

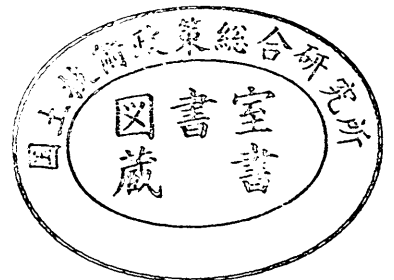
運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 33 NO. 4 Dec. 1994

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



4. 限界状態設計法の鉄筋コンクリート港湾 構造物への適用に関する研究

長尾 毅*

要 旨

限界状態設計法は1960年代に提唱されて以来、コンクリート構造物の合理的な設計法として注目を浴び、世界の趨勢はこの方法の採用に向かって進みつつある。我が国においても土木学会のコンクリート標準示方書に位置づけられたことをはじめとして、研究・教育の分野においては既に限界状態設計法が定着している。

港湾の鉄筋コンクリート構造物の設計では、これまで許容応力度法が用いられてきたが、こうした背景を受け、より合理的な設計法である限界状態設計法を導入するための準備を行う必要が生じている。

本研究においては、限界状態設計法による構造物の安全性を従来設計法と同程度に保つ観点から、荷重の特性値や安全係数を設定し、各限界状態の検討方法を取りまとめた。また、ケーソン式防波堤、栈橋上部工、ケーソン式係船岸の試設計結果を許容応力度法の設計結果と比較検討することにより、安全係数の影響度を分析した。

キーワード：限界状態設計法、鉄筋コンクリート構造物、安全係数

Studies on the Application of the Limit State Design Method to Reinforced Concrete Port Structures

Takashi NAGAO*

Synopsis

The limit state design method tends to be used for reinforced concrete structures in most of the countries, for it is more rational than the allowable stress method.

We have been using the allowable stress method for the design of the port facilities and have gained good experiences. Under such circumstances, however, the adoption of the limit state design method for the port facilities is strongly required.

The author examines the applicability of the limit state design method to the port facilities. For the purpose, he estimates the adequate values of safety factors and characteristic values for port structures such as caisson type breakwaters, quaywalls, and open-type piers.

The way to design reinforced concrete port structures by using the limit state design method is presented in this paper.

Key Words : Limit State Design Method, Reinforced Concrete Structures, Safety Factor

* Senior Research Engineer, Planning and Design Standard Division

目 次

要 旨	69
1. ま え が き	73
2. 限界状態設計法の概要	73
2.1 許容応力度法の特徴と問題点	73
2.2 限界状態設計法の概要	73
3. 防波堤の終局限界状態および使用限界状態の検討方法	78
3.1 使用限界状態	78
3.2 荷重の特性値と安全係数の設定方法	78
3.3 国内外の基準等における方法	79
3.4 波力の特性値と安全係数の検討	80
4. 防波堤の疲労限界状態の検討方法	90
4.1 疲労限界状態	90
4.2 低波浪の疲労安全性に及ぼす影響	95
4.3 波高のランク幅	96
5. 係船岸における安全係数の影響度	99
5.1 ケーソン式係船岸への適用	99
5.2 栈橋上部工への適用	101
6. 結 論	103
7. あとがき	104
参 考 文 献	104
付 録 A	106
付 録 B	108

1. ま え が き

コンクリート構造物の合理的な設計法として限界状態設計法が提唱されて以来、この方法の採用が世界中で進んでいる。我が国では昭和61年制定のコンクリート標準示方書¹⁾(土木学会)に限界状態設計法が採用され、大学などの教育・研究機関においては限界状態設計法が全面的に取り入れられている。現業部門においても、JRが限界状態設計法に移行する²⁾などの動きがあり、今後各界においてますますこの設計法の採用が進むものと考えられる。

港湾の分野においては、限界状態設計法の導入はまずプレストレストコンクリート構造物を対象に検討が進められた。その結果は昭和62年度に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³⁾(運輸省港湾局)としてまとめられている。

限界状態設計法を鉄筋コンクリート部材の設計に導入するにあたっての課題の一つは、荷重の特性値と安全係数の設定である。コンクリート標準示方書には安全係数の標準値が示されているが、例えば終局限界状態検討時の荷重係数は1.0~1.2というように範囲を持っている。港湾構造物の場合、代表的な荷重の一つとして波力があげられるが、橋梁における自動車荷重や鉄道施設における列車荷重などと比べて荷重の振幅が非常に大きいため、その特性値と荷重係数の設定にあたっては慎重な吟味が必要である。

南ら⁴⁾は、鉄筋コンクリート港湾構造物の設計法に限界状態設計法を導入するにあたり、設計法や安全係数などについて基礎的な検討を行っている。本研究においては、限界状態設計法による構造物の安全性を従来設計法と同程度に保つ観点から、荷重の特性値や安全係数を設定し、各限界状態の検討方法をとりまとめた。また、ケーソン式防波堤、栈橋上部工、ケーソン式係船岸の試設計結果を許容応力度法の設計結果と比較検討することにより、安全係数の影響度を分析した。本研究における知見をもって、鉄筋コンクリート港湾構造物へ限界状態設計法を導入する第一段階が整備されたものと考えている。

2. 限界状態設計法の概要

2.1 許容応力度法の特徴と問題点

鉄筋コンクリート港湾構造物の部材設計においては、これまで許容応力度法が用いられてきた。これは、鉄筋とコンクリートをともに弾性体と仮定して計算される応力度が許容応力度以下であることを確かめる方法である。安全性は、各材料の基準となる強度をそれぞれの材料に

対する安全係数で除した許容応力度によって確保されている。

許容応力度は単に材料の強度のばらつき、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、構造物の重要度などの種々の要素に対して安全性を確保する役割を持っている。

この設計法は簡便であり、多くの実績・経験があるが、反面、次のような問題点を含んでおり⁴⁾、わが国においても許容応力度法は研究レベルでは用いられていないのが実状である。

- ① 破壊に対する安全度が明確でない。
- ② 構造物ごとに安全度のランクを分けたり、また逆に各部材の安全度を一定に保つことが困難である。
- ③ 不確定要素あるいは数値計算にのらない要素のほとんどを許容応力度によってカバーしているため、研究を重ねることにより合理的で経済的な設計法に修正していくことが困難である。
- ④ 各部材の非線形性が考慮されていないため、特殊な形状の構造物等については予想もできない形態の破壊を示す可能性がある。
- ⑤ 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、荷重の性質の相違や荷重の組み合わせの影響を合理的に取り扱いにくい。

2.2 限界状態設計法の概要

(1) 三つの限界状態

構造物に外力が作用し、構造物または構造部材の機能あるいは安全性が損なわれた状態を限界状態と呼ぶ。

限界状態設計法は、その構造物に生じてはならないいくつかの限界状態を設定し、その状態の発生に対する安全性を個々に照査するものである。限界状態は、大きく分けて、終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態に分類することができる(図-1)。

各限界状態について述べると以下のようである⁵⁾。

終局限界状態は最大耐荷能力に対応する限界状態である。具体的例としては、構造物のある断面において鋼材の降伏やコンクリートの圧壊が生じたり、ある部材が座屈したり、構造物全体の安定が失われたりする状態である。荷重の作用の仕方としては、非常に大きな荷重がただ一回作用することにより生じる。従来設計法が対象としてきたのはこの限界状態である。

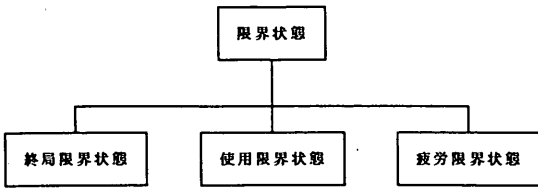


図-1 三つの限界状態

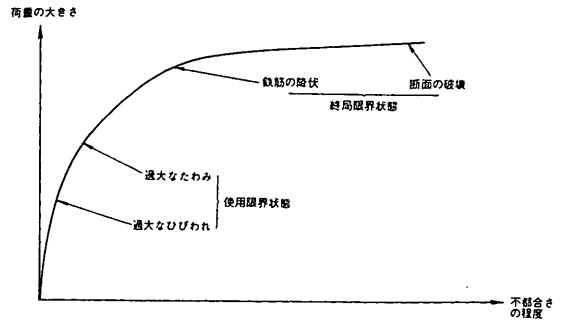


図-2 荷重と不都合さの関係 (概念図)⁵⁾

使用限界状態は通常の供用または耐久性に関する限界状態であり、過度のたわみやひびわれ、振動など、比較的軽微な不都合を生じる状態である。この状態は、比較的しばしば作用する荷重により発生し、その被害は終局限界状態に比べて小さい。

疲労限界状態は、荷重が繰り返し作用することによって、終局限界状態に近い不都合が発生する状態である。

ある一つの部材を例にとって、荷重の大きさと不都合さの関係を概念的に表すと図-2のようになる。

(2) 安全性の検証方法

限界状態設計法は、確率的な手法を取り入れ安全性を合理的に評価することを目指している。

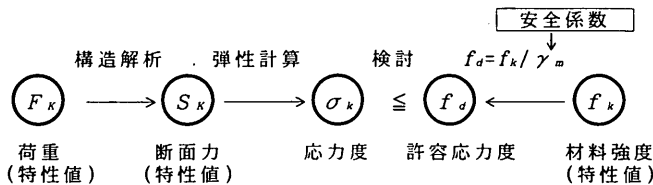
完全な形で確率的解析を行うには、構造物に作用する荷重および材料強度のばらつき、構造解析手法の精度などを知らなければならない。実際にはこれらを厳密に算定することは困難であるため、荷重作用、材料強度の特性値および安全係数などによって不確実性を考慮している。

設計計算においては、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。

限界状態設計法と許容応力度法の安全性の検証法を図-3に示す。

終局限界状態に対する安全性の検討では、まず材料強

(許容応力度法)



(限界状態設計法)

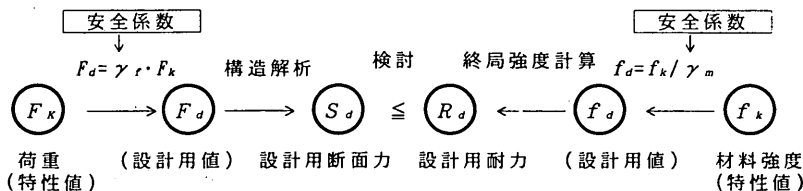


図-3 各設計法における安全性の検討方法⁵⁾

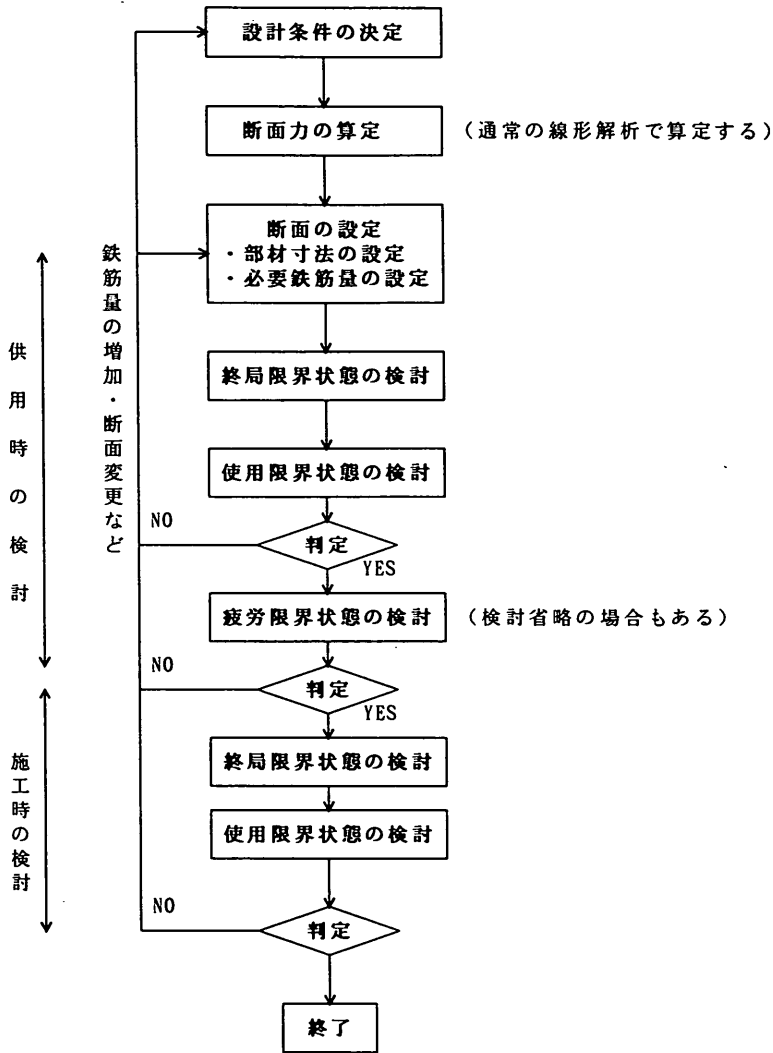


図-4 限界状態設計法の検討手順

度の特性値 f_k を安全係数 γ_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 を求める。次に荷重の特性値 F_k に安全係数 γ_f を乗じた設計用値 F_d を用いて設計用断面力 S_d を求める。 S_d と R_d を比較し、 $S_d \leq R_d$ であれば安全であるとする。限界状態設計法では、このように複数の安全係数を用いるのが特徴である。このことによって、個々の要因のばらつきや誤差の程度を設計に反映できる。

使用限界状態の検討は、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、

振動など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しないことを確かめることによって行う。

疲労限界状態の検討は、耐用期間中に作用する全ての荷重を対象にして、荷重の設計用値が部材に与える疲労被害の蓄積の度合いが一定の許容値以下であることを確かめることによって行う。

(3) 信頼性設計法の三つのレベル

限界状態設計法は、信頼性設計法と呼ばれる設計法の一つの形態である。構造物の設計時の不確定要因を考慮し、耐用期間中に構造物が破壊する確率をある許容範囲内におさめるもので、大きくわけると三つの水準がある

といわれている⁹⁾。各水準の違いは、簡単にいうと荷重・材料強度などを確率統計的に取り扱うレベルの違いである。

① レベル3の方法

レベル3では、限界状態を超える確率を許容範囲におさめるよう検討を行う。すなわち、荷重・材料強度などの不確定性を評価して確率分布を求め、構造体が供用期間内に限界状態を超過する確率を計算して、許容確率以内であることを確かめる。この方法では、各設計変数の確率密度関数が既知であることが必要で、限界状態の超過確率の解析にも、荷重や耐力の確率モデルに基づいた高度で煩雑な作業が必要となる。

② レベル2の方法

レベル3の煩雑な作業を1段階簡略にしたもので、荷重・材料強度などの確率変数が従う分布を正規分布または対数正規分布などの数学的に扱いやすい形に仮定する。安全性の照査は構造物の破壊確率によるのではなく、荷重と耐力の平均値と標準偏差から求められる安全性指標が目標（許容）安全性指標を上回るかどうかで検討される。

③ レベル1の方法

レベル2をさらに簡略化し、かつ従来の計算法・設計法との連続性を保とうとする方法である。荷重の平均値やそれに代るもの、材料の規格値などから求められる耐力の代表的な値を特性値とし、限界状態を超過する確率が目標の許容値になるように、荷重や耐力の平均値や分散を考慮した各種の安全係数を定める。設計式に含まれる係数の設定には確率計算を援用しているが、設計者自身はいっさい、確率計算をする必要はない。内容は信頼性設計法であるが、形式は確定的係数で与えられる。

限界状態設計法はレベル1の段階にある。設計をより合理的なものにする観点からはレベル2および3の方法が求められるが、実際の設計作業の中で安全性に係わる全ての要素の確率密度関数を知ることは不可能といってよく、また設計者にいわずらに複雑な計算を強いることも現実的ではないと考えられる。したがって、現段階ではレベル1の限界状態設計法によって設計法を確立していくことが適当であろう。

(4) 目標安全性の設定方法⁹⁾

限界状態設計法および信頼性設計法においては、設計法のレベルがどのようなものであっても、構造物が限界状態を超える確率の目標値（許容値）、すなわち目標安全性を別途設定する必要がある。この方法にはさまざまなものがあり、例えば以下のようである。

① 事故統計に基づく方法

- ② 現行設計規準類へのキャリブレーションに基づく方法
- ③ 他の災害危険性との比較による方法
- ④ 人的損失に対する危険性回避に要する投資効果による方法
- ⑤ 期待総費用最小化に基づく方法

① 事故統計に基づく方法

事故や損傷に関する統計資料に基づいて事故・損傷が1年間に発生する確率を計算し、これを参考に目標安全性を決定する。この方法によったものとしては、ダムや橋梁などを対象とした検討例がある。この方法は、母数（対象とする構造物の総数）が定めにくいこと、事故の原因はヒューマンエラーなどによる場合が多く、その影響を受け設計段階での目標安全性を直接定めることが難しいという欠点がある。

② 現行設計規準類へのキャリブレーションに基づく方法

現行の規準類により設計された種々の構造物・部材の安全度を求めて、その資料に基づき目標安全性を定める方法である。諸外国では、この方法により数多くの限界状態設計法による規準を策定している。現行の設計法が数多くの実績を持ち、十分な信頼性が得られていることが明らかである場合には有利な方法であるが、反面、現行規準類が最適解を与えているという保証はないという問題点がある。キャリブレーションの方法としては、安全性の平均値が同程度になるようにする方法と、ある最低の安全水準を設定してその水準を下回る割合が同程度にする方法の二つが考えられる（図-5）。前者の方法によれば安全性の低い構造物の割合が低くなり、後者の方法によれば平均的な安全水準は従来の設計法の方が高くなるが、過剰な設計が少なくなることから、トータル的には経済性が発揮されることになる。

③ 他の災害危険性との比較による方法

構造物の破壊に伴って予測される1人当たりの死亡危険性を自然災害あるいは他の人為災害による危険性と比べて、ある水準以下に設定する方法である。

④ 人的損失に対する危険性回避に要する投資効果による方法

構造物の破壊に伴って予測される1人当たりの死亡率を低減させるのに要する費用の大きさを評価の基準とする方法で、この方法では、1つの生命を救うのに社会が支払う金額にはおのずからある基準があるとされる。

限界状態設計法の鉄筋コンクリート港湾構造物への適用に関する研究

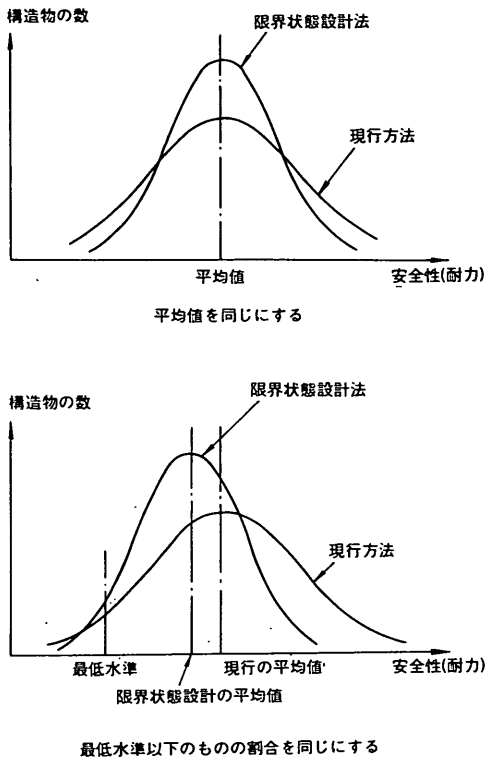


図-5 キャリブレーションの二つの方法⁶⁾

⑤ 期待総費用最小化に基づく方法

これは、初期建設費を C_i とすると、

$$C_T = C_i + P_f \cdot C_f \quad (1)$$

ここに、

- P_f : 供用期間中の破壊確率
- C_f : 破壊時損失費
- C_T : 期待総費用

を最小とする設計代替案を最適案とする方法である。この方法を概念的に示すと図-6のようになる。一般に、期待総費用は最小値の左右で異なった傾向を示し、最小値の左側(危険側)では破壊確率の変化に敏感で、破壊確率が増加するに伴って期待総費用は急激に増加するが、最小値の右側(安全側)では破壊確率が減少するに従って期待総費用は緩やかに大きくなるとされる。

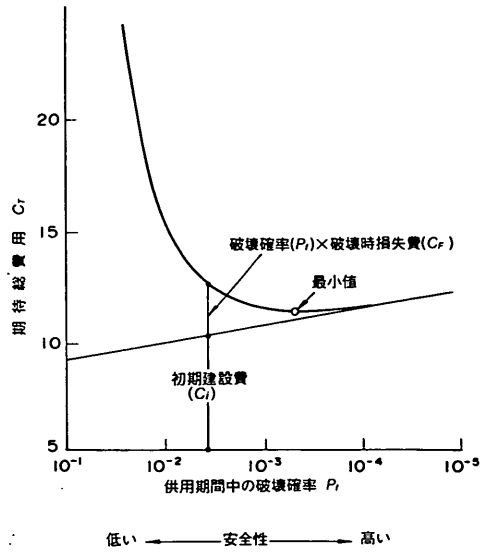


図-6 期待総費用最小化に基づく方法⁶⁾

このほかに、構造物の用途、重要性、破壊による人的損失の可能性などを考慮した許容破壊確率の設定方法として、以下のようなものが知られている。

(i) CIRIA (Construction Industry Research and Information Association) レポートの式。

$$P_{fa} = 10^{-4} \cdot K_s \cdot T / n_r \quad (2)$$

ここに、

- P_{fa} : 耐用期間中の構造物の許容破壊確率(原因は特定しない)
- T : 構造物の耐用年数(年)
- K_s : 社会的基準係数で、海洋構造物の場合5.0
- n_r : 破壊時に構造物の中あるいは近くにいて、被災するかもしれない人間の平均的な数(人)

(ii) Allen による式。

$$P_{fa} = 10^{-5} \cdot T \cdot A / (W \cdot n) \quad (3)$$

ここに、

- P_{fa} : 耐用期間中の構造部材の許容破壊確率
- T : 構造物の耐用年数(年)
- A : 構造物の種類あるいは社会の活動状態により定まる係数で、海洋構造物の場合10.0
- W : 破壊の前兆係数で、前兆を伴わない突然の破壊の場合1.0、いくつかの前兆を伴う段階的な破壊(目視はできない)の場合0.3、段階的な破壊の場合0.1、フェイルセーフの状態

の場合0.01

n : 被災しうる最大の人数(人)で、ビーム材に対して $n=10$, 柱・ガーダーに対して $n=100$, 最重要部材に対して $n=10000$

3. 防波堤の終局限界状態および使用限界状態の検討方法

防波堤の検討において問題となるのは、使用限界状態検討時の波力に関する特性値と終局限界状態検討時の波力の荷重係数の設定方法である。

3.1 使用限界状態

使用限界状態は従来設計法では考慮されていなかった。このため、まず、使用限界状態に対する検討手法について概説する。

使用限界状態の例としては、ひびわれの使用限界状態(ひびわれにより耐久性や水密性、または気密性を損ねる状態)の他に、変形や変位の使用限界状態(変形や変位が正常な使用状態に対して過大となる状態)、損傷の使用限界状態、振動の使用限界状態、有害振動発生の使用限界状態などがあげられる。

本研究では、港湾構造物の使用限界状態として、鋼材の腐食による耐久性の低下を考慮したひびわれ幅の制御を検討の対象とした。したがって、ひびわれ以外の使用限界状態を考慮すべき構造物については、別途検討する必要がある。

ひびわれのうち、曲げひびわれについては、許容応力度法を採用している港湾の施設の技術上の基準・同解説⁷⁾においても、限界状態設計法と同様の考え方を導入している。

すなわち、部材表面の許容ひびわれ幅 w_m を、環境条件、かぶりの厚さ c (cm) に応じて「海水に直接接する部分、海水で洗われる部分、及び厳しい潮風を受ける部分」については $0.0035c$ 、「それ以外の部分」については $0.0040c$ とし、曲げひびわれの検討は、式(4)によって求めたひびわれ幅 w が、許容ひびわれ幅 w_m 以下であることを確かめることにより行うものである。

$$w = k_t \cdot \{4c + 0.7 \cdot (c_s - \phi)\} \cdot (\alpha_s / E_s + \varepsilon_s) \quad (4)$$

$$S_s = S_p + k_r \cdot S_r \quad (5)$$

ここに、

α_s : 式(5)で与えられる断面力 S_s によって生ずる鉄筋の応力度 (kgf/cm²)

w : ひびわれ幅 (cm)

k_t : 鉄筋の付着性状を表す定数で、一般に異形鉄

筋の場合に1.0、普通丸鋼の場合に1.3としてよい。

c : 鉄筋のかぶり (cm)

c_s : 鉄筋の中心間隔 (cm)

ϕ : 鉄筋径 (cm)

E_s : 鉄筋のヤング係数 (2.1×10^6 kgf/cm²)

ε_s : コンクリートの乾燥収縮およびクリープによるひびわれを考慮するための数値で、海中部では0、それ以外では 150×10^{-6}

S_p : 永久荷重による断面力

S_r : 変動荷重による断面力

k_r : 永久荷重および変動荷重によるひびわれ幅が鋼材の腐食に及ぼす影響を考慮するための定数

ただし、港湾の施設の技術上の基準・同解説においては、「 S_s (あるいは k_r) については慎重に定める必要がある」とあり、これらの値について明確な規定はなく、ひびわれ幅制御の考え方は現時点では定着しているとはいいがたい状況にある。限界状態設計法を導入する際には、 S_s の設定方法を明らかにする必要がある。本研究では、 k_r については「コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)」⁸⁾の考え方に従って、波力が作用する場合は1.0、その他の場合は0.5を標準とする。以下では、この定数をひびわれ幅影響度定数と呼ぶこととする。

せん断ひびわれについては、従来設計法では考慮しておらず、限界状態設計法のみを検討項目である。具体的には、せん断補強筋などの応力度を求めることによって検討が行われる。

3.2 荷重の特性値と安全係数の設定方法

荷重の特性値や安全係数を設定することは、目標とする安全性を設定することと同義である。いわば新しい設計法を構築する際の思想の根幹を定める作業であり、慎重に行わなければならない。目標安全性の設定方法には2.2で述べたとおり幾つかの方法があるが、そのうち実際に適用された例が知られているものとして《現行設計規準類へのキャリブレーションに基づく方法》と《期待総費用最小化に基づく方法》について検討する。

期待総費用最小化に基づく方法は、石油掘削用の海洋構造物に適用された例などが知られている。この方法によれば目標とする安全性はコストのみで議論できるため、規準としては明解である。

しかしながら、構造物が限界状態を超える程度によって復旧費は大きく変化し得るため、破壊時の損失を正確に見積もることは困難である。(例えば消波ブロック被覆堤の場合、被災がブロックの散逸のみの場合とケーソ

ン本体にクラックが入った場合とでは復旧コストは大きく異なる。)また、港湾構造物の場合、公共性が高いことから、いったん被災するとその構造物の復旧コストだけでなく、被害に伴う社会的損失が存在することとなる。例えば港内の静穏度の劣化によって生じる流通機構の受ける損失、それに付随して発生する生産効率の劣化、交通手段が途絶した場合の人流の損失などであり、こうしたコストを考慮し得るモデルを構築しなければならない。さらに、通常設計者がコスト以外に考慮すべきファクター(例えば構造物の重要性など)は別途考慮する必要がある。このように、期待総費用の評価方法の確立には困難な点が多い。評価モデルを精度よく構築しないと、設計法の合理性が減少する事態も招きかねない。

一方、現行設計規準類へのキャリブレーションに基づく方法では、前章で述べたように現行規準類が安全側すぎるか、もしくは危険側にすぎるとき、設計法を変えても合理的なものとならない可能性がある。

しかしながら、現行の設計法によって設計された構造物は数多く、十分な実績と信頼性が得られていることが明らかであること、またこの方法によって限界状態設計法に移行している分野も多いことから、本研究では現行の港湾の設計基準へのキャリブレーションによって検討を進めることとした。キャリブレーションを行うためには、荷重(波力、土圧、上載圧、自重など)と耐力のばらつき、荷重が作用した際の発生応力の算定式の推定精度などを知る必要があるが、現時点ではデータが不足しており、正確なキャリブレーションを行うことは不可能である。そのため、限界状態設計法によって必要となるトータルの鉄筋量が現行の許容応力度法によるものと同程度になるように安全係数などを定めることとした。

なお、防波堤の安全性には波力に関する荷重の特性値と安全係数の影響が相乗されてあらわれるため、それぞれを単独に考えるのではなく、一体的に検討する必要がある。

3.3 国内外の基準等における方法

終局限界状態検討時の変動荷重の荷重係数と使用限界状態検討時の変動荷重の特性値について、国内外の基準ではどのように定めているかを検証する。

① コンクリート標準示方書¹⁾

荷重の特性値としては、「構造物の施工中および設計耐用期間中に比較的しばしば生ずる大きさのものとし、検討すべき限界状態および荷重の組み合わせに応じて定めるものとする」としている。

また、変動荷重の荷重係数については、主たる変動荷重の場合1.1~1.2、従たる変動荷重の場合1.0として

いる。

② 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²⁾

当該マニュアルでは、次のように規定している。

使用限界状態の検討に用いる荷重の特性値は、種々の場合に応じて責任技術者の判断により決定するのがよい。

使用限界状態に対する波の情報としては、波高、波長および個々の作用回数(たとえば10'回等)が必要である。しかしながら、波浪情報等にも多くの不確定要素が存在し、厳密に規定することは困難である。そのため暫定的に、沖波 H_0 の再現期間6ヶ月の確率波高を用いて計算される、構造物設置地点における設計波高 H_0 による波力を使用限界状態に対する荷重の特性値としてよい。この場合、耐用期間を50年とすると、地域的にばらつきがあるものの、耐用期間中に6ヶ月確率波高を越す波数は、およそ500~25,000波となり、ほぼ妥当な作用回数となる。なお、国際PC協会(FIP)では1ヶ月確率波高と規定しているが、50年の耐用期間では、それを超過する波が50,000~500,000回となり、やや作用回数として多いと判断される。

6ヶ月確率波高は、ここに述べられているとおり、作用回数としては地域的にかなりばらつきを生じていることが想定される。とくに断面が使用限界状態で決定される場合には、このばらつきは無視しえない影響力を持つことになる。鉄筋コンクリート構造物について6ヶ月確率波高を採用してよいかどうかについては、議論の余地があるといえる。

また、波力の荷重係数については、1.5と設定している。ただし構造物係数を定めていないので、防波堤に関する構造物係数を終局限界状態の常時の場合 $\gamma_i = 1.1$ とすると、荷重係数としては1.36程度を設定していることになる。

③ ACI 318-83

活荷重の荷重係数として1.7としている。

④ FIP Recommendations (国際PC協会)

変動荷重の荷重係数として1.5としている。また、ひびわれ制御のための荷重の特性値は、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。

⑤ CEB (Comite Euro-International du Beton)

変動荷重の荷重係数として1.5としている。

⑥ DNV (ノルウェー船級協会)

活荷重の通常時の検討に対して荷重係数1.3としている。

これらの基準類のうち、海外のものは設計法の体系がコンクリート標準示方書などと異なるものが多く、単純に係数のみの比較で議論することはできない。例えば、ACIでは材料係数に相当するものがなく、部材係数がコンクリート標準示方書において1.15～1.3であるところを強度低減係数として0.7～0.9を設定している。FIP、CEB、DNVなどでは構造物係数などが考慮されていない。

また、対象となる荷重も、例えば道路橋や鉄道などと防波堤では、荷重のばらつきの程度が大きく異なる。このように、これらの値はあくまで参考としてとどめておくべきものである。

3.4 波力の特性値と安全係数の検討

(1) 使用限界状態検討のための波力の特性値

使用限界状態の検討に用いる波力の特性値は、ひびわれ幅を制御する観点から定められるが、現時点ではこの問題に対して研究レベルで明確な答をだすことはできない。

前節で述べたように、港湾の分野で限界状態設計法を既に導入している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においては、一万回作用時の波高を参考値としてあげつつも、その算出が困難であることから暫定的にこれに代わりうる値として6ヶ月確率波を位置づけている。

そこでまず、この両者の値を日本の幾つかの港湾で比較してみる。

1) 一万回作用時の波高の算出方法

構造物に耐用期間中にある値以上の波が一万回作用する波高を求めるためには、耐用期間中に構造物に作用する全ての波の情報を知る必要がある。耐用期間と同じタイムスパンの波浪観測データがあれば原理的には可能であるが、実際にはその条件を満たすことは不可能である。したがって、何らかの方法で耐用期間中に一万回作用する波高を推定せざるを得ない。これにはいろいろなアプローチの仕方が可能である。だが、どのような方法も推論の過程で何らかの仮定を置かざるを得ない。仮定の置き方によって結果は多少異なってくるし、どの方法が正しいかを検証することは困難である。

本研究では、一万回作用時の波高は以下の手順によって算出することとした(詳細については、付録Aを参照されたい)。

① データとしては、波浪観測で得られている有義波高～周期度数分布表を用いる。これは2時間ごとに20分

間の観測を行った結果を有義波高と有義波周期の形に整理したものである。まず20分間の波高の出現密度分布をレーリー分布の確率密度を乗じて求める。次に1観測の結果得られた有義波高と有義波周期で代表される波浪が2時間の間継続したと仮定し、平均波周期から2時間の間に出現した波数を算出し、これを波高の出現密度分布に乗じることによって2時間の全波高の頻度分布を求める。

② ①の作業を全観測データについて繰り返すことによって、波浪観測が行われた期間中の全波高の頻度分布を求める。

③ ②で得られた頻度分布から平均周期を求め、その値を用いて耐用期間中に作用する全波数を算出する。

④ ②の頻度分布の波数に「耐用期間中の全波数/観測期間中の全波数」を乗じて耐用期間中の全波高の頻度分布を求める。

2) 一万回作用時の波高の確率波高への換算

1)で述べた方法に従って全国の港湾で一万回作用時の波高を算出し、設計沖波波高との比や確率波高への換算などを行った。結果を表-1、図-7に示す。一万回作用時の波高の算出にあたっては、港湾技研資料No.744「全国港湾海洋波浪観測20か年統計」⁹⁾としてとりまとめられている有義波高～周期度数分布表を用いた。

この結果から分かるように、一万回作用時の波高は、設計沖波波高(H_0)との比、確率波高への換算のいずれも場所によるばらつきが大きい。確率波高への換算では、日本海側において1ヶ月確率波、太平洋側・関東以北において2～3ヶ月確率波、太平洋側・東海以南において4～6ヶ月確率波(いずれも最高波)程度となる。一万回作用時の波高の代替として6ヶ月確率波を用いることは、必ずしも妥当とはいえないといえる。すなわち、使用限界状態の設計波高として一万回作用時の波高を用いる場合、他の指標へ換算することは難しく、各港で設計者が独自に波高を算出する必要がある。

限界状態設計法の鉄筋コンクリート港湾構造物への適用に関する研究

表-1 一万回作用時の波高の換算

	地点名	一万回波 (H- ₁₀)	設計沖波 (H _o)	$\frac{H-10}{H_o}$	確率波高 (ヶ月)	一万回波算出 データの統計年	
太平洋側・ 関東以北	紋別	7.4	6.8	0.92	5.2	6年統計	
	苫小牧	6.0	8.7	1.45	3.3	8年統計	
	むつ小川原	7.4	7.8	1.05	2.7	16年統計	
	八戸	6.9	6.7	0.97		18年統計	
	古宮	4.6	6.6	1.43		6年統計	
	釜石(台証)	6.2	8.3	1.34	3.8	12年統計	
	塩釜	5.6	7.0	1.25		11年統計	
	相馬	5.7	6.5	1.14	3.7	8年統計	
	小名浜	6.9	6.0	0.87		10年統計	
	常陸那珂	6.8			3.3	10年統計	
	鹿島	7.7	8.7	1.13		6年統計	
	波浮	7.9			3.6	17年統計	
	東海以南	御前崎	5.0	14.0	2.80		2年統計
		御坊沖	7.5			4.6	6年統計
高知		8.0	15.0	1.88	6.0	9年統計	
油津		7.8	9.0	1.15	5.9	10年統計	
志布志		6.8	12.2	1.79		10年統計	
中城湾		8.3	17.0	2.05	7.6	17年統計	
日本海側	留萌	8.1	8.9	1.09		20年統計	
	榑田	8.2			0.9	7年統計	
	秋田	9.8	12.1	1.23		8年統計	
	酒田	9.6	7.5	0.78		20年統計	
	新潟西	7.2	7.6	1.05	0.9	8年統計	
	輪島	8.4			1.0	11年統計	
	福井	8.3	8.5	1.02		9年統計	
	金沢	9.0	8.8	0.98	0.8	20年統計	
	鳥取	7.5	10.0	1.33		11年統計	
	浜田	7.8			1.3	16年統計	
	玄界灘	7.1			5.4	6年統計	
	名瀬	7.9	7.0	0.88	2.1	10年統計	
	那覇	6.9	11.5	1.66	1.6	16年統計	

注1: 設計沖波は、有義波の値を示す。
注2: 確率波高は、最高波の値を示す。

表-2 設計条件

表-2(a) 安全係数

安全係数		限界状態の種類		
		終局限界	使用限界	疲労限界
材料係数 (γ_m)	コンクリート	1.3	1.0	1.3
	鉄筋およびP.C鋼材	1.0	1.0	1.05
	上記以外の鋼材	1.05	1.0	1.05
荷重係数 (γ_f)	常時	永久荷重	1.1(0.9)	1.0
		変動荷重	1.2(0.8)	1.0
	異常時	永久荷重	1.1(0.9)	-
		変動荷重	1.0	-
		偶発荷重	1.0	-
		地震荷重	1.0	-
	臨工時	永久荷重	1.1(0.9)	-
		変動荷重	1.0	-
構造解析係数 (γ_s)	1.0	1.0	1.0	
部材係数 (γ_r)	1.15~1.3	1.0	1.0	
構造物係数 (γ_o)	1.0~1.2	1.0	1.0~1.1	

注-1) 常時の変動荷重の荷重係数は波力以外の荷重に対する値である。
注-2) 表中()内の数値は荷重を小さく考え方が危険な場合に採用する。
注-3) 終局限界状態の検討を行う場合の部材係数は、以下の値を用いることができる。
・曲げ及び軸方向耐力を算定する場合……………1.15
・軸圧縮耐力の上限値を算定する場合……………1.3
・コンクリートのせん断耐力を算定する場合……………1.3
・鉄筋のせん断耐力を算定する場合……………1.15
注-4) 構造物係数は表-2(b)に示す値を用いることができる。

表-2(b) 構造物係数

	終局限界状態		使用限界状態	疲労限界状態
	常時	異常時		
栈橋	1.2	1.0	1.0	1.1
防波堤	1.1	1.0	1.0	1.0
岸壁	1.1	1.0	1.0	1.0

表-2(c) 使用材料及び設計用数値

コンクリート	
曲げ圧縮強度の特性値	$f'_{cs} = 240 \text{ kgf/cm}^2$
ヤング係数	$E_c = 2.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
鉄筋 (SD295)	
引張強度の特性値	$f_{ts} = 4,500 \text{ kgf/cm}^2$
引張降伏強度の特性値	$f_{ys} = 3,000 \text{ kgf/cm}^2$
ヤング係数	$E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$

長尾 毅

表-2 (d) 6 港の設計条件

			日本海側			太平洋側		内湾域	備考
			A港	N港	T港	K港	S港		
設計	終局	H_e (m)	14.5	13.1	10.8	14.4	11.4	8.1	
		T (s)	13.5	14.0	14.0	14.0	14.0	8.0	
使用①		H_w/H_e	0.50	0.55	0.48	0.48	0.39	0.37	一万回波
		T (s)	8.5	8.5	7.9	8.5	10.3	4.4	
使用②		H_w/H_e	12.2	11.1	8.8	-	-	-	6ヶ月確率波
		T (s)	11.8	9.7	8.9	-	-	-	
水深	前面水深 (m)		18.5	16.0	12.5	23.2	12.0	13.0	
	設置水深 (m)		15.5	12.5	10.0	16.5	9.0	10.0	

表-2 (e) ケーソンの諸元

	$B \times L \times H$ (m)	隔壁数	底板厚 (m)	側壁厚 (m)	隔壁厚 (m)
A港	24.0×20.0×17.0	5×4	0.6	0.5	0.3
N港	21.5×27.0×14.0	5×6	0.6	0.45	0.25
T港	17.7×13.0×12.0	4×3	0.6	0.5	0.2
K港	25.0×15.0×20.0	5×3	0.65	0.5	0.2
S港	20.5×14.0×12.0	4×3	0.6	0.5	0.3
K'港	8.7×13.9×12.0	2×3	0.6	0.38	0.2

(注1) : ケーソンの幅にはフーチングを含まない
 (注2) : 隔壁数は法線直角方向の室数×法線方向の室数を表す

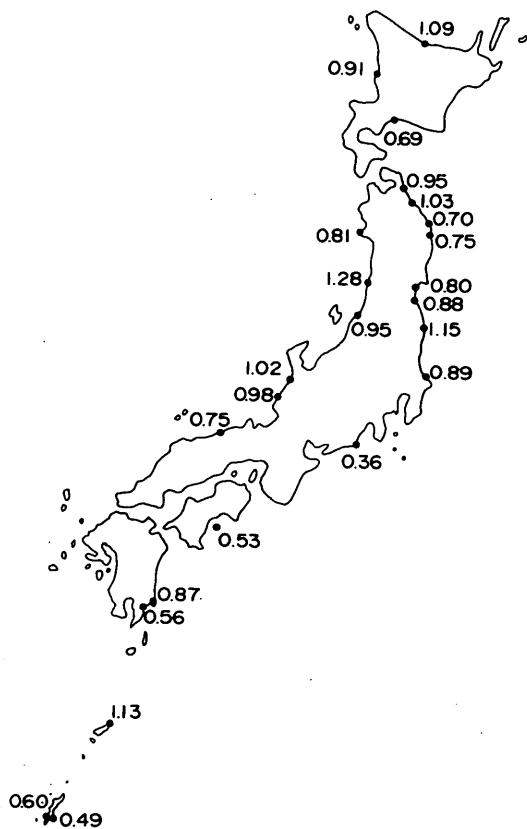


図-7 (a) H_{-n}/H_0 の分布

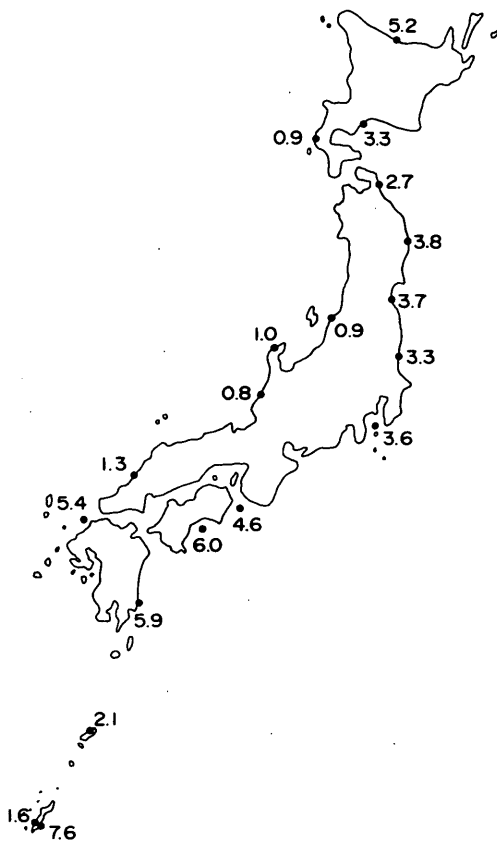


図-7 (b) 確率波高の分布

(2) 試設計による検討

日本海側3港・太平洋側2港・内湾域1港の計6港の防波堤を対象に、使用限界状態の設計波高として一万回作用時の波高と6ヶ月確率波（6港のうち3港のみ）を用い、終局限界状態検討時の波力の荷重係数を1.1～1.5に変化させて試設計を行った。

検討にあたって用いた条件は表-2のとおりである。安全係数のうち、材料係数、部材係数、構造解析係数、および使用限界状態と疲労限界状態検討時の荷重係数はコンクリート標準示方書に示された標準値を用いた。終局限界状態検討時の荷重係数のうち、永久荷重に対する値は南ら⁴⁾のコンクリートや中詰砂の単位体積重量の調査結果などをもとに1.1とし、波力以外の変動荷重に対する値はコンクリート標準示方書の記述をもとに1.2とした。また、一万回作用時の波高と周期については、各港における波浪観測データから沖波の一万回波を前述の方法で算出し、それに屈折・回折および浅水・砕波の影響を考慮して堤前における一万回波を算出した。ただし、内湾域のK'港については、設計波高を坂本・井島法によって求めているため、他の港湾と同様に扱うことはできない。このため便宜的に、波浪観測データより得られた沖波の一万回波をそのまま設計波とした。このほか、構造物係数についても、南ら⁴⁾の示した値を用いた。

検討結果を図-8に示す。図-8(b)は使用限界状態の波高として6ヶ月確率波を用いたものであるが、波力の荷重係数として1.2を用いると、許容応力度法によるものと比べて5%程度鉄筋量が多くなる事が分かる。この場合、荷重係数が1.1でも現行の許容応力度法による鉄筋量とほぼ同程度か、多少上回る結果となっている。波力のばらつきを考慮すると荷重係数として永久荷重と同じ1.1とすることは適当ではない。また、6ヶ月確率波をとる場合、使用限界状態によって断面が決定する割合が多いことが特徴である。すなわち、図-9(b)を見ると、荷重係数が1.2の場合には鉄筋量を決定する要因は終局限界状態が35～55%、使用限界状態が40～60%、最小鉄筋量が7～9%程度となる。荷重係数が1.3の場合には終局限界状態が55～65%、使用限界状態が35～45%、最小鉄筋量が7～9%程度となる。

決定要因として使用限界状態の割合が大きいうことは、ひびわれ幅制御によって断面が決定されやすいということである。この場合、最終的に必要になる鉄筋量は同程度であっても、断面決定要因は現行の設計法と大きく異なってくることを意味している。

図-8(a)は使用限界状態の波高として一万回波を用いたものである。波力の荷重係数として1.2を用いると、

許容応力度法によるものと比べて5～10%程度鉄筋量が少なくなることが分かる。許容応力度法とのバランスを考えると荷重係数としては1.3ないし1.4程度が必要となる。いま使用限界状態の波高を便宜的に設定した内湾域のK'港のデータを捨象して考えると、荷重係数として1.4をとった場合、許容応力度法よりも限界状態設計法の方が鉄筋量が多くなる可能性があるといえる。前述のように、コンクリート標準示方書の荷重係数の標準値は1.0～1.2（終局限界状態検討時）である。道路や鉄道などのように荷重の特性値をある程度正確に予測できる分野と異なり、波力の場合はばらつきが大きいため、必ずしもコンクリート標準示方書の標準値にこだわる必要はないと考えられるものの、荷重係数の値として1.4は大きい。また、図-9(a)をみると、一万回波をとった場合、荷重係数が1.3では鉄筋量を決定する要因は終局限界状態が70～80%、使用限界状態が10～25%、最小鉄筋量が5～10%程度となる。荷重係数が1.4の場合には終局限界状態が70～85%、使用限界状態が10～25%、最小鉄筋量が5～10%程度となる。このように一万回波の場合、使用限界状態で断面が決まる割合は低く、しかも荷重係数が変化しても割合はほとんど変化しない。

以上より、使用限界状態の波高としては一万回波、終局限界状態検討時の波力の荷重係数としては1.3が適当であると考えられる。

なお、試設計で用いたプログラムは、配筋に際し使用鉄筋をD13～D25とし、鉄筋の配置間隔は10cmピッチで10～40cmとしている。荷重係数を上げて必要鉄筋量が増加した場合、鉄筋径を上げるとともにピッチを広げている場合があり、その際、断面決定要因が終局限界状態から使用限界状態に変化することがありえる。図-9で荷重係数が増加すると使用限界状態で断面が決まる割合が増加するケースがあるのはこのためである。

部材別の必要鉄筋量を図-10に示す。各港に共通な傾向として、限界状態設計法では許容応力度法によるよりも底版の鉄筋量が多くなり、側壁の鉄筋量は減少する。底版については港外側で多く、港内側で少なくなり、許容応力度法によるよりも港外側と港内側の鉄筋量の差が少なくなる。また、側壁については波力の影響を考慮する法線平行方向の港外側側壁は荷重係数が増加するにつれて鉄筋量が増加し、1.3程度でほぼ許容応力度法と同量となる。波力の影響を考慮しない港内側および法線直交方向の側壁については許容応力度法によるよりも少ない鉄筋量となり、荷重係数の変化にともなう鉄筋量の変化は少ない。側壁のトータルの鉄筋量が少なくなるのはこのためである。同じ港であっても部材別に必要鉄筋量

許容応力度法に対する割合

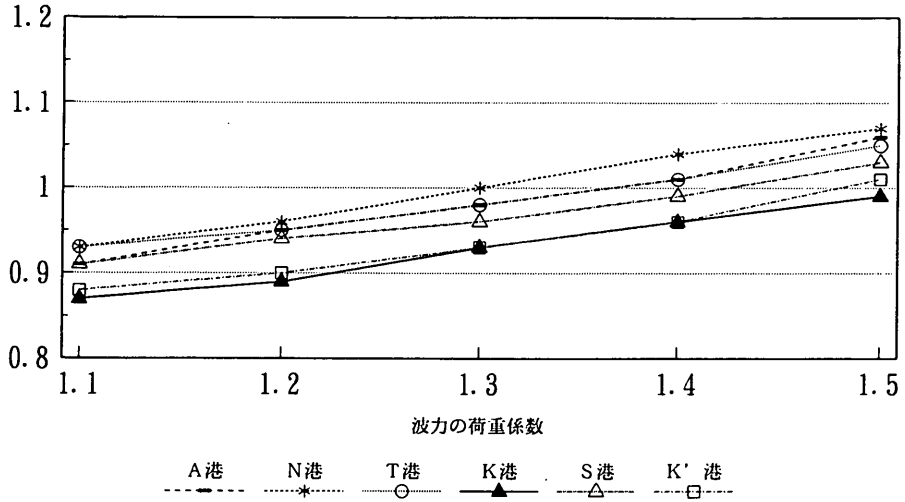


図-8 (a) 必要鉄筋量の比較 (使用①)

許容応力度法に対する割合

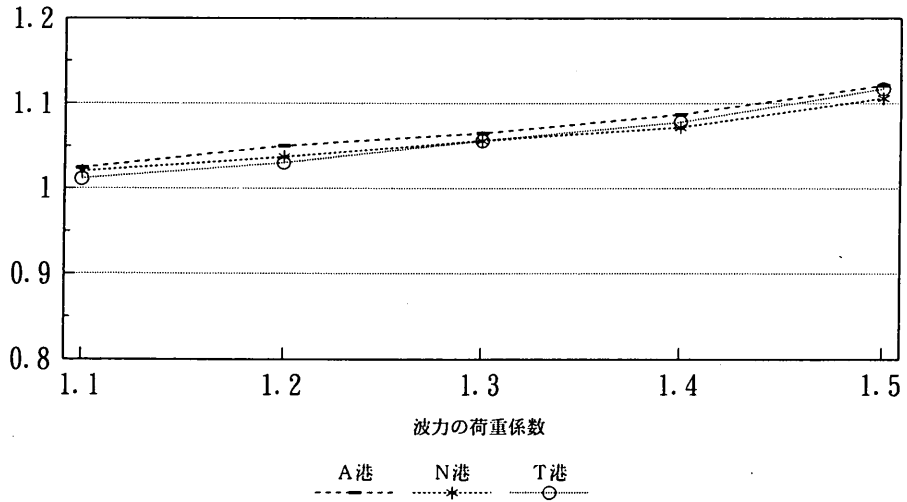


図-8 (b) 必要鉄筋量の比較 (使用②)

限界状態設計法の鉄筋コンクリート港湾構造物への適用に関する研究

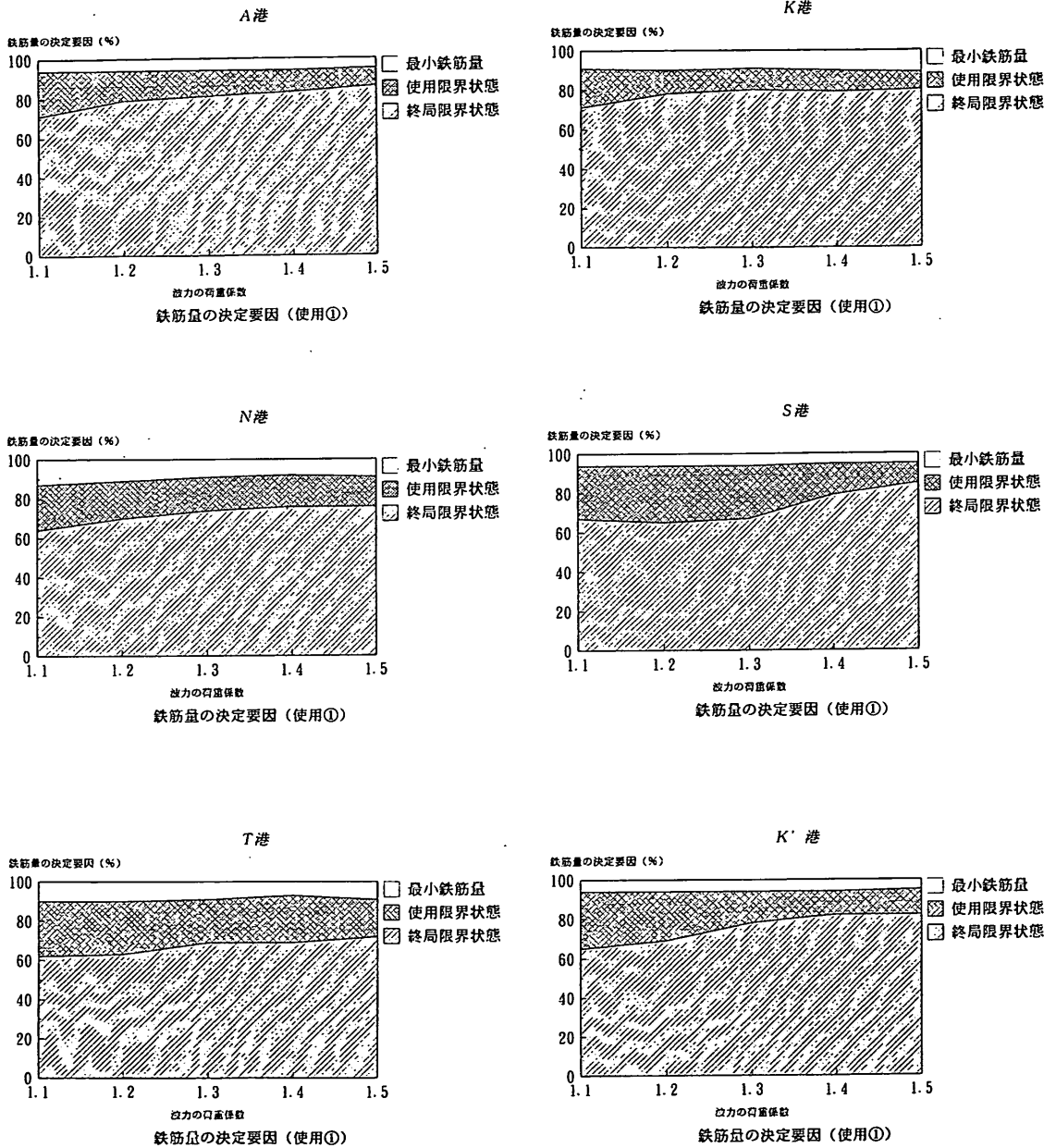


図-9 (a) 鉄筋量の決定要因 (使用①)

長尾 毅

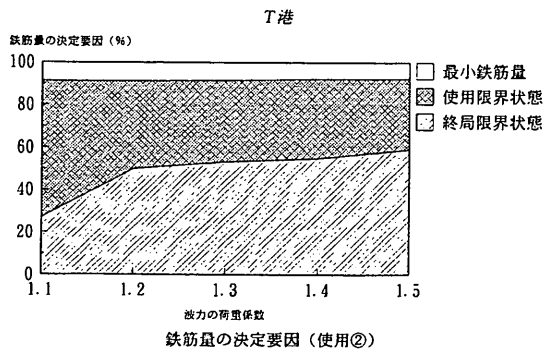
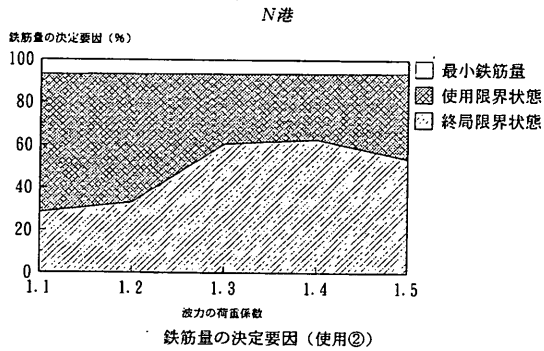
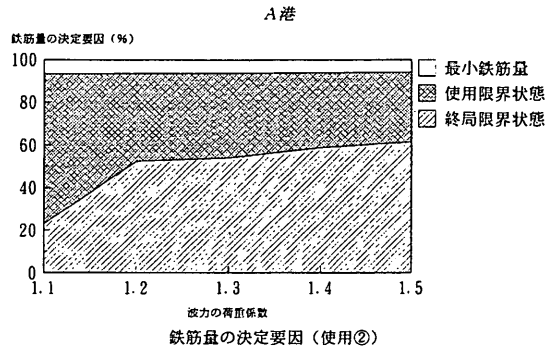


図-9 (b) 鉄筋量の決定要因 (使用②)

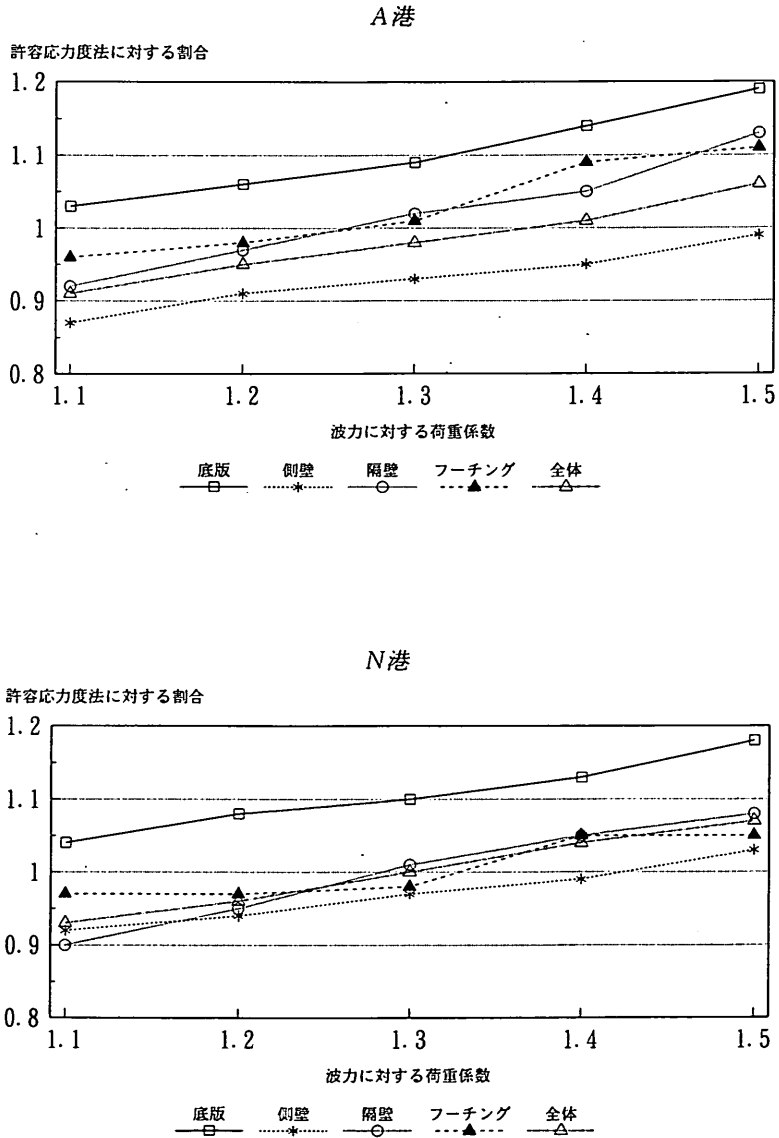


図-10 部材別必要鉄筋量

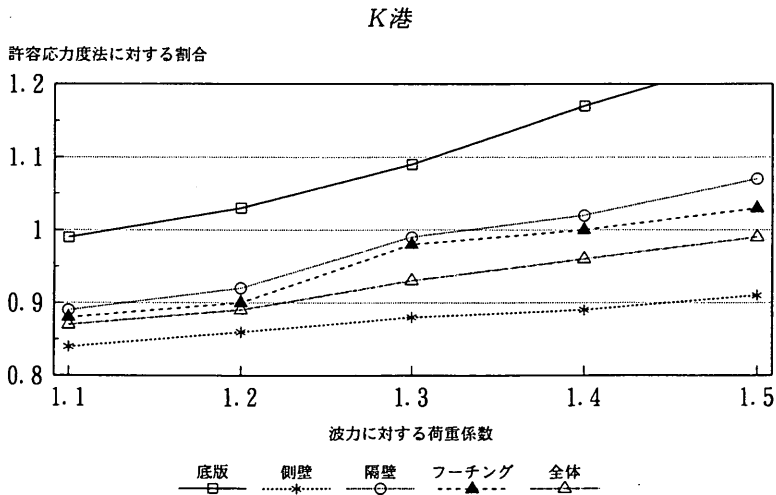
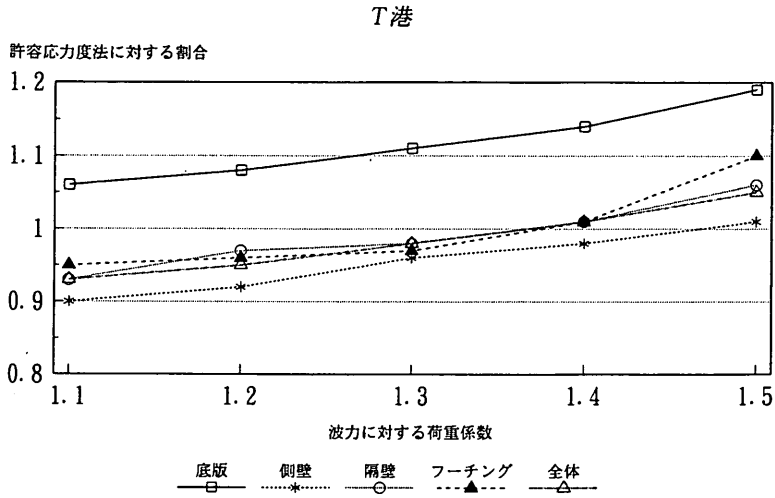


図-10 部材別必要鉄筋量

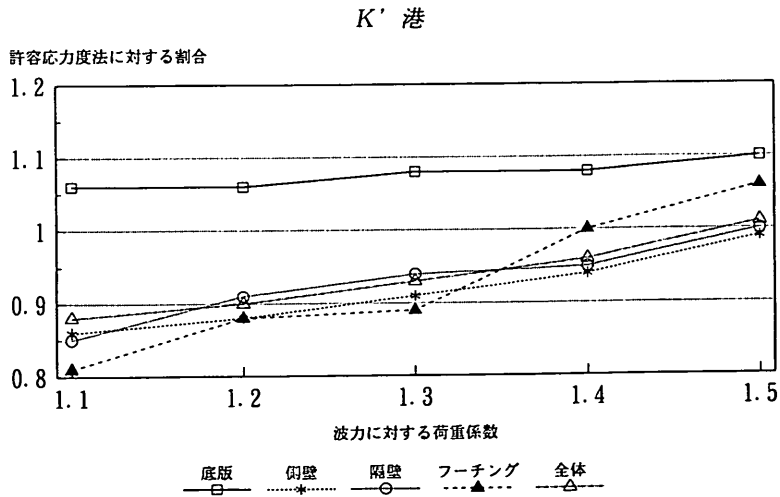
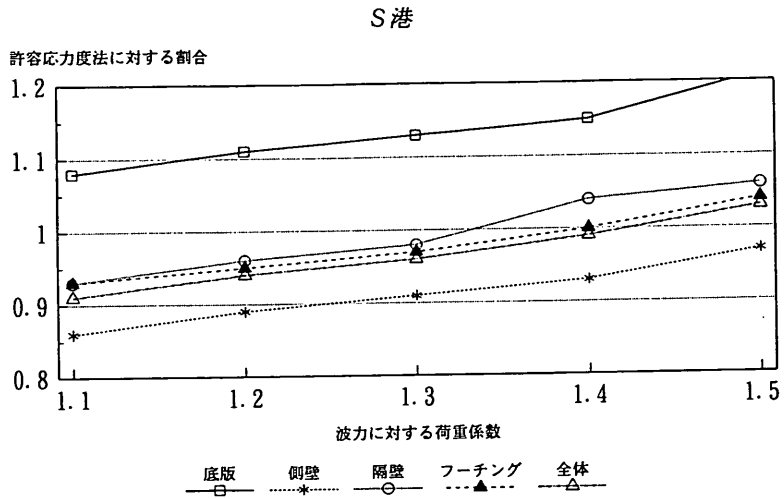


図-10 部材別必要鉄筋量

の比の値は大きく異なるため、これを荷重係数の変化によって一致させることは困難である。

4. 防波堤の疲労限界状態の検討方法

4.1 疲労限界状態

疲労限界状態の基本的な検討方法は以下のとおりである。

構造物に変動荷重が作用したときに生じる応力を永久荷重による応力度 (σ_p) と変動応力度 ($\sigma_1, \sigma_2, \dots, \sigma_m$) 及びその繰返し回数 (n_1, n_2, \dots, n_m) の集合に分解する。次に、この集合にマイナー則を適用して、設計変動応力度 σ_d ($\sigma_1, \sigma_2, \dots, \sigma_m$ の中の最大値 σ_{max}) に対する等価繰返し回数 N を式(6)あるいは式(8)により求める。この等価繰返し回数 N に対する設計疲労強度 f_{rd} を式(7)あるいは式(9)により算出し、式(10)が成立することを確かめることによって安全性の検証を行う。なお、本研究においては防波堤の波力のくり返し作用に対する疲労限界状態を検討の対象とする。

(コンクリートの場合)

$$N = \sum_{i=1}^m n_i \cdot 10^{B(\sigma_i - \sigma_d)} \quad (6)$$

ここに、

$$B = k / \{k_1 \cdot f_d (1 - \sigma_p / f_d)\}$$

k : 普通コンクリートで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コンクリートの場合は10, その他の場合は17としてよい。

k_1 : 圧縮および曲げ圧縮の場合は0.85, 引張りおよび曲げ引張りの場合は1.0

f_d : コンクリートの設計強度で、材料係数を1.3として求める。

$$f_{rd} = k_1 \cdot f_d \left(1 - \frac{\sigma_p}{f_d}\right) \left(1 - \frac{\log N}{k}\right) \quad (7)$$

ここに、

σ_p : 永久荷重による応力度で、交番荷重を受ける場合には0としてよい。

$$N \leq 2 \times 10^6$$

交番荷重を受ける場合は、圧縮疲労強度は引張応力を無視した片振り繰返し応力として疲労強度を算定する。

(鉄筋の場合)

$$N = \sum_{i=1}^m n_i (\sigma_{ri} / \sigma_{rd})^{1/\kappa} \quad (8)$$

ここに、

$$\kappa = 0.12$$

$$f_{rd} = 1900 \frac{10^\alpha}{N^\kappa} \left(1 - \frac{\sigma_{ps}}{f_{ud}}\right) / \gamma_s \quad (9)$$

ここに、

f_{ud} : 鋼材の設計引張強度

$$\alpha = \kappa_0 (0.82 - 0.003 \phi)$$

ϕ : 鉄筋直径 (mm)

κ_0 : 鉄筋のふしの形状に関する係数で、一般に1.0としてよい。

γ_s : 鉄筋の材料係数 (=1.05)

σ_{ps} : 永久荷重による応力度

$$N \leq 2 \times 10^6$$

交番荷重を受ける場合の疲労強度は、両振り繰返し応力として求める。

(安全性の照査式)

$$\gamma_i \sigma_{rd} / (f_{rd} / \gamma_0) \leq 1.0 \quad (10)$$

ここに、

γ_i : 構造物係数 (=1.0)

γ_0 : 部材係数 (=1.0)

表-3 設計条件

表-3(a) 3港の設計条件

	終局限界状態検討時の波高 (m)	前面水深 (m)	設置水深 (m)
A港	14.5	18.5	15.5
S港	11.4	12.0	9.0
K'港	14.6	14.0	11.0

表-3(b) ケーソンの諸元

	B × L × H (m)	隔壁数	底板厚 (m)	側壁厚 (m)	隔壁厚 (m)
A港	24.0 × 20.0 × 17.0	5 × 4	0.6	0.5	0.3
S港	20.5 × 14.0 × 12.0	4 × 3	0.6	0.5	0.3
K'港	18.0 × 12.0 × 12.0	4 × 3	0.6	0.4	0.25

(注1): ケーソンの幅にはフーチングを含まない

(注2): 隔壁数は法線直角方向の室数 × 法線方向の室数を表す

限界状態設計法の鉄筋コンクリート港湾構造物への適用に関する研究

表-3(c) 波浪データ

A 港

(単位: 千回)

波高(m) \ 周期(s)	0.0~2.5	2.5~3.3	3.3~4.2	4.2~5.0	5.0~5.8	5.8~6.7	6.7~7.5	7.5~8.3	8.3~9.2	9.2~10.0	波数
0.0~1.0	15797	38447	95839	75902	37752	13097	3003	565	109	14	280525
1.0~2.0	5	86	2506	11029	17135	13514	4884	1220	211	15	50605
2.0~3.0		1	44	797	3189	5433	3310	1188	240	16	14218
3.0~4.0			2	52	440	1484	1545	836	209	17	4585
4.0~5.0			0.2	4	51	319	577	477	153	16	1597.2
5.0~6.0				0.8	6	58	185	233	98	13	593.8
6.0~7.0				0.2	1	10	52	100	57	9	229.2
7.0~8.0					0.2	1	13	38	30	6	88.2
8.0~9.0						0.2	3	13	14	4	34.2
9.0~10.0							0.7	4	6	2	12.7
10.0~11.0							0.1	1	3	1	5.1
11.0~12.0								0.4	1	0.6	2
12.0~13.0									0.4	0.3	0.7
13.0~14.0									0.1	0.1	0.2
											352496.3

S 港

(単位: 千回)

波高(m) \ 周期(s)	0.0~2.5	2.5~3.3	3.3~3.3	4.2~5.0	5.0~5.8	5.8~6.7	6.7~7.5	7.5~8.3	8.3~9.2	9.2~10.0	10.0~10.8	10.8~11.7	11.7~12.5	12.5~13.3	波数
0.0~1.0	18617	27008	29835	50217	70221	56621	26284	8383	3314	1354	588	193	49	8	292692
1.0~2.0	19	111	356	1554	3146	2874	1663	1017	714	526	341	153	43	10	12527
2.0~3.0		0.1	3	45	193	281	238	165	125	150	114	59	15	3	1391.1
3.0~4.0				1	15	36	50	35	25	46	41	21	5	0.5	275.5
4.0~5.0					1	5	10	7	6	16	18	8	2		73
5.0~6.0						0.7	2	1	1	6	9	4	0.4		24.1
6.0~7.0							0.3	0.1	0.3	2	5	2			9.7
7.0~8.0										0.9	2	1			3.9
8.0~9.0										0.4	1	0.8			2.2
9.0~10.0										0.2	0.6	0.4			1.2
10.0~11.0											0.3	0.2			0.5
11.0~12.0											0.1	0.1			0.2
															307000.4

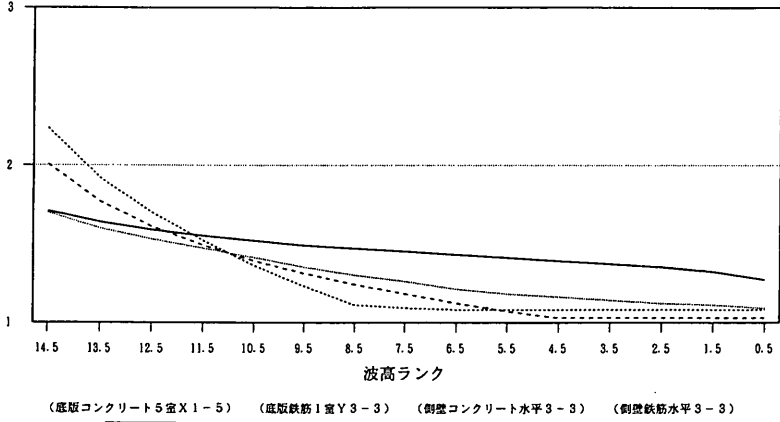
K" 港

(単位: 千回)

波高(m) \ 周期(s)	0.0~2.5	2.5~3.3	3.3~4.2	4.2~5.0	5.0~5.8	5.8~6.7	6.7~7.5	7.5~8.3	8.3~9.2	9.2~10.0	10.0~10.8	10.8~11.7	11.7~12.5	12.5~13.3	13.3~14.2	14.2~15.0	15.0~15.8	15.8~16.7	波数
0.0~1.0	24269	81312	91176	63649	34748	15854	4702	942	144	21	4	1	0.3					0.4	316822.7
1.0~2.0	2	389	3189	7345	11148	11458	5944	1580	308	51	11	3	0.8		0.2			0.6	41429.6
2.0~3.0		0.8	67	576	1945	3507	3103	1246	321	58	13	3	0.9		0.3			0.2	10841.2
3.0~4.0			2	43	306	893	1215	719	244	49	12	3	0.7		0.3				3487
4.0~5.0			0.2	3	41	201	412	347	152	34	9	2	0.4		0.3				1201.9
5.0~6.0				0.1	5	40	125	148	82	21	5	1	0.2		0.2				427.5
6.0~7.0					0.5	7	34	57	39	11	3	0.7			0.1				152.5
7.0~8.0						1	9	20	17	6	2	0.4							55.4
8.0~9.0							0.2	2	7	3	0.8	0.2							20.2
9.0~10.0								0.5	2	3	1	0.3							6.8
10.0~11.0									0.1	0.6	0.9	0.5	0.1						2.2
11.0~12.0											0.2	0.3	0.2						0.7
																			374447.5

A 港

安全性 f_{rd}/σ_{rd}



A 港

疲労寿命 $\log N$

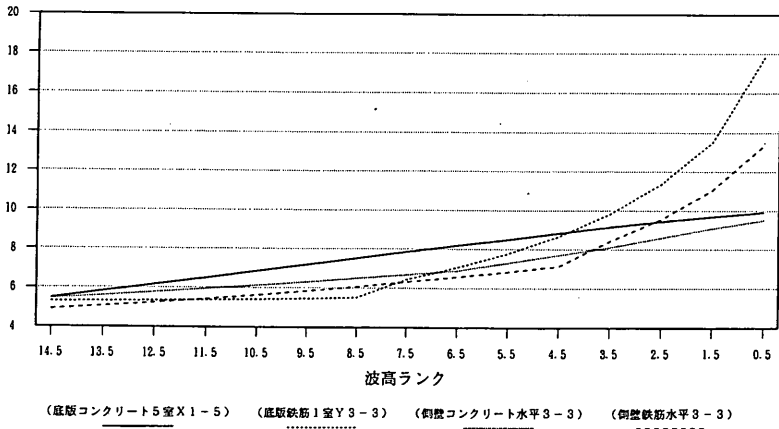
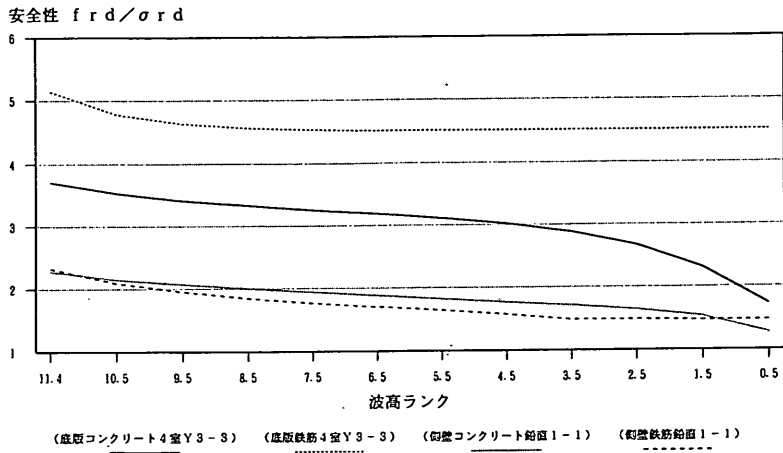


図-11 疲労に関する安全性

S 港



S 港

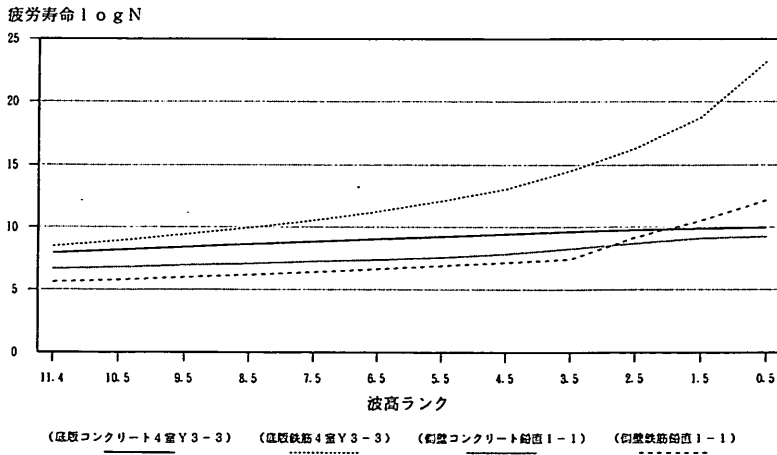
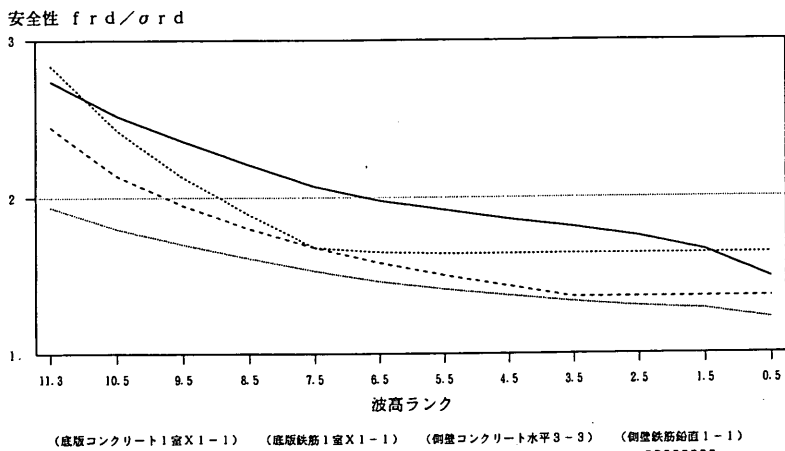


図-11 疲労に関する安全性

K''港



K''港

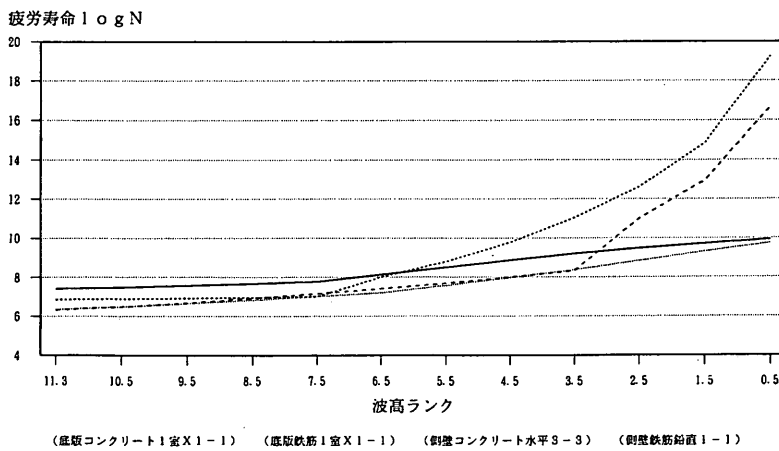


図-11 疲労に関する安全性

4.2 低波浪の疲労安全性に及ぼす影響

設計疲労強度の算定式(7)および(9)は、破壊までの繰返し載荷回数 N が200万回程度の実験データに基づいたもので、疲労寿命が200万回を越えた場合は十分なデータがなく、扱いが問題となる。安全側の処置としては上式をそのまま用いることも考えられるが、その場合低波浪の影響を過大に見積もる危険性がある。

そこでまず、低波浪が疲労安全性に与える影響を調べるため、3.4で試設計の対象としたA港、S港の2港とK'港の計3港の防波堤を対象に、疲労限界状態に関する安全性を検証した。各断面には、終局限界状態および使用限界状態により決定される鉄筋量を配置した。各港の設計条件を表-3に示す。波浪データは各港の波浪観測統計データから付録Aに示す方法で設定したものである。

疲労に関する安全性と疲労寿命を底版、側壁の最も安全性の低い箇所について図-11に示す。図中、疲労に対する安全性の値 f_{rd}/σ_{rd} は、最高の波高ランクから該当する波高ランクまでのトータルの繰返し荷重に対す

る値を、疲労寿命 N の値は各々の波高ランクの荷重に対する疲労寿命の値を示している。

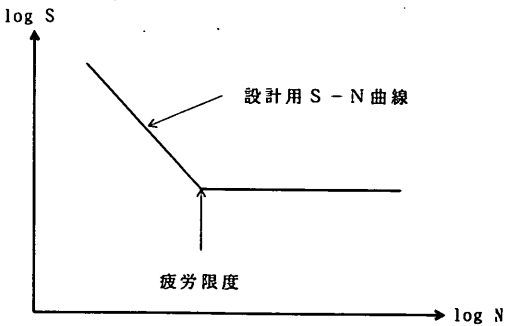
f_{rd}/σ_{rd} の値はすべて1.0を越えており、疲労限界状態が支配的となる断面はなかった。疲労安全性のグラフは一部を除いて右下がりとなる。このことは、部材に生じる応力が小さい低波高ランクの荷重であっても、作用回数が極めて大きいために疲労限界状態に対する安全性は高波浪の場合と同様に低下することを示している。低波浪の影響が特に顕著に現れているS港およびK'港の底版のコンクリートを例に取ると、S港の場合、安全性が急激に減少する波高ランク2.5m、1.5m、0.5mでは発生する変動応力はそれぞれ3.3、1.7、0.5(kgf/cm²)であり、最高波高ランク11.4mでの29.1kgf/cm²と比べると1/10から1/60程度である。疲労寿命は最高波高ランクで10⁷回を越えており、6.5m以下では10⁹回のオーダーである。また、K'港の場合、安全性が急激に減少する波高ランク1.5m、0.5mでは発生する変動応力はそれぞれ3.8、1.1(kgf/cm²)であり、最高波高ランク11.3mでの34.6kgf/cm²と比べると1/10から1/30程度である。疲労寿命は最高波高ランクで10⁸回を越えており、2.5m以下では10⁹回のオーダーである。

実際の港湾構造物では疲労破壊した例はほとんどないと考えられる。特に低波浪の作用によって疲労破壊することは考えにくい。ところが、波高ランクの低い荷重に対しても上記の計算式(7)~(10)を適用すると、その影響を過大に見積もることになり、場合によっては疲労破壊すると判定されるケースが生じることとなる。

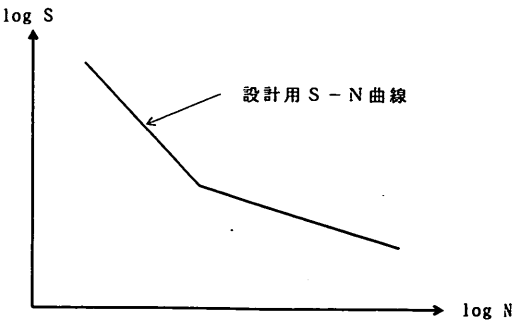
このような場合は、ある値を境界にして設計疲労曲線(S-N曲線)の勾配を緩やかに変化させたり、疲労照査の必要のない限界値を設定し、その限度を越えた場合は疲労破壊しないと考えることが多い(図-12)。

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³⁾においては、暫定的に「疲労寿命を計算しその値が1,000万回以上となった場合、作用時の最大応力が静的強度の50%を越えないならば疲労破壊しないとしてよい」という運用規定を設けているが、この規定は鉄筋コンクリート構造物にとっては安全側の規定であると考えられる。

鉄筋の疲労特性については、鉄筋径、異形の場合の節形状などの影響を受けるとされ、例えば最大応力(σ_{max})と変動応力比($R = \sigma_{mb}/\sigma_{max}$)との関係で、図-13の例¹⁰⁾が知られている。変動応力比によって疲労曲線の傾きに差はあるが、疲労限度としては10⁶回程度のオーダーであることが分かる。鋼構造物のように溶接を伴う構造については、溶接継手部が疲労強度を支配するといわれ



(a) 疲労限度を設定する場合



(b) 勾配を変化させる場合

図-12 設計疲労曲線の例

ており、継手の形式や溶接止端形状によっても影響があるとされている。日本鋼構造協会の疲労設計指針¹¹⁾によると、設計疲労曲線の形状は継手の強度等級に応じて設定されており、最も疲労安全性が高い場合は疲労限度を 2.0×10^6 回に設定している(図-14)。

コンクリートは一般に材料特性として疲労限界が明確でないが、圧縮、せん断とも最大強度の50~60%程度といわれる。水中にあってはコンクリート内部にある微小空隙における水圧変動によりかなり低下するといわれているものの、設計用最大荷重の発生頻度や安全係数を考慮すれば、あまり問題ないという指摘がある¹²⁾。小林らが行った人工軽量コンクリート部材の水中での試験結果¹³⁾によれば、疲労限度は 2.0×10^6 回程度であることが分かる。したがって、鉄筋コンクリート港湾構造物は一般的に疲労に対して安全であることを考慮すると、疲労限度として 2.0×10^6 回程度を設定することが考えられる。

4.3 波高のランク幅

疲労限界状態の検討においては、耐用期間中に作用する波浪データを一定のランク幅で分割する必要がある(図-16)。検討を緻密に行う観点からは、このランク幅は細かい方が望ましいと考えられる。

前節で対象としたA港、S港、K港の計3港について、波高のランク幅を1mから3mまで1mピッチで変化させて安全性の判定に与える影響を分析した。結果を表-4に示す。コンクリートについては、波高ランク1mの時の安全性(f_{rd}/σ_{ed})に対して2mの場合は0.97~1.00、3mの場合は0.94~0.99となっている。鉄筋については、波高ランク1mの時の安全性に対して、2mの場合は0.90~1.06、3mの場合は0.84~1.07となり、コンクリートよりもばらつきが大きい。ランク幅を広くした場合危険側の値を与えるのは何れも港外側の底版の鉄筋である。

いま疲労限度として200万回を考慮すると、K港、S港ではコンクリート、鉄筋ともにほとんどの部材で疲労寿命が200万回以上となり、波高ランクによる比較はできない。A港の場合は、コンクリートでは1/3程度が疲労寿命200万回以下となり、波高ランク1mの時の安全性との比は2mの場合0.98~1.04、3mの場合0.87~0.99となる。また鉄筋では2/3程度が疲労寿命200万回以下となり、波高ランク1mの時の安全性との比は2mの場合0.96~1.03、3mの場合0.91~1.10となる。

このように、ランク幅が安全性に与える影響は比較的小さく、ランク幅が広い方がおおむね安全性が低い結果となる。つまり、広いランク幅で検討を行った場合は基

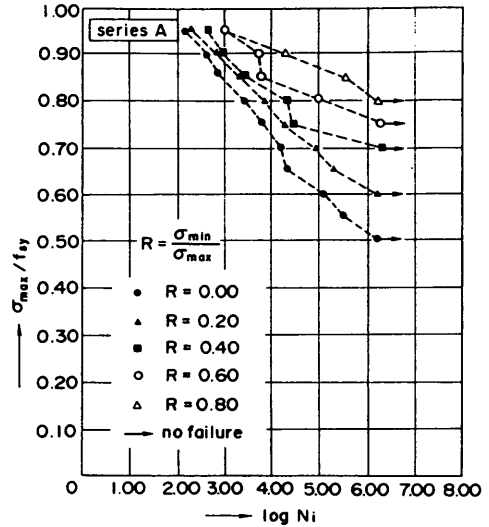


図-13 最大応力と変動応力比との関係¹⁰⁾

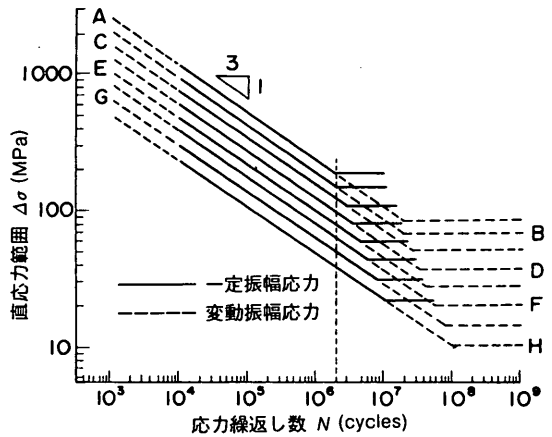


図-14 設計疲労曲線の例¹¹⁾

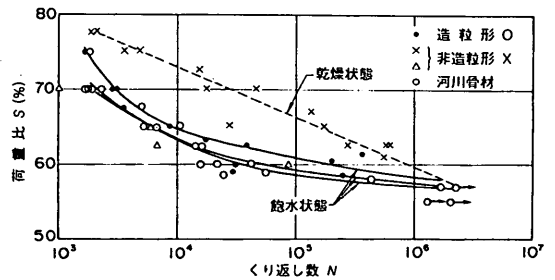


図-15 軽量骨材コンクリートのS-N線図¹³⁾

限界状態設計法の鉄筋コンクリート港湾構造物への適用に関する研究

表-4 波高のランク幅の影響

(1) A港

コンクリート：疲労限度を考慮しない場合

波高 ランク	安 全 性	底 版								側 壁			
		第 1 室				第 5 室				鉛 直		水 平	
		X1-3	X1-1	Y3-3	Y1-3	X1-3	X1-5	Y3-3	Y1-3	1-1	1-2	1-3	3-3
1a	F	2.11	1.49	1.54	2.20	1.62	1.27	1.33	1.68	1.19	1.75	1.33	1.09
2a	F _s	2.09	1.47	1.52	2.19	1.61	1.26	1.32	1.67	1.18	1.73	1.31	1.08
	F _s /F	0.99	0.99	0.99	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.98	0.99
3a	F _s	2.06	1.45	1.50	2.16	1.60	1.24	1.30	1.65	1.16	1.71	1.29	1.07
	F _s /F	0.98	0.97	0.97	0.98	0.99	0.98	0.98	0.98	0.97	0.98	0.97	0.98

鉄筋：疲労限度を考慮しない場合

波高 ランク	安 全 性	底 版								側 壁			
		第 1 室				第 5 室				鉛 直		水 平	
		X1-3	X1-1	Y3-3	Y1-3	X1-3	X1-5	Y3-3	Y1-3	1-1	1-2	1-3	3-3
1a	F	1.55	1.16	1.08	1.61	1.35	1.22	1.32	1.41	1.21	1.52	1.14	1.03
2a	F _s	1.54	1.16	1.07	1.60	1.33	1.20	1.30	1.39	1.19	1.50	1.13	1.02
	F _s /F	0.99	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98	0.99	0.98	0.99	0.99	0.99
3a	F _s	1.58	1.16	1.10	1.64	1.28	1.16	1.25	1.34	1.13	1.48	1.07	0.96
	F _s /F	1.02	1.00	1.02	1.02	0.95	0.95	0.95	0.95	0.93	0.97	0.94	0.93

コンクリート：疲労限度を考慮する場合

波高 ランク	安 全 性	底 版								側 壁			
		第 1 室				第 5 室				鉛 直		水 平	
		X1-3	X1-1	Y3-3	Y1-3	X1-3	X1-5	Y3-3	Y1-3	1-1	1-2	1-3	3-3
1a	F	-	-	-	-	-	1.59	1.96	-	1.73	-	-	1.35
2a	F _s	-	-	-	-	-	1.57	1.92	-	1.72	-	-	1.40
	F _s /F						0.99	0.98		0.99			1.04
3a	F _s	-	-	-	-	-	1.49	1.71	-	1.67	-	-	1.33
	F _s /F						0.94	0.87		0.97			0.99

鉄筋：疲労限度を考慮する場合

波高 ランク	安 全 性	底 版								側 壁				
		第 1 室				第 5 室				鉛 直		水 平		
		X1-3	X1-1	Y3-3	Y1-3	X1-3	X1-5	Y3-3	Y1-3	1-1	1-2	1-3	3-3	
1a	F	-	1.23	1.11	-	-	1.45	1.28	1.38	1.52	1.66	-	1.66	1.18
2a	F _s	-	1.22	1.11	-	-	1.43	1.23	1.40	1.50	1.64	-	1.65	1.22
	F _s /F		0.99	1.00			0.99	0.96	1.01	0.99	0.99		0.99	1.03
3a	F _s	-	1.35	1.22	-	-	1.32	1.19	1.29	1.38	1.51	-	1.51	1.09
	F _s /F		1.10	1.10			0.91	0.93	0.93	0.91	0.91		0.91	0.92

(2) S港

コンクリート：疲労限度を考慮しない場合

波高 ランク	安 全 性	底 版								側 壁			
		第 1 室				第 4 室				鉛 直		水 平	
		X1-3	X1-1	Y3-3	Y1-3	X1-3	X1-5	Y3-3	Y1-3	1-1	1-2	1-3	3-3
1a	F	4.57	2.32	2.24	3.14	3.07	1.76	1.72	2.25	1.27	2.72	1.55	1.31
2a	F _s	4.55	2.29	2.22	3.12	3.06	1.75	1.70	2.23	1.23	2.69	1.51	1.27
	F _s /F	1.00	0.99	0.99	0.99	1.00	0.99	0.99	0.99	0.97	0.99	0.97	0.97
3a	F _s	4.53	2.27	2.19	3.10	3.04	1.73	1.68	2.21	1.19	2.64	1.46	1.23
	F _s /F	0.99	0.98	0.98	0.99	0.99	0.98	0.98	0.98	0.94	0.97	0.94	0.94

コンクリート：疲労限度を考慮する場合

すべてのポイントで疲労寿命Nが200万回を超える。

鉄筋：疲労限度を考慮しない場合

波高 ランク	安 全 性	底 版								側 壁			
		第 1 室				第 4 室				鉛 直		水 平	
		X1-3	X1-1	Y3-3	Y1-3	X1-3	X1-5	Y3-3	Y1-3	1-1	1-2	1-3	3-3
1a	F	11.5	6.04	5.57	5.71	9.25	5.31	4.51	4.62	1.47	6.40	2.04	1.96
2a	F _s	11.5	6.05	5.57	5.71	8.82	5.07	4.30	4.41	1.33	5.93	1.84	1.79
	F _s /F	1.00	1.00	1.00	1.00	0.95	0.95	0.95	0.95	0.90	0.93	0.90	0.91
3a	F _s	12.3	6.24	5.95	6.09	8.16	4.68	3.98	4.03	1.40	5.38	1.92	1.85
	F _s /F	1.07	1.03	1.07	1.07	0.88	0.88	0.88	0.88	0.95	0.84	0.94	0.94

鉄筋：疲労限度を考慮する場合

ほとんどのポイントで疲労寿命Nは200万回を超える。

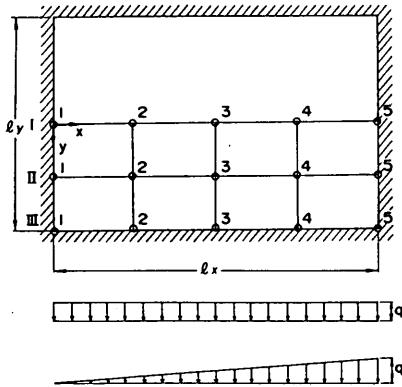
(3) K'港

コンクリート：疲労限度を考慮しない場合

波高 ランク	安 全 性	底 版								側 壁			
		第 1 室				第 4 室				鉛 直		水 平	
		X1-3	X1-1	Y3-3	Y1-3	X1-3	X1-5	Y3-3	Y1-3	1-1	1-2	1-3	3-3
1m	F	2.05	1.48	1.49	1.90	2.13	1.64	1.53	1.95	1.25	1.87	1.55	1.22
2m	F _s	2.03	1.46	1.47	1.88	2.12	1.63	1.52	1.94	1.23	1.85	1.51	1.20
	F _s /F	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98	0.99	0.97	0.98
3m	F _s	2.00	1.43	1.45	1.85	2.11	1.61	1.50	1.93	1.20	1.82	1.48	1.17
	F _s /F	0.98	0.97	0.97	0.97	0.99	0.98	0.98	0.99	0.96	0.97	0.95	0.96

コンクリート：疲労限度を考慮する場合

すべてのポイントで疲労寿命Nは200万回をこえる。



- (注1)：底版の室番号は港外側を第1室とし、法線直角方向にカウントしている。
- (注2)：部材の記号は港湾の施設の技術上の基準・同解説の版の計算図表のそれに対応している。例えば、X1-3とは上図のX方向I-3の場合を示す。
- (注3)： $F=f_{rd}/\sigma_m$ 、 F_s および F_{s_2} はそれぞれ波高ランクが2m、3mのときの値を示す。
- (注4)：-は疲労限度を考慮した場合、全ての波高ランクで疲労寿命が200万回を越えたため、疲労限界状態の検討が必要ない場合を示す。

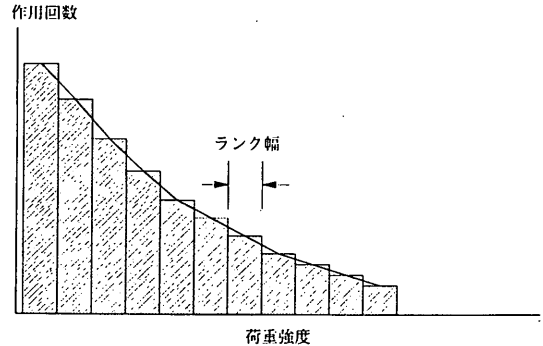
本的には安全側の検討となる。通常波浪観測統計データは1mピッチで整理されることが多いことから、疲労限界状態検討のための波高のランク幅は1mとすれば問題はないと考えられる。なお、疲労照査の限度として例えば4.2で述べたように疲労寿命200万回を設定した場合には全波高に対する検討は必要なく、実際に疲労の検討を行う必要があるのは波高の高いランクに限られることになる。

鉄筋：疲労限度を考慮しない場合

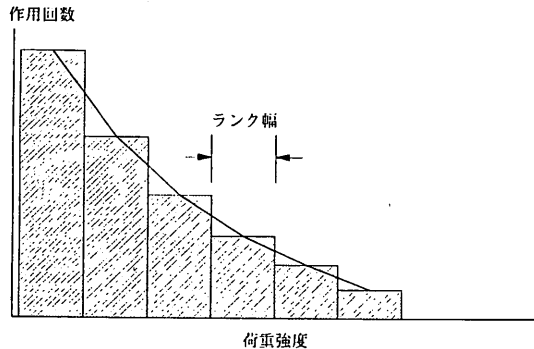
波高 ランク	安 全 性	底 版								側 壁			
		第 1 室				第 4 室				鉛 直		水 平	
		X1-3	X1-1	Y3-3	Y1-3	X1-3	X1-5	Y3-3	Y1-3	1-1	1-2	1-3	3-3
1m	F	1.67	1.64	1.77	1.73	3.89	4.51	3.65	3.81	1.36	2.09	1.94	1.37
2m	F _s	1.77	1.69	1.87	1.83	3.75	4.35	3.52	3.68	1.40	2.08	2.00	1.41
	F _s /F	1.06	1.03	1.06	1.06	0.96	0.96	0.96	0.97	1.03	1.00	1.03	1.03
3m	F _s	1.75	1.63	1.85	1.81	3.49	4.05	3.27	3.42	1.31	2.05	1.87	1.32
	F _s /F	1.05	0.99	1.05	1.05	0.90	0.90	0.90	0.90	0.96	0.98	0.96	0.96

鉄筋：疲労限度を考慮する場合

ほとんどのポイントで疲労寿命Nは200万回をこえる。



(a) ランク幅の狭い場合



(b) ランク幅の広い場合

図-16 波高のランク幅

5. 係船岸における安全係数の影響度

5.1 ケーソン式係船岸への適用

(1) 検討条件

波力以外の荷重に対する荷重係数の及ぼす影響について試設計を行って検討した。試設計の対象としたものは荷重条件、規模等が異なる2つのケーソン式係船岸（K港、T港）であり、荷重係数は永久荷重に対する係数と変動荷重に対する係数（いずれも終局限界状態検討時）を組み合わせることで変化させた。設計条件を表-5に示す。なお、荷重係数以外の安全係数は、表-2(a)(b)に示した値を用いた。

(2) 検討結果

試設計の結果を図-17に示す。部材別に検証すると、以下の通りである。

1) 底版

両港ともに各ケースとも許容応力度法より鉄筋量が多く、許容応力度法との比の値は1.1から1.15程度となる。荷重係数が増加するに従い鉄筋量は増加するが、K港のCase1とCase2のようにほとんど増加しない場合もある。

2) 側壁

K港では各ケースとも許容応力度法よりも鉄筋量が多く、鉄筋量の比の値は1.04から1.07程度で荷重係数が増加するに従い増加している。T港では鉄筋量の比の値は0.99から1.02で、ほぼ許容応力度法と同量の鉄筋量となっている。

3) 隔壁

両港ともに各ケースとも許容応力度法よりも鉄筋量が少なく、鉄筋量の比の値はK港で0.90程度、T港で0.73程度で、荷重係数が増加しても鉄筋量はほとんど増加しない。他の部材に比べ、両港の許容応力度法との比の値に大きな違いがある。

4) フーチング

両港ともに各ケースとも許容応力度法よりも鉄筋量が少ないか同量である。K港では鉄筋量の比の値は0.99で荷重係数が増加しても増加しない。T港ではCase1で鉄筋量の比の値が0.94であるが、Case2、Case3では1.00となる。

5) 構造物全体

K港の場合、何れのケースにおいても許容応力度法より鉄筋量が多く、逆にT港の場合、何れのケースにおいても許容応力度法より鉄筋量が少ない。荷重係数の変化に従う鉄筋量の変化の割合は3.4で検討したケーソン式防波堤の場合と比べて小さい。すなわち、防波堤の

表-5(a) 対象ケーソン式係船岸の設計条件

	K港	T港
ケーソン設置水深	-8.50m	-10.50m
天端高	+4.00m	+3.50m
対象船舶	5,000DWT	15,000DWT
上載荷重 常時 地震時	2.0tf/m ² 1.0tf/m ²	3.0tf/m ² 1.5tf/m ²

表-5(b) ケーソンの諸元

	B×L×H (m)	隔壁数	底版厚 (m)	側壁厚 (m)	隔壁厚 (m)
K港	8.8×12.9×10.5	2×3	0.5	0.4	0.2
T港	12.0×19.2×11.2	3×4	0.5	0.4	0.2

(注1) : ケーソンの幅にはフーチングを含まない

(注2) : 隔壁数は法線直角方向の室数×法線方向の室数を表す

表-5(c) 試設計の条件

	Case 1	Case 2	Case 3
永久荷重の荷重係数	1.0(1.0)	1.1(0.9)	1.2(0.8)
変動荷重の荷重係数	1.1(0.9)	1.2(0.8)	1.3(0.7)

(注1) : ()内の数値は設計荷重に対して有利に作用する場合

(注2) : その他の安全係数等は表-2に示す値を用いた

場合は波力の荷重係数が1.1から1.3まで増加すると構造物全体の鉄筋量は5～8%程度増大したが、係船岸の場合はCase1からCase3で2%程度の増加にとどまっている。

(3) 荷重係数の影響度の検討

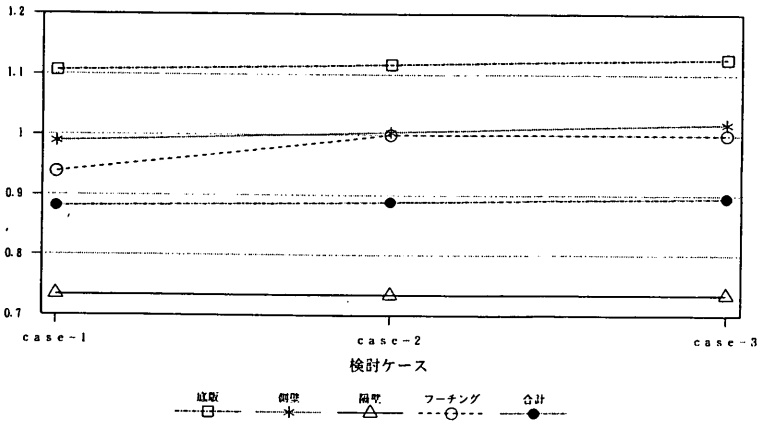
1) 底版

底版設計荷重は自重、静水圧、永久荷重時底版反力、上載荷重および異常時底版反力変動分などさまざまな方向の荷重の組み合わせで決定される。荷重係数が変化しても鉄筋量がほとんど変化しない理由は、底版の設計荷重が異常時（地震時）で決定される場合が多いためである。

地震時において底版の設計荷重に占める割合が最も大きいのは、底版反力変動分である。許容応力度法では地震時は許容応力度の割り増しを行うが、限界状態設計法では割り増しに相当する内容がないため底版反力変動分の荷重係数を他の値と区別して1.0としている。このため、地震時が支配的な場合、荷重係数を変化させても設

ケーソン式係船岸T港

許容応力度法との比較



ケーソン式係船岸K港

許容応力度法との比較

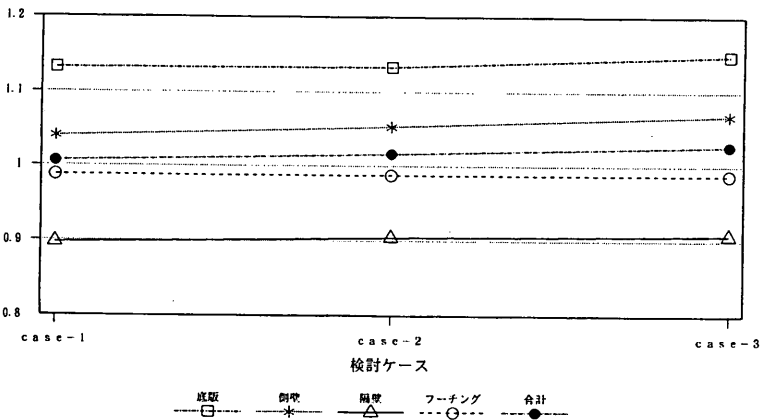


図-17 試設計結果

計荷重の変化の割合が少ないため、鉄筋量の変化はわずかなになる。図-18にK港およびT港のCase 2の永久荷重時合力と底版反力変動分の値を示す。

2) 側壁

側壁に作用する荷重は底版と異なり、浮遊時の静水圧、据え付け後の内部土圧、上載荷重による内部土圧および内部水圧の組み合わせで決定される。据え付け後の荷重の方向はすべて同じであり、検討部材に対して有利な側の荷重はない。したがって、設計荷重は荷重係数に比例

して増加し、配置される鉄筋量は増加する。

しかし、配置される鉄筋が使用限界状態で決定されることが比較的多いため、荷重係数が増加しても鉄筋量の変化は少ない。

3) 隔壁

隔壁に作用する荷重は曲げに対しては注水時のヘッド差による荷重である。抜け出しに対しては鉛直方向は底版との抜けだし、水平方向に関しては側壁との抜けだしで決定される。隔壁はいずれも許容応力度法との鉄筋量

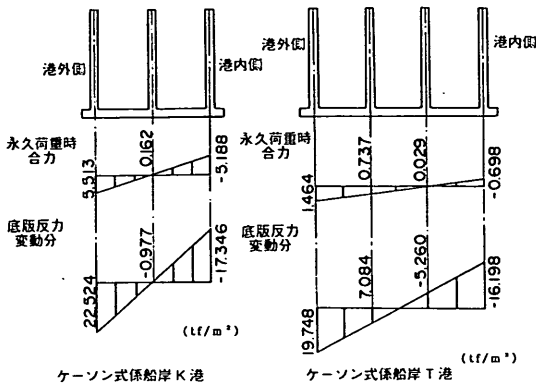


図-18 底版の設計荷重

の比の値が小さい結果となったが、これには部材厚が関係していると考えられる。すなわち、K 港、T 港ともに部材厚が 0.2m と薄いため、許容応力度法ではコンクリートの圧縮応力度が支配的になり鉄筋量が多くなる。しかし限界状態設計法の場合、配置する鉄筋量は、使用限界状態ではびびわれ幅影響定数による外部からの荷重の荷重の低減を行った後、鉄筋の増加応力度から曲げびびわれ幅を求め、終局限界状態ではコンクリートと鉄筋の双方の影響を考慮して曲げ耐力を求めるため、鉄筋量は少なくなる。部材厚が薄く、従来コンクリートの圧縮で鉄筋量を決定していた断面については、限界状態設計法の方が合理的でかつ経済的な結果を与えるといえる。

4) フーチング

フーチングの設計に用いる荷重は、底版の設計荷重、フーチング自重および載荷重の組み合わせにより決定される。しかし、その設計荷重は底版設計荷重が支配的であり、底版の項で述べたように底版の設計荷重がほとんど変化しないので、結果的に荷重係数が変化しても設計荷重はほとんど変化しない。

5) 構造物全体

今回試設計を行った K 港、T 港の鉄筋量は荷重係数にかかわらずほとんど変化しない結果となったが、これは、ケーソン 1 函のコンクリートボリュームの約半分をしめる側壁の鉄筋が使用限界で決まることが比較的多いためであり、底版についても荷重係数の変化が反映する永久荷重時の合力が異常時底版反力変動分に対して小さな値となっているためである。1 函あたりの配置鉄筋量の限界状態設計法と許容応力度法の比の値は K 港が約 1.0、T 港が約 0.9 であり、構造物の条件によっても異なるが、表-2(a)、(b)で設定した安全係数を用いれば、許容応力度法とバランスする結果を与えると考えられる。

5.2 棧橋上部工への適用

(1) 検討条件

棧橋上部工について試設計を行い、構造物係数が設計結果に与える影響を検討した。試設計の対象バースは杭配置間隔、荷重条件、規模などが異なる 2 つの棧橋上部工 (N 港、K 港) とした。構造物係数は棧橋上部工の標準値として想定している $\gamma_i = 1.2$ を中心に変化させた。表-6 に設計条件を示す。なお、構造物係数以外の安全係数については、前節と同様に表-2(a)、(b)に示された値を用いた。

表-6 棧橋上部工の設計条件

	棧橋 N 港	棧橋 K 港
設計水深	-14.00m	-11.20m
天端高	+4.80m	+3.50m
対象船舶	53,000DWT	15,000DWT
上載荷重 常時 地震時	1.0tf/㎡ 0.5tf/㎡	2.0tf/㎡ 1.0tf/㎡
移動荷重	a. 歩行・車歩行 (40.60t) b. トラック荷重 (47t/台) c. 吊り機・吊り機 (93.5t/台) d. トラック・トラック (35t/吊)	a. トラック荷重 (7.20) b. トラック荷重 (46.5t/台) c. 吊り機・吊り機 (25t/吊) d. トラック・トラック (35t/吊)
偶発荷重	揚圧力を考慮	揚圧力は考慮せず
スラブ諸元 (B × L × H)	36.0 × 35.0 × 0.35	14.0 × 20.0 × 0.30
杭列	6 × 6 列	3 × 4 列

(注) : 杭列は法線直角方向 × 法線平行方向を示す

(2) 検討結果

試設計の結果を図-19に示す。部材別に検証すると、以下の通りである。

1) 床版

N 港では $\gamma_i = 1.1 \sim 1.2$ 程度で限界状態設計法と許容応力度法が同量の鉄筋量となるが、K 港では $\gamma_i = 1.4 \sim 1.5$ 程度で同量となる。

2) 梁

N 港では法線平行方向、法線直角方向とも γ_i が 1.0 と 1.1 の中間付近で許容応力度法とほぼ同程度となる。K 港では、法線平行方向の梁については $\gamma_i = 1.1 \sim 1.2$ で許容応力度法と同程度となり、法線直角方向の梁は $\gamma_i = 1.1$ でほぼ同程度の鉄筋量となる。したがって、梁については今回の検討範囲では構造物係数を 1.1 から 1.2 程度にすれば、ほぼ許容応力度法とバランスする結果を与えるといえる。

3) 構造物全体

N 港では $\gamma_i = 1.0 \sim 1.1$ で許容応力度法と同程度となり、K 港では $\gamma_i = 1.2 \sim 1.3$ で同程度となる。構造物係

棧橋K港

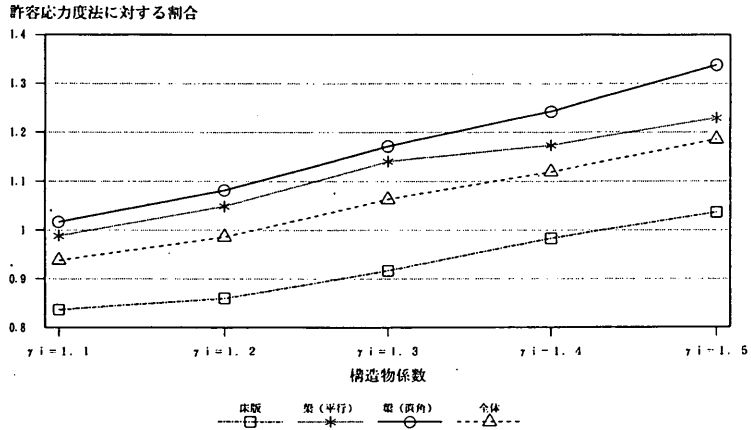


図-19(a) 試設計結果

棧橋N港

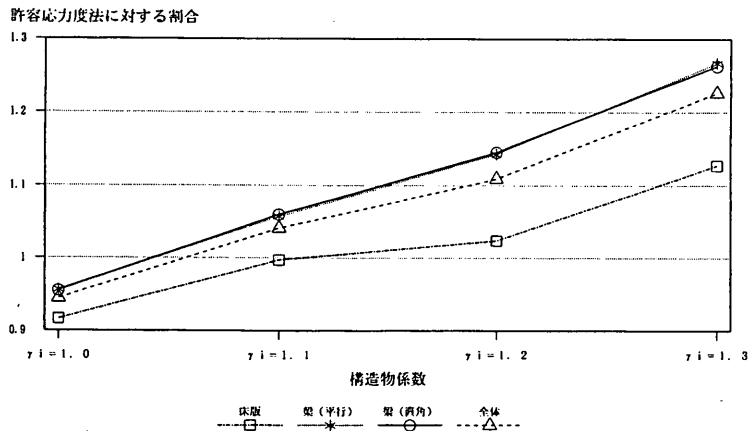


図-19(b) 試設計結果

数の変化に伴う鉄筋量の変化の割合は、 γ_i を1.1から1.3まで増加させると鉄筋量は13～17%程度増加することから、鉄筋量に及ぼす影響は荷重係数よりも大きい。 $1.3/1.1 = 1.18$ であるので、構造物係数の増加割合と鉄筋量の増加割合はほぼ等しい。

(3) 構造物係数の影響度の検討

限界状態設計法と許容応力度法の違いが顕著に現れた

床版を中心に検討する。N港では構造物係数 $\gamma_i = 1.2$ で両設計法の結果がほぼバランスする。これに対してK港の場合、構造物係数を相当大きくしないと許容応力度法と限界状態設計法の鉄筋量がバランスしない。これはケーソン式係船岸の隔壁の項で述べたことと同様の理由で、K港の床版の部材厚が関係していると考えられる。床版の厚さは、表-6に示したように、K港が30cm、N港

表-7 許容応力度法の検討

	S 1 床版中間		S 2 床版中間		S 3 床版中間	
断面力 (tf・m/m)	6.98		6.92		6.73	
検討ケース	A	B	A	B	A	B
鉄筋断面積 (cm ²)	44.690	24.255	38.710	24.255	38.710	22.345
鉄筋応力度 (kgf/cm ²)	956.1	1691.5	1083.5	1677.0	1058.7	1761.4
コンクリート応力度 (kgf/cm ²)	77.8	91.6	79.9	90.8	77.7	90.5
A、B ケース鉄筋比 ¹⁾	1.84		1.60		1.73	
コンクリート応力度低減比 ²⁾	0.85		0.88		0.86	

(注1) : (検討ケースAの鉄筋量) / (検討ケースBの鉄筋量)

(注2) : (検討ケースAのコンクリート応力度) / (検討ケースBのコンクリート応力度)

が35cmである。図-20にK港の床版の平面図を示す。

両設計法の結果に大きな違いが生じているのは特にS1床版、S2床版、S3床版中間部下側鉄筋である。この部分は、許容応力度法ではコンクリートの圧縮応力により鋼材量が決定している。そこで、許容応力度法で、①鉄筋及びコンクリートの許容応力度を満足する鉄筋配置(検討ケースA)、②鉄筋の許容応力度のみを満足する鉄筋配置(検討ケースB)の2ケースについて検討を行い、違いを検証した。結果を表-7に示す。コンクリート応力度を12~15%低減する為に1.60~1.84倍の鉄筋を配置しなければならないことがわかる。この部分は限界状態設計法では終局限界状態で鉄筋量が決定している。つまり鉄筋の降伏により曲げ部材耐力が決定されている。

試算してみると、これらの部分では床版厚が33cmになると、許容応力度法でも鉄筋量が鉄筋の引張応力度で決定されるようになり、配筋量は大幅に減少する。床版厚を33cmにして、限界状態設計法と許容応力度法で再度試設計を行うと、構造物係数 $\eta = 1.2$ で両設計法の比の値は0.84~1.00、 $\eta = 1.3$ では比の値が1.00~1.03となり、差はほとんどなくなる。港湾構造物においては、構造物の全体系の安定性から部材厚を決定すると、その諸元を確定値として配筋計算を行うことが多く、部材設計の情報を全体系の安定検討にフィードバックさせることは少なかった。このため、部材厚が薄く、コンクリートの圧縮が支配的な断面には多量の鉄筋を配置していたケースがあったが、限界状態設計法を採用すれば、そのような場合にも合理的かつ経済的な結果を与えることがここでも確認できた。

また、一般的な場合には床版においても構造物係数 $\eta = 1.2$ で両設計法の結果はバランスするといえる。した

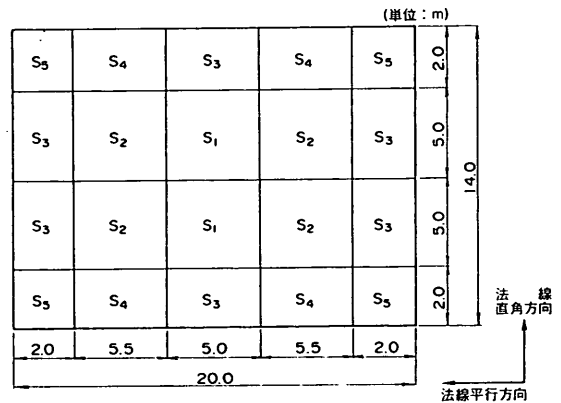


図-20 棧橋K港の床版平面図

がって、安全係数としては表-2(a)、(b)に示した値を用いてよいと考えられる。

6. 結論

本研究では、鉄筋コンクリート港湾構造物に限界状態設計法を適用して、構造物の安全性を従来の設計法である許容応力度法と同程度に保つための検討を行い、以下の結論を得た。

(1) 限界状態設計法による鉄筋コンクリート港湾構造物の設計手法を確立した。主要な結論は以下のとおりである。

①防波堤の使用限界状態の検討に用いる波高は、耐用期間中に一万回程度作用する波高をとればよい。一万回作用時の波高を確率波高などの値に換算するとばらつきが大きいため、他の指標へ換算して用いることは適当で

はない。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に示された6ヶ月確率波を用いると、限界状態設計法による鉄筋量が許容応力度法によるよりも多くなるうえ、使用限界状態が支配的となり、ひびわれ幅制御で鉄筋量が決まることから従来の設計法とは設計思想が大きく異なることになる。

②波力の終局限界状態検討時の荷重係数は、1.3が適当である。その場合、防波堤の配筋量は終局限界状態で決定される割合が7～8割程度となる。

③防波堤の疲労限界状態を検討する際、全ての波浪の影響を考慮すると低波浪の影響を過大に見積もることになるため、疲労限度を設定すべきである。また疲労限界状態検討のための波高のランク幅は、通常波浪観測統計データが整理されている1mピッチとしておけば問題ない。

(2) 限界状態設計法による設計結果の傾向として以下のことが明らかになった。

①ケーソンタイプの構造物の場合、底版は許容応力度法によるよりも鉄筋量が多くなり、側壁は少なくなることが多い(特に防波堤の場合)。荷重係数を変化させることによって部材ごとに鉄筋量をバランスさせることは困難である。

②係船岸の場合、異常時または使用限界状態が支配的となることが多いため、荷重係数を変化させても鉄筋量はほとんど変化しない。このため、鉄筋量に与える影響は、荷重係数よりも構造物係数の方が大きい。

③部材が薄く、許容応力度法ではコンクリートの圧縮応力度が支配的となる断面では、限界状態設計法を導入することによって合理的でかつ経済的な設計となることが多い。

7. あとがき

本研究では、限界状態設計法による構造物の安全性を従来設計法と同程度に保つ観点から、荷重の特性値や安全係数を設定し、各限界状態の設計手法を確立した。正確なキャリブレーションを行うためには外力のばらつき、材料強度のばらつき、断面力および断面耐力の算定誤差などを精度良く知る必要があるが、現時点ではデータが不足しており困難であるので、構造物全体の必要鉄筋量をバランスさせる考え方を採用した。最終的な必要鉄筋量は同等程度になるが、部材別の配筋量には違いが見られ、設計結果の合理性は現行設計法によるものよりも高まっているものと考えている。本研究で提唱した手法を用いることにより、鉄筋コンクリート港湾構造物の部材設計への限界状態設計法の適用が可能になる。

今後は、断面力と断面耐力の算定時の不確定要因に関するデータを蓄積し、設計手法の合理性を更に高めるための研究を行っていきたいと考えている。その際、構造物の破壊に対する安全性を確率論的な観点から示す安全性指標を用いたキャリブレーションによって新設計法の目標安全性を設定する予定である。キャリブレーションの対象としては、許容応力度法とのキャリブレーションの他に、構造物の部位別のキャリブレーションや、構造物の全体系の安全性とのキャリブレーションも必要となる。そうした研究を経ることによって、限界状態設計法の現行設計法に対する経済面での優位性も発揮されるようになると思われる。

本研究をとりまとめるにあたっては、木阪計画設計基準部長、寺内設計基準研究室長より懇切なご指導、ご助言をいただいた。また、片岡前計画設計基準部長、塩見前設計基準研究室長、高橋耐波研究室長、平石水工部主任研究官、菊池土質部主任研究官、上部地震防災研究室長、清宮構造強度研究室長、白石海洋構造研究室長、福手材料研究室長などの限界状態設計法の検討会の方々に貴重な意見を頂いた。末尾ながらここに記して深甚な謝意を表するものである。

(1994年9月30日受付)

参 考 文 献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書，1991。
- 2) 運輸省鉄道局監修・鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物設計標準・同解説，丸善，1992。
- 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
- 4) 南兼一郎，春日井康夫：鉄筋コンクリート港湾構造物への限界状態設計法の適用，港湾技研資料，No. 716，1991。
- 5) 岡村甫：コンクリート構造の限界状態設計法，共立出版，1984。
- 6) 神田順編：限界状態設計法のすすめ，建築技術，1993。
- 7) 運輸省港湾局監修，日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1989。
- 8) 土木学会：コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)，コンクリートライブラリー第52号，1981。
- 9) 永井紀彦，菅原一晃，橋本典明，浅井正：全国港湾海洋波浪観測20か年統計，港湾技研資料，No. 744，1993。
- 10) Leeuwen, J. van and Siemes, A. J. M. : Miner's Rule with Respect to Plain Concrete, BOSS, 1979。
- 11) 日本鋼構造協会編：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，技法堂出版，1993。
- 12) 日本建築学会：海洋建築物構造設計指針(浮遊式)・同解説，1990。

- 13) 小林一輔等：人工軽量骨材コンクリートの圧縮疲労性状，コンクリートライブラリー第24号，土木学会，1969.

ε_{ϕ} : コンクリートの乾燥収縮およびクリープによるひびわれを考慮するための数値

σ_{rd} : 設計変動応力度

σ_p : コンクリートの永久荷重による応力度

σ_{ps} : 鋼材の永久荷重による応力度

σ_{ss} : ひびわれ幅を検討するための鉄筋応力度の増加量

ϕ : 鉄筋径

主要記号一覧

A : 構造物の種類あるいは社会の活動状態により定まる係数

C_i : 初期建設費

C_F : 破壊時損失費

C_T : 期待総費用

c : 鉄筋のかぶり

c_{ϕ} : 鉄筋の中心間隔

E_c : コンクリートのヤング係数

E_s : 鉄筋および構造用鋼材のヤング係数

f'_{cd} : コンクリートの圧縮強度の設計用値

f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度の特性値

f_d : 材料強度の設計用値

f_{rd} : コンクリートの設計疲労強度

f_{srd} : 鉄筋の設計疲労強度

f_{sd} : 鋼材の引張強度の設計用値

$H_{-万}$: 一万回作用時の波高

H_o : 設計沖波波高

K_s : 社会的基準係数

N : 疲労寿命，等価繰返し回数

n : 被災しうる最大の人数

n_r : 破壊時に構造物の中あるいは近くにおいて，被災するかもしれない人間の平均的な数

k_r : ひびわれ幅影響度定数

k_i : 鉄筋の付着性状を表す定数

P_f : 供用期間中の破壊確率

P_{fa} : 耐用期間中の構造物の許容破壊確率

S_s : ひびわれ幅を検討するための断面力

S_p : 永久荷重による断面力

S_v : 変動荷重による断面力

T : 構造物の耐用年数

W : 破壊の前兆係数

w : ひびわれ幅

w_{sm} : 許容ひびわれ幅

γ_a : 構造解析係数

γ_b : 部材係数

γ_f : 荷重係数

γ_i : 構造物係数

γ_m : 材料係数

γ_s : 鋼材の材料係数

付録 A 波浪データの計算方法

使用限界状態および疲労限界状態の検討に用いた波高を算出する方法について、具体的な例にそって述べる。

1. 沖波の波高頻度分布の算出

沖波のデータとして、波浪観測で得られている有義波高～周期別度数分布表を用いる。耐用期間中に出現する沖波の波高別頻度は、度数分布表のデータにレーリー分布の理論を適用し、それを耐用期間中に出現すると考えられる波浪データに置き換えることにより求めることができる。

ここでは簡単のために、X 年間に行った波浪観測のデータとして、表-付 A・1 に示す例をとる。これは、2 時間に 20 分間の観測を行い、1 回の観測毎に有義波高と有義波周期を求めてプロットしたものである。

表-付 A・1 有義波高～周期別度数分布表 (X 年統計)

(単位: 千回)

周期sec 波高 m	0 ~ 3	3 ~ 4	4 ~ 5	5 ~ 6	出現度数	出現率%	累積度数	累積率%
0.0 ~ 0.5	10	3	0	0	13	32.5	13	32.5
0.5 ~ 1.0	5	5	4	0	14	35.0	27	67.5
1.0 ~ 2.0	3	2	3	2	10	25.0	37	92.5
2.0 ~ 3.0	0	0	2	1	3	7.5	40	100.0
出現度数	18	10	9	3				
出現率 %	45.0	25.0	22.5	7.5				
累積度数	18	28	37	40				
累積率 %	45.0	70.0	92.5	100.0				

この波浪観測は、年間を通して連続した波形記録を取得しているわけではないので、次のような手順にもとづいて、観測期間中に出現する個別波の頻度分布を推定する。

(1) 個々の波浪データにレーリー分布の確率密度を乗じることにより、観測中の波浪の出現確率密度を求める。確率密度の計算は式(付 A・1)による。計算結果は表-付 A・2 に示すとおりである。

$$\beta = -\exp(-\pi/4 (H_1/\bar{H})^2) + \exp(-\pi/4 (H_2/\bar{H})^2) \quad (\text{付 A} \cdot 1)$$

ここに

H_1 : レーリー分布を用いて置き換える波高ランクの上限

H_2 : レーリー分布を用いて置き換える波高ランクの下限

H : もとの波高ランクにおける平均波高(波高ランクの中間値)/1.6

表-付 A・2 レーリー分布の確率密度

もとの波高 ランク 置き換える 波高 ランク	0.0~0.5	0.5~1.0	1.0~2.0	2.0~3.0
0~1	1.00000	0.97197	0.59082	0.27508
1~2	0.00000	0.02803	0.38115	0.44877
2~3	0.00000	0.00000	0.02771	0.22087
3~4	0.00000	0.00000	0.00032	0.04946
4~5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00550
5~6	0.00000	0.00000	0.00000	0.00032
合計	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000

(2) 1 回の観測毎に得られた有義波高と有義波周期等の代表値で特徴づけられるような波は、その 2 時間の間継続して出現するものと仮定する。2 時間に出現した個別波の数は観測の結果得られた平均波周期を用い、式(付 A・2)で求める。

$$2 \text{ 時間の間} \text{ に出現した個別波の数 } N = \frac{2 \times 3600 \text{ 秒}}{\text{平均波周期}} \quad (\text{付 A} \cdot 2)$$

2 時間ごとの波浪の出現確率密度に、式(付 A・2)で求めた個別波の数 N を乗じることにより、2 時間中の波高の頻度分布が得られる。

(3) (1)~(2)の作業をすべての観測データに対して行うことによって、X 年間の観測期間中における全波浪の出現頻度分布が得られる。これを全観測データについて重ね合わせることにより、観測期間中の波高の頻度分布が得られる。

ここでは、計算の便宜上、まず表-付 A・1 の有義波高頻度分布数に表-付 A・2 のレーリー分布の確率密度を乗じる。その結果を表-付 A・3 に示す。

表-付 A・3 の結果に式(付 A・2)の 2 時間に出現した個別波の数 N を乗じると、結果は表-付 A・4 のようになる。

表-付 A・3 波高の頻度分布の計算

周期 sec \ 波高 m	0~2.5	2.5~3.3	3.3~4.2	4.2~5
0~1	16.63231	9.04149	6.21050	1.45672
1~2	1.28360	0.90245	2.15311	1.21107
2~3	0.08313	0.05542	0.52487	0.27629
3~4	0.00096	0.00064	0.09988	0.05010
4~5	0.00000	0.00000	0.01100	0.00550
5~6	0.00000	0.00000	0.00064	0.00032

表-付 A・4 観測期間中の波高の頻度分布

(単位: 千回)

周期 sec \ 波高 s	0~2.5	2.5~3.3	3.3~4.2	4.2~5	出現度数
0~1	95,802	22,320	11,924	2,288	132,334
1~2	7,394	2,228	4,134	1,902	15,658
2~3	479	137	1,008	434	2,058
3~4	6	2	192	79	279
4~5	0	0	21	9	30
5~6	0	0	1	0	1
出現度数	103,681	24,687	17,280	4,712	150,360

(4) 次に、得られたデータの平均周期 T を求め (式 (付 A・3)), 平均周期を用いて耐用期間中 (ここでは 50 年) に起こる総波数を求める (式 (付 A・4))。この値を統計観測された累積総度数で除した値 α (式 (付 A・5)) に、表-付 A・4 のそれぞれの度数を乗じることによって、耐用期間 50 年に起こる波浪データを算出する。結果を表-付 A・5 に示す。

$$\text{平均周期 } T = \{103728 \times (0+3) + 24690 \times (3+4)$$

$$+ 17280 \times (4+5) + 713 \times (5+6)\} / 2 / 1.2 / 150411 = 1.915 \text{ sec} \quad (\text{付 A・3})$$

$$\text{総波数} = 50 \times 365 \times 24 \times 60 \times 60 / 1.915 = 823,394,256 \text{ 波} \quad (\text{付 A・4})$$

$$\text{係数 } \alpha = 823394256 / (150411 \times 10^3) = 5.474 \quad (\text{付 A・5})$$

疲労限界状態の検討にあたっては、この頻度分布を用いばよい。

また、使用限界状態の検討においては、耐用期間中にある値以上の波が 10^4 回来襲する波高を用いるが、表-付 A・5 の出現度数より 10^4 回の波は波高 4 m ~ 5 m の間にあることがわかる。このため、4 m ~ 5 m のランクについて、0.1 m ビッチで先ほどと同様の手順でレーリ分布の確率密度を乗じ、累積度数が 10^4 回の波高を求めればよい。

2. 堤前波高分布

1. で求めた沖波波高分布に屈折・回折および浅水・碎波計算を加えて、堤前における波高頻度分布を求める。

なお、疲労限界状態の検討の場合、波の変形計算に係る諸係数は、厳密には波高のランクに応じて変化するが、簡単のためには全ての波高ランクにおいて同じとして計算してよい。計算の前提として潮位は平均潮位としてよい。

表-付 A・5 耐用期間50年の波高の頻度分布

(単位: 千回)

周期 sec \ 波高 m	0~2.5	2.5~3.3	3.3~4.2	4.2~5	出現度数	出現率%	累積度数	累積率%
0~1	524.612	122.224	65.296	12.529	724.661	88.0	724.661	88.0
1~2	40.490	12.201	22.638	10.415	85.744	10.4	810.405	98.4
2~3	2.623	750	5.520	2.377	11.270	1.4	821.675	99.8
3~4	33	11	1.051	433	1.528	0.2	823.203	100.0
4~5	0	0	115	49	164	0.0	823.367	100.0
5~6	0	0	5	0	5	0.0	823.372	100.0
出現度数	567.758	135.186	94.625	25.803	823.372			

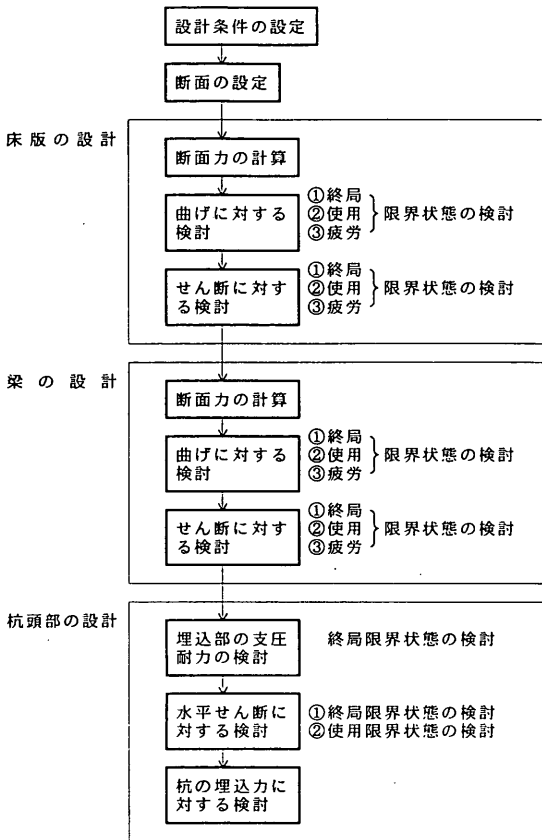
付録 B 各施設への適用要領

本編で述べた試設計の考え方は以下の通りである。

B-1 栈橋上部工

(1) 設計手順

栈橋上部工の設計の手順を図一付 B・1 に示す。



図一付 B・1 栈橋上部工の設計の手順

床版のせん断に対する検査は、輪荷重が作用した場合の押抜きせん断について行う。

(2) 設計荷重

① 荷重の特性値

荷重の特性値は、従来の設計で用いられている値を用いてよい。したがって、例えば積載荷重については、常時の特性値より地震時の特性値を低減してもよい。

② 荷重の区分

設計に一般に用いる外力の荷重の区分は以下を参考にすることができる。

a. 水平荷重

- ①地震時慣性力 …………… 地震力
- ②船舶の接岸力 …………… 変動荷重または偶発荷重
- ③クレーン等に作用する風圧力 …………… 偶発荷重
- ④流木等の衝撃力 …………… 偶発荷重
- ⑤係船柱に作用する牽引力 …………… 偶発荷重

b. 鉛直荷重

- ①上部工の自重 …………… 永久荷重
- ②積載荷重 …………… 変動荷重
- ③揚圧力 …………… 偶発荷重
- ④移動荷重 …………… 変動荷重
- ⑤クレーン荷重 …………… 永久荷重
- ⑥渡版荷重 …………… 永久荷重
- ⑦係船柱に作用する牽引力 …………… 偶発荷重
- ⑧施工時荷重 …………… 変動荷重または永久荷重

この区分はあくまで標準的なもので、設計荷重の特性値の設定方法により、その区分を適宜選択することが必要である。例えば、接岸速度をかなり大きく設定して船舶の接岸力の特性値を決めている場合には、接岸力を偶発荷重として取り扱うことができる。

③ 水平荷重のうち、地震時慣性力、船舶の接岸力、クレーン等に作用する風圧力および係船柱に作用する牽引力の取扱いは、それらによって生じる杭頭モーメントを通して梁に作用させるものとする。

④ 施工時荷重は、施工に伴う短期的な変動荷重（例えば、トラッククレーンのアウトリガー荷重等）と、永久荷重（構造物自重、型枠等）がある。

(3) 荷重の組合せおよび荷重係数

設計において考慮する一般的な荷重の組合せ、および各荷重の特性値に乗じる終局限界状態の荷重係数を表一付 B・1 に示す。ただし () の値は、使用限界状態の曲げひびわれに対する検査を行う場合に用いるひびわれ幅影響度定数であり、次式の k_p または k_r を示す。

$$S_r = k_p \cdot S_p + k_r \cdot S_s \quad (\text{付 B} \cdot 1)$$

表中、異常時の③' および⑤の積載荷重は、常時の特性値を低減した異常時の特性値を用いることとし、荷重係数は偶発荷重と同様に 1.0 としてよいこととした。施工時荷重として型枠等の荷重を考慮する場合には、施工時の上部工等自重と同様の取扱いとしてよい。したがって終局限界状態の荷重係数を 1.1 とし、使用限界状態に対するひびわれ幅影響度定数 k_p を 0.5 としてよい。

表一付 B・1 荷重の組合せと荷重係数の一般的な値

状況	上部工 等荷重	積載 荷重	移動 荷重	船舶の 浮心力	風圧力	地震力	風圧力	浪水等 動荷重	牽引力	施工時 荷重	備考
常	①	1.1 (1.0)	1.2 (0.5)								
	②	1.1 (1.0)		1.2 (0.5)							
時	③	1.1 (1.0)	1.2 (0.5)		1.2 (0.5)						浪力を変動荷重とみる場合
	④	1.1 (-)	1.0 (-)		1.0 (-)						浪力を偶然荷重とみる場合
異	⑤	0.9 (-)				1.0 (-)					使用限界状態の検討は省略できる
	⑥	1.1 (-)	1.0 (-)			1.0 (-)					偶然荷重は異常時の値
常	⑦						1.0 (-)				海河小浪
	⑧							1.0 (-)			浪り出し浪
施工時	⑨	1.1 (0.5)							1.0 (-)		

(4) 断面力の計算

断面力の算定は、従来の方法と同様に行えばよい。

(5) 安全度の検討

使用限界状態については、地震時及び偶発荷重に対する検討は省略する。また、状態④については、変動荷重である揚圧力と永久荷重の上部工自重が逆方向に作用し、明らかに終局限界状態が厳しいため、使用限界状態の検討を省略できる。各限界状態の検討に用いる荷重は、荷重の組合せによって算定される最大の荷重を用いる。ただし、終局限界状態が地震荷重あるいは偶発荷重で最大になる場合には、終局限界状態と使用限界状態で異なる荷重の組合せを設計対象とする必要があるので注意を要する。

B-2 ケーソン式防波堤

(1) 設計手順

標準的なケーソン式防波堤の設計の手順を図一付 B・2 に示す。

(2) 設計荷重

① 荷重の特性値

荷重の特性値は、従来の設計で用いられている値を用いてよい。

② 荷重の区分

設計に用いる荷重の区分は、一般に以下を参考にすることができる。

a. 底版の設計荷重

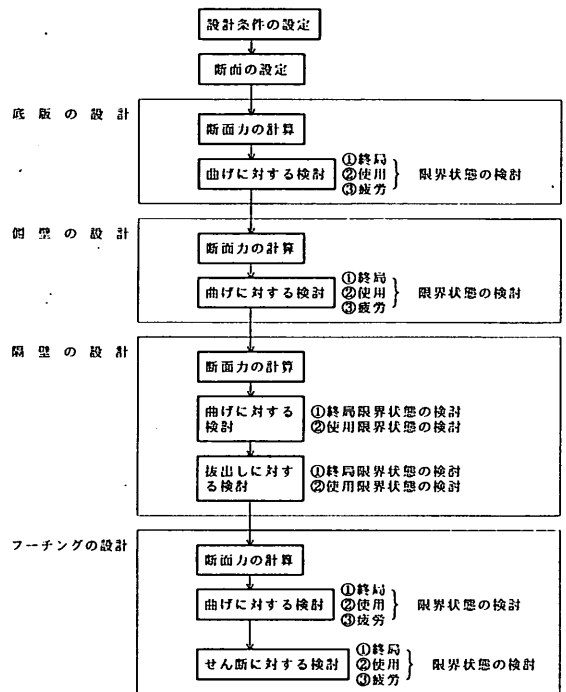
- ①自重 (版自重、フタコン重量、中詰砂重量) …… 永久荷重
- ②静水圧 …… 永久荷重
- ③常時 (静穏時) 底版反力 …… 永久荷重
- ④揚圧力 …… 変動荷重
- ⑤波力作用時底版反力変動分 …… 変動荷重

b. 側壁の設計荷重

- ①内部土圧 …… 永久荷重
- ②常時 (静穏時) 内部水圧 …… 永久荷重
- ③波力 …… 変動荷重
- ④波力作用時内部水圧変動分 …… 変動荷重

c. 隔壁の設計荷重

- ①隔壁間静水圧差 …… 永久荷重



図一付 B・2 ケーソン式防波堤の設計の手順

ここに示した荷重区分はあくまで標準的なものであり、設計荷重の特性値の設定方法により、その区分を適宜選択することが必要である。例えば、隔壁の抜け出しについては、aの①～⑤及びbの①～④の荷重のうち抜け出し力が最大となる組合せを考える必要がある。底版反力及び内部水圧については、常時 (静穏時) と波力作用時に区分し、常時については永久荷重とし、〔波力作用時〕 - 〔常時〕の値を変動荷重として扱うこととした。その他、地震力を考慮する場合もある。

(3) 荷重の組合せおよび荷重係数

設計において考慮する一般的な荷重の組合せ、および各荷重の特性値に乗じる終局限界状態の荷重係数を表一付 B・2 に示す。() の値はひびわれ幅影響度定数である。

表一付 B・2 荷重の組合せと荷重係数の一般的な値

状態	自重	静水圧	内部土圧	常時合成荷重	波力作用時の合成荷重	揚圧力	底版反力変動	内部水圧	浮力	底版反力変動	揚圧力	備考
常時	1.1(0.9)	1.1(0.9)		1.1(0.9)	1.1(0.9)							(底版)
	1.1(0.9)	1.1(0.9)		1.1(0.9)	1.1(0.9)							(側壁)
波力作用時	1.1(0.9)	1.1(0.9)		1.1(0.9)	1.3(0.7)	1.2(0.8)						(底版)
				1.1(0.9)				1.3(0.7)	1.2(0.8)			(側壁)
施工時	1.1(0.9)	1.1(0.9)		1.1(0.9)	1.1(0.9)			1.3(0.7)				(底版) 浮遊時
		1.1(0.9)										(側壁) 浮遊時
竣工時												(底版) 通行時
												(側壁) 通行時

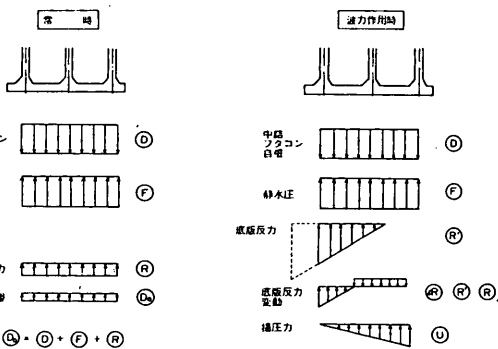
表一付 B・3 波力作用時の荷重分類

荷重分類	荷重
永久荷重	静穏時合成荷重 D_0
変動荷重	底版反力変動 ΔR 、揚圧力 U

表一付 B・4 荷重係数又はひびわれ幅影響度定数と荷重の組合せの例

限界状態	状態	条件	荷重係数及び荷重組合せ	
終局限界	波の山	$\Delta R \geq 0$	$W \geq 0, W < 0$	$1.1D_0 + 1.2\Delta R + 1.3U$
		$\Delta R < 0$	$W \geq 0$	$1.1D_0 + 0.8\Delta R + 1.3U$
	波の谷	$\Delta R \geq 0$	$W \geq 0$	$1.1D_0 + 1.2\Delta R + 0.7U$
		$\Delta R < 0$	$W < 0$	$0.9D_0 + 0.8\Delta R + 1.3U$
使用限界	全て	全ケース	$1.0D_0 + 1.0\Delta R + 1.0U$	

(注1) : $W = D_0 + \Delta R + U$ とし、各荷重は符号を含んだ値であり、 W と同方向に作用する場合は正の値であり、 W と逆方向の場合は負の値である。
 (注2) : 底版反力変動 (ΔR) が下向きに作用する場合は、 $1.2\Delta R$ には上限があり、 $1.1R$ より大きくはならない。
 従って、 $1.1.2\Delta R > 1.1R$ の場合は荷重の組合せは次の通りとする。
 $0.9D_0 + 1.1R + 0.7U$



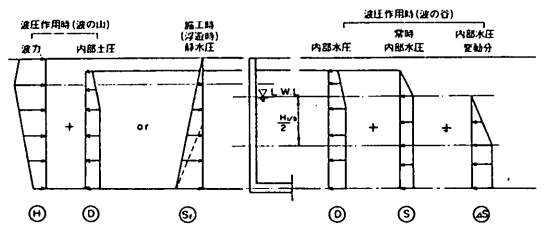
図一付 B・3 底版設計荷重の考え方

表中の上段の値は、終局限界状態検討時の荷重係数を示しており、[] 内の数値は組合せ上、その荷重が有利に作用する場合を示す。施工時荷重については、荷重の作用時間が他の状態に比べて比較的短期間であり、頻度も施工中だけである。したがって、使用限界状態については、ひびわれ幅影響度定数 k_p 、 k_r は 0.5 としてよい。

底版の設計荷重は、施工時（浮遊時）については従来の荷重の特性値に表に示す荷重係数またはひびわれ幅影響度定数を乗じて求めてよい。完成後の常時については、図一付 B・3 に示す常時合成荷重 (D_0) を永久荷重として、波力作用時については、常時合成荷重 (D_0)、底版反力変動 (ΔR) 及び揚圧力 (U) を表一付 B・3 に示す荷重分類に従い、表一付 B・4 に示す算式に従って算出してよい。ただし、算式中の各係数は、終局限界状態は荷重係数を、使用限界状態はひびわれ幅影響度定数 (k_p 、 k_r) を示す。

側壁の設計荷重及び荷重係数またはひびわれ幅影響度定数を次に示す。なお、個々の荷重は従来通りの手法により求めるものとする。

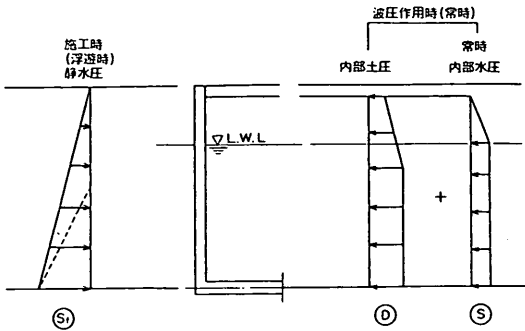
a) 前壁（法線平行方向港外側）



荷重の方向	検討状態	終局限界状態	使用限界状態
外側からの荷重 (注)	波の山作用時	$1.3H - 0.9D$	$1.0H - 1.0D$
	浮遊時	$1.1S$	$0.5S$
内側からの荷重	波の谷作用時	$1.1D + 1.1S + 1.2\Delta S$	$1.0D + 1.0S + 1.0\Delta S$

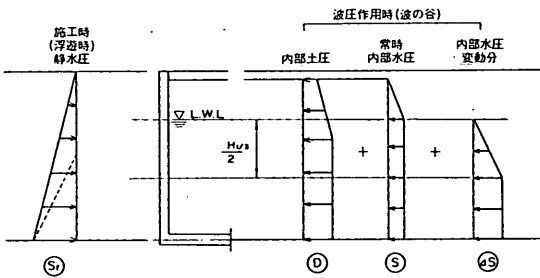
(注1) : いずれか大きい方を設計荷重とする。
 (注2) : 終局限界状態の係数は荷重係数、使用限界状態の係数はひびわれ幅影響度定数を示す。

b) 後壁 (法線平行方向港内側)



荷重の方向	検討状態	終局限界状態	使用限界状態
外側からの荷重	浮遊時	1.1S ₁	0.5S ₁
内側からの荷重	常時 (静穏時)	1.1D + 1.1S	1.0D + 1.0S

c) 側壁 (法線直角方向)



荷重の方向	検討状態	終局限界状態	使用限界状態
外側からの荷重	浮遊時	1.1S ₁	0.5S ₁
内側からの荷重	波の谷作用時	1.1D + 1.1S + 1.2ΔS	1.0D + 1.0S + 1.0ΔS

図一付 B・4 側壁の設計荷重の組合せ

隔壁の設計荷重は、曲げに関しては、施工時 (据付時) の隔壁間の静水圧差とし、特性値は従来通りの手法に従って求めるものとする。設計値は、

終局限界状態 : 1.1S (1.1は荷重係数 : γ_f)
 使用限界状態 : 0.5S (0.5はひびわれ影響度定数 : k_p)

とする。抜け出しに関しては、底版の設計荷重、及び側壁の設計荷重で示した荷重のなかで、抜け出し力が最大となる荷重状態のものを設計荷重とする。

(4) 断面力の算定

断面力の算定は、従来どおりの方法に従ってよい。

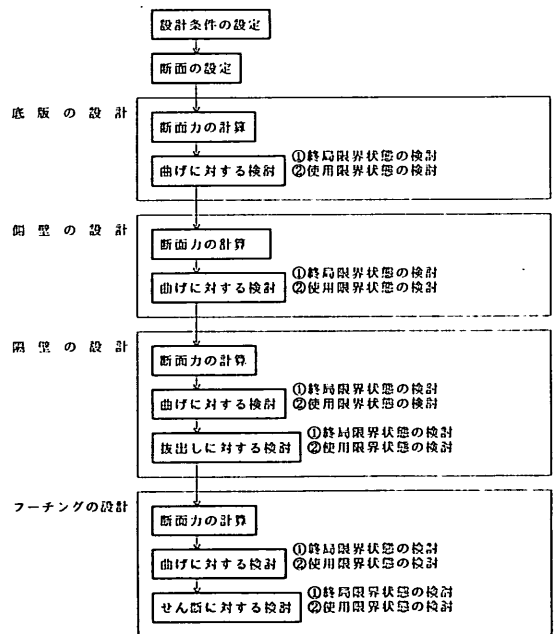
(5) 安全度の検討

ケーソン式防波堤の安全度の検討は、終局限界状態、使用限界状態、及び波力の影響が無視できない部材については疲労限界状態に対して行うものとする。各限界状態の検討に用いる荷重は、荷重の組合せによって算定される最大の荷重を用いる。ただし、終局限界状態が地震荷重あるいは偶発荷重で最大になる場合には、終局限界状態と使用限界状態で異なる荷重の組合せを設計対象とする必要があるので注意を要する。疲労限界状態について検討する部材は、一般の場合、側壁の港外側前壁 (内筋側) 及び底版としてよい。

B-3 ケーソン式係船岸の設計

(1) 設計手順

標準的なケーソン式係船岸の設計の手順を図一付 B・5 に示す。疲労限界状態については省略してよい。



図一付 B・5 係船岸の設計手順

(2) 設計荷重

① 荷重の特性値

荷重の特性値は、従来の設計で用いられている値を用いてよい。したがって、例えば上載荷重については、常時の特性値よりも地震時の特性値を低減してもよい。

② 荷重の区分

設計に一般に用いる外力の荷重の区分は以下を参考にすることができる。

a. 底版の設計荷重

- ①自重 (版自重, フタコン重量, 中詰砂重量) … 永久荷重
- ②静水圧 ……………… 永久荷重
- ③永久荷重時底版反力 ……………… 永久荷重
- ④上載荷重 ……………… 変動荷重
- ⑤地震時底版反力変動分 ……………… 地震荷重

b. 側壁の設計荷重

- ①内部水圧 ……………… 永久荷重
- ②内部土圧 ……………… 永久荷重
- ③静水圧 (施工時荷重) ……………… 永久荷重
- ④上載荷重による内部土圧 ……………… 変動荷重

c. 隔壁の設計荷重

- ①隔壁間静水圧差 (据付時施工時荷重) …… 永久荷重

ここに示した区分はあくまで標準的なもので、設計荷重の特性値の設定法により、その区分を適宜選択することが必要である。この他に、陸側の埋立てが遅れ、防波堤と同様となる場合には、別途変動荷重としての波力および揚圧力を外力として考える必要がある。

(3) 荷重の組合せおよび荷重係数

設計において考慮する一般的な荷重の組合せ、および各荷重の特性値に乗じる終局限界状態の荷重係数を表一付 B・5 に示す。() の値はひびわれ幅影響度定数である。

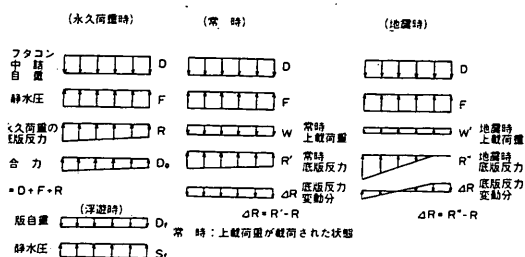
表一付 B・5 荷重の組合せと荷重係数の一般的な値

状態	自重	静水圧	内部水圧	内部土圧	永久荷重時底版反力	上載荷重	地震時の底版反力変動分	施工時荷重		備考
								埋設時	静水圧	
常時	$\begin{pmatrix} 1.1 \\ 0.9 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 1.1 \\ 0.9 \end{pmatrix}$			$\begin{pmatrix} 1.1 \\ 0.9 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 1.2 \\ 0.8 \end{pmatrix}$				最底 (上載荷重は底版反力分)
地震時	$\begin{pmatrix} 1.1 \\ 0.9 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 1.1 \\ 0.9 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 1.1 \\ 0.9 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 1.1 \\ 0.9 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 1.1 \\ 0.9 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 1.2 \\ 0.8 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 1.0 \\ 0.7 \end{pmatrix}$			最底 (上載荷重は底版反力分)
浮遊時	$\begin{pmatrix} 1.1 \\ 0.9 \end{pmatrix}$								$\begin{pmatrix} 1.1 \\ 0.9 \end{pmatrix}$	最底 (浮遊時)
									$\begin{pmatrix} 1.0 \\ 0.5 \end{pmatrix}$	側壁 (浮遊時)
									$\begin{pmatrix} 1.1 \\ 0.5 \end{pmatrix}$	隔壁 (据付時)

表中の上段の値は、終局限界状態検討時の荷重係数を示しており、[] 内の数値は組合せ上、その荷重が有利に作用する場合を示す。施工時荷重については、荷重の作用時間が他の状態に較べて比較的短期間であり、頻

度も施工中だけである。したがって、使用限界状態についてはひびわれ幅影響度係数 (k_p, k_b) は0.5としてよい。地震時については、終局限界状態についてのみ検討すればよい。

底版の設計荷重の組合せを図一付 B・6 に示す。底版の設計荷重は、施工時については従来の設計荷重の特性値に図に示す荷重係数を乗じて求めてよい。常時及び地震時については、永久荷重時の合力 (合成荷重) を永久荷重、上載荷重を変動荷重とし、常時の底版反力変動分 (R) を変動荷重、地震時の底版反力変動分 ($\Delta R'$) を地震荷重として扱って図に示す算式に従って求めてよい。



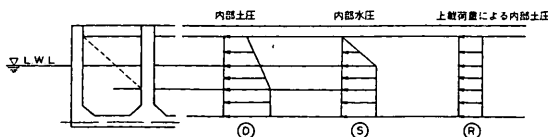
	終局限界状態	使用限界状態 (注)
常時	$\begin{pmatrix} 1.1 \\ 0.9 \end{pmatrix} D + \begin{pmatrix} 1.2 \\ 0.8 \end{pmatrix} \Delta R + \begin{pmatrix} 1.2 \\ 0.8 \end{pmatrix} W$	$1.0 D + 0.5 (\Delta R + W)$
地震時	$\begin{pmatrix} 1.1 \\ 0.9 \end{pmatrix} D + 1.0 \Delta R' + 1.0 W'$	検討不要
浮遊時	$0.9 D + 1.1 S$	$0.5 D + 0.5 S$

(注1) : 下段の数値は、各荷重がQ (= D, ΔR + W) と逆向きの場合を示す。
 (注2) : 表中、使用限界状態の荷重組合せ係数は、ひびわれ幅影響度定数の k_p 及び k_b を示す。

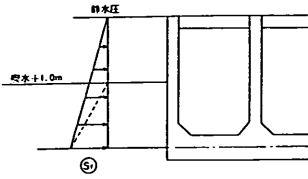
図一付 B・6 底版の設計荷重の組合せ

側壁の設計荷重の組合せを図一付 B・7 に示す。

a) 常時 (内部からの荷重)



b) 浮遊時 (外部からの荷重)



隔壁の設計荷重は、曲げについては、施工時 (据付時) の隔壁間の静水圧差とし、従来通りの手法に従って特性値 S を求めるものとする。設計値は

終局限界状態 $1.1S$

使用限界状態 $0.5S$ (0.5は、ひびわれ幅影響度定数 k_p)

とする。抜け出しについては、底板及び側壁の荷重のなかで抜け出し力が最大となる荷重状態のものを設計荷重とする。

(4) 断面力の算定

断面力の算定は、従来通りの方法に従ってよい。

(5) 安全度の検討

ケーソン式係船岸の安全度の検討は、終局限界状態および使用限界状態についてのみ行えばよい。各限界状態の検討に用いる荷重は、荷重の組合せによって算定される最大の荷重を用いる。ただし、終局限界状態が地震荷重あるいは偶発荷重で最大になる場合には、終局限界状態と使用限界状態で異なる荷重の組合せを設計対象とする必要があるので注意を要する。

荷重の方向	検討状態	終局限界状態	使用限界状態
内部からの荷重	常時	$1.1D + 1.1S + 1.2R$	$1.0D + 1.0S + 0.5R$
外部からの荷重	浮遊時	$1.1S$	$0.5S$

(注) 使用限界状態の荷重組合せ係数は、ひびわれ幅影響度定数 (k_p および k_s) を示す。

図-付B・7 側壁の設計荷重の組合せ