

# 凍土の耐荷力

會員 原田 干三\*

**要旨** 寒地に於て、鐵道、道路、橋梁其他一般構造物を建造するに當り、凍土の耐荷力は重要な基礎的問題であつて、之が解決は至急達成せらるべく要望されてゐる。本文は 1929 年ロシアに於て土木技師兼教授エー・エス・ツイトヴィチ氏が實驗せし資料を骨子とし、叙述せしものである。

## 目次

- |                    |                |
|--------------------|----------------|
| 1. 凍土の最大耐荷力        | ロ) 凍土の融解する時の歪  |
| イ) 凍土の壓縮強さ         | 3. 凍土時に於ける杭の應力 |
| ロ) 凍土の剪斷強さ         | イ) 凍着力         |
| 2. 垂直荷重を受ける場合、凍土の歪 | ロ) 凍土内に在る杭の應力  |
| イ) 凍土の溫度零下なる時の歪    | 4. 結 言         |

### 1. 凍土の最大耐荷力

#### イ) 凍土の壓縮強さ

滿ソ國境と接壤するザバイカル地方及アムール地方には島狀或は巢狀永久凍土層が局部的に賦存し、該永久凍土の溫度は  $0^{\circ}\sim-1^{\circ}$  或は  $-2^{\circ}\text{C}$  である事は拙編「ロシア土木工學の研究」第一輯「永久凍土層概論」なる章に於て諸調査資料を基礎として結論したところである。

然らば該地方の永久凍土の耐荷力如何は、之と類似の性狀を有すべき北滿酷寒地帯に於ける鐵道運営上にも是非正確なる認識を把握し置かねばならない。斯るが故に該地方に合致せる凍土の性狀を有するもの即ち凍土は十分水（氷の形態にて）にて飽和せられ、且つ其の溫度は  $-1^{\circ}$  前後を有するものに就ての實驗は實際的好參考となるべく、其の結果を示せば表-1 の如し。

-1 によりて、凍土は  $0^{\circ}$  に近づく程耐荷力は僅少となり、又沈泥質は最も耐荷力少く、粘土質之に並び、砂土質は最も大である。之を以てザバイカル地方及アムール地方の永久凍土の耐荷力として、概略  $5\sim 25\text{ kg/cm}^2$  と判定する。但し自然條件下に於ける凍土の耐荷力は上記値よりも更に若干大である。何故ならば試料に於ては側方變形が自由であるに對し、自然下に於ては側方歪は連續する凍土の爲制限せられるが故である。兩者の間に如何程の差異あるべきか、且つ凍土の許容應力を幾許にすべきかに就ては後述する。

次に永久凍土の溫度も北方シベリヤに至るに従ひ低下する事は拙編「ロシア土木工學の研究」第一輯に於て述べしところであるが、今永久凍土の 3 つの代表的土壤、即ち粘土質、沈泥質及砂土質土壤に就き、且凍土の耐荷力と關係深き濕度を種々變化せしめたる場合、凍土の濕度  $4\sim 5^{\circ}\text{C}$  に於ける最大耐荷力を擧げ、北方シベリヤ永久凍土地方に對する參考とせば表-2 の如し。

表-2 より、粘土質及沈泥質土壤は、濕度の増加するに従ひ最大壓縮力は減少し、その極限に於ては純粹の氷の壓縮強さに近づくを見る。此の事實は現地自然條件下に於て、構造物を建造する場合常に留意しなければならぬ。砂土質土壤に於ては、最大壓縮強さと濕度との關係は前者よりも複雑にして、即ち氷が土壤の間隙を十分に充填せる場合に耐荷力は最大となり、その限度を越ゆれば反對に耐荷力は減少するものである。因に自然條件下に於ては多くの場合、永久凍土賦存地方の土壤は氷により十分飽和或は過飽和の状態にあるものである。

\* 工學士 南滿工業専門學院教授、滿鐵工務局技師

表-1. 凍土の温度  $-0.3 \sim 1.5^{\circ}\text{C}$  にして、十分水にて飽和せる場合の最大壓縮強さ

番 號	土壤の機械的組成の分類	凍土の温度 ( $^{\circ}\text{C}$ )	凍土の含水率 (%)	最大壓縮強さ (試料寸法 $7 \times 7 \times 7 \text{cm}$ 立方體) 平均値 $\text{kg/cm}^2$
1	沈泥質土壤 (粒徑 0.05~0.005 mm—63%) 0.005 mm 以下—14%)	-0.3	58.7	4.7
		-1.1	52.1	11.7
2	沈泥質土壤 ( 0.05~0.005 mm—55%) 0.005 mm 以下—13%)	-1.0	70.5	22.4
3	粘土質土壤 ( 0.01~0.005 mm—50%) 0.005 mm 以下—36%)	-0.3	43.0	6.1
		-1.1	53.1	11.7
		-1.5	47.7	16.0
4	砂土質土壤 ( 0.01~0.005 mm—20%) 0.005 mm 以下—36%)	-1.3	24.4	17.0
5	砂土質土壤 ( 1~0.05 mm—68%) 0.005 mm 以下—8%)	-0.3	21.2	11.7
		-1.1	21.3	24.5
6	砂土質土壤 ( 1 mm 以上—15%) 1~0.05 mm—48%) 0.005 mm 以下—9%)	-1.5	48.3	23.3

表-2. 凍土の最大耐荷力と温度との關係 (地温  $4.1 \sim 5.2^{\circ}\text{C}$ )

番 號	土 壤 の 名 稱	測定の單位	凍土の最大壓縮強さと湿度との關係(平均値)				
			1	2	3	4	5
1	粘土質 (粒徑 0.01~0.005 mm—50%) 0.005 mm 以下—36%)	凍結せる立方體の温度	$-5^{\circ}$	$-4.6^{\circ}$	$-4.8^{\circ}$	$-4.6^{\circ}$	$-4.9^{\circ}$
		粘土の含水率	21.2%	25.8%	30.6%	34.9%	49.5%
		最大壓縮強さ $\text{kg/cm}^2$	44.0	40.8	36.5	33.7	31.0
2	沈泥質 (粒徑 0.05~0.005 mm—63%) 0.005 mm 以下—14%)	温 度	$-4.7^{\circ}$	$-5.0^{\circ}$	$-4.6^{\circ}$	$-4.9^{\circ}$	—
		含 水 率	30.1%	36.5%	42.1%	58.2%	—
		最大壓縮強さ $\text{kg/cm}^2$	30.2	27.4	28.4	26.1	—
3	砂土質 (粒徑 1~0.05 mm—68%) 0.05 mm 以下 8%)	温 度	$-4.9^{\circ}$	$-4.5^{\circ}$	$-4.1^{\circ}$	$-5.1^{\circ}$	$-5.2^{\circ}$
		含 水 率	6.0%	9.3%	11.0%	11.7%	20.8%
		最大壓縮強さ $\text{kg/cm}^2$	9.1	48.0	55.5	56.3	39.5

上記とは別の實驗者が、より小なる試料 ( $2 \times 2 \times 2 \text{ cm}$ ) に就て實驗を行ひたる結果に就て述べれば:

1) 凍土の壓縮強さは、マイナス温度の低下に従ひ増大する。  
 2) 砂土質土壤 (同一のマイナス温度の場合) の壓縮強さは、湿度に應じ  $\Lambda$  形の變化をなし、土壤の間隙が氷により十分充填された時最大限度に達するものである。粘土質凍土の壓縮強さは、湿度の増加するに従ひ減少する。

3) 凍土の最大壓縮強さは: 粘土 (温度  $-1 \sim -12^{\circ}$ , 湿度 12.5~34.6%) は 24~50  $\text{kg/cm}^2$ ; 砂 (温度  $-1^{\circ} \sim -20^{\circ}$ , 湿度 6.3~19.4%) は 39~152  $\text{kg/cm}^2$  であつた。

最後に凍土試料の側方歪が自由なる場合と然らざる場合とは壓縮強さは異なる。

即ち實驗室に於て得たる壓縮強さは、自然下現場に於けるものよりも小さく出るものである事は前にも注意を喚起して置いた。然らば此の兩者の間に幾許の差異があるかを求むれば：

弾性限度内に於ける歪は 
$$\epsilon' = \frac{\sigma}{E}$$

側方歪の不可能なる試料（堅固なる容器に入れた試料に於て、側壁との摩擦は無視する）に對しては、歪は

$$\epsilon'' = \frac{\sigma}{E} \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu}\right)$$

茲に  $\epsilon'$  及  $\epsilon''$  は垂直歪、 $\sigma$  は壓縮應力、 $E$  は直弾性係數、 $\mu$  はポアソン比である。 $\epsilon'$  と  $\epsilon''$  との比は

$$\frac{\epsilon'}{\epsilon''} = \frac{1-\mu}{1-\mu-2\mu^2} \quad \text{である。}$$

プラス温度の場合、土壤のポアソン比  $\mu$  は  $\mu = 0.2 \sim 0.39$

氷のポアソン比は  $\mu = 0.25 \sim 0.59$  である。従つて凍土のポアソン比は上記兩限界内の値を有すべきである。今假りに  $\mu = 0.25$  とすれば

$$\frac{\epsilon'}{\epsilon''} = \frac{1-0.25}{1-0.25-2(0.25^2)} = 1.2 \quad \text{となり、}$$

$\mu = 0.4$  とすれば

$$\frac{\epsilon'}{\epsilon''} = \frac{1-0.4}{1-0.4-2(0.4^2)} = 2.1 \quad \text{となる。}$$

サン・ザナン氏によれば單純壓縮に對する許容應力は此の比即ち  $\frac{\epsilon'}{\epsilon''}$  と同一である。故に側方歪の不可能なるものは自由なるものよりも、弾性限度以内に於ける壓縮強さは、1.2~2.1 倍大となる。但し自然下にある永久凍土の側方歪制限の程度は甚だ範圍廣く又ポアソン比のみならず、他の因子によつても影響を受けるものなる故、實驗室に於ける立方體試料の壓縮強さと、天然土壤の夫との間には相當の懸隔あるは已むを得ぬところである。斯るが故に實驗室の試験結果より許容壓縮應力を決定する場合には、安全率を小さく採り得る理で、即ち現在標準準方書に據れば凍土に對する安全率として 4~6 を採つてゐるのであるが、此の場合には 3 と採り、表-1 よりザバイカル地方及アムール地方の永久凍土の許容耐荷力を次の表-3 の如く決定し得る。

表-3. 凍土の温度  $-0.3 \sim -1.5^\circ\text{C}$  にして、十分水（氷の形態にて）にて飽和されたる永久凍土の許容耐荷力

土 質	凍 土 の 温 度	
	$-0.5 \sim -0.5^\circ\text{C}$	$-1.5 \sim -1.0^\circ\text{C}$
沈泥質（粒徑 0.05~0.005 mm—63%）	1.6 kg/cm <sup>2</sup>	4 kg/cm <sup>2</sup>
粘土質（粒徑 0.005 mm—36%）	2 "	4 "
砂土質（粒徑 1~0.05 mm—68%）	4 "	8 "
砂土質粘土（粒徑 0.005 mm 以下—17.5%）	—	6 "

#### ロ) 凍土の剪斷強さ

實地に於て凍土内の基礎を建造する場合、凍土の剪斷強さは基礎の安定且つ堅牢なる爲、即ち凍上に對して安全なる基礎根入深等を決定する爲に必要なもの一つである。表-4 は凍土の温度が  $-0.4 \sim -3.1^\circ\text{C}$  なる場合、沈泥質、粘土質及砂土質土壤に就き實驗したる結果である。

表-4. 凍土の最大剪断強さ

番 號	土 壤 の 種 類	土壤の温度 (°C)	土壤の湿度 (%)	最大剪断強さ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	沈泥質 (粒徑 0.05~0.005 mm—63%) 0.005 mm 以下—14%)	-0.4	40.0	6.5
		-0.6	54.8	7.8
2	沈泥質 (粒徑 0.05~0.005 mm—55%) 0.005 mm 以下—13%)	-0.9	37.5	8.9
		-0.4	45.6	3.7
3	粘土質 (粒徑 0.01~0.005 mm—50%) 0.005 mm 以下—36%)	-0.6	36.7	6.8
		-1.8	50.0	17.2
		-3.0	49.8	20.9
		-0.4	18.4	4.9
4	砂土質 (粒徑 1~0.05 mm—68%) 0.005 mm 以下—8%)	-0.9	17.8	10.6
		-3.1	19.1	21.8
		-1.1	48.6	15.0
5	砂土質 (粒徑 1mm 以上—15%) 1~0.05 mm—48%) 0.005 mm 以下—3%)	-1.1	48.6	15.0
		-0.7	18.0	10.9
6	軟骨質砂 (粒徑 7~1 mm—40%) 1~0.005 mm—31%) 0.005 mm 以下—3%)	-0.7	18.0	10.9

上表より凍土の温度 -0.4°C にして十分水 (氷の形態にて) により飽和されたる永久凍土の最大剪断強さは 3.7~6.5 kg/cm<sup>2</sup> である。剪断強さも、壓縮強さと同じく、マイナス温度の低下するに従ひ増大される事表に示す如し。

許容剪断應力は上記表より土壤の種類及その温度に基據し、安全率を適當に採り、(例へば標準示方書に據れば 4 であるが) 決定し得る。

凍土の許容剪断力が定まれば、凍上力も算定容易となり、従つて剪断力より必要とする基礎根入深さ或は基礎寸法等が求められる。今圖-1 の如く基礎下部が永久凍土の内に在る場合

$$Q = i h_m R_s$$

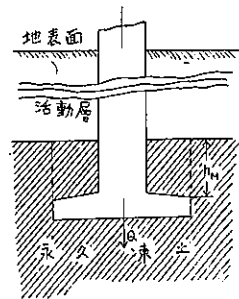
茲に Q : 凍上力であり、極限の釣合状態に於て、構造物の基礎に及ぼす重量と、基礎を圍繞する材料と、基礎との摩擦力との和に等しきものである。

i : 基礎底部の周圍長

h<sub>m</sub> : 凍土層の深さ (圖-1 参照)

R<sub>s</sub> : 凍土の許容剪断應力,

圖-1. 永久凍土中に在る基礎



上式は外力と夫に抵抗する内力とを等置したる式である。又基礎底面の凍土に分布する應力が、桁作用に於ける剪断應力の分布の如き拋物線形をなすものと假定し、且つ土壤の重量を無視する時は、

$$Q = \frac{2}{3} i h_m R_s \quad \text{となる。}$$

此の式も前式同様近似値を與へるものであるが、より實際に近くなつてゐる。尙上記の如き剪断力を考慮する外、基礎脚部の軀體とのつけ根を固定點とする舷木桁としての曲げモーメントに對しても安全なるべきは勿論である。

2. 垂直荷重を受ける場合、凍土の歪

イ) 凍土の温度零下なる時の歪

前節凍土の壓縮強さを決定する實驗の際、歪も測定した。圖-2 は所謂應力-歪圖である、即ち縦軸に應力をと

り横軸に歪を置いた。

上方の圖は凍土の温度が  $-0.3^{\circ}\text{C}$  であり、下方の圖は遙に低温の場合に對するものである。上方の圖と下方の圖と對比して明かなる如く、凍土の温度が零度に近きものゝ所謂應力-歪圖は、コンクリートや石材に見る如く、始めより曲線をなし可塑性なるに對し、遙により低温の凍土は、鋼の如く直線に近く著しく弾性を示すを見る。

凍土が壓縮力を受けた場合の歪を調べる爲には弾性係數(ヤング率)を究明しなければならぬ。従つて凍土の弾性係數の測定を行つたのである。試料は  $20 \times 20 \times 20 \text{ cm}$  なる立方體を用ひ、十分水にて飽和せしめて

冷凍し、凍結したる試料の試験は熱絶縁器内に於て行つた、而して熱絶縁器内の零下温度は、真空壁内を流れる冷却アルコールにより維持せしめた。荷重は 150 t アムスラー試験機により加へ、歪は 500 倍のマルテン鏡装置により測定し、且つ實驗中試験内に強め挿入し置きたる 3 個の熱電對により土壤の温度を測定した。荷重方法は 10~15 回に亙り荷重をかけ、次に除く作業を繰返し即ち階段狀に加へて行つた。弾性係數は次式から求め得る。即ち

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon'}$$

茲に  $E$ : 弾性係數

$\epsilon'$ : 弾性歪であり  $\epsilon' = \frac{\Delta l}{l}$  である

$\sigma$ : 荷重を加へた時と除いた時との應力の差であり、弾性歪  $\epsilon'$  に對應する

實驗結果を表示すれば表-5 の如し。

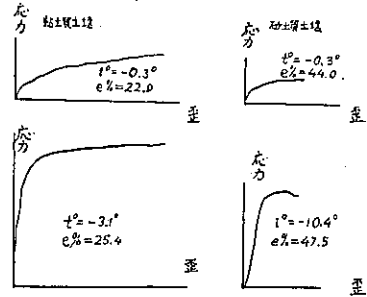
表-5. 凍土の弾性係數(ヤング率)實驗値

番 號	土 壤 の 種 類	土壤の 濕 度 (%)	土壤の 平均温 度 ( $^{\circ}\text{C}$ )	2.5~5.0 kg/cm <sup>2</sup> の 繰返荷重を課する時、 試料 15cm 間の平均 弾性收縮 (cm)	ヤ ン グ 率 $E \text{ kg/c m}^2$	最大壓縮 強 さ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	粘土質 (0.01~0.005 mm—5%) (0.005 mm 以下—36%)	47.1	-3.0	0.00058	64 000	33.9
2	沈泥質 (0.05~0.005 mm—50%) (0.005 mm 以下—36%)	84.3	-2.0	0.00121	31 000	25.3
3	砂土質 (1~0.05 mm—68%) (0.005 mm 以下—8%)	21.9	-2.0	0.00063	59 000	28.4
4	同 上	19.1	-2.5	0.00063	62 000	—
5	同 上	19.2	-2.5	0.00050	75 000	—
6	砂 (1~0.05 mm—99%)	16.5	-3.9	0.00030	125 000	58.8

上記表により、温度が  $-2 \sim -3.9^{\circ}\text{C}$  にして十分水(氷の形態にて)にて飽和されたる凍土の弾性係數は、土質により異なるが、31 000~125 000 kg/cm<sup>2</sup> であり、沈泥質土壤が最小にして、砂(純石英砂)が最大であるを知る。

ア・エス・コマロフスキー技師著「氷の建造物に及ぼす作用と其の防護法」に據れば、氷のヤング率は最大  $E = 92 700 \text{ kg/cm}^2$  に達する事あれども平均は  $E = 30 000 \text{ kg/cm}^2$  である。故に凍土の弾性係數は氷の夫よりも幾分大なるを知る。表-5 より分明する如く、凍土の弾性係數は温度の低下するに従ひ増大し、土壤の種類、温度及湿度に依存するものである。之等の依存關係及凍土の弾性歪と可塑歪の研究更に動力學的荷重の凍土に及ぼす影響等

圖-2. 凍土を壓縮せる時の  
所謂應力-歪圖



は酷寒地帯に於ける建設技術上重要意義を有するものであり、其の闡明が要望せられ、目下鋭意達成すべく努力してゐる。

ロ) 凍土の融解する時の歪

凍土が融解する際に惹起する歪は、零下にある凍土の歪より 10 倍以上も大である。従つて永久凍土に建てられた建造物は、主として永久凍土が融解する際に著大な沈下を生じ、遂に破壊を誘起するに至るのである。此の事實は周知のことであり、而も實際上極めて重要なことであるが、融解時の沈下現象には多くの要因を含み複雑である爲十分な解明が未だ與へられてゐないのは遺憾である。で先づ複雑な要因を分析し、簡単な要因の測定から始めることとする。即ち融解時の凍土の沈下は、土壤の側方歪が不能であり、暖氣はたゞ荷重の働く垂直方向と一致して地表より傳導して行き、荷重は試料表面に均等に分布し、且つ土壤は均等に融解するとの假定の下に凍土の沈下過程を實驗した。其の結果は表-6 の如し。

表-6. 融解時に於る凍結粘土の沈下

實驗開始 後の時間 (min)	實 験 1		實 験 2		實驗開始 後の時間 (min)	實 験 1 の 績		實 験 2 の 績	
	土層の中 央部の温 度 (t°)	土 壤 の 沈 下 S (mm)	土層の中 央部の温 度 (t°)	土 壤 の 沈 下 S (mm)		土層の中 央部の温 度 (t°)	土 壤 の 沈 下 S (mm)	土層の中 央部の温 度 (t°)	土 壤 の 沈 下 S (mm)
5	-2.8	0.008	-3.8	0.003	75	-0.3	0.274	-1.6	0.247
10	-2.8	0.013	-3.4	0.006	80	-0.3	0.332	-2.2	0.290
15	-2.8	0.015	--	--	85	-0.2	0.445	--	0.363
20	-2.8	0.016	-2.6	0.013	90	-0.1	0.650	--	0.373
25	-2.4	0.021	-2.4	0.016	95	0	0.938	--	0.381
30	-2.1	0.025	-2.0	0.029	100	0	1.227	4.8	0.385
35	-1.7	0.040	-1.6	0.041	105	-0.1	1.575	5.1	0.445
40	-1.4	0.044	-1.3	0.059	110	-0.2	2.017	5.6	0.452
45	-1.4	0.047	-1.2	0.071	115	-0.6	2.488	--	--
50	-1.1	0.058	-0.8	0.089	125	-2.8	2.711	6.5	0.456
55	-0.6	0.074	-0.3	0.107	135	-4.0	2.775	7.4	0.472
60	-0.6	0.087	0	0.132	145	-5.5	2.784	8.0	0.476
65	-0.5	0.128	-0.6	0.156	155	-5.6	2.791	--	--
70	-0.4	0.185	1.0	0.197	205	--	--	--	0.500

土の含水率 e	最初 e <sub>1</sub> = 51.68 %	最初 e <sub>1</sub> = 29.4 %	實 験 1	實 験 2
	最後 e <sub>2</sub> = 29.03 %	最後 e <sub>2</sub> = 27.7 %	土層の高さ h = 10 mm	h = 20 mm
			荷 重 P = 3 kg/cm <sup>2</sup>	P = 2 kg/cm <sup>2</sup>

實驗方法は、土壤を厚いエポナイト製圓筒に入れ凍結せしめ、壓搾器によりて荷重し、精度 1 ミクロンの 2 つの應力計にて測定した。試験中圓筒は冷却用器中に置き、銅製打貫器により熱を傳導せしめ、表面のみより融解せしめた。而して土壤の温度は土壤内に挿入した熱電對を用ひて測定した。實驗 1 と實驗 2 とは土壤の湿度が異り又寸法も異つてゐること表-6 の末部に示せる如し。

沈下量の計算法は次式により行ふ。即ち

$$S = h \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}$$

茲に  $S$ : 沈下量  $\epsilon_1$ : 土壤の初期に於ける空隙率  
 $\epsilon_2$ : 土壤の末期に於ける空隙率  $h$ : 土層の厚さ

本実験に於ては、土壤の總ての空隙は水にて充滿されてゐるが故に

$$\epsilon_1 = e \cdot \Delta$$

茲に  $e$ : 土壤の含水率  $\Delta$ : 土壤の比重、

本試料は 2.73 であつた。実験 1 に於ける土層の最後の沈下量は表-6 より、土層の高さは  $h=10$  cm、最初及最後の含水率は  $\epsilon_1=0.5468$  及  $\epsilon_2=0.2903$  なるにより

$$S_{\text{理論}} = 10 \cdot \frac{(0.5468 - 0.2903)2.73}{(1 + 0.5468)2.73} = 2.80 \text{ mm}$$

となる。実験により直接測定したる結果は、

$$S_{\text{実験}} = 2.791 \text{ mm}$$

上記の如く沈下量  $S$  は理論と実験と頗るよく合致するを見る。

### 3. 凍土時に於ける杭の應力

#### イ) 凍着力

濕潤土壤は凍結して容積を増し、基礎に大なる凍着力を與へ構造物の破壊を誘起するが故に、寒地に於て構造物を建設せんとする時には凍着力に對し設計、施工共に細心の注意を拂はねばならない。

凍着力を決定する爲、イ・エス・ヴオログディナ氏が凍土と木材及凍土とコンクリートとの凍着力を実験により測定した。此の詳細は別稿に譲るが、茲には同氏の實驗報告とエヌ・ア・ツイドヴィチ氏著「凍着力測定實驗報告」とより概要を叙述する事とする。

(1) 水にて十分飽和せる濕潤木材と土壤との凍着力は、乾燥木材と同一土壤との凍着力より約 2.5 倍大である。

(2) 凍土と木材及コンクリートとの凍着力は、濕度、溫度及土壤の組成等により著しく異り、1.3~34.0 kg/cm<sup>2</sup> である。従つて基礎埋戻を行ふ際自然土壤が不適合なる時は、凍着力の小さい他の材料を採擇し埋戻を行はねばならぬ。

(3) 砂及礫と氣乾木材との凍着力の實驗結果を圖示すれば圖-3 の如し。

圖-3 より、永久凍土地方に於ける基礎埋戻材料として最も適當なる材料は、粒徑 10 mm (或は最小 7 mm) 以上の純粹な礫である事が分かる。

(4) 礫に泥土又は粘土が附着混濁せる時や礫の間隙が氷により充滿せる時、之等各種礫と木材との凍着力は如何に増大するか。實驗結果は表-7 の如し。

表-7 より、礫と木材との凍着力は、礫に粘土質の多く混濁せるもの程大となり、礫の間隙が氷又は粘土によつて十分充填された時最大に達するを見る。

斯るが故に、礫を基礎埋戻材料として使用する場合、凍着力を最小ならしめんには礫に粘土の附着する事を極力防止するを要する所以である。

(5) 滿ソ國境に接壤するザバイカル地方及アムール地方の永久凍土に適應したる凍着力、即ち永久凍土は飽和或は過飽水状態にあり、其の溫度は零下に近い場合の凍土と木材及凍土とコンクリートとの凍着力の實驗例を表示すれば表-8 の如し。

表-8 により、永久凍土地方に構造物を建造する際、其の基礎の凍上に對し適當なる考慮を拂ひ得るのであつて、表-8 を用ひる場合には安全率を 4 に採るを適當とする。

圖-3. 砂・礫の各種粒徑と木材との凍着力 (横軸は粒徑、縦軸は凍着力)

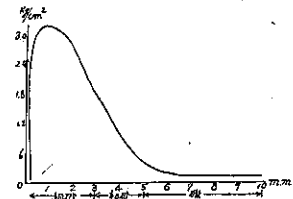


表-7. 礫と木材との凍着力

番 號	材 料	試 料 状 態	試料の含水率 (%)	試料の温度 (°C)	凍着力 (kg/cm <sup>2</sup> )	備 考
1	直徑 10~20 mm の礫と飽水木材	水を注いだ純粹の礫	1.4	- 9.9	0.9	之等の値は若干の測定の平均値である
2	同 上	粉泥を塗つた礫 (沈泥質土壤の 3 倍の溶液を注ぐ)	2.8	-10.5	1.6	泥土の割合重量で 1.8 %
3	同 上	8 回粘土の溶液を注ぎ粘土で汚れた礫	1.4	-10.1	2.1	粘土の割合重量で 1.4 %
4	同 上	總ての間隙が水で充滿せる礫	27.9	- 9.5	27.3	
5	同 上	總ての間隙が粘土で充滿せる礫	24.2	-10.2	31.6	粘土の割合重量で 13.7 %

表-8. 温度 -0.2~-1.2°C を有し、種々の湿度を有する凍土と木材及コンクリートとの凍着力  $\tau_0$  kg/cm<sup>2</sup>

番 號	凍 結 物 質	含水率 (e%)	凍土の温度		凍土の温度 -1.2°C の時			
		凍 結 力 $\tau_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	-0.2°C の時					
1	沈泥質土壤 (粒徑 0.05~0.005 mm-63%) 飽水木材	e %	29.9	22.4	32.6	43.3	51.2	
		$\tau_0$ kg/cm <sup>2</sup>	3.6	7.0	8.9	7.1	7.6	
2	粘土質土壤 (粒徑 0.005 mm 以下-36%) 飽水木材	e %	27.1	22.4	26.4	37.3	56.5	
		$\tau_0$ kg/cm <sup>2</sup>	2.9	3.2	5.9	13.3	11.8	
3	砂土質土壤 (粒徑 1~0.05 mm-68%) 飽水木材	e %	12.1	6.7	10.1	13.3	16.5	
		$\tau_0$ kg/cm <sup>2</sup>	1.3	2.8	4.0	7.2	8.2	
4	砂土質粘土 (粒徑 0.01~0.005 mm-12%) 0.005 mm 以下-40%) 飽水木材	e %	—	—	—	—	28.0	
		$\tau_0$ kg/cm <sup>2</sup>	—	—	—	—	4.1	
5	沈泥質土壤 (粒徑 0.05~0.005 mm-63%) 飽水コンクリート	e %	—	16.0	33.0	44.0	53.2	
		$\tau_0$ kg/cm <sup>2</sup>	—	4.4	6.0	9.2	3.1	
6	粘土質土壤 (粒徑 0.005 以下-36%) 飽和コンクリート	e %	—	17.8	26.3	36.2	43.9	
		$\tau_0$ kg/cm <sup>2</sup>	—	7.8	4.8	6.4	5.8	
7	砂土質土壤 (粒徑 1~0.05 mm-68%) 飽和コンクリート	e %	—	5.8	11.7	12.1	16.1	
		$\tau_0$ kg/cm <sup>2</sup>	—	2.8	6.4	7.0	11.1	

ロ) 凍土内に在る杭の應力

凍土の圍まれた杭に生ずる應力を闡明にする爲に、2 種の實驗を行つた。即ち杭が水で飽和されたる粘土内に在る時及礫内に在る時とである。實驗方法は、圓筒形容器の内に水の十分飽和せる粘土或は礫を詰め、その内に杭を置き装置全部を冷却室に入れて冷却した。冷却中の土壤温度及杭に生ずる應力を測定する爲、12 個の熱電對及應力計を設け、冷却中絶えず測定した。今粘土内に杭を設置したる場合に於ける實驗結果を掲げれば表-9 の如し。

表-9 より、杭内に生ずる應力は杭高に均等に分布せず、粘土の平均温度が -3.7°C に達して急激に増加し -4.5°C 附近に於て最大になれるを見る。杭の應力問題は、冬季中深く迄凍結する地方及永久凍土地方に構造物を建造する場合、基礎凍上算定上重要な要項となるものである。

礫内に在る杭の應力は表示せざるも極めて微弱であつた。

4. 結 言

本文は今より 10 年程前にロシヤに於て研究實驗せし論文を骨子として、敘述したるものなる事は前述せし如



表-9. 凍結粘土内に在る杭の應力

實驗開始 後の時間 (時)	冷却室内の 空氣の溫度 (°C)	地表より種々の深さに於ける土壤の溫度						土壤の各深 さに於ける 平均溫度 (°C)	杭内に生ずる應力		
		1 cm	2.5 cm	6 cm	11 cm	16 cm	21 cm		下部 (kg/cm <sup>2</sup> )	中部 (kg/cm <sup>2</sup> )	上部 (kg/cm <sup>2</sup> )
0	15	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5			
0.5	-3.2	8.6	8.0	8.6	8.9	8.9	8.6	8.5			
1	-10.6	3.6	5.8	7.0	7.9	8.2	7.9	6.7			
1.5	-13.4	1.5	4.0	5.8	7.3	7.7	7.2	5.6			
2.5	-18.8	-0.4	1.7	3.6	6.3	7.0	6.6	4.1	-1	1	4
3.5	-11.8	-1.0	0.9	2.6	5.2	6.0	6.0	3.3			
4	-21.8	-1.4	0.4	1.8	4.3	5.5	5.4	2.5			
4.5	-20.4	-2.2	-0.6	0.8	2.9	4.3	4.4	1.6			
5.5	-18.1	-2.2	-0.7	0.6	2.3	3.8	3.6	1.2			
6.5	-17.0	-2.4	-1.1	-0.2	1.6	-2.6	2.4	0.5			
7	--	-2.7	-1.2	-0.5	1.1	-2.0	1.9	0.1			
8	-14.6	-2.9	-1.9	-1.4	-0.1	-0.5	0.6	-0.9	3	5	6
9	-16.6	-3.6	-2.2	-1.6	-0.7	-0.1	-0.1	-1.4			
10	--	-4.3	-2.4	-2.0	-1.3	-1.0	--	-2.0	4	6	1(?)
11	-15.8	-4.3	-2.7	-2.1	-1.5	-1.5	-1.2	-2.3	--	--	
27	-20.0	-7.9	-5.9	-4.0	-1.9	-1.7	-1.7	-3.7	35	32	8
32	-19.4	-8.4	-7.1	-5.4	-2.3	-1.8	-1.7	-4.5	50	38	9
47	-7.0	-6.4	-5.5	-5.1	-4.6	-3.6	-1.8	-4.8	200(?)	23	7
50	15	-0.4	-1.4	-1.9	-2.5	-2.6	-2.3	-1.8			
54	15	-1.3	-0.1	-0.3	-0.7	-0.8	-0.5	-1.5			
60	15	-1.8	-0.4	-0.1	0.0	0.0	0.1	+0.4			

くであるが、現今に至る迄多くの酷寒關係の調査研究が發表されてゐる。之等最近の研究發表を見るに、ロシアも技術上長足の進歩をなしつつある足跡の歴然たるものあり、(之等は逐次紹介する積りであるが)殊に酷寒に對する調査研究は、其の領域の大半が酷寒地帯にある關係上、其の成否如何はロシア産業開發上延いては國家消長の上にも重大なる意義を有するを以て、國家の強力なる調査研究機關の下に、巨額を投じ多數の人員により眞摯なる推進がなされつつある。従つて其の業績の發表されたるものも多く、採つて以て吾々の參考とすべきものも尠くない。

筆者は昨秋月餘に互り大興安嶺に沿うて縦走し、額爾納克河岸ザバイカルの連山重疊せる地貌を眺望し、或は國境及北邊に於ける永久凍土賦存状態を調査し、將來該地方に建設運營さるべき鐵道の技術上究明すべき事項の多く、吾々技術者の使命重きを更に痛感したのである。即ち日本人技術者の酷寒に對する經驗は概して滿洲國建國以來の事に屬し日尙淺く、之をロシア人に比すれば遙に立ち遅れて居り、従つてロシアの該方面に於ける經驗技術を早急に吾國に導入すべく、此の點曾てロシアの工業先進國へ對するモットーとしたる「追ひつけ追ひ越せ」を其の礎踏襲さるべきであり、技術が經濟戰殊に武力戰の勝敗を決定する大なる因子なる事實に想到すれば、對露關係の根本的解決策は一つにこゝにあるとの切迫した感を抱いたのである。