



圧密沈下を考える

4. 浚渫粘土の圧密沈下（その1）

たか だ なお とし
高 田 直 俊*
き や ま ま さ あき
木 山 正 明***

いま い ご ろう
今 井 五 郎**

4.1 ま え が き

海面を埋め立てて土地造成を行う場合、従来はポンプ船によって付近の海底から土砂を吸み上げ、埋立て地に吹き込む方法が多用された。しかしわが国の埋立て地の多くは、沖積平野に立地する大都市沿岸に造成されるため、浚渫埋立て土は必然的に粘土分の多いものとなり、造成地が“土地”として利用できるまでに、しばしば多大の時間を必要とした。又この埋立て工法では、浚渫時の海底土砂のかく乱と、埋立て地からの細粒土の混じったいつ(溢)流水との2つの原因による海面汚濁公害を発生させることも手伝って、次第に埋立て地造成はやっかいな粘性土を避ける傾向が強まり、更には土砂の大量輸送が可能になってきたことと相まって、山土で埋立てられることが多くなった。しかし最低限、護岸、岸壁、防波堤等の基礎の床掘り土砂、航路や泊地の浚渫土砂、水底の軟弱堆積物（ヘドロ）等の処理は必要であり、又、工費の点などから、軟弱土で埋め立てられる場合も依然として多い。

埋め立てられた粘性土は自重圧密を始めるが、ポンプ船で吹き込まれた粘土水と呼べる高含水状態では、まず粗粒の礫や砂の大部分は吹出し口付近に沈殿する。粘土やシルトは海水と分離せず、砂の一部を取り込んだまま泥流状に広がる。粘土分は凝集してフロックを作って沈殿するとともに集まって大きくなり、同時にシルトや砂粒子もその中に取り込んで、次第に土としての骨格を作り、自重圧密過程に入っていく。含水比の低い場合には土として安定化するための粒子の再配列的な動きは少ないと考えられる。

このような埋立て地は自重圧密が進行しても表層部は軟弱なままに止まるので、以前は少なくとも薄く盛土が施工できる程度になるまで、表面が乾燥するのを気長に待つといった消極的な方法をとるか、あるいは良質土を片押しして軟弱土を強制的に置き替えてしまう荒っぽい方法がとられていた。最近では、埋立て前に敷砂して井戸を設置し、水位低下によって圧密を促進する方法や、埋立て後に添加剤を加えて表層を固結したり、シートやネットで表面を覆って支持力を高め、乾燥を待つことなく、盛土や鉛直排水工を施工する工法も採られるようになってきた。

本章では埋立て地に吹き込まれた超軟弱土が埋立て地盤を形成し、自重圧密していく過程を述べ、次に土地としての利用に耐える地盤への改良工法の実施例を紹介する。

なお、4.2は今井が、4.3、4.4は高田が、又4.5は木山が分担した。

4.2 浚渫粘土の堆積過程

4.2.1 はじめに

海底粘土をポンプ浚渫すると、粘土は多量の海水によって混合・希釈され、泥水状態になって埋立てポンドにはき出される。泥水内の土粒子はポンド内を移動・拡散していきながら、一般にはペッド（あるいはフロック）を形成して沈降し、底部に堆積して埋立て地盤を形成していく。すなわち初期の様な泥水状態からいわゆる粘土としての骨組みが形成されて、有効応力による圧密が開始するまでの過程を取り扱うわけである。この過程は一般にシリンダーに泥水を注ぐ実験によって観察されている。従って、実際の埋立て地盤の表層で起きている現象を主に調べることであり、埋立て地盤全体を対象にするわけではないが、泥水の吹込みが極めて短期の内に完了する小規模な埋立ての場合には、適用し得るだろう。

この種の実験は多数実施されているが、沈降・堆積過程のメカニカルな側面に踏み込んだものは非常に少ない。いきおい、本節の内容が筆者のところで行った実験の紹介に終始することになる点、あらかじめご了承ください。

一般に泥水の沈降・堆積を左右する要因として、①固体粒子の性状、②界面溶液の性質、③泥水の含水比が考えられている¹⁾。そこで、これらの要因の組み合わせによって沈降の型式がどう変化するかを最初に見ていきたい。次に、海域の埋立てで特に問題となる界面沈降と圧密沈降の生じる領域の区分を泥水の含水比の面から検討し、粘土の物性との関連を示す。更に、沈降過程における泥水内の含水比分布を検討し、沈降・堆積・自重圧密の相互関係を見る。最後に、堆積が終了して堆積物全体が自重圧密過程に移行するときの条件を検討する。

4.2.2 沈降の型式と分類

水理公式集によると、沈降の型式は4種類のタイプに分類されている²⁾。粘土泥水の場合も基本的に同じタイプの沈降型式が観察されている³⁾。図-4.1はその典型例を示

*大阪市立大学工学部土木工学科

**工博 五洋建設(株)技術研究所 主任

***大阪市港湾局南港開発部企画課

講座

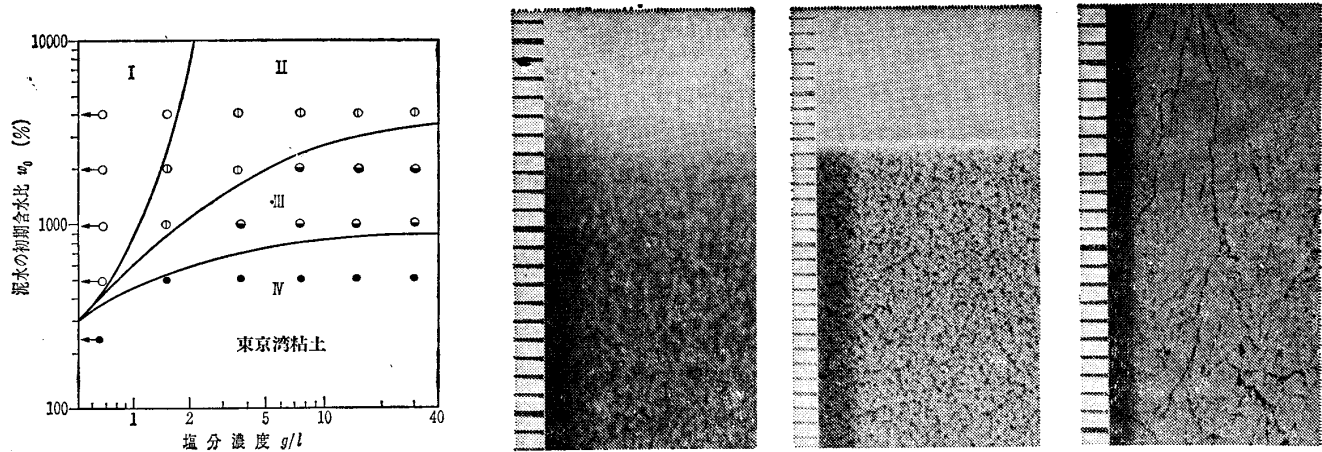


図-4.1 東京湾粘土の沈降型式とそれらの出現領域 (タイプ I: 単独粒子の自由沈降, II: 凝集性の自由沈降, III: 界面沈降, IV: 圧密沈降)

(a)凝集性自由沈降の場合 (b)界面沈降の場合 (c)圧密沈降の場合
写真-4.1 沈降過程における土粒子の凝集状況 (1目盛1mm)

している。含水比は泥水内の粒子の存在密度を表現し、塩分濃度 (天然海水で 30 g/l 位) は凝集性の強弱を代表している。ただし含水比は塩分補正をしてある⁴⁾。

塩分濃度がゼロに近くて含水比が高い場合、土粒子は分散状態のまま大きい粒子から先に自由沈降していく (タイプ I)。すなわち粒子間の相互干渉のない沈降で、単独粒子の自由沈降という。この場合、コロイドのような細粒分は極めて長時間懸濁することになる。そのために、淡水での埋立て工事において余水の浄化に特別な工夫、凝集剤の添加など、が必要になってくるのである。

塩分濃度がある程度以上になると、泥水の含水比が低くなるにつれて、タイプ II, III, IV の沈降が生じる。タイプ II は凝集性の自由沈降と呼ばれ、塩分の作用によって土粒子が沈降途中で凝集し、大きい団塊 (フロック) から先に自由沈降していく。小さいフロックは徐々に沈降するので、明りょうな界面は形成されない (写真-4.1 (a)) が上澄み液は短時間の内に清澄になる。

更に粒子の存在密度が高まる (含水比が低くなる) と、界面沈降と言われるタイプ III の沈降になる。最初土粒子は

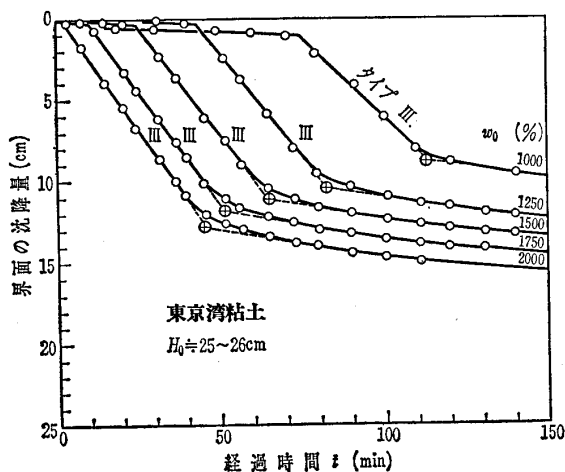
懸濁して沈降しないが、やがて一斉にフロックが形成され、それらは一様な速度で一斉に沈降していく。従って上澄み液との間に明りょうな界面が形成される (写真-4.1 (b))。界面の降下速度はフロックの沈降速度に等しいと考えられる。

更に粒子の密度が高い場合には、肉眼観察による限り、タイプ II, III と同じようなフロックは形成されず、凝集作用の結果としてクラックが形成される (写真-4.1 (c))。そして初期には主にこのクラックを通じて水が上方にしばり出されていく。これがタイプ IV の沈降で、ここでは圧密沈降と呼んでおくことにしたい。

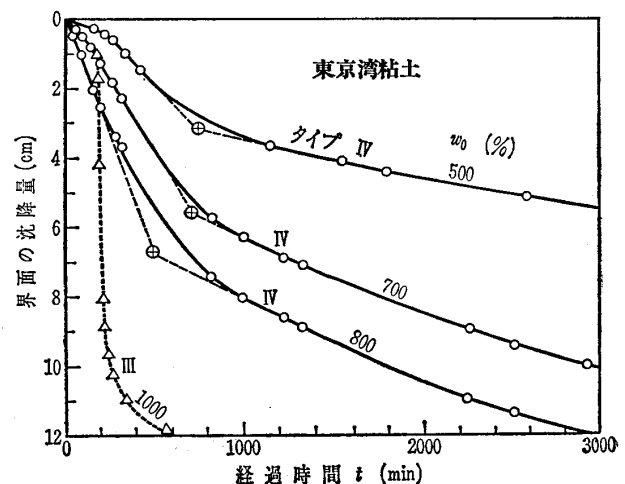
以上の 4 タイプの内、海域の埋立てではタイプ II, III, IV が生じる。タイプ II と III との境界、区別はさほど明りょうではなく、むしろ連続的であるから、以下タイプ III とタイプ IV の沈降を取りあげていきたい。

4.2.3 界面沈降と圧密沈降

界面沈降と圧密沈降とは、肉眼観察による限り、フロック形成の有無という点で著しく異なっている。前者の場合はまさにフロックが水中を一様に沈降していくのだが、後



(a)タイプIIIの界面沈降の場合



(b)タイプIVの圧密沈降の場合

図-4.2 東京湾粘土の界面の沈降曲線

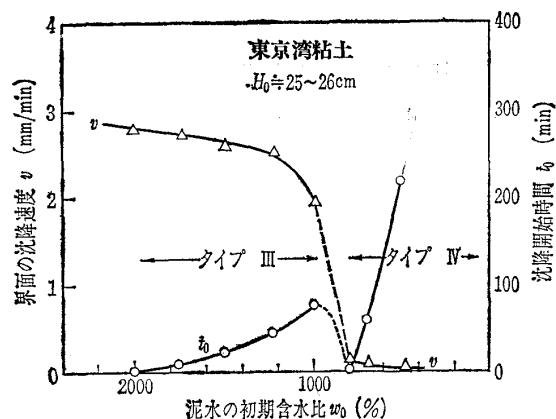


図-4.3 界面沈降と圧密沈降における沈降特性の相違

者の場合は水が土粒子の重量でしぼり出される自重圧密といった方が適切である。この相異が界面の沈降曲線に表れる例は、早くから三笠によって報告されている⁵⁾。図-4.2は東京湾粘土と天然海水で作成された泥水の沈降曲線で、(a)は含水比が高く界面沈降を起こした場合、(b)は含水比がより低くて圧密沈降を起こした場合を示している³⁾。界面沈降の場合、沈降曲線は3つの過程に区分される。すなわち

- ① フロック形成過程
- ② フロック形成後に始まる等速沈降過程
- ③ 沈降が終了し、全層が自重で圧密される自重圧密過程である。

圧密沈降の場合にもこの3過程が観察されることは図-4.2(b)より明らかである。ただし①のフロック形成過程はクラック形成過程として観察されるが、共に土粒子の凝集過程であることに変わりはない。三笠らは従来から②と③の過程をひっくるめて自重圧密として扱っているが、文献6)では②の過程を初期沈降過程と呼び③の狭義の圧密と区別している⁶⁾。

さて図-4.2より、沈降開始までの凝集に要する時間と沈降速度とを泥水の初期含水比に対してプロットすると、タイプIIIとIVの差が定量的に表現される³⁾。図-4.3はそれを示したもので、タイプIII、IVが現れる境界の含水比を境にして、沈降特性が急変している。特にタイプIVの圧密

沈降になると沈降速度が極めて小さくなっている点は注意に値するだろう。すなわち粒子の存在密度がある限界を越えると、形成されるフロックの性質が急変するために透水性が極端に悪くなり、沈降速度が小さくなると考えられる。

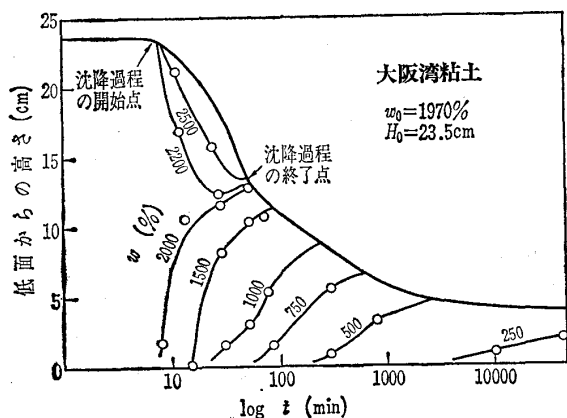
以上のことから、界面沈降と圧密沈降の間に本質的な差異はなく、むしろ両者の間の現象的相異は泥水内に形成される構造の相異によって際立って強調されている、と考えた方が良いように思える。ただし、実際上の取扱いとしては両者を区別した方が便利な場合がある。

タイプIIIとIVとが生じる境界の含水比は、当然粘土の種類によって異なる。一般の海成粘土の場合、この境界含水比は粘土の I_p が高い程大きくなるようである³⁾。

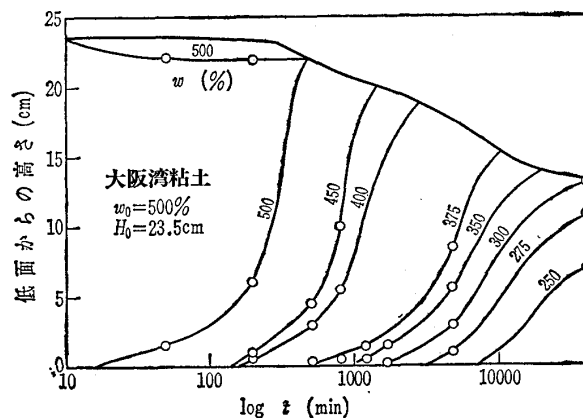
4.2.4 沈降・堆積のメカニズム

これまでの内容は、沈降の現象論であった。更に一步進んで、沈降のメカニズムを把握するためには、沈降の過程において泥水層内部でいかなる事態が進行しているかを知る必要がある。

図-4.4は大坂湾粘土から作成した泥水に対して、泥水層内の含水比の深さ方向の分布を直接測定し、等含水比曲線の形で表現したものである³⁾。(a)は界面沈降、(b)は圧密沈降の場合である。初期の凝集に必要な時間では、泥水内の含水比はほぼ初期値を保持しており、沈降の開始と共に含水比の分布が大きく変化し始めている。(b)の圧密沈降の場合、各等含水比線はいずれもなめらかに連続していて、最初から自重圧密がほぼ全層にわたって進行する様子が示されている。しかし(a)の界面沈降の場合、沈降過程において性質の異なる2領域が認められる。すなわち上部では含水比が初期値かそれ以上の値であって、未圧密の沈降領域である。逆に下部では沈降過程の開始と共に底部から順次含水比が低下しており、ここでは自重圧密が進行していることを示している。そして未圧密の領域は徐々に消失していき、逆に圧密領域は成長していく。未圧密領域が完全に消失した時が沈降過程の終了であり、同時に自重圧密過程の開始である。



(a) 界面沈降の場合



(b) 圧密沈降の場合

図-4.4 沈降過程・自重圧密過程における泥水内の含水比分布とその経時変化

講 座

すなわち、界面沈降の場合、未圧密の沈降領域を沈降していくブロックは堆積と同時に自重圧密されていくのであって、沈降過程の最中でも下部で圧密は進行している。そしてすべてのブロックの堆積が完了した時点で沈降過程が終了し、引き続き全堆積物が自重圧密されていくのである。

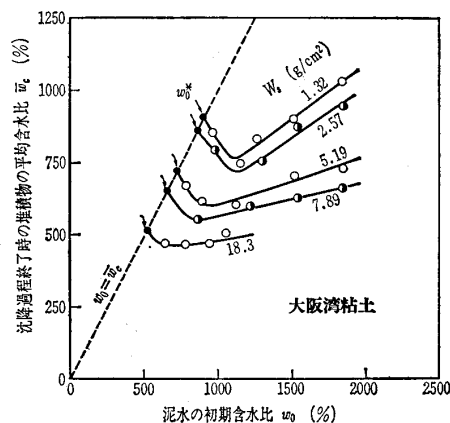
4.2.5 沈降特性に及ぼす泥水層厚の影響

以上のことから、沈降過程において下部で進行する圧密が、沈降特性に大きな影響を及ぼすであろうことが推察される。例えば同一含水比でも泥水層厚が大きい程、含まれる全土粒子重量（単位面積当たり） W_s は大きい。この場合、その重量によって生じる自重圧密量も大きいはずである。

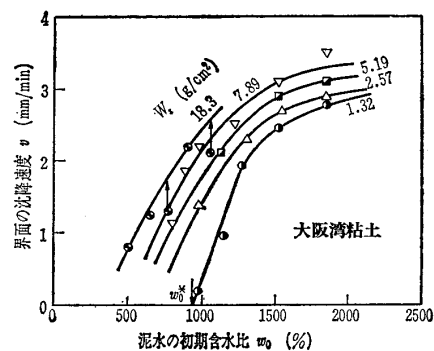
図—4.5 は、 W_s を一定に保ちながら初期含水比、従って泥水層厚を変化させた実験の結果を示している⁹⁾。泥水の初期含水比にかかわらず、 W_s が大きい程 $\bar{w}_c$ が低くなっている。他方、 w_0 の増加に応じて $\bar{w}_c$ は一度減少する（圧密沈降と界面沈降との遷移領域で生じる）が再度大きくなっていく。しかしその割合は W_s が大きくなるにつれて小さく、実質的に $\bar{w}_c$ は w_0 によらなくなる傾向にある。この事実は、微小応力の下での粘土の圧縮曲線はただ一つ存在するのではなく、泥水の初期含水比 w_0 に応じて相異なること、そしてそれらは応力が大きくなるにつれて順次一本の圧縮曲線に包摂されていくことの二点から説明されている⁹⁾。

図—4.5 の各 $w_0 \sim \bar{w}_c$ ラインが $w_0 = \bar{w}_c$ ラインと交わる点は、いうまでもなく界面沈降と圧密沈降とが生じる境界の含水比である。従って、図によると、この境界含水比は泥水に含まれる土粒子重量によって支配され、 W_s が大きいほど低い含水比でも界面沈降が生じる、という注目すべき事実が導かれる。実際、沈降速度も w_0 のみによって規定されるのではなく、 W_s によっても大きく影響されることが分かっている。図—4.6 はその様子を示しており、沈降速度がほぼゼロになる初期含水比が、 W_s 大なる程低くなっている。

すなわち、沈降特性は最初に述べた3つの要因の外、泥



図—4.5 自重圧密過程移行時の堆積物の平均含水比に及ぼす泥水含水比と泥水に含まれる土粒子重量の影響



図—4.6 沈降速度に及ぼす泥水含水比と泥水に含まれる土粒子重量の影響

水に含まれる土粒子重量（泥水層厚）によっても影響されるということである。それはまさに下部で進行する自重圧密が沈降特性に決定的影響を与えるということを意味している。

このような沈降特性に及ぼす圧密の影響は、従来の干渉沈降理論^{10), 11)} では十分に取り入れられていない。4.4.3 で詳細に論じられる電子計算機による自重圧密解析が一つの展望を拓いてくれるかも知れないが、いずれにしても沈降に関する理解を深めるには、なお一層の研究が必要であることを痛感している。

4.3 軟弱粘土の圧密特性

圧密特性とは圧密沈下量と圧密の時間的経過を計算するのに必要な定数をいい、前者に対しては $f \sim \log p$ ^{注1)} 関係、あるいは m_v 、後者に対しては k と m_v 、あるいは両者をまとめた $c_v (= k/m_v \gamma_w)$ が用いられる。埋立て粘土のように含水比が液性限界を越える超軟弱な粘土は、極めて小さい有効応力状態にあり、この低応力域での圧密特性を通常の圧密試験で求めるのは困難である。その方法として自重圧密による方法^{12), 13)}、浸透流による方法¹⁴⁾、その外定率ひずみ圧密試験法¹⁵⁾ が考えられている。ここでは原理的に単純な前2者について述べよう。

4.3.1 自重圧密による方法

スラリー状の粘土を底面が不透水性（片面排水）の透明円筒に入れると自重圧密を始める。自重圧密初期における粘土層表面の沈下速度は、前節で述べたように粘土の構造の相違によって影響を受けるが、いずれにせよ粘土層厚に無関係にその透水性に応じた一定値を示す。この現象はちょうど鎖の一端を持って床へたらしめていくのと類似の様相で、粘土のひずみは下から上へ及んでいく。ひずみがまだ及んでいない初期状態のままで残っている部分、すなわち鎖の床に接していない部分に働く下向きの力は、浮力を考えた粘土の単位体積重量 γ'_v で、これと水の抵抗力（上向き）が釣り合っている。水の抵抗力、すなわち浸透力は γ'_v と同じ大きさで向きは逆であるから、

注1) f は体積比 $(= 1 + e)$ で土粒子実質体積を1としたときの全体の体積を示すので、圧縮ひずみや土の単位体積重量の計算には間隙比より使いやすい。

$$j = -\gamma'_0 \dots \dots \dots (4.1)$$

又, $j = i\gamma_w$, 及びダーシーの法則 $v = ki$ によって, 間隙水の土の骨組みに対する流速は

$$v = -k\gamma'_0/\gamma_w \dots \dots \dots (4.2)$$

表面沈下速度は, 下面が不透水で水は静止しているから, 土の骨組みの水に対する速度となり, 式(4.2)と同じ大きさで符合は逆になる。従って一様な初期状態の粘土層の初期の表面沈下速度から k は次式で与えられる。

$$k = v\gamma_w/\gamma'_0 \dots \dots \dots (4.3)$$

含水比の異なるいくつかの供試体を用いれば, 含水比あるいは体積比と透水係数の関係を知ることができる。

一方, f - $\log p$ 関係は自重圧密終了後の深さ方向の含水比から計算される f と各深さにおける有効土かぶり圧 p の関係として求まる。すなわち自重圧密後の粘土層を深さ方向に適当な切片 Δz_i (i は切片の番号, 表面を 1 とする) に切り, その含水比 w_i から $f_i = (1 + G_s w_i)$, $\gamma'_i = (G_s - G_w)\gamma_w/f_i$ を計算し, 次式によって圧密圧力を計算する。

$$p_i = \Sigma \gamma'_i \Delta z_{i-1} + \gamma'_i \Delta z_i / 2 \dots \dots \dots (4.4)$$

自重圧密終了時の粘土層表面付近の圧密圧力はごく小さいので, この方法は低応力域の f - $\log p$ 関係を求めるには適当であるが, 実際の粘土層と同じ規模の圧力範囲をカバーすることは, 室内実験の制約上無理である。ところがこの実験を後述の遠心力場で行えば, 実物規模の応力状態の自重圧密実験を短時間に行うことができる。遠心力場では遠心加速度を ng (g は重力加速度) とすれば式(4.3), (4.4)の γ'_0 , γ' をそれぞれ $n\gamma'_0$, $n\gamma'$ と書き替えれば良い。

以上のように自重圧密を利用して粘土の k と f - $\log p$ 関係を求めることができる。図-4.7 はこうして求めた徳山湾海底粘土の f - $\log k$ 関係である¹⁶⁾。通常の圧密試験から求めた f - $\log k$ 関係の延長線上に位置し, 放物線状の変化を示している。泥水状の粘土の透水性は普通の自然含水比の粘土の 1000~10000 倍とけた違いに大きい。又, f が大きく軟弱になると k の変化割合は f の変化に対して小さくなる。

図-4.8 は遠心力場における自重圧密実験による f - $\log p$ 関係であるが¹⁶⁾, 直線的で, 通常の圧密試験ともよく対応している。ただし高い遠心加速度をかけて自重圧密させる

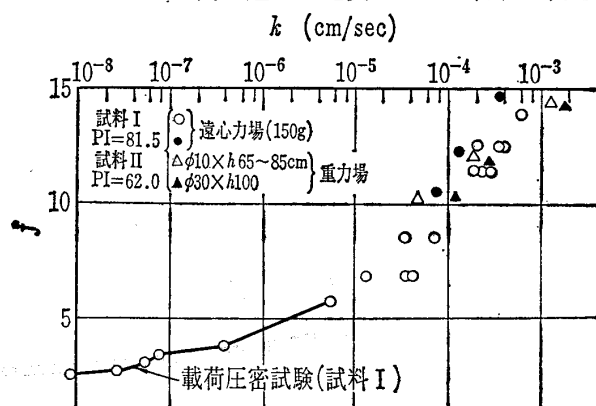


図-4.7 f - $\log k$ 関係 (自重圧密による, 徳山粘土)

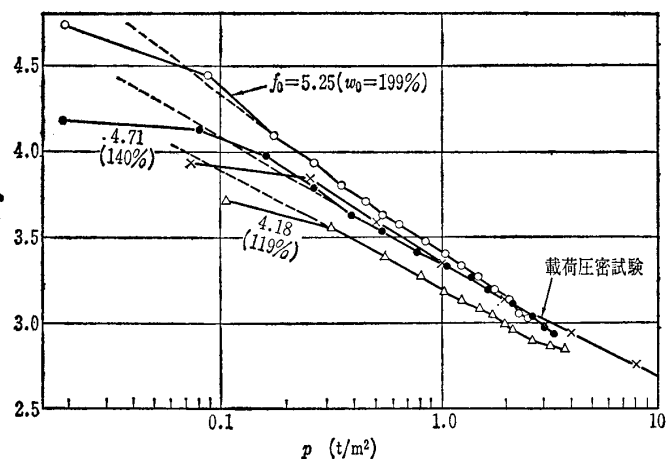


図-4.8 f - $\log p$ 関係 (自重圧密による, 大阪南港粘土)

と, 粘土層表面付近の含水比の変化が激しく, その付近の低応力域での含水比測定精度は低くなる。この点は次に紹介する浸透圧を用いる方法がよさそうである。

上で求めた f - $\log p$ 関係から C_c を求めると m_v は次式で計算できる。

$$m_v = \frac{0.4343 C_c}{fp} \dots \dots \dots (4.5)$$

f - $\log p$ 関係が直線でないときは考える点における接線から C_c を求め, 同様に式(4.5)によって計算する。又, c_v はこうして求めた m_v と式(4.3)による k から計算される。

4.3.2 浸透圧による方法

浸透圧による場合は, 図-4.9(1)に示すように, 透明密封容器内にスラリー状の粘土を入れ, これを一定水位の浸透流と自重によって圧密させる。圧密の終了は表面の沈下が落ち着く事と, 底面から流出する浸透流の流量が一定になることから分かる。圧密終了を待って粘土層底面から細いパイプを少しずつ段階的に挿入して間隙水圧の分布を測定し, 次に粘土を切片 Δz に切って求めた含水比から f_i , γ_{ui} を計算する。 f - $\log p$ 関係は f_i とこれに対応する圧密圧力 p_i から求まる。 p_i は粘土層上面水圧と γ_{ui} を加算して求めた全応力から間隙水圧を差し引いて次式で与えられる。

$$p_i = (h_1 \gamma_w + \Sigma \gamma_{ui} \Delta z_{i-1} + \gamma_{ui} \Delta z_i / 2) - u_i \dots \dots (4.6)$$

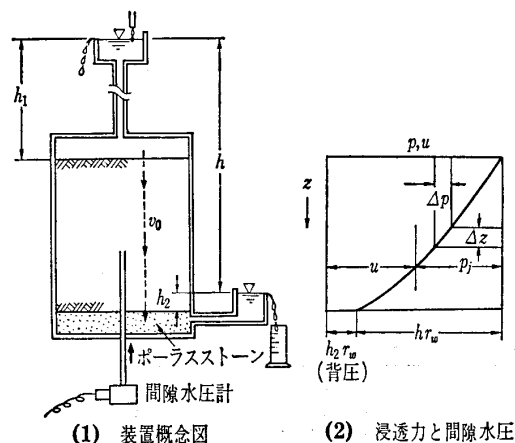


図-4.9 浸透圧による圧密試験

講 座

次に圧密終了時の浸透流の流速 v_0 はどの深さでも一定で、これは流量を粘土断面積で除して求まる。一方動水勾配 i は図-4.9(2)の間隙水圧分布曲線の勾配、あるいは浸透力線の勾配の逆符号 $i = -\Delta p / \Delta z \gamma_w$ として与えられるから、ダーシーの法則を用いて透水係数は

$$k_i = -v_0 \left(\frac{\Delta z}{\Delta p} \right) \gamma_w \dots \dots \dots (4.7)$$

以上のように粘土層深さごとに求めた f_i , p_i , k_i によって一つの供試体から f - $\log p$, f - $\log k$ 関係が求まる。

上の手順で求めた f - $\log p$ 及び k , c_v の変化を図-4.10(1), (2)に示した¹⁴⁾。 c_v は式(4.5)による m_v を用いて計算している。なお比較のため同程度の初期含水比から予圧密した粘土を用いて行った通常の圧密試験は同様の結果を与えている。

以上の試験から得られた超軟弱粘土の圧密特性は通常の圧密試験から得られる結果の延長上に位置するといえるが、 f - $\log p$ 関係は図-4.8, 4.10(1)に見られるように初期状態が軟弱な程上方に位置するようになる。これは通常の自然含水比の粘土でも、練返し時の含水比が低い程 f - $\log p$ 線が下方にくると同じ現象である。ただある程度以上の含水比になると、一定の f - $\log p$ 関係に収束すると考えられるので、従来のポンプ船による泥水状の粘土では吹込み時の含水比の変動に対して f - $\log p$ 関係は変わらないと考えられるが、最近行われるようになった吸引方式の、海水をあまり取り込まないペースト状の浚渫粘土では、吹込み時の含水比を考慮して f - $\log p$ 関係を決める必要があると考えられる。

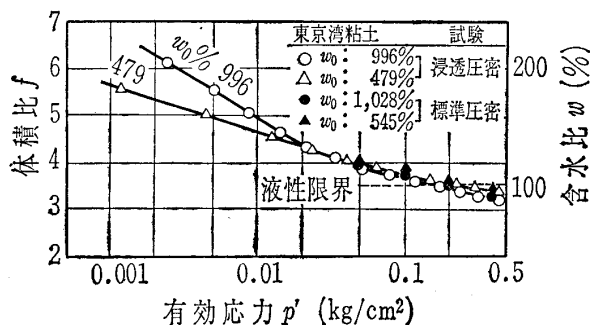


図-4.10(1) f - $\log p$ 関係 (浸透流による, 東京湾粘土)

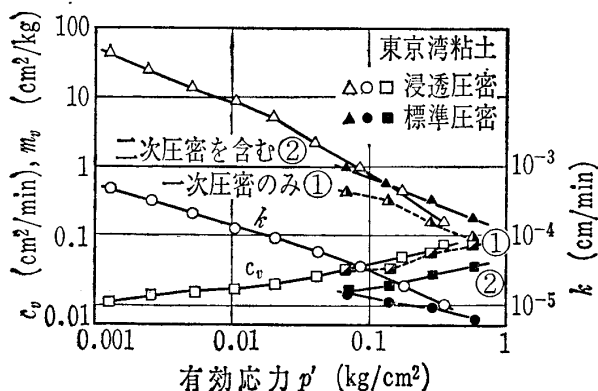


図-4.10(2) c_v , k の変化 (浸透流による, 東京湾粘土)

遠心力を用いる方法は、試験は簡単であるが、やや大きな設備 (装置自体は簡単) がある。一方浸透圧による方法は、設備は比較的簡単であるが、間隙水圧、浸透流量の測定に精度と技術を要する。

4.4 圧密過程

普通の硬さの粘土の圧密過程は、普通、圧密試験で求まる時間-沈下関係を「圧密時間は層厚の2乗に比例する」という相似則を用いて実際の場合に外挿する方法が採られるが、浚渫粘土のような軟弱な粘土の圧密過程は自重の影響によって、上の方法で求めたものよりも圧密速度ははるかに速くなる。このような自重の影響の大きいときは、層厚に関する上記の2乗則が成立しないばかりか、初期状態によって自重の影響が大幅に変わるので、層厚や初期状態を与えて個別の問題として扱わねばならない。

自重の影響を考慮した圧密過程の推定方法には、遠心力場での模型実験、自重の影響を考慮した圧密方程式の数値計算法がある。又、圧密初期の沈下速度の推定には先の式(4.2)に基づく方法がある。

4.4.1 自重圧密初期の沈下

不透水性地盤上に吹き込まれた軟弱粘土の圧密初期の沈下速度は式(4.2)の逆符号で表される。従って沈下量は時間を t とすれば層厚によらず at で与えられる (ここでは $a = v$)。底面が砂層などの透水性地盤の場合は底面からの排水による圧密がこれに加わる。底面排水による圧密速度は通常の載荷による圧密と同じと考えてよいから、これ

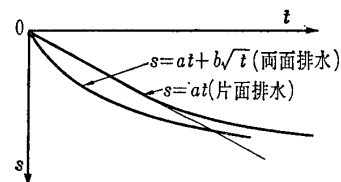


図-4.11 軟弱粘土の排水条件による沈下曲線の違い

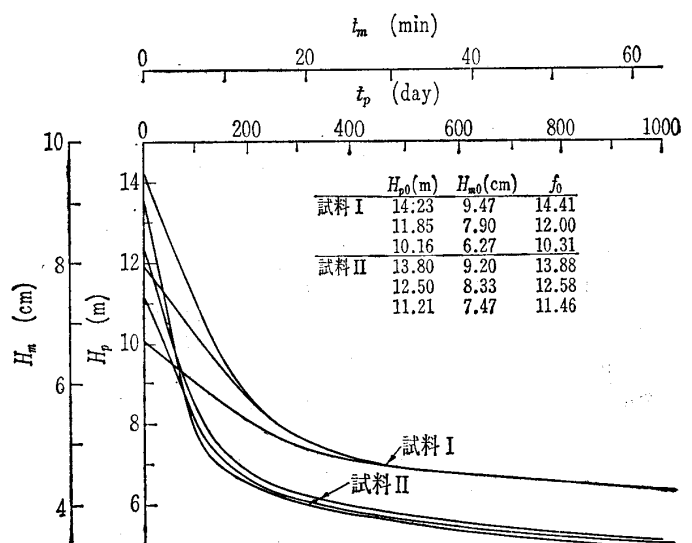


図-4.12 自重圧密初期の直線的な沈下 (150 g の遠心力場)

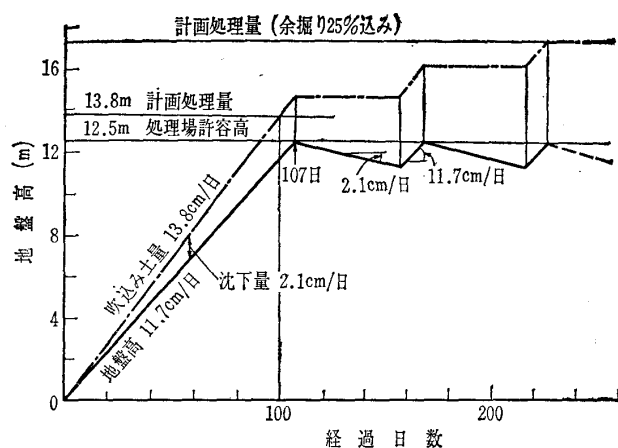


図-4.13 埋立て計画

は時間の平方根に比例し、 $b\sqrt{t}$ で与えられる。従って軟弱粘土の初期の沈下は図-4.11で表されるが、泥水状の浚渫粘土では圧密のごく初期を除いて $b\sqrt{t}$ のころは小さいので結局排水条件によらず始めのうちは沈下速度一定と考えて良い。この考え方に基づいて計画した浚渫埋立ての例を紹介しよう。

図-4.12は浚渫吹込み時の含水比の違いによって沈下の様子がどう違うかを調べるために、土粒子実質量を一定にし、含水比を変えて行った遠心力自重圧密実験の結果である。沈下曲線の形は試料Ⅰでは約200日まで、試料Ⅱでは約100日まで直線的で、そのあとそれぞれ1本の沈下曲線に収束し、初期含水比の影響は圧密後半ではほとんど見られない。試料Ⅱの3本の曲線が途中でクロスしているのは図-4.3に見られるタイプⅢとタイプⅣの沈下速度の相違によって定性的に説明できる。

さて初期の沈下速度は層厚に無関係であるから、層厚が漸増する場合でも同じである。図-4.12及び先の図-4.7を基にして作った埋立て計画が図-4.13である¹⁶⁾。ニューマチックポンプで浚渫される海底粘土の吹込み時の含水比は450% ($f=12.97$)と推定された。吹き込まれる土量を埋立て池の面積で割ると、層厚が13.8mで、更に25%の余掘りを見込むと17.25mになる。一方埋立て池の利用最大地盤高は護岸の高さから12.5mと決められ、又、ポンプの作業能力から予定土量13.8m分を100日で吹き込むので、1日当たり13.8cmの地盤上昇速度が与えられた。

図-4.12によれば、どちらの粘土の沈下速度も埋立て期間中は一定と見なされる。沈下速度は透水性の低い試料Ⅰに重みを付け、図-4.7から $f=12.97$ に対して $k=1.9 \times 10^{-4}$ cm/sec、又、 $\gamma_0'=0.126$ t/m³であるから沈下速度は式(4.2)を用いて $v=2.1$ cm/dayと求められた。1日当たりの吹込み土量13.8cmに対して2.1cmの沈下量が見込まれるので、結局1日当たりの粘土地盤の上昇量は13.8-2.1=11.7cmになる。計画土量13.8m分を連続して吹き込んでも地盤高は11.7mで、埋立て池容量の12.5mに80cmの余裕があり、更に25%の余掘りを吹き込む場合に

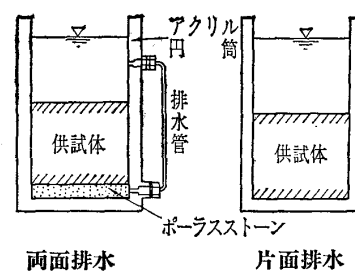


図-4.14 供試体容器

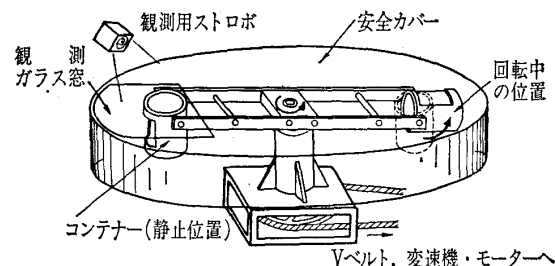


図-4.15 遠心力装置

は107日で12.5mに達するので、例えば図のように50日休むとその間105cmの沈下を生じ、再び13.8cm/dayの速度で9日間吹き込み、再び沈下を待って吹き込むという工程をとると7.5か月で工事を終わることになる。なおこの工事は当初計画通りに完了している。

4.4.2 遠心力を用いた自重圧密実験

ng の遠心加速度場に置かれた層厚 H の粘土模型地盤の応力状態は、土の単位体積重量が n 倍になったと同じ効果で、重力場における層厚 nH の粘土層と相似である。従って粘土層中の対応する各エレメントのひずみも同じであるから沈下量 s に関して模型(m)と重力場における実物(p)の間に次の関係が成り立つ。

$$s_p = n s_m \quad (4.9)$$

又、圧密時間に関しては層厚の2乗則が適用でき、

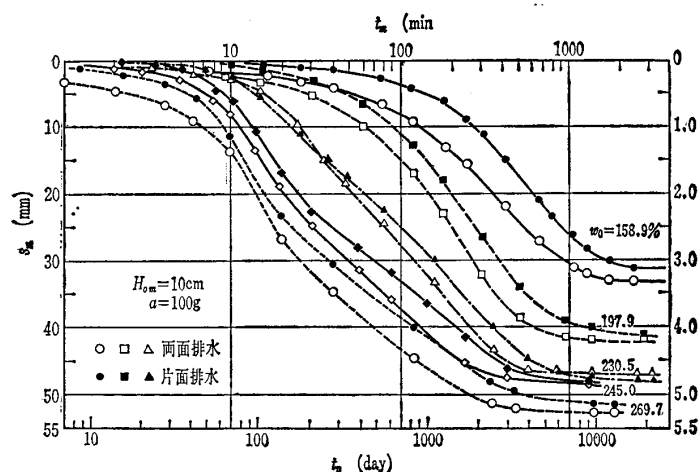
$$t_p = n^2 t_m \quad (4.10)$$

例えば100gの遠心加速度場においた層厚10cmの粘土層は、実層厚10mの粘土層に相当し、1/10000の時間で実物と相似な圧密過程をたどるわけである。

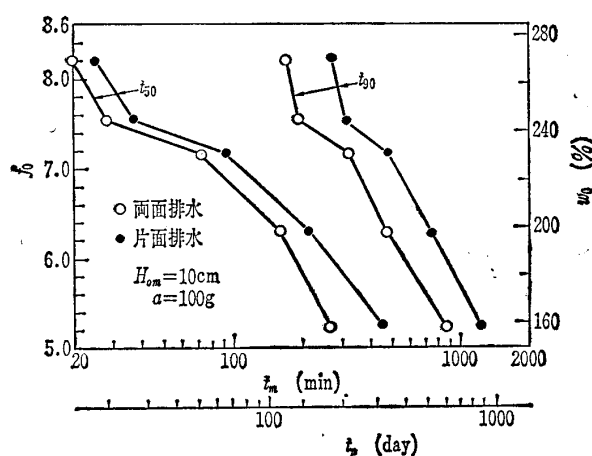
遠心力による自重圧密実験は、図-4.14のような透明円筒に粘土模型を作り、これを図-4.15の遠心力装置の回転かん(桿)の鋼製容器に入れて回転させ、所定の遠心加速度場に置く。ちなみに筆者(高田)の研究室の遠心力装置では、供試体厚10cmで100gの加速度を与えるためには、回転中心から供試体中央までの半径170cmになり、所要の回転数は230rpmである。粘土層底面の排水条件に応じて、図-4.14のように両面排水、片面排水条件の円筒を用いる。また粘土層上面に載荷重を加えて圧密する場合は、ピストン型の載荷板を用いるが、載荷板は所定の遠心力場で所要の重さになるように、その重さを調節しておく。

図-4.16は模型層厚10cmで初期含水比を変え、100g

講座



図—4.16 含水比の異なる場合の時間—沈下曲線(神戸粘土)


図—4.17 初期体積比と t_{50} , t_{90} の関係(神戸粘土)

で自重圧密させた実験例である。図には式(4.9), (4.10)に基づく換算実沈下量と実時間の目盛りも書き入れた。初期含水比の高い場合の沈下量は当然大きく、沈下速度も速い。又、初期含水比が高くなると沈下曲線の形状が普通の

圧密で見慣れた形と異なってくるが、時間を算術目盛りに書き直すと、片面排水条件の沈下曲線の初期部分は、図—4.12と同様に直線的であり、又、初期含水比が230%以上の両面排水条件の沈下曲線の初期部分もほぼ直線的である。なおこれらの実験に要する時間は $w_0=158.9\%$ の場合の片面排水条件で約2日である。

次に図—4.17は図—4.16から圧密度50%と90%の時間 t_{50} , t_{90} と $f_0(w_0)$ の関係に整理した図である。初期含水比の高い場合は特に圧密前半の沈下速度が大きい。又、片面排水と両面排水条件の違いは自重を考えない普通の圧密の場合の4倍に較べるとかなり小さい。(つづく)

参考文献

- 1) 嘉門 雅史(1978): ヘドロの工学的性質について, 土と基礎, Vol. 26, No. 1, pp. 19-24
- 2) 土木学会編(1971): 水理公式集—昭和46年改訂版—
- 3) 矢野・今井・鶴谷(1978): 粘土泥水の沈降特性, 第13回土質工学研究発表会, pp. 249-252
- 4) 矢野・今井・鶴谷(1977): 粘土の沈降実験, 第12回土質工学研究発表会, pp. 231-234
- 5) 三笠 正人(1963): 軟弱粘土の圧密, 鹿島出版会
- 6) 三笠・高田・李(1976): 超軟弱粘土の圧密特性, 第11回土質工学研究発表会, pp. 185-186
- 7) 今井 五郎(1978): 液状粘土の一次元圧密特性に関する基礎的研究, 東京大学博士論文
- 8) 矢野・今井(1977): 泥水の沈降と自重圧密, 土木学会第32回年次学術講演会第III部, pp. 199-200
- 9) Kynch, G. T. (1952): A Theory of Sedimentation, Trans. Faraday Soc., Vol. 48
- 10) MacRoberts, E. C. and Nixon, J. F. (1975): A Theory of Soil Sedimentation, Can. Geotech. J., 13, pp. 294-310
- 11) 三笠・高田(1966): 遠心力装置による自重圧密実験(第3報), 第21回土木学会講演概要集, III-46.
- 12) 6)
- 13) 矢野・今井(1978): 浸透力を利用した粘土泥水の圧密試験法, 第13回土質工学研究発表会講演集, 62, pp. 245-248
- 14) 梅原・善(1977): 超軟弱粘土の定率ヒズミ圧密試験とその解釈について, 第12回土質工学研究発表会講演集, 59, pp. 227-230
- 15) 高田(1978): 臨海埋立地盤の工学的諸問題, 第2章臨海埋立地の沈下, 土木学会関西支部講習会テキスト

学会発行図書案内

技術手帳

——実務に役立つ土質工学用語の解説——

B 6 判 320ページ

定価 2,000円 会員特価 1,500円

発行: 土質工学会

東京都千代田区神田淡路町2-23(青山ビル4階)
〒101 電話 03-251-7661(代)