

## 太径鉄筋 D 51 の単体および RC ばりにおける疲労特性\*

STUDIES ON FATIGUE CHARACTERISTICS OF LARGE-DIAMETER  
DEFORMED BAR D 51 IN AXIAL LOAD AND RC BEAM

山崎 徳也\*\*・石渡 正夫\*\*\*・佐藤 政勝\*\*\*\*

By Tokuya YAMAZAKI, Masao ISHIWATA and Masakatsu SATO

## 1. 緒 言

新建材の開発、技術計算の飛躍的發展や社会的要請などを背景に、土木建築構造物は年々大型化する傾向にあり、これに伴って現場では施工の省力化および集約化が検討されている。その一環として鉄筋コンクリート（以下 RC と略す）構造物に用いる異形鉄筋の太径化が要望され、呼び名 D 51 の太径鉄筋（以下 D 51 と略す）が高炉メーカー各社によって開発された。

D 51 の引張強さおよびコンクリートとの付着強度については従来の異形鉄筋と比較して遜色ないことが数多くの実験および研究から確認されており、これらの成果に基づいて設計指針<sup>1)</sup>が設定され、すでに実用化されているが、引続き重ね継手の補強方法、機械的継手の疲労強度などに関して各種実験が鋭意進められている。

D 51 の疲労試験の結果<sup>2)~4)</sup>、素材の軸引張（以下単体と略す）および RC ばり（以下はりと略す）における疲労強度は明らかになったが、疲労強度に及ぼすふし周辺部に生ずる応力集中の影響、疲労強度より定まる許容引張応力度（以下許容疲労応力度と略す）、単体とはりにおける疲労強度の相違などについてはなお多くの問題が残されている。

第 1 の問題に関しては、D 25 以下ではふしの立上り部の形状による応力集中が支配的であって、ここに適当な曲率を設けることで応力集中が著しく緩和され、疲労強度が改善されると報告されている<sup>5)~7)</sup>。しかし、D 51 では細径のものと同等の付着強度を確保できるようにふしの形状に工夫を凝らすため、その突起が高くなりふしの立上り部に大きな曲率を設けても応力集中の緩和には

効果が少なく、このことが疲労強度の低下の一因であることはすでに著者ら<sup>8)</sup>は明らかにしたが、さらに疲労強度に及ぼす応力集中の影響について定量的な考察が望まれる。

第 2 の許容疲労応力度に関しては、 $2 \times 10^6$  回における疲労強度振幅を求めるだけにとどまらず、設計に反映できるように疲労破壊に対する安全を確率的に評価した値が必要である。

第 3 の問題に関しては、同一鉄筋を用いて単体とはりの両者について疲労試験を実施した例はわずかに D 29 に関する河野<sup>9)</sup>らの報告があるのみで、従来の鉄筋について両者の関係が明確であるとはいいがたい。しかし、少なくとも D 29 では単体の疲労強度がはりのものよりも多少低めであるのに対して、D 51 では単体の疲労強度がはりのものに比べて  $4 \sim 5 \text{ kg/mm}^2$  も高めであり<sup>9)</sup>、D 51 特有の問題として両者の相違を解明する必要がある。

本論文は、横ふし D 51 の単体の疲労試験および同一鉄筋を用いたはりの曲げ疲労試験の結果<sup>10)</sup>と D 51 の応力分布の測定結果を基盤とし、さらに波と交差ふし D 51 の疲労試験結果を勘案して D 51 の疲労特性を考察したものであり、横ふし D 51 の単体の疲労試験および D 51 の応力分布の測定結果からおもに第 1, 2 の問題点を論じ、はりの曲げ疲労試験の結果を基に第 3 の問題点を論じたものである。

## 2. 供試体と試験方法

## (1) 供試体の製作

単体およびはりの疲労試験に用いた横ふし D 51 は、JIS G 3112 の熱間圧延異形棒鋼 3 種に適合するもので、その化学成分と機械的性質を Table 1 に、また形状寸法を Fig. 9 に示す。

\* 土木学会第 30 回年次学術講演会にて一部発表 (V-163)

\*\* 正会員 工博 川崎製鉄(株) 構造技術研究所所長

\*\*\* 正会員 川崎製鉄(株) エンジニアリング事業部主査

\*\*\*\* 正会員 工博 川崎製鉄(株) 構造技術研究所主任研究員

Table 1 Test Result of Lateral Lug D 51

Unit weight (kg/m)	Dimension		Chemical composition (%)					Tensile test			Bend test
	Diameter (mm)	Cross section (cm <sup>2</sup> )	C	Si	Mn	P	S	Y.P.	T.S.	Elongation (%)	
			×100			×1000		(kg/mm <sup>2</sup> )			
15.9	50.8	20.27	22	40	143	18	15	36	55	30	Good

Table 2 Specified Mix for Concrete

Design strength (kg/cm <sup>2</sup> )	Maximum size of aggregate (mm)	Slump (cm)	Water-cement ratio W/C(%)	Fine-coarse aggregate ratio s/a (%)	Unit Weight (kg/m <sup>3</sup> )			
					water W	cement C	fine aggregate S	coarse aggregate G
330	20	8±1.5	51.7	45.5	180	348	806	965

Fig. 1 に示すような 600×500 mm の矩形断面に、4本の D 51 を有するはりをオリエンタルコンクリート(株)多摩工場で6体製作した。このうち、疲労試験を実施した5体の供試体を LF 1~5 と略称する。

使用したコンクリートの示方配合を Table 2 に、Table 3 には標準養生ならびに供試体と同じ条件で室内養生したコンクリートの圧縮試験結果を示す。疲労試験は相当の日数を要するので、室内養生したコンクリートの圧縮試験は当該供試体の疲労試験開始日に実施した。Table 3 に示すごとくコンクリートの設計基準強度の1/3の応力度における割線弾性係数はいずれの場合も、 $2.8 \sim 2.9 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  の範囲なので、応力計算では、弾性係数を  $3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  とみなし、鉄筋とコンクリートの弾性係数比(以下  $n$  と略す)には7を採用した。

(2) 試験方法

疲労試験にはサーボ電気油圧式疲労試験機を用い、単体では繰返し速度を約 150 c.p.m 程度、はりでは 120~180 c.p.m とした。

Table 3 Compressive Test Results of Concrete

Condition	Water curing		Air curing		
	Age (day)	$\sigma_{ck}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Age (day)	$\sigma_{ck}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$E_c (\times 10^5 \text{ kg/cm}^2)$
LF 1	28	336	30	365	2.83
LF 2,3	28	428	71	448	2.90
LF 4,5	28	423	132	445	2.90

単体では Table 4 に示すように、公称応力(作用荷重を D 51 の公称断面積 20.27 cm<sup>2</sup> で除した商)で最小を 2.0 kg/mm<sup>2</sup> とし、最大を 21.5~34.0 kg/mm<sup>2</sup> まで変化させ、S-N (応力-繰返し数)線図を描き、 $2 \times 10^6$  回における応力の範囲(以下  $2 \times 10^6$  疲労強度振幅\*と略す)を推定した。

はりを Fig. 1 の載荷状態に設置すると同時に主鉄筋に自重による応力が生じる。この応力を常用計算法(コンクリートの引張応力を無視し、 $n$  を7とした弾性計算)で求めると、径間中央で最も大きく、その引張鉄筋の重心で 1.2 kg/mm<sup>2</sup> になるので、この自重による値を考慮して最小荷重を設定した。すなわち、最小応力をすでに実施済みの D 51 を用いたはりの疲労試験の結果<sup>2),4)</sup>と比較できるように 5.0 kg/mm<sup>2</sup> に設定し、自重による応力を差し引いた 3.8 kg/mm<sup>2</sup> を引張鉄筋に与える荷重を最小値にした。設定した最小、最大荷重と常用計算法で求めた最小、最大応力および応力全振幅を Table 5 に示す。載荷は Fig. 1 に示すごとく間隔 1.0 m の中央対称 2 点集中方式とし、引張鉄筋が破断するまで繰返し載荷を行い、S-N 線図を描

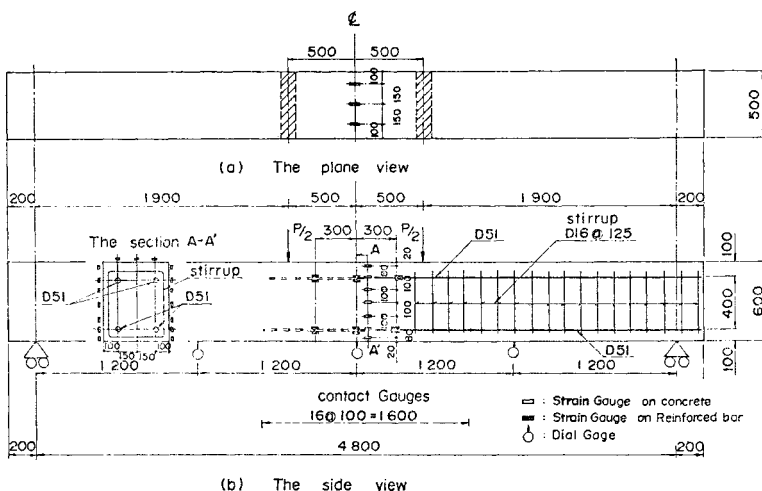


Fig. 1 Dimension and Gauge Position of RC Beam with D 51

果<sup>2),4)</sup>と比較できるように 5.0 kg/mm<sup>2</sup> に設定し、自重による応力を差し引いた 3.8 kg/mm<sup>2</sup> を引張鉄筋に与える荷重を最小値にした。設定した最小、最大荷重と常用計算法で求めた最小、最大応力および応力全振幅を Table 5 に示す。載荷は Fig. 1 に示すごとく間隔 1.0 m の中央対称 2 点集中方式とし、引張鉄筋が破断するまで繰返し載荷を行い、S-N 線図を描

\* JIS Z 2273<sup>1)</sup> では  $2 \times 10^6$  時間部分片振り引張疲れ強さが正式な表現であるが、ここでは文献<sup>2)</sup>を参照して略称を用いる。

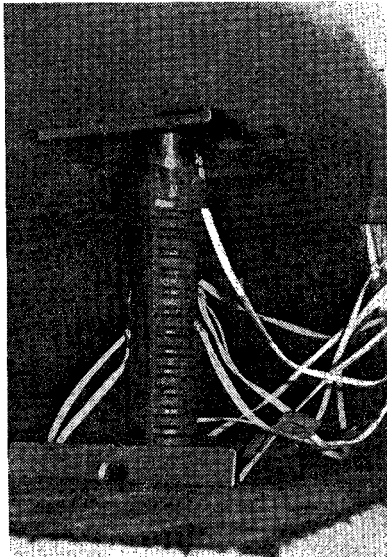


写真-1 D51 の応力集中係数を求める荷重実験状況

き、はりにおける D51 の  $2 \times 10^6$  疲労強度振幅を推定した。

すべてのはりについて、圧縮鉄筋の上下縁およびコンクリートの上縁繊維ひずみを電気抵抗ひずみ計で、下縁から 10 cm 離れた位置におけるコンクリートのひびわれ幅を 1/1 000 mm コンタクトゲージで、支間中央などのたわみを 1/100 mm ダイヤルゲージで測定したほか、LF 1 では常用計算法による応力値と実測値を対比するため、引張鉄筋の上下縁繊維ひずみも測定した。

試験開始と 2 回目、および繰返し回数が  $10, 10^2, 10^3, 10^4, 10^5, 2 \times 10^6$  に達した時に試験機を停止し、最大荷重まで静的に荷重して、上記の測定を行い、その後は鉄筋が破断するまで  $1 \sim 2 \times 10^6$  ごとに適時これを実施した。

ふし周辺部に生じる応力集中係数を求めるため、2 mm のひずみゲージをふしの山、谷およびリブなどに張付けた D51 の軸引張試験を実施した。断面に均等な応力が作用するよう、写真-1 のごとく、つかみ部ではふしとリブを削切して真円にする一方、荷重時には左右のリブのひずみ値が等しくなるようにつかみ部の位置を調整した後、Fig. 9 に示す位置のひずみを電気抵抗ひずみ計で測定した。

### 3. 試験結果

#### (1) 単体の部分片振り疲労試験

横ふし D51 の疲労試験結果を Table 4 に、S-N 線図を Fig. 2 に示す。ここで、実線は試験結果を最小二乗法を用いて直線回帰した平均値（残存確率 50%）を示し、破線は標準偏差の 2 倍（ほぼ 95% の残存確率に相

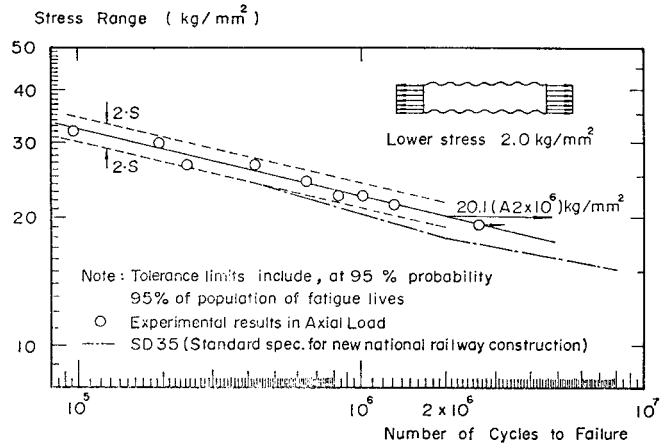


Fig. 2 S-N Curve of Lateral Lug D 51 in Axial Load

Table 4 Experimental Results of Lateral Lug D 51 in Axial Load

No. of Test Piece	Load (t)		Calculated Stress (kg/mm²)			Cycles to Failure $N_f (\times 10^6)$	Remarks
	$P_{max}$	$P_{min}$	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\sigma_{min}}$		
1	69.4	4.1	34.0	2.0	32.0	9.7	Contact to Rib
2	65.3	"	32.0	"	30.0	19.5	"
3	58.1	"	28.5	"	26.5	25.6	"
4	"	"	"	"	"	42.4	"
5	54.1	"	26.5	"	24.5	64.5	"
6	50.0	"	24.5	"	22.5	84.7	"
7	"	"	"	"	"	101.5	"
8	48.0	"	23.5	"	21.5	132.6	"
9	43.9	"	21.5	"	19.5	$N > 260.0$	No Failure

当) の値を示す。この結果、単体における D51 の  $2 \times 10^6$  疲労強度振幅は  $20.1 \text{ kg/mm}^2$ 、また、95% の残存確率を考慮した場合は  $18.9 \text{ kg/mm}^2$  と推定され、一点鎖線で示した新幹線網建造物設計標準<sup>12)</sup>における SD 35 の規定を満足している。なお、疲労亀裂の発生点(写真-2 では矢印で示す)はすべてふし立上り部で、かつリブとの付け根であった。

#### (2) はりの部分片振り曲げ疲労試験

はりの疲労試験結果を Table 5 に、S-N 線図を Fig.

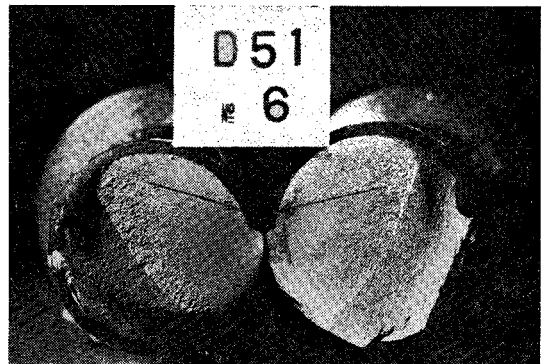


写真-2 単体(供試体 No. 8)における疲労破面

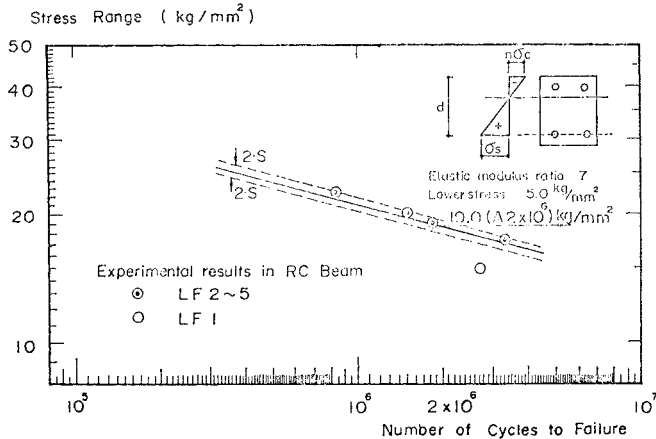


Fig. 3 S-N Curve of Lateral Lug D 51 in RC Beam

Table 5 Experimental Results of Lateral Lug D 51 in RC Beam

No. of Test Beam	Load (t)		Calculated stress (kg/mm <sup>2</sup> )			Cycles to failure N <sub>f</sub> (×10 <sup>4</sup> )
	P <sub>max</sub>	P <sub>min</sub>	σ <sub>max</sub>	σ <sub>min</sub>	σ <sub>max</sub> - σ <sub>min</sub>	
LF 1	34.75	7.0	18.8	3.8	15.0	277.1
" 2	39.4	"	21.3	"	17.5	335.9
" 5	42.2	"	22.8	"	19.0	185.8
" 3	44.0	"	23.8	"	20.0	150.0
" 4	48.6	"	26.2	"	22.5	83.8

σ<sub>max</sub> and σ<sub>min</sub> shows maximum and minimum stress of tensile reinforced bar

3に示す。ここで、白丸はLF 1を示し、二重丸は引張鉄筋にゲージのないLF 2~5の結果を示す。実線は二重丸の結果を最小二乗法で直線回帰した平均値であり、破線は標準偏差の2倍の値を示す。この結果、はりにおける2×10<sup>6</sup>疲労強度振幅はnを7とした常用計算法では、引張鉄筋重心で19.0 kg/mm<sup>2</sup>と推定される。なお、一般の設計計算で採用しているようにnを15と仮定した場合には、この振幅は19.6 kg/mm<sup>2</sup>になる。

Fig. 4から明らかなように、LF 1では繰返し数50回程度でゲージ位置の近傍断面にひびわれが生じ、鉄筋もその断面で破断し、破断回数にはりに比べて低めである。これに対してLF 2~5では、Fig. 5に示すようにひびわれ位置から10 cm程度離れた断面の鉄筋が破断した(その例としてLF 5をFig. 5に示す)。なお、疲労亀裂の発生点は鉄筋下縁の谷部付近であった(写真-3参照)。

繰返し後の各静的載荷時における鉄筋の応力全振幅と繰返し

回数の関係をFig. 6に示す。ひびわれ付近の鉄筋重心での応力全振幅の実測値(No. 17とNo. 18の平均)は繰返し数100回までは漸次増加し、常用計算法による値(図では一点鎖線で表わす)よりわずかに小さめであるが、ひびわれの間における実測値(No. 15とNo. 16の平均)は計算値より3.5~4.0 kg/mm<sup>2</sup>も小さい。実測値が計算値と比べて低めになる傾向は国分ら<sup>5),13)</sup>、河野ら<sup>6)</sup>、Munse<sup>14)</sup>らの報告でも認めることができる。

Fig. 7, 8にLF 5のコンクリート上縁繊維応力および支間中央のたわみと繰返し回数の関係を示す。これらの図から、コンクリートの上縁繊維応力およびたわみの実測値はnを7とした常用計算法による値にほぼ等しいことが確認できる。

(3) 応力集中係数の測定結果

弾性範囲内で公称応力を2.1×10<sup>6</sup> kg/cm<sup>2</sup>で除した商を計算ひずみ値とし、この値で実測ひずみ値を除した商

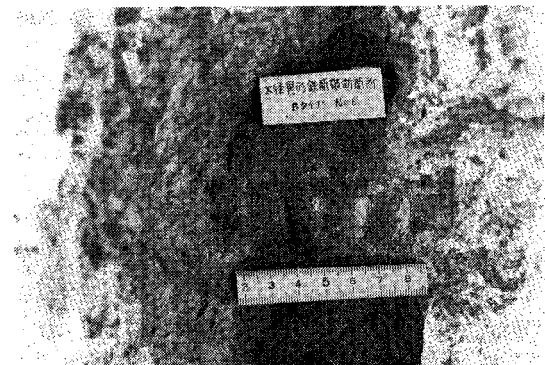


写真-3 はり(供試体 LF 5)における引張鉄筋の疲労破断箇所

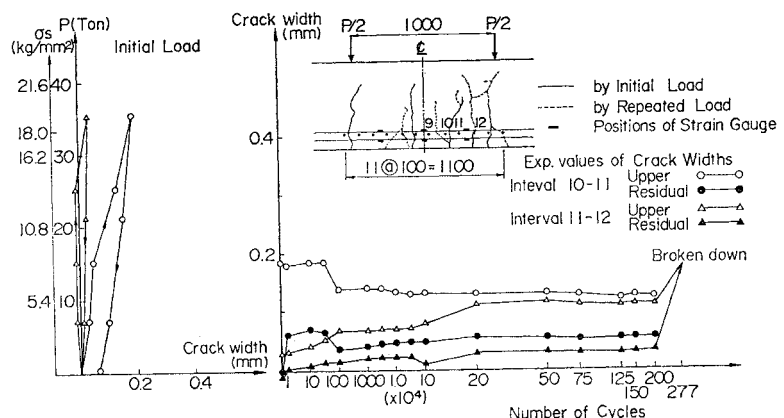


Fig. 4 Relation between Number of Cycles and Crack widths on LF1

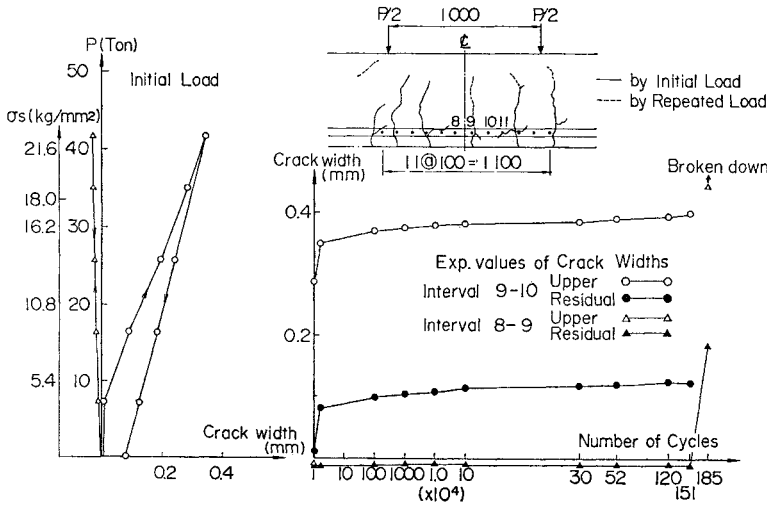


Fig. 5 Relation between Number of Cycles and Crack widths on LF 5

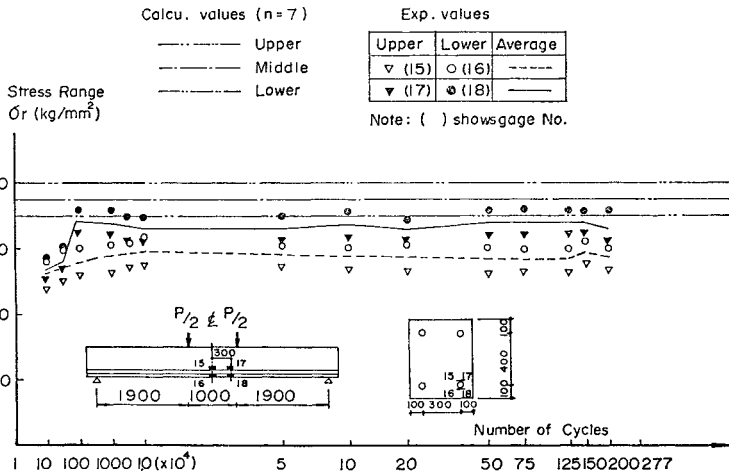


Fig. 6 Relation between Number of Cycles and Stress Range of Tensile Reinforced Bar on LF 1

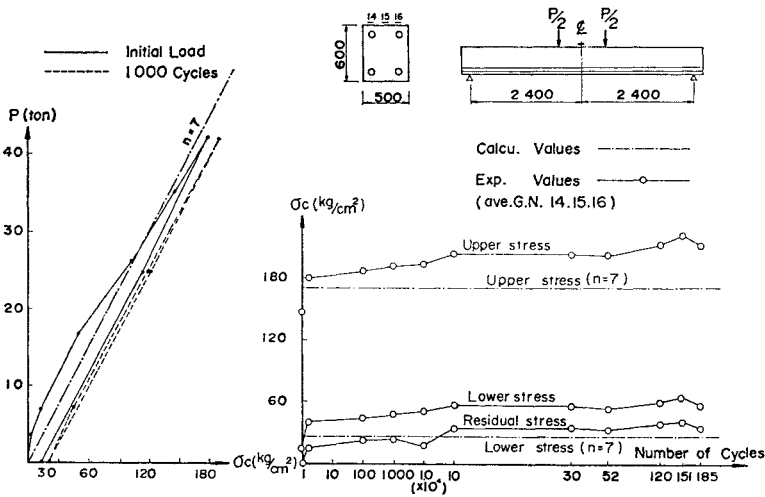


Fig. 7 Relation between Number of Cycles and Upper Extreme Fiber Stress of Concrete at Center Span on LF 5

から求めた横ふし D 51 の応力集中係数を Fig. 9 に示す。

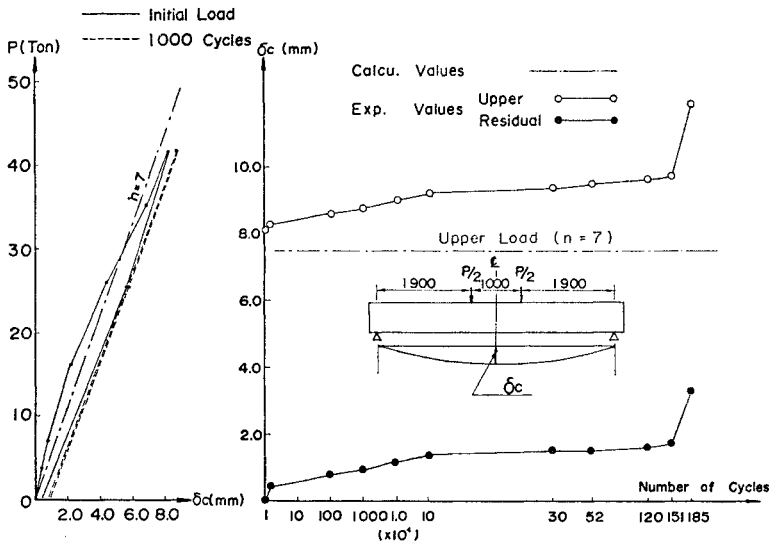
応力集中部について最高応力をその部分の公称応力で除した商で定義される形状係数  $\alpha$  を実測結果から求めると 1.49 になる。ただし、実際の疲労亀裂の発生点であるふし立上り部で、かつりぶとの付け根近傍における応力集中係数は 1.49 より高いことが予想されるが、この位置では円周方向にもふしの形状が変化するため、応力集中係数を単軸ひずみゲージから求めるには限界があり、ここでは、一応  $\alpha$  として 1.49 を採用することにした。

#### 4. 考 察

##### (1) 2×10<sup>8</sup> 時間疲れ限度について

疲れ限度に及ぼす最小応力の影響を正確に把握するには各種の最小応力のもとで疲労試験を行い、疲れ限度線図を求める必要があるが、実験によって逐一これを求めるのでは長時間を要するので、便宜上、比較的最低応力が小さい値での疲労試験の結果と、横軸上示した真破断応力、あるいは引張強さと結んだ直線を疲れ限度線とすることが多い。横軸上に真破断応力と引張強さのいずれを採用するかについてはまだ確たる定説はないが、ここでは安全をみて引張強さを採用する<sup>6), 15)</sup>。

鉄筋の疲労強度に関する最近の研究では<sup>16), 17)</sup>、疲労強度に及ぼす最小応力の影響は上述の疲れ限度線の勾配とほぼ等しいことが認められている。この考え方に従えば、Fig. 10 に示すようにはりの疲労強度は単体のそれと引張強さを結んだ線の上に位



る応力域となる。

両図から明らかなように、残存確率 95% における単体の疲労強度と引張強さを結んだ線は鉄筋 SD 35 および構造用鋼材 SM 50 Y の許容される領域を侵すようなことはない。したがって、SD 35 の横ふし D 51 の疲労強度はコンクリート標準示方書の疲労強度より定まる許容引張応力以上であることが確認される。

(3) 単体における D 51 の疲労特性

疲労強度の低下の程度を示す切欠き係数  $\beta$  は次式で表わされる。

$$\beta = \sigma_{w0} / \sigma_{wk} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $\sigma_{wk}$  は形状係数が  $\alpha$  なる切欠きをもつ部材の疲労強度 (kg/mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_{w0}$  は平滑試験片の疲労強度 (kg/mm<sup>2</sup>) である。

$\beta$  は  $\alpha$ 、切欠き底の応力勾配、材質など種々な因子の影響を受けるので、 $\beta$  を本質的に説明することは困難であって、理論的考察を加味した実験式、あるいは  $\alpha$  と関連させた実験式から求めている<sup>20)</sup>のが実情である。

$\beta$  と  $\alpha$  との一致の程度を表わす切欠き感度係数を  $q$  とすれば、 $\beta$  は次式で表わされる。

$$\beta = 1 + q(\alpha - 1) \dots\dots\dots (2)$$

Moore の実験式<sup>20)</sup>より  $q$  を求めると、

$$q = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{\epsilon_0'}{r}}} \left. \vphantom{q} \right\} \left. \begin{aligned} \epsilon_0' &= 5.1 \left(1 - \frac{\sigma_y}{\sigma_B}\right)^3 \left(1 - \frac{0.635}{\alpha}\right) (1.6 < \alpha < 25) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 $r$  はふしの立上り部における曲率半径 (mm)、 $\sigma_y$  は降伏点 (kg/mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_B$  は引張強さ (kg/mm<sup>2</sup>)、 $\alpha$  はふし谷部から中心軸までの距離で D 51 では約 24 mm である。

上式に  $r=5$  mm、 $\sigma_y=36$  kg/mm<sup>2</sup>、 $\sigma_B=55$  kg/mm<sup>2</sup> を代入すると、横ふし D 51 の  $q$  は 0.83 となる。また、理論的考察を加味した Kuhn と Hardrath の実験式<sup>21)</sup>から  $\sigma_B=55$  kg/mm<sup>2</sup>、 $r=5$  mm に対する  $q$  を求めると、

$$q = \frac{1}{1 + 0.42/\sqrt{r}} = \frac{1}{1 + 0.42/2.23} = 0.84$$

となる。

3.(3) で求めた  $\alpha (=1.49)$  と上述の  $q (=0.83)$  を式 (2) に代入すると、 $\beta$  は 1.41 になる。SD 35 相当の平滑材の  $\sigma_{w0}$  として、構造用鋼材 SM 50 Y の  $2 \times 10^6$  疲労強度振幅 29.0 kg/mm<sup>2</sup><sup>19), 22)</sup> を用いると、横ふし D 51 の  $2 \times 10^6$  疲労強度振幅は 20.4 kg/mm<sup>2</sup> となり、単体における実験値 20.1 kg/mm<sup>2</sup> とほぼ一致する。

(4) 単体とはりにおける疲労強度の相違

河野らの同一鉄筋を用いた D 29 の実験結果では、はりの疲労強度は単体のそれに比べて少し高めである。また、D 25 に関する JHAMB ら<sup>23)</sup>のように、はりの方が 1.5 kg/mm<sup>2</sup> 程度高めのものや、REHM<sup>24)</sup> の D 26 に関する結果のように単体の方が 4 kg/mm<sup>2</sup> も高いものなどがあり、D 29 以下の径のものについてもまだ両者の相違が明らかであるとはいいいにくい。

単体とはりとの疲労強度が異なる原因としては以下の要因が考えられる。

まず、第 1 は 3.(2) で述べたごとく、はりの引張鉄筋における応力全振幅の実測値は引張コンクリートの影響によって計算値よりも低めである<sup>5), 9), 13)</sup>。

第 2 は、SKOROBOTATOV<sup>25)</sup> が指摘しているように、はりでは単純曲げ区間においてもひびわれの影響で曲げ引張力が変化し、これにつり合うような付着力が鉄筋に作用する。異形鉄筋ではこの付着力はコンクリートとの鉄筋表面の摩擦抵抗力と鉄筋のふしに作用する機械的抵抗力から構成されるが、D 51 ではふしの突起が高く、後者の機械的抵抗力が大きな割合を占める。すなわち、付着力は鉄筋表面に作用する摩擦力としてではなく、おもにふしに作用する支圧力として曲げ引張応力の変化につり合っている。したがって、この支圧力によってふし周辺部には曲げ引張応力に付加すべき応力 (以下鉄筋の付加応力と略す) が生じること。

第 3 は、写真-2 に示すように引張りにおける疲労亀裂発生が多くはふしとリブの付け根近傍であるから、はりにおいて鉄筋のリブを水平位置にすると疲労強度が高くなること<sup>7)</sup>。

第 4 は、はりの引張鉄筋には曲げ応力が作用して応力勾配が生じるので、引張鉄筋の縁繊維応力は重心で計算した値より大きいこと。

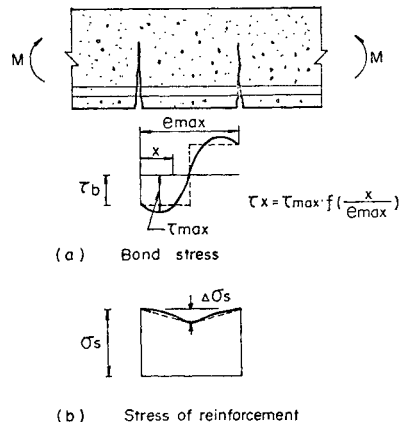


Fig. 12 Stress Distribution between Cracks

第5は、単体では断面全体に均等な応力を受けるから、すべての欠陥が疲労破断の発生点になりうるが、はりでは引張鉄筋の下縁付近の欠陥だけがその対象になるため、はりの疲労強度が高くなること。

以上の諸要因のうち第1, 2の影響がもっとも大きいものと考えられるが、なかでも第2の鉄筋の付加応力は式(6)に示すように  $P_d, d\sigma_s, l_0$  が一定ならば、直径  $D$  に比例するので、太径鉄筋ほどはりにおける疲労強度の低下が懸念される。

ひびわれ区間における付着応力の分布は、一般に Fig. 12(a) の実線で示すような複雑な形<sup>6)</sup>となるが、これを等分布と仮定すれば、つり合い式(4)が成立し、平均付着応力  $\tau_b$  (kg/mm<sup>2</sup>) とふし1個に作用する支圧合力  $S_d$  (kg/mm) は式(5), (6)で与えられる。

$$\tau_b \cdot \pi \cdot D \cdot l_0 / 2 = d\sigma_s \cdot \pi \cdot D^2 / 4 \dots\dots\dots (4)$$

すなわち、

$$\tau_b = d\sigma_s \cdot D / 2 l_0 \dots\dots\dots (5)$$

$$S_d = \tau_b \cdot P_d = P_d \cdot d\sigma_s \cdot D / 2 l_0 \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 $d\sigma_s$  はひびわれ位置とその区間の中央点における鉄筋応力の差 (kg/mm<sup>2</sup>)、 $l_0$  はひびわれ間隔 (mm)、 $D$  は鉄筋の公称直径 (mm)、 $P_d$  はふしの間隔 (mm) である。

Fig. 6 では径間中央と 30 cm 離れた箇所における引張鉄筋応力の差はその重心で 1.5~2.5 kg/mm<sup>2</sup> であるが、必ずしもこれらの計測箇所がひびわれ発生位置とその間隔の中央部とは限らない。鉄筋の内部に溝を加工し、その中にひずみゲージを張り付けて鉄筋の応力分布を厳密に測定した D 25 に関する国分ら<sup>5)</sup> の実測結果および水野ら<sup>27)</sup> の D 16 を用いたはりの実測結果ではいずれも応力の差は 2.5 kg/mm<sup>2</sup> 程度であると報告されており、これらの結果を参考に  $d\sigma_s$  として 2.5 kg/mm<sup>2</sup> を、また、Fig. 4, 5 から  $l_0$  として 300 mm を採用すると  $S_d$  は 3.2 kg/mm になる。

次に、 $S_d$  によってふし周辺部に生じる鉄筋の付加応

力を D 51 の断片を平面応力状態にモデル化した有限要素法で求める<sup>8)</sup>。要素分割ではふしの立上り部および鉄筋表面近傍の応力を把握できるように、ふし周辺部の要素を極力細かくした。

$S_d$  が 1.0 kg/mm となるような等価節点荷重を各ふしに作用した場合のふし周辺に生じる主応力を Fig. 13 に示す。この結果ではふしの立上り部に 1.2 kg/mm<sup>2</sup> の引張応力が発生するので、3.2 kg/mm の  $S_d$  に対しては 3.8 kg/mm<sup>2</sup> の引張応力となる。したがって、計算上では 3.8 kg/mm<sup>2</sup> の鉄筋の付加応力がふしの立上り部の表層近傍に生じることになる。一方、Fig. 6 に示すように、応力全振幅の実測値は常用計算法による値より 3.5~4.0 kg/mm<sup>2</sup> 低めであり、この応力差と上述の付加応力とが相殺した結果、横ふし D 51 に関しては単体のものとはりの結果がほぼ等しくなったものと考えられる。なおふしの間隔が 30 mm ならば、鉄筋の付加応力は 7.6 kg/mm<sup>2</sup> にもなり、はりにおける疲労強度が単体のものに比べて 4~5 kg/mm<sup>2</sup> 程度低くなることが予想される。

以上より、D 51 の疲労強度に関しては、従来あまり問題にされていなかったふしの間隔が重要な要素であることが明らかとなった。すなわち、径に比例してふしの間隔を広くすれば、鉄筋の応力集中を緩和することはできるが、鉄筋の付加応力は大きくなり、はりにおける疲労強度が低下する。しかしながら、あまりこの間隔を狭くすると鉄筋の応力集中によって疲労強度が支配されるので、疲労強度に有利な表面形状の選定にあたっては、ふしの立上り部の曲率半径、高さと同じようにその間隔についても十分な検討が必要である。

### 5. 結 言

単体における異形鉄筋 SD 35 の疲労強度は一般的に形状係数がわかれば、切欠き感度係数と構造用鋼材 SM 50 Y の疲労強度から求められること、また、D 51 では応力集中係数の実測から明らかなように、ふし立上り部に大きな曲率を設けても応力集中の緩和には効果が少なく、このことが原因で疲労強度は細径鉄筋に比べてやや低下するが、コンクリート標準示方書の疲労強度より定まる許容引張応力度以上であることが確認された。

次に、はりでは単純曲げ区間においてもひびわれの影響で付着応力が生じ、D 51 ではふしの突起が高いのでこの付着応力が表面に作用する摩擦力としてではなく、むしろ支圧力として各ふしに作用するため、ふし周辺部には付加応力が生じることが明らかとなった。

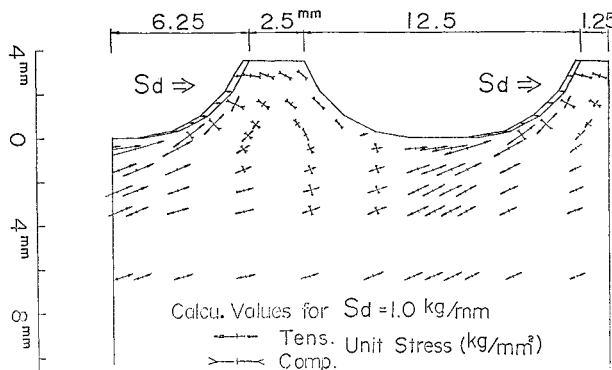


Fig. 13 Stress Distribution for  $S_d (=1.0 \text{ kg/mm})$  by Finite Element Method



鉄筋の付着応力を等分布に仮定すると、計算上では、ふしの間隔 15 mm のものには 3.8 kg/mm<sup>2</sup> の付加応力が鉄筋に生じる。この応力がはりにおける疲労強度に大きな影響を及ぼすものと思われる。本実験では、応力全振幅の実測値が常用計算法による値より 4 kg/mm<sup>2</sup> 程度低く、この応力差と上述の付加応力とが相殺した結果、単体とはりにおける疲労強度がほぼ等しくなったものと考えられる。

したがって、D 51 の疲労強度に関しては、従来あまり問題にされなかったふしの間隔を重視すべきである。すなわち、径に比例してふしの間隔を広くすれば、鉄筋の付加応力は大きくなり、はりにおける疲労強度が低下する。他方、この間隔をあまり狭くすると鉄筋の応力集中によって疲労強度が低下するので、疲労強度に有利な表面形状の選定にあたっては、ふしの立上り部の曲率半径の高さと同じようにその間隔についても慎重に検討することが必要である。

本研究の結果、通常の供用荷重を対象として D 51 の高サイクル疲労特性はほぼ明らかにされた。今後、D 51 に関する疲労の分野では継手の疲労強度や地震などを想定した低サイクル領域での RC 構造物の動的特性の解明が重要な課題となろう。

最後に、はりの疲労実験の計画、実験結果の検討に際して助言をいただいた土木学会・太径鉄筋小委員会の国分委員長をはじめ委員各位ならびに川井 豊君をはじめ疲労実験に従事した関係各位に深く感謝する次第である。

#### 参考文献

- 1) 土木学会編：太径鉄筋 D 51 を用いる鉄筋コンクリート構造物の設計指針，コンクリート・ライブラリー 43 号，1977. 6.
- 2) 国分正胤・岡村 甫：太径鉄筋の使用に関する研究，土木学会論文報告集 No. 202，pp. 103~113，1972. 6.
- 3) 土木学会編：太径鉄筋 D 51 を用いる鉄筋コンクリート構造物の設計指針(案)，コンクリート・ライブラリー 40 号，pp. 130, 133，1975. 6.
- 4) 岡村 甫：曲げ加工した太径鉄筋 D 51 を用いたはりの疲労性状，文献 2) の pp. 149~152.
- 5) 国分正胤・岡村 甫：高強度異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリートばりの疲労に関する基礎研究，土木学会論文集 No. 122，pp. 29~43，1965. 10.
- 6) 河野通之ほか 4 名：異形鉄筋の疲れ強度に関する研究，コンクリート・ライブラリー 2 号，pp. 75~90，1962.
- 7) Hanson, J.M. and C.A. Ballinger: Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading, ACI Committee 215, Jour. of ACI, March, 1974.
- 8) 山崎徳也・佐藤政勝：疲労強度に及ぼす異形鉄筋の径並びに形状に関する研究，第 22 回構造工学シンポジウム，pp. 55~62，1976. 1.
- 9) 村田二郎：太径異形鉄筋コンクリートの現状，コンクリートジャーナル，Vol. 12, No. 5, 1974. 5.
- 10) 佐藤政勝・石渡正夫・高塚 毅：太径鉄筋（横ふし D 51）を用いた大型 RC ばりの疲労試験，土木学会第 30 回年次学術講演会 V-163，1970.
- 11) 日本規格協会：金属材料の疲れ試験方法通則，Z 2273，1974.
- 12) 伊藤文人・近藤時夫・阿部英彦：全国新幹線網用構造物の疲労を考慮する場合の許容応力度，構造物設計資料 No. 32，1972.
- 13) 国分正胤ほか 3 名：各種の高張力異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート大型ばりの疲労に関する研究，土木学会論文集 No. 122，pp. 51~74，1965. 10.
- 14) Munse, W.H., M.R. Barone and J.P. Cannon: Fatigue Behavior of Welded Reinforcement in Reinforced Concrete Beams, Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 407, University of ILLINOIS, May, 1974.
- 15) 近藤時夫：RC 構造物の鉄筋の許容応力度のとり方，構造物設計資料 No. 24.
- 16) MacGregor, J.G., I.C. Jhamb and N. Nuttall: Fatigue Strength of Hot Relled Deformed Reinforcing Bars, Jour. of ACI, pp. 169~179, March, 1971.
- 17) Hanson, J.M., N.F. Sones and Th. Helgason: Investigation of Design Factor Affecting Fatigue Strength of Reinforcing Bars, Fatigue of Concrete, Sp-41 (ACI), pp. 107~138, 1974.
- 18) 土木学会編：国鉄建造物設計標準解説，1974.
- 19) 土木学会編：鋼鉄道橋設計標準解説，1974.
- 20) 石橋 正：金属の疲労と破壊の防止，養賢堂，p. 52~61，p. 158，1973.
- 21) 日本金属学会強度委員会編：金属の強度と破壊，丸善(株)，p. 326~333，1964.
- 22) 日本鋼構造協会：疲労データシート No. 7, SM 50 YA.
- 23) Jhamb, I.C. and J.G. Mar Gregor: Effect of Surface Characteristics on Fatigue Strength of Reinforcing Steel, Fatigue of Concrete, SP-41 (ACI), pp. 139~167, 1974.
- 24) Rehm, G.: Beitrag zur Frage der Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungsstählen, Preliminary Publication, 6th Congress of the IABSE (Stockholm), Ia 3, pp. 35~46, 1960.
- 25) Skorobogatov, S.M.: Влияние Окружающего Бетона на Вьносливость Стержневой Арматурыс Периодичес Когоирофиля В Изтибаемьсх Элементах, Бетон и Железобетон, No. 11, pp. 38~40, 1972.
- 26) 森田司郎：ひびわれの制御設計，コンクリート・ジャーナル，Vol. 11, No. 9, pp. 56~63，1973. 9.
- 27) 水野高明・渡辺 明：丸鋼，異形丸鋼および異形ねじり鉄筋の付着に関する研究，土木学会論文集 No. 93，pp. 23~30，1963. 5.

(1977.8.19・受付)