

論 說 報 告

基 礎 の 沈 下

正 會 員 原 田 干 三*

如何に上部構に精緻を誇つても、下部構に不則の或は算定せざる沈下、凍上其他の障碍を蒙るならば、構造物を全體として考へた時、折角の精緻な計算も徒に不要な單位迄計算を行つてゐたといふ結果になるかも知れない。土の研究は土木工學の根底である。かゝる見地よりソ、聯では土の研究が進められて居り、既に種々の研究發表も行はれてゐる。本稿は「構造物の沈下」なる研究論文の一部を探りあげたものであつて、この本文の前に沈下實驗や公式の検討などが述べられてゐるのであるが、これ等を記述しなければ本文だけでは十分でないのであるがそれ等は近き機会に御目かけ得ることゝ信ず

る。

基礎沈下計算例

A. 問 題

2×2、4×8及び4×16mなる大きさの基礎が、透水抵なき厚さ1mなる粗砂上に建造された。この粗砂層下り岩盤に至る迄の間には、表一に示す如き各種の土賦存するものとす。

基礎根入深さは2.0 であり、地下水位は基礎下1 m ところにあるものとす。

荷重 2kg/cm² により、建造中並に建造後に生起す沈下を求めよ。

表一. 基 底 下 の 成 層 状 態

土 性 (現場にて)	層 厚 m	其底よりの試料採取深さ m	試 料 No
粗 砂	1.0	—	—
褐色砂性粘土、微細にして砂に富み、水により飽和さる	2.0	2.5	10
黒色砂性粘土、脆弱にして沈泥に富み、水により飽和さる	3.5	5.0	19
褐色砂性粘土、水により飽和さる	5.5	9.0	46
岩 盤	3.0	—	—

B. 土内に於ける壓縮應力の計算

土内に生起する應力は載荷地點を離れるに従ひ或る曲線を以て減少することは、理論によつても又實驗によつても分明してゐるところである

これ等應力は圖解的に算出するがよい。圖一に次の三つの基礎型式に関する結果を掲げる 3: 1) 矩形、2) 圓形、3) 帶狀 圖一 壓縮應力が基礎中心線垂直方向に分布する状態

本圖の縦距に $\frac{z}{a}$ を探ることに

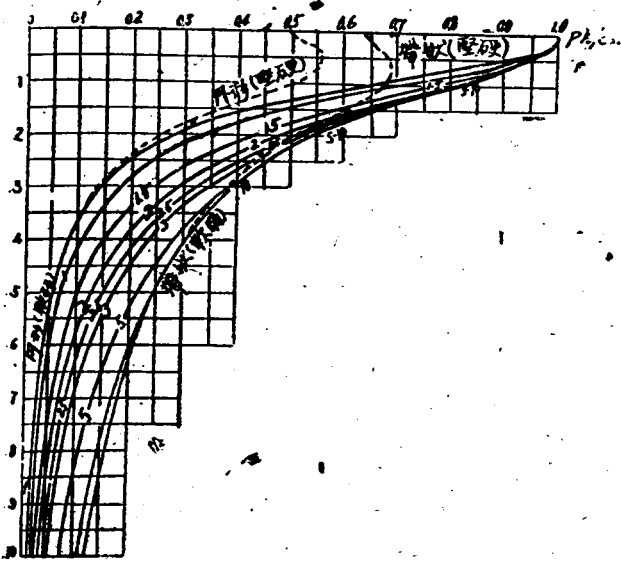
z—基礎よりの深さ、

a—第1の場合—矩形短邊の半分、

第2の場合—圓形の半徑、

第3の場合—帶狀基礎幅の半分、

横距に應力 $6z$ を探る。この應力は基礎中心を通り、Z軸上に在る點に生ずる。



σ_z 値は平均壓力 P の小数で與へられるのであるが、この平均壓力 P は堅硬地盤に對しては、基礎單位長に働く荷重 P を基礎面積で除して求められ、又軟弱地盤に對しては平均壓力 P がそのまま用ひられる。

この壓縮應力 σ_z の分布を計算せるものが表一三に掲げてある。表中の應力 σ_z の計算は、夫々の場合に對して次の如き式を用ひた。但しこの場合、帶狀堅硬地盤に對しては $p = \frac{P}{2a}$ 圓形堅硬地盤に對しては $p = \frac{P}{\pi a^2}$ (a —半徑) とする。

1) 圓形堅硬地盤、

$$\sigma_z = p \frac{1 + 3\left(\frac{z}{a}\right)^2}{2\left[1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2\right]^2} \quad (1)$$

2) 圓形軟弱地盤、

$$\sigma_z = p \left[1 - \frac{\left(\frac{z}{a}\right)^2}{\left[1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2\right]^{3/2}} \right] \quad (2)$$

3) 矩形軟弱地盤、

$$\sigma_z = p \frac{2}{\pi} \left[\arctg \frac{\frac{b}{a}}{\frac{z}{a} \sqrt{1 + \left(\frac{b}{a}\right)^2 + \left(\frac{z}{a}\right)^2}} + \frac{\frac{d}{a} \cdot \frac{z}{a} \left[1 + \left(\frac{b}{a}\right)^2 + 2\left(\frac{z}{a}\right)^2 \right]}{\left[1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2 \right] \left[\left(\frac{b}{a}\right)^2 + \left(\frac{z}{a}\right)^2 \right] \sqrt{1 + \left(\frac{b}{a}\right)^2 + \left(\frac{z}{a}\right)^2}} \right] \quad (3)$$

4) 帶狀堅硬地盤、

$$\sigma_z = p \frac{2}{\pi} \left[\frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2}} + \frac{\left(\frac{z}{a}\right)^2}{\sqrt{\left[1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2\right]^3}} \right] \quad (4)$$

5) 帶狀軟弱地盤、

$$\sigma_z = p \frac{1}{\pi} \left[\arctg \frac{2 \frac{z}{a}}{\left(\frac{z}{a}\right)^2 - 1} + \frac{2 \frac{z}{a}}{\left(\frac{z}{a}\right)^2 + 1} \right] \quad * (5)$$

※ (1)(3) 及び (4) 式はケ・エ・エゴロフ氏、

が誘導せるもの。チモシェンコ著「弾性理論」

(2) 式はミニヤエフ氏、(5) 式はミトチエル氏

1934年発行、参照

表-2 直應力 6_z、但し基礎中心を通る垂直方向の値

z/a	帯状堅硬地盤	帯状軟弱地盤	短形軟弱地盤、 b/a 比							圓形軟弱地盤	圓形堅硬地盤
			10	5	3	2.5	2	1.5	1.0		
0.0	0,637	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,500
0.5	0,633	0,960	0,960	0,960	0,969	0,958	0,956	0,851	0,930	0,911	0,560
1.0	0,676	0,818	0,818	0,817	0,813	0,809	0,800	0,774	0,701	0,646	0,500
1.5	0,598	0,668	0,668	0,666	0,655	0,645	0,624	0,580	0,484	0,424	0,367
2.0	0,513	0,550	0,548	0,545	0,525	0,512	0,481	0,429	0,336	0,284	0,260
2.5	0,440	0,462	0,461	0,454	0,425	0,405	0,372	0,320	0,241	0,191	0,188
3.0	0,383	0,396	0,393	0,383	0,348	0,326	0,291	0,245	0,179	0,146	0,140
3.5	0,336	0,345	0,342	0,329	0,288	0,265	0,234	0,192	0,137	0,111	0,108
4.0	0,300	0,307	0,303	0,285	0,241	0,219	0,190	0,153	0,108	0,087	0,085
4.5	0,270	0,274	0,271	0,249	0,204	0,183	0,157	0,125	0,087	0,070	0,068
5.0	0,245	0,248	0,244	0,219	0,174	0,159	0,131	0,103	0,072	0,057	0,056
5.5	0,224	0,227	0,222	0,194	0,150	0,132	0,111	0,087	0,060	0,048	0,047
6.0	0,206	0,208	0,202	0,172	0,120	0,114	0,095	0,074	0,051	0,040	0,040
6.5	0,191	0,193	0,186	0,154	0,114	0,099	0,082	0,064	0,043	0,036	0,036
7.0	0,178	0,180	0,171	0,139	0,100	0,087	0,072	0,055	0,038	0,030	0,030
7.5	0,167	0,168	0,158	0,125	0,089	0,077	0,063	0,049	0,033	0,026	0,026
8.0	0,157	0,157	0,146	0,113	0,079	0,068	0,056	0,043	0,029	0,023	0,023
8.5	0,149	0,149	0,137	0,103	0,071	0,061	0,050	0,038	0,026	0,020	0,020
9.0	0,141	0,141	0,128	0,094	0,064	0,055	0,045	0,034	0,023	0,018	0,018
9.5	0,133	0,133	0,119	0,086	0,058	0,050	0,041	0,031	0,021	0,016	0,016
10.0	0,126	0,126	0,111	0,079	0,053	0,045	0,037	0,028	0,019	0,015	0,015

外力により生ずる應力を計算する場合、軟弱地盤に對する値を用ふるが良い。何故ならこの値は他よりも實際に近いからである。

表-3に本例題に對する壓縮應力 6_z を掲げる。

計算は、基底の長邊の短邊に對する比及び構造物の重

量に就いて行つた。基礎建設の際除去する土の重量はへた。

この土の見掛比重を 1.80 t/m³ と採り、從つて外次の値となる、

$$p = 2.0 - 0.18 \cdot 2 = 1.64 \text{ kg/cm}^2$$

表-3. $p=1.64\text{kg/cm}^2$ 外力より生ずる
6 σ 値

基底よりの の深さ m	基礎寸法		
	2×2m	4×8m	4×16m
	長邊の短邊に對する比		
	1.0	2.0	4.0
0.0	1.64	1.64	1.64
0.5	1.53	—	—
1.0	1.15	1.57	1.57
2.0	0.55	1.31	1.34
2.5	0.40	—	—
3.0	0.29	1.03	1.08
4.0	0.18	0.79	0.88
4.5	0.14	—	—
5.0	0.12	0.61	0.72
6.0	—	0.43	0.60
7.0	—	0.33	0.51
8.0	—	0.31	0.48
9.0	—	0.26	0.37
10.0	—	0.21	0.32
11.0	—	0.18	0.28
12.0	—	0.16	0.23

0. 壓力分布限界の計算

ソ聯示方書によれば、壓縮限界は $\frac{6\sigma_g}{6\sigma_z}$ なる比より算出せられ、尙 $6\sigma_z \leq 0.26\sigma_g$ と採ることゝなつてゐる。
本例題に對し算出せる $6\sigma_g$ 値を表-4 に掲げず。 $6\sigma_g$ は深さだけに關係してゐるから、本表は三つの基礎夫々に對し用ひ得る。

表-4 研究せられる各土の上部限界面に於ける $6\sigma_g$ 値

	地表より基礎迄	基礎下				
		2.0	1.0	2.5	3.5	5.5
同種土層厚 m	2.0	1.0	2.5	3.5	5.5	3.0
土の見掛比重 g/cm^3	1.8	1.9	1.72	1.74	2.14	—
地下水の土の見掛比重 $(g-1)/\text{m}^3$	—	—	0.72	0.74	1.14	—
$6\sigma_g/\text{kg/cm}^2$	—	0.36	0.55	0.73	1.0	1.63

表-3 及び 4 に求められた壓力 $6\sigma_z$ 及び $6\sigma_g$ より圖

を作つたものが、圖-2 であり、これより壓縮限界が定められる。

圖-2 毛細管壓を考慮せざる場合の壓縮層厚の圖解法、

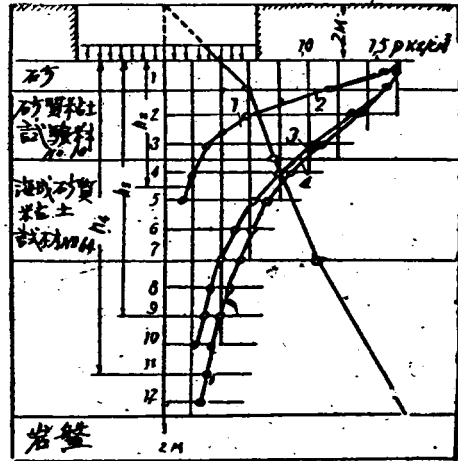


圖-2

圖-3 の線 1 は土の自重による壓縮壓力 $6\sigma_g$ の増加を示し、線-2, 3 及び 4 は壓力 $6\sigma_z$ の減少を示す。

基礎寸法 2×2; 4×8 及び 4×16m に對應せる壓縮層厚及 h_2 , h_3 及び h_4 が求められてゐる。

これ等の値は毛細管壓を考慮してゐないから、これを考慮した場合に作り直したのが、圖-3 であつて、線 I, II 及び III が $6\sigma_z$ 及び $6\sigma_g$ の合成壓力に相當する。

圖-3 毛細管壓 pk を考慮せる場合の壓縮層厚の圖解法、

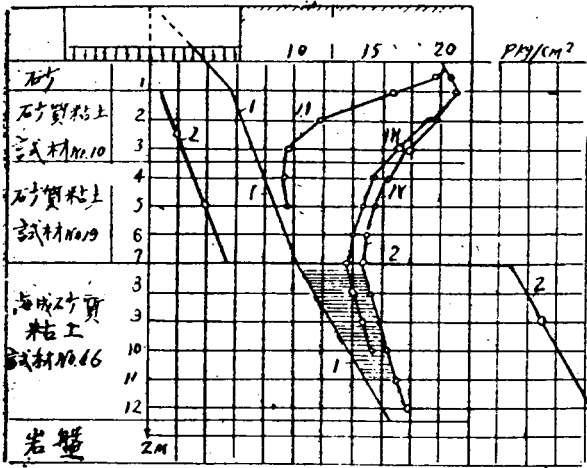
線 1 は土の自重による壓力を示す。2 線は土内の毛細管壓の値より作られるこれは h_3 及び h_4 を 7m 迄減少する。何故ならこの深さ以下では、

$$pk > (6\sigma_g + 6\sigma_z)$$

であるからであり、又 p_2 は變化しない。それはこの部分では $6\sigma_g > pk$ であるからである。

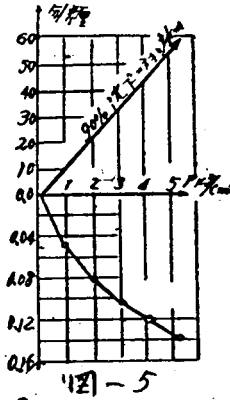
斯くて本例題に對する壓縮土層厚は次の如くなる：

- a) ソ聯示方書に據れば；
 $h_2=4.5\text{m} : h_3=9.0\text{m} : h_4=11.0\text{m}$
- b) 毛細管壓を考慮せる時；
 $h_2=4.5\text{m} : h_3=7.0\text{m} : h_4=7.0\text{m}$



圖一5. 變形とその経過時間との関係圖

(試料No.10)



圖一6. 變形とその経過時間との関係圖

(試料No.19)

本例題より分る如く、壓密せられる深さは毛細管壓に
 關係する。従つて p_k 考慮すれば、理論的計算は實際的
 數値に極く近づいてくる。

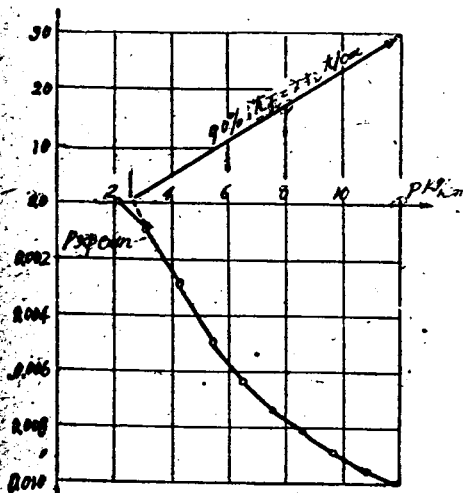
D、各同種層に対する沈下計算、

構造物の下方に透水係數及び壓密係數の異なる諸土が賦
 存してある場合の沈下計算は、賦存せる異種土層厚に對
 應して夫々厚さを求めねばならぬ。

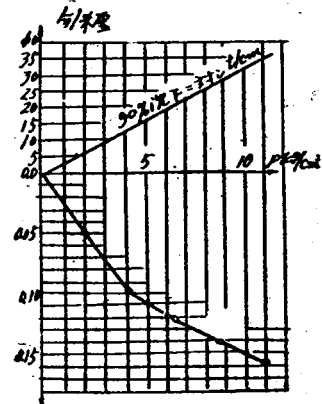
本例題の計算は直接圖一4.5及び6より求められる。

圖一4. 變形とその経過時間との關係圖

(試料No.40)



圖一4



この圖より曲線を作圖するには、たゞ $p = 2.0 \text{ kg/cm}^2$
 なる一點だけに就いて計算する。何故ならこの場合 $p <$
 $(p_k + 2.0) \text{ kg/cm}^2$ であるからであつて、従つて、直比
 例よりの偏りはない。

表一5 に所定基礎に對する計算を掲げる。

表-5. 沈下計算

土の名称及び試料No.	h' cm 要素層厚	構造物による平均圧力 $62q$ kg/cm ²	圧縮率	90%沈下に對する時間係数 $\frac{\text{min}}{t \text{ cm}}$	要素層の壓縮 h/e cm	$T_c=0.9$ の時間
a) 基礎寸法 2×2m に對し						
粗砂	100	非	壓	縮	性	
砂質粘土 No.10	250	0.70	0.035	9.0	8.75	37 30
砂質粘土 No.19	100	0.19	0.010	2.5	1.00	4-10
d) 基礎寸法 4×8m に對し						
粗砂	100	非	壓	縮	性	
砂質粘土 No.10	250	1.12	0.060	14.0	15.0	53-20
砂質粘土 No.19	350	0.60	0.018	3.8	6.3	22-10
基礎寸法 4×16m に對し						
粗砂	100	非	壓	縮	性	
砂質粘土 No.10	250	1.23	0.065	15.0	16.25	63 30
砂質粘土 No.19	350	0.79	0.020	5.0	7.00	29-10

E. 沈下圖の作圖

最後の答は前述の如く計算したる値を單に合計すれば得られる。かく合計すれば、表-6に掲げる如き結果を得る。

表-6.

基礎寸法 m	終末沈下 S cm	90%沈下を達成する時間 $T_c=0.9$
2×2	9.75	41時 40分
4×8	21.3	80〃 30〃
4×16	23.25	91〃 40〃

終末沈下の時間は次式より求められる；

$$T_c=0.99=2.4T_c=0.90$$

同一條件にある4×8及び4×16なる基礎例よりして載荷面積が終末沈下結果に影響を及ぼすといふ事實を明白に知り得るのである。

圖-7の實線は凡ゆる構造物に對して基礎2×2mなる

合の土の沈下圖を示せるもの、圖-8は基礎 4×16mに對するものである。

圖-7 基礎寸法2×2mなる場合の土の沈下圖

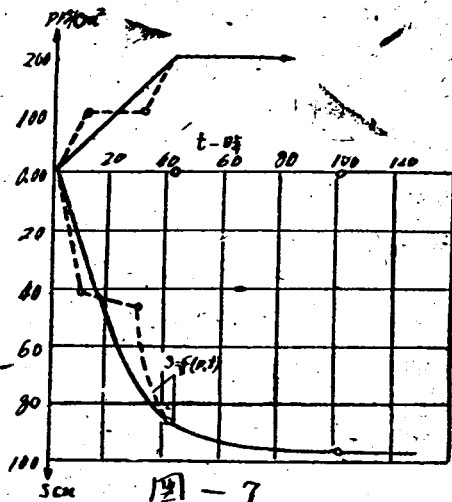
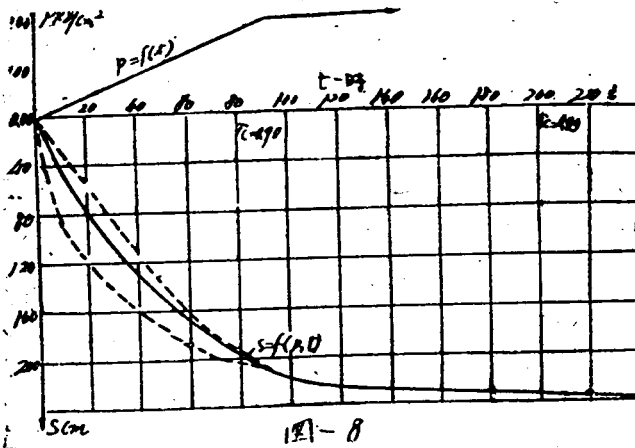


圖-7



下、建造中並に建造後の土の沈下

建造中並に建造後の土の沈下過程を求めため、圖一7の如き圖を置く。圖上、時間に関する沈下は夫々壓力と對照して居り、逆に言つて、求められた壓力及びその作用時間は夫々沈下に對照してゐるのである。

建造中に於ける壓力の増加並にその作用の持續性を決定すれば、補挿法によつて沈下を見出し得る。

圖一7の點線は載荷速度並に補挿法により算出せる理論的沈下を描出せるものである換言すれば、點線は如何

なる速度で沈下過程が進展するか又どれだけ理論的計算と差違があるかを示してゐるのである

g 2 沈下の別公式による計算法、

實驗の結果次の各項が指示された；

- a) 載荷方法は終末沈下値に影響しない；
- b) 毛細管壓 1kg/cm² 以下なる土の場合、沈下は建造中に於て終末沈下の 85—95% に達する。
- c) 本理論公式は毛細管壓 3kg/cm² なる土に對してのみ沈下過程に影響を與へる。

假設 α, β は瞬時的載荷の場合並に荷重が時間と共に増大する場合、に誘導せる公式を用ひ

得しめる。

α, β 假設及び α, β は透水係數ひ時間係數の間に直線的關係を考へる要あることを示してゐる。

$$S_T = SC \dots \dots \dots (6)$$

但し S_T — 時間 t に應ずる沈下； $S = h \frac{\epsilon_0 - \epsilon_n}{1 + \epsilon_0}$ 全

$$C = 1 - \frac{8}{\pi^2} r \dots \dots \dots \text{時間係數}$$

沈下なる式で沈下を計算する際、時間係數 C を算出するに相當手數がかかる。この計算を容易ならしめるため、係數は次に掲げる表一7.8 及びより簡單に見出し得る。

表一7. ϕT に依據する C 値、

ϕT	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	ϕT	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50
0.00	0.00	0.23	0.33	0.40	0.46	0.51	0.05	0.19	0.28	0.37	0.43	0.48	0.53
0.01	0.11	0.24	0.34	0.41	0.46	0.51	0.06	0.20	0.29	0.38	0.43	0.49	0.54
0.02	0.13	0.25	0.35	0.41	0.47	0.52	0.07	0.21	0.30	0.38	0.44	0.49	0.54
0.03	0.15	0.26	0.36	0.42	0.47	0.52	0.08	0.22	0.31	0.39	0.45	0.50	0.55
0.04	0.17	0.27	0.36	0.42	0.48	0.53	0.09	0.23	0.32	0.39	0.45	0.50	0.55

表一8. C 値、

ϕT	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	ϕT	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10
0.00	0.56	0.60	0.64	0.67	0.70	0.73	0.05	0.58	0.62	0.65	0.68	0.72	0.75
0.01	0.56	0.60	0.64	0.67	0.71	0.73	0.06	0.58	0.62	0.66	0.69	0.72	0.75
0.02	0.56	0.61	0.64	0.68	0.71	0.74	0.07	0.59	0.62	0.66	0.69	0.72	0.75
0.03	0.57	0.61	0.65	0.68	0.71	0.74	0.08	0.59	0.63	0.66	0.70	0.73	0.75
0.04	0.57	0.61	0.65	0.68	0.71	0.74							

表-9. 0値、

φT	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	7.00	φT	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	7.00
0.00	—	0.89	0.96	0.990	0.995	0.999	0.50	0.83	0.93	0.98	0.992	—	—
0.10	—	0.90	0.96	0.990	—	—	0.60	0.84	0.94	0.98	0.992	—	—
0.20	0.76	0.91	0.97	0.990	—	—	0.70	0.86	0.94	0.98	0.993	—	—
0.30	0.78	0.92	0.97	0.990	—	—	0.80	0.87	0.95	0.98	0.993	—	—
0.40	0.80	0.93	0.97	0.990	—	—	0.90	0.88	0.95	0.98	0.994	—	—

表 或は圖を用ふるには豫め φT 値を算出せねばならぬ。

φ は次式より求める；

$$\varphi = \frac{2,500\sigma}{eh} Kc \quad (7)$$

ここに、

2,500—定数 cm^3/kg ；

σ —土内の平均應力 kg/cm^2 ；

e —壓力 σ なる場合の縮率；

h —土層厚；

Kc —可變透水係數；

T —沈下過程時間、

(7) 式の eh の代りに Sh を用ひた方が簡便な場合がある。但し S は全沈下である。

$$\varphi = \frac{2,500\sigma}{Sh} Kc \quad (8)$$

例題、寸法 $4 \times 16\text{m}$ なる基礎の沈下を觀測したる結果、次のデータを得た；

土層厚 $h=600\text{cm}$ ；

外力 $p=2\text{kg}/\text{cm}^2$ により生起せる土内の平均壓縮應力、

$\sigma=1\text{kg}/\text{cm}^2$ ；

終末沈下 $S=23.25\text{cm}$ ；

工事開始よりの沈下過程持續時間 $T=220$ 時以上の如き場合、

a) 透水係數；

b) 工事開始後 10, 20, 40, 60, 及び 90 時後の沈下、

を理論的に算出し、實際的に檢照せよ。

答：與項より；

$$\varphi T = \frac{2,500 \cdot 1.5}{23.25 \cdot 600} \cdot 220K \quad (a)$$

沈下過程が終了せる時、表より次の如くなる；

$$\varphi T = 5.0$$

(a) 及び (b) 式を解いて；

$$40K = 5.0$$

これより $K=0.12\text{cm}/\text{hour}$ 、或は $33.10 \cdot 10^{-6}\text{cm}/\text{se}$

これは凡實驗結果と一致する；

$$\varphi = 5.0 : 220 = 0.023\text{hour}^{-1}$$

これより；

$$\varphi T_{10} = 0.023 \cdot 10 = 0.23 ;$$

$$\varphi T_{20} = 0.023 \cdot 20 = 0.46 ;$$

$$\varphi T_{40} = 0.023 \cdot 40 = 0.92 ;$$

$$\varphi T_{60} = 0.023 \cdot 60 = 1.38 ;$$

$$\varphi T_{90} = 0.023 \cdot 90 = 2.07 ;$$

表 6.7 及び 8 より、

$$\varphi T_{10} = 0.23 \quad \text{に對應して} \quad C = 0.36 ;$$

$$\varphi T_{20} = 0.46 \quad \text{〃} \quad C = 0.49 ;$$

$$\varphi T_{40} = 0.92 \quad \text{〃} \quad C = 0.68 ;$$

$$\varphi T_{60} = 1.38 \quad \text{〃} \quad C = 0.80 ;$$

$$\varphi T_{90} = 2.07 \quad \text{〃} \quad C = 0.90 ;$$

沈下を次式より算出する；

$$St = SC ;$$

これより；

$$St_{10} = 23.25 \cdot 0.36 = 8.37 \text{ cm}$$

$$St_{20} = 23.25 \cdot 0.49 = 11.39 \text{ 〃}$$

$$St_{40} = 23.25 \cdot 0.68 = 15.81 \text{ 〃}$$

$$St_{60} = 23.25 \cdot 0.80 = 18.60 \text{ cm}$$

$$St_{90} = 23.25 \cdot 5.90 = 20.92 \text{ } \neq$$

圖一S の實線の下方面を通る點線は、時間に関する沈下を示す。實線は實際の沈下を示すのであるが、これより偏りを生じた理由は、(6)型の式には荷重の時間に伴ふ増加が考慮されてゐないからである。

これ等の式は、荷重は瞬間的に加へられるとの假定の下に誘導せられたのであるから、次の如く荷重の時間に伴ふ變化を計算に入れ修正を行ふ：

$$p = 0.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ 時間20時に對應する、}$$

$$p = 1.0 \text{ } \neq \text{ } \neq 40 \text{ } \neq$$

$$p = 1.5 \text{ } \neq \text{ } \neq 60 \text{ } \neq$$

この修正は(7)式の定數を次式の如き變數 φ' に變換して行ふのである：

$$\varphi' = \frac{\varphi p}{2\sigma}$$

$$\text{こゝに } p = 2\sigma$$

従つて：

$$\varphi' T_{20} = \frac{0.46 \cdot 0.5}{2} = 0.115 ;$$

$$\varphi' T_{40} = \frac{0.92 \cdot 1.0}{2} = 0.46 ;$$

$$\varphi' T_{60} = \frac{1.38 \cdot 1.5}{2} = 1.04 ;$$

そこでこの場合の σ を求めれば：

$$\varphi' T_{20} = 0.115 \text{ に對應して } c = 0.24 ;$$

$$\varphi' T_{40} = 0.46 \text{ } \neq \text{ } c = 0.49 ;$$

$$\varphi' T_{60} = 1.04 \text{ } \neq \text{ } c = 0.71 ;$$

これより次の沈下を得る。

$$ST_{20} = 23.25 \cdot 0.24 = 5.58 \text{ cm} ;$$

$$ST_{40} = 23.25 \cdot 0.49 = 11.39 \text{ } \neq$$

$$ST_{60} = 23.25 \cdot 0.71 = 16.51 \text{ } \neq$$

修正したものが圖一S の實線の上方の點線である。

實際の沈下より偏つてゐる理由は、兩場合の計算とも Kc を 0.9% 沈下に對應して定數と探つてゐるからである。

上述計算例より特に注目せられる點は、(6)型の式を用ふる場合 σ 及び K を、時間の経過と共に變化する荷重に就いて考へて變數 σc 及び Kc を、又瞬間的荷重に對しては單に Kc を、探すべきであるといふことである。

會 告

第2回通俗學術講演と映畫の會

主催 滿洲土木學會
後援 協和會科學技術聯合部會

日時 康德10年8月26日午後6時30分
場所 於哈爾濱滿鐵厚生會館、

1. 講演
イ、松花江に就いて

濱江省防水開發事業局計畫科長

工學士 佐藤清見君

ロ、滿洲に於ける水力電氣事業

水力電氣建設局調査科長

工學士 津田賢次君

2. 映畫

イ 碑(劇映畫) 9卷

ロ 汽關車パンヤ製造(滿鐵製作) 3卷

(以上)