

緩速盛土施工による軟弱地盤の変状観測について

(株)長谷地質調査事務所 正員 島田一男
東北工業大学 正員 浅田秋江
東北地建 菊地新一

緩速盛土施工による沈下量観測を過去2年前より実施し、現在継続中である。盛土施工地点の地盤は高含水比の厚い有機土および粘土層から成る。(図-1参照)この地点において一次盛土高2.0Mおよび二次盛土高1.2Mの盛土施工を行った。本報告では一次盛土および二次盛土施工による沈下性状についての考察を行ったものである。

圧密沈下量は即時沈下量を考慮し、標準圧密試験より得られたmvを各層毎の平均値で求め、沈下量を下式によって算出した。

$$S_c = mv \cdot \Delta P \cdot H \quad S_i = A \cdot \gamma_t E \cdot HE$$

$$A = (1.21 - 0.41 \bar{E}_{qu}) \times \frac{1}{100} \quad \bar{E}_{qu} = \frac{1}{30} \sum (E_{qu} \cdot H)$$

ここに S_c : 圧密沈下量 (cm)、 mv : 体積圧縮係数 (cm³/kg)、 ΔP : 増加応力 (kg/cm²)、 H : 層厚 (cm)、 S_i : 即時沈下量 (cm)、 $\gamma_t E$: 盛土材の単位体積重量 (g/cm³)、 HE : 盛土高さ (cm)、 $\bar{E}_{qu}$: 一軸圧縮試験から得られる変形係数の平均値 (kg/cm²)、 A : 即時沈下の係数 (cm/g)、

実測最終沈下量 (S_f) は双曲線法によって下式より推定した。

$$S_f = S_0 + \frac{1}{\rho} \quad \text{ここに } S_f : \text{最終沈下量 (} t = \infty \text{)}, S_0 : \text{初期沈下量 (} t = 0 \text{)}, \rho : \text{実測値からえられる常数。}$$

計算沈下量と実測最終沈下量とを比較すると図-2に示す様に両者はかなり一致している。しかるに、標準圧密試験結果より各層毎の平均 C_v を使用し、圧密理論に適用して計算した結果図-3に示した様にA、B地点に於ける実測沈下量と計算沈下曲線とは比較的一致するが、C地点の実測沈下量と計算沈下曲線との差は非常に大きい。このことは、圧密試験より求められる C_v の誤差と地盤の排水層の問題に起因する。即ち、A、B地点では1層と2層の間に排水層が存在しているため圧密理論が比較的適用出来た結果と思われるが、これに対しC地点では実測沈下量はかなり速く進行していることから途中に排水層としての効果のある薄い砂層が存在しているとして、次の様な仮定で沈下量と時間の関係を求めた。最大排水距離は1層の層厚とし、圧密係数は二次盛土の1層の実測沈下量が双曲線法で圧密度917%の段階で逆算し地盤の代表 C_v とした。($C_v = 685 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{min}$) この結果、二次盛土施工により生じた実測沈下量との関係は比較的良好な相関関係を示すが、一次盛土施工の初期段階における沈下量がかかなり急激である事を考慮

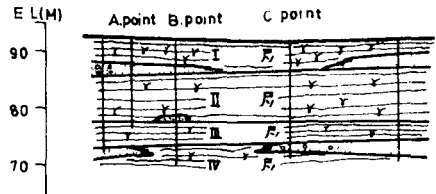


図 - 1

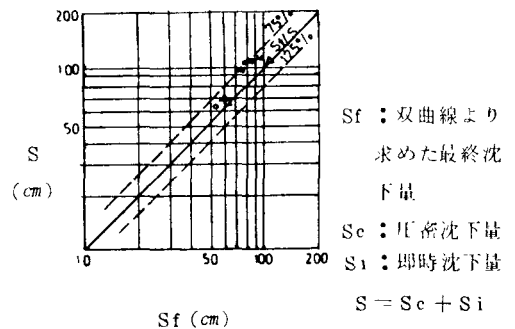


図 - 2

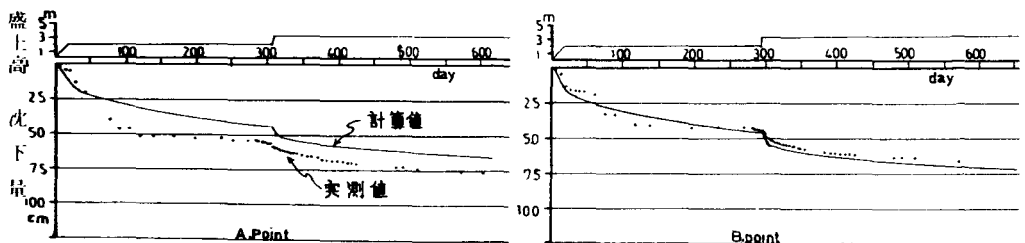


図 - 3

すると、通常推定される以上に即時沈下および側方流動沈下が発生したと思われる。この問題を解決するために現在、ノリ尻付近にステンレス角パイプ(75×75×2)を設置し、差動トランス型の傾斜計で、三次盛土において、側方変位量の最大値を示す深度はB、C地点とも地表面下35M付近ではあるが累積側方変位量はかなり大きい差が発生している。(図-4参照)即ち、C地点においての沈下量に対しては側方流動による沈下が大きく影響していると思われる。なお詳細は今後の検討に待ちたい。

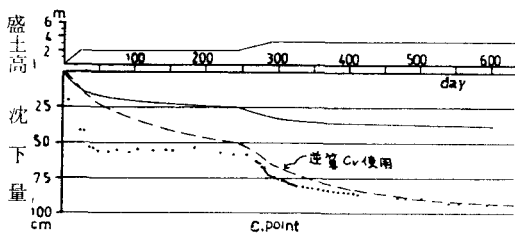


図 - 3

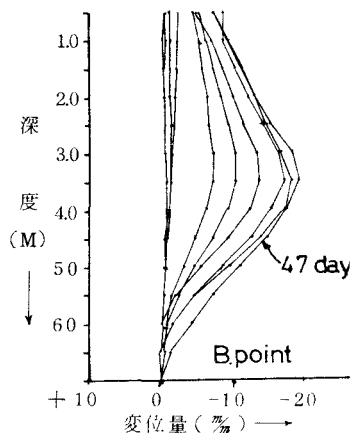
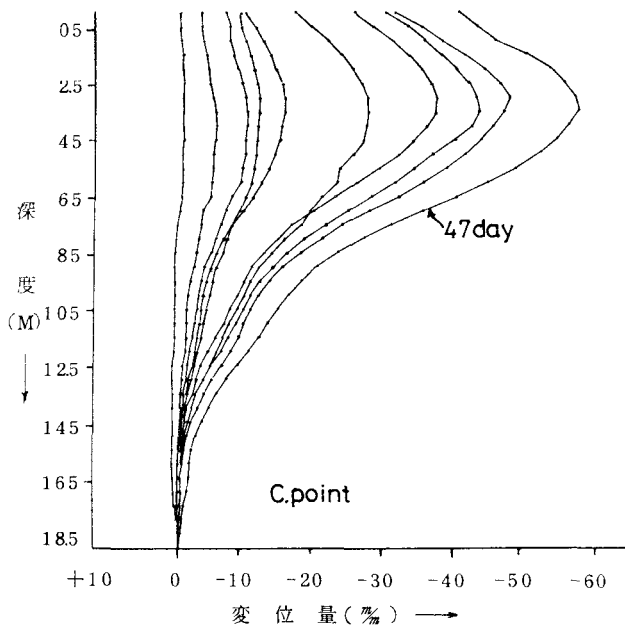


図 - 4

参 考 文 献

- 第19回土質工学シンポジウム -圧密試験法とその結果の解釈- 土質工学会
- 富永真生・橋本正治：側方変位の現地計測による盛土の施工管理について、土と基礎 Vol. 22、No.11 PP.43～51
- 山口柏樹：土質力学、技報堂