

III-399 複合地盤上に建設した控え矢板式岸壁の模型実験(第3報)

大阪市立大学工学部 大島昭彦 高田直俊
 摂南大学工学部 三笠正人
 不動建設(株) 河本憲二 大林 淳

研究の目的 自重圧密状態にある粘土地盤を締めめ砂杭(SCP)で強化した複合地盤上に設けた図-1に示す控え矢板式岸壁の遠心力模型実験^{1,2)}に対して円弧すべり計算を行い、破壊現象をどれだけ表現できるかを調べた。

模型実験 模型地盤は100Gで自重圧密した粘土層に、図-2に示すように直径26mmの砂杭を置換率 $a_s=25\%$ で主働側(Case 2)、受働側(Case 3)、主・受働両側(Case 4)に打設したもの、および砂杭のない非改良(Case 1)で、図-1に示す裏込盛土を約1年間で盛立るものとし、5分ごとに10Gずつ段階的に遠心加速度を上げ、100Gからは加速度を急増させた。したがって100Gまでは盛土による圧密を部分的に許すことになる。

図-3に破壊形状と破壊加速度を示した。破壊加速度は受働改良のCase 3が非改良のCase 1の約2倍、主・受働改良のCase 4が主働改良のCase 2の約2倍大きい。図-4に破壊後に測定した矢板から主働および受働側へ5、10cmの位置での粘土の含水比分布を示した。各ケースとも盛土による圧密を受けて主働側上部の含水比は低い。改良域の矢板から5cm位置の含水比は砂杭の効果で深くまで低下しており、その影響は矢板から10cmの位置でもみられる。但しCase 3の受働改良域は、破壊時(加速度が55G)の鉛直応力が初期応力(100Gでの自重応力)よりも小さいが、主働側から働く側方圧によって含水比が低下したと考えられる。

計算に用いる強度 (1)粘土地盤：遠心加速度増加中の圧密を考慮して4部分に分け、図-4の破壊時の含水比分布から $f-\log p$ 関係と $c/p=1/3$ (一面CU試験による)を用いて強度を求めた。①改良域(矢板～9.6cm)：慣用計算法に用いられる式

$$\tau = a_s(\gamma_s z + \mu_s I_\sigma \sigma_z) \tan \phi_s \cos^2 \theta + (1 - a_s)c$$

を用いた。右辺第1項は砂杭の強度で、 $\gamma_s=1.0 \text{ tf/m}^3$ (水中単位体積重量)、 $\mu_s(=n/(1+(n-1)a_s))$ は応力集中係数で $n=4$ (応力分担比)を仮定、 I_σ は応力分布係数、 $\phi_s=32.5^\circ$ (一面CD試験による)、 z は深度、 θ はすべり面の角度である。第2項の粘土強度 c は矢板から5cm位置の w から求める。②改良側(9.6～12cm)：遷移域として10cm位置の w を用いる。③改良側(12～25cm)：

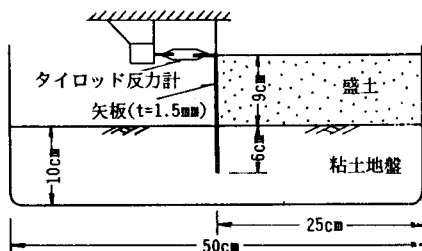


図-1 模型断面(縮尺1/100)

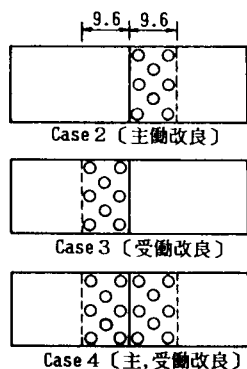


図-2 砂杭配置

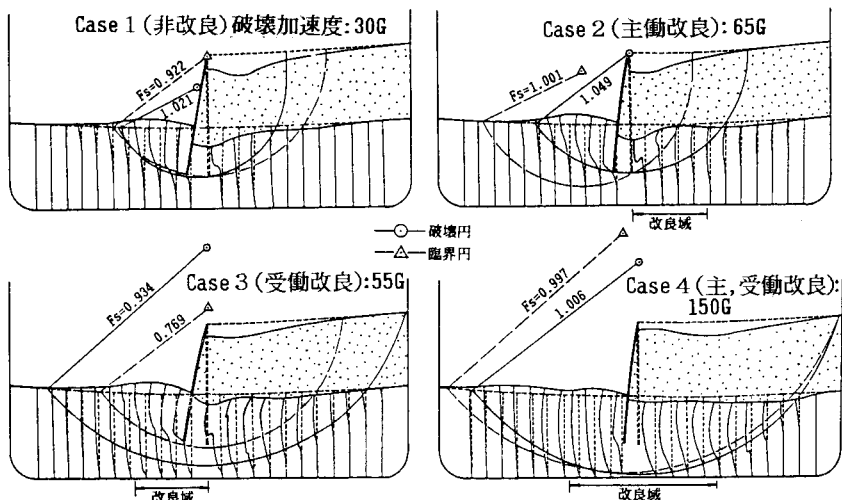


図-3 破壊形状と破壊加速度

一次元圧密計算による。④非改良側(矢板
~25cm): Case 1の主・受働、Case 2の受働、
Case 3の主働側は矢板から5、10cm位置の
wの平均を用いる。求めた強度分布を図-
5に示した。

(2)盛土砂: 盛土部を通る円弧が鉛直に
近く、すべり面上の直圧力が過小評価され
るため、主働土圧($\phi=30^\circ$ 、 $\gamma=1.5\text{tf/m}^3$ に
よる)の垂直成分を付加した。

計算安全率 図-3に示したように破壊
円の安全率はいずれも1に近い。臨界円の
安全率に関してはCase 1、2、4は1に近
いが、Case 3はかなり小さい。Case 2、3
の臨界円の位置は破壊円と異なっている。

計算条件と破壊円の安全率 ①盛土内の
すべり面の直圧力、②粘土地盤強度、③砂
杭の ϕ_s 、④応力分担比nの各々が単独に
(他の条件を上記の計算に用いた値に保っ
て)、以下のように変化した場合の破壊円
の安全率がどう変わるかを調べた。①は通
常の計算のように土塊の自重の垂直成分の
みを考える。②は自重圧密状態の初期強度

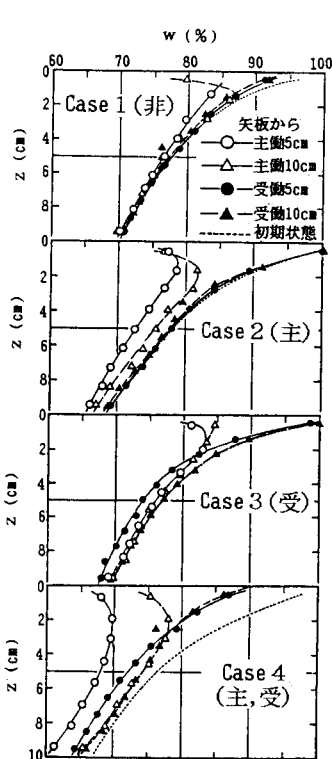


図-4 実験後の含水比分布

が破壊時まで保たれる(非圧密非排水せん断)場合と、慣用の設計強度、すな
わちBarronによるU-t関係から求めた圧密度と式 $c=c_0+\mu_0 I \sigma_{av} \cdot c/p$ (c_0 は
初期強度、 μ_0 は応力低減係数($=1/(1+(n-1)a_s)$))から強度を求めた場合であ
る。後者による強度分布を図-5に示した。非改良部は一次元圧密過程の計
算によって強度を定めた。③は $\phi_s=30^\circ$ 、 35° に、④は $n=3$ 、5に変化させた。

計算結果を図-6に示す。図の○印が先の計算値である。盛土砂の主働土
圧の影響は大きく、これを考えないときは安全率が0.07~0.16小さくなる。
Case 1、3の安全率は条件①以外の変化に対する変動が小さい。これは両者
が圧密の影響をそれほど受けず、Case 3は盛土荷重が改良部に及ばないので
 ϕ_s 、nの変化の影響をあまり受けないためである。Case 2、4で粘土の初
期強度をそのまま用いると、安全率は約0.1小さい。また慣用の設計強度を
含水比分布から求めたものと比較すると、主働側は粘土層上部で大きく、下
部で小さい。また受働側は鉛直応力が小さいので強度は低い、両者による
安全率は結果的にあまり差がない。 ϕ_s とnに関しては ϕ_s が2.5°、nが1変
化すると、それぞれ安全率が約0.05変化する。

あとがき 複合地盤の遠心力模型の破壊挙動を円弧すべりの仮定のもとに、
地盤強度の評価法を変えて計算し、破壊現象の説明を試みた。この研究に協
力願った本学学生栗須和茂君(現 日本国土開発)に謝意を表します。

<文献>1)三笠他: 複合地盤上に建設した控え矢板式岸壁の模型実験、第21回土質工学研究
発表会講演集、pp.1857~1858、1986

2)三笠他: 同(第2報)、第22回土質工学研究発表会講演集、1987

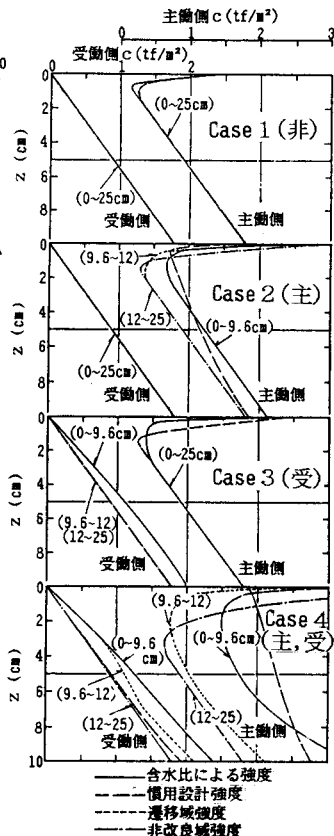


図-5 粘土の強度分布

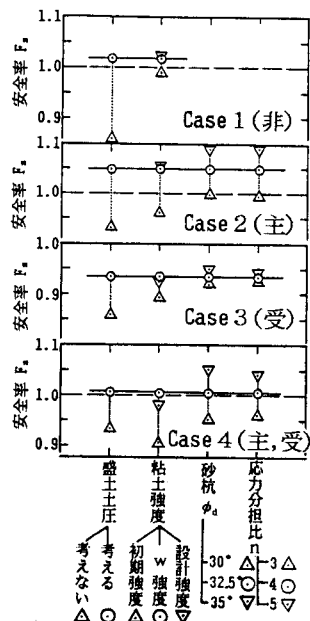


図-6 計算条件と破壊円の安全率