

滋賀県琵琶湖岸野洲川デルタの地盤に関する産業地質学的研究

(その2)

尾原信彦* 渡辺和衛* 坂本 亨** 安藤高明* 相原輝雄* 金井孝夫* 宇野沢昭*

この報告書の部分は、前号掲載の前篇に引きつづいて、野洲川デルタの地盤について、主として技術的専門分野から、相原輝雄・宇野沢昭・金井孝夫ならびに渡辺和衛の各技官が研究した結果であって、前篇と併せて御覧願いたい。

V. 二重管式コーンペネトロメーターによる
超軟弱地盤の計測研究

1. 超軟弱地盤に関する情報

琵琶湖南岸に広がる野洲川河口一帯の平野部については、国道一号線国鉄新幹線、名神高速道路等の開発に伴う地質地盤調査は行なわれているが、湖岸一帯の浅層地質地盤については、その実態が不明である。比較的最近完成された琵琶湖大橋も、当初の予算を大幅に補正されるに至ったのは、事前の調査などによる浅層地盤の実態が十分に把握されていなかったことも原因の一つに数えられるのではなかろうか。とくに湖南地区一帯には俗名「スクモ」と称する超軟弱地盤が伏在していることは判明していても、その分布状況などの実態はまったく不明に近い状態で、土木工事・構造物建設等開発事業の障害となっている。近年京阪神における工業地帯の過密化に

伴い、注目されてきた地域ではあるが、いまだにこのような問題が解明されていない。

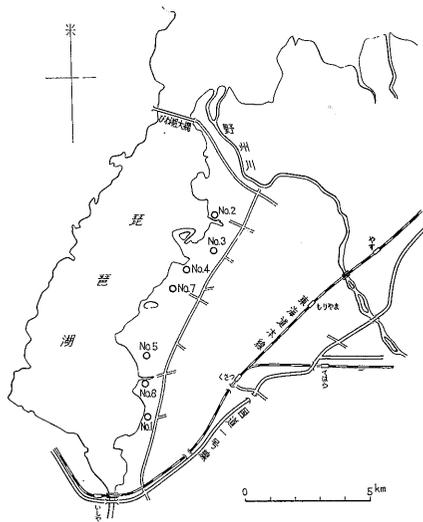
そこでこの浅層超軟弱地盤の実態を把握するための手段として二重管式コーンペネトロメーターを使用した調査研究結果につき述べる。

ここで用いた計測装置は元々オランダで開発され、地耐力(N)値3~5以下の地盤についての反力を綿密に計測するものであり、ボーリングなどによって得た不攪乱試料を実験室に持ち込んで測定される一軸圧縮強度(q_u)に置換えられる力学試験値を原位置で測定できるという特長をもっている。

野洲川河口付近の守山町から琵琶湖南端に位置する草津市までの湖岸沿い、約12~13kmの区間について、1~1.5km間隔で計測を実施することにより、7~8点(1日1地点の実施能力)の計測を行ない、各地域を代表する地盤と考え、超軟弱地盤分布の概要を把握することにした。

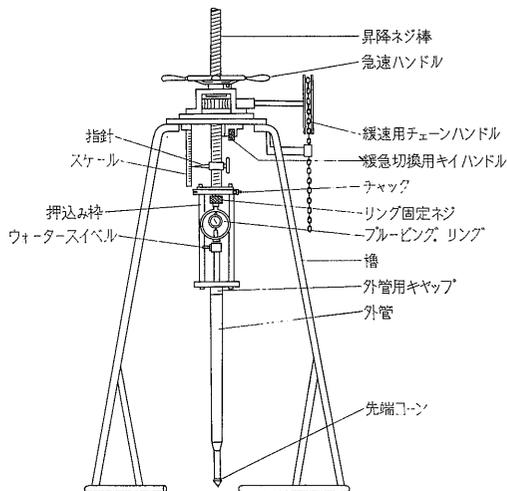
2. 計測方法

二重管式コーンペネトロメーターは、購入以来幾多の実験および改造を重ねて現在の構造に仕上がったものであ



第16図 計測地点位置図

* 応用地質部
** 地質部



第17図 二重管式コーンペネトロメーター

る。そこでその構造と調査地点における稼動方法とを述べてみよう。

2.1 機械の構造

機械は、第17図に示されているものであり、その構造は、押込み装置・貫入力計測部(ブルーピングリングの歪みをダイヤルゲージの目盛に伝達して読取る)・先端コーンの3部に分かれ、ロッドは外管および内管の二重管式になっている。これは深度によって起きる周面摩擦の影響を除去するものであり、したがって深度による補正は不要である。押込み装置；これは「押込み杵」が中心になり、上部は「昇降ネジ棒」に接続し、下部は「外管」に接続する。そこで緩速用チェーンハンドルの回転(この回転にはエンジンを利用する)により、測定深度までの挿入を行なう。先端コーン(貫入力計先端角度60°円錐底断面積26cm²の先端コーン)は内管に接続し、測定深度までの挿入時は、外管の挿入により所定深度に到達する。測定に際してはブルーピングおよび昇降ネジ棒に接続し、緩速用チェーンハンドルの回転により、先端コーンに作用した抵抗値をダイヤルゲージで読取るものである。

2.2 現位置における計測方法

現地における計測方法については、とくに機械の架設に工夫がなされた。すなわちコーン挿入に際してその反力を受け止める櫓(鉄製)を、少なくとも500kg以上に耐えられるものにしなければならない。その方法としては、櫓の足廻りに500kg以上の重量物を乗せるか、または櫓の足廻りに木杭またはアンカーパイル(鉄製)などを打ち込んで櫓に接続させる方法が考えられる。

この調査においては従来実施してきた後者を採用した。この方法は軽便で、しかも経済的な木杭を利用するもので、まず櫓の足廻りに杉丸太(直径100mm、長さ

1~1.5m程度)を5カ所位打ち込み(深さ1m程度)8#線で結び、固定させるものである。その結果約450kg程度までの計測を実施することができた。

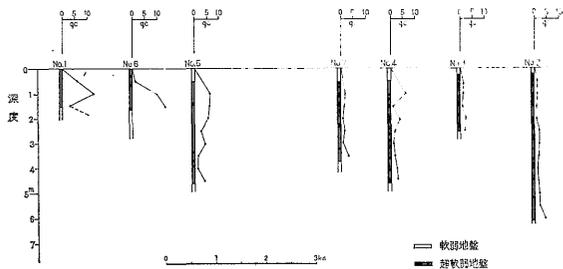
また測定機材は鉄櫓、エンジン(5HP)その他ロッドなどの重量物をトラックにて運搬するものであり、したがって道路事情も計測地点の選点には重要な意義をもってくる。今回の調査においても地点No.5~No.7付近の道路事情はきわめて悪く、湖岸沿いはおろか、県道から湖岸に向かって入る道路は見当たらず、したがってこの付近における計測はできなかった。

3. 各計測地点における地層断面の解析

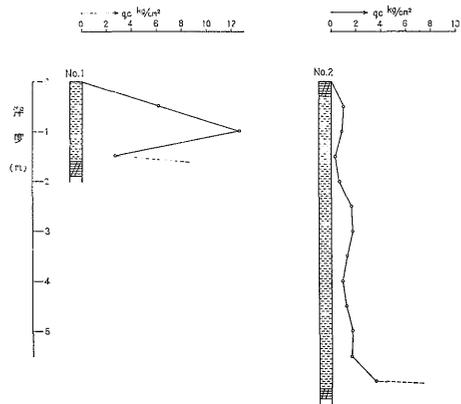
湖南地区で行なわれた二重管式コーンペネトロメータによる計測は、第16図に示すように比較的湖岸に近い箇処を選んで7地点を実施し、垂直断面の計測間隔は従来行なわれてきたように0.5mおきとした(第18図参照)。また地盤の抵抗値についてはqc(kg/cm²)で表現した。このqcについては、一軸圧縮強度quとの間にqc=5quの関係が存在するのである。この計測結果から得た地層断面の検討をしてみよう。

No.1 地点(第19図左) この計測地点は草津市内の南西部に当たる矢橋部落の西側で、湖畔沿いに選点された。まず0.5mでは6kg/cm²を示し、1.0m層準は12kg/cm²と高く、1.5m層準は2kg/cm²の非常に軟弱な値を示している。1.5m以深については硬くなり、貫入不能であった。したがってqc曲線図から判断すると、深度1.5m付近がとくに超軟弱を示しているが、それ以外の地盤はやや締まった値を示している。1.5m以深は急激に硬くなり、地層は砂質粘土と思われる。

No.2 地点(第19図右) この地点は守山町浜部落の西端に当たる湖岸の埋立地を選定した。埋立土が0.3~

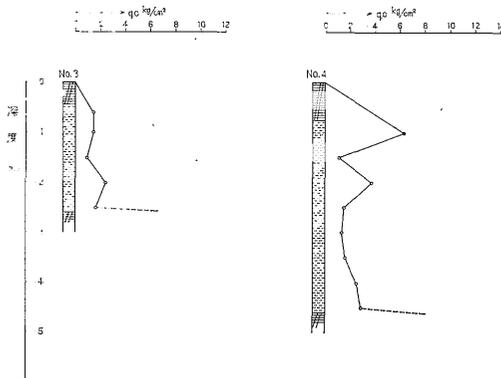


第18図 測線断面図



第19図 測点柱状図

0.4m 程度で比較的固まっており、器械の架設には好都合であった。計測結果は 0.5m で 0.9kg/cm^2 以下、 $1.0\text{m}=0.8\text{kg/cm}^2$ 、 $1.5\text{m}=0.3\text{kg/cm}^2$ 、 $2.0\text{m}=0.7\text{kg/cm}^2$ 、 $2.5\text{m}=1.6\text{kg/cm}^2$ 、 $3.0\text{m}=1.7\text{kg/cm}^2$ 、 $3.5\text{m}=1.3\text{kg/cm}^2$ 、 $4.0\text{m}=0.9\text{kg/cm}^2$ 、 $4.5\text{m}=1.2\text{kg/cm}^2$ 、 $5.0\text{m}=1.7\text{kg/cm}^2$ 、 $5.5\text{m}=1.6\text{kg/cm}^2$ 、 $6.0\text{m}=3.5\text{kg/cm}^2$ 以上12層準の計測を実施した。この地点における超軟弱層は、地表下 6 m に及んでおり、とくに注目されるのは、地表下 1.5~2.0 m に伏在するヘドロ質の地層で、俗名「スクモ」と称されるものではなかろうか。この地層は湖岸付近に堆積しているものと思われる、スウェーデン式サウンディングの結果などから考えても、東側に向かって順次消滅して行くようである。また地盤の抵抗値がこれほど低い値を示すのも、珍しい現象といえよう。この付近は地表下 6 m までが超軟弱地盤であり、構造物などの建設にはとくに注意を要する。

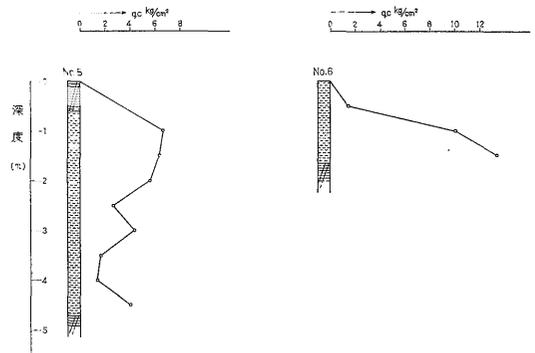


第20図 測点柱状図

No. 3 地点 (第20図左) 草津市に接する湖岸沿いの守山町山賀部落公民館前の広場を選定した。この地点は No. 2 地点の南約 1 km で、湖岸より約 0.6 km 西寄りの地点である。計測結果は次の 5 地点で行なわれた。すなわち $0.6\text{m}=1.4\text{kg/cm}^2$ 、 $1.0\text{m}=1.4\text{kg/cm}^2$ 、 $1.5\text{m}=0.9\text{kg/cm}^2$ 、 $2.0\text{m}=2.4\text{kg/cm}^2$ 、 $2.5\text{m}=1.6\text{kg/cm}^2$ で超軟弱を示しており、2.5m 以深は急激に硬さを増し貫入不能となった。No. 2 地点と比較すれば、超軟弱地盤の厚さは半減しているようであるが、湖岸に向かうに従って、厚みを増すものと思われる。超軟弱層は大部分がシルトで、貫入不能になる層準は、砂質粘土に変わってきているようである。

No. 4 地点 (第20図右) No. 3 地点から南西約 1 km で、草津市の北部に当たる湖岸沿いの津田江部落に選定した。この地点は湖岸に近く、したがって測定深度も

4.5m まで行ない得た。また道路際の盛土が深くなっており、0.5m 地点の計測はできなかった。各深度における値は $1.0\text{m}=6.3\text{kg/cm}^2$ 、 $1.5\text{m}=1.1\text{kg/cm}^2$ 、 $2.0\text{m}=3.7\text{kg/cm}^2$ 、 $2.5\text{m}=1.5\text{kg/cm}^2$ 、 $3.0\text{m}=1.3\text{kg/cm}^2$ 、 $3.5\text{m}=1.6\text{kg/cm}^2$ 、 $4.0\text{m}=2.5\text{kg/cm}^2$ 、 $4.5\text{m}=2.8\text{kg/cm}^2$ で、以深の貫入は不能であった。深度 1 m 地点が比較的締まっている以外は、4.5m までが超軟弱地盤となっており、とくに 2.5~3.5m 付近の軟弱度は目立っており、泥炭質ないしは「スクモ」のようなものと思われる。



第21図 測点柱状図

No. 5 地点 (第21図左) この地点は草津市内で、琵琶湖畔に転在する部落のなかでは、矢橋部落とならんで比較的大きい部落といえよう。この部落の東端に選定を行なった。この地点においてはスウェーデン式サウンディングおよび中性子による水分・密度の計測が行なわれた。計測作業は盛土が割合に深かったため、0.5m 層準は実施できなかったが、1.0~4.5m の 8 層準について行なった。すなわち $1.0\text{m}=6.6\text{kg/cm}^2$ 、 $1.5\text{m}=6.3\text{kg/cm}^2$ 、 $2.0\text{m}=5.6\text{kg/cm}^2$ 、 $2.5\text{m}=2.6\text{kg/cm}^2$ 、 $3.0\text{m}=4.3\text{kg/cm}^2$ 、 $3.5\text{m}=1.6\text{kg/cm}^2$ 、 $4.0\text{m}=1.3\text{kg/cm}^2$ 、 $4.5\text{m}=4\text{kg/cm}^2$ で、以深の貫入は不能であった。qc 曲線を見ると、深度 2 m 付近まではやや締まっているが、2.5~4.5m は超軟弱を示し、とくに 3.5~4.0m は極度な超軟弱地盤（スクモ）といえよう。

No. 6 地点 (第21図右) No. 5 と No. 1 の中間点として、琵琶湖畔に建設された娯楽センター（パラダイス）跡付近に選定を行なった。ここでは同時に中性子による水分および密度検層も実施している。ペネトロメーターによる計測結果は、0.5m 地点で 1.4kg/cm^2 の超軟弱を示しているが、 $1.0\text{m}=10\text{kg/cm}^2$ 、 $1.5\text{m}=13.3\text{kg/cm}^2$ と締まっており、以深の貫入は不能であった。

No. 7 地点 (第22図) No. 4 地点の津田江部落から南西約 1 km の志那部落を選んだ。選定に当たっては湖岸付近に適当な場所が見当たらなかったため、部落の入口

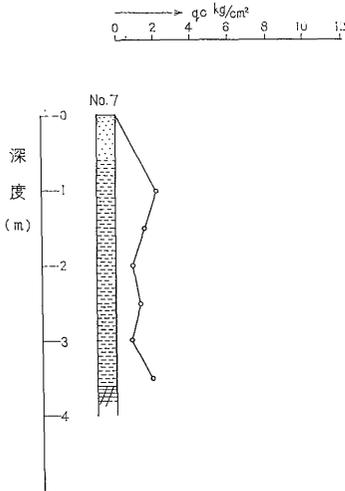
付近にある神社の敷地を選ぶことにした。この地点も盛土が厚くなっており、0.5m地点の計測はできなかった。

以下 1~3.5m までの 6 層準の計測結果は $1.0\text{m} = 2.1$

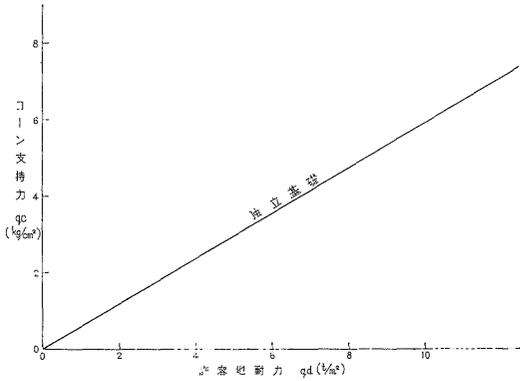
kg/cm^2 , $1.5\text{m} = 1.5 \text{ kg}/\text{cm}^2$, $2.0\text{m} = 0.9 \text{ kg}/\text{cm}^2$, $2.5\text{m} = 0.9 \text{ kg}/\text{cm}^2$, $2.5\text{m} = 1.3 \text{ kg}/\text{cm}^2$, $3.0\text{m} = 0.8 \text{ kg}/\text{cm}^2$, $3.5\text{m} = 1.9 \text{ kg}/\text{cm}^2$ で、盛土を除いた地表下 3.5m までが超軟弱地盤となっている。以深は砂質粘土に変わり、地盤もかなり締まっていくようであった。

4. 計測結果についての若干の考察

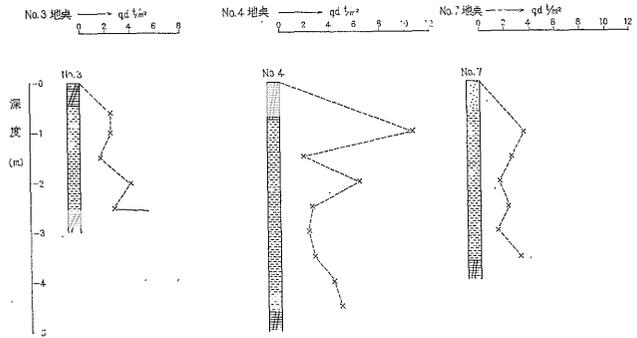
この地区における浅層超軟弱地盤の調査は二重管式コーンペネトrometerによって湖岸沿いに7地点の計測が実施された。その結果を測線断面(第23図)に示してみると、南側2点(No. 1, No. 6)については深度 1.5 m 以深は砂質粘土層に変わり、締った地盤を形成しており、貫入不能であった。しかし No. 5 地点以北については No. 5=4.5m, No. 7=3.5m, No. 4=4.5m, No. 3=2.5m, No. 2=6 m までの計測を実施することができ、超軟弱地盤が厚く堆積していることが判明した。このうち No. 5 地点における 1~2 m と No. 4 地点における 1 m 付近で $5 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 以上を示している以外は、 $2 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 以下となっている。各地点間の地層の繋がりは望めない



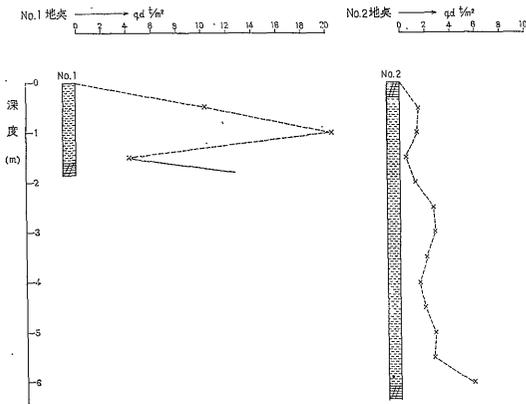
第22図 測点柱状図



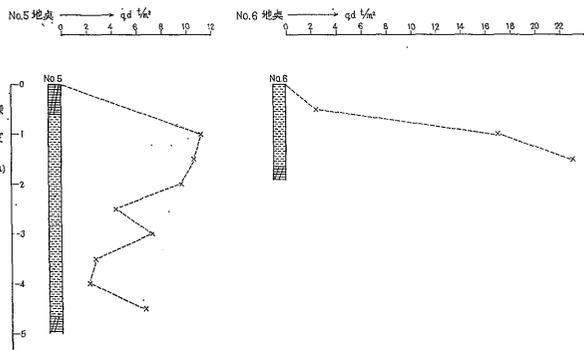
第23図 コーン支持力による地耐力の推定図



第25図 地耐力曲線図



第24図 地耐力曲線図



第26図 地耐力曲線図

としても、No. 5 地点以北はとくに超軟弱地盤の堆積が厚くなっていることが明瞭に示されており、注目されよう。

そこでこの地盤の軟弱度を示す見方として、局部破壊に対する許容地耐力を図(第24図～第26図)によって求めてみた。この方法は

$$qc = 5 qu \dots\dots\dots(1)$$

$$qu = 2 c \dots\dots\dots(2)$$

$$qc = 10 c \dots\dots\dots(3)$$

ただし qu : 一軸圧縮強度

qc : コーン支持力

c : 粘性土粘着力

このような関係が成立し、コーン支持力は粘着力の10倍に相当することになる。

次に局部破壊に対する許容地耐力を求めるには

$$qc = 5 qu \dots\dots\dots(1)$$

$$qd = 5.7 c = 2.85 qu \dots\dots\dots(4)$$

ただし qd : 許容地耐力 (t/m^2)

この関係式からさらに安全率を3と仮定して作成した図(第23図)によって、各地点の qc 曲線値から地耐力値に置換えたのが、地耐力曲線図である。

この図から各地点の地耐力を検査してみると、No. 1, No. 6 地点付近は比較的超軟弱層が薄く、しかも割合に高い地耐力値を示しているのに対して、No. 5 地点以北の各地点では $qd < 2 t/m^2$ を示す地点が目立って多く、仮に $qd > 10 t/m^2$ の締まった地盤があっても、直下に超軟弱地盤の伏在している箇所が多数見受けられる。すなわち No. 5 地点(北山田部落)以北の湖岸沿いには超軟弱層(シルト質・泥炭質)が3～6mの厚さを持って堆積しており、一方 No. 5 地点以南の湖岸沿いではこの超軟弱層は地表下1m程度のごく薄いものようであった。

5. 考 察

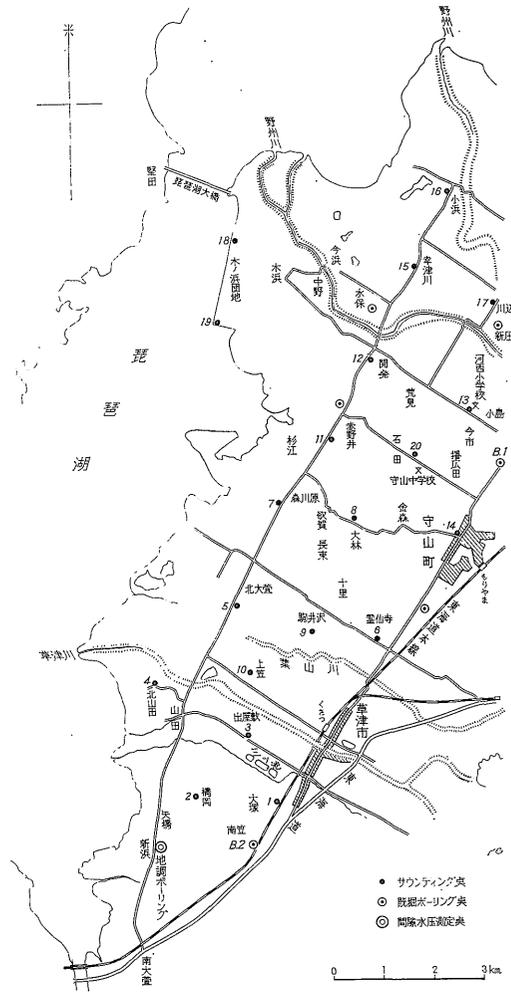
湖南地域についての超軟弱地盤調査は、現地調査日数と調査範囲を考慮して7地点における計測を実施した。次にこの7地点における地層の連続性は望めないとしても、各地点の計測結果が、その付近一帯を代表する地層と考えて解析を行なってみた(この範囲内には草津川をはじめとする中小河川が、琵琶湖に流れ込んでおり、したがってこの河川流域の表層部分における地層には、多少の変化は伴うものと思われる)。その結果計測地点 No. 5 以北の湖岸沿いに超軟弱層が比較的厚く堆積しており、スクモ(泥炭質)と思われるとくに異状に軟弱な値を示す箇所が見受けられた。層厚も3～6mを示しており、

この地層は、土木工事構造物の建設などに当たっては、排除するか、以深に基礎を設定するかなどの工夫を要する地盤といえよう。一方 No. 6 地点以南は、この超軟弱層も薄く、地表下1～1.5mで締まった地層に替っているが、スウェーデン式サウンディングなどの結果から総合すると、この砂質粘土層も薄いものでその直下にまた超軟弱層の堆積が見受けられ、やはり安定した地盤は地表下3m以深に伏在しているようである。(以上 相原記)

Ⅵ. 浅層部の間隙水圧

1. 間隙水圧計の扱いについて

地層中の間隙水圧を測定するために深度20mのボーリング(A孔)を草津市新浜で実施し、かたわら標準貫入試験・全層にわたる電気検層および不攪乱試料の採取を



第27図 間隙水圧測定点位置図

並行させた。またA孔から10m離れたところで、同じく20mのボーリングが行なわれ、この方は放射線を使って土中の水分と土の密度を原位置で測定するのに使われたが、双方とも電気検層が行なわれたので、電検データは参照することにした(第27図参照)。

測定に使用した計器は、坂田式 PPR-1 型間隙水圧計ならびに RB-111D 型自記記録器である。測定方法は、ボーリングの途中約2mごとに所定深度で尖頭管を約0.3~0.5m打ち込み、使用泥水および上部層の水圧を完全に遮断してのち、尖頭管に接続するパイプの中に水圧計を吊下し、地上に設置した自記記録器で記録する。測定の継続限度は一定水圧に到着してから10分間ほどの間に、水圧変化が認められない場合までとした。

2. 測定記録の解析

自記記録紙から、原則として水圧記録開始後1分間ごとの値を讀取る。もちろんこの場合1分間以内でも水圧変化が顕著に示されるときは変化点の値を讀取る。そして水圧計固有の校正図表によって実際の水圧値に換算する。第28図は時間経過に対する水圧増加の状況を示したものである。

静水圧三角形との比較による間隙水圧データの解析は、別に自然水位面を測定しておき、これを頂点とする静水圧三角形(水柱1mの水圧を0.097kg/cm²とした)

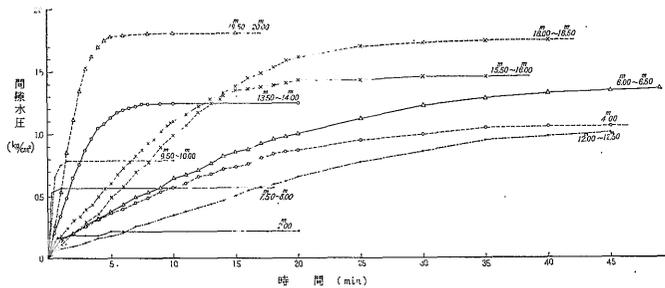
を画き、これに各深度の間隙水圧を併記して、静水圧に対する間隙水圧状況を明らかにした(第29図の(1))。

自然水位面の測定は全試験完了後24時間以上経過した状態で測定しているが、泥水が使用されていることなどから、多少の誤差が含まれていることと思われる。本稿では測定水位を自然水位面として取り扱った。

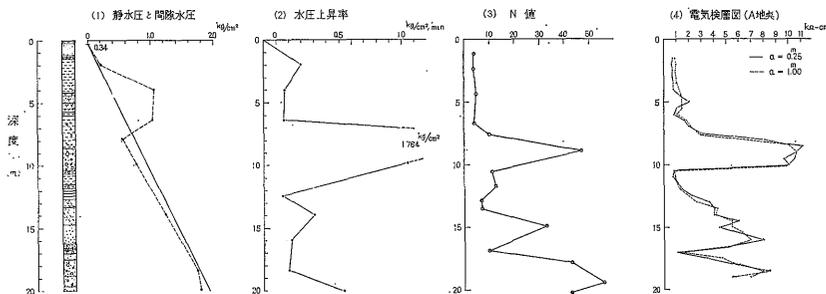
3. 間隙水圧測定結果

3.1 間隙水圧と静水圧

間隙水圧の垂直変化からみて、地表面下-2.0~-7.0mと、-7.0~-20.0mの2つの水圧帯に区分できる。すなわち上部から、-2.0m(シルト)では静水圧に等しいが、-4.0m(シルト層下部でスクモに接する)で1.05kg/cm²、-6.4m(礫混じりシルト)で1.37kg/cm²を示し、それぞれ静水圧に対して2.9・1.7倍の高水圧帯を形成している。これに対して-7.9m以深の測定結果では逆に静水圧を下廻る低下が示されている。とくに-7.9m(礫混じりシルト)では相当部位の静水圧0.76kg/cm²に対して0.56kg/cm²で当地点中もっとも低水圧となっている。全般に低水圧であるが、深層に達するほど一層静水圧に近く、かつ地質構成に無関係で静水圧線に平行な増圧を示し、上部層ときわめて対照的な水圧状態となっている。



第28図 間隙水圧の経時変化



第29図

3.2 層別間隙水圧

次におおのの地層の間隙水圧状態について検討してみよう。

まず高水圧帯では、2測定点ともシルト主体層中での間隙水圧が求められたが、試験ボーリング地質柱状図に示されるように、上下2層のシルト主体層の間には厚厚1.5m(砂層を含む)の腐植土層が挟在する。

この腐植土層は俗に“スクモ”と呼称されるものである。土質試験結果によれば、液性限界・塑性指数ともに大きな値を示し、きわめて粘着性に富んだものであり、含水比はその水分のきわめて多いことを示している。

“スクモ”の土質組成は明瞭な腐植物遺体の集合体であって、その間隙を粘性土によって充填された特異な岩相を呈する。したがって毛細管作用が卓越し、多量の水分を保有し、加えて上下層が不透水層となっていることが高水圧を示す一原因と解することができる。したがって測定位置にあるシルト主体層は、それ自体の性格と相俟って、“スクモ”の影響を強く受けたものと考えられる。

低水圧帯では-7.6~-10.4mと-12.7~-20.0mが砂および砂礫層で、この間に粘土・シルト層が挟在する。

間隙水圧測定位置は上部砂礫層(-7.6~-10.4m)と下部砂礫層(-14.7~-19.5m)中で3カ所、礫混じりシルトと砂礫層の接触部(-7.5~-8.0m)および腐植土混じり砂層(-13.3~-14.7m)・シルト混じり砂層(-19.5~-20.0m)中で測定された。

全般的な水圧傾向は、先に述べたように、砂礫質・粘土質を問わず、間隙水圧は静水圧以下(ほぼ静水圧に等しい)を示している。一般的にいわれる砂礫層および粘性土層中での間隙水圧は、砂礫層中で高い値を示し、粘性土層中で低い値を示すといわれている。当地点にお

る砂礫層中での間隙水圧をみると、これと逆の水圧状態が示されている。

これら砂礫層が低水圧を示す要素として、当地点周辺で考えられることは、次の事実に一原因を求めることができるようである。

すなわち農業用水源井の揚水によって、四囲に散在する集落の井戸の揚水量および井戸内の水位に影響が現われるといわれる。また野洲川・日野川などの河川周辺地域では“ドッコイショ”(自噴式井戸)が分布するが、その取水深度は湖岸近辺で-20.0m内外といわれ、その深度からみて、当地点とほぼ同位とみることができる。したがってとくに河川上流域から連続するとみられる上部砂礫層(-7.6~-10.4m)中における間隙水圧は、伏流量と砂礫層のキャップロックである沖積粘土層の分布と、きわめて深い関係があるとみることができるようである。下部砂礫層(-14.7m以深)では上記の条件のほかに、構成礫種が花崗岩礫を主体とし、いわゆる河川堆積物というよりも、周辺山地の崩壊性堆積物であり、伏流水などによる地下水の供給が少ないという見方もできるように思われる。粘性土層中では正常水圧が保たれているので、この面からは安定したものと見られる。

電気検層結果(第29図-4)によると、上部砂礫層(-7.6~-10.4m)・砂層(-14.7~-16.2m)・下部砂礫層(-17.5~-19.6m)が帯水層と目されるが、B孔では-12.6m以深が砂礫層で下部帯水層を形成している。

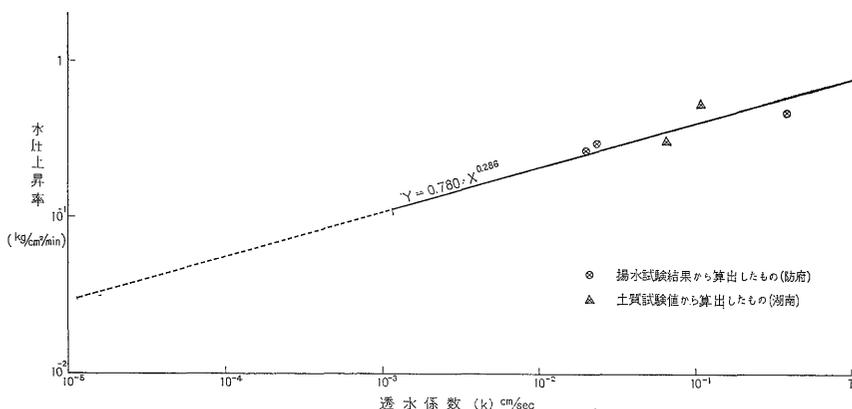
4. 間隙水圧上昇率と透水係数(k)

第29図-2に示すように、時間経過に伴って増加する水圧が、明らかに変化する点(粘土層または粘性土を多く混入した地層ではしばしば明瞭な変水圧点を捉えるこ

第1表 間隙水圧測定諸元

A 地点

測定深度(m)	屈折点水圧(kg/cm ²)	所要時間	上昇率(kg/cm ² /min)	最終水圧(kg/cm ²)	所要時間	地質
		分 秒			分 秒	
2.00~2.50	0.15	0.45	0.200	0.21	4.12	シルト
4.00~4.50	0.35	5.00	0.070	1.05	37.15	シルト・腐植物混入
6.00~6.50	0.64	9.51	0.064	1.37	50.20	砂礫混じりシルト・有機物混入
7.50~8.00	0.53	0.18	1.764	0.56	0.24	砂礫(古生層礫)
9.50~10.00	0.63	0.36	1.050	0.78	2.15	“ ”
12.00~12.50	0.16	3.15	0.049	1.07	61.10	粘土
13.50~14.00	0.82	2.39	0.307	1.24	9.15	腐植土・シルト混じり砂
15.50~16.00	0.85	6.45	0.126	1.45	26.40	砂礫(花崗岩礫)
18.00~18.50	1.13	11.24	0.099	1.74	31.45	“ ”
19.50~20.00	1.36	2.30	0.540	1.80	11.00	シルト・礫混じり粗砂



第30図 透水係数と間隙水圧上昇率との関係

とが困難な場合がある) の水圧を、その所要時間で除し、単位時間(分)における水圧上昇率として表わしたものである。

透水係数と水圧上昇率との関係については、従来多くの調査研究において土質試験値を利用して算出した透水係数との正相関が立証されていた。今回筆者は、間隙水圧測定井での揚水試験結果から算定された透水係数(原位置試験値)として山口県防府市中央平野における成果を採択し、それと上昇率との関係をグラフに描いてみた(第30図)。

当地点では都合上揚水試験が行なわれなかった。したがって原位置における透水係数は得られないので、間隙水圧測定部位に近い同一層中の2, 3の箇所について土質試験値から算出(吉田弥七の式)した透水係数と上昇率とを組み合わせ、上記グラフに落してみた。地域が異なっても、かかる物理現象は正相関が認められ、上昇率から透水係数が推算できそうである。

当地点における砂および砂礫層中での上昇率は上部砂礫層できわめて高率となっており、関係グラフの傾向からみて透水性は非常に良いと考えられる。下部の砂および砂礫層中では-20.0mの砂層と-13.3~14.7mの砂層(シルトを混じえる)が $k = 6 \times 10^{-2} \sim 1 \times 10^{-1}$ で比較的良好な透水性をもつようである。-14.7~-18.8mの砂および砂礫層(埋木を挟在する)中では、砂礫主体層である割に低上昇率となっている。試料観察によると、上部砂礫層に比較して大分細粒で、かつ締った地層であること、最終水圧に達する所要時間が26~30分も要しており低上昇率に対応する透水係数が $1 \times 10^{-3} \sim 2 \times 10^{-3}$ となっているのは妥当な値かと考えられる。このように砂礫主体層である割に透水性が低いのは、砂礫間の空隙が粘性土によって充填されていることが原因と考えられる。

粘性土層中の上昇率は、その性質を反映したもので、全体に低率である(上昇率に対応する $k = 7 \times 10^{-5} \sim 1 \times 10^{-4}$)。したがって透水性の悪い地層であろう。腐植土層については層中で水圧測定がなされていないので、明らかにはできなかった。

5. 地盤安定度

間隙水圧と地盤強度の両面から地盤の安定度を検討してみると、高水圧帯となっている-7.0m以浅は $N < 10$ で、そのうちとくに-2.5~-4.2mのシルト層は $N = 0$ の超軟弱地盤である。

腐植土層(スクモ)の強度は $N = 5 \sim 8$ を示すが、その特異な土質構造からみて、純粋な強さを表わすものか否か、多分に疑問があると考えられる。このような超軟弱、軟弱地層内における高水圧現象は、地震による衝撃、地下水位低下などに対して影響を受け易い不安定な地層で、とくにスクモは収縮容積がきわめて大きいので十分に留意する必要がある。

-7.0m以深では幾分低水圧気味であるが、ほぼ静水圧に近い正常な状態を保ち、地盤強度的にも安定した地盤とみることができる。しかし大部砂礫層を覆う粘性土層は $N = 10$ 土であり、下部砂礫層面の侵食形からして厚い層厚をもつことが考えられる。したがって地盤強度的な面からみると、多少安定性を欠くものであろう。

6. 考 察

当地点の地層中の間隙水圧状態を総括すると、地表面下-7.0m付近を変水圧面として2層の高・低水圧帯が形成されていることが明らかとなった。

高水圧帯を構成する地層はシルト・腐植土(スクモ)からなり、腐植土層(スクモ)の上下を不透水性の地層

第2表 土質試験結果

A 地点

採取深度 (m)		4.20 ~4.45	5.50 ~5.70	7.40~7.70	8.50~9.00	13.50 ~13.60	14.70 ~15.00	17.60 ~17.90	19.30 ~19.50	
視察	色 視察による名称	黒 腐植土	黒 腐植土	褐 砂	灰 礫	褐 砂	灰 礫	暗 褐 砂	暗 青 砂	灰 礫
粒 度 試 験	礫 分 (%)	0	0	69.0	84.0	0	45.0	79.0	55.0	
	砂 分 (%)	43.0	35.0	31.0	16.0	99.7	54.8	21.0	44.6	
	シルト 分 (%)	33.0	39.0	0	0	0.3	0.2	0	0.4	
	粘土 分 (%)	24.0	26.0	0	0	0	0	0	0	
	最大径 (mm)	0.42	0.84	15.9	15.9	2.0	19.1	15.9	15.9	
	60 % 径 (mm)	0.080	0.048	5.8	7.2	0.52	2.3	5.8	2.9	
	10 % 径 (mm)	0.0013	0.0012	0.49	1.3	0.15	0.35	1.2	0.31	
	均等係数	61.5	40.0	11.8	5.5	3.5	6.6	4.8	9.4	
	粒度による土の分類	粘土質 ローム	粘土質 ローム	砂混り礫	砂混り礫	砂	礫混り砂	砂混り礫	砂混り礫	
稠 度 試 験	液性限界 (%)	222.8	245.7	※	※	48.7	※	※	※	
	塑性限界 (%)	98.7	121.5	N. P	N. P	N. P	N. P	N. P	N. P	
	塑性指数	124.1	124.2							
	流動指数	29.0	31.0			9.2				
自 然 状 態	比重	2.62	2.63	2.66	2.67	2.61	2.67	2.67	2.66	
	含水比 (%)	188.4	196.8	12.7	10.4	44.2	10.9	4.7	10.9	
	湿潤密度 (g/cm ³)	※	※	※	※	※	※	※	※	
	収縮限界 (%)	79.8	83.9	※	※	※	※	※	※	

※印……試験を行なった結果、試験不能

で遮蔽するというきわめて高水圧状態となる条件を兼ねそなえている。このような状態は当平野の一般性を代表するものではないが、平野の発達過程を勘案すると、当地点の立地条件と類似した地域、すなわち湖岸に近く、しかも地耐力調査結果から（C層）より上部で、河川に挟まれた湾口部にその可能性を指摘することができる。このような地区は湖水面低下に伴う地下水位低下の影響を受けた場合、地盤の収縮・沈下を起こし易いものである。

低水圧帯では砂礫層が多くを占め、当地点においては水圧・地耐力からみて安定したものと考えられるが、複雑な堆積相・河川伏流量量などの差異が考えられるので、一般的なものか否かは明らかではない。

（以上 宇野沢記）

Ⅶ. 中性子水分計・ γ 線密度計による浅層地盤と圧密沈下の予測についての研究

1. 軟弱地盤に中性子水分計・ γ 線密度計を使用した意義

滋賀県琵琶湖総合開発計画によると、滋賀県野洲郡守

山町と滋賀県滋賀郡堅田町との間に多目的ダムを築造して、琵琶湖を北湖と南湖との2つに分けて、北琵琶湖の利用価値を高めようとの意図が示され、それに伴って現在の湖水面が、まれにはあるが、とくに湖南地域において最大-3m低下する場合が予測されている。そのため湖水面変動が湖岸の軟弱地盤地帯にどの程度の変動を与えるかが問題となるのであるが、一つの試みとして草津市矢橋・北山田の周辺で中性子水分計・ γ 線密度計を使用して、その実体をさぐってみた。

いままで現地における地盤調査は、スウェーデンサウンドイングか、コーンペネトロメーターによる地耐力調査が主として行なわれてきた。地盤の固さを示すパラメーターとしての地層の密度・含水比などは、ボーリングによって採取された土質試料を主体として室内の土質試験によって行なわれてきた。採取された土質試料が、粘土質のような物であれば、シンオールサンプラーなどの使用によって、自然状態に近い状態が保持されるので余り問題を残さないが、これが砂質土などになると、シンオールサンプラーでの採取が困難となる。たとえコアが他の方法で採取されたとしても、その含水量は自然状態とは、非常に異なり、おもに砂の付着水のみを測定してい

る結果となる。これでは帯水層などのように砂の間隙がすべて水で満されている状態を完全に把握することができない。また沖積層の軟弱地帯では、地層の堆積が複雑なので、数m間隔で1点の割合で採取した土質試料によって地層の物理的性質を代表させることは困難である。

以上の理由により、現位置測定によって、土の自然状態を知る適当な方法が切望され、今回放射性同位元素による中性子水分計・ γ 線密度計を用いて自然状態における地層の含水量・密度測定を試みたわけである。

2. 中性子水分計・密度計の原理および測定方法

2.1 中性子利用による水分測定

物質中の水分測定の原理は、速中性子の散乱および減速に基づいている。速中性子源を物質中に置くと、線源から放出される速中性子は、物質を構成している原子核と衝突して散乱または吸収されながら、次第にエネルギーを失ない減速される。

とくに水素原子の減速能は、他の元素に較べて桁はずれに大きいので、速中性子源の周りに作り出される熱中性子の強度は、主として物質中に含まれる水素原子の濃度によってきまる。すなわち、速中性子源を試料中に置くと、線源のまわりには、水素で減速された熱中性子ができる。この時の熱中性子の密度は試料中の水素原子の密度に比例するので、熱中性子だけに感ずる検出器からのパルス計数率が、試料中の水素密度に比例する。したがって検出器からのパルスを数えることにより、水分の測定ができる。

測定される水分は、水素密度のため、物質の単位体積あたりに含まれる水の質量として表わされる。したがって、その単位は kg/l となる。

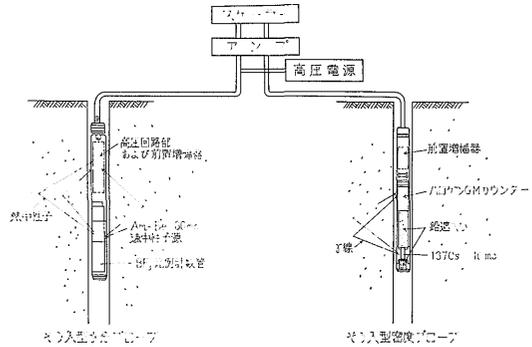
2.2 γ 線散乱による密度測定

γ 線の散乱による密度測定法は、 γ 線と原子の軌道電子との間の相互作用に基づいている。 γ 線源を物質中に置くと、線源から放出された γ 線は、物質を構成する原子の軌道電子と衝突して、あらゆる方向に散乱される。物質の単位体積あたりに含まれる電子の数、すなわち電子密度が増大するにつれて、その物質の散乱能力は増大する。

土壌・砂などでは、通常電子密度が見かけ密度にほぼ比例するので、散乱して検出器に入射する γ 線量から、見かけ密度を求めることができる。

2.3 日立中性子水分計および γ 線密度計の測定装置

密度計・水分計とも、それぞれプローブ・高圧電源・増幅器およびスケーラーからなっている(第31図参照)。回路はすべてトランジスター化され、電源は12Vの電池



第31図 中性子水分計および γ 線密度計の構造図

を使用し、携帯に便利になっている。各プローブは外径40mm、全長590mmの円筒形で、仕様は次に示すとおりである。

1) 中性子水分プローブ

放射線源……Am-Be (半減期 400年) 30mc

検出器……日立 BF₃ カウンター

精度……… $\pm (1 \sim 2) \text{ vol. \%}$ 0~50vol. %において

測定に必要な被測定物体積……線源から 30cm 四方

2) γ 線密度プローブ

放射線源……¹³⁷Cs 10mc

検出器………ハロゲンGMカウンター

精度……… $\pm (0.05 \sim 0.1) \text{ g/cm}^3$ 1.0~2.5g/cm³において

測定に必要な被測定物体積……線源から 30cm 四方

3) スケーラー

カウント数はデカトロンで5桁表示

消費電力………約3W

電池………6V×2個

2.4 地層の水分量および密度の測定方法

はじめに当器械を茨城県鹿島で性能試験に供した際に、もっとも有効であった「導入管の打込方式」を適用した²⁾。地層の水分量・密度を測定する場合の測定孔は、導管がやっと挿入できるぐらいの孔があげられれば、理想的である。しかしある程度締った粘土層を除いた他の軟弱層・砂質層・礫層などのボーリング孔は、掘さく中に部分的な崩壊を起こし、掘さく孔径が増大したりして、導管と地層の間が泥水によって充たされたり、あるいは崩壊を防止するために使用するベントナイトの泥水が地層中を充たしたりするため、測定される含水量が、あたかも水分量の多い地層のごとく、地層密度では軟弱層が存在しているような結果が出る。

そこであえてパイプを地層のなかに打ち込む方法を採

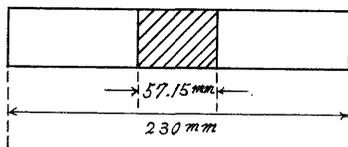
ってみた。ただ地盤が強固になったり、あるいは打込み深度が深くなると（湖岸の北山田付近で深度7m以上になると）、導管の周面摩擦抵抗が増大するので、打ち込みが困難になる。したがって地盤が固い箇所や深層部（深度7m以深）の測定を行なおうとするならば、試錐機を使用して、測定深度の0.5~0.8m上部で、ボーリングを一旦中止し、その地点から導管を1~0.6m打ち込んで測定する。

測定用導管はAXケーシングパイプ（外径57.15mm、内径50.8mm）を使用し、打ち込みには標準貫入試験で用いているノッキングヘッドおよび錘りを利用して打ち込みを行なった。打込み完了後、この導管を通じて密度または水分プローブを導管底部まで挿入し、順次20cmのピッチで引き上げて（新浜ボーリング地点の深度8m以深は測定間隔10cm）、測定を行なった。各点の放射線計測時間は1分ずつとした。

2.5 導管打込みに伴う含水量・密度の修正

打込み方式による地層の密度・含水量測定値は、導管を打込む際に擾乱破壊された導管周辺土層の密度と含水量を測定していることになる。したがって、これら導管打込み後に測定された値を、打込み前に自然状態における地層の含水量・密度に換算しなおさなければならない。

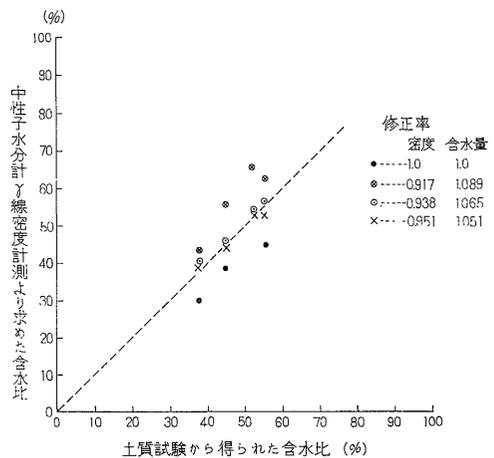
中性子水分計とγ線密度計で計測できる有効容積は、線源から30cm四方の地層であり、その平均含水量・密度が計測されるのである。なおその計数率は線源から半径10~12cm以内の試料によって、おおむね決定されるようである。したがって打込み方式によって測定される密度・含水量はこの導管打込みによって起きた地層の破壊領域の含水量・密度をおもに測定していることになる。MEYERHOFによれば³⁾、ゆるい砂層などの場合、打込みによって起きる地層の破壊域の範囲は4B（ここでB：導管の外径）であるといわれている。そこで導管を打込んだために起きた歪んだ密度・含水量が、この破壊域の範囲内で、消去されると仮定すれば、計測された密度・含水量に対する修正率は次のようになる。



破壊領域：4B = 4 × 57.15 ≒ 230 mm

$$\text{密度修正率} = \frac{23^2 \times 0.785}{(23^2 \times 0.785) - (5.715^2 \times 0.785)} = 0.938$$

$$\text{含水量修正率} = \frac{(23^2 \times 0.785) - (5.715^2 \times 0.785)}{23^2 \times 0.785} = 1.065$$



第32図 修正率補正を伴う含水比と土質試験から得られた含水比の比較

この修正率を用いて地層の含水比を計算した結果と、同地点で採取した土質資料から求めた含水比（土質試験より）を比較すると（第32図参照）、ほぼ土質試験値の含水比と一致している。参考までに修正率の行なわない場合、歪んだ密度・含水量が消去される破壊域の直径を20cm（密度修正率=0.917、含水量修正率=1.089）と25.7cm（密度修正率=0.951、含水量修正率=1.051）を同グラフにプロットしてみると、修正を行なうものは、土質試験値結果より82%と低い値を示し、また破壊域径を20cmとした時は、土質試験値の約122%増を示す結果になっている。径25.7cmより計算された含水比は、土質試験値より少し低い値を示している。以上のように、ここで用いた修正率によって、自然状態に近い密度・含水量を示すことができたと思われる。

2.6 自然含水比、間隙比の算定

γ線密度計および中性子水分計によって求めた密度・含水量から、地層の間隙率 n 、自然含水比 W 、間隙比 e は次の式から求められる。

$$n = \frac{W_w - h \cdot \gamma}{1 - h} \quad (1)$$

$$e = \frac{n}{1 - n} \quad (2)$$

$$w = \frac{W_w - h \cdot \gamma}{\gamma - W_w} \cdot 100 (\%) \quad (3)$$

ここで W_w ：単位含水量 (kg/l)

γ ：地盤の密度

h ：地盤中の乾燥試料中に含まれる結晶水の重量比

h は次の式から求められる

$$\gamma_s = \frac{\gamma - W_w}{1 - W_w + h(\gamma - 1)} \quad \text{から}$$

$$h = \frac{1}{\gamma_s - 1} \left\{ \frac{\gamma - W_w}{\gamma_s} + W_w - 1 \right\} \quad (4)$$

ここで γ_s : 土粒子の密度

したがって(1)式によって間隙率を求めるためには、乾いた岩石の単位質量中に含まれている水素原子の水当量、または結晶水の含有率 h をあらかじめ知っておかなければならない。

h は新浜ボーリング地点で採取した土質資料から得られた土粒子の比重(土質試験より)を式(4)に代入し、各地層に対する平均値 h を求めた。

深 度	h	備 考
0.25~3.85m	0.055	シルト・砂・粘土層
4.05~4.45	0.270	腐植物混じり(スクモ)
4.65~4.85	0.050	シルト・砂層
5.05~5.85	0.270	腐植物混じり(スクモ)
6.05~7.05	0.055	シルト質砂層
7.10~10.05	0.010	砂礫層
10.15~12.65	0.055	シルト層
12.8~20.00	0.040	粘土混じり礫層

ここで求めた h の値を、この地域の代表的値とし、すなわち沖積層のシルト・粘土層については $h=0.055$ 、腐植物混じり層については $h=0.270$ を用いて、他の4地点の含水比・間隙比などを算定した。算定値は第34~第38図に示す。

3. 調査範囲

湖南地区の浅層地盤については、スウェーデンサウンドェイングによる広範囲な地耐力調査が実施された。その結果湖岸周辺の軟弱地盤の分布は、かなり広範囲にわたっていることが明らかになった。しかし調査の時間的關係もあり、今回は草津市の草津川左岸地帯のみで(第33図参照)密度・含水量の計測を行なった。すなわち計測地点は、琵琶湖の湖岸から約200m内陸に入った山田地点(測定深度7m)、矢橋地点(測定深度2.0m)、湖岸から約800m内陸に入った北山田地点(深度8m)、新浜ボーリング地点(深度20m)、そして約2.5km内陸側の木の川地点(深度3.0m)の5地点である。

4. 含水量・密度から考察した地層断面

5地点について実施した地層の密度・水分量の地層断面を、2測線作ってみた。「第1測線」は、新浜→矢橋を通ずるI-I'断面である(第39図)。

まず新浜ボーリング地点の深度20mまでの地質柱状図と含水量・密度測定結果からみて、地層は大きく3種に

分けられる。

第1層は深度7mまでの地層である。深度4mまでの上部層は、密度1.8~2.0、含水量0.5~0.7kg/lを示し、腐植物をあまり含まないシルト、または砂層である。深度4m以深の下部層、とくに深度4~5mと5.5~6.0mのところには、おもに腐植物を含む(俗にスクモ)地層なので、密度が急激に低下し1.1~1.5となる。それに伴って含水量も腐植物繊維などの影響により増大し、0.7kg/l以上を示すようになる。第1層は琵琶湖の水面が上昇しはじめた時に堆積した軟弱な湖水堆積物で、いわゆる沖積地層である。

第2層は深度7.0~14.2mの地層である。上部の深度7~9.8mの礫層は、密度2.0~2.2というもっとも固い地層になっている。そのため含水量は減少し、0.25~0.4kg/lを示す。この礫層は当地域で新期段丘礫層といわれ、古い河川の氾濫原に堆積した礫層なので透水性が非常に良く、湖岸地域の主要被圧地下水層をなしている。下部は腐植物を含まないシルト層で、第1層のシルト層とほぼ同様の値を示している。

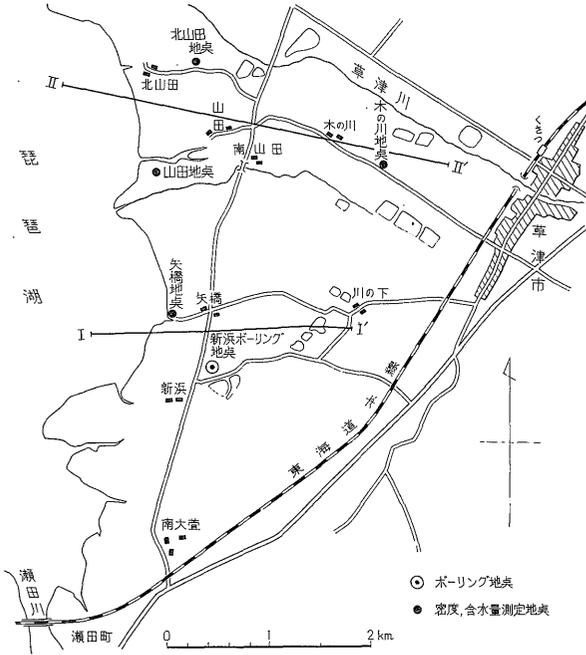
第3層は深度14.2m以深の地層である。ボーリング資料によると、主として礫層になっているが、地層の密度は1.65~2.0、含水量は0.45~0.65からみて、粘土分を含んだ礫層で、当地点の第二帯水層をなしている。

矢橋地点は、田の中で実施したものであるが、深度2mのところ、旧船付場の捨石に阻まれ導管を挿入することができなかった。この地点での地層は、おもにシルト層であり、密度1.9~2.1、含水量0.5~0.6kg/lと新浜ボーリング地点のシルト層よりも締った地層となっている。

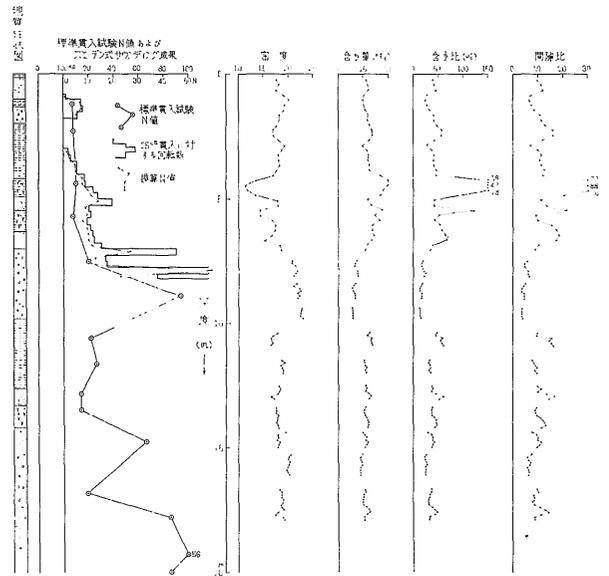
「II-II'断面」は、木の川→北山田→山田の各地点を通る測線である(第40図)。

湖岸から約2.5km内陸の木の川地点では、沖積層が薄く、地表下2.5mと浅いところで、新期段丘礫層上限に到達している。深度0.7mまでは盛土が行なわれた関係で、地層も締め、含水量も0.3~0.4kg/lと低い値を示している。深度0.7~2.5mはおもにシルト層と見られ、密度2.0~1.8、含水量0.5~0.6kg/lを示す。深度2.5m以下の礫層に入ると、新浜ボーリング地点と同様に含水量0.35kg/lと少ない値を示している。

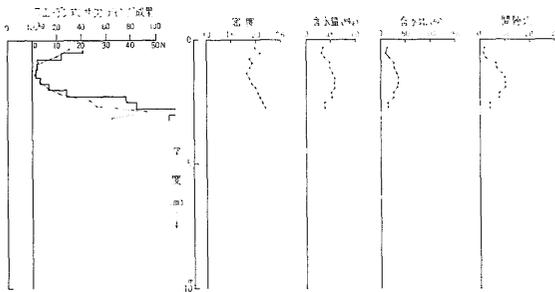
これら礫層は、湖岸に近づくにつれて到達深度が深まり、北山田地点(湖岸から0.8km)では深度16mでもこの礫層に到達していない。したがって、軟弱な沖積層が湖岸に近づくにつれて厚く堆積している。密度・水分検層より顕著に現われる「スクモ」層は、北山田地点において、深度3.5~4.5m、5~5.5m、7~8.5mの3層



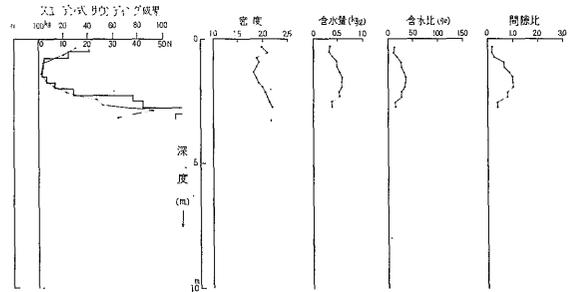
第33図 中性子水分計, γ 線密度計による測定点位置図



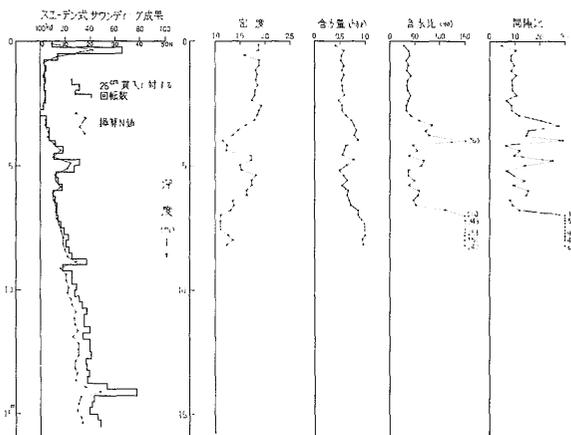
第34図 新浜ボートリング地点における密度・含水量測定値から求めた含水比と間隙比



第35図 矢橋地点における密度・含水量測定値から求めた含水比と間隙比

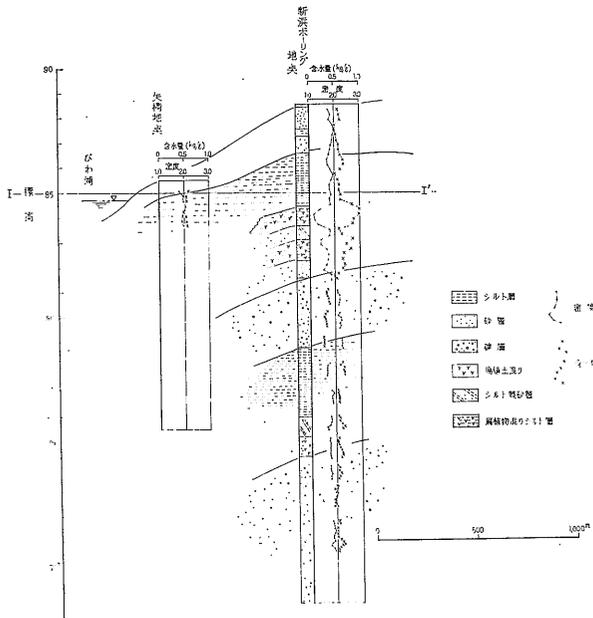


第36図 木の川地点における密度・含水量測定値から求めた含水比と間隙比



第38図 山田地点における密度・含水量測定値から求めた含水比と間隙比

← 第37図 北山田地点における密度・含水量測定値から求めた含水比と間隙比



第 39 図 草津地区 I-I' 断面図

準に、山田地点は深度 7 m 以深に見られる。これら「スクモ」層の堆積分布状態は一般に局所的なレンズ状をなし、連続性はないようである。

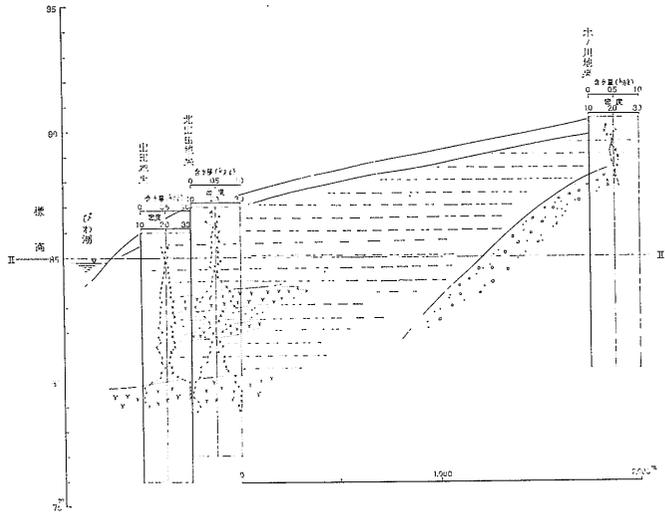
5. 湖水面の低下に伴う地盤沈下の影響

5.1 琵琶湖周辺地帯の地下水変動

琵琶湖総合開発計画に基づいて湖水面が 3 m 低下した場合、現地下水面がどの程度の影響を受けるかが、近畿地方建設局の琵琶湖周辺地帯の地下水変動について解析されている。その結果によると、湖南平野の地域では、地下水面の勾配が低く非常にゆるやかな流れであるため、影響のある程度、降雨やその他によって緩和されることが期待できるにしても、最悪の場合、湖岸から約 3 km 以内地域の地下水位は湖面の変動量とほぼ同程度の変化を受けるようである。したがって地下水低下に伴って起きる地盤沈下は、おもに新期段丘礫層の上に堆積する軟弱な沖積層で起きると考えられる。

5.2 沈下量の算定

段丘礫層上限まで地層の密度・水分量を計測できたのは、新浜ボーリング地点と木の川地点の 2 地点なので、沈下量の算定は新浜ボーリング地点について行な



第 40 図 草津地区 II-II' 断面図

た。

計算を簡易にするため地層を 1 m ずつに区分し、その間隙比と密度は平均値を用いた。なお段丘礫層以下の圧密は無視した。

地盤沈下量の算定には次の式から求める。

$$S = \sum \frac{C_c \Delta H}{1 + e_0} \log_{10} \frac{P_1 + \Delta P}{P_0}$$

ここで S : 圧密沈下量 cm

C_c : 圧縮指数

e₀ : 初期間隙比

- ΔH : 各分割層の厚さ
- P_0 : 先行荷重 t/m^2
- P_1 : 有効上載荷重 t/m^2
- ΔP : 増加荷重 t/m^2

圧縮指数 C_c は土質試験から求められなかったので、初期間隙比 e_0 から、有機土・無機土の場合に共通した関係式から求めた。

$$C_c = 0.6 (e_0 - 0.5)$$

地下水面は湖面の降下に伴って、現地下水面から 1, 2, 3 m と降下したと仮定した時の沈下量を算定した。なお新浜ボーリング地点の地下水面は地表下 -0.4 m である。以上の条件に基づいて計算すると次のようになる (第 3 表参照)。

		沈下量
現地下水面から	1 m 低下	17.8 cm
"	2 m "	28.2 "
"	3 m "	35.5 "

地盤の収縮量は「スクモ」層のところをもっとも大きい。琵琶湖岸地帯のように「スクモ」層がレンズ状に堆積する地層変化の激しいところでは、地下水位低下に伴って局所的な不同沈下をもたらすであろう。

第 3 表 新浜ボーリング地点沈下量計算 (自然水位 -0.4 m)

深度 (m)	e_0	γ t/m^3	C_c	P_0 t/m^2	$\frac{C_c \cdot H}{1+e_0}$ cm	現地下水位から 1 m 低下			現地下水位から 2 m 低下			現地下水位から 3 m 低下		
						ΔP_1 t/m^2	$\log \frac{P_1 + \Delta P_1}{P_0}$	S_1 cm	ΔP_2 t/m^2	$\log \frac{P_1 + \Delta P_2}{P_0}$	S_2 cm	ΔP_3 t/m^2	$\log \frac{P_1 + \Delta P_3}{P_0}$	S_3 cm
0~1	0.95	1.85	0.27	0.82	13.8	0.3	0.133	1.8	0.3	0.133	1.8	0.3	0.133	1.8
1~2	1.03	1.84	0.30	1.67	14.9	1.0	0.204	3.0	1.1	0.204	3.0	1.1	0.204	3.0
2~3	1.22	1.80	0.43	2.49	19.5	1.0	0.146	2.8	2.0	0.255	5.0	2.1	0.255	5.0
3~4	1.14	1.78	0.38	3.28	18.0	1.0	0.116	2.1	2.0	0.207	3.7	3.0	0.281	5.1
4~5	4.57	1.46	2.44	3.90	43.8	1.0	0.098	4.3	2.0	0.179	7.8	3.0	0.250	10.9
5~6	1.40	1.61	0.54	4.40	22.6	1.0	0.088	2.0	2.0	0.161	3.6	3.0	0.225	5.1
6~7	1.46	1.73	0.57	5.10	23.3	1.0	0.077	1.8	2.0	0.143	3.3	3.0	0.198	4.6
						$\Sigma S_1 = 17.8 \text{ cm}$			$\Sigma S_2 = 28.2 \text{ cm}$			$\Sigma S_3 = 35.5 \text{ cm}$		

第 4 表 木の川地点の沈下量計算 (自然水位 -1.0 m)

深 度 (m)	e_0	γ t/m^3	C_c	P_0 t/m^2	$\frac{C_c \cdot H}{1+e_0}$ cm	現地下水位から 1 m 低下			現地下水位から 2 m 低下		
						ΔP_1 t/m^2	$\log \frac{P_1 + \Delta P_1}{P_0}$	S_1 cm	ΔP_2 t/m^2	$\log \frac{P_1 + \Delta P_2}{P_0}$	S_2 cm
0~1	0.30	1.95	0	0.98	0	0	0	0	0	0	0
1~2	0.91	1.89	0.25	2.40	19.9	0.5	0.083	1.6	0.5	0.083	1.6
2~2.35	0.75	2.06	0.15	2.93	4.6	1.0	0.127	0.6	1.18	0.146	0.6
						$\Sigma S_1 = 2.2 \text{ cm}$			$\Sigma S_2 = 2.2 \text{ cm}$		

沖積層が 2.3 m と薄い木の川地点の沈下量は次のとおりである (第 4 表参照)。

		沈下量
現地下水面から	1 m 低下	2.2 cm
"	2 m "	2.2 "

湖岸から 2.5~3 km 離れた地帯では、軟弱な沖積層が浅く薄くなるので、地下水位低下に伴う地盤変動が少ないようである。

湖岸に近い北山田および山田地点は、軟弱な沖積層が厚く堆積しているが、地層の密度と含水量測定が深度 8 m 程度にとどまったため、総合沈下量が推定できないが、参考までに深度 8 m における沈下量を算定すると、次のようになる (第 5 表参照)。

		沈下量
現地下水面から	1 m 低下	14.3 + (深度 8 m 以下の沈下量)
"	2 m "	24.8 + (")
"	3 m "	32.9 + (")

地下水面 3 m 低下の総合沈下量は、沖積層が厚いため、約 50 cm ぐらいになるとみられる。

第5表 北山田地点の沈下量 (深度7mまで) (自然水位-1.0m)

深度 (m)	e_0	γ t/m ³	C_c	P_0 t/m ²	$\frac{C_c \cdot H}{1+e_0}$	現地下水水位から1m低下			現地下水水位から2m低下			現地下水水位から3m低下		
						ΔP_1 t/m ²	$\log \frac{P_1 + \Delta P_1}{P_0}$	S cm	ΔP_2 t/m ²	$\log \frac{P_1 + \Delta P_2}{P_0}$	S_2 cm	ΔP_3 t/m ²	$\log \frac{P_1 + \Delta P_3}{P_0}$	S_3 cm
0~1	0.84	1.84	0.20	0.92	11.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1~2	0.91	1.82	0.24	2.25	12.8	0.5	0.086	1.1	0.5	0.086	1.1	0.5	0.086	1.1
2~3	0.92	1.84	0.25	3.08	13.2	1.0	0.120	1.6	1.5	0.172	2.4	1.5	0.172	2.4
3~4	2.14	1.48	0.92	3.74	29.3	1.0	0.104	3.0	2.0	0.186	5.5	2.5	0.255	7.5
4~5	1.34	1.55	0.50	4.24	21.4	1.0	0.093	2.0	2.0	0.169	3.6	3.0	0.232	5.0
5~6	1.09	1.69	0.36	4.86	17.0	1.0	0.081	1.4	2.0	0.151	2.6	3.0	0.208	3.5
6~7	1.50	1.36	0.60	5.40	23.9	1.0	0.074	1.8	2.0	0.137	3.3	3.0	0.192	4.6
7~8	6.68	1.24	3.71	5.69	48.3	1.0	0.070	3.4	2.0	0.130	6.3	3.0	0.183	8.8
						$\Sigma S_1 = 14.3 + \left(\begin{array}{l} \text{深度 8 m 以下} \\ \text{下の沈下量} \end{array} \right)$			$\Sigma S_2 = 24.8 + (\quad)$			$\Sigma S_3 = 32.9 + (\quad)$		

6. 考 察

現位置における地層の密度・水分量を求めるために、放射性同位元素 Am-Be, ¹³⁷Cs を用いた中性子水分検層と γ 線密度検層を導管打込み方式によって実施した。

導管 (外径 57.15mm) 打込みにより、導管周辺地層に歪みがおこり、地層の密度・含水量が変化するので、その補正に修正率 (密度: 0.938, 含水量: 1.065) を用いて、ほぼ自然状態に近い地層の密度・含水量を得た。

湖岸周辺の沖積層は、新时期丘礫層 (第1被圧地下水層) 上に軟弱なシルト層を主体とし、湖岸に近づくにつれて厚く堆積している。とくに腐植物を含む地層 (スクモ) が局部的に幾層も存在している。したがって湖面低下に伴う地盤沈下は、これら軟弱な沖積層において起きる。もっとも圧縮率の大きい地層は、「スクモ」層である。今までの電気検層などではこれら地層を明瞭に確認することができなかったが、今回の放射能による密度・水分検層により地層の堆積状態を明瞭に確認できた。

琵琶湖総合開発計画に基づいて、湖面が約3m低下するに伴って起きる地盤沈下量は、測定された地層の含水量・密度値より、地層の間隙比・含水比・圧縮係数を求めて算定した。新浜ボーリング地点を参考にして行なった沈下量計算結果は、地下水水面が現地下水水位より (地下水水位 GL-0.4m) -1m, -2m, -3m 低下すると、それぞれ -17.8cm, -28.2cm, -35.5cm の沈下が生ずると推定された。

湖岸に面した北山田および山田付近は、沖積層が厚いので、地盤沈下量が增大するため、湖面低下に関する工事には、これらを充分考慮する必要がある。

(以上 金井記)

VIII. 軟弱地盤の固結化の試み

1. 地盤安定固結化の諸法

軟弱あるいは超軟弱地盤を改良して、構造物の基礎として充分の地耐力を有するように、改良する方法はいろいろある。土木業界ですでに実施されている大規模な工法については、ここでは取扱わず、むしろ現在、開発または試験途上にあるものについて、簡単に概括してみよう。

第1の方法は、土中に直流電流 (100V) を通じることによっておこる電気浸透による脱水、それと同時に添加した電解質の置換作用による地盤固結法であり¹⁾、第2は土中に薬液を混合または注入 (圧力) による化学的固結法²⁾である。薬液としては、生石灰 (quick lime)、燐酸、珪酸ソーダ、硫酸マグネシウムなどがあり、付加的に、養生促進剤として珪弗化ソーダ、耐水剤として、塩化鉄およびオクテラミンがある。以上は主として無機の薬液である。有機薬液としては、リグニン (パルプ廃液) とクロム酸を利用するものや、アクリル樹脂系 (例えばスミソイル、アロンなど) の有機固結剤がある³⁾。これらは、触媒を用いて硬化時間を抑制・促進することが可能で、とくにアクリル樹脂系 (アクリルアミド) のものは、水と同様の浸透性を持っている⁴⁾。第3は、濃度の高い液と低い液が半透膜をもって接すると、浸透圧現象を生じ、両者の濃度が等しくなる原理を応用した、新しい着想のもので MAIS 法とよばれているものである⁵⁾。

さて以上に述べた3つの方法を適用するに際して、どの方法が一番導入しやすいかを考慮する必要がある。電気浸透法は、アルミニウム電極板と100Vの直流電流があれば、比較的簡単にとりかかれる。しかし、添加すべ

き電解質として醋酸アルミニウム・硫酸アルミニウムなどがあるが、どれを選んで、どのように加えるかに研究の余地がある。薬液注入法は、有機安定剤以外のもは、比較的毒性も少なく、配合その他器材の上あまり大規模な施設を必要としない。またこの方法は、効果的に圧入する装置を工夫すると解決が早く、固結効果の判定は、サウンディング法で直接捉えるか、または電気探査で間接的に究明できる。MAIS法は、ヘドロ層中の莫大な水量に対して脱水速度を相当大きくするために、ピッチを詰めるだけで解決がつかはずであり、さらに半透膜・紙管の構造の改良により、一層の効果の発揮が期待されている。

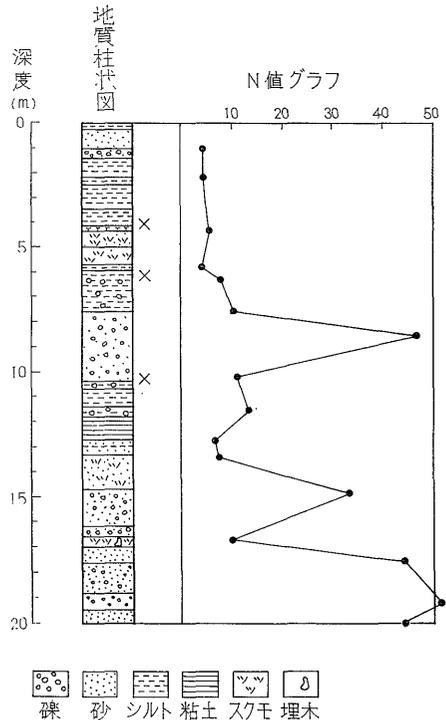
2. 地層間隙水質による地耐力と固結法の選択

これらの固結法導入に対し、既往の経験および過去の研究成果の利用といった観点からみると、薬液注入法が比較的容易に採り上げうるものである。とくに「地下構造調査」において筆者が指摘したように地耐力と間隙水質との間に、函数関係が存在するので⁶⁾、この方面から検討することを試みてみよう。すなわち地耐力（N値）と $\frac{Na}{Ca+Mg} : \frac{Cl}{SO_4+HCO_3}$ （置換イオン比）との間に相関関係があることは第42図にこれを示してある。

さて SAR (Sodium Adsorption Ratio) なる Index は、沈積環境を指示する有力な指標であって、環境が淡水性の場合は5以下の値を示し、海成の地層では、30~60で、その中間は汽水性の環境を示すのである。草津市新浜町所在の2本のボーリングによって得られた土質試

料（深度4.20m, 6.30m, 10.50m）のSARを算定すると、いずれも1~2の値を示した（第41図参照）。

したがって各地の資料と比較する場合、SARが1~2の範囲内にあり、かつCl⁻が100ppm以下のシルト・粘土について検討する必要がある。第6表にこれらの

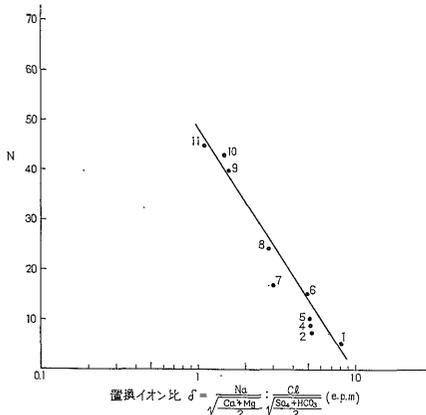


第41図 滋賀県湖南地区浅層ボーリング
草津市新浜町地点
×印、試料採取箇所

第6表 湖南および全国各地の沖積層のN値と置換イオン比

地名	地区	深度 m	Na'	Ca''	Mg''	Cl'	SO ₄ ''	HCO ₃ '	SAR*	置換イ オン比	N値	備考
1	湖 南	4.2	41.8	18.1	22.0	9.9	72.2	66.9	1.56	8	5	
2	"	6.3	39.6	36.2	17.7	9.9	87.3	53.9	1.28	5.3	7	
3	"	10.5	83.4	217.0	72.0	4.1	83.4	154.9	1.31	16.5	?	
4	新潟 空 港	6.0	169.5	24.9	196.2	44.2	40.5	494.0	2.50	5.17	9	
5	静岡 函 南	9.0	70.2	278.0	62.0	17.6	562.0	64.0	0.99	5.05	10	
6	"	6.0	409.0	76.0	11.8	22.0	745.0	80.0	1.07	5.00	15	
7	静岡 原新田	3.0	55.0	44.0	26.5	30.4	247.0	13.0	1.62	2.98	17	
8	新潟 浜 浦	20.0	78.0	6.5	63.0	41.0	0	283.0	2.00	2.63	24	
9	愛知 半 田	21.0	70.5	51.8	20.7	82.0	41.5	304.0	2.10	1.54	40	
10	"	18.0	61.2	34.6	21.6	67.6	59.5	166.0	2.00	1.48	43	
11	"	24.0	74.2	46.8	48.8	89.5	63.0	192.0	1.80	1.06	45	

$$* SAR = \frac{Na}{Ca+Mg} \quad (\text{e.p.m で計算})$$



第42図 沖積粘土(淡水)のN値と置換イオン比

諸元を示す。

この第42図の函数式を求めると、

$$N = 41.38 e^{-0.32\delta} \left\{ \frac{N \cdots N \text{ 値}}{\delta \cdots \text{置換イオン比}} \right.$$

これは、自然の沈積状態において、置換イオン比と二次函数関係で逆比例して地耐力(N値)が漸次高くなっていくことを示している。

これから考えられることは、人工的にこの置換イオン比を小さくする方法を検討すれば、地盤を固結化する方法が、一つの新しい観点から開けてくることが予想される。この置換イオン比を小さくする方法として、今試みに、薬液注入法のうちの比較的容易なものを選んで、人工的に地盤(供試体)を安定固結させ、果してこの関係が成立つか否かを検討することにした。

3. 湖南ボーリング試料の化学的固結化試験

上記の検討を実施するために、今回の調査で得られた草津市新浜地点のボーリングコアを供試体として用いることにし、深度6.00~6.30mの地層のコアをえらんだ。その土質・物理・化学的な性状は下記に示すようである。

草津市新浜町地点ボーリング深度6~6.3mコアの諸元

粒度組成	コンシステンシー	その他
礫分 0%	液性限界 63.8%	含水比 52.8%
砂分 36.0%	塑性限界 38.8%	比重 2.73
シルト分 24.0%	塑性指数 25.0%	
粘土分 40.0%	流動指数 16.3%	
	収縮限界 36.5%	

第7表 間隙水質分析成果

深度 m	pH	Na'	Ca''	Mg''	Cl'	SO ₄ ''	HCO ₃ '	含水率%
4.20	5.90	41.8	18.1	22.0	7.9	72.2	66.9	58.77
6.30	5.45	37.6	36.2	17.7	9.9	87.3	53.9	32.79
10.50	7.10	83.4	217.1	71.9	4.1	83.4	154.7	34.58

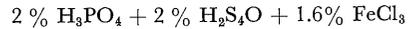
技術部 化学課 川野昌樹技官分析

この測定値から各深度についてSARと置換イオン比を求めると

第8表 湖南ボーリングコアのSARと置換イオン比および地耐力

深度 m	SAR	置換イオン比	N 値
4.20	1.560	8.00	5
6.30	1.278	5.31	7
10.50	1.306	16.50	?

さてこの供試体に対して用うべき安定剤としてなにを選ぶべきか種々検討したが、最近の米国での刊行書である「Soil Stabilization by Chemical Method」(マサチューセッツ工学研究所1961年版)によれば、安定剤として



が適当なものであるとされているので、これを応用してみることにした⁷⁾。この試験は、室内実験であるので、使用した試薬はすべて1級の規格のものであった。なおこのほか、アルミナの溶出を妨げる磷酸の不活性皮膜を除去して、養生期間中のアルミナのゲル化効率をあげるために珪弗化ソーダを用いることにした。

処 理

供試体が各種の分析のため使用され、少量しか残っていなかった。そこで35gずつの小塊に分け、これを注意深く成型した。

処理土 前述の安定剤のうちH₃PO₄+H₂SO₄+FeCl₃は3者を混合して平皿にとり、処理すべき粘土に最初珪弗化ソーダをよくしみこませ(この順序が重要である)しかる後平皿中に浸漬した(6時間)。

未処理土 清水を盛った平皿中に静置す(6時間)。

以上の処理が完了した後、薬液および水中から取り出し、薬液および水滴をよく除いて、一軸圧縮試験を実施する準備に入る。

さて本試料は、いずれも直径1.8cm、長さ4.5cm程度のもとなったので、運研式小型一軸圧縮試験機を使用し、武蔵工業大学神山助教授の指導をえて、テストを実施した。

測定の結果は下記のようにであった(第9表)。

第9表 湖南コア処理・未処理土の強度の変化

未処理土	湿潤重量 g	34.12
	湿潤密度 g/cm ³	1.628
	一軸圧縮強度 kg/cm ²	0.266
処理土	湿潤重量 g	35.14
	湿潤密度 g/cm ³	1.595
	一軸圧縮強度 kg/cm ²	0.604

さて次に各供試体につき、間隙水質分析を実施してみた(本分析は前同様化学課川野技官分析)。

未処理土(清水浸漬6時間)

pH	Na'	Ca''	Mg''	Cl'	SO ₄ '	HCO ₃ '	含水率 %	備考
5.5	36.8	35.1	17.0	9.7	86.5	52.0	33.67	浸漬時間 6h

処理土(0.5%珪弗化ソーダで処理後2% H₃PO₄+2% H₂SO₄+1.6% FeCl₃に浸漬)

pH	Na'	Ca''	Mg''	Cl'	SO ₄ '	HCO ₃ '	含水率 %	備考
2.2	161.	808.	2,265.	214.	35,664.	—	35.91	浸漬時間 6h

これからおのおのの置換イオン比 $\left(\frac{\text{Na}}{\sqrt{\frac{\text{Ca} + \text{Mg}}{2}}} : \right.$

$\left. \frac{\text{Cl}}{\sqrt{\frac{\text{SO}_4 + \text{HCO}_3}{2}}} \right)$ を求めてみると

未処理土の置換イオン比 5.30

処理土の置換イオン比 2.11

となる。

この結果から判定すると、磷酸+硫酸を主体とする安定剤を使用すると、わずか6時間の浸漬処理のみにて、一軸圧縮強度は、0.266 kg/cm² から 0.604 kg/cm² となり、強度が2.3倍になるという事実を掴むことができた。一方置換イオン比の変化をみると、5.30から2.11と $\frac{1}{2.5}$ に低下し、これは、第42図で示した関係を実証している。

4. 考 察

滋賀県湖南地区の調査にあたって、超軟弱地盤(スクモを含む)の存在を確かめ得た。現在までに地下構造調査で全国で23地区、その他の調査で3地区と多種類の軟弱地盤を観察し、テストすることができた。そこで次にわれわれの目指す方向は、その対策をいかにするか点であり、地盤の安定固結化の方法の究明へ指向していくことは、当然の帰結である。

さて外部で従来から研究されている地盤安定固結法を

今までのわれわれの実績から批判して、本所独自の解決法にまで発展させてよいはずである。これはすでに述べ

た、地耐力(N)と置換イオン比 $\left(\frac{\text{Na}}{\sqrt{\frac{\text{Ca} + \text{Mg}}{2}}} : \frac{\text{Cl}}{\sqrt{\frac{\text{SO}_4 + \text{HCO}_3}{2}}} \right)$ との間に相関関係が成立している事実を指している。したがって薬液を注入(2% H₃PO₄+2% H₂SO₄+1.6% FeCl₃)して置換イオン比にどのような影響が現われるかを検討し、その結果この相関を実証する回答を得たことは、われわれの研究の可能性を約束しているものといえよう。

今後は、このような方法を繰返し実施して、その事実をさらに確認し研究を発展させたいと思っている。42年度に実施する予定の成田地区における関東ロームの研究においても、薬液注入法を適用し、生石灰⁸⁾・過磷酸石灰+硫酸などの安価な固結剤の圧入によって、地盤改良の実験を行なう予定である。(以上 渡辺記)

参 考 文 献

I の 分

- 1) 尾原信彦・他7名(1967): 泉州地区産業地質調査報告書, 地質調査所月報, vol. 18, no. 2, p. 75~117
- 2) TAKAYA Yoshikazu (1963): Stratigraphy of the Paleo-Biwa group and paleogeography of Lake Biwa with special reference to the origin of the endemic species in Lake Biwa. Mem. Coll. Sci. Kyoto Univ. Ser. B, vol. 30, no. 2, p. 81~119.
- 3) 近畿地方建設局(1962): びわ湖周辺地帯の土質・地質・地下水の性状に関する研究, 琵琶湖調査資料, p. 1~312

II の 分

- 1) 地質部編図課(1955): 20万分の1地質図「名古屋」, 地質調査所
- 2) 広瀬正資(1934): 琵琶湖東南岸の地質, 地球, vol. 21, no. 2, p. 91~105
- 3) 池辺展生(1934): 鈴鹿山脈西側近江甲賀郡下の新生界, 地質雑, vol. 41, no. 489, p. 399~401
- 4) 池辺展生(1934): 滋賀県甲賀郡東部の中新統, 地球, vol. 22, no. 2, p. 110~123
- 5) 河野義礼・植田良夫(1966): 本邦産火成岩の K-A dating (V) —— 西南日本の花崗岩類 ——, 岩鉱, vol. 56, no. 2, p. 81~119,

no. 5, p. 192~211

- 6) 高谷好一・西田一彦 (1964): ビワ湖東岸の地質と地下水の流出機構について, 地球科学, no. 74, p. 33~39
- 7) 緒方正虔 (1959): 鈴鹿山脈の深成岩類, 地球科学, no. 43, p. 1~10
- 8) 滋賀県 (1954): 20万分の1 滋賀県地質図
- 9) TAKAYA Yoshikazu (1963): Stratigraphy of the Paleo-Biwa group and the Paleogeography of Lake Biwa with Special Reference to the Origin of the Endemic Species in Lake Biwa. *Mem. Coll. Sci. Univ. Kyoto, Ser. B*, vol. 30, no. 2, p. 81~119.

Ⅲの分

- 1) 近畿地方建設局 (1962): びわ湖周辺地帯の土質・地質・地下水の性状に関する研究
- 2) 藤田延男・他4名 (1959): 滋賀県湖東および湖南地域工業用水源調査報告, 地質調査所月報, vol. 10, no. 10, p. 33~46
- 3) 安芸皎一・他2名 (1955): 発電水力・ダム・河川 (オーム社), p. 139
- 4) 滋賀県 (1954): 20万分の1 滋賀県地質図
- 5) 渡辺和衛・安藤高明 (1964): 四日市後背地の水収支について, 桑名・四日市地区地下構造調査報告書

Ⅳの分

- 1) 東海道本線, 草津~京都間第二工区路盤その他, その一工事ボーリング柱状図
- 2) 草津, 守山農業用水道水源井地質柱状図
- 3) 高谷好一・西田一彦 (1964): 琵琶湖東岸の地質と地下水の流出機構について, 地球科学, no. 74
- 4) 小谷 昌 (1957): 琵琶湖の湖底地形 (予報), *GSI Jour.*, 地理調査所時報, No. 21
- 5) 建設省近畿地方建設局 (1962): びわ湖周辺地帯の土質・地質・地下水の性状に関する研究

Ⅴの分

- 1) 池田俊雄・室町忠彦 (1961): 地耐力調査法, 鉄道現業社, p. 51~57, p. 66~69
- 2) 土質工学会 (1965): 土質工学ハンドブック, 技報堂, p. 343~349

Ⅵの分

- 1) 吉田彌七: 水源としての地下水の量について, 土木学会誌, vol. 17, no. 6, p. 506
- 2) 安藤高明 (1966): 防府平野浅層の間隙水圧垂直分布について, 防府市役所

Ⅶの分

- 1) W. GARDNER and D. KIRKHAM (1952): Determination of Soil moisture by neutron scattering. *Soil Science*, vol. 13, no. 5, p. 391~401.
- 2) 安藤高明・他4名 (1967): 放射線を利用した地中水分および密度の原位置測定について——鹿島神之池附近のモデルテスト——, 応用地質, vol. 8, no. 2, p. 55~70
- 3) MEYERHOF, G. G. (1959): Compaction of sands and bearing capacity of piles, *Proc. A.S.C.E.*, 82, SM1, 1028 p.

Ⅷの分

- 1) Lucas ADAMSON et al. (1966): Electrokinetic dewatering, consolidation and stabilization of soils. "Engineering Geology", vol. 1, no. 4, p. 292~294.
- 2) 重化学工業通信社編集部 (1967): グラウト工事業界の動向, 「コンストラクション」, vol. 5, no. 4, p. 26~66
- 3) 小林俊夫 (1967): アクリル系薬液について, 「コンストラクション」, vol. 5, no. 4, p. 33~38
- 4) 建設物価調査会 (1966): アクリルアマイド系注入剤スミソイル, 技術資料, vol. 26, no. 10, p. 1~12
- 5) 和田 浩・他1名 (1967): 軟弱地盤改良MAISI法, 「コンストラクション」, vol. 5, no. 4, p. 59~66
- 6) 渡辺和衛 (1966): 八代地区の間隙水質について, 八代地区地下構造調査報告書, 福岡通産局・地質調査所刊, p. 61~62
- 7) Massachusetts Institute of Technology (1961): Soil stabilization by chemical methods, Final Report Phase, XIII, p. 5~17.
- 8) U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station (1962): Soil stabilization investigation of quick lime as a stabilizing material "Technical Report", no. 3~455.