

愛知工業大学土木工学科    ○ (正) 成田 国朝  
 (正) 大根 義男

1. はじめに

堤体内に発生する間隙圧の挙動を正確に予測することは、安全性の高いフィルタムを設計し、構築する上で極めて重要な問題である。この種の問題は、最近では応力・変形解析と浸透解析を組合わせた、カップリング問題としての取扱いでかなり精度良く解けるようになったが、実用性の面ではまだまだ難点が多いように思われる。

筆者らは先に<sup>1)</sup>、有限要素法を用い、一次元圧密の考え方に基づいた簡便的な間隙圧評価法を提案し、実測値と照査してその有効性を論じた。今回は堤体の形状を無視し、盛土層を単純に土プリズムと置き換えた場合の解を示し、その有用性について一、二検討してみた。

2. 計算手法

盛土の段階的な施工過程を考慮した間隙圧解析を行うために、図-1 a)に示すように盛土を模式的にN層の水平土層に分割する。そして、各土層は b)図に示すように一定の盛土速度 ( $a = \Delta h / \Delta \tau$ ) で盛立てられるものと仮定する。いま、k層目の盛土が行われたことによるj層内の全応力の増加を $\Delta_k \sigma_j$ とおくと ( $j < k$ )、これによってj層内に発生する間隙圧の増分 $\Delta_k u_j$ は、間隙圧係数 $\bar{B}$ を介して

$$\Delta_k u_j = \bar{B} \cdot \Delta_k \sigma_j \quad \dots \dots (1)$$

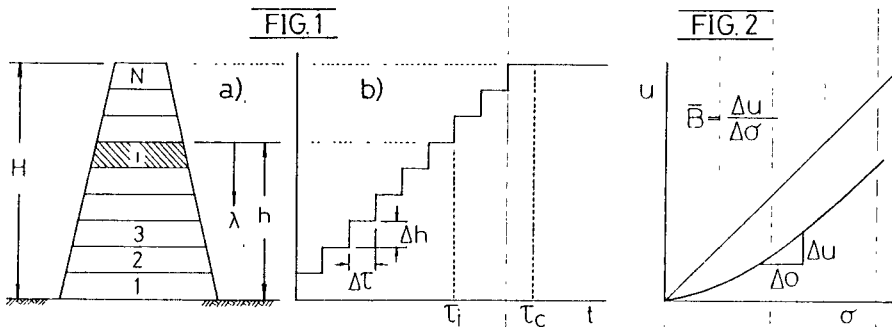
で表される。この間隙圧増分は  $t = (k-1) \Delta \tau$  で発生し、以後時間の経過とともに消散するが、その消散の過程を一次元圧密解で表すものとする、 $t > (k-1) \Delta \tau$  で残留している分は、 $\Delta_k u_j \{1 - U(t - (k-1) \Delta \tau)\}$  となる。ここで、 $U(t)$ は Terzaghi の一定荷重に対する一次元圧密解における圧密度 $U$ と時間係数 $T$ の関係

$$U(T) = 1 - 2 \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{a} \exp(-a T) \quad a = \left( \frac{2n+1}{2} \pi \right)^2, \quad T = C t / h c^2 \quad \dots \dots (2)$$

を時間 $t$ の関数で表示した式である。以上から、施工中の任意時点 ( $i$ 層盛土時:  $t = \tau_i, h = a \tau_i$ ) におけるj層内の残留間隙圧 $u_j(\tau_i)$ は、j~1層の盛土による残留間隙圧の増分を時間をずらして加え合わせたものに等しく、

$$u_j(\tau_i) = \sum_{k=j}^i \bar{B} \cdot \Delta_k \sigma_j \{1 - U(\tau_i - (k-1) \Delta \tau)\} \quad \dots \dots (3)$$

で与えられる。また、盛土完了後の任意時刻 $t$ については、上式で  $i \rightarrow N, \tau_i \rightarrow t$  と置換えたもので表される。上式において、 $\Delta_k \sigma_j$ は盛土を土プリズムと考えて単純化した場合、一様に  $\gamma \Delta h$  ( $\Delta h = H/N$ ) で与えられる。ただし、 $\bar{B}$ 値は図-2に示したように一般には全応力 $\sigma$ の関数であるから、盛土段階に対応して値を逐次修正する必要がある。



$\bar{B}$  値を一定として扱ってよい場合は解析的表示が可能である。すなわち、式(3)に式(2)を代入し、さらに  $\Delta_k \sigma_j = \gamma \Delta h = \gamma a \Delta \tau$  とすると ( $\beta \tau = \alpha T$ )、

$$u_j(\tau_j) = 2 \bar{B} \gamma a \sum \frac{1}{\alpha} f_{\tau_j}^{\tau_j} e^{-\beta(\tau_i - \tau)} d\tau$$

$$= 2 \bar{B} \gamma a \sum \frac{1}{\alpha \beta} \left( 1 - e^{-\beta(\tau_i - \tau_j)} \right)$$

となり、 $\alpha \tau_i = h$ 、 $\tau_j / \tau_i = 1 - \lambda / h$ 、さらに  $T_i \rightarrow T$ 、 $u_j(T_i) \rightarrow u_d(\lambda, T)$  などと置換えると、施工中の任意時点(盛土高  $h$ ) での間隙圧分布が、盛土表面よりの深さ  $\lambda$  と時間係数  $T$  の関数として、

$$u_d(\lambda, T) = 2 \bar{B} \gamma h \frac{1}{T} \sum - \frac{1}{\alpha^2} \left( 1 - \exp(-\frac{\alpha \lambda}{h} T) \right) \dots (4)$$

で表される。盛土完了後についても同様に積分して整理すると、

$$u_a(\lambda, T) = 2 \bar{B} \gamma H \frac{1}{Tc} \sum - \frac{1}{\alpha^2} e^{-\alpha T} \left[ e^{\alpha Tc} - e^{-\alpha(1-\lambda/H)Tc} \right] \dots (5)$$

が得られる。以上の諸式を用いる場合、排水路長や盛土高の取り方については次のように考える。アースダムのような転圧盛土では一般に鉛直方向に比べて水平方向の透水性が極めて大きいため、脱水は主として水平方向に起こると考えてよい。したがって、図-3のような均一型ダムを考えたとき、排水路長  $hc$  はドレーン層への最短水平距離 ( $h_1$ ) を取るのが妥当と思われる。また、この計算では盛土を土プリズムで表現しているの、間隙圧増加に直接寄与する盛土高  $H$  としては、斜面表面までの直上土かぶり高を取るのが適切であろう。

3. 実測値との対比

図-4 は東郷ダム(愛知県: 堤高30m)の堤体内の1点(P-13, 図-5)について計算値と実測値を比較したものである。本ダムは砂と泥岩の互層から成る基礎地盤上に築造された均一型アースダムであり、平均的な数値として単位体積重量  $\gamma = 1.76 \text{ tf/m}^3$ 、圧密試験より  $C_v = 0.002 \text{ cm/s}$  が得られている。このダムでは築堤中に約半年間の盛土休止期があるため、計算に際しては図の  $t = 10$  ヶ月目を境として盛土を前半と後半に分け、それぞれに対する解を求めて重ね合わせる方法を取っている。図によると、計算値は盛土休止の影響を直接受けてかなり減少するが、実測値にはその影響があまり反映されていない。しかし、後半の間隙圧の値やその変動傾向は両者で良く対応していることがうかがわれる。

図-5 は盛土完了時の堤体内の間隙圧分布を比較したものである。図によると、盛土を土プリズムで表現したことが反映されて、計算値の等圧力線は堤体形状と相似形になり、また圧力の中心は堤頂直下に現れることが分かる。これに対し、実測値は圧力の中心がやや上流側に現れており、圧縮のみならずせん断による間隙圧発生傾向がうかがわれている。しかし、概括的には本計算は実測値を良く説明していると言える。

参考文献: 1) NARITA, K. et.al., Soils and Foundations, Vol.23, No.4, pp.43-55, 1983.

