

盛 土 上 の 建 物

(軟弱地盤事前圧密例)

大成建設KK大阪支店設計課* 山 下 暢 雄

大阪では都心に軟弱地盤の箇所があり、建築基礎の工法の一つとして45年前に軟弱地盤の事前圧密が大流行したことがあり、それぞれ雑誌にも発表された。

何れも工事竣功頃の発表で、事後圧密の量は伺い知るべくもないが竣功後相当時間が経過しており、別に異状はなさそうなので、それぞれ初期の目的を達せられたことと思う。唯揚水によつて事前圧密の load をかけるシステムの際、ノウエルポイントの揚程が約7mまでに制限されるために、最も圧密の効果の大きい地盤の上層部が締め取られる不満がある。

そこで逆に盛土上に建った建物の事前圧密例を、いさゝか時期外れの感はあるが、2年前の工事であるために事後沈下の結果報告まで出来ることを考えて紹介したいと思う。甚だ軽微な建物ではあが、不同沈下量を零に近付ける努力は同じことであるし、中々計算通りには行かぬ揚水計画もほぼ予定通りに行なつたので、参考迄に工事概要を記録した。

本建物は大阪市東郊布施にある平家建の某研究所であつて、低湿地にあるために2mの盛土をした結果、後述する如く盛土荷重が建物重量の1.5倍にもなつてしまつた。

しかもこの近辺の地盤は相当な厚さの軟弱層を挟んでおり、建物重量によつて地盤が圧密沈下することより、盛土重量による圧密沈下によつて建物が不同沈下を生ずる factor の方が大きい。

この軟弱粘土層がG.L. -19.0m迄続いているため1階の床を鉄筋コンクリート床として基礎に20m以上の長い杭(建物高さの5倍)を打つことは基礎工事費が過大になり*、かつ盛土已が沈下して埋設物との連結に無理が生ずることより、思い切つて建物を砂地業盛土の上にのせて地盤の事前圧密を行なうことにした。

(*工事費約3倍となる。)

土質計算の要点はできるだけ急所已を簡明にやることにあるので、その方針にそつた。

1. 設 計

1) 土質調査

上質はG.L.-7.00~19.00間の軟弱粘土層の圧密を考慮したこれより上にも厚さ1m内外のシルト層を噛んでいるが、これは、上記粘土層内に挟まれている略同厚の砂層と圧密沈下量相殺するものとして処理した。少々気味が悪いのは、地表近くにある厚1m余の砂礫層で標準貫入打撃数が3位しかないが、盛土と布基礎による均等な荷重が加わるのであるから、周辺部の抑え込みさえ充分であれば、局部破壊は起さないものと考えられる。圧密試験は毎度のことであるが、試験誤差が大きいので使いものにならず、透水係数、圧縮指数、先行荷重等すべて推定式によつた。(物理的に正確な数字を根拠した推定式を用いる方が、工学的には妥当であることは近年識者の唱えている所である。)

透水係数の推定

Haren の式より 透水係数 $k = D_{10}^2 \text{mm}$

有効径 $D_{10} = 0.00045 \text{mm}$

$K = 2 \times 10^{-7} \text{cm/min}$

圧縮指数の推定

非常に鋭敏な粘土で Skempton の推定式より大きな値をとるから、大阪界隈の上質の試験のデータによつて認められている次式を採つた。

上層部 超鋭敏な粘土 $C_c = 0.011L_w = 0.11 \times 70 = 0.77$

中層部 鋭敏な粘土 $C_c = 0.1 \quad L_w = 0.01 \times 70 = 0.70$

下層部 " $C_c = 0.1 \quad L_w = 0.01 \times 50 = 0.50$

尚これらは近傍の地盤の同一粒度の上質試験と較べて妥当だと思われる数字である。

先行荷重の推定

古来平坦な場所であるから、圧密履歴はなかつたものとして、被上重量によつて先行荷重を推定する。

採用した土の単位容積重量

上部砂質土 1.8t/m³

下部粘土 1.6

盛土砂 1.7

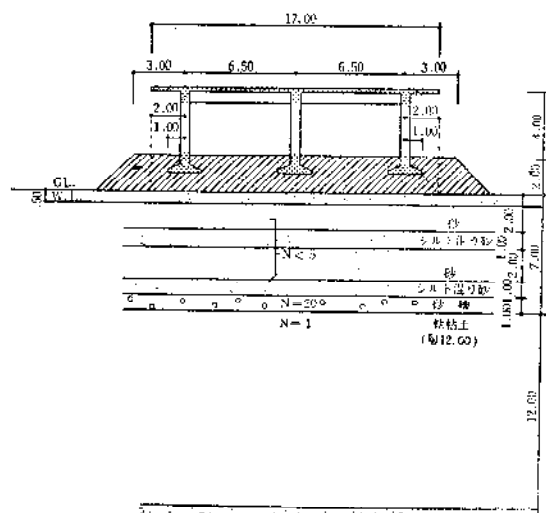
(尚参考までに付け加えると、圧密試験による先行荷重は、上記推定値より遙かに大きな値を示している。)

II) 建物の沈下量推定

平米当り建築の重量(旧地表面に対し)

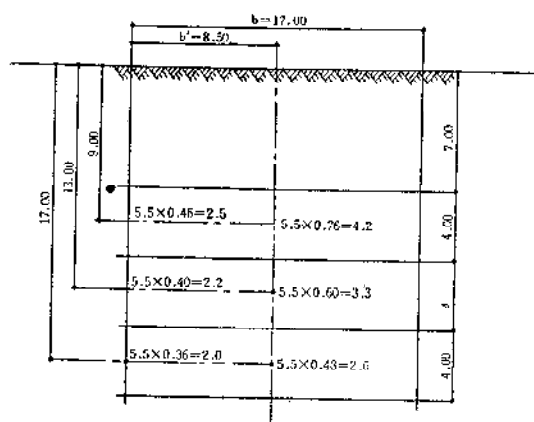
屋根 0.90t/m²

* 大阪市東区南木町4の20



第1図 基礎地盤補強計画

壁	1.00
計	1.90t/m ²
平米当り盛土の重量	
1階積載	0.2t/m ²
盛土	1.7t/m ² ×2.0=3.4
計	3.6
合計	5.5t/m ²



第2図

構築物を図2の如く、巾17.0mの半無限連続体と考え（短辺長辺の比が2倍位になると斯く考えて大差なし）粘土層を3層に分け、各層の中心における構築物の影響を Newmark の式より求める。

m	中	央	側
深さ h	h/b'	h/b	h/b
9.0	1.06	0.19×4=0.76	0.53
13.0	1.5	0.15×4=0.60	0.75
17.0	2.0	0.12×4=0.48	1.0

イ、中央部分の圧密量

上層部

$$\text{先行荷重 } P_o = 1.8 \times 0.5 + (1.8 - 1.0) \times (7.0 - 0.5) + (1.6 - 1.0) \times 2.0 = 7.3 \text{ t/m}^2$$

間隙比 $e = 2.4$

層厚 $H = 400 \text{ cm}$

$$\text{荷重の増 } \Delta P = 5.5 \times 0.76 = 4.2 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{沈下量 } \text{上} S_o &= \frac{C_c}{1+e} H \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \\ &= \frac{0.77}{1+2.4} \times 400 \times \log \frac{7.3+4.2}{7.3} \\ &= 17.2 \text{ cm} \end{aligned}$$

中層部

$$\text{先行荷重 } P_o = 7.3 + (1.6 - 1.0) \times 4.0 = 9.7 \text{ t/m}^2$$

$e = 1.5$

$H = 400 \text{ cm}$

$$\Delta P = 3.3 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{沈下量 } \text{中} S_o &= \frac{0.70}{1+1.5} \times 400 \times \log \frac{9.7+3.3}{9.7} \\ &= 14.6 \text{ cm} \end{aligned}$$

下層部

$$P_o = 9.7 + (1.6 - 1.0) \times 4.0 = 12.1 \text{ t/m}^2$$

$e = 1.3$

$H = 400 \text{ cm}$

$$\Delta P = 2.6 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{沈下量 } \text{下} S_o &= \frac{0.50}{1+1.3} \times 400 \times \log \frac{12.1+2.6}{12.1} \\ &= 7.0 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\Sigma S_o = 17.2 + 14.6 + 7.0 = 38.8 \text{ cm}$$

ロ、側部分の圧密量

上層部

$$\Delta P = 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{上} S_o &= \frac{0.77}{1+2.4} \times 400 \times \log \frac{7.3+2.5}{7.3} \\ &= 11.8 \text{ cm} \end{aligned}$$

中層部

$$\Delta P = 2.2 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{中} S_o &= \frac{0.70}{1+1.5} \times 400 \times \log \frac{9.7+2.2}{9.7} \\ &= 11.2 \text{ cm} \end{aligned}$$

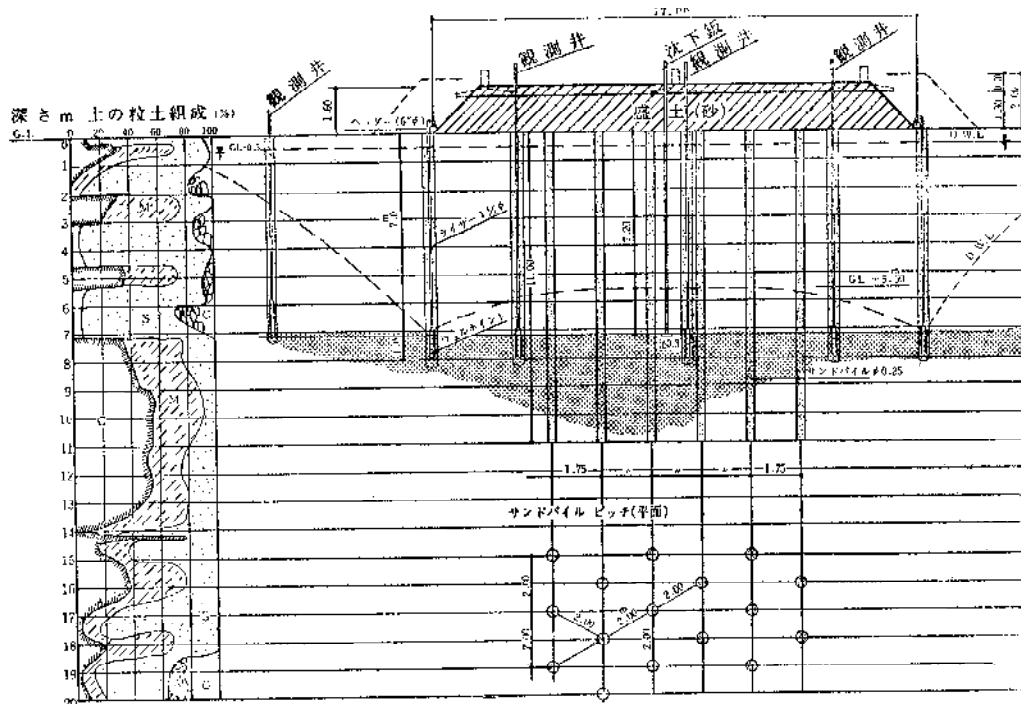
下層部

$$\Delta P = 2.0 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{下} S_o &= \frac{0.50}{1+1.3} \times 400 \times \log \frac{12.1+2.0}{12.1} \\ &= 5.2 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\Sigma S_o = 11.8 + 11.2 + 5.2 = 28.2 \text{ cm}$$

すなわち、建物中央部と端部で



第 3 図

$$38.8 - 28.2 = 10.6 \text{ cm}$$

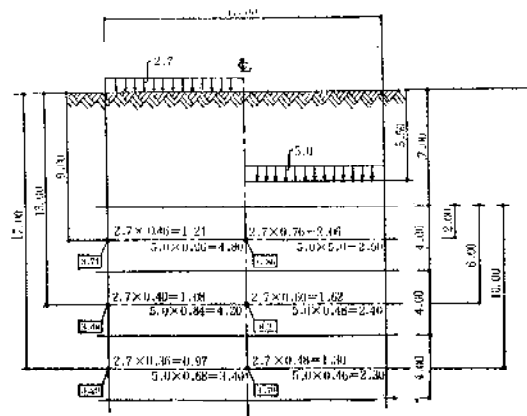
程度の沈下を生ずることになる。

相対的なものであるから、この数字は、圧縮指数他の仮定が変わっても大差を生じない。

Ⅲ) 圧密計画

試案の結果、図3の如く、

- a) 盛土 高 1.600
 - b) サンドパイル ϕ 0.250 l 11,000 @ 2,000
 - c) ウエルポイント 深さ 7,000 周長 98,000
- なる設計で事前圧密を施工した。



第 4 図

i) 全圧密量の算定

高 1.6m 盛土による荷重

$$1.7 \times 1.6 = 2.7 \text{ t/m}^2$$

水位を 5 m 下げることによる荷重

$$1.0 \times 5.0 = 5.0 \text{ t/m}^2$$

これらを模型的に図4の如く考える。

深 さ hm	側		中 央	
	h/b'		h/b	
3.50	0.21	$0.25 \times 2 = 0.50$	0.42	$0.24 \times 4 = 0.96$
7.50	0.44	$0.24 \times 2 = 0.48$	0.88	$0.21 \times 4 = 0.84$
11.50	0.68	$0.23 \times 2 = 0.46$	1.36	$0.17 \times 4 = 0.68$

イ、中央部分の圧密量

上 層 部

$$\begin{aligned} \text{上} S_{\infty} &= \frac{0.77}{1+2.4} \times 400 \times \log \frac{7.3+6.86}{7.3} \\ &= 26.3 \text{ cm} \end{aligned}$$

中 層 部

$$\begin{aligned} \text{中} S_{\infty} &= \frac{0.70}{1+1.5} \times 400 \times \log \frac{9.7+5.82}{9.7} \\ &= 22.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

下 層 部

$$\begin{aligned} \text{下} S_{\infty} &= \frac{0.50}{1+1.3} \times 400 \times \log \frac{1.21+4.7}{12.1} \\ &= 13.1 \text{ cm} \end{aligned}$$

ロ、側部分の圧密量

上層部

$$\text{上}S_{\infty} = \frac{0.77}{1+2.4} \times 400 \times \log \frac{7.3+3.74}{7.3} \\ = 16.3\text{cm}$$

中層部

$$\text{中}S_{\infty} = \frac{0.70}{1+1.5} \times 400 \times \log \frac{9.7+3.48}{9.7} \\ = 14.6\text{cm}$$

下層部

$$\text{下}S_{\infty} = \frac{0.50}{1+1.3} \times 400 \times \log \frac{12.1+3.27}{12.1} \\ = 8.7\text{cm}$$

ii) 圧密度の算定

$$C_v = k \cdot \frac{H}{S} \cdot \Delta P (\text{g/cm}^2)$$

式より C_v を推定する.

中央部中層部を採って

前掲の如く $k = 2 \times 10^{-7}$ $H = 400\text{cm}$ $S = 28\text{cm}$

$$\Delta P = 6.3 \times 10^6 \times 10^{-4} = 6.3 \times 10^2$$

$$C_v = 1.8 \times 10^{-3} \text{g/cm}^2$$

この値は部分が異なっても大差を生じない、また近傍の同質の地盤のそれとも合っている。

イ) 中央部分

上層部

$$\text{時間係数 } T = \frac{t_{\text{day}}}{l^2 m^2} \times \frac{C_v}{0.12}$$

 $l = \text{サンドパイルピッチ } 2.0\text{m}$ $t = \text{荷重を加える期間}$

$$T = \frac{30}{2.0^2} \times \frac{1.8 \times 10^{-3}}{0.12} \\ = 0.112$$

サンドパイルピッチ/サンドパイル径

$$= 200/25$$

$$= 8$$

Barron の図表より

圧密度 $U = 43\%$

中下層部

脱水に関しては粘土層の層圧は 7.0m 位と考えられるから

$$\text{時間係数 } T = \frac{t_{\text{day}}}{\left(\frac{Hm}{2}\right)^2} \times \frac{C_v}{0.12}$$

 $H = \text{層圧 } 7.0\text{m}$

$$T = \frac{30}{3.5^2} \times \frac{1.8 \times 10^{-3}}{0.12}$$

$$= 0.037$$

$$U = 21\%$$

ロ) 側部分

前項同様に

$$U = 21\%$$

iii) 1 ヶ月間揚水による圧密度

イ) 中央部分

上層部

$$\text{上}S_{30} = 26.3 \times 0.43 = 11.3\text{cm}$$

中、下層部

$$\text{中下}S_{30} = (22.5 + 13.1) \times 0.21 = 7.2\text{cm}$$

$$\Sigma S_{30} = 11.3 + 7.2 = 18.5$$

ロ) 側部分

$$S_{30} = (16.3 + 14.6 + 8.7) \times 0.21 = 8.3\text{cm}$$

∴ 中央部分と側部分の圧密度の差

$$= 18.5 - 8.3$$

$$= 10.2\text{cm}$$

そこで建物建設後の不同沈下量は

$$10.6 - 10.2 = 0.4\text{cm}$$

程度となる。

但し実際は、仮定値の誤差と地盤の不均質のためにこれ以上の数値となることを予期しなければならぬが、建物の基礎は浅型に組んだ布基礎で反力の移行により土中

m		mm	k	
深寸	試料番号	有効係	(有効係) ²	
0.5	101-1	0.006	4×10^{-5}	
1.0	101-2	<0.001	< 10^{-4}	
1.3	102-1	0.006	4×10^{-5}	
1.7	102-2	0.05	3×10^{-3}	
2.0	103-1	0.13	2×10^{-2}	
2.5	103-2	<0.001	< 10^{-4}	
3.0	104	<0.001	< 10^{-4}	
3.5	105	0.17	3×10^{-2}	
4.0	106	0.13	2×10^{-2}	
5.0	107	<0.001	< 10^{-4}	
5.5	108	<0.001	< 10^{-4}	
6.0	109	0.17	3×10^{-2}	
7.0	110-1	0.17	3×10^{-2}	
7.5	110-2	<0.001	< 10^{-4}	

第 5 図

の応力が修正されることと、盛土ならびに上部砂層の内部摩擦角による抵抗で、不同沈下は修正されるものと考えられる。

IV) 揚水計画

i) ウェルポイント数量

深さに応ずる透水係数は図5の通りとなる。

上部の厚さ1m内外の薄いシルト層はレンズ状とも考えられ大事をとって考慮に入れないこととした。

また全体的な、透水係数のおさえとしては、大雨の時等を考慮して安全側にみて、

$$k=2 \times 10^{-2}$$

とした。

したがって揚水量の算定は自由水の式

$$Q = \frac{\pi(h_0^2 - h^2) \cdot (k \times 0.6) \text{ m}^3/\text{min}}{2.3 \log_{10} \frac{R}{R'}}$$

を用いることになる。

h_0 : 最初の水位 6.50m

h : 低下後の水位 1.50

R : 影響圏半径 50m (池迄の距離)

R' : 揚水範囲の半径 12m $\frac{1}{2} \left(\frac{17.0}{2} + \frac{32.0}{2} \right)$

$$\therefore Q = \frac{\pi(6.5^2 - 1.5^2) \times 2 \times 10^{-2} \times 0.6}{2.3 \log_{10} \frac{50}{12}}$$

$$= 1.08 \text{ m}^3$$

ウェルポイント1本の揚水量を20 l とすれば、

$$\text{所要本数 } n = \frac{1.080}{20} = 54 \text{ 本}$$

できるだけ早く水位が下がる様池の側は、1mピッチに配するものとして、実施は86本とした。

ii) ポンプ所要馬力

$$\text{ポンプ馬力 } P(\text{HP}) = \frac{Q \times H}{4.5 \times E}$$

H : 揚程 7.0m

E : 効率 0.7とする。

$$P = \frac{1.62 \times 7.0}{4.5 \times 0.7} = 3.6 \text{ HP}$$

実施は15HPビューガルポンプを用いた。

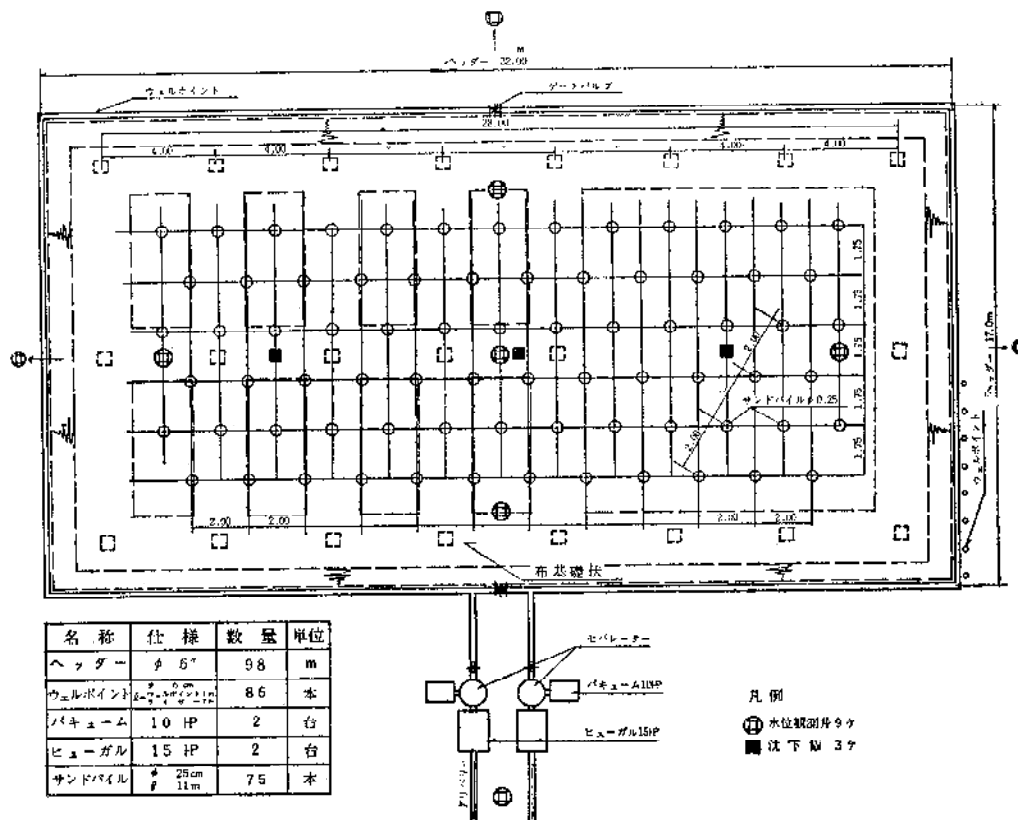
2. 施 工

i) 仕様概要

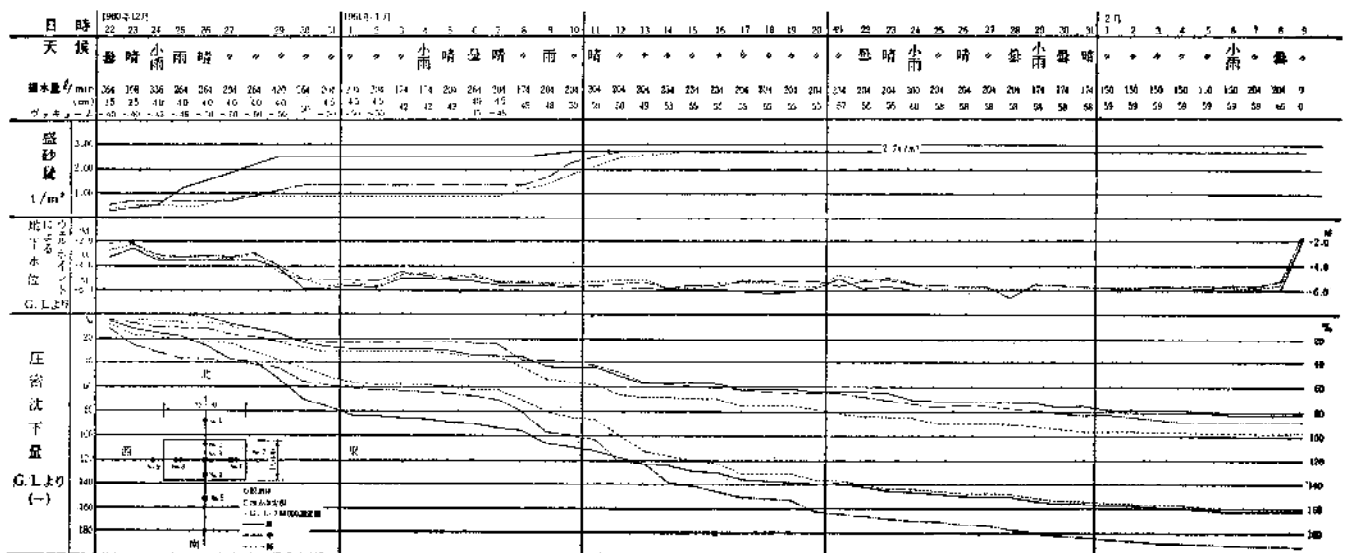
図6の如き配置とする。

サンドパイルは、ウォータージェットによって打設し上部のゆるい砂層の部分は崩壊を防ぐため、ケーシングパイプを使用した。池に近い方向よりの透水量が大きいとみて、この方面のウェルポイントのピッチを細かくした。

ウェルポイントのポンプは故障時を考えて2組とした。



第 6 図



第 7 図

沈下板は 15cm 角の鉄板で、鉄筋を溶接して地上にだしてある。やや離れたコンクリート造校舎に基準点を採用し、レベルを置く位置は小屋掛けをして、気候と関係なく一定の時間に計測できるようにした。残念ながら盛土工事の関係で周辺に沈下板を設けることができなかった。

ii) 載荷、水位、沈下量

図 7 参照

完全に載荷してから水位を下げる予定であつたが、載荷の砂の入場が遅れ、ウエルポイントを工程通りにかけたので、設計通りの沈下状況とはならなかつた。

心配した水位は予定通り約 5 m 下がつてくれて、一安心といったところだが、これはポンプの力に相当余裕があることが好結果を齎らしたものと思う。

揚水量は約 $0.3 \text{ m}^3/\text{min}$ で、これから透水係数を逆算すると平均して

$$k = 6 \times 10^{-3} \text{ cm/min}$$

位となる。

揚水量は近傍の現場の揚水量からあらかじめ予期していた数字であるが、水位低下を迅速ならしめる事等を考え安全を見て、計画としては設計通りで可と考えられる。

中央部の総沈下量は略予期した通りの数字を示しているが、この数字にあまりこだわることではないので、圧密沈下量の約半数を事前に行なっておくことに意味があると思う。

揚水期間は設計では一応 1 ヶ月と抑えたが、沈下曲線の落付くのを待つて若干口延べをした。

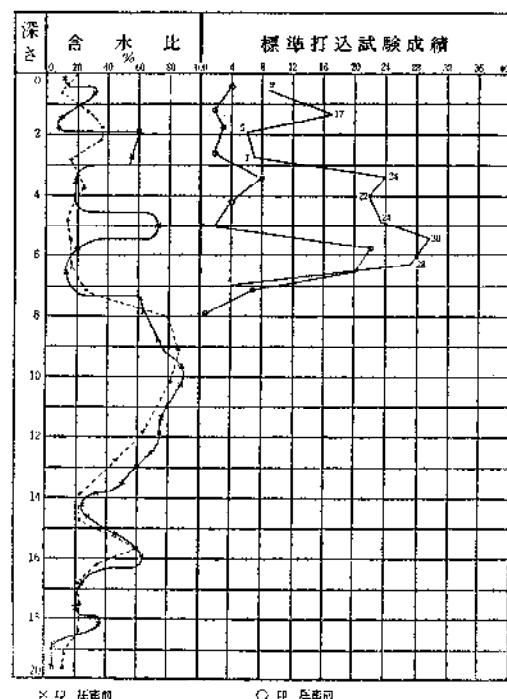
iii) 圧密後の土質試験

圧密終了後、土質試験をふたたび行なつた。

前述のような理由で、圧密試験の比較は無意味なので行なわない。

唯含水比、打撃貫入量は歴然と変化を示しているので比較してみた。図 8 参照。

この事後の試験は必ずしも行なう必要はない、それよりも水位を一定期間正確に下げることにより主眼を置いて、沈下量を記録し、期間を調節する等の検討を行なつてゆくことが大切である。



第 8 図

(以下18頁へ続く)

(53頁より続く)

3. 事 後 圧 密

現在で躯体工事施工後約2ヵ年経過しており、ほとんど圧密は完了したと見ても良い。

当初事後圧密量を測定していたが、仕上工事を色々やり直している内に中断されてしまつて、事後圧密量を探る目安となるものは建物内に打ち込まれた杭の上にある機械基礎との不同沈下量である。

杭周辺の負の摩擦力も若干あることと思われるが、これによつての杭の圧入量を無視すれば2cm内外の数字を示している。計算による事後圧密量は約10cmであるから、地盤の透水係数が仮定よりも大きくて事前に多く圧密が完了したものと思われる。また圧縮指数の採り方も稍安全側であつた。

それから建物自体の不同沈下量であるが、現在までに出て来た亀裂は無開口壁に微細な収縮亀裂が生じた程度で、構造体には異状はないようであるから、構造的に憂慮すべき不同沈下は起していないと考えられる。