地盤ばねモデルを用いた防波堤の支持力性能照査法に関する一考察

A Study on Performance Assessment Method against Foundation Failure of Breakwaters using Soil Spring Model

長尾 毅¹・橋本 淳²

Takashi NAGAO and Jun HASHIMOTO

Evaluation of the amount of the deformation is important for the performance-based design of caisson type breakwaters. However, the evaluation method of the deformation except for the sliding failure mode has not been established yet. In this study, authors discussed the applicability of soil spring model to the performance assessment method against foundation failure of breakwaters. As the result, it was shown that nonlinear soil spring model well explains the vertical displacement and inclination angle of breakwaters observed by a past hydraulic model experiment.

1. まえがき

ケーソン式混成堤の波浪の作用に対する外部安定性能照査においては、滑動・転倒・支持力の3つの破壊モードに関する安定性の検討が行われるが、性能設計において重要な変形という観点からは、滑動以外の変形モードについては変形量の算定方法が確立されていないのが現状である。

支持力に関する照査は円弧すべり計算法である簡易ビショップ法により行われるのが標準であるが、メカニズムの観点からは必ずしも合理的でない可能性が宮田ら(2002)、長尾ら(2007)などの既往の研究により指摘されている。このため、橋本・長尾(2011)は、変形量の評価が可能な防波堤の支持力性能照査法開発という観点から、宮田ら(2009, 2010)の水理模型実験データを解析した。その結果として、波浪作用時のケーソンの変形は、ケーソンがマウンド上に単に水平方向に滑動するのではなく、港内側端しがマウンドへ貫入しながら変形すること、さらにその変形特性はマウンドの条件で異なることを明らかにし、端しの貫入角や変形量の簡易推定手法を提案している。ただし、橋本・長尾(2011)による変形量推定式は、重回帰分析の結果より得られた式であることから、力学的な根拠という観点で課題を有する。簡易ビショップ法に替わる性能照査法としては、何らかの力学モデルに基づいた支持力安定性や変形量を評価する手法の構築が必要であるといえる。

以上の背景のもと、本研究は、既往の水理模型実験結果の検証をもとに、防波堤ケーソンの基礎地盤を非線形特性を有するばねでモデル化した支持力性能照査法の適用性について検討したものである。

2. 既往の水理模型実験の概要

水理模型実験は造波水路(長さ50.0m×幅0.6m×高さ1.2m)で実施しており、模型縮尺は1/30、実験断面は捨石マウンドの支持力破壊が原因と判定される防波堤の被災事例を参考に設定されている(図-1)。

表-1に検討ケース一覧を示す。表内の数値は実物大換算値である(以下、数値は実物大換算値で表記する)。実験は、予備実験によりケーソンの大変形が生じた波高・周期に設定した規則波を用いている。マウンド条件は、マウンド高さ: 11.00m, 捨石粒径: 150-390mm, 港外側肩幅: 5.00mは全ケース共通で、港内側肩幅を変えて実験を行っている。計測については、ケーソンの変位量はワイヤー式変位計により水平変位量・沈下量・回転角を計測し、波圧・揚圧力はケーソン模型の前背面と底面に設置した波圧計により計測している。底版反力はケーソン底面に設置したロードセルにより計測している。各計器の設置位置の詳細については既往の実験結果(宮田ら,2010)を参照されたい。

肩幅標準のケースにおいて計測された波力の時刻歴を図-2に示す。図には波高検定時の波高をもとに、中田ら(1984)らによる越流時の波圧低減係数を考慮した合田式

図-1 水理模型実験の断面 [肩幅標準] (縮尺: 1/30)

表-1 検討ケース一覧

ケース	1	2	3
	肩幅標準	肩幅狭	肩幅広
波浪	波高:10.50m 周期:12.0s		
ケーソン規格	B11.7m×H14.5m×L16.8m(水中重量:1651kN/m)		
設置水深(m)	12.25		
港内側肩幅(m)	5.00	3.75	18.00
マウンド天端幅(m)	21.70	20.45	34.70

図-2 波力時刻歴 [肩幅標準]

(a) 肩幅標準

(b) 肩幅狭

(c) 肩幅広

図-3 底版反力分布

図-4 港湾基準における底版反力算出法

により算出した波力を併せて示している。9波目で概ね想定した波力が得られている。

3. 底版反力分布の特性

ケーソン底版反力分布の例を図-3に示す。図には、現行設計法（港湾基準，2007）における底版反力の計算値を比較のため併せて示している。計算値は、図-4に示すように水平荷重 H および鉛直荷重 V をもとにして、荷重合力の偏心傾斜程度に応じて算出される値で、 $e > b/6$ の場合は式（1）により算出される。なお、計算値は前述の越流時の波圧低減係数を考慮した合田式による波力をもとにした値である。

$$p_1 = \frac{2V}{3x} \dots\dots\dots (1)$$

$$b' = 3x$$

ここに、 $x = (M_w - M_h)/V$ であり、 M_w ：鉛直荷重によるA点まわりのモーメント、 M_h ：水平荷重によるA点まわりのモーメントである。

図-3より、底版反力分布の実験値と計算値には大きな差があることが分かる。特に各ケースの7波目など、現行設計法では反力分布幅がほぼゼロと見なされる条件でも実験では広い範囲で底版反力が作用し、かつ端し圧は実験値が設計値を下回る。なお、肩幅広の底版反力分布は港内側端し圧が小さいが、これは端しよりもケーソンの中央に近い部分で強くケーソンが支持されたためであり、捨石マウンドによるケーソンの支持は不均質で離散的である（宮田ら，2002）ことによる。それでも、現行設計

法よりも底版反力分布は広く、かつ反力の最大値も実験値より計算値の方が大きい。

現行設計法における底版反力の計算法は、剛な基礎で支持された条件での底版反力計算法であり、剛な基礎であるために水平荷重が作用した場合のケーソンの回転中心は端しとなる。しかしながら、捨石マウンドは剛体ではなく、ケーソンの変形に伴い捨石マウンド自体も変形する。波力作用時にマウンドが沈下することにより、回転中心が端しではなく底版中央付近に誘導されていると考えられる。防波堤の基礎変形を説明するための照査法の構築においては、波力作用時のケーソンの回転中心として現行設計法の枠組みを採用するのではなく、実験結果をもとにして回転中心のモデル化を行う必要がある。図-5に、4波目と9波目の肩幅標準の底版反力分布を示す。港内側端しから底版の回転中心までの距離（底版反力分布幅）は底版幅の0.40～0.45倍程度であり、波力の値による分布幅の変動はあまり大きくはない。この結果をもとに、本研究では、地盤ばねモデルにおける底版反力分布幅 B_m を底版幅 B との関係で式(2)のようにモデル化した。ここで、 B_d は現行設計法による底版反力分布幅である。

$$\begin{aligned} B_m &= 0.45B \quad (B_d \geq 0.45B) \\ B_m &= 0.40B \quad (B_d < 0.45B) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2)$$

4. 地盤ばねモデルの検討

防波堤基礎マウンドの支持力特性は、作用する荷重レベルが比較的小さい範囲では線形的な荷重～鉛直変位関係を示し、大きな弾性定数を有するものと考えられるが、非常に大きな荷重作用の条件下では降伏が生じ、弾性定数が低下することが考えられる。本研究では、基礎マウンドを非線形特性を有する地盤ばねでモデル化し、地盤ばねの変形量でケーソンの鉛直変位および傾斜を評価する手法について検討する。

検討対象としたケースの1波ごとの端しの変位量と端しの地盤反力をプロットすると図-6のようになる。ここで、端しの変位量は、押し波時は港内側、引き波時は港外側の端しの変位量であり、それぞれ波力が作用している間

に端しの位置が最も上方に位置した時点を変位ゼロとして、最大の変位をプロットしたものである。また、端しの地盤反力については、前述のように肩幅広のケースなどで端しの地盤反力が必ずしも最大の地盤反力とならないため、底版の外側3割程度の範囲で計測された最大の地盤反力をプロットしている。

図-6を見ると、端し変位量と地盤反力の関係を示すばね特性はトリリニア型の非線形特性でモデル化できるといえる。即ち、図-7に示すように、第一勾配すなわち初期のばね係数相当値(E1)は高いものの、比較的小さな地盤反力において第一降伏点(py1)に達し、次にE1よりも小さな第二勾配(E2)となり、さらに大変形が生じると第二降伏点(py2)に達し、以降は最も小さな第三勾配(E3)に移行するものである。なお、図-6からは波の山と波の谷で特性が若干異なるが、本研究ではその平均的な特性を図中の実線のようにモデル化した。なお、前述のように肩幅広のケースでは端し部の地盤反力としては比

(a) 肩幅標準

(b) 肩幅狭

(c) 肩幅広

図-6 地盤反力と沈下量の関係

図-5 底版反力分布モデル [肩幅標準]

図-7 地盤ばね概念図

図-8 マウンド仕様の違いによるばね特性

表-2 ばね特性

ケース	1	2	3
	肩幅標準	肩幅狭	肩幅広
py1 (kPa)	392	392	490
dy1 (m)	0.015	0.015	0.012
py2 (kPa)	1000	1000	1000
dy2 (m)	0.119	0.158	0.055
E1 (kPa/m)	26133	26133	40833
E2 (kPa/m)	5827	4238	11989
E3 (kPa/m)	100	100	100

較的小さな地盤反力しか得られていないが、本モデルでは地盤反力分布は端し部で大きな値となる。図-6の地盤ばね特性のモデル化においては、この点を踏まえた設定を行っている。

マウンド仕様の違いによる地盤ばね特性の違いは図-8に示すようになる。地盤ばねのパラメータの値は表-2に示すとおりである。肩幅標準と比較すると、肩幅狭は第二勾配E2の値が小さく、このため変形量が大きくなる。肩幅広は第一勾配E1、第一降伏点py1、第二勾配E2の何れも肩幅標準よりも大きく、このため変形量は小さくなる。

5. 地盤ばねモデルによるケーソン変形の再現性検討

以上の結果を踏まえて1波毎の波の山、波の谷におけるケーソンの沈下量、傾斜角の算出モデルを構築する。沈下量、傾斜量の算出手順は以下の通りである。

① 1波毎の波力、揚圧力を算出する。設計への適用性を

考慮して実験における計測値ではなく、合田式による計算値を用いる。これらによりまず現行設計法による底版反力分布幅 B_d を算出する。

② 式(2)によりモデルにおける底版反力分布幅を評価し、ケーソンの回転中心を決定する。

③ 底版回転中心に関するモーメントの釣り合いと底版の剛体変形(直線保持)の条件より波の山、波の谷のモーメント作用時のケーソン変形を算出する。地盤ばねは非線形であるため、具体的にはまず、ある端し圧を仮定して端しの沈下量を地盤ばねモデルより求める。次に端しの沈下量と回転中心(=沈下量ゼロ)を直線で結ぶ(=ケーソンの剛体変形)ことで底版の各位置における沈下量を求める。各沈下量と地盤ばねモデルより底版の各位置における反力を求める。以上により底版反力分布の推定値が求められるので、回転中心に関する底版反力のモーメントを算出し、モーメントの釣り合いを評価する。モーメントの釣り合いが満足されなければ、端し圧を増減させて同じ手順で底版反力のモーメントを算出し、収束計算によりモーメントの釣り合いを満足する底版反力分布を求める。最終的に得られた底版反力分布よりケーソンの沈下量と傾斜角を求める。

以上の手順に従って構築したモデルを用いて、ケーソンの沈下量と傾斜角を算出し、実験結果と比較した。結果を図-9に示す。本研究の範囲では波の山、波の谷、累積変形のそれぞれについて、モデルにより概ね精度良くケーソンの変形を再現できるといえる。

6. まとめ

本研究においては、既往の水理模型実験結果を検証し、防波堤ケーソンの基礎地盤を非線形特性を有するばねでモデル化した支持力性能照査法の適用性について検討した。本研究により得られた知見をまとめると以下の通りである。

① 現行設計法ではケーソンの端しを回転中心と仮定して波力作用時の底版反力分布を計算するが、実験では設計の想定よりも広範囲に底版反力が作用し、かつ端し圧は実験値が現行設計法による値を下回る。これは波力作用時にマウンドが沈下することにより、回転中心が端しではなく底版中央付近に誘導されるためと考えられる。この結果を踏まえて底版反力分布幅のモデル化を行った。

② 基礎マウンド仕様の違いによるばね特性の評価を行った。肩幅標準と比較すると、肩幅狭は第二勾配の値が小さいため変形量が大きくなる。肩幅広は第一勾配、第一降伏点、第二勾配の何れも肩幅標準よりも大きく、このため変形量は小さくなる。

図-9 モデルによるケーソン変形推定精度

- ③ 構築したモデルを用いて1波毎のケーソンの沈下量及び傾斜角を算定し、実験結果と比較した。本研究の範囲では波の山、波の谷、累積変形のそれぞれについて、モデルにより概ね精度良く再現できることを確認した。

今後は、地盤ばねのパラメータの評価方法を一般化するための検討が必要である。

参 考 文 献

国土交通省港湾局監修(2007):港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会。

中田邦夫・寺内 潔・西田仁志・梅木 功(1984):低天端混成堤の諸特性について, 海岸工学論文集, 第31巻, pp.532-536.
 長尾 毅・中瀬 仁・本田 中・吉岡 健・興野俊也(2007):防波堤基礎支持力に関する実験及び解析的研究, 土木学会論文集C, Vol. 63, No.3, pp.862-880.
 橋本 淳・長尾 毅(2011):水理模型実験結果によるケーソン式混成堤の波浪による変形特性に関する一考察, 国土技術政策総合研究所資料, No.659.
 宮田正史・菅野高弘・長尾 毅・菊池信大(2002):捨石マウンドの支持機構を考慮したケーソン底版設計法の開発への取り組み, 土と基礎, Vol.50, No.4, pp.19-21.
 宮田正史・吉田 誠・安野浩一郎(2010):ケーソン式防波堤の大変形メカニズムに関する実験的研究, 国土技術政策総合研究所資料, No.564.