

## 太径鉄筋の使用に関する研究

USE OF LARGE-SIZED DEFORMED BARS IN REINFORCED CONCRETE

国分正胤\*・岡村甫\*\*

By Masatane Kokubu and Hajime Okamura

### 1. 序

鉄筋コンクリート構造物における今日の趨勢の一つは部材の大型化である。その上に都会地の構造物では、立地条件から部材寸法に各種の制限が加えられるので、複雑過密な配筋となりコンクリート打設上の困難が増加している。それで、従来よりもさらに太径の鉄筋を使用する要望が強くなきつある。しかし、太径鉄筋をコンクリート工事に有効に活用するためには、解決すべき問題点も多い。

わが国では 40 mm 以上の太径鉄筋はまだほとんど使用されたことがないので、第 1 の問題点は、太径鉄筋製造上の要目、特に適切なデフォーメーションを明らかにすることである。異形鉄筋が広く用いられるようになった主要原因是、付着性状が良いために部材におけるひびわれ幅を相当に制限でき、鉄筋の降伏点に応じてある程度まで許容引張応力度を高く採れるからである。この良好な付着性状は鉄筋表面のデフォーメーションに負っているのであって、鉄筋コンクリート用棒鋼の日本工業規格 (JIS G 3112) にもデフォーメーションが規定されている。しかし、この規定は直径 25 mm 程度までの鉄筋を用いた実験結果に基づいて定めたものであって、直径 41 mm の場合にも一応規定はあるが、このような太径鉄筋に対して適当なものであるかどうか疑わしい。一方、単位断面積当たりの表面積は太径となるほど小さくなるので、太径鉄筋の場合には付着性状が一層重要となる。そこで、まず太径鉄筋に対して最も適当なデフォーメーションを明らかにする必要がある。

第 2 の問題点は、太径鉄筋を用いた鉄筋コンクリート部材のひびわれ性状ならびに疲労性状を明らかにすることである。土木学会の鉄筋コンクリート標準示方書でも

直径 32 mm を越える鉄筋に対してはその許容引張応力度を明示しておらず、責任技術者が十分な調査研究を行なって定めるように規定されている。この理由としては、製品の間の格差が予想されることもあげられるが、主要な理由は太径鉄筋を用いた部材のひびわれ性状ならびに疲労性状の資料が少ないとによるものである。

第 3 の問題点としては、有効な継手方法の検討があげられる。現在わが国で一般に用いられている鉄筋の継手は、重ね継手とガス圧接継手であるが、いずれの継手も太径鉄筋に関しては問題がある。すなわち、重ね継手とすれば継手長さを非常に長くとらなければならない上に必要な継手長さが必ずしも明らかにされていない。ガス圧接継手でも慣用されている工法では、鉄筋直径が大きくなるほど鉄筋の周辺部と中心部との温度差が大きくなるので完全な接合を行なうことが困難となり、また、直径が 50 mm を越えるような太径鉄筋の場合には、重量の増大によって現場の圧接作業は困難となる。

第 4 の問題点としては太径異形鉄筋に適した設計施工方法の確立があげられる。太径鉄筋に適したかぶり・配筋間隔・折曲げ・定着・等、設計上の細目を明らかにする必要がある。また、太径鉄筋は 1 本当たりの重量も大きく、曲げ剛性も高いので、その加工や組立てを細径の場合と同様に実施するのが得策でないのは明らかであって、特別な施工方法を考案する必要もある。

本文は、太径鉄筋使用上の問題点に関する基礎的事項を解明するために、東京大学工学部土木教室で行なった実験研究の結果をとりまとめたものである。すなわち、鋳鋼で試作した合計 23 種の直径 51 mm の異形棒鋼について引抜き試験を行なうとともに、直径 51~41 mm の数種の熱間圧延異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリートばかりの曲げ試験ならびに疲労試験を行ない、そのひびわれ性状ならびに耐疲労性状を通常の径の鉄筋を用いた場合と比較し、前記問題点のうち主として第 1 および第 2 の問題点について論じたものである。

\* 正会員 工博 東京大学教授 工学部土木工学科

\*\* 正会員 工博 東京大学助教授 工学部土木工学科

研究の実施にあたり、終始熱心に実験に従事して下さった土木教室コンクリート研究室の方々に厚く御礼申し上げる。なお、文部省より科学研究費補助金を交付されたこと、また、棒鋼は住友金属工業会社のご協力によるものであることを付記して厚く御礼申し上げる。

## 2. 太径鉄筋に適当なデフォーメーション

### (1) 引抜き試験

鉄鋼によって特別に試作した各種デフォーメーションの直径 51 mm の異形棒鋼 23 種について引抜き試験を行なった。なお、比較的良好と思われたあるデフォーメーションの異形棒鋼を圧延し、同様に試験した。試験に用いた異形棒鋼のデフォーメーションは写真-1 および表-1 に示すようであって、フシと鉄筋軸とのなす角度は 46°~90°、フシの高さは 0.027 D~0.108 D\*、フシの平均間隔は 0.34 D~0.71 D の範囲のものが含まれており、直径 51 mm の鉄筋として製作可能な範囲をカバーして

表-1 引抜き試験に用いた棒鋼のデフォーメーション

記号	フシ <sup>(1)</sup>							BA <sup>(2)</sup>	SA <sup>(3)</sup>
	$\theta$ (°)	$h/D$ (%)	$l_n/D$ (%)	$l_0/D$ (%)	$U_n/U$ (%)	$U_0/U$ (%)	$h/l_0$ (%)		
A	68	5.1	46	35	96	96	15	10.7	73
B	54	7.3	46	35	97	97	21	14.8	74
C	68	7.1	46	37	97	97	19	15.0	78
D	90	7.1	46	37	98	98	19	15.1	79
E	68	9.2	46	36	101	101	26	15.4	79
F	68	7.3	59	49	99	99	15	12.3	83
G	69	7.5	39	30	98	98	25	15.1	75
H	80	10.8	58	47	105	93	23	15.1	85
I	52	4.8	46	32	66	66	15	6.9	46
J	67	3.9	59	46	70	70	8	4.4	54
K	90	3.9	34	25	64	64	16	7.3	47
L	66	4.5	46	31	70	70	15	6.8	47
M	90	4.3	59	48	68	68	9	5.0	56
N	54	5.0	34	23	69	69	22	9.3	47
O	90	6.2	47	36	74	74	17	9.7	56
P	55	4.9	58	45	69	69	11	5.9	54
Q	65	6.9	34	24	71	71	29	9.9	50
R	47	9.8	57	44	82	64	22	10.0	64
S	46	8.9	61	45	84	59	20	8.6	62
T	52	7.5	48	35	84	62	21	9.2	61
U	63	8.4	44	32	94	69	26	13.1	68
V	90	2.7	71	61	70	70	4	2.7	60
W	55	5.1	71	57	73	73	9	5.2	59
X	68	7.2	71	59	73	74	12	7.4	61
Y	丸鋼								

(1) 図-2 参照

$\theta$ : フシと鉄筋軸とのなす角度  
 $l_n$ : フシの間隔  
 $U_n$ : フシの投影長さ  
 $U_0$ : 公称周長

$h$ : フシの高さ  
 $l_0$ : フシの純間隔  
 $U_0$ : フシの純投影長さ  
 $D$ : 公称直徑

(2) BA\*: 支圧面積係数 =  $h_e/l_n \cdot U_0/U$

(3) SA: せん断面積係数 =  $l_0/l_n \cdot U_n/U$

\* D は鉄筋の公称直徑を示す。

いる。なお、I~X の 16 種類のものはリブとフシと離したものである。また、比較のために丸鋼(Y)についても試験した。

供試体は 25 cm 立方で、中心に鉄筋を水平に置きコンクリートを打込んだもので、この鉄筋の外側に 6 mm 鉄筋をピッチ 4 cm、直徑 20 cm のらせん状に配置してある。コンクリートは、早強ポルトランドセメントを用いたランプ約 8 cm のもので、材令 14 日における圧縮強度は約 350 kg/cm<sup>2</sup> であった。引抜き試験は、コンクリートの材令 14 日において、日本コンクリート会議の付着強度標準試験方法案に準じた方法で行なった。なお、供試体を支持する鋼板に設ける穴の直徑は 65 mm とした。

引抜き試験の結果から、荷重あるいは付着応力度と自由端における滑動量との関係を求めた一例を図-1 に示した。この滑動はいずれの異形棒鋼の場合にも荷重の増加に伴って増加していくが、滑動がある程度大きくなると、供試体側面中央付近に荷重端から鉄筋と平行な方向にひびわれが発生した。荷重をさらに増加すると、このひびわれは徐々に発達し、K・N・Q の 3 種以外のフシとリブとが離れている棒鋼の場合には、ひびわれが急速に発達するとともに滑動量もたちまち 1 mm を越えた。急激にひびわれが発達したのは、自由端滑動量が 0.25~0.5 mm に達してからであるが、最大荷重に達するまでには一般にさらに数トンの荷重増加が認められた。フシとリブとが離れていない棒

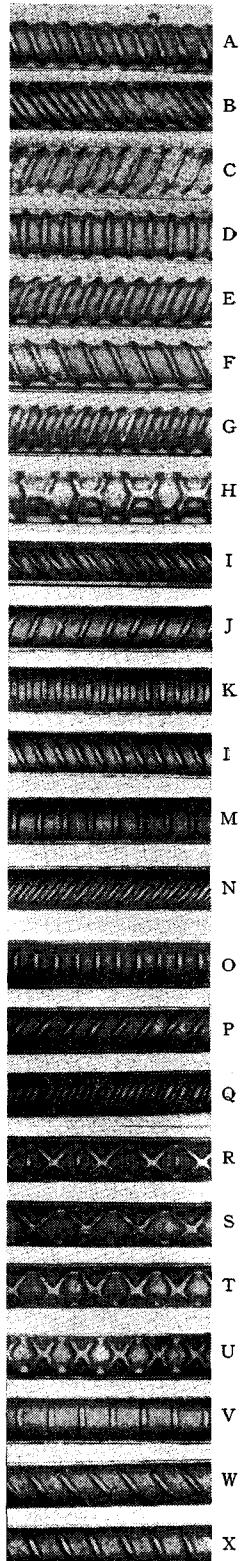


写真-1 引抜き試験に用いた棒鋼のデフォーメーション

鋼の場合には、ひびわれ幅は急激には大きくならず、滑動量が0.3~0.5mmに達した後にはほとんど荷重は増加せず、棒鋼が抜け出した。この場合、フシとリブとの間にあるコンクリートがフシ頂面の面に沿ってけずりとられたのであって、その面において局部的なせん断破壊が生じたものと思われる。

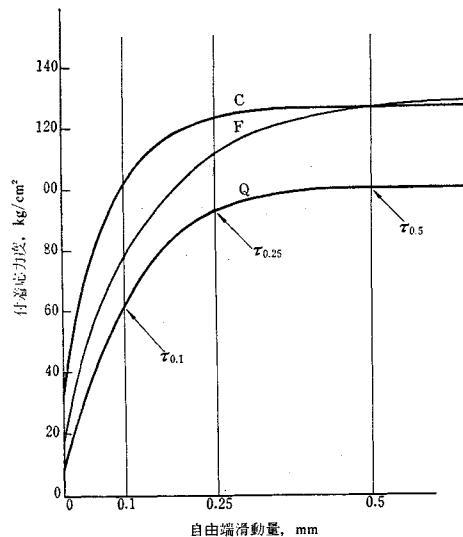


図-1 付着応力度と自由端滑動量との関係

表-2 引抜き試験の結果

棒 鋼	付着応力度 <sup>(1)</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )			
	$\tau_{0.1}$	$\tau_{0.25}$	$\tau_{0.5}$	$\tau_{\max}$
A	82	105	114	115
B	101	120	123	126
C	104	125	126	127
D	99	125	129	129
E	99	124	129	129
F	80	113	126	129
G	103	125	126	126
H	94	121	128	129
I	61	89	96	103
J	54	76	86	100
K	68	90	94	95
L	59	81	92	101
M	57	85	103	113
N	68	90	94	94
O	70	104	113	121
P	51	76	96	115
Q	63	93	100	101
R	64	98	111	125
S	68	93	113	125
T	73	103	116	123
U	82	113	119	128
V	37	59	68	85
W	50	70	78	103
X	68	99	110	119
Y	13	15	16	17

(1)  $\tau_{0.1}$ ,  $\tau_{0.25}$ ,  $\tau_{0.5}$  はそれぞれ自由端滑動量が 0.1mm, 0.25mm, 0.5mm に達するときの付着応力度を示す。

$\tau_{\max}$  は最大荷重時における付着応力度を示す。これらの値はいずれも 5 パッチのコンクリートからそれぞれ 1 本ずつ作成した供試体 5 個の平均値である。

棒鋼 1 種類ごとに、各 5 パッチのコンクリートからそれぞれ 1 個の供試体を作成したが、それらの試験値の平均値で示した付着応力度と滑動量との関係の一例は図-1 のようであった。この関係は、棒鋼のデフォーメーションによって相当に異なっている。これらの曲線から、表-2 に示すように、滑動量が 0.1mm, 0.25mm および 0.5mm に達したときの付着応力度ならびに最大荷重に対応する付着応力度の 4 種の値を求め、これらに基づいてデフォーメーションの諸要素が付着性状におよぼす影響を検討したのである。

## (2) 支圧面積係数

異形鉄筋の付着性状に影響をおよぼすデフォーメーションの諸要素としては、フシの高さ ( $h$ )・フシの間隔 ( $l_n$ )・フシのすき間の和 ( $S_0$ )・フシと鉄筋軸とのなす角度 ( $\theta$ )・フシ側面の傾斜角度 ( $\alpha$ ) などがあり、これらの規格値は国ごとに定められている。しかし、これらの影響は相互に関連があるので、一つ一つの要因効果を個別に評価するのは困難な場合もあり、また、各個の影響を明らかにしたとしても実用上の意義は薄いとも思われる。したがって、これら要因の影響を総合的に判断することが必要であって、この判断に役立つ係数として、筆者らは、次式で示される支圧面積係数  $BA$  を提案したい。

$$BA = \frac{h}{l_n} \times \frac{U_0}{U}$$

この係数を考慮した理由は次のとおりである。

異形鉄筋とコンクリートとの付着は主として異形鉄筋のフシがコンクリートを直接圧縮することによっているので、フシの支圧面積の大小が最も重要な因子と考えるのはきわめて自然である。鉄筋の一定長さ当たりの支圧面積はフシの高さ ( $h$ ) およびフシの純投影長さ ( $U_0$ ) に比例し、フシの平均間隔 ( $l_n$ ) に反比例する。フシの純投影長さを公称周長 ( $U$ ) で除したのは、支圧面積係数を無名数とするためでもあるが、フシのすき間の和 ( $S_0$ ) を用いずに  $U_0/U$  を導入することによって、三角形断面の鉄筋や四角形断面の鉄筋をも円形断面と全く同様に取り扱えるよう配慮したからである。フシの純投影長さは図-2 に示すように展開図から求めるので、 $U_0/U$  は場合によっては 1 を越える場合もある。なお、フシの

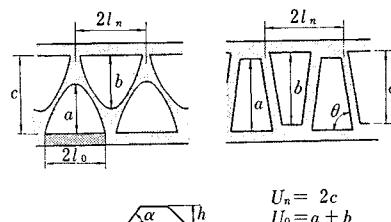


図-2 デフォーメーションを構成している要素

純投影長さ  $U_0$  はフシが交差しない場合にはフシの長さ  $U_n$  に一致する。フシの純投影長さはフシとリブとを離した場合には一般に小さくなり、本実験に用いた棒鋼では  $U_0/U$  の範囲は 0.59~0.74 であって、フシとリブとが離れていない場合の値 0.93~1.01 よりも相当に小さい。フシと鉄筋軸とのなす角度は、実験の範囲、すなわち、46°~90° の範囲では付着性状におよぼす影響はきわめて小さいことが示された（図-3 参照）ので、支圧面積係数（BA）を算定する要因の中には加えなかった。なお、直径 30 mm の丸棒を切削し、フシ側面の傾斜角  $\alpha$  を 15°~90° と変化させた 5 種の異形丸鋼について行なった引抜き試験の結果は図-4 のようであって、フシ側面の傾斜角が 45° 以上であればその影響がきわめて小さいことが示された。それでフシ側面の傾斜角の影響も無視することにして、支圧面積係数を提示したのである。

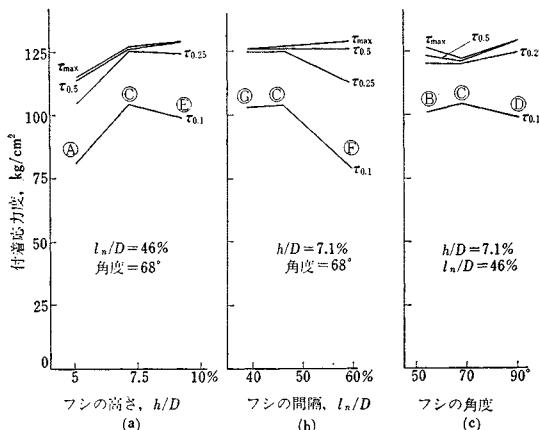
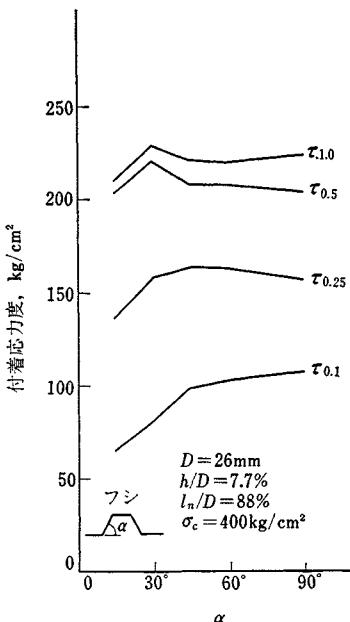
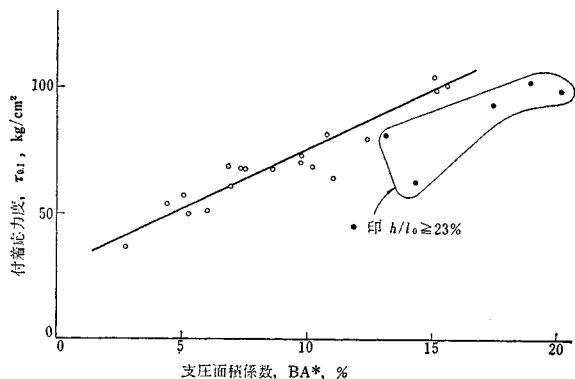
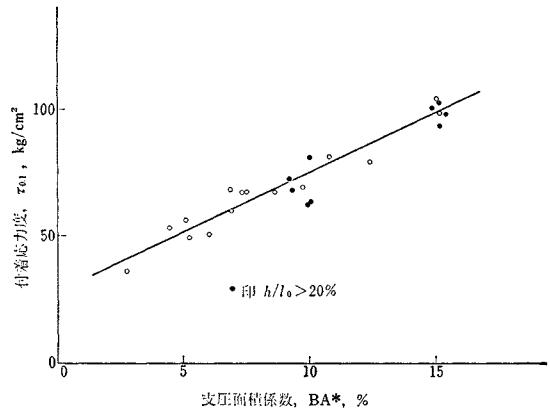


図-3 付着性状におよぼす各種要因の影響

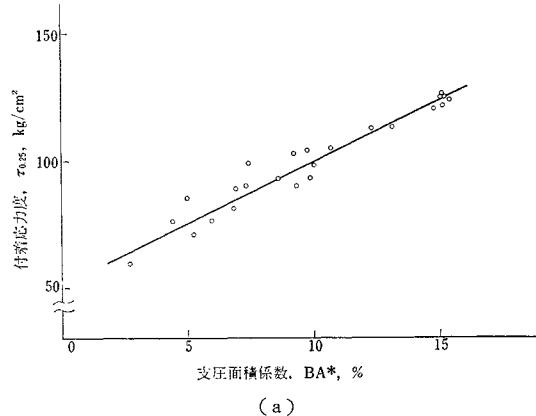
図-4 フシ側面の傾斜角 ( $\alpha$ ) が付着性状におよぼす影響図-5 支圧面積係数 BA と付着応力度  $\tau_{0.1}$  との関係

自由端滑動量が 0.1 mm に達するときの付着応力度  $\tau_{0.1}$  と支圧面積係数 BA との関係は図-5 に示すようであって、一部の鉄筋を除いては、フシの高さ ( $h$ )、フシの間隔 ( $l_n$ )、フシの純間隔 ( $l_0$ )、フシと鉄筋軸とのなす角度 ( $\theta$ ) などのいかんにかかわらず  $\tau_{0.1}$  と BA とはほぼ直線関係にあるといえる。この直線からはずれた点は、いずれもフシの高さ ( $h$ ) がフシの純間隔 ( $l_0$ ) に対して、特に大きいものである。すなわち  $h/l_0$  が 0.23 以上の鉄筋は同じ BA の鉄筋に比して  $\tau_{0.1}$  はかえって小さいことが示されたのである。また図-3(a)にも、フシの高さをある限度以上に増しても付着性状は改善されず、むしろいくぶん劣る傾向もあることが示されており、さらにフシの間隔をある限度以下に減じても付着性状が改善されないことが一例として図-3(b)に示されている。これらのこととは、フシの純間隔がフシの高さに比して極端に小さくなると、フシとフシとにはさまれた部分のコンクリートのせん断抵抗に粗骨材粒の interlocking の効果が寄与しなくなることによるものと思われる。すなわち、一定のフシの間隔に対しては、フシの高さに有効となる限度が存在することが示されたのであ

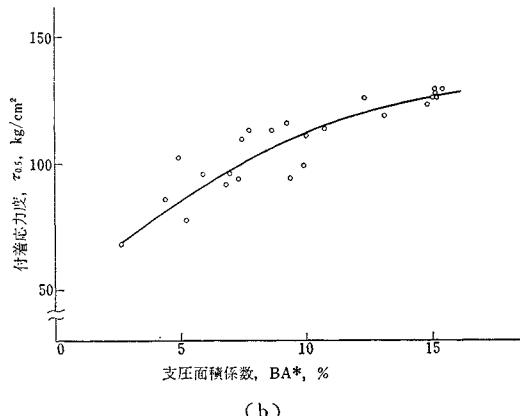
図-6 支圧面積係数 BA\* と付着応力度  $\tau_{0.1}$  との関係

る。

フシの高さの有効限度 ( $h_e$ ) をフシの純間隔の 20% と仮定し、フシの高さ ( $h$ ) がこの限度を越える場合にはフシの高さ  $h$  の代わりにこれを用いて計算した支圧面積係数  $BA^*$  と付着応力度  $\tau_{0.1}$  との関係を図示したのが図-6 である。この図から  $BA^*$  と  $\tau_{0.1}$  とはきわめて密接な相関関係にあることが明瞭に認められるのであって、太径異形鉄筋の付着性状を評価するには、まず



(a)



(b)

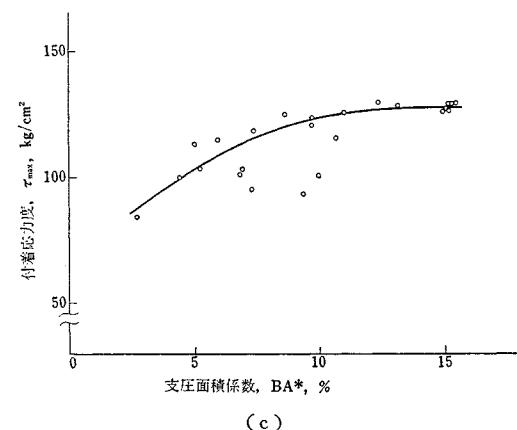


図-7 支圧面積係数  $BA^*$  と付着応力度  $\tau_{0.25}, \tau_{0.5}, \tau_{\max}$  との関係

支圧面積係数  $BA^*$  を検討すればよいことになる。

支圧面積係数  $BA^*$  と付着応力度  $\tau_{0.25}, \tau_{0.5}$  および  $\tau_{\max}$  との関係は図-7 に示すようであって、滑動量の大きい場合の付着性状もある程度まで  $BA^*$  によって評価できる。しかし滑動量が大きくなるとフシとフシとの間にあるコンクリートのせん断面積の影響が著しくなるので、次式で示されるせん断面積係数  $SA$  も考慮した。

$$SA = \frac{l_0}{l_n} \cdot \frac{U_n}{U}$$

$SA$  と  $\tau_{\max}$  との関係を図示したものが図-8 であって、本実験の範囲では  $SA$  は 60% 程度以上であることが望ましい。なお、図-8 における黒丸印はすべて  $BA^* < 6\%$  の場合である。

太径鉄筋の場合には特に付着性状が重要であるので、前記の 2 種類の係数、すなわち支圧面積係数  $BA^*$  とせん断面積係数  $SA$  についてさらに詳細に検討する。図-9 は縦軸に  $h/l_n$  をとり、横軸に  $h/D$  をとって両者の関係を示したものである。支圧面積係数  $BA^*$  は  $h/l_n$  に  $U_0/U$  を乗ずれば求まるので、上方に位置するほど一般に支圧面積係数は大きく、したがって付着性状も良好と考えられる。異形鉄筋の製造上の技術からは  $h/D$

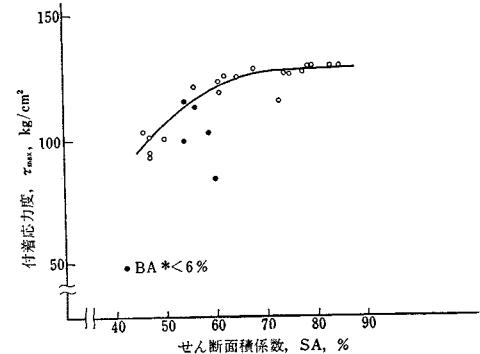


図-8 せん断面積係数  $SA$  と付着応力度  $\tau_{\max}$  との関係

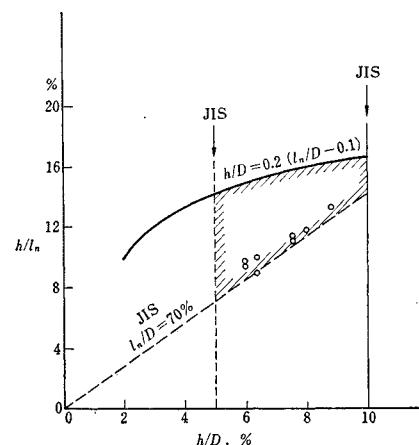


図-9 フシの間隔とフシの高さとの関係

をあまり大きくはできないが、41 mm 径以下について規定した現行 JIS における上限値が 10% であることを考慮すると、実用上の  $h/D$  の最大値は 10% 程度と思われる。フシの純間隔  $l_n$  はフシ頂部におけるフシの幅をフシの間隔  $l_n$  から差し引いたものであるが、フシ頂部の幅は  $D 51 \text{ mm}$  の場合ほぼ  $0.1 D$  程度である。したがって、前記の  $h/l_n \leq 20\%$  の条件は  $51 \text{ mm}$  の鉄筋に対しては  $h/D \leq 0.2 (l_n/D - 0.1)$  と書きかえられる。これらの条件を現行 JIS の規定値とともに図-9 に示した。図中の白丸印は昭和 38 年当時市販されていた直径 25 mm の異形鉄筋のうち付着性状の良好なものを調査したものであって、これらの異形鉄筋における支圧面積係数は 7~11.5% の範囲であった<sup>1)</sup>。したがって付着性状を良好に保つため、太径鉄筋における支圧面積係数は少なくとも 10% 程度は必要であると思われる。

これらの点を考慮すると、太径鉄筋のデフォーメーションとしては、図-9 のハッヂした範囲内において、 $h/l_n$  がある程度大きくなるように  $h$  と  $l_n$  を定めるのが適当であって、これによってコンクリートの支圧抵抗とせん断抵抗とがバランスした付着抵抗が得られると思われる。

鉄筋の引抜き試験結果に基づいた前記の論旨が、はりにおける鉄筋の付着性状の良否にもそのまま適用できるとは限らないが、筆者が実施した既往の研究によれば両者はおおむね平行的な関係にあるので、引抜き試験結果から結論を導いても実用的に支障ないと思われる<sup>1)</sup>。なお、引抜き試験に用いた鉄筋は鉄鋼であり、鉄筋地盤の平滑度は圧延鋼と相違していたが、弾性係数は同程度であり、引抜き抵抗の大半はデフォーメーションによるものであるので、前記の試験結果は圧延棒鋼の場合にも適用できると信じている。

### 3. 太径鉄筋を用いた鉄筋コンクリートはりのひびわれ性状

太径鉄筋を用いると、普通の径の鉄筋を用いる場合に比べてはりに生ずるひびわれ幅が大きくなり、鉄筋コンクリート部材の耐久性その他に支障をきたすおそれが多くなると述べている研究報告もある。フランスの鉄筋コンクリートの規定 BA 60<sup>2)</sup> やスウェーデンの道路橋<sup>3)</sup>の規定では、ひびわれ幅の算定式を示し、これらの式による計算ひびわれ幅に制限を設けているが、その計算式によれば鉄筋直径に比例してひびわれ幅が大きくなる。また、アメリカで公表された実験的研究で、はりのひびわれ幅におよぼす影響のうち最も支配的な要因は鉄筋 1 本当たりの有効コンクリ

ート断面積<sup>4)</sup>あるいはコンクリートのかぶり厚さ<sup>5)</sup>であって、鉄筋直径の影響は必ずしも大きないと論じたものもある。いずれにしてもはりのひびわれ性状は用いる鉄筋の付着性状によっても相当に影響を受けるので、2. で述べた論旨をさらに検討するため、付着性が比較的に良好と思われたデフォーメーションとなるように圧延試作した直径 51 mm 異形鉄筋を用いたはりに載荷し、ひびわれ性状を試験した。すなわち、鉄筋直径をそれぞれ 51 mm, 41 mm, 25 mm および 16 mm とした高さ 30~60 cm、長さ 240~510 cm の鉄筋コンクリートはり 23 本の載荷試験を行なって、ひびわれ幅の測定を行ない、太径鉄筋の場合のひびわれ性状を入念に検討したのである。

#### (1) 供試体および試験方法

試験は 4 シリーズに分けて行なった。

シリーズ I は、直径 51 mm の異形鉄筋 H を用いたものであって、図-10 の A 型および B 型の 2 種類の断面のはりについて比較した。合計 5 本のはりについて試験したが、鉄筋応力度  $2000 \text{ kg/cm}^2$  に相当する荷重となるまで載荷した後に 4. に述べる疲労試験に供した。

シリーズ II は、直径 41 mm の鉄筋を用いたものであって、はりの断面は図-10 の C 型である。鉄筋のデフォーメーションだけを DA・PI・SU の 3 種類に変え、これらの影響を検討した。合計 5 本のはりのうち 2 本は静的に試験し、残り 3 本はシリーズ I と同様に疲労試験に供した。

シリーズ III は、C 型断面のはりとし、鉄筋は SU を用い、直径を 25 mm または 16 mm として配置を相違させたもの (D~F 型) も試験し、41 mm の場合と比較したものである。有効高さ、鉄筋比および有効鉄筋比がほぼ一定となるように配慮した。5 本のはりのうち 2 本を疲労試験に供した。

シリーズ IV は、鉄筋比ならびにかぶり厚さの影響を検討するためのもので、はりの断面を図-10 の G 型~K 型の 6 種に変化させて試験した。鉄筋は一般に直径 41 mm の PI としたが、一部には DA をも用いた。8 本

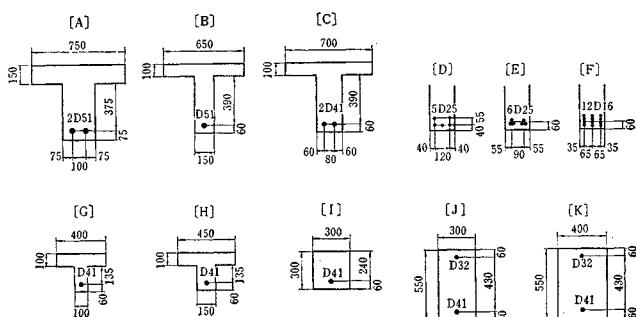


図-10 供 試 体

のはりのうち 3 本を疲労試験に供した。

試験に用いた鉄筋の機械的性質ならびにデフォーメーションを表-3 に示し、はりの断面の諸元その他を表-4 に示した。試験は一般に材令 28 日以降に行なった。

載荷に際し、供試体側面の鉄筋重心位置および供試体下面より 1 cm の位置におけるひびわれ幅をコンタクトゲージで測定した。

## (2) ひびわれ性状

鉄筋コンクリートばかりに生ずるひびわれの幅は、作用モーメントにはほぼ比例して増加するが、表-4 には鉄筋応力度 ( $n=7$  とした計算値) が 2000 kg/cm<sup>2</sup> に達した

ときの実測値を示した。なお、この表には最大ひびわれ幅として、載荷点間距離 50~100 cm に生じたひびわれのうち最も大きい幅のものから 3 個をとり、それらの平均値を示してある。一般に前記 3 個の値には大差がなかった。

表-4 に示した結果を検討すれば鉄筋重心位置のひびわれ幅に関して以下に述べる傾向が認められる。

有効鉄筋比  $P_e$  (引張鉄筋の重心を重心としたコンクリート断面積に対する引張鉄筋断面積の比) をほぼ 10% とし、かぶりを鉄筋直径程度とした場合における、2000 kg/cm<sup>2</sup> の引張応力度に対応するひびわれ幅は、D 51 を用いた場合は 0.17~0.25 mm の範囲であって、D 41 を

表-3 はりの試験に用いた鉄筋の性質

D (mm)	記号	デフォーメーション									引張強度 (kg/mm <sup>2</sup> )	降伏点 (kg/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
		$\theta$ (°)	$h/D$ (%)	$I_n/D$ (%)	$I_0/D$ (%)	$U_n/U$ (%)	$U_0/U$ (%)	$h/I_0$ (%)	BA*	SA (%)			
51	H	80	10.8	58	47	105	93	23	15.1	85	68	45	28
	DA	70	9.0	63	51	93	93	18	13.3	75	63	46	31
	P I	70	9.8	67	57	120	92	17	13.4	102	55	42	29
	SU	50	4.9	67	55	93	81	9	5.9	76	64	41	30
25	SU	40	6.0	65	55	99	84	11	7.8	84	62	39	34
16	SU	40	7.5	67	50	111	90	15	10.1	67	59	40	30

記号の説明については表-1 参照。

表-4 供試体およびひびわれ幅の試験結果

L (cm)	$L_0$ (cm)	$L_a$ (cm)	シリ ー ズ	断面 <sup>(2)</sup>					直 径 (mm)	記号	供試体 番 号	ひびわれ幅 <sup>(3)</sup> (1/100 mm)				ひびわれ幅 <sup>(4)</sup> $\sigma_s = 2000$ kg/cm <sup>2</sup> (1/100 mm)					
				型	$p$ (%)	$P_e$ (%)	A (cm <sup>2</sup> )	$t_e$ (cm)	$t_0$ (cm)			直 径 (mm)	記号								
480	100	15	I	A	1.04	10.9	187	7.5	7.5	51	H	A 1 F A 2 F	22 17	19.5 18	24 21	4 5	4.5 5	8 6	7 7	24 27	25.5
				B	0.64	11.3	180	7.5	6.0			B 1 F B 2 F B 3 F	20 25 23	22.7 26 24	19 23	5 5	5 5	6 7	24 29	27	
				C	0.78	11.2	120	6.0	6.0			D A { C 1 C 2 F C 3 F C 4 F C 5 F	13 15 17 19	14 14	16	3 3	3.5 4.5	4 7	16 21	23	
				D	0.74	10.6	48	4.0	4.0			S U { D 1 D 2 F E 1 E 2 F F 1	14 12 13 17	13 13	13	3 3	3 3.5	4 5	20 15	17.5	
	100	10	II	E	0.89	12.7	40	4.0	5.0	41	P I { S U { E 1 E 2 F F 1	14 12 11	13 13	18	3 3	3 3.5	4 2	15 20	17.5		
				F	0.70	10.0	20	3.5	3.5			K 2 F	45	58	19	24 27	24 49	54 49			
				G	1.43	11.2	120	5.0	6.0			G 1 G 2	16 14	15	4 3	3.5		17 19	18		
				H	1.27	7.5	180	7.5	6.0			H 1	19		4			24			
	230	5	IV	I	1.86	3.7	360	15.0	6.0	41	P I { I 1 I 2	25 22	23.5	6 4	5		33 28	30.5			
				J	0.91	3.7	360	15.0	6.0			J 1 F	33		5			37			
				K	0.68	2.8	480	20.0	6.0			K 1 F	47	55	15	24		54			
												K 2 F	45	58	19	27		49			

(1) 右図参照。

(2) 型: 図-10 参照。

$$p : A_s/bd$$

$P_e : A_s/nA$   $n =$  鉄筋の数。

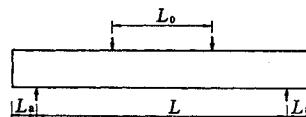
A : 鉄筋 1 本当たりの有効コンクリート断面積; 図-11 参照。

$t_e$  : 有効かぶり; 図-11 参照。

$t_0$  : 底面に対する有効かぶり; 図-11 参照。

(3) 供試体側面鉄筋重心位置におけるひびわれ幅。

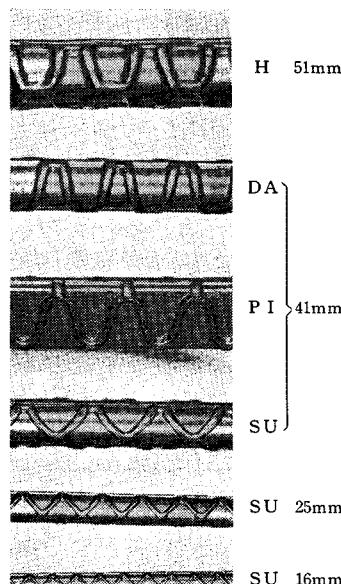
(4) 供試体側面で底面から 1 cm の位置におけるひびわれ幅。



用いた場合の値  
0.13~0.19 mm および  $D = 25$  を用いた場合の値 0.13~0.17 mm よりもいくぶん大きい傾向が認められる。しかし、直径 41 mm の鉄筋を用いた場合でも、その配置によってひびわれ幅は 0.14~0.47 mm と著しく異なるので、これらの実験結果からただちに太径鉄筋を用いる実際の部材におけるひびわれ幅も大きくなるとは断言できない。

写真-2 はりの試験に用いた鉄筋のデフォーメーション

いのである。図-11 は表-4 に示した実験結果を、既往の各計算式による計算値と比較して示したものである。図-11(a)には鉄筋直径  $D$  および有効鉄筋比  $P_e$  の影響を重視したヨーロッパコンクリート委員会 (CEB) の提案式<sup>6)</sup>、図-11(b)にはひびわれ幅を鉄筋 1 本をとり囲むコンクリートの有効断面積  $A$  の関数で表わす Kaar-Mattock の提案式<sup>4)</sup>、図-11(c)には両引き試験結果に基づいて導かれたかぶり  $t_e$  を重視する Broms の提案式<sup>5)</sup>等による計算値をそれぞれ直線で示してある。これらの図を通して、計算値と実測値との関連を検討すると、配筋方法の相違が鉄筋コンクリートばかりのひびわれ幅におよぼす影響が顕著であって、鉄筋直径による特異性は特に認められない。したがって、太径鉄筋を用いる場合でも、上記の計算式による数値が小さくなるような配筋を行なうように留意すれば、コンクリート表面におけるひびわれ幅をある程度の大きさに制限できるものと思われ、太径鉄筋を用いたからといって必ずしもひびわれ幅が大きくなるとは限らないと思われる。図-11 に示した実験結果において、細径鉄筋を用いた場合にひびわれ幅が相当に小さくなっているのは、有効鉄筋比を一



定するために細径の場合には実用的でないような配筋としたためである。ごく普通のスラブの配筋、たとえば厚さ 20 cm のスラブに、有効高さ 17 cm として直径 16 mm の鉄筋を 15 cm ピッチに配置した場合を考えると、その有効鉄筋比  $P_e$  は 2.2% であって、 $D(4.5$

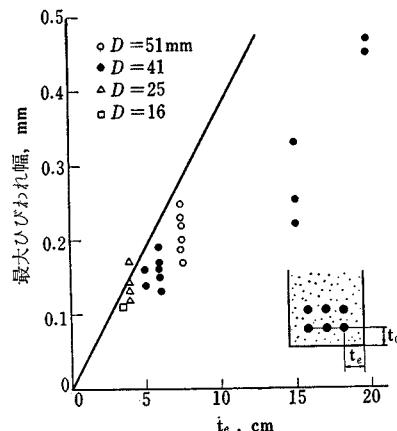
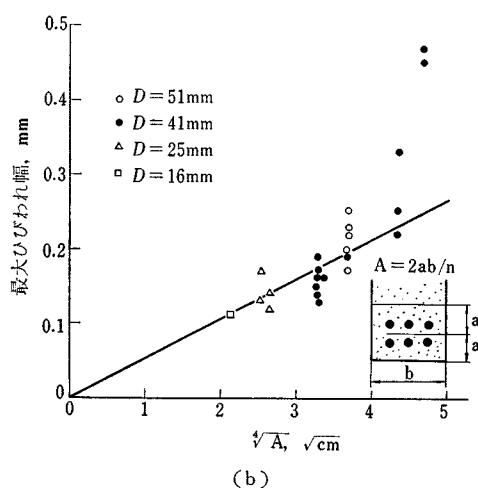
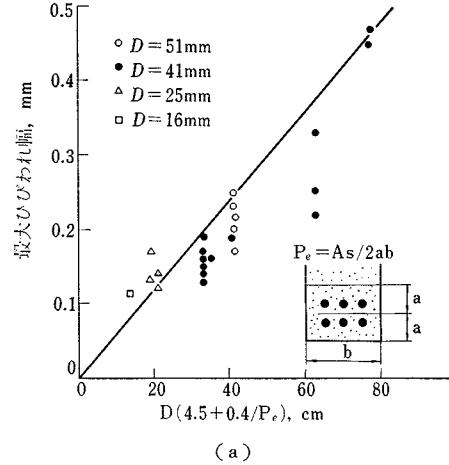


図-11 ひびわれ幅の測定結果と各種計算値との比較

注: 4)  $W_{max} = 0.554 \sqrt{A} \frac{\sigma_s}{E_s}$

5)  $W_{max} = 4 t_e \frac{\sigma_s}{E_s}$

6)  $W_{max} = \frac{D}{n} \left( 4.5 + \frac{0.40}{P_e} \right) \frac{\sigma_s}{E_s}$

ここに、 $W_{max}$  は最大ひびわれ幅である。 $n$  は鉄筋のデフォーメーションに関する係数であって、丸鋼の場合は 1.0、異形鉄筋の場合は 1.6 である。

$+0.4/P_e$ ) は 36 cm となり、 $\sqrt{A}$  は  $3.1 \text{ cm}^{1/2}$  となつて、シリーズⅡにおける直径 41 mm の鉄筋を用いた場合と同様のひびわれ幅が予期されるのである。一方太径鉄筋を用いる目的の一つは過密配筋を避けるためであるが、その場合には鉄筋 1 本当りのコンクリート断面積  $A$  が著しく大きくなることはなく、有効鉄筋比  $P_e$  は一般に大きくなる。したがって、太径鉄筋の場合でも適当な配筋とすれば、部材表面に生ずるひびわれ幅を、現在一般に使用されている中程度の直径を用いた場合と大差ない値とすることも可能であると思われる。

太径鉄筋を用いる場合にはかぶりを鉄筋直径に応じて大きくとるものと思われるが、その場合にはいくぶんコンクリート表面におけるひびわれ幅は増加する傾向にある。しかし、かぶりが大きければ、ひびわれによる鉄筋腐食の程度は著しく緩和することも認められているので、かぶりを大きくとることによる表面ひびわれ幅の増加は実用的には問題とする必要がない。

直径 41 mm の異形鉄筋 DA と SU とを比較すると、支圧面積係数は 13% と 6% であり、引抜き試験における付着性状も著しく異なり、前者を用いたりのひびわれ幅が 0.13~0.15 mm であったのに対し、後者の場合は 0.16 mm でいくぶん大きくなつた。また、後者を用いたりでは繰り返し載荷を受けると鉄筋定着部が徐々に破壊されていったが、前者の場合には全くそのような現象は認められなかつた。試験の数が少ないので明確なことはいえないが、いずれの鉄筋も鉄筋コンクリート用棒鋼の JIS 規定に適合したデフォーメーションをもっていることを考慮すれば、太径鉄筋の場合には特にデフォーメーションについて制限的な規定を設ける必要のあることが示唆される。

載荷によって生じた鉄筋コンクリートはりのひびわれは荷重を減じると小さくなるが、荷重を全く取り去っても完全には閉じない。この残留ひびわれ幅と、鉄筋応力度が  $2000 \text{ kg/cm}^2$  のときのひびわれ幅との関係は、図

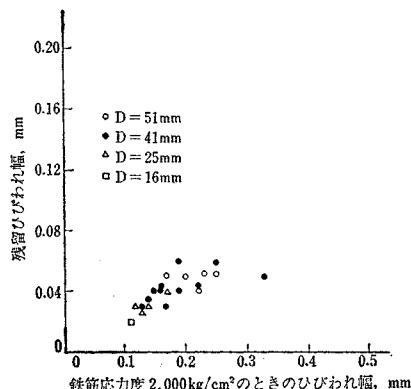


図-12 残留ひびわれ幅と載荷におけるひびわれ幅との関係

-12 に示すようであつて、ひびわれ幅が大きい場合には一般に残留ひびわれ幅も大きくなる傾向が示されたが、両者の関係が鉄筋直径によって特に異なることは認められなかつた。なお、ひびわれ幅が  $0.1\sim0.25 \text{ mm}$  の範囲のときには、残留ひびわれ幅は  $0.02\sim0.06 \text{ mm}$  の範囲であった。

また、一定応力振幅の繰り返し載荷を行なつても、載荷回数の増加によってひびわれ幅が増すことはほとんどなく、鉄筋直径のいかんにかかわらず 100 万回程度の繰り返し載荷では、一般に  $0.01\sim0.02 \text{ mm}$  の増加を示したに過ぎなかつた。

上記に詳述したように、太径鉄筋の使用上最も注意すべき事項は、適当なデフォーメーションを持った鉄筋を選ぶことであつて、付着性状の良好な鉄筋を用い、これを適当に配置する場合には、載荷に伴うひびわれ幅について特別の考慮を払う必要はないと思われる。

#### 4. 太径鉄筋を用いた鉄筋コンクリートはりの耐疲労性状

##### (1) 供試体および試験方法

直径 51 mm の鉄筋 H, 41 mm の鉄筋 DA・PI および SU, 25 mm の鉄筋 SU などを用いたり供試体に繰り返し載荷を行ない、疲労試験を実施した。供試体の断面寸法は 3. に述べた静的曲げ試験に用いたりと全く同様であつて、表-4において No. の最後に F のついている合計 13 本である。

繰り返し載荷試験は、下限荷重を鉄筋応力度  $500 \text{ kg/cm}^2$  に相当する荷重とし、上限荷重を鉄筋応力度  $2000 \text{ kg/cm}^2$  に相当する荷重として、毎分 200 回の速度で行なつた。約 200 万回の載荷によって破壊しない場合には、鉄筋の上限応力度を  $2250 \text{ kg/cm}^2$  または  $2500 \text{ kg/cm}^2$  として破壊に至るまで載荷を繰り返した。しかし、A2F のみは上限応力度はそのままとして鉄筋の下限応力度を  $250 \text{ kg/cm}^2$  に減じて試験を続行した。

##### (2) 鉄筋コンクリートはりの耐疲労性状

繰り返し載荷試験を行なつたはり供試体は、せん断破壊した 2 本を除くと、すべて鉄筋の疲労破断によって破壊した。なお、せん断破壊した供試体は、いずれもスターラップを配置しなかつたものである。試験結果は表-5 にまとめて示した。

実験の数が少ないために明確なことはいえないが、表-5 に示す結果から、直径 51 mm の異形鉄筋 H の 200 万回疲労強度振幅は  $1700 \text{ kg/cm}^2$  (最小応力  $500 \text{ kg/cm}^2$ ) 程度と推定される。なお、直径 41 mm の鉄筋 DA の

表-5 疲労試験結果

鉄筋		供試体	未破壊		破壊	
D (mm)	記号		応力振幅 <sup>(1)</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	サイクル <sup>(2)</sup> (×10 <sup>4</sup> )	応力振幅 <sup>(1)</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	サイクル <sup>(3)</sup> (×10 <sup>4</sup> )
51	H	A 1 F	1 500	210	1 750	158
		A 2 F	1 500	200	1 750*	91
		B 1 F	1 500	214	2 000	40
		B 2 F	1 500	194	1 750	51
		B 3 F	—	—	1 500	118
41	DA {	C 2 F	—	—	1 500	87
		J 1 F	—	—	2 000	0.3**
		C 4 F	1 500	194	2 000	133
	PI {	K 1 F	1 500	220	2 000	5
		K 2 F	1 500	187	2 000	59**
		S U	1 500	212	2 000	94
25	S U	D 2 F	1 500	216	2 000	161
		E 2 F	1 500	169	2 000	125

(1) 最小応力は 500 kg/cm<sup>2</sup> に一定とした。\* 最小応力は 250 kg/cm<sup>2</sup>

(2) 第 2 回の応力振幅を与えるまでの繰り返し数。

(3) 破壊に至るまでのその応力振幅による繰り返し数。

\*\* 斜め引張破壊

耐疲労性状は他の鉄筋よりも劣るようである。筆者らは以前に、直径 19 mm および 25 mm の各種異形鉄筋を用いたはりの疲労試験を行ない、鉄筋の疲労破断はほとんど例外なくフシが鉄筋母材にとりつく取付部における応力集中によって起こり、取付部にフシの高さの 1~9 倍の半径の円弧が設けられている鉄筋の耐疲労性は著しく優れていることを明らかにした<sup>7)</sup>。

直径 51 mm の鉄筋 H は、フシが鉄筋母材にとりつく取付部に、フシの高さの 5 倍の半径の円弧が設けられ、耐疲労性についてある程度考慮が払われている鉄筋である。これに対して、直径 41 mm および直径 25 mm の異形鉄筋 SU はフシ取付部に円弧がない斜めフシの鉄筋であって、19~25 mm の直径のものの 200 万回疲労強度振幅は 1 900 kg/cm<sup>2</sup> 程度のものである。それにもかかわらず直径 51 mm の鉄筋 H の耐疲労性状は直径 25 mm の SU の場合よりもいくぶん劣っている。この理由を明瞭に示すことはできないが、太径鉄筋の場合には圧延による材質の不均一がその原因とも思われる。この結果は、太径異形鉄筋の場合には、耐疲労性状が改善されるようなデフォーメーションを付与するよう特に注意が必要であることを示すものである。

鉄筋を多段に配置すると、鉄筋に作用する応力は各段で相当な差が生ずるが、この差が 20% 程度であっても、一般には静的曲げ破壊荷重は、鉄筋がその重心に集まっていると仮定し、すべての鉄筋が同時に降伏するとして算定した破壊荷重と大差のないのが普通である。しかし、繰り返し載荷を受ける場合には、2 段に配置した D2F においては前記の応力差のために例外なく下段の鉄筋から疲労破断し、疲労強度も同じ鉄筋を 1 段に配置した従来の試験結果よりもいくぶん小さい値となった。

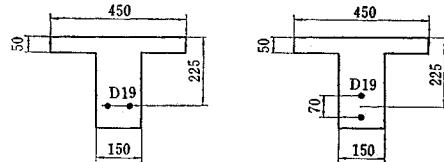


図-13 鉄筋配置の影響を試験するための供試体

表-6 疲労試験における鉄筋配置の影響

鉄筋の 段数 <sup>(1)</sup>	未破壊		未破壊		破壊	
	応力振幅 <sup>(2)</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	サイクル (×10 <sup>4</sup> )	応力振幅 <sup>(2)</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	サイクル (×10 <sup>4</sup> )	応力振幅 <sup>(2)</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	サイクル (×10 <sup>4</sup> )
1	2 000	212	2 400	208	2 800	25
	2 200	213	—	—	2 400	164
2	2 000	210	—	—	2 400	195
	2 200	213	—	—	2 400	6
	—	—	—	—	2 400	97

(1) 図-13 参照。

(2) 最小応力は 400 kg/cm<sup>2</sup> に一定とした。

これをさらに確かめるために、図-13 に示すように、直径 19 mm の鉄筋 SU を 1 段に配置する場合と、これを 2 段に配置する場合について各 3 本ずつの疲労試験を行なった。試験の結果は表-6 に示すようであって、結果のばらつきは大きいが、鉄筋に作用する応力振幅 2 400 kg/cm<sup>2</sup> (最小応力を 400 kg/cm<sup>2</sup> とした) では、1 段配筋の場合はいずれも下段鉄筋が疲労破断し、破断までの載荷回数は 195 万・97 万および 6 万回であった。一方 1 段配筋の場合は、164 万回および 85 万回であり、他の 1 個は 208 万回では疲労破壊しなかった。繰り返し載荷の影響が著しい部材においては、比較的に細径の鉄筋を用いるのが従来の慣行であるが、上記の試験結果は細径を用いて多段配置を行なうよりは、適当な太径を用いて 1 段配置とするほうが耐疲労性の面からも有利となる場合のあることを示唆するものと思われる。

## 5. 結論

鉄筋コンクリートに用いる鉄筋の太さに関しては、過大な直径の鉄筋を用いると、コンクリートとの付着性能が低下するばかりでなく振動・衝撃などに対する抵抗性も劣るという通説が伝えられていた。これはコンクリートと鉄筋との単体性を重視したことによるものであつて、日本のような地震国では無理からぬことである。しかしながら、最近はコンクリート構造物の大型化・複雑化等に伴い、省力化の見地から太径鉄筋の利用が強く要望され始めた。しかし、50 mm 以上の太径鉄筋については、製品の規格も使用上の規準もまだ制定されていないし、使用した経験もほとんどない。

それで太径鉄筋の製造ならびに使用に関する基礎的事

項を明らかにするため、まず鉄鋼で試作したデフォーメーションを異にする合計 23 種の直径 51 mm の異形棒鋼について引抜き試験を行ない、デフォーメーションの各要素と付着性状との関連について詳細に検討した。次いで比較的に良好と思われるあるデフォーメーションの異形棒鋼を試圧延し、これを用いた鉄筋コンクリート部材の曲げ試験ならびに疲労試験を行ない、鉄筋コンクリートばかりのひびわれ性状ならびに耐疲労性状を直径 41 ~16 mm の鉄筋を用いた場合と比較し検討を重ねたのである。その結果、実験の範囲内で次のことがいえると思われる。

(1) 異形鉄筋の付着性状は、主としてフシの高さ、フシの間隔およびフシの投影長さの 3 要因の影響を受けるので、これら 3 要素を考慮した次式で示される支圧面積係数  $BA^*$  によって評価できることが明らかにされた。太径異形鉄筋の場合には特に付着性状が重要であるので、この支圧面積係数はできるだけ大きい方が望ましく、少なくとも 10% 以上は必要と思われる。

支圧面積係数 ( $BA^*$ )

$$= \frac{(フシの高さ注<sup>2)</sup>) \times (フシの純投影長さ)}{(フシの間隔) \times (公称周長)}$$

フシの純間隔が狭いほど、またフシの高さが高いほど付着性は向上するが、高さに比べて間隔があまり小さくなると、フシとフシとにはさまれた部分のコンクリートのせん断抵抗が粗骨材粒の interlocking による効果を受けなくなり付着性能が低下する。したがって、あるフシの間隔に対する効果的なフシの高さにはある限度があるものと考えられる。太径鉄筋の場合、この限度のフシの高さはフシの純間隔の 20% 程度であることが示された。

(2) 太径鉄筋を用いた鉄筋コンクリートばかりでも、付着性能が良好な鉄筋の場合には、設計荷重の繰り返し載荷に伴うひびわれ幅の増加はほとんど認められなかつた。なお、荷重を取り去った後における残留ひびわれの幅も、25 mm 程度の鉄筋を用いた場合と大差のない大きさであった。また、鉄筋コンクリートばかりに生ずるひ

注 フシの高さがその有効限度を越える場合にはフシの高さの代りに有効限度を用いる。

びわれの幅は、鉄筋直径が大きいことの影響よりも、鉄筋 1 本当りの有効コンクリート断面積あるいはかぶり厚など配筋方法の影響の方が著しい。したがって、支圧面積係数の大きい鉄筋を選び、これを適当に配置すれば、太径異形鉄筋を用いる場合でも、現在慣用されている程度の許容引張応力度を探っても、一般に部材の耐久性が損われるほどに過大なひびわれを生ずることは少ないと思われる。

(3) フシが鉄筋母材にとりつく取付部分に円弧を設ければ応力集中が緩和され、異形鉄筋の耐疲労性能は向上する。この種のデフォーメーションの鉄筋であっても太径の場合には、耐疲労性能が若干低下することが認められた。たとえば、直径 51 mm 異形鉄筋の 200 万回疲労強度振幅は、最小応力を  $500 \text{ kg/cm}^2$  とした場合に  $1700 \text{ kg/cm}^2$  程度であり、一般に市販されている普通の直径の鉄筋の値  $2100 \sim 2500 \text{ kg/cm}^2$  に比べて劣ったのである。したがって、繰り返し荷重の影響の著しい部材に用いる太径異形鉄筋の選定にあたっては、デフォーメーションについて特に慎重に検討することが必要である。

#### 参考文献

- 1) 国分正胤・岡村 甫: コンクリートに対する異形鉄筋の付着性状に関する研究、土木学会コンクリートライブラー第 14 号、第 2 回異形鉄筋に関するシンポジウム、昭和 40 年 4 月
- 2) Règles pour le calcul et l'exécution des constructions en béton armé (Règles BA 1960)
- 3) WÄSTLUND, G.: Use of High Strength Steel in Reinforced Concrete, Journal of ACI, June, 1959
- 4) KAAR, P.H. and MATTOCK, A.H.: High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 2. Control of Flexural Cracking, Journal of PCA Research and Development Laboratories, January, 1962
- 5) BROMS, B.B.: Effects of Arrangement of Reinforcement on Crack Width and Spacing of Reinforced Concrete Members, Journal of ACI, November, 1965
- 6) European Concrete Committee: Recommendations for an International Code of Practice for Reinforced Concrete, 1964
- 7) 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かりの疲労に関する研究、土木学会論文集 No. 122, 昭和 40 年 10 月

(1972.2.16・受付)