

地盤改良工法(4)

締固めによる地盤改良

渡辺 隆*

1. ま え が き

締固めによる地盤改良は本講座(1)総説の表-1(46巻4号 p. 42~43)中に“主として不飽和土の密度の増大”中に示されている。土の密度が増大すれば、せん断強さが増大し、圧縮性、透水性は减小するから、物理的な地盤改良工法中では最も基本的な方法と考えられる。

今回は締固めによる改良のうち、表-1中の深層の場合に関して解説する。表層の場合にも、ローラ、ランマなどによる締固めは、現在さかんに施工されているが、Proctorの突固め試験以来かなり合理化されて、深層の締固め工法よりは一般に良く知られているからである。

深層の締固めは、最近の工業用地造成に関連して埋立地の急速な安定化に利用されることが多い。この種の工法は地盤の粒度、透水性などにより密度増大のために採られる方法が非常に異なり、粘土質地盤では本講座(3)(46巻6号 p. 47~53)に解説されたように排水による地盤改良を行なう。一般に地下水水位以下の土を締固めるために当然間げき水の排出を必要とし、透水性悪い地盤では排水の速度増大が最大の問題点となるのである。

それゆえ今回の講座では主として砂質地盤の深層締固め工法に関して述べることにする。

2. 砂地盤締固め工法一般

工法としては原理的に次の3つに分類できる。すなわち、① 静的圧縮、② 衝撃、③ 振動、の3種類である。砂の締固めに関して最初に総合的な研究を行なった Degebo¹⁾によれば、その効果は振動が最も大きく、次が衝撃であり、静的圧縮(水締めをふくむ)が最も効果が少ないという結果が出ている。この順序は Meyerhoff²⁾も認めており、砂の締固めに利用する方法を考えると、その点を十分に考慮する必要があると考えられる。わが国においては水締めの効果を過大に評価する傾向があるように考えられるが注意すべき点であろう。

次に上述した原理のもとについて実際に用いられる締固め工法とその効果を述べる。まず工法としては

- a) 水締め
- b) 水位低下による締固め

- c) 爆破による締固め
- d) 締固め杭(砂杭をふくむ)
- e) 振動締固め(パイロフロートーション)

のようなものが考えられる。締固め杭、パイロ工法に関しては後述するのでここではそれらのごく概要を述べるとどめる。

a) 水締め 砂質土が水で飽和されると表面張力が働かなくなり、いわゆる見掛けの粘着力が消失するため粒子が移動しやすくなる。それゆえ湿った砂を箱に詰めて水で飽和すると確かに容積の減少すなわち密度増大の傾向を観察できる。しかし埋立地造成の際に経験されるように、砂を水とともに一定地点に集積しても、その地盤の標準貫入試験の N 値は $N=3\sim6$ 程度のことが多い。また例えばサンドポンプによる造成地では、吐出し口付近に粗い粒子が集まり、遠くに細粒土が流れて、全体として不均一な地盤となる。それゆえ水締めのみで締固め効果を期待することは危険である。

ただし飽和状態では粒子の移動が容易であるから、締固めのように粒子の相対的移動を行なわせる際に補助手段として有効なものと考えられる。

b) 水位低下法 ウェルポイントなどで地盤の地下水位を下げ、土中の有効圧の増大と下向きの浸透水圧により締固める方法である。経験的にウェルポイント工事の副作用として認められたものである。原理的には静的圧縮を利用するものであるから、あまり大きな締固め効果は期待できない。しかし真空ウェルポイントなどの場合にポンプの運転にともない吸引力が時間的に変動していることも考えられる。このような一種の振動作用も加わると締固め効果は単に有効圧のみ増大させた場合よりも増大するかも知れない。

c) 爆破による締固め³⁾ 飽和または飽和に近い砂が衝撃により不安定になり、締固まる性質を利用した工法である。例えばダム基礎などのように広大な面積をかなりの深さまで締固める必要がある場合には、通常の方法では不経済になるため試みられた。

適当な火薬量を地中で爆破すれば永久的爆破孔を残さずに締固められる。爆破時にはガスと水がクィックサンドのように噴出し、この状態が数分ないし数時間続いた後に、水の排出をともった沈下を生ずるという。火薬の配置は7~15m程度の格子状とし、深さ方向も層厚にしたがって何層かに配置する。本工法の適する地盤は砂のみでなくシルト以下が50%程度のところでも成功した例があり、締固め効果は限界間げき比より多少ゆるい程度までであるという。

本工法の最大の特徴は工費の安いことで、米国ではほかのいかなる工法と比較しても1/4以下になるという。また成層地盤を混合する効果もあるため、透水係数の減少は非常に大きいから、ろう水量を減少させる効果もか

* 正員 東京大学助教授、工学部土木工学科

なり期待できる。

d) 締固め杭 砂中に多数の杭を打つと次第に打込みが困難になることが知られている。これは杭の容積だけの砂が周囲に押込まれること、および杭打時の衝撃により地盤が締固まるためである。

Meyerhoff²⁾ によれば杭の側方には杭径の6~7倍、杭先より下方に杭径の5倍程度締固めがおよぶという計算結果があり、実測結果ともある程度傾向の一致が見られている。しかし締固めの目的には木杭を使うとかなり不経済になるから、杭の代りに砂などを叩き込むことが考えられる。これが締固め砂杭といわれるもので、わが国でもコンポーザ工法と呼ばれて実用され始めた。土砂を地盤中に叩き込んで地盤が締る現象は1934年頃フランクフルトで15mの砂層にフランクキーパイルを打込んだ際³⁾に、かなりのコンクリートを地盤中に叩き込んだにもかかわらず地表が1mも下がったことから注目を引いたようである。

最近では振動杭打ちと同様な方法で砂杭を作ることも行なわれ始め、この場合には振動締固め効果も期待できるのである。締固め杭は圧入効果と衝撃作用時には振動作用との併用により締固めるものである。

e) 振動締固め(バイプロフローテーション) 地盤中に棒状の振動機を入れ、振動部付近に水を与えながら地盤を振動させて締固める。この際、機体付近に砂などを投入して圧入効果および振動伝達効果の増大をはかり締固め効果を増大させるのである。

砂が振動により締固まる現象は、1930年頃 Degebo で地盤調査に振動を利用しようと研究⁴⁾していた際に、地表面に置いた起振機が共振を示す振動数付近で大きく砂中にめり込むことから注目を引き始めた。これがドイツの高速自動車道路建設の際に路盤等の振動締固め機械として応用され、また深い地盤の締固めにはバイプロ工法として発達してきたものである。

わが国でも戦後最上他⁵⁾、石井他⁶⁾、による実験で振動時に乾燥砂の密度増大が観測されている。

以下に効果的な砂地盤締固め工法として現在かなり利用されている、バイプロフローテーションと締固め砂杭工法について解説することにする。

3. バイプロフローテーション

3.1 概説

本工法は Steuermann, S. が1936年にソ連の雑誌に発表し、実施は Degebo と協同して1937~8年にベルリンで行なわれた。1939年に Steuermann が米国に渡り、1949年より米国でも実際に施工⁷⁾されている。

わが国においては1954年に最上、山門、藤井の諸氏により最初の実験され、その後1955年より日本建設機械化協会内に委員会ができて本格的な研究⁸⁾が行なわれ

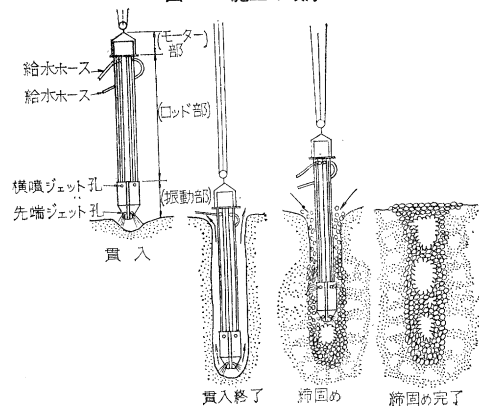
た。1956年に至り、ほぼ実用に耐えるような機体の原形ができ、また施工に関するデータも現場実験⁹⁾により得られた。

試験用の機械で4m程度の深さの試験的な工事が行なわれ始めたが、1957年に八幡製鉄戸畑工場の建設に埋立砂地盤を7mの深さに締固めるために採用¹⁰⁾されたので、工事中に多くの改良が行なわれ実用的機械がほぼ完成された。現在(1961年6月)15万本以上の施工実績^{11), 12), 13)}を持っていて、深さ8m程度までの締固めに利用されているが、今後機械を改良してさらに深い地盤の締固めにも利用し、またその締固め効果も増すように研究されている。本工法は支持力の増加のみでなく、地盤を均一化して不等沈下を防ぐ利点もある。

本工法によれば砂地盤は標準貫入試験のN値で大体15以上に改良できるので、所要支持力が15t/m²程度までの比較的軽い構造物ならば直接地盤に支持させることができるのである。

本工法では杭などの基礎構造物が不要になるから、かなり経済的になることは予想できる。しかし例えば補給材料の入手の難易などにより多少は違うけれども、ある工事の例によれば、杭基礎を使う場合に比較して基礎工事費が約1/2程度になったこともある。図-1に示すような直径約25cm程度の棒状の振動機を締固めを行なう深さまで先端ジェットと振動を利用して貫入させる。振動機は偏心荷重が中心軸に取付けてあり、これをモーターで駆動して回転させその遠心力で振動を与える。現在日本で製作されている機械は偏心荷重12~15kg、偏心距離約3cm、モーターは3相200V4極、5.5kW(7.5HP)交流誘導電動機である。この振動機はバイプロフロットと呼ばれる機体の先端付近にあり、長さ約1mのものである。さて所定の深さまで貫入が終了れば先端ジェットを止めて、横噴きジェットに切りかえる。これは地盤中を水で飽和し締固め効果を上げると同時に、材料補給を円滑に行なうためである。機体の貫入が終了、ジェットを横噴きに切りかえると機体付近に表面から補給材料

図-1 施工の順序



を投入する。機体の貫入により砂中にあいた孔がつまり、振動による締固め効果がさらに高まるのである。

地盤中の締固め効果は振動機の側方が大きく、上下方向にはあまり効果が期待できないので、振動機の長さが約 1m であるから、一般に約 50 cm の深さごとに下から締固めを行なう方法が採られている。すなわち底で横噴きジェットに切りかえてその深さで約 1.5 分程度補給材を加えながら振動を与えて締固め、次にゆるやかに約 50 cm 引上げて同じ操作をくり返す。このようにして順次下から上に締固めを進めるのである。

1カ所の締固めが終れば約 1.5m 離れた位置に同様な締固め作業をくり返し、順次必要な全面積を締固めるのである。一般に貫入点は正三角形に配置することが、均一な効果を期待する上に都合がよい。

締固め後の地盤は支持力試験の結果などから推定すると最も弱い 3 つの貫入点の中心部でも、同一荷重強度での沈下が 1/2~1/4 程度に減少する。また貫入部分はジェットによる上向きの水流のため、比較的粗い材料が締固まって一つのパイルのような形状をしている。これをバイプロパイルと呼ぶことにする。粗粒材たとえば、鉱さいのようなものを使用した場合に、バイプロパイル上での載荷試験結果が、少し弱い岩盤程度の支持力になったことがある。現在の機械での締固まる範囲は貫入点中心からの距離が 1m 程度であり、バイプロパイルの直径は約 50 cm 程度である。また補給材の使用量は一般にかなり大きく、締固めを予定している地盤の全体積の約 10~20% の補給材料を要する。

施工は一般に杭打ちヤグラのようなものを利用して機体を吊り下げて、引上げにウィンチを用いるが補給材の量が前述したようになり大きいため、補給方法の計画は相当重要な施工上の要素になる。また水ジェットを行なうための給水設備、電力設備などを要し、作業位置の移動も能率向上の上に十分の配慮を要する点である。

バイプロ工法は非常に合理的な経済的工法であるが、地盤中で行なう作業でもあり、もし十分の注意を怠って施工すると、その効果はあまり期待できない。施工を合理的に行ない作業中に施工効果を判定して行く留意が絶対に必要である。

3.2 施工法

a) 必要な諸設備

① バイプロフロット：現在の機械は前述したように日本建設機械化協会内の委員会による研究の結果、その基本的な部分が出来たものであり、機械は協会が特許権を持ち、その実施権は M 鉄工所が所有している。現在の実用機は長さ 8m までのものが製作されており、従って地表面より 8m の深さまでの締固めが可能である。機体は 図-2 に示すとおり直径約 22 cm の振動部と、直径約 20 cm のロッド部とから成り、この上に 7.5 HP

3 相、200 V 4 極交流誘導電動機が直結されている。

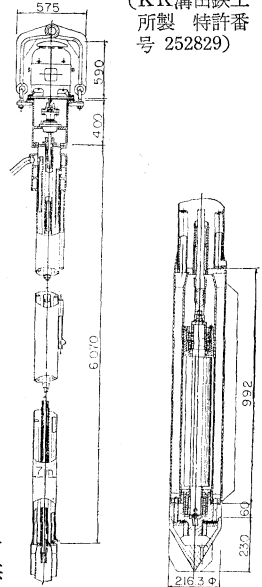
振動部は長さ約 1m であり、この中に重量 12~15 kg、偏心距離約 3 cm の偏心荷重を内蔵している。偏心荷重の駆動は機体内をとおり軸を通じて、上部のモータにより行なわれる。回転数は 3 相、4 極モータなので 60 サイクルで約 1750 rpm、50 サイクルで約 1450 rpm である。最近特殊モータが作られるようになったので、モータを内蔵した型も作られ始めた。

振動部下端に先端ジェット孔が 3 個あり、これには貫入時に上部の給水孔より水が供給される。振動部上端付近に横噴きジェット孔が 3 個あり、これには締固め時に上部のほかの給水孔から水が供給される。時により補給材の投入を円滑にするため横噴きジェット孔より上部に補助ジェットをつけることもある。機体全重量は約 1 t である。現在の機械は 2000 本までは十分に耐えるものができている。バイプロフロットの価格はそれほど高いものでもないが、この程度の耐久性で十分ほかの工法より経済的な工事が行なえるのである。

② 給水設備：一般に広大な面積の締固めの場合、多数の機体を同時に使うので、ポンプ室を設け、締固め地域をカバーする主給水管を設置しておく。この主給水管に適当な間隔で取水孔を設け、これより各機体への配水ホースを連絡する。給水ホースは機体付近で先端ジェット、横噴きジェットに分岐されるが、ここにはもちろんコックおよび水圧計を取付ける。時に補助ジェットを使用するときは分岐の数がさらに 1 つ増える。給水量は貫入時に最大 300~350 l/min 程度であり、締固め時には大体 250~300 l/min である。給水量で上述した数値は地下水位がほとんど地表面と一致した場合の例であり、もし地下水位が下にあれば飽和させるためにさらに余分の水量を要する。また水としては海水を使ってもかまわないが、この場合は機械の保守に注意せねばならない。

③ 電力設備：動力は 3 相 200 V の配線を要する。バイプロフロットを使用する際の電流は最大で 20 A 程度であり、ウィンチ、ポンプなどの電流は大体定格電流と考えて 1 HP 当り 3 A と考えて良いであろう。また締固め作業の管理は電流により行なうことも多いが、このため日記電流計を利用している。すなわち締固めにもな

図-2 バイプロフロット MKM 型内部分解図 (KK 溝田鉄工所製 特許番号 252829)



い所要電力が増大するので、作業中の管理には電流によるのが最も都合が良いのである。しかし現場ではとかく故障を起こしやすいので電流計の保守には十分の注意をはらわねばならない。

④ 機体保持設備：パイプロ作業はジェットによる杭打ちとにているので機体は杭打ちヤグラのようなものに吊ることが多い。また例えば円形に貫入させる油タンク基礎のような場合にはデリック型のクレーンを利用することもあり、ヤグラにデリックをつけて使用することもある。クローラ型のクレーンを利用しても良いが、これには固定費がかなりかかることが難点であろう。要は機体の上げ下げが容易にしかも確実にできて移動が簡単に行なえ、しかも十分の強さを持つものならば良い。しかし機体保持設備の良否は作業能率を支配する重要な因子であるから十分検討して採用しなければならない。

⑤ 材料投入設備：締固め作業中に機体周囲に投入する補給材の量は相当多量である。締固め地盤 1 m^3 当り $0.1\sim 0.2\text{ m}^3$ 程度を要するので、 7 m の深さを締固めると1回の貫入で補給する量は 3 m^3 にもなることがある。それゆえ材料の置場と作業点とはベルトコンベアなどで連結し、連続的に投入しないとと思われる時間を消費することになる。また締固め作業の管理のためには投入した材料の量を測定できるようにする必要がある。このためホッパーを利用したり、ほかの方法により計量する配慮をしておかなければならない。

b) 施工方法

① 貫入：パイプロ フロットを所定の貫入位置にすえ、バルブを開いて先端ジェットを出し、同時に振動を与えるためモーターのスイッチを入れて静かに垂直に所定深さまで貫入させる。貫入が終了したときは先端ジェットを止める。

② 締固め：横噴きジェットを出して常に振動機付近の地盤を十分に水で飽和させ、また上部の砂が締固めにもなって下方に落込む作用を助けるのである。飽和したゆるい砂地盤は非常に振動に敏感で、重力の働きで非常に良く締固まるものである。上部の機体周辺の砂は下方へ落ち込むため周辺に孔ができるが、ここに補給材を連続的に投入して締固めを促進する。横噴きジェットの水量が多過ぎると機体周辺から上向きに水が相当流れ出す。このためあまり細粒の補給材では外へ流れ出す部分が多くなるので、後述するように粗粒のものが都合が良い。しかし水が全然外へ出て来ないときには、孔が詰まって補給材が十分に地盤中に入らないから横噴きジェットの流量は深さに応じて常に適当な量になるよう調節しなければならない。補給材の落下が、粒度などの関係で思わしくないときは、スコップなどで上より突いたり、機体が高いときは補助ジェットを使ったりすると良い。締固めの度合を知るにはモーターに流れる電流の増大を見

れば良い。締固めにもなって電流は増大しある時間経過すると、ピークを示して減少を始めるが、減少を始めても 30 秒程度は締固めを続ける方が確実である。また時によるとあまりはっきりしたピークの示されないこともあり、この際は予備実験で適当な締固め時間を決定し、これに従って時間で施工を管理すれば良い。

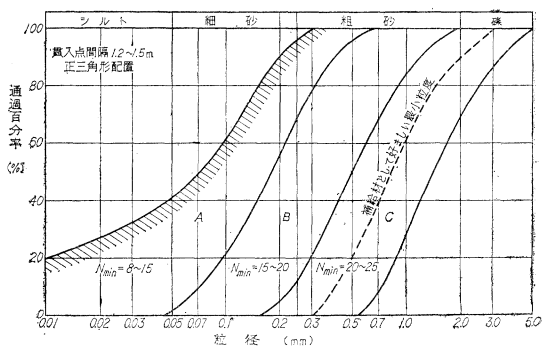
③ 引上げ：電流が所定の量になり、ピークを超えたことが確実となったとき、あるいは規定時間の締固めが終了したときは、パイプロ フロットを徐々に引上げる。引上げる高さは振動部の長さの $1/2$ 以内または 50 cm 以内とし、引上げ速度は 1 m 当り 5 秒を標準とする。あまり急速に引上げるとパイプロ パイルの締固め程度が悪くなる。すなわち機体を引上げた空間に十分材料のつままる時間的余裕を持たせなければならないのである。引上げ長さが過大のときは、主として締固まる振動機周囲の固まった部分が連続せず、弱い部分を残すおそれがある。以上の作業をくり返して地表面までの締固めを終了

3.3 施工効果と作業上の注意事項

a) 地盤の粒度と締固め効果の関係 地盤の粒度と締固め効果の関係を述べて、本工法の適する地盤がいかなるものであるかを示す。外国文献などにも単に透水性の地盤というような説明があるのみで具体的にはっきりと述べられたものは現在まであまり見当たらないのである。本工法の適用された地盤の粒度曲線と締固め効果を標準貫入試験の N 値 (3 つの貫入点の重心位置で最も弱い所での値) で示した多くの実例について調査した結果、締固め効果を決定する最も大きな要素は原地盤粒度であることが判明した。貫入点配置が $1.2\sim 1.5\text{ m}$ の正三角形配置のときの原地盤粒度と N 値の関係を示したものが図-3 である。この図には補給材として適当な材料の粒度曲線も示してある。パイプロ工法が地盤締固めの目的に対して有効な範囲は図中にハッチした内側になるものと考えられる。なおこの図は現在の機械で得られたもので、機械が改良されれば当然変わるものである。

b) 支持力増加 貫入点から最も遠い位置での N 値により 図-3 のような関係が得られている。実際には貫

図-3 原地盤の粒度と締固め後の最小 N 値の関係



入点付近の N 値はこれよりも大きいので、この N 値で計算すれば安全側の支持力が得られる。 N 値により支持力を推定する方法は外国文献¹⁴⁾などに見られるが、一般に不等沈下により支持力が決ってくる。本工法を行えば、不等沈下が通常地盤よりも減少することが認められているので、通常の計算値より多少大きく取りうるものと考えられるが、今後さらに研究すべき問題である。

c) 地盤均一化

① 不等沈下による建築物の破壊：不等沈下が構造物の破壊に重大な影響を与えることは古くから認められており、例えば Terzaghi-Peck によればフーチングの沈下の最大のもが 1 in 以内におさまると不等沈下は 3/4 in を超えることは無く、不等沈下が 3/4 in 以内であれば通常の構造物にクラックが生じないといっている。一方わが国での研究では大崎氏¹⁵⁾が広島市内でフーチングあるいはイカダ基礎の鉄筋コンクリート、ブロックの 2 種類の建築物について数多く実測した結果がある。これによると Terzaghi-Peck の値とクラックを生ずる条件はほとんど変わらないということであるが、表現方法は多少違っている。すなわち相隣れるフーチングの沈下をそれぞれ δ_{i-1} 、 δ_i とし、フーチングのスパンを L_i とすると不等沈下角として次のように定義している。

$$\theta_i = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{L_i}; \theta_i: \text{不等沈下角}$$

多くのクラックの入った建物およびクラックを生じなかった建物の実例について θ_i で整理すれば、鉄筋コンクリート、ブロックの面建築とも $(\theta_i)_{cr} = 1 \sim 2 \times 10^{-3}$ であるという。これは θ_i が $1 \sim 2 \times 10^{-3}$ を越えるとクラックを生ずる可能性が多いことを意味する。大崎氏の測定は広島市の地表 10 m が砂質土で、その下に約 20 m の粘土層がある地盤での測定である。

② バイプロ工法施工後の不等沈下例：バイプロ工法を施工後に油タンクを多数建設した例により調査した結果、以下に述べる結果が得られ地盤が非常に均一化することが判明した。原地盤は地表より約 8 m が埋立地盤で、シルト 5~20% 程度をふくむ細砂層が多く、ところどころにシルトの多い (20~50%) 層を不規則にはさんだ地盤である。この下に約 6 m の旧海底砂層があり、その下に約 33 m の沖積粘土層が続いている。サンドポンプによる埋立地盤であり、しかもシルト以下の細粒土もふくむので非常に不規則な地盤であった。支持力増加および地盤均一化のためにバイプロ工法が採用された。例えば 35 000 kL タンク (直径 53.6 m, 高さ 16.5 m, 載荷圧力 17 t/m²) では貫入点間隔 1.3 m の正三角形配置で、深さ 8 m の締固めを行ない、補給材として切込砂利を原地盤 1 m³ 当り 0.26 m³ 程度投入している。不等沈下の実測値を大崎氏のデータと比較し、また他の工法

う。これはバイプロ工法を行なった地盤と、一般地盤との不等沈下を比較する意味であるが、オイルタンクは非常に flexible であるに対し、建築物は rigid である点は注意を要する。

ここに示すものは 21 のタンク (直径 53.6~9.68 m) の周囲の壁面の沈下をタンク中に水を張って測定した結果で、荷重は 10~17 t/m² 程度を与えている。測定結果によれば底面自体が建設の始めから完全な水平面上に無いことを示し、この初期不整量を Δ_0 とする。次に水張り試験後の最大不等沈下量 (最大沈下と最小沈下の差) を Δ_1 とすると荷重による不等沈下は

$$\Delta = \Delta_1 - \Delta_0; \Delta: \text{荷重による不等沈下量}$$

ところでタンクの全周面に対し沈下の凹凸は 1 つの山で表わされることが大部分であったので任意の周面上の不等沈下を y とすれば近似的に、

$$y = \frac{\Delta}{2} \sin 2\pi \frac{x}{\pi D}; \Delta: \text{荷重による不等沈下量,}$$

D : タンク直径, x : タンク周辺に沿った長さ

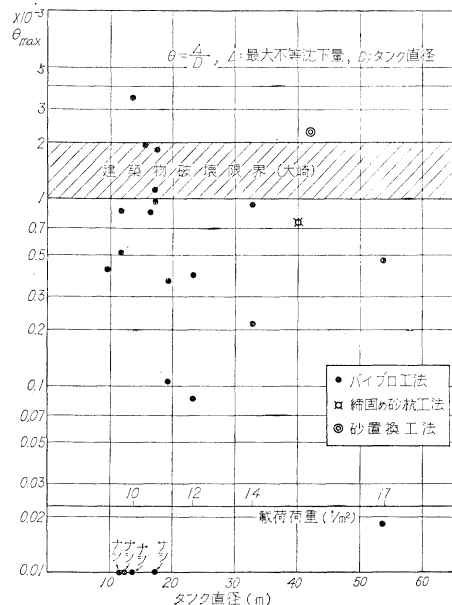
それゆえ最大の不等沈下角 θ_{max} は

$$\theta_{max} = \left(\frac{dy}{dx} \right)_{max} = \frac{\Delta}{D}$$

大崎氏によれば θ_{max} が $1 \sim 2 \times 10^{-3}$ になったとき鉄筋コンクリート建築などにクラックを生ずるといえるが、大崎氏の測定値はこの値を中心として $0.2 \sim 10 \times 10^{-3}$ の範囲にあった。ところでバイプロ工法を行なったオイルタンクでの実測結果を θ_{max} で示すと図-4 のようになる。これからバイプロ施工部のオイルタンクは周面での不等沈下角が最大で 3.5×10^{-3} であり、その範囲は $0 \sim 3.5 \times 10^{-3}$ で平均値は 6.91×10^{-4} であった。21 例のうち大崎氏の危険域より安全側が 17 例 (81%) で危険域を超えたものは 1 例にすぎない。

図中に 2 例ではあるが別の工法によるオイルタンクの不等沈

図-4 オイルタンクの不等沈下角 θ (鹿島建設・千代田化工建設資料による)

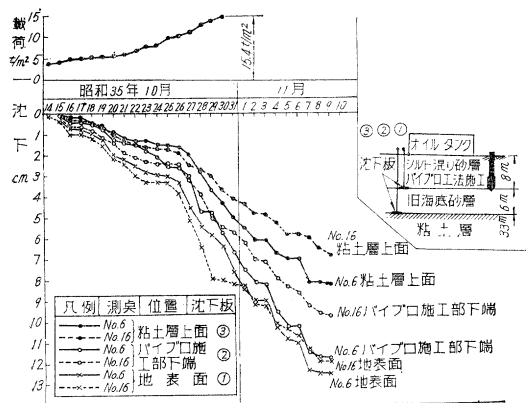


下角を示してある。締固め砂杭によるものは約 14 m の細砂埋立地 ($N=1\sim 15$) の下に約 20 m のシルト層が存在しその下は頁岩の地盤で、細砂を 1.2 m の正方形配置の締固め砂杭 (直径 43 cm, 長さ 12 m) で締固め、約 60 cm の盛砂をした上に直径 40 m のオイル タンクを建設した。この例によれば、埋立砂とタンク自重により約 50 mm を 40 日間で沈下し、このときの不等沈下が 30 mm 程度である。水張りにより、 13 t/m^2 を与えて全沈下が約 290 mm で不等沈下は 60 mm であり、荷重による不等沈下量として 30 mm を取って計算した。また砂置換によるものは地表より約 8 m が埋立の軟弱層であり、その下に約 5 m の旧海底砂層があり、粘土層がその下に 9 m 続いている。約 8 m の軟弱層を砂で置きかえたもので、水張りにより 12.5 t/m^2 を与えて約 96 mm の不等沈下を示した。その後も不等沈下は増大し、現在約 28 cm の不等沈下を生じたまま使用されているとのことであるが、タンク直径は約 42 m の 20 000 kJ タンクである。

それゆえシルトが 20% 以上もふくまれた地盤での例から、バイプロ工法には適した地盤とは考えられなかったにもかかわらず不等沈下の減少に役立ったことが証明されたのである。また細砂を締固めた締固め砂杭工法を使った場合に比較しても決して劣らず、本工法の平均値の 6.91×10^{-4} の不等沈下角で比較しても他方は 7.5×10^{-4} の程度でほとんど差は無い。本工法は単に締固めて支持力を増加させるのみでなく、不規則な地盤を均一化する重要な特徴を持つものであることが証明される。

③ 沈下の時間的影響：砂地盤は粘土地盤と違って沈下が長時間にわたって続くことはないと考えられる。しかしこれに対する実測結果は解析が十分できないためあまり注目をひいていないようであって見当らない。ここでやはり前述した例の付近に建設された 50 000 kJ タンクの水張試験により沈下の時間的影響を調べることとする。原地盤は前述した 35 000 kJ タンクの地盤と等しいと考えて大体さしつかえない。このタンクの水張試験は長期間にわたって行ない、沈下測定はオイル タンク周面 ①、旧海底砂層上②、粘土層上③の 3カ所で測定し、地中は二重管を埋設して測定している。すなわちバイプロ施工部分の沈下は①と②の差で、旧海底砂層の沈下は②と③の差で示され、粘土層沈下は③でそれぞれ示される

図一五 水張試験結果 50 000 kJ タンク
(鹿島建設資料による)



のである (図一五 参照)。いま荷重が一定値 15.4 t/m^2 に達した後のそれぞれの地層の沈下量から明らかのように、一定荷重に達して 1~2 日でバイプロ施工部の沈下がほとんど終了している。時間的な沈下増大の最大原因が粘土層によるものであることが明らかに認められ、われわれの常識と一致することが確かめられた。

以上の結果から砂層の沈下は 1~2 日程度で完了することが確かめられ、これはバイプロ工法を施工すれば多少のシルトのレンズをふくむ地盤においてもいえることが判明した。この結果は実用的に非常に重要な意味を持ち、砂地盤を本工法で締固めて構造物を作れば施工部分の不等沈下による破壊等の現象は工事中にただちに判明することを意味している。また Terzaghi-Peck によれば、砂地盤で N 値が 5 以下の場合に衝撃などにより流動化して不安定になる恐れがあるといっているが、バイプロ工法により N 値が 8 以上に締固められればこの心配は少ないものと考えられ、地震等に対する心配も軽減されるものと考えられる。

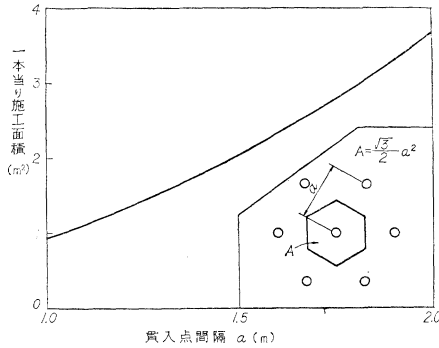
d) 作業上の注意

① 締固め時間：地盤を締固める際の締固め時間は通常 3 min/m 程度である、また施工は 50 cm 程度を 1 段階の引上げ距離として行なうから、1 段階当り 1.5 分程度である。細粒を多くふくむ土では一般に締固め時間を長くすべきであり、これは締固めにとまらう土の容積変化を起こす速度が、透水係数が小さいものでは減少して締固めに時間を要するものと考えられるからである。例えばシルト以下を 30~40% 程度ふくむ地盤では締固め時間 6 min/m 程度を要したこともある。また細粒をふくむと締固め時のジェット水が表面に流出する際に泥水となり比重が増える。この泥水中を補給材が落下するので落下速度が小さくなる。このため地盤中に補給材を押し込みまた機体と地盤とを密着させて振動効果を高めることが困難になる。それゆえ補給材に粗粒を用いる必要があることはもちろんであるが、このためにも落下時間に余裕を見込む必要が生ずるのである。

② 貫入点間隔：現在の機体では貫入点から 1 m 程度以上離れたところの締固め効果は非常に小さく、それで 1.2~1.8 m 程度の正三角形配置を用いることが多く、正三角形配置はなるべく均一な締固め効果をうる上に都合が良い。通常は貫入点間隔として 1.2~1.5 m 程度を使用すると締固め効果はかなり期待できる。実際の決定は予備実験を行なって決める方が良いが、貫入点間隔と 1 本当りの施工面積の関係は 図一六 に示してある。

③ シルト層以下の砂の締固め：ジェットで機体を貫入させるとシルト層ではほとんど機体と同じ大きさの孔ができるため、補給材がほとんど落ち込まないから、薄いシルト層でもそれ以下には効果がおよばないことが多かった。しかし機体にリングなどをつけて機械的に大きな孔をあけると補給材の落下も容易になり、また締固め

図-6 貫入点間隔と施工面積 (三角形配置)



にともない間げき水が排出されるのも容易になるので、大いに締固め効果を増大させることができる。

④ 補給材料：締固め時にジェット水が地表まで流出していないと落下孔がつまるので、ある程度の上向きの流速を持つ水中を落下するのに都合よい材料であれば良い。現在までの経験によると 図-3 中に示したものが地表へ流出しない最小粒度であるから、これよりも粗いものが良い。また排水が泥水となり比重増大のため落下に時間を要し、締固めの効果も十分でないときは、先端ジェットで貫入させたのち約2分程度これを出し続けて孔内を掃除したのちに補給材を投入すると泥水が減少して良く締固まるようになる。

⑤ 締固め効果の時間的増大：本工法施工直後はジェット水および振動による間げき水圧増大が残り、それゆえ締固め効果も小さく測定されることがある。特に細粒分の多い地盤でこの傾向が大きく、例えば施工後24時間と約1カ月との測定で、スウェーデン貫入試験に約4倍の差が現われたこともある。

4. 締固め砂杭 (コンポーザー工法)

4.1 概説

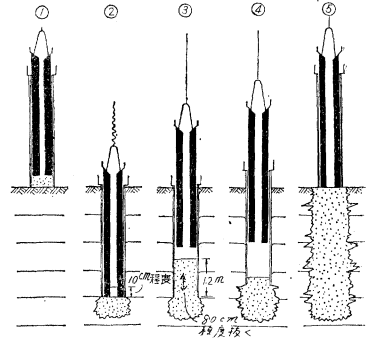
締固めの杭が砂地盤締固めに有効なことは周知のとおりであるが、杭が高価なために経済的に施工する意味で、杭の代りに砂を用いるものが現在利用されている。例えばコンポーザー工法ではケーシングにより砂を地盤中に叩き込みケーシングの底に砂で栓を作り、この栓を叩いてケーシングも一緒に貫入させる。所定深さでこの栓をこわし、砂を投入しながら順次表面まで砂の杭を作って締固める。この型の機械が改良されて振動杭打ちと同様な方法でこの作業を行なうものも作られ、パイプロコンポーザーと呼ばれている。締固め手段としては締固め杭効果および圧入効果と前者は衝撃効果を、後者は振動効果を使っている。多少シルトをふくむ地盤でも最小の N 値が20程度以上に改良できる。貫入点間隔は1.5~2.0m程度で正方形、正三角形の配置を使う。

4.2 施工

機体に関しては不動建設の特許工法であるので詳細が

不明である。しかし杭打ち設備と類似のものを必要とし、補給砂投入のための設備、ジェット、圧縮空気を使用する場合はそれぞれの設備を要する。現在の施工はクローラ型起重機を改良して行なっているが、かなり大規模な設備である。コンポーザー工法の施工は、図-7に示すとおり、直径約40cm程度の管内に砂を80~100cm程度入れ、地表でこれを中空の管内で叩いて砂の栓をつくる。打撃をくり返すと外管と栓とが一体となって地盤中に貫入する。所定深さで外管を固

図-7 コンポーザー施工法 (不動建設資料)



定して内管の打撃をくり返すと栓がこわれて地盤中に土砂が圧入される。内管を通じて砂を落とし、外管を約80cm引上げてさらに叩いて砂を地盤中に叩き込み、順次地表面まで締った砂の杭をつくる。パイプロコンポーザーは

図-8 パイプロコンポーザー (不動建設資料)

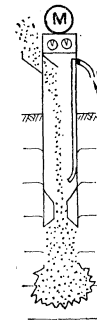


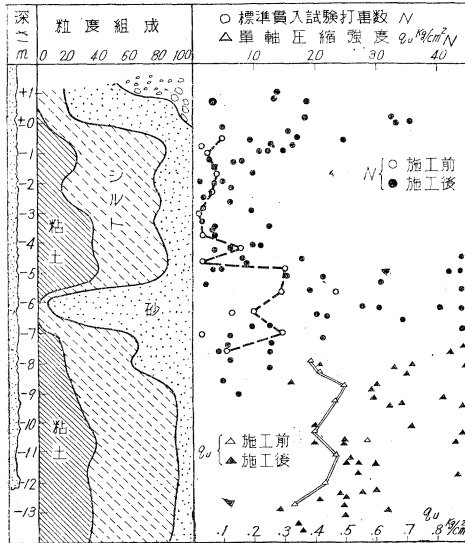
図-8に示すとおり、外管の下部に厚みを持たせてある。先端に砂を投入して機体を上下方向に振動させる。砂は下端の孔中につまって栓をしたような形となる。さらに振動を加えると自重と振動効果により次第に貫入する。機体が所定深さまで貫入すれば、機体を多少吊り上げて振動させ、機体中に働かせた空気圧も利用して栓をこわして地盤中に落す。次に機体上部から砂を補給し、機体のワイヤーをゆるめて投入砂上に機体を乗せて締固める。この作業を順次地表面までくり返す。

機体は共振振動数付近の強制力を与えて、なるべく小さなエネルギーで大きく振動させるようにしているが、実際の振動数は約700rpm(モーター回転数)を使い、振動機には50HPのモーターを使用している。

4.3 施工例

a) コンポーザー工法 締固め効果判定は投入砂量により行なっているので、あらかじめどれだけ投入すれば目的に対し十分であるかは決定が困難である。それゆえ現場実験を行なって貫入点間隔および投入砂量を決定することが行なわれている。ある10000tの油タンクの例では図-9に示すような地盤に1.6mの正方形の配置が投入砂量0.6m³/mで深さ約14m施工している。この場合に施工前後の N 値を見ると砂の多い地層ではかなり明瞭に大きくなっているが、粘土地盤ではその差があ

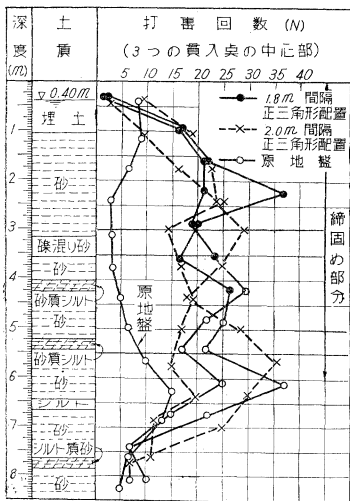
図-9 10000 t 重油タンク施工前後土性比較表
(不動建設資料)



まり大きくない。締固め杭が有効な場合は一般に砂地盤であること、飽和した粘土地盤は急激な変形に対してはむしろ容積一定に近い状態を示すことを考えると、当然の結果であるとも考えられるが、砂の圧入により粘土地盤内に過剰水圧を生じさせる点、砂杭が下から地表まで完全に連絡されるだろうと考えられる点は、より確実に有効なサンド ドレーンを使ったと考えることもできる。

次に貫入点間隔 1.8m の正三角形配置でシルト、貝が

図-10 バイブロ コンポーザー施工例



理解される。

b) バイブロ コンポーザー工法 本工法は比較的新しい工法でもあるため、あまり例は多くないが、ある古い埋立砂地盤 (約 10% シルトをふくむ) に鉄筋住宅を建設するため本工法を試験した (図-10 参照)。

この例によれば 1.8m の正三角形配置では最も弱い地

らを約 20% 多く埋立砂地盤において行なった例では原地盤の N 値が 1~4 程度のもので、改良後 $N=18\sim 28$ (パイルの間点), $N=30\sim 45$ (パイル中心) になった例もある。これと前述した例とを比較すると本工法も砂質地盤で非常に有効なことが

点でも $N=15\sim 37$ に、2.0m のときは $N=14\sim 35$ 程度に改良されたことがわかる。

5. 結 語

以上主として最近発達してきた砂地盤の締固め工法に関して述べたが、土の変形機構が不明なため合理化のための研究の必要が痛感される。施工法に関しても機械的な改良によりさらに良い効果が得られるものも多いと考えられ、今後の発達は予断を許されない現状である。

終りに資料を提供された各施工者およびメーカーの方々の御厚意を心から感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) Loos, W.: "Comparative studies of the effectiveness of different methods for compacting cohesionless soils". Proc. 1st Int. Conf. S.M.F.E. 1936. p. 174
- 2) Meyerhoff, G.G.: "Compaction of sands and bearing capacity of piles", Proc. A.S.C.E., Dec. 1959, S.M. 6
- 3) Lyman, A.K.B.: "Compaction of cohesionless foundation soils by explosives," Proc. A.S.C.E., May 1941, p. 769~780
- 4) Lorenz, H.: "Neue Ergebnisse der dynamischen Bangrunduntersuchung", Z.V.D.I. 1934, s. 379
- 5) Mogami, T., Kubo, K.: "The behaviour of soil during vibration." Proc. 3rd Int. Conf. S.M.F.E. 1953. Vol. I, p. 152~155
- 6) 石井・林・荒井: 振動中における乾燥砂の運動性状に関する研究 (第1報) 一主として間隙比の減少と砂層中における加速度鉛直分布に関する実験一運研報告 Vol. 8, No. 10, 1959, 2月
- 7) D'Appolonia, E., Miller, C.E., Ware, T.M.: "Sand compaction by vibroflotation", Trans. A.S.C.E., No. 2730, Vol. 120, 1955 or Proc. A.S.C.E., July, 1953, Sep. No. 200
- 8) 渡辺 隆: "バイブロフロテーション工法の実験", 土と基礎 Vol. 4, No. 4
- 9) 最上・渡辺: バイブロフロテーション工法: 土と基礎 Vol. 5, No. 5 1957年10月
- 10) 最上・渡辺: "八幡製鉄戸畑工場敷地におけるバイブロフロテーション工法の実験", 鹿島技研報告 1957年
- 11) 福田・諸角・佐川: "バイブロフロテーション工法の施工例", 土と基礎 Vol. 7, No. 3, 1959年6月
- 12) 福田・佐川: "バイブロフロテーション工法", 建築技術 No. 109, 1960年8月
- 13) 市瀬良男: "バイブロフロテーション工法について", 建設の機械化 No. 121, 1960年3月 p. 10
- 14) Meyerhoff, G.G.: "Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils", Proc. A.S.C.E. Jan. 1956. SM. No. 866.
- 15) Ohsaki, Y.: "Settlement and crack observation of structures", Soil and Foundation, Vol. 1, No. 1, April 1960, p. 3.

以上の外

- 16) 日本建設機械化協会: "バイブロフロテーションの計画および施工について", 1961年3月(工法の一般的解説)
- 17) 谷本喜一: "サンドコンパクションパイル工法と振動式クイ打ち工法", 土と基礎の新工法, 土質工学会編, p. 133, 1960年(コンポーザー工法の解説)

などは比較の見やすいものである。これ以外にも文献は非常に多い。(原稿受付: 1961.6.26)

米・ソならびに日本の電力事情

日本の電源開発は“国民所得倍増計画”にもあるごとく、国民生活水準の向上に、また、産業発展のためにきわめて重要な問題である。

そこで諸外国特に、米国・ソ連 および 日本の電力開発の現状と将来の開発について紹介することは意義深いと思われる。資料は Civil Engineering と通産省のものをもととした。

1. 総電力需要量

(単位：億 kWh)

	米 国	ソ 連	日 本
1958 年	7 250	2 330	721
1959 年	7 950	2 620	845
1970 年 (推定)	—	—	—
1975 年 (推定)	18 000	9 000	2 350
1980 年 (推定)	21 500	—	4 300

米国は連邦動力委員会、ソ連は水力局、日本は通産省の各データによる。

2. 発電設備

区 分	1959 年		1970 年		1980 年		
	出力 (万 kW)	構成比	出力 (万 kW)	構成比	出力 (万 kW)	構成比	
米 国	水 力	3 200	18.4	—	—	6 900	14
	火 力	14 157	81.4	—	—	36 800	76
	原子力	43	0.2	—	—	5 000	10
合 計	17 400	100.0	—	—	48 700	100	
日 本	水 力	1 141	54	2 252	39	3 048	29
	火 力	984	46	3 378	59	6 533	62
	原子力	0	0	100	2	950	9
合 計	2 125	100	5 730	100	10 531	100	

米国はアラスカ、ハワイを除く。

3. 米国と日本における包蔵水力の調査 (1958年度調査)

	米 国		日 本	
	出力 (万 kW)	構成比	出力 (万 kW)	構成比
既 開 発	3 200	25	1 082	31
工 事 中	1 200	10	330	9
未 開 発	8 200	65	2 125	60
計	12 600	100	3 537	100

米国はアラスカ、ハワイを除く。

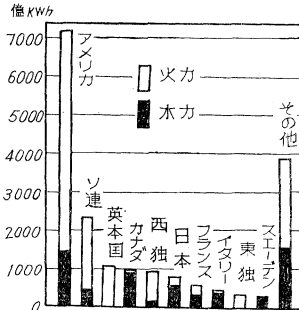
4. 世界の電力事情

- a) 1958 年度、世界の 10 大発電国における年間発電量および水力と火力の比率は 図-1 のとおりである。
- b) 1958 年度国民 1 人当り年間電力使用量 (上位 10 カ国、その他)

ノルウェー	7 708 kWh/人
カナダ	5 640 "
アメリカ	4 159 "
スウェーデン	4 102 "
スイス	3 443 "
米 国	2 083 "
オーストラリア	2 077 "
東 ド イ ツ	1 993 "

オーストリア	1 958 kWh/人
フィンランド	1 803 "
そ の 他	
ソ 連	1 115 kWh/人
イ タ リ ア	911 "
日 本	870 "

図-1 1958 年度世界 10 大発電国

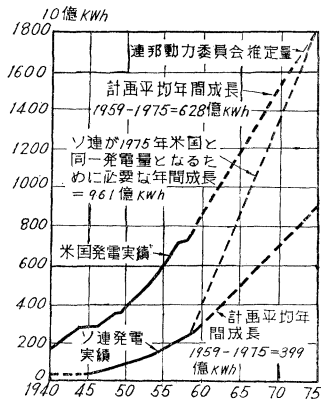


5. 米国とソ連の競争

1960 年 2 月ソ連邦動力開発会議におけるニキタ・フルシチョフの説明では「ソ連は電力量の目標を 1970 年には 9 000 億 kWh、1975 年には 15 000 億 kWh、1980 年には 23 000 億 kWh として、努力している」とのこと、これは明らかに米国に追い付き追い越すことを目的としているものである。

しかし、米国側の調査によれば、米国とソ連の電源開発における競争は 図-2 のごとくである。

図-2 米ソ発電量の比較および 1975 年計画発電量



すなわち、ソ連が 1975 年の米国の推定発電量の伸びに追い付くためには、年平均 961 億 kWh の開発をしなければならぬ。しかし、過去のソ連の年間発電量の最大の伸びは 290 億 kWh である。

一方米国は目的達成には、毎年 628 億 kWh の開発でよく、1955 年の実績は年間 840 億 kWh の開発に成功している。

【鹿島建設 K K 山本安一・記】