

Ⅲ-B235

掘削工事における背面地盤変形解析

(財)鉄道総合技術研究所 正 ○小島謙一, 正 館山 勝

1. はじめに

都市部において開削トンネルなどの掘削工事を行う際には、周辺構造物に対する影響が少なからず懸念される。したがって、設計を行う際には背面地盤の変形予測を精度良く行う必要がある。しかし、現状では、掘削に伴う背面地盤の変形を予測することは容易ではなく、想定すべり面などから簡易に影響範囲などが定められている¹⁾。本研究は、精度の高い背面地盤の変形予測手法を提案する事を目的に、有限要素法の適用性について検討したものであり、ここでは現場計測結果との比較について報告する。

表-1 仮土留めの仕様

2. 現場概要

解析対象は鉄道駅部の施工現場であり、幅 17m、深さ 22m、延長 120m の大規模掘削現場である。図-1 に掘削断面を示す。土留めは柱列式連続壁を用い、支保工には鋼製切梁を 5 段、アンカーを 1 段使用して

構造体名	仕様
柱列式連続壁	φ=450, 親杭間隔 1.35m 親杭 H-300×300×10×15 子杭 H-250×125×6×9 根入れ長 2.5m
支保工	1 段切梁 H-300×300×10×15 2 段切梁 H-350×350×12×19 3 段切梁 H-400×408×21×21 4 段切梁 H-400×408×21×21 5 段切梁 H-350×350×12×19 (それぞれ 2.5m ピッチで配置) 1 段アンカー φ=135, l=23.4m (1.35m ピッチで配置)

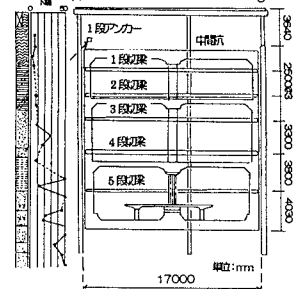


図-1 掘削断面

いる。表-1 に土留め壁及び支保工の仕様を示す。地盤は、深さ 8m 程度ま

で N 値 5 程度の粘性土が堆積し、それ以深はやや軟弱な層を挟むものの、比較的良好な砂質土層である。図-2 に本現場の代表的な土質定数を示す。掘削は図-3 の工程で行われ、解析は、掘削、アンカー、切梁設置などを、この工程を忠実に再現した。

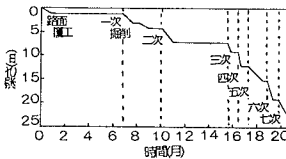


図-3 施工程

3. 数値解析概要

解析は上部粘性土層が模擬できるように、2 次元土／水連成弾粘塑性有限要素法により行った。プログラムは、関口・太田モデルを用いた DACSAR²⁾を使用した。

地盤の入力パラメータは、粘性土層については弾粘塑性体とし塑性指数、圧縮指数などから表-2 のパラメータを

決定³⁾した。また、砂質土層は弾性体とし N 値から求めた変形係数(E=25N)を基本としたが、特に拘束圧が高い場合に室内試験結果と大きく異なる⁴⁾ことから、深い部分(根入れ部)の地盤強度を① E=1250kgf/cm²(25N)、② E=2500kgf/cm²(50N)、③ E=4000kgf/cm²(当現場と同一地層の室内試験結果: 拘束圧 7kgf/cm²)の 3 種類を設定した。図-4 に解析で用いたメッシュ図を示す。対象地盤は、掘削背面を両側とも 50m、深さを 30m までとした。柱列式連続壁は改良体部を弾性体とし固体要素でモデル化し、中に配置されている H 鋼はビーム要素を用いて、剛性を配置密度に合わせ平均化した。切梁はビーム要素、アンカーは節点荷重とした。切梁は、用いられた鋼材の物性(EI)を奥行き方向のピッチ(2.5m)で割り、2 次元に換算した。アンカー荷重は設計荷重(24t/本)を奥行き方向のピッチ(1.35m)で割り、打

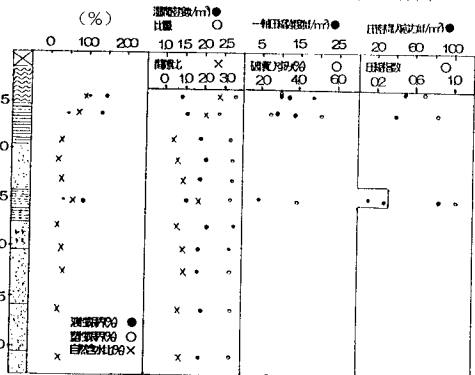


図-2 土質定数

表-2 粘性土の入力パラメータ

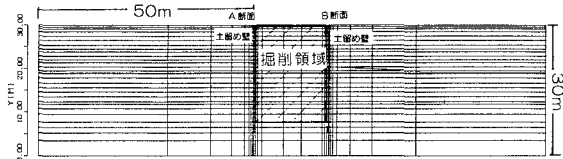
深さ(m)	ゲイテン ン係数	限界状 態比	非可逆 比	圧縮指 数
0.8~5.5	0.063	1.002	0.573	0.701
5.5~8.0	0.076	0.817	0.467	0.844

Key words: 掘削, 背面地盤, 変形, 有限要素法, 土／水連成

〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 TEL 042-573-7261 FAX 042-573-7248

設角度を 45° として水平方向荷重に換算して作用させた。幾何境界は、底面で x, y 方向固定、両側面を x 方向固定とした。排水境界は、地表面及び土留め掘削側側面に設定した。また、土留め壁と背面地盤の境界部にはジョイント要素など特殊要素は設けなかった。

図-4 メッシュ図



4. 解析結果

図-5 は最終掘削終了時の A 断面における土留め壁の側方変位を示す(掘削面方向が+)。根入れ部の変形係数の違う3ケースの解析値と実測値を掘削終了時点で比較すると、掘削上部付近では変位の差はなかったが、掘削底面付近は根入れ部の変形係数の最も大きいケース③(4000kgf/cm²)が良く実挙動と一致していた。したがって、以降の解析では砂質土の変形係数に③の値を用いた。図6(a~c)は、2次、4次、6次掘削終了時の土留め壁の側方変位である。

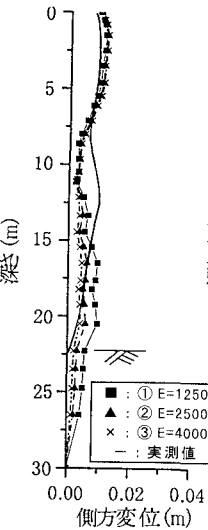


図-5 土留め壁の側方変位

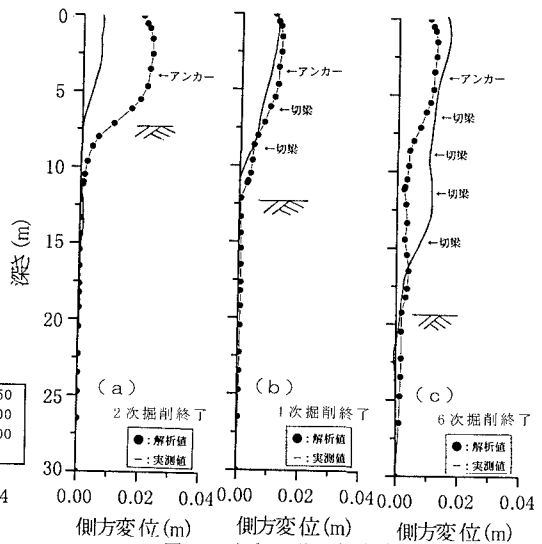


図-6 土留め壁の側方変位

2次掘削時では解析値が大きくなっているが、4次以降では比較的良く一致した。2次掘削時の差は、上部粘性土層の非可逆比が若干小さかったためと考えられる。図-7 は最終掘削終了時の A 断面の背面地盤の鉛直変位である(隆起が+)。本解析では、土留め壁と地盤の境界を考慮していないため、土留め近傍では土留め壁の変形に影響され背面地盤の隆起が発生し、実現象とは異なった。しかし、近傍以外では、沈下量も少なく、同様な変形モードを示した。

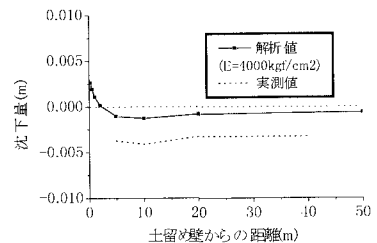


図-7 最終掘削終了時の背面地盤の鉛直変位

5. まとめ

本解析結果から次のことが確認された。根入れ部の挙動では剛性の大きい③のケースが良く実測値と一致していたことから、深い位置での土の物性は、従来設計で考えられている値より、大きな変形係数を用いる必要がある。背面地盤の変形は、土留め壁近傍以外では概ね傾向が一致したが、土留め壁近傍では地盤の境界条件に大きく左右されるため、不連続挙動を模擬できるようなモデル化を行い解析する必要があると考えられる。今後は、これらの項目に加えアンカーや切梁など3次元的に配置されるものの2次元平面ひずみ場におけるモデル化の方法などについてケーススタディを行い、掘削時の背面地盤変形予測手法について検討を進める予定である。

(謝辞) 本研究を進めるにあたっては、東京工業大学太田秀樹教授、神戸大学飯塚敦助教授にご指導を頂いた。末筆ながら深甚の謝意を表します。

<参考文献> (1)例えば、(財) 鉄道総合技術研究所：近接施工の設計施工指針、(2)A.Iizuka et.al:A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis,S&F,27,3,pp1-7,1994, (3)飯塚：軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究, 京都大学学位論文, 1988, (4)本庄ら：洪積地盤の三軸圧縮試験による変形強度特性(その3), 土木学会第47回年次学術講演会, 1992.9