

軟弱地盤の改良効果（その2）

——地盤調査結果および構造物の建設に伴う沈下の状況について——

清水 勇

§ 1. 序論

前号の清水建設研究所報(第18号, 昭和46年10月発行)における序論でも述べたように, 軟弱地盤の改良(処理)方法として, 最近では改良する土質によって若干異なるものであるが「Sand Compaction Pile」工法といわれる, いわゆる地盤中に砂柱を打設して複合地盤としての締め固め効果を図ると同時に, 沈下量(地盤の沈下量やしいては構造物の沈下量につながる)を低減させるという目的で, F建設の特許工法である「Vibro Compozer」工法が比較的多く採用されているようである。

これらの工法によって改良された地盤の効果について知るといことは, われわれの関心事であることはいうまでもないが, 従来よりこれらに関して調査された資料も比較的少なく, 理論の見地から検討されている傾向が多いようである。

本構造物(第一製薬総合研究所第三期建設工事)建設現場も, 軟弱地盤に属する地域にあり, 建設工事の一部である基礎地盤を, Vibro Compozer 工法によって Sand Pile を採用する設計の主旨となったので, このたびその施工後の地盤の効果を調査する機会が与えられた。

そこで筆者は, 施工後の効果を知るために, 原地盤に対しての比較と言う意味から, 地盤の支持力の変化, N値の対比, スエーデン式貫入試験結果の状態についてまず比較検討することにした。

同時に, 構造物下の地盤の深さ方向に対する各地層の沈下, および間げき水圧分布調査, さらに構造物真下の接地圧分布および構造物の建設に伴う構造物自体の沈下量を並行して調査するため実施計画を行ない, 現在調査を継続中である。

前号では地盤の支持力の変化について述べたので, 本報では, 以上の諸調査のうち, 改良前後の地盤調査(土質工学的見地からの改良効果の比較)と, 構造物の建設に伴う構造物自体の沈下性状について若干の検討を加え報告するものである。

§ 2. 調査(測定)の目的

構造物が地盤の上に築造される以上, 地盤条件等を除外して考えることはできないものである。

従来の構造物の設計においては, 地盤があたかも大きな岩盤でもあるかの様に仮定されている例が比較的多いようであった。

しかし, 実際の地盤は決して大きな岩盤とみなし得るものではなく, すでに沈下したり, 傾斜している構造物が意外に多く, その原因も多種多様である。

特にわが国における主要都市においては, 地盤の大部分が厚い沖積層によって構成されており, 設計面あるいは施工面においても沈下を生じさせないということは到底不可能なことであろう。

しかし, この様な不可能な沈下, 傾斜も工夫により, その被害を最小限度にくい止めることができるはずである。

本構造物では, 建設に伴い生じるであろう構造物の沈下, および構造物竣工後の沈下性状等を測定することによって, 現場施工の安全性を図ることはもとより, 将来この様な地盤改良を行なった軟弱地盤上に建設される構造物の沈下性状をある程度把握できると同時に, 新設が計画されている構造物の設計, 施工面への参考資料とするために測定を実施したものである。

§ 3. 建設構造物の概要

所在地: 江戸川区南船堀町2810番地

工事規模: 地下1階, 地上5階, 塔屋

建築面積: 1081.61 m²

構造型式: 地下, 地上部分共に鉄筋コンクリート造
基礎型式: Vibro Compozer 工法による Sand Pile

打設(Sand Pile 有効長さ12.00m, 公称径400φmm, 打設ピッチ1.50mの四角形

配置, 打設本数 $n=683$ 本, 打設期間は
昭和46年1月19日~同年2月21日)

: ベタ基礎(根切り深さ G.L.-1.00m, 一
部 G.L.-2.15m)

以上のことから Sand Pile 打設配置, 土質調査位置お
よび構造物との関係位置を図-1に示す。

また構造物と Sand Pile の打設深度, 地盤状況図を示
したのが図-2である。

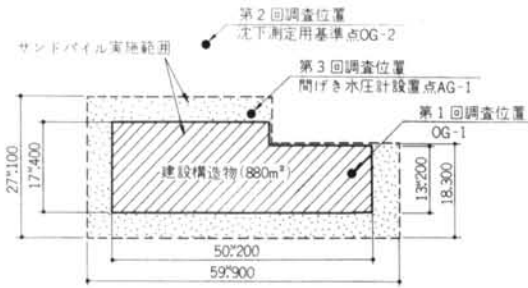


図-1 サンドパイル打設位置, 地盤調査位置および構造物と
の関係図

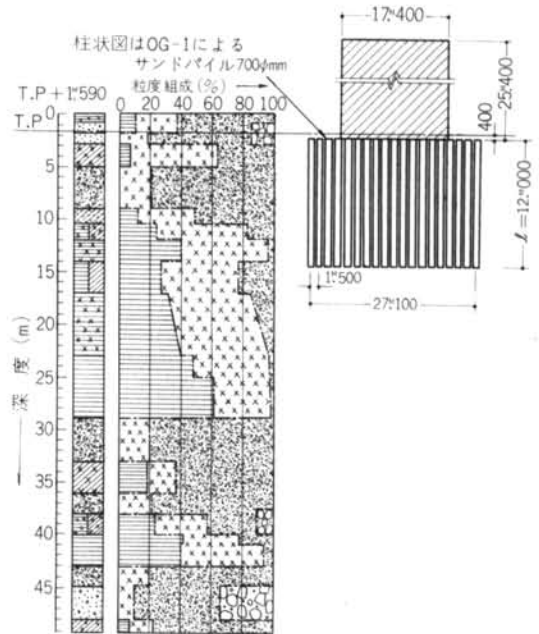


図-2 地盤状況とサンドパイル打設深度関係図

なお, 本調査は原地盤で実施したものであり, 以後
O.G-2として示していくことにし, 図-3(ロ)に地盤調
査結果を示す。

§ 4. 地盤調査結果および土質試験結果によ る改良効果

4.1 地盤調査結果

4.1.1 第1回調査結果

本調査は, 昭和45年6月23日に図-1に示す位置にお
いて3カ所実施されたもののうちの1カ所である。

調査の内容は, 標準貫入試験併用シンウォールサン
プリングによって, G.L.-52.00m (T.P.-50.41m) まで実
施し, 本調査では, N値, 粒度組成を知るための粒度分
析, 含水比, 比重, 液性限界, 単位体積重量, 圧密試験
による間隙比, 一軸圧縮強度の各土質試験を実施した。

なお本調査は原地盤で実施したものであり以後O.G-1
として示していくことにし, 図-3(イ)に地盤調査結
果を示す。

4.1.2 第2回調査結果

本調査は, 昭和46年2月22日に図-1に示す位置にお
いて実施したものである。特に本調査は, 構造物の沈下
量測定のための基準点設置の際に併用して調査したも
のである。

調査の内容は, 標準貫入試験併用シンウォールサン
プリングによって, G.L.-60.00m (T.P.-58.15m) まで実
施し, 本調査では, N値, 粒度組成を知るための粒度分
析, 含水比, 比重, 液性限界の各土質試験を実施した。

4.1.3 第3回調査結果

本調査は, 昭和46年2月25日に図-1に示す位置にお
いて実施したものである。特に本調査は, 構造物下地盤
内の間げき水圧を測定するために水圧計設置の際に併用
して調査したものである。

調査の内容は, 標準貫入試験併用シンウォールサン
プリングによって, G.L.-44.00m (T.P.-43.15m) まで実
施し, 本調査では, N値, 粒度組成を知るための粒度分
析, 含水比, 比重, 液性限界の各土質試験を実施した。

なお本調査は Sand Pile 打設後の地盤において実施
したものであり, 以後 A.G-1として示していくことにし,
図-3(ハ)に地盤調査結果を示す。

4.2 土質試験結果からみる改良効果

4.2.1 地盤の工学的性質および改良効果

軟弱地盤の工学的性質とは, 厳密には軟弱土の工学的
性質のことではないようである。すなわち前者は地盤全
体の特性でなければならない。

いま土質工学的性質を大きく2つに分けて考えてみる
と, (1)物理的性質, (2)力学的性質とに分けることができ
る。本地盤における土質試験は特に物理的性質のうから
改良効果を観察することにし, 本敷地地盤の軟弱さ
としての程度をも観察するために, 土質試験結果から得た

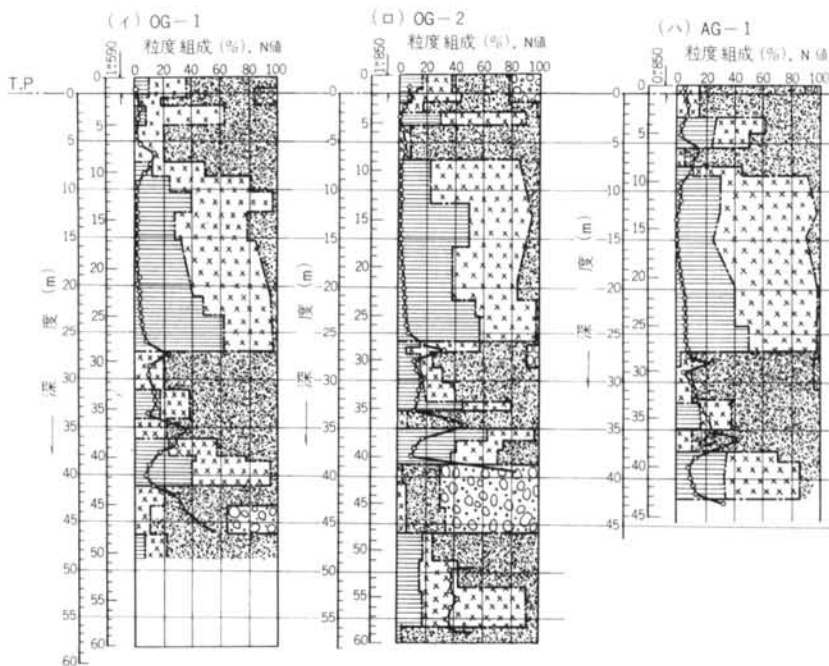


図-3 地盤調査結果図

土質定数の相関関係について検討してみることにした。

以下図中に示す記号を次の様にて定めておく。

●; O.G-1, ●; O.G-2, ×; A.G-1,

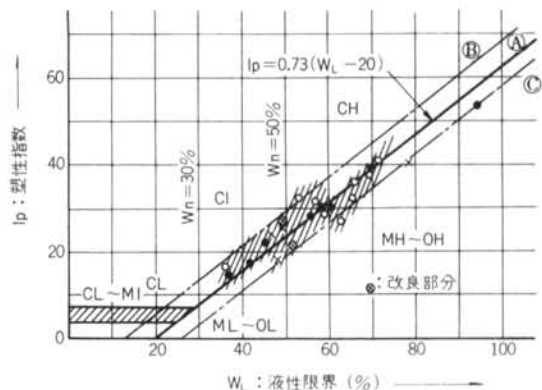
⊗; A.G-1のうちG.L-15.00m (Sand Pile 打設深度) 以浅についてはこの記号を用いた。

敷地地盤から採取し土質試験を行なった場合、液性限界 (W_L) および塑性限界 (W_P) の物理試験結果からこの土がどのような性質をもっているかなどについて検討する意味において、第一にカサグラndeの塑性図 (土の統一分類法) を応用することが多い。

しかも、液性限界や塑性限界に代表されるコンシステンシー限界は、乱した試料で求められるにもかかわらず、土の乱さない試料の力学的な性質と関連の深いことから、粘性土の工学的な指数としてきわめて重要であり、上記の塑性図によって土質分類に利用されているほか、他の指数との間にいろいろな関係が求められ応用されている。

本地盤の調査結果では図-4 に示す関係を得た。この結果では、塑性指数 (I_P) と W_L の相関関係を見ると上限 (B) は $I_P=0.73(W_L-13)$ 、下限 (C) は $I_P=0.73(W_L-26)$ の範囲に存在しており、これらの結果からみると中位高位の塑性を有し、シルト分を混入する無機質粘土とみることができる。

わが国での沖積層における液性限界と塑性指数との関係は東京地盤図によると図-5 のような結果が得られて



CL: 低位~中位の塑性を有するレキ混じり粘土, 砂質粘土, シルト質粘土。

ML: 若干の塑性を有する無機質シルト, 細粒砂, 岩粉, シルト質, 粘土質細砂, 粘土質シルト。

CI: 中位の塑性を有する無機質粘土。

OL: 低位の塑性を有する有機質シルト, 有機質シルト質粘土。

MH: 中位~高位の塑性を有する無機質シルト, 細粒砂質シルト。

CH: 高塑性の無機質粘土。

OH: 中位~高位の塑性を有する有機質粘土, 有機質シルト。

図-4 塑性図 (土の統一分類法) 「 $W_L \sim I_P$ 」関係図

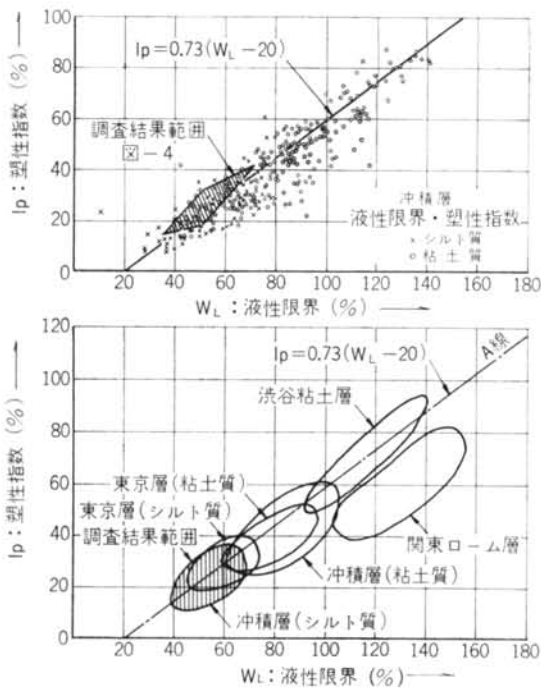


図-5 東京地盤図による調査結果との比較図
「 $W_L \sim I_p$ 」関係図

いるので、本結果を比較してみると、一般に沖積層のうちでも低い液性限界を示すシルト質に存在している。

また土粒子の比重 (G_s) と粘土分の含有量 (C_i) との関係では、もともと G_s は土の最も基本的な一次的性質の1つであって、力学的試験結果の整理に必要な間げき比 (e_n) を求める場合にも欠かせない量である。

図-6 に示すように一般に粘土分の多い土ほど平均土粒子比重は低くなり、またコンシステンシー特性などとの関係も想像されるが、同図では全体的に明確な一般的傾向を示していないが、改良後の結果では C_i を同一として G_s だけについてみると小さくなっているのがある程度把握できるものと思われる。

図-7 に示すように粘土分の含有量の多少は自然含水比 (W_n) にも大きな影響をあたえていることが同図からもある程度知ることができ、事実改良地盤内では W_n が若干下回っているといえる。

本結果から W_n と C_i との相関関係は $W_n = 0.9C_i + 21$ という関係式を得ることができ C_i が少なくなると W_n も小さくなることを示している。

前述したように液性限界より土の力学的性質もある程度知ることができるもので、特に液性限界と土の圧縮指数 (C_c) との間には直線的関係があることがすでに示さ

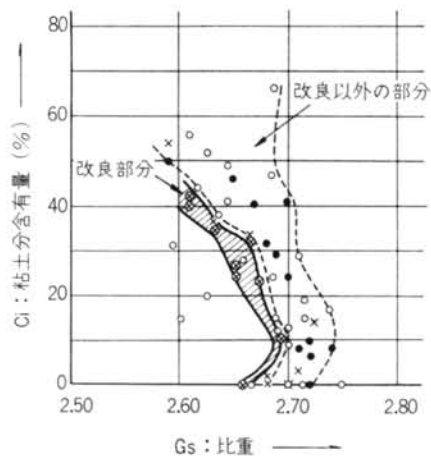


図-6 「 $G_s \sim C_i$ 」関係図

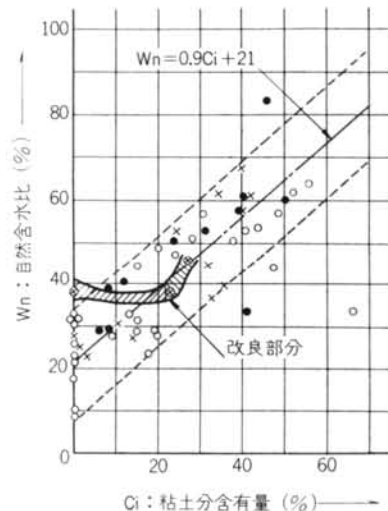


図-7 「 $W_n \sim C_i$ 」関係図

れている。

これらの関係は A. W. スケンプトンによって $C_c = 0.009(W_L - 10)$ という関係式が与えられ、広く利用されてきている。

しかし、わが国の軟弱地盤のデータ (図-8) のうちでは同氏の示す係数 0.009 より比較的高くなっており、0.014前後ではないかという事例も示されている。

いま C_c と W_L の間に直線的関係があるとして、直線式の係数を求めてみると、沖積層に対してはシルト質も粘土質も含めて $C_c = 0.01W_L$ と言う関係式 (図-9) が本地盤にも適用できるものと思われる。

したがってこの関係から、本地盤(主に下部粘性土層)の C_c を求めてみると、ほぼ 0.6 付近に集中しているようである。

この値は沖積層としてきわだって圧縮性が大であると

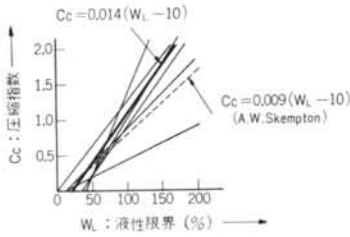


図-8 わが国における「 $C_c \sim W_L$ 」関係図

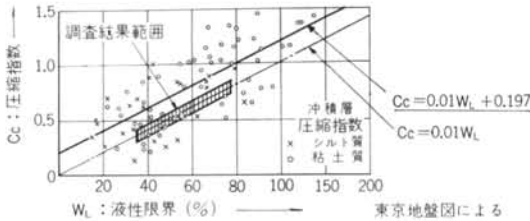


図-9 沖積層における「 $C_c \sim W_L$ 」関係図

いほどのものではなく一般の土にもよく見られる値であると考えられる。

また一般に改良効果を知るためにN値における比較が良く示されるが、本地盤では改良部分 (G.L-15.00m 付近まで) におけるN値は原地盤に対して若干上回っているもの、顕著な増大ではないといえる。

以上のように物理試験結果および比較的ラフなN値の比較による改良効果は明確に把握することはできなかったが、軟弱地盤の程度として、本敷地地盤には一般にいわれている沖積粘性土層が厚く存在してはいるが土質試験結果により、土質定数的にみると超軟弱地盤ではないといえる。

このことから軟弱地盤への Sand Pile 打設による地盤改良効果については、やはり上載荷重の変化すなわち荷重が載荷されてはじめて地盤の特性が発揮されるものようであるから、打設後の荷重度のない状態で物理試験結果によって改良効果を知ろうとする期待は比較的薄いようである。

§ 5. 構造物の建設に伴う沈下の状況について

5.1 基準点 (ベンチマーク) について

基準点をこの付近の構造物に設置することは全くといって良いほど不可能に近い。

そこで、本敷地の地盤構成からして一応支持層 (他の地層より土質工学的立場からみて信頼性があると考えられる地層) と見られる砂層が G.L-45.00m 以深に存在し

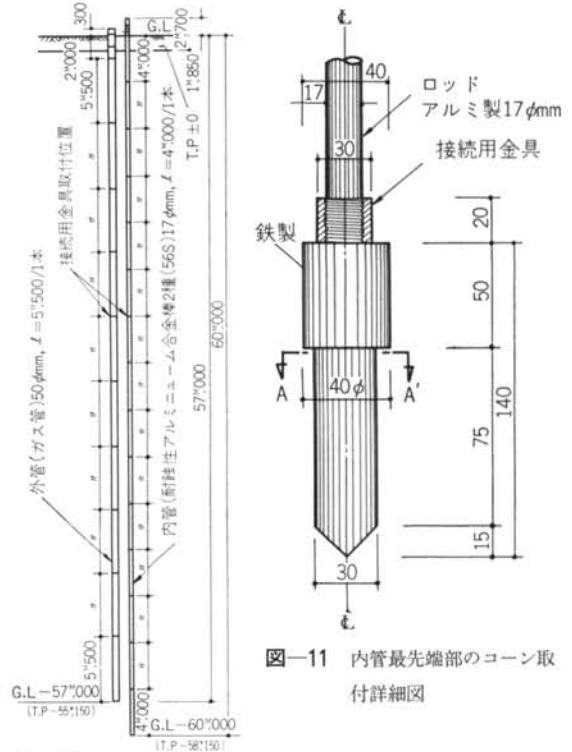


図-11 内管最先端部のコーン取付詳細図

図-10

内、外管の接続要領および深度関係図

ていることが確認されているので、さらに信頼性 (他の地層より沈下性状も小さい) を増すために G.L-60.00m の深さに不動点として設置することにした。

この設置点は図-1に示す O.G-2 の位置に設置し、その方法は図-10に示すように 2 重管方式で外管 (内管と土との接触を避けるためのもの) で直径 50φmm のガス管で所定の長さの短管を接続しながらボーリング孔に挿入していくと内管 (深度 G.L-60.00m まで達しており、直径 17φmm の耐蝕性アルミニウム合金棒 2 種 56S を使用し、先端は図-11に示すようなコーンを取り付けて図-12に示すようにモルタルによって固定してある) とで設置し、実施測定上の基準点は厳密には内管の先端とした。

5.2 測定位置と名称

構造物の沈下測定的位置は図-13に示すように構造物外周りの柱の位置で実施することにし、各柱位置の測定点の名称を同図に示すように定めた。

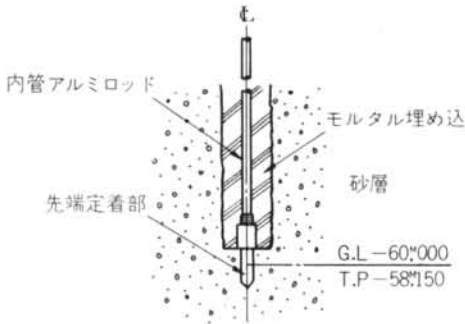


図-12 内管固定状況図

5.3 測定方法と測定点の盛り変えについて

構造物の沈下測定は、総て光学レベルを用いて実施した。まず、沈下量の測定に際しては基礎コンクリート打設（底版打設）直後から測定することを目的としているために、底版打設直後に基準点より2.70m下がり（T.P.に等しい）の位置の底版（柱位置付近）に測定基準線を記した。

基準点を定めたのが昭和46年4月6日であり、底版コンクリート打設が昭和46年4月21日で測定点（線）はこの直後に底版に記した。その後、構造物の施工に伴って埋戻し作業が始ったため、各測定点ごとに鉛直方向上部へ2.50m立ちあげて柱面に記した、

これらの関係を示すと図-14のようである。

5.4 荷重度について

地盤上に載荷される荷重は主にコンクリート打設重量とこれに配筋された鉄筋の重量とを対象として重量換算を行なったものである。特にコンクリートは地下部分に普通コンクリートを使用し、地上1階より5階までは軽量コンクリートを使用している。

したがってこれらの重量を構造物の接地面積（880m²）で除した値を各段階の平均荷重度とした。

また、本構造施工にあたり根切り土（1.64t/m²）があるので根切り底面での平均荷重度と根切り土を無視した場合の平均荷重度を図-16（後述する経過日数と総沈下量関係図内）に示した。

5.5 測定結果および見解

5.5.1 構造物の絶対沈下量と不同沈下量について

構造物の沈下量測定結果は、昭和46年4月6日から同年8月30日までの測定を記載することにした。

測定結果では、A～L側の最大絶対沈下量は測定点B、C点における115mm、A'～L'側では測定点A'、B'点における100mm、A'～A側では測定点A点の113mm、L'～L

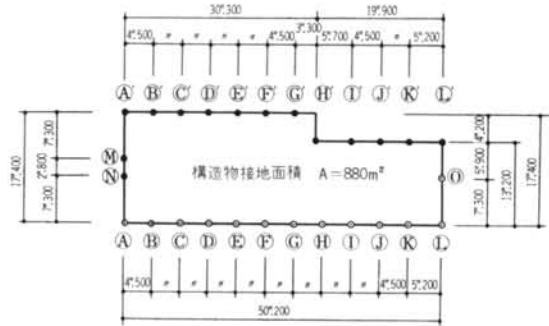


図-13 測定位置（柱）と名称（記号）図

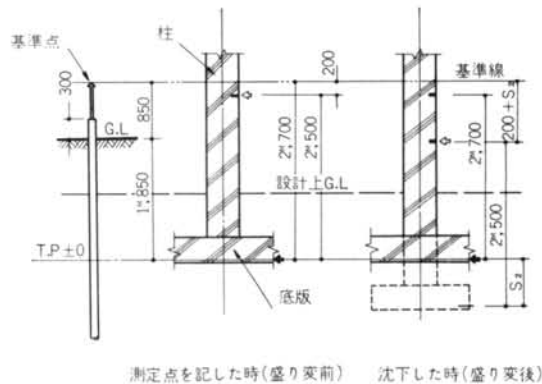


図-14 測定点の設置と盛り変え図

側では測定点L点の85mmであった。

また、測定結果をいま各測定日ごとにA～L側、A'～A側、A'～L'側、L'～L側の四面の柱通りについて示すと図-15のようになる。

同図からA～L通りにおいてL点を0とした場合測定日8/30の結果ではL点との間に28mmの不同沈下量を生じている。

特に4/27～5/12における荷重度の増大（地盤の先行荷重よりも大きい荷重度となる）に並行して沈下速度も増大し、A～L側のA点の不同沈下も目立ってきている。

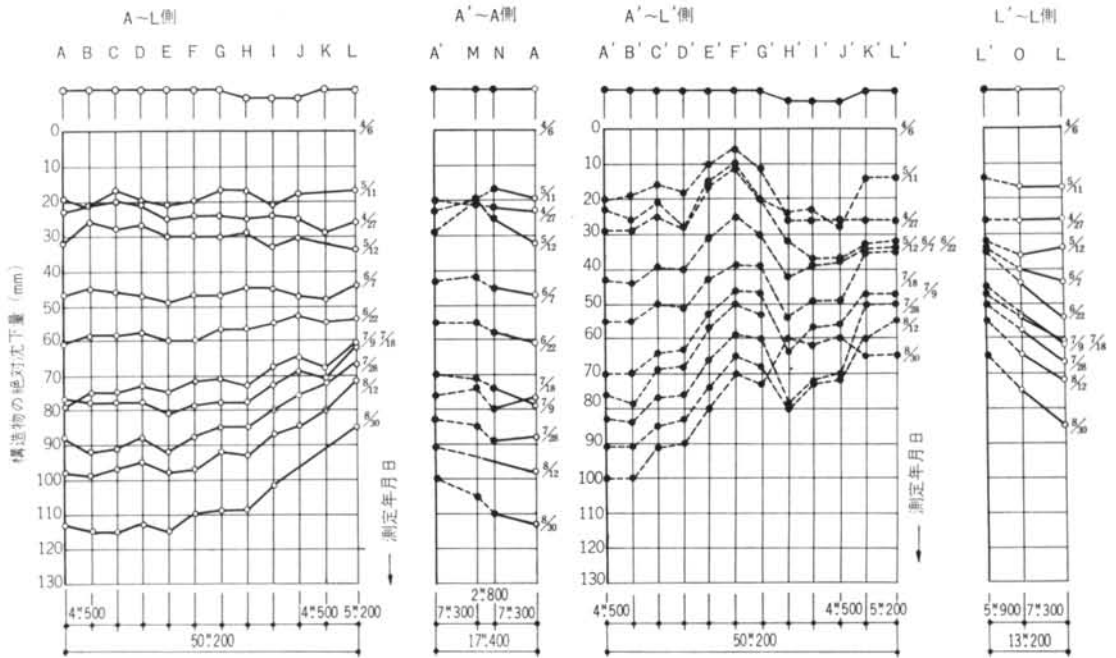
A'～L'通りでは絶対沈下量に35mmの差を生じており、特にD'～H'間が大きくなっている。

一方、A'～Aにおいては13mm、L'～Lにおいても20mmの不同沈下を生じており、結果的には構造物のA点隅角部に向って傾斜しているのがわかる。

さらに、上記結果を荷重度と経過日数について示してみると図-16のようになり、A～L、A'～L'側の沈下性状に大きな差がみられる。

5.5.2 測定結果からの算出数値

構造物の沈下測定結果から知り得る数値を表-1に示し、特に構造物全体（測定点全部）の総平均絶対沈下量



図一15 各測定日ごとの測定面沈下状況図と平均沈下速度を算出しておいた。

5.5.3 構造物の沈下速度

構造物の平均沈下速度を経過日数と対比して視察すると、36日経過までの平均沈下速度は0.081 cm/day となっており、36日経過以降146日までの平均沈下速度は0.066 cm/day であり、その進行状況から現在に至ってやや小さくなっている傾向にある。

また、A~L側とA'~L'側との平均絶対沈下量を比較した場合32.3mmの不同沈下量が生じており、A~L側が大となっている。

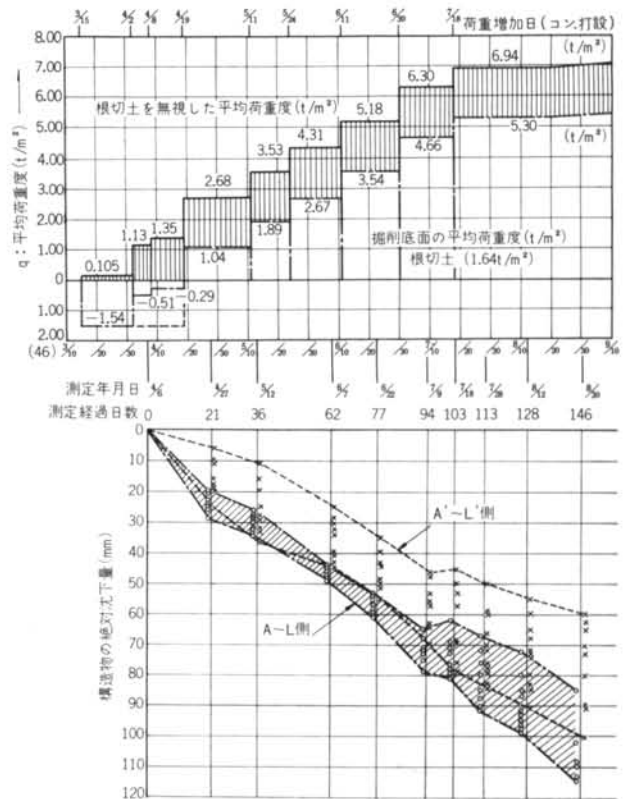
この状況を沈下速度で視察すると、A~L側は平均0.074 cm/day、A'~L'側は平均0.052 cm/day となっており、経過日数とともに両者並行して徐々に小さくなっている傾向にある。

5.6 沈下測定における検討結果

構造物の沈下測定結果に不同沈下量があらわれたのが約62日経過した時点からであり、その後徐々に小さいが不同沈下量は進行している傾向を示している。

また62日経過以前の測定結果には、不同沈下量はほとんどみられない。

この時点までの状況は、根切り土による荷重量度(1.64 t/m²)と上部の構造物による荷重量度とがほ



図一16 構造物の長辺方向対面における沈下状況図

① 測定年月日 (46年)	② 累積経過日数 (日)	③ 測定日間の経過日数 (日)	④ 荷重度(t/m ²)		⑤ 構造物の沈下量(mm)					⑥ 構造物の平均沈下速度(cm/day)					③に対する 総平均絶対沈下速度		
			地表面での荷重度	根切り底面での荷重度	A'~L側の平均沈下量	A'~L'側の平均沈下量	A'~A側の平均沈下量	L'~L側の平均沈下量	総平均絶対沈下量	A'~L側の平均沈下速度	A'~L'側の平均沈下速度	A'~A側の平均沈下速度	L'~L側の平均沈下速度	総平均沈下速度			
																0	0
4/6	0	0	1.13	-0.51	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4/27	21	21	2.68	1.04	23.9	19.2	21.5	26.0	21.97	0.113	0.091	0.102	0.285	0.104	0.104	0.104	
5/12	36	15	3.53	1.89	29.9	29.9	26.3	34.0	28.83	0.083	0.083	0.073	0.094	0.080	0.046	0.046	
6/7	62	26	4.31	2.67	46.4	36.6	44.3	39.5	41.66	0.074	0.059	0.071	0.063	0.067	0.049	0.049	
6/22	77	15	5.18	3.54	57.3	46.2	57.3	44.3	51.74	0.074	0.060	0.074	0.057	0.067	0.067	0.067	
7/9	94	17	6.30	4.66	71.3	57.0	73.5	54.0	64.35	0.075	0.060	0.078	0.057	0.069	0.074	0.074	
7/18	103	9	6.30	4.66	75.2	62.0	76.8	53.3	69.11	0.073	0.068	0.074	0.051	0.067	0.053	0.053	
7/28	113	10	6.94	5.30	83.7	68.8	86.5	58.3	75.84	0.074	0.061	0.076	0.051	0.067	0.067	0.067	
8/12	128	15	6.94	5.30	91.1	74.8	94.5	64.0	81.76	0.071	0.058	0.073	0.050	0.064	0.040	0.040	
8/30	146	18	6.94	5.30	108.6	76.3	107.0	75.0	91.55	0.074	0.052	0.073	0.051	0.062	0.054	0.054	

表一 結果表

ば等しくなる段階にあって、構造物による荷重度が根切り土による荷重度を越えた頃から不同沈下が目立ち、A点隅角部に向かって進行しつつあり、一般に構造物の沈下および傾斜においてはこのような状態になるのが今まで他の構造物の沈下測定結果から実証されている。

これらの不同沈下の発生要因として、本構造物の場合次のように考えられるであろう。

1. 本構物のH'~L'の部分に直角方向にほぼ同規模の構造物が近接しており、この構造物下の地盤はすでに沈下が進行しており、沈下測定構造物下地盤よりやや締まっているものと考えられる。

このため、本構物の測定点にあたるH'~L', L'~L, H~L付近は他の部分と比較して地盤特性が若干異なったものと考えられ、これに伴って沈下性状にもその影響が生じたものであろう。

2. Sand Pileの打設順序の場合を考えると本敷地ではA'~AからL'~L側に向かって打設しているため構造物の中央付近の地盤の締り方が若干異なっているためであろう。

3. Sand Pile個々の砂のつまり方(密度)の相違が偶然にあったためであろう。

4. 構造物の設計荷重度が特にA'~A側に大きいために生じたためであろう。

以上のような要因が一応考えられるがこの中でも特に4.の影響が比較的大きいようである。

しかし、総平均絶対沈下量からすると経過日数に対して直線的傾向で示されており、これらを下部粘性土層の

圧密沈下計算による沈下量と比較した場合、20mm程度の差で構造物の総平均絶対沈下量が大きくなっている。

このことは、もし圧密沈下計算値が妥当な数値であるとするならば、沈下量測定結果の大半(80%にあたる)が下部粘性土層の圧密による沈下量として示される。

したがって、将来予想されることは、このような沈下性状で進行するならば、下部粘性土層の圧密終了(90%圧密終了、対象とする層厚は15.7m)時には約34~36cm程度まで達し、その後は徐々に沈下量は減少していくものと思われるが、長期間における微小沈下は避けられないであろう。

一般に構造物は荷重度が同じであっても平面形状が細長いと不同沈下が大きいということは実例によって認められており、また構造物が同一で長さが長いと上部構造の剛性が相対的に長さの短いものより低くなり、すなわちそれだけ曲がり易く不同沈下に対する抵抗が少なくなる。したがって構造物に応力を引き起こすものは、相対沈下であり、厳密には変形角(部材角) θ の大小が構造物のその部分に引き起こす応力の大小を支配するものである。

そこで、建築学会の規準では、多くの諸資料に基づいて、 $\theta=1/500\sim 1/300$ radian 値を設計上に使用する許容変形角の推奨値としている。そこで本構造物の結果について検討してみると構造物の長辺方向(いま辺長を50.2mと考えた場合)では $\theta=1/1400$ radian となり、また構造物の短辺方向(いま辺長を17.4mと考えた場合)では $\theta=1/870$ radian となり、構造物全体でみた場合構

造体に支障をきたすほどの値とは考えられず、事実測定範囲内でも構造体に支障がみられないのが現状であり、不同沈下量として全体的にみた場合小さいといえよう。

§ 6. 総合結果

土の物理的性質を対象とした本調査では明確な地盤改良効果を把握することは困難であったが、土粒子の比重 (G_s) に対し含水比 (W_n) が改良後減少している傾向がみられた。すなわちこれらの関係から、間げき比 (e_n) が小さくなっていることを示し、いわゆる改良地盤内の土が密になり結果的に締ったという傾向を示しており、改良効果のあったことを意味しているものと思われる。

打設された直後の Sand Pile を含む地盤（複合地盤となる）においては土の物理的性質における変化を明確に把握することは困難であり、むしろこれらの地盤は上載荷重によって始めて力学的特性に顕著な変化を見出せるのではないだろうか。

一方、構造物の沈下測定結果では、図-15, 16に示すようにほぼ根切り土に等しい上載荷重程度までは構造物の沈下性状（特に不同沈下）には異状は見られず、根切り底面において土の先行荷重を越えた上載荷重が加わった時点から不同沈下があらわれている。

これらの現象は地盤改良を行なった地盤のみに起こるということではなく、おそらく他の一般的な地盤についてもいえるものと思われ、先行荷重を越える上載荷重がかかった時に地盤の特性（たぶん力学的特性）がはじめて変化するものと考えられる。

本構造物の測定結果では、先行荷重に等しい上載荷重程度における沈下量が平均30mmとなっている。

いま仮りに、根切り土排除による根切り底面のリバウンド量が、構造物の底板打設によってある程度沈下してしまったとするならば、この沈下量（平均30mm）は改良地盤内の沈下量そのものであるか、あるいは下部粘性土層の圧密沈下を含んだ沈下量として示されるはずである。

しかし、Sand Pile 個々についてみると、Sand Pile の上部1~2mはどうしても下部に比較して施工上砂の詰り方が悪く、初期の沈下量が大きくなることは無視できないものであり、特に上載荷重に対して改良地盤内の沈下が終了し、支持力的に抵抗力を発揮するまでにはある程度時間がかかるものである。

地盤の沈下は、改良地盤内の沈下が終了して、その後下部粘性土層の沈下が始まるというものではないから、

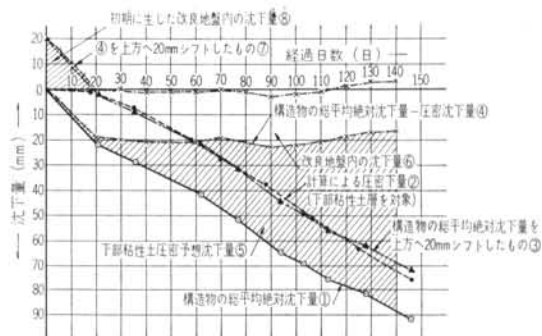


図-17 各種沈下の関係図

改良地盤内の沈下が進行している状態にあっても、上載荷重は下部粘性土層に伝達されているものであり、粘性土層の沈下は改良地盤内の沈下と同時に生じていると考えねばならない。

これは、改良地盤が強固であればあるほど上載荷重は時間的に早く下部粘性土層に伝達されるものと考えられるから、上記の平均30mmの沈下量の中には下部粘性土層の圧密沈下量が含まれているものと考えられる。

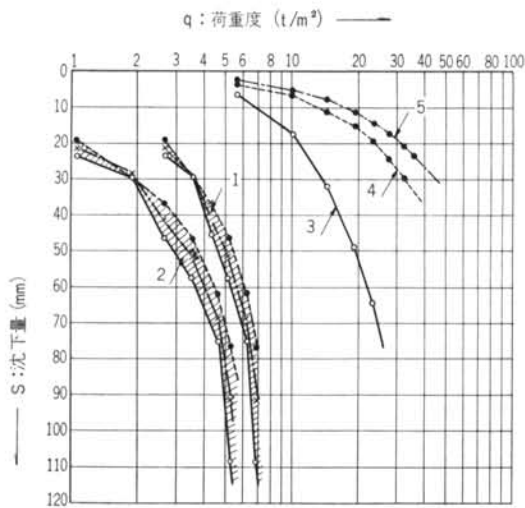
いま、図-17に示したように下部粘性土層の圧密沈下量は36日経過した時点では圧密計算結果によると7~8mm程度沈下していることになる。また平板載荷試験結果（図-18の曲線-4）から求めた地盤係数をもとにして構造物が建設された時の地盤係数を求めると $k_{17.4} = 1.18 \text{ kg/cm}^3$ となり、改良地盤内が完全に砂で置換されたという条件から圧縮沈下量を求めると荷重度が 1.64 t/m^2 の時約2.2mm、荷重度 7.0 t/m^2 の時約6.0mmの圧縮沈下量が生じるということになる。

しかし、改良地盤内の土は完全に砂によって置換されたという仮定は無理があり、2.0mm程度の圧縮沈下量より大きい値を示すことは事実であるが、前述したように Sand Pile 施工上の問題（特に上部）によって生じる初期沈下量を含めて改良地盤内の沈下量は約20mm前後の沈下量であったと推定される。

さらに、測定結果を全体的に視察した場合にはすでに沈下性状は下部粘性土層の圧密沈下量が大半を示しているといえる。

上記の方法と同様に下部粘性土層の圧密沈下量を荷重度 7 t/m^2 、経過日数約150日として算出すると約80mm程度生じていることになる。

本測定結果は平均90~100mm前後の絶対沈下量を示していることから、この絶対沈下量は改良地盤内の沈下量と下部粘性土層の圧密沈下量の和と比較的一致しているものと考えられる。



注：1： 地表面での荷重度とした場合の「 $\log q_1-S$ 」図
 ○—○ A~L側平均沈下量 } $A=880m^2$
 ●—● A'~L'側平均沈下量 }
 ×—× 総平均沈下量
 2： 根切り底面での荷重度とした場合の「 $\log q_2-S$ 」図
 ○—○ A~L側平均沈下量 } $A=880m^2$
 ●—● A'~L'側平均沈下量 }
 ×—× 総平均沈下量
 3： 原地盤における平板載荷試験結果 } $A=2.25m^2$
 4： サンドパイル間における平板載荷試験結果 }
 5： サンドパイル直上における平板載荷試験結果 }

図-18 各測定における「 $\log q-S$ 」曲線図

したがって、以後構造物の絶対沈下量が下部粘性土層の圧密沈下性状と同等の沈下性状を示していくとするならば、すでに改良地盤内の沈下量は極度に小さいものとなっていく傾向にあるはずである。

これらのことから、改良地盤内の沈下量は改良地盤の層厚と下部粘性土層（圧密層としてみた地層）の層厚とがほぼ等しいにもかかわらず、146日経過した現在総平均絶対沈下量の約22%の沈下量であってその後徐々に小さくなっていく傾向にあると推定され（図-17の曲線-4参照）、長期間（約3~4年後）を対象とすれば、改良地盤内の沈下量は下部粘性土層の圧密終了時にはわずかに絶対沈下量の約6%程度となり、原地盤に対して改良地盤内の沈下量は小さくなっていると考えられ、改良効果のあったことを示していると言えよう。

しかし、表層が強固になっていたとしてもこのように下部粘性土層に起因する構造物の沈下が当然問題となってくるためその考慮を欠くことはできないようである。

一般に地盤の支持力や沈下は主として荷重に近い場所の地盤の性質および応力状況によるものであるから、その荷重の大小と土の性質によって、どの程度の圧力球根内の地盤を改良すればよいかということから改良すべき

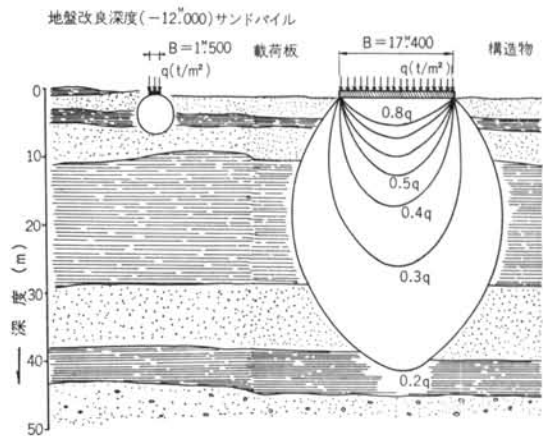


図-19 接地面積の相違による圧力球根の影響深度図
 地盤の深さと適性な打設配置が定まってくるものである。

所報18号でも述べたように載荷板の小さな面積に対する場合と、実際の基礎の大きい面積に対する場合とでは、当然支持力に関係する地盤の範囲は異なってくるものであり、後者においては下部粘性土層の影響を多分に受けていることになる。

図-18に示すように平板載荷試験結果と本測定結果を比較してみても本測定結果では支持力は減少し、沈下量が大幅に増大している。

これらは地盤上加わる構造物の荷重度によって発生する地中応力の伝播範囲および深度の相違によるもので図-19に示すように、平板載荷試験のように小さなものでは、地盤中におよぼす地中応力の大部分は改良地盤内に含まれてしまい、下部粘性土層の影響はほとんど受けていないものと考えられ、支持力は比較的大きく、沈下量も全体的にみて小さくなっているのは事実である。

一方、構造物のように大きなものでは地盤中におよぼす地中応力の伝播範囲および深度は本敷地全体の地層に影響しているとしても過言ではない。

以上のように軟弱地盤上への構造物の建設に際して、設計段階での考え方が、構造物の絶対沈下量はある程度許容しても、構造物底面に近いいわゆる浅い所の地盤を改良して、極力不同沈下量等によって生じる構造物の障害を防止するという目的からの改良手段であるならば、十分意義があると考えられるが、敷地全体の地盤（特に深い方の地層まで）を改良したという考え方は危険である。

本構造物においては比較的予想通りの沈下性状を示しており、結果的には Sand Pile 打設によって改良地盤内の沈下量を原地盤に対して軽減させ、最終的には絶対沈

下量を小さくしているものと考えられる。このような意味では地盤改良効果はあったと考えるべきであろう。

また、平板載荷試験結果を本測定結果と直接比較することは、対象としている地盤の相違という点からも無理があり、特に試験結果の取り扱いには十分注意しなければならないであろう。

§ 7. まとめ

地盤調査および構造物の沈下測定結果から、ごく一部ではあるが改良効果を知ることができた。

しかし地盤全体が軟弱地盤であるために一部分（表層部分）における複合地盤をどのように考え、取り扱うかで設計上での基本的概念が変わってくるものである。

今後さらにこれに関する資料の蓄積および定量的な把握手段という意味も含めてあらゆる角度からの検討および解析資料が必要とされよう。

謝辞

本調査計画に際し指導してくださいました早大の古藤田教授を始め、実施段階で御協力くださいましたKK日建設計、本構造物建設に関係する清水建設KKの諸氏に謝意を表します。

<参考文献>

- 1) “軟弱地盤の調査・設計・施工法（土質基礎工学ライブラリー1）” 土質工学会
- 2) 東京地盤調査研究会：“東京地盤図” 技報堂