

# 技術パンフレット

第 2 号

昭和 37 年 4 月

土質工学会北海道支部

2782

## 目 次

○ 道路の凍結について	北海道開発局土木試験所	伊 福 部 宗 夫	1
○ 泥炭地の河川築堤について	北海道開発局土木試験所	河 合 裕 志 高 安 隆 郎 阿 部 利 一	9
○ 軟弱地盤上の盛土の進め方に関する一考察	北海道開発局土木試験所	佐 々 木 晴 美 吉 田 忠 勝	14
下川鉱業所に於ける水力充填について	三菱金属鉱業株式会社下川鉱業所	岡 本 定 義	23
? 鉱さいダムの嵩上げ工について	北海道大学工学部	教 授 真 井 耕 象 助 手 四 方 哲 雄	29
池売隧道の施工について	国鉄札幌工事事務局土木課	山 口 良 雄	41
○ 新川橋に於ける基礎鋼管杭試験について	北海道開発局札幌開発建設部	彼 谷 潔	44
○ 苫小牧港に於ける数種の杭打試験について	北海道開発局室蘭開発建設部	苫小牧港建設事務所	
		橋 本 明 石 田 直 之	51

# 道路の凍結

工博 伊福部 宗 夫

## I はしがき

道路凍上対策として最も普遍的な工法は、凍結深さ内の凍上性の土を非凍上性の選択材料で置き換えるか、または在来路面上に必要な高さだけ盛りあげるいわゆる置換工法である。道路のような広い面積の場合は、置換深さの増減は工費に大きな影響を与えるので、合理的でかつ経済的な置換深さを決めることは極めて重要である。置換深さをきめる上に最も基本的な基準となるものは路盤、路床の凍結深さである。

土の凍結深さは多くの条件に支配され、僅かな条件の違いによっても大きな差異を生じる。凍結深さに影響を与える要素の主なものをあげれば、

- (イ) 温度 (積算寒度, 温度傾斜)
- (ロ) 気象 (降水, 風, 日射, 湿度)
- (ハ) 路面の被覆状況 (砂利, 舗装, 積雪)
- (ニ) 土および道路構成材料の熱的性質 (比熱, 熱容量, 熱伝導率, 温度伝導率, 含有水の融解潜熱)
- (ホ) 土中水の氷晶分離作用

などである。このうち土の熱的性質は、種々の因子たとえば組成, 組織, 粒度, 密度, 特に含水量によつて影響される。この含有水は凍結の際 1 gr について約 80 cal の潜熱を放出し, しかもこの水は温度降下によつて下層から補給される。このように土の中の熱の伝導状態はきわめて微妙で, 凍結線の進行はこれらの要因によつて複雑な影響をうける。

ここでとりあげようとしているのは, 極めて単純な場合についての熱伝導論による数学的解析である。これは自然状態における実際の土の凍結とは必ずしも一致するわけではないが, 自然含水土の凍結の解析として最も有力なものと考えられる。

なお積雪は凍結深さに極めて大きな影響をもっているが, 道路は除雪を原則としており, その凍結阻止効果を期待することはできない。

## II 道路の凍結

### 1. 静水の凍結

これまで, 湖沼などの静水における氷層の生成過程について, 熱伝導論による解析が行われている。これらのうち

特に著名な Neumann および Stefan の解について述べる。

Neumann の解 (1901年) は, (図-1)

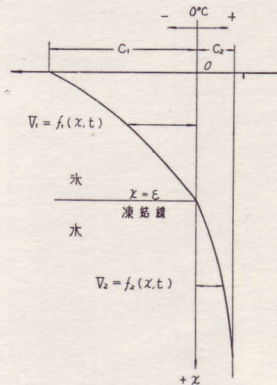


図 - 1

- (イ) 最初の水温は  $C_2 (>0^\circ\text{C})$  で一定
  - (ロ) 表面温度が突然低下して  $C_1 (<0^\circ\text{C})$  となつて一定
  - (ハ) 水は熱伝導のみによつて熱を伝え対流は生じない。
- という仮定の下に導かれたもので, 次のとおりである。

$$\begin{aligned} \varepsilon &= a \sqrt{t} & (a) \\ \left. \begin{aligned} & \frac{k_1 |C_1| e^{-\frac{a^2}{4h_1^2 t}}}{h_1 G\left(\frac{a}{2h_1}\right)} - \frac{k_2 C_2 e^{-\frac{a^2}{4h_2^2 t}}}{h_2 \left[1 - G\left(\frac{a}{2h_2}\right)\right]} & (b) \\ & = L\rho a \frac{\sqrt{\pi}}{2} & (1) \end{aligned} \right\} \\ \text{ここに, } G(u) &\equiv \frac{a}{\sqrt{\pi}} \int_0^u e^{-u^2} du & (c) \end{aligned}$$

この  $a$  は図式で求められる。

また Stefan の解 (1890年) は, (図-2)

- (イ) 氷と水の境界温度は  $0^\circ\text{C}$ , かつ氷層下の水温もすべて  $0^\circ\text{C}$
- (ロ) 表面温度 = 気温 =  $C_1 (<0^\circ\text{C})$  で一定
- (ハ) 氷層内の温度は直線的に変わる。
- (ニ) 氷の密度は水と同じとする。

という仮定の下に導かれたもので, 次のとおりである。

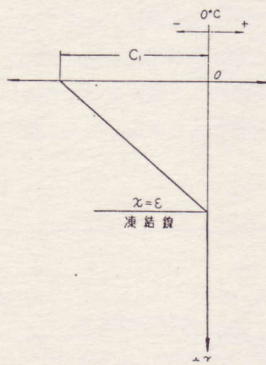


図 - 2

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon &= 2 \beta h_1 \sqrt{t} & (a) \\ \beta &= \sqrt{\frac{-C_1 c_1}{2l \rho}} & (b) \\ \varepsilon &= \sqrt{\frac{2k_1 |C_1| t}{L \rho}} & (c) \end{aligned} \right\} (2)$$

ここに  $\varepsilon$  は凍結深さ、 $t$  は凍結時間であつて、 $C$ 、 $k$ 、 $h^2$  はそれぞれ比熱、熱伝導率、温度伝導率、添字 1 は水に、2 は水に対応するものである。また  $L$  は水の単位重量あたりの融解潜熱、 $\rho$  は水の密度である。

Stefan の解は水中温度がすべて  $0^\circ\text{C}$  と仮定し、融解潜熱のみを考え下層水からの熱供給を無視しているの、実際より過大の値を与える。しかし水中温度があまり高くない場合は両式の相違は大きなものではない。

両式をみればわかるように、表面温度が  $C_2$  から  $C_1$  に急降するものと仮定すれば、凍結深さは  $\sqrt{t}$  に比例することを示している。

## 2. 含水土の凍結

半無限等質の地盤が表面温度の低下によつて凍結する状態は、氷の生成の理論を適用して解決することができる。ただし、これは含水土が一樣に凍結し、熱伝導率も一樣の場合であつて、周知のように土が氷晶分離を伴ないながら凍結するときは、その凍結進行は階段的となり、かつ凍結に伴う水の移動現象を考えれば、その熱的關係は著しく複雑となる。従つて水の凍結を含水土に適用することは、巨視的な意味において土の凍結を解析しようという意図によるものである。

この様に土が一樣に凍結する場合は、前述の Neumann または Stefan の式が適用され、その温度状態や凍結深さが求められる。すなわち。

Neumann の式から

$$\varepsilon = a \sqrt{t} \quad (a) \quad (3)$$

$$\left. \begin{aligned} & \frac{k_1 |C_1| e^{-\frac{a^2}{4h_1^2 t}}}{h_1 G\left(\frac{a}{2h_1}\right)} - \frac{k_2 C_2 e^{-\frac{a^2}{4h_2^2 t}}}{h_2 \left[1 - G\left(\frac{a}{2h_2}\right)\right]} \\ & = L_1 a \frac{\sqrt{\pi}}{2} \end{aligned} \right\} (3)$$

Stefan の式から

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{2k_1 |C_1| t}{L_1}} = \sqrt{\frac{2k_1 F}{L_1}} \quad (4)$$

ここに  $\varepsilon$  = 凍結深 (cm)

$k_1, k_2$  = 凍土および未凍土の熱伝導率 (cal/sec·cm·°C)

$c_1, c_2$  = 凍土および未凍土の比熱 (cal/gr·°C)

$h_1^2, h_2^2$  = 凍土および未凍土の温度伝導率 (cm<sup>2</sup>/sec)

$L_1$  = 土の単位体積当りの融解潜熱 =  $80\omega\rho$  (cal/cm<sup>3</sup>)

$\omega$  = 土の含水比

$\rho_1, \rho_2$  = 凍土および未凍土の乾燥密度 (gr/cm<sup>3</sup>)

$C_1$  = 凍結期間中の一定地表温度 ( $-^\circ\text{C}$ )

$C_2$  = 最初の地温 ( $^\circ\text{C}$ )

$t$  = 凍結時間 (sec)

$F$  = 積算寒度 ( $^\circ\text{C}\cdot\text{sec}$ )

これらの文字に適当な値を入れれば含水土の凍結深さを求めることができる。

## 3. Neumann の式の簡易化

Neumann の式の氷厚係数  $a$  は (3)b 式において、 $y_1 = f(a)$ 、 $y_2 = L_1 a \frac{\sqrt{\pi}}{2}$  として図式に求めることができるが、必ずしも容易でない。H.P. Aldrich (M.I.T.) はその簡易化をはかつて次のような式の誘導を行つた。

すなわち式 (3)(b) において次の (5) のように代置し (6) を導いた。

$$\left. \begin{aligned} \tau &\equiv \frac{C_2 (c_2 \rho_2)}{|C_1| (c_1 \rho_1)} & (a) \\ \delta &\equiv h_1 / h_2 & (b) \\ \mu &\equiv \frac{|C_1| (c_1 \rho_1)}{L_1} & (c) \\ z &= \frac{a}{2h_1} & (d) \end{aligned} \right\} (5)$$

$$\mu = \frac{\sqrt{\pi} z}{\left[ \frac{e^{-z^2}}{G(z)} - \frac{\tau}{\delta} \frac{e^{-\delta^2 z^2}}{1 - G(z)} \right]} \quad (6)$$

この形は、 $z$  に対し、すなわち  $a$  に対して、 $\tau, \delta, \mu$  をパラメーターとして表わすことができる。

(5)(d)式から

$$\varepsilon = a \sqrt{t} = 2zh_1 \sqrt{t} \quad (7)$$

この  $z$  は Stefan 式(2)(a)の  $\theta$  に相当するものである。この式を使いやすいように書き直して

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon &= \lambda \sqrt{\frac{2|C_1|k_1 t}{L_1}} \\ \text{ここに } \lambda &\equiv \sqrt{\frac{2z^2}{\mu}} \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

を得る。(8)式は凍結深さの一般式を表わすものである。係数  $\lambda$  は、Stefan の式(4)の補正係数で、3つの無次元のパラメーター  $\tau$ ,  $\mu$ ,  $\delta$  の函数である。

このパラメーターの物理的意義は次のとおりである。

$$(a) \quad \tau = \frac{C_2 (c_2 \rho_2)}{|C_1| (c_1 \rho_1)} \quad (5)(a)$$

すなわち、 $\tau$  は未凍土中に貯えられた熱の、凍土中の損失熱に対する比を表わす。いま一般に凍結前後の熱容量の差があまり大きくないとすれば ( $c_1 \rho_1 \approx c_2 \rho_2$ )

$$\tau = \frac{C_2}{|C_1|} \quad (9)$$

となる。即ち最初の地温と凍結期間中の一定地表温度との比となる。

$$(b) \quad \delta = h_1/h_2 \quad (5)(b)$$

これは凍土および未凍土の温度伝導率の平方根の比を示す。普通の土では  $\delta = 1$  と仮定しても、通常の熱的条件下では凍結深さに及ぼす影響は5%以内であるといわれているから、計算を簡単にするためにその差異を無視し、概算として  $\delta = 1$  とする。したがって  $k$  は  $k_1$  と  $k_2$  の平均をとればよいことになる。

$$(c) \quad \mu = \frac{|C_1| (c_1 \rho_1)}{L_1} \quad (5)(c)$$

これは凍結土において取り去られる熱の、土の潜熱に対する比を表わす。 $\mu$  が0に近づけば  $\lambda$  は1に近づき、凍結深さに与える土の性質としては  $k_1$  と  $L_1$  が支配的となる。

$\lambda$  は、潜熱だけを考え、熱容量の影響および未凍土からの熱供給を無視した時の凍結深さすなわち Stefan 式の  $\varepsilon$  に対する補正係数である。

$\delta = 1$ ,  $\tau = C_2/|C_1|$  とし、 $z$  を仮定して  $\mu$  を求め、これによつて  $\lambda$  を計算して、 $\tau$ ,  $\mu$ ,  $\lambda$  の関係を予め図表化しておけば便利である。(図-4 参照)

上に述べた簡略化により

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon &= \lambda \sqrt{\frac{2|C_1|kt}{L_1}} \\ \text{ここに } k &= \frac{k_1 + k_2}{2} \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

となる。

#### 4. 簡略化された Neumann 式の適用

##### (1) 凍結期間中の地表温度

Neumann の式は、地表温度が  $C_2$  から突然  $C_1$  にさ

がり、そこで一定値を保つと仮定した。したがつてこのような場合にのみ適用されるわけであるが、実際には路面は種々の条件により温度変化をうけ、凍結温度の土中への進入に影響をあたえる。しかし最大凍結深さは図-

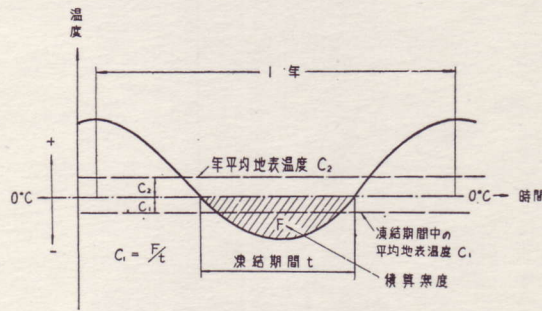


図-3

3のようにとればあまり影響されないと考えてよい。すなわち  $C_2$  は年平均地表温度、 $C_1$  は凍結期間中の平均地表温度 ( $F/t$ ) を表わす。すなわち、 $\tau$ ,  $\mu$ ,  $\varepsilon$  の式はそれぞれ

$$\tau = \frac{C_2}{|C_1|} = \frac{C_2 t}{F} \quad (9)'$$

$$\mu = \frac{|C_1| (c_1 \rho_1)}{L_1} = \frac{(c_1 \rho_1) F}{L_1 t} \quad (5)'$$

$$\varepsilon = \lambda \sqrt{\frac{2kF}{L_1}} \quad (10)'$$

$$\lambda = f(\tau, \mu)$$

となる。もし  $\varepsilon$  (cm),  $F$  ( $^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ ),  $k$  (cal/hr $\cdot$ cm $\cdot$  $^{\circ}\text{C}$ ),  $L_1$  (cal/cm $^3$ ) とすれば (10)' 式は

$$\varepsilon = \lambda \sqrt{\frac{48kF}{L_1}} \quad (10)''$$

となる。

$C_2 = 0$  とした Stefan の式(4)は過大の値を与えることはすでに述べたが、その程度は  $\lambda$  の大きさで知ることができる。含水量の多い土は  $\mu$  が0に近づき、従つて  $\lambda$  は1に近づく。

また極北の寒冷地では、年平均地表温度が土壤水の凍結温度に近くなるから  $\tau$  は0に近づき、従つて  $\lambda$  は1に近づき Stefan の解は割合に妥当な値を与える。従つて非常に寒い地方で、含水量の多いところでは  $\lambda = 1$  としてもよい。しかし割合に温暖な地方では、また比較的排水性の土では  $\lambda$  は小さくなり、Stefan の解は実際の凍結深さよりはるかに大きな値を与えることになる。

##### (2) 凍結時の氷晶分離の影響

氷晶分離が凍結深さに影響することは明らかである。しかし、氷晶分離層における含水量の増加が仮定できれば、その層の熱的性質を変えることによつて、その影響を考えに入れることができる。すなわち、含水比の増加による  $k$ ,  $c\rho$  の変化は潜熱  $L$  の影響に比べれば小さいの

で、凍結深さは氷晶分離層と当量の含水比と密度を導入することによつて計算することができる。

(3) 地表温度と気温との関係

凍結深さに影響するのは地表温度である。しかし気温のデータは多いが地表温度に関するものは少なく、しかも両者の関係ははつきりとわかつていない。一地点で適用できる両者の関係も他の場所では著しく異つてることが多いので、今までいくつかの報告があるが、普遍的關係としては信頼し難い。この点の研究が進んでいない現状では、一応気温を基にして凍結深さを計算した方がよいと考える。従つて  $C_2$  もまた年平均気温に基づくことになる。気温によつて凍結深さを求めれば、実際より幾分大きい値が得られるが、凍上対策の資料としては安全側にあることになる。

さて、年平均気温  $C_2$ 、最大積算寒度  $F$ 、平均寒度  $C_1$ 、

凍結期間  $t$  などは、長い年次にわたつてその平均値をとれば、その地区独自の値をもつことになる。道内の代表的な地区の50カ年平均の  $C_2$ 、 $F$ 、 $C_1$ 、 $t$  などによつて、 $\tau$  を求め、 $\lambda$  の図表を描けば図-4 のようになる。この  $\lambda$  を用いて地区別の凍結深さを計算することができる。

(4) 多層系に対する凍結深さ

実際の道路の場合のような多層系（たとえば舗装、基層、切込砂利層、火山灰層、路床土等）に対する凍結深さの厳密解はない。それで、(10)'式を利用して次のような半経験的な方法が提案されている。すなわち、与えられた積算寒度に対する予想凍結深さ内の各層の  $c\rho$  および  $L_1$  の Weighted Value を求めて、 $\tau$  と  $\mu$  の有効値を出し、別に  $(L_1/k)_{eff}$  を計算して凍結深さを trial method によつて求める方法である。予想凍結深さは図-8等を利用して求める。

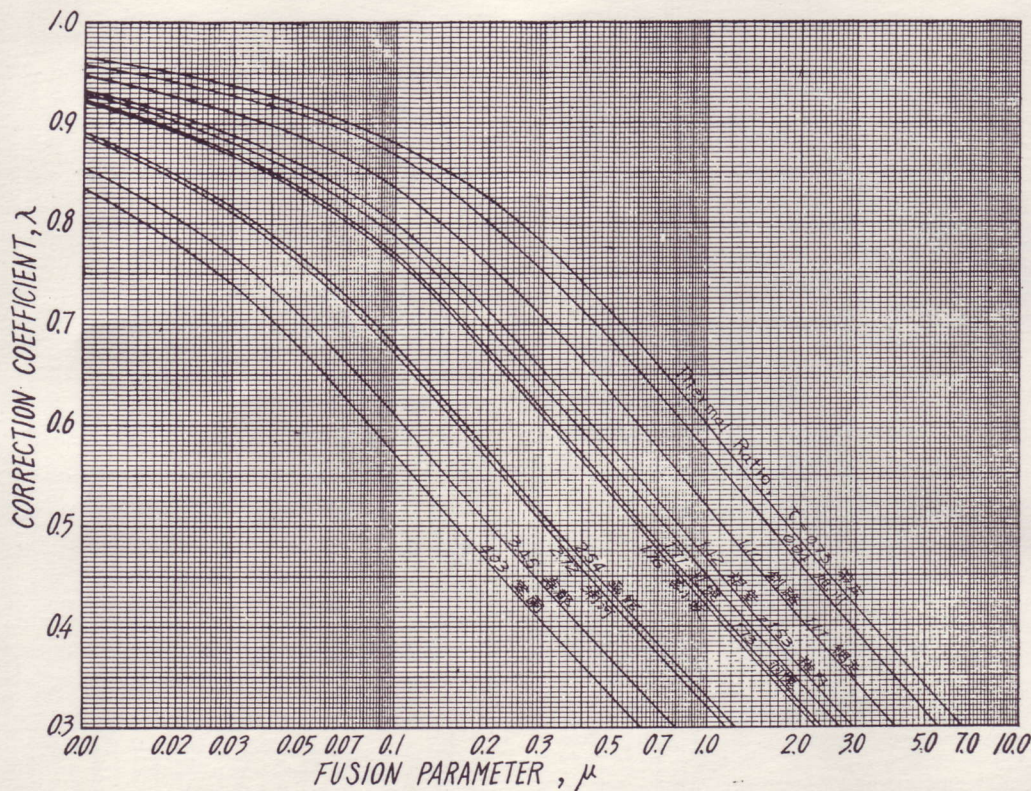


図-4 補正係数  $\lambda$  の図表

5. 土の熱的性質

現場で土の熱伝導試験を行うことは實際上困難なので、既存の測定値を利用しなければならぬことが多い。土の熱伝導率、比熱等については現在までに非常に多くの研究者によつて測定されている。たとえば M. S. Kersten<sup>(1)</sup>, G. Beskow<sup>(2)</sup> その他を参照されたい。

土の熱伝導率は、密度、温度（凍結、未凍結）、組織、構

造、鉱物成分等の多くの要因によつて変化するが、特に含水比によつて大きな影響をうける。土が一定の含水比のときは熱伝導率は乾燥密度の増加につれて増加し、一定乾燥密度のときは含水比の増加と共に増加する。予備的な調査の場合は普通の熱伝導率  $k$  を約 1 Btu/hr·ft·°F (0.004 cal/sec·cm·°C) と仮定すれば大体妥当である。また土の熱容量  $Q (=c\rho)$  の最も代表的な値は 30 Btu/ft<sup>3</sup>·°F (0.48

cal/cm<sup>3</sup>・°C)である

### 6. 計算例

いま、北海道において代表的と考えられる土および切込砂利について函館、札幌、稚内、網走、旭川における凍結深さを計算して図示すれば図-5、図-6のとおりである。計算に用いた地区に関する数値および材料に関する数値を表-1、表-2に示した。

Application to Roads and Railroad ; Swedish Road Institute 1935 (Translated by Osterberg, Northwestern University Ill. 1947)

表-1 地区に関する数値

	函館	札幌	稚内	網走	旭川
F (°C・days)	328.0	491.4	509.4	629.0	849.3
$\tau = \frac{C_2}{ C_1 }$	2.54	1.71	1.53	1.11	0.84
F/t (°C)	3.14	4.16	4.11	5.03	6.42
C <sub>2</sub> (°C)	8.0	7.1	6.3	5.6	5.4

- (1) Thermal Properties of Soils ; Special Reports No.2  
Highway Research Board 1952
- (2) Soil Freezing and Frost Heaving with Special

表-2 材料に関する数値

	w	$\rho$ gr/cm <sup>3</sup>	k		L cal/cm <sup>3</sup>	Q=c $\rho$ cal/cm <sup>3</sup> ・°C
			cal/sec・cm・°C	Cal/hr・cm・°C		
アスファルト舗装	w <sub>1</sub> =0	$\rho_1=2.12$	k <sub>1</sub> =0.0035	k <sub>1</sub> =12.60	L <sub>1</sub> =0	Q <sub>1</sub> =0.45
切込砂利	w <sub>2</sub> =0.075	$\rho_2=1.8$	k <sub>2</sub> =0.0026	k <sub>2</sub> =9.36	L <sub>2</sub> =10.8	Q <sub>2</sub> =0.41
土	w <sub>3</sub> =1.0	$\rho_3=1.0$	k <sub>3</sub> =0.0038	k <sub>3</sub> =13.68	L <sub>3</sub> =32.0	Q <sub>3</sub> =0.47

添字は上からの層の順序を表わす。

これらの図を見れば凍結深さは、同じ土質、同じ積算寒度であつても、その地区の気象条件によつて異なり、寒い地方ほど凍結深さが深くなるのがわかる。

図-7は、アスファルト舗装12cm、切込砂利68cm(置換厚さ80cm)としたときの札幌、稚内、網走の凍結深さ曲線である。路床土の含水比が大きいため、凍結線の下降速度は置換層を過ぎると緩くなつている。以上のように、凍結深さが気象条件の影響をうけることは実測のデータからも明らかである。実測による凍結深さとこの方法で計算し

た値との誤差は数パーセント以内であつて、この計算値は置換深さを決定すべき凍結深さとして十分な精度を期待することができる。

### 7. 凍結深さの推定

以上述べたように、凍結深さを計算するには、かなりのデータが必要である。とりあえず急いで予測したいような場合には図-8に示すような経験的なデータを利用すれば便利である。図の実線Bは、昭和26~30年の道内既存道路の凍上調査(142個所)から筆者が求めた気温積算寒度

図-5 積算寒度と凍結深さ(土のみの場合)

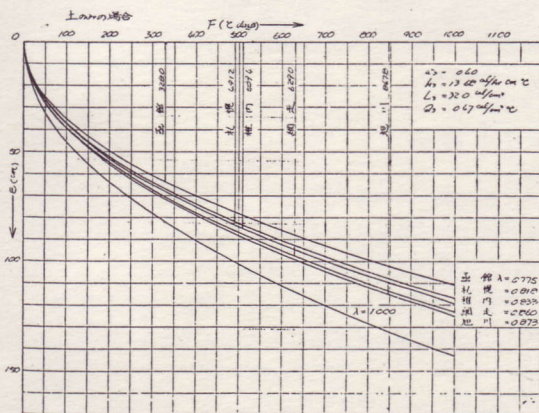


図-6 積算寒度と凍結深さ(砂利のみの場合)

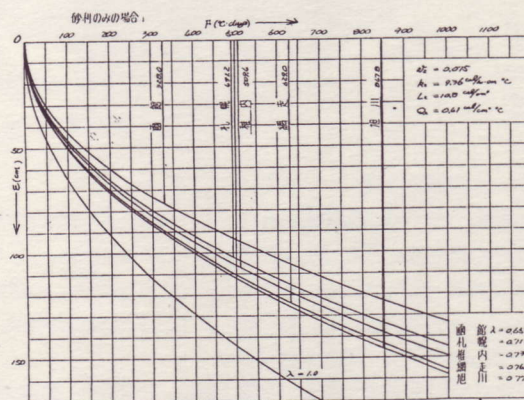
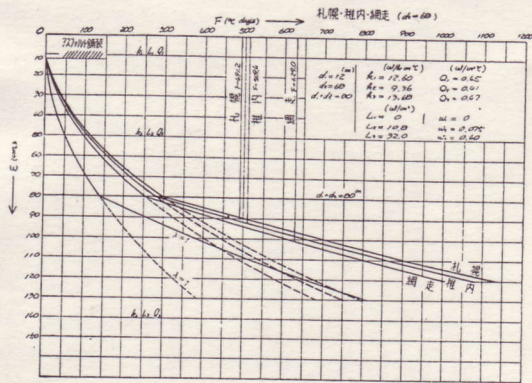


図 7 積算寒度と凍結深さ



と凍結深さとの関係で、北海道の在来道路の凍結深さの推定に役立つ。なおこの曲線は総括的にまとめたもので気象による地域差は考えていない。

破線 A は ACFEL (Arctic Construction and Frost Effect Laboratory, New England Div. Corps of Engineering, 1949) で求めた舗装下の排水のよい非凍上性材料の場合の気温積算寒度と凍結深さとの関係である。普通土の凍結深さが粗粒排水性のそれよりも小さいことは当然である。

### III 凍結深さに関する考察

#### 1. 凍結深さの制限

凍上と凍結とは混同され勝ちであるが、全く別の観点

から考えなければならない。いかに深く凍結してもそれが非凍上性材料であれば凍上は起らない。また凍結が浅くてもそれが凍上性土質であればいくらでも凍上を起す可能性がある。

凍上は主として土壌水の分離晶出作用であつて、地上の霜柱発生理論とほぼ同様で、地中に霜柱が発生生成することによつて起こる。地中の氷晶分離はほぼ  $0^{\circ}\text{C}$  の点で起り、分離作用のつづいている間は凍結線の進行は止つている。すなわち、凍結層と未凍結層の境界面では、冷却されて表面に逃げる熱と、下層から伝わってくる熱と、水が凍結するために生じる潜熱とが平衡を保っている間はこの境界面は停止し、氷層が発達して厚くなる。いい換えれば、凍上作用の活潑なほど凍結深さは浅くなる。このように凍結深さの大小は凍上量の大小とむしろ逆の関係にあるといつてよい。

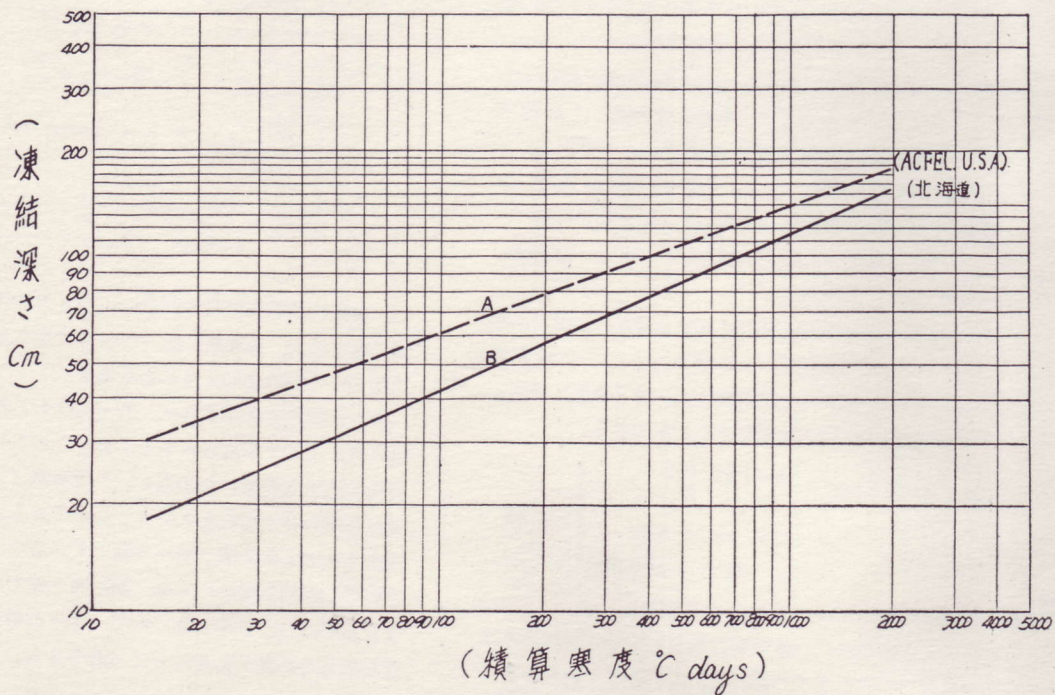
実際上の問題は、凍結線が凍上性の土層内に侵入するか否かにかかっている。すなわち凍結深さを制限する意図は、凍結深さを凍上性土層に達せしめないようにするところにある。

凍結深さ  $e$  を小さくするためには (10)' 式

$$e = \lambda \sqrt{\frac{2kF}{L_1}}$$

において、積算寒度が与えられたとすれば、 $\lambda$  の影響を考えなければ熱伝導率  $k$  を小さくするか、あるいは潜

図 8 積算寒度と凍結深さ





熱  $L_1$  を大きくすればよいことになる。苔、わら、泥炭のような有機物、その他空隙ガラスブロック、軽量コンクリートあるいは発泡合成樹脂断熱材を利用しようとするのは、 $k$  をできるだけ小さくして  $\epsilon$  を減少させようという意図によるものである。しかしこれらの材料にはやがて水分が侵入し、本来の低い熱伝導性が失われるおそれがあり、また圧縮沈下が大きいという欠点ももっている。

これとは逆にあらかじめ水で飽和された非凍土性の層を路盤の下において、その大きな融解潜熱を利用して凍結深さを制限する方法も考えることができる。現にスカンジナビア地方では、鉄道の道床の下に圧縮泥炭を置き、その潜熱を利用して凍結深さを泥炭層内に止めることに成功している。

もし、充分な荷重支持力をもつ適当な材料が発見できれば、この潜熱利用は大きな効果を期待し得るものと考ええる。北海道においても、特に帯広地方のように 100 cm 以上の置換を行なつてもなおかつ 30 cm 以上も路床土への凍結侵入を見るところでは、路床土の薬剤処理工法と共にこの方法についても十分研究すべきであると思う。

## 2. 凍結深さと凍上量との関係

凍上対策工法としての置換率（置換深さの凍結深さに対する比）をきめるためには、凍結深さと凍上量の関係をできるだけ多数地点について統計的に調べる必要がある。その一つの方法として凍結深さ比と凍上影響比との関係について考察を加える。

いま、地中凍結深さ内のある点の凍上量 ( $f$ ) の路面最大凍上量 ( $f_{max}$ ) に対する百分比 ( $f/f_{max} \times 100$ ) を凍上影響比と名付け、その点の凍結前の深さ ( $\epsilon$ ) とその時の最大凍結深さ ( $\epsilon_{max}$ ) に対する百分比 ( $\epsilon/\epsilon_{max} \times 100$ ) を凍結深さ比と名付けるものとすれば、この両者の間に統計的に定性的な関係を見出すことができる。

深さの方向を  $x$  軸に、凍上の方向を  $y$  軸にとれば、 $x$  と  $y$  によつて曲線を描くことができ、凍結深さの何パーセントの深さの点で路面凍上量の何パーセントを占めているかを知ることができる。

図-9は、昭和27, 28 両年度の凍上調査の全資料から  $f/f_{max}$ ,  $\epsilon/\epsilon_{max}$  を求め図上にプロットし、これを群平均法によつて求めた凍結深さ比-凍上影響比曲線で、次のような形でかき表わすことができる。

$$x = 70.8 \left\{ \log_{10} \frac{100 + y_0}{y + y_0} \right\}^{1/3} \quad \dots\dots (11)$$

ここに  $y_0 = 2.5$ ;  
 $x > 100$  の  $y$  の平値均

$x$  と  $y$  の関係は表-3のとおりである。

この曲線を見れば、路面凍上量の大部分は凍結深さ比の20%から60%位までの間に起つていることがわかる。

凍上影響比の減少率は、凍結深さ比の70%附近から緩となり、83%附近で0線を過ぎり、100%以深では2.5%の収縮比を示している。これは地中水の凍結面への移動による体積収縮の影響によるものと考えられる。

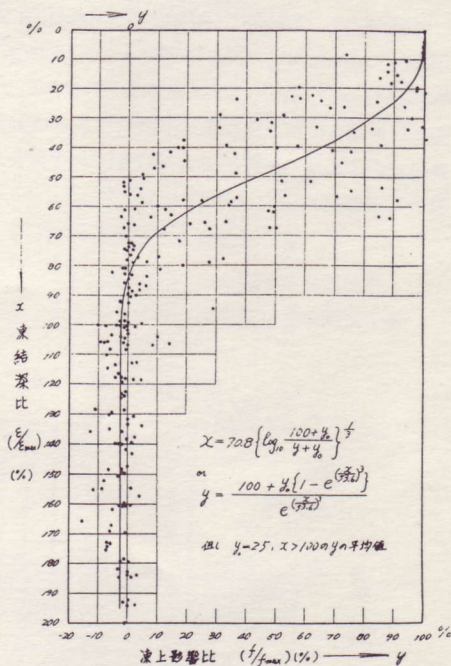
表-3

$x$ %	$y$ %
40	63.1
50	43.1
60	22.7
75	4.1
80	1.2
82.8	0.1

この曲線は相当多数の資料から求めたもので、北海道の在来道路に対しては統計的な意味において信頼してよいと思う。

さて、この図について考察すれば、もし置換後も凍結深さが変わらないものとすれば、置換率を80%として全凍上量の1.2%、70%として約8%の凍上を起すことがわかる。しか

図-9 凍結深さと凍上影響比



し、実際には粗粒材料の置換によつて凍結深さは一般に深くなるので、置換後に起るべき凍結深さ比と凍上影響比について検討を加える必要がある。

挽み性舗装を採用すれば、凍上量はある程度までその挽み性によつて吸収されうると考えられるので、従来慣行的に施工されていた80%という置換率は、統計的な立場から概ね妥当であるということが出来る。しかしこれはあくまでも統計の立場から論じているのであつて、凍上影響比が同じであつても、絶対凍上量では差があり、また点のばらつきも大きいので、個々の場合について検討を加える必要があることは勿論である。

すでに述べたように、置換率を検討するためには、粗粒材料でおきかえた場合の凍結深さの変化についても考慮する必要がある。一般に粗粒材料で置き換えると凍結深さが深くなり、凍結深さ比は小となり、従つて凍上影響比は大きくなって危険側となる。筆者は置換による凍結深さの変化を熱伝導論の導入によつて、置換各層の熱伝導率、融解潜熱、層の厚さおよび置換率の函数として定量的に求めたが、時間がないので別の機会に譲ることにしたい。

## む す び

以上、道路の凍結深さの解析とこれに関連した置換率について考察した。前にも述べたように自然状態における実際の道路の凍結は極めて複雑な因子の影響をうけており、決して単純ではない。従つて、熱伝導論による数学的解析は実際の土の凍結とは必ずしも一致するものではないが、凍上という現象も含めた含水土の凍結についての最も有力な解決法であると考えている。この方面の研究がさらに強力に進められることを望んでやまない。

# 泥炭地の河川築堤について

北海道開発局土木試験所 河合裕志  
高安隆郎  
阿部利一

## §1 ま え が き

泥炭性軟弱地盤の盛土に関する調査は、従来から石狩地域で相当数の資料を得ているが、十勝地域ではほとんどない。十勝地域での泥炭性軟弱地盤の特性を知るとともに、石狩地域との比較を行なうために、十勝川トイトツキ地域での調査を行なった。この調査は試験盛土によつたため従来満足に得られていなかった短期間の完成による盛土の、沈下等に関する施工中および完了直後の資料が得られた。

## §2 試験位置及び基盤の状態

この調査は、現大津川左岸、測点6,000m付近で行なつた。地盤高は標高4.3~4.4mで、泥炭層厚は3.7~3.8m、その下に細砂層がある。オランダ式およびスエーデン式貫入試験結果から推定すると細砂層は層厚約1m、その下層に約0.5mの粘土を狭んで約2mの砂層があり、さらに粘

土層と続いている。

泥炭の強度は、コーン貫入指数2~3kg/cm<sup>2</sup>であつて石狩地域の一般の状態に比較すると大きな抵抗値を示している。(図-1)。泥炭層の物理的性質をシンウオールサンプリングした試料を試験した結果についてみると、図-2のようである。

盛土前の調査は、ピートサンプラーによる土層調査、ベーンセン断試験機およびコーン貫入試験機による強度調査、シンウオールサンプリングおよび基準点の設置等であり、施設として、基盤沈下板、スクルー型基層内沈下板、メタリックチューブ型ピエゾメーター、およびカルリン型水圧計である。調査地点および施設箇所は図-3のようである。

図-1 ベーンセン断強度  
及びコーン貫入指数

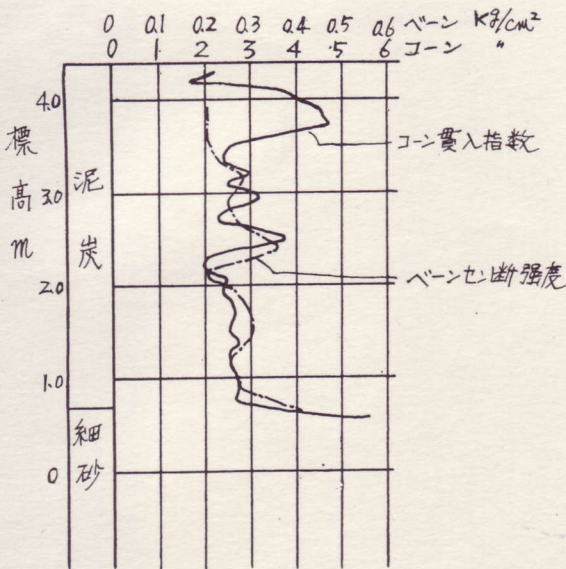


図-2 物理試験結果

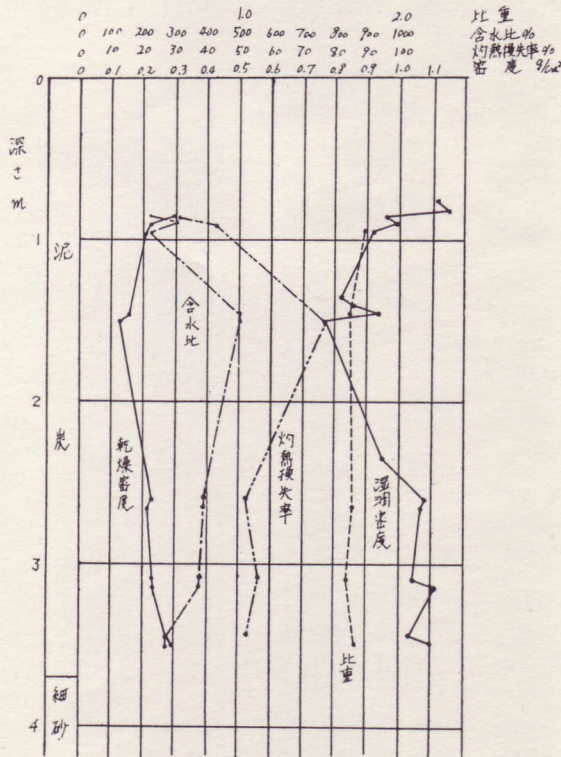
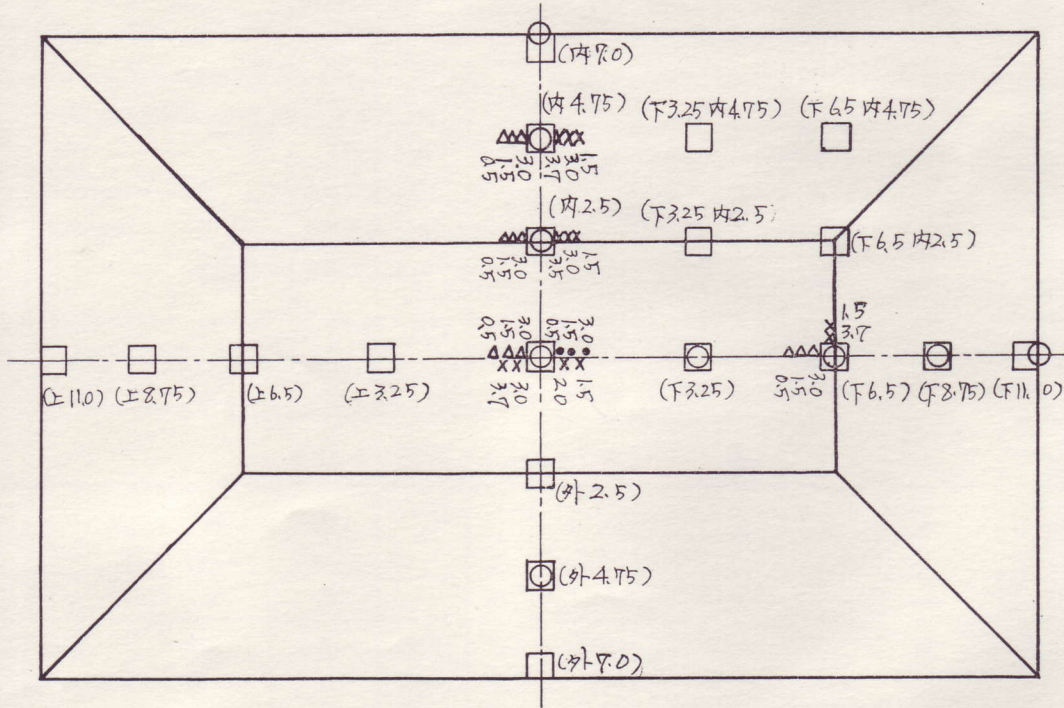


図-3-a 施設位置図

カッコ内数字は調査  
及び施設位置を示し  
他の数字は施設の  
先端深さを示す

凡例  
○土層及び強度調査 ●カールソン型水圧計  
□基盤面沈下板 △ピエゾメーター  
×基層内沈下板



§3 盛土の状態及び応力分布

盛土は、36年9月20日8時から盛り始めて、24日15時に完成した。大きさは、敷巾14m×22m、天端巾5m×13m完成時の見かけ高さ2.75m、実盛土高3.27mである。この盛土における主調査断面の、基盤に対する応力係数(K)の分布は、(1)式により図-4のようになる。

$$K = 1/\pi a [a(a_1 + a_2 + a_3) + b(a_1 + a_3) + x(a_1 - a_3)] \dots (1) \text{ (註1)}$$

なお応力  $P_z$  は、 $P_z = \rho \cdot K$  で求められる。但し  $\rho$ : 盛土密度 ( $\gamma_t$ ) × 盛土中心の高さ ( $h$ )。

盛土の密度はシンウォールサンプリングした試料による。

図-4 盛土形状と応力分布

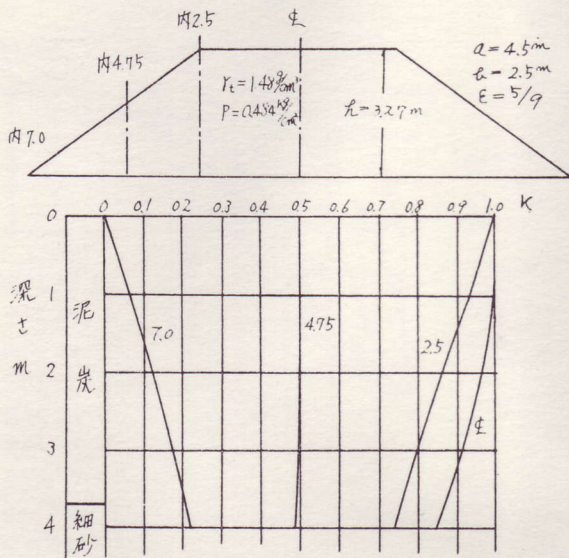
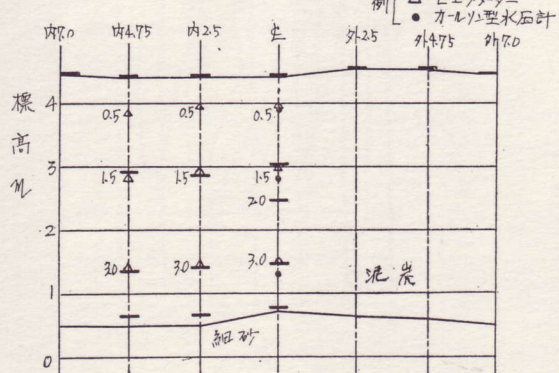


図-3-b 施設位置図 (調査主断面)



§ 4 盛土による基盤の圧縮沈下

盛土施工中および盛土完了後の断面中心における沈下量と間隙水圧の各観測時の状態を図-5に示す。

圧密試験は盛土断面の中心でシンウォールサンプリングした試料を用いて試験した。試験結果は表-1のようである。基盤の最終沈下量は、圧密試験によつて求めた圧縮指

表-1 圧密試験結果 (先行荷重での値)

深さ (m)	先行荷重 (kg/cm <sup>2</sup> )	間隙比	圧縮指数	体積圧縮係数 (cm <sup>2</sup> /kg)
0.90~0.95	0.064	9.63	3.74	1.3×10 <sup>-4</sup>
1.41~1.46	0.083	8.60	3.77	8.8×10 <sup>-4</sup>
2.60~2.65	0.150	6.50	2.82	5.2×10 <sup>-4</sup>
3.04~3.09	0.170	5.70	2.73	8.4×10 <sup>-4</sup>
3.44~3.49	0.195	6.75	2.98	4.5×10 <sup>-4</sup>

数 (Cc) または体積圧縮係数 (m<sub>v</sub>) を用いて次式で求められる。

$$\delta_1 = Cc / (1 + e_0) \cdot H \cdot \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \quad (2)$$

$$\delta_2 = m_v \cdot H \cdot \Delta P \quad (3)$$

但し

δ<sub>1</sub> ; Cc によつて求めた最終沈下量 (cm)

δ<sub>2</sub> ; m<sub>v</sub> によつて求めた最終沈下量 (cm)

H ; 層厚 (cm)

P<sub>0</sub> ; 先行荷重 (kg/cm<sup>2</sup>)

ΔP ; 増加荷重 (kg/cm<sup>2</sup>)

e<sub>0</sub> ; 先行荷重での間隙比

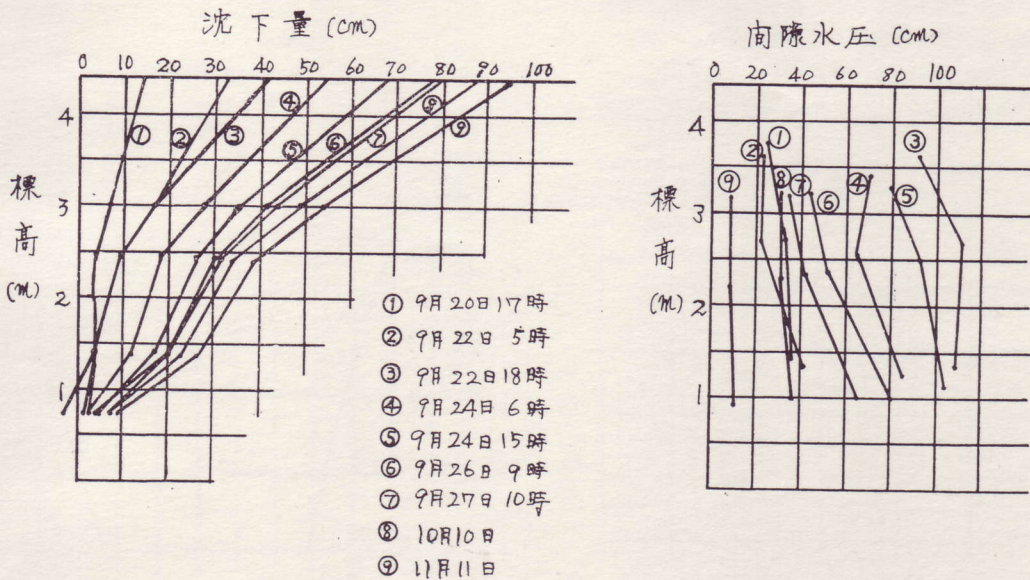
m<sub>v</sub> ; p<sub>0</sub> +  $\frac{\Delta P}{2}$  での m<sub>v</sub> (cm<sup>2</sup>/kg)

埋設してある基盤内沈下板に従つて、泥炭層を区分し、各層ごとに最終圧縮量を計算すると表-2のようになる。

表-2 Cc 法及び m<sub>v</sub> 法による最終沈下量の計算

	H	Cc	p <sub>0</sub>	Δp	m <sub>v</sub> (p <sub>0</sub> + $\frac{\Delta P}{2}$ )	e <sub>0</sub>	δ <sub>1</sub> (Cc法)	δ <sub>2</sub> (m <sub>v</sub> 法)	Σδ <sub>1</sub>	Σδ <sub>2</sub>
	cm		kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /kg		m	m	m	m
全層	371	3.17	0.132	0.46	0.47	7.64	0.91	0.80		
1層	141	3.74	0.064	0.48	0.60	9.63	0.46	0.41	1.02	0.86
2層	58	3.77	0.083	0.47	0.45	8.60	0.19	0.12	0.56	0.45
3層	100	2.82	0.150	0.45	0.40	6.50	0.23	0.18	0.37	0.33
4層	69	2.86	0.183	0.45	0.52	6.23	0.14	0.15	0.14	0.15

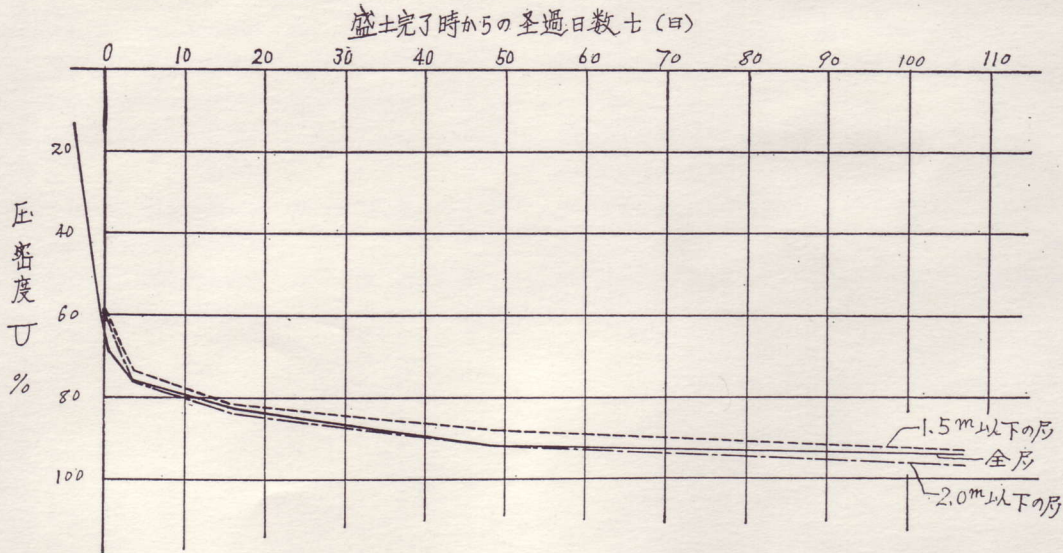
図-5 沈下量及び間隙水圧の時間変化



最終沈下量に対する各観測時の沈下量の割合を図示すると  
図-6 のようであり、盛土の完了時には66%，また盛土完

了後 107 日の観測では95%に達しており、沈下の進みかた  
が非常に速いことがわかる。

図-6 圧密度の時間経過



泥炭層の基盤の沈下の進みかたが、双曲線式

$$\delta = t/a + bt + C \quad (4)$$

但し、 $\delta$ ；沈下量  $t$ ；経過日数

$a, b, c$ ；常数

によく合うことが経験上知られているが（註2），今回の

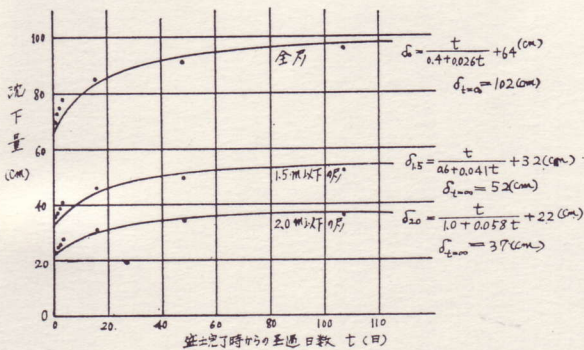
調査については図-7 のようである。但し  $C$  は、盛土完成  
時の沈下量（ $t=0$  の  $\delta$ ）を用いた。

(4)式からわかるように  $\delta t=00$  即ち  $1/b+C$  が最終没下  
量であり、この値を表-3 に示すが、これらは圧密試験の  
 $C_c$  から求めた値とよく一致している。

表-3 双曲線法による最終沈下量

地点	層厚	$b$	$1/b$ (cm)	$C$ (cm)	$1/b + C$ (cm)	$C_c$ 法による 最終沈下量 (cm)
0	全層	0.026	38	64	102	102
1.5	第2層以下	0.041	24	32	56	56
2.0	第3層以下	0.058	17	22	39	37

図-7 双曲線的な沈下経過・実測値



§ 5 考 察

1. この試験地域の泥炭は、石狩地域に比して（註3）、  
(イ)比重が大きく、(ロ)灼熱損失が小さいことから考えて、  
鉱物質の混入量が多いといえる。このことは先行荷重が大き  
めであり、また強度が大きいことに関係があると考えられ  
る。

2. 沈下の時間経過を、圧密試験から予測することは困  
難であるが、§ 4 で述べたように双曲線的な沈下経過が認  
められるので、初期の実測値から推定することが可能であ  
ると考えられる。しかし図-7 からわかるように、経過

日数16日以前では、双曲線的な沈下と考え難いが、このことについては、泥炭の初期沈下の現象とも考え合わせてさらに検討を要しよう。

3. 最終沈下量は、圧密試験からも、また初期の実測値からも推定することができる。

なお圧密試験から求める場合に、Cc法と $m_v$ 法とで多少異なつた結果が得られたが、このことについてさらに検討を加えたい。

4. §5でのべたように、沈下の進みかたが著しく速く終了も早いと予想されるが、このことを泥炭の物理的性質あるいは、圧密試験結果等との比較検討をしていきたいと考える。

以上が36年度の調査結果であるが、この調査は今後も継

続していく予定である。

なお、この調査にあたり、北海道開発局帯広開発建設部、同部茂岩治水事業所の方々から、多大の御協力を頂きましたことを付記して深謝致します。

註1. 宮川 勇；泥炭地の土質工学的調査研究（土木試験所報告 第21号）

註2. 北海道開発局；泥炭地における河川築堤の土質工学的調査（建設省第11回直轄技術研究会）

高安 隆 郎；盛土による沈下について（第3回北海道開発局技術研究会）

註3. 宮川 勇；泥炭地の土質工学的調査研究（土木試験所報告 第20号）

# 軟弱地盤上の盛土の進め方に関する一考察

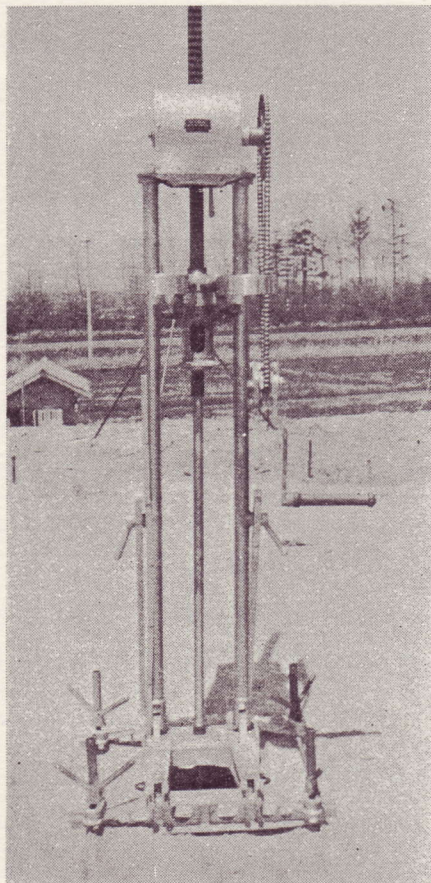
—スベリ円が堅い地盤による制限を受けない場合—

土木試験所 佐々木 晴 美

吉 田 忠 勝

## 1. ま え が き

軟弱地盤における盛土工法としては、現在置換工法、サンド・ドレイン工法、予圧密工法、抑え盛土工法その他が知られているが、現場に対するこれらの工法の適用は地盤土質状況とともに経済的諸条件によつて左右されることが多い。通常、現場では基盤の強さ、または圧密強化を考慮しながら段階的に盛土を進めていく方法がとられ、所要の基盤強さが得られない場合には抑え盛土を伴なつて、実施されることが少なくないようである。



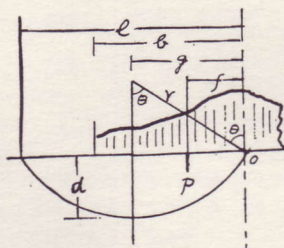
泥炭性軟弱地における築堤基盤の安定ならびに抑え盛土のはたらきについては、すでに詳細な報告<sup>1)2)</sup>が行なわれており、円形スベリ面で安定平衡を考える諸方法のうちでは、スベリ面上の最大せん断応力と、その点のせん断抵抗との比で考えた危険率がスベリ面全体を通じて平均して考えたとき平衡を保つという条件で処理する平均危険指数法<sup>1)</sup>が、最も妥当な解決を与える傾向のあることが述べられているが、ここでは簡単な円形スベリ面—モーメント法により前記報告にもとづいて基盤の安定を考慮した時の盛土断面の決め方ならびに盛土の進め方を、具体的に整理し軟弱地盤において“盛りつぶし”によつて施工する場合の盛土の設計施工に対する一つの目安ともいふべきものにまとめ、さらにそれを実例に適用して検討することとする。

また軟弱地盤に盛土を行なう場合には、その基盤に関する調査試験の実施が必要である。その調査試験方法は種々<sup>3)</sup>あるが、現場において比較的簡単に行なうことができ、しかもかなり信頼度が高いとされているものにペーンシャ・テスト、コーンペネトロメーター・テストなどがあるが、とくにオランダ式コーンペネトロメーター・テストは測定可能な強さの範囲が広く、しかも操作が簡単で迅速に測定でき、基盤内におけるスベリ円の深さを制限するような堅い地盤の探索をも容易に行なうことができるので、今後一層この種の調査に活用されるであろう。

写真—1は現場におけるオランダ式コーンペネトロメーター・テストの実施状況を示す。

## 2. 設計原断面（梯形）の安定性の検討

盛土の高さは路面または築堤天端の formation level により決められ、法勾配は法面の安定条件から定められるが、このようにして決定された梯形原断面に対して基盤の安定を検討しなければならない。



図—1

今図—1のような任



意の盛土形状に対して盛土は線荷重の集合体で0軸を境にして、その左または右の部分が一体として回転し、そのときのスベリ面の抵抗は基盤内でのみ有効にはたらくものと考え、盛土重量(P)による回転モーメントとスベリ円に沿う抵抗モーメントとの釣合から式(1)が得られ、平衡の限界状態に対して式(2)が得られる。

$$P = \frac{(g^2 + d^2)^2 \sin^{-1}\{2gd/(g^2 + d^2)\}}{2d^2(g-f)} \cdot C \quad (1)$$

$$d \cong 1.318f \quad (2)$$

したがって地盤調査によりスベリ円の深さに制限を与えるような堅い地盤の深さ(d<sub>0</sub>)と式(2)で与えられるスベリ円の深さ(d)とについて

$$d_0 \cong d \cong 1.318f \quad (3)$$

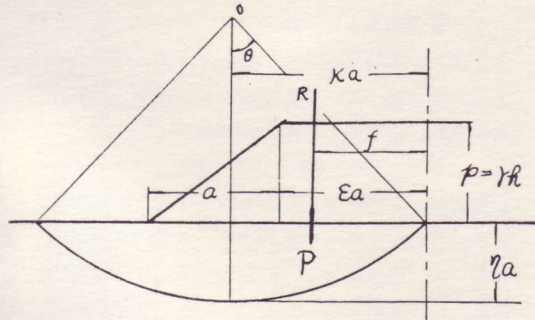


図-2

なる関係を検討しなければならないが、ここではスベリ円の深さが堅い地盤による制限を受けない場合、すなわち  $d_0 > d \cong 1.318f$  なる場合について考えると図-2において対称軸上における荷重強度(P)の限界値として

$$\left. \begin{aligned} P_{min} &= n_0 C \\ n_0 &= 22 \frac{\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3}}{(2\varepsilon + 1)^2} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

が得られ、また同図における盛土断面の形状係数(ε)と平衡の限界状態における  $K_0, \eta_0, n_0$  との関係は図-3に示される。

なお梯形断面の重心距離(f)は次式で与えられる。

$$f = \frac{\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3}}{2\varepsilon + 1} \cdot a \quad (5)$$

図-3によれば梯形原断面が決められると、その断面の形状係数(ε)に対して平衡限界状態における安定係数(n<sub>0</sub>)が決まり式(4)により対称軸上の荷重強度(P<sub>min</sub>)が求められ、さらに  $P_{min} = \gamma \cdot h_{min}$  (γ:盛土密度)により対称

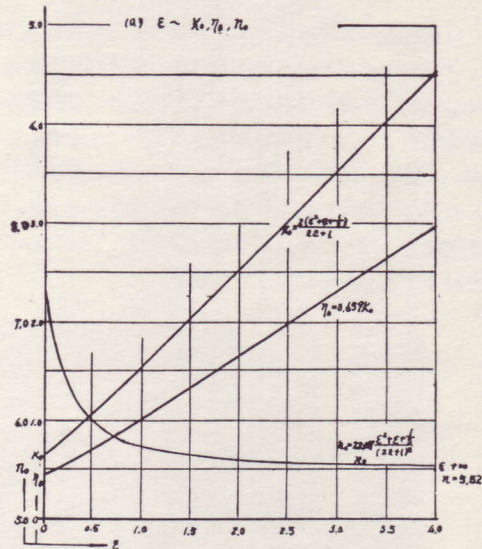


図-3 モーメント法によるスベリ円の位置と安定係数

表-1 設計原断面(梯形断面)に対する安定計算結果

測点	ε	a	f	1.318f	n <sub>0</sub>	P <sub>min</sub>		h <sub>min</sub>		設計盛土高 h <sub>i</sub>
						C = 2t/m <sup>2</sup>	C' (t/m <sup>2</sup> )	C = 2t/m <sup>2</sup>	C' (t/m <sup>2</sup> )	
No. 1	0.163	m	m	m	6.53	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	m	m	m
		21.5	8.47	11.17	6.53	13.06	16.34	7.69	9.61	< 13.93
No. 2	0.189	18.5	7.49	9.88	6.47	12.94	15.52	7.61	9.13	< 11.14
No. 3	0.304	11.5	5.22	6.88	6.20	12.40	14.27	7.30	8.39	> 6.75
No. 4	0.700	5.0	3.18	4.19	5.81	11.62	12.78	6.83	7.52	> 2.49

(註) 1) 記号は図-2 参照

2) C = 自然地盤の強さ

C' = 盛土過程における圧密強化後の地盤の強さ(仮定値)

測点 No.1; 2.5 t/m<sup>2</sup>

No.2; 2.4 t/m<sup>2</sup>

No.3; 2.3 t/m<sup>2</sup>

No.4; 2.2 t/m<sup>2</sup>

軸上における限界盛高 ( $h_{min}$ ) が得られる。したがって上のようにして求められた  $h_{min}$  と、すでに決められている梯形原断面の盛高 ( $h_i$ ) とを比較して  $h_i > h_{min}$  なるときにはなんらかの方法によつて基礎の安定を保持せしめ  $h_i \leq h_{min}$  なるようにしなければならない。また同図により  $h_i \leq h_{min}$  とするよな  $n_0$  を与える  $\epsilon$  を盛土断面に適用できるか否かを検討することもできる。

以上のような検討の結果  $h_i > h_{min}$  となり、これに対

する基礎安定保持の一方法として抑え盛土を採用する場合には、その断面決定のための検討が必要となる。

### 3. 抑え盛土断面の決定

抑え盛土断面において図-4のように記号を決めると、抑え盛土を含む盛土全重量 ( $P$ ) 0 軸からの重心距離 ( $f$ ) は式(6), (7)で表わされ平衡の限界状態における対称軸上の荷重強度 ( $P$ ) および安定係数 ( $n$ ) は式(8)で表わされる。

表-2 抑え盛土計算結果

測点	$\epsilon$	$a$	$h$	所要安定係数 $n$	$\tau$	$m$	原形に対する安定係数の比 $n/n_0$	原盛土に対する抑え盛土の体積比 $m\tau/(1+2\epsilon)/2$	抑え盛土敷幅 $\tau a$	抑え盛土高さ $mh$	$\frac{1}{2} \times$ 全敷幅 $\tau a + \epsilon a + a$	$f$	$g$
No. 1	0.163	21.5	13.93	11.841	2.55	0.158	1.796	0.612	54.83	2.20	79.83	24.45	48.90
				9.472	1.45	0.214	1.443	0.470	31.18	2.98	56.18	17.97	35.94
No. 2	0.189	18.5	11.14	9.469	1.55	0.217	1.460	0.487	28.67	2.42	50.67	16.37	32.74
				7.891	0.75	0.282	1.215	0.310	13.87	3.14	35.87	11.91	23.82

但し、盛土密度  $\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$  自然地盤の強さ  $C = 2.0 \text{ t/m}^3$  圧密強化後の基礎の強さ  $C' = 2.5 \text{ t/m}^2$  (測点 No. 1)  $2.4 \text{ t/m}^2$  (測点 No. 2) とする。

$$P = (2\epsilon + 2m\tau + 1) Pa / 2 \quad (6)$$

$$f = \frac{(\epsilon^2 + \epsilon + \frac{1}{3}) + m\tau\{2(\epsilon + 1) + (\tau - m)\}}{2\epsilon + 2m\tau + 1} \cdot a \quad (7)$$

$$P = nC$$

$$n = 22\left\{ \frac{(\epsilon^2 + \epsilon + \frac{1}{3}) + m\tau\{2(\epsilon + 1) + (\tau - m)\}}{(2\epsilon + 2m\tau + 1)^2} \right\} \quad (8)$$

式(8)から抑え盛土の敷幅 ( $\tau a$ ) が一定 (但し  $\tau \neq 0$ ) のときに安定係数を最大にするよな  $m$  の値は式(9)で与えられる。

$$m = \frac{\tau(2\epsilon + 1) + 2(\epsilon + \frac{1}{3})}{2[(2\epsilon + 1) + \tau\{2(\epsilon + 1) + \tau\}]} \quad (9)$$

安定係数が最大になるときの  $\tau$  と諸係数の関係を  $\epsilon = 0.1, 0.2, \dots, 1.0$  についてまとめたものを図-5 (a)~(j) に示す。同図により梯形原断面の対称軸上における盛高 ( $h_i$ ) 形状係数 ( $\epsilon$ ) 既知であるから盛土密度 ( $\gamma$ ) が与えられるならば、必要な最も可能な範囲内で最も大きな安定係数 ( $n$ ) が決まり、その  $n$  に対応する  $\tau$  と  $m$  の組み合わせを得ることができる。なお同図において  $n/n_0$  は梯形原断面に対する安定係数の比  $m\tau/(1+2\epsilon)/2$  は原盛土に対する抑え土の体積比を示す。

このようにして抑え盛土を有する盛土断面を決定することができるが、多くの場合その間に盛土荷重による基礎の圧密強化を期待し、なんらかの方法により全盛土終了時における基礎の増加強度を推定し、その推定強度に対して必要な  $n$  を決めるのである。

このように基礎の圧密強化を考慮して断面を決めるときには、盛土過程において基礎を破壊させないよう圧密強化の進行状況に対応させながら盛土を進めていく施工管理が必要である。

### 4. 基礎の圧密強化を考慮したときの盛土の進め方

まず盛高 ( $h$ ) と、それに必要な基礎土質のせん断強度 ( $C$ )

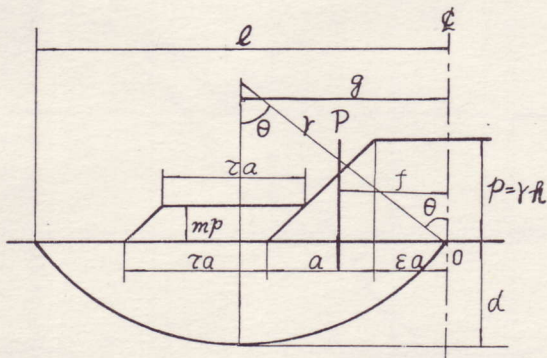


図-4 抑え盛土標準断面図

- 記号  $g$  : 0 軸からスベリ円の中心までの水平距離  
 $f$  : 0 軸から盛土の重心までの水平距離  
 $d$  : スベリ円の深さ  
 $r$  : スベリ円の半径  
 $l$  : スベリ円の弦長 (スベリの範囲)  
 $2\theta$  : スベリ円弧を挟む中心角  
 $P$  : 盛土の全重量

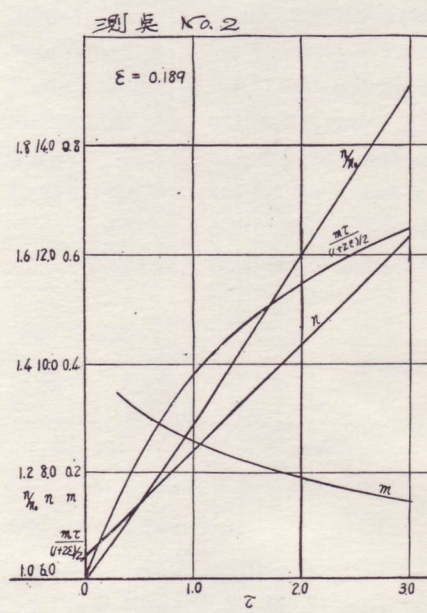
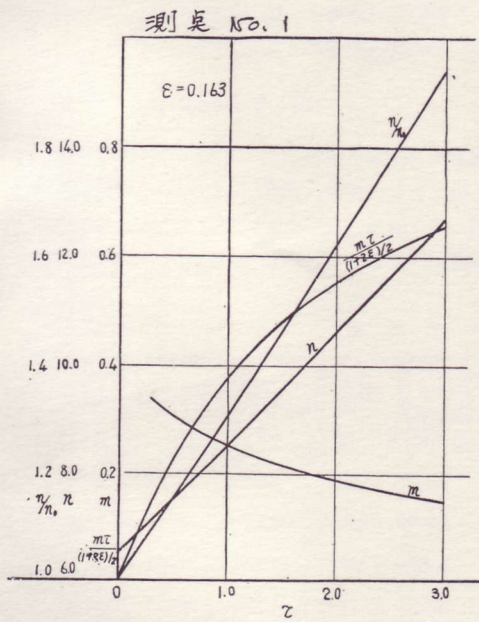
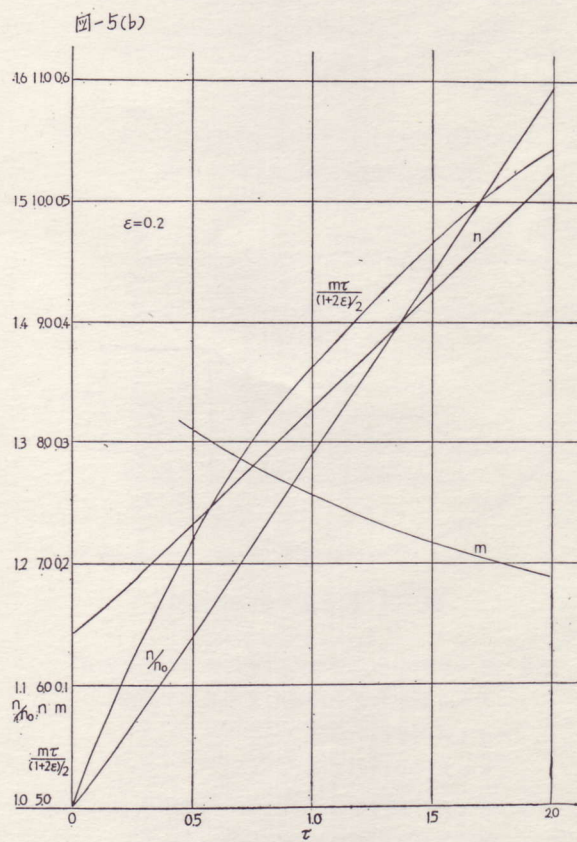
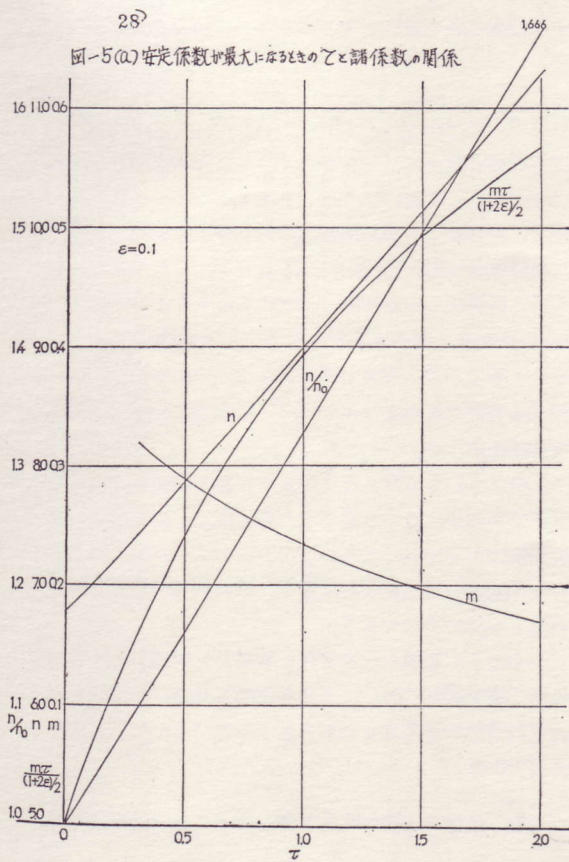


図-5' 安全係数が最大になるときの  $\tau$  と諸係数の関係 (例示)



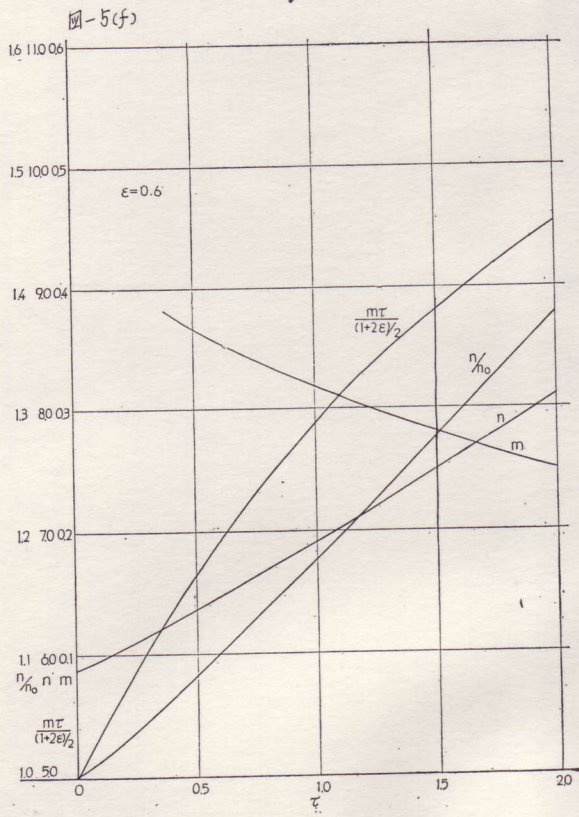
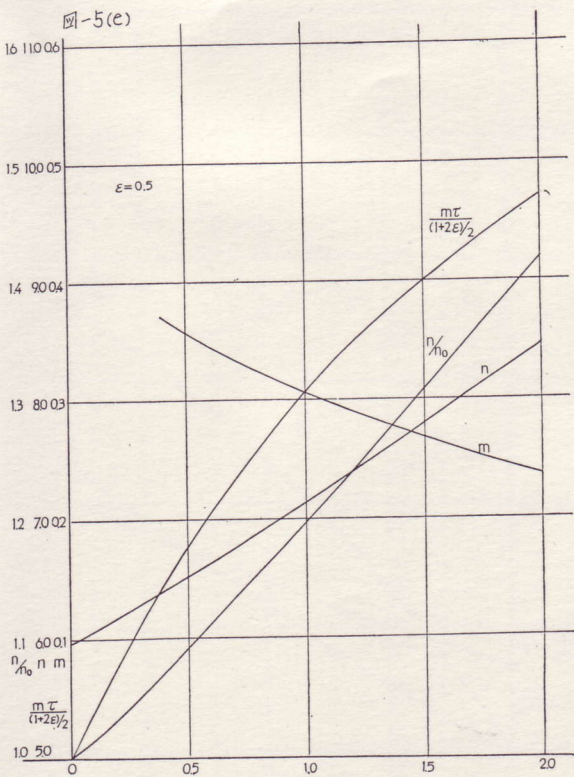
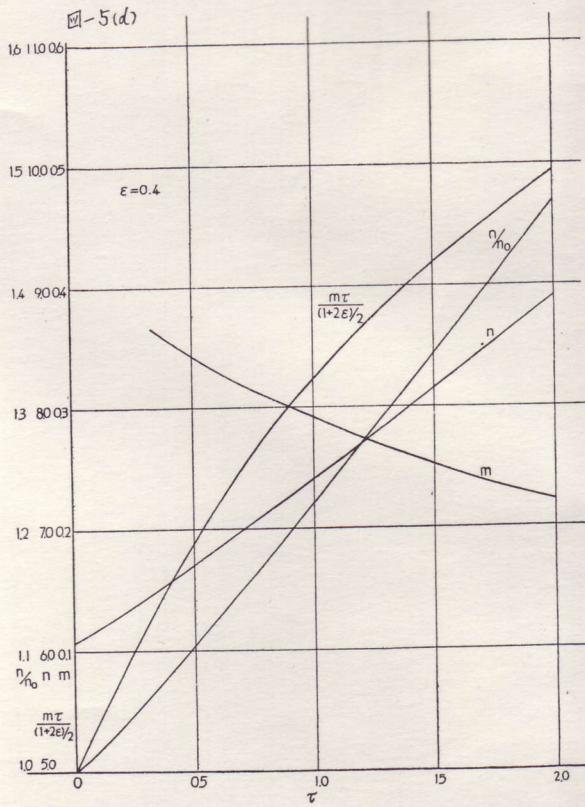
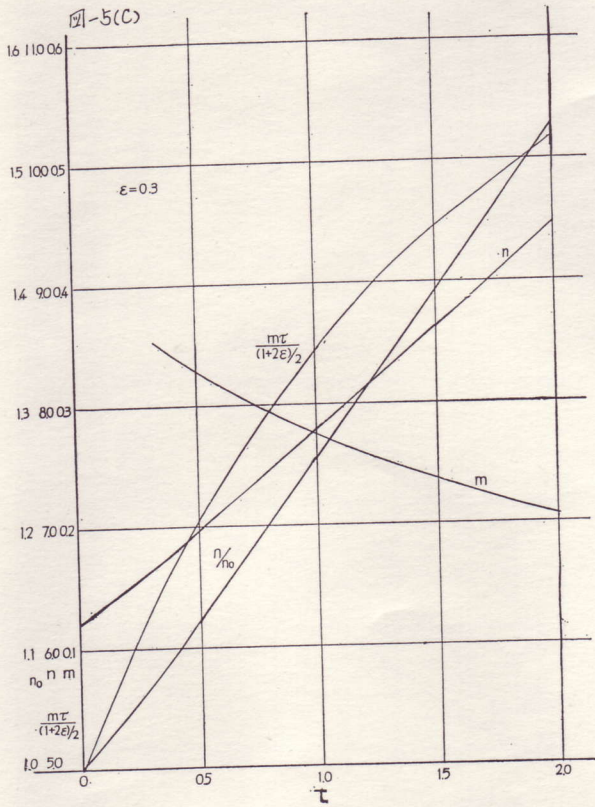


图-5(8)

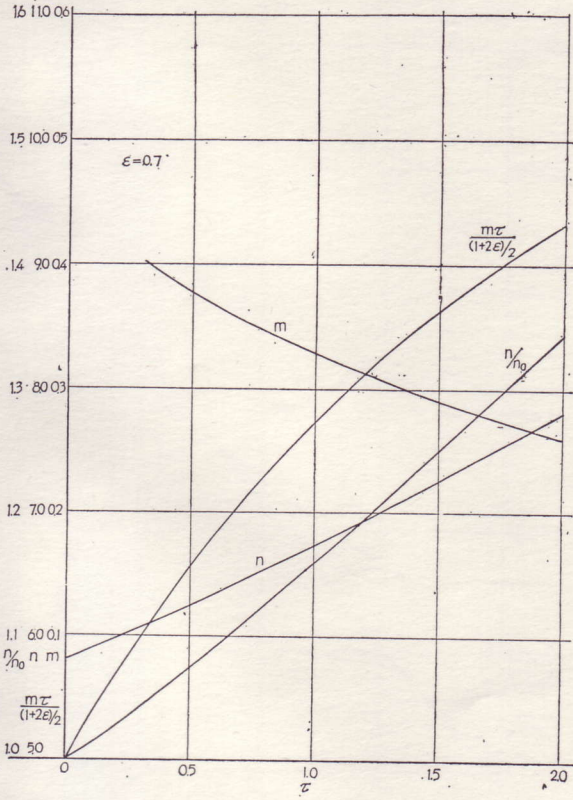


图-5(9)

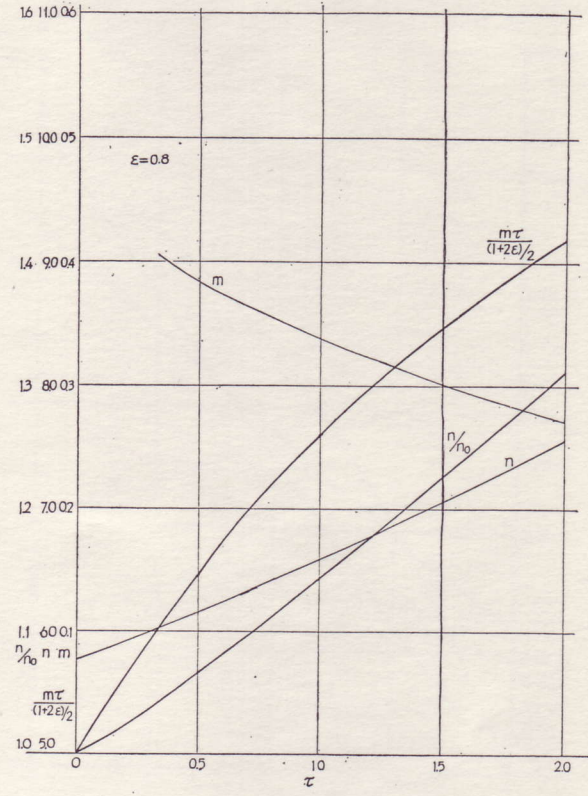


图-5(10)

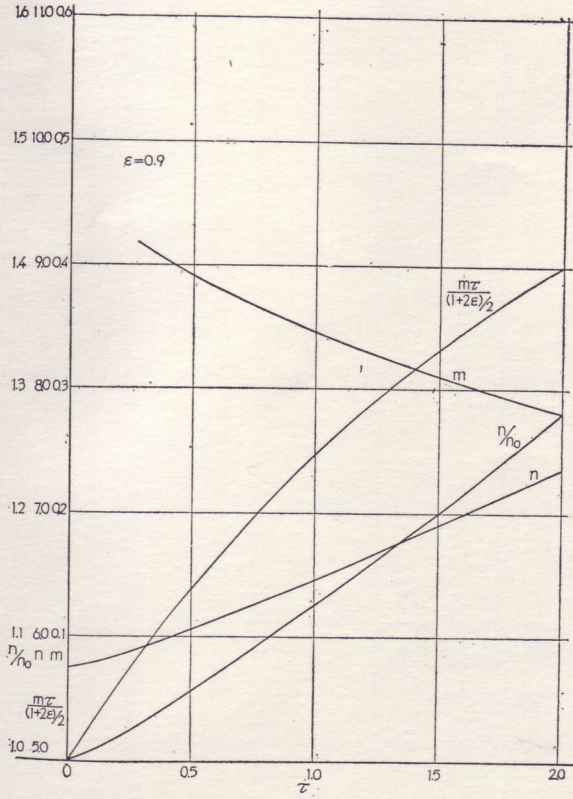
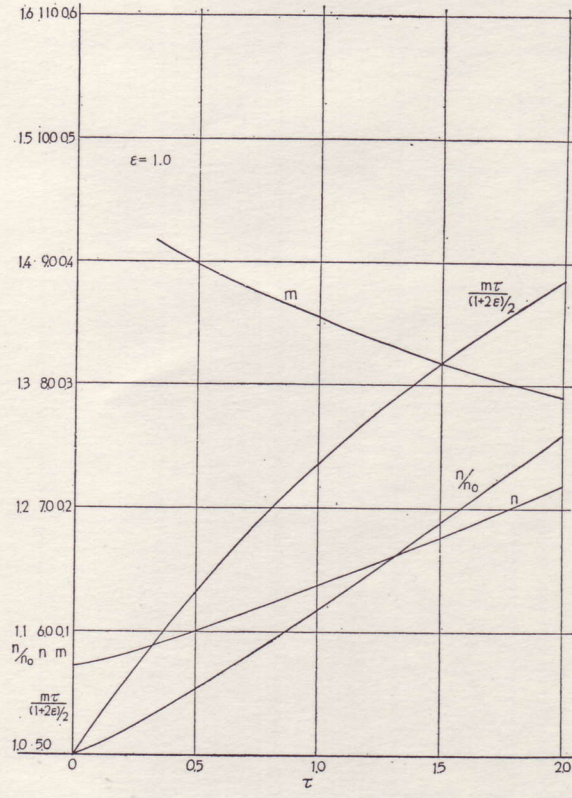


图-5(11)



37

の関係を求めると図-6(a)に示すように形状係数( $\epsilon$ )が不変で盛土が行なわれるとした場合には式(8)より

$$C = \frac{P}{n} = \frac{(2\epsilon + 2m\tau + 1)^2}{22[(\epsilon^2 + \epsilon + \frac{1}{3}) + m\tau\{2(\epsilon + 1) + (\tau - m)\}]} r h \quad (10)$$

となり、この場合の必要な基盤強度( $C$ )は、 $\epsilon$ 、 $\tau$ 、 $m$ 、および $r$ を与えれば盛高( $h$ )の増加に応じて直線的に増大することが知られる。

しかし実際には図-6(b)に示すように一定の法勾配を保ちながら盛土を進めていくと考えるのが妥当であろう。

この場合の盛土全重量( $P$ )は

$$P = \{2\tau m a^2 \tan \theta + 2a(1+\epsilon)h - h^2 \cot \theta\} r / 2$$

ただし  $a \tan \theta \geq h \geq m a \tan \theta$  (11)

で表わされ、さらに平衡の限界状態における関係式

$P = 11fc$  から盛高( $h$ )に対する必要な基盤強度( $C$ )は、

$$C = \left\{ \frac{3h^4 \cot^2 \theta - 12a(1+\epsilon)h^3 \cot \theta + 12a^2\{(1+\epsilon)^2 - \tau m\}h^2 + 24\tau m a^3(1+\epsilon)h \tan \theta + 12\tau^2 m^2 a^4 \tan^2 \theta}{h^3 \cot^2 \theta - 3a(1+\epsilon)h^2 \cot \theta + 3a^2(1+\epsilon)^2 h + 3\tau m a^3(\tau - m + 2\epsilon + 2)\tan \theta} \right\} r / 22 \quad (12)$$

で表わされる。

また盛土荷重による基盤の圧密強化については、1級国道12号線豊幌〜幌向間改良工事における現在までの調査資料<sup>4)</sup>によると、初期地盤強度( $C_0$ )、圧密後の強度増加を含む全強度( $C'$ )、盛土による平均荷重強度( $P_m$ )との間には、ほぼ  $C' = C_0 + \frac{1}{3}P_m$  のような関係を見出すことができる。

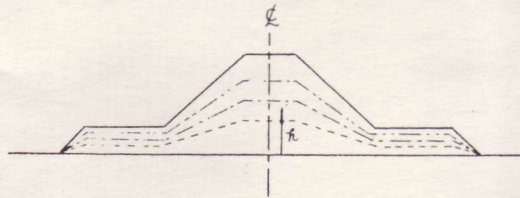
ただし、この調査資料は盛土荷重強度が約  $5 \text{ t/m}^2$  以下の場合のもので、まだこれより大きな荷重強度に対する資料は得られていないが、 $10 \text{ t/m}^2$  程度の荷重強度に対しても上記、豊幌の場合と近似した結果を得ている実例<sup>5)</sup>がある。

このような基盤の圧密強化の進行状況を観測する方法としては、静的コーンペネトrometer・テスト、ベーンシヤ・テストなどの原位置試験のほか、サンプリングによる試料のセン断試験などにより直接強度の増加を測定する方法、間隙水圧の測定により圧密度を推定し、これより強度の増加を推定する方法、基盤および基盤内における沈下の測定により土層の圧縮率の推移を知り、これから強度の増加を推定する方法などが考えられ、また基盤を破壊させないように盛土施工を行なうための消極的ながらも最も簡単な方法として側方のふくれ上がり、ふくれ出し量の測定、監視を行なうことも有効である。

### 5. 例 示

次に自然状態における強度( $C$ )が  $2 \text{ t/m}^2$  堅い地盤の深さがスベリ円を制限しないだけ、十分大きい均質な基盤に図-7に示すような断面の盛土を行なう場合について検討する。

(a)  $\epsilon, \tau, m$  が不変の場合



(b) 法勾配が不変の場合

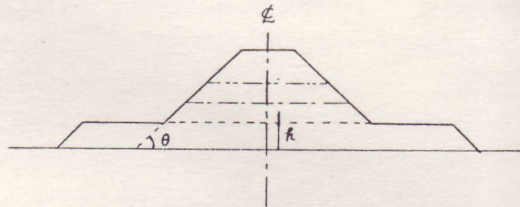
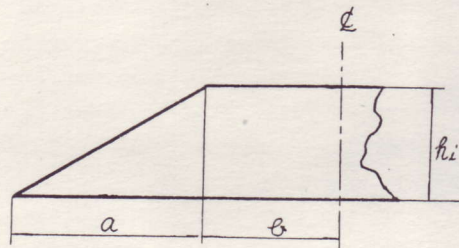


図-6 計算において考慮した盛土の進め方

基盤は盛土による圧密によりそれぞれ  $2.5 \text{ t/m}^2$  (測点No.1)、 $2.4 \text{ t/m}^2$  (測点No.2)、 $2.3 \text{ t/m}^2$  (測点No.3)、 $2.2 \text{ t/m}^2$  (測点No.4) まで強度増加するものと仮定し、また盛土密度は  $1.7 \text{ t/m}^3$  とする。

まず設計原断面について、その安定性を吟味すると、対称軸上における盛土荷重強度( $P$ )の限界値は式(4)を適用して算出され、表-1に示すような結果が得られる。すなわち自然状態および圧密強化後の基盤の強さに対する限界盛高( $h_{lim}$ )は、原断面の盛高( $h_i$ )に比較して測点No.1、



測点	a	b	$\epsilon = \frac{b}{a}$	$h_i$
No. 1	21.5 <sup>m</sup>	3.5 <sup>m</sup>	0.163	13.93 <sup>m</sup>
No. 2	18.5	3.5	0.189	11.14
No. 3	11.5	3.5	0.304	6.75
No. 4	5.0	3.5	0.700	2.49

図-7 梯形原断面

No.2では小さく、測点No.3, No.4では大きく、したがって基礎の安定については前2者では不可、後2者では可ということが知られる。

次に測点No.1, No.2の2断面に対してどのような抑え盛土をすればよいかを検討すると、測点No.1, No.2において梯形原断面の対称軸上の盛高( $h_i$ )が与えられているのであるから、上述したように盛土密度( $r$ )を $1.7\text{t/m}^3$ 自然状態における基礎強度( $C$ )を $2.0\text{t/m}^2$ 圧密後の強度増加を含む全強度( $C'$ )を $2.5\text{t/n}^2$ (測点No.1),  $2.4\text{t/m}^2$ (測点No.2)として限界状態における関係式 $P = n \cdot C$ から必要な安定係数( $n$ )を求め、これに対応する $n$ を最大ならしめる $\tau$ と $m$ の組み合わせを図-5'から求めた結果を表-2および図-8に示す。このような断面を有する盛土を基礎の圧密強化を考慮しながら進めていく場合について検討すると、まず盛土過程において形状係数 $e$ を不変としたときには、式(10)により盛高( $h$ )に対して必要な基礎強度( $C$ )は次のように表わされ、

測点No.1;  $C = 0.179h$  ※

$$\text{測点 No. 1; } C = 0.077 \times \frac{7.143h^4 - 462.983h^3 + 5,784.360h^2 + 55,776.783h + 103,665.276}{2.381h^3 - 115.746h^2 + 1,876.273h + 21,354.299} \quad \text{ただし} \quad 13.93 \geq h \geq 2.98$$

$$\text{測点 No. 2; } C = 0.077 \times \frac{8.277h^4 - 438.434h^3 + 4,938.834h^2 + 22,999.980h + 22,778.052}{2.759h^3 - 109.609h^2 + 1,451.825h + 6,882.960} \quad \text{ただし} \quad 11.14 \geq h \geq 3.14$$

で表わされる。ここでは基礎の圧密強化は前記のように盛土の平均荷重強度が $5\text{t/m}^2$ までは $C' = C_0 + \frac{1}{4}P_m$ なる関係で進行するものとし、それ以上の荷重強度に対する増加強度( $C$ )は $P_m = 5\text{t/m}^2$ における $C'$ ( $3.25\text{t/m}^2$ )に等しいものとする。両測点における盛土の進め方は図-9または図-10に示すように行なうことが考えられる。しかし実際には同図において破線で示した曲線のように圧密による増加強度( $C'$ )が変化していくものと推定されるので、 $C'$ は $P_m$ が $5\text{t/m}^2$ 以上でも最終的な値として常に $3.25\text{t/m}^2$ となるとする考え方は安全側にあるといえる。

今、測点No.1において $e, \tau, m$ が不変で盛土施工が進められるとした場合を考えると、図-9に示されているように、まず所要地盤強度に対する安全率を1とするときには、初期地盤強度 $2\text{t/n}^2$ に対する対称軸上の限界盛高は $11.17\text{m}$ となり、盛高 $11.17\text{m}$ の盛土に対して基礎強度が圧密強化により $2.49\text{t/m}^2$ まで増大したときに設計盛高 $13.93\text{m}$ まで盛り上げることが可能であり、次に安全率1.2をもつて盛土施工を行なうときには初期地盤強度 $2\text{t/n}^2$ に対しては $9.30\text{m}$ まで盛ることができ、この盛土荷重による圧密強化により基礎強度が $2.50\text{t/m}^2$ に達したときに $11.63\text{m}$

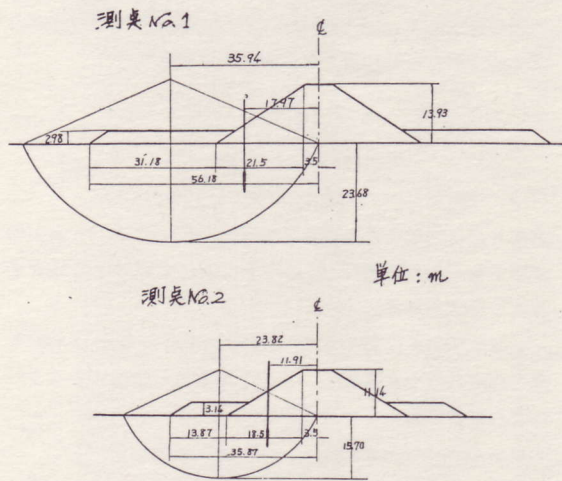


図-8 算定された抑え盛土断面

※ 測点No.2;  $C = 0.215h$

また一定の法勾配を保持させながら盛土を進めていくものとした場合には式(12)により、

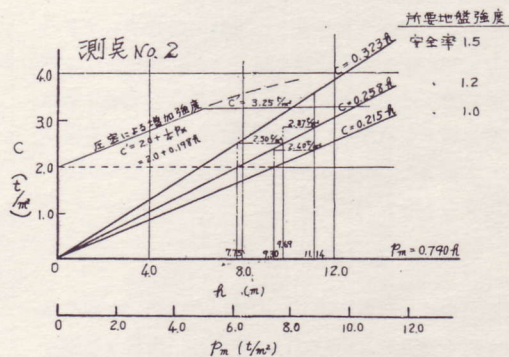
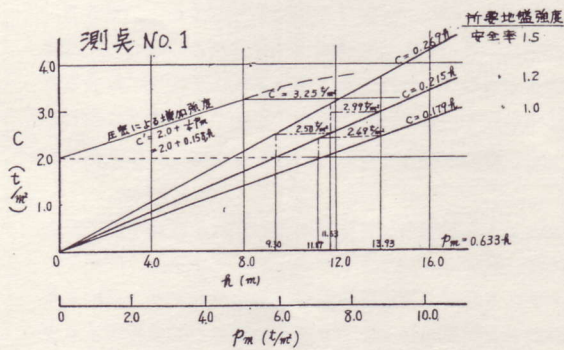


図-9 基礎の圧密強化と盛土の進め方( $\Sigma, \tau, m$ 不変の場合)

まで盛り上げ、さらにこの盛土荷重に対して基盤強度が  $2.99 \text{ t/m}^2$  まで圧密強化されたときに、設計盛高  $13.93 \text{ m}$  まで盛り上げることができるという結果を得る。すでに述べたような考え方により基盤強度 ( $C$ ) が最終的に  $3.25 \text{ t/m}^2$  に達するものと推定すると、抑え盛土の計算結果に対する最終的な安全率は  $S.F. = \frac{3.25}{2.5} = 1.30$  となることが知られる。なお測点 No.1 における上記のような盛土の進め方は図-9 から考えられる方法のうちの一例に過ぎず、基盤の圧密強化の推移を調べながら現場条件に最も適した盛土の進め方を適用すればよいわけである。

他の場合についても同様に図-9, 10 を適用すればよいのであるが、この2つの図に示された結果からわかるよう

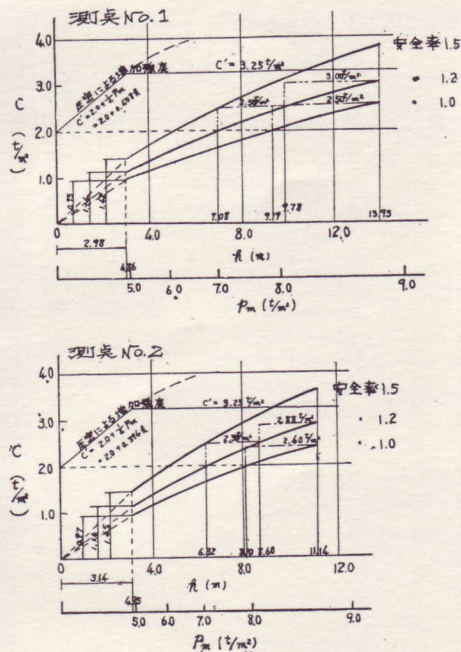


図-10 基盤の圧密強化と盛土の進め方 (法勾配不変の場合)

註

抑え盛土高さ ( $mh$ ) までは、 $\epsilon, \tau, m$  が不変で、盛土が行われるものとし、 $c-h$  の関係を点線で示す。

に盛土過程において  $\epsilon, \tau, m$  が不変であるとした場合は、法勾配一定とした場合に比べて危険側の結果を与えることとなり、実際の盛土施工状況からいっても後者の場合について検討すべきである。

## 6. むすび

以上堅い地盤がスベリ円を制限することがないだけ十分深いところにあり、かつ均質であるような軟弱地盤における盛土の進め方を前記報告<sup>1), 2)</sup>にもとづき、比較的簡単な円形スベリ円モーメント法を適用した場合について検討したが、この方法による場合に最も重要な問題は基盤圧密強化の経時的变化の把握であり、適正な施工管理である。また冒頭にも述べたように円形スベリ面で安定平衡を考える諸方法のうちで最も妥当な解決を与えることとされている平均危険指数法<sup>1)</sup>と比較して、ここでとりあげたモーメント法は幾分危険側の結果を与えることなどを考慮すると、安全率は大きめにとるのが妥当かも知れない。この問題は今後の調査研究によらなければならないだろう。

なお、この報文は土質研究室長 宮川技官 の指導によるところが大きい。

## 参考文献

- 1) 宮川 勇; 泥炭地の土質工学的調査研究 第4報 泥炭性軟弱地における築堤基盤の安定に関する研究 土木試験所報告第21号 昭和34年3月
- 2) 宮川 勇; 抑え盛土のはたらきへ管見へ 土木試験所月報第79号 1960年2月
- 3) 土質に関する講習会資料 北海道開発局 昭和36年2月
- 4) 宮川 勇他; 泥炭性軟弱地における道路盛土の安定性について 1級国道12号線札幌へ滝川間の内豊幌へ幌向間改良工事調査試験報告 第3報 昭和34年度 第4報 昭和35年度
- 5) 石井 靖丸; 軟弱地盤工法



# 『下川鉱業所における水力充填について』

下川鉱業所 採鉱課 岡本 定義

## 1. ま え が き

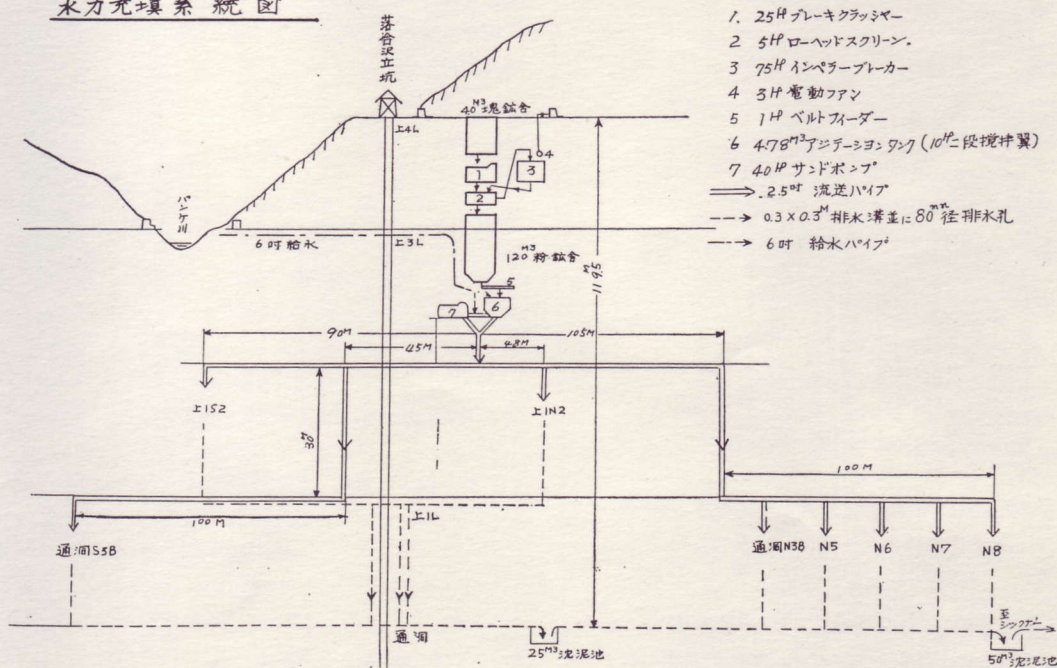
当山の鉱体は輝緑岩を下磐、黒色粘板岩を上磐とし、略々此等に整合的に胚胎し、褶曲構造に沿う一連のレンズ状含銅硫化鉄鉱床である。傾斜は東落50~70°平均巾4.68mで最大巾30mに達する。鉱体並に上下磐共著しく褶曲断層に富み特に上磐の黒色粘板岩は崩落性が著しい。従つて採掘切羽は全て完全充填採掘を必要とし従来は生研による機力充填を主として行なつて来たが、採掘能率の向上には先ず充填工程を向上する必要がある。当山の可採粗鉱量の

品位はCu 2.87%、S 29%で充填に使用し得る浮選尾鉱量は粗鉱量の25~30%に過ぎず、所要充填量を充足する事が出来ない。従つて、将来はサンドスライム充填と水力充填を併用することとし、差当り設備投資額の少ない水力充填をとりあげ、予備試験後、昭和35年10月起工、昭和36年5月設備完成、同年6月から操業に移行した。なおサンドスライム充填は昭和37年1月から開始している。

## 2. 水力充填法の概要

各坑準の採鉱研を上4坑に捲揚げ、上3中段に設置した

水力充填系統図



1. 25HP ブレーキクラッシャー
  2. 5HP ローヘッドスクリーン
  3. 75HP インペラーブレーカー
  4. 3HP 電動ファン
  5. 1HP ベルトフィーダー
  6. 4.78m<sup>3</sup> アジテーションタンク (10段攪拌翼)
  7. 40HP サンドポンプ
- 2.5吋 流送パイプ  
 --- 0.3×0.3<sup>m</sup> 排水溝並に80<sup>mm</sup>径排水孔  
 → 6吋 給水パイプ

25HPのブレーキクラッシャー、75HPのインペラーブレーカーおよび5HPローヘッドスクリーン (900×1,800mm、二段)による閉回路 (2HPベルトコンベヤー) 破碎系統により-7mm (又は-10mm)に破碎し、パンケ川上流水源池より6吋パイプで用水した水 (パイプ延長600m、ヘッド20m)と共に上2中段に設置した4.78m<sup>3</sup>アジテーションタンク (10HP、2段攪拌翼)で攪拌した後2.5吋パイプ (ガス管およびショーレックスパイプ)を通じ、濃度50~55% (重量比)で、40HPサンドポンプ加圧または、自然落下により採掘切

羽に流送、充填し、余剰の水は目の細かい筵で濾過脱水し排水溝および排水孔で通洞に設けた25m<sup>3</sup>ならびに50m<sup>3</sup>の沈泥池を経て坑外のシクナーに送つている。

## 3. 設計上の検討事項

### (1) 設備の設置ヶ所

既設研運搬系統を極力利用することとし、落合沢立坑を中心とする北部地区の採掘切羽を水力充填の対象とした。落合沢立坑の最上位坑準は上4L (海拔373m) であるた

め、塊研舎容量40m<sup>3</sup>、並に粉研舎容量120m<sup>3</sup>を考慮し、  
 破碎室は上3中段にまた攪拌室は上2中段に選定した。

(2) 水力充填研のサイズ

流送試験により-10mmの研(+10mmを10%程度含む)

でもパイプ詰りを生ぜず流送出来る事が判つたので(理論  
 上ではパイプ径の%の大きさ迄可能)安全をとりサイズは  
 -7mmとした。

粒 度 分 布 表

7mm目平織網アンダーサイズの重量%

粒度メッシュ	+ 3	+ 6	+ 10	+ 20	+ 35	+ 65	+100	+200	-200
36年6月節分	20.3 (20.3)	31.2 (51.5)	19.0 (70.5)	10.4 (80.9)	6.2 (87.1)	4.5 (91.6)	1.6 (93.2)	1.9 (95.1)	4.9 (100.0)
36年8月節分	12.4 (12.4)	23.6 (36.0)	14.5 (50.5)	21.2 (71.7)	8.1 (79.8)	4.0 (83.8)	4.7 (88.5)	2.6 (91.1)	8.9 (100.0)

岩質；輝緑岩および粘板岩，真比重2.75

(3) 破碎と動力

$$h = K \sqrt{\left(\frac{F}{P}\right)^{0.5}} \quad \text{Bond and Wang による}$$

		ブレイクラッシャー	インペラブレーカー
K	硬度による比例係数(輝緑岩の場合)	0.9	0.9
F(吋)	被破碎物の80%が通過する篩目開き	16 (400mm)	2.8 (70mm)
P(吋)	碎製物の80%が通過する篩目開き	2.8 (70mm)	0.28 (7mm)
F/P	粉碎比	5.7	10
h(HP時/T)	所要エネルギー	0.77	3.1

既設25HPのブレイクラッシャーの処理量は25HP÷0.77  
 HP時/T≒32T/時，32T/時×80%≒25T/時であるから，

ブレイクラッシャーとインペラブレーカーの閉回路  
 に於いてブレイクラッシャーからの給鉱量中ローヘッド  
 スクリーンのオーバーサイズを70%，またインペラブ  
 レーカーからの給鉱量中ローヘッドスクリーンのオーバーサ  
 イズを20%とすると，初項a=25T/時×70%=17.5T/時  
 公比r=0.2の無限等比級数の和

$$S = \frac{a}{1-r} = \frac{17.5}{1-0.2} = 22T/時，がインペラブレーカー$$

の要処理量となる。

従つてインペラブレーカーの所要馬力は3.1HP時/T×  
 22T/時≒68HPとなり，68HP÷90%=75HPを選定した。

(註) 操業上でも-10mmサイズの流送に支障がない事が  
 判つたので，その後，ローヘッドスクリーンの下網目  
 とインペラブレーカーの破碎サイズを少々大きくし

たので，現状では閉回路の繰返し量は減少し，ローヘ  
 ッドスクリーンの供給量も，47T/時が35~40T/時位  
 になっている。

(4) 攪 拌

別々に供給される研と水を均質な濃度で流送するため  
 また研と水の有効接触面積を大にし流送を容易ならしめる  
 ため攪拌が必要である。

(a) 攪 拌 機 構

(イ) 均質な濃度を得るため粉研の供給にはベルトフ  
 イダーを用い，供給量は粉研舎漏斗口にスクリーンにより  
 上下する鉄板ゲートを設け各切羽の流送量に合せ規制する  
 ようにした。(図参照)

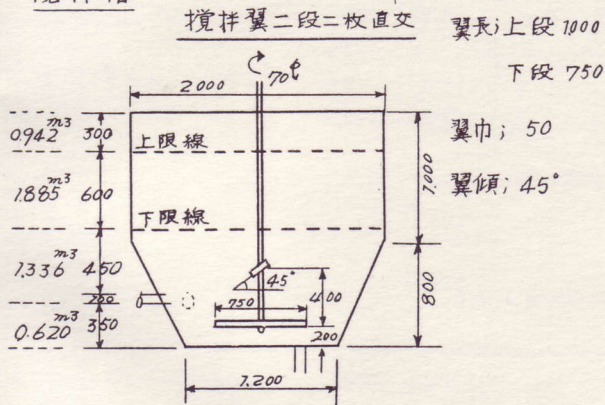
(ロ) 攪拌槽は上部円筒，下部コーン型，攪拌翼は四  
 枚を上下二段羽根とし，流送口は底部より40cm揚げて横  
 向に設けている。その理由は，粒子が大きく，槽内を一樣  
 に浮揚攪拌するためには翼の高速回転即ち大馬力を要する

が、流送のための攪拌であるから槽の流送口附近が充分攪拌されていればその目的を達する。従つて攪拌を流送のための有効攪拌容積に限定すれば小馬力で足りる筈であるから、流送口を中心とし上下40cmの間隔で二段に二枚づつ羽根板を取付けその間を有効攪拌容積としている。またその範囲内は出来る丈所定の50%濃度に均質に流動攪拌させるため槽の形状をコーン型とし、上段翼長を下段翼長より

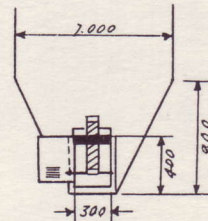
も長くして槽中心附近に生ずる攪拌不良な部分を少くした。

攪拌槽内の水位は流送口よりの空気吸込みを無くするため、常に流送口迄の深度が流送口径(4吋)の4倍を保つ様に貯槽下限線を設け流送中絶対にそれ以下に水位が下らぬように規制し、また貯槽上限線を設けアジテーターの電動機(10HP)が過負荷とならないようにした。(図参照)

攪拌槽



粉砕舎ゲート



単位、耗

(b) 所要動力の計算

非制御流動条件下の次の実験略式を用いた。(亀井三郎著「化学機械の理論と計算」参照)

$$\frac{P}{\rho \cdot n^3 \cdot dl^5} = \frac{W/d}{3.0(W/d) + 0.075} (dl/d) - 1.2 \cdot (h/d) 0.4 (\sin \alpha)^2 1.2$$

茲に  $P$  = 所要動力 (kg-m/sec),  $d$  = 槽径 2m,  $h$  = 槽内の液深度 = 1.7m,  $n$  = インペラー回転数 = 1.67 回/sec,  $W$  = 翼巾 (二枚) = 0.05 m × 2 = 0.1m,  $\alpha$  = 翼角度 = 45°,  $dl$  = 翼長 (二枚翼の平均) = (1.0 + 0.75) ÷ 2 = 0.88m,  $\rho$  = 被攪拌液の密度 = 150kg-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>

以上により計算すると,  $P = 136\text{kg-m/sec}$

$$136\text{kg-m/sec} \div 75 = 1.8\text{HP}$$

但し攪拌槽は円筒でなく、上部円筒、下部コーン型であり、且つまた上下翼長の異なる二枚翼であるため、この計算値をそのまま使用出来ないの、模型槽による実験により幾何学的相似条件より求めた倍数1.10を乗じ、さらにベルト伝動効率を0.8、モーター伝動効率を0.8として所要馬力を計算すると  $1.8\text{HP} \times 1.10 \div (0.8 \times 0.8) = 3.1\text{HP}$ となる。起動時の所要馬力を2.5~3倍とみて10HPのモーターを選定した。

(5) 流 送

固体-液体の混合体の流送には粒子の大きさにより次表のように区分されている。

前記粒度分布表に示す通り、水力充填研の粒子の大きさ

区 分	粒 子 の 大 き さ
均 一 性	0.02~0.03m/m以下
中 間 混 合	0.02~0.05m/m
不 均 一 性	0.05m/m以上 (0.05m/mから0.2m/m迄は懸濁状, 0.2m/m以上は沈降性)

は85%が0.2m/m以上であり、水平管内の流送についてはサンドスライム懸濁液と同一視する事は出来ない。(但し、15%程度の粒子は懸濁状となるので、これを無視して計算した値よりも実際の流速は若干速くなっている。)即

ち水平流送の場合は重力によつて粒子の沈降を促進し易いが、固体粒子が跳躍によつて運ばれる事が多く、従つて沈澱を起さずに流れる限界速度が考えられる。

(a) 限界沈澱速度

$$V_L = F_L \sqrt{2gD \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}}$$

$V_L$  = 限界沈澱速度 (m/sec),  $F_L$  = 定数

(粒子の大きさが 1mm 以上の時は, 粒度, 混合比の変化によって大きな差異はなく, 固体の種類及び流送管径で決まる特有値がある。)

$g$  = 動力加速度 (m/sec<sup>2</sup>)  $D$  = 管径 (m)  $\gamma_s$ :  $\gamma$  = 固体, 液体夫々の比重 (kg/m<sup>3</sup>) 茲に  $F_L = 1.4$ ,  $\gamma_s = 2,750$  kg/m<sup>3</sup>,  $D = 0.064$ m (2.5吋) として計算すると,

$$V_L = 2.07 \text{ m/sec となる。}$$

(b) 管内流動抵抗と水力勾配

Worster の実験結果を参考として行なつた模型実験によると,

- i. 水のみ水力勾配 (垂直高に対する水平流送長の比) を基準として固体の混合割合を増すに従い水力勾配を増す。
- ii. 高流速となると水のみ水力勾配に近づく。
- iii. 低流速の場合は水のみの場合より差が大きい, ある流速以下では流速に関係なく混合割合と固体の比重によつて定まる一定値となる。

従つて各種混合割合の水力勾配曲線には極小値があり, その値より少し高い流速で運転する事が経済的である。水力勾配の最も小さい切羽に対し前記極小値より少し高く, また限界沈澱速度より稍々高い流速で運転出来るように設

計した。

(c) 流送速度

ブレイクラツシャー処理能力が 25T/時 であるから -7 m/m 研の供給最小量を 23T/時 とすれば,

充填能率	23T/時 ÷ 1.53 = 15m <sup>3</sup> /時	充填見掛比重, 1.53 (ボイド分 80%)
全流送量 (混合体)	23T/時 ÷ 50% = 46T/時 46T/時 ÷ 1.47 = 31.3m <sup>3</sup> /時 = 0.0087m <sup>3</sup> /秒	流送濃度, 50% (重量比) 混合体比重, 1.47 (研真比重 2.75)
流速	0.0087m <sup>3</sup> /秒 ÷ 0.0032m <sup>2</sup> = 2.72m/秒	2.5吋管の断面積, 0.0032m <sup>2</sup>

[流速 2.72m/秒の時の濃度 50% 混合体の水力勾配計算]  
水のみ水力勾配を  $iw$ , 濃度 50% 混合体の水力勾配を  $i$  とすると,

$$iw = \frac{h}{l} = \frac{fv^2}{2gD}, \quad f = \text{摩擦係数} = 0.03, \quad D = \text{管径} = 0.064 \text{ m}$$

$$V = 2.72 \text{ m/秒}$$

$$iw = 0.03 \times 2.72^2 / (2 \times 9.8 \times 0.064) = 0.18$$

$$iw / (S-1) = 0.18 / (2.75-1) = 0.10 \quad (S = \text{固体の比重} = 2.75)$$

重 = 2.75)

次表粒体流送水力勾配曲線図の横軸の 0.10 に対応する縦軸の値は 0.22 であるから,

$$(i-iw) / C(S-1) = 0.22 \text{ となる。}$$

$$\therefore i = 0.28$$

この水力勾配 0.28 はサンドポンプ揚程 25m で加圧した場合の通洞 N 8 段欠 (水力勾配の最も小さい切羽) の充填に相当する。

[切羽別の流速の計算]

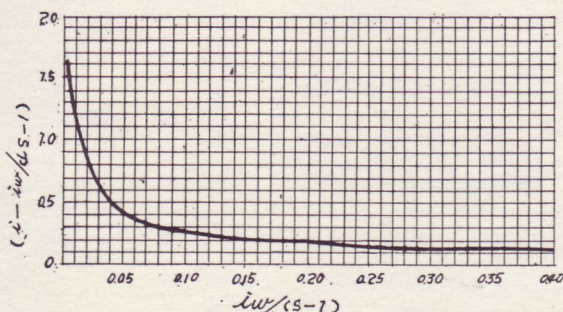
i. 当該切羽の水力勾配を水のみ水力勾配にあては

め,  $iw = \frac{h}{l}$  を求め,  $iw / (S-1)$  を計算し, 粒体流送水力勾配曲線図よりこれに対応する  $(i-iw) / C(S-1)$  を読み, 次に  $i$  を計算で求める。

ii.  $iw$  および  $i$  の値を次式に代入し, 流速  $v$  を算出す

$$v = \frac{0.03 \times (1.25iw / 0.03)^{3/2}}{1.25i}$$

粒体流送水力勾配曲線図



切羽別の計算値は

	切 羽	Vm/秒	流 送 量 m <sup>3</sup> /時	充 填 量 m <sup>3</sup> /時
最 大	通洞N 3 B段欠	3.8	43.8	21.0
最 小	通洞N 8 段欠	2.7	31.3	15.0

(註)  $\left\{ \begin{array}{l} \text{所要研量 (m}^3/\text{時)} = \text{流送量 (m}^3/\text{時)} \times 1.47 \times 50\% \div 2.75 \\ \text{所要水量 (m}^3/\text{時)} = \text{流送量 (m}^3/\text{時)} \times 1.47 \times 50\% \end{array} \right.$

#### 4. 成果の概要

操業移行以来の水力充填量は6月298m<sup>3</sup>, 7月223m<sup>3</sup>, 8

月611m<sup>3</sup>, 9月720m<sup>3</sup>, 10月562m<sup>3</sup>, 11月554m<sup>3</sup>, 12月691m<sup>3</sup>, で36年8月~12月5ヶ月平均の充填工程並充填費を従来の機力充填法と比較すると次表の通りである。

	切羽数	充 填 工 程			充 填 費 (円/m <sup>3</sup> )					
		充填量	工 数	m <sup>3</sup> /工	人件費	物品費	修繕費	動力費	償却費	計
水力充填	7	628	85	7.4	210	104	55	64	122	555
機力充填	5	530	143	3.7	405	145	28	9	—	587

#### 5. 設備の概要

区分	工 事 名	仕 様	製 作 所
破 碎 設 備	破 碎 室 拡 張 開 さ く	356m <sup>3</sup> , 塊研舎は既設利用	
	25HPブレーキクラツシャー	既設500×250mm, 25T/時, 18.5KW三相誘導電動機	栗本鉄工昭29 日立 昭12
	ローヘッドスクリーン	MK-V S型2段5HP, 振巾7m/m, 900×1800m/m	生野 昭35
	ベルトコンベヤー	20吋12m及び11m, 2HPGM-2-EHギヤードモーター, 35m/分	三菱電 昭35
	75HPインペラーブレイカー	SAP-4Br型, 513r.P.m, 55KW 8極三相誘導電動機	横山 昭36 三菱電 昭36
攪 拌 設 備	同 上 排 出 フ ィ ー ダ ー	巾300m/m, 1HPブリーモーター, 40m/分, 45T/時(転用品)	不二機工
	収 塵 装 置	日立3HP電動プロペラファン, アポニール風管50m	
	攪 拌 室 開 さ く	82m <sup>3</sup> , 土間コンクリート	
	粉 研 舎 拡 張	既設分を拡張, 3×2×20m (拡張分15m <sup>3</sup> )	
	シ ュ ー ト 及 ビ ゲ ー ト	鉄 板 製	自山製
電 気 工 事	ベ ル ト フ ィ ー ダ ー	巾300m/m, 1HPブリーモーター, 40m/分, 45T/時(転用品)	不二機工
	ア ジ テ ー タ ー ・ タ ン ク	4.78m <sup>3</sup> タンク; 10HP攪拌機はデンバー浮選機より転用	自山製
	40HP サ ン ド ポ ン プ	MK-SS 3型, C型Vベルト6本掛 (転用品)	
	鎧 装 ケ ー ブ ル	3sq×3芯×280m (捲室-上3変電所-破碎=攪拌室)	
	電 源 工 事	(捲室) DS型断路器×6 配電盤(上3) {トランス 3ヶ ホールスイッチ×3	
付 帯 工 事	配 電 工 事	(破碎) 電磁開閉器×2, (攪拌) 函×L器×1 電磁開閉器×5	
	流 送 バ イ プ 設 備	2.5吋管×605m, 山崎2方コック, 北村ボールバルブ	
	用 水 工 事	6吋パイプ462m, 用水取入口拡張	

## 6. 土質学的考察

水力充填研の土質学的な性質に就いては、JIS規格による土質試験を依頼中であるが、推定値として次の事がいえる。

(1) 土質的分類……アメリカ道路管理局作製の工学的分類表によれば、-7m/m研はA<sub>1</sub>グループに属するものと思われる。即ち、0.05mm以下のシルト分は全体の5~6% (重量比)、0.05mm~2.0m/mの粗或は細粒砂が約20% 2.0mm以上の「れき」の部類に入るものが残り約75%となつているのは前述の如くである。従つて内部摩擦が大で粘着性も若干あり、収縮、膨脹性、弾性等はなく、毛管水を含まず、車両荷重に対して安定性がよく、道路路床土に適しているとされている。

(2) 含水分……切羽に充填された際に筵で即時過脱水される水分は透水性試験を行なつた結果、流送水量の約80%であり、研粒子の周囲を自由に流れ得る「重力水」と考えられる。残り約20%の水分は粒子の周囲に包み膜のように吸着されている「吸着水」であり、ほとんど脱水されずに残る含水分と考えられる。

従つて流送濃度が50% (重量比) であれば、  
含水比 = 含水重量 / 研重量 × 100 (%) = 20% といえる。

また、充填の際のボイド分 = 80% であるから、間ゲキ比 = 80% であり、流送研の容量比 = 26% で、水の容量比 = 74% であるから (流送重量濃度50%の場合)、 $26\% \times 0.8 \div 21\%$ 、 $74\% \times 0.2$  (含水比)  $\div 15\%$ 、 $15\% \div 21\% \div 0.71$ 、即ち、切羽で脱水後の充填研になお残っている吸着

水分は充填研間ゲキの約70%で、あとの約30%はガス体 (空気) である。

(3) コンシステンシーとその限界……

この充填研が自身の重さで流動し流動体とみなされる限界水比即ち液性限界は研間ゲキが水で飽和された状態と考えられる。従つて前述の含水比より計算すれば、 $20\% \div 0.7 \div 30\%$ の含水比が液性限界であり、それ以上は流動体とみなされる。塑性限界は土質試験結果によらなければ判明しないが、大体20%~25%の含水比と推定され、切羽に充填した研の状態 (含水比20%) はコンシステンシー的にみて半固体ではあつても多少粘着性を持つ塑性体に近い状態である。

(4) 剪断力……概算すれば、

内部摩擦角 $\phi = 37^\circ$ として剪断応力  $\tau C = +\delta \cdot \tan \phi$  (クーロンの式) より求めれば、 $C =$ 粘着力  $= 0.2 \text{kg/cm}^2$ 、 $\delta \cdot \tan \phi =$ 内部摩擦力  $= 1.15 \text{kg/cm}^2$ とみて、 $\tau = 1.25 \text{kg/cm}^2$ である。

## 7. あとがき

切羽に充填してからの問題として (排水、採掘のための充填として土質学的に考えなければならぬ問題等) いろいろ解明すべき点は残っているが、金属鉱山では初めての試みと思われる+1mm以上が80%以上を占める粒体の高濃度流送を行なつて、充填工程に於いても一応従来の機力充填法に比して約2倍の能率を収め得たので、茲に未熟ながら報告する次第である。

以上

# 鉱さいダムのかさ上げ工について

北海道大学工学部 真井 耕 象  
〃 〃 四方 哲 雄

## 1. ま え が き

筆者らは住友金属余市鉱業所（銅，鉛，亜鉛鉱山）における第6 鉱さいダム（鉱さい沈澱池）のかさ上げ計画に対して土質およびその他の調査を実施した。本報文はその概要を述べたものである。

第6 鉱さいダムは高さ25m，長さ130mの土堰堤で，昭和33年7月頃にはスライムが満ばいになり，さしあたり堤体を5m かさ上げすることになった。ここでかさ上げに要する材料の選定とかさ上げ工法が問題になり，在来の堤体の外側に盛増しする外盛式2案と内側の堆積スライムの上に盛増しする内盛式1案の計3案を計画し，昭和33年調査を実施した。

まず，築堤方法を比較する前に，ダム内のスライム堆積状態の調査およびかさ上げ材料としてのスライムの適性試験が必要である。スライムの堆積状態調査はコーン貫入および，ペーン・シャーの現位置試験，地下水位測定，ピットによるせん断試験，その他の物理試験を行なった。さらに代表的なスライム数種を採取し，実験室において突固め試験，せん断試験，透水試験を実施した。次に堤体についても土質調査を行ない，ソイル・オーガ・サンプリングを試みたが，礫の混入が多いため目的を果さず，堤体の数ヶ所にテスト・ピットを掘り，堤体内の浸潤線，用土のせん断試験，物理試験などを実施したが満足すべき調査は出来なかつた。以上の調査結果堤体は石塊の多いロック・フィル・ダムに類する状態であること，堤体に近い部分の堆積スライムがよく締まっていること，スライムがかさ上げ材料として充分使用出来ることなどがわかつた。そこで容易しかも経済的に施行出来る内盛式について安定計算を行ない，良好な結果を得た。計画は5m のかさ上げをスライムで内盛する築造方法を取るようになっていたが，現在，かさ上げに必要なスライムが不足し，3m までのかさ上げが完了している。

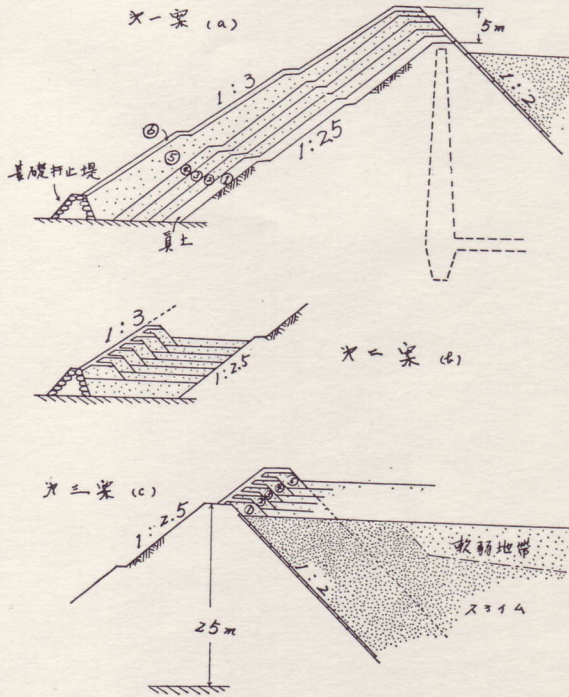
## 2. 堤体のかさ上げ計画

第1，2案は外盛式であり，第3案は内盛式である。ここで各案の計画を述べ，その長短を比較すると次のようになる。

第1案は図-1 (a) のように堤体下流側の法先に基礎かん止堤を設け，下流側法面にそつて全面にスライムを増盛して行く工法である。第1年度では真土を約2m厚さに被覆し，第2年度から第4年度まで毎年スライムを約2mの厚さに盛上げ，第5年度でスライムをさらに盛上げながらその法勾配を1:3に仕上げ，第6年度において0.5mの法面覆土をして完成させる。この間堤頂は毎年1mづつかさ上げされ5mだけ高くなる。築堤用のスライムはサイクロンにかけ，粗粒分のみを利用しようとするものである。この工法の欠点は充分な締固めが出来ないこと。かさ上げが完成するまでの5年間は斜面上のスライムが裸のまま放置され，雨水，雪融水や強風などによつて浸蝕され，原形を維持させることは相当困難であるばかりでなく，こん濁水や砂塵によつて，色々な障害を越すことにもなる。

第2案は図-1 (b) のように，スライム全厚を水平に盛上げ，その法面を逐次覆土して行く工法である。この施

図-1 かさ上げ計画案



工方法は締固めも充分出来て斜面の浸蝕や砂塵 Sand storm は解消されるがスライム盛土が堤頂に達するまで数年間、このダムは使用出来ない欠点を持つている。

図-1(c)は以上の外盛案に対する内盛案である。堤体の内側に堆積したスライムの上に、スライムを盛上げながらかさ上げを完了させる工法である。この施工方法は短期間に、しかも経済的に完成し第1案のような色々な障害は全て回避出来る。しかしあくまで堤体内のスライムの堆積状態が充分安定であることが必要条件である。

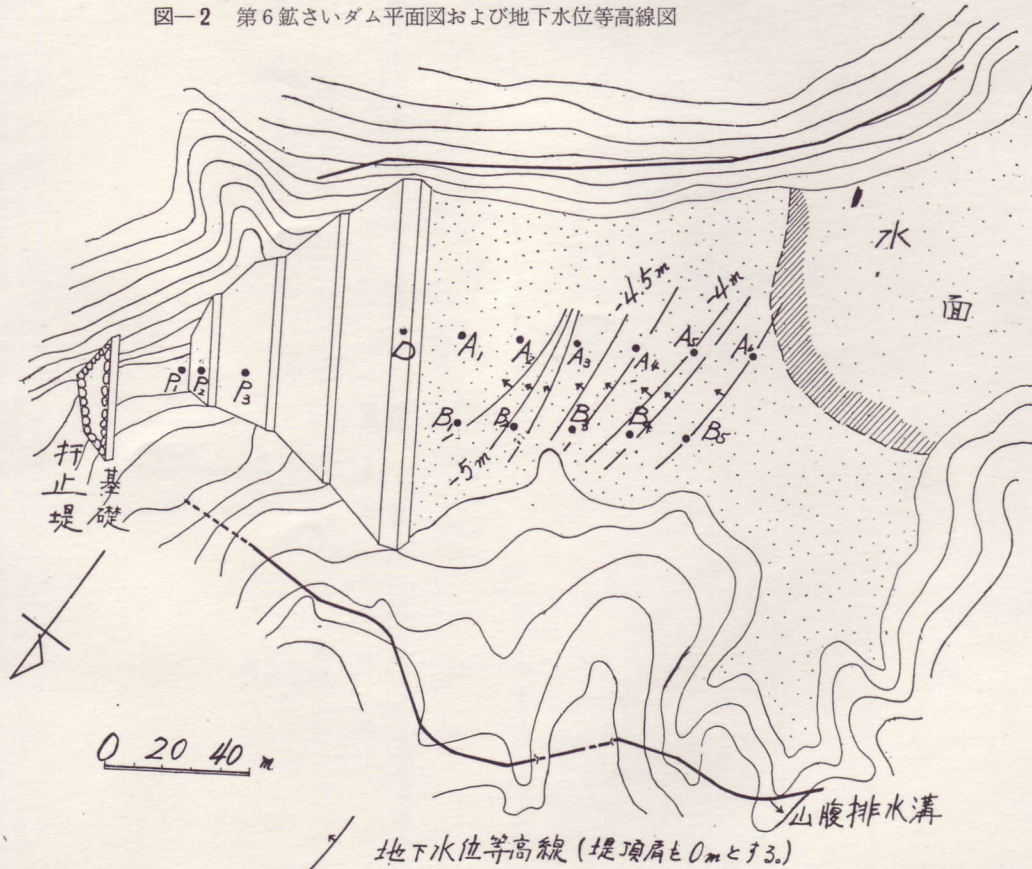
### 3. 堆積スライムおよび堤体の調査

この調査はスライムの堆積状態、堤体の安定状態、およびスライムのかさ上げ材料としての適性を明らかにすることである。次にこれらに関する調査方法およびその結果を述べる。

#### (1) スライムの堆積調査

現位置試験の1方法としてまず図-2のA<sub>1</sub>~A<sub>6</sub>, B<sub>1</sub>~B<sub>5</sub>地点について簡易貫入試験を実施した。この簡易貫入試験は直径40mm, 尖端角30°のコーンを10kgの落錘, 落下高50mによりスライム層に貫入させる方法である。このとき5m貫入させるに要する打撃回数を貫入指数として、堆積層内部の硬軟を示すものである。調査の結果地点にお

図-2 第6鉱さいダム平面図および地下水位等高線図



ける貫入指数を図-3に示している。これによれば堤体よりの距離が50~70mの間はスライム堆積層内部に軟弱な部分がほとんど認められない。堤体より100m離れたA<sub>5</sub>, B<sub>5</sub>附近はヘドロ状態のスライムが表面から2~3の厚さに分布している。すなわち堤体より離れて沈澱池の中心に向うにつれて軟弱な部分が増加している。しかしA<sub>5</sub>で見られるように下層に進むと次第に貫入抵抗を増し、-7~8m附近以下では軟弱な部分が認められなくなる。このことは経年とともにスライムの堆積が漸次進行し、ヘドロの部分も下層になると幾分か締まり、密実になる傾向を示して

いる。現位置試験の他の方法としてベーン・シヤール試験をA<sub>5</sub>, B<sub>5</sub>の軟弱層で行なつた。ベーンの寸法は160×80mmで、ケーシングを付け、ロッドの摩擦が入らないようにした。測定結果は図-3に示している。この部分のスライムの粘着力は-1mが最も弱く、ほとんど0.0 kg/cm<sup>2</sup>であるが、深くなるにつれて増加し、-3m附近では0.12~0.16 kg/cm<sup>2</sup>に達している。

ソイル・オーガ・サンプリングはA<sub>1</sub>~A<sub>6</sub>, B<sub>1</sub>~B<sub>5</sub>地点で地下水位以下に掘下げ、各深さより試料を採取した。採取試料は粒度分析、含水比測定を行なつた。図-4はスラ



図-3 スライム堆積層の現位置試験

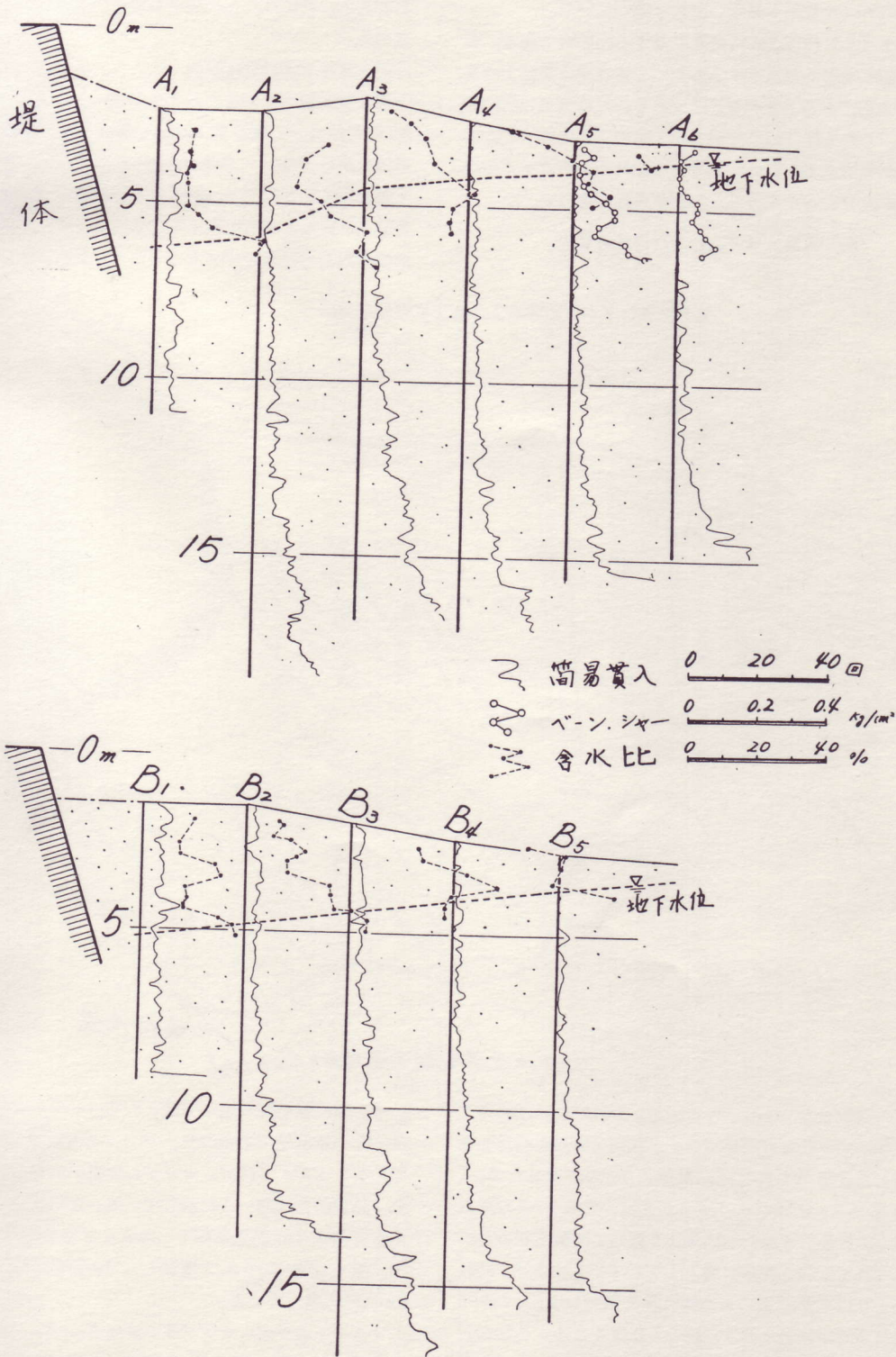


図-4 スライムの粒度分布

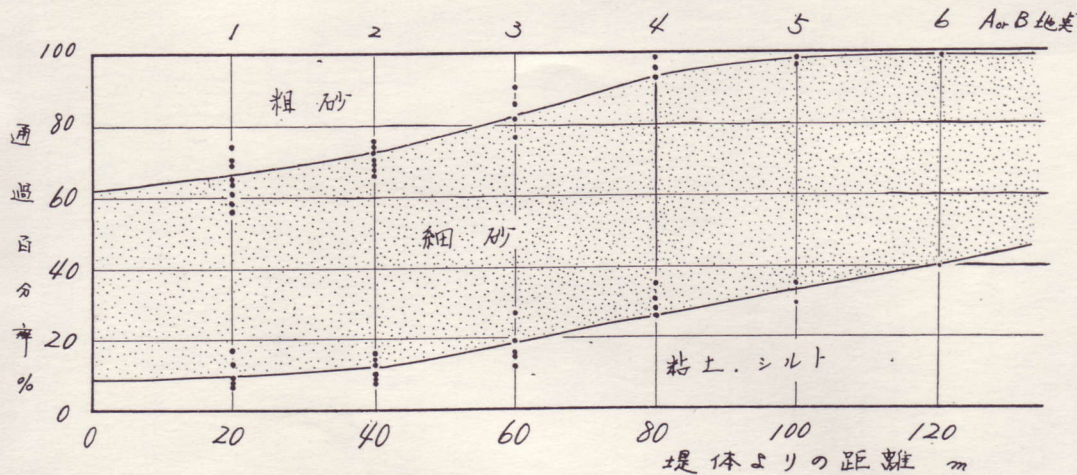
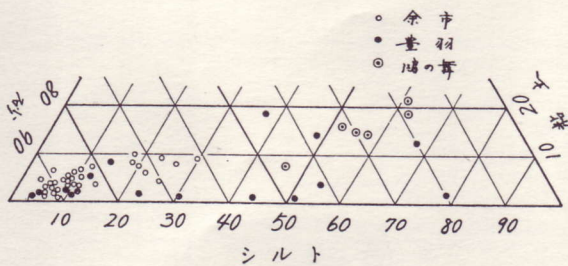


図-5 スライムの三角座標



イムの粒度分布である。これによると堤体寄りに粗粒分が多く、沈澱池の中心に近づくにつれて粘土、シルト分が多くなる傾向を示している。図-5は土の三角座標にスライムの組成をプロットしたものであるが、砂-砂質ロームに属している。参考までに豊羽（銅、鉛、亜鉛）および鴻之舞（金）鉱山のスライムをプロットして比較した。やはり余市のスライムは二者にくらべて、粗粒分が多くなっている。含水比は池の中心にあるヘドロ部分に近づくほど高く10%から30~36%に達している。

スライム層内の地下水位はソイル・オーガの孔に径1"のガス・パイプを地下水位以下まで下ろして固定し、一昼夜放置した後水位を測定した。測定はパイプ内にコードを下げ、コードの先端が水面に接触するときテスターの針が振れるようにしてあり、そのときのコードの長さから水位を正確に測った。各地点の地下水位の状態は図-3にある。これによれば水位は沈澱池の水面より、堤体に向かってわずかに低下している。水位等高線は図-2に示している。傾向としてA列側に水位降下がみられ、右岸寄りに向かつてわずかな漏水があると思われる。

テスト・ピットはB<sub>2</sub>、<sub>4</sub>で実施し、B<sub>2</sub>の深さは-3mまで、B<sub>4</sub>は-0.8mまで掘り下げることが出来た。これらの

テスト・ピットから試料を採取し、含水比、粒度試験を行なった。また直接せん断試験はB<sub>2</sub>で50cmごとに、B<sub>4</sub>では20cmごとに不かく乱試料を採取して実施した。せん断試験機は供試体径50mm、厚さ20mmの携帯用豆型を使用した。図-6は実測値でB<sub>2</sub>地点のφは含水比の増減に関係なくφ≒43°である。B<sub>4</sub>のφは含水比の増加にもなつて34°から25°に低下している。Cの値はB<sub>2</sub>で0.09~0.15kg/cm<sup>2</sup>、B<sub>4</sub>では0.15~0.20kg/cm<sup>2</sup>のように含水比の増加にもなつて、多少大きくなっている。参考に鴻之舞および豊羽の値を同図にプロットして比較すると、余市鉱山のスライムは二者にくらべて、C、φとも大きい傾向にある。

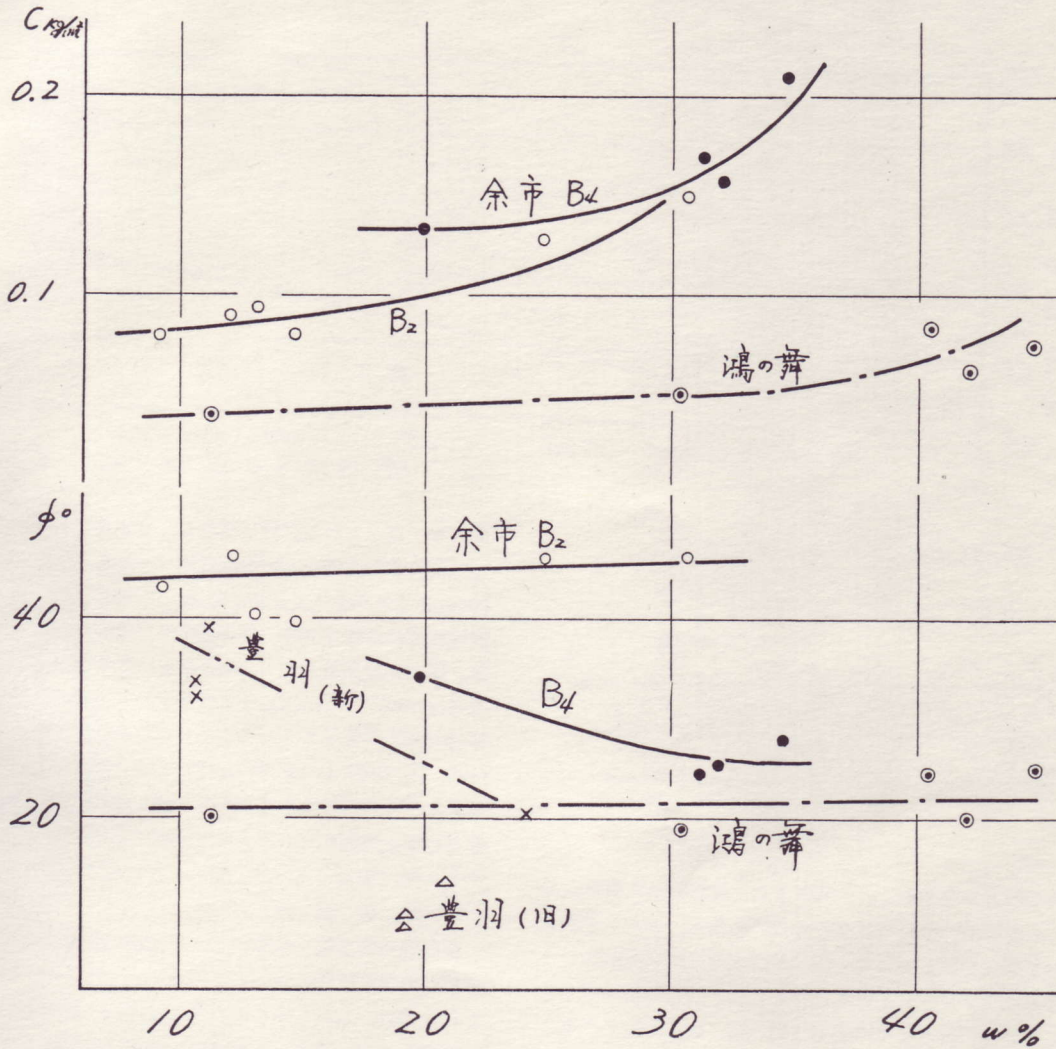
#### (2) 堤体調査

堤体内の刃金粘土を確認し、浸潤線の位置を測定するために、堤項D地点においてソイル・オーガ・サンプリングを行なった。しかし多くの石塊に妨げられて最深4.1mまでは掘進したが、刃金粘土や水位を調査することは出来なかつた。その他の地点においても、ソイル・オーガ・サンプリングをこころみましたが、石塊の混入がひどくすべて失敗した。

そこで図-2のように堤体下流側法先にピットP<sub>1</sub>（深さ1m）、斜面上にピットP<sub>2</sub>（深さ1.9m）、P<sub>3</sub>（深さ4.0m）を掘った。いづれも大小の石塊が多にかみ合つて、ロック・フィル・ダムの如き構造である。各ピットとも深さ50cmごとにショベルで土砂を掘り出し、0.5mm以上の隙を取り除いたものについて、せん断試験を行なった。その結果を表-1に示している。この結果は石塊の多い堤体がつも本来のせん断強度とは著しく異なり、実際には当然もつと大きくなるものであるはずである。このほか、せん断試験後の試料について、含水比、粒度試験などを行ない表-1に示している。

堤体の浸潤線を決定する地下水位の測定はピットP<sub>1</sub>、

図-6 スライムの含水比とc.φ中の関係



P<sub>2</sub>, P<sub>3</sub>のみである。P<sub>1</sub>は地盤を約1m掘つた所に地下水位があつた。P<sub>2</sub>は1.55mで元の地盤に達し、1.9mで地下水が出て来た。P<sub>3</sub>は4mを過ぎて地下水面に達しなかつた。これらの測定結果から図-8の如き浸潤線を想定した。

(3)かさ上げ材料としてのスライム試験

かさ上げ用材料試験として、3種類のスライムを採取し、室内で突固めせん断、透水の各試験を行なつた。

SI……堤頂内肩から8.5mの地点の表土(粗粒土)

SII……A<sub>5</sub>地点における表土(細粒土)

SIII……サイクロン・アンド・フロー(粗粒土)

これらの試料は表-2のように砂または砂質ロームであ

ピットP<sub>1</sub>

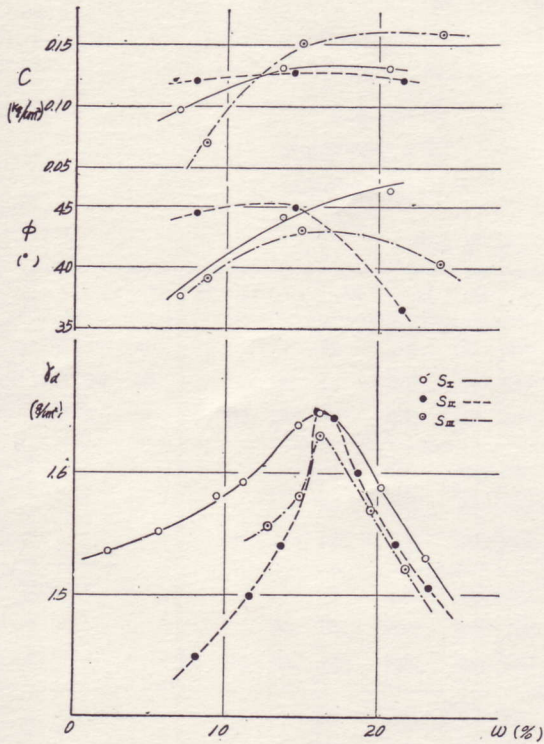
表-1 堤体土質調査結果表

深さ	粒 度 分 析				土 質 名	含水比 W	比 重 G	単位重量 γ <sub>t</sub>	セン断強度	
	粘土	シルト	砂	礫					内部摩擦 角 φ	粘着力 C
m	%	%	%	%			g/cm <sup>3</sup>	°	kg/cm <sup>2</sup>	
0.5	14	20	43	23	礫混り砂質ローム	36	2.67	1.78	14	0.30
1.0	12	16	46	26	礫混り砂質ローム	34	2.61	1.86	28	0.20
1.5	13	19	44	24	礫混り粘土ローム	39	2.71	1.82	0	0.20

ビット P<sub>2</sub>

0.5	6	19	53	22	礫混り砂質ローム	30	2.63	1.70	31	0.40
1.0	9	15	49	27	礫混り砂質ローム	35	2.65	1.78	32	0.35
1.5	15	31	40	14	礫混りローム	38	2.68	1.86	10	0.25
2.0	12	29	38	21	礫混りローム	39	2.67	1.85	13	0.12
2.5	12	28	35	25	礫混りローム	26	2.63	1.82	12	0.24
3.0	20	30	32	18	礫混り粘土質ローム	29	2.70	1.85	5	0.20
3.5	16	22	38	24	礫混り粘土質ローム	46	2.62	1.84	11	0.20
4.0	17	26	38	19	礫混り粘土質ローム	43	2.64	1.77	2	0.20

図-7 突固め試験および含水比-c.φの関係



る。突固め試験は JIS.A1210 により行ない、図-7、表-2 に示す結果を得た。3 種類の最適含水比 ( $w_{0p}$ ) および最大乾燥密度 ( $rd_{max}$ ) は大体同一値で  $w_{0p}=16.4\sim 16$

.5%,  $rd_{max}=1.64\sim 1.65\text{g/cm}^3$  になる。また「水締め法」も実施したが湿潤密度 ( $rt$ ) は S I で  $1.86\text{g/cm}^3$ , S II で  $1.35\text{g/cm}^3$ , S III で  $1.83\text{g/cm}^3$  を得た。透水試験は変水位式によつて行ない、透水係数  $k$  は表-2 のように  $10^{-4}\sim 10^{-5}\text{cm/sec}$  であつた。

せん断試験は径 100mm, 厚さ 30mm の直接せん断試験機を使用し、供試体は突固め試験において、3 段階の含水比で突固めたものから成型した。図-7 はせん断試験結果を示す。せん断強度は  $\phi=37^\circ\sim 45^\circ$ ,  $C=0.08\sim 0.15\text{kg/cm}^2$  で平均値は  $\phi=42^\circ$ ,  $C=0.12\text{kg/cm}^2$  である。

#### 4. 堤体の安定計算

##### (1) 計算の仮定と基本式

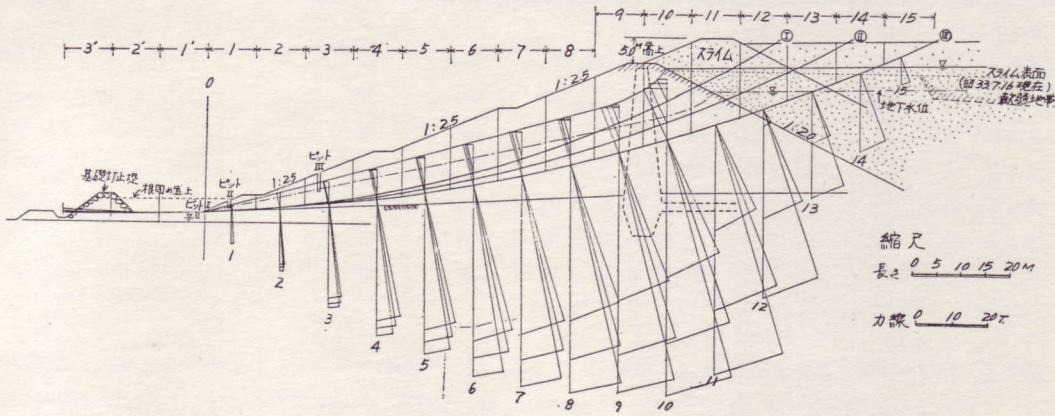
図-8 に示した堤体内の浸潤線はビット P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>, P<sub>3</sub> から想定したものであり、実際には堤体は石塊が多いものであるから土砂の間隙もかなりあり、想定した浸潤線はもう少し下になるかも知れない。第 3 案の内盛式にしたがつて、堤体が高さ 5m までスライムによつてかさ上げられ、そのときスライムの堆積が満ばいになつた場合の浸潤線を現在の浸潤線の上に想定した。

スライムおよび堤体の土の単位重量は  $rt=1.8\text{t/m}^3$  とし地下水位以下では  $rt=2.0\text{t/m}^3$  とした。またスライムのせん断強度は  $\phi=42^\circ$ ,  $C=12\text{t/m}^2$  にとつた。滑り面は I, II, III を仮定した。これらの滑り面について、Slice method によつて、また地震 ( $e$ ) および間隙水圧 ( $u$ ) の影響をも考慮に入れた。

表-2 かさ上げ材料の調査結果表

試料	粒 度 分 析				突 固 め 試 験		透 水 係 数 K	比 重 G
	粘 土 %	シルト %	砂 %	土 質 名	Wop	rdmax		
					最大乾燥密度 kg/c	最適含水比 %		
S I	2	4	94	砂	1.65	16.4	$1.5\times 10^{-4}$	2.69
S II	5	19	76	砂質ローム	1.65	16.4	$20\times 10^{-5}$	2.77
S III	4	7	89	砂	1.64	16.4	$20\times 10^{-4}$	2.77

図-8 安定計算



縮尺  
長さ 0 5 10 15 20m  
力線 0 10 20T

基本式は次の如し、

$$F_s = \frac{\sum (W \cos i - e W \sin i - u) \tan \phi + c \sum L}{\sum (W \sin i + a W \cos i)}$$

$$= \frac{(\sum N - e \sum T - \sum u) \tan \phi + c \sum L}{\sum T + e \sum N}$$

ここに

$F_s$  = 安全率  
 $W$  = Slice の重量  
 $i$  = 滑り面の傾斜

表-3 (a) N, T, u, L の値

滑り面		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	1'	2'	3'
重量 W (t)	I	14	18	41	54	63	86	96	108	113	77	101	27				54	54	36
	II	14	18	41	54	63	86	96	108	113	77	101	81	68			54	54	36
	III	14	18	41	54	63	86	96	108	113	77	101	81	90	90	40	54	54	36
地下水位上	I	24	56	86	108	118	124	118	102	86	108	40							
	II	26	62	92	120	138	148	152	154	158	196	148	66						
	III	28	66	98	130	154	172	188	198	210	266	232	170	104	30				
地下水位下	I	38	74	127	162	181	210	214	210	199	185	141	27						
	II	40	80	133	174	201	234	248	262	271	273	249	147	68					
	III	42	84	139	184	217	258	284	306	323	343	333	251	142	105	40			
垂直分力 N (t)	I	38	74	126	160	175	201	203	195	184	167	125	24						
	II	40	80	132	172	196	230	239	250	258	258	230	135	62					
	III	42	84	138	182	213	254	278	297	312	330	318	239	133	96	35			
切線分力 T (t)	I	3	7	18	34	42	57	64	73	76	80	65	15						
	II	3	6	17	27	40	50	60	72	82	91	93	60	30					
	III	2	5	15	23	34	43	56	70	79	92	99	81	48	39	15			
間隙水圧 u (t)	I	10	28	40	48	56	56	67	53	38	50	20							
	II	12	29	43	53	63	69	71	72	68	86	74	39						
	III	13	30	45	57	70	78	87	93	93	110	125	85	56	15				
滑り面長 L (m)	I	10	10	10	10	10.1	10.2	10.3	10.5	10.7	11.0	1.5	9.5	8.5			10	10	10
	II	10	10	10	10	10	10.1	10.2	10.3	10.5	10.7	2.3	11.0	13.7			10	10	10
	III	10	10	10	10	10	10.1	10.1	10.2	10.3	10.4	10.5	3.1	7.5	10.8	10.9	11.0	10	10

表-3 (b)  $\Sigma N, \Sigma T, \Sigma u, \Sigma L$  の値

滑り面		$\Sigma N$ (t)			$\Sigma T$ (t)			$\Sigma u$ (t)			$\Sigma L$ (m)		
		a	b	計	a	b	計	a	b	計	a	b	計
P	I	1,523	149	1,672	454	80	534	436	20	456	104.3	18.0	122.3
	II	2,085	197	2,282	541	90	631	640	39	679	109.6	27.8	137.4
	III	2,448	503	2,951	518	183	701	801	156	957	114.7	40.2	154.9
P'	I	1,685	149	1,834	454	80	534	436	20	456	134.3	18.0	152.3
	II	2,247	197	2,444	541	90	631	640	39	679	139.6	27.8	167.4
	III	2,610	503	3,113	518	183	701	801	156	957	144.7	40.2	184.9

(註) P 1'~3'を考えない場合  
 P' 基礎打止堤および根固め盛土(1'~3')を考えた場合  
 a 堤体部分のみの値  
 b スライム層部分のみの値

a = 震度  
 u = 間隙水圧  
 $\phi$  = 摩擦角  
 C = 粘着力  
 N = Wの法線分力  
 T =  $\gamma$  切線分力  
 L = 滑り面の長さ

滑り面はスライム層および堤体を通る。スライムの摩擦角 $\phi_b$ , および粘着力 $C_b$ を既知とするとき, 色々の条件に応じて, 堤体の土が所要の安定性を保つため必要な摩擦角 $\phi_a$ , 粘着力 $C_a$ の限界値 $\phi_0, C_0$ を求めることにする。

スライム層と堤体の $\phi, C, N, T, u, L$ を次の如く表わす。

	$\phi$	C	N	T	u	L
スライム層	$\phi_b$	$C_b$	$N_b$	$T_b$	$u_b$	$L_b$
堤体部	$\phi_a$	$C_a$	$N_a$	$T_a$	$u_a$	$L_a$

しかるときは

$$F_s = \frac{(\Sigma Na - e\Sigma Ta - \Sigma ua) \tan\phi_a + (\Sigma Nb - e\Sigma Tb - \Sigma ub) \tan\phi_b + C_a\Sigma La + C_b\Sigma Lb}{\Sigma Ta + \Sigma Tb + e(\Sigma Na + \Sigma Nb)}$$

(2) 安定計算

図-8において, 1~15, 1'~3'の各Slicl毎にW, N, u, L, の値を求めると表-3 (a) となり, 堤体部とスライム層別に $\Sigma N, \Sigma T, \Sigma u, \Sigma L$ を求めると表-3 (a) が得られる。

そこで次の4条件

$$A \rightarrow e = 0 \quad u = 0 \quad C \rightarrow e = 0.10 \quad u \neq 0$$

$$B \rightarrow e = 0 \quad u \neq 0 \quad D \rightarrow e = 0.15 \quad u \neq 0$$

について,  $F_s = 1.0, 1.3, 1.5$ に対する限界式, 限界値 $\phi_0, C_0$ を求めると表4のようになる。表-5は基礎かん止堤を含む根固め築堤を考えた場合(A'B'C'D')である。

また表-6はこれらの計算値の総括表である。これを図示したのが図-9 (a) である。土質試験の測定値 $\phi, C$ がこの限界曲線の外側(大きい値)にあるときは安定であり, 内側(小さい値)のときは危険である。このうち次のものを妥当な条件と考え, これに対する限界曲線は図-9 (b) に表されている。

$$B, B' \quad e = 0 \quad u \neq 0 \quad F_s = 1.5$$

$$C, C' \quad e = 0.1 \quad u \neq 0 \quad F_s = 1.3$$

$$D, D' \quad e = 0.15 \quad u \neq 0 \quad F_s = 1.0$$

図-9 (b) に測定した $\phi, C$ をプロットすると堤体の場合, 大半のものは危険側にある。しかし前にも述べたように堤体は大小の石塊が多く, せん断強度も大きいと考えられるので充分安全であると思われる。

表-4  $\phi$ , Cの限界値を求める算式と限界値

No.	条 件	滑り面	F s	算 式	$\phi_0$	C <sub>0</sub>
A	$\begin{cases} e = 0 \\ u = 0 \end{cases}$	I	1.0	$\tan\phi + 0.0685 C = 0.248$	13.9	3.6
			1.3	$= 0.352$	19.4	5.2
			1.5	$= 0.423$	22.9	6.2
		II	1.0	$\tan\phi + 0.0526 C = 0.298$	11.4	3.7
			1.3	$= 0.298$	16.6	5.6
			1.5	$= 0.354$	19.5	6.7
		III	1.0	$\tan\phi + 0.0468 C = 0.0817$	4.7	1.8
			1.3	$= 0.1675$	9.5	3.6
			1.5	$= 0.225$	12.7	4.8
B	$\begin{cases} e = 0.1 \\ u \neq 0 \end{cases}$	I	1.0	$\tan\phi + 0.076 C = 0.365$	20.1	3.8
			1.3	$= 0.564$	29.6	5.4
			1.5	$= 0.612$	31.6	6.4
		II	1.0	$\tan\phi + 0.076 C = 0.315$	17.5	4.2
			1.3	$= 0.445$	24.0	5.9
			1.5	$= 0.533$	28.1	7.0
		III	1.0	$\tan\phi + 0.0697 C = 0.207$	11.7	3.0
			1.3	$= 0.335$	18.5	4.8
			1.5	$= 0.420$	22.8	6.0
C	$\begin{cases} e = 0.1 \\ u \neq 0 \end{cases}$	I	1.0	$\tan\phi + 0.100 C = 0.546$	28.7	5.5
			1.3	$= 0.748$	36.8	7.5
			1.5	$= 0.883$	41.5	8.8
		II	1.0	$\tan\phi + 0.0789 C = 0.497$	26.4	6.3
			1.3	$= 0.683$	34.3	8.7
			1.5	$= 0.806$	38.9	11.2
		III	1.0	$\tan\phi + 0.0719 C = 0.409$	22.4	5.7
			1.3	$= 0.596$	30.8	8.3
			1.5	$= 0.721$	35.8	10.0
D	$\begin{cases} e = 0.15 \\ u \neq 0 \end{cases}$	I	1.0	$\tan\phi + 0.1025 C = 0.646$	32.9	6.3
			1.3	$= 0.877$	41.2	8.6
			1.5	$= 1.030$	45.8	10.1
		II	1.0	$\tan\phi + 0.0803 C = 0.592$	30.6	7.4
			1.3	$= 0.791$	38.4	10.0
			1.5	$= 0.950$	43.6	11.8
		III	1.0	$\tan\phi + 0.073 C = 0.515$	27.3	7.0
			1.3	$= 0.733$	36.3	10.0
			1.5	$= 0.879$	41.7	12.0

(註)  $\phi_0$ はC=0なるときの限界値  
 C<sub>0</sub>は $\phi=0$ なるときの限界値

表-5 根固め土のある場合の算式と限界値

No.	条 件	滑り面	Fs	算 式	$\phi_0$	$C_0$
B'	$e=0$ $u \neq 0$	I	1.5	$\tan\phi + 0.1066C = 0.530$	27.9	5.0
		II	1.5	$\tan\phi + 0.0869C = 0.480$	25.7	5.5
		III	1.5	$\tan\phi + 0.0799C = 0.3835$	21.0	4.8
C'	$e=0.10$ $u \neq 0$	I	1.3	$\tan\phi + 0.1114C = 0.666$	3.37	6.0
		II	1.3	$\tan\phi + 0.0898C = 0.625$	32.0	7.0
		III	1.3	$\tan\phi + 0.0824C = 553$	29.0	6.7
D'	$e=0.15$ $u \neq 0$	I	1.0	$\tan\phi + 0.1135C = 0.578$	30.0	5.1
		II	1.0	$\tan\phi + 0.0914C = 0.546$	28.7	6.0
		III	1.0	$\tan\phi + 0.0835C = 0.481$	25.7	5.8

表-6 安定計算値総括表

No.	条 件	滑り面	Fs=1.0		Fs=1.3		Fs=1.5	
			$\phi_0$	$C_0$	$\phi_0$	$C_0$	$\phi_0$	$C_0$
A	$e=0$ $u=0$	I	13.9	3.6	19.4	5.2	22.9	6.2
		II	11.4	3.7	16.6	5.6	19.5	6.7
		III	4.7	1.8	9.5	3.6	12.7	4.8
B	$e=0$ $u \neq 0$	I	20.1	3.8	29.6	5.4	31.5	6.4
		II	17.5	4.2	24.0	5.9	28.7	7.0
		III	11.7	3.0	18.5	4.8	22.8	6.0
C	$e=0.10$ $u \neq 0$	I	28.7	5.5	36.8	7.5	41.5	8.8
		II	26.4	6.3	34.3	8.7	39.9	11.2
		III	22.3	5.7	30.8	8.3	35.8	10.0
D	$e=0.15$ $u \neq 0$	I	32.9	6.3	40.8	8.6	45.8	10.1
		II	30.6	7.4	38.7	10.0	43.6	11.8
		III	27.3	7.0	33.8	9.2	41.7	11.0
B'	$e=0$ $u \neq 0$	I					27.9	5.0
		II					25.7	5.5
		III					21.0	4.8
C'	$e=0.10$ $u \neq 0$	I			33.7	6.0		
		II			32.0	7.0		
		III			29.0	6.7		
D'	$e=0.15$ $u \neq 0$	I	30.0	5.1				
		II	28.7	6.0				
		III	25.7	5.8				



図-9 堤体用土に必要な摩擦角および粘着力限界曲線

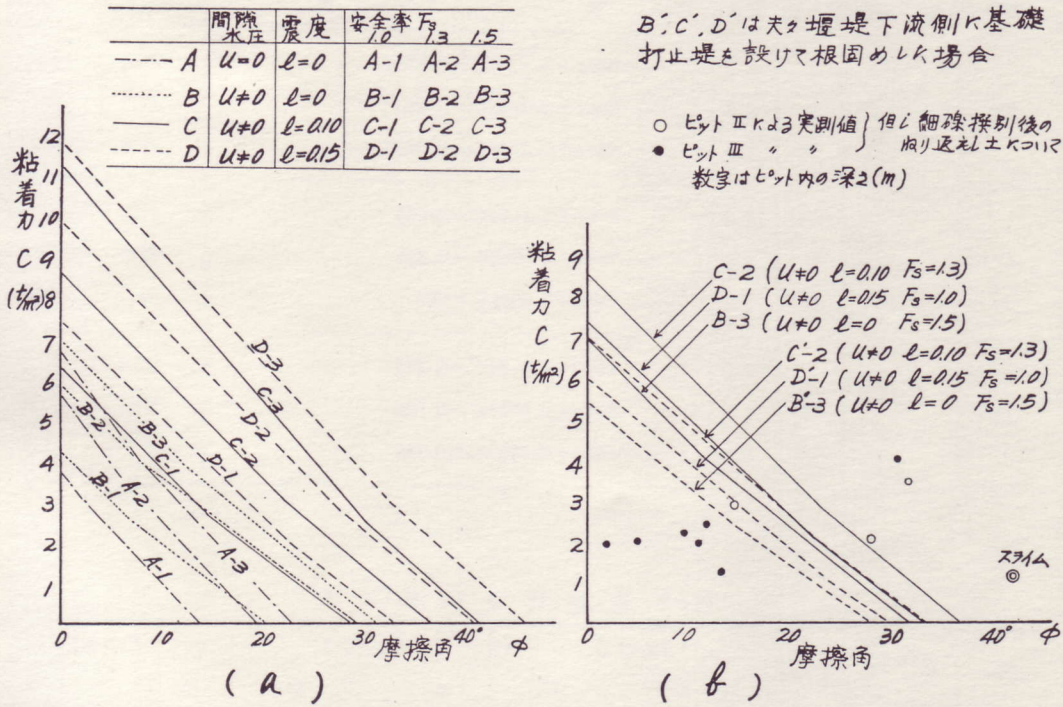


図-10 3mのかさ上げ完成断面図

5. あとがき

土質調査および安定計算の結果、この第6鉋さいダムはスライムを使つて内盛式でかさ上げすることになった。約1ヶ月の間はこの鉋さいダムの使用を中止して堆積したスライムがよく乾燥するようにした。その後沈澱池の中へブルドーザーを2台入れて、堤体より50~80m附近から1/100の勾配で堤体に向つてスライムを押し集め、ブルドーザーで転圧しながらかさ上げしていった。作業は順調に進み、堤体はよく締つたが予定したかさ上げ材料のスライムが不足し、図-10のように3mしかかさ上げ出来なかつた。堤体の外側に0.5mの真土をおき、その上に張芝を行つたのが写真-1である。

これら全施工は2ヶ月で完成した。あと2mのかさ上げについては、後日スライムが堆積したのちに施工することになっている。

この調査で明かとなつたことは次のようなものである。

- (1) 堆積しているスライムは堤体に近いほど粗粒砂が多く、堆積層も堤体に近いほど密実である。またスライムは経年とともに幾分締つて来る傾向がある。

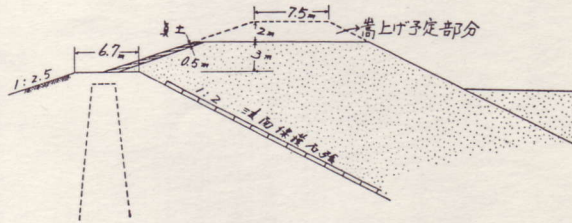
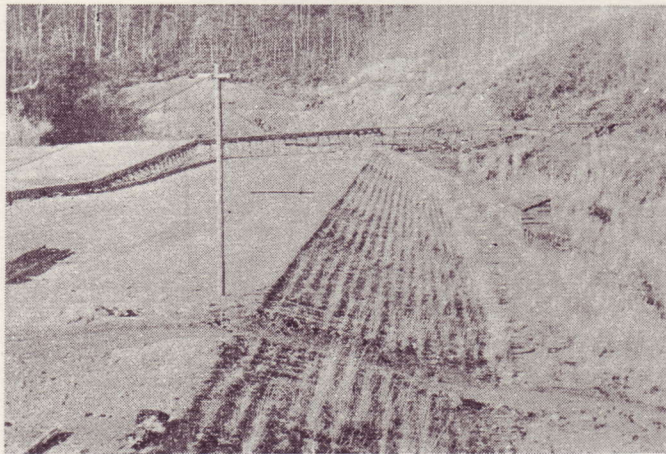


写真 1 かさ上げ完成状態



- (2) スライムのせん断強度は  $\phi=24^\circ$   $C=0.2\text{kg/cm}^2$  で、参考として例示した鴻之舞、豊羽鉱山のものよりかなり大きい。粒径も一般に粗い。
- (3) スライムはうまく使えばかさ上げ材料として充分利用出来る。しかし水や風に浸蝕されやすいから覆土する必要がある。
- (4) 堤体は沢山の石塊が混入していたため、堤体の持つ本来の浸潤線やせん断強度を的確に把握することが出来な

かつたが、この点については十分な考慮が必要である。

(5) 十分な調査によりスライム堆積層の安定性を確認すれば鉱さいダムのかさ上げは内盛式で経済的に施工することが可能である。

終りに、この調査にあたり、住友金属余市鉱業所の協力を受けた。この外佐々木晴美、木崎芙美雄、真壁安伸の各氏もこの調査に参加された。

ここに附記して感謝の意を表わす。

# 池売ずい道の施工について

(蛇紋岩の掘さく施工)

国鉄札幌工務局土木課 山口良雄

## 1. 概 要

池売ずい道は延長135mで辺富内線(富内〜日高間)の第2工区の1ずい道である。この路線は日高地方の木材及びクロム鉱等の資源開発及び沿線の開発を目的としている重要な路線である。

第2工区は振内より岩知志までの間約5.6kmで主な構造物は橋りょう2ヶ所延長366m、ずい道3ヶ所延長305mで、大体沙流川に沿っている。池売ずい道の外第1及び第2岩知志ずい道があるが、地質は粘板岩であり、かぶり

流川の北岸を占めている。このうちジュラ紀層は大半が黒色粘板岩及び輝緑凝灰岩からなっており、外に灰色の石灰岩を挟んでいる。粘板岩は緻密堅硬であるが、破碎されて細分化されている部分も多く、蛇紋岩は古生層の中に噴入したもので、緑色を帯びたものが最も多く、赤褐色や褐黒色を帯びた部分も少なくない。

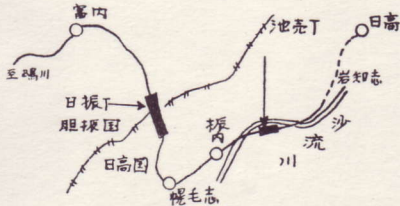
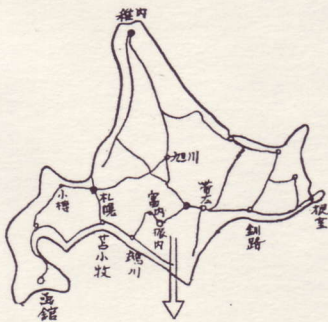
蛇紋岩はその性質として部分的に粘土化したり、著しい滑り肌を呈したり、硬軟不規則を極め、その性質は部分によりたちまち変化する。この地域の蛇紋岩はおそらくジュラ紀層の軟弱部をうち破つて貫入して来たもので、そのためにジュラ紀層の破碎が激化したものと思われる。

池売ずい道は西の半分がこの様な粘板岩と蛇紋岩との接触体に当たり全体が軟弱に粘土化しており、これに対し東の部分は破碎のやや少ない安定した粘板岩が現われている。

(Fig-7 参照)

## 3. 設 計

ずい道型式は単線2号型(曲線用)でFig-2に示す通りであり、掘さく方式は新奥式で行うことにした。又掘さく



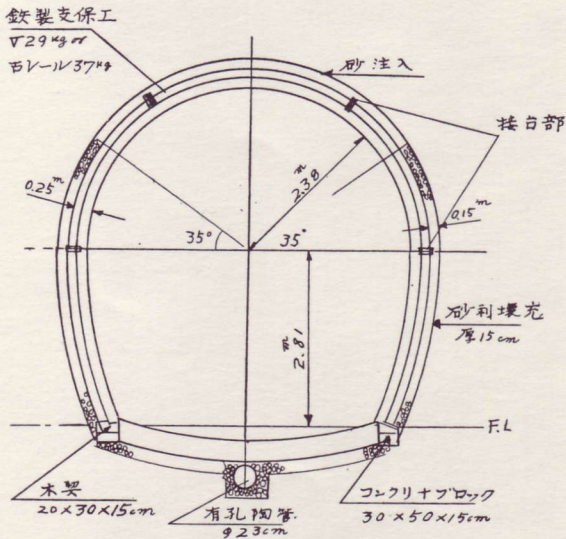
位置図 Fig. 1

薄く5〜8m位しかないので、蛇紋岩の地売ずい道と同じ方式で掘さく施工した。

又第1工区には蛇紋岩中のずい道としてその掘さく施工に苦勞した日振ずい道(延長1,059m)がある。

## 2. 地 質

本線の通過区域は大部分古生層(おそらくジュラ紀層)と、これを貫く蛇紋岩から成っており、後者は主として沙



断面図 Fig. 2

断面積  $29.2\text{m}^2$ 、畳築  $3.4\text{m}^2$  (巻層  $25\text{cm}$ )、仰拱  $1.4\text{m}^2$  (厚  $30\text{cm}$ ) で、鉄製支保工はV型鋼  $29\text{kg}$  及び古レール  $37\text{kg}$  を加工したアーチ式支保工とし、山に応じ建込間隔  $0.6\text{m}$ 、 $0.9\text{m}$ 、 $1.2\text{m}$  の三段階に建込むよう設計した。

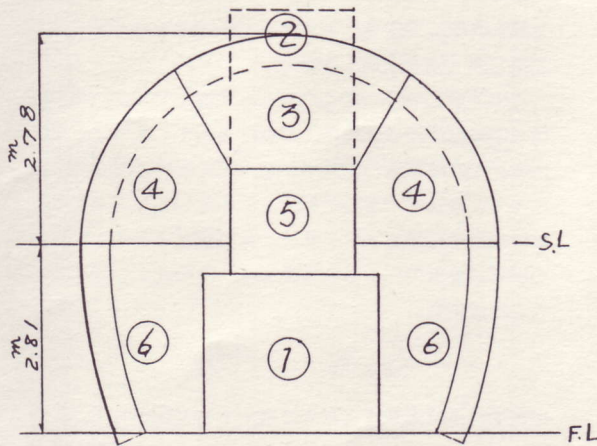
又凍害防止及び湧水の排水のため側壁部には裏込砂利填充、アーチ部には砂を圧力注入することにした。

特に湧水の激しい所には平亜鉛板をコンクリート裏側に張り、漏水防止工を施工するようにした。

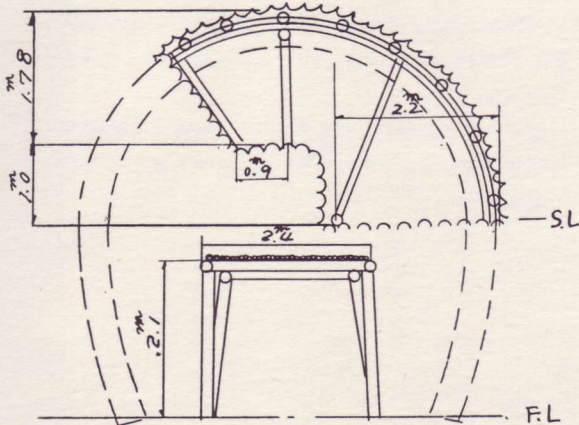
#### 4. 施 工

##### a) 掘さく及び鉄製支保工の建込

掘さくは新填式によつて底設導坑を先進し地質の良好と思われる所即ち坑口より  $20\text{m}$  の位置で切上りを試みたが、頂設部が軟質であったので中止し、後先梁の本普請



掘さく順序図 Fig 3



掘さく図 Fig 4

にて約  $5\text{m}$  間切掘げを行い、これをベースとして掘さく切掘げを行なつた。火薬は殆んど使用せず、 $(0.2\text{kg}/\text{m}^3)$  主にピックにより掘さくを行なつた。

##### I) 底 設 導 坑

加背は、 $2.4\text{m} \times 2.1\text{m}$  で柱のピッチ  $1.2\text{m}$  の普通工法で天端は末口  $9\text{cm}$  の丸太を矢板とし、土平は肌落ちの程度により  $3 \sim 4\text{cm}$  の矢板を用いた。掘進  $20\text{m}$  にして早くも荷がかかり、担を吊るようになった。日進平均  $2.0\text{m}$ 。

##### II) 頂 設 導 坑

加背は  $1.8\text{m} \times 2.1\text{m}$  で押木は  $1.8\text{m}$  を使用した。導坑支保工材の儉約を計り出来るだけ短くしようとしたが、 $20\text{m}$  位掘進せねばならなかつた。

##### III) 天 設

天設鉄製支保工の据付けはずい道建設の基本となるので中心位置、高さ及び上越し等は入念に行わねばならない。最初に支保工を挿入し得る範囲即ち天端延長  $3.0\text{m}$  底巾  $1.2\text{m}$  中心高さ  $1.8\text{m}$  に切り、支保工を入れ下端プレートと地山の間には皿板を敷き所定の位置がきまれば矢板を掛け、これと支保工の間にはパッキン末口  $15\text{cm}$  長さ  $20\text{cm}$  を入れ地山に密着させる。続いて次の支保工挿入の掘さくにかかる。この掘進限度は  $30\text{m}$  / 日位が崩出しの関係から適当と思われる。支保工間の繋ぎは末口  $9\text{cm}$  の丸太を用い、このピッチは  $1.2\text{m}$  を標準とした。尚沈下を押えるため仮柱末口  $15\text{cm}$  長さ  $1.6\text{m}$  を中心に建て、両端には末口  $12\text{cm}$  長さ  $1.5\text{m}$  の丸太をヤラズに使用した。

##### IV) 丸 型

左右同時にスプリングライン迄切り下げ、鉄製支保工を立て、天設の鉄製支保工と接合し、下端は仮受台を設けて締めつける。矢板、パッキン、繋ぎ等は天設同様であるが、多圧のため鉄製支保工間の開きを防ぐため繋ぎの箇所は  $8\#$  線にて繋結した。

尚土平返しに先だつて不測の沈下を防ぐため、天設を丸型のデジョイント・プレートのあごにヤラズ末口  $15\text{cm}$  長さ  $2.1\text{m}$  の丸太を建て込んだ。鉄製支保工の建込み完了後にはデジョイントの中心からおのゝ  $50\text{cm}$  の位置に水平繋ぎとしてガス管  $\phi 6\text{cm}$  を通し、U字金物にて締めつけた。

掘進延長は  $8.0\text{m}$  を標準とし、石屑は底設より随所に切り上りずり吐口として落とし込み搬出した。

##### V) 中 割

地質に応じ単独の掘さくも行なつたが、大半丸型及土平と同時掘さくを行なつた。

##### VI) 土 平

丸型同様左右同時に掘さくし、肌落ちの大きい箇所は矢板土留にて押え、切掘げが終るとただちに土台ブ

ロックを据え、土台パッキンをその上において鉄製支保工を建て、丸型部とデジョイントし、パッキンにて締めつける。矢板土留のケ所は天設、丸型同様のパッキンに盛り替える。その後ガス管にて水平繋ぎをとることは丸型同様である。

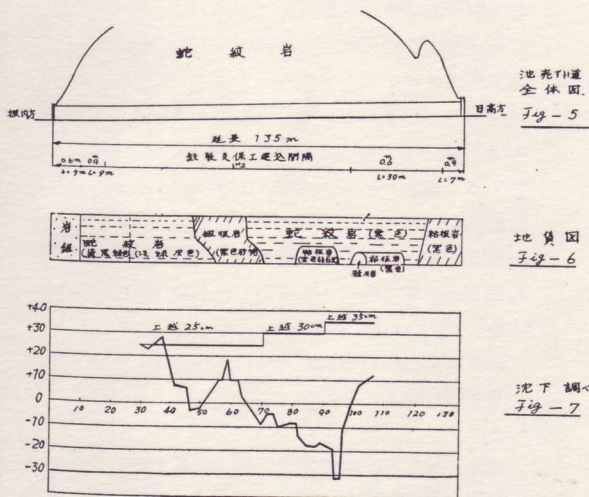
大体以上述べた順序に従い掘さく並びに支保工建込みを施工した。掘さくには大した困難は伴わなかったが坑口附近は特に悪く、蛇紋岩の粘土化した地帯であつたので手間どつたが、それ以外は落盤もなく順調であつた。

b) 鉄製支保工の沈下

鉄製支保工を建込んで、その状態を観察していると建完了後1日1cm程度の沈下が連続して起り、支保工のピッチは1.2mであつたが、最大28cmもの沈下が生じ、逢返しをせざるを得なかつた。畳築は当初の計画では全掘さく後施工する予定であつたが、沈下が激しいので平均して支保工建込み完了後7〜10日後1打設6mづつ畳築していくことにし施工した。

それで当初20cmの上越しを行つていたが、以後5cm増し25cm上越ししたが、結果は平均20cmの沈下で良好であつた。しかし坑口より70m附近で沈下が34cmにも達したので更に5cm増したが、ますます沈下が大きくなつたので35cmに増加した。しかしそれでも坑口より95m附近では最大65cmにも達し、逢返さねばならなかつた。

このように沈下が激しいので、問題となることは支保工の上越しをいくらにするかということであるが、蛇紋岩でありしかも場所により沈下量が相当に違うので、その決定を如何にするかということであつた。これに対しては導坑の状態及び既に建込んだ支保工の状態を観察し、出来るだけ逢返しの手間、余掘の減少と経費をはぶくようにした。



c) 蛇紋岩の土圧

支保工建込みで述べたように支保工は土圧により最大65cmもの沈下を生じ、繰返しの連続で工事費も相当増加した。しかし畳築後は殆んど沈下は生じなかつた。これは支保工の接地面積に比べ畳築後の面積は3倍位もあり、インパートを続いて施工したためと思われる。又支保工の底板の下には設計図にもあるように30cm×50cmのコンクリートブロックをさしこんでいるが、このブロックが土圧の荷重により中心より割れるものが多かつた。

次に導坑掘さく中導坑柱間の蛇紋岩は柱を殆んど見えなくなる位に膨脹しているが、掘さく中は相当の固さであり、掘さく後空気と水により、膨脹するものと思われる。これは畳築後施工ジョイント部が3cm位の押し出しがあり、サイドプレッシャーとして作用しているものと思われる。又覆土コンクリートには縦横のクラックが発生した(開き最大1.3cm)

この外施工中特に困つたことは鉄製支保工が、ずい道出口方に相当押され支保工が曲げられてしまつたことである。これは調査の結果ずい道上部の岩砕が出口方向に亘つているためであつたが、これに対してリング状にノッチの役目をするコンクリートを打設するのと、粘板岩の固い部分をベースとして逆進し、その迂りを防止することが出来た。

5. 結 び

池売ずい道は延長は135mで短いものであつたが、蛇紋岩中のずい道の1つとして他のずい道に比べては施工は大分困難であつた。

特に蛇紋岩の土圧の想定を早く判断し現場に適応させることであるが、これは施工中、山の状態を常に観察することによつて施工方法を早く決定し、工事を進めるようにすべきだと思う。又鉄製支保工を建込んでいるので畳築の際の木はずしが無いため、ライニング時においては危険がなかつた。

簡単な工事報告であります。今後蛇紋岩等膨脹性地質中にずい道を掘さくされる時の参考にもなれば幸いです。

# 新川橋に於ける基礎鋼管杭試験について

札幌開発建設部 彼 谷 潔

新川橋は、主要道道札幌沼田線が江別市を経て、石狩当別に至る間、篠津運河と交叉する地点に、現在架換工事施工中の橋長91.20m、巾員8.0m、斜角左61°の1等橋であり、上部構造に3経間の等スパン単純合成桁から成っている。本橋の下部構造は橋台・橋脚共に、鋼管杭基礎を採用しているが、当該構造の合理的設計に資するために昨年7月～9月に実施した杭の現地試験について報告する。

## 1. 架設地点の地質

本橋の附近一帯は、所謂篠津原野と通称され、泥炭地帯として有名であり、軟弱地盤の代表的地域である。

地質の基本的調査は、一昨年に深度40mのコアボーリングを4ヶ処、40m間隔に実施している。その結果、橋長の範囲における地層の形成のし方は、大体一定しているのので、代表的な柱状図を本試験を実施した第2ピア位置で採ってその概略を述べると(図1～代表的地質柱状図)

- (第1層)：地表から2m程度の区間、茶褐色の泥炭層
- (第2層)：それ以降4m30区間、青灰色の粘土交り細砂層で含水量稍多く、乾燥すると細砂状になる。標準貫入試験のN値は2～4程度。
- (第3層)：それ以降15m程度に亘って泥状の青粘土で、含水量著しく多く、非常に軟弱で、N値は0～2位。この第3層までの地盤については、支持力は全然期待できない。
- (第4層)：9.5mの区間、暗青色の細砂層で、稍硬く、手で圧縮すると固結する程度の含水状態である。なお、ボーリングの際、この層の中間から、ガスを含んだ地下水の噴出にあつて、標準貫入試験は、その後、うまくゆかず以降のN値は満足にとれていない。
- (第5層)：9mの間に亘って固結粘土と細砂の混じり合った層で以降含水の殆どない固結粘土層が続いている。
- (第6層)：に至つて、砂交り砂利層が出てくる。

## 2. 杭の現地試験

### (1) 試験の概要

現地試験として、杭の打込状況の観測、鉛直方向載荷、同引抜及び水平方向載荷試験を実施し、各試験共、ダイヤルゲージによる杭頭変位量の測定およびストレインゲージによる杭の応力測定(これは、水平方向載荷試

験のみ実施)を行った。

なお、本試験杭及び控杭は、下部構造工事において、配置される杭の一部とする方針の下に、予め、本工事の大略の杭配置を決め、然る後に試験杭・控杭の位置を設定している。(図2～各試験打込杭配置図)

### (2) 杭の打込試験

試験に用いた鋼管杭：φ500m/m

厚 16m/m及び12m/m(夫々上・中杭及び下杭として使用)

長 { 鉛直載荷試験杭及び控杭各 30m  
引抜試験杭 18m

杭打機：三菱重工製ディーゼルパイルハンマー D22型  
打込結果は、次表のとおりである。

表 - 1

貫入50cm毎打撃回数 EL+3.00m (地表)～EL-26.00m	0～40回
貫入50cm毎打撃回数 EL-26.00m ～EL-30.00m	40～450回 600
打撃回数 Total	3100～3400回
打止点附近 1打当平均貫入量(打止量)	0.8～1.0m/m

### (3) 鉛直方向載荷試験(杭打込後22日)

載荷試験装置は4本の控杭に十文字形に試験用載荷桁を架渡し、各控杭と載荷桁間に100ton油圧ジャッキを挿入し、4ヶのジャッキ合計反力を試験杭に伝達する構造である。(載荷桁重量13.4ton)

降伏荷重は荷重沈下量曲線の直接の形からは、はつきり見出し得ないので、両対数目盛にプロットし直して、折れ曲り点を見出して、推定している。本試験では約240ton(+載荷桁重量13.4ton)であつた。荷重と沈下量との関係は次表のとおりである。

表 - 2

荷重	塑性沈下量	全沈下量	摘要
60+13ton	0.0mm	0.8mm	載荷桁重量13ton加算
100	0.2	2.6	
140	1.2	5.5	
200	3.5	11.0	
260	13.1	24.7	
300	32.8	45.5	

(4) 引抜試験 (杭打込後34日経過)

本試験の目的は、支持層上部の軟弱地盤 (泥状未固結青粘土層) が長期に亘って圧密沈下を起す際、負摩擦力として作用して、杭の支持力を減小せしめる傾向となるので、この減少量の把握に資するため、当該軟弱層についての引抜摩擦力を求めんとした。試験装置は2本の控杭と、載荷試験の場合の装置を一部転用した。本杭は、純粋な摩擦杭であるので、荷重浮上量曲線から比較的明瞭に降伏荷重の推定を行うことができ、その値は約42 ton である。

荷重と浮上量との関係は次表のとおりである。

表 3

荷 重	塑性浮上量	全 浮 上 量
40 ton	1.9 mm	3.8 mm
45	20.1	23.1

(5) 水平方向載荷試験 (杭打込後42日経過)

試験装置は、一直線上、等間隔に打込んだ4本の直杭を2本ずつ、鉄筋コンクリートでブロッキングして、2箇の門形ラーメンを形成し、その間に、油圧ジャッキを挿入して、押し合い載荷する構造である。

ジャッキ圧と水平変位量との関係は次表のとおりである。

表 4

ジャッキ圧	塑性変位量	全 変 位 量
10 ton	1.0 mm	3.1 mm
20	5.9	12.1
30	11.1	22.8
40	13.4	27.6

3. 試験結果

各試験の結果を図に示すと

- 図3 杭打込試験 記録図
- 図4 鉛直方向載荷試験 記録図
- 図5 引抜試験 記録図
- 図6 水平方向載荷試験 記録図
- 図7 水平方向載荷試験 応力測定装置図
- 図8 水平方向載荷試験 応力測定記録図

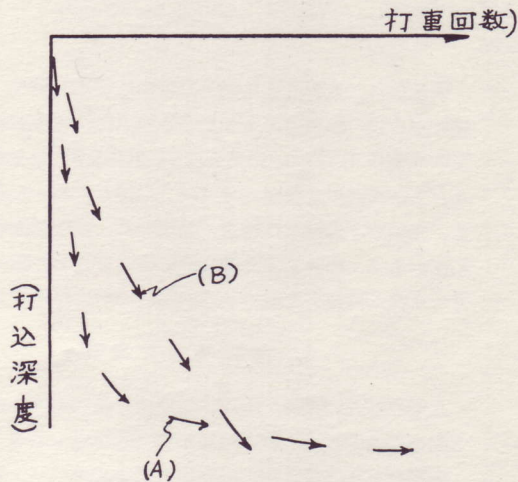
4. 試験結果の検討

(1) 杭の打込試験について

50cm毎打撃曲線についてみると、地表 (EL+3.00m) から第4層の細砂層の終り頃まで打撃回数は少なく、そ

れ以降から第5層に入つて打撃回数が急増している。

一般に、打撃回数曲線には、下図の (A), (B) 2-Type が存在するが、(A) のようにある深度に至つて明瞭な変曲点を有して、急増する場合は、支持杭であり、(B) のように漸次増加する場合は、摩擦杭の状態であると見做すことができる。



本試験の場合は、明らかに (A) の場合に属し、従つて、第4層の終り頃から、相当信頼しうる支持層になつていけると言える。なお、杭の打止り点附近の Rebound 図をとつた結果、土と杭との弾性伸縮量 ( $C_2 + C_3$ ) は 8.0~8.5m/m と実測された。

(2) 載荷試験について

- a この種試験は、短期荷重試験であるので、載荷時間規定がまず、問題になるが、本試験の場合は、20分間に 2/100 m/m 以下の変位量をもつて、変位停止と見做し、次の荷重段階に移行した。
- b 塑性沈下曲線についてみると、降伏荷重以前では、塑性沈下量は、表2に示すようにごく小さい値で、通常的设计荷重 (杭1本につき 50ton 程度) に対しては、比較的問題にならないが、然し、沈下の絶対量が特に重要な因子となるような構造物の場合、長期荷重についての長期に亘つての変位量をこのような短期荷重試験から、如何に推定するかが1つの問題点と思われる。(長期変位量をコンクリートのクリープと同じように考える提案もあるが、この場合は、Case by Case によるクリープ係数  $\phi$  の適切なり方に問題が置き換えられるわけである。)
- c 弾性変形曲線は、これは主に鋼杭自体の弾性的な伸縮であつて、支持杭の場合は、荷重が大きくなつてくると、杭先端の土のバネ的な伸縮量 (この量は極く僅かといわれている。) が加算される。実際に杭の弾性ちぢみ  $\delta p$  を  $\delta p = PL/EA$  式で計算して、弾性変形曲

線の実測値  $\delta e$  と比較してみると、杭長全体として、杭頭載荷重の60~80%が圧縮力として、働いていることになるので、このことから荷重の伝わり方が略々梯形乃至三角形をなして、作用していると推定でき

る。

d 各種の動力学的支持力公式による支持力を計算してみると次表のとおりである。

表 ~ 5

系の式	Hiley	公	168 ton	載荷試験による降 伏荷重は235ton
	Terzagi	〃	295	
	Redtenbacher	〃	218	
	Pacific Coast	〃	212	
Chellis	$R = \frac{f Wh}{S + \frac{1}{2}(C_1 + C_2 + C_3)} \cdot \frac{W + e^2 W_p}{W + W_p}$		270	
系の式	$R = \frac{f' F}{S + \frac{1}{2}(C_2 + C_3)} \cdot \frac{W}{W + W_p}$		268	

動力的支持力公式は、いずれも機械効率  $f$ 、反撥係数  $e$ 、及び  $C_1$  の採り方によつて或る程度、計算値が巾を持つことになるが、現場における設計上、目安つける意味からは可成実用的と考えられる。

(3) 引抜試験について

将来、圧密を予想される地層の周辺摩擦力を  $F$ 、それ以降の周辺摩擦力を  $F'$ 、杭の先端支持力を  $P$  とすると、当初の支持力は  $T = F + F' + P$  であり、これが圧密現象によつて  $T' = -F + F' + P$  となると仮定すると、支持力の差は  $T - T' = 2F$  となる。然し、圧密現象が  $+F$  から  $-F$  までに、利いてくるものかどうかは、難しい問題であるが、設計上は、このように考えている。なお、本試験の場合、 $F = 42t$  であり、単位面積当り周辺摩擦力は約  $1.5 \text{ ton/m}^2$  と計算される。

(4) 水平荷重試験について

地表から、17m区間の軟弱地盤区間の標準  $N$  値が  $4 \sim 0$  といった著しく小さなものであり、水平力を受けた場合、地盤の受け持つ横抵抗は、余り期待できないのではないかと予想したのであるが、実測の結果、水平変位量、応力値共に比較的小きな値であつた。従つて、鉛直方向支持に対しては、非常に軟弱な地盤といえども、短時間に載荷された水平力に対しては、地盤の横抵抗は、予想以上のものであり、従来地表よりある深度までの地層をネグつた計算法もあるが、通常その必要は無いと思われる。

鋼杭の曲げに対する設計では、Y.L.CHANG の式※が実用上便利な意味から、多く用いられるが、これに基づいて水平変位の実測値から、地盤の横方向反力係数を試算すると次表のとおりである。

※ Y.L.CHANG の式

$EIy^{(4)} = -K Dy$ 、ここに  $K$  は、深度に拘らず  $const.$  とする。

$$K = \frac{1}{D}^3 \sqrt{\frac{1}{4EI} \left( \frac{H}{y_0} \right)^4}$$

- K: 地盤横方向反力係数
- EI: 鋼杭の曲げ剛さ、この場合は  $14.97 \times 10^{10} \text{ Kg-cm}^2$  である。
- H: 水平力
- $y_0$ : 地表面における杭の水平変位量
- D: 鋼管杭の直径

表 ~ 6

ジャッキ圧 ton	1 一杭当 水 平 力 ton	実 測 水 平 変 位 量 cm	横 方 向 地 盤 反 力 係 数 kg/cm <sup>3</sup>
10	5	0.314	0.951
20	10	1.209	0.397
30	15	2.280	0.292
40	20	2.757	0.333

次に本水平試験装置の構造であるが、コンクリート梁部分と、鋼杭との曲げ剛さは夫々、 $823 \times 10^{10} \text{ kg-cm}^2$ 、 $15 \times 10^{10} \text{ kg-cm}^2$  であり、コンクリート梁部分が圧倒的に rigid なものであつたため、水平荷重を作用させると、コンクリート梁部分が回転を起すこととなり、同時に鋼杭には、引抜力と圧入力を生ずることとなる。従つて鋼管の純粋曲げのみと解析するためには、この軸方向力の影響分を、分離して考えなければならないが、本試験のストレインゲージの配置に不備な点があつたこととコンクリート梁部分の回転角を実測できなかつたことのため、定量的に解析できなかつた。実測から掴める傾向について考察を加えると、

a 正の最大モーメントを生じた点は地表以下約 3 m 附近であつて、これを Y.L.CHANG 式で計算すると約 6.5 m になる。この差異の原因としては、理論上の上



端回転不能の束縛条件が守られず、実際には本試験装置では回転を起していると考えられ、その際正の最大モーメントを生ずる位置が、上昇してくること。並びに軟弱地盤の連続している地層の中で、地表から約2.5 m 区間の第2層が横抵抗から言つて比較的良好な地盤として存在するため、この層で、曲げに対して、抵抗していると考えられることである。

b 曲げモーメントが正から負に変わる点が地表以下、約1 m程度である。このことから地表面における鋼管杭の負の曲げモーメントは余り大きくないことが判るが、この原因として考えられることは、コンクリート梁部分に回転を生じたためと、載荷時にコンクリートに発見不能のクラックが発生して、モーメントの伝達が理論上の構造どおりでなかつたかの兩者について考えられるが、後者の場合であれば、クラック発生後の載荷重による水平変位量の増加率が大きくなつてゆく筈であるが、荷重変位曲線を観察すると、この増加率は同一から、減小の方向を辿つているので、前者の影響のためと考えられる。

### 5. む す び

以上で本試験の概要について報告させて頂いた。

なお下部構造工事の設計に当つては、

- 1) 橋台については、常時4 m高の盛土による脊面土圧をうけることから、組斜杭構造を採つた。
- 2) 橋脚については杭は3列打ちとして、外側杭は直・斜杭を交互に配置する構造とした。 以上

図1 代表的地質柱状図

(位置 第2橋脚中心)

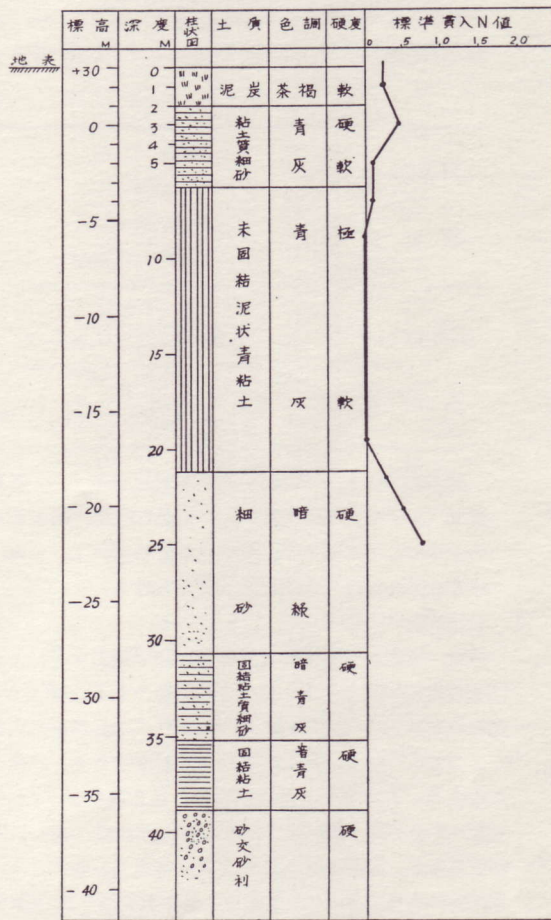


図2 各試験打込杭配置図

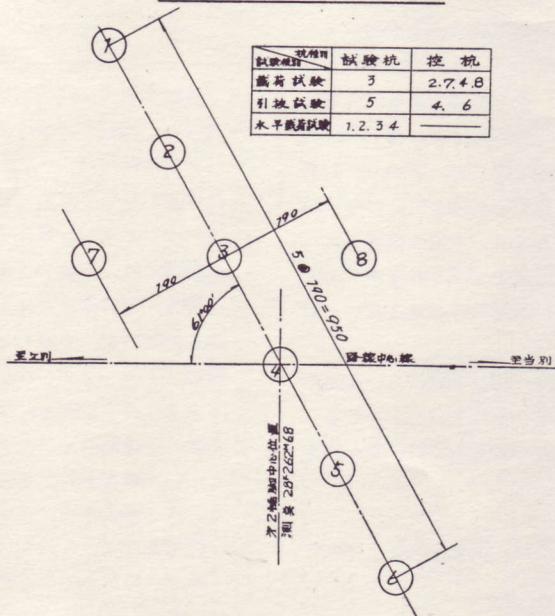


图3- 杭打込試驗記錄圖

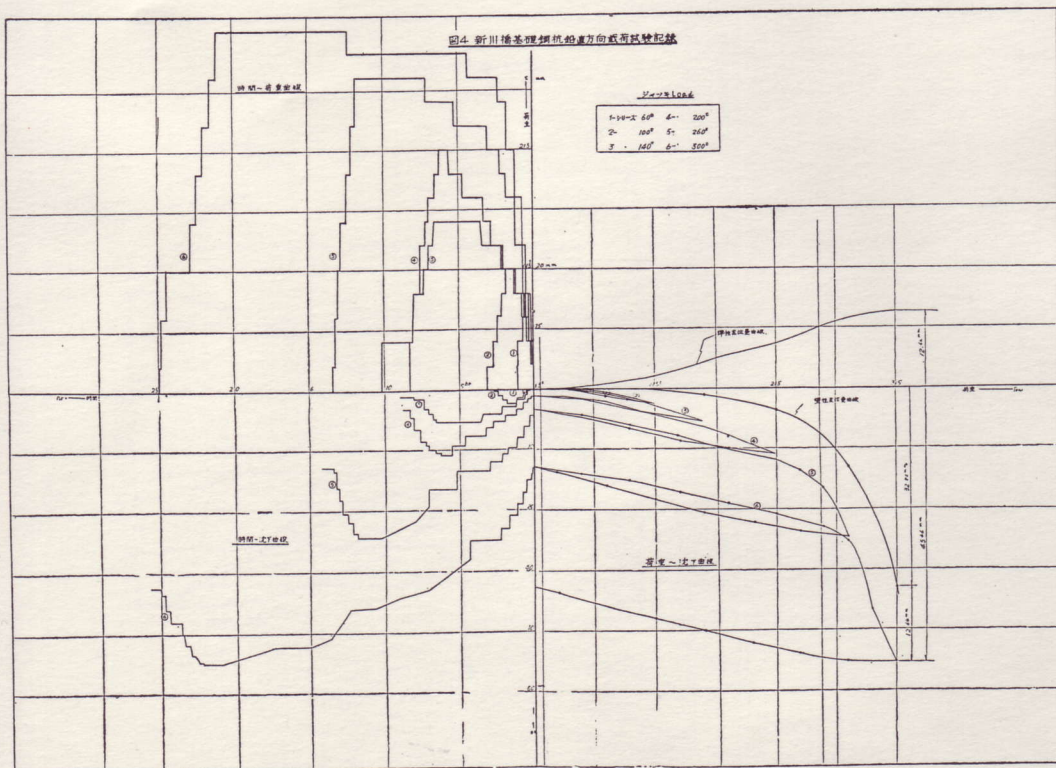
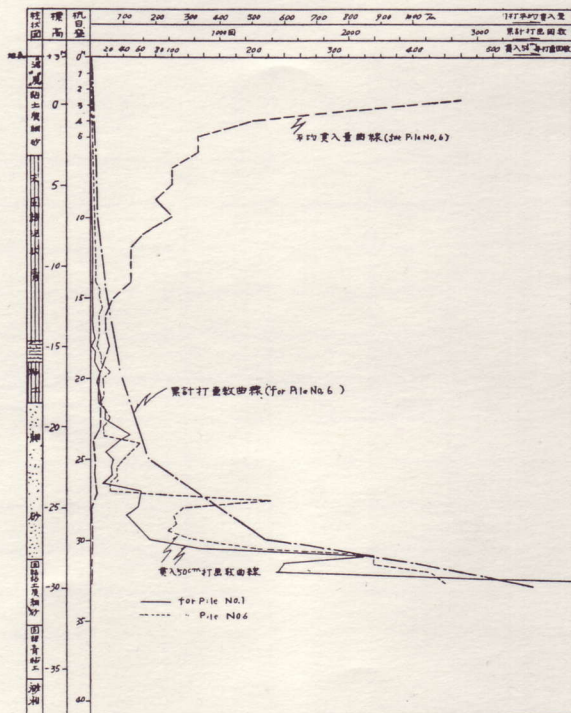
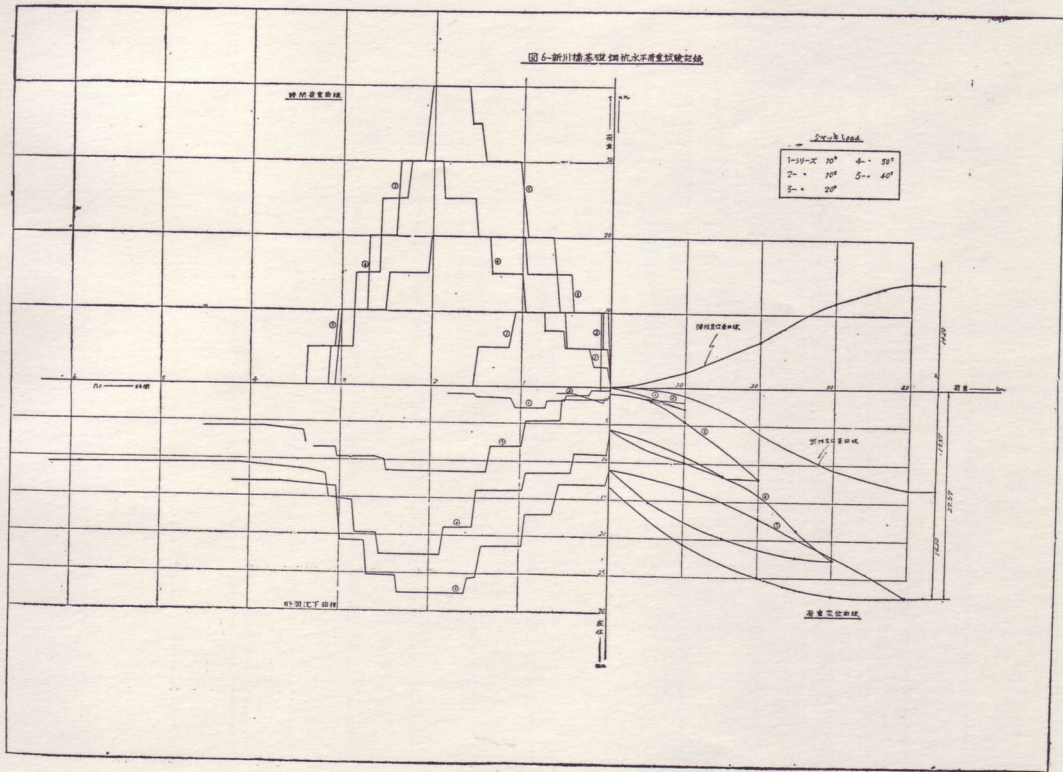
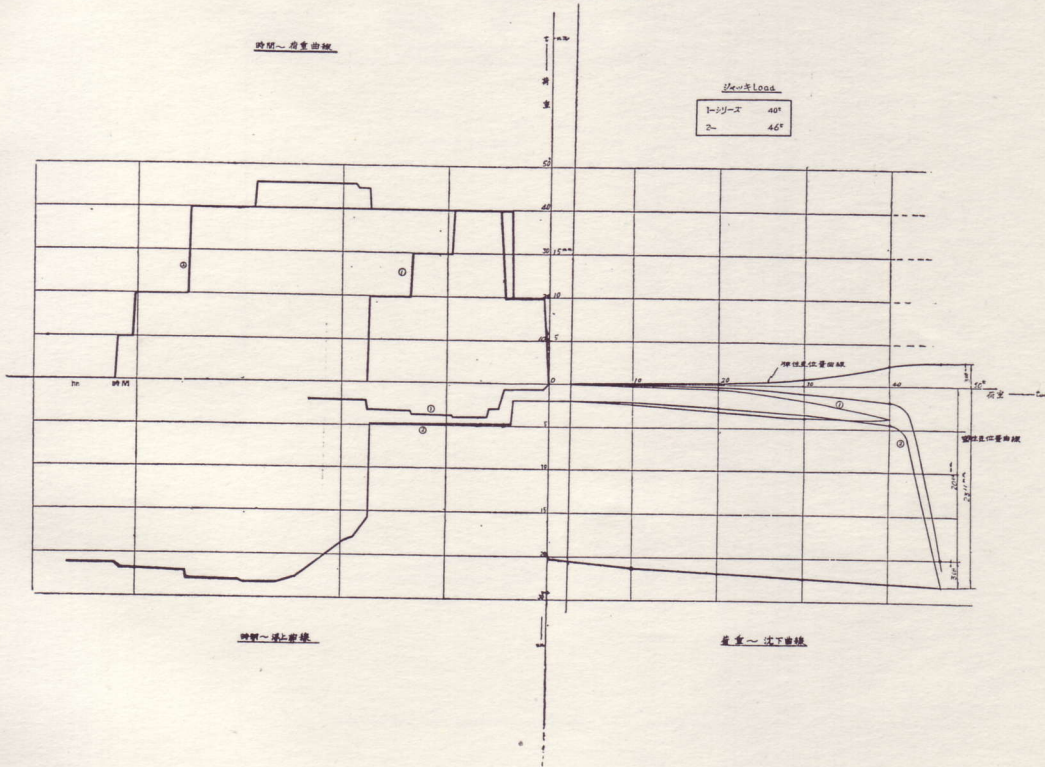


图5-新川橋基理測狀引技試驗記錄





# 苫小牧港における各種杭打試験について

苫小牧港建設事務所 橋本 明  
石田 直之

## 1. ま え が き

現在苫小牧港においては、大規模な内陸掘削方式による港湾建設が行われている。掘削による航路や泊地の建設とあわせて、36年度より石炭岸壁2バースの建設が着工され37年度には完成の予定であり、また雑貨を取扱う西埠頭岸壁も37年度から本格的工事に入る。本試験工事は西埠頭岸壁建設に当り、その設計資料を得る目的で企画した。

## 2. 概 要

### (1) 試験位置と土質

本試験工事は、岸壁法線上で行なうのが望ましいが、丁度この法線上の陸上掘削工事と時を同じくしたので、図-1に示すごとく法線からかなり離れた位置で試験せざるを得なかつた。しかしボーリングの結果では、本試験位置と西埠頭岸壁位置とは大きな変化を認めない。

苫小牧港の地質は、火山灰、泥炭、粗砂、砂礫、細砂の比較的単純な互層をなしている。

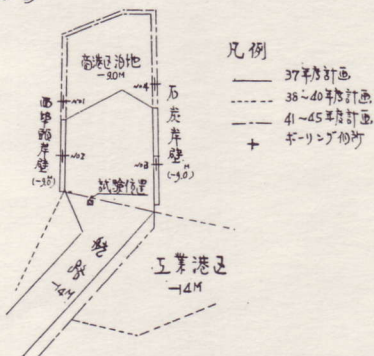
表層をなす火山灰は層厚1.2m～1.5m程度で広範囲に分布している。粗砂、砂礫の層は一般に海岸で粒径が大きく層厚も厚いが、山側になるにつれ次第に粒径、層厚共に減ずる傾向にある。細砂層の下には、火山灰の固結した層があり、標準貫入試験よりこの層の支持力は80t/m<sup>2</sup>以上と推定される。

### (2) 試験計画

本試験は、西埠頭岩壁の設計資料とすることは勿論であ

るが、その主目的は図-2で見られる貫入指数  $N$  が70以上の砂礫層を、杭や矢板が打ち抜けるか否かにある。従つて試験の主力を打ち込み試験においた。このため打込材料としては、H杭、鋼管杭、コンクリート杭、鋼矢板、Z型

図-1 平面図  
(1/20000)



矢板の5種類を選び、打ち込み機械としてはディーゼルハンマーとパイプロドライバーの2種類とした。

試験項目は、水平、引抜き、載荷の各試験を行なうこととした。この概要を表-1に一括示す。

### (3) 試験杭

試験杭には、次の5種類を用意した。鋼管杭の刃先は、厚さ9mmの鋼板を巻いて保護し、開口したままで打込んだ。H杭は刃先、頭部共に未加工とし、継手は厚さ9mmの鋼板2枚を用い現場溶接とした。

表 - 1

分類	調査項目	調査方法
打込時	打込状況の調査	杭の打撃回数と貫入量の測定 杭頭の偏倚量の測定
	打撃エネルギーの杭中伝達	ストレン、ゲージ、オツシロにより応力測定
水平荷重	水平抵抗の調査	水平荷重と変位量の測定
引抜荷重	引抜状況の調査	杭先状況調査、パイプロドライバーの能力 引抜荷重と引抜量の測定
	引抜抵抗の調査	
載荷時		

④ ~ ② 土質柱状図

No 1				No 2			No 3			No 4			標高
標高	柱状図	名称	N値	柱状図	名称	N値	柱状図	名称	N値	柱状図	名称	N値	
+8					火山灰						火山灰		+8
					泥炭	7					泥炭	4	
6		火山灰	3		中砂	16		火山灰			中砂	9	6
		泥炭	7			24		泥炭	18			14	
4		中砂	13			23		細砂	39			12	4
			10		粗砂	22			24				
2		粗砂	11		(20%の礫を含有)	20			24			16	2
		(20%の礫を含有)	25			21			48			44	
0		礫入り粗砂	18		礫入り粗砂	40		砂礫 (礫2~7)	75				0
		礫入り粗砂	64		礫入り粗砂	54						81	-2
-2		礫入り粗砂	66		砂礫 (礫40% 礫2~6%)	76			不能			78	
		礫入り粗砂	71			50							4
4		粗砂	67		粗砂	49						39	6
			41			58						29	8
6			28										
			33			38			60				
8			32										
		細砂	37			40			32			43	10
10			40		細砂	40		細砂	57		細砂	24	12
			40			40			54			44	14
14			26			42			63			40	16
			29			30			68			28	18
18			40			44			43			67	20
			54			46			不能			99	
20			81					火山灰			火山灰		22
		火山灰	88										

(4) 試験杭の配置

杭の配置は、ハンマーの移動を出来る限り少なく、また打込み後の試験に応ずるように図-3のような配置とした。

3. 打込試験

(1) 打込の経過

ハンマーは、三菱ディーゼルハンマー22型を使用し、打込ヤグラは北井製作所パイルハンマーフレーム22F-4型

を用いた。

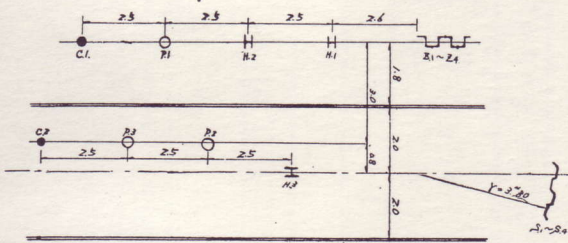
このヤグラは、走行、施回、マストの前後進及びマストの傾倒が全て電動により運転員1人で行はれる。

杭の建込みは、ヤグラに附属したウインチで所定の位置に吊込んで、杭の先端が自重で砂中に貫入したのち、キャップをはめハンマーを下し固定した。マストの垂直性は杭打直前は勿論、打込中もトランシットでしばしばチェックした。打込試験の結果は、表-3、図-4に示す。

表 - 2

種類	鋼管杭	H杭	コンクリート杭	鋼矢板	Z型矢板
記号	P	H	C	S	Z
断面寸法 (mm)	φ600×t12	300×305×15	φ400	F. S. P. IV	2-400×360
断面積 (cm <sup>2</sup> )	221.67	134.20	1,256.60	96.90	148.00
断面係数 (cm <sup>3</sup> )	3,192.00	{ 466.00 1,430.00	—	362.00	1,820.00
廻転半径 (cm)	20.79	{ 7.28 12.60	—	6.94	14.90
長さ (m)	24.00	24.00	15.00	15.00	15.00
重量 (kg)	4,176.20	2,520.00	2,810.00	1,141.50	2,220.00
継手 (ヶ所)	/	/	—	—	—

図-3 杭配置図



- (a) - 2.0 mでコンクリート杭の頭部が破損し始める。
- (b) - 4.0 mでコンクリート杭の打ち止り。
- (c) - 5.5 mで鋼管杭の貫入量が極度に減少し始める。
- (d) - 8.0 mで鋼管杭の打ち止り。
- (e) - 20mでH杭の貫入量が極度に減少し始める。
- (f) - 21mでH杭の打ち止り。

これらの特記点は、図-2柱状図と結びつけて次のごとく考慮されよう。

コンクリート杭は-2 m附近の礫交り砂  $N=70$ に当り、杭頭を破損しはじめる。その後打撃エネルギーは、杭頭の

鋼矢板は4枚を打込んだが、このうち最初と3枚目はスムーズに入った。しかし2枚目と4枚目は隣接の矢板を連れ込んだ。このため4枚目は、9.25m打ち込んだ時点で1打撃当りの貫入量が1.1 mmに達し、以後の打込みを断念した。

Z型矢板も2枚目を打つたとき、最初の矢板を連れ込み1打撃当りの貫入量が2.8 mmに達したので以後の打込みを中止した。この矢板はキャップを外すと同時に、杭頭が最初の矢板の反対側に大きく傾き垂直性を失った。このため3枚目と4枚目は位置を変えて打ちこんだが、この2枚は連れ込み現象を示さずスムーズに打ち込まれた。

鋼管杭は3本打ち込んだが、どれも-5.5 m附近から貫入量が極端に減少し、-7.5 m附近で貫入量が1.3 mm~1.6 mmに達し打ち込み不能となった。打ち止りにおける鋼管内外の地盤差は約1.0 mであつた。

H杭は長さ12mの下杭を打ち込んだのち、上杭を現場溶接して全長24mの杭として3本打ち込んだが、どれも同じ状況で-20 m附近まで打ち込まれた。

コンクリート杭は長さ15mのものを打ち込んだが、4 m打ち込んだところから杭頭が崩れ初め、約6 m打ち込んだところで貫入量が1.36 mmに達し、打込みを中止した。この間に杭頭は約3 m崩壊した。

(2) 貫入曲線と土質柱状図

各種杭を打ち込んだ結果、次の特記すべき事項を得た。

図-4(b) 各種杭打撃回数比較図

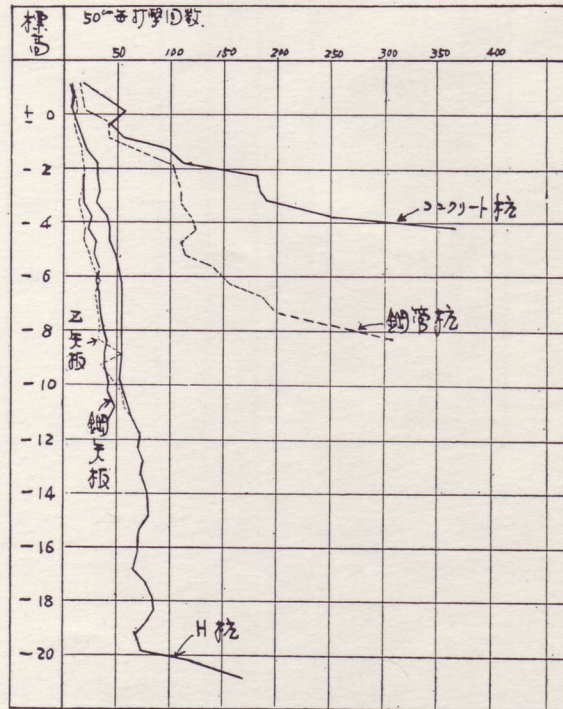


表 3 打込試験成績表

種類	杭番号	継杭上下	打込日	打込長さ (m)	最終貫入量 (mm)	杭偏倚量 (mm)	建込時間 (分)	打込時間 (分)	打込回数	溶接時間 (分)	杭地盤内外差 (m)	摘要
鋼矢板	1		10/30	13.60	12.50	30×0	10	20	680			
	2		10/31	13.60	3.52		7	39	1,734			F <sub>1</sub> を連れ込む
	3		10/31	13.60	7.05		13	21	924			
	4		10/31	9.25	1.30		13	36	1,637			F <sub>3</sub> を連れ込む
Z矢板	1		11/1	13.50	7.45		26	23	810			
	2		11/1	8.10	3.45		26	29	1,319			Z <sub>1</sub> を連れ込む
	3		11/1	13.60	9.44		30	28	778			
	4		11/1	13.60	3.40		30	38	1,615			
H杭	1	上	11/2	11.80	3.00	30×35	15	45	1,066			
		下	11/2	11.30	9.30	30×35	20	17	759	125		
	2	上	11/4	11.80	3.05	10×20	33	33	939			
		下	11/4	11.40	9.26	10×20	29	30	732	95		
	3	上	11/6	11.60	1.81	85×0	15	35	1,034			
		下	11/6	11.40	9.25	85×0	25	25	676	120		
鋼管杭	1	上										
		下	11/7	10.40	1.61	20×0	15	50	2,210		1.00	
	2	上										
		下	11/8	9.80	1.69	10×0	15	50	2,055		1.05	
	3	上										
		下	11/8	9.70	1.27	0×0	10	48	2,010		0.95	
コリ杭 ノット	1		11/13	6.20	1.36	0×0	25	70	1,279			杭頭 3.0m 崩壊
	2											

(註) 最終貫入量：50cm毎1打撃当り平均貫入量より

破損に費されながら-4mまで打ち込まれるが、ここで周辺摩擦力と底面支持力の和にさまたげられて打込み不能となる。

鋼管杭は砂礫層を通過して、-5.5m附近に達した時管内外の地盤差が最終地盤差の約1mに近くなり、先端閉口状態になったと想像される。すなわち、鋼管杭の内側に入った土と鋼管内面との間の壁面摩擦が次第に大きくなり、この-5.5m附近では内部の土と鋼管内面との間に滑動を生じなくなり、貫入量が急に減少したものと考察される。鋼管杭は先端閉口状態に近くなつたまま更に打ち込まれるが、-8mで周辺摩擦力と底面支持力により打ち止りとなる。

なお鋼管杭の根入長をL、鋼管内外の地盤差を $l$ とすれば  $(L-l)/l = 90\%$  となるが、従来の試験報告によれば、その殆んどが50%程度となつており、この点からも本試験の鋼管杭がかなり無理をして打ち込まれていることがうかがわれよう。

H杭は、先端閉口状態となることもなくて、砂礫層、砂礫層を貫入するが、-20m附近の固結した火山灰層に当たり打ち止りとなる。

(3) 矢板の傾斜と連れ込み

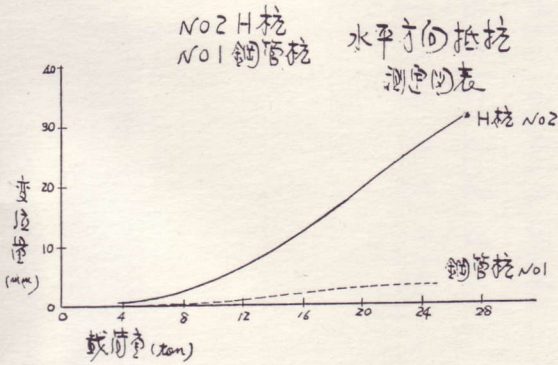
前述のごとく、鋼矢板もZ矢板も連れ込み現象を示し、同時に打ち込み不能となつた。この2枚は何れも打ち込み



の進行方向に傾斜しており、この現象は従来より言われていた通りの結果を示した。連れ込み現象は、何れも土0m附近より見られる。この地点は柱状図から砂礫層の表面とほぼ一致している。このことから、鋼矢板の連れ込み現象は、鋼矢板が砂礫層に達した時に打ち込みのため大きなエネルギーを必要とし、このため鋼矢板の変形も大きくなる。鋼矢板の変形は打撃力が偏心することとなり、このため鋼矢板は傾斜し、矢板相互間の摩擦力を増し、ついに隣接した矢板を連れこむものと考えられる。

#### 4. 水平荷重試験

試験は35ton 油圧ジャッキを用い、地表面より50cmの点に載荷した。変位はH杭2.5 ton、鋼管杭1 ton毎にダイヤルゲージで測定した。この結果を図-5に示す。



#### 5. 引抜き試験

引抜き試験は、H杭について行い結果を図-6に示す。荷重は78tonまでであるが、これはI型鋼に補強した50kg レールが70tonで折損したためである。周辺摩擦力は約115 tonと計算されたが、図-6から残留変形量は、70tonで1 mm、78tonで1.55mmと抜き揚り量が急増しているため、載荷時間を長くすれば80~90tonで降伏点となるのではないかとと思われる。

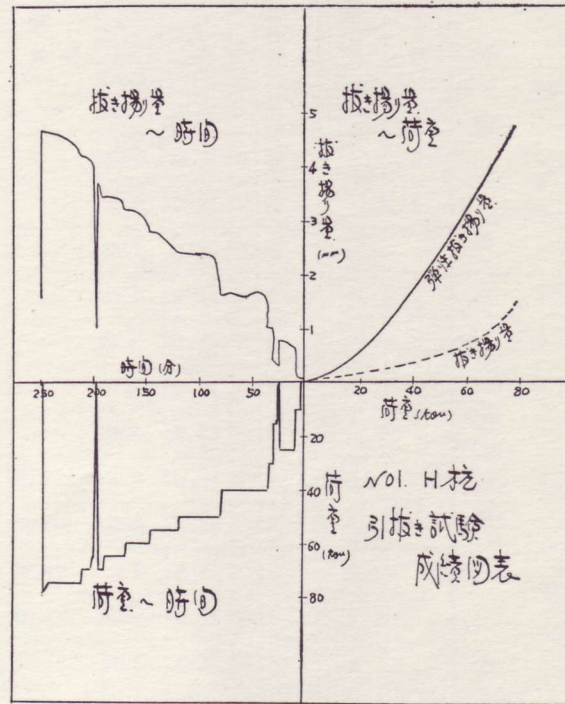
もし90 tで降伏するとすれば、H杭に依る周辺摩擦力は  $f=2.2t/m^2$  と計算され、この地層での概略の値を示す。

#### 6. バイブロ パイル ドライバー

振動式杭打機は、杭を引き抜いて異常の有無を調べ、再び打ち込み試験に供試するためと、この杭打機的能力を調査するために採用した。使用した杭打機は、ダイハツ工業 VPD-50型である。

試験は、最も作業の容易と思われる鋼矢板から始めた。鋼矢板は運転後も微動だにせず、20分後には鋼矢板にクラックを生じたので運転を中止した。次に断面の大きいZ矢板に使用して見たが、運転後10分程して起振機とチャックを結ぶ径25mmのボルト8本が同時に切断したので以後

(4) ~ 6



の試験を中止した。

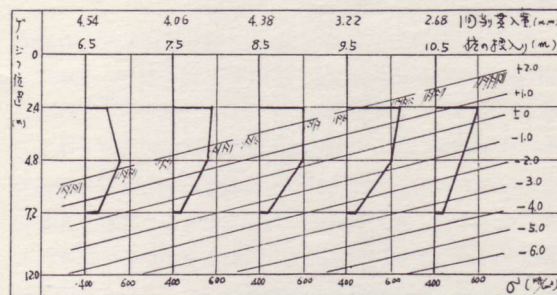
#### 7. 杭中の応力測定

杭の表面にストレンゲージを取り付け、オツシログラフに記録した。ゲージの防水にはアスファルトの四塩化炭素溶液を用いた。また打込中の砂礫に対する保護には、25mmの等辺山型鋼を用い、リード線もこの山型鋼を通した。

記録は、3点ペン書きオツシロ2台を用いたが、測定装置の不完全や防水対策の不完全などにより、部分的な記録を取るに止まった。特に矢板やH杭の場合は解折の段階に至らず、僅かに鋼管杭の場合にやや良好な結果を示した。

鋼管杭の一例を図-7に示す。この図から杭が地上にある時の「中ふくらみ型分布」から、杭が地中に打ち込まれ

図-7 鋼管杭 No. 1 応力測定図



る時の「梯型分布」に至る変化を明らかにしている。

いま杭の根入り長10.5mについて見ると、圧縮力Pは

$$P_1 = 600\text{kg/cm}^2 \times 221.7\text{cm}^2 = 132\text{ t (2.4mゲージ)}$$

$$P_2 = 450\text{kg/cm}^2 \times 221.7\text{cm}^2 = 100\text{ t (7.2mゲージ)}$$

$$\therefore P = 132 - 100 = 32\text{ t}$$

この消えた32 tが全て鋼管外周の摩擦力 $f$ によるものとすれば

$$f = 32 / 4.8 \times 1.89 = 2.8\text{t/m}^2$$

となる。しかし、実際の鋼管は完全な閉口状態とはならないので、周辺摩擦力は $2.8\text{t/m}^2$ 以下と思われる。

またH杭の-21.0m附近における打ち止り時の杭頭応力は、約 $1.1\text{t/cm}^2$ を記録した。

## 8. あとがき

通常の杭打試験であれば、ほとんどが載荷試験を行うのであるが、本試験では一部の杭が予定通り入らなかつたのでこれを実施出来なかつた。また応力測定も所期の目的を達し得ずトレーニング程度に終つたが、今後の貴重な参考に供し得た。何れにしろ、本工事にはこれらの試験結果を参考に、技術的に充分な岸壁の設計を行いたい。