

早稲田大学 理工学部 正員 森 麟
同大学院 学生員 赤木 寛一
同大学院(現 大成建設) 正員 ○小松 寛

1. まえがき

軟弱な粘性土層がかなりの割合で分布しているような地盤に開削工事を行なった場合、その周辺地盤に長期にわたる沈下が発生し、近接構造物に有害な影響を与えることがある。この長期的な沈下の要因として、地下水位の低下による圧密などを一般には考えるが、掘削に伴うせん断変形で生じた乱れに基づく圧密現象が相当量含まれていると推定される。そこで本研究では、先に森・赤木により提案された乱れに基づく圧密現象の評価式を適用することにより、開削工事において乱れを生じた地盤に発生する圧密の最終沈下量を定量的に評価することを試みた。

2. せん断変形で生じた乱れに基づく圧密現象

ここにいる乱れとは、地盤が何らかの作用を受け、せん断変形が生じた場合に、粘土の骨格構造が変化すると共に粘土骨格の有効応力が低下し、その力学特性が変わることを示す。したがって、この乱れにおいて低下した有効応力がせん断前と同じ土被り圧のもとで回復していく過程において圧密沈下が発生することになる。このようにして生じる圧密現象を評価する為、森・赤木はせん断ひずみ(軸ひずみ) ε_a (%)を用いて有効応力の低下分 σ'_s 、および乱れを受けた後の圧密過程で発揮される体積弾性係数 K_s を式(1)および(2)のように提案している。¹²⁾ここに σ'_0 は初期平均圧密有効応力、 m_{vo} はせん断前の体積圧縮係数である。また α はせん断変形時の乱れやすさ関係するパラメータ α の逆数であり、この α は鋭敏比 S_e および塑性指数 I_p を用いて式(3)のように表わされる。

$$\sigma'_s = \frac{\varepsilon_a}{\alpha + \varepsilon_a} \cdot \sigma'_0 \quad (1)$$

$$K_s = \frac{1 + 1.5 \varepsilon_a}{1 + \varepsilon_a} \cdot \frac{1}{m_{vo}} \quad (2)$$

$$k = 0.23 \cdot I_p^{-0.4} \cdot \sqrt{S_e} \quad (3)$$

3. 解析手法

まず逐次掘削を考慮した有限要素法により、飽和粘性土地盤において、幅12m深さ10mの開削施工を想定した場合に生じる即時的な変形および最大せん断ひずみ γ_{max} を非排水変形と仮定して計算した。この場合の設定条件として、土留の壁はYSP-II型の鋼矢板を用い、これを20mまで打設してあるものとし、切ばりには各段掘削直後に架橋するものとしている。また、変形係数 E については各掘削段階では一定とし、次の段階に入る前に応かひずみ関係を双曲線関数で近似した Duncan-Chang の式を用いて変化させた。次に、各地盤要素について求めた γ_{max} から σ'_s および K_s を求めることになるが、式(1)、(2)ではせん断ひずみとして軸ひずみ ε_a を用いている為、これを γ_{max} に変換する必要がある。今、非排水状態で体積変化は生じないものと仮定し、ポアソン比を0.5とすれば、 $\gamma_{max} = 1.5 \varepsilon_a$ となり、したがって σ'_s および K_s は式(1')、(2')おに表わされる。こうして求めた σ'_s および K_s から、土留の壁背面で要素を鉛直方向に重ねた土柱が一次元的に圧密するものとして最終圧密沈下量 S_c を式(4)より算定した。ここに ΔH_i は土柱を構成する各地盤要素の厚さであり、 n は同じくその個数である。尚、地盤に関する主な入力データは表1のとおりである。

4. 解析結果

表1 地盤に関する入力データ

(1)掘削による解放応力を等価節点力として土留の壁面に作用させた場合、

E_o (tf/m ²)	ν	γ (tf/m ³)	σ'_0 (tf/m ²)	S_e	I_p	α	m_{vo} (m ³ /tf) ⁽⁸⁾
27.0・2 + 140.0	0.475	1.60	0.40・2	20.0	20.0	5.31	$\frac{0.434}{(1+e)\sigma'_0} \cdot C_u$

(8)この m_{vo} は C_u と I_p の関係を塑性団のA線と大阪湾沖積粘土の C_u と I_p の関係式⁹⁾より求め、 $\sigma'_0 = 4.0$ (tf/m²) のときの関係式を比を20として求めている。

図1、図2、図3は、各々切ばりを2m間隔で4段架橋した場合の最大せん断ひずみ γ_{max} (%)の分布、乱れによる有効応力の低下分 σ'_s (tf/m²)の分布、および土留の壁背面地盤の地表面沈下の発生状況を示したものである。図1によれば、 γ_{max} の等値線は矢板根入れ端部より扇形に広がっており乱れがこのような形で地盤に生じていると考えられる。これに対し、図2によれば、 σ'_s の等値線は γ_{max} の分布形状をつがしたような形になっている。これは式(1)あるいは(1')を見るとわかるように、初期平均圧密有効応力 σ'_0 が正規圧密地盤であることから深さとの関数となっている為、その影響が大きくなるものと思われる。つまり、たとえ等しいせん断ひずみを受けたとしても、それが深い位置である程有効応力の低下が大きくなり、乱れの影響が顕著になると言える。次に図3を見ると、乱れ大きい矢板から8m以内の範囲では、乱れによる圧密沈下量が約5cmとなり、即時沈下量の倍以上

となっている。それに伴い、即時・圧密の双方を加えた沈下曲線のピークが即時沈下曲線のそれに比べ、矢板方向へ移動している。また土留め壁面の変化土量に対する各沈下現象に伴う地表面の変化土量の割合を計算すると、即時沈下のみの場合は約85%であるのに対し、それに圧密によるものを加えた場合には約120%となる。このことから、乱れに基づく圧密現象による地表面の過大な変形が生じることがわかる。

(2) 土留め壁面に強制変位を与え、変形させた場合

図4は矢板に強制変位を与えることによって得られたその変形形状の違いによる各沈下曲線の相違を示している。ここにいう強制変位とは、矢板を任意に仮定した開閉形状に強制的に変位させることである。ここではこの関数として、図4中に示しているように (a) 地表面に矢板の最大変位の位置がくるように選んだ二次関数〔Ⅰ型〕、(b) 掘削底下4mの位置に矢板の最大変位がくるように選んだ三次関数と正弦関数を連続させたもの〔Ⅱ型〕を考え、さらに両者の土留め壁面における変化土量が等しくなるように変位を与えてある。図4を見るのとわかるように、即時沈下、圧密沈下ともにⅡ型の強制変位を与えたものの方が最大沈下量は大きくなっている。特に、圧密沈下量については、Ⅱ型の場合の γ_{max} の分布形状が図1に示したものとほぼ同様であるのに対し、Ⅰ型の場合は、ちょうど図1を反転させたようになっており、土留め壁頂部から扇形に広がっている為、地表面付近の乱れが大きくなり、したがって前述したようにこれをⅡに変換した場合にⅠ型はⅡ型に比べ、乱れの影響があまりでないことによるものと思われる。これらのことより、矢板の最大変位の位置が深い程、乱れの影響が大きくなり、それに伴って生じる圧密沈下も大きくなると推定される。

5. 結 語

実際の測定例において、掘削中から掘削終了直後にかけての沈下曲線を見ると、掘削終了後も沈下が継続すると予想されるものが多く、さらに沈下量そのものを見ても、掘削行為による土留め壁の変形に伴う地山の移動によって生じる沈下現象としてのみで、かなり程過大になる場合がある。また、今回の解析においては、その都合上、即時的な変形と乱れに基づく圧密変形を分離して取扱ったが、一般に実際の開削工事における掘削の期間というのは、一年以上の長期にわたる場合が普通であり、ある程度乱れに基づく圧密現象が掘削工事と時期を同じくして生じているものと考えられる。これらのことを勘案すると、地表面に過大な沈下が生じた場合、乱れによる圧密現象がその一因となり得ることが、本研究の解析結果からも言えるように思われる。いずれにせよ、地盤を乱すような行為をいかに回避するかということは、即時的な沈下の防止につながることであり、設計・施工の各段階で十分に留意される必要があろう。

参考文献

1) 森嶋・赤木寛一；せん断変形で生じた乱れによる正規圧密粘土の圧密現象，第15回土質工学研究委員会，(1980)
 2) 森嶋・赤木寛一；土のせん断変形による乱れとそれに基づく圧密現象，第16回土質工学研究委員会，(1981)
 3) 村山・赤井・植下；大阪湾沖積粘土の工学的特性，土と基礎，Vol. 6, No. 4, PP. 39~47

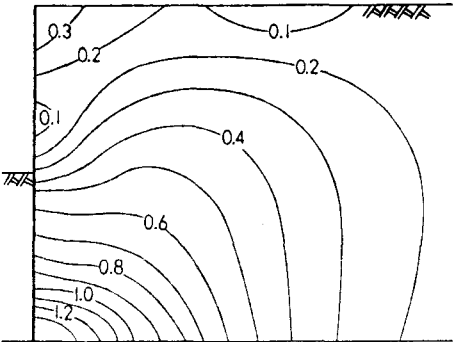


図1 γ_{max} の分布

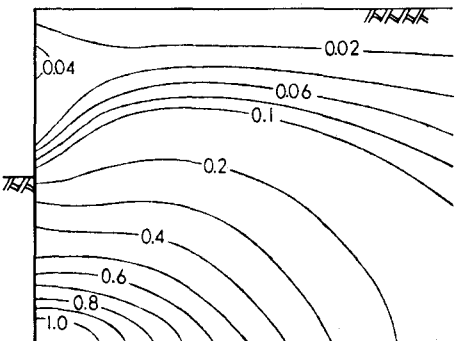


図2 σ'_s の分布

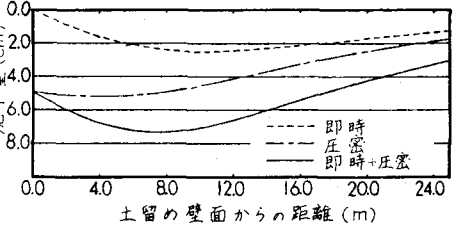


図3 地表面沈下の発生状況(1)

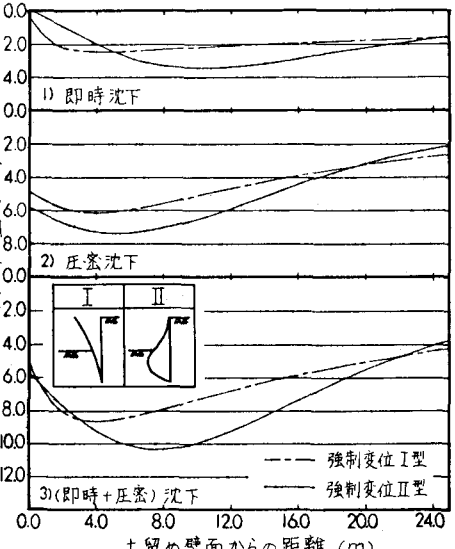


図4 地表面沈下の発生状況(2)