

繰返し波浪荷重を受ける海洋構造物・地盤系の側方流動変形に関する解析

横浜勝司*・三浦清一**・川村志麻***・呉哲浩****

波浪による被害を最小限にするために、防波構造物や港湾施設の防波性能は常に保持される必要がある。そのためには、波浪に対する構造物の耐久性だけでなく支持地盤の安定性を検討することが必須となる。本研究では波浪のような繰返し荷重によって変化する砂のせん断特性を考慮した解析法を提案している。構造物直下の地盤を対象とした繰返し三軸試験では、繰返し载荷によって発生した砂のひずみが0.1%未満で砂のせん断剛性率が急減することが示された。要素試験で見られた砂の剛性低下挙動を考慮した繰返し力を受ける構造物・地盤系の変形解析が進められた。特に3次元および2次元平面ひずみ条件での解析を行い、解析の次元の違いが支持地盤の変形評価に及ぼす影響が明示された。

1. はじめに

波浪のような複雑な繰返し荷重を受ける構造物を支持する地盤には、上部構造物から繰返しの鉛直力、水平力、モーメントが伝播される。それらの繰返し外力によって地盤内に側方流動型の変形が進行的に発生することが指摘されている。このことについて現在、海洋構造物・支持地盤の解析は静的問題として検討されることが多い。しかし、波浪を受ける構造物の振動を常に受ける地盤内にはその構造変化や剛性低下が生じることが考えられるため、動的相互作用を考慮して地盤の側方流動変形を推定することは構造物・地盤系の全体的な安定性を適切に評価するためにも必要となる。

本研究では構造物・地盤系の変形特性を簡易に評価する手法を確立するために、まず非排水繰返し三軸試験によって砂のせん断剛性率の変化を測定した。これより、砂供試体のひずみが小さいレベルでも剛性低下が顕著に発生することを示した。また要素試験から得られた剛性低下挙動を基にした変形解析を実施した。具体的には、有限要素解析に用いられる剛性マトリクスの弾性係数を、繰返し荷重の1周期毎に低下させた変形解析（3次元および2次元平面ひずみ条件）を実施した。一連の解析結果と別途実施した模型試験の結果を比較することで、提案法の適用性を議論した。

2. 繰返し三軸試験

図-1に繰返し三軸試験装置を示す。供試体は高さ170 mm、直径70 mmの円筒形である。供試体には豊浦砂($\rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{dmax} = 1.658 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{dmin} = 1.354 \text{ g/cm}^3$)が用いられた。CO₂、脱気水およびバックプレッシャー(196 kPa)を供試体内に供給することで飽和化を図った。

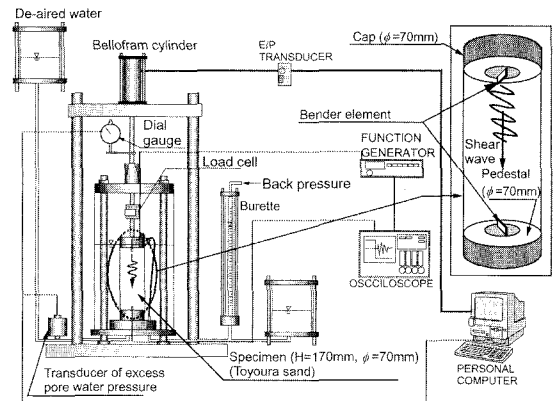


図-1 繰返し三軸試験装置

供試体の飽和を確認した後、49 kPaの圧力で等方圧密した。圧密終了後、軸差応力一定振幅、载荷周波数0.1 Hz、非排水条件で繰返しせん断試験を行った。この载荷周波数は砂の液化強度を求める非排水繰返し三軸試験で一般的に用いられている。

本試験機には供試体のせん断剛性を測定するための圧電素子（ベンダーエレメント、以下BEと称する）が設置されている。これらは長さ10 mm、幅10 mm、厚さ1 mmの微小要素であり、堆積構造を乱さないように供試体の上端および下端に挿入されている。BEには電圧が与えられると変形する性質がある。本試験では接続されたファンクションジェネレーターから、矩形波（振動数500 Hz）の電圧を供試体上部に挿入された発信側BEに与えS波を発生させた。発生したS波は供試体下部のBEまで伝播するので、その到達時間を測定して供試体のせん断剛性率を測定した。

圧密終了時点で、せん断剛性率 G_{BE} を測定した。 G_{BE} 測定後、所定の応力で繰返しせん断を行った。繰返しせん断によって発生した過剰間隙水圧 Δu と初期有効拘束圧 σ'_c の比 $\Delta u/\sigma'_c$ が0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0に達した時点で随時せん断剛性率 G_{BEi} を測定した。なお、せん断剛

* 正会員 修(工) 北海道大学助手 大学院工学研究科
** フェロー 工博 北海道大学教授 大学院工学研究科
*** 正会員 博(工) 室蘭工業大学講師 工学部建設システム工学科
**** 北海道大学 大学院工学研究科

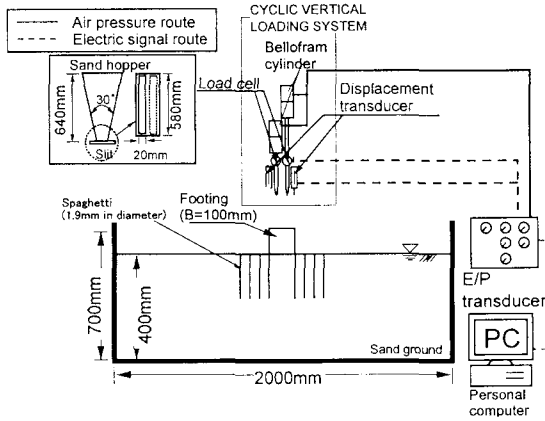


図-2 模型試験装置

性率 G_{BE} , G_{BEi} は(1)式のように求められる。

$$G_{BE}, G_{BEi} = \rho_i \cdot V_s^2 = \rho_i \cdot \left(\frac{L}{T_i}\right)^2 \dots \dots \dots (1)$$

ここで ρ_i : 供試体の湿潤密度, L : せん断剛性率測定時の上下BE間の距離, T_i : S波の到達時間である。

3. 模型試験

構造物・地盤系の変形特性を調べるために模型土槽と繰返し載荷装置(川村ら, 1999)を用いた。図-2に試験装置を示す。模型土槽の内寸法は幅2000mm, 高さ700mm, 奥行き600mmである。豊浦砂を頂角30°のサンドホッパーから自由落下させて地盤を作製した。地盤厚は $H_s = 400$ mm, 地盤の相対密度 $Dr = 50\%$ (地盤の湿潤密度 $\rho_i = 1.914 \text{ g/cm}^3$)とした。その後, 土槽底部より地盤構造を乱さないように通水した。地盤表面に模型構造物(仕様は幅100mm, 高さ100mm, 奥行き580mm, 重量0.127kN)を設置した。模型地盤との接触面を完全粗の条件とするため構造物底面にサンドペーパーが貼付けられている。

本研究では繰返し交互載荷試験(Cyclic Alternate Loading Test, CALと略称)を実施した。繰返し載荷条件にある構造物・地盤系の支持力・変形特性を明らかにするために, 構造物上部の左右2地点で交互に繰返し荷重を与える試験を実施した(図-3参照)。

構造物・地盤系の沈下および側方流動挙動を評価するために, 図-4に示されるような変位量を定義した。模型試験においては, 構造物下部での左右端点の沈下量 S_{VL} および S_{VR} が測定されている。

地盤内の側方変位量は, 直径1.9mmのスパゲティを挿入し, その水平変位量を測定することによって把握している。なお地盤の変形を妨げないようにスパゲティが十分に軟らかくなった後に繰返し載荷を開始した。以下, これらの指標を用いて沈下および側方流動変形の評価を

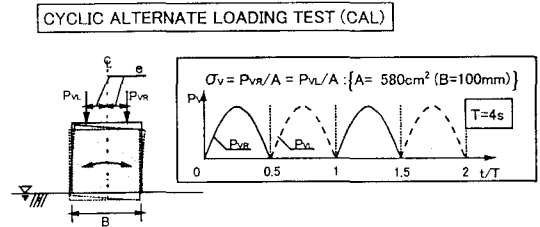


図-3 載荷方法 (CAL)

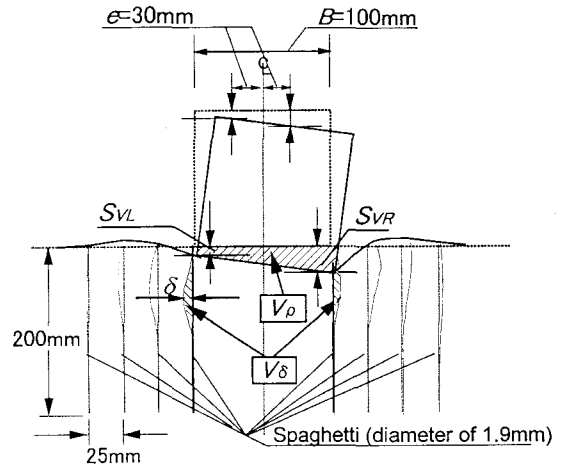


図-4 構造物・地盤系の変形量

行った。

4. 数値解析法

本研究では, 繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の変形挙動を調べるために3次元および2次元平面ひずみ条件の有限要素解析を行った。図-5は3次元条件の有限要素モデルを示す。

3次元条件の変形解析では, 地盤の前後, 側面及び底面の変位を固定している。また2次元平面ひずみ条件の解析でも地盤の側面および底面の変位を固定している。本解析では, 構造物の沈下挙動に対する地盤内側方変形挙動に着目するために, 模型試験(CAL)から得られた沈下量の実測値を構造物の境界条件として与えた。

単純な構成則を用いて構造物・地盤系の変形解析を行うために, 地盤のモデルはMohr-Coulombの破壊規準を採用した。ここでは, 繰返し載荷を受ける地盤の流動変形を表現する1つの手法として, 剛性マトリクスに含まれる土要素の弾性係数を載荷繰返し回数または構造物の沈下量の関数として設定することで, 地盤の剛性が載荷の繰返しによって変化する様相を再現する変形解析(横浜・三浦, 2003)が可能となっている。

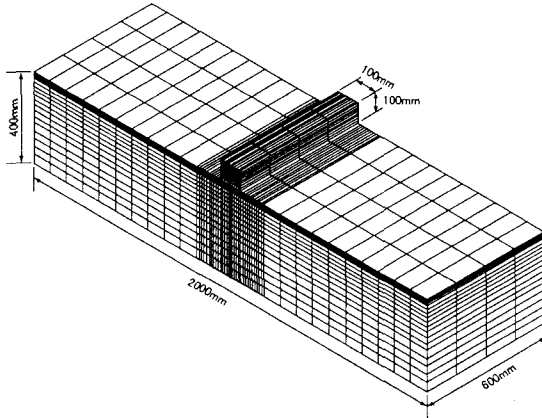


図-5 有限要素メッシュ (3次元条件)

5. 試験結果と考察

(1) 繰返しせん断を受ける砂のせん断剛性変化

図-6 は本試験で行われた非排水繰返し三軸試験結果の一例を軸ひずみ ε_a - N_c 関係として示している。なお圧密終了時の相対密 Dr が84.4% (圧密終了時の間隙比 $e_c = 0.660$, 圧密後の乾燥密度 $\rho_{dc} = 1.597 \text{ g/cm}^3$) である。図より繰返し回数 N_c が所定の回数に達すると、砂のひずみが急増していることがわかる。これは繰返し載荷の初期段階において砂の軟化が始まり、大ひずみが生じて供試体に急激に発生することを示している。

図-7 は供試体に発生した過剰間隙水圧 Δu と初期有効拘束圧 σ'_c の比 $\Delta u/\sigma'_c$ とせん断剛性率 G_{BEI} を圧密終了直後のせん断剛性率 G_{BE} で正規化したせん断剛性率比 G_{BEI}/G_{BE} との関係を示す。供試体の相対密度は63~84% である。図より $\Delta u/\sigma'_c$ の増加に伴い砂のせん断剛性が急激に低下していることが分かる。また砂の相対密度の違いによらず、 $\Delta u/\sigma'_c$ が1.0に達した時点でせん断剛性率が初期値の20%まで低下している。

次に、供試体に発生した軸ひずみとせん断剛性率変化挙動との関係を調べるために、図-8 に供試体に発生した両振幅軸ひずみ DA とせん断剛性率 G_{BEI} の関係を示した。ここで DA とは載荷1波中に生じる供試体の圧縮ひずみと伸張ひずみの合計である。図より、 DA が0.1%に達するまでにせん断剛性率が急減していることがわかる。このような砂の剛性低下挙動は、常に波力を繰返し受けて振動している構造物支持地盤内でも発生すると予想される。したがって繰返し載荷を受ける構造物・地盤系全体の変形挙動を適切に評価するためには、砂の剛性低下挙動を考慮することが必要といえる。

(2) 模型試験での地盤変形挙動

繰返し載荷を受ける構造物・地盤系の沈下挙動を巨視的に調べるために、模型試験 (CAL) 結果の一例を図

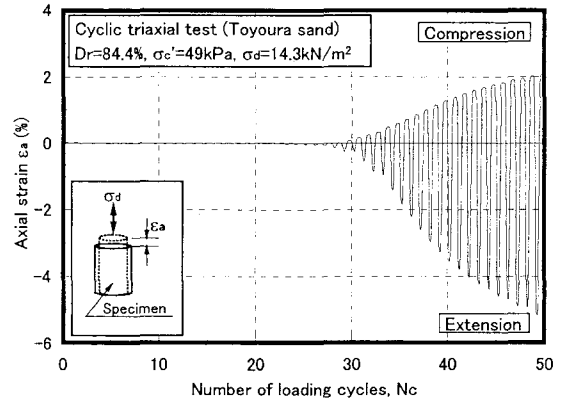
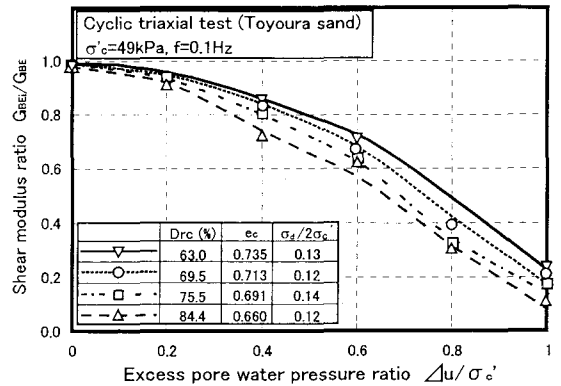


図-6 非排水繰返し三軸試験結果 (軸ひずみ挙動)

図-7 せん断剛性率比 G_{BEI}/G_{BE} と過剰間隙水圧比

-9 に示す。図-9(a) は構造物の沈下量 S_{VL} , S_{VR} を地盤の初期厚さ H_s で示した S_{VL}/H_s , S_{VR}/H_s と繰返し回数の関係である。

(a) 図より、繰返し回数が20回程度で S_{VL}/H_s , S_{VR}/H_s が1%を超える挙動を示している。正規化した構造物沈下量 S_{VL}/H_s , S_{VR}/H_s が構造物直下地盤の鉛直ひずみとして考えるならば、構造物の沈下量が地盤厚の1%に達するまでに地盤が軟化していることが予想される。

次に、(b) 図は地盤内の左右の側方変位量 δ_L , δ_R と N_c の関係を示している。図より δ_L および δ_R が S_{VL}/H_s または S_{VR}/H_s の増加に伴い急激に増加している様相を示すことから、地盤内の側方変形挙動と構造物の沈下特性には密接な関連が存在するといえる。したがって、波浪のような水平力が卓越する載荷条件下で構造物の沈下の発生が予想される場合にも、繰返し載荷による地盤剛性低下を考慮した変形評価が必要となる。

(3) 剛性低下挙動を考慮した変形解析

解析対象となる地盤内に発生する変形量に応じて地盤の剛性を低下させる手法が提案されている。本手法では、室内要素試験で見られた砂の剛性低下挙動を基に解析で

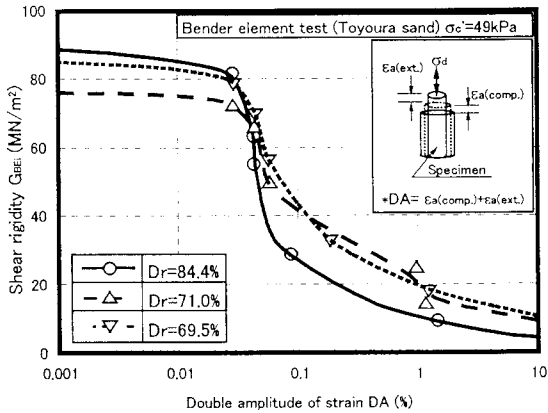


図-8 セン断剛性率と両振幅ひずみ DA の関係

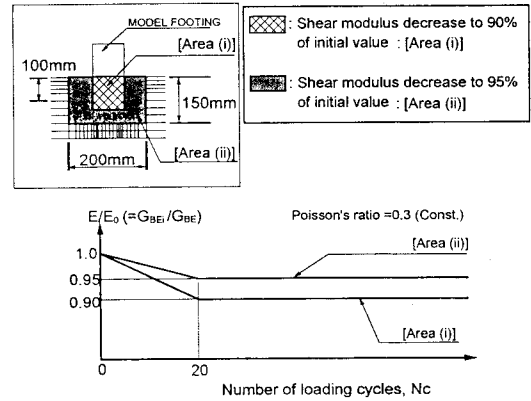
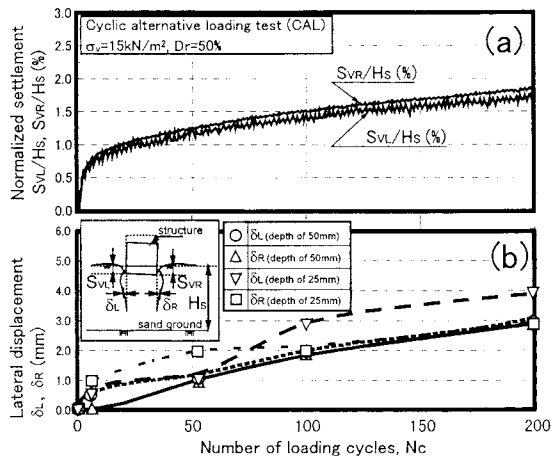


図-10 弾性係数変化の假定

図-9 構造物の沈下挙動 (CAL 試験)
(a) 沈下挙動, (b) 地盤内側方変位量

用いられる剛性マトリクス内の弾性係数を変化させて、繰返し载荷条件下の構造物・地盤系の变形解析を容易に行うことができる (横浜・三浦, 2003)。ここでは以下の仮定に基づいて地盤剛性の低下を考慮した解析を進めた。

- ・図-10 のように構造物直下の深さ100 mm までの領域 (図中 Area (i)) では繰返し回数 N_c が20に達するまでに弾性係数を载荷前の値の90%まで減少させる。
- ・構造物近傍の左右の領域 (図中 Area (ii))、構造物中心から幅200 mm、深さ150 mm までの範囲) では $N_c = 20$ で弾性係数を载荷前の値の95%まで減少させる。
- ・その他の箇所では地盤の变形に対応した弾性係数の変化の設定をしない。

上記の仮定のように弾性係数を設定し、地盤の剛性低下挙動を考慮した。設定した地盤条件は相対密度 $Dr=50\%$ である。地盤の繰返し载荷前の弾性係数 $E_0 =$

87 MN/m²、ポアソン比 $\nu = 0.3$ 、内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ とした。本解析では CAL 試験で得られた実測の沈下量を構造物の境界条件として入力している。そのため構造物の沈下性状が同じ条件下で、実測および解析の地盤内側方変位量が比較されている。なお3次元条件での变形解析ではせん断剛性率の異方性 (Hoque・Tatsuoka, 1998) は考慮されていない。

図-11 は繰返し回数 N_c が200時の構造物・地盤系の变形状況を示している。構造物の变形は奥行き方向に一樣である。一方、支持地盤では奥行き方向の中央部と端部での变形状況が若干異なっている。したがって、構造物・地盤系の变形挙動を数値解析によって評価するためには、解析次元の違いが地盤内の流動変形挙動に及ぼす影響を把握しておく必要があるといえる。

次に地盤内側方変位量について詳述するために、図-12 は解析および実測での水平変位量 δ_R (構造物右側の深さ25 mm 地点) を示した。図には CAL 試験による実測値および2次元平面ひずみ条件での解析結果 (横浜ら, 2003) も併記した。

図より、3次元解析 (奥行き $W = 0$ mm) と実測値 (図中の○印) および2次元平面ひずみ条件の解析値とは良い対応が見られる。一方、3次元条件の解析結果の奥行き $W = 300$ mm における δ_R は奥行き 0 mm 点の δ_R に比べて大きい評価を与えている。このように、地盤内側方変位量は奥行き方向の影響を受けることが分かった。

次に構造物・地盤系の全体的な変形挙動に及ぼす解析次元の違いの影響を調べるために、図-13 は解析から得られた土量比 V_s/V_0 と繰返し回数との関係を示す。ここで土量比 V_s/V_0 とは地盤が側方流動した部分の体積 V_s と構造物が沈下した体積 V_0 の比である (図-4 参照)。なお V_0 および V_s は軟弱地盤上に施工された盛土の安定性を評価するパラメータとして柴田・関口 (1987) によって提案されたものである。また、宮浦ら (2001) は土量比

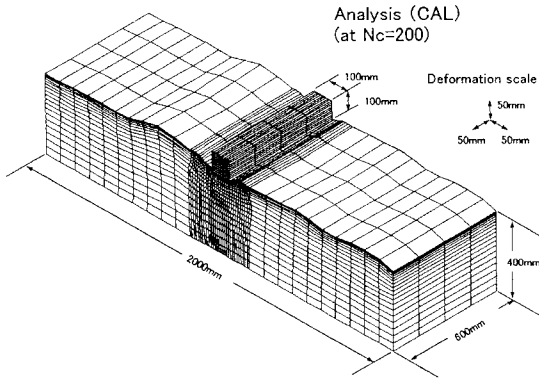


図-11 地盤・構造物系の変形状況
(3次元条件の解析結果)

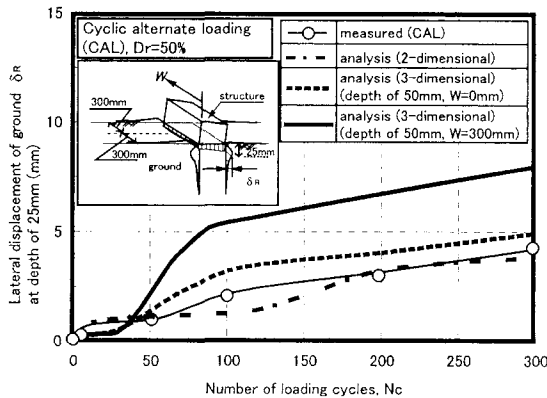


図-12 地盤内側方変位量 (解析および実測値)

V_δ/V_p と繰返し载荷場における地盤の支持力動員度の間に一義的な関係にあることを示している。本研究では土量比 V_δ/V_p を用いて以下考察を行った。

図より3次元条件の解析は実測値を若干上回る評価を与えるが、载荷初期段階からの土量比の増加傾向を適切に表現できていることがわかる。一方2次元平面ひずみ条件では、繰返し回数 N_c が10回程度から一定値に収束する挙動を示した。しかし、繰返し回数が200回においては、土量比が0.75~1.0の評価を与えている。このように解析の次元の違いは、繰返し载荷の初期段階での構造物・地盤系の変形評価に確実な影響を及ぼすことが示された。

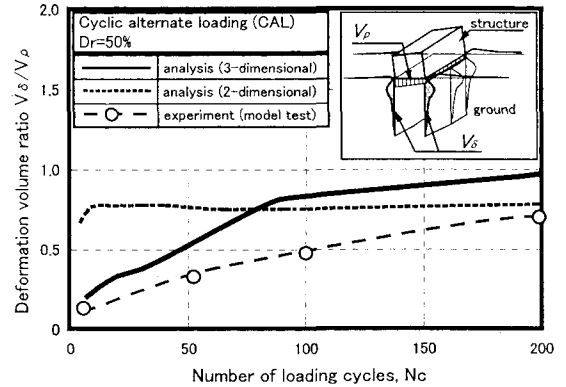


図-13 土量比と繰返し回数の関係 (CAL)

6. 結 論

一連の実験及び解析から得た結論は以下の通りである。

- 1) 3次元条件の変形解析では、上部構造物が奥行き方向に一樣な変形を示しても、地盤内側方変位量は奥行き方向に僅かな違いが生じた。しかし、地盤内の側方変位量と比較すると2次元平面ひずみ条件での解析結果との違いは小さい。
- 2) 構造物・地盤系の全体的な変形挙動について着目すると、繰返し载荷の初期において解析次元の違いの影響が見られた。繰返し载荷条件下の構造物・地盤系の側方流動挙動を厳密に評価する必要がある場合には、支持地盤の3次元的な変形挙動を評価することが有効となる。

参 考 文 献

- 川村志麻・三浦清一・宮浦征宏・横浜勝司(1999): 波浪のような繰返し力を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動, 土木学会論文集, No.624/Ⅲ-47, pp. 65-75.
- 柴田徹・関口秀雄(1987): 軟弱地盤の側方流動, 土木学会論文集, No.382/Ⅲ-7, pp. 1-14.
- 宮浦征宏・三浦清一・川村志麻・横浜勝司(2001): 载荷条件の相違による砂地盤の支持力-変形挙動の変化とその評価, 土木学会論文集, No.673/Ⅲ-54, pp. 121-131.
- 横浜勝司・三浦清一(2003): 支持地盤の剛性および強度変化を考慮した海洋構造物・地盤系の変形解析法, 海岸工学論文集, 第50巻, pp. 876-880.
- Hoque, E. and F. Tatsuoka(1998): Anisotropy in elastic deformation of granular materials, Soils and Foundations, Vol.38, No.1, pp. 163-179.