

圧密沈下計算式の適用方法

ふくおか ともつ
加 岡 保*
のぶ お
伸 郎**

1. ま え が き

工事中のプールが過大な不同沈下を生じたことに関連して、沈下の実測値と計算値との相違の問題および圧密沈下計算式の適用上の諸見解に対して、実測値に基づいて比較検討を試みた。一般に圧密沈下計算式には3つの形式があるが、 $e-\log p$ 曲線の解釈に2種類の議論があり、先行圧密荷重 p_0 の定義と実際との相違によって、圧密沈下計算式は5種類に使い分けられる。このようなことに関心を持っておられる人々のために参考になればと思い、この一文をまとめた。

不同沈下の原因については荷重状態がいちじるしく偏重していたからであって、いまさら説明の必要がない。しかし、このような基本的な問題に関しても現業部門では誤りがおかされていることが事実であって、この一文によってこの種の事故を繰返さないことに役立てば、幸いである。

2. 圧密沈下計算式に対する諸見解

はじめに、圧密沈下量を表わす式を $e-\log p$ 曲線を中心に復習してみる。間ゲキ比の定義から、試料のはじめの厚さを $H_0=1+e_0$ 、圧密後の厚さを $H_1=1+e_1$ とすると、層厚 H の沈下量 S はつぎのように表わされる。

$$\frac{S}{H} = \frac{H_0 - H_1}{H_0}$$

$$S = \frac{1+e_0 - (1+e_1)}{1+e_0} H = \frac{e_0 - e_1}{1+e_0} H \dots\dots\dots (1)$$

(1) 式を用いる場合の問題は e_0 の解釈である。試験開始時の試料の初期間ゲキ比を e_0 とする場合、これに荷重を加えると土かぶり圧と等しい荷重に達したとき、試料は圧縮されて e'_0 となる。地中の原位置における自然間ゲキ比として、測定値 e_0 をとるか曲線上の e'_0 をとるかによって、計算結果に大きい差が生じることは(1) 式をみただけで容易に理解できる。深いところにあった土をサンプリングして地上に取り上げ、チューブか

ら取り出せば拘束荷重が0となるから試料は膨張するであろう。したがって、試験時の e_0 は原位置における自然間ゲキ比ではない、ゆえに、(1) 式における自然間ゲキ比は e'_0 を用いるべきであるとする意見が成立する。すなわち、(1) 式はつぎのように書き換えられる。

$$S = \frac{e'_0 - e_1}{1+e'_0} H \dots\dots\dots (2)$$

e'_0 : 土かぶり圧に相当する荷重時の間ゲキ比

しかし一方、拘束荷重が0になっても、間ゲキ比の増加分を測定できるほど体積が膨張するとは考えられないから、測定された e_0 は原位置における自然間ゲキ比とほとんど等しいと考えてよく、 e'_0 については再圧密効果およびカク（攪）乱による間ゲキの減少であるとする見解も存在する。

土の圧縮と荷重との関係は $-de/dp$ で表わすことができ、圧縮係数と呼ばれている。

$$a_v = \frac{-de}{dp} \text{ (cm}^2\text{/kg)} \dots\dots\dots (a)$$

(1) 式に (a) 式を代入すると、圧縮量は次式で表わされる。

$$S = \frac{-de}{1+e_m} H = \frac{a_v}{1+e_m} \Delta p H \dots\dots\dots (b)$$

チェボタリオフ (Tschebotarioff) は圧密試験の各荷重段階で、

$$m_v = \frac{a_v}{1+e_m} = \frac{e_m - e_n}{(p_n - p_m)(1+e_m)} \dots\dots\dots (c)$$

とし、これを体積圧縮係数とした。ゆえに、圧密沈下は次式で計算することができる。

$$S = m_v \Delta p H \dots\dots\dots (3)$$

(3) 式を用いる場合の問題は、筆者はあまり不都合を感じないが、一般には歓迎されない向きもある。その理由の第一は、 p が大きいほど m_v が小さくなる傾向があるが、 $\log m_v - \log p$ 曲線を作ってみるとそれが波形になることがあって、測定誤差が目立つから気持ちが悪いくということのようである。しかし、測定誤差に関しては $e-\log p$ 曲線にも同じ程度に存在するわけであるが、図示したときにそれが目立たないだけである。つき

* 東京コンサルタンツ K.K. 社長

** 土質基礎部

に、 m_v は圧密荷重の各段階で、(c) 式によって計算しなければならないから、(1) 式と比較するとき、土質試験の手数がそれだけふえるから、歓迎されないという理由もある。

圧縮係数 a_v を $e-\log p$ 曲線上の任意点のコー配で示すと、

$$a_v' = \frac{e_m - e_n}{\log p_n - \log p_m} \dots\dots\dots (d)$$

となる。圧密荷重 p が先行圧密荷重 p_0 をこえて大きくなると、 $e-\log p$ 曲線はほぼ直線となるので、この部分のコー配は a_v' の一部分であるが、特に圧縮指数 C_c と呼んで区別されるようになった。

その定義から $p < p_0$ の場合は圧密沈下が生じないわけであるから、 p_0 における間ゲキ比を e_0 とすれば、(b) 式はつぎのように書き表わされる。

$$S = \frac{a_v'}{1+e_0} H \log \frac{p_0 + 4p}{p_0} \dots\dots\dots (e)$$

$$= \frac{C_c}{1+e_0} H \log \frac{p_0 + 4p}{p_0} \dots\dots\dots (4)$$

p が p_0 より小さい場合、($p_m = \Sigma rz$) と ($p_n = \Sigma rz + 4p$) の間のコー配は a_v' であるから、つぎのような一般式をうる。 p_m における間ゲキ比は (2) 式と同じ理由で e_0' である。

$$S = \frac{a_v'}{1+e_0'} H \log \frac{\Sigma rz + 4p}{\Sigma rz} \dots\dots\dots (5)$$

(4) 式は p が p_0 より大きい場合だけに適用される。しかし、実際には p が p_0 より小さい場合でも沈下が生じることが考えられる。そして、そのような場合の沈下量を計算しなければならないことが多い。 p_0 は $e-\log p$ 曲線からカサグランデ (A. Casagrande) の方法で決められる。チュウ積層の柔らかい粘土層で、ほとんど事前圧密荷重を受けたとは考えられない場所の資料でも、 $e-\log p$ 曲線から決められる p_0 が土かぶり圧 Σrz より大きい値を示す場合が多く、 p_0 の定義と $e-\log p$ 曲線における値とが一致しないことが多い。したがって、先行圧密荷重として $e-\log p$ 曲線における p_0 を用いるのか、 Σrz を用いるべきかという問題が生じる。

$e-\log p$ 曲線における p_0 を用いても Σrz を用いても、(4) 式は一般に実測値と大幅な違いを示す場合が多いと、一部の人々に思われている。そして、現在この式はあまり使用されていないようであるが、建築学会の“建築基礎構造設計基準”に (4) 式が採用されているために、建築関係の仕事ではどうしてもこの式を使用しなければならないこともある。このようなとき、 p が p_0 より小さい場合でも適用するために、(5) 式の使用が考えられる。

(b) 式を用いて圧密量を計算するとき、 $a_v = -\Delta e / \Delta p$

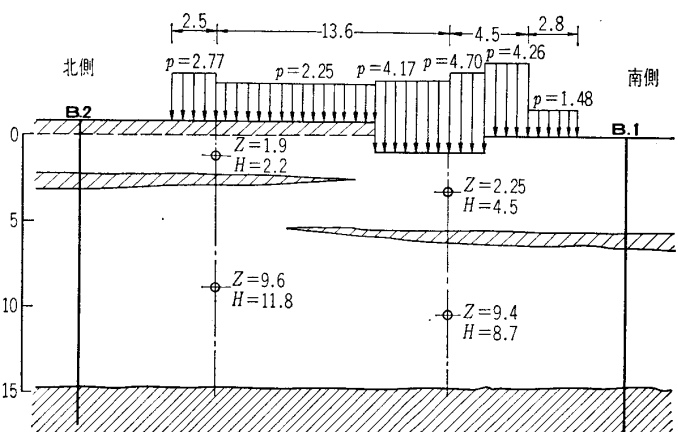
を $e-\log p$ 曲線上の任意の微小部分で計算することは実用上わずらわしいから、(5) 式を用いればよい。すなわち、曲線の接線を図上で読めば簡単に a_v' を求めることができる。 a_v' は (d) 式で表わされるから、測定値をこの式に代入して計算する人が多いが、実務ではつぎのようにすれば迅速に求めることができる。 $\log 10.0 - \log 1.0 = 1.0$, $\log 1.0 - \log 0.1 = 1.0$ であって、(d) 式の分母が 1.0 となることを利用して、接線を $\log 10.0$ から $\log 1.0$ または $\log 1.0$ から $\log 0.1$ まで延長し、この間の Δe の長さをスケールアップすれば、それがそのまま a_v' の値である。 C_c を求めるときも同様である。

3. 沈下計算の実例

3.1 プールの不同沈下に対する沈下計算

工事中のプールが大きい不同沈下を生じた。すなわち、ク(軀)体コンクリート工事が終り、プールサイドの盛土(高さ 1.5 m)を開始してから 1 週間後に不同沈下が目立ってきたので、8 日目からプールの 4 すみ(隅) a, b, c, d で沈下が測定された(図—5)。

この地域は軟弱地盤であることは一般に知られているはずであるが、土質調査も行なわずに施工されたのである。早速、ボーリングを行なった結果、土層状態は図—1 のように水平で単純で、不同沈下をもたらすような状態ではなかった。図—2 に示されているように、プールのほぼ中央部を境として南側だけを深さ 1 m 掘削して砂と置き換えたが、北側は既成盛土(高さ 80 cm)があったので、置き換えを行なわなかった。荷重状態を計算すると、断面的には図—1 のようになり、平面的には図—2 に示すようにプールの南側は $\bar{p} = 4.57 \text{ t/m}^2$ 、北側は $\bar{p} = 2.64 \text{ t/m}^2$ となり、その差が 42% となっている。もし全体を一様に置き換えた場合は、北側は $\bar{p} = 4.09 \text{ t/m}^2$ となり、その差が 10% となる。すなわち、片一方だけを置き換えたことが不同沈下の原因となっている。設計の段階で圧密沈下を計算してみれば、不同沈



図—1 現場の土層断面および荷重状態

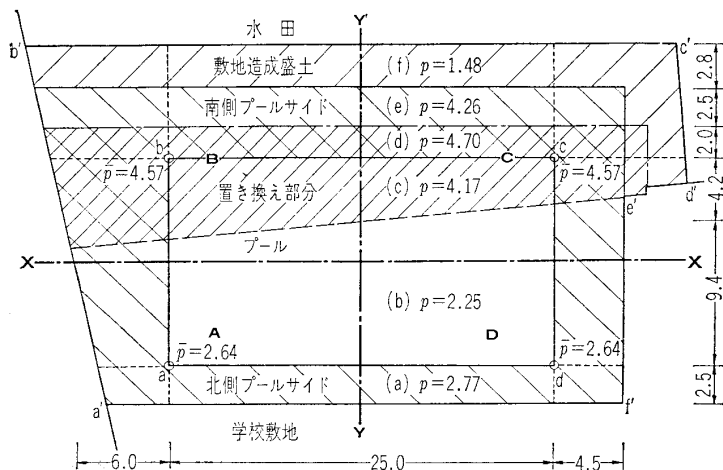
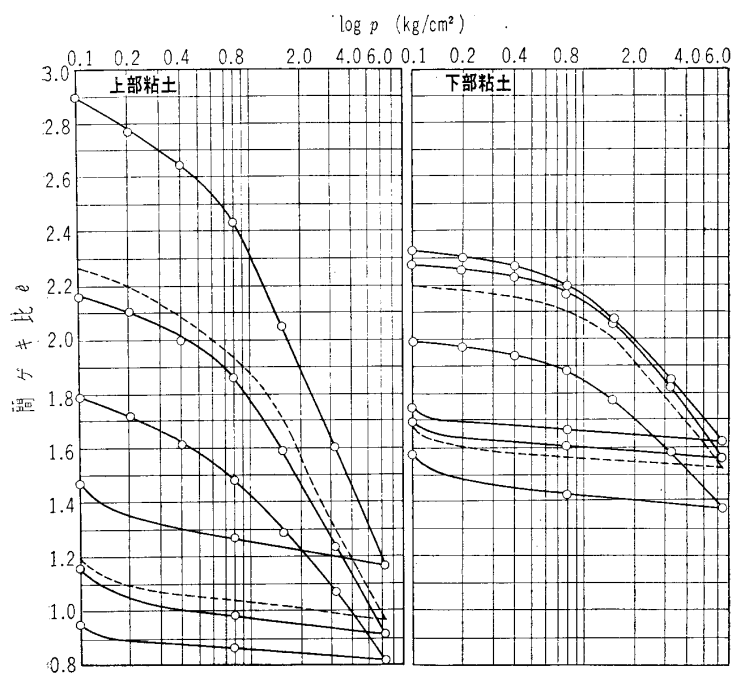
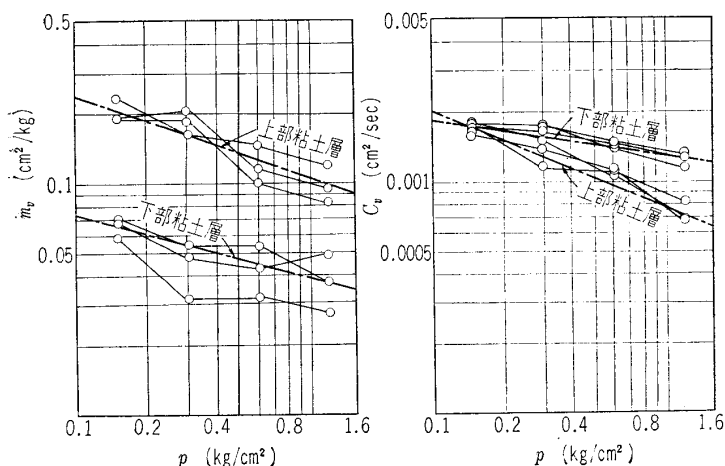


図-2 A現場の荷重の平面的分布

図-3 A現場の $e-\log p$ 曲線図-4 A現場の m_v , C_v の測定結果

下を未然に防止することができたはずである。

深さ 1.5~8.0 m の間から 6 個の試料が採取された。粒度および基本的性質は 6 個とも大差がなかったが、圧

密特性： $e-\log p$ 曲線， m_v ， c_v ，深さは 2.2 m，5.5 m のところにはさまれている砂層（厚さ 90 cm）の上部と下部とでかなり相違が認められた（図-3,4）

粒度は砂分：4~9（平均 6%），シルト分：32~40（38%），粘土分：52~64（56%），分類：粘土，基本的性質は $w=53.0\sim271.0(106.0\%)$ ， $r_t=1.15\sim1.59(1.39\text{ g/cm}^3)$ ， $G_s=2.36\sim2.70(2.63)$ ， $e=1.88\sim6.57(2.98)$ ， $S_r=75.7\sim104.7(88.7\%)$ ， $r'=(G-1)r_w/(1+e)=0.41\text{ g/cm}^3$ ，コンシステンシーは $LL=92.3\sim418.5(166.7\%)$ ， $PL=40.9\sim188.2(77.0\%)$ ， $CI=0.68$ ，統一分類：OH であった。

一軸圧縮強さは次式のようにであった。

$$q_u(\text{kg/cm}^2)=0.50+0.025z$$

$z(\text{m})$ ：地表からの深さ

圧密特性は 図-3,4 のとおりである。

荷重のもっとも大きい部分，南側プールサイドにおいても，支持力に対する安全率は

$$F_s = \frac{q_d}{p} = \frac{2.85 q_u}{p} = \frac{2.85 \times 5.25}{4.70} = 3.2$$

$q_d(\text{t/m}^2)$ ：粘土地盤の極限支持力

$p(\text{t/m}^2)$ ：盛土荷重

であるから，塑性平衡に対する F_s が過小で，盛土工事中局部的に塑性流動が生じて過大な沈下を生じたとは考えられない。

断面 Y-Y における荷重の大小の状態は 図-1 に示すとおりである。荷重の平面的な分布状態は 図-2 のように X 軸，Y 軸に対して左右対称でない。a'-b'-c'-d'-e'-f' は工事によって新たに荷重がかかる面積である。

(c 点下の上部粘土層の圧密沈下)

1) e_0 , e_1 を用いる場合

$$\theta_0=1.884\sim2.904 \text{ 平均 } 2.32, H=4.50 \text{ m}$$

$z=2.25 \text{ m}$ における $\Sigma r z=0.21 \text{ kg/cm}^2$ ， $\Delta p=0.44 \text{ kg/cm}^2$ ， $p=\Sigma r z+\Delta p=0.65 \text{ kg/cm}^2$ のとき 図-3 の上部粘土の $e-\log p$ 曲線から $e_1=1.98$

$$S = \frac{2.32-1.98}{1+2.32} \times 450 = \frac{0.34 \times 450}{3.32} = 46.1 \text{ cm}$$

2) e'_0 , e_1 を用いる場合

$$\Sigma r z=0.21 \text{ kg/cm}^2 \text{ における } e'_0=2.19$$

$$S = \frac{2.19-1.98}{3.19} \times 450 = \frac{0.21 \times 450}{3.19} = 29.6 \text{ cm}$$

3) m_v を用いる場合

$$\bar{p}=\Sigma r z+\frac{\Delta p}{2}=0.4313 \text{ kg/cm}^2 \text{ のとき 図-4 から } m_v=0.140 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$S=0.140 \times 0.4313 \times 450 = 27.2 \text{ cm}$$

4) p_0 , C_c を用いる場合

$$z=2.25 \text{ m における } p_0=0.90 \text{ kg/cm}^2, p=0.65 \text{ kg/cm}^2$$

$p_0 > p$ であるから、

$$S=0$$

5) $\Sigma rz, a_v'$ を用いる場合

$\bar{p}=0.43 \text{ kg/cm}^2$ のときの $a_v'=0.435$

$$S = \frac{0.435}{3.19} \times 450 \times \log \frac{0.65}{0.21} = \frac{0.435 \times 450 \times 0.492}{3.19} = 30.2 \text{ cm}$$

(c 点下の下部粘土層の圧密沈下)

1) e_0', e_1 を用いる場合

$e_0=2.018 \sim 2.364$ 平均 2.23, $H=8.70 \text{ m}$

$z=9.4 \text{ m}$ における $\Sigma rz=0.50 \text{ kg/cm}^2$, $4p=0.24 \text{ kg/cm}^2$, $p=0.74 \text{ kg/cm}^2$ のとき 図-3 から $e_1=2.11$

$$S = \frac{2.23-2.11}{3.23} \times 870 = \frac{0.12 \times 870}{3.23} = 32.4 \text{ cm}$$

2) e_0', e_1 を用いる場合

$\Sigma rz=0.50 \text{ kg/cm}^2$ のときの $e_0'=2.145$

$$S = \frac{2.145-2.11}{3.145} \times 870 = \frac{0.035 \times 870}{3.145} = 9.7 \text{ cm}$$

3) m_v を用いる場合

$\bar{p}=0.62 \text{ kg/cm}^2$ のとき 図-4 から $m_v=0.044 \text{ cm}^2/\text{kg}$

$$S=0.044 \times 0.2363 \times 870 = 9.0 \text{ cm}$$

4) p_0, C_c を用いる場合

$z=9.4 \text{ m}$ における $p_0=1.245 \text{ kg/cm}^2$, $p=0.74 \text{ kg/cm}^2$

$p_0 > p$ であるから、

$$S=0$$

5) $\Sigma rz, a_v'$ を用いる場合

$\bar{p}=0.62 \text{ kg/cm}^2$ のときの $a_v'=0.18$

$$S = \frac{0.18}{3.145} \times 870 \times \log \frac{0.74}{0.50} = \frac{0.18 \times 870 \times 0.167}{3.145} = 8.3 \text{ cm}$$

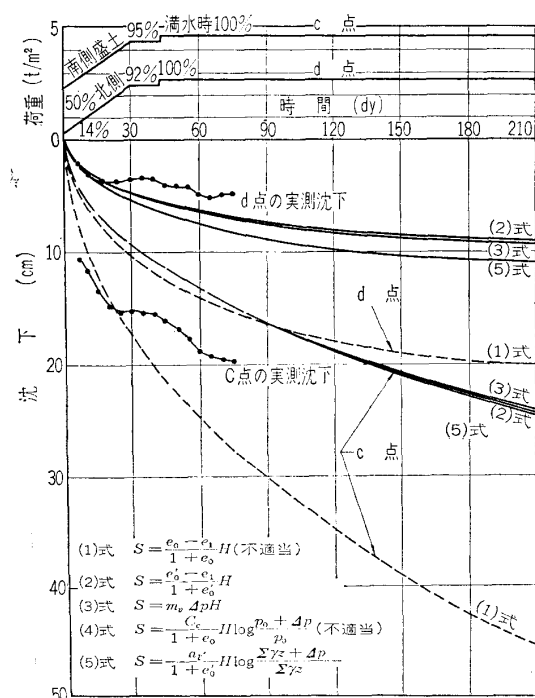


図-5 A 現場の沈下の計算値と実測結果との比較

表-1・a c点下の圧密沈下計算結果

公 式	使 用 値	上部粘土層	下部粘土層	総 沈 下 量
(1)	e_0, e_1	46.1 cm	32.4 cm	78.5 cm
(2)	e_0', e_1	29.6	9.7	39.3
(3)	m_v	27.2	9.0	36.2
(4)	p_0, C_c	0.0	0.0	0.0
(5)	$\Sigma rz, a_v'$	30.2	8.3	38.5

表-1・b d 点下の圧密沈下計算結果

公 式	使 用 値	上部粘土層	下部粘土層	総 沈 下 量
(1)	e_0, e_1	18.9 cm	4.2 cm	23.1 cm
(2)	e_0', e_1	8.0	3.8	11.8
(3)	m_v	7.9	5.3	13.2
(4)	p_0, C_c	0.0	0.0	0.0
(5)	$\Sigma rz, a_v'$	9.4	5.3	14.7

以上の計算結果をまとめると、表-1・a のようである。上記と同様に、d 点下の沈下を計算すると、表-1・b のようである。これらの計算結果を図示すると、図-5 のようになる。

3.2 湿地帯における住宅団地盛土の沈下計算

荷重状態の異なる例として、無限等分布荷重の場合についての計算結果をあげる。土層状態は図-6 のとおりである。ここでは、深さ 3.0 m までの地表部粘土層の計算は引例しない。

深さ 4.5~21.2 m の間から深さ 2 m ごとに 9 個の試料が採取された。粒度は砂分：5~9 (平均 7%)，シルト分：30~42 (36%)，粘土分：51~64 (57%)，統一分類：粘土，基本的性質は $w=120.0 \sim 182.7$ (158.9%)， $r_t=1.25 \sim 1.40$ (1.33 g/cm³)， $G_s=2.68 \sim 2.69$ (2.68)， $e=3.26 \sim 5.07$ (4.26)， $S_r=96.7 \sim 101.9$ (100.2%)， $r'=0.32 \text{ g/cm}^3$ ，コンシステンシーは $LL:NP, * PL=109.0 \sim 144.5$ (130.0%)，統一分類：OH であった。一軸圧縮強さは次式のものであった。

$$q_u (\text{kg/cm}^2) = 0.22 + 0.011 z$$

$z(\text{m})$ ：地表からの深さ

$e-\log p$ 曲線は 図-7 のとおりである。

盛土には砂が用いられた。一部盛土の終了したところから 8 個の試料が採取された。 $r=1.87 \sim 1.93$ 平均 1.89 g/cm³， $rh=1.89 \times 1.5=2.84 \text{ t/m}^2$ ，無限等分布荷重であるから $4p=I_0 p=1.00 \times p=0.284 \text{ kg/cm}^2$ ， $e_0=2.692 \sim 5.064$ 平均 4.126 $H=17.6 \text{ m}$ ， $z=11.8 \text{ m}$ における $\Sigma rz=0.32 \times 11.8=0.378 \text{ kg/cm}^2$ ， $p_0=0.68 \text{ kg/cm}^2$ ， p

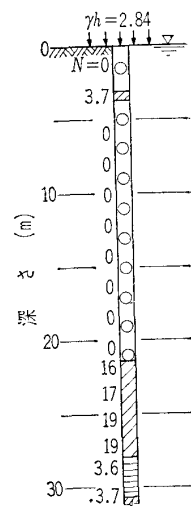
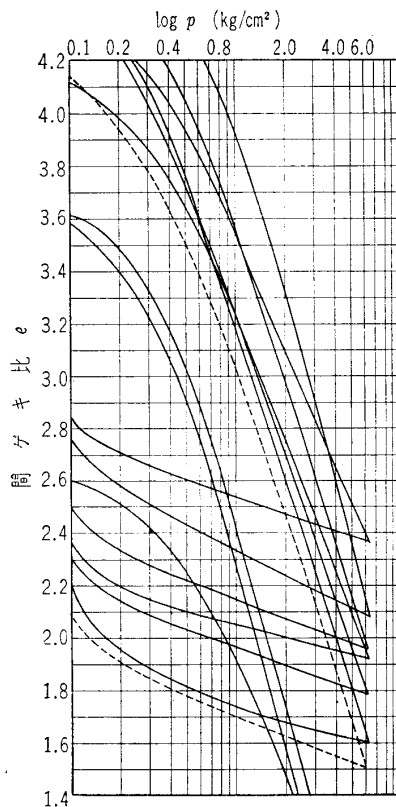


図-6 B 現場の土層状態

* NP とは JIS の試験方法で LL を求められないときの報告記号

図-7 B現場の e - $\log p$ 曲線

$=0.378+0.284=0.662 \text{ kg/cm}^2$ のときの $e_1=3.315$, $\Sigma rz=0.378 \text{ kg/cm}^2$ における $e'_0=3.66$, $\bar{p}=\Sigma rz+\frac{\Delta p}{2}=0.378+0.142=0.52 \text{ kg/cm}^2$ のときの $m_v=0.175 \text{ cm}^2/\text{kg}$, $a_v'=1.40$ であって、各式による計算結果は表-2 のとおりである。

表-2 圧密沈下計算例

公 式	使 用 値	3.2 項の場合	3.3 項の場合
(1)	e_0, e_1	278 cm	50.8 cm
(2)	e'_0, e_1	130	37.8
(3)	m_v	88	36.8
(4)	p_0, C_c	0	0.0
(5)	$\Sigma rz, a_v'$	129	44.6

3.3 道路盛土による地表部有機土層の沈下計算

図-8 のように、軟弱層は $H=3.0 \text{ m}$ で浅いが、その沈下量と沈下の進行状態が問題となる。3 個の試料の試験結果はつぎのようである。粒度は砂分：4~15（平

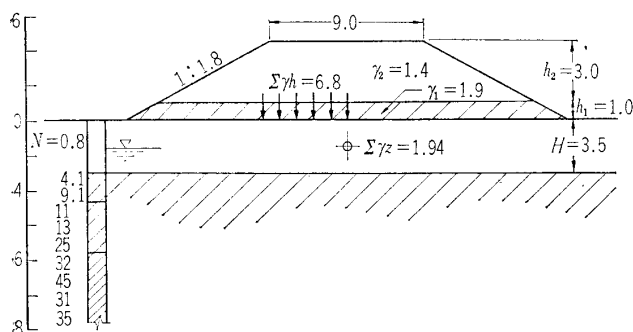
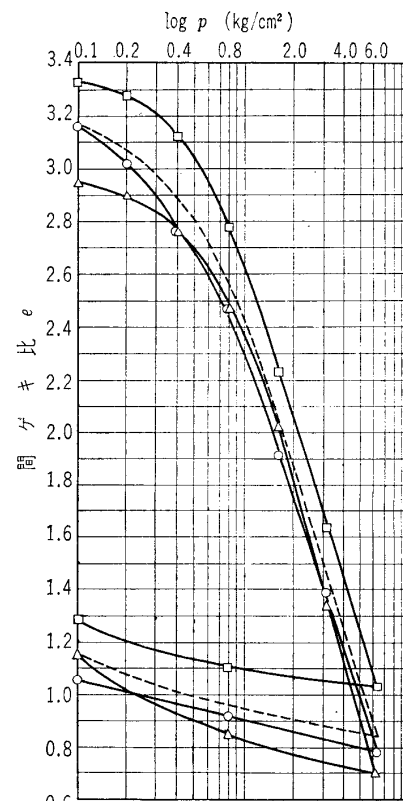


図-8 現場の土層状態および盛土断面

均10%), シルト分：45~49 (48%), 粘土分：36~47 (42%), 分類：シルト質粘土, 基本的性質は $w=156.8 \sim 223.3(186.5\%)$, $\gamma_t=1.24 \sim 1.35 (1.29 \text{ g/cm}^3)$, $G_s=2.21 \sim 2.32(2.25)$, $e=3.41 \sim 4.76(4.01)$, $S_r=102.1 \sim 106.8(104.2\%)$, コンシステンシーは $LL : NP, PL=82.3 \sim 141.0(106.2\%)$, 統一分類： OH , $q_u=0.221 \sim 0.239(0.230 \text{ kg/cm}^2)$, e - $\log p$ 曲線は 図-9 のとおりである。

盛土は敷砂 ($h_1=1.0 \text{ m}$) と赤土 ($h_2=3.5 \text{ m}$) が使用

図-9 C現場の e - $\log p$ 曲線

され, $\Sigma rh=1.9 \times 1.0 + 1.4 \times 3.5=6.8 \text{ t/m}^2$ とされた。オスターバーグ (Osterberg) の図表から、地中応力の影響値は $I_o \approx 0.50$, $\Delta p=p=0.68 \text{ kg/cm}^2$, $e_0=3.008 \sim 3.462$ 平均3.244, $H=3.0 \text{ m}$, $z=1.5 \text{ m}$ における $\Sigma rz=0.194 \text{ kg/cm}^2$, $p_0=0.70 \text{ kg/cm}^2$, $p=0.194+0.68=0.874 \text{ g/cm}^2$ のときの $e_1=2.525$, $\Sigma rz=0.194 \text{ kg/cm}^2$ における $e'_0=3.033$, $\bar{p}=0.194+0.34=0.534 \text{ kg/cm}^2$ における $m_v=0.180 \text{ cm}^2/\text{kg}$, $a_v'=0.915$ であって、各式による計算結果は 表-2 のとおりである。

4. 実際の沈下と計算値との相違

図-5 は前記プールの 75 日間の沈下測定記録である。プールに満水したときの荷重状態を 100% とすると、ク体コンクリートを打ち終ったときは、北側は $0.35/2.64=14\%$, 南側が $2.27/4.57=50\%$ である。プールサイド盛土が終了して満水前は、北側が $2.43/2.64=92\%$, 南側が $4.35/4.57=95\%$ である。

実際の沈下と計算値との相違はつぎのようである。

1) 沈下の小さいところ（北側）では、（実測値）＜（計算値）であり、沈下の大きいところ（南側）では初期沈下が（実測値）＞（計算値）であるが、最終沈下は（実測値）＜（計算値）となる傾向を示している。

2) 計算値では、（a 点）≡（d 点）、（b 点）≡（c 点）であるが、実測値では 2.5 cm ぐらいの差が出ている。この現場における実際の沈下と計算値との相違を検討するには、あと 6 か月以上継続して沈下を測定してみなければ断定的なことは言えないが、初期沈下に関してはつぎのようになっている。沈下の小さいところでは実測値は計算値の 26～54%，沈下の大きいところでは実測値は計算値の 118～138% となっている。そして、最終沈下量は計算値の 70～80% にとどまると推定される。

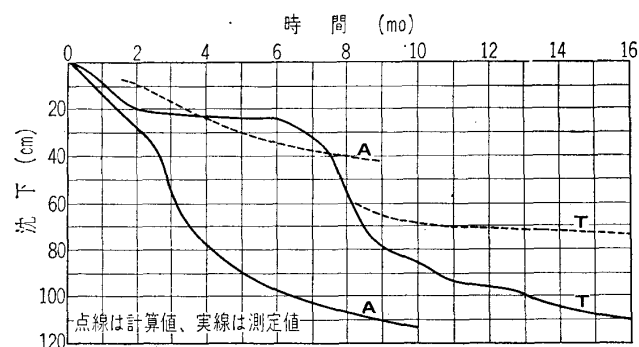
実際の沈下と計算値との相違に関しては、前国鉄技研の斎藤孝博士が土質工学会発行の土質調査試験結果の解釈と適用例という本の中で、明解な解説をしておられる。その一部を引用させていただくと、つぎのような例がある。

表—3 盛土荷重による軟弱地盤の沈下の実測値と計算値との比較

区 分	10 例 中 の 適 合 数	
	最 終 沈 下 量	初 期 沈 下 速 度
実測値＞計算値	3	5
実測値≒計算値	5	4
実測値＜計算値	2	1

“最近実施した国鉄各地における沈下観測データ 10 例によると、最終沈下量および初期沈下速度の実測値と計算値との比較は表—3 のとおりであって、最終沈下量では半数がほぼ近い数値を示すが、あとは大幅に相違するものもある。また初期沈下速度は計算値より速くなることが多いのに反して、おそくなることは非常に少ないことがわかる。またイギリスにおけるこの種の比較では実測値は計算値の 40～200% という数値が示されている”と。

図—10 は斎藤博士が示しておられる図表のなかから、



図—10 実測沈下と計算値との相違に関する資料

沈下の実測値と計算値とが比較できるものを抜粋したものである。この例では実測値は計算値の 148～268% となっている。

5. む す び

表—1～2 の計算結果およびこれまでの数多くの比較計算の結果から、つぎのような結論をえた。

1) (1) 式による計算結果だけが他の計算式による場合と比べて、常にいちじるしく大きい値を与える。したがって、土層厚を $H=1+e$ で表わし、 $e-\log p$ 曲線を用いて圧縮量を計算するときは、(2) 式を用いた方が理論的な値が与えられるから、(1) 式は (2) 式のように修正されなければならない。そして、 $e-\log p$ 曲線における e_0 は地上に取り上げられた試料の圧密試験時の初期間ゲキ比であって、地中における自然状態の間ゲキ比は $p=\Sigma rz$ における間ゲキ比 e_0' である。

2) $p < p_0$ の場合、(4) 式では $S=0$ とみなされるが、プールの不同沈下例のように実際には $p < p_0$ であっても沈下が生じる。そこで、 $p=\Sigma rz + \frac{4p}{2}$ に対応する $e-\log p$ 曲線の接線のコウ配を a_v' として、(5) 式によって計算すると他の計算式とほぼ等しい値が与えられる。すなわち、圧縮指数 C_c という概念はその粘土層の圧縮性が高いか低いかを示す指数として役立つが、圧縮量を計算するには $p > p_0$ の場合以外には役立たない。そこで、任意の圧密荷重に対応する圧縮係数 a_v' （ノーディメンション）という概念を新たに取り入れると便利である。

(4) 式が実用的でない理由は前述のように、先行圧密荷重 p_0 の決め方（現行のカサグランデの方法）が真の値を与えていないことによる。もし、真の先行圧密荷重を求めることのできる p_0 の決め方が発見されても、真の p_0 から現行の C_c 領域（直線部分）に入るまでに必ず曲線部分が存在するから、圧縮係数 a_v' という概念とその利用は圧縮量の計算には必要である。むしろ、現行の圧縮指数 C_c で粘土の圧縮性を表現することを廃止し、議論の複雑化を避けるために、(4) 式を用いない方がよい。

3) 上記のことをまとめると、圧密沈下量を計算する実用式は (2), (3), (5) 式の形式であり、各式の原形は (1) 式であって同一であるから、どれを用いても与えられる結果は理論的には同一であり、実際には図解上の誤差が少し出てくるにすぎない。（原稿受付 1970.10.18）