

港湾技研資料

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

No.716 Sept. 1991

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

南 兼 一 郎
春日井 康 夫

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. ま え が き	3
2. 限界状態設計法	4
2.1 鉄筋コンクリート構造物の設計法	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	6
3. 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	7
3.1 荷重の取り扱いの検討	8
3.2 国内外の諸基準等の比較	9
3.3 安全係数の検討	9
3.4 終局限界状態の検討法	18
3.5 使用限界状態の検討法	18
3.6 疲労限界状態の検討法	19
4. ケーソン式防波堤の試設計	22
4.1 検討目的と比較条件	22
4.2 検 討 結 果	30
4.3 考 察	32
5. 栈橋上部工とケーソン式岸壁の試設計	34
5.1 検討目的と比較条件	34
5.2 検 討 結 果	35
5.3 考 察	35
6. 今後の課題	39
6.1 荷 重	39
6.2 安 全 係 数	39
6.3 終局限界状態の検討法	39
6.4 使用限界状態の検討法	39
6.5 疲労限界状態の検討法	40
7. あ と が き	40
参 考 文 献	40
付録A	43
付録B	47

The Application of the Limit State Design Method to RC Structures in Port Facilities

Ken-ichiro MINAMI*

Yasuo KASUGAI**

Synopsis

Recently, the limit state design method for the reinforced concrete structures is used in the most of countries, because it is more rational than the allowable stress method. And also in Japan. Association's specification for concrete structures has adopted the limit state design method. Under such circumstances, the design method for reinforced concrete structures in port facilities is strongly required to adopt the limit state design method.

This paper presents an outline of the limit state design method and the obstacles when it is applied to port structures, that is, the characteristic values and safety factors.

We confirm the adequacy of the characteristic values and safety factors to design the caisson type composite breakwaters using the limit state design method and allowable stress method.

Key Words : Limit State Design Method, RC Structure, Safety Factor, Caisson Type Composite Breakwater

* Ex-Chief of the Design Standard Laboratory, Planning and Design Standard Division

** Senior Research Engineer, Planning and Design Standard Division

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

南 兼一郎*

春日井 康 夫**

要 旨

コンクリート構造物の設計法としては、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、近年世界的にはこの設計法に移行する傾向にある。我国においても、コンクリート標準示方書が限界状態設計法を中心とした記述に改められたこともあり、各機関で限界状態設計法に関する検討がなされている。

このような状況により、鉄筋コンクリート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を検討する必要性が生じた。

本資料では、限界状態設計法の概要を説明するとともに、鉄筋コンクリート構造物の設計に限界状態設計法を導入する場合の問題点として、構造物に作用する荷重の特性値と安全係数について検討を行った。その結果を用いて、ケーソン式防波堤、栈橋上部工、ケーソン式係船岸について試設計を行い、実績のある許容応力度法と比較してほぼ同程度の鉄筋量を必要とする結果を得た。さらに、限界状態設計法により港湾構造物の鉄筋コンクリート部材を設計する場合の問題点と今後の課題について検討した。

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、ケーソン式防波堤

1. まえがき

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。我が国でも昭和61年度の「コンクリート標準示方書」（土木学会）及び昭和62年度の「鋼構造物設計指針」（土木学会）に、限界状態設計法が採用されている。しかし、昭和61年度の「コンクリート標準示方書」は限界状態設計法の一つの標準を示したもので、設計条件、各種係数などの設定については構造物の種類ごとに定めなければならない部分があり、現在はそれぞれの分野で関連の諸作業が始められたところである。

一方、港湾の鉄筋コンクリート構造物の設計では、従来、許容応力度法が用いられてきた。しかし、近年の大水深域での大型構造物や、波浪制御を目的とした新形式構造物の出現に伴い、許容応力度法だけの検討では不十分になりつつあり、新形式の構造物（二重円筒ケーソン

等）では、限界状態設計法と許容応力度法の両方で検討がなされている例もある。今後の新形式構造物の需要の増加も勘案すると、より精緻に各限界状態での安全性が照査できる限界状態設計法の適用を検討することは、今後の港湾構造物の設計体系にとって有益であると考えられる。

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当たっては、港湾構造物が海洋環境下に建設され厳しい条件下で使用されるため、陸上の施設とは異なる観点からの検討が不可欠である。

こうした背景を受けて、本資料は鉄筋コンクリート港湾構造物の設計において限界状態設計法を適用する場合の問題として、構造物に作用する荷重の特性値と安全係数について検討を行った。その結果を用いて、ケーソン式防波堤、栈橋上部工、ケーソン式係船岸について試設計を行うことにより、検討に用いた特性値と安全係数の妥当性を確認した。さらに、港湾構造物の鉄筋コンクリ

* 前計画設計基準部 設計基準研究室長（関西国際空港（株）建設事務所 次長）

** 計画設計基準部 主任研究官（特殊設計担当）

ト部材を設計する場合の今後の課題について検討した。

なお、PC部材（浮体等）などについては、昭和54年頃から港研、港湾建設局等で検討が進められていたが、昭和62年度に運輸省港湾局において設計マニュアル¹⁾（以下、PCマニュアルという）が出され、限界状態設計法での検討に移行している。

2. 限界状態設計法

2.1 鉄筋コンクリート構造物の設計法

鉄筋コンクリート構造物の設計法は大別して許容応力度法、終局強度設計法及び限界状態設計法がある。「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を検討する前に、鉄筋コンクリート構造物の設計法について簡単に整理する²⁾（図-1参照）。

(1) 許容応力度法

従来から行われてきた鉄筋コンクリートの部材設計法は、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、鉄筋及びコンクリート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の材料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。

この設計法は非常に簡便であり、世界中で長い間用いられてきており、不都合が生じるたびに改良が加えられ、ほぼ完成された設計法となっている。我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ている。その欠点の主な点は、次のとおりである

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み合わせの影響を合理的に取り扱いにくい。

(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が可能であって、前述の許容応力度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、安全性及び使用性を一つの設計体系で合理的に取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）によって初めて提唱され、その後1970年及び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が³⁾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。今後の世界の趨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、海洋構造物の設計においては、FIP及びノルウェイ船級協会（DNV）の指針⁴⁾は全面的に限界状態設計法を採用している。

我が国においても、土木学会の「プレストレストコンクリート標準示方書」⁵⁾（1978年）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たのち、鉄筋コンクリートについても検討が続けられ、1986年に「コンクリート標準示方書」⁶⁾として発表された。さらに、本年10月に改訂版が出される予定である。

限界状態設計法の概要は以下の通りである。

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または構造部材の機能あるいは安全性を損なうことがある。設計目的を満足しなくなるそのような状態を限界状態と呼ぶ。

限界状態設計法という設計体系は、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。これらの限界状態は、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。

終局限界状態は最大耐力に対応する限界状態である。例えば、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、構造物全体が安定を失うなど、構造物の使用目的を果たすことができなくなる状態である。この限界状態は、非常に大きな荷重がただ一回、構造物に作用することにより生じる。また、その限界状態に達すると、人命、社会機

能、復旧の費用等の被害が大きいため、その発生確率を非常に小さくする必要があるのである。

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、美観あるいは構造物の機能に悪影響を与えるような過度のたわみを生じたり、鋼材の腐食、美観あるいは機能に悪影響を与えるような過度のひびわれを生じたり、過大な振動を生じたりする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、小さく、その現れ方は緩やかである。このため、日常の保守が行え、損傷に対し修繕を行うことができる場合が多い。さらに、使用状態の変化に対して補強ができる場合もあるので、終局限界状態に比べて、その発生確率を大幅に緩めても良いものである。なお、仮設構造物においては、この使用限界状態のうち、耐久性に対する検討は必要とならない。

疲労限界状態は、荷重が繰り返し作用することによって、鋼材の破断、コンクリートの圧壊、あるいは部材の破壊を生じる状態である。その被害は終局限界状態の場合に近いが、比較的頻繁に作用する荷重が対象になること、破壊には最大荷重の大きさではなく、荷重振幅の影響が大きいことから別個に取り扱うのが便利である。疲

労限界状態に対する検討が必要になるのは、変動荷重による影響が大きい場合である。

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、安全性の検証方法として、後述のように初歩的段階ではあるが、確率論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⁸⁾。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、これらを厳密に知る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を、荷重作用、材料強度の特性値および安全係数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め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 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、これが荷重の特性値 F_k に安全係数 γ_f を乗じた設計用値 F_d より求める設計用断面力 S_d 以上であることを確かめるこ

表-1 終局限界状態の例

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
剛体安定の終局限界状態	構造物の全体または一部が、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
変位の終局限界状態	構造物に生ずる大変位によって構造物が必要な耐荷能力を失う状態
変形の終局限界状態	塑性変形、クリープ、ひびわれ、不等沈下等の変形によって構造物が必要な耐荷能力を失う状態
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

表-2 使用限界状態の例

ひびわれの使用限界状態	ひびわれにより美観を害するか、耐久性または水密性や気密性を損ねるかする状態
変形の使用限界状態	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
変位の使用限界状態	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
損傷の使用限界状態	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
振動の使用限界状態	振動が過大となり、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
有害振動発生の使用限界状態	地盤等を通じて周辺構造物に有害振動を伝播し、不安感を抱かせる状態

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2種類の安全係数を用いることが特徴である。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、使用限界状態を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、確かめることを行なう。

2.2 限界状態設計法の確率論的水準⁹⁾

限界状態設計法の確率論的水準と2.3極限状態設計法の構成上の特徴については、横井・大郎がPC港湾構造物の限界状態設計法の適用に関する検討を行った港湾技研資料⁹⁾において次のように説明している。

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く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¹⁰⁾。

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、設計の中に入ってく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思われる。

2.3 限界状態設計法の構成上の特徴⁹⁾

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

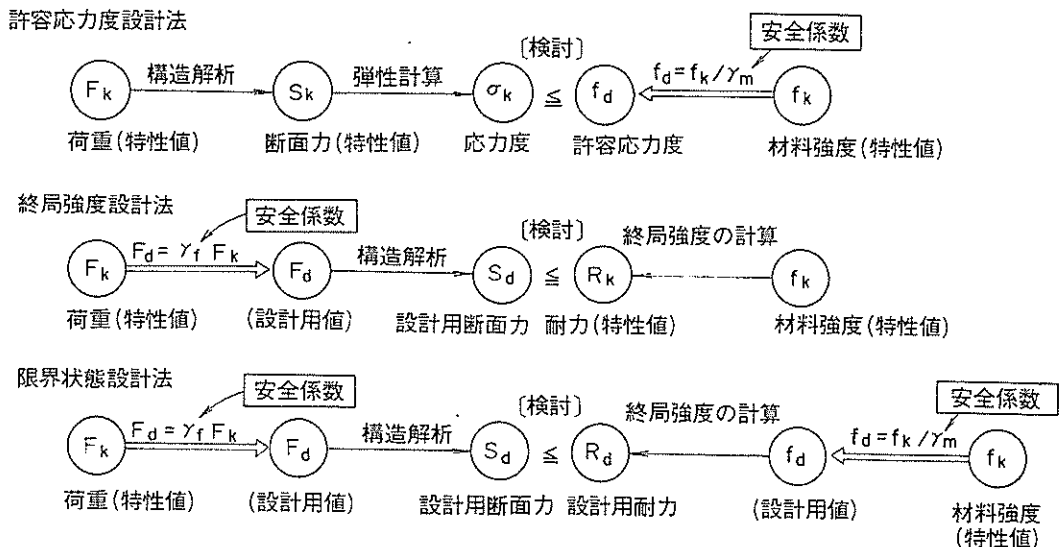


図-1 各設計法における安全性の検討方法

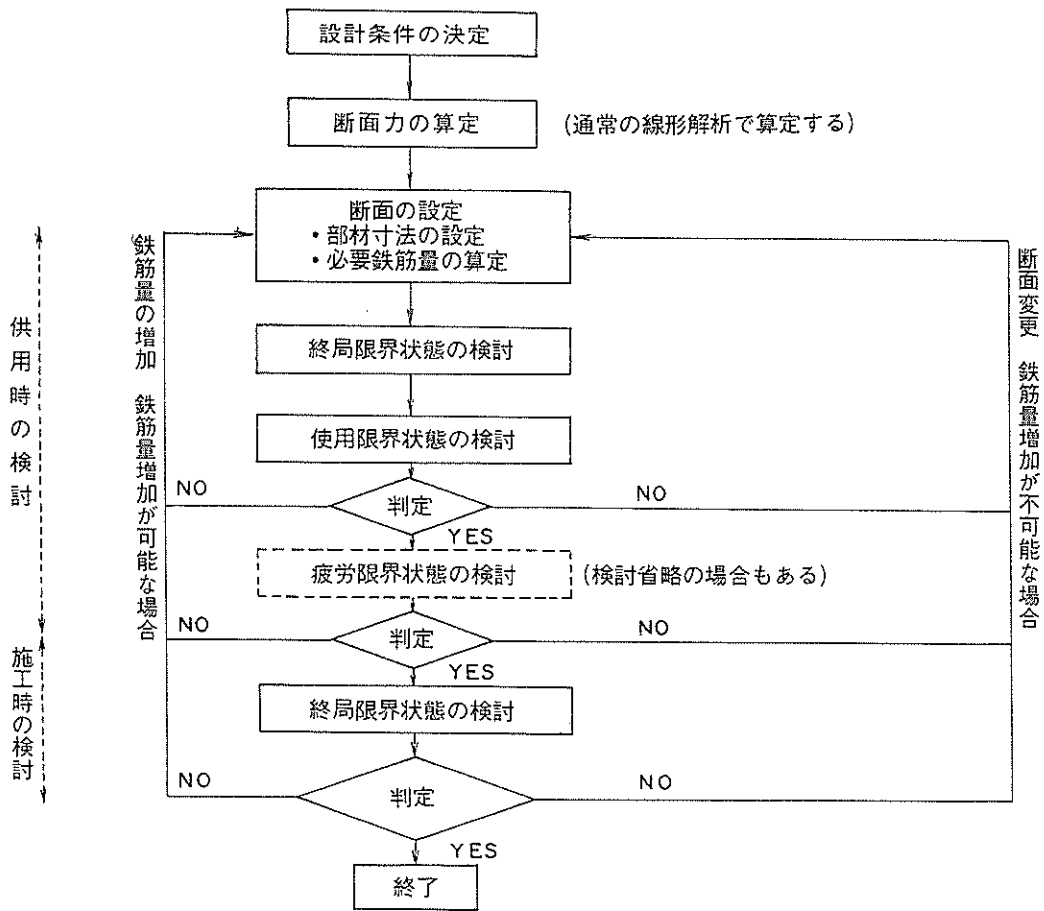


図-2 限界状態の検討手順

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。

3. 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

限界状態設計法を鉄筋コンクリート港湾構造物に適用するために、荷重をその性質ごとに分類し、荷重状態ごとに検討すべき限界状態を定めた。次に安全係数を国内外の諸基準、アンケート調査、許容応力度法との試算による比較等に基づき設定した。さらに各限界状態におけ

る計算方法について検討を行った。

3.1 荷重の取り扱いの検討

本資料で検討対象とする構造物（防波堤、栈橋、岸壁）に作用する荷重を「港湾の施設の技術上の基準・同解説」¹⁾（以下、技術基準と称する）に基づいて整理し、その性質から永久荷重、変動荷重、偶発荷重、地震荷重に、また、その発生頻度から常時荷重、異常時荷重、施工時荷重に分類すると表-3のようになる。

常時荷重は耐用期間中に持続して又はしばしば作用するもので、変動が比較的小さく永久荷重と見なせるものと比較的大きい変動荷重がある。表中の荷重以外で例えばケーソン内外の水位差により生じる内部水圧は、潮せきによるものは永久荷重、波浪の水位変動によるものは変動荷重として取り扱う。

異常時荷重は耐用期間中にほとんど作用しないが、作

用すれば構造物に重大な影響を及ぼすもので、地震により生ずる地震荷重とそれ以外の偶発荷重がある。

防波堤などに作用する終局限界状態の検討に用いる波荷重については、設計波に近い波が作用するような時化が来襲する頻度は非常に小さいが、設計波級の波は1波だけではなく数多く作用することが想定されること及びこれまでの防波堤の設計の実績を踏まえて、荷重の分類としては常時の変動荷重として取り扱う。また、使用限界状態や疲労限界状態の検討に用いる波荷重についても常時の変動荷重として整理する。ただし、ここで用いる使用限界状態の波荷重は、耐用年数の間にその波高以上の波が1万回来襲する波を、疲労限界状態の波荷重は、耐用年数期間中に作用する全ての波を対象とする。

施工時荷重は施工中に作用する荷重で、施工方法、施工期間中の自然条件等を考慮して上記荷重を適宜組合

表-3 荷重の分類

荷 重 の 種 類		永久、変動、偶発 地震の種類	常時、異常時 施工時の種別	備 考
①船舶による外力	接岸力	変	常	$v = 10\text{cm/sec}$ 以下
		偶	異	“ “ 以上
	船舶の動揺により生じる外力	変	常	
	けん引力	偶	異	
②風及び風圧力等		変、偶	異	
③波浪及び波力		変	常	
④潮せき及び異常潮位		永	常	天文潮 (L.W.L.-H.W.L.)
		偶	異	異常潮位
⑤地震及び地震力		地	異	
⑥土 圧	常時土圧	永	常	
	地震時土圧	地	異	
⑦水 圧	静水圧	永	常、異、施	
	地震時動水圧	地	異	
	揚圧力	変	常	ケーソン底面に作用するもの
	“	偶	異	さん橋底面に作用するもの
⑧自 重		永	常、異、施	
⑨載 荷 重	積載荷重	変	常	
		地	異	特性値は常時の1/2
		活荷重	変	常、施
⑩衝 突 荷 重		偶	異	流木等の衝突

せて使用する。

各荷重状態において検討すべき限界状態は、常時及び施工時荷重作用時には終局限界状態と使用限界状態、地震時及び偶発荷重作用時には終局限界状態とする。また、疲労限界状態は必要に応じて常時荷重のうち波力又は活荷重作用時について行う。

3.2 国内外の諸基準等の比較

表-4～表-6に安全係数に関する国内外の諸基準を示す。

コンクリート標準示方書（土木学会，昭和61年）では材料係数，部材係数，構造解析係数，荷重係数，構造物係数を考慮することとしているが，国外の基準をみると材料係数と荷重係数の2つの安全係数で対処している例が多い。

設計法の簡便さからいえば安全係数の種類は少ない方がよいが，限界状態設計法の特徴を生かすという点では安全係数の種類は多い方がよいと考えられる。本資料では，限界状態設計法の特徴を生かす立場から，材料強度，施工精度，解析手法の精度，荷重のばらつき，構造物の重要度等について個別に評価し，安全係数を設定することとした。

3.3 安全係数の検討

本資料では，主に文献調査，アンケート調査，許容応力度法との試算による比較等により安全係数の設定を試みた。

本節では，4.ケーソン式防波堤の試設計，5.棧橋上部工とケーソン式岸壁の試設計で使用する安全係数について，コンクリート標準示方書に沿った形で検討を行った。

(1) 材料係数

a) 材料強度の特性値

コンクリート標準示方書においては，材料係数は材料の実験データの不足，偏り，品質管理の程度，供試体と実構造物の材料強度の差異，経時変化等を配慮してそれらが各限界状態に及ぼす影響の度合いにより決定されている。材料強度の特性値 f_k は，試験値のばらつきを想定した上で，大部分の試験値がその値を下回らないことが保証される値とされている。

その場合の材料強度の特性値 f_k は，次式により求めることとされている。（図-3参照）

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

ここに， f_m ：試験値の平均値

δ ：試験値の変動係数

k ：係数

係数 k は，特性値より小さい試験値が得られる確率と試験値の分布形より定まるものであり，特性値を下回る

確率を5%とし，分布形を正規分布とすると，係数 k は1.64となる。

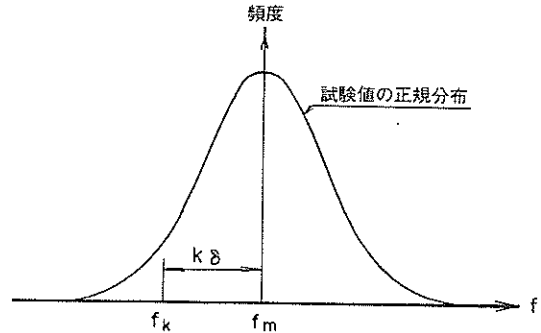


図-3 材料強度の特性値

コンクリートの圧縮強度と単位体積重量について，付録Aに示す内容でアンケート調査を実施した。アンケートで一番回答数の多い呼び強度240kgf/cm²のコンクリートについて，標準養生を行った供試体の28日圧縮強度の頻度分布を図-4に示す。この図からコンクリートの圧縮強度はきれいな正規分布となっていることがわかる。表-7は各呼び強度別に圧縮強度の平均値，標準偏差，変動係数，各正規分布から求めた圧縮強度を下回る確率が5%の時の特性値とその特性値と呼び強度の比を示したものである。

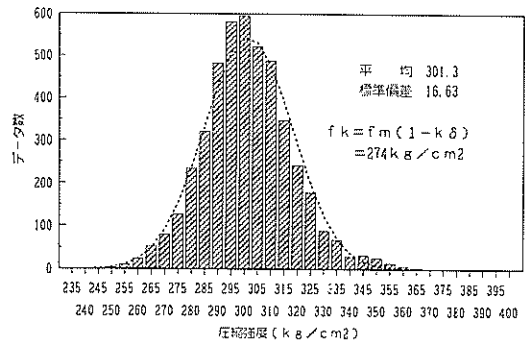


図-4 圧縮強度 (240kgf/cm²)

横井と大即是，港湾工事におけるコンクリートの品質調査¹²⁾の結果のうち，変動係数の平均値0.046，割り増し係数の平均値1.2を利用して，設計基準強度240kgf/cm²の場合，配合強度は約290kgf/cm²となるから，特性値は $f_k = 290 (1 - 1.64 * 4.6 / 100) = 268 \text{ kgf/cm}^2$ となり，設計基準強度に対して10%強大きい値となると述べている⁹⁾。

今回のアンケート調査の結果（表-7）においても，コンクリートの圧縮強度の特性値は，呼び強度（設計基

表-4 国内外の諸基準の比較 終局限界状態

材料係数	標準示方書	PCマニユアル	ACI 318-83	BS 5400		DIN 1045	FIP Rec.		DNV (1977)													
				部材検討時	構造解析時		部材強度	過大荷重局所部材強度	一般	工場製品等の品質管理が良い場合												
コンクリート	1.3	1.5	—	部材検討時 1.5	構造解析時 1.0	(公称値) = 1.43 (設計値)	部材強度 1.5	1.5	—	1.5												
鋼材	1.0	1.15	—	部材検討時 1.15	構造解析時 1.0	(公称値) = 1.0 (設計値)	部材強度 1.15	1.15	—	1.15												
部材係数	1.15~1.3*	強度低減係数(φ)																				
部材係数	*コンクリートのせん断耐力算定時、軸圧縮耐力の上限值算定時には、1.3とする。	曲げのみ作用		0.90																		
		軸引張		0.90																		
		曲げ + 軸力		0.75																		
		スライラル筋の他の鉄筋		0.70																		
		せん断・ねじり		0.85																		
コンクリートの支圧	0.70	コンクリートの支圧		0.70																		
構造解析係数	1.0~1.2 (弾性解析: 1.0)																					
荷重係数	*大きく考えた方が危険な場合 1.0 ~ 1.2	荷重種類	荷重係数	荷重	荷重係数	検討断面における終局ひずみの分布によって規定。 ε _m : 0.0035 以下 ε _s : -0.0030 ~ -0.0030 以下 γ _f : 1.75 ε _m : 圧縮緑のコンクリートのひずみ ε _s : 引張鉄筋のひずみ γ _f : 安全係数 注) ひずみは圧縮を正とする。	検査断面における終局ひずみの分布によって規定。 ε _m : 0.0035 以下 ε _s : -0.0030 ~ -0.0030 以下 γ _f : 1.75 ε _m : 圧縮緑のコンクリートのひずみ ε _s : 引張鉄筋のひずみ γ _f : 安全係数 注) ひずみは圧縮を正とする。	荷重条件	荷重係数 (a) (b) (c)	荷重の種類	荷重係数											
		永久荷重	1.1 (0.9)	死荷重	D							1.4 (0.9)	死荷重	1.2	1.1	0.9	永久荷重	1.3	1.0			
		変形荷重	1.1 (0.9)	活荷重	L							1.7	風荷重	W	1.7	積載荷重	1.6	1.3	0.9	永久荷重	1.3	1.0
		人為荷重	1.5	風荷重	W							1.7	地震荷重	E	1.87	変形荷重	1.1	1.1	1.1	活荷重	1.3	1.0
		環境荷重	1.5	地震荷重	E							1.87	土圧	H	1.7	環境荷重	1.4	1.3	1.3	変形荷重	1.0	1.0
事故荷重	1.0	土圧	H	1.7	クリーブ	T	1.4	(a) 使用環境条件(再現期間1年)下における最大積載荷重の組合せ	1.0	1.0	1.0	環境荷重	0.7	1.3								
地特定	1.5	温度差等	F	1.4	注) 死荷重が他の組合せ			(b) 極限環境条件(再現期間50~100年)下における最大積載荷重の組合せ	—	—	—	突発荷重	—	—								
震害	1.2	流体重	F	1.4	注) 死荷重が他の組合せ			(c) 極限環境条件下における最小積載荷重の組合せ	—	—	—	注) 永久荷重および活荷重については、1.0をとった方が不利となる場合は1.0とする。	—	—								
荷重係数	1.0 ~ 0.8	注) ()内数値は、小さく考えた方が不利となる場合																				
構造物係数	1.0~1.2																					
備考																						

表一5 国内外の諸基準の比較 使用限界状態

材料係数	標準示方書	PCマニュアル	ACI 318-83	BS 5400			DIN 1045	FIP Rec.		DNV (1977)
				構造解析	ひびわれ検討	応力制限		部材の変形を対象とする場合	断面の応力、ひびわれを対象とする場合	
1.0	1.0	1.0	RC 1.0 PC 1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
鋼材	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
部材係数	1.0	—	—	—	—	—	—	—	—	
構造解析係数	1.0	—	—	—	—	—	—	—	—	
荷重係数	1.0	1.0	—	(省略)	—	—	—	1.0	1.0	
構造物係数	1.0	—	—	—	—	—	—	—	—	
備考			終局強度設計法を採用しているため使用限界状態に対する規定なし。				終局強度設計法を採用しているため使用限界状態に対する規定なし。			

表-6 国内外の諸基準の比較 疲労限界状態

	標準示方書	PCマニユアル	ACI 318-83	BS 5400	DIN 1045	FIP Rec.	DNV (1977)
材料係数	コンクリート	1.0	—	1.3	—	—	関係者の合意により決定
	鋼材	1.0	—	1.0	—	—	—
部材係数	1.0~1.1	—	—	—	—	—	—
構造解析係数	1.0	*「疲労の安全係数」と称して、 $\gamma_{fa}=5.0$	—	—	—	—	$\frac{\sum n_i}{\sum N_i} \leq \frac{1}{\gamma_a}$ $\gamma_a = 5.0$
荷重係数	1.0	1.0	—	—	—	—	1.0
構造物係数	1.0~1.1	—	—	—	—	—	—
	備考		終局強度設計法を採用しているため疲労に対する規定なし。		終局強度設計法を採用しているため疲労に対する規定なし。		

表-7 コンクリートの圧縮強度

呼び強度 (kgf/cm ²)	160	180	210	240
圧縮強度の変均 f_m	221	237	264	301
標準偏差	21.4	18.4	13.8	16.6
変動係数 δ	0.0970	0.0777	0.0521	0.0552
材料強度の特性値 f_k	186	207	242	274
f_k /呼び強度	1.16	1.15	1.15	1.14

準強度) に対して約15%大きい値となった。コンクリートの圧縮強度の特性値を決めるためには供試体寸法と実部材の寸法の差による違い、応力状態の違い、養生条件の違い、耐用年数期間中における強度低下を起こす種々の要因など他の要素も考慮に入れる必要があるが、上記の結果は経済性を追求する視点からは、特性値について検討する余地のあることを示している。本資料では、コンクリートの圧縮強度の特性値は、許容応力度法の設計基準強度を用いた。

b) 材料係数

コンクリート標準示方書では、材料係数として“一般に、終局および疲労限界状態の検討においては1.3、使用限界状態の検討においては1.0としてよい。”とされており、本資料でもこの値を用いた。

鉄筋については構造物中のものと同一のもので試験できること、JIS規格値を下回る可能性は極めて少ないこと等から全ての限界状態に対して $\gamma_s=1.0$ とした。

(2) 荷重係数

荷重の分類は、標準示方書に準じて、永久荷重、変動荷重、偶発荷重とした。地震荷重については、標準示方書では偶発荷重として扱っているが、5章 5.3考察(2)地震時についてに示す理由により別扱いとした。

一方、これらの荷重は、常時(一般の供用時)、異常時、施工時によって、作用期間、作用頻度等が異なる。従って、同一の荷重でも状態によっては作用特性が異なるため、本資料では状態に応じた荷重係数を設定した。

荷重係数は、標準示方書では $\gamma_f=1.0\sim 1.2$ とされている。本資料ではこれに準拠し、池田らの考え方(表-8参照)を参考にして各荷重係数を設定した。ただし、荷重係数を荷重の特性値に乗じて求めた荷重の設計用値が明らかに過大と判断される場合、即ち荷重に限界値が存在し、設計用値が荷重の限界値を上回る場合は荷重係数を低減することとした。例えば、ケーソン式防波堤の底版反力変動分は、下向きに作用する場合(静穏時の底版反力に対し、波力作用時の底版反力が減少する場合)には、 $1.2 \times$ (底版反力変動分)の値が $1.1 \times$ (静穏時底版

表-8 荷重係数を設定するための目安

	荷重の最大値が構造物にとって不利となる場合	荷重の最小値が構造物にとって不利となる場合
範 囲	$1.0 \leq \gamma_f \leq 1.2$	$0.8 \leq \gamma_f \leq 1.0$
推定精度の良いもの	1.05	0.95
標準値	1.1	0.9
推定精度の悪いもの 変動の大きいもの	1.2	0.8

反力)の値を越えることは現実には生じることがないので、上限値を設定して設計用値の低減をすることとした。

使用限界状態では、荷重のばらつきによる影響が小さいこと及び変動荷重によるひびわれが耐久性に及ぼす影響は別途考慮することにして、すべての荷重係数は1.0とした。また、疲労限界状態については、荷重係数はすべて1.0とした。

a) 永久荷重に対する荷重係数

永久荷重としては、自重、静水圧、常時土圧等がある。これらに対する荷重係数は、部材の寸法誤差、単位体積重量、潮位等の設定誤差のばらつきを考慮して決定される。

港湾の鉄筋コンクリート構造物で一般的なものとして鉄筋コンクリートケーソンがあげられる。ケーソンの重量は、鉄筋コンクリートと中詰材の重量からなる。そこで、ケーソンを構成する鉄筋コンクリートと中詰材の単位体積重量について調査を行い、そのばらつきについて検討した。

① 無筋コンクリートの単位体積重量

コンクリートの単位体積重量は、技術基準によれば無筋コンクリートで 2.3 tf/m^3 、鉄筋コンクリートで 2.45 tf/m^3 とされている。これらの単位体積重量のばらつきを明らかにするために、コンクリート供試体の重量調査を行った。調査方法等の詳細は付録Aに示す。図-5は、

コンクリート供試体の重量から求めた無筋コンクリートの単位体積重量別の頻度分布を示したものであるが、技術基準に示されている $2.3\text{tf}/\text{m}^3$ と比べて多少大きめの平均を持ち、ある程度ばらついた結果となった。この結果から、無筋コンクリートの単位体積重量のばらつきを5%確率以内におさめ、従来通り無筋コンクリートの単位体積重量 $2.3\text{tf}/\text{m}^3$ を特性値としてその比をとると、下限で0.99、上限で1.05となり、荷重係数としては1.05となることからわかる。ただし、無筋コンクリートの単位体積重量の平均を $2.34\text{tf}/\text{m}^3$ と仮定すれば、荷重係数は1.03となる。

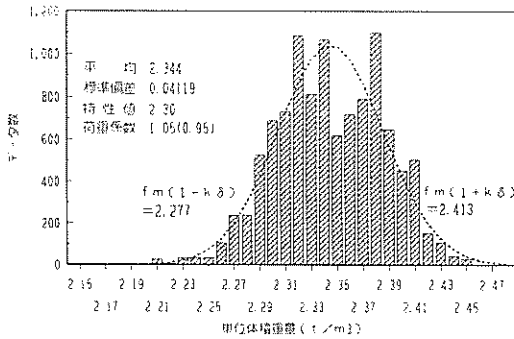


図-5 無筋コンクリートの単位体積重量

付録Aの各港別の無筋コンクリートの単位体積重量の調査結果によると、各港ごとの単位体積重量の分布は図-5に示したほど分散せず、その理由として港ごとに用いる骨材などの比重の影響を受けていることが予想された。

そこで、各港ごとに求めた単位体積重量の平均に対して、そのコンクリート供試体を製作するのに用いた骨材の比重について再度調査を行った。アンケート結果よりコンクリートに用いた骨材のうち粗骨材の比重を G_1 、細骨材の比重を G_2 として、骨材の平均比重を一般的な配合に合わせて $G=0.6G_1+0.4G_2$ と仮定した。そして横軸に G をとり、縦軸に各港別のコンクリート供試体の平均単位体積重量をとって描いたのが図-6である。この図より、骨材の平均比重 G と平均単位体積重量には明らかな相関が認められる。

図-6のデータから最小自乗法により求めた回帰直線 $\gamma=0.544G+0.911$ を用いて計算した平均単位体積重量で、図-6にプロットしたそれぞれの港の平均単位体積重量を除いた値の頻度分布を図-7に示した。

図-7のデータのばらつきはほぼ正規分布と仮定することができ、この標準偏差は0.012となり5%超過確率 $k\delta$ を求めると0.020となった。

先に示したように、各港ごとのコンクリート供試体の

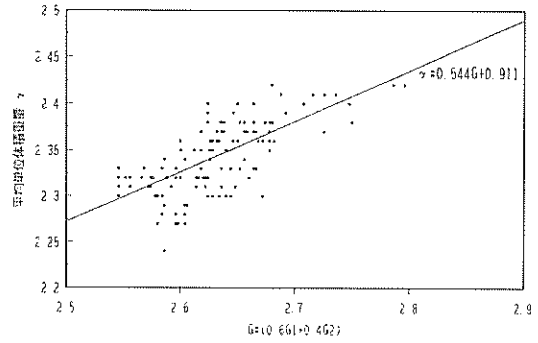


図-6 骨材の比重と無筋コンクリートの単位体積重量

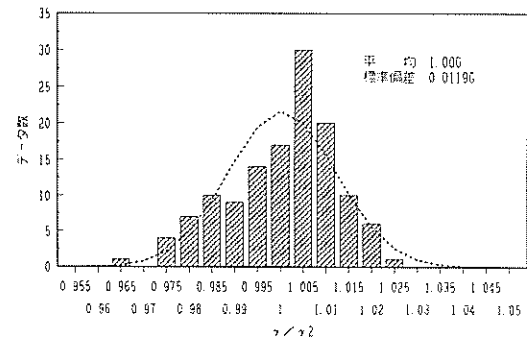


図-7 骨材の比重で求めた無筋コンクリートの単重と実際の単重の比

単位体積重量のばらつきは全国のデータと比べて小さくなっている。そこで、各港のデータごとに単位体積重量の頻度分布を求め、その標準偏差をデータ数で加重平均して全国の港毎の平均的な標準偏差を求め、その値から5%超過確率 $k\delta$ を求めることにより、平均的な港のコンクリートの単位体積重量のばらつきを求めた。その結果は、 $k\delta=0.0091$ であり、各港の平均的な単位体積重量の荷重係数は、 $1.009(0.991)$ となる。

したがって、上記の値を骨材の比重より求めた単位体積重量の値とそのばらつき $k\delta=0.02$ と組み合わせることにより、骨材の比重から無筋コンクリートの単位体積重量を求める場合の特性値と荷重係数を導くことができる。その場合、それぞれのばらつきは、 $k\delta$ で0.02と0.0091であるため、組み合わせると安全側を取ることであり、骨材の比重から無筋コンクリートの単位体積重量を求める場合のばらつきは $k\delta=0.03$ となる。この結果、骨材の比重が明らかであれば、 $\gamma=0.544G+0.911$ を用いることにより、無筋コンクリートの単位体積重量の荷重係数としては1.03の値が採用できる。

以上の検討の結果、無筋コンクリートの単位体積重量の荷重係数は、単位体積重量の特性値を $2.3\text{tf}/\text{m}^3$ とすれ

は1.05(0.95)、特性値を今回のアンケート結果で求めた平均値2.34tf/m²や骨材の比重によりその都度計算して求める方法とすれば、1.03(0.97)となることが明らかとなった。

ただし、この値の中には実際のケーソン等を製作する場合の製作誤差による影響は含んでいない。

② 鉄筋コンクリートの単位体積重量

鉄筋コンクリートの単位体積重量の荷重係数については、無筋コンクリートの単位体積重量のばらつきのほかに、鉄筋量のばらつきの度合を考慮する必要がある。そこで、各種構造物のコンクリート量と鉄筋量について検討することとした。

検討方法としては、港湾構造物のデータベースを設計基準研究室で整備しているの、そのデータベースを用いることにより、混成式防波堤のケーソンと、ケーソン式係船岸のケーソンのコンクリート量と鉄筋量の関係から鉄筋コンクリートの単位体積重量のばらつきを求める。

このデータベースによる解析はすでに混成式防波堤のケーソンについては堀川等¹³⁾、ケーソン式係船岸のケーソンについては筆者等¹⁴⁾がその関係を取りまとめているが、今回再度整理を行った。図-8 (a)、(b)は混成式防波堤とケーソン式係船岸のそれぞれのケーソンについて、設計上のケーソンのコンクリート量と鉄筋量の関係から、鉄筋コンクリートの単位体積重量を求め、その値を技術基準に示してある無筋コンクリートの単位体積重量 2.3tf/m²で除して無次元化した値の頻度分布を示したものである。

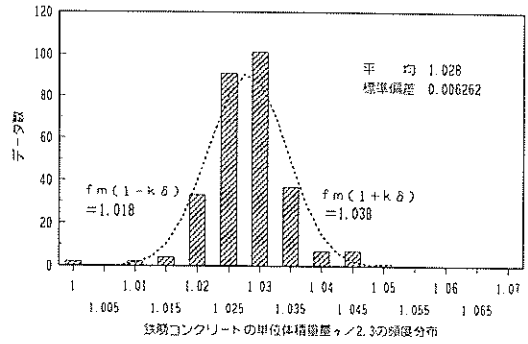
この結果より、無筋コンクリートから鉄筋コンクリートに換算する場合の平均的な係数 f_h としては、混成堤で1.028、係船岸で1.030となり、この場合のばらつきは標準偏差 σ_h で、それぞれ0.00626と0.00661となった。

以上の結果をもとに、鉄筋コンクリートの単位体積重量の荷重係数を求めるため、無筋コンクリートの単位体積重量の平均 f_t 、標準偏差 σ_t と無筋コンクリートから鉄筋コンクリートの単位体積重量を求めるための換算係数の平均 f_h と標準偏差 σ_h を用いて、以下の式で鉄筋コンクリートの単位体積重量の標準偏差 σ を求め荷重係数を算定した。

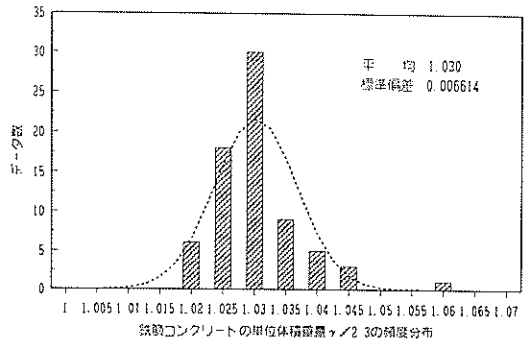
$$\sigma = \sqrt{f_h^2 \cdot \sigma_t^2 + f_t^2 \cdot \sigma_h^2 + \sigma_t^2 \cdot \sigma_h^2}$$

なお、ここでは混成堤のデータ数が多いこともあり、換算係数 f_h と標準偏差 σ_h は混成堤の結果を用いている。

計算の結果、鉄筋コンクリートは図-9に示すように標準偏差が0.0448となり、この場合の5%超過確率は2.336tf/m²と2.484tf/m²となる。ここで、鉄筋コン



(a) 混成堤



(b) 係船岸

図-8 鉄筋コンクリートの単重/2.3

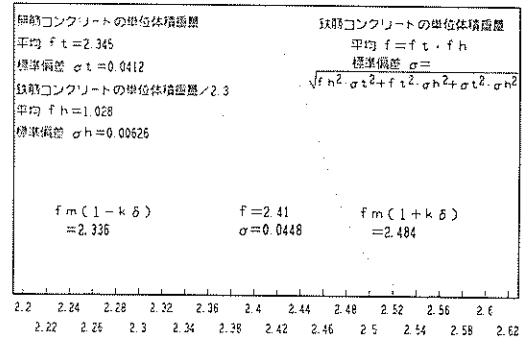


図-9 鉄筋コンクリートの単位体積重量

クリートの単位体積重量の特性値を2.45tf/m²とすると、荷重係数は1.05(0.95)となった。

なお、参考として無筋コンクリートの単位体積重量を平均 $f_t = 2.345\text{tf/m}^2$ 、換算係数の平均 $f_h = 1.028$ より鉄筋コンクリートの単位体積重量の平均 2.41tf/m^2 を特性値とした場合には、荷重係数は1.03(0.97)となる。

したがって、ケーソン等の出来上がり誤差を2%見込んでも、鉄筋コンクリートの単位体積重量の荷重係数としては、1.05(0.95)を取ることが可能となる。

③ ケーソン中詰材の単位体積重量

ケーソンの中詰材の単位体積重量のばらつきを推定するために、全国の各事務所で行われている中詰砂の管理試験結果をアンケートによりまとめた。もちろん実際のケーソンの中詰砂の単位体積重量と管理試験で求めた単位体積重量は、詰め方に大きな違いがあり、同じ状態を再現していると見なすことはできないが、ケーソンの中詰砂の単位体積重量の実態についての具体的なデータが少ないことから、管理試験結果のデータの中詰砂の単位体積重量のばらつきを判断するための参考資料とした。調査項目等詳細については付録Bを参照のこと。

図-10 (a), (b), (c) は設計単位体積重量1.8, 1.9, 2.0 tf/m^3 ごとの調査単位体積重量のばらつきを示したものである。

また、図-11は全調査単位体積重量を設計単位体積重量で除した値の頻度分布を調べたものである。このデータの中には、設計単位体積重量が1.8, 1.9, 2.0 tf/m^3 以外に1.85 tf/m^3 や1.95 tf/m^3 等のデータもあり、これらのデータを含めて示してある。

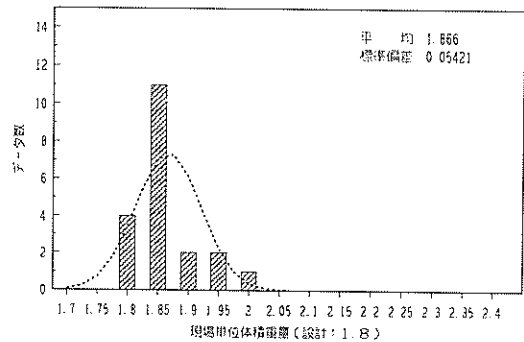
以上の結果より、設計単位体積重量が1.8 tf/m^3 や1.9 tf/m^3 のように小さい値の場合は、設計値よりも調査値が大きい値に分布するが、全体をあわせて表示した図-11からは、前後にかなりばらついた結果となった。したがって、安全側を見て図-11の結果をもとに中詰砂の単位体積重量の荷重係数を5%超過確率で求めると、特性値を設計単位体積重量とした場合には、設計値/調査値の比で0.958~1.082となり、荷重係数としては1.09 (0.91)となる。

④ ケーソン全体の重量に関する荷重係数

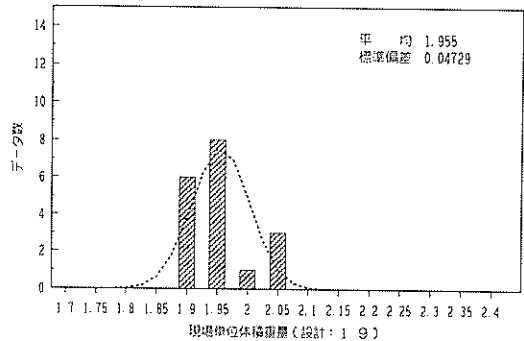
鉄筋コンクリートと中詰め砂の単位体積重量についてその荷重係数を求めたが、実際のケーソン式の構造物は、これらを組み合わせたものであるため、それぞれの体積の関係から、重量を組み合わせることによりケーソン式構造物の荷重係数について整理した。

図-12 (a), (b) は、混成式防波堤とケーソン式係船岸のケーソンについて、中詰砂の体積 V_s とケーソン本体のコンクリートの体積 V_c の関係をデータベースを用いて示したものである。この図から V_s と V_c はほぼ比例関係にあることがわかる。そこで、それぞれの図について中詰砂の体積 V_s とコンクリートの体積 V_c の比をとり、その平均を求めた。その結果 V_s/V_c は混成堤のケーソンでは3.03、係船岸では2.78となり、一般的に V_s/V_c の比は3であることがわかった。

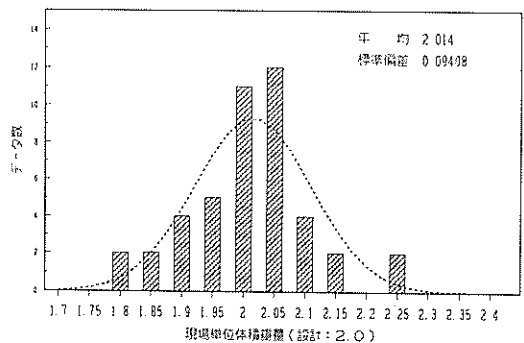
この結果と先に求めた鉄筋コンクリートと中詰砂の荷重係数、1.05と1.09から、ケーソン全体の重量の荷重係



(a) 設計単位体積重量 1.8 tf/m^3



(b) 設計単位体積重量 1.9 tf/m^3



(c) 設計単位体積重量 2.0 tf/m^3

図-10 中詰砂の現場単位体積重量

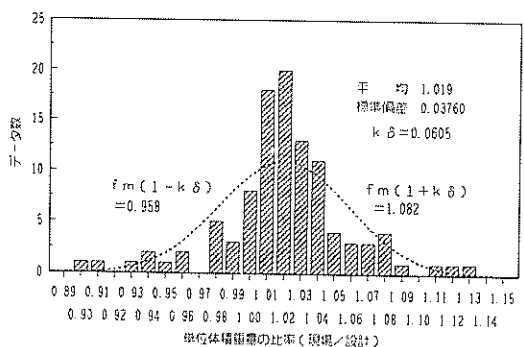
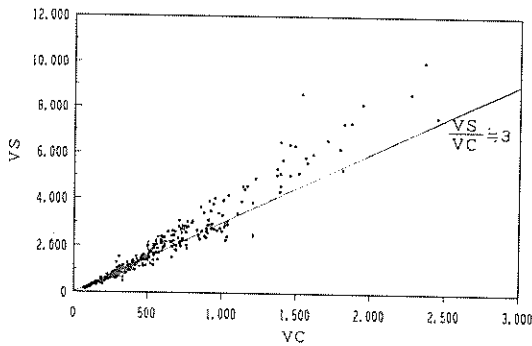
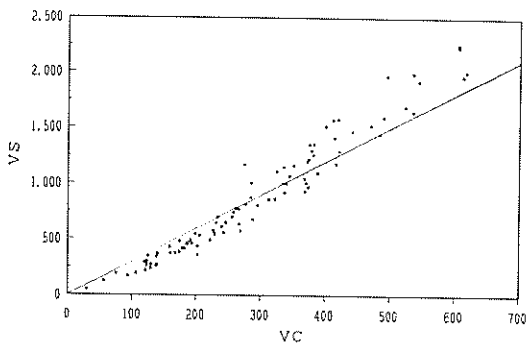


図-11 中詰砂の単位体積重量の現場と設計の比



(a) 混成堤



(b) 係船岸

図-12 コンクリート量と中詰砂量

数を計算するとその値は1.08程度となり、余裕を見込んで1.1 (0.9) が妥当な値と考えられる。

したがって、ケーソン等のコンクリート構造物の自重に対する終局限界状態の荷重係数の標準値は、 $\gamma_t = 1.1$ (0.9) が妥当と考えられる。なお、この値は常時、異常時、施工時の各検討状態による差異はないものとした。

また、本資料では自重以外の永久荷重の終局限界状態に対する荷重係数の標準値についても、そのばらつきは小さいものとして $\gamma_t = 1.1$ (0.9) を用いることとした。

b) 変動荷重に対する荷重係数

変動荷重は常時、異常時、施工時によってその作用特性が異なるため、荷重係数はそれらを考慮して設定する必要がある。

① 常時

従来の港湾構造物のうち、PC構造物の設計マニュアル (以下PCマニュアルという) では、当初常時の変動荷重に関しては、そのばらつきの変動幅等を±50%見込み、終局限界状態における荷重係数は $\gamma_t = 1.5$ (0.5) と設定されている。この値は従来の許容応力度法による設計での安全度と同等のレベルであり、妥当と思われるが、この値はコンクリート標準示方書にある構造物係数

($\gamma_t = 1.1 \sim 1.2$) を含んだものであり、構造物別の重要度を一律に見込んだものである。本資料で検討対象とした、栈橋、防波堤、岸壁は、それぞれ損傷を受けた場合の社会的影響に差異があると考えられるので、構造物係数を個別に設定し、荷重計数についても見直しを行った。

防波堤に作用する波浪荷重の荷重係数については、高山等が¹⁶⁾信頼性理論による防波堤の設計法の検討の過程において、波浪推算から波力の算定に至るまでのばらつきを考慮した波力の確率分布を求めることにより、限界状態設計法の波力の荷重係数を算出している。そこでは、沖波推算値、波浪の屈折・回折変形計算結果、砕波変形計算結果及び設計波力の算定値はすべて正規分布するとして整理している。

その結果、混成式防波堤に作用する波力の荷重係数としては、前面海底勾配が1/50の場合に1.3、1/10の場合に1.4程度が得られている。

ただし、上記の値には防波堤の常時の構造物係数 $\gamma_t = 1.1$ が含まれているため、常時の変動荷重の荷重係数 γ_t としては、前面海底勾配が1/50の場合に1.2、1/10の場合に1.3になる。本資料ではこの結果を用いて、波浪荷重の荷重係数としては1.2を用いた。ただし、海底勾配が特別に急な場合のみ荷重係数として1.3を用いる必要がある。

なお、その他の常時の変動荷重の荷重係数も、表-8を参考として1.2を取ることとした。

② 異常時

異常時に相当する荷重状態には地震時、流木等の衝突時、船舶の接岸時等の地震荷重又は偶発荷重作用時がある。これらの荷重は発生頻度が少なく、その発生要因も種々のものがあり、一律に規定することは困難である。したがって、ここでは荷重係数はすべて $\gamma_t = 1.0$ とした。

③ 施工時

施工時に想定する荷重状態にはケーソンの浮遊時、据え付け時等がある。施工時の荷重は、一般に作用時間が短く構造物完成後には作用しないこと、荷重のばらつきが比較的小さいことなどから、荷重係数は $\gamma_t = 1.0$ とした。

(3) 構造解析係数

構造解析係数は断面力計算時の構造解析精度の不確実性等を考慮するための安全係数である。

本資料においては、簡便かつ実績の豊富な線形解析により行うため、構造解析係数は、標準示方書5.2断面力の算定の解説より、一般に1.0とした。

標準示方書では、疲労限界状態においても $\gamma_s = 1.0$ としているが、PCマニュアルでは $\gamma_s = 5.0$ としている。

この違いは、両者の安全性の照査の方法が、標準示方書が設計疲労耐力と設計変動断面力の比較によるものであるのに対し、PCマニュアルが疲労寿命に対する変動外力の累計作用数との比較によることに起因する。PCマニュアルは、土木学会の指針（案）¹⁶⁾をベースに作成された（元々はノルウェーのDNV）が、疲労寿命の考え方が、他の限界状態の安全性の照査の考え方と異なる上、安全率5.0も他の安全率と比較することは困難である。従って、本資料の4章、5章の試設計では、標準示方書の方法で安全性を照査することとした。なお、試算の範囲では両者の方法の間に大きな差は認められなかった。

(4) 部材係数

部材係数は部材耐力の計算上の不確実性、部材寸法のばらつきの影響、部材の重要度等を考慮するための安全係数である。対象とする部材は梁又は版であるが、これらは一般的な構造部材として取り扱ってよく、コンクリート標準示方書に準じた値を設定している。

PCマニュアルでは、部材係数は材料係数の中に入れてある。これは、材料強度に係わる不確実性と、部材の耐力に係わる計算上の不確実性等、性質の異なる要素を、一つの係数として表しており、限界状態設計法の考え方からみると検討の余地がある。そこで、本資料では、両者を分離して設定することとした。但し、いずれの方法でも部材の安全度には差異はない。

部材係数は用いる算定式によって異なるので、それぞれの式に対して適当な値を設定する必要がある。岡村らによれば、一般には変動係数が10%程度のもので多く、その場合には、1.15程度の値にすればよいとされており、本資料の試算ではその値を用いた。

(5) 構造物係数

PCマニュアルでは安全係数として構造物係数を採用してなく、荷重係数の中に入れて考えている。しかしながら、構造物の重要度は本来構造物によって異なることから、本資料では構造物係数を設定することとした。

本資料では構造物係数を、使用限界状態では $\gamma_i=1.0$ 、疲労限界状態では $\gamma_i=1.0\sim 1.1$ 、終局限界状態は $\gamma_i=1.1\sim 1.2$ （栈橋：1.2、防波堤・岸壁：1.1）と設定し、栈橋上部工とケーソン式岸壁の試設計を行った。その結果、終局限界状態の検討で地震時については、許容応力度法よりもかなり鉄筋量が多くなる結果となった。実際には、これまで許容応力度法で設計された岸壁用ケーソンについて、地震時の被災例がほとんどないこと及び構造物係数は構造物の重要度等を考慮するための安全係数で、構造物別にそれぞれの限界状態で一貫した値が定めら

れるものであるが、地震時については設計震度のなかに既に構造物係数に相当するものが含まれていると考えられることから、構造物係数は $\gamma_i=1.0$ とすることとした。その値で試算を行った結果、許容応力度法の鉄筋量とはほぼ同程度の結果となった。

3.4 終局限界状態の検討法

(1) 曲げに対する検討

コンクリート標準示方書には、曲げモーメント及び軸方向力に対する安全性の検討方法が示されており、本資料の検討でもこの方法を準用した。ただし、本資料で調査対象とした構造物は、栈橋上部工、ケーソン式防波堤および岸壁であり、これらの構造物は曲げと同時に作用する軸力の影響が小さいので軸力に対する検討は省略した。しかし、将来の大型あるいは特殊構造物では軸力を考慮する必要がある場合が出てくると考えられる。

(2) 面内せん断に対する検討法

コンクリート標準示方書には、面内力を受ける面部材の検討法が示されている。ただし、本資料で調査対象にした構造物では面内せん断に対する検討は必要なかった。しかし、現在研究が進められている台形ケーソンあるいは二重円筒セル等の特殊構造物については検討が必要な場合が出てくると考えられる。

3.5 使用限界状態の検討法

(1) ひびわれ幅算定時の ϵ_s の取扱い

コンクリート標準示方書では、 ϵ_s については、「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幅の増加を考慮するための数値」と定義し、その値は「一般の場合、 150×10^{-6} 程度としてよい。」とある。

この値は、鉄筋の応力度に換算すると $\sigma_s=315\text{kgf/cm}^2$ に相当し、ひびわれ幅算定値に占める ϵ_s の影響は20~30%程度と大きい。

コンクリート標準示方書改訂資料（コンクリートライブラリー第61号）によると、 $\epsilon_s=150\times 10^{-6}$ という値は、乾燥収縮あるいはクリープによる影響を理論的に求めたものではなく、実際の構造物（鉄道橋）のひびわれ幅測定結果をもとに、計算ひびわれ幅が実測ひびわれ幅分布の超過確率5%以内に入るように定めた値とある。現在のところ、水中構造物においては前述したようなひびわれ幅の実測データはなく、 ϵ_s の値を設定できる段階にはない。しかし、第4章、5章における許容応力度法との経済性比較の結果をみると、使用限界状態で鉄筋量が決定される場合、 $\epsilon_s=0$ としても、一般に許容応力度法より鉄筋量が多くなる結果であり、この点について従来の許容応力度法より厳しい制限を行っているといえる。

したがって、本資料においては気中構造物である栈橋上部工については $\epsilon_s = 150 \times 10^{-6}$ とするが、ケーソンのように構造物の大部分が水中に没するものについては、 $\epsilon_s = 0$ とした。

(2) ケーソン浮遊時の取扱い

従来からの許容応力度法においては、ケーソン浮遊時の荷重(静水圧)は長期荷重扱いで検討しているが、本資料においては、浮遊時の波浪状態および浮遊期間の長短に関わらず、一括して施工時荷重として扱うこととし、終局限界状態では荷重係数 γ_r を 1.1 とした。

この取扱いは、通常のケーソン浮遊状態については特に問題ないと考えられる。しかし、特に施工上の事情により長期にわたって浮遊状態にあることが予想される場合、静穏な場所が得られず波浪の影響が大きい場所に浮遊させる場合等においては、別途適切な検討を行う必要がある。

(3) 純引張に対する検討法

純引張に対する検討は曲げひびわれに対する検討に準じて行う方法、あるいは、従来の許容応力度法と同様に鉄筋の応力度で制限する方法が考えられるが、本資料では許容応力度法と同じ鉄筋の応力度で制限する方法を用いた。

これは、純引張によるひびわれと構造物の耐久性に関する調査・研究が不十分であり、現時点では適切な検討法がないために暫定的に設けた検討法である。

3.6 疲労限界状態の検討法

(1) 標準示方書に準じた検討法の適用に関する検討

本資料では、疲労に対する検討法については標準示方書に準じる方針で検討を行った。

以下に、その結果を示す。

a) 設計変動応力の決定と等価繰返し回数の算定

標準示方書によると、「独立な変動応力 ($\sigma_{r1}, \sigma_{r2}, \dots, \sigma_{rm}$) とその繰返し回数 (n_1, n_2, \dots, n_m) に対して、実状を考慮して適切な設計変動応力 σ_{rd} を定めれば、それに対する等価繰返し回数 N はマイナー則を適用して次式で求めることができる。」とある。

$$\bullet \text{ コンクリートに対して } N = \sum_{i=1}^m n_i 10^{B(\sigma_{ri} - \sigma_{rd})}$$

$$\text{ただし、} B = \frac{K}{k_1 \cdot f_d (1 - \sigma_p / f_d)}$$

$$\bullet \text{ 鉄筋に対して } N = \sum_{i=1}^m n_i (\sigma_{ri} / \sigma_{rd})^{B'}$$

$$\text{ただし、} B' = \frac{1}{K} \text{ (ここに } K = 0.12)$$

しかし、実状を考慮した適切な設計変動応力 σ_{rd} の値のとり方については詳述していない。従って、ここでは独立な変動応力 ($\sigma_{r1}, \sigma_{r2}, \dots, \sigma_{rm}$) の中から設計変動応力 σ_{rd} を適当に設定して試算を行い、適切な設計変動応力 σ_{rd} のとり方を検討した。

等価繰返し回数の算定結果を表-9に示す。

b) 設計疲労強度の算定式

① コンクリート

コンクリートの圧縮、曲げ圧縮、引張りおよび曲げ引張りの設計疲労強度 f_{rd} は、一般に、疲労寿命 N と永久荷重による応力度 σ_p の関数として、式(1)により求める。

$$f_{rd} = k_i f_d (1 - \sigma_p / f_d) (1 - \frac{\log N}{K}) \quad (1)$$

ただし、 $N \leq 2 \times 10^6$

ここに、 f_d : コンクリートのそれぞれの設計強度 (= $240 / 1.3 = 184.6 \text{ kgf/cm}^2$) (f'_{ck} / γ_c)

f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度特性値

• 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骨材コンクリートの場合は、 K を 10 とする。

その他の一般の場合は、 K を 17 とする。

• k_i は以下の値を用いた。

圧縮および曲げ圧縮の場合、 $k_i = 0.85$

引張りおよび曲げ引張りの場合、 $k_i = 1.0$

• σ_p は永久荷重によるコンクリートの応力度であるが、交番荷重を受ける場合には、一般に 0 とする。

② 鉄筋

異形鉄筋の設計疲労強度 f_{rd} は、疲労寿命 N と永久荷重による鋼材の応力度 σ_p の関数として、一般に式(2)により求める。

$$f_{rd} = 1900 \frac{10^{\alpha}}{N^k} (1 - \frac{\sigma_p}{f_{ud}}) / \gamma_s \text{ (kgf/cm}^2) \quad (2)$$

ただし、 $N \leq 2 \times 10^6$

ここに、 f_{ud} : 鉄筋の設計引張強度 (= 4500 kgf/cm^2)

α および k は試験により定める必要があるが、ここでは疲労寿命が 2×10^6 回以下の場合 α 及び k を、式(3)の値とした。

$$\alpha = k_s (0.82 - 0.003 \phi) \quad (3)$$

$$k = 0.12$$

ここに、 ϕ : 鉄筋直径 (mm)

表-9 等価繰返し回数の算定結果の例

(1) コンクリート (断面-1, $\sigma_p=26.6$)

(単位: kgf/cm²)

σ_{r_i} (kgf/cm ²)	n_i (回)	N_i (回)	σ_{r_i} (kgf/cm ²)	n_i (回)	N_i (回)	σ_{r_i} (kgf/cm ²)	n_i (回)	N_i (回)
53.6	3.225E 01	3.225E 01	53.6	3.225E 01	8.095E 02	53.6	3.225E 01	4.471E 04
51.3	1.835E 02	1.237E 02	51.3	1.835E 02	3.105E 03	51.3	1.835E 02	1.715E 05
49.1	9.783E 02	4.523E 02	49.1	9.783E 02	1.135E 04	49.1	9.783E 02	6.271E 05
46.8	5.135E 03	1.600E 03	46.8	5.135E 03	4.017E 04	46.8	5.135E 03	2.219E 06
44.5	1.841E 04	3.868E 03	44.5	1.841E 04	9.710E 04	44.5	1.841E 04	5.363E 06
39.9	5.422E 04	5.177E 03	39.9	5.422E 04	1.299E 05	39.9	5.422E 04	7.179E 06
34.8	1.557E 05	6.202E 03	34.8	1.557E 05	1.557E 05	34.8	1.557E 05	8.599E 06
29.9	4.638E 05	7.976E 03	29.9	4.638E 05	2.002E 05	29.9	4.638E 05	1.105E 07
25.0	1.580E 06	1.173E 04	25.0	1.580E 06	2.944E 05	25.0	1.580E 06	1.626E 07
20.2	6.794E 06	2.215E 04	20.2	6.794E 06	5.560E 05	20.2	6.794E 06	3.071E 07
15.6	3.616E 07	5.358E 04	15.6	3.616E 07	1.345E 06	15.6	3.616E 07	7.429E 07
11.4	2.130E 08	1.536E 05	11.4	2.130E 08	3.856E 06	11.4	2.130E 08	2.130E 08
$\sigma_{RD}=53.6$ $\Sigma N=2.66E$ 05			$\sigma_{RD}=34.8$ $\Sigma N=6.69E$ 06			$\sigma_{RD}=11.4$ $\Sigma N=3.69E$ 08		

(2) コンクリート (断面-2, $\sigma_p=18.2$)

σ_{r_i} (kgf/cm ²)	n_i (回)	N_i (回)	σ_{r_i} (kgf/cm ²)	n_i (回)	N_i (回)	σ_{r_i} (kgf/cm ²)	n_i (回)	N_i (回)
32.5	3.225E 01	3.225E 01	32.5	3.225E 01	1.148E 02	32.5	3.225E 01	1.711E 03
31.5	1.835E 02	1.559E 02	31.5	1.835E 02	5.550E 02	31.5	1.835E 02	8.277E 03
30.6	9.783E 02	7.180E 02	30.6	9.783E 02	2.556E 03	30.6	9.783E 02	3.811E 04
29.5	5.135E 03	3.151E 03	29.5	5.135E 03	1.121E 04	29.5	5.135E 03	1.672E 05
28.5	1.841E 04	9.600E 03	28.5	1.841E 04	3.417E 04	28.5	1.841E 04	5.095E 05
27.3	5.422E 04	2.325E 04	27.3	5.422E 04	8.278E 04	27.3	5.422E 04	1.234E 06
24.7	1.557E 05	4.373E 04	24.7	1.557E 05	1.557E 05	24.7	1.557E 05	2.321E 06
21.3	4.638E 05	7.491E 04	21.3	4.638E 05	2.666E 05	21.3	4.638E 05	3.976E 06
17.9	1.580E 06	1.467E 05	17.9	1.580E 06	5.223E 05	17.9	1.580E 06	7.788E 06
14.4	6.794E 06	3.569E 05	14.4	6.794E 06	1.270E 06	14.4	6.794E 06	1.894E 07
11.2	3.616E 07	1.128E 06	11.2	3.616E 07	4.016E 06	11.2	3.616E 07	5.989E 07
8.1	2.130E 08	4.012E 06	8.1	2.130E 08	1.428E 07	8.1	2.130E 08	2.130E 08
$\sigma_{RD}=32.5$ $\Sigma N=5.80E$ 06			$\sigma_{RD}=24.7$ $\Sigma N=2.06E$ 07			$\sigma_{RD}=8.1$ $\Sigma N=3.07E$ 08		

(3) 鉄筋 (断面-1, $\sigma_{sp}=937.3$)

σ_{r_i} (kgf/cm ²)	n_i (回)	N_i (回)	σ_{r_i} (kgf/cm ²)	n_i (回)	N_i (回)	σ_{r_i} (kgf/cm ²)	n_i (回)	N_i (回)
1844.5	3.225E 01	3.225E 01	1844.5	3.225E 01	9.588E 02	1844.5	3.225E 01	1.063E 07
1774.8	1.835E 02	1.331E 02	1774.8	1.835E 02	3.957E 03	1774.8	1.835E 02	4.390E 07
1704.6	9.783E 02	5.069E 02	1704.6	9.783E 02	1.507E 04	1704.6	9.783E 02	1.672E 08
1636.8	5.135E 03	1.897E 03	1636.8	5.135E 03	5.641E 04	1636.8	5.135E 03	6.258E 08
1566.4	1.841E 04	4.716E 03	1566.4	1.841E 04	1.402E 05	1566.4	1.841E 04	1.555E 09
1406.9	5.422E 04	5.675E 03	1406.9	5.422E 04	1.687E 05	1406.9	5.422E 04	1.872E 09
1227.7	1.557E 05	5.236E 03	1227.7	1.557E 05	1.557E 05	1227.7	1.557E 05	1.727E 09
1053.8	4.638E 05	4.368E 03	1053.8	4.638E 05	1.298E 05	1053.8	4.638E 05	1.440E 09
881.8	1.580E 06	3.370E 03	881.8	1.580E 06	1.002E 05	881.8	1.580E 06	1.111E 09
713.4	6.794E 06	2.478E 03	713.4	6.794E 06	7.369E 04	713.4	6.794E 06	8.175E 08
550.2	3.616E 07	1.514E 03	550.2	3.616E 07	4.502E 04	550.2	3.616E 07	4.994E 08
401.5	2.130E 08	6.458E 02	401.5	2.130E 08	0.920E 04	401.5	2.130E 08	2.130E 08
$\sigma_{RD}=1744.5$ $\Sigma N=3.05E$ 04			$\sigma_{RD}=1227.7$ $\Sigma N=9.09E$ 05			$\sigma_{RD}=401.5$ $\Sigma N=1.00E$ 10		

(4) 鉄筋 (断面-2, $\sigma_{sp}=597.3$)

σ_{r_i} (kgf/cm ²)	n_i (回)	N_i (回)	σ_{r_i} (kgf/cm ²)	n_i (回)	N_i (回)	σ_{r_i} (kgf/cm ²)	n_i (回)	N_i (回)
1186.1	3.225E 01	3.225E 01	1186.1	3.225E 01	1.162E 03	1186.1	3.225E 01	1.424E 07
1139.4	1.835E 02	1.312E 02	1139.4	1.835E 02	4.734E 03	1139.4	1.835E 02	5.797E 07
1088.5	9.783E 02	4.782E 02	1088.5	9.783E 02	1.724E 04	1088.5	9.783E 02	2.111E 08
1042.8	5.135E 03	1.756E 03	1042.8	5.135E 03	6.332E 04	1042.8	5.135E 03	7.754E 08
992.5	1.841E 04	4.169E 03	992.5	1.841E 04	1.503E 05	992.5	1.841E 04	1.841E 09
884.3	5.422E 04	4.693E 03	884.3	5.422E 04	1.692E 05	884.3	5.422E 04	2.072E 09
771.4	1.557E 05	4.317E 03	771.4	1.557E 05	1.557E 05	771.4	1.557E 05	1.906E 09
658.5	4.638E 05	3.440E 03	658.5	4.638E 05	1.240E 05	658.5	4.638E 05	1.519E 09
555.1	1.580E 06	2.823E 03	555.1	1.580E 06	1.018E 05	555.1	1.580E 06	1.246E 09
446.9	6.794E 06	1.993E 03	446.9	6.794E 06	7.187E 04	446.9	6.794E 06	8.300E 08
348.1	3.616E 07	1.322E 03	348.1	3.616E 07	4.769E 04	348.1	3.616E 07	5.839E 08
249.3	2.130E 08	4.823E 02	249.3	2.130E 08	1.739E 04	249.3	2.130E 08	2.130E 08
$\sigma_{RD}=1186.1$ $\Sigma N=2.56E$ 04			$\sigma_{RD}=771.4$ $\Sigma N=9.245E$ 05			$\sigma_{RD}=249.3$ $\Sigma N=1.132E$ 10		

k_0 : 係数で1.0とした。

表-10 設計疲労強度の算定結果

c) 疲労に対する検討結果

検討結果を表-10に示す。

d) 標準示方書による検討法の適用について

以上、標準示方書による検討法に従って、設計変動応力 $\sigma_{r,d}$ を定めてそれに対する等価繰返し回数 N を求め、設計疲労強度 $f_{r,d}$ による疲労の検討を行った。

その結果、コンクリートについては表-10に示すように設計変動応力 $\sigma_{r,d}$ の値によって安全率 $f_{r,d}/\sigma_{r,d}$ の値に変化がみられ、鉄筋については、設計変動応力 $\sigma_{r,d}$ の値による安全率の変化はみられず一定値となった。

このため、標準示方書にある「実状を考慮した適切な設計変動応力 $\sigma_{r,d}$ 」の設定については、鉄筋に関しては発生し得る変動応力のいずれのレベルに設定しても特に問題はないが、コンクリートに関しては注意を要する。

そこで、コンクリートに関しては変動応力のレベルを変化させて試算による検討を行った。

その結果、設計変動応力 $\sigma_{r,d}$ の値を発生し得る変動応力の最大レベル($\sigma_{i,max}$)に設定した場合の安全率が1.0以上の場合、 $\sigma_{r,d}$ の値を減少させるごとに安全率は増加し、逆に1.0以下であれば $\sigma_{r,d}$ の値を減少させるごとに安全率は減少するという傾向があることがわかった。

従って、コンクリートに関しては、設計変動応力 $\sigma_{r,d}$ を発生し得る変動応力の最大レベル($\sigma_{i,max}$)に設定して安全率が1.0以上(実設計においては構造物係数 $\gamma_1=1.0\sim 1.1$ 以上とする。)となることを確認しておけば安全側の設計を行うこととなり問題はないと考えられる。

一方、鉄筋に関しては、設計変動応力 $\sigma_{r,d}$ の値は発生し得る変動応力のいずれに設定してもよいが、コンクリートの検討と合わせる意味で最大応力レベル($\sigma_{i,max}$)に設定しておく方がよいと考えられ、本資料ではコンクリートと鉄筋の検討でこの値を用いた。

(2) 設計疲労強度算定式

本資料では、疲労に対する検討法はコンクリート標準示方書に準拠して設計変動応力と設計疲労強度によって安全性の照査を行うこととした。

(3) 応力振幅および永久荷重による応力度の取扱い

「コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)」¹⁾(コンクリート・ライブラリー 第52号 昭和58年11月土木学会)によると、コンクリート標準示方書にある疲労強度算定式は下限値一定の片振りを対象とした式とあり、港湾構造物のように上限値および下限値が異なる応力群の両振りを対象とする場合は別途考慮しなければならない。

コンクリートの場合には、応力振幅 $\sigma_{r,c}$ は $\sigma_{max}-$

(1) コンクリート(断面-1, $\sigma_{p}=26.6\text{kgf/cm}^2$)

$\sigma_{r,d}$ (kgf/cm ²)	N(回)	$f_{r,d}$ (kgf/cm ²)	$f_{r,d}/\sigma_{r,d}$
53.6	2.66×10^6	61.4	1.146
34.8	6.69×10^6	42.6	1.225
11.4	3.69×10^8	19.2	1.688

≥1.0

(2) コンクリート(断面-2, $\sigma_{p}=18.2\text{kgf/cm}^2$)

$\sigma_{r,d}$ (kgf/cm ²)	N(回)	$f_{r,d}$ (kgf/cm ²)	$f_{r,d}/\sigma_{r,d}$
53.6	5.80×10^6	45.7	1.409
34.8	2.06×10^7	37.9	1.538
11.4	3.07×10^8	21.3	2.640

≥1.0

(3) 鉄筋(断面-1, $\sigma_{p}=937.3\text{kgf/cm}^2$ $\phi=16\text{mm}$)

$\sigma_{r,d}$ (kgf/cm ²)	N(回)	$f_{r,d}$ (kgf/cm ²)	$f_{r,d}/\sigma_{r,d}$
1844.5	3.05×10^4	2577.5	1.397
1227.7	9.09×10^5	1715.1	1.397
401.5	1.00×10^{10}	560.8	1.397

≥1.0

(4) 鉄筋(断面-2, $\sigma_{p}=597.3\text{kgf/cm}^2$ $\phi=13\text{mm}$)

$\sigma_{r,d}$ (kgf/cm ²)	N(回)	$f_{r,d}$ (kgf/cm ²)	$f_{r,d}/\sigma_{r,d}$
1186.1	2.56×10^4	2943.2	2.481
771.4	9.25×10^5	1914.1	2.481
249.3	1.13×10^{10}	618.6	2.481

≥1.0

σ_{min} としてよく、応力が交番する場合には引張応力は無視して $\sigma_{min}=0$ としてよいと考えられる。一方、 $\sigma_{p,c}$ については永久荷重による応力度とあるが、この値は「コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)」によると、応力の下限値 σ_{min} をとることとしており、交番する場合は $\sigma_{p,c}=0$ としてよいとある。

しかし、港湾構造物で疲労の検討が必要な防波堤の設計荷重を考えた場合、波高レベルは広範囲にわたり、同一部材においても応力が交番するレベルから交番しないレベルについて検討しなければならない。従って、 $\sigma_{p,c}$

を応力の下限值とすると σ_{ps} の値が各応力レベル毎に異なり、マイナー則を用いて独立の設計変動応力に換算する場合危険側の換算となる。

そのため、安全側ではあるが σ_{ps} は実際の永久荷重作用時の応力度を用いたほうがよいと考えられる。

一方、鉄筋の場合には「コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)」およびコンクリート標準示方書に交番する場合の特記事項はなく、応力振幅 σ_{rs} は常に $\sigma_{max}-\sigma_{min}$ とすることとしている。

また、疲労強度算定式はコンクリートと同様に片振りを対象としており、永久荷重による応力度 σ_{ps} は変動応力の下限值 σ_{min} をとっている。更に、変動応力の下限值 σ_{min} は0以上を想定しており、応力が圧縮域に及ぶ場合については対象としていない。

本資料では、応力振幅 σ_{rs} については応力の交番の有無にかかわらず $\sigma_{max}-\sigma_{min}$ とすることとしており、これに関しては問題ないと考えられる。

しかし、永久荷重による応力度 σ_{ps} については、コンクリートの場合と同様に変動応力の下限值 σ_{min} とせず、実際の永久荷重作用時の応力度を用いたほうがよいと考えられる。

以上のことから、コンクリートおよび鉄筋の疲労に対する検討を行う場合の応力振幅および永久荷重による応力度の取扱いは、安全側をみて図-13に示す考え方で行うほうがよいと考えられ、本資料ではその方法で検討した。

4. ケーソン式防波堤の試設計

4.1 検討目的と比較条件

(1) 検討目的

ケーソン式防波堤を対象として限界状態設計法により試設計を行なう。この場合、荷重係数を数種類設定し、ケーソン本体の鉄筋量について設計結果に与える荷重係数の影響を検討するための資料とする。その場合、終局限界状態の検討に用いた海象条件を用いて許容応力度法でも検討を行い、限界状態設計法と許容応力度法を用いた場合のケーソン鉄筋量に及ぼす影響について検討する。

試設計を行なう構造物は設置水深別に3種類(日本海側の3港と太平洋側の2港)とし、それぞれについて永久荷重及び変動荷重に対する荷重係数を15ケース設定する。(表-11参照)

計算結果をもとに鉄筋量を算出し、部材毎、構造物毎の鉄筋量の比較を行い、荷重係数の影響度について検討を行なった。

(2) 比較条件

表-11 検討ケース

$\gamma_d \backslash \gamma_f$	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
1.0	①	②	③	④	⑤
1.05	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
1.1	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮

γ_d : 永久荷重の荷重係数

γ_f : 変動荷重の荷重係数

1) 標準断面図及び構造一般図

図-14~23に検討に用いた防波堤の諸元を示す。

2) 設計条件

a) 使用材料及び設計諸数値

① 鉄筋

SD-30 $f_{yk} = 3,000 \text{ kgf/cm}^2$

$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

② コンクリート $f'_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$

$E_c = 2.5 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

b) 単位重量

鉄筋コンクリート 2.45tf/m³

無筋コンクリート 2.30tf/m³

中詰砂 2.00tf/m³

海水 1.03tf/m³

c) 鉄筋のかぶり

内側 6.0cm (鉄筋中心)

外側 8.0cm (鉄筋中心)

d) 鉄筋配置

鉄筋配置については、使用する鉄筋をD13~D25とし、配置間隔は10cm~40cmまでで10cm単位とした。また、その最大間隔は40cmとした。なお、異なる径の鉄筋を組み合わせ配置する場合の径の差は2ランク以内とした。

e) 安全係数

試算に用いた安全係数を表-12に示す。ただし、本章では荷重係数の感度分析を行うため、常時の荷重係数については先に示した表-11の値を用いている。

f) 許容ひびわれ幅

外側筋(激しい環境) 0.0035C

内側筋(その他の環境) 0.0040C

ただし、C: 鉄筋のかぶり(cm)

ひび割れ幅算定式

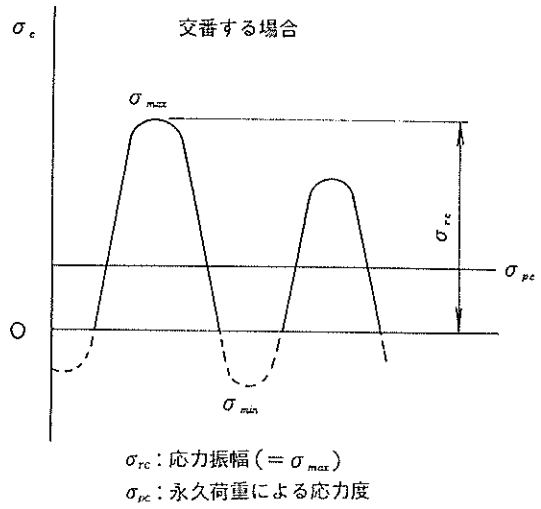
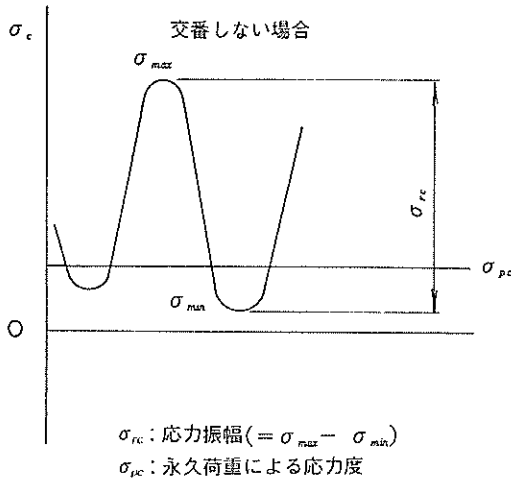
$\epsilon_s = 0.0$ 海中に没する部材

$= 150 \times 10^{-6}$ 通常の部材

k_p 及び k_r の値は表-12(b)に示す。

ここで k_p 及び k_r は永久荷重と変動荷重によるひびわ

[コンクリートの場合]



[鉄筋の場合]

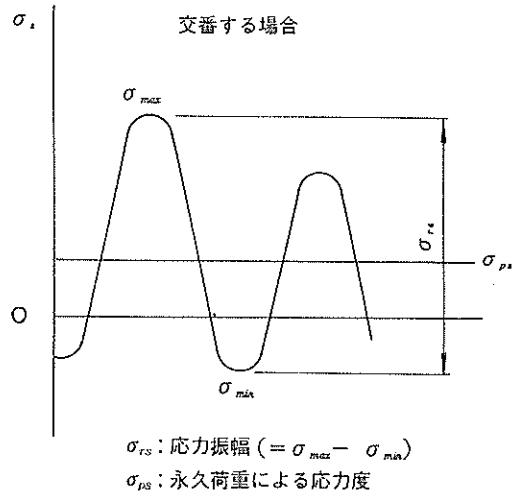
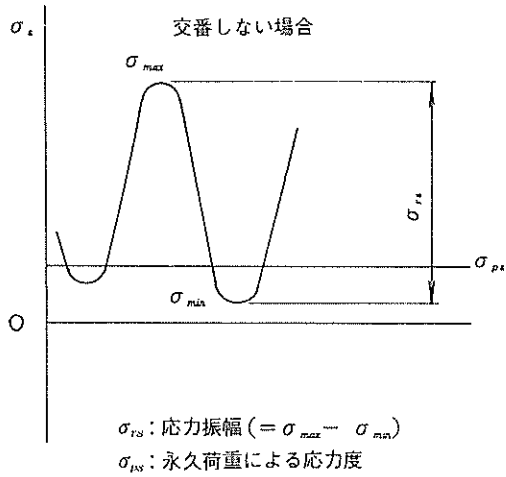


図-13 応力振幅および永久荷重の取扱い

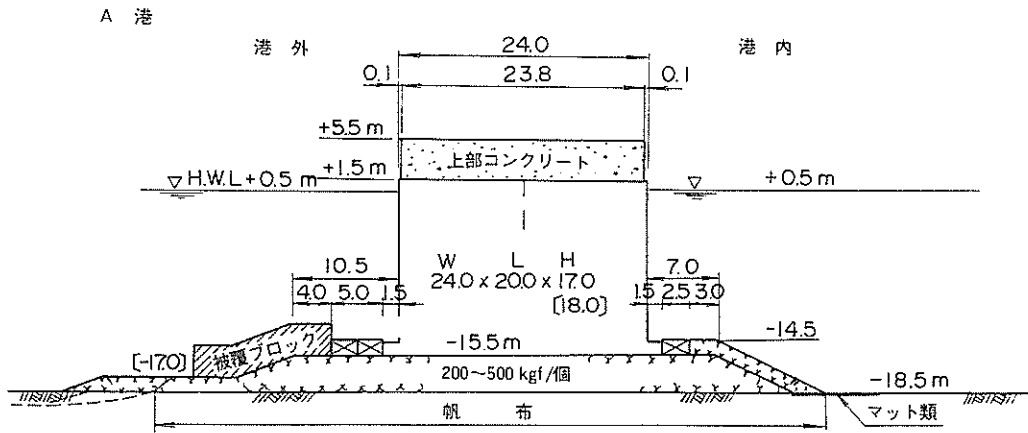


図-14 A港標準断面図

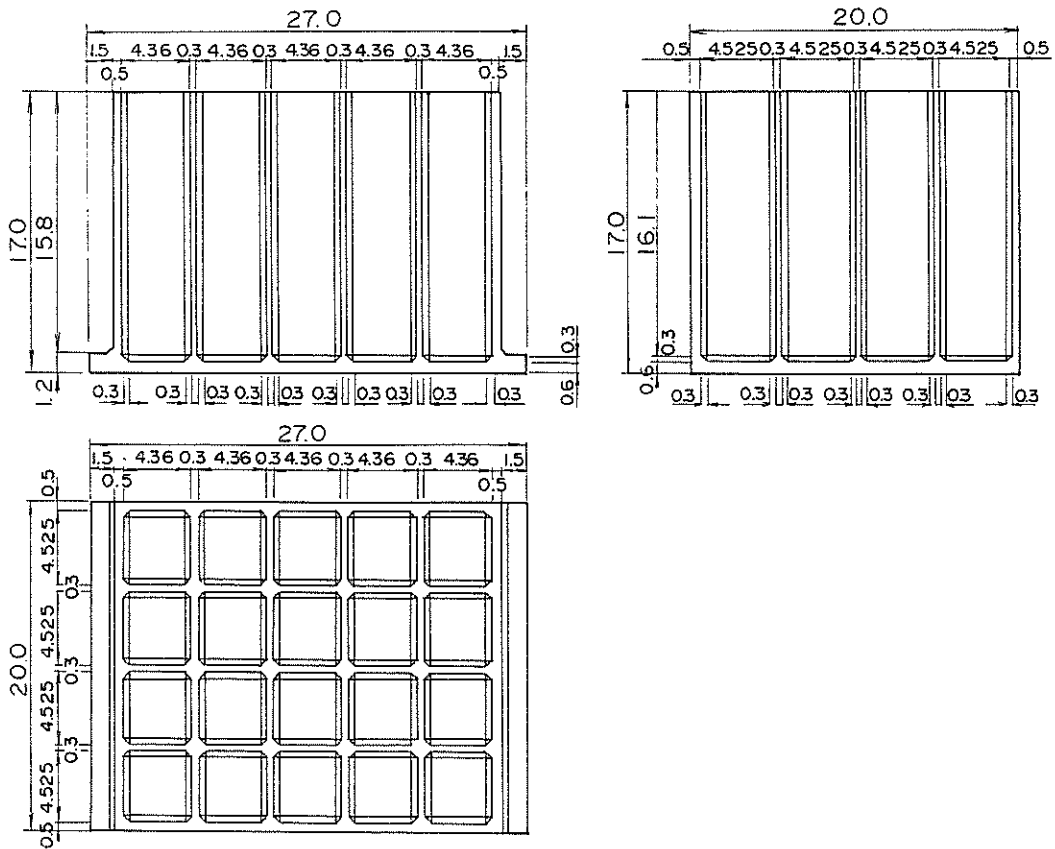


図-15 A港構造一般図

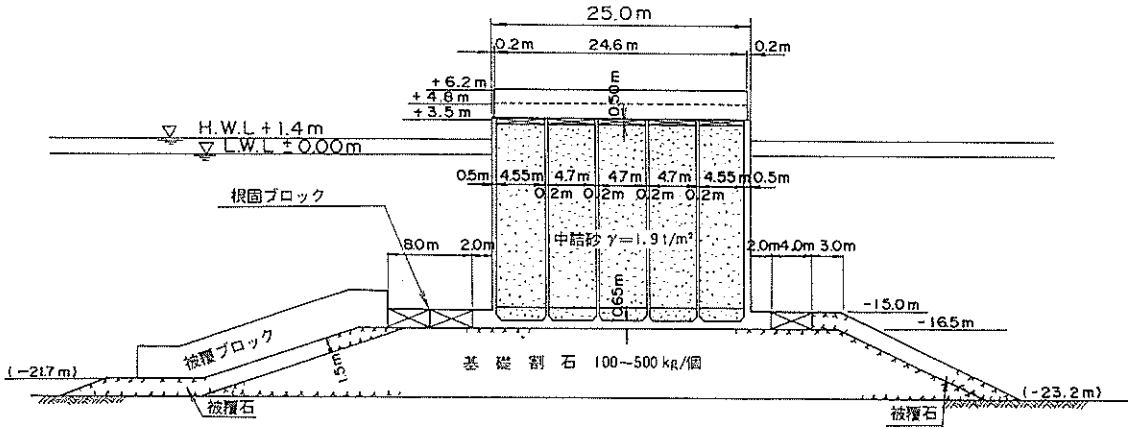
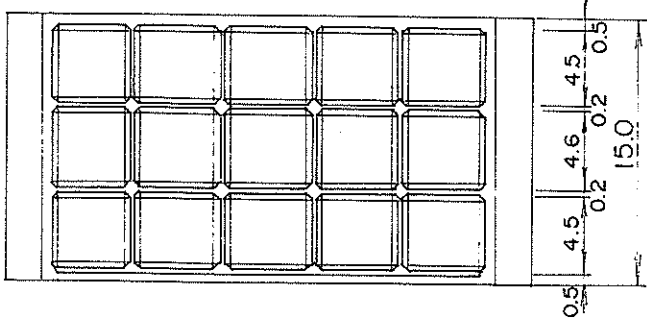


図-20 K港標準断面図

平面図



断面図

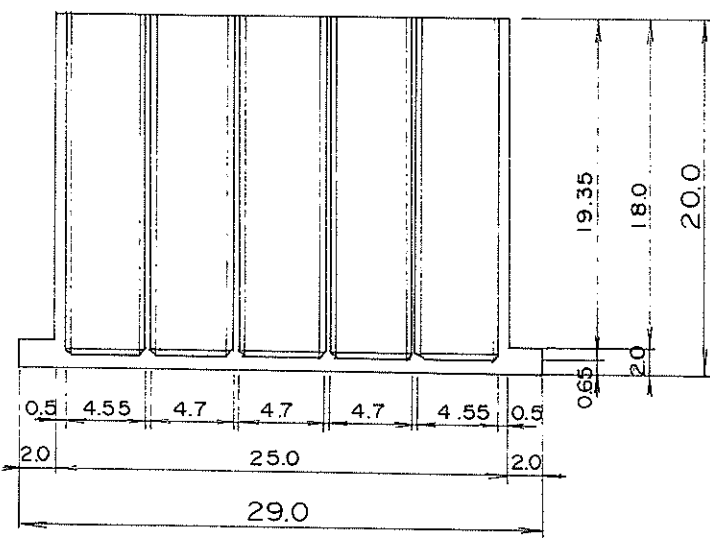


図-21 K港構造一般図

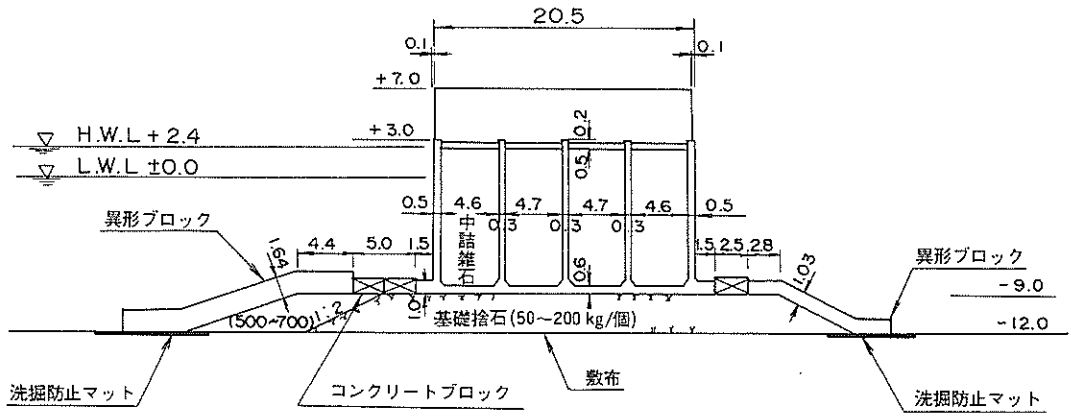


図-22 S港標準断面図

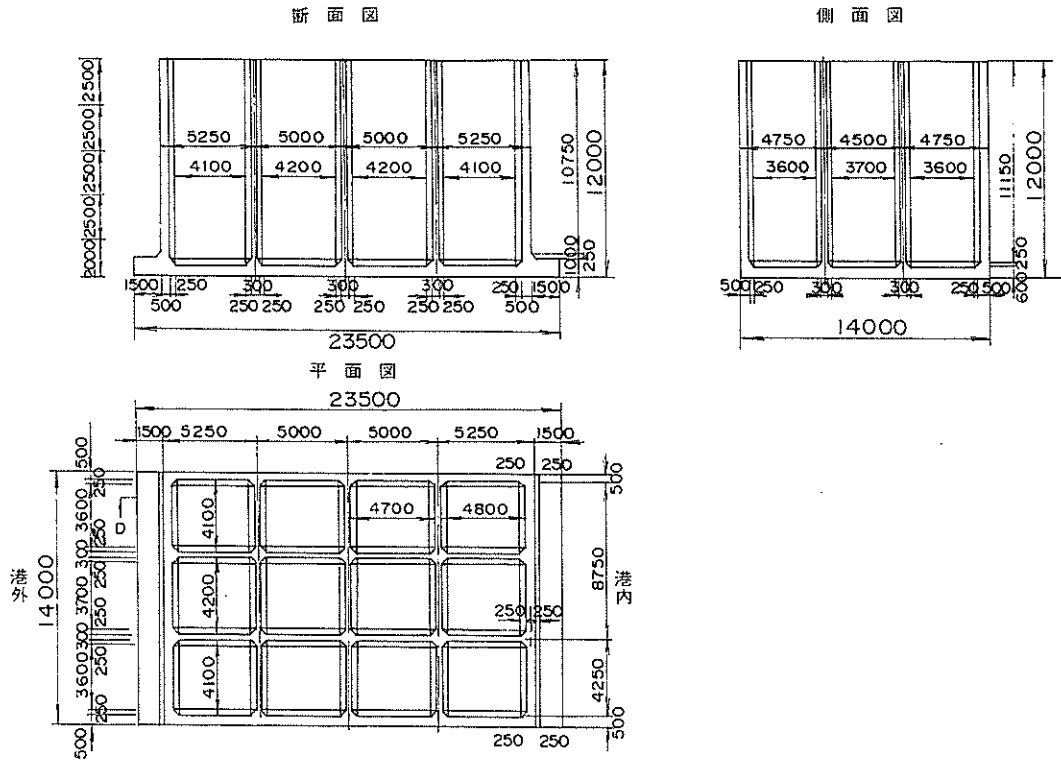


図-23 S港構造一般図

表-12 (a) 試算に用いた安全係数の値

各種安全係数		限界状態の種別			
		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	
	鋼材	1.0	1.0	1.0	
荷重係数 γ_f	常時	永久荷重	1.1(0.9)	1.0	1.0
		変動荷重	1.2(0.8)	1.0	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	-	-
	施工時	永久荷重	1.1(0.9)	1.0	-
変動荷重		1.0	1.0	-	
構造解析係数 γ_a		1.0	1.0	1.0	
部材係数 γ_b		1.15~1.3	1.0	1.0	
構造物係数 γ_i		1.1~1.2	1.0	1.0~1.1	

注-1) 荷重係数の () 内数値は、設計荷重に対して有利に作用する場合を示す。

注-2) 部材係数は以下の通りとする。

- ・曲げと軸力に対して…………… 1.15
- ・軸圧縮力の影響が大きい場合…………… 1.3
- ・コンクリートのせん断耐力を算定する場合… 1.3

注-3) 構造物係数は以下の通りとする。

	終局	使用	疲労
栈橋	1.2	1.0	1.1
防波堤	1.1	1.0	1.0
岸壁	1.1	1.0	1.0

表-12 (b) 定数 k_p , k_r の値

	k_p	k_r
一般の供用時(常時)	1.0	0.5
波力及びそれに伴う荷重作用時	1.0	1.0

れ幅が鋼材の腐食に及ぼす影響度の差を考慮するための定数

g) 海象条件

検討に用いた海象条件は、各港の設計資料で用いた設計波を終局限界状態の波の条件とした。使用限界状態の検討に用いる波については、対象とする港に近い所に設置してある波高計のデータを整理することにより、ある

値以上の波が 10^4 回来襲する波を求め、この値を使用限界状態の検討に用いる波高としている。この波の計算方法については、前海洋調査研究室長の小舟が実際に計算しており、その内容は以下に示すとおりである。

まず、ある一定期間の間の、波高レベルとそれを越える波の出現回数の関係を調べるため、各観測地点について、歴年ごとに個別波の波高レベルと年間の出現回数の関係を整理する。

実際の波浪観測は2時間ごとに20分間の観測を行っており、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、一年間の個別波の出現分布を推定している。

- ① 1観測で得られた有義波高と有義波周期等の代表値で特徴付けられるような波浪が2時間継続する。
- ② この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以下の式で求める。

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

また、このN個の個別波の波高の分布は、次のレーリー分布で与えられる。

$$P(x) = \frac{\pi}{2} x \exp \left[-\frac{\pi}{2} x^2 \right]$$

ここに $x = H/\bar{H}$: Hは個別波の波高、 \bar{H} は平均波高 = $H_{1/3}/1.6$

- ③ このN個の個別波を先に求めたレーリー分布を用いて、種々の波高ランク(0.5mきざみ)に分類する。
- ④ 年間の全ての観測について上記①, ②, ③の作業を行い、各ランクに分類された個別波の数を合計する。
- ⑤ 年間の測得率が100%でない場合には、各ランクの個別波の数に $[100 / (\text{当該年の測得率})]$ を乗じて年間の個別波の出現分布を推定する。

以上の手順で年間の波高と出現回数の関係を調べ、さらに暦年の出現回数を全観測期間にわたって分析し、その累加曲線を用いて、50年の耐用年数の間に 10^4 回出現する個別波の波高を推定している。

以上の結果から求めた波について変形計算を行い、各港の防波堤に作用する波高を計算して、試算に用いた各港別の海象条件を求めた。その結果を表-13に示す。

4.2 検討結果

(1) 鉄筋量

各港の15ケースについて、限界状態設計法で求めた構造物全体の鉄筋量と許容応力度法により求めた鉄筋量の

表-13 海象条件

		日本海側			太平洋側	
		A港	N港	T港	K港	S港
設計時	終局 H_D (m)	14.46	13.08	10.78	14.36	11.40
	$T_{1/3}$ (s)	13.5	14.0	14.0	14.0	14.0
	β (°)	18.5	0.0	0.0	7.0	0.0
波用時	使 H_D (m)	6.42	6.48	6.00	4.90	4.67
	$T_{1/3}$ (s)	11.8	9.7	8.9	8.0	8.0
	β (°)	13.5	0.0	0.0	0.0	0.0
潮位	H.W.L. (m)	+0.5	+0.5	+0.5	+1.4	+2.4
	L.W.L. (m)	±0.0	±0.0	-0.1	±0.0	±0.0
水深	前面水深(m)	-18.5	-16.0	-12.5	-23.2	-12.0
	設置水深(m)	-15.5	-12.5	-10.0	-16.5	9.0

比を各港別にグラフにしたものを図-24に、同じく永久荷重係数別にグラフにしたものを図-25に示す。

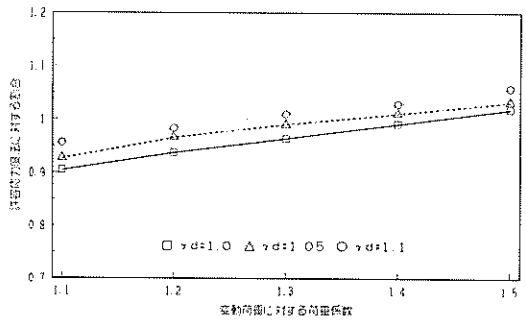
また、港別に底版（港外側から港内側全て）、側壁（法先直角方向港外側と港内側、及び法先直角方向）、隔壁（法先直角方向と法先直角方向）、フーチング（港外側と港内側）の鉄筋量について、限界状態設計法で算出した鉄筋量と許容応力度法により算出した鉄筋量との比を示したのが図-26である。

(2) 疲労限界状態の検討

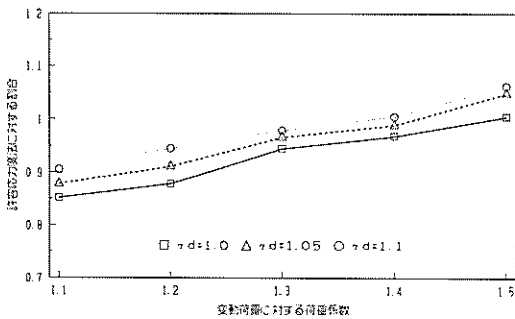
疲労限界状態の検討を、N港の底版と側壁の一部について行った。検討に用いた波浪条件は、既設の波高計の観測結果から、耐用年数の50年間に防波堤に作用する波として、防波堤の堤前における浅水及び砕波変形後の波高を整理したものであり、結果を表-14にまとめた。

検討の方法としては、3.6 疲労限界状態の検討法に示したように、各波高毎に検討部材について応力 σ_{r1} を求め、さらに荷重の作用回数 n_i から等価繰返し回数 N を求めて、その値により f_{r0} を計算する方法を適用した。

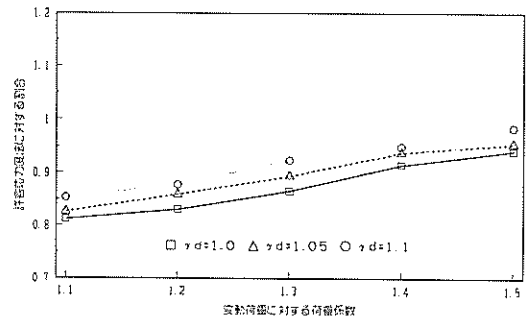
検討を行った底版と側壁のうち、港外側から第1室の法線直角方向固定部（図-27）の結果を表-15に示す。表-15は、検討部材が疲労限界状態に対して安全な結果



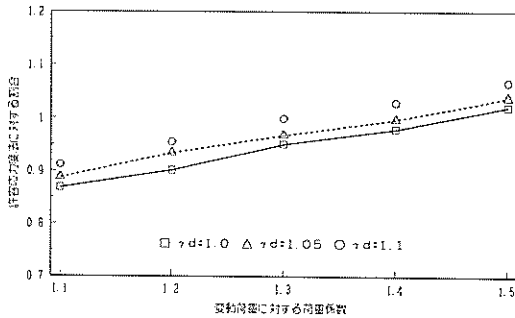
(c) T 港



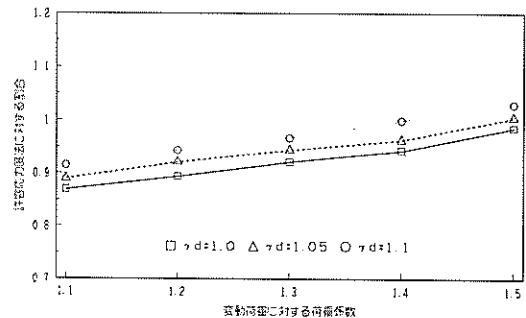
(a) A 港



(d) K 港

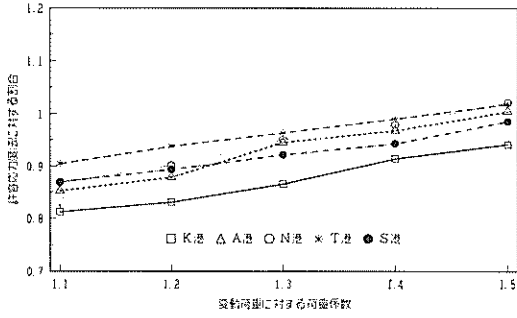


(b) N 港

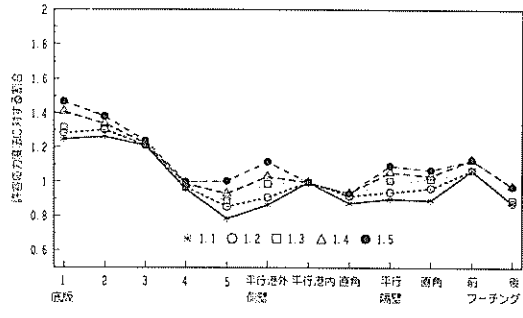


(e) S 港

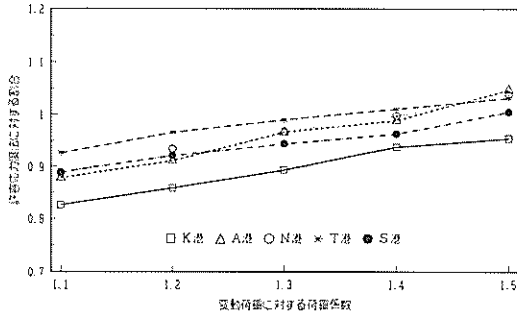
図-24 鉄筋量の変化1



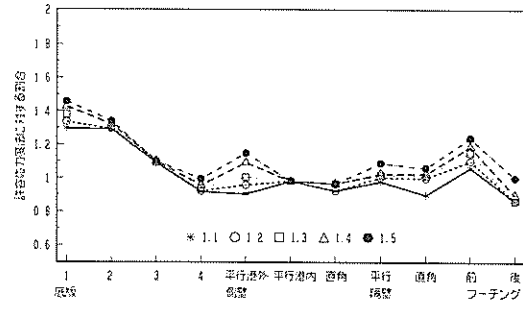
(a) 永久荷重の荷重係数 $\gamma_d = 1.0$



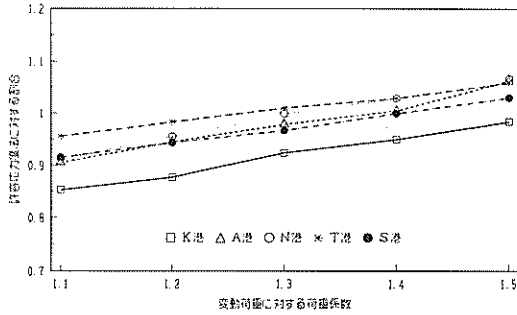
(b) N 港



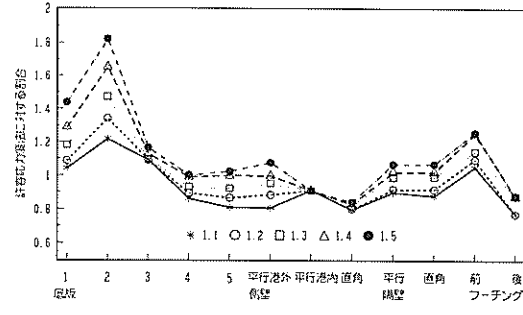
(b) 永久荷重の荷重係数 $\gamma_d = 1.05$



(c) T 港

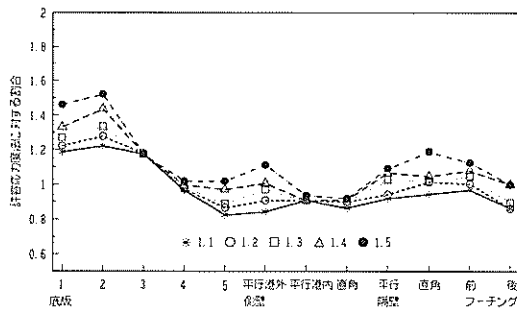


(c) 永久荷重の荷重係数 $\gamma_d = 1.1$

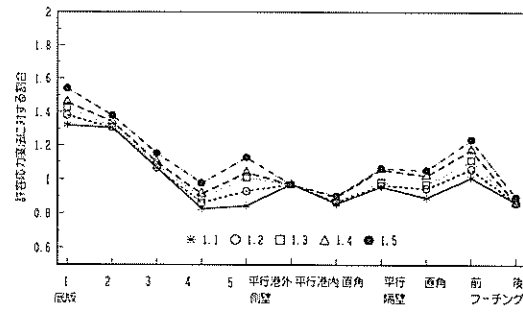


(d) K 港

図-25 鉄筋量の変化 2



(a) A 港



(e) S 港

図-26 部材別の鉄筋量の変化 ($\gamma_d = 1.1$)

表-14 防波堤の堤前における波高と発生回数

周期(sec) 波高(m)	0	3.5	4.5	5.5	6.5	7.5	8.5	9.5	10.5	11.5	12.5	13.5	波数 (波)	平均周期 (sec)
0.5	995	25745	44828	25448	7018	5359	113	16	5	0	0	3	1.666E+08	4.491
1.5	0	5	3118	16002	17151	9029	680	113	40	5	5	2	5.079E+07	6.022
2.5	0	0	0	831	7785	9029	1851	193	10	4	0	0	2.010E+07	7.057
3.5	0	0	0	0	211	3002	3194	690	48	5	0	0	6.380E+06	8.069
4.5	0	0	0	0	0	93	1178	989	65	1	0	0	1.882E+06	8.699
5.5	0	0	0	0	0	0	52	483	82	1	0	0	4.518E+05	9.530
6.5	0	0	0	0	0	0	0	43	84	20	0	0	1.027E+05	10.305
7.5								3	16	14	5		2.489E+04	10.992
8.5										5			3.130E+03	11.500
9.5												1	5.143E+02	14.000

表中の数値は、波高 $H_{1/3}$ が2時間作用し続けるとして、2時間を1回として計算している。

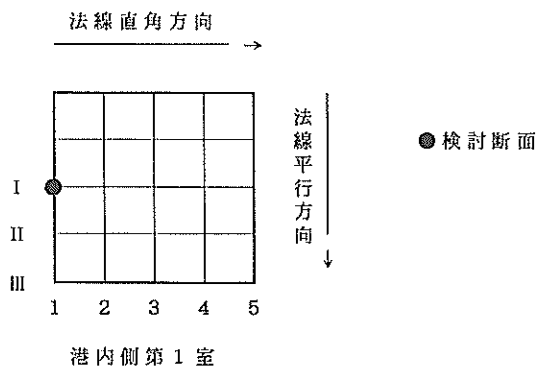


図-27 検計断面

えられる。

(2) 側壁

法線平行方向港外側の側壁は、荷重係数の変動に対してその他の側壁に較べ敏感で、図-26でも鉄筋量の比で1の前後に広く分布している。一方、法線平行方向港内側および法線直角方向は荷重係数が変化してもあまり変化せず、鉄筋量の比も全て1以下となっている。これは、港外側は変動荷重の割合が大きく、港内側と直角方向は永久荷重の割合が大きいためと考えられる。また、側壁は全体のコンクリート体積に占める割合が大きいため、全体の鉄筋量を少なくする要因となっている。

(3) 隔壁

施工時の荷重（隔壁間の静水圧差）で鉄筋量が決まる場合は、その荷重が永久荷重のみとなるため、許容応力度法よりも鉄筋量は減少する。また、抜け出しに対する検討で鉄筋量は増加する。

(4) フーチング

港外側については、許容応力度法で決まる鉄筋量と比べて、若干多めの鉄筋量を必要とする結果になった。また、港内側では少なめの結果となった。これらの結果は、底版の鉄筋量の変化の傾向と似た結果になっている。

(5) ケーソン全体

図-25は、永久荷重の荷重係数 γ_d 別に変動荷重の荷重係数 γ_l を変化させて各港の鉄筋量を示したものである。3.3安全係数の検討 a)永久荷重に対する荷重係数で永久荷重の荷重係数 γ_d としては、1.1 (0.9) が妥当との結果が得られているため、図-25では(c)の $\gamma_d=1.1$ の図を中心に検討する。

しているが、その他の底版と側壁についても同じく安全側の結果となった。

4.3 考察

ここでは鉄筋量について詳細に検討する。

(1) 底版

全ての港で港内側の底版は、許容応力度法の結果と比べて同じか減少傾向にあるが、港外側は許容応力度法よりも増加傾向にある。これは、永久荷重と変動荷重の作用方向が逆向きであり、荷重係数を乗じて合成した終局限界状態の設計荷重が許容応力度法の設計荷重と比べて大きくなるためと考えられる。また、この影響は隔壁の抜けだしの検討にも表れ、鉄筋量増加の要因となる。

中間の底版は荷重係数の変動にかかわらずほぼ一定で許容応力度法に比較すると、鉄筋量は20%程度の増加となる。これは、中間の底版の鉄筋量を決める荷重が許容応力度法では用いない静穏時の底版反力であるからと考

表-15 疲労限界状態の検討結果

a) コンクリート

$$\sigma_p = 19.9 \text{tf/m}^2$$

$$\sigma_{rd} = 23.0 \text{tf/m}^2$$

波高 (m)	σ_{max} (tf/m ²)	σ_{min} (tf/m ²)	σ_{ri} (tf/m ²)	n_i (回)	N_i (回)
0.5	20.2	19.5	0.7	1.666E+08	4.239E+06
1.5	20.8	18.5	2.3	5.079E+07	1.689E+06
2.5	21.4	17.0	4.4	2.010E+07	9.350E+05
3.5	21.8	14.8	7.0	6.380E+06	4.562E+05
4.5	22.3	12.2	10.0	1.882E+06	2.215E+05
5.5	22.6	9.2	13.4	4.518E+05	9.301E+04
6.5	22.9	5.9	17.0	1.027E+05	3.823E+04
7.5	23.2	2.7	20.5	2.489E+04	1.645E+04
8.5	23.4	1.8	21.6	3.130E+03	2.469E+03
9.5	23.6	0.6	23.0	5.143E+02	5.143E+02
$f_{rd} = 43.6 \text{tf/m}^2$ $\Sigma N_i = 7.692 \text{E} + 06$ $f_{rd} / \sigma_{rd} = 1.89 > 1.0$ O.K. 回					

b) 鉄筋 (上縁)

$$\sigma_p = 699 \text{tf/m}^2$$

$$\sigma_{rd} = 1076 \text{tf/m}^2$$

波高 (m)	σ_{max} (tf/m ²)	σ_{min} (tf/m ²)	σ_{ri} (tf/m ²)	n_i (回)	N_i (回)
0.5	710	685	25	1.666E+08	3.842E-06
1.5	731	649	82	5.079E+07	2.469E-02
2.5	750	596	154	2.010E+07	1.840E+00
3.5	767	521	246	6.380E+06	2.860E+01
4.5	782	430	352	1.882E+06	1.695E+02
5.5	795	323	471	4.518E+05	4.645E+02
6.5	806	208	598	1.027E+05	7.656E+02
7.5	815	-9	824	2.489E+04	2.693E+03
8.5	823	-105	928	3.130E+03	9.080E+02
9.5	829	-204	1076	5.143E+02	5.143E+02
$f_{rd} = 3237 \text{tf/m}^2$ $\Sigma N_i = 5.546 \text{E} + 03$ $f_{rd} / \sigma_{rd} = 3.01 > 1.0$ O.K. 回					

C) 鉄筋 (下縁)

$$\sigma_p = -663 \text{tf/m}^2$$

$$\sigma_{rd} = 1022 \text{tf/m}^2$$

波高 (m)	σ_{max} (tf/m ²)	σ_{min} (tf/m ²)	σ_{ri} (tf/m ²)	n_i (回)	N_i (回)
0.5	-650	-674	24	1.666E+08	3.842E-06
1.5	-616	-694	78	5.079E+07	2.469E-02
2.5	-566	-712	146	2.010E+07	1.840E+00
3.5	-495	-728	233	6.380E+06	2.860E+01
4.5	-408	-742	334	1.882E+06	1.695E+02
5.5	-307	-754	448	4.518E+05	4.645E+02
6.5	-197	-765	568	1.027E+05	7.656E+02
7.5	9	-774	782	2.489E+04	2.693E+03
8.5	100	-781	881	3.130E+03	9.080E+02
9.5	235	-787	1022	5.143E+02	5.143E+02
$f_{rd} = 3406 \text{tf/m}^2$ $\Sigma N_i = 5.546 \text{E} + 03$ $f_{rd} / \sigma_{rd} = 3.33 > 1.0$ O.K. 回					

同図によると、 γ_r が大きくなるにしたがって鉄筋量がほぼ一様に増加し、K港では $\gamma_r=1.5$ でも許容応力度法で求めた鉄筋量より少ない結果となり、その他の港は $\gamma_r=1.3\sim 1.4$ 程度で許容応力度法の鉄筋量と同程度の結果となった。また、変動荷重の荷重係数 γ_r が変動しても、港ごとの鉄筋量の増減の傾向は一定である。

3.3安全係数の検討 b)変動荷重に対する荷重係数では、混成式防波堤の荷重係数について高山がまとめた結果により、海底勾配が1/10の場合に1.3、1/50の場合に1.2で与えられた。そこで、 $\gamma_r=1.2\sim 1.3$ の場合について、鉄筋量の比と使用限界状態と終局限界状態のそれぞれで用いる波高の比の関係を表-16と図-28に示し、全体鉄筋量の傾向について検討する。

図-28と表-16から、日本海側のA、N、T港と太平洋側のK、S港では、水深が深くなるにしたがって、鉄筋量が減少する傾向が見られる。この理由としては、水深の深い方が終局限界状態の検討に用いる波が防波堤に減衰せずに来襲するのに対して、浅い場合は終局限界の波が砕波変形を起こして減衰し、使用限界状態と終局限界状態の波高の比が相対的に大きくなるためと考えられる。

また、日本海側と太平洋側では、日本海側の方が鉄筋量が多く必要となる結果になった。この理由としては、表-16で示すように、使用限界状態の検討に用いる波高

表-16 海象条件

		日本海側			太平洋側	
		A港	N港	T港	K港	S港
設計波	終局 H_D (m)	14.45	13.08	10.78	14.36	11.40
	使用 H_D (m)	6.42	6.48	6.00	4.90	4.67
使用/終局波高		0.44	0.50	0.56	0.34	0.41
水深	前面水深(m)	-18.5	-16.0	-12.5	-23.2	-12.0
	設置水深(m)	-15.5	-12.5	-10.0	-16.5	-9.0
鉄筋量の比	限界 $\gamma_f = 1.2$	0.94	0.95	0.98	0.88	0.94
	許容 $\gamma_f = 1.3$	0.98	1.00	1.01	0.92	0.97

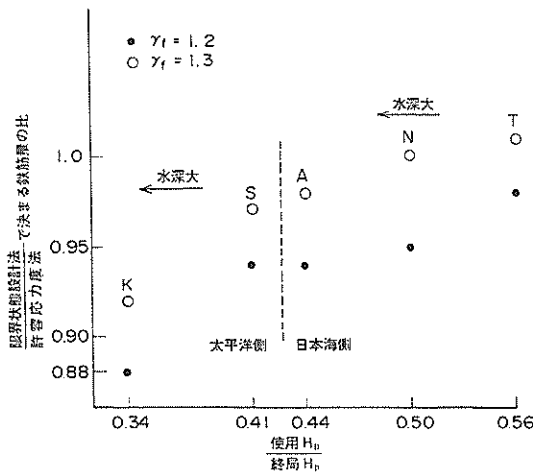


図-28 各港の鉄筋量の比と海象条件

と終局限界状態の検討に用いる波高の比が、日本海側では冬季風浪のため太平洋側と比べて大きく、使用限界状態で決まる鉄筋量が増えることが原因と考えられる。なお、4.1(2)2g) 海象条件で示した小舟による計算は、全国の港のうち19港で行われている。これらのデータも、50年確率波(有義波)と50年間に1万回作用する波の波高の関係を図-29に示した。図中には、日本海側などの冬季風浪の影響を受けやすい地域、台風の影響を強く受ける日本の太平洋側南部と台風の影響を余り強く受けない銚子から北海道までの太平洋側と分けて表示している。この図から、日本における港の位置の違いが、限界状態設計法による防波堤の建設費に大きく影響

することがわかる。

(5) まとめ

試設計による混成式防波堤のケーソンの鉄筋量の比較により、永久荷重の荷重係数 $\gamma_e = 1.1$ 、変動荷重の荷重係数 $\gamma_f = 1.2, 1.3$ では、概ね限界状態設計法の計算で必要となった鉄筋量の方が、従来の許容応力度法の計算で必要となった鉄筋量より、数パーセント少なめの値となっ

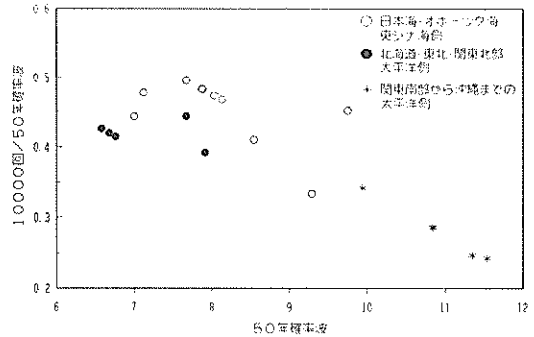


図-29 海象条件の違い

た。この傾向は、日本海側よりも太平洋側で、またケーソンの設置水深が深いほどより顕著な結果となっている。したがって、上記の荷重係数を用いた限界状態設計法を混成式防波堤の設計に用いれば、日本海側の港の防波堤のうち海底勾配が急でかつ設計水深が浅い場合を除いて、現在よりも経済的な断面が得られる結果となった。

5. 栈橋上部工とケーソン式岸壁の試設計

5.1 検討目的と比較条件

(1) 検討目的

4.ケーソン式防波堤の試設計と同じく、限界状態設計法と許容応力度法による試算をもとに、両設計法の鉄筋量の比較及びそれに対する検討を行い、限界状態設計法の導入に関する基礎資料を得ることを目的とするものである。

(2) 比較条件

両設計法とも、断面寸法は同一とし、安全性を確保し得る鉄筋量で比較するものとする。(曲げモーメントのみの単鉄筋計算)ただし、ここにいう安全性を確保し得る鉄筋量とは、各検討断面の必要鉄筋量を確保できる実際の最小配置鉄筋量を意味する。

a) 検討構造物

- I) 栈橋上部工
- II) ケーソン式岸壁

比較検討は、各部材の断面毎、各部材毎に集計し、構造物全体として行う。

b) 計算条件

I) 安全係数

試算に用いた安全係数は表-12 (a) で示される。

II) ひびわれ幅の算定

許容ひびわれ幅

外側筋(厳しい環境) …………… 0.0035・C (cm)

内側筋(その他の環境) —— 0.0040・C (cm)

ただし C: 鉄筋のかぶり (cm)

ひびわれ幅算定式

$$\epsilon_s = 0.0 \quad \text{海中に没する部材}$$

$$= 150 \times 10^{-6} \quad \text{通常の部材}$$

k_p 及び k_t の値は先に示した表-12 (b) で示される。

c) 鉄筋配置

使用する鉄筋はSD30AでD13~D25を用い、配置間隔は10cmから40cmまでで10cm単位とした。

また、異なる径の鉄筋を組み合わせる場合の径の差は2ランク以内とした。

許容応力度法における岸壁の底版及び側壁、隔壁の横方向鉄筋の最大間隔は30cmとした。また、限界状態設計法においてはすべての部材について最大鉄筋間隔を30cmとした。

5.2 検討結果

(1) 栈橋の鉄筋量比較結果

栈橋の各部材毎の比較結果および構造物全体の比較結果を表-17および表-18に示す。

(2) 岸壁の鉄筋量比較結果

岸壁の各部材毎の比較結果および構造物全体の比較結果を表-19および表-20に示す。

5.3 考察

前節までで栈橋及び岸壁について両設計法における鉄筋量の比較を行い、許容応力度法に対する限界状態設計法の鉄筋量がそれぞれ+4%、±0%という結果を得た。

全体的な傾向をみると、一部に例外はあるが、以下のことがいえる。

① 限界状態設計法において、常時の終局限界状態で鉄筋量が決定される断面では、許容応力度法によるものに比べて鉄筋量は減少する。

② 同じく、常時の使用限界状態で鉄筋量が決定される断面では、鉄筋量は増加する。

③ 同じく、施工時で決定される断面では鉄筋量は減少する。

④ 同じく、地震時で決定される断面では鉄筋量は増加する。

⑤ 構造細目の規定の違いにより限界状態設計法によるものが鉄筋量は増加する。

上記のうち、栈橋では②と④が、また岸壁では④と⑤の影響が大きい。

以上のような傾向は両設計法におけるそれぞれの断面力比を考慮することにより説明することができる。

すなわち、断面の鋼材配置とそのときの各設計法での最大断面力の関係を示し、次に各構造物の部材毎の断面力比等から鉄筋量の増減の要因について考察し、最後に限界状態設計法における安全係数(ここでは構造物係数 γ_i)を変化させてその影響をみた。

その結果は次のとおり

(1) 常時について

a) 限界状態設計法において、常時の終局限界状態で鉄筋量が決定される場合には、一般に、許容応力度法に比

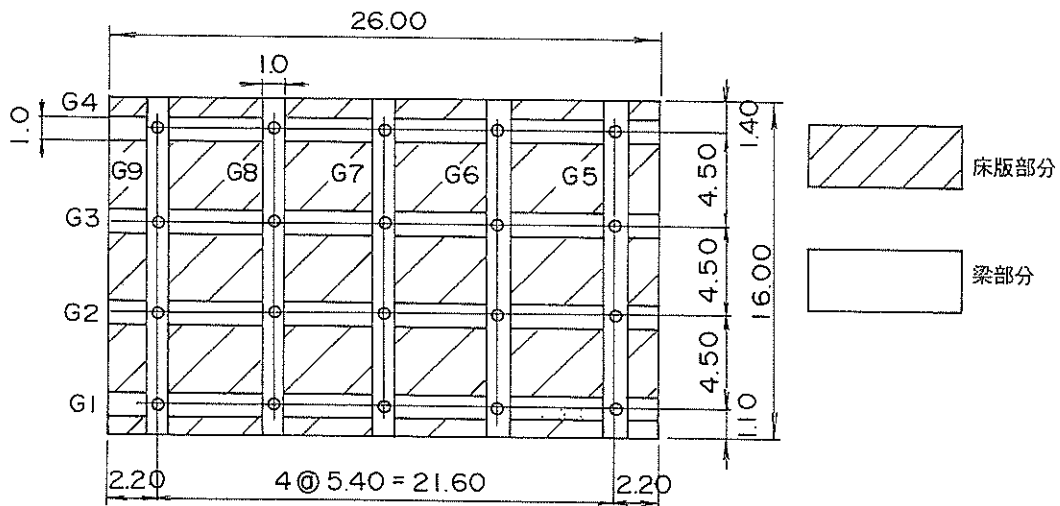


図-30 栈橋上部工断面図

表-17 部材毎の比較結果（栈橋上部工）

	コンクリート 体積 V (m ³)	許容応力度法		限界状態設計法		鉄筋量比 W _{su} /W _{sa}	
		鉄筋量 W _{sa} (kg/m ³)	V・W _{sa} (kg)	鉄筋量 W _{su} (kg/m ³)	V・W _{su} (kg)		
床板	75.60	119.0	8996.4	122.2	9238.3	1.03	
梁	G ₁ , G ₄	52.40	17.8	932.7	18.3	958.9	1.03
	G ₂ , G ₃	52.40	18.8	985.1	18.4	964.2	0.98
	G ₅ , G ₆	30.60	24.1	737.5	27.5	841.5	1.14
	G ₇ , G ₈ , G ₉	45.90	25.9	1188.8	28.4	1303.6	1.10
	合計	181.30	—	3844.1	—	4068.2	—
平均	—	$\frac{\Sigma V \cdot W_{sa}}{\Sigma V} = 21.2\text{kg/m}^3$		$\frac{\Sigma V \cdot W_{su}}{\Sigma V} = 22.4\text{kg/m}^3$		1.06	

表-18 構造物全体の比較結果（栈橋上部工）

	コンクリート 体積 V (m ³)	許容応力度法		限界状態設計法		鉄筋量比 W _{su} /W _{sa}
		鉄筋量 W _{sa} (kg/m ³)	V・W _{sa} (kg)	鉄筋量 W _{su} (kg/m ³)	V・W _{su} (kg)	
床板	75.60	119.0	8996.4	122.2	9238.3	1.03
梁	181.30	21.2	3844.1	22.4	4068.2	1.06
合計	256.90	—	12840.5	—	13306.5	—
平均	—	$\frac{\Sigma V \cdot W_{sa}}{\Sigma V} = 50.0\text{kg/m}^3$		$\frac{\Sigma V \cdot W_{su}}{\Sigma V} = 51.8\text{kg/m}^3$		1.04

べ鉄筋量は減少する傾向にある。

b) 限界状態設計法において、常時の使用限界状態で鉄筋量が決定される場合には、一般に、許容応力度法に比べて鉄筋量は増加する傾向にある。これは、限界状態設計法が、現状の構造物の耐久性の問題に対して従来の許容応力度法に比べてより厳しく規制しているためと考えられる。

ただし、環境条件がきびしくない部分では、鉄筋量が減少する場合もある。

また、設計断面力が小さいため構造細目上の最小鉄筋量で鉄筋量が決定される場合に鉄筋量が増加することは、限界状態設計法では、鉄筋を細かく配置することによってひびわれを分散し、個々のひびわれ幅を小さくするための制御を行っているためである。

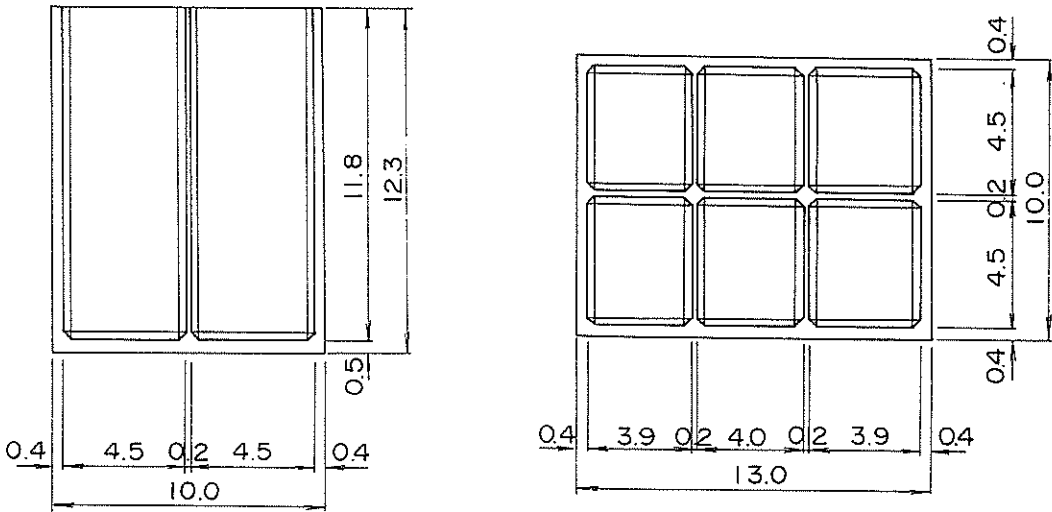
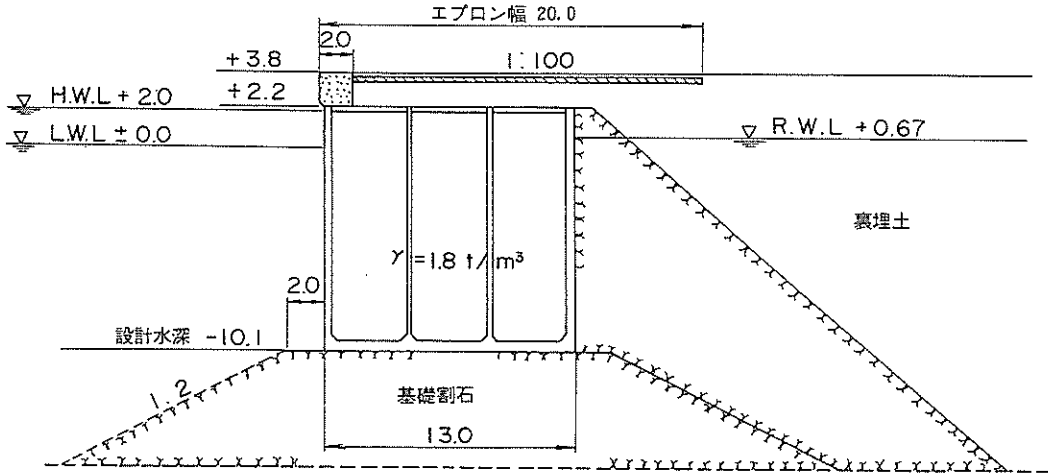
(2) 地震時について

限界状態設計法において、地震時の終局限界状態で鉄筋量が決定される場合、許容応力度法に比べ鉄筋量が増加する傾向にある。これは許容応力度法では地震荷重を一時荷重扱いということで許容応力度法の割増しを行っているのに対し、限界状態設計法では荷重係数=1.0、構造物係数=1.1~1.2で検討しているためである。

地震荷重は、設計震度を決定する際に構造物係数に相当する重要度係数を乗じていることから、構造物係数=1.0としてよいと考えられる。そうすることによって、鉄筋量は許容応力度法と同等もしくは減少する。

(3) 施工時について

施工時としては、ケーソンの浮遊時と掘付時があげられる。両者ともに、検討に用いる荷重は静水圧および自重であり、本資料では永久荷重として扱うこととしている。



安定計算結果

	常時	地震時
滑動	3.54 > 1.2	1.05 > 1.0
転倒	7.10 > 1.2	2.02 > 1.1
端趾圧	$P_1 = 24.89 \text{ t/m}^2$ $P_2 = 12.30 \text{ t/m}^2$ $B = 13.00 \text{ m}$	$P_1 = 47.64 \text{ t/m}^2$ $P_2 = 0.00 \text{ t/m}^2$ $B = 10.44 \text{ m}$

ケーソン諸元

体積	353.40 m ³
重量	865.83 t
重心	5.238 m
吃水	8.11 m
浮心	4.055 m
傾心高	MC = 0.41 m > 0.05 d

図-31 ケーソン式岸壁構造図

表-19 部材毎の比較結果 (ケーソン式岸壁)

	コンクリート 体積 V (m ³)	許容応力度法		限界状態設計法		鉄筋量比 W_{s1}/W_{s2}	
		鉄筋量 W_{s1} (kg/m ²)	$V \cdot W_{s1}$ (kg)	鉄筋量 W_{s2} (kg/m ²)	$V \cdot W_{s2}$ (kg)		
底版	第①室	20.16	78.5	1582.6	88.4	1782.1	1.13
	第②室	20.16	34.7	699.6	35.4	713.7	1.02
	第③室	20.16	78.5	1582.6	88.4	1782.1	1.13
	合計	60.48	—	3864.8	—	4277.9	—
平均	—	$\frac{\Sigma V \cdot W_{s1}}{\Sigma V} = 63.9\text{kg/m}^2$		$\frac{\Sigma V \cdot W_{s2}}{\Sigma V} = 70.7\text{kg/m}^2$		1.11	
側壁	平行方向側壁	92.56	100.1	9265.3	98.1	9080.1	0.98
	直角方向側壁	121.56	83.9	10198.9	80.3	9761.3	0.96
	合計	214.12	—	19464.2	—	18841.4	—
	平均	—	$\frac{\Sigma V \cdot W_{s1}}{\Sigma V} = 90.9\text{kg/m}^2$		$\frac{\Sigma V \cdot W_{s2}}{\Sigma V} = 88.0\text{kg/m}^2$		0.97
隔壁	平行方向隔壁	46.32	101.8	4715.4	109.5	5072.0	1.08
	直角方向隔壁	30.36	111.7	3391.2	107.1	3251.6	0.96
	合計	76.68	—	8106.6	—	8323.6	—
	平均	—	$\frac{\Sigma V \cdot W_{s1}}{\Sigma V} = 105.7\text{kg/m}^2$		$\frac{\Sigma V \cdot W_{s2}}{\Sigma V} = 108.5\text{kg/m}^2$		1.03

表-20 構造物全体の比較結果 (ケーソン式岸壁)

	コンクリート 体積 V (m ³)	許容応力度法		限界状態設計法		鉄筋量比 W_{s1}/W_{s2}
		鉄筋量 W_{s1} (kg/m ²)	$V \cdot W_{s1}$ (kg)	鉄筋量 W_{s2} (kg/m ²)	$V \cdot W_{s2}$ (kg)	
底版	60.48	63.9	3864.7	70.7	4275.9	1.11
側壁	214.12	90.9	19463.5	88.0	18842.6	0.97
隔壁	76.68	105.7	8106.6	108.5	8319.8	1.03
合計	351.28	—	31434.8	—	31438.3	—
平均	—	$\frac{\Sigma V \cdot W_{s1}}{\Sigma V} = 89.5\text{kg/m}^2$		$\frac{\Sigma V \cdot W_{s2}}{\Sigma V} = 89.5\text{kg/m}^2$		1.00

従って、終局限界状態においては許容応力度法の荷重の1.1倍の荷重で検討しており、必然的に鉄筋量は減少する。

6. 今後の課題

6.1 荷重

本資料では使用限界状態の検討に用いる波力の特性値として、耐用期間中の再現回数が1万回の波高による波力を考えることとしている。今回の試設計（防波堤）では、使用限界状態で鋼材が決定される断面は許容応力度法に比較して鉄筋量が増加する傾向にある。これは、ひびわれ幅を制御することで耐久性を確保する限界状態設計法の趣旨に沿うもので、港湾構造物の場合、特に環境条件が厳しいこともあり、当然であるともいえる。ただし、使用限界状態の検討に耐用年数期間中の再現回数が何回の波高を用いるかは、今後、実際の構造物の劣化状態を調べてさらに検討する必要がある。

今回の使用限界状態の検討に用いた波高のデータは、小舟が特定の港の波浪データを整理したものであるため、今後限界状態設計法を港湾構造物の設計法に導入していくにあたっては、全国のデータを整理して一般的な波浪情報として整備していく必要がある。

また、対象とする構造物が新形式の防波堤の場合には、構造物に作用する荷重は、通常の防波堤とは異なった特性値、荷重係数となることが予想される。このことに関しては、高山が各種防波堤の波浪荷重について検討を進めているので、その成果が期待される。

その他、係船岸の上載荷重や土圧等、今後その荷重特性を明らかにしていく必要がある。

6.2 安全係数

本資料で設定した安全係数には材料係数、荷重係数、構造解析係数、部材係数、構造物係数がある。

材料係数、部材係数については、コンクリート標準示方書に準じて設定しており、材料及び部材特性も上記示方書で考えているものと特に異なるところがないことから、問題はないと思われる。

変動荷重に対する荷重係数については、許容応力度法との整合性を考えた場合、常時の終局限界状態で設定した値 $\gamma_i=1.2$ は、構造物係数（ $\gamma_i=1.1\sim 1.2$ ）を含めると、試算結果をみる限り、鉄筋量で同等か減少傾向の結果となり妥当な値と判断される。ただし、波浪荷重の荷重係数を求めるために用いた方法は、限られた模型実験の結果を正規分布と仮定して求めているため、今後さらにデータを増やすなど精度を高める必要がある。

地震時については、変動荷重の荷重係数と構造物係数

を共に1.0として試算を行い、許容応力度法とほぼ同程度の結果を得ている。ただし、ここで行った試算は限られたケースであり、今後様々な条件において試算が必要である。また、地震時の設計震度や土圧の考え方についても検討が必要である。

構造物係数は常時の終局限界状態（ $\gamma_i=1.1\sim 1.2$ ）の検討では妥当であるが、地震時については上記の値は過大であると思われる。地震時の検討においては設計震度に構造物係数に相当する重要度係数が含まれていることから、構造物係数は $\gamma_i=1.0$ とすることが望ましいと考えられる。

6.3 終局限界状態の検討法

本資料では検討対象とした構造物が一般的な防波堤、栈橋、岸壁であり、曲げと同時に作用する軸力の影響が小さいことにより、軸力に対する検討は省略している。また、面内せん断力も小さいことから、面内せん断に対する検討は行っていない。

しかしながら、台形ケーソンや二重円筒セル等の特殊構造物が開発されつつあること、PCマニュアルも含めたコンクリート港湾構造物の一般的なマニュアルの作成を考えると、コンクリート標準示方書に準じてこれらの検討法についても検討しておいた方がよいと考えられる。

また、終局限界状態の検討では、ケーソンの底版反力のような、荷重分布を永久荷重と変動荷重に明確に分けにくいような荷重の取扱いは繁雑であるため、何らかの措置を講じて計算の簡略化を計ることも考えられる。例えば波力作用時の底版反力分布に対して、永久荷重と変動荷重を含めた荷重係数を設定して、一律に乗じる方法等が考えられるが、種々のケースについてさらに検討する必要がある。

6.4 使用限界状態の検討法

(1) ひびわれ幅算定時の ϵ_s の取扱い

本資料では、ひびわれ幅算定時の 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幅の増加を考慮するための数値）を、一般の場合で 150×10^{-6} 、ケーソンのように構造物の大部分が水中に没するものについては暫定的に0とした。この値（ 150×10^{-6} ）は実際の構造物（鉄道橋）の測定結果をもとにそのばらつきを考慮して定められたもので乾燥収縮あるいはクリープ以外の要因も含まれている。

水中構造物についてはひびわれ幅の実測データはなく、 ϵ_s の値を設定できる段階にはないが、試算結果からは $\epsilon_s=0$ としても許容応力度法より厳しい制限を行っており、暫定的な措置としては適当であると思われる。

今後、水中構造物のひびわれ幅の実測データの蓄積や

水中での載荷実験によるひびわれ幅の調査等を行い、 ϵ_s の適切な設定法を検討する必要がある。

(2) 純引張に対する検討

純引張に対する検討は現在確立された方法ではなく、本資料では曲げひびわれに対する検討を準用する方法、鉄筋の応力度で制限する方法で対処している。

曲げによるひびわれと異なり、純引張によるものは部材断面を貫通するもので鉄筋の腐食に及ぼす影響も大きいと考えられ、これに対する配慮が必要である。

他の基準では以下の方法で対処している。

SNIP (ソ連の基準) - 曲げひびわれ幅算定式を割増す (1.2倍)。

水道用プレストレストコンクリートタンク標準仕様書 (日本水道協会) - 鉄筋応力度を $\sigma_{s,s} = 1000 \text{ kgf/cm}^2$ に制限している。

その他許容ひびわれ幅を厳しく規定する等の方法が考えられるが、今後実験等により適切な検討法を確立する必要がある。

6.5 疲労限界状態の検討法

疲労限界状態の検討はコンクリート標準示方書に準じた方法で行った。その際コンクリート標準示方書では、設計変動応力 σ_{rd} の値のとり方を明確に規定していないことから、本調査では試算により検討を行い、 σ_{rd} を発生し得る変動応力の最大レベル (σ_{max}) に設定しておけば問題はないという結果が得られた。なお、この検討は限られた事例による試算であり、今後他の事例についても同様の検討を行って σ_{rd} の妥当性を確認することが望ましい。

また、コンクリート標準示方書では算定式中の疲労寿命は $N < 2 \times 10^6$ に制限されているが、港湾構造物においては $N > 2 \times 10^6$ の場合も必要との指摘もあり、これに対する算定式の適用性についての研究あるいは実験が今後の課題としてあげられる。

PCマニュアルにおけるPC鋼材の検討法についてはコンクリート標準示方書の改訂前に規定したもので、本資料での検討に基づき、コンクリート標準示方書に準じた方法に改める必要がある。

7. あとがき

港湾における鉄筋コンクリート構造物への限界状態設計法の適用については、現在検討が行われているところである。本資料では主に文献調査、アンケート調査、高山等の波浪荷重の荷重係数に関する研究成果と既往の構造物 (ケーソン式防波堤、桟橋上部工、ケーソン式岸壁) についての許容応力度法と限界状態設計法との比較によ

り限界状態設計法の港湾構造物への適用についての検討を行った。

今後は、さらに新形式の耐波構造物に作用する波圧の特性値と荷重係数、構造物に作用する土圧等の特性値と荷重係数、設計断面力を求めるための解析方法、地震荷重の取り扱い及び厳しい海洋環境下における鉄筋コンクリート部材の外力に対する応答、耐久性などについて検討を行う必要があると思われる。

本研究を取りまとめるにあたっては、計画設計基準部 武藤部長、水工部高山部長、基礎工研究室高橋室長、地震防災研究室上部室長、構造強度研究室消宮室長、海洋構造研究室上田室長、白石主任研究官、材料研究室福手室長、設計基準研究室塩見室長等を中心とする限界状態設計法の所内検討会の方々には貴重な意見を頂いた。また、図面等の整理には設計基準研究室の老平、岩崎、大平の各研究員に熱意をもって作業していただいた。末尾を借りて関係者各位に感謝の意を表したい。

参考文献

- 1) 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。
- 2) 岡村 甫：コンクリート構造の限界状態設計法，共立出版，1978
- 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) DNV：Rules for the Design, Construction and Inspection of Offshore Structures，1977。
- 7) 土木学会：プレストレストコンクリート標準示方書，1978。
- 8) 土木学会：コンクリート標準示方書，1986。
- 9) 横井聰之，大即信明：PC港湾構造物への限界状態設計法の適用に関する検討，港湾技術資料，No. 459，1983。
- 10) 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 (コンクリートレブラリー44号)，1979。
- 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，1989。
- 12) 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。
- 13) 堀川 洋，神田勝己，堀家 正：ケーソン式混成防

波堤構造諸元の統計的分析，港湾技研資料，No. 644，
1989.

14) 堀家 正：春日井康夫：ケーソン式係船岸の構造諸
元の統計的分析，港湾技研資料，No. 702，1991.

15) 高山知司，池田直太，立石義博：防波堤の限界状態
設計における波力外力の荷重係数，第38回海岸工学講演
会発表予定，1991

16) 土木学会：コンクリート構造の限界状態設計法案，
1981

付 録 A

○ コンクリートの単位体積重量調査

1. 概要

コンクリート構造物の重量についてのばらつきの検討を進めるため、各建設局を通してコンクリートの圧縮強度の測定に用いる要素試験結果についてアンケート調査を実施した。調査対象は、各直轄事務所における近年施工した工事において用いられたコンクリートの供試体重量と圧縮強度等の実績であり、事務所ごとに近年のデータ100件ずつ、以下に示すアンケートを実施した。

2. アンケート内容

以下の内容で、各港湾建設局からデータを収集した。

(1) 調査対象

貴職管内の直轄事務所における事務所ごとに近年のデータ100件ずつ

(2) 様式及び記入要領

付表-1に記入。

なお、管理試験結果によるデータの提供でも、付表-1に示す事項が記入してあれば、その結果でも結構です。

(3) 期限

平成元年12月20日

(4) 提出先・連絡先

港研 計画設計基準部設計基準研究室
春日井 (0468-44-5037)

記 入 要 領

① 調査表は1事務所につき100データ（供試体重量と圧縮強度それぞれの個数です）を記入して提出願います。その場合、呼び強度（28日）の違うケースがある場合には、多いケースのみを100データ記入してください。100データない場合には合計で100データ記入願います。また、記入するデータは試験材令28日、かつ標準養生のデータのみを御記入下さい。

なお、管理試験結果のようにコンクリート供試体の重量と圧縮強度について資料をまとめている場合については、供試体寸法等不足分の事項を記入の上、その資料によるデータの提出でもかまいません。その場合は、データ数が多いほど結果が正確になりますので、お手数でなければ100データ以上の資料提供をしていただければ幸いです。

② 提出に用いるコンクリートのデータは、ケーソン本体、上部工、異形ブロック、根固めブロック等、近年当事務所施工した工事で、データ数の多いものをお書き下さい。

③ 「港名」「施設名」「工事名」；港湾名を〇〇港、施設

の名称を〇〇防波堤、△△岸壁、工事名を〇〇製作工事等と御記入ください。施設名、工事名が複数にわたる場合には複数御記入して下さい。

④ 「記入者名」「電話番号」；各事務所でのこの用紙に実際に記入された方の氏名、連絡先の電話番号を御記入ください。（〇〇事務所、〇〇課、〇〇係長、〇〇 〇〇）

⑤ 「供試体寸法」；全ての供試体を同じ大きさとしている場合には、供試体寸法に記入するだけで、個別供試体寸法は空欄のまま結構です。また、個々の供試体の寸法を測定している場合にはその寸法または体積を個別供試体寸法にご記入ください。

3. 単位体積重量結果

各建設局から収集したデータの総数は、全国で約10,800データである。そのデータをもとにコンクリートの自重について荷重係数を検討した。

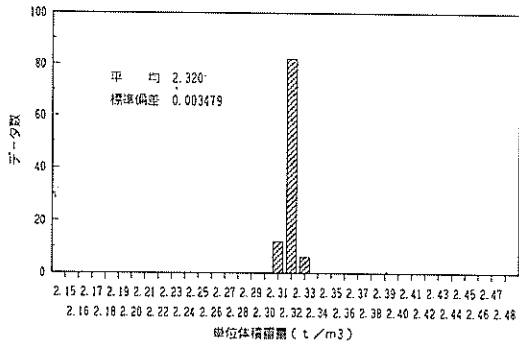
各事務所て記入したデータは各事務所から送られてきた付表-1の結果ごとに登録した。そのデータを基に単位体積重量の頻度分布を本文中に図で示した。また、各事務所のデータから求めた単位体積重量の平均や標準偏差等について、それぞれのデータ数による加重平均により、単位体積重量、その標準偏差、変動係数等について全国の平均を計算している。その結果、全国のデータから求めた各事務所のデータによる無筋コンクリートの自重に関する荷重係数は、1.009 (0.991) となり、荷重係数としては非常に1.0に近い値となった。また、参考として、標準偏差の小さい事務所のデータと大きいデータの頻度分布の例を付図-1に示す。

4. 圧縮強度結果

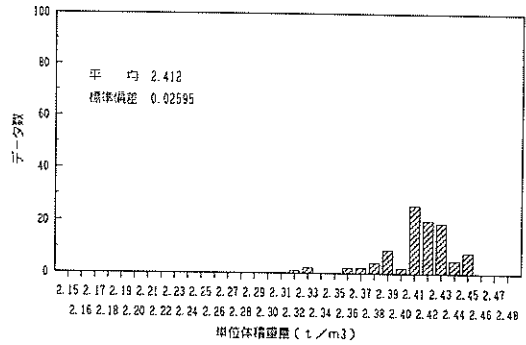
全国のデータをもとに、呼び強度別に描いた実際の圧縮強度の頻度分布の図を、付図-2 (a) ~ (d) に示す。どの呼び強度でも、きれいな正規分布となった。

付表-1 調査表

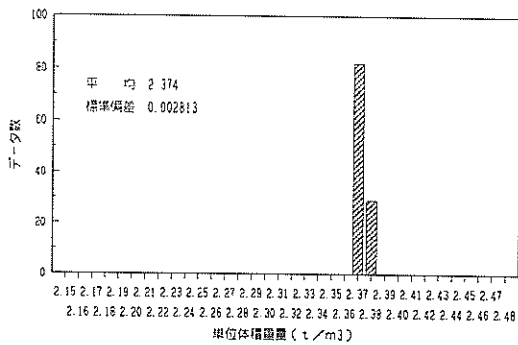
港名			
記入者名			
電話番号			
施設名			
工事名			
試験年月日			
呼び強度 (28日)			
供試体寸法	直径=	cm,	高さ= cm
供試体整理番号	個別供試体寸法	供試体重量 (kg)	圧縮強度 (kg/cm ²)
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
12			
13			
95			
96			
97			
98			
99			
100			



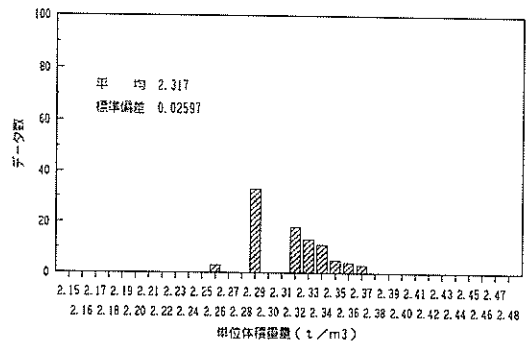
(a) H 港



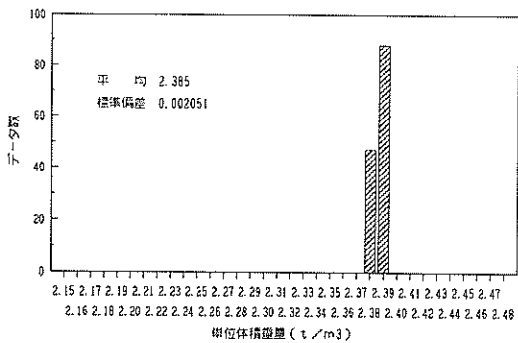
(d) K₂ 港



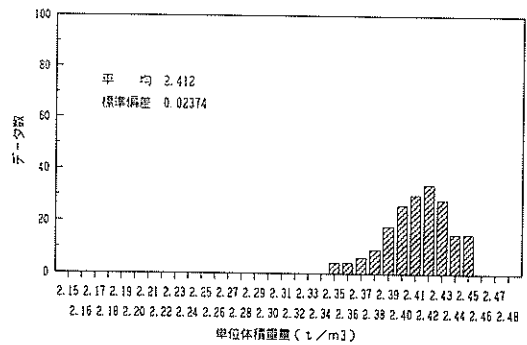
(b) K₁ 港



(e) M 港

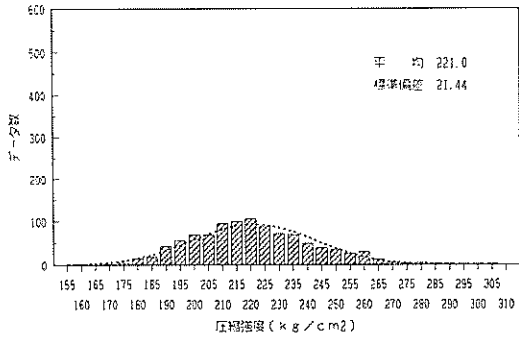


(c) I 港

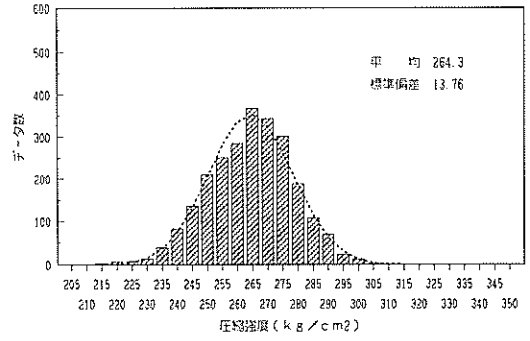


(f) T₁ 港

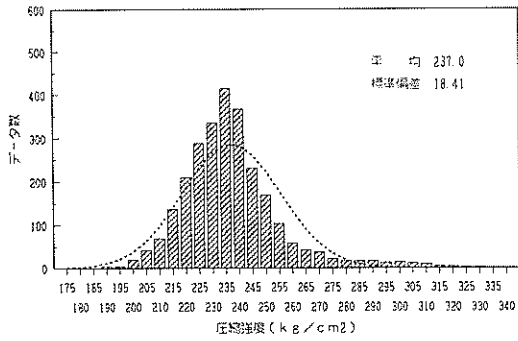
付図-1 コンクリートの単位堆積重量 (港別)



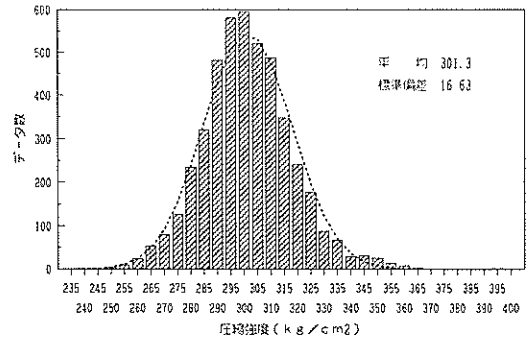
(a) 呼び強度 160kgf/cm²



(c) 呼び強度 210kgf/cm²



(b) 呼び強度 180kgf/cm²



(d) 呼び強度 240kgf/cm²

付図-2 圧縮強度 (全国)

付 録 B

ケーソンの中詰砂の単位体積重量調査

1. 概要

本調査は、限界状態設計法で永久荷重として検討するケーソンの中詰単位体積重量について、設計単位体積重量と現地で調査した調査単位体積重量の結果を調査したものである。

2. 調査方法

各建設局の調査設計事務所等を通して各工事事務所へアンケートの依頼を行った。調査の中身については、各事務所で行っている最新の単位体積重量調査結果とその時の対象とする構造物の設計に用いている単位体積重量等を4.に示す調査様式により調べている。

3. 調査結果

各建設局、沖縄、北海道の72港から合計119のデータが集まった。そのうち、設計単位体積重量として多かったケースは、単重 2.0tf/m³が45データ、単重 1.8tf/m³が20データ、単重 1.9tf/m³が18データである。

これらのデータのばらつきの度合いについては、本文にその頻度分布を示しているが、調査結果の単位体積重量は設計単位体積重量と比べてある程度のばらつきを持っていることがわかる。

ただし、この調査は各工事事務所で容量が様々な容器(2リットルと10リットルが多い)を用いて、中詰め砂として予定されている土砂の単位体積重量調査の結果を調べたものであり、また、土砂の充填方法や締め固め方法についても各工事事務所ごとに独自の方法で行われているものである。そのため、その測定方法の不統一からその値自体についても不明確な点を多く残しており、その結果については厳密には誤差の多いものと推定される。

また、これらの単位体積重量調査は実際のケーソンの中詰砂の単位体積重量を求めている訳ではないので、その点からも実際とは違った結果を与える可能性を残している。

4. 調査様式

付表-2に示す調査表に御記入してください。

記 入 要 綱

① 調査表は1事務所につき2枚提出願います。その場合、1つの砂採取地点で実施した単位体積重量の試験結果を1枚の調査表に御記入ください。ただし、同一地点でも違う年度に中詰め砂を採取し、その時別に単位体積重量の試験を実施している場合にはその限りではありません。

せん。

② 「記入者名」「電話番号」;各事務所でのこの用紙に実際に記入された方の氏名、連絡先の電話番号を御記入ください。(〇〇事務所、〇〇課、〇〇係長、〇〇 〇〇)

③ 「港名」「施設名」;対象ケーソンを据え付ける港湾名及びその施設の名称を御記入ください。

④ 「施工年度」;対象ケーソンに該当する中詰め砂を投入した年度を御記入ください。

⑤ 「設計単位体積重量」;対象ケーソンの設計段階において仮定した単位体積重量を御記入ください。

⑥ 「中詰め砂採取地点」;都道府県名、市町村名等、可能な限り具体的に御記入ください。(位置を示す図面がある場合には添付願います。)

⑦ 「単位体積重量測定方法」;単位体積重量の測定方法について、測定容器の形と寸法、試料の詰め方等を可能な限り具体的に御記入ください。

⑧ 「調査単位体積重量」;現場において実際に計測された値を御記入ください。この際一連の試験で複数データを取得している場合は、そのデータすべての記入をお願い致します。

⑨ 「比重」「粒度」;データがある場合のみ御記入願います。

付表-2 調査表

記入者名	
電話番号	
港名	
施設名	
施工年度	
設計単位体積重量	
中詰砂採取地点 (工事との位置関係が わかる図面を添付)	
単位体積重量測定方法	
調査単位体積重量	
比重	
粒度 (分布図添付) D_{10} , D_{30} , D_{50} U_c , U_c'	

港湾技研資料 No. 716

1991・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 株式会社 つばき印刷技研

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

Copyright © (1991) by P.H.R.I.
All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, into a maching language without the written permission of the Director General of P.H.R.I.

この資料は港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。