

繰返しせん断による砂質土の剛性変化を考慮した 海洋構造物・地盤系の变形解析

横 浜 勝 司*・三 浦 清 一**

半永久的な繰返し波浪を受ける海洋構造物・地盤系では、動的相互作用や地盤内の間隙水圧挙動によって沈下等の变形が進行的に発生する。このような变形挙動は構造物・地盤系の安定性低下の一因となる。これらの構造物の合理的な維持・管理のためには、支持地盤も含めた全体系の安定性評価法を見出すことが必要とされる。本研究では、ベンダーエレメントを設置した非排水繰返し三軸試験機による要素試験を実施し、繰返しせん断中の砂のせん断剛性率を測定した。一連の要素試験より得られた結果を考慮した構造物・地盤系の变形解析法を提案した。本解析法によって構造物の沈下性状や地盤内の側方变形挙動を良く評価できることが示されている。

1. はじめに

波浪場では複雑な繰返し载荷によって海洋構造物が常に振動している。このような条件では構造物・地盤間の動的相互作用によって支持地盤の安定性低下が懸念される。川村ら (1996) は種々の载荷条件にある構造物・地盤系の变形挙動を評価するために一連の模型試験を行っている。繰返し外力を受ける構造物下部の地盤内で過剰間隙水圧の顕著な蓄積が見られなくても、沈下や地盤内側方变形が進行的に発生することが報告されている。これは支持地盤内に液状化が発生しないケースでも、地盤の強度・变形特性を正確に評価することが構造物・地盤系の安定性を適切に評価する上で極めて重要であることを示唆している。

本研究では、波浪場にある構造物・砂地盤系の变形挙動を調べるために、一連の要素試験と数値解析を行った。まず、非排水繰返し三軸試験によって砂供試体内に発生した過剰間隙水圧とせん断剛性率を測定し、せん断剛性変化挙動を調べた。次いで三軸試験で得られた砂の剛性変化挙動を考慮した構造物・地盤系の变形解析を試みた。解析結果と模型試験結果との比較を行い、その有効性を検討している。

2. 非排水繰返し三軸試験

(1) 試験装置および载荷方法

図-1 は三軸試験装置を示す。供試体は高さ 170 mm、直径 70 mm の円筒形モールドに厚さ 0.3 mm のメンブレンを装着し、モールド内部に豊浦砂 ($\rho_s=2.65 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{dmax}=1.658 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{dmin}=1.354 \text{ g/cm}^3$) を自由落下させて作製した。供試体を三軸セル内に設置し CO_2 、脱気水およびバックプレッシャー (196 kPa) を供試体に供給することで飽和化を図った。供試体が飽和したことを確認した後、所定の圧力 (49 kPa) で供試体を等方的に圧密した。圧密終了後、軸差応力一定振幅、载荷周波数 0.1

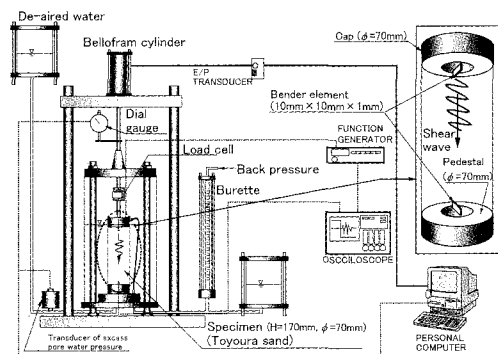


図-1 繰返し三軸試験装置

Hz で繰返し非排水せん断を行った。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通常用いられる载荷周波数である。

なお、過剰間隙水圧発生量とせん断剛性率の関係を詳細に把握するために、繰返し回数が 20~30 回程度で両振幅軸ひずみ DA が 10% に達するような比較的小さい軸差応力 σ_d で試験を行った。

(2) ベンダーエレメントによるせん断剛性測定法

三軸試験機のキャップとペダスタルの中央部に供試体のせん断剛性を測定するためのピエゾセラミック板 (以下ベンダーエレメントとする) 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に挿入されている。ベンダーエレメントは電圧が与えられると変形する圧電素子である。ここでは試験機に接続されているファンクションジェネレーターによって、矩形波 (振動数 500 Hz) の電圧を供試体上部の発信側ベンダーエレメントに与えせん断波を発生させた。

供試体内部を伝播するせん断波は、供試体下部のベンダーエレメントで受信されている。2 つのベンダーエレメントにはデジタルオシロスコープが接続されており、その画面には送信波および受信波が表示される。この測定装置によって供試体内部のせん断波速度を測定してい

* 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

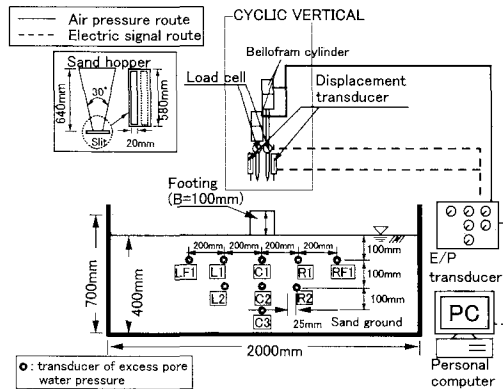


図-2 模型試験装置

る(小林ら, 2002). なお, 砂の湿潤密度を ρ_t , セン断波速度を V_s とすると, 供試体のせん断剛性率は $\rho_t \cdot V_s^2$ として算定される.

本試験では, 先ず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, 所定の軸差応力で繰返しせん断を行った. 過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c$ が 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0 に達した時点で載荷を中断し, せん断剛性率 G_{BEi} を測定した. なお, せん断剛性率は次式のように求められる.

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

ρ_t : 供試体の湿潤密度, L : セン断剛性率測定時のベンダーエレメント間の距離, T : セン断波の到達時間である.

せん断剛性率の測定中, 発生した過剰間隙水圧と同じ大きさの圧力を供試体内に与え, 間隙水圧の消散を防いだ.

3. 模型試験

(1) 2次元平面ひずみ模型試験装置

構造物・地盤系の変形特性を調べるために2次元平面ひずみ条件の模型土槽と繰返し載荷装置を用いた. 図-2は試験装置の全体図を示す. 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60°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 $Dr=50\%$ (単位体積重量 18.76 kN/m³) とした. その後, 土槽底部より地盤構造を乱さない程度にゆっくりと通水した.

地盤中央部に模型構造物(仕様は幅100mm, 高さ100mm, 奥行き580mm, 重量0.127kN)を静かに設置した. 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. 模型地盤内で発生した過剰間隙水圧は地盤表面から100mm, 200

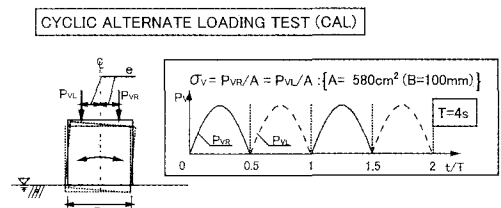


図-3 載荷方法 (CAL)

mm, 300mmの深さにおける所定の点(図-1中のC1, C2, C3, L1, L2, R1, R2, LF1, RF1)で測定された(川村ら, 1996).

(2) 繰返し載荷方法

本研究では繰返し交互載荷試験(Cyclic Alternate Loading Test, CALと略称)を対象としている. 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). 繰返し載荷周期は4秒とした(川村ら, 1996). 本載荷法によって構造物が振動沈下する場合の地盤の支持力および変形特性を評価可能である.

(3) 変形量の定義

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, 図に示される位置に設置された各変位計による計測値より構造物下部での左右端点の沈下量 S_{VL} , S_{VR} を算出した. ここでは卓越する方の沈下量を S_{Vmajor} としている.

さらに, 地盤内に直径1.9mmのスパゲティを挿入し, その側方変形量を測定することによって地盤内の側方変形挙動を把握している. 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実験を開始した. 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2次元平面ひずみ条件の有限要素法を行った.

本研究では降伏関数 F と塑性ポテンシャル関数 Ψ に基づく弾塑性解析を行った. 本解析ではMohr-Coulombの破壊規準を採用した. 土の全ひずみ増分ベクトル $\{d\epsilon\}$ を, 以下のように弾性ひずみ増分と塑性ひずみ増分の和として計算している.

$$\{d\epsilon\} = \{d\epsilon^e\} + \{d\epsilon^p\} = [D_e]^{-1} \{d\sigma\} + \lambda \frac{\partial \Psi}{\partial \{\sigma\}} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで $\{d\epsilon^e\}$: 弾性ひずみ増分ベクトル, $\{d\epsilon^p\}$: 塑性ひ

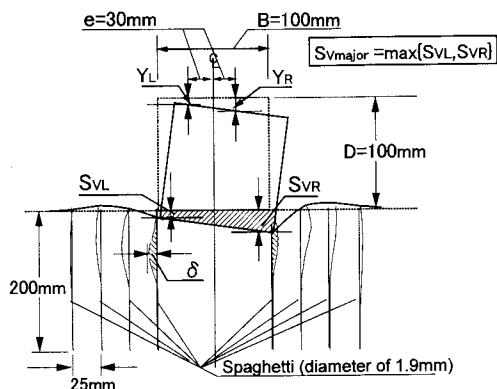


図-4 構造物・地盤系の変形量

ずみ増分ベクトル, $[D_e]^{-1}$: 弾性状態での剛性マトリクスの逆行列, $\{d\sigma\}$: 応力増分ベクトル, $\{\sigma\}$: 応力ベクトル, λ : ひずみ硬化・軟化パラメータである。ここで, 地盤内に発生する進行的な変形挙動を再現する1つの手法として, 剛性マトリクス $[D_e]$ に含まれる土要素の弾性係数を载荷の繰返し回数または構造物の沈下量の関数とすることにより, 地盤の剛性が载荷の繰返しによって変化する様相を再現する解析 (横浜ら, 2003) が可能となっている。

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-5 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示している。(a) 図は軸ひずみ $\epsilon_a - N_c$ 関係, (b) 図は発生過剰間隙水圧 $\Delta u - N_c$ 関係を示している。圧密終了時の相対密度 D_{rc} は 84.4% (圧密終了時の間隙比 $e_c = 0.660$, 乾燥密度 $\rho_{dc} = 1.597 \text{ g/cm}^3$) である。せん断剛性率の測定のために载荷を数回中断したにも関わらず, 軸ひずみ及び過剰間隙水圧が連続的に発生していることが見られる。この結果は, 本試験法によって液状化に至るまでの変形挙動を阻害することなく, せん断剛性率の変化を調べることが可能なことを示している。

写真-1(a), (b) はベンダーエレメントによる弾性波の送信及び受信波を表示した。(a) は圧密終了直後, (b) は $\Delta u/\sigma'_c$ が 0.6 に達した時点である。いずれの時点においても受信波形が明確に表示されており, 繰返しせん断中のせん断剛性率の変化を把握することが可能といえる。またこれらを見比べると, (b) でのせん断波の到達時間が (a) に比べ長くなっている。これより過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c$ の上昇により砂のせん断剛性率が低下していることが確認された。

図-6 は $\Delta u/\sigma'_c$ が 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0 に達した時点でのせん断剛性率 G_{BEi} を圧密終了直後のせん断剛性

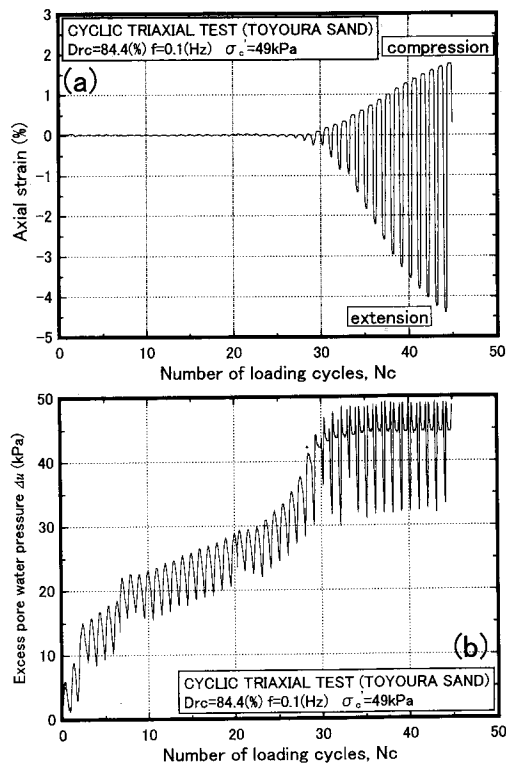


図-5 非排水繰返し三軸試験結果

(a) 軸ひずみ挙動, (b) 過剰間隙水圧挙動

率 G_{BE} で正規化したせん断剛性比 G_{BEi}/G_{BE} と $\Delta u/\sigma'_c$ の関係を示す。

図より過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c$ 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% までに低下している。有効拘束圧, 载荷応力, 载荷周期, 排水条件の違い等, 種々の要因がせん断剛性率の変化挙動に及ぼす影響を詳細に調べる必要があるが, 本試験結果のように発生過剰間隙水圧とせん断剛性率低下の関係を明示化できれば, 繰返し载荷を受ける構造物・地盤系全体の変形挙動を適切に評価できると考えられる。

(2) 模型試験での変形挙動

種々の载荷条件下での構造物・地盤系の沈下特性と, 支持地盤内の過剰間隙水圧挙動が川村ら (1996) によって詳細に調べられている。ここでは構造物の沈下挙動が卓越する CAL 試験結果を考察する。図-7 は地盤内の C1, C2, C3, L1, R1 点における過剰間隙水圧 Δu と初期有効土被り圧 σ'_{v0} の比 $\Delta u/\sigma'_{v0}$ (過剰間隙水圧比とする) と载荷回数 N_c との関係を示している。地盤の相対密度 $D_r = 50\%$, 载荷応力は $\sigma_v = 15 \text{ kN/m}^2$ の条件である。

構造物近傍での C1, L1 点では, 他の点に比べて過剰間

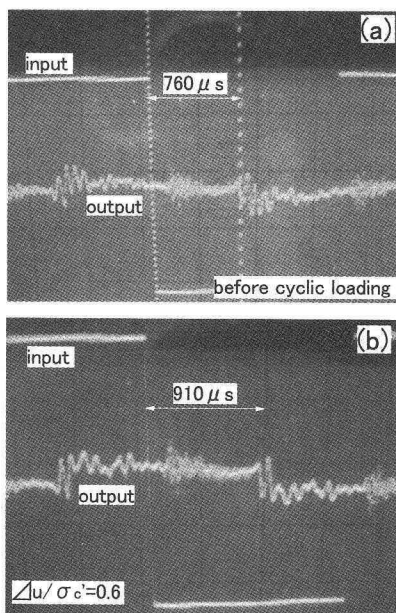


写真-1 供試体内を伝播するせん断波
(a) せん断前, (b) $\Delta u/\sigma'_0 = 0.6$

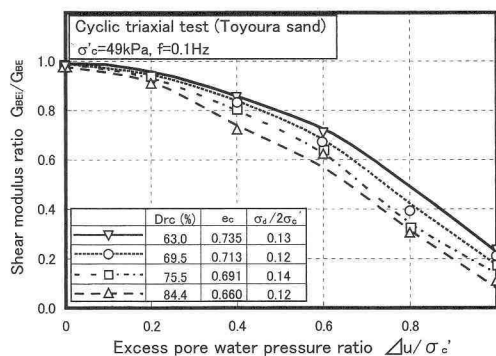


図-6 せん断剛性比と過剰間隙水圧比の関係

隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_{v0}$ が最大で 0.15 まで増加している。また C1, L1 以外の点では $\Delta u/\sigma'_{v0}$ が 0.1 未満であった。一方, C1 点の過剰間隙水圧の収束が見られる $N_c = 50$ 以降も構造物の沈下量 S_{vL} , S_{vR} が増加しており, 揺り込み沈下の様相を呈している。この傾向は地盤の相対密度が高い場合でも同様であった。

このような構造物の沈下挙動を評価するためには, 過剰間隙水圧が僅かに増加した場合でも砂の剛性が低下する挙動を考慮することが有効であると考えられる。そこで CAL 試験での砂地盤の変形挙動を再現するために, 一連の非排水繰返し三軸試験の試験を考慮した変形解析を試みる。

(3) 剛性低下挙動を考慮した変形解析

三軸試験で得られた過剰間隙水圧と砂のせん断剛性率

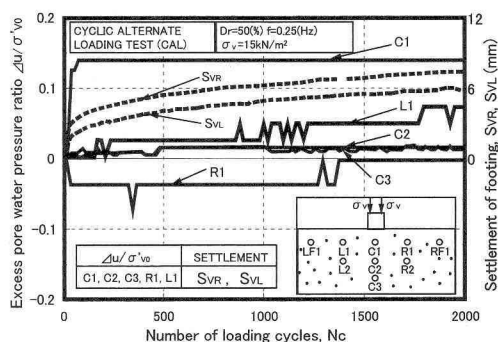


図-7 模型試験 (CAL) の試験結果 (川村ら, 1996)

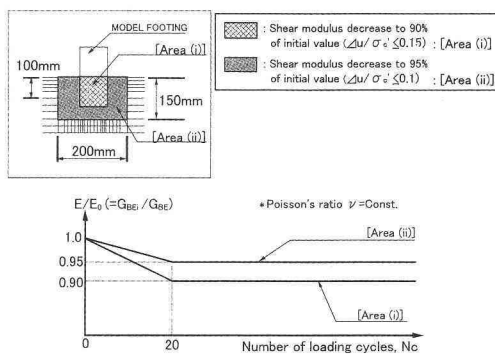


図-8 弾性係数変化の仮定

の関係を考慮した構造物・地盤系の変形解析を試みた。ここでは, 対象とする要素の剛性マトリクス中の弾性係数を以下のような仮定に基づいて変化させた。これらは三軸試験で見られたせん断剛性低下挙動および模型試験での過剰間隙水圧挙動を基にしている。

- 図-8 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 に達するまで過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_0$ が 0.15 まで増加する。 N_c が 21 以上では $\Delta u/\sigma'_0$ は変化しない。この領域では土要素の弾性係数を荷重前の 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 $\Delta u/\sigma'_0$ が 0.05 に達する。この領域では弾性係数を荷重前の値の 95% まで減少させる。
 - その他の箇所では過剰間隙水圧の蓄積は無視できるほど小さいものとし, 土要素の弾性係数を変化させない。
- 本解析で設定した地盤条件は相対密度 $Dr = 50\%$, 構造物に荷重する繰返し鉛直応力 σ'_v が 20 kN/m^2 である。また地盤の初期弾性係数 $E_0 = 87 \text{ MN/m}^2$, ポアソン比 $\nu = 0.3$, 内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$, 湿潤密度 $\rho_t = 1.914 \text{ g/cm}^3$ とした。構造物と地盤間には Mohr-Coulomb 型のジョイント要素を設定した。ジョイント要素剛性は地盤の弾性係数 E_0 の 1/10 の大きさ, 摩擦角は 35° とした。

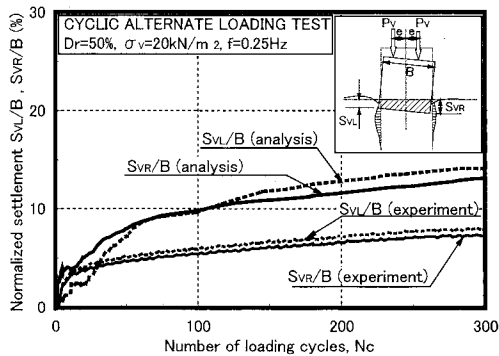


図-9 構造物の沈下挙動 (CAL)

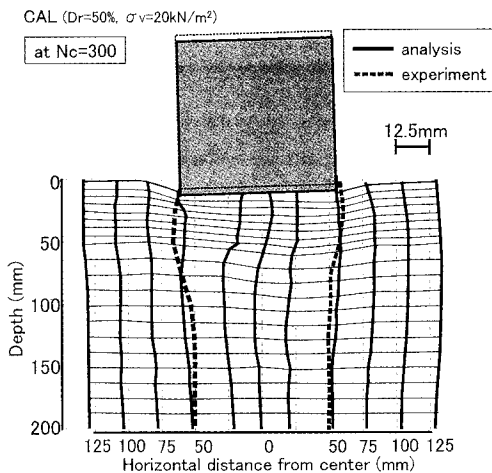


図-10 地盤内側方変形挙動 (CAL)

図-9 は解析及び模型試験から得られた構造物の左右の沈下量 S_{vL} , S_{vR} を幅 B で正規化したものと繰返し回数 N_c の関係を示している。これより解析値は実測値を過大評価している。これは弾性係数を変化させる仮定が非

排水条件での繰返し三軸試験結果に基づいており、模型試験での排水条件を厳密に再現していないためと考えられる。一方、図-10 は繰返し回数 $N_c=300$ 時点での地盤内側方変形量の分布図を示している。構造物直下の領域で側方変位量が卓越している挙動等、実測値と解析値の対応が良いことが分かる。

以上より、構造物の沈下挙動に関してはさらに検討が必要であるが、本解析法によって構造物・地盤系の変形挙動をある程度評価できそうである。

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) ベンダーエレメント試験によって繰返しせん断中の砂のせん断剛性変化を調べた。砂質土のせん断剛性率と過剰間隙水圧の関係は構造物・地盤系の変形解析に有効である。
- (2) 提案した解析法では繰返し载荷を受ける構造物の沈下を過大評価するが、地盤内の側方変位量を適切に評価可能である。

謝辞：解析および試験に北海道大学大学院工学研究科、三島英将君、呉哲浩君の協力を得た。記して深甚なる謝意を表します。

参 考 文 献

- 川村志麻・三浦清一・宮浦征宏・横浜勝司 (1996): 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.
- 小林 隼・三浦清一 (2002): 弾性波測定による火山性粗粒土の動的変形定数, 火山灰地盤の工学的性質の評価法に関するシンポジウム発表論文集, pp. 115-120.
- 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, Vol. 50, pp. 876-880.