

博士論文

防波堤の信頼性設計法の構築とその応用に関する研究

Development of a Reliability-Based Design Procedure for Breakwaters

国立大学法人 横浜国立大学大学院工学府

2008年3月

高木 泰士

要旨

本研究は、レベル 3 信頼性設計法に基づく防波堤の合理的な設計手法の構築と同じく信頼性手法を応用した既設防波堤の安定性能評価手法の提案の 2 点を主要な目的として研究を進めている。

第 1 章の研究の背景と目的では、本研究の契機として WTO/TBT 協定や ISO2394 等をはじめとする国際的な規約の存在やわが国の建設投資の減少、今後の防波堤の維持補修案件の急増などを挙げている。また、国内外の防波堤の被災の歴史や防波堤の設計法の変遷についての概説を行っている。

第 2 章では、本研究を進める上で最も重要になる防波堤の信頼性設計法と防波堤の破壊現象の 2 点に関する過去の研究の概説を行っている。

第 3 章では、関連する既往研究が実質的には非大水深域の防波堤を対象にしていたことに対して、本章では大水深域に設置された防波堤の破壊現象を信頼性設計法の中で評価するために必要なモデル化に関する提案を行っている。防波堤の破壊モードとしては、滑動、転倒、端趾部沈下および円弧すべりの 4 種類の破壊モードを想定して、各破壊の評価モデルを提案している。また大水深域の波圧の評価法として、これまで防波堤の設計に一般的に使用されてきた合田式に代えて有限振幅重複波理論に基づいた波圧推定法を採用し、あわせて 2 次元造波実験を行って信頼性設計法において必要となる当該波圧推定法の推定精度を明らかにしている。大水深域におけるケーソンの滑動量の算定としては、付加質量力と造波減衰力の 2 種類の流体抵抗力を考慮して、一自由度の運動方程式を解いて滑動量を算定する手法を提示している。また、この際ケーソンの非定常運動を考慮するためにメモリ影響関数を導入している。転倒については、2 次元造波実験を行い、静的な外力に対して計算される従来の転倒安全率 1.0 がおよそケーソンの前後動揺の開始に対応していることを明らかにしている。また、端趾部沈下や円弧すべりを計算する際に必要となる地盤反力は、波浪のような動的な作用に対しては、非定常かつ偶発的な応答を示し、本質的に予測が容易でないことを 2 次元造波実験の結果に基づいて示している。

第 4 章では、第 3 章で提案した各評価モデルを利用してレベル 3 信頼性設計法に基づく防波堤の合理的な設計法を構築している。この新たな設計法では、非大水深、大水深を限定せず、あらゆる水深に設置される防波堤を対象としている。このため、防波堤に作用する個々波の碎波・非碎波の状況を既往の碎波指標に基づいて判断しており、碎波時は従来の合田式、非碎波時は有限振幅重複波理論をそれぞれ波圧評価に使用している。また、従来の防波堤の信頼性設計法が捨石マウンド部の設計には十分に対応していなかったのに対して、第 4 章で提案する設計法は直立ケーソン部と捨石マウンド部を包括的に考慮した設計法であるため、防波堤の全体系について安定性と経済性の両面からの最適化が可能にな

ると期待される。ここでは、具体的な設計事例や従来の設計法との比較を通じて、新たな設計法が合理的な防波堤の設計に有効であることを示している。

第 5 章では、第 3 章で提案した各評価モデルに基づいて信頼性手法により既設防波堤の安定性能の評価を行う手法を提案している。また安定性能の評価指標として、ここでは期待発生頻度という防波堤の累積的な破壊過程を表現する指標を新たに提案している。そして、ここで提案した安定性能評価手法の妥当性を検証するため、実際に高波浪により被災を受けた防波堤の事例や逆に同様な条件でも被災を受けなかった事例を合計 40 例以上収集し、それぞれの被災事例における各破壊モードの期待発生頻度の計算を行っている。その結果、複合的な破壊形態であっても期待発生頻度の各破壊モードの計算値を相互に比較することで、被災のメカニズムや最も影響の大きいと考えられる破壊モードを特定できる可能性が示された。また、特に大水深域に設置される防波堤において危険性の増大が指摘される端趾部沈下については比較的明瞭な発生限界が期待発生頻度 2~4%周辺に存在する可能性を指摘している。その他、滑動モードの安定性能指標として今後重要な役割を担うと考えられる期待滑動量に関しても、多数の実被災事例に基づき推定精度の検証を行うと同時に、今後の課題を抽出している。

第 6 章では本研究の全体的な結論、最後の第 7 章ではあとがきがそれぞれ示されている。

Abstract

Title: Development of a Reliability-Based Design Procedure for Breakwaters

Author: Hiroshi Takagi

Form of Publication: Doctoral Dissertation of Yokohama National University

The two main objectives of this research are (1) to provide a new optimal design method for breakwaters based on a level 3 reliability-based design, and (2) to propose an effective measure for evaluating the stability performance of the existing breakwaters by applying the developed method.

The background of this study is presented in Chapter 1. The motivations for this study, namely, international agreements such as the WTO/TBT agreement and ISO2394 and requests to reduce construction costs, are described in this chapter. The history of some massive breakwater- failures that occurred around the world in the modern age and the history of the design methods for breakwaters are also described in this section.

In Chapter 2, a number of previous studies on breakwaters, particularly those in which reliability-based design and failure mechanisms for breakwaters have been dealt with, are introduced to refer to the progress made since the very first related study started in the 1980's.

In Chapter 3, the necessary model for developing the new design method is described. Among the physical processes that can cause the failure of breakwaters, the depth at which a breakwater is installed is an important one. In fact, it appears that most of the reliability-based design models proposed in past studies can be applied only to those breakwaters that are installed in relatively shallow waters; this is because some other important physical aspects were neglected in these models. One of the most important changes proposed in this chapter for the conventional models is to adopt the fourth approximation of the pressure of standing waves in order to express wave pressures in deep water. Sliding, overturning, and two types of bearing capacity failures - failures in rubble mounds and in subsoil - are the failure modes that should be considered in the model for optimal design. Sliding, which could be the most significant contributor to breakwater failures, can be calculated by solving the equation of motion including the effects of hydrodynamic forces due to the motion of the caisson. Many other proposals for evaluating breakwater failures are also discussed in this chapter.

In Chapter 4, a new design procedure for a level 3 reliability-based design is proposed based on the models introduced in Chapter 3. This new design procedure can be applied to any caisson-type

breakwater regardless of the depth at which it is installed. This procedure can also be used for an entire breakwater system comprising an upright caisson and rubble mound. Therefore, it is expected that this new design procedure can optimize a breakwater in terms of both its stability and cost.

In Chapter 5, an effective measure for evaluating the stability performance of the existing breakwaters is proposed on the basis of the new design procedure described in Chapter 4. In this process, a new index – “expected occurrence in frequency (EOF)”- is used to estimate the breakwater damage. After referring to more than 40 cases of damaged and undamaged breakwaters in Japan, it appears that it can be decided whether a structure is safe or unsafe based on the EOF value. As an example, the EOF of the bearing capacity failure in rubble mounds, which is the most likely failure mode in deep water, is in the range of 2% - 4%. In this chapter, the accuracy of an index called “expected sliding distance” has also been assessed by comparing it with a number of actual failure cases.

The concluding remarks and postscript are provided in Chapters 6 and 7.

目次

図一覧	IV
表一覧	VI
第1章 序論	1
1. 1 研究の背景	1
1. 2 研究の目的	3
1. 3 防波堤とその被災の歴史	4
1. 4 防波堤の設計法の変遷	7
第2章 既往の研究	10
2. 1 信頼性設計法に関する既往の研究	10
2. 1. 1 レベル1およびレベル2の信頼性設計法	10
2. 1. 2 レベル3の信頼性設計法	11
2. 2 防波堤の被災や破壊現象に関する研究	13
2. 2. 1 過去の被災事例に関する研究	13
2. 2. 2 防波堤の滑動破壊に着目した研究	14
2. 2. 3 防波堤の滑動以外の破壊モードに着目した研究	15
2. 2. 4 地盤工学的アプローチによる基礎および地盤の破壊に関する研究	16
第3章 大水深域における防波堤の破壊とその評価法	18
3. 1 大水深域での検討事項	19
3. 2 大水深域に設置される防波堤に作用する波圧の評価	20
3. 2. 1 有限振幅重複波理論	20
3. 2. 2 第4次近似解の波圧推定精度	24
3. 2. 3 第4次近似解と合田の波力算定式の比較	27
3. 2. 4 揚圧力	29
3. 3 直立ケーソン部の滑動量の評価	29
3. 3. 1 摩擦抵抗力	29
3. 3. 2 流体抵抗力	30

3. 3. 3	ケーソンの滑動量算定手法	32
3. 3. 4	水理模型実験に基づく滑動量算定値の検証	38
3. 4	直立ケーソン部の転倒破壊	39
3. 4. 1	転倒破壊に関する未解決事項	40
3. 4. 2	現行設計法の転倒安全率と実験結果の比較	40
3. 4. 3	剛体マウンドと弾塑性体マウンド	42
3. 4. 4	本研究における転倒破壊の取り扱い	43
3. 5	捨石マウンドの支持力破壊の評価	44
3. 5. 1	直立ケーソン部から捨石マウンド部への荷重伝達	44
3. 5. 2	水理模型実験による地盤反力の計測	46
3. 5. 3	本研究における地盤反力分布の評価法	48
3. 5. 4	端趾部沈下	48
3. 5. 5	円弧すべり破壊	50
第4章	レベル3信頼性設計法に基づくケーソン式防波堤の新たな合理的設計法	53
4. 1	新たなレベル3信頼性設計法の特徴	53
4. 2	新たなレベル3信頼性設計法の概要	53
4. 3	新たなレベル3信頼性設計法に基づく最適断面の設計例	57
4. 3. 1	検討条件	57
4. 3. 2	不確定要因のパラメータ	57
4. 3. 3	建設単価	58
4. 3. 4	検討結果	59
4. 3. 5	最適断面の選定	61
4. 4	従来の許容応力度設計法との比較	62
4. 5	水深変化に伴う滑動量の変化	66
第5章	既設防波堤の安定性能の評価	68
5. 1	既設防波堤の安定性能の評価の意義と必要性	68
5. 2	安定性能評価において想定する波浪	69
5. 3	シナリオ方式による安定性能評価とその妥当性検証	70
5. 3. 1	期待発生頻度に基づく被災程度の評価	70
5. 3. 2	期待発生頻度の計算手順	71
5. 3. 3	被災事例に基づく性能評価モデルの検証①—函館港島防波堤—	72
5. 3. 4	被災事例に基づく性能評価モデルの検証②—新長崎漁港防波堤—	75

5. 3. 5	被災事例に基づく性能評価モデルの検証③ー志布志港沖防波堤ー	79
5. 3. 6	被災事例に基づく性能評価モデルの検証④ーその他の被災事例ー	83
5. 3. 7	非被災事例に基づく性能評価モデルの検証	86
5. 3. 8	期待発生頻度と実際の端趾部沈下の発生に関する考察	87
5. 3. 9	期待滑動量と実際の滑動量に関する考察と課題	91
第6章	結論	95
第7章	あとがき	97
	参考文献	98
	関連文献	104
	謝辞	105

図 一 覧

- 図-1.1 建設投資額の推移 (国土交通省平成19年度建設投資見通し, 2007)
- 図-1.2 防波堤の発展の歴史 (Tanimoto and Goda, 1991 より抜粋)

- 図-2.1 MAST Project で実施されたケーソン式防波堤の大規模実験, Oumeraci et al. (1991)
- 図-2.2 大型土槽を使用した捨石マウンドの支持力試験の事例 (高橋, 富田, 1985)

- 図-3.1 想定される防波堤の破壊モード
- 図-3.2 水理模型実験結果と有限振幅重複波理論第4次近似解の比較
- 図-3.3 防波堤模型と圧力計の設置状況
- 図-3.4 実験値と計算値の圧力変化の比較例 ($H = 6\text{cm}$, $T = 1\text{s}$)
- 図-3.5 全検討ケースに対する波圧実験値と第4次近似解による計算値の比較
- 図-3.6 有限振幅重複波の第4次近似解の推定精度
- 図-3.7 合田の波力算定式と第4次近似解の波圧計算値の比較 (その1)
- 図-3.8 合田の波力算定式と第4次近似解の波圧計算値の比較 (その2)
- 図-3.9 メモリー影響関数
- 図-3.10 防波堤水深及び波形勾配の変化に伴う衝撃波力係数の変化
- 図-3.11 波力の時間分布 (三角形パルス近似)
- 図-3.12 重複波によるケーソンの滑動計算結果 (上図: $H/L=0.021$, 下図: $H/L=0.052$)
- 図-3.13 波力の時間変化パターンの相違に伴う滑動量の変化
- 図-3.14 ケーソン滑動量の実験値と計算値の比較
- 図-3.15 ケーソン式防波堤 (剛体マウンド) の模型
- 図-3.16 現行設計法での転倒安全率
- 図-3.17 揺動と転倒の発生状況 (剛体マウンド)
- 図-3.18 ケーソン式防波堤 (弾塑性体マウンド) の模型
- 図-3.19 揺動と転倒の発生状況 (弾塑性体マウンド時)
- 図-3.20 捨石の質量と粒径の換算図 (小林ら, 1987)
- 図-3.21 フーチングが配置されたケーソンにおける計算上の等価断面
- 図-3.22 水理模型実験による端趾圧の時間変化の計測
- 図-3.23 作用波圧の相違に伴う端趾圧 (実験値) の変化
- 図-3.24 有限振幅重複波による水平波力と端趾圧計算値の時間変化
- 図-3.25 ケーソン回転角 (実験) と端趾圧 (計算)

- 図-4.1 新たなケーソン式防波堤のレベル3信頼性設計法の全体フロー
- 図-4.2 検討対象断面
- 図-4.3 期待滑動量と期待発生確率の計算結果
- 図-4.4 マウンド肩幅と円形すべり破壊の発生確率
- 図-4.5 各断面の概算工事費とその中で許容安全性を満たす断面
- 図-4.6 許容応力度設計法に基づく防波堤最適断面（小林ら, 1987）
- 図-4.7 検討断面（水深 24m, 天端幅 5 種類, マウンド幅 4 種類, マウンド厚 5 種類）
- 図-4.8 試設計断面に対する各破壊モードの期待滑動量と期待発生確率
- 図-4.9 滑動量に及ぼす砕波圧と重複波圧のそれぞれの寄与

- 図-5.1 期待発生頻度と実際の被災程度の関係のイメージ
- 図-5.2 期待発生頻度の算定フロー
- 図-5.3 函館港島防波堤設置位置
- 図-5.4 函館港島防波堤被災状況および防波堤断面
- 図-5.5 函館港島防波堤被災時の期待発生頻度（Section A）
- 図-5.6 新長崎漁港南防波堤設置位置（Sekiguchi and Ohmaki, 1992）
- 図-5.7 防波堤被災状況平面図（Sekiguchi and Ohmaki, 1992）
- 図-5.8 防波堤（B-5）の被災状況（Sekiguchi and Ohmaki, 1992 を若干修正）
- 図-5.9 防波堤（C-8）の被災状況（Sekiguchi and Ohmaki, 1992 を若干修正）
- 図-5.10 新長崎漁港南防波堤被災時の期待発生頻度
- 図-5.11 志布志港全景
- 図-5.12 志布志沖防波堤被災状況例（断面区分Ⅱ）
- 図-5.13 滑動量の空間分布と計算滑動量（志布志港）
- 図-5.14 常陸那珂東護岸断面図
- 図-5.15 非被災時の期待発生頻度（常陸那珂東護岸ケーソン）
- 図-5.16 期待発生頻度（端趾部沈下）と端趾部沈下発生の関係性（横軸：水深）
- 図-5.17 期待発生頻度（端趾部沈下）と端趾部沈下発生の関係性（横軸：堤体高）
- 図-5.18 期待発生頻度（端趾部沈下）と端趾部沈下発生の関係性（横軸：堤体幅）
- 図-5.19 期待発生頻度（端趾部沈下）と端趾部沈下発生の関係性（横軸：波高）
- 図-5.20 期待発生頻度（端趾部沈下）と端趾部沈下発生の関係性（横軸：堤体高 / 堤体幅）
- 図-5.21 期待滑動量の計算値と実被災事例の滑動量の関係（横軸：水深）
- 図-5.22 期待滑動量の計算値と実被災事例の滑動量の関係（横軸：堤体幅）
- 図-5.23 滑動安全率と滑動量

表 一 覧

表-1.1 近代における直立防波堤の被災事例

表-3.1 非大水深域と大水深域での相違点

表-4.1 変動特性の設定値

表-4.2 建設単価

表-4.3 防波堤設計条件

表-4.4 4種類の破壊モード全ての許容値を満たす断面とその概算工事費

表-5.1 函館港島防波堤位置での出現波浪の推定値

表-5.2 波浪条件（志布志港）

表-5.3 対象断面（志布志港）

表-5.4 実測滑動量と計算滑動量（志布志港）

表-5.5 実際の被災事例に対する期待発生頻度および期待滑動量の計算結果（その1）

表-5.6 実際の被災事例に対する期待発生頻度および期待滑動量の計算結果（その2）

表-5.7 非被災事例に対する期待発生頻度および期待滑動量の計算結果

第1章 序論

1. 1 研究の背景

従来の防波堤は、想定する最大波クラスの波力が及ぼす荷重と摩擦抵抗力等の抵抗の間の力の釣り合い状態に対して、抵抗側にある程度の余裕代を見込んで設計断面を決める、いわゆる許容応力度設計法と安全率の概念のもとに設計が行われてきた。安全率については過去の経験に基づく数値が使用されており、しばしば被災の発生が報告されてはいるものの、総じて妥当な設計が行われてきたことをこれまでの防波堤の実績は物語っている。このような状況下にあつて、確率的な過程を伴い許容応力度設計法と比較すると設計手順がいささか煩雑な信頼性設計法をあえて導入する意義を明確にしておく必要がある。

ここで、信頼性設計法についてはその意義を明確にする前に前提事項を認識しておく必要がある。つまり、1995年に締結されたWTO/TBT協定が信頼性設計法導入への大きな契機となっていることである。TBT協定は直接的には信頼性設計法の導入を促している訳ではないが、第2条における「国際規格の尊重」と「性能による規定」という2点が信頼性設計法（reliability based design）へと繋がる重要な意味を持っている。ここで国際規格とは、ISOで策定される規格のことを指すが、ISO/TC98が作成したISO2394（構造物の信頼性に関する一般原則）では、設計において信頼性を考慮すべきことを規定している。また同時に使用限界状態と終局限界状態に対してそれぞれ要求される性能を有する必要性を規定している。また、波と流れの作用について規定したさらに具体的なコードであるISO21650（海岸構造物に対する波と流れの作用）では、波と流れの作用を受ける構造物は使用限界状態（serviceability limit state）と終局限界状態（ultimate limit state）における信頼性を評価すべきであり、望みえれば設計供用期間内の破壊確率を評価すべきであると明記している。

したがって、防波堤への信頼性設計法の導入は、任意ではなく半ば必然的にわが国に要求されている事項の1つとして認識しておく必要があるが、信頼性設計法導入に伴って多くのメリットを享受できる可能性があることもまた事実である。最大のメリットは、防波堤の設計根拠に明確な合理性が加わることである。これは信頼性設計法が要求性能（performance requirement）を根拠におく性能規定型設計（performance based design）の重要な構成要素となっていることと密接に関係している。防波堤の場合、有すべき要求性能としては耐波安定性能や背後地への波浪抑制

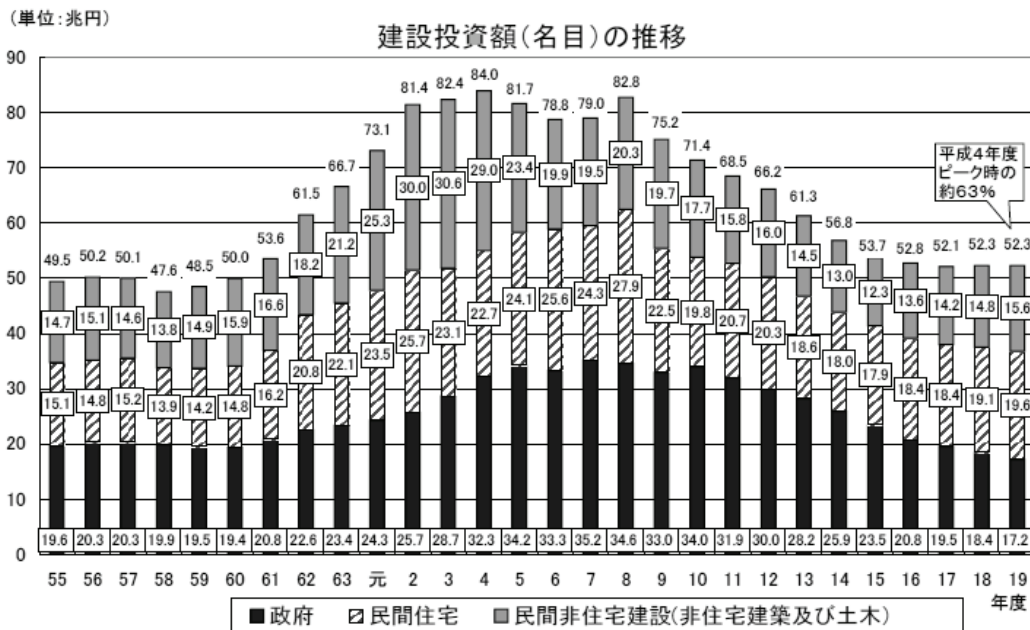


図-1.1 建設投資額の推移 (国土交通省平成19年度建設投資見通し, 2007)

効果などが挙げられるが、設計が将来を見越した行為であり、また性能を左右するすべての要因が確率的な現象である以上、性能は確率に関連づけて評価される必要があり、信頼性設計法がこれを可能にするためである。なお、従来の許容応力度設計法においても防波堤に必要な性能を期待してはいたけれども、実際にはその性能を評価することができなかったという点が大きな違いである。ここで、信頼性設計法と設計合理化を結びつける際、信頼性設計法と建設コスト縮減が一对のものとして取り扱われる場合が見受けられるが、これは必ずしも正しい解釈ではない。なぜなら、従来の安全率はあらゆる条件に関わらず一律に定義された値であり、条件ごとに極限状態に対する余裕代は異なって当然である。したがって、従来の方法で設計された防波堤断面が条件によっては危険側と判断され、信頼性設計法を適用することで防波堤断面が増大し、期待に反してコスト増となる状況も当然に考えられるため、「信頼性設計法＝コスト縮減」と早計に考えるのは危険である。ただし、図-1.1に示す通り、平成10年度以降わが国の政府建設投資は減少の一途を辿っており、防波堤の建設投資もこれに準じて今後も減少していくことが予想される。このような状況においては、性能規定化への流れの中で信頼性設計法にコスト縮減の活路を期待することも無理からぬ話といえる。したがって、従来の設計断面との比較の中で、どのような条件ではコスト縮減が実現され、逆にどのような条件ではコスト増になりうるのか、ケーススタディーにより明らかにしていくことが今後求められていくであろう。

防波堤を対象として信頼性理論を適用したのはわが国においては外山(1985)が最初である。以降数多くの研究者によって、レベル1~3の各レベルの信頼性設計法に関する研究が推進されており、成果はわが国の設計基準である「港湾の施設の技術上の基準・同解説」に採用されるに

至っている。しかし、不確定性を真正面から取り扱う必要性のある信頼性設計法では、従来の安全率に基づく許容応力度設計法と比較すると明確にしておくべき事項はるかに多いため、残された課題も数多い。信頼性設計法が形式的ではなく、真に合理的な設計法として評価されるためには、実証的な視点からの研究を今後とも継続していくことが必要不可欠である。

1. 2 研究の目的

本研究の目的は大別して2点ある。

1点目は、既往の防波堤の信頼性設計法のモデルの問題点を克服して、より信頼性の高く、合理的な設計を実現できるモデルを新たに構築することである。特に、既往の防波堤の信頼性設計法は、各物理過程のモデル化が非大水深域に設置される防波堤を対象として構築されていると考えられる部分も多く、そのまま大水深域に設置予定の防波堤に適用すると非合理的な設計断面を与えてしまう可能性があるため、本研究では新たなモデルの構築に際して、非大水深域のみではなく、大水深域についても考慮し、いずれの水深においても適用できる一層普遍性の高いモデルの構築を目指す。またこの際、最終的に目標とすべき設計断面は、要求性能を満足する断面の中で最も経済性の高い断面であることが望まれる。したがって、新たなモデルを構築する際には安定性と経済性の両面において調和的な設計を実現することのできるモデルの開発をあわせて目指していく。

また2点目は、新たに構築した信頼性手法を応用して、既設防波堤の安定性能を評価する手法を提案することである。1点目の目的の中で構築を進めていく信頼性設計法は、信頼性設計法の中でも最も上位水準のレベル3信頼性設計法に基礎をおく。このレベル3信頼性設計法では安定性に対する指標として破壊確率や期待変形量を用いており、設計においては供用期間中の破壊確率や期待変形量を規定される許容値以内に抑えるように断面の決定が行われるが、既設防波堤として断面が与えられている場合は逆に想定する期間内における破壊確率を算定することができると考えたわけである。今後は、新設防波堤の建設が減少していく一方で既設防波堤の維持補修案件が増加していくことが予想される。そこで合理的な維持補修計画のための有力な手法を提供する目的のため、信頼性手法を応用した既設防波堤の安定性能の評価手法を提案していく。

なお、いくつかの構造様式が存在する防波堤のうち、本論文で対象とするのはわが国において最も一般的に採用されてきたケーソン式防波堤である。したがって、本文中で防波堤と記載する場合、特に断りがない限りこのケーソン式防波堤を指すことに注意されたい。また、ケーソン式防波堤は他にケーソン防波堤、混成堤、混成防波堤、直立堤等の様々な名称で呼ばれることがあるが、第2章以降ではケーソン式防波堤をケーソンと捨石マウンドから構成される防波堤の呼称として一般的に使用する。

1. 3 防波堤とその被災の歴史

防波堤の歴史は古く、現存する最古の防波堤は紀元1世紀ローマ皇帝トラヤヌスの時代に建設されたイタリア・チベタベッキアの捨石堤であると言われている（伊藤,1969）。この防波堤は、波浪による捨石の散乱や沈下による損傷を受けて、その都度捨石を補充するといったサイクルを長年繰り返して、最終的に安定的な平衡状態に辿り着いたと考えられている。古代エジプト、フェニキア、ギリシャ、ローマの地中海の国々では、捨石堤以外にも石積堤や直立堤、混成堤といった現代的な構造様式の防波堤が既に建設されていた様子であるが、単純な捨石堤が古代において最も一般的に採用されていたことは想像に難くない。図-1.2は、Tanimoto and Goda（1991）において提示された防波堤の発展の変遷である。幾通りもの変遷があるが、大まかな流れとしては、今日わが国において主流となっているケーソン式混成堤への変遷と欧米等の諸外国で主流となっている捨石傾斜堤への変遷があると考えられる。このように諸外国とわが国において防波堤の辿った発展の変遷に大きな相違が見られる理由については諸説あるが、伊藤（1966）の中で述べられている「一般に西欧では、混成堤の被災後に、この方式自体を放棄して傾斜堤として復旧するケースが多い。これに反して日本では、混成堤はあくまで混成堤のまま断面の強化をはかるのが通例である。」という対比はユニークで説得力に富む。もっとも、Oumeraci（1994）によれば、1970年代、80年代に欧州の各地で発生した捨石防波堤の大規模被災は、それまで捨石防波堤を無条件に信奉してきた欧州の技術者に再び混成堤に目を向けさせる転機を与えたようである。

最も初期に建設された近代的な防波堤は、フランス Cherbourg（シェルブール）に建設された混成堤と考えられている（Tanimoto and Goda, 1991）。この防波堤は1784年から建設が始まり、最終的な完成は1853年であると言われており、実に70年近くの建設期間を要したこととなる。これは当時の施工が主に人力に頼っていたことと無関係ではないが、その他にも施工途中における度重なる被災の影響が大きい。Cherbourgの防波堤は、当初捨石マウンド上に砕石を詰め込んだ木製の型枠を直立部として使用していたが、設置直後に高波浪により激しい損傷を被っている。そのため、直立部への高波浪の作用を極力低減するために海側の捨石マウンドの勾配を当初よりもかなり緩やかな形状に再構築した。しかしながら、表面の捨石が高波浪のたびに流失を繰り返して、防波堤の維持が困難な状況に陥ったと考えられる。最終的には、捨石マウンド部上部に十分に重量の大きな花崗岩を配置して捨石の流出を防いだとされる。このようなCherbourgの防波堤の度重なる被災は、近代防波堤が受けたかなり初期の頃の被災事例といえよう。また、伊藤（1969）によると、Cherbourgの築港に対抗する形でイギリス本土南岸のPlymouthにおいてCherbourgとほぼ同様な方式の防波堤工事が1812年に始まっている。このPlymouthの防波堤についても、最終的な平衡勾配に達するまでには大量の捨石補給を繰り返して行っており、1921年によろやく安定した形状に落ち着いている。これらはほんの一例に過ぎないが、波浪条件の厳しい海域において、自然の平衡状態に抗した断面を維持することの困難さを物語っているといえる。その他にも、特に地中海に面した諸外国においては過去幾多の防波堤の被災を経験している。

Oumeraci (1994) を参考にして、諸外国における混成堤の代表的な被災事例を表-1.1 に示す。なお、諸外国における混成堤とは、天端がほぼ水面付近に位置する傾斜堤の天端上に比較的小規模の直立部が鎮座する断面形状（わが国においては高基混成堤と称される）を採用している場合が多い。

一方、わが国における混成堤の被災例として、古くは 1920 年（大正 9 年）の留萌港の滑動被災を伊藤ら（1966）が取り上げている。このときの直立部の構造としては、既にケーソンが採用されている。なお、わが国初のケーソン式防波堤は 1910 年（明治 43 年）に神戸港において施工されており、また現存する近代の防波堤として有名な小樽港の島防波堤および北防波堤においても 1913 年（大正 2 年）にケーソンが設置されている（山下，2007）。ちなみに、ブロック式の混成堤については、イギリス人技師パーマーの指導で 1891 年（明治 24 年）に工事が開始された横浜北水堤が最初であると言われている（榎木，1997）。伊藤ら（1966）は、諸外国とわが国の混成堤の相違に触れて、両者においては機能面での思想に顕著な相違が存在することを指摘している。すなわち、わが国における混成堤とは、上部が直立部、下部が捨石部から構成される防波堤の断面形状自体を意図する場合が多いが、諸外国の混成堤とは、高潮位時には直立部が波を跳ね返す重複波堤となり、低潮位時には捨石部においてエネルギーを減衰する砕波堤となる 2 つの機能を兼ね備えた混成を意図している、というわけである。これに対して、わが国における混成堤は、砕波堤と重複波堤の別を区別することなく、あらゆる波浪に対して基本的に直立部のみで抵抗することを意図した構造と言えよう。このような相違は主に潮位等の自然条件に関係が深いと考えられるが、わが国においてケーソン式の直立構造が比較的早い時点で普及した理由としてこのような思想的な背景が少なからず関係しているものと考えられる。また、わが国においては良質な石材が高価であることや船舶の大型化により比較的水深の深い地点に防波堤を構築する必要性があったこと等も諸外国で普及した捨石傾斜堤に代わり、ケーソン式混成堤が普及した理由として挙げられる。なお、わが国と同じく混成堤が一般的に採用されてきた国としてイタリアが挙げられるが、伊藤（1969）によるとケーソン構造はイタリアでは否定されたようで、もっぱらサイクロピアンブロックと呼ばれる巨大ブロックを縦穴で連結する構造が採用されてきたという経緯があり、わが国との比較という点で興味深い。

以上のように比較的初期の段階から防波堤の主要な構造様式としてケーソン式混成堤が用いられてきたわが国においては、防波堤の被災はすなわちケーソン式混成堤の被災を意味している場合が多い。わが国における過去の防波堤被災については、港湾技術研究所（現在港湾空港技術研究所）による被災防波堤集覧（1968,1975,1984,1993）に被災時の状況および復旧断面の詳しい情報が記録されている。なお河合ら（1997）は、わが国における約 16,000 函（うち、混成堤約 9,000 函、消波工被覆堤約 7,000 函）の防波堤を対象として、1989 年度から 1993 年度の 5 年間において発生した防波堤の被災件数や被災要因を整理して、供用年数 50 年の防波堤の被災遭遇確率が 10^{-2} ないし 10^{-3} のオーダーであると推測している。

なお、本論文 5 章の表-5.5、表-5.6 には、既往文献や被災調査報告書を参考にして作成したわが国の代表的な防波堤被災事例における被災状況を示している。

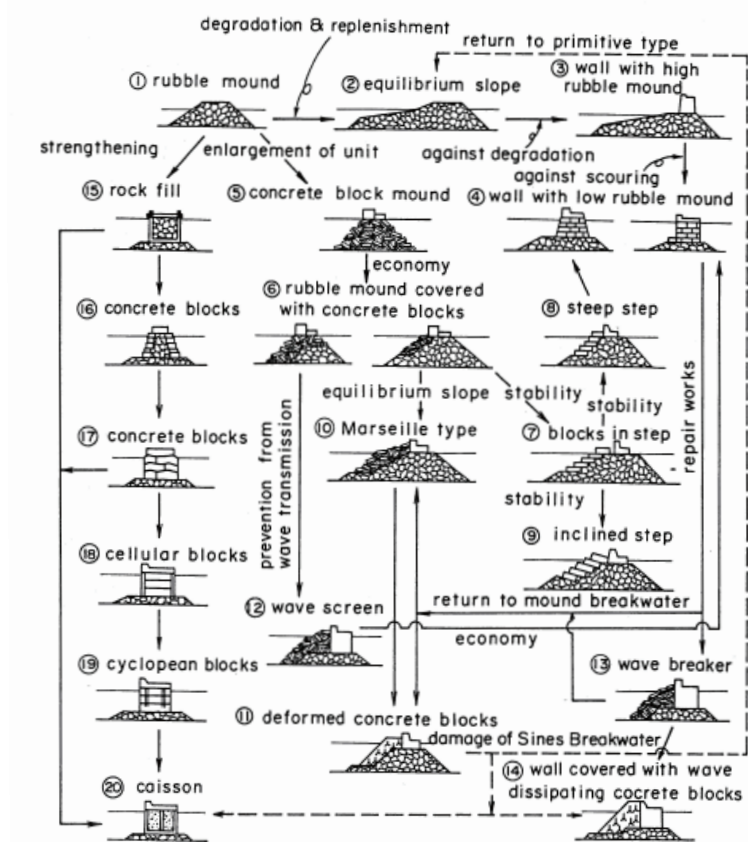


図-1.2 防波堤の発展の歴史 (Tanimoto and Goda, 1991 より抜粋)

表-1.1 近代における直立防波堤の被災事例 (Oumeraci, 1994 を参考にして作成)

地点 (国, 年)	防波堤 種類	来襲波 H/T		海底地盤	幅	水深	天端高(前面)	マウンド前肩幅	マウンド幅
		設計	実際		ケーン高	マウンド上水深	天端高(背面)	マウンド後肩幅	---
Madras (Indis, 1881)	Cyclopean Block Type	---	---	---	7.3	22	2	7.2	14.6
					9.1	7.2	2	7.2	---
Bizerta (Tunisia, 1915)	Caisson Type	---	---	---	8	17	5	10	10
					13	8	3	5	4/5
Valencia (Spain, 1926)	Cyclopean Block Type	---	7/14	細砂, 底泥	12	12	5	6.7	4
					14.4	9.5	2.7	10	1/3
Antofa-Gasta (Chile, 1928-29)	Cyclopean Block Type	6/8	9/15 8/47	---	10	30	7.5	7.5	12
					16.9	9.4	3.5	3	4/3
Catania (Italy, 1930-33)	Cyclopean Block Type	6/7	7/9 7.5/12	密な砂	12	17.5	7.5	---	---
					20	12.5	4	---	---
Genoa (Italy, 1955)	Well Block, Cyclopean Block, and Cellular Block Type	5.5/7	7/12	細砂	12	17.5	7.4	6	8/7
					17.9	10.5	3	12	---
Algiers (Algeria, 1930, 1934)	Cyclopean Block Type	5/7.4	6.5/11 9/14	シルト混砂, 底 泥	11	20	6.5	7.3	7.7
					21.6	13	3	3.7	---

1. 4 防波堤の設計法の変遷

ここでは、ケーソン式混成堤に関する設計法の変遷を簡単に紹介する。わが国における防波堤の設計は、過去より現在に至るまで許容応力度設計法に基づいて設計される場合が大半であった。これは、防波堤直立部の抵抗力と外力の比によって表される安全率に基づいて簡便に安定性を判断することができるという点に加えて、これまで使用されてきた許容安全率 1.2 という基準値が防波堤の安全性を大部分において担保してきたことが過去の事実より明らかになっているためと考えられる。

防波堤の設計を許容応力度設計法により行う場合、外力となる波力の最大値をいかに正確に算定できるかが合理的な設計断面の取得のための大きな鍵となる。事実、これまでの設計法の変遷の大部分は、波力算定法の変遷と密接に関連している。伊藤（1969）によれば、ケーソン式防波堤のような直立壁に作用する波力の算定法としては、ギルヤルド（Gaillard）の動水圧公式（1905）が最も初期の算定式のようなものである。但し、波圧を波高に直接結びつけて提示したのは、1919年の広井公式が最初であった（合田，1990）。広井公式は、直立壁前面に一樣な波圧分布が作用すると仮定した極めて簡明な式で与えられるため、広く港湾に関連する技術者に支持され、合田の波力算定式（1973）が発表されるまでの長い間、わが国の防波堤の設計に広く用いられてきた。広井公式は、もともと砕波に対する定式化であったため、重複波に対する波力算定には別途サンプル公式（1928）と呼ばれるトロコイド波理論に基づく計算法が適用されていた。但し、当時の防波堤は比較的浅い地点に建設されていたため、ほとんどの防波堤の設計に広井公式が適用されていたようである。なお、合田（1990）によると欧米ではバグノルドの衝撃砕波圧の実験に基づくミニキンの砕波圧公式と前述のサンプル公式の組み合わせが直立壁の波圧算定に使用されていたとのことである。但し、前述の通り、欧米等の諸外国では直立堤の採用は非常に少なかったため、このような直立壁の波圧算定手法が一般的であったとは考えにくい。

戦後のわが国では、船舶の大型化や海域利用の拡大等に伴って、防波堤が徐々に水深の深い地点に設置されるようになってきた。この結果、砕波領域と重複波領域において適用する波圧公式を区別してきた従来の方法では、例えば防波堤が岸から沖に向かって建設していく場合、その途中で適用すべき公式が切り替わることになり、防波堤の設計断面が急に縮減するような状況が発生する。この問題は、長い間港湾技術者を悩ませていたようである。また、従来の波圧算定の今ひとつの問題は、設計波に採用する波群中の波高に関する問題であった。すなわち、不規則な波のうちのいかなる波高を設計に使用するかという問題であり、広井公式においては有義波高 $H_{1/3}$ が設計波として慣用的に使用されていた。但し、有義波高 $H_{1/3}$ を設定した根拠は必ずしも明確ではなく、伊藤ら（1966）によれば、「従来のいわゆる設計波高を、推算や観測から求めた $H_{1/3}$ と対応せしめてほぼ妥当であろうという程度の根拠に基づくものであつて、波の不規則性に関する詳細な議論を経て決定されたわけではない」とのことである。

上記何点かの疑問点・問題点の解決は、最初に伊藤ら（1966）によって試みられた。この論文の中における取り組みは、技術的な面からの研究のみではなく、広く設計に対する思想や理念に

関する提言も数多くなされており、その後の国内外の防波堤の設計に大きな影響を及ぼしている。とりわけ、今日ケーソン式防波堤の標準的な波圧計算法として広く認知されている合田の波圧算定式の中にも、伊藤らの考え方を踏襲している部分も多く見られる。伊藤らの研究成果において、その後の防波堤の設計に特に重要な影響を及ぼしている項目として3点挙げられる。1点目は、重複波領域と砕波領域を連続した波圧算定法を提案した点であり、2点目は波高として最大波高 H_{max} を使用した点である。そして3点目は、本論文の主題である防波堤の信頼性設計法の中で重要な指標として使用される期待滑動量という概念を提唱したことである。

このような伊藤らの取り組みを更に発展させて、今日国内外で標準的に使用される波圧算定式を合田が発表したのは1973年のことである。合田の波圧算定式については、成書として出版されている合田(1990)やGoda(2000)の中で詳しく解説されており、ここでは詳細な説明は割愛するが、最も大きな特徴は系統立てて実施された綿密な実験データを元にして、重複波領域から砕波領域に至るあらゆる水深に設置された混成式防波堤に作用する波圧を、比較的シンプルな手順で、様々な波浪条件や海底条件、防波堤断面に対して相当に正確な波圧分布を簡便に得ることのできる実用公式であるという点にあると考える。

合田の波圧算定式の検証は、1973年の発表以来、多くの研究者によって実施されてきたが、大規模なものとしては、オランダを中心とする欧州の研究機関において90年代初頭に組織的されたMAST IIと呼ばれるプロジェクトの中で実施された一連の研究が著名である。前節において述べた通り、欧州各国は過去の手痛い経験から防波堤様式としては傾斜堤様式を好んで採用してきた経緯があるが、80年代あたりからは大水深域における防波堤建設の必要性や効率性の観点から再び直立防波堤が注目されるようになってきた様子である。MAST IIにおいて、直立防波堤に作用する波圧を研究テーマとして大々的に取り扱ったのはこの証左であると考えられる。

次に、ケーソン式防波堤をはじめとする混成式防波堤の設計体系の遷移を概観する。冒頭に述べた通り、過去の防波堤の大部分は許容応力度設計法に基づいて設計が行われてきた。また、特に重要度の高い防波堤や特殊な構造様式を有する防波堤に関しては、水理模型実験を実施して安定性や水理特性を確認の上、断面が決定されることも多かった。これに対して、最近では許容応力度設計法に代わり信頼性設計法が設計手段として注目を集めている。信頼性設計法は、当初構造設計の分野で発展してきた設計手法であるが、現在では港湾構造物を含め、多くの土木構造物の設計手段として利用されるようになりつつある。ここで、許容応力度設計法と信頼性設計法との相違点について、簡単に説明しておく。許容応力度設計法とは、構造や材料の破壊点前後の状況を直接的には考慮せず、破壊強度よりもかなり低い応力レベルで安定性を照査する設計法である。したがって、基本的な考え方は弾性体力学をベースにして構築されていると考えてもよい。これに対して、信頼性設計法は塑性力学を出発点として発展した終局状態設計法が基礎になっていると考えられており(本城, 2004)、当初より破壊状態を対象とした設計法であったといえる。また、終局状態における外力や材料強度を確定的に扱う許容応力度設計法に対して、信頼性設計法はそれぞれの不確実性を確率的に考慮する設計法になっている。

ケーソン式防波堤に関しては、外山(1985)が信頼性理論を適用した各種のモデル計算を行っ

て以来、わが国の幾名かの研究者により、信頼性設計法の実務への展開を意図した研究が進められている。また、信頼性設計法の中で最も上位レベルであるレベル3信頼性設計法については、高山（1989）がケーソン式防波堤の滑動破壊確率の算定手法を提案しており、下迫・高橋（1994）はこの考え方を更に発展させて期待滑動量を指標とした信頼性設計法を提案している。一方、EU加盟の欧州諸国においては、MASTⅢのPROBERBS（Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters）と呼ばれるプロジェクトにおいて、ケーソン式防波堤の信頼性設計法に関する研究を短期間（1996～1999年）のうちに精力的に行っている（例えば、Oumeraci et al., 2001）。なお、捨石式の傾斜堤については、Burcharth（1991）が信頼性理論を適用して部分係数の設定例を提示している。このように、過去20年程度の間には防波堤を対象とした信頼性設計法の研究は着実に進歩しつつある。しかし、信頼性設計法は、許容応力度設計法と比較して、設計に際してはるかに考慮すべき項目が多いため、実用化に向けて解決すべき点も数多く残されている。なお、上記の信頼性設計という言葉が性能設計と混用して使用している状況が日常的には良く見受けられるので、ここで2つの設計の違いを本城（2004）を参考にして示しておく。まず性能設計とは、構造物に要求される性能を、利用者や規制者の立場から規定したり、明示したりする枠組みを提供するものであり、これに対して、信頼性設計法とは構造物の照査の方法と形式、特にそこに信頼性を導入する方法についての理論と手法を与えるものである。

第2章 既往の研究

2. 1 信頼性設計法に関する既往の研究

本節では、本研究の最も大きな主題である信頼性設計法に関して、現時点までに発表されている研究成果の概要を紹介する。但し、ここでは防波堤の中でもケーソン式防波堤に絞って解説を行うこととする。

2. 1. 1 レベル1およびレベル2の信頼性設計法

ケーソン式防波堤を対象として信頼性理論を適用したのは外山（1985）が最初である。信頼性設計法の全体像を紹介するとともに、レベル2の信頼性設計法において評価指標となる信頼性指標（安全性指標とも呼ぶ）の算定理論を提示して、従来の安全率と安全性指標との関係について考察した。なお、信頼性指標の計算としては、初期の頃は Cornell, C.A.（1969）により提案された FOSM（First Order Second Moment Method；1次近似2次モーメント法）が使用されていたが、性能関数の定義式を変更すると信頼性指標の値が異なるという普遍性の問題があり（Hasofer and Lind, 1974）、最近では FORM（First Order Reliability Method；1次信頼性理論）と呼ばれる FOSM を改良した手法が主流となっている。外山に続き、鈴木（1987）は波高、潮位、摩擦係数を設計確率変数として、各種の試計算を実施している。長尾ら（1998）は、滑動に加えて転倒、支持力の検討を混ぜて総合安全性指標と呼ばれるシステム全体の安定性を示す指標に関して検討を行っている。森屋ら（2003）や吉岡ら（2005）は、部分係数を期待滑動量の観点より設定する方法について検討を行った。上記を含めていくつかの論文においては、具体的な部分係数を設定しているが、その際に必要とする目標信頼性指標としては、過去に設計された防波堤の平均的な安全水準に適合するような数値を設定（コードキャリブレーション）しているケースがほとんどである。なお、1986年に土木学会が制定したコンクリート標準示方書では、レベル1信頼性設計法である限界状態設計法が採用されている。

また、欧州各国においては、Burcharth et al.（1994）の研究が、最も初期の頃のケーソン式防波堤を対象としたレベル2信頼性設計法の研究であったと考えられる。その後、Christiani et al.（1996）は、地盤材料が砂、粘土、岩のそれぞれで構成される場合の破壊面を想定して、滑動を

含む合計9種類の破壊を上界定理 (upper bound theorem) を使用して判定し、併せてコスト最適化について信頼性解析を用いて検討を行った。Burcharth et al. (1998) は、何通りかの許容破壊確率の設定値に対してキャリブレーションを行い、レベル1信頼性設計法、すなわち部分係数法で用いる部分係数の参考値を提示している。これらの欧州諸国の研究者達による精力的な研究の大部分は、MASTIIIのPROVERBSと呼ばれるプロジェクトの中において実施されたものであり、プロジェクトの成果報告はOumeraci et al. (2001) に詳しくまとめられている。また最近、Castillo et al. (2006) およびMinguez et al. (2006) はいずれも初期建設費と復旧費用を加えた期待総費用を最小化する最適化問題としてケーソン式防波堤を設計する方法を提案している。

なお、わが国で行われた研究は日本語での発表が多かったためか、上記で述べた欧州各国の研究者に引用される機会は少なく、ケーソン式防波堤へのレベル1およびレベル2信頼性設計法の適用に関する研究は、わが国と欧州諸国ではそれぞれ独立的に進展してきた様子である。

上記で紹介したレベル1およびレベル2の信頼性設計法に関するこれまでの研究の多くは、ケーソン式防波堤の破壊モード毎に信頼性解析を適用していかにして信頼性の高い部分係数を得るかが重要なテーマであった。しかしもう一方で重要な、防波堤の物理的な破壊過程に着目して、その成果を信頼性設計に反映しようといった試みは必ずしも十分ではなかったと考えられる。このためレベル1やレベル2の信頼性設計法の更なる飛躍のためには、物理的な破壊メカニズムを適切に反映した信頼性の高いモデルの開発が残された大きな課題の1つであると言えよう。

2. 1. 2 レベル3の信頼性設計法

前項で述べた通り、欧州各国ではレベル1又はレベル2の信頼性設計法の研究が非常に活発に行われている。この背景には、EUROCODEの中でレベル1信頼性設計法である部分安全係数法が採用されていることに大きく関係しているものと考えられる。翻って、わが国においてはこのような制約を受けないことも関係して、レベル1およびレベル2と平行してレベル3の信頼性設計法の研究が活発に行われてきた。

ケーソン式防波堤の破壊確率に関しては、Franco et al. (1986) が高波浪の発生頻度と摩擦係数の統計的分布 (摩擦係数は一様分布と仮定) を考慮してリスク分析を行っている。しかし、数多くの不確定要因を考慮に入れたレベル3の信頼性設計法としては高山 (1989) の提案が最初であると思われる。高山は滑動破壊を対象として供用期間における滑動破壊確率を計算した。また、高山ら (1991,1994) が引き続き実施した研究では、各確率的要因の感度分析を行ったり、初期建設費と修復費を加えた総費用を基準にした設計法を提案している。

また、防波堤の破壊を破壊確率ではなく、堤体の滑動量と結びつけた変形照査型のレベル3信頼性設計が下迫・高橋 (1994) により提案された。これは、個々の波浪による堤体の滑動量を運動方程式に基づいて計算して、種々の不確定要因を考慮して供用期間の期待滑動量を計算するという方法であり、波力の時間分布としては碎波圧を想定した三角形分布を仮定した。さらに、下迫・高橋 (1997) は、谷本ら (1996) が提案した三角形波形と正弦波形を組み合わせた波形モ

デルを組み込みと同時に、多重積分をモンテカルロ法を用いて近似する方法を提案している。また、河合ら（1997）は、主要4分潮を考慮して被災遭遇確率や期待滑動量を計算し、潮位変化として単純な正弦波を用いるとそれらの値を過大評価してしまうことを示した。ここで、正確には期待滑動量という名称は伊藤ら（1966）が最初に使用している。伊藤らは、防波堤の真の安定性を知るためには破壊時の状況に注目すべきという考え方に立って、期待滑動量という新たな概念を提唱した。しかし、この当時は波浪の周期や波向、不規則性を十分に反映した波圧算定式が存在せず、実際の設計にこの概念が取り込まれることはほとんどなかった。但し、伊藤らの期待滑動量の概念では不規則波と滑動量を結びつけるという点に期待という用語の意味するところがあり、下迫らの期待滑動量のように確率的な変動性を考慮した滑動量の期待値という意味は持たない。したがって、両者は異なる指標であると考えた方がよい。

下迫ら（1998）は、それまでの研究をまとめて、混成堤の期待滑動量を用いる信頼性設計法の設計手法を具体的に提示した。この論文が発表されて以降、わが国においてはこの設計手法を基本としたレベル3信頼性設計法の高度化が多く研究者によって実施された。以下では、下迫ら（1998）以降の代表的な研究を概観しておく。

合田・高木（1999）は、期待滑動量と期待総費用に基づいて最適設計断面を決定するための方法を提案したと同時に、最適設計断面を与える合理的再現期間の算定図の一例を提示した。池末ら（1999）は、各波向毎の高波浪の出現分布特性が期待滑動量に及ぼす影響が大きいことを示した。阿部ら（1999）は、時化の経時変化が期待滑動量に及ぼす影響が大きいことを示し、太平洋岸の代表地点の波浪観測データをもとにした時化モデルを提案した。下迫ら（2000）は、堤頭部や隅角部における波高増大の影響と考慮して期待滑動量を計算し、実際の被災事例における滑動量と比較した。三鼓ら（2000）は、沖波特性や各種不確定要因が異なる実際の現地を対象として、期待滑動量および期待総費用のモデル計算を行っている。湯・土田（2000）は、捨石マウンドの期待変形量を簡易ビショップ法と *Newmark* 法を組み合わせる方法を提案した。花山ら（2003）は、信頼性設計における来襲波の評価法として確率的台風モデルに波浪推算モデルを組み合わせた手法を適用した。Kim and Takayama（2004）は、滑動量の計算においてケーソンの傾きによって生じる滑動抵抗力を考慮する方法を提案した。Esteban et al.（2007）もケーソンの傾きを考慮した滑動量の評価手法を提案している。捨石マウンドの変形を考慮したモデルとして、渡部ら（2006）は、湯・土田（2000）で使用された沈下量計算法を向上させて、捨石マウンドの大変形を簡易的に評価する手法を提案した。下迫ら（2006）は、消波ブロックが配置された場合の波力の時系列モデルを提案し、従来は直立ケーソン式防波堤のみを対象としていたレベル3信頼性設計法を消波ブロック被覆堤にも適用できるよう改良を行った。

以上の通り、下迫・高橋（1994）以降のレベル3信頼性設計法に関する研究では、少なくとも滑動破壊に関しては期待破壊確率ではなく期待変形量を照査の基準にしている。この他に、信頼性設計法ではないけれども、防波堤の変形を照査基準とした性能設計として、個別要素法（DEM）に基づく研究が藤井ら（2001）や中瀬ら（2002）、高山ら（2004）によって実施されている。

2. 2 防波堤の被災や破壊現象に関する研究

本節では、ケーソン式防波堤の被災事例や破壊に至る物理過程、破壊現象のモデル化等に関する既往の研究を紹介する。

2. 2. 1 過去の被災事例に関する研究

ケーソン式防波堤を含む防波堤の被災事例を詳細な調査に基づいて広く公表した例としては、当時の運輸省港湾技術研究所が取り纏めた被災防波堤集覧(1968)が最も初期の頃の成果であると考えられる。昭和24年度(1949年)から昭和39年度(1964年)の間に発生した被災は直轄港湾では北海道で6港56例、北海道以外で20港98例であるが、この集覧では、最終的に20港68例を抽出して収録している。収録事項としては、地点や発生時などの一般事項に加えて、防波堤断面の詳細寸法や設計潮位、設計波、根固や被覆ブロックの有無やその寸法、推定される被災時の波浪条件、防波堤の被災状況の詳細図やその後の復旧方法などが要領良く記載されており、信頼性が高く、研究資料としての価値も非常に高いと考えられる。特に、被災状況に関しては、断面図に加えて平面図を用いて個別のケーソン毎の被災状況を記載しており、今後変形量を基準にした設計法の研究が本格化した際には、その価値は更に高まるものと考えられる。その後、被災防波堤集覧は1975年、1984年、1993年と3冊刊行されており、それぞれ49港63例、39港54例、47港69例の防波堤被災事例を収録している。

伊藤・谷本(1971)は混成防波堤の被災事例のうち、ケーソンの滑動状況が波状分布を呈するいわゆる「蛇行災害」について国内外の事例を紹介した。国外の事例として、トアセプ(ロシア、1919と1921)、カタニア(イタリア、1930)、アルジェ(アルジェリア、1930と1934)、マルセーユ(フランス、1934)およびジェノア(イタリア、1955)、また国内の事例として、網走港(1925、1926、1927)、姫路港(1964)、神戸港(1965)、その他の蛇行災害事例を紹介した。

また、Oumeraci(1994)は、欧州や日本で発生した多数の混成防波堤の被災事例を個別に検証して、被災原因を①構造自体に起因した被災、②水理学的事象に起因した被災、③基礎や海底地盤に起因した被災の3つのパターンに大別し、更にそれぞれを細かな要因に分類して、最終的には防波堤設計時に考慮すべき教訓を与えた。

その他には、Lamberti and Franco(1994)が紹介したナポリ港(1987)の混成堤の被災事例や1976年に新潟港で発生した基礎地盤のすべりに関する被災事例(善、1993)が一般に公表された個別の被災事例として挙げられる。また、谷本ら(1981)の研究では酒田港の大規模滑動被災事例を取り上げており、このときの研究が衝撃砕波圧の再評価につながっている点で意義が深い。

個別の被災事例ではなく、多数の混成防波堤の被災事例を根拠として統計情報の類を提供した研究として、河合ら(1997)、高橋ら(1999)、高山・東良(2002)が挙げられる。

2. 2. 2 防波堤の滑動破壊に着目した研究

防波堤の被災メカニズムの中でも、特にケーソン式防波堤の滑動については、小中規模な水理模型実験と各種の数値モデルによる計算結果を比較した研究が比較的に多く実施されている。ケーソンの滑動モデルとしては、伊藤ら（1966）が期待滑動量を提唱する上で力積と運動量の関係に基づいて導いた算定式が最も初期に提案された滑動モデルであると考えられる。また、伊藤らはこの論文中でマウンドを一種の弾性体としてケーソン式防波堤の振動系を解いて固有周期や振動量を求めている。このようにマウンドを弾性体と考えてケーソンの波力に対する動的応答を検討する研究は Goda（1994）や Oumeraci and Kortenhuis（1994）によっても行われている。また、堀川ら（1972）は規則波および不規則波に対して滑動実験を行い、伊藤らによって提唱された期待滑動量が不規則波実験の結果とよく一致することを示した。同時にケーソン前面に消波工を配置した場合の滑動実験を行っており、配置していない場合と比較して大幅に滑動量が低減することを示した。岩垣ら（1980）は、重複波を受けるケーソン式防波堤のロッキングに着目した研究を行い、ケーソンの動揺が波圧の周期変化に対応することを明らかにしており、また Klammer et al（1994）は砕波に対するケーソンの挙動に明瞭な振動成分と残留成分が共存していることを実験により示している。伊藤ら（1966）の研究では、波力の時間モデルとして矩形パルスを使用した。下迫・高橋（1994）はこれを三角形パルスで近似したモデルを提案した。下迫・高橋はこのモデルを使用した滑動量の計算結果と実験結果を比較しており、その結果では一般的に計算値が実験値を上回る傾向を示している。この要因として、下迫・高橋は波力の作用時間や摩擦係数、ケーソン後趾のめり込み等の問題を挙げている。また、谷本ら（1996）は、青木・奥部（1995）の提示した流体抵抗力を付加したケーソンの運動方程式に基づいて滑動量を計算して、実験結果と良好な一致を得ている。但し、Kim and Takayama（2004）や Esteban et al.（2007）はケーソンに傾き、すなわち捨石マウンドへのめり込みが発生した場合では、傾きがない場合と比較して滑動量が相当低減されることを示しており、滑動量の算定精度の問題は依然残されている。また最近では、中瀬ら（2002）が個別要素法を用いてケーソン式防波堤の挙動について検討を行った。その結果、ケーソンの滑動は単に捨石マウンド上を滑るという現象というより、ケーソン直下の石を引きずりながら移動する現象であることを示唆した。その他にも藤井ら（2001）や高山ら（2004）によって個別要素法に基づいてケーソンの滑動と同時に捨石の変形を再現する試みが行われている。但し、捨石挙動や流体抵抗の複雑さ等の種々の要因により現時点では必ずしも十分な再現性が得られているわけではない。

次に、ケーソン式防波堤の破壊過程を大規模水理模型実験での観察に基づいて検討したいいくつかの研究を概観する。ケーソン式防波堤の耐波安定性に関する水理模型実験は、EC（European Community）の MAST と呼ばれるプロジェクトの中で数多く実施されている。Oumeraci et al.

（1991）は University of Hanover において実施された大規模実験の状況（図-2.1 参照）を紹介しており、その後 Oumeraci et al.（1994）は衝撃的な波圧作用に伴うケーソンの動的応答特性を調べるため、振り子試験により気中および水中での固有振動数や剛性係数、粘性係数等の検討を行っている。その後も同一の水槽を使用した実験が多数実施された様子であるが、

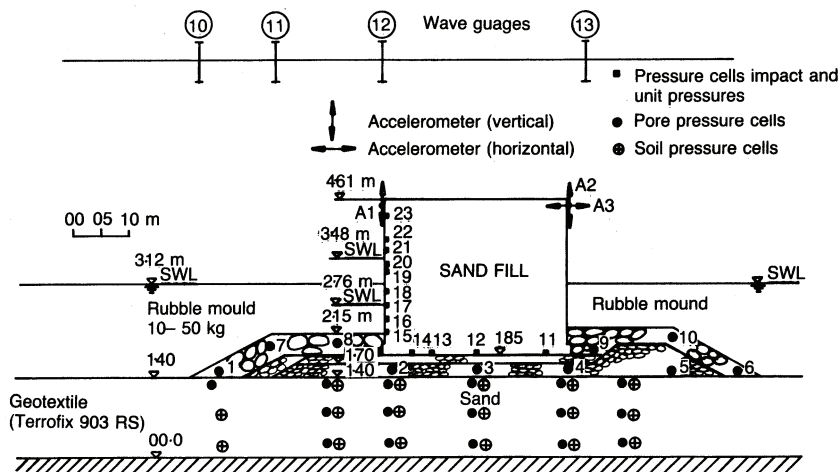


図-2.1 MAST Project で実施されたケーソン式防波堤の大規模実験, Oumeraci et al. (1991)

MAST III PROVERBS プロジェクトの最終報告として Oumeraci et al. (2001) が一連の大規模水理模型実験から得られた成果を要約している。但し、これらのプロジェクトで実施された内容は波圧等の水理学的特性や地盤内の水圧変動特性などを取り上げたテーマがメインであり、防波堤の直接的な破壊メカニズムを掘り下げて研究したという様子ではない。

これに対して、日本の港湾空港技術研究所の大規模造波水路において下迫ら (2003) が実施した実験では、ケーソン式防波堤の破壊を意図的に誘導し、ケーソンや捨石マウンドの変状を比較的詳細に観察し、さまざまな考察を加えている。

2. 2. 3 防波堤の滑動以外の破壊モードに着目した研究

ケーソン式防波堤の破壊を取り扱った研究の多くは滑動破壊モードを対象としており、転倒や捨石マウンドの支持力破壊等、その他の破壊モードを取り扱った研究はそれほど多くはない。前項で紹介した下迫ら (2003) の研究は、滑動に加えて支持力破壊に着目した実験的研究であり、現行の簡易ビショップ法がかなり安全側の結果を与えることやマウンドの支持力破壊がケーソンのみかけの滑動を誘発する可能性などを指摘した。また、湯・土田 (2000) は簡易ビショップ法と地震時の安定解析問題に使用されてきた *Newmark* の方法を組み合わせることにより供用期間における期待沈下量を計算する手法を提案している。

この他には、Kim et al. (2004) や Miguel et al. (2007) によるケーソンの傾斜を取り扱った研究が存在するが、先述した通り滑動を対象にした研究と比べると極めてわずかな研究しか実施されていないのが現状である。この1つの理由は、滑動と比較して地盤の破壊を伴う実験はセットアップに時間とコストを要するためと推測される。特に、滑動破壊と比較すると発生頻度が小さいと考えられてきた転倒については、Sekiguchi et al. (1992) の台風 8712 号での被災事例を取り上げた研究等が実施されているものの、研究実績としては十分ではない状況にあるといえる。

2. 2. 4 地盤工学的アプローチによる基礎および地盤の破壊に関する研究

ケーソン式防波堤の基礎および地盤の破壊現象は、地盤工学に関係する研究者にも重要な関心事であり、過去 20 年程度熱心に研究が行われてきている。海岸工学の研究者による研究と異なり、地盤工学の研究者による研究は地盤材料の物性に着目した研究や地盤内の間隙水圧や圧密過程に着目した研究が非常に多いのが特徴といえる。

地盤工学分野においてもケーソン式防波堤の研究に関しては、日本の研究者が欧米の研究者に先行して実施してきた様子である。これは、先に述べた通り、欧米ではケーソン式防波堤が一般的に普及してこなかったことに深く起因している。但し、欧米においては、石油プラットフォームの開発に伴い、大水深に設置された円形プラットフォームと海底地盤の関係を調べた研究が精力的に行われてきたという経緯があることには留意すべきである（例えば、Lee and Focht, 1975）。しかし、石油プラットフォームと通常の防波堤では、設置水深や設計波高、構造様式、基礎マウンドの有無等に大きな相違があるため、本質的には異質の構造と考えた方がよいと考えられる。したがって、石油プラットフォームに関係した研究はここでは言及しない。

日本の地盤工学の研究者によって活発に研究されてきたテーマの 1 つとして、波浪の繰り返し作用に伴う防波堤直下地盤の液状化の問題が挙げられる。これは、1976 年に新潟港で円弧滑りが原因と考えられるケーソン式防波堤の被災（例えば、森平ら, 1978）が発生したことが一つの契機になっていると考えられる。善（1984）は、過剰間隙水圧の発生を Endochronic 理論、過剰間隙水圧の消散を Terzaghi の圧密理論を適用して、FEM によりケーソン式防波堤直下の過剰間隙水圧の発生を計算している。Burcharth and Ibsen（1994）は不規則波の作用という非常に複雑な条件に対応できる構成則が存在していないことを前置きしつつ、等価な規則波で代用して繰り返し 3 軸試験を行う手法を提案している。但し、具体的な実験結果を示しているわけではない。また、Jeng et al（2000）は地盤材料の異方性を考慮した FEM モデルで波浪による過剰間隙水圧の計算を行っている。但し、このときの地盤内応力は直接的な波浪作用がもたらすものであり、ケーソンのロッキングによって発生するものではない。

Oumeraci (1994) は、過去の防波堤が地盤工学的な側面を重要視してこなかったことを指摘し、波浪による繰り返し作用が地盤に動的な応答をもたらすことの重要性を説いた。但し、Oumeraci は波浪の繰り返しが低周波数であることや通常の海底での排水条件を考慮すると顕著な過剰間隙水圧の発生は考えにくいと述べている。同様に De Groot et al. (2006) は、残留過剰間隙水圧の発生やサイクリックモビリティの機構が防波堤や重力式海洋構造物に悪影響を及ぼすと論じた過去の研究に疑問を投げかけ、瞬時的な液状化が構造物の被災を引き起こす可能性があるのは、表層地盤が非常に緩い場合など特殊なケースを除いては考えられないと結論付けている。また、Kudella et al. (2006) が実施した大規模水理模型実験では、構造物の安定に非常に不利な条件で行った実験であっても過剰間隙水圧比が 0.25 程度にしか発達しないことを示し、Groot の結論を支持した形となっている。但し、Kudella は残留過剰間隙水圧が防波堤直下の残留沈下にならざる影響を指摘しており、また高山ら (2004) は高知港において実際の防波堤直下の残留過剰間隙水圧の発生を観測している。防波堤の長期的な安定性の観点からは今後の重要な課題であると

考えられる。

また、ケーソン式防波堤の基礎をなす捨石材や捨石マウンド構造の強度特性についても重要なテーマであり、1980年代を中心に数多くの研究が日本の研究者によって実施されている。捨石材の強度特性については、荘司（1983）と水上・小林（1991）によって大型三軸試験が実施されており、今日設計で使用されるみかけの粘着力 $C = 20\text{kPa/m}^2$ および摩擦角 $\phi = 35^\circ$ がこれらの研究成果をもとにして設定されている。また、均等係数や粒子破碎が捨石材の強さに支配的な影響を及ぼすことを明らかにした研究（荘司・石井,1984）、実際の捨石マウンドで地盤反力载荷実験を行った事例（村田ら,1989）や実物ケーソンに対して水平油圧ジャッキで荷重を作用させて端趾圧と変位の関係を調べた実験（豊田ら,1987）、捨石マウンドの常時および地震時沈下量を予測する上で必要となる動的物性を排水繰返しせん断試験により求めた実験（田中ら,1986）等、種々の実験的研究が実施されている。その他、ケーソン式防波堤の設計ではケーソンと捨石マウンドの間の摩擦係数が重要であるが、これについては、森平ら（1978）が大規模なコンクリートブロックの気中における引張試験を実施しており、現在設計で使用する摩擦係数の根拠となっている。なお、摩擦係数については、下迫ら（2001）が同様な引張試験を水中において実施しており、現行の摩擦係数の設定値 0.60 がやや安全側であることを示している。また、捨石マウンドが有する支持力に関する研究は、図-2.2 に示す大型土槽を使用した研究が高橋・富田（1985）によって行われており、支持力が明らかに荷重の偏心量、傾斜量およびマウンド形状の影響を受けることを確かめた。その後、小林ら（1987）は大型模型実験、遠心载荷試験、現地試験および既往の被災事例に基づく検討を行い、捨石マウンドの支持力解析にビショップ法が適用できることを示した。また、宮田ら（2003）は離散体としての捨石マウンドの特性に着目して、ケーソン底板に作用する反力分布特性をはじめとする支持機構を実験により明らかにしている。

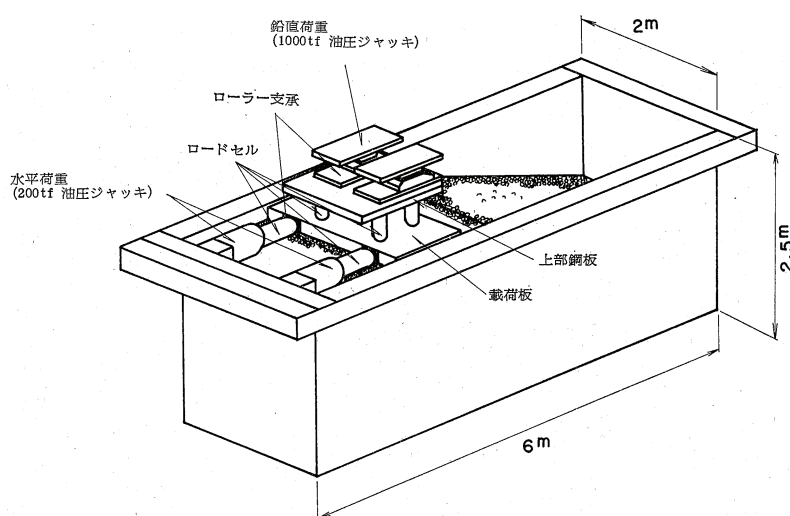


図-2.2 大型土槽を使用した捨石マウンドの支持力試験の事例（高橋，富田，1985）

第3章 大水深域における防波堤の破壊とその評価法

従来の研究が主に対象としていた非大水深域に加えて、大水深域におけるケーソン式防波堤の破壊挙動を適切にモデル化して、レベル3信頼性設計法に基づいて防波堤の性能規定型設計を行うための手法を提案することを本研究では重要なテーマとしている。したがって、第一に大水深においては防波堤がどのように破壊していくかに着目し、そしてその破壊過程をいかにしてモデル化していくかということに注力する必要がある。しかし、従来の防波堤はその多くが比較的水深の浅い地点に建設される場合が多く、そのため研究においても水深が比較的浅いという前提に基づいて行われている場合が多く、大水深を意図して行われた研究は多くはない。この状況は、国外においても同様である。そこで、本章では現在までの研究を参考にしつつ、大水深域ということを明確に意図して、そこでのモデル化に必要な技術的検討事項を整理して、第4章において提案する新たな信頼性設計手法を構築するために必要な各種のモデル化やそのために必要な水理模型実験等を行っていく。参考までに以降で対象とする4種類の破壊モードのイメージを図-3.1に示しておく。

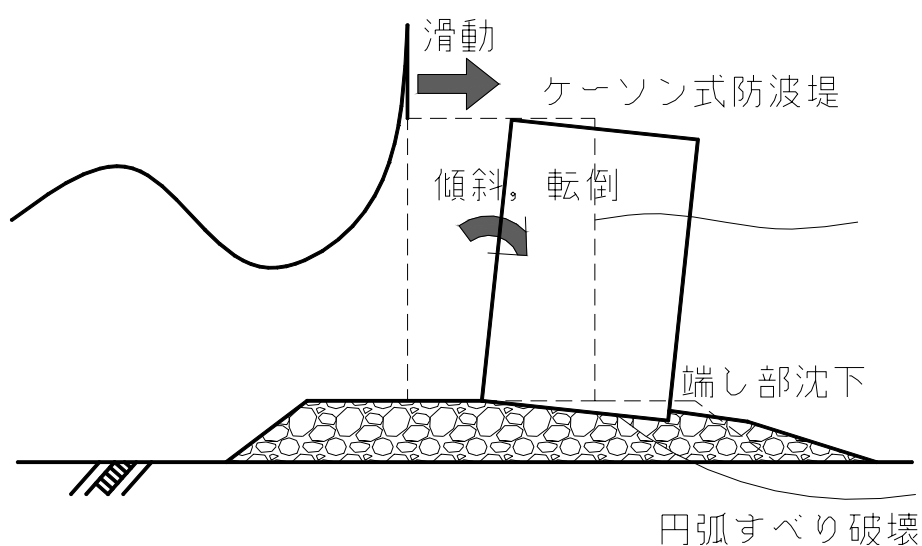


図-3.1 想定される防波堤の破壊モード

3. 1 大水深域での検討事項

最初に本研究で常用する「大水深域」という用語の本論文中での意味を明確にしておく必要がある。大水深というキーワードで既往の論文を検索すると、防波堤に関しては少なくとも設置水深が 20m を超えるような場合に大水深という名称を用いている場合が多い。しかし、護岸や岸壁であれば、設置水深が 15m であれば十分に大水深であろうし、逆に石油やガスのプラットフォームであれば水深 100m 程度であってもそれほど深くはないという位置づけであろう。したがって大水深であるか否かは、対象とする構造物とその他自然条件との物理的関係性やその時代の技術水準等において判断されるものであって、具体的な数値としての水深が明確に定義されるという訳ではなさそうである。同様に、本研究で使用する大水深という用語も具体的に水深何メートル以上を意図するというのではなく、一つの目安として、十分に水深が深く、その結果、防波堤設置付近での波浪の状態が高波浪時も含めてほとんど非砕波状態が占める水域のことを指すこととする。

さて、このような非砕波が主体となる大水深域では非大水深域と比較して、防波堤の破壊に関して表-3.1 のような事項を検討する必要がある。通常防波堤の被災は衝撃的な波の作用に伴う強大な水平波力が作用することで発生するパターンが多いと考えられてきたが、このような形態の被災は防波堤前面において波浪が砕波する場合にのみ発生する。これに対して、大水深域においては、来襲波浪が仮に設計波クラスの非常に大きな波であったとしても、容易に砕波することはない。参考までに海底水深 20m、海底勾配 1/50、周期 12s の条件に対して、合田 (1970) の算定図を使用して砕波限界波高を推定すると約 14m となる。波浪の統計的変動性を考慮すれば、このように非常に大きな砕波限界波高を上回る波浪が発生することは否定できないが、大水深域においてはかなりの高波浪時であっても大部分の波浪が非砕波状態であるという事実を認識する必要がある。砕波と非砕波の波では、第一に最大波圧のオーダーが大きく異なる。砕波の場合は、条件によっては $100 \rho gH$ 程度の強大な衝撃砕波圧が発生することもあるが、非砕波つまり重複波の場合は $0.6 \sim 1.1 \rho gH$ 程度であると考えられている (合田,1998)。このように考えると、重複波の影響はさほど大きくないように思われるが、波高が水深によって制限されないため、沖波の状態に近いかなり大きな波が作用する可能性があるという点に十分留意すべきである。また、

表-3.1 非大水深域と大水深域での相違点

	非大水深域	大水深域
高波浪時の波力の作用形態	・砕波が主体	・非砕波(重複波)が主体
	・波力は突発的・衝撃的 (静水圧の $10^0 \sim 10^2$ 倍のオーダー)	・波力は比較的穏やか (静水圧の 10^0 倍のオーダー)
	・作用は瞬間的(10^{-1} sのオーダー)	・作用は継続的(10^0 sのオーダー)
破壊の形態	・滑動破壊が主体	・転倒や支持力破壊が主体と予想される
波力に対する基礎・地盤の応答	・弾性的～塑性的な応答	・塑性的な応答

防波堤の被災が発生するか否かということに加えて、被災の規模・程度を問題とするときには、最大波圧に加えて波圧の力積の観点が重要となってくる。そして、被災に及ぼす有効作用時間については、重複波が砕波と比較して顕著に長いこと、すなわち力積が大きいことを考えると、重複波の作用も防波堤に非常に大きな損傷を及ぼす可能性があると考えられるべきである。また、非大水深域と大水深域では防波堤の破壊の形態にも相違が発生するものと予測される。これは、非大水深域では前述の通り、瞬間的に作用する砕波圧により、ケーソンの水平方向への滑動が発生する可能性が高いのに対して、大水深域では重複波による繰り返しの揺動が捨石マウンドの支持力破壊やケーソンの転倒を引き起こす可能性が高くなると考えられるためである。また、大水深に設置されるケーソンが必然的に大きな重量を有することも捨石マウンドの支持力破壊を誘発する要因になりうるものが予測される。その他にも、砕波時の瞬間的な波力作用に対して、捨石マウンドが一種の弾性バネとして作用することは Goda (1994) 他の研究によって明らかになっており、このバネ作用のため実際のケーソンの滑動量は捨石マウンドが剛体時である場合に比べて緩和されることが期待されるが、比較的ゆっくりと作用する重複波に対しては弾性バネによる衝撃の吸収効果もかなり低減するものと推測される。

したがって、大水深域を対象とした場合、上記に述べたような事項を十分に留意してモデル化を行っていく必要がある。

3. 2 大水深域に設置される防波堤に作用する波圧の評価

3. 2. 1 有限振幅重複波理論

直立ケーソンに作用する波力の算定には、合田 (1973) による波力算定式が国内外で一般的に用いられる。合田の波力算定式を用いることで、砕波領域から重複波領域までの作用波力を精度良く算定できることが知られている。しかし、合田の波力算定式はケーソンの滑動限界状態における設計を前提としているため、波圧分布は波力最大時のものであり、また波力の時間変化についても不明である。第4章で提案するように性能照査としてケーソン滑動量等の被災程度を対象とする方法では、波力の最大値と同時に時間変化を必要とする。このため、波力の時間変化を合田波力で求まる最大波力を用いて三角形パルスで再現したモデル (下迫・高橋, 1994) やこれに正弦波を加えたモデル (谷本ら, 1996) などが使用されてきた。しかし、いずれのモデルとも大水深域において顕著となる双峰型の波力時間変化や水深方向に大きく変化する波圧分布など重複波に特有な現象を十分に反映できるとは言いがたく、事実、下迫ら (2007) が行った水理模型実験ではこれらのモデルが非砕波領域での波圧変化を十分に表現できないことを示している。

そこで本研究では、大水深域での波力推定に合田の波力算定式を用いることをやめて、代わりに有限振幅重複波理論に基づいたモデル化を導入することとする。有限振幅重複波理論については、合田・柿崎 (1966) に詳しい記述がある。以下ではこれを参考にして、若干の説明を行う。

1.4 節で説明を加えた通り，初期の頃の波圧算定としては，砕波時には広井公式，重複波時にはサンフル公式と波の状態に応じてそれぞれ波圧公式を使い分けていた．しかし，サンフル公式についてはトロコイド波理論に基づいていたため回転性の波であるという欠陥を有していた．そこで，Miche (1944) はサンフルの理論を波形勾配の 2 乗の項まで修正した理論解を求め，Gourret (1937) および岸 (1957) は重複波の速度ポテンシャルを波形勾配の 2 乗の項まで計算した．また，Penny and Price (1952) は深海波に対する速度ポテンシャルの第 5 次近似解を求めた．さらに，Tadjbaksh and Keller (1960) は任意の一定水深における重複波の速度ポテンシャルを第 3 次近似まで計算している．

Tadjbaksh and Keller の方法に基づいて，合田・柿崎 (1966) は重複波の速度ポテンシャルの第 4 次近似解を導出した．基本的な導出の方法は，非回転性の流体の基礎方程式と境界条件のうち，非線形方程式の部分を摂動法に基づいて各次数ごとに逐次近似解を求めていく方法である．導出過程は非常に煩雑となるため，直立壁面に作用する波圧の計算式のみを以下に示す．

$$p(0, y, t) = \sum_{m=0}^4 \sum_{n=0}^4 \gamma_{m,n} \cos mt \cdot \cosh n(y+h) \cdots \cdots \cdots \quad (3.1)$$

ここに，

$$\begin{aligned} \gamma_{00} &= \varepsilon^2 2\alpha_{01} + \left(\frac{\varepsilon^4}{6}\right) [\omega_0 \alpha_0 + 3\omega_2' \alpha_{01} + 3(\beta_{22}^*)^2] & \gamma_{10} &= 0 \\ \gamma_{01} &= 0 & \gamma_{11} &= \varepsilon \omega_0 \beta_{11}^* + \left(\frac{\varepsilon^3}{2}\right) [\omega_0 \omega_2' \beta_{11}^* + \beta_{11}^* \beta_{22}^*] \\ \gamma_{02} &= -\varepsilon^2 \alpha_{01} + \left(\frac{\varepsilon^4}{6}\right) \frac{9}{4} \beta_{11}^* \beta_{13} & \gamma_{12} &= 0 \\ \gamma_{03} &= 0 & \gamma_{13} &= \left(\frac{\varepsilon^3}{2}\right) [\omega_0 \beta_{13} - \beta_{11}^* \beta_{22}^*] \\ \gamma_{04} &= -\left(\frac{\varepsilon^4}{6}\right) \left[\frac{9}{4} \beta_{11}^* \beta_{13} + 3(\beta_{22}^*)^2 \right] & \gamma_{14} &= 0 \\ \\ \gamma_{20} &= \varepsilon^2 [2\omega_0 \beta_{20}^* - \alpha_{01}] + \left(\frac{\varepsilon^4}{6}\right) \left[2\omega_0 \beta_{20} + 6\omega_0 \omega_2' \beta_{20}^* + \frac{3}{4} \beta_{11}^* \beta_{13} \right] \\ \gamma_{21} &= 0 \\ \gamma_{22} &= \varepsilon^2 [2\omega_0 \beta_{22}^* + \alpha_{01}] + \left(\frac{\varepsilon^4}{6}\right) \left[2\omega_0 \beta_{22} + 6\omega_0 \omega_2' \beta_{22}^* - \frac{3}{4} \beta_{11}^* (3\beta_{13} + \beta_{31} - 3\beta_{33}) \right] \\ \gamma_{23} &= 0 \\ \gamma_{24} &= \left(\frac{\varepsilon^4}{6}\right) \left[2\omega_0 \beta_{24} + \frac{9}{4} \beta_{11}^* (\beta_{13} - \beta_{33}) \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\gamma_{30} &= 0 & \gamma_{40} &= \left(\frac{\varepsilon^4}{6}\right) \left[4\omega_0\beta_{40} - 3(\omega_0\beta_{22}^*)^2 - \frac{3}{4}\beta_{11}^*\beta_{31} \right] \\
\gamma_{31} &= \left(\frac{\varepsilon^3}{2}\right) [3\omega_0\beta_{31} - \beta_{11}^*\beta_{22}^*] & \gamma_{41} &= 0 \\
\gamma_{32} &= 0 & \gamma_{42} &= \left(\frac{\varepsilon^4}{6}\right) \left[4\omega_0\beta_{42} + \frac{3}{4}\beta_{11}^*(\beta_{31} - 3\beta_{33}) \right] \\
\gamma_{33} &= \left(\frac{\varepsilon^3}{2}\right) [3\omega_0\beta_{33} + \beta_{11}^*\beta_{22}^*] & \gamma_{43} &= 0 \\
\gamma_{34} &= 0 & \gamma_{44} &= \left(\frac{\varepsilon^4}{6}\right) \left[4\omega_0\beta_{44} + 3(\omega_0\beta_{22}^*)^2 + \frac{9}{4}\beta_{11}^*\beta_{33} \right] \\
& & & \dots\dots\dots (3.2)
\end{aligned}$$

ただし,

$$\begin{aligned}
\beta_{11}^* &= \frac{1}{\omega_0 \cosh h} \\
\alpha_{01} &= \frac{1}{8}(\omega_0^{-2} - \omega_0^2) \\
\beta_{20}^* &= -\frac{1}{16}(\omega_0^{-3} + 3\omega_0) \\
\beta_{22}^* &= \frac{3}{16}\omega_0(\omega_0^{-4} - 1)^2 \\
\omega_2' &= \frac{\omega_2}{\omega_0} \\
\omega &= \omega_0 + \varepsilon\omega_1 + \frac{\varepsilon^2}{2}\omega_2 + \frac{\varepsilon^3}{6}\omega_3 + \dots\dots
\end{aligned} \dots\dots\dots (3.3)$$

ここで, h は水深, ω は無次元角振動数である.

さらに合田・柿崎は, 問題を深海波に限定した場合, $\omega_0^2 \equiv 1$ となることより壁面での圧力に関する次式を提示した.

$$\begin{aligned}
p &= -y + \varepsilon \cos t \cdot e^y - \frac{1}{2}\varepsilon^2 \left[\cos 2t + \frac{1}{2}(1 - \cos 2t)e^{2y} \right] - \frac{1}{2}\varepsilon^3 \left(\frac{15}{16} \cos 3t + \frac{1}{4} \cos t \right) e^y \\
&\quad - \varepsilon^4 \left[\frac{1}{32}(\cos 2t - 4 \cos 4t) + \frac{1}{64}(11 \cos 2t + \frac{83}{7} \cos 4t)e^{2y} + \frac{1}{12} \cos 2t \cdot e^{4y} \right] \dots\dots\dots \\
& \dots\dots\dots (3.4)
\end{aligned}$$

ここで式 (3.4) は, $-1/2 \cdot \varepsilon^2 \cos 2t - 1/32 \cdot \varepsilon^4 (\cos 2t - 4 \cos 4t)$ という水深の影響を受けない成分を含んでいることがわかる. このため, 進行波であれば圧力変動がほとんど伝わらないような海底であっても, 重複波であれば 2 倍および 4 倍周波数の圧力変動が存在することになる. 下迫らや谷本らの波力の時間モデルでは, 重複波に特有なこのような高次項の影響を反映することはできない.

本研究では, 水深を深海に限定せず, 任意の水深の重複波圧を計算するため, 式 (3.2) ~ (3.4) の計算式に基づいた波圧算定モデルを使用することとする. 但し, 合田・柿崎では波形勾配の増大とともに増加する表面圧力の近似誤差を $t = 0$ での圧力分布を参照して補正する方法を採用しており, 本研究でのモデルもこの補正法を使用している.

合田・柿崎のモデルに代表される有限振幅重複波理論に基づく高次近似解については, 合田・

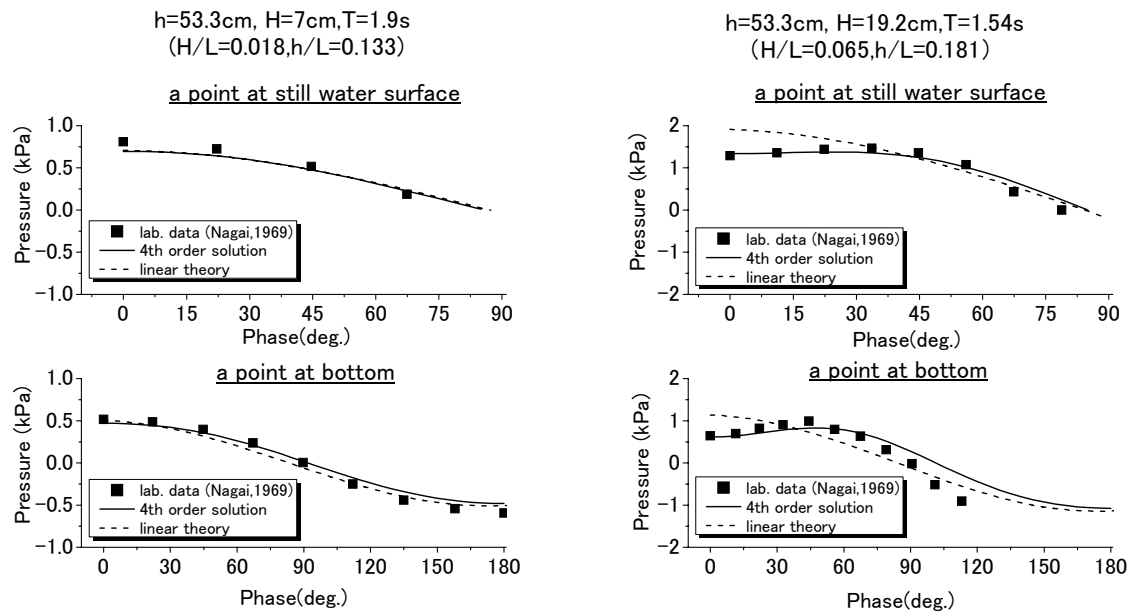


図-3.2 水理模型実験結果と有限振幅重複波理論第4次近似解の比較

柿崎(1966)が自ら水理模型実験に基づいて検証を行っている他に, Tsuchiya and Yamaguchi (1970) や Pradhakar and Sundar (2001) 等により適用限界や精度についての検証が行われており, 通常の波浪条件に対して十分な精度を有することが既に確認されているが, 図-3.2に Nagai (1969)の実験結果と今回の研究で使用する波圧算定モデルによって計算された波圧の比較結果を示す. 図中には参考のため線形近似解による結果もあわせて示している.

図-3.2は水深は同一で波高と周期をそれぞれ変化させた2パターンの波浪条件に対する検討結果であるが, 左側が比較的波形勾配が緩やかなケース, 右側が比較的急なケースをそれぞれ代表していると考えてもよい. 波形勾配が比較的緩やかなケースでは, 波圧の時間変化が正弦的であり, このようなケースでは第4次近似解と線形近似解では計算結果にほとんど差異が生じず, また実験結果に対する精度はかなり高いと考えられる. しかし, 波形勾配が比較的急になると合田・柿崎も指摘している通り, 波圧の時間変化に双峰型の波形が出現する. この双峰型の波圧は最初は水底近くに出現し, 波形勾配が大きくなるにつれて次第に静水面付近にも出現するようになる. 合田・柿崎は, 双峰型波圧が出現する理由を波圧曲線が逆位相の高調波成分を含んでいるためであると述べている. このような特徴も下迫・高橋や谷本らの波力の時間モデルでは考慮できない点である. このように双峰型波圧が出現すると, もはや線形近似解では波圧の位相変化を十分に再現できないことが図-3.2の結果からも明らかである. これに対して, 第4次近似解の計算結果は実用上十分な精度で実験結果を再現できていると考えられる. また, 3.3節で取り上げるが, 波力の時間変化のパターンは被災の程度にも相応の影響を及ぼすものと考えられる. したがって, 第4次近似解のような高次近似解を使用することで最大波圧に加えて双峰型の波圧変化に代表される位相変化を精度良く推定できることは, 防波堤の被災の程度を予測する上で大きなメリッ

トになるものと期待できる。

3. 2. 2 第4次近似解の波圧推定精度

前項で述べた通り、定性的には有限振幅重複波理論の第4次近似解は実際の設計にも応用できる程度の精度を有するものと期待される。しかし、信頼性設計法においては、外力や抵抗力の各不確定要因は確率的な変動量として定義されるため、設計において必要となる推定精度の確率的な変動特性値を把握しておく必要がある。そこで、変動特性の定量値を取得する目的のため、水理模型実験により防波堤直立部に作用する重複波圧を計測して、計算値との比較を行う。

(1) 実験装置およびケーソン式防波堤模型

実験には横浜国立大学所有の反射波吸収制御機能を備えたピストン型造波装置を使用した。水路は全長17m、幅0.6mであり、造波板より約10mの地点に図-3.3に示すケーソン式防波堤の模型を設置した。防波堤の設置水深は現地スケールで20mと想定して、実験スケールが1/100となるように防波堤の断面寸法を決定した。

現地の状況を出来る限り再現するため、中央粒径0.2mm程度の砂で原地盤を模擬し、その上に粒径10mm以下（現地換算1m以下）の砕石を使用して捨石マウンドを配置した。ケーソンはアクリルを使用して製作し、圧力計測中に滑動しないように中詰砂として砂鉄を使用して十分な重量を確保した。

(2) 実験条件およびデータ処理方法

ケーソンおよび捨石マウンドが設置されていない状態で通過波高検定を実施して、波高4.2～12.1cm、周期0.8、1.0、1.2、1.4sの合計26ケースの波浪条件を設定した。このため、実物スケールでは $H_{\max}=4.2\sim 12.1\text{m}$ ($H_{1/3}\doteq H_{\max}/1.8=2.3\sim 6.7\text{m}$)、 $T_{\max}=8\sim 14\text{s}$ となり、内湾、外洋いずれに設置される防波堤にも適用可能と考える。圧力計測のためにひずみ変換式圧力計を静水面より6、10、14cmの3箇所に配置した。なお、圧力計は同じ水深に3個並列配置してサンプリング周波数50Hzで同時計測を行った。

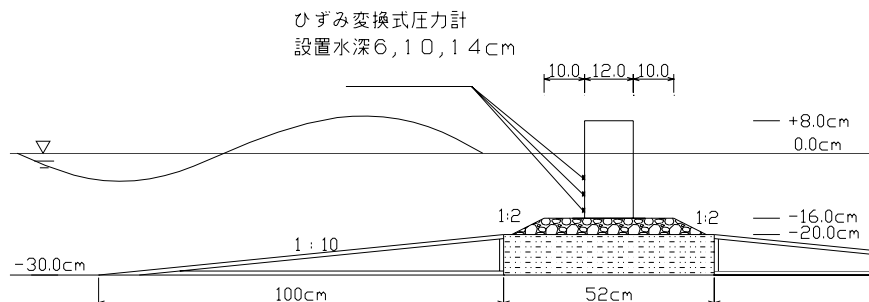


図-3.3 防波堤模型と圧力計の設置状況

計測されたデータには、電氣的なノイズが混入しているため、バンドパスフィルタ (0.5-20Hz) を通してノイズ処理を行い、その後 3 個の圧力計の波形を平均して、この圧力データを計算値との比較に使用した。

(3) 波圧に及ぼす天端高の影響について

実験で使用した模型ケーソンの天端高は現地換算で 8m と十分な高さを確保しているが、波浪条件によっては越波が生じる場合がある。このため、越波の発生した場合と越波の発生していない場合では、波圧分布に相違が生じることが予想される。有限振幅波重複波理論は天端が半無限に続いている場合の理論であり、そのため越波が発生した場合には適用できない可能性も考えられる。しかし、伊藤ら (1966) は重複波領域において天端高が波圧分布に与える影響が小さいことを実験により示しており、合田・福森 (1972) も越波による波圧変化は実用上無視するのが妥当であると述べている。したがって、本研究では天端高が圧力分布に及ぼす影響は無視できると考えて、以下に示す実験値と計算値の比較を行うこととする。

(4) 第 4 次近似解の波圧推定精度の定量的評価

ここでは、実験値との比較に基づいて、波圧の計算精度についての検討を行う。まず、図-3.4 に圧力の実験値と第 4 次近似解に基づく計算値の比較の一例を示す。ここでは、参考のために線形理論から求まる波圧についてもあわせてプロットしている。第 4 次近似解の計算結果は、圧力の最大、最小値に加えて、その時間変化についても実験結果とよく一致している。その他の波浪ケースにおいても、水深や個々の波ごとには若干のばらつきが観察されるものの、全体的に第 4 次近似解と実験結果との一致は十分に高いと判断することができた。

次に、第 4 次近似解と実験値の間の平均的、全体的な相関の程度を確認するため、横軸に波形勾配、縦軸に実験値と第 4 次近似解の比を示した検討結果を図-3.5 に示す。ここで、実験値 \bar{p}_{exp} は、造波開始後の立ち上がり部分を取り除き、また造波板からの再反射波の影響を受けていない合計 10 波の波を抽出して、各波の波圧最大値の 10 波平均値を実験波圧の代表値として使用した。この際、データ中に明らかに不自然と考えられるノイズ等が混入している場合は除外し、最終的に合計 68 データを有効なデータと判断して使用した。

全体的な傾向としては、縦軸 \bar{p}_{exp} / p_{cal} の値は横軸の波形勾配の変化にはあまり影響を受けず、また水深に関しては深くなるにつれて縦軸 \bar{p}_{exp} / p_{cal} の値が若干小さくなっていく傾向が観察される。その相違は水深 6cm と 14cm での縦軸の平均値の差で 8%程度である。また、平均的には実験値の方が若干小さめの値を示しているが、両者は最大でも $\pm 30\%$ 以内の相違であり、統計的なばらつきを考慮することで第 4 次近似解を使用した波力の推定が可能であると考えられる。

ここで計算値の精度を考える際、実用上重要となる観点は、第 1 に計算の結果が十分に信頼できるかという点、第 2 に計算値と実際の圧力との間の定量的な関係性の点にあると考えられる。ここで、信頼性設計法を念頭においた場合では、第 2 点目に関しては、平均的な関係性に加えて、両者のばらつきの程度も重要となってくる。図-3.5 の結果から判断すると、実験値と計算値の関

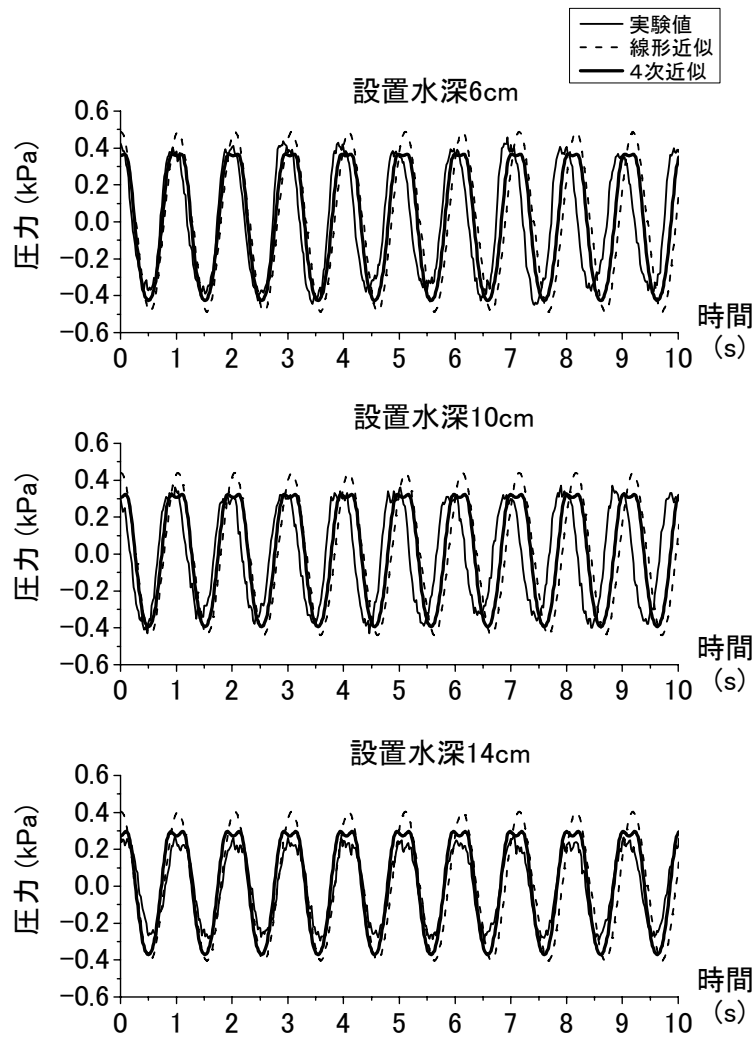


図-3.4 実験値と計算値の圧力変化の比較例 ($H = 6\text{cm}$, $T = 1\text{s}$)

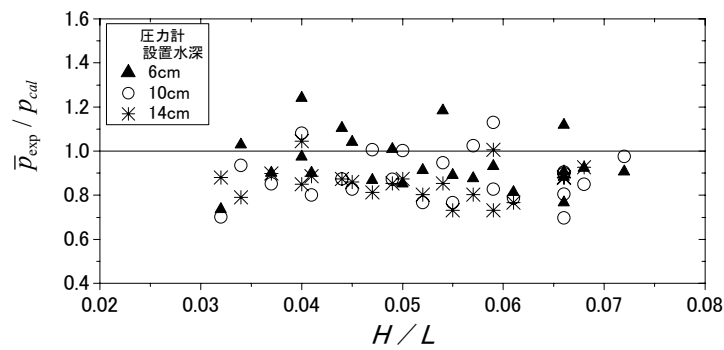


図-3.5 全検討ケースに対する波圧実験値と第4次近似解による計算値の比較

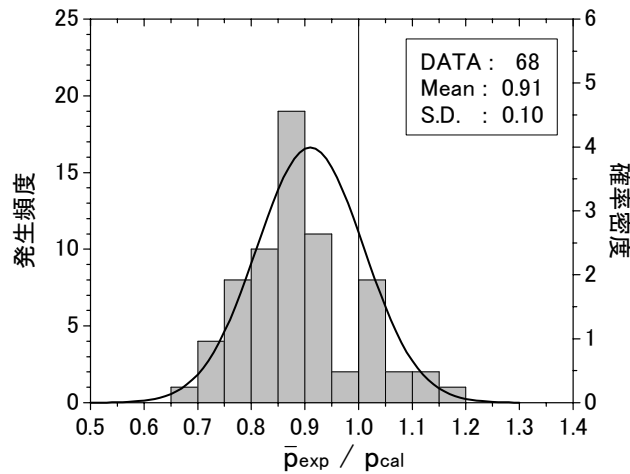


図-3.6 有限振幅重複波の第4次近似解の推定精度

係性は、実用上はそれぞれの比の平均値 (\bar{p}_{exp} / p_{cal}) と標準偏差によって定量的に表現できると予想される。そこで、図-3.5 で使用した全データを使用して統計処理を実施した結果、 \bar{p}_{exp} / p_{cal} の平均値 0.91、標準偏差 0.10 を得た。ここで水深毎に区別せず全データを使用する理由は、設計で最も重要となる防波堤に作用する波力は上層から下層までの波圧の積分値であるためである。また、図-3.6 に \bar{p}_{exp} / p_{cal} の頻度分布と上記の平均値と標準偏差の2母数を持つ正規分布を同時に示す。結果的には、第4次近似解の推定精度は正規分布でも近似可能であると判断できる。

なお、高山ら (1994) が合田の波力算定式に対して使用した値は、平均値が 0.91、標準偏差が 0.19 であった。第4次近似解の推定精度と比較すると平均値は同程度であるが、ばらつきはかなり大きい。但し、以下の点に注意すべきである。すなわち、合田の波力算定式は、砕波から重複波圧までを統一的に表現することのできる実用上極めて有意義な評価式であるが、砕波と重複波では物理現象が大きく異なるため、波圧の推定精度は砕波時と重複波時では大きく異なるはずである。高山らが使用した推定精度は、この砕波と重複波の両者が混在したときの値を示しているものと考えられる。したがって、理論的な取り扱いが砕波に比べて随分と容易な重複波のみを考えた場合では、合田の波力算定式の標準偏差は 0.19 よりも小さな値に落ち着くと推測される。

3. 2. 3 第4次近似解と合田の波力算定式の比較

ここでは、前項までに説明した重複波圧の計算モデルと合田の波力算定式をそれぞれ使用して波圧の計算を行い、両者の波圧算定値の比較を行う。図-3.7 は様々な波高・周期の波浪条件に対して3水深 ($h=8,10,12\text{m}$) における波圧を合田の波力算定式 (横軸) と第4次近似解 (縦軸) によりそれぞれ計算した結果を比較した図である。但し、合田の波力算定式としては高橋ら (1992) の衝撃砕波力係数を導入したモデルを使用する。ここで、水深が 8m と浅いケースでは両者の結果に顕著な相違が発生している。その主要な要因は、合田の波力算定式では、①砕波の発生によ

る波圧増大, ②捨石マウンドによる波圧増大の2点を考慮しているためと考えられる。また, 水深 10m のケースでは, 波圧がそれほど大きくない範囲では両者の結果はほぼ一致しているが, 波圧が大きくなるにつれて不一致が顕著となってくる。これも上記と同様な理由と考えられる。これに対して, 水深 12m のケースでは波圧の全範囲において良好な一致を示している。このように第 4 次近似解は波高が相対的に大きくなる地点では本質的に適用が困難になってくることが理解される。このため, 大水深域においては第 4 次近似解が想定する大部分の波に対して適用できるが, 確率的にはごく稀しないものの極めて巨大な波浪で大水深域においても砕波の可能性がある場合は合田の波力算定式を適用する必要がある。

また, 図-3.8 は縦軸に水深をとり, 第 4 次近似解で計算される位相ごとの波圧変化を示しており, 比較のために合田の波力算定式より計算された波圧変化を併せて示している。第 4 次近似解の波圧は, 左図の波形勾配が急な波浪条件において特に複雑な変化を示している。このように波形勾配が急な条件では, 前面水位が最大となる位相 0 度のときに必ずしも波圧が最大となるわけではなく, 特に水深が深い地点では位相がある程度進んだ時点で最大の波圧が発生する傾向が顕著に現れる。したがって, 大水深防波堤の設計に水位最大時の波力を使用すると波力を過小評価してしまう危険性があり, 大水深域においては波力の位相変化を考慮することが非常に重要であることが認識される。また, 合田の波力算定式との比較については, 右図の波形勾配が平均的な条件では, 第 4 次近似解の最大値と合田の波力算定式の結果は非常によく一致していることがわかる。これに対して左図の波形勾配が急な条件では, 合田の波力算定式が若干大きめの波圧分布を与えていることがわかる。これは, 合田の波力算定式が設計公式ということもあり, 多少安全側に波圧分布を推定しているためであると考えられる。

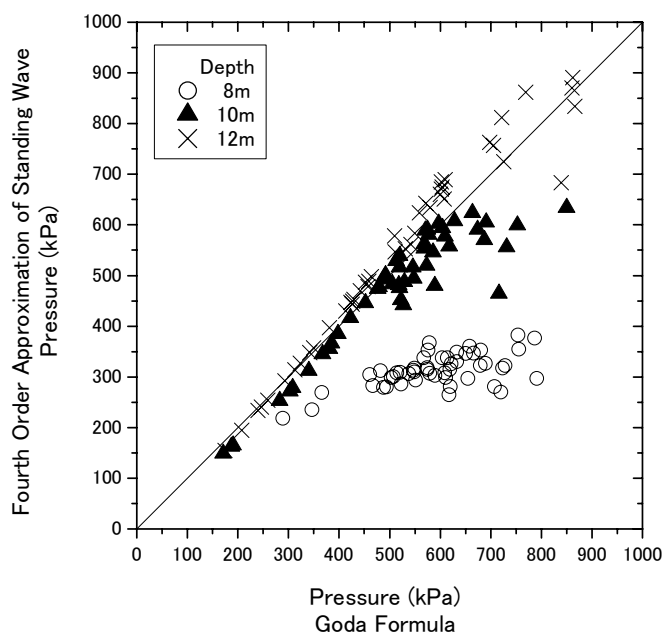


図-3.7 合田の波力算定式と第 4 次近似解の波圧計算値の比較 (その 1)

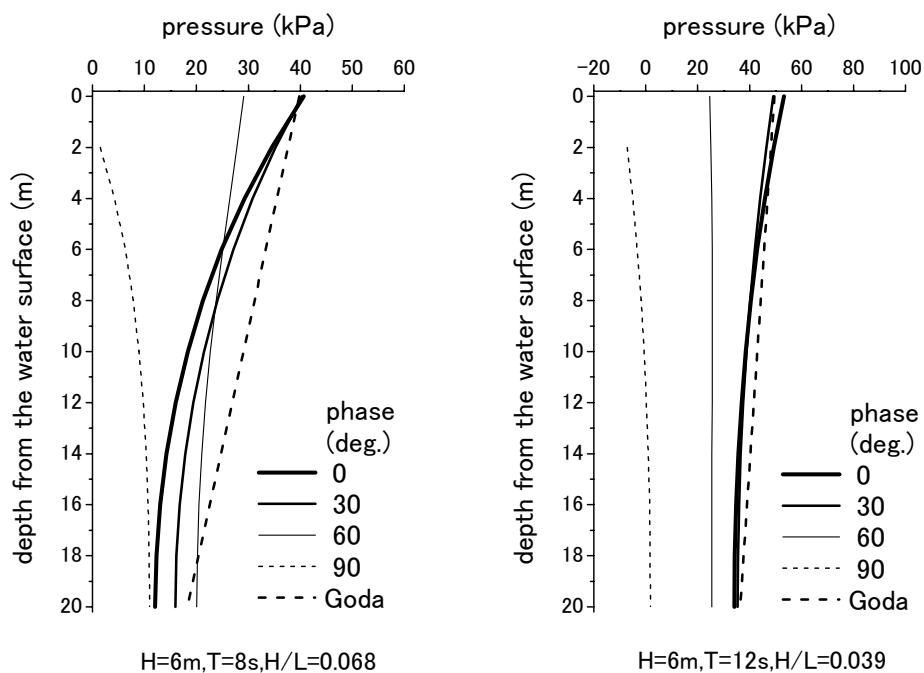


図-3.8 合田の波力算定式と第4次近似解の波圧計算値の比較（その2）

3. 2. 4 揚圧力

有限振幅重複波理論の第4次近似解（合田・柿崎,1966）は，直立壁の鉛直波圧分布を評価する手法であり，直立壁底面に作用する揚圧力を直接評価することはできない．そこで，揚圧力については別途考慮する必要があるが，本研究では合田の波力算定式においても使用されている三角形分布を揚圧力分布として採用することとする．但し，合田の波力算定式では前趾部の揚圧力が壁面下端の波圧強度よりも若干低減されて計算されるが，本研究ではこのような低減は行わず，壁面下端の波圧強度を前趾部の揚圧力として使用することとする．なお，底版にフーチングが配置されている場合，張り出し部にも揚圧力が作用するが，これは上面での下向きの波圧と相殺されるので，フーチングがある場合についても張り出し部を除いた堤体幅内の揚圧力のみを考慮する．

3. 3 直立ケーソン部の滑動量の評価

3. 3. 1 摩擦抵抗力

ケーソンが波力によって捨石マウンド上を滑動する際，滑動に対する最も大きな抵抗力となる

のは摩擦抵抗力に他ならない。滑動時に伴う流体抵抗を無視した場合、次式を満たす条件では滑動が発生することになる。

$$F_w(t) > \mu_s(W' - U(t)) \dots\dots\dots (3.5)$$

ここで、 F_w は波力、 μ_s は静止摩擦係数、 W' は水中重量、 U は揚圧力であり、右辺が摩擦抵抗力を表している。静止摩擦係数については、 $\mu_s=0.6$ という数値がわが国においては経験的に使用されてきた。しかし、港湾技術基準（1999）においても解説がなされているように、実際には同一の荷重条件であっても摩擦係数の値は相当にばらつくものと考えられる必要がある。森平ら（1978）は、現地スケールの捨石に対して、気中にてコンクリートブロックの引張試験を実施しており、捨石の均し精度や締め固めの程度が摩擦係数に影響を及ぼすことを指摘しており、同様な実験を下迫ら（2001）は水中において実施しており、引張試験を繰り返す都度にケーソンと捨石との接触点が増加することで摩擦抵抗力が増加する傾向を示している。このように摩擦抵抗力は確定値として考えることが本質的に困難な抵抗力の1つである。したがって、第4章で提案する信頼性設計法の中においては摩擦係数自体を確率的変動特性を有する不確定値として取り扱う。

また、ケーソンが滑動した後の摩擦抵抗力の計算には、静止摩擦係数ではなく、動摩擦係数が問題となる。一般的に動摩擦係数は静止摩擦係数よりも小さな値を示すが、実験の結果より両者を区別することは容易ではない。したがって、静止摩擦係数と動摩擦係数の区別を行うためには現状では経験的な判断に頼る必要があると考えられる。本研究における摩擦係数の取り扱いについては、3.3.3項で述べる。

3. 3. 2 流体抵抗力

ケーソンの運動に伴い発生する流体抵抗力も考慮すべき抵抗力の1つである。このような流体抵抗力の評価には、船体の運動学の考え方が適用できると考えられる。一般に船体の運動は併進方向3自由度、回転方向3自由度の計6自由度の運動であるが、ケーソンの滑動は捨石マウンドに沿った1自由度の運動であると考えられることができる。元良ら（1997）によると、船体動揺に伴う流体抵抗力をラディエーション流体力と呼び、それには付加質量力と造波減衰力の2種類が存在する。ここで、付加質量力は加速度に比例する成分、造波減衰力は速度に比例する成分であり、船体運動の場合以下の式で表現される。

$$F_{Ri}(t) = -\sum_{j=1}^6 \{m_{ij}\ddot{x}_j + N_{ij}\dot{x}_j\} \quad (i=1,2,\dots,6) \dots\dots\dots (3.6)$$

m_{ij} 、 N_{ij} はそれぞれ付加質量係数、造波減衰係数である。一定水深上の長方形ケーソンのような物体では、物体の振動が微小で定常振動の場合、線形ポテンシャル理論に基づいて、付加質量

係数および造波減衰係数が計算される（例えば，清川,1986）.

しかし，ケーソンの滑動は単発的かつ不規則的であるため，定常振動の解をそのまま使用することは好ましくない．青木・奥部（1995）は，Cummins（1962）によって提案されたメモリー影響関数を使用してケーソンの非定常運動に対する流体抵抗力を評価する方法を提示した．メモリー影響関数とは，時間 $t=0$ での単位インパルスの運動が t 時間後に流体抵抗力に与える影響を表現した関数であり，角振動数 ω での造波減衰係数 $N(\omega)$ を用いて次式で与えられる．

$$R(t) = \frac{2}{\pi} \int_0^{\infty} N(\omega) \cos \omega t d\omega \cdots \cdots \cdots (3.7)$$

このとき，流体抵抗力は次式で表される．

$$F_R(t) = -\int_0^t R(t-\tau) \dot{x}(\tau) d\tau - M_{\infty} \ddot{x}(t) \cdots \cdots \cdots (3.8)$$

ここで， x は静止位置からの滑動変位を表す．また， M_{∞} は周波数無限大に対応する不変付加質量係数であり，次式で表現される．

$$M_{\infty} = 1.0855 \rho h^2 \cdots \cdots \cdots (3.9)$$

ここに， ρ は海水の密度， h はケーソンの没水深である．また，青木・奥部は $\kappa = kh$ とおいてメモリー影響関数について以下の式を導いている．

$$R(t) = \frac{4\rho gh}{\pi} \int_0^{\infty} \frac{\tanh^2 \kappa}{\kappa^2} \cos(\sqrt{\kappa \tanh \kappa} \sqrt{g/ht}) d\kappa \cdots \cdots \cdots (3.10)$$

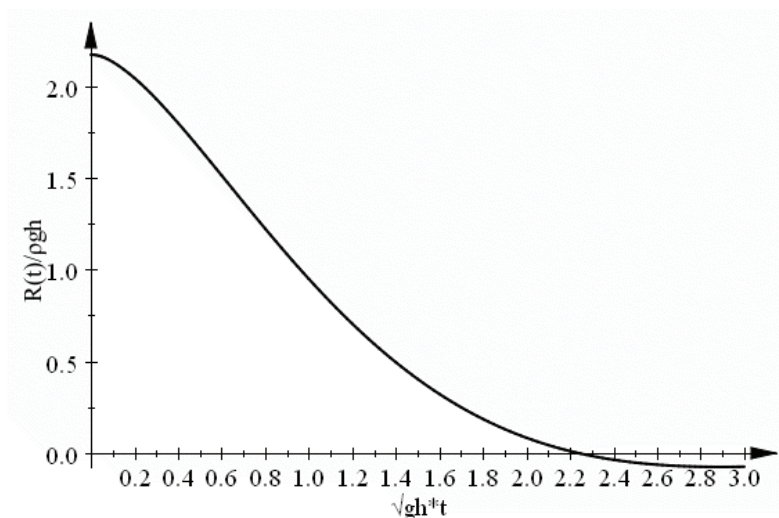


図-3.9 メモリー影響関数

ここで、 g は重力加速度である。図-3.9 に示す通り、メモリー影響関数は時間の経過に伴って急速に減少するカーブを描く。

3. 3. 3 ケーソンの滑動量算定手法

(1) 碎波時の滑動量

本章は、重複波の作用が主体的と考えられる大水深域におけるケーソン式防波堤の挙動に主眼を置いて各物理過程のモデル化を行っている。しかし、実際には大水深域においても碎波が発生し、防波堤に強大な碎波圧が作用する可能性は否定できない。また、第4章で新たに提案する信頼性設計手法は、大水深域だけではなく、浅水域にも適用できる手法を目指しているため、碎波時におけるケーソンの滑動量を評価するモデルを組み込む必要がある。このモデルとして、本研究では下迫・高橋（1994）によって提案された波力を三角形パルスで近似する手法を採用することとする。下迫ら（2007）の碎波実験の結果では、この仮定がほぼ妥当であることが示されている。但し、下迫・高橋の論文では、前項で説明した付加質量を無視しており、また導出の過程が不明であるため、以下においてあらためて導出を行う。

多くの水理実験結果が明らかにしている通り、碎波圧はパルス状の時間変化を示す。下迫・高橋（1994）は、波力の最大値 F_{wmax} を合田の波力算定式で評価して、その波力を頂点とした三角形分布で碎波力の時間変化を表現した。また、三角形の底辺となる水位が正となる時間 τ_0 を以下のように近似したモデルを提案した。

$$\tau_0 = k\tau_{0F}$$

$$\text{但し, } \tau_{0F} = \begin{cases} 0.5 - \frac{H}{8h} & ; 0 < \frac{H}{h} < 0.8 \\ \dots\dots\dots & \dots\dots\dots \end{cases} \quad (3.11)$$

$$k = \begin{cases} \frac{1}{(\alpha^*)^{0.3} + 1} & ; \alpha^* = \max\{\alpha_1, \alpha_2\} \end{cases}$$

ここで、 k は衝撃的な波力の影響を考慮する係数である。式 (3.11) の α_2 は合田式で使用されている係数、 α_1 は高橋ら（1992）が規則波での実験結果に基づいて提案した衝撃波力係数である。参考までに衝撃波力係数 α_1 と合田式での係数 α_2 の比較を行った結果を図-3.10 に示す。マウンド上の水深が浅く、また波形勾配が小さいほど衝撃波力の影響が顕著に現れてくることがわかる。

次に、波力の時間変化を三角形と仮定した場合のケーソンの滑動量を運動量の変化と力積の関係より導くことにする。波力を F_w 、摩擦抵抗力 F_f とすると、滑動は合力 $F = F_w - F_f$ がゼロを上回った瞬間に発生し、時間 T_{stop} まで継続する。ここで、ケーソンの滑動に寄与する力積成分は図-3.11 の斜線部分である。波力変化が $t = 0 \sim T_p$ と $t = T_p \sim T_{stop}$ において不連続であるため、以下では各区間ごとの滑動量算定式を提示する。但し、ここでは流体抵抗力のうち付加質量 M_a の影響のみを考慮し、造波減衰の影響は含めない。また、摩擦抵抗力は揚圧力によって変化するが、碎波時の滑動量を計算する際には波力最大時の揚圧力を使用することとした。これにより若干滑

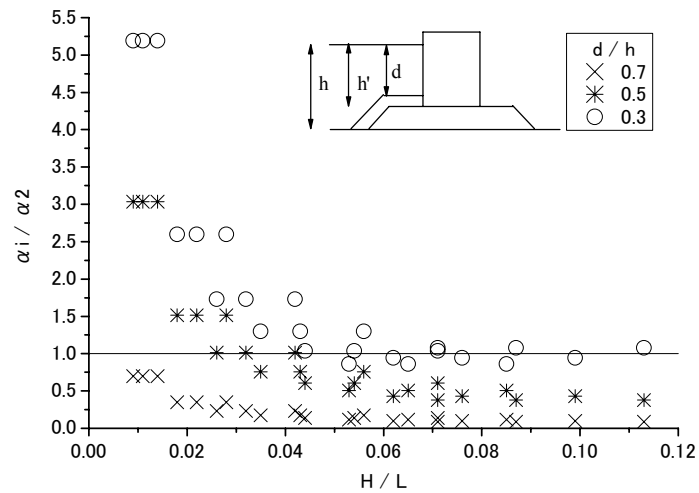


図-3.10 防波堤水深及び波形勾配の変化に伴う衝撃波力係数の変化

動量が大きく計算されることになるが、その影響は小さいものと考えられる。

【 I . $t = 0 \sim T_p$ の区間】

運動量の変化は力積に等しいことから、次式が成り立つ。

$$\frac{1}{2} \cdot (F_{w\max} - F_f) \cdot \frac{t}{T_p} \cdot t = (m + M_a) \cdot v(t) \dots\dots\dots (3.12)$$

これより、時間 t における滑動速度が次のように求まる。

$$v(t) = \frac{t^2 \cdot (F_{w\max} - F_f)}{2 \cdot T_p \cdot (m + M_a)} \dots\dots\dots (3.13)$$

時間 t における滑動距離 S は式 (3.13) を積分することで次式のように求まる。

$$S(t) = \frac{t^3 \cdot (F_{w\max} - F_f)}{6 \cdot T_p \cdot (m + M_a)} \dots\dots\dots (3.14)$$

したがって、 $t = 0 \sim T_p$ における滑動距離 S_1 は次式より計算することができる。

$$S_1 = \frac{T_p^2 \cdot (F_{w\max} - F_f)}{6 \cdot (m + M_a)} \dots\dots\dots (3.15)$$

【Ⅱ. $t = T_p \sim T_{\text{stop}}$ の区間】

運動量の変化は力積に等しいことから、次式が成り立つ.

$$\frac{1}{2} \cdot \left\{ 2 \cdot (F_{w\max} - F_f) - (F_{w\max} - F_f) \cdot \frac{t - T_p}{T_p} \right\} \cdot (t - T_p) = (m + M_a) \cdot v(t) - (m + M_a) \cdot v(T_p) \cdots \cdots \quad (3.16)$$

時間 t における滑動速度は次のように求まる.

$$v(t) = - \frac{(F_{w\max} - F_f) \cdot (2 \cdot T_p^2 - 4 \cdot T_p \cdot t + t^2)}{2 \cdot T_p \cdot (m + M_a)} \cdots \cdots \quad (3.17)$$

時間 t における滑動距離 S は式 (3.17) を積分することで次式のように求まる.

$$S(t) = \frac{(F_{w\max} - F_f) \cdot (T_p^3 - 6 \cdot T_p^2 \cdot t + 6 \cdot T_p \cdot t^2 - t^3)}{6 \cdot T_p \cdot (m + M_a)} \cdots \cdots \quad (3.18)$$

ここで、波力と摩擦抵抗力が再び等しくなる時間 $2T_p$ での滑動距離は次である.

$$S = \frac{5 \cdot T_p^2 \cdot (F_{w\max} - F_f)}{6 \cdot (m + M_a)} + S_1 = \frac{T_p^2 \cdot (F_{w\max} - F_f)}{(m + M_a)} \cdots \cdots \quad (3.19)$$

また、 T_{stop} は滑動速度がゼロになるときの時間であり、次式で表される.

$$T_{\text{stop}} = T_p \cdot (\sqrt{2} + 2) \cdots \cdots \quad (3.20)$$

したがって、 $t = T_p \sim T_{\text{stop}}$ での移動距離 S_2 は次のように求まる.

$$S_2 = \frac{T_p^2 \cdot (4 \cdot \sqrt{2} + 5) \cdot (F_{w\max} - F_f)}{6 \cdot (m + M_a)} \cdots \cdots \quad (3.21)$$

よって、 T_{stop} での最終的な滑動距離は S_{total} は式 (3.15)、式 (3.21) より次のように求まる.

$$S_{\text{total}} = S_1 + S_2 = \frac{T_p^2 \cdot (2 \cdot \sqrt{2} + 3) \cdot (F_{w\max} - F_f)}{3 \cdot (m + M_a)} \cdots \cdots \quad (3.22)$$

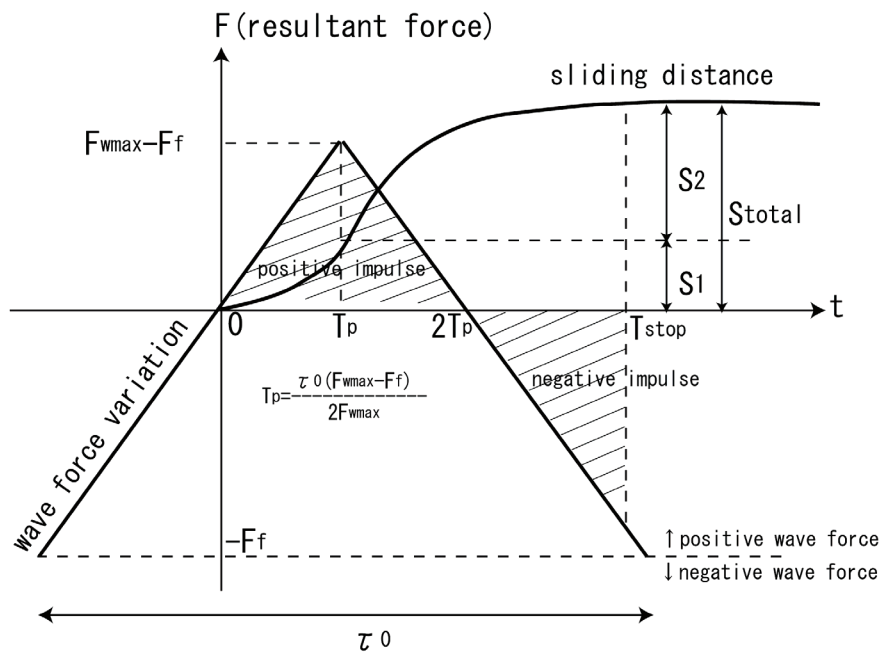


図-3.11 波力の時間分布（三角形パルス近似）

(2) 重複波時の滑動量

本研究においては、重複波時のケーソンの滑動量は次式で示される運動方程式を数値的に解くことにより求めることとする。時間項の差分手法としては、4次精度と十分に精度の高い結果を陽的な計算により得ることができるルンゲ・クッタ法（Runge-Kutta scheme）を採用した。

$$(m + M_a) \ddot{x} = F_w(t) - F_f(t) - F_d(t) \dots \dots \dots (3.23)$$

ここに、 m はケーソンの質量、 M_a は付加質量、 F_w は重複波力、 F_f は摩擦抵抗力、 F_d は造波減衰力、 \ddot{x} は加速度であり、それぞれ 3.2.1, 3.3.1, 3.3.2 項で説明した方法で計算を行う。

ここで、滑動時の計算においては摩擦抵抗力の計算に動摩擦係数を用いる必要がある。下迫ら(2001)は現地スケールに近い実験を行い、捨石マウンドとコンクリートブロックの間において生じる摩擦係数を調べており、捨石マウンド上をブロックが滑動することにより、その後の摩擦係数が増加することを指摘している。本研究では、この知見を取り入れるために、過去に滑動が生じているような場合、動摩擦係数の設定値を1割ほど大きな値に設定することとした。

図-3.12に滑動量の計算結果の例を示す。図中には、ケーソンの滑動変位および波力、揚圧力、摩擦抵抗力の経時変化を示している。波浪条件としては、比較的波形勾配の緩やかなケース（上図）と急なケース（下図）の2パターンを想定した。波圧の有限振幅性が考慮されているため、波形勾配が急なケースでは波力は明瞭な双峰型を示しており、それに対応して揚圧力も双峰型となっていることがわかる。また、摩擦抵抗力は揚圧力の時間変化の影響を受けるので、押し波時には減少、引き波時には増加を示している。これは波力最大時の揚圧力を全時間に適用している砕波時における取り扱いと比較するとより一層厳密である。滑動の状況は上図と比較すると下図

の双峰型の波力波形のときにより複雑である。滑動は波力の一番目の峰が摩擦抵抗力を越えた時点でスタートし、その後波力がピークを過ぎて摩擦抵抗力を下回ってから慣性のために緩やかな増加を示し、二番目の波力の峰が摩擦抵抗力を越えた時点で再び増加が加速する。このように複雑な滑動変位を再現することができるのは、有限振幅重複波理論による第4次近似解に基づく波圧の推定法が波圧の絶対値のみではなく、位相変化までを精度良く再現できるために他ならない。滑動変位は力積と密接に関係しているが、それに加えて波力の時間変化パターンの影響も重要である。なぜなら力積が同一であっても、波力の時間パターンが一山型と二山型のパターンでは最終的な滑動量に差異が発生するためである。図-3.13 は波力の時間変化パターンが滑動量に及ぼす影響を調べた計算例である。上図は一山型（単峰型）、下図は二山型（双峰型）の波力パターンを入力波力としており、それぞれケーソンの滑動距離の時間変化を示している。一山型と二山型でいずれも力積は同一に設定しているが、最終的な滑動量は大きく異なっている。この理由は、二山型の場合、1つ目の峠を越えた時点で滑動速度が減少に転じるためである。このように最大値、力積ともに同一な波力波形であっても、波力パターンによって計算される滑動量には大きな相違が生じる可能性があることに留意する必要がある。なお、図-3.13 では滑動量への流体力の影響についてもあわせて調べている。滑動に対しては抵抗力として働く流体力を2種類とも考慮した計算ケース（付加質量力+造波減衰力）は、一方のみ考慮のケースや全く考慮していないケースと比べて滑動量が小さく計算されている。しかし、その差は付加質量力のみ考慮した場合の結果と比べて僅差である。同時に造波減衰力のみ考慮した場合の滑動量は、特に二山型の波力パターンの場合では流体力を全く考慮しない場合と大差がないことがわかる。したがって、実際の設計においては代表的な波に対して造波減衰力の影響を調べて、その程度が小さい場合には、流体力として造波減衰力は考慮しなくても、付加質量力を評価しておけば、精度を確保した上で、大幅に計算時間を短縮することができると期待される。

以上のように、第4次近似解に基づいて波力の時間変化を正確に評価することは、力積の評価が重要となる滑動量等の変形量を指標とする設計においては、設計断面の合理化に直接的に繋がると期待できる。

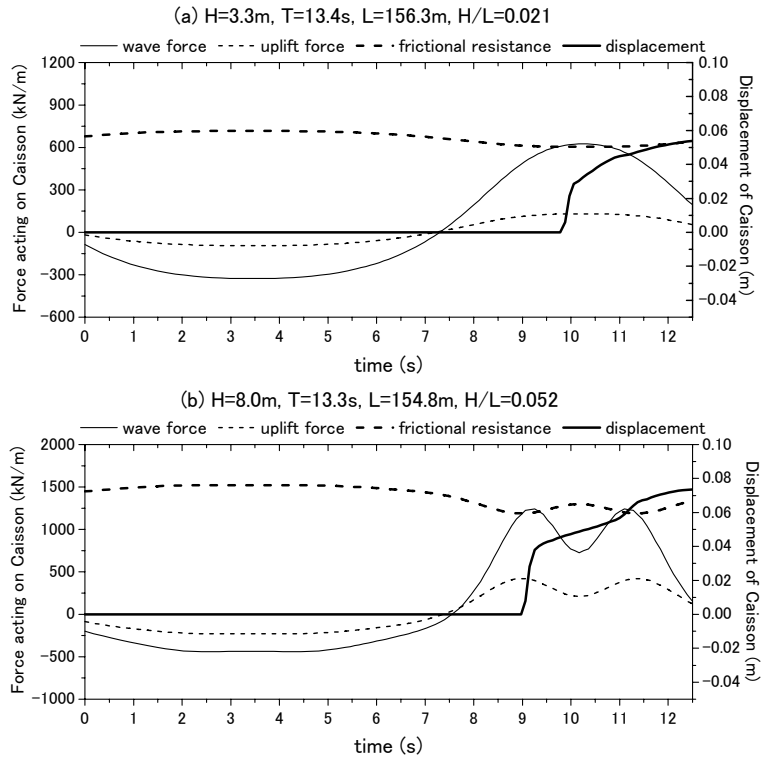


図-3.12 重複波によるケーソンの滑動計算結果 (上図: $H/L=0.021$, 下図: $H/L=0.052$)

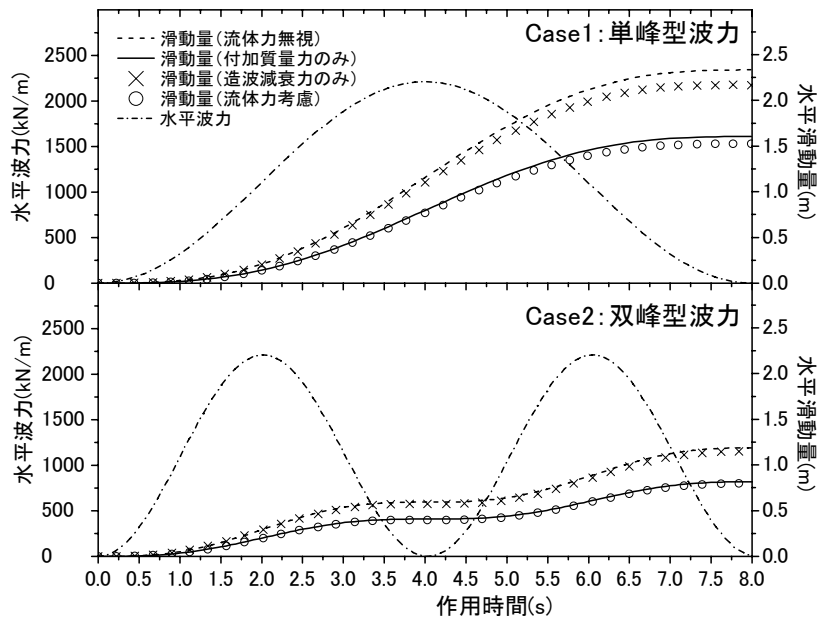


図-3.13 波力の時間変化パターンの相違に伴う滑動量の変化

3. 3. 4 水理模型実験に基づく滑動量算定値の検証

重複波時の滑動量の算定精度を検証するため、2次元造波水槽を用いてケーソンの滑動実験を実施した。ケーソン模型は3.2.2項で示したものと同一のケーソン模型を使用し、ケーソン底面に摩擦係数を確保するためモルタルが塗布されたアクリル製の模型であり、簡易的な引張試験より摩擦係数を求めている。また、滑動量はひずみ式変位計を使用して計測した。但し、滑動量を誇張するために、アクリル内の中詰砂の重量は意図的に小さくしている。滑動量の計算方法は、次の要領である。

- ① 実験で計測した通過波の水位に基づいて1波ごとの波高を定義
- ② 有限振幅重複波理論の第4次近似解により1周期分の波力・揚圧力を計算
- ③ 式(3.23)の運動方程式を解いて、ケーソンの各時刻の変位量を計算

図-3.14に実験値と計算値の比較結果を示す。滑動の立ち上がりにおいて、若干計算値が滑動量を大きく見積もっている部分も見られるが、2種類のケースとも計算値はかなり精度良く実験値を再現できていることがわかる。このようにケーソンの滑動量を精度良く計算できることの大きな理由は、3.2.2項で示したように有限振幅重複波理論の第4次近似解の波圧推定精度が非常に高いためと考えられる。式(3.23)で示される運動方程式は、流体抵抗力まで含めた信頼性の高い表現式であることを考えると、滑動量を精度良く計算するための鍵は波力と摩擦抵抗力の推定精度が握っていると考えられる。

状である。本節では、大水深域においては主要な破壊モードになりうる転倒モードに関する検討を行う。

3. 4. 1 転倒破壊に関する未解決事項

転倒破壊に関して、現状において以下のような疑問点が浮かぶ。次項以降では、この疑問点を解決するため水理模型実験に基づく考察を行う。

- ① 現行設計法から得られる転倒安全率と実際の転倒および揺動状況との間の関係性
- ② マウンドが捨石で構成されていることがケーソンの転倒および揺動の発生状況に及ぼす影響

3. 4. 2 現行設計法の転倒安全率と実験結果の比較

(1) 転倒に関する現行の設計法

ケーソン式防波堤の転倒安定性についての検討として、わが国では合田の波力算定式に基づいてケーソン前面および底面の波力、揚圧力分布を算定して、次式による転倒安全率が 1.2 以上であることを確認している。

$$F_s = \frac{W \cdot t - M_u}{M_p} \dots\dots\dots (3.24)$$

ここで、 F_s はケーソンの後趾点まわりの転倒安全率、 W はケーソンの静水中重量、 M_u は揚圧力によるモーメント、 M_p は水平波力によるモーメント、 t は作用点までの距離である。

ここで留意すべき点は、式 (3.24) における M_u と M_p は、いずれも波力の最大時におけるモーメントであり、波力の時間的な変化には対応していないことである。つまり、式 (3.24) において安全率が 1.0 を下回る状態とは、静的な荷重作用下において転倒が発生する状態を意味しており、動的な荷重作用下において転倒が発生することを必ずしも意味していない。このように、式 (3.24) が波力最大時における安全率であることを勘案すると、現行の転倒安全率は実際の転倒に対してある程度の余裕幅を含んでいるものと推測することができる。

(2) 水理模型実験によるケーソンの転倒・揺動の確認

現行設計法による転倒安全率と実際のケーソンの転倒および揺動の発生状況を比較するため、2 次元造波水路を使用した水理模型実験を実施した。

実験には、横浜国立大学所有の反射波吸収制御機能を備えたピストン型造波装置を使用した。水路は全長 17m、幅 0.5m であり、ケーソン式防波堤の模型を図-3.15 に示す通りに設置した。な

お、実際のマウンドはモルタル製ではないが、ここでは剛体マウンドを仮定した現行設計法と同様な条件で比較を行うため、実験中に変形が生じないようにモルタルを使用して作成した。また、摩擦係数を実際と同等にするため、モルタル表面には碎石を埋め込み、アクリル底面にはモルタルを薄く打設した。ケーソンとマウンドの間の静止摩擦係数は 0.70 程度であることをオイラーの方法により確認した。

図-3.15 のように設置したケーソンに対して、波高 4.2~14.1cm、周期 0.8~1.6 秒の合計 38 ケースの波浪を作用させて、デジタルカメラの動画データよりケーソンの転倒、揺動の発生状況を判別した。ここで、揺動とは転倒には至らず、最終的には元の位置に回復するケーソンの前後の動揺のことを指す。また、実験で得られた圧力値をもとに波力算定式を補正する目的のため、ケーソン前面と底面に圧力計を配置した。計測された圧力値は、波力算定式より求まる圧力に対して平均して 0.87 倍の値を示した。

図-3.15 は現行設計法に基づく転倒安全率の計算結果、図-3.16 は実験より観察されたケーソンの揺動の発生状況を示している。なお、転倒安全率の算定に使用した入力波高は、事前に計測した波高に補正値 0.87 を乗じた値を使用した。この比較から、以下のような考察が可能である。

- ① 転倒安全率が 1.0 を下回っても、ケーソンが直ちに揺動・転倒するというわけではない。
- ② 転倒安全率が 1.0 を大きく下回っても、ケーソンは容易には転倒しない。

つまり、剛体マウンド上での転倒安全率 1.0 の状態とは、転倒と非転倒の境界値を意味しているわけではなく、転倒に対してかなりの余裕を有している状態と結論付けることができる。この理由としては、以下の 2 点の要因が考えられる。

- ① 現行の転倒安全率は、波力や揚圧力の時間変化を考慮しておらず、最大時の波力が静的に作用した際の計算値であるため。
- ② 転倒安全率の計算式 (3.24) は、気中での釣り合い式であり、流体から受ける流体抵抗力を考慮していないため。

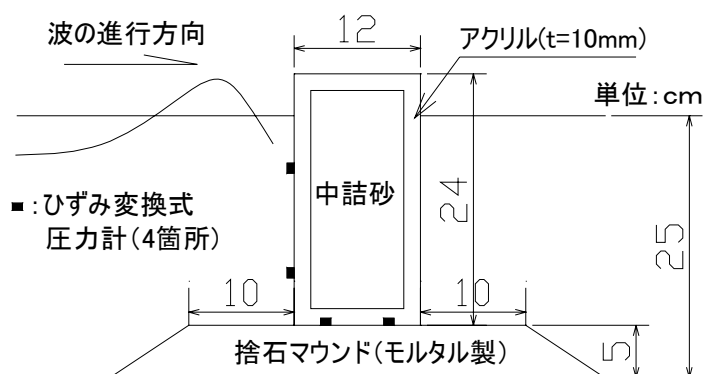


図-3.15 ケーソン式防波堤（剛体マウンド）の模型

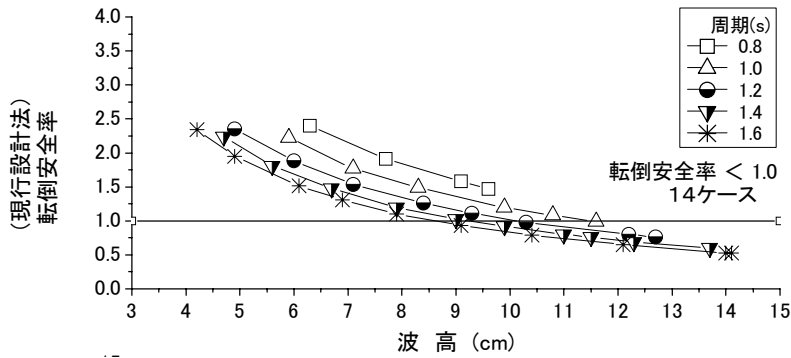


図-3.16 現行設計法での転倒安全率

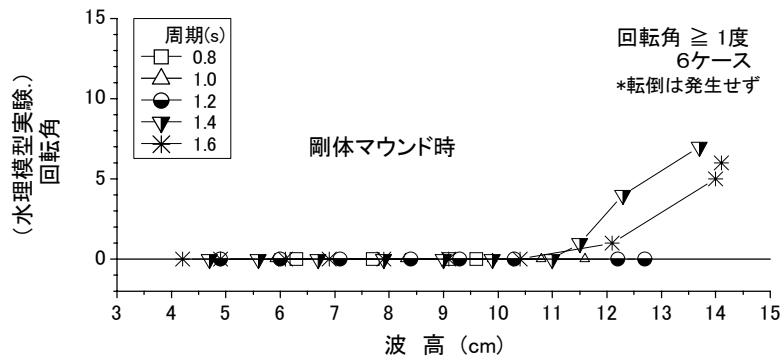


図-3.17 揺動と転倒の発生状況（剛体マウンド）

3. 4. 3 剛体マウンドと弾塑性体マウンド

現行の防波堤の設計においては、マウンドを剛体と仮定している。この仮定のおかげで、ケーソンとマウンドの間で発生する弾性応答等の複雑な物理的相互作用を考慮する必要がなくなり、式 (3.24) より簡易的に転倒安全率を計算することができる。しかし、捨石マウンドは実際には剛体ではなく、弾塑性体としての挙動を示すことは明らかである。ここでの検討の目的は、マウンドを本来の弾塑性的な挙動を示す材料と考えたとき、現行設計法で仮定している剛体マウンド時と比べて、ケーソンの揺動および転倒の発生状況にどのような相違が生じるか確認することである。このため、図-3.15 で配置した模型と寸法、形状が同一で、モルタルに替えて砕石を使用して捨石マウンドを制作した図-3.18 に示す模型を配置し、前章と同様の実験を行って、転倒および揺動の発生状況と転倒安全率との関係性について調べた。なお、ケーソンに作用する圧力を極力剛体マウンド配置時と同じにするため、捨石マウンド内に遮水壁を設置して、捨石層内での圧力伝播を抑制した。

図-3.19 は、砕石を使用した弾塑性体マウンドのときのケーソンの揺動および転倒の発生状況である。波浪条件は、3.4.2 項で示した剛体マウンド時での条件と同一であるが、図-3.17 と比較すると波高が 2,3cm 程度小さい条件のときに揺動が発生し、図-3.17 において揺動が生じている

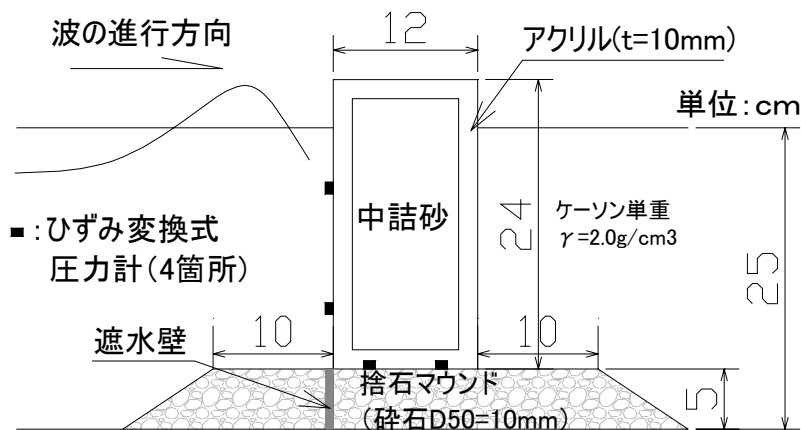


図-3.18 ケーソン式防波堤（弾塑性体マウンド）の模型

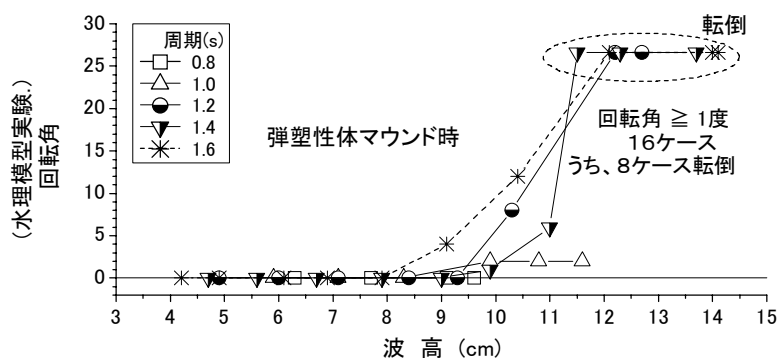


図-3.19 揺動と転倒の発生状況（弾塑性体マウンド時）

ような波浪条件では大部分が転倒に至っている。この差異が、マウンドの性状に起因することは明らかである。図-3.18の実験では、揺動または転倒が発生した全てのケースで、捨石部の弾性あるいは塑性変形が目視により確認されており、捨石マウンドの弾塑性的な性状はケーソンの転倒・揺動を助長する作用を及ぼすものと考えられる。

3. 4. 4 本研究における転倒破壊の取り扱い

以上に示した水理模型実験の結果、波力として最大波力が静的に作用することを仮定し、また剛体マウンドでの釣り合い式から算定される従来の転倒安全率はかなり安全側の計算値を与えることが明らかになった。また、逆に捨石マウンドを剛体マウンドと仮定していることは、実際の捨石マウンドが弾塑性的な挙動を示し、ケーソンの回転や誘導を助長する効果を見逃したこととなり、この点では危険側の設定となっていることが明らかになった。したがって、従来の転倒

安全率の算定式は、結果として安全側と危険側の2つの側面を内包していることになる。このように従来の転倒安全率の算定式は、実際の複雑な転倒過程を十分に考慮しているわけではない。但し、図-3.16の転倒安全率の計算値と図-3.19の弾塑性体マウンド時の実験結果を比較してみると、結果的には安全側と危険側のそれぞれの影響が相殺される形となっており、転倒安全率1.0が実験での揺動の開始を示すと読み取ることもできる。第5章で提案する信頼性設計法では、極めて多数の繰り返し計算を行う必要があるため、転倒を評価するモデルとしては、出来る限り簡便であることが望まれる。このような実務的な観点より、本研究では、従来の転倒安全率の算定式を転倒破壊の評価モデルとして使用することとし、転倒安全率1.0を実際に転倒が発生しはじめる初期の状態と考えることにする。但し、今後の研究において、転倒安全率と実際の転倒の定量的な関係性を更に調査して、信頼性設計法に適宜導入していく必要があるものとする。特に転倒の発生はここでの実験結果が示すように次節で取り扱う捨石マウンドの支持力破壊と強い相関性があるものと推測される。

3. 5 捨石マウンドの支持力破壊の評価

本研究は、大水深域に設置されるケーソン式防波堤を対象としている。このような大水深域においては、4.1節で述べた理由で捨石マウンドの支持力破壊を伴った転倒、傾斜および沈下等がケーソン式防波堤の主たる被災要因になりうると予測される。しかし、過去の防波堤を対象とする信頼性設計法に関する研究の多くは、破壊モードとして滑動モードのみを考慮しており、捨石マウンドの破壊を考慮した研究は数少ない。ここでは、捨石マウンドや表層地盤の破壊として、端趾部沈下と円弧すべり破壊の2種類の破壊モードを考慮に入れた信頼性設計法を構築するために必要なモデル化についての提案を行う。

3. 5. 1 直立ケーソン部から捨石マウンド部への荷重伝達

直立ケーソン部には外力として水平波力と揚圧力が常に作用している。したがって、捨石マウンドには、ケーソン自重の他に直立ケーソン部を通じた波浪外力が間接的に作用していることになる。ケーソン自体は波浪の作用に対して、完全に剛体的な挙動を示すと考えても支障はないので、捨石マウンドからの地盤反力の分布を直線的であると仮定することで、荷重の作用位置に応じて次式の三角形分布または台形分布で表すことができる。

$$P_e = \begin{cases} \frac{2W_e}{3t_e} & : t_e \leq \frac{1}{3}B \\ \frac{2W_e}{B} \left(2 - 3\frac{t_e}{B} \right) & : t_e > \frac{1}{3}B \end{cases} \dots\dots\dots (3.25)$$

ここで、 P_e は後趾点における端趾圧、 $t_e = M_e/W_e$ 、 $M_e = W \cdot t - M_u - M_p$ 、 $W_e = W - U$ であり、 W はケーソンの水中重量、 U は揚圧力、 M_p は水平波力による堤体下端回りのモーメント、 M_u は揚圧力による堤体後趾回りのモーメント、 B はケーソン天端幅である。

但し、反力分布が三角形分布の場合（式 3.25 の上式）では、水平波力が非常に大きくなると t_e の値が極めて小さくなり、その結果端趾部への集中載荷に近い状況となる場合がある。しかし、現実的にはケーソンがマウンド上の無限小に近い 1 点で支えられるような状況は考えにくく、受圧面としては捨石 1 個程度が最小の面積になりうると考えられる。そこで、本研究では小林ら（1987）が提示した図-3.20 の捨石の質量と粒径の換算図をもとにして、質量 100kg 前後の砕石に対応すると考えられる粒径 50cm を本研究における受圧面の最小値と考えることにする。

なお、実際のケーソンでは底面にフーチングを配置している場合も多い。このような場合は、図-3.21 のように天端幅 B に代えて、有効幅 B' の長方形断面として式 (3.25) を適用すればよい。但し、この場合は全重量が一致する等価断面とするために平均単位体積重量を目減りさせておく必要がある。

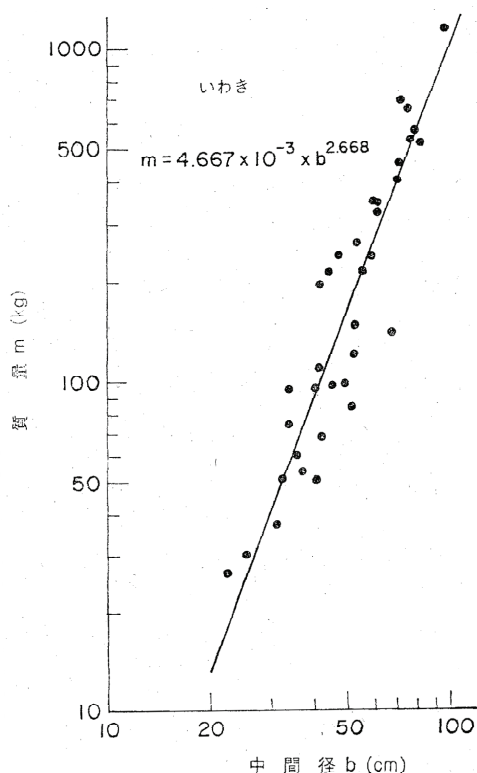


図-3.20 捨石の質量と粒径の換算図（小林ら，1987）

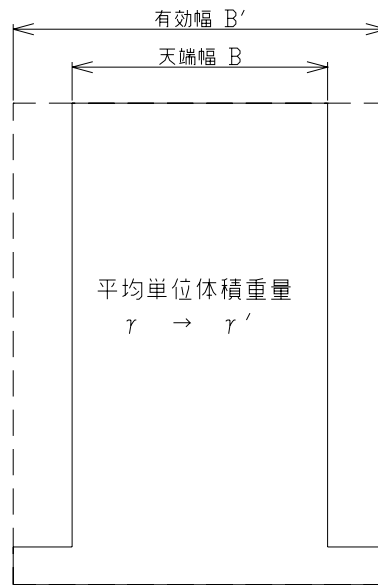


図-3.21 フーチングが配置されたケーソンにおける計算上の等価断面

3. 5. 2 水理模型実験による地盤反力の計測

本研究においては地盤反力を式 (3.25) に基づいて計算する方法を基本とする。しかし、捨石マウンドが連続体というよりも個々の捨石より構成される離散体としての特性を持つことにより、ケーソン底面と捨石マウンド表面の接地面では荷重分布が連続しているというより、離散的な荷重分布になることが予想される。実際に、宮田ら (2003) が実施した実大サイズの砕石を使用した静的な荷重実験より荷重が不均質かつ離散的であることが明らかになっている。また、図-3.22 は図-3.18 で示したケーソン模型の底面にひずみ式荷重計 ($\phi 10\text{mm}$) を配置して地盤反力を計測した結果である。荷重計はケーソン岸側端部より 5mm の位置に荷重計の中心が来るように配置した。波浪条件は規則波 3 種類であり、それぞれの波浪条件に対して、ケーソン模型の設置位置を少しずつ変えて合計 10 回程度の計測を繰り返した。なお、計測された荷重は受圧面積で割って圧力に換算している。図-3.22 は、それぞれの波浪条件での計測結果から無作為に抽出した 4 データの造波後 10~20 秒での端趾圧の時間変化を示している。宮田らが行った静的な荷重実験とは異なり、波浪による動的な荷重条件であるため、不均質、離散的であることに加えて、時間的にも変化していくことが確認される。加えて、同じ波浪条件であっても、ケーソン設置位置が若干動くだけで端趾圧の時間変化が大きく異なることを示している。また、図-3.23 は有限振幅重複波理論の第 4 次近似解で計算した静水面における波圧強度に対して、計測された全てのデータの端趾圧 (最大値) をプロットした結果である。端趾圧の最大値としては 10 波程度の平均値をとった。ここで着目される点は、波圧が大きくなるほど明らかに端趾圧のばらつきが大きくなっていくという点である。すなわち、防波堤が被災を受けるような高波浪な条件ではケーソンから捨石マウンドへの荷重の伝達は非常に偶発的になっているものと予想される。

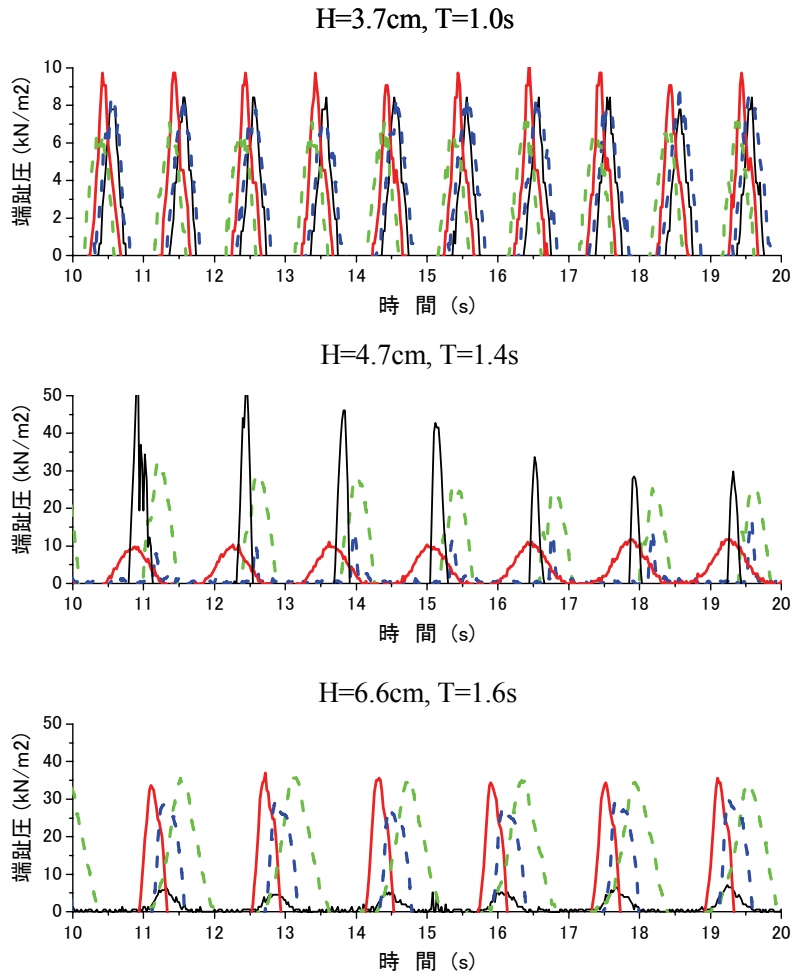


図-3.22 水理模型実験による端趾圧の時間変化の計測

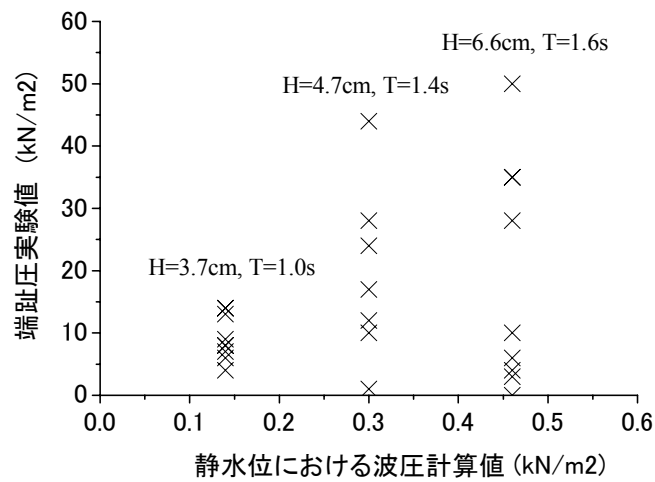


図-3.23 作用波圧の相違に伴う端趾圧（実験値）の変化

3. 5. 3 本研究における地盤反力分布の評価法

前項をまとめると、本質的にはケーソンと捨石マウンドの荷重伝達は、①不均質、②離散的、③非定常、④偶発的、といった極めて予測が困難な現象であることを認識する必要がある。このように極めて難しい物理現象に対して、式 (3.25) のようなシンプルな表現方法を採用することは、適用性の問題があると考えられる。しかし、以下のような理由から、本研究では式 (3.25) を採用することにする。

① 個別要素法を用いることにより不均質・離散的な荷重伝達をより正確に計算できる可能性はあるが、それでもこのような偶発的な現象の予測には相当な誤差を伴うと予想される。したがって現状の研究水準では、信頼性設計法という枠組みの中で非定常かつ偶発的な現象を表現することは依然非常に難しい課題であり、式 (3.25) に代わる更に精密な表現式を適用したとしても、必ずしも精度の向上は期待できないと考えるため。

② 地盤反力の積分値は基本的には波力、揚圧力およびケーソン自重の力の釣り合いで決定されるので、時間的・場所的な変動があったとしても、式 (3.25) で表現している限り、平均的な物理現象を再現できると考えるため。

③ ケーソン底面からの荷重伝達は捨石マウンド表面ではかなり離散的であるが、捨石マウンド内部や海底地盤内では、応力が分散して荷重伝達が平滑化されていると考えられるため。実際に Esteban et al. (2007) は波浪作用下の捨石マウンド内部の応力状態をロードセルを用いて計測した実験を行っており、応力がケーソン直下で極大値を示し、深度が深くなると急激に低下する結果を示しており、深度方向への荷重分散は直ちに進行していくものと推測される。

3. 5. 4 端趾部沈下

Oumeraci (1994) は、ケーソン式防波堤の破壊モードの1つとしてパンチング破壊 (Punching failure) を挙げている。わが国の設計においては、パンチング破壊という名称が使用されることはあまり多くはないが、設計上は港内側の端趾 (後趾) における圧力 (端趾圧) をある許容値以下に抑えるよう配慮するケースが多いので、同等な破壊モードを想定しているといえる。また、PROVERBS の成果をまとめた Oumeraci et al. (2001) では、捨石内の支持力破壊 (Bearing Capacity Failure in Rubble) や回転破壊 (Rotation Failure) という名称を使用している。本研究では、このような端趾部における破壊モードを指して、端趾部沈下という名称を使用することにする。端趾部沈下の許容値としては、かつては端趾圧 300kN/m^2 程度を許容値としていた様子であるが (鈴木, 1952)、最近のわが国の設計では $400\sim 500\text{kN/m}^2$ が一般に適用され、事例では 600kN/m^2 までを許容した例があり (合田, 1990)、実際に下迫 (2006) では許容端趾圧を 700kN/m^2 と設定した事例が示されている。また、英国の基準 (BS 8004 : 1986) では中程度に締め固まった捨石に対しては $200\sim 600\text{kN/m}^2$ 、また密に締まった捨石に対しては 600kN/m^2 以上を許容できるとして

いる。しかし、実際の捨石マウンドの強度は拘束圧により大きく変化することが明らかになっており（小林ら,1987）、また波浪条件等の各種の条件によっても変化するものと予想されるため、本来はこのように確定的な限界値を定めることは困難であると考えられる。したがって、上記の許容値は本質的な限界値を示しているというよりも、経験的に判断したときの安全側の数値を意味していると捉えるべきである。

波浪条件に応じて、端趾圧の限界値が変化することを示すため、ここでは簡単な検討結果を示す。図-3.24 は、有限振幅重複波理論の第 4 次近似解に基づいて計算した水平波力と揚圧力、そしてそれらを入力として式 (3.25) に基づいて計算された前趾および後趾での端趾圧の一例を示している。また、図-3.24 は、このように計算された後趾における端趾圧の最大値と 4.4.3 項の水理模型実験から得られたケーソン模型の揺動の回転角あるいは転倒の発生状況の関係性を示したものである。波の周期は 1.0, 1.2, 1.6 秒の計 3 ケースを取り上げており、図中の連番は波高を示すインデックスであり、この番号が大きくなるほど波高も大きくなる。この結果から以下のようなことが観察される。

- ① 同程度の波高であれば、波の周期が長いほどケーソンの回転角は大きくなる。
- ② 波の周期と端趾圧が同じであっても、波高が大きいほどケーソンの回転角は大きくなっていく。

①は、周期が長いほど、大きな端趾圧が作用している時間が長くなり、その結果、捨石部の変形が進行しやすいためであると考えられる。これは逆に、周期が短いときは、かなり大きな端趾圧が作用しても、捨石の変形は軽微な範囲に収まると言い換えることができる。また、②はケーソンの転倒や回転、ならびに捨石の支持力破壊が鉛直成分である端趾圧のみに依存するのではなく、ケーソン底面とマウンド表面の間で発生する水平方向のせん断成分にも依存するためであると考えられる。

したがって、最大端趾圧が同じと計算されたとしても、波浪の周期が長い条件ほど許容端趾圧を小さく設定すべきであるし、また同じ周期の場合では波高が大きい条件ほど許容端趾圧を小さく設定する必要がある。

このように端趾部沈下の発生に関しては波浪等の各条件と具体的な破壊発生との関係性を明らかにしておく必要があるが、現状においては未解明の事項も多く、定量的な限界値を定めることは多くの困難を伴う。そこで、本研究では現行の設計において慣用的に使用されている端趾圧 600kN/m^2 を条件によらず一応の発生限界と考えることにする。この取り扱いについては、議論のある点であり、今後の検討課題として研究を進めていく必要がある。

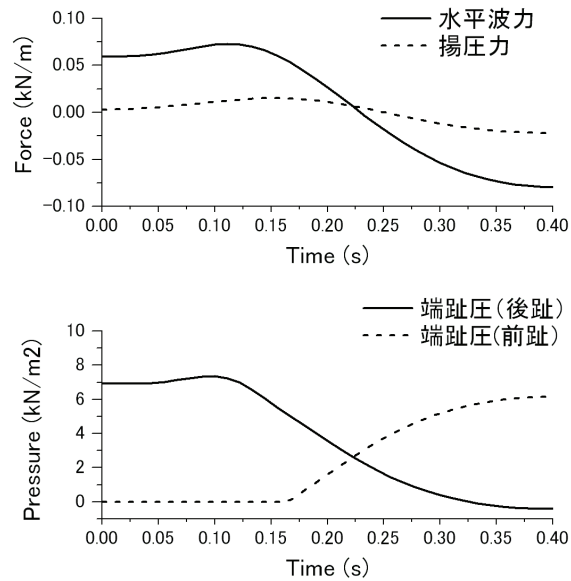


図-3.24 有限振幅重複波による水平波力と端趾圧計算値の時間変化

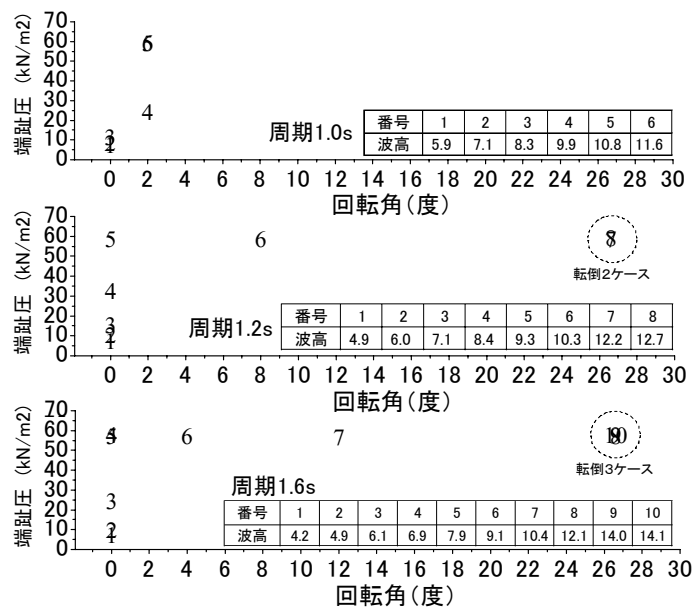


図-3.25 ケーソン回転角 (実験) と端趾圧 (計算)

3. 5. 5 円弧すべり破壊

ケーソン式防波堤の捨石マウンドにはケーソン自重および波浪による偏心傾斜荷重が常に作用しており、また捨石マウンドの天端位置が周辺地盤より高い位置に存在するため、防波堤全体

の安定性を考える必要がある。通常、この防波堤全体の安定性に関しては、地盤工学で行われている斜面安定性の問題と同類の取り扱いがなされる場合が多い。防波堤全体の安定性を確保するためには、捨石マウンドの断面形状に十分配慮する必要がある。この捨石マウンドの断面形状については、かつての港湾工事設計示方要覧（1952）ではマウンドの滑り面を直線と仮定して、滑り面上のケーソン自重とマウンド自重および波力に対して、捨石の摩擦抵抗力で十分に抵抗できるように断面形状を決定していた様子である。その後、1979年の港湾の施設の技術上の基準上・同解説（以下、港湾技術基準）では円弧すべり面を仮定したスウェーデン法（フェレニウス法）が安定計算法として採用されている。また、近年の港湾技術基準（1999）では、フェレニウス法に代わり、簡易ビショップ法が採用されている。これは、小林ら（1987）の一連の研究でビショップ法が支持力特性を比較的よく表現できることが明らかになったためである。なお、これとは別に港湾技術基準では、捨石マウンドの厚さを1.5m以上、港外側のマウンド肩幅は5m以上、港内側は港外側の2/3程度にするといった経験に基づく目安が提示されており、実設計において捨石マウンドの断面形状を設定する際の根拠とされてきた。

本研究では現行の港湾技術基準に倣って、防波堤全体の安定を検討するための手法として、簡易ビショップ法を適用することとする。簡易ビショップ法に基づいて、波力による偏心傾斜荷重を考慮する場合、円弧すべり破壊に対する安全率は、仮定した多数のすべり面について次式をコンピュータで収束計算することにより求めることができる。

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha + \left(\frac{1}{R}\right) \sum Ha} \sum \frac{(cb + W' \tan \phi) \sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi) / F_s} \dots \dots \dots (3.26)$$

ここで、 F_s は円弧すべりに対する安全率、 W は分割片の全重量、 W' は分割片の有効重量、 α は分割片底面が水平面と成す角度、 R は円弧すべり円の半径、 H は土塊に作用する水平外力、 a は水平外力 H の作用位置の円弧すべりのすべり面中心からの腕の長さ、 b は分割片の幅、 c は粘着力、 ϕ は内部摩擦角である。水上・小林（1991）は、一軸圧縮強度が 30N/mm^2 以上の石材であれば、基礎マウンドの強度は粘着力 $c=20\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=35^\circ$ を満足することを確認しており、本研究ではこれらの値を地盤強度の設定値として使用する。なお、偏心傾斜荷重は分割片の全重量 W と有効重量 W' に含めて計算すればよい。但し、本研究においては港湾技術基準での安定計算法と以下2点に関して、取り扱いを異にしている。

- ① 港湾技術基準では載荷重を等価な等分布荷重に換算して使用しているが、本研究では式(3.25)で計算される三角形あるいは台形分布で表現される荷重分布を直接使用する。
- ② 港湾技術基準では滑動モーメントに水平外力の影響を考慮しているが、本研究ではこれを含めない。

第1点目は、等分布荷重への換算は簡便化のためにこれまで慣習的に行われてきたと考えられ

るが、計算をコンピューターで行うことを前提にすれば、特別に換算する必要がなくなるためである。また、第2点目については、捨石マウンドをビショップ法で前提とする連続体ではなく、離散体と考えると、円弧すべり破壊が発生するような水平波力が作用する場合、円弧すべりに先んじてケーソンの滑動あるいは捨石マウンド表層部でのせん断破壊が発生し、水平外力は円弧すべり面において有効な起動力にはなりにくいと考えられるためである。

また、実際の円弧すべりがビショップ法での安全率がどの程度の値になったときに発生するかは本研究の第5章以降の提案において非常に重要となる。しかし、現状では波浪外力の特性や地盤の空間的変動特性、異方性など様々な影響を受けることが判明しており、実際の円弧すべりがどの程度の安全率を境界にして発生するか必ずしも明らかになってはいない。小林ら(1987)は簡易ビショップ法の安全率1.0付近で被災と無被災が概ね区別できることを示しているが、長尾ら(1997)は安全率1.0の判定基準は波浪のような動的な荷重に対しては安全側であると指摘している。このように、円弧すべり破壊の発生境界については統一的な基準が確立されているわけではなく議論の多い部分であるが、本研究では安全率1.0を発生境界の一応の目安と仮定して次章以降の検討を行うこととする。

第4章 レベル3信頼性設計法に基づくケーソン式防波堤の新たな合理的設計法

第3章では、ケーソン式防波堤に関する既往の研究成果や本研究で新たに得られた成果をもとにして、非大水深域で支配的となる滑動破壊、特に大水深域において懸念される転倒、端趾部沈下および円弧すべり破壊の合計4種類の破壊モードについて、評価手法の構築を行い、併せて破壊の判断基準を明示した。本章では、第3章において提案されたこれらの個別モデルを利用してケーソン式防波堤の新たなレベル3信頼性設計法を構築する。

4.1 新たなレベル3信頼性設計法の特徴

第1の特徴は、国内外の既往のレベル3信頼性設計法の各モデルが主に滑動破壊が支配的となる非大水深域を中心に適用可能であったのに対して、新たに提案する設計法は非大水深域から大水深域まで水深の制約を受けずに適用できる点である。また第2の特徴は、既往のモデルが直立ケーソン部を中心としてモデルが構築されていたのに対して、新たに提案する設計法は直立ケーソン部に加えて捨石マウンド部を含むケーソン式防波堤全体系を対象としてレベル3信頼性設計法を構築している点である。これらの特徴を有することで、新設計法ではあらゆる水深に設置される防波堤に対して、安定性と経済性の両面を考慮した防波堤全体系の合理的な設計を行うことが可能となる。

4.2 新たなレベル3信頼性設計法の概要

新たに提案するケーソン式防波堤のレベル3信頼性設計法の全体フローを図-4.1に示す。信頼性設計法に拠らない従来のケーソン式防波堤の設計同様、最初に行うことは設計波高の選定である。Goda et al. (2000)は日本沿岸の高波の極大値資料を解析し、海域ごとに高波の母集団分布の推定を試みており、太平洋北岸ではワイブル分布の $k=1.0$ 、太平洋南岸の台風による波浪につ

いては極値 I 型，日本海沿岸では台風による高波を除外してワイブル分布の $k=1.4$ が母集団分布である可能性が高いことを示している。また，合田（2002）は信頼性設計法においては極値統計分布の裾の広がり大きな影響を及ぼすことを指摘し，50 年確率波高と 10 年確率波高との比で定義される裾長さパラメータ γ_{50} を提案した。極値分布形とその形状母数 k が定まり，裾長さパラメータ γ_{50} と高波の平均発生率 λ を適切に設定することで，尺度母数 A と位置母数 B を設定することができる。

続いて，捨石マウンド部と直立ケーソン部の断面を適当に仮定する。これについては以降で説明する通り，断面寸法を再設定し，繰り返し同様な計算を行うため，設定断面にさほど慎重を期す必要はないと捉えられる懸念もあるが，例えば衝撃砕波を誘発するような高マウンドを避けることや 3.5.5 項で示したような経験的な側面から必要とされているマウンド肩幅を参照すること等はこの時点において考慮しておく必要がある。

これ以降の設計フローは，主にモンテカルロ法を用いて発生させた擬似乱数に基づいた検討になる。最初に設定された極値分布関数に対して，年最大波高を発生させる。一方，年最大波周期については波高との相関に基づいて設定される場合が多い。Goda（2001）は Wilson（1965）の波高と周期の推算式を再整理して，有義波周期が有義波高の 0.63 乗に比例することを示し，次式を提示した。本設計においてはこの算定式を使用する。

$$T_{1/3}(s) \approx 3.3H_{1/3}^{0.63}(m) \cdots \cdots \cdots (4.1)$$

次に，発生した年最大波をある継続時間の波群中において発生する最大波と考えて，また波群全体の波高頻度がレーリー分布に従うと仮定して，水深の影響を受けない深海地点での個々の波高をモンテカルロ法により発生させる。最近，合田（2007）は波の周波数スペクトルの帯域幅が広い場合でも，観測値とレーリー分布との差異が 5%程度であることを示しており，この仮定が妥当であることを裏付けている。継続時間としては，過去の研究では慣用的に 2 時間を仮定している場合が多いが，必ずしも明確な根拠に基づくものではない。阿部ら（1999）が行っているような観測データに基づく時化モデルの設定等を今後は考えていく必要があると考えられる。

深海地点での個々の波浪が定まった後，防波堤設置地点での波高を計算する。この計算には様々なアプローチが考えられるが，本信頼性設計法がモンテカルロ法を使用しているという特徴上，数値シミュレーションに基づいた高度な波浪変形計算を行って波高を計算するといった方法は計算コストの問題で容易には採用できない。そこで本手法においては，波高と周期，水深の関係から求まる経験的な波高変化モデルを使用して，防波堤位置での波高を評価する方法を採用する。波高 H は次式に示す通り，浅水変形で得られる波高と砕波限界波高のうち小さい値で表すことができる。なお，波向の影響が顕著な場合，換算沖波波高を事前に計算しておき，波高変化を断面 2 次元的に取り扱う必要がある。

$$H = \min(K_s \times H_0, H_b) \cdots \cdots \cdots (4.2)$$

ここで， K_s は浅水係数， H_0 は深海地点での波高， H_b は砕波限界波高である。なお，砕波限界波

高の近似式としては、以下の合田（1975）による表示式を用いた。但し、この表示式に対して Goda（2007）は新たなデータを追加して若干の修正（右辺括弧中の 15 を 11 に変更）を加えているので、修正後の表示式を使用する。

$$H_b = 0.17L_0 \left[1 - \exp \left\{ -1.5 \frac{\pi h}{L_0} (1 + 11 \tan^{4/3} \theta) \right\} \right] \dots\dots\dots (4.3)$$

ここで、 h は水深、 θ は海底勾配、 L_0 は沖波波長である。また、このときの周期は深海地点での個々の波高に対して、式（4.1）を適用して求めることにする。

このように設置地点における個々の波を計算することで、以降において防波堤に作用する波力を計算することが可能になる。また、3.2 節で詳しく説明した通り、本研究では重複波が主体的に作用する大水深域においては有限振幅重複波理論による第 4 次近似解を適用して、波力の時間変化を計算する。一方、砕波が主体的となる非大水深域では従来通り合田の波力算定式を適用する。このような区別のため、設置地点において個々の波が砕波であるか、非砕波であるかを事前に判定して、その結果に応じて、波力の算定方法を使い分ける必要がある。この判定には、式（4.2）を参考にすることができる。すなわち、浅水変形で波高が決定される場合は非砕波、また砕波限界波高で決定される場合は砕波が発生すると判定できる。但し、合田（2007）は砕波の発生は変動係数 5～14% 程度の確率的変動性を有する現象であることを指摘しており、また Kriebel（2000）は規則波の砕波指標は不規則波列中の個々波の砕波波高を若干過大評価していることを示している。したがって、今後のモデルの改良においてはこれらの点も考慮していく必要があると考える。

防波堤設置地点での砕波／非砕波が区別され、波力の算定方法が決定すれば、それぞれの方法に基づいて波力が計算される。その後は 3 章において提案した滑動、転倒、端趾部沈下および円弧すべり破壊の各評価モデルを使用して、被害の発生有無や程度を予測することになる。具体的には、ケーソンの滑動有無や滑動する場合はその滑動量、転倒有無、地盤反力分布、端趾部沈下の有無、円弧すべりの有無などが計算される。したがって、この箇所での検討は、ある特定の波力の入力値に対するケーソン式防波堤の各応答を計算していることに他ならず、確率的ではなく、あくまで確定的な検討であると言える。このように確率論に基づく信頼性設計法によって信頼性の高い予測を得るためには、基礎となる確定的な評価モデルをしっかりと構築しておく必要性が認識される。

このような検討を高波中の全ての波に対して行うことで、1 回の時化による滑動量を計算することができる。また、同様に全ての波に対して地盤反力分布が計算されるので、これに基づいて端趾部沈下の有無と円弧すべり破壊の有無を判定することが可能である。しかし、現状においては 1 時化中で 1,000 波近く出現する全波に対して円弧すべり解析を行うことは計算負荷を考えると現実的ではなく、また支持力破壊に関しては実際には波群中の上位数波～数十波の累積作用が重要であると考えられる。このため、本手法では波群中の上位より 1% 目の波高を持つ波に対して円弧すべり破壊と端趾部沈下の検討を行うこととする。したがって、この基準を変更するこ

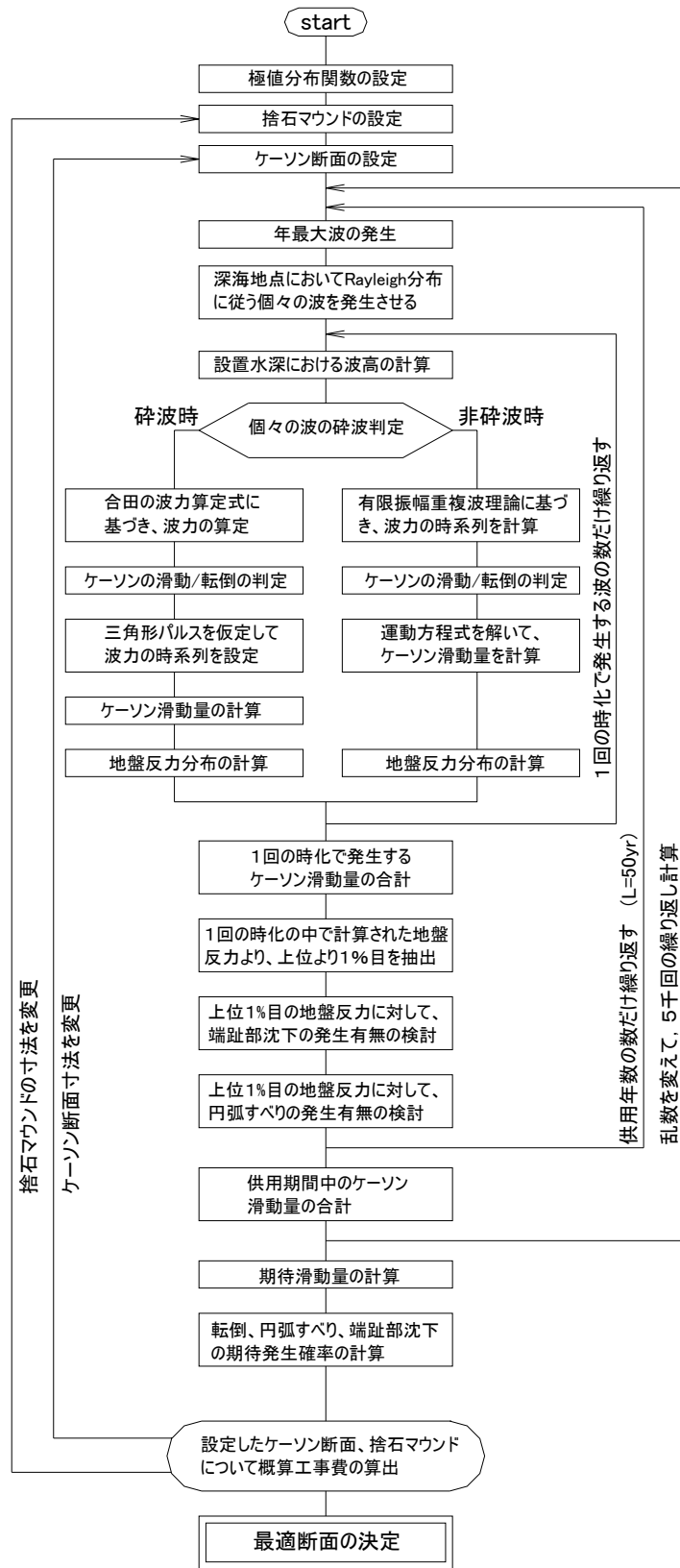


図-4.1 新たなケーソン式防波堤のレベル3信頼性設計法の全体フロー

とで、以降において提示する計算結果は変化しうることに注意を要する。

同様な計算を最初に供用年数分繰り返して、次に安定した期待値を得るために5千回程度繰り返すと、設定した防波堤断面に対する期待滑動量や各破壊モードの期待発生確率が計算されることになる。既往のレベル3信頼性設計法では、この次のステップとしてケーソン断面を変更し、計算を繰り返し実行して、最終的には期待滑動量の許容値を満足するケーソン断面の中から最適な断面を選定して設計を終える。これに対して、今回提案するレベル3信頼性設計法ではケーソン断面に加えて、捨石マウンド断面を変更して、繰り返し計算を行う。このため、最適断面という場合、既往のレベル3信頼性設計法が直立ケーソン部のみを対象としているのに対して、新たな手法では捨石マウンド部を含む防波堤全体系を対象とした最適化が可能となる。

4. 3 新たなレベル3信頼性設計法に基づく最適断面の設計例

4. 3. 1 検討条件

図-4.1は信頼性設計フローに基づいて、水深16m地点に設置するケーソン式防波堤を対象としてケーソンとマウンドからなる防波堤全体系に関する最適断面の選定を行う。計算を行う防波堤断面は図-4.2に示す通り、ケーソン幅5パターン、マウンド厚4パターン、マウンド後肩幅3パターンを組み合わせた合計60断面である。ケーソン天端高、前肩幅およびマウンド法勾配は固定値を使用する。沖波条件として、50年確率波高8m、確率波周期12秒および裾長さパラメータ $\gamma_{50}=1.25$ を仮定した。また、転倒、端趾部沈下および円弧すべり破壊の各破壊モードの供用期間中の期待被災確率の許容値としては1%を設定した。これは、河合ら(1997)が混成堤の平成元年度から5年度の5年間の被災事例を対象として推定した供用期間での被災遭遇確率が3%であることを参考とした。また、滑動については、期待被災確率ではなく、期待滑動量で評価すべきであり、供用期間中の期待滑動量の許容値としては、合田・高木(1999)が使用した10cmを設定した。但し、これらの許容値は多様な議論と社会的なコンセンサスを経て決定されるべき基準であり、ここで設定した2つの許容値はあくまで試算のために設定した数値である。

4. 3. 2 不確定要因のパラメータ

使用する各不確定要因の変動特性値を表-4.1に示す。なお、地盤の破壊現象を考慮するため、本来は地盤強度に係る変動要因についても考慮すべきであるが、本研究では含めていない。この点に関しては、今後十分に対応していく必要がある。

4. 3. 3 建設単価

計算において使用する各工種の単価を表-4.2に示す。各単価は、代表的な寸法の防波堤（ $H 20\text{ m} \times W 17\text{ m}$ ）の直接工事費をもとに、単位当りの積算単価を算出して設定した。

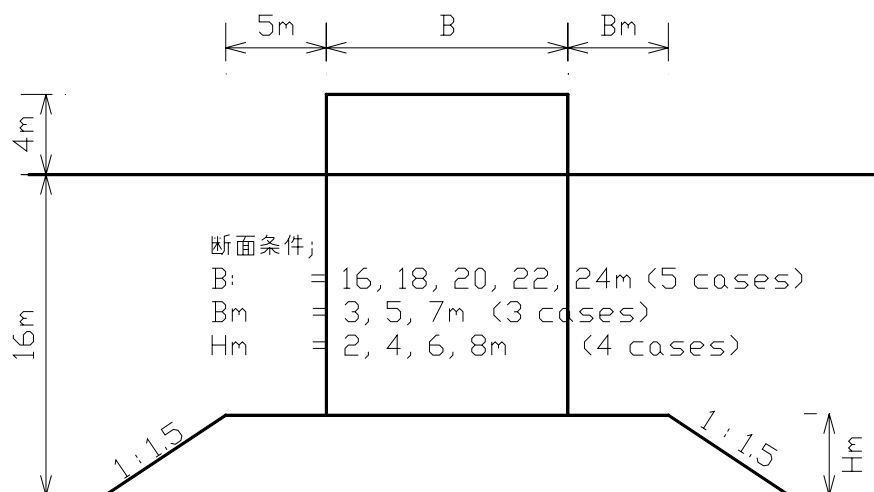


図-4.2 検討対象断面

表-4.1 変動特性の設定値

不確定要因	バイアス	変動係数	分布関数	備考
沖波波高	0.00	0.10	正規分布	中央値は極値分布
個別波高	#	#	レーリー	継続2時間
潮位	-1.00	潮汐振幅	三角分布	
波浪変形	-0.13	0.10	正規分布	
波力(砕波)	-0.09	0.19	正規分布	
波力(重複波)	-0.09	0.10	正規分布	
静止摩擦係数	0.00	0.10	正規分布	中央値は、0.65
動摩擦係数	0.00	0.10	正規分布	中央値は、 滑動未経験時: 0.60 滑動経験時 : 0.65

表-4.2 建設単価

名称	単位	単価(円)	備考
ケーソン製作・設置	m ³	18,000	FD(3,200t)使用
基礎捨石投入	m ³	2,900	5~100kg/個
基礎本均し	m ²	15,000	潜水土作業
〃 荒均し	m ²	8,000	潜水土作業
中詰砂投入	m ³	1,500	ガット船投入
〃 均し	m ²	1,000	
上部コンクリート運搬	m ³	3,300	台船バケツ方式
〃 打設	m ³	12,600	台船バケツ方式

4. 3. 4 検討結果

合計 60 断面に対して、供用期間 50 年での期待滑動量、転倒、円弧すべり破壊および端趾部沈下の期待発生確率の計算結果を図-4.3 に示す。

一般的な傾向としては、天端幅が大きくなるにつれて、全ての破壊モードに関して被災の程度が小さくなっていく傾向にあることがわかる。これは天端幅が増加して重量が増すにしたがって、安定性が増し、加えて接地面積が増えて反力分布が穏やかになるためである。

これに対して、ケーソン下端水深の変化に対する各被災モードの発生程度の変化は、天端幅とは異なり一方向ではなく、かなり複雑に変化していると言える。天端幅と同様、ケーソン下端水深が深くなるほどケーソン自体の重量は増加していくが、同時に波力も増加していくこととなり、結局両者のバランスで被災の程度が決定されることになる。加えて、砕波時で合田の波力算定式が適用される場合では、マウンド上水深の違いで波圧が変化し、また非砕波時で有限振幅重複波理論による波力が適用される場合では、水深方向の波圧分布が位相ごとに複雑に変化したりすることも複雑さを生む要因になっていると考えられる。したがって、ケーソン下端水深をどこにとれば、すなわちマウンド厚をどの程度確保したときに最も安定性が高くなるかは、破壊モードごとに様々であり、一概に安定性の傾向を掴むことは困難である。つまり、ケーソン部に加えて、捨石マウンド部の断面変化を考慮することで、波力、ケーソン自重、マウンド厚、マウンド幅、ケーソン幅といった様々な設計要素が各破壊モードの結果に複雑に影響を及ぼすことになり、捨石マウンド部の断面変化を考慮しない場合に比べると格段に変化が複雑になってくる。

次に、マウンド肩幅と円弧すべり破壊の関係性を示す結果を図-4.4 に示す。マウンド肩幅のサイズは、滑動、転倒および端趾部沈下の 3 つの破壊モードの計算結果には影響を与えず、円弧すべり破壊の結果のみに影響を及ぼす。マウンド肩幅の違いが円弧すべりの発生確率に及ぼす影響は非常に明瞭である。これは、マウンド肩幅が広いほどカウターウェイトが大きくなり、発生確率が減少していく。また一方で、天端幅が広いほど反力分布が穏やかになり、発生確率が減少していくためである。

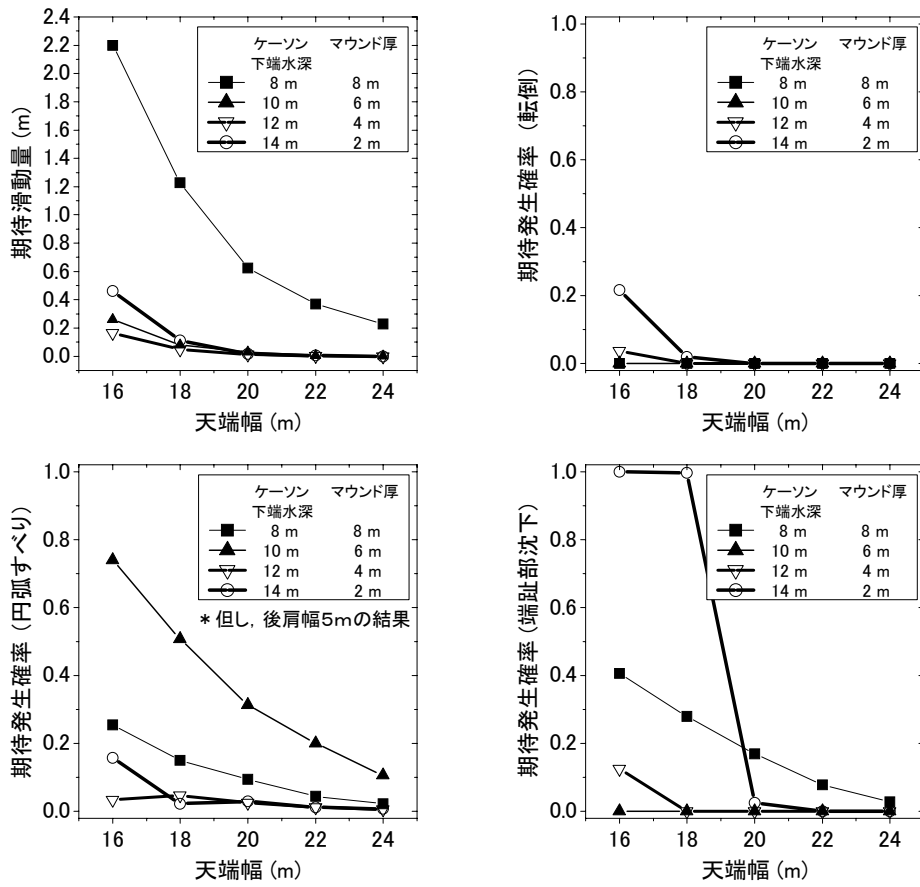


図-4.3 期待滑動量と期待発生確率の計算結果

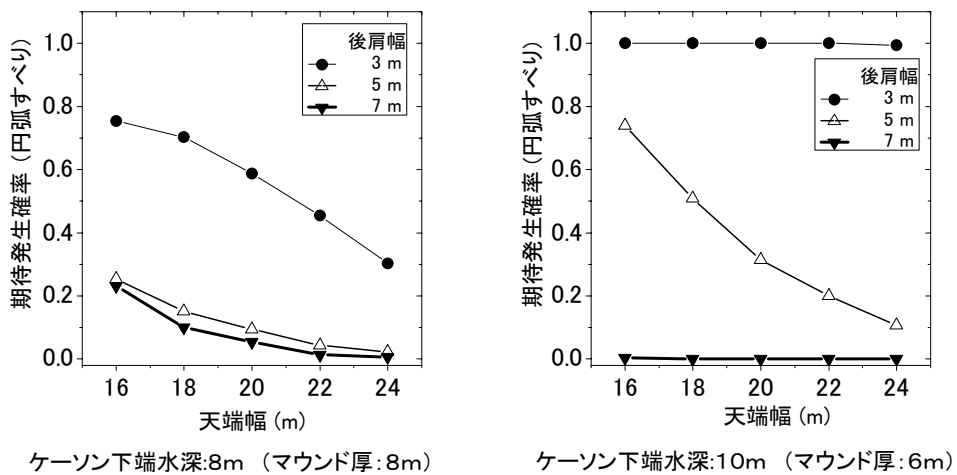


図-4.4 マウンド肩幅と円形すべり破壊の発生確率

4. 3. 5 最適断面の選定

従来のケーソン式防波堤の信頼性設計法では、ケーソンの滑動と転倒の2つの破壊モードを対象としていた。このため、直立ケーソン部自体の最適断面を選定することはできるが、捨石マウンド部やそれを含む防波堤全体系に対して最適断面を選定することは困難であった。これに対して、本研究の方法では、端趾部沈下と円弧すべり破壊の2つの破壊モードについても信頼性設計法の対象に加えたため、全体系の最適化が可能となる。

図-4.5は、検討対象とした全60断面について1函当り（延長20m）の概算工事費を示している。黒塗りのシンボルは、このうち4つの破壊モード全てが許容安全性、すなわち期待滑動量10cm以内および期待発生確率1%以内を満たす断面を示している。したがって、安定性と経済性の両面を考慮した最適断面は、黒塗りシンボルの中で最も工事費が安価な断面ということとなり、今回の検討では天端幅18m、ケーソン下端水深10m（マウンド厚6m）、マウンド後肩幅7mの断面が最適断面であると判断できる。

図-4.5の結果を全体的に眺めてみると、マウンド肩幅の違いが最適断面の選定に大きな影響を及ぼしていることがわかる。このことより、今回の水深16mを対象とした検討においてはマウンド肩幅の違いは、工事費にさほど大きな影響を及ぼさないが、安定性には大きな影響を及ぼし、その結果最適断面を決定する際のキーファクターになる可能性があるといえる。これは、図-4.4で示した通り、円弧すべりに対する安定性がマウンド肩幅と密接に関連しているためである。マウンド肩幅の例は端的な例であるが、他にも直立ケーソン部と捨石マウンド部の両者のバランスが安定性と経済性の両面に深く影響を及ぼすことは明白である。したがって、直立ケーソン部に加えて、捨石マウンド部も含めた防波堤全体系を信頼性設計法の中で取り扱うことにより、設計の合理化を一段と向上することができると期待される。

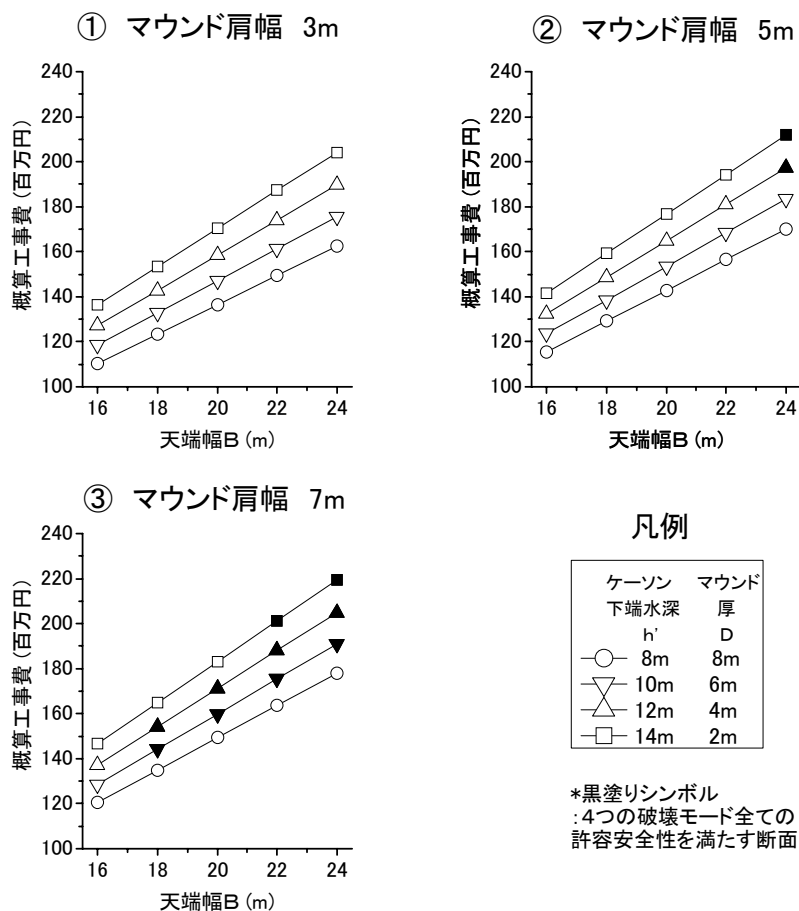


図-4.5 各断面の概算工事費とその中で許容安全性を満たす断面

4. 4 従来の許容応力度設計法との比較

図-4.6 は、小林ら（1987）により提示された従来の許容応力度設計法に基づいて設計されたケーソン式防波堤断面の一例である。対象水深は 24m と十分に深く、滑動安全率が 1.2 および円弧すべりに対する安全率が 1.0 になるように各寸法を試行錯誤の上で決定した断面であると考えられる。したがって、従来の許容応力度設計法に基づいて設計された最適断面の一例であると考えられる。このときの設計条件を表-4.3 に示す。

最初に、許容応力度法による断面に対して、今回提案する信頼性設計法により各安定性を計算した結果、期待滑動量は 7.8cm、転倒、円弧すべり、端趾部沈下の期待発生確率はいずれも 0.0 であった。但し、この断面にはフーチングが配置されているので、3.5.1 で示した方法により、補正した単位体積重量を使用し、フーチングを含む堤体幅をもつ等価長方形断面に対して検討を行っている。

これに対して、新たに提案した信頼性設計法によって同じく水深 24m のときの最適断面を取

得するため、図-4.7に基本断面を示すマウンド厚5種類、マウンド幅4種類、ケーソン天端幅5種類の合計100パターン防波堤断面に対して、各破壊モードの安定性と概算工事費を検討した。但し、小林らの断面では、根固ブロックや被覆ブロックが配置されているが、本検討ではこれらを含めずに検討を行う。図-4.8は、4.3節と同様の要領で期待滑動量と転倒、円弧滑り、端趾部沈下の期待発生確率を計算した結果である。それぞれの許容値は、4.3節同様、期待滑動量10cm、その他の期待発生確率を1%以内とする。一般的に工事費の観点からはケーソン函体の設置水深が浅いほどケーソン断面積が小さくなり、このため工事費が安価となる場合が多い。本検討ケースの中では、ケーソン下端水深10m（マウンド厚14m）のケースが設置水深が最も浅いケースであるが、図-4.8から明らかなようにこの条件で滑動、円弧すべり、端趾部沈下を許容値以内に抑えることはできず、設置水深として適切ではないことがわかる。また、ケーソン下端水深が19mと22m（それぞれマウンド厚5m、2m）の際は、ケーソンの天端幅を適切に設定することで、滑動、転倒、円弧すべりの許容値を満たすことは可能であるが、端趾部沈下ほどの天端幅に対しても発生してしまうため、これらを設定水深にとることは難しい。したがって、今回の対象ケースでは、ケーソン下端水深13mまたは16mのときにのみ、天端幅とマウンド幅を適切に選定することで、4つの破壊モードの許容値を同時に満足できる可能性があるということになる。

表-4.4は合計100パターンの検討断面のうち、4つの破壊モード全ての許容値を満たす断面パターンとそのときの概算工事費を表-4.2の単価に基づいて計算したものである。合計100パターン中6パターンが安定性の基準をクリアする断面と判断され、概算工事費は238～276百万円の範囲で分布している。なお、許容応力度法による断面（等価断面）の概算工事費は271百万円であった。したがって、許容安定性を満足する断面の中で最も概算工事費が小さく計算される断面を採用した場合、許容応力度法による断面から更に12%程度のコスト縮減が可能となる。そして安定性に関して許容応力度法による断面と比較すると、端趾部沈下の確率は0%から0.4%、円弧すべりの確率は0%から0.7%とそれぞれ若干安定性が低下するものの、期待滑動量については7.8cmから0.9cmと滑動安定性が向上しており、コストの縮減を実現しながら従来の許容応力度法での最適断面と同等の安定性を確保できるものと期待できる。

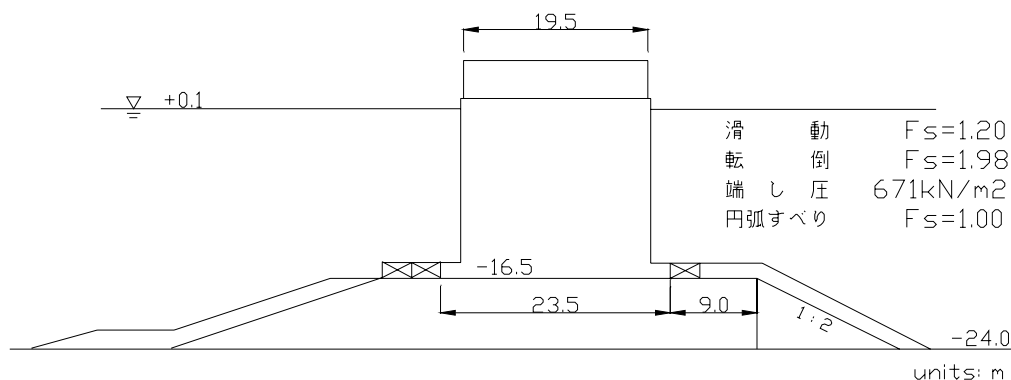


図-4.6 許容応力度設計法に基づく防波堤最適断面（小林ら, 1987）

表-4.3 防波堤設計条件 (小林ら, 1987)

前面水深および地形勾配	現地盤高 (m)	-24.0
	地形勾配	1/200
天端高	防波堤天端高 (m)	6.0
	ケーソン天端高 (m)	2.5
	マウンド天端高 (m)	-16.5
	被覆ブロック天端高 (m)	-13.0
潮位	潮位 (m)	0.1 (L.W.L)
設計波	波高 (m)	$H_{1/3}=7.8$ $H_{max}=14.0$
	周期 (sec)	13.0
	入射波 (度)	0.0
単位体積重量	鉄筋コンクリート (kN/m^3)	24.5
	無筋コンクリート (kN/m^3)	23.0
	中詰銅ガラミ (kN/m^3)	22.0
	海水 (kN/m^3)	10.3
土質条件	砂質土	$\phi=35^\circ$ $\gamma'=10kN/m^3$

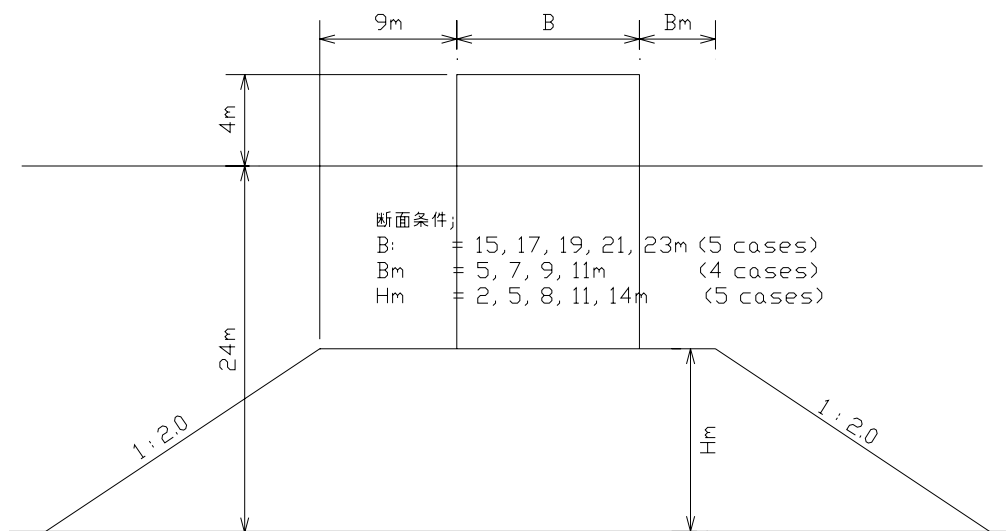


図-4.7 検討断面 (水深 24m, 天端幅 5 種類, マウンド幅 4 種類, マウンド厚 5 種類)

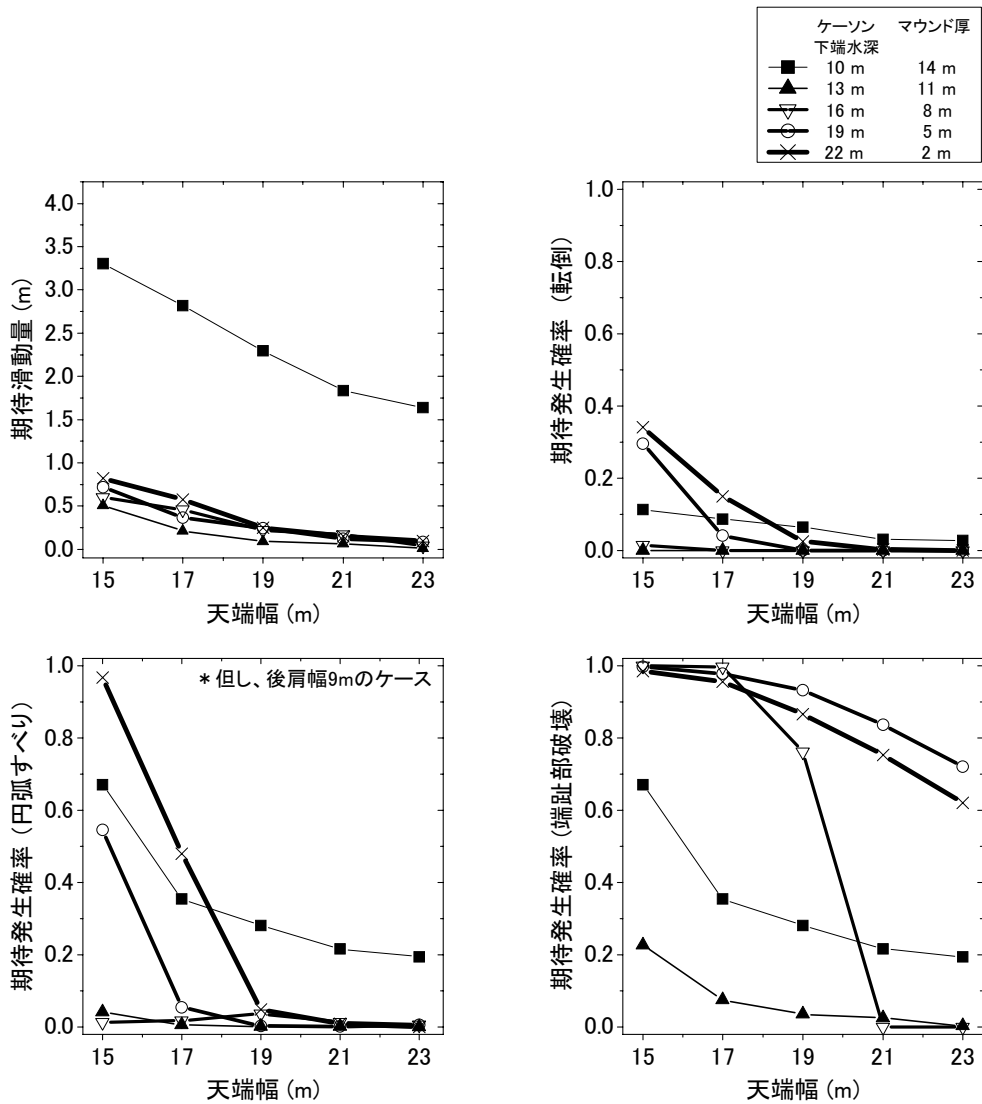


図-4.8 試設計断面に対する各破壊モードの期待滑動量と期待発生確率

表-4.4 4種類の破壊モード全ての許容値を満たす断面とその概算工事費

	ケーソン 設置水深 (m)	天端幅 (m)	マウンド 後肩幅 (m)	期待滑動量 (m)	期待発生確率			概算工事費 (千円)*3
					転倒	円弧すべり	端趾部	
*1	13	23	5	9.2×10^{-3}	0.0	0.7×10^{-2}	0.4×10^{-2}	238,254
	13	23	7	9.2×10^{-3}	0.0	0.0	0.4×10^{-2}	245,614
	13	23	9	9.2×10^{-3}	0.0	0.0	0.4×10^{-2}	252,974
	13	23	11	9.2×10^{-3}	0.0	0.0	0.4×10^{-2}	260,334
	16	23	9	4.4×10^{-2}	0.0	0.7×10^{-2}	0.0	268,856
	16	23	11	3.8×10^{-2}	0.0	0.0	0.0	276,216
*2	16.5	23.5	9	7.8×10^{-2}	0.0	0.0	0.0	271,706

*1 検討断面の中で、安定性を満足し、最も安価な断面

*2 小林ら(1987)の提示した断面(等価断面)に対する計算結果

*3 ケーソン1函(延長20m)の概算工事費

4. 5 水深変化に伴う滑動量の変化

前節までの検討で水深が十分に深くなると、計算上は滑動が発生するより先にその他の破壊モードである転倒、端趾部沈下、円弧すべり破壊が発生することが明らかになっている。したがって、十分に深い海域において、その他の破壊モードを考慮せず、ケーソンの滑動量のみを議論することはあまり意味のあることではない。しかし、今回提案する手法では砕波と重複波で波力の算定手法を明瞭に区別しており、この区別が計算結果にどの程度の影響を及ぼすものか確認しておく必要がある。この確認方法としては、砕波、重複波それぞれの影響による滑動量の変化を観察するのが最もわかりやすいと考える。そこで、滑動以外の破壊モードを無視して、水深を 10m から 23m まで段階的に変化させたときの期待滑動量の結果を 3.0m、4.5m および 6.0m の 3 種類の設計波高について図-4.9 に示す。なお、変動特性の設定値は、表-4.1 の値を使用するが、砕波時と重複波時で変動特性値に差異があると、その差異が滑動量の計算値に支配的となり、公正な比較が行えない懸念がある。そこで、砕波時の波力の変動係数についてのみ重複波時の変動係数 0.10 と同じ値を使用することとした。

いずれの結果とも、水深が浅い地点では全体の滑動量に対して砕波の影響が支配的であるが、水深が深くなるに重複波の影響が大きくなっていき、十分に水深が深い地点では重複波の影響が支配的となる。また、設計波高が小さいほど、より浅い水深で砕波から重複波への移行が進んでおり、防波堤を設置する水深に加えて、想定する波浪の大小によっても砕波と重複波のそれぞれの影響の程度が異なることがわかる。いずれにしても、期待滑動量を計算する際には砕波と重複波どちらの影響も重要であり、レベル 3 信頼性設計法の中で両者を区別して評価することの意義が理解される。

同時に、図-4.9 の結果は、期待滑動量の絶対値の観点からは水深がある程度深い場合でも砕波に伴う滑動が依然重要であることを示しているといえる。これは、一般的には同程度の波高の場合、砕波圧の方が重複波圧よりも大きく計算されるためと考えられる。但し、砕波時の滑動量算定値については 3.3.3 項で提示した滑動量算定モデルへの未導入事項の影響も大きいと考えられる。これは、今回使用したモデルは剛体マウンド上の一自由度の運動方程式が基本となっており、捨石マウンドの弾性効果やケーソン端部が捨石にめり込むことによる滑動抵抗の増加など、滑動に付随して発生する複雑な物理メカニズムを十分に反映できていないためである。したがって、このような影響を適切に考慮できれば、砕波による滑動量は今回の計算結果よりも小さな滑動量になるものと予想される。

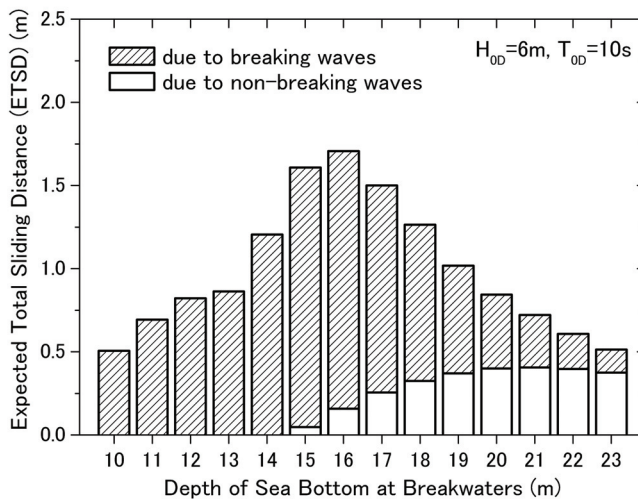
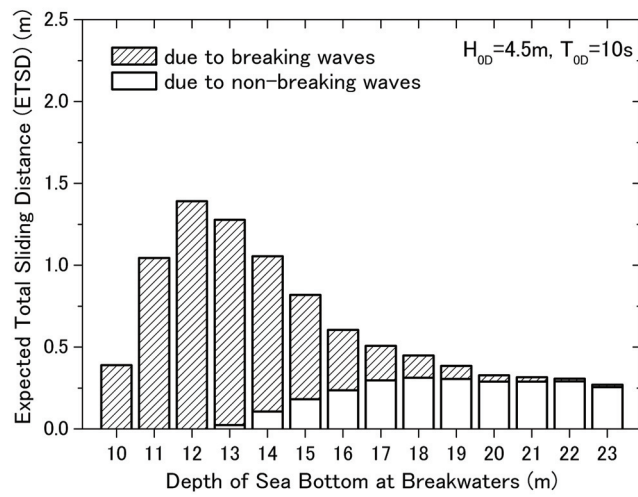
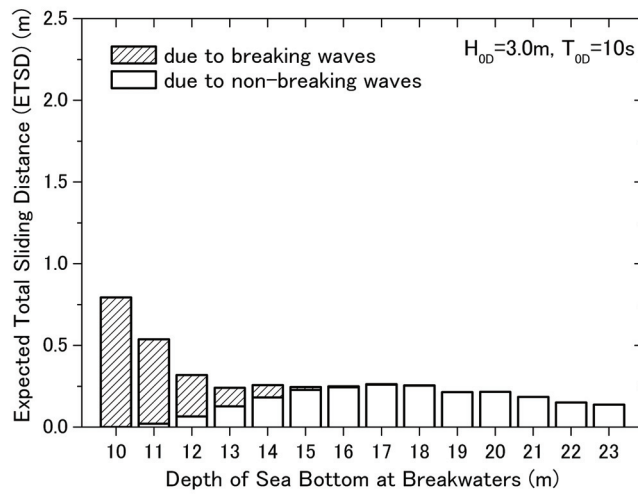


図-4.9 滑動量に及ぼす碎波圧と重複波圧のそれぞれの寄与
(上から, 設計沖波波高 $H_{0D}=3, 4.5, 6\text{m}$ のケース)

第5章 既設防波堤の安定性能の評価

第4章では、新たな新設防波堤の設計手法として、非大水深域から大水深域まであらゆる水深に適用可能なレベル3信頼性設計法を提案した。本章では、この新たなレベル3信頼性設計法の手法を応用することで、既設の防波堤の安定性能の評価を行うことができることを期待して、その評価手法を提案するとともに、実際の被災事例を参照して妥当性の検討を行った。

5.1 既設防波堤の安定性能の評価の意義と必要性

日本全国の港湾・海岸には、これまで相当数に上る防波堤が整備されてきた。日本全国の総数、総延長を示す一覧資料は整備されていない様子であるが、河合ら(1997)の調査によると、旧運輸省、北海道開発局、沖縄総合事務局の管轄内において、平成5年度末時点で混成堤が約9,000函、消波工被覆堤が約7,000函設置されている。また、国土交通省関東地方整備局の調べによると、平成18年度末時点で主要10港湾(日立、常陸那珂、大洗、鹿島、千葉、木更津、東京、川崎、横浜、横須賀)における官・民あわせての防波堤延長は63kmにも及んでいる。

このような膨大な防波堤の大部分が1950年代以降に建設された防波堤と考えられるので、初期に建設された防波堤は既に建設後50年以上が経過したということになる。

通常、防波堤の供用年数としては50年を設定して設計が行われる場合が多いが、他の土木構造物同様、供用年数を過ぎたからといって直ちに使用できなくなるというわけではなく、現実には適切な維持補修・補強のもと、できる限り長期に渡って使用できるように適宜対処が行われていくことになる。

これまでに設置されてきた膨大な数の防波堤をこれからも継続的・安定的に使用するためには、設計時点とは異なる可能性がある海象条件や地形条件等を今後ある時点で見直して、適切な維持補修・補強を行っていくことが、将来の大規模被災を未然に防ぐ上で重要な視点である。清水ら(2006)は、ナウファスデータに基づいて、長期的な波候変動を分析しており、その結果、ここ最近の台風通過数の増加と連動して、潮岬や中城湾のような地点では高波発生数の顕著な増加が見られることを指摘している。したがって、特に極値統計解析に基づいて、設計波高を選定している場合は、使用した観測波浪データが長期的にみて、比較的波浪の静穏な期間に取得されてい

る場合には注意が必要である。

しかし、設計上の予定年数を越えて、今後も継続的に使用されていくであろう防波堤について、その安定性能を評価する手法が十分に確立されている様子はなく、現状ではコンクリートの劣化や被覆ブロックの沈下に対して、対処療法的に補修を行っている程度に留まると考えられる。

これまでに設置されてきた防波堤は、それぞれに海象条件や地形条件、構造様式などが異なり、今後の長期使用のために採用すべき維持補修・補強の方策は千差万別であろう。また、長期的な視点からその採用する方法が最良の方策であるためには、現状に加えて、将来的な変化を考慮した方策である必要がある。特に、気候変動による海面上昇がほぼ現実になりつつあり、また台風の巨大化等の深刻な影響が危惧されている現在、防波堤の安定性に直接影響を及ぼすこのような地球規模の影響を将来的なトレンドとして捉え、維持補修・補強を考えていく姿勢がこれからは重要になってくると考える。

信頼性設計法は、安定性に影響を及ぼす様々な不確定要因を考慮できる設計法であると同時に、このように現在だけではなく、将来的な変化を反映することのできる現時点ではほとんど唯一の設計法であると考えられる。以降では、信頼性設計法に基づいて既設防波堤の安定性能を評価するために必要な手法の提案とその評価を試みる。

5. 2 安定性能評価において想定する波浪

新設防波堤の設計では設計波の選定が非常に重要であるが、既設防波堤の安定性能評価についても同様で、どのような波浪を想定するかによって大きく異なる結果が得られることになる。波浪の設定方法としては、例えば以下の2種類の方式が考えられるが、このうち本研究ではシナリオ方式を中心に検討を進めていくことにする。

方法1：シナリオ方式

周辺海域における観測史上最大の波浪や過去に防波堤に大きな被害を与えた波浪、また気候変動の影響を加味した場合の将来予測される最大級の波浪など、具体的な波浪のシナリオを想定して、その波浪に対して既設防波堤の安定性能を評価する方式。海面上昇の影響については、IPCCの報告に基づいて、数十年後に見込まれる海面上昇分を防波堤の設置水深にあらかじめ足し合わせて検討を行うか、想定される海面上昇量の範囲で一様乱数を与えて求める方法などが考えられる。

方法2：極値分布方式

新設防波堤の設計同様、ある極値分布関数に基づき、年最大波を推定して対象期間中の安定性能を評価する方式。この方式では、IPCCの報告に基づいて、毎年の海面上昇を考慮することが可能である。

5. 3 シナリオ方式による安定性能評価とその妥当性検証

本節では、シナリオ方式による既設防波堤の安定性能の評価方法を提案すると同時に、実際の防波堤の被災事例と比較して本手法の妥当性の検証を試みる。

5. 3. 1 期待発生頻度に基づく被災程度の評価

現実の防波堤の被災を考えたとき、被災は必ずしも波群中の最大波により被災するとは限らず、それよりも小さな波浪により被災する可能性も否定できず、また実際の被災は波群中の数波や数十波が継続して作用した結果であると考えた方が自然である。したがって、最高波高 H_{max} のような特定の波に対して被災の有無を判定する確定的な判断手法（許容応力度設計法 etc）は、本質的には被災を量的に評価する方法としてはふさわしくないと考えられる。

これに対してレベル3信頼性設計法では、波群中の代表波ではなく、時々刻々と変化する個々の波を対象としているため、継続作用の結果生じる被災の発生確率や累積損傷などを定量的に評価するのに適した手法であるといえる。但し、4章で提案した防波堤の新設を想定したレベル3信頼性設計法では、通常シナリオ方式が対象とするような特定の1回の高波浪中での被災の累積というよりも、供用期間全体を通じた被災確率を問題とする。そのため「期待発生確率」のような供用期間全体を対象とした指標が用いられるが、シナリオ方式のように特定の波浪を対象とする場合には、5章で使用した期待発生確率をそのまま被災程度の評価指標として使用することは適切ではない。

そこで、シナリオ方式においては、「期待発生頻度」という指標に基づいて被災程度の推定を行う方法を提案する。この方法では、想定する高波浪の継続時間内における各被災モードの計算上の発生頻度と最終的な被災状況や程度は密接に関連していると仮説を立てて、各被災モードの高波浪中での発生頻度の期待値を「期待発生頻度」と定義して、被災程度の推定指標として用いるものである。本来物理的に考えれば、ある波Aによって防波堤に変形が生じた場合、その後の波Bによる変形は波Aによって既に受けている変形の影響を受けると考える必要がある。そして、このように段階的に進行していく防波堤の物理的被害を予測するためには個別要素法等の変形シミュレーションを行うことが有望である。しかし、モンテカルロ法に基礎をおく信頼性設計法を適用する限り、高波1波1波によって段階的に進行していく物理的な被害を厳密に再現する方針を採用するのは、少なくとも現状においては計算コスト等を考えると現実的ではない。これに対して、期待発生頻度の考え方は現実的な範囲で信頼性設計法の結果と実際の被災状況や程度を結びつけるための手段と位置づけられる。このため、図-5.1に示すようにそれぞれの波による防波堤の変形は物理的には互いに無関係と考えるが、期待発生頻度が防波堤の最終的な被災程度と強い相関を持つと仮説を立て、期待発生頻度によって間接的に被災程度の予測を行うことにする。

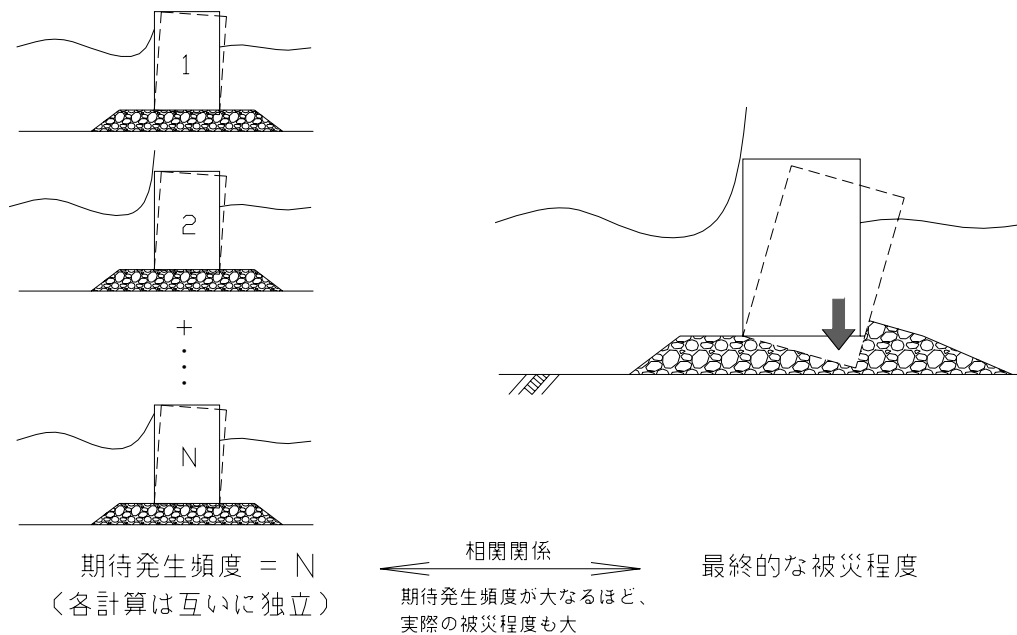


図-5.1 期待発生頻度と実際の被災程度の関係のイメージ

5. 3. 2 期待発生頻度の計算手順

期待発生頻度の計算には、4章において提案した信頼性設計法のモデル（図-4.1）を基礎として、計算手順を図-5.2に示す通りに修正・再構築を行ったモデルを使用する。このモデルの呼称としては「レベル3信頼性設計法に基づく安定性能評価モデル」のような名称が適切であると考えられる。但し、以下では単に性能評価モデルと呼ぶことにする。

なお、4章で提案した信頼性設計法のモデルと本性能評価モデルの最大の相違点は、4章のモデルが様々な防波堤断面に対して試行検討を行うのに対して、本モデルでは実際の防波堤断面を対象としており、また沖波条件についても被災時の推定波浪を直接使用することである。但し、ここで推定された沖波条件は真値に対してある程度の誤差を含むと考える必要がある。そこで計算フローに示す通り、ここでは通常の5千回程度の繰り返し計算に加えて、沖波条件を想定値の周りに100パターン変動させて、各破壊モードの発生頻度や滑動量は最終的にその平均値をとって期待値として算出する方法を提案する。ここで、沖波の変動はある確率特性を持つ正規分布に従って発生すると考える。但し、この後で示す実被災事例に基づく検証においては、この沖波の変動は与えず、波浪観測に基づく沖波を確定的に扱い、観測値（または推算値）の1パターンのみを入力条件として考えることにした。

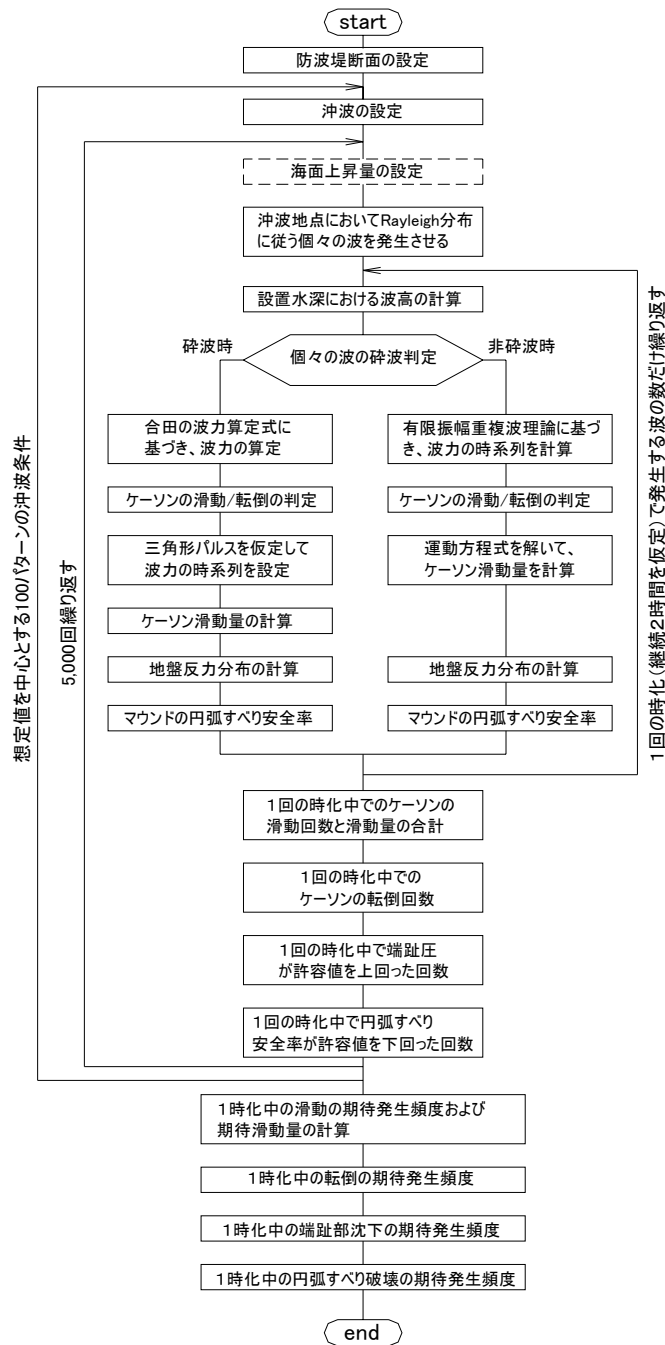


図-5.2 期待発生頻度の算定フロー

5. 3. 3 被災事例に基づく性能評価モデルの検証①—函館港島防波堤—

(1) 被災概要

一例目は、2004年台風18号により大規模な被害を被った函館港島防波堤を取り上げる。提案する性能評価モデルの妥当性検証として、当被災事例を取り上げる理由は、以下の2点である。

- ① 捨石マウンド部の大規模な損傷とケーソンの転倒を伴った過去においても稀な被災ケースであり、性能評価モデルが対象とする滑動、転倒、端趾部沈下および円弧すべり破壊の4種類の破壊モードについての検証を行うことが可能と考えるため。
- ② 被災後、速やかに被災状況調査が実施されており、被災を受けた防波堤の詳細な被災状況に加えて、来襲波に関して信頼性の高い情報が得られているため。

ここで、平成16年度第3回函館港島防波堤被災調査検討委員会の参考資料を参照して、被災状況の概要を以下にまとめる。

平成16年9月8日、強い勢力のまま北海道西方海上を北東に進んだ台風18号は、函館湾に猛烈な時化をもたらし、函館港の港外に位置する全長約400mの島防波堤（図-5.3）に甚大な被害を及ぼした。島防波堤は、平成9年度から12年度にかけて建設された総数27函のケーソン式防波堤からなるが、この猛烈な時化により、図-5.4に示す通り、27函中25函が捨石マウンド上から完全に転倒した。検討委員会の報告書中には、マルチビームソナーによる調査結果や潜水土による調査結果に基づいた被災の全容が詳細に記録されている。

当日函館港において発生した波浪に関しては、第3世代波浪推算手法であるWAMモデルを使用して函館沖の沖波が推算され、続いてエネルギー平衡方程式による波浪変形計算が実施されて島防波堤位置における通過波条件の有義波高、有義波周期が表-5.1のように推定されている。

函館港島防波堤被災調査検討委員会の報告では、被災のメカニズムは、設計波を2m以上も超過する波が来襲し、繰り返しの波浪作用によりケーソンにロッキングが発生、この結果捨石マウンドの端趾部沈下が発生して、ケーソンの傾斜、それに引き続く転倒が発生したものと推定している。また、ケーソン底面には断面方向に引きずられた痕跡が認められており、傾きながら捨石マウンド上を滑動したものと考えられている。なお、港外側に転倒した3函については、背後の西防波堤からの反射波の影響があったものと推測している。



図-5.3 函館港島防波堤設置位置

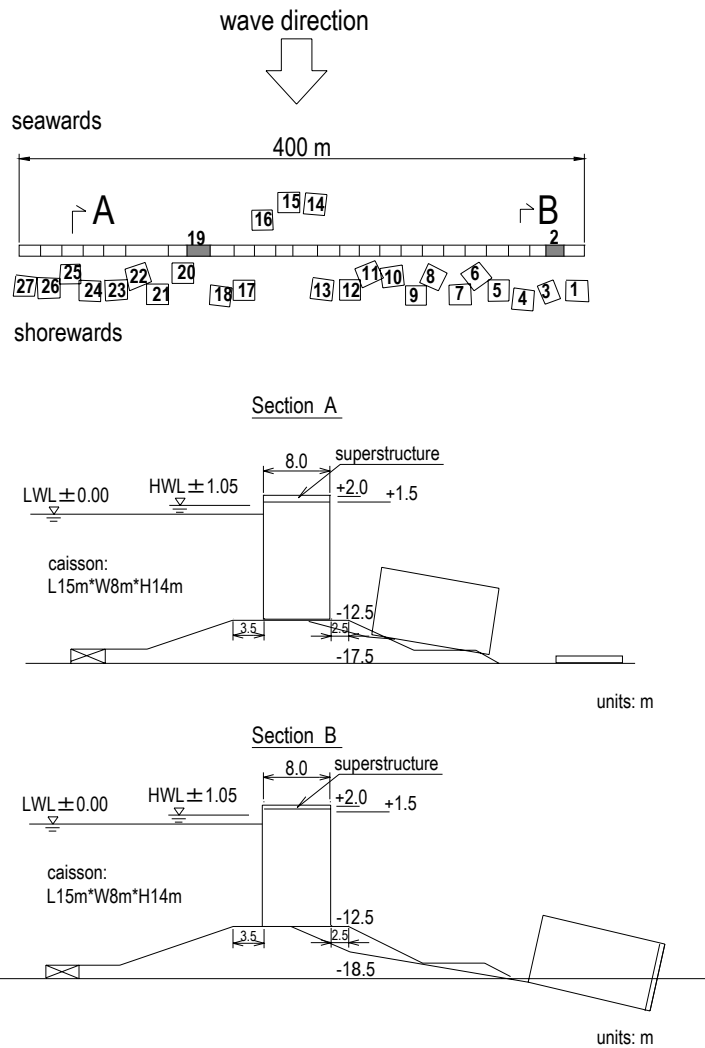


図-5.4 函館港島防波堤被災状況および防波堤断面

表-5.1 函館港島防波堤位置での出現波浪の推定値

日時	$H_{1/3}$ (m)	H_{max} (m)	H_0' (m)	$T_{1/3}$ (s)	入射角 (°)
2004/9/8 4:00	1.5	2.7	1.60	8.4	5
2004/9/8 6:00	3.0	5.3	3.21	9.1	0
2004/9/8 9:00	3.8	6.8	4.05	9.6	0

(2) 検討結果

函館港島防波堤の被災事例は、先の被災概要で述べた通り、滑動、転倒、端趾部沈下、円弧すべり破壊という想定される防波堤の破壊モード全てを伴う複合的な被災形態であり、主原因とな

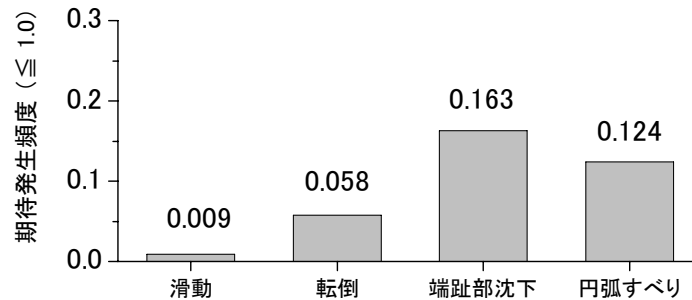


図-5.5 函館港島防波堤被災時の期待発生頻度 (Section A)

った破壊モードを限定するのは容易ではない。しかし、委員会では最初に端趾部での破壊が発生したものと推測しており、函館港島防波堤の被災は端趾部沈下が主原因となった可能性が高い。ここで行った期待発生頻度の計算結果(図-5.5)も4種類の破壊モード中では端趾部沈下の期待発生頻度が最も高く、被災調査の結果に符合する。ここで、端趾部沈下の期待発生頻度0.163とは、対象とする全ての波のうち、上位16.3%以内の波によって端趾部沈下が発生する可能性があることを意味している。今回の計算では、高波継続2時間中の波の発生数は平均で910波であったので、全波のうち150波程度が端趾部沈下を引き起こすポテンシャルを有した波(600kN/m²以上の高端趾圧を引き起こす波)であったと判断できる。このように端趾部沈下に対する期待発生頻度は非常に大きな数値を示したが、実際には高波が始まったかなり初期の段階で端趾部沈下が進行し、その後防波堤全体に壊滅的な破壊が発生したものと推測される。また、円弧すべりの期待発生頻度も端趾部沈下について大きく、図-5.4に示す被災後の捨石マウンドの形状は端趾部沈下後の円弧すべり破壊によって引き起こされた可能性があると考えられる。

なお、高波継続2時間における期待滑動量は0.789mと計算された。したがって、例え捨石マウンド部が強固で破壊が発生しなかったと仮定しても、いくつかのケーソンはマウンドから滑落、転倒した可能性があると考えられる。

5. 3. 4 被災事例に基づく性能評価モデルの検証②—新長崎漁港防波堤—

(1) 被災概要

検証の二例目は、1987年台風12号によって防波堤全長1090mのうち950mが甚大な被害を被った新長崎漁港を例に取り上げる。本被災事例も函館島防波堤の事例同様、ケーソンの傾斜、転倒を伴った被災形態を示しており、本モデルの検証用のデータとして非常に有用である。

台風12号はフィリピンの東方海上に達した後、次第に進路を北西に変えて、8月26日には中心気圧915hPa、中心付近の最大風速50m/sの大型で非常に強い台風となり、30日夜には福江市の南西海上を経て、対馬の西を通り、日本海の北東に進んだ。

新長崎漁港付近には伊王島の波浪観測施設が存在するが、観測データの波高ピーク付近に有意

な欠測が発生しており、したがってそのときの観測値 ($H_{1/3}=4.94\text{m}$, $T_{1/3}=12.5\text{s}$) を本検討のために使用することは適切ではない。そこで、山口ら (1989) が 1 点浅海域モデルに基づいて台風 8712 号の波浪追算を行い、新長崎漁港での有義波推定値を求めた結果を使用することにする。山口らは、新長崎漁港南防波堤の東側部 (図-5.6 の B 区間) および西側部 (同 C 区間) の波高、周期をそれぞれ $H_{1/3}=6\text{m}$, $T_{1/3}=13\text{s}$, $H_{1/3}=5.5\text{m}$, $T_{1/3}=13\text{s}$ と推定した。

図-5.7 に示す通り、防波堤の被害は前面に消波工を配置したセクションを除いて、ほぼ全面に及んでいる。図-5.8 および図-5.9 はそれぞれ B 区間、C 区間の代表的な被災状況を示している。2 種類の防波堤断面を比較すると、C 区間のケーソンの方が B 区間と比較すると若干幅広であることがわかる。両者とも甚大な被害を被っているが、その中でも B 区間の防波堤の方が転倒を伴って、より大きな被害を受けており、ケーソンの断面幅の影響が被災程度に影響を及ぼしたものと考えられる。

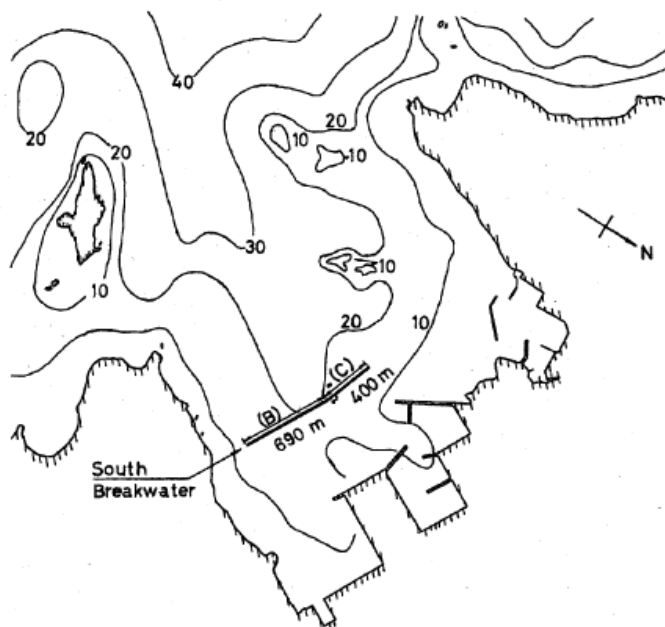


図-5.6 新長崎漁港南防波堤設置位置 (Sekiguchi and Ohmaki, 1992)

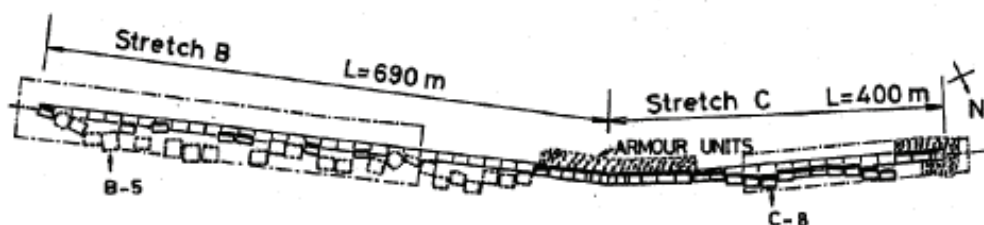


図-5.7 防波堤被災状況平面図 (Sekiguchi and Ohmaki, 1992)

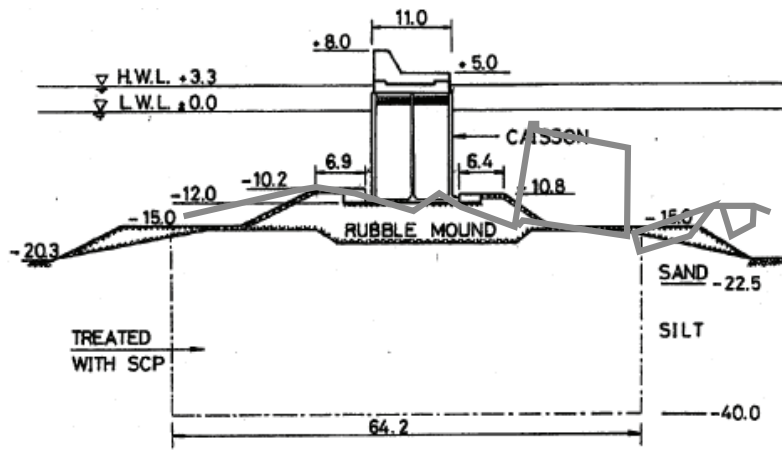


図-5.8 防波堤 (B-5) の被災状況 (Sekiguchi and Ohmaki, 1992 を若干修正)

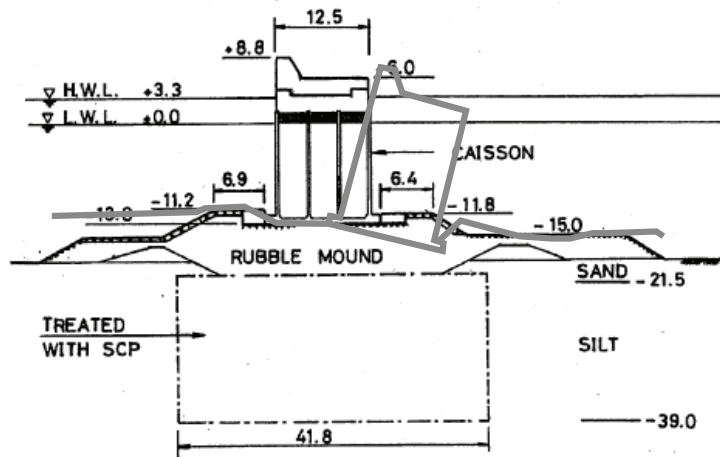


図-5.9 防波堤 (C-8) の被災状況 (Sekiguchi and Ohmaki, 1992 を若干修正)

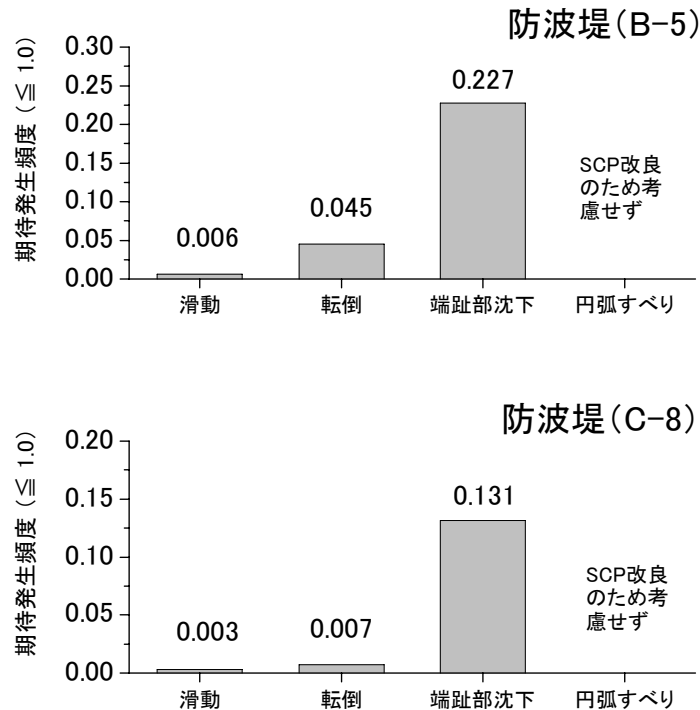


図-5.10 新長崎漁港南防波堤被災時の期待発生頻度

(2) 検討結果

新長崎漁港南防波堤は、SCP工による地盤改良が行われており改良地盤は十分に強度が高いと考えてもよい。したがって、ケーソン下に改良地盤を横切るようなすべり線が形成されたとは考えにくく、また捨石マウンドは腹付部分を含めて相当に幅広であるため、円弧すべり破壊が発生するとは考えにくい。このため、本検討では期待発生頻度の計算から円弧すべり破壊の計算を除外している。図-5.8および図-5.9より明らかに捨石マウンドの変形が確認できるが、このように円弧すべり破壊を除外して考えると、捨石マウンドの変形は端趾部沈下の発生により引き起こされた可能性が高いと考えられる。端趾部沈下の期待発生頻度は、防波堤 B-5 で 0.227、防波堤 C-8 で 0.131 とかなり高い数値を示しており、端趾部沈下の発生を示唆した結果となっている。また、転倒の期待発生頻度は、防波堤 B-5 で 0.045、防波堤 C-8 で 0.007 と 2 つの防波堤で大きな開きが生じている。実際の被災状況も、防波堤 B-5 が完全に転倒しているのに対して、防波堤 C-8 は傾斜しながらも転倒には至っていない。2 つの防波堤における期待発生頻度の違いは、このような転倒・非転倒の状況を表しているものと考えられる。なお、期待滑動量は防波堤 B-5 で 0.482m、防波堤 C-8 で 0.025m と計算されている。したがって、被災は端趾部沈下と転倒（または傾斜）が主要因と考えられるが、それと同時にある程度の滑動が発生していたものと計算結果からは推測される。

5. 3. 5 被災事例に基づく性能評価モデルの検証③ー志布志港沖防波堤ー

(1) 被災概要

ここでは、志布志港（若浜地区）の沖防波堤において、2004年、2005年と2年連続して発生した被災事例を取り上げる。先に取り上げた函館港と新長崎漁港の事例はいずれも端趾部沈下とそれに続く堤体の転倒が主要因となった事例であったが、この志布志港の事例はいずれの年の被災も滑動が主要因となった事例であり、転倒や端趾部沈下は発生していない。対象とする全長2,570mの沖防波堤は、図-5.11に示すように、断面諸元の異なる区分ⅠからⅧのケーソン式防波堤で構成されている。このうち、断面区分ⅠとⅧの断面については、前面に消波工が配置された断面、また区分ⅡからⅦについては被災を受けた時点では消波工が配置されていなかった断面である。図-5.2の検討フローは消波工を配置した状況での検討には対応できていないため、ここでは消波工が配置されていない区分ⅡからⅦの断面を対象として検討を行う。

2回の被災とも、台風通過に伴い発生した被災であり、被災発生時の観測波浪（2004年の場合）および推算波浪（2005年の場合）は、いずれも過去最大クラスの波浪であった。また、被災時とあわせて無被災時の検討を行って、両者を比較することが有効であるため、ここでは2003年の年最大波高を対象とした検討についてもあわせて行うこととした。対象とする3波浪条件を表-5.2に示す。

次に、検討対象とする断面区分ⅡからⅦの構造諸元を表-5.3に示す。いずれの断面も天端高は同一であるものの、設置水深や断面寸法は様々に異なっているため、沖波での同一の波浪条件に対して、異なった検討結果を得ることができる。

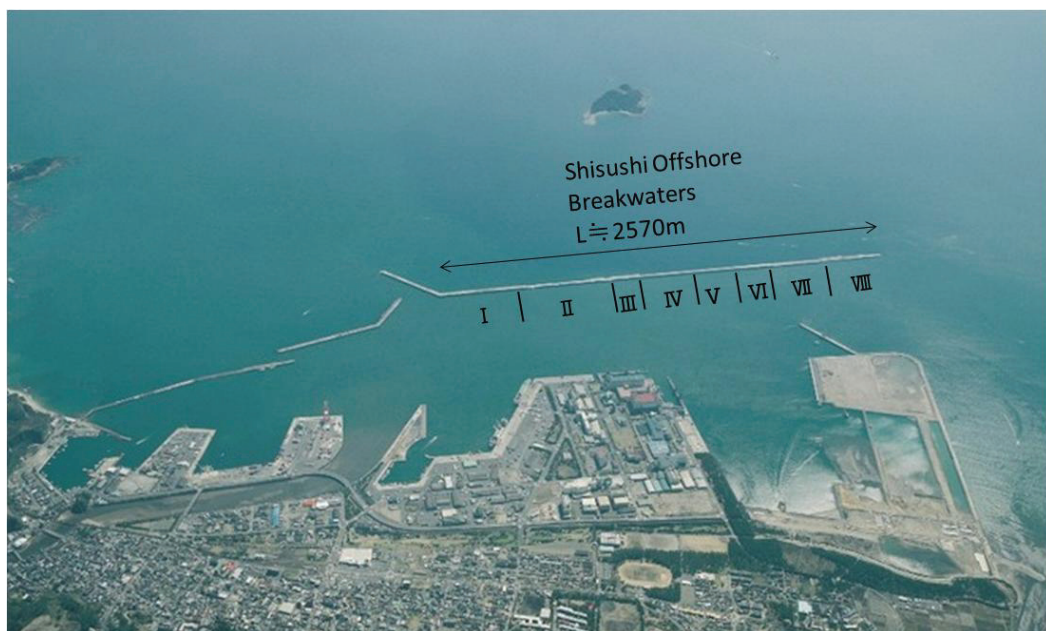


図-5.11 志布志港全景

表-5.2 波浪条件 (志布志港)

台風	日時	$H_{1/3}$ *1	$T_{1/3}$ *1	入射角	H_0'	T_0'	潮位	備考
TY0310	2003/8/8 6:00	7.97	13.7	18	8.7	13.7	+1.55	Nowphas 2003
TY0416	2004/8/30 8:00	9.03	12.8	***	9.8	12.8	+3.49	Nowphas 2004
TY0514	2005/9/6 8:00	9.62	15.2	***	10.5	15.2	+3.29	波浪推算値

*1: 波浪観測地点 (水深36.2m)

表-5.3 対象断面 (志布志港)

Section	No.	堤体高 (m)	堤体幅 (m)	堤体幅 (フーチング含) (m)	設置水深 (m)	マウンド上水深 (m)	根固水深 (m)	天端高 (m)	函数
II	34-73	15.5	18.5	21.5	-11.5	-8.5	-7.2	+7.0	40
III	74-84	15.5	19.1	22.1	-11.5	-8.5	-7.2	+7.0	11
IV	85-106	16.0	20.5	23.5	-12.4	-9.0	-7.7	+7.0	22
V	107-122	16.0	22.8	25.8	-13.2	-9.0	-7.7	+7.0	16
VI	123-135	16.0	24.9	27.9	-13.2	-9.0	-7.7	+7.0	13
VII	136-151	16.0	29.5	35.5	-15.0	-9.0	-7.7	+7.0	16

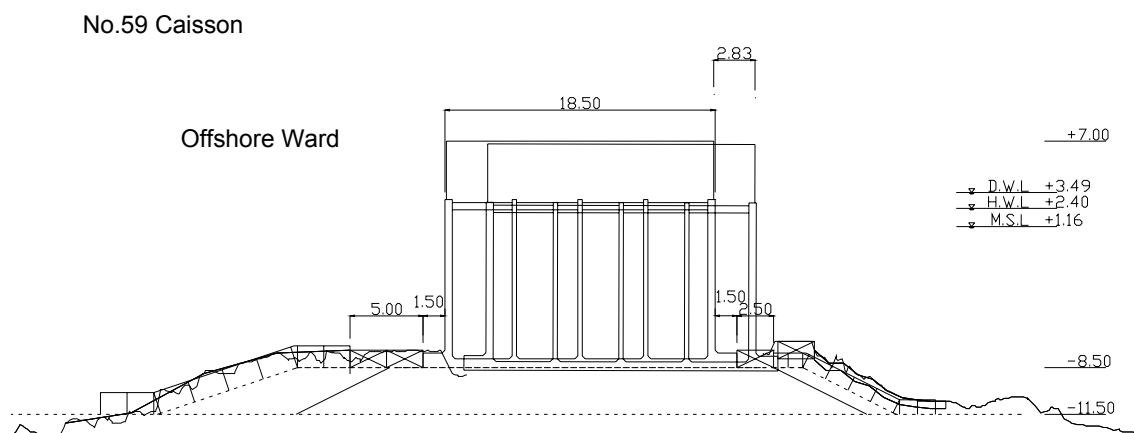


図-5.12 志布志沖防波堤被災状況例 (断面区分II)

なお、本検討は主に以下の2つの被災調査報告の結果を参照したことを付記しておく。

- ・平成16年度志布志港(若松地区)防波堤(沖)被災状況調査報告書、国土交通省九州地方整備局志布志港湾事務所、平成16年10月
- ・平成17年度志布志港(若松地区)防波堤(沖)被災状況調査報告書、国土交通省九州地方整備局志布志港湾事務所、平成17年9月

(2) 検討結果

各被災調査報告の中においては、被災後の防波堤の状況が1函1函詳細に調べられており、それらの結果より被災を受けたほとんど全ての防波堤が傾斜や転倒を生じることなく、ほぼ水平に滑動していることがわかった。このため、滑動モードに対する検討を重点的に行うこととして、求める滑動量としては全体の平均値である期待滑動量に加えて、最大値、滑動上位10%平均および上位5%平均についての出力を行うことにした。被災調査による実測滑動量と各滑動量の計算結果を表-5.4に示す。さらに、実際の各防波堤の滑動量の空間分布と断面区分ごとの計算結果の比較を示した結果が図-5.13である。

最初に期待滑動量(表-5.4の mean_total)の結果について考えてみる。実際には滑動が発生していない台風0310号通過時では、期待滑動量はゼロに近く計算されるはずであるが、表-5.4の結果でも期待滑動量は1~4cmと十分に小さく、ほぼ妥当な結果を与えていると判断することができる。また、許容応力度設計法に基づく従来の滑動安全率の計算結果を表-5.4にあわせて示している。台風0314通過時にはいずれの断面条件とも許容安全率1.2を十分に上回っており、出現した波浪自体はかなり大きな波浪であったが、期待滑動量と滑動安全率のどちらの指標で判断しても、防波堤に著しい被災を及ぼすような波浪条件ではなかったことが推測される。これに対して、断面区分Ⅱに属するケーソンを中心に全般的に滑動被害を及ぼした台風0416号と0514号では、期待滑動量の計算結果も8~39cm(TY0416)、25~98cm(TY0514)と台風0310号と比べてかなり大きく計算されており、滑動の発生を予期する結果となっている。また、予測精度の観点では、断面区分Ⅱのケーソンでは実際の平均値が台風0416通過時では54cmに対して期待

表-5.4 実測滑動量と計算滑動量(志布志港)

Typhoon	Section	実測 (m)		解析 (m)				滑動安全率 (従来法)
		max	mean	max	mean (total)	mean (upper 10%)	mean (upper 5%)	
TY0310	Ⅱ	≦ 0.05	≦ 0.05	1.19	0.04	0.25	0.32	1.34
	Ⅲ	≦ 0.05	≦ 0.05	1.03	0.03	0.18	0.24	1.39
	Ⅳ	≦ 0.05	≦ 0.05	1.06	0.03	0.20	0.28	1.39
	Ⅴ	≦ 0.05	≦ 0.05	1.15	0.03	0.20	0.28	1.43
	Ⅵ	≦ 0.05	≦ 0.05	0.71	0.01	0.09	0.13	1.56
TY0416	Ⅶ	≦ 0.05	≦ 0.05	1.83	0.03	0.21	0.31	1.63
	Ⅱ	2.84	0.54	3.13	0.39	1.11	1.31	1.10
	Ⅲ	0.89	0.23	2.55	0.29	0.88	1.06	1.14
	Ⅳ	0.25	≦ 0.05	3.36	0.27	0.86	1.05	1.16
	Ⅴ	≦ 0.05	≦ 0.05	2.96	0.19	0.72	0.89	1.21
TY0514	Ⅵ	≦ 0.05	≦ 0.05	2.32	0.08	0.39	0.51	1.32
	Ⅶ	0.09	≦ 0.05	2.91	0.13	0.59	0.76	1.43
	Ⅱ	7.81	1.64	5.25	0.98	2.29	2.65	0.98
	Ⅲ	3.10	0.82	4.30	0.74	1.84	2.15	1.01
	Ⅳ	1.43	0.25	5.30	0.73	1.89	2.21	1.03
TY0514	Ⅴ	0.29	0.10	3.55	0.56	1.53	1.80	1.06
	Ⅵ	0.22	0.11	2.31	0.25	0.84	1.03	1.16
	Ⅶ	0.11	0.10	4.53	0.42	1.36	1.65	1.26

* 実際には、台風0310号によるケーソンの滑動は報告されていないが、異常が認識されない程度の滑動が発生している可能性があるため5cm未満としている。

滑動量が 39cm, 台風 0514 通過時では 164cm に対して期待滑動量が 98cm, また断面区分Ⅲのケーソンでは実際の平均値が台風 0416 通過時では 23cm に対して期待滑動量が 29cm, 台風 0514 通過時では 82cm に対して期待滑動量が 74cm と予測誤差は±100%程度に収まっていると考えられる。但し、個々のケーソンの滑動状況は、図-5.13 より明らかな通り、実際には相当に大きくばらついており、隣り合うケーソンにおいて一方がほとんど無被害の状況に対して、もう一方で 1m を超えるような滑動が発生している状況も多数確認される。この要因としては、波浪の平面的変動特性が大きな影響を及ぼしているものと考えられるが、伊藤・谷本（1971）が提起した蛇行災害のような波長オーダーの現象というよりは、かなり局所的で偶発的な波浪の作用が影響している可能性も否定できず、容易にはその要因を特定することはできない。したがって、平面波浪計算モデルを適用して波浪推定精度を高めたとしても、図-5.13 に示されるような個々のケーソンの複雑な滑動分布を再現できる可能性は必ずしも高くないと考えられる。表-5.4, 図-5.13 には、期待滑動量に加えて最大値、滑動上位 10%平均および上位 5%平均についても示しているが、期待滑動量では判断できない個々のケーソンのばらつきを評価するためには、このような滑動量の上位値に関する指標を併用して被災程度を判断する必要がある。

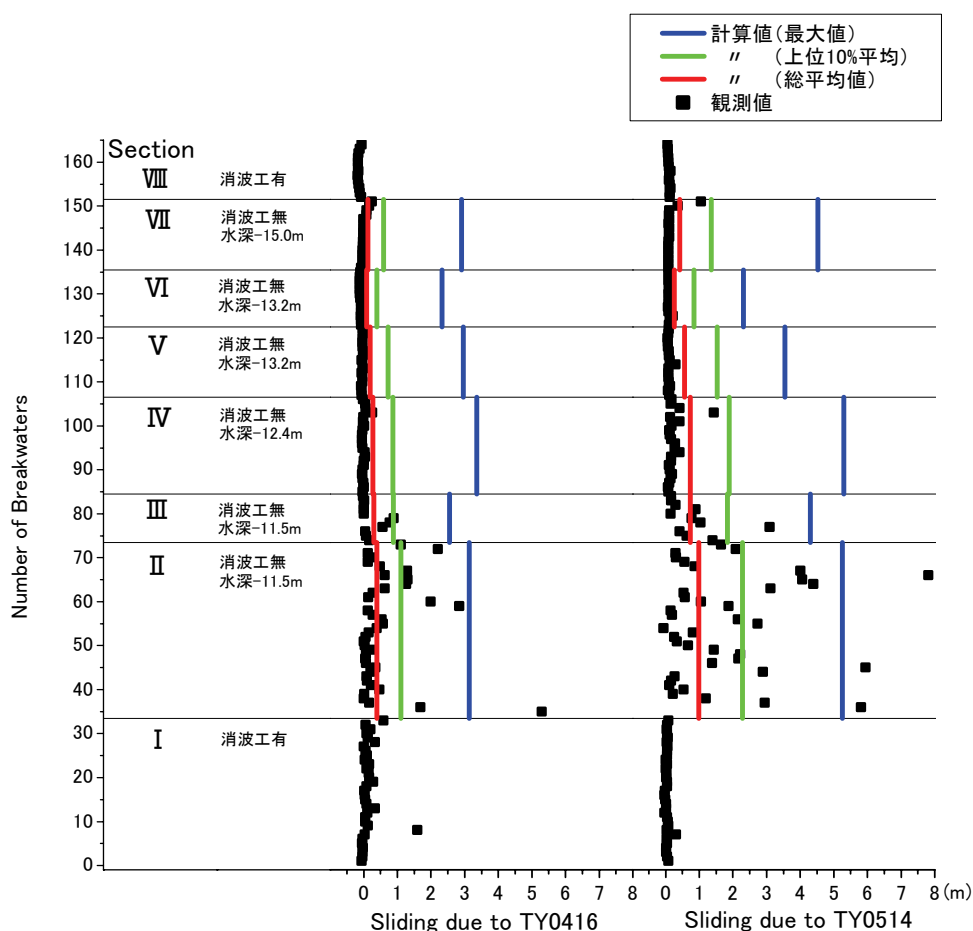


図-5.13 滑動量の空間分布と計算滑動量（志布志港）

5. 3. 6 被災事例に基づく性能評価モデルの検証④ーその他の被災事例ー

その他の被災事例として、被災防波堤集覧その1～その4(運輸省港湾技術研究所, 1968, 1975, 1984, 1993) やその他の参考文献, 報告書で取り上げられている被災事例に対して, 同様に期待発生頻度と期待滑動量を計算した結果を表-5.5, 表-5.6 に示す. 但し, ここでは検討対象とする破壊モードを滑動と端趾部沈下の2種類の破壊モードに限っている. これは, 高山・東良(2002)の研究により, ケーソン式防波堤のこれまでの実際の破壊形態が, 滑動と端趾部沈下(但し, 高山らは支持力破壊という名称を使用)あるいはそれらの複合破壊で全体の破壊形態のうち98%を占めていることが明らかにされており, 実際上は滑動と端趾部沈下の2種類の破壊モードを重点的に評価することで防波堤の大部分の破壊を説明することができると考えたためである. なお, 検討対象とした被災事例は以下のような基準に基づいて選定を行っている.

- ・ 前面に消波工を有さないケーソン式防波堤であること.
- ・ 被災時の波浪条件が観測あるいは波浪推算により明らかになっていること.
- ・ 被災時の防波堤の破壊状況が具体的に明らかになっていること.
- ・ 防波堤の断面諸元が明らかでないこと.
- ・ 設置水深が極端に浅くないこと.
- ・ 被災時の波向が防波堤に対して直角か, 直角に近いこと.

また, 計算に際しては, 以下のような設定を行った.

- ・ 観測地点が不明な場合は, 観測波浪を沖波波浪と考える. また, 堤前波が与えられている場合は換算沖波を算出して使用する.
- ・ 海底勾配が不明な場合は1/100とする.
- ・ 被災時の潮位が不明な場合は, 設計上のHWLを設定する.
- ・ ケーソンの重量が不明な場合は, 平均的な単位体積重量(2.15tf/m³)を使用する*.
- ・ 高波の継続時間を全てのケースで2時間とする.
- ・ 摩擦係数は, 静止摩擦, 動摩擦ともに0.65を使用する.
- ・ 被災時の波向が不明な場合は防波堤に対して直角入射と仮定する.

* 施工年が戦前の防波堤では中詰としてコンクリートが一般的に使用されており, また戦後においても砂の代わりに鉋さいやコンクリートがしばしば使用されていたと考えられる. したがって, そのような場合, 過小評価してしまっている可能性があることに注意.

表-5.6 実際の被災事例に対する期待発生頻度および期待滑動量の計算結果 (その2)

港名	完成年	被災年月日	設置水深 (m)	全高*1 (m)	堤体幅*2 (m)	マウンド厚 (m)	波高(m)*3		周期(s)	被災時		期待発生頻度 (端部)	期待滑動量*4 (m)	滑動安全率 (従来法)	被災状況
							H1/3 = 5.5 (-14m地点)	H1/3 = 4.8 (-14m地点)		波向(度)*4	潮位(m)*5				
酒田	施工中	1973.10.27	-9.0	10.6	17.0	2.4	H1/3 = 6.63 (-14m地点)	T1/3 = 10.9 (推定)	不明	+0.5	0.000	0.508 (0.508)	1.139	土留工施工中のケーシング39頭 (延長817m) に最大0.36m、平均0.13mの滑動	
酒田	施工中	1973.10.28 ~1973.11.9	-9.0	10.6	17.0	2.4	H1/3 = 4.59 (-14m地点)	T1/3 = 8.6 (推定)	不明	+0.5	0.000	0.058 (0.058)	1.621	土留工施工中のケーシング39頭 (延長817m) に最大0.09m、平均0.03mの滑動	
酒田	施工中	1973.11.10 ~1973.12.12	-9.0	10.6	17.0	2.4	H1/3 = 7.20 (-14m地点)	T1/3 = 11.5 (推定)	不明	+0.5	0.000	0.656 (0.656)	0.998	土留工施工中のケーシング39頭 (延長817m) に最大2.4m、平均0.61mの滑動	
酒田	施工中	1973.12.13 ~1974.1.21	-9.0	10.6	17.0	2.4	H1/3 = 6.80 (-14m地点)	T1/3 = 11.0 (推定)	不明	+0.5	0.000	0.484 (0.484)	1.111	土留工施工中のケーシング39頭 (延長817m) に最大1.9m、平均0.42mの滑動	
酒田	施工中	1974.1.22 ~1974.2.6	-9.0	10.6	17.0	2.4	H1/3 = 5.76 (-14m地点)	T1/3 = 9.9 (推定)	不明	+0.5	0.000	0.248 (0.248)	1.400	土留工施工中のケーシング39頭 (延長817m) に最大0.66m、平均0.26mの滑動	
宮之浦	1977	1989.9.19	-11.5	13.7	11.5 (12.5)	2.8	H1/3 = 5.3 Hmax = 9.0	T1/3 = 8.0	不明	+2.82	0.010	0.112 (0.0)	1.459	防波堤が港内側へ滑動	
久慈	1981	1991.2.15 ~1991.2.18	-12.0	10.0	18.0	4.5	H1/3 = 8.82 Hmax = 14.8	T1/3 = 14.0	24	+2.15	0.000	0.756 (0.756)	1.022	防波堤先端部で延長42.5mにわたリケーシングが滑動	
むつ小川原	1988	1991.2.16 ~1991.2.17	-16.3	17.8	24.0	3.3	H1/3 = 9.94 Hmax = 14.8	T1/3 = 13.4 Tmax = 12.5	不明	+1.88	0.000	0.590 (0.590)	1.149	防波堤先端から延長344mにわたリケーシングが断片的に滑動。根固め工、被覆工が移動散乱した	
脇岬	1981	1991.9.27	-20.0	13.0	7.9 (13.9)	8.5	H1/3 = 4.8 Hmax = 6.4	Tmax = 15.1	不明	+2.0	0.364	1.494 (0.0)	0.834	230mにわたリケーシング10頭が港内側へ滑動し、うち3頭がケーシングから滑落	
川内	1989	1991.9.27	-20.2	22.2	12.8 (19.0)	7.2	H1/3 = 8.7 Hmax = 15.7	T1/3 = 16.2	22	+1.58	0.378	4.407 (1.035)	0.522	延長30mにわたリ基礎材が洗掘を受け根固め方脚が散乱し、本体が滑動した	
牛深	1987.2.12 ~1995.9.28	1985.9.26 ~1995.9.28	-15.0	11.0	3.8	4前後	H1/3 = 2.3 Hmax = 4.2	T1/3 = 6.2 Tmax = 6.2	不明	+3.01	0.147	0.213 (0.0)	1.194	防波堤全長165mのうち堤体42.5mが転倒した	
本島	1990	1991.9.27	-18.0	12.3	4.6	11程度	H1/3 = 2.4 Hmax = 4.4	T1/3 = 5.7	不明	+4.24	0.143	0.174 (0.0)	1.326	ケーシング2頭 (20m) が転倒した。また基礎工が36.5mにわたリ沈下、崩壊	
新長崎	2000	1987.8.30 ~1987.8.31	-20.3	20.0	11.0 (13.0)	8程度	H1/3 = 6.0 (堤前、推算)	T1/3 = 13 (堤前、推算)	不明	不明	0.227	0.482 (0.0)	1.041	B工区では、600mのケーシングが転倒全露、190mは滑動しなかったが、消波工が散乱	
新長崎	2000	1987.8.30 ~1987.8.31	-20.3	20.0	12.5 (14.5)	8程度	H1/3 = 5.5 (堤前、推算)	T1/3 = 9.6 (堤前、推算)	不明	不明	0.131	0.025 (0.0)	1.390	C工区では、転倒は発生しなかったが、240mのケーシングが傾斜し、60mは滑動しなかったが、消波工散乱	
西館	2000	2004.9.8	-17.4	14.6	8.0	5.0	H1/3 = 3.8 (堤前、推算)	T1/3 = 9.6 (堤前、推算)	0	+1.2	0.164	0.785 (0.0)	1.192	27箇中25箇のケーシングが転倒。また、捨石部の損傷も甚大。3箇は港外側へ転倒	
志布志	1980~1981	2004.8.30	-11.5	15.5	18.5	3.0	H1/3 = 9.0 (-36.2m地点)	T1/3 = 12.8 (-36.2m地点)	不明	+3.49	0.000	0.390 (0.390)	1.100	全長2.570mの防波堤のうち、特に大きな被害を受けた区間。全40箇の大半に大小の被害。	
志布志	1980~1981	2005.9.6	-11.5	15.5	18.5	3.0	H1/3 = 9.6 (推算)	T1/3 = 15.2 (推算)	不明	+3.29	0.000	0.980 (0.980)	0.980	前年に受けた被害を復旧する前に、再び全箇の大半に大小の被害。	

(参考資料)

- *1 被災防波堤集覧、港湾技術研究所資料、No.58、259p.、1968.
- *2 被災防波堤集覧(その2)、港湾技術研究所資料、No.200、255p.、1975.
- *3 被災防波堤集覧(その3)、港湾技術研究所資料、No.485、1984.
- *4 被災防波堤集覧(その4)、港湾技術研究所資料、No.765、1993.
- *5 合田良美：防波堤の設計波圧に関する研究、港湾技術研究所報告、第12巻、第3号、pp.31-69、1973.
- *6 日本勝村ら：混成防波堤のマウンド形状による衝撃砕波力の発生と対策について、港湾技術研究所報告、第20巻、第2号、1981
- *7 カッコ内は砕波による滑動量

5. 3. 7 非被災事例に基づく性能評価モデルの検証

函館港島防波堤と新長崎漁港南防波堤の被災事例では, 期待発生頻度の大小により被災メカニズムを説明できる可能性が示された. しかし, 期待発生頻度がどの程度の値のときに破壊が発生し始めるのか, これまでの段階では明らかにされていない. これを明らかにするためには, 実被災事例に対する検証をさらに数多く行うと同時に, 被災が発生しなかったケースに対しても検討を行う必要がある. そこで, 本項ではかなりの高波浪が作用したにもかかわらず, 被災が発生しなかった事例を取り上げて, 安定性能を検証する.

(1) 非被災時の安定性能の評価① ー常陸那珂火力発電所東護岸ケーソン堤の場合ー

興野ら (1997) は, 上部工打設前の建設中のケーソン式防波堤 (図-5.14) に波圧計と速度計を配置して高波浪中のケーソンの動態を観測した. 観測期間は約 8 ヶ月であり, この期間中に発生した最大波浪は $H_{1/3}=6.08\text{m}$, $T_{1/3}=11.2\text{s}$ であった. この波浪の作用により, ケーソンには最大 6cm 程度の弾性応答が発生したが, 最終的な残留変位はほとんど無視できる程度であったと報告している.

期待発生頻度の計算結果を図-5.15 に示す. 滑動, 転倒および円弧すべり破壊に対する期待発生頻度はゼロである. 端趾部沈下の期待発生頻度は 2.2% であり, 端趾圧が 600kN/m^2 を超過する波が高波継続時間中に数波~数十波作用したと推測される. しかし, 実際には端趾部沈下は発生しておらず, 従来からの指摘通り端趾圧が 600kN/m^2 を超過しても直ちには破壊が発生するわけではないことが示されている. なお, 期待滑動量はゼロと計算されており, これについても実際の状況と一致する.

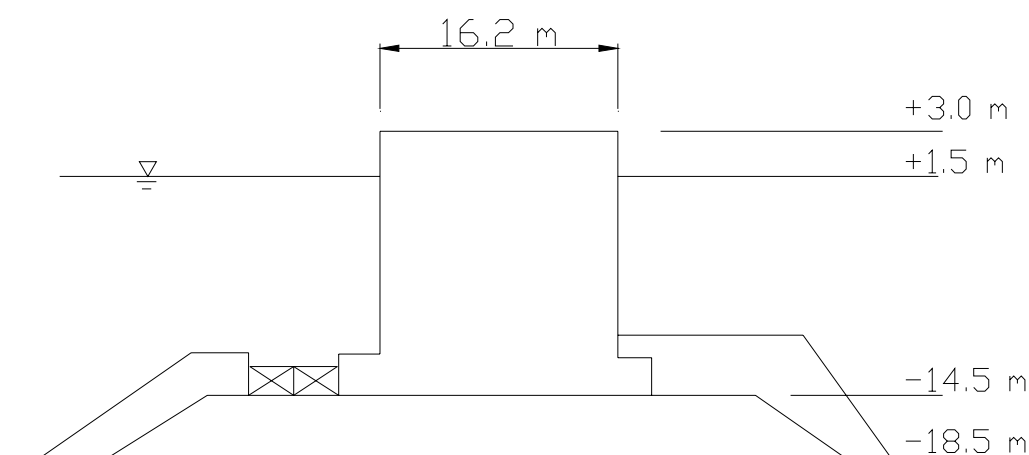


図-5.14 常陸那珂東護岸断面図

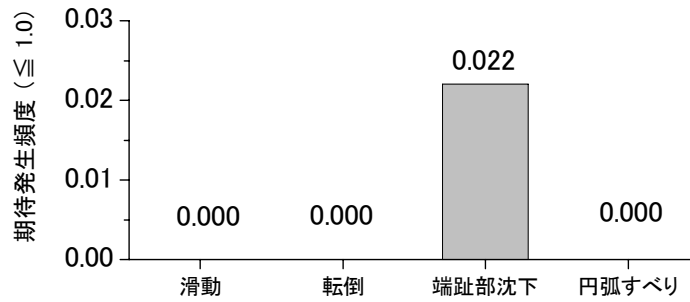


図-5.15 非被災時の期待発生頻度（常陸那珂東護岸ケーソン）

(2) 非被災時の安定性能の評価② —その他の事例—

非被災時の防波堤のその他の事例として、合田（1973）が自ら提案した波力算定式の検証を行うために使用した非被災事例やその他の資料を参照して、滑動と端趾部沈下の2種類の破壊モードに対して期待発生頻度と期待滑動量を計算した結果を表-5.7に示す。

5. 3. 8 期待発生頻度と実際の端趾部沈下の発生に関する考察

高山・東良（2002）は、既往の資料に基づいて防波堤の被災特性を分析しており、ケーソン式防波堤の破壊形態については、滑動が最も多く全体の66%、次いで複合破壊が27%、端趾部沈下（但し、高山らは支持力破壊という名称を使用）が5%、転倒が2%であることを示している。ここで、複合破壊とは滑動と端趾部沈下が同時発生している破壊形態のことを指している。前項までに取り上げた被災事例についても、3分の1程度のケースで滑動と端趾部沈下の複合破壊が発生している。

表-5.7 非被災事例に対する期待発生頻度および期待滑動量の計算結果

港名	完成年	設置水深 (m)	全高 (m)	堤体幅* (m)	マウンド厚 (m)	対象条件				期待発生頻度 (端趾部)	期待滑動量 (m)	滑動安全率 (従来法)
						波高 (m)	周期 (s)	波向 (度)	潮位 (m)			
姫川	1972	-16.0	15.0	16.5	6.0	H1/3 = 6.0	T1/3 = 11.0	0	+0.60	0.000	0.000	1.290
金沢	施工中	-9.5	10.5	15.0	3.0	H1/3 = 7.2	T1/3 = 11.4	15	+0.60	0.000	0.238	1.189
小名浜	1969	-13.0	12.0	13.0	6.0	H1/3 = 5.5	T1/3 = 10.0	20	+1.40	0.000	0.048	1.105
小名浜	1971	-17.0	13.5	15.0	8.5	H1/3 = 6.0	T1/3 = 11.0	20	+1.40	0.000	0.000	1.142
鹿島	1970	-14.0	15.0	17.0 (20.0)	4.0	H1/3 = 6.5	T1/3 = 14.0	0	+1.40	0.000	0.329	1.070
鹿島	1971	-17.5	17.0	17.0 (20.0)	5.5	H1/3 = 6.5	T1/3 = 14.0	0	+1.40	0.000	0.000	1.183
鹿島	1972	-19.0	19.0	17.0 (20.0)	5.0	H1/3 = 6.5	T1/3 = 14.0	0	+1.40	0.026	0.043	1.117
新潟	1964	-13.0	13.5	16.0	3.5	H1/3 = 6.5	T1/3 = 14.0	17	+0.70	0.000	0.705	1.025
酒田	施工中	-9.0	10.6	17.0	2.4	H1/3 = 4.5	T1/3 = 8.5	不明	+0.5	0.000	0.026	1.778

* カッコ内はマウンドを含めた堤体幅

(参考資料)

合田良実：防波堤の設計波圧に関する研究，港湾技術研究所報告，第12巻，第3号，pp. 31-69，1973。

谷本勝利ら：混成防波堤のマウンド形状による衝撃砕波力の発生と対策について，港湾技術研究所報告，第20巻，第2号，1981

この複合破壊については、滑動が発生し、その後端趾部沈下が発生するパターンとその逆のパターンの二者が考えられるが、どちらかを特定するのは非常に困難である。しかし、ここで重要なことの1つは、全てのケーソン式防波堤の被災のうち約1/3は端趾部沈下に関係した破壊であるという事実である。したがって、滑動と端趾部沈下の2種類の破壊モードに対して、それぞれの破壊の発生を事前に予測することができ、その予測に基づいて適切な維持補強を実施することができれば、ケーソン式防波堤の被災の大部分を抑止することができると期待される。

滑動については、既に期待滑動量という変形の程度をとらえた定量的な指標が存在するため、残りの端趾部沈下の発生を定量的に予測する手法を確立することが、今後の設計や維持補修技術の発展のためには必要不可欠である。現状のケーソン式防波堤の設計実務においては、端趾部沈下を防止するため端趾圧の許容値を 600kN/m^2 として設計断面を決定する方法がしばしば採用されている。しかし、端趾圧の許容値については十分な根拠に乏しく、また実設計においては許容値を緩和して設計している場合もあり、一般には設計上の安全率をかなり含む設定値であると理解されている。したがって今日までのところ、端趾部沈下がしばしば発生しているにもかかわらず具体的にどの程度の応力下で実際の沈下が発生しているか明らかになっていないような状況にある。

ここでは、新たに提案した期待発生頻度という指標に基づいて、具体的に端趾部沈下の発生を予測することを考えてみたい。図-5.16～図-5.19は、前項までの被災および非被災事例を取り上げて、端趾部沈下の期待発生頻度を水深、ケーソン堤体高、堤体幅および波高に対してプロットした結果である。図中の黒丸は端趾部沈下が明瞭に発生したケース、白丸は端趾部沈下が発生しなかったケースを示している。なお、ここでの水深は潮位偏差を含む防波堤設置地点の水深、堤体高はケーソン下端からケーソン天端(パラペットを有する場合はパラペット天端)までの距離、堤体幅はフーチングを有する場合はそれを含む幅のことをそれぞれ指している。

これらの結果より明らかなことの1つは、実際に端趾部沈下が発生したケースと発生しなかったケースでは期待発生頻度の分布する範囲に明瞭な相違が現れていることである。すなわち、端趾部沈下が発生しなかったケースでは期待発生頻度が $0.000\sim 0.026$ と比較的小さな範囲でばらついているのに対して、端趾部沈下が発生したケースでは $0.036\sim 0.378$ と大きな範囲でばらついていることである。図-5.19からわかるように今回取り上げた事例は、非被災例を含めて、全て対象海域において相当に大きな波浪が作用したケースであり、波力の規模としては端趾部沈下が発生したケースと発生しなかったケースで大きな相違はなかったと考えられる。したがって、両者を分けた大きな要因は防波堤の断面諸元や水深条件にあったと考えられる。図-5.20は堤体高と堤体幅の比に対してプロットした結果である。堤体高と堤体幅の比が1を超えたあたりで急激に端趾部沈下の発生件数が増加していることがわかる。高山・東良(2002)は既往の被災事例を調査して、堤体高と堤体幅の比が大きいほどケーソンが傾斜しやすい傾向にあることを示しており、今回の結果もこれと同様である。但し、図-5.20の中にはこの比が1を超えても端趾部沈下が発生していないケースも存在する。したがって、堤体高と堤体幅の関係は端趾部沈下の発生の傾向を説明する目安にはなりうるが、全てを説明することは難しい。端趾部沈下の発生は、①波

力, ②防波堤断面諸元, ③設置水深の各条件の組み合わせで複雑に変化することは図-4.3 や図-4.8 の検討結果で既に示されており, 本質的には複数の影響要因に基づいて総括的な検討を行う必要がある。

提案する期待発生頻度は, 上記①～③の 3 要因に加えて, 波浪の継続作用の影響を反映した指標であり, 相互に複雑に影響しあう各要因を考慮して総括的な検討を行うことのできる指標と期待される。図-5.16～図-5.20 の検討では, 端趾部沈下が発生したケースの期待発生頻度は 0.036～0.378, また端趾部沈下が発生していないケースでは 0.000～0.026 の範囲にそれぞればらついている。このような結果から判断すると, 端趾部沈下に関しては, 期待発生頻度の値が 0.020～0.040 の範囲に端趾部沈下の発生と非発生を分ける境界が存在する可能性が高いと推測される。

これは, 被災時の高波の継続時間を 2 時間, 波浪の周期を平均 12 秒と仮定すると, 平均 600 波程度の波が継続時間内に来襲することになるが, 期待発生頻度 0.02 を端趾部沈下の発生境界と考えると端趾圧 600kN/m^2 を超過する波が 12 波 ($=600 \times 0.02$) 以上累積的に作用すると端趾部沈下を引き起こす可能性が高くなると判断することができる。

このように期待発生頻度がゼロではなく, それよりも少し高いところの値に端趾部沈下の発生境界が存在する可能性を考えると, 端趾部沈下の発生に関して以下のような知見を得ることができる。

- ・端趾圧 600kN/m^2 は設計上の許容値であり, 実際はそれよりも大きな端趾圧に対しても捨石マウンドが耐えることができる。
- ・端趾部沈下は, ある程度の大きさの波が繰返して作用することではじめて発生し, 必ずしも最大の波 1 波で発生するわけではない。

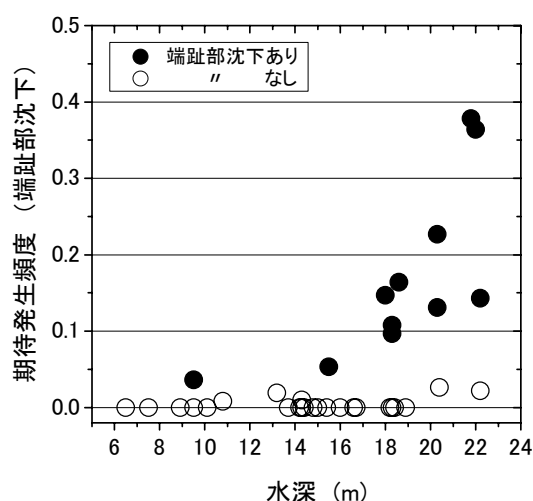


図-5.16 期待発生頻度 (端趾部沈下) と端趾部沈下発生の関係性 (横軸: 水深)

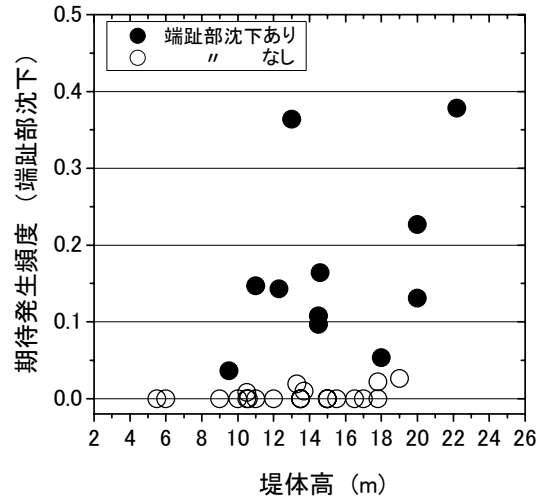


図-5.17 期待発生頻度 (端趾部沈下) と端趾部沈下発生の関係性 (横軸：堤体高)

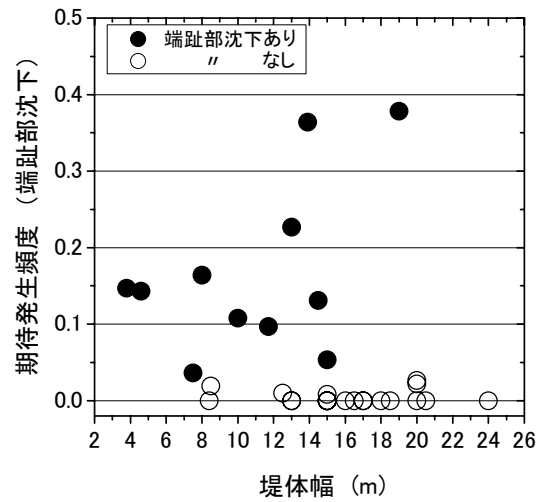


図-5.18 期待発生頻度 (端趾部沈下) と端趾部沈下発生の関係性 (横軸：堤体幅)

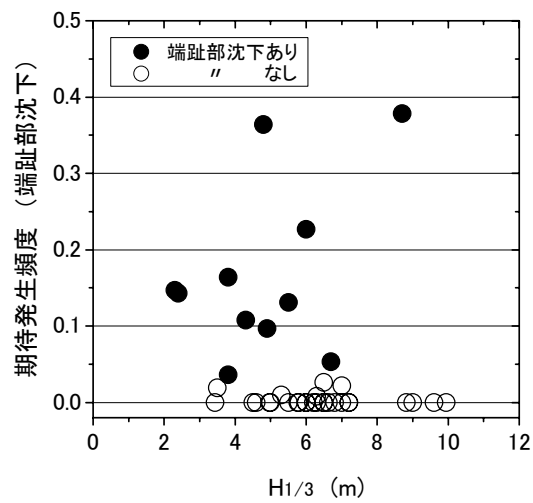


図-5.19 期待発生頻度 (端趾部沈下) と端趾部沈下発生の関係性 (横軸：波高)

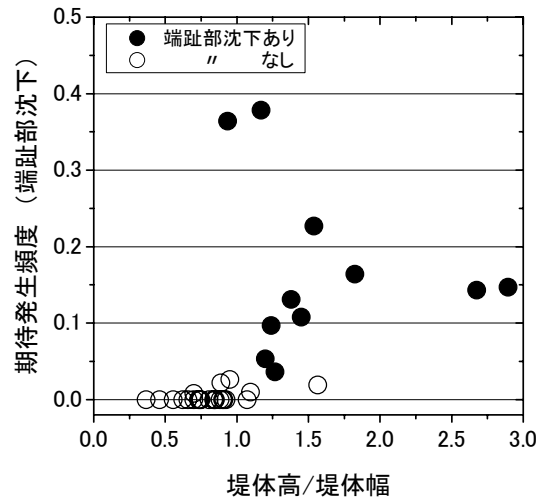


図-5.20 期待発生頻度（端趾部沈下）と端趾部沈下発生の関係性（横軸：堤体高 / 堤体幅）

5. 3. 9 期待滑動量と実際の滑動量に関する考察と課題

信頼性設計法に基づく期待滑動量の計算結果と実際の防波堤の被災において生じたケーソンの滑動量を相互比較した検討は、過去の研究においても十分に行われている様子はない。そこで、ここでは表-5.5、表-5.6の被災事例の中からケーソンに滑動が生じており、そのときの滑動量が明らかになっている事例を参照して、期待滑動量と実際発生した滑動量の比較を試みる。図-5.21および図-5.22は、各滑動ケースに対する期待滑動量の計算値と実際の滑動量の比を防波堤水深及び堤体幅に対してプロットした結果である。ここで同一断面であれば期待滑動量はただ1つ計算されるに過ぎないが、実際に生じる滑動は隣り合うケーソンであっても相当にばらつくことは5.3.5の志布志港被災事例において述べた通りである。したがって、期待滑動量と比較すべき実際の滑動量をどのように定義するかが重要である。これには、検討対象とする防波堤範囲において、滑動ケーソンに加えて、非滑動ケーソンまでを含めて平均した滑動量を使用することが望ましい。しかし、被災資料の中で非滑動ケーソンの情報まで提示されている場合は稀であり、たいていは滑動したケーソンについての情報のみが提供されている場合が多い。したがって、ここでの検討では実際の滑動量の代表値として、非滑動ケーソンの情報についても得られている場合はそれを含めての平均値、得られていない場合は単に滑動したケーソンの平均値を使用することとした。

期待滑動量の計算値は実測の0～4倍の範囲で分布しており、実滑動量が1m未満の場合の方が1m以上の場合と比較してより広範囲に散らばっている。この理由の1つとして、比で表現した場合、滑動量のレベルが小さいときの方が鋭敏に反応することが挙げられるが、例えば期待滑動量の許容値のレベル（10cm～30cm程度）においては、両者の比はかなり鋭敏に変化するものとする必要がある。また、1m以上の場合では、期待滑動量の計算値が過小評価となっている場合も多く、危険側の判断につながる可能性もあり、注意が必要である。但し、先に述べた通り、

図-5.21, 図-5.22 での実測滑動量の定義には問題が残されているので, 期待滑動量の推定精度をここで直ちに論じることは早計である点に注意を要す。

以下では, 期待滑動量と実際の滑動量の間でこの程度の差異が発生する要因を計算モデルの観点から以下に指摘しておく。ここで挙げる点は, 主に本研究で提案した計算モデルにおいて十分な取扱いが行われていない事項であり, 本研究の方法で得られた期待滑動量等を評価する際に留意すべき点である。

1. 防波堤直前で砕波する波の砕波圧 (breaking wave pressure) を評価しており, 砕波してしばらく後の砕波圧 (broken wave pressure) を考慮していない。
2. 捨石マウンドの有する弾性バネによる衝撃吸収が考慮されていない。
3. 滑動に伴い生じるケーソンの捨石マウンドへのめり込みや傾斜を考慮していない。
4. 背面の根固ブロック等からの反力を考慮していない。
5. モンテカルロ法によって発生させる計算上の最大波高が実測上の最大波高を大きく超過する場合がある。
6. 波浪の変形や防波堤の配置など平面的・局所的な要素が滑動に及ぼす影響を十分に考慮していない。

まず, 上記 1. についてであるが, 図-4.1 や図-5.2 の手法においては, 砕波が発生する場合, 個々の波の波力はすべて合田の波力算定式に基づいて計算している。この算定式で計算される波圧は, 最も大きな波力を防波堤に及ぼすとされる防波堤の沖側 $5H_{1/3}$ の地点で砕けて, 防波堤に衝突する波の波圧である。しかし, 沖波が非常に大きい条件では防波堤地点よりも沖側で既に砕波して, 防波堤では砕波後の波圧が作用する可能性も否定できない。通常, 砕波後の波浪の運動エネルギーは急速に減少していくため, 波圧としては砕波圧の場合よりも小さな値を示すと考えられる。そのため, 砕波後の波圧を評価していない図-4.1 や図-5.2 の手法は滑動量を過大評価してしまう可能性がある。これは水深が浅い地点に設置され, 砕波が発生しやすい条件にある防波堤ほど顕著であると推測される。

次に, 上記 2. については, 図-4.1 や図-5.2 の手法が捨石マウンドを剛体マウンドと仮定していることに起因している。Klammer et al. (1994) が行った水理模型実験では, 砕波圧に対するケーソン模型の変位を振動成分 (oscillatory motion) と残留成分 (permanent displacement) に分類して検証を行っている。この結果によると, 振動成分による変位は残留成分による変位の 10 倍前後の変位量になることが示されており, 衝撃的な波圧に対するケーソンの運動エネルギーの大部分が捨石マウンドの運動エネルギーへと転移していると考えられる。したがって, このような物理機構を考慮していない図-4.1 や図-5.2 の手法は滑動量をある程度過大評価している可能性がある。また, 上記 3. についても剛体マウンドの仮定が起因しているが, 少なくとも高山・東良 (2002) が示した防波堤の破壊形態の 27% を占める複合破壊についてはケーソンが捨石マウンド内にめり込むことで発生する滑動抵抗のために滑動量は減少する可能性がある。なお, ケーソンの傾斜

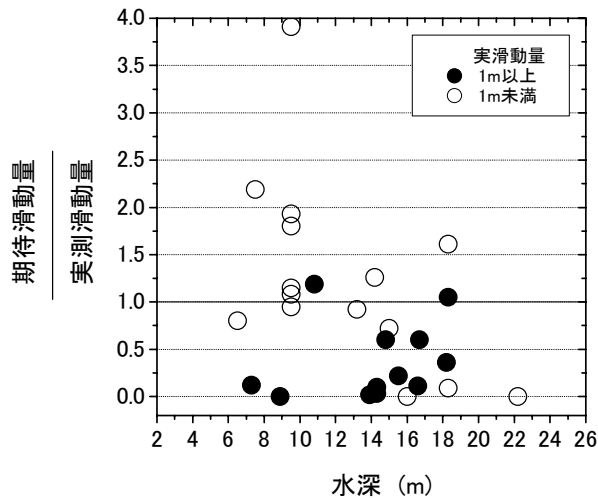


図-5.21 期待滑動量の計算値と実被災事例の滑動量の関係（横軸：水深）

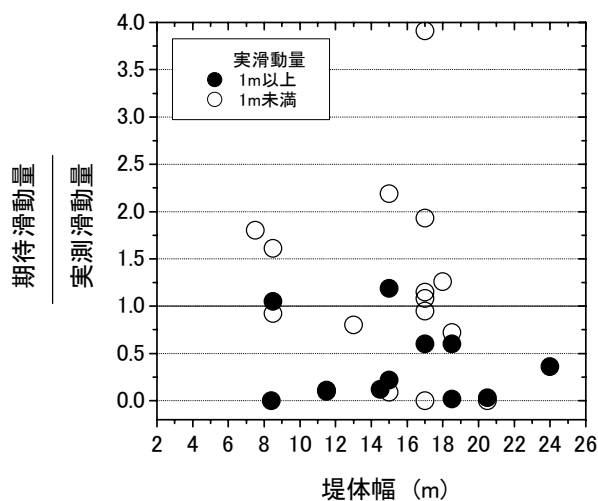


図-5.22 期待滑動量の計算値と実被災事例の滑動量の関係（横軸：堤体幅）

の影響については、Kim and Takayama (2004) や Esteban et al. (2007) が実験により検証を行っており、傾斜が滑動量に顕著な影響を及ぼすことを示している。また、上記5の問題は、各不確定要素を正規分布に従うと仮定しているため、確率的には非常に小さいが、モンテカルロ法で発生させた波の中には現実の最大波高を大きく上回って波高が計算される可能性があることが要因である。このような非現実的な波高を計算しないようにするためには、例えば Kim et al. (2003) が提案する正規分布の裾部に制限を設けた分布 (Doubly-Truncated Normal Distribution) を人工的に組み込む方法や経験的な方法に基づいて最大値を設定する方法などを採用する必要がある。上記6の課題は、従来より指摘されてきた堤頭部や隅角部、不完全消波部といった特異部での被災の増大や蛇行的な災害、背面護岸や近接防波堤からの反射波や回折波など防波堤配置や波浪の平面

的な影響が重要な意味を持つことを指している。

以上のように図-4.1 や図-5.2 で提案した手法には、いくつかの課題が残されており、今後は実験的考察や実被災事例との検証を重ねて、モデルの改良を更に進めていく必要があると考えられる。

最後に、従来の許容応力度設計法に基づく滑動安全率と期待滑動量及び実測滑動量の関係性を調べた結果を表-5.5、表-5.6 の結果に基づき図-5.23 に示す。全般的には、安全率が小さくなるにつれて期待滑動量も実測滑動量も大きく現れる傾向にあるといえる。但し、安全率 1.0 から 1.5 の範囲についてはこの傾向はそれほど明瞭ではなく、設計上の許容安全率の下限値 1.2 を上下して、期待滑動量、実測滑動量ともに同程度の滑動量が現われている。期待滑動量の計算結果同様、この際の安全率の結果にも前提条件に関する誤差が含まれていると考えられるが、この結果は許容応力度設計法の滑動安全率によって滑動の有無や滑動量を判断することの難しさを意味するとともに、安全率に代えて期待滑動量などの変形量を直接評価する手法により防波堤の安定性能を評価することの重要性を意味していると考えられる。

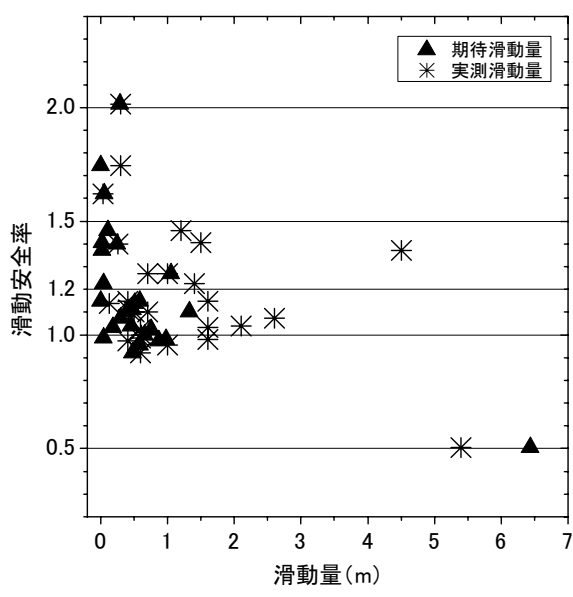


図-5.23 滑動安全率と滑動量

第6章 結論

防波堤の設計は、長年にわたり実績のある許容応力度設計法に基づいた方法で実施されてきた。しかし、この状況も国際規格への適合の必要性や社会資本整備への投資の減少、また最近では気候変動による海面上昇や熱帯低気圧の巨大化等の各問題がかなり現実的になってきた現在、大きく変革が迫られる状況になってきている。本研究では、このような課題を解決するための手段として期待されるレベル3信頼性設計法に基づいた新たな防波堤の設計手法の構築を進め、以下のような成果を得ることができた。

1) 防波堤の設置水深を選ばない新たなレベル3信頼性設計法の提案

従来のレベル3信頼性設計法は、破壊形態として滑動破壊が主体となるような比較的浅い水深に設置された防波堤を中心としたモデル化が行われており、水深がある程度深くなると滑動以外の破壊モードが顕著となってくるため適用できなくなるという課題を抱えていた。この課題を解決するため、本研究では、比較的水深の深い地点で支配的な外力となる重複波による波力を有限振幅重複波理論に基づく方法で評価する方法をレベル3信頼性設計法に導入した。あわせて、重複波によるケーソンの滑動量を評価するため、流体抵抗の各成分を組み込んだ1自由度の運動方程式を数値的に解いて、滑動量を計算するモデルを提示した。波圧モデルと滑動量モデルの各計算結果は、実験結果との比較に基づいてそれぞれ満足できる精度を有することが確認された。そして、これらのモデルを基礎として、設置水深が深くなるにつれて滑動破壊よりも支持力破壊が支配的となってくる可能性を考慮して、従来の滑動と転倒の2種類の破壊モードに加えて、端趾部沈下と円弧すべり破壊の2種類の破壊モードを追加した新たなレベル3信頼性設計法を提案した。本手法を適用することで、どのような設置水深に対しても、信頼性設計法に基づいた防波堤の性能設計が可能になると期待される。

2) 防波堤全体系を対象としたレベル3信頼性設計法による最適化手法の提案

今後の防波堤の設計手法は、安定性と経済性の両面を考慮した上で、その方法がいかに最適な防波堤を選択することが可能か、このような点が非常に重要視されると考える。従来のレベル3信頼性設計法においても、既に直立ケーソン部の最適化を行うことは可能であったが、捨石マウンド部を含む防波堤全体系には対応していなかった。本研究では、端趾部沈下と円弧すべり破壊

の2種類の破壊モードを新たに加えたことで、防波堤全体系を対象とした最適設計を行うことが可能となった。また、従来の許容応力度設計法に基づく最適断面と比較した結果より、安定性を同等に維持しつつ、更に経済的な防波堤断面を選択することが可能であることが示された。以上により、防波堤全体系を対象とした設計の合理化が一層実現できるものと期待される。

3) 信頼性手法に基づく既設防波堤の安定性能の評価手法の提案

防波堤を長年にわたり継続的に使用していくためには、それぞれの防波堤の設置条件に応じて適宜維持補修を実施していく必要がある。この必要性は、今後設計供用年数を超過して使用される防波堤の数が急速に増加すること、また今後の気候変動の影響は防波堤にとって好ましくない状況を及ぼすと予測されることの2点を加味すると更に深まる。しかし、これまでに既設防波堤の安定性に関する将来的な性能を予測する有効な手法は確立されていなかった。このため、現状では許容応力度設計法と同様な手法を用いて確定的な波浪条件に対して既設防波堤の安定性を確認するような手法に依らざるを得ない。本研究では、信頼性手法を応用して、既設防波堤の安定性能の評価手法を提案した。この手法においては、新たに期待発生頻度という防波堤の累積的な破壊程度を評価する指標を提案している。この指標は、想定する高波の継続時間内における各破壊モードの発生回数の期待値と実際の破壊程度が密接に相関するという仮説に基づく指標である。この期待発生頻度に基づいた安定性能評価の妥当性を検証するため、多数の被災事例の破壊状況と同様な条件における期待発生頻度の計算値を比較した。この結果、被災が発生した場合と発生していない場合で期待発生頻度の分布する範囲に明らかな相違が確認された。これにより、本手法を既設防波堤の安定性能の評価に適用することで、実際の被災原因とその程度を推定できる可能性があることが示された。その他、滑動モードの安定性能指標として今後重要な役割を担うと考えられる期待滑動量に関しても、多数の実被災事例に基づき推定精度の検証を行った。

第7章 あとがき

わが国のように国土面積が狭く沿岸部や臨海部に人口が密集し、また経済を支える物流の大部分を船舶に依存する国において防波堤とはまさに国民の生命線ともいえる存在である。一方で強大な台風の来襲や冬季の厳しい低気圧の発生により、わが国の沿岸部は常に波浪災害の危険性と隣り合わせの状態にあり、加えて今後の気候変動の影響を考えると、防波堤とは将来に渡って安定的・継続的にその効果を発揮しつづけると保証できるような存在ではないことは確かである。実際に毎年のように防波堤の被災が発生しており、その都度大きな予算を投入して復旧事業が行われていることは紛れもない事実である。

1章の研究の背景で述べた通り、過去の防波堤の実績は従来の設計法である許容応力度設計法が十分有効に働いてきたことを物語っている。しかし、許容応力度設計法の最大の弱点は、実際には防波堤がこのように将来的に被災を受ける可能性が十分にあるにもかかわらず、防波堤の将来的な健全性に対して具体的な評価を行う手段を持ち合わせていないという点にあると考える。

一方、本研究で提案を行ったレベル3信頼性設計法やそれを応用した性能評価手法は防波堤が被災を受けて破壊が発生することを前提とした設計法及び評価法である。被災の程度をどこまで許容するかは、社会的なコンセンサスが重要となり、必ずしも簡単に答えが出るものではなく、依然そのような課題が残っているが、少なくとも本研究の中で将来的な安定性と現実的な経済性を両睨みした上、それなりに納得のいく防波堤断面の選択ができる手段を提供できたとすれば望外の喜びである。

参考文献

- 青木伸一, 奥部綾子: 防波堤直立部の滑動シミュレーション, 海岸工学論文集, 第 42 巻, pp.861-865, 1995.
- 阿部光信, 興野俊也, 長船徹, 貝沼憲男: 防波堤の信頼性設計法における時化のモデル化について, 海岸工学論文集, 第 46 巻, pp.916-920, 1999.
- 伊藤喜行: 防波堤構造論史, 港湾技術研究所資料, No.69, 77p., 1969.
- 伊藤喜行, 谷本勝利: 混成防波堤の蛇行災害, 港湾技術研究所資料, No.112, 20p., 1971.
- 伊藤喜行, 藤島睦, 北谷高雄: 防波堤の安定性に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第 5 巻, 第 14 号, pp.1-133, 1966.
- 岩垣雄一, 酒井哲郎, 間瀬肇, 北直紀: 重複波を受ける防波堤の動揺に関する研究, 海岸工学講演会論文集, 第 27 巻, pp.344-348, 1980.
- 興野俊也, 貝沼憲男, 高橋由多加, 青野利夫, 藤原隆一: 現地観測に基づく低天端ケーソン堤の安定性評価, 海岸工学講演会論文集, 第 44 巻, pp.836-840, 1997.
- 河合弘泰, 高山知司, 鈴木康正, 平石哲也: 潮位変化を考慮した防波堤堤体の被災遭遇確率, 港湾技術研究所報告, 第 36 巻, 第 4 号, pp.3-40, 1997.
- 北島昭一, 中野拓治, 堀井修身, 柿崎秀作, 降旗健一, 花木芳雄: 被災防波堤集覧, 港湾技術研究所資料, No.58, 239p., 1968.
- 小林正樹, 寺師昌明, 高橋邦夫, 中島謙二郎, 小谷拓: 捨石マウンドの支持力の新しい計算法, 港湾技術研究所報告, 第 26 巻, 第 2 号, pp.371-411.
- 合田良実: 防波堤の設計波圧に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第 12 巻, 第 3 号, pp.31-69, 1973.
- 合田良実: 浅海域における波浪の砕波変形, 港湾技術研究所報告, 第 14 巻, 第 3 号, pp.59-106, 1975.
- 合田良実: 増補改訂港湾構造物の耐波設計, 鹿島出版会, 333p., 1990.
- 合田良実: 二訂版海岸・港湾, 彰国社, 321p., 1998.
- 合田良実: 設計波高に係わる極値統計分布の裾長さパラメータとその意義, 海岸工学論文集, 第 49 巻, pp.171-175, 2002.
- 合田良実, 柿崎秀作: 有限振幅重複波ならびにその波圧に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第 5 巻, 第 10 号, pp.1-49, 1966.

- 合田良実, 高木泰士: 信頼性設計法におけるケーソン式防波堤設計波高の再現期間の選定, 海岸工学論文集, 第 46 巻, pp.921-925, 1999.
- 合田良実, 福森利夫: 直立壁および混成堤直立部に働く波圧に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, 第 11 巻, 第 2 号, pp.3-45., 1972.
- 清川哲志: 面対称柱体の水中振動による付加質量特性の研究, 海岸工学論文集, 第 33 巻, pp.496-500, 1986.
- 清水勝義, 永井紀彦, 里見茂, 李在炯, 富田雄一郎, 久高将信, 額田恭史: 長期波浪観測値と気象データに基づく波候の変動解析, 海岸工学論文集, 第 53 巻, pp.131-135, 2006.
- 下迫健一郎, 高橋重雄: 混成防波堤の期待滑動量の計算, 海岸工学論文集, 第 41 巻, pp.785-760, 1994.
- 下迫健一郎, 高橋重雄: 期待滑動量を用いた混成防波堤直立部の信頼性設計法, 港湾技術研究所報告, 第 37 巻, 第 3 号, pp.3-30, 1998.
- 下迫健一郎, 土田孝, 増田慎太郎, 渡部要一, 藤井敦: 混成防波堤におけるマウンドの支持力破壊に関する大規模水理模型実験, 海洋開発論文集, 第 19 巻, pp.499-504, 2003.
- 下迫健一郎, 富本正, 中川恵美子, 大寄奈々子, 中野史丈: 消波ブロック被覆堤の滑動量予測を用いた性能照査型設計法の現地への適用, 海岸工学論文集, 第 53 巻, pp.896-900, 2006.
- 下迫健一郎, 増田慎太郎, 高橋重雄: 期待滑動量を用いた防波堤の信頼性設計法における法線形状の影響, 海岸工学論文集, 第 47 巻, pp.821-825, 2000.
- 下迫健一郎, 増田慎太郎, 宮間俊一: 混成防波堤の滑動時における捨石マウンドの挙動に関する基礎実験, 海岸工学論文集, 第 48 巻, pp.896-900, 2001.
- 荘司喜博: 大型三軸圧縮試験による捨石材のせん断特性に関する考察, 港湾技術研究所報告, 第 22 巻, 第 4 号, pp.59-120, 1983.
- 荘司喜博, 石井武美: 捨石材の超大型三軸試験による力学特性, 第 19 回土質工学研究発表会, pp.377-380, 1984.
- 鈴木慎也: 信頼性理論の防波堤滑動安定性への適用 (その 2), 港湾技術研究所資料, No.582, 38p., 1987.
- 鈴木雅次: 港工学, 風間書房, 255p., 1952.
- 善功企: 海底地盤の波浪による液状化に関する研究, 港湾技術研究所資料, No.755, 110p., 1993.
- 善功企: 波の繰返しを受ける防波堤基礎地盤の安定性に関する研究 (第 1 報), 港湾技術研究所報告, 第 23 巻, 第 2 号, pp.181-206, 1984.
- 高木泰士, 柴山知也: 大水深地点におけるケーソン式防波堤の信頼性設計手法の提案, 海岸工学論文集, 第 53 巻, pp.901-905, 2006.
- 高山知司: 信頼性理論による防波堤滑動の安定性に関する検討, 海岸工学論文集, 第 36 巻, pp.673-677, 1989.
- 高山知司, 藤井久: 信頼性理論による防波堤の滑動安定性に関する理論的研究, 港湾技術研究所報告, 第 30 巻, 第 4 号, pp.35-64, 1991.

- 高山知司, 鈴木康正, 河合弘泰, 藤咲秀可: 防波堤の信頼性設計に向けて, 港湾技術研究所資料, No.785, 36p., 1994.
- 高山知司, 東良宏二郎: 防波堤の被災特性に関する統計解析, 海洋開発論文集, 第 18 巻, pp.263-268, 2002.
- 高山知司, 東良宏二郎, 金泰民: 個別要素法を用いた混成堤の挙動計算, 海岸工学論文集, 第 51 巻, pp.756-760, 2004.
- 高橋重雄, 谷本勝利, 下迫健一郎, 細山田得三: 混成防波堤のマウンド形状による衝撃波力係数の提案, 海岸工学論文集, 第 39 巻, pp.676-680, 1992.
- 高橋重雄, 木村克俊, 下迫健一郎, 鈴木高二朗, 五明美智男: ケーソン式防波堤の主要な被災パターンについて, 海岸工学論文集, 第 46 巻, pp.816-820, 1999.
- 武山秀夫, 中山種清: 被災防波堤集覧 (その 2), 港湾技術研究所資料, No.200, 255p., 1975.
- 田中幸久, 西好一, 工藤康二, 国生剛治: 捨石マウンド材料の繰返しせん断特性, 粗粒材料の変形・強度特性とその試験法に関するシンポジウム論文集, 土質工学会, pp.113-118, 1986.
- 谷本勝利, 高橋重雄, 北谷高雄: 混成防波堤のマウンド形状による衝撃砕波力の発生と対策について, 港湾技術研究所報告, 第 20 巻, 第 2 号, pp.1-39, 1981.
- 谷本勝利, 古川浩司, 中村廣昭: 混成防波堤の滑動時の流体抵抗力と滑動量算定モデル, 海岸工学論文集, 第 43 巻, pp.846-850, 1996.
- 湯怡新, 土田孝: 波圧作用時における防波堤基礎の支持力不足に伴う沈下量の計算法, 土木学会論文集, No.645/III-50, pp.91-102, 2000.
- 外山進一: 信頼性理論の防波堤滑動安定性への適用, 港湾技術研究所資料, No.540, 49p., 1985.
- 函館港島防波堤被災調査検討委員会事務局: 平成 16 年度第 3 回函館港島防波堤被災調査検討委員会参考資料, pp.1-28, 2004.
- 豊田奉節, 田中洋行, 小谷拓, 石井一郎: 捨石マウンドの支持力実験について, 第 22 回土質工学研究発表会, pp.1135-1136, 1987.
- 土木学会包括設計コード策定基礎調査委員会編: 包括設計コード (案) 性能設計概念に基づいた構造物設計コード作成のための原則・指針と用語第 1 版, 土木学会, 29p., 2003.
- 中瀬仁, 宮田正史, 長尾毅, 本田中, 興野俊也, 安田勝則, 菅野高弘: 個別要素法によるケーソン式防波堤の挙動解析, 応用力学論文集, Vol.5, pp.461-472, 1985.
- 長尾毅, 門脇陽治, 土田孝, 寺内潔: 信頼性設計法による防波堤の全体安全性 (第 2 報) ~ 支持力安全性に関する検討~, 港湾技術研究所報告, 第 36 巻, 第 1 号, pp.25-57, 1997.
- 日本港湾協会編: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1181p., 1999.
- 服部千佳志, 柴田鋼三, 大堀晃一: 被災防波堤集覧 (その 3), 港湾技術研究所資料, No.485, 1984.
- 花山格章, 関本恒浩, 鶴飼亮行, 高木泰士, 畑田佳男, 山口正隆: 確率的台風モデルを用いた信頼性設計法, 海岸工学論文集, 第 49 巻, pp.926-930, 2002.
- 藤井直樹, 興野俊也, 安田勝則, 大熊義夫: 個別要素法によるケーソン防波堤の滑動計算, 海岸

- 工学論文集, 第 48 卷, pp.801-805, 2001.
- 堀川清司, 小沢保臣, 高橋邦夫: 高基混成堤直立部の期待滑動量について, 海岸工学講演会論文集, 第 19 卷, pp.351-356, 1972.
- 本城勇介: 地盤構造物の設計論と設計コード, 第 39 回地盤工学研究発表会展望講演, 133p., 2004.
- 三鼓晃, 勝田栄作, 榊原弘, 殿最浩司, 佐藤広章: 沖波特性や各種不確定要因の推定精度が異なる地点での期待滑動量と期待総費用について, 海岸工学論文集, 第 47 卷, pp.826-830, 2000.
- 水上純一, 小林正樹: マウンド用捨石材の大型三軸試験による強度特性, 港湾技術研究所資料, No.699, 23p., 1991.
- 宮井真一郎, 大平勝司, 塩見雅樹: 被災防波堤集覧 (その 4), 港湾技術研究所資料, No.765, 1993.
- 宮田正史, 森屋陽一, 長尾毅, 菅野高弘: 均し精度がケーソン底面断面力に及ぼす影響について ~その 2~, 国土技術政策総合研究所資料, No.93, 31p., 2003.
- 村田福三郎, 金正富雄: みなとみらい 2 1 臨港パーク基礎捨石地盤反力載荷実験について (その 2), 第 24 回土質工学研究発表会, pp.377-380, 1989.
- 村田福三郎, 豊岡義則, 田口康一郎: みなとみらい 2 1 臨港パーク基礎捨石地盤反力載荷実験について (その 1), 第 24 回土質工学研究発表会, pp.373-376, 1989.
- 森平倫生, 神田勝己, 国田治: 沖合防波堤設計上の諸問題 (新潟港防波堤災害の考察), 海岸工学講演会論文集, 第 25 卷, pp.581-584, 1978.
- 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, 海岸工学講演会論文集, 第 25 卷, pp.337-341, 1978.
- 森屋陽一, 鷺尾朝昭, 長尾毅: ケーソン式混成堤の滑動量に基づくレベル 1 信頼性設計法, 海岸工学論文集, 第 48 卷, pp.901-905, 2003.
- 山口正隆, 畑田佳男, 池田章, 早川淳: 台風 8712 号に伴う異常波浪の追算, 土木学会論文集, 第 411 号/II-12, pp.237-246, 1989.
- 山下茂: 北の荒波に耐える「小樽港外洋防波堤」, *Consultant*, Vol.234, pp.32-35., 2007.
- 吉岡健, 長尾毅, 森屋陽一: ケーソン式混成堤における部分係数の滑動量を考慮した設定方法に関する研究, 海岸工学論文集, 第 52 卷, pp.811-815, 2005.
- 渡部要一, 下迫健一郎, 浅沼丈夫, 稲垣正芳, 諫山太郎: 大規模水理模型実験結果に基づく防波堤マウンドの期待変形量の計算法と適用例, 海岸工学論文集, 第 53 卷, pp.821-825, 2006.
- BS 8004:1986 : Code of practice for foundations, British Standards Institution, 144 p, 1986.
- Castillo, C., Miguez, R., Castillo, E., Losada, M.A. : An optimal engineering design method with failure rate constraints and sensitivity analysis. *J. Coastal Eng.*, Vol.53, pp.1-25, 2006.
- Christiani, E., Burcharth, H.F., Sorensen, J.D. : Reliability based optimal design of vertical breakwaters modelled as a series system of failure. *Proc. 25th Int. Conf. Coastal Eng.*, ASCE, pp.1589-1602, 1996.

- Cummins, W.E : The impulse response function and ship motions. *Shiffstechnik.*, Bd.9, Heft 47, pp.101-109, 1962.
- Bruining, J.W. : Wave forces on vertical breakwaters. MAST II Commission of the European Communities, Delft Hydraulics, 65p., 1994.
- Burcharth, H.F. : Introduction of partial coefficients in the design of rubble mound breakwaters, *Coastal structures and breakwaters*, Thomas Thelford, London, pp.543-565, 1991.
- Burcharth, H.F., Ibsen, L.B. : Response of rubble foundation to dynamic loading. *Wave Barriers in Deepwaters*, P.H.R.I, Yokosuka, pp.402-418, 1994.
- Burcharth, H.F., Sorensen, J.D., Christiani, E. : On the evaluation of failure probability of monolithic vertical wall breakwaters. *Wave Barriers in Deepwaters*, P.H.R.I, Yokosuka, pp.458-468, 1994.
- De Groot, M.B., Kudella, M., Meijers, P., Oumeraci, H. : Liquefaction phenomena underneath marine gravity structures subjected to wave loads. *J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, ASCE, pp.325-335, 2006.
- Esteban, M., Takagi, H., Shibayama, T. : Improvement in calculation of resistance force on caisson sliding due to tilting, *Coastal Engineering Journal*, Vol.49, No.4, pp.417-441, 2007.
- Esteban, M., Takagi, H., Shibayama, T. : Evaluation of the active depth of foundations under a caisson breakwater subjected to impact waves, *Coastal Structures 2007*, 2007.
- Franco, L., Lamberti, A., Noli, A., Tomasicchio, U. : Evaluation of risk applied to the designed breakwater of Punta Riso at Brindisi, Italy. *J. Coastal Eng.*, Vol.10, pp.169-191, 1986.
- Goda, Y. : Dynamic response of upright breakwaters to impulsive breaking wave forces. *J. Coastal Eng.*, Vol.22, pp.135-158, 1994.
- Goda, Y. : The fourth order approximation to the pressure of standing waves. *Coastal Engineering in Japan* Vol0, pp.1-11, 1967.
- Goda, Y. : Random seas and design of maritime structures. World Scientific, 443p., 2000.
- Goda, Y. : Performance-based design of caisson breakwaters with new approach to extreme wave statistics, *Coastal Engineering Journal*, Vol.43, No.4, pp.289-316, 2001.
- Goda, Y. and Takagi, H. : Performance-based design of caisson breakwaters with new approach to extreme wave statistics, *Coastal Engineering Journal*, Vol.42, No.4, pp.357-388, 2000.
- Hitachi, S. : Case study of breakwater damages -Mutsu-Ogawara Port-. *Wave Barriers in Deepwaters*, P.H.R.I, Yokosuka, pp.308-329, 1994.
- Jeng, D.S., Cha, D.H., Lin, Y.S., Hu, P.S. : Analysis on pore pressure in an anisotropic seabed in the vicinity of a caisson. *Applied Ocean Research*, Vol.22, pp.317-329, 2000.
- ISO 2394:1998 : General principles on reliability for structures, International organization for standardization, 73p., 1998.
- ISO 21650:2007 : Actions from waves and currents on coastal structures, International organization for standardization, 127p., 2007.

- Kim, T.M., Takayama, T. : Computational improvement for expected sliding distance of a caisson-type breakwater by introduction of a doubly-truncated normal distribution. *Coastal Engineering Journal*, Vol.45, No.3, pp.387-419, 2003.
- Kim, T.M., Takayama, T. : Laboratory experiments on the sliding distance and tilting angle of a caisson breakwater subject to wave impact. *Proc. 29th Int. Conf. Coastal Eng.*, ASCE, pp.3762-3774, 2004.
- Klammer, P., Oumeraci, H., Partenscky, H.W. : Oscillatory motions and permanent displacement of caisson breakwaters subject to impulsive breaking wave loads. *Proc. 24th Int. Conf. Coastal Eng.*, ASCE, pp.1255-1268, 1994.
- Kriebel, D. : Breaking waves in intermediate-depths with and without current. *Proc. 27th Int. Conf. Coastal Eng.*, ASCE, pp.203-215, 2000.
- Kudella, M., Oumeraci, H., De Groot, M.B., Meijers, P. : Large-scale experiments on pore pressure generation underneath a caisson breakwater. *J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, ASCE, pp.310-323, 2006.
- Lamberti, A., Franco, L. : Italian experience on upright breakwaters. *Wave Barriers in Deepwaters*, P.H.R.I, Yokosuka, pp.25-73., 1994.
- Minguez, R., Castillo, E., Castillo, C., Losada, M.A. : Optimal cost design with sensitivity analysis using decomposition techniques. Application to composite breakwaters. *J. Structural Safety*, Vol.28, pp.321-340, 2006.
- Nagai, S. : Pressures of standing waves on vertical wall. *J. Waterway and Harbour Division*, ASCE 95, pp.53-76, 1969.
- Oumeraci, H. : Review and analysis of vertical breakwaters failures - lessons learned. *J. Coastal Eng.*, Vol.22, pp.3-29, 1994.
- Oumeraci, H., Kortenhaus, A., Allsop, W., De Groot, M., Crouch, R., Vrijling, H., Voortman, H. : *Probabilistic design tools for vertical breakwaters*. A.A.Balkema Publishers, 373p., 2001.
- Oumeraci, H., Partenscky, H.W., Kohlhase, S., Klammer, P. : Impact loading and dynamic response of caisson breakwaters. *Proc. 23rd Int. Conf. Coastal Eng.*, ASCE, pp.1475-1488, 1992.
- Oumeraci, H., Partenscky, H.W., Tauthenhain, E., Nichels, H. : Large-scale model investigation: a contribution to the revival of vertical breakwaters, *Coastal structures and breakwaters*, Thomas Telford, London, pp.207-220, 1991.
- Oumeraci, H., Kortenhaus, A. : Analysis of the dynamic response of caisson breakwaters. *J. Coastal Eng.*, Vol.22, pp.159-183, 1994.
- Penny, W.G., Price, A.T. : Finite periodic stationary gravity waves in a perfect liquid. *Phil. Trans*, Vol.224, pp.254-284, 1952.
- Pradhakar, V., Sundar, V. : Standing wave pressure on walls. *J. Ocean Eng.*, Vol.28, pp.439-455, 2001.
- Sekiguchi, H., Ohmaki, S. : Overturning of caissons by storm waves. *Soils and Found.*, Vol.32, No.3, pp.144-155, 2001.

- Tadibaksh, I., Keller, J.B. : Standing surface waves of finite amplitude. *J. Fluid Mech.*, Vol. 8, pp.442-451, 1960.
- Takahashi, S., Tanimoto, K., Shimosako, K. : A proposal of impulsive pressure coefficient for design of composite breakwaters, *Proc. Int. Conf. Hydro-Tech. Eng. Port Harbor Constr. (Hydro-Port '94)*, P.H.R.I., Yokosuka, pp.489-504, 1994.
- Tanimoto, K., Goda, Y. : Historical development of breakwater structures in the world, *Coastal structures and breakwaters*, Thomas Thelford, London, pp.193-220, 1991.
- Tsuchiya, Y., Yamaguchi, M. : Limiting condition for standing wave theories by perturbation method. *Proc. 12th Int. Conf. Coastal Eng.*, ASCE, pp.523-542, 1970.

関連文献

- 高木泰士：レベル3信頼性設計法を用いた防波堤全体系の最適化手法，海岸工学論文集，第54巻，pp.911-915，2007.
- 高木泰士，中島ちひろ：防波堤に作用する重複波圧の推定精度の定量的評価に関する研究，土木学会論文集B，Vol.63，No.4，pp.291-294，2007.
- 高木泰士：ケーソン式防波堤の被災事例に基づくレベル3信頼性設計法の妥当性の検証，海洋開発論文集，第23巻，pp.835-840，2007.
- 高木泰士，竹内邦夫，柴山知也：ケーソン式防波堤の波浪による転倒・回転限界と捨石マウンド挙動に関する実験的研究，第42回地盤工学研究発表会，pp.975-976，2007.
- 高木泰士，竹内邦夫，柴山知也：ケーソン式防波堤の捨石マウンドに発生する地盤反力と支持力破壊に関する解析的研究，第42回地盤工学研究発表会，pp.977-978，2007.
- 高木泰士，柴山知也：大水深地点におけるケーソン式防波堤の信頼性設計手法の提案，海岸工学論文集，第53巻，pp.901-905，2006.
- 合田良実，高木泰士：信頼性設計法におけるケーソン式防波堤設計波高の再現期間の選定，海岸工学論文集，第46巻，pp.921-925，1999.
- Takagi, H., Esteban, M., Shibayama, T. : Proposed methodology for evaluating the potential failure risk for existing caisson-breakwaters in a storm event using a level III reliability-based approach. *Proc. 31st Int. Conf. Coastal Eng.*, ASCE, 2008. (Accepted)
- Takagi, H., Shibayama, T., Esteban, M. : An Expansion of the reliability design method for caisson-type breakwaters towards deep water using the fourth order approximation of standing waves, *Asian and Pacific Coasts 2007*, pp.1723-1735., 2007.
- Goda, Y. and Takagi, H. : Performance-based design of caisson breakwaters with new approach to extreme wave statistics, *Coastal Engineering Journal*, Vol.42, No.4, pp.357-388, 2000.

謝辞

本研究を遂行するにあたり、横浜国立大学大学院工学研究院教授・柴山知也先生からは多くのご助言や研究を進める上での全面的なサポートを賜りました。また、当時実務の世界を歩んでいた筆者を再び研究の世界に誘っていただきました。この導きがなければ、本論文が完成することはなく、この場を借りて深甚なる感謝の意を表します。

筆者の学部、大学院時代の恩師である横浜国立大学名誉教授・合田良實先生には、研究全般を通じて多くのご助言や温かい励ましを頂きました。そして、横浜国立大学大学院工学研究院准教授・佐々木淳先生や秘書の立花裕子さん、中尾亜希子さんには日常的な面でも大変にお世話になりました。また、本研究の一部は、当時学部4年生の竹内邦夫君と中島ちひろさんと一緒に行った研究の成果であり、両氏の惜しみない協力に感謝いたします。その他、当時横浜国立大学工学府博士課程に在籍していた Miguel Esteban 氏や Nguyen Danh Thao 氏との日々のやりとりは研究を進める上で大いに刺激となりました。また、審査会を通じて、横浜国立大学大学院工学研究院教授・椿龍哉先生、谷和夫先生、同准教授・早野公敏先生には、異なる分野の専門家として、示唆に富む重要な意見を多数頂きました。

また、防波堤の信頼性設計法という実務的な課題を選択し、まがりなりにも纏めることができたのは、筆者が五洋建設株式会社に在籍中に施工、研究、設計の各部署における多様な経験的蓄積が重要な礎になっており、ひとえに五洋建設時代の上司・先輩をはじめとする多くの方々のご指導の賜と厚くお礼申し上げます。

その他、研究を進める上で使用したデータの一部は、国土交通省北海道開発局、関東地方整備局、九州地方整備局からご提供頂いており、この場を借りて感謝を申し上げる次第です。

最後に、あらゆる面での支えになってくれた妻に心からの感謝を表したいと思います。

平成 20 年 3 月

高木 泰士