

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

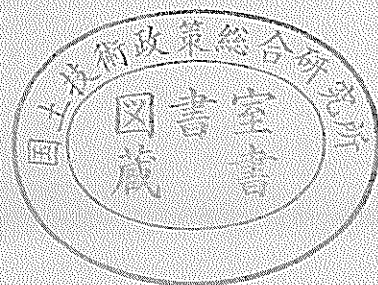
---

VOL. 19

NO. 3

SEPT. 1980

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第19巻 第3号 (Vol. 19, No. 3), 1980年9月 (Sept. 1980)

## 目 次 (CONTENTS)

1. Oxygen Uptake by Resuspended Sediments  
…Kiyoshi HOSOKAWA, Eiichi MIYOSHI and Tsuyoshi HORIE…… 3  
(再浮遊した底泥の酸素消費実験……細川恭史・三好英一・堀江 毅)
2. 波高計群による方向スペクトルを用いた反射波推定法の検討  
……合田良実……37  
(Examination of the Resolution of Incident and Reflected Wave by  
Means of Directional Spectra with a Wave Gauge Array……Yoshimi GODA)
3. 大型く(矩)形浮体の波浪中の動揺と係留力に関する研究(第1報)  
—模型実験による検討—……高山知司・永井紀彦・菊地 治・諸石一幸……71  
(Motions and Mooring Forces of a Rectangular Floating Body in  
Wave (1st report)……Tomotsuka TAKAYAMA, Toshihiko NAGAI  
Osamu KIKUCHI and Kazuyuki MOROISHI)
4. 大型く(矩)型浮体の波浪中の動揺と係留力に関する研究(第2報)  
—数値シミュレーション手法について—……上田 茂・白石 悟…… 105  
(Motions and Mooring Forces of a Rectangular Floating Body in  
Wave (2nd report)……Shigeru UEDA and Satoru SHIRAISHI)
5. 繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度(第2報)  
……上田 茂・小島 晃…… 145  
(Study on Fatigue of Reinforced Concrete Beams  
……Shigeru UEDA and Akira KOZIMA)
6. 係船岸におけるたわみ性控え工の設計法に関する研究……松並仁茂…… 191  
(Studies on the Design Method of Flexible Anchorages of the  
Quaywall……Hitoshige MATSUNAMI)

## 5. 繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度 (第2報)

上 田 茂\*・小 島 晃\*\*

### 要 旨

鉄筋コンクリートばりの両振りおよび片振りの繰返し載荷試験を実施し、鉄筋コンクリートばりの疲労強度および破壊形式などを検討した。試験ばりは、コンクリート強度、鉄筋比、スターラップ量などが異なる複鉄筋長方形ばりである。試験ばりの載荷には当所の電気油圧式振動疲労試験機を使用した。

その結果、以下のことが明らかになった。

- 1) 両振りおよび片振りに共通の100万回または200万回の繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労設計法を提案した。
- 2) 試験ばりの破壊形式はスターラップ量およびコンクリート強度の影響を受ける。せん断破壊を起さないためには、スターラップは常用計算法で求まる量の2倍、コンクリート強度は400kgf/cm<sup>2</sup>以上必要であろう。
- 3) 繰返し載荷中の主鉄筋ひずみは漸増する。また、載荷重が降伏荷重以下であっても、最大ひずみが降伏ひずみに達するものがある。
- 4) 繰返し載荷を受ける鉄筋には残留ひずみが発生する。
- 5) 両振りおよび片振りの疲労強度は鉄筋の最大応力度と応力度振幅を指標にとって整理すると同一レベルで評価できる。
- 6) 繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりには残留ひびわれが残るが、残留ひびわれ幅は岡村の式あるいは港研の式で計算できる。

\* 構造部 海洋構造研究室長

\*\* 構造部 海洋構造研究室

## 5. Fatigue Strength of Reinforced Concrete Beams in Repeating Loads (2nd Report)

Shigeru UEDA\*

Akira KOJIMA\*\*

### Synopsis

Offshore concrete structures shall be received two-way repeating loads in waves. In this report, failure pattern and fatigue strength of reinforced concrete beams subjected repeating loads are discussed. Test beams are double-reinforced concrete beams varied by concrete strength, ratio of steel bars, ratio of stirrup and so on. For loading on test beams, electro-hydraulic fatigue testing machine were employed.

The results obtained from fatigue tests are as follows.

- 1) Fatigue strength of reinforced concrete beams is obtained at  $1.0 \times 10^6$  and  $2.0 \times 10^6$  times loading.
- 2) Failure patterns of testing beams are affected by ratio of stirrup and concrete strength. Stirrup quantity is required twice of the amount computed by current design method. And concrete strength is required more than  $400 \text{ kgf/cm}^2$ .
- 3) Strains of main reinforcing bars increase with the number of repetition and some of them reaches to yielding strain.
- 4) Residual strain remains in main reinforcing bars which are subjected to repeating loading.
- 5) Difference of fatigue strength between two-way loading and one-way loading is explained with maximum stress and stress amplitude of reinforcing bars.
- 6) Residual cracks remain in reinforced concrete beams by repeating load. The values of crack width obtained from experiment are almost equal to the computed values by Okamura's Formula or PHRI's Formula.

---

\* Chief of Offshore Structures Laboratory, Structures Division

\*\* Member of Offshore Structures Laboratory, Structures Division

## 目 次

1. ま え が き	149
2. 鉄筋コンクリートばりの疲労特性に関する既往の研究成果	150
2.1 概 要	150
2.2 異形鉄筋の疲労特性	150
2.3 コンクリート	152
3. 試験ばりおよび試験方法	153
3.1 試験ばり	153
3.2 試験ばりの載荷試験	156
4. 静的載荷試験結果および考察	157
4.1 降伏強度および破壊強度	157
4.2 鉄筋およびコンクリートのひずみ	158
4.3 試験ばりのたわみ	159
4.4 ひびわれ	159
4.5 静的載荷試験結果のまとめ	160
5. 繰返し載荷試験結果および考察	161
5.1 破壊形式	161
5.2 鉄筋およびコンクリートのひずみ	165
5.3 疲労強度	172
5.4 ひびわれ	176
5.5 繰返し載荷試験結果のまとめ	182
6. 鉄筋コンクリートばりの疲労設計	183
6.1 概 要	183
6.2 繰返し載荷中の主鉄筋ひずみ	183
6.3 載荷回数 100 万回および 200 万回の鉄筋コンクリートばりの疲労設計の手順	184
6.4 その他の設計手法との比較	185
6.5 任意の載荷回数 (100万回以下) における鉄筋コンクリートばりの疲労強度の算定	186
6.6 変動荷重が不規則荷重の場合の取扱い方	186
6.7 ひびわれ幅の算定法	186
7. 結 論	187
8. あとがき	188
謝 辞	188
参考文献	188
記号一覧表	189

1. まえがき

従来、防波堤のケーソン側壁の設計に用いる荷重は、進水時および浮遊時においては静水圧、完成後においては中詰重量、中詰土圧、内部水圧、底面圧力などであった<sup>1)</sup>。しかし、ケーソン防波堤の被災例を検討した結果、ケーソン側壁の設計に当たっては、波力を考慮する必要性が指摘され<sup>2)</sup>、その後はこれにもとづいて設計を行うこととなっている<sup>3)</sup>。しかしながら波力をケーソン側壁の設計に考慮する場合には、従来のように静的荷重として取扱いだけでは不十分であり、以下に述べるような理由で、繰返し荷重としての検討を行う必要がある。

防波堤に限らず、港湾構造物や海洋構造物は強大な波の作用力を受ける。波高の大きい波の周期は、水深によって多少異なるが、おおよそ、10秒から15秒程度である。したがって、台風や季節風による風浪が数時間続くとすれば、これらの構造物は1回の荒天につき1,000回以上の波の繰返し荷重を受けることになる。

一般に、波力は周期的にその大きさと方向を変えて構造物に作用する。防波堤について、波力作用時のケーソン側壁に作用する外力を示すと図-1.1のようになる。すなわち、ケーソン側壁には、波力、内部土圧、水圧などが作用しているが、ケーソン側壁に対する波の作用位置に応じて、作用外力の合力はケーソン側壁に対し外側か

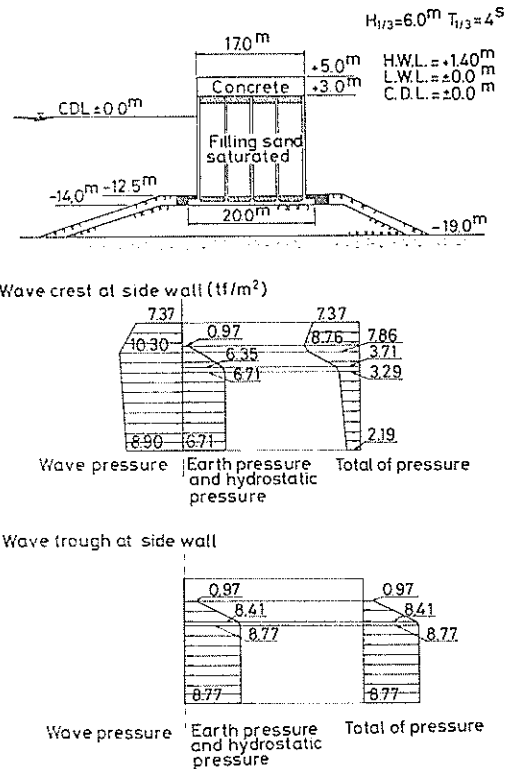


図-1.1 ケーソン側壁に作用する外力

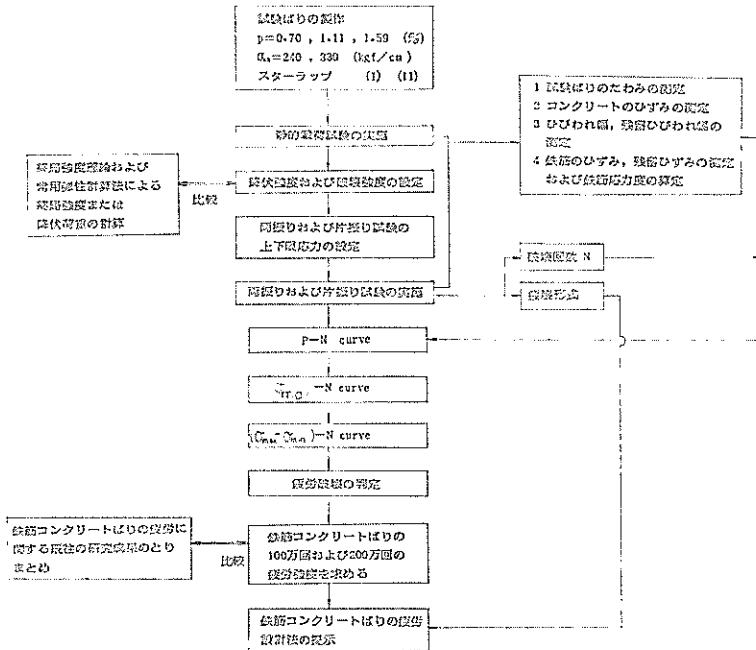


図-1.2 研究のフローチャート

らあるいは内側から作用することになる。波の作用時にケーソン側壁にこのような正負の交番荷重が作用することは、水理模型実験でも確かめられている<sup>4)</sup>。

正負交番荷重、すなわち、両振り荷重はケーソン側壁に限らず、ほとんどすべての海洋構造物およびその部材が受ける荷重と考えてよい。以上のことから鉄筋コンクリート部材の両振り疲労特性の究明が必要となる。

鉄筋コンクリート部材の疲労に関する研究は高張力異形鉄筋の導入に際して、異形鉄筋は丸鋼に比べて疲労強度が低いと予想されたため、昭和38年から系統的に行なわれ、多くの成果が発表されている<sup>5),6)</sup>。しかしながら、これらの一連の研究は、道路橋や鉄道橋のように、載荷状態が片振りのもののみを対象としており、両振り繰返し荷重に対する検討は行なわれなかった。このようなことから、本研究では、鉄筋コンクリートばりの両振り疲労特性について実験的に検討することとした。

本研究の一部は、中間報告<sup>7)</sup>として既に発表されているが、本報告は最終報告であるので、一部重複のきらいはあるが、とりまとめて整理し、両振り荷重をうける鉄筋コンクリートばりの疲労強度および疲労設計の方針についての見解を示したものである。研究のフローチャートは図-1.2に示すとおりである。また、本報告の構成は次の通りである。

- (1) 鉄筋コンクリートばりの片振り疲労強度に関する既往の研究成果のとりまとめ。
- (2) 鉄筋コンクリートばりの静的試験、片振り疲労試験および両振り疲労試験の実施。
- (3) 破壊形式の検討。
- (4) 両振り疲労強度および片振り疲労強度の比較、検討。
- (5) 両振り疲労設計の検討。

## 2. 鉄筋コンクリートばりの疲労特性に関する既往の研究成果

### 2.1 概 要

コンクリート構造物の疲労に関する研究の歴史は古く、コンクリートについては20世紀初頭に、繰返し回数とひずみの関係についての論文<sup>8)</sup>が発表されている。当初発表された論文は、地震荷重の繰返し載荷に対するコンクリート構造物の疲労特性に関するもので、繰返し回数の小さい、いわゆる低サイクル疲労破壊に関するものであった。しかし、近年、道路橋や機械基礎の疲労設計に関し、数万回から数10万回の繰返し載荷に対するコンクリート構造物の疲労特性に関する論文がACIを中心に発表され、1974年にはACI-215委員会で鉄筋コン

クリートの構造物の疲労設計に関する規準<sup>9)</sup>がとりまとめられ報告されている。また、近年、終局強度理論あるいは限界状態設計法が採用され始め、それに伴い高強度の材料が使用されてきている。このような高強度の材料は、必ずしも疲労に対し強くないことから、疲労に関する研究が各方面で実施されてきた<sup>10)</sup>。わが国でも、1960年代はじめから、各種異形鉄筋の疲労特性に関する種々の実験が実施され、その結果、繰返し載荷を受ける鉄筋コンクリート部材に使用する鉄筋の許容応力度についての規準がとりまとめられた<sup>11),12)</sup>。

コンクリート構造物の部材の疲労特性を検討する場合には、部材の構成材料である鉄筋およびコンクリートのそれぞれの疲労特性、ならびに両者の一体性についての疲労特性を、合わせて論じなければならない。しかしながら、鉄筋コンクリートばりの曲げ疲労破壊は、コンクリートの圧縮疲労破壊によっては起こらず、鉄筋の疲労破断によってひきおこされることが、多くの片振り疲労試験結果から判っている<sup>13)</sup>。したがって、鉄筋の疲労特性に関する研究が数多くなされてきた。また、鉄筋の疲労特性については既往の研究成果の多くは、はりの曲げ疲労実験にもとずいている。

なお、コンクリート構造物の疲労に関しては岡村<sup>14)</sup>や角田<sup>15)</sup>が簡潔に取まとめているので参照されたい。

### 2.2 異形鉄筋の疲労特性

#### (1) 疲労強度に影響する要因

鉄筋の疲労強度は、鉄筋の種類（丸鋼、あるいは異形）、繰返し応力の大きさ、鉄筋径、異形鉄筋の紋様、降伏強度または引張強度などにより異なる。これらの各要因が疲労強度におよぼす影響については、同一要因間では、かなり定量的に明らかになってきている。しかし、要因相互の疲労強度に対する影響の度合いについてはいまだよく判っていない。上記の要因のうち、疲労強度にもっとも影響を及ぼすものは、繰返し応力度の最大値と応力度振幅、および、異形鉄筋の紋様とされている。前者についてはHansonおよびSomes<sup>16)</sup>やACI-215<sup>17)</sup>委員会などにより、詳しく報告されている。また後者については国分・岡村<sup>18)</sup>の研究成果があり、疲労特性を良好ならしめる紋様に関する基準を示している。以下にそれぞれの要因ごとに、明らかになっている事項について簡単に取まとめておく。

#### (2) 鉄筋の種類

異形鉄筋は丸鋼に比べて疲労強度が小さいということは一般に良く知られている。これは、異形鉄筋の紋様の付け根に応力集中が起こるためである。Derecho<sup>19)</sup>によれば、紋様による応力集中係数は多くの場合1.5~2.0と

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

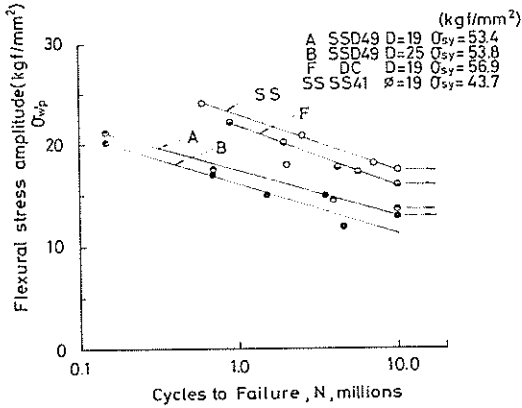


図-2.1 丸鋼と異形鉄筋との疲労強度の相違

なる。疲労破壊した鉄筋を詳細に調べた結果、疲労クラックの始点は、多くの場合タテ紋様の付根にあることが判っている<sup>20)</sup>。河野らは、空中における両振り曲げ試験を行い、丸鋼と異形鉄筋との疲労強度の相違を調べ図-2.1に示すような結果を得ている<sup>21)</sup>。この図から丸鋼の疲労強度が異形鉄筋の疲労強度より高いことが判る。また、図中AとBは異形丸鋼(たて紋様)で、同一材料ではあるが径が異なる鉄筋に対するS-N曲線である。鉄筋径の大きい方が疲労強度が低くなることが判る。鉄筋径の影響については後に再び触れることにする。また、Fは波形紋様の鉄筋であるが、横フシ型紋様のAまたはBより疲労強度が小さい。

(3) 鉄筋の応力度

鉄筋の繰返し応力度の上下限值および応力度振幅は、疲労強度に大きな影響をおよぼす。両者を比較すると、応力度振幅の方が支配的である。

図-2.2はACI-215委員会が、北米で製造された鉄筋についての疲労試験結果を取まとめて作成したS-N曲線である。この図の鉄筋の径は16mm~36mm(#5~#11)、最小応力度は降伏強度の0.1~0.43倍である。図-2.3は同じくわが国における鉄筋についての疲労試験結果を取まとめて作成したS-N曲線である。鉄筋の径は19mm~29mmで最小応力度は降伏強度の0~0.61倍である。ここで注意しなければならないことは、これらの実験のほとんどは鉄筋コンクリートばりの試験結果であり、しかもここで表示されている鉄筋の応力度のほとんどは、実側値ではなく間接的に計算された値であるということである。なお、この種の試験においては、計算値と実測値が合うことは少ないことにも留意する必要がある。たとえば国分・岡村<sup>22)</sup>の実験では繰返し応力の下限を降伏強度の0.1倍になるように設定したにもかかわらず、鉄筋の

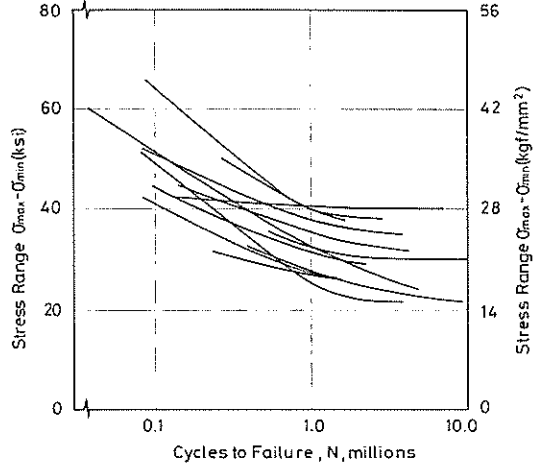


図-2.2 ACIによる疲労試験結果の取りまとめ

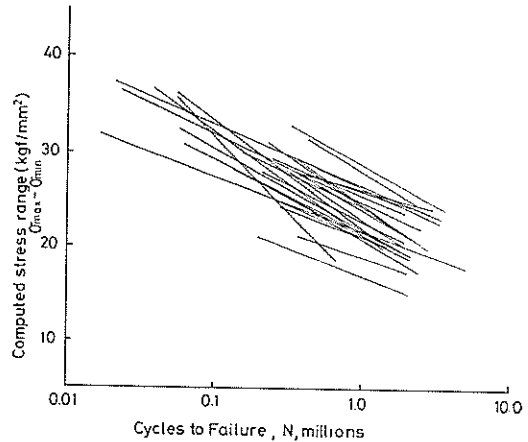


図-2.3 わが国における疲労試験結果の取りまとめ

下限実応力度が降伏強度の0.2倍以上になるものがあったと報告されている。鉄筋の応力度振幅は疲労強度に対して重要な要因であることを考えると、繰返し載荷時の鉄筋の実応力度を知ることは極めて重要であることは容易に理解されよう。

ところで、図-2.2と図-2.3をみると、多くの実験結果から、さまざまなS-N曲線が得られていることがわかる。すなわち、鉄筋の疲労強度におよぼす要因が相当に多いことを示している。また、ACI-215委員会の報告では100万回位のところに変曲点があり、あたかも100万回付近に疲労限があるように思われているが、わが国での実験結果(図-2.3)ではこの傾向がみられない。両者ともに100万回以上の実験データは少ないので、確かなことは分からないというのが実態である。しかし図-2.2および図-2.3から、実用的な意味での鉄筋の疲労強度の



応力度振幅を知ることができる。

(4) 鉄筋径

鉄筋径は疲労強度に少なからず影響をもっている。図-2.1で示したように、太い鉄筋の疲労強度は細い鉄筋に比べ劣っている。図-2.4は岡村らの種々の実験結果などを合わせて取まとめたものであるが<sup>23)~24)</sup>、この傾向を明示している。また、ACI-215 委員会報告には、直径25mmの鉄筋を基準とすると、直径16mmの鉄筋の200万回疲労強度は5~20%程度上回ること、また、直径32mmの鉄筋では4~5%程度下回ることが示されている<sup>25)</sup>。

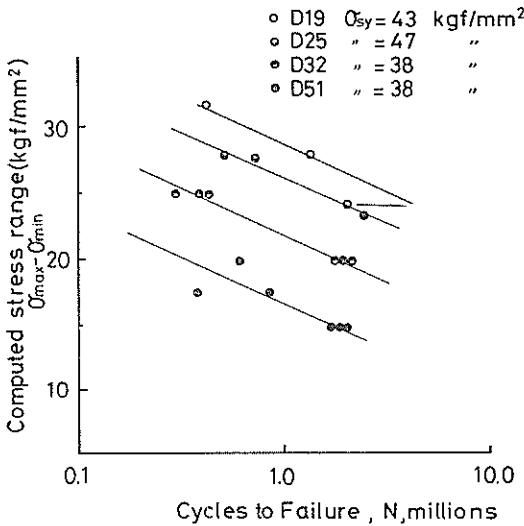


図-2.4 鉄筋径と疲労強度

(5) 鉄筋の紋様

鉄筋の紋様はその疲労特性に非常に影響するという事は先にも述べたとおりである。もともとこの紋様は鉄筋とコンクリートとの付着を良好にするためにつけられたものであるが、ふしの付根に発生する応力集中により、疲労特性が低下するという欠陥を伴う。応力集中の度合は紋様の形、紋様と鉄筋軸とのなす角度などにより異なる。図-2.5は国分・岡村<sup>26)</sup>による実験結果で、ふしと鉄筋軸とのなす角度が疲労強度におよぼす影響を示したものである。ふしと鉄筋軸とのなす角度が直角に近いほど、疲労強度が小さくなる事が判る。このような結果は、たとえば、丸安・小林<sup>27)</sup>らの実験結果からも裏付けられる。国分・岡村は、鉄筋の表面形状が鉄筋の疲労特性に及ぼす影響を小さくするために、ふしが鉄筋母材にとりつく部分に、ふしの高さの1~2倍の半径をもつ円弧を設け、応力集中を緩和させることを提案し良好な結果を得ている。

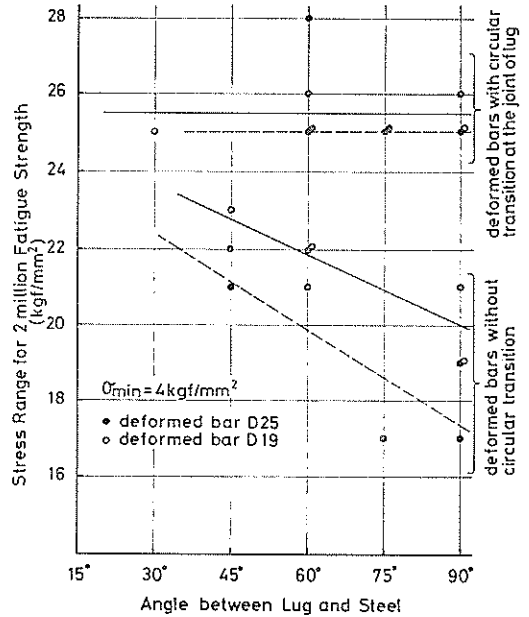


図-2.5 鉄筋の紋様と疲労強度

(6) 鉄筋の降伏強度および引張強度

異形鉄筋の疲労特性に対しては、降伏強度および引張強度はあまり大きな影響をおよぼさないことがACI-215 委員会報告に示されている<sup>28)</sup>。この報告では、一部の例外的実験結果、すなわち、鉄筋の疲労強度は降伏強度に比例するという結果があるものの、アメリカ、西ドイツ、日本などで行なわれた膨大な実験結果の大勢から判断して、上記のように結論している。

(7) 鉄筋の応力度に関する規定

鉄筋コンクリートの疲労特性を考慮した結果、いくつかの規準で鉄筋の応力度を規定している。これらの多くは、橋梁や海洋構造物に対する規準である。ここではその中からACI<sup>29)</sup>、FIP<sup>30)</sup>、CEB-FIP<sup>31)</sup>、土木学会<sup>32)</sup>の規定を抜粋して表-2.1にとりまとめる。

2.3 コンクリート

コンクリートの疲労特性は、応力度振幅、荷重速度、載荷重の集中度(分布状況)、載荷履歴、材料の性質、環境条件などにより異なる。ACI-215 委員会報告によれば、コンクリートの100万回疲労強度は、圧縮、引張、曲げのいずれの場合についても静的強度の約55%とされている<sup>33)</sup>。

疲労特性は最大応力度および最小応力度の影響を受ける。100万回疲労強度に対する最大応力度と最小応力度との関係は、図-2.6の修正 Goodman ダイアグラムで示すことができる<sup>34)</sup>。たとえば、最小応力度が静的強度の15

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

表-2.1 各種規準における疲労に関する規定

ACI (1977)	鉄筋またはPC鋼材の最大応力度振幅は140MPa(1,428kgf/cm <sup>2</sup> )とし、鉄筋が曲げられたり、溶接されたりした場合には70MPa(714kgf/cm <sup>2</sup> )とする。
FIP (1977)	構造物の予定寿命内に20,000回以上発生するいかなる荷重をも考えるべきである。鉄筋コンクリート部材においては、 $f_y$ を鉄筋の特性強度保障値とし、真すぐな高強度引張鉄筋の応力度範囲を最小応力度を $0.4f_y$ と抑えるならば、最大応力度を140N/mm <sup>2</sup> (140MPa=1,428kgf/cm <sup>2</sup> )以下とすれば、鉄筋の疲労は限界条件とはなりがたい。
CEB/FIP (1978)	部材の疲労破壊に対する検討は、荷重の載荷回数が多く(たとえば $2 \times 10^6$ 回)、かつ、その大きさがあ る程度大きいときのみ必要であると説明されている。付録に示されている簡便なチェック方法に対して、 以下の安全係数が適用される。 $\gamma_{fat}=1.15$ 疲労破壊は以下の条件が満足される場合防止できる。 $\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min} \leq \Delta f_{rep} / \gamma_{fat}$ 鉄筋の許容引張応力度を以下のように定める。 鉄筋の許容引張応力度 $\sigma_{sa}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
土木学会	

鉄筋の種類	SR24	SR30	SD24	SD30	SD35	SD40
(a) 一般の場合の許容引張応力度	1,400	1,600	1,400	1,800	2,000	2,100
(b) 疲労強度より定まる許容引張応力度	1,400	1,600	1,400	1,600	1,800	1,800
(c) 降伏強度より定まる許容引張応力度	1,400	1,800	1,400	1,800	2,000	2,200

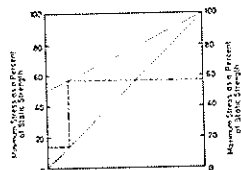


図-2.6 コンクリートの100万回疲労強度に対する最大応力度と最小応力度

%である場合、100万回疲労強度に対する最大応力度は静的強度の57%となる。

3. 試験ばりおよび試験方法

3.1 試験ばり

(1) 試験ばりの形状および種類

試験ばりは、長さ2.8m、高さ31cm、幅20cmの複鉄筋長方形ばりである。試験ばりの配筋図を図-3.1に示す。48年度製作分の配筋と49年度製作分の配筋とは、スター

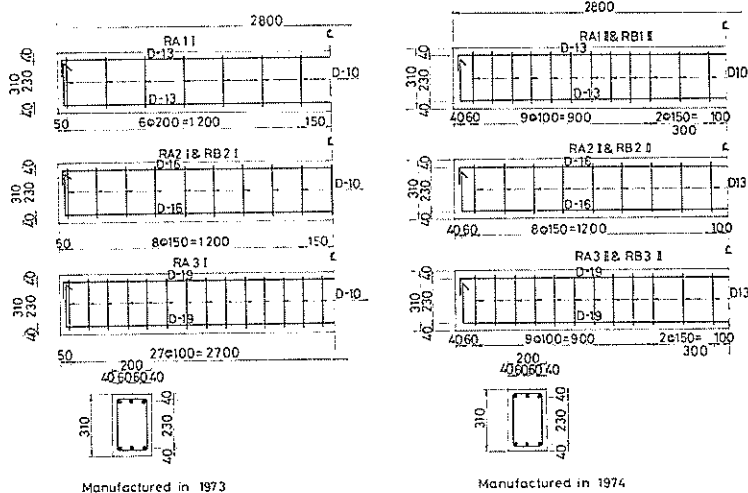


図-3.1 試験ばりの配筋図

ラップ量のみが異なっている。後者には前者の約2倍の量のスターラップが配筋されている。スターラップ量の決定に際しては、まず、終局強度設計法によってはりの終局耐力を求め、この荷重によって生ずるせん断力がすべてスターラップで受持たれるものと仮定した。このとき、スターラップの応力度を降伏強度 ( $\sigma_{sy}=3,500\text{kgf/cm}^2$ ) に設定した場合と、許容応力度 ( $\sigma_{sa}=1,800\text{kgf/cm}^2$ ) に設定した場合の2通りの配筋を行なった。以後、本報告では、前者をスターラップ (I)、後者をスターラップ (II) と称する。スターラップ (I) の試験ばりは静的載荷試験では曲げ破壊をしていますが、繰返し載荷試験ではせん断破壊をすることが多かったため、耐疲労性の強い試験ばりとしてスターラップ (II) を導入した。

試験ばりの種類は、表-3.1に示す6種類とし、鉄筋比

表-3.1 試験ばりの種類

試験ばりの種類	製作本数	鉄筋比 (%)	コンクリート強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	スターラップ量	製作年月日
RA1 I	5	0.70	240	I	S.48.12.18
RA1 II	5	0.70	240	II	S.50.2.28
RA2 I	9	1.11	240	I	S.48.12.18
RA2 II	3	1.11	240	II	S.50.2.28
RA3 I	5	1.59	240	I	S.48.12.18
RA3 II	5	1.59	240	II	S.50.2.28
RB1 II	10	0.70	330	II	S.50.2.28
RB2 I	5	1.11	330	I	S.48.12.18
RB2 II	5	1.11	330	II	S.50.2.28
RB3 II	10	1.59	330	II	S.50.2.28

が、0.7%、1.11%、1.59%の3種類、コンクリート強度が、240kgf/cm<sup>2</sup>、330kgf/cm<sup>2</sup>の2種類である。試験ばりの製作本数は合計62本とし、RA2は12本、その他は10本づつ製作した。供試体名 (たとえばRA1I-3とかRA2I-4) は、RのつぎのアルファベットAはコンクリート強度240kgf/cm<sup>2</sup>、Bは330kgf/cm<sup>2</sup>、つぎの数字1は鉄筋比0.7%、2は1.11%、3は1.59%を指し、そのつぎのローマ数字I、IIはスターラップ量を示す。最後の数字は供試体番号である。

(2) 材料の性質

a) 鉄筋

使用した鉄筋は、主鉄筋およびスターラップのいずれも異形鉄筋で、材質はSD35とした。主鉄筋径はD-13、D-16およびD-19、また、スターラップの直径はD-10およびD-13である。異形鉄筋の紋様は、48年度分は横フシ型、49年度分は波形とした。鉄筋の機械的性質は表-3.2に示すとおりである。

b) コンクリート

コンクリートはレデーミクストコンクリートを用いた。使用したセメントは早強ポルトランドセメントである。細骨材は神奈川県酒匂川産で、48年度製作分については、比重2.69、粗粒率2.93、また49年度製作分については、それぞれ、2.62と2.75である。粗骨材は48年度製作分については、川砂利と碎石1:1 (重量比)の混合で、比重2.81、粗粒率6.80、また49年度製作分については、川砂利で比重2.65、粗粒率6.47である。川砂利はいずれも酒匂川産である。表-3.3に骨材の物理的性

表-3.2 鉄筋の機械的性質

(a) 48年度製作分

鉄筋径	試験ばり名	降伏点 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	伸び (%)	ヤング係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )
D-13	RA1 I-1~5	3,620	5,356	27.4	2.1×10 <sup>6</sup>
D-16	RA2 I-1~10	3,907	5,878	25.5	2.1×10 <sup>6</sup>
D-16	RB2 I-1~5	3,907	5,878	25.5	2.1×10 <sup>6</sup>
D-19	RA3 I-1~5	3,775	5,888	26.9	2.1×10 <sup>6</sup>

(b) 49年度製作分

鉄筋径	試験ばり名	降伏点 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	伸び (%)	ヤング係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )
D-13	RA1 II-1~5	3,967	5,701	29.6	2.1×10 <sup>6</sup>
D-13	RB1 II-1~10	3,967	5,701	29.6	2.1×10 <sup>6</sup>
D-16	RA2 II-1~3	3,774	5,720	28.9	2.1×10 <sup>6</sup>
D-16	RB2 II-1~5	3,774	5,720	28.9	2.1×10 <sup>6</sup>
D-19	RA3 II-1~5	3,794	5,873	27.6	2.1×10 <sup>6</sup>
D-19	RB3 II-1~10	3,794	5,873	27.6	2.1×10 <sup>6</sup>

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

表-3.3 骨材の物理的性質

(a) 昭和48年度製作分

細骨材	比重	吸水量 (%)	単位容積量 (kgf/m <sup>3</sup> )	空隙率 (%)	洗い試験 (%)	有機不純物	フルイ (mm) を通過する百分率 (%)						粗粒率
							5	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15	
	2.69	1.42	1,715	36.2	2.90	良	100	83	64	39	18	3	2.93

粗骨材	比重	吸水量 (%)	単位容積量 (kgf/m <sup>3</sup> )	空隙率 (%)	洗い試験 (%)	有機不純物	フルイ (mm) を通過する百分率 (%)						粗粒率
							25	20	15	10	5	2.5	
	2.81	1.40	1,665	40.7	0.60	100	92	64	25	3	0	6.80	

(b) 昭和49年度製作分

細骨材	比重	吸水量 (%)	単位容積量 (kgf/m <sup>3</sup> )	空隙率 (%)	洗い試験 (%)	有機不純物	フルイ (mm) を通過する百分率 (%)						粗粒率
							5	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15	
	2.62	1.4	1,624	—	1.20	良	98	85	70	50	20	2	2.75

粗骨材	比重	吸水量 (%)	単位容積量 (kgf/m <sup>3</sup> )	空隙率 (%)	洗い試験 (%)	有機不純物	フルイ (mm) を通過する百分率 (%)						粗粒率
							25	20	15	10	5	2.5	
	2.65	—	1,672	—	0.4	100	100	85	85	0	0	6.47	

表-3.4 コンクリート示方配合

(a) 昭和48年度製作分

$\sigma_{ck}$ 設計基準強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランブ幅 (cm)	単位水量 W(kgf)	単位セメント量 C(kgf)	水セメント比 W/C(%)	細骨材率 S/(S+G) (%)	単位細骨材量 S(kgf)	単位粗骨材量 G(kgf)	単位A/E剤量 (kgf)
$\sigma_{ck}=240$	20	6±1	161	220	73.1	45.0	893	1,133	0.88
$\sigma_{ck}=330$			162	260	62.3	44.0	857	1,132	1.04

(b) 昭和49年度製作分

$\sigma_{ck}$ 設計基準強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランブ幅 (cm)	単位水量 W(kgf)	単位セメント量 C(kgf)	水セメント比 W/C(%)	細骨材率 S/(S+G) (%)	単位細骨材量 S(kgf)	単位粗骨材量 G(kgf)	単位A/E剤量 (kgf)
$\sigma_{ck}=240$	20	6±1	162	324	50.0	41.3	763	1,097	0.129
$\sigma_{ck}=330$			172	447	38.5	40.1	684	1,033	0.179

質を示す。また、表-3.4にはコンクリートの示方配合を示す。

コンクリートの管理供試体の圧縮試験は、材令3日、7日および試験実施日にできるだけ近い期日に実施した。

また、引張試験、ヤング係数およびポアソン比の測定も、試験実施日にできるだけ近い期日に実施した。これらの結果は表-3.5に示すとおりである。

表-3.5 管理供試体の試験結果

試験ばり名	コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )				コンクリートの引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )		ヤング係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )		ポアソン比	
	材令 3日	材令 7日	圧縮強度	材令(日)	引張強度	材令(日)	$E_{1/3}(\times 10^9)$	$E_{1/7}(\times 10^9)$	$\nu_{1/3}$	$\nu_{1/7}$
RA1I-1~5	150	226	320	416	25.1	416	2.10	1.92	0.151	0.189
RA1II-1~5	155	256	304	285	17.4	285	2.50	2.42	0.226	0.256
RA2I-1~3	155	256	304	285	17.4	285	2.50	2.42	0.226	0.256
RA3II-1~5	155	256	304	285	17.4	285	2.50	2.42	0.226	0.256
RA2I-1~4	149	218	298	406	27.3	406	2.54	2.30	0.192	0.222
RA2II-5~9	143	228	256	408	21.6	408	2.09	1.85	0.181	0.226
RB2I-1~5	205	313	366	413	29.4	413	2.35	2.20	0.144	0.171
RB1II-1~10	199	332	397	286	24.7	286	2.88	2.81	0.202	0.223
RB2II-1~5	199	332	397	286	24.7	286	2.88	2.81	0.202	0.223
RB3II-1~10	199	332	397	286	24.7	286	2.88	2.81	0.202	0.223
RA3I-1~5	160	237	326	409	27.0	409	2.53	2.26	0.185	0.220

3.2 試験ばりの荷重試験

(1) 試験装置および測定項目

鉄筋コンクリートばりの荷重試験は、静的荷重試験、片振り疲労試験および両振り疲労試験とした。実験に用いた施設は、港湾技術研究所の大型電気油圧式振動疲労試験機で図-3.2に示す。

荷重は図-3.3に示すように3点対称荷重とし、スパン  $l$  の  $1/6, 1/2, 5/6$  の3点で、ダイヤルゲージによりたわみ量を測定した。また、図-3.4に示すように主鉄筋の

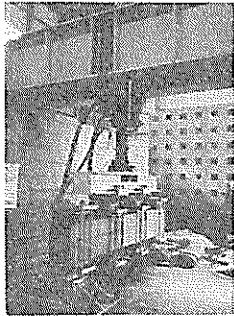


図-3.2 大型電気油圧式振動疲労試験機

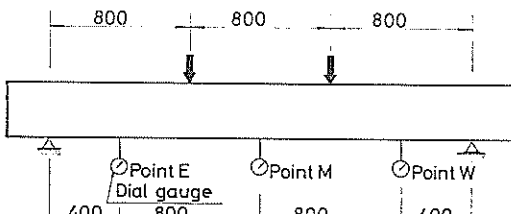
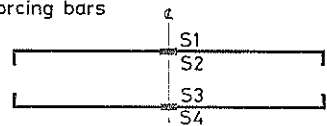


図-3.3 荷重位置とダイヤルゲージの設置位置

1) Reinforcing bars



2) Concrete

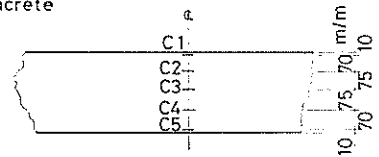


図-3.4 ゲージ貼付け位置

上下面およびはりの側面にひずみゲージを貼付し、それぞれのひずみ量を測定した。また、主鉄筋中心軸の位置におけるコンクリート側面のひびわれ幅をシュブ計測顕微鏡を用いて測定した。

(2) 静的荷重試験

静的荷重試験は試験ばりの降伏強度、降伏モーメント、破壊強度および破壊モーメントなどを求め、繰返し疲労試験における設定荷重、すなわち、繰返し荷重の上下限界を定めるために行う。また、鉄筋およびコンクリートのひずみ、試験ばりのたわみ、ひびわれなどの諸量と静的荷重との関係を得ておいて、疲労試験結果と対比する。静的荷重試験時の荷重ステップは  $0.5tf$  とし、圧縮縁のコンクリートが圧壊するまで荷重を増加させた。各荷重ステップでは、鉄筋およびコンクリートのひずみ、曲げモーメントスパンの主鉄筋位置におけるひびわれ幅、はりのたわみ量を測定した。

(3) 片振りおよび両振り疲労試験

疲労試験においては静的荷重試験結果から得られた降

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

表-3.6 繰返し載荷試験の載荷順序

載荷回数	試験方法	周波数	計測回数および記録波数 (N)
1	静的載荷	—	—
2~10	繰返し載荷	0.1Hz	2~10
11	静的載荷	—	—
10~10 <sup>2</sup>	繰返し載荷	0.1Hz	12~32, 40~60, 80~10 <sup>2</sup>
10 <sup>2</sup> +1	静的載荷	—	—
10 <sup>2</sup> +2~10 <sup>3</sup>	繰返し載荷	0.5Hz	(10 <sup>2</sup> +2)~(10 <sup>2</sup> +22), (5×10 <sup>2</sup> -10)~(5×10 <sup>2</sup> +10), (10 <sup>3</sup> -20)~(10 <sup>3</sup> )
10 <sup>3</sup> +1	静的載荷	—	—
10 <sup>3</sup> +2~10 <sup>4</sup>	繰返し載荷	1.0Hz	(10 <sup>3</sup> +2)~(10 <sup>3</sup> +22), (5×10 <sup>3</sup> -10)~(5×10 <sup>3</sup> +10), (10 <sup>4</sup> -20)~(10 <sup>4</sup> )
10 <sup>4</sup> +1	静的載荷	—	—
10 <sup>4</sup> +2~10 <sup>5</sup>	繰返し載荷	2.0Hz	(10 <sup>4</sup> +2)~(10 <sup>4</sup> +22), (5×10 <sup>4</sup> -10)~(5×10 <sup>4</sup> +10), (10 <sup>5</sup> -20)~(10 <sup>5</sup> )
10 <sup>5</sup> +1	静的載荷	—	—
10 <sup>5</sup> +2~10 <sup>6</sup>	繰返し載荷	2.0Hz	5×10 <sup>5</sup> 回目ごとに20波

伏荷重にもとずいて、上限および下限荷重を設定した。疲労試験時の載荷は、表-3.6に示す順序で実施した。当然のことではあるが、各載荷回数ごとの荷重の上限値および下限値は、同一実験ではすべて同じである。まず、第1回目は静的載荷試験とし、荷重ステップは1.0tfとした。各ステップでは、鉄筋およびコンクリートのひずみ、ひびわれ幅、はりのたわみを測定した。第2回目から10回目までは、繰返し載荷試験とした。ついで、第11回目に再び静的載荷試験を行い、先の計測項目について計測を行った。このような静的載荷試験は、10<sup>n</sup>+1回目(n=0, 1, 2, …, 6)に行った。繰返し載荷における荷重波形

は正弦波とし、載荷周波数は、繰返し回数100回までは0.1Hz、1,000回までは0.5Hz、10,000回までは1Hz、それ以降は2Hzとした。

繰返し回数の上限は100万回とし、100万回で破壊しない試験ばりは、繰返し試験終了後に再度静的載荷試験を行って破壊させた。

4. 静的載荷試験結果および考察

4.1 降伏強度および破壊強度

表-4.1に静的載荷試験結果と Hognestad<sup>35)</sup> および弾性設計法による終局モーメントおよび降伏モーメントの

表-4.1 静的載荷試験結果

試験ばり名	$\sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) 材令7日	$\sigma_{sy}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	降 伏		破 壊		計算値および実験値との比				ひびわれ発生荷重 (tf)
			荷 重 (tf)	モーメント (tf·m)	荷 重 (tf)	モーメント (tf·m)	Hognestad	弾 性 n=15	弾 性 n=10	弾 性 n=7	
RA1I-1	226	3,620	9.0	3.60	10.5	4.20	3.42(0.95)	3.26(0.90)	3.33(0.93)	3.38(0.94)	3.0
RA1II-1	252	3,967	9.5	3.80	12.0	4.80	3.75(0.99)	3.57(0.94)	3.65(0.96)	3.70(0.97)	2.0
RB1II-1	332	3,967	9.5	3.80	12.5	5.00	3.83(1.01)	3.57(0.94)	3.65(0.96)	3.70(0.97)	2.0
RA2I-1	218	3,907	14.0	5.60	17.0	6.80	5.65(1.01)	5.49(0.98)	5.51(0.98)	5.59(1.00)	2.0
RB2I-1	313	3,907	15.0	6.00	16.5	6.60	5.76(0.96)	5.49(0.92)	5.51(0.92)	5.59(0.93)	2.5
RA2II-3	252	3,774	13.5	5.40	16.0	6.40	5.50(1.02)	5.30(0.98)	5.33(0.99)	5.40(1.00)	2.0
RB2II-4	332	3,774	14.0	5.60	16.5	6.60	5.59(1.00)	5.30(0.95)	5.33(0.95)	5.40(0.96)	2.5
RA3I-1	237	3,775	20.0	8.00	22.5	9.00	7.73(0.97)	7.52(0.94)	7.54(0.94)	7.63(0.95)	1.5
RA3II-1	252	3,794	19.5	7.80	21.5	8.60	7.78(1.00)	7.56(0.97)	7.62(0.98)	7.71(0.99)	1.5
RB3II-1	332	3,794	20.0	8.00	23.0	9.20	7.88(0.99)	7.56(0.95)	7.62(0.95)	7.71(0.96)	1.5

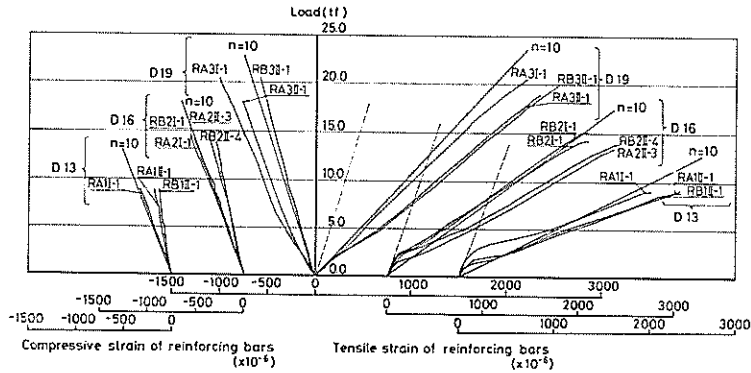


図-4.1 主鉄筋の実測ひずみ

計算値を示した。表にある  $\sigma_c$ ,  $\sigma_{sy}$  はそれぞれ、コンクリートの管理供試体の強度（7日強度）と試験用鉄筋の降伏強度である。はりの降伏荷重とは試験ばりのたわみが急速に増大しはじめたときの荷重、また破壊荷重とは圧縮縁のコンクリートが圧縮破壊したときの荷重である。いずれの計算値も実験値とよく一致している。特に Hognestad の計算値は静的載荷試験結果とかなりよい精度で一致している。

4.2 鉄筋およびコンクリートのひずみ

(1) 主鉄筋のひずみ

主鉄筋の実測ひずみは図-4.1に示すように、コンクリートにひびわれが入るまでは全断面有効とした計算値に、また、ひびわれが入った後は、引張側のコンクリートを無視した計算値に合う。また、この傾向は引張鉄筋に顕著に現われている。ここでの計算法は常用弾性計算法とし、鉄筋とコンクリートのヤング係数比は  $n=10$  とした。荷重と主鉄筋のひずみの実測値との関係を調べると、引張鉄筋も圧縮鉄筋も共に荷重の増大に対するひずみの増加の割合の大小によって、2つのグループに大別される。このグループわけのかぎはスターラップの配筋量である。スターラップ (I) のグループでは引張鉄筋のひずみの増加率は相対的に低く、圧縮鉄筋では逆にひずみの増加率が高い。両グループの差は圧縮鉄筋に顕著で引張鉄筋では小さい。また鉄筋径が小さくなるとその差はますます小さくなる。計算値と実測値とを比較すると、引張鉄筋、圧縮鉄筋ともにスターラップ (I) の実測値と、 $n=10$  の計算値とは比較的よく一致している<sup>33)</sup>。

(2) コンクリートのひずみ

図-4.2は、同様にコンクリートの実測ひずみと計算ひずみを示したものである。載荷重とコンクリートのひずみとの関係（実測値）は、部材が降伏しない範囲におい

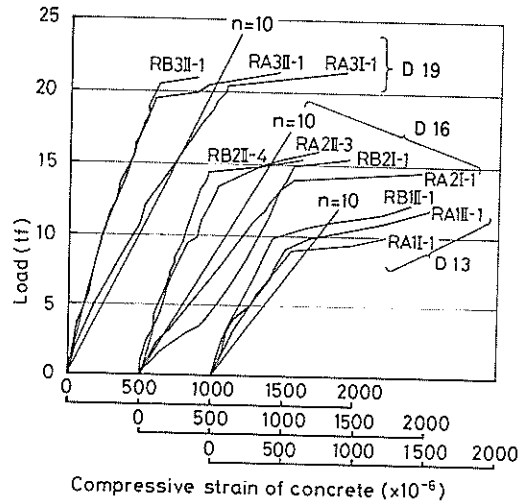


図-4.2 コンクリートの実測ひずみ

ては、鉄筋とはほぼ同じ傾向を示している。つまり、スターラップ配筋量によってひずみ増加率が異なるが、両グループの荷重ひずみ特性の差異は、圧縮鉄筋にみられた傾向とよく似ている。また、スターラップ (I) の実測値は、 $n=10$  とした計算値とよく対応している。

(3) 弾性係数比と主鉄筋およびコンクリートの応力度との関係

弾性係数比  $n$  の値と鉄筋の応力度およびコンクリートの応力度との関係を図-4.3に示す。 $n$  の値が大きくなると、当然のことではあるが、鉄筋の応力度は大きくなり、コンクリートの応力度は小さくなる。しかし、その変化の割合は鉄筋とコンクリートでは差があり、鉄筋の応力度は  $n$  の変化には影響が小さいがコンクリートの応力度には影響が大きい。このように、 $n$  の変化は鉄筋の応力度にはそれほど影響しないので、ここでは  $n=10$  として計算した値を用いることとする。

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

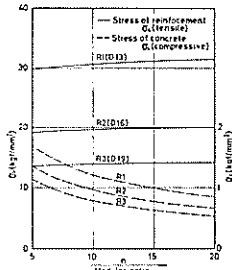


図-4.3 弾性係数 $n$ と鉄筋およびコンクリートの応力度との関係

4.3 試験ばりのたわみ

図-4.4は、試験ばりの中央のたわみの実測値と計算値とを比較したものである。試験ばりのたわみは引張鉄筋のひずみとはほぼ同様の傾向を示し、コンクリートにひびわれが発生した後は、引張側コンクリートを無視した計算値によく合う。しかし、たわみの特性はひずみの特性と違って、スターラップの配筋量による差異は明瞭には現われていない。たわみの計算値( $n=10$ )は実測値よりも小さい。

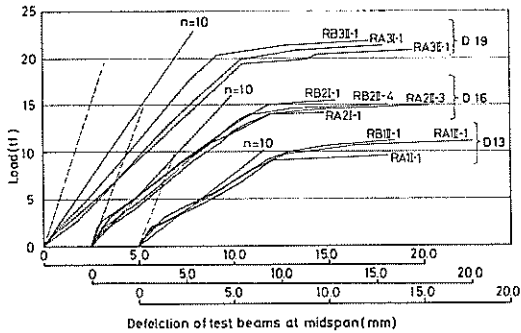


図-4.4 試験ばり中央の実測たわみ

4.4 ひびわれ

ひびわれ発生荷重  $P_c$  を各試験ばりごとにまとめて示すと表-4.1のようになる。一般に、曲げ破壊荷重とひびわれ発生荷重との比  $P_u/P_c$  は、鉄筋比  $\rho$  や鉄筋の降伏点とコンクリートの圧縮強度の比 ( $\sigma_{sy}/\sigma_{ca} = \beta$ ) などと関係があるといわれている。

今回の実験結果について、この関係を図示したのが図-4.5である。かなりのバラツキがあるが、鉄筋比  $\rho$  や鉄筋とコンクリート強度の比  $\beta$  が大きくなると、ひびわれ発生荷重が小さくなる傾向がみられる。RA1I-1の試験ばりにおけるひびわれ幅の実測結果を示すと、図-4.6のようになる。ひびわれ発生時のひびわれ幅は0.01~0.04 mmぐらいであるが、荷重が増加するとともに急に増大

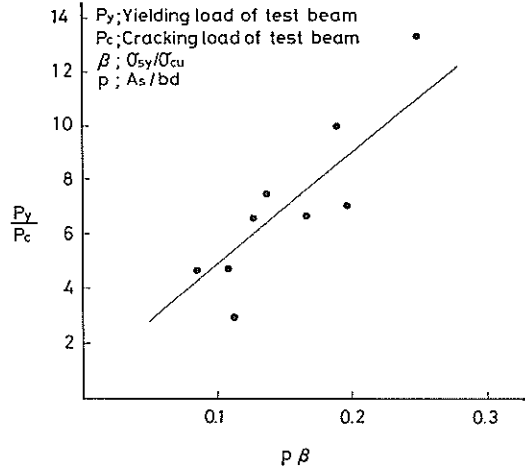


図-4.5  $P_y/P_c$  と  $p\beta$  との関係

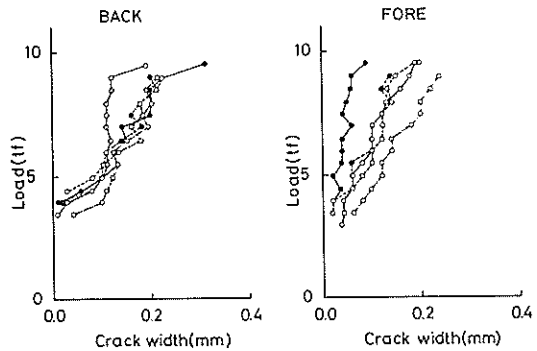


図-4.6 荷重とひびわれ幅との関係 (静的載荷試験 RA1I-1)

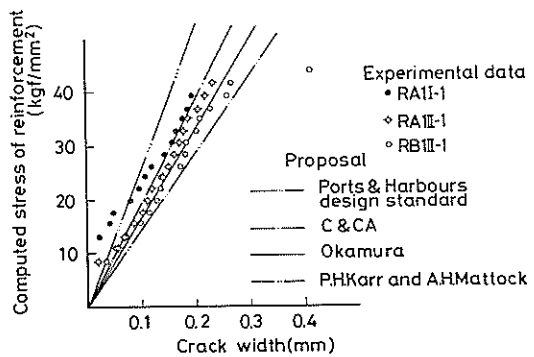


図-4.7 最大ひびわれ幅の計算値と実測値との比較 (D-13)

する。ついで常用弾性計算法で鉄筋が許容応力度に達する荷重 5.0tf を越えると、やや増加の傾向が緩慢となる。さらに降伏荷重 9.0tf で 0.20~0.25mm に達する。この降伏荷重を越えるとひびわれ幅は一挙に増大し、1



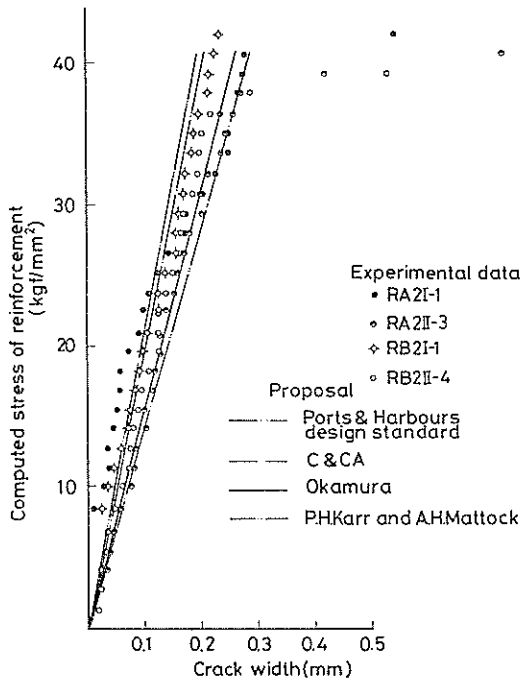


図-4.8 最大ひびわれ幅の計算値と実測値との比較 (D-16)

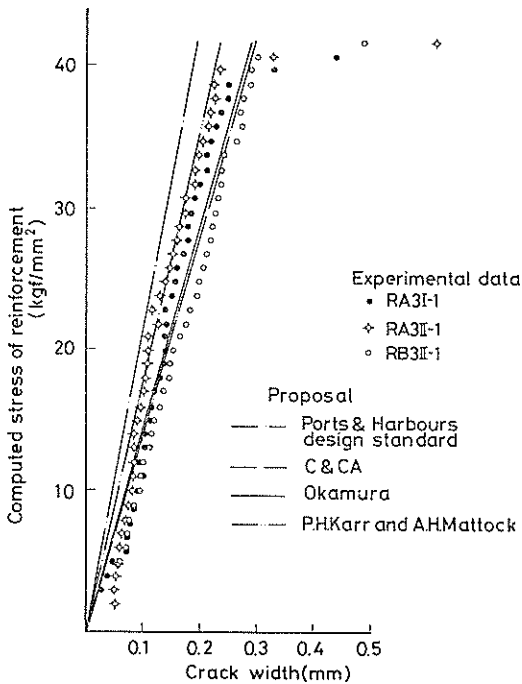


図-4.9 最大ひびわれ幅の計算値と実測値との比較 (D-19)

\* 試験ばりの両側面を便宜上この様に分けて呼ぶ。

mm以上となる。

鉄筋コンクリートばりの最大ひびわれ幅についてはいくつかの提案式がある。ここでは、岡村<sup>37)</sup>、Karr & Mattock<sup>38)</sup>、C & CA<sup>39)</sup> (Cement and Concrete Association)、港湾構造物設計基準式<sup>40)</sup>による計算値と実測値とを比較する。その結果を、鉄筋径 D-13、D-16、D-19 ごとにそれぞれ図-4.7、図-4.8、図-4.9に示す。この場合、実測値は試験ばりの曲げモーメントスパンに発生した表側および裏側\*のひびわれ幅のうち、それぞれ大きいものから3個づつを取って、合計6個のデータの平均値とした。また、計算式中の鉄筋応力度は  $n=10$  として常用弾性計算式から求めた応力度とした。

荷重に対するひびわれ特性(実測値)は、コンクリート強度、スターラップ量などに関係している。すなわち、コンクリート強度の小さいはり、あるいはスターラップ量の少ないはりのひびわれ幅が相対的に小さい傾向にある。先に鉄筋のひずみのところでも述べたように、スターラップ(I)のはりの実測鉄筋ひずみは、計算値とまずまずの対応を示しているにもかかわらず、スターラップ(II)のはりの実測鉄筋ひずみは、計算値よりやや大きい傾向を示していた。したがって、図4.7~図4.9においては、スターラップ(II)のはりのひびわれ幅はやや大きめに表示されている傾向が理解できる。このように考えると、鉄筋径によって微妙な差異はあるけれども、実測のひびわれ幅は港研の式(どちらかといえば小さめに)および岡村の式(大きめに)と対応しているといえる。ひびわれ幅を安全側に算定するとすれば、岡村の式を用いるのが妥当ということになる。

#### 4.5 静的載荷試験結果のまとめ

- 静的載荷試験の結果、以下のことが明らかになった。
- (1) 終局モーメントの実測値は Hognestad の提案式による計算値および常用弾性計算法から求めた値のいずれともよく合っている。
  - (2) スターラップ(I)のはりにおいては、鉄筋およびコンクリートの実測ひずみは常用弾性式で  $n=10$  としたものに合っている。しかし、スターラップ(II)のはりにおいては両者は合っているとはいえない。
  - (3) 試験ばりの実測たわみは常用弾性計算式で求めた値よりやや大きめである。
  - (4) 最大ひびわれ幅の実測値は、港研の式および岡村の式による計算値とほぼ一致する。

## 5. 繰返し載荷試験結果および考察

### 5.1 破壊形式

#### (1) 試験結果

表-5.1に本報告で報告する全試験ばりの性状（鉄筋比、主鉄筋径および径比、スターラップ量、鉄筋強度、コンクリート強度）および載荷試験結果（静的降伏荷重および静的破壊荷重、載荷の性格および載荷重の上限値、載荷重と静的強度との比、破壊形式、破壊載荷回数、計算鉄筋応力度）を示す。静的載荷試験を行った試験ばりは10本、また、繰返し載荷試験を行った試験ばりは52本である。繰返し載荷試験を行った試験ばりのうち、4本については、載荷手順にミスがあり有意な結果が得られていない。したがって、有意な繰返し載荷試験を行った試験ばりは49本である。このうち片振り載荷は17本、両振り載荷は32本である。

#### (2) 破壊位置

繰返し載荷試験によって破壊した試験ばりについて、その破壊の原因を調べてみると、すべて主鉄筋あるいはスターラップのぜい性的な破断であった。この模様を図-5.1および図-5.2に示す。図-5.1に示す試験ばりでは、3本の主鉄筋のうち2本がぜい性的な破壊をしている。破断した主鉄筋の本数は、3本のものもあれば、2本、1本のものもありまちまちである。図-5.2は、横フン型の紋様の鉄筋および波型の紋様の鉄筋について、破断面を示したものである。鉄筋がぜい性的な破断をしている様子がよくわかる。鉄筋の破断はすべて、応力集中が著しいとみられるリブとフンの接合部で起きている。

主鉄筋の破断位置は、曲げモーメントが最大となる両載荷点間の中央スパンおよび載荷点直下近傍に限られている。表-5.2に繰返し載荷をうけて破壊したはり18本の主鉄筋の破断位置を示している。破断位置がスパン内(100cm~180cm)にあるものが12本、載荷点近傍(80cm~100cm, 180cm~190cm)にあるものが6本となっている。はりの有効高さ(27cm)およびはりの断面(31cm×20cm)を考慮すれば、載荷点直下より20cm内外で主鉄筋が破断したとしても、曲げ破壊とみなしてよいであろう。表-5.2には、鉄筋破断位置とスターラップと



図-5.1 主鉄筋の破断状況(写真)

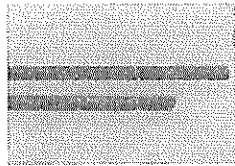


図-5.2 主鉄筋の破断状況(写真)

の相対位置関係を示している。ここでは、47本の鉄筋の破断位置が示されているが、スターラップからの距離が、主鉄筋径に等しい距離以内で破断した例が32本(68%)と多く、これに対し、主鉄筋径の2倍以上離れた位置で破断した例が8本(17%)と少ない。すなわち、主鉄筋の破断位置は拘束が強いスターラップ取付け点近傍に多いといえる。スターラップが破断した試験ばり(RA2I-5)の場合も同様に、スターラップの破断位置は、ほとんど応力集中の大きい主鉄筋への取付け点、見方を変えれば、主鉄筋を囲む折り曲げ部である。

#### (3) 破壊形式

試験ばりの破壊形式は、おおよそ3つに大別される。すなわち、主鉄筋が曲げモーメント最大となるスパン内の中央部で破断するもの(破壊形式A)、主鉄筋が載荷点直下近傍せん断スパン内で破断するもの(破壊形式B)、スターラップの破断によりせん断破壊するもの(破壊形式C)である。これらの破壊形式はスターラップ量およびコンクリート強度と関係がある。表-5.3に繰返し載荷試験における破壊型式と、スターラップ量と主鉄筋量との比 $\gamma/\rho$ との関係を示したものである。 $\gamma/\rho$ が最小のグループ( $\gamma/\rho=0.42$ )では、破壊形式Cのものが5例もあり、AまたはB型式は3例しかない。 $\gamma/\rho$ が0.51~0.77のグループではCのものがない。 $\gamma/\rho=0.80$ のグループでは17例のうち3例がC破壊をしており、 $\gamma/\rho$ が最大のグループ( $\gamma/\rho=1.00$ )では13例がすべてC破壊を起していない。また、表-5.3をみると、C破壊8例のうち7例がコンクリート強度が $300\text{kgf/cm}^2$ 程度あるいはそれ以下のはりであり、 $370\text{kgf/cm}^2$ 以上のはりでは、1例にすぎないことがわかる。

スターラップ量とせん断破壊との関係をより明確に理解するために、図-5.3に繰返し載荷時のスターラップ鉄筋の応力度および主鉄筋の応力度と破壊形式との関係を、コンクリート強度をパラメーターとして示した。鉄筋の応力度は、常用弾性計算法により求めている。これをみると、スターラップ鉄筋の応力度が $1,500\text{kgf/cm}^2$ 以上の場合(例外1例)にはせん断破壊を起こす可能性をもち、 $2,000\text{kgf/cm}^2$ 程度以上になると特別の理由がなければせん断破壊を起すことを示している。これらの応力度は、 $\sigma_{sy}=3,500\text{kgf/cm}^2$ とすると、それぞれ、 $\sigma_{sy}$ の42.9%および57.1%に相当する。

破壊型式Aと破壊型式Bはともに主鉄筋の破断による破壊であるが、破壊型式Bでは主鉄筋がせん断スパン内で破断している。したがって、図-5.3に示したように、破壊型式Bはスターラップ鉄筋の応力度が $1,200\text{kgf/cm}^2$ 以上の時に起ること、コンクリート強度がおおよそ400

表5.1 静的および繰返し載荷試験結果一覽

試験りり名	鉄		筋		鉄筋強度 $\sigma_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	コンクリート強度 $\sigma_{cc}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	静的降伏荷重 ( $P_y$ ) および 破壊荷重( $P_u$ )		設定荷重 (tf)		静的降伏荷 重との比		破壊荷重と の比		破壊形式	破壊回数 ( $\times 10^4$ )	計算鉄筋応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
	鉄筋比 (%)	主筋筋径	スカラー量	筋			筋の強度	静的降伏荷重	破壊荷重	静的	動的	静的	動的	静的			
RA1I-1	0.70	D-13	(I)	横フシ	3,620	240 (320)	$P_y=9.0tf$ $P_u=10.5tf$	静的 両振り 片振り	±6.5 ±5.5 ±4.5 0~6.5	0.72 0.61 0.50 0.72	0.62 0.52 0.43 0.62	A B A A	5.64 10.18 48.96 87.47	2837.9 2401.3 1984.7 2837.9			
RA1I-2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
RA1I-3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
RA1I-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
RA1I-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
RA1I-1	0.70	D-13	(II)	波形	3,967	240 (304)	$P_y=9.5tf$ $P_u=12.0tf$	静的 両振り 片振り	±8.0 ±6.0 ±4.0 0~8.0	0.84 0.63 0.42 0.84	0.67 0.50 0.33 0.67	A A — —	5.86 22.93 10 <sup>4</sup> 回で破壊せず "	3492.8 2619.6 1746.4 3492.8			
RA2I-1	1.11	D-16	(I)	横フシ	3,907	240 (298)	$P_y=14.0tf$ $P_u=17.0tf$	静的 両振り 片振り	±12.0 ±4.0 ±7.0 ±5.5 ±8.5 0~8.5 1~10.0 ±10.0	0.29 0.50 0.39 0.61 0.61 0.71 0.71	0.24 0.41 0.32 0.50 0.50 0.59 0.59	— C B C C C C	ミ ス 10 <sup>4</sup> 回で破壊せず 7.48 82.00 4.67 45.00 11.80 3.75	1120.0 1960.0 1540.0 2380.0 2390.0 2800.0 2800.0			
RA2I-2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
RA2I-3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
RA2I-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
RA2I-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
RA2I-6	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
RA2I-7	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
RA2I-8	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
RA2I-9	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
RA2II-1	1.11	D-16	(II)	波形	3,774	240 (301)	$P_y=13.5tf$ $P_u=16.0tf$	静的 両振り 片振り	±12.0 ±7.0 静的	0.86 0.51	0.71 0.41	A —	78.06 10 <sup>4</sup> 回で破壊せず	3360.0 1960.0			
RA2II-2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
RA2II-3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
RA3I-1	1.59	D-19	(I)	横フシ	3,775	240 (326)	$P_y=20.0tf$ $P_u=22.5tf$	静的 両振り 片振り	±17.0 ±13.0 0~17.0 ±10.0	0.85 0.65 0.85 0.50	0.76 0.58 0.76 0.41	A C C B	1.61 7.21 28.31 39.55	2369.0 2576.6 3369.4 1982.0			
RA3I-2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
RA3I-3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
RA3I-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
RA3I-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
RA3II-1	1.59	D-19	(II)	波形	3,794	240 (301)	$P_y=19.5tf$ $P_u=21.5tf$	静的 両振り	±15.0 ±11.0	0.77 0.56	0.70 0.51	B A	9.43 39.14	2973.0 2180.2			
RA3II-2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
RA3II-3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートびりの疲労強度

RA3II-4	1.59	D-19	(II)	波 形	3,794	240 (304)	$P_y=19.5t$ $P_x=21.5t$	片振り 両振り	0~15.0 ± 9.0	0.77 0.46	0.70 0.42	— —	10 <sup>6</sup> 回で破壊せず "	2873.0 1763.8
RB1II-1	0.70	D-13	(II)	波 形	3,957	330 (397)	$P_y=9.5t$ $P_x=12.5t$	静 両振り	± 4.0 ± 5.0	0.42 0.53	0.32 0.40	— —	10 <sup>6</sup> 回で破壊せず "	1746.4 2183.0
RB1II-2	"	"	"	"	"	"	"	"	± 6.0	0.63	0.48	B	42.23	2619.6
RB1II-3	"	"	"	"	"	"	"	"	± 7.0	0.74	0.56	A	24.12	3056.2
RB1II-4	"	"	"	"	"	"	"	"	± 8.0	0.84	0.64	A	13.35	3492.8
RB1II-5	"	"	"	"	"	"	"	両振り	0~ 8.5	0.89	0.68	—	10 <sup>6</sup> 回で破壊せず	3711.1
RB1II-6	"	"	"	"	"	"	"	片振り	0~ 9.0	0.95	0.72	A	45.90	3929.4
RB1II-7	"	"	"	"	"	"	"	"	0~10.0	1.05	0.80	A	21.92	4366.0
RB1II-8	"	"	"	"	"	"	"	"	± 9.0	0.95	0.72	A	0.30	3929.0
RB1II-9	"	"	"	"	"	"	"	両振り	± 9.0	0.80	0.72	—	—	—
RB1II-10	"	"	"	"	"	"	"	"	± 12.0	0.80	0.73	B	4.57	3360.0
RB2I-1	1.11	D-16	(I)	横アソ	3,907	330 (366)	$P_y=15.0t$ $P_x=16.5t$	静 両振り	± 9.0 ± 6.0	0.60 0.40	0.55 0.36	A	36.34	2820.0
RB2I-2	"	"	"	"	"	"	"	"	± 6.0	0.60	0.36	—	10 <sup>6</sup> 回で破壊せず	1680.0
RB2I-3	"	"	"	"	"	"	"	"	0~ 9.0	0.60	0.55	—	—	—
RB2I-4	"	"	"	"	"	"	"	片振り	0~ 9.0	0.60	0.55	—	—	—
RB2I-5	"	"	"	"	"	"	"	"	± 10.0	0.71	0.61	A	21.19	2800.0
RB2II-1	1.11	D-16	(II)	波 形	3,774	330 (397)	$P_y=14.0t$ $P_x=16.5t$	両振り 片振り	0~12.0 0~10.0	0.86 0.71	0.72 0.61	— —	10 <sup>6</sup> 回で破壊せず	3360.0 2800.0
RB2II-2	"	"	"	"	"	"	"	"	± 12.0	0.71	0.61	—	—	—
RB2II-3	"	"	"	"	"	"	"	"	0~12.0	0.86	0.72	—	—	—
RB2II-4	"	"	"	"	"	"	"	静	的	0.86	0.72	—	—	—
RB2II-5	"	"	"	"	"	"	"	片振り	0~12.0	0.86	0.72	—	10 <sup>6</sup> 回で破壊せず	3360.0
RB3II-1	1.59	D-19	(II)	波 形	3,794	330 (397)	$P_y=20.0t$ $P_x=22.5t$	静 両振り	± 18.0 ± 14.0	0.90 0.70	0.80 0.62	A	26.49	3567.6
RB3II-2	"	"	"	"	"	"	"	"	± 10.0	0.50	0.44	A	10.90	2774.8
RB3II-3	"	"	"	"	"	"	"	"	± 16.0	0.80	0.71	A	61.10	1892.0
RB3II-4	"	"	"	"	"	"	"	"	± 8.0	0.40	0.36	—	8.84	3171.2
RB3II-5	"	"	"	"	"	"	"	"	± 12.0	0.60	0.53	A	16.89	1585.6
RB3II-6	"	"	"	"	"	"	"	"	0~12.0	0.60	0.53	—	10 <sup>6</sup> 回で破壊せず	2378.4
RB3II-7	"	"	"	"	"	"	"	片振り	0~ 8.0	0.40	0.36	—	10 <sup>6</sup> 回で破壊せず	2378.4
RB3II-8	"	"	"	"	"	"	"	"	± 8.0	0.40	0.36	—	—	1585.6
RB3II-9	"	"	"	"	"	"	"	"	0~16.0	0.80	0.71	C	38.13	3171.2
RB3II-10	"	"	"	"	"	"	"	"	± 16.0	0.80	0.71	—	—	—

注) 1) スターラップ量 (I) とは標準示方書算定式で  $\sigma_s=3,500\text{kg/cm}^2$  として求め、(II) とは  $\sigma_s=1,800\text{kg/cm}^2$  で求めたものである。  
2) 破壊形式 Aは主鉄筋が曲げモーメントスパン内で破壊、Bは主鉄筋がせん断スパン内で破壊、Cはスターラップの破断によることを示す。

表-5.2 主鉄筋の破断位置

試験ばり名	鉄筋 No.	破断位置東端から (cm)	L(cm)	S(cm)	L/S
RA1I-2	上1	104.0	0.0	20.0	0.00
	上2	105.0	1.0		0.05
	上3	103.0	1.0		0.05
RA1I-3	下1	85.5	1.5	20.0	0.08
	下2	84.0	0.5		0.03
	下3	.....	.....		.....
RA1I-4	下1	151.0	1.0	20.0	0.05
	下2	150.0	0.0		0.00
	下3	148.0	1.0		0.05
	上1	150.0	0.0		0.00
	上2	174.0	0.5		0.03
RA1I-5	下2	.....	.....	20.0	.....
	下3	174.5	0.0		0.00
	上1	130.0	0.0		0.00
RA1II-2	上2	140.0	8.0	20.0	0.40
	上3	131.0	1.5		0.08
	上1	136.0	5.5		0.28
RA1II-3	上2	.....	.....	20.0	.....
	上3	131.0	1.0		0.05
	上1	83.5	5.5		0.37
RA2I-5	上2	.....	.....	15.0	.....
	上3	81.5	3.0		0.20
	上1	76.2	1.8		0.18
RA3I-5	上2	77.9	0.0	10.0	0.00
	上3	77.7	0.0		0.00
	下1	183.1	4.3		0.43
RA3II-2	下2	183.3	4.8	10.0	0.48
	下3	190.2	0.8		0.00
	上1	132.0	1.5		0.10
RA3II-3	上2	128.2	1.5	15.0	0.10
	上3	127.0	2.1		0.14
	上1	79.7	1.0		0.10
RB1II-4	上2	79.2	1.3	10.0	0.13
	上3	79.9	2.0		0.20
	下1	164.5	0.5		0.05
RB1II-5	下2	163.5	0.8	10.0	0.08
	下3	161.7	2.8		0.28
	下1	129.1	1.3		0.13
RB1II-6	下2	.....	.....	10.0	.....
	下3	131.5	0.5		0.05
	下1	113.5	1.3		0.09
RB1II-8	下2	113.0	0.5	15.0	0.03
	下3	110.7	0.8		0.05
	下1	.....	.....		.....
RB2I-2	下2	87.5	6.0	15.0	0.40
	下3	87.0	7.0		0.47
	下1	107.5	0.5		0.03
RB2I-3	下2	109.0	0.0	15.0	0.00
	下3	107.0	0.0		0.00
	上1	.....	.....		.....
RB2II-1	上2	140.0	8.5	20.0	0.43
	上3	134.0	2.7		0.14
	下1	.....	.....		.....
RB3II-2	下2	114.2	2.0	15.0	0.13
	下3	.....	.....		.....
	下1	.....	.....		.....

S: スターラップ間隔  
 L: スターラップから破断位置までの最小距離  
 ...: 破断しなかった

Reinforcing bar

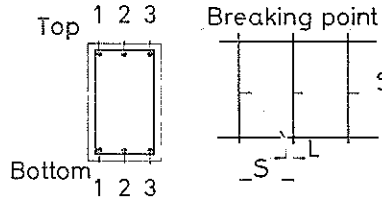


表-5.3 破壊型式と  $\gamma/\rho$  との関係

試験ばり名	分類	$\gamma/\rho$	試験ばり名	分類	$\gamma/\rho$
RA2I-3	—	0.42	RA3II-2	B	0.80
RA2I-4	C	//	RA3II-3	A	//
RA2I-5	B	//	RA3II-4	—	//
RA2I-6	C	//	RA3II-5	—	//
RA2I-7	C	//	RB3II-2	A	//
RA2I-8	C	//	RB3II-3	A	//
RA2I-9	C	//	RB3II-4	A	//
RB2I-2	A	//	RB3II-5	A	//
RB2I-3	B	//	RB3II-6	—	//
RB2I-4	—	//	RB3II-7	A	//
RA1I-2	A	0.51	RB3II-8	—	//
RA1I-3	B	//	RB3II-9	—	//
RA1I-4	A	//	RB3II-10	C	//
RA1I-5	A	//	RA1II-2	A	1.00
RA2II-1	A	0.76	RA1II-3	A	//
RA2II-2	—	//	RA1II-4	—	//
RB2II-1	A	0.77	RA1II-5	—	//
RB2II-3	—	//	RB1II-2	—	//
RB2II-5	—	//	RB1II-3	—	//
RA3I-2	A	0.80	RB1II-4	B	//
RA3I-3	C	//	RB1II-5	A	//
RA3I-4	A	//	RB1II-6	A	//
RA3I-5	B	//	RB1II-7	—	//
			RB1II-8	A	//
			RB1II-9	A	//
			RB1II-10	A	//

$\gamma$  = スターラップ断面積 (cm<sup>2</sup>)

$\rho$  = 主鉄筋断面積 (cm<sup>2</sup>)

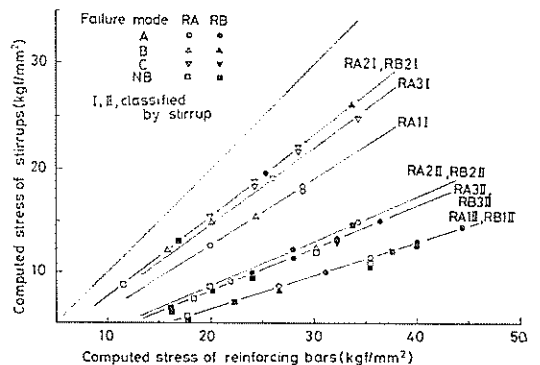


図-5.3 主鉄筋応力度とスターラップ応力度

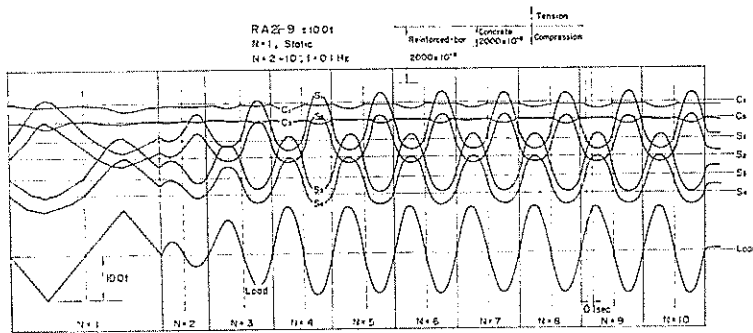


図-5.4 繰返し載荷時の荷重およびひずみ記録

kgf/cm<sup>2</sup>前後の場合には起りにくいことから考えて、スターラップ鉄筋の破断である破壊型式Cと似かよった性質をもっている。

また、図-5.3はスターラップ鉄筋の応力度が 500kgf/cm<sup>2</sup>以上になると、はりが繰返し荷重によって何らかの破壊を起こすことを示している。

## 5.2 鉄筋およびコンクリートのひずみ

### (1) 鉄筋のひずみ

#### a) 鉄筋のひずみの上下限值

繰返し載荷試験中の鉄筋およびコンクリートのひずみは、図-5.4に示すように記録される。図は RA2I-9 の試験ばりの記録で、±10tf の両振り載荷試験時の最初の10波についての記録である。S<sub>1</sub> と S<sub>2</sub> は上側の鉄筋の上面および下面に貼付されたひずみゲージの記録である。また、S<sub>3</sub> および S<sub>4</sub> は下側の鉄筋の上面および下面に貼付されたひずみゲージによるひずみ記録である。また、C<sub>1</sub> と C<sub>2</sub> は、はりの上面および下面近くのコンクリートのひずみである。これらは記録紙上の記録を直接トレスしたものであるから、真のひずみは較正值をかけて求めねばならない。しかしながら、同一ゲージでの記録値の変化はそのまま対応しているし、また、ゲージ相互の較正值には大幅な差がないので、ゲージ相互間における記録値を比較すれば、ほぼひずみの相互関係が把握できる。一応の目安としてのひずみのスケールを図中に示している。

図-5.4においては、以下の点に注目したい。載荷重は基線に対して上下対称に変化しているにもかかわらず、鉄筋のひずみは圧縮ひずみの数倍の値となっている。コンクリートのひずみも基線に対して上下対称ではないが、圧縮ひずみが大きく発生するのに対し、引張ひずみはほとんど生じない。なお、コンクリートの圧縮ひずみは、鉄筋の圧縮ひずみとほぼ同じである。これらの現象を整理すると、次のようになる。

交番曲げモーメントが作用した時、鉄筋は引張側では大きく伸びるが、コンクリートのひずみは、ひびわれが発生するためほとんど伸びない。鉄筋およびコンクリートは共にほぼ同様に圧縮されるが、鉄筋の圧縮ひずみは引張ひずみに較べると数段と小さい。曲げモーメントが交番するのに応じて、この引張ひずみと圧縮ひずみも同様に交番する。S<sub>3</sub>、S<sub>4</sub> のひずみ記録から求めた緑応力度の平均をもって鉄筋の中心軸の応力度と仮定すると、例示した RA2I-9 の試験ばりでは、鉄筋の最大引張応力度は 1,367kgf/cm<sup>2</sup>、また、最大圧縮応力度は 547kgf/cm<sup>2</sup> であり、鉄筋の応力度はこれらの値を上下限值として変動する。すでに述べたように、鉄筋コンクリートばりの疲労強度は、鉄筋の発生応力度と密接な関係がある。後で説明するように、両振りと片振り疲労強度の差異についても鉄筋の発生応力度が重要な意味をもつので、ここでは繰返し載荷中の鉄筋のひずみについて詳細に検討することとする。

#### b) 繰返し載荷による鉄筋ひずみの増加

繰返し載荷試験中の鉄筋ひずみ(変動値の上, 下限値)は、繰返し荷重の変動幅が一定であっても繰返し回数増大と共に若干変化する。一般的にはひずみが増大する傾向にあるが、その増加率は表-5.4に示すように3%~160%とさまざまである。なお、この増加率は載荷回数10回目のひずみをベースにして、破断前の10<sup>n</sup>回載荷時のひずみの増加割合を示すものである。問題を整理するために鉄筋のひずみの増加の形態をとりあえず3グループに分類してみる。すなわち、A: ひずみが少し増加するもの(増加率15%以下)、B: ひずみが相当増加するもの(増加率15%~30%)、C: ひずみが大きく増加するもの(増加率30%以上)である。繰返し載荷試験を行った全試験ばり50本を分類すると、Aグループ27本、Bグループ11本、Cグループ6本となる。ひずみ増加率は載荷回数N(あるいは載荷継続時間)に影響をうけると思わ

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

表-5.4 繰返し载荷による主鉄筋ひずみの増加率

試験ばり名	$\Delta\varepsilon$ (%)	分類	破壊回数 ( $\times 10^4$ )	試験ばり名	$\Delta\varepsilon$ (%)	分類	破壊回数 ( $\times 10^4$ )
RA1I-2	9.1	A	5.64	RA3II-5	8.2	A	100.0
RA1I-3	8.8	A	10.18	RB1II-2	4.2	A	100.0
RA1I-4	94.5	C	48.96	RB1II-3	10.1	A	100.0
RA1I-5	30.5	C	87.47	RB1II-4	6.8	A	42.23
RA1II-2	5.2	A	5.86	RB1II-5	29.5	B	24.12
RA1II-3	162.7	C	22.93	RB1II-6	5.4	A	13.35
RA1II-4	17.5	B	100.0	RB1II-7	18.4	B	100.0
RA1II-5	19.5	B	100.0	RB1II-8	19.5	B	45.90
RA2I-3	23.4	B	100.0	RB1II-9	.....	...	21.92
RA2I-4	12.1	A	7.48	RB2I-2	6.4	A	4.57
RA2I-5	17.0	B	82.00	RB2I-3	48.8	C	36.34
RA2I-6	3.2	A	4.67	RB2I-4	5.1	A	100.0
RA2I-7	17.5	B	45.00	RB2II-1	2.2	A	21.19
RA2I-8	.....	...	11.80	RB2II-3	10.2	A	100.0
RA2I-9	6.4	A	3.75	RB2II-5	9.9	A	100.0
RA2II-1	11.7	A	78.06	RB3II-2	7.4	A	26.49
RA2II-2	15.0	A	100.0	RB3II-3	34.9	C	10.90
RA3I-2	9.88	A	1.61	RB3II-4	9.8	A	61.10
RA3I-3	6.7	A	7.21	RB3II-5	52.0	C	8.84
RA3I-4	3.3	A	28.31	RB3II-6	17.6	B	100.0
RA3I-5	6.8	A	39.55	RB3II-7	7.2	A	16.89
RA3II-2	8.4	A	9.43	RB3II-8	10.9	A	100.0
RA3II-3	9.2	A	39.14	RB3II-9	15.2	B	100.0
RA3II-4	25.1	B	100.0	RB3II-10	8.5	A	38.13

$$\Delta\varepsilon = \left\{ \frac{\varepsilon_{\max}}{\varepsilon_{10}} - 1.0 \right\} \times 100 \dots \dots : \text{ゲージ不良により欠測}$$

れるので、表-5.4は载荷回数 $N$ も併記している。両者を見ると、ひずみの増加率が大きい試験ばりでは、载荷回数が多いことが判る。ちなみに、B、C両グループに属すはりの繰返し载荷回数はほとんど20万回以上であり、そのうち大半は40万回以上である。

繰返し载荷回数とひずみの増加傾向との関係をより明確に把握するために、図-5.5に示すように繰返し回数 $N$ と、 $(P_y/P) \cdot (\varepsilon_x/\varepsilon_y)$  との関係を調べてみる。この関係は、AグループおよびBグループごとに別々に表示してある。なお、無次元量  $(P_y/P) \cdot (\varepsilon_x/\varepsilon_y)$  を用いることによって、载荷重の影響が除去されている。 $(P_y/P) \cdot (\varepsilon_x/\varepsilon_y)$  と $N$ との関係は明瞭ではないけれども、全体的傾向としてみれば、片対数グラフ上で直線関係にあるといえよう。 $N$ が $10 \sim 10^5$ の範囲では、一部の例外はあるけれども、その関係はA、B両グループともかなり明確に現われている。また、この範囲の繰返し载荷数では、回数の

増大ともなつてひずみは単純増加している。この図からAタイプのものに対する帰帰曲線を求めると、

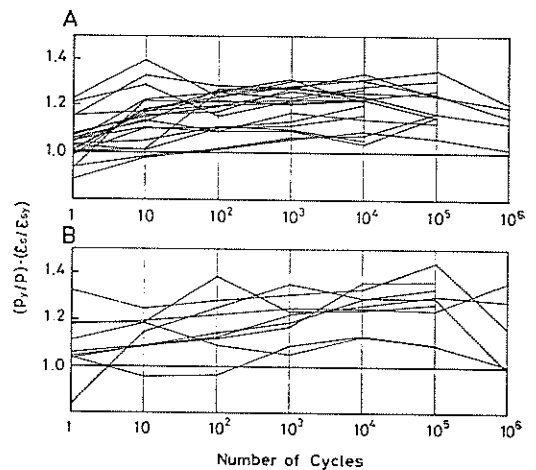


図-5.5 繰返し载荷回数と主鉄筋ひずみとの関係

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

$$\epsilon_s/\epsilon_{sy} = \frac{1}{\alpha}(0.019/\log_{10} N + 1.10) \quad (5.1)$$

となる。ただし、 $\alpha = P_y/P$ である。なお、ここで $\epsilon_{sy}$ は降伏応力時における仮想ひずみであり、降伏応力度に達するまでは応力とひずみの間では線形関係が持続していると仮定した時の降伏点ひずみである。

式(5.1)はAグループにおける傾向を示しているが、この式が実験結果全般についても適用されるかいなかを検討してみたい。Aグループは全体の過半数(54%)を占めているし、また、BグループのうちAグループに近いもの(増加率29%以下)を加えると70%にもなる。またA、B、Cグループは、 $N=10$ および $10^5$ の2回のひずみの測定値によって分類されるものであって、この値に誤差があれば、それがそのまま分類結果に反映されてしまうおそれがある。したがってB、Cグループにおいても、全体的傾向としては、必ずしも、Aグループと著しく異っているとは思われない。図-5.5のA、B両グループを比較すると、Bグループの方がデータのばらつきが大きく、B、Cグループにおいてはデータの信頼性が相対的に低いようである。これらのことを考え合わせると、式(5.1)はAグループだけで限定するだけでなく、繰返し載荷試験ばり全般に拡張してもよいと思われる。

鉄筋のひずみは、上述のように繰返し回数に対して一般的に増加する傾向にある。また、全体として計算よりも大きい傾向にあるが、なかには、繰返し載荷当初から10回目程度までの間では計算値を下回るものがある(図-5.5参照)。この種の挙動を示すものはスターラップ量(I)の試験ばりに多い。静的載荷試験結果のところ(図-4.1)でも明らかにしたように、スターラップ量(I)の試験ばりでは、ある載荷重までは実測鉄筋ひずみは計算鉄筋ひずみより小さい。スターラップ量(II)の試験ばりについては、そのようなことはほとんどなく、繰返し載荷においても静的載荷においても、実測鉄筋ひずみは当初から計算鉄筋ひずみを上回っている。この状況を明確にするために、各試験ばりにおける実測計算ひずみと計算鉄筋ひずみの比を図-5.6(a)に示してある。繰返し載荷試験時の実測鉄筋ひずみと静的載荷試験時の実測鉄筋ひずみの比も図-5.6にプロットした。ただし、繰返し載荷時の実測ひずみは、1回目の載荷時のものである。この比はほぼ1.0を中心に多少バラツキている。1.0を割るものはスターラップ量が少ないものであり、スターラップ量が多いものは1.0を超えている。この比が多少バラツキているものの静的載荷時と繰返し載荷時との鉄筋ひずみの間には、各シリーズの試験ばりに

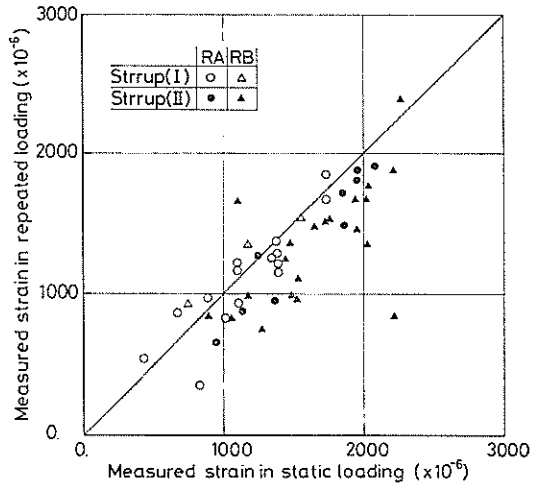


図-5.6(a) 計算ひずみと繰返し載荷時のひずみとの関係

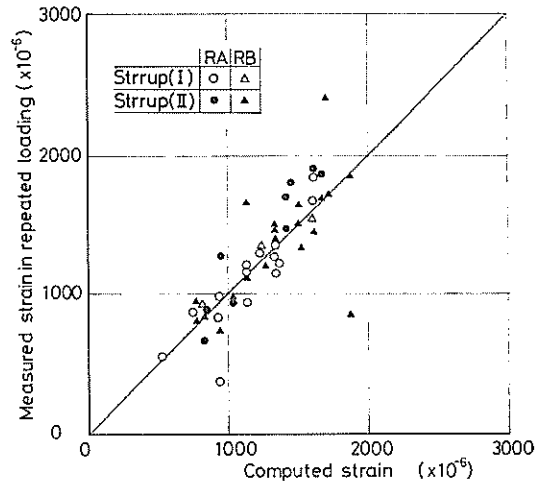


図-5.6(b) 静的載荷時のひずみと繰返し載荷時のひずみとの関係

ついて大きな差がないといえる。以上のことから、繰返し載荷試験時の鉄筋のひずみは、初期においては静的載荷試験時のひずみと同等であるが、繰返し載荷回数の増大に応じて徐々に増加するということがいえる。

c) 繰返し載荷時の鉄筋の最大ひずみ

つぎに、繰返し載荷時の鉄筋の最大ひずみについて調べる。再び図-5.5をみると、載荷回数が $10^5$ を越えると大部分の試験ばりの鉄筋ひずみはむしろ減少する傾向を示している。一部の鉄筋ひずみは $10^4$ 回以降からこの傾向を示している。つまり、繰返し載荷による鉄筋ひずみの増大傾向には天井効果があるように思える。とりあえ



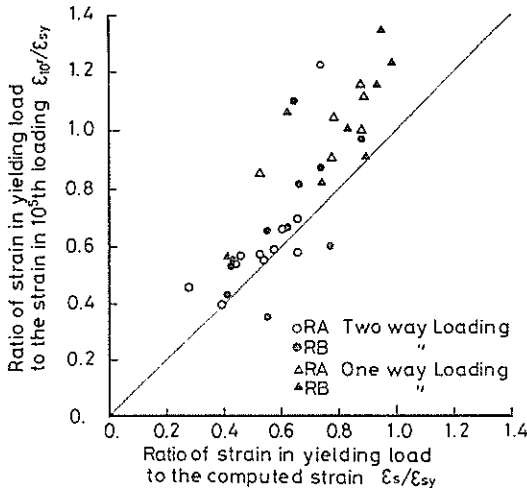


図-5.7  $\epsilon_{10^5}/\epsilon_{sy}$  と  $\epsilon_s/\epsilon_{sy}$  との関係

ず、鉄筋のひずみの最大値は  $10^5$  回の載荷時に起こるものと仮定して、10万回の繰返し載荷試験の鉄筋の実測ひずみと仮想降伏ひずみの比 ( $\epsilon_{10^5}/\epsilon_{sy}$ ) と、鉄筋の計算ひずみと仮想降伏ひずみとの比 ( $\epsilon_s/\epsilon_{sy}$ ) との関係を図-5.7 に示した。繰返し載荷数が  $10^5$  回に達するほとんどの鉄筋ひずみは計算ひずみの値より大きくなっており、若干のものは降伏ひずみを越えている。また、データのパラッキを無視して大胆に割切ると、計算値が降伏値の6割を越える場合には、繰返し載荷数  $10^5$  回に対するひずみは急激に増大する可能性を持っていること、また、計算値が降伏値の8割を越えると全体として増大傾向が強まることが判る。鉄筋ひずみが降伏値を越えることは、応力度の増大が停止することを意味するけれども、ひずみの増大を抑制する効果はないので、先に述べた繰返し載荷による鉄筋のひずみ増大の天井効果には関係ない。この天井効果は、疲労による鉄筋材質変化、あるいは鉄筋とコンクリートの付着性状の劣化などに起因するものかもしれないが、この解明については今後の検討が必要であろう。

d) 載荷回数と鉄筋ひずみの履歴

ここでは、原点にもどるという意味あいでは、繰返し載荷時における荷重と鉄筋のひずみとの関係を調べてみる。図-5.8(a)は試験ばりRB3II-6(両振り8tf)、図-5.8(b)はRB3II-9(片振り8tf)について、鉄筋のひずみと荷重との関係を示したものである。二つの実験は、同じ性状および形状の試験ばりを、同一載荷重で両振りおよび片振りの疲労試験を行ったものである。両者とも  $10^6$  回の載荷試験では破壊しなかった。また、図-5.9(a)(b)はRB3II-5(両振り)およびRB3II-10(片振り)の鉄筋ひ

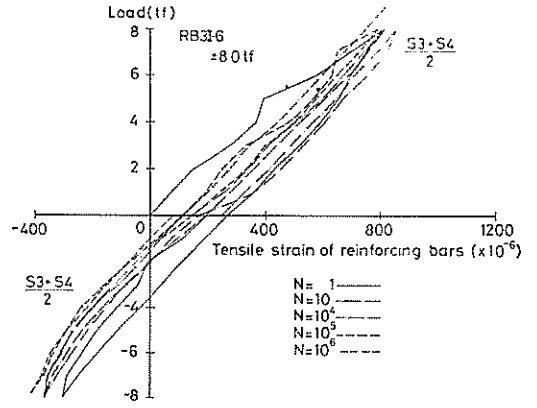


図-5.8(a) 主鉄筋ひずみの履歴 (RB3II-6)

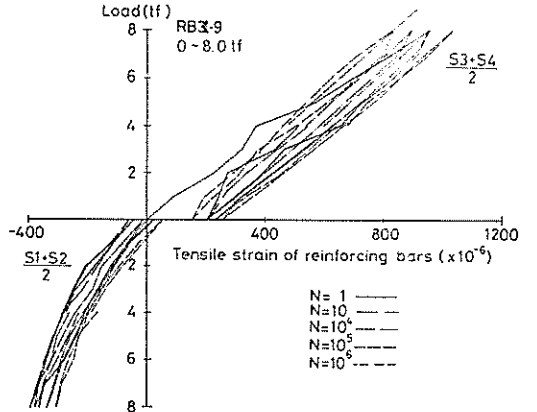


図-5.8(b) 主鉄筋ひずみの履歴 (RB3II-9)

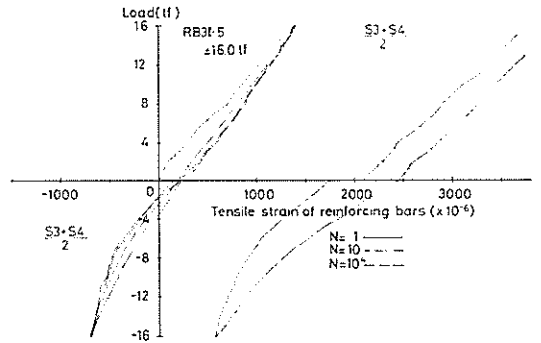


図-5.9(a) 主鉄筋ひずみの履歴 (RB3II-5)

ずみの履歴を示した。前者は 88,400回で、後者は 381,000回で疲労破壊している。この2つの試験ばりの荷重と鉄筋ひずみの関係を眺めて気付くことは次の諸点である。  
イ) 第1回目の載荷では引張鉄筋に大きな残留ひずみが残る。  
ロ) 両振り載荷の場合には、鉄筋は引張状態から圧縮状態へと移行する。圧縮側で1サイクルの荷重の履歴を

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

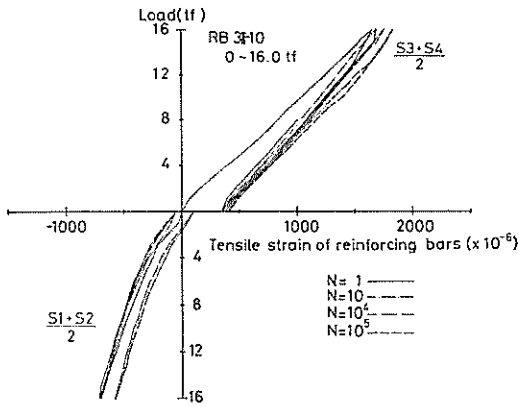


図-5.9(b) 主鉄筋ひずみの履歴 (RB 3II-10)

受けた鉄筋のひずみは、第1回目荷重の引張りによる残留ひずみとほぼ等しくなる。

- ハ) 載荷1回当たりの残留ひずみの量は、載荷回数が増大すると減少する。
- ニ) したがって、両振りの場合には載荷回数が増大すると、あたかも残留ひずみを仮想の中立点とするような荷重ひずみ曲線が得られる。
- ホ) 片振りの場合には、引張鉄筋と圧縮鉄筋の第1回目載荷の荷重とひずみの関係は両振りの場合と同一である。それぞれの鉄筋には、引張圧縮の交番応力が発生しないので、荷重ひずみ曲線の勾配は両振りの場合より大きくなる。

このような傾向は他の試験ばりにおいても共通的に存在する。図-5.9(a)および(b)に示したRB 3II-5およびRB 3II-10の鉄筋ひずみの履歴曲線にも同様の傾向がみられる。したがって、繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの一般的傾向と判断できる。イ)の現象は初回載荷によるコンクリートの局部的引張破壊が関係する現象であり、当然のことである。ロ)の現象は、コンクリートの局部的引張破壊による残留ひずみの累積効果である。また、圧縮ひずみは荷重が増加してもその増加の割合は逆に減少する。これは、荷重の増加に伴ってコンクリートのひずみ分布が三角形分布から次第に長方形分布に近づくので、コンクリートによる圧縮力の分担が大きくなるために生ずるものと思われる。このような傾向は、静的載荷試験の鉄筋ひずみ(図-4.1)にもみられる。ハ)の現象は、先に鉄筋のひずみの増加傾向の天井効果として指摘したものである。荷重によるひずみの増加率が僅かではあるが低下することは、繰返し載荷による鉄筋の材質変化や鉄筋とコンクリートの付着性状の劣化などに起因するものと思われる。ニ)の現象は両振りの場

合に見られる当然の現象である。その結果、両振りの場合には圧縮鉄筋のひずみは圧縮側から引張側に変動するので、みかけの勾配は片振りの場合より小さくなる。

e) 残留ひずみ

図-5.10は、繰返し回数に対する残留ひずみを、RB 3II-6 (両振り8 tf)、RB 3II-9 (片振り8 tf) について示し

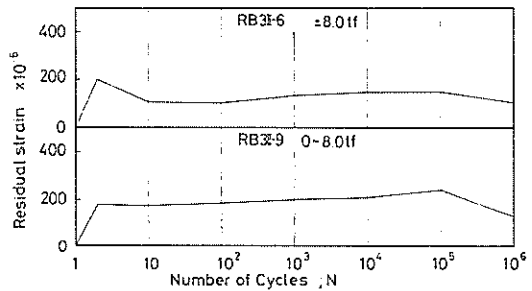


図-5.10 両振り載荷と片振り載荷の主鉄筋の残留ひずみ

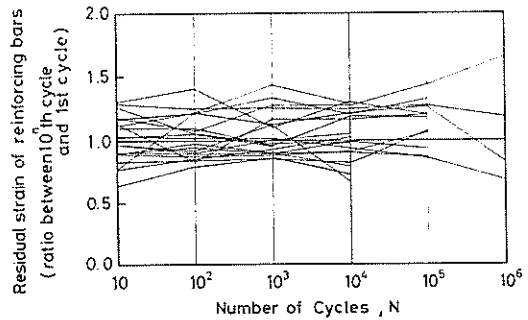


図-5.11 残留ひずみと繰返し回数との関係

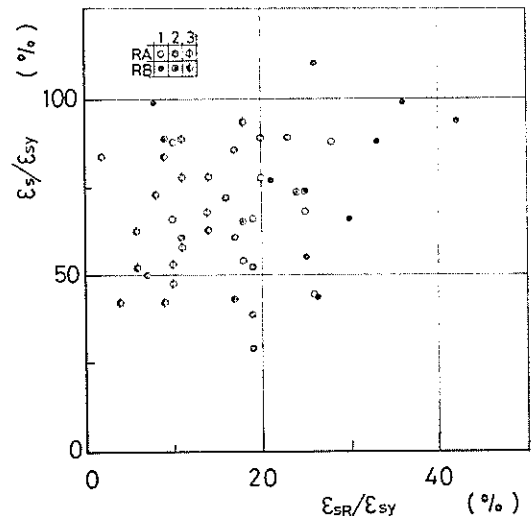


図-5.12  $\epsilon_{Sr}/\epsilon_{Sy}$  と  $\epsilon_s/\epsilon_{Sy}$  との関係

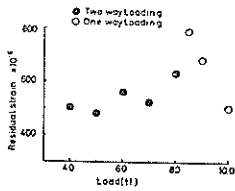


図-5.13 残留ひずみと荷重との関係 (RB 1 II)

たものである。2回目の荷降でこの値はあまり変わっていない。残留ひずみの全般的傾向をみるために、第1回目荷降後の残留ひずみに対する10<sup>n</sup>回目の荷降後の残留ひずみとの比を全試験ばりについて計算し図-5.11に示した。この図からも残留ひずみは2回目の荷降で大きく変化しないことが判る。図-5.12に全試験ばりについて残留ひずみをプロットした。残留ひずみの値は100~500×10<sup>-6</sup>とかなりの幅に分散している。このように残留ひずみは全体としてバラツキているが、同種の試験ばり間では残留ひずみの値はほぼ同じ値であるので、荷重の大きさは残留ひずみにはあまり影響しないといえそうである。図-5.13はRB1 IIシリーズについて残留ひずみと荷重との関係を示したものである。残留ひずみが荷重に影響されることが判る。この場合、残留ひずみは各試験ばりの最大残留ひずみである。ただし、各試験ばりの残留ひずみの最大と最小との差は大きくなかった。したがって、最大残留ひずみ量の大小は、主鉄筋量、スターラップ量およびコンクリート強度などの影響によるものと思われる。主鉄筋量が多いと残留ひずみは小さくなるし、コンクリートとスターラップの付着強度を強めるコンクリート強度およびスターラップ量が大きくなると、主鉄筋の効果が強く現われてくる。AグループとBグループとをくらべると、Bグループにおいては主鉄筋量の差異が残留ひずみ量に大きな影響を与えている。また、スターラップ量(I)と(II)とを比較しても、(I)グループ間においては主鉄筋量の効果がよく現われている。

ここで、繰返し荷降を受けている鉄筋コンクリート部材の主鉄筋の変動ひずみ特性を整理する意味あい、変動ひずみの上下限の関係を調べてみよう。変動ひずみの上限値(最大引張ひずみ)を横軸に、下限値(両振りの場合は最大圧縮ひずみ、片振りの場合は最小引張ひずみ)を縦軸に表示し、すべての試験結果を試験ばりの主鉄筋比に応じて、それぞれ図-5.14(a)(b)(c)に示した。同一断面積であれば若干のバラツキはあるものの、荷重には関係なくひずみの上限値と下限値の比はほぼ一定であり、データは原点を通る直線上に並んでい

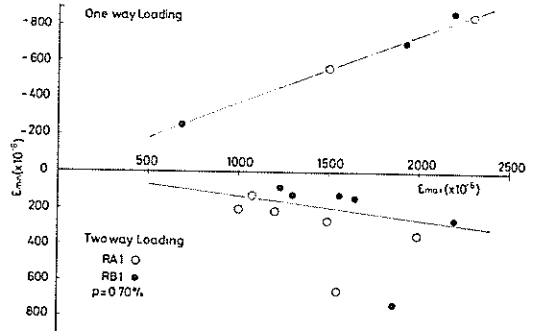


図-5.14(a) 最大ひずみと最小ひずみとの関係 (p=0.70%)

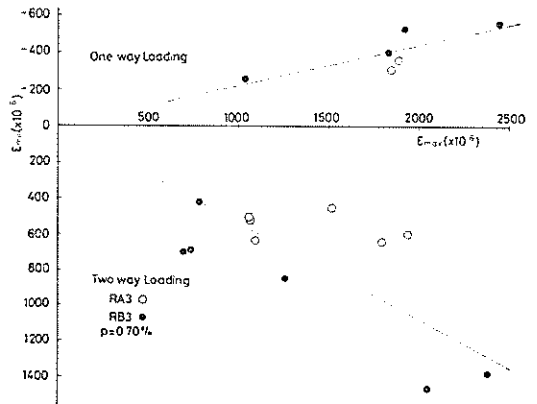


図-5.14(b) 最大ひずみと最小ひずみとの関係 (p=1.11%)

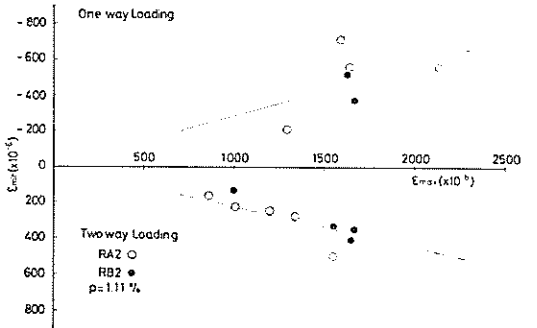


図-5.14(c) 最大ひずみと最小ひずみとの関係 (p=1.15%)

る。さらに興味をひくことは、主鉄筋量が多くなることに伴って、片振り荷降では下限値が小さくなり、両振りでは圧縮ひずみ量が増大することである。いずれもひずみの振幅が主鉄筋量の増大につれて増加していくことである。片振り荷降における下限値は残留ひずみであるから、残留ひずみは主鉄筋量の増加に伴って減少すること

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

になる。この傾向はすでに 図-5.12 で示したものと同一の傾向である。これと同様の傾向は静的載荷試験でもみられる。図-4.1をみると、主鉄筋量が増大するにつれて圧縮鉄筋のひずみは計算値よりも大きくなっていることが判る。このような現象は、鉄筋コンクリート構造の特徴であり、鉄筋比が多い場合には圧縮側のコンクリートのひずみ分布がうすくなり、そのために、圧縮鉄筋のひずみが相対的に大きくなるものと理解される。したがって、鉄筋比が多いということは、部材の静的な強度を増加せしめる効果はあるものの、繰返し載荷を受ける様な部材については応力度振幅を増大せしめる効果があるので、過鉄筋とならない様配慮することが重要である。

図-5.14 から求めた主鉄筋比と 相対変動ひずみ 振幅  $(\epsilon_{max} - \epsilon_{min}) / \epsilon_{max}$  との関係を 図-5.15 に示す。相対変動ひずみ振幅の性質からみて、主鉄筋が増大するにつれて相対振幅は、片振り載荷では 1.0 に、両振り載荷では 2.0 に漸近するはずである。また、鉄筋比が小さくなれば、片振りでは 0.0 に、両振りでは 1.0 に漸近するであろう。したがって、この傾向を考慮すれば、データ数は少いけれども特性曲線を内外挿できる。今のところはデータ数が少ないし、ややバラツキもあるので鉄筋比と変動ひずみ振幅との関係をさらに厳密に把握するためには、広範囲な疲労試験を行うことが必要である。このような研究は膨大な時間と労力を必要とするので、単に疲労試験を行うだけでなく、図-4.1に示したような静的載荷試験結果と計算値との詳細な比較を併行的に進めることにより、効果的に行えるであろう。

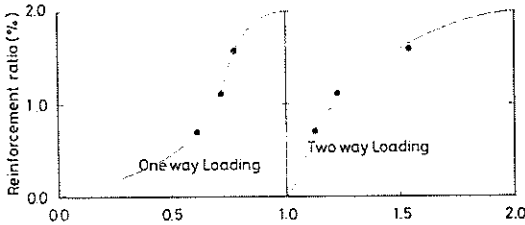


図-5.15 主鉄筋比と主鉄筋のひずみ振幅  $(\epsilon_{max} - \epsilon_{min}) / \epsilon_{max}$  との関係

(2) コンクリートのひずみ

今回行った疲労試験の結果、コンクリートの圧縮破壊によって試験ばりが破壊した例はない。これはコンクリート強度が高いことと、コンクリートに対する安全率が大きいので、実際の発生応力度がコンクリート強度に対して小さかったからである。したがって、コンクリートのひずみの変化が、試験ばりの破壊に直接結びつくことにはならなかった。したがって、ここではコンクリートのひずみについては簡単に記述することとする。

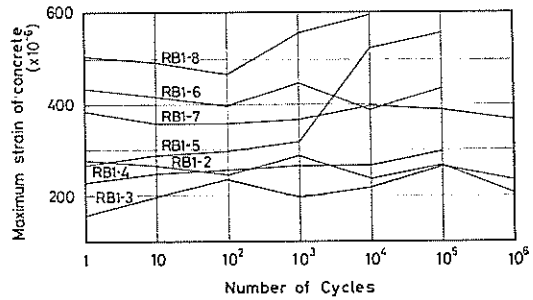


図-5.16 コンクリートのひずみと繰返し回数 (RB I II)

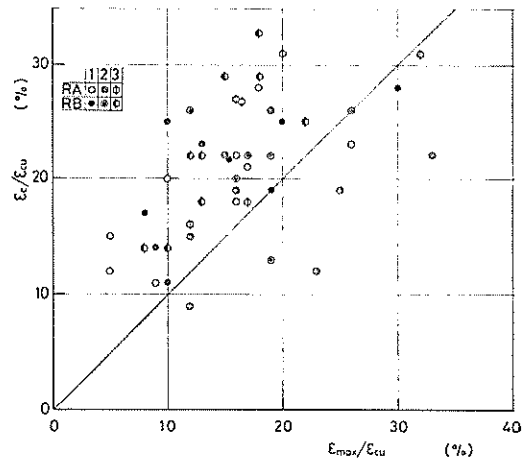


図-5.17 コンクリートの最大ひずみ  $\epsilon_c / \epsilon_{ck}$  と  $\epsilon_{max} / \epsilon_{cu}$

コンクリートのひずみは繰返し回数が増加しても、ほとんど変化しない。その一例として図-5.16にRB1 IIシリーズについて載荷回数とコンクリートのひずみの変化との関係を示す。ここに示すコンクリートのひずみは  $C_1$  または  $C_2$  が欠測の場合には省いてある。鉄筋に関する同種の関係を表示している図-5.5と比較すると、両者の差異が明白となる。また、図-5.17は全供試体について、コンクリートの最大ひずみを示したものである。ただし、コンクリートの最大ひずみを計測した繰返し回数は、各試験ばりごとに異っている。コンクリートの疲労破壊については、ひずみの不可侵性が成立することが知られている<sup>41)</sup>。コンクリートの圧縮破壊ひずみは、3,000 マイクロ程度とされている。一方、本実験におけるコンクリートの圧縮ひずみは800 マイクロ以下であり、上限値よりほど遠い。しかし、破壊型式Cで破壊したはり (RA2 I-4, 6, 7, 8, 9, RA3 I-3, 4 および RB3 II-10) はいずれもコンクリートのひずみが他のはりよりも高くなっており、一方、破壊しなかったはり (RB3 II-6, 8, 9) はいずれもコンクリートひずみが相対的に小さいことは

興味深い。これらの傾向は、コンクリートばりの一体性をコンクリートが主体となって維持していることを示している。いいかえると、コンクリートのひずみが増大し、拘束度が弱まってくると部材の抵抗性が損われていくことを示している。

### 5.3 疲労強度

#### (1) 疲労強度と $P/P_u$

まず、繰返し載荷試験結果を、単純に、設定荷重と破壊荷重との比で整理してみる。図-5.18は載荷回数と設定荷重/破壊荷重 ( $P/P_u$ ) との関係を示した。いわゆる  $S-N$  曲線である。図中白抜き丸印はRAシリーズ ( $\sigma_{ek}=240 \text{ kgf/cm}^2$ ) の両振り、黒丸はRBシリーズ ( $\sigma_{ek}=330 \text{ kgf/cm}^2$ ) の両振り、白抜き三角は、RAシリーズの片振り、黒三角はRBシリーズの片振りである。ただし、この図では破壊形式Cの実験結果は除いている。この図で注目すべきことは、同一設定荷重に対して、両振り疲労強度

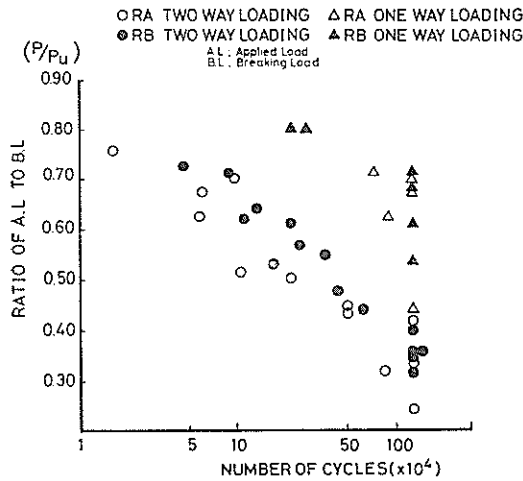


図-5.18  $S-N$  曲線 ( $P/P_u \sim N$ )

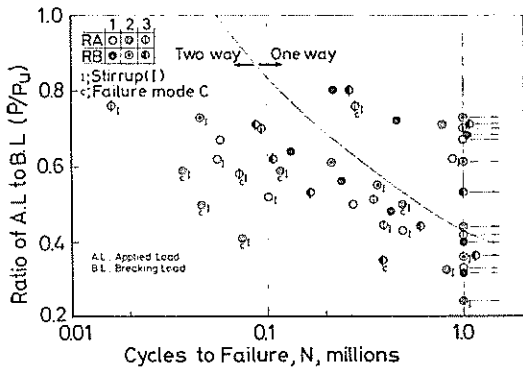


図-5.19 疲労強度と破壊型式、スターラップ量との関係

は片振り疲労強度に比べて小さくなっていることである。たとえば、 $P/P_u$  が 0.60 の場合、両振り載荷による破壊回数は25万回程度であるのに対し、片振り載荷の場合には90万回程度である。片振り載荷の場合には、100万回でも破壊しないものもある。このように、両振りと片振りの疲労強度の差は大きい。一方、図-5.15において、両振り載荷グループおよび片振り載荷グループではそれぞれ比較的まとまっている。これは、主鉄筋径、コンクリート強度、スターラップ量等の諸量が疲労強度に与える影響が鉄筋応力度 ( $P/P_u$  にほぼ比例するはずである。) に比べてはるかに弱いことを示している。このような関係をもう少し具体的に検討し、また、破壊形式による差異を検討してみよう。図-5.19は上記諸量と疲労強度との関係を示したものである。図中、白抜き丸、◎、Φ印はRAシリーズ、すなわち  $\sigma_{ek}=240 \text{ kgf/cm}^2$ 、また、黒丸などの●、⊙、ΦはRBシリーズ、すなわち  $\sigma_{ek}=330 \text{ kgf/cm}^2$  の試験ばりである。点の右脇に I としたものはスターラップ量 (I) のもので、そうでないものはすべてスターラップ量 (II) である。また、Cの記号を付したものは破壊形式がCのものである。まず、コンクリート強度が疲労強度に及ぼす影響としては、両振り載荷および片振り載荷を通じて、 $\sigma_{ek}=330 \text{ kgf/cm}^2$  のものが  $\sigma_{ek}=240 \text{ kgf/cm}^2$  のものよりやや疲労強度が大きいといえる。つぎに RA 1, RA 2, RA 3などは主鉄筋径 (D-13, D-16, D-19) の相違を示すが、図-5.19でみる限り両振り、片振り載荷ともに疲労強度に影響を与えていない。しかし、スターラップ量の違いは破壊形式がAまたはBである限りにおいて、コンクリートの強度と同程度の影響を与えている。両者ともにはりの一体性を保つ機能をもっていることからみて当然のことと思われる。一方、破壊型式Cの強度は破壊型式AまたはBに比べてかなり弱く、その差異は両振りと片振りの強度の差と同じくらいである。

#### (2) 主鉄筋応力度と疲労破壊

##### a) 計算鉄筋応力度と疲労強度

さきに、試験ばりの疲労強度に大きな影響をもつ要因は主鉄筋の応力度であろうと述べた。したがって、ここでは主鉄筋応力度の表示方法をいろいろ変えて検討し、両振り載荷と片振り載荷の疲労強度の差を明らかにする。図-5.20は試験ばりの設定荷重から計算した主鉄筋応力度と破壊回数との関係である。しかし、主鉄筋の計算応力度は設定荷重に比例するので、先に示した  $P/P_u$  に対する  $S-N$  曲線と同じ傾向を示している。したがって、主鉄筋応力度の差を指標としても両振りと片振りの疲労強度の差を説明することはできない。

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

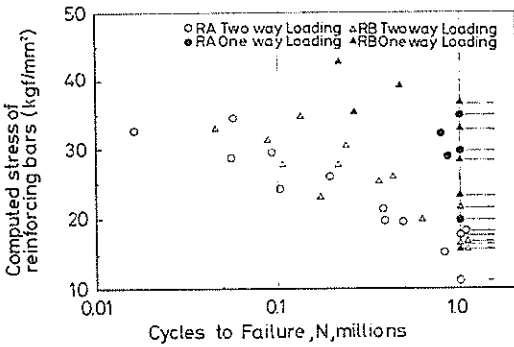


図-5.20 S-N曲線 ( $\sigma_{ic} \sim N$ )

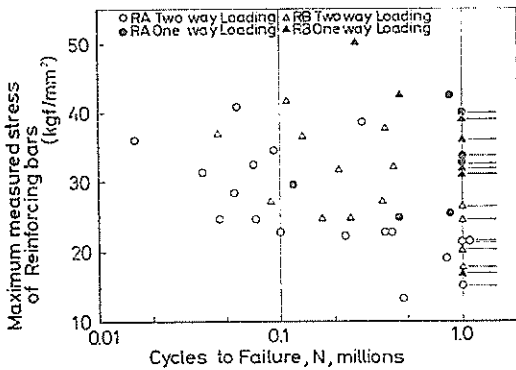


図-5.21 S-N曲線 ( $\sigma_{max} \sim N$ )

b) 実測鉄筋応力度と疲労強度

つぎに、計算鉄筋応力度のかわりに、载荷回数1万回に対する実測鉄筋応力度をとってS-N曲線を描いてみる。これが図-5.20である。前述したように、実測鉄筋応力度は計算鉄筋応力度より若干大きいので、その分だけ縦軸の鉄筋の応力度が補正されたことになる。したがって、図-5.20と図-5.21をくらべると、図-5.21のパラッキは図-5.20のパラッキよりやや小さくなる。しかし、このようにしても、両振りと片振りの疲労強度の差を説明することはできない。以上のことから、両振りと片振りの疲労強度の差は主鉄筋に発生する最大応力度に起因するものでないといえる。

c) 鉄筋の応力度振幅と疲労強度

もう一度、繰返し载荷をうけている試験ばりの鉄筋に発生している応力度の変動状況を思い出してみよう、先に示した図-5.4は記録紙に描かれた主鉄筋のひずみ記録であるが、これを模式的に描いたものが図-5.22である。図-5.22の(a)は両振りに対するもの、図-5.22(b)は片振りに対するものである。両振りの上下限荷重は8tfで完全両振り、片振りの上限荷重は8tfで完全片振りである。これに対し、鉄筋ひずみは完全両振り又は完全片振

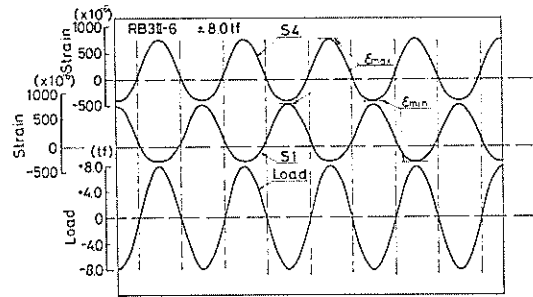


図-5.22(a) 繰返し载荷時の主鉄筋ひずみ(両振り)

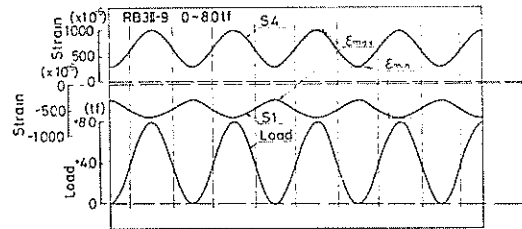


図-5.22(b) 繰返し载荷時の主鉄筋ひずみ(片振り)

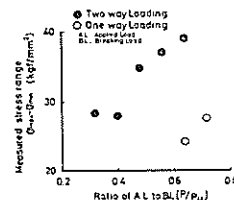


図-5.23  $P/P_a$  と主鉄筋の応力振幅 ( $\sigma_{max} - \sigma_{min}$ )

りとはならない。たとえば、両振りの場合の上側鉄筋のひずみ  $S_1$  は  $+1,016 \times 10^{-6} \sim -291 \times 10^{-6}$  (1,000回载荷)の間で変動している。ひずみ  $S_4$  も同様の振幅で変動し位相が  $180^\circ$  ずれているだけである。片振りの場合においてもはり上面側の鉄筋のひずみ  $S_1$  は常に圧縮側にあるし、はり下面側の鉄筋のひずみ  $S_4$  は荷重が0tfになっても引張ひずみが残る、 $+919 \times 10^{-6} \sim +177 \times 10^{-6}$  の振幅で変動している。両振りの場合にも鉄筋の残留ひずみが残っていることは前述のとおりである。このように、主鉄筋の応力度振幅が片振りと両振りとでかなり異なっているのである。しかも、その振幅は両振りだから単純に片振りの2倍だという訳ではない。いま、一つの实例としてRB1シリーズの試験ばりについて  $P/P_a$  と、主鉄筋の応力振幅との関係を図示すると図-5.23のようになる。両振りと片振りの主鉄筋の応力度振幅の相違は歴然としている。このように考えると、両振りと片振りの疲労強度は主鉄筋の応力度振幅に原因がありそうである。

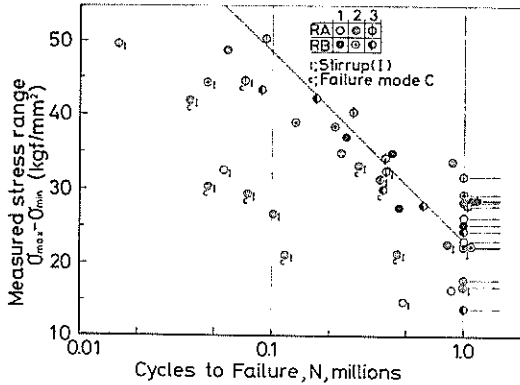


図-5.24 S-N曲線 ( $(\sigma_{max}-\sigma_{min})\sim N$ )

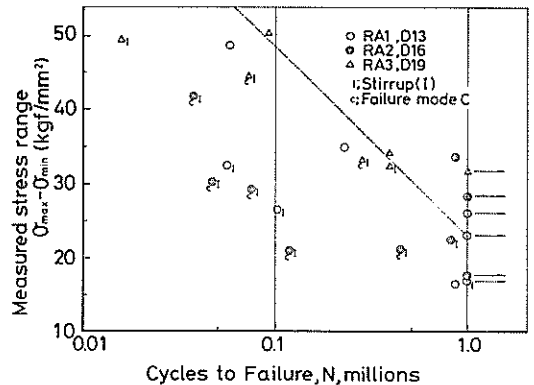


図-5.25 S-N曲線 ( $(\sigma_{max}-\sigma_{min})\sim N$ )  
 $\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$

そこで、図-5.24を描いてみる。この図では、すべての試験ばりの実験結果を主鉄筋の実測応力度振幅で整理している。両振り載荷と片振り載荷の差異はこの図ではほぼ消滅し、破壊形式AまたはBと破壊形式Cとの相違が強く表現されている。S-N曲線における両振りと片振りの疲労強度の相異は応力度振幅に起因するものといえる。

(3) 載荷回数と疲労強度

a) 疲労強度曲線

図-5.24において片振り載荷と両振り載荷の差異はほぼ説明することができた。しかし、なおバラツキは残っている。バラツいている試験結果にはC破壊のものが多く、全体として共通な性格はコンクリート強度が低いグループでかつスターラップ量が(I)であることである。いうなれば「はりとして一体性を強めるコンクリート自体の強度あるいはスターラップに弱さがあるグループに属するはりの疲労強度は全般的に弱い。」ということである。図-5.25および図-5.26にそれぞれA, B各グループの試験結果を示したが、コンクリート強度の強いBグループは試験結果がそろっているのに対して、コンクリート強度の弱いAグループでは全体にバラツいている。さらに、Aグループのうちスターラップ(II)のグループの試験結果はBグループとよく似ていることが図-5.25と図-5.26を比較することにより明らかで、上述の推論が妥当であることを理解できる。このような背景の下で、一連の実験結果から、鉄筋コンクリートの部材としての一体性を十分保持できるはり(十分なスターラップ配筋がしてあるか、あるいは十分なコンクリート強度を保持している場合)の疲労強度曲線を求めてみよう。このような条件を満足するのはBグループであるから図-5.26に注目しながら作業を進める。主鉄筋のひずみ振幅と載荷回数の対数表示( $\log N$ )との間にはほぼ直線関係が成立つようである( $5 \times 10^4 < N < 10^6$ )。つまり、疲労強度曲

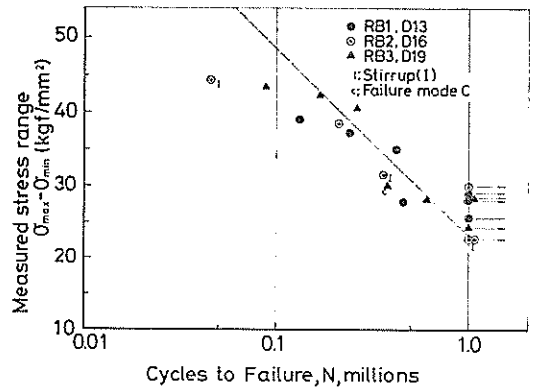


図-5.26 S-N曲線 ( $(\sigma_{max}-\sigma_{min})\sim N$ )  
 $\sigma_{ck}=330\text{kgf/cm}^2$

線は一般に

$$E_s(\varepsilon_{max}-\varepsilon_{min})+a' \log N+b'=0 \quad (5.2)$$

で表わされる。ここで、 $E_s$ は鉄筋のヤング係数、 $\varepsilon_{max}$ および $\varepsilon_{min}$ は鉄筋のひずみの上限および下限であり、 $N$ は載荷回数、 $a'$ 、 $b'$ は定数である。なお、ここで定数 $a'$ 、 $b'$ を具体的に求めてみよう。100万回載荷試験後において破壊しなかったはりが若干あったが、殆んどものは100万回以上の疲労回数を持っているはずであるから、100万回疲労強度はこれら非破壊グループの上縁に相当すると仮定する。このように考えると、疲労強度曲線は、

$$E_s(\varepsilon_{max}-\varepsilon_{min})+2540 \log N-7400=0 \quad (5.3)$$

となる。この疲労強度曲線を図-5.24、図-5.25、図-5.26に記入してあるが、いずれも妥当なものであることが理解されよう。線返して述べるが、この疲労強度曲線は鉄筋コンクリート部材の一体性を十分保持しているはりに対するものであるから、一体性を十分に保ちえないはり

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

(Aシリーズでスターラップ配筋(I)のグループ)の疲労強度はこの疲労強度曲線では表現されない。したがって、破壊型式Cのグループの疲労強度も表現していない。これらの一体性の確保に問題が残るはりの疲労強度曲線を求めるためには別途に広範囲にわたって新たな実験的研究が必要となる。

b) 鉄筋径と疲労強度

ついで、鉄筋径の違いが及ぼす疲労強度の差異をみる。先の図-5.25, 図-5.26において, RA, RBとも1シリーズは主鉄筋がD-13, 2シリーズはD-16, 3シリーズはD-19であり, それぞれ個別の記号で試験結果を表示している。これらの図をみると, D-13, D-16, D-19の間では疲労強度特性に明瞭な差異があるとは思われない。つまり, 主鉄筋の径は, D-13~D-19の間では疲労強度には直接的な影響を及ぼさないとはいえる。

(2) 既往の試験結果との比較

鉄筋コンクリートばりの片振り疲労試験には, 先人の多くの試験結果があるので, 著者らの試験結果と比較対照しうるものを選び, さきに提案した手法により両振り载荷と比較できるように変動応力度振幅表示にして検討することとする。さきに述べたごとく, はりの一体性を保持するに十分なコンクリート強度あるいはスターラップ鉄筋量を保有しているはりでは, 疲労強度にバラツキが少ない。そこで既存の疲労試験データで, コンクリート強度がBグループ級と同程度以上, あるいは, スターラップ量が(II)級と同程度以上のものを選び, 今回の実験結果と対比する。繰返し载荷試験の多くは, 鉄筋径が19mm以上のものについて行われている。これは, 鉄筋径の大きいものについてはより疲労強度に対する配慮が必要だからであろう。一方, 筆者らの実験は, D-13, D-16, D-19についてのみ行っているので, D-19以上の径の主鉄筋においては径の大小が疲労強度に及ぼす影響を確認していない。したがって, 問題を単純にするために, できるだけD-19を主体として他の試験結果との比較を試みることにする。ここでは国分・岡村<sup>42)</sup>による長方形のRCばり, 河野<sup>43)</sup>らによる異形鉄筋の疲労試験結果とを比較する。鉄筋コンクリートばりの疲労強度が鉄筋の応力度に支配されること, はりの形状, 鉄筋比に影響されないことが判っているので, これらの異種の実験結果を同一の尺度で比較することが可能である。ただし各実験で用いている鉄筋の紋様は異なっているが, このことは後で考察する。そこで, D-19について, 他の実験結果との比較を行って図示すると図-5.27となる。これをみると, 筆者らの試験結果による疲労強度の下限が, 国分・岡村の試験結果のうち鉄筋降伏強度 3,900

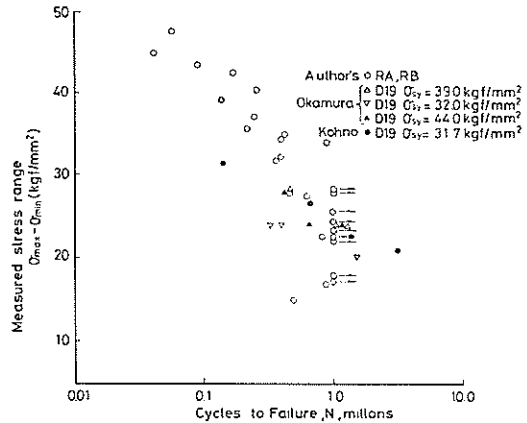


図-5.27 S-N 曲線 (( $\sigma_{max} - \sigma_{min}$ ) $\sim N$ ) のまとめ

kgf/cm<sup>2</sup>以上のものの疲労強度と一致している。国分・岡村が実験を実施した昭和30年代の後半以降, 異形鉄筋の紋様などに改良が加えられ, 疲労特性が改善されていることを考慮すれば, この差異は理解できる。したがって, 疲労強度特性を変動応力度振幅で表示すれば, 従来, 片振り载荷試験で得られた数多くの知見を両振り载荷にまで拡張することが可能であると思われる。

(4) 100万回疲労強度

両振りおよび片振りの繰返し载荷をうける試験ばりの100万回疲労強度について検討してみる。まず, 全試験結果の  $\sigma_{min}/\sigma_{max}$  を横軸に,  $\sigma_{max}$  を縦軸にとって図-5.28を描く<sup>\*)</sup>。ここで  $\sigma_{min}/\sigma_{max}$  が1.0ということは応力度振幅0, すなわち, 静的载荷ということである。また  $\sigma_{min}/\sigma_{max} = 0$  は完全片振り,  $\sigma_{min}/\sigma_{max} = -1.0$  は完全両振りである。

実際には残留ひずみ, すなわち残留応力度が残るので片振りの場合でも実応力度では  $\sigma_{min}/\sigma_{max} = 0$  にはなら

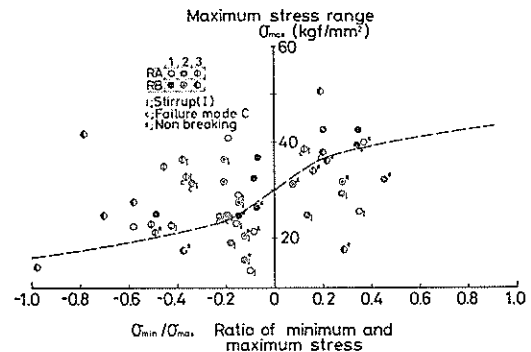


図-5.28  $\sigma_{min}/\sigma_{max} \sim \sigma_{max}$  と100万回疲労強度との関係

\*) Moore-Kommers-Jasper 疲労強度図



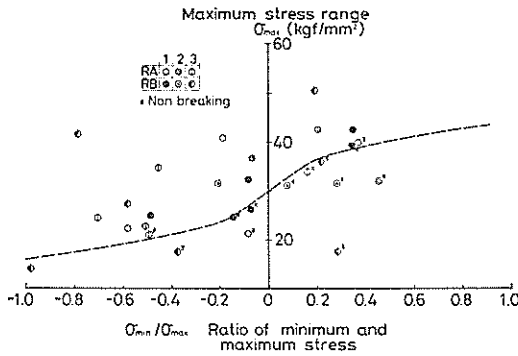


図-5.29  $\sigma_{\min}/\sigma_{\max} \sim \sigma_{\max}$  と 100 万回疲労強度との関係

ない。また、両振りの場合でも鉄筋の応力度は完全両振りとはならないので、 $\sigma_{\min}/\sigma_{\max} = -1.0$  となるものはない。したがって、試験結果は  $-0.8 \sim 0.5$  の間に分布している。

図中※を付したものは、100万回の繰返し載荷に対して破壊しなかった試験ばりのデータである。また、Iを付したものはスターラップ量(I)のもの、Cを付したものは破壊形式Cのものである。さて、全データの分布状況を見ると、破壊したものと同破壊しなかったものとは、一応、2つの領域に区分される。図中に引いた破線の上側は、破壊した試験結果であり、下側は破壊しなかった試験結果である。なお、破線の下側の領域には6つの破壊した試験ばりのデータがあるが、これらはスターラップ量(I)の試験ばりであり、そのうち4本は破壊形式Cのものである。そこで先に示した、はりとしての一体性の確保の度合の弱いグループ、すなわち、スターラップ量(I)のものと破壊形式Cのものを除いて図を描くと図-5.29となる。そうすると破壊したものと、破壊しないものとがはっきりと区分される。なお、この両領域を分離する境界線は近似的に次のように表わされる。

$$f(\sigma) = \sigma_{\max} \pm 1200 \sqrt{|\sigma_{\min}/\sigma_{\max}|} - 3000 = 0 \quad (5.4)$$

(kgf/cm<sup>2</sup>)

ここで±の符号は  $\sigma_{\min}/\sigma_{\max} > 0$  の場合 -  
 $\sigma_{\min}/\sigma_{\max} < 0$  の場合 +

とする。なお、データは繰返し載荷試験で与えられた  $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$  表示で  $-0.8 \sim 0.5$  の範囲にしか分布していないので、横軸の両端の領域においては式(3.3)の分離曲線を外挿して求めねばならない。 $\sigma_{\min}/\sigma_{\max} > 0.5$  の領域に関しては極限状態は  $\sigma_{\min}/\sigma_{\max} = 1.0$  で静的載荷となるから、鉄筋破壊強度  $\sigma_{\max}$  は降伏強度  $\sigma_{sy}$  に漸近する。ここでは  $\sigma_{\max}$  は  $4,000 \text{ kgf/cm}^2$  に漸近するとみなせる。

一方、式(5.4)の与える値は  $4,200 \text{ kgf/cm}^2$  となるが両者の差異はあまり大きくなく、式(5.4)がそのまま拡張されると仮定することができる。一方、 $\sigma_{\min}/\sigma_{\max} = -1.0$  の領域についても、式(5.4)をそのまま拡張してもあまり問題が起きそうもないので、これもまた単純に拡張できるとみなすことにする。

100万回の繰返し載荷回数に対する疲労強度は、最大主鉄筋応力度と、最小主鉄筋応力度の関数として、

$$f(\sigma) = \sigma_{\max} \pm 1200 \sqrt{|\sigma_{\min}/\sigma_{\max}|} + 3000 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (5.5)$$

$\sigma_{\min}/\sigma_{\max} \geq 0, \pm$

つまり試験ばりの100万回載荷による破壊条件は、

$$\left. \begin{array}{l} \text{破壊するもの } f(\sigma) > 0 \\ \text{破壊しないもの } f(\sigma) < 0 \end{array} \right\} \quad (5.6)$$

となる。

#### 5.4 ひびわれ

繰返し載荷を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労性状で、疲労強度と共に興味深いのはひびわれ幅である。本節では、ひびわれと載荷回数、残留ひびわれ幅などについて述べる。

##### (1) ひびわれ幅

##### a) 繰返し回数とひびわれ幅の増加

ひびわれ幅に関し、まず明らかにする必要のあることは、繰返し載荷回数の増加によってひびわれ幅が進行するかないかである。図-5.27(a)および(b)は、RB II 3-6 (両振り ± 8 tf) および RB 3 II-9 (片振り + 8 tf) の試

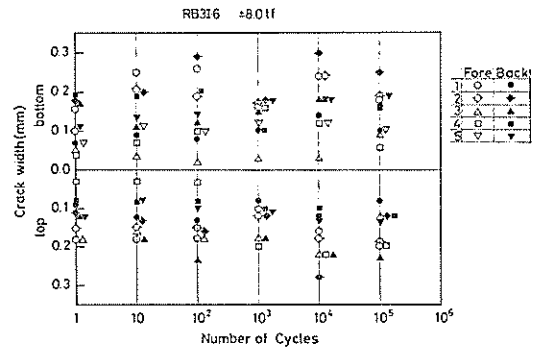


図-5.30(a) ひびわれ幅と載荷回数 (RB 3 II-6)

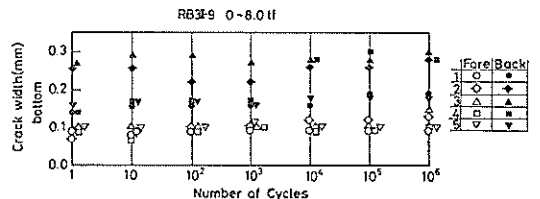


図-5.30(b) ひびわれ幅と載荷回数 (RB 3 II-9)

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

表-5.5 繰返し荷重によるひびわれ幅の増加率

試験ばり名	$w_{10}/w_{10}$	分類	破壊回数 ( $\times 10^4$ )	試験ばり名	$w_{10}/w_{10}$	分類	破壊回数 ( $\times 10^4$ )
RA1I-2	1.103	A	5.64	RB1II-2	1.168	B	100.0
RA1I-3	1.027	A	10.18	RB1II-3	1.309	C	100.0
RA1I-4	1.370	C	48.96	RB1II-4	1.189	B	42.23
RA1I-5	1.000	A	87.47	RB1II-5	1.243	B	24.12
RA1II-2	1.251	B	5.86	RB1II-6	1.057	A	13.35
RA1II-3	1.337	C	22.93	RB1II-7	1.167	B	100.0
RA1II-4	1.286	B	100.0	RB1II-8	1.198	B	45.90
RA1II-5	1.222	B	100.0	RB1II-9	2.333	C	21.92
RA2I-3	2.000	C	100.0	RB1II-10	.....	...	0.30
RA2I-4	2.282	C	7.48	RB2I-2	0.950	A	4.57
RA2I-5	1.412	C	82.00	RB2I-3	1.433	C	36.34
RA2I-6	1.007	A	4.67	RB2I-4	1.891	C	100.0
RA2I-7	1.263	B	45.00	RB2II-1	1.182	B	21.19
RA2I-8	2.167	C	11.80	RB2II-3	1.478	C	100.0
RA2I-9	0.970	A	3.75	RB2II-5	1.214	B	100.0
RA2II-1	1.133	A	78.06	RB3II-2	1.253	B	26.49
RA2II-2	0.886	A	100.0	RB3II-3	1.317	C	10.90
RA3I-2	1.372	C	1.61	RB3II-4	1.324	C	61.10
RA3I-3	1.024	A	7.21	RB3II-5	1.022	A	8.84
RA3I-4	1.077	A	28.31	RB3II-6	1.167	B	100.0
RA3I-5	1.140	A	39.55	RB3II-7	1.251	B	16.89
RA3II-2	1.248	B	9.43	RB3II-8	1.263	B	100.0
RA3II-3	1.130	A	39.14	RB3II-9	1.152	B	100.0
RA3II-4	1.241	B	100.0	RB3II-10	1.653	C	38.13
RA3II-5	1.203	B	100.0				

.....: 試験ばりが載荷回数 3,000 回で破壊したため  $10^4$  回の測定は無し。

験における載荷回数とひびわれ幅との関係を示している。はりの上下両側面にそれぞれ発生したひびわれのうち、それぞれ幅の広いものから順次拾いあげていき大きいものから5個(ワイド5とする)までとりあげ、それぞれの幅を載荷回数毎にプロットしている。ひびわれ幅の発生機構は単純ではないので、顕著なひびわれが必ずしもはりの前面と背面の同一位置に発生するものではない。また、ひびわれ幅も一様でなく複雑に変化している。したがって、前面で最大ひびわれ幅を有するひびわれが、背面でも最大のひびわれ幅を示している訳ではない。図-5.30は、(イ) 全般的傾向として大きなひびわれの幅は載荷回数が増大してもあまり進行しない、(ロ) 両振り載荷であっても、片振り載荷であっても大きなひびわれの幅は大差ないという二つの現象を示している。RB3II-6の試験結果を眺めると、はりの上下面におけるワイド5のひびわれ幅は、初回載荷時とはともに0.05~0.20mmに分布しているが、100回載荷時には0.05~0.30

mmの間に、1,000回載荷時にもほぼ同じ幅に分布していることが判る。しかし、ワイド5のほとんどのものは全載荷回数を通じて、0.10~0.20mmの間に分布していることからみて、この載荷試験においては載荷回数が増加していても大きなひびわれの幅はあまり進行しないということができよう。一方、片振り載荷のRB3II-9の試験結果においてもほぼ同様なことがいえることは明らかであろう。これらは図-5.8に示した同一実験における荷重と鉄筋ひずみの履歴曲線において、RB3II-6, 9ともに載荷回数の増大にかかわらず鉄筋のひずみがあまり増大しなかったことおよび両者のひずみの最大値がほぼ同一であったことを考えればよく理解できる。

ついで、繰返し載荷試験全般として、図-5.27に示された二つのポイントがそのまま成立つかいなかを検討してみよう。

載荷回数によるひびわれ幅の増加傾向について、全試験ばりについて分類をしてみると表-5.5のようにな

る。ここでは、ひびわれの増加傾向を3グループに分類している。つまり、10回目と1万回目のひびわれ幅を比較し、後者が前者に対し、1.15以下のものをA、1.15~1.30のものをB、1.30以上のものをCとした。なお、この作業においては図-5.27とは異なって、ひびわれ幅は前面および背面のひびわれのうちそれぞれ大きいものから順次3個づつとったワイド3の平均値とした。以下特に断わらない限り、ひびわれ幅はこのようなワイド3の平均値である。表-5.5におけるAグループは14、Bグループは19、Cグループは15である。AおよびBのものが多く、ひびわれ幅は繰返し载荷回数が増大によってあまり増大しないこと、いいかえれば、やはり载荷回数の増大にともなって微弱ではあるけれどもひびわれは進行する傾向にあることを示している。先に示した表-5.4において、鉄筋のひずみと载荷回数との関係を分類しているが、ここで表-5.4と表-5.5の傾向とを比較して考察してみよう。既に述べたように、鉄筋のひずみの増加傾向A、B、Cは、それぞれ、28、11、6であり、単純に比較すると、コンクリートのひびわれ幅に対しては、载荷回数の影響は鉄筋のひずみの場合より強いといえよう。鉄筋のひずみは部材の平均的挙動を表現するのに対し、コンクリートのひびわれは極めて局所的な現象であるので、この様な差異が生ずるものと思われる。もう少し細かく両者の関係をみるために、各実験ケースごとに両者の分類の対応をみると、全体45ケースのうちA-A対応が11、B-B対応が9、C-C対応が4と極めてよい。たとえば、A-A対応は15のうち11、B-B対応は19のうち9というように両者の相関関係が強いことがわかる。

载荷回数の増加にともなうひびわれ幅の進行状況を示す一例として、図-5.31に上記Aグループに属する载荷試験のひびわれ幅と载荷回数との関係を示す。ここでは

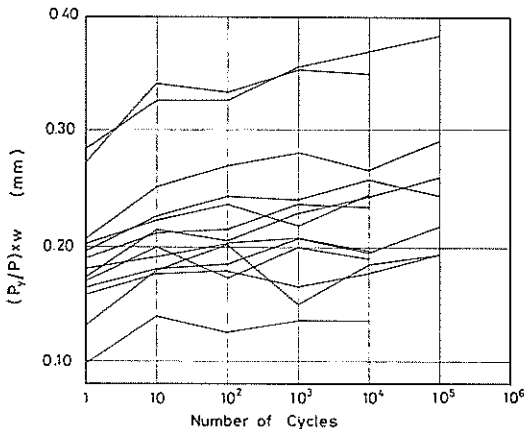


図-5.31 ひびわれ幅と载荷回数

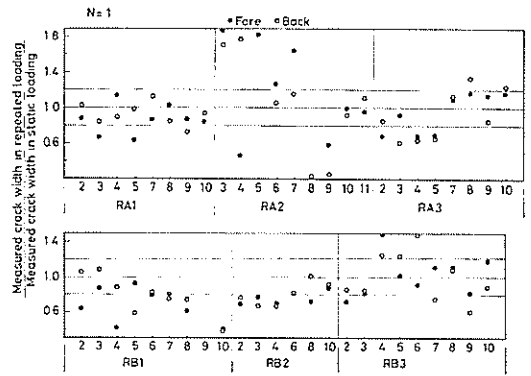


図-5.32(a) ひびわれ幅と载荷回数  $N=1$

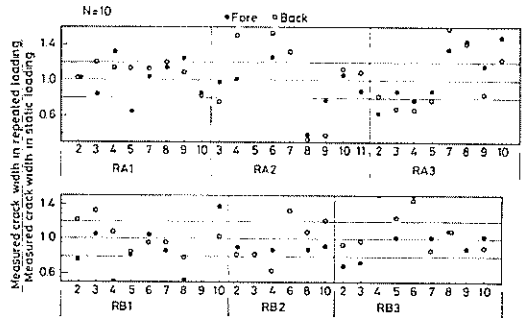


図-5.32(b) ひびわれ幅と载荷回数  $N=10$

データをまとめるために、ひびわれ幅をそのまま表示せずに、はりの降伏荷重と载荷重との比を乗じたものを縦軸に表している。1回~10回までの载荷に対するひびわれの増加傾向と、10回目载荷以降におけるひびわれの傾向との間には顕著な差異がみられる。前者においては明瞭なひびわれの進行が認められるが、後者においては停滞傾向のもの、弱い増加傾向のものときまざりであるが、いずれのケースにおいても前者に比べて明らかに増加傾向が大幅に低下している。このことはひびわれ幅の増加は一回目载荷だけでは終了せずに、引続く数回以内の载荷ではほぼ終了し、その後は微増していくものと想定される。

繰返し载荷試験初期におけるひびわれ幅と、同一载荷重下の静的载荷試験におけるひびわれ幅との関係を調べてみよう。図-5.32(a)および(b)は繰返し载荷試験時の実測ひびわれ幅(第1回目,第10回目)と静的载荷試験時の実測ひびわれ幅との比を示したものである。図-5.32を一見して直ちに判ることは、初回载荷のひびわれ幅は静荷重下のひびわれ幅に比べて小さめであり、バラツキはいるけれども10回目载荷時のひびわれ幅は静荷重下のひびわれ幅にほぼ相当すると思われる。このこと

は先に推論したようにひびわれ幅の進行には数回の繰返し荷重が必要であることを示している。

図-5.32において特に初回荷重において比が1.2以上の値をとる実験, つまり上方にバラツキているデータのほとんどは, 載荷重が静的載荷の降伏荷重の50%以下の小載荷の場合である。載荷重が小さいときはひびわれが分散して発生せずに局部的に発生する傾向が強いのので, この種の現象が起るものと理解できる。

載荷回数の増加に応じてひびわれ幅は増加する傾向にあるが, 大きく増加しないことは先に述べたとおりである。そこで載荷回数が多くなった状態において, ひびわれ幅がどの程度まで大きくなるかを見るために, 静的載荷試験において, はりが降伏する直前のひびわれ幅に対する, 1万回, 10万回, 100万回の繰返し載荷後の変動ひびわれ幅との比を, 各試験ばりごとにプロットして図-5.33を描いた。この図を見ると, 若干のデータは1.0を越えてはいるものの, ほとんどのものが1.0以下に分布しているし, 先に述べたように, ひびわれ幅は局部的状況に左右される要素が強いのので, この程度の僅かなバラツキはその影響と考えてよいであろう。したがって図-5.33から, 破壊した試験ばりおよび100万回の繰返し載荷を行った試験ばりのひびわれ幅(これを繰返し載荷後のひびわれとする)は, 静的載荷試験ではりが降伏する直前のひびわれ幅に達することはないことが判る。

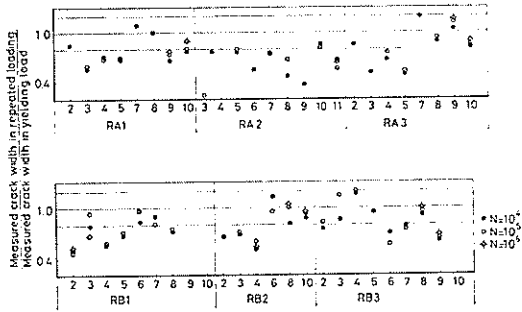


図-5.33 ひびわれ幅と載荷回数  $N=10^4, 10^5, 10^6$

b) 載荷重とひびわれ幅

ひびわれを進行させる要因として, 載荷重は載荷回数とならんで大きなものである。ここで, ひびわれ幅と荷重との関係を調べるために繰返し載荷後のひびわれ幅と部材降伏直前の静的ひびわれ幅との比(図-5.33と同じ)と載荷重と降伏荷重との比との関係を 図-5.34 (a), (b) および (c) に示す。若干ひびわれ幅比が荷重比より大きい傾向にあるが, かなりのデータが45°線の周辺に集まっており, 相関度が高いことが判る。

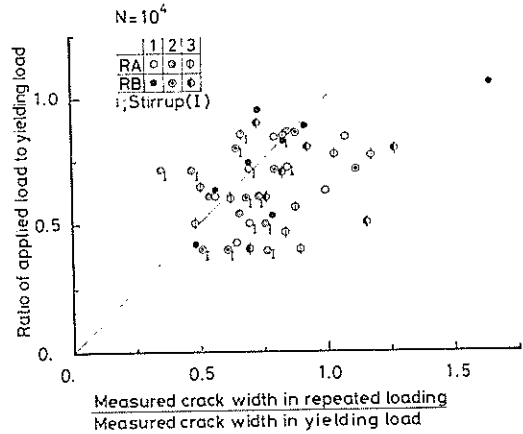


図-5.34(a)  $P/P_u$  と  $w/w_y$  との関係  $N=10^4$

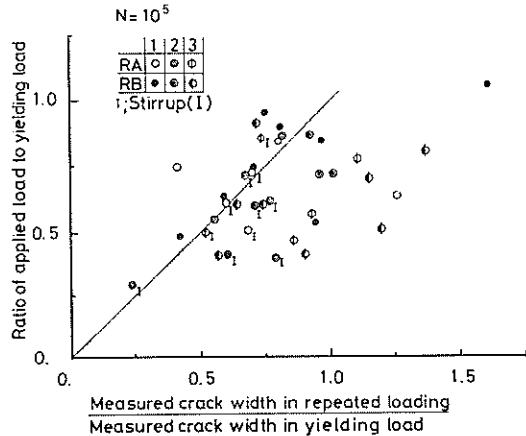


図-5.34(b)  $P/P_u$  と  $w/w_y$  との関係  $N=10^5$

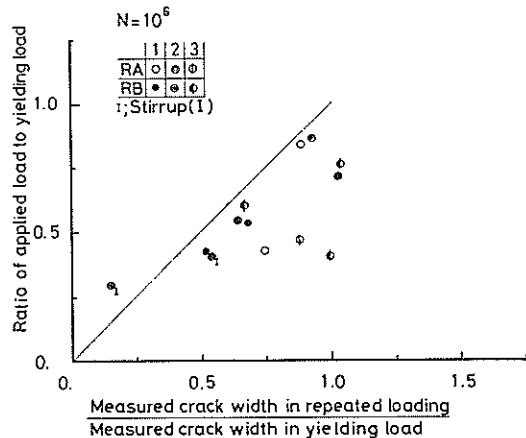


図-5.34(c)  $P/P_u$  と  $w/w_y$  との関係  $N=10^6$

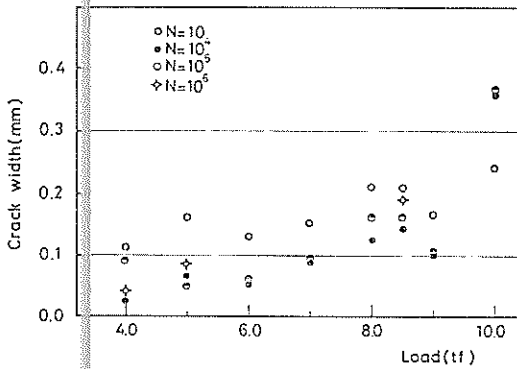


図-5.35 最大ひびわれ幅と荷重との関係 (RB 1 II)

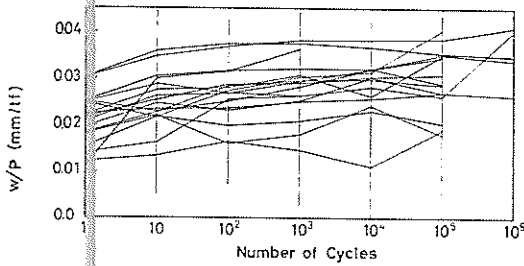


図-5.36  $w/P$  と載荷回数との関係

ここで機械的ではあるが鉄筋応力度 ( $P/P_y$  と直接関係) とコンクリートひびわれ幅 ( $w/w_y$  で表示) との関係を眺めてみると、大部分のひびわれ幅 ( $w$ ) は ( $w/w_y$ )

$< 1.5(P/P_y)$  の条件を満足するし、さらにほとんどのものは、 $(w/w_y) < 2.0(P/P_y)$  の条件を満足している。(図-5.34参照)。

図-5.35はひびわれ幅の荷重依存性を直接みるために、RB1 II シリーズについて、最大ひびわれ幅と荷重との関係を図示したものである。この図から、最大ひびわれ幅の荷重依存性が大きいことが判る。また、図-5.36はRB1 II シリーズについて荷重1ば当りのひびわれ幅を求め載荷回数に対しプロットしたものである。図-5.31と同様に、初回載荷から10回目載荷までの傾向と10回目載荷以降の傾向との間に顕著な差異がみられる。既に述べた理由により、10回目載荷以降の傾向についてのみ注目する。載荷回数の影響は図-5.31と同様に微増か、ほぼ停滞傾向である。ここで注目しておきたいことは、大半のデータが全載荷回数帯を通じて  $w/P$  表示で0.02~0.03あるいは、0.03前後の狭いバンドに集まっていることである。このことは、ひびわれ幅は荷重依存性が強く、載荷回数に対する変化は小さいということを意味している。

(2) 残留ひびわれ幅

a) 繰返し回数と残留ひびわれ幅

繰返し載荷試験時においても、試験ばりに残留ひびわれが発生する。載荷後一旦発生したひびわれは、荷重が除かれても完全に閉じることなく、何がしかのひびわれが残っている。これを残留ひびわれと呼ぶ。残留ひびわれが残るのは、鉄筋に残留ひずみが残ると同様の現象

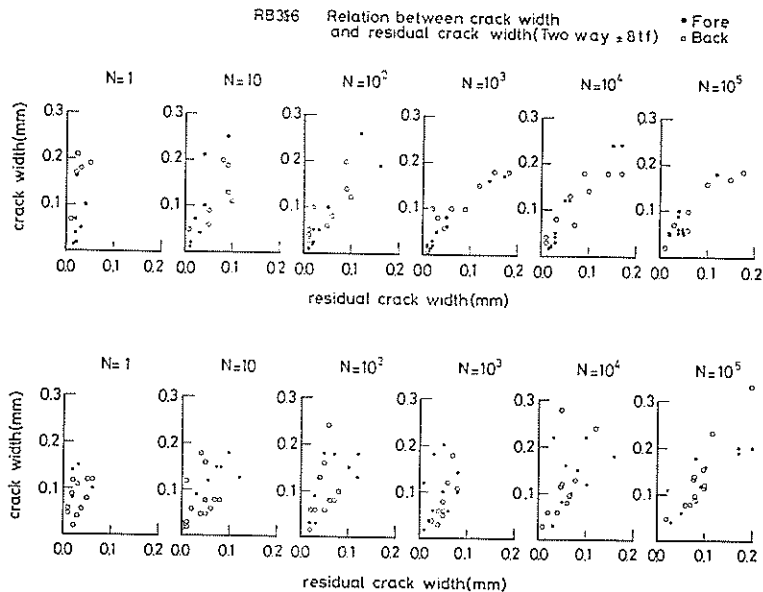


図-5.37 残留ひびわれ幅 (RB 3 II-6)

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

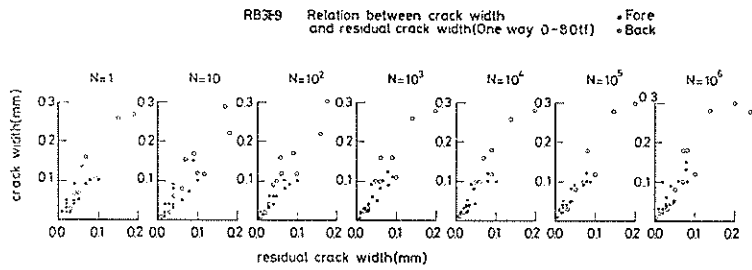


図-5.38 残留ひびわれ幅 (RB 3 II-9)

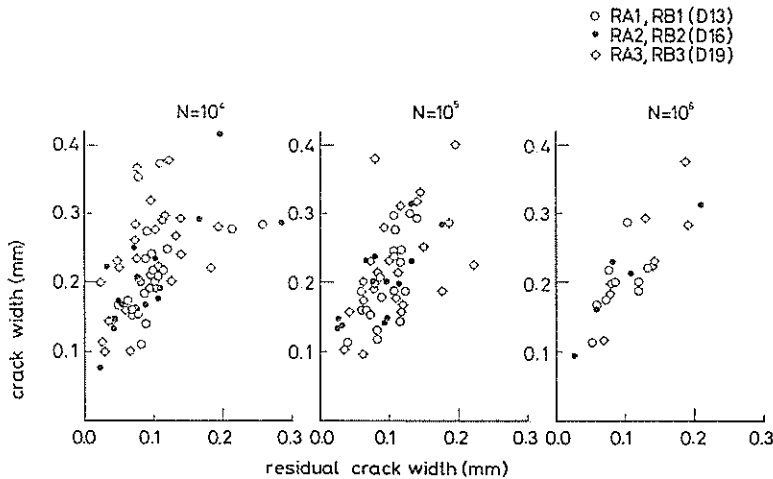


図-5.39 ひびわれ幅と残留ひびわれ幅

と考えられるが、残留ひずみと残留ひびわれとの関係は、今回の実験においては明確に記録しきれなかった。

図-5.37 および 図-5.38 は RB3 II-6 (両振り 10tf) と RB3 II-9 (片振り 10tf) についてひびわれ幅と残留ひびわれ幅との関係を、各载荷回数ごとにプロットしたものである。両者ともひびわれが十分に発達していない初回载荷を除いて、ひびわれ幅は 0 から 0.2mm 程度まではほぼ一様に分布し、残留ひびわれ幅も 0 から 0.1mm 前後までこれもほぼ一様に分布している。しかし、若干異なる点もあり、両振り载荷では上下両側面ともに残留ひびわれ幅は、载荷回数の増大に伴って、全体としても、また、最大値クラスとしても大きくなる傾向が顕著であるのに対し、片振り载荷では、この傾向はあまり明白ではなく、10回目载荷においても既に両振り载荷の 100 万回载荷とほぼ同程度のひびわれ現象を示している。

b) 最大残留ひびわれ幅

ひびわれ幅は部材の耐久性に関連するので、工学的には重要な現象である。この意味あいにおいて特に重要なのは残留ひびわれ幅であり、しかも、最大級の残留ひびわれ幅である。そこで最大残留ひびわれ幅 (ワイド 3 の

平均値) について検討する。

図-5.39 には試験ばりを鉄筋比で分類し、それぞれについて、1 万回、10 万回、100 万回载荷後のひびわれ幅と残留ひびわれ幅との関係をプロットした。ただし、疲労試験の最初の数本の試験ばりについては残留ひびわれ幅を測定していないので削除されている。なお、ここでのワイド 3 は繰返し载荷後のひびわれ幅のうち大きいものから 3 個を選び、それぞれに対応する残留ひびわれ幅を取り出し平均した。図-5.39 より、(イ) 载荷回数の増加にともなって最大残留ひびわれ幅と最大ひびわれ幅との比は僅かではあるが増大する傾向にあること、

(ロ) 主鉄筋量の差異は上記最大ひびわれ幅比に明白な影響を与えていないこと、(ハ) 最大ひびわれ幅は 0.10 ~ 0.40mm の間に分布しているがその大部分は 0.15 ~ 0.30mm に集まっており、一方、最大残留ひびわれ幅は 0.02 ~ 0.30mm の間に分布しているが、その主体は 0.05 ~ 0.15mm に集まっていること、(ニ) 载荷回数が  $10^5$  回るとき最大ひびわれ幅と最大残留ひびわれ幅との比で表現すると、この比は 0.3 ~ 0.7 の範囲に分布しているがその主体は 0.5 であることなどが判る。

c) 計算ひびわれ幅と残留ひびわれ幅

残留ひびわれ幅は、コンクリート構造物の耐久性にとって極めて重要である。港湾構造物に関する許容ひびわれ幅は、鉄筋コンクリートばりに関する一連の試験結果によって、感潮部で0.15mm、海水中で0.20mmとされている。今回の実験では、最大残留ひびわれ幅が0.20mmを越える例は極めて少く、それらの載荷重は降伏荷重の70%以上である。また、全面にわたって残留ひびわれ幅が0.20mmを越えたのは僅か一例であるが、その場合の載荷重は降伏荷重値を越えている。また、0.15mmを越えるものは若干あるが、これらの試験ばりでも残留ひびわれ幅は全面にわたっては0.15mmを越えていない。以上の状況より判断すると、載荷重が降伏荷重の70%以下であれば、繰返し載荷であっても部材の耐久性という点ではあまり心配しなくてもよいようである。

5.5 繰返し載荷試験結果のまとめ

繰返し載荷試験の結果、以下のことが明らかになった。

- (1) 試験ばりの疲労破壊形式は、A：主鉄筋が両載荷点間の、最大曲げモーメント分布のスパン内で破断するもの、B：主鉄筋が載荷点の近傍ではあるが支点より破断するものおよびC：スターラップが破断するものに分類される。試験ばりの破壊形式にはスターラップ量が大きく影響しており、常用弾性設計法で求められるスターラップ量だけのほうでは、両振り載荷によりせん断破壊を起こす可能性が高く、これを防ぐためには、その2倍程度の鉄筋を入れる必要がある。また、コンクリート強度も破壊形式に大いに影響を与えており、コンクリート強度が400kgf/cm<sup>2</sup>近くまでである場合には、まずC破壊は起きないと思われる。
- (2) 繰返し載荷試験中の主鉄筋のひずみは、繰返し回数が増大とともに若干変化する。一般的にはひずみが増加する傾向にあるが、その増加率は大きくない(図-5.5参照)。載荷回数が極めて少ない段階(10回程度)では静的載荷と同程度のひずみであるが、載荷回数が10<sup>3</sup>程度ともなると、全般的に静的計算ひずみよりも大きくなり、降伏荷重の8割以上の載荷重を受ける場合には降伏ひずみ以上のひずみを示すこともある(図-5.6および-5.7参照)。
- (3) 繰返し載荷を受ける試験ばりの主鉄筋には、荷重が0になった時においてもひずみが発生している。つまり、残留ひずみが残る。この値は(100~500)×10<sup>-6</sup>と、主鉄筋に応じて大幅に変化するし(図-5.12参照)また、載荷重によっても相当変化する(図-5.13参照)。

主鉄筋の変動ひずみ振幅(載荷回数1万回を標準)は両振り載荷、片振り載荷によって顕著な差異を示すのは当然であるが、いずれも主鉄筋比の増加によって振幅が増加する傾向にある(図-5.14参照)。

- (4) 繰返し載荷中のコンクリートの圧縮ひずみは最大で800×10<sup>-6</sup>程度であり(図-5.16参照)、コンクリートの圧縮破壊ひずみよりはるかに小さく、したがってコンクリートの圧縮破壊による試験ばりの破壊はみられなかった。
- (5) 両振りと片振りの疲労強度特性には大きな差異がみられる(図-5.20参照)。しかし、載荷重でなく、主鉄筋の応力度振幅を指標にとって整理すると、両振りと片振りの両疲労強度特性を同一の指標で表示できる(図-5.24参照)。
- (6) 疲労強度には、鉄筋径およびコンクリート強度が僅かではあるが影響を及ぼす。鉄筋径については今回用いたD-13、D-16、D-19については大きな差異はなかった(図-5.25、26参照)。また、コンクリート強度についても、240kgf/cm<sup>2</sup>と330kgf/cm<sup>2</sup>の間では疲労強度に与える影響に大きな差異はないが、コンクリート強度の高いものの方が若干疲労強度が高いようである(図-5.18参照)。
- (7) スターラップ量(I)の試験ばりの疲労強度はスターラップ量(II)の試験ばりの疲労強度より小さい(図-5.27参照)。
- (8) 鉄筋コンクリートばりの両振りおよび片振り疲労強度は、主鉄筋の最大応力度および最小応力度の関数として与えることができる(図-5.26および29参照)。
- (9) ひびわれ幅は荷重依存性が大きい。繰返し載荷回数が増加してもあまり大きく増加しない(図-5.31参照)。また、100万回の載荷を行った試験ばりにおいては、繰返し載荷後のひびわれ幅は静的載荷試験時の降伏直前のひびわれ幅にまで達することはなく、破壊した試験ばりにおいても、このようなひびわれ幅に達する例は少ない(図-5.33参照)。
- (10) 残留ひびわれは、ひびわれ幅および載荷回数に依存し、載荷回数の増加とともに増加する(図-5.37、38参照)。載荷回数が10<sup>3</sup>回となったときには最大残留ひびわれ幅と最大ひびわれ幅との比は0.3~0.7の間に分布しており、平均的にはほぼ0.5とみなせる。残留ひびわれ幅は載荷中における静的ひびわれ幅(岡村の式または港研の式)よりも小さい(図-5.36、39参照)。

## 6. 鉄筋コンクリートばりの疲労設計

### 6.1 概 要

本章では、第5章までの実験結果および考察に基づき、両振り荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労設計法について述べる。なお、本章においては設計技術者が読みやすいように、鉄筋のひずみ現象を機械的に応力度現象として表現する。この間の変換はひずみに単純にヤング係数 ( $E_s=2.1 \times 10^4 \text{kgf/cm}^2$ ) を乗じただけであって、クリープなどについては一切考慮を払っていない。

前章において、両振り荷重および片振り荷重のいかんを問わず、鉄筋コンクリートばりの疲労強度は、主鉄筋の変動応力度振幅、別の表示では最大応力度と最小応力度の関数で与えられること、また、繰返し載荷に伴ない、主鉄筋応力度が若干増大する傾向にあることを合わせて述べてきた。このようなことから、繰返し回数に対する主鉄筋応力度の増加の割合を勘案しながら、設計載荷回数に対する鉄筋の許容応力度振幅あるいは許容最大応力度と許容最小応力度の組合せを計算し、一方、設計荷重下における部材作用応力度および作用応力度振幅を計算し、これが許容値より下回るよう設計するよう提案する。

疲労設計は、単なる応力解析だけではなく、部材の耐久性に対しても十分配慮せねばならない。鉄筋コンクリート部材の耐久性に関連する重要な現象の一つに、コンクリートのひびわれ幅、特に残留ひびわれ幅がある。鉄筋応力度とひびわれ幅には密接な関係があるので、主鉄筋の許容最大応力度は、ただ疲労強度だけではなく、最大ひびわれ幅および、残留ひびわれ幅に留意して慎重に定める必要がある。

### 6.2 繰返し載荷中の主鉄筋ひずみ

前章5.2で繰返し載荷回数の増加にともなってひずみ振幅の上限値が若干増大するがこの関係は図-5.5に示している。また、実験精度の高いAグループにおいてはこの関係は式(5.1)で表わされていることを述べた。式(5.1)は、静的載荷試験と繰返し載荷試験時における、それぞれの実測ひずみの比と載荷回数との関係を示したものである。第1回目の載荷では、静的載荷試験時および繰返し載荷試験時の主鉄筋ひずみ比はほぼ1であるが、10回の繰返し載荷後には、実測ひずみ比は当初の1割から2割程度増加し、その後は、破壊するまで式(5.1)に示されたとおりに増加する。しかし、増加量はあまり大きくない。本論文で問題としているのは、疲労現象であるので、10回目以降の応力度状態について疲労強度を検討すればよく、この状態における主鉄筋の応力度振幅を推定することを考えればよい。このために、前掲の図-4.1

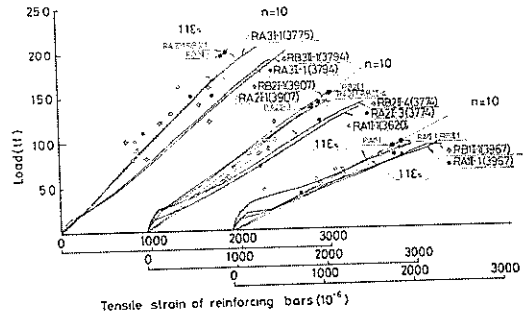


図-6.1 第1回目載荷の荷重と主鉄筋ひずみの関係

(静的載荷試験における載荷重と主鉄筋のひずみとの関係) 図-5.5 (繰返し載荷試験における載荷回数と主鉄筋のひずみの上限値との関係) を再び参照する。

まず、図-4.1をみると実測主鉄筋ひずみは、一部を除いて常用弾性計算法で  $n=10$  として計算したひずみよりやや大き目である。その傾向はひびわれが発生した後に顕著である。実測主鉄筋ひずみと計算主鉄筋ひずみとの数量的関係は、主鉄筋量およびスターラップ配筋量によって異なり降伏直前の状態では前者は後者の1.0~1.3倍程度である。繰返し載荷時における実測値と計算値とを比較するために図-4.1の繰返し載荷試験を行った試験ばりの第1回目の載荷における主鉄筋ひずみの上限値をプロットし図-6.1とする。これらの点は、バラツキにはいるけれども全体としては  $n=10$  とした計算値より大きめであり、ほぼ計算値およびその1.1倍の両線の間に数多く分布している。また、参考のために  $n=10$  とした計算値の直線の上に各シリーズの試験ばりの降伏荷重の点をプロットしている。載荷重が降伏荷重の1/2以上の場合、初回載荷時における主鉄筋ひずみの上限値は両線の間に集中する傾向が強くなることに注目されたい。

つぎに、すでに述べた繰返し載荷試験中における主鉄筋ひずみの漸増効果を加味することを検討しよう。この現象を描いたのが図-5.5であるが、第10回目以降の載荷に対してはひずみの増加はさほど顕著ではない。この場合  $\epsilon_{s,0}$  は鉄筋の引張試験から求めた降伏強度に対するひずみである。図-5.5を見直すと、疲労試験中において載荷回数が10回となると、当初応力度の10%程度ひずみが増大し、また、載荷回数が1万回に達するとさらに19%程度増加する傾向にあることが判る。一方、前述したように初回載荷時における実測の鉄筋ひずみは計算値の1.0~1.1倍に相当するので両者を組合せることにより、繰返し載荷を受けた部材の主鉄筋ひずみの上限値と計算値(静的載荷)との関係を求めることができる。上記2つ



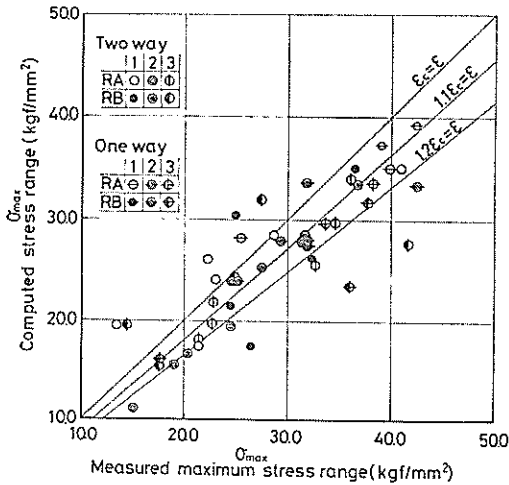


図-6.2 主鉄筋応力度の計算値と繰返し荷重時の応力度の上限値との関係

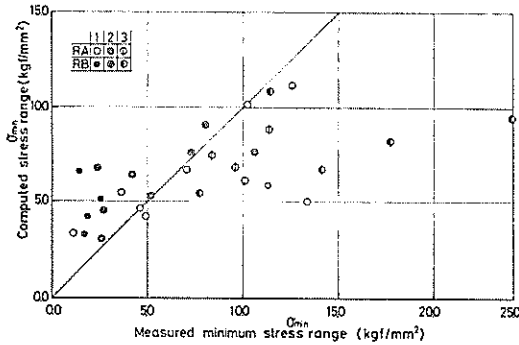


図-6.3 両振り荷重における主鉄筋の最小応力度測定値と計算値との関係

の関係はともに平均的な傾向であり、バラツキもあるので、単純に重ね合わせると過大に見積ることになる。したがって、設計における主鉄筋ひずみすなわち主鉄筋応力度の上限値は静的計算値の1.2倍にした値を用いることとする。

図-6.2に静的荷重下における鉄筋応力度の計算値と繰返し荷重中における鉄筋応力度の上限値（荷重回数1万回を主体に）との関係を示しているが、ほとんどの実験において繰返し荷重中の応力度が静的計算値よりも大きく、かつ静的計算値の1.2倍よりも小さめであることを示している。したがって疲労強度の算定に際し主鉄筋応力度を静的計算値の1.2倍とすることは主鉄筋応力度をやや大きめに見積ることになるが、この措置が安全側に作用することを勘案すると妥当なものであることが判る。片振り荷重の場合は主鉄筋の変動応力度の下限値は引張主鉄筋の残留応力度そのものである。残留応力度の大き

さは断面性状および荷重重によって200~1000kgf/cm<sup>2</sup>と大幅に変化する。なお、片振り荷重における変動応力度振幅の下限を、主な支配要因である主鉄筋比に応じて図-5.11より読み取ることも可能ではあるが、図-5.11に示されている残留応力度は両振り荷重試験におけるデータが主体であり、片振り荷重固有のデータは現時点では不十分であること、また、小さ目の値は安全設計になることを考え合せて、変動応力度振幅の下限値はすべてのケースを通じて200kgf/cm<sup>2</sup>と仮定する。一方、両振り荷重の場合には最小主鉄筋応力度は圧縮側の主鉄筋応力度の上限値（圧縮応力の最大）と同じである。図-6.3は両振り荷重試験における主鉄筋の圧縮応力度の下限に関する測定値と計算値（n=10）とを比較したものである。ここでは主鉄筋比の差異が際だって現われている。RA1, RB1のグループでは測定値は計算値の5割程度に過ぎないのに、また、RA2, RB2のグループも測定値は計算値よりも小さい傾向にあるのに、RA3, RB3グループの測定値は計算値より大きくなっている。設計にあたっては、安全を十分に考慮することとして計算応力度の1.5倍をとることとする。以上のようにして、鉄筋応力度の許容下限値が求まったので、疲労強度を推定することが可能である。

### 6.3 荷重回数100万回および200万回の鉄筋コンクリートばりの疲労設計の手順

#### (1) 100万回の疲労設計

ここではまず設計荷重が100万回作用する鉄筋コンクリート部材に対する疲労設計方法を、前節までの記述に従って説明する。ついで、この方法を拡張して、200万回の疲労強度設計法も合わせて提案する。荷重回数100万回の疲労設計は次の手順で進める。

- 作用荷重に安全率を乗じた設計荷重による主鉄筋の静的発生応力度（n=10）を求める。
- 鉄筋の発生応力度の上限値は静的計算値の1.2倍とする。
- 鉄筋の変動応力度振幅の下限値は上限値より変動応力度振幅を差引くことにより求める。なお、鉄筋の変動応力度振幅は変動応力度振幅の上限値と相対応力度振幅（図-5.14参照）との積で求める。さらに、相対的応力度振幅は設計仮定断面の鉄筋比と図-5.15とから求めることもできる。
- b) および c) で求めた変動応力度振幅の上下限値を用いて式(5.5)により  $f(\sigma)$  を求める。
- $f(\sigma) > 0$  であれば100万回で疲労破壊するので断面を変更し、再び a) より作業を始める。
- $f(\sigma) < 0$  となれば安全な設計断面を得たことにな

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

り、作業を終える。なお、この作業手順の c) において、設計の安全を期する場合には変動応力度振幅の下限を別途の手法で求めることもできる。この場合には片振り載荷、両振り載荷とは異なった手法で求める。片振り載荷では下限値を 200kgf/cm<sup>2</sup> とし、両振り載荷では静的圧縮応力度の計算値( $n=10$ )の 1.5 倍とする。なお、ここで安全側の設計といえるのは片振り載荷および鉄筋比が 1.5% 以下の断面の両振り載荷に関していえることで、両振り載荷の鉄筋比が 1.5% 以上の断面ではむしろ危険側となることに注意されたい。

(2) 200 万回の疲労設計

つぎに 200 万回載荷に対する疲労設計について述べる。岡村が行った片振りの疲労試験の結果は主鉄筋の 200 万回疲労強度を 100 万回疲労強度の 10% 程度減に相当するとしている (図-5.2 参照)。この結果を拡張解釈して両振りの場合には変動応力度の上下限值を、ともに 100 万回疲労強度の場合の 10% 減の値とし、片振りの場合には変動応力度の上限値のみ 100 万回疲労強度の場合の 10% 減とする。その他の手順は 100 万回載荷と全く同じである。

表-6.1 100 万回疲労強度に対する許容最大応力度と最大最小応力度比

$\beta$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{amax}$	$\sigma_{amax} - \sigma_{amin}$
-1.0	1200	2400
-0.9	1241	2358
-0.8	1284	2312
-0.7	1331	2262
-0.6	1380	2208
-0.5	1434	2148
-0.4	1494	2092
-0.3	1561	2029
-0.2	1642	1970
-0.1	1747	1922
±0.0	2000	2000
0.1	2253	2028
0.2	2358	1886
0.3	2438	1707
0.4	2506	1504
0.5	2566	1283
0.6	2620	1049
0.7	2669	801
0.8	2716	544
0.9	2759	276
1.0	2800	0

本節当初に示した設計手順は荷重に安全率をのせてゆく手法であるが、主鉄筋応力度に安全率を乗じた手法の方がなじみやすい面もある。そこで SD35 の鉄筋を用い、かつ主鉄筋応力度の安全率を 1.5 とした場合の手法をここで説明しよう。式 (5.5) を再記すると。

$$f(\sigma) = \sigma_{max} \mp 1200 \sqrt{|\sigma_{min}/\sigma_{max}|} - 3000$$

$$\sigma_{min}/\sigma_{max} \geq 0, \mp \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

である。そこで主鉄筋応力度に安全率をもたせると、満足すべき条件は

$$1.5 \sigma_{amax} \leq 3000 \pm 1200 \sqrt{|\sigma_{amin}/\sigma_{amax}|}$$

$$\sigma_{amax} \leq 2000 \pm 800 \sqrt{|\sigma_{amin}/\sigma_{amax}|} \quad (6.1)$$

となる。式 (6.1) が成立つような設計断面を捜し出すことが疲労設計となり、この断面は主鉄筋応力度の面において 1.5 以上の安全率をもっている。表-6.1 に式 (6.1) の等式が成立つ場合の  $\sigma_{amax}$  と  $\sigma_{amax}/\sigma_{amin}$  の関係を示す。

6.4 その他の設計手法との比較

土木学会は片振りの繰返し荷重を受けるコンクリート部材に使用する鉄筋の許容応力度を表-2.1 のようにとりまとめてコンクリート標準示方書に規定している。本報告で対象とした鉄筋径は、D-13, D-16, D-19 であるが、

表-6.2 修正グッドマン法およびゲルバー法による最大応力度

$\beta$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	修正グッドマン法 $\sigma_{amax}$ 式 (6.5)	ゲルバー法 $\sigma_{amax}$ 式 (6.6)	筆者 $\sigma_{amax}$ 式 (6.1)
-1.0	1200	1200	1200
-0.9	1240	1262	1241
-0.8	1282	1329	1285
-0.7	1327	1400	1331
-0.6	1376	1476	1380
-0.5	1429	1556	1434
-0.4	1485	1638	1494
-0.3	1546	1723	1517
-0.2	1613	1808	1642
-0.1	1685	1891	1747
±0.0	1764	1972	2000
0.1	1852	2046	2253
0.2	1948	2114	2358
0.3	2054	2172	2438
0.4	2174	2222	2506
0.5	2307	2262	2566
0.6	2459	2292	2620
0.7	2632	2341	2669
0.8	2830	2327	2716
0.9	3061	2334	2759
1.0	3333	2333	2800

土木学会の許容応力度と良く合っている。なお、参考のため土木学会および ACI などの繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の鉄筋許容応力度を表-6.2に示す。

鋼材の疲労について片振りや、完全両振りでない荷重を、完全両振り荷重に換算する方法として、修正グッドマン法 (Modified Goodman Law) や、ゲルバー法 (Gerber Law) などが用いられる。それらは、式 (6.2) および式 (6.3) で表現される。

修正グッドマン法

$$\sigma_N = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_m}{1 - (\sigma_m / \sigma_B)}, \quad \sigma_m > 0, \quad \sigma_{\max} < \sigma_B \quad (6.2)$$

ゲルバー法

$$\sigma_N = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_m}{1 - (\sigma_m / \sigma_{sy})^2}, \quad \sigma_m > 0, \quad \sigma_{\max} < \sigma_{sy} \quad (6.3)$$

ここに、

- $\sigma_{\max}$ : 鋼材の最大応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- $\sigma_m$ : 鋼材の平均応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- $\sigma_B$ : 鋼材の引張強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{sy}$ : 鋼材の降伏強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- $\sigma_N$ : 換算された鋼材の両振り応力度振幅 (kgf/cm<sup>2</sup>)

である。

式 (6.2) と式 (6.3) における  $\sigma_m$  に  $(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})/2$  を代入しさらに  $\beta = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$  を代入して整理し  $\sigma_{\max}$  を  $\sigma_N$ ,  $\sigma_B$  および  $\sigma_{sy}$  で表現するように変形すると、それぞれ式 (6.4) 式 (6.5) となる。

修正グッドマン法に対して

$$\sigma_{\max} = 2\sigma_B \sigma_N / \{\sigma_N(1 + \beta) + \sigma_B(1 - \beta)\} \quad (6.4)$$

ゲルバー法に対して

$$\sigma_{\max} = \frac{\sigma_{sy}}{(1 + \beta)^2} \left\{ -(1 - \beta) \frac{\sigma_{sy}}{\sigma_N} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{sy}}{\sigma_N}\right)^2 (1 - \beta)^2 + 4(1 + \beta)^2} \right\} \quad (6.5)$$

ここで、繰返し荷重実験に用いた鉄筋 SD 35 の  $\sigma_B$  および  $\sigma_{sy}$  をそれぞれ 5,000kgf/cm<sup>2</sup>, 3,500kgf/cm<sup>2</sup> とする。さらに  $\sigma_N$  を 1,200kgf/cm<sup>2</sup> と仮定して、式 (6.5) および式 (6.6) の両式を計算して求めた  $\sigma_{\max}$  を 1.5 で除し  $\sigma_{\max}$  を求め表-6.3 に示す。なお表-6.3 には、式 (6.1) を変形して求めた  $\sigma_{\max}$  も同時に示した。これらはほぼ同じ値を示すが、ゲルバー法と筆者らの値が比較的良く一致しているようである。このことは、鋼材とコンクリートの複合部材である鉄筋コンクリートの疲労特性は、部材破壊が鉄筋の疲労破壊に起因したものであるかぎり、鋼材の疲労特性がその他の特性、たとえば鉄筋とコンクリートの付着力の疲労特性などよりも卓越していることを示している。したがって、従来、鋼材に対して用いられていた両振りの繰返し疲労に対する考え方が、鉄筋

コンクリートばかりにも適用しうることを示している。

### 6.5 任意の載荷回数 (100 万回以下) における鉄筋コンクリートの疲労強度の算定

コンクリートの基準強度が 330kgf/cm<sup>2</sup> 以上で、かつ必要なスターラップが配筋されている場合、あるいはスターラップがはりの一体性を十分確保できるだけ配筋されているはりで、かつ、主鉄筋として SD 35 を使用しているはりの設計を述べる。

- (1) 設計荷重による設計仮定断面の鉄筋の静的応力度 ( $n=10$ ) を計算する。
- (2) 上記計算値の 1.2 倍を変動応力度振幅の上限値とする。
- (3) 繰返し荷重の性格 (片振りまたは両振り) と設計仮定断面の鉄筋比により変動応力度振幅を図-5.15 を用いて算定する。
- (4) 式 (5.3) により上記仮定断面の載荷回数限界を求める。
- (5) 変動ひずみの上限値および載荷回数の両方に対し、必要にして十分安全な断面を見出して設計を終える。

なお、変動応力度振幅は先に 6.3 に示した変動ひずみの下限値を求める方法により間接的に求めることができる。

### 6.6 変動荷重が不規則荷重の場合の取扱い方

繰返し作用する変動荷重が不規則な場合には、本報告では実験的に検討していない。しかし、鉄筋コンクリートの疲労破壊の主因が鉄筋の疲労破壊であることが明らかであるので、ここではマイナー則を用いて累積疲労破損率を計算する。累積疲労破損率は

$$\sum_{i=1}^s \frac{n_i}{N_i} \leq \eta \quad (6.6)$$

で表わされる。ここに、 $s$ : 応力ブロックの数、 $n_i$ : 応力ブロック  $i$  の出現回数、 $N_i$ : 一定の応力範囲において破壊に至るまでの回数、 $\eta$ : 終局損傷率である。 $\eta$  の値については、各規準で定められているが、DnV では 1 級構造物の検査不可能箇所については 0.1 としている。

### 6.7 ひびわれ幅の算定法

鉄筋コンクリートの耐久性を維持させてゆくために、つまり、コンクリートの中性化および鉄筋の腐食を抑制するために、コンクリートのひびわれ幅を制限する必要がある。コンクリートの中性化や鉄筋の腐食は化学的現象であるから、永続性のない繰返し載荷時のひびわれ幅ではなく、残留ひびわれ幅を対象として設計を行うべきである。また、安全を確保する意味において最大値 (ワイド 3 の平均値) を許容以内におさえることとする。許容値としては飛沫帯において 0.2mm、海面下では 0.15

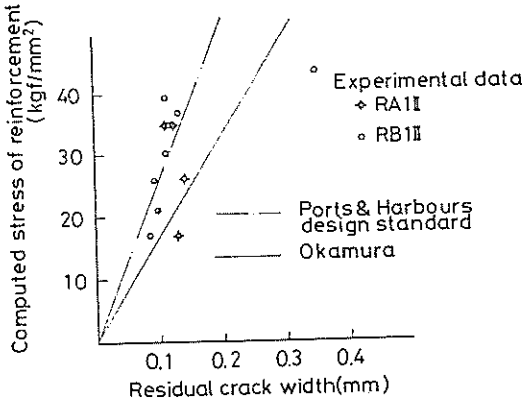


図-6.4(a) 残留ひびわれ幅と計算主鉄筋応力度との関係

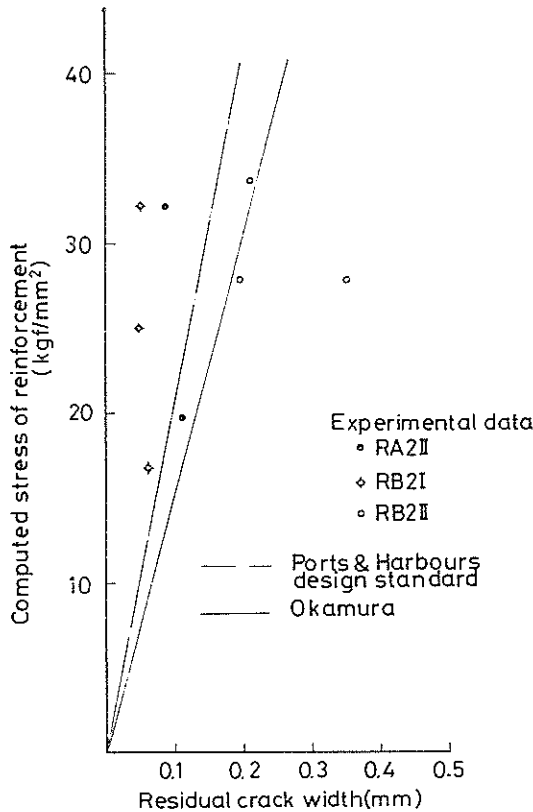


図-6.4(b) 残留ひびわれ幅と計算主鉄筋応力度との関係

mm とする<sup>45)</sup>。

ひびわれ幅算定の手順はつぎのとおりとする。

- (1) 設計仮定断面の引張鉄筋の静的発生応力度を計算する ( $n=10$ )。
- (2) 発生応力度を基本として岡村の式(あるいは港研の

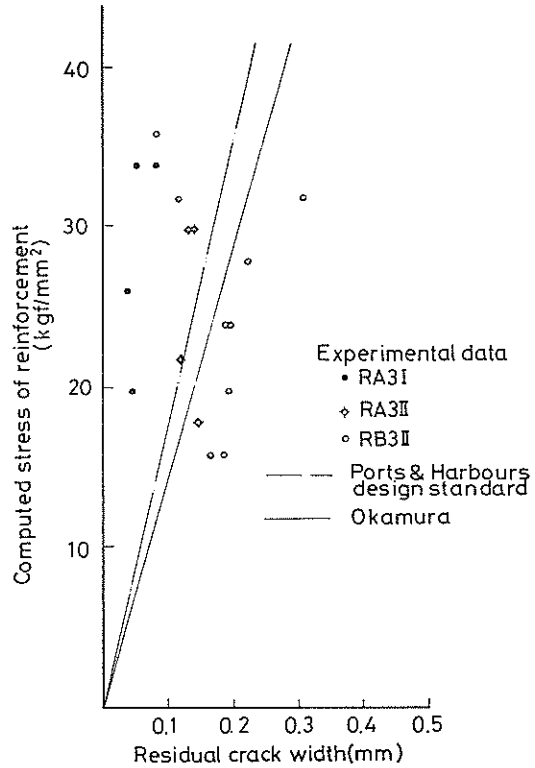


図-6.4(c) 残留ひびわれ幅と計算主鉄筋応力度との関係

式)により静的ひびわれ幅を算出する。

- (3) 残留ひびわれ幅は静的ひびわれ幅と等しいものとし、許容ひびわれ幅と比較する。

なお、参考のために、一連の繰返し載荷試験で得た最大残留ひびわれ幅と、計算主鉄筋応力度の上限値との関係を、図-6.4に示す。あわせて、岡村および港研のひびわれ幅と応力度との関係も併記しておく。

## 7. 結 論

両振りおよび片振り繰返しの荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労試験を行った結果、はりの疲労強度について以下のことが明らかとなった。これらの知見に基づき、6章に記述しているように、両振りおよび片振りの繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労設計法の提言を行った。

- (1) 試験ばりの疲労破壊形式はスターラップ量およびコンクリート強度の影響を受ける。コンクリート強度が  $330\text{kgf/cm}^2$  以下でスターラップ量を常用弾性設計法に基づいて定めた試験ばりは、静的載荷試験では曲げ破壊を起しても、両振りの繰返し載荷試験を行うとせ

ん断破壊をすることがある。したがってせん断破壊を避けるためには、スターラップ量を常用弾性設計法より求める量の2倍程度とし、また、コンクリート強度を400kgf/cm<sup>2</sup> 近くまであげる必要がある(表-5.1参照)。

- (2) 繰返し載荷試験中の主鉄筋のひずみは、繰返し回数増加と共に若干増加する。その増加率は大きくないけれども(図-5.5参照)、載荷重が降伏荷重の8割以上となると、鉄筋ひずみは降伏ひずみ近く、あるいは越えることもある(図-5.6および7参照)。
- (3) 繰返し載荷を受ける試験ばりの主鉄筋には残留ひずみが残る。この値は(100~500)×10<sup>-6</sup> 程度であり、載荷重や主鉄筋量に応じてかなり変化する(図-5.12および13参照)。
- (4) 同一断面部材があっても両振りと片振りの疲労強度には大きな差異がある。この差は主鉄筋の応力度振幅に起因する。したがって、両振りおよび片振りの疲労強度は、式(5.3)および式(5.4)に示すような主鉄筋の最大応力度および最小応力度の関数として与えられる(図-5.23および5.26参照)。鉄筋コンクリート部材としての一体性を確保できるように十分なスターラップ量およびコンクリート強度があれば、載荷回数100万回に対する疲労強度は

$$\sigma_{\max} - (b \pm a \sqrt{|\sigma_{\min}/\sigma_{\max}|}) = 0 \quad (5.5)$$

であり、100万回以下の場合には、

$$\sigma_{\max} - \sigma_{\min} + a' \log N + b' = 0 \quad (5.2)$$

である。これらの関係式は主鉄筋がSD35の場合には、

$$\sigma_{\max} - (3000 \pm 1200 \sqrt{|\sigma_{\min}/\sigma_{\max}|}) = 0 \quad (5.4)$$

$$\sigma_{\max} - \sigma_{\min} + 2540 \log N - 7400 = 0 \quad (5.3)$$

となる。

- (5) 本報告の提案式から求めた、繰返し載荷を受ける鉄筋コンクリートばりの鉄筋の許容応力度は、片振りについて土木学会コンクリート標準示方書に規定するものと良く一致する。
- (6) また、提案式から求めた鉄筋の任意の最小最大応力度比に対する最大鉄筋応力度は、修正グッドマン法およびゲルバー法から求めた値と比較的良好一致する。このことから繰返し載荷をうける鉄筋コンクリートばりの疲労設計は、主鉄筋に発生する応力度を制限する方向で検討して良いと結論できる。

## 8. あとがき

鉄筋コンクリート部材の両振り疲労に関する研究は、従来、そのような荷重を受ける構造物がなかったことや試験機の開発が立遅れていたことなどにより、実施例は

皆無と行ってよかった。それまでに行なわれた実験は、たとえば、ある回数まで一定方向から載荷し、その後、供試体を裏返しにして、逆方向から載荷するというもので、完全な両振り載荷状態ではなかった。

本研究で使用した電気油圧式振動疲労試験機はこのような問題を一挙に解決するものであり、大型の試験ばりの両振り、片振りおよび静的載荷試験などを、サーボ機構を用いた油圧駆動により、実にうまく実施することができものである。このようにして、両振り疲労試験を実施するに至った。しかしながら、静的載荷や片振り載荷と異なり、両振り載荷では荷重が正負に交番する際に、機械特有のアソビ(球座間のスキ間)のために衝撃的なノイズが入り、このため、初期の数本の試験ばりについては無為な結果に終わってしまった。その後、試験機の改良などにより何とかこのノイズを除去することができ、実験を遂行することができた。

残留ひずみ、残留ひびわれについては、当初あまり重視しておらず、特に残留ひびわれ幅を計測していない試験ばりが数本ある。幸い、その後試験を行った試験ばりについては、ほとんどすべてのデータを取得することができた。

ここで紹介した両振り疲労試験の結果は、両振りと片振りの疲労強度の相違を明らかにすることが主たる目的であった。疲労強度に対しては、鉄筋径、紋様、コンクリート強度のように、少なからず影響をおよぼす要因がある。今後、各方面の研究成果を比較検討することにより、これらの要因相互の疲労強度に与える影響を明らかにすることができるであろう。

## 謝 辞

疲労試験は昭和48年から昭和52年までの間足掛5年かけて行った。その間、多くの方々から長時間にわたる疲労試験に携われ、とくに、前室長の堀井修身氏、研究員の市川建氏は、実験の初期に多大の労力を払われた。第一報(港研報告第15巻3号)のデータ整理のすべては、市川氏の努力によるものである。また、実験では、ひびわれの計測をはじめとして、多くの方々に御協力いただいた。さらに早稲田大学の関博助教授、当所の北島昭一前構造部長からは有益な御助言と御激励を賜った。ここに、謹んで感謝の意を表する次第である。

(1980年6月30日受付)

## 参 考 文 献

- 1) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説第4編、第1章 pp. 4-5~4-13.
- 2) 谷本勝利、小舟浩治、大里陸男：ケーソン壁に作用する波力と応用計算、港湾技研資料、No. 224, 1975.

- 3) 前出文献1), 第4編第1章, pp. 4-8~4-9.
- 4) 前出文献2)
- 5) 土木学会, コンクリート・ライブラリー第2号, 第1回異形鉄筋シンポジウム, 1962, 12.
- 6) 岡村甫, 高張力異形鉄筋の使用に関する基礎研究, 土木学会, コンクリート・ライブラリー第27号, 1970, 5.
- 7) 堀井修身, 上田茂, 柳沢雄博: 繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度 (第1報), 港湾技術研究報告, 第15巻, 第3号, 1976.9 pp. 69~98.
- 8) コンクリート工学ハンドブック, 朝倉書店 S40. 10, pp. 356~360.
- 9) ACI Committee 215; Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading, *ACI Journal* 1974, 3.
- 10) 前出文献9)
- 11) 前出文献6)
- 12) 土木学会, コンクリート標準示方書
- 13) 國分正胤, 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 122号, 1965, 10.
- 14) 岡村甫: コンクリート構造の限界状態設計法, 共立出版株式会社, 1978, 11.
- 15) 角田与史雄: 荷重, 外力作用と耐久性, コンクリート工学, 第15巻, 1977, 9, pp. 40~45.
- 16) Hanson, J.M., Simes, N.F. and Helgason, Th.: "Investigation of Design Factors Affecting Fatigue Strength of Reinforcing Bars", *Abeles Symposium on Fatigue of Concrete Institute*, Detroit, 1969, pp. 283~299.
- 17) 前出文献9)
- 18) 前出文献13)
- 19) Derecho, A.T. and Munse, W.H.: "Stress Concentration at External Notches in Members Subjected to Axial Loadings," *Bulletin No. 494, Engineering Experiment Station, University of Illinois*, Jan. 1968, p. 51.
- 20) 前出文献9)
- 21) 河野通之, ほか: 異形鉄筋の疲れ強度に関する研究, 土木学会, コンクリート・ライブラリー第2号, 1962, 12.
- 22) 前出文献13)
- 23) 岡村甫: 曲げ加工した大径鉄筋 D51 を用いたばりの疲労性状, 土木学会, コンクリート・ライブラリー第40号, 1975, 5.
- 24) 前出文献13)
- 25) 前出文献9)
- 26) 前出文献13)
- 27) 前出文献5)
- 28) 前出文献9)
- 29) ACI Recommended Practice for Fiaed Offshore Concrete Structures 1977 (draft) pp. 48.
- 30) FIP Recommendations for the design and Construction of concrete sea structures Third edition 1977, pp. 26.
- 31) CEB-FIP Recommendations for the design and Construction of Concrete Structures, *Third edition FIP 8th Congress Proceedings, Part 3*
- 32) 前出文献12)
- 33) 前出文献9)
- 34) 材料工学ハンドブック, 重複荷重および変動荷重, 朝倉書店, 1966, 12. pp. 470~487.
- 35) E. Hognestad et al.: Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design, *J. ACI. Vol. 27, No. 4, p. 455 (Dec. 1955)*.
- 36) 松本嘉司, 中村正平, 河野清, 中山紀男, 岡村甫: "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性状に関する研究", 土木学会論文集, 第122号, 1965, 10, pp. 1~28.
- 37) 岡村甫: "鉄筋の許容引張り応力度に関する基礎的研究", セメントコンクリート, No. 200, S. 1963, 10, pp. 2~6.
- 38) P.H. Karr and A.H. Mattock: "High Strength Bars as Concrete Reinforcement-Part Control of Cracking", *Journal, PCA Research and Development Laboratories Vol. 5, No. 1, pp. 15~38, Jan. 1963*.
- 39) G.D. Base, J.B. Read, A.W. Beeby and H.P.J. Taylor: "An Investigation of the Crack Control Characteristics of Various Types of Bar in Reinforced Concrete Beams", *C & CA, Research Report 18*.  
(1) Part 1, 1964, 44p.  
(2) Part 2, 1966, 31p.
- 40) 前出文献1), 第3編, 第3章, p. 3~22.
- 41) 前出文献8)
- 42) 前出文献13)
- 43) 前出文献21)
- 44) 横道英雄, 藤田嘉夫, 西堀忠信: 異形鉄筋を用いたRC 桁の曲げ疲労試験, コンクリート・ライブラリー, 第14号, pp. 183~190.
- 45) 前出文献1), 第3編, 第3章, p. 3~22.

記号一覧表

- $E_c$ : コンクリートのヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $E_s$ : 鉄筋のヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $L$ : スターラップから破断位置までの最小距離 (cm)  
 $N$ : 載荷回数  
 $N_i$ : 一定の応力範囲において破壊に至るまでの回数 (式6.7)  
 $P$ : 設定荷重 (tf)  
 $P_c$ : ひびわれ発生荷重 (tf)  
 $P_u$ : 破壊荷重 (tf)  
 $P_v$ : 降伏荷重 (tf)  
 $S$ : スターラップ間隔  
 $(f\sigma)$ : 疲労強度の関数 (式5.4~5.5)  
 $l$ : スパン長 (cm)  
 $n$ : 弾性係数比  
 $n_i$ : 応力ブロック  $i$  の出現回数 (式6.7)

$\rho$ : 鉄筋比	$\Delta\varepsilon$ : 鉄筋の繰返し載荷によるひずみの増加率
$S$ : 応力ブロックの数 (式6.7)	$\Delta\sigma$ : 鉄筋の最大応力度と最小応力度の差 (kgf/cm <sup>2</sup> )
$w$ : ひびわれ幅 (mm)	$\eta$ : 終局損傷率
$w_{10^n}$ : 載荷回数 $10^n$ 回目のひびわれ	$\sigma_B$ : 鉄筋の破断強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
$w_y$ : 降伏ひびわれ幅 (mm)	$\sigma_N$ : 鉄筋の両振り強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
$\beta$ : 鉄筋の伏降点とコンクリートの圧縮強度の比 ( $\beta = \sigma_{sy} / \sigma_{cu}$ )	$\sigma_c$ : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
$\gamma$ : スターラップ断面積比	$\sigma_{cu}$ : コンクリートの許容圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
$\gamma_{fat}$ : 疲労に対する安全係数	$\sigma_{ck}$ : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
$\varepsilon_{10^n}$ : 載荷回数 $10^n$ 回目の鉄筋ひずみ	$\sigma_{cu}$ : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
$\varepsilon_{max}$ : 鉄筋の繰返し載荷時の最大ひずみ	$\sigma_m$ : 鉄筋の繰返し平均応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
$\varepsilon_{min}$ : 鉄筋の繰返し載荷時の最小ひずみ	$\sigma_{max}$ : 鉄筋の繰返し最大応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
$\varepsilon_s$ : 鉄筋の繰返し載荷時のひずみ	$\sigma_{min}$ : 鉄筋の繰返し最小応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
$\varepsilon_c$ : 鉄筋の計算ひずみ	$\sigma_{amax}$ : 鉄筋の繰返し許容最大応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
$\varepsilon_{SR}$ : 鉄筋の残留ひずみ	$\sigma_{amin}$ : 鉄筋の繰返し許容最小応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
$\varepsilon_{sy}$ : 鉄筋の降伏ひずみ	$\sigma_{sa}$ : 鉄筋の許容応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
$\Delta f_{rep}$ : 鉄筋の疲労強度	$\sigma_{sc}$ : 鉄筋の応力度の計算値 (kgf/cm <sup>2</sup> )
	$\sigma_{sy}$ : 鉄筋の降伏強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )