

DEM-FEM モデルによる変動水圧場における 護岸周辺地盤の流動解析

前野 詩朗*・後藤 仁志**・坪田 裕至***・原田 英治****

1. はじめに

洪水時や波浪時には、護岸裏込め土砂の流出により護岸内部の空洞化が発生し、護岸構造物が被災する現象が多く見られる。このような構造物被災の発生原因の一つに、波による変動水圧が海底地盤に作用することにより、地盤内の間隙水圧や有効応力が時間的に変動し、護岸前面の地盤の支持力が低下することが考えられる。このように波などが変動水圧として砂地盤上に作用することによる地盤の動的挙動に関して、名合 (1982) や善 (1984) は、一様な変動水圧場における模型実験を行い、地盤の有効応力が周期的に減少することや、地盤条件や変動水圧条件が厳しい場合には、液状化が発生することなどを明らかにしてきている。また、善ら (1989) や前野ら (1992) は、現地においても波浪による海底地盤の液状化が発生することを確認している。

以上のような背景より、著者らは、鉛直二次元砂層模型を用いて、一様な変動水圧場における護岸裏込め土砂の流出機構を、様々な条件下において実験的かつ解析的に明らかにしてきた (Nago and Maeno, 1993; 前野ら, 2000)。これらの研究では、多孔質弾性体理論による有限要素解析により、護岸周辺地盤の間隙水圧分布などの動的挙動が解析可能であることが示されているが、護岸周辺地盤の流動過程は明らかにされていない。そこで、本研究では、新たに DEM (個別要素法) と FEM (有限要素法) をカップリングしたモデルを提案し、護岸周辺部の土砂の流動過程を解明しようとするものである。また、護岸の根入れ深さを大きくした場合について提案したモデルを適用し、根入れ深さの違いによる裏込め土砂の流出防止効果について検討する。

2. 実験の概要および実験結果

2.1 実験方法および実験条件

実験には、図-1 に示すような幅 80 cm、奥行き 30 cm の試料容器を用いた。護岸部分には、厚さ約 1 cm の鉄板

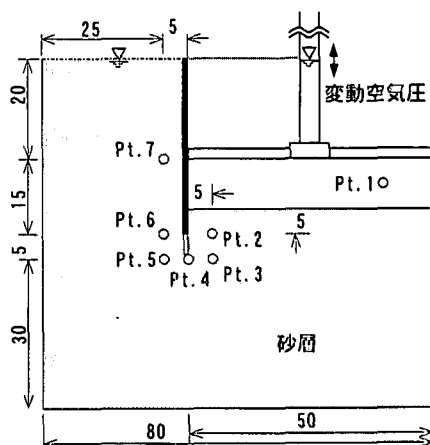


図-1 実験装置 (単位: cm)

を用いている。砂層構成材料には、高飽和状態の豊浦標準砂 ($d_{50} \approx 0.25$ mm, 透水係数 $k = 0.012$ cm/s) を用いた。砂層設置方法は、試料容器に適量の水を張り、乾燥させた標準砂を所定の間隙率 0.40 となるように水中自由落下させて、パイプレーター等を用い、できる限り均質に締め固めた。また、護岸周辺砂層の流動の可視化を行うために着色砂を屑状に設置した。裏込め土砂の流出量は実験開始後、あらかじめ設定した時刻において護岸前面に流出した土砂の状況を写真撮影し、その写真を読みとることにより、それぞれの時刻における土砂流出高を測定した。また、図-1 に示す Pt. 1~7 において間隙水圧を測定した。ただし、Pt. 1 は水中の測定である。

実験は、根入れ深さを 5 cm (Case 1) および 10 cm (Case 2) に変化させた場合の護岸裏込め土砂の流出機構の違いについて検討する。裏込め天端の圧力は大気圧に開放し、護岸前面の砂層表面に作用させる変動水圧の振幅を約 40 cm、周波数を 1.0 Hz とした。また、実験は 2000 分間継続して行った。

2.2 実験結果および考察

図-2 は、護岸前面への土砂の流出量を比較したものである。また、写真-1 および写真-2 は、根入れ深さ 5 cm (Case 1) と 10 cm (Case 2) の場合の実験終了時 (2000 分) における護岸裏込め土砂の流動状況である。

* 正会員 工博 岡山大学助教授 環境理工学部環境デザイン工学科

** 正会員 工博 京都大学助教授 工学研究科土木工学専攻

*** 正会員 工修 中国電力株式会社 土木部

**** 正会員 工修 京都大学大学院博士後期課程土木工学専攻

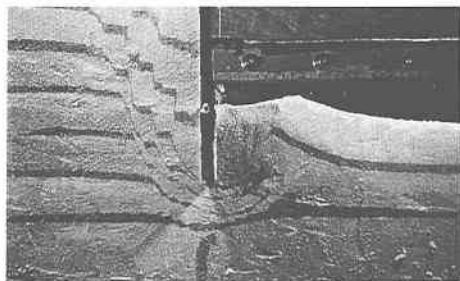


写真-1 土砂の流動状況 (Case 1)

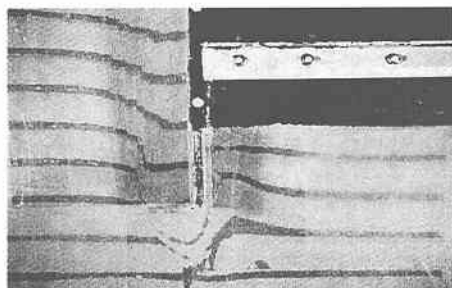


写真-2 土砂の流動状況 (Case 2)

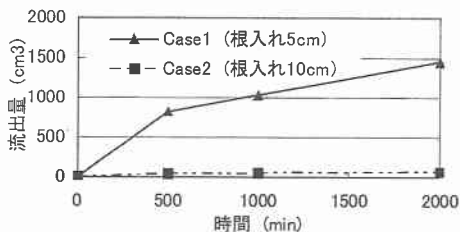


図-2 流出量比較

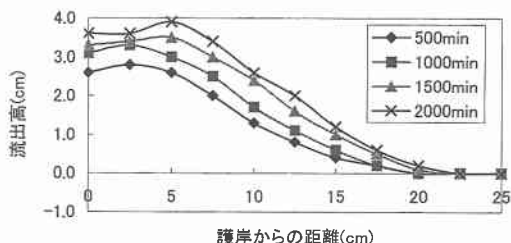


図-3 護岸前面への土砂流出高 (Case 1)

3. 解析方法

実験で見られたような、護岸周辺部の土砂の流動を取り扱うためには、後藤ら (1994) が、変動波圧を受ける海底地盤の挙動に適用しているように、地盤を個別の粒子の集合体と仮定して、それぞれの粒子の移動を追跡する個別要素法が現状では最適な方法であると考えられる。しかし、個別要素法 (DEM) の解析コードそのものに砂層内の間隙流体の挙動を取り込むことは現状では困難である。そこで、本研究では、砂層内の間隙流体の挙動については、前野ら (1999) により妥当性が確かめられている多孔質弾性体理論に基づく有限要素法 (FEM) で解くことにする。すなわち、個別要素法と有限要素法をカップリングした DEM-FEM モデルを提案し、護岸周辺部の土砂の流動過程を明らかにする。以下に解析手法の概要を述べる。

3.1 個別要素法の概要

個別要素法では、各粒子を剛体と仮定し、粒子間の相互作用を弾性スプリングと粘性ダッシュポットにより表現して、各粒子の運動方程式を陽解法で解くことにより粒子群の運動が追跡される。

図-4 に示すように要素間力の相互作用は弾性スプリングと粘性ダッシュポットにより表現される。塑性的挙動を取り入れるためにバネによる抗力に上限値 e_{nmax} , e_{smax} を設け、法線方向には引っ張りに抵抗しないジョイントを、接線方向には限界の力を超えると滑動するジョイントを設けている。各粒子の運動方程式は次式で与えられる。

これらの図および写真より、根入れ深さが 5 cm の場合には、相当量の裏込め土砂が根入れ先端部を回り込むように護岸前面に流出しているのがわかる。一方、根入れ深さ 10 cm の場合には、裏込め土砂の流出は殆ど見られないことがわかる。しかし、根入れ深さ 10 cm の場合においても、実験終了時の護岸内部砂層の状態を見ると、根入れ深さ 5 cm の場合よりも流動量は少なくなるものの同程度の範囲で砂層が流動していることがわかる。また、わずかではあるが、根入れ先端付近の着色砂が護岸前面に回り込んでいる。これは、変動水圧の作用により砂層内に浸透水圧が発生し、裏込め土砂が護岸前面へ移動しようとするが、根入れ深さを 10 cm にしたことにより、護岸前面の土被り厚が大きくなり流出抵抗が増加したため、本実験の終了時点では流出には至らなかったものと考えられる。

図-3 は、裏込め土砂の流出傾向を見るために、裏込め土砂の流出量が多かった Case 1 の護岸前面における土砂の流出高の時間変化を示したものである。この図より、護岸裏込め土砂は、早い時間帯 (500 分程度迄) における流出が多く、それ以後は、時間の経過に伴って徐々に流出は減少していることがわかる。これは、早い時間帯に流出した土砂により護岸前面の土被り厚が大きくなり、その後の土砂流出を抑制したためであり、土砂流出はさらに長時間の変動水圧を作用させると、いずれは収束していくものと考えられる。また、護岸前面から 5 cm 程度離れたところで流出高が最大になることがわかる。

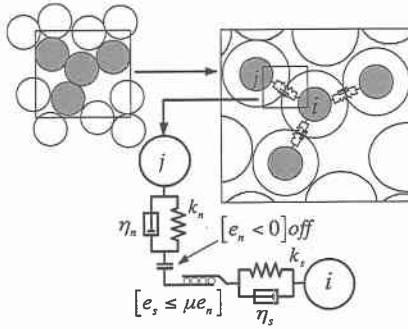


図-4 粒子間力説明図

$$\rho_w \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} + C_M \right) A_3 d^3 \frac{du_{pi}}{dt} = \sum_j \{ -f_n \cos \alpha_{ij} + f_s \sin \alpha_{ij} \}_j + F_{Dx} \quad \cdots \cdots (1)$$

$$\rho_w \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} + C_M \right) A_3 d^3 \frac{dw_{pi}}{dt} = \sum_j \{ -f_n \sin \alpha_{ij} - f_s \cos \alpha_{ij} \}_j - \rho_w \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right) A_3 d^3 g + F_{Dz} \quad \cdots \cdots (2)$$

$$\rho_s \frac{\pi d^5}{32} \frac{d\omega_{pi}}{dt} = \frac{d}{2} \cdot \sum_j \{ f_s \}_j \quad \cdots \cdots (3)$$

ここに、 t : 時間、 ρ_w : 水の密度、 ρ_s : 粒子の密度、 C_M : 付加質量係数、 d : 粒子径、 u_{pi} 、 w_{pi} : 粒子 i の x 、 z 方向の移動速度、 $\alpha_{i,j}$: 砂粒子 i と j の接触角、 g : 重力加速度、 ω_{pi} : 砂粒子 i の角速度、 f_n 、 f_s : 砂粒子 i 、 j 間の法線(n)および接線(s)方向の作用力、 F_{Dx} 、 F_{Dz} : x 、 z 方向の浸透力であり、本研究では、前にも述べたように FEM 解析により与える。モデル定数の設定は、後藤ら(2000)の研究を参考にして、 $C_M=0.5$ 、 $\Delta t=1.0 \times 10^{-4}$ (s)、 $\mu=0.577$ 、 $d=0.01$ (m)、 $\rho_w=1.0 \times 10^3$ (kg/m³)、 $\rho_s=2.65 \times 10^3$ (kg/m³) とした。

3.2 有限要素法の概要

各粒子に作用する浸透力を求めるために、本研究では、前野ら(1999)が採用している有限要素法による解析方法を用いることにした。用いた基礎式を以下に示す。

$$G \left(\frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_x}{\partial z^2} \right) + \frac{G}{1-2\nu} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) = \rho g \frac{\partial h}{\partial x} \quad \cdots \cdots (4)$$

$$G \left(\frac{\partial^2 u_z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2} \right) + \frac{G}{1-2\nu} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) = \rho g \frac{\partial h}{\partial z} \quad \cdots \cdots (5)$$

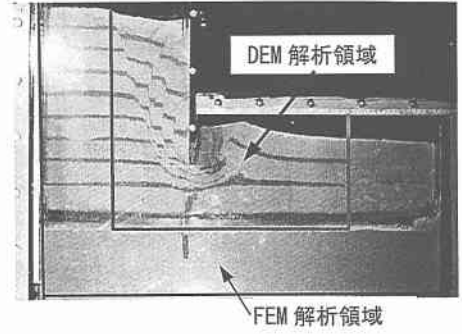


写真-3 解析領域

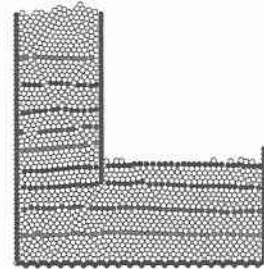


図-5 初期状態の設定状況

$$\rho g \left(\beta \lambda_w + \frac{\lambda_a}{P} \right) \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) = k \left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) \quad \cdots \cdots (6)$$

ここに、 λ_w : 水の体積含有率、 λ_a : 空気の体積含有率、 k : 透水係数、 G : セン断弾性係数、 β : 水の圧縮率、 ν : ポアソン比、 g : 重力加速度、 u_x 、 u_z : x 、 z 方向の砂層の変位、 h : 変動間隙水圧水頭である。

解析に用いた地盤定数等は、 $\beta=4.3 \times 10^{-11}$ (m²/N)、 $\nu=0.45$ 、 $k=1.2 \times 10^{-2}$ (cm/s)、 $G=3.5 \times 10^7$ (N/m²)、 $\lambda_a=0.003$ 、 $\lambda_w=0.40$ である。

ただし、護岸前面地盤上における水圧は Pt.1 の変動水圧を一樣に与えた。

3.3 DEM-FEM モデルによる解析方法

写真-3 は、Case 1 の場合における実験終了時の土砂の移動状況を示したものである。この写真から、土砂が根入れ先端を回り込むように護岸前面に流出している範囲はある程度限られることがわかる。本研究では、実験結果示された土砂の流動範囲や計算時間の制約等を考慮して、写真中の枠内を DEM の解析領域とし、粒子は均一粒径 1 cm の球形要素とした。解析は計算時間の制約により 5 秒間とした。なお、FEM 解析については、写真-3 の領域全体を対象としている。本研究で提案した DEM-FEM モデルの具体的な解析手順は以下のようである。

(a) DEM 解析を用いて初期のパッキングを行う。

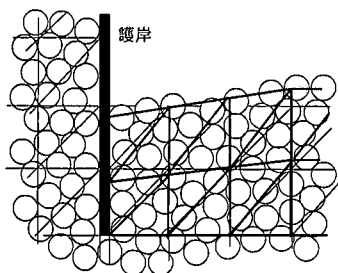


図-6 メッシュ作成説明図

パッキングは、粒子がほぼ静止するまでの2秒間行った。図-5は初期パッキング後の状況を示している。パッキングに際して、境界の粒子は固定粒子とし、最下層の粒子については、ある程度全体に空隙ができるように凹凸を付けて配置した。粒子の流動状況を可視化しやすくするために、パッキング終了時点で、図に示されるように層状に粒子を着色してマーキングした。

(b) DEMの粒子位置から砂層表面位置を算出し、FEM解析のための有限要素メッシュを作成する。すなわち、図-6に示すように、粒子の移動により砂層表面位置が変化するため、図中の色のついた表面付近の粒子位置を考慮して、ある程度砂層表面が滑らかになるように新しいメッシュを作成する。

(c) 得られたメッシュを用いて $\Delta t = 0.01$ (s) で FEM 解析を行い、砂層内の間隙水圧分布を計算し、有限要素各メッシュの浸透力を算出する。

$$F_{Dx} = \frac{\rho_w g b d^3}{6} \times b_x, \quad F_{Dz} = \frac{\rho_w g b d^3}{6} \times b_z \dots (7)$$

ここに、 b_x, b_z : x, z 方向の動水勾配である。

(d) DEMの解析領域にあるすべての個別粒子について、粒子の重心が、どの有限要素メッシュ内に存在するかを判定して粒子にFEM解析により式(7)で求めた浸透力を加え、DEM解析を $\Delta t = 0.0001$ (s) で100回繰り返す。ただし、粒子の接触判定を行い、接触していない粒子には浸透力を与えないことにする。このDEM解析により護岸周辺部の粒子は移動する。そこで、絶えず砂粒子の動きに合わせた浸透力を与えるため、再び(b)に戻ってDEMで得られた新たな粒子位置からメッシュを再構成する。メッシュを再構成すると、次のステップで有限要素解析する際の節点位置が変化するため、新しいメッシュ点の物理量を古いメッシュ点の物理量を内挿して求めておく。ただし、砂層表面等で内挿できない節点については、近傍の古いメッシュの節点値を与えた。以後(b)～(d)までを繰り返して計算を進める。

4. 解析結果および考察

図-7および図-8は、計算開始後1秒間の波の峰

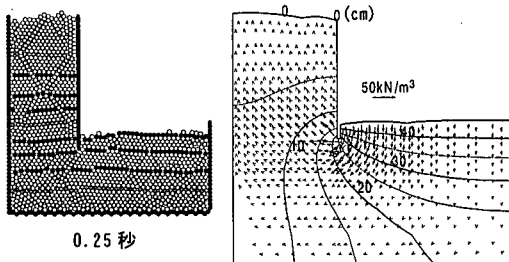


図-7 粒子移動状況および浸透力分布 (0.25 秒)

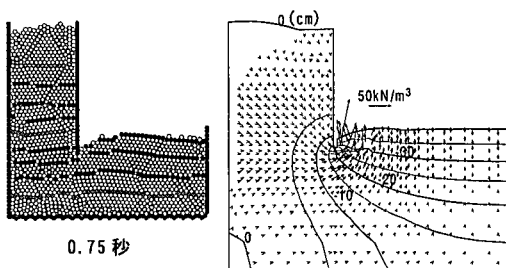


図-8 粒子移動状況および浸透力分布 (0.75 秒)

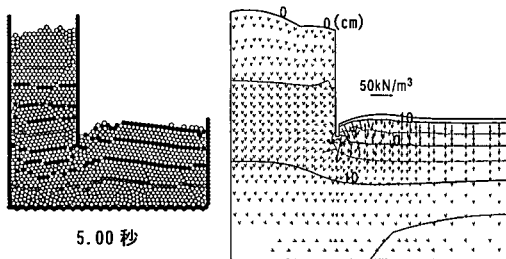


図-9 粒子移動状況および浸透力分布 (5.00 秒)

(0.25 秒) と波の谷 (0.75 秒) の時間帯における粒子の移動状況と等間隙水圧・浸透力分布を示したものである。浸透力分布を見ると、波の谷の時には護岸裏込め土砂を護岸前面へ流出させようとする方向に浸透力が作用し、波の峰の時には逆方向に作用することがわかる。粒子の移動状況を見ると、波の峰の時 (0.25 秒) には、護岸前面の粒子は浸透力の作用方向に移動するが、護岸内部の粒子に移動を妨げられるため、量的にはわずかとなっている。しかし、波の谷の時 (0.75 秒) には、浸透力の影響を受けて護岸周辺部の砂が護岸前面へ流出している。これは、護岸前面の砂層表面付近の粒子が受ける浸透力の方向に障害物がないため移動量が大きくなったためと考えられる。また、護岸前面粒子の移動に引きずられるように、護岸裏込め内の粒子も護岸前面に押し出されるような動きをしていることがわかる。

図-9は、計算終了時 (5.0 秒) の土砂の移動状況を示したものである。この図より、粒子は根入れ先端を回り

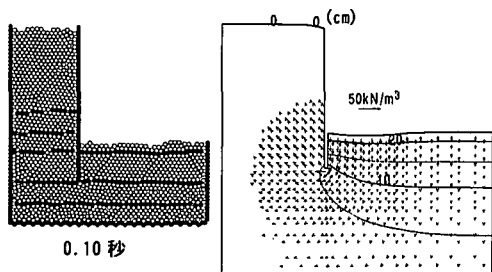


図-10 粒子移動状況および浸透力分布 (0.10 秒)

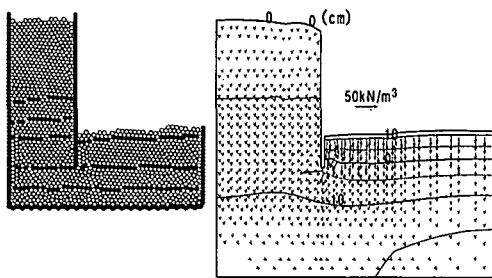


図-11 粒子移動状況および浸透力分布 (5.00 秒)

込むようにして護岸前面へ流出し、護岸前面への土砂の流出高は、護岸前面から少し離れたところで最大となることがわかる。また、図-7, 8 との比較により、粒子の移動に関する時間的な変化傾向としては、早い時間帯における粒子の移動量が多く、時間の経過とともに収束することがわかる。以上のように、DEM-FEM モデルによる護岸裏込め土砂の護岸前面への移動状況は、実験結果をよく説明しているものと考えられる。しかし、本解析モデルでは、護岸裏込め部のせん断面がわずかに現れるものの、裏込め部全体が落ち込んだようになり、実験で見られたような大きな円弧滑り状のせん断面は再現できなかった。これは、実際の砂粒子を直径 1 cm とかなり大きな砂粒子塊で置き換えて表したことや DEM の解析領域が小さかったことなどが原因であると考えられる。

図-10 および図-11 は、根入れ深さを 10 cm にした場合の計算開始直後 (0.1 秒) と計算終了時 (5.0 秒) の粒子の移動状況と等間隙水分布・浸透力分布を示したものである。この図より、根入れ深さが大きくなると粒子の移動は、殆ど見られず、根入れ先端付近の粒子が若干移動しているのみである。このことより、本モデルは、根入れ深さを大きくすることによる土砂流出抑制効果をよく説明できることがわかる。

5. 結 論

本研究では、変動水圧場における護岸裏込め土砂の流

出機構を解明することを目的として、新たに DEM と FEM をカップリングしたモデルを提案し、実験結果との比較により、護岸裏込め土砂の流出過程を検討した。得られた主要な結論は以下のようである。

(1) 変動水圧場において、護岸裏込め土砂が根入れ先端を回り込むように護岸前面へ流出する過程が DEM-FEM モデルにより再現できた。

(2) 粒子の移動傾向として、早い時間帯における粒子の移動量が多く、時間の経過に伴い粒子の移動は収束する。また、護岸前面への土砂の流出高は、護岸から少し離れたところで最大となることが解析的にも示された。

(3) 護岸の根入れ深さを大きくすると、土砂流出はかなり抑制されることが明らかにされた。

以上の研究により、提案した DEM-FEM モデルは、実験結果をよく再現しており、今後、護岸裏込め土砂の流出予測を行う上で有効な手段になることが示された。今後は、より実物に近いモデルを用いた検証実験等を行うことにより、DEM-FEM モデルの精度の向上をはかり、実際の構造物設計に役立てていく必要がある。

謝辞：本研究は、日本学術振興会科学研究費補助金基盤研究(C)(2)No. 11650529 (代表者：前野詩朗) の補助を受けて行われた。ここに記して感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 後藤仁志・酒井哲郎・富永圭司・豊田泰晴 (1994): 変動波圧を受ける海底地盤の挙動の数値模擬への個別要素法の応用, 海岸工学論文集, 第 41 巻, pp. 596-600.
- 後藤仁志・原田英治・酒井哲郎 (2000): 数値移動床による混合粒径流砂の流送過程のシミュレーション, 水工学論文集, 第 44 巻, pp. 665-670.
- 善 功企 (1984): 海洋開発における波と海底地盤の動的問題, 昭和 59 年港湾技術研究所講演会講演集, pp. 77-133.
- 善 功企・山崎浩之・佐藤 泰 (1989): 海底地盤の波浪による液状化一現地観測および解析一, 港湾技術研究所報告, 第 28 巻第 3 号, pp. 29-57.
- 名合宏之 (1982): 変動水圧による砂層の液状化に関する研究, 第 26 回水理講演会論文集, pp. 589-594.
- 前野賢彦・唐内仁司・鈴木芳博・矢部興一 (1992): 海底地盤の波浪による液状化と底質浮遊の現地観測, 海岸工学論文集, 第 40 巻, pp. 576-580.
- 前野詩朗・小谷裕司・坪田裕至・名合宏之 (1999): 高波浪場における海岸堤防周辺地盤の動的挙動に関する研究, 海岸工学論文集, 第 46 巻, pp. 961-965.
- 前野詩朗・小谷裕司・星山知恵 (2000): 変動水圧場における護岸裏込め土砂の流出限界に関する研究, 海岸工学論文集, 第 47 巻, pp. 926-930.
- Nago, H. and S. Maeno (1993): Visualization of the movement of back-filling sand under cyclic loading of water pressure, Proc. of 25 th IAHR Congress, Vol. 4, pp. 248-253.