

軟弱地盤掘削時の応力-変形解析

名古屋大学 工学部 正会員 植下 協
同 大学院 学生員 〇是枝 直志
同 同 学生員 岡田 進

まえがき

大阪市南港第2ポンプ場建設にあたって 軟弱な埋立地に 連続地中壁¹⁾を構築して14.5mの掘削をおこなう。そのために地中壁や切ばりに生ずる断面力や変形を 山肩²⁾による弾塑性解析と非線形の応力-ひずみ関係をもちいた有限要素法解析をおこない 結果を比較し考察を加えた。

1. 解析の概要

Duncan, Chang²⁾は有限要素応力解析に使用するのに都合の良い形で応力に依存する土の非線形の応力-ひずみ挙動を表わす実地的な手法を開発した。以下にこの方法の概略を記す。

この方法では載荷重や除荷重は いくつかの小さな増分に分けられ 増分による応力-ひずみ関係は良く知られているように 以下のようになる。

$$\{d\sigma\} = [D_e]\{d\varepsilon\} \quad [D_e] ; \text{弾性マトリックス}$$

弾性マトリックスは土の変形係数 E とポアソン比 ν によりあらわされるが E の値は載荷重の増加に伴って以下のように表わされる。

$$E_t = K \cdot P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin\phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2(C \cos\phi + \sigma_3 \sin\phi)} \right]^2 \text{----- (1)}$$

ここで σ_1 と σ_3 は最大、最小主応力、 C と ϕ は土の粘着力と内部摩擦角、 P_a は大気圧、 R_f と K と n は土の応力-ひずみ関係を表わすための係数である。

掘削において問題となるのは除荷や再載荷における E の評価であるが、Duncan, Chang²⁾, Holubec³⁾は除荷や再載荷の応力履歴の上端と下端を結ぶ直線の傾きにより定義される弾性係数により土の除荷や再載荷における挙動は十分に代表されることを示した。その直線式は以下のように示される

$$E_{ur} = K_{ur} P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \text{----- (2)}$$

ここで P_a は大気圧、 σ_3 は最小主応力、 K_{ur} 、 n は土の応力-ひずみ関係を表わすための係数である。

HolubecとChangは(1)式の指数 n と(2)式の n は同じであるが K_{ur} は K より大きいことを示した。

ポアソン比については 地盤は掘削中非排水状態を想定したため0.5に近い初期接線係数における平均的な値を使用して0.475とした。

- 除荷、再載荷に対する解析的手順 -

土の変形係数は応力に依存しているので掘削境界から除去される上載荷重は一種の増分荷重として考えられ その時の土の各エレメントにおける応力状態を調べて各エレメントごとに1段階前の掘削過程における $|\sigma_1 - \sigma_3|$ の値と現段階の $|\sigma_1 - \sigma_3|$ を比較して 次の荷重段階で E_t を使用するか E_{ur} を使用するかを決定する。具体的にはiステップとi+1ステップについて $|\sigma_1 - \sigma_3|_i < |\sigma_1 - \sigma_3|_{i+1}$ であれば E_t を用い

逆の場合Eurを使用する。

なお比較解析として 背面土圧分布が与えられた場合の矢板や切バリなどの部材応力や変形を弾性バリの基礎微分方程式を基本にして解いた山肩の弾塑性解析を示した。

2. 現場の地盤状態

Fig. 1に現場の地盤状態と有限要素法への入力値を示している。軟弱粘土層は GL

-10.4mからGL-30.4mで厚さは約20mである。上部の砂レキ層について今回は粘土層におきかえて解析した。

3. 解析結果

地中壁の変形、切バリ軸力、地中壁に発生する曲げモーメントを有限要素法と山肩による弾塑性解析で解いた結果をFig. 2～Fig. 4に示す。壁の変形については山肩の弾塑性解析では地中壁を無限長の弾性体とし 地盤も一樣であると仮定しているがF.E.Mでは下端を固定とし 掘削段階や地層ごとに变形係数を変化させたため変形形状は 下部で異なっているが 最大変形の生じる位置や大きさは比較的良く合った。

切バリ軸力についてはF.E.Mでは切バリをスプリングとしていることや切バリを挿入するタイミング等により大きく値が変動することが わかった。曲げモーメントはF.E.Mにおける下端固定の条件と土と壁の境界面に挿入したジョイントの影響で 性状は大きく異なっている。

あとがき

掘削を解析するには 掘削過程を考慮しなければ構造物を構成する材料の塑性的性質や新しい材料の追加による初期応力の効果を無視することになり 正確な解析がむずかしい。そこで掘削過程を考慮した方法としてF.E.Mと弾塑性解析を同じ現場に適用して比較した。 F.E.Mについては弾性解析の積み重ねにより土の応力-ひずみ関係を表わした粘土の時間に依存した変形を解析に組み入れることとが これからの課題である。

参考文献

- (1) 山肩, 吉田, 秋野; 掘削工事における切バリ土留の機構の理論的考察「土と基礎」 Vol.17, No.9, 1969
- (2) Duncan, J.M., Chang, C.Y. "Nonlinear Analysis of Stress and Strain" ASCE, Vol.96, No. SM5, 1970
- (3) Holubec, I. "Elastic Behavior of Cohesionless Soil" ASCE, Vol.94, No. SM6, 1968
- (4) 小沢良夫; 弾塑性有限要素解析と非線形弾性有限要素解析の比較について「第30回土木学会講演概要集」
- (5) 植下, 藍田, 北川; 軟弱地盤の土留壁土圧に関する2,3の解析 「第10回土質工学研究発表会」

土質性状	N値 0 10 20	K	R _f	μ	C (kg/cm ²)	φ
埋立盛土 Y=20%		1802	0.900	0.26	0.0	36°
シルト質粘土 Y=16%		3450	0.962	0.91	2.80	1°30'
		1170	0.834	0.54	2.20	4°30'
		1570	0.868	0.21	3.55	3°30'
		3550	0.930	1.00	3.80	3°00'
砂礫 Y=20%		E _s 14000 (kg/cm ²)			0.0	50°

FIG.1. 南港地盤概要図

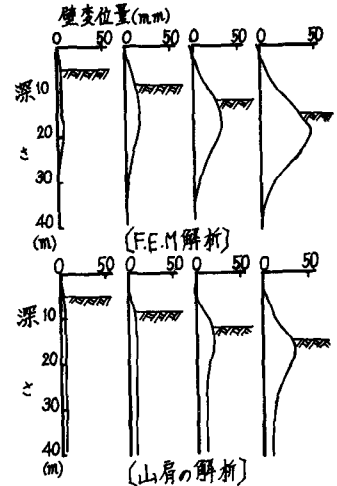


FIG.2. 地中壁の掘削段階にともなう変形

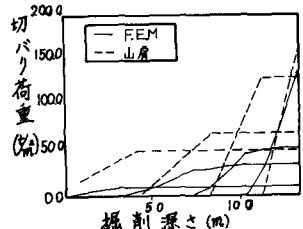


FIG.3. 切バリ荷重の比較

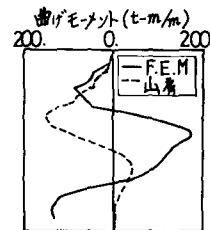


FIG.4. 地中壁の曲げモーメント