

# 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

阿部光信\*・興野俊也\*\*・長船 徹\*\*\*・貝沼憲男\*\*\*\*

## 1. はじめに

ケーソン式防波堤の現行設計法では、ケーソンがわずかも滑動した場合に被災と考えている。しかし、ケーソンが滑動しても、その滑動量が大きくない限り防波堤としての機能が損なわれるわけではない。したがって、防波堤の滑動をある程度許容することができれば、より経済的な堤体断面の設計が可能となる。そのためには、耐用期間中における防波堤の挙動をできるだけ正確に予測する必要がある。

下迫ら (1998a, b) は、ケーソン式防波堤の設計手法の高度化の一環として、防波堤の滑動安定性に関する新しい設計法「混成堤の期待滑動量を用いる信頼性設計法」を提案した。この設計法は、ひとつの設計波に対する波力と堤体自重による抵抗力との釣り合い式に基づく堤体の安定・不安定の判断だけでなく、耐用期間中に発生するすべての異常時波浪に対する堤体の変形量 (滑動量) を考慮する設計法である。具体的には、想定した防波堤断面を対象として、耐用期間中の高波浪の発生頻度を考慮して滑動量の期待値 (期待滑動量) を計算し、これが許容値以下になるように設計するものである。

期待滑動量の計算には、設計条件の推定誤差やばらつきを考慮したモンテカルロ法 (下迫・高橋, 1997) による確率計算を用いている。また、防波堤の滑動量の算定法については、堤体の滑動に寄与する波力の時間的な変化として衝撃碎波力と重複波力を考慮した谷本ら (1996) の滑動量算定モデルに基づいている。

谷本らの滑動量算定モデルは 1 波あたりの滑動量を算定するモデルである。したがって、耐用期間中の総滑動量を算定するためには、異常時波浪の発生特性を考慮し、滑動に寄与する高波浪の出現頻度とその経時変化を適切に評価するモデル (時化モデル) を検討する必要がある。このうち、高波浪の出現頻度については、設計波の設定で用いる極値統計分布に基づいて検討することができるが、高波浪の経時変化については時化ごとの違いが大き

くパターン化が困難であるために現状では考慮されず、実務的には有効継続時間を一律 2 時間としている。

本研究では、このような防波堤の滑動量算定の現状を踏まえ、太平洋岸の代表地点の波浪観測データをもとに異常時波浪の経時変化特性を分析・整理し、防波堤の滑動量算定における時化の経時変化のモデル化に関する検討を行った。さらに、検討した時化モデルを用いてモンテカルロ法による防波堤の期待滑動量の算定を行い、時化モデルの特徴を明らかにし、滑動を許容した防波堤の信頼性設計法の実務適用上の留意点・問題点を把握した。

## 2. 波浪観測データによる波高の経時変化特性

### (1) 検討対象波浪データ

防波堤の滑動量算定における時化の経時変化のモデル化については、太平洋岸の代表 3 地点における波浪観測の高波浪データに基づいて検討した。

表-1 に検討対象波浪データの概要を示す。これらはいずれも島や岬など周囲の地形の影響を受けない地点で、台風や低気圧などによる外海からの高波浪のデータが取得されているものと推察される。なお、同表には、本検討で対象とした高波浪の出現回数を併記した。ここで、検討対象高波浪は、年に 1 回以上発生する程度の高波浪を想定して極大有義波高 4.0 m 以上とした。

### (2) 波高の経時変化パターンの代表例

表-1 に示した 3 地点 69 ケースの高波浪について、そのピーク波高 (極大波高) 前後の有義波高の経時変化を整理し、その特徴を把握した。

表-1 検討対象波浪データの概要

| 地点名   | 水深      | 観測者   | 統計期間          | 高波浪**<br>出現回数   |
|-------|---------|-------|---------------|-----------------|
| 常陸那珂  | -30.0 m | 運輸省*  | 1991 年~1995 年 | 17 回<br>(5/12)  |
| 福島第一  | -12.0 m | 東京電力㈱ | 1985 年~1994 年 | 30 回<br>(12/18) |
| むつ小川原 | -49.0 m | 運輸省*  | 1991 年~1995 年 | 22 回<br>(4/18)  |

\*: 運輸省データは NOWPHAS (全国港湾海洋波浪情報網) による  
 \*\*: 極大有義波高  $H_{1/10} \geq 4.0$  m の擾乱の発生回数  
 カッコ内は擾乱原因別の回数で、下記のように表示  
 (台風性高波浪回数/低気圧性高波浪回数)

\* 正会員 東電設計(株)第二土木本部火力土木部  
 \*\* 正会員 東京電力(株)電力技術研究所土木グループ  
 \*\*\* 正会員 東電設計(株)第二土木本部原子力土木部  
 \*\*\*\* フェロー 工博 東京電力(株)電力技術研究所土木グループ

図-1に福島第一地点での高波浪時の有義波高の経時変化の代表例を示す。左図(F-3)は低気圧による高波浪、右図(F-15)は台風による高波浪である。

それぞれのケースでの有義波高の変動特性はさまざま、擾乱原因別にも明確なパターンは見られない。しかし、包括的には台風や低気圧の接近に伴って波高が増大し、ある時点でピークに達した後、徐々に波高が小さくなる傾向を示しており、極大波高の前後でも比較的高い波高値が記録されている。また、極大波高値が大きくなると時化の継続時間が長くなる傾向が見られた。

(3) 各地点の極大波高と時化の継続時間の関係

高波浪時における極大波高と時化の継続時間の関係について、擾乱原因別、地点別の傾向を検討した。ここで、時化の継続時間は、検討対象高波浪の選定基準と同様の  $H_{1/3} \geq 4.0 \text{ m}$  の波浪が継続して発生した時間とした。

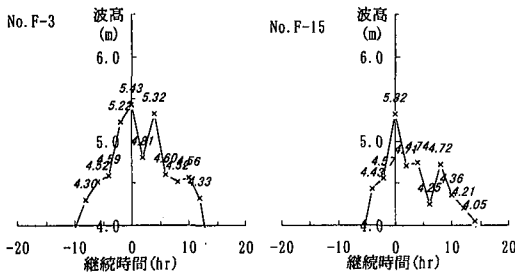


図-1 有義波高の経時変化の代表例

図-2は、3地点それぞれの高波浪時における極大波高と時化の継続時間の関係を示したもので、図中の●が低気圧による高波浪、▲が台風による高波浪である。

福島第一地点では、台風性高波浪の継続時間の方が低気圧性高波浪の継続時間より若干長くなる傾向があるが、ばらつきを考慮すると両者の有意な差はほとんど見られない。常陸那珂地点およびむつ小川原地点では、台風性高波浪の発生回数が少なく明確な結論は言えないが、本データの範囲では低気圧性高波浪と台風性高波浪の継続時間の差はほとんどないと考えられる。

図-3は、検討対象3地点の極大波高と時化の継続時間の関係を比較したもので、(a)は全継続時間、(b)は極大波高発生前の継続時間、(c)は極大波高発生後の継続時間を対象に整理したものである。

全継続時間を対象に整理した図-3(a)では、3地点での極大波高と継続時間の相関の明瞭な差異は見られず、3地点ではほとんど同じ傾向を示した。また、極大波高発生前後に分けて整理した図-3(b), (c)でも、地点による差異はほとんど見られなかったが、極大波高発生前後の極大波高と継続時間の回帰式には若干の相違があり、極大波高発生後の継続時間の方が発生前の継続時間に比べて長くなる傾向が見られた。

以上のように、高波浪時の極大波高と継続時間の関係は、擾乱原因や地点による違いは見られなかった。したがって、以降の検討においては、これら3地点のデータを同一の特性を持つもの(同一母集団のサンプル)として取り扱うこととした。

を同一の特性を持つもの(同一母集団のサンプル)として取り扱うこととした。

3. 滑動量算定における時化のモデル化の検討

(1) 時化の経時変化のモデル化の検討

波浪観測データによる高波浪時の波高の経時変化特性を検討した結果、極大波高発生時の前後でも比較的高い波高値があること、極大波高と時化の継続時間にはある程度の相関があることなどが明らかとなった。このような特性を考慮して時化の経時変化をモデル化できれば、防波堤の滑動量算定の精度向上に寄与するものと考えられる。

そこで、本検討では、極大

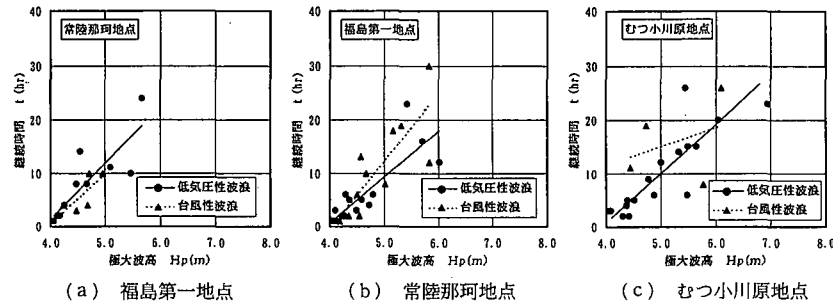


図-2 各地点ごとの高波浪時の極大波高の時化の継続時間の関係

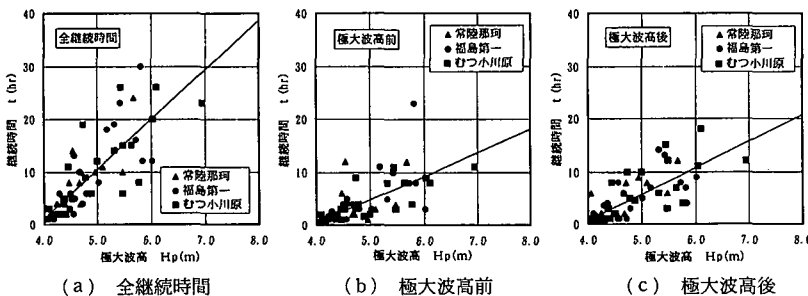


図-3 高波浪時の極大波高の時化の継続時間の関係

波高前後の有義波高の経時変化を直線近似する三角形モデルと、極大波高発生時周りの高波高を近似する放物型モデルの2つの時化の経時変化モデルを考えた。表-2に三角形モデル、放物型モデルの概要を示す。同表には極大波高と時化の継続時間の相関式に基づく有義波高推定式を示している。

時化の経時変化モデルにおける三角形モデルと放物型モデルの優劣を明らかにするために、検討対象高波浪のうち時化の継続時間が極端に短いケースを除く37ケースについて、実測の有義波高と時化モデルから推定した有義波高の相関を検討した。その結果は図-4のとおりで、実測有義波高と時化モデルによる有義波高の関係はばらつきが大きいものの、定性的には三角形モデルの方が相関が高い。したがって、時化の経時変化モデルとしては、有義波高の経時変化を直線近似した三角形モデルの方が優れていると判断した。

次に、三角形モデルによる極大波高周りの有義波高の推定式を求めるため、図-4で検討した37ケースの高波浪の有義波高の経時変化を極大波高で無次元化し、同一レベルでの比較を行った。その結果は図-5に示すとおりである。ここで、図の横軸は極大波高発生時を0.0とした時刻を示し、時化モデルでは継続時間は極大波高の関数として表せると考え、時刻を極大波高で無次元化した。

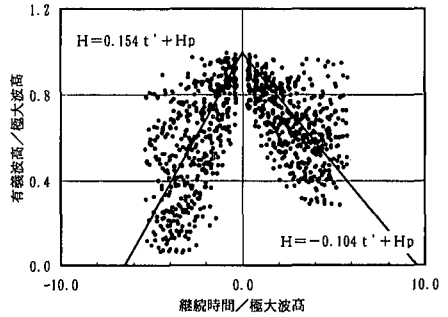


図-5 極大波高で無次元化した時化の経時変化

また、縦軸は各時刻での有義波高を極大波高で無次元化した値である。

無次元化した有義波高と継続時間の関係はややばらつきが大きいものの、有義波高の経時変化は極大波高発生後の方が発生前に比べて緩やかであることがうかがえる。このような極大波高発生前後の有義波高の経時変化の相違は、先の図-3でも述べた時化の経時変化の特徴のひとつで、高波浪時の有義波高の経時変化のモデル化にあたっては、このような特徴を考慮する必要がある。

そこで、図-5のデータを極大波高発生の前後に分け、それぞれの各時刻と有義波高の関係式で示す時化モデルを提案した。(1)式に各時刻の有義波高の算定式、(2)式に極大波高と時化の継続時間の関係式を示す。

$$\left. \begin{aligned} H_{1/3}(t') &= 0.154t' + H_p & : t' \leq 0 \\ H_{1/3}(t') &= -0.104t' + H_p & : t' \geq 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

$$t_{ALL} = t_A - t_B = 16.1H_p - 64.4 \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 $H_{1/3}(t')$ は極大波高前後の時刻 $t'$ での有義波高、 $H_p$ は極大波高、 $t_{ALL}$ 、 $t_B$ 、 $t_A$ は高波浪の全継続時間、極大波高前の継続時間、極大波高後の継続時間である。

(2) 時化モデルに基づく滑動量の比較

(1)式および(2)式で提案した高波浪時の有義波高の経時変化モデル(時化モデル)の推定精度を明らかにするために、検討対象高波浪のうち極大波高が5.0m以上の19ケースを対象に、図-6(a)に示すモデル防波堤断面(設置水深:D.L-16.0m, 設計波高: $H_{1/3}=5.0$ m, 滑動安全率: $F_s=1.00$ )の滑動量の試算を行い、実測有義波高を用いて計算した滑動量との比較を行った。

図-7はその結果を示したもので、同図には参考として前述表-2の三角形モデル、放物型モデルによる滑動量と1回の時化の継続時間を一律2時間とした場合の滑動量も併記している。

これによれば、提案した時化モデルを用いた場合の滑動量は実測データを用いた場合の滑動量に比べて、平均的には20%程度大きめの値となっているが、個々のデータでみると実測データによる値と同等かやや大きめの値を示している。これに対して放物型モデルによる滑動量

表-2 有義波高の経時変化のモデル

| 三角形モデル   | 放物型モデル  |
|--|---|
|  |   |
| $H_{1/3} = (H_p - 4)(t_{ALL}/2) t' + H_p \quad : t' \leq 0$<br>$H_{1/3} = -(H_p - 4)(t_{ALL}/2) t' + H_p \quad : t' \geq 0$<br>$t_{ALL} = 9.5H_p - 36.5$<br>$H_{1/3}$ : 時刻 $t'$ における有義波高<br>$H_p$ : 極大波高 | $H_{1/3} = -(H_p - 4)(t_{ALL}/2)^2 (t'/2)^2 + H_p$<br>$t_{ALL} = 9.5H_p - 36.5$<br>$H_{1/3}$ : 時刻 $t'$ における有義波高<br>$H_p$ : 極大波高 |

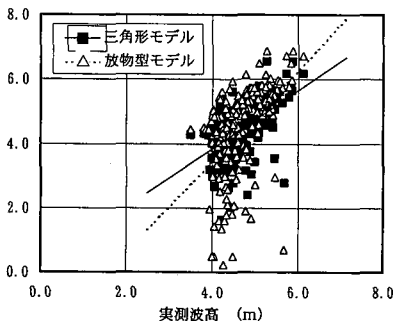


図-4 三角モデルおよび放物型モデルによる有義波高と実測値の比較

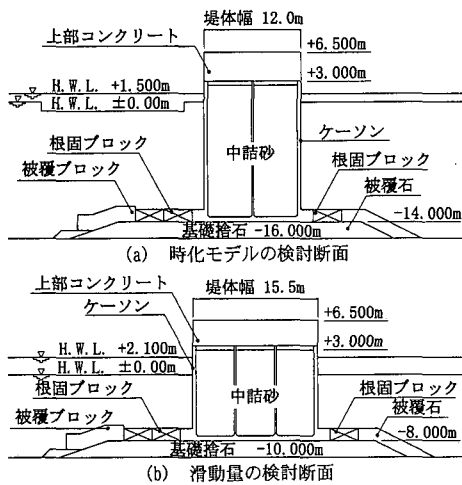


図-6 検討対象防波堤断面

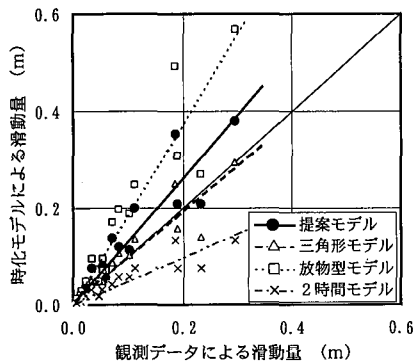


図-7 提案した時化モデルによる滑動量の推定結果

は実測データによる値の2倍程度、2時間モデルによる値は半分程度となっている。また、三角形モデルによる値は、平均的には実測データによる値とほぼ同等となるが、個々のデータのばらつきが大きく、ケースによっては実測データによる値の60%となっているものもある。

以上のように、提案した時化モデルは、1時化当たりの滑動量として安全側の評価を与えるものと考えられる。

#### 4. 時化モデルを用いた耐用期間中の滑動量の試算

提案した時化モデルを用いてモンテカルロ法による防波堤の期待滑動量の算定を行い、時化モデルの特徴を明らかにした。

検討対象モデル防波堤は図-6(b)に示すとおりである(設置水深: D.L.-10.0m, 設計波高:  $H_{1/10}=7.15$ m, 滑動安全率:  $F_s=1.05$ )。本検討で用いた期待滑動量の算定手法は下迫ら(1998a, b)と同様で、極値統計分布による沖波諸元の設定から1回の高波浪による滑動量の算定までを耐用期間中の高波浪来襲回数分繰り返して総

滑動量を計算し、これを1シミュレーションとして繰り返し行う。各種設計条件はばらつき、推定誤差を考慮した確率分布として与え、シミュレーションごとに乱数により設計値を決定した。なお、シミュレーションの回数は、滑動量の平均値がほぼ一定値になる2000回とした。

##### (1) 滑動量の計算条件

本検討での滑動量の計算条件は次のとおりである。

①時化の極大波高と耐用期間: 時化の極大波高は極値統計分布に従って発生するものとし、Weibull分布( $k=2.00$ )を用いた。また、耐用期間は50年間とし、高波浪の出現回数は50回(1回/年)とした。

②計算潮位: 設計潮位の発生確率分布については河合ら(1997)の研究を参考に、平均潮位を中央値とする正規分布で近似した。

③滑動量算定のための波高: 防波堤の滑動に寄与する1回の時化は、①で設定した極大波高に時化モデルを当てはめて設定し、2時間ごとの代表波群の有義波高を算定した。各代表波群を構成する1波ごとの波高は、代表有義波高をもとにレーリー分布に従って出現頻度を算定した。各波高に対応する周期は観測データによる波高と周期の相関式より求めた。

なお、これ以外の波浪変形、波力、堤体自重、摩擦係数の計算条件に考慮する設計値のばらつきや推定誤差は、その分布形は原則として正規分布とし、それぞれの平均値の偏りと変動係数は下迫ら(1998b)と同様とした。ただし、設計値として採用するのは正規分布の $\pm 2\sigma$ の範囲(95%区間)とし、これを超える値は棄却した。

##### (2) 期待滑動量の算定結果

以上の計算条件に従って、図-6(b)に示すモデル防波堤の耐用期間中の期待滑動量を算定した。

ここで、滑動量算定に係わる時化モデルは、本研究で提案した(1)式、(2)式の三角形で近似したモデルと時化の継続時間を2時間としたモデルとを検討した。

図-8は、設計条件の設定値を変えて繰り返す計算の1回のシミュレーションの代表例を示したものである。上段は耐用期間の50年間に来襲する高波浪で、設計沖波( $H_0=8.21$ m)に相当の高波浪が耐用期間中に1回来襲している。中段、下段は本研究で提案した時化モデルおよび2時間モデルを用いた場合の耐用期間中の累積滑動量である。提案モデルを用いた場合には高波浪が来襲した時に対応して滑動量が大きくなっているのが分かるが、2時間モデルでは高波浪に対応した挙動が明瞭には見られない。また、このシミュレーション例では、50年間の期待滑動量は提案モデルを用いた場合には約0.16m、2時間モデルの場合には0.03mとなり、提案モデルを用いた場合の方が滑動量を約5倍大きく算定している。

表-3 耐用期間中の滑動量の期待値

| 時化モデル  | 期待滑動量<br>(50%期待値) | 95%出現<br>期待値 | 滑動量 30 cm の<br>未超過確率 |
|--------|-------------------|--------------|----------------------|
| 提案モデル  | 0.16 m            | 0.34 m       | 94.7%                |
| 2時間モデル | 0.03 m            | 0.08 m       | 97.3%                |

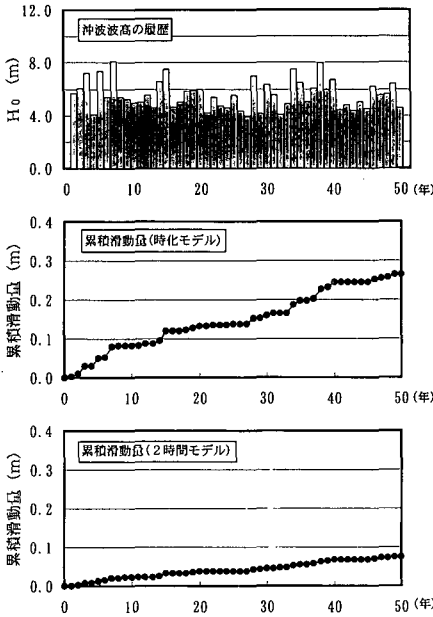


図-8 耐用期間中の波・滑動量の計算例

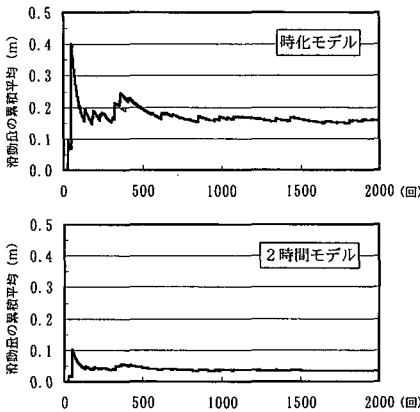


図-9 シミュレーション回数と滑動量の変化

図-9は、シミュレーション回数と滑動量の累積平均値との関係を示したものである。滑動量の累積平均値は、シミュレーション回数が500回程度までは変動が大きく、その後徐々に値の変動が小さくなって2000回程度で値が安定した。このような傾向はいずれの時化モデルでも同様に見られたが、滑動量の変動幅や累積平均値は提案モデルの方が大きく表れている。

表-3に、それぞれの時化モデルによる滑動量の期待滑動量(50%期待値)、95%期待値、ならびに滑動量0.3mの未超過出現率を示す。これによれば、滑動量に係わる諸統計値は、いずれも提案モデルを用いた方が大きくなっている。

以上のように、本研究で提案した時化の経時変化モデルは、1時化の滑動量は大きめに算定されることから、

耐用期間中の滑動量は安全側の評価を与えるものと考えられる。防波堤の滑動を許容した設計法では、滑動量の算定と併せてその評価基準が重要であり、滑動量の評価方法によっては、安全側の評価を与える提案モデルが有効になることが考えられる。

5. おわりに

本研究で得られた成果を以下に示す。

① 高波浪時における極大波高と時化の継続時間は密接な関係があり、太平洋岸の代表3地点の波浪観測データでは地点特性、擾乱原因による明瞭な相違は見られなかった。

② 防波堤の滑動量算定に係わる高波浪の経時変化モデルとして、極大波高前後の継続時間の相違を考慮した(1)式および(2)式による時化モデルを提案した。

③ 提案した時化モデルを用いた滑動量の計算では、高波浪の来襲に対応した防波堤の滑動変形が算定され、耐用期間中の総滑動量を適切に評価することができた。

本研究は、防波堤の滑動を許容した設計法の実務への展開の一環として実施したものである。この設計法における最適断面の選定では、港湾設備の要求機能に応じた許容滑動量による方法や耐用期間中のトータルコストで評価する期待総費用最小化基準に基づく方法などがある。今後は、滑動を許容した設計法における最適断面の選定基準に関する検討を行い、その評価基準に応じた適切な時化モデルについて検討する予定である。

参考文献

河合弘泰・高山知司・鈴木康正・平石哲也(1997): 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. 3-41.  
 下迫健一郎・高橋重雄(1997): モンテカルロ法を用いた混成防波堤の期待滑動量の計算, 海岸工学論文集, 第44巻, pp. 831-835.  
 下迫健一郎・高橋重雄・高山知司・谷本勝利(1998a): 変形を許容した混成防波堤の新設計法の提案-一期期待滑動量を用いた信頼性設計法-, 海岸工学論文集, 第45巻, pp. 801-805.  
 下迫健一郎・高橋重雄(1998b): 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. 1-30.  
 谷本勝利・古川浩司・中村廣昭(1996): 混成堤直立部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.  
 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎・細山田得三(1992): 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.