

# 港 湾 技 研 資 料

TECHNICAL NOTE OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 658      Sept. 1989

鋼・コンクリートハイブリッドはりの疲労特性

横 田      弘  
清 宮      理

運輸省港湾技術研究所



# 目 次

要 旨 .....	3
1. まえがき .....	3
2. 港湾構造物の疲労設計 .....	4
2.1 疲労設計の手順 .....	4
2.2 構成材料の疲労強度 .....	5
2.3 疲労損傷度の算定 .....	5
3. 疲労試験の概要 .....	6
3.1 試験体 .....	6
3.2 材料の特性 .....	6
3.3 試験方法と計測方法 .....	9
4. 疲労試験の結果と考察 .....	9
4.1 疲労寿命と疲労破壊の形式 .....	9
4.2 たわみ性状 .....	13
4.3 ひずみ性状 .....	15
4.4 ひびわれ幅 .....	18
5. ハイブリッドはりの疲労の検討 .....	21
5.1 溶接鋼板の疲労寿命の算定 .....	21
5.2 海洋環境下での疲労安全性の検討 .....	21
6. 結 論 .....	22
7. あとがき .....	23
参考文献 .....	23

# Fatigue Properties of Hybrid Beams with Steel and Concrete

Hiroshi YOKOTA\*  
Osamu KIYOMIYA\*\*

## Synopsis

Fatigue loading tests have been carried out to investigate the fatigue properties of hybrid beams with steel and concrete in marine environments. The test beams were two kinds of open sandwich beam; a steel plate was installed on the tensile surface of concrete and one kind of sandwich beam; two steel plates were installed both on the tensile and the compressive sides of concrete. The total number of specimens was 18.

The hybrid beams were broken with the tensile fracture of the steel plate at the point of welding. When upper loading limit was just about 20% of the ultimate load of the beam, the beam did not break after 2 million cycles of loading. On the basis of the experimental results, the empirical  $S-N$  curve on the steel plate where plenty of shape steel and reinforcing bars were welded was proposed. The sum of the damage contributions was smaller than 1.0 in the tensile steel plate subject to waves around Japan using Miner's rule and the proposed  $S-N$  curve. Therefore, the safety against fatigue failure of the hybrid beam was confirmed.

**Key Words:** Hybrid member, Fatigue, Loading test, Miner's rule

---

\* Senior Research Engineer, Structural Engineering Division

\*\* Chief of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

# 鋼・コンクリートハイブリッドはりの疲労特性

横田  
清宮

弘<sup>\*</sup>  
理<sup>\*\*</sup>

## 要 旨

コンクリートと鋼板を形鋼を用いて合成させたハイブリッド部材の海洋環境下での疲労特性を調べるために、疲労試験を実施した。用いた試験体は、コンクリートの引張縁のみに鋼板を配置したはりが2種類と引張および圧縮両縁に鋼板を配置したはりが1種類の合計3種類18体である。得られた試験結果に基づき、ハイブリッド部材に用いられる溶接鋼板の疲労寿命の算定式( $S-N$ 関係)を求めた。さらに、日本近海での波浪条件に対して、ハイブリッドはりを実構造物に適用した場合の疲労破壊に対する安全性をマイナー則を用いて検討した。

試験の結果、ハイブリッドはりの疲労破壊の形式は、鋼板とせん断補強鉄筋あるいはずれ止めの取付け位置付近での鋼板の破断であった。繰返し荷重が200万回作用しても疲労破壊が生じない際の荷重の上限値は、はりの静的耐荷力の約2割となりかなり小さな値となった。また、ずれ止めとして形鋼を多数溶接した鋼板に関して、繰返し応力と疲労破壊時の繰返し回数との関係( $S-N$ 線図)を提案できた。この $S-N$ 線図と日本近海での波浪条件を用いてマイナー則により計算した累積損傷度は1以下となり、海洋環境下での疲労破壊に対する安全性が確認できた。

キーワード：ハイブリッド（合成）部材，疲労，載荷試験，マイナー則

## 1. まえがき

コンクリートと鋼板を組合せた合成部材（ハイブリッド部材）は、鋼材とコンクリートのそれぞれの長所を生かしかつ短所を補い合う構造様式である。合成部材は、構造物の合理性および経済性の観点から近年広く用いられてきている。海洋構造物では、鋼材あるいは鉄筋コンクリートが従来用いられてきたが、図-1に示すようにハイブリッド部材の利用が進められている。ハイブリッド構造を港湾構造物に採用した場合の利点には、①力学特性の向上、②軽量化、③水密性の確保、④工期の短縮（特に配筋工事および型枠・支保工事の省略）などが挙げられる。

従来、合成部材の鋼材とコンクリートとの接合には、スタッドジベルが多く用いられてきた。しかし、上記の

利点を積極的に求めるには、鋼板を型枠にも利用する方式が有望である。その場合、型枠である鋼板の剛性増加を目的として、形鋼をずれ止めに利用することが検討されている。形鋼をずれ止めに用いた際のずれ止めの耐荷力の算定方法<sup>1)</sup>およびハイブリッドはりの基本的な力学特性と曲げ耐荷力およびせん断耐荷力の算定方法<sup>2)</sup>については、既に明らかにされている。

海洋環境下での構造物の主たる外力は波浪によって与えられる。構造物の設計では、このような繰返し荷重の確率最高値の設計外力として部材の静的な耐荷力の算定を行っている。同時に、荷重の繰返し作用で生じる部材の疲労破壊に対する安全性の評価も重要な検討項目となる場合がある。特にこの種のハイブリッド部材では、溶接工法を多く用いているため疲労破壊が生じる可能性が高く、疲労に対する検討が重要となる。しかしながら、

\* 構造部 主任研究官（複合構造担当）

\*\* 構造部 構造強度研究室長

# ハイブリッドケーソン防波堤 ハイブリッド埋設構造物

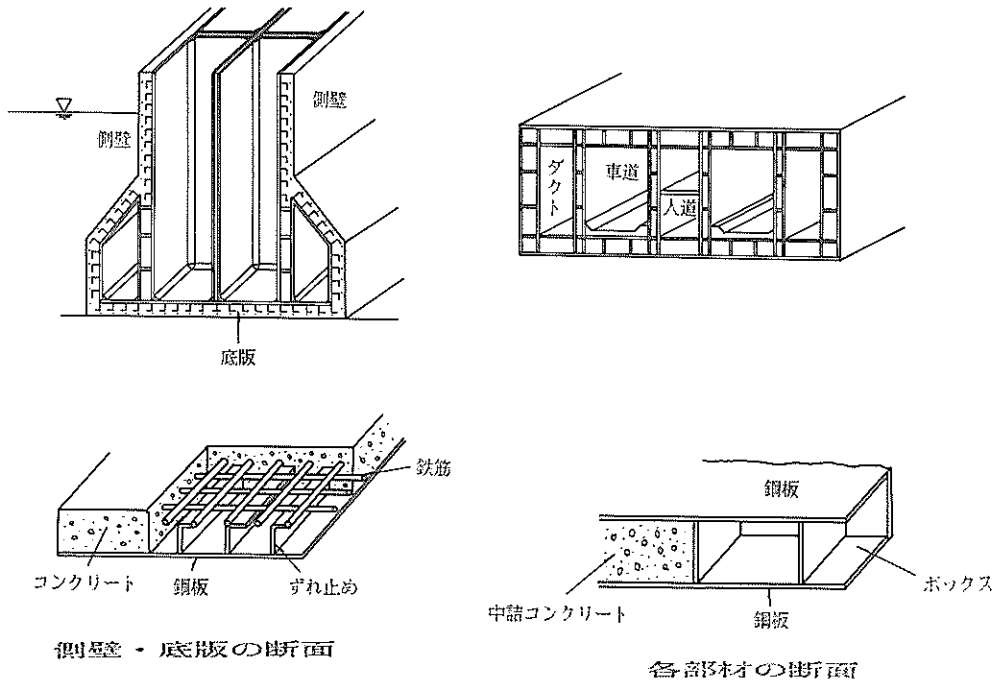


図-1 ハイブリッド部材を用いた港湾構造物の一例

この種の構造形式は実績も少なく、波浪に対する疲労の検討を行った研究はほとんど皆無である。

そこで本資料では、ハイブリッド部材の疲労破壊の形態などの基本的な疲労特性を、3種類のはり試験体の疲労試験により検討している。さらに、形鋼が溶接された鋼板の試験結果から求めたS-N線図とマイナー則により、ハイブリッドはりの実海域での疲労破壊に対する安全性の検討を行っている。

## 2. 港湾構造物の疲労設計

### 2.1 疲労設計の手順

構造物に荷重が繰返し作用すると、ついには疲労破壊が生じる可能性がある。疲労とは、構造物を構成する材料の微細なクラックなどの欠陥が応力集中により拡大し、最終的には構造物全体の破壊に至る現象である。航空機が気圧の繰返し変動によって金属疲労を生じ、重大事故につながる例は、社会的にも大きな問題となっている。土木構造物でも、鋼材などが疲労破壊することで、部材全体の破壊に至った例もある。

一般の港湾構造物の構造部材では、波浪外力の特性

(波高と作用回数との相関関係)から疲労破壊が生じる可能性は低く、通常疲労の検討を省略することができる<sup>3)</sup>とされてきた。しかし、特に大きな波力が繰返し作用する大水深海域での防波堤やジャケット、大型トラックなどの運行が頻繁な栈橋などは、疲労を考慮する必要がある。疲労の検討は、一般的には、「荷重の中で変動荷重の占める割合およびその作用頻度が大きい場合<sup>4)</sup>」や「終局限界状態に対する荷重の設計用値の4割以上の荷重が1万回以上発生するおそれのある場合<sup>3)</sup>」などの条件のとき行う必要がある。また、材料に発生する応力度の観点からは、「疲労寿命を計算しその値が1000万回以上となった場合、作用時の最大応力が静的強度の50%を超えないならば疲労破壊しないとして良い<sup>3)</sup>」という解釈もある。

今回のハイブリッド部材のような様式の構造は、溶接工法を多用している。溶接を行った鋼材あるいは鋼構造物は形状の不連続性、溶接止端部の切欠き、溶接部の材質急変や残留応力などの原因で、疲労強度が低下し、疲労破壊が急速に進展するとされている。したがって、実構造物への採用に当たっては、疲労に対する考慮が不可

欠となる。

疲労寿命の予測に関しては、次の3点が重要である<sup>9)</sup>。すなわち、荷重の発生パターンの把握、疲労破壊の内部進行を示す量の定義、そして疲労破壊基準である。海洋構造物では、主たる外力は波浪によって与えられる。波浪は不規則に構造物に作用するが、疲労の検討で不可欠となる作用回数は、統計的手法によって求めることができる<sup>9)</sup>。疲労破壊の内部進行および疲労破壊基準は、破壊力学の立場から残存抵抗力を定義する方法<sup>7)</sup>と、工学的立場からS-N関係をもとに損傷度仮説(マイナー則)を用いる方法がある。港湾構造物のようにランダム荷重が作用する場合には、後者の方法が有用である。

港湾構造物の波浪に対する疲労の検討に関しては、以下の方法で順に行われる<sup>8,9)</sup>。

- ①波浪条件の設定
- ②個々の波浪の波高と繰返し回数
- ③各波高に対して構造物の各材料に発生する応力度の算定
- ④材料のS-N関係から、疲労損傷度を算定
- ⑤全波高と波数に関して疲労損傷度を累積し、所定の安全率が確保されていることの照査

この内、①および②に関しては、波浪観測年報<sup>10)</sup>や各種の文献に詳説されているので、本資料では割愛する。③では、線形構造解析などの一般的な手法で行ってよい。そこで、④および⑤の各項目について2.2および2.3で概説する。

## 2.2 構成材料の疲労強度

構造部材の疲労による破壊は、構成材料である鋼材、コンクリートなどの個々の疲労破壊の特性に依存しているから、材料の疲労破壊を検討することにより、部材の疲労の検討を行うことができる。これまでの設計基準などでは、許容応力度の規定で疲労に対する安全性を評価してきた。しかし、限界状態設計法の導入に伴い、より精緻な方法で疲労の検討が行える。

構成材料であるコンクリートおよび鉄筋の疲労の検討に当っては、疲労強度の設計式が既に各基準などで提案されている。コンクリートの疲労強度については、「コンクリート標準示方書<sup>11)</sup>」では次式のように与えられている。

$$f_{rd} = k_1 \cdot f_d (1 - \sigma_p / f_d) (1 - \log N / K) \quad \dots\dots(1)$$

ここに、

- $f_{rd}$  : 疲労強度の設計用値  
 $f_d$  : 強度の設計用値

- $k_1$  : = 0.85 圧縮および曲げ圧縮の場合  
= 1.0 引張および曲げ引張の場合  
 $\sigma_p$  : 永久荷重による応力度  
 $N$  : 疲労寿命 ( $\leq 2 \times 10^6$ )  
 $K$  : = 10 継続してあるいはしばしば水で飽和される場合および軽量骨材を用いた場合  
= 17 上記以外の場合

鉄筋でも上式と同じ考え方の式が提案されているが、これらの式は、材料の種類、形状が一定であれば、ある応力振幅に対しては、ほぼ一定の繰返し回数後に破壊するという事実に基づいている。また、応力振幅がある程度以下であるならば、無限回の繰返しに対して耐えると考えられており、これを疲労限と呼ぶ。この疲労限に対応する寿命は $10^6 \sim 10^7$ のことが多く、それ以上の負荷を加えることは実験時間の制約から事例も少ないので一般には200万回をもって一つの目安とし、疲労限を求めている。

このように、疲労強度に関する多くのデータがS-N曲線の形で整理され、工学的に利用しやすくなっている。ここで、Nは破壊時の載荷回数(回)であるが、Sには数種の定義がある。式(1)では、疲労強度の静的強度に対する比をSとしているが、応力振幅の真数または対数をとる場合もある<sup>12)</sup>。

鋼材の疲労に関しても、これまで多くの実験が行われており、鋼材自身の疲労性状、溶接された鋼材の疲労性状などが実験的に得られている。いずれの場合も、試験体の材質・形状、応力状態、溶接の有無・方法などをパラメータとして実験が行われ、応力振幅によるS-N関係が与えられている。それに基づき、許容応力振幅などの制限が設計基準などで明記されている。

今回のハイブリッド部材に用いられる様式の鋼板は、鋼板に形鋼や鉄筋が多数溶接され、かつ曲げ引張-圧縮の応力状態にある。このような鋼板の疲労に関する定量的な検討はほとんどなく、疲労強度、疲労寿命などに関する情報も少ないのが現状である。

## 2.3 疲労損傷度の算定

変動荷重を受ける構造部材の疲労寿命を、一定の応力変動による疲労試験結果を用いて推定するためには、疲労破壊がどのように進行するかを解析しなければならない。このような被害解析の法則には、種々のものが提案されているが、これらの内ではマイナー(Miner)の法則が使いやすいものとして知られている。マイナーの法則は、直線累積被害則と呼ばれるように、ある大きさの応力変動による被害は過去の応力履歴には無関係であるという仮定に基づいている。図-2に示すように、応力

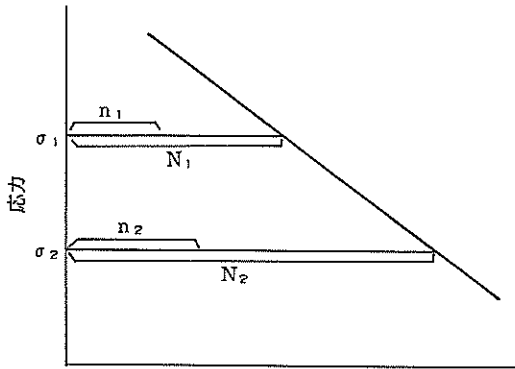


図-2 マイナーの累積被害則

$\sigma_1$ が作用する場合の疲労破壊回数 $N_1$ に対して、実際 $n_1$ 回の繰返しにより材料の疲労寿命は $n_1/N_1$ 減少すると仮定する。使用期間中のすべての繰返し変動荷重について $n_i/N_i$ の累計 $\sum n_i/N_i$ が1となれば疲労破壊が生じると仮定する<sup>19)</sup>。

現実には疲労破壊の前に、クラックの発生・進展などの現象が認められるために、クラック発生以後の挙動は必ずしもマイナーの法則と実測結果とが一致するとは限らない。そのため、危険側の値を算定する可能性もある。これに対しては、S-N線図を疲労限以下の適当な値まで延長して用いる修正マイナー則もある。今回の検討では、疲労限(200万回)以上では疲労損傷がないとする仮定の下に損傷度を算定する。

### 3. 疲労試験の概要

#### 3.1 試験体

疲労試験は、図-3に示す3種類のはり試験体(HF-1~HF-3)合計18体を対象として行った。各々のはりの基本寸法は同一で、はり断面の幅が27cm、高さが25cmおよびはりの全長が3.5mである。これらの試験体の構造様式は、事前に行った静的載荷試験の結果から、ハイブリッドはりのせん断補強法として有効であると判断されたものである<sup>2)</sup>。

HF-1およびHF-2は、肉厚6mmの鋼板を試験体の引張縁に配置したいわゆるオープンサンドイッチ構造で、辺長50mm、肉厚6mmの山形鋼をずれ止めに用いた。ずれ止めは、30cm間隔で鋼板にすみ肉溶接した。その際、溶接後の残留ひずみを極力低減する目的で、図

\*この写真は、今回の試験体を直接撮影したものではないが、溶接の要領は同じである。

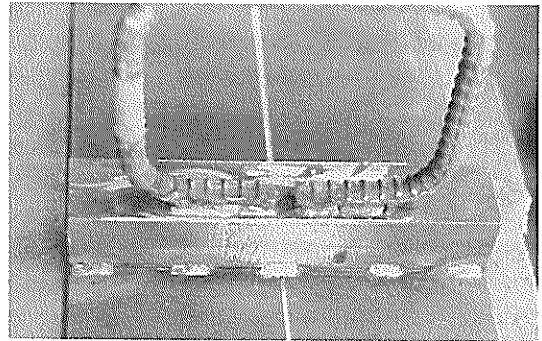


図-4 溶接の状況

4\*に示すように1箇所当たりの溶接長を約40mmとし、ほぼ等間隔に5箇所溶接した。また、溶接の脚長は6mm程度とし、溶接部に十分な強度を確保した。圧縮側には、D19鉄筋2本をはりの上縁より50mmの位置に配筋した。はりのせん断補強は、両試験体で異なる方法を採用した。HF-1ではD16の長尺スタッド(異形鉄筋)を加工したものを30cm間隔(ずれ止め間隔の中央)に溶接してせん断補強とした。また、HF-2ではD16鉄筋をスターラップ状に加工したものを、同様に30cm間隔に鋼板に溶接してせん断補強とした。

HF-3は、はりの引張縁および圧縮縁の両方に鋼板を配置したいわゆるサンドイッチ構造である。上記の2種類のはり試験体のせん断補強筋と有効せん断抵抗断面積が等しくなるように中空加工した鋼板を30cm間隔に溶接し、ずれ止めとせん断補強を兼ねた。

#### 3.2 材料の特性

試験体製作に用いた鋼材は、鋼板およびHF-3でのせん断補強中空鋼板がSS41-t6、HF-1およびHF-2でのずれ止めがSS41-L50×50×6、圧縮鉄筋がSD30-D19、およびせん断補強筋がSD30-D16である。これらの鋼材の機械的性質を表-1に示す。

コンクリート製作に用いたセメントは早強ポルトランドセメントで、その試験成績を表-2に示す。骨材は、千葉県君津市産の陸砂と神奈川県中井町産の砕石を用い

表-1 使用鋼材の機械的性質

種類	規格	降伏強度 kgf/mm <sup>2</sup>	引張強度 kgf/mm <sup>2</sup>	伸び %
鋼板	SS41 t6	36	47	27
ずれ止め	SS41 L50×50×6	32	46	27
鉄筋	SD30 D16	39	56	27
鉄筋	SD30 D19	39	56	27

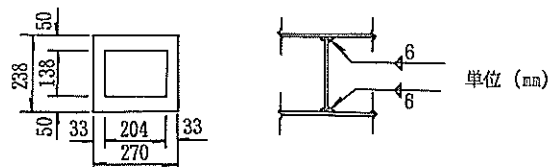
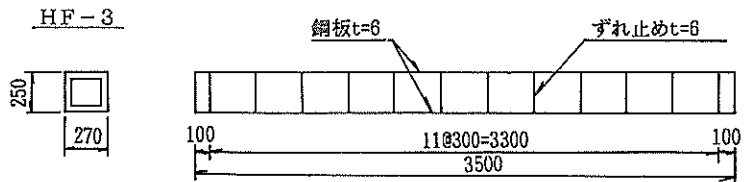
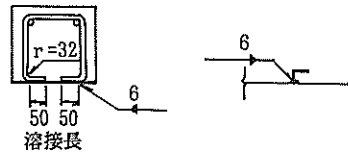
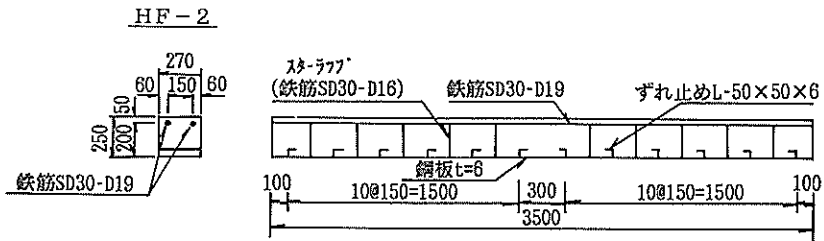
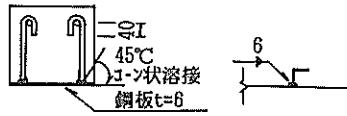
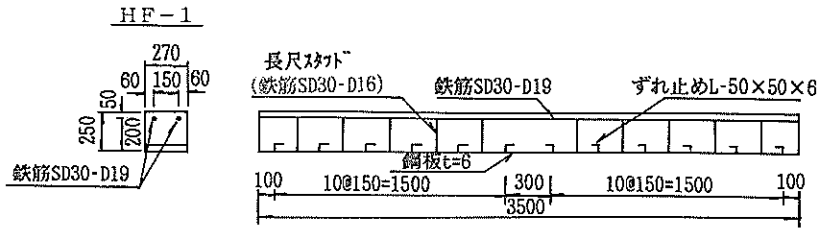


図-3 試験体の構造



表-2 セメントの試験成績

	比重	比表面積 (cm <sup>2</sup> /gf)	凝 結			安定性	MgO (%)	SO <sub>3</sub> (%)	強熱 減量 (%)	圧 縮 強 さ (kgf/cm <sup>2</sup> )			
			水 量 (%)	始 発 (時-分)	終 結 (時-分)					1 日	3 日	7 日	28 日
早強ポルトランド セメント	3.14	4340	30.3	2-01	3-07	良	1.2	3.0	1.0	152	278	385	485
JIS 規 格 値	-	3300 以上	-	45分以上	10時間 以下	良	5.0 以下	3.5 以下	3.0 以下	65 以上	130 以上	230 以上	330 以上

表-3 骨材の試験成績

項 目	細骨材	粗骨材
最大寸法 (mm)	5.0	10.0
表乾比重	2.61	2.65
吸水率 (%)	1.06	1.50
粗粒率	2.72	
実積率 (%)	68.3	67.0
単位容積重量 (kgf/m <sup>3</sup> )	1770	1750
洗い試験 (%)	0.9	1.8
粘土塊量 (%)	0.1	0.2

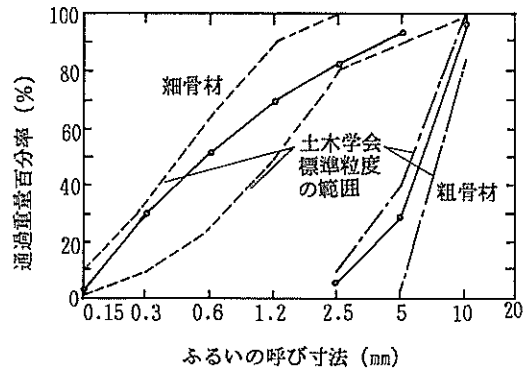


図-5 骨材の粒度分布

た。骨材の最大寸法は10mmである。骨材の試験成績を表-3に、粒度分布を図-5に示す。

コンクリートの配合は、設計基準強度が350kgf/cm<sup>2</sup>、スランプが8.5cm、空気量が4%を満足するように決定した。コンクリートの示方配合は表-4に示すように、水セメント比が43.5%、細骨材率が43.1%である。

疲労試験時のコンクリートの圧縮、曲げ、引張の各強度は、試験体に用いたコンクリートにより別途製作しておいたφ10×20cm円柱試験体（圧縮および引張）、10×10×40cm角柱試験体（曲げ）を用いて、関連するJISに基づいて求めた。強度試験結果を表-5に示す。疲労試験は長期にわたったが、この間のコンクリートの強度の変動は小さかった。また、コンクリートの圧縮強度の平均値は約300kgf/cm<sup>2</sup>で、現場養生を行ったせいもあるが、配合強度を若干下回った。

試験体の製作に当たっては、鋼材に発生したさび、よ

ごれなどを除去したのちコンクリートを打設した。形鋼をずれ止めに用いる場合には、コンクリートの打設方向によっては、形鋼のフランジ下面にブリージング水がたまり強度低下がおきる恐れがある。今回はその影響を極力避けるために、試験体の側面方向から打設を行った。打設中は棒状バイブレータを用いて十分に締め固めを行っ

表-5 疲労試験中のコンクリート強度

材 令 (日)	圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	曲げ強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
142	288	- *	-
216	294	53.1	20.6
285	284	51.8	28.9
343	305	48.0	-

\*) 欠測

表-4 コンクリートの示方配合

呼び強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	スランプ (cm)	空気量 (%)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	水セメント 比 (%)	細骨材率 (%)	単 位 量 (kgf/cm <sup>3</sup> )				
						水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
350	8.5	4	10	43.5	43.1	155	357	778	1044	3.57

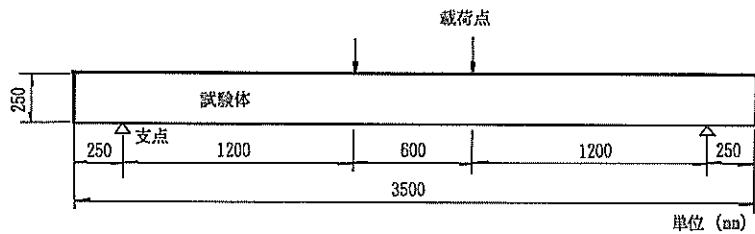


図-6 載荷の状況

た。コンクリート打設後2～3日で脱型し、以後室内で試験時まで気中養生を行った。

### 3.3 試験方法と計測方法

疲労試験は、港湾技術研究所内の容量50tfの油圧式振動疲労試験機を用いて行った。その際、図-6に示すように、試験体はスパン長を3mとする単純支持で設置し、せん断スパン比を4.8とする対称2点載荷とした。静的載荷試験の結果では、このせん断スパン比の場合には曲げ破壊が卓越することがわかっている<sup>2)</sup>。載荷の状況を図-7にもあわせて示す。

疲労荷重は、周波数2Hzの正弦波形式とした。荷重の下限値は全てのケースで、1.0tfと一定にし、荷重の上限値は、試験体の静的耐荷力の20%、30%、40%、50%および60%の5段階とした。載荷は、試験体が疲労破壊するかもしれないと判断された時点で中止し、試験体が破壊するまで静的に荷重を加えて残存耐力を調べた。

疲労試験中は、載荷回数が所定の回数（基本的に10<sup>n</sup>回、 $n = 0, 1, 2, \dots$ ）に達するごとに、繰返し荷重の上限値までの静的載荷を行って、各種計測を実施した。計測項目は、はりのスパン中央のたわみ、鋼板、ずれ止めと鉄筋のひずみおよびひびわれ発生状況とひびわれ幅である。計測位置の詳細を図-8および図-9に示す。はりのたわみは、容量50mmの変位計で計測した。ひずみの計測は、コンクリート用が測定長さ30mm、鋼材用が測定長さ6mmの電気抵抗線式ひずみゲージで行った。鋼板のひずみは、せん断補強筋の溶接位置近傍で計測した。ひびわれ幅の計測はずれ止めの近傍で行った。その際、標点間隔10cmのコンタクトゲージを使用した。コンクリートのひびわれ発生状況は目視により記録し、試験終了後に記録紙にスケッチし、あわせて写真撮影も行った。また、疲労試験中は、荷重振幅およびたわみ振幅をペンレコーダを用いてモニターした。

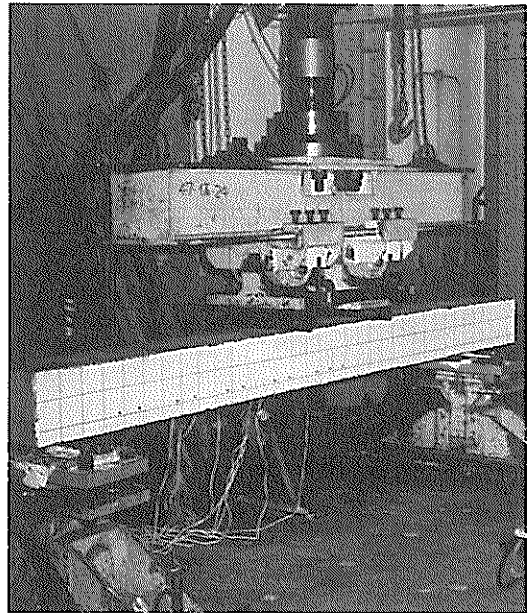


図-7 疲労試験の実施状況

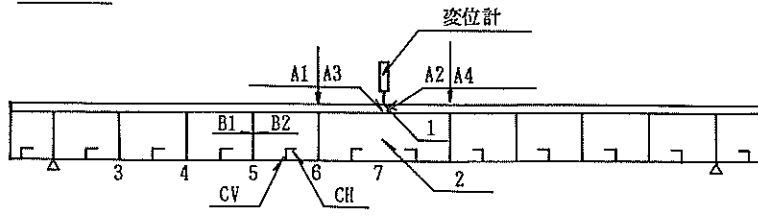
## 4. 疲労試験の結果と考察

### 4.1 疲労寿命と疲労破壊の形式

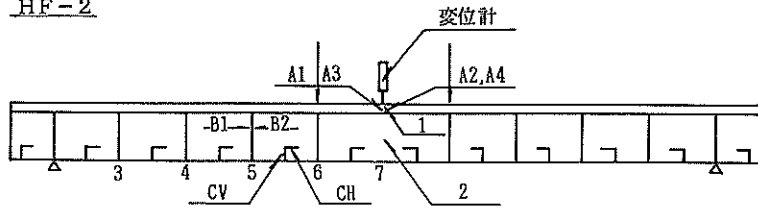
はり試験体が疲労破壊に至った際の載荷回数の一覧を表-6に示す。ここで、繰返し荷重の上限値とはりの静的耐荷力との比を $S$ と定義している。各試験体の静的載荷条件での耐荷力は、HF-1が19.0tf、HF-2が19.5tfおよびHF-3が22.0tfであった。HF-1では $S = 0.5$ のケースは実施しなかった。代わりに、 $S = 0.6$ のケースを2回実施し、結果の再現性の検討を行った。その結果、破壊時の載荷回数は63550回と60710回であり、結果の再現性はほぼ確認された。

同表の結果を整理して得られた $S$ と破壊に至った載荷

HF-1



HF-2



HF-3

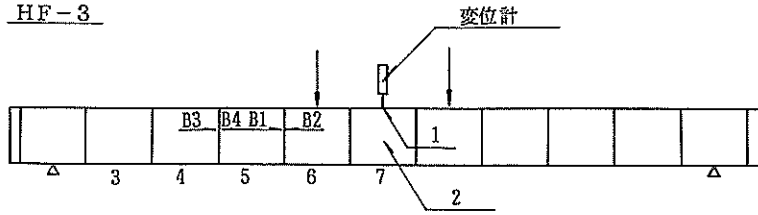


図-8 変位およびひずみの計測位置

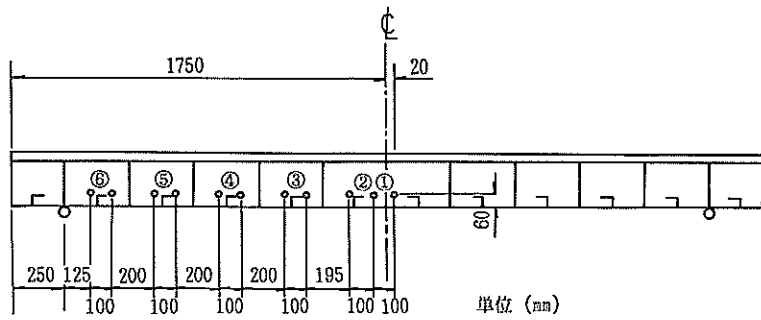


図-9 ひびわれ幅の計測位置

表-6 荷重比と最大繰返し回数

S	HF-1	HF-2	HF-3
0.6	63,550	77,720	69,000
0.5	-	128,090	187,400
0.4	378,690	289,630	327,000
0.3	924,820	1,256,930	1,058,790
0.2	2,000,000	2,000,000	2,000,000

回数との関係（はりの  $S-N$  線図）を図-10に示す。各試験体タイプ間で疲労耐力と疲労寿命に関して有意な差は認められず、ほぼ同様の疲労特性を示した。また、 $S$  と  $\log N$  との関係はほぼ直線となった。繰返し載荷回数が200万回に達しても疲労破壊に至らない荷重比（疲労限）は静的耐荷力の20%程度であった。通常の鉄筋コンクリートはりの疲労試験結果<sup>14)</sup>では、疲労限を与える荷重比は一般的に50~60%程度であり、ハイブリッドはりはこれらと比べてかなり小さな値を示した。したがって疲労試験の結果から、ハイブリッドはりの疲労耐力はかなり小さいと言える。

$S=0.2$  の場合、繰返し載荷終了後に行った静的載荷試験での最大荷重は、HF-1が20.5tf、HF-2が22.0tf

およびHF-3が22.5tfであった。これらの値はいずれも静的耐荷力を若干上回っており、疲労限を越えた場合でもはりの耐荷力が保持されていることが確認された。

図-11~13に試験終了後（ $S=0.2$  の場合は、200万回載荷後の静的試験を終了後）の試験体のひびわれ発生状況を示す。ひびわれ発生荷重はHF-1およびHF-2が2tf程度、HF-3が10tf程度であった。これらのひびわれはいずれもずれ止めの位置から発生し、上方へ進展した。形鋼をずれ止めに用いた場合には、形鋼の端部でひびわれの発生が促進されたため、載荷荷重の小さい時点からひびわれが認められた。

いずれのケースでも、載荷回数の少ない間は曲げひびわれが卓越していた。HF-1およびHF-2では、その後ずれ止めから生じたひびわれが斜めに進展し、またはりスパン中央付近、せん断補強筋の溶接位置付近からもひびわれが発生した。破壊時に近くなると、コンクリートの圧縮破壊による剥落も生じた。一方HF-3では、ひびわれの新たな発生がほとんど認められず、ずれ止めとコンクリートとの間のずれとそれに伴うひびわれの進展が観察されたのみであった。

破壊に至る直前までは、いずれの試験体でも疲労試験でのひびわれ発生状況と静的載荷試験でのひびわれ発生状況がほとんど同じ傾向であった。

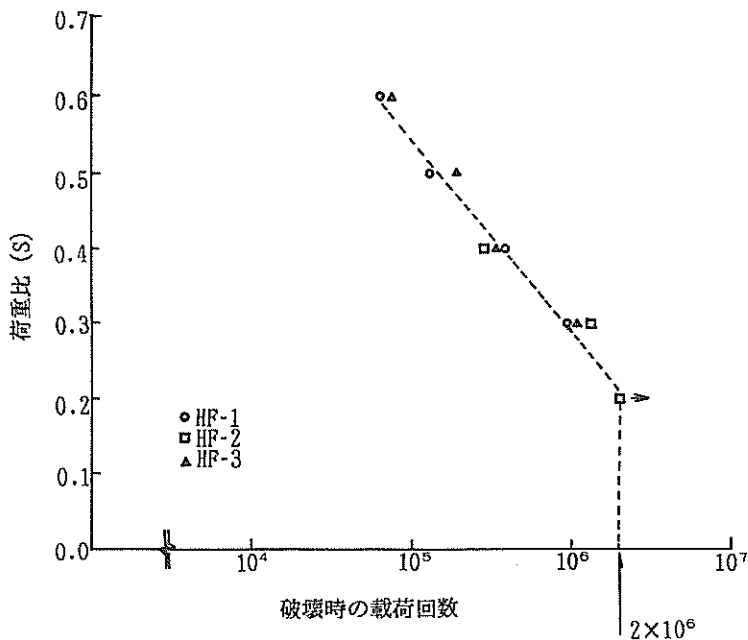
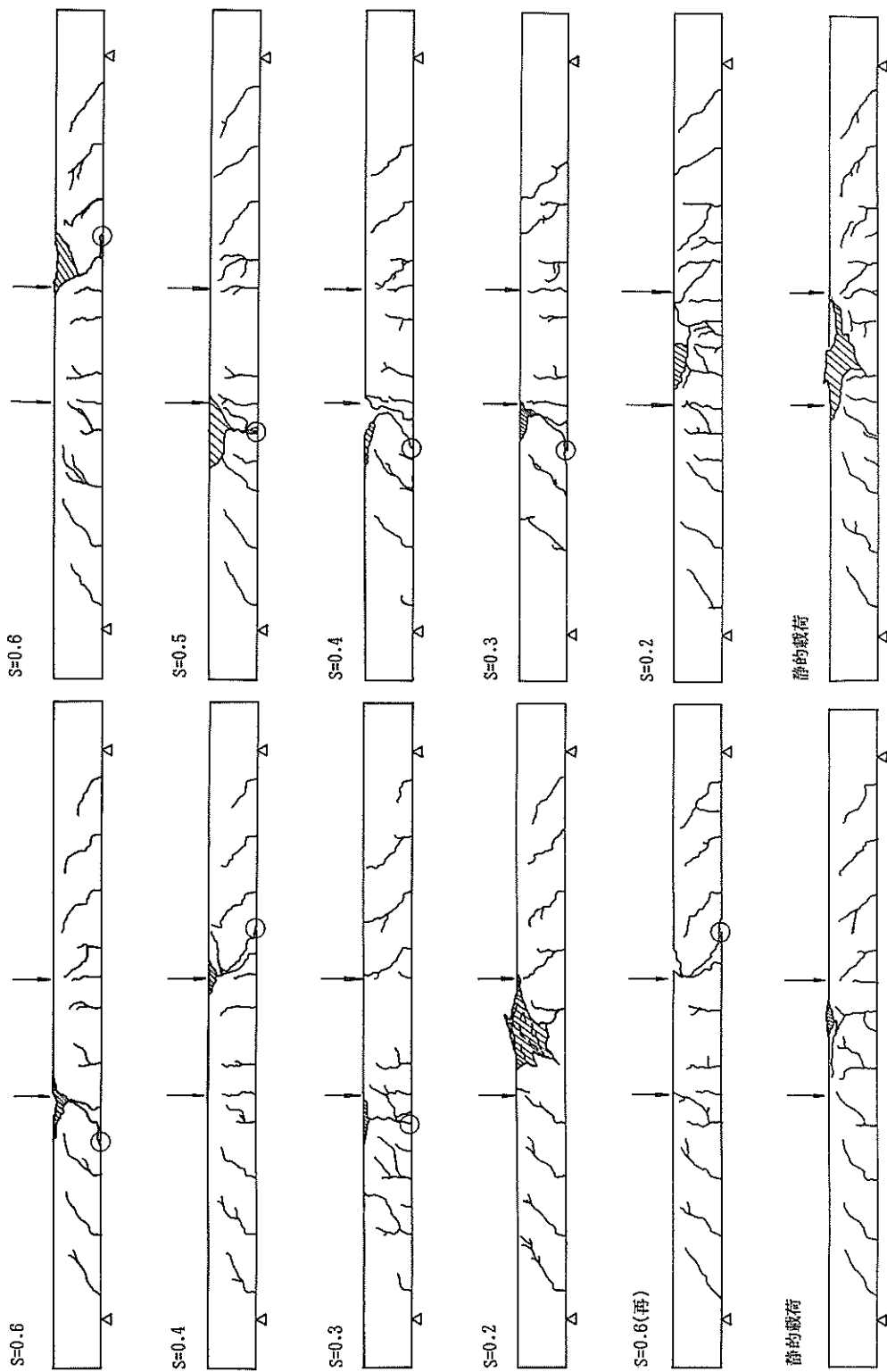


図-10 はりの  $S - \log N$  関係



○-鋼板の破断位置

図-11 ひびわれ発生状況 (HF-1)

図-12 ひびわれ発生状況 (HF-2)

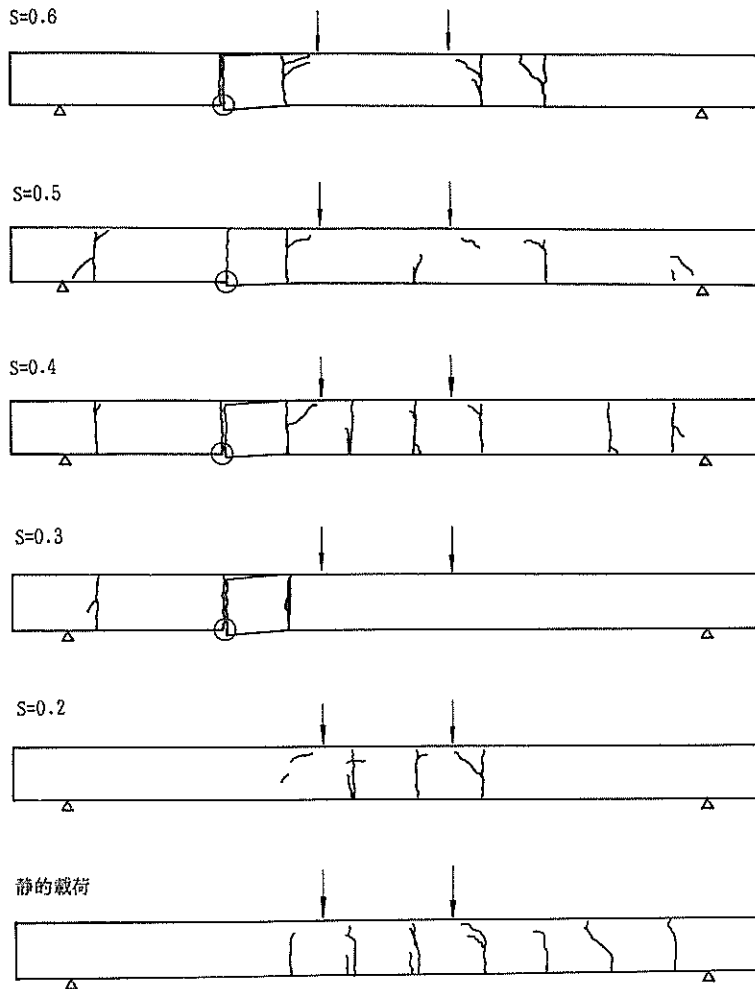


図-13 ひびわれ発生状況 (HF-3)

疲労破壊の生じたはりでは、いずれも引張側鋼板の破断が認められた。鋼板の破断が生じた位置は、図-11～13の○で示されている。破断の位置は、HF-1 および HF-2 では荷重点に最も近いせん断補強鉄筋と鋼板との溶接位置付近、HF-3 ではずれ止め鋼板と鋼板との溶接位置付近であった。これは、溶接を施した位置で応力集中が生じたことによるものである。しかし、ずれ止めおよびせん断補強筋には損傷が認められなかった。また、コンクリートの圧縮破壊などの現象は、鋼板の破断によって生じたはりの変形量の急激な増大が起因していたためである。つまり、ハイブリッドはりの疲労は引張側の鋼板に集中して生じた。

静的荷重試験を行ったはり試験体では、引張側の鋼板が破断する現象は観察されなかった。静的荷重下でのはり試験体の破壊形式は、コンクリートの曲げ圧縮破壊であった。また、破壊に伴うコンクリートの広範囲な剥落によって、はりの変形量が急激に増大する現象も認められた。

#### 4.2 たわみ性状

各試験体の繰返し荷重回数とはりスパン中央におけるたわみ振幅（上限荷重荷重時のたわみと下限荷重荷重時のたわみの差）との関係を図-14～16に示す。各図に示すとおり、たわみ振幅は全ての試験体でほぼ同様の傾向を示し、荷重回数が増加しても初期荷重時の値からほと

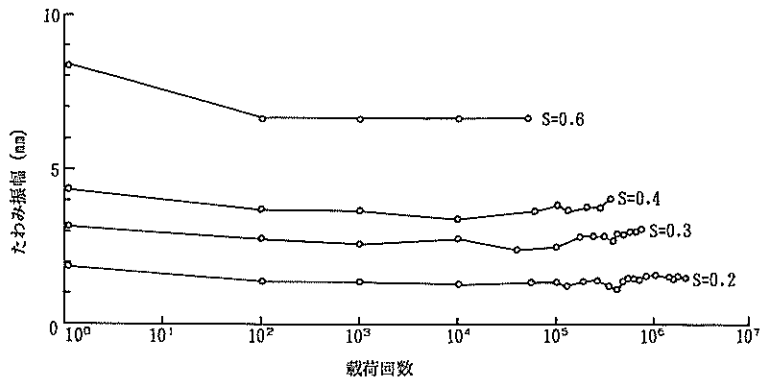


図-14 たわみと载荷回数との関係 (HF-1)

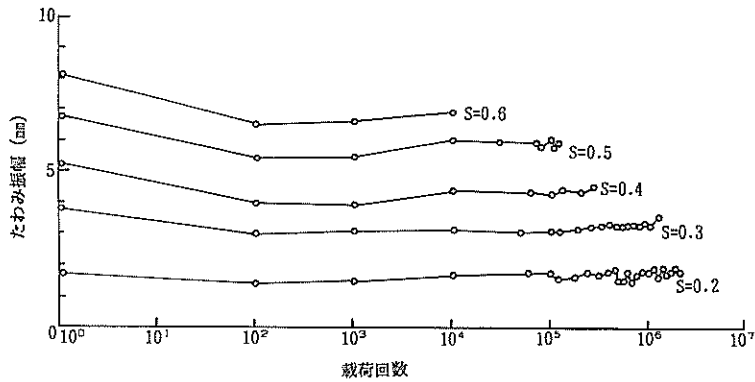


図-15 たわみと载荷回数との関係 (HF-2)

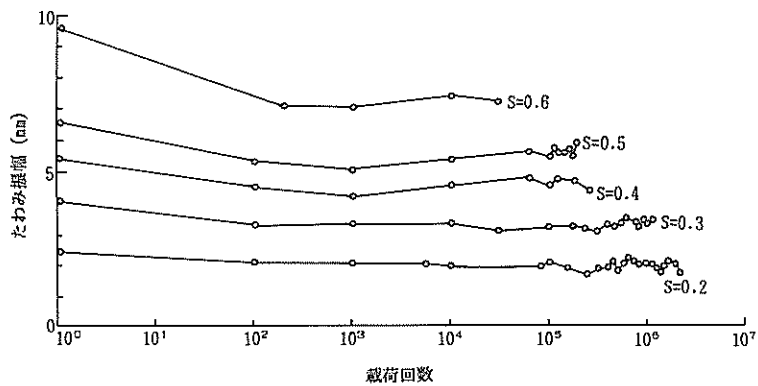


図-16 たわみと载荷回数との関係 (HF-3)

んど変化しなかった。すなわち、繰返し载荷に伴う断面剛性の低下がほとんどなかった。また、破壊近くになっても、たわみ振幅の増大が計測されず、疲労破壊が突然生じたことが確認できる。HF-3のたわみ振幅は、他

の場合と比べて大きくなった。これは試験体の剛性が3ケースともほとんど同程度であったにもかかわらず、荷重振幅が大きかったためである。

200万回载荷後に行った静的载荷試験 ( $S = 0.2$ )での

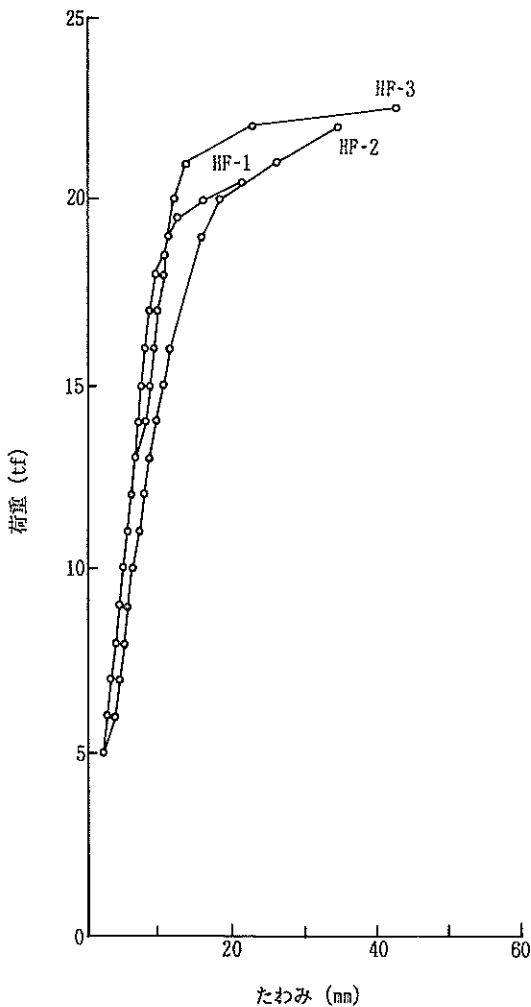


図-17 疲労限後の荷重-変位関係

荷重-たわみ関係を図-17に示す。前述のように各試験体間で荷重-たわみ関係に大きな差はなかった。また、処女載荷時とはほぼ同様の剛性が得られ、繰返し荷重により試験体に大きな損傷が生じなかったことが明らかとなった。

#### 4.3 ひずみ性状

HF-1 試験体のスパン中央での引張側鋼板で計測されたひずみ（上限荷重載荷時）の変化を図-18に示す。荷重比（ $S$ ）の値に応じてひずみは破壊時まではほぼ一定の値となった。ひずみの値は  $S = 0.6, 0.4, 0.3$  および  $0.2$  でそれぞれ  $1000 \times 10^{-6}$ 、 $650 \times 10^{-6}$ 、 $500 \times 10^{-6}$  および  $450 \times 10^{-6}$  程度の値であった。いずれの場合も鋼板が降伏する現象は見られなかった。

一方、鋼板の破断位置付近で計測された引張鋼板のひずみと載荷回数との関係を図-19~21に示す。この位置での鋼板のひずみは、破壊時近くまではスパン中央での計測結果と同様に、載荷回数が増加してもほとんど変化がなかった。しかし、疲労破壊の直前になって、ひずみの値が急増した場合もあった。これは、鋼板の微細な疲労ひびわれの進展でひずみの増加が促進されたものと思われる。

HF-3 でののはり軸方向の鋼板ひずみの分布を図-22に示す。同図は、各荷重レベルでの上限荷重載荷時の計測値である。せん断スパン内でのひずみはほぼ直線分布しており、曲げモーメント一定区間ではほとんど同じ値であった。溶接位置付近で、応力集中に伴って生じる大きな引張ひずみは、特に計測されていなかった。つまり、測定されたひずみは、鋼板の平均的なひずみを表わしていると考えてよい。

$S = 0.2$  の場合の処女載荷時と、200万回載荷後の荷重とスパン中央での引張鋼板のひずみとの関係を図-23

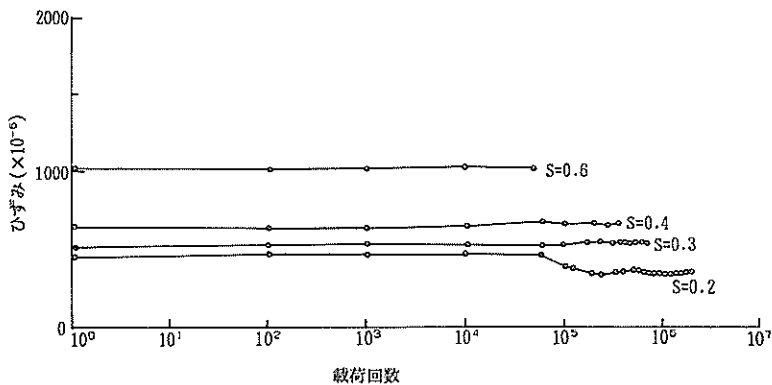


図-18 鋼板ひずみと載荷回数との関係 (HF-1, スパン中央)



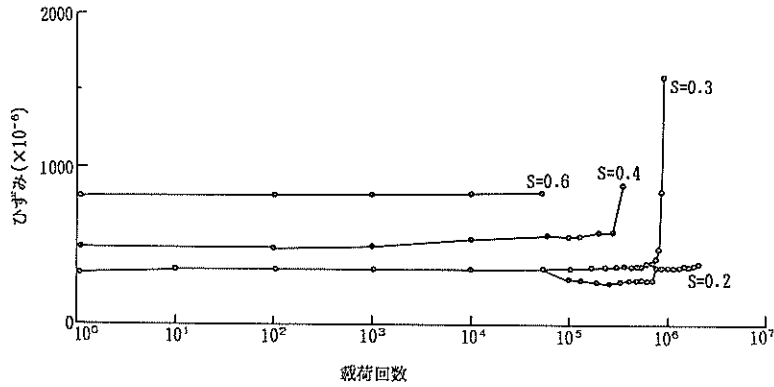


図-19 鋼板ひずみと載荷回数との関係(HF-1, 破断位置近傍)

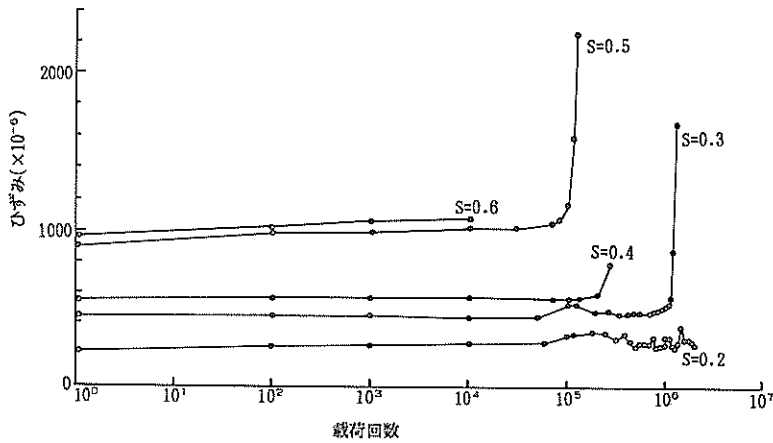


図-20 鋼板ひずみと載荷回数との関係(HF-2, 破断位置近傍)

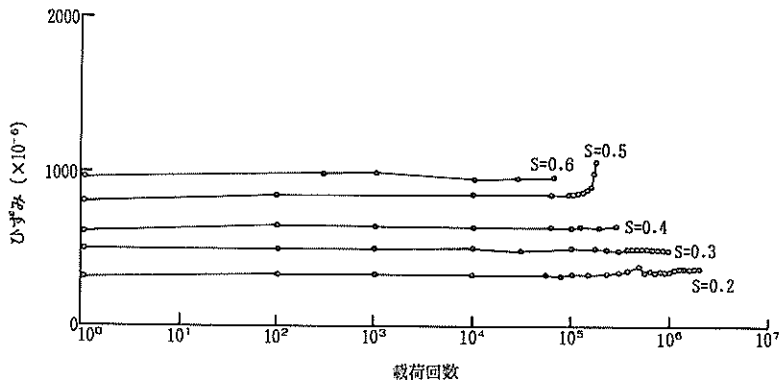


図-21 鋼板ひずみと載荷回数との関係(HF-3, 破断位置近傍)

に示す。鋼板のひずみは各試験体でほとんど同様の傾向を示した。また、200万回載荷後の鋼板ひずみと処女載荷時の鋼板ひずみの値はほとんど同じで、荷重-たわみ関係と同様に、疲労損傷がほとんどなかったことが認め

られた。

HF-2での圧縮鉄筋のひずみと載荷回数との関係を図-24に示す。圧縮鉄筋のひずみは、引張鋼板のひずみと同様疲労破壊時までほとんど変化がなかった。HF-1

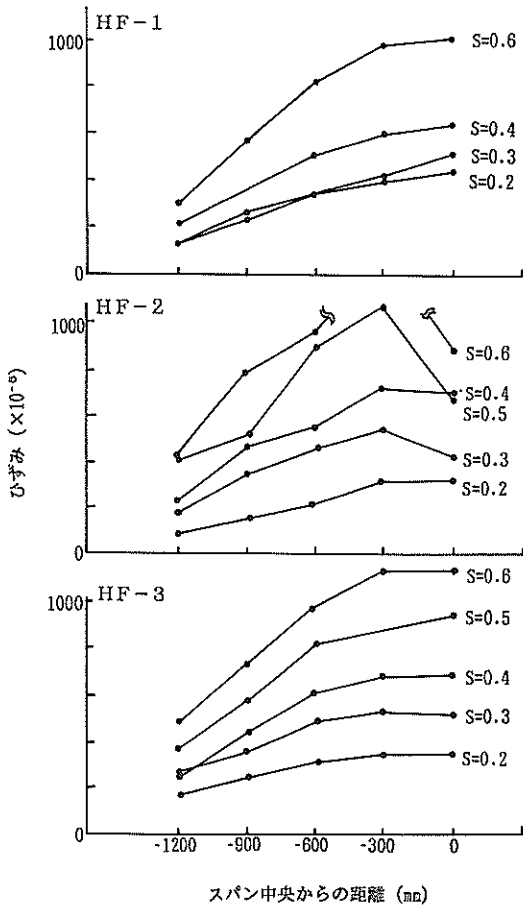


図-22 はり軸方向の鋼板ひずみの分布

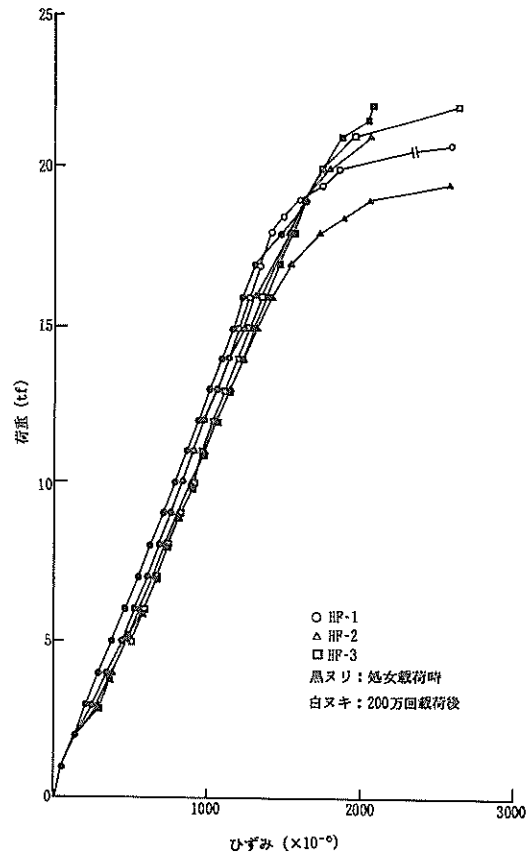


図-23 疲労後の荷重-鋼板ひずみ関係 (スパン中央)

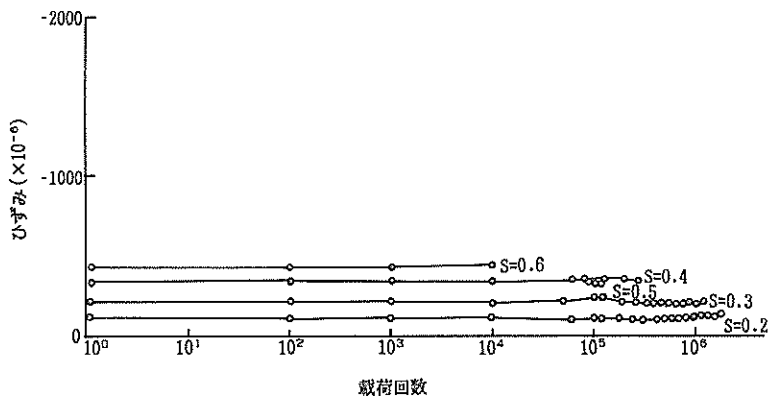


図-24 圧縮鉄筋のひずみと載荷回数との関係 (HF-2)

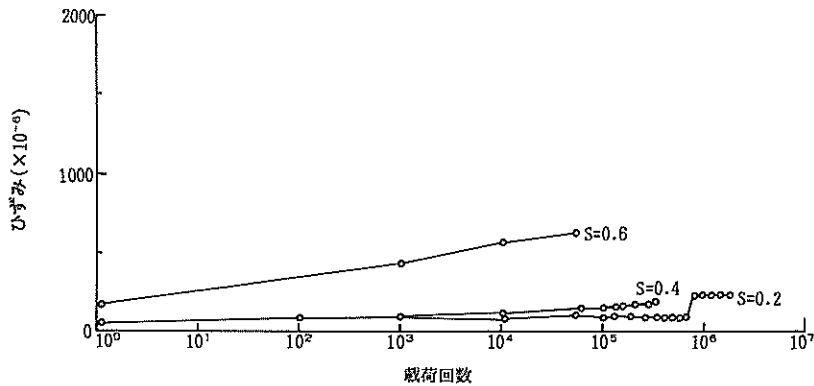


図-25 セン断補強筋のひずみと载荷回数との関係 (HF-1)

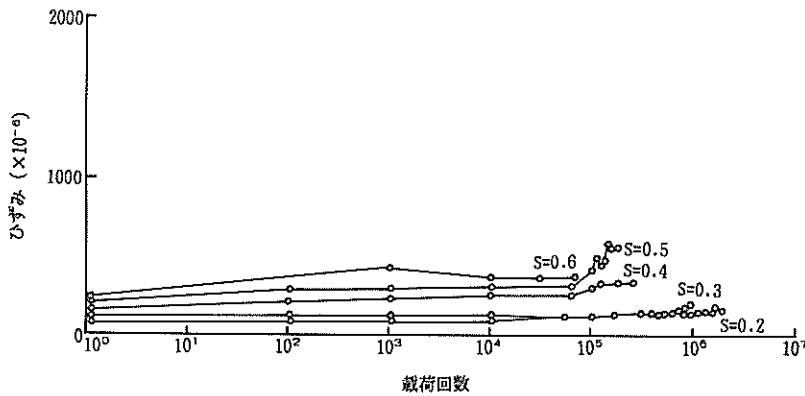


図-26 ずれ止め鋼板のひずみと载荷回数との関係 (HF-3)

での計測結果もこれと同様の傾向を示した。

HF-1でのせん断補強筋のひずみと载荷回数との関係を図-25に示す。また、図-26にHF-3でのずれ止め鋼板のひずみと载荷回数との関係を示す。HF-2でのせん断補強筋のひずみもこれらと同様の傾向を示した。ひずみは载荷回数の増加に伴って若干大きくなった。これは、コンクリートの曲げひびわれの進展にともなって曲げ剛性が低下し、せん断力により卓越するようになったためである。しかし、前述のようにせん断補強は十分行われていたため、せん断力によって破壊することはなかった。すなわち、今回採用したせん断補強方法は、繰返し荷重下でも効果があった。

HF-1およびHF-2でのずれ止めで計測されたひずみはかなり小さい値であったので、結果は省略する。また、载荷回数の少ない時点から、ゲージの剥離・損傷が見られて、計測が行えなくなった。これは、ずれ止めと

コンクリートとの間でひびわれの発生により、形鋼ずれ止めのフランジ部分ですべりや剥離が生じたためであると考えられる。

HF-1とHF-3でのスパン中央圧縮縁でのひずみ (HF-1ではコンクリート、HF-3では圧縮側鋼板) と载荷回数との関係を図-27および図-28に示す。両者ともひずみの値はほとんど一定で、安定していた。コンクリートの圧縮ひずみの最大値は約 $460 \times 10^{-6}$ 、圧縮側鋼板の最大ひずみは約 $730 \times 10^{-6}$ であった。すなわち、HF-1でのコンクリートの圧縮破壊やHF-3での鋼板の座屈の現象は、疲労破壊に至るまで現われなかった。

#### 4.4 ひびわれ幅

コンクリートのひびわれ幅は、部材の耐久性の観点から十分の注意を払わなければならない。4.1で示したように、ハイブリッドはりでは、ずれ止め位置などにひびわれが集中して入るために、鉄筋コンクリートはりとは比

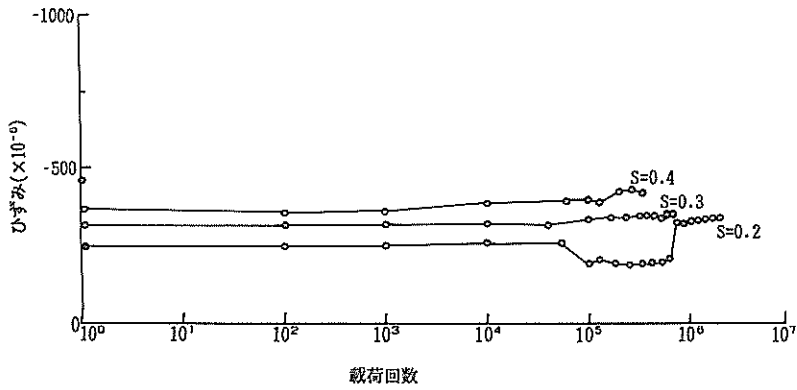


図-27 コンクリートのひずみと载荷回数との関係 (HF-1)

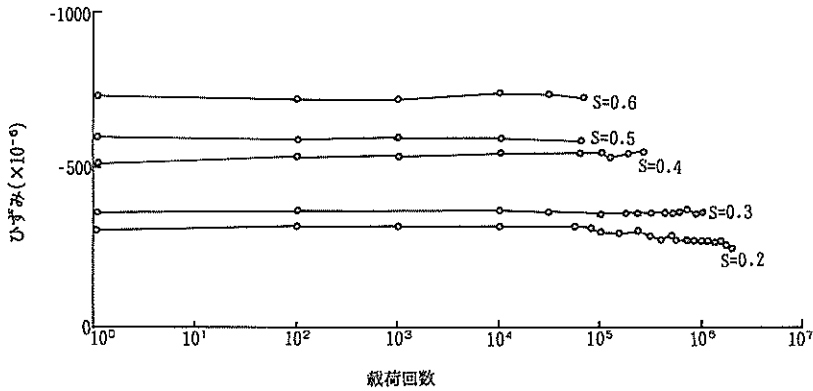


図-28 圧縮側鋼板のひずみと载荷回数との関係 (HF-3)

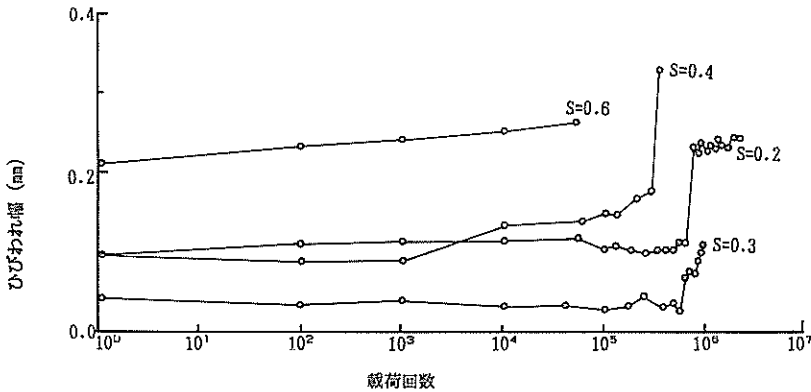


図-29 ひびわれ幅と载荷回数との関係 (HF-1)

較してひびわれ幅が大きくなる傾向がある。また、現状では、ハイブリッド部材のひびわれ幅の算定式もない。

図-29~31に最大ひびわれ幅と载荷回数との関係を示す。これらの図では、図-9に示す計測位置で③の場所

でのひびわれ幅を示している。この位置では、最も大きなひびわれ幅が計測された。疲労破壊が生じる少し前までは、ひびわれ幅は载荷回数にかかわらず、ほとんど一定の値となった。しかし、疲労破壊の直前になって急速

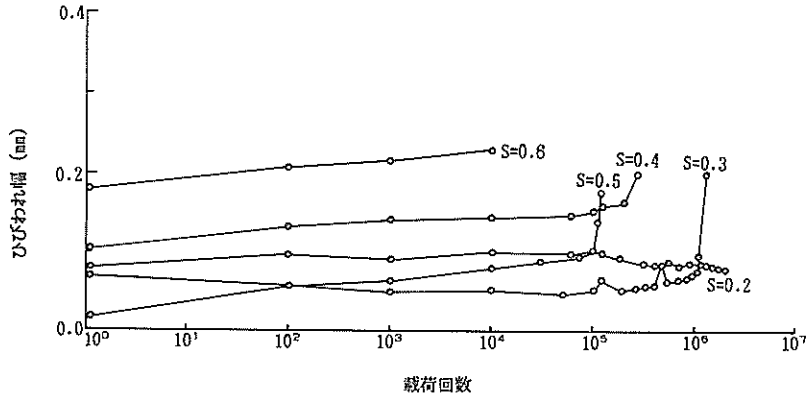


図-30 ひびわれ幅と载荷回数との関係 (HF-2)

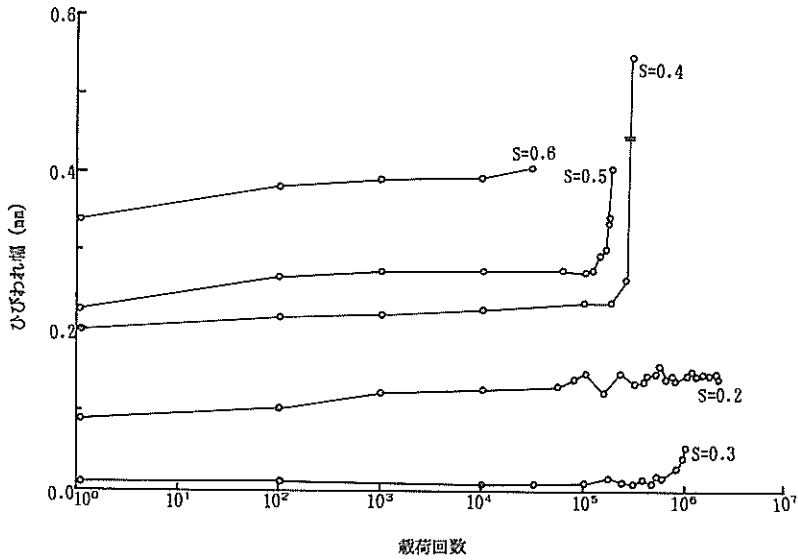


図-31 ひびわれ幅と载荷回数との関係 (HF-3)

にひびわれ幅の増大が認められたものもあった。HF-3では他の2つの試験体と比べてひびわれ幅の値が大きくなった。これは、測定した位置では、コンクリートのひびわれ幅というよりもむしろ止め鋼板とコンクリートとの剥離量を測定していたためである。しかし、この剥離量もひびわれ幅と同様の制限がなされるべきものである。

現在のひびわれ幅の制限値は、鉄筋のかぶり量の関数として与えられている<sup>15)</sup>。ハイブリッド部材では通常の鉄筋コンクリートとひびわれ幅の制限の考え方が異なるであろう。ひびわれ幅の制限は、海水などにより鋼材に著しい腐食を生じさせないという観点から行われるが、

ハイブリッド部材では部材の引張側に鋼板が存在し、コンクリート内に一応海水、空気などが侵入してこない。したがって、ひびわれ幅の制限の意味が耐久性の観点からすると明確ではない。しかし、現状では、この課題に関して十分な議論が行われていないので、とりあえずここではひびわれ幅の制限を海中部コンクリート部材の一般的な制限値の目安である。0.2mmと考えて考察する。HF-1およびHF-2では $S = 0.6$ では初期よりひびわれ幅がこの値を越えている。 $S = 0.5$ 程度以下であると、ひびわれ幅はおおむね制限値より小さくなっている。载荷回数が多くなると、ひびわれ幅が増大する場合もあったが、疲労破壊の直前での現象であり、ひびわれ幅より

も疲労の観点から部材の設計が行われなければならない領域である。HF-3では $S = 0.3$ 程度以下でなければひびわれ幅の制限を満足しない。したがって、この様式の部材の設計の際にひびわれ幅が問題となるような場合には、ひびわれ制御用の鉄筋を配置するなどの対策が考えられる。

## 5. ハイブリッドはりの疲労の検討

### 5.1 溶接鋼板の疲労寿命の算定

ハイブリッド部材に用いられる鋼板（形鋼やせん断補強筋が多数溶接されたもの）の疲労性状に関する情報は、これまで得られていない。そこで、実験で計測された破断位置近傍での鋼板のひずみ量と破壊時の载荷回数から溶接鋼板の $S-N$ 関係を求めた。4.3で述べたように、計測結果によれば鋼板に生じたひずみは破断時までほとんど一定であった。また、溶接位置で特に大きなひずみは計測されていなかった。そこで、今回はひずみの実測値に弾性係数を乗じた値を鋼板に発生した平均応力とみなして整理した。

図-32および図-33に得られた $S-N$ 関係を示す。図-32では $S$ を上限荷重载荷時の平均応力を引張強度で除した値と定義し（ $S_1$ ）、図-33では $S$ を応力振幅（上限荷重载荷時の応力と下限荷重载荷時の応力の差）と定義する（ $S_2$ ）。両者とも $S$ と $N$ の関係はほぼ直線となった。最小自乗法によって求めた回帰直線は図中の実線で示され、直線の式は以下の通りとなった。

$$S_1 = -0.20 \log N + 1.36 \quad \cdots (2)$$

$$\log S_2 = -0.33 \log N + 1.19 \quad \cdots (3)$$

両式での相関係数はそれぞれ $-0.92$  および $-0.91$  となり、負の相関が高い結果となった。また、式(3)の傾きの逆数は $-3$ 程度となり、調質鋼の溶接継手の $S-N$ 線図の傾きの逆数<sup>16)</sup>と比べてほぼ同程度の値となる。ことがわかった。また、図-32および図-33において破線で示すものは、非破壊確率（生存確率）が95%となる関係である。以下で述べる疲労の安全性の検討では、この破線の関係を用いる。

### 5.2 海洋環境下での疲労安全性の検討

図-33に示した非破壊確率95%の $S-N$ 線図に基づいて、ハイブリッドはりの海洋環境下での疲労破壊の安全

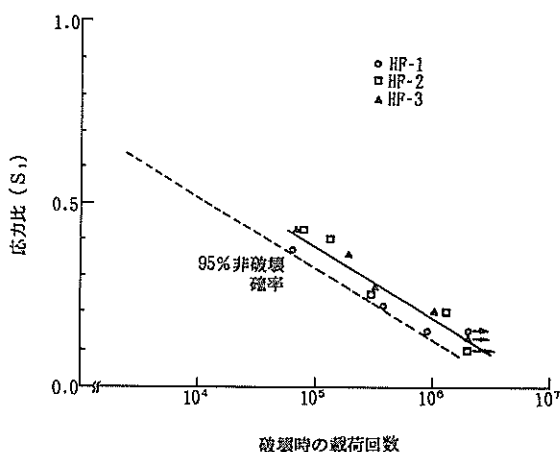


図-32 溶接鋼板の $S - \log N$ 関係

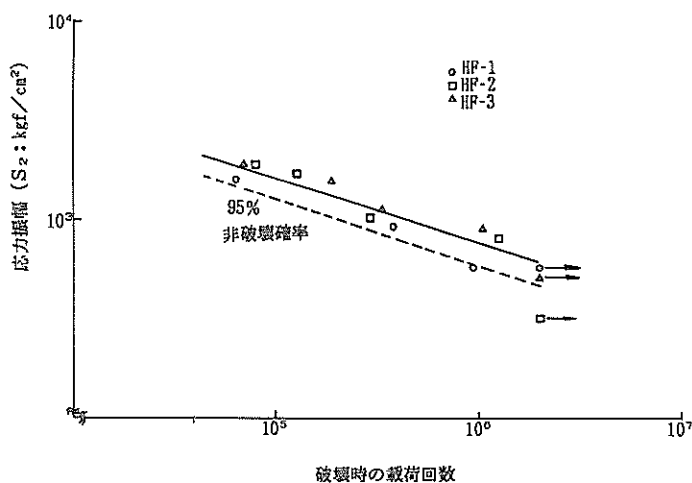


図-33 溶接鋼板の $\log S - \log N$ 関係

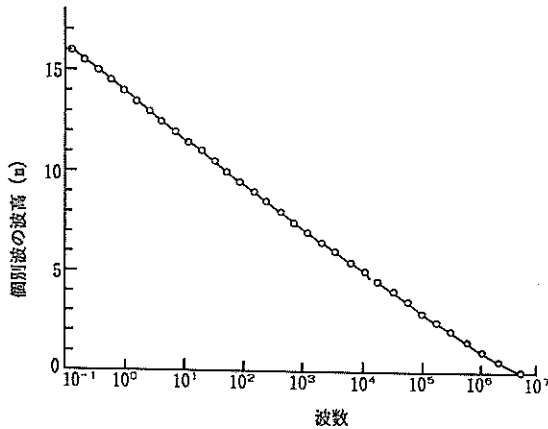


図-34 個別波の波高と波数との関係

性の検討を行う。前述のように、鋼板の疲労に関しては  $\log S$  を用いて検討する手法もあるが、今回は簡便であることと、両者の検討結果に大きな差がないということ、さらに下限荷重を 0 とみなす場合の方が安全側の結果を与えることを考慮して、最大荷重時の応力度にのみ検討する。また、疲労破壊が引張側鋼板のみに集中したので、検討も引張側鋼板についてのみ行う。

疲労の検討に用いる波浪の状況を図-34<sup>6)</sup>に示す。これは、山形県酒田港沖合での観測結果に基づくもので、1年間の個別波の波高とそれを越える波浪の波数を示している。港湾構造物での一般的な設計耐用年数は50年間であるが、現在のところこの期間におよぶ波浪の実測結果は得られていない。そこで、今回の検討では、厳密な値ではないが、図-34の結果を単純に50倍して用いる。

現在ハイブリッド構造を用いた港湾構造物が出現し始めているが、今回検討を行ったような構造様式のはりを直接構造部材に適用した例はない。そこで今回は、試験に用いたはり設計波浪（50年間での確率最高波高を有する波浪）を受けの際に鋼板の応力が許容応力度に達するとして設計されているものと仮定する。許容応力度は一般的な値<sup>17)</sup>である  $1400 \text{ kgf/cm}^2$  とする。

これらの仮定に基づいて計算された鋼板の累積損傷度を表-7に示す。ここで、鋼板が疲労破壊に至る荷重の繰返し回数を  $N_f$  で示す。また、 $N_f$  が 200 万回を越えた場合には、疲労破壊が起きないものとした。同表に示すように、損傷度の累計は約 0.28 となった。これまで述べたように鋼板溶接部の疲労強度がかなり小さいため、波高は小さいが波数の多い波に対して損傷度の相対割合が大きくなった。同じ終局強度を保有する鉄筋コンクリ

表-7 実験結果から得られた鋼板の損傷度

波高 (m)	50年間の波数	応力比	$N_f$	損傷度
16~15	10	0.26	325700	0.0000
15~14	30	0.24	412500	0.0000
14~13	75	0.22	522300	0.0001
13~12	225	0.21	587800	0.0004
12~11	550	0.19	744380	0.0007
11~10	1600	0.17	942700	0.0017
10~9	4850	0.16	1060800	0.0046
9~8	13000	0.14	1343400	0.0097
8~7	39500	0.13	1511800	0.0261
7~6	105500	0.11	1914500	0.0551
6~5	358000	0.09	2000000	0.1790
				$\Sigma = 0.28$

ート部材と比較して、ハイブリッド部材の疲労強度は小さいと言える。しかし、疲労設計および試験結果に基づく方法によって得られた損傷度は 1 以下であり、海洋環境下で疲労破壊に対する一応の安全性が確認できた。

## 6. 結 論

ハイブリッドはりの疲労特性に関して、今回の疲労試験と解析で得られた主要な結論は以下のとおりである。

- 1) ハイブリッドはりの疲労破壊の形式は、鋼板とせん断補強鉄筋あるいはずれ止めの取付け位置付近での鋼板の破断であった。また、今回採用したせん断補強構造間では、疲労特性に有意な差がなかった。
- 2) 繰返し荷重が 200 万回作用してもハイブリッドはりに疲労破壊が生じない際の荷重の上限値は、はりの静的耐力の約 2 割となった。これは、通常の鉄筋コンクリートはりと比べてかなり小さな値であった。
- 3) 疲労破壊に至るまでは、コンクリートの曲げひびわれが優勢であった。ひびわれは、ずれ止めの位置、せん断補強筋の溶接位置から発生した。
- 4) 疲労損傷は、引張側鋼板の溶接部付近に集中し、ずれ止め、コンクリートおよび鉄筋にはほとんど生じなかった。
- 5) 疲労試験から、形鋼をずれ止めに溶接した鋼板の疲労に関する  $S-N$  線図を提案できた。この直線の傾きは -3 程度となり、溶接鋼板の単純引張疲労での結果とほぼ同じとなった。
- 6) 試験から得られた  $S-N$  線図と日本近海での波浪条件を用いてマイナー則により計算した累積損傷度は 1 以下となり、海洋環境下での疲労破壊に対する一応の安全性が確認できた。

## 7. あとがき

今回の検討で、ハイブリッド部材の疲労の検討に対する考え方の整理ができた。しかし、実際の構造物は水中にあることも多いので、水中での疲労強度に関する検討も必要であろう。一般的には、コンクリートの水中での疲労強度は気中での疲労強度に比べて弱いとされている。また、ハイブリッド部材では鋼材とコンクリート中に水が存在すると、水圧で両者の剥離が促進されるおそれもありこの点からの検討も必要である。

ハイブリッド部材に関しては、設計基準やガイドラインの整備も行われてきており、徐々に実構造物への建設に向かっている。ハイブリッド部材の静的強度の詳細についてもいくつか試験を通して検討を行っており、今後発表する予定である。

本研究は、特別研究「ハイブリッド海洋構造物の設計等に関する研究」の一環として実施されたものである。

本資料を取りまとめるに当たり、千葉照男技官（現・第二港湾建設局）、構造部構造強度研究室・白崎正浩技官ならびに昭和62年度研修生・西野邦男氏（現・（株）若築建設）の御協力を賜りました。ここに深甚なる感謝の意を表します。（1989年6月28日受付）

## 参考文献

- 1) 横田 弘, 清宮 理: 鋼・コンクリート合成部材での形鋼によるずれ止めの耐荷力, 港湾技研資料No. 595, 1987年9月, 24p.
- 2) 横田 弘, 清宮 理: 鋼・コンクリート合成はりのせん断補強鉄筋が終局耐力に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集9-2, 1987年, pp. 531-536
- 3) 運輸省港湾局: プレストレストコンクリート港湾構造物設計マニュアル, 1987年3月, pp. 15-16
- 4) 土木学会: 昭和61年制定・コンクリート標準示方書(設計編), 1986年, pp. 85-88
- 5) 土木学会構造工学委員会: 構造物の安全性・信頼性, 1976年, pp. 35-38
- 6) 広瀬宗一, 高橋智晴: 観測結果に基づく沿岸波浪の出現特性, 昭和57年度港湾技術研究所講演会講演集, 1982年12月, pp. 1-55
- 7) Rolfe, ST and Barsom, JM (横堀武夫監訳): 構造物における破壊と疲労の防止—破壊力学の応用, 培風館, 1981年, 524p.
- 8) 清宮 理, 横田 弘, 横井聡之, 阿部宗人, 郡山修, 南川光一, 迎 邦博: プレストレストコンクリート柱・はり接合部の波力に対する疲労特性(英文), 港湾技術研究所報告第26巻第2号, 1987年6月, pp. 25-62
- 9) 運輸省港湾技術研究所, プレストレストコンクリート技術協会: PC海洋構造物の接合部での疲労特性, プレストレストコンクリート第28巻第6号, 1986年11-12月, pp. 11-17
- 10) 小舟浩治, 亀山 豊, 成田 明, 菅原一晃, 後藤智明, 橋本典明: 沿岸波浪観測年報(1986), 港湾技研資料No. 612, 1988年3月, 247p.
- 11) 土木学会: 昭和61年制定・コンクリート標準示方書(設計編), 1986年, pp. 29-30
- 12) 松村駿一郎: 新体系土木工学37・構造用鋼材, 技報堂出版, 1981年, pp. 54-70
- 13) 横井聡之, 大即信明: PC港湾構造物への限界状態設計法の適用に関する検討, 港湾技研資料No. 459, 1983年9月, 32p.
- 14) 例えば, 西林新蔵, 井上正一, 大谷公行: 水中における鉄筋コンクリートはりの疲労性状, コンクリート工学年次論文報告集9-2, 1987年, pp. 633-638
- 15) 土木学会: 昭和61年制定・コンクリート標準示方書(設計編), 1986年, pp. 75-82
- 16) 土木学会: 国鉄建造物設計標準解説, 鋼鉄道橋・鋼とコンクリートとの合成鉄道橋, 1983年, pp. 81-83
- 17) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 1980年, pp. 92-103
- 18) 日本建築学会: 海洋建築物構造設計指針(固定式)・同解説, 1987年改訂版, 190p.
- 19) 土木学会: 鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン, 構造工学シリーズ3, 1989年3月, 327p.



港湾技研資料 No. 658

1989.9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 阿部写真印刷株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute  
Nagase, Yokosuka, Japan.