

盛土下の軟弱地盤対策工としての矢板の変形解析

九州大学工学部 学○田中康德 同 正 落合英俊
 " 正 林 重徳 同 正 大谷 順
 " 学 中野清人

1. まえがき

軟弱地盤上に堤防や道路等の盛土を築造する際、周辺地盤にも沈下や側方変形・隆起等の変状を生じ、近接する構造物に種々の障害を及ぼすため、何等かの対策工法を必要とする場合が多い。本報告は、様々な対策工法の効果を評価・比較検討するための汎用的な数値解析手法の開発と、新たな対策工法の開発を目指す研究の緒論である。ここでは、弾粘塑性モデルによる無対策地盤の変形挙動の解析とともに、対策工法の1つとして応力遮断工法の効果と解析手法の有効性を、矢板の根入れ深さを变化させた数値解析と当研究室で行っている土槽実験のシミュレーションにより検討したものである。

2. 地盤及び矢板の構成モデルとその定数

(1) 地盤のモデルとその定数……試料は熊本県白川流域の有明粘土を用いた。地盤モデルはクリープの影響を考慮した弾粘塑性モデル(関口モデル)を基本とし、 α , ν_0 は太田ら¹⁾が提案したパラメータ決定法により決定した。その他の定数は標準圧密試験、三軸圧縮試験($\bar{C}U$: $\sigma_3' = 0.6, 1.5, 2.0 \text{ kgf/cm}^2$)により決定した。また、無対策地盤については地盤モデルの妥当性を比較するため弾塑性モデル(カムクレイモデル)による解析も行った。

(2) 矢板及び土の相互作用モデルとその定数……矢板は弾性とし、矢板と土の間の相互作用を表現したモデルは、上箱を鋼板にした改良型一面せん断試験($\sigma_n' = 0.2, 0.3, 0.5 \text{ kgf/cm}^2$)によりその定数を決定した。(Table -1)

3. 土槽実験の概要と解析モデル

土槽実験は長さ2.36(m)、高さ0.54(m)、幅0.4(m)で、荷重は載荷幅 $B(=0.27\text{m})$ で 2.0 tf/m^2 , $B(=0.21\text{m})$ で 2.0 tf/m^2 , $B(=0.15\text{m})$ で 1.0 tf/m^2 を順に載荷していき、総荷重を 0.444 tf とした。この実験の解析モデルとしてFig. -1に示すように地盤要素は、要素数195、接点数224でメッシュを切り平面ひずみ条件とした。矢板はビーム要素とし、根入れ深さ D_i を $B, 3/2B, 2B$ と3ケース考えたので、これに応じて長さを变化させた。矢板と土の間にはジョイント要素(双曲線型)を用い、ビーム要素の両側に、その長さに応じて配置した。初期応力は、初期有効応力は地盤が100%圧密終了後に載荷されたと考え、初期間隙水圧は静水圧分布とした。

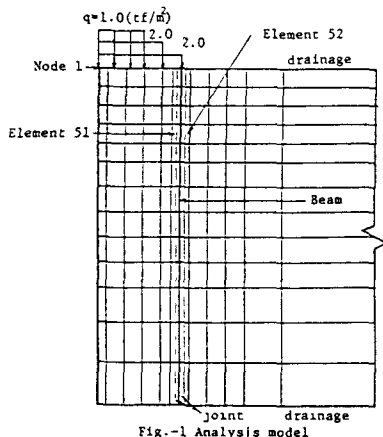


Table -1 Material parameter

Object	Parameter	Symbol	Value
Sheet pile	Young's Modulus	$E (\text{L/m}^2)$	$7.17\text{E}+6$
	Shear Modulus	$G (\text{L/m}^2)$	$2.66\text{E}+6$
	Cross-Section Area	$A (\text{m}^2)$	$5.0\text{E}-4$
Joint	Cohesion	$C (\text{L/m}^2)$	0.2
	Frictional Angle	$\delta (\text{deg.})$	21.3
	Vertical Stiffness	$K_v (\text{L/m}^2/\text{m})$	$8.4\text{E}+6$
	Initial Shear Stiffness	$K_s (\text{L/m}^2/\text{m})$	$8.4\text{E}+3$
Foundation	Fail Ratio	R_f	0.969
	Young's Modulus	$E (\text{t/m}^2)$	$2.38\text{E}+2$
	Poisson's Ratio	ν	0.35
	Initial Void Ratio	e_0	2.058
	Compression Index	λ	0.221
	Swelling Index	λ_s	0.0323
	Critical State Parameter	λ_c	1.333
	Unit Weight	$\gamma (\text{L/m}^3)$	1.333
	Coefficient Of Secondary Compression	α	0.0037
	Initial Volumetric Strain Rate	$\gamma_0 (\text{1/day})$	$1.19\text{E}-4$
	Plasticity Index	I_p	21.3

4. 解析の結果と考察

(1) 無対策地盤及び対策地盤における変位

ベクトル……Fig.-2は地盤の各点における変位をベクトルで示したものである。図で示すように、 $D_r=2B$ の時以外の変位量には大きな差は見られない。また、変位ベクトルの向きは $D_r=2B$ の時では矢板付近で矢板に垂直な向きに変位が生じている。ここでは、図を省略

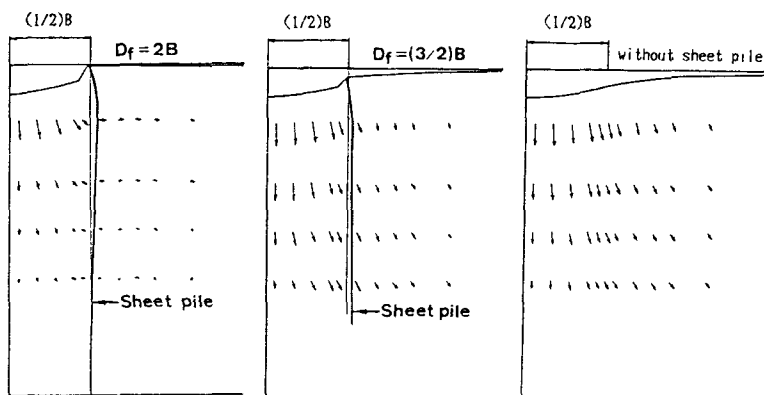


Fig.-2 Distribution of displacement vector at $t=20$ days

しているが $D_r=B$ の時も無対策地盤、 $D_r=3/2B$ とほぼ同様な結果が得られた。

(2) 間隙水圧の経時変化……Fig.-3は $D_r=2B$ および無対策地盤で矢板の内と外側での間隙水圧の経時変化を示したものである。矢板の内側(Element 51)では、 $t=5$ 日後から矢板を入れた場合の間隙水圧の値が大きくなっている。また、矢板の外側(Element 52)では、矢板によって応力が遮断されるため、間隙水圧の値が無対策地盤に比べてかなり小さくなっている。いずれの場合にも、 $t=10$ 日後から間隙水圧の値がほぼ一定となり徐々に減少していく。

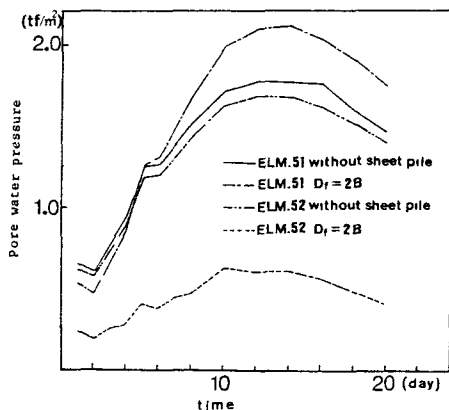


Fig.-3 Time variation of pore water pressure

(3) 弾塑性、弾粘塑性及び実測値による沈下量の経時変化……Fig.-4は盛土直下(Node 1)における弾塑性、弾粘塑性および実測値による沈下量の経時変化を示したものである。カムクレイモデルと関口モデルでは、 $t=10$ 日まではそれ程大きな差はないが、その後、粘性の影響により両モデルの沈下量に差が生じてくる。

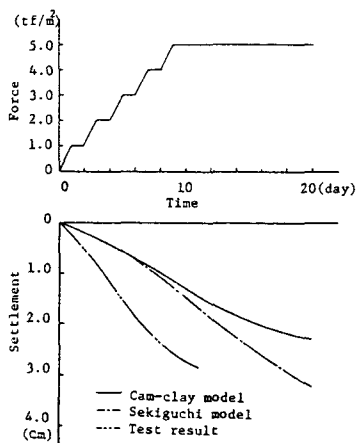


Fig.-4 Settlement of ground surface under the centre of embankment

5. まとめ

以上の結果より、矢板壁を根入れ深さ $D_r=2B$ とした場合が応力および変位を遮断するのに最も効果的である。また、実測値との妥当性の検討は、土質工学会で発表予定である。

(参考文献)

- 1) 太田, 三橋, 飯塚, 鍋谷(1986): 軟弱粘土地盤の弾・粘塑性FEM解析(その1), 土木学会第41回年次学術講演会, pp.317-318