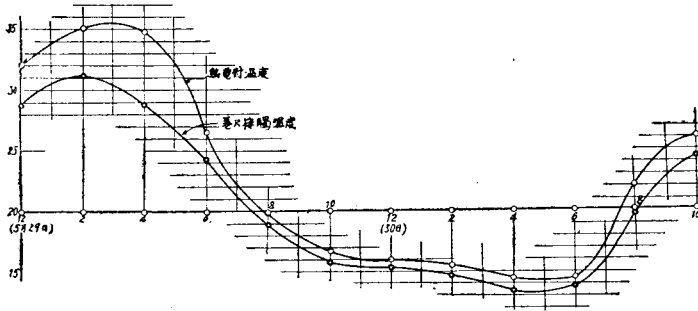


ロ 熱電対温度と接觸温度との關係



ハ 熱電対温度と天幕内温度との關係

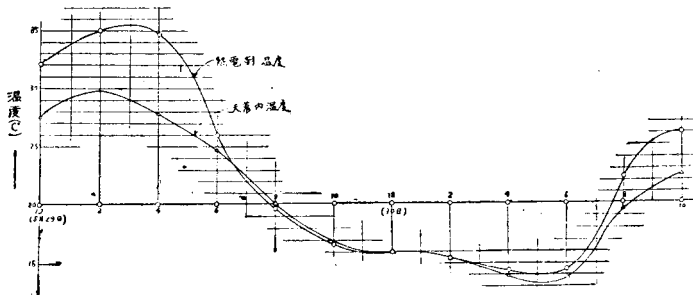
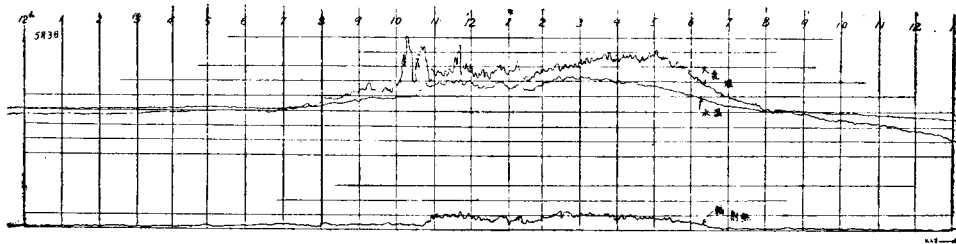


圖-5. 大氣温度と輻射熱の測定値の一例



繰返測定が一般であるから、夜間大氣中懸吊測定は±0.5°C 程度の誤差を出ないが測定誤差を伴ひ易いので可能な限り晝間測定でありたい。朝夕測定は測量常

識の如く比較的誤差が少ないが、自然条件によつては相當の注意を要する。

(3) 晝間測定は望ましいが漫然と大氣中に測温計を懸吊して測定することなく適時適切な方法を採用すべきであることを提言したい。直射日光下は最も留意すべきで出来れば一區間二ヶ所の電位差温度計の平均値でありたい。曇天といへども油断は出来ない。

(4) 風速は日中の影響は大きく注意すべきで、夜間でも誤差の原因となり、殊に温度傳導のタイムラグを考慮しなければならない。

(5) 湿度は 圖-2 の如く夜間大となる。週期的變化をするが實驗公式中の値の様に大きな影響を與へない。

(6) 輻射熱は日中は大きい影響と考へられ、又夜間は逆に地熱放散現象として考へられるが今後の測定結果にまちたい。

上越線土樽雪崩試験場に於ける匍進壓測定 (II)

正員 窪田 吾郎*

2. 模型試験

杭徑と間隔

上述の如き現場試験に並行して 圖-13(a)及び(b)に示してある如き装置により、小締り綿雪(見掛比重

0.35) を使つて模型試験を行つた。

此の試験装置を傾斜角 5°, 9°, 16° 及び 20° に保ち夫々を 0~-1°C の恒温試験孔内に 21 時 30 分間放置して匍進量の限度及び防止杭の抗抵による匍進の形狀變化を測定した。この試験を 19, 20 の兩年度に數回行つた結果匍進による變形は略 圖-14 の如くであ

* 日本國有鐵道 鐵道技術研究所第 2 部技官

圖-13. (a)

匍進圧測定用模型実験装置

(1, 2, 3, 4. は測定機)

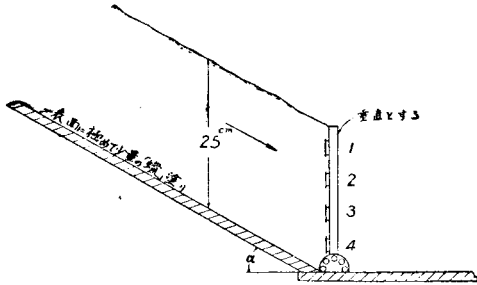
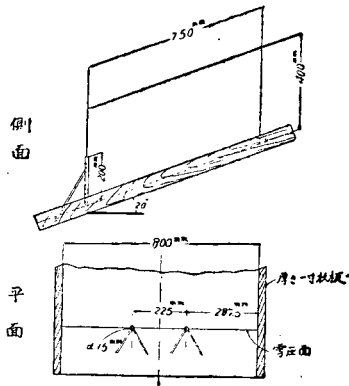


圖-13. (b)

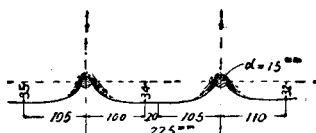


り、匍進量の限度は平均 34 mm 内外であつた、これ等の形から判断すれば一本の杭が抗抵する範圍は本試験で扱つた程度の傾斜角の相違には餘り關係なく、孰れも杭を中心にして兩横へ夫々杭徑の約 6.5 倍であつた。

前記の試験を更に一步進め同じ装置を降雪中の露天に放置して約 45 cm 積雪せしめ、傾斜角は 9° として之を恒温試験孔内に入れて 21 時間放置した。雪質は新綿雪で比重は 0.26 であつた。それ故此の雪は時間的に沈降量が夫で平均 9.0 mm/h であり、21 時間後には積雪の高さは 26 cm に減じたがこの時の高さに關係する壓力の分布曲線は略現場實測の (A 型測定機による測定結果) に示した 3 月上旬頃の形状に似てゐる(圖-15 参照)。

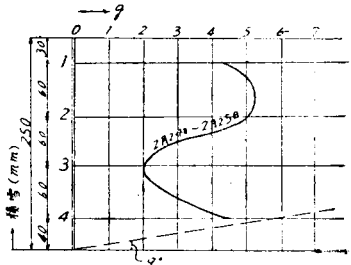
圖-14.

匍進による変位



試験	6月17日午後5時47分
年月日	昭和 年 月 日
雪質	綿雪(小降り)
外気温	2°C

圖-15.

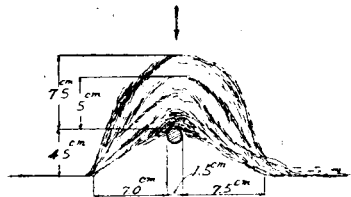


又此の場合は杭1本に及ぼす匍進壓が影響する範圍は圖-16 に示す如く兩横へ夫々杭徑の約 5.0 倍、縦の壓縮部分は 8.0 倍内外であつた。然して前項小降り綿雪の場合は圖-14 に見る通り兩横へ夫々杭徑の 6.5 倍以上であり、縦の方向は新雪と略同様 8.0 倍になつてゐる。

上述の如き二つの試験に於て横の影響範圍に差違を生じた原因は雪質の相違にあるものと解されるので、これを確める目的で同じ小降り綿雪(比重 0.32)に

圖-16.

匍進による壓縮状態(見取圖)
傾斜角..... 9°
雪質.....新綿雪



就て同様の試験を行つた、その結果は横の方向に杭徑の約 6 倍であり、縦の方向は前の場合と殆んど同様であつた、要するに雪質及び度斜度(斜角 20° 内外の小範圍では)が匍進壓の影響範圍に及ぼす程度は比較的小である事が判つた、故に杭の配置は横方向の間隔を杭徑の 12 倍とすれば適當であらうと思ふ。

3. 防止抗の安定

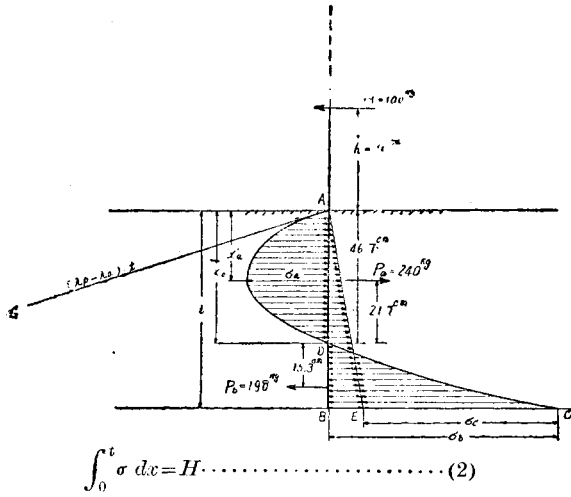
杭の或る高さに水平力 H が作用すると、その土中に在る部分は曲げモーメントばかりでなく、直壓力をも受ける。

曲げモーメントに對しては土中の一點 D (圖-17) を中心として H の進行方向に廻轉せんとする。この點では何等土の移動がないから土壓は不變であるが、D 點を界として上下に互に反對の水平土壓 P_a, P_b が働く、そして D 點から離れるに従つて土壓増減の度は大きくなり、その壓力分布曲線は拋物線形で現はされる。

一方抗抵壓力は土の表面に於ては 0 であり、それより下に至るに従ひ直線的に増加し、その壓力分布は三角形になる、即ち H なる水平力に對する抗抵土壓の形態は圖-17 A, B, E の如くなり H により生ずる曲げモーメントに對する抗抵土壓の分布は A, D, B, C の如くなると考へられる。

而してこの場合に於ける釣合の條件式は

圖-17.



$$\int_0^t \sigma dx = H \dots \dots \dots (2)$$

であり、且つ抵抗壓力のモーメントは H により生ずる曲げモーメントに等しくなければならぬはずである。而してこの H により生ずる曲げモーメントはその原点の位置により値を異にするが、この場合には原点 D を點の位置 $(x_0 = \frac{2}{3}t)$ により與へられるが、都合のよい事にこの點は A, B, E なる壓力分布三角形の重心を通る水平線上にあるから、三角形部分のこの點に對するモーメントは 0 となる。

故に D 點に關する全抵抗土壓のモーメントは結局 A, D, B, C 部分のモーメントとなり、その値は次式により求められる。即ち

$$M_D = \int_0^t \sigma dx \cdot x = \frac{\sigma_b}{t^2} \int_0^t (3x-2t)^2 x dx = \frac{\sigma_b}{t^2} \cdot \left[\frac{3x^4}{4} - \frac{2tx^3}{3} \right]_0^t = \frac{\sigma_b t^2}{12} \dots \dots \dots (3)$$

である。之は水平力 H によるモーメント $M = H \left(h + \frac{2}{3}t \right)$ に等しくなければならぬから

$$\frac{\sigma_b t^2}{12} + H \left(h + \frac{2}{3}t \right) = 0 \text{ より}$$

$$\sigma_b = -\frac{12H \left(h + \frac{2}{3}t \right)}{t^2} = -\frac{4H(3h+2t)}{t^2} \dots \dots \dots (4)$$

次に水平力 H による土の抵抗土壓強度 σ' は (圖-17) により解るごとく

$$\sigma' = \frac{2H}{t^2} x \dots \dots \dots (5)$$

であるから任意の點 x に於ける土壓強度 σ は次式で與へられる

$$\sigma = \frac{\sigma_b}{t^2} (3x-2t) \cdot x + \frac{2H}{t^2} x \dots \dots \dots (6)$$

杭底即ち $x=t$ に於ては

$$\sigma_c = \sigma_b + \frac{2H}{t} \dots \dots \dots (7)$$

σ が x'_a の點で最大になるとすれば $\frac{d\sigma}{dx} = 0$, $x = x'_a$ であるから

$$x'_a = \frac{1}{3} \left(t - \frac{H}{\sigma_b} \right) \text{ (4)式から } -\frac{H}{\sigma_b} = \frac{t^2}{4}$$

$\frac{1}{(3h+2t)}$ であるから

$$x'_a = \frac{1}{3} \left[t + \frac{t^2}{4} \cdot \frac{1}{(3h+2t)} \right] = \frac{t}{3} \cdot \frac{3(4h+3t)}{4(3h+2t)}$$

$$= \frac{t}{4} \cdot \frac{(4h+3t)}{(3h+2t)} \dots \dots \dots (8)$$

(8)式を(6)式に代入して

$$\sigma_a = \frac{\sigma_b}{3t^2} \left(t - \frac{H}{\sigma_b} \right) \left(\frac{H}{\sigma_b} - t \right) = -\frac{\sigma_b}{3t^2} \left(\frac{H}{\sigma_b} - t \right)^2$$

$$= -\frac{\sigma_b}{3\sigma_b^2 t^2} (H - \sigma_b t)^2 = -\frac{1}{3\sigma_b t^2} (H - \sigma_b t)^2$$

$$= -\frac{\sigma_b}{t^2} \times \frac{t}{4} \cdot \frac{(3h+3t)}{(4h+2t)} \times -\frac{3t(4h+3t)}{4(3h+2t)}$$

$$= \frac{1}{t^2} \times \frac{4H(3h+2t)}{t^2} \times \frac{t}{16} \cdot \frac{(4h+3t)^2 \times 3t}{(3h+2t)^2}$$

$$= +\frac{3H(4h+3t)^2}{4t^2(3h+2t)} \dots \dots \dots (9)$$

となる。

今杭の顛倒に對して最も危険の場合は雪崩最盛期であるからこの時期に於ける H の最大値を 圖-12 から求めると

$$H = \frac{\frac{1}{2} \times (11.0 + 45.0) \times 90}{25} = 100 \text{ kg}$$

但し $\begin{cases} 90 \text{ cm: 杭の高さ} \\ 25 \text{ cm: 匍進壓測定杭の徑} \end{cases}$

t (杭の根入れ) = 70 cm の場合

最大の抵抗土壓強度は

(4) 式から $\sigma_b = -20.0 \text{ kg/cm}^2$

(7) 式から $\sigma_c = -17.3 \text{ kg/cm}^2$

(9) 式から $\sigma_a = 7.7 \text{ kg/cm}^2$

σ_a が最大になる點は

(8) 式から $x'_a = 25 \text{ cm}$

之等の數値を使つて圖 (圖-17) を画けば D 點の位置が決定する。然るときは D 點の周りのモーメントは

水平力 H に對して

$$M = H \left(h + \frac{2}{3}t \right) = 100 \times 82.7 = 8270 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

抵抗土壓によるものは

$$M_t = \frac{\sigma_b t^2}{12} = \frac{-98980}{12} = -8250 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

全抗抵土壓 P_a, P_b の値は

$$\int_D^A \sigma_a dx = P_a \quad \int_D^B \sigma_b dx = P_b \quad \text{であるから}$$

$$P_a = \frac{46.7}{6} \times (0 + 4 \times 7.7 + 0) = -240 \text{ kg}$$

$$P_b = \frac{-20.2}{6} \times (-23.3 + 4 \times -8.9 + 0) = 198 \text{ kg}$$

杭の根入れは 70 cm にすれば顛倒はしないが、防止杭を必要とする場所が傾斜地であるから、抵抵土壓は計算よりも幾分減じた値になる。

その上雪融期の地盤の弛み等も考へられるので、70 cm の根入れを約 1割増の 80 cm 程度にすれば安全であると思ふ。

4. 防止杭の土中にある部分の強さ

前述の如く水平壓 H が杭の上部に作用した時、杭は土中の D 點を中心に H の進行方向に廻轉せんとするが、この廻轉力とこれに抵抵する反力 P_a, P_b により杭の根入部は曲げモーメントを受ける。

この曲げモーメントを M とすれば

$$M = - \int_0^X \sigma dx (X-x) - H(h+X) = - \frac{\sigma_b}{t^2} \int_0^X (3x-2t)x(X-x) dx - \frac{2H}{t^2} \int_0^X (X-x)x dx + H(h+X)$$

故に

$$M = - \frac{\sigma_b}{t^2} \cdot \frac{X^3}{12} (3X-4t) - \frac{H}{t^2} \cdot \frac{X^3}{3} + H(h+X) \dots \dots \dots (10)$$

曲げモーメントが最大なる點では $\frac{dM}{dX} = 0$ であるから

$$\frac{dM}{dX} = \frac{d}{dx} \left[- \frac{\sigma_b}{t^2} \cdot \frac{X^3}{12} (3X-4t) - \frac{H}{t^2} \cdot \frac{X^3}{3} + H(h+X) \right] = 0$$

より M の最大なる點迄の距離 x_0 の値を求めると

$$x_0^3 + \left(\frac{H}{\sigma_b} - t \right) x_0^2 - \frac{H}{\sigma_b} t^2 = 0 \dots \dots \dots (11)$$

この三次方程式を解いて x_0 を求めることが出来る、又 x_0 を(10)式に代入すれば最大曲げモーメント M_0 を求め得る。

(11)式を今少し實用的に變化すれば

$$\frac{H}{\sigma_b} \text{ の値は (4) 式より } - \frac{t^2}{4(3h+2t)} \text{ であるから}$$

$$x_0^3 - \frac{3(4h+3t)t}{4(3h+2t)} x_0^2 + \frac{t^4}{4(3h+2t)} = 0 \dots \dots \dots (12)$$

最大曲げモーメント M_0 は

$$M_0 = - \frac{\sigma_b}{12t^2} (3x_0-4t) x_0^3 - \frac{H}{3t^2} x_0^3 + H(h+x_0)$$

然るに(4)式により $\sigma_b = - \frac{4H(3h+2t)}{t^2}$ であるから、

$$M_0 = - \frac{H(3h+2t)}{3t^4} (3x_0-4t) x_0^3 - \frac{H}{3t^2} x_0^3 + H(h+x_0) \dots \dots \dots (13)$$

今 $t=70$ cm, $H=100$ kg, $h=36$ cm の場合 (12)式を解くのはかなり面倒であるから、既知の数 h, t をこの式に入れて x_0 を出すと $x_0=21.228$ が得られる。

然る時は(13)式より

$$M_0 = - \frac{5 \cdot 100 \times (3 \times 36 + 2 \times 70)}{3 \times 70^4} \times (3 \times 21.228 - 4 \times 70) \times 21.228^3 - \frac{100 \times 21.228^3}{3 \times 70^2} + 100 \times (36 + 21.228) = 6430 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

杭の直径は 15 cm であるから

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{3.1416 \times 15^4}{64} = 2485 \text{ cm}^4$$

$$y = \frac{d}{2} = 7.5 \text{ cm}$$

故に

$$f = \frac{6430 \times 7.5}{2485} = 19.4 \text{ kg/cm}^2 \text{ となる。}$$

f_t, f_c に對して夫々 6 及び 3.3 の安全率を加算しても杭徑 15 cm あれば足りる。

5. 地表面で完全に固定された防止杭の強さ

防止杭の根固めが完全である場合、地表面に突出した部分の強さは突桁の計算により求められる。

即ち杭の最大曲げモーメント M_0 は

$$M_0 = IHh \dots \dots \dots (14)$$

(14)式により

$$M_0 = 100 \times 36 = 3600 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

而して

$$I = \frac{\pi d^4}{64} \dots \dots \dots \frac{3.1416 \times 15^4}{64} = 2485 \text{ cm}^4$$

$$y = \frac{d}{2} \dots \dots \dots = 7.5 \text{ cm}$$

であるから

縁維應力強度

$$f = \frac{3600 \times 7.5}{2485} = \frac{27000}{\#} = 10.9 \text{ kg/cm}^2$$

抗張強度 f_t 及び抗壓強度 f_c に對する安全係数を夫々 6 及び 3.3 とすれば

$$f_t = 10.9 \times 6 = 65 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 10.9 \times 3.3 = 36 \text{ kg/cm}^2$$

次に剪斷應力は

$$S_{\max} = IF \cdots \cdots 100 \text{ kg}$$

であり杭の斷面積は 177 cm^2 であるから杭剪強度は

$$S = \frac{100}{177} = 0.57 \text{ kg/cm}^2$$

S の安全係数を 2.6 とすれば

$$S = 0.57 \times 2.6 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

である。

林業試験所報告によれば f_t は赤松で $239 \sim 574 \text{ kg/cm}^2$ 、黒松で 239 kg/cm^2 であり、 f_c は赤松で $393 \sim 515 \text{ kg/cm}^2$ 、黒松で 440 kg/cm^2 である。

又 S は赤松で 82.6 kg/cm 、黒松で 76.0 kg/cm^2 となつてゐる。

6. 結論

以上の實驗結果から次のことが言へる。

イ). 底雪崩最盛期に於ける匍進壓の重心の位置は其の積雪を測つて底から約 $1/5$ 乃至 $1/6$ 以内の高さにある。

ロ). 1本の杭に積雪の匍進が影響する範圍に關しては、未だ試験中に屬する點もあるので斷定は出来ないが略次の如くである。即ち影響範圍は傾斜地の勾配度よりは寧ろ雪質の如何により多少異つてゐるが、底雪崩最盛期の小締り綿雪又はヌレザラメ（見掛比重 $0.5 \sim 0.6$ 程度）等の場合に最大の値を持つものと思はれる。

ハ). 雪崩防止杭の間隔は一般に杭の中心から中心迄を杭徑の 12 倍内外とすれば適當であらう。

ニ). 杭の高さは主として雪崩最盛期の匍進壓に抵抗し得ればよい、故に防止施設を必要とする場所の年内平均積雪高の $1/4$ 程度とすれば足りる。若し之れ以上あまり高くすると積雪期間中上層の匍進壓が不絶杭

に作用するため、杭の根入部が著しく弱められる結果雪崩最盛期頃の稍強大な壓力に抵抗し得ないことになる。

ホ). 杭徑の平均は 15 cm 以上とし、その根入れは土質の如何に關係なく一般に地上部と等しくする、止むを得ない場合でも 80 cm 程度は必要である。尙根固めは碎石の類を以てし、充分搗き固めておく事が望ましい。

ヘ). 杭列の配置は通常各列を千鳥形にする。然してその列間隔は未だ決定的には言へないが、杭の心々距離を杭徑の約 30 倍前後にすれば大きな誤謬は生じないと思はれる。

次に地形上晩春迄も相當量の残雪を見ることがあるが、此のやうな場所では残雪が融け始めると大きな雪塊が氷にのつて急に亡り出すものである。これが防止杭に對し甚だ危険であるから、寧ろ千鳥形の配列を避けた方がよいこともある。

ト). 杭の縁維應力は剪斷應力に比較して相當大である。故に松・栂等の如く比較的縁維應力の大きな木材を使用する必要がある。

チ). 杭に對して支索や支柱等を用ひる事は沈降壓の面から見て寧ろ有害である場合が多いので、これは止めた方がよい。

リ). 匍進を完全に防止した結果（ヘ）に述べた如く積雪の相當量が晩春迄に残る場合、雪解期に相當量の水が地表面を流下するのが通例である。従つて附帯施設として土質に適應する流水溝等をも考慮する必要がある。

終りに本試験に當り終始指導を賜つた東大教授沼田政矩先生、並に現場實驗に協力を吝まなかつた、技研第二部、淺野郡司、宇田川元助、原禮次の諸君に感謝の意を表しておく。

河幅擴大部及び狹窄部の水面形

准員 井部 勇 一*

概要

河川の水流を不等速定流として考へ、河幅擴大部及び狹窄部の水面形狀を求めたものである。

(I) 基本式

* 建設省最上川下流工事事務所技官

幅が徐々に變化する河川に於ける不等速定流の基本式は本間仁著「水理學」P162に次頁の如く與へられている。

原點を上流に取り、河底線を x 軸に、鉛直上向きに水位 h 軸をとる。斷面は廣矩形と假定する。