

高盛土の沈下特性に関する二、三の検討

愛知工業大学工学部 (正) 成田 国朝
 (正) 奥村 哲夫
 (正) 大根 義男
 ㈱アジア産業開発 (正) 中村 吉男

1. はじめに

フィルダムや丘陵地帯における宅造高盛土などの設計・施工において、施工中や施工後の盛土内の圧密沈下や間隙圧の挙動を正確に予測することは、経済的かつ安全性の高い盛土構造物を構築する上で極めて重要な問題の一つである。フィルダムの変形や間隙圧の問題は、最近では時間因子を取り入れた有限要素解析によってかなり精度良く解けるようになった(例えば¹⁾²⁾³⁾)。しかし、予備設計の段階で概略の値を見積る場合や、現場で観測値の動向を整理・解析しながら施工管理を進めていく場合などでは、精密な数値解を求めるより、境界条件等の設定において厳密さは欠けるが一般性のある解析解の適用が望まれる場合が少なくない。

本研究は、フィルダムを含めた高盛土の沈下挙動に関して、一次元圧密の考え方に基づいた簡便な解析解を示し、実測値の整理を通じてその適用性を議論しようとするものである。まず、フィルダムを対象として盛土を微小厚の水平土層に分割し、Terzaghiの圧密解を時間をずらして重ね合わせる形で堤体の圧密沈下に関する解析的表示を導いた。次に、厚さが時間とともに増加する(移動境界の)水平土層の圧密問題に関するGibson⁴⁾の理論解を示し、両解析解の特性を数値的に比較した。そして、フィルダムや高盛土の実例について、それぞれの手法を用いて実測値の整理・解析を行い、逆推定した物性定数の変動や沈下予測式の適用性について考察を加えた。なお、本研究は文部省科学研究費補助金の援助を受けた研究であることを付記し、ここに謝意を表する。

2. 堤体の圧密沈下に関する解析的表示

図-1に示すように、盛土堤体を外形状や断面配置を無視した均質な土柱に置き換え、これを幾つかの水平土層に分割して段階的な施工過程を表現する。堤体内のアーチ作用等による鉛直土圧の低減は考慮せず、土柱の自重は盛土底部まで一様に伝達されると仮定する。また、圧密挙動はTerzaghiの一次元圧密解に従うものとし、次式の圧密度Uと時間係数Tの関係を盛土層ごとに時間をずらして重ね合わせる形で解を導く(Σ は $n=0\sim\infty$ の和)。

$$U(T) = 1 - 2 \sum \exp(-\alpha T) / \alpha, \quad \alpha = \{(2n+1)\pi/2\}^2 \quad (1)$$

圧密解の適用に際し、各土層の排水距離は一定と仮定する。鉛直ドレーンが配置されるアースダムや中心コア型のフィルダムでは、この仮定が概略満たされると考えてよい。

さて、図-1のように盛土は一定速度で盛り立てられるものとし、これを一様厚の微小水平土層に分割したときの1層当りの盛土高を Δh 、盛土期間を $\Delta \tau$ と置く。最終盛土高をH、施工期間を τ_c としたとき、土層分割数Nに対し $\Delta h = H/N$ 、 $\Delta \tau = \tau_c/N$ である。各盛土層の荷重($\gamma \Delta h$)が低減なく伝達されるとき、i層目の盛土が行われたときのi層表面(h)における鉛直変位の増分 Δv_i は

$$\Delta v_i = (\gamma \Delta h / E) \cdot h \quad (2)$$

で与えられる。Eに圧密試験から得られる変形係数を用いれば、 Δv_i は圧密沈下の最終値を表す。盛土開始から圧密が完了するまでの圧密沈下の総量を S_∞ とすると、これは Δv_i の $i=1\sim N$ の総和で与えられ、周知の結果として次式を得る。

$$S_\infty = \sum \Delta v_i = \int (\gamma \Delta h / E) \cdot h = \gamma H^2 / 2E \quad (3)$$

次に、盛土開始後の任意時刻tまでに生じる圧密沈下量 S_t を考えると、これは各盛土載荷に伴う圧密沈下を時間差を考慮して加え合わせたものに等しく、i層目載荷後では、 $k=1\sim i$ として

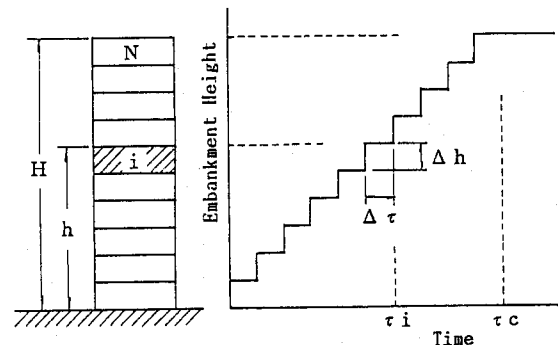


図-1 盛土過程の表現

$$S_t = \sum \Delta v_k \cdot U(t - \tau_k) \quad (4)$$

で与えられる。ただし、 $U(t)$ は式(1)を実時間 t の関数で表示した量である。上式で $i=N$, $t = \tau_c$ としたものが盛土完了時までに生じる施工中の圧密沈下量であり、これを S_d と置くと、 $k=1 \sim N$ として

$$S_d = \sum \Delta v_k \cdot U(\tau_c - \tau_k) \quad (5)$$

となる。一方、盛土完了時を基準とした施工後の時刻 t までの圧密沈下量を S_{at} とすると、これは式(4)で $i=N$ とした時刻 $t (> \tau_c)$ までの圧密沈下 S_t から、式(5)の施工中に生じた分 S_d を差し引いて与えられ、 $k=1 \sim N$ として次式で表される。

$$S_{at} = \sum_k \Delta v_k \cdot \{U(t - \tau_k) - U(\tau_c - \tau_k)\} \quad (6)$$

さて、上の諸式に式(2)を代入し、積分を実行して解析解を求める。この場合、積分表示には盛土高に関する変数 h と時間に関する変数 τ の2つの変数が含まれることになるが、これらは盛土速さ a を一定値として $a = h/\tau = \Delta h/\Delta \tau$ とすることにより1つの変数にまとめることができる。すなわち、時間 τ を積分変数とすると式(2)で $\Delta h \cdot h \rightarrow a^2 \Delta \tau \cdot \tau$ となり、式(5)の積分表示は $\tau=0 \sim \tau_c$ に対して

$$S_d = \int (\gamma a^2/E) \tau \cdot U(\tau_c - \tau) d\tau \quad (7)$$

と表される。上式に式(1)を代入して積分し、 $\int x \cdot \exp(bx) dx = (bx-1)\exp(bx)/b^2$, $H = a \tau_c$ に注意して、実時間 τ を時間係数 T に置き換えて整理すると

$$S_d = (\gamma H^2/2E) \{1 - 4/T_c^2 \sum F(\alpha T_c)\}, \quad F(\alpha T_c) = \alpha T_c - 1 + \exp(-\alpha T_c) \quad (8)$$

を得る。ここで、 T_c は τ_c に相当する時間係数である。同様にして式(6)の積分により施工後の圧密沈下が求められ、 $S_{at} \rightarrow S_{aT}$ と書き改めると

$$S_{aT} = (\gamma H^2/2E) \cdot 4/T_c^2 \sum F(\alpha T_c) [1 - \exp\{-\alpha(T - T_c)\}] / \alpha^3 \quad (9)$$

が導かれる。上式で $T \rightarrow \infty$ とすると [] 内の第2項が消え、圧密沈下の総量 S_∞ の内、施工後に生じる分 (S_a) として次式を得る。

$$S_a = (\gamma H^2/2E) \cdot 4/T_c^2 \sum F(\alpha T_c) / \alpha^3 = 1 - S_d \quad (10)$$

以上の各沈下量を全沈下量 S_∞ との比で表すと、対応する圧密度 $U(T)$ が定義されるが、これらは上の沈下式で $(\gamma H^2/2E)$ を除いたもので与えられる。

ロックフィルダムの施工においては、築堤中にクロスアーム沈下計を設置して堤体内の沈下の動向を調べ、施工管理の資料とすることが多いが、上に示した解は盛土層全体の沈下量を対象としているので、現場で得られる測定値の解析比較にそのまま利用することはできない。そこで、堤体内の沈下量の分布解析を含めて、クロスアーム測定値との対応を考えた解を末尾に付録としてまとめることにする。

3. 一次元圧密解の特性

3.1 Gibson解

宅造盛土のように高さに比べて施工範囲の広い盛土では、脱水が主として鉛直方向に生じるので、前節に示した排水路長一定の圧密解は適用し難い。すなわち、排水路長が盛土の進行に伴って刻々変化するので、移動境界の圧密問題を考えねばならない。これについては既に、Gibson⁴⁾ が一次元圧密の考え方に基づいて理論解析を行い、二、三の代表的な盛土条件に対して厳密解を導いている。不透水岩盤上に一定速度の盛土が行われる場合(図-2)の解を、前節と同様の記号を用いて整理すると以下ようになる。

Gibsonは盛土層内の間隙圧分布 $u(y, t)$ に関する理論解を導いており、施工中については $Y = y/h$, $T = cvt/h^2$, γ' を水中単位体積重量として ($\eta = 0 \sim \infty$)

$$u(Y, T) / \gamma' h = 1 - \exp(-Y^2/4T) / \sqrt{\pi T} \int_0^\infty \eta \tanh(\eta/2T) \cosh(Y\eta/2T) \exp(-\eta^2/4T) d\eta \quad (11)$$

で示される。対応する圧密度は図-2の斜線の u 分布と $\gamma' h$ の三角形分布の面積比から求まる。 $t = \tau_c$ で盛土が終了したとすると、施工後の間隙圧は、盛土完了時 ($t = \tau_c$) の u 分布を初期条件とする圧密解析を行って求められる。すなわち、式(11)で $t = \tau_c$ ($T = T_c$) とした $u(Y, T)$ を初期値 $u_0(Y)$ とし、盛土完了時から測った時間を $t_a = t - \tau_c$ (時間係数; T_a) と置いて整理すると、施工後の u 分布は次式で表される ($\lambda = 0 \sim 1$)。

$$u(Y, T_a) = 2 \sum \exp(-\pi^2 T_a/4) \cos \sqrt{\alpha} Y \int_0^1 u_0(\lambda) \cos \sqrt{\alpha} \lambda d\lambda \quad (12)$$

この u 分布の面積と u_0 分布の面積の比から、対応する時刻の圧密度が求まる。

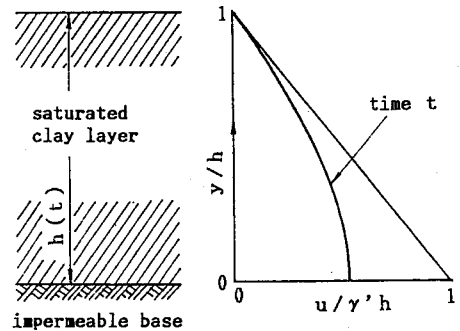


図-2 移動境界問題

3.2 圧密解の比較

図-3は盛土の圧密度を施工中 (Ud) と施工後 (Ua) に分離し、両者の割合が盛土の圧密特性といかなる関係にあるかを調べたものである。横軸は盛土期間 t_c 、圧密係数 c_v 、および排水路長 h_c に対応する時間係数 $T_c = c_v \cdot t_c / h_c^2$ であり、圧密に関わる因子は T_c 値にまとめて反映されている。実線は前節に示した排水路長一定の圧密解、破線はGibsonの移動境界の圧密解であり、それぞれ式(8)の S_d や式(11)の u を圧密度で表している。問題の取扱いや解析手続が異なるにもかかわらず、両解析解は比較的似通った関係を与えていることが分かる。

図-3 施工中と施工後の圧密度の比率

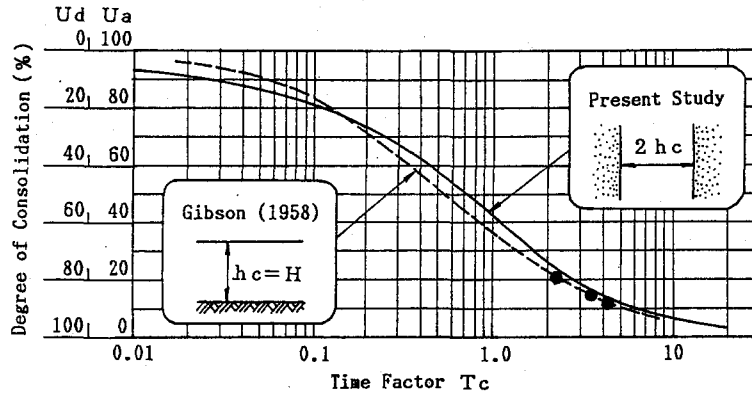


図-4は盛土完了時を基準とした施工後の沈下について、圧密度 U_{aI} と時間係数 T_a の関係を描いたものである。本研究の解は式(9),(10)の S_{aI} と S_a の比を圧密度としており、 $T_a = T - T_c$ として形式的に次式で表される。

$$U_{aI}(T_a) = S_{aI}(T_a) / S_a(T_c) \doteq 1 - \exp(-\beta T_a) \quad (13)$$

右辺に T_c を含むため、この場合の $U \sim T$ 関係は T_c 値によって異なるが、その差は図の斜線部で示したように通常考え得る $T_c = 0.1 \sim 5$ の範囲に対して極めて小さいと言える。一方、Gibsonの解も式(12)に用いる u_0 分布が T_c 値によって異なるため、施工後の $U \sim T$ 関係も対応して変動する。しかし、その差は本研究の例より更に小さく、実質的には1本の曲線で表されると考えてよい。図にはTerzaghi解の $U \sim T$ 関係も示したが、これと比較すると、施工後の圧密沈下は初期には遅いが、長時間経過するとTerzaghi解に一致する傾向が見られる。なお、式(13)において $\beta = 2.5$ とした場合の曲線は図のGibson解とほぼ一致し、本研究の解との差も T_a の全範囲において高々2%程度である。したがって施工後の沈下については近似的に次式が成り立つと考えてよい。

$$U_{aI}(T_a) = 1 - \exp(-2.5 T_a) \quad (14)$$

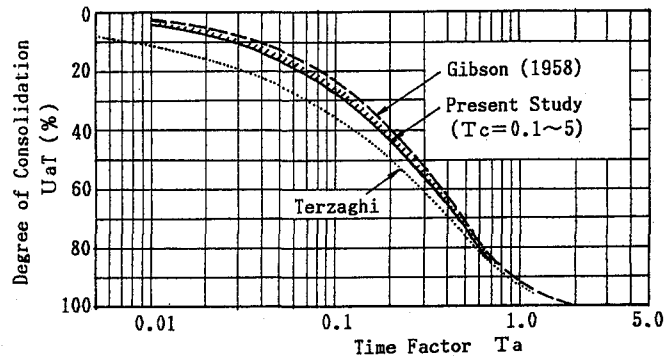


図-4 盛土完了時を基準とした施工後の圧密度

4. 実際問題への適用

4.1 中心コア型ダム

本研究で提示した排水路長一定の圧密解は、中心コア型のダム堤体の沈下解析に有用と思われる。図-5はその一例として、都田川ダム（静岡県、中心コア型ロックフィルダム、堤高55m）における施工後の堤頂沈下の経緯を示したものであり、横軸は盛土完了後の経過時間、縦軸はその時点の施工後沈下量を最終沈下量 S_a との比で表した圧密度 U_{aI} を表す。 S_a の値は実測の時間～沈下量関係を双曲線近似して概略推定することができ、本ダムの場合 $S_a \doteq 65\text{mm}$ であった。図の実線は式(14)の $U \sim T$ 関係を曲線定規の形であてはめたときの実測値に最も近似する線を描いており、参考のためにTerzaghiの定荷重に対する解も破線で示した。実測値は両曲線のほぼ中間的な値をとりながら経緯している。この曲線近似により50%圧密に相当する時間を調べると、式(14)で $T_{s0} = 0.277$ に対し、対応する実時間は図から $t_{s0} \doteq 9$ ヶ月と読み取れる。したがって、排水路長を $h_c \doteq 7\text{m}$ （コアの平均幅の半分）として、 $c_v = 0.277 h_c^2 / t_{s0}$ より c_v 値を逆算すると、 $c_v \doteq 1.5\text{m}^2/\text{月}$ が得られる。

一方、盛土完了時までの各クロスアーム間の圧縮量の総和により施工中に生じた圧密沈下量 S_d を求めると S_d

≒122cm となる。したがって、単純に考えれば、盛土の全沈下量 $S_{\infty} = S_d + S_a = 128.5\text{cm}$ であり、施工中の圧密度は $U_d \approx 95\%$ 、施工後の圧密度は $U_a \approx 5\%$ ということになる。この値を図-3に適用すると、 $U_d = 95\%$ に相当する T_c は約13である。本ダムでは施工期間 τ_c が約13ヶ月であるので、先の $h_c = 7\text{m}$ と合わせて c_v 値を逆算すると $c_v = 49\text{m}^2/\text{月}$ となり、前に求めた値の約30倍である。計算と実際との条件の相違を考えるとこの程度の差異も考えられない値ではないが、この築堤材料の不かく乱試料に対する圧密試験の結果では $c_v = 9 \sim 16\text{m}^2/\text{月}$ が得られており、現場の c_v 値は後者の値に近いものと予想される。

フィルダム材料のように転圧締固めによって不飽和状態にある土の圧密試験を行うと、載荷初期に比較的大きな不飽和圧縮に伴う瞬時的な沈下が見られ、その量は一次圧密量の数倍にも達することがある。図-6は一例として、レキ率 P の異なる2つの盛土材料について初期飽和度 S_r を変えて圧密試験を行った結果であり、各試料ごとに一次圧密比 r_1 と平均圧密圧力 p の関係を示している。この図からは r_1 に影響を及ぼす因子やその特性は判然としないが、他の実験結果も参考にすると、 r_1 の値は締固め条件にあまり関係なく $r_1 = 0.1 \sim 0.4$ 程度の値をとるようである。

そこで、 $r_1 = 0.25$ として一次圧密分だけを考慮して前記の c_v 値の逆算を行うと以下ようになる。施工中の沈下量 $S_d = 122\text{cm}$ のうち、一次圧密に相当する分は $S_d' = r_1 \cdot S_d = 30.5\text{cm}$ であるから、これに施工後の圧密沈下量 $S_a = 6.5\text{cm}$ を加えたものが全圧密量 $S_{\infty} = S_d' + S_a = 37\text{cm}$ である。よって、施工中の圧密度は $U_d' = S_d' / S_{\infty} \approx 82\%$ に修正され、対応する T_c 値を図-3から読み取ると $T_c \approx 3.2$ 、そして前記条件に対して $c_v \approx 12\text{m}^2/\text{月}$ を得る。このように、実測沈下のうち施工中に予想される瞬時沈下分を除外して考えれば、実験値と比較的良好に対応する物性値が推定できることが分かる。

4.2 宅造高盛土

解析対象とした高盛土は岐阜県土岐市の工業団地造成に際して実施されたものであり、その1つの工区における沈下計観測結果を図-7に示した。以下、圧密諸係数ごとに検討した結果をまとめる。

(1) 変形係数：施工管理表によると、この盛土は平均的に単位体積重量 $\gamma = 2.2\text{tf}/\text{m}^3$ 、飽和度 $S_r = 86.5\%$ で盛立てられている。現場から採取した試料を同条件で締固めて供試体（最大粒径 25.4mm、供試体径 $\phi 200\text{mm}$ ）を作製し、圧密試験を行った結果によると、盛土の最大土かぶり圧（約 $40\text{tf}/\text{m}^2$ ）に対応する変形係数は $E = 800 \sim 980\text{tf}/\text{m}^2$ であった。一方、沈下計の実測値を用いて盛土中の層間ひずみ量と直上土かぶり圧の関係を描き、その平均勾配から E 値を推定すると $E \approx 1000\text{tf}/\text{m}^2$ となり、試験値とほぼ対応することが知れた。そこで図-8では、 $E = 1000\text{tf}/\text{m}^2$ として全沈下量 $S = \gamma H^2 / 2E$ と盛土高 H の関係を実線で描き、実測値の動向と比較してみた。施工中から施工後の最終状態（●印）に至るまで計算値と実測値は概略対応しており、 E 値の評価は比較的良好と考えられる。

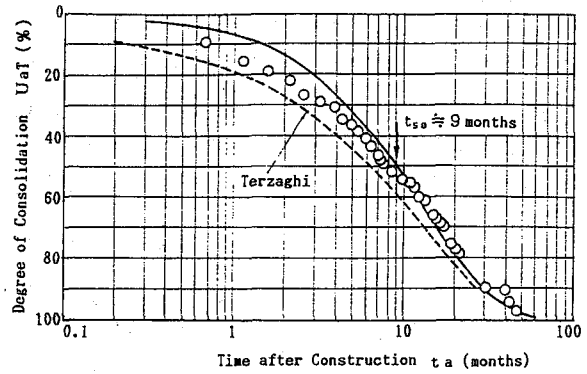


図-5 施工後沈下（都田川ダム）

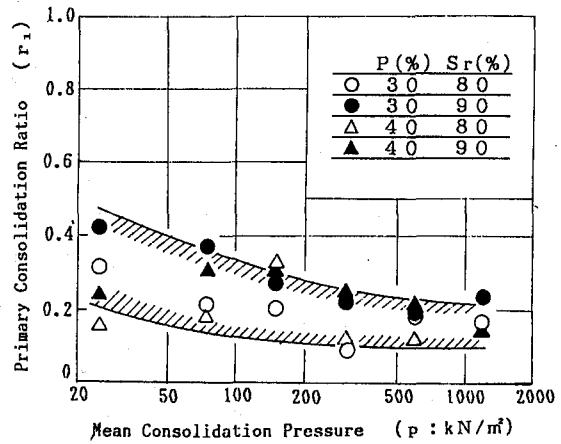


図-6 締固め土の一次圧密比

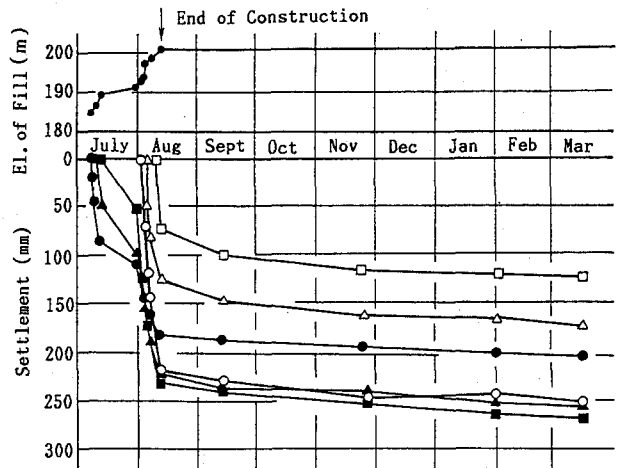


図-7 沈下計観測（宅造高盛土）

(2) 沈下残留率：高盛土の設計では、施工後の沈下量 S_a の予測に式(3)の S_∞ を修正した次式⁵⁾ がしばしば用いられる。

$$S_a = (\gamma H^2 / 2E) \times A \quad (15)$$

A は沈下残留率などと呼ばれ、その決定にはかなり経験的な判断を必要とする部分が残されている。表-1 は造成地内の3工区の高盛土について、施工後の時間～沈下量関係の双曲線近似から最終沈下量 S_a を求め、A 値を推定したものである。3工区でほぼ同様の A 値を得ているが、盛土高と沈下量の関係で考えると大小逆転が見られ、特性は一定していない。これには施工含水比や密度といった締固め条件に加えて、盛立て過程の違いがかなり影響していると思われる。

(3) 圧密係数：(1)で述べた圧密試験では、 $c_v = 2 \sim 10 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{d}$ が得られている。一方、図-3, 4の解析解を土台として実測値を整理すると、以下のように c_v 値が推定される。まず、図-3の Gibson解の線の上に表-1の実測値をプロットすると図中の●印のようになり、これから対応する T_c 値を読んで工区ごとに c_v 値を逆算すると表-2が得られる。表に示されるように、この方法では実験値に比べて1～2オーダー大きい c_v 値を得るが、その最大の理由は施工中の沈下 S_d に不飽和圧縮による瞬時的な沈下が含まれているためと思われる。先に述べたように、締固め土の圧密試験における1次圧密比は $r_1 = 0.1 \sim 0.4$ 程度であり、この分を補正すれば1オーダー程度の差と考えてよいであろう。図-9は工区1, 3における施工後の沈下計測定値を圧密度と実時間の関係で整理したものである。前と同様に各プロットに対して式(14)を曲線定規の形であてはめ、最も近似する線を描くと実線のようになり、これから c_v 値を逆算すると図中に示した結果を得る。これらの値はやはり実験値より1オーダー程度大きいが、表-2を補正したものと大体対応していることが分かる。

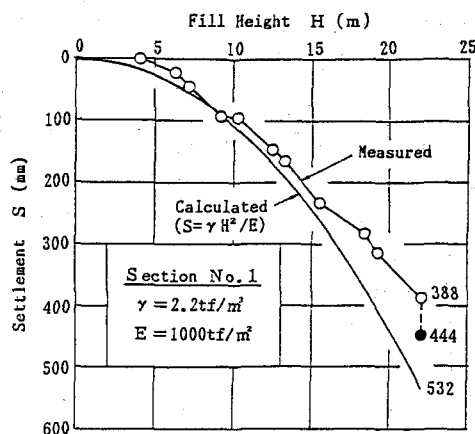


図-8 圧密沈下の経緯

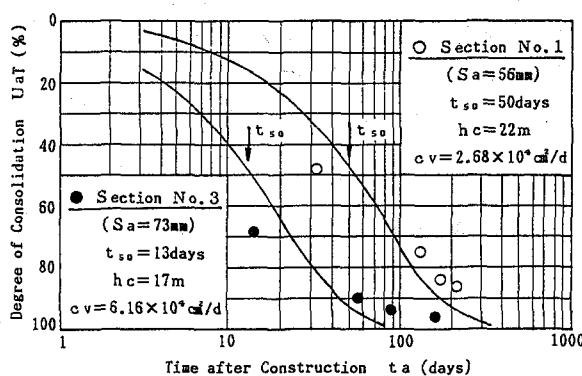


図-9 施工後沈下(宅造高盛土)

表-1 A 値の推定 (沈下量: mm)

工区	S_d	S_a	S_∞	$A = S_a / S_\infty$
1	388	56	444	0.13
2	253	約45	約298	0.15
3	273	73	346	0.21

表-2 図-3を用いた c_v 値の推定

工区	$U_d(\%)$	T_c	$H(\text{m})$	$t_c(\text{d})$	$c_v(\text{cm}^2/\text{d})$
1	87	4.3	22	35	5.95×10^{-3}
2	85	3.6	18	89	1.31×10^{-3}
3	79	2.2	17	98	6.49×10^{-3}

5. あとがき

盛土の実沈下挙動を一次元圧密の考え方で解析し、沈下予測式の特長や逆推定した物性定数の変動を調べた。盛土の沈下問題では特に、締固めた不飽和な土としての圧縮・圧密特性の解明が重要な論点であり、これが沈下予測の精度に大きく影響すると考えられる。これについては今後とも多くの盛土に対して実験・実測データを集積し、解析解の適用性を論じながら設計資料として整理していきたいと考えている。

参考文献

- 1) Cavounidis, S. and Höeg, K., Proc. of ASCE, Vol.103, GT10, pp.1055-1068, 1977.
- 2) Eisenstein, Z. and Law, S.T.C., Proc. of ASCE, Vol.103, GT8, pp.879-895, 1977.
- 3) Narita, K., Okumura, T., Murata, N. and Ohne, Y., Soils and Foundations, Vol.23, No.4, pp.43-55, 1983.
- 4) Gibson, R.E, Geotechnique, Vol.8, No.4, pp.171-182, 1958.
- 5) 土質工学会編, 土質基礎工学ライブラリ-18, pp.169-170, 1979.

付 録：クロスアーム測定値との対応

図-A・1で、下から y_j (j 層目) にクロスアームを設置したのち、盛土高が $y_i = h$ ($i > j$) に至った時点を考える。以下、 i 層目の盛土による y_j における鉛直変位の増分を Δv_{ij} とし、特に $i \equiv j$ の場合は (式(2)と同様に) $\Delta v_{ii} \rightarrow \Delta v_i$ と省略することにする。クロスアームの測定値は、設置位置より上の盛土荷重による下部層の圧密沈下と、下部層自体の自重による圧密沈下を累加したものである。前者は y_j より上の盛土による y_j 点の鉛直変位の増分 Δv_{kj} ($k > j$) を盛土の時間差を考慮して加え合わせたものになる。また後者は y_j までの盛土の圧密沈下 (式(4)で $i = j$ とした S_t) のうち $t > \tau_j = j \Delta \tau$ 以降に生ずる分となる。したがって、 y_j に設置したクロスアーム読みを $C_j(t)$ と書くと、その一般的な表示は以下ようになる (第1項は $k = j+1 \sim i$ 、第2項は $k = 1 \sim j$ の和)。

$$C_j(t) = \sum \Delta v_{kj} \cdot U(t - \tau_k) + \sum \Delta v_k \cdot \{U(t - \tau_k) - U(\tau_j - \tau_k)\} \quad (A \cdot 1)$$

前と同様に考えれば、 Δv_i は式(2)で与えられ、 $\Delta v_{ij} = \Delta v_i \cdot y_j / h$ となる。また、 $\Delta h = a \Delta \tau$ 、 $y_j = a \tau_j$ であるから $\Delta h \cdot y_j = a^2 \Delta \tau \cdot \tau_j$ などとなり、 i 層盛土終了時の $t = \tau_i$ について沈下量を求める式として式(A・1)を積分表示すると (第1項は $\tau = \tau_j \sim \tau_i$ 、第2項は $\tau = 0 \sim \tau_j$ の積分として)

$C_j(\tau_i) = \int (\gamma a^2 / E) \tau_j \cdot U(\tau_i - \tau) d\tau + \int (\gamma a^2 / E) \tau \cdot \{U(\tau_i - \tau) - U(\tau_j - \tau)\} d\tau$ を得る。これに式(1)の $U(t)$ を代入して積分を実行し、 $a \tau_i = h$ 、 $a \tau_j = y_j = h - \lambda$ 、更に実時間 τ を時間係数 T に置き換えて $T_i \rightarrow T$ 、 $T_j \rightarrow (1 - \lambda / h) T$ 、 $C_j(T_i) \rightarrow C_d(\lambda, T)$ と書き改めると

$$C_d(\lambda, T) / (\gamma h^2 / E) = (1 - \lambda / h) \{ \lambda / h - 2 / T \sum \{1 - K_1(T)\} / \alpha^2 + 2 / T^2 \sum [\{ \alpha (1 - \lambda / h) T - 1 \} \{1 - K_1(T)\} + K_0(T) \{1 / K_1(T) - 1\}] / \alpha^2 \} \quad (A \cdot 2)$$

となる。ただし、 $K_0(T) = \exp(-\alpha T)$ 、 $K_1(T) = \exp(-\alpha \lambda T / h)$ と置いている。上式が施工中の任意時点 (時間係数 T 、盛土高 h) でのクロスアーム沈下量の分布を与える。分布形は、 $\lambda = 0$ および h で T の値にかかわらず $C_d = 0$ の放物線形状になる。また、上式で $h = H$ 、 $T = T_c$ としたものは盛土完了時の沈下量分布を与えるが、ロックフィルダムのように圧密が 100% 進行しながら盛り立てられる盛土では $T_c \rightarrow \infty$ としてよく、このとき

$$C_d(\lambda) = \gamma H^2 / E \cdot (1 - \lambda / H) \lambda / H \quad (A \cdot 3)$$

となる。これは、 $\lambda = H/2$ で $\gamma H^2 / 4E$ を頂点とする放物線分布である。

次に、施工後の沈下量を考える。式(A・1)で $i \rightarrow N$ としたものが施工後の任意時刻における y_j 点の沈下計の読みを与える。ただし、このなかには施工中に生じる圧密沈下が含まれており、その値は式(A・2)で $h \rightarrow H$ 、 $T \rightarrow T_c$ として求められる。したがって、盛土完了時を基準とした施工後のクロスアーム沈下量は両者の差で与えられ、時間係数を $T_a = T - T_c$ 、沈下量を $C_a(\lambda, T_a)$ と置いて前と同様に積分を実行して整理すると

$$C_a(\lambda, T_a) / (\gamma H^2 / E) = (1 - \lambda / H) \cdot 2 / T_c \sum \{1 - K_0(T_a)\} \{1 - K_2(T_c)\} / \alpha^2 + 2 / T_c^2 \sum [\{ \alpha (1 - \lambda / H) T_c - 1 \} K_2(T_c) \{1 - K_0(T_a)\} + K_0(T_c) - K_0(T)] / \alpha^2 \quad (A \cdot 4)$$

を得る。ただし、 $K_2(T_c) = \exp(-\alpha \lambda T_c / h)$ である。

図-A・2は、先に示した都田川ダムの施工中および盛土完了時の堤体内沈下について、実測値と計算値を比較したものである。○印の実測値に対し、実線は弾性率 $E = 2000 \text{ tf/m}^2$ 、圧密係数 $c_v = 10 \text{ m}^2/\text{月}$ を用いて式(A・2)より計算した沈下量分布である。施工中の2つの時点では計算値と実測値が良く対応しているが、盛土完了時にはかなりの差が見られる。これは、中心コア型ダムでは両側のシェル部によってコアの沈下が抑えられる、いわゆるアーチ作用の影響が現われるためと思われる。

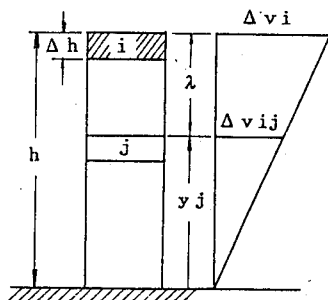


図-A・1 クロスアーム沈下

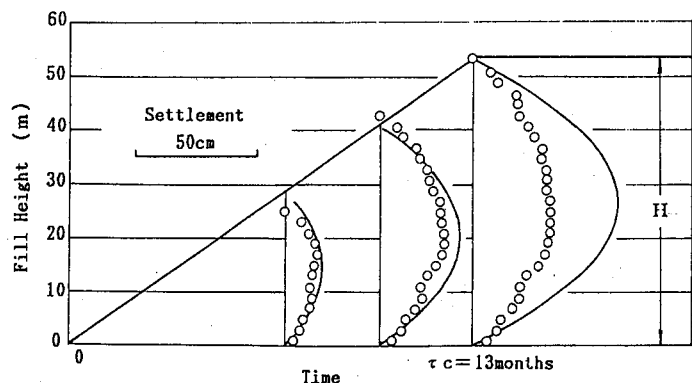


図-A・2 施工中の沈下量分布