

各種異形鉄筋を用いた T 形ばりの疲労試験

FATIGUE TESTS ON T-SHAPED BEAMS REINFORCED WITH VARIOUS DEFORMED BARS

中山 紀 男*

By Norio Nakayama

1. ま え が き

ここ数年来、各種の異形鉄筋が試作ならびに実用化されるようになり、鉄筋コンクリート構造も一つの転機を迎えつつある。しかしながら異形鉄筋はコンクリートとの付着がよい反面、最近の研究によって疲労耐力が普通丸鋼にくらべかなり低下することがわかり、その疲労特性を調べる実験が各所で行なわれている。

この論文はそれに関連し、土木学会の委託研究として、国産の異形鉄筋 10 種類、および普通丸鋼を用いた全長 3.5 m の T 形ばり 17 本について疲労試験を行なった結果を述べたものである。

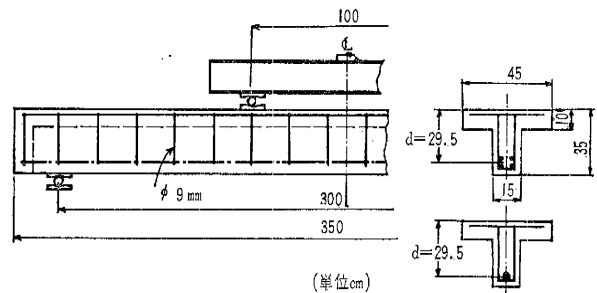
しかし、実験数が少なく、個々の鉄筋の疲労限度を論じることはできないので、おおよその疲労耐力をつかむこと、はりの性状の変化を調べることを主

目的とした。

2. 試験ばり

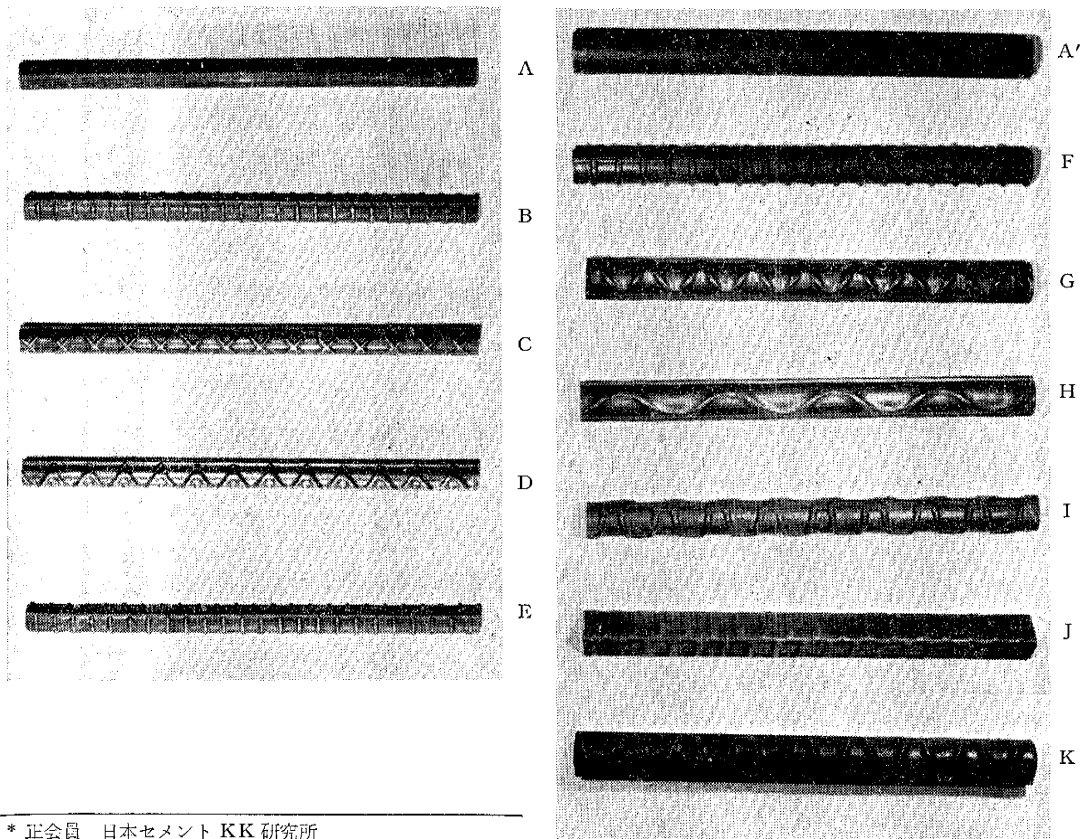
試験ばりは、図-1 に示すようなフランジ幅 45 cm、有効高さ 29.5 cm、全長 3.5 m の T 型ばりを用いた。

図-1 試験ばり



(単位 cm)

図-2 使用した鉄筋の表面形状



* 正会員 日本セメント KK 研究所

表-1 使用した鉄筋の性状

鉄筋 の 名 称	機械的性質			化学成分						フシンの形状 (実測)				
	直径 (mm)	降伏点 (kg/mm ²)	引張 強さ (kg/mm ²)	伸び (%)	C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	軸線と なす角度 (度)	間隔 (mm)	高さ (mm)	スキマの 和の最大値 (mm)	スケッチ
A	13	37	55	20	0.31	0.12	0.57	0.016	0.021	—	—	—	—	普通丸鋼
B	13	37	58	23	0.33	0.11	0.50	0.012	0.018	90	8.0	0.6	3.5	
C	13	45	65.5	26	0.23	0.50	1.63	0.022	0.025	50	7.4	0.6	3.7	
D	13	46	62	20	0.20	0.04	1.14	0.019	0.013	55	8.1	0.8	5.0	
E	13	46	67	25	0.28	0.43	1.05	0.019	0.014	90	8.3	0.7	3.5	
A'	25	— ⁽¹⁾	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	普通丸鋼
F	25	43	65	23	0.25	0.44	1.60	0.040	0.018	90	16.1	1.8	9.7	
G	25	48.6	65.4	23	0.18	0.33	1.25	0.042	0.026	55	16.9	1.4	8.0	
H	25	49.5	65.5	22.5	0.18	0.33	1.25	0.042	0.026	35	35.2	1.4	38.2	
I	25	43.2	60	29	0.21	0.43	1.50	0.014	0.014	80	17.3	1.5	7.6	
J	25	42	63	23	0.26	0.32	1.48	0.019	0.019	90	17.2	2.1	16.8	
K	25	46.8	61.1	30.4	0.20	0.34	1.57	0.024	0.015	70	18.4	1.8	8.8	

(1) 機械的性質はいずれもミルシートから引用した数値であり、Aはミルシートがなく不明。

(2) aはフシンの高さ

鉄筋は最初直径 13 mm のものを使用し、4-φ13 の配筋としたが、構造物に実際に用いられるような太径のもので実験を行なった方がよいと考え、第2次分の鉄筋 A' および F~K については、1-φ25 の配筋にした。引張鉄筋比はそれぞれ、0.383%、0.382% とほぼ等しい。

使用した鉄筋は、デーコン 40、フジコン 40、スミバー 2000、トリコン 60、SSD 49、リバーコン 40、NK 40、デーコン 40 疲労特性改良型 2 種、フジコン疲労特性改良型 1 種および普通丸鋼 SS 50 (以上旧 JIS 表示) である。これら鋼材の機械的・化学的性質ならびにフィンの形状を表-1 に、外観を図-2 に示す。本文中では鉄筋の名称を A, A', B~K の記号で示すが、上記商品名との対応はランダムにしてある。

なお、鋼材は全部が市販品というわけではなく試作段階のものもいくつかふくまれている。

コンクリートはつぎのような配合で、4 週強度 360 kg/cm² のものである。

コンクリートの配合 (1 m³ 当り)

C=334 kg	粗骨材最大寸法=25 mm
W=167 kg	w/c=50%
s=786 kg	s/a=41.3%
G=1138 kg	スランプ=8~12 cm

試験ばりは 1 次分 (鉄筋 A~E)、2 次分 (A', F~J) および追加分 (K) の 3 つに分けてそれぞれを一括して製作し、順次試験を行なった。したがって試験時の材令は 2~6 ヶ月にわたり、その際のコンクリート強度は 396~510 kg/cm² であった。

3. 試験方法

疲労試験装置を図-3 に示す。これは、曲げ載荷用フレーム、最大荷重 10 t のジャッキ、および吐出量 250 cc、くり返し速度毎分 250 サイクルのパルセータから成っており、スパンを 3 m にとって、3 等分点載荷を行なった。

はり型の疲労試験の場合、支承の構造が問題になるが、河野氏 (国鉄) らの研究⁹⁾を参考に、直径 6 cm のローラを半径 10 cm の割円受けるようにし、また接触面にはグリースを塗って水平方向の摩擦力を極力小さくした。くり返し荷重の実際の値は、慣性力の影響を考慮してもなお油圧計の指示

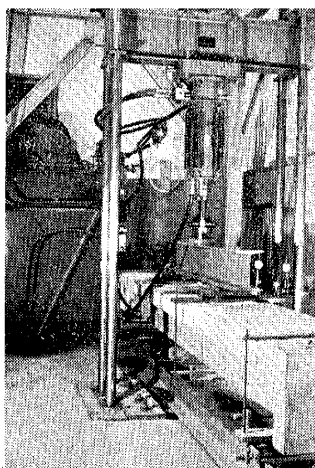
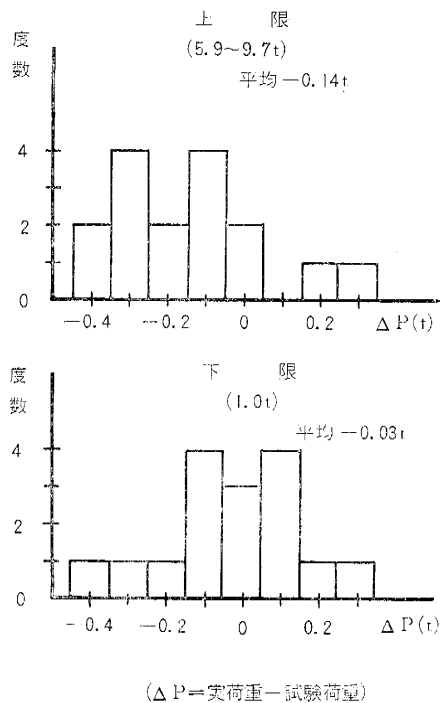


図-3 疲労試験装置

と一致しないことが筆者の以前の試験で認められていたので、最初に予備試験を行ないロードセルと動的ひずみ計の組合せで測定した実荷重と油圧計の読みとの校正曲線を作った。その結果本試験で採用する上限荷重 5.9~9.7 t に対しては -0.2~-0.6 t、下限荷重 1 t には +0.05 t の補正が必要であることがわかった。

以後これらの校正値をもとに油圧計で監視する方法をとった。後半の実験で実荷重をロードセルによってチェックしたところ図-4 のような結果であり、実荷重は若干低めであるが全体として 5% 程度の精度は確保できたものと思われる。

図-4 実荷重のチェック



荷重の大きさは、死荷重もふくめ、 $n=6$ として弾性式で計算した鉄筋応力度 (以下 σ_s で表わす) をもとにして決めた。実験数が限られているので 1 本のはりでは順次荷重を上げていくこととし、第 1 段階は実際に構造物が受ける程度の荷重をくり返してはりの性状の変化を調べるため、荷重の上限を $\sigma_s=2200 \text{ kg/cm}^2$ に相当する 5.9 t にとった。そして延べ 10^6 サイクルのくり返しの間に数回静的な載荷を行ない、ひびわれ、たわみ、圧縮緑のコンクリートのひずみなどを測定した。ついで 10^6 回を経るごとに荷重の上限だけを原則として 400 kg/cm^2 ずつ上げ、はりを破壊させた。

ただし第 2 次試験分の 1-φ25 のはりについては、おおよその傾向がつかめたことなどから $\sigma_s=2200 \text{ kg/cm}^2$ からただちに 3000 kg/cm^2 に上げている。

下限荷重はつねに $1t (\sigma_s = 560 \text{ kg/cm}^2)$ とした。

ひびわれ幅の測定は、個々の値を実測するため1目盛1/20 mmの拡大鏡を用い、はり側面の鉄筋重心位置で行なった。また、圧縮縁および鉄筋位置のひずみの測定は、試験の前半はフーゲンベルガーひずみ計(ゲージ長25.4 cm)、後半ではコンタクトゲージ(ゲージ長10 cm)によって行なった。

4. 試験結果および考察

(1) 疲労強度

実際のくり返し荷重には前述のように5%程度の誤差があるものと思われるが、一応それらも実験誤差の範囲内として無視し、当初に校正した試験荷重を基準にとり、鉄筋の計算応力度で整理することにする。

表-2 は各はりの疲労試験の結果を一覧表で示したものである。

はりの破壊は異形鉄筋の場合、鉄筋の降伏点よりかなり低い荷重で鉄筋の疲労破断によって起こり、一方普通丸鋼を用いたものは、鉄筋の降伏点近くまで疲労破壊を生じなかった。表-2の結果からただちに各鉄筋の疲労耐力を論ずることはできないが、同表の右方の欄に示したように疲労破断したときの上限応力 σ_f と降伏点 σ_y 、および引張強さ σ_t との比、 σ_f/σ_y 、 σ_f/σ_t をとってみると異形鉄筋がさらに2つのグループにわかれるようである。

たとえば σ_f/σ_y でみると、異形鉄筋 B, F, I, J は 0.69~0.71 のグループをつくり、同じく C, D, E, G, H, K は 0.74~0.80 と相対的に高い値のグループをつくっている。

実験を行なった異形鉄筋は、SD 35 相当の鉄筋 B を

除き他はいずれも SD 40 あるいは SD 45 と相当高い降伏点および引張強さをもっており、このような疲労耐力の差は鉄筋の表面形状と密接な関係があるものと考えられる。

富田氏(国鉄)らの研究によると表面形状でもとくにフシのつけ根の曲率に関係があるということである。また Hognestad 氏らの PCA における異形鉄筋の疲労試験の結果³⁾でも鉄筋の表面形状の影響が著しいことが認められている。

その後鋼材メーカー側から提供された資料によると、直径 13 mm のもの全部と、直径 25 mm のうち F, I, J にはフシのつけ根にほとんど丸みをつけてなく、直径 25 mm の G, H, K にはフシの高さの5倍の曲率半径で丸みをつけてあった。そして直径 25 mm の鉄筋については、疲労破断応力と引張強さとの比 σ_f/σ_t によるグループ分けと、フシの付け根の丸みの大小とはよく一致している。したがって鋼材についていわれているように、太径になるとフシのつけ根の形状が疲労耐力に大きく影響するものと思われる。

以上のデータから各異形鉄筋についてごく概略的な疲労耐力を推定してみると、前述のような試験条件で、下限応力が 560 kg/cm^2 の場合、 10^6 サイクルまで破断を生じない計算上の応力振幅は、鉄筋 B で 1600 kg/cm^2 、F, I, J は 2000 kg/cm^2 、D は 2400 kg/cm^2 、C, E, G, H, K は 2800 kg/cm^2 となる。

ところで鉄筋の破断状況を $1-\phi 25 \text{ mm}$ のはりについて若干ふれると、まず破断位置であるが、普通応力振幅の大きいひびわれのところに生じると考えられるが、さらによく注意してみるとどのはりもコンクリート表面におけるひびわれ位置から 3~5 cm スパン中央方向へず

表-2 疲労試験成績一覧

鉄筋の名称	降伏点 σ_y	引張強さ σ_t	配筋	くり返し荷重の上限応力 (破壊時の上限応力= σ_f)	最終荷重でのくり返し数 (10^6)	$\frac{\sigma_f}{\sigma_y}$	$\frac{\sigma_f}{\sigma_t}$	備考
A	3700	5500	4-D13	2200 → 2600 → 3000 → 3400 → 3700	88.5	1.00	0.60	(普通丸鋼)
B	3700	5800	4-D13	2200 → 2600 2200 → 2600	78.5 63.6	0.70 0.70	0.45 0.45	
C	4500	6550	4-D13	2200 → 2600 → 3000 → 3400 → 3600 2200 → 2600 → 3000 → 3400	22.6 253.7	0.80 0.76	0.55 0.52	
D	4600	6200	4-D13	2200 → 2600 → 3000 → 3400	6.5	0.74	0.55	
E	4600	6700	4-D13	2200 → 2600 → 3000 → 3500 2200 → 2600 → 3000 → 3400 → 3600	10.1 46.9	0.76 0.78	0.52 0.54	
A'	—	—	1-D25	2200 → 3000 → 3400	(5 サイクル)	—	—	(普通丸鋼) 降伏
F	4300	6500	1-D25	2200 → 3000	30.4	0.70	0.46	
G	4860	6540	1-D25	2200 → 3000 → 3400 → 3800	40.2	0.78	0.58	
H	4950	6550	1-D25	2200 → 3000 → 3400 → 3800	92.8	0.77	0.58	
I	4320	6000	1-D25	2200 → 3000	24.6	0.69	0.50	
J	4200	6300	1-D25	2200 → 3000	1.3	0.71	0.48	
K	4680	6110	1-D25	2200 → 3000	30.8	0.81	0.62	

10^6 サイクルを経るごとに荷重を上げた。 σ_y , σ_t , σ_f の単位は kg/cm^2

下限応力度 = 560 kg/cm^2

表-3 ひびわれの測定結果

(単位 mm)

鉄筋	くり返し数	1 サイクル				1×10 ⁴				10×10 ⁴				100×10 ⁴			
		数	最大	平均	平均残留	数	最大	平均	平均残留	数	最大	平均	平均残留	数	最大	平均	平均残留
A	10	0.06	0.04	0.01	11	0.09	0.05	0.01	11	0.09	0.05	0.01	12	0.10	0.06	0.02	
B	9	0.08	0.05	0.01	10	0.09	0.05	0.01	12	0.09	0.05	0.02	12	0.10	0.06	0.01	
C	8	0.10	0.05	0.01	9	0.10	0.06	0.02	10	0.11	0.06	0.02	11	0.11	0.06	0.02	
D	13	0.06	0.03	0.01	13	0.09	0.05	0.01	15	0.09	0.04	0.01	16	0.09	0.04	0.01	
E	10	0.09	0.04	0.01	12	0.08	0.04	0.01	13	0.09	0.04	0.02	13	0.09	0.04	0.02	

	くり返し数	1 サイクル				10×10 ⁴				100×10 ⁴				1目盛 1/20 mm の拡大鏡による。
		数	最大	平均	平均残留	数	最大	平均	平均残留	数	最大	平均	平均残留	
A'	4	0.40	0.28	0.10	4	0.50	0.33	0.15	4	0.64	0.40	0.18		
F	6	0.17	0.15	0.04	6	0.25	0.17	0.05	6	0.27	0.20	0.06		
G	5	0.24	0.19	0.04	5	0.28	0.21	0.05	5	0.28	0.22	0.08		
H	5	0.20	0.17	0.05	5	0.25	0.20	0.07	5	0.24	0.20	0.08		
I	5	0.25	0.17	0.04	5	0.27	0.19	0.06	5	0.25	0.20	0.07		
J	5	0.24	0.19	0.04	5	0.26	0.20	0.05	5	0.27	0.23	0.07		
K	5	0.23	0.20	0.05	5	0.27	0.21	0.06	5	0.29	0.26	0.08		

れたところで破断している。これはコンクリートとの付着がなくなる境界付近では鉄筋のフシの間に入ったコンクリートのせん断抵抗が直接フシにかかるためと思われる。

鉄筋の疲労面は、一つのはりを除いて他はいずれもはりの下側から同心円状に進んでおり、引張鉄筋は純粋な引張力だけでなく、若干の曲げモーメントも受けているものと思われる。

(2) ひびわれ

最初の荷重段階である鉄筋応力度で2200~560 kg/cm²のくり返しの途中で、静的に測定したひびわれ幅などの結果について考察する。

曲げモーメント一定の中央スパン1mに発生したひびわれについて、その数、最大幅および平均幅を示すと表-3のとおりである。またこのうち、平均幅をとりあげてくり返し数との関係で示すと図-5のようになる。

なお、ひびわれ幅の測定は、拡大鏡の他コンタクトゲージなどを併用しているが個々の値を知る意味から拡大鏡の値に統一した。

図-5 くり返し荷重による平均ひびわれ幅の推移

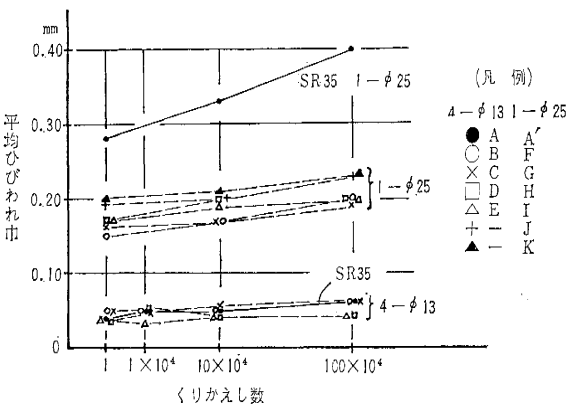


表-3 および 図-5 より異形鉄筋の場合、各鉄筋間にひびわれ幅の明瞭な差は認められず、またくり返しの比較的初期に 0~20% のひびわれ幅の増加がみられるが、以後は安定しており、10³ から 10⁶ サイクルまでに増加する分は 0.03 mm 程度である。一方、普通丸鋼を用いたはりについて見ると、細径の鉄筋を均等に配置した4-φ13 の場合は異形鉄筋を用いたものほとんど差がなく、1-φ25 の配筋のはりではひびわれ幅は異形にくらべ約1.5倍と大きく、しかもくり返し数が増すにつれ次第に増大している。この最後の現象は、筆者の以前の実験²⁾および横道氏らの研究⁴⁾でも一部認められており、その原因が一種の降伏現象であるか、あるいはコンクリートとの付着の破壊によるのかは今のところつかめていない。

つぎにひびわれとひびわれにはさまれた部分のコンクリートがどのようなひずみの状態にあるかを調べてみる。

1-φ25 mm のはりひびわれ間隔が 20~25 cm で、鉄筋の重心位置に 10 cm 間隔で設けたコンタクトゲージの標点のうちひびわれをふくまない区間がある。その中から中央スパン1mの分、4~5個の測定データを取りあげたところ表-4のようになった。

同表より、ひびわれの間のコンクリートはかなり収縮していることがわかる。

すなわち、死荷重だけの状態の残留ひずみの欄をみると、1サイクル後で -10×10⁻⁵ 弱、10⁶ サイクル後で約 -15×10⁻⁵ になっている。これは鉄筋によって拘束されていたコンクリートの収縮応力の解放を示すものと思われる。

また他方、荷重の上昇による収縮ひずみの変化も認められるが、異形鉄筋と普通丸鋼で傾向が異なり、異形鉄筋の場合は荷重が加わるとさらに -5×10⁻⁵ 程度の収縮ひずみが増加するものに対し、普通丸鋼では逆にわずか

表-4 ひびわれをふくまぬ区間のひずみ(圧縮側負号)
(単位 10^{-5})

鉄筋	1 サイクル		10 ⁶ サイクル	
	残 留 ⁽¹⁾	最大荷重 ⁽²⁾	残 留	最大荷重
A' (SS50)	-5~-10 (-8.0)	+2~-6 (-2.4)	-8~-17 (-13.6)	-8~-12 (-11.2)
F	-7~-9 (-7.8)	-3~-15 (-10.0)	-13~-17 (-14.5)	-17~-23 (-19.3)
G	-4~-7 (-5.7)	-7~-16 (-11.0)	-14~-19 (-16.0)	-18~-25 (-20.0)
H	-1~-14 (-6.0)	-2~-13 (-5.8)	-2~-13 (-9.8)	-7~-18 (-11.3)
I	-1~-14 (-8.6)	-7~-17 (-12.8)	-11~-19 (-14.6)	-16~-25 (-20.0)
J	-4~-12 (-7.0)	-1~-15 (-7.4)	-7~-12 (-9.2)	-11~-17 (-15.0)
K	-8~-19 (-13.0)	-12~-24 (-24.8)	-20~-31 (-24.8)	-22~-39 (-28.4)

(1) 死荷重のみ ($\sigma_s=200 \text{ kg/cm}^2$)
 (2) 5.9t ($\sigma_s=2200 \text{ kg/cm}^2$)
 () 内は平均値

ではあるが伸びている。

このように、はりの内部の鉄筋が伸びているにもかかわらず、コンクリートとの付着がよい場合には表面のコンクリートが縮むという現象は今のところうまく説明がつかないが何か三次元的な応力状態にあることが想像される。

なお既応の実験を調べたところ、Hognestad 氏²⁾が、異形鉄筋を用いたはりの静的な試験において、コンクリート表面にひびわれが入ると、ひびわれの間にあるコンクリートは収縮ひずみに転じ、荷重の増加につれて収縮ひずみは大きくなり最高 400×10^{-6} にも達したことを報告し、ひびわれ幅の算定式をより正しいものにするには、これを解明することが必要であろうと述べている。

ところで、ひびわれ幅を測定する場合、拡大鏡で直接測る方法と、コンタクトゲージなどで一定区間の伸びを測りひびわれが入った区間のコンクリートの変形は無視しようとしてその伸びをひびわれ幅とする間接的な方法のいずれかがとられている。

両者の関係をチェックするため、4-φ13の配筋のはりで測定したフーゲンベルガーひずみ(ゲージ長 25.4 cm)の読みおよび 1-φ25 のはりで測定したコンタクトゲージ(ゲージ長 10 cm)の読みを、それぞれの区間に生じたひびわれの拡大鏡による測定値の合計との関係で散布図を書いたところ 図-6 および 7 の

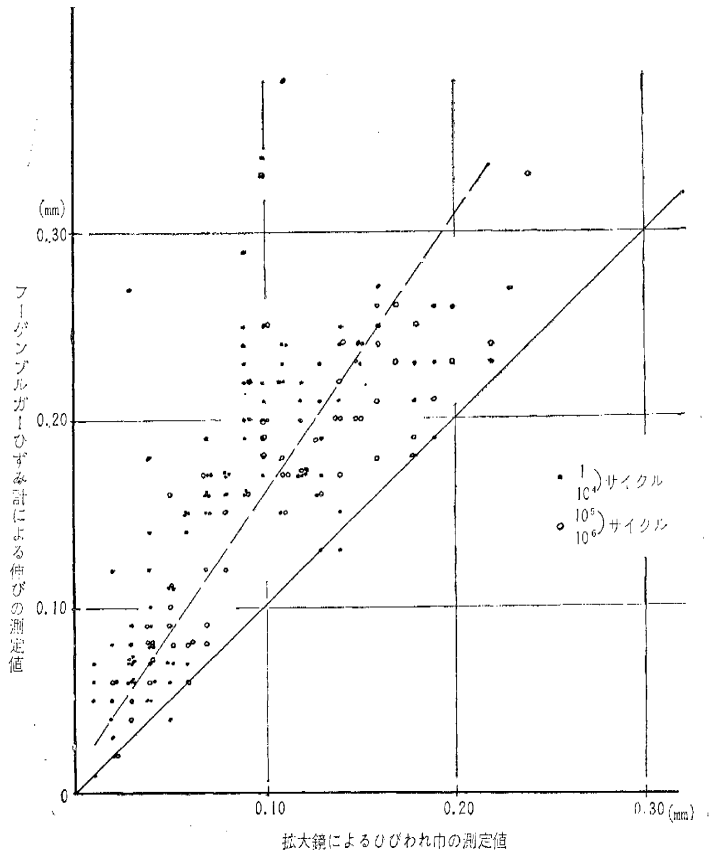
ようになった。

相関はかなり高いが、フーゲンベルガー、コンタクトゲージの読みはいずれも 45 度の直線上にのらず、それぞれ約 40% および 20% 拡大鏡の値より大きくなっていく。したがって測定方法によって、ひびわれ幅の値が若干異なってくるのがわかる。その理由としては、ひびわれ近傍のコンクリートのひずみが一応考えられるが前にも述べたようにコンクリートは縮んでおり、上の結果とは逆に拡大鏡の読みの方を大きくする方向に働いているはずである。したがってこの説明もひびわれの間のコンクリートに生じる収縮ひずみ同様かなり複雑なもののように思われる。

(3) 圧縮縁のコンクリートのひずみ

第1段階の 5.9~1.0t のくり返し荷重により、はりの圧縮縁のコンクリートは計算上 $68 \sim 11 \text{ kg/cm}^2$ の応力変化をうけたことになるが、くり返し途中で静的に測定したひずみの推移を区間 50.8 cm (第1次の実験) もしくは 40 cm (第2次) の平均値で示すと、図-8 のとおりである。コンクリートの疲労と直接関係があると思われる残留ひずみの 1 サイクル目から 10⁶ サイクルまでの増加は各はりによってかなりばらつきがあるが、大部分は $4 \sim 8 \times 10^{-5}$ 程度である。

図-6 ひびわれ幅の測定方法による違い(フーゲンベルガー-拡大鏡)



また上限荷重時の圧縮ひずみの増加もほとんど残留ひずみの増加によるもので比較的安定している。したがって普通のはりで、許容応力度程度のくり返し応力の場合には、圧縮縁のコンクリートの疲労は心配なくてよいものと思われる。これは、コンクリートが0から最大圧縮応力度までの応力のくり返しを受けた場合、200万サ

イクルの疲労限度は圧縮強度の50~55%であるという従来の研究結果からも裏づけられる。

(4) たわみ

(2),(3)と同様第1段階のくり返し載荷の途中で静的に測定したスパン中央の弾性たわみを示すと表-5のとおりである。なお測定値は両支点の沈下を補正したものである。同表からわかるように弾性たわみはくり返しの初期に5~20%増加しただけで、 10^6 サイクルから 10^8 サイクルまでの増加は0~4%にすぎない。

なお $n=6$ として弾性式で計算したスパン中央のたわみは、全断面有効と仮定したとき0.83 mm, 引張側のコンクリートを無視したとき4.78 mmとなる。

一方実測値は、残留たわみを1サイクル目に生じたものだけと仮定して、それに弾性たわみを加えた全たわみ量で考えると、1サイクル目で3.24~5.04 mm (平均4.08 mm), 10^6 サイクル後で3.71~5.41 mm (平均4.53 mm)となり、 10^6 サイクル後のたわみ量は引張側のコンクリートを無視した計算値とほぼ一致している。

5. 結 論

国産の異形鉄筋 10 種類および普通丸鋼を用いたT形ばり 15 本について疲労試験を行ない、ごく限られた条件のもとではあるが、つぎのような結論が得られた。

(1) 異形鉄筋を用いたはりはずべて鉄筋の疲労破断によって破壊し、一方普通丸鋼を用いたものは降伏点応力にほぼ等しい荷重まで疲労破壊は起こらなかった。しかも、異形鉄筋の疲労耐力は、鋼材の強度だけでなく、表面形状によってもかなり影響される。すなわち疲労破断応力度 σ_f と降伏点応力度 σ_y の比, σ_f/σ_y が、0.69~0.71%のグループと0.74~0.80のグループが認められたが、これはとくにフシの付け根の曲率半径の大小に関係したと思われる。

(2) 試験ばりの中央スパン1mで測定したひびわれ幅

図 7 ひびわれ幅の測定方法による違い (コンタクトゲージ拡大鏡)

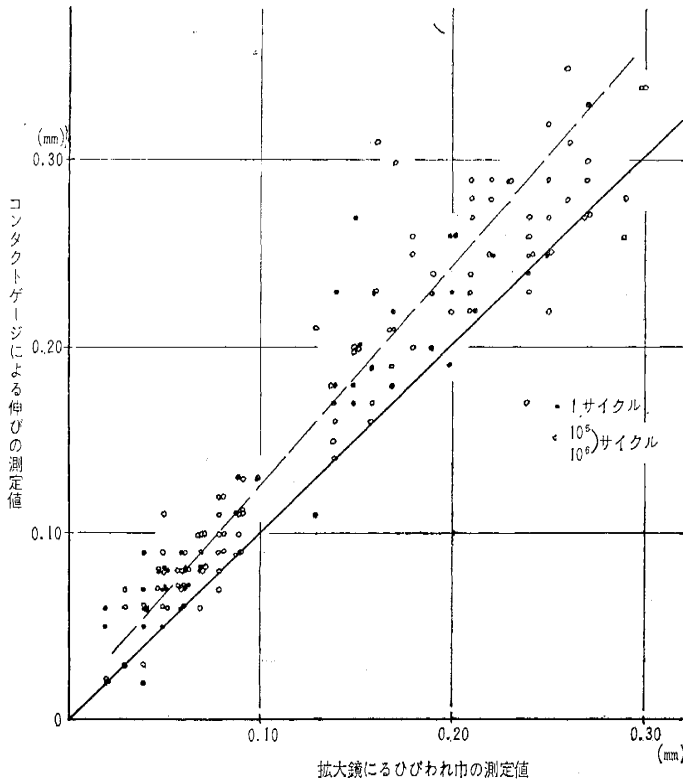


図-8 圧縮縁におけるコンクリートのひずみ

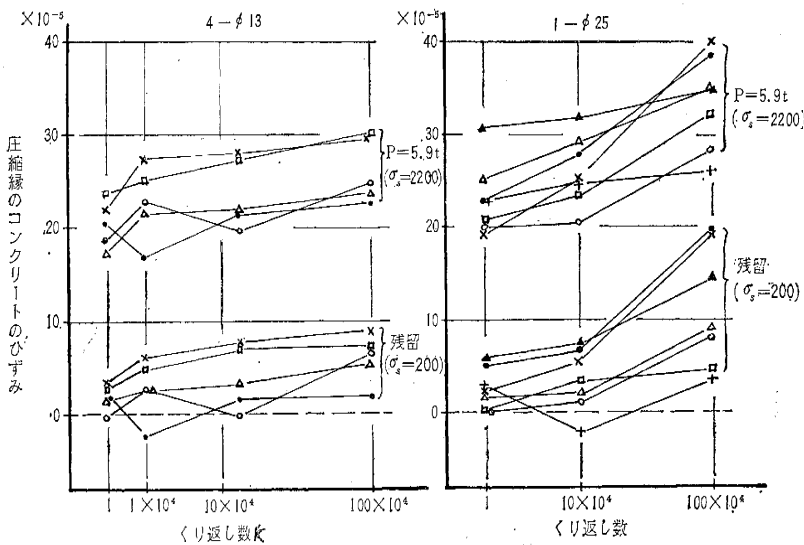


表-5 はりのたわみの測定結果 ($P=5.9t$; $\sigma_s=2200\text{ kg/cm}^2$)

(単位 mm)

鉄筋	残 留 ⁽¹⁾ た わ み	1 サイクル	10 ⁴	10 ⁵	10 ⁶	鉄筋	残 留 ⁽¹⁾ た わ み	1 サイクル	10 ⁵	10 ⁶
A	1.06	2.73 (100)	3.01 (110)	3.16 (116)	3.23 (118)	A'	1.73	3.31 (100)	3.57 (108)	3.68 (111)
B	0.50	2.74 (100)	3.08 (112)	3.18 (116)	3.16 (115)	F	0.92	2.93 (100)	3.52 (1.20)	3.56 (1.21)
C	0.92	3.05 (100)	3.28 (108)	3.34 (110)	3.38 (111)	G	1.15	2.98 (100)	3.51 (118)	3.61 (121)
D	1.02	2.76 (100)	3.07 (111)	3.21 (116)	3.25 (118)	H	1.28	2.96 (100)	3.43 (116)	3.55 (120)
E	0.74	2.87 (100)	2.82 (98)	3.00 (105)	2.97 (103)	I	1.26	3.04 (100)	3.52 (116)	3.52 (116)
						J	1.02	3.29 (100)	3.77 (115)	3.82 (116)
						K	1.11	3.24 (100)	3.56 (110)	3.60 (111)

(1) 1 サイクル後の残留たわみ

() 内は1 サイクル目の弾性たわみに対する百分率

は、異形鉄筋の場合、各鉄筋間に明瞭な差は認められず、また荷重のくり返しによっても比較的初期に0~20%増加しただけで以後はほぼ一定であった。一方普通丸鋼を用いたものは、4-φ13mmの配筋では異形鉄筋とほぼ同様な結果であったが、1-φ25mmのときは、平均ひびわれ幅で異形鉄筋の約1.5倍となり、しかも、くり返し数が増すにしたがってかなり増加し、100万サイクル後には異形の約1.8倍となった。

(3) 圧縮縁のコンクリートは計算応力度で68(上限)~11 kg/cm²(下限)のくり返し応力をうけたことになるが、100万サイクル後のひずみを1サイクル目とくらべた場合、弾性ひずみは $-4.8\sim 2.7\times 10^{-5}$ 、平均 0.5×10^{-5} 程度の変化であり、また残留ひずみも0~16.8 $\times 10^{-5}$ 、平均 6.5×10^{-5} の増加にすぎなかった。

(4) はりのスパン中央の弾性たわみは10万サイクルで5~20%の増加を示したが、以後は安定しており、100万サイクルまでにさらに0~4%増えたにすぎなかった。

(5) ひびわれにはさまれた区間のコンクリートは、収縮応力の解放によると思われる 15×10^{-5} 程度(ひびわれ間隔約20cm)の残留の収縮ひずみを生じたほか、荷重の増加にとまらぬひずみ変化も認められた。すなわ

ち、鉄筋の計算応力度で2200 kg/cm²相当の荷重を加えると、異形鉄筋の場合は 5×10^{-5} 程度さらに収縮したが、普通丸鋼を用いたものは逆に若干の伸張がみられた。

またひびわれ幅をコンタクトゲージなどで間接的に測定する方法は、拡大鏡による値にくらべ20~40%大きな値を示した。

参 考 文 献

- 1) 河野通之、外4名：異形鉄筋の疲れ強度に関する研究、コンクリート・ライブラリー第2号、1962年
- 2) 中山紀男：異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリートはりの疲労について、セメント技術年報、昭和38年
- 3) Pfister, J.F. and Hongnestad, E.: "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 6, Fatigue Tests", Jour. of the P.C.A. Jan. 1964
- 4) 横道英雄、外3名：鉄筋コンクリートはりの疲労に関する実験的研究、セメント技術年報、昭和39年
- 5) Hongnestad, E.: "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 2, Control of Flexural Cracking", Jour. of the P.C.A. Jan. 1962
- 6) Nordby, G.N.: "Fatigue of Concrete-A Review of Research", Jour. of ACI, Aug. 1958
- 7) Taylor, R.: "Some Fatigue tests on reinforced concrete beams", Magazine of Concrete Research Mar. 1964
- 8) 横堀武夫：材料強度学

(1965.4.8・受付)