

III-351

盛土の施工安全管理に関する一事例

鹿島建設(株) 正員 庄子幹雄、松本喬、○森川誠司
金沢大学 正員 太田秀樹

1. はじめに

先に筆者らは、弾性圧密逆解析¹⁾結果を用いた盛土基礎地盤の弾塑性パラメータ推定²⁾について報告した。本報告では、さらにこの弾塑性パラメータ推定法を応用した盛土の施工安全管理手順を提案し、実際の盛土に対する計算例を示すものである。なお、土の構成式には関口-太田によって提案されたモデル³⁾を用いている。

2. 盛土基礎地盤の弾塑性パラメータ推定と施工安全管理手順

逆解析結果を用いた弾塑性パラメータ推定法は、弾性圧密逆解析によって求められた弾性係数と弾塑性解析によって得られる各要素ごとの割線変形係数との誤差を最小とする弾塑性パラメータを探索する方法を基本としている。ただし、弾塑性パラメータ相互の相関性⁴⁾を考慮し、探索する未知のパラメータを有効内部摩擦角のみとしている。

この方法を用いた盛土の施工安全管理は、次に示す(1)~(5)の手順で行われる。

- (1) 施工開始から現在に至るまでの計測データを用いて、弾性圧密逆解析を行う。
- (2) 逆解析結果を用い、弾塑性パラメータを推定する。
- (3) (2)で推定された弾塑性パラメータを用いた弾塑性解析によって、盛土の変形・安定解析を行う。現在盛土高(H_c)以降は最も危険な状態を考え、非排水条件で解析を進め、極限状態となるまで盛土圧を増加させる。ここで極限状態とは仮定の盛土高を徐々に増加させることによって破壊域が連続し、すべり面を形成する時点を目指す。
- (4) H_c と限界盛土高(H_L)との比を安全率 F と考え、これを安全性の指標とする。管理基準として $F=1.2$ を採用する。この理由は後述の計算例からわかるように、 $F=1.2$ 以下となると急激に地盤の破壊域が拡がり始めるからである。
- (5) 逐次(1)~(4)の手順を繰り返し、 $F=1.2$ をはほぼ満足するように盛り立て速度をコントロールして施工を進めていく。

なお、(3)における弾塑性解析には、極限状態まで精度良く解析を進めるために、仮想粘性法による弾塑性変形・浸透流連成解析手法⁵⁾を用いている。

3. 計算例

図-1は計算例として取り上げた盛土の断面図であり、図-2に示す実線がその盛土工程である。表-1には、Period 1、Period 2、Period 3における計測値を基に推定された弾塑性パラメータ一覧を示す。図-3(a)、(b)、(c)は各Periodにおいて推定された弾塑性パラメータを用いた地表面沈下量の予測値と計測値の比較である。図-3より、計測期間が長いほど良い予測が行えることがわかる。

図-4は、Period 1で推定された弾塑性パラメータを用いて行われた第2段盛土開始直前($H_c=1.0\text{m}$)の限界盛土高算出結果で、図-4(a)には盛土高の増加に伴う沈下量の変化を、図-4(b)には盛土高 $H=4.5, 5.0, 5.5\text{m}$ 各時点での破壊域を示している。 $H=5.5\text{m}$ に達すると盛土法面下の未破壊域を取り囲むようにすべり面のような破壊域が形成され、この時点で基礎地盤全体の破壊が生じていると解釈できる。従って、現在盛土高に対する安全率は5.5となる。また、 $H=4.5, 5.0, 5.5\text{m}$ はそれぞれ安全率1.2、1.1、1.0に対応する。先に述べたように、 $F=1.2$ から $F=1.1$ へ変わると破壊域が急激に拡がり

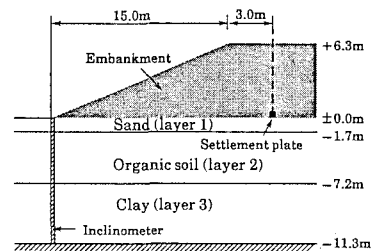


図-1 盛土の断面

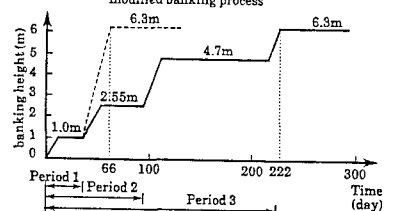


図-2 盛土工程

始め、しかも沈下量も急増することが図-4(b)からわかる。同様の計算をPeriod 2、3についても行い、その結果を表-2にまとめた。この盛土は、結果的には安全性に余裕のある施工を行っていたことがわかる。

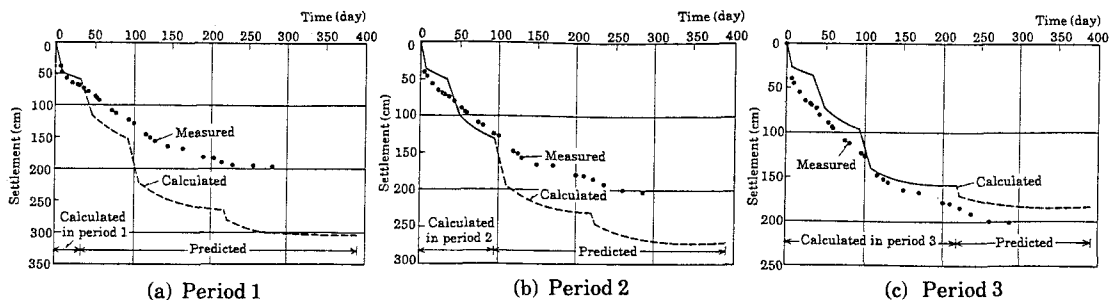


図-3 地表面沈下量

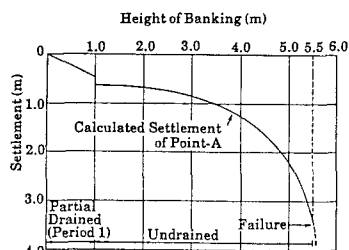
表-1 弾塑性パラメーター一覧

layer Period Parameter	organic soil layer			clay layer		
	Period 1	Period 2	Period 3	Period 1	Period 2	Period 3
ϕ	24°	29°	32°	17°	30°	30°
M	0.941	1.157	1.287	0.648	1.200	1.200
D	0.210	0.238	0.180	0.013	0.013	0.034
λ	0.538	0.661	0.735	0.370	0.686	0.686
ν	0.372	0.340	0.320	0.415	0.333	0.333
K_0	0.593	0.515	0.470	0.708	0.5	0.5
K_1	0.667	0.597	0.551	0.755	0.619	0.619
O.C.R *		1.4			1.6	
E' ** (t/m^2)	11.6	15.5	19.7	218.8	282.4	143.9
ψ **	0.118	0.101	0.341	0.275	0.268	0.305
k ** (m/day)	0.0096	0.0078	0.0076	0.000052	0.0011	0.0013

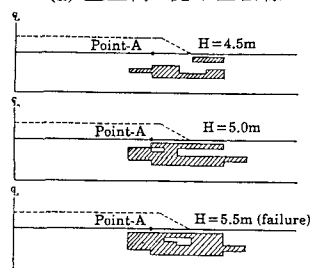
* from standard consolidation test
** calculated by back-analysis

表-2 安全率算定結果

	Current banking height H_c (m)	Ultimate banking height H_u (m)	Safety factor $F = H_u/H_c$	Banking height corresponding to $F = 1.2$ (m)
At the end of period 1	1.0	5.5	5.5	4.5
At the end of period 2	2.6	10.6	4.1	8.6
At the end of period 3	4.7	17.7	3.8	14.7



(a) 盛土高-沈下量曲線



(b) 破壊域の変化

図-4 限界盛土高の算出

4. 施工変更試算例

さらに、経済性の観点から検討を加え、より急速に施工していた場合を想定した計算を試みた。図-2に示された破線は変更後の盛土工程を示している。変更後の工程はPeriod 1における結果から判断して設定されたものであり、安全性の観点から見れば、最終計画盛土高6.3mに対する所要日数を222日から66日まで短縮できることがわかる。図-5は変更後の盛土工程によって $H=6.3\text{m}$ に達した時点での破壊域である。破壊域は盛土法尻付近下方にやや広がっているだけであるため、施工速度を早めても十分に安全であったことがわかる。この例のように、本施工安全管理手順を用いることにより、施工の安全性・経済性が高められることが期待できる。

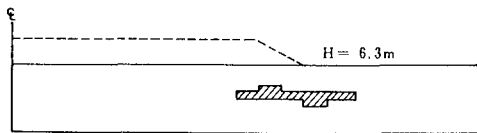


図-5 変更後の盛土工程による破壊域

<参考文献>

- 1) Arai, Ohta and Kojima (1984) : Soils and Foundations, Vol. 24, No. 4, pp.95~108.
- 2) 森川・松本・庄子・太田 (1988) : 「逆解析結果を用いた盛土基礎地盤における弾塑性パラメータの推定について」、第23回土質工学研究発表会、
- 3) Sekiguchi and Ohta (1977) : Proc. Specialty Session 9, 9th ICSMFE, pp.229~238.
- 4) Iizuka and Ohta (1987) : Soils and Foundations, Vol. 27, No. 3, pp.71~87.
- 5) 庄子・松本・太田・飯塚 (1987) : 土木学会論文集、第388号/Ⅲ-8, pp.121~130.