

VOF - 弾塑性FEM連成モデルによる混成堤および基礎地盤の動的応答と変形に関する数値解析

Numerical Analysis for Dynamic Behavior and Deformation of Composite Breakwater and Seabed under Wave Action by VOF-Elasto-plastic FEM Model

熊谷隆宏¹

Takahiro KUMAGAI

An elasto-plastic soil model, which takes viscous damping into account, is proposed for coupling VOF model to analyze the dynamic behavior and deformation of structure and seabed under wave actions including impulsive load conditions. The validity of the model is verified by use of experimental results on dynamic response to an impulsive breaking wave and observed response to swell for composite breakwaters. By application of the model, it is found that soil is likely to come to plastic condition under the caisson due to its surge and pitch motions at wave crest. In addition, the progressive deformation due to repetitive wave actions and residual deformation of the structure are analyzed.

1. はじめに

構造物の耐波設計において、より高い安全性と経済性を目指した設計を行うためには、実際の被災形態を把握することが重要である。防波堤や護岸の被災形態として、鹿島ら（1986）は、構造が複雑になる程、堤体、被覆工、消波工等の被災が複合した形態で生じることを明らかにしている。また、高山・東良（2002）は防波堤直立部の被災時の変位形態を分析し、滑動、転倒、支持力破壊の複合被災が30%程度現れることを示している。これらは、耐波安定性の検討において複合的な被災形態を考慮することが重要であることを示唆するものである。

水平、鉛直、回転運動が重合する混成堤の複雑な動的応答を表現するモデルに関して、既往の研究では、弾性を持つマウンドや地盤を水平、鉛直、回転ばねでモデル化する連成ばねモデルが提案されている。例えば、ばね自身が仮想質量を持つモデル（合田、1973）や粘性減衰を考慮するモデル（Oumeraciら、1994）は、衝撃力作用時の堤体の動的応答の解析に関して適用性が検証されている。また、波-構造物の連成系において、藤井ら（2001）、高山ら（2004）は、ケーソンおよびマウンドを個別要素法によりモデル化し、混成堤の複雑な動的挙動および滑動等の変形を解析できることを示している。

一方、構造物の耐波安定性に関しては、例えば、善ら（1987）に代表される地盤の波浪応答に関する多くの研究成果により、波-構造物-地盤の全体系で検討する必要性が認識されている。砂地盤上に設置された混成堤の動

的応答に関して、高橋ら（1994）は、地盤を非線形弾性体モデルで表現し、実験で得られた波力を入力値として与えることにより、衝撃砕波作用時のケーソンの動的応答を解析できることを示しているが、構造物の複雑な動的応答や変形に関して、波-構造物-地盤の全体系を表現するモデルの適用性が検証された例は少ない。特に、構造物や地盤を弾性体と仮定するモデルでは、複雑な動的応答や変形特性を精度良く評価することが困難である。

本研究では、数値波動水路とDrucker-Pragerの弾塑性構成則に基づく地盤モデルの連成モデル（熊谷、2009）に対して粘性減衰を考慮する改良を行い、混成堤を対象にした波-構造物-地盤の動的応答問題に関してモデルの適用性を検証するとともに、モデルにより、構造物と基礎地盤の動的応答および変形特性を明らかにする。

2. 粘性減衰を考慮する地盤の弾塑性モデル

波-構造物-地盤の連成系においては、地盤面の水圧変動に対して地盤内の間隙水圧の変動が遅れて生じることに伴い、有効応力が変動する地盤の応答形態が現れる。構造物は、直接作用する波圧および地盤の挙動の影響を受けて振動すると同時に、その振動が波や地盤の挙動に影響を与える。このような系全体の相互作用の問題において、地盤の挙動を表現するには、土骨格と間隙水の各相の挙動を考慮するモデルが適切であると考えられる。

土骨格および間隙水の2相モデルは、有効応力の原理、ひずみと変位の関係式、各相の運動量保存則、質量保存則、土骨格の構成則の6原理より導かれる（例えば、岡、2000）。このうち、土骨格の構成則は、土の応力-ひずみ関係を規定するものであり、次式のように表される。

1 正会員 Ph.D. 五洋建設（株）技術研究所

$$d\sigma'_{ij} = D^{ep}_{ijkl} \cdot d\varepsilon_{kl} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 σ'_{ij} は有効応力、 ε_{ij} は土骨格のひずみ、 D^{ep}_{ijkl} は弾塑性剛性テンソルである。

弾塑性体では、応力変化が弾性域と弾塑性域のいずれで生じるかによってひずみ特性が異なり、過去の応力履歴によって現在の状態が評価されるため、応力-ひずみ関係は増分形を用いて表現される。なお、剛性が不変かつ変形が可逆的な線形弾性体を仮定する応力-ひずみ関係(フックの法則)を用いると、Biot (1941, 1956)のモデルを導出できる(岡, 2000)。

弾塑性モデルは、弾性限界を規定する降伏条件を表す降伏関数 f と、塑性ひずみ増分の発展則(流れ則)に従って降伏した材料の塑性ひずみ増分の方向を規定する塑性ポテンシャル g_p を持つ。降伏関数と塑性ポテンシャルを与えると、式(1)の応力-ひずみ関係は、式(2)のように定式化できる(例えば、松尾ら, 1981)。

$$d\sigma'_{ij} = \left[D'_{ijop} - \frac{D'_{ijkl} f_{,mn} D'_{mnop} g_{kl}}{\{f_{,mn} D'_{mnop} - (\partial f / \partial \xi) (\partial \xi / \partial \varepsilon'_{qr})\} g_{qr}} \right] d\varepsilon_{op} \dots (2)$$

$$f_{,mn} = \partial f / \partial \sigma'_{mn}; g_{kl} = \partial g_p / \partial \sigma'_{kl} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 D'_{ijop} は弾性剛性テンソルである。

本研究では、熊谷(2009)と同様に、弾塑性モデルのうち、応力-ひずみ関係が弾性域と塑性域の2本の直線で表され、地盤の変形形状や破壊状態を調べるのに便利なDrucker-Pragerの弾・完全塑性モデルを用いる。このモデルにおいて、降伏関数と塑性ポテンシャルを同一とする関連流れ則を適用すると、関数形は次式で与えられる。

$$f = g_p = -\alpha I_1 + \sqrt{J_2} - \kappa \dots\dots\dots (4)$$

$$I_1 = \sigma'_{ii}; J_2 = s_{ij} s_{ij} / 2; s_{ij} = \sigma'_{ij} - I_1 \delta_{ij} / 3 \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 α は材料定数、 κ はせん断降伏応力であり、中間主応力方向のひずみをゼロとする平面ひずみ条件では、粘着力 c 、内部摩擦 ϕ と次式で関係付けられる。

$$\alpha = \tan \phi / \sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}; \kappa = 3c / \sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi} \dots\dots\dots (6)$$

ケーソンの動的応答特性に関して、既往の研究では、マウンドと基礎地盤の弾性をばねで表現するモデルの適用性が詳細に検討されている。特に、弾性ばねとダッシュポットを並列構造でつなぐVoigt型の粘性減衰モデルを用いるOumeraciら(1994)のモデルは、衝撃碎波圧が作用するときのケーソンの動的応答を精度良く表現できることが検証されている。このため、本研究では、Oumeraciら(1994)にならい、衝撃碎波圧のように強大な外力が極めて短い作用時間に生じる条件を含めてケーソンの動的応答を表現できるように、粘性減衰を考慮するモデルに発展させる。特に、粘性減衰モデルとしては、地震応答解析で用いられるSchnabelら(1972)のモデルと同様に、土骨格の剛性に比例するタイプを用いる。剛性比例型の減衰モデルを弾塑性モデルに導入する場合、式(1)の応力-ひずみ関係は、次式のように拡張される。

$$d\sigma'_{ij} = D^{ep}_{ijkl} \cdot d\varepsilon_{kl} + C_{ijkl} \cdot d\dot{\varepsilon}_{kl}; C_{ijkl} = \beta_D D^{ep}_{ijkl} \dots (7)$$

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \frac{1}{2} (\partial \dot{u}_i / \partial x_j + \partial \dot{u}_j / \partial x_i) \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 β_D は減衰係数、 $\dot{\varepsilon}_{ij}$ 、 \dot{u}_i は、それぞれ土骨格のひずみ速度および速度である。

以上の土骨格の構成則を含む6原理(例えば、岡, 2000)より構成される基礎方程式の有限要素法モデルへの定式化に際し、本研究では、独立変数を土骨格の変位と間隙水圧の2変数で表す u - p 形式を採用する。式(8)に含まれる速度成分は、Newmark β 法により、式(9)のように変位増分を用いて表し、未知変数を土骨格の変位増分と間隙水圧とする連立方程式を解くことにより解析を行う。

$$\Delta \dot{u}_i^{n+1} = \dot{u}_i^{n+1} - \dot{u}_i^n = \frac{\delta_n}{\beta_n \Delta t} \Delta u_i^{n+1} - \frac{\delta_n}{\beta_n} \dot{u}_i^n - \left(\frac{\delta_n}{2\beta_n} - 1 \right) \Delta t \ddot{u}_i^n \dots\dots (9)$$

ここで、 δ_n 、 β_n はNewmark β 法で用いるパラメーターであり、一般に $\delta_n = 0.5$ 、 $\beta_n = 0.25$ の値に設定される。

また、衝撃碎波作用時のようにケーソンの水平加速度が著しい条件では、流体領域からの動水圧の影響が大きい。このため、地震時における動水圧算定式(Westergaard, 1933)を援用し、式(10)を用いて、ケーソンの水平加速度に起因して垂直壁面に作用する動水圧を各時間ステップで算定し、外力として考慮する手法を提案する。

$$p_d(t, z) = -\frac{7}{8} \rho_w \ddot{U}_c(t, z) \sqrt{hz} \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 p_d :動水圧、 \ddot{U}_c :ケーソンの水平加速度、 ρ_w :水の密度、 h :水深、 z :水面からの深さである。

以上述べた地盤の弾塑性モデルと波浪解析モデルである数値波動水路は、接続境界面で水圧変動を一致させることにより連成される。ただし、波浪モデルの動圧力と地盤モデルの過剰間隙水圧の定義を合わせるために、接続境界面で作用する波による圧力変動を境界面法線方向の全応力と過剰間隙水圧の変動とみなし、地盤モデルの境界条件を与える。この手法により、水-地盤の境界面において地盤骨格の有効応力を変化させることなく、波による圧力変動は地盤の間隙水圧変動として伝達される。

3. 混成堤の動的応答に関するモデルの検証

前章で述べた波-構造物-地盤の全体系を表現するVOF-弾塑性FEM連成モデルに関し、混成堤に衝撃碎波およびうねりが作用する条件を用いてその適用性を検証する。

(1) 衝撃碎波圧が作用するケース

混成堤に衝撃碎波圧が作用する条件におけるケーソンの動的応答に関して、Oumeraciら(1992, 1994)は、大規模水路を用いた実験を行っている。本節では、Oumeraciらの実験結果を用いて、衝撃碎波作用時のケーソンの動

動的応答に関するモデルの適用性を検証する。

実験を再現するためのFEM解析領域を図-1に示す。入射条件として波高0.85m, 周期4.4sを与え, 数値波動水路においては, マウンドに対して空隙率0.43, 慣性力係数1.2, 抗力係数1.0を与える。また, 地盤条件を表-1に示す。砂やれきの剛性は, 締まり状態に応じて大きく変化することが知られているが(例えば, Bowles, 1997), 本ケースでは, 密に締まり剛性が高い状態を想定する。土骨格のひずみ速度に比例する粘性減衰は, マウンドと地盤に対して考慮する。なお, ジオテキスタイルのモデル化については, 軸方向に引張り力が作用する条件においてのみ剛性を発揮するトラス要素として扱う。

衝撃波圧が作用するときのケーソン水平波力の時系列変化に関して, 実験と数値波動水路による解析結果の比較を図-2に示す。この結果より, 構造物および地盤の動的応答の外力に関して, 実験と解析結果は整合することがわかる。また, 衝撃砕波作用時における地盤内変動間隙水圧の解析結果を図-3に示す。図-4に示すように, ケーソンの水平変位と水平加速度の時系列変化は, 実験結果と概ね整合し, 衝撃砕波作用時における混成堤の動的応答に関する本モデルの適用性が検証された。

(2) うねりが作用するケース

新潟東港の西防波堤が波高3m程度のうねりを受けているときに, ケーソンが水平方向約15cm, 鉛直方向約10cmで楕円形の運動をすることが, 防波堤上で観察されている(合田, 2008)。本節では, うねりに対するこの

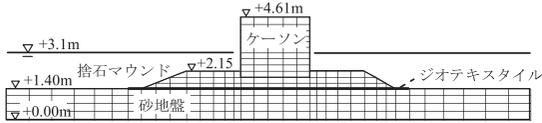


図-1 FEM解析領域 (衝撃砕波圧作用ケース)

表-1 衝撃砕波圧作用ケースの解析における地盤解析条件

	地盤	捨石	ケーソン
弾性係数 E (kN/m ²)	5.0×10^4	1.7×10^5	2.3×10^7
水の体積圧縮率 β (kN/m ²)	5.0×10^4	1.0×10^5	1.0×10^5
透水係数 k (cm/s)	1.0×10^{-2}	50.0	1.0×10^{-7}
内部摩擦角 ϕ (°)	35.0	40.0	-
密度 (kg/m ³)	2.0×10^3		2.1×10^3
粘性減衰係数 β_D	1.0×10^{-3}		-

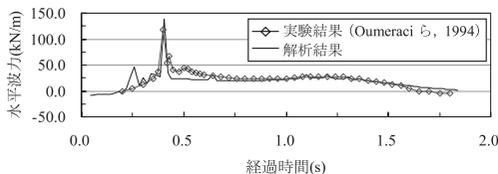


図-2 ケーソンに作用する水平波力に関する実験結果との比較

動的応答を対象に, モデルの適用性を検証する。

図-5にFEM解析領域を示す。本防波堤はマウンド部が厚いことが特徴である。数値波動水路に関して, 入射波として波高3.5m, 周期11sを与え, 捨石とブロックのパラメータについては, 前節で捨石に与えた値と同一に与える。また, 地盤条件に関して, ケーソンに対しては前節のケースと同一に与えるが, 海底地盤および置砂はN値が10程度で比較的緩い状態を想定する(表-2)。

解析ケースとして, 現断面 (Case1) に加え, 仮想的にマウンド1層目と地盤の弾性係数を100倍にして剛構造にしたケース (Case2) を比較ケースとして抽出する。

ケーソンに作用する波力の時系列変化を図-6に示すとともに, 対応するケーソン天端部 (図-5におけるSt. A) の挙動を図-7に示す。現断面に対する解析では, ケーソンが水平方向13cm程度, 鉛直方向6cm程度で楕円運動することが示されており, 先述の合田が観察した挙動が概ね再現されていると考えられる。したがって提案するモデルは, うねりに対する応答に関しても適用性を持つと評価できる。また, 下部が剛構造になると, ケーソンは水平振動モードの優位性が増し, マウンドにせん断作用

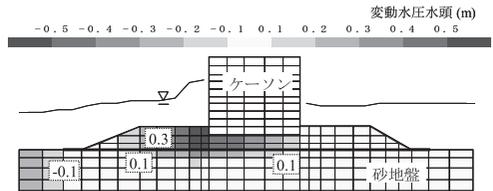
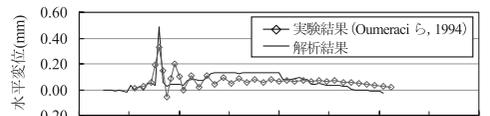
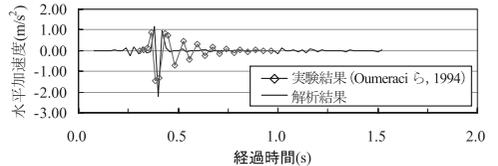


図-3 衝撃砕波圧作用時における変動水圧解析結果



(1) 水平変位



(2) 水平加速度

図-4 ケーソンの動的応答に関する実験結果との比較

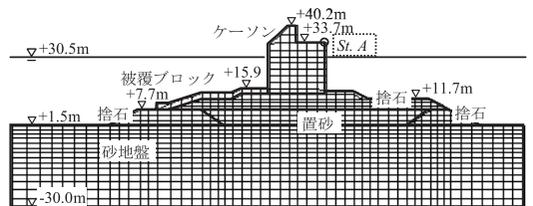


図-5 FEM解析領域 (新潟東港西防波堤)

が生じやすくなることがわかる。押し波時に現れる最大せん断応力について、静置時からの偏差分(波作用に起因する成分)を図-8に示す。下部が剛構造になり、振動するケーソンを弾性的にひずみながら支える領域が減少すると、ケーソン直下のマウンドにせん断応力が増大することがわかる。この結果は、マウンドと地盤の弾性が

表-2 うねり作用ケースの解析における地盤解析条件

	地盤および置砂	被覆ブロックおよび捨石
弾性係数 E (kN/m ²)	7.0×10^3	1.7×10^4
水の体積圧縮率 β (kN/m ²)	5.0×10^4	1.0×10^5
透水係数 k (cm/s)	1.0×10^{-2}	50.0
内部摩擦角 ϕ (°)	30.0	40.0
密度(kg/m ³)	2.0×10^3	
粘性減衰係数 β_D	1.0×10^{-3}	

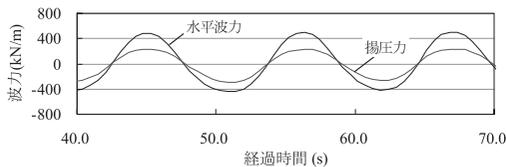


図-6 ケーソンに作用する波力の時系列変化

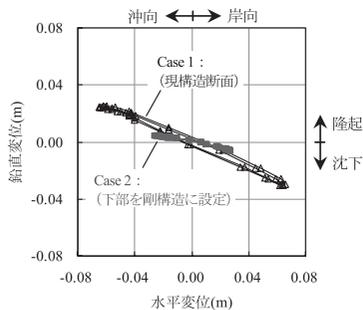


図-7 ケーソン天端背後部 (St.A) の挙動解析結果

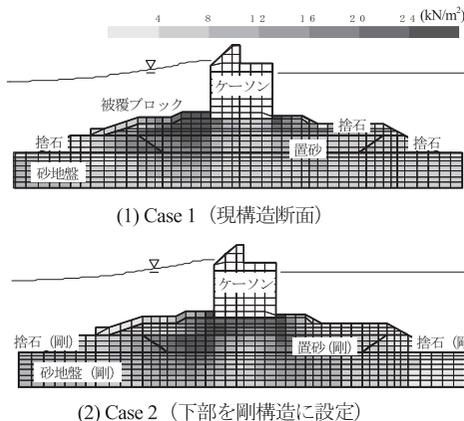


図-8 押し波時における最大せん断応力解析結果

持つ波力吸収効果(合田, 1973; 高橋ら, 1994)を明瞭に示すとともに、その弾性が防波堤の変形や破壊特性に影響を与えうることを示唆するものである。

4. VOF-弾塑性FEM連成モデルの適用

本章では、適用性を検証したモデルを用いて、モデル混成堤を対象に動的応答および変形の解析を行う。

新潟東港西防波堤の構造を参考にして作成したモデル混成堤のFEM解析領域を図-9に示す。波浪条件として、波高2m, 周期8s (Case1), 波高5m, 周期12s (Case2) 波高8m, 周期14s (Case3) の3ケースを与える。また、波浪と地盤の各解析モデルにおけるパラメータに関しては、新潟東港西防波堤の解析ケースと同一に与える。

解析されたケーソン天端部の挙動について、図-10に各ケースの比較を示す。波の増大とともに、ケーソンの挙動は一次元的な往復運動から楕円運動に変化していくことがわかる。波力の時間変化を図-11に示すように、波が大きくなると、特に揚圧力変化の非線形性が強まることに伴って最大値の現れる時間が水平波力とずれる傾向になり、揚圧力に起因するケーソンの鉛直や回転モードがずれるため、このような特性が現れると考えられる。

また、図-12にCase1, 3に対するケーソン天端部の水平および鉛直変位の時間変化を示す。Case1のように波高が小さい条件では、変位は一定範囲内で変動し、可逆

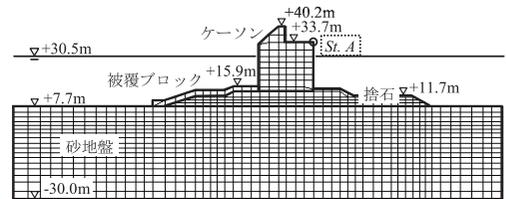


図-9 FEM 解析領域 (モデル防波堤)

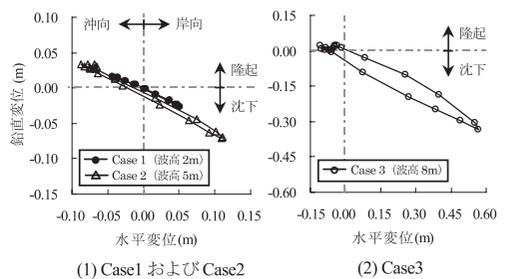


図-10 ケーソン天端背後部 (St.A) の挙動の比較

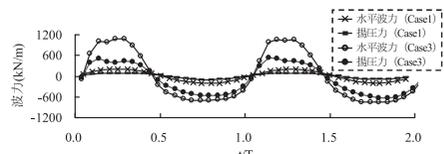


図-11 ケーソンに作用する波力の時系列変化

的な変形特性を示す一方、Case3の高波浪条件では、波の繰返し作用とともに水平変位と沈下が進行する特性を示すことがわかる。このような進行性の変形特性は、押し波時に、ケーソンの水平・回転運動により背後部のマウンドと地盤が広く塑性状態になることによるものと考えられる(図-13)。また、波が減衰するときの構造物と地盤の変形挙動および波浪消散後の残留変形は、波浪モデルにおいて一定時間経過後に造波を停止する手法により評価できる。Case3の条件において、図-12の解析と同様にケーソンに4波作用させた後に、造波を停止したときのケーソン天端部の変位の時間変化を図-14に示す。ケーソンの振動は波の減衰に伴って小さくなるとともに、高波浪作用時には、マウンドと地盤の塑性変形が生じるため、波の消散後に変形が残留することがわかる。

5. おわりに

波-構造物-地盤系の動的応答問題を解析するモデルとして、本研究では、波浪モデルである数値波動水路と粘性減衰を考慮する弾塑性構成則を搭載した地盤モデルの連成モデルを提案する。提案するモデルの適用性については、混成堤を対象に、衝撃砕波圧およびうねりが作用する条件を用いて検証を行った。また、モデル混成堤を

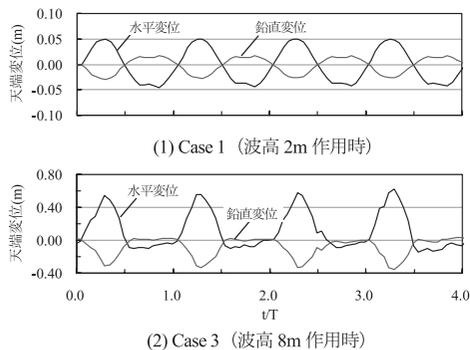


図-12 ケーソン天端背後部 (St.A) の変位の時系列変化

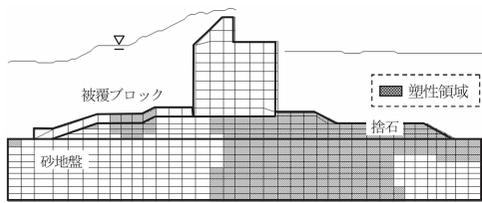


図-13 押し波時における地盤塑性領域 (Case3)

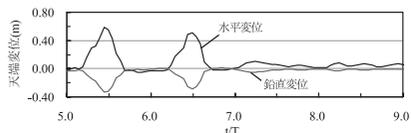


図-14 波浪減衰時におけるケーソン天端背後部の変位 (Case3)

用いた解析により、高波浪時においてケーソンの挙動に起因して広く地盤が塑性状態になるため、波の繰返し作用とともにケーソンの水平変位や沈下が進行する変形特性を明らかにするとともに、高波浪の消散後に残留する変形特性を評価した。既往の研究では、構造物の安定性に影響を与える地盤の挙動として、支持力を失う液状化が着目されることが多いが、本研究では、弾塑性挙動も併せて重要であることを示した。

なお、波-構造物-地盤の相互作用問題においては、構造物や地盤の応答が波浪場に与える影響も重要であるため、地盤モデルによる解析結果を波浪モデルに反映させて、波との相互作用を解析できるようにモデルを高度化することが今後の課題である。

参考文献

- 岡二三生 (2000) : 地盤の弾粘塑性構成式, 森北出版, pp. 157-161.
- 鹿島達一・今泉正次・戸田泰和 (1986) : 被災事例から見た防波堤・防波護岸の波浪被災特性, 第33回海講論文集, pp. 626-630.
- 熊谷隆宏 (2009) : VOF - 弾塑性FEM連成モデルによる基礎地盤および構造物の変形解析と破壊メカニズムに関する考察, 海工論文集, 第56巻, pp. 871-875.
- 合田良實 (1973) : 衝撃砕波圧を受ける混成防波堤の挙動に関する考察, 港研報告, 第12巻, 第3号, pp. 3-29.
- 合田良實 (2008) : 耐波工学, 鹿島出版会, pp. 110-115.
- 善 功企・山崎浩之・渡辺 篤 (1987) : 海底地盤の波浪による液状化および高密度化, 港研報告, 第26巻, 第4号, pp. 125-180.
- 高橋重雄・下迫健一郎・上部達生 (1994) : 衝撃砕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 (2), pp. 59-86.
- 高山知司・東良宏二郎 (2002) : 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.
- 高山知司・東良宏二郎・金 泰民 (2004) : 個別要素法を用いた混成堤の挙動計算, 海工論文集, 第51巻, pp. 756-760.
- 藤井直樹・興野俊哉・安田勝則・大熊義夫 (2001) : 個別要素法による防波堤の滑動計算, 海工論文集, 第48巻, pp. 801-805.
- 松尾 稔・木村 孟・太田秀樹 (1981) : 新体系土木工学19, 土の力学 (IV), 技報堂出版, pp. 18-33.
- Biot, M.A (1941): General theory of three dimensional consolidation, J. Appl. Phys., 12, pp.155-164.
- Biot, M.A (1956): Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid, J. Acst Soci. America, Vol.2, pp.168-178.
- Bowles, J.E. (1997): Foundation analysis and design, McGraw-Hill, pp.125-316.
- Oumeraci, H., H.W. Partenscky, S. Kohlhasse and P. Klammer (1992): Impact loading and dynamic response of caisson breakwaters, Proc. 23rd Int. Conf Coastal Eng., 22, pp.1475-1488.
- Oumeraci, H. and A. Kortenhau (1994): Analysis of the dynamic response of caisson breakwaters, Coastal Eng., 22, pp.159-183.
- Schnabel, P.B., J. Lysmer and H.B. Seed (1972): SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, UCB/EERC-72/12, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, 102p.
- Westergaard, H.M. (1933): Water pressures on dams during earthquake, J. of ASCE. Transactions, No. 1835, pp. 418-472.