

港湾構造物および海洋構造物の限界状態設計における荷重係数について

運輸省港湾技術研究所構造部 正会員 白石 悟
 運輸省港湾技術研究所構造部 正会員 上田 茂
 運輸省港湾技術研究所構造部 正会員 上部 達生

1. はじめに

近年、土木学会のコンクリート標準示方書¹⁾が改訂され、コンクリート構造物の設計手法として限界状態設計法が導入されている。しかしながら、港湾構造物および海洋構造物の設計において、荷重係数、材料係数などの安全係数についての検討は十分になされていない。本論文では港湾構造物および海洋構造物を限界状態設計法を用いて設計する際に必要となる地震荷重、風荷重、波浪荷重について、それらの荷重係数を信頼性理論に基づく手法を用いて検討した。荷重係数の算定においては、構造物のライフタイム内に生ずる最大荷重の平均値および変動係数をGumbel分布、Weibull分布を用いて各地点ごとに計算し、さらに構造物の安全性レベルを考慮し、また、荷重の変動係数の地域的な特性に配慮した。なお、本論文では地震荷重の荷重係数については既発表²⁾のものに対して計算値の見直しを行なっているため、以下、地震荷重の荷重係数の算定結果を中心に記述するが、一部、風荷重および波浪荷重の算定結果と比較考察する。

2. 荷重の変動係数および荷重係数の算定法

2.1 荷重係数の算定

限界状態設計法では、式(1)を用いて構造物の安全性の照査がなされる。

$$R(f_k/\gamma_m)/\gamma_b > \gamma_1 \cdot \gamma_s \cdot S(\sum \gamma_{fi} \phi F_{ki}) \quad (1)$$

ここに、 f_k : 材料強度の特性値、 γ_m : 材料係数、 $R(f_k/\gamma_m)$: 断面耐力算定値、 γ_b : 部材係数、 γ_1 : 構造物係数、 γ_s : 構造解析係数、 γ_{fi} : 荷重 F_{ki} に対する荷重係数、 ϕ : 荷重の組合せ係数、 F_{ki} : 荷重の特性値、 $S(\sum \gamma_{fi} \phi F_{ki})$: 断面力の算定値である。

本論文では、部材設計において荷重が構造物の自重と自然荷重(風荷重、地震荷重、波浪荷重など)の2種類とし、また、荷重と部材に生ずる断面力との関係が線形であると仮定し解析する。部材係数、構造物係数、構造解析係数については、それぞれ、断面耐力を算定する際の不確実性、構造物の重要度、断面力を算定する際の不確実性を評価する係数であるが、本論文では、荷重の不確実性に基づく荷重係数について議論するので、 $\gamma_b = \gamma_1 = \gamma_s = 1$ として、式(2)で構造物の安全性の照査を行なうものとする。

$$R(f_k/\gamma_m) > \gamma_{f1} S_{f1} + \gamma_{f2} S_{f2} \quad (2)$$

ここに、 γ_{f1} : 自重に対する荷重係数、 γ_{f2} : 自然荷重に対する荷重係数、 S_{f1} : 自重による断面力の特性値、 S_{f2} : 自然荷重による断面力の特性値である。

構造物の終局限界状態の照査については、破壊基準関数として、 $Z = 1n(R/S)$ が用いられることが多く、本論文でもこれを採用する。このとき、構造物の安全性指標は式(3)で定義される。

$$\beta = 1n(R_m/S_m)/\sqrt{V_R^2 + V_S^2} \quad (3)$$

ここに、 R : 断面耐力、 S : 断面力、 R_m : 断面耐力の平均値、 S_m : 断面力の平均値、 V_R : 断面耐力の変動係数、 V_S : 断面力の変動係数である。

荷重係数 γ_{f1} 、 γ_{f2} は、式(3)で定義される安全性指標 β を用い、式(4)で求められる。

$$\begin{aligned} \gamma_{f1} &= (S_{1m}/S_{f1}) \exp(\alpha_1 \alpha_2 \beta V_{S1}) \\ \gamma_{f2} &= (S_{2m}/S_{f2}) \exp(\alpha_1 \alpha_2 \beta V_{S2}) \end{aligned} \quad (4)$$

ここで、 S_{1m} : 自重による断面力の平均値、 S_{2m} : 自然荷重による断面力の平均値、 α_1 、 α_2 : 線形化係数($\alpha_1 = \alpha_2 = 0.75$ とする。)、 V_{S1} : 自重による断面力の変動係数、 V_{S2} : 自然荷重による断面力の変動係数である。

また、断面力の特性値としては、コンクリート標準示方書にしたがって、平均値を用いることとする。すなわち、 $S_{2m} = S_{f2}$ であるので、式(4)より、構造物の安全性指標 β と断面力の変動係数 V_{S2} が与えられれば、荷重係数が算定できる。

2.2 荷重の変動係数の算定

荷重のN年最大値(ライフタイム中の荷重の最大値)の平均値およびその変動係数を精度よく求めようとすれば、非常に長年月のデータが必要であるが、現実には、解析に用いることのできる信頼度の高いデータは数十年間しかないことが多い。そこで、本論文では年最大値の確率分布関数からN年最大値の確率分布関数を推定する手法を用い荷重のN年最大値の平均値および変動係数を求めることとする。

荷重の年最大値または極大値（極値時系列）の確率分布関数 $P(x)$ としては、式（5）に示すGumbel分布、式（6）に示すWeibull分布が極値分布としてよく適合するとされているので、本論文でもこれらの確率分布関数を用いて荷重のN年最大値を算定する。これらの確率分布関数の未知パラメータは最小二乗法を用いて求めるが、Weibull分布については未知パラメータが A_2, B_2, k の3個であるが、パラメータ k については Petruaskas・Aagaardにしたがって、 $k=0.75, 0.85, 1.0, 1.1, 1.25, 1.5, 2.0$ と仮定して、確率分布関数の未知パラメータを求め、適合度の最も良いものを選定する。

$$\text{Gumbel分布のとき} \quad P(x) = \exp[-\exp\{-(x-B_1)/A_1\}] \quad (5)$$

$$\text{Weibull分布のとき} \quad P(x) = 1 - \exp[-\{(x-B_2)/A_2\}^k] \quad (6)$$

ここに、 $P(x)$ ：荷重の確率分布関数、 x ：荷重、 A_1, B_1 ：Gumbel分布のパラメータ、 A_2, B_2 ：Weibull分布のパラメータである。

想定するN年間について各年の荷重の年最大値の発生確率が互に独立であると仮定すると、N年最大値の確率分布関数 $P_N(x)$ は年最大値の確率分布関数 $P(x)$ を用いて次式のように表わされる。

$$P_N(x) = [P(x)]^N \quad (7)$$

したがって、N年最大荷重の確率分布関数はそれぞれ、以下の式となる。

$$\text{Gumbel分布のとき} \quad P_N(x) = \exp[-\exp\{-(x-B_1-A_1 \ln N)/A_1\}] \quad (8)$$

$$\text{Weibull分布のとき} \quad P_N(x) = [1 - \exp\{-(x-B_2)/A_2\}^k]^N \quad (9)$$

ここで、Gumbel分布については、N年最大値の平均値 x_{Nm} 、変動係数 V_N は以下の式となる。

$$x_{Nm} = (B_1 + \gamma A_1) + A_1 \ln N \quad (10)$$

$$V_N = \pi A_1 / (\sqrt{6} \cdot x_{Nm}) \quad (11)$$

ここに、 γ ：オイラー定数（ $\gamma=0.5772$ ）、 π ：円周率、 $\Gamma(\cdot)$ ：ガンマ関数である。

また、式(9)に示すWeibull分布に基づくN年最大荷重の確率分布関数については、その平均値および変動係数は関数解が得られないので、数値積分によりこれらの数値を求める²⁾。数値積分に際しては $P_N(x)=0.0001 \sim 0.001$ および $P_N(x)=0.999 \sim 0.9999$ については $\Delta p_i=0.0001$ 、 $P_N(x)=0.001 \sim 0.01$ および $P_N(x)=0.99 \sim 0.999$ については $\Delta p_i=0.001$ 、 $P_N(x)=0.01 \sim 0.99$ については $\Delta p_i=0.01$ とし積分を行なう。

ここで、N年最大値の解析解が得られているGumbell分布について、横浜の風圧力（速度圧）データ（ $A_1=25.43 \text{ kgf/m}^2$, $B_1=42.69 \text{ kgf/m}^2$ ）を用いて上記の数値積分の精度を検証してみると、50年最大風圧力については平均値および標準偏差の解析解に対する相対誤差はそれぞれ 1.91×10^{-4} , 1.53×10^{-3} であり、上記の数値積分は十分な精度を有することがわかる。

合田³⁾は、波高データについて、極値分布のパラメータを推定する際のプロット誤差の検討を行なっている。これによると、プロットの際の誤差による変動についても考慮すると、荷重の変動係数はプロットの際の誤差の影響を考慮しない場合に比べ50%以上も増加する場合があることを示している。しかしながら、本論文においては、プロットによる荷重の変動要因は考慮せずに解析することとする。

2. 3 検討する荷重

本論文で検討する荷重は、港湾構造物および海洋構造物の設計に関連する地震荷重、風荷重、波浪荷重とする。

(1) 地震荷重

港湾構造物については固有周期が比較的小さいこと、減衰性が大きなことから多くの場合については地震動による動的応答効果を考慮しなくともよく、これまで、主に震度法を用いて設計がなされている。そこで、本論文では、震度法により構造物を設計する場合について荷重の変動係数を算定する。震度法では荷重は構造物の自重と設計震度の積であるが自重の変動係数は設計震度の変動係数に比べると小さいと考えられるので、ここでは水平震度についてN年最大値の平均値および変動係数を算定する。北澤他⁴⁾は、日本の沿岸地域190地点を対象に、1885年～1981年の地震のマグニチュードから推定した各地点の基盤の最大加速度の上位20位までのデータを算定している。本論文では、このデータを用いてN年最大水平震度の平均値 K_{hNm} および変動係数 $V_{K_{hNm}}$ を算定する。

野田他⁵⁾は地震の被災事例を解析し、地盤の加速度と作用震度の関係として、図-1の

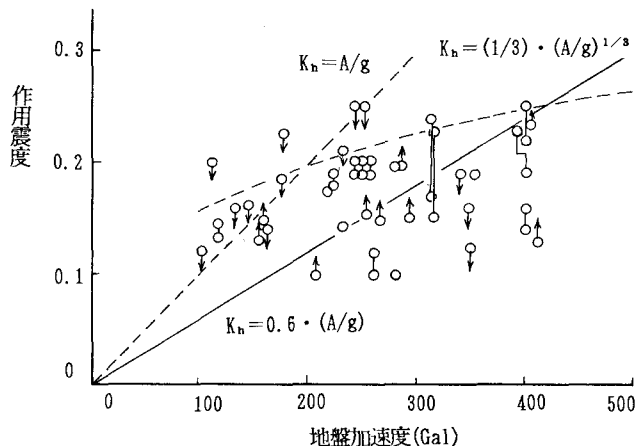


図-1 作用震度と地盤加速度の関係

結果を示している。図において、○に付けた↑は作用震度がその数値よりも大きいと推定されるものを、↓は小さいと推定されるものを示す。地盤の加速度と作用震度の関係についてはかなりの変動がみられるが、変動のほぼ上限をとって、野田他は式(12)の関係を提案している。

$$K_h = (1/3) \cdot (A/g)^{1/3} \quad (A \geq 200\text{Gal})$$

$$K_h = A/g \quad (A < 200\text{Gal}) \quad (12)$$

ここに、 K_h ：最大水平震度、 A ：基盤の最大加速度 (Gal)、 g ：重力加速度 (Gal)である。

文献[2]では、野田他の示した式(12)の關係を用いて、基盤における加速度から水平震度を算定し、それらのデータを用いて、 N 年最大震度の平均値および変動係数を算定した。しかしながら、前述した式(12)は地盤の加速度と作用震度の關係において変動の上限をとった式であり、港湾構造物の現行設計法における地域別震度と比較し、やや作用震度が過大に評価される傾向にあるので、計算値の見直しを行なうこととした。本論文では、図-1に示す地盤の加速度と作用震度の關係から両者のほぼ平均的な關係として式(13)を用いて、基盤の最大加速度から震度を算定することとした。

$$K_h = 0.6 \cdot (A/g) \quad (13)$$

なお、地震のマグニチュードと基盤の最大加速度との關係には変動(ばらつき)があり、また、図-1に示すように加速度と震度の關係についても変動がある。これらの変動については荷重の算定法における不確定要因として考慮する必要があるが、本論文においては、荷重係数として評価するよりも解析上の不確定性を考慮するための安全係数として評価すべきものと考え、荷重の変動係数を算定する際には考慮していない。

(2) 風荷重

速度圧の N 年最大値の平均値および変動係数について示す。速度圧を算定する際に用いたデータは、昭和4年～58年(1929～1983年)の年最大風速である。ただし、各気象官署の風速は地点ごとに計測高度(地表高さ)が異なるので、(1/7)べき乗則により、地表高さ10mの風速に換算する。なお、昭和4～41年の年最大風速については地表高さ10mの換算値が気象庁より公表されているので、これを用いた。

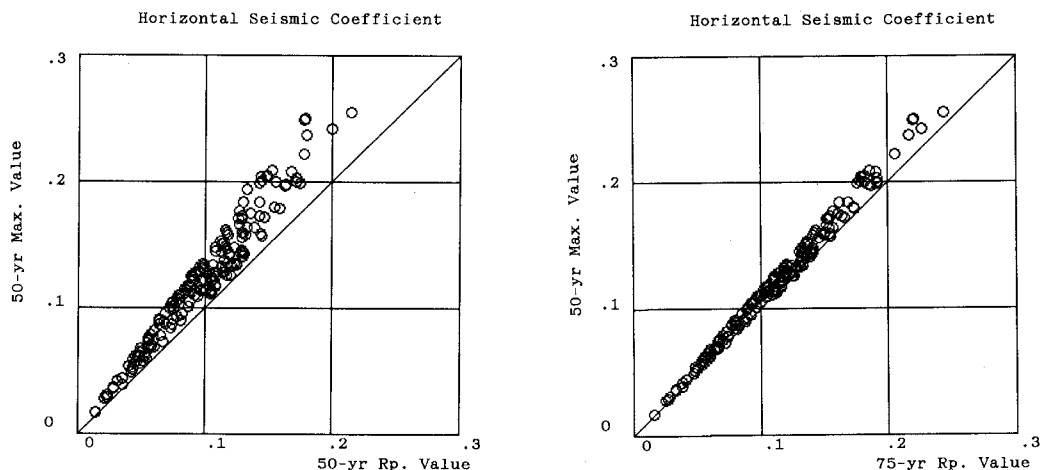
(3) 波浪荷重

例えば浮体構造物に作用する断面力などのように波高に比例するものとし、有義波高について N 年最大値の変動係数を算定する。高橋らは、全国23地点の波浪観測データ(ただし、極値時系列データ、データの欠測等を考慮した有効統計年数は1.95～9.50年、データ個数は28～366個)をもとに、Gumbel分布、Weibull分布を用いて確率波高(有義波高の R 年再現期待値)を算定している。そこで、高橋らが算定している各地点における確率波高(有義波高)のパラメーターを用い、 N 年最大有義波高の平均値および変動係数を求めた。

3. N 年最大値の平均値と変動係数

3.1 N 年最大値の平均値と R 年再現期待値の關係

港湾構造物の設計においては、一般には、ある再現期間 R 年に対する荷重(以下 R 年再現期待値と呼ぶ)を用いる。本論文で示す N 年最大値は想定する N 年間で発生する荷重の最大値の確率変量であり、 R 年再現期待値と概念が異なるので、以下両者について対比を行なう。図-2(a)は、全国190地点の水平震度の50年再現期待値と50年最大値(以下、単に50年最大値と記述する場合は平均値を示す)との關係を、図-2(b)は、75年再現期待値と50年最大値との關係を示す。震度の50年最大値は、50年再現期待値の1.2～1.3倍、75年再現期待値の約1.1



(a) 50年再現期待値と50年最大値の關係 (b) 75年再現期待値と50年最大値の關係
図-2 N 年最大値と R 年再現期待値の關係(水平震度)

倍である。港湾の施設の技術上の基準・同解説[6]では、地域別震度は再現期間75年に対する加速度を基に定めていることが示されている。一方、合田²⁾はGumbell分布のN年最大値の平均値に対する再現期間として、 $R \approx 1.781N + 0.5$ という近似式を示しているが、この関係を用いると $R = 75$ 年に対し、 $N = 42$ 年となる。また、Weibull分布で、 $k > 1$ のときにはN年最大値の平均値の再現期間は $1.78N$ 年より短くなることを、 $k < 1$ のときには逆に再現期間は $1.78N$ 年より長くなることを示している。この関係からも、50年最大震度は震度の75年再現期待値よりも大きいことがわかるが、その差異は図-2 (b)に示すように 10%程度であるので、本論文では、N年として50年を用い、その平均値、変動係数を算定し、荷重係数を算定することとする。

3. 2 N年最大荷重の変動係数

図-3 は、50年最大震度について横軸にその平均値を、縦軸にその変動係数をとり両者の関係を示したものである。両者の間にはあまり明確な関係はなく、変動係数は0.15~0.60の間にばらついていることがわかる。ただし、50年最大震度の平均値が 0.1以下の地点においては、変動係数はおおむね0.25以上である。

図-4 は、横軸に Weibull分布のパラメータ k をとり、縦軸に50年最大震度の変動係数を示したものである。ただし、Gumbel分布については $k=0$ の位置に変動係数を示している。Gumbel分布が適合する地点については一地点のみであるが、その変動係数は 0.20 である。また、Weibull分布 ($k=0.75$) が適合する地点では変動係数が0.28~0.60の範囲に分布しているが、このうちでも、0.50~0.60である地点が多い。Weibull分布のパラメータ k が大きくなるにしたがい、50年最大値の変動係数は小さくなり、パラメータ $k=2.0$ が適合する地点では変動係数が0.15~0.20である。

ここで得られた、地震荷重の変動係数を風荷重(速度圧)および波浪荷重(有義波高)の変動係数の計算結果と比較する。図-5 は風荷重の変動係数を示す。Gumbel分布が適合する地点については、変動係数が0.15~0.20 である。これに対し、Weibull分布 ($k=0.75$) が適合する地点では変動係数は0.28~0.36であり、Weibull分布($k=2.0$)が適合する地点では変動係数は0.08~0.12である。また、図-6 は波浪荷重の変動係数を示すが、Weibull分布($k=0.85$)が適合する地点では変動係数は0.13~0.20であり、Weibull分布 ($k=1.5$)が適合する地点では変動係数が0.08である。地震荷重の荷重係数は風荷重および波浪荷重の同一の k に対する変動係数と比較し、それぞれほぼ2倍および3倍である。

以上、示したように50年最大荷重の変動係数は荷重の種類によっても、また、地点によってもその数値にかなりの相違がみられる。そこで、地震荷重の場合について、50年最大震度の変動係数は地域別の差異について検討することとする。

図-7 は、各地点の50年最大水平震度の変動係数を $V_{khs0} < 0.2$ 、 $0.2 \leq V_{khs0} < 0.3$ 、 $0.3 \leq V_{khs0} < 0.4$ 、 $0.4 \leq V_{khs0}$ に分類して示したものである。 $0.3 \leq V_{khs0} < 0.4$ および $0.4 \leq V_{khs0}$ の地点は北海道のオ

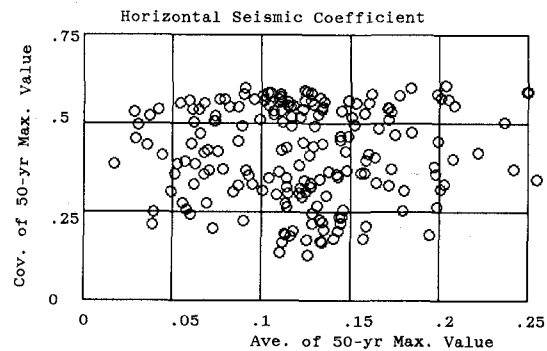


図-3 50年最大震度の平均値と変動係数

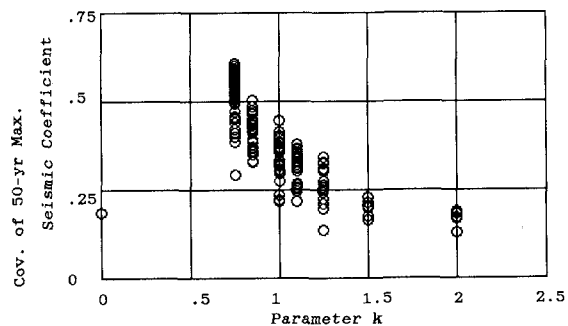


図-4 地震荷重の変動係数

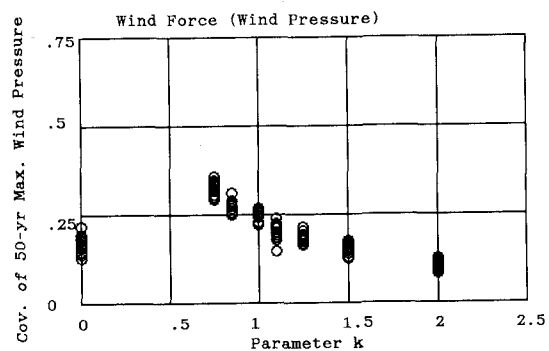


図-5 風荷重の変動係数

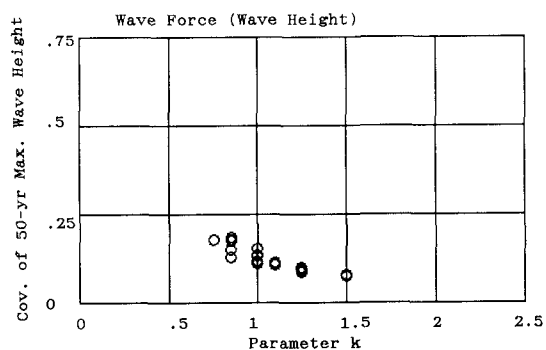
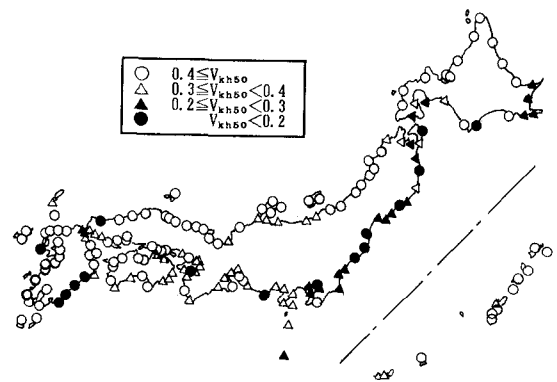


図-6 波浪荷重の変動係数

ホーク海側および日本海側、本州の日本海側、瀬戸内海沿岸域、九州の北部と西部、および沖縄などに分布している。これに対して $V_{khs0} < 0.2$ および $0.2 \leq V_{khs0} < 0.3$ の地点は北海道から関東にかけての太平洋側の地域、および九州の太平洋岸の一部などに分布している。ここに示すように、50年最大水平震度の変動係数は地域によってもかなり相違がみられることから、荷重係数の算定においては、地域的な特性について、十分に配慮することが必要と考える。



図－7 50年最大震度の変動係数

4. 港湾構造物、海洋構造物の構造設計に用いる荷重係数の検討

4. 1 算定の考え方

先に示した式 (4) を用いて荷重係数を算定する。この場合、構造物の目標とする安全性指標として採用する数値の設定について、および、荷重の変動係数が地点ごとに相違するので、その処理法の二点について検討を行なう必要がある。構造物の安全性指標については、許容応力度法で設計された既設の構造物の安全性指標を求め、その数値を基に目標とする安全性指標を設定する方法が一般的である。鋼構造物について、安全性指標を概算した結果を表－1に示す。まず、作用荷重によって生ずる断面力の変動係数が 0.2、部材の断面耐力の変動係数が 0.075 である場合には、構造物の安全性指標は、常時荷重に対して設計した場合には $\beta = 3.3$ 、異常時荷重とみなし、許容応力度に 1.5 倍の割増しを行なって設計した場合には $\beta = 1.4$ である²⁾。また、作用荷重によって生ずる断面力の変動係数が 0.4 の場合には、常時荷重に対しては、 $\beta = 1.7$ 、異常時荷重に対しては $\beta = 0.7$ である。コンクリート港湾構造物の各構造様式に対しても、荷重および材料強度の変動係数を考慮して、構造物の安全性指標を算定することは、今後検討しなければならない課題である。本論文では、鋼構造物の場合を参考に安全性指標を $\beta = 1 \sim 4$ として荷重係数を算定し、安全性指標と荷重係数の関係を検討する。また、50年最大震度の変動係数は図－7に示したように、地点ごとにかなりの相違がみられるので、まず、地点ごとに算定された荷重の変動係数を用いて地点別に荷重係数を算定する。さらに、荷重の変動係数の地域的な差異を考慮し、地域区分を行ない、地域ごとの荷重係数を算定する。地域区分は地震荷重については、A～Eの5区分とする。なお、地域区分別に50年最大震度の変動係数の平均値をとると、A～Eの各地区において、それぞれ、0.35, 0.31, 0.45, 0.49, 0.44 となり、C～E地区の変動係数がAおよびB地区の変動係数より大きな傾向がみられる。

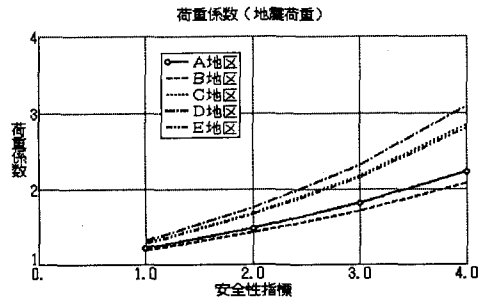
表－1 構造物の安全性指標

断面力の変動係数	常時荷重	異常時荷重
0.2	3.3	1.4
0.4	1.7	0.7

(断面耐力の変動係数 0.075)

4. 2 算定結果

図－8は横軸に構造物の安全性指標をとり、縦軸に各地域ごとの地震荷重の荷重係数を示す。安全性指標が $\beta = 1.0$ のときには、荷重係数は地域ごとの差は小さく、A、B地区では1.19～1.22、C、D、E地区では1.32～1.29の範囲にある。これに対し、安全性指標が $\beta = 2.0$ のときにはA、B地区の荷重係数は1.42～1.48であるが、C、D、E地区の荷重係数は1.66～1.75と地域による差異が大きくなる。安全性指標が $\beta = 3.0$ に対しては、A、B地区の荷重係数は1.71～1.81、C、D、E地区の荷重係数は2.15～3.31であり、また、安全性指標が $\beta = 4.0$ に対しては、A、B地区の荷重係数は2.07～2.22、C、D、E地区の荷重係数は2.79～3.08と差異がさらに大きくなる。これらの相違は、先に示したようにC、D、E地区においては、50年最大震度の変動係数は0.44～0.49とA、B地区の0.31～0.35よりも大きいためである。



図－8 安全性指標と荷重係数の関係 (地震荷重)

表－2 安全性指標と荷重係数の関係 (終局限界状態)

荷重の種別	安全性指標			
	$\beta = 1.0$	$\beta = 2.0$	$\beta = 3.0$	$\beta = 4.0$
地震荷重 (A, B)	1.19～1.22	1.42～1.48	1.71～1.81	2.07～2.22
地震荷重 (C, D, E)	1.28～1.32	1.66～1.75	2.15～3.31	2.79～3.08
風荷重	1.09～1.17	1.18～1.36	1.29～1.59	1.40～1.86
波浪荷重	1.04～1.11	1.09～1.23	1.14～1.37	1.19～1.51

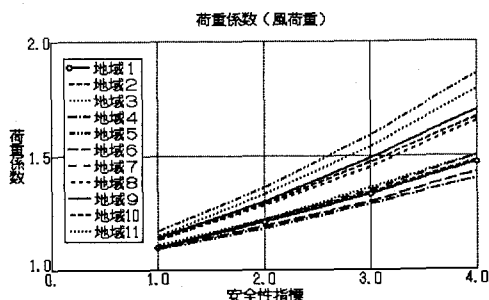


図-9 風荷重の荷重係数

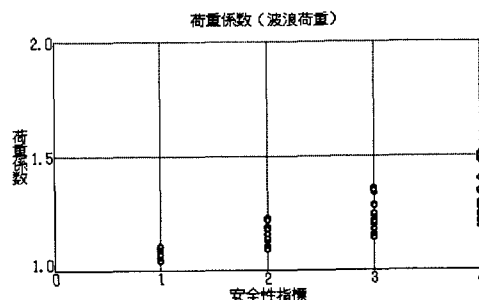


図-10 波浪荷重の荷重係数

ここで得られた地震荷重の荷重係数を風荷重および波浪荷重の荷重係数と比較し表-2に示す。図-9は風荷重について、安全性指標と荷重係数の関係を示す。ただし、沿岸域の気象官署を11地域に区分し、各地点で算定される荷重係数の平均値を求めたものである。安全性指標が $\beta = 1.0$ のときの荷重係数は1.09~1.17であるが、安全性指標が大きくなるにしたがい、荷重係数は大きくなり、 $\beta = 2.0$ に対しては、1.18~1.36、 $\beta = 3$ に対しては1.29~1.59、 $\beta = 4$ に対しては1.40~1.86である。図-10は波浪荷重の荷重係数を示したものである。波浪荷重の場合にはデータの地点数が少ないので、個々の地点について算定される荷重係数を示す。荷重係数は地点ごとに異なるので、その数値の範囲を示すと、 $\beta = 1.0$ のときには1.04~1.11、 $\beta = 2.0$ のときには1.09~1.23、 $\beta = 3.0$ のときには1.14~1.37、 $\beta = 4.0$ のときには1.19~1.51である。

表-1に示すように異常時荷重として、許容応力度の割増しを行って設計している場合には $\beta = 1.0$ 前後として、荷重係数を定めればよいので、荷重係数は表-2に示すように、1.0~1.3程度の数値となる。なお、土木学会のコンクリート標準示方書¹⁾では、構造物の終局限界状態に対しては、荷重係数の標準的な数値として、1.0~1.2を用いることを、また、ノルウェーの船級協会の海洋構造物の設計基準²⁾では、終局限界状態に対し、波浪荷重などの自然荷重の荷重係数としては、1.3を用いることが提示されているので、表-2で得られている数値はこれらとほぼ同一である。なお、詳細にはコンクリート構造物について安全性を照査し、安全性指標を算定し荷重係数を求めていくことが必要となる。

地震荷重の荷重係数は表-1に示すように他の荷重に比較しやや大きい、これは地震荷重の変動係数が他の荷重に比べ大きいためである。なお、港湾構造物の現行設計法においては、設計震度の算定は地域別震度に重要度係数(特定1.5、A級1.2、B級1.0、C級0.5)および地盤種別係数(地盤条件により0.8、1.0、1.2)を乗じて求めるが、 $\beta = 1.0$ として得た荷重係数は構造物の重要度係数として、現行設計法のA級にほぼ相当する。限界状態設計法では、式(1)に示すように、構造物の重要度を考慮する係数として構造物係数 γ_1 を用いるが、これは地震荷重に対する現行設計法における重要度係数と対応するものである。構造物係数の取扱いについては、荷重係数と合せて、さらに検討する必要がある。

5. 結語

本論文では、我が国で取得された、風速、地震時の水平震度、波高などのデータをもとに構造物のライフタイムにおける荷重の変動係数を算定し、これを基に荷重係数を試算した。本論文では、構造物の安全性指標と荷重係数の関係を提示したが、荷重係数の決定においては、既設の港湾構造物について構造様式および部材ごとに安全性の照査を行ない、安全性指標を算定し、その結果をふまえて、決定する必要がある。

参考文献

- [1] 土木学会：昭和61年制定コンクリート標準示方書・設計編、1986.10、200p.
- [2] 白石悟, 上田茂：港湾構造物および海洋構造物の安全性照査に関する検討, 港研報告第26巻2号②, 1987, pp. 493~576
- [3] 合田良実：極値統計におけるプロットングならびに推定値の信頼区間に関する数値的検討、港研報告、第27巻第1号、pp. 31~92
- [4] 北澤壮介, 上部達生, 檜垣典弘：沿岸地域における基盤の最大加速度期待値の推定, 港研資料No. 486, 1984, 137p.
- [5] 野田節男, 上部達生, 千葉忠樹：重力式岸壁の震度と地盤加速度, 港研報告, 第14巻4号, 1975, pp. 67~111
- [6] 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説(改定版)、1989.2
- [7] DNV: Rules for the Design and Construction and Inspection of Offshore Structures, 1977