

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

VERIFICATION OF THE LEVEL III RELIABILITY BASED DESIGN FOR CAISSON BREAKWATERS BASED ON A COMPARISON BETWEEN COMPUTATIONAL RESULTS AND AN ACTUAL FAILURE EXAMPLE

高木 泰士¹
Hiroshi TAKAGI

¹正会員 修(工) 横浜国立大学 特別研究教員 環境情報研究院
(〒240-8501神奈川県横浜市保土ヶ谷区常盤台79-5)

A study was made in order to ascertain the accuracy of the estimation of the failure probabilities by using a level III reliability based design for breakwaters. The computational model proposed here is a revised version of the model by Takagi and Shibayama (2006), adding the bearing capacity and the circular slip failure modes. To verify the accuracy of the model, a comparison is made between computational results and an actual example of breakwater failure. The massive failure of breakwaters that occurred at Hakodate-Ports in 2004 was selected as the actual case. Also, a new index "Expected Occurrence in Frequency (EOF)" in a given storm event for each failure mode is proposed in order to consider the accumulation of the failure and the overall failure of the breakwater quantitatively. As a consequence, it is shown how the accuracy of the computational results with the reliability based design is fairly good in comparison with the detailed report of the Hakodate's case. Besides, the advantage of the level III reliability based design over the allowable stress method is discussed.

Key Words : *level III reliability based design, caisson breakwaters, sliding, overturning, bearing capacity, circular slip, expected occurrence in frequency*

1. はじめに

平成19年4月1日, 港湾の施設の技術上の基準は仕様規定から性能規定を基本とする設計体系へと移行した。これに伴って法律上は構造物に要求する性能のみが規定されることになり, 結果に至るための手法やその過程については設計者の創意工夫に基づいた判断が可能となる。信頼性設計法は性能評価のための有力なツールとして以前より認識されており, 多くの研究者により防波堤や消波ブロックの設計手法が提案されている。信頼性設計法の中でも最も上位水準であるレベル3の信頼性設計法については, 高山(1989)¹⁾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)²⁾はこの考え方を更に発展させて期待滑動量に基づく信頼性設計法を提案している。その他にも, 土田ら(2001)³⁾によるマウンドの期待変形量などが提案されており, ケーソン式防波堤の設計合理化を飛躍的に発展させるものと期待されている。

このように信頼性設計法に基づくケーソン式防波堤の設計手法のメニューは徐々に整いつつあるが, 一方で滑動遭遇確率や期待滑動量などの算定値に対して, その算定精度・妥当性を検証した研究は今ま

で十分に行われてこなかったのが現状である。これまでは, 主に研究の対象であったレベル3の信頼性設計法を今後実務の場へと展開していくためには, 更に多くの妥当性の検証が必要不可欠である。本研究ではこの一助とするために, 過去の防波堤被災事例とレベル3信頼性設計法により求まる「期待発生頻度」という指標を比較する方法に基づいて, レベル3信頼性設計法の妥当性の検証を試みる。

2. 防波堤の過去の被災事例及び状況の概要

河合ら(1997)⁴⁾は, 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年間に於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。また, 被災した32函のうち31函は滑動被災であり, 残り1函はマウンドの洗掘が起因となった転倒被災であることを示している。また, 小林ら(1987)⁵⁾は過去の被災事例を検証して, 被災の多くが滑動により発生しており, マウンドの支持力不足が原因で発生した被災は極めて少ないと述べている。

このように現在までのところ、わが国で発生した防波堤の被災状況は、滑動による被災が大部分を占めていたと考えられる。この理由の1つは、これまでの防波堤は比較的浅い地点に設置されることが多く、水平方向に卓越する衝撃的な砕波圧のためにケーソンが水平方向に変位する可能性が高かったためと考えられる。しかし、今後防波堤がより一層深い地点に設置される機会が増えてくると、ケーソン重量の増加や端趾圧の増加により捨石マウンドの損傷を伴ったケーソンの転倒や傾斜、沈下の発生が増加すると危惧される。従って、過去の被災状況の大部分が滑動被災であったとしても、今後の設計時の検討では転倒や支持力破壊等の滑動以外の被災モードについても十分に考慮する必要がある。

3. 函館港島防波堤の大規模被災

レベル3信頼性設計法の推定結果と比較するための防波堤の被災事例として、平成16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。本研究において、当被災事例を取り上げる理由は、以下の2点である。

- ① 捨石マウンド部の破壊が被災の主要因と考えられる被災ケースであり、このため滑動に加えて、転倒や端趾部破壊、円形すべり破壊といった破壊モードについての比較検証が可能であると考えられる。
- 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。

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⁶⁾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(図-1)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-2)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函のケーソン式混成堤からなるが、この猛烈な時化により、図-3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-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破壊が発生して、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。

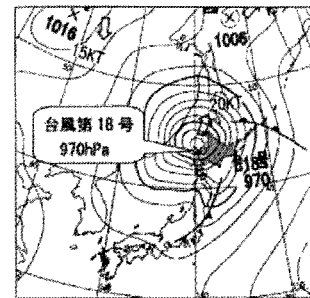


図-1 台風18号通過時の気圧配置(気象年鑑/気象協会編)

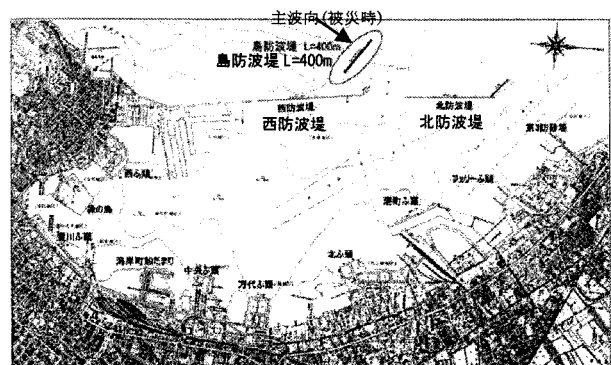


図-2 函館港島防波堤設置位置

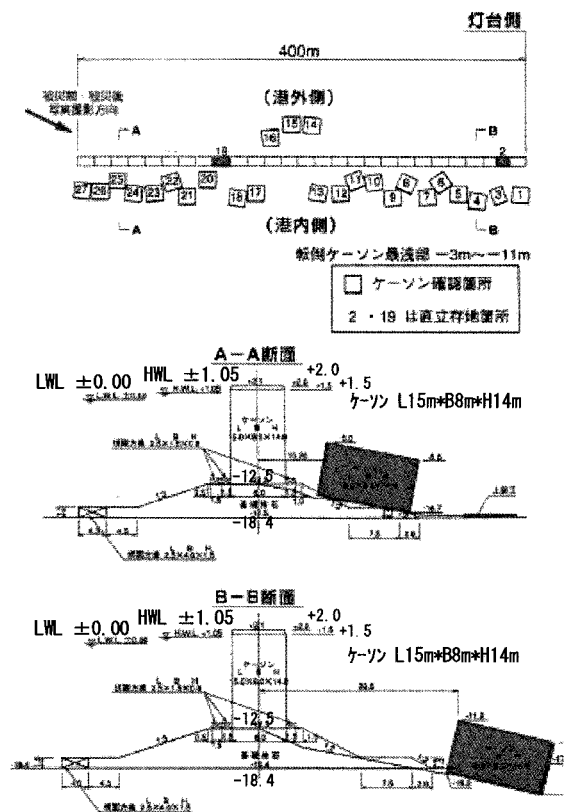


図-3 函館港島防波堤被災状況及び防波堤断面

表-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

4. レベル3信頼性設計法の概要

(1) 本研究で使用したモデル

函館港島防波堤の設置水深は約 18m とかなり水深の深い地点に設置されており、波高も表-1 に示す程度のため、波浪は非砕波の状態で防波堤に作用したと考えられる。このため、過去の大部分の被災の主要因と考えられている強大な砕波圧により発生した被災というよりは、非常に大きな重複波圧が原因で発生した大規模被災であったと推測される。

このように、重複波の作用が支配的となる比較的水深の深い地点のケーソンを対象にする必要があるため、本研究では高木・柴山(2006)⁷⁾のレベル3信頼性設計法の計算モデルを基本プログラムとして使用する。このモデルは、下迫・高橋(1994)²⁾の手法を参考にして、合田・高木(1999)⁹⁾によって開発され、その後、高木・柴山(2006)⁷⁾により非砕波状態の波浪が支配的となる大水深域にまで拡張されたモデルである。

但し、高木・柴山(2006)⁷⁾のモデルにおいては、滑動、転倒以外の破壊モードを考慮することができない。しかし、先に述べた通り、函館港島防波堤において発生した被災は捨石マウンド部の端趾部破壊が原因となった被災と考えられるため、滑動と転倒の2つの破壊モードのみでは不十分である。そこで、本研究では、高木・柴山(2006)⁷⁾のモデルを滑動、転倒以外の端趾部破壊、円形すべり破壊の2種類の捨石マウンドの破壊モードを考慮することのできるモデルに拡張して、妥当性の検証に使用した。なお、ここで対象とする滑動、転倒、端趾部破壊、円形すべり破壊の4つの破壊モードは全て互いに影響し合うため、その相互依存を考慮に入れた計算が出来ることが望ましい。しかし、物理的相互依存のメカニズムは極めて複雑であり、また仮にモデル化が可能であったとしても、確率論的な考察に資するためには極めて膨大な計算時間を要することになり現実的なアプローチではない。そこで、本研究では4つの破壊モードをそれぞれ独立した物理的事象として取り扱うこととした。

(2) 地盤反力の算定およびその許容値

ケーソンに作用する波圧分布や揚圧力分布が明らかとなるとき、捨石マウンドからの地盤反力は分布形を直線的であると仮定することにより、荷重の作用位置に応じて以下の三角形分布または台形分布で表すことができる(例えば、合田(1990)⁹⁾)。

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

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。

高木・柴山(2006)⁷⁾は、堤体位置における個々の波の砕波と非砕波を合田(1975)¹⁰⁾の砕波指標に基づいて区別している。また、波力の時間変化の計算には、砕波時は合田(1990)⁹⁾の波力算定式から求まる最大波力を用いて三角形パルスで表現するモデル(下迫・高橋, 1994)²⁾、非砕波時は有限振幅重複波理論の第4次近似解(合田・柿崎, 1966)¹¹⁾をそれぞれ用いている。従って、今回提案するモデルでは、砕波時と非砕波時それぞれに対して、式(1)を使用して端趾圧を計算することができる。

なお、わが国の設計では P_e の許容値として400～500kN/m²が一般に適用され、実例では600kN/m²までを許容した例があり(合田, 1990)⁹⁾、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200～600kN/m²、また密に締め固まった捨石に対しては600kN/m²以上を許容できるとしている。

但し、実際の捨石マウンドの強度は拘束圧により大きく変化し(小林ら, 1987)⁵⁾、また波浪条件によっても変化する(高木ら, 2007)¹²⁾等、各種の条件に大きく依存することがわかっており、本来は確定的な限界値を定めることは困難である。しかし、現状では統一的な基準が確立されていないため、本研究においてはわが国の実施例のほぼ上限値と考えられる600kN/m²をマウンドの端趾部破壊の発生境界と仮定した。

(3) 円形すべり面での安定解析

ケーソンへの水平波力および揚圧力の作用に伴って、基礎地盤には偏心傾斜荷重が作用する。この荷重に対する基礎地盤の安定性を検討するため、わが国においては次式で示す簡易ビショップ法に基づく円弧すべり解析が使用される(日本港湾協会, 1999)¹³⁾。

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha + \left(\frac{1}{R} \right) \sum H a} \sum \frac{(cb + W' \tan \phi) \sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi) / F_s} \dots (2)$$

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、 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)¹⁴⁾は、一軸圧縮強度が30N/mm²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。

但し、実際の円形すべり破壊は、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ため、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)⁶⁾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)¹⁵⁾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。このように端趾部破壊同様、円形すべり破壊の発生境界についても統一的な基準が確立されているわけではないが、本研究では安全率 1.0 を発生境界と仮定して検討を行うこととする。

(4) 期待発生頻度による被災程度の評価

現実の防波堤の被災は、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られる。また、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ない。従って、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、本質的には被災程度の定量的な評価方法には応用することができない。

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上で優れた手法であると考えられる。但し、防波堤の新規建設を想定した従来のレベル 3 信頼性設計法では、特定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「期待被災確率」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、本研究のように特定の被災ケースを対象とする場合では期待被災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。

そこで本研究では、想定する高波浪の継続時間内における各被災モードの発生頻度と最終的な被災状況や程度は密接に関係していると考えて、各被災モードの高波浪中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こととする。

(5) 計算手順、検討断面および変動パラメータ

図-4 に計算フローを示す。計算の全体的な手順は、高木・柴山(2006)⁷⁾と同様であるが、個々の波の作用によりケーソン底面を通じて捨石マウンドに伝達される地盤反力分布の計算とそれを入力荷重とした円形すべりの計算ステップを新たに追加している。計算結果としては、時化の継続時間を 2 時間としたときの期待滑動量、滑動、転倒、端趾部破壊および円形すべりのそれぞれの期待発生頻度が算出さ

れる。

防波堤の断面としては図-3 の函館港島防波堤の標準断面をモデル化して計算中で使用した。但し、防波堤の単位体積質量としては $2,100\text{kg/m}^3$ を仮定し、前後の根固方塊の影響は考慮しない。

計算で使用する各不確定要因の変動特性値を表-2 に示す。対象とする沖波は、表-1 の 9 月 8 日 9 時における換算沖波波高 4.05m を中央値として、変動係数 0.10 を持つ正規分布に従うと仮定した。

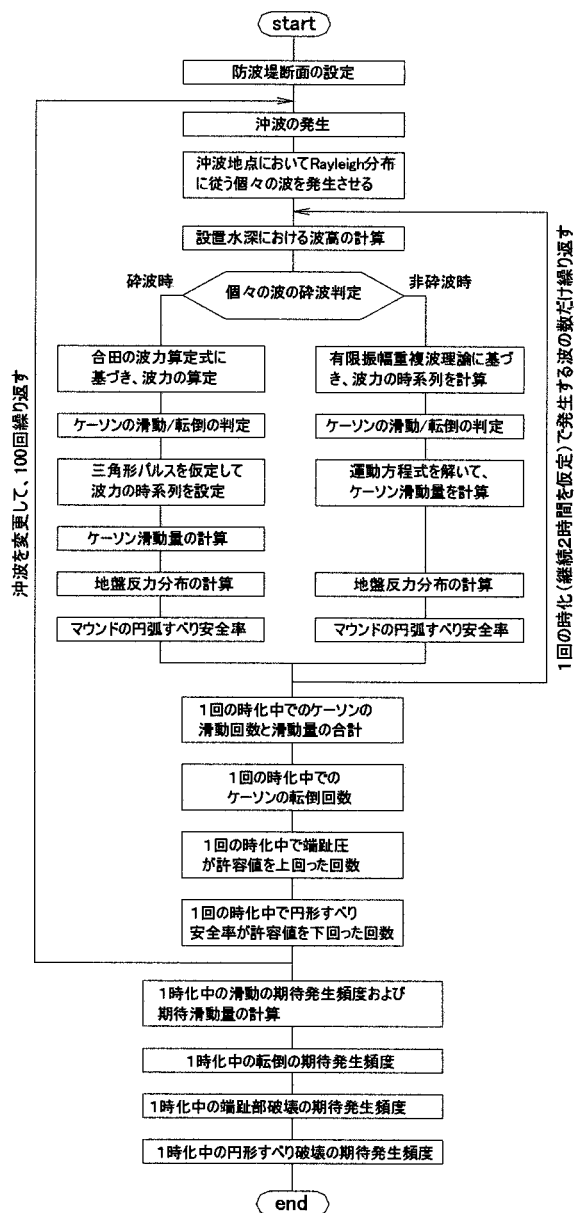


図-4 レベル 3 信頼性設計法に基づく被災程度の計算手順

表-2 不確定要因の変動特性値

不確定要因	ハイス	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、4.05m
個別波高	#	#	レーリー	継続2時間
潮位	1.20	#	一定値	観測記録
波浪変形	0.00	0.10	正規分布	
波力(砕波)	-0.09	0.19	正規分布	
波力(重複波)	-0.11	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

なお、地盤の破壊現象を考慮するため、本来は地盤強度に関係す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。

5. レベル3信頼性設計法に基づく被災程度の推定結果と被災調査結果の比較

(1) 最大波に対する各破壊モードの安定性の検証

信頼性設計法に基づく検討の前に、最大波(Hmax=6.8m, Tmax=9.6s)に対して実施した計算結果の一部を図-5に示す。有限振幅重複波理論に基づく第4次近似解(合田・柿崎, 1966)¹¹⁾により半周期分の波力を計算して、これに基づいて滑動と転倒の安全率および前趾および後趾の端趾圧、円形すべりの安全率をそれぞれ計算した。

滑動、転倒および円形すべりの安全率は常に1.0以上を維持している。これに対して、後趾点における端趾圧の結果は、わが国で実務上許容値とされる400~500 kN/m²を大きく超過し、最大で620kN/m²にまで達している。従って、最大波を対象とした計算結果からは、端趾部の端趾部破壊が原因と推測することができる。先に述べた通り、函館港島防波堤被災調査検討委員会の報告では、捨石マウンドの端趾部破壊が最初に発生したと推論しており、計算結果と一致している。

しかし、検討委員会の報告では、ケーソンは転倒に至る以前に傾きながら捨石マウンド上を滑動したと推測している。計算より求められた滑動安全率は最小1.2程度であり、調査結果を十分に説明することができない。また、そもそも図-3に示すような大規模な被災が波群中の最大波1波のみによって発生したとは考えにくい。

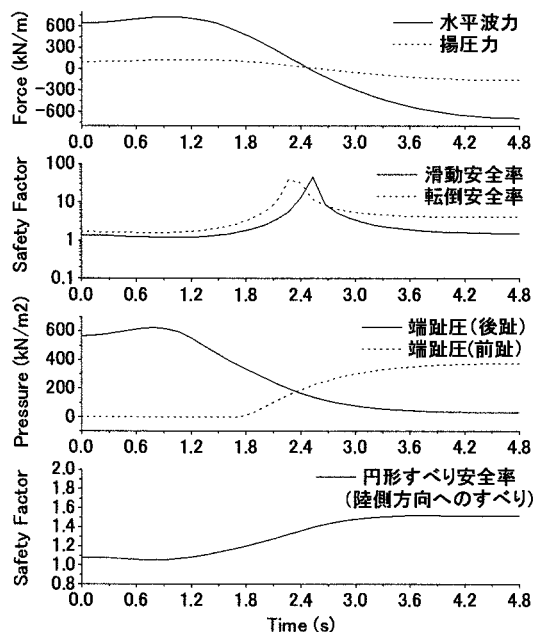


図-5 最大波に対する各破壊モードの安定性 (計算結果)

このように最大波を対象とした確定的な検討では、被災の主要因を特定することは出来ても、複合的な被災の発生や被災の累積的な蓄積を推測することは困難であることが理解される。

(2) 信頼性設計法に基づく被災程度の推定結果

図-4のレベル3信頼性設計法に基づいた計算手順に従って、各破壊モードの期待発生頻度を計算した結果を図-6に示す。上図は、高波浪継続時間内(2時間)での各破壊モードの期待発生頻度(回数)を示し、下図は波の発生総数の期待値(910波)で各破壊モードの期待発生頻度を除して比率形式で示している。また、高波浪継続時間内の期待滑動量の計算結果は2.01mであった。4種類の破壊モードのうち、端趾部破壊の発生頻度が最も高く、次いで円形すべり、転倒、滑動の順番で発生頻度が低くなっていく。

ここで、円形すべりと端趾部破壊については発生回数が100回を超過しており、転倒についても50回を超過する結果となっている。このように同一の破壊モードに対して、多数の発生回数が計算される理由は、計算上各波の結果を相互に独立して取り扱っているためであり、実際には当初の数波から数十波の作用で最終的な被災状態に陥ると考えた方が自然である。同時に、前述した通り、計算では4種類の破壊モードを全て独立した事象と仮定していることも、それぞれの破壊モードの発生頻度が多数計算される理由の1つと考えられる。その他、沖波波高を固定値とせず、ばらつき等を考慮していることも大きく関係する。

従って、ここで使用した「期待発生頻度」とは具体的な発生頻度を予測する指標というより、潜在的な被災発生リスクの大小を表す指標と理解する方が適切である。各被災が繰り返しの波浪作用により急激あるいは徐々に進行していくと予想すると、各モード毎の最終的な被災程度はここで計算された期待発生頻度と高い相関を示すと予測されるため、期待発生頻度を用いて間接的に被災程度の推定が可能になると期待される。

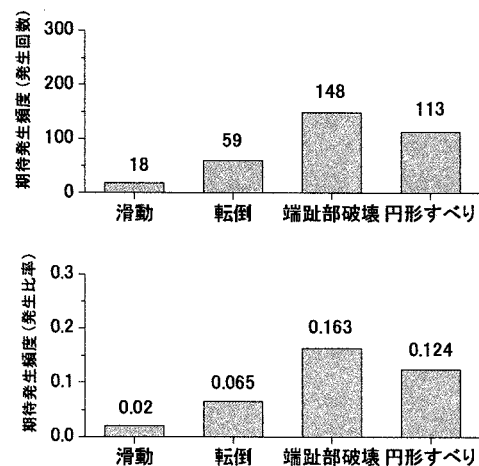


図-6 各破壊モードの期待発生頻度 (計算結果)

(3) 考察

最大波を対象とした確定的な計算（図-5）では、端趾部破壊以外の破壊モードは発生しないという結果であったが、レベル3信頼性設計法に基づいた確率論的な計算（図-6）では、4種類全ての破壊モードが高波浪継続時間中に発生するという結果となった。図-3の被災状況や被災報告から判断すると、函館港島防波堤の大規模被災は複数の破壊モードが複合的に発生した結果と推測され、信頼性設計法に基づく結果と一致する。また、他の被災モードと比較して端趾部破壊の発生頻度が高いことも、端趾部破壊を主要因と推測した被災報告の結果と一致している。

また、図-6において各破壊モードごとの発生頻度を比較してみると、捨石マウンド部と関連が深い破壊モード（端趾部、円形すべり）の方が直立ケーソン部と関連が深い破壊モード（滑動、転倒）よりも発生頻度がかかなり高いことがわかる。先に、大水深域においては滑動破壊よりも捨石マウンド部の損傷を伴う破壊の危険性が危惧されると述べたが、図-6はこの指摘を定量的に表した端的な例であると考えられる。

なお、検討委員会で提案された復旧断面（天端幅8m→10.6m、フーチング1m付加、マウンド肩幅拡張）に対して、同様な計算を実施したところ、滑動、転倒、端趾部破壊および円形すべりの各期待発生頻度（比率）は、それぞれ0.007、0.005、0.018、0.008であったことを付記しておく。

6. 結論

本研究においては、特定の高波浪に伴う被災発生をレベル3信頼性設計法により算出される「期待発生頻度」という新たに定義した指標を用いて評価した。今回の検討では、結果を大きく左右すると考えられる端趾部破壊や円形すべりの発生境界値の設定に不安が残り、また検討ケースが函館港の1例のみであるため、検証としては必ずしも十分とは言えないが、少なくとも期待発生頻度を指標とした被災の推定値が防波堤の複合的な破壊形態やその規模を予測する指標になりうることに本研究において示唆されたものと期待する。

また、実際の防波堤の破壊形態や破壊規模を具体的に予測するためには、最大波を対象とする確定的な検討のみでは不十分であり、信頼性設計法により波群中の波高のばらつき等を考慮して、複合的な破壊形態や累積的な損傷を評価することの重要性や有効性が確認された。

今後、レベル3信頼性設計法の解析結果を更に数多くの被災事例と比較して妥当性を評価し、適宜

問題点を克服していくことで近い将来レベル3信頼性設計法が防波堤の設計および維持補修のための有用なツールに発展することを期待する。

謝辞：本論文中使用した被災調査結果の図面やデータの大部分は函館港島防波堤被災調査検討委員会の成果であり関係各位に深甚なる謝意を表す。また、被災調査報告書の使用を許可して頂いた函館開発建設部函館港湾事務所の厚意に重ねて謝意を表す。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 土田孝，梅沢信敏，山本泰治，石倉克真，浅沼丈夫，湯怡新：混成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48巻，pp.901-905，2001.
- 4) 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.
- 5) 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，第26巻第2号，pp.371-411.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 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.
- 10) 合田良実：浅海域における波浪の碎波変形，港湾技術研究所報告，第14巻第3号，pp.59-106，1975.
- 11) 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.
- 12) 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，2007（印刷中）
- 13) 日本港湾協会編：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1181p.，1999.
- 14) 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，港湾技研資料，No.699，23p.，1991.
- 15) 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.