

係留施設の信頼性設計における地震時上載荷重

SURCHARGE DURING AN EARTHQUAKE FOR THE RELIABILITY-BASED DESIGN OF MOORING FACILITIES

森屋陽一¹・長尾毅²

Yoichi MORIYA and Takashi NAGAO

¹ 正会員 工博 五洋建設(株)技術研究所(〒329-2746 栃木県那須郡西那須野町四区町1534-1)

² 正会員 工博 国土技術政策総合研究所 港湾研究部(〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

In the design of port structures, it is important to decide the magnitude of actions rationally. When designing port structures by the reliability design method, it is necessary to evaluate probability distributions of actions.

Recently, we observed the surcharge of bulk cargos on mooring facilities and estimated the design value of the surcharge based on the ISO2394. As a result, we took the design value of the surcharge during earthquake as zero. In this study, the design value during earthquake based on the ISO2394 was checked by using the first-order reliability analysis.

Key Words : Surcharge, reliability-based design, mooring facility, earthquake resistant design

1. はじめに

構造物の信頼性に関する一般原則を記述した国際規格(ISO2394)では,設計照査法として信頼性設計法を採用している¹⁾。また,設計法の国際整合性を考えた場合,対象となる国際規格はISO2394であるが,ウィーン協定が適用されれば,Eurocodesがそのまま国際規格の原案になることが約束されている。EurocodesもISO2394と同様に設計照査法として信頼性設計法を採用している。しかしながら,現在の日本の港湾構造物の設計法は²⁾,安全率に基づく方法あるいは許容応力度法が採用されており,国際規格との整合性は取れていない。今後,国際規格との整合性を考慮し,信頼性設計法により港湾構造物を設計していくためには,確率特性を考慮して合理的に荷重を評価する必要がある。

このため,最近,著者らは上載荷重に関する現地調査を行い,上載荷重の確率分布を評価すると共に,ISO2394のAnnexに示された手法により,常時および地震時の上載荷重の設計値を評価した。現在,設計で用いられている地震時の上載荷重は常時の上載荷重(10~30kN/m²)の1/2としているが,ISO2394およびEurocodesに従って地震時の上載荷重の設計値を算定すると0.0kN/m²となる結果を得た。Turkstra's ruleに従えば,複数の変動荷重作用を受け

る場合,あるひとつの荷重については極大値を取り,その他の荷重については最頻値を取ればよい。ISO2394の規定はその考え方を踏襲したものと考えられる。しかしながら,地震荷重と上載荷重が同時に作用する可能性はあるため,地震時の検討で設計値を0.0kN/m²としてよいかどうかには慎重な検討が必要であると考えられる。厳密な検討には上載荷重の確率分布を用いた確率演算を行えばよいわけであるが,これまでに作用継続時間を考慮した確率分布の設定方法に関する知見はない。

以上のような背景のもと,本研究は,ISO2394およびEurocodesに従って評価した地震時上載荷重の妥当性の検証および信頼性設計法に用いる上載荷重の評価を目的として,信頼性解析により係留施設に作用する地震時上載荷重について検討したものである。

ここで,検討対象としては,係留施設の中で上載荷重の影響が最も大きいと考えられる棧橋とし,信頼性解析は棧橋の杭の地震時の設計(破壊モードとしては杭頭モーメントと支持力の2つ)について行った。また,上載荷重は貨物毎にその荷重特性が異なるが,本研究では森屋・山本(2002)の調査を参照し³⁾,雑貨,バラ荷,コンテナの中で平均荷重レベルが最も大きくなったバラ荷をエプロン上に荷揚げする場合を対象にした。

2. 現地観測結果の概要

(1) 現地観測の概要

エプロン上に載荷されるバラ荷貨物の上載荷重の経時変化を評価するために、2001年10月16日～2001年12月26日の約2ヶ月間、木更津港のバラ荷を取り扱っている公共バースにおいて現地調査を行った。対象としたバースでは、月に平均して24隻程度の船が荷役を行っている。

現地調査ではエプロン上のビデオ観測および参考資料の収集を行った（調査の詳細は森屋・山本（2002）³⁾ および森屋・長尾（2003）⁴⁾ を参照のこと）。

ビデオカメラによる撮影は、船舶が着岸してからエプロン上での作業が終了するまでとし、その間5分間隔で撮影を行った。解析に用いるバラ荷の単位体積重量は、実測結果およびヒアリング結果をもとに、 15.7kN/m^3 とした。

観測期間中、対象バースには30隻の船が着岸し荷役を行った。対象バースはほとんど揚荷に使用されており、エプロン上に直接バラ荷を積載する荷役形態（土場切り）をとった船は8隻、他の22隻の船はバラ荷をダンプに直接積載する荷役形態（ダンプ取り）をとった。

土場切りの場合には、エプロン幅（20m）全域が使用されるが、ダンプ取りの場合には海側の10m程度が使用され、他は通行路として使用されていた。

(2) 上載荷重の経時変化

ビデオ観測結果より以下の手順で上載荷重を評価した。

土場切りの場合は、ビデオカメラによる画像から、載荷されているバラ荷の等高線を作成し、等高線図に単位体積重量を乗じることで、バラ荷の重量分布図を算定する。次に、観測結果の上載荷重は、エプロン上に積載されたバラ荷の重量を全接地面積で除すことにより、接地面積あたりの荷重（圧力）として整理した。

ダンプ取りの場合は、ダンプ自重にダンプの積載荷重を加えダンプの接地面積で除したものを1ダンプ分の上載荷重データとし、これをダンプの積載回数（揚げ荷総重量/ダンプ最大積載重量）分継続することで評価した。

図-1および図-2に土場切りとダンプ取りによる上載荷重の経時変化の例を示す。

土場切りの場合は、エプロン上にバラ荷が載荷されている時間は6～8時間と長く、荷重レベルも大きい。ダンプ取りの場合は、エプロン上での作業時間は荷揚げ量が3～4時間と短く、荷重レベルもダンプの積載可能重量により規定されるため土場切りに比べると小さい。

図-1および図-2に例として示した上載荷重の経時変化は、観測期間分評価される。その経時変化により上載荷重の確率が評価できる。

ダンプ取りの場合は、土場切りの場合に比べて、荷重の作用時間が短く、荷重レベルも小さいため、上載荷重が係留施設の設計に及ぼす影響は小さい。よって以降では、土場切りの場合について検討を行う。

ここで、地震時との組み合わせを考えた場合に、上載荷重がゼロである確率が重要となる。観測結果より土場切りの場合の上載荷重がゼロである確率を評価すると0.838であった。荷役作業を行っていない日は上載荷重は0であるので、上載荷重がゼロの確率は1.0である。また、荷役作業を行っている日でも上載荷重が作用しているのは6～8時間であるため、上載荷重がゼロの確率は0.67～0.75である。

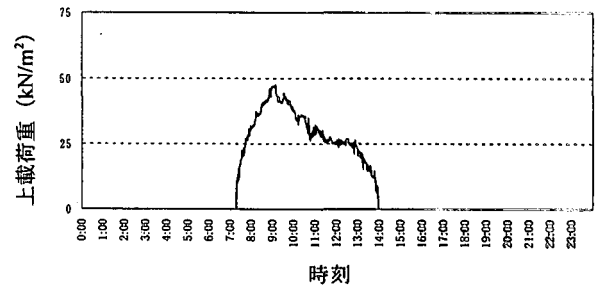


図-1 上載荷重の経時変化の例（2001年10月29日、土場切り）

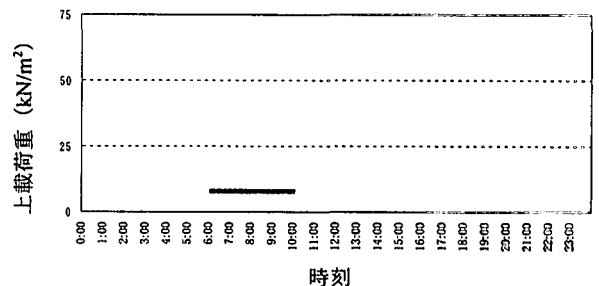


図-2 上載荷重の経時変化の例（2001年11月1日ダンプ取り）

(3) 上載荷重の確率分布

図-3は土場切りの場合の上載荷重の確率密度を示す。図-1のゼロより大きな上載荷重値をもとに設定したものである。土場切りの場合の上載荷重の確率密度の分布形状のピークは $20.0\sim 25.0\text{kN/m}^2$ であり、変動係数0.37程度のばらつきを持った分布形状を示す。

次いで、評価した上載荷重の確率密度に確率分布のあてはめを行った。確率分布のあてはめは、合田（1990）に従い、最小自乗法により行った⁵⁾。あてはめを試みた分布型は、正規分布、対数正規分布、ガンベル分布、ワイブル分布である。当てはめた結果、正規分布の相関係数が最も高かった。図中の実線は、あてはめた正規分布である。表-1にあてはめた正規分布の平均と標準偏差を示す。

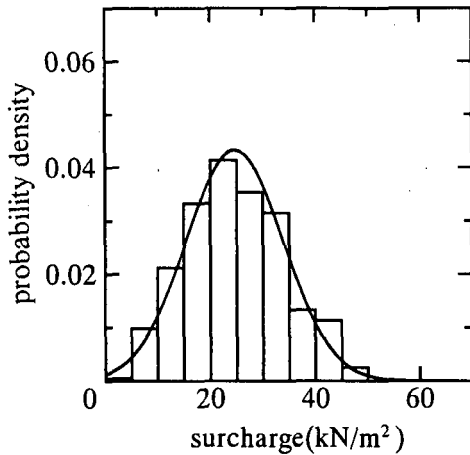


図-3 上載荷重の確率密度(土場切り)

表-1 分布型のあてはめ結果

荷役形態	分布型	標準偏差 (kN/m ²)	平均 (kN/m ²)	R ²
土場切り	正規	9.217	24.599	0.989

3. ISO2394に従った地震時設計値の評価

ISO2394は、その付録(Annex)で地震時の荷重の組み合わせについて以下のように定義している¹⁾。また、この考え方の模式的に表したものを図-4に示す。

$$Q_{Ed} = \Psi_2 Q_k \quad (1)$$

$$\Psi_2 = \frac{F_Q^{-1}(1-\eta/q)}{Q_k} \quad (2)$$

$$\eta = \frac{t_1 + t_2 + \dots}{t_{total}} \quad (3)$$

ここで、

Q_{Ed} : 地震時の上載荷重の設計値

Q_k : 上載荷重の特性値

F_Q^{-1} : 非ゼロの上載荷重の分布関数の逆関数

η : 全時間に対して荷重が Q_{Ed} を越えている時間の割合

q : 荷重が非ゼロである確率

t_i : 上載荷重が作用している時間

t_{total} : 全時間

である。

Eurocodesでは、地震荷重と組み合わせる場合の組み合わせ係数は Ψ_2 を用いることとしており⁶⁾、ISO2394およびEurocodesの標準値として Ψ_2 の算定では $\eta=0.5$ としている。このため、荷重が作用しない時間の割合が50%を超える場合は、地震時の上載荷重の設計値は0.0となる。観測結果で上載荷重がゼロの確率は0.838であり、0.5以上であるため、ISO2394およびEurocodesに従って観測結果より地震

時の上載荷重の設計値を評価すると0.0 kN/m²となる。

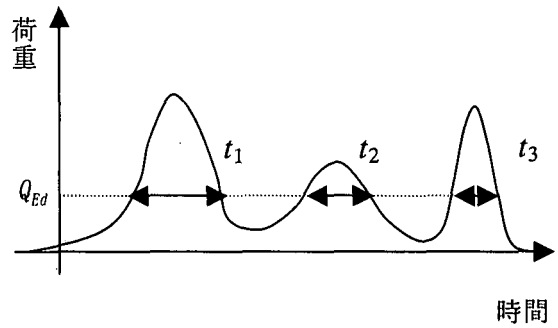


図-4 ISO2394による地震時の組み合わせ荷重の設定

4. 信頼性解析による設計値の評価

(1) 性能関数と設計変数の確率分布

係留施設の中で上載荷重の影響が最も大きいと考えられる栈橋の杭の地震時の設計(破壊モードとしては杭頭モーメントと支持力の2つ)を例として、信頼性解析(FORM)により上載荷重の確率分布を変えた場合の安全性指標の評価を行った。信頼性解析においては、1次ガウス近似法を用いた。

杭頭モーメントの検討における性能関数 M は、式(4)~(6)の通りである。

$$M = \psi - \frac{\sigma_{cs}}{f_c} - \frac{\sigma_{Ms}}{f_R} \quad (4)$$

$$\sigma_{cs} = \frac{d + q + C_3(C_1 k_h + C_2)(h + 1/\beta)}{A} \quad (5)$$

$$\sigma_{Ms} = \frac{(C_1 k_h + C_2)(h + 1/\beta)}{Z} \quad (6)$$

ここで、 ψ は耐力式の精度を表すパラメタ、 σ_{cs} は軸力に起因する応力、 σ_{Ms} は曲げモーメントに起因する応力、 f_c は鋼材の降伏軸方向圧縮応力、 f_R は鋼材の降伏曲げ引張応力、 d は床版自重、 q は上載荷重、 k_h は震度、 h は杭突出長、 $1/\beta$ は杭の特性長、 A は杭の断面積、 Z は杭の断面係数である。また、 C_1 、 C_2 、 C_3 は線形骨組解析により得られる係数である。

杭の支持力の検討における性能関数 B は、式(7)および式(8)の通りである。

$$B = \eta_1 30 N A_p + \eta_2 2 \bar{N} A_s - P \quad (7)$$

$$P = d + q + C_3(C_1 k_h + C_2)(h + 1/\beta) \quad (8)$$

ここで、 η_1 は先端支持力の算定精度を表すパラメタ、 η_2 は周面摩擦力の算定精度を表すパラメタ、 N は杭先端地盤の N 値、 \bar{N} は杭根入れ全長に対する平均 N 値、 A_p は杭の先端面積、 A_s は杭周の全表面積で

ある。他の記号の意味は、杭頭モーメントの式と同じである。

また、係数 C_1 、 C_2 、 C_3 は上載荷重に確率変動を与えずに評価したものであるため、上載荷重に確率変動を考慮するためには、 C_1 を C_1' で置き換える必要がある。

$$C_1' = C_1 \frac{d+q}{d+\mu_q} \quad (9)$$

ここで、 μ_q は上載荷重の平均値である。本来は、 C_2 および C_3 も上載荷重に確率変動を考慮する場合には(9)式と同様の置き換えが必要であるが、 C_2 および C_3 の値は $C_1 k_h$ に比べて非常に小さく、その影響は無視できると考え、置き換えは行っていない。

設計変数の内、確率的に扱うものは、上載荷重 q 、震度 k_h 、杭の特性長 $1/\beta$ 、鋼材の降伏軸方向圧縮応力 f_c 、鋼材の降伏曲げ引張応力 f_R 、耐力式の精度を表すパラメタ ψ 、先端支持力の算定精度を表すパラメタ η_1 および周面摩擦力の算定精度を表すパラメタ η_2 とした。上載荷重に関しては、本研究の検討対象であるため、その確率分布については(3)検討条件で示す。上載荷重以外のそれぞれの変数の確率分布を表-2に示す。ここに、平均値のズレとは各変数の平均値と従来の設計で用いられる値(公称値)の比により定義される値である。

表-2 設計変数の確率分布

	平均値のズレ	変動係数
震度 k_h	1.17	0.25
杭の特性長 $1/\beta$	1.0	0.1
鋼材の降伏軸方向圧縮応力 f_c	1.0	0.06536
鋼材の降伏曲げ引張応力 f_R	1.0	0.06536
耐力式の精度を表すパラメタ ψ	1.17	0.10
先端支持力の算定精度を表すパラメタ η_1	0.93	0.2
周面摩擦力の算定精度を表すパラメタ η_2	1.6	0.35

これらの設定根拠は次のとおりである。まず設計震度については、震度算出に関係する不確定要素(距離減衰関係推定精度、極値統計解析精度、地震動増幅特性推定精度、震度算定式精度)の精査をもとに設定したものである⁷⁾。なお、ここでは港湾基準²⁾の分類でA地区(工学基盤の設計震度0.15)を対象にしており、地盤種別は平均的な第2種地盤である。

次に鋼材については、SM490の保証降伏点に対する比の値⁸⁾を用いた。杭材の曲げ圧縮破壊式精度については、図-5に示す曲げ圧縮限界耐力に関する実測値をもとに設定した⁹⁾。杭の先端支持力精度および周面摩擦力推定精度については、図-6に示す打ち込み杭に関する実測データをもとに算定した¹⁰⁾。設定にあたっては、まず砂地盤に関する周面摩擦力推

定精度を設定し、これをもとに極限支持力の精度から先端支持力の精度を検討した。栈橋式岸壁のモーメント算出時に必要となる杭の自由長は、海底面以深に仮想固定点を想定して算出するが、このうち杭の特性長についてはばらつきがある。この精度については有効な情報が不足しているため、0.1の変動係数を有するものと想定した。

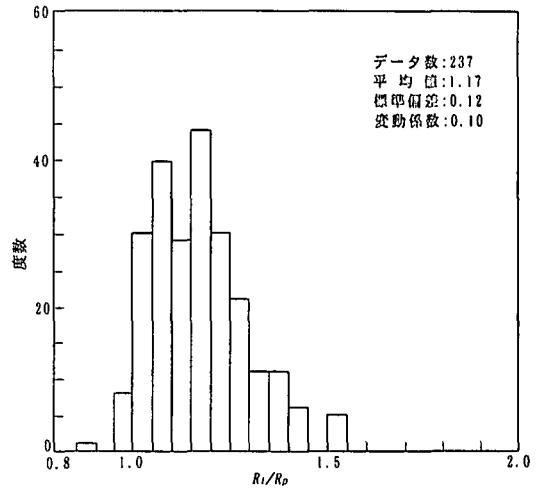
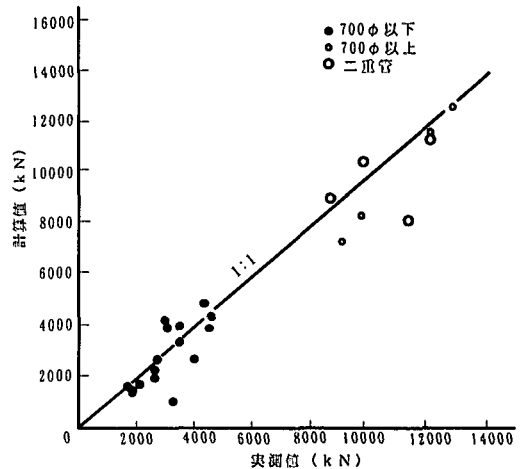
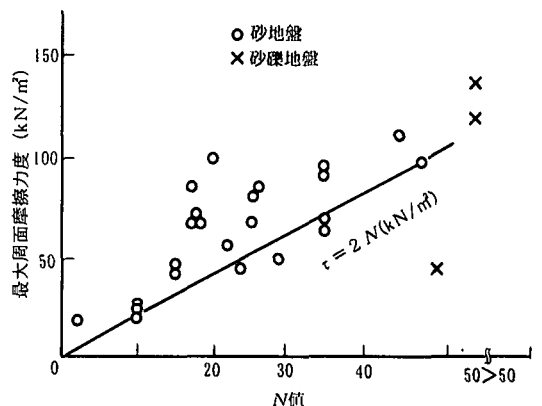


図-5 曲げ圧縮耐力精度⁹⁾



(a) 極限支持力精度



(b) 周面摩擦力精度

図-6 杭支持力精度¹⁰⁾

(2) 破壊モード間の相関

本研究では、栈橋の破壊として、杭頭モーメントによる破壊 E_M と杭の支持力破壊 E_B の2つを考えているが、この2つの破壊モード間には相関がある。破壊モード間に相関がある場合のシステムとしての破壊確率 P_f は、

$$P_f = P(E_M \cup E_B) = P(E_M) + P(E_B) - P(E_M \cap E_B) \quad (10)$$

である。ここで、 $P(E_M)$ は杭頭モーメントによる破壊確率、 $P(E_B)$ は杭の支持力破壊の破壊確率である。 $P(E_M \cap E_B)$ は破壊モード間の相関係数により値が異なる。本研究では、鈴木ら(1997)に従い¹¹⁾、次式により $P(E_M \cap E_B)$ を計算した。

$$P(E_M \cap E_B) = \left(1 - \frac{\cos^{-1} \rho}{\pi}\right) (q_M + q_B) \quad (11)$$

$$q_M = \Phi(-\beta_M) \Phi\left(-\frac{\beta_B - \rho\beta_M}{\sqrt{1-\rho^2}}\right) \quad (12)$$

$$q_B = \Phi(-\beta_B) \Phi\left(-\frac{\beta_M - \rho\beta_B}{\sqrt{1-\rho^2}}\right) \quad (13)$$

$$\rho = \frac{\text{Cov}(M, B)}{\sigma_M \sigma_B} = \frac{E(MB) - E(M)E(B)}{\sigma_M \sigma_B} \quad (14)$$

ここで、 Φ は標準正規分布関数、 β_M は杭頭モーメントによる破壊に対する安全性指標、 β_B は支持力破壊に対する安全性指標、 σ_M は杭頭モーメントによる性能関数 M の標準偏差、 σ_B は支持力による性能関数 B の標準偏差、 $E()$ は期待値を意味する。

(3) 検討条件

検討条件は、水深11.0m、杭の突出長9.0m、捨石厚3.0m、仮想海底面8.0mとし、支持層の N 値は50、周面の砂層の N 値は5、床版自重は20kN/m²、鋼材はSKK490とし、杭径は400mm~2500mm、鋼管の厚さは杭径に対応させ9mm~45mmとした。上載荷重の確率分布は、観測結果より正規分布とし、その平均値と変動係数は表-3に示す4ケースとした。

ケース1は上載荷重なし、ケース2は観測結果から得られた非ゼロの上載荷重の確率分布、ケース3は平均値がケース2の1/2、変動なしであり、現在の設計における設定と対応させた。また、ケース4は平均値がケース2の0.16倍、変動係数はケース2と同じであり、観測結果よりバラ荷の岸壁上載荷重がゼロの時間が84%であったため、上載荷重が作用している場合の観測結果を0.16倍し、近似的にゼロの時間も含めた上載荷重の確率分布に対応させたものである。

これらのケースの安全性指標の比較を行うにあたり、比較のための安全性指標の真値を求める必要がある。上載荷重の作用と地震動の作用に相関がないことは明らかである。このため、安全性指標の真値

表-3 検討ケース

	上載荷重の条件	
	平均値	変動係数
ケース1	0.0	0.0
ケース2	25.0kN/m ²	0.4
ケース3	12.5kN/m ²	0.0
ケース4	4.0kN/m ²	0.4

β_T は、上載荷重0.0のケース1で評価した安全性指標(上載荷重なしの際の地震動の作用による条件付安全性指標)を β_1 、上載荷重が作用している場合の観測結果に対応するケース2で評価した安全性指標(上載荷重ありの際の地震動の作用による条件付安全性指標)を β_2 として、両者を上載荷重あり/なしの作用時間で重み付け平均することにより算定した。すなわち、式(15)の通りとなる。

$$\beta_T = 0.84 \times \beta_1 + 0.16 \times \beta_2 \quad (15)$$

(4) 検討結果

図-7に解析結果を示す。安全性指標の時間平均値 β_T に対する各ケースの安全性指標 β を表している。鋼管厚さおよび径を変化させ、各々の条件に対する安全性指標を算出している。

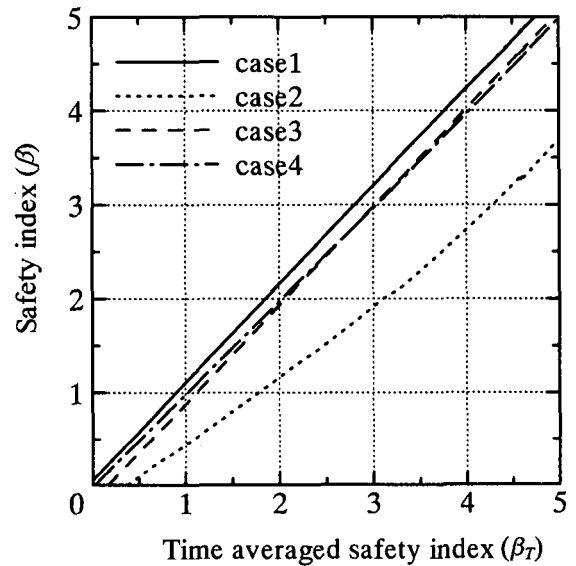


図-7 安全性指標の時間平均値に対する各ケースの安全性指標

図-7より、ケース1の上載荷重なしの場合の安全性指標は、安全性指標の時間平均値 β_T よりも8%程度大きい値をとる。よって、上載荷重をなしとして設計することは、上載荷重を過小評価していることになる。なお、両者の違いは、安全性指標の違いとしては8%程度であるが、破壊確率としては無視し得ないほど大きいといえる。すなわち、安全性指標の真値が2.4(ケーソン式防波堤の外的安定の平均安全性指標¹²⁾)の時はISO2394に従うと安全性指標

は2.58となり、破壊確率に換算すると前者が 8.2×10^{-3} に対して後者は 4.9×10^{-3} となり、60%に過小評価していることになる。一般に土木構造物の安全性水準は破壊確率で $10^{-2} \sim 10^{-4}$ 程度であり¹³⁾、この破壊確率は土木構造物の一般的な安全水準の範囲にある。従って、設計法の合理化の観点からは、この誤差は決して無視できる範囲とはいえないと考えられる。

ケース2の安全性指標は、安全性指標の時間平均値 β_T よりも小さい値をとり、ケース2では上載荷重を過大評価していることがわかる。ケース3の安全性指標は、安全性指標の時間平均値 β_T よりもわずかに小さいもののほとんど同じ値をとる。また、ケース4は安全性指標の時間平均値 β_T とほとんど同じ値をとる。よって、地震時の上載荷重としては、ケース3またはケース4を与えることで、適切な安全性指標が計算されることがわかる。

信頼性設計法を考えた場合の上載荷重の設定法について考察する。

レベル1の信頼性設計法では、設計変数の確率変動は部分係数として与える。ケース3を参照すると、平均値を特性値として平均値の1/2を与えればほぼ同じ安全性指標が得られるため、部分係数として0.5とすれば良いことになる。

レベル2の信頼性設計法では、設計変数の確率分布を与える必要があるため、ケース4を参照し、上載荷重の平均値は 4.0 kN/m^2 、変動係数は0.4とすれば良いことになる。これは、上載荷重が作用していた時間の割合16%を考慮し、観測結果の作用していた場合の上載荷重の確率分布を0.16倍したものである。

5. おわりに

信頼性設計法に用いる地震時の上載荷重の扱いについて、直杭式栈橋を例にとり検討した。

その結果、ISO2394に従って地震時の上載荷重の設計値を0.0とすることは、上載荷重をやや過小評価する結果となった。時間平均した安全性指標と同程度もしくはやや安全側の設計結果となる上載荷重の与え方としては、信頼性解析のレベルに対応して以下のようにできると考えられる。

レベル1の信頼性設計法に用いる場合は、上載荷

重の特性値を平均値として、部分係数を0.5とする。

レベル2の信頼性設計法に用いる場合は、上載荷重の確率分布に上載荷重が作用する時間の割合を乗じた確率分布とする。その具体的な設定は、バラ荷を対象にすると、観測結果より作用している上載荷重の平均値は 25 kN/m^2 、変動係数0.4であり、作用している時間の割合は0.16なので、設計に用いる上載荷重の確率分布の平均値は 4.0 kN/m^2 、変動係数0.4となる。

本研究は、係留施設の中で上載荷重が設計に及ぼす影響が最も大きいと考えられる直杭式栈橋を例として行っているため、直杭式栈橋以外の係留施設に対しても本研究の結果は適用可能であると考えられる。

参考文献

- 1) ISO : ISO2394, General principles on reliability for structures, 1998.
- 2) 運輸量港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, 1181P, 1999.
- 3) 森屋陽一, 山本修司：係留施設に作用する上載荷重の確率特性, 国土技術政策総合研究所研究報告, No.5, 2002.
- 4) 森屋陽一, 長尾毅：バラ荷貨物の岸壁上載荷重の設計値に関する研究, 海洋開発論文集, 第19巻, 2003.
- 5) 合田良實：港湾構造物の耐波設計, 鹿島出版会, 1990.
- 6) CEN : Draft prEN1990, Basis of Design, 1999.
- 7) 長尾 毅, 吉浪康行, 佐貫哲朗, 嘉門雅史：ケーソン式岸壁の外的安定に関する信頼性設計法の適用, 構造工学論文集Vol.47A, pp.293-304, 2001.
- 8) 土木学会：鋼構造シリーズ6, 鋼構造物の終局強度と設計, 1994
- 9) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計規準(案)・同解説, 1990
- 10) 日本道路協会：杭基礎設計便覧, 1992
- 11) 鈴木基行, 秋山充良, 山崎康紀：構造系の安全性評価およびRC橋脚の耐震設計の適用に関する研究, 土木学会論文集, No.578, V-37, pp.71-87, 1997.
- 12) 長尾 毅：ケーソン式防波堤の外的安定に関する信頼性設計手法の適用, 土木学会論文集No.689, I-57, pp.173-182, 2001.
- 13) 星谷 勝, 石井清：構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, 1986.