

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No.880

December 2015

荷重抵抗係数アプローチによる

レベル1信頼性設計法に関する基礎的研究

～永続状態におけるケーソン式岸壁の滑動および転倒照査を対象に～

竹信 正寛・西岡 悟史・佐藤 健彦・宮田 正史

A Basic Study on Level 1 Reliability Design Method
Based on Load and Resistance Factor Approach
~Performance verifications of sliding failure and overturning failure
for caisson type quaywalls in permanent situation~

Masahiro TAKENOBU, Satoshi NISHIOKA, Takehiko SATO, Masafumi MIYATA

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

荷重抵抗係数アプローチによる レベル1信頼性設計法に関する基礎的研究

～永続状態におけるケーソン式岸壁の滑動および転倒照査を対象に～

竹信正寛*・西岡悟史**・佐藤健彦***・宮田正史****

要 旨

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成19年）」（以下、現行基準という。）において、防波堤や係留施設の全体安定性の照査に対して、レベル1信頼性設計法（部分係数法）が導入された。本研究の目的は、現行基準による部分係数法による設計法について、次期改訂に向けて見直すための方向性を示し、ケーソン式岸壁の滑動・転倒照査に対する新しい部分係数を提案することである。見直しの視点は、1) 荷重抵抗係数アプローチに基づく部分係数法による設計法への移行、2) 目標安全性水準の精査・見直しの2点である。

本研究では、レベル1信頼性設計法（部分係数法）に対する、荷重抵抗係数アプローチと材料係数アプローチに関する両者の得失に関して整理および考察を行った。この結果、地盤や基礎が関係する港湾構造物の全体安定性に対する照査に対しては、荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法による設計法へ移行することを提案した。

また、ケーソン式岸壁が有すべき永続状態の安全性水準としては、今後増加が予想される改良設計に関する問題点等を踏まえ、過去に安全率法によって設計された断面が有する安全性水準を、目標安全性水準として再設定することが適切であることを示した。

さらに、上記の検討結果を踏まえ、従来の安全率法によって設定される断面が有する安全性水準を目標安全性水準とした際の、ケーソン式岸壁（設計水深4.5m～20.0m）の滑動および転倒照査に対する、荷重抵抗係数アプローチによる部分係数を提案した。なお、本稿における、破壊確率の評価や部分係数の設定は、全てモンテカルロシミュレーションを用いて実施した結果によるものである。その詳細手法については、関係技術者の今後の参考となるよう、付録として示した。

キーワード：レベル1信頼性設計法、荷重抵抗係数アプローチ、目標安全性水準、ケーソン式岸壁、永続状態、モンテカルロシミュレーション

* 港湾研究部 港湾施設研究室 主任研究官
** 港湾研究部 港湾施設研究室 交流研究員（東亜建設工業株式会社）
*** 港湾研究部 港湾施設研究室 交流研究員（五洋建設株式会社）
**** 港湾研究部 港湾施設研究室 室長

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 国土交通省国土技術政策総合研究所
電話：046-844-5029 Fax：046-844-5081 e-mail: takenobu-m83ab@mlit.go.jp

目 次

1. 本研究の目的と構成	1
1.1 材料係数アプローチから荷重抵抗係数アプローチに基づく 部分係数法（レベル1信頼性設計法）への移行	1
1.2 従来の設計法（安全率法）と現行基準による 断面決定要因の分析および目標安全性水準の精査・見直し	1
2. レベル1信頼性設計法（部分係数法）に関する諸考察	2
2.1 安全率法と信頼性設計法	2
2.2 レベル1信頼性設計法（部分係数法）における 材料係数アプローチと荷重抵抗係数アプローチ	3
2.3 地盤や基礎が関連する港湾構造物の全体安定性に用いるべき 部分係数のフォーマットに関する考察	6
3. ケーソン式岸壁の永続状態における滑動照査・転倒照査を対象とした 目標安全性水準に関する考察	8
3.1 本章の概要	8
3.2 ケーソン式岸壁の安全率による照査手法	8
3.3 ケーソン式岸壁の部分係数法による照査手法	9
3.4 安全率法と現行の部分係数法で決定されるケーソン断面幅の違い	10
4. モンテカルロシミュレーションによる信頼性解析の導入	15
4.1 本章の概要	15
4.2 モンテカルロシミュレーションによる信頼性解析を導入する意図	15
4.3 モンテカルロシミュレーションによる信頼性解析の事例	16
4.4 FORMによる計算結果との比較	22
5. ケーソン式岸壁の破壊確率の評価と目標破壊確率に対する部分係数の設定	23
5.1 本章の概要	23
5.2 ケーソン式岸壁の破壊確率の評価	23
5.3 目標安全性水準の設定	27
5.4 部分係数の計算	28
5.5 設計条件による部分係数の使い分けに関する検討	31
5.6 部分係数のフォーマットに関する検討	32
5.7 本章のまとめ	35
6. 結論	36
謝辞	37
参考文献	37

付録A 重力式係船岸の安全率法を用いた設計手法の変遷	38
付録B 本資料の検討に用いた設計パラメータの設定根拠	42
付録C MCSを用いた設計点の計算手法	48
付録D MCSを用いた感度係数の計算方法	52
付録E FORMおよびMCSを用いた感度係数と部分係数に関する計算結果の比較	53
付録F 本資料に用いた確率変数とする設計因子とその統計的性質の設定根拠	61
付録G 各部分係数アプローチにおけるMCSによる感度係数の比較	67
付録H 各種部分係数を適用した際のケーソン式岸壁の滑動・転倒照査に対する破壊確率一覧	70

1. 本研究の目的と構成

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成19年）」¹⁾（以下、現行基準という。）において、防波堤や係留施設の全体安定性の照査に対して、レベル1信頼性設計法（部分係数法）が導入された。本研究の目的は、技術基準の次期改訂に向けて、現行基準における部分係数のフォーマットおよび目標とする安全性水準に関する課題とその見直しの方向性について、ケーソン式岸壁の滑動および転倒照査を例に整理し、ケーソン式岸壁に対する新しい部分係数（滑動および転倒照査）を提案することである。見直しの視点は、以下、1.1および1.2に示す項目である。なお、第2章において1.1に関する内容、第3章～第5章において1.2に関する内容を論じる。

1.1 材料係数アプローチから荷重抵抗係数アプローチに基づく部分係数法（レベル1信頼性設計法）への移行

現行基準における部分係数法による設計法は、材料係数法^{例えば2)}（以下、材料係数アプローチという。）に近い考え方にに基づき構築されている。一方、荷重抵抗係数法^{例えば2)}（以下、荷重抵抗係数アプローチという。）の考え方に基づく部分係数法による設計法がある。

本研究では、材料係数アプローチに基づく部分係数法（現行基準で採用）と荷重抵抗係数アプローチに基づく部分係数法の相違点や得失について論じる。そのうえで、次期基準改訂では、地盤や基礎が関係する港湾構造物の全体安定性の照査に関して、荷重抵抗係数アプローチに基づく部分係数法による設計法へ移行することを提案する（第2章）。

1.2 従来の設計法（安全率法）と現行基準による断面決定要因の分析および目標安全性水準の精査・見直し

(1) 研究の背景

現行基準の部分係数は、過去の設計法（安全率法等）の平均的な安全性水準に基づき設定されるものに加えて、期待費用最小化の考え方に基づく部分係数も設定されている。後者については、現行基準において、「従来の設計法では過度に安全な断面が設定され、不経済となる場合があるため、そのような場合には期待費用最小化に基づく設定を推奨している」とされている¹⁾。このため、永続状態に対する係留施設等の性能照査を対象に、期待費用最小化の考え方に基づく部分係数が、現行基準では設定されている。

本稿で後述するとおり、例えば、ケーソン式岸壁の場合、現行基準における永続状態の滑動・転倒照査によっ

て決定する最小断面は、照査用震度が0.1程度の断面となる。このため、現行基準では、地震危険度が小さい地域や港湾で今まで建設されてきた照査用震度の下限值（0.05）に対応する断面は設定されることがない。新設の岸壁や護岸であれば問題はない。一方で、既存施設の改良設計の際、既存の岸壁や護岸をそのまま残置・利用する場合は、新設時と同様に現行基準に適合しているかの照査が必要となる。その際、永続状態の照査を満足しないがために、コストをかけた大幅な断面補強が必要となる可能性もある。さらに、永続状態に対する設計は、海外で重要な位置を占めるため、注意が必要である。我が国の港湾基準は、英語翻訳³⁾がなされ、東南アジア等でのODA工事などで利用されているが、地震危険度の低い国や地域では、永続状態で断面が決定する。このような条件下では、永続状態に対する安全性水準の設定は非常に重要になる。

以上を踏まえると、過去の安全率法と現行基準により決定される断面において、どの程度の相違が発生するかについて、幅広い設計条件下で俯瞰することが極めて重要である。また、必要に応じて、目標安全性水準を適切に見直すことも検討すべきであろう。

(2) 研究の構成（第3章～第5章）

本研究では、第3章で、上述した課題に対応するための緒端の検討として、永続状態におけるケーソン式岸壁の滑動照査および転倒照査を例題として、過去の安全率法および現行基準に基づき決定される幅広い設計条件下での設計された断面において、ケーソン断面の幅にどの程度の差が生じるかを分析する。

次に、第4章では、本研究で行う信頼性解析の方法として、モンテカルロシミュレーションを利用するため、その導入意図を説明する。その上で、モンテカルロシミュレーションによる信頼性解析の具体的な計算手法を解説する。解説は、ケーソン式岸壁の永続状態における滑動・転倒の照査を事例として、破壊確率、設計点（破壊点）、感度係数、部分係数の設定方法などについて詳述する。最後に、モンテカルロシミュレーションによる信頼性解析と1次信頼性理論FORM（First-Order Reliability Method）による解析結果の比較結果を示す。なお、本稿における、破壊確率の評価や部分係数の設定は、全てモンテカルロシミュレーションを用いて実施した結果によるものである。その詳細手法については、関係技術者の今後の参考となるよう、付録として示す。

最後に、第5章では、第3章で設定した目標とする安全性水準（破壊確率）を用いて、ケーソン式岸壁の滑動照

査および転倒照査に対する、①材料係数アプローチによる部分係数と、②2種類の荷重抵抗係数アプローチによる部分係数の、合計3種類の部分係数を試算する。また、この3種類の部分係数を用いて滑動および転倒照査に必要なケーソンの必要断面幅を比較した上で、永続状態に対するケーソン式岸壁の滑動および転倒照査に対する部分係数を提案する。

2. レベル1信頼性設計法（部分係数法）に関する諸考察

本章では、はじめに安全率法と信頼性設計法の相違点について概説する(2.1)。次に、レベル1信頼性設計法（部分係数法）における、材料係数アプローチと荷重抵抗係数アプローチに基づく設計法の相違点とその得失について論じる(2.2)。その際、地盤と構造物の両者から構成され、その相互作用が重要となる、いわゆる土構造物が主体である港湾構造物の全体安定性の照査への適用性に着目する。最後に、2.3にまとめとして、次期基準では、係留施設などの全体安定性に適用するレベル1信頼性設計法（部分係数法）として、荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法を採用することを提案する。

2.1 安全率法と信頼性設計法

(1) 安全率法と信頼性設計法に共通する事項

港湾構造物の設計は、本来、多種多様の不確実性を考慮する必要がある。地盤強度や材料強度など抵抗側のばらつき、土圧や水圧などの荷重側のばらつき、解析上の単純化にともなう誤差、設計式自体が有する誤差などである。

この不確実性に対処する方法の一つとして、従来から利用されてきた安全率法が位置づけられる。また、信頼性設計法も同じ位置づけにある。ただし、いずれの設計法を採用するとしても、設計にとって重要なことは、これら力学的な安定性に対する不確実性を考慮しつつも、それとトレードオフの関係にある経済性を、バランス良く両立させることにある⁴⁾。

(2) 安全率法の特徴

安全率法（または許容応力度法）は、安全率がある許容される安全率を下回らないように断面を設定する設計法である。一般に安全率は、抵抗側の合計値と作用側の合計値との比で定義される。このため、一つの安全係数を用いて照査を行う方法である。

港湾構造物の設計では、現行基準より以前の基準では、

長年の間、安全率法が用いられてきた。また、許容安全率は、関係する技術者が過去の施工実績や破壊・非破壊事例などを踏まえ、かつ経済性にも配慮し、苦勞しながら設定してきたものであると考えられる。すなわち、過去の経験に裏打ちされた設計法であり、その点、非常に信頼できる設計法であるといえる。

しかしながら、安全率法には、安全率の見直しが非常に難しいという点に大きな課題がある。例えば、安全率法による多数の構造物の建設実績の蓄積があり、その力学的な安定性が十分確認されてきた状況を考える。このような場合であっても、安全率が経験的に設定されてきたものであるため、それを見直そうとしても、その根拠を定量的⁵⁾に示すことができない。

(3) 信頼性設計法の特徴

一方、信頼性設計法は、設計上想定される多種多様の不確実性の要因を確率論的に取扱い、構造物に要求される限界状態を超過する確率（破壊確率）を定量的に照査し、設計断面を決定する設計法である。このため、信頼性設計法（または信頼性解析）では、安全率法では対応ができない、構造物が保有する安全性（力学的な安定性の程度）の大小を、破壊確率という指標で定量化し、評価することができる。このため、信頼性設計法では、構造物が保有すべき安全性の水準を示す指標、目標破壊確率（または目標安全性指標）の設定が重要となる。

信頼性設計法の特徴により、安全率の見直しが可能となる。例えば、ある構造形式の構造物が、所定の安全率で多数建設されており、安全に利用されてきた実績の蓄積があるとする。一方で、ある設計パラメータのばらつきの程度が、新技術の開発や現地での計測結果の蓄積などから、小さくなっていることが確認されたとする。このような場合、従来の構造物が保有していた破壊確率と、対象とする設計パラメータのばらつきが小さくなった条件における破壊確率とを比較すると、当然のことながら、後者の破壊確率は小さく評価される。これを活用することにより、後者の破壊確率を前者の破壊確率まで大きく（許容）することができる。この場合、後者の設計では、結果として、安全率を下げることも可能となる。

このように、信頼性設計の枠組みを利用することで、破壊確率という定量的な指標に基づき、安全率の見直しをはかることができる。このような設計の改善は、施工精度や施工品質の改善、新しい解析手法の導入による解析誤差の低減、土質調査手法の高度化による土質パラメータの評価の精度向上、実測データの蓄積による作用モデルの精度向上、より精度の高い設計式の導入など、様々

な要因によって行うことができる。また、第1章で示した期待費用最小化の考え方に基づき、最適と判断される目標破壊確率を設定することも可能である。

2.2 レベル1信頼性設計法（部分係数法）における材料係数アプローチと荷重抵抗係数アプローチ

本節では、はじめに、レベル1信頼性設計法（部分係数法）が信頼性設計法のなかで、どのような位置づけにあるかについて概説する（(1)）。次に、レベル1信頼性設計法（部分係数法）において、材料係数アプローチによる部分係数法と荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法の2つの考え方が存在することを示し、その考え方の基本的な相違点を簡潔に示す（(2)）。さらに、両者の相違点を踏まえた上で、その得失について詳細に論じる（(3)）。さらに、現行基準（材料係数アプローチによる部分係数法）に対する実務設計者からの意見を紹介する（(4)）。最後に、次期基準では、地盤や基礎が関係する照査に関して、荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法へ移行することを提案する（(5)）。

(1) 信頼性設計法の3つのレベル

信頼性設計法は施設の破壊の可能性を確率論に基づく手法によって評価する方法であり、その評価方法に応じて3つの設計水準がある¹⁾。最も高位に属するレベル3は構造物の破壊確率 P_f によって、レベル2は信頼性指標 β によって、最も簡易なレベル1は部分係数 γ を用いた性能照査式によってそれぞれ評価される（表2.1）。

レベル3信頼性設計法の評価に用いられる破壊確率の算出にあたっては、一般に、性能関数に基づいて同時確率密度関数を求め、これを多重積分する必要がある。しかしながら、同時確率密度関数の定式化や高次の多重積分の実行などは困難を伴う場合があり実用的ではないことが多い。このため、破壊確率を数值的に計算するモンテカルロシミュレーションなどの手法が用いられる。

また、レベル2信頼性設計法においては、破壊確率と関連付けられる信頼性指標を評価パラメータとする。信頼性指標は、1次信頼性理論（FORM：First-Order Reliability Method）等の方法に基づき算出される。

一方、レベル1信頼性設計法においては、特性値に部分係数を乗じて得られる設計用値を算出し、耐力の設計用値 R_d が作用効果の設計用値 S_d を上回ることを確認することによって性能照査が行われる。なお、レベル1信頼性設計法における部分係数は、レベル3またはレベル2の信頼性解析により、目標となる破壊確率又は信頼性指標に対応する部分係数としてコードキャリブレーションにより

設定される。このため、レベル1信頼性設計法は、既存の照査式を用いるものの、性能照査において破壊確率を間接的に考慮できる手法である。

表 2.1 信頼性設計法の3つのレベル

設計水準	性能照査式	評価パラメータ
レベル3	$P_f \geq P_f$	破壊確率
レベル2	$\beta_T \leq \beta$	信頼性指標
レベル1	$R_d \geq S_d$	設計用値

(2) レベル1信頼性設計法（部分係数法）における2つのアプローチ

レベル1信頼性設計法（部分係数法）には、2つの異なる考え方がある。材料係数法アプローチによる部分係数法と荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法である。以下、その基本的な考え方について概説する。

a) 定義

材料係数アプローチによる部分係数法と荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法の一般的な定義を以下に示す。

【材料係数アプローチによる部分係数法】

確率変数として取り扱う各設計パラメータの特性値に部分係数を直接乗じて設計用値を求め、その設計用値を設計計算モデルに代入して求められた抵抗値や荷重値を利用して、安全性余裕を確保する設計照査の方式²⁾。

【荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法】

各設計パラメータの特性値をそのまま設計計算モデルに代入して求めた全体的な抵抗値・荷重値を、抵抗係数により割り引く・荷重係数により割り増す、ことにより、安全性余裕を確保する設計照査の方式³⁾。

b) 事例による両アプローチの相違点の説明

次に、円弧すべり解析による基礎地盤の安定性の照査を例題として、安全率法および両アプローチによる具体的な照査手順の違いを説明する。ここでは、重力式岸壁を対象とした修正フェレニウス法による円弧すべり解析を用いた安定性の照査を例題として示す。

（安全率法）

安全率法では、一軸圧縮試験から得られた粘性土のせん断強度や単位体積重量など、地盤パラメータの平均的な値を用いて、修正フェレニウス法によって抵抗モーメ

ントと起動モーメントとの比として定義される安全率が最小となる円弧形状と位置を探索し、許容される安全率を満足するように設計が行われる。また、その円弧すべり形状を参考として、地盤改良範囲などが設定される。

(材料係数アプローチによる部分係数法)

一方、現行基準の部分係数法（材料係数アプローチによる部分係数法）では、円弧すべり解析を実施する前に、各設計パラメータに設定されている部分係数を特性値に乗じて求められる「各設計パラメータの設計用値」をはじめに算定する。例えば、粘性土のせん断強度は、その特性値（概ね平均値）に部分係数を乗じて地盤強度を低下させる。この設計用値を用いて、修正フェレニウス法によって抵抗モーメントと起動モーメントとの比として定義される耐力作用比が最小となる円弧形状と位置を探索し、許容される耐力作用比（=1.0）を満足するように設計がおこなわれる。

表-2.2に、現行基準における重力式岸壁における永続状態に関する円弧すべりに関する部分係数（材料係数アプローチによる部分係数法）を示す。表中の γ 、 α 、 μ/\bar{X}_k 、 V は、それぞれ各設計パラメータの部分係数、感度係数、平均値の偏り、変動係数である。

表-2.2 重力式岸壁における永続状態の部分係数¹⁾

		γ	α	μ/\bar{X}_k	V	
円弧すべり	$\gamma_{\text{地盤}}$	地盤強度：粘着力	0.90	0.407	1.00	0.04
		地盤強度：せん断抵抗角の正接	0.90	0.330	1.00	0.04
		マウンドが海底面より上に位置する場合	1 海底面より上にある地盤、消波工等	1.10	-0.176	1.00
	$\gamma_{\text{マウンド}}$	2 マウンド、海底面より下にある砂質土	0.90	0.227	1.00	0.03
		3 海底面より下にある粘性土	1.00	0.000	1.00	0.03
		マウンドが海底面より上に位置する場合	1 海底面より上にある地盤、マウンド、消波工等	1.10	-0.176	1.00
	$\gamma_{\text{マウンド}}$	2 海底面より下にある砂質土	0.90	0.227	1.00	0.03
		3 海底面より下にある粘性土	1.00	0.000	1.00	0.03
		$\gamma_{\text{荷重}}$	載荷重	1.80	-0.543	1.00
$\gamma_{\text{水位}}$	残留水位	1.10	-0.014	1.00	0.05	

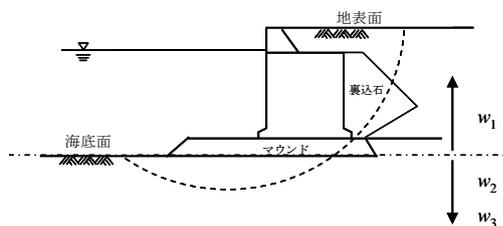


図-2.1 現行基準における地盤の取扱い

本表に示すとおり、材料係数アプローチによる部分係数法を用いた円弧すべり照査では、円弧すべり解析を行う前に、各設計パラメータの特性値に部分係数を乗じることに特徴がある（粘性土のせん断強度は0.9倍に低減、砂質地盤のせん断抵抗角の正接は0.9倍に低減、地盤の単位体積重量はマウンドと海底面との高さ関係によって

場所ごとに0.9倍から1.1倍、上載荷重は1.8倍に増加、残留水位は1.1倍に増加）。

以上に示したとおり、材料係数アプローチによる部分係数法では、最初に、確率変数として取り扱う各設計パラメータの特性値に部分係数を直接乗じて設計用値を求め、その設計用値を設計計算モデルに代入して求められた抵抗値や荷重値を利用して、安全性余裕を確保する設計照査の方式である。いわば、設計に影響を及ぼす要因の最も源にまでさかのぼり、破壊確率をコントロールするという考え方に基づく設計法であることがわかる。

(荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法)

最後に、荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法について紹介する。本アプローチによる部分係数法の場合、基本的に各設計パラメータの特性値（概ね平均値）をそのまま利用して、修正フェレニウス法による円弧すべり解析を行うことになる。この計算過程は、安全率法と同じである。荷重抵抗係数アプローチでは、抵抗モーメント（特性値）と起動モーメント（特性値）との比（耐力作用比）が最小となる円弧形状・位置を探索することになるが、これは安全率が最小となる円弧形状・位置の探索結果と一致する。

荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法の場合、例えば、上述した手順で算定された抵抗モーメント（特性値）に対して部分係数を乗じて算定した抵抗モーメントの設計用値と、同様に算定した起動モーメントの設計用値を算定し、両者の比として定義される耐力作用比が許容される耐力作用比（ ≥ 1.0 ）を満足するように設計が行われる。

以上に示すとおり、荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法では、各設計パラメータの特性値をそのまま設計計算モデルに代入して求めた全体的な抵抗値や荷重値を、抵抗係数（抵抗値の前に乗じる係数）により割り引く、あるいは、荷重係数（荷重値の前に乗じる係数）により割り増すことにより、安全性余裕を確保する設計照査の方式である。設計手順は、安全率法における手順に近い。特に、地盤パラメータは特性値（概ね平均値）に基づき抵抗や作用を計算するため、設計計算の最後の段階まで、地盤の平均的な挙動を設計者が確認しながら設計を行うことが可能である。

(3) 材料係数アプローチと荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法の得失

本項では、(2)の内容に基づき、総論として材料係数アプローチと荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法の

得失を論じる。特に、地盤と構造物の相互作用が重要となる港湾構造物の全体安定性の照査に着目して、両アプローチによる部分係数法の適用性について論じる。なお、本項の内容については、文献 7)における記載内容も参考とした。

a)材料係数アプローチによる部分係数法の得失

材料係数アプローチによる部分係数法の特徴は、設計で考慮する様々な設計パラメータの不確実性や解析誤差等をその源で処理しているところにある⁸⁾。不確実性の処理としては、極めて直感的であり、合理的な方法である。このため、個々の不確実性を低減するようなデータの蓄積や技術開発などがなされた場合には、それに関係する部分の部分係数のみを変更することにより、従来と同じ目標破壊確率の水準を有する設計が簡単にできる。

一方で、材料係数アプローチによる部分係数法の欠点もある。特に地盤が関係する照査において、非線形性が強い問題では、実際には想定しえない限界状態で照査をおこなってしまう可能性がある。すなわち、地盤の強度や剛性を、従来の特性値(概ね平均値)から部分係数により大きく低減した状態で、円弧すべり照査や有限要素法などによる変形解析をおこなっても、果たして(通常は1回しか解析を行わない)設計で照査対象とすべき現実的な限界状態であるかについて不明である。また、基本的に全ての設計パラメータや解析誤差等を確率変数として位置付けるため、部分係数が非常に多く設定されてしまう。部分係数が細分化されており、設計実務で適用すべき部分係数を間違えて設定するなど、計算ミス誘発しかねない。

b)荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法の得失

荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法は、設計で考慮する様々な設計パラメータの不確実性や解析誤差等を認識しつつも、各設計パラメータは基本的に特性値をそのまま利用して、ある項としてまとまった抵抗値や作用の合計値を特性値として算出し、最後にこれらの特性値に部分係数を乗じることにより、安全性余裕を確保する方法である。その特徴は、その計算手順(第一の特徴)と、部分係数を乗じる特性値を比較的大括りにした抵抗または作用の合計値としていること(第二の特徴)、にある。

この計算手順(第一の特徴)により、荷重抵抗係数アプローチによる設計法では、設計者は、設計の最終段階まで、構造物のもっともありそうな挙動を可能なかぎり追跡して設計を行うことができる⁹⁾。特に、地盤が関係

する照査で、非線形性が強い問題であっても、地盤のもっともありそうな挙動を最後まで見届けて設計を行うことになるため、材料係数アプローチによる部分係数法で述べた懸念(設計で照査対象とすべき現実的な限界状態を照査していない可能性)は回避される。

また、この特徴は、設計者の工学的センスや過去の経験による設計チェック機能を有効に働かせることになるため、非常に重要な点である。すなわち、荷重抵抗係数法の計算過程において、安全率法による力学的なバランスを必ず確認することになるため、1回の照査計算でも設計チェック機能が有効に働くものと考えられる。

さらに、第二の特徴である「部分係数を乗じる特性値を比較的大括りにした抵抗または作用の合計値としていること」により、抵抗および作用の両方に共通の設計パラメータを含むような、性能関数が複雑な問題にも対応しやすいという利点もある。例えば、円弧すべり解析における地盤の単位体積重量の増減の影響は、すべり破壊に対して危険側にも安全側にも作用するため、先述したとおり材料係数アプローチによる部分係数での対応は非常に難しい。このような場合は、各々の設計パラメータにまで遡って部分係数を設定することは合理的ではない場合もあるため、荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法が優位であると考えられる。

さらに、第二の特徴により、「性能照査式自体が有する不確実性の程度が全体としてはある程度把握されているものの、その源である地盤定数等の統計的性質と分離することが困難である照査(または、合理的ではいと判断される照査)」への適用も可能である。このような照査は、地盤が介在する港湾構造物の照査に多くみられる。

例えば、杭の極限支持力の照査が該当すると考えられる。杭の載荷試験の実測値の蓄積によって、設計照査式が有する全体としての不確実性は把握することができるが、一般に、この変動要因を各土層や支持層の地盤パラメータの統計的性質との関係から、明確に関係づけることは難しい。

また、軟弱地盤における「円弧すべり解析(修正フェレニウス法)による安全率による照査」も同様である。安全率法としての不確実性は、過去のすべり破壊・非破壊の事例から大方わかっている⁹⁾ものの、そもそも修正フェレニウス法は簡単な仮定に基づく分割円弧すべり法であり、この解析結果の不確実性の要因をはたして各土層の地盤強度のばらつきなどの細分化された設計要因にさかのぼり評価することが妥当であるかは議論の分かれるところである。いずれにしても、このような照査に対して、荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法は親和

性がある。

一方で、荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法の欠点もある。これは、材料係数アプローチによる部分係数法の利点の裏返しの関係となる。すなわち、荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法では、設計で考慮する様々な設計パラメータの不確実性や解析誤差等をその源で処理していないため、個々の不確実性を低減するようなデータの蓄積や技術開発などがなされた場合でも、容易に該当する部分の部分係数を変更することができない。また、特性値の括り方については、任意とすることができるため、その点、基準策定者の意向によって、様々な荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法のフォーマット（体裁）が混在することも欠点となり得る。ただし、最後の項目は、設計者が利用しやすいフォーマットを柔軟に設定できるという利点でもあるので、一概に欠点とは言えない。

(4) 実務設計者からの意見

本項では、さらに、材料係数アプローチおよび荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法の課題について、現場の設計者や関係する研究者からの意見を紹介する¹⁰⁾。

現行基準においては、材料係数アプローチに近い部分係数法を用いたレベル1信頼性設計法が防波堤や岸壁等の性能照査手法として導入された。レベル1信頼性設計法の導入により、照査する限界状態が明確になるとともに、作用および耐力に関する多くの設計パラメータのばらつきや推定誤差を確率論によって取り扱い、限界状態に至る可能性（破壊確率）を考慮した設計を行うことができるようになった。

しかしながら、現場の設計者や関係する研究者等から、現行基準の部分係数法に対する様々な意見が寄せられている。以下に、主要な意見を紹介する。

- ① 部分係数の解釈が難解で、設定方法も煩雑である。
部分係数が細分化され過ぎており、計算ミスを起こしやす。また、細かく設定された部分係数を用いて照査しても、実際には地震で断面が決まっているケースが多いので、極めて形式的な照査を行っていることになっているのではないか。部分係数の簡素化ができないか。
- ② 部分係数の適用条件（構造形式や諸元、荷重・材料条件等）についての制限が多く、また、その適用範囲も明確ではない。もっとタフに利用ができる部分係数とならないか。日本の部分係数を海外の港湾工事で利用する際に、その適用可否について判断ができない。
- ③ 地盤が関係する安定性照査については、材料係数法

アプローチより荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法の方が良いのではないか。

例えば、円弧すべり解析の場合、従来は地盤強度の特性値（概ね平均値）に基づき最小安全率となる円弧位置と形状を評価し、その結果に応じて軟弱地盤の地盤改良範囲等を設定してきた。一方で、地盤強度を低減させた設計用値を用いる円弧すべり解析では、円弧の位置や形状が変わる場合もあり、不安感がある。

また、直杭式栈橋における鋼管杭に発生する応力の照査についても、栈橋部（杭と梁）と地盤部分を一体化したフレーム解析モデルの入力条件として、地盤反力バネの特性値に部分係数を乗じて低減させたバネ値（設計用値）を用いて解析を行うことに違和感を覚える。地盤抵抗は平均値に近い特性値を与えてフレーム解析を行い、その計算結果から一定の安全性余裕を付与するような部分係数を乗じる形式での照査が良いのではないか。そうすることで、設計者は、地盤側の最もあり得そうな挙動をイメージしながら設計することになり、照査する意味が増すのではないか。

- ④ 現行基準の部分係数は、新設の典型的な構造形式を前提としているが、今後は既設構造物の改良・補強設計が多くなる。全く新しい構造形式も含めて、複雑な断面形状に対して柔軟な対応を取ることができる信頼性設計法の枠組みが必要ではないか。

2.3 地盤や基礎が関係する港湾構造物の全体安定性の照査に用いるべき部分係数のフォーマットに関する考察

本章では、レベル1信頼性設計法（部分係数法）に関する諸考察をおこなった。特に、現行基準のフォーマットに近い、材料係数アプローチによる部分係数法と荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法の得失について、様々な視点から考察を行った。以下、繰り返しになる部分もあるが、特に地盤や基礎が関係する港湾構造物の全体安定性の照査に用いるべき部分係数について更に考察する。

材料係数アプローチに基づく部分係数法は、設計パラメータの不確実性や解析誤差等をその源で処理しているため、極めて合理的な方法である。このため、個々の不確実性を低減するようなデータの蓄積や技術開発などがなされた場合には、それに関する部分係数のみを変更することにより、従来と同じ目標破壊確率の水準を有する設計が簡単にできる。

このように一見すると材料係数アプローチによる設計は合理的な手法に見える。しかしながら、先述したとお

り、港湾構造物においては地盤と構造が連成する状態で照査を行う場合が多い。この際、照査式に入力する条件の段階で不確実性を考慮すると、非線形性が強い問題に対しては、実際に想定し得ない状態で照査を行う可能性があるなどの課題がある。

また、円弧すべり解析による照査などは、設計法全体としての不確実性がある程度わかっているものの、その源となる個々の地盤パラメータなどに、設計法全体としての不確実性の根拠を一对一で求めてよいのかについては、まだ議論の分かれるところである。例えば、地盤調査で得られた N 値の結果から設計で用いる地盤パラメータの特性値を決定するまでの過程を見れば、以下のような誤差が存在していると考えられるが、実際にこれらの明瞭な分離はむずかしい。

- i : 地盤のボーリング調査等から得られる N 値等の計測誤差
- ii : N 値から ϕ への変換等の設計上便宜的に用いる物性値に対する変換誤差
- iii : 使用する物性値等の空間的なモデル化を実施する際の誤差
- iv : 設計に利用する物性値の統計的なばらつき
- v : 物性値の統計的性質を推定する際の誤差
- vi : 設計に用いる照査式自体が有する誤差

これに関しては、例えば大竹ら¹¹⁾は、破壊確率に及ぼす性能照査式のモデル化誤差(上記vi)は、他の誤差等の要因に比べて非常に大きいこと示している。地盤や基礎が関係する港湾構造物の設計に用いる照査式についても、大竹らが指摘するような誤差の構造になっている可能性もあるが、現段階でそのような検討事例はなく、これらは今後の研究課題であると考えられる。

一方、荷重抵抗係数アプローチに基づく部分係数法では、設計で考慮する様々な設計パラメータの不確実性や解析誤差等を認識しつつも、各設計パラメータは基本的に特性値をそのまま利用して、ある項としてまとまった抵抗値や作用の合計値を特性値として算出し、最後にこれらの特性値に部分係数を乗じることにより、安全性余裕を確保する手法である。これによれば、地盤が関係する照査で、非線形性が強い問題であっても、地盤のもっともありそうな挙動を最後まで見届けて設計を行うことになるため、設計者の工学的センスや過去の経験による設計チェック機能を有効に働かせることになるなど、設計実務における利点は多い。

また、抵抗・作用の両方に共通の設計パラメータを含

むような、性能関数が複雑な問題にも対応し易いことや、

「性能照査式自体が有する不確実性の程度が全体としてはある程度把握されているものの、その源である地盤定数等の統計的性質と分離することが困難である照査(または、合理的ではないと判断される照査)」への適用も可能である。このような照査は、円弧すべり破壊や杭の支持力の照査など、地盤が介在する港湾構造物の照査に多くみられる。先述したとおり、性能照査式自体が有する誤差を把握することは重要であり、それを明らかにするためには現地実験(模型実験も含む)や施工時の計測結果、実際の破壊・非破壊事例などの結果を蓄積^{例えば12),13)}し、積極的に利用していく必要がある。過度に細分化した部分係数ではなく、実測などが可能な土圧合力などのある程度大きな括りとして部分係数を設定しておくことで、上述した計測データの蓄積などを促すことができると考えられる。これにより、本来あるべき設計法の改善や見直しにも繋がるのではないかと考える。

以上のことから、次期基準改訂では、地盤や基礎が関係する港湾構造物の全体安定性の照査に関して、荷重抵抗係数アプローチに基づく部分係数法による設計法へ移行することを提案するものである。

3. ケーソン式岸壁の永続状態における滑動照査・転倒照査を対象とした目標安全性水準に関する考察

3.1 本章の概要

本章では、ケーソン式岸壁を事例として、安全率法から現行基準の部分係数法への移行にともなう影響について分析する。分析の対象は、ケーソン式岸壁の永続状態における滑動照査と転倒照査のみの条件によって決定する断面である。第2章では円弧滑りを例に、荷重抵抗係数アプローチとする提案の理由について述べたが、この理由は本章の分析対象についても同様である。本検討条件は、ケーソン式の岸壁や護岸を、非常に堅固な基礎地盤上（岩盤も含む）で、かつ極めて薄い層厚の基礎捨石マウンド上に建設する場合に該当する。

分析の視点は、安全率法と現行基準の部分係数法を用いて同じ設計条件下で設計を行った場合における、安全率法と現行基準の部分係数法によって決定される永続状態に関するケーソン幅への影響程度である。

両者の手法によるケーソン幅の変化量について検討すると共に、耐震設計で決定されるケーソン幅との比較を行うことにより、ケーソン式岸壁の滑動および転倒照査に対する安全性水準として、適切であると考えられる安全性水準に関して考察を行った。

3.2 ケーソン式岸壁の安全率による照査手法

現行基準以前は、ケーソン式岸壁の安定性の照査に対しては、安全率法が用いられていた。安全率法では、ケーソン式岸壁の滑動および転倒に対する安定性は、抵抗側の合計値 R と荷重側の合計値 S との比を安全率とし、これがそれぞれの照査モードに対する許容安全率以上となることを確認する照査を行う。安全率、および許容安全率は、それぞれ式(3.1)、表-3.1に示すとおりである。なお、表-3.1中の常時とは、現行基準での永続状態に相当する状態である。

$$Fs = R/S \quad (3.1)$$

ここに、 F_s : 安全率である。

表-3.1 既往の基準における許容安全率¹⁷⁾

	滑動照査	転倒照査
常時	1.2	1.2
地震時	1.0	1.1

抵抗 R と荷重 S は、ケーソン式岸壁の常時における滑動照査と転倒照査の場合は、以下のとおりとなる。ただし、抵抗 R と荷重 S は滑動照査の場合は作用する力の合力を、

転倒照査の場合は作用する力のモーメントを表す（図-3.1）。

（滑動照査）

$$\begin{aligned} R &= \mu \cdot (W - U + P_V) \\ S &= P_H + P_{wH} \end{aligned} \quad (3.2)$$

（転倒照査）

$$\begin{aligned} R &= W \cdot x_1 - U \cdot x_2 + P_V \cdot x_3 \\ S &= P_H \cdot y_1 + P_{wH} \cdot y_2 \end{aligned} \quad (3.3)$$

ここに、

μ : 摩擦係数

W : ケーソンの壁体重量

U : ケーソンに作用する浮力

P_V : ケーソン壁体に作用するクーロン土圧の鉛直合力

P_H : ケーソン壁体に作用するクーロン土圧の水平合力、

P_{wH} : ケーソン壁体に作用する残留水圧

x_{1-3} : 荷重作用位置までの水平距離

y_{1-2} : 荷重作用位置までの高さ

である。

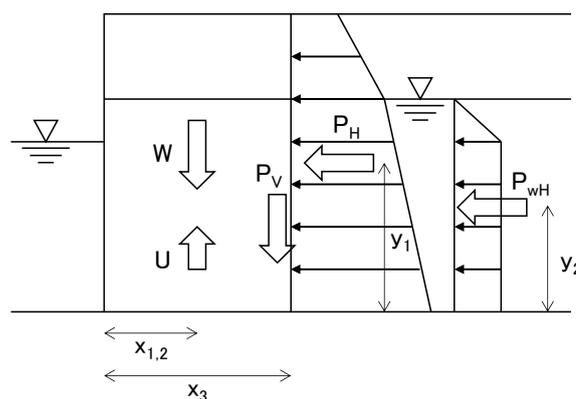


図-3.1 荷重図（ケーソン式岸壁）

表-3.1に示す許容安全率は、昭和25年発行の「港湾工事設計方要覧」¹⁴⁾のなかで既に示されており、滑動照査については、「滑出しに対する安全率は、常時1.2以上でなければならぬ」と規定されている。また、転倒照査についても、「壁体の転倒に対する安全率は、常時1.2以上でなければならぬ」とある。地震時については、昭和34年の「港湾工事設計要覧」¹⁵⁾では、地震時の滑動安全率は1.0まで下げることができるとされている。昭和42年の「港湾構造物設計基準」¹⁶⁾では、転倒安全率は1.1まで下げることができると記載されている。

この時点で、表-3.1に示す安全率が提示されたが、これ以降、平成11年版の技術基準¹⁷⁾まで、安全率の見直し

は行われていない。なお、ケーソン式岸壁の安全率法を用いた設計手法や安全率の変遷については、付録Aに詳細を示す。

3.3 ケーソン式岸壁の部分係数法による照査手法

現行基準による部分係数法では、ケーソン式岸壁の永続状態に対する滑動及び転倒の各破壊モードについて、表-3.2に示される部分係数¹⁾を用いて照査を行う(本稿ではケーソン式岸壁を対象としているため、重力式係船岸の部分係数を用いる)。これにより、永続状態に関係する4つの破壊モードである滑動、転倒、支持力、地盤のすべり破壊を考慮したシステム全体として、ある目標破壊確率以下となることを照査する。なお、表-3.2に示す表は、上記の4つの破壊モードのうち、滑動照査及び転倒照査に関する部分係数である。表中 γ 、 α 、 μ/X_k 、 V は、それぞれの設計パラメータの部分係数、感度係数、平均値の偏り、変動係数である。

一例として、壁体の滑動に対する永続状態に関して、部分係数法を用いた際の照査の事例を簡単に示す。照査は、式(3.4)によって行うことができる。

$$\mu d (W_d + P_{Vd} + U_d) \geq \gamma_a (P_{Hd} + P_{wHd}) \quad (3.4)$$

ここに、

μ : 摩擦係数

W : ケーソンの壁体重量

U : ケーソンに働く浮力

P_V : ケーソンの壁面に作用するクーロン土圧の鉛直成分

P_H : ケーソンの壁面に作用するクーロン土圧の水平成分

P_{wH} : ケーソンの壁面に作用する残留水圧

γ_a : 構造解析係数

である。

また、式中において、添字 d は設計用値を示す。

これらの設計用値は、例えば摩擦係数 μ であれば、下式に示すとおり摩擦係数の特性値 μ_k (添字 k は特性値を示す)に部分係数 γ_f を乗じることにより算出する。

$$\mu_d = \gamma_f \mu_k \quad (3.5)$$

その他の壁体重量などの設計用値については、まず、壁体を構成する材料である中詰砂、鉄筋コンクリート(RC)および無筋コンクリート(NC)の各単位体積重量の特性値に対して、表中に示されている部分係数を乗じて単位体積重量の設計用値を計算する。さらに、単位体積重量の設計用値を用いて、壁体全体の重量を計算す

ることで、壁体重量の設計用値を計算することができる。安全率法と異なり、設計の上流側において、摩擦係数や単位体積重量などの特性値に対して部分係数を先に乗じて、安全性余裕を確保する設計法である。

表-3.2 重力式係船岸における永続状態の部分係数

		耐震強化施設				
目標システム信頼性指標 β_T		3.1				
目標システム破壊確率 P_T		1.0×10^{-3}				
γ の計算に用いる目標信頼性指標 β_T^*		3.31				
		γ	α	μ/X_k	V	
滑動	γ_f	摩擦係数	0.55	0.946	1.06	0.15
	$\gamma_{P_H}, \gamma_{P_V}$	土圧合力	1.15	-0.288	1.00	0.12
	γ_{RW}	残留水位	1.00	-0.024	1.00	0.05
	γ_{RC}	RCの単位体積重量	0.95	0.026	0.98	0.02
	γ_{NC}	NCの単位体積重量	1.00	0.009	1.02	0.02
	γ_{SSD}	中詰め砂の単位体積重量	1.00	0.143	1.02	0.04
	γ_a	構造解析係数	1.00	—	—	—
転倒	$\gamma_{P_H}, \gamma_{P_V}$	土圧合力	1.35	-0.832	1.00	0.12
	γ_{RW}	残留水位	1.05	-0.092	1.00	0.05
	γ_{RC}	RCの単位体積重量	0.95	0.097	0.98	0.02
	γ_{NC}	NCの単位体積重量	1.00	0.035	1.02	0.02
	γ_{SSD}	中詰め砂の単位体積重量	0.95	0.538	1.02	0.04
		γ_a	構造解析係数	1.00	—	—

現行基準における目標破壊確率は、岸壁の初期建設費と被災時の復旧費用の期待値の和で表される期待総費用が概ね最少となるような信頼性指標として設定されている¹⁾。耐震強化施設に対しては、目標信頼性指標として3.1(破壊確率： 1.0×10^{-3})、それ以外の岸壁に対しては、2.7(破壊確率： 4.0×10^{-3})としている。

3.4 安全率法と現行の部分係数法で決定されるケーソン断面幅の違い

(1) 検討条件

安全率法と現行基準の部分係数法で決定されるケーソン断面幅の違いを比較検討するために、一般的なケーソン式岸壁を網羅するよう、複数の断面を設定することとした。断面の基本構造を図-3.2に、検討に用いた設計パラメータの条件を表-3.3に示す。条件の設定根拠は付録Bに示す。さらに、表-3.3から、現実的に考え得る設計パラメータの組合せを設定し、表-3.4に示す合計27ケースについて検討を行った。なお、比較の対象は、安全率法による常時の安全率、および現行基準による部分係数の永続状態で決定される断面である。

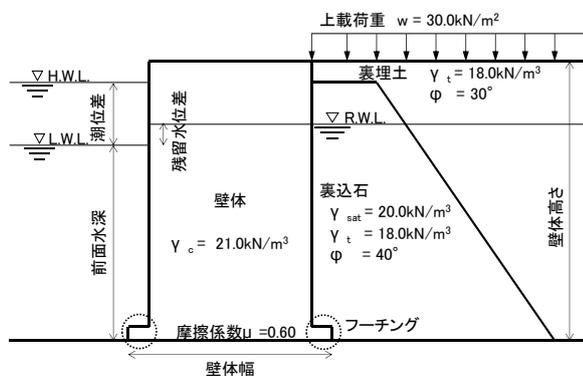


図-3.2 検討断面諸元

安全率法によるケーソンの必要断面幅は、滑動安全率または転倒安全率がほぼ1.2に合致する幅として計算した。その断面の探索方法として、ケーソンの堤体幅（フーチングを含む）を、堤体高さで除した堤体幅比を0.001ずつ変化させて探索する方法を用いた。

滑動安全率が1.2となる断面と、転倒安全率が1.2となる断面では断面幅が異なるが、上記のうち大きい方の断面幅を、安全率法における常時の必要断面幅として定義した。また、岸壁の耐震設計の際、我が国では従前より、設計震度の下限値として設計水平震度 $k_h=0.05$ が適用されてきた。このため、参考として、本検討では、設計水平震度0.05, 0.10および0.15で決定される必要断面幅についても、表-3.1に示す地震時の許容安全率を適用し、同様に計算を行った。

(2) 検討結果

a) 必要断面幅に関する全体的な傾向

図-3.3に、安全率法および現行基準の部分係数法を用いて算定される必要断面幅比(必要断面幅 B をケーソンの

壁高 H で除して無次元化した必要断面幅比)について、全27ケースの結果を示す。なお、図中には、考察に対する参考として、水平設計震度 $k_h=0.05$ に対する必要断面幅比を示す。この地震条件で決まる断面は、安全率法と現行基準で同じである。また、図-3.4には、安全率法で算定される必要断面幅を基準(1.0)とした際の、現行基準の部分係数法による必要断面幅と、上述した地震条件で決まる必要断面幅の値をそれぞれ示している。

表-3.3 検討に用いた設計パラメータの一覧

設計因子	条件	備考	設計因子	条件	備考
潮位差	0.3m 1.8m 4.5m		フーチング	あり なし	幅：1.0m 厚：0.5m
残留水位差	0.1m 0.6m 1.5m	潮位差0.3mのとき 潮位差1.8mのとき 潮位差4.5mのとき	壁体の単位体積重量	21kN/m ³	平均値
天端高 (水面からの高さ)	2.0m 4.0m 6.0m	潮位差0.3mのとき 潮位差1.8mのとき 潮位差4.5mのとき	鉄筋コンクリートの単位体積重量	24kN/m ³	
前面水深 (L.W.L.の水深)	4.5m 7.5m 10.0m 16.0m 20.0m		中詰め砂の飽和単位体積重量	20kN/m ³	
			裏込石の飽和単位体積重量	20kN/m ³	
			裏込石の湿潤単位体積重量	18kN/m ³	
			裏埋土の湿潤単位体積重量	18kN/m ³	
			内部摩擦角	40° 30°	裏込石 裏埋土
			壁面摩擦角	15°	
			上載荷重	30kN/m ²	
			摩擦係数	0.6	
			壁体幅	必要最小幅	※別途計算

表-3.4 検討条件一覧

ケース	水深 (m)	潮位差 (m)	残留 水位 (m)	壁体高 (m)	フーチング		単位体積重量(kN/m ³)				摩擦 係数	上載 荷重 (kN/m ²)	内部摩擦角(°)		
					幅 (m)	厚	壁体 平均	裏込石		裏埋土			壁面 摩擦角	裏埋土	裏込石
								飽和	湿潤						
1	4.5	0.3	0.1	6.5	0.0	0.0	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
2	4.5	1.8	0.6	8.5	0.0	0.0	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
3	4.5	4.5	1.5	10.5	0.0	0.0	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
4	7.5	0.3	0.1	9.5	0.0	0.0	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
5	7.5	0.3	0.1	9.5	1.0	0.5	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
6	7.5	1.8	0.6	11.5	0.0	0.0	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
7	7.5	1.8	0.6	11.5	1.0	0.5	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
8	7.5	4.5	1.5	13.5	0.0	0.0	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
9	7.5	4.5	1.5	13.5	1.0	0.5	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
10	10.0	0.3	0.1	12.0	0.0	0.0	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
11	10.0	0.3	0.1	12.0	1.0	0.5	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
12	10.0	1.8	0.6	14.0	0.0	0.0	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
13	10.0	1.8	0.6	14.0	1.0	0.5	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
14	10.0	4.5	1.5	16.0	0.0	0.0	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
15	10.0	4.5	1.5	16.0	1.0	0.5	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
16	16.0	0.3	0.1	18.0	0.0	0.0	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
17	16.0	0.3	0.1	18.0	1.0	0.5	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
18	16.0	1.8	0.6	20.0	0.0	0.0	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
19	16.0	1.8	0.6	20.0	1.0	0.5	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
20	16.0	4.5	1.5	22.0	0.0	0.0	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
21	16.0	4.5	1.5	22.0	1.0	0.5	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
22	20.0	0.3	0.1	22.0	0.0	0.0	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
23	20.0	0.3	0.1	22.0	1.0	0.5	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
24	20.0	1.8	0.6	24.0	0.0	0.0	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
25	20.0	1.8	0.6	24.0	1.0	0.5	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
26	20.0	4.5	1.5	26.0	0.0	0.0	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40
27	20.0	4.5	1.5	26.0	1.0	0.5	21.0	20.0	18.0	18.0	0.6	30.0	15	30	40

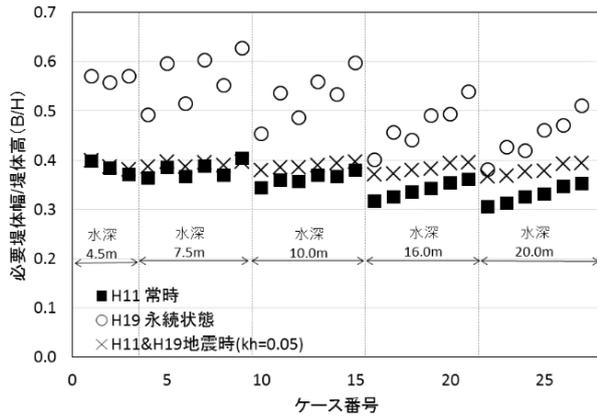


図-3.3 必要断面幅比の結果
 (安全率法, 部分係数法, 設計震度0.05)

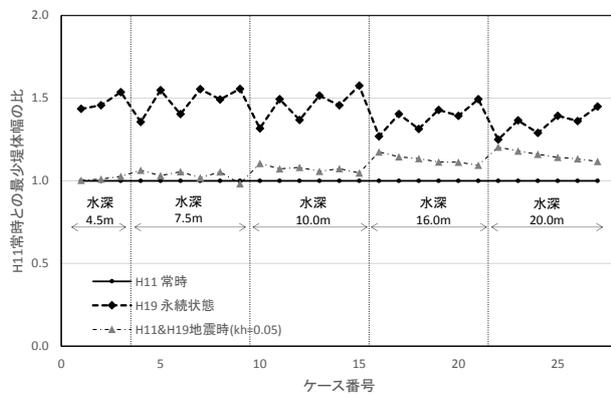


図-3.4 安全率法による必要断面幅を基準とした場合の部分係数法と設計震度0.05で決まる必要断面幅比

上図より, 少なくとも現行基準の永続状態に対する滑動および転倒の照査結果で得られる必要断面幅比は, 安全率法で得られる必要断面幅と比較して, 全てのケースで大きくなるのがわかる. 現行基準の部分係数法で得られる必要断面幅は, 安全率法で得られる必要断面幅の約1.3~1.5倍程度である. また, ケーソンの前面水深が小さいものほど, 両者における必要断面幅比の差が大きくなる傾向にある.

さらに, 部分係数法と地震条件で決まる断面幅を比較すると, 前者の永続状態で定まる必要断面幅の方が, 我が国の耐震設計における水平設計震度の下限である $k_h=0.05$ で決まる必要断面幅よりも, かなり大きいことがわかる. 一方, 安全率法で決まる必要断面幅は, 地震条件で決まる断面幅と同程度かやや下回るという結果であった. ケーソンの前面水深が小さい場合においては, 一部常時(現行基準での永続状態)で断面幅が決まるケースがある.

b) 断面幅の決定要因(滑動, 転倒)

次に, 必要断面幅比に対する決定要因について整理する. 図-3.5および図-3.6は, 滑動照査のみに対する必要断面幅比, 転倒照査のみに対する必要断面幅比をそれぞれ整理したものである.

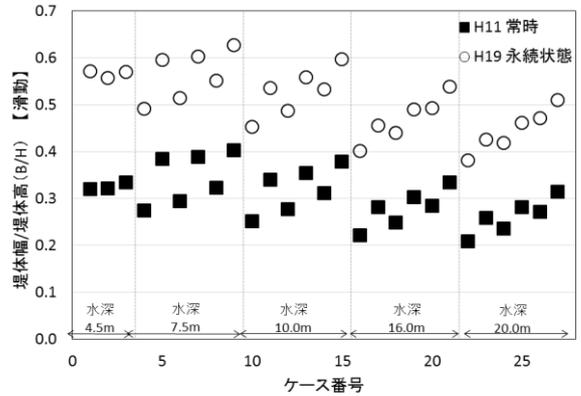


図-3.5 滑動照査における必要断面幅比の比較

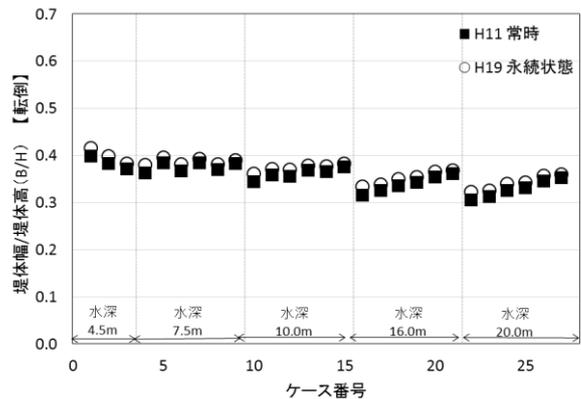


図-3.6 転倒照査における必要断面幅比の比較

上図を比較すると, 現行基準の永続状態における滑動照査に対する必要断面幅比は, 安全率法によるものと比較して, 明らかに大きくなっていることがわかる. 一方で, 転倒照査に対する必要断面幅比は, 安全率法によるものと比較して, 現行基準の部分係数法による結果の方が若干大きくなっているものの, 滑動照査に対する結果ほど変化は見られない.

以上のことから, 部分係数法による断面幅が安全率法から全て増加する結果となっているのは(図-3.3), 安全率法から部分係数法への移行にともない, ケーソン式岸壁の永続状態における滑動照査により決定する断面幅が増加したためである. このため, 部分係数法による設計では, 転倒で決まる断面は皆無となっている.

c) 部分係数法と地震条件で決まる断面との比較

最後に、各照査モードに対する永続状態における必要断面幅比に対する相対的な安全性水準を把握するため、同一設計条件に対し、水平設計震度をそれぞれ、 $k_h=0.05, 0.10, 0.15$ として設計した断面を作成し、各照査モードに対する、安全率法による常時安全率相当の値を併せて示した。図-3.7に滑動照査における結果を、図-3.8に転倒照査における結果を示す。

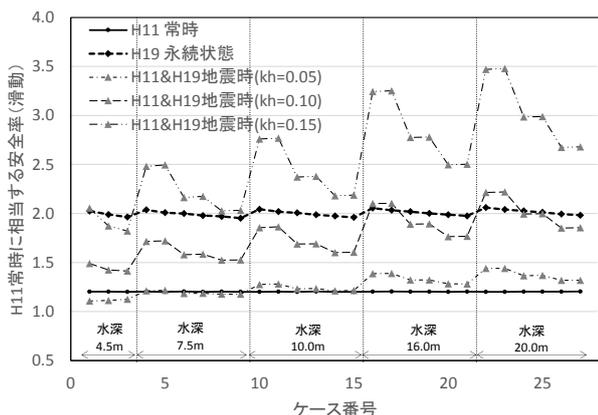


図-3.7 滑動照査における安全率相当値

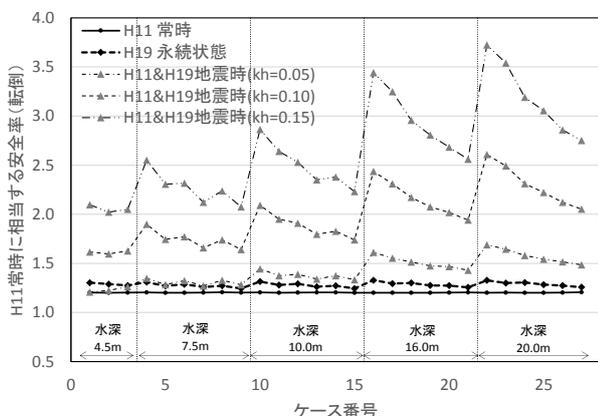


図-3.8 転倒照査における安全率相当値

図に示すように、現行基準において滑動照査のみを考慮して決定した安全率は 2.0 相当の値となっている。また、特に水深が小さい場合においては、水平設計震度 $k_h=0.15$ に相当する断面が得られることとなる。水深が深い場合においても、 $k_h=0.10$ 相当の断面となる。

一方、現行基準において転倒照査のみを考慮して決定される断面は、前ページ図-3.6 に示したとおり、安全率法で決定される断面とほとんど相違がないため、図-3.8 のように、安全率相当の値で示した場合も、若干増加する程度である。

しかし、現行基準においては（滑動照査と転倒照査のみを考慮する場合）、滑動照査で決定される断面で最終的な断面幅が決定することとなるため、永続状態に対する断面は、耐震設計で決定される断面（およそ水平設計震度 $k_h=0.10-0.15$ 程度）とほぼ同程度の断面が得られることとなる。

現行基準においては、安全性水準を構造物のシステム破壊確率¹⁾によって評価しており、我が国の係留施設の代表的な構造形式である重力式岸壁、矢板式岸壁、栈橋については、その破壊確率がほぼ一定となるように安全性水準が設定されている。この際、（初期建設費用+破壊確率×被災時の復旧費用）が最小となるような破壊確率を最適な破壊確率とする、ライフサイクルコスト最小化の考え方が採り入れられた。なお、ケーソン式岸壁に関しては、この考え方による安全性水準は永続状態のみに対して設定されている¹⁸⁾。

滑動および転倒の永続照査を満足するケーソン式岸壁のケーソン幅が、従来用いられてきた安全率法によって決定される断面幅よりも大きくなる理由としては、現行基準において、従前の安全率法による安全性をベースとしたものではなく、上記で示した考え方が採り入れられた結果である。

(3) ケーソン式岸壁の滑動および転倒に関する安全性水準に関する考察

上記で得られた、安全率法と現行基準の部分係数法によって決定されるケーソン断面幅に関する結果を踏まえ、ケーソン式岸壁の永続状態に対して適切であると考えられる安全性水準について、以下考察を行う。

まず、上述したように、現行基準における部分係数法で決定されるケーソン式岸壁の断面は、繰り返しとなるが、安全率法で決定される断面よりも、結果として全ての検討ケースで断面が大きくなっている。これは、上述の通り、現行基準の安全性水準を、既往の安全率法とは異なる枠組みを用いて決定された結果である。ただし、安全性を決定する現行基準の手法そのものが否定されるものではない⁵⁾。

しかし、上記で得られた結果から考察すると、著者らは以下の理由から、ケーソン式岸壁に対する永続状態の安全性水準は、安全率法の常時相当に見直すべきと考える。

1 点目は、安全率法で決定される常時の堤体幅の決定法で、少なくとも我が国においては特段の安全性の問題点がなかった、という既存構造物の十分な実績が存在することが挙げられる。このため、永続状態の安全性を安

全率法で設定されていた水準より高くする必要性は、必ずしもないという考え方である。実際に、我が国においても、図-3.4に示すように、耐震設計で決定される断面よりも、一部ではあるが、安全率の常時相当で決定される断面も存在する。また、既存の安全率は、過去数十年間に渡る工事の実績事例、不具合事例等を踏まえ、安全性水準として慎重に決定されてきた結果であるという事実が存在する。

2点目は、港湾基準を海外展開する際の一つの障害となる可能性があるためである。現行基準の永続状態の安全性水準は、図-3.4や図-3.7に示したように、我が国で耐震設計を行った際の、水平設計震度 $k_h=0.10-0.15$ に相当する水準となっている。このため、例えば耐震設計を実施しないような国々に港湾基準を展開することを想定する場合、永続状態の設計としては過大な断面で設計することを課してしまうことになり、基準の展開先に、我が国の港湾基準がオーバースペックと判断されてしまうことが懸念される。

また、上記の観点から技術基準で定める安全性水準として、永続状態に対する安全性と地震時に対する安全性は、明確に切り離して設定すべきものであると考えられる。

3点目は、今後わが国で増大すると考えられる改良設計の際のコスト面に対する影響が顕在化する可能性があるためである。過去に設計された岸壁を改良（例えば岸壁の増深等）する場合は、現行基準を用いて再度照査する必要がある。図-3.7に示したとおり、特に水深が小さい岸壁に対しては、水平設計震度 $k_h=0.15$ 相当の断面が、永続状態に対して得られることになる。このような小さい断面は、平成11年版までの港湾基準においては、設計震度が小さく設定されている場合が多い（重要度係数が小さい場合が多いと考えられる。）ため、耐震設計での照査で満足する場合も、永続状態で断面が成立しないケースが発生する可能性が十分考えられる。この場合、大幅な断面補強や背後地盤の土圧軽減策等、永続状態の照査を満足させるため、コストをかけた対策が必要となる。今後、このような問題が全国で顕在化する懸念がある。

上記の点を踏まえ、ケーソン式岸壁の滑動および転倒の永続状態に対する安全性水準は、安全率法における常時条件によって定まる最小断面が有する水準（滑動安全率 1.2、転倒安全率 1.2 相当）とすることを提案する。

4. モンテカルロシミュレーションによる信頼性解析の導入

4.1 本章の概要

本章では、モンテカルロシミュレーションによる信頼性解析を導入する意図を説明した上で(4.2)、モンテカルロシミュレーションによる信頼性解析の具体的な計算手法を解説する(4.3)。ケーソン式岸壁の永続状態における滑動照査および転倒照査を事例として、破壊確率、破壊点(設計点)、感度係数、部分係数の設定方法などについて詳述する。最後に、モンテカルロシミュレーションによる信頼性解析と1次信頼性理論FORM(First-Order Reliability Method)による解析結果との比較結果を示す(4.4)。

4.2 モンテカルロシミュレーションによる信頼性解析を導入する意図

設計実務において、信頼性設計法をさらに積極的に利用することができるようにすることは、重要な課題であると言える。そのためには特に、新規構造形式への適用、および既存施設の改良設計や耐震補強設計に柔軟に信頼性設計法を利用できるような、環境整備が重要である。この方策の一つとして、著者らは、モンテカルロシミュレーション(以下、MCSと記す)を利用した信頼性解析の積極的な利用¹⁰⁾を考えている。

本節では、別途解析した円弧すべり解析の事例に基づき、MCSを用いた信頼性解析や部分係数の設定の骨子を概説する。これにより、MCSによる信頼性解析を導入する意図を説明する。

例題として、重力式岸壁における円弧すべり解析を対象としたMCSによる信頼性解析を示す。図-4.1は、円弧すべり(修正フェレニウス法)で、従来規定されていた許容安全率1.3の断面と円弧すべり形状を示している。MCSでは、RC部材の単位体積重量、各土層の単位体積重量、せん断強度、岸壁背後の残留水位などを確率変数(本解析では正規分布)として与え、修正フェレニウス法による設計照査式に基づき破壊確率を評価することになる。

図-4.2は、MCSの試行毎に計算される抵抗モーメント R と起動モーメント S の全試行回数(300万回)について、性能関数がゼロとなる直線(修正フェレニウス法による設計照査式において、円弧すべり破壊が発生するか否かを示す境界線)とともに、プロットしたものである。なお、実際の解析では、円弧土塊はスライス片に分けられて解析が行われる。また、各土層の地盤物性の変動係数

は、空間自己相関を考慮した設定がなされる。

この解析ケースでは、MCSの全試行回数のうち、破壊する回数(図中の左上に示す領域にプロットされる回数)は6600回であり、破壊確率は0.22%(=6,600回/300万回)となった。また、4.3節で詳述するが、破壊点(設計点)については、性能関数がゼロ付近のプロットのうち、尤度が最大の点として求めることができる。また、本図より、 R と S の各々のばらつきや R と S に正の相関があることなどが分かる。

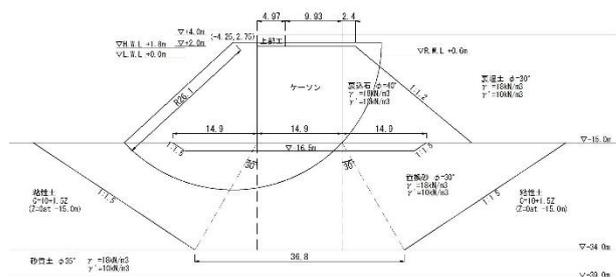


図-4.1 重力式岸壁の円弧すべり解析の概念図

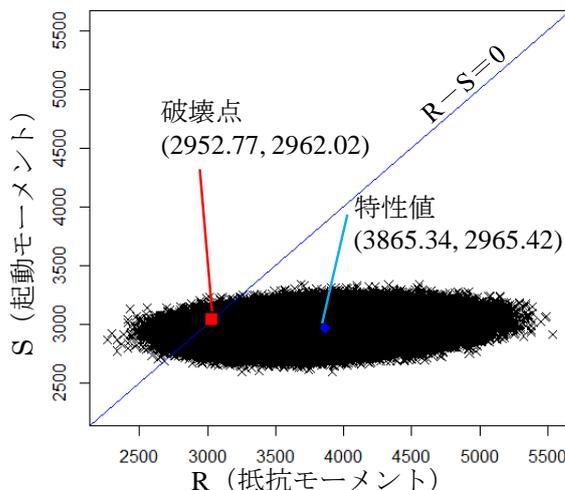


図-4.2 起動モーメントと抵抗モーメントの分布

本検討ケースの条件下で、 R と S に対する部分係数を評価する場合、 R と S の破壊点の座標値を特性値の座標値で除することで容易に算定することができる。本解析事例に基づく R と S の部分係数は、各々 $\gamma_R=0.76$ 、 $\gamma_S=1.00$ となる。この場合、部分係数を用いた照査は、修正フェレニウス法において特性値に基づき計算された抵抗モーメントおよび起動モーメントに対して、上で求めた部分係数を乗じることにより行われることになる。なお、同じMCSの計算内容を用いて、例えば、抵抗モーメントを背

後地盤の埋立部分と原地盤部分によるモーメントに分離し、その各々に対する部分係数を評価することも簡単にできる。目標破壊確率を一定精度でコントロールできる範囲で、かつ実務設計者の利便性を考慮した任意の部分係数の括り方も容易にできる。

以上に示すとおり、MCSによる信頼性解析は、コードキャリブレーションの過程での解析結果自体が設計者に有用な情報を与えること、部分係数の設定の際に荷重側と抵抗側の特性値の括り方について容易に対応できること、などのメリットがある。さらに、部分係数の設定や破壊確率の評価という点では、従来のFORMに基づく信頼性解析に比較して、MCSによる信頼性解析は、設計パラメータの統計的性質について任意の分布形状を容易に考慮できること、設計パラメータ間の相関性を容易にモデル化できること、非線形の強い問題にも対応しやすいこと、応答曲面を利用することにより性能関数の定式化が難しい問題への適用が比較的容易であることにおいて有利である。

また、信頼性解析を行う上での各種設計パラメータの統計的性質に関する情報やMCSのコードを公開することにより、新規構造形式や既設構造物の補強設計時に、レベル3信頼性設計を適用しやすい環境を整備することができると考えている。

4.3 モンテカルロシミュレーションによる信頼性解析の事例

本節では、ケーソン式岸壁の永続状態における滑動照査および転倒照査を事例として、MCSによる信頼性解析における具体的な計算手法を解説する。

解説は、(1)検討条件、(2)破壊確率の評価、(3)破壊点(設計点)の評価、(4)感度係数の評価、(5)部分係数の評価、(6)部分係数の設定、の順番により行う。

(1) 検討条件

a) 検討断面

例とする検討断面を図-4.3に示す。ケーソンの前面水深20.0m、潮位差1.8m、上載荷重30kN/m²の条件において、壁体背後に裏込石と一般的な裏埋土が投入される断面を対象とする。このとき安全率法で計算すると、常時の滑動に必要な最小断面幅は5.66m(ケーソン高さに対するケーソンの底面幅の比(ケーソン幅比とする)は0.24)、常時の転倒に必要な最小断面幅は7.80m(ケーソン幅比は0.33)と計算され、上記の両断面を検討対象断面とする。我が国で実績のあるケーソン幅比は、小さくても0.40程度であることが知られており¹⁹⁾、これに比べると細長い

ケーソン幅となっているが、これは安全率法における常時の状態(現行基準における永続状態)のみで決定されるケーソン幅であるためである。(実際の断面は、耐震設計を実施するため、ケーソン幅比は一般的にこれよりも大きくなることが多い。)

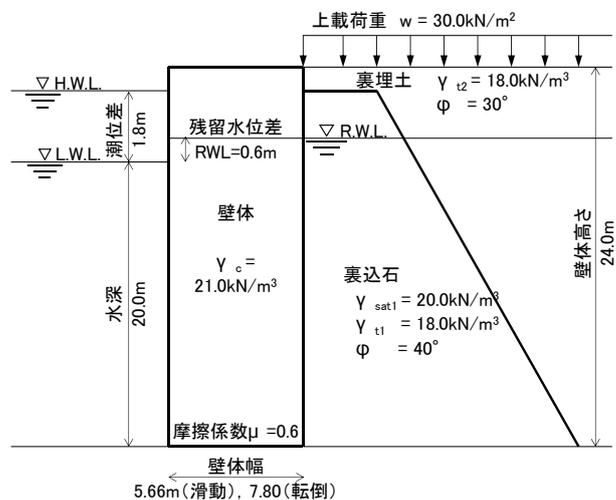


図-4.3 検証断面

b) 性能関数

図-4.4に、ケーソン式岸壁の滑動照査および転倒照査を行う際の荷重図を示す。また、ケーソン式岸壁の永続状態における滑動照査および転倒照査における性能関数を、それぞれ式(4.1)、式(4.2)に示す。

各式において、[]内に示す設計パラメータは、式中の各値を計算する際に確率変数として取り扱う設計パラメータである。

(滑動照査)

$$\begin{aligned}
 Z &= R - S \\
 &= \mu[\mu] \times (W[\gamma_c] - U[RWL] \\
 &+ P_v[\gamma_{sat1}, \gamma_{t1}, \gamma_{t2}, RWL, K_a \cdot \cos\delta]) \\
 &- (P_H[\gamma_{sat1}, \gamma_{t1}, \gamma_{t2}, RWL, K_a \cdot \cos\delta] + P_{wH}[RWL])
 \end{aligned} \tag{4.1}$$

(転倒照査)

$$\begin{aligned}
 Z &= R - S \\
 &= W \times x_1[\gamma_c] - U \times x_2[RWL] \\
 &+ P_v \times x_3[\gamma_{sat1}, \gamma_{t1}, \gamma_{t2}, RWL, K_a \cdot \cos\delta] \\
 &- (P_H \times y_1[\gamma_{sat1}, \gamma_{t1}, \gamma_{t2}, RWL, K_a \cdot \cos\delta] + P_{wH} \\
 &\quad \times y_2[RWL])
 \end{aligned} \tag{4.2}$$

ここに、

μ : 摩擦係数

W : ケーソンの壁体重量

- U : ケーソンに作用する浮力
- P_V : ケーソン壁面に作用するクーロン土圧の鉛直成分
- P_H : ケーソン壁面に作用するクーロン土圧の水平成分
- P_{wH} : 残留水圧
- x_{1-3} : 荷重作用位置までの水平距離
- y_{1-2} : 荷重作用位置までの高さ
- γ_c : ケーソン壁体の平均単位体積重量
- RWL : 残留水位差
- γ_{sat1} : 裏込石の飽和単位体積重量
- γ_{t1} : 裏込石の湿潤単位体積重量
- γ_{t2} : 裏埋土の湿潤単位体積重量
- $K_a \cdot \cos\delta$: クーロンの土圧理論による主働土圧係数

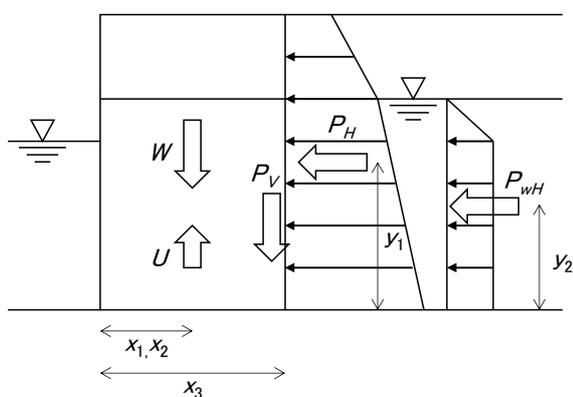


図-4.4 荷重図 (ケーソン式岸壁)

c) 設計パラメータの統計的性質

表-4.1に、本検討に用いた確率変数として扱う設計パラメータの統計的性質として、平均値の偏りと変動係数を示す。なお、本検討では、一部の解析を除き、確率変数として扱う全ての設計パラメータは正規分布に従うこととした。

表-4.1 設計パラメータの一覧

設計因子	記号	平均値の偏り	変動係数
裏込石の飽和単位体積重量	γ_{sat1}	1.02	0.04
裏込石の湿潤単位体積重量	γ_{t1}	1.02	0.04
裏埋土の湿潤単位体積重量	γ_{t2}	1.02	0.04
壁体の平均単位体積重量	γ_c	1.01	0.03
摩擦係数	μ	1.06	0.15
残留水位	$R.W.L.$	1.00	0.05
主働土圧係数	$K_a \cdot \cos\delta$	1.00	0.12

(2) 破壊確率の評価

モンテカルロシミュレーションによる破壊確率の計算は比較的簡単に実行可能である。具体的な手順は以下のとおりである。以下の計算は、統計解析用のプログラミング言語であるR言語²⁰⁾(オープンソフト)によって実施したものである。

まず、確率変数として設定した全ての設計パラメータについて、各々について仮定した確率分布となるように、多数のサンプル値を、乱数を用いて発生させる。乱数によるサンプル値の発生回数は、モンテカルロシミュレーションの全試行回数である。これらのサンプル値を性能関数に代入し、前述した性能関数Zの値を、全試行回数に対して計算する。この結果、性能関数Zが0未満となる試行は、照査対象のモードに対して、破壊と判定する。この破壊回数を、全試行回数で除すれば、破壊確率を算出することができる。

図-4.5に、性能関数の計算値を頻度分布として示す。図示した結果は、全試行回数を500,000回に設定したものであり、ある試行における、滑動照査に関する性能関数の計算値の分布特性を表している。本ケースの場合、性能関数の分布は、中心付近で出現確率が高く、中心から離れるにつれて出現確率が低くなっていることがわかる。また、性能関数Zが負となる領域 ($f(z)$ 軸の左側)が存在し、この破壊領域に含まれる試行回数は滑動の合計で54,921回である。したがって、本事例の場合、滑動破壊確率は、約 1.0×10^{-1} (=54,921/500,000)と算定される。

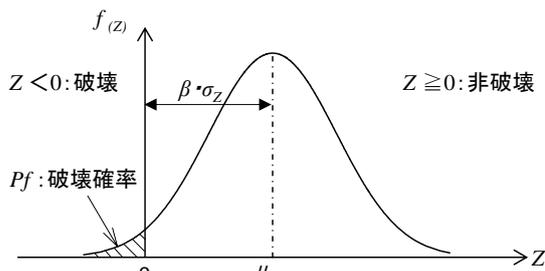


図-4.5 性能関数Zの計算値の頻度分布

さらに、視覚的に破壊確率を捉えるための説明を加える。図-4.6は、試行ごとに計算される荷重Sと抵抗Rとの関係をプロットしたものである。この図において、性能関数による破壊と非破壊領域は、 $S=R$ となる直線(破壊線)に位置する。すなわち、破壊線より上方 ($Z < 0$)の領域が破壊領域、破壊線より下方 ($Z \geq 0$)の領域が非破壊となる。

このような図面を用いることにより、視覚的、直感的に様々な情報を読み取ることができる。例えば、破壊が発生する荷重と抵抗の組合せは、どのような分布の拡がりをもっているか、あるいは荷重と抵抗との間で相関があるのか(この事例の場合、弱い正の相関が見てとれる)、などである。簡単な計算により、このような結果をすぐに確認できることは、MCSの一つの長所であるといえる。

ただし、破壊確率を正確に評価するためには、十分な

試行回数が必要となる。この点については、(5)であらためて説明する。

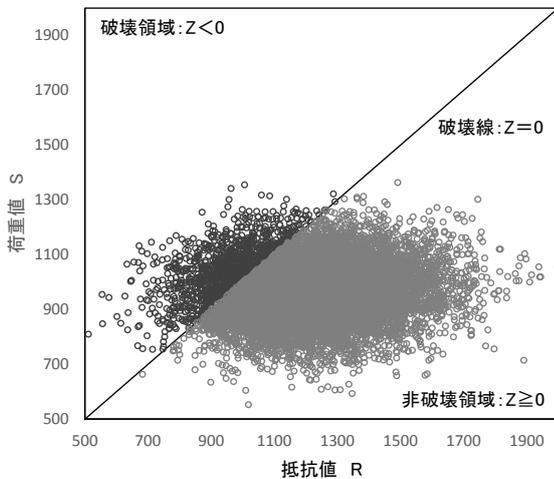


図-4.6 荷重Sと抵抗Rとの関係

(3) 設計点の評価

a) 設計点の算定に関する基本事項

設計点は、MCSによって得られる破壊領域にある点のうち、最も出現確率が高い点として定義する。すなわち、破壊領域にある点に対して、性能関数Zを構成する確率変数の確率密度を全て乗じて尤度を計算し、その値が最大となる値を最尤点とし、この点を設計点とするものである。

本検討断面における滑動照査において、性能関数の尤度は、下式で与えられる。

$$L = p(\gamma_c) \times p(\mu) \times p(\gamma_{sat1}) \times p(\gamma_{t1}) \times p(\gamma_{t2}) \times p(RWL) \times p(K_a \cos \delta) \quad (4.3)$$

ここに、

L : 尤度関数

p() : 確率密度

γ_c : 壁体の平均単位体積重量

μ : 摩擦係数

γ_{sat1} : 裏込石の飽和単位体積重量

γ_{t1} : 裏込石の湿潤単位体積重量

γ_{t2} : 裏込石の湿潤単位体積重量

RWL : 残留水位

$K_a \cos \delta$: 主働土圧係数

ただし、上記の値は小さな値の乗算となることが多いため、以下のように、両辺の対数をとった形の尤度(対

数尤度)を計算することが一般的である。

$$\begin{aligned} Ln(L) = & Ln(p(\gamma_c)) + Ln(p(\mu)) + Ln(p(\gamma_{sat1})) \\ & + Ln(p(\gamma_{t1})) + Ln(p(\gamma_{t2})) \\ & + Ln(p(RWL)) + Ln(p(K_a \cos \delta)) \quad \text{式(4.4)} \end{aligned}$$

ここに、Ln : 自然対数

b) 設計点の算定に関する課題と対応方策

上記a)に示した方法により、設計点の座標値を決めることができる。しかしながら、実際には、破壊線付近のプロット数が少ないことがあることから、図-4.6に示す結果からのみ、安定した設計点の座標を確定することは難しい。この対応方策については、付録Cに示す方法により解決できる。ここでは、これ以上の説明は割愛する。

(4) 感度係数の評価

FORMにおいて、確率変数として設定した設計パラメータに対する感度係数は、式(4.5)により定義される。感度係数は、耐力側のパラメータに対しては正值、作用側のパラメータに対しては負値となり、確率変数間に相関がない場合には、その二乗和は1.0となる。また、感度係数の絶対値が1.0に近い確率変数ほど、信頼性指標に及ぼす影響が大きいことを意味する。

$$\alpha_j = \frac{\left(\frac{\partial Z}{\partial X_j} \bigg|_{X^*} \right) \sigma_{X_j}}{\left\{ \sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial Z}{\partial X_j} \bigg|_{X^*} \right)^2 \sigma_{X_j}^2 \right\}^{1/2}} : j=1,2,\dots,n \quad (4.5)$$

ここに、X : 性能関数を構成する確率変数

α : 確率変数Xの感度係数

Z : 性能関数

X^* : 確率変数Xの設計点における値

σ : 標準偏差

j : 互いに独立な確率変数の番号

ここで定義される感度係数を、MCSを用いた方法によって算定する。感度係数は、ある確率変数Xが、破壊点を中心として、わずかに変化したときの性能関数Zの変化の割合と言い換えることができる。概念図を図-4.7に示す。MCSでは、破壊点の確率変数 X_0 を中心に ΔX_j 離れた2点における性能関数Zを求め、その差 ΔZ から式(4.6)で感度係数を求める。

$$\alpha_{Xj} = \Delta Z / \Delta X_j \tag{4.6}$$

ここに、 α_{Xj} : 確率変数 X_j の感度係数
 ΔX_j : 確率変数 X_j の変動量 (任意)
 ΔZ : 性能関数 Z の ΔX_j に対する変動
 j : 確率変数 X の番号

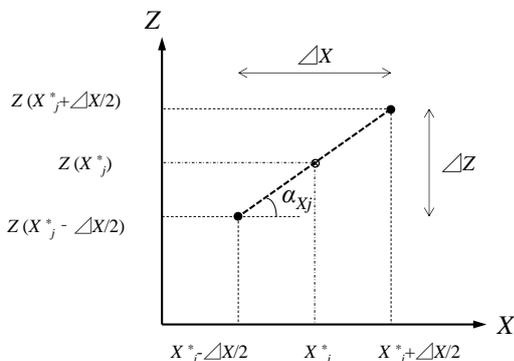


図-4.7 MCSにおける感度係数の計算方法

なお、感度係数を求める際に設定する ΔX_j の大きさによって、感度係数の計算値が変化することも考えられる。このため、感度係数の評価にあたっては、上述した影響をあらかじめ検討し、各確率変数に対して適切な ΔX_j を設定する必要がある。今回の検討では、各確率変数の標準偏差 σ を基準に ΔX_j の大きさを変化させた結果、各確率変数の標準偏差を ΔX_j として採用した。この検討結果の詳細については、付録Dに示す。

滑動照査に対する感度係数を図-4.8に示す。抵抗側では摩擦係数、荷重側では裏込石の土圧係数が最も感度が高いことがわかる。現行基準における感度係数（耐震強化施設以外の施設）は、抵抗側として摩擦係数が最も感度が高く0.935、次いで鉄筋コンクリートの単位体積重量が高く0.157、作用側は土圧合力が最も高く-0.316で、その他の感度は比較的小さい。これらの値は、図-4.8に示した値と概ね一致する。

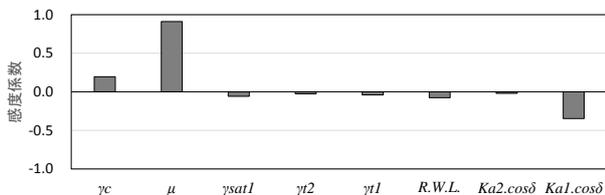


図-4.8 感度係数の評価（滑動照査）

転倒照査に関する感度係数を図-4.9に示す。抵抗側では壁体の単位体積重量、荷重側では裏込石の土圧係数が

最も感度が高いことがわかる。現行基準における感度係数（耐震強化施設以外）は、抵抗側として中詰め砂の単位体積重量が最も感度が高く0.521、次いで鉄筋コンクリートの単位体積重量が高く0.094、作用側は土圧合力が最も高く-0.842で、その他の感度は比較的小さい。転倒照査に関する感度係数も、図-4.9の傾向と概ね一致する。

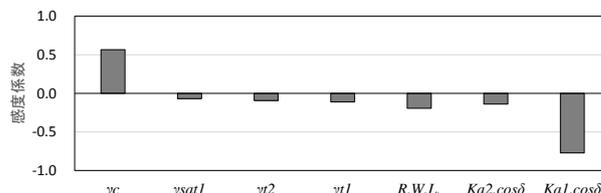


図-4.9 感度係数の評価（転倒照査）

(5) 部分係数の評価

a) MCSにおける部分係数の評価

設計用値は、設計パラメータの特性値に部分係数を乗じた値である。このため部分係数は、設計用値を特性値で除することにより算出できる。このため、MCSによって求められた破壊点の各設計パラメータを、設計用値と読みかえれば、各設計パラメータの破壊点における値と特性値との比により、部分係数を評価することができる。

ここでは、最も簡単なケースとして、荷重 S と抵抗 R に対する部分係数を算定する方法を説明する（図-4.10）。特性値の座標（ S_k, R_k ）は検討断面を構成する材料の特性値を使って計算されるため一義的に決まる。各設計パラメータの特性値は、概ね平均値に近い値として設定されているため、図中のプロットの中心付近に位置する。また、破壊点の座標を（ S^*, R^* ）とする。これらの数値から、下式に基づき、荷重 S_k に対する部分係数および抵抗 R_k に対する部分係数を計算することができる。

$$\gamma_S = S^* / S_k \tag{4.7}$$

$$\gamma_R = R^* / R_k \tag{4.8}$$

ここに、

S_k : 荷重の特性値

R_k : 抵抗の特性値

S_d : 荷重の設計点における値

R_d : 抵抗の設計点における値

γ_S : 荷重 S_k に対する部分係数

γ_R : 抵抗 R_k に対する部分係数

である。

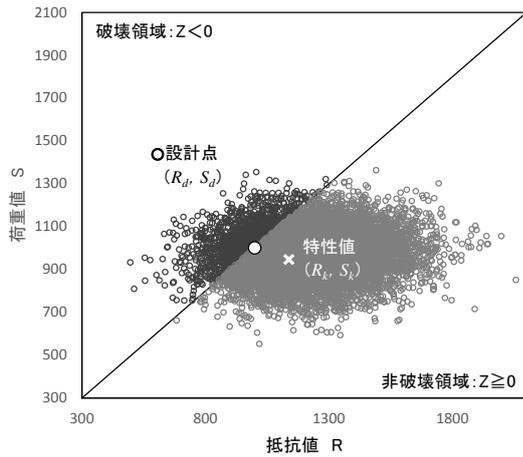


図-4.10 荷重値と抵抗値の分布
(特性値と設計点の関係)

本検討例では、特性値は $S_k=946\text{kN}$, $R_k=1138\text{kN}$, 破壊点の値は $S^*=1000\text{kN}$, $R^*=1000\text{kN}$ であった。このため、 S と R の部分係数は、それぞれ $\gamma_S=1.06$, $\gamma_R=0.88$ となる。なお、 γ_R と γ_S の比を計算すると、1.2となるが、これは、検討断面がちょうど滑動安全率1.2を満たす断面として設定しているためであり、安全率1.2を荷重項に乗じる係数と、抵抗項に乗じる係数に割り振った数値として解釈できる。

b) 部分係数のフォーマット

部分係数は、上記a)で述べたとおり、破壊点における各設計パラメータの値を、その設計変数の特性値で除することにより計算できる。部分係数の括り方は、複数の考え方がある。ここでは、その例として、表-4.2に3通りの部分係数のフォーマットを示す。

以下における部分係数①は、第2章で示した荷重抵抗係数アプローチによる部分係数のフォーマットである。1)で述べた括り方であり、荷重側の合力と抵抗側の合力の2つの特性値にまとめ、部分係数を設定したものである。

部分係数②も、荷重抵抗係数アプローチによる部分係数のフォーマットであるが、上記①より部分係数を括る位置を細分化し、ケーソンに作用する土圧や抵抗の合力を特性値としてまとめ、部分係数を設定したものである。

部分係数③は、材料係数アプローチによる部分係数のフォーマットである。確率変数とした設計パラメータに対して、個別に部分係数を設定したものである。

なお、表-4.2は本検討例に対するモンテカルロシミュレーションの結果のみを用いて、部分係数を仮計算したものである。本例では、滑動安全率がちょうど1.2となる断面に対して計算を実施しているため、上記フォーマット

ト①～③を利用して、滑動照査に対する耐力作用比が1.0となる断面を作成した場合、いずれのフォーマットに対しても、安全率法に関する滑動安全率がちょうど1.2となる断面が設計される。

表-4.2 部分係数のフォーマット例

分類	設計因子	記号	部分係数
部分係数①	荷重	S	1.05
	抵抗	R	0.88
部分係数②	摩擦係数	μ	0.87
	壁体重量	W	1.00
	浮力	U	1.00
	鉛直土圧	P_V	1.06
	水平土圧	P_H	1.06
	残留水圧	P_{wH}	1.00
部分係数③	摩擦係数	μ	0.87
	壁体平均単位体積重量	γ_C	1.00
	裏込石飽和単位体積重量	γ_{sat1}	1.02
	裏込石湿潤単位体積重量	γ_{t1}	1.02
	裏込土湿潤単位体積重量	γ_{t2}	1.02
	残留水位	$R.W.L.$	1.00
	主働土圧係数	$K_a \cdot \cos \delta$	1.03

(6) 任意の破壊確率に対応した部分係数の設定

本項では、(5)で説明した部分係数の設定手法をさらに拡張し、任意の破壊確率に対応した部分係数を設定するための手法について説明する。

a) 基本的な考え方

MCSで破壊確率を求める場合、前述の通り、破壊線より上方の点が破壊している点と定義され、破壊領域の点の個数を全試行回数で除したものが破壊確率となる。したがって、ある任意の破壊確率を目標破壊確率とするためには、破壊線で分けられる点数の割合を目標破壊確率に合うように、破壊線と点の分布の位置関係を調整する必要がある。

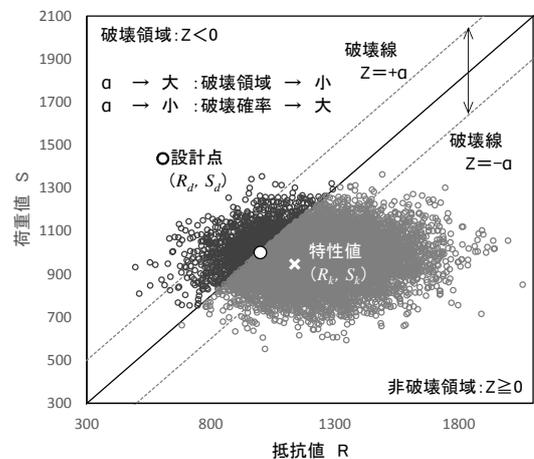


図-4.11 破壊線の移動による破壊確率の調整

この調整方法については、破壊線の勾配を変化させる方法や、点の分布を一律同じ方向に移動するなど、様々な方法が考えられる。しかしながら、本検討では、図-4.11に示すとおり、破壊線を平行移動することにより、破壊確率を変化させ、それに対応した破壊点を決定し、部分係数を計算する手法を選択した。つまり、限界状態面を基本変数の空間において、平行移動させることによって信頼性水準を変化させ、部分係数の再設定を行うという手法を採った。以下、この手法の詳細について説明する。

まず、任意の破壊確率に対応した性能関数は、 $Z = R - S = 0$ で定義されていた性能関数を、以下のとおり拡張することにより設定できる。

$$Z = R - S + \alpha \tag{4.9}$$

ここに、

Z ：性能関数

α ：性能関数の値を調整するための任意の数値。

α の値を変更することで、破壊を定義する破壊線を平行移動することができる。これにより、任意の破壊確率に対応する破壊線が設定され、それに対応した部分係数が算定できることになる。

b) 検討事例

図-4.12に、本検討断面の滑動照査に対して、本手法を適用した結果を示す。本ケースでは、 α の値をゼロから徐々に負の値を取るようにより、破壊確率が小さくなる方向に破壊線を移動している（左上の方向）。同図において、破壊線の移動にともない、設計点が移動している様子がわかる。設計点は、特性値（概ね平均値）から一定の方向の直線上に沿って移動していることから、少なくとも本ケースでは R と S の感度係数は、破壊確率が小さくなっても、ほとんど変化しないと考えられる。

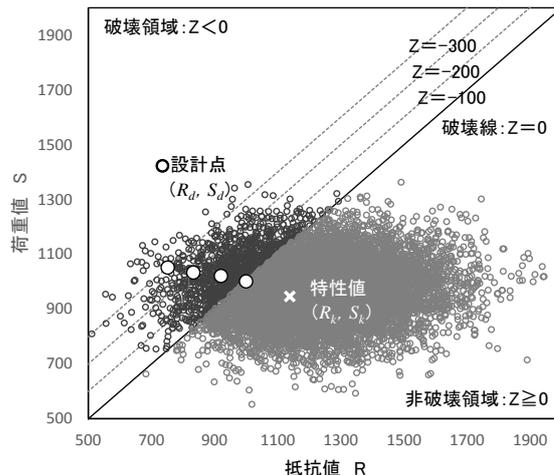


図-4.12 破壊線と設計点の移動状況（滑動照査）

図-4.13に、上述した結果から算定した、滑動照査における破壊確率と、それに対応した部分係数の関係を示す。同図中には、4種類の破壊確率がプロットされているが、これらは図-4.12の破線で標記した4つの Z の値(0, -100, -200, -300)に対応しており、 α によって破壊確率をコントロールしたものである。上記による方法を用いて、MCSによって破壊確率を評価した後に、任意の破壊確率に対する部分係数を算定することが可能である。

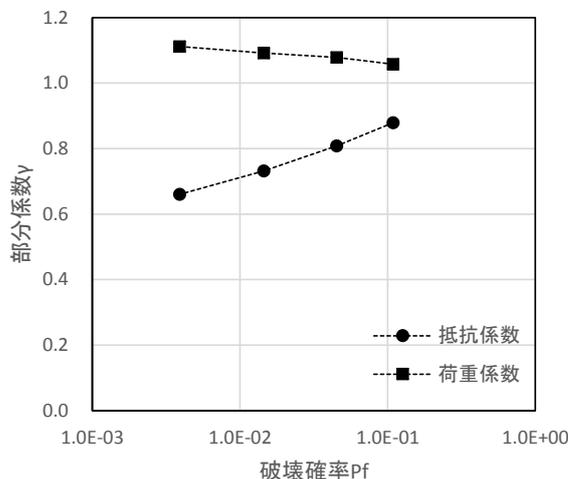


図-4.13 破壊確率と部分係数の関係（滑動照査）

4.4 FORMによる計算結果との比較

(1) 検討の骨子

MCSによって得られた各種検討結果の妥当性確認として、FORM (First-Order Reliability Method) を用いた結果と比較する。

検証断面は、図-4.14 に示す断面とした。ケーソン式岸壁の永続状態における滑動照査と転倒照査を対象として、両手法により算出された破壊確率、部分係数、感度係数を比較する。

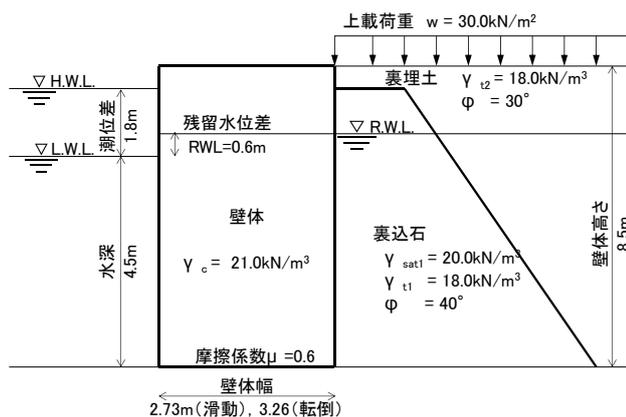


図-4.14 本節における検証断面

(2) 算定結果

上記条件においてFORMを実施した結果と、MCSによって得られた結果を比較する。表-4.3に滑動照査のケースにおける、両手法による信頼性指標 β 、感度係数 α および部分係数の比較を示す。また、表-4.4に転倒照査のケースにおける、同様の比較結果を示す。計算方法の詳細は、付録Eに示す。表中のMCSにおける信頼性指標は、性能関数が正規分布であると仮定して、破壊確率から換算した値である。これらの結果から、滑動照査、転倒照査のどちらにおいても、信頼性指標、感度係数および部分係数の値は、FORMとMCSの結果がよく一致していることがわかる。

なお、MCSを用いれば、複雑な性能関数であっても簡単に破壊確率が評価できる。それゆえに、計算コードの単純な入力ミスなどがあっても、それに気がつかないまま解析を進めてしまう可能性もある。このため、MCSを適用する場合には、FORMなどの方法により、解析結果の妥当性をあらかじめ確認する必要がある。

表-4.3 FORMとMCSの比較（滑動）

		μ	γ_c	γ_{sat1}	γ_{t1}	γ_{t2}	RWL	$K_a \cdot \cos \delta$
入力	特性値	0.60	21.00	20.00	18.00	18.00	0.60	1.00
	平均値の偏り	1.06	1.01	1.02	1.02	1.02	1.00	1.00
	変動係数	0.15	0.03	0.04	0.04	0.04	0.05	0.12
条件	平均値	0.64	21.21	20.40	18.36	18.36	0.60	1.00
	標準偏差	0.10	0.64	0.82	0.73	0.73	0.03	0.12
	α_j	0.91	0.19	-0.05	-0.02	-0.05	0.01	-0.35
FORM	β	1.29						
	部分係数	0.87	1.00	1.02	1.02	1.02	1.00	1.05
MCS結果	α_j	0.89	0.18	-0.04	-0.02	-0.05	-0.04	-0.41
	β	1.28						
	部分係数	0.86	1.00	1.02	1.02	1.03	1.01	1.03

表-4.4 FORMとMCSの比較（転倒）

		γ_c	γ_{sat1}	γ_{t1}	γ_{t2}	RWL	$K_a \cdot \cos \delta$	
入力	特性値	21.00	20.00	18.00	18.00	0.60	1.00	
	平均値の偏り	1.01	1.02	1.02	1.02	1.00	1.00	
	変動係数	0.03	0.04	0.04	0.04	0.05	0.12	
条件	平均値	21.21	20.40	18.36	18.36	0.60	1.00	
	標準偏差	0.64	0.82	0.73	0.73	0.03	0.12	
	α_j	0.44	-0.03	-0.15	-0.04	-0.08	-0.88	
FORM	β	2.19						
	部分係数	0.98	1.02	1.03	1.02	1.01	1.23	
MCS結果	α_j	0.43	-0.03	-0.14	-0.04	-0.22	-0.86	
	β	2.20						
	部分係数	0.96	1.03	1.04	1.02	1.00	1.20	

5. ケーソン式岸壁の破壊確率の評価と目標破壊確率に対する部分係数の設定

5.1 本章の概要

本章では、ケーソン式岸壁における永続状態に関する滑動照査および転倒照査における部分係数を提案する。この際、目標とする安全性水準は、第3章の結論に従い、安全率法により設定されていた常時の条件で決まる断面が有していた水準としている。以下、5.2において、安全率法で設計されたケーソン式岸壁の破壊確率を評価し、それに対応する目標となる破壊確率の設定内容について論じる(5.3)。また、5.4において、目標となる破壊確率に対応した部分係数を計算した結果を示す。

さらに、5.5において、部分係数の関数化について検討の上、5.6で3種類の部分係数のフォーマットによって得られるケーソン式岸壁の断面幅の違いを示す。なお、部分係数のフォーマットは、荷重抵抗係数アプローチとして2種類、材料係数アプローチとして1種類の、合計3種類について検討した。最後に、5.7において、本章のまとめを示す。

5.2 ケーソン式岸壁の破壊確率の評価

(1) 検討条件

a) 検討対象断面

本章では、ケーソン式岸壁の永続状態に対する滑動および転倒に関する破壊確率を評価するが、設計条件や断面条件は、基本的に第3章と同じである。また、破壊確率の計算は、第4章に示したMCSを用いた信頼性解析に従って行う。

破壊確率を評価する検討対象断面は、大きく3つに分類される。これらは、安全率法による断面、現行基準の部分係数法による断面、および我が国の港湾構造物として最低限必要とされる耐震性能を満たす断面、である。以下、各断面の設定の詳細内容について述べる。

安全率法による断面は、滑動照査のみで決まる断面と転倒照査のみで決まる断面を別々に設定した。前者については、滑動安全率がちょうど1.2になる断面、後者については転倒安全率がちょうど1.2になる断面を、それぞれ設定した。これらの断面が、部分係数を設定(キャリブレーション)する際に参照すべき断面となる。それぞれの安全率がちょうど1.2になる断面の作成方法は、第3章での方法と同様である。

部分係数法による断面は、安全率法による断面と部分係数法による断面との破壊確率を比較するために設定した。この断面の設定には、第3章で説明した現行基準によ

る部分係数(耐震強化施設以外の通常岸壁の部分係数)を用いた。部分係数法を用いて計算した耐力側の設計用値と作用側の設計用値との比、すなわち耐力作用比が1.0となる断面を設定した。破壊確率の評価に際しては、滑動および転倒照査ともに、第4章に示した式(4.1)、式(4.2)を用いた。

耐震設計を考慮した断面としては、設計水平震度 k_h (現行基準では照査用震度)が0.05を満たす断面として設定した。この設計水平震度は、我が国の港湾構造物の耐震設計において、下限値に相当する。この断面を設定しているのは、耐震設計で決まる断面と常時(安全率法)または永続状態(部分係数法)で決まる断面において、どの程度の破壊確率の相違が有るかを確認するためである。これらの断面は、設計水平震度が0.05の条件下で、安全率法を用いて、滑動安全率が1.0、転倒安全率が1.1となるように設定した。なお、この断面は、現行基準を用いても同じ断面になる。現行基準では、地震時の滑動照査と転倒照査については、構造解析係数として従来の許容安全率 γ をそのまま適用しているためである。

b) 設計パラメータの統計的性質

表-5.1に、確率変数として考慮した設計パラメータの種類と、その統計的性質を示す。今回の計算では、全ての設計パラメータについて、正規分布に従うとした。平均値の偏りや変動係数の設定根拠などの詳細については、付録Fに示す。

表-5.1 設計パラメータの統計的性質

確率変数とする設計パラメータ	確率分布	平均値の偏り	変動係数
ケーソンの壁体の平均的な単位体積重量	正規分布	1.01	0.03
背後地盤(裏埋土, 裏込土)の単位体積重量	正規分布	1.02	0.04
残留水位 ※L.W.Lからの上面の残留水位	正規分布	1.00	0.05
水平方向の土圧係数	正規分布	1.00	0.12
摩擦係数	正規分布	1.06	0.15

(2) ケーソン式岸壁に関する破壊確率の評価

a) 破壊確率の計算結果

図-5.1は、表-3.4に示す全検討ケース(27ケース)に対して、滑動照査のみで決定する断面に対して、滑動破壊確率を計算した結果である。図-5.2は、転倒照査のみで決定する断面に対する、同様の結果を示す。なお、図中の横軸は、海底面(ケーソン下端)からのL.W.L.の水位を、ケーソン壁高 H で除して無次元化して示した水深壁

高比 (LWL/H と表記) を示す. 図中には, 現行基準による断面に対して, 安全率を計算した結果も示した.

滑動の場合 (図-5.1), 安全率法による常時断面の破壊確率 (図中○印) は約 1.0×10^{-1} (10%) のオーダーであるのに対して, 現行基準による断面の破壊確率 (図中□印) は 4.0×10^{-4} (0.04%) 程度である. 両者の安全率は, それぞれ1.2と2.0程度であり, 現行基準への移行に伴い, 破壊確率は2オーダー小さくなっていることがわかる.

転倒の場合 (図-5.2), 安全率法による常時断面の破壊確率 (図中○印) は 1.0×10^{-2} (1%) のオーダーであるのに対して, 現行基準による断面の破壊確率 (図中□印) は 1.0×10^{-3} (0.1%) 程度である. 両者の安全率は, それぞれ1.2と1.3程度であり, 現行基準への移行に伴い, 破壊確率は1オーダー小さくなっていることがわかる.

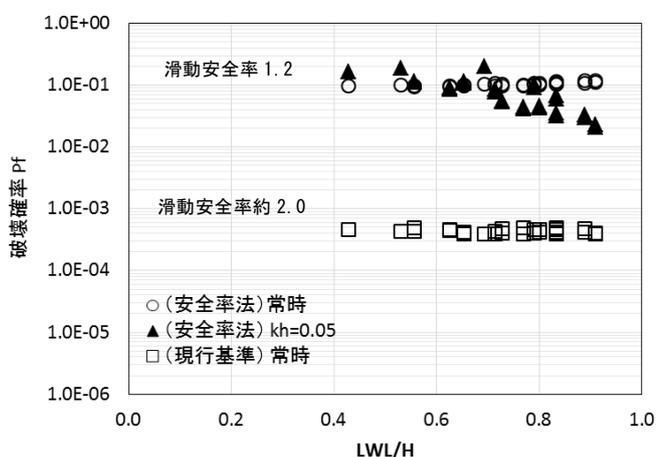


図-5.1 破壊確率(滑動)と水深壁高比の関係

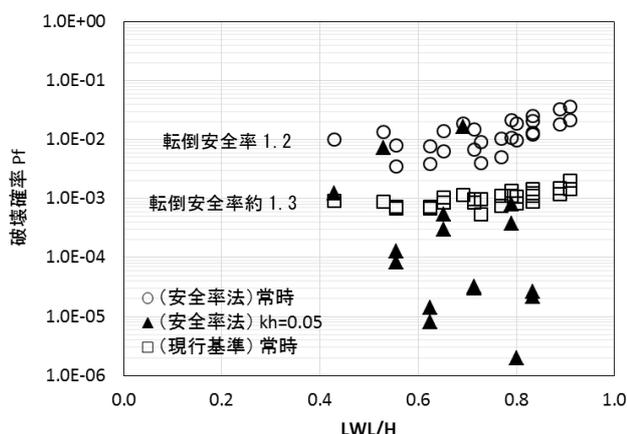


図-5.2 破壊確率(転倒)と水深壁高比の関係

b) 破壊確率の評価に関する留意点

ここでは, 破壊確率の評価に関する留意点を何点か述べたい.

i) 超過確率としての破壊確率

まず, 信頼性設計法において算定される破壊確率は, ある性能関数の値が0を下回る確率, つまり性能関数の超過確率であることに留意が必要である. 例えば, 上記において, 滑動安全率1.2の断面が有する滑動破壊確率は10%程度と算定される. しかし, この設計条件で設計した断面が, 10%の確率で実際に滑動破壊するという事は考えにくく, また, 安全率法で設計されてきた断面がこれまで特段, 安全上の問題を引き起こしているという事実はない.

破壊確率は, 考慮可能な誤差等を設計照査式の中に確率変数として設定し, 照査式全体としての誤差を考慮して評価する必要がある. この際, 本来は各確率変数が有する統計的性質のみならず, モデル化誤差等の誤差を定量化し, 更にこれらを組み合わせて照査式全体として有する誤差を定量化して評価する必要がある. しかし, 各確率変数の統計的性質は, 限られたデータに基づいて仮定した推定結果であり, また, 細分化された各種の誤差要因を組み合わせた照査式全体の誤差も, 永続状態におけるケーソンの滑動および転倒による破壊事例はほとんど存在しないため, 評価することは容易ではない.

このため, 算定される破壊確率は, 現時点での設計照査式や設計条件および設計パラメータの統計的性質を用いて算定される, 一つの基準値であると言える. この値の捉え方については, 更に以下に示す.

ii) 破壊確率の絶対値の捉え方 (条件付き確率に着目)

破壊確率の計算を行う際に用いた, 前提条件について説明し, 破壊確率の絶対値を評価する上での留意点について述べたい.

今回検討している荷重条件は, 永続状態の中では, 非常に厳しい条件を選択し, 設定している (図-3.2). すなわち, ケーソン前面の水位は, L.W.L.であり, 一般に天文潮位がこの水位を下回る確率は, 港や場所により異なるが, ごく僅かである. 残留水位についても, ケーソン背後と前面の通水性 (背後埋立部の排水性) が, 裏込石や捨石マウンド部で十分担保されていれば, H.W.L.とL.W.L.の1/3に設定された残留水位は安全側の設定であると言える.

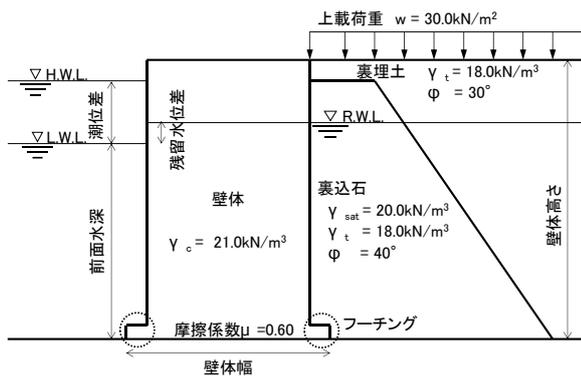


図-3.2 検討断面諸元 (図-3.2の再掲)

また、上載荷重については、ケーソンの背後の地盤上のみ（ケーソン上には上載荷重を作用させない）に、 30kN/m^2 もの積載荷重が一樣に作用している状態を設計上の値として設定している。しかしながら、現実の岸壁における作業状況を考慮すると、頻繁に利用される岸壁であっても、背後地盤上の全てのエリアに対し、昼夜連続して 30kN/m^2 もの貨物等が載荷されている状態は考えにくい。一般的に、設計上想定している状態は、様々な状態のうち、特に厳しい状態を想定したものである。このため、算定される破壊確率は、様々な条件下における、条件付き確率であるとして捉える必要がある。

例えば、通常の荷役作業時においてはケーソン上のみパルク貨物が積まれるケースや、エプロン全体にコンテナが置かれるケース等、種々の状態が想定される。ここで、参考として上載荷重の条件を変えた場合の破壊確率を試計算した結果を示す。検討は、図-3.2の断面諸元を基本とし、表-3.4のパラメータの組合せに対し上載荷重の与え方を変えた3ケースに対して行った（図-5.3）。上載荷重は、背後地盤上の上載荷重 w_1 とケーソン上の上載荷重 w_2 に分けて考え、上載荷重 w_1 のみ作用した場合（載荷1）、上載荷重 w_1 と上載荷重 w_2 が同時に作用した場合（載荷2）、上載荷重 w_2 のみ作用した場合（載荷3）について考慮した（表-5.2）。上載荷重の変動係数については、現行基準や文献21)における値を参考とした。

以上の条件で計算した滑動破壊確率を図-5.4に、転倒破壊確率を図-5.5に示す。ケーソン上のみ載荷される状態(載荷1)に着目すると、特に水深が小さい場合（ケース番号が小さいもの）における滑動の破壊確率は他の状態に比較して大幅に小さな値となっている。これは、ケーソン壁体に関する抵抗が増大するため、上載荷重がケーソン壁体の重量に対して相対的に大きくなることが影響しているためと考えられるが、このように、想定する荷重状態によっても破壊確率が大きく変動することがわかる。

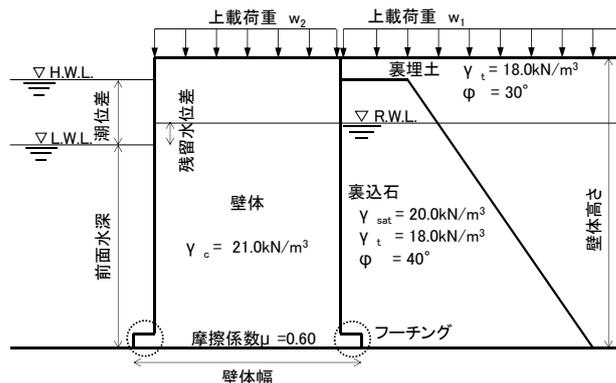


図-5.3 試計算断面諸元

表-5.2 上載荷重組合せ

載荷方法	上載荷重 w_1	上載荷重 w_2	変動係数
	(kN/m^2)	(kN/m^2)	
載荷1	25	0	0.4
載荷2	25	25	
載荷3	0	25	

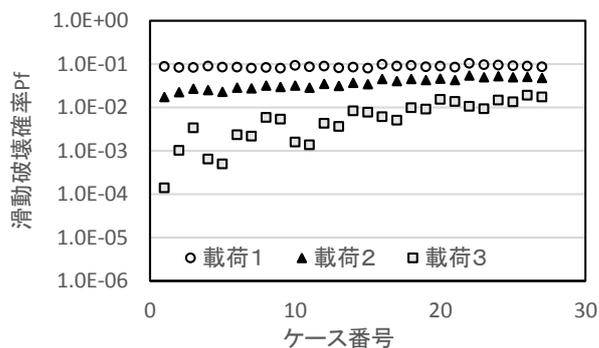


図-5.4 滑動破壊確率

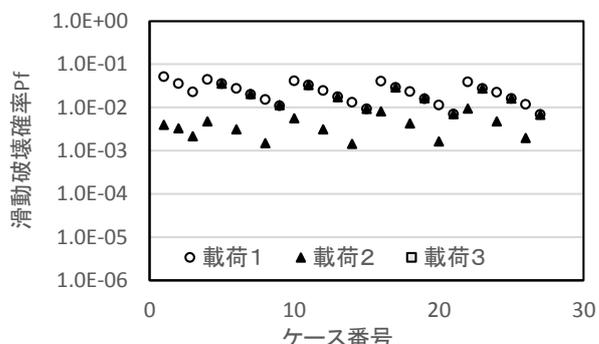


図-5.5 転倒破壊確率

iii) 破壊確率の絶対値の捉え方（設計パラメータの統計的性質に着目）

ここでは、破壊確率の絶対値を評価する上での留意点として、性能関数に対する感度が比較的大きい、確率変数として設定する設計パラメータの統計的性質が、破壊確率の絶対値に及ぼす影響について、試計算の結果を用いて論じる。

試計算は、第3章の表-3.4に示すケース6を対象に、表-5.1に示す検討条件を利用した。このケース6を基本とし、確率変数として設定する設計パラメータの変動係数を変更した場合の破壊確率を比較した。試計算の内容を以下に示す。

試計算①：基本ケース

表-3.4に示すケース6の断面諸元と物性値を対象とし、表-5.1に示した確率変数を考慮したときの、滑動照査、転倒照査それぞれで必要となる最小断面の破壊確率を計算した。

試計算②：決定断面の滑動・転倒破壊確率

転倒照査によって断面が決定する場合、この断面に対して滑動照査を行うと、滑動安全率は少なくとも1.2以上となる。基本ケースは転倒照査によって断面が決定するため、転倒照査で決定した断面形状に対する滑動破壊確率を評価した。

試計算③：主働土圧係数の変動係数を変更

基本ケースに対して、主働土圧係数の変動係数を0.05に変更した。これは、付録Fに示す主働土圧係数の変動係数の設定根拠として用いた実験結果のほぼ下限的な値である。

試計算④：摩擦係数の変動係数を変更

基本ケースに対して、摩擦係数の変動係数を0.05に変更した。

試計算⑤：摩擦係数の確率分布形状を変更

基本ケースに対して、摩擦係数の確率分布に下限値0.55を設定した。

以上の試計算の結果を図-5.6に示す。試計算①と比較すると、試計算②、試計算④、試計算⑤で滑動破壊確率が1オーダー程度小さくなっており、試計算③で転倒破壊確率が1オーダー以上小さくなっている。なお、試計算②および④の条件は、転倒の安定性に対して影響を及ぼさないため、試計算①、②、④の転倒破壊確率は同じである。

上記において、安全率法で滑動安全率1.2の断面に対する滑動破壊確率が約10%となる結果を示したが、安全率

法で照査した場合、滑動および転倒照査に関しては、転倒で断面幅が決定することが多い。試計算②より、実断面に対する永続状態での滑動に対する、信頼性解析上の破壊確率が10%となるような状況は、まれであると考えられる。

また、試計算③、試計算④、試計算⑤から、破壊（性能関数によって判別される破壊）への感度が比較的高い設計パラメータの統計的性質が、何か一つでも若干変化するだけで破壊確率の値に対して大きく影響する可能性があることがわかる。

さらに、試計算③からは、滑動照査と転倒照査の両者に共通の設計パラメータを変化させたにも関わらず、転倒照査にのみ影響するという結果も得られた。

このことから、特に、複数の破壊モードの相関やその組み合わせを考慮したシステム破壊確率を評価する際には、各照査モードにおける破壊確率が絶対的な値として比較可能な数値か否かという検討が必要である。しかし、上述のとおり、設計に用いる全ての物性値が正しいと想定した場合においても、本稿執筆時点の知見では、用いる設計照査式の誤差が不明であるという点や、物性値の推定に際しても付録Fに示すような限られた情報による仮定を用いざるを得ない点等を考慮すると、破壊確率自体を実際の破壊現象の発生確率を示す数値として評価することは適切ではないと考えられる。破壊確率を実際の発生確率として扱うためには、今後更なる知見の蓄積が必要であると考えられる。したがって、以下の検討では、滑動と転倒に関する破壊確率は、絶対的な安全性を示す数値という評価を行わず、同一モード間での相対的な安全性を示す指標として、分離して扱うこととした。

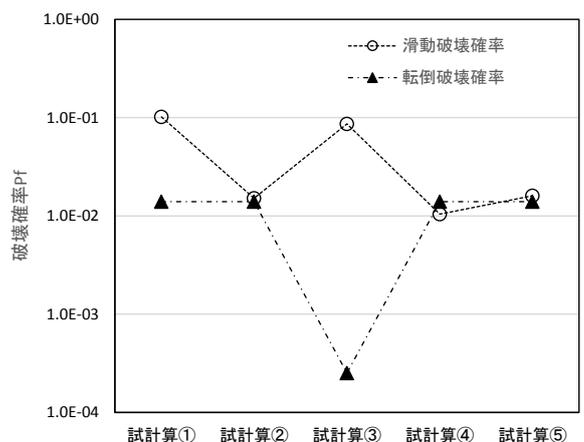


図-5.6 試計算結果の比較

5.3 目標安全性水準の設定

(1) 目標安全性水準に対する基本的考え方

第3章による結論を踏まえ、ケーソン式岸壁の永続状態における滑動および転倒に対する目標安全性水準は、安全率法の常時条件によって決定される最小断面（滑動および転倒ごと）が有する水準とする。また、5.2(2)で論じた結果に基づき、目標安全性水準に対応する目標破壊確率を、滑動と転倒の各破壊モード別に設定する。部分係数は、この目標破壊確率に対応して設定される。

(2) 目標安全性水準および目標破壊確率の設定

図-5.7に、安全率法の常時条件で決まる最小断面に対する滑動破壊確率と水深壁高比との関係を示す。なお、本図は、図-5.1にて既に示した結果と同じであるが、現行基準における部分係数法による断面と地震時($k_h=0.05$)断面の結果を除いている。図-5.8には、転倒の破壊確率に関する同様の結果を示す。

部分係数の設定の際に目標とする目標安全性水準および目標破壊確率として、2通りの設定方法が考えられる。それぞれの設定方法は、以下に示すとおりである。

方法①： 安全率法の常時条件によって決定される最小断面（滑動、転倒ごとに）の平均的な安全性水準を目標安全性水準とし、それに対応する破壊確率を目標破壊確率として設定する。

方法②： 安全率法の常時条件によって決定される最小断面（滑動、転倒ごとに）の中で、最も高い安全性水準を目標安全性水準とし、それに対応する破壊確率を目標破壊確率（破壊確率としては最も小さい）として設定する。

今回の検討では、方法②を採用した。この理由について、以下に示す。

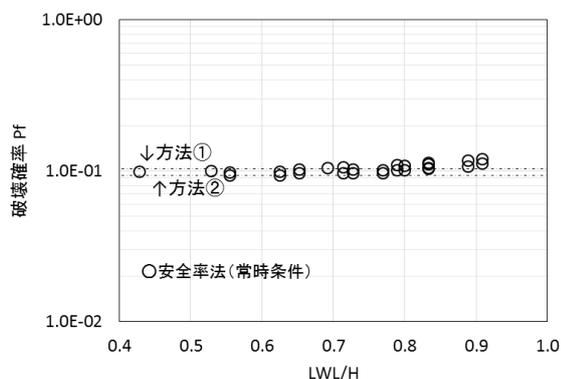


図-5.7 破壊確率(滑動)と水深壁高比の関係

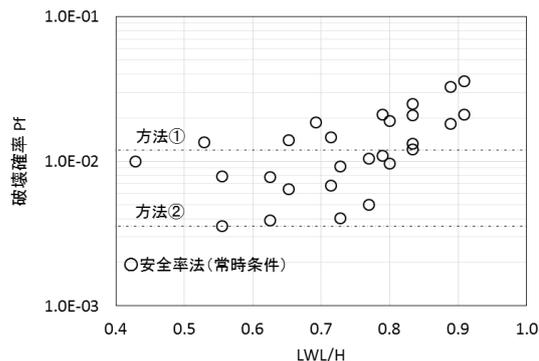


図-5.8 破壊確率(転倒)と水深壁高比の関係

方法①については、安全率1.2の断面が有する平均的な破壊確率を目標とするため、考え方としては非常にわかりやすい。一方で、「平均値」であるため、ある一つの破壊確率を目標として設定すると、既往の設計法では一切許容されない、安全率1.2未満の断面も許容する可能性があるというデメリットがある。

第3章の図-3.3において示した、安全率法の常時条件での必要断面幅比は0.3~0.4程度である。文献19)では、重力式岸壁の断面幅比に関する既往の実績を示しており、その下限は0.35~0.4程度である。これらの文献に示される下限値は、耐震設計を実施した断面も含まれている。このため、安全率法の常時条件で決定される必要断面幅比は、既存の実績を考慮しても、相当下限に近い数字であると言える。安全率法による常時条件以下（滑動安全率1.2以下または転倒安全率1.2以下）となるような安全性を有するケーソン式岸壁を許容することは、既往の実績を鑑みても、避けるべきであると考えられる。このことから、方法①による水準は、目標安全性水準として適切でないかと判断した。

一方の方法②については、安全率法による常時条件以下となる断面を許容しないという前提での目標安全性水準である。しかし、この安全性水準が、常時条件における最も安全性の高い水準であるという点については疑問が残る。この点については、著者らは以下の認識を持っている。

今回検討したケーソン式岸壁については、第3章にて示したとおり、水深、潮位差等、我が国で建設される条件についてはほぼ網羅する形で、幅広い条件に対して検討を実施した。図-5.7, 8において示した安全性水準は、検討条件の中で最も破壊確率の小さいケースである。このため、一般的なケーソン式岸壁の常時条件に対しては、最も安全性の高い水準として選択していると考えられる。

ただし、背後地盤に用いる裏込材の ϕ （本検討では 40°

を採用。)を低減させた場合や、前面水深が極端に小さいケースについては、今回の検討対象としていないため、そのようなケースを含めた安全性水準に関しては、更に精査が必要である。

5.4 部分係数の計算

本節では、5.3で論じた方法②による目標破壊確率に対応した部分係数を計算した結果を示す。以下、(1)に部分係数の具体的な計算方法、(2)に部分係数のフォーマット、(3)に計算結果を示す。

(1) 部分係数の計算方法

部分係数の計算にあたって必要となる目標破壊確率は、5.3の方法②、すなわち「安全率法の常時条件によって決定される最小断面（滑動、転倒ごと）の中で、最も高い安全性水準を目標安全性水準（破壊確率としては最も小さい）とし、それに対応する破壊確率」を利用する。ケーソン式岸壁の永続状態における滑動および転倒に対する目標破壊確率は、それぞれ 9.3×10^{-2} および 3.6×10^{-3} である。

部分係数を計算する対象断面は、滑動については図-5.7に示す27断面、転倒については図-5.8に示す27断面である。それぞれの破壊モードに対して、目標破壊確率に合致する部分係数を計算する。部分係数の計算方法は、4.3に解説した方法で行った。

(2) 部分係数のフォーマット

表-5.3に、今回計算した3つの部分係数のフォーマットを示す。これらのフォーマットは、4.3(5)の表-4.2に示した3つのフォーマットと同じである。以下、あらためて、3つのフォーマットに関して簡単に説明する。

・部分係数①（荷重抵抗係数アプローチA）

荷重項と抵抗項を明確に分離した上で、荷重項と抵抗項に対して係数を乗じる、荷重抵抗係数アプローチによる部分係数フォーマット。以後、荷重抵抗係数アプローチAとよぶ。

・部分係数②（荷重抵抗係数アプローチB）

代表的な合力に対して係数を乗じる、荷重抵抗係数アプローチによる部分係数フォーマット。以後、荷重抵抗係数アプローチBとよぶ。

・部分係数③（材料係数アプローチ）

設計パラメータに対して係数を乗じる、材料係数

アプローチによる部分係数フォーマット。以後、材料係数フォーマットとよぶ。

表-5.3 部分係数のフォーマット

分類	項目	記号	部分係数
荷重抵抗係数 アプローチA	抵抗	R	γ_R
	荷重	S	γ_S
荷重抵抗係数 アプローチB	摩擦係数	μ	γ_μ
	壁体重量	W	γ_W
	浮力	U	γ_U
	鉛直土圧	P_v	γ_{Pv}
	水平土圧	P_H	γ_{PH}
	残留水圧	P_{wH}	γ_{PwH}
材料係数 アプローチ	壁体平均単位体積重量	γ_c	γ_{γ_c}
	摩擦係数	μ	γ_μ
	裏込石飽和単位体積重量	γ_{sat1}	$\gamma_{\gamma_{sat}}$
	裏込材湿潤単位体積重量	γ_{t2}	γ_{t2}
	裏込石湿潤単位体積重量	γ_{t1}	γ_{t1}
	残留水位	R.W.L.	γ_{RWL}
	土圧係数	$K_a \cdot \cos\delta$	γ_{K_a}

(3) 部分係数の計算結果

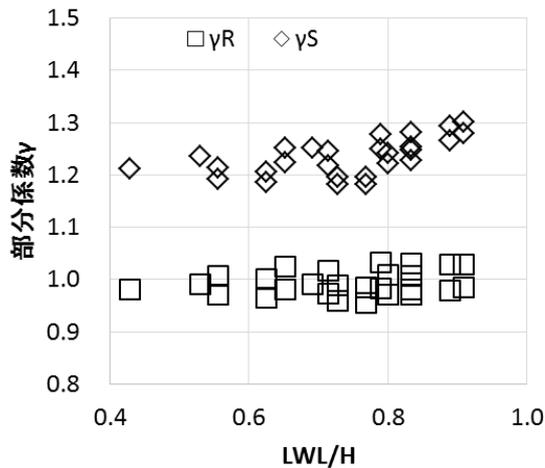
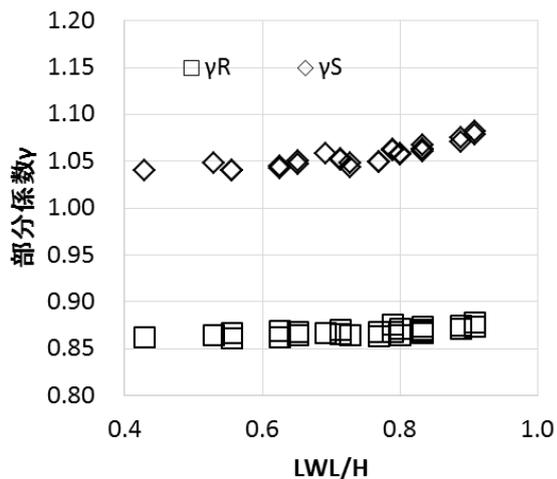
次ページ図-5.9, 10にそれぞれ、ケーソン式岸壁の永続状態における滑動照査および転倒照査に対する部分係数の計算結果を示す。上から順に、荷重抵抗係数アプローチA、荷重抵抗係数アプローチB、材料係数アプローチである。また、縦軸は各フォーマットで計算された部分係数を示し、横軸は水深壁高比である。

また、表-5.4, 5に図-5.9, 10で示した部分係数の各ケースの値および平均値を示す。

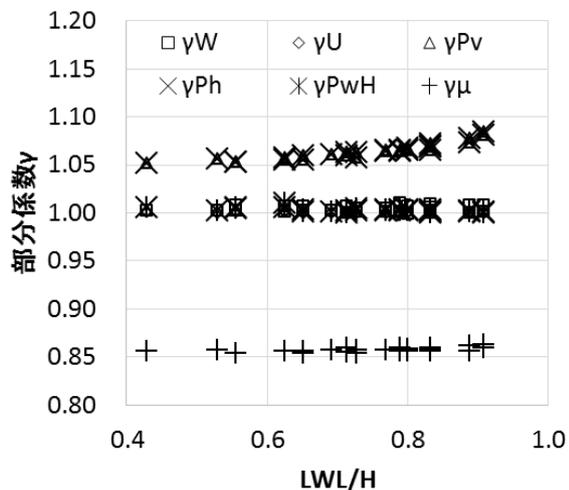
全体的な傾向として、 LWL/H が0.75以上から部分係数が変化することがわかる。これは、図-5.7, 8から分かるように、破壊確率は LWL/H が0.75程度から上昇する傾向にあり、それらの断面ケースの破壊確率を、一番小さな破壊確率に合わせるようにしているためである。このため、この領域の部分係数に関して、荷重側の部分係数は大きくなり、抵抗側の部分係数は小さくなる傾向となる。

このため、破壊確率を全ケースに対して同じ破壊確率（すなわち、目標破壊確率）とするためには、設計に用いる部分係数を設計条件ごとに分けたり、関数化したりといった工夫が必要である。この課題については、次節にて述べる。

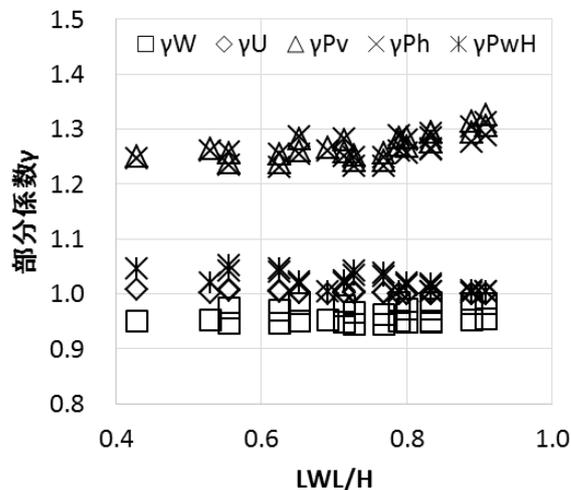
本検討方法では、MCSで設計点を求めた上で部分係数を算定しているため、感度係数は陽には扱っていないが、参考として各部分係数アプローチの感度係数を付録Gに示す。



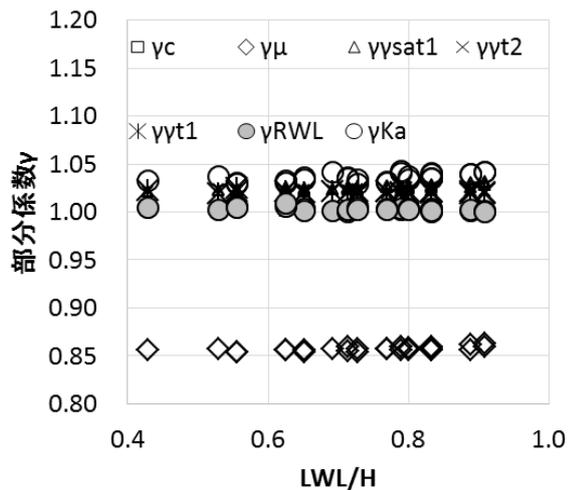
荷重抵抗係数アプローチA (滑動)



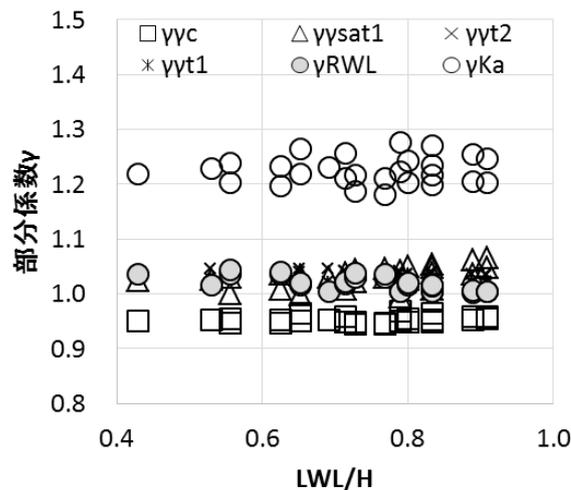
荷重抵抗係数アプローチA (転倒)



荷重抵抗係数アプローチB (滑動)



荷重抵抗係数アプローチB (転倒)



材料係数アプローチ (滑動)

図-5.9 滑動照査に対する部分係数の計算結果

材料係数アプローチ (転倒)

図-5.10 転倒照査に対する部分係数の計算結果

表-5.4 滑動照査における部分係数の計算結果

	荷重抵抗係数アプローチ①		荷重抵抗係数アプローチ②						材料係数アプローチ						
	抵抗	荷重	摩擦係数	壁体重量	浮力	鉛直土圧	水平土圧	残留水圧	壁体単体	摩擦係数	裏込石	裏込材	裏込石	残留水位	土圧係数
	γ_R	γ_S	γ_u	γ_w	γ_u	γ_{Pv}	γ_{Ph}	γ_{PwH}	γ_c	γ_u	$\gamma_{\gamma sat1}$	$\gamma_{\gamma r2}$	$\gamma_{\gamma r1}$	γ_{RWL}	γ_{Ka}
case1	0.87	1.06	0.86	1.00	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.86	1.02	1.02	1.02	1.00	1.04
case2	0.86	1.05	0.86	1.00	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.86	1.02	1.02	1.02	1.00	1.04
case3	0.86	1.04	0.86	1.00	1.00	1.05	1.05	1.01	1.00	0.86	1.02	1.02	1.02	1.00	1.03
case4	0.87	1.06	0.86	1.00	1.00	1.07	1.07	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.04
case5	0.88	1.06	0.86	1.01	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.86	1.02	1.02	1.02	1.00	1.04
case6	0.86	1.05	0.86	1.00	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.86	1.02	1.02	1.02	1.00	1.04
case7	0.87	1.05	0.85	1.01	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.85	1.02	1.02	1.02	1.00	1.03
case8	0.86	1.04	0.85	1.00	1.00	1.05	1.05	1.01	1.00	0.85	1.02	1.02	1.02	1.01	1.03
case9	0.87	1.04	0.85	1.01	1.00	1.05	1.05	1.01	1.00	0.85	1.02	1.02	1.02	1.00	1.03
case10	0.87	1.07	0.86	1.00	1.00	1.07	1.07	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.04
case11	0.87	1.06	0.86	1.01	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.86	1.02	1.02	1.02	1.00	1.04
case12	0.87	1.05	0.86	1.00	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.04
case13	0.87	1.05	0.86	1.01	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.86	1.02	1.02	1.02	1.00	1.03
case14	0.86	1.04	0.86	1.00	1.00	1.06	1.06	1.01	1.00	0.86	1.02	1.02	1.02	1.01	1.03
case15	0.87	1.04	0.86	1.01	1.00	1.06	1.06	1.01	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.01	1.03
case16	0.87	1.08	0.86	1.00	1.00	1.08	1.08	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.04
case17	0.87	1.07	0.86	1.01	1.00	1.07	1.07	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.04
case18	0.86	1.06	0.86	1.00	1.00	1.07	1.07	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.03
case19	0.87	1.06	0.86	1.01	1.00	1.07	1.07	1.00	1.00	0.86	1.02	1.02	1.02	1.00	1.04
case20	0.86	1.05	0.86	1.00	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.86	1.02	1.02	1.02	1.00	1.03
case21	0.86	1.04	0.85	1.01	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.85	1.02	1.02	1.02	1.00	1.03
case22	0.87	1.08	0.86	1.00	1.00	1.08	1.08	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.04
case23	0.88	1.08	0.86	1.01	1.00	1.08	1.08	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.04
case24	0.87	1.06	0.86	1.00	1.00	1.07	1.07	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.04
case25	0.87	1.06	0.86	1.01	1.00	1.07	1.07	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.04
case26	0.86	1.05	0.86	1.00	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.03
case27	0.87	1.05	0.86	1.00	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.03
全体平均	0.87	1.06	0.86	1.00	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.04

表-5.5 転倒照査における部分係数の計算結果

	荷重抵抗係数アプローチ①		荷重抵抗係数アプローチ②						材料係数アプローチ					
	抵抗	荷重	壁体重量	浮力	鉛直土圧	水平土圧	残留水圧	壁体単体	摩擦係数	裏込石	裏込材	裏込石	残留水位	土圧係数
	γ_R	γ_S	γ_w	γ_u	γ_{Pv}	γ_{Ph}	γ_{PwH}	γ_c	γ_u	$\gamma_{\gamma sat1}$	$\gamma_{\gamma r2}$	$\gamma_{\gamma r1}$	γ_{RWL}	γ_{Ka}
case1	0.87	1.06	1.00	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.86	1.02	1.02	1.02	1.00	1.04
case2	0.86	1.05	1.00	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.86	1.02	1.02	1.02	1.00	1.04
case3	0.86	1.04	1.00	1.00	1.05	1.05	1.01	1.00	0.86	1.02	1.02	1.02	1.00	1.03
case4	0.87	1.06	1.00	1.00	1.07	1.07	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.04
case5	0.88	1.06	1.01	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.86	1.02	1.02	1.02	1.00	1.04
case6	0.86	1.05	1.00	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.86	1.02	1.02	1.02	1.00	1.04
case7	0.87	1.05	1.01	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.85	1.02	1.02	1.02	1.00	1.03
case8	0.86	1.04	1.00	1.00	1.05	1.05	1.01	1.00	0.85	1.02	1.02	1.02	1.01	1.03
case9	0.87	1.04	1.01	1.00	1.05	1.05	1.01	1.00	0.85	1.02	1.02	1.02	1.00	1.03
case10	0.87	1.07	1.00	1.00	1.07	1.07	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.04
case11	0.87	1.06	1.01	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.86	1.02	1.02	1.02	1.00	1.04
case12	0.87	1.05	1.00	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.04
case13	0.87	1.05	1.01	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.86	1.02	1.02	1.02	1.00	1.03
case14	0.86	1.04	1.00	1.00	1.06	1.06	1.01	1.00	0.86	1.02	1.02	1.02	1.01	1.03
case15	0.87	1.04	1.01	1.00	1.06	1.06	1.01	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.01	1.03
case16	0.87	1.08	1.00	1.00	1.08	1.08	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.04
case17	0.87	1.07	1.01	1.00	1.07	1.07	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.04
case18	0.86	1.06	1.00	1.00	1.07	1.07	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.03
case19	0.87	1.06	1.01	1.00	1.07	1.07	1.00	1.00	0.86	1.02	1.02	1.02	1.00	1.04
case20	0.86	1.05	1.00	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.86	1.02	1.02	1.02	1.00	1.03
case21	0.86	1.04	1.01	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.85	1.02	1.02	1.02	1.00	1.03
case22	0.87	1.08	1.00	1.00	1.08	1.08	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.04
case23	0.88	1.08	1.01	1.00	1.08	1.08	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.04
case24	0.87	1.06	1.00	1.00	1.07	1.07	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.04
case25	0.87	1.06	1.01	1.00	1.07	1.07	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.04
case26	0.86	1.05	1.00	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.03
case27	0.87	1.05	1.00	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.03
全体平均	0.87	1.06	1.00	1.00	1.06	1.06	1.00	1.00	0.86	1.03	1.02	1.02	1.00	1.04

5.5 設計条件による部分係数の使い分けに関する検討

(1) 検討の主旨

本節では、5.4で示された課題に対応して、設計条件の違いによって部分係数を使い分ける、又は関数化することにより、目標破壊確率への一致度を高めるための方策を検討する。今回は、関数化を用いた検討を対象とした。

対象とした部分係数フォーマットは、荷重抵抗係数アプローチAである。単純にキャリブレーションされた27断面の部分係数を平均して算出された部分係数と、関数化された部分係数とを比較し、両者における目標破壊確率への一致度を確認する。

ただし、設計実務で利用する部分係数は、できるだけ簡素であることが求められる。このため、これら両者による部分係数で設計されるケーソン幅が、相互にどの程度の差となるかについて確認し、関数化の導入の是非について検討した。

(2) 関数化の検討

図-5.11および図-5.12に、荷重抵抗係数アプローチAによる部分係数と水深壁高比との関係を示す。図中には、全ての部分係数を平均して算定した部分係数と、関数化した部分係数式とともに示す。

図に示すとおり、滑動および転倒ともに、部分係数は水深壁高比 $LWL/H=0.75$ 付近を境として、傾向が異なるように見える。このため、本検討では、 LWL/H が0.75未満の場合と0.75以上の場合で場合分けを行った。 LWL/H が0.75未満の領域では、その領域における部分係数の平均値を採用し、0.75以上の領域では最小二乗法による線形近似式を採用した。

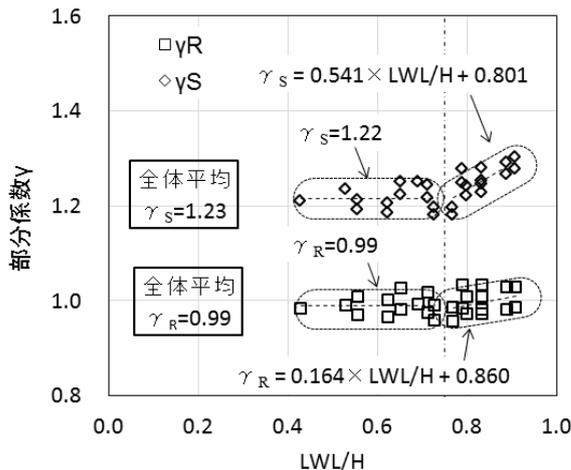


図-5.12 部分係数（転倒）と水深壁高比との関係（荷重抵抗係数アプローチA）

(3) 部分係数の設定方法がケーソン幅に及ぼす影響

図-5.13に、上記の2種類（平均、関数化）の方法による荷重抵抗アプローチAの部分係数を用いて、滑動の耐力作用比がちょうど1.0となる断面を作成し、破壊確率を計算した結果を示す。図中の△印は、全体平均から設定した部分係数による結果、○印は関数化の部分係数による結果を示している。なお、図-5.14には、転倒の場合における同様の結果を示す

図のそれぞれにおける○印と△印の比較をすると、○印の方が目標破壊確率に対してばらつきが少なく見える。目標破壊確率に対する上記の破壊確率の比を算定し、その変動係数の計算結果を表-5.6および表-5.7に示す。滑動、転倒ともに、部分係数を関数化した方が目標破壊確率に対するばらつきが小さい結果となる（付録H）。なお、表中 β は破壊確率 P_f を、正規分布を仮定して信頼性指標 β とした計算した場合の結果である。

表-5.6 部分係数を関数化した場合としない場合の目標破壊確率に対する変動係数（滑動照査の場合）

滑動	平均		関数化	
	Pf	β	Pf	β
変動係数	0.066	0.027	0.038	0.016

表-5.7 部分係数を関数化した場合としない場合の目標破壊確率に対する変動係数（転倒照査の場合）

転倒	平均		関数化	
	Pf	β	Pf	β
変動係数	0.846	0.102	0.548	0.074

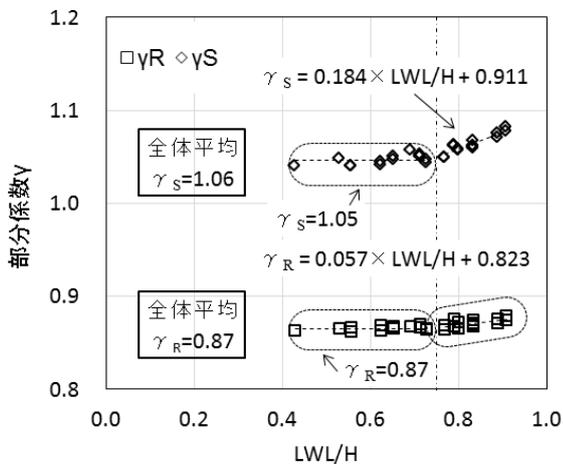


図-5.11 部分係数（滑動）と水深壁高比との関係（荷重抵抗係数アプローチA）

図-5.15と図-5.16に、図-5.13と図-5.14の破壊確率の計算に使った断面幅を示す。図の縦軸は、断面幅 B を壁高 H で除して無次元化した断面幅比 B/H である。図のそれぞれにおける○印と△印の比較をすると、同一設計条件に対する B/H の差はほとんどない。得られた B/H より、実際に必要なケーソン堤体幅を算定した結果、最も両者に差が生じるケース（壁高26.0m、水深20m、潮位差4.5m、天端高さ+6.0mのケース）において、15cm程度の差となった。（ B/H の差はおよそ0.005であり、関数化した部分係数を用いた際の幅の方が大きい。）

ケーソンの設計時に考慮する最小のピッチ幅は、一般に10cmであるため、今回の関数化は設計実務を煩雑にするだけであり、単純に平均して求めた部分係数でも実務上は問題ないことがわかった。

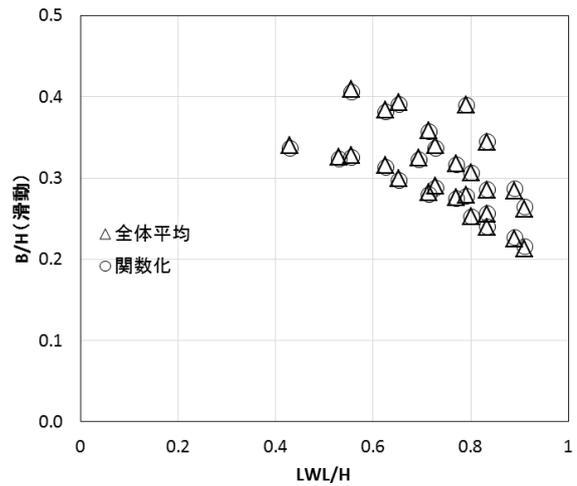


図-5.15 部分係数を関数化した場合としない場合の必要堤体幅比の比較（滑動照査の場合）

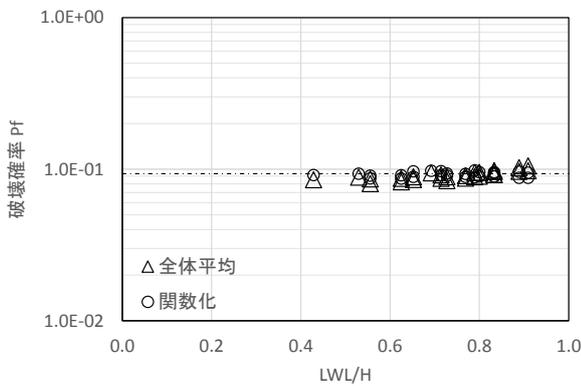


図-5.13 部分係数を関数化した場合としない場合の破壊確率の比較（滑動照査の場合）

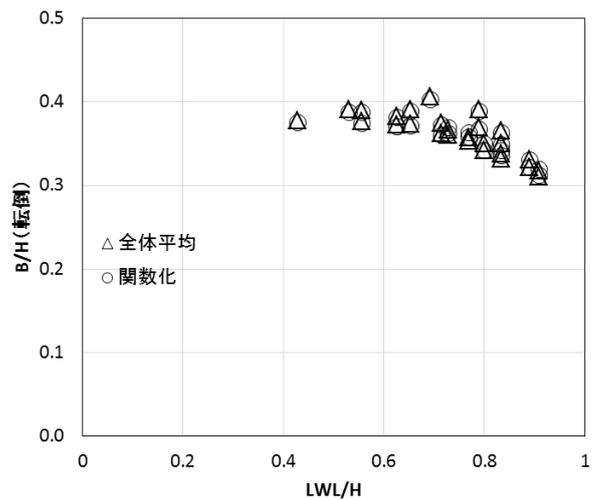


図-5.16 部分係数を関数化した場合としない場合の必要堤体幅比の比較（転倒照査の場合）

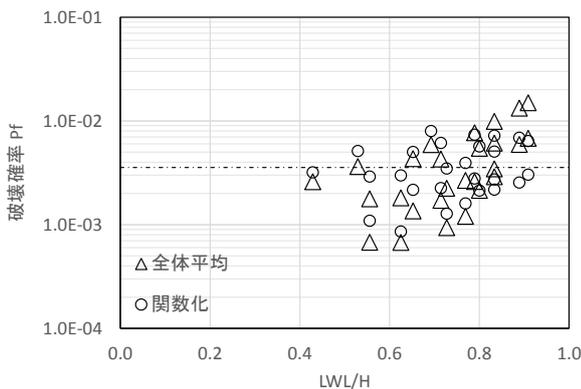


図-5.14 部分係数を関数化した場合としない場合の破壊確率の比較（転倒照査の場合）

以上に示したとおり、今回の部分係数では、関数化を適用し、出来る限り目標破壊確率への適合度を向上させたとしても、ケーソンの断面幅への影響は極めて小さいことがわかる。このため、これ以降に示す部分係数の検討において、関数化しないことを前提に部分係数を検討することとした。

5.6 部分係数のフォーマットに関する検討

(1) 検討の主旨

本節では、5.4(2)で示した3つの部分係数フォーマットを対象として、部分係数が設計実務で利用される点に着目し、その得失を論じる。その骨子は以下のとおりであ

る。

目標破壊確率にできる限り近づけるためには、できる限り細分化した部分係数で設計する必要がある。しかしながら、土木構造物の設計で設定する寸法の精度には、施工精度も考慮した上での一般的な限界値がある。例えば、ケーソンであれば、前述したとおり、設計段階で、一般に10cmピッチで断面幅が設定される。

このため、目標破壊確率への適合度を高めるためだけのために、むやみに部分係数を細分化することは望ましくないと著者らは考える。また、第2章で論じたとおり、設計実務者から、細分化された材料係数アプローチに基づく部分係数については、様々な批判的な意見が出されている。

以上を踏まえ、本節では、5.4(2)で示した3つの部分係数フォーマットである、2種類の荷重抵抗係数アプローチによる部分係数と材料係数アプローチによる部分係数を用いて、ケーソン式岸壁の設計を行い、各アプローチによる断面の破壊確率とケーソン幅への影響程度を確認した。その上で、最後にまとめを行った。

(2) 比較対象とする部分係数

表-5.8に、比較対象とする3つの部分係数フォーマットによる滑動照査および転倒照査に対する部分係数を示す。

本表に示す部分係数は、各アプローチで計算された部分係数を、キャリブレーションの対象とした各27断面から得られた部分係数を平均して得られたものである(図-5.11および図-5.12で示した各部分係数を平均した係数)。

表-5.8 各アプローチによる部分係数一覧

分類	項目	記号	部分係数	滑動	転倒
荷重抵抗係数アプローチA	抵抗	R	γ_R	0.87	0.99
	荷重	S	γ_S	1.06	1.23
荷重抵抗係数アプローチB	摩擦係数	μ	γ_μ	0.86	-
	壁体重量	W	γ_W	1.00	0.96
	浮力	U	γ_U	1.00	1.00
	鉛直土圧	P_v	γ_{Pv}	1.06	1.27
	水平土圧	P_H	γ_{PH}	1.06	1.26
	残留水圧	P_{wH}	γ_{PwH}	1.00	1.02
材料係数アプローチ	壁体平均単位体積重量	γ_c	γ_{Yc}	1.00	0.95
	摩擦係数	μ	γ_μ	0.86	-
	裏込石飽和単位体積重量	γ_{sat1}	$\gamma_{\gamma_{sat}}$	1.03	1.03
	裏込石湿潤単位体積重量	γ_{t2}	γ_{t2}	1.02	1.04
	裏込石湿潤単位体積重量	γ_{t1}	γ_{t1}	1.02	1.03
	残留水位	R.W.L.	γ_{RWL}	1.00	1.02
	土圧係数	$Ka \cdot \cos\delta$	γ_{Ka}	1.04	1.22

(3) 部分係数フォーマットの相違による影響

a) 断面幅に及ぼす影響

図-5.17に、3種類の部分係数を用いて、滑動の耐力作用比がちょうど1.0となる断面を作成した結果を示す。図の横軸は、対象とした27断面における材料係数アプローチによる部分係数を用いて設定したケーソン幅を示す。図の縦軸は堤体幅/堤体高の比であり、堤体幅は同じ断面に対して、3つのアプローチ(荷重抵抗係数アプローチA, 荷重抵抗係数アプローチB, 材料係数アプローチ)による部分係数を用いて設定した。また、図-5.18には、転倒の場合における同様の結果を示す。

本図より、滑動と転倒のどちらも、断面幅比の違いはわずかであることがわかる。

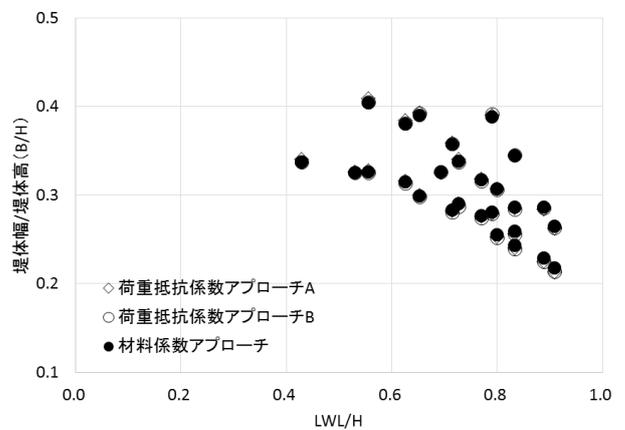


図-5.17 係数アプローチの違いによる断面幅比の比較 (滑動照査の場合)

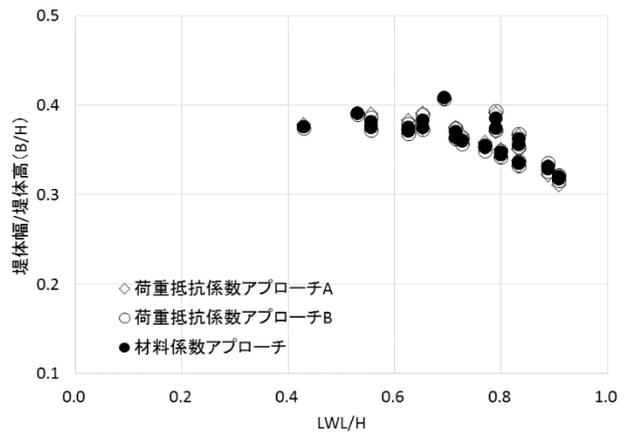


図-5.18 係数アプローチの違いによる断面幅比の比較 (転倒照査の場合)

さらに、上記で得られた断面幅比を用いて、実際に必要なケーソン断面幅について検討を行った。図-5.19, 20は、滑動照査および転倒照査に対して、材料係数アプロ

一チによる部分係数を用いて決定したそれぞれの照査モードに必要な断面幅（横軸）に対する、荷重抵抗係数アプローチA, Bによる部分係数を用いて決定した断面幅（縦軸）をプロットしたものである。この図から、どの係数アプローチを採用しても、必要なケーソン断面幅はほとんど変化がなく、両者の差は最大でも15cmであった。（壁高26.0m, 水深20m, 潮位差4.5m, 天端高さ+6.0mのケース）

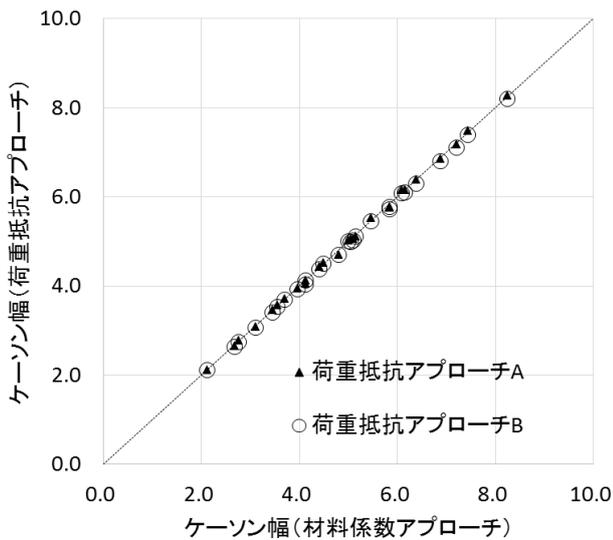


図-5.19 係数アプローチの違いによる断面幅の相違
 (滑動照査の場合)

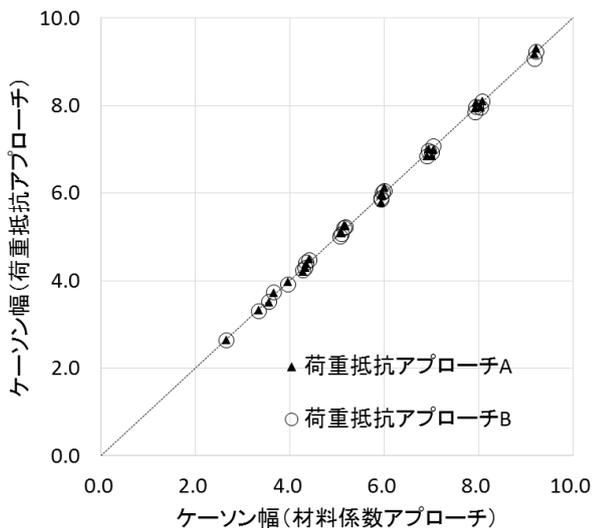


図-5.20 係数アプローチの違いによる断面幅の相違
 (転倒照査の場合)

b) 破壊確率に及ぼす影響

次に、3つの部分係数フォーマットによる設定した断面の破壊確率の比較を行う。対象断面は、i)と同じであり、それぞれの部分係数アプローチを用いた場合の、滑動および転倒の耐力作用比が1.0となる断面である。

図-5.21に、3つの部分係数フォーマットによる破壊確率を示す。上段は滑動照査に対する破壊確率を、下段は転倒照査に対する破壊確率を示す。図に示すとおり、係数を乗じる箇所が多いアプローチのものほど、目標とする破壊確率に近い結果が算定されていることがわかる。それぞれの係数アプローチの目標破壊確率に対する変動係数を整理したものを表-5.9に示す。

目標とする破壊確率に対する変動は、部分係数の数が多い材料係数アプローチによる方法が小さくなる。なお、付録Hに、それぞれのフォーマットを使用した際の、各検討ケースにおける破壊確率、部分係数を整理した。

表-5.9 各フォーマットの目標破壊確率に対する変動係数 (β は破壊確率を信頼性指標として評価した値)

		荷重抵抗 A		荷重抵抗 B		材料係数	
		Pf	β	Pf	β	Pf	β
変動係数	滑動	0.066	0.027	0.044	0.019	0.016	0.007
	転倒	0.846	0.102	0.433	0.060	0.367	0.042

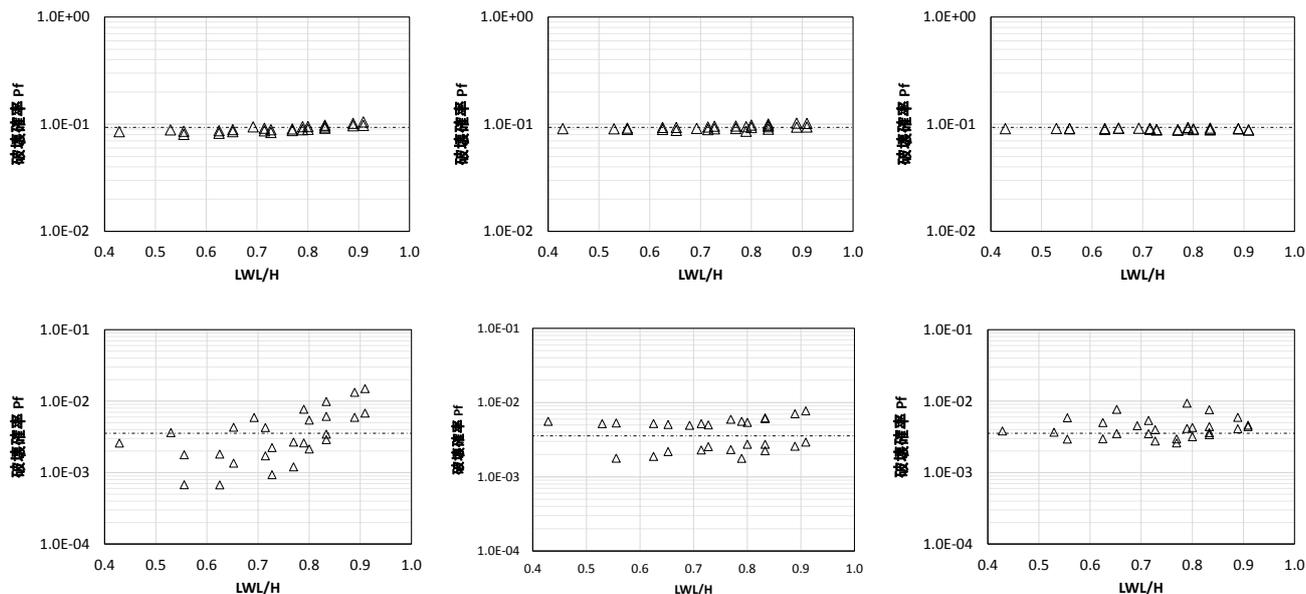


図-5.21 3つの部分係数フォーマットによる破壊確率 上段：滑動照査 下段：転倒照査
各段左から、「荷重抵抗係数アプローチ A」「荷重抵抗係数アプローチ B」「材料係数アプローチ」

c) 部分係数フォーマットの得失に関する考察

以上、a)およびb)の結果を見ると、材料係数アプローチによる部分係数が、目標とする破壊確率への適合度が最も高い。しかしながら、一方で、図-5.19, 20に示すとおり、ケーソン式岸壁の場合、3つのアプローチによる断面幅の違いはほとんどなく、その差は、設計で設定するケーソン幅の最小ピッチ（10cm）程度である。

このため、材料係数アプローチによる部分係数法によって、目標とする破壊確率への適合度は高くなるものの、荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法による設計結果とケーソン幅の差はなく、単に設計計算の手間が多くなっているだけという見方もできる。むしろ、第2章で整理したように、設計法として、材料係数アプローチに対して、荷重抵抗係数アプローチを採用することのメリットの方が多くと著者らは考える。

面の中で、最も高い安全性水準をもつ断面に、目標安全性水準（破壊確率としては最も小さい）を設定した。

5.7 本章のまとめ

本章では、ケーソン式岸壁における永続状態に関する滑動照査および転倒照査における部分係数として、本文中の表-5.8のうちの、2種類の荷重抵抗係数アプローチによる部分係数（荷重抵抗係数アプローチAおよびB）を提案した。

これらの部分係数の目標とする安全性水準は、第3章の結論に従い、安全率法により設定されていた常時の条件で決まる断面が有していた水準としている。さらに、詳細には、今回キャリブレーションの対象とした全27断

6. 結論

本研究では、現行基準による部分係数法による設計法に関し、次期改訂に向けて見直すための方向性を検討した。また、ケーソン式岸壁を対象とした場合における、その方向性に対応した部分係数を提案した。本研究で得られた結論を以下にまとめて示す。

- 1) 第2章では、材料係数アプローチによる部分係数法（現行基準で採用）と荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法の相違点や得失について論じた。この結果、港湾構造物のうち、地盤や基礎が関係する港湾構造物の全体安定性の照査に適用する部分係数法として、荷重抵抗係数アプローチによる設計法へ移行することを提案した。
- 2) 第3章では、まずケーソン式岸壁に対する種々の設計条件下において、現行基準の部分係数法と安全率法を用いて得られるケーソン断面幅の比較を行った（永続状態における滑動照査および転倒照査のみで決定される断面）。この結果、現行基準によって決まるケーソン幅は、安全率法で決まるケーソン幅より、どのような設計条件であっても大きく（約1.5倍）なっていることがわかった。また、これらの現行基準による断面は、設計水平震度 k_h が0.10～0.15程度の断面幅に相当することがわかった。
- 3) 2)で得られた結果を踏まえ、さらに第3章では、ケーソン式岸壁の滑動および転倒の永続状態に対する安全性水準は、安全率法における常時条件によって定まる最小断面が有する水準（滑動安全率 1.2, 転倒安全率 1.2 相当）とすることを提案した。これは、安全率法による過去の建設実績や、地震の影響がほとんどない国への我が国の基準の国際展開、および改良設計への今後の対応についても考慮した結果である。
- 4) 第4章では、モンテカルロシミュレーション (MCS) を用いた信頼性解析手法とその適用例について詳細に示した。MCSを用いた破壊確率や感度係数の評価および部分係数の設定の具体的方法を提示した。なお、MCSと一次信頼性理論であるFORMとの比較を行い、解析結果が一致していることも確認した。
- 5) 第5章では、ケーソン式岸壁における永続状態に関する滑動照査および転倒照査における部分係数として、以下の表-6.1に示す、2種類の荷重抵抗係数アプローチによる部分係数（荷重抵抗係数アプローチAおよびB）を提案した。これらの部分係数は、水深-4.5m～-20.0mのケーソン式岸壁に対してキャリブレーションした部

分係数である。また、目標安全性水準は、第3章に示した、過去における安全率法の常時条件に対応する安全性水準とした。

表-6.1 本研究で提案したケーソンの永続状態に対する部分係数のフォーマット

分類	項目	記号	部分係数	滑動	転倒
荷重抵抗係数アプローチA	抵抗	R	γ_R	0.87	0.99
	荷重	S	γ_S	1.06	1.23
荷重抵抗係数アプローチB	摩擦係数	μ	γ_μ	0.86	-
	壁体重量	W	γ_W	1.00	0.96
	浮力	U	γ_U	1.00	1.00
	鉛直土圧	P_v	γ_{PV}	1.06	1.27
	水平土圧	P_H	γ_{PH}	1.06	1.26
	残留水圧	P_{vH}	γ_{PvH}	1.00	1.02

なお、本編には示していないが、安全率法、現行基準による部分係数法および本研究による部分係数法を用いた場合のケーソン式岸壁に対する必要堤体幅について比較を行った結果について、図-6.1に示す。図中のケース番号は、本文中の表-3.4の条件に対応したものである。

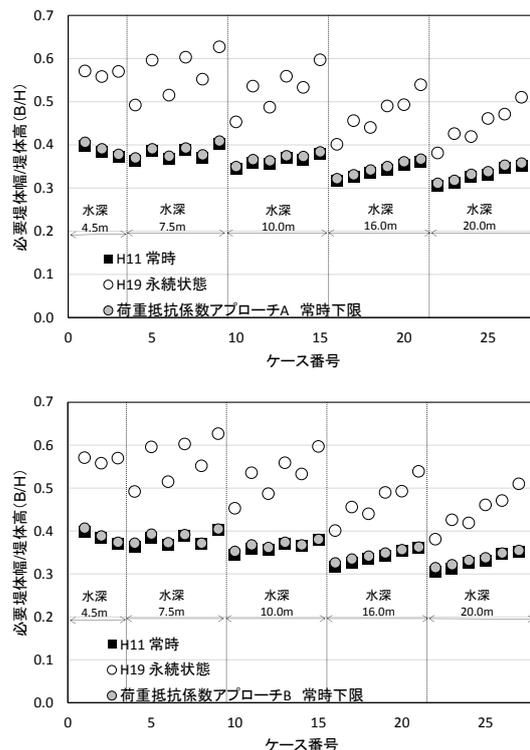


図-6.1 本研究で提案したケーソンの永続状態に対する部分係数を用いた場合の、必要断面幅比の相違（上段：荷重抵抗係数アプローチA，下段：荷重抵抗係数アプローチB）

(2015年11月16日受付)

謝辞

本稿をとりまとめるにあたり、信頼性設計法およびモンテカルロシミュレーションを用いた解析手法について、岐阜大学の本城勇介名誉教授、新潟大学の大竹雄准教授より、懇切丁寧なご指導および適切なお助言、様々な参考情報を頂きました。また、港湾施設研究室の交流研究員である松原弘晃氏、村上和康氏、川俣秀樹氏、高野向後氏、および小泉哲也港湾研究部長、松本英雄港湾情報システム研究官、福永勇介主任研究官には、本稿の執筆方針および検討内容に対して貴重な意見を頂きました。ここに記して、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.
- 2)松井謙二：部分係数法における材料係数方式と抵抗係数方式（連載講座・基礎構造物の性能設計），雑誌基礎工，2014.
- 3)国際臨海開発研究センター(OCDI)：TECHNICAL STANDARDS AND COMMENTARIES FOR PORT AND HARBOUR FACILITIES IN JAPAN，2009.
- 4)松尾稔，出村禧典，小堀為雄：使用実績を考慮した現行設計基準の安全率に関する研究，土木学会論文法報告集第340号，1983.
- 5)星谷勝，石井清：構造物の信頼性設計法，鹿島出版会，1983.
- 6)本城勇介：道路橋の部分係数設定法-欧州と北米の動向（上），土木施工，2014.
- 7)Honjo,Y., T.C.Kieu Le, T.Hara, M.Shirato, M.Suzuki and Y.Kikuchi：Code calibration in reliability based design level I verification format for geotechnical structures, Geotechnical Safety and Risk(Proc. of Is-Gifu), CRC press,pp.433-452, 2009.
- 8)本城勇介：道路橋の部分係数設定法-欧州と北米の動向（下），土木施工，2014.
- 9)松尾稔：地盤工学 信頼性設計の理念と実際，技報堂出版，1984.
- 10)宮田正史，竹信正寛：港湾構造物の信頼性設計，地盤工学会誌，2015.
- 11)大竹雄，本城勇介：地盤構造物設計におけるモデル化誤差の定量化，土木学会論文集，2014.
- 12)有岡謙一，田中良典，齋藤一三，佐藤幸夫，塩崎禎朗，菅野高弘，小濱英司：鋼矢板岸壁の耐震性に関する実物大実験－耐震岸壁と非耐震岸壁の比較－，土木学会第57回年次学術講演会，2002.
- 13)浅岡顕，小高猛司，松尾稔：複合地盤の非排水支持力に関する研究，土木学会論文集 No.448, III-19, 1992.
- 14)港湾工事設計示方要覧，1950.
- 15)港湾工事設計要覧，1959.
- 16)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1979.
- 17)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1999.
- 18)長尾毅，柴崎隆一，尾崎竜三：経済損失を考慮した期待費用最小化のための岸壁の常時のレベル1信頼性設計法，構造工学論文集 Vol.51A, 2005.
- 19)鈴木雅次：港工学，1932.
- 20) R Development Core Team.R：A language and environment for statistical computing. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria., 2007.
- 21)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.

付録 A 重力式係船岸の安全率法を用いた設計手法の変遷

ここでは、重力式係船岸に係る技術基準における設計手法の変遷について整理する。

付表A-1 港湾技術基準の変遷

昭和25年	港湾工事設計示方要覧
34年	港湾工事設計要覧
42年	港湾構造物設計基準
54年	港湾の施設の技術上の基準・同解説
55年	港湾の施設の技術上の基準・同解説 (超大型石油タンカー一用の施設・海上貯油基地施設)
平成元年	港湾の施設の技術上の基準・同解説 (改訂版)
6年	港湾の施設の技術上の基準・同解説 (マリーナ等一部改正)
11年	港湾の施設の技術上の基準・同解説 (改訂版)
19年	港湾の施設の技術上の基準・同解説 (改訂版)

港湾の技術基準は付表A-1のように昭和25年の「港湾工事設計示方要覧」¹⁾が設計手法をまとめた文献としては最も古いものであり、約10年毎に改訂がなされている。重力式係船岸については昭和25年の港湾工事設計示方要覧¹⁾に始まり、昭和34年、昭和42年の改訂でほぼ確立されてから平成19年の技術基準改訂まで、安全率法による設計が行われてきた。

重力式係船岸の設計における堤体の安定計算としては滑動、転倒、基礎地盤の支持力、円弧すべりの4つが挙げられる。本付録では壁体自体の安定に係る滑動と転倒の安全率とその要素となる土圧、動水圧、残留水位、摩擦係数に関する技術基準の変遷について記述する。

(1) 滑動について

滑動は壁体背後の埋立地盤からの土圧や水圧等による水平力により壁体が滑り出すことを想定したものである。

(付図A-1, A-2)

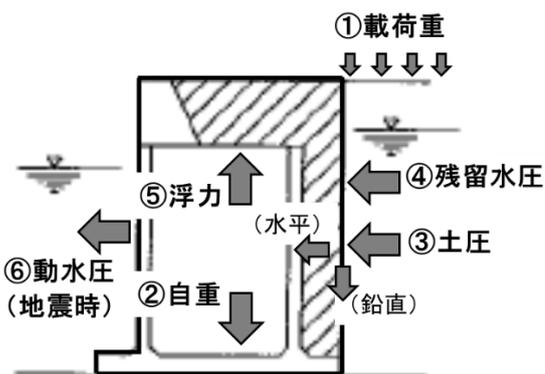
滑動に対する安定性は壁体背後の埋立地盤からの土圧等水平力による滑動力に対して、壁体自重等全鉛直力と基礎地盤との摩擦による抵抗力が決められた安全率以上になっているかによって照査される。

滑動の安全率の根拠になる文献は著者らが調べた範囲では不明であるが、昭和25年の「港湾工事設計示方要覧」¹⁾のなかで「滑出しに対する安全率は常時1.2以上でなければならぬ」とあり、これがその後の滑動の安定計算の基準となっている。また昭和34年の「港湾構造物設計要覧」²⁾では安定照査の計算式 (A-1) が示されており、地震時に関して安全率は1.0まで下げることができるとなっている。

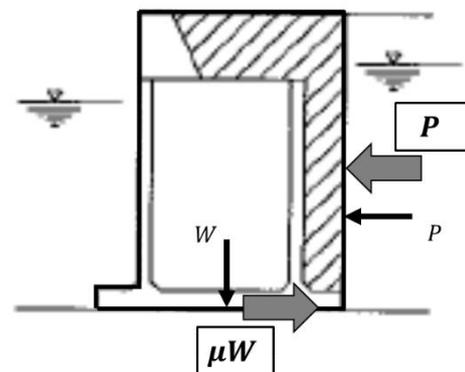
$$F \leq \frac{\mu W}{P} \quad (A-1)$$

ここに、

- F: 安全率
- μ : 摩擦係数
- W: 全鉛直力
(載荷重, 自重, 土圧の水平成分, 浮力)
- P: 全水平力
(土圧の水平成分, 残留水圧, 動水圧)



付図A-1 重力式係船岸に対する荷重



付図A-2 重力式係船岸の滑動安定照査

(2) 転倒について

転倒は壁体背後の埋立地盤からの土圧や水圧等水平力により壁体が前面に倒れることを想定したものである。

(付図A-3)

転倒に対する安定性は壁体背後の埋立地盤からの土圧等による全水平力と、壁体底面から水平力の作用点までの高さを乗じた転倒モーメントに対して、壁体自重等による全鉛直力に壁体前趾からの距離を乗じた抵抗モーメントが一定の安全率以上になっているかによって照査される。

転倒の安全率の根拠になる文献は著者らが調べた範囲では不明であるが、昭和25年の「港湾工事設計示方要覧」

1) のなかで「壁体の転倒に対する安全率は常時1.2以上でなければならぬ」とあり、これがその後の転倒の安定計算の基準となっている。また昭和42年の「港湾構造物設計基準」3) では安定照査の計算式 (A-2) が示されており、地震時の安全率は1.1まで下げることができるとされている。

$$F \leq \frac{Wt}{Ph} \quad (A-2)$$

ここに、

F : 安全率

W : 全鉛直力

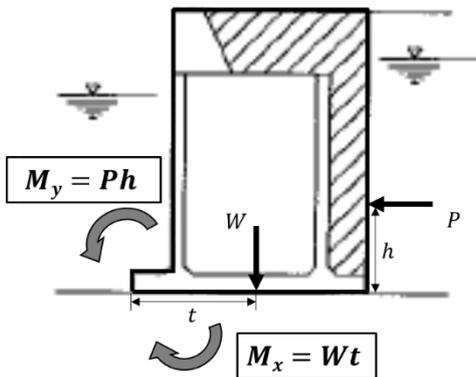
(載荷重, 自重, 土圧の水平成分, 浮力)

t : 堤体前趾から全鉛直力の作用点までの距離

P : 全水平力

(土圧の水平成分, 残留水圧, 動水圧)

h : 堤体底面から全水平力の作用点までの高さ



付図A-3 重力式係船岸の転倒安定照査

(3) 土圧について

壁体に作用する土圧の算定については昭和25年の「港湾工事設計示方要覧」1) のなかでクーロンの土圧式が用いられており、それ以降の技術基準においても採用されている。その際、壁体が動き出す限界状態であれば安定が保たれると仮定し、土圧の算定においては主働土圧を用いている。付図A-4は主働土圧の作用図を示したものである。

地震時の土圧に関しては昭和34年の「港湾工事設計要覧」2) 以降、水中における見掛けの震度を用いて算定する物部・岡部の式 (A-3~6) で求めるようになっている。

$$P_{ai} = K_{ai} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{\omega \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} \right] \cos \alpha \quad (A-3)$$

$$P_{vi} = P_{ai} \sin(\alpha + \delta) \quad (A-4)$$

$$P_{hi} = P_{ai} \cos(\alpha + \delta) \quad (A-5)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\varphi_i - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\varphi_i + \delta) \sin(\varphi_i - \beta - \theta))}{\cos(\alpha + \delta + \theta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (A-6)$$

ここに、

P_{ai} : i 層の主働土圧強度

P_{hi} : i 層の主働土圧強度の水平成分

P_{vi} : i 層の主働土圧強度の鉛直成分

K_{ai} : i 層の主働土圧係数

γ_i : i 層の土の単位体積重量

h_i : i 層の層の厚さ

ω : 地表面単位面積当たりの載荷重

α : 壁面が鉛直となす角

β : 地表面が水平となす角

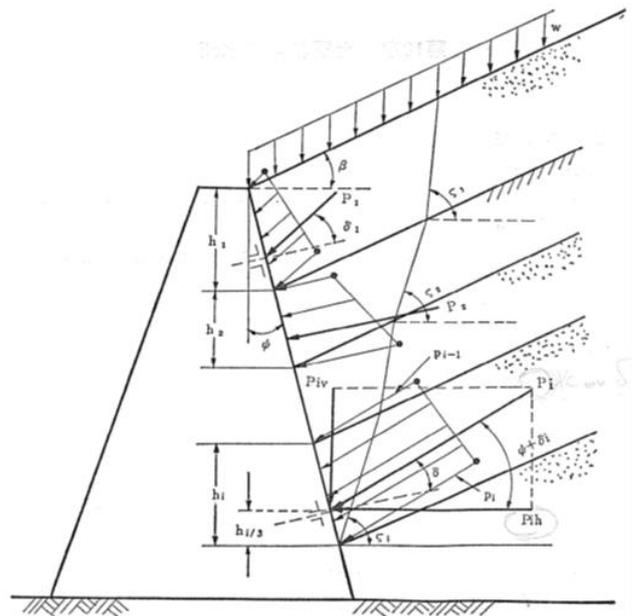
φ_i : i 層の土の内部摩擦角

δ : 壁面摩擦角

θ : 地震合成角

$$\theta = \tan^{-1} k \text{ または } \theta = \tan^{-1} k' \quad (\text{常時 } \theta = 0)$$

k : 震度 k' : 見かけの震度



付図A-4 主働土圧の作用図

ここで、見掛けの震度とは地下水位以下の飽和した土に用いられる震度を便宜的に算定したものである。水中の土の重量は浮力を受けているため、土に作用する垂直力は水中重量となり、作用する地震時の合力は空気中と異なる。

そこで水中の土に対しては地震合成角より導かれる見掛けの震度を用いれば、空気中と同じように地震時の土圧式により土圧を求めることができる。見掛けの震度は昭和54年の「港湾の施設の技術上の基準・同解説」⁴⁾の中の「荒井・横井の提案式」(A-7)により求められる。

$$k' = \frac{2(\sum \gamma_t h_i + \sum \gamma h_j + w) + \gamma h}{2\{\sum \gamma_t h_i + \sum (\gamma - 10)h_j + w\} + (\gamma - 10)h} k \quad (\text{A-7})$$

ここに、

- γ_t : 残留水位上の土の単位体積重量
- h_i : 残留水位上のi層の土層の厚さ
- γ : 水によって飽和した土の空气中における単位体積重量
- h_j : 残留水位下において、土圧を算定する層より上のj層の土層の厚さ
- w : 地表面の単位面積当たりの載荷重
- h : 残留水位下において、土圧を算定する土層の厚さ

また土圧に関しては係船岸の安定において土圧を低減するため、粗石等による裏込工が重要となる。普通の土砂で埋立てを行った場合は、水中において内部摩擦角が減少し、土圧が増大することになるので、良好な裏込材を使用して裏込めを行うことが重要であると昭和7年の「港工学」⁵⁾に記述されている。

(4) 動水圧について

地震時の壁体前面の動水圧の影響については改訂のたびに変化しており、昭和25年の「港湾工事設計示方要覧」¹⁾では「振動に伴う水圧の変化」を考慮するが、昭和34年の「港湾工事設計要覧」²⁾では考慮しないことになっている。その後、種々の動水圧に関する研究結果より昭和42年の「港湾構造物設計基準」³⁾では、ダムに関連する研究から導き出されたウエスターガードの公式(A-8)を用いて動水圧を考慮することになっている。付図A-5に壁体前面に働く動水圧の模式図を示す。

$$p_{dw} = \pm \frac{7}{8} k \gamma_w \sqrt{Hy} \quad (\text{A-8})$$

ここに、

- p_{dw} : 壁体前面に作用する動水圧
- k : 震度
- γ_w : 水の単位体積重量
- H : 壁体前面の水深

y : 水面から動水圧を求める点までの深さ

昭和54年⁴⁾、平成元年の技術基準の改訂⁶⁾では「港湾の施設の技術上の基準・同解説」の中で動水圧を考慮しなくてよいものとして、「係船岸等の前面に作用する動水圧」となっており再び考慮しないようになっている。

しかし平成11年の改訂⁷⁾で「見掛けの震度を用いた構造物の場合には、壁体前面に作用する動水圧を海側に作用させる」との記述があり、再度考慮することになっている。その時の動水圧の合力は式(A-9)より求められ、水面から動水圧の合力の作用点までの距離(水深)は式(A-10)より求められる。

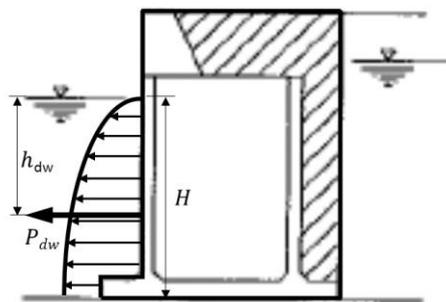
$$P_{dw} = \pm \frac{7}{12} k \gamma_w H^2 \quad (\text{A-9})$$

$$h_{dw} = \frac{3}{5} H \quad (\text{A-10})$$

ここで、 P_{dw} : 動水圧の合力

h_{dw} : 水面から動水圧の合力の作用点までの距離

※その他の記号は式(A-8)と同じ。



付図A-5 壁体前面の動水圧

(5) 残留水位および残留水圧について

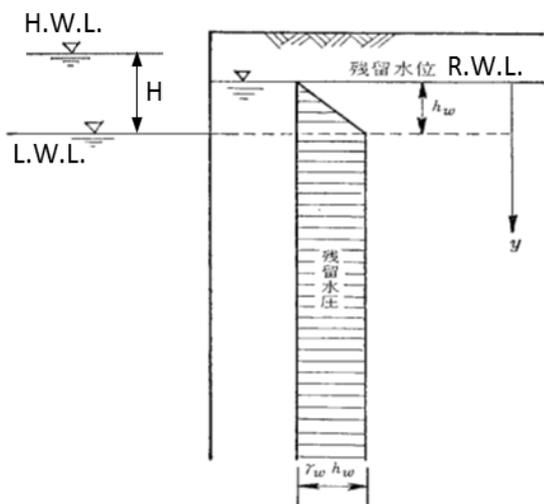
残留水位は係船岸の前面潮位と背面の裏込め内の潮位との差のことで、干潮時に係船岸、基礎地盤、裏込め等から海水が透過しきれずに背後地盤内に残ることを想定したものである。昭和25年の「港湾工事設計示方要覧」¹⁾では、前面潮位差の1/2～1/4、昭和34年の「港湾工事設計要覧」²⁾では1/3～2/3とされているが、昭和42年の「港湾構造物設計基準」³⁾では重力式係船岸において前面潮位差の1/3を基本とするという記述があり、それ以降その数値が一般的に用いられている。上記の前面潮位差の1/3については昭和46年の古土井らの港研資料⁸⁾の中で妥当な値として記述されており、残留水位差は以下の式(A-9)で算定される。また、付図A-6に残留水位の模式図を示す。

$$h_w = \frac{1}{3}H \quad (A-9)$$

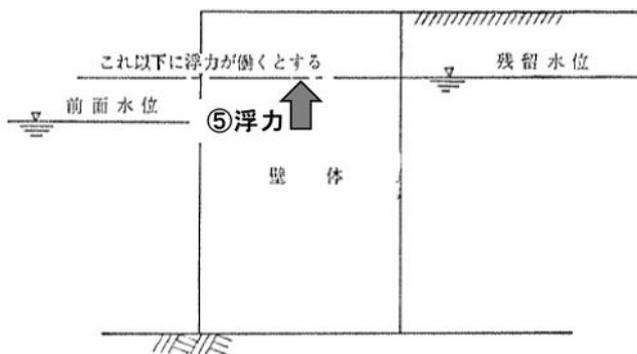
ここで、 h_w ：残留水位差 (R.W.L.-L.W.L.)

H ：前面水位差 (H.W.L.-L.W.L.)

安定計算の中で残留水位は気中・水中を分ける境界となっている。背後地盤からの土圧については、残留水位以下では水中での土の単位体積重量及び見掛けの震度を使用して算定を行うことが一般的である。また前面潮位と残留水位の潮位差による残留水圧を壁体に作用する水平力として考慮する（付図A-7）。壁体の自重に対しては残留水位以下の部分に浮力が働くと考え、鉛直力を減ずることになっている。



付図A-6 残留水圧



付図A-7 壁体に作用する浮力

(6) 摩擦係数について

摩擦係数は重力式係船岸の滑動抵抗の算定に用いられる壁体の鉛直力に乗じる係数で、昭和25年の「港湾工事設計示方要覧」¹⁾ではコンクリートとコンクリート間では0.5、コンクリートと割栗間では0.6となっている。これは「第16回国際航海会議報告の結論による」となっており、その後

長年使用されている。その他の摩擦係数としては一般的に以下の付表A-2⁷⁾の値が経験的に用いられている。

付表A-2 静止摩擦係数⁷⁾

コンクリートとコンクリート	0.5
コンクリートと岩盤	0.5
水中コンクリートと岩盤	0.7~0.8
コンクリートと捨石	0.6
捨石と捨石	0.8
木材と木材	0.2(湿)~0.5(乾)
摩擦増大マットと捨石	0.7~0.8

注-1) 水中コンクリートと岩盤の場合、標準的な条件のもとでは、0.8とする。
ただし、基岩がぜい弱若しくは亀裂が多い場合、基岩を覆っている砂の移動が激しい場合等では、それらの条件に応じて0.7程度まで低減させる。

また、摩擦係数に関しては多くの実験がなされているが、以下の結果は概ね上記の数値と合致している。

付表A-3 静止摩擦係数に関する実験結果一覧³⁾

	永井の実験 昭和35年	山田、福田の実験 昭和32年	広井の実験 大正13年	加川の実験(未発表)
砕石とコンクリート	0.77~0.89			0.50~0.60
玉石とコンクリート	0.69~0.74			0.39~0.49
捨石(割栗石)とコンクリート		0.46~0.69	0.564~0.679	
割栗石と割栗石			0.720~1.037	
コンクリートとコンクリート			0.566~0.692	0.56~0.63
ラワン材とコンクリート				0.53~0.68

参考文献

- 1) 港湾協会編：港湾工事設計示方要覧，1950。
- 2) 日本港湾協会：港湾工事設計要覧，1959。
- 3) 日本港湾協会：港湾構造物設計基準，1967。
- 4) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1979。
- 5) 鈴木雅次：港工学，1932。
- 6) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説（上巻），1989。
- 7) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説（上巻），1999。
- 8) 古土井光昭，片山猛雄：残留水位測定調査，港湾技研資料No.115，1971。
- 9) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説（上巻），2007。

付録 B 本資料の検討に用いた設計パラメータの設定根拠

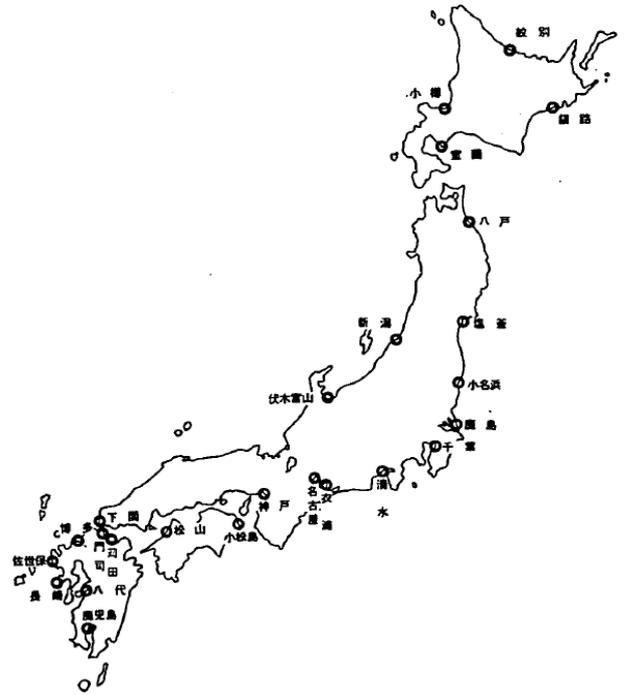
①潮位差

村上ら¹⁾は、我が国沿岸の潮位、気圧、および海水の表層水温のデータを収集（数年間～約50年間）し、周辺海域の平均海面の長期的な変動傾向を求めた。付図B-1は、日本沿岸の大潮升（基本水準面から大潮の満潮面までの高さ）を示したものである。

これによると、瀬戸内海、有明海等の内湾域で潮汐が大きく、有明海の潮位差は我が国で最も大きいとされ4.34mである。また、日本海側の潮位差は非常に小さく、例えば新潟では0.27mである。太平洋側の各地の潮位差は概して大きく、概ね1.3m～2.0mとなっている。

また、古土井ら²⁾は、全国の主要地域（付図B-2）において、岸壁前面水位および岸壁背後水位の測定を実施しており、前面水位と残留水位の関係が整理されている（付表B-1）。これによっても、村上ら（1992）と同様の地域ごとの傾向があり、潮位差は内湾域で最大4.5m、日本海側で最小0.4m、太平洋側で1.7m程度となっている。

以上を参考に潮位差（朔望平均満潮位H.W.L.と朔望平均干潮位L.W.L.の差）の最大、最小とその中間として、0.3m、1.8m、4.5mを設定した。

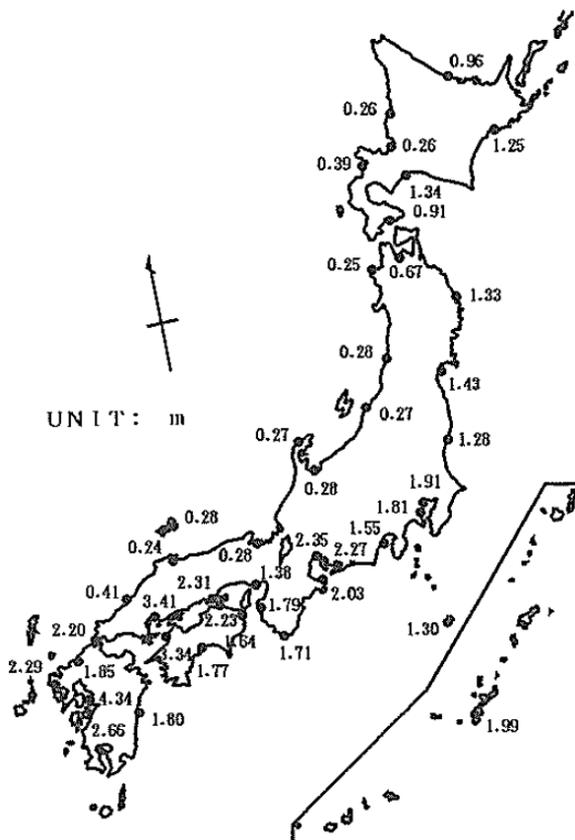


付図B-2 調査港湾分布図²⁾

付表B-1 前面水位と残留水位の関係

埠名	対象構造物（水深）	構造形式	HWL	LWL	HWL-LWL	観測期間	水位計種類	記録状態
開港局	西2号ふ頭西側岸壁 (-7.5)	ケーソン式	+1.55 ±0.00	+0.50	45.9 ~ 12	触針型	◎	
宝 庫	第3ふ頭9M岸壁 (-9.0)	ケーソン式	+0.40 ±0.00	+0.20	44.9 ~ 11	触針型	◎	
小 樽	南新ふ頭-7.5M岸壁 (-7.5)	ケーソン式	+1.50 ±0.00	+0.50	45.6 ~ 10	触針型	◎	
網 走	西ふ頭5.5M岸壁 (-5.5)	ケーソン式	+1.20 ±0.00		46.4 ~	触針型	未	
紋 別	第1船入問物場 (-3.0)	鋼矢板式	+1.20 ±0.00		46.4 ~	触針型	未	
1 級	新潟 京浜西側10M岸壁 (-1.00)	鋼矢板(Hボックス)式	+0.70 ±0.15	+0.45	44.1 ~ 6	触針型	◎	
新 潟	次太山 新渡10M岸壁 (-1.00)	鋼矢板式	+0.70 ±0.00	+0.30	45.4 ~ 5	触針型	◎	
2 級	千 葉 10M岸壁 (-1.00)	横さん橋(ブロック土留)式	+2.00 ±0.00	+0.70	45.4 ~ 6	触針型	◎	
鹿 島	北航路護岸 (-5.5)	鋼矢板式	+1.40 ±0.00	+1.00	44.9 ~ 12	触針型	◎	
小名浜	4号ふ頭-6M岸壁 (-6.0)	ケーソン式	+1.40 ±0.00	+0.50	45.8 ~ 11	触針型	◎	
壱 志	真山4号岸壁 (-7.5)	横さん橋(連続鋼管矢板土留)式	+1.50 ±0.00	+1.50	45.8 ~ 11	触針型	◎	
八 戸	八太郎5.5M岸壁 (-6.5)	鋼矢板式	+1.50 ±0.00	+1.00	45.3 ~ 8	触針型	◎	
3 級	神 戸 厚馬ふ頭2突西側岸壁 (-1.00)	鋼板セル式	+1.70 ±0.00	+1.00	44.10 ~ 3	触針型	◎	
小松島	金屋 9M岸壁 (-9.0)	鋼矢板式	+1.80 ±0.00	+1.00	44.10 ~ 3	触針型	◎	
松 山	10M岸壁 (-1.00)	ケーソン式	+3.60 ±0.00	+1.00	44.10 ~ 3	触針型	◎	
4 級	下 関 細江7.5M岸壁 (-7.5)	横さん橋(L型塊土留)式	+2.85 ±0.00	+1.00	45.7 ~ 8	フロート型	◎	
門 司	田野浦10M岸壁 (-1.00)	鋼矢板(組合せ矢板)式	+4.00 ±0.00	+2.60	44.7 ~ 8	フロート型	◎	
博 多	中央ふ頭7.5M岸壁 (-7.5)	L型ブロック式	+2.23 ±0.00	+1.00	44.102 ~ 12.31	フロート型	△	
八 代	外港ふ頭10M岸壁 (-7.5)	鋼矢板式	+4.30 ±0.00	+2.00	45.4 ~ 6	フロート型	◎	
鹿 兒 島	新港南側7.5M岸壁 (-7.5)	鋼矢板式	+2.90 ±0.00	+2.00	4.3.	フロート型	◎	
	新港南側4.5M岸壁 (-4.5)	L型ブロック式	+2.90 ±0.00	+1.00	4.3.	フロート型	◎	
沓 田	物指場 (-3.0)	L型ブロック式	+4.20 ±0.00		4.5.	フロート型	◎	
	4.5M岸壁 (-4.5)	L型ブロック式	+4.20 ±0.00		43.2 ~ 3	フロート型	△	
長 崎	小倉倉庫地区5.5M岸壁 (-5.5)	L型ブロック式	+3.30 ±0.00	+1.50	4.3.	フロート型	△	
佐 世 保	前港ふ頭10M岸壁 (-1.00)	セルラブロック式	+3.30 ±0.00	+1.10	43.1 ~ 2	フロート型	△	
	前港ふ頭10M岸壁取付 (-1.00)	プレバト式	+3.30 ±0.00	+1.10	42.11 ~ 12	フロート型	△	
5 級	名古屋 金城ふ頭西側10M岸壁 (-1.00)	鋼矢板セル式	+2.60 ±0.00	+2.00	45. ~ 462	フロート型	未	
	第2種永ふ頭北側岸壁 (-9.0)	鋼矢板式	+2.60 ±0.00	+1.40	45. ~ 462	フロート型	未	
	第2種永ふ頭物指場 (-3.5)	自立鋼管矢板式	+2.60 ±0.00	+1.40	45. ~ 462	フロート型	未	
衣 浦	中央ふ頭東9M岸壁 (-9.0)	鋼管矢板式	+2.40 ±0.00	+1.20	44.9 ~ 10	簡易水位計(人力)	◎	
	中央ふ頭西物指場 (-3.5)	横さん橋(ブロック土留)式	+2.40 ±0.00	+0.80	45.2 ~ 5	簡易水位計(人力)	◎	
清 水	興津第2西側10M岸壁 (-1.00)	横さん橋(ブロック土留)式	+1.70 ±0.00	+0.60	44.9 ~ 2	触針型	◎	

* 4 級が独自に実施した残留水位調査によるもの(昭和43年度)。



付図B-1 我国沿岸の大塩升¹⁾

②残留水位差

古土井ら²⁾は付図B-2に示す港湾を対象に、岸壁背後水位と前面潮位の変化を調査している。岸壁法線直角方向に20m程度の区間につき、4~5点の水位計を設置し、地下水位の連続測定を3か月間実施した。付表B-2は、それらをまとめたものである。表中×印は設計残留水位が調査結果と比較して大幅に低いことを、また、◎印は設計残留水位が大幅に高いことを示している。例えば室蘭港、松山港におけるケーソン式岸壁では、設計残留水位より高い残留水位が観測されている。この結果について、他の岸壁の多くが建設直後（参考文献執筆当時）のものであるのに対し、室蘭港、松山港は建設後約10年を経過しており、捨石、裏込めへの背後地盤および前面地盤からの土砂の侵入によって透水性を悪化させているためであろうと推測されている。

結論として、捨石の透水性が悪化した場合、背後水位は高くなり、設計残留水位よりも大きな水位差を示すことになるが、透水性を確保する配慮をした場合は、潮位差の1/3を残留水位差とすることは、妥当な値となると報告されている。

本文献に基づき、残留水位は潮位差（H.W.L.-L.W.L.）の1/3とした。

③前面水深

堀家ら³⁾は、昭和63年度までに設計されたケーソン式係船岸のうち、旧運輸省港湾技術研究所の設計基準研究室が所有する港湾構造物データベースに保管されている約180の設計例について、「設計条件」「構造諸元及び諸元間の関係」「構造諸元と設計条件の関係」について整理している。これによると、設計例の水深は付図B-3に示す頻度分布で示され、-10.0m岸壁が26.6%と最も多く、次いで-7.5m岸壁が21.2%と多く、両方で全体の半分を占めている。また、日本では一般に、岸壁として最小水深となる水深を-4.5mとし、それ以下の水深の施設を物揚場として区別しているため、岸壁は-4.5m岸壁が最小と考えることができる。

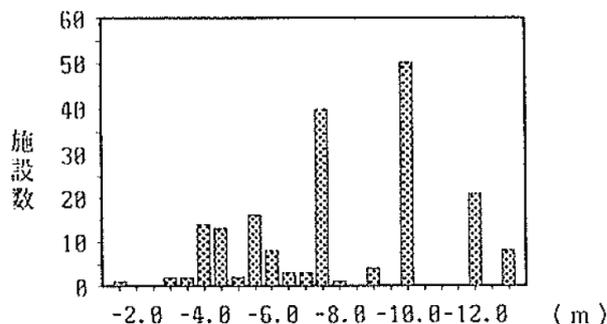
現時点において、我が国で供用中のコンテナバースの最大水深は-16.0mである。また、近年の船舶の大型化の動向も踏まえると、将来の岸壁水深として-20.0mも睨んだ断面を考える必要がある。

したがって、現在供用中の岸壁の最小水深4.5mと最大水深16.0m、設計事例の最も多い水深10.0m と次いで多い7.5mの4水深に、将来の更なる増進を睨んだ水深20.0mを加えて、以上の5水深を検討対象水深とした。（前面水深とは設計水深を意味する。）

付表B-2 前面水位と岸壁背後水位の極小値の関係²⁾

港名	構造	H.W.L.	R.W.L.	$\frac{R.W.L.}{H.W.L.}$	底2の最小値	R.W.L.-最小値	備考
1 室蘭	ケーソン	1.75	0.75	$\frac{1}{3}$	1.05	-0.55	×
2 小樽	ケーソン	0.40	0.20	$\frac{1}{2}$	0.02	+0.18	◎
3 釧路	ケーソン	1.50	0.5	$\frac{1}{3}$	0.05	+0.45	◎
4 小名浜	ケーソン	1.40	0.50	$\frac{1}{3}$	0.06	0.44	◎
5 松山	ケーソン	3.6	1.0	$\frac{1}{3.6}$	1.70	-0.70	×
6 下関	L型	2.86	1.0	$\frac{1}{3}$	0.60	+0.40	◎
7 博多	L型	2.23	1.0	$\frac{1}{2.23}$	-	-	-
8 鹿児島	L型	2.9	1.0	$\frac{1}{3}$	0.9*	+0.10	○
9 刈田	L型-3.0	4.2	1.4	$\frac{1}{3}$	1.8	-0.4	×
10 刈田	L型-4.5	4.2	1.4	$\frac{1}{3}$	2.8	-1.4	×
11 長崎	L型	3.3	1.5	$\frac{1}{2.2}$	0.6*	+0.90	◎
12 佐世保	セルラー	3.3	1.1	$\frac{1}{3}$	0.3	+0.80	◎
13 佐世保	プレバクト	3.3	1.1	$\frac{1}{3}$	0.4	+0.70	◎
14 千葉	ブロック	2.00	0.7	$\frac{1}{3}$	0.2	+0.5	◎
15 衣浦	ブロック	2.4	0.8	$\frac{1}{3}$	0.3	+0.5	◎
16 清水	ブロック	1.7	0.6	$\frac{1}{3}$	0.0	+0.6	◎
17 鹿島	矢板	1.4	1.0	$\frac{2}{3}$	1.1	-0.1	×
18 八戸	矢板	1.5	1.0	$\frac{2}{3}$	1.3	-0.3	×
19 神戸	矢板鋼板セル	1.73	1.0	$\frac{2}{3}$	0.5 1.0 (+0.5)+0.5 (±0)-0.40		○ ×
20 小松島	矢板	1.8	1.0	$\frac{2}{3}$	1.0	±0	○
21 門司	矢板	4.0	2.6	$\frac{2}{3}$	1.6	+1.0	◎
22 八代	矢板	4.3	2.0	$\frac{1}{2}$	2.3	-0.3	×
23 鹿児島	矢板	2.9	2.0	$\frac{2}{3}$	1.8	+0.2	◎
24 衣浦	矢板	2.4	1.2	$\frac{1}{2}$	0.8	+0.4	◎

註 刈田港のR.W.L.は仮定したもの。



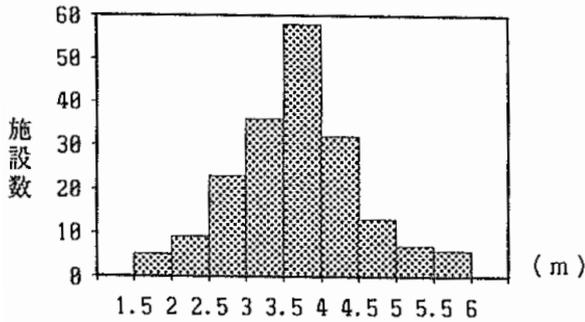
付図B-3 設計水深別施設数³⁾

④天端高

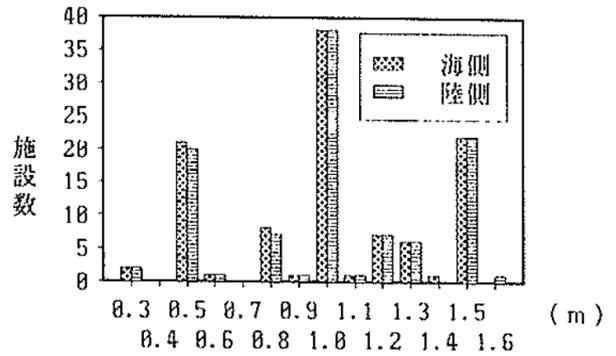
③で示した堀家ら³⁾によると、上部工天端高は（L.W.L.を基準として）3.0~4.5mの範囲で全体の8割を占め、3.5~4.0mを中心として、1.5m~6.0mの間に分布している（付図B-4）。

また、対象船舶が特定できない場合に当たっては、付表B-3の値が多く用いられている。表中の値は、朔望平均満潮面（H.W.L.）を基準として表したものである。

以上を参考に、天端高はL.W.L.の水深を基準に、潮位差を0.3m、1.8m、4.5mと設定したケースに対し、それぞれL.W.L.+2.0m、L.W.L.+4.0m、L.W.L.+6.0mと組み合わせて設定した。



付図B-4 上部工天端高別施設数³⁾



付図B-5 海側・陸側フーチング幅の頻度分布³⁾

付表B-3 係船岸余裕高³⁾

	潮差3.0m以上	潮差3.0m未満
大型係船岸 (水深4.5m以上)	0.5～1.5m	1.0～2.0m
小型係船岸 (水深4.5m未満)	0.3～1.0m	0.5～1.5m

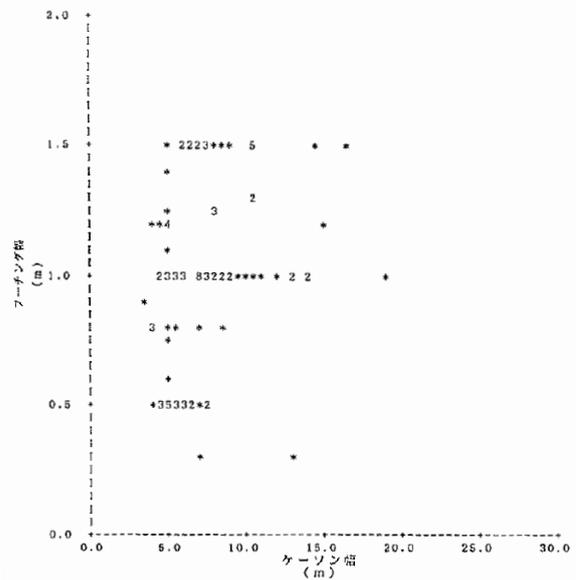
⑤フーチング幅およびフーチング厚

本研究では、フーチングの有無による破壊確率への影響を検討するため、フーチングを設定する場合とそうでない場合の検討ケースを設定した。以下、フーチングを設置した場合の設定根拠について示す。

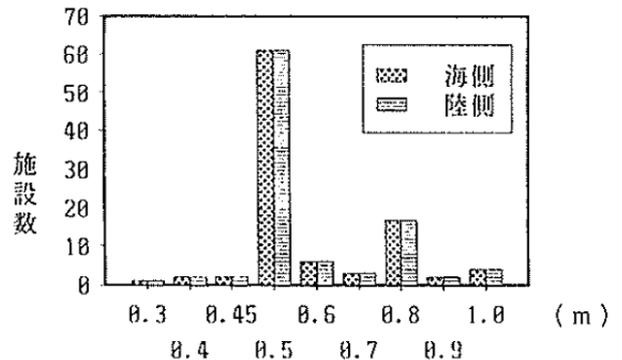
③で示した堀家ら³⁾によると、フーチング幅は1.0mが最も多く、大多数の施設が海側と陸側で同じ幅とすることが報告されている（付図B-5）。また、付図B-6はケーソン幅とフーチング幅の関係を示したものであるが、ケーソン幅とフーチング幅には相関がないことがわかる。フーチングを設定するケースについては、実績が多く一般的な1.0mとした。

またフーチング厚については、堀家ら³⁾によると、フーチング厚は0.5mが最も多く、全施設の6割以上であることが示されている。フーチング部の計算は、海側のフーチングで検討を行い、陸側はその寸法と合わせることが多いとされており、実際の設計例においても、海側と陸側のフーチング厚は同様であることがわかっている（付図B-7）。また、フーチング厚さとフーチング幅を比較すると、幅が厚さの1倍もしくは2倍のものが多くみられる（付図B-8）。

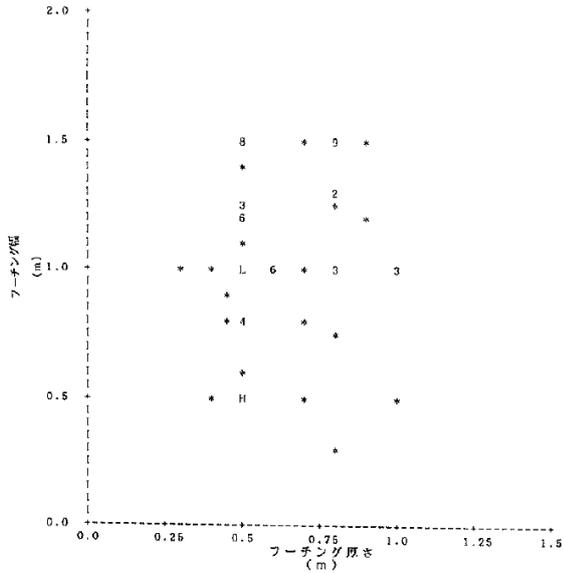
上記のフーチング幅に関する設定根拠を踏まえ、フーチングを設定した場合のフーチング厚は0.5mとした。



付図B-6 ケーソン幅とフーチング幅の関係³⁾



付図B-7 海側・陸側フーチング厚さの頻度分布³⁾



付図B-8 フーチング厚さとフーチング幅の関係³⁾

⑥裏込石・裏埋土の単位体積重量

設計対象の地盤の単位体積重量が不明な場合、砂の単位体積重量については、港湾工事設計要覧を参考に以下の値を用いて一般に設計されることが多い。

飽和単位体積重量： $\gamma_{sat} = 20.0 \text{ kN/m}^3$

湿潤単位体積重量： $\gamma_t = 18.0 \text{ kN/m}^3$

裏込石の単位体積重量に関する施工時データ等の資料が存在しないことと、裏埋土には一般的な砂が投入されるケースが多いと考えることから、ここでは砂の単位体積重量を適用した。

⑦ケーソン壁体の平均的な単位体積重量

南ら⁴⁾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、設計基準研究室で整備されていたデータベースを用いて調べている(付図B-9)。その結果、 V_s/V_c は混成堤のケーソンで3.03、係船岸のケーソンでは2.78となり、およそ3.0であることが示されている。

本来、中詰砂と鉄筋コンクリートの単位体積重量は、別に評価する必要があるが、平均的に評価しても検討結果に大きな影響を及ぼさないと考え、ケーソンの平均単位体積重量を、上部工も含めて中詰砂の体積 V_s と鉄筋コンクリートの体積 V_c の比を3.0として、重量平均したものをを用いることとした。

ここで、鉄筋コンクリートと中詰砂の単位体積重量を、港湾工事設計要覧を参考に以下のとおり設定した。

中詰砂の飽和単位体積重量

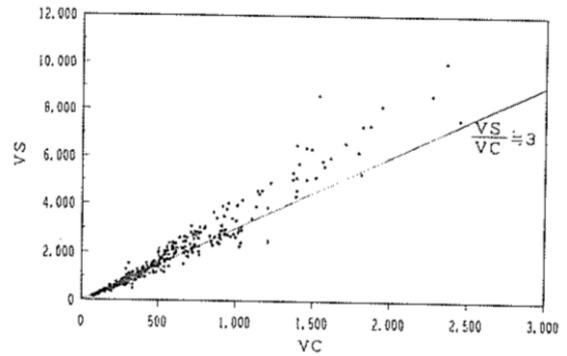
$$\gamma_{sat} = 20.0 \text{ kN/m}^3$$

鉄筋コンクリートの単位体積重量

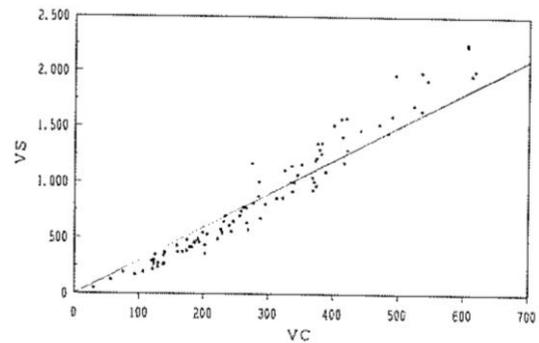
$$\gamma_c = 24.0 \text{ kN/m}^3$$

これらの単位体積重量と上記に示した中詰め砂と鉄筋コンクリートの体積比を用いることにより、平均的なケーソン壁体の単位体積重量を求めることが出来る。本研究では、ケーソン(水深)の規模によらず、この値を使用することとした。

$$\gamma_c = (1 \times 24.0 + 3 \times 20.0) / 4 = 21.0 \text{ kN/m}^3$$



(a) 混成堤



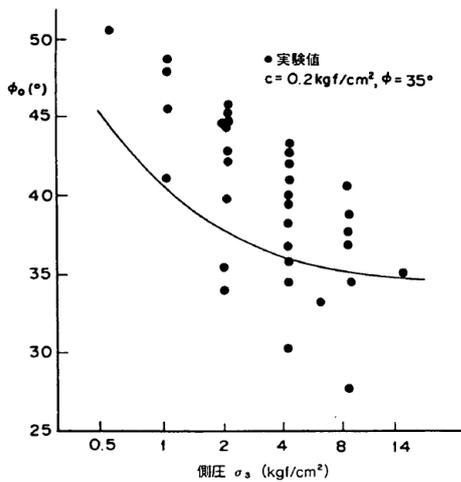
(b) 係船岸

付図B-9 コンクリート量と中詰砂量⁴⁾

⑧裏込石の内部摩擦角

土田ら⁵⁾は、裏込め材の内部摩擦角について妥当性を考察した。一般的に裏込めに使用される石材の内部摩擦角は拘束圧に依存する傾向が顕著であり、付図B-10に代表的な試験結果を示す。図のように母岩の強度が $100 \text{ kgf/cm}^2 (9.8 \text{ MN/m}^2)$ 以上ある通常の石材では、拘束圧が $1.0 \text{ kgf/cm}^2 (98 \text{ kN/m}^2)$ 以下、軸差応力 $4 \text{ kgf/cm}^2 (382 \text{ kN/m}^2)$ 以下の範囲で 40° を上回る内部摩擦角を示し、拘束圧、軸差応力が増加するとともに粒子破碎の影響によって内部摩擦角は $35^\circ \sim 40^\circ$ に低下する。土田らは、港湾構造物の裏込めの場合、上載荷重のレベルが比較的小さいため、内部

摩擦角は一般に 40° 以上であり、設計でよく用いられる 40° がやや過小に評価していると考察されており、これを参考として、裏込石の内部摩擦角を $\phi=40^\circ$ と設定した。



付図B-10 拘束圧と ϕ の関係

⑨裏埋土の内部摩擦角

N 値と内部摩擦角 ϕ に関する算定式は、これまでに複数提案されている。各式を用いた場合の N 値と内部摩擦角の関係を付表B-4に示す。

付表B-4 N 値と ϕ の関係

N値		港湾基準	マイヤホフ	ダナム
0 ~ 4	非常に緩い	25 ~ 30	28 ~ 33	25 ~ 32
4 ~ 10	緩い	30 ~ 33	33 ~ 36	32 ~ 36
10 ~ 30	中位の	33 ~ 38	36 ~ 41	36 ~ 44
30 ~ 50	密な	38 ~ 42	41 ~ 45	44 ~ 49
50 ~	非常に密な	42 ~	45 ~	49 ~

※有効土被り圧を $\sigma'_{v0} = 100 \text{ kN/m}^2$ とする（深度10m相当）

$$\text{港湾基準} \quad : \quad \phi = 25 + 3.2 \sqrt{\frac{100N}{70 + \sigma'_{v0}}}$$

$$\text{マイヤホフの式} \quad : \quad \phi = 28 + 0.15D_r$$

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{100N}{70 + \sigma'_{v0}}}$$

$$\text{ダナムの式} \quad : \quad \phi = 25 + \sqrt{12N}$$

ここに、 ϕ : 内部摩擦角

N : N 値

D_r : 相対密度

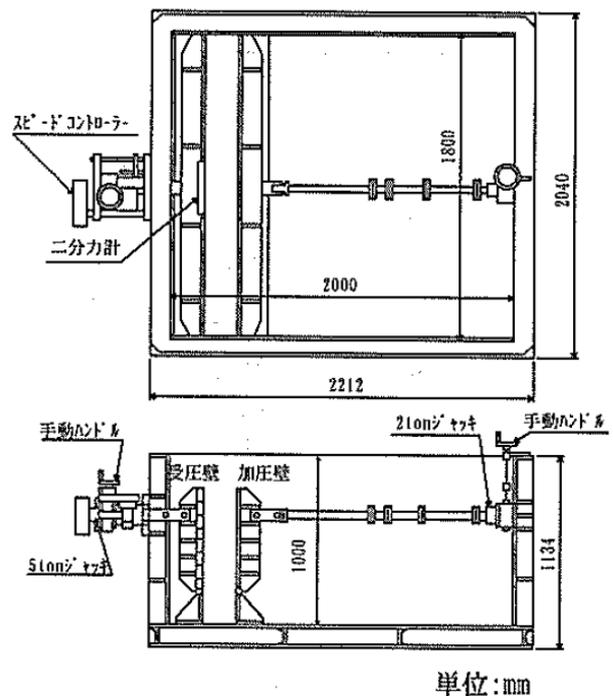
σ'_{v0} : 有効土被り圧

裏埋土は品質管理のもと施工されるため、水中直投部においても、 N 値で4以上は確保できると仮定した場合、付表B-4より、どの換算式を使用しても、内部摩擦角 ϕ は 30° から 40° の範囲である。本研究では、安全側を考慮して、裏埋土の内部摩擦角として $\phi=30^\circ$ を設定した。

⑩ケーソン壁面との壁面摩擦角

過去的设计例を参考にすると、ケーソン壁面との壁面摩擦角は、 $\pm 15 \sim 20^\circ$ の値をとる例が多い。また、裏込材の内部摩擦角の1/2程度を目安とすることもある。

菊池ら⁶⁾は付図B-11に示す実験装置を用いて、壁面摩擦に関する実験を行っている。主働土圧に関する実験は、加圧壁の位置を受圧壁から20cm, 30cm, 50cm, 80cmの位置に固定した状態で実施された。受圧壁は下端から20cm程度の位置がヒンジ構造であり、ここを中心に受圧壁を回転させた時の主働側の土圧を求める実験を行った。実験地盤は空中落下で相対密度45%を目標として作成した結果、出来上がった地盤の相対密度は42~51%となった。

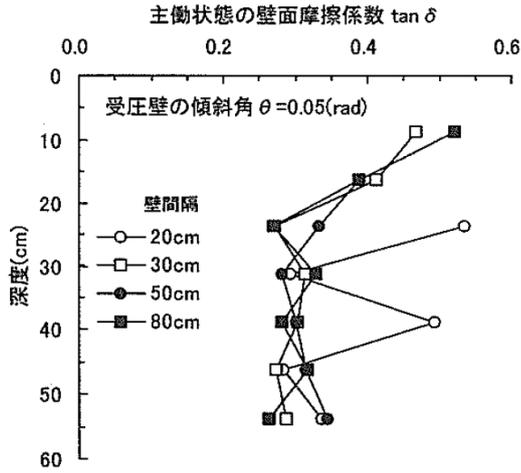


単位: mm

付図B-11 実験土層

以上の実験より、主働状態における壁面摩擦係数の実験結果を得ている（付図B-12）。

深度30cm以深に着目すると、壁面摩擦角 $\tan \delta$ はおおよそ0.30 ($\delta=16.7^\circ$) 近傍に分布している。なお、文献⁶⁾によると、深度が浅いところでは、計測値が小さいこともあり、測定データの信憑性が小さいとされている。本研究では、上記の実験結果を踏まえ、壁面摩擦角を $\delta=15^\circ$ と設定した。



付図B-12 壁間隔の違いによる主動状態の壁面摩擦係数の違い⁶⁾

⑫上載荷重

過去の設計例を参考にすると、一般雑貨ふ頭の場合、エプロン上の積載荷重として10~30kN/m²程度の値をとる例が多い。本研究では、安全側を考慮して、岸壁水深によらず、上載荷重を30kN/m²と設定した。

⑬摩擦係数

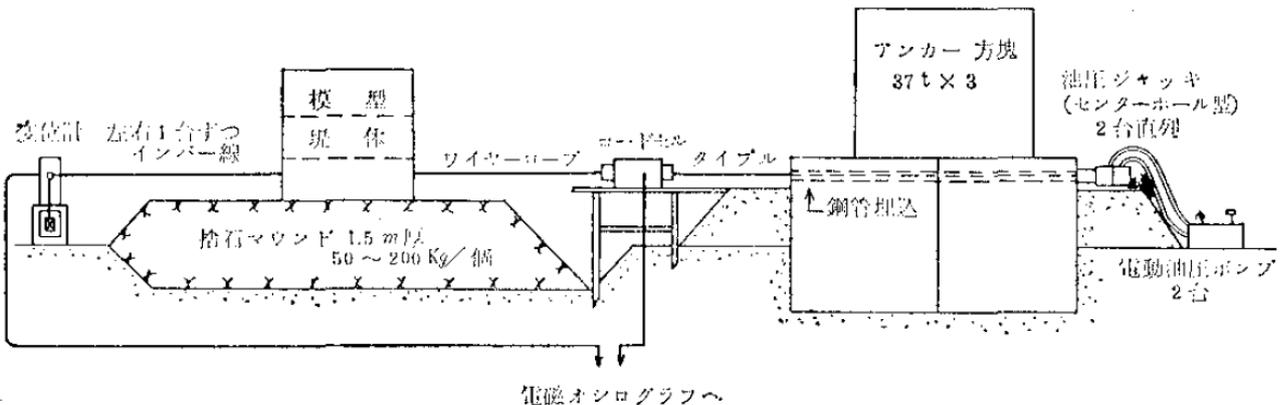
マウンド捨石とケーソン底面間の摩擦係数に関しては、森平ら^{8),9)}によって、以下のような実験が実施されている。付図B-13に示す測定系によって、反力方塊の背後に50t用油圧ジャッキ2台を直列に配置し、方塊をアンカーとして模型堤体最下端を引張っている。模型堤体は、1個12~15tのブロック3~5個を積み重ねて作成されたものである。実験の結果、おおむね摩擦係数として0.6以上が得られている。

また、過去の設計例においては、慣例的にコンクリートと基礎捨石の摩擦係数には0.6が使用されている。

以上より、ケーソンの滑動照査に用いる摩擦係数 μ を0.6と設定した。

参考文献

- 1) 村上和男, 山田邦明: 我国沿岸の潮位と平均海面の変動の解析, 港湾技術研究所報告第31巻第3号, 1992.
- 2) 古土井光昭, 片山猛雄: 残留水位測定調査, 港湾技研資料No.115, 1971.
- 3) 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, 港湾技術資料No.702, 1991.
- 4) 南兼一郎, 春日井康夫: 鉄筋コンクリート港湾構造物への限界状態設計法の適用, 港湾技研資料No.716, 1991.
- 5) 土田孝, 菊池喜昭, 福原哲夫, 輪湖建雄, 山村和弘: 分割法による土圧算定法とその軽量混合処理土工法への適用, 港湾技研資料No.924, 1999.
- 6) 菊池喜昭, 吉野博之: 壁に作用する土圧に及ぼす壁面摩擦の影響, 港湾技研資料No.916, 1998.
- 7) 遠藤博, 笹田彰, 石塚修次: 係船岸の上載荷重調査, 港湾技研資料No.268, 1977.
- 8) 森平倫生, 木原力, 堀川洋: 混成防波堤捨石マウンドの摩擦係数について, 第25回海岸工学講演会論文集, 1978.
- 9) 森平倫生, 足立一美: 混成防波堤捨石マウンドの摩擦係数について(第2報), 第26回海岸工学講演会論文集, 1979.



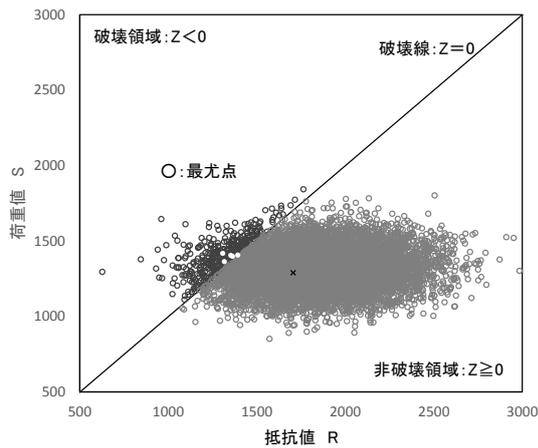
付図B-13 摩擦実験の測定系⁸⁾⁹⁾

付録 C MCSを用いた設計点の決定手法

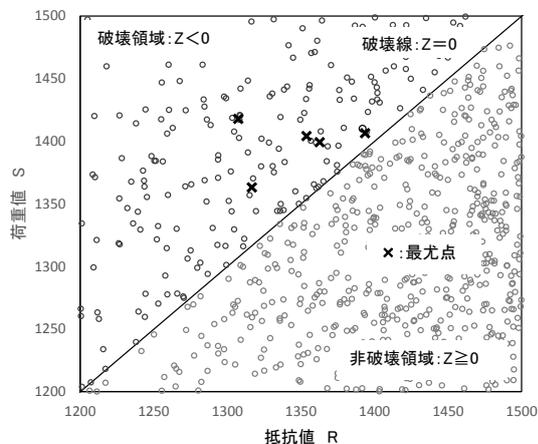
1. 目的

設計点は、破壊領域にある点のうち、最も出現確率が高い点である。すなわち、性能関数 Z を構成する確率変数の確率密度を全て乗じた確率密度が最も大きい点（最尤点）である。

付図C-1、付図C-2は、同じ条件で5回MCSを実施し、試行ごとに最尤点を求めたものである。発生させる乱数によって、求められる最尤点が異なっているが、原因としてサンプル数の不足が考えられる。破壊領域の点は、全試行回数に対して、出現回数が僅かであり、僅かなサンプル数から最尤点を抽出するため、ばらつきが大きいと考えられる。したがって、これを解決するために試行回数を増やす方法が考えられるが、いたずらに試行回数を増やすことは実務上好ましくない。MCSの計算精度を必要な水準に保ちながら計算効率を高める方法をここに示す。



付図C-1 最尤点の計算結果

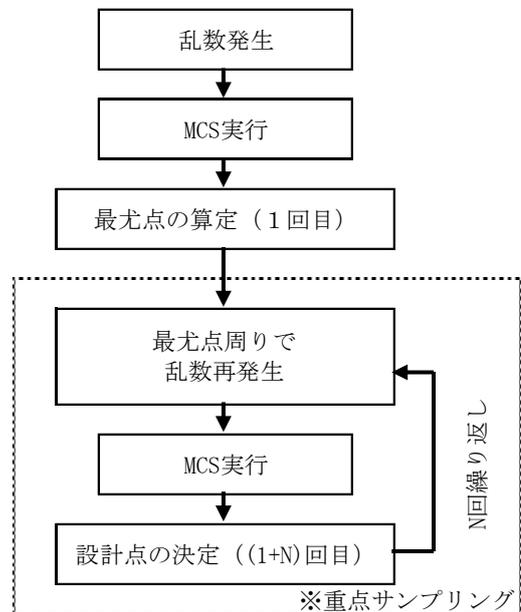


付図C-2 最尤点の計算結果
 (最尤点付近拡大)

2. 重点サンプリング法

最尤点の探索方法として、ここでは重点サンプリング法を採用する。重点サンプリング法の概要は次のとおりである。MCSによって設計点を求めると、発生したサンプルの中から尤度最大の点を抽出する。求められる最尤点の誤差が大きいのは最尤点付近の出現回数不足が原因と考えられるため、求められた最尤点を中心に再度乱数を発生する。この乱数に対してMCSを実施し最尤点を求め、この最尤点を中心に再度乱数を発生する。これを繰り返すことで、乱数の個数不足を解消するものである。重点サンプリングのフローを付図C-3に示す。

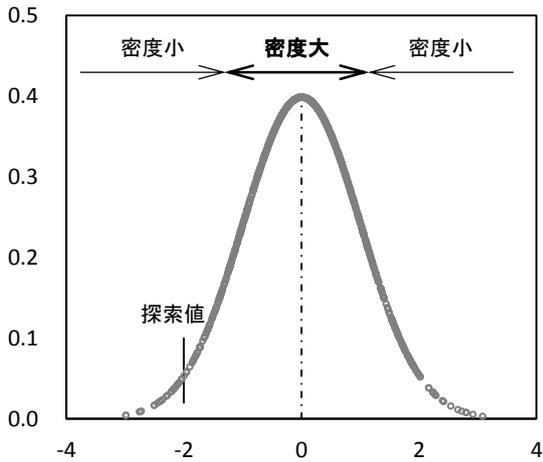
ここで、MCSの計算精度を必要な水準に保ちながら計算効率を高めるために、最尤点周りでの乱数の発生方法と重点サンプリングの実施回数が重要となる。ここでは、最適な重点サンプリング方法について検討する。



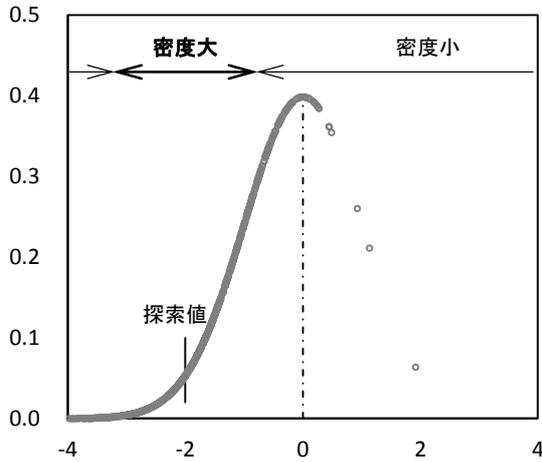
付図C-3 重点サンプリングの計算フロー

3. 具体的手法

付図C-3に示す重点サンプリング方法で乱数を再発生すると、探索値付近に多くのサンプルが発生する(付図C-4)。重点サンプリングを20回繰り返した(付図C-3において $N=20$ とした)結果を付図C-5に示す。このとき、再発生する乱数が従う分布は各確率変数の元の分布とし、分布の平均値は前の試行で計算される最尤点の値、標準偏差は各確率変数の元の標準偏差とした。試行ごとで最尤点はばらつき、試行回数を重ねても最尤点がある一点に収束する傾向は見られなかった。付図C-5はMCSの試行回数10万回の場合であるが、これを50万回に増やした場合でも同様の結果であった。

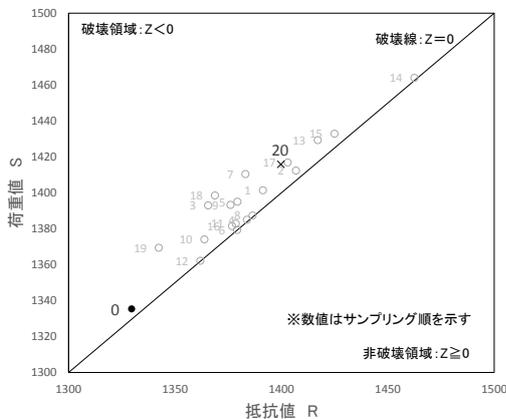


(1) 確率変数の元の分布



(2) 再発生した乱数の分布

付図C-4 乱数再発生のイメージ



付図C-5 重点サンプリング結果

サンプリング回数の増加や、試行回数の増加では最尤点
が収束することがなかったため、乱数の再設定毎に標準偏
差を徐々に小さくし、乱数発生範囲を狭めていく方法をと
った。標準偏差を小さくしていく方法として、再設定毎に
0.5倍する方法（方法1）と再設定3回目まで0.5倍し、以降
は1倍する方法（方法2）、再設定5回目まで0.65倍し以降は
1倍する方法（方法3）について検討した。

例えばサンプリング回数が5回の際の最終サンプリ
ングの標準偏差は、方法1の場合で当初の標準偏差の3%程
度（ $0.5 \times 0.5 \times 0.5 \times 0.5 \times 0.5 \sigma = 0.03\sigma$ ）となり、乱数発生範
囲が小さくなりすぎると考え、最終の標準偏差が元の標準
偏差の1割程度となる方法2（ $0.5 \times 0.5 \times 0.5 \times 1.0 \times 1.0 \sigma = 0.13\sigma$ ）、方法3（ $0.65 \times 0.65 \times 0.65 \times 0.65 \times 0.65 \sigma = 0.12\sigma$ ）
についても検討した。

標準偏差を変更しない条件を基本ケースとし、標準偏差
の再設定方法とサンプリング回数を考慮した検討ケース
一覧を付表C-1に示す。

付表C-1 重点サンプリング方法の検討ケース

検討 ケース	MCS 試行回数	サンプリング 回数	標準偏差※ の再設定
①-1	10万回	20	方法1
①-2	10万回	10	方法1
①-3	10万回	5	方法1
②-1	10万回	20	方法2
②-2	10万回	10	方法2
②-3	10万回	5	方法2
③-1	10万回	20	方法3
③-2	10万回	10	方法3
③-3	10万回	5	方法3

※方法1：再設定毎に0.5倍する

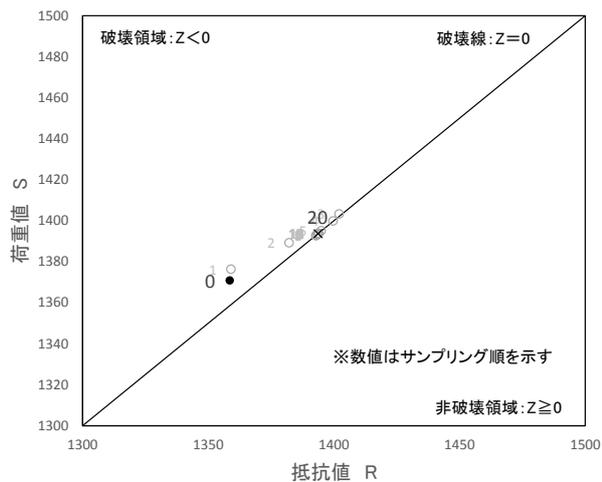
方法2：再設定3回目まで0.5倍し、以降は1倍する

方法3：再設定5回目まで0.65倍し、以降は1倍する

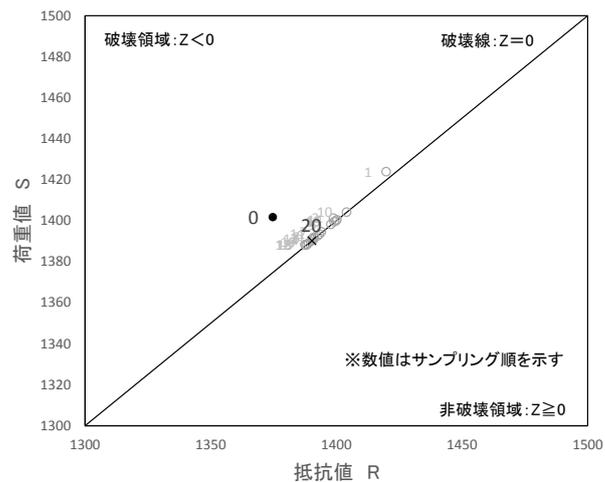
4. 検討結果

検討結果の一例を付図C-6～付図C-14に示す。図は、重
点サンプリング方法の違いによる最尤点の変動の傾向に
ついて示したものである。

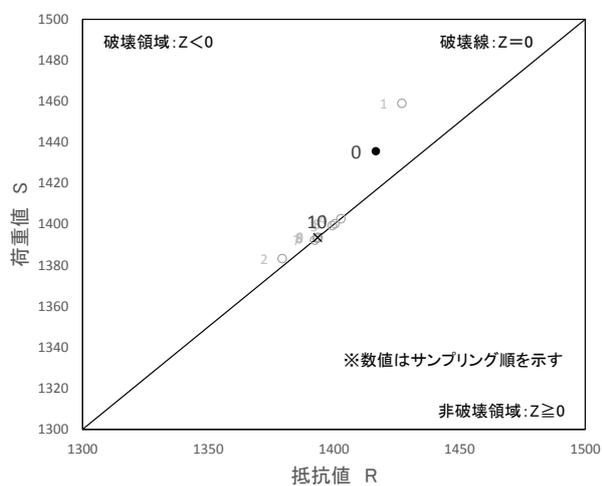
●印が重点サンプリング前の最尤点、○印がサンプリ
ング途中の最尤点、印が最終的な最尤点である。



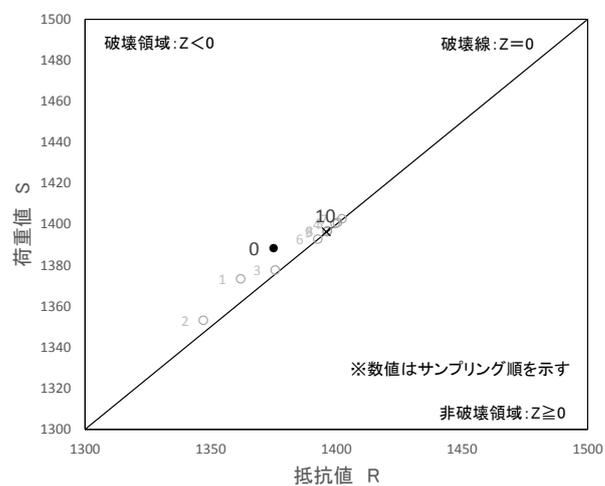
付図C-6 重点サンプリング結果 (ケース①-1)



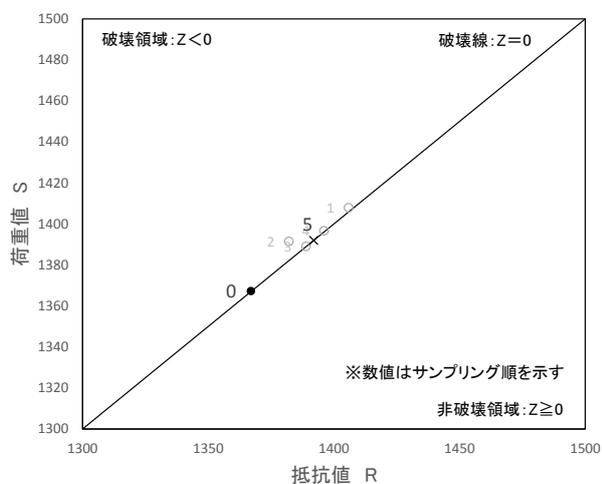
付図C-9 重点サンプリング結果 (ケース②-1)



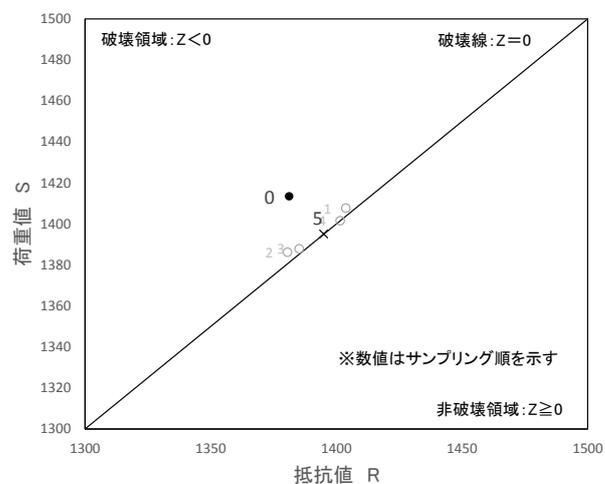
付図C-7 重点サンプリング結果 (ケース①-2)



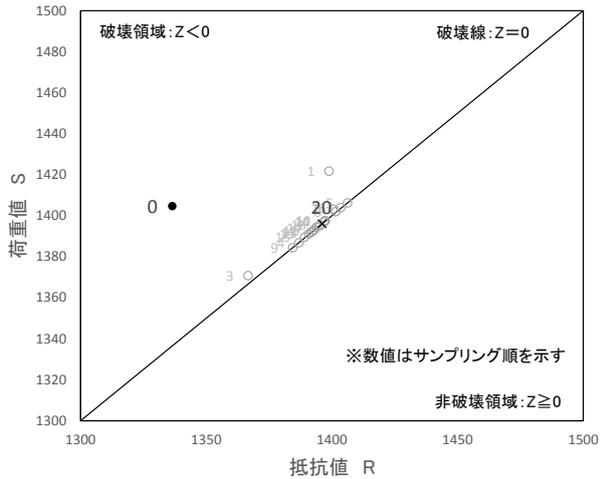
付図C-10 重点サンプリング結果 (ケース②-2)



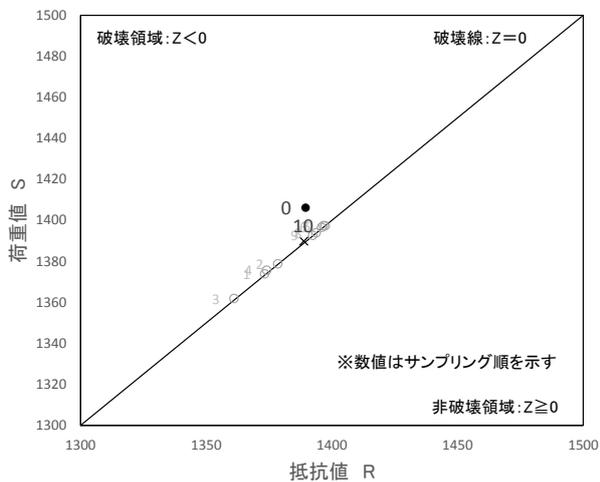
付図C-8 重点サンプリング結果 (ケース①-3)



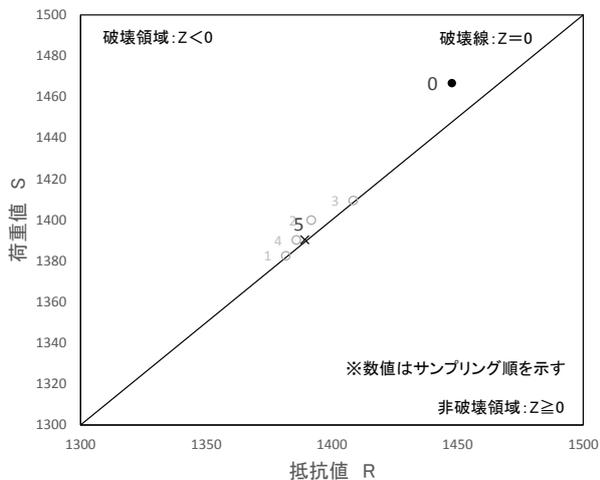
付図C-11 重点サンプリング結果 (ケース②-3)



付図C-12 重点サンプリング結果 (ケース③-1)



付図C-13 重点サンプリング結果 (ケース③-2)



付図C-14 重点サンプリング結果 (ケース③-3)

付図C-6～付図C-14に重点サンプリング結果を示す。発生する乱数が異なるため、重点サンプリング前の設計点(●印)と、重点サンプリング途中の設計点(○印)は異なる位置にあるものの、最終最尤点(×印)は、ほぼ一致しているように見える。この最尤点(×印)を設計点として仮定した際の、付表C-2に各検討ケースの設計点、特性値および部分係数(本文中における荷重抵抗係数アプローチAによる係数のみ)を示す。表より、 γ_R の最大値と最小値の差が0.004(=0.819 - 0.814)、 γ_S の最大値と最小値の差が0.005(=1.082 - 1.077)であり、いずれの検討ケースの比較において部分係数値の差が0.005以下となっている。

付表C-2 重点サンプリング方法の検討ケース

検討結果	設計値		特性値		部分係数	
	R	S	R	S	γ_R	γ_S
基本-1	1391	1399	1705	1290	0.816	1.085
基本-2	1353	1358	1705	1290	0.793	1.053
①-1	1394	1394	1705	1290	0.817	1.080
①-2	1394	1394	1705	1290	0.817	1.080
①-3	1392	1392	1705	1290	0.816	1.079
②-1	1390	1390	1705	1290	0.815	1.078
②-2	1396	1396	1705	1290	0.819	1.082
②-3	1395	1395	1705	1290	0.818	1.081
③-1	1396	1396	1705	1290	0.819	1.082
③-2	1389	1390	1705	1290	0.814	1.077
③-3	1389	1390	1705	1290	0.815	1.078

ここで、部分係数の誤差が設計計算結果に影響する程度を確認するために、実際に部分係数を適用した設計計算を実施した(付表C-3)。ケース1～ケース4はケース0に対して、抵抗側と荷重側の部分係数をそれぞれ0.01増減した検討である。

付表C-3 部分係数を適用した設計計算結果

ケース	部分係数(滑動)			幅高さ比 B/H	B/Hの差	
	γ_R	γ_S	γ_S/γ_R		$\Delta B/H$	比率
0	0.82	1.08	1.317	0.363	0.000	0.0%
1	0.81	1.08	1.333	0.367	-0.004	-1.1%
2	0.83	1.08	1.301	0.359	0.004	1.1%
3	0.82	1.07	1.305	0.360	0.003	0.8%
4	0.82	1.09	1.329	0.366	-0.003	-0.8%

部分係数が0.01変化した場合の実断面幅に与える影響は最大で1%程度であり、設計計算結果に影響を与えないと考えられる範囲である。付表C-2に示す部分係数は、最大誤差が0.005程度であるため、これらの計算結果には違いによる断面幅への影響はないと判断した。

以上の検討より、標準偏差の再設定方法による違いはないことから、本研究では、設計点を求める際の重点サンプリングの方法として、MCSの試行回数を極力少なく出来る、付表C-1中の検討ケース②-3を採用することとした。

付録 D MCSを用いた感度係数の計算方法

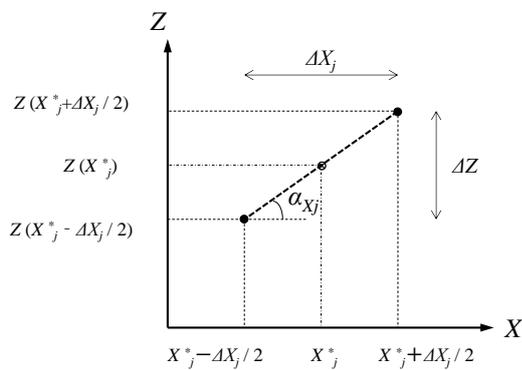
MCSで感度係数を算定する場合、対象とする確率変数が設計点において微小量 ΔX_j 移動したときの性能関数の変化量 ΔZ から、次式で算定される。感度係数算定の概念図を付図D-1に示す。このとき、 ΔX_j の値によって感度係数が変化することも考えられるため、 ΔX_j の値の違いが感度係数へ与える影響を確認し、適切な ΔX_j の値について考察する。

$$\alpha_{X_j} = \Delta Z / \Delta X_j$$

ここに、 α_{X_j} ：確率変数 X_j の感度係数

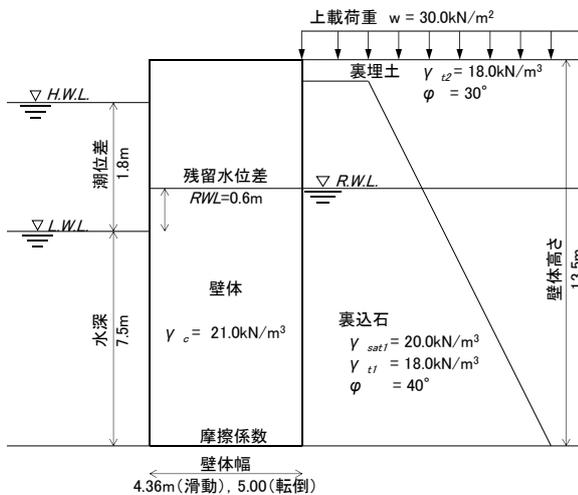
ΔZ ：性能関数 Z の変動幅

ΔX_j ：確率変数 X_j の変動幅



付図D-1 感度係数の概念図

感度係数を求めるときの ΔX_j の大きさによる感度係数への影響を確認するため、 ΔX_j として各確率変数の標準偏差 σ に比率を乗じた値を与え、感度係数を計算する。考察用の断面として、付図D-2に示す断面に対し、付表D-1に示す確率変数を与えた。



付図D-2 検討対象断面

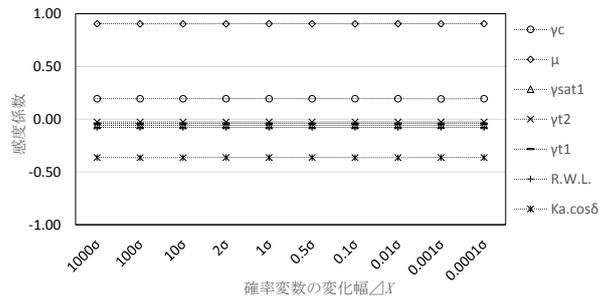
付表D-1 設計因子の確率変数

設計因子	記号	平均値の偏り	変動係数
裏込石の飽和単位体積重量	γ_{sat1}	1.02	0.04
裏込石の湿潤単位体積重量	γ_{ef1}	1.02	0.04
裏埋土の湿潤単位体積重量	γ_{12}	1.02	0.04
壁体の平均単位体積重量	γ_c	1.01	0.03
摩擦係数	μ	1.06	0.15
残留水位	$R.W.L.$	1.00	0.05
主働土圧係数	$K_a \cdot \cos\delta$	1.00	0.12

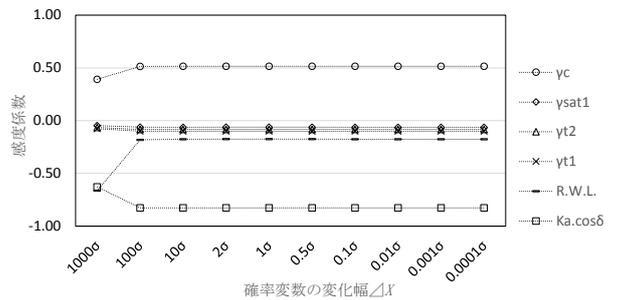
滑動の感度係数を付図D-3、転倒の感度係数を付図D-4に示す。滑動については、 ΔX_j の大きさによる感度係数への影響は見られなかった。転倒については、標準偏差の1000倍と、非常に大きな値としない限り、 ΔX_j の大きさによる感度係数への影響は見られなかった。

以上から、 ΔX_j を非現実的な値まで大きくしない限りは、 ΔX_j によって計算結果に違いはないことが確認できた。よって、本研究では、 ΔX_j の大きさとして 1.0σ を採用した。

なお、性能関数が変われば、今回設定した ΔX_j より小さい値とする必要があることもあるため、問題ごとに適切な ΔX_j を上述した手法により設定する必要がある。



付図D-3 感度係数の算定結果(滑動)



付図D-4 感度係数の算定結果(転倒)

付録 E FORMおよびMCSを用いた感度係数と部分係数に関する計算結果の比較

MCS で得られた結果の妥当性の確認として、FORM (First-Order Reliability Method) を用いた結果と比較する。FORM による信頼性指標の算定方法は以下のとおりとする。

性能関数 Z を確率変数 X_1, X_2, \dots, X_n に関して、設計点 $(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*)$ まわりでテーラー展開し、1 次の項で打ち切ると式 (E. 1) が得られる。

$$Z = g(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*) + \sum_{j=1}^n (X_j - X_j^*) \frac{\partial g}{\partial X_j} \Big|_{x^*} \quad (\text{E. 1})$$

このとき、性能関数 Z の平均値 μ_z および標準偏差 σ_z は、式 (E. 2)、式 (E. 3) で与えられる。

$$\mu_z = \sum_{j=1}^n (\mu_{X_j} - X_j^*) \frac{\partial g}{\partial X_j} \Big|_{x^*} \quad (\text{E. 2})$$

$$\sigma_z = \sum_{j=1}^n \alpha_j \left(\frac{\partial g}{\partial X_j} \Big|_{x^*} \right) \sigma_{X_j} \quad (\text{E. 3})$$

ここに、 α_j : 感度係数
また、信頼性指標 β は平均値と標準偏差で式 (E. 4) のとおり定義される。

$$\beta = \mu_z / \sigma_z \quad (\text{E. 4})$$

このとき、設計点に関して、以下の式 (E. 5)、式 (E. 6)、式 (E. 7) が成立する。これらの3式を同時に満足するとき、設計点が確定する。

$$g(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*) = 0 \quad (\text{E. 5})$$

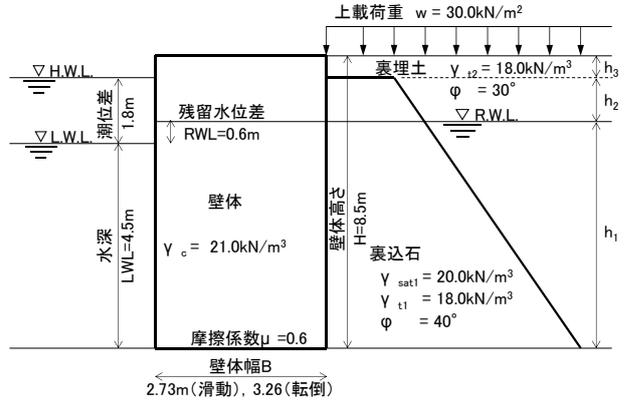
$$X_j^* = \mu_{X_j} - \alpha_j \frac{\mu_z}{\sigma_z} \sigma_{X_j} : j = 1, 2, \dots, n \quad (\text{E. 6})$$

$$\alpha_j = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial X_j} \Big|_{x^*} \right) \sigma_{X_j}}{\left\{ \sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_j} \Big|_{x^*} \right)^2 \sigma_{X_j}^2 \right\}^{1/2}} : j = 1, 2, \dots, n \quad (\text{E. 7})$$

また、目標信頼性指標 β_T に対する、破壊点における確率変数 X_j に関する部分係数 γ_j は、式 (E. 8) で与えられる。

$$\gamma_j = \left(1 - \alpha_j \beta_T \frac{\sigma_{X_j}}{\mu_{X_j}} \right) \frac{\mu_{X_j}}{X_{j,k}} : j = 1, 2, \dots, n \quad (\text{E. 8})$$

ここでは、検証断面 (付図 E-1) を対象として、FORM による妥当性確認を実施する。



付図 E-1 検証断面

滑動の性能関数と確率変数を式 (E. 9) に、転倒の性能関数と確率変数を式 (E. 10) に示す。

(滑動)

$$Z = R - S = \mu [\mu] \times (W [\gamma_c] - U [RWL] + P_v [\gamma_{sat1}, \gamma_{t1}, \gamma_{t2}, RWL, K_a \cdot \cos \delta]) - (P_H [\gamma_{sat1}, \gamma_{t1}, \gamma_{t2}, RWL, K_a \cdot \cos \delta] + P_{WH} [RWL]) \quad (\text{E. 9})$$

(転倒)

$$Z = R - S = W x_1 [\gamma_c] - U x_2 [RWL] + P_v x_3 [\gamma_{sat1}, \gamma_{t1}, \gamma_{t2}, RWL, K_a \cdot \cos \delta] - (P_H y_1 [\gamma_{sat1}, \gamma_{t1}, \gamma_{t2}, RWL, K_a \cdot \cos \delta] + P_{WH} y_2 [RWL]) \quad (\text{E. 10})$$

以上の条件において FORM を実施した結果と、MCS で得られた信頼性指標 β と感度係数 α の比較を付表 E-1、付表 E-3 に示す。

滑動、転倒のどちらにおいても、信頼性指標 β と感度係数 α の値は、FORM と MCS でよく一致していることが確認できる。また、付表 E-1 と付表 E-3 に、FORM と MCS によって算定した感度係数および信頼性指標の比較結果を、付表 E-2 と付表 E-4 に、部分係数の比較結果をそれぞれ示す。滑動、転倒のどちらにおいても両者は良く一致していることがわかる。

本付録の最後に、検証断面を対象としたときの、性能関数と各確率変数による偏微分の式展開を参考として示す。

付表 E-1 感度係数と信頼性指標の比較 (滑動)

		μ	γ_c	γ_{sat1}	γ_{t1}	γ_{t2}	RWL	$K_a \cdot \cos\delta$
入力	特性値	0.60	21.00	20.00	18.00	18.00	0.60	1.00
	平均値の偏り	1.060	1.010	1.020	1.020	1.020	1.000	1.000
	変動係数	0.150	0.030	0.040	0.040	0.040	0.050	0.120
条件	平均値	0.636	21.210	20.400	18.360	18.360	0.600	1.000
	標準偏差	0.095	0.636	0.816	0.734	0.734	0.030	0.120
初期値	α_j	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38
	β	2.00						
1回目	X^*	0.56	20.73	19.78	17.80	17.80	0.58	0.91
	$\partial Z / \partial X$	380.96	13.08	-1.93	-1.09	-2.62	3.95	-115.45
	α_j	0.91	0.21	-0.04	-0.02	-0.05	0.00	-0.35
	平均値	57.29						
	標準偏差	39.86						
	β	1.44						
2回目	X^*	0.51	21.02	20.45	18.38	18.41	0.60	1.06
	$\partial Z / \partial X$	394.94	11.85	-2.31	-1.28	-3.11	9.50	-120.77
	α_j	0.91	0.18	-0.05	-0.02	-0.06	0.01	-0.35
	平均値	52.78						
	標準偏差	41.18						
	β	1.28						
3回目	X^*	0.52	21.06	20.45	18.38	18.41	0.60	1.05
	$\partial Z / \partial X$	395.64	12.16	-2.29	-1.27	-3.08	8.92	-120.28
	α_j	0.91	0.19	-0.05	-0.02	-0.05	0.01	-0.35
	平均値	53.04						
	標準偏差	41.26						
	β	1.29						
4回目	X^*	0.52	21.06	20.45	18.38	18.41	0.60	1.05
	$\partial Z / \partial X$	395.54	12.15	-2.29	-1.27	-3.08	8.92	-120.29
	α_j	0.91	0.19	-0.05	-0.02	-0.05	0.01	-0.35
	平均値	53.03						
	標準偏差	41.25						
	β	1.29						
5回目	X^*	0.52	21.06	20.45	18.38	18.41	0.60	1.05
	$\partial Z / \partial X$	395.55	12.15	-2.29	-1.27	-3.08	8.92	-120.29
	α_j	0.91	0.19	-0.05	-0.02	-0.05	0.01	-0.35
	平均値	53.03						
	標準偏差	41.25						
	β	1.29						
MCS結果	α_j	0.89	0.18	-0.04	-0.02	-0.05	-0.04	-0.41
	β	1.28						

付表 E-2 部分係数の比較 (滑動)

		μ	γ_c	γ_{sat1}	γ_{t1}	γ_{t2}	RWL	$K_a \cdot \cos\delta$
FORM	特性値	0.60	21.00	20.00	18.00	18.00	0.60	1.00
	平均値	0.636	21.210	20.400	18.360	18.360	0.600	1.000
	標準偏差	0.095	0.636	0.816	0.734	0.734	0.030	0.120
	感度係数 α_j	0.91	0.19	-0.05	-0.02	-0.05	0.01	-0.35
	信頼性指標 β	1.29	1.29	1.29	1.29	1.29	1.29	1.29
	部分係数	0.87	1.00	1.02	1.02	1.02	1.00	1.05
MCS	部分係数	0.86	1.00	1.02	1.02	1.03	1.01	1.03

付表 E-3 感度係数と信頼性指標の比較 (転倒)

		γ_c	γ_{sat1}	γ_{i2}	γ_{i1}	RWL	$K_a \cdot \cos\delta$
入力	特性値	21.00	20.00	18.00	18.00	0.60	1.00
	平均値の偏り	1.010	1.020	1.020	1.020	1.000	1.000
	変動係数	0.030	0.040	0.040	0.040	0.050	0.120
条件	平均値	21.210	20.400	18.360	18.360	0.600	1.000
	標準偏差	0.636	0.816	0.734	0.734	0.030	0.120
初期値	α_j	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41
	β	2.00					
1回目	X^*	20.69	19.73	17.76	17.76	0.58	0.90
	$\partial Z / \partial X$	45.04	-1.85	-9.45	-2.37	-171.58	-462.38
	α_j	0.45	-0.02	-0.11	-0.03	-0.08	-0.88
	平均値	142.13					
	標準偏差	63.09					
	β	2.25					
2回目	X^*	20.56	20.44	18.54	18.41	0.61	1.24
	$\partial Z / \partial X$	45.04	-2.60	-12.96	-3.18	-168.53	-473.35
	α_j	0.44	-0.03	-0.15	-0.04	-0.08	-0.88
	平均値	141.70					
	標準偏差	64.61					
	β	2.19					
3回目	X^*	20.59	20.46	18.60	18.42	0.61	1.23
	$\partial Z / \partial X$	45.04	-2.59	-12.89	-3.17	-168.60	-474.00
	α_j	0.44	-0.03	-0.15	-0.04	-0.08	-0.88
	平均値	141.84					
	標準偏差	64.67					
	β	2.19					
4回目	X^*	20.59	20.46	18.60	18.42	0.61	1.23
	$\partial Z / \partial X$	45.04	-2.59	-12.90	-3.17	-168.60	-473.98
	α_j	0.44	-0.03	-0.15	-0.04	-0.08	-0.88
	平均値	141.83					
	標準偏差	64.67					
	β	2.19					
5回目	X^*	20.59	20.46	18.60	18.42	0.61	1.23
	$\partial Z / \partial X$	45.04	-2.59	-12.90	-3.17	-168.60	-473.98
	α_j	0.44	-0.03	-0.15	-0.04	-0.08	-0.88
	平均値	141.83					
	標準偏差	64.67					
	β	2.19					
MCS結果	α_j	0.43	-0.03	-0.14	-0.04	-0.22	-0.86
	β	2.20					

付表 E-4 部分係数の比較 (転倒)

		γ_c	γ_{sat1}	γ_{i2}	γ_{i1}	RWL	$K_a \cdot \cos\delta$
FORM	特性値	21.00	20.00	18.00	18.00	0.60	1.00
	平均値	21.210	20.400	18.360	18.360	0.600	1.000
	標準偏差	0.636	0.816	0.734	0.734	0.030	0.120
	感度係数 α_j	0.44	-0.03	-0.15	-0.04	-0.08	-0.88
	信頼性指標 β	2.19	2.19	2.19	2.19	2.19	2.19
	部分係数	0.98	1.02	1.03	1.02	1.01	1.23
MCS	部分係数	0.96	1.03	1.04	1.02	1.00	1.20

【滑動の式展開】

(1) 性能関数

$$Z = R_d - S_d = \mu \times (W - U + P_v) - (P_H + P_{WH})$$

- ここに、
 μ : 摩擦係数
 W : ケーソン重量
 U : 浮力
 P_v : 鉛直土圧
 P_H : 水平土圧
 P_{WH} : 残留水圧

① ケーソン重量

$$W = H \times B \times \gamma_C$$

- ここに、
 H : ケーソン高 (= 8.5m)
 B : ケーソン幅 (= 2.7285m)
 γ_C : ケーソンの平均単位体積重量 (確率変数)

$$W = 8.5 \times 2.7285 \times \gamma_C = 23.192 \times \gamma_C$$

② 浮力

$$U = B \times h_1 \times \gamma_w$$

- ここに、
 h_1 : 残留水位の水深 (= 4.5m+RWL)
 RWL : 残留水位 (確率変数)
 γ_w : 海水の単位体積重量 (= 10.1 kN/m³)

$$U = 2.7285 \times (4.5 + RWL) \times 10.1 = 124.010 + 27.558 \times RWL$$

③ 水平土圧

$$P_H = 1/2 \times K_{a1} \cos\delta \times [w + \gamma_{t2} \times h_3 + \gamma_{t1} \times h_2 + (\gamma_{sat1} - \gamma_w) \times h_1] \times h_1$$

$$+ 1/2 \times K_{a1} \cos\delta \times [w + \gamma_{t2} \times h_3 + \gamma_{t1} \times h_2] \times h_1$$

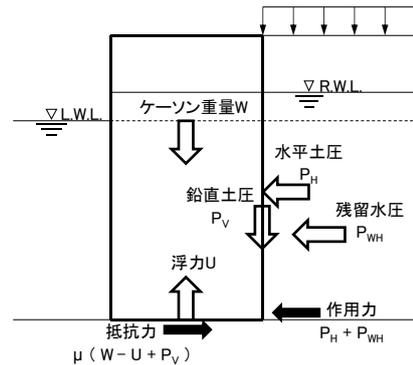
$$+ 1/2 \times K_{a1} \cos\delta \times [w + \gamma_{t2} \times h_3 + \gamma_{t1} \times h_2] \times h_2$$

$$+ 1/2 \times K_{a1} \cos\delta \times [w + \gamma_{t2} \times h_3] \times h_2$$

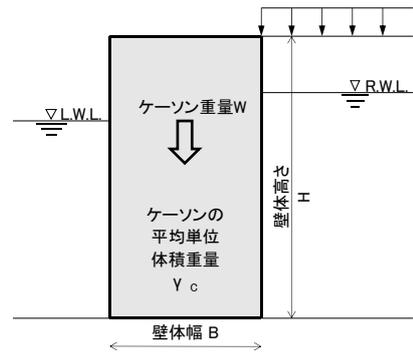
$$+ 1/2 \times K_{a2} \cos\delta \times [w + \gamma_{t2} \times h_3] \times h_3$$

$$+ 1/2 \times K_{a2} \cos\delta \times [w] \times h_3$$

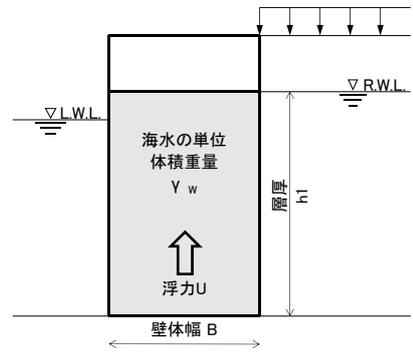
- ここに、
 K_{a1} : 裏込石の主働土圧係数 (= 0.2011)
 K_{a2} : 裏埋土の主働土圧係数 (= 0.3014)
 δ : 壁面摩擦角 (= 15°)
 w : 上載荷重 (= 30.0 kN/m³)
 γ_{t2} : 裏埋土の湿潤単位体積重量 (確率変数)
 γ_{t1} : 裏込石の湿潤単位体積重量 (確率変数)
 γ_{sat1} : 裏込石の飽和単位体積重量 (確率変数)
 h_2 : 気中部の裏込石の層厚 (= 1.8m-RWL)
 h_3 : 気中部の裏埋土の層厚 (= 2.2m)



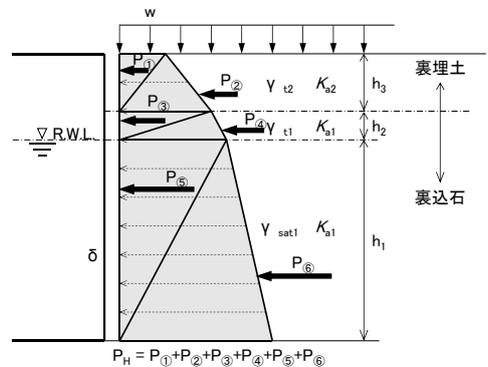
付図 E-2 荷重作用図



付図 E-3 ケーソン重量



付図 E-4 浮力



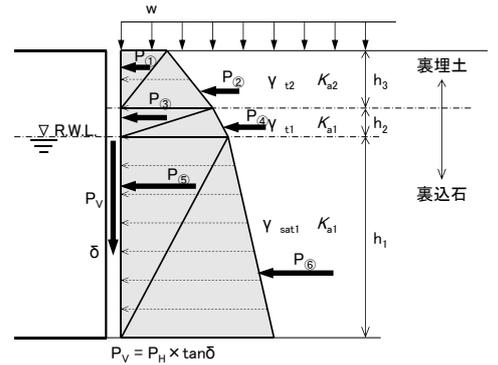
付図 E-5 水平土圧

$$\begin{aligned}
 P_H &= 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times [30 + \gamma_{t2} \times 2.2 + \gamma_{t1} \times (1.8 - RWL) + (\gamma_{sat1} - 10.1) \times (4.5 + RWL)] \times (4.5 + RWL) \\
 &+ 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times [30 + \gamma_{t2} \times 2.2 + \gamma_{t1} \times (1.8 - RWL)] \times (4.5 + RWL) \\
 &+ 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times [30 + \gamma_{t2} \times 2.2 + \gamma_{t1} \times (1.8 - RWL)] \times (1.8 - RWL) \\
 &+ 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times [30 + \gamma_{t2} \times 2.2] \times (1.8 - RWL) \\
 &+ 1/2 \times 0.2911 \times K_a \times [30 + \gamma_{t2} \times 2.2] \times 2.2 \\
 &+ 1/2 \times 0.2911 \times K_a \times [30] \times 2.2 \\
 &= 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times (\gamma_{sat1} - \gamma_{t1} - 10.1) RWL^2 \\
 &+ 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times (9.0\gamma_{sat1} - 9.0\gamma_{t1} - 90.9) RWL \\
 &+ 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times (20.25\gamma_{sat1} + 19.44\gamma_{t1} + 27.72\gamma_{t2} + 173.475) \\
 &+ 1/2 \times 0.2911 \times K_a \times (4.84\gamma_{t2} + 132)
 \end{aligned}$$

ここに、 K_a : 主動土圧係数のばらつき (確率変数)

④鉛直土圧

$$\begin{aligned}
 P_V &= \tan\delta \times P_H = 0.268 \times P_H \\
 &= 0.268 \times 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times (\gamma_{sat1} - \gamma_{t1} - 10.1) RWL^2 \\
 &+ 0.268 \times 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times (9.0\gamma_{sat1} - 9.0\gamma_{t1} - 90.9) RWL \\
 &+ 0.268 \times 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times (20.25\gamma_{sat1} + 19.44\gamma_{t1} + 27.72\gamma_{t2} + 173.475) \\
 &+ 0.268 \times 1/2 \times 0.2911 \times K_a \times (4.84\gamma_{t2} + 132)
 \end{aligned}$$



付図 E-6 鉛直土圧

⑤残留水圧

$$P_{WH} = 1/2 \times \gamma_w \times RWL^2 + \gamma_w \times RWL \times LWL$$

ここに、 LWL : 前面水深 (= 4.5m)

$$\begin{aligned}
 P_{WH} &= 1/2 \times 10.1 \times RWL^2 + 10.1 \times RWL \times 4.5 \\
 &= 5.05 \times RWL^2 + 45.45 \times RWL
 \end{aligned}$$

(2) 偏微分

性能関数 Z を確率変数 ($\mu, \gamma_C, RWL, K_a, \gamma_{sat1}, \gamma_{t1}, \gamma_{t2}$) で偏微分する。

①摩擦係数

$$\begin{aligned}
 \partial Z / \partial \mu &= W - U + P_V = W - U + 0.268 \times P_H \\
 &= 23.192 \times \gamma_C - (124.010 + 27.558 \times RWL) \\
 &+ 0.268 \times 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times (\gamma_{sat1} - \gamma_{t1} - 10.1) RWL^2 \\
 &+ 0.268 \times 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times (9.0\gamma_{sat1} - 9.0\gamma_{t1} - 90.9) RWL \\
 &+ 0.268 \times 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times (20.25\gamma_{sat1} + 19.44\gamma_{t1} + 27.72\gamma_{t2} + 173.475) \\
 &+ 0.268 \times 1/2 \times 0.2911 \times K_a \times (4.84\gamma_{t2} + 132)
 \end{aligned}$$

②ケーソンの平均単位体積重量

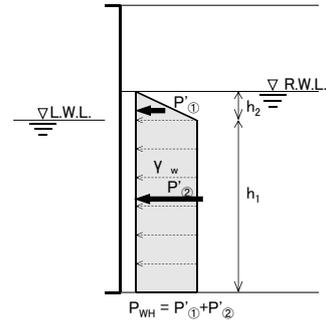
$$\partial Z / \partial \gamma_C = 23.192 \times \mu$$

③裏込石の飽和単位体積重量

$$\partial Z / \partial \gamma_{sat1} = (0.268\mu - 1) \times 0.1942 / 2 \times K_a \times (RWL^2 + 9 \times RWL + 20.25)$$

④裏込石の湿潤単位体積重量

$$\partial Z / \partial \gamma_{t1} = (0.268\mu - 1) \times 0.1942 / 2 \times K_a \times (-RWL^2 - 9 \times RWL + 19.44)$$



付図 E-7 残留水圧

⑤裏埋土の湿潤単位体積重量

$$\partial Z / \partial \gamma_{i2} = 3.396 \times K_a \times (0.268\mu - 1)$$

⑥残留水位

$$\begin{aligned} \partial Z / \partial RWL = & -27.558\mu + (0.268\mu - 1) \\ & \times \{0.1942 \times K_a \times (\gamma_{sat1} - \gamma_{t1} - 10.1)RWL + 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times (9\gamma_{sat1} - 9\gamma_{t1} - 90.9)\} - 10.1RWL - 45.45 \end{aligned}$$

⑦主働土圧係数

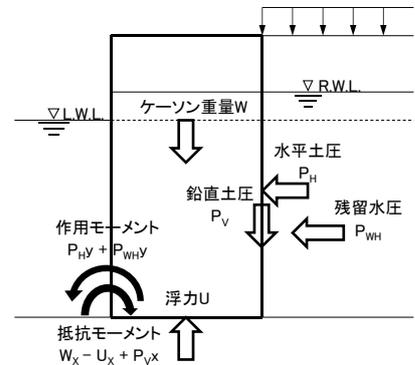
$$\begin{aligned} \partial Z / \partial K_a = & (0.268\mu - 1) \times \{1/2 \times 0.1942 \times (\gamma_{sat1} - \gamma_{t1} - 10.1)RWL^2 \\ & + 1/2 \times 0.1942 \times (9\gamma_{sat1} - 9\gamma_{t1} - 90.9)RWL \\ & + 1/2 \times 0.1942 \times (20.25\gamma_{sat1} + 19.44\gamma_{t1} + 27.72\gamma_{i2} + 173.475) \\ & + 1/2 \times 0.2911 \times (4.84\gamma_{i2} + 132)\} \end{aligned}$$

【転倒の式展開】

(1) 性能関数

$$\begin{aligned} Z &= R_d - S_d \\ &= (Wx - Ux + P_{ix}) - (P_{HY} + P_{WHY}) \end{aligned}$$

ここに、 Wx : ケーソン重量によるモーメント
 Ux : 浮力によるモーメント
 P_{ix} : 鉛直土圧によるモーメント
 P_{HY} : 水平土圧によるモーメント
 P_{WHY} : 残留水圧によるモーメント



付図 E-8 荷重作用図

①ケーソン重量によるモーメント

$$\begin{aligned} W_x &= H \times B \times \gamma_c \times B / 2 \\ \text{ここに、} & H : \text{ケーソン高 (} = 8.5\text{m)} \\ & B : \text{ケーソン幅 (} = 3.2555\text{m)} \\ & \gamma_c : \text{ケーソンの平均単位体積重量 (確率変数)} \end{aligned}$$

$$W_x = 8.5 \times 3.2555 \times \gamma_c \times 3.2555 / 2 = 45.043 \times \gamma_c$$

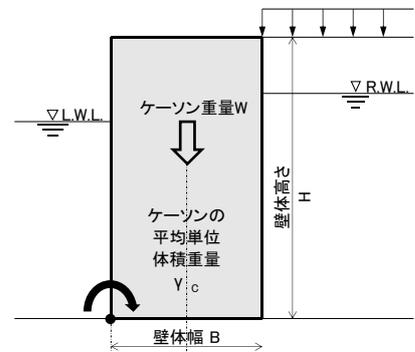
②浮力によるモーメント

$$\begin{aligned} U_x &= B \times h_l \times \gamma_w \times B / 2 \\ \text{ここに、} & h_l : \text{残留水位の水深 (} = 4.5\text{m} + \text{RWL)} \\ & RWL : \text{残留水位 (確率変数)} \\ & \gamma_w : \text{海水の単位体積重量 (} = 10.1 \text{ kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_x &= 3.2555 \times (4.5 + RWL) \times 10.1 \times 3.2555 / 2 \\ &= 53.521 \times RWL + 240.846 \end{aligned}$$

③水平土圧によるモーメント

$$\begin{aligned} P_{HY} = & 1/2 \times K_{a1} \cos \delta \times [w + \gamma_{i2} \times h_3 + \gamma_{t1} \times h_2 + (\gamma_{sat1} - \gamma_w) \times h_1] \times h_1 \times 1/3 \times h_1 \\ & + 1/2 \times K_{a1} \cos \delta \times [w + \gamma_{i2} \times h_3 + \gamma_{t1} \times h_2] \times h_1 \times 2/3 \times h_1 \\ & + 1/2 \times K_{a1} \cos \delta \times [w + \gamma_{i2} \times h_3 + \gamma_{t1} \times h_2] \times h_2 \times [h_1 + 1/3 \times h_2] \\ & + 1/2 \times K_{a1} \cos \delta \times [w + \gamma_{i2} \times h_3] \times h_2 \times [h_1 + 2/3 \times h_2] \end{aligned}$$



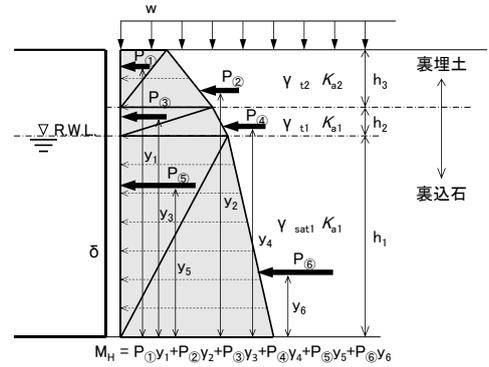
付図 E-9 ケーソン重量



付図 E-10 浮力

$$\begin{aligned}
 & + 1/2 \times K_{a2} \cos\delta \times [w + \gamma_{t2} \times h_3] \quad] \times h_3 \times [h_1 + h_2 + 1/3 \times h_3] \\
 & + 1/2 \times K_{a2} \cos\delta \times [w \quad] \times h_3 \times [h_1 + h_2 + 2/3 \times h_3]
 \end{aligned}$$

ここに、 K_{a1} : 裏込石の主働土圧係数 (= 0.2011)
 K_{a2} : 裏埋土の主働土圧係数 (= 0.3014)
 δ : 壁面摩擦角 (= 15°)
 w : 上載荷重 (= 30.0 kN/m³)
 γ_{t2} : 裏埋土の湿潤単位体積重量 (確率変数)
 γ_{t1} : 裏込石の湿潤単位体積重量 (確率変数)
 γ_{sat1} : 裏込石の飽和単位体積重量 (確率変数)
 h_2 : 気中部の裏込石の層厚 (= 1.8m-RWL)
 h_3 : 気中部の裏埋土の層厚 (= 2.2m)



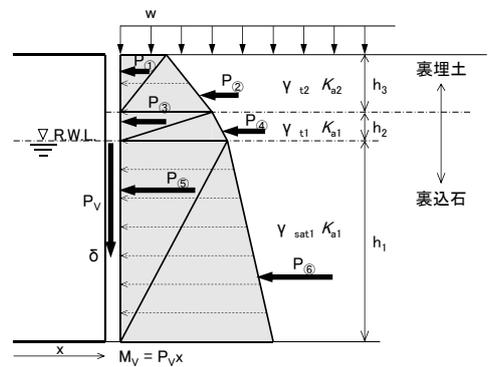
付図 E-11 水平土圧

$$\begin{aligned}
 P_{HY} &= 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times [30 + \gamma_{t2} \times 2.2 + \gamma_{t1} \times (1.8 - RWL) + (\gamma_{sat1} - 10.1) \times (4.5 + RWL)] \\
 & \quad \times (4.5 + RWL) \times 1/3 \times (4.5 + RWL) \\
 & + 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times [30 + \gamma_{t2} \times 2.2 + \gamma_{t1} \times (1.8 - RWL) \quad] \\
 & \quad \times (4.5 + RWL) \times 2/3 \times (4.5 + RWL) \\
 & + 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times [30 + \gamma_{t2} \times 2.2 + \gamma_{t1} \times (1.8 - RWL) \quad] \\
 & \quad \times (1.8 - RWL) \times [(4.5 + RWL) + 1/3 \times (1.8 - RWL)] \\
 & + 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times [30 + \gamma_{t2} \times 2.2 \quad] \\
 & \quad \times (1.8 - RWL) \times [(4.5 + RWL) + 2/3 \times (1.8 - RWL)] \\
 & + 1/2 \times 0.2679 \times K_a \times [30 + \gamma_{t2} \times 2.2 \quad] \\
 & \quad \times 2.2 \times [(4.5 + RWL) + (1.8 - RWL) + 1/3 \times 2.2] \\
 & + 1/2 \times 0.2679 \times K_a \times [30 \quad] \\
 & \quad \times 2.2 \times [(4.5 + RWL) + (1.8 - RWL) + 2/3 \times 2.2] \\
 & = 1/6 \times 0.1942 \times K_a \times [(\gamma_{sat1} - \gamma_{t1} - 10.1)RWL^3 + 13.5(\gamma_{sat1} - \gamma_{t1} - 10.1)RWL^2 + 60.75(\gamma_{sat1} - \gamma_{t1} - 10.1)RWL \\
 & \quad + (91.125\gamma_{sat1} + 261.954\gamma_{t2} + 158.922\gamma_{t1} + 2651.737)] + 1/6 \times 0.2911 \times K_a \times [102.124\gamma_{t2} + 2930.4]
 \end{aligned}$$

ここに、 K_a : 主働土圧係数のばらつき (確率変数)

⑤鉛直土圧によるモーメント

$$\begin{aligned}
 P_{vx} &= \{ 1/2 \times K_{a1} \cos\delta \times [w + \gamma_{t2} \times h_3 + \gamma_{t1} \times h_2 + (\gamma_{sat1} - \gamma_w) \times h_1] \times h_1 \\
 & \quad + 1/2 \times K_{a1} \cos\delta \times [w + \gamma_{t2} \times h_3 + \gamma_{t1} \times h_2 \quad] \times h_1 \\
 & \quad + 1/2 \times K_{a1} \cos\delta \times [w + \gamma_{t2} \times h_3 + \gamma_{t1} \times h_2 \quad] \times h_2 \\
 & \quad + 1/2 \times K_{a1} \cos\delta \times [w + \gamma_{t2} \times h_3 \quad] \times h_2 \\
 & \quad + 1/2 \times K_{a2} \cos\delta \times [w + \gamma_{t2} \times h_3 \quad] \times h_3 \\
 & \quad + 1/2 \times K_{a2} \cos\delta \times [w \quad] \times h_3 \} \\
 & \quad \times \tan\delta \times B \\
 & = 0.1942 / 2 \times 3.2555 \times 0.2679 \times K_a \times \\
 & \quad [(\gamma_{sat1} - \gamma_{t1} - 10.1)RWL^2 + 9(\gamma_{sat1} - \gamma_{t1} - 10.1)RWL \\
 & \quad \quad + (20.25\gamma_{sat1} + 27.72\gamma_{t2} + 19.44\gamma_{t1} + 173.475)] \\
 & \quad + 0.2911 / 2 \times 3.2555 \times 0.2679 \times K_a \times (4.84\gamma_{t2} + 132)
 \end{aligned}$$



付図 E-12 鉛直土圧

⑤ 残留水圧によるモーメント

$$P_{WHY} = (1/2 \times \gamma_w \times RWL^2) \times (1/3 \times RWL + LWL) + (\gamma_w \times RWL \times LWL) \times (1/2 \times LWL)$$

ここに、LWL : 前面水深 (= 4.5m)

$$P_{WHY} = 1/6 \times 10.1 \times RWL^3 + 1/2 \times 45.45 \times RWL^2 + 1/2 \times 204.525 \times RWL$$

(2) 偏微分

性能関数 Z を確率変数 ($\gamma_C, RWL, K_a, \gamma_{sat1}, \gamma_{t1}, \gamma_{t2}$) で偏微分する.

① ケーソンの平均単位体積重量

$$\partial Z / \partial \gamma_C = 45.043$$

② 裏込石の飽和単位体積重量

$$\begin{aligned} \partial Z / \partial \gamma_{sat1} &= \partial P_{vx} / \partial \gamma_{sat1} - \partial P_{HY} / \partial \gamma_{sat1} \\ &= 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times 3.2555 \times 0.2679 \times (RWL^2 + 9RWL + 20.25) \\ &\quad - 1/6 \times 0.1942 \times K_a \times (RWL^3 + 13.5 RWL^2 + 60.75RWL + 91.125) \end{aligned}$$

③ 裏込石の湿潤単位体積重量

$$\begin{aligned} \partial Z / \partial \gamma_{t1} &= \partial P_{vx} / \partial \gamma_{t1} - \partial P_{HY} / \partial \gamma_{t1} \\ &= 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times 3.2555 \times 0.2679 \times (-RWL^2 + 9RWL + 19.44) \\ &\quad - 1/6 \times 0.1942 \times K_a \times (-RWL^3 - 13.5 RWL^2 - 60.75RWL + 158.922) \end{aligned}$$

④ 裏埋土の湿潤単位体積重量

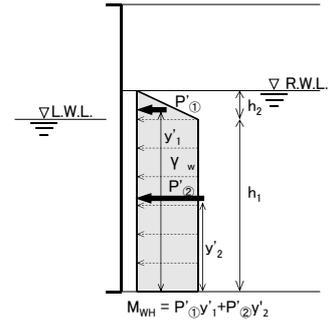
$$\begin{aligned} \partial Z / \partial \gamma_{t2} &= \partial P_{vx} / \partial \gamma_{t2} - \partial P_{HY} / \partial \gamma_{t2} \\ &= 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times 3.2555 \times 0.2679 \times 27.72 + K_a / 2 \times 0.2911 \times 3.2555 \times 0.2679 \times 4.84 \\ &\quad - 1/6 \times 0.1942 \times K_a \times 261.954 - K_a / 6 \times 0.2911 \times 102.124 \\ &= -10.471K_a \end{aligned}$$

⑤ 残留水位

$$\begin{aligned} \partial Z / \partial RWL &= -\partial U_X / \partial RWL + \partial P_{vx} / \partial RWL - \partial P_{HY} / \partial RWL - \partial P_{WHY} / \partial RWL \\ &= -53.521 + 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times 3.2555 \times 0.2679 \times [2(\gamma_{sat1} - \gamma_{t1} - 10.1)RWL + 9(\gamma_{sat1} - \gamma_{t1} - 10.1)] \\ &\quad - 1/6 \times 0.1942 \times K_a \times [3(\gamma_{sat1} - \gamma_{t1} - 10.1)RWL^2 + 27(\gamma_{sat1} - \gamma_{t1} - 10.1)RWL + 60.75(\gamma_{sat1} - \gamma_{t1} - 10.1)] \\ &\quad - 5.05RWL^2 - 45.45RWL - 102.263 \\ &= -5.05RWL^2 - 45.45RWL - 155.784 + 1/2 \times 0.1942 \times K_a \times 3.2555 \\ &\quad \times 0.2679 \times (2RWL + 9)(\gamma_{sat1} - \gamma_{t1} - 10.1) - 1/6 \times 0.1942 \times K_a \times (3RWL^2 + 27RWL + 60.75)(\gamma_{sat1} - \gamma_{t1} - 10.1) \end{aligned}$$

⑥ 主働土圧係数

$$\begin{aligned} \partial Z / \partial K_a &= \partial P_{vx} / \partial K_a - \partial P_{HY} / \partial K_a \\ &+ 1/2 \times 0.1942 \times 3.2555 \times 0.2679 \times [(\gamma_{sat1} - \gamma_{t1} - 10.1)RWL^2 + 9(\gamma_{sat1} - \gamma_{t1} - 10.1)RWL \\ &\quad + (20.25\gamma_{sat1} + 27.72\gamma_{t2} + 19.44\gamma_{t1} + 173.475)] + 1/2 \times 0.2911 \times 3.2555 \times 0.2679 \times (4.84\gamma_{t2} + 132) \\ &\quad - 1/6 \times 0.1942 \times [(\gamma_{sat1} - \gamma_{t1} - 10.1)RWL^3 + 13.5(\gamma_{sat1} - \gamma_{t1} - 10.1)RWL^2 \\ &\quad + 60.75(\gamma_{sat1} - \gamma_{t1} - 10.1)RWL + (91.125\gamma_{sat1} + 261.954\gamma_{t2} + 158.922\gamma_{t1} + 2651.737)] \\ &\quad - 1/6 \times 0.2911 \times (102.124\gamma_t + 2930.4) \end{aligned}$$



付図 E-13 残留水圧

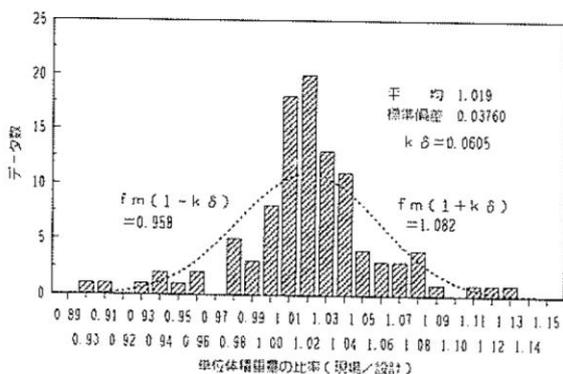
付録 F 本資料に用いた確率変数とする設計因子とその統計的性質の設定根拠

①ケーソン壁体の単位体積重量

南ら¹⁾は、コンクリート構造物の重量のばらつきを把握するため、各建設局を通じて、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。この結果、鉄筋コンクリートの単位体積重量の平均 $\mu=2.41(\text{t}/\text{m}^3)$ 、標準偏差 $\sigma=0.0448(\text{t}/\text{m}^3)$ が得られている。

また、南ら¹⁾は、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、中詰砂の管理試験結果をアンケートによりまとめている。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る。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が、その手法の詳細については不明である。

以上を整理したものを付図F-1に示す。この結果、中詰砂の単位体積重量の現場計測値と設計値の比に対する平均値 $\mu=1.019$ 、標準偏差 $\sigma=0.0376$ が得られている。



付図F-1 中詰砂の単位体積重量の現場計測値と設計値の比¹⁾

上記の情報に基づき、まず、本研究に用いる鉄筋コンクリートの単位体積重量およびケーソン中詰材の単位体積重量の統計量を、以下のとおり算定した。

・鉄筋コンクリートの単位体積重量

- 特性値 : $\gamma_{RC} = 24.00 \text{ kN}/\text{m}^3$
- 平均値の偏り : $\mu/X_k = 2.41 \times 9.8 / 24.0 = 0.98$
- 標準偏差 : $\sigma = 0.0448 \times 9.8 = 0.44$
- 変動係数 : $V = 0.44 / (2.41 \times 9.8) = 0.02$
- 平均値 : $\gamma_{RC}^* = 24.0 \times 0.98 = 23.52 \text{ kN}/\text{m}^3$

・中詰砂の単位体積重量

- 特性値 : $\gamma_S = 20.00 \text{ kN}/\text{m}^3$
- 平均値の偏り : $\mu/X_k = 1.019 = 1.02$
- 標準偏差 : $\sigma = 0.0376 = 0.04$
- 変動係数 : $V = 0.04 / 1.02 = 0.04$
- 平均値 : $\gamma_S^* = 20.00 \times 1.02 = 20.4 \text{ kN}/\text{m}^3$
- 標準偏差 : $\sigma = 0.04 \times 20.4 = 0.816$

さらに、付録Bに示したとおり、南ら¹⁾によって一般的なケーソンの中詰砂と鉄筋コンクリートの体積比がおよそ3:1であることを利用し、一般的なケーソンの壁体としての、平均的な単位体積重量とその統計量は、正規分布に従うとして、以下のように推定した。

・ケーソンの平均的な単位体積重量

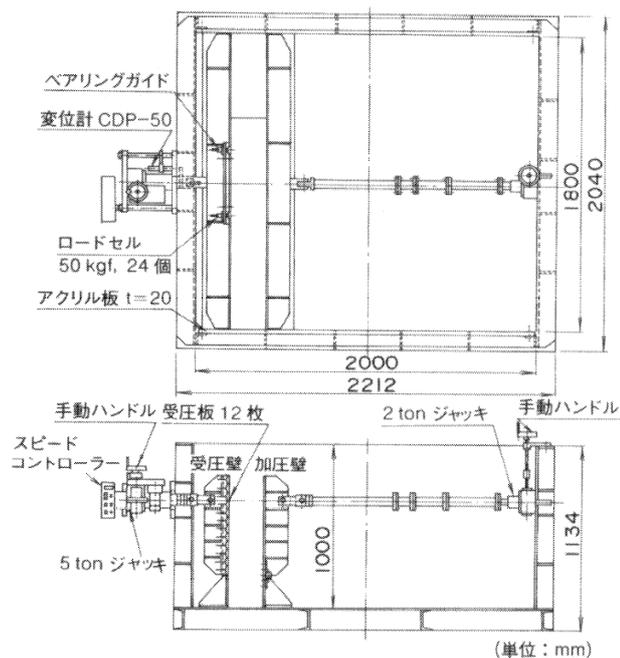
- 特性値 $\gamma_C = (1 \times 24.0 + 3 \times 20.0) / 4 = 21.0$
- 平均値の偏り $\mu/X_k = (1/4 \times 23.52 + 3/4 \times 20.40) / 21.0 = 1.01$
- 標準偏差 $\sigma = \{(1/4 \times 0.44)^2 + (3/4 \times 0.816)^2\}^{1/2} = 0.62$
- 変動係数 $V = 0.62 / (21.0 \times 1.01) = 0.03$

以上より、ケーソン壁体の平均値の偏りと変動係数を以下のとおり設定した。

- 平均値の偏り $\mu/X_k = 1.01$
- 変動係数 $V = 0.03$

②主働土圧係数

菊池ら²⁾は、土圧のばらつきの特性を調べる目的で模型実験を実施している。実験土層は、受圧壁と加圧壁の間隔を20cm, 30cm, 50cm, 80cmで固定でき、それぞれの壁は下端から20cmの位置を中心に回転できる構造となっている(付図F-2)。地盤は、砂を空中落下で投入し、相対密度40~45%の範囲に入るよう作成されている。主働土圧に関する実験は、受圧壁を主働側に回転させ、主働土圧を測定する実験を繰り返した。



付図F-2 実験土層

付図F-3に実験から得られた主働土圧($K_a \cdot \cos \delta$)の変動係数の深度分布を示す。主働土圧係数の変動係数は、特に浅いところを除いて深度によらずほぼ一定値であることがわかる。

実際の建設現場における土圧の計測事例は極めて少ないため、本研究では、実際のケーソン式岸壁の建設現場で用いられる地盤材料の主働土圧係数の統計的性質も、当該実験結果によって得られた統計的性質をとると仮定した。また、主働土圧係数は、正規分布に従うとして仮定した。地盤深度方向に対する主働土圧係数の統計的性質の変化もないものとして扱うこととした。

上記より、本研究における主働土圧係数 $K_a \cdot \cos \delta$ は正規分布を仮定し、平均値の偏りと変動係数は、以下のとおり設定した。なお、主働土圧係数 $K_a \cdot \cos \delta$ の平均値の偏りはなく、変動係数は上記実験結果の平均的な値とした。

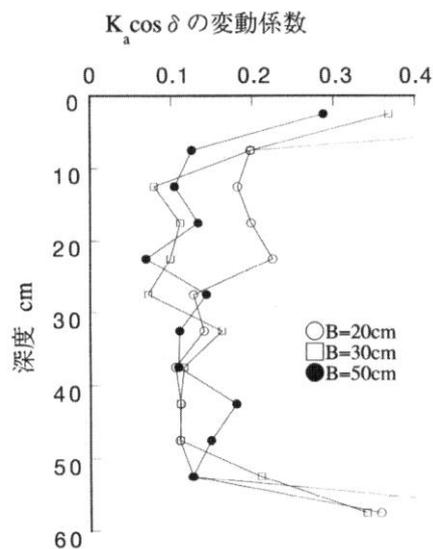
$$\text{平均値の偏り } \mu / X_k = 1.00$$

$$\text{変動係数 } V = 0.12$$

ここで、内部摩擦角は主働土圧係数 K_a の算定に必要なパラメータであり、それ自身もばらつきを持っていると考えられる。しかし、上記実験結果における主働土圧係数 $K_a \cdot \cos \delta$ のばらつきは、このばらつきを含んだ結果と考え、本研究では、内部摩擦角 ϕ の値は検討ケース内において、確定値として扱った。

なお、MCSを実行する際に、岸壁背後の裏込石による水平土圧と、裏埋土による水平土圧は、完全相関すると仮定

した。



付図F-3 主働土圧の変動係数の深度分布²⁾

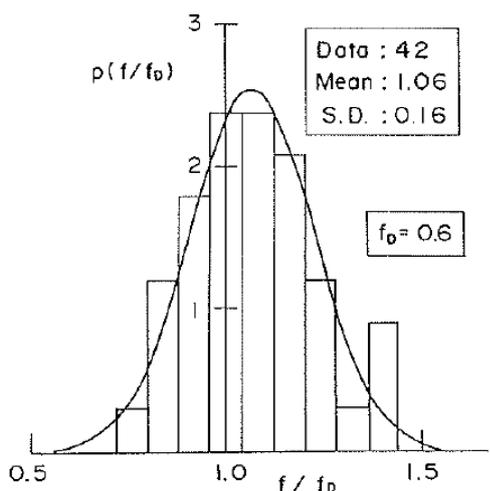
③摩擦係数

摩擦係数についても、主働土圧係数と同様に、実物大の計測事例はほとんど存在しない。高山ら³⁾は、実物に近い捨石マウンドおよび堤体を用いて行った既往の実験結果(森平ら, 1978⁴⁾, 1979⁵⁾, 等)を用いて、摩擦係数のばらつきを検討した。文献4), 文献5)の実験の概要については、付録Bに示すとおりである。

付図F-4は、実験結果による摩擦係数の統計的性質を整理したものである。本研究においては、実際のケーソン底面と捨石マウンド間の摩擦係数の統計的性質も、この結果に従うと仮定した。摩擦係数の統計的性質も正規分布を仮定し、平均値の偏りと変動係数を以下のとおり設定した。

$$\text{平均値の偏り } \mu / X_k = 1.06$$

$$\text{変動係数 } V = 0.15$$



付図F-4 摩擦係数のばらつき

④残留水位

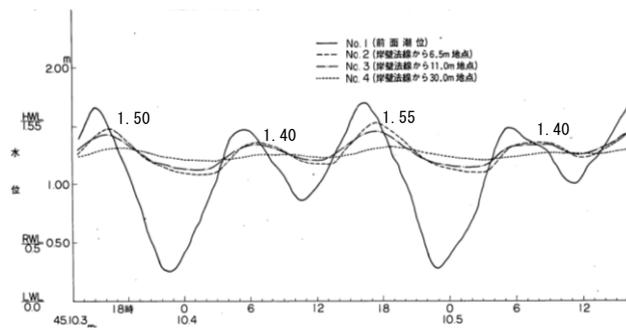
残留水位差は通常、前面潮差の1/3~2/3が一般的な値であり、重力式岸壁では朔望平均干潮面（L.W.L.）上の潮位差の1/3、矢板式岸壁ではL.W.L.上の潮位差の2/3を設定することが多い。

ここでは背後地盤の地下水位を計測した古土井ら⁶⁾の観測結果をもとに、その変動量を設定することとした。文献⁶⁾によると、残留水位の平均的な位置は施設が設置された時期や、その構造形式によっても異なる。このため、平均的な残留水位を一般化して設定することは困難であると判断し、本研究では、平均的な残留水位は、設計上の残留水位であると仮定した。ただし、前面潮位の変動に伴う残留水位の変動については、文献⁶⁾の結果を用いて、計測された残留水位のL.W.L.に対する極大値の時間的変動が、設計残留水位の時間的変動量であると仮定し、残留水位を確率変数として取り扱う際の統計量を以下のとおりとした。また、残留水位の変動は、正規分布を仮定した。

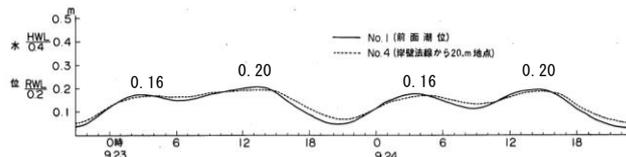
平均値の偏り $\mu / X_k = 1.00$

変動係数 $V = 0.05$

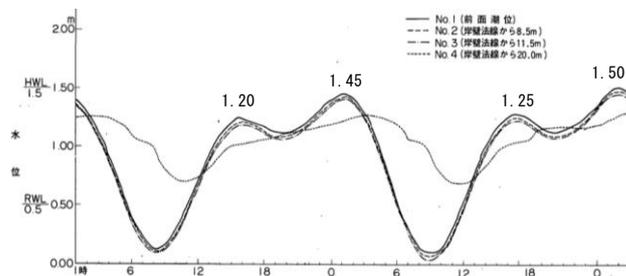
本研究の変動係数の算定に用いた残留水位測定記録を付図F-5~付図F-25に、また、その結果を整理した結果を付表F-1に示す。なお、付図F-5~付図F-25中の数字については、文献⁶⁾から読み取った残留水位の時間的変動の極大値を示したものである。



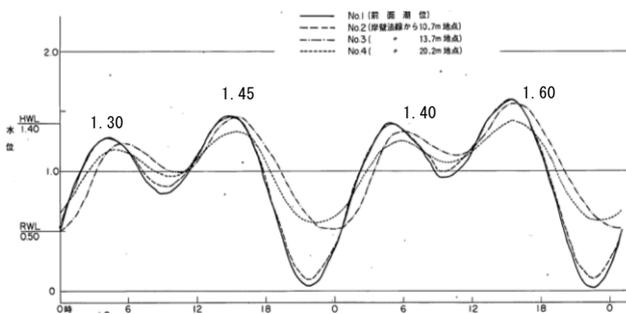
付図F-5 室蘭港残留水位測定記録⁶⁾



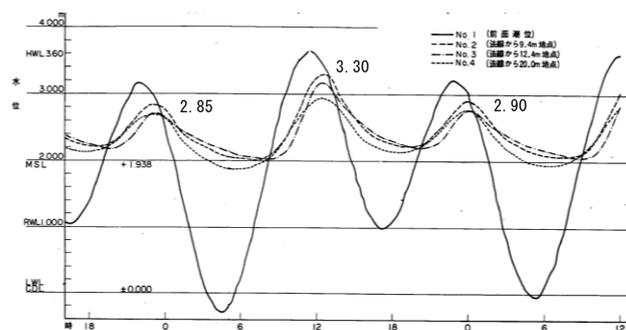
付図F-6 小樽港残留水位測定記録⁶⁾



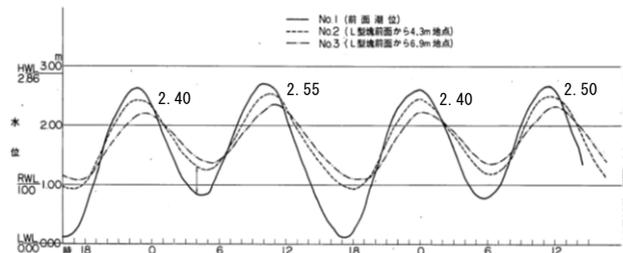
付図F-7 釧路港残留水位測定記録⁶⁾



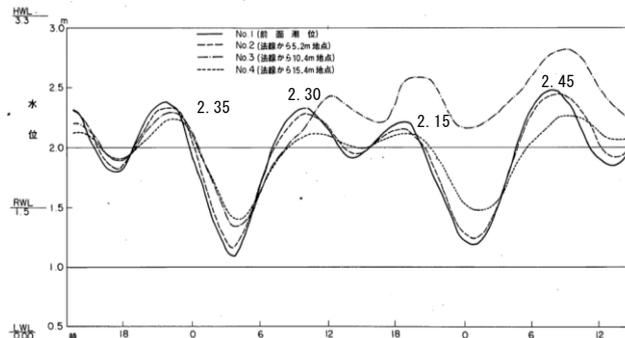
付図F-8 小名浜港残留水位測定記録⁶⁾



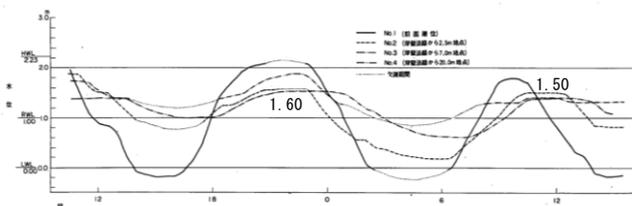
付図F-9 松山港残留水位測定記録⁶⁾



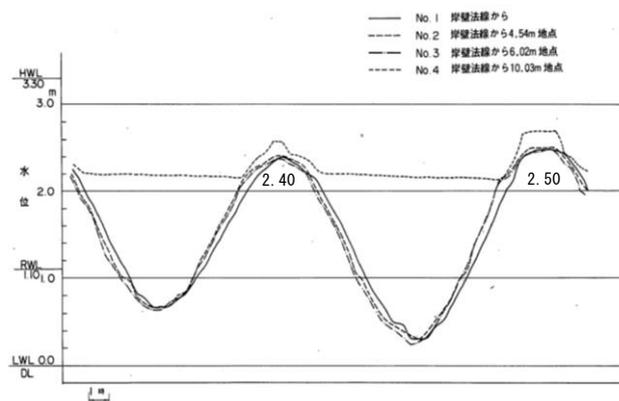
付図F-10 下関港残留水位測定記録⁶⁾



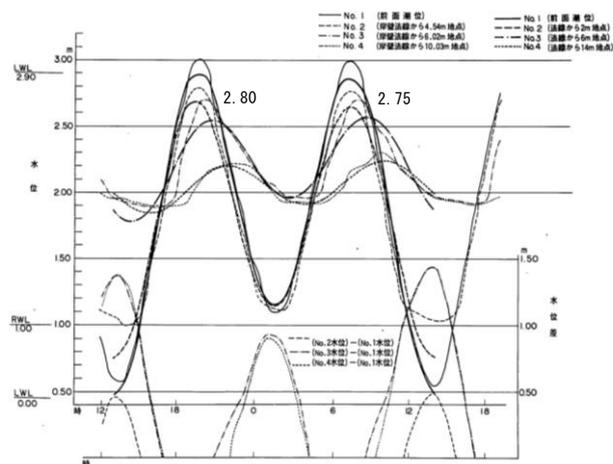
付図F-14 長崎港残留水位測定記録⁶⁾



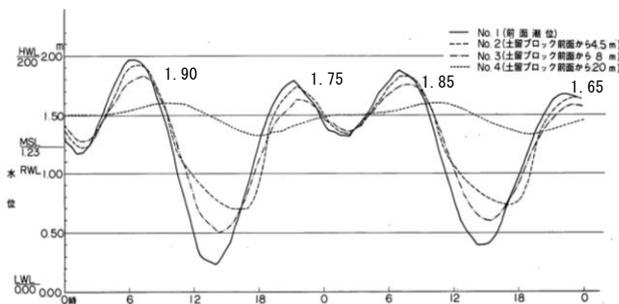
付図F-11 博多港残留水位測定記録⁶⁾



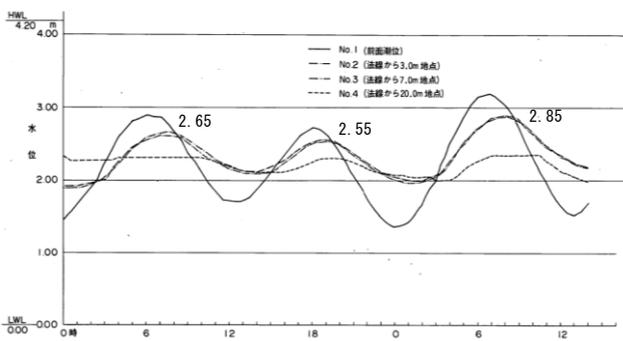
付図F-15 佐世保港残留水位測定記録⁶⁾



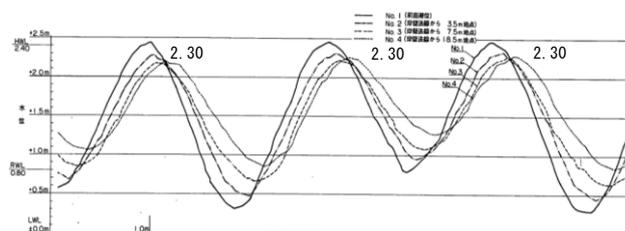
付図F-12 鹿児島港残留水位測定記録⁶⁾



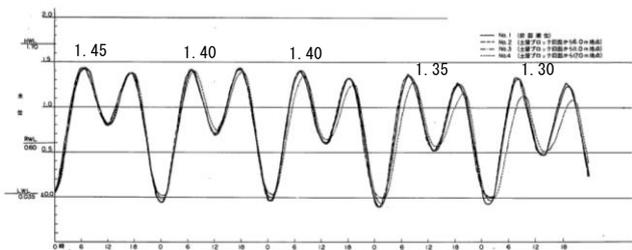
付図F-16 千葉港残留水位測定記録⁶⁾



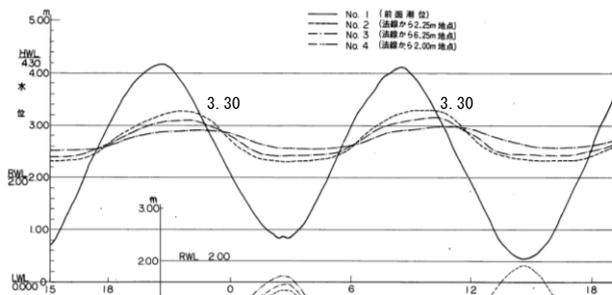
付図F-13 荻田港残留水位測定記録⁶⁾



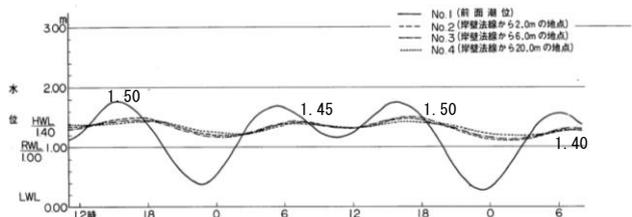
付図F-17 衣浦港残留水位測定記録⁶⁾



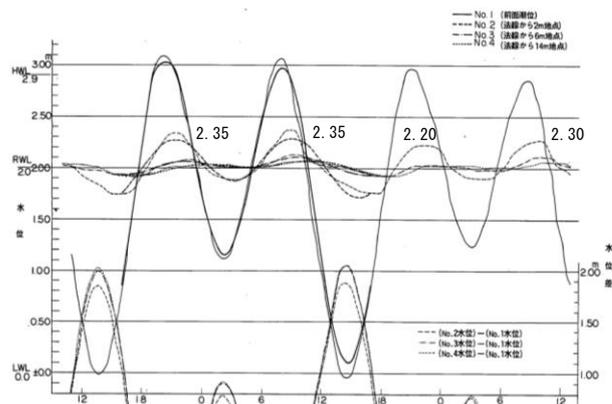
付図F-18 清水港残留水位測定記録⁶⁾



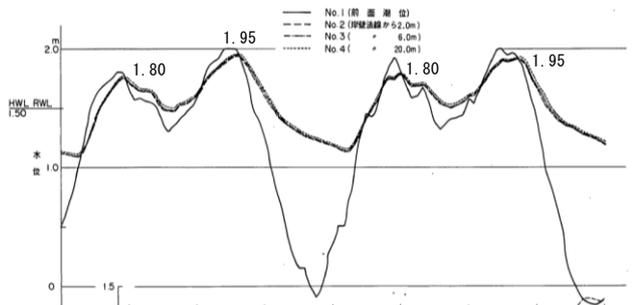
付図F-23 八代港残留水位測定記録⁶⁾



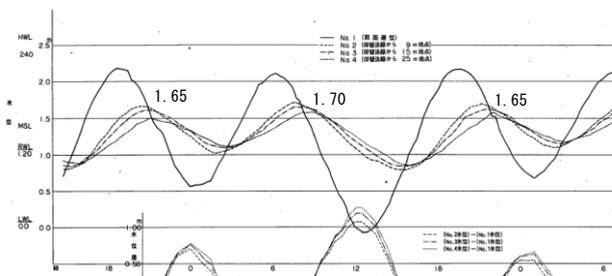
付図F-19 鹿島港残留水位測定記録⁶⁾



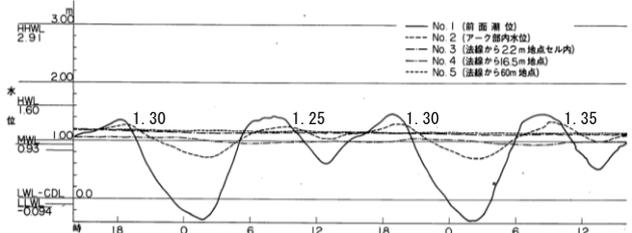
付図F-24 鹿児島港残留水位測定記録⁶⁾



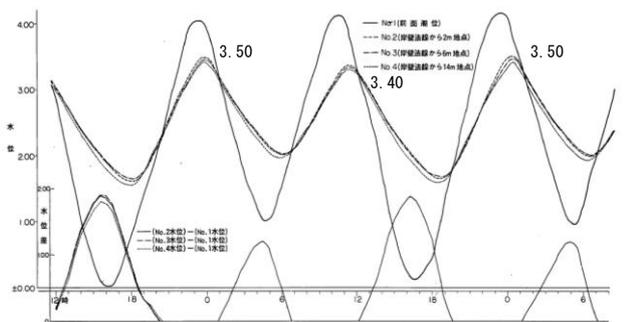
付図F-20 塩釜港残留水位測定記録⁶⁾



付図F-25 衣浦港残留水位測定記録⁶⁾



付図F-21 神戸港残留水位測定記録⁶⁾



付図F-22 門司港残留水位測定記録⁶⁾

付表F-1 残留水位の極大値に関する統計量

構造形式	ケーソン					L型ブロック式					セルラー
	港湾	室蘭港	小樽港	釧路港	小名浜港	松山港	下関港	博多港	鹿児島港	苅田港	
平均	1.46	0.18	1.35	1.44	3.02	2.46	1.55	2.78	2.68	2.31	2.45
標準偏差	0.08	0.02	0.15	0.13	0.25	0.08	0.07	0.04	0.15	0.13	0.07
変動係数	0.05	0.13	0.11	0.09	0.08	0.03	0.05	0.01	0.06	0.05	0.03
構造形式	ブロック土留	ブロック土留	ブロック土留	鋼矢板	鋼管矢板	鋼板セル	鋼矢板			鋼管矢板	全体平均
港湾	千葉港	衣浦港	清水港	鹿島港	塩釜港	神戸港	門司港	八代港	鹿児島港	衣浦港	
平均	1.79	2.30	1.38	1.46	1.88	1.30	3.47	3.30	2.30	1.67	2.02
標準偏差	0.11	0.00	0.06	0.05	0.09	0.04	0.06	0.00	0.07	0.03	0.08
変動係数	0.06	0.00	0.04	0.03	0.05	0.03	0.02	0.00	0.03	0.02	0.05

⑤裏込石・裏埋土の単位体積重量

ケーソン式岸壁の裏込石と裏埋土については、一般的な材料に対して統計的性質に関して整理されている事例がほとんどないと考えられる。しかし、裏込石および裏埋土については、ケーソンの中詰砂と同様に、ある程度管理された状態で施工されるため、これらの単位体積重量の統計的性質は、ケーソンの中詰砂のばらつきと同等と考え、南¹⁾を参考に、ここでは以下のとおり設定した。

$$\text{平均値の偏り } \mu / X_k = 1.02$$

$$\text{変動係数 } V = 0.04$$

参考文献

- 1) 南兼一郎, 春日井康夫: 鉄筋コンクリート港湾構造物への限界状態設計法の適用, 港湾技研資料No.716, 1991.
- 2) 菊池喜昭, 高橋邦夫, 小椋卓実: 土圧実験における土圧のばらつきと近接構造物の変位による土圧の変化に関する実験, 港湾技研資料No.811, 1995.
- 3) 高山知司, 池田直太: 確率統計に向けた現行防波堤の滑動確率の推定, 港湾技術研究所報告第31巻第5号, 1993.
- 4) 森平倫生, 木原力, 堀川洋: 混成防波堤捨石マウンドの摩擦係数について, 第25回海岸工学講演会論文集, 1978.
- 5) 森平倫生, 足立一美: 混成防波堤捨石マウンドの摩擦係数について(第2報), 第26回海岸工学講演会論文集, 1979.
- 6) 古土井光昭, 片山猛雄: 残留水位測定調査, 港湾技研資料No.115, 1971.

付録 G 各部分係数アプローチにおけるMCSによる感度係数の比較

材料係数アプローチ、荷重抵抗係数アプローチA、荷重抵抗係数アプローチBについて、各確率変数の感度係数を試計算する。検討対象は滑動・転倒ともに、5章で用いた27ケースの断面条件である。感度係数は、MCSで対象の確率変数を微小量変化させたときの性能関数の変化の割合を直接求める、式(G.1)で計算する。

$$\alpha_{X_j} = \Delta Z / \Delta X_j \quad (\text{G.1})$$

ここに、 α_{X_j} : 確率変数 X_j の感度係数
 ΔX_j : 確率変数 X_j の変動量 (任意)
 ΔZ : 性能関数 Z の ΔX_j に対する変動
 j : 確率変数 X の番号

(1) 材料係数アプローチ

式(G.1)で計算した材料係数アプローチの感度係数は、「4.3 モンテカルロシミュレーションによる信頼性解析の事例」で考察したとおり、現行基準の感度係数とよく合致している。付図G-1は、全27ケースについて滑動の感度係数を計算した結果である。また、付図G-2にケース27のみを抽出した。滑動の場合は、抵抗側の摩擦係数 μ の感度がとりわけ大きく、その他は、抵抗側のケーソンの平均単位体積重量 γ_c と、作用側の主働土圧係数 $K_a \cdot \cos\delta$ の感度が比較的大きい。

付図G-3と付図G-4は、転倒の感度係数の計算結果である。抵抗側のケーソンの平均単位体積重量 γ_c と、作用側の主働土圧係数 $K_a \cdot \cos\delta$ の感度が比較的大きい。

(2) 荷重抵抗係数アプローチB

付図G-5は、全27ケースについて滑動の感度係数を計算した結果である。また、付図G-6にケース27のみを抽出した。滑動の場合は、抵抗側の摩擦係数 μ の感度がとりわけ大きく、その他は、抵抗側のケーソン重量 W 、作用側の水平土圧 P_H の感度が比較的大きい。

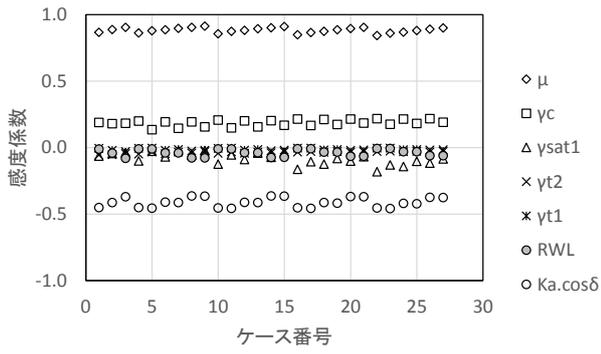
付図G-7と付図G-8は、転倒の感度係数の計算結果である。抵抗側のケーソン重量のモーメント M_W 、作用側の水平土圧のモーメント M_H の感度が比較的大きい。

(3) 荷重抵抗係数アプローチA

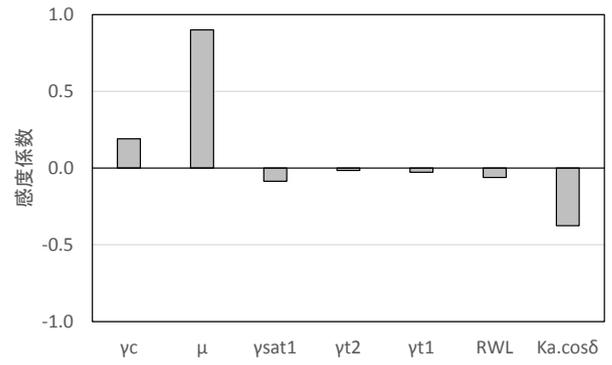
付図G-9は、全27ケースについて滑動の感度係数を計算した結果である。また、付図G-10にケース27のみを抽出した。滑動の場合は、抵抗側の摩擦係数 μ の感度が大きい

め、抵抗側 R の感度係数の方が大きくなる。

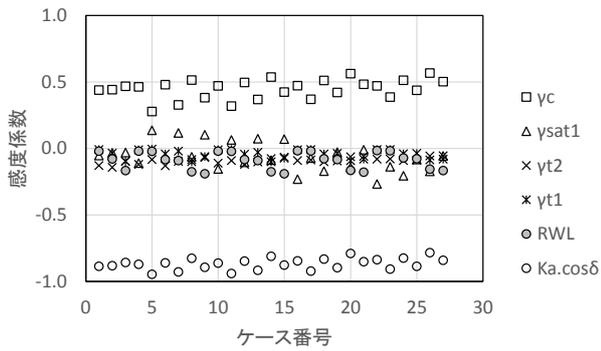
付図G-11と付図G-12は、転倒の感度係数の計算結果である。作用側の水平土圧のモーメント M_H の感度が比較的大きいため、作用側 S の感度係数の方が大きくなる。



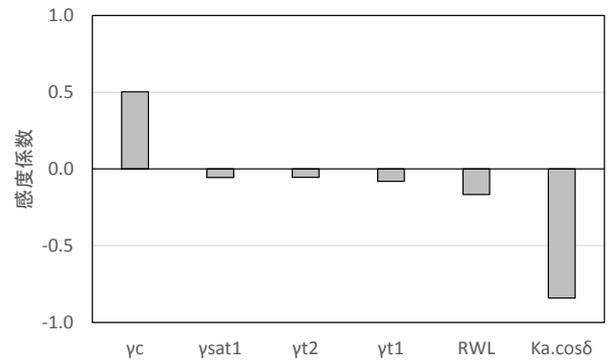
付図G-1 材料係数（滑動）



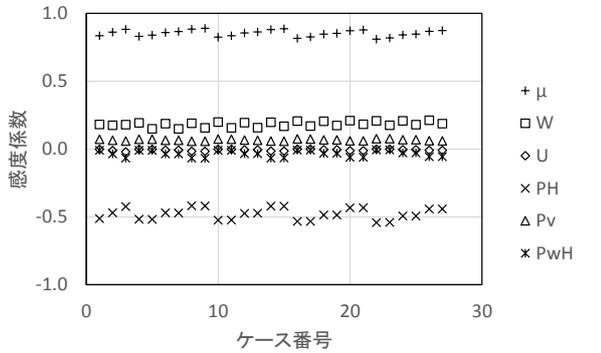
付図G-2 材料係数（滑動）【ケース27】



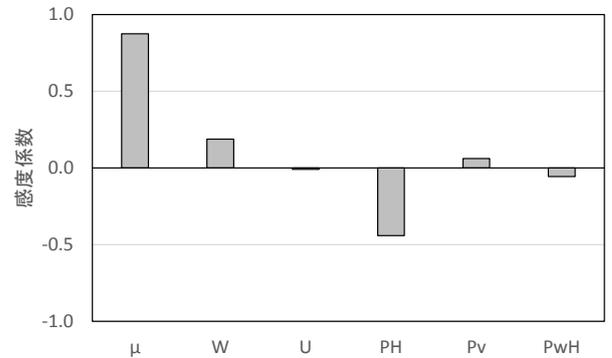
付図G-3 材料係数（転倒）



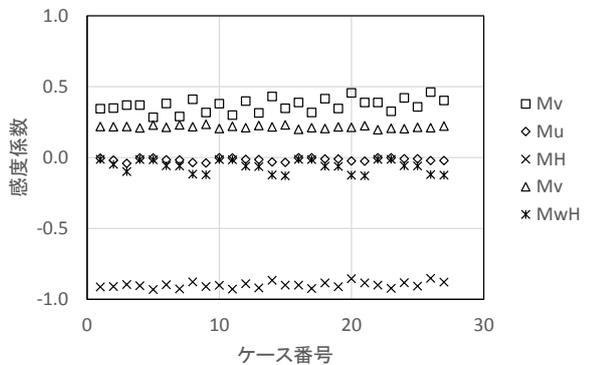
付図G-4 材料係数（転倒）【ケース27】



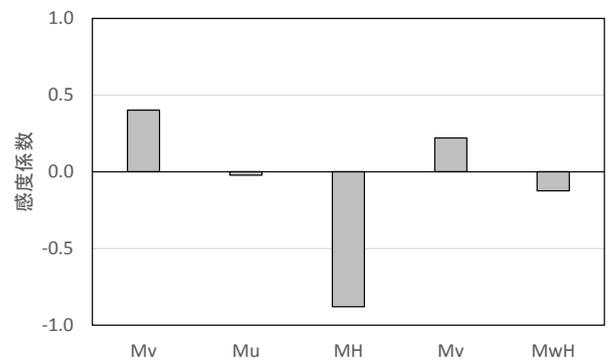
付図G-5 荷重抵抗係数B（滑動）



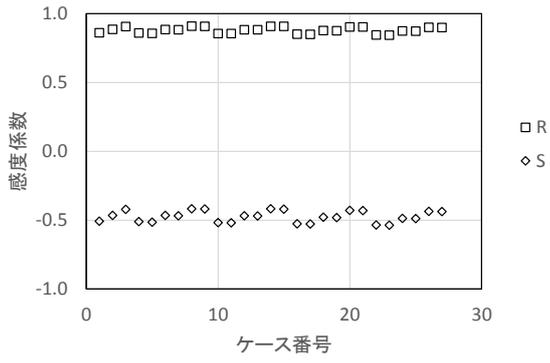
付図G-6 荷重抵抗係数B（滑動）【ケース27】



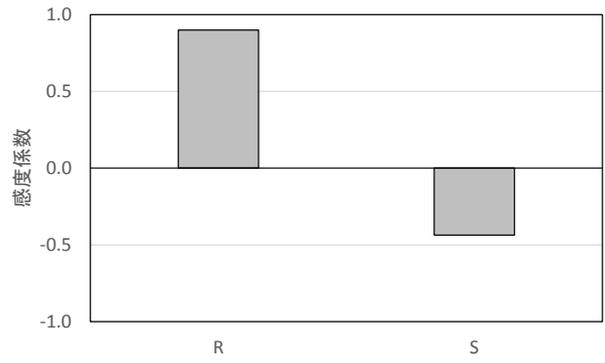
付図G-7 荷重抵抗係数B（転倒）



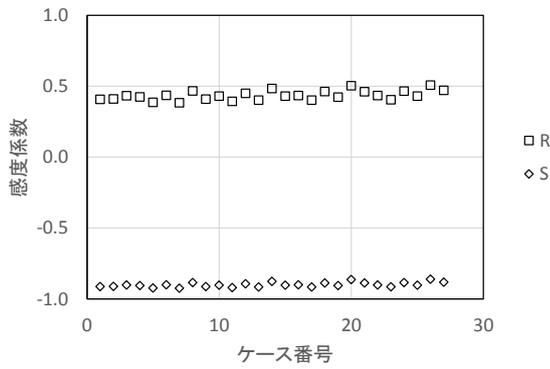
付図G-8 荷重抵抗係数B（転倒）【ケース27】



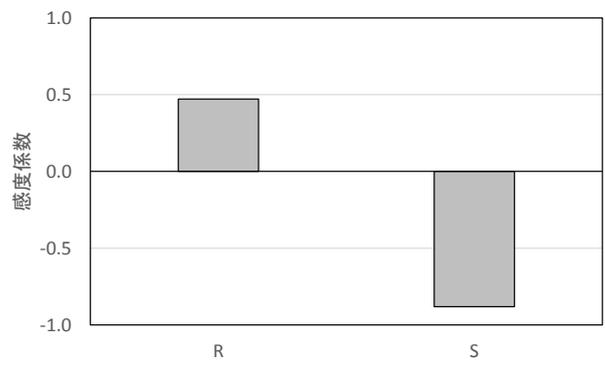
付図G-9 荷重抵抗係数A (滑動)



付図G-10 荷重抵抗係数A (滑動) 【ケース27】



付図G-11 荷重抵抗係数A (転倒)



付図G-12 荷重抵抗係数A (転倒) 【ケース27】

付録 H 各種部分係数を適用した際のケーソン式岸壁の滑動・転倒照査に対する破壊確率一覧

①部分係数の関数化

付表H-1は、部分係数を平均化した場合と関数化した場合を対象とし、それぞれの場合の部分係数を用いて、滑動耐力作用比および転倒作用耐力比を1.0とした場合の滑動・転倒の破壊確率の一覧である。「5.5 設計条件による部分係数の使い分けに関する検討」における、図-5.13と図-5.14のプロットの値を一覧にし、性能関数が正規分布に従うとした場合の、信頼性指標 β の値も参考として示した。

②部分係数のアプローチ方法

付表H-2は荷重抵抗係数アプローチA、荷重抵抗係数アプローチB、材料係数アプローチで部分係数を設定した場合と対象とし、それぞれの場合の部分係数を用いて、滑動耐力作用比および転倒作用耐力比を1.0とした場合の滑動・転倒の破壊確率の一覧である。「5.6 部分係数のフォーマットに関する検討」における、図-5.21のプロットの値を一覧にし、性能関数が正規分布に従うとした場合の、信頼性指標 β の値も参考として示した。

付表 H-1 平均化または関数化した部分係数を用いた場合における各検討ケースの滑動および転倒破壊確率
(滑動耐力作用比または転倒耐力作用比=1.0)

ケース	滑動				転倒			
	平均		関数化		平均		関数化	
	Pf	β	Pf	β	Pf	β	Pf	β
case1	0.095	1.313	0.098	1.295	0.006	2.517	0.008	2.409
case2	0.089	1.349	0.093	1.320	0.004	2.684	0.005	2.566
case3	0.085	1.370	0.091	1.332	0.003	2.796	0.003	2.727
case4	0.095	1.311	0.098	1.293	0.008	2.422	0.007	2.439
case5	0.089	1.347	0.089	1.350	0.003	2.793	0.003	2.771
case6	0.089	1.346	0.097	1.301	0.004	2.626	0.005	2.575
case7	0.085	1.369	0.089	1.347	0.001	2.999	0.002	2.853
case8	0.086	1.365	0.091	1.337	0.002	2.915	0.003	2.757
case9	0.080	1.403	0.087	1.360	0.001	3.205	0.001	3.065
case10	0.098	1.293	0.096	1.308	0.010	2.330	0.007	2.446
case11	0.092	1.326	0.090	1.343	0.003	2.702	0.003	2.779
case12	0.092	1.329	0.097	1.299	0.004	2.629	0.006	2.504
case13	0.087	1.360	0.091	1.334	0.002	2.926	0.002	2.841
case14	0.087	1.359	0.091	1.334	0.002	2.908	0.003	2.749
case15	0.082	1.389	0.087	1.362	0.001	3.206	0.001	3.135
case16	0.102	1.268	0.096	1.303	0.013	2.218	0.007	2.463
case17	0.097	1.299	0.088	1.354	0.006	2.516	0.003	2.800
case18	0.095	1.309	0.096	1.307	0.005	2.547	0.006	2.532
case19	0.090	1.342	0.090	1.342	0.002	2.857	0.002	2.858
case20	0.089	1.347	0.094	1.318	0.002	2.842	0.003	2.699
case21	0.084	1.379	0.091	1.337	0.001	3.110	0.001	3.017
case22	0.105	1.252	0.095	1.313	0.015	2.170	0.006	2.489
case23	0.098	1.296	0.088	1.354	0.007	2.467	0.003	2.744
case24	0.097	1.301	0.094	1.315	0.006	2.505	0.005	2.570
case25	0.092	1.328	0.090	1.344	0.003	2.759	0.002	2.851
case26	0.091	1.337	0.093	1.322	0.003	2.785	0.004	2.657
case27	0.087	1.357	0.089	1.346	0.001	3.035	0.002	2.947
平均	0.091	1.335	0.092	1.328	0.004	2.721	0.004	2.713
標準偏差	0.006	0.036	0.004	0.021	0.004	0.278	0.002	0.200
変動係数	0.066	0.027	0.038	0.016	0.846	0.102	0.548	0.074

付表 H-2 各係数アプローチの部分係数を用いた場合における各検討ケースの滑動および転倒破壊確率
 (滑動耐力作用比または転倒耐力作用比=1.0)

ケース	滑動						転倒					
	荷重抵抗 A		荷重抵抗 B		材料係数		荷重抵抗 A		荷重抵抗 B		材料係数	
	Pf	β	Pf	β	Pf	β	Pf	β	Pf	β	Pf	β
case1	0.095	1.313	0.092	1.331	0.092	1.329	0.006	2.517	0.005	2.580	0.005	2.609
case2	0.089	1.349	0.091	1.335	0.091	1.332	0.004	2.684	0.005	2.562	0.004	2.681
case3	0.085	1.370	0.091	1.334	0.091	1.334	0.003	2.796	0.006	2.536	0.004	2.667
case4	0.095	1.311	0.095	1.312	0.091	1.337	0.008	2.422	0.006	2.537	0.004	2.640
case5	0.089	1.347	0.086	1.365	0.094	1.319	0.003	2.793	0.002	2.916	0.009	2.351
case6	0.089	1.346	0.093	1.320	0.092	1.330	0.004	2.626	0.005	2.570	0.004	2.696
case7	0.085	1.369	0.088	1.356	0.092	1.328	0.001	2.999	0.002	2.849	0.008	2.425
case8	0.086	1.365	0.092	1.328	0.091	1.334	0.002	2.915	0.005	2.554	0.003	2.753
case9	0.080	1.403	0.090	1.343	0.091	1.335	0.001	3.205	0.002	2.915	0.006	2.520
case10	0.098	1.293	0.098	1.295	0.090	1.344	0.010	2.330	0.006	2.499	0.004	2.684
case11	0.092	1.326	0.090	1.341	0.092	1.327	0.003	2.702	0.002	2.841	0.008	2.427
case12	0.092	1.329	0.095	1.314	0.089	1.344	0.004	2.629	0.005	2.562	0.003	2.697
case13	0.087	1.360	0.089	1.346	0.092	1.331	0.002	2.926	0.002	2.834	0.005	2.552
case14	0.087	1.359	0.093	1.320	0.089	1.344	0.002	2.908	0.005	2.561	0.003	2.751
case15	0.082	1.389	0.089	1.344	0.091	1.332	0.001	3.206	0.002	2.897	0.005	2.574
case16	0.102	1.268	0.103	1.267	0.091	1.337	0.013	2.218	0.007	2.453	0.004	2.643
case17	0.097	1.299	0.094	1.317	0.091	1.333	0.006	2.516	0.003	2.796	0.006	2.516
case18	0.095	1.309	0.098	1.291	0.089	1.346	0.005	2.547	0.005	2.549	0.003	2.729
case19	0.090	1.342	0.093	1.321	0.090	1.338	0.002	2.857	0.003	2.776	0.004	2.629
case20	0.089	1.347	0.096	1.304	0.089	1.344	0.002	2.842	0.005	2.576	0.003	2.773
case21	0.084	1.379	0.091	1.337	0.088	1.351	0.001	3.110	0.003	2.801	0.004	2.653
case22	0.105	1.252	0.102	1.271	0.088	1.350	0.015	2.170	0.008	2.421	0.004	2.619
case23	0.098	1.296	0.094	1.315	0.089	1.350	0.007	2.467	0.003	2.755	0.005	2.603
case24	0.097	1.301	0.101	1.278	0.089	1.349	0.006	2.505	0.006	2.508	0.003	2.706
case25	0.092	1.328	0.095	1.311	0.089	1.344	0.003	2.759	0.003	2.777	0.004	2.619
case26	0.091	1.337	0.096	1.303	0.088	1.354	0.003	2.785	0.006	2.514	0.003	2.794
case27	0.087	1.357	0.091	1.332	0.089	1.345	0.001	3.035	0.002	2.830	0.003	2.752
平均	0.091	1.335	0.094	1.320	0.090	1.338	0.004	2.721	0.004	2.666	0.004	2.632
標準偏差	0.006	0.036	0.004	0.025	0.001	0.009	0.004	0.278	0.002	0.160	0.002	0.111
変動係数	0.066	0.027	0.044	0.019	0.016	0.007	0.846	0.102	0.433	0.060	0.367	0.042

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of NILIM

No. 880 December 2015

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写のお問い合わせは

〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1
管理調整部企画調整課 電話:046-844-5019