

Ⅲ-A107

波浪荷重を受ける軟着堤基礎地盤の Shake Down の評価

(株)ニュージェック	正 員	○ 吉本憲正
山口大学工学部	正 員	兵動正幸 中田幸男
(株)中電技術コンサルタント	正 員	小笠原弘典 池上慎司 平尾隆行
山口大学大学院	学生員	松山知美 矢吹浩祐

1. まえがき

軟弱地盤着底式防波堤（軟着堤）は、“地盤改良を必要としない構造形式”というニーズの中から開発された構造形式で、軟弱地盤上に重量の軽い堤体を直接設置し、堤体底面と粘性土表層との粘着力により水平外力に抵抗しようというものである¹⁾。この防波堤の特徴は、地盤改良の必要がなく、経済性に優れ、工期の短縮も期待できる点であり、今後、需要の高まる構造形式の一つであると予想される。しかし、この防波堤の適用には、施工実績が少ないことから、波高、水深、地盤の強度に対してある程度制限が設けられており、適用範囲等の検討を行う必要があると思われる。また、軟着堤基礎地盤には軟着堤を介して波浪による繰返し応力が作用しており、そのような応力が作用する状況下での挙動を把握する必要がある。本研究では、波浪による繰返し荷重を受ける軟着堤基礎地盤の沈下である Shake Down の評価を行うために、実験及び解析による評価を行った。

2. 基礎地盤の Shake Down 評価のための繰返し直接せん断試験

軟着堤は、波浪荷重により図-1 のような挙動を示し、その基礎地盤には図中に示すような繰返し応力が作用すると考えられる。そこで、本研究では、軟着堤基礎地盤に繰返し作用するせん断応力 τ_d を、直接せん断試験により再現することを試みた。実験はそれぞれ軟着堤直下の基礎地盤を想定し、異方圧密状態で行った。また、直接せん断試験は、鉛直応力及び側方応力を実験中一定とし、非排水状態で鉛直及び側方への変形を自由として水平方向へのせん断を行った。用いた試料は、小野田港から採取した小野田粘土 ($G_s=2.593, I_p=44.2$) であり、試料をスラリー状態で攪拌後、予圧密圧力 50kPa まで段階的に載荷して作成した。図-2 は、直接せん断試験により得られたせん断ひずみ両振幅 γ_{DA} ～ 鉛直ひずみ ε_{ver} 関係を示している。図より、異方圧密比 K ($K=\sigma'_h/\sigma'_v$) が小さくなるにつれ、せん断ひずみの発生は抑制され、逆に鉛直ひずみの発生が顕著になっていく様子が伺える。軟着堤基礎地盤の K 値を 0.5 と想定した場合、せん断ひずみよりも鉛直ひずみの方が顕著に現れることが想定でき、せん断による破壊よりも沈下の方が卓越する結果となった。

3. 基礎地盤の Shake Down 評価のためのひずみのモデル化

図-3 は、所定の鉛直ひずみに至るに必要な繰返し応力比 R ($=\tau_d/\sigma'_{mc}$) ～ 繰返し回数 N 関係を示している。図より、鉛直ひずみの発達の程度によってそれぞれユニークな曲線が与えられる。このように各強度曲線が、それぞれの鉛直ひずみの大きさに対応しているので、これを直接利用することにより、鉛直ひずみの評価が可能になると考えられる。これらの曲線を東らの方法²⁾にならい、式(1)で定式化した。図-3 中には、この定式化により得られた曲線を合わせて描いている。

$$R(=\tau_d/\sigma'_{mc}) = \alpha_1/N + R_{min} \quad (1)$$

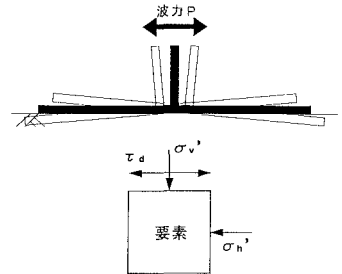
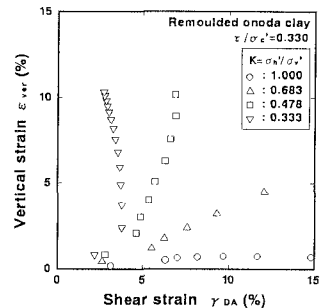


図-1 基礎地盤に作用する繰返し応力

図-2 せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} ～ 鉛直ひずみ ε_{ver} 関係

keywords: wave-load, Moundless Breakwater with Wide Footing, undrained cyclic direct shear test, FEM, deformation
〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2557 TEL(0836)35-9111 FAX(0836)35-9429

ここで、 R_{min} は $N=\infty$ における繰返し強度であり、これ以下の応力比では有意な鉛直ひずみが生じないことを意味する。 α_1 は、強度曲線のなだらかさを規定するパラメータである。図-4 は、 $\alpha_1 \sim \varepsilon_{ver}$ 関係を示したもので、プロットの範囲内において、それぞれ次式の関係が認められる。

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{ver}^{0.5}}{\beta_1 \left\{ 1 - (\varepsilon_{ver} / \varepsilon_{ver,f})^{0.5} \right\}} \quad (2)$$

また、 β_1 は異方応力の度合い、すなわち K の大きさにより決定される変数であり、 $\beta_1=27(1-K)$ により算出できる。 $\varepsilon_{ver,f}$ は、今回の実験においては、 $\varepsilon_{ver}=15\%$ 程度が限界であることから $\varepsilon_{ver,f}=15\%$ とした。式(1),(2)を組み合わせることにより、直接せん断により得られるひずみの定量化が可能となった。

4. 波浪荷重を受ける軟着堤基礎地盤の変形の評価

本研究では、軟着堤基礎地盤に作用する応力を有限要素解析により算定し、その地盤内応力が繰返し作用することによる基礎地盤の Shake Down の評価を行った。変形予測には上述したモデルを用いた。図-5 に解析対象断面の有限要素図を示す。外力として、波圧を考え、軟着堤に水平に作用させた。この解析により得られた地盤内に作用する繰返し応力として、図-1 のような水平方向のせん断応力 τ_d を考え、変形予測モデルに入力した。波浪による繰返し回数は、一事象の継続時間によって異なり、今回用いた合田式による波圧は、比較的大きい値であることから繰返し回数を少な目の $N=10$ および 100 回を考えた。図-6(a),(b)は、せん断応力 τ_d の繰返しにより発生する $N=10$ および 100 回の時の鉛直ひずみの分布をそれぞれ示している。両図共に鉛直ひずみの発生分布は、軟着堤直下部分全般に広がっており、比較的大い範囲に及んでいる。また、繰返し回数の増加と共に、実験における最大値 15% 程度まで鉛直ひずみの生じる領域も増加している。

したがって波浪荷重を受ける軟着堤は、Shake Down による沈下が懸念される結果となった。

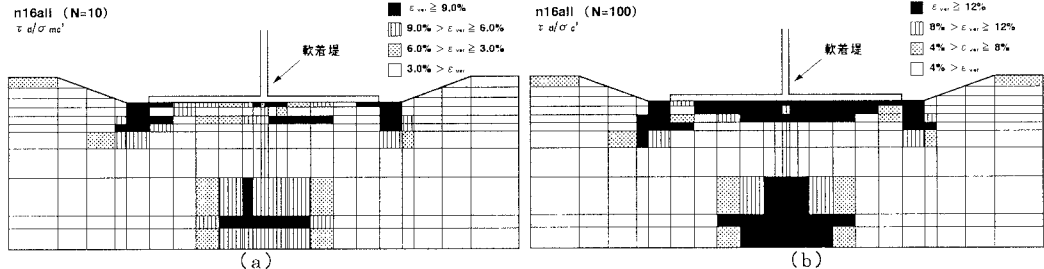


図-6 せん断応力 τ_d の繰返しにより発生する鉛直ひずみの分布図

5. あとがき

①軟着堤基礎地盤に作用する繰返し応力として、せん断応力 τ_d を考え、それにより発生するひずみの評価が可能となった。②せん断応力 τ_d によって軟着堤直下部分全般に鉛直ひずみが発生し、沈下が懸念される。

【参考文献】

- 1) 兵動・中田・小笠原・池上・平尾・吉本：下部構造形式に着目した軟弱地盤着底式防波堤の安定性に対する解析的検討，第32回地盤工学研究発表会概要集，pp.1343-1344，1997。
- 2) 東拓生・大塚久哲・二宮嘉朗：砂質土の相対密度を考慮した液化強度曲線の定式化，土木学会第49回年次学術講演会概要集，Ⅲ，pp.528-529，1994。

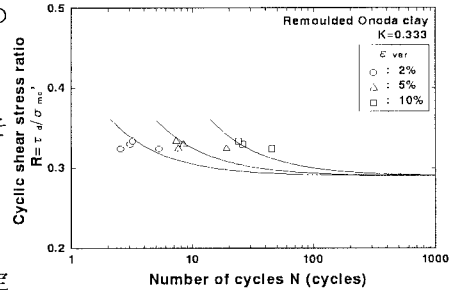


図-3 所定の鉛直ひずみに至るに必要な繰返し応力比 $R \sim$ 繰返し回数 N 関係

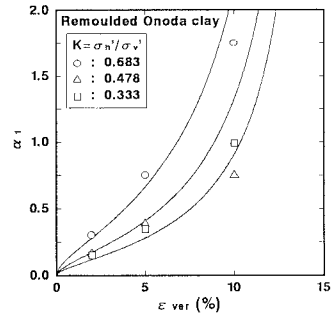


図-4 変数 $\alpha_1 \sim$ 鉛直ひずみ ε_{ver} 関係

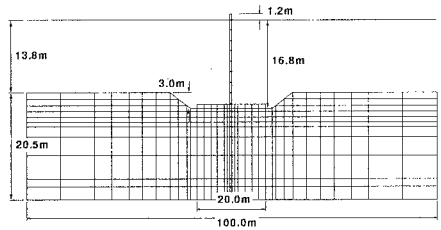


図-5 解析対象断面の有限要素図