

III-171

弾・粘塑性圧密解析における盛土剛性の影響

佐藤工業（株） 正会員 ○伊東良浩
正会員 鍋谷雅司
正会員 山本松生
金沢大学 工学部 正会員 太田秀樹

1. はじめに

盛土による軟弱地盤の変形—圧密挙動を事前に把握するため、有限要素圧密解析が行われている。このような解析では、盛土を単に台形分布荷重として与える場合と、平面ひずみ要素の弾性材料としてモデル化する場合が一般的である。台形分布荷重のみの場合に比べて、盛土を弾性材料とする場合には、水平方向の軸剛性と曲げ剛性が発現するため、地盤の水平変位及び沈下性状に影響を与えることが予想される。そこで、

本報告では、実際の試験盛土工を対象として、有限要素法を用いた弾・粘塑性圧密解析を実施し、盛土の剛性が地盤の挙動にどのような影響を及ぼすかについて検討している。

2. 解析概要

解析対象とするのは、洪積台地の侵食谷部に堆積した軟弱地盤上の試験盛土工である。基礎地盤は、沖積粘土層と排水不良により形成された腐植土層を主体としており、その土質層序と各層の性状を表-1に示す。軟弱地盤は、関口・太田モデルを適用した弾・粘塑性材料とし、本解析で用いる入力パラメータを表-2に示す。静止土圧係数 K_0 、 K_i とポアソン比 ν' は塑性指数から¹⁾、限界状態定数 M は一軸圧縮強度を利用して推定している²⁾。これ以外のパラメータは、標準圧密試験結果から決定している。表土層は、事前の土質調査が実施されていないため、サンプリングと室内試験を行い、弾性係数 $E=200$ tf/m²、ポアソン比 $\nu'=0.375$ 、透水係数 $k=0.0173$ m/dayの弾性材料としている。盛土形状は、高さ3m、一辺の長さ54.5mの正方形であり、盛土材は山屑である。本解析では、盛土のモデル化の方法として、次の3ケースについて検討する。

case1: 二次元平面ひずみ要素の弾性材料でモデル化し、荷重は各要素自重を構成節点に分割して作用させる場合。

($E=10\sim 2000$ tf/m²、 $\nu'=0.333$ 、 $k=10$ m/day、 $\gamma_t=1.9$ tf/m³)

case2: 台形分布荷重とし、等価な鉛直方向節点荷重として直接地表面に作用させる場合。

case3: case2の荷重条件に、平面ひずみ要素と等価な水平方向軸剛性を有するトラス要素を盛土下の地表面に加える場合。

case1～case3の解析モデルを図-1に示す。なお、盛立速度は、実施工程に合わせている。

表-1 土質層序と各層の性状

Depth [m]	Stratigraphy	Classification	Soil Description
0.0 0.5	X	Ts	Top Soil, Soft dark brown CLAY with grass roots and occasional sand
0.5 1.7	Y Y Y Y Y Y	Apt (Pt)	Compressible black Humic Soil with grass roots and bits of wood chips occasional layers of sand, ALLUVIUM
1.7 6.9	Y Y Y Y Y Y	Ac (CH-MH)	Soft dark gray silty CLAY with broken shells occasional pockets of sand becoming silty with depth, ALLUVIUM
6.9 7.7	Y Y Y Y Y Y	Asc (ML-MH)	Medium dark gray clayey SAND with sandy silt and silty sand, ALLUVIUM
7.7 7.7	Y Y Y Y Y Y	Dc	Stiff CLAY, N-Values 5-50, Diluvial Deposit

表-2 入力パラメータ

Layer	Humic Soil	Silty Clay	Clayey Sand
Depth (m)	0.5~1.7	1.7~6.9	6.9~7.7
γ_t (tf/m ³)	1.10	1.45	1.65
α_{vo} (tf/m ²)	1.95	2.6~5.8	9.60
e_0	7.61	2.90~3.05	1.338
K_0	0.50	0.675~0.734	0.589
K_i	1.00	0.905~1.168	0.954
ν'	0.333	0.403~0.423	0.370
$\lambda = C_c/\ln 10$	1.90	0.529~0.586	0.214
$M = 1-\nu'/\lambda$	0.841	0.875~0.886	0.860
M	2.50	1.02~1.08	1.70
D	0.0742	0.112~0.123	0.0453
α	9.65E-4	5.85E-3	4.16E-3
ν_0 (1/day)	1.38E-4	3.90E-5	4.16E-5
k (m/day)	7.60E-2	1.20E-2	1.00E-2

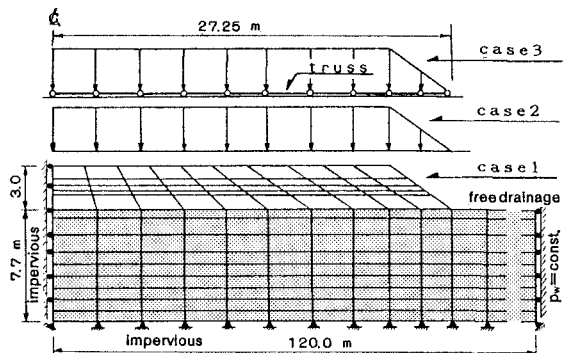


図-1 解析モデル

3. 解析結果

盛土の弾性係数を $10 \sim 2000 \text{ tf/m}^2$ に変化させた場合の盛土中央部沈下および法尻水平変位の変化を図-2に示す。ここで、 $T=40\text{days}$ は盛土完了時、 $T=260 \text{ days}$ は盛土完了後220日経過時である。図より、盛土の弾性係数が大きくなるにしたがい、盛土中央部の沈下はゆるやかに増加し、法尻部側方変位は減少する傾向にある。盛土完了後220日経過時の実測沈下量は約98cm、法尻水平変位は $2.0 \sim 8.9\text{cm}$ であり、解析で盛土の弾性係数を $1000 \sim 2000 \text{ tf/m}^2$ とした場合とほぼ対応する。この盛土で実施した棒たおし試験³⁾による弾性係数推定値は約 800 tf/m^2 である。棒たおし試験が盛土表面での試験であること、試験装置設置時の盛土のゆるみなどを考慮にいれると、実際にはこれより大きな値であり解析結果とほぼ一致していると考えられる。

次に、盛土のモデル化の違いが解に与える影響について検討を行う。図-3, 4は、それぞれ基礎地盤の地表面沈下分布および法尻下の側方変位分布の計算結果を示したものである。図-3によると、case1では、最大沈下量が盛土中央部で生じているのに対し、case2およびcase3では、地表面沈下は法尻付近で最大となっており、法尻部ではほとんど沈下を生じていない。

このことから、盛土を平面要素でモデル化した場合、盛土の曲げ剛性が、地表面沈下に影響を及ぼすことがわかる。これらを実測値と比較したところ、法尻周辺では、盛土の曲げ剛性を考慮しないほうが実測値に近いようである。

図-4によると、case2の側方変位が他のcase1, case3に比べて大きくなっている。また、case1とcase3を比較すると、トラス要素を用いたほうが地表面の側方変位は少なく、地表面近傍の側方変位の拘束力強いことがわかる。逆に、深部ではcase3のほうがcase1に比べて大きな変位を生じている。これらのことから、case2のように盛土の水平方向拘束力を考慮しない場合は、実際に比べて過大な側方変位を算定することが考えられる。

4. まとめ

これまでのべたように、盛土の材料定数やモデル化の方法によって、基礎地盤の沈下モードや側方変位がかなり影響を受けることが明らかとなった。実測値との比較の結果をまとめると、次のようになる。

- ① 盛土を弾性体と仮定した場合、その弾性係数は約 $1000 \sim 2000 \text{ tf/m}^2$ 程度が適当であると考えられる。これは、棒たおし試験の結果から得られた弾性係数とほぼ一致する。
- ② 盛土を単に荷重条件としてモデル化した場合、実測値と比べて側方変位が過大に計算される。これは、実際には盛土に側方変位を拘束する軸剛性があるためではないかと考えられる。
- ③ 盛土の曲げ剛性によって、基礎地盤の沈下モードがかなり変化する。実測値との比較の結果、今回のような幅が広く高さの低い盛土では、法尻周辺の沈下は曲げ剛性を考慮しないほうがよく一致しているようである。

<参考文献>

- 1) Iizuka and Ohta : A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, S&F, Vol.27, No.3, 1987.
- 2) 鍋谷・藤井・山本・伊東：軟弱地盤における試験盛土工の弾・粘塑性有限要素解析，佐藤工業（株）技術研究所報，1987.
- 3) 吉井・小川・竹内・延山・金子：簡易な載荷試験法の一つの試み，第18回土質工学研究発表会講演集，pp.61～64, 1983.

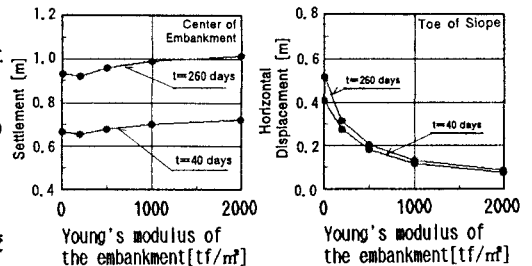


図-2 盛土の弾性係数と沈下および側方変位の関係

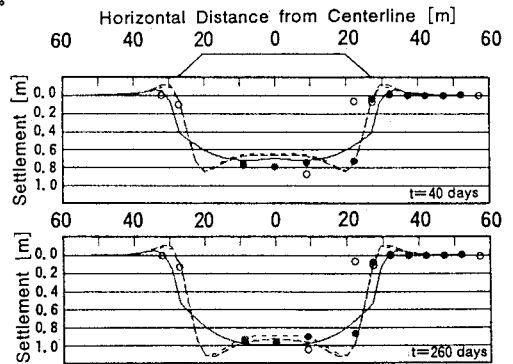


図-3 地表面沈下分布

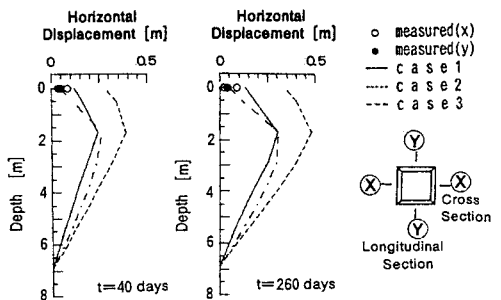


図-4 法尻下の側方変位分布