

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

渡部要一¹・下迫健一郎²・浅沼丈夫³・稲垣正芳³
諫山太郎⁴

防波堤の信頼性設計手法として、簡易ビショップ法による支持力検討に、Newmark の方法とモンテカルロシミュレーションを組み込み、マウンドの期待沈下量を算出する手法が提案されている。しかし、大変形時の計算誤差が大きく、検証事例も少ないことから、計算パラメータの整理が不十分な状況にあった。そこで本研究では被災時大変形に対応するために、合理的な沈下量算出手法となるように改良して耐波安定実験結果に対して適用した結果、二次元弾塑性変形解析結果とも整合する変形量が得られることがわかった。設計上の最重要項目である円弧滑りの解析目標安全率として 0.8 を得るとともに、3 つの被災事例によりその妥当性を検証した。

1. はじめに

設計基準の性能規定化の流れの中で、構造物の設計は、安全率法や許容応力度設計法から信頼性設計法に移行しつつある。防波堤の設計においても、信頼性設計法の適用を目指し、期待滑動量や期待変形量に関する研究が進められてきた。

湯・土田 (2000) は、偏心傾斜荷重に対する簡易ビショップ法による支持力検討に、Newmark の方法とモンテカルロシミュレーションを組み込み、防波堤の期待変形量を算出する手法を提案した。本研究では、この手法を発展させ、被災時大変形への適用性向上を目的として、同計算方法の改良を行った。大規模水路による耐波安定実験の結果 (下迫ら, 2003) に対して改良手法を適用し、さらに二次元弾塑性変形解析を実施して、計算パラメータの同定を行った。3 件の被災事例への試計算を通じて、今回提案する改良計算手法の妥当性を検証した。

2. マウンド期待変形量の計算方法

湯・土田 (2000) は、高橋ら (1994)、谷本ら (1996)、下迫ら (1998) の提案した三角波形とサイン波形を組み合わせた波力モデルを用い、波力による偏心傾斜荷重増大に伴い、後趾側での円弧滑り発生により沈下が生じるとする図-1 のモデルを提案した。Newmark の方法での「滑り面発生後も、一定のせん断抵抗角の下ですべる」という仮定の下に、円弧滑りの起動・抵抗モーメント、円弧滑りの回転角 θ および回転質量からなる運動方程式を時間領域で解いて沈下量を算出した。

波力、地盤定数および解析誤差の不確実性に対しては、

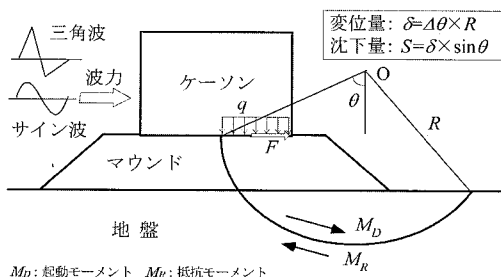


図-1 円弧滑り回転運動の概念図

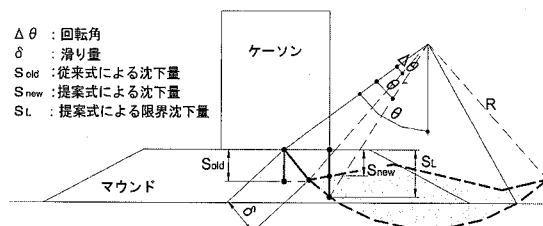


図-2 沈下量の算出方法

各々の確率分布に基づき、モンテカルロシミュレーションを行い、期待変形量を求めている。

湯・土田 (2000) は、図-2 に示すように、滑り円の半径 R 、円心角度 θ 、そして円弧の回転角 $\Delta\theta$ の時の滑り量 δ を $\delta = \Delta\theta \times R$ として計算し、微小変位では δ が円弧接線方向の変位になると見なした沈下量 S_{old} を次式で表した。

$$S_{old} = \delta \times \sin \theta \dots \dots \dots (1)$$

しかし、式 (1) は δ が微小な場合には問題はないが、 δ が比較的大きくなると、接線方向ベクトルと円弧に沿った滑りとの乖離が大きくなってしまふ。また、1 波毎に初期状態に対する S_{old} を算出して足し合わせることでより沈下量を算出しているため、結果が過大な値となる

1 正会員 工博 (独法) 港湾空港技術研究所 土質研究室長
2 正会員 (独法) 港湾空港技術研究所 耐波研究室長
3 正会員 東亜建設工業株式会社 土木設計部
4 正会員 工修 東亜建設工業株式会社 土木設計部

ことがあった。このような不合理を解決するため、マウンド厚を限界沈下量 S_L として設定していた。

本研究では大変形時の計算誤差を小さくするため、沈下量算出に際し、既往の研究で仮定されている円弧接線方向ベクトルからではなく、円弧状の滑り面に沿って変位の鉛直成分を算出するように修正した。また、 S_L に関しても、円弧滑り面の仮定から、滑り線より下に沈下することはないので、後趾端直下の滑り線までの距離を S_L として設定した。以上から、 $\Delta\theta$ を考慮して、滑り量 δ 、地表面と円弧の交点での円弧端部沈下量 S および限界沈下量 S_L を幾何学的に求めると、式(2)～(4)のようになる。 S は既往の研究と同様に円弧端部での沈下量であるが、期待沈下量としては、式(5)に示すケーソン後趾端の沈下量 S_{new} を採用する。

$$\text{滑り量} \quad \delta = 2R \sin\left(\frac{\Delta\theta}{2}\right) \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{円弧端部沈下量} \quad S = \delta \sin \alpha, \alpha = \theta - \frac{\Delta\theta}{2} \dots\dots\dots (3)$$

$$\text{限界沈下量} \quad S_L = b \tan\left(\theta - \frac{\theta'}{2}\right) \dots\dots\dots (4)$$

$$\text{沈下量} \quad S_{new} = \delta \sin \alpha - (b - \delta \cos \alpha) \tan \Delta\theta \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 b ：円弧端部からケーソン後趾端までの距離。
後述の図-4に示す断面と波浪条件において、従来式と提案式による1波当りの沈下量を算出し、両者を比較したものを図-3に示す。 $\Delta\theta$ が小さい時には両者の差は小さいが、 $\Delta\theta$ が 10° 以上になる時には顕著な差となる。非常に少ない頻度ではあるが、モンテカルロシミュレーションでは、試行中に極めて大きな沈下量を与え、それが期待値を左右してしまう場合もある。今回の円弧に沿ったより合理的な沈下量や限界沈下量の設定により、大変形時でも発散することなく安定的に期待沈下量が算出できるようになった。

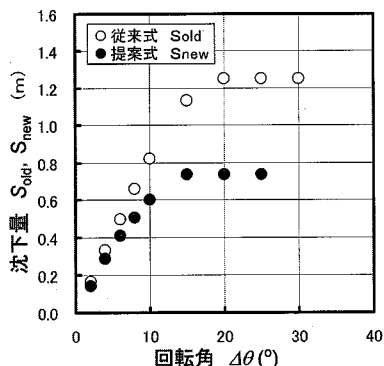


図-3 従来式と提案式による算出沈下量の比較

3. 解析目標安全率 F^*

湯・土田 (2000) は、波力により簡易ビショップ法円弧滑りによる安全率 F が解析目標安全率 F^* よりも小さくなった時に、円弧滑りが発生し沈下が生じるとした。ここで、 F^* は現行設計法では安全率が 1.0 の時に滑りが発生すると考えるので $F^* = 1.0$ である。しかし、現行設計法での $F = 1.0$ は、この値以上であれば通常は安定しているとした値であり、破壊確率 50% に対応した値ではない。従って、期待変形量算出の際には、 $F^* = 1.0$ ではなく、破壊確率 50% に対応したような、実際に変形が拡大し始めるときの F^* を設定することが合理的である。そこで、耐波安定実験と被災例を基に検証を行い、沈下予測に妥当な F^* の値を検討した。

4. 耐波安定実験

(1) 実験概要

港湾空港技術研究所所有の大型造波水路 (長さ 184 m, 幅 3.5 m, 高さ 12 m) 内に、図-4 に示すようなマウンド支持力による破壊が支配的となる防波堤断面を有する施設を設置し、高埠趾圧発生時におけるマウンドの変形メカニズム、特にマウンドの支持力破壊に関する現象を捉え、提案手法における妥当な F^* の値を検討するために、耐波安定実験を実施した (下迫ら, 2003)。実験では、波高 1.7 m, 周期 7 s の規則波を作用させた。

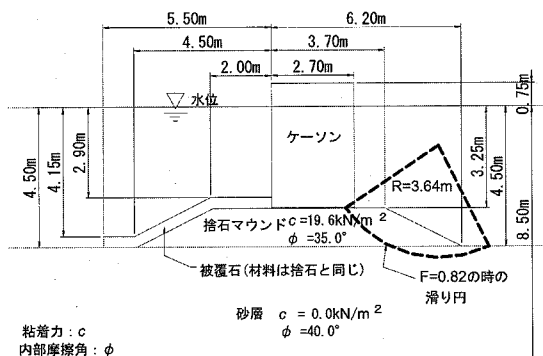


図-4 実験断面と $F=0.82$ の滑り円

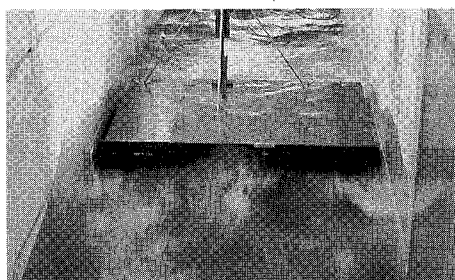


写真-1 実験状況

(2) 実験結果

実験における沈下挙動は、図-5に示すように弾塑性的であり、2波目から9波目の塑性沈下量は計8mmであり、マウンド崩壊の兆候は見られない。この波高1.7mの条件では、簡易ビショッブ法円弧滑りの安全率 F は、図-6に示すように $F = 0.8$ となるが、 $F = 0.8$ でも終局限界には至っていないことがわかる。

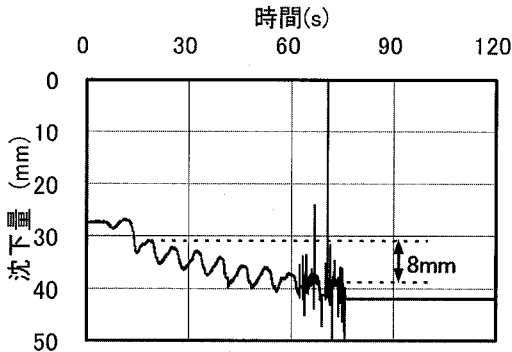


図-5 実測圧密沈下履歴

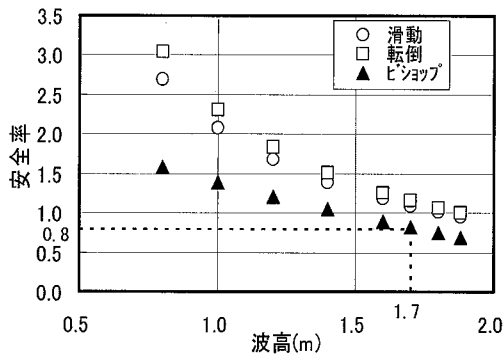


図-6 実験断面安定計算結果

(3) 実験結果と期待沈下量の検証

実験結果に対して、提案手法を適用し、逆解析によって F^* を推定した。解析に際しては、表-1に示すような確率変動項目を考慮し、波力に関する不確実性の影響

表-1 変動項目一覧*

変動項目	Case1	Case2
解析目標安全率	○	○
地盤物性	粘着力 c	○
	内部摩擦角 ϕ	○
合田波力	三角波	×
	正弦波	○
潮位	×	×
摩擦係数	×	×
周期	×	×

*各変動は正規分布で○印は変動係数 $V=0.10$ 、平均値の偏り $\alpha=0$ 、×印は変動なしの確定値とした。

を検討するための2つの解析ケースを設定した。

2つのケースの解析結果を、図-7に示す。この図より、今回の実験における実測値と良好な整合性を示すのは、 $F^* \approx 0.8$ であることがわかる。また、 F^* が大きくなるにつれ、波力の確率分布を考慮した場合(Case2)は、変動させない場合(Case1)に比べて、大きな期待沈下量を示しているが、これは変動因子の増加に基づくものである。なお、図-7には、次項に述べる弾塑性解析による変形シミュレーションの結果もプロットしてある。

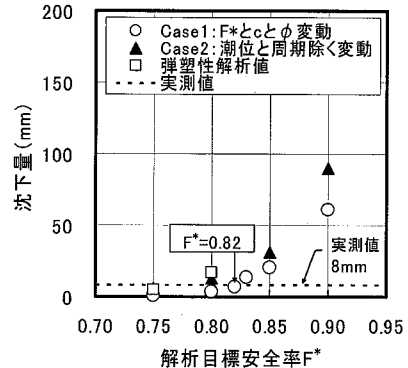


図-7 解析目標安全率毎の沈下量

(4) 弾塑性解析による変形シミュレーション

実験結果のシミュレーションを通じて、変形モードと変形量を確認するため、有限変形理論による弾塑性解析を行った。解析では、マウンドと基礎地盤にモール・クーロンの破壊基準を適用し、波力による載荷と除荷を繰り返す、マウンド上での残留沈下量のみならず、マウンドと基礎砂地盤のせん断ひずみ量の発生・進展状況を検討した。

円弧滑りとの整合性を図るため、地盤の破壊を規定するせん断抵抗角 ϕ や粘着力 c は、前述の逆算した F^* ($=0.8$)を基に割増した。ここで、 ϕ の割増しは、 ϕ そのものではなく $\tan \phi$ のかたちで割増した。なお、変形係数 E に関しては、破壊ではないので割増しは行わなかった。

マウンドの変形係数は、ケーソンを含む鉛直有効応力から平均有効主応力 σ_m を算出し、工藤ら(1985)に提案されている次式によって設定した。

$$E = 230 \times (\sigma'_m)^{0.8} \dots \dots \dots (6)$$

基礎砂地盤の変形係数 E と内部摩擦角 ϕ は、コーン貫入抵抗値 q_c から、 $N = q_c/4$ (Meyerhofの式)で N 値を算出し、土被り圧に対する補正を施して算出した。すなわち、せん断抵抗角 ϕ は N 値と土被り圧から港湾施設の技術上の基準(1999)の方法で求めるとともに、変形係数 E は次式で設定した。

$$E = 700N \dots \dots \dots (7)$$

なお、変形係数 E および基礎砂地盤のせん断抵抗角 ϕ は拘束圧依存性を有するため、ケーソン下の地盤の応力分布等を考慮して地盤をモデル化した。設定した各種地盤定数を表-2 に示す。

表-2 解析地盤定数(0.8で除して割増した)

材料名	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	変形係数 E (kN/m ²)
マウンド層	25	41	1,035~8,384
基礎砂層	0	37~48	2,100~22,400

解析モデルでは、拘束圧に応じて、図-8 に示す区別に変形係数 E と基礎地盤のせん断抵抗角 ϕ を設定した。境界条件は、ケーソン前面を中心に前後の 40 m を解析領域とし、側面を鉛直ローラー、底面を完全拘束とし、ケーソンとマウンドの間には、摩擦と剥離を表現するため、摩擦係数 $\mu = 0.6$ を有する接触面を設けた。

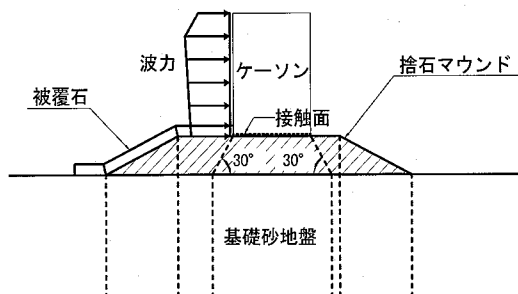


図-8 解析モデル図

解析では図-9 に示すように、マウンドの水平方向引張領域が解析上発生してしまうことによる、非現実的な内部応力の影響を軽減する必要があった。そこで、最大変形時のケーソン後趾の接触面下の引張応力を除くために、最大波力載荷時のマウンドとケーソン内の接触面端部に、マウンド中間深さまで鉛直方向亀裂線を配置した。最大波力作用時のせん断ひずみ分布を図-10 に示す。

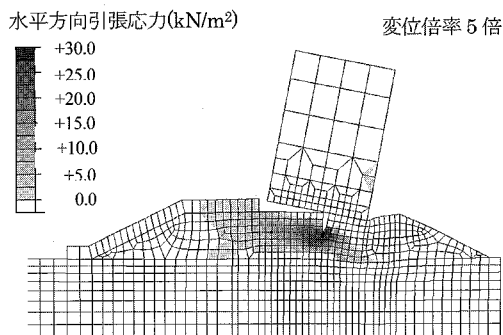


図-9 解析結果例（水平方向引張応力発生状況）

ケーソン後趾から亀裂線の直下のマウンドで沈下変形が生じ、ケーソン後趾の下で大きなせん断ひずみが発生している。マウンド下の基礎地盤でも、水平外力のためにせん断変形が生じている。

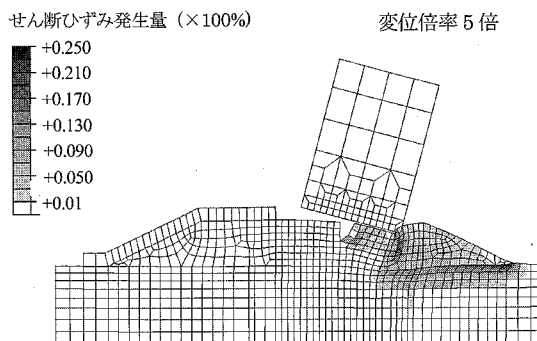


図-10 解析結果例（最大波力作用時のせん断ひずみ発生状況）

図-11 に $F^* = 0.80$ ので沈下履歴曲線を示す。2 波目から 9 波目の塑性沈下量は計 17 mm となり、実測値の 8 mm (図-7) に比べて 2 倍程度大きな値となった。しかし、地盤定数の推定精度や変位量のオーダー等を考慮すれば、概ね整合する値であると考えられる。

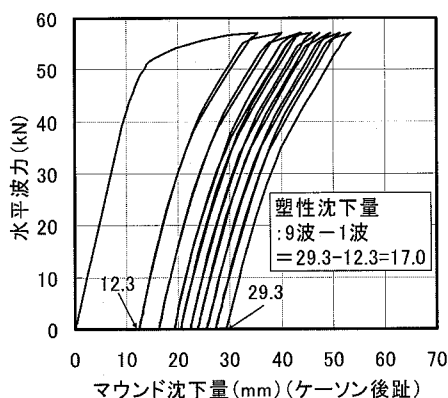


図-11 沈下履歴 ($F^*=0.8$)

5. 実構造物での適用例

以上の結果を踏まえて、3つの被災事例に見られる発生沈下量に対して、期待沈下量の計算で適用すべき F^* ($= 0.8$ 前後の値) を用いて提案法を適用し、表-1 の Case2 に示した変形条件に加え、潮位と周期の変動を考慮した条件で検証した。例えば、C 港の被災事例では図-12 に示すように、滑動量 5 m 超、実測沈下量 1 m であった。検討した 3 件の事例を総括すると、図-13 に示すように $F^* = 0.8$ で期待沈下量と実測沈下量との整合性が確認された。以上から、本手法により期待沈下量を

算出する場合には、 F^* として 0.8 を採用すれば、合理的な沈下量が算出できることが検証できたといえる。

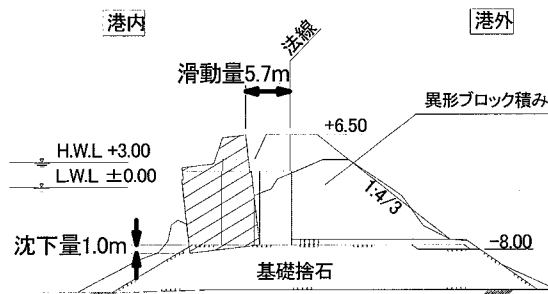


図-12 被災断面 (C 港事例)

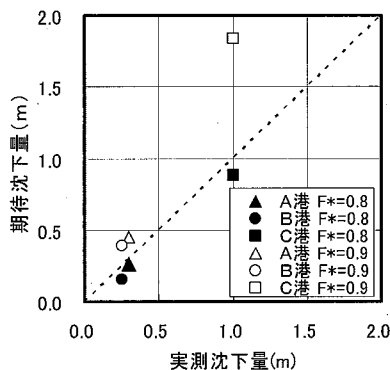


図-13 被災事例での検証結果

土田ら (1996) によれば、土質定数の変動係数 $V = 0.1$ の時、 F は、 $V = 0.1$ の正規分布となると報告している。そこで、 F^* も同様の分布をとり、その平均値を $\mu_F = 0.8$ とし、設定安全率 $F = 1.0$ とすると、図-14 に示すように、信頼性指標 $\beta = 2.5$ 、破壊 (沈下) が発生する確率は $P_F = 0.6\%$ となる。ちなみに変動係数 $V = 0.2$ では $P_F = 10.6\%$ となり、破壊 (沈下) 確率は大きくなる。現況の円弧滑り安全率 1.0 以上の設定では、沈下発

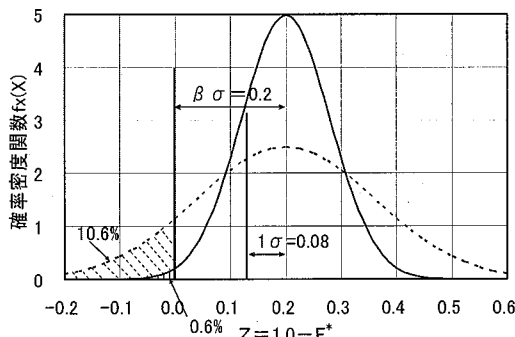


図-14 $Z = 1.0 - F^*$ の確率密度関数 (破壊確率)

生確率は極めて小さいと考えられる。

6. ま と め

①計算手法の改良により、限界沈下量も円弧形状から規定されるようになり、大変形時でも発散することなく安定的に沈下量が算出できるようになった。②検証のための実験では、大型模型防波堤に波高 1.7 m、周期 7 s の波を作用させた。この時ビショップ法の安全率 F は、現行基準の要求安全率 1.0 を下回る 0.8 であったにも拘わらず、8 波の作用による実測沈下量は 8.0 mm であった。現行基準の $F = 1.0$ は、この値以上であれば安定するとして設定された値であり、破壊確率 50 % に対応した値ではない。従って、期待変形量算出の際には、解析目標安全率 $F^* = 1.0$ ではなく、変形が拡大し始める F^* を設定することが合理的である。実験結果から逆解析により算出すると $F^* \approx 0.8$ となった。③マウンドと基礎地盤の粘着力とせん断抵抗を F^* (≈ 0.8) で割増して実施した弾塑性解析によると、ほぼ実測値に整合する沈下量が得られ、提案手法との整合性が確認できた。④本提案手法を用い、被災 3 事例を検証した結果、 $F^* = 0.8$ を用いて算出される期待沈下量は実測沈下量と整合性のある結果になることが確認された。以上から、本手法により期待沈下量を算出する場合には、 F^* を 0.8 と設定することによって、合理的な沈下量が算出できることがわかった。

参 考 文 献

- 工藤康二・西 好一・田中幸久・国生剛治 (1985)：護岸基礎捨石マウンドの沈下予測 (その 1)，電中研報告 384030，pp. 1-49。
- 下迫健一郎・高橋重雄 (1998)：期待滑動量を用いた混成防波堤直立部の信頼性設計法，港研報告第 37 巻第 3 号，pp. 1-30。
- 下迫健一郎・土田 孝・増田慎太郎・渡部要一・藤井 敦 (2003)：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 Vol.19，pp. 499-504。
- 高橋重雄・下迫健一郎・上部達生 (1994)：衝撃碎波力に対する防波堤ケーソンの動的挙動，港研報告第 33 巻第 2 号，pp. 59-86。
- 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。
- 湯 怡新・土田 孝 (2000)：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。
- 土田 孝・湯 怡新 (1996)：港湾構造物の円弧すべり解析における最適な安全率，港研報告第 35 巻第 1 号，pp. 117-146。
- 土田 孝・梅沢信敏・山本泰治・石倉克真・浅沼丈夫・湯 怡新 (2001)：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。
- 土田 孝・梅沢信敏・石倉克真・湯 怡新 (2001)：期待変形量を用いた防波堤のマウンド支持力に関する設計法，港研報告第 40 巻第 4 号，pp. 49-72。
- 日本港湾協会 (1999)：港湾施設の技術上の基準，上巻，p. 245。