量に相当するだけ小さ

くなる。従って PRC 桁のひびわれ幅は P_v を考慮した State II (n は実際の値を使用) における鉄筋応力を使用するとき、鉄筋コンクリート桁に対する計算式がそのまま適用できる。

2) PRC 桁の必要プレストレス力 P_v は、ひびわれ安全度の検算の基準を M_{cr} にとるとき、またはひびわれ初期段階に対しては (4.1) 式により、また、定常状態に達するようなひびわれ幅を基準にとるときには (4.2) 式により求められる。

3) PRC 桁のクリープおよび収縮による遅れ変形は (4.7) 式によって理論的に表わすことができ、かつ実験結果によって検証された。

4) PRC 桁のクリープ等のひびわれ幅に対する影響は、鉄筋コンクリート桁の場合と同様に把えることができる。

文 献

- 1) コンクリートライブラリー第2号, 第1回異形鉄筋シンポジウム, 土木学会, 12, 1962.
- 2) コンクリートライブラリー第14号, 第2回異形鉄筋シンポジウム, 土木学会, 12, 1965.
- 3) 岡村 甫: 高張力異形鉄筋の使用に関する基礎研究, コンクリートジャーナル, Vol. 4, No. 2 (2. 1966), Vol. 4, No. 6 (6. 1966).
- 4) Recommendation for an International Code of Practice for Reinforced Concrete; CEB.
- 5) Vitelmo V. Bertero: Discussion of a paper by Chi and Kirstein; Flexural Cracks in Reinforced Concrete Beams, ACI Journal, Part 2, Dec. 1958.
- 6) David Watstein, Douglas E. Parsons: Width and Spacing of Tensile Cracks in Axially Reinforced Concrete Cylinders, Journal of Research, N.B.S., Vol. 31, July 1943.
- 7) Rudolf Saliger: Die Neue Theorie des Stahlbetons, Franz Deuticke, 1950.
- 8) Arther A. Clark: Cracking in Reinforced Concrete Flexural Members; ACI Journal, Apr. 1956.
- 9) A. Efsen, H. Krenchel: Prognosis of the Crack Problems in Reinforced Concrete Based on Statistical Investigations; RILEM Symposium, 1957.
- 10) H. Rüsck, G. Rehm: Notes on Crack Spacing in Members Subjected to Bending, RILEM Symposium, 1957.
- 11) H. Rüsck, G. Rehm: Notes on Relation between Crack Spacing and Crack Width in Members Subjected to Bending, RILEM Symposium, 1957.
- 12) Eivind Hognestad: Control of Flexural Cracking, High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 2, PCA Journal, Jan. 1962.
- 13) Paul H. Kaar, Alan H. Mattock: Control of Cracking, High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part. 4, PCA Journal, Jan. 1963.
- 14) Bengt B. Broms: Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members, ACI Journal, Oct. 1965.
- 15) G. D. Base, J. B. Read, A. W. Beeby, H. P. J. Taylor: An Investigation of the Crack Control Characteristics of Various Types of Bar in Reinforced Concrete Beams, Research Report 18, CCA, Dec. 1966.
- 16) Gallus Rehm: Über die Grundlagen des Verbundes Zwischen Stahl und Beton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 138, 1961.
- 17) 六車 照・森田可郎・富田幸次郎: 鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究, 日本建築学会論文報告集第131号, 昭42. 1, 第132号, 昭42. 2, 第139号, 昭42. 9.
- 18) 藤田嘉夫: 単純曲げを受ける鉄筋コンクリート桁およびプレレストコンクリート桁の極限強さ設計法に関する研究, 北大工学部研究報告第32号, 昭38. 10.

- 19) 横道英雄：鉄筋コンクリートの新発展と PRC 工法，土木学会北海道支部，昭 39. 2.
- 20) B. B. Broms, L. A. Lutz: Effect of Arrangement of Reinforcement on Crack Width and Spacing of Reinforced Concrete Members, *ACI Journal*, Nov. 1965.
- 21) M. Chi, A. F. Kirstein: Flexural Cracks in Reinforced Concrete Beams, *ACI Journal*, Apr. 1958.
- 22) L. P. Brice: Theorie de la Fissuration des Pieces en Beton Arme, *Annales de l'ITBTP*, Juin 1952.
- 23) L. P. Brice: Relation entre L'Ouverture des Fissures, la Contrainte des Aciers et le Diverses Caracteristiques D'une Piece en Beton Arme, *RILEM Symposium*, 1957.
- 24) J. Perchat, Y. Saillard: Conditions d'Emploi des Aciers a Haute Adherence des Treillis et des Toles Deployees, *Annales de l'ITBTP*, mai 1960, Mars-Avril 1962.
- 25) J. P. Borges, J. A. Lima: Formation of Cracks in Beams with Low Percentage of Reinforcement, *RILEM Symposium*, 1957.
- 26) J. P. Borges: Cracking and Deformability of Reinforced Concrete Beams, *Memoires Abhandlungen Publications*, V. 2, A.I.P.C., 1966.
- 27) P. U. Jonsson, J. Osterman, G. Wästlund: Background of the Swedish Tentative Standard Specifications for Limitation of Crack Widths in Reinforced Concrete Structures, *RILEM Symposium*, 1957.
- 28) G. Wästlund: Use of High-Strength Steel in Reinforced Concrete, *ACI Journal*, June 1959.
- 29) F. Leonhardt: Die Mindestbewehrung in Stahlbetonbau, *Beton u. Stahlbetonbau*, Sept. 1961. 1961.
- 30) 後藤幸正・植田紳治・満木泰郎：鉄筋コンクリート部材引張部のひびわれに関する研究，文 2).
- 31) 六車 熙・森田可郎・角 徹三：コンクリートのひびわれと鉄筋の露出，文 2).
- 32) 六車 熙・森田可郎：鉄筋コンクリート梁の変形とぎれつ，日本建築学会論文報告集，第 90 号，昭 38. 9.
- 33) 岡村 甫：鉄筋の許容引張応力に関する基礎的研究，セメントコンクリート，昭 38. 10.
- 34) A. M. Neville: Theories of Creep in Concrete, *ACI Journal*, Sept. 1955.
- 35) 横道英雄：コンクリート橋，技報堂，昭 37.
- 36) H. Reiffenstuhel: Spannungumlagerung durch Schwinden und Kriechen bei mehrsträngigen Vorspannung, *Beton u. Stahlbetonbau*, Juli 1959.
- 37) R. Busemann, H. Baldauf: Spannungumlagerungen infolge Kriechen und Schwinden in Verbund-Konstruktionen an vorgespannten Fertigteilen und Ortbeton, *Beton u. Stahlbetonbau*, Jun 1963.
- 38) K. Sattler: Betrachtungen über die Durchbiegungen von Stahlbetonträgern, *Die Bautechnik*, Nov. 1956.
- 39) Wei-Wen. Yu G. Widter: Instantaneous and Long-Time Deflections of Reinforced Concrete Beams under Working Loads, *ACI Journal*, July 1960.
- 40) 丸安隆和・吉谷 豊・小林一輔：冷間ねじり鉄筋の疲労試験結果について，文 1).
- 41) 河野通之・富田勝信ほか：異形鉄筋の疲れ強度に関する研究，文 1).
- 42) 国分正胤・岡村 甫：高強度異形鉄筋筋用いた鉄筋コンクリートはりの疲労に関する基礎研究，文 2).
- 43) 横道英雄・藤田嘉夫・西堀忠信：異形鉄筋を用いた RC 桁の曲げ疲労試験，文 2).
- 44) J. F. Pfister, E. Hognestad: Fatigue Tests, High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 6, *PCA Journal*, Jan. 1964.
- 45) S. Soretz: Ermüdungseinfluss im Stahlbeton, *Zement u. Beton*, Mai. 1965.
- 46) G. M. Nordby: Fatigue of Concrete—A Review of Research, *ACI Journal*, Aug. 1958.
- 47) J. W. Murdock, C. E. Kesler: Effect of Range of Stress on Fatigue Strength of Plain Concrete Beams, *ACI Journal*, Ang. 1958.
- 48) G. Rehm: The Fundamental Law of Bond, *RILEM Symposium*, 1957.
- 49) Phil M. Ferguson: Bond State —The State of the Art, *ACI Journal*, Nov. 1966.

- 50) R. M. Mains: Measurement of the Distribution of Tensile and Bond Stresses along Reinforcing Bars, ACI Journal, Nov. 1951.
- 51) 横道英夫・藤田嘉夫: 各種異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート桁の曲げ試験について, 文1).
- 52) 横道英雄・高田宣之・角田与史雄: コンクリートはりのひびわれ発生過程について, セメント技術年報, XX, 昭41.
- 53) 藤田嘉夫・松井 司・角田与史雄: コンクリートの疲労について, 土木学会年次講演会概要, 昭42. 5.