

# 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

## FATIGUE BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITH HIGH STRENGTH DEFORMED BARS

国分正胤\*・多田美朝\*\*・立花一郎\*\*・松本嘉司\*\*\*

By Masatane Kokubu, Yoshiaki Tada, Ichiro Tachibana and Yoshiji Matsumoto

### 1. 緒 論

最近各種の高張力異形鉄筋が開発され、また鉄筋およびコンクリートの品質の向上とともに、これらの異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート桁橋の経済スパンも急激に増大している。しかし橋梁に鉄筋コンクリート桁を用いる場合には活荷重がくり返し作用するので、静荷重による曲げ性状のほかに、その疲労性状が問題となってくる。従来の鉄筋コンクリート構造物ではコンクリートの許容応力度を  $80 \text{ kg/cm}^2$  以下に、鉄筋の許容応力度は  $1400 \sim 1600 \text{ kg/cm}^2$  以下にとりて設計していたので、その疲労性状についての問題点は比較的少なかったが、最近はその許容応力度を高くとって設計しようとする気運があり、そのために品質のよいコンクリートと高張力異形鉄筋とを用いた鉄筋コンクリートばりの疲労性状を明らかにすることが必要になってきたのである。

本研究は八幡製鉄、富士製鉄、日本鋼管、川崎製鉄、神戸製鋼、住友金属の6社で製造、市販されている丸鋼、各種の異形鉄筋および数種の試作品と圧縮強度が  $300 \sim 400 \text{ kg/cm}^2$  のコンクリートを用いて、はり高さ  $50 \text{ cm}$ 、全長  $5 \text{ m}$  の T 形断面の大型試験ばりをつくり、これに静荷重および疲労荷重を加えて、主としてその曲げ疲労性状について考察を加えたものである。実験の数は限定されているが、わが国で市販されている代表的な異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリートばりの疲労性状について一応の結論は得られたものと信じている。

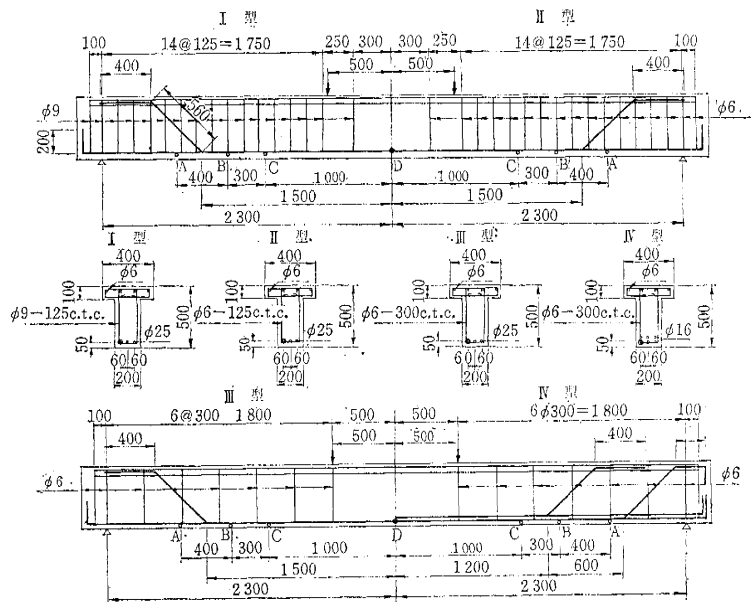
本研究は土木学会異形鉄筋実験研究小委員会の実験研究費によって行なわれたものであって、試験の実施についてご協力を戴いた東京大学 岡村 甫氏および東京大学コンクリート研究室の関係者、鉄道技術研究所構造物研究室の関係者および試験結果の解析にご協力を戴いた国鉄構造物設計事務所安本修一氏などの方々に厚く謝意を表する次第である。

### 2. 静荷重試験および疲労荷重試験

#### (1) 試験ばり

試験ばりは図-1に示すようにスパン  $4.6 \text{ m}$ 、全長  $5 \text{ m}$ 、はり高さ  $50 \text{ cm}$ 、腹部の幅  $20 \text{ cm}$ 、フランジ幅  $40 \text{ cm}$

図-1 試験ばり (○印は鉄筋のひずみの測定点を示す)



フランジ厚さ  $10 \text{ cm}$  の T 形断面のはりであり、引張鉄筋およびせん断補強鉄筋量を変えて製作した。引張鉄筋は 1 種類を除いてすべて直径  $25 \text{ mm}$  の鉄筋 3 本に一定し、せん断補強はスターラップの配筋によって図-1に示すように I 型、II 型、III 型の 3 種に定めた。試験ばりの

\* 正会員 工博 東京大学教授 工学部土木工学科

\*\* 正会員 国鉄鉄道技術研究所

\*\*\* 正会員 工博 国鉄構造物設計事務所

うちの1種類は引張鉄筋の直径の影響を見る目的で引張鉄筋を直径 16mm 6本とし、そのせん断補強鉄筋は図-1に示すようにスターラップの配置をⅢ型と同一にし折曲鉄筋のみ変えたⅣ型とした。表-1はこのせん断補強鉄筋を比較して示したものである。

この試験ばりはオリエンタル コンクリート KK 多摩工場で作製したが、その際に図-1に示す位置の鉄筋にワイヤ ストレイン ゲージを貼って、防水工でコートしてからコンクリート施工を行なった。

表-1 せん断補強鉄筋

	スターラップ		折曲鉄筋
I	14 @ 125	φ9	1 D φ25
II	〃	φ6	〃
III	6 @ 300	〃	〃
IV	〃	〃	2-D φ16

(2) セメント、骨材およびコンクリート

試験ばりの製作に使用したセメントおよび骨材の試験結果を示すと表-2および表-3のようになる。またこのコンクリートの示方配合は表-4に示すとおり一種とし、材令 28 日における3個の標準供試体の圧縮強度の平均値は表-6、8に示すように 300~400 kg/cm<sup>2</sup>で、コンクリートの施工時のスランプは 5~6 cm である。またこのコンクリートの試験時における圧縮試験結果より求めたヤング係数はコンクリートのひずみが 0~200×10<sup>6</sup>の範囲で約 3.0×10<sup>6</sup> kg/cm である。

(3) 鉄筋

使用した鉄筋は1種をのぞいてすべて直径 25 mm で、丸鋼2種、旧 JIS 型の縦リブ横フシ丸型異形鉄筋3種、縦リブ斜フシ丸型異形鉄筋9種、三角断面の異形鉄筋2種で、強度試験結果および化学成分は表-5に示すようである。写真-1はこの鉄筋の形状を示したものである。

(4) 試験方法

試験ばりの曲げ試験は図-1に示すようにスパンを 4.6 m ととり、集中2点荷重を加えて行なった。この試験機は鉄道技術研究所構造物研究室のローゼンハウゼン型大型疲労試験機(森試験機製で最大荷重は静的には 2×75 t、動的には 2×50 t、荷重のくり返し速度は 166~500 回/分)である。写真-2はこの試験装置を示したものである。

曲げ試験は静荷重試験と、荷重を増減してくり返し曲げを加える疲労荷重試験とについて行なった。静荷重試験を行なったのは表-6に示す9本の試験ばりで、2点荷重の合計を 2 t おきに破壊荷重まで上げて試験を行ない、コンクリートの表面および引張鉄筋のワイヤ ストレイン ゲージによるひずみ測定、スパン中央および支承部のたわみ測定およびコンタクト ゲージによるひびわれ幅測定を行なった。ワイヤ ストレイン ゲージの測定にはブラウン管式ひずみ計を用いた。コンタクト ゲージは試験ばりの腹部下端側面の鉄筋位置に約 10 cm 間隔に貼った鉄片上に設けた標点間の距離を機械的に測定するもので、これによってその間に成長するひびわれ幅を測定することができるものである。なおこのひびわれの成長および破壊状況については肉眼による観測も行なった。静荷重試験を行なった試験ばりはすべて引張鉄筋に 3-D φ25 mm を用いたもので、そのせん断補強鉄筋は表-6に示すようにⅠ型およびⅡ型である。

疲労荷重試験を行なった試験ばりは全部で 20 本である。引張鉄筋に 3-D φ25 mm を用いた試験ばりの疲労荷重試験は上記の集中2点荷重の合計を 2~16 t に変化させてまず 10<sup>6</sup> 回くり返し載荷した。実際に市販されている鉄筋を用いて製作した試験ばりの大部分がこの荷重段階で破壊しなかったため、さらに荷重の上限のみ高め

表-2 早強セメントの試験成績

比 重	ブレン比表面積 (cm <sup>2</sup> /g)	凝 結			フロー値	曲げ強さ (kg/cm <sup>2</sup> )			圧縮強さ (kg/cm <sup>2</sup> )			安定性
		水 (%)	始 発 (h-m)	終 結 (h-m)		3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日	

表-3 使用骨材の試験成績

	産 地	ふるい通過量 (%)										粗粒率 F.M	比 重	吸水量 (%)	単位容積重 (kg/m <sup>3</sup> )	有害不純物試験
		mm 30	mm 25	mm 20	mm 10	mm 5	mm 2.5	mm 1.2	mm 0.6	mm 0.3	mm 0.15					
粗骨材	荒 川	100	99	25	1	1	1	0	0	0	0	6.77	2.68	0.8	1631	合 格
細骨材	荒 川				100	99	78	55	27	10	1	3.30	2.63	1.0	1675	合 格

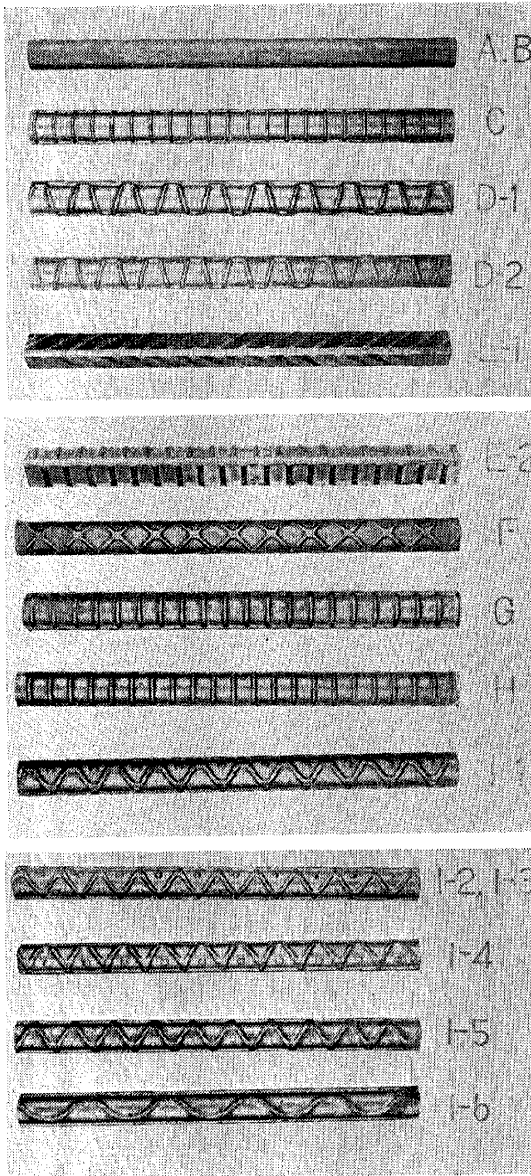
表-4 コンクリートの示方配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	単位水量 W (kg)	単位セメント量 C (kg)	水セメント比 w/c (%)	絶対細骨材率 s/a (%)	単位細骨材量 (kg)	単位粗骨材量 (kg)	A.E 剤量 Vinsol Resin (g)
25	5~6	3~4	156.4	340	46	44.5	856	1069	29.1

表-5 使用鉄筋の種類とその性質

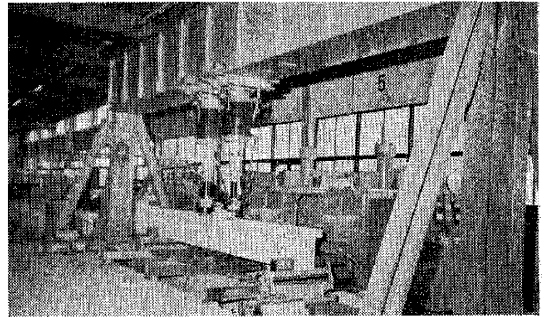
鉄筋種類	単重量 (kg/m)	降伏点 (kg/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	伸び (%)	化学成分 (%)					備考 (I-3のみ直径16mmで 他は直径25mmである)	
					C	Si	Mn	P	S		Cu
A	3.85	33	56	30	23	22	68	3.7	2.8		丸鋼 SR 30
B	"	42	62.5	24.5	25	27	152	2.7	2.3		高張力丸鋼
C	3.98	33	55	25	37	12	52	2.5	2.7		旧JIS型異形鉄筋 SD30
D-1	"	46.8	61.1	30.4	20	34	157	2.7	1.5		高張力異形鉄筋 ○
D-2	3.99	48.1	63.5	29	21	43	150	1.4	1.4		— # — ○
E-1	3.98	41.5	62.5	22	26	32	148	1.9	1.9		— # — △
E-2	4.00	41.5	61.5	24	23	32	151	3.2	2.1		— # — △
F	3.98	43	67	30	23	50	163	2.2	2.5		— # — ○
G	3.94	46	66	18	30	46	123	2.1	1.0		— # — ○
H	3.99	44	65	21	25	44	160	4.0	1.8		— # — ○
I-1	3.84	48	63	23.5	19	32	128	2.4	2.3		— # — ○
I-2	3.84	52	70	20	27	39	132	2.3	2.5		— # — ○
I-3	1.56	49.5	69.0	22.5	23	38	154	3.2	2.2		— # — ○
I-4	4.00	43.2	58.2	25.5	21	33	116	3.5	2.1		— # — ○
I-5	"	48.6	65.5	23	18	33	125	4.2	2.6		— # — ○
I-6	"	49.5	65.5	23	18	33	125	4.2	2.6		— # — ○

写真-1 試験を行なった鉄筋の種類



て2~19.2 tの荷重のくり返しを行なった。試験ばりの大部分がこの荷重段階で、つぎの $10^6$ 回以下の荷重のくり返しによって破壊したが、この $10^6$ 回(合計で $2 \times 10^6$ 回)の荷重くり返しに耐えたものについては、荷重の上限をさらに高めて2~23 tの荷重のくり返しを行なった。この場合の荷重16 tにおける引張鉄筋およびコンクリートの常用設計方法による計算応力度(コンクリートの引張縁を無視し、鉄筋とコンクリートとのヤング係数の比を15として求めた値)は $2300 \text{ kg/cm}^2$ および $110 \text{ kg/cm}^2$ であるから、鉄筋およびコンクリートの第1段階の振幅応力度の計算値は $300 \sim 2300 \text{ kg/cm}^2$ および $10 \sim 110 \text{ kg/cm}^2$ である。この荷重の大きさは試験装置

写真-2 試験装置



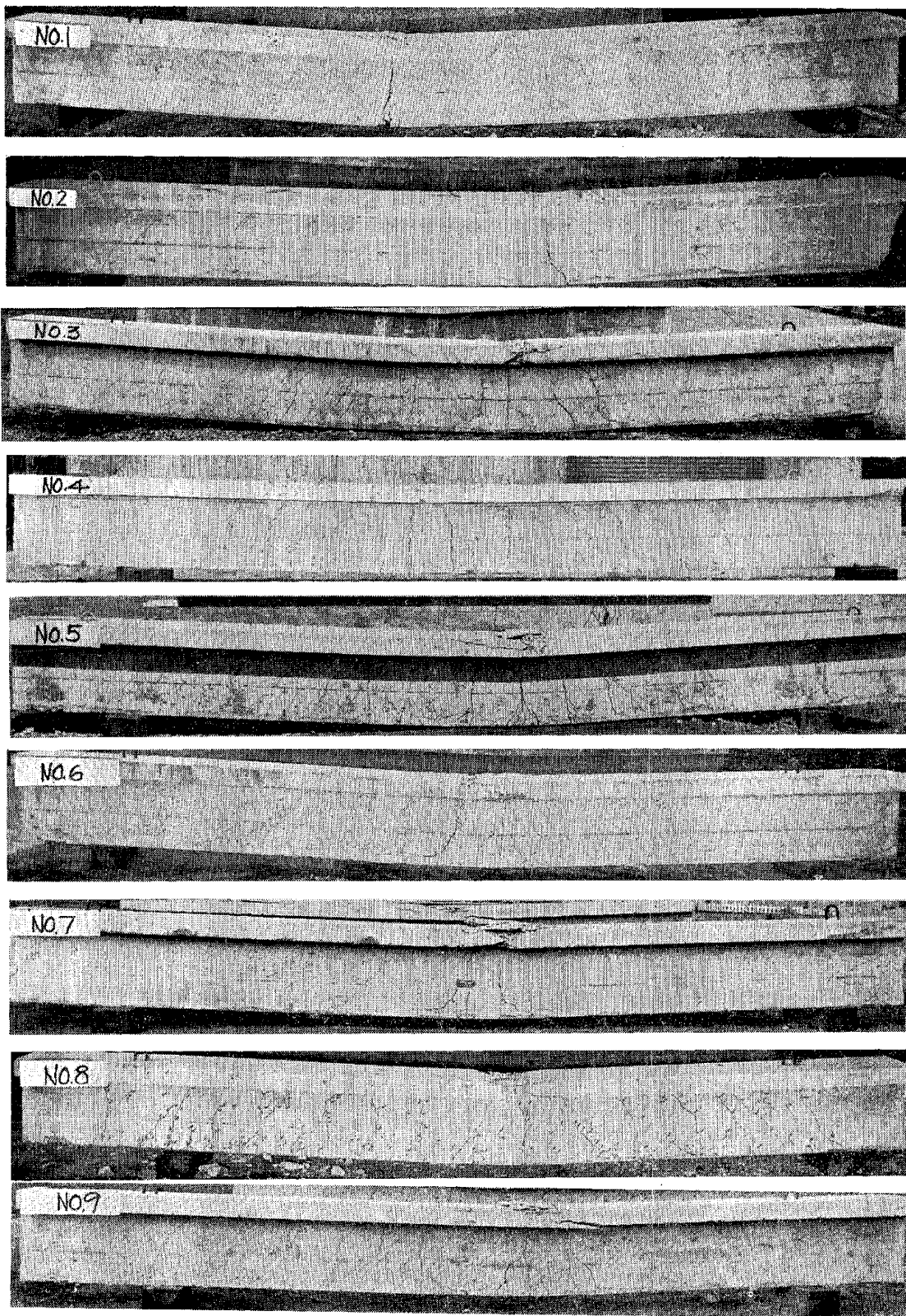
と試験ばりとの間にそう入したロードセル(直径60 mm, 高さ100 mmの丸鋼にワイヤストレンゲージを8枚縦横に貼ってブリッジに組んだもの)によって検定を行なった。引張鉄筋に6-D  $\phi 16 \text{ mm}$ を用いた試験ばりの疲労荷重試験は上記の集中2点荷重の合計を2~12.5 tに変化させてまず $10^6$ 回くり返し載荷し、その後荷重の上限のみ高め2~15 tの荷重のくり返しを行なった。この場合の荷重2~12.5 tに対する鉄筋およびコンクリートの計算応力度の振幅は $400 \sim 2400 \text{ kg/cm}^2$ および $10 \sim 90 \text{ kg/cm}^2$ である。

疲労荷重試験においても静荷重試験と同様に、ワイヤストレンゲージによるコンクリート表面および引張鉄筋のひずみ測定、スパン中央および支承部のたわみ測定、コンタクトゲージによるひびわれ幅測定およびひびわれ観測とを行なった。この測定はまず疲労荷重試験前に静的に集中2点荷重の合計を2 tおきに荷重の上限値(16 tおよび12.5 t)まで載荷して行ない、その後疲労荷重試験中にも随時試験機の運転を止め上記と同様な試験を行なった。特に $10^6$ 回の疲労荷重試験後において荷重の上限値を高める際には、入念な載荷試験とひびわれ観測を行なった。また疲労試験機運転中にも、ブラウン管式ひずみ計によってロードセル、鉄筋およびコンクリートのひずみ、たわみ、ひびわれなどの動的変化を測定した。運転中の動的なたわみの測定には、燐青銅片にワイヤストレンゲージを貼ったものを片持ばりの状態ではりの下縁に接触させ、その測定したひずみの変化よりたわみを求めることができる装置を用いた。同様にひびわれの動的測定には、比較的大きなひびわれをまたいでワイヤストレンゲージを貼った燐青銅片をとりつけ、このひずみの変化よりひびわれ幅の変化を求める装置を用いた。

### 3. 静荷重試験結果および考察

本研究における静荷重試験は疲労荷重試験において不用となった予備の試験ばりを用いて、疲労荷重試験後にまとめて行なったので、その試験結果は完全のものでないが、この結果について述べ、簡単な考察を加えること

写真-3 破壊状態 (静荷重試験)



にする。静荷重試験を行なった試験ばりはすべて引張鉄筋に3-Dφ25を用いたもので、せん断補強鉄筋は図-1に示すI型およびII型である。

(1) 破壊荷重

静荷重試験を行なった9本の試験ばりの破壊状態および試験結果を一括して示すと図-2、写真-3、および表-6のとおりである。図-2の中の数字はひびわれ発生時の荷重を示す。破壊状態はすべて引張鉄筋の降伏による曲げ引張破壊で、まず引張鉄筋が降伏点に達し、鉄筋の塑性のびとともにはりの変形が急激に増して圧縮縁のコンクリートが圧潰した(写真-4、5参照)。ただし高張力丸鋼Bを用いたNo.2の試験ばりは、引張鉄筋が降伏した直後はり端の鉄筋の定着部においてフック部分のコンクリートに大きなひびわれが入り、定着部が破壊した(写真-6参照)。

これらの試験ばりのI型のせん断補強鉄筋は、引張鉄筋の応力度が2000kg/cm<sup>2</sup>のときの荷重を設計荷重(14t)とし、これによるコンクリートのせん断応力度8.6kg/cm<sup>2</sup>を土木学会鉄筋コンクリート標準示方書に準じてすべてせん断補強鉄筋で抵抗するとして、このときのスタラップの応力度を1700kg/

図-2 破壊状態

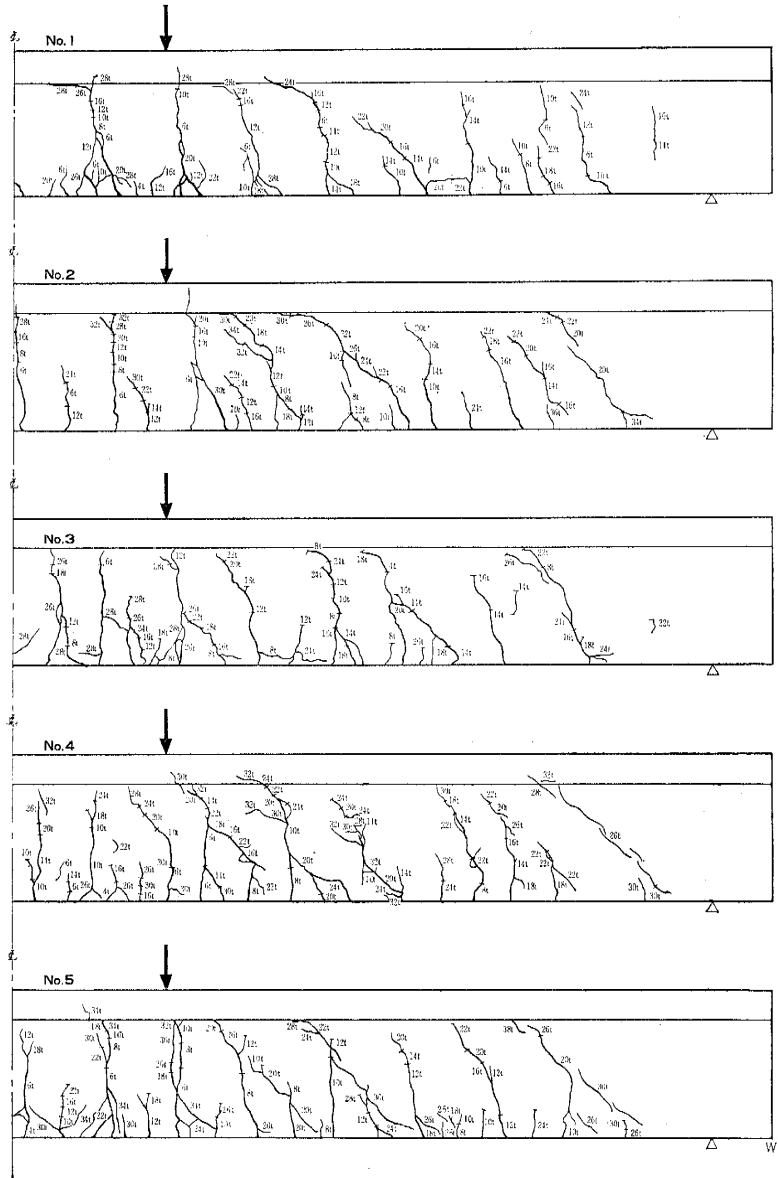


表-6 静載荷試験結果

試験 ばり No.	鉄筋 の 種類	材令28日にお けるコンクリ ートの強度 σ <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	せん断 補強の 種類	鉄筋 降 伏 点 (kg/mm <sup>2</sup> )	降 伏		破 壊		計 算 値 お よ び 比 較					
					荷重 (t)	モーメ ント (t-m)	荷重 (t)	モーメ ント (t-m)	M <sub>ca1</sub> <sup>*</sup> (t-m)	M <sub>u</sub> /M <sub>ca1</sub>	M <sub>u</sub> '/M <sub>ca1</sub>	M <sub>ca1</sub> ' <sup>**</sup> (t-m)	M <sub>u</sub> /M <sub>ca1</sub> '	M <sub>u</sub> '/M <sub>ca1</sub> '
1	A	380	I	33	26	23.4	31	27.9	21.6	1.08	1.29	20.3(20.5) <sup>***</sup>	1.15	1.38
2	B	310	I	42	30	27	37.4	33.6	26.8	1.01	1.26	25.9(26.2)	1.04	1.30
3	C	380	I	33	24	21.6	32	28.8	21.6	1.00	1.33	20.3(20.5)	1.06	1.41
4	D-1	320	I	46.8	30	27	35	31.5	29.7	0.91	1.06	28.8(29.1)	0.94	1.09
5	E-1	320	I	41.5	30	27	40	36	26.5	1.02	1.36	25.6(25.9)	1.05	1.36
6	F	390	II	43	36	32.4	40.2	36.2	27.8	1.16	1.30	26.5(26.8)	1.27	1.37
7	H	390	II	44	38	34.2	42.4	38.2	28.4	1.21	1.34	27.1(27.4)	1.26	1.40
8	I-4	330	II	43.2	30	27	39	35.1	27.8	0.97	1.26	26.6(26.9)	1.02	1.37
9	I-5	390	II	48.6	36	32.4	43	38.7	31.2	1.04	1.24	29.9(30.3)	1.08	1.30

\* M<sub>ca1</sub> = A<sub>s</sub>σ<sub>sy</sub>d(1 -  $\frac{\rho}{2} \frac{\sigma_{sy}}{0.85\sigma_c}$ )

\*\* M<sub>ca1</sub>' = A<sub>s</sub>σ<sub>sy</sub>jd    j =  $\frac{6-6(t/d)+2(t/d)^2+(t/d)^3/2np}{6-3(t/d)}$

\*\*\* n=15 としての計算値で ( ) 内は n=7 としての値を示す。

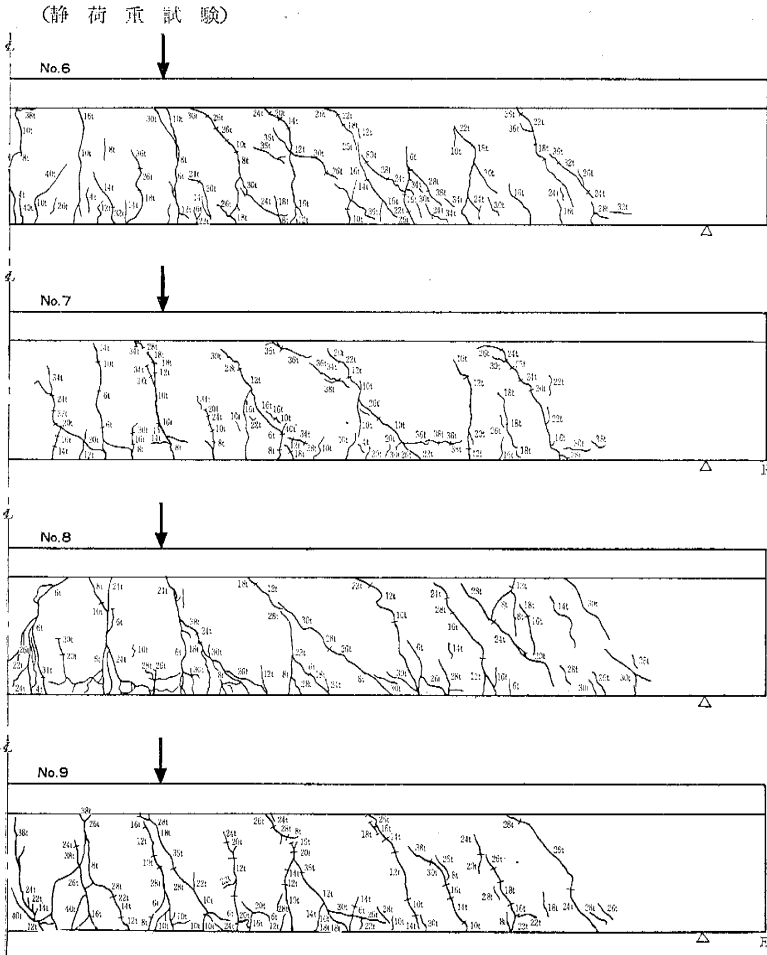
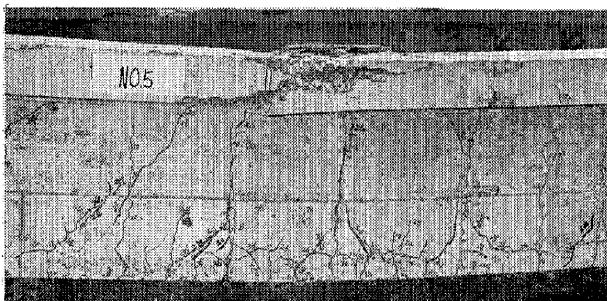


写真-4 静荷重試験における破壊状態の詳細(1)



cm<sup>2</sup> にとって設計したものである。II型はI型のスターラップの断面を約1/2にしたもので、設計荷重(14t)に対するスターラップの計算応力度は3800 kg/cm<sup>2</sup>である。折曲鉄筋のある部分のスターラップおよび折曲鉄筋の応力度はいずれの場合も約300 kg/cm<sup>2</sup>程度で、その値はきわめて小さいが、この試験においては土木学会の規定より若干少ないスターラップを配置したものおよびそのスターラップを規定量の約1/2以下にしたものについてもせん断破壊が曲げ破壊に先行することはなかっ

た。この結果より、静荷重に対してはせん断破壊は曲げ破壊よりおこりにくいといえる。

この曲げ引張破壊強度について極限強度計算式によって検討して見る。極限強度の計算式としては多くの提案があるが、ここでは ACI Building Code の Ultimate Strength Design の計算式のもとになっている Whitney の極限強度式および常用設計方法の鉄筋応力度の算定式に鉄筋の降伏点を代入して破壊モーメントを求める方法とを用いて比較する。この試験ばりのようにコンクリートの圧縮幅が圧縮フランジの中に入る場合には、Whitney の式はつぎのような矩形ばりの式になる。

$$M_{cal} = A_s \sigma_{sy} d \left( 1 - \frac{\rho}{2} \frac{\sigma_{sy}}{0.85 \sigma_c} \right) \quad (1)$$

ここに  $A_s$  : 引張鉄筋の断面積  
 $d$  : ばりの有効高さ  
 $b$  : 圧縮フランジの幅  
 $\rho$  :  $A_s/bd$  で定義される引張鉄筋比

$\sigma_{sy}$  : 鉄筋の降伏点

$\sigma_c$  : コンクリートの強度

また常用設計方法による破壊モーメントの計算式はつぎようになる。

$$M'_{cal} = A_s \sigma_{sy} j d \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$j = \frac{6 - 6\left(\frac{t}{d}\right) + 2\left(\frac{t}{d}\right)^2 + \left(\frac{t}{d}\right)^3 / 2np}{6 - 3\left(\frac{t}{d}\right)} \quad \dots \dots \dots (3)$$

ここに  $n$  : 鉄筋とコンクリートとのヤング係数比 ( $n=15$ )

$t$  : 圧縮フランジの厚さ

表-6 は試験ばりの降伏荷重および破壊荷重より求めた降伏モーメントおよび破壊モーメントと上記式(1)および式(2)による計算値とを比較して示したものである。この降伏荷重とは試験ばりのひずみおよびたわみが急激に増加し始めた荷重、破壊荷重とははりの破壊時の最大荷重である。これより降伏モーメントは計算値の0.9~1.3、破壊モーメントは計算値の1.1~1.4倍で計算値はいずれも一般に安全側の結果を与えている。

写真-5 静荷重試験における破壊状態の詳細(2)

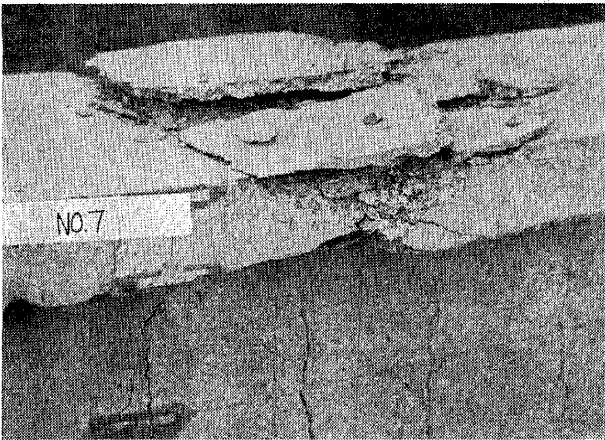


写真-6 静荷重試験における定着部破壊の状態



図-3 コンクリートのひずみ(静荷重試験)

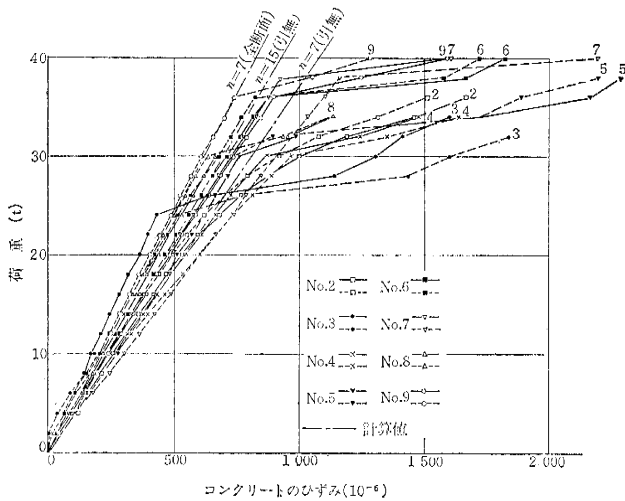
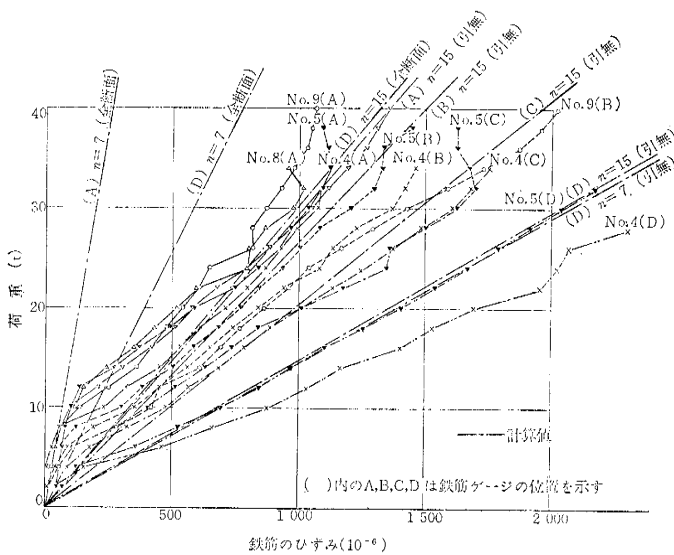


図-4 鉄筋のひずみ(静荷重試験)



(2) コンクリートのひずみ

スパン中央のコンクリートの表面にワイヤストレーンゲージをはってひずみ測定を行なったが、圧縮フランジの側面上部に貼った2箇所のワイヤストレーンゲージ(上面より10mmの位置)によるひずみ測定結果を示すと図-3のようになる。図中のNo.は試験ばりの番号で、鎖線は計算値である。ここには鉄筋とコンクリートとのヤング係数比 $n$ を7および15としコンクリートの中立軸以下の引張縁を無視して求めたコンクリートの応力度より、そのヤング係数を $3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ として計算したひずみの計算値および全断面有効としてコンクリートのヤング係数を $3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ として求めたひずみの計算値( $n=7$ )を示してある。この結果よりすれば、鉄筋比 $n$ を7とし引張縁を無視して求めた計算値が比較的安全側の結果を与えている。なおこの試験ばりのコンクリートのヤング係数は約 $3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ である。

(3) 鉄筋のひずみ

鉄筋のひずみ測定ができたものは比較的少ないが、これを一括して示すと図-4のようになる。このうちA, B, C, Dとあるのは図-1に示す鉄筋のひずみの測定点、No.は試験ばりの番号で、鎖線はその計算値である。ここにはD点についてはコンクリートの全断面有効とした場合および引張



縁を無視した場合について、鉄筋のヤング係数を  $2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、コンクリートのヤング係数を  $3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  および  $1.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  ( $n=7$  および  $15$ ) として求めた計算値を、A点についてはコンクリートのヤング係数を  $3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  ( $n=7$ ) とし、全断面有効として求めた計算値およびコンクリートのヤング係数を  $1.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  ( $n=15$ ) とし引張縁を無視して求めた計算値を、B点およびC点についてはコンクリートのヤング係数を  $1.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  ( $n=15$ ) とし、コンクリートの引張縁を無視して求めた計算値を示してある。

鉄筋のひずみの測定結果はかなりばらついているが、荷重の小さい範囲では実測値は全断面有効として求めた計算値に近い値を示している。荷重が増大してひびわれが発達してくると、引張縁を無視して求めた計算値と実測値の最大のものとのが、ほぼ一致してくる。この場合の計算値としてはコンクリートのヤング係数を  $3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  ( $n=7$ ) として求めた値と  $1.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  ( $n=15$ ) として求めた値との差はきわめて小さい。鉄筋のひずみの実測値はかなりばらついているが、これは次章で示す疲労荷重試験結果についてもいえることで、鉄筋のひずみの測定位置とひびわれとの相対位置関係によるものと思われる。鉄筋のひずみおよび応力は最大のところではほぼ  $n=15$  とし引張縁を無視して求めた計算値に近いものになっている。

(4) ひびわれ

試験ばりに加える荷重が増加して鉄筋の引張応力度が  $300 \text{ kg/cm}^2$  程度に達すると、スパン中央部分のコンタクトゲージの測定値が数箇所まで急激に大きくなり、ほぼ同時に 10 数本の曲げひびわれが 10~20 cm 間隔に発生した。丸鋼を用いたはりでは、さらに荷重を増してもその間に生ずる曲げひびわれは比較的少ないが、異形鉄筋を用いたはりでは、鉄筋応力度が  $2000 \text{ kg/cm}^2$  程度になるまでの間にその間に数本の新しい曲げひびわれが発生した。このひびわれ幅は一般に荷重とともにほぼ直線的に増大した。曲げひびわれの発生後、せん断スパンに斜め引張ひびわれが発生し、荷重増加にともなってこのひびわれも数と幅とが増大した。また引張鉄筋に添って水平なひびわれも発生した。これらのひびわれの様子は 図-2、写真-3 に示すようである。

試験ばり腹部の引張鉄筋位置におけるコンタクトゲージによるひびわれ幅の測定値のうち、最大のもの 2 個の平均値を最大曲げひびわれ幅として、荷重との関係を示すと 図-5 のようになる。これより丸鋼を用いた試験ばりの最大曲げひびわれ幅は異形鉄筋を用いたはりのものよりも約 1.1~1.3% 大き

図-5 最大曲げひびわれ幅 (静荷重試験)

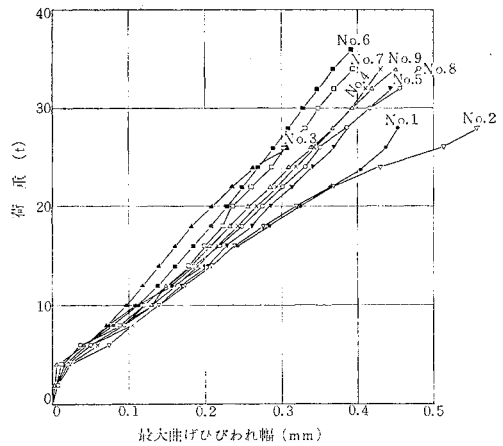


表-7 最大ひびわれ幅 (静荷重試験)

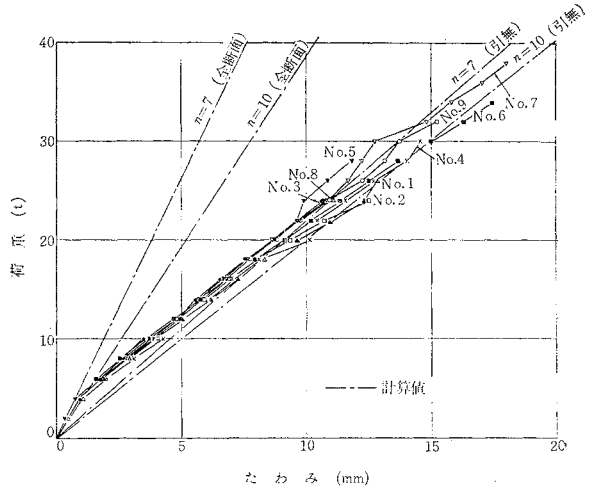
荷重 (t)	最大ひびわれ幅 (mm)			最大ひびわれ幅の平均値 (mm)		
	7	14	21	7	14	21
鉄筋の計算応力度 (kg/cm <sup>2</sup> )	1 000	2 000	3 000	1 000	2 000	3 000
丸鋼 (A)	0.058 ~0.050	0.200 ~0.208	0.343 ~0.346	0.074	0.204	0.345
異形鉄筋 (B)	0.059 ~0.079	0.140 ~0.206	0.223 ~0.300	0.069	0.178	0.264
A/B	—	—	—	1.072	1.146	1.308

い。表-7 はこの最大曲げひびわれ幅を荷重 7 t, 14 t, 21 t について比較して示したもので、この荷重における引張鉄筋の計算応力度はそれぞれ  $1000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $2000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $3000 \text{ kg/cm}^2$  である。異形鉄筋のひびわれ幅におよぼす効果は鉄筋の応力度が大きくなるほど大きいことを示している。

(5) たわみ

たわみはスパン中央部と支承部について測定を行なっ

図-6 たわみ (静荷重試験)



たが、スパン中央部の測定値より両端の支承部の測定値の平均を減じて修正したスパン中央のたわみをまとめて示すと図-6のようになる。このうち鎖線はコンクリート全断面有効とした場合と引張縁を無視した場合について、鉄筋のヤング係数を  $2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、コンクリートのヤング係数を  $3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  および  $2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  ( $n=7$  および  $10$ ) とした計算値を示したもので、たわみは荷重の小さい範囲では全断面有効として求めた値に、荷重が大きくなってひびわれが発達してくると引張縁を無視して求めた値に一致してくる。実際のはりのたわみとしては活荷重によるものが問題になるが、この試験結果よりすれば引張縁を無視して求めた値が実用的と思われる。

#### 4. 疲労荷重試験結果および考察 (I)

疲労荷重試験を行なった試験ばりは全部で 20 本であるが、このうち現在の市販されている代表的な鉄筋を用いた試験ばり 7 本と丸鋼を用いた試験ばり 2 本について試験結果を整理し、考察を加えることにする。写真-7 は疲労荷重試験の状態を示したものである。

##### (1) 破壊荷重

疲労荷重試験を行なった代表的な試験ばりの破壊状態および試験結果を一括して示すと図-7、写真-8 および表-7 のとおりである。図-7 中の普通の数字は最初の荷重載荷によるひびわれ発生時の荷重を示し、わく内の数字は疲労荷重によって成長したひびわれについて、荷重のくり返し回数を  $10^4$  単位で示したものである。破壊状態は丸鋼 B を用いた試験ばり No. 2 を除いてすべて引張鉄筋の疲労破断によるもので、あるくり返し回数において急激に引張鉄筋が破断し、破壊音を発して試験ばりが破壊した。試験ばりの静荷重試験による破壊においては、はりの変形、ひびわれなどがある一定の荷重(降伏荷重)を境にして

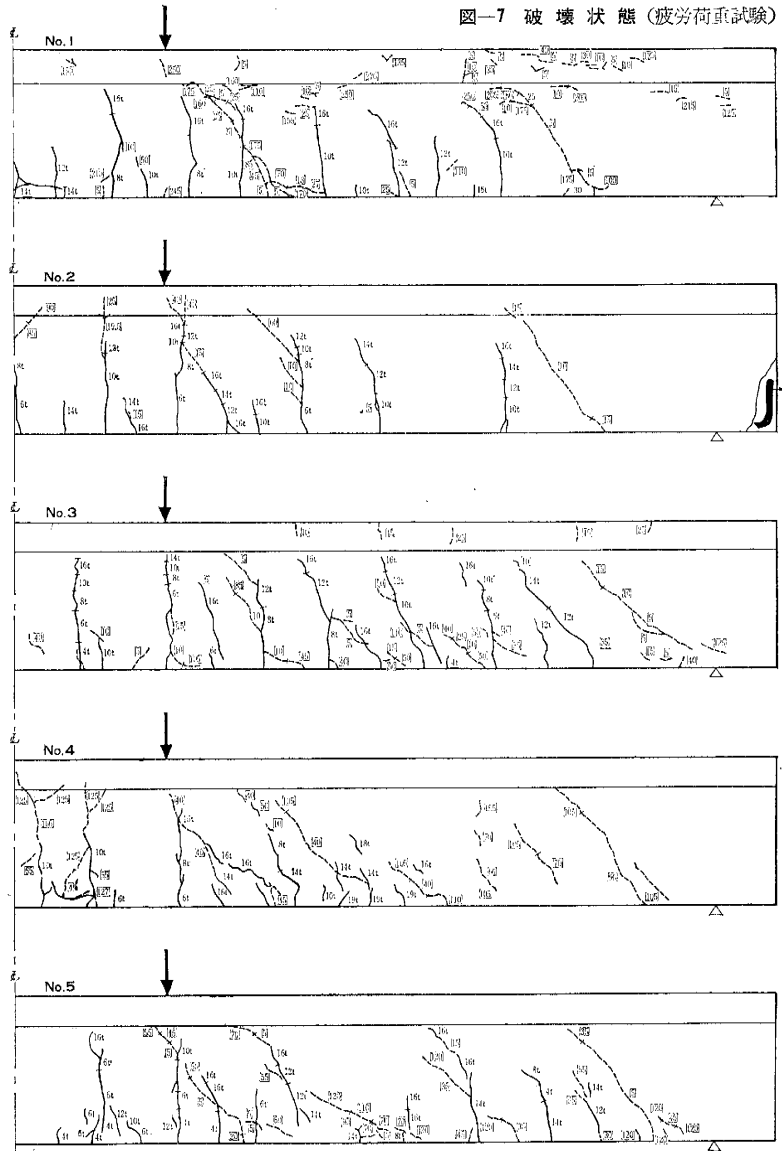
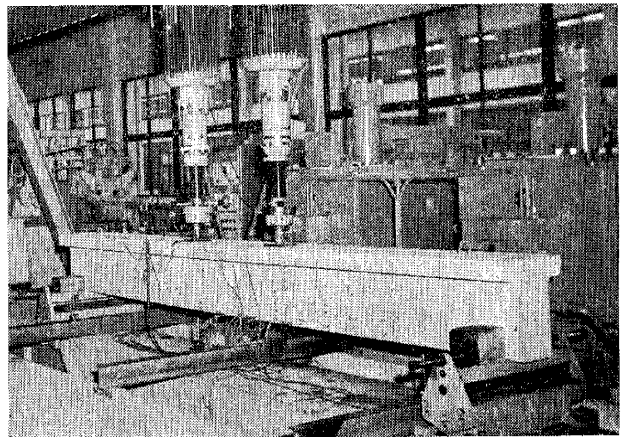


図-7 破壊状態(疲労荷重試験)

写真-7 疲労荷重試験の状態



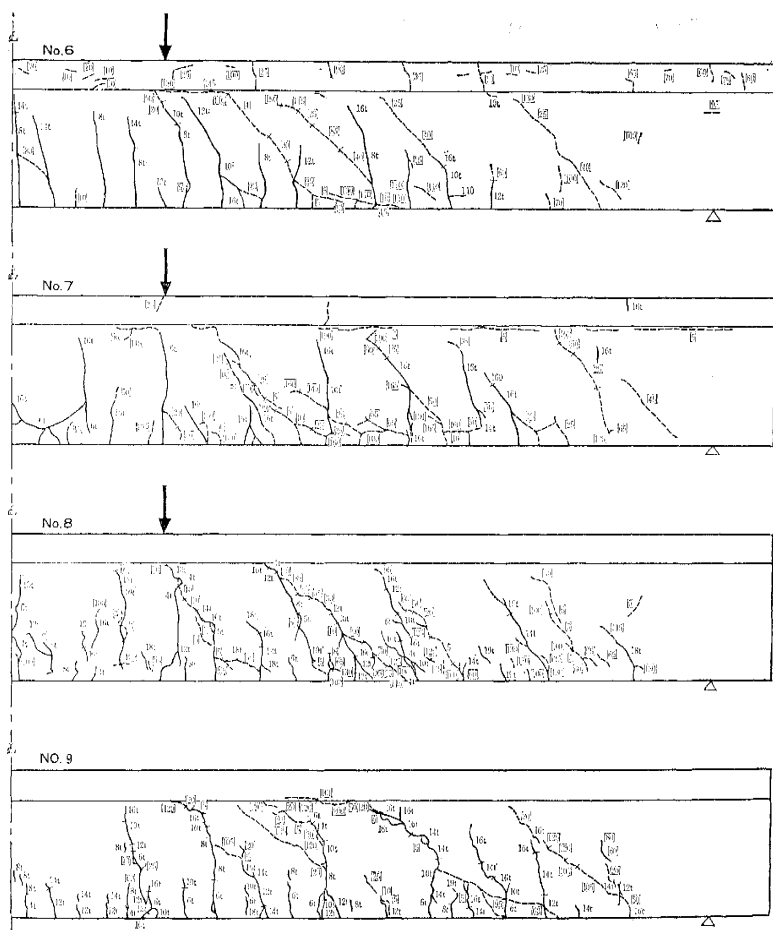


表-8 疲労荷重試験による破壊荷重 (I)

試験 ばり No.	鉄筋 の 種類	材令28日にお けるコンクリ ートの強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	せん断 補強	くり返し回数 (10 <sup>6</sup> )			破壊状態
				2~16 t (1)	2~19.2 t (2)	2~23 t (3)	
1	A	380	I	154	284(130)*	298 (14)**	中央の鉄筋破断 定着部破壊
2	B	310	I	100	192 (92)	—	中央の鉄筋破断
3	C	390	I	105	161 (56)	—	中央の鉄筋破断
4	D-1	280	I	100	128 (28)	—	中央の鉄筋破断
5	E-1	310	I	100	127 (27)	—	中央の鉄筋破断
6	F	380	II	100	150 (46)	—	中央の鉄筋破断
7	G	380	II	104	210(106)	255 (45)	中央の鉄筋破断
8	H	380	II	109	134 (25)	—	せん断ひびわれより 1/4点で鉄筋破断
9	I-4	370	II	100	129 (29)	—	せん断ひびわれより 1/4点で鉄筋破断

\* ( ) 内は (2)-(1) を示す。 \*\* ( ) 内は (3)-(2) を示す。

急激に大きくなるので、はりの破壊をある程度予知することができたが、疲労破壊においては鉄筋の疲労破断の前にはりの変形、ひびわれなどの急激な変化がなく、突然にその破壊が生じた。また大部分の試験ばりは表-8で示すように  $10^6 \sim 2 \times 10^6$  回の疲労荷重のくり返しによって  $16 \sim 19.2$  t の上限荷重で破壊している。破壊時におけるひびわれの発生は比較的少なく、またこの疲労破壊荷重は表-6に示す静荷重試験による破壊荷重よりかなり小さい。これらのことはくり返し荷重をうける

はりについてはその疲労強度を十分に考慮して設計するとともに、疲労性状のよい鉄筋を用いることが大切であることを示している。

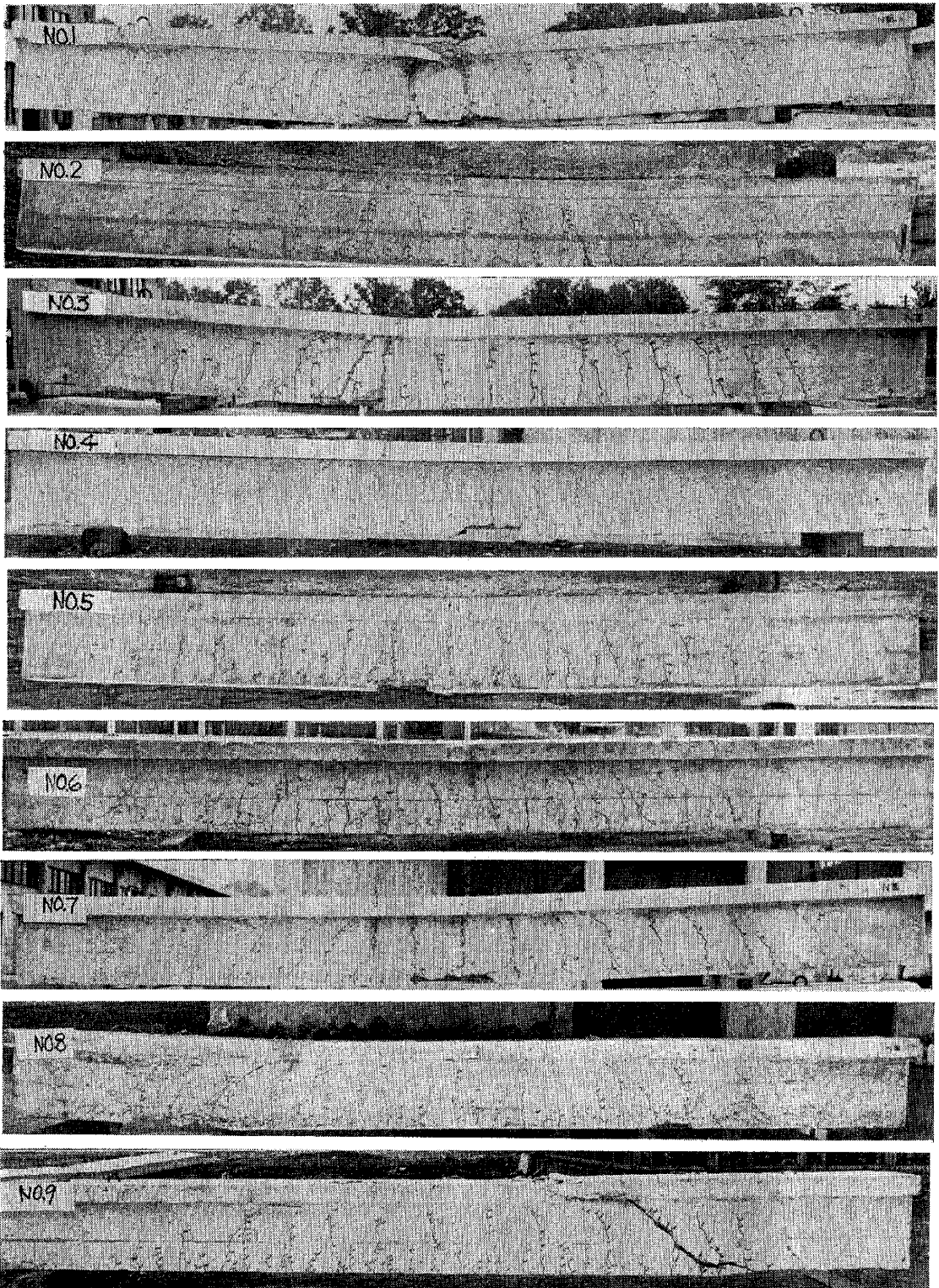
ここに示した試験ばりはすべて  $2 \sim 16$  t の荷重に対して  $10^6$  回のくり返しに耐え、その後荷重の上限のみ高めた  $2 \sim 19.2$  t の荷重に対して大部分が  $3 \times 10^6 \sim 6 \times 10^6$  回のくり返して破壊している。この破壊状態について丸鋼を用いた場合、異形鉄筋を用いI型のせん断補強をした場合、異形鉄筋を用いII型のせん断補強をした場合とに分けて考察を加える。ここにI型のせん断補強とは、静荷重試験において示したように引張鉄筋の計算応力度が  $2000 \text{ kg/cm}^2$  のときの荷重 (14 t) による全せん断力をスターラップのみで抵抗するものとして、このスターラップの応力度を  $1700 \text{ kg/cm}^2$  にとりて設計したもので (折曲鉄筋の部分のスターラップの応力度は約  $300 \text{ kg/cm}^2$ )、II型の

せん断補強はI型のスターラップの量を約  $1/2$  にしたものである。

丸鋼を用いた試験ばりのうち No. 1 は市販されている SR 30 の普通丸鋼を用いたもので、No. 3 以下の高張力異形鉄筋を用いた試験ばりと比較して、その疲労強度はいちじるしく高い。すなわち  $2 \sim 16$  t の荷重の  $1.5 \times 10^6$  回のくり返しの後、さらに  $2 \sim 19.2$  t の荷重の  $1.3 \times 10^6$  回のくり返しに耐え、その後の  $2 \sim 23$  t の荷重の  $1.4 \times 10^6$  回のくり返しで破壊した。異形鉄筋を用いた試験ばり

の大部分は  $2 \sim 19.2$  t の荷重段階で合計で  $1.3 \times 10^6 \sim 1.6 \times 10^6$  回の荷重のくり返しで破壊したが、これと比較すると丸鋼を用いたばりははるかに高い疲労強度を持っている。No. 2 の試験ばりは高マンガンの高張力鋼による丸鋼を用いたもので、この試験のために特に圧延したものであるが、 $2 \sim 19.2$  t の荷重段階でせん断ひびわれより引張鉄筋に沿う水平ひびわれが試験ばりの端部まで成長し、鉄筋の定着部のコンクリートが破壊し、引張鉄筋がすべり出してはりが破壊した。これは他の試験ばり

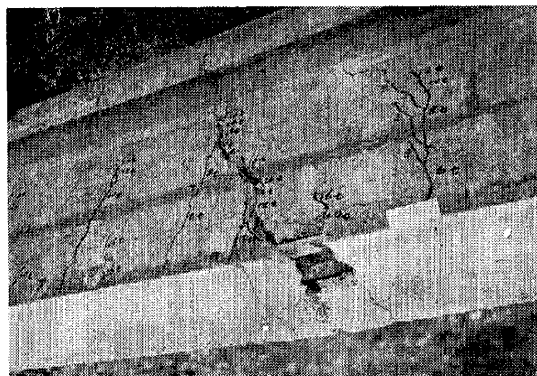
写真-8 破壊状態(疲労荷重試験)



がすべて鉄筋の疲労破断によって破壊しているのと異なっているところで、引張鉄筋は破断していない(写真一

9 参照)。またその破壊荷重も No. 1 の場合より小さい。この理由は No. 1 に用いた丸鋼は普通市販品で、

写真-9 丸鋼の疲労破壊状態



その表面にある程度のさびが生じており、このため鉄筋の付着強度が荷重のくり返しによって低下しなかったが、No. 2 の試験ばりの丸鋼はこの試験のために特に圧延されたもので、その表面が黒かわの状態であった。このため荷重のくり返しによって鉄筋の付着強度が低下し、いわゆる付着疲労現象を起こし、これによって鉄筋の応力ははりの端部まで一様に大きくなって定着部破壊が生じたのである。このことは次節以下に示す鉄筋およびコンクリートのひずみ、ひびわれおよびたわみについても、No. 1 の試験ばりでは荷重のくり返しの影響がほとんどなく、No. 2 の試験ばりでは荷重のくり返しの影響がいちじるしいことによっても示される。これらのことは、丸鋼の表面に適当なさびがあって付着疲労が防止できれば、丸鋼を用いたはりとは異形鉄筋を用いたはりよりその疲労強度は高くなるが、表面が平滑な丸鋼では荷重のくり返しによって付着疲労をおこす危険性をもっていることを示すものである。鉄筋の付着強度は時間とともに低下することも考えられるので、丸鋼の付着疲労についてはその耐久性をも考慮して検討すべきことで、丸鋼を用いた場合には常に付着疲労に対して適当な安全率を確保する必要がある。この $10^6$ 回の荷重くり返しによる付着疲労荷重に対応する引張鉄筋の上限応力度を常用設計方法によって求めると $2300 \text{ kg/cm}^2$  (荷重 16 t に対する計算値)と $2700 \text{ kg/cm}^2$  (荷重 19.2 t に対する計算値)の間になる。したがって下限応力度 $300 \text{ kg/cm}^2$  (荷重 2 t に対する計算値)を減じた片振幅の計算応力度の平均値は $2200 \text{ kg/cm}^2$ 程度になる。しかし次節以下で示すように荷重のくり返し回数とともにひずみ、ひびわれ、たわみに変化し、変形が進行するので、疲労を考慮した場合の丸鋼の許容引張応力度に対しては上述の値に対してかなり大きな安全率が必要と思われる。

異形鉄筋を用いた試験ばりはすべて引張鉄筋の疲労破断によってはりが破壊した。I型のせん断補強をした場合にはその破断箇所はすべてスパン中央部の曲げモーメント最大の部分で、II型のせん断補強をした試験ばりは

その一部はスパン中央部、一部はせん断スパン部である。この破断位置はひびわれ位置とは完全には一致しないが、一般にはひびわれに近い所で切れている。II型の試験ばりでせん断スパン部で破壊したものは斜めひびわれの一つが大きくなり、それと引張鉄筋との交点付近で鉄筋が破断している。このII型の試験ばりのうちせん断スパン部で引張鉄筋が疲労破断している試験ばりの数は2本で、この場合のII型のせん断補強をした試験ばり全体に対する割合は1/2であるが、5.でのべる比較試験をふくめて2~19.2 tの荷重段階で破壊したII型のせん断補強の試験ばり全体について見ると、その割合は約3/7である。静荷重試験においては、II型のせん断補強による試験ばりでもすべてスパン中央の鉄筋の降伏による曲げ引張破壊であることと比較すれば、荷重のくり返しに対してはせん断スパン部で破壊が生じやすいことを示している。これは土木学会の鉄筋コンクリート標準示方書の規定より大幅にせん断補強鉄筋量を少なくすることは部材の安全率を低下させる場合もあることを示すものである。このせん断スパン部における折曲鉄筋位置の鉄筋応力はスパン中央部の鉄筋応力の約67%であるのに、この部分がスパン中央部より先に疲労破断したのは鉄筋に引張応力とせん断応力とが二重に作用したことによるものと思われる。

またI型のせん断補強をしたものはせん断スパンで破壊していないことから考えて、せん断補強を十分に行なえば、せん断スパン部で破壊したNo. 8, No. 9の試験ばりの疲労強度は表-8に示す値より大きくなるものと思われる。

以上に示したように高張力異形鉄筋を用いた試験ばりの疲労破断は主としてその引張鉄筋の疲労破断によるものであるので、くり返し荷重をうける部材の引張鉄筋の許容応力度はその疲労強度を考慮して定める必要がある。常用設計方法によって、この場合の異形鉄筋の $10^6$ 回の荷重くり返しによる疲労破断荷重に対する上限応力度を求めると $2300 \text{ kg/cm}^2$  (荷重 16 t に対する計算値)と $2700 \text{ kg/cm}^2$  (荷重 19.2 t に対する計算値)の間になる。この平均値として $2500 \text{ kg/cm}^2$ をとり、下限応力度 $300 \text{ kg/cm}^2$  (荷重 2 t に対する計算値)を減じた片振幅の計算応力度 $2200 \text{ kg/cm}^2$ に対して、疲労強度のばらつきを考慮してこれに10%の安全率を考えれば、現行の高張力異形鉄筋の片振幅の疲労荷重に対する許容引張応力度の上限値は $2000 \text{ kg/cm}^2$ 程度に、20%の安全率を考えれば $1800 \text{ kg/cm}^2$ 程度にとるのが適当と思われる。

このように異形鉄筋を用いた試験ばりは一般に2~19.2 tの荷重段階で破壊しているが、No. 7の試験ばりは2~16 t, 2~19.2 tに対してそれぞれ $10^6$ 回(合計で $2 \times 10^6$ 回)の荷重のくり返しに耐え、さらに2~23 tの

4.5×10<sup>5</sup> 回の荷重のくり返しによって、鉄筋の疲労破断により試験ばりが破壊した。No. 4 以下の試験ばりの高張力異形鉄筋は No. 1 の試験ばりの丸鋼より引張強度および降伏点がともに高いもので、鉄筋の表面に応力集中がなければ No. 1 の試験ばりの丸鋼以上の疲労強度にすることは可能である。そのためには必要な付着強度を確保する範囲内で鉄筋表面の応力集中を少なくすることが必要である。No. 7 の試験ばりの異形鉄筋は縦リブ横フシ丸型の異形鉄筋であるが、応力集中が少なくなるようにフシの立上り部に曲率を設けてあるもので、鉄筋の表面形状を改善することによって疲労強度が高まることを示している。また 5. に示す No. 13, No. 14 の試験ばりの鉄筋も疲労性を考慮してその表面形状を改善したもので、その結果は No. 7 の試験ばりと同程度の疲労強度があることを示している。この場合の 10<sup>6</sup> 回の荷重くり返しによる疲労破断荷重に対する上限応力度は 2700 kg/cm<sup>2</sup> と 3300 kg/cm<sup>2</sup> の中間になる。この平均値として 3000 kg/cm<sup>2</sup> をとり、下限応力度 300 kg/cm<sup>2</sup> を減じた片振幅の計算応力度 2700 kg/cm<sup>2</sup> に対して疲労強度のばらつきを考慮してこれに 10% の安全率を考えれば、片振幅の疲労荷重に対する許容引張応力度の上限値は 2400 kg/cm<sup>2</sup> 程度に、20% の安全率をとれば 2200 kg/cm<sup>2</sup> 程度になる。このように疲労性のよい、かつ前述の

丸鋼のような付着疲労の危険性がない鉄筋が開発されれば、疲労に対する許容引張応力度もかなり高くすることができるものと思われる。

写真-10~14 はこれらの試験ばりの引張鉄筋の疲労破断の状態を示したものである。

## (2) コンクリートのひずみ

疲労荷重試験前の 0~16 t の載荷試験、1×10<sup>6</sup> 回の疲労荷重試験後の 0~19.2 t の載荷試験、および 2×10<sup>6</sup> 回の疲労荷重試験後の 0~23 t の載荷試験において、ワイ

写真-12 異形鉄筋の疲労破断状態 (2)

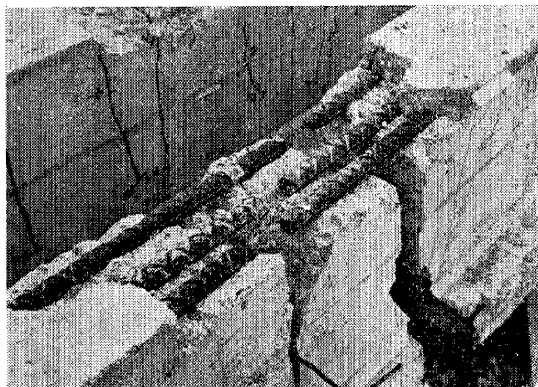


写真-13 異形鉄筋の疲労破断状態 (3)

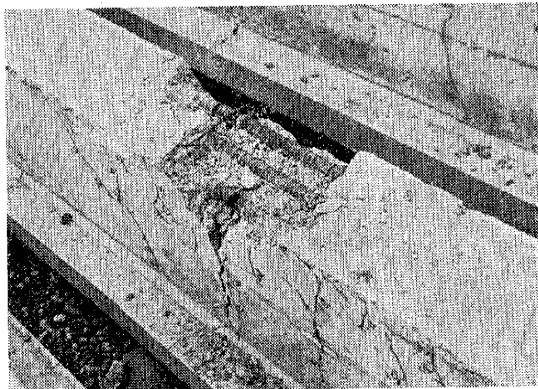


写真-10 異形鉄筋の疲労破断状態 (2)

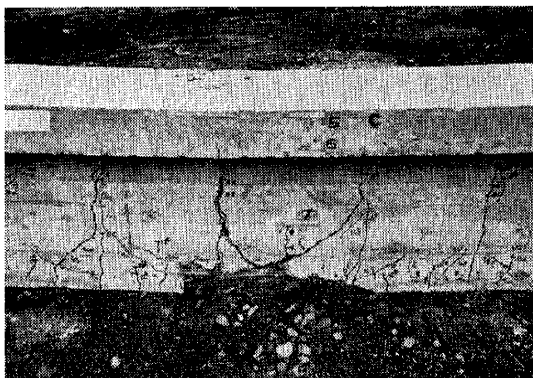


写真-11 丸鋼の疲労破断状態

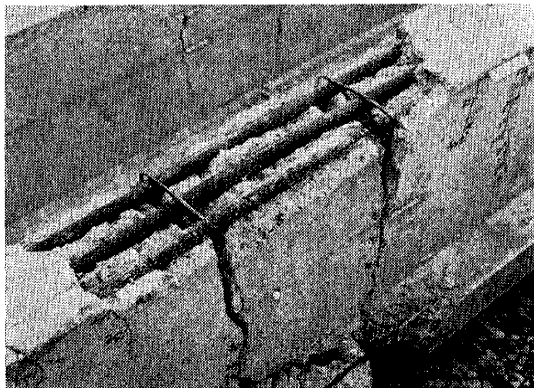


写真-14 異形鉄筋の疲労破壊状態 (4)

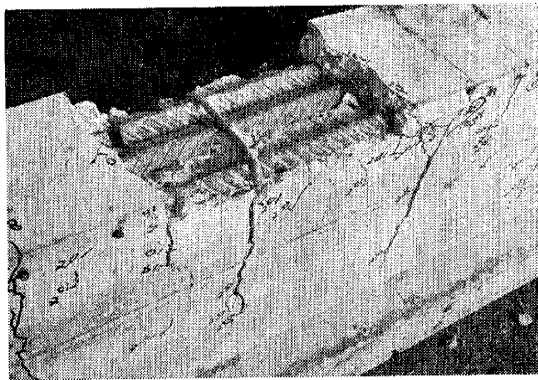
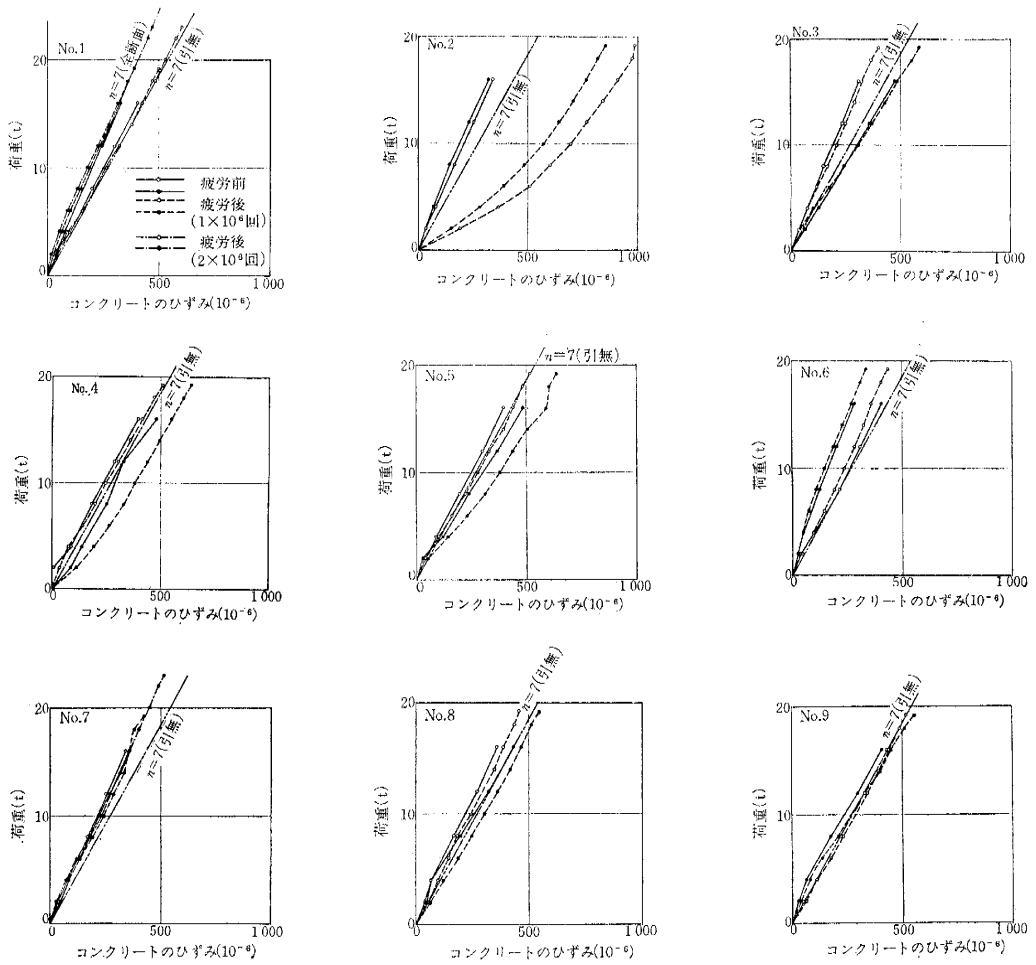


図-8 コンクリートのひずみ (疲労荷重試験 I)



ヤ ストレイン ゲージによるコンクリート表面のひずみ測定を行なった。図-8 はスパン中央の圧縮フランジ側面上部(上面より 10 mm)の測点のひずみの測定結果を示したものである。このうち実線は疲労荷重試験前、点線は  $10^6$  回の疲労荷重試験後、鎖線は  $2 \times 10^6$  回の疲労荷重試験後における載荷試験結果で、圧縮縁の両側における 2 箇所の実測値を示したものである。図の中の 2 点鎖線はコンクリートの引張縁を無視して  $n=7$  として求めた計算値で、一部に全断面有効とし  $n=7$  として求めた計算値を示してある。疲労荷重試験前の載荷試験は 3. の静荷重試験と同一の試験であるので、これらの結果は一致している。疲労荷重試験後の載荷試験における荷重とひずみとの関係は丸鋼を用いた No. 2 の試験ばりを除いて疲労荷重試験前とほとんど同一で、コンクリートのひずみは定着部破壊した No. 2 の試験ばりを除いて荷重のくり返しの影響をほとんどつけないことを示している。No. 2 の試験ばりは鉄筋の付着強度が荷重のくり返しによって低下し、はりの変形が大きくなったもので、コンクリートのひずみは疲労荷重によって大きく影響され

図-9 コンクリートのひずみ (動的測定)

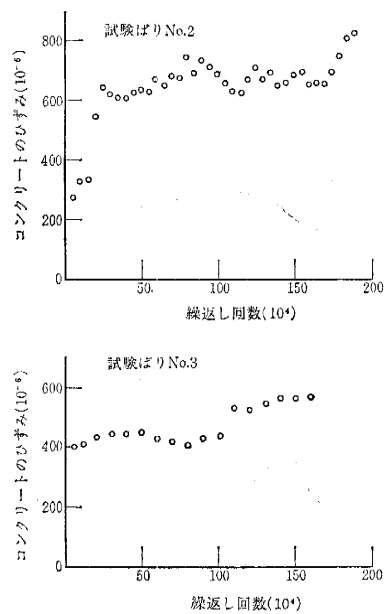
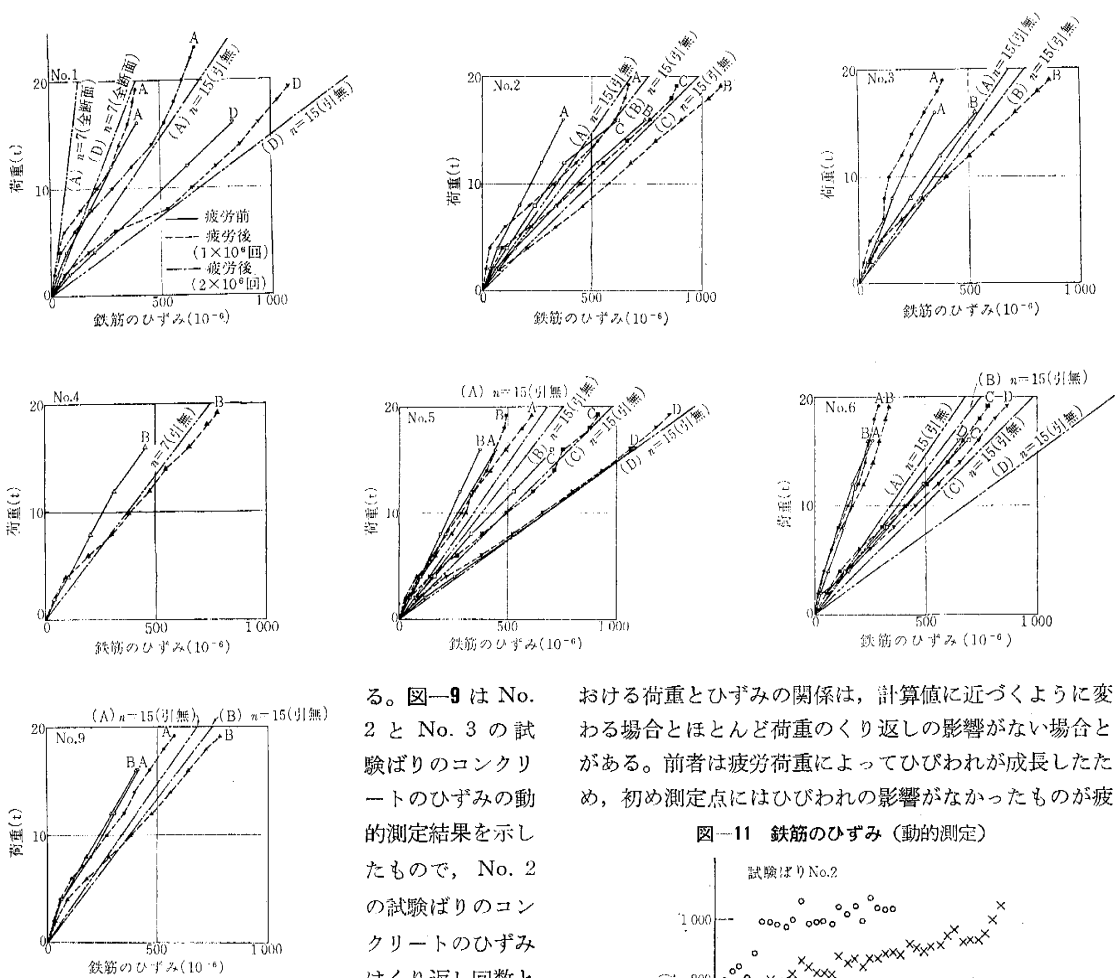


図-10 鉄筋のひずみ(疲労荷重試験 I)



るとともに変化するが、異形鉄筋を用いた No. 3 の試験ばりはひずみが比較的安定している。No. 2 以外の試験ばりのひずみの動的測定結果は No. 3 の試験ばりとほとんど同じである。

(3) 鉄筋のひずみ

鉄筋のひずみ測定の結果が疲労荷重試験後に得られないものもあったが、測定できたものを比較して示すと図-10 のようになる。このうち A, B, C, D は 図-1 に示す鉄筋のひずみの測定点を示すもので、実線は疲労荷重試験前、点線は  $10^6$  回の疲労荷重試験後、鎖線は  $2 \times 10^6$  回の疲労荷重試験後のひずみ測定結果である。図の中の2点鎖線はコンクリートの引張縁を無視し  $n=15$  として求めた計算値で、一部に全断面有効とし  $n=7$  として求めたA点およびD点の計算値を示してある。疲労荷重試験前の鉄筋のひずみの実測値は前章の静荷重試験の結果と同様に測定位置とひびわれとの関係からかなりばらついており、また一般に計算値より小さいが、最大のもは計算値に近い値を示している。疲労荷重試験後に

おける荷重とひずみの関係は、計算値に近づくように変わる場合とほとんど荷重のくり返しの影響がない場合とがある。前者は疲労荷重によってひびわれが成長したため、初め測定点にはひびわれの影響がなかったものが疲

図-11 鉄筋のひずみ(動的測定)

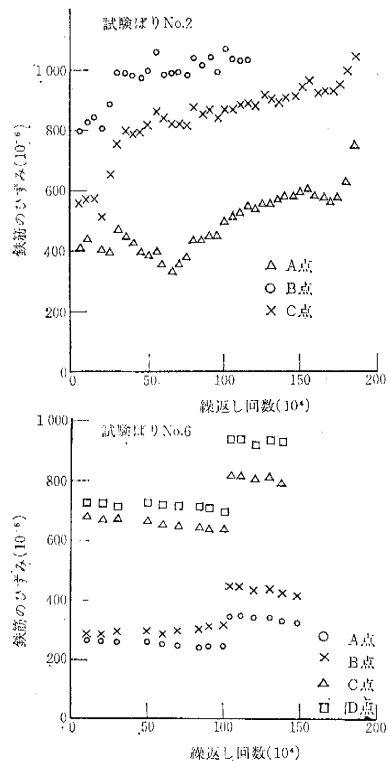
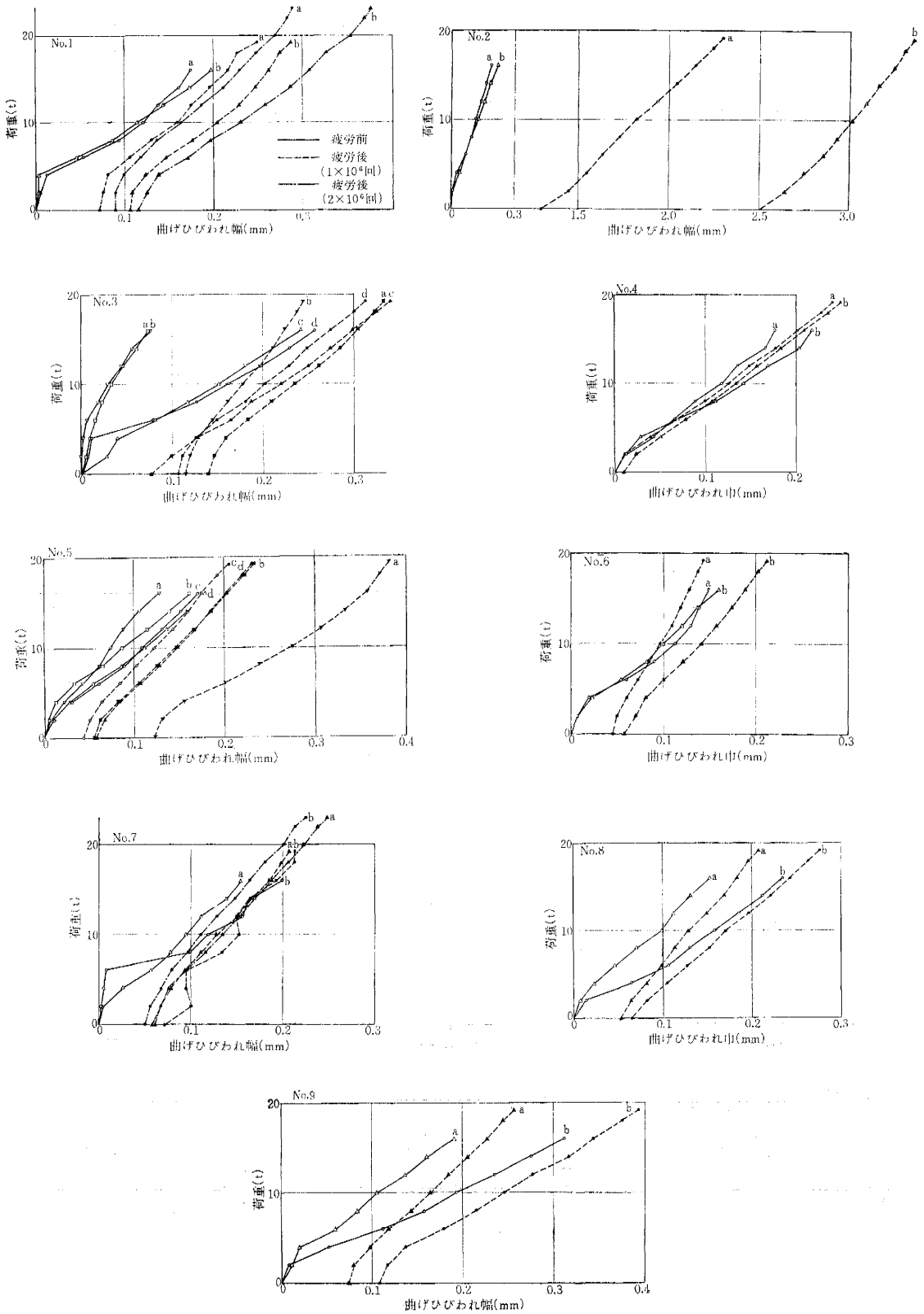




図-12 曲げひびわれ幅 (疲労荷重試験 I)



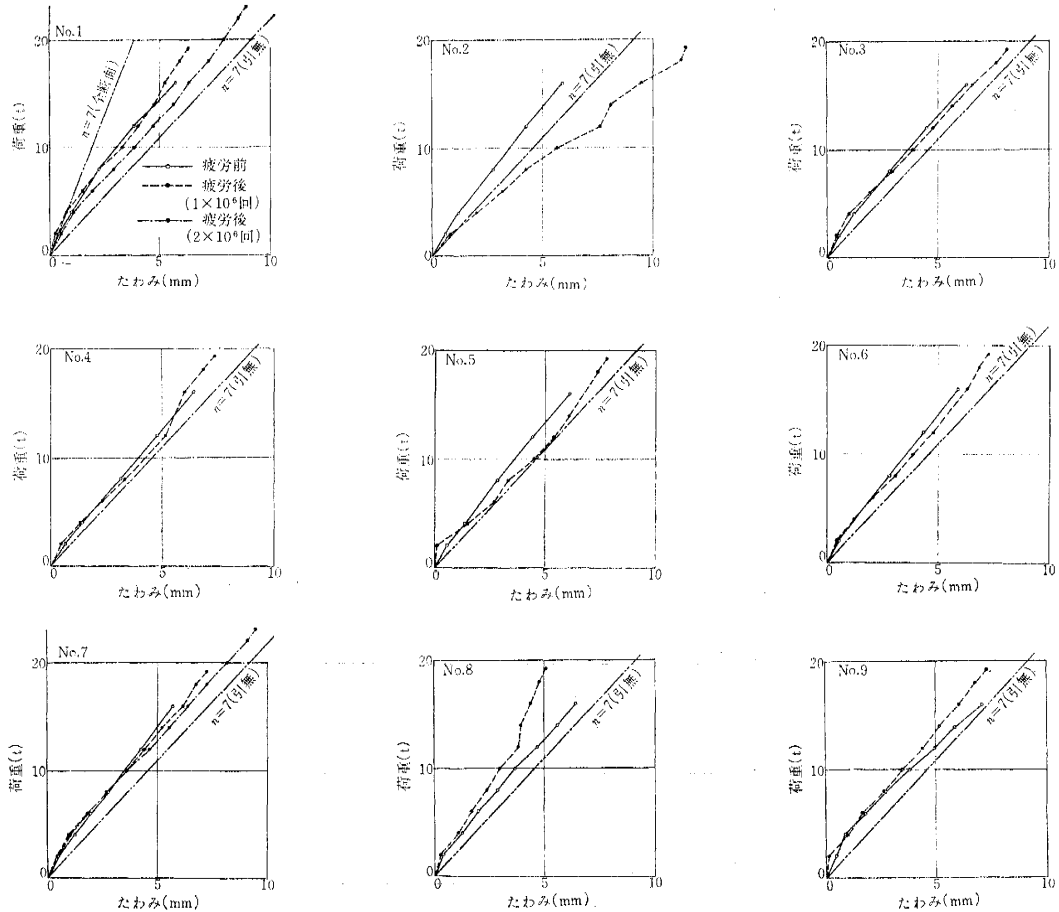
疲労荷重によってひびわれの影響を大きくうけるようになったもので、後者は疲労荷重後においてもひびわれ変化の影響が比較的少ないものである。この疲労荷重後の鉄筋のひずみは No. 2 の試験ばりを除いて前述の計算値を大幅に上まわるものはない。No. 2 の試験ばりの B 点は疲労荷重前において計算値以上のひずみを生じており、疲労荷重後ではこのひずみは急激に大きくなっている。B 点はこのはりのせん断スパンにおける測定点で、A 点および C 点も疲労荷重の影響を比較的大きく受けている。このように No. 2 の試験ばりはせん断スパンの引張鉄筋の応力が疲労荷重によって増大し、鉄筋とコンクリートの付着が切れて定着部破壊を生じたものである。図-11 は No. 2 と No. 6 の試験ばりの鉄筋のひずみの動的測定結果を示したもので、No. 2 の試験ばりの鉄筋のひずみはくり返し回数とともに変化するが、No. 6 の試験ばりのひずみは比較的安定している。No. 6 以外の試験ばりのひずみの動的測定結果は No. 5 の試験ばりとほとんど同じである。

#### (4) ひびわれ

疲労荷重試験前の 0~16 t の載荷試験によって曲げひ

びわれが発生した。このスパン中央部における曲げひびわれの間隔は静荷重試験の場合と同様に異形鉄筋を用いた試験ばりでは丸鋼を用いた試験ばりよりその間隔は小さい。疲労荷重によってこのひびわれ幅は若干大きくなるが、曲げひびわれの数はほとんど増加しない。しかし疲労荷重によってせん断スパンには新たなひびわれが斜め方向に発生した。疲労荷重によってせん断スパン部で破壊したはりのせん断ひびわれ幅はいちじるしく大きくなった。また荷重のくり返しによって腹部下部の鉄筋位置に水平のひびわれも生じた。これらのひびわれの状態は図-7 および写真-8 に示すようである。荷重のくり返しによって一つのひびわれ幅が大きくなると、その隣接するひびわれ幅の成長がとまって逆に小さくなる場合もあるが、この曲げひびわれのうち疲労荷重前後における最大のものの 2 個について、疲労荷重試験前後のひびわれ幅の変化を示すと図-12 のようになる。これより丸鋼を用いた No. 2 の試験ばり以外はひびわれ幅の成長は比較的小さく、荷重を零とした場合の残留ひびわれも 0.1 mm 以下であるが、No. 2 の試験ばりのひびわれ幅は約 10 倍程度大きく成長している。これは付着

図-13 たわみ(疲労荷重試験 I)



疲労したことを示している。

スパン中央部で曲げ疲労破断をした 2~3 の試験ばりについて、せん断スパンにおけるひびわれ幅の測定も行ったが、ひびわれ幅の成長は 図-11 における No. 2 の試験ばり以外のものとはほぼ同様な傾向を示し、 $1 \times 10^6$  回の疲労荷重試験後における 残留ひびわれは約 0.05~0.1 mm であった。

(5) たわみ

スパン中央部の測定値より両端の支承部の測定値の平均を減じて求めたスパン中央の実たわみについて、前述のひずみおよびひびわれと同様に、疲労荷重試験前後の測定結果を示すと 図-13 のようになる。このうち計算値を示す 2 点鎖線はコンクリートの引張縁を無視し、コンクリートのヤング係数を  $3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  ( $n=7$ ) として求めたもので、一部に全断面有効として求めた値を示してある。実測値は No. 2 の試験ばりを除いてこれらの計算値の中間に入っている。また疲労荷重試験前後の荷重とたわみの関係はほとんど変化がない。したがって No. 2 以外の試験ばりは疲労の影響がないものと考えてよい。No. 2 の試験ばりの疲労荷重試験後のたわみは引張縁を無視して求めた計算値より大きく、鉄筋の付着疲労によって鉄筋の定着部がゆるんできたことを示している。図-14 は No. 2 と No. 7 の試験ばりのスパン中央のたわみの動的測定結果を示したもので、No. 2 の試験ばりのたわみは荷重のくり返し回数とともに変化するが、No. 7 の試験ばりのたわみは比較的安定している。No. 7 以外の試験ばりのたわみの動的測定結果は No. 7 の試験ばりとほとんど同じである。

図-14 たわみ (動的測定)

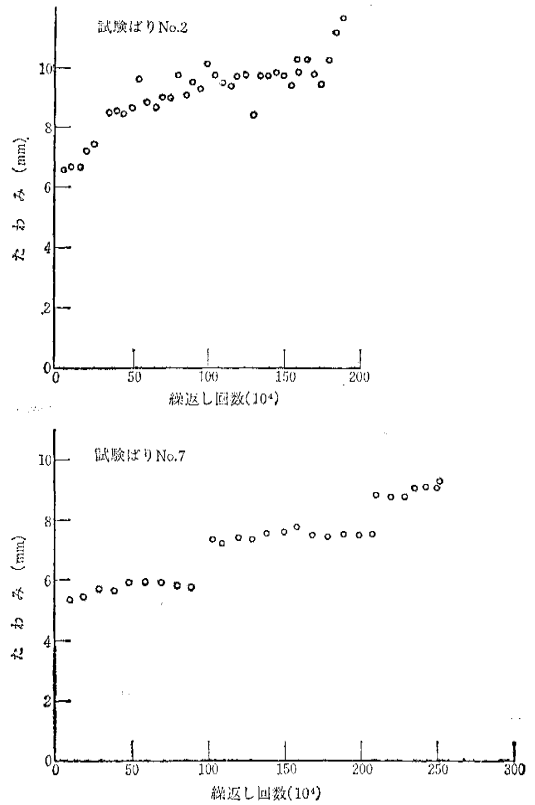
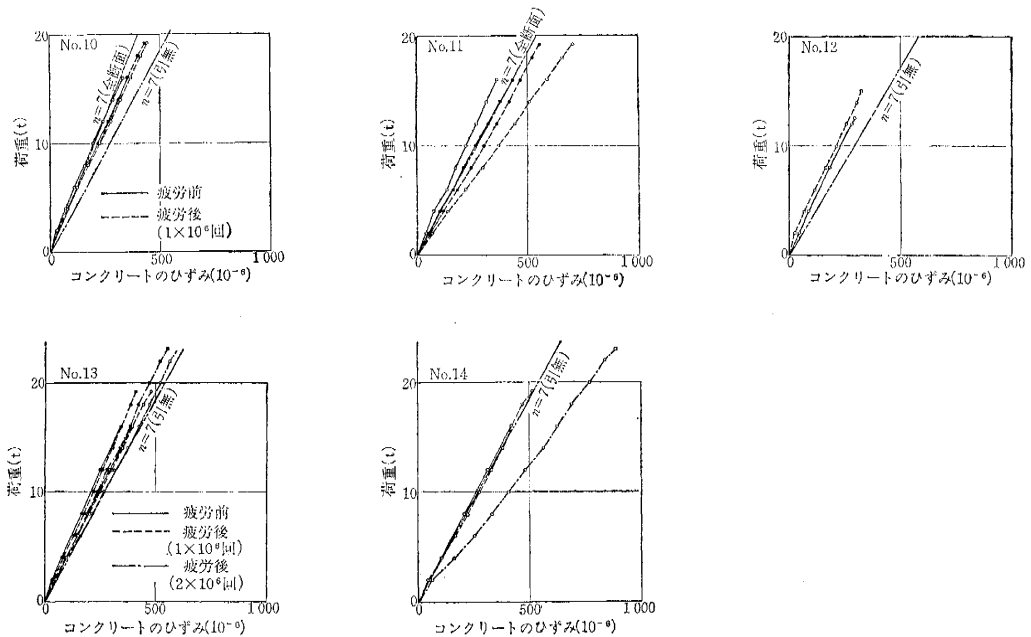


図-15 コンクリートのひずみ (疲労荷重試験II)



## 5. 疲労荷重試験結果および考察 (II)

前章で丸鋼および代表的な高張力異形鉄筋を用いたはりの疲労破壊は、通常のせん断補強を行なった場合には主として引張鉄筋の疲労破断によって生ずること、およびこの鉄筋の破断強度は材質よりもその表面形状に大きく影響されることを示したが、この関係をさらに検討するためメーカー社の試験的に作られた数種の異形鉄筋を用いて試験ばりをつくり、疲労荷重試験を行なった。この疲労試験に用いた異形鉄筋は、フシの高さ 2.0 mm の斜めフシ丸型の I-1~I-6 の 6 種で、その性質は表-5 に、表面形状は写真-1 に示すものである。

このほか、D-1 および D-2、E-1 および E-2 の異形鉄筋についても試験ばりをつくり、疲労荷重試験を行なった。これらの性質および形状も表-5、写真-1 に示すとおりである。これらの試験結果について考察を加えることにする。

## (1) 破壊荷重

I-1~I-6 の異形鉄筋を用いた試験ばりの試験結果を一括して示すと表-9 のようになる。ここで試験を行なった試験ばりは、No. 12 の試験ばりを除いて 2~16 t の荷重の  $10^6$  回のくり返しに耐えたが(鉄筋の計算応力度の振幅は  $300 \text{ kg/cm}^2 \sim 2300 \text{ kg/cm}^2$ )、その後荷重の上限のみを高めた 2~19.2 t の荷重のくり返しによって No. 9~No. 11 の試験ばりは引張鉄筋が疲労破断し、試験ばりが破壊した。No. 13, No. 14 の試験ばりはこの 2~19.2 t の荷重の  $10^6$  回(合計で  $2 \times 10^6$  回)のくり返しに耐えたので、さらに荷重の上限のみを高めた 2~23 t の荷重のくり返しを行なったが、その荷重段階で  $1 \times 10^6 \sim 3 \times 10^6$  回の荷重のくり返しによって引張鉄筋が疲労破断し、試験ばりが破壊した。No. 12 の試験ばりは引張鉄筋に  $6D \phi 16 \text{ mm}$  を用いたもので、2~12.5 t の荷重の  $10^6$  回のくり返しに耐え(鉄筋の計算応力度の振幅は  $400 \text{ kg/cm}^2 \sim 2400 \text{ kg/cm}^2$ )、さらにこの荷重の上限のみを高めた 2~15 t の荷重の  $4 \times 10^6$  回のくり返しで引張鉄筋が疲労破断し、試験ばりが破壊した。これらの鉄筋の破断箇所は No. 11~No. 14 の試験ばりはスパン中央部で、No. 9, No. 10 の試験ばりはせん断スパン

部である。これらの試験ばりの破壊状態は前章に示した異形鉄筋を用いた試験ばりと全く同一である。

No. 9, No. 13, No. 14 の試験ばりは II 型のせん断補強を行なったもので(図-1 参照)、引張鉄筋の計算応力度が  $2000 \text{ kg/cm}^2$  のときの荷重(14 t)を設計荷重とし、これによる全せん断力に対してコンクリートを無視してスターラップの応力度を  $3800 \text{ kg/cm}^2$  にとって設計したものである(折曲鉄筋の部分のスターラップの計算応力度は約  $300 \text{ kg/cm}^2$ )。No. 10, No. 11 の試験ばりは III 型のせん断補強を行なったもので、II 型のスターラップの間隔をさらに 2.4 倍にしたものである。引張鉄筋に  $6D \phi 16 \text{ mm}$  を用いた No. 12 の試験ばりのスターラップは III 型と同一として設計したものである。したがって引張鉄筋の計算応力度  $2000 \text{ kg/cm}^2$  のときの荷重(10.4 t)による全せん断力に対してコンクリートを無視してスターラップの応力度を求めると  $6900 \text{ kg/cm}^2$  にもなっている(折曲鉄筋の部分のスターラップの計算応力度は  $1150 \text{ kg/cm}^2$ )。この II 型のせん断補強を行なった試験ばりのうちせん断スパン部で引張鉄筋が疲労破断しているのは 1 本で全体の 1/3 であるが、前章に示した試験結果をふくめて 2~19.2 t の荷重段階で破壊した II 型のせん断補強の試験ばり全体についても、せん断スパン部で引張鉄筋が疲労破断している割合は全体の 3/7 である。また III 型、IV 型の試験ばりのうちせん断スパン部で疲労破断しているものも全体の 3/7 である。前章で示したように I 型のせん断補強したものはせん断スパン部で引張鉄筋が破断してないことを考えれば、土木学会鉄筋コンクリート標準示方書の規定よりせん断補強を減ずることは危険なことではあるが、極端にせん断補強が少なくなっても、この場合のようにせん断スパン部で破壊が生ずる割合はそれほど増大していない。

鉄筋の種類別に試験結果を考察する。No. 10~No. 12 の 3 本の試験ばりに用いた鉄筋はフシの立上り部分の形状はほぼ同一で、フシの立上り部分にフシの高さの 0.75~1.0 倍以下の半径の曲率がつけてある。このうち No. 11, No. 12 の異形鉄筋は SD 50 相当の降伏点および引張強度を有するもので、No. 12 は鉄筋の直径が 16 mm で他のものより小さいものである。No. 9, No.

表-9 疲労荷重試験による破壊荷重 (II)

試験ばり No.	鉄筋の種類	材令 28 日におけるコンクリートの強度 ( $\text{kg/cm}^2$ )	せん断補強	引張鉄筋	くり返し回数 ( $10^6$ )			破壊状態
					2~16 t (2~12.5)*	2~19.2 t (2~15)*	2~23 t	
					(1)	(2)	(3)	
9	I-4	370	II	3-D $\phi 25$	100	129 (29)**	—	せん断ひびわれより 1/4 点の鉄筋破断
10	I-1	380	III	3-D $\phi 25$	101	105 (4)	--	"
11	I-2	360	III	3-D $\phi 25$	100	106 (6)	--	中央の鉄筋破断
12	I-3	380	IV	6-D $\phi 16$	101	138 (37)	—	"
13	I-5	390	II	3-D $\phi 25$	104	201 (97)	228 (27)***	"
14	I-6	380	II	3-D $\phi 25$	102	200 (98)	210 (10)	"

\* ( ) 内は No. 12 のほりに対する荷重を示す。 \*\* ( ) 内は (2)-(1) を示す。 \*\*\* ( ) 内は (3)-(2) を示す。

13, No. 14 の3本の試験ばりはフシの立上り部分の曲率の大きいもので、No. 9 の試験ばりの異形鉄筋 I-4 はフシの高さの 1.5 倍の半径の曲率を、No. 13 の試験ばりの異形鉄筋 I-5 はフシの高さの 4.5 倍の半径の曲率を、No. 14 の試験ばりの異形鉄筋 I-6 はフシの高さの 7.5 倍の半径の曲率を、それぞれフシの立上り部につけて応力集中を緩和している。また I-6 の異形鉄筋はリブとフシとの縁を切って、この点の応力集中をさけている。これらの試験結果は表-9 に示すとおりである。No. 9, No. 10 の試験ばりはせん断スパンで引張鉄筋が疲労破断し、他のものはすべてスパン中央部で引張鉄筋が疲労破断しているが、前章においてのべたように、せん断スパン部で破断した場合には鉄筋に引張応力とせん断応力とが作用し、その疲労強度は若干低下するものと考えられるので、十分にせん断補強を行なってスパン中央部で破断が生ずるようにすれば No. 9, No. 10 の試験ばりの荷重のくり返し回数は若干大きくなるものと考えられる。したがってこの試験結果は異形鉄筋 I-1~I-3 を用いた No. 10~No. 12 の試験ばりについてはその疲労強度はほとんど差がなく、異形鉄筋 I-4 を用いた No. 9 の試験ばりの疲労強度はわずかに大きく、異形鉄筋 I-5, I-6 を用いた No. 13, No. 14 の試験ばりの疲労強度はさらに大きいことを示している。このように異形鉄筋の疲労強度はその降伏点および引張

強度に関係なく、主として表面形状によって定まるものと思われる。

このほか、D-1 および D-2, E-1 および E-2 の異形鉄筋についてもその疲労性状を比較するため、試験ばりをつくって疲労試験を行なったが、この結果も異形鉄筋の疲労強度はその材質による強度よりも表面形状によって定まることを示している。すなわち、D-1 および D-2 は同一の表面形状および材質のフシの高さ 1.75 mm の斜めフシ丸型の異形鉄筋で、D-1 はフシの立上り部にフシの高さの 2 倍の半径の曲率をつけたもの、D-2 はその曲率のないものである。D-1 の異形鉄筋による試験ばりは表-8 の No. 4 の試験ばりの結果のように 2~16 t の  $10^6$  回以上の荷重のくり返しに耐えたが、D-2 の異形鉄筋による試験ばりは 2~16 t の荷重の  $3\sim4\times 10^6$  回のくり返しでスパン中央の引張鉄筋が疲労破断し、試験ばりが破壊した。また E-1 および E-2 も同一の材質の三角断面の異形鉄筋で、E-1 はフシの高さ 1.5 mm の斜めフシ型で、そのフシの立上り部にフシの高さの 1.3 倍の半径の曲率をつけたもの、E-2 はフシの高さ 2.0 mm の直角フシ型で、そのフシの立上り部に曲率のないものである。E-1 の異形鉄筋を用いた試験ばりは表-8 の No. 5 試験ばりの結果のように 2~16 t の  $10^6$  回以上の荷重のくり返しに耐えたが、E-2 の異形鉄筋を用いた試験ばりは 2~16 t の  $5\sim6\times 10^5$

写真-15 異形鉄筋の疲労破断状態 (5)

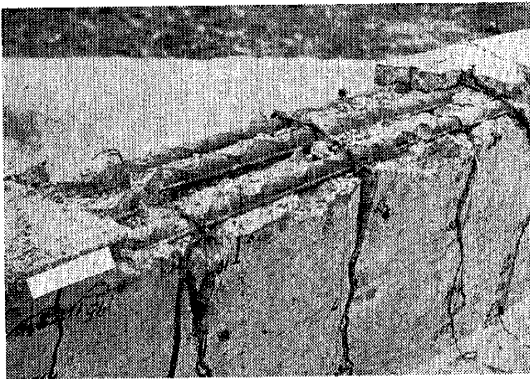
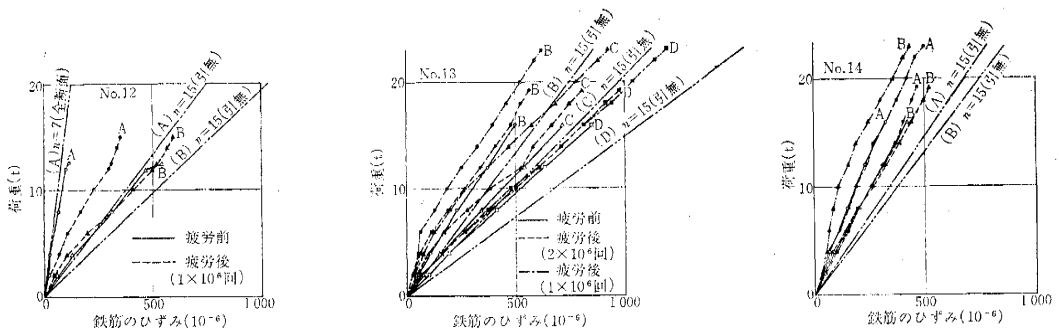


写真-16 異形鉄筋の疲労破断状態 (6)



図-16 鉄筋のひずみ (疲労荷重試験II)



回の荷重のくり返してスパン中央の引張鉄筋が疲労破断し、試験ばりが破壊した。写真—15, 16 はこれらの引張鉄筋の破断状態を示したものである。

### (2) コンクリートのひずみ

スパン中央の圧縮フランジ側面上部のワイヤ ストレイン ゲージによるコンクリートのひずみ測定結果を、疲労荷重試験前後について比較して示すと 図—15 のようになる。この結果は No. 11, No. 14 の試験ばりに若干疲労の影響が見られるが、図—8 の No. 2 の試験ばりのような大きな変化はない。しかし、No. 14 の試験ばりは次節以下に示す曲げひびわれ、たわみ等についても疲労荷重の影響が見られるので、鉄筋の表面形状を I-6 の異形鉄筋のように極端に丸鋼に近ずけた場合には付着疲労について検討することが必要になってくる。

### (3) 鉄筋のひずみ

疲労荷重試験後にひずみ測定ができたものについて、疲労荷重試験前後のひずみ測定結果を比較して示すと 図—16 のようになる。この結果も前章の結果と同様に、測定位置とひびわれとの関係からかなりばらついているが、実測値は一般に引張縁を無視して求めた計算値以下で、最大のもは計算値に近い値になっている。

### (4) ひびわれ

曲げひびわれについても、前章に示した異形鉄筋を用いた試験ばりの結果と一致している。図—17 はひびわれ幅の最大のもの2つについて、疲労荷重試験前後の測定結果を比較して示したもので、荷重のくり返しによって No. 14 の試験ばりを除いて 0.05~0.1 mm 程度の残留ひびわれが生じている。No. 14 は表面形状が丸鋼に近いもので、疲労荷重によってひびわれ幅が漸増し、 $2 \times 10^6$  回後の荷重のくり返しによって約 0.2 mm の残留ひびわれが生じている。これは荷重のくり返しによってわずかではあるが鉄筋の付着疲労が生じたことを示している。

### (5) たわみ

スパン中央のたわみの測定値より両端の支承部のたわみの測定値の平均を減じて求めたスパン中央の実たわみについて、疲労荷重試験前後を測定結果を比較して示すと 図—18 のようになる。この結果はコンクリートのひずみ測定結果の傾向と一致し、No. 11 と No. 14 の試験ばりに疲労荷重の影響が認められ、特に No. 14 の試験ばりでは荷重のくり返し回数とともにたわみは漸増している。

## 6. 結 論

この試験結果は、鉄筋コンクリートばりの曲げ性状および疲労性状がかなり複雑であることを示している。試験ばりの数が少ないので、この試験結果のみから一般的結論を導くことは困難であるが、丸鋼および各種の異

図—17 曲げひびわれ (疲労荷重試験 II)

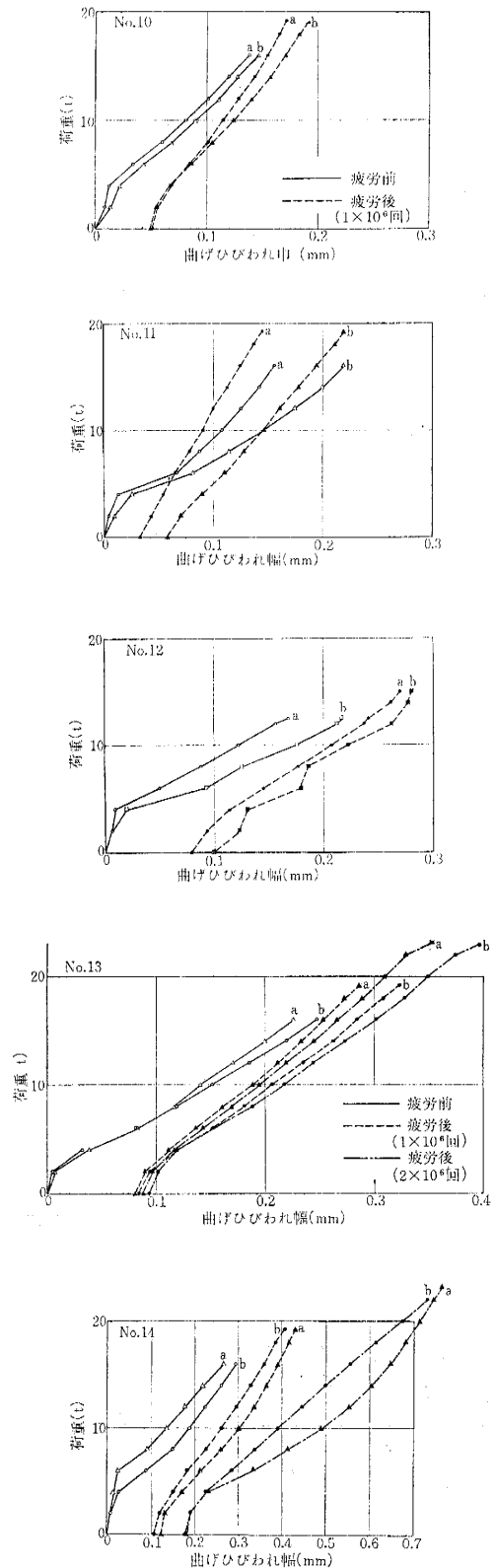
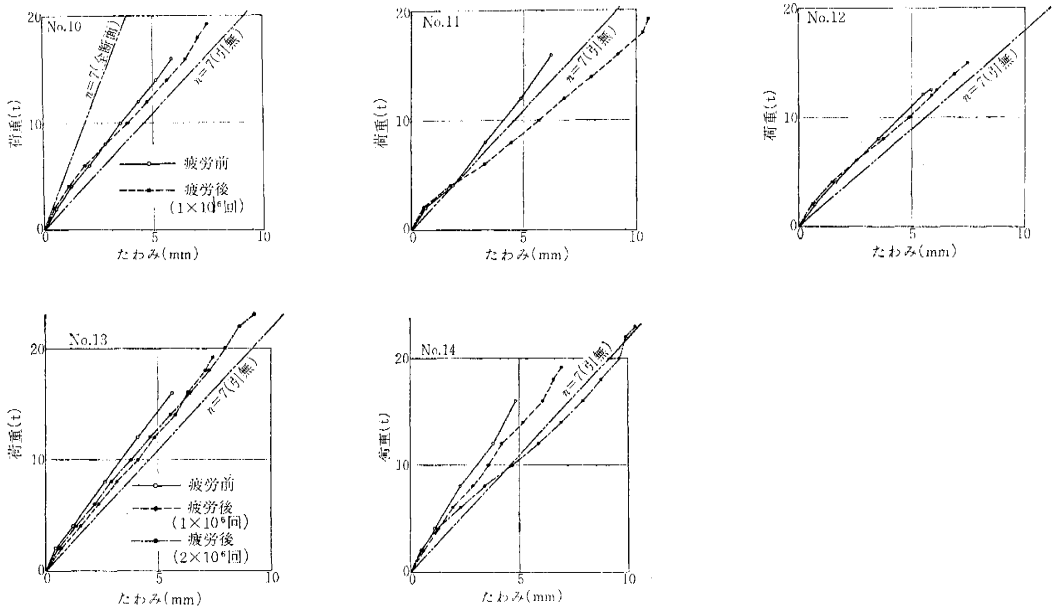


図-18 たわみ (疲労荷重試験 II)



形鉄筋を用いて製作した大型T形ばりの静荷重および疲労荷重による曲げ試験の結果より、その曲げ性状および疲労性状について認められたことを述べるとつぎのようになる。

(1) 異形鉄筋を用いたはりの疲労試験による曲げ破壊はすべて引張鉄筋の疲労破断によるものである。土木建築両方面に広く用いられている一般の異形鉄筋を用いたはりの破壊時における引張鉄筋の片振幅の計算応力度の上限値は、 $10^6$  回程度の荷重くり返しに対して約  $2200 \text{ kg/cm}^2$  程度であるが、特に疲労性を考慮して製作された鉄筋では上記の上限値は約  $2700 \text{ kg/cm}^2$  程度になっている。

(2) 丸鋼を用いたはりの疲労試験による曲げ破壊は引張鉄筋の疲労破断のほかに着着部破壊をおこしたものがあつた。付着疲労の危険性があることを示している。この場合の引張鉄筋の振幅応力度の上限値は上記の普通の異形鉄筋の上限値とほぼ一致しているが、疲労荷重によって変形が進行するので、計算に用いる許容引張応力度に対しては異形鉄筋の場合より大きな安全率が必要である。

(3) 異形鉄筋を用いたはりの疲労試験においては、コンクリートのひずみ、鉄筋のひずみ、ひびわれ、たわみ等は疲労荷重の影響をほとんどうけないが、定着部破壊を起こした丸鋼を用いた場合には疲労荷重によってひずみおよび変形がかなり増大する傾向が認められた。

(4) 静試験による曲げ破壊はすべて引張鉄筋の降伏による曲げ引張破壊で、この場合の降伏荷重は Whitney の極限強度の計算式および鉄筋の応力度にその降伏点を

代入して常用設計方法より求めた極限強度の計算式による値に比較的よく一致し、かつその結果は一般に安全側にある。

(5) 静荷重による圧縮フランジのコンクリートのひずみの実測値に対しては、 $n=7$  (コンクリートのヤング係数を  $3 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ) としコンクリートの引張縁を無視して求めた値が比較的 safety side の結果を与えている。引張鉄筋のひずみの実測値はその測定位置とひびわれとの相対位置関係からかなりばらついているが、変形が大きくなると実測値の最大のものは常用設計方法 ( $n=15$ ) より求めた計算値とほぼ一致してくる。はりの実たわみはひびわれ発生前には全断面有効として求めた値に近く、ひびわれ発生後は引張縁を無視して求めた値にほぼ一致している。

丸鋼を用いたはりのひびわれ幅は異形鉄筋を用いたはりのひびわれ幅より大きく、その割合はほぼ  $1.1 \sim 1.3$  の範囲にある。

(6) 引張鉄筋の計算応力度  $2000 \text{ kg/cm}^2$  のときの荷重を設計荷重とし、その全せん断力に対して土木学会制定鉄筋コンクリート標準示方書の規定にしたがってせん断補強をしたものは静試験では例外なく曲げ引張破壊を起したが、そのスターラップ量を約  $1/2$  にしたものでせん断破壊が曲げ破壊に先行するものはなかった。疲労試験においては上記の所要のせん断補強をしたはりではスパン中央部で引張鉄筋が疲労破断を起しているが、スターラップ量を  $1/2$  にした試験ばりはその  $3/7$  がせん断スパン部で引張鉄筋が疲労破断し、この場合の疲労強度は若干小さくなっている。これはせん断補強鉄筋

量を現行の規定量より少なくすることは部材の安全度を低下させる場合もあることを示すものである。

参考文献

- 1) 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，コンクリート・ライブラリー第2号，昭和 37 年 12 月
- 2) 河野通之・富田勝信・小松原政次・渡辺信一・小寺重郎：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
- 3) 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
- 4) 横道英雄・太田利隆・西堀忠信：鉄筋コンクリートけた

の曲げ疲労に関する実験的研究，セメント技術年報，昭和 38 年

- 5) 横道英雄・藤田嘉夫・小谷一三・西堀忠信：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
- 6) Chang, T.S. & Kesler, C.E. : Static and Fatigue Strength in Shear of Beams with Tensile Reinforcement, Journal of ACI, Jun. 1958
- 7) Chang, T.S. & Kesler, C.E. : Fatigue Behavior of Reinforced Concrete Beams, Journal of ACI, Aug. 1958
- 8) Roš, M; Bericht Nr. 162 der EMPA, Zürich 1950 (1985.4.8・受付)

論文集への討議について

本号掲載の全論文に対して討議を受付けております。討議をされる方は下記の要項をご参照の上、昭和 41 年 4 月 20 日までに論文集編集委員会あてご提出下さい。

記

1. 討議は論文集掲載全論文を対象とします。
2. 討議の受付は論文集掲載後 6 ヶ月以内とします。
3. 討議原稿を提出するときは学会原稿用紙に必要な事項を記入のうえ論文集編集委員会あてご提出下さい。
4. 討議原稿の取扱いは論文集編集委員会にご一任下さい。
5. 討議に関する問合せは論文集編集委員会へご連絡下さい。

昭和 40 年度土木学会論文集編集委員

委員 長	村 上 永 一	副委員長	粟 津 清 藏	委員	曾 根 学	委員	長谷川 錦 一
委 員	阿 部 木 阿 彦	委 員	大 橋 月 光	“	津 野 和 夫	“	堀 口 孝 男
“	青 秋 山 康 夫	“	大 神 田 隆 徳	“	堤 東 一 郎	“	松 本 克 典
“	伊 藤 喜 行	“	角 田 直 和	“	椿 山 一 郎	“	宮 原 博 智
“	石 原 研 而	“	工 藤 和 夫	“	逸 山 靖 郎	“	村 上 博 夫
“	板 倉 忠 興	“	小 林 一 輔	“	永 井 靖 正	“	森 本 淳 一
“	池 田 康 平	“	佐々木 道 夫	“	南 部 祥 一	“	都 持 永 電 一 郎
“	岩 井 彦 二	“	佐 武 正 雄	“	中 村 貢 治	“	持 永 電 一 郎
“	江 崎 一 博	“	沢 口 昌 利	“	西 沢 紀 昭	“	山 口 充 博
“	尾 坂 芳 夫	“	白 石 成 人	“	西 野 文 雄	“	山 村 和 也
“	尾 仲 章	“	鈴 木 慶 一	“		“	山 内 利 彦
委員兼幹事	西 脇 威 夫						

昭和 40 年 10 月 15 日 印刷	土木学会論文集 第 122 号	定価 150 円 ( 千 20 円 )
昭和 40 年 10 月 20 日 発行		
編集兼発行者	東京都新宿区四谷一丁目	社団法人 土木学会 羽 田 巖
印刷者	東京都港区赤坂溜池 5	株式会社 技 報 堂 大 沼 正 吉
<p><b>発 行 所</b>                      社 団 法 人    <b>土 木 学 会</b>                      振替東京 16828 番</p> <p>東京都新宿郵便局区内    新 宿 区 四 谷 一 丁 目    電 話 (351) 代 表 5138 番</p>		



# MARUI

短時間 **厚さ及び構造物の弾性係数が判定** できる

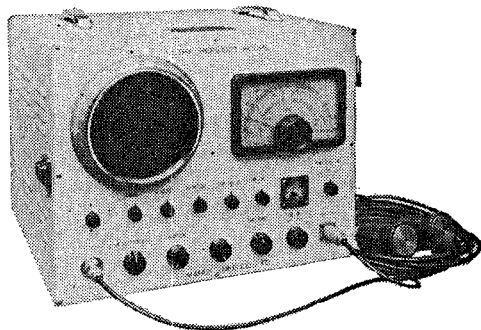
- ① 時間の節約になります (時代に即応)
- ② 正確な判断の参考資料となります
- ③ 無破壊で常に測定出来ます

### 用途


- 型枠取除き判定 (経済助力となる)
- ダム・コンクリート等の品質管理
- 道路隧道の厚さ及ボイドの判定
- コンクリートの経年変化・強度の推定等

### 営業品目

セメント・コンクリート・土質・アスファルト  
水理各試験機・無破壊試験器・計量器・各種材料試験機



超音波反射測定器

 株式会社 **丸井製作所**

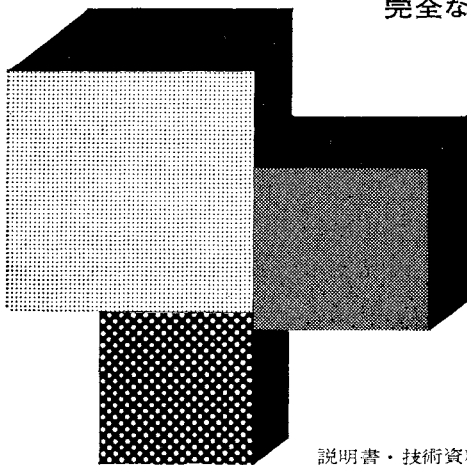
本社 大阪市城東区蒲生町4-1-0番地  
電話 大阪 931-3541番(代表)  
東京出張所 東京都港区西新橋3-9-5(吉田ビル)  
電話 東京 431-7563番

最も良い最も経済的なコンクリートを作る・・・



**完全な保証** ——ポゾリスは、品質の絶対保証、現場に即応したテクニカルサービス、絶ゆまざる研究を続けております。

ポゾリスの御使用により所要の強度とワーカビリティが得られますから工事が任様書通り行われていることを保証されます。



## ポゾリス物産株式会社

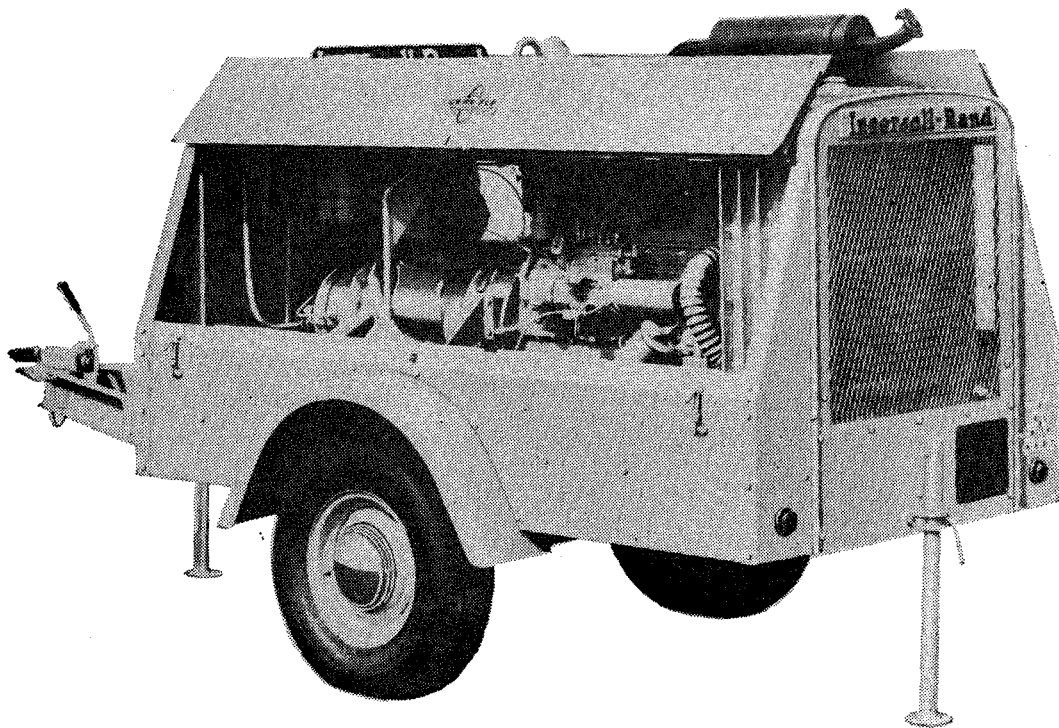
本社 東京都港区赤坂丹後町10 電話 東京 582-8811(代)  
東京出張所 東京都港区赤坂丹後町10 電話 東京 582-8811(代)  
大阪営業所 大阪府東区北浜3-7(法興ビル) 電話 大阪 202-3294(代)  
仙台営業所 仙台市東二番町6-8(宮北ビル) 電話 仙台 23-1631  
名古屋営業所 名古屋市中区錦2-6(朝日ビル) 電話 名古屋 24-2285  
札幌出張所 札幌市白石区中央6-61(行信ビル) 電話 札幌 86-5121(代)  
二本木出張所 群馬県中野郡中野村(11曹内) 電話 中野 51 (代)  
高岡出張所 高岡市金沢町3-0(川内内) 電話 高岡 3-2001  
福岡出張所 福岡市天神町1-1-9(西日本ビル) 電話 福岡 75-7471

説明書・技術資料  
をご請求ください

**日暮マスタービルダーズ株式会社**



# インガソール・ランドのポータブルコンプレッサー



ジャイロフロー（回転式）とスパイロフロー（スクリュース式）どちらも伝統ある **IR** のマークが高性能を保証します。

- 操作、保守は極わめて簡単
- 効果的な噴油冷却方式
- 無段階容量調節装置
- 運転は平靜で、脈動、振動は殆んどありません
- 各種容量・型式（2輪・4輪付）のものが一貫生産されているので、用途に最適のものが扱えます。アフターサービスも完璧です



世界最大のコンプレッサー、ポンプ、ツール総合メーカー

**Ingersoll-Rand**

日本インガソール・ランド株式会社

東京稲港区青山北町4丁目21番地(西本ビル) Tel: (403) 6571~5  
 大阪支店 大阪市西区京町堀1丁目156(中谷ビル) Tel: 大阪 (443) 4750-4795  
 Cable: INGERSOLL TOKYO Telex: TK 2929 INGERSOL

## 主要営業品目

往復動コンプレッサー、ポータブルコンプレッサー、送風機および遠心コンプレッサー、軸流回転式コンプレッサー、穿岩機類、空気・電動各種工具とホイスト、往復動ポンプ他各種ポンプ類、蒸気及び水力タービン、ガス・エキスパンダー、蒸気復水器、真空装置、特殊冷凍機器、各種鉱山用機械、バルブ・製紙用機械装置、各種ガスエンジン、特殊用ディーゼルと蒸気エンジン

■ カタログ御請求下さい。

昭和三十七年五月二十八日  
 昭和四十年十月二十五日

第三種郵便物認可  
 (毎月一回)  
 (二十日発行)

土木学会論文集 第二三三号

定価百五十円