

腐植土層上の敷地造成工事

——二次圧密沈下の平易な取扱い——

A CONSTRUCTION WORK FOR A BUILDING SITE ON A HUMUS SOIL LAYER—A SIMPLE ASSESSMENT OF SETTLEMENT DUE TO THE SECONDARY CONSOLIDATION—

もり かわ ゆう じ*
森 川 祐 二*あら かわ まさ ひこ
荒 川 正 彦**

1. ま え が き

千葉県の下総台地（下総台地）を樹枝状に刻んだ開析谷の底は、腐植土が堆積した沖積低地となっている。これらの沖積低地は、交通至便で市街化区域に指定されている地域でもたんぼとして残されている土地が多い。

近年、このような沖積低地も徐々に宅地化されるようになってきたが、造成された宅地の多くは造成後の地盤沈下により新築家屋が傾いたり、雨水排水が困難になる等の問題を生じている。

筆者らは、このような沖積低地にマンションの敷地を造成した。この際、近隣の住宅地で生じている問題が発生しないように配慮しながら造成工事を行った結果、所期の目的を達することができた。

この工事の過程で、土層条件・地下水位の状況・荷重載荷の経緯等の諸条件が明確な、約30地点の実測沈下データを得ることができた。これらの沈下データを、圧密試験データを取り扱うと同様な方法（曲線定規法）により圧密理論曲線と対比することができた。これらの作業の

結果、腐植土の現場における沈下特性（特に二次圧密沈下について）を把握することができた。本報告では、この結果を主眼点として、一連の工事結果について述べる。

2. 工事の概要

場所；千葉県船橋市飯山満町

造成敷地面積；24 000 m²

搬入土量；67 000 m³

沈下量の概略値；谷の中央部で厚さ3.5mの盛土を行い2.0mの沈下量が発生した。

残留沈下対策工；

- ・十分な盛土放置期間を取ることを。
- ・盲排水溝流末ポンプアップにより地下水位の低下を計ること。

腐植土層の一次圧密沈下は、土質試験による推定値に比べて非常に早く進むことは一般に良く知られている。また、パーチカルドレン処理を行っても無処理地盤とほとんど差がないことも報告されている¹⁾。そこで、当工事では腐植土層厚が最大9mであるにもかかわらず、ドレン工法を採用しなかった。

工程；図-2のようである。

- ・盛土運搬期間 9か月
- ・建築工事着工までの盛土放置期間 10か月

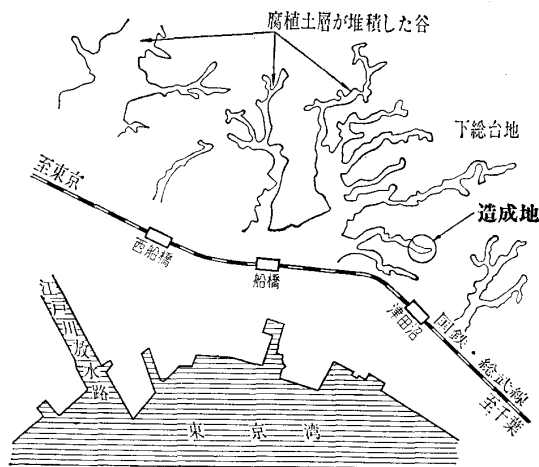


図-1 位置図

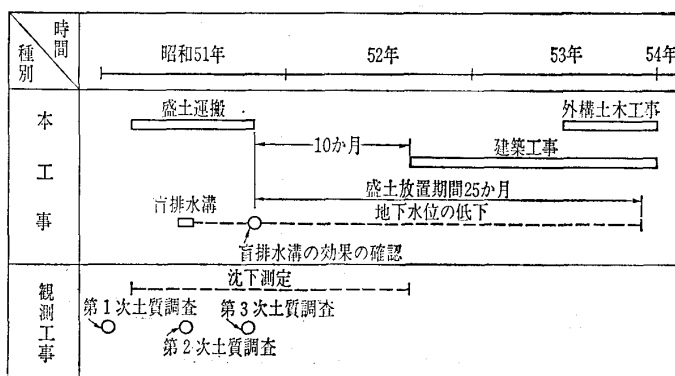


図-2 工 程

*三井不動産専務取締役

**三井建設土木技術部

・建築工事期間を含めた盛土放置期間 25か月
工事の特徴；造成地は閉静な住宅地域にあるために、遠距離から運搬してきた土を造成地付近の仮置場にストックし、再度小型トラックで時間を限って造成地に搬入する等、交通安全対策、住宅環境への影響防止対策に万全を期した。その結果、搬入した土は非常に高価なものになるので、盛土量のほとんどを占める沈下土量の推定に正確さが要求された。

3. 土層及び土質特性

3.1 原地盤の土質特性

当造成地の敷地断面は図-3 のようである。表層には耕土層（シルト）が2m堆積し、その下部に腐植土層が谷の中央部で5～9mの厚さで堆積している。腐植土層の下部には二次堆積ロームが1mの厚さで堆積し、その下部は成田層と呼ばれる砂層（洪積層）である。谷の中央部の代表的ボーリング柱状図及び土質特性の平均値は図-3、4 のようである。

3.2 各盛土段階での土質特性の変化

盛土工事は二段階（第1段階盛土厚約1.2m、第2段階盛土厚約2.0m）に分けて行った。各荷重段階の一次圧密沈下が終了したと考えられる時点でボーリング調査を行い、土質特性の変化を調べた。ここでは、その要点について述べる。ボーリング調査の概要は表-1 のようである。以下の諸数値はいずれも平均値である。

1) 含水比 w

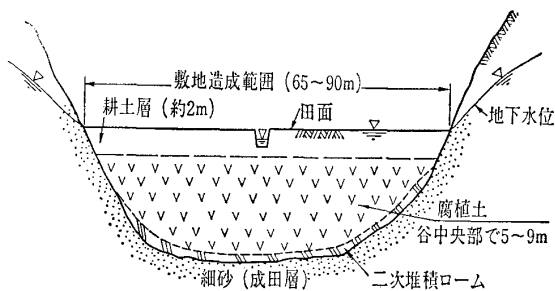


図-3 敷地断面の模式図

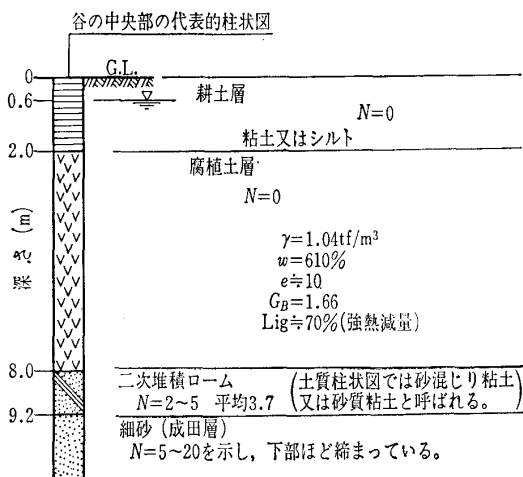


図-4 谷の中央部の代表的柱状図

表-1 土質調査の概要

調査名	第1次土質調査	第2次土質調査	第3次土質調査
ボーリング調査地	4箇所	2箇所	2箇所
乱さない試料採取及び室内試験	6個	7個	6個
調査時点	原地盤造成計画前	第1段階盛土の一次圧密沈下終了時	第2段階盛土の一次圧密沈下終了時

採取した各シンウォールサンプルについて、土粒子の比重・強熱減量・含水比・単位体積重量・一軸圧縮試験・圧密試験を行った。

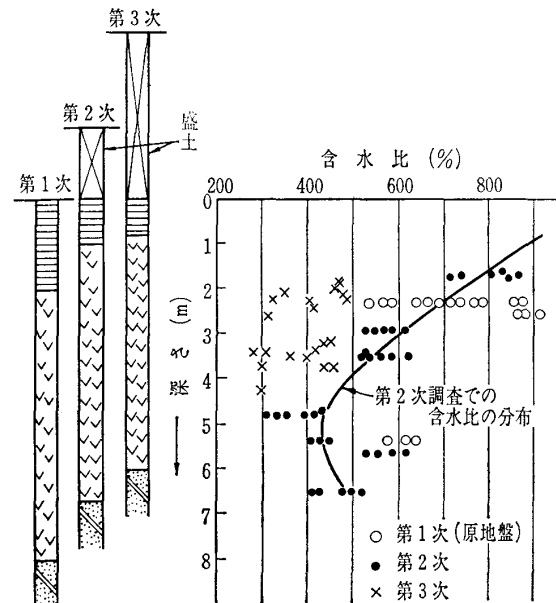


図-5 含水比と深さの関係

含水比は各荷重段階で減少している。各段階の含水比を、調査時点の沈下量と腐植土層厚から原地盤の含水比に換算して比較したところ、第1次調査の含水比が他の調査と比べて大きく測定されていることが分かった（第1次調査 $w_0=729\%$ 、第2次調査 $w_0=620\%$ 、第3次調査 $w_0=600\%$ ）。これは、図-5のように、含水比が深さとともに減少しているのに、第一次調査では浅い部分の試料を多く採取したことに原因すると考えられる。腐植土層の土質特性を正しく把握するためには、試料のサンプリングに偏りが生じないように配慮することが必要であると考えられる。

2) 単位体積重量 γ_t

単位体積重量 γ_t は圧密の進行により増大していくはずである。実際の測定値は、ほとんど変化しなかった。これは、増加量がデーターのばらつきに比べて小さいためであると考えられる。

3) 圧密降伏応力 p_v と一軸圧縮強さ q_u

圧密降伏応力 p_v と一軸圧縮強さ q_u の増大状況は、すべり破壊等の地盤の支持力に関して問題となる。この問題は、本報告の主題と異なるので詳細な説明は省略し、結果だけを報告する。盛土の各段階の一次圧密終了時に行った土質調査で得られた圧密降伏応力 p_v と一軸圧縮強さ q_u は表-2 のようであった。

この表から逆算して得られる強度増加率 m は以下のよ

表—2 一軸圧縮強さ q_u と圧密降伏応力 p_y の増大

調査段階	項目	一軸圧縮強さの平均値 q_u (tf/m ²)	圧密降伏圧力の平均値 p_y (tf/m ²)	有効土かぶり圧 $\Sigma \gamma Z$ (tf/m ²)	$\frac{q_u}{\Sigma \gamma z}$	$\frac{p_y}{\Sigma \gamma z}$	$\frac{q_u}{p_y}$
第2次土質調査	A地点	0.161	0.18	0.30	0.537	0.60	0.895
	B地点	0.174	0.205	0.21	0.829	0.976	0.846
	平均			0.255	0.683	0.788	0.867
第3次土質調査	Na. 6	0.539	0.555	0.62	0.854	0.895	0.954
	Na. 7	0.486	0.50	0.63	0.772	0.794	0.792
	平均			0.625	0.813	0.845	0.962
総平均					0.748	0.817	0.916

うである。

一次圧密沈下終了時の強度増加率 m

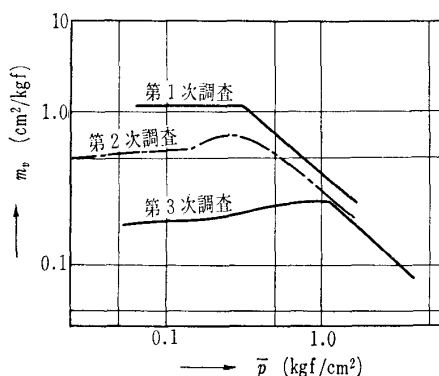
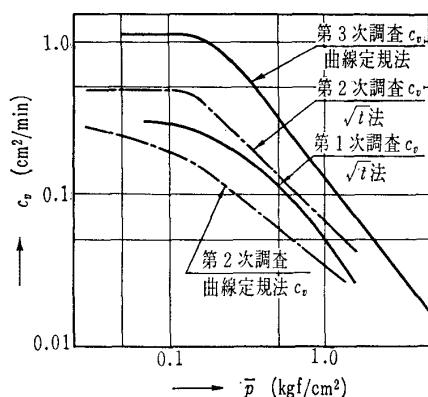
$$m = \frac{C}{\Sigma \gamma z} = \frac{1}{2} \cdot \frac{q_u}{p_y} \cdot \frac{p_y}{\Sigma \gamma z} = \frac{1}{2} \times 0.817 \times 0.916 = 0.374$$

4) 体積圧縮係数 m_v

各調査段階で調査担当者が異なったり、サンプリングの偏りがあるにもかかわらず、図—6 のように正規圧密領域では、ほぼ同一の m_v 値が得られた。

図—6 の m_v - $\bar{p}$ 曲線による最終沈下量の計算値は、以下の項で述べるように、二次圧密沈下も考えた実測沈下の最終沈下量と非常に良い精度で一致した（6%の差）。

5) 圧密係数 c_v

図—6 体積圧縮係数 m_v と平均圧密圧力 $\bar{p}$ の関係図—7 圧密係数 c_v と平均圧密圧力 $\bar{p}$ の関係

図—7 のように、 c_v - $\bar{p}$ 曲線は各調査時及び整理方法により大きく違う曲線が得られた。後述の実測沈下の解析結果とあわせて考えると、腐植土の圧密係数として圧密試験の結果をそのまま採用することは、実際とかけ離れた予測を行うことになると考えられる。

4. 工事の計画と施工

4.1 沈下等に対する対策工の概要

このような地盤上の敷地造成工事で留意しなければならない点は、下記の二点に要約される。

- ① 施工中にすべり破壊や過大な側方変位を生じさせない。
 - ② 工事完了後に、残留沈下を残さない。
- 当造成工事では次のような対策工を実施し、特に地盤改良等を行わずに、目的を達することができた。

① に対しての対策工

- ・段階盛土 第1段階 盛土厚 2.0m 以下
第2段階 盛土厚 2.6m 以下
- ・隣接地の借上げと押さえ盛土
敷地境界から40mの範囲に2mの厚さの押さえ盛土を行った。施工は第一段階盛土と同時に行った。

② に対しての対策工

- ・サンドマット及び盲排水溝（流末ポンプアップ）
透水層としてサンドマット（厚さ1m）を敷き、その下部に盲排水溝を設ける。盲排水溝の流末として谷の中央部に井戸（かま場）を設け、水中ポンプで揚水する。盛土を行うと、井戸も盛土とともに沈下して深くなる。最大3mの地下水位の低下が期待できた。
- ・盛土放置期間を十分に取る。

4.2 盛土工の概要

- ・サンドマット；市原産の山砂，有効径 $D_{10}=0.044$ mm, $D_{20}=0.15$ mm, $D_{60}=0.39$ mm, 透水係数 $k=5.78 \times 10^{-3}$ cm/s
- ・盛土材；市原産の細砂，有効径 $D_{10}=0.014$ mm, $D_{20}=0.074$ mm, $D_{60}=0.26$ mm, 土粒子の比重 $G_s=2.7$, 最適含水比 $w_{opt}=19\%$
- ・締固め方法……ブル転圧
- ・盛土後の状態；湿潤密度 $\rho_t=1.65 \sim 1.7$ t/m³, 含水比 $w=17.8\%$, 乾燥密度 $\rho_d=1.4 \sim 1.45$ t/m³, 間隙比 $e=0.93 \sim 0.87$, $\rho_d/\rho_{dmax}=88\%$

4.3 施工結果について

1) 沈下量（土量）の把握

当造成工事においては、土量のほとんど占める沈下量の多寡が工事費を大幅に左右することとなった。盛土の搬入は連続して行うことが経済的であり、また必要以上の土量を搬入すると再度場外へ搬出しなければならないので、事

前に必要・十分な土量を把握・決定しなければならない。

一方、沈下計算による推定値は大きな誤差を含むことは周知のことであるので、必要・十分な土量を確定するためには実測沈下によらなければならない。当造成工事では、盛土の搬入が約80%終了した時点（昭.51.8）で、4月から8月までの5か月間の8箇所の盛土を先行した部分の実測沈下データから、計算を仲立ちとして土量を確定することができた。その後、沈下データの数が増えた昭和51年12月に、17地点の沈下データについて、前回の結果を見直したところ、前回との差は3%であった。

2) 盛土の安定

第1段階の盛土では、側方変位等が観測されたが第1段階盛土を放置した後（一次圧密が終了したと考えられる時点まで放置）は、地盤の破壊等について問題となった地点はなかった。設計書の限界盛土高を越えて施工した部分もあったことを考えると、腐植土層の圧密によるせん断強さの増大が大きいことがうかがえる。一軸圧縮強さ qu から逆算した強度増加率 m も $m=0.37$ であり、海成粘土の $m=0.25\sim0.33$ に比べて大きい。

3) 残留沈下軽減対策工の効果

造成地の中央を流れていた旧水路を利用して、図-8のような断面の盲排水溝をサンドマット下に設けた。盲排水溝の流末は、盛土放置期間約20か月にわたって水中ポンプで連続して揚水した。

沈下が二次圧密領域に入ったと考えられる時点（図-11参照）に、地下水位低下によるプレロード効果（残留沈下軽減効果）を確認する目的で、盲排水溝流末からの地下水ポンプアップを停止して、地下水位の上昇と沈下速度の変化を測定した。その結果は以下のものであった。

〈地下水位の上昇〉 盲排水溝流末からの揚水を停止してから数日後には、造成地全域にわたって、ほぼ盛土の表面まで上昇した。

〈沈下速度の変化〉 盲排水溝流末からの揚水を停止す

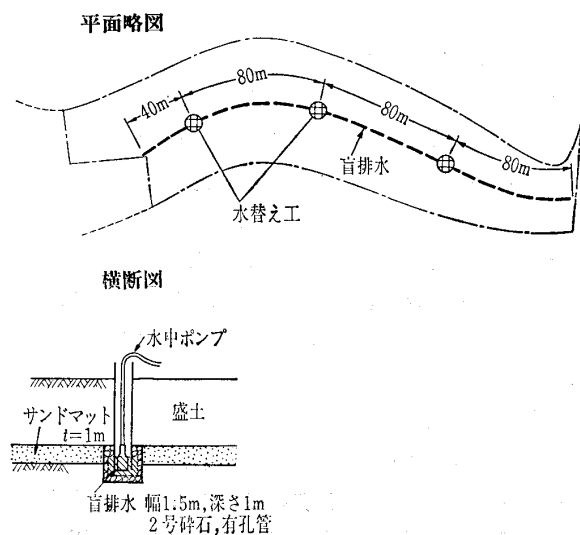


図-8 盲排水溝略図

る直前15日間と直後15日間は、特に密な沈下測定を行った。その結果、揚水を停止すると同時に沈下速度は激減した（ほとんど沈下は停止した）。このことから、十分沈下が進行した後に地下水位を回復させる工法は、残留沈下の軽減（二次圧密沈下の軽減）に対して有効であると考えられる。

5. 沈下の測定と解析

5.1 沈下の予想

1) 最終沈下量の計算

最終沈下量は次式で計算した。

$$\begin{cases} S_f = m_v \cdot \Delta P \cdot \bar{H} \\ \bar{H} = H_0 - \frac{S_f}{2} \end{cases}$$

ここに、

$S_f(\text{cm})$: 最終沈下量
 $m_v(\text{cm}^2/\text{kgf})$: 体積圧縮係数
 $\Delta P(\text{kgf}/\text{cm}^2)$: 盛土による増加応力
 $\bar{H}(\text{cm})$: 平均圧密層厚
 $H_0(\text{cm})$: 初期圧密層厚

通常の計算では、上式の $\bar{H}$ の代わりに H_0 を用いる。しかし、腐植土については層厚の変化が無視できず、圧密試験の整理でも m_v の算出の際に平均圧密層厚 $\bar{H}$ を使って計算しているので、 $\bar{H}$ を計算に採用した。

盛土による増加応力 ΔP や体積圧縮係数 m_v が、最終沈下量 S_f によって変わるので、上式は試算で計算する。

盛土による増加応力 ΔP は、盛土中の地下水位の位置により大きく変化する。当工事では、造成完了後の地下水位が図-9のように原地盤と一致するものと仮定して計算した。

当初、図-9を見ながら盛土をした直後の増加応力 ΔP を考えたときに、「盛土直後は沈下量が発生していないのだから、盛土荷重は沈下終了後に比べて大きい」と考えた。しかし、実際には沈下によって腐植土層から脱水された水により、盛土中に水位が上昇し、沈下終期に比べて初期の盛土荷重は小さかった。

2) 沈下の時間的経過

腐植土層の沈下は、圧密試験から得られる圧密係数 c_v から計算した時間的経過よりも早く進行すると言われてい

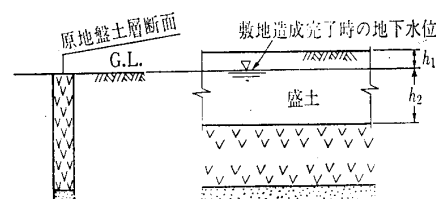


図-9 地下水位の仮定

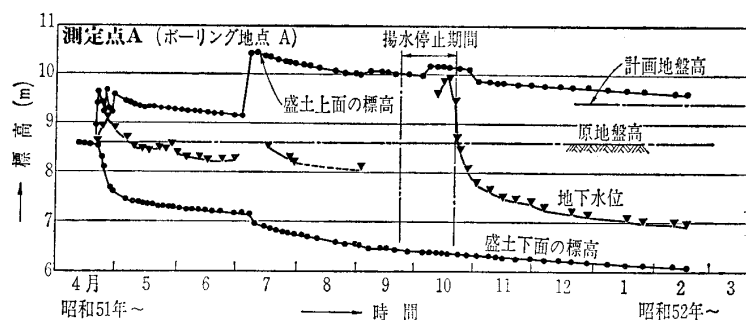


図-10.1 沈下測定結果の例

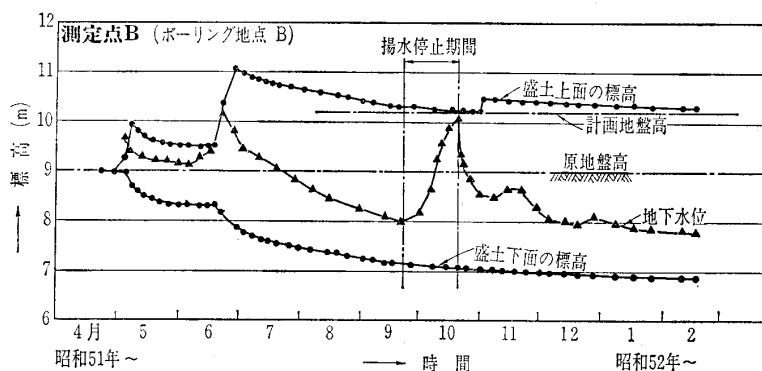


図-10.2 沈下測定結果の例

ることから、圧密試験による c_v を3～5倍にして沈下の時間的経過を予想した。

5.2 沈下の測定

沈下板と地下水位観測井を29地点(800 m²に1箇所)に設置し、水準測量により沈下量を測定した。沈下測定結果の一例を図-10に示す。この沈下一時間曲線によれば、盛土直後に沈下速度が大きく、比較的早期に緩やかな沈下速度になることが分かる。海成粘土の沈下曲線に比べて様相を異にする。地下水位は盛土直後に上昇し、その後は徐々に低下する。この地下水位の低下は、盲排水溝流末の揚水によるものである。

5.3 実測沈下の解析

1) 実測沈下と圧密理論との対比

実測沈下を次の三つの部分に分けて考えることとする。

- ① 即時沈下……… 載荷と同時に生じると考えることができる沈下部分
- ② 一次圧密沈下……… テルツァーギ (Terzaghi) の一次元圧密理論にあてはめて考えることのできる沈下部分
- ③ 二次圧密沈下……… 長期間にわたって継続する沈下部分

これらの沈下部分の区分は、 $\log t$ 曲線定規法²⁾による圧密理論曲線と実測沈下曲線との対比によって行った。

2) 実測沈下の最終沈下量

二次圧密沈下は時間の対数に比例して進行することが知られている。実際に、実測沈下データを片対数紙にプロ

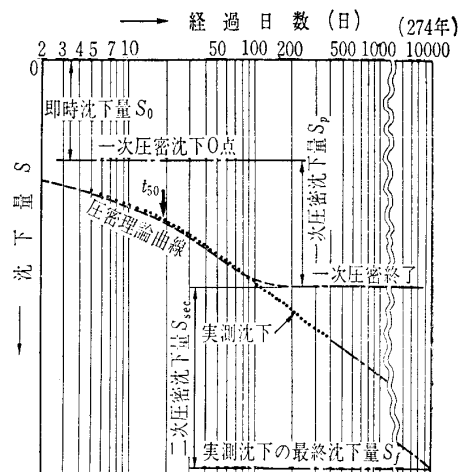


図-11 実測沈下と圧密理論曲線の対比の模式図

ットすると、一次圧密沈下がほぼ終了するところに直線部分が現れる。そして、その後の沈下はこの直線の延長線上を進んで行く。このことは、他の宅地造成工事(千葉県四街道町)の腐植土層上の盛土の沈下についても、約3年間の測定結果から確かめた。

このように、二次圧密沈下は時間の対数に比例して発生し、停止することがないと考えられる。

しかし、長期間経過すれば沈下速度は極めて小さくなるので、実際上は沈下が停止したと見なせるようになる。今回の解析においては、載荷後10000日(27.4年)における沈下量を現場での最終沈下量 $S_{f, \text{field}}$ と定義した。この値は、実測沈下の片対数紙上でのプロットの終期の直線部分を延長することによって得られる。

3) 圧密試験による沈下の予測値と実測沈下の比較

<最終沈下量についての比較> 実測沈下は、盛土荷重 ΔP 及び腐植土層厚 H_0 が多様であるので、予測値と実測沈下の比較としては、体積圧縮係数 m_v で比較するのが分かりやすい。

実測沈下の体積圧縮係数 $m_{v, \text{field}}$ は次式で計算する。

$$m_{v, \text{field}} = \frac{S_{f, \text{field}}}{\Delta P \cdot \bar{H}}$$

ここに、 $S_{f, \text{field}}$ (cm) : 実測沈下の最終沈下量

ΔP (kgf/cm²) : 盛土荷重

$\bar{H}$ (cm) : 平均圧密層厚 $(= H_0 - \frac{S_f}{2})$

盛土荷重 ΔP は次式で計算した。

$$\Delta P = \gamma (h - h_w) + \gamma' \cdot h_w$$

ここに、 γ_t : 盛土の湿潤重量

γ' : 盛土の水中重量

h : 盛土厚 (実測)

h_w : 地下水位の上昇値 (実測)

実測沈下曲線と圧密理論曲線との対比、及び上記の計算により、各沈下データについて表-3のような結果を得ることができる。

表一 3 実測沈下と圧密理論曲線及び土質試験値との比較結果の一例

種 別		記 号	測定値等	測定値等
項 目				
諸 測 定 値	測 点 名	—	A	B
	腐植土層厚	H_0	7.8 m	7.5 m
	盛 土 厚	h	3.6 m	3.5 m
	地下水位の上昇	h_w	0.9 m	1.1 m
	増加応力	ΔP	5.79 tf/m ²	5.42 tf/m ²
実測沈下 の区分 (圧密理 論曲線と の対比)	現在の沈下量	S_t	240cm	199cm
	即時沈下量	S_0	146cm	91cm
	一次圧密 $U=100\%$ 時の沈下量	S_{100}	246cm	192cm
	一次圧密沈下量	$S_{100}-S_0$	100cm	101cm
実測沈下 と土質試 験値の比 較	最終沈下量	S_f	414cm	332cm
	土質試験の体積圧縮係数	m_{vT}	1.1 cm ² /kgf	0.96 cm ² /kgf
	実測沈下の体積圧縮係数	m_v	1.25 "	1.049 cm ² /kgf
	実測沈下の二次圧密比	γ	0.406	0.422
	体積圧縮係数の比	m_v/m_{vT}	1.14	1.093
	土質試験の圧密係数	c_{vT}	0.165 cm ² /min	0.149 cm ² /min
	実測沈下の圧密係数	c_v'	0.671 "	0.671 "
	圧密係数の比	c_v'/c_{vT}	4.07	6.54

(昭. 51. 12. 28 現在のデータ)

実測沈下と理論曲線との対比の際に、個人差が出ることが心配されたので、二人の間で同様の作業を全データについて行ったところ、大差のない結果が得られたので、上記のような整理は一般に可能であると考え。

上記のように求めた実測沈下の体積圧縮係数 $m_{v, \text{field}}$ と

表一 4 実測沈下の $m_{v, f}$ と圧密試験の m_{vT} との比較

地 点	$m_{v, f}(\text{cm}^2/\text{kgf})$	$m_{vT}(\text{cm}^2/\text{kgf})$	$m_{v, f}/m_{vT}$
A	1.254	1.1	1.14
B	1.049	0.95	1.093
No. 5	1.11	0.99	1.121
No. 6	0.778	1.1	0.707
No. 7	1.239	1.1	1.126
No. 9	0.791	0.92	0.860
No. 10	1.114	1.1	1.013
No. 12	1.069	0.91	1.175
No. 15	0.949	0.94	1.010
No. 16	1.033	0.99	1.043
No. 18	0.819	0.95	0.862
No. 19	—	1.1	—
No. 20	1.296	1.1	1.178
No. 21	0.985	0.95	1.038
No. 23	0.948	0.96	0.988
No. 24	1.187	1.08	1.099
No. 26	1.652	1.1	1.502
平 均			1.058

圧密試験による体積圧縮係数 m_v , T_{est} とを比較したところ、表一 4 のような結果が得られた。この表によれば、圧密試験による最終沈下量の計算値と実測沈下の最終沈下量は 6 % の差で一致した。言い方を換えると、圧密試験の 24 時間の沈下は、実際の沈下の 10 000 日間の沈下と対応したと考えることができる。

〈沈下の時間的経過についての比較〉 上記と同様に、一次圧密沈下部分の時間的経過について、実測沈下の圧密係数 $c_{v', \text{field}}$ (一次圧密比を乗じない値) と土質試験による圧密係数 $c_{v, \text{test}}$ (一次圧密比を乗じた値) について比較する。

実測沈下の圧密係数は次式で計算する。

$$c_{v', \text{field}} = \frac{T_{50} \cdot \bar{H}^2}{t_{50}}$$

ここに、 T_{50} : 時間係数 ($T_{50}=0.197$)

t_{50} : 圧密度 $U=50\%$ に達した時間

$$\bar{H} : \text{平均圧密層厚} \left(= H_0 - \frac{S_f}{2} \right)$$

$c_{v', \text{field}}$ と $c_{v, \text{field}}$ とを比較すれば表一 5, 6 のようである。これらの表によれば、実測沈下の一次圧密係数は小さな盛土荷重 ($\Delta P=2\sim 3 \text{ tf/m}^2$) のもとでは、土質試験の圧密係数 c_{vT} の 10~50 倍の値で進行し、比較的大きな盛土荷重 ($\Delta P=4\sim 6 \text{ tf/m}^2$) のもとでも、2~12 倍の値で進行したと考えることができる。

5.4 二次圧密係数

メスリ (Mesri)⁹⁾ によれば、下記のようないろいろの定義による値が、「二次圧密係数」という同一の名称で使用されている。

$$S_a = \frac{\Delta S}{\Delta \log t} = \frac{S_2 - S_1}{\log t_2 - \log t_1} \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$c_a = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} = \frac{|e_2 - e_1|}{\log t_2 - \log t_1} \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$\varepsilon_a = \frac{c_a}{1+e} = \frac{\Delta e}{(1+e) \cdot \Delta \log t} = \frac{\Delta S}{H \cdot \Delta \log t} \quad \dots\dots\dots(3)$$

(3)式では、 e 及び H が、どのような時点の間隙比及び軟弱層厚かが定義されていない。

$$\varepsilon_{a0} = \frac{c_a}{1+e_0} = \frac{\Delta e}{(1+e_0) \cdot \Delta \log t} = \frac{\Delta S}{H_0 \cdot \Delta \log t} \quad \dots\dots\dots(4)$$

表一 5 実測沈下の $c_{v', f}$ と土質試験の c_{vT} との比較

地 点	実測沈下の圧密係数 $c_{v', f}(\text{cm}^2/\text{min})$	土質試験の圧密係数 $c_{vT}(\text{cm}^2/\text{min})$	$\frac{c_{v', f}}{c_{vT}}$
A	6.47	0.21	30.8
No. 17	4.10	0.25	16.4
No. 18	10.7	0.23	46.5
B	2.62	0.26	10.1
No. 9	3.81	0.22	17.3
平 均			24.2

(増加応力 $\Delta P=2\sim 3 \text{ tf/m}^2$ の沈下について)

表一6 実測沈下の c_v' と土質試験の c_{vT} との比較

地 点	実測沈下の圧密係数 $c_{v'f}$ (cm ² /min)	土質試験の圧密係数 c_{vT} (cm/min)	$\frac{c_{v'f}}{c_{vT}}$
A	0.671	0.165	4.067
B	0.975	0.149	6.54
No. 5	1.00	0.147	6.80
No. 6	1.992	0.173	11.51
No. 7	0.933	0.194	4.81
No. 9	0.902	0.143	6.30
No. 10	0.582	0.172	3.35
No. 15	1.417	0.147	9.64
No. 16	0.356	0.154	2.33
No. 18	0.995	0.147	6.77
No. 19	0.856	0.230	3.72
No. 20	0.688	0.167	4.12
No. 21	1.944	0.147	9.76
No. 23	1.830	0.148	12.36
No. 24	1.944	0.165	11.78
No. 26	1.121	0.193	5.81
平 均			7.31

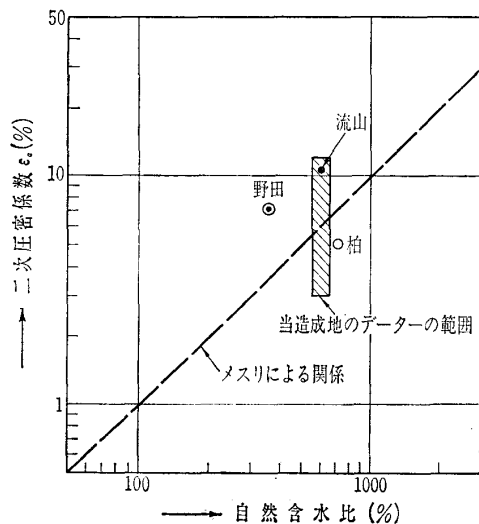
(増荷応力 $\Delta p = 4 \sim 6 \text{ tf/m}^2$ の沈下について)

$$\varepsilon_{ai} = \frac{c_a}{1+e_i} = \frac{\Delta e}{(1+e_i) \cdot \Delta \log t} = \frac{\Delta S}{H_i \cdot \Delta \log t} \quad \cdots \cdots (5)$$

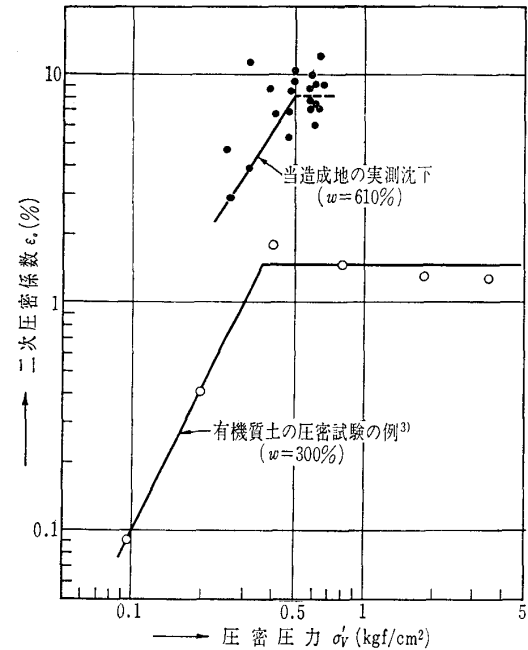
$$\varepsilon_{ap} = \frac{c_a}{1+e_p} = \frac{\Delta e}{(1+e_p) \cdot \Delta \log t} = \frac{\Delta S}{H_p \cdot \Delta \log t} \quad \cdots \cdots (6)$$

ここに、 S : 沈下量、 e : 間隙比、 t : 時間、 S_1 、 S_2 及び e_1 、 e_2 : 時間 t_1 及び t_2 における沈下量及び間隙比、 e_0 : 初期間隙比 (原地盤の間隙比) e_i : 各荷重段階の 載荷前の間隙比、 e_p : 二次圧密領域に入った直後の間隙比、 H : 軟弱層厚、 H_0 : 初期軟弱層厚、 H_i 及び H_p : e_i 及び e_p に対応する軟弱層厚

当造成工事の実測沈下の二次圧密係数を(4)式で計算し、メスリによる自然含水比と二次圧密係数の関係図にプロッ



図一12 二次圧密係数と自然含水比の関係



図一13 二次圧密係数と圧密圧力の関係

トすると図一12のようである。同図には千葉県内の他の造成工事のデータも記した。この図によれば、千葉県付近の二次圧密係数の概略値を知るためには、メスリによる関係図が有用であると考えられる。

荷重と二次圧密係数 ε_{a0} の関係を見るために作図したものが図一13である。当敷地造成工事のデータでは明確な関係が見い出せない。

5.5 最終沈下量と各々の沈下部分との関係

圧密試験結果による最終沈下量の計算値と、実測沈下の

表一7 各沈下部分の割合

測 点	即時沈下の割合	一次圧密沈下の割合	二次圧密沈下の割合
A	35.2	24.2	40.6
B	27.4	30.4	42.2
No. 5	37.5	30.9	31.6
No. 6	5.3	42.0	52.7
No. 7	18.7	25.9	55.4
No. 9	33.5	28.4	38.1
No. 10	19.1	34.4	46.5
No. 15	52.1	17.7	30.2
No. 16	35.0	33.0	32.0
No. 18	41.3	18.9	39.8
No. 20	31.3	21.4	47.3
No. 21	14.8	43.2	42.0
No. 23	26.2	38.4	35.4
No. 24	17.5	36.9	45.6
No. 26	6.5	35.1	58.4
平 均	26.8	30.7	42.5

(単位: %)

10 000 日後の予測値が良く一致したことを前に記した。圧密試験結果による最終沈下量の計算値が、実際の沈下のどの時点の沈下量であるかを決定できたとすれば、次の各々の沈下部分の関係を知らることにより、即時沈下、二次圧密沈下を含めた沈下の予想が可能となる。

当敷地造成工事で得られた実測沈下データを各々の沈下部分に分けると、これらの割合（最終沈下量を 100% とする）は、表-7 のようである。この表によれば、下記のことが言える。

- ・二次圧密沈下部分は、最終沈下量の約 40% であった。
- ・即時沈下部分と一次圧密部分は、各々最終沈下量の 30% 程度であった。

6. あとがき

実測沈下データの解析手法及び解析の結果得られた事項を整理すると以下のようである。

① 圧密試験データを取り扱うのと同じ要領で、実測沈下データを $\log t$ 曲線定規法により一次元圧密理論曲線と対比することができた。その結果として、実測沈下を即時沈下・一次圧密沈下・二次圧密沈下の三つの部分に明確に分けて考えることができた。

② 二次圧密沈下は時間の対数に比例して発生し、停止することがないと考えられる。しかし、長期間経過すると沈下速度は極めて小さくなるので、実際上は沈下が停止したと見なせるようになる。そこで、載荷後 10 000 日 (27.4 年) の沈下量を実測沈下の最終沈下量 $S_{f, \text{field}}$ と定義した。現場で得られる実測沈下は、増加荷重 ΔP 、圧密層厚 H_0 が多様であるので、実測沈下の最終沈下量 $S_{f, \text{field}}$ から体積圧縮係数 $m_{v, \text{field}}$ を逆算し、圧密試験結果と対比したところ、6% の差で両者は一致した。言い方を換えると、圧密試験の 24 時間の沈下量は、実際の沈下の 10 000 日間の沈下量と対応したと考えることができる。

③ 上記の $S_{f, \text{field}}$ の中に占める各沈下部分の割合は、早期沈下部分（即時沈下＋一次圧密沈下）60% 程度、二次圧密沈下量 40% 程度であった。

④ 現場の実測沈下の一次圧密沈下部分の圧密係数 $c_{v, \text{field}}$ と圧密試験の圧密係数 $c_{v, \text{test}}$ とを比較したところ、小さな盛土荷重 ($\Delta P = 2 \sim 3 \text{ tf/m}^2$) 下では、 $c_{v, \text{field}}/c_{v, \text{test}} = 10 \sim 50$ であり、比較的大きな盛土荷重 ($\Delta P = 4 \sim 6 \text{ tf/m}^2$) 下では、 $c_{v, \text{field}}/c_{v, \text{test}} = 2 \sim 10$ であった。

⑤ 千葉県下の現場の実測沈下の二次圧密係数 $\varepsilon_{\alpha 0}$ をメスリによる自然含水比と二次圧密係数の関係図にプロットしたところ、この関係によくあてはまると考える。

上記②～⑤の値は、腐植土の性質や排水条件によって異なると考えられる。しかし、「上記のような値（② 10 000 日、③ 60% : 40%、④ 2～50 倍、⑤ $\varepsilon_{\alpha 0} = w/100$ ）を仮定して、二次圧密沈下を含めた沈下の予測を片対数紙上で行い、実測沈下データが得られてからそれらの値を修正する」というプロセスは、平易であり有用であると考えられる。

追記：当敷地造成工事の沈下測定は、建築工事着工とともに終了したので建築工事期間中（約 16 か月間）の沈下状況は不明である。しかし、工事の竣功と同時に盲排水溝流末ポンプアップを停止し、地下水位を上昇させてから現在まで（昭. 54. 1～54. 6）では沈下は発生していない。今後長期にわたって、残留沈下の有無を確認する予定である。

参 考 文 献

- 1) 渡辺崇博：有機質軟弱地盤上の道路盛土の施工、土と基礎、1973 年 2 月，pp. 29～36。
- 2) 土質工学会：土質試験法，1969，pp. 285～286。
- 3) G. Mesri：Coefficient of Secondary Compression, Proc. ASCE, SMI, January 1973, pp. 123～137。
- 4) 安原一哉・山内豊聡：有機質土のような軟弱地盤の沈下計算法、有機質土に関するシンポジウム発表論文集、土質工学会、1977，pp. 41～46。

(原稿受理 1979. 3. 30)

学会発行図書案内

土質基礎工学ライブラリー第 18 巻

土と基礎の沈下と変形の実態と予測

A 5 判 299 ページ 送料 240 円
定価 4,200 円 会員特価 3,200 円

発行：土 質 工 学 会

東京都千代田区神田淡路町 2-23 (菅山ビル 4 階)
〒101 電話 03-251-7661 (代)