

# 港湾技研資料

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

No. 459      Sept. 1983

P C 港湾構造物への限界状態設計法の適用に関する検討

横   井   聡   之  
大   即   信   明

運輸省港湾技術研究所



## 目 次

要 旨 .....	3
1. は じ め に .....	3
2. 限界状態設計法の概要 .....	4
2.1 コンクリート部材の設計法 .....	4
2.2 限界状態設計法の確率論的水準 .....	6
2.3 限界状態設計法の構成上の特徴 .....	7
3. 特性値および設計用値 .....	7
3.1 材料強度の特性値 .....	7
3.2 材料強度の設計用値 .....	8
3.3 荷重作用の特性値 .....	8
3.4 荷重作用の設計用値 .....	10
4. 終局限界状態の検討 .....	11
5. 使用限界状態の検討 .....	12
5.1 一 般 .....	12
5.2 ひびわれ .....	12
6. 疲労限界状態の検討 .....	19
7. ひびわれと疲労に対する安全度の試算 .....	23
8. ま と め .....	27
9. あ と が き .....	27
参 考 文 献 .....	32

## The Study on Application of the Limit State Design Method to PC Port and Harbour Structures

Toshiyuki YOKOI\*  
Nobuaki OHTSUKI\*\*

### Synopsis

Recently, the trial of application of PC to port and harbour structures has become active. But its design method is not established.

On the other hand, the limit state design method tends to become used mainly in the world, because it is more rational than the allowable stress method. And also in Japan, it is under investigation.

Under such circumstances, it seems that we had better establish the limit state design method as the design method of PC port and harbour structures.

This paper gives an outline of the limit state design method and the main problem in case of its application to PC port and harbour structures, that is, the characteristic values of wave forces, fatigue of materials under repeated loading action of wave forces and the problem of cracking of concrete related to durability.

---

\* Chief of Materials Laboratory, Structures Division

\*\* Senior Research Engineer, Structures Division

# PC港湾構造物への限界状態設計法の適用に関する検討

横井 聡之\*  
大即 信明\*\*

## 要 旨

近年、PCを港湾構造物に適用する試みが積極的になされている。しかし、その設計法は確立されていない。

一方、コンクリート構造の設計法としては、限界状態設計法が許容応力度法よりも合理的であることから、世界的にはこの設計法に移行する傾向にあり、我が国においても限界状態設計法に関する検討がなされている。

このような状況より、PC港湾構造物の設計法として限界状態設計法に基づく設計法の確立を目指すのがよいと考える。この場合、港湾構造物である特殊性を考慮に入れなければならない。

本資料においては、限界状態設計法の概要を説明するとともに、PC港湾構造物に適用する場合の主要な問題として、波力の荷重作用の特性値、波力の繰り返し作用に対する材料の疲労、耐久性にかかわるコンクリートのひびわれの問題などについて考察を加えた。

## 1. はじめに

我が国においてプレストレストコンクリート(PC)が、土木構造物に一般的に使われるようになって30年あまり経過している。PCが使われる構造物としては、橋梁が最も多く、その他まくら木、パイルなどの工場製品、建築物、タンクなどがある。

港湾構造物の分野においても、主としてさん橋の上部工などにPCが用いられてきた。しかし、港湾構造物は自らの重量によって波や、土圧などの外力に抵抗する形式のものが多いこと、鋼材の腐食に対する環境条件が厳しいことなどから、種々の港湾構造物の中でのPCを使用した構造物の割合は小さかった。すなわち、従来の港湾構造物は鉄筋コンクリートあるいは鋼杭、鋼矢板などの鋼材を用いた形式で対処でき、PCの特徴を十分に発揮できる形式のものが少なかった。

しかし、港湾構造物の建設される地点が、たとえば沖合の大水深で波浪の大きい地点、軟弱地盤が厚く堆積している地点などの厳しい自然条件のところが多くなってきた。このようなところに建設される港湾構造物には、厳しい条件に対処できる構造形式であること、当然のことながら高くなる建設費をできるだけおさえるようにすることが要求される。また、構造物の機能も、たとえば、単に波浪を防御すればよいといったことに加えて、

反射波を低減させるなどの消波機能を合わせもつこと、あるいは海水の流通をよくしたり海水の曝気を促進するなどの海域環境に及ぼす影響を考慮するなど多様化してきた。

このような港湾構造物をめぐる環境の変化に対応するため、従来の構造形式にとどまることなく、それらの改良、あるいは新しい構造形式の開発などの努力がなされるようになった。

プレストレストコンクリートも、このような背景の中で、海外では、大型の海底貯油タンクに用いられていることなどからもみて、従来の限られた用途から広く港湾構造物全般にわたって、さらには海洋構造物に対して、あらためて、その適用がはかれぬか検討されてきた。

その成果の一つとして、曲面スリットケーソン式防波堤が実現するなど、PCの港湾構造物への適用がはかれるようになった。

しかし、PCを用いた港湾構造物の設計法は、上述のようにその歴史が浅いことから、確立されたものはない。設計法というものは、実績の積み重ねの過程で種々改良されて確立されていくものであって、最初の段階からこの方法にしたがえばすべて問題ないといった設計法は存在しない。しかし、指針となるべきもの、あるいは将来確立されるであろう設計法のもととなるものは必要である。

\* 構造部 材料施工研究室長  
\*\* 構造部 主任研究官(コンクリート担当)

コンクリート部材の設計法としては、我が国では許容応力度法が使用されてきている。しかし設計法としては許容応力度設計法よりも限界状態設計法の方が合理的であり、欧米の多くの国では既に限界状態設計法に移行しており、我が国でも土木学会の「プレストレストコンクリート標準示方書」(昭和53年)<sup>1)</sup>において、許容応力度法に、限界状態設計法による破壊に対する安全度の検討が加味されている。また、同じく土木学会において「コンクリート構造の限界状態設計法試案」(昭和56年4月)<sup>2)</sup>が作成され、さらに検討が続けられている。

このように、限界状態設計法が設計法としては、一歩進んだものであること、世界的にこの設計法に移行しており、我が国においても将来移行するのではないかと予想されること、さらに設計法を今後できるだけ早急に確立していく場合に適している方法であることなどから、PC港湾構造物の設計法として、限界状態設計法の導入をはかっていくのがよいと思われる。

ここでは、限界状態設計法の概要を説明するとともに、PC港湾構造物に限界状態設計法を適用する場合の、いくつかの問題点について検討を加えた。

限界状態設計法をとり入れた設計指針としては、CEB(ヨーロッパコンクリート委員会)-FIP(国際プレストレストコンクリート協会)の指針<sup>3),4)</sup>や、海洋構造物を対象としたFIPの指針<sup>5)</sup>などがある。これらの指針を参考に、港湾構造物であることの特長性を考慮して、できるだけ具体的な方法あるいは数値を提案する必要がある。

港湾構造物であることの主要な問題として、ここでは波力の荷重作用の特性値の定め方、波力が繰り返し作用することに対する材料の疲労、及び耐久性にかかわるコンクリートのひびわれの問題などについて設計のめやすを与えるため若干の考察を加えた。

## 2. 限界状態設計法の概要

### 2.1 コンクリート部材の設計法

まず、コンクリート部材の設計法である許容応力度法、終局強度設計法および限界状態設計法について概要を説明する<sup>6)</sup>。

#### (1) 許容応力度設計法

従来から行われてきた鉄筋コンクリートの設計法は、鉄筋とコンクリートをともに弾性体と仮定し、コンクリートの引張り強度を無視して計算した時の部材の各点に作用する応力度が、それぞれの材料の許容応力度以下であることを確かめる方法である。ここで、安全性は各材料の強度をそれぞれに対する安全係数で除して許容応力

度とすることによって確保する形をとっており、この点から許容応力度法とよばれる。また材料を弾性体と仮定(弾性体として挙動する範囲内を対象としている)していることから弾性設計法とよばれることがある。

この設計法は非常に簡便であり、従来、世界中で長い間用いられてきており、その間に不都合が生じるたびに改良が加えられ、わが国でも一般にはこの方法により設計が行われている。

しかし、この設計法にはいくつかの欠点があり、現在では世界の多くの国で用いられなくなってきた。その欠点のおもな点は、

① 各材料はそれぞれ非線形の性質を有しているから、部材各点に作用する応力度は必ずしも断面力に比例しない。したがって、この方法では破壊に対する安全度が明らかでなく、また各部の安全度を一定に保つようにすることも困難である。

② 荷重に関する問題もすべて材料の許容応力度によって取り扱っているために荷重の性質の相違や荷重の組合せの影響を合理的に取り扱いにくい。などである。

#### (2) 終局強度設計法

この方法は材料の非線形性を考慮して求めた部材断面の耐力が、その断面に作用する設計断面力以上であることを確かめるものである。安全性は、従来の設計荷重に適当な大きさの荷重係数を乗じて設計断面力を求めることによって確保する形をとっている。

この方法によれば、破壊に対する安全度の確保は許容応力度設計法によるよりは確実であり、荷重の特性も、荷重係数を適当に変えることによって設計に反映することも可能であって、前述の許容応力度設計法の欠点を克服しており、この点では一歩進んだ設計法といえる。

しかし、この方法は許容応力度設計法とは逆に、材料の特性を合理的に設計に反映することが困難である。また安全性の確保については便利であるが、常時の使用性の確保については別途検討する必要があるという欠点をもっている。

#### (3) 限界状態設計法

終局強度設計法の問題点を解決し、安全性および使用性を一つの設計体系で合理的にとり上げようとするのが限界状態設計法である。

この設計法は、1964年にヨーロッパコンクリート委員会(CEB)によってはじめて提唱され、その後1970年および1978年には国際プレストレストコンクリート協会(FIP)との協同による基準案<sup>3),4)</sup>が発表され、現在イギリスなどがこの方法を基準として採用している。今

後世界のすう勢はこの方法の採用に向かって進んでいくものと思われる。事実、海洋構造物の設計法においては、FIPおよびノルウェー船級協会（DNV）の指針<sup>6),7)</sup>は全面的に限界状態設計法を採用している。

わが国においても、前述のようにプレストレストコンクリート標準示方書において、破壊に対する安全度の検討についてこの方法が導入されており、1981年には土木学会より「コンクリート構造の限界状態設計法試案」が発行され、更に検討が進められている。

次に、限界状態設計法の概要を簡単に述べる。

構造物に外力が作用すると、その外力の大きさによっては構造物の機能あるいは安全性にとってなんらかの不都合が生ずる。それを越えると構造物あるいはそれを構成する部材が機能あるいは安全性を損なう。このような設計目的を満足しなくなる状態を限界状態とよぶ。

限界状態は、一般に、最大載荷力に対する安全性に対応する終局限界状態と通常の使用性と耐久性に対応する使用限界状態とに区分されるが、繰り返し荷重の卓越する場合には疲労に関する問題は終局限界状態に含める場合もあるが、疲労限界状態として別途取り扱うことが便

利である。

「コンクリート構造の限界状態設計法試案」では、それぞれ次のように定義し、その例を示している。

終局限界状態 — 構造物または部材が破壊したり安定を失う状態

使用限界状態 — 構造物または部材が過度のひびわれ、変位、変形、振動等を起こし、正常な使用ができなくなったり耐久性を損なったりする状態

疲労限界状態 — 構造物または部材が、変動荷重作用により疲労破壊する状態

終局限界状態および使用限界状態の例を表-1、表-2に示す。

限界状態設計法は、安全度の検証方法として、後述のように初歩の段階ではあるが、確率論的な手法を取り入れ安全度を合理的に評価することを目指している。完全な確率的解析を行うには、構造物に作用する荷重の変動、材料の品質のばらつき、構造物の断面寸法の統計的な特性等を知らなければならない。しかし実際には、これらを厳密に扱うことは非常に困難である。

そこで、これらの要素の不確実性は、荷重作用および

表-1 終局限界状態の例<sup>2)</sup>

終局限界状態	剛体安定終局限界状態	— 構造物の全体または一部分が、一つの剛体の構造体として、転倒その他により安定を失う状態
	断面破壊の終局限界状態	— 構造物の部材の断面が破壊を生ずる状態
	メカニズムの終局限界状態	— 不静定構造物のメカニズムへの移行の状態
	座屈終局限界状態	— 座屈によって安定が失われる状態
	変形終局限界状態	— 塑性変形、クリープ、ひびわれ等によって構造物に必要な形状寸法が失われてしまうような大変形の状態
	その他の終局限界状態	

表-2 使用限界状態の例<sup>2)</sup>

使用限界状態	引張応力発生限界状態	— コンクリートに引張応力が生ずる状態
	ひびわれ発生限界状態	— ひびわれが発生しようとする状態
	ひびわれ幅限界状態	— ひびわれ幅が過大となり美観を害するか、耐久性または水密性を損ねるかする状態
	変形限界状態	— 変形が構造物の正常な使用状態に対して過大となる状態
	変位限界状態	— 安定・平衡を失うまでには至らないが、正常な状態で使用するには変位が過大となる状態
	損傷の限界状態	— 構造物に各種の原因による損傷が生じ、そのまま使用するのが不適当となる状態
	振動限界状態	— 振動が過大で、正常な状態で使用できないか、不安の念を抱かせるかする状態
	有害振動発生限界状態	— 地盤等を通じて周辺構造物に有害振動を伝播し、不快感を抱かせる状態

材料強度の特性値において考慮するとともに、荷重作用および材料強度について、安全係数を導入することによって考慮している。

そして、設計計算は、各限界状態に対して、特性値と安全係数を用いて求まる荷重作用の影響が、同様に求まる構造断面の抵抗力以下であることを確かめることによって行う。

終局限界状態に対する安全性の検討は、図-1に示すように、材料強度の特性値  $f_k$  を、それぞれの材料に応じた材料強度の安全係数  $\gamma_m$  で除した材料強度の設計用値  $f_d$  を用いて部材断面の設計用耐力  $R_d$  を求め、これが荷重の特性値  $F_k$  に安全係数  $\gamma_f$  を乗じた設計用値  $F_d$  より求まる設計用断面力  $S_d$  以上であることを確かめることによって行われる。すなわち限界状態設計法では、荷重に対するものと材料に対するものとの2種類の安全係数を用いることがその特徴である。このように安全係数を2つに分離することによって、鉄筋とコンクリートという異種材料の扱いも、また活荷重と死荷重あるいは常時荷重と地震荷重のような異なった性質の荷重の問題も、それぞれ合理的に取り扱えるのである。

使用限界状態の検討については、使用限界状態で対象とする荷重の特性値に、その荷重に対応する安全係数を乗じた設計用値に対して、部材が過度のひびわれ、変位、変形、振動等をおこし、正常な使用ができなくなったり、耐久性を損なったりしないように、それぞれの許容限界以下となることを確かめることによって行なう。

## 2.2 限界状態設計法の確率論的水準

今日、設計法に確率論的な方法を取り入れようとする多くの試みが種々の分野でなされている。これは確率論的な方法を用いることにより設計の中に入って来る不確

定要素を論理的に取り扱い、安全性を合理的に定めようとするためである。

コンクリート構造物の限界状態設計法においても、許容応力度法と比較すると、単純化されたものではあるが確率論的な方法が取り入れられている。

現在の限界状態設計法の確率論的な水準については、次のようにいわれている。<sup>8)</sup>

CEB等より構成される「構造物の安全に関する連合委員会」は、確率論的設計方法において安全の保障水準として3つの水準を設定している。水準-Ⅲは完全な確率論的方法であり、水準-Ⅱは確率論や不確実性の記述において単純化あるいは近似的取り扱いを行った方法である。水準-Ⅰは水準-Ⅱのいわば便法であり、いわゆる安全係数その他を導入したものであり、限界状態設計法はこの段階にある。この水準-Ⅰの理論における単純化その他の仮定にはいくつかの不都合がみられ、論理的により厳密な設計理論として、水準Ⅱあるいは水準-Ⅲの方法が検討されている。

ところで、設計法は、現実の自然条件等を相手に、諸々の環境の中で目的に合った構造物を建設するために適用されるものであるから、現実問題として、設計の中に入って来る要素をすべて厳密に論理的に取り扱えるわけではなく、そこに技術的判断が入ることは不可避のことであり、技術的判断が入ることをもって、設計法としての確実度の高低をいうことはできない。また簡便さということも設計法としては魅力の一つである。したがって、当面は水準-Ⅱあるいは水準-Ⅲの研究成果から水準-Ⅰの方法を再評価し、また実際の設計例の積み重ねとその検討からより合理的な水準-Ⅰの設計法の確立がはかられていくことになると考えられる。

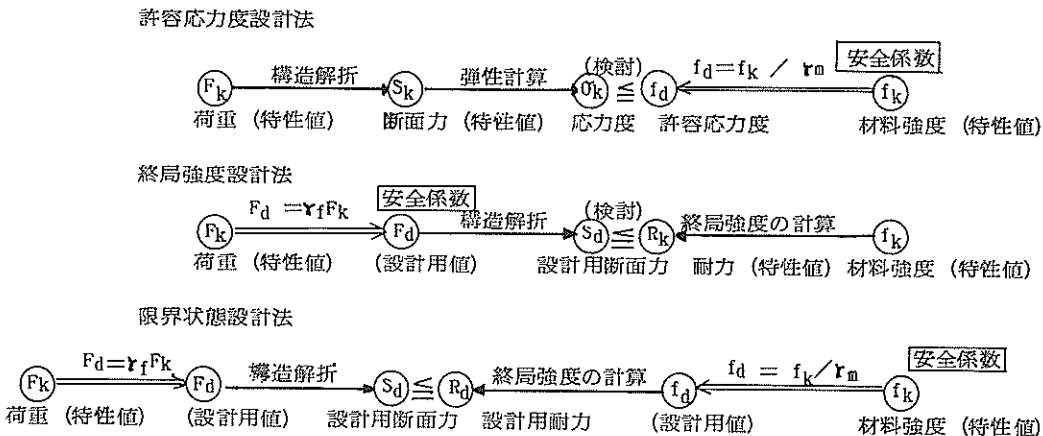


図-1 各種設計法における安全性の検討方法<sup>6)</sup>

### 2.3 限界状態設計法の構成上の特徴

限界状態設計法のいま1つの特徴は、設計法の部分的な改良が比較的容易なことである。

許容応力度法は材料の強度を安全係数で除した形の許容応力度を用いることによって、安全性の確保をはかっている。この場合、許容応力度は単に材料の強度のパラッキ、持続荷重や繰返し荷重などの荷重の性質が材料の強度に及ぼす影響など材料の強度にかかわる要素を考慮するだけにとどまらず、荷重の性質、荷重の組合せの頻度、設計外力と実際の外力の相違、設計理論と実際の構造物の挙動の相違、破壊時の様相、構造物の重要度等の種々の要素に対しても、部材が安全を保たれるように定められている。その数値は多くの設計の実績により確認され、主要な許容応力度の値は示方書の類に規定されている。すなわち許容応力度設計法においては不確定要素あるいは数値計算にのらない要素の多くは許容応力度によってカバーされているので設計法の一部を構成する事項を変更することは、その事項そのものはより妥当なものであっても、必ずしも容易ではない。

一方、限界状態設計法においては、後述のように荷重作用および材料強度それぞれに対して特性値および安全係数を用いること、構造物の終局の状態および常時の使用状態における検討を行うなどのように、個々の要素あるいは検討事項が独立して処理されることから、設計法の構成要素の一部を変更することは、許容応力度法に比較すると容易である。

すなわち、限界状態設計法はその構成要素をいわばカートリッジ式に取り替えることが可能であり、すぐれた研究成果を取り入れることが容易である。また施工実績についても、たとえばコンクリートの品質管理が向上すればそれをコンクリートの強度の特性値に反映させやすいという利点がある。この意味でも限界状態設計法は合理的な設計法といえる。

したがって、PC港湾構造物のように、実績が少く、今後、設計法を確立させたいかなければならない分野においては適した設計法といえるであろう。

## 3. 特性値および設計用値

### 3.1 材料強度の特性値

材料強度の特性値とは、実際の強度がある一定の確率でしかそれを下まわらないような値である。特性値を定めるためには、統計的な分布を仮定するが、一般には、正規分布を用いてよい。

強度の特性値  $f_k$  は、この場合次式で定義される。

$$f_k = f_m (1 - k\delta) \quad (3-1)$$

ここに、  $f_m$  : 試験値の算術平均値

$\delta$  : 試験値の変動係数

$k$  :  $f_k$  より小さい試験値が得られる確率によって定まる係数

$f_k$  より小さい試験値が得られる確率は、CEB - FIPの基準<sup>3)</sup>等では5%とされており、正規分布の場合  $k$  の値は1.64となる。

「コンクリート構造の限界状態設計法試案」においても、コンクリートについては、特性値は材令28日における強度の保証値とし、95%以上の試験値が満足する値を保証値としている。

JISによるとレデ-ミクストコンクリートの呼び強度  $S_L$  と配合強度  $m$  の関係は

$$0.85 S_L \leq m (1 - 3\delta) \quad (3-2)$$

$$S_L \leq m \left(1 - \frac{3}{\sqrt{3}} \delta\right) \quad (3-3)$$

となる。

(3-1)の  $k = 1.64$  とした強度の特性値の原則を表す式とJISの規格との関係は図-2に示すようになる。

これよりコンクリートの圧縮強度については  $f_m$  と  $m$  とを対応させれば、JISの規格を満足する生コンの呼び強度は、特性値の原則よりも安全側であり、通常の場合の変動係数10%程度以下では殆んど差がない。一般に設計基準強度を呼び強度に指定するから、実際の設計では呼び強度または設計基準強度を特性値とするのが便利である。

しかし、実際には割増係数は大きい値が用いられることが多いから、厳密に原則にしたがって特性値を求められ

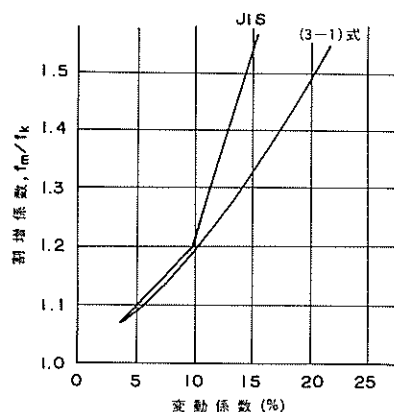


図-2 コンクリート強度の特性値とJIS規格の関係



ば、より大きい値を特性値として使えることになる。たとえ最近の港湾工事におけるコンクリートの品質調査<sup>9)</sup>によると、変動係数の平均4.6%、割増し係数の平均1.2であるが、その場合設計基準強度240kg/cm<sup>2</sup>に対し、配合強度は約290kg/cm<sup>2</sup>となり、特性値は $f_k = 290 \left(1 - 1.64 \times \frac{4.6}{100}\right) = 268 \text{kg/cm}^2$ となり、設計基準強度に対し10%強大きい値となる。経済性を追求する場合には検討する必要がある。

なお、鋼材についても、JISの保証強度をそのまま特性値に用いると安全側である。しかし、これも厳密に検討すれば、より高い値をとれる可能性がある。

### 3.2 材料強度の設計用値

材料強度の特性値は、強度の変動を考慮して定められるのであるが、それは材料強度の標準的な試験において現われる変動を対象とするもので、その他の要因による変動は安全係数(材料係数)で取り扱いかい、材料強度の特性値を材料係数で除した材料強度の設計用値を用いて設計を行う。

すなわち材料強度の設計用値 $f_d$ は次式で定義される。

$$f_d = f_k / \gamma_m \quad (3-4)$$

ここに、 $f_k$ は材料強度の特性値、 $\gamma_m$ が材料係数である。

材料係数では以下のような事項が考慮の対象とされる。

- ① 材料強度の特性値からの危険側の値となる可能性
  - ② 構造物中における材料の強度と、試験体から得られる強度との差
  - ③ 主として施工中に生ずる局部的欠陥
  - ④ 断面の不正確さ
  - ⑤ 材料の特性が限界状態に及ぼす影響
  - ⑥ 材料の特性の経時変化
- などである。

これらの複雑な要因を理論的に取り扱って適当な材料係数を求めることは現段階では不可能である。

コンクリートおよび鋼材に対する材料係数の値は、一般に表-3に示す値が用いられている。この値の理論的根拠は明確ではないが、各種の規定共通にこの値が用いられていること、荷重に対する安全係数をも考慮すると、従来から設計されている構造物について、限界状態設計法によっても、ほぼ同様のものが設計できると考えられることから、この値を採用してよいと思われる。なお、鋼材に対する値よりもコンクリートに対する値が大きいことは、コンクリートの強度のばらつき、コンクリートの供試体と構造物における強度の差異等を考えると妥当であろう。

### 3.3 荷重作用の特性値

#### (1) 荷重作用の特性値の原則

荷重作用の特性値は、構造物の耐用期間中にあらかじめ定められた確率で、その値を(さらに不利な値の方向にむかって)越えない値と定義されるが、「コンクリート構造物の限界状態設計法試案」では次のように表されている。

① 荷重作用の特性値 $F_k$ は、構造物の施工中および耐用期間中にこれを越えることがほとんど期待されない値と、これを下回ることがほとんど期待されない値のうち、構造物によって危険側の値をとるものとする。

② 荷重作用に関する規定によって規定値 $F_d$ が定められている場合には、これに係数を乗じて特性値とするものとする。この荷重修正係数 $\rho_f$ は①に定義されている特性値と規定値との相違を考慮して定めなければならない。

なお、構造物の自重に関する特性値 $D_k$ は、設計図面の寸法と材料の単位重量とから計算した値としてよい。

この①項についてさらに詳しく述べると、荷重作用の

表-3 材料係数<sup>3)</sup>

$\gamma_a$ および $\gamma_b$ の値 (一般)	普通鋼材 またはPC鋼材	コンクリート	
	終局限界 状態	$\gamma_a = 1.15$	十分注意して製造し管理した場合 (工場製品のプレカスト部材)
現場打ち、または工場で製造したコンクリートでこの指針に従って管理した場合			$\gamma_b = 1.5$
使用限界状態	$\gamma_a = 1$	$\gamma_b = 1$	
	(すなわち、構造物の挙動を評価するためにコンクリートおよび鋼材の機械的性質から特性値に対応した設計用強度を決めることである)		

$\gamma_a$ : 鋼材の材料係数

$\gamma_b$ : コンクリートの材料係数

特性値  $F_k$  は、荷重増加が構造物に不利な影響を与える場合、次式で表される。

$$F_k = F_m (1 + k\delta) \quad (3-5)$$

ここに、 $F_m$  : 構造物の耐用期間中に作用する最大荷重の平均値

$k$  :  $F_k$  より大きい荷重が作用する確率の値に関する係数

$\delta$  : 最大荷重分布の変動係数

平均値  $F_m$  は、同じ耐用期間を考慮し、設計した同種の機能をもつ多数の構造物を統計的に解析して得られるものである。

$F_k$  を越える確率については、おおむね 5% がよいとも言われているが<sup>9)</sup>、「コンクリート構造の限界状態設計法試案」には規定されていない。

なお、統計的荷重分布を用いることができない場合には、建設を意図する構造物の使用機能に関連して荷重の特性値を選ばなければならない。

## (2) 終局限界状態における波力の特性値

港湾構造物に対する荷重作用として、最も重要な波力について、その終局限界状態における荷重作用の特性値をどのようにとればよいのか検討する。なお、ここでは沖波を対象とする。

まず、橋梁などの P O の一般的な構造物を対象に、特性値の特徴を考えてみる。

たとえば自動車荷重については、自動車の車種を限定すれば、その荷重の大きさの分布の幅は限られている。また最大値が規定されており、それをオーバーすることはあっても、その最大の値にはおのずと限界があり大きく越えることはない。また荷重の作用する頻度は多い。この特徴は人為荷重一般にほぼ共通している。

自重については、特性値を設計図面の寸法と材料の単位重量とから計算した値としてよいとしているが、特性値を越える場合の越える量は非常に小さいが、部分的には必ず特性値を越える個所はあるといってもよい。

このように、人為荷重や永久荷重においては、最大荷重の分布の幅は小さい。また、耐用期間の長さほとんど影響されない。

したがって、特性値をどのように定めたとしても、最大荷重の平均値と特性値との差、および最大値と特性値の差はいずれも小さい。すなわち特性値はこれを越す確率が小さい値であるが、最大荷重の平均値にも近い値でもある。また最大荷重の平均値近傍の大きさの荷重はしばしば作用する可能性がある。

一方、荷重作用としての波についてみると、次のよう

な特徴をもっている。

① 通常の港湾構造物に対して考慮される耐用期間以上の期間の波浪観測記録はなく、統計的に設計波高を決定する場合は、耐用期間より短い期間の記録をもとに推定している。

② 再現期間に対する確率波高を考える場合、再現期間によって波高は大きく変動する。設計においては再現期間のとり方は耐用期間にかかわるから、結局耐用期間により設計波高（最大荷重）が大きく異ってくる。

すなわち、最大荷重として採用が考えられる値の幅は広い。また最大荷重は耐用期間中に一回あるかないかといった値である。したがって非常に大きい波が来る可能性がないとはいえない反面、安全側ばかり考えると極端に不経済な設計になるおそれもある。

波については、最大荷重に遭遇する可能性が、永久荷重や人為荷重の場合よりも小さいこと、および経済性を考慮すると、特性値を越える場合の安全性について別途検討されるなら、特性値を越える確率は永久荷重や人為荷重の場合よりも大きくとってよいと思われる。しかしその確率をいくりにするのがよいかを理論的に決定することは非常に困難である。

ところで限界状態設計法においては、荷重の算出方法の不確実性や、特性値から望ましくない方向への変動に対しては安全係数（荷重係数）で考慮し、特性値に乗じて設計用値と定めることとなっている。すなわち、荷重係数の値と特性値のとり方は関係している。

耐用期間中にまず作用するおそれはないが、作用すれば重大な影響をおよぼす荷重作用（たとえば船舶の衝突による衝撃）は偶発荷重作用（事故荷重作用）とよばれているが、偶発荷重作用に対しては、荷重係数は 1.0 でよいとされている。

波に関しても、耐用期間中に一回あるかないかといった波は偶発荷重作用に近い性質であり、波の推定方法をきびしく、さらに発生する確率を低くとってまず起こり得ない波を荷重作用として、その特性値を定めたならば、荷重係数は偶発荷重係数と同じく 1.0 にとってよいと思われる。これは波を偶発荷重作用として扱えばよいというのではなく、特性値の定め方の検討にあたっては、このことも考慮してよいのではないかということである。

今、耐用期間内にそれを越えることがほとんどない波として、耐用期間と再現期間に基づいた遭遇確率より、耐用期間 50 年の場合の遭遇確率 5% の波（50 年間にそれ以上の波が少くとも一度来る確率が 5% である波）を求めると、それは再現期間 975 年の波になる。（再現期間 975 年とは設計者の感覚にはなじまない数値かもしれない

いが)そこで耐用期間50年に対し、再現期間を同じく50年とする波と、再現期間975年の波を算出して、その関係を調べてみる。

高橋他は波浪に関する観測10ケ年の記録から、全国23港の高波の発生確率を推定しているが<sup>10)</sup>その方法により同じ23港の再現期間975年の波高を求め、50年確率波高との比をとると平均1.3となる。(実際には大きな波高の波は水深によっては砕波するので、これより小さくなることもある。)また推定値の信頼性に関して、再現期間50年の推定値の95%信頼限界の上限値の50年確率波高に対する比を求めると平均1.14となり、また再現期間975年の95%信頼限界の上限値の50年確率波高に対する比は平均1.5となる。

もし、遭遇確率5%としたり、あるいはさらに加えて95%信頼限界の上限値の波高に対応する波力を荷重作用の特性値にとるならば、その場合は偶発荷重作用と同じく荷重係数を1.0にとってもよいであろう。逆にいえば一般の壁体に作用する波力は波高に比例するとみてよいから、荷重係数が1.3~1.5であれば、特性値として耐用期間を再現期間とする波にとってもよいといえる。

設計波高は一般に比較的短い期間の記録をもとにした推定値であるから、再現期間を長くにとって特性値を定め、荷重係数を1とするより、荷重係数に設計波高の推算にかかわる不確実な要素を含め、再現期間を耐用年数とした方が原則にかなっている。

次に、他の規定あるいは指針も参考にすべきであるが、FIPのコンクリート海洋構造物の設計施工の指針<sup>5)</sup>では波の再現期間を50~100年としている。またDNVの指針<sup>7)</sup>では再現期間は耐用期間としている。なおDNVでは荷重係数に1.3としている。

また、設計条件は設計の各部において使い分けずに一定のものを使うことができればその方が望ましい。たとえば防波堤の堤体全体としての安定の検討に用いる設計波高よりも、PC部材の断面の設計に用いる波高が大きいとすると、堤体全体の安定に対して保証されていない設計波に対して部材断面の設計を行うことになり、設計体系が異なるからとはいえ釈然としない。また設計作業上も設計条件を使いわけるとは、設計を複雑にするだけでなく、ミスを生じさせる可能性もありでき得れば避けることが望ましい。

現行の設計法である「港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>11)</sup>」では設計に用いる沖波の決定方針は、

港湾の施設の設計に考慮する沖波の諸元は、相当長期間の波浪実測値、あるいは、おおむね30年以上にわたる気象資料によって得た推算値を実測資料で補正

した値に適切な統計処理を施した発生確率を検討した結果、又は、仮想台風に対して計算した波浪推算値に基づいて決定するものとする。

とされている。

また、設計の対象となる沖波としては、再現期間を構造物の耐用年数に基づいた遭遇確率から求めるのがのぞましいが、遭遇確率をどのようにとるかは、構造物の機能、重要度、投資効果などに左右され、一般的には決められないので、個々の場合に応じて、責任技術者の判断により決定しなければならない。と解説されている。

従来の防波堤の設計の実例では、設計波高を統計的に求める場合は再現期間と耐用年数を等しくするのが最も多いようである。

以上より、終局限界状態に対する荷重係数は後述されるが、CEB-FIP<sup>4)</sup>、DNV<sup>7)</sup>、ACI<sup>12)</sup>の指針案を参考に1.5にとるとすると、波の荷重作用の特性値は基本的には責任技術者の判断により決定されるものであるが、現時点では、通常の耐用期間に対しては、耐用期間を再現期間とする波、もしくは構造物全体の安定の検討に用いる波を用いてよいであろう。

#### 3.4 荷重作用の設計用値

荷重作用に関しても、特性値 $F_k$ と安全係数(荷重係数) $\gamma_f$ より荷重作用の設計用値 $F_d$ が定められる。

すなわち

$$F_d = \gamma_f \cdot F_k \quad (3-6)$$

CEB-FIP<sup>3)</sup>によると、荷重作用の安全係数 $\gamma_f$ はさらに次の3つの係数に分かれる。

- ① すべての荷重が、その荷重の特性値より不利な値となる確率を考慮するもの
- ② すべての荷重が、その荷重の特性値で同時に作用することの確率の小さいことを考慮するもの(安全係数というより荷重の組合せ係数とよぶほうが適当である。)
- ③ 設計上、仮定の不正確さおよび施工上の誤差により断面力の不利な方向への変化の可能性を考慮するもの  
荷重作用の組合せを考慮すると、基本的には、荷重作用の設計用値は次のように表わされる<sup>4),6)</sup>

$$F_d = \gamma_g G_{\text{mean}} + \gamma_p P_{\text{mean}} + \gamma_f (Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_{ik}) \quad (3-7)$$

ここに、

$G_{\text{mean}}$  ; 永久荷重作用の期待値(理論的には特性値を用いるのがよいと考えられるが、変動荷重作用に比較して、特性値と期待値との差が小さいので、特別な場合を除いて期待値を用いてよい。)

$P_{mean}$  ; プレストレス力の期待値(プレストレス力を荷重作用として考える場合であるが、港湾構造物では荷重作用として考えることはほとんどない。)

$Q_{ik}$  ; 基本の変動荷重作用の特性値

$Q_{ik}$  ; 付随する変動荷重作用の特性値、危険なもののみ考慮する。

$\Psi_{0i}$  ; 組合せ荷重作用のための係数

$\gamma_0$  ; 永久荷重作用に対する安全係数

$\gamma_p$  ; プレストレス力に対する安全係数

$\gamma_f$  ; 変動荷重作用に対する安全係数

このように荷重作用の設計用値、安全係数の考え方はやや複雑であるので、各限界状態の項において再度述べる。

#### 4. 終局限界状態の検討

終局限界状態の検討は、終局限界状態に用する荷重作用の設計用値によって発生する部材力(断面力の設計用値)より、断面耐力の設計用値が上回ることを確認することによって行う。なお、終局限界状態には表-1に示したように種々のものがあるが、港湾構造物の場合、通常は断面破壊の終局限界状態のみを考えればよい。

荷重作用の設計用値は、変動荷重作用については前述のように荷重作用の特性値と、荷重の組合せの確率を考慮する荷重組合せ係数 $\Psi$ および荷重係数 $\gamma_f$ を乗じて求める。組合せる荷重のとり方については、限界状態設計法であるからといって、許容応力度設計法と異なることはなく、許容応力度設計法と同一のものを考えればよい。しかし、荷重組合せ係数の値については現段階では議論がなされていないので、特別の検討を加える場合以外は一応1.0とする。

荷重係数については、FIP等の規定を参考に表-4の値を標準とする。表-4において、荷重は次のように分類する。

① 永久荷重作用(P)には、構造物あるいは部材の自重、裏込めによる常時の土圧、これらに見合う地盤反力等が含まれる。

② 変形荷重作用(D)には、プレストレス、温度変化、コンクリートの乾燥収縮およびクリープの影響などが含まれる。

③ 人為荷重作用(L)には、上載貨物の重量、荷役機械の重量、船舶の接岸力などが含まれる。

④ 環境荷重作用(E)には、波圧、風圧、地震による影響、潮汐による静水圧の変動分などが含まれる。

⑤ 事故荷重作用(A)には、船舶の衝突などが含まれる。ただし、荷重係数を小さく見積った方が危険側となる場合は、表-4中の荷重係数1.1を0.9に変えて検討を行うものとする。

荷重作用の設計用値が定まると、これより部材力が求まる。終局限界状態の検討は、材料強度の設計用値等を用いて算出した断面耐力が、上記の部材力を上回ればよいのである。以下に曲げモーメントおよび軸力が作用する部材断面の耐力の算定法について若干の説明をする。

断面耐力の算定は以下の仮定に基づいて行う。

① 維ひずみは断面の中立軸からの距離に比例するものとする。

② 付着のある緊張材および鉄筋は、それぞれの位置のコンクリートひずみと同じひずみを生ずるものとする。

③ コンクリートの引張応力は無視するものとする。

④ コンクリートの圧縮応力度-ひずみ曲線は、図-3とする。

⑤ JIS G3536 および JIS S109 に規定されているPC鋼材の応力-ひずみ曲線は、一般に図-4に示すものとしてよい。また、鉄筋の応力-ひずみ曲線は一般に図-5に示すものとしてよい。

以上の仮定を用いて、鉄筋またはPC鋼材降伏時の中立軸を求め、これより曲げ耐力を求めればよい。

上記の①、②の仮定は、部材断面のひずみ全体に関するもので、③、④の仮定は、コンクリートの応力度の分布に関するものである。

部材断面のひずみがすべて圧縮とはならない場合には、コンクリートの圧縮応力度の分布を図-6に示す長方形の分布としてよく、これを用いると簡単に終局曲げモー

表-4 終局限界状態の荷重係数

荷重の種類					
P	D	L	E	A	S
1.1	1.1	1.5	1.5	1.0	1.5

P : 永久荷重  
D : 変形荷重  
L : 人為荷重  
E : 環境荷重  
A : 事故荷重  
S : 地震荷重

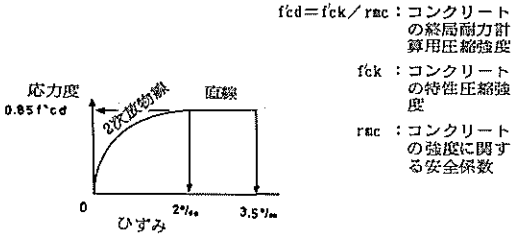


図-3 コンクリートの応力-ひずみ曲線

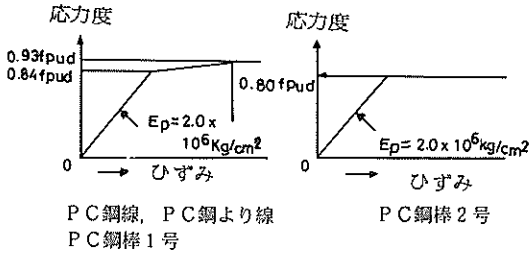


図-4 P C鋼材の応力-ひずみ曲線

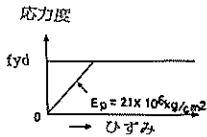


図-5 鉄筋の応力-ひずみ曲線

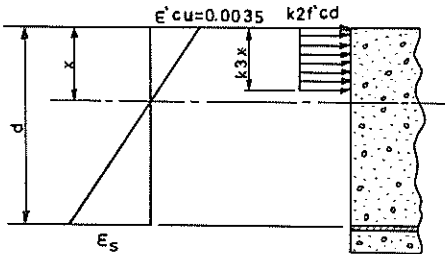


図-6 長方形圧縮応力(等価応力ブロック)

メントが算定される。ここに、部材断面形状が一定幅か圧縮縁にゆくにしたい部材幅が増す場合には、 $k_2$  を 0.85、 $k_3$  を 0.80 としてよい。また、圧縮縁にゆくにしたい部材幅が減じる場合には、 $k_2, k_3$  をいずれも 0.80 としてよい。

④の仮定は、鋼材の応力-ひずみ曲線に関するものである。鋼材の終局ひずみを定めなかったのは、終局ひずみの値によって部材断面耐力の算定値は大差なく、また、

この値を仮定することにより計算が複雑となるためである。

なお、P C部材の場合は、④の仮定などにおいてプレストレスにより部材断面に生じるコンクリートのひずみの影響があるが、一般にその影響は小さいので無視してもよい。

曲げおよび軸力、せん断などに対する断面耐力の計算法の詳細は、種々の文献に記されている。

## 5. 使用限界状態の検討

### 5.1 一般

使用限界状態には表-2に示すような種々のものがあるが、一般に、使用限界状態に対する検討は、対象とする荷重作用の設計用値  $F_d$  に対応する部材のひびわれおよび変形が、許容限度以下となることを確かめることによって行われる。

P C港湾構造物においては、部材の変形が問題となることはまれである。一方ひびわれについては、鋼材の腐食すなわち部材の耐久性にかかわる重要な問題である。

従来の無筋あるいは鉄筋のコンクリート港湾構造物は、構造物全体の重量によって波力等の荷重作用に抵抗する形式のものが多いこともあり、コンクリート部材に大きな部材力が作用して耐久性上有害と思われるひびわれが発生したり、また一部の鉄筋の腐食が構造物全体の安全や機能の著しい低下をもたらすことは殆んどなかった。したがって一般には設計計算段階で耐久性の点でひびわれの制限を考慮することはなかった。

しかし、P C構造物の場合はP C鋼材の破断は即部材の破壊、ひいては構造物全体の安全や機能の喪失につながる重要な問題である。特に腐食に対して厳しい環境条件である港湾においては、その懸念が従来P Cの利用に必ずしも積極的でなかった理由の一つでもある。

しかも港湾構造物の建設水深が深くなって、強大な波力がくりかえし作用したり、あるいは構造物の機能の向上をはかるため構造が複雑化すると、ひびわれがますます問題となってくる。

そこで、ここではひびわれについて検討することにする。

### 5.2 ひびわれ

#### (1) ひびわれ幅の指標

ひびわれのパターンを図-7<sup>13)</sup>に示すが、このように複雑な形状で何をひびわれ幅として定義するかは問題である。ひびわれを腐食を促進する物質の通路として考えれば、コンクリート表面から鋼材表面にいたるひびわれ幅の平均値もしくは最小値が通路の特性をよく表してい

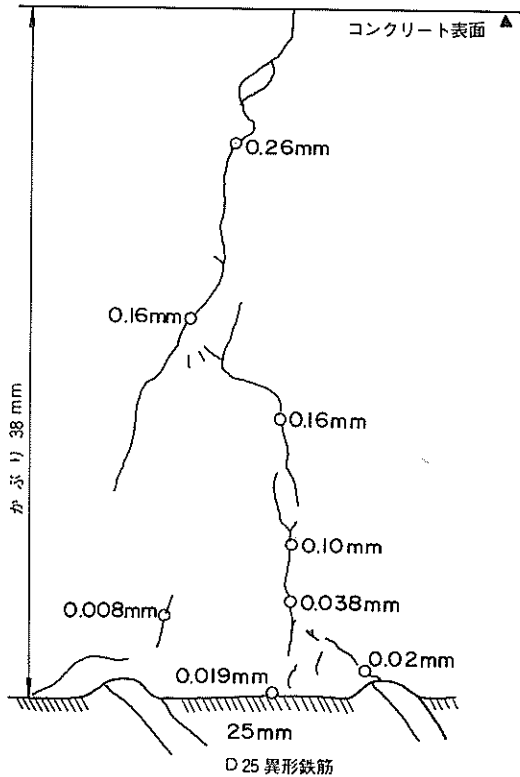


図-7 ひびわれのパターンの1例<sup>13)</sup>

るのではないかと推察される。しかしながら、このことについては定性的にも証明されていない。

既往の研究は、その大部分がコンクリート表面のひびわれ幅を対象としているため、どのようなひびわれ幅の指標がコンクリート内部の鋼材の腐食と関連づけるのに最適かといった議論はほとんどない。

したがって、表面ひびわれ幅であたかもひびわれのすべてを表現しているかのように思いがちであるが、図-7よりわかるように、表面ひびわれ幅のみで、ひびわれ全体を表現できるわけではなく、またコンクリート内部の鋼材の腐食が、この値のみで定まるわけでもない。

コンクリート表面のひびわれ幅をもってひびわれを代表することが最適だという証明はないが、実際問題の処理としては現状の研究段階では表面ひびわれ幅を用いるのはやむを得ないことであり、以下の議論も表面ひびわれ幅について進めることにする。

### (2) ひびわれ幅の制限値

ひびわれ幅の制限値は、厳密に言えば、鋼材のかぶり、荷重の頻度、環境条件、構造物の耐用期間などにより定めるのがよいであろうが、現状の研究段階ではそうい

ったきめ細かい決め方はできない。

しかしながら、ひびわれ幅 0.1~0.2mm というのが腐食上よりみて、大きな分岐点であろうということは、多くの研究に示されている。表-5<sup>10)</sup>にそれらの研究をまとめたものを示す。また、これに関連して、表-6に示す各規格にも 0.1~0.2mm といったものが多い。

これらよりみて、許容ひびわれ幅は原則として構造物の重要度、耐用年数、腐食に対する環境、鋼材のかぶりなどを考慮して定めるのであるが、少なくとも、港湾の施設の技術上の基準・同解説」と同様に、海水に直接接する部分、海水で洗われる部分および激しい潮風を受ける部分で 0.15mm、上記以外の部分で 0.2mm 以下になるようにしなければならない。

### (3) ひびわれを検討する対象の荷重

コンクリート部材のひびわれの制限に関しては、前述のように、ひびわれ幅の制限値については種々の議論がなされているが、ひびわれ幅の検討の対象となる荷重について議論はあまりなされていない。この荷重としては通常の使用状態における最大の荷重をとればよいが、自動車荷重のような人為荷重では、通常作用する荷重はほぼ特定できるから、ひびわれ幅の検討の対象とする荷重についてもその決定は比較的容易であろう。したがって、土木学会のプレストレストコンクリート標準示方書における「通常の使用状態」、CEB-FIPの Model Code<sup>4)</sup>における「frequently」な荷重といった表現でもよいのかもしれない。しかし波のような自然現象である環境荷重に対しては、どのような状態をもって通常の状態とし、それに対して検討しておけばよいかを決めることは容易ではない。ここでは波に関してどのような荷重を対象にすればよいか検討する。

どのような状態の荷重についてひびわれ幅を検討するかということは、ひびわれ幅の制限値を定めることと同等に重要であると考えられる。この場合の荷重の状態としては、その荷重以上の荷重の継続時間(ひびわれ幅の継続時間に対応する)あるいは、どの程度の頻度の荷重(あるひびわれ幅となる頻度に対応する)を対象にするかということが考えられる。腐食との関連においては、ひびわれ幅の継続時間で議論すべきであろうが、前述のように、コンクリート表面のひびわれ幅と内部の鋼材の腐食量との関係も明確でない現段階では、どの程度の頻度の荷重を対象とするのかということを考えることにする。

前節において一応ひびわれ幅の制限値を提案したが、厳密にはひびわれ幅の制限も荷重の頻度に対応して定められるべきであり、作用頻度の多い荷重を対象とするな

表-5 ひびわれ幅と鉄筋の腐食<sup>14)</sup>

研究者	供試体形状	暴露条件	ひびわれ幅(mm)				
			0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
岡村	RCはり供試体 鉄筋：φ13mm かぶり：2.0, 5.0cm 持続載荷してひびわれ幅保持	1年暴露 東京の建物屋上:					
神山	形状：両引き供試体 ( $l=60\text{cm}$ ) 鉄筋：SR35, SD35 φ13, φ16, φ19, φ25 コンクリート： $W/C=0.55$ かぶり：2.5, 3.0, 5.0, 7.5cm 載荷したのち荷重を解放	6～8年間東京 の屋外に暴露					
関・丸山	形状：15×30×180cm (RCはり) 鉄筋：丸鋼φ13 コンクリート： $W/C=0.44$ ～0.78 かぶり：1.5cm 載荷したのち荷重を解放	9年間経過後 感潮部、海水中 を再現した水槽 に浸漬。 気候は温暖					
西山・秋元 ・富沢	形状：20×40×250cm, 25×50×290cm 鉄筋：SD30, D19 コンクリート： $\sigma_{c,k}=300$ kg/cm <sup>2</sup> かぶり：4.7cm 持続載荷してひびわれ幅保持 ひびわれ幅：0.1, 0.2, 0.3mm	2年間経過 東京湾の海岸近 辺 (工業地帯に隣 接)に暴露					
西田・杉木 ・富山	形状：22×20×5cm (φ6埋込み) 22×20×6cm (φ13埋込み) かぶり：前者 13, 20mm 後者 20, 25mm 供試体に載荷しボルトで固定 持続ひびわれ幅 0.05～ 0.5mm	20年間暴露 降雪地帯					

ら、ひびわれ幅の制限を厳しく、作用頻度の少い荷重に対しては緩くしてもよいと考えられる。しかしそれらの関係は求められていない。

ところでFIPのコンクリート海洋構造物の設計施工に関する指針<sup>9)</sup>によれば、通常の状態として再現期間1

ヶ月の荷重をとり、それに対してひびわれ幅を0.2mm以下にするとしている。

ひびわれ幅の制限値が前述の提案値にほぼ同じであることから、このFIPの指針を基に検討してみる。

再現期間1ヶ月の波の最大波( $H_{max}$ )以上の波が耐用

研究者	供試体形状	暴露条件	ひびわれ幅(mm)				
			0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
Tremper	形状：20.3×20.3×3.8cm 鉄筋：焼鈍線(φ1.6mm), 冷間引抜き鋼線(φ6mm), 異形鋼(φ4.5mm) コンクリート：W/C=0.40, 0.58, 0.76 かぶり：2.9cm 供試体に載荷しボルトで固定 持続ひびわれ幅 0.13, 0.25, 0.50, 1.3mm	10年間屋外(海岸線)に暴露 (Washington, U.S.) 気候は温暖 雨量は1295mm/年	0.13  -----  1.3 すべての鉄筋が腐食 腐食は重大なものではない。 コンクリートの品質やさびで れ幅と腐食に明確な関係なし。				
Engel & Leeuwen	かぶり：2.5cm以上、丸鋼使用の一般構造物の調査結果	15年以上、一般の条件に暴露	← 0.2 0.3 → 保護層を有しない部材 保護層を有する部材 屋外部材 屋内部材 (腐食が拡大しない限界値)				
Brocard	形状：33.0×33.0×71.1cm 鋼材：引張側に鋼管理込み 供試体中央に荷重載荷	室内試験 塩水噴霧と乾燥を交互に作用	← 0.1 0.41 → 腐食は著しく進行することはない。 顕著に腐食する				
Voellmy	既設構造物の調査結果	10年経過後 田園地帯から工業地帯に至る地域に暴露	← 0.2 0.51 → 腐食なし 若干腐食する 局部腐食が進行				
Shalon & Raphael	形状：7×7×14cm かぶり 2cm 形状：10×10×50cm かぶり 2.4cm 鉄筋：軟鋼 φ6mm コンクリート：W/C=0.60, C=300kg/m <sup>3</sup> 多くの供試体はひびわれ幅を 0.1~0.7mmとして保持	5か所(Isroel)に暴露 A：高温、高湿 B：砂漠 C：高温、高湿(昼夜問わず) D：温度、湿度変化大 E：地中海沿岸	0.15  -----  鉄筋は腐食する。 雨量、温度、相対湿度で最も腐食に影響を及ぼすのは相対湿度。 ひびわれ幅が大きいほど腐食進行。 ひびわれ幅が大きいほど腐食進行 ひびわれ幅と孔食に明確な関係なし。				

期間中に何波位くるか、そのオーダーを検討してみる。

高橋他が処点観測10ケ年の記録より求めた波高の出現率<sup>10)</sup>より波高と波数(年間)の関係を求め、一方同じく高橋他の示した高波の発生確率から1ヶ月確率波高(H<sub>max</sub>)を求め、年間にそれを越す波数を求めると、数

港を対象とした試算では1,000~10,000波であった。今、仮に耐用期間を50年とすると、その間では50,000~500,000波となる。何波以内でなければならぬという限界を示すことはできないのであるが、500,000波という波数は、繰り返し回数としては大きい値という感じもする。また



表-6 ひびわれ幅に関する諸規定の一覧表

項目	基準	海洋コンクリート構造物設計施工指針(案)(土木学会 1977)	Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Concrete Structures (ACI 1978)	Recommendations for the Design and Construction of Concrete Sea Structures (FIP 1977)	Rules for the Design Construction and Inspection of Offshore Structures (DNV 1977)	CEB-FIP Model Code for Concrete Structures (CEB-FIP)	Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI, 318-77)
鉄筋	スブラッシュゾーン	0.15 mm	at offshore side dead and live loads plus monthly recurring environmental loads	R 2.6 (a) 0.3 mm かぶりの0.004	a) 160 MPa ( $\approx 1600\text{kg/cm}^2$ ) b) $0.8 f_{sy}$	severe rare frequent } に対し or $\leq 0.2\text{ mm}$ $\leq 0.1\text{ mm}$	許容応力度およびかぶりでの考慮している
	海面 大気中	(0.15 mm) 若干定義が異なる	120MPa ( $\approx 1200\text{kg/cm}^2$ ) dead and live loads plus extreme environmental loads	R 2.6 (b), (c) $0.8 f_y$			
	海中	0.2 mm	$0.8 f_y$				
P C 鋼 材	スブラッシュゾーン		at offshore site dead and live loads plus monthly recurring environmental loads	R 2.6 (a) 0.2 mm $\Delta p_s \leq \frac{1}{2} \sigma_s$	a) $\Delta p_s$ 80 MPa ( $800\text{kg/cm}^2$ )	rare $\leq 0.1\text{ mm}$ frequent decompression	
	海面 大気中	特になし	$\Delta p_s$ 75MPa ( $\approx 750\text{kg/cm}^2$ )	R 2.6 (b), (c) 0.3 mm $0.8 f_y$			
	海中						
ひびわれ幅算定式	特になし		monthly recurring $\approx$ frequent extreme $\approx$ rare	R 2.6 (a) $\approx$ frequent R 2.6 (b), (c) $\approx$ rare	a) $\approx$ frequent b) $\approx$ rare	CEB-FIPの式 かぶり厚が増すことによる影響を考える。	
その他							

港湾により波数に大きな差が生じすぎる。

次に再現期間6ヶ月の波に対して同様の試算を行うと、6ヶ月確率波高( $H_{max}$ )を越す波数は年間10~500波であり、耐用期間を50年にとると500~25,000波となる。これは非常に大きざっぱには、通常の耐用期間に対しては10,000前後のオーダーとみなしてよいであろう。

FIPの指針のとおり再現期間1ヶ月の波を対象としてもよいのかもしれないが、腐食の問題の重要性を考慮し、確たる根拠には欠けるが、現時点での一応の目安としては、耐用期間中に10,000回程度作用する波(波群ではない)をとればよいのではないかと考える。なおこの場合のひびわれ幅の制限値は前節の提案値とする。

年間の波高、出現率が求まっていない場合は、通常の耐用期間に対しては6ヶ月~1年確率波高としてもよいであろう。ただし、使用限界状態においても砕波を考慮しなければならない場合は、荷重係数を大きくとるなどの考慮が必要である。

(4) ひびわれ幅算定式の検討

PCの曲げひびわれ幅に関して、数種の算定式が提案されている。

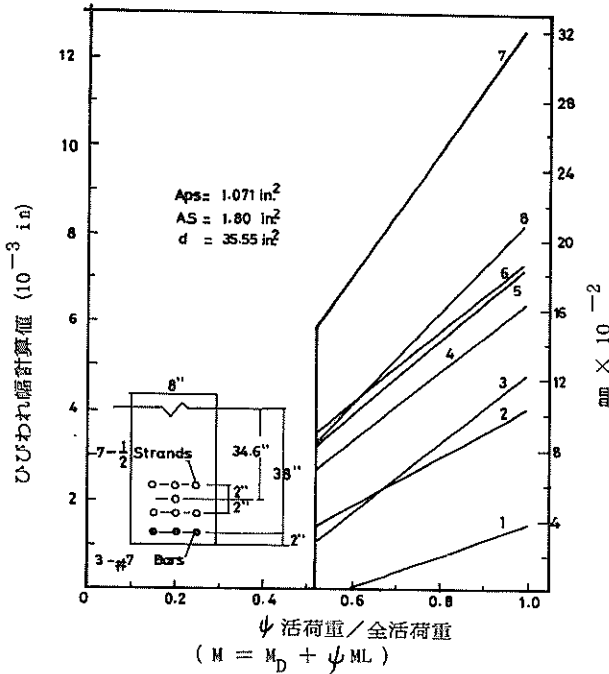
文献15)においては、次の8つの式の比較を行っている。

1. Nawy and Potyondy
2. Nawy and Huang
3. CEB-FIP(繰り返し荷重でない場合:1970年)
4. CEB-FIP(繰り返し荷重の場合:1970年)
5. Gergely and Lutz
6. Bennett and Chandrasekhar
7. Bennett and Veerasubramanian
8. CEB-FIP(1978年)

図-8に、図中の断面に対してのこれらの式を用いたひびわれ幅計算値の比較を示す。式によって相当値が異なるが、ほぼ同じ値を与える式もある。

ここでは、上記の式のうちで、CEB-FIPの式(1970年および1978年)、Nawy and Huangの式およびGergely-Lutzの式を紹介し、一般的なPC部材の曲げひびわれ幅の計算を行い、式の比較を行う。

- ① CEB-FIP(1970年)<sup>3)</sup>の式  
荷重作用の繰り返しがない場合



1. Nawy and Potyondy
2. Nawy and Huang
3. CEB-FIP (Nonrepeated Load, 1970)
4. CEB-FIP (Repeated Load, 1970)
5. Gergeley and Lutz
6. Bennett and Chandrasekhar
7. Bennett and Veerasubramanian
8. CEB-FIP (1978)

図-8 ひびわれ幅の算定式の比較<sup>15)</sup>

$$w_{\max} = (\Delta\delta_s - 400) \times 10^{-5}$$

荷重作用の繰り返しがある場合

$$w_{\max} = \Delta\delta_s \times 10^{-5}$$

ここに  $w_{\max}$  : コンクリート表面ひびわれ幅の最大値 (cm)

$\Delta\delta_s$  : 引張鋼材引張応力度増加量 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
(鋼材と同一維のコンクリート応力度 0 状態からの引張応力増加量)

② CEB-FIP (1978 年)<sup>4)</sup> の式

$$w_k = 1.7 w_m$$

ここに  $w_k$  : 表面ひびわれ幅の特性値 (cm)  
(ひびわれ幅の95%がこれ以下となる)

$w_m$  : 平均ひびわれ幅 (cm)

$$w_m = S_{rm} \cdot \epsilon_{sm}$$

$S_{rm}$  : 平均ひびわれ間隔 (cm)

$$S_{rm} = 2 \cdot \left( c + \frac{s}{10} \right) + K_1 \cdot K_2 \frac{\phi}{\rho_r}$$

$c$  : 鉄筋のかぶり (cm)

$s$  : 引張鋼材間隔 (cm), ( $s > 15\phi$  のときは  $s = 15\phi$  とする。)

$\phi$  : 鉄筋径 (cm)

$K_1$  : 引張鋼材付着特性に関する係数, (異形鉄筋の場合 0.4, 丸鋼の場合 0.8)

$K_2$  : ひずみ分布形状に関する係数  
(曲げの三角形引張ひずみ分布の場合 0.125)

純引張りの一様ひずみ分布の場合 0.25,  
偏心引張りひずみ分布の場合  
 $0.25 (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2\epsilon_1$

$\epsilon_1, \epsilon_2$  はひびわれコンクリート断面積内の最大ひずみ及び最小ひずみ)

$\rho_r$  : 鉄筋比  $\rho_r = A_s / A_c, ef$

$A_c, ef$  : 引張鋼材がひびわれ制御上有効に作用するコンクリート断面 (cm<sup>2</sup>)  
(図-9)

$\epsilon_{sm}$  : 引張鋼材平均引張ひずみ増加量

$$\epsilon_{sm} = \frac{\Delta\sigma_s}{E_s} \cdot \left\{ 1 - \beta_1 \beta_2 \cdot \left( \frac{\Delta\sigma_{sr}}{\Delta\sigma_s} \right)^2 \right\} \geq 0.4 \frac{\Delta\sigma_s}{E_s}$$

$\Delta\sigma_s$  : ひびわれ断面における引張鋼材引張応力増加量 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\Delta\sigma_{sr}$  : コンクリート引張縁応力度がコンクリート引張強度に等しくなるときのひび

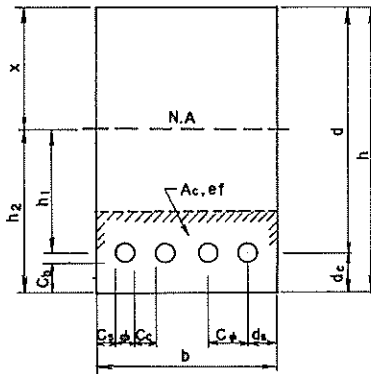


図-9  $A_{c,ef}$  説明図

われを仮定した断面での引張鋼材引張応力増加量 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\beta_1$  : 引張鋼材付着特性に関する係数

$$\beta_1 = \frac{1}{2.5K_1}$$

$\beta_2$  : 持続, 繰返しなど荷重特性に関する係数, (初載荷時 1.0, 長期持続, 繰返し荷重作用の場合 0.5)

③ Nawy-Huang の式<sup>16)</sup>

$$w_{\max} = \frac{K \cdot R_i \cdot A_i}{\Sigma U \cdot \Delta \sigma_s}$$

ここに,  $w_{\max}$  : コンクリート表面最大ひびわれ幅 (cm)

$K$  : 係数, 付着のある緊張材の場合  $8.32 \times 10^7$   
付着のない緊張材の場合  $9.29 \times 10^7$

$R_i$  : 断面中立軸と引張線との距離  $h_2$  と中立軸と引張鋼材断面図心との距離  $h_1$  との比  $R_i = \frac{h_2}{h_1}$

$\Sigma U$  : 引張鋼材周長の和 (cm)

$\Delta \sigma_s$  : 引張鋼材引張応力度増加量 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$A_i$  : 引張区間コンクリート断面積 (cm<sup>2</sup>)  
 $\approx A_{c,ef}$  (図-9)

④ Gergely-Lutz の式<sup>17)</sup>

$$w_{\max} = 0.0012 \sqrt[3]{l_b \cdot A \cdot R \cdot (\Delta \sigma_s - 35.155)} \times 10^{-3}$$

ここに,  $w_{\max}$  : 桁底面最大ひびわれ幅 (cm)

$l_b$  : 桁底面とこれに最も近い引張鋼材中心との距離 (cm)

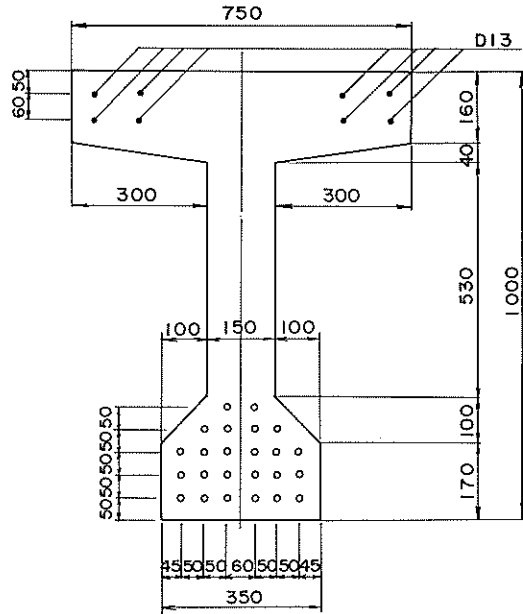


図-10 試算に用いた J I S はりの 1 例

$A$  : 引張鋼材と対称をなす引張り側コンクリート断面積を引張鋼材の数によって除したもの (cm<sup>2</sup>)

$$A = \frac{A_s}{m}, \quad A_s = 2b' \cdot (h - d)$$

$b'$  : 引張鋼材図心位置の桁幅 (cm)

$h$  : 桁高 (cm)

$d$  : 桁の有効高 (cm)

$m$  : 引張鋼材の数

$R$  : 断面中立軸と引張線との距離  $h_2$  と中立軸と引張鋼材断面図心との距離  $h_1$  との比  $R = \frac{h_2}{h_1}$

$\Delta \sigma_s$  : 引張鋼材引張応力度増加量 (kgf/cm<sup>2</sup>)

Gergely-Lutz の式はもともとは鉄筋コンクリート部材に対する式である。このため, 鉄筋応力度を引張鋼材引張応力度増加量に読みかえて使用する。

以上の 4 つの式を用いて, ひびわれ幅の試算を行った。試算を行った部材断面としては J I S のけた橋用プレストレストコンクリート橋げた (J I S A5316) を用い, その P C 鋼材量を変えてプレストレス量を変化させた。プレストレス量の変化は P P R (Partial Prestressing Ratio) で表したが, ここに P P R とは考えている部材において, P C 鋼材のみによる破壊曲げモーメント ( $M_u$ )<sub>P</sub> と全鋼材 (P C 鋼材 + 鉄筋) による破壊曲げモーメント ( $M_u$ )<sub>P+S</sub> との比で, P P R = ( $M_u$ )<sub>P</sub> / ( $M_u$ )<sub>P+S</sub> である。

PPRが0になれば鉄筋コンクリートに、1.0になればPC鋼材のみを用いたPCになることを意味している。

試算の一例を図-10～図-14に示すが、図-10がJISげたで、そのPC鋼材を最下段から順次下から3段目まで鉄筋(SD30, D25)に置きかえたのが、それぞれPPR 0.719, 0.458, 0.217である。また $M_u$ は破壊曲げモーメント、 $M$ は作用曲げモーメントである。

この結果より、PPRの増加、すなわちプレストレス量の増加によりひびわれ幅は減少するが、各算定式によるひびわれ幅の差は、使用限界状態検討時の荷重の範囲(一般には $M/M_u$ は0.7程度以下と考えられる。)では、PPRの値にかかわらず、大部分が0.06mm以内で大差はない。

また、港研で行った実験<sup>18)</sup>においては、CEB-FIPの式もしくはGergely-Lutzの式によって、ひびわれ幅は概略表されると判断された。(図-15)

これらより、実用的にはいずれの算定式を用いてもひびわれ制御設計は可能と考えられるが、鉄筋コンクリートと同一の式で検討できれば好都合であることから、当面Gergely-Lutz式を用いるのがよいと考える。

## 6. 疲労限界状態の検討

疲労限界状態としては、疲労による破壊と疲労によるひびわれやたわみの増大という2つの状態が考えられる。疲労によるひびわれやたわみの増大については、繰り返し荷重実験によると<sup>18)</sup>、疲労による破壊の直前まで、繰り返し荷重によるひびわれやたわみの増大は顕著ではない。したがって、疲労による破壊の検討を行えばよい。

また、部材の疲労による破壊は、構成材料である鋼材およびコンクリートの疲労破壊の特性に依存しているから、疲労限界状態の検討は、材料の疲労破壊を検討することで行うことができる。

一定の繰り返し荷重が作用する場合、材料の疲労強度は一般に、①持続応力または平均応力、②応力振幅または最大および最小応力、③繰り返し回数の3つの因子の相互関係として与えられる。そのため、疲労限界状態に対する検討を行う場合、最終的にいずれの因子を用いて検討するかによって、種々の設計方法が考えられる。たとえば、

① 持続応力( $S_{min}$ )と繰り返し回数( $N$ )を固定して考え、疲労限界図(図-16)からそれらに対応する最大応力( $S_{max}$ )を求め、これを作用最大応力と比較する。

② 同じく疲労限界図より応力振幅の限界値(疲労振幅強度)( $S_r$ )を求め、これを作用応力振幅と比較する。

③ 持続応力と応力振幅を固定して考え、疲労限界図

よりそれらに対応する繰返し回数(疲労寿命)を求め、これを作用繰返し回数と比較する。

以上は、繰り返し荷重が一定の場合であるが、港湾構造物では波力による応力振幅は一定値ではないので、上記①および②の方法を適用できない。そこで、③の方法にマイナー則を適用することとする。マイナー則とは、種々の応力振幅の荷重が作用する場合、一定の応力振幅 $f_{r,i}$ ( $i=1, 2, \dots, n$ )の下での破壊までの繰返し荷重回数が $N_i$ であるとき、実際の繰返し荷重回数が $n_i$ とすると、作用する全荷重に対して、

$$\sum_{i=1}^n (n_i/N_i) = 1$$

が成立するとき、疲労破壊が生ずるとするものである。

波力等の繰り返し荷重の大きさが一定でない荷重に対しては、繰り返し荷重の大きさを適当に区分し、その繰り返し荷重の大きさごとに、耐用期間中の繰り返し回数 $n$ を求め、さらに、繰り返し荷重の大きさごとに材料に生じる最大応力 $\sigma_{max}$ および最小応力 $\sigma_{min}$ を求める。次いでその最大応力と最小応力による疲労破壊回数 $N$ を、実験より求めるかあるいは既提案の計算式を用いて求める。前述のマイナー則より、この $n$ 回の繰り返し荷重により、材料の疲労寿命は $n/N$ 減少し、耐用期間中のすべての繰り返し荷重についての $n/N$ の累計回数比 $\sum \frac{n_i}{N}$ が1となれば疲労破壊とするとする。疲労に対する安全の確保は、疲労の安全係数 $r_{fa}$ を考え、累計回数比が $1/r_{fa}$ 以下となることを確かめることによってなすものとする。 $r_{fa}$ の値としては、DNV等の規定を参考として暫定的に5とする。

荷重の繰り返し回数については、波力の場合、波高観測記録あるいは気象記録と海域の条件より、年間の波高別の頻度を求め、これより波高ランクごとの耐用期間中の繰り返し回数を求める。

次に $\sigma_{max}$ と $\sigma_{min}$ より疲労破壊回数 $N$ を求めるには、コンクリートと鉄筋については、「コンクリート構造の限界状態設計法試案」によるものとする。すなわち、

コンクリート

$$\log N = 15 \times \frac{(0.9 - S_0)}{(0.9 - S_u)}$$

ここに、 $S_0$  : 最大応力 $\sigma_{max}$  / 静的強度

$S_u$  : 最小応力 $\sigma_{min}$  / 静的強度

鉄筋

$$\log N < 6 \text{ のとき}$$

$$\sigma_{max} - \sigma_{min} = (1600 - \sigma_{min}/3) \times 10^{0.2(6 - \log N)}$$

$$\log N \geq 6 \text{ のとき}$$

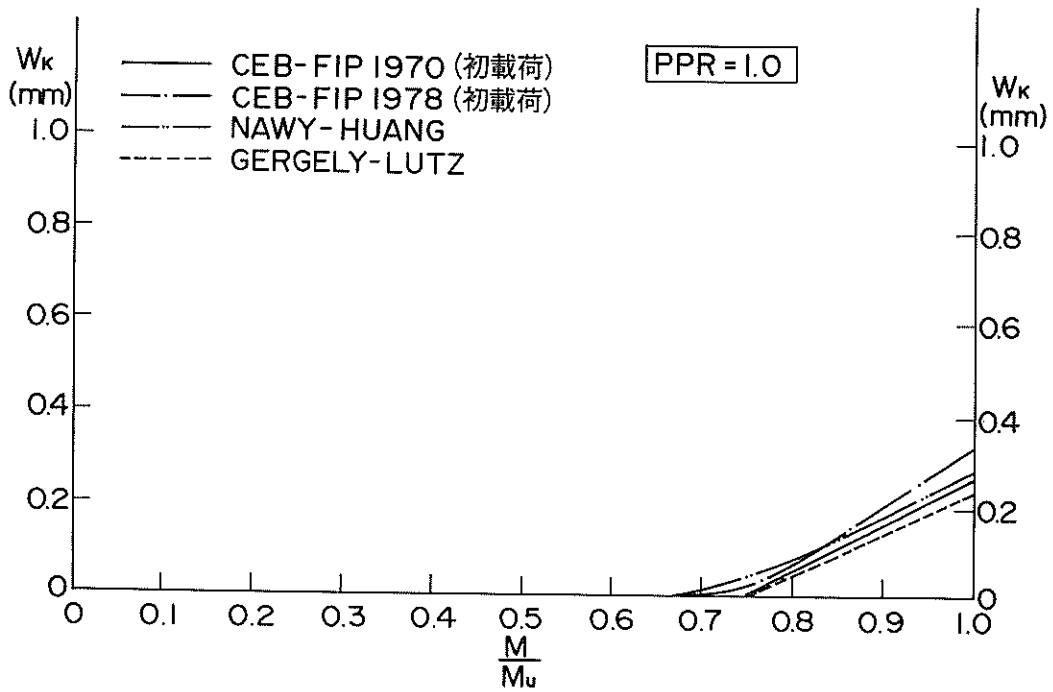


図-11 J I S はりにおけるモーメントとびびわれ幅の関係 ( PPR = 1.0 )

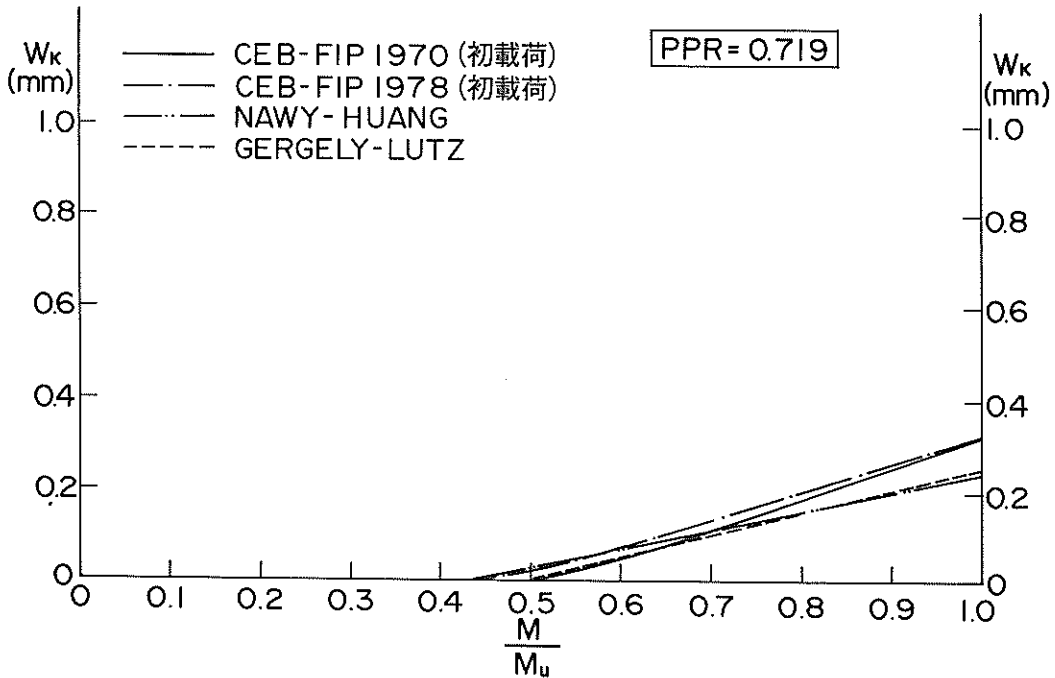


図-12 J I S はりにおけるモーメントとびびわれ幅の関係 ( PPR = 0.719 )

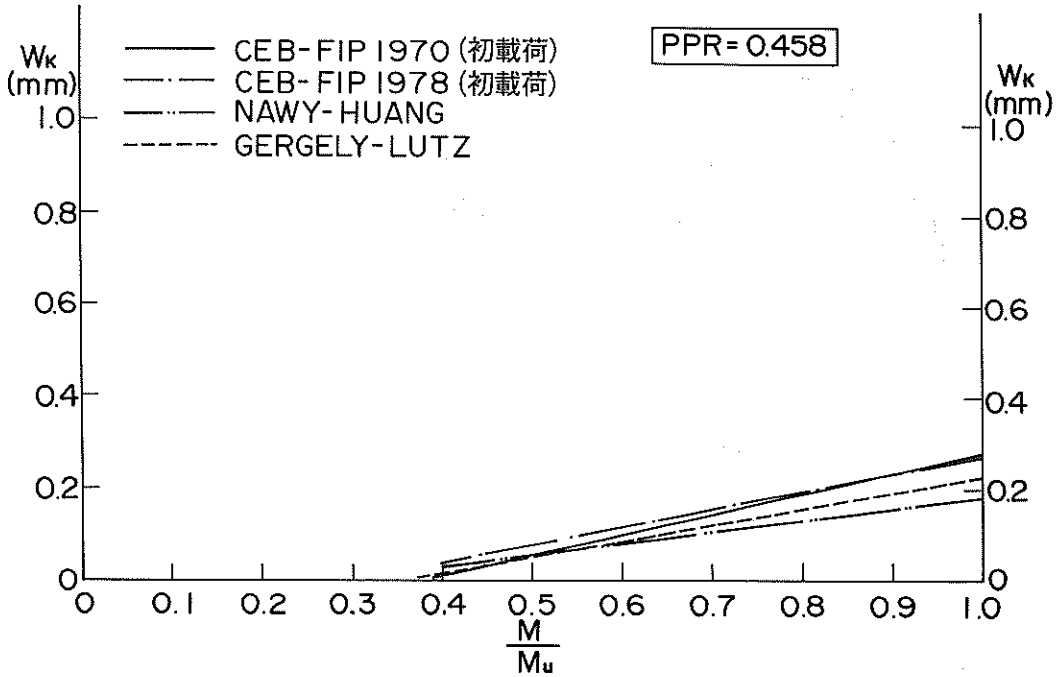


図-13 J I S はりにおけるモーメントとびびわれ幅の関係 ( P P R = 0.458 )

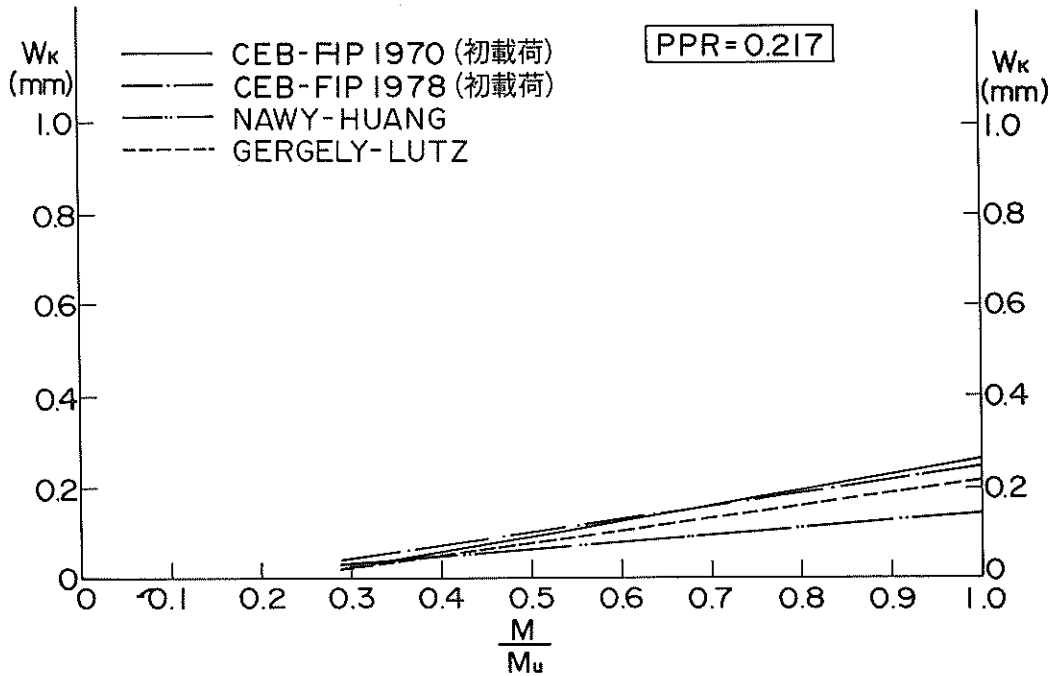
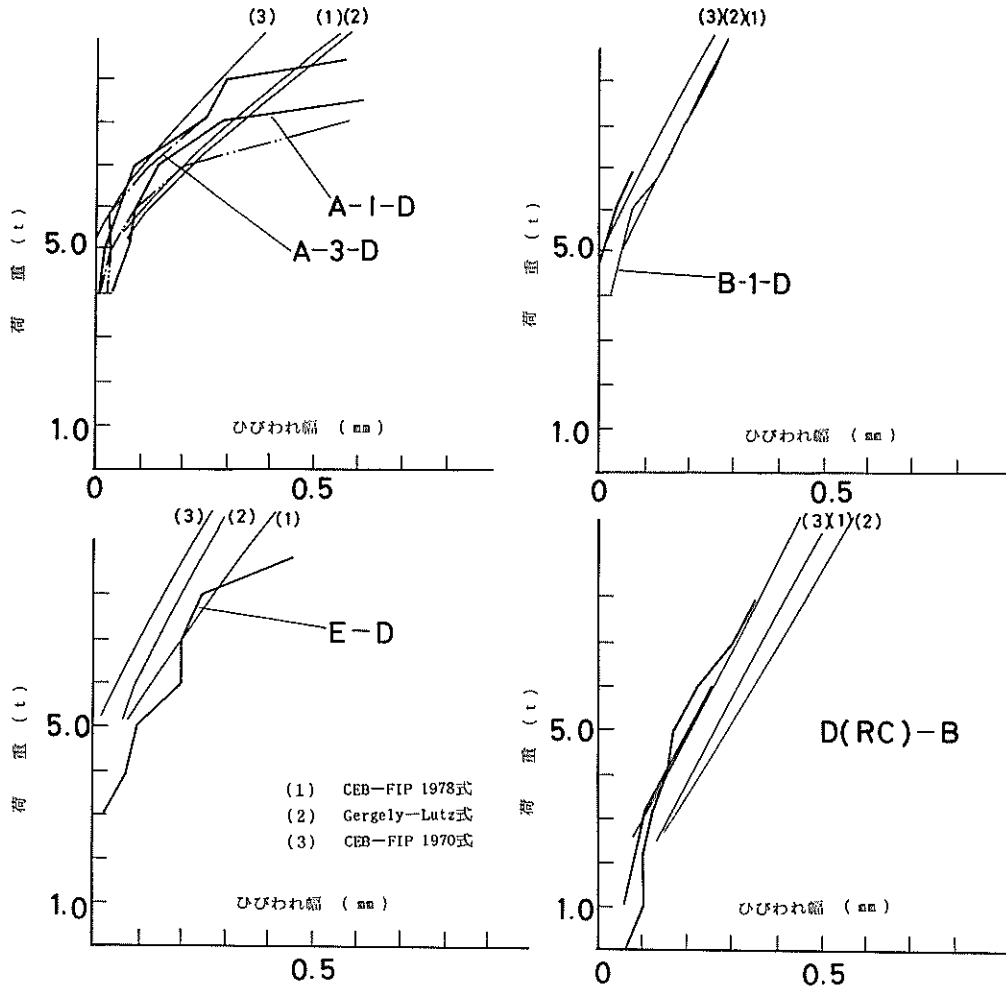
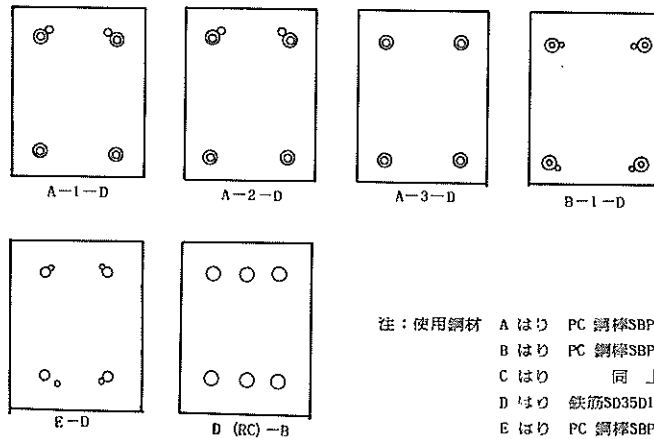


図-14 J I S はりにおけるモーメントとびびわれ幅の関係 ( P P R = 0.217 )



各はりの断面図



注：使用鋼材 A はり PC 鋼棒SBPR95/110 13 鉄筋SD35D13  
 B はり PC 鋼棒SBPR80/95 13 同上  
 C はり 同上 鉄筋SD35D16  
 D はり 鉄筋SD35D16  
 E はり PC 鋼棒SBPR80/95 unbond

図-15 ひびわれ幅の実測値と計算値<sup>18)</sup>

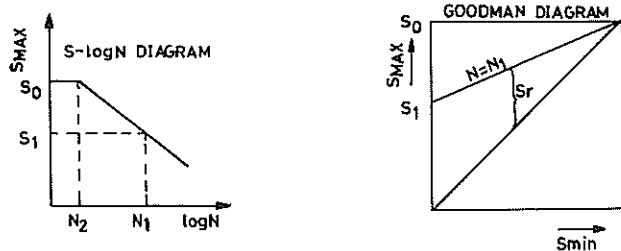


図-16 疲労限界図 (S-N線図およびGoodman線図)

$$\sigma_{\max} - \sigma_{\min} = (1600 - \sigma_{\min}/3) \times 10^{-0.1(\log N - 6)}$$

ここに、 $\sigma_{\max}$ 、 $\sigma_{\min}$ の単位は  $\text{kgf/cm}^2$

PC鋼材については、鉄筋ほどの実験データがそろっていないので、暫定的に次の Hilms and Ekberg<sup>19)</sup>の式を用いることとする。

$$40,000 \leq N \leq 400,000 \text{ に対して}$$

$$N = \left\{ (16.4 f_{su} - 11.5 f_{smin}) / (f_{smax} - f_{smin}) \right\}^{3.125}$$

$$400,000 \leq N \leq 4,000,000 \text{ に対して}$$

$$N = \left\{ (1.115 f_{su} - 0.78 f_{smin}) / (f_{smax} - f_{smin}) \right\}^{8.67}$$

ここに、 $f_{su}$ 、 $f_{smax}$  および  $f_{smin}$  は、コンクリートと鉄筋の式にはば安全度をあわせるために、それぞれ  $f_{pu}$  (PC鋼材引張強度の設計用値)、 $1.3 \sigma_{smax}$ 、 $1.3 \sigma_{smin}$  とする。

なお、土木学会限界状態設計法小委員会において、PC鋼材の疲労特性が検討されている。この規定が確定されれば、それを取り入れたい。

## 7. ひびわれと疲労に対する安全度の試算

荷重作用の特性値、ひびわれ幅の算定法および疲労限界状態の検討方法について述べてきたが、ここでは、それぞれ提案した方法に準じて、使用限界状態および疲労限界状態について若干の試算を行い、大略どの程度の感じになるか検討した<sup>20)</sup>。

試算は、矩形断面の曲げを対象とし、終局限界状態において、断面耐力設計用値が断面力設計用値と等しくなるように設計した断面に対して、使用状態において部材に生じるひびわれ幅と疲労に対する安全度について行った。

### (1) 断面力の計算方法

ここでは、作用断面力として曲げモーメントのみを考え、荷重作用としては永久荷重と波力を対象とする。終局限界状態において、波の荷重作用の特性値により生じる

曲げモーメントを  $M_E$ 、永久荷重作用の特性値により生じる曲げモーメントを  $M_p$  とすると、曲げモーメントの断面力  $M_{sd}$  は次のように表わされる。

$$M_{sd} = \gamma_E M_E + \gamma_p M_p \quad (7-1)$$

ここに、 $\gamma_E$  : 終局限界状態における環境荷重作用 (ここでは波力) に対する荷重係数

$\gamma_p$  : 永久荷重作用に対する荷重係数

波高と、それによる曲げモーメントとが比例するものとし、その比例定数を  $k$  とすると、終局限界状態においては、波の荷重作用の特性値に対応する波高を  $H_k$  とすると、

$$M_E = k \cdot H_k \quad (7-2)$$

となる。

また、終局限界状態における全作用曲げモーメント ( $M_E + M_p$ ) に占める  $M_p$  の割合を  $\alpha$  とおくと (7-1) 式は

$$M_{sd} = k \cdot H_k \left( \gamma_E + \gamma_p \cdot \frac{\alpha}{1 - \alpha} \right) \quad (7-3)$$

$$\text{ここに、} \alpha = \frac{M_p}{M_E + M_p} \quad (7-4)$$

となる。

今、終局限界状態において、曲げモーメントの断面力  $M_{sd}$  と断面耐力  $M_{rd}$  とが等しくなるように断面を決定するものとする、(7-3) 式より

$$k = \frac{M_{rd}}{H_k \left( \gamma_E + \gamma_p \frac{\alpha}{1 - \alpha} \right)} \quad (7-5)$$

を得る。

この  $k$  に使用限界状態あるいは疲労限界状態を対象とする波高  $H$  を乗じて得られる曲げモーメント  $M (= k \cdot H)$  と、永久荷重作用による曲げモーメント  $M_p$  とを断面に作用させ、ひびわれ幅あるいは疲労に対する安全度の計算を行う。



なお、疲労に対する検討は、荷重が片振りの場合および両振りの場合とについて行うが、ここでいう片振りとは、波高Hの波が作用したときの曲げモーメントの下限を $M_p$ 、上限を $M_p + k \cdot H$ とする場合をいい、両振りとは、下限を $M_p - k \cdot H$ 、上限を $M_p + k \cdot H$ とする場合をいう。

(2) 断面耐力の計算方法

(7-5)式より比例定数 $k$ を求めるには、曲げモーメントに対する断面耐力 $M_{rd}$ が与えられなければならない。

ここでは図-17に示すようなPC断面を、その断面の $M_{rd}$ の大きさが、ある想定したRC断面(鉄筋比を定めた断面)の曲げモーメントに対する断面耐力 $M_{r0}$ に等しくなるように設計するものとする。

次に、図-17に示すPC断面のPC鋼材断面積 $A_p$ と鉄筋の断面積 $A_s$ の求め方を述べる。

ここでは、各材料の応力-ひずみ曲線は図-18に示すような関係にあるものとする。

- 図において  $\sigma_{ck}$  : コンクリートの特性圧縮強度
- $\sigma_{sy}, \sigma_{pu}$  : 鉄筋およびPC鋼材の特性引張強度
- $\gamma_{mc}, \gamma_{ms}, \gamma_{mp}$  : それぞれコンクリート、鉄筋およびPC鋼材の強度に関する安全係数 (材料係数)

終局時において、圧縮側コンクリートのひずみは終局ひずみ(0.35%)に達しており、その時PC鋼材および鉄筋も共に降伏しているものとする。(図-17)終局時の圧縮側コンクリートの応力分布を矩形とし、その分布高さを $a$ とすると、軸方向の力のつり合いより、

$$\alpha = \frac{A_p \sigma_{pyd} + A_s \sigma_{syd}}{0.85 \sigma_{cd} \cdot b} \quad (7-6)$$

を得る。この時の $M_{rd}$ は、コンクリートの圧縮線から鋼材引張力の図心までの距離を $d$ とすると、

$$M_{rd} = (A_p \cdot \sigma_{pyd} + A_s \cdot \sigma_{syd}) \cdot (d - \frac{\alpha}{2}) \quad (7-7)$$

ここに

$$d = \frac{A_p \cdot \sigma_{pyd} \cdot d_p + A_s \cdot \sigma_{syd} \cdot d_s}{A_p \sigma_{pyd} + A_s \sigma_{syd}} \quad (7-8)$$

で表される。

この $M_{rd}$ が、鉄筋比 $p (=A_s/b \cdot d)$ のRC断面の曲げモーメントに対する断面耐力 $M_{r0}$ と等しくなるとすると、

$$M_{rd} = M_{r0} \quad (7-9)$$

ここで次のパラメータ $\beta$ を導入する。

$$\beta = \frac{A_p \sigma_{pyd}}{A_p \sigma_{pyd} + A_s \sigma_{syd}} \quad (7-10)$$

すなわち、 $\beta$ は全引張鋼材による終局抵抗力に占めるPC鋼材による終局抵抗力を表わす。

式(7-6)、(7-7)、(7-9)、(7-10)より $A_p$ および $A_s$ は次のように求められる。

$$A_p \sigma_{pyd} = \beta \xi d \cdot s \quad (7-11)$$

$$A_s \sigma_{syd} = (1 - \beta) \cdot \xi \cdot d \cdot s \quad (7-12)$$

ここに  $\xi = 0.85 \sigma_{cd} \cdot b$  (7-13)

$$s = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{r0}}{\xi d^2}} \quad (7-14)$$

(7-11)および(7-12)式で求まる量のPC鋼材および

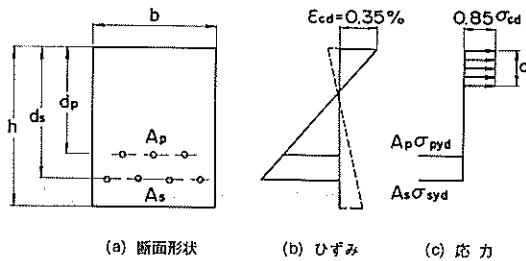


図-17 試算対象断面(片振り)

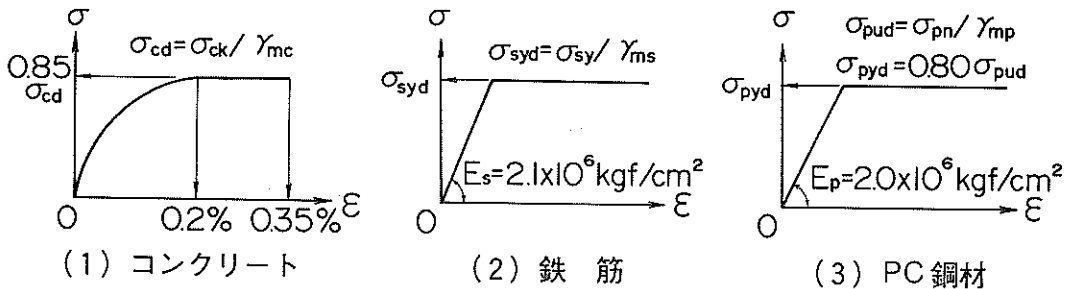


図-18 各材料の応力-ひずみ曲線

び鉄筋を配置した断面を対象に計算するわけである。

ただし、疲労に対する両振りの荷重に対しては、この量の鋼材を上下対称に配置した断面を取り扱うものとする。

### (3) 計算条件

波浪に関するデータは、前述の高橋他の拠点観測10か年統計<sup>10)</sup>を用いることとし、耐用期間は50年にとることとする。

終局限界状態における波力の荷重作用の特性値に関しては再現期間50年の確率波高をとる。使用限界状態(ひびわれ幅の検討)および疲労限界状態の検討に用いる波については、波高の出現率より、図-19に示すような年

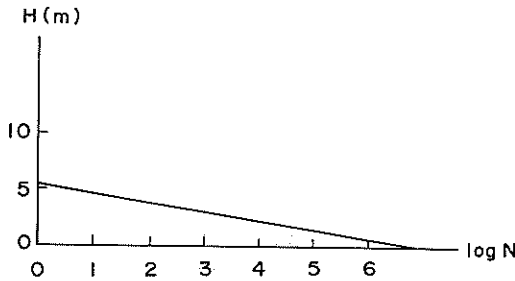


図-19 波高超過出現図数(年間)

間の波高の波数の関係曲線を作成した。ここではひびわれ幅の計算には年間それ以上の波が400波くる波を用いた。なおここでは砕波は考えず、すべて沖波として取り扱っている。

荷重係数は、永久荷重に対しては、1.1とし環境荷重(波力)に対しては1.0~2.0に変化させて計算した。

次に断面寸法および材料の強度については、 $h=40$  cm,  $d=30$  cm,  $b=100$  cm,  $\sigma_{ck}=400$  kgf/cm<sup>2</sup>,  $\sigma_{sy}=3,500$  kgf/cm<sup>2</sup>,  $\sigma_{pu}=14,000$  kgf/cm<sup>2</sup>とした。材料係数に表-3に示す値を用いると、材料の強度の設計用値は $\sigma_{cd}=267$  kgf/cm<sup>2</sup>,  $\sigma_{syd}=3,043$  kgf/cm<sup>2</sup>,  $\sigma_{pud}=12,174$  kgf/cm<sup>2</sup>となる。

またRC断面の曲げモーメントに対する断面耐力 $M_{r0}$

を計算する時の鉄筋比 $p$ は1%および2%とした。

ひびわれ幅の計算式は前述のCEB-FIP(1978年)の式および次式で表されるGergely-Lutzの簡略式を用いた。

$$d\sigma_s = \frac{772,000 \cdot w}{\sqrt[3]{2c_s(c+\phi/2)^2}} \quad (7-15)$$

ここに  $w$  : ひびわれ幅 (cm)

$d\sigma_s$  : 鉄筋引張応力度増加量 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$c$  : 鉄筋の純かぶり (cm)

$c\phi$  : 鉄筋間隔 (cm)

$\phi$  : 鉄筋直径 (cm)

ここで断面幅100 cmに4本の鉄筋を入れるとして、鉄筋間隔および直径を定めた。

疲労の累計回数の計算式は、前述の各式を用いた。

計算においては、パラメーター $\alpha$ (終局限界状態における全作用モーメントに対する永久荷重による曲げモーメントの比)および $\beta$ (全引張鋼材による終局抵抗力に対するPC鋼材の終局抵抗力の比)をそれぞれ変化させた。

### (4) 計算結果と考察

試算は、8港の波浪のデータに対して行ったが、ここでは、その中でひびわれ幅、疲労の累計回数とも最大となった神戸港を対象とした例を示す。(外海に面した港ほど終局限界状態での波高が大きく、それによって決定する断面に対しては、使用限界状態および疲労限界状態ではかえってきびしくなくなる。)神戸港の場合、50年確率波高は $H_{1/50}=3.4$  mとした。(  $H_k=H_{max}=1.8 \times H_{1/50}$  )

断面の鋼材断面積を表-7に示す。

ひびわれ幅についての計算結果を図-20、図-21に示す。図中の実線はGergely-Lutzの簡略式、破線はCIB-FIP規準(1978)式より求めたひびわれ幅を示す。

ひびわれ幅は、 $\beta$ すなわち導入プレストレス量の増加にともない減少し、永久荷重作用の割合 $\alpha$ の増加にともなって増加する傾向にある。また荷重係数 $\gamma_E$ の増加にともないひびわれ幅は減少しており、終局限界状態に大きな荷重がかかるとして設計した断面ほど使用限界状態

表-7 鋼材断面積

		$\beta$					
		0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
Case 1 $p=0.01$	$A_s$	30	24	18	12	6	0
	$A_p$	0	1.875	3.750	5.625	7.500	9.375
Case 2 $p=0.02$	$A_s$	60	48	36	24	12	0
	$A_p$	0	3.75	7.50	11.25	15.00	18.75

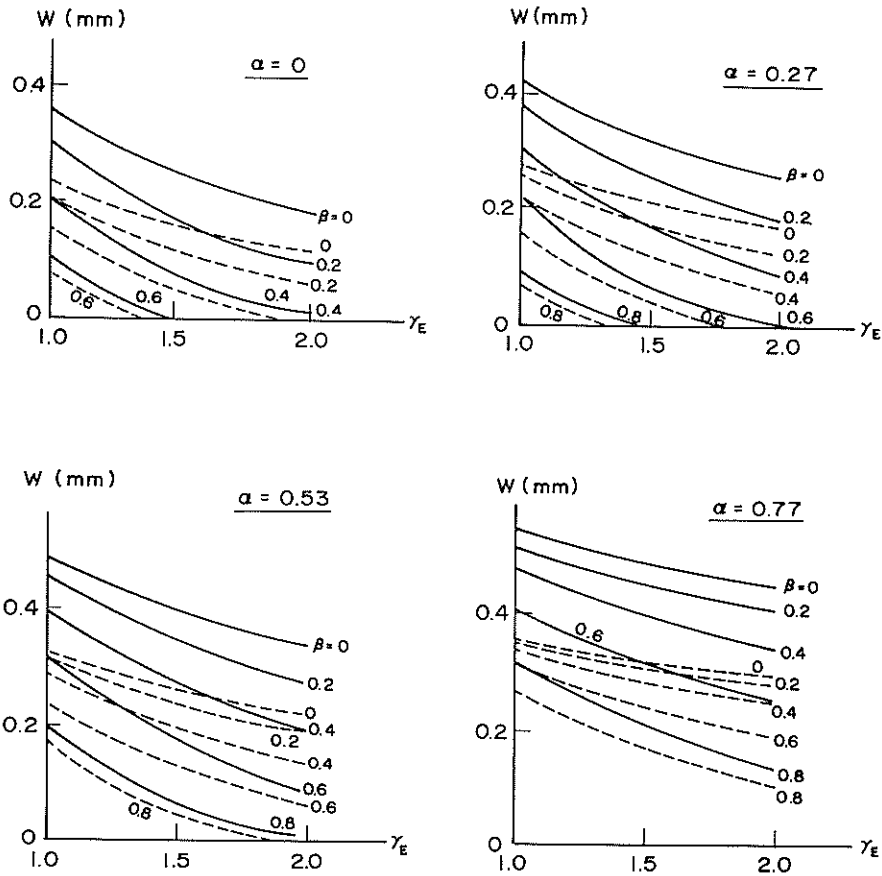


図-20 ひびわれ幅 (鉄筋比  $p = 0.01$ )

におけるひびわれ幅が小さくなることを示している。これらは定性的には当然の傾向を示したものである。

RC断面の鉄筋比の相異による差については、作用曲げモーメントが異なるので直接比較することはできないが、大差はない。

Gergely-Lutz の簡略式と CEB-FIP の式とを比べると前者の方が大きい値を示しており、両式の比較においては安全側の計算式となっている。

計算結果では、 $\alpha$ 、 $\beta$ あるいは $\gamma_E$ の値によっては、ひびわれ幅の制限値として提案した0.15~0.2mmを越えている場合がある。

通常のPC構造では $\beta$ はほぼ0.4から0.6の範囲にあり、また一般に永久荷重よりも波力による曲げモーメントがまされるから $\alpha$ は比較的小さい値をとると思われるので、荷重係数 $\gamma_E$ を1.5にとれば、本計算の範囲においては許容ひびわれ幅を越えることは殆んどないと考えられる。なお、使用限界状態での波の特性値を、例えば年間それ

以上の波が200波くる波にとると若干これより厳しくなる。

次に、コンクリート、鋼材およびPC鋼材の疲労に対する累計回数比を図-22、図-23に示す。図中の実線はRC断面の鉄筋比1%の場合(Case 1)を、破線は2%の場合(Case 2)を示す。

累計回数比は $\gamma_E$ の増加につれて減少しており、 $\beta$ に対しても一部を除いて $\beta$ の増加につれて減少している。 $\alpha$ に対しては片振りの場合は $\alpha$ の増加につれて減少しているが、両振りの場合は増加したのち減少している。

鉄筋比の影響はコンクリートにおいて顕著にでている。また、PC鋼材の累計回数比は鉄筋よりもすべて小さくなっている。

累計回数比の限界値0.2に対しては、両振りの場合、一部越している範囲があるが、これは $\beta = 0$ すなわちRC断面の場合か $\gamma_E$ が1.2以下の場合である

これより疲労に対しては、砕波限界水深以深では殆ん

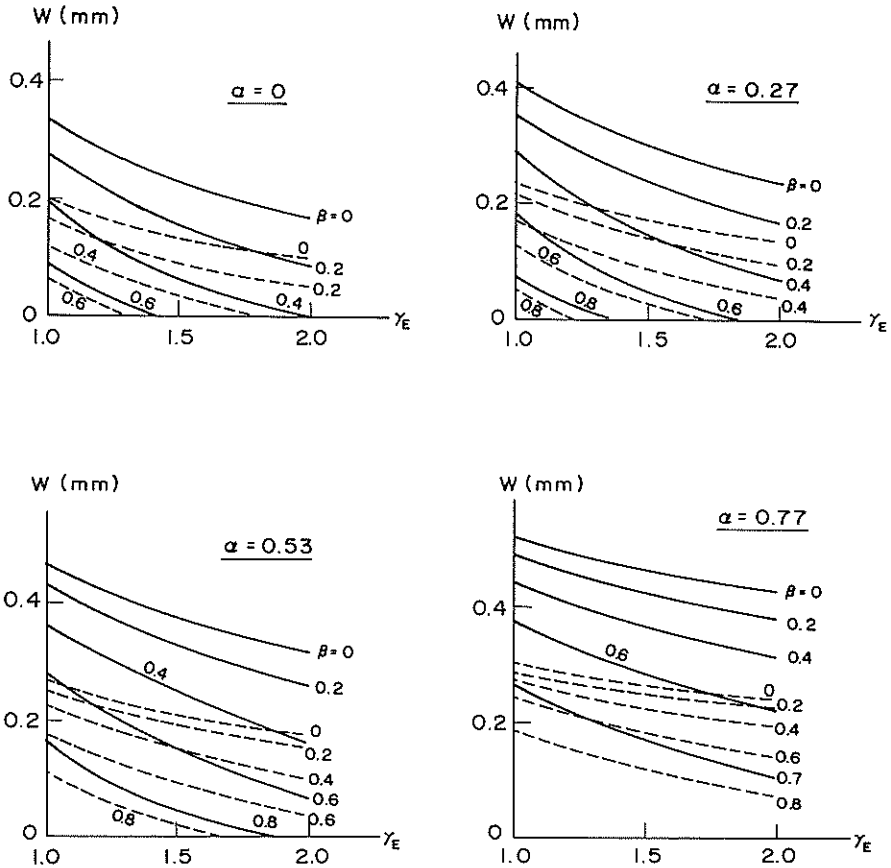


図-21 ひびわれ幅(鉄筋比  $p = 0.02$ )

ど問題となることはないと思われる。また鉄筋のかぶりよりもP C鋼材のかぶりを大きくとれば、鉄筋に対する累計回数比の検討のみで、P C鋼材の検討は不要であると考えられる。

### 8. まとめ

以上、限界状態設計法の概要を述べ、P C港湾構造物の設計に適用する場合のいくつかの問題点について検討を加えたが、ここで行った検討の主要な結論は次のとおりである。

① 終局限界状態における波力の特性値には、耐用期間を再現期間とする波、もしくは構造物全体の安定の検討に用いる波による波力をとるのがよい。

② 使用限界状態における波力の特性値には、耐用期間中に10,000回程度作用する波、もしくは6ヶ月～1ケ年確率波高程度の波による波力をとるのがよい。

③ ひびわれ幅の算定式にはGergely-Lutz式を用い

るのがよい。

ひびわれ幅の制限値は「港湾の施設の技術上の基準・同解説」の値以下とする。

④ 疲労に対する検討には、荷重作用の繰り返し回数にマイナー則を適用する。

⑤ ここで行った試算の結果では、終局限界状態における波力の荷重作用に対する荷重係数を1.5にとると、終局限界状態に対して設計した断面は、使用限界状態に対して許容ひびわれ幅を越えることは殆んどない。また疲労に対しても、碎波限界水深以深では殆んど問題にならない。

### 9. あとがき

設計法は、実績の積み重ねを経る過程で、必要に応じ改良が加えられ練り上げられていくものである。設計法を構成するすべての要素を、厳密に理論的に扱ったり、あるいは定量的に把握することは事実上不可能であり技

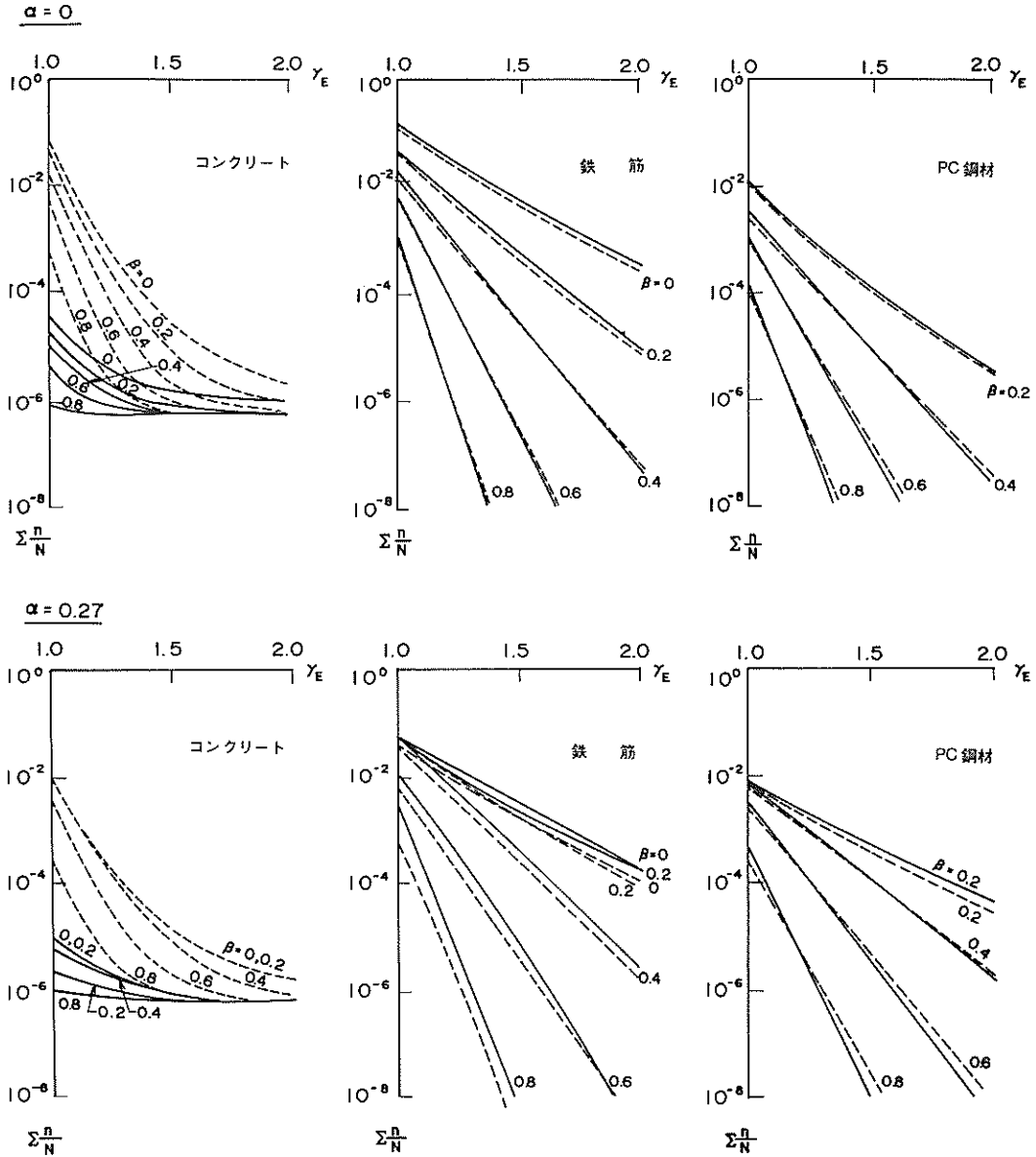


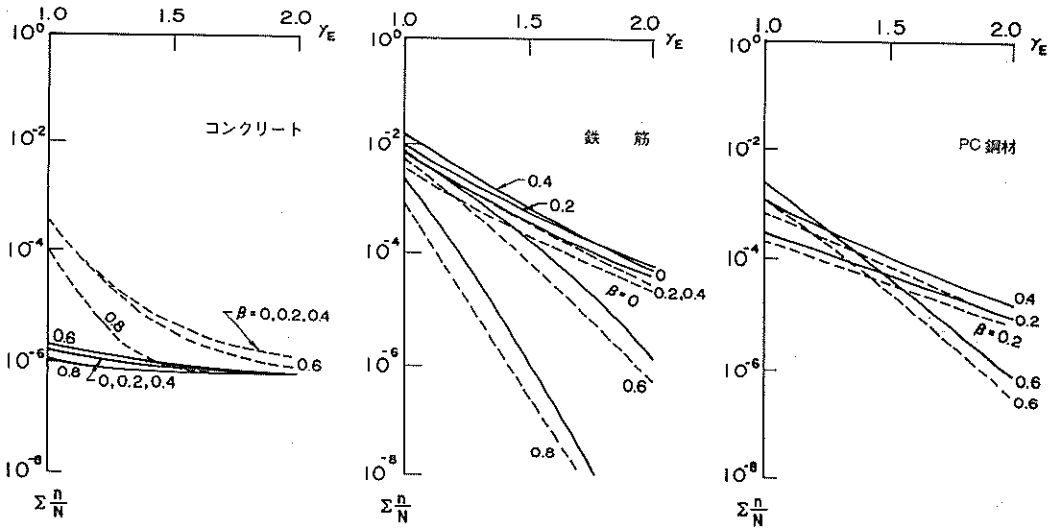
図-22(1) 累計回数比(片振り)

術的判断や経験的に定められる要素が入ることは不可避である。それ故実績が重視されるのである。経験的に定める事項、また設計法全体も既存の構造物あるいは類似の構造物に照らしてバランスのとれたものとなるように定められていく。改良されていくものもあれば、既存のものがオーソライズされていくものもある。勿論、経験によるだけでなく、新たに理論的に、あるいは実験的に解明されて設計法にとり入れられていくものもある。と

もかく実績を経るにつれ熟度の高い設計法へとになっていく。

PC港湾構造物の設計法は、その点、まだ熟度の低いもので、今後種々改良を加えていかなければならない。そのためには、当初の、あるいはその時々で定めたときの根拠をできるだけ明らかにしておくことが、後々の批判、検討のために有益であろうと考える。これはまた、もともとは理論的に厳密なものでなかったり、単に思い

$\alpha = 0.53$



$\alpha = 0.77$

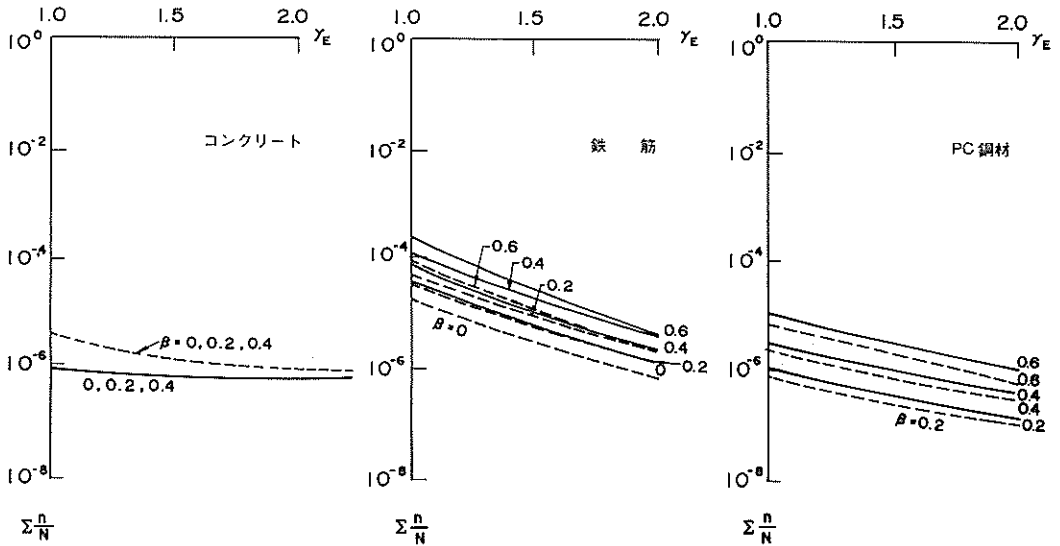


図-22(2) 累計函数比(片振り)

切りによって定めたことでも、次第にその根拠の薄弱さはわからなくなり、ただ実績があるということだけをもって批判を拒むこともおこりがちだからでもある。

本資料においては、限界状態設計法をPC港湾構造物の設計に適用する場合のいくつかの問題点について検討し、提案をした。その内容はかなりの検討を加えたものもあれば、海外での諸規程では、この程度の数値が用いられているからそれにならうといったものもある。とも

かく、それらの根拠を記したものである。

ここでの提案は、第一段階としては一応妥当と考えたものであるが、著者はこの提案に固執するつもりは毛頭なく新たな知見が得られれば、必要に応じ修正してよりよい設計法に成長をさせていかなければならないと考えている。現に土木学会の「コンクリート構造物の限界状態設計法試案」もその後の検討がなされており、その成果をとり入れる必要もおきてこよう。しかし、いわば借り

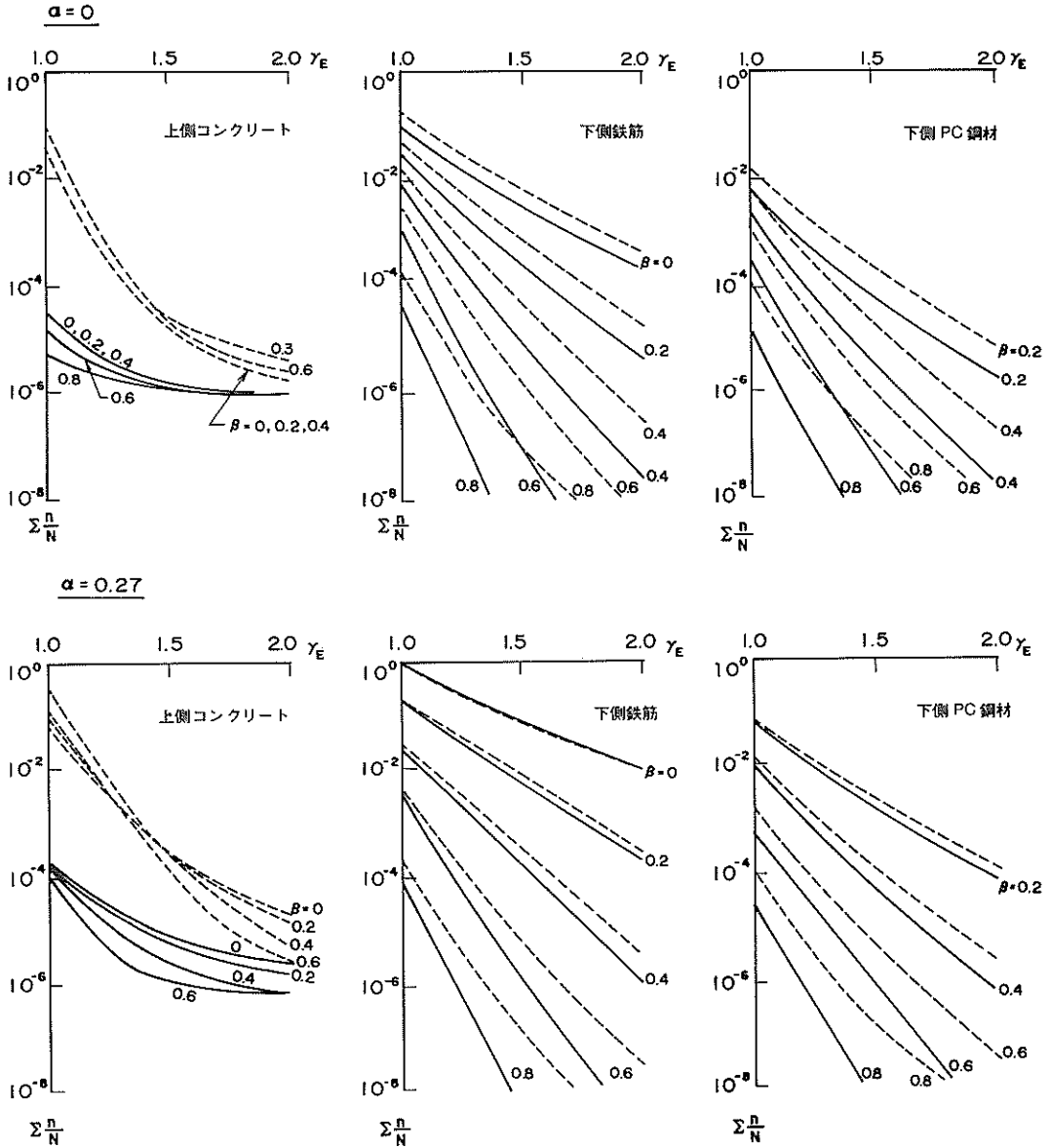


図-23 (1) 累計回数比(両振り)

ものの理論をもって来るより、港湾構造物の研究や設計施工を行う中から、新たな理論や設計法が生まれてくるのが望ましいことである。設計者が、設計法の適用にあたってよく検討し、その中から設計法の確立のための提案をされることを望む次第である。

最後に、本資料の内容の多くはプレストレストコンクリート港湾構造物開発ワーキンググループにおいて論議を願ったものであり、ワーキンググループのメンバーの方々に感謝の意を表します。

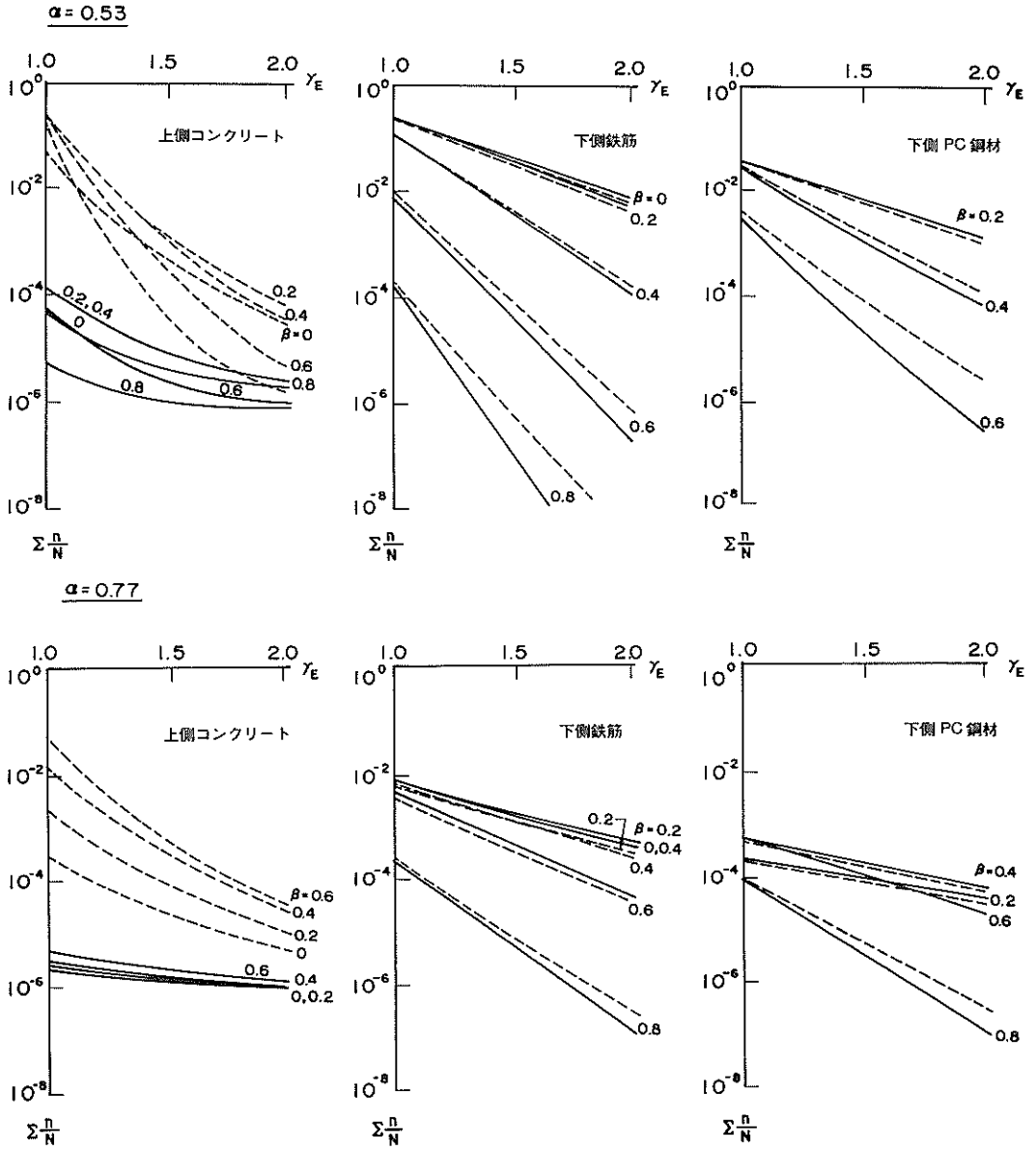


図-23 (2) 累計図数比 (両振り)



## 参考文献

- 1) 土木学会：プレストレストコンクリート標準示方書，1978.
- 2) 土木学会：コンクリート構造の限界状態設計法試案，1981.
- 3) CEB-FIP：コンクリート構造物設計施工国際指針，鹿島出版会，1971.
- 4) CEB-FIP：Model Code for the Design and Construction of Concrete Structures，1978.
- 5) FIP：Recommendations for the Design and Construction of Concrete Sea Structures，1977.
- 6) 岡村 甫：コンクリート構造の限界状態設計法，共立出版，1978.
- 7) DNV：Rules for the Design, Construction and Inspection of Offshore Structures，1977.
- 8) 尾坂芳夫：PC標準示方書（昭和53年）における限界状態設計の思想，プレストレストコンクリート標準示方書解説資料（コンクリートライブラリー44号），1979.
- 9) 大即信明，下沢治：港湾工事におけるコンクリートの品質調査報告，港湾技研資料 No 429，1982.
- 10) 高橋智晴，広瀬宗一，菅原一兎，橋本典明：波浪に関する拠点観測10か年統計（昭和45年～昭和54年），港湾技研資料No 401，1981.
- 11) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，1979.
- 12) ACI：Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Concrete Structures，1978.
- 13) A.W. Beeby：Concrete in the Oceans, Cracking and Corrosion, Cement and Concrete Association, 1978.
- 14) 関 博：ひびわれに関する資料，文献2)資料
- 15) A. Siriakorn, A.E. Naaman：Serviceability Based Design of Partially Prestressed Beams, PCI Journal, May - June, 1979.
- 16) E.G. Nawy, P.T. Huang：Crack and Deflection Control of Pretensioned Prestressed Beams, PCI Journal, May - June, 1977.
- 17) P. Gergely, L.A. Lutz：Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members, ACI SP-20, 1968.
- 18) 森好生，大即信明，下沢治：両振り繰返し荷重を受けるPCはりの力学的性質および接合部の影響，港湾技研資料No 397，1981.
- 19) P.W. Abeles, E.L. Brown II, C.H. Hu：Fatigue Resistance of Under-Reinforced Prestressed Beams Subjected to Different Stress Ranges; Miner's Hypothesis, ACI SP-41, 1974.
- 20) 大即信明，内藤英晴：PC港湾構造物の疲労限界状態に対する検討，土木学会第37回年次学術講演会，1982.

港湾技研資料 No.459

1983・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 日青工業株式会社

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