

繰返し応力レベルによる海洋構造物支持地盤の 力学特性変化とその評価法

横浜勝司¹・三浦清一²・中野文裕³

様々な大きさの波浪荷重を長期間支える海洋構造物の基礎地盤には、常に波力・構造物・地盤の動的相互作用による繰返しせん断応力が伝播している。伝播した応力によって地盤内にはダイレイタンスに伴う堆積構造や剛性の変化が誘発される。その結果、構造物・地盤系の安定性が低下する可能性がある。本研究では構造物下部の砂地盤の変形挙動を合理的に評価することを目的に、排水条件での要素試験を実施して繰返しせん断を受ける砂のせん断剛性率の変化を調べた。さらに、一連の試験で得られた剛性変化挙動を反映させた変形解析を実施しその有効性を検討している。

1. はじめに

波を繰返し受ける構造物の支持地盤には、波の作用で振動する構造物・基礎地盤間の相互作用によって種々の繰返し応力が伝達される。この際、伝達される繰返し応力の影響によって、支持地盤の強度・変形特性が設計時に想定していたものと異なることが予想される。実物のケーソン型の防波堤のような構造物の周辺には、沈下を抑えるための捨石マウンド、およびケーソンに作用する波の影響を小さくするための消波ブロック等が設置されているため、ケーソン自体が大きく沈下する可能性は低い。しかし、支持地盤内には構造物・地盤間の相互作用による力学的ダメージが蓄積されることが考えられる。

繰返し載荷を受ける地盤内には、せん断による体積変化（ダイレイタンス）に起因する強度・変形特性の変化が誘発される。その影響で地盤内には側方流動型の変形が発生することが指摘されている（川村ら, 1999; 宮浦ら, 2001）。これらの実験的事実から、構造物に大きな沈下が生じない場合においても、繰返し載荷によって振動する構造物・地盤系の力学特性の変化を調べることは、合理的な設計や構造物の管理上有益となるといえる。

図-1 は本研究で対象とする構造物・地盤系での応力状態の模式図を示している。図はケーソン混成堤と下部地盤について描いている。一般的に砂地盤では圧密現象による強度増加を高く見積もることができないため、ケーソンおよび捨石マウンドの自重によるせん断応力、いわゆる初期せん断応力が地盤内に伝達すると考えられる。さらに波力によって構造物が振動することで地盤内には繰返しせん断応力が伝達する。本研究では、構造物等の自重によるせん断応力が載荷する条件下の砂の繰返し変

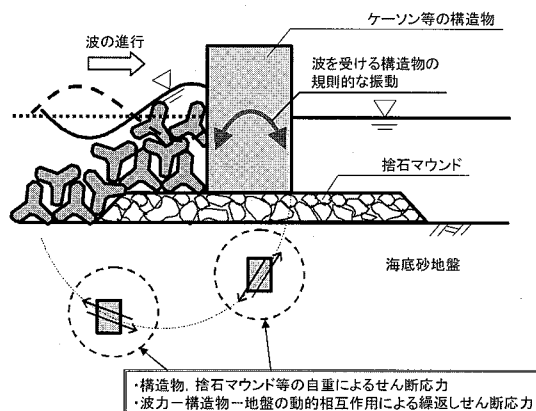


図-1 海洋構造物・地盤系での応力状態の模式図

形特性の変化について調べるために、一連の要素試験を実施した。これより、初期せん断が存在する条件下での繰返し載荷が砂のせん断剛性率の変化に及ぼす影響を検討している。また、要素試験結果を基に構造物・地盤系の変形挙動を予測するために、せん断剛性率の変化を考慮した有限要素解析を実施した。解析結果と別途実施した模型試験結果を比較することで解析手法の妥当性を検証している。

2. 繰返し三軸試験およびせん断剛性率の測定

(1) 繰返しせん断試験方法

図-2 は用いた繰返し三軸試験装置の模式図を示す。供試体は高さ 170 mm, 直径 70 mm の円筒形であり試料として豊浦砂（土粒子密度 $\rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$, 最大密度 $\rho_{dmax} = 1.658 \text{ g/cm}^3$, 最小密度 $\rho_{dmin} = 1.354 \text{ g/cm}^3$ ）が用いられた。CO₂, 脱気水および 196 kPa の大きさのバックプレッシャーを供試体内に供給し飽和化を図った。供試体の飽和を確認した後、所定の初期圧密圧力で等方圧密した後、載荷およびせん断剛性率の測定を実施した。ここでは圧密後の単位体積重量 γ_t が 19.4 kN/m^3 （砂の相対密度 $D_r = 80\%$ に相当）程度になるように供試体を

1 正会員 修(工) 北海道大学大学院工学研究科 助手
2 フェロー 工博 北海道大学大学院工学研究科 教授
3 北海道大学大学院工学研究科

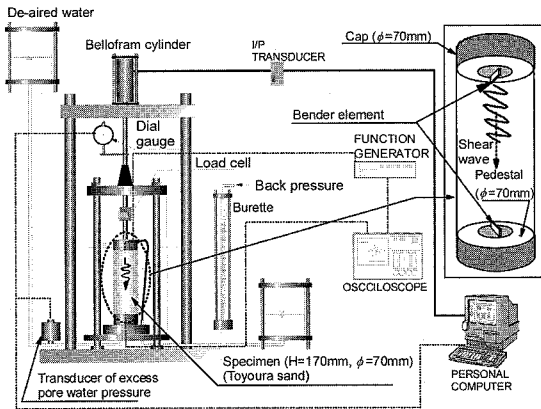


図-2 ベンダーエレメント搭載型繰返し三軸試験機

作成した。なお、供試体内の砂の堆積条件を全ての試験で統一するために、7層のふるいを通して砂粒子を自由落下させる手法 (Miura ら, 1982) によって供試体を作成した。

図-3 は供試体に与えた繰返し軸差応力について説明している。所定の初期有効拘束圧 σ'_c が作用している供試体の縦軸方向に繰返し軸差応力 σ_d を与える。このとき、供試体に初期せん断応力が存在する条件で繰返しせん断応力を発生させるために、繰返し軸差応力の中心 (図中 σ_{cen} と表記) から一定振幅 (図中 σ_{amp} と表記) の繰返し載荷を実施した。この σ_{cen} と σ_{amp} の大きさを種々設定し、砂の変形特性を調べた。なお試験は載荷の繰返しが1,000回に達するまで継続した。

ここでは初期せん断応力 σ_{cen} の大きさの影響 $a=1+\sigma_{cen}/\sigma'_c$ を用いて評価している。これより $a=1$ の場合には $\sigma_{cen}=0$ となり、砂の液状化抵抗を求める繰返し試験と同じ載荷条件になる。 $a>1.0$ で圧縮側の応力が、 $a<1.0$ で伸張側の応力が卓越する載荷条件になる。載荷周波数 0.1 Hz とした。これは砂の液状化強度を求める非排水繰返し三軸試験で一般的に採用される振動数 (地盤工学会, 1988) である。

波を受ける構造物の振動の影響のみで支持地盤内に液状化が発生することが考え難いことから、試験は排水条件で行った。また供試体に与える繰返し軸差応力 σ_d は豊浦砂の液状化抵抗より小さい応力とした (横浜ら, 2006)。

(2) せん断剛性率の測定方法

用いた繰返し三軸試験機 (図-2 参照) には供試体のせん断剛性率を測定するためのベンダーエレメント (以下 BE と称する) が設置されている。BE の寸法は長さ 10 mm, 幅 10 mm, 厚さ 1 mm である。供試体を試験装置に設置する際に堆積構造を乱さないように、供試体の上端および下端に静かに挿入されている。なお、BE

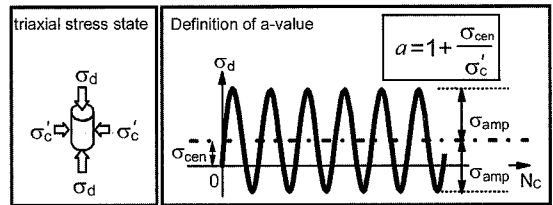


図-3 繰返し三軸試験での載荷方法

は外部から電圧を与えられると変形する性質を有する。また、BE 自体を変形させると電圧が発生する。このような特性を利用して供試体内にせん断波を発生させ、せん断剛性率を測定している。

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 程度) の電圧を供試体上部に挿入された発信側 BE に与え、せん断波を発生させた。発生したせん断波に反応して振動する供試体下部の BE (受信側) から出力される電圧の波形をオシロスコープで読取り、せん断波の到達時間を測定した。載荷前および載荷回数が 200 回毎に BE によるせん断剛性率の測定を実施した。載荷前および繰返し載荷中のせん断剛性率をそれぞれ G_{BE} 、 G_{BEi} とすると両者は以下のように求められる。

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

ここで、 ρ_t : 供試体の湿潤密度、 V_s : せん断波の伝播速度 ($=L/T_i$)、 L : せん断剛性率測定時の 2 つの BE 間の距離、 T_i : せん断波の到達時間である。なお、 L には載荷による供試体高さの変化が考慮されている。

3. せん断剛性率の変化を考慮した数値解析法

繰返し載荷を受ける砂のせん断剛性率の変化挙動を構造物・地盤系の変形予測に利用する手法の 1 つとして、有限要素法のような数値解析がある。ここでは、繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の進行的な変形挙動を再現するために、地盤のせん断剛性率を載荷の繰返し回数毎に任意に設定できる解析法 (横浜ら, 2005) を用いて一連の解析を進めた。図-4 は解析の手順を示している。

まず、構造物に外力が載荷する前の地盤の力学定数を設定した後に、構造物に所定の大きさの荷重を載荷 - 除荷させる静的解析を行う。計算終了後、出力された地盤要素の変位および応力を記録する。これらの記録された結果を次段階の解析における地盤の初期変位および初期応力として与えて地盤 - 構造物系の有限要素モデルを再構築する。その後、所定の外力の載荷 - 除荷をさせた計算を行う。以上のような一連の手順を繰返し実行することで、繰返し載荷を受ける構造物・地盤系の変形解析を進めた。

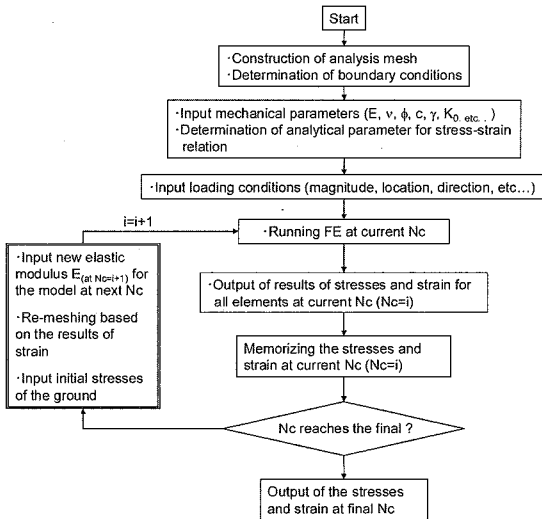


図-4 剛性変化を考慮した解析法のフロー

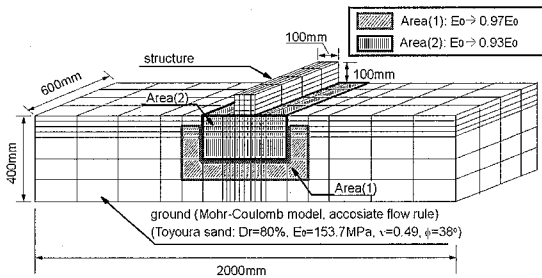


図-5 本解析で用いた有限要素メッシュ

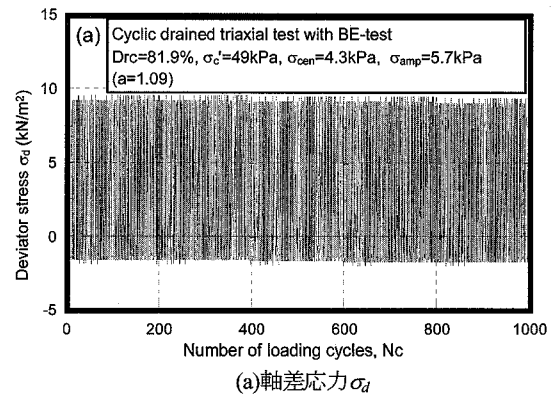
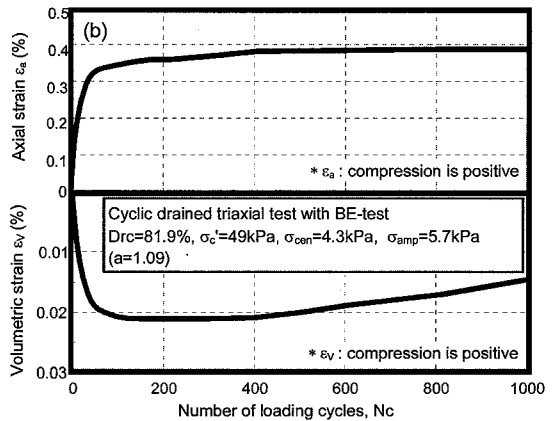
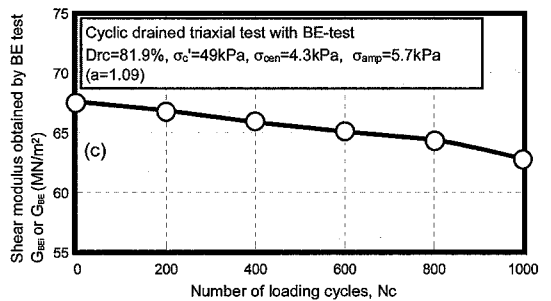
図-5 は用いた有限要素メッシュを示す。これは別途実施した模型試験 (川村ら, 1999) での模型地盤および構造物をモデル化している。モデルの境界条件は、地盤の前後、側面、底面の変位が発生しないように固定した。なお、地盤の構成則には Mohr-Coulomb 型の破壊規準を採用している。

4. 試験結果と考察

(1) 繰返しせん断を受ける砂の変形特性

図-6 は排水条件下で実施した繰返し三軸試験で得られた結果の一例を示す。図-6(a) は供試体に作用させた軸差応力と繰返し回数 N_c の関係を示している。本試験では $\sigma_{cen}=4.3\text{ kPa}$, $\sigma_{amp}=5.7\text{ kPa}$ ($a=1.09$) である。本ケースでは供試体に作用する圧縮応力が卓越している。

図-6(b) は試験中に測定された供試体の軸ひずみ ε_a 、体積ひずみ ε_v と繰返し回数 N_c の関係を示している。ここで、供試体の体積ひずみは三軸試験機に接続されている排水用ビューレット内の水位を読取ることで測定した。図より、供試体の圧縮側の軸ひずみが発生し続けていることがわかる。一方、 $N_c=100$ までは体積ひずみ

(a) 軸差応力 σ_d (b) 軸ひずみ ε_a および体積ひずみ ε_v (c) せん断剛性率 G_{BE} , G_{BEi} 図-6 繰返し三軸試験結果の一例 ($a=1.09$, $\sigma'_c=49\text{ kPa}$)

が収縮量を示しているが、 $N_c=100$ 以降では供試体の体積が膨張し始めるような変形が見られた。これより繰返し載荷が長期間継続する条件では、砂の体積が膨張し側方に流動する挙動を示す可能性があると考えられる。

上記の試験において測定されたせん断剛性率の変化を調べるために、図-6(c) は BE で測定されたせん断剛性率 G_{BEi} および G_{BE} と N_c の関係を示した。図より N_c の増加に伴ってせん断剛性率が徐々に低下する様相が見られる。この結果では $N_c=1,000$ においてもせん断剛性率 G_{BEi} の低下挙動に収束する傾向が見られない。載

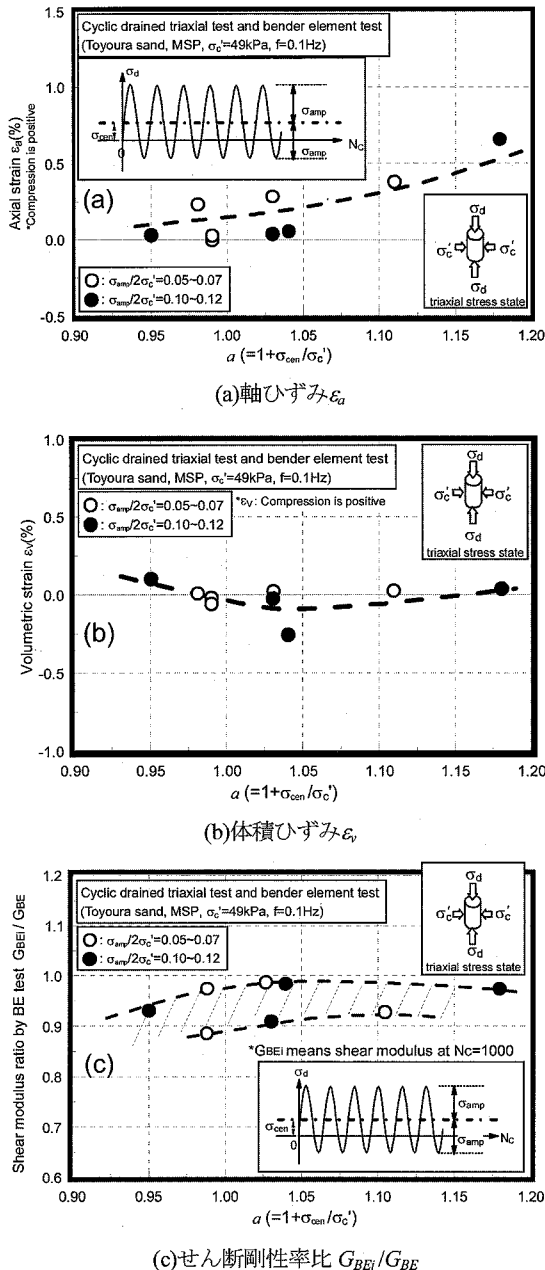


図-7 砂の変形特性に及ぼす a 値の影響 ($\sigma_c' = 49 \text{ kPa}$)

荷条件にもよるが、排水条件下においても小さな応力振幅による繰返し載荷によって、砂のせん断剛性率が低下することが実験的に示された。

次に、初期せん断応力の存在が砂の変形特性に及ぼす影響を調べるために、図-7(a), (b)および(c)は一連の試験結果をそれぞれ、 $N_c = 1,000$ 時点での軸ひずみ ϵ_a 、体積ひずみ ϵ_v 、せん断剛性率比 G_{BEi}/G_{BE} と a 値 ($= 1 + \sigma_{cen}/\sigma_c'$) の関係として示している。初期有効拘

束圧 σ_c' は 49 kPa である。

図-7(a)より、 a 値が大きくなると最終的に発生する圧縮軸ひずみも大きくなることがわかる。次に体積ひずみについて検討する。図-7(b)より a 値が $0.98 \sim 1.12$ の範囲では $N_c = 1,000$ において供試体が膨張していることがわかる。一方、それ以外の a 値での条件では供試体が僅かに収縮する挙動も見られたが、その体積ひずみの発生量は小さい。

図-7(c)は、せん断剛性率比について調べているが、今回の試験条件では全ての a 値においてせん断剛性率比が 1.0 より小さくなった。これより、本試験条件では砂の変形が進行し剛性が低下する挙動が見られることが示された。以上の結果から、排水条件下で初期せん断応力が存在する場合の繰返し載荷条件下においても、砂供試体のダイレイタンスによって剛性低下挙動が誘発されたと考えられる。波浪を受ける構造物下部地盤内では、本試験と同様の載荷条件にあると考えられる。したがって、海洋構造物を支持する地盤の変形挙動を合理的に評価するためには、上記のような繰返し載荷による砂の変形特性の変化を考慮することが有効となる。

(2) せん断剛性率変化を考慮した変形解析

一連の繰返し三軸試験から得られた砂のせん断剛性率の変化挙動を構造物・地盤系の変形評価法に適用させるために、ここでは有限要素法による変形解析を進めた。解析結果を検証するための比較対象として模型試験結果を用いた。これは構造物に繰返し鉛直荷重を作用させる CAL (川村ら, 1999) から得られた結果である。鉛直荷重を構造物の底面積で除した載荷応力 σ_v が 27.2 kPa 、地盤の相対密度 D_r は 80% (地盤の単位体積重量 $\gamma_t = 19.4 \text{ kN/m}^3$ に相当) の試験条件である。本模型試験と解析結果を比較することで、せん断剛性率の変化を適用した本解析法の妥当性を検討する。

まず、構造物を介して地盤内に伝達される応力値を弾性解 (地盤工学ハンドブック, 1999) により推定する。その結果を基に a 値 (図-3 参照) の地盤内分布を求めた (横浜ら, 2006)。得られた a 値の分布状況を基に図-5 の Area1 および Area2 で示した領域を設定し、各領域での地盤の弾性係数を低下させる設定をしている。ここでは $0.95 < a < 1.1$ を示した領域を Area1, $a \geq 1.1$ を示す領域を Area2 とした。地盤の弾性係数は、図-7(c)に基づき Area1 および Area2 において、 $N_c = 500$ までに、それぞれ初期値の 97% および 93% まで低下するものと設定した。

図-8は構造物の沈下量 S_{vmajor} を幅 B で正規化した S_{vmajor}/B (宮浦ら, 2001) と N_c との関係を示している。図より、 N_c が 200 未満において、解析結果は実測値を若干過小評価するものの、全体としての沈下挙動を良好

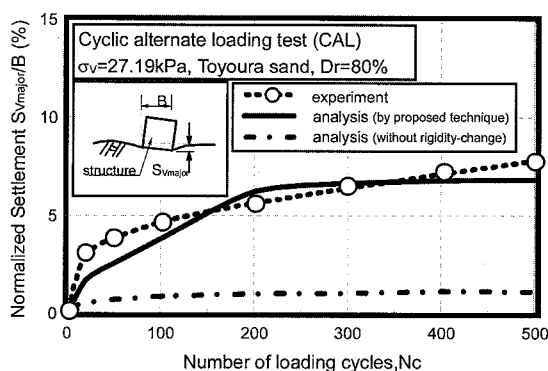


図-8 構造物の沈下挙動に関する解析結果 (CAL)

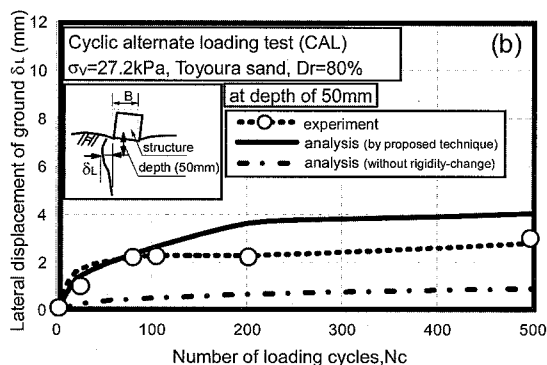
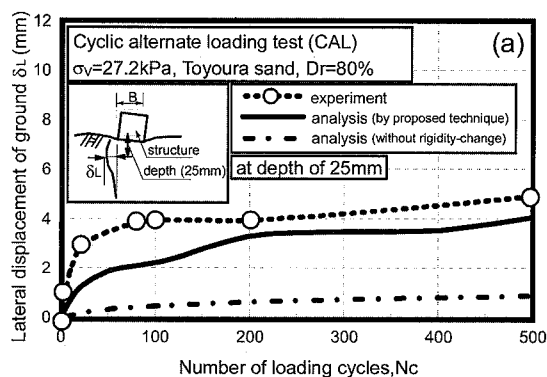


図-9 地盤内側方変位量に関する解析結果 (CAL)

に再現できていることがわかる。これより、構造物・地盤系の沈下が進行的に発生するような挙動を調べるためには、地盤の剛性変化特性を考慮した解析法が有効になるといえる。

次に地盤内の側方変位量について調べるために、図-9 (a), (b)は地盤内の側方変位量 δ_L と N_c の関係を示し

ている。なお、側方変位量 δ_L は深さ 25 mm および 50 mm 地点での値を示した。これより、図-8 で示した沈下挙動と同様に、載荷初期段階では実測と解析値の差が僅かに生じている。しかし $N_c = 200$ 以降では、両者の一致度が高いことが確認できる。

以上のように初期せん断応力の存在 (a 値の影響) を考慮して地盤剛性の変化を設定した解析法によると、繰返し載荷を受ける構造物・地盤系の沈下および側方変形挙動を合理的に評価できることが示された。ここでは、弾性係数の変化を設定する地盤内の領域を2箇所としたが、載荷初期段階から最終段階までの沈下量や地盤内変形量について実測値と解析値の一致度をさらに高めるためには、設定する領域の細分化等の作業が必要になると考えられる。

5. 結 論

一連の三軸試験および変形解析から、以下のような結論を得た。

- ・ 排水条件において、初期せん断応力が作用する条件下での繰返し載荷によって、砂のせん断剛性率が低下する挙動が見られた。これは繰返しせん断による砂のダイレイタンスーによるものと考えられる。
- ・ 一連の三軸試験で測定されたせん断剛性率の変化挙動を考慮した変形解析法を提案した。地盤内応力の分布状況に応じた剛性低下率を設定することで、構造物・地盤系の沈下および側方変位量の評価が可能であることが示された。

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.
- 地盤工学会飽和砂の非排水繰返し三軸試験方法に関する研究委員会(1988): 土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム発表論文集, pp. 1-35.
- 地盤工学会地盤工学ハンドブック(1999)pp. 116-118.
- 宮浦征宏・三浦清一・川村志麻・横浜勝司(2001): 載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・川村志麻・呉哲浩(2005): 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, 海岸工学論文集, Vol.52, pp. 841-845.
- 横浜勝司・三浦清一・中野文裕(2006): 排水繰返し載荷による砂の剛性低下挙動を考慮した変形解析, 地盤工学研究発表会発表講演集, Vol.41, pp. 1109-1110.
- Miura, S., and S. Toki(1982): A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand, Soils and Foundations, Vol.22, No.4, pp. 61-77.