

運輸省港湾技術研究所

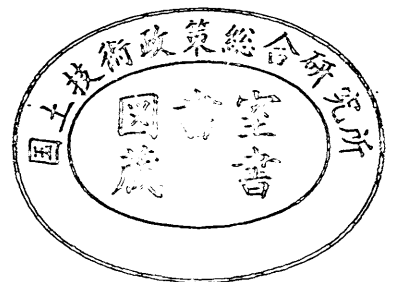
港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

資料係
文献複写
禁持出

VOL. 13 NO. 1 MAR. 1974

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第13巻 第1号 (Vol. 13, No. 1), 1974年3月 (Mar. 1974)

目 次 (CONTENTS)

1. 波浪の統計的性質に関する調査・解析……………合田良実・永井康平……………3
(Investigation of the Statistical Properties of Sea Waves with Field and Simulation Data……………Yoshimi GODA and Kohei NAGAI)
2. 海洋底における土質力学の問題……………中瀬明男…………… 39
(Geotechnical Problems of the Ocean Floor ……………Akio NAKASE)
3. ネガティブフリクションに関する実験と考察 (第1報)
……………高橋邦夫・沢口正俊・善 功企・篠原邦彦・橋本光寿…………… 65
(Experiment and Study on Negative Skin Friction on Piles (1st Report)
……………Kunio TAKAHASHI, Masatoshi SAWAGUCHI, Koki ZEN,
Kunihiko SHINOHARA and Koji HASHIMOTO)
4. ポアソン到着待ち合せモデルの数表——埠頭の数および泊地規模の決定——
……………奥山育英・笹嶋 博・早藤能伸・中井典倫子…………… 87
(Table of Poisson Arrival Queueing Model—Optimum Number of Berths and
Optimum Anchorage Requirements——……………Yasuhide OKUYAMA,
Hiroshi SASAJIMA, Yoshinobu HAYAFUJI and Noriko NAKAI)

2. 海洋底における土質力学の問題

中瀬 明男*

要 旨

海洋底の土に関する既往の調査結果のうち、土質力学的問題についての現況を報告する。既往の調査のほとんどは海洋サンプラーで採取した海底のごく表層のコアについて行なわれている。構造物の基礎地盤と考える場合の海洋底の土質力学的情報は少ないが、その物理的ならびに力学的性質には在来の港湾工事で経験したものと著しく異なる点は認められない。

海洋底の土質力学的性質を調べるための試料採取においては、採取に伴う拘束圧の除去の影響が非常に大きくなることが予想される。海洋サンプラーで採取した試料は、拘束圧除去の問題の他に機械的乱れも大きいと思われるので、大水深海底においても在来と同程度の品質の試料を採取する装置と方法を開発することが必要である。

* 土質部長

2. Geotechnical problems of the ocean floor

Akio NAKASE*

Synopsis

This report mainly consists of the state-of-the-art review of the geotechnical problems of ocean floors. Most of available soil data of the ocean floor are based on the examination of short cores obtained by the oceanographic samplers. Very little information of the distribution with depth of properties of deep-sea soils are available, however, it may be noted that no essential difference seems to exist between geotechnical problems of deep ocean floors and those in near-shore areas.

In the soil sampling of deep-sea soils, the sample disturbance due to the release of high confining pressure may become serious. In addition to this effect, the degree of mechanical disturbance is considered very high for soil samples obtained by the oceanographic samplers. In order to obtain a more reliable information about geotechnical properties of the ocean floor, therefore, it seems necessary to develop better methods for obtaining soil samples of the ocean floors.

* Head of Soils Division

目 次

要 旨	39
1. ま え が き	43
2. 海洋底の地形	43
3. 海洋底の土質調査法	44
3.1 音波探査	44
3.2 試料採取	45
(a) 海底表層部のサンプリング	45
(b) 大水深の試料採取	47
(c) 試料の乱れ	48
3.3 原位置試験	49
(a) 原位置ペーン試験	49
(b) 加速度計	49
(c) 載荷板試験	50
4. 海洋底の土の種類と分布	50
4.1 海底表層の土	50
(a) 大陸棚の土	50
(b) 深海底の土	50
4.2 海底下の土	52
5. 海底土の強度および圧密特性	53
5.1 未圧密粘土	54
5.2 正規圧密粘土	55
5.3 過圧密粘土および見掛けの過圧密粘土	57
5.4 土の力学試験結果の解釈における問題	59
(a) 非排水せん断強度に及ぼす試料の乱れの影響	59
(b) 非排水せん断強度と土の種類	59
(c) e - $\log p$ 曲線による先行圧密圧力 p_c の決定	59
6. 結 語	59
7. あとがき	60
参考文献	60

1. まえがき

地球表面積の約71%は海洋である。この海洋が今後の人類の活動範囲を拡大するために残された唯一の場所であるということから、海洋空間の利用が各方面で熱心に検討されてきている。このような一般情勢を反映して、1975年には沖縄で世界最初の海洋博覧会が開かれることになり、1976年には米国建国200年の記念行事として、ハワイにおける海洋浮遊博覧会が計画されている。

海洋空間を有効に利用するさいの重要問題の一つは、海洋底に種々の構造物を建設するということであろう。これまでも石油のCTS(Central Terminal Station)、沖浜港湾、海上空港などの建設が計画され、実施されてきた。しかし、これまでの建設工事のほとんどは、その対象水深が30m程度であった。そこで、今後の海洋空間の利用における土質力学上の課題は、海洋における苛酷な自然条件の調査とともに、大陸棚や大陸棚斜面のような大水深海底における土の工学的性質の把握ということであろう。

海洋底における土質調査はこれまでもかなり行なわれているが、そのほとんどは海軍または石油関係業者によるもので、その成果は軍または企業の秘密事項とされており、近年に至ってその一部が公表されたに過ぎない。しかし、これらの調査も主として地質学または地球物理学の観点から行なわれており、海洋底を構造物の基礎地盤と考える土質基礎工学の立場からすると、これら調査の成果も十分なものといえない。

以下においては海洋底における土質力学的問題についての現況を報告し、いくつかの事項については 既往の近海における土質工学的経験と比較して検討を加えることとした。

2. 海洋底の地形

地球の表面積は約 $5 \times 10^8 \text{km}^2$ で、そのうち陸および海の占める面積はおおの約 $1.5 \times 10^8 \text{km}^2$ および $3.6 \times 10^8 \text{km}^2$ で、したがって地球表面積の71%が海洋によって占められることになる。海洋の平均深さは3,800mであるが、三大洋すなわち太平洋、大西洋およびインド洋の三つの平均深さは4,100mとなっている。この三つの大洋が全海洋の面積の89%を占めている。全海洋ならびにこの三大洋について、深さの面積的分布を描いたものが図-1である(高野, 1969)。

海岸と海洋底の地形について通常用いられる名称を示したものが図-2である。大陸棚(continental shelf)は一

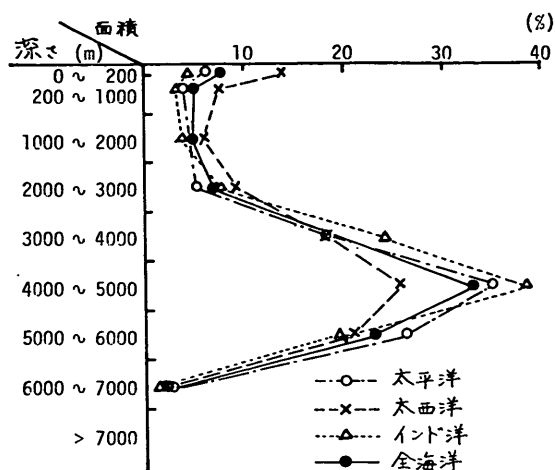
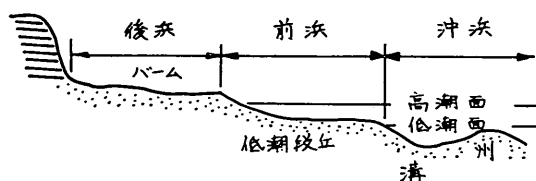
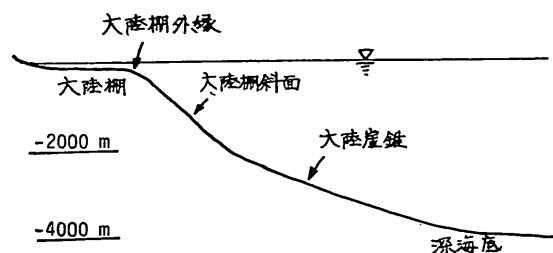


図-1 海洋水深の面積分布(高野, 1969)



(a) 海浜



(b) 海洋底

図-2 海浜および海洋底の地形

般に水深200m以下の海底部とされているが、1953年の国際大洋底地形用語委員会の定義によれば、“低潮線からはじまり、大水深部へと傾度の急増する深さまでの大陸周辺区域”となっている(Shepard, 1967)。この大水深部へ連らなる斜面が大陸棚斜面(continental slope)で、大陸棚と大陸棚斜面の境界を大陸棚外縁(shelf edge 又は continental edge)という。大陸棚と大陸棚斜面を合わせて大陸棚段丘(continental terrace)という。

大陸棚の面積は全海洋面積の約7.6%、地球表面積の約5.4%、さらに全陸地面積の約18.5%である。その平均的な巾は約70kmであり、棚表面の傾度は平均して $0^{\circ}07'$ である。大陸棚は氷期と間氷期の海岸線の進退による浸食と堆積による海底面の平滑化によってできたもので、その水深は氷河作用を受けた地域で最も大きく、珊瑚礁の発達した地域では小さい。その広さは北氷洋および大太平洋の北部と西部で大きく、地質的に若い山岳地方の沖合いでは多発地震で分るように断層運動が活発なため、最も狭くなっている。

大陸棚斜面と深海底(deep ocean floor)の区別は明瞭でないことがある。この斜面は非常に小さな傾度で深海部まで連続していることもあるし、大陸棚斜面の傾度が増す部分からゆるやかなエプロン状の斜面が介在していることもある。このエプロン状の斜面を大陸崖錐(continental rise)または局部的にみて深海扇状地(deep-sea fan)という。大陸崖錐は大陸棚斜面よりはるかに傾度が小さいし、地形的にもより滑らかである。したがって、大陸棚斜面という用語は通常は傾度の大きい部分に限定して用いられ、その先のエプロンは深海底の一部と考えられている。

大陸棚と大陸棚斜面の全面積は約 $6 \times 10^7 \text{km}^2$ であり、それに接する大陸崖錐はそれとはほぼ等しい面積を有している。したがって、これら三つの区域の全面積は地球表面積の約25%を占めている。

深海底の種々の溝状の地形を表わすのに海底峡谷(submarine canyon)という名称が用いられる。すなわち、底巾が広く斜面の急な海盆(trough)、連続した凹み、あるいは大陸棚によく見られるような曲りくねって多くの支流を持つV字峡谷などである。

深海底には種々の凹凸がある。連続した凸部は、斜面の滑らかな岡(rise)と不規則な急斜面を持つ海嶺(ridge)に分けられている。個々の凸部は、その周囲より1,000m以上高い場合に海山(seamount)というが、その海山の頂上が平坦な場合は平頂海山(tablemount 又は Guyot)といわれる。このグヨーはフランスの地理学者の名前から採ったものである。

海底盆地(basin)は縦横の長さのほぼ等しいものをいい、深海平原(abysal plain)は盆地内に存在する非常に平坦な区域をいう。海溝(trench)は長く狭い凹部で斜面が鋭く切れこんだものをいう。海淵(deep)は深海底の最も深い部分の名称であるが、普通はその水深が5,400m(3,000尋)以上のものに限って用いられる。これまでに調べられた60の海淵のうち最大の水深は、マリ

アナ海溝のヴィチャージ(Vityaz)海淵の11,034mである。

3. 海洋底の土質調査法

3.1 音波探査

物理探査法は陸上における調査手法として開発されてきたものであるが、海洋底の調査においてはとくにその間接的手法が有利な面となる。1920年頃から地質や地球物理の関係者は、石油資源の探鉱に火薬爆発による弾性波を利用して岩盤の調査を行なっている。この方法は地震探査法のなかの屈折法と呼ばれるものである。

この屈折法を用いた海洋底の調査が1937年に行なわれている。ここでは海底にいくつかの爆薬を仕掛け、その爆発による振動波を同じく海底に置いた地震計で記録するという方法が採られた。この方法はその後改良され、一連の爆発源を一隻の船が曳航し、その音波を停止した他の船上の地震計で記録するようになった。

地震探査のうち反射法による音波探査はより簡単で、海底の土層の確認や判別に広く用いられている。これは海面直下で発振し、海底面およびその下の地層境界面よりの反射波を船に吊した一連のハイドロフォンで受けるというものである。現在では、この発振源や測定機器の開発によって、調査船が航行しながら海底面下の土層を連続的にグラフ化して記録することができる。

この場合の発振源は通常は調査船が水中曳航するが、発振源の種類としては、機械的な衝撃力を利用するもの、爆薬を用いるもの、火花放電を用いるもの、圧縮空気を利用したエアガンなど、多くのものがある(Moore and Palmer, 1967; 海洋工学ハンドブック I, 1971)。受振機つまりハイドロフォンは容器に収められ、発振源と同様に水中曳航する。この曳航のさいの深さと、発振源と受振機間の距離は、良い記録が採れるように調整する。

海洋底の土は、水深、陸よりの距離、堆積年代などによってその性質が変化しているが、音波探査の場合に海底下の土層境界面の反射特性を支配するものは音響インピーダンスである。この音響インピーダンスは土の単位体積重量と土中の音速の積である。したがって海底下の土層境界面よりの反射波の強さは、土層間の単位体積重量と音速の差によって決まる。硬い岩盤上に軟らかい土層がある場合などは、岩盤の音響インピーダンスが土層のものよりはるかに大きいので、強い反射波が記録される。しかし、この音響インピーダンスが支配的特性であるということは、土の土質力学的性質が異なるのみでは、音波探査によって判別し難いことがあるということ

を意味している。

土中の音速については室内および現地盤における測定が行われてきている。海成の土の音速については、粘土の場合の1,500m/sec から砂の場合の1,780m/sec の範囲に変化することが知られている。一般に土中の音速は密度とともに増大するが、間げき率が0.55（間げき比で1.22）以上となると、海水中の音速より小さくなることが認められている。海水中の音速は29°Cにおいて1,533 m/sec である (Noorany and Gizienski, 1969)。

音波探査法は海洋底の土層判定には有用な方法であるが、土の物理的ならびに力学的性質を知るためには十分有効なものとはいえない。土の工学的性質を調べるには、土の試料を直接採取するか、あるいは原位置試験を行なうことが必要となってくる。

3.2 試料採取

海洋底における土の試料採取の作業は、大水深や激しい波の作用のため、陸上の場合に較べてはるかに困難である。強力な石油採掘用の機械を用いれば、海底に深いボーリング孔を掘ることはできる。しかし、とくに軟らかい粘性土の場合には、採取試料の土質力学的品質は高いものと思われない。一方、陸上で普通に用いられるボーリングおよびサンプリングの装置は、たとえ装置自体を海上のプラットフォームに固定したとしても、パイプやロッドの水中部分の自由長が大きすぎて、潮流の作用に抵抗できないであろう。

これまでの海洋底の土質調査では、何種類かの特殊なサンプラーが用いられているが、これらのほとんどは海洋底のごく表層部分の試料採取を目的としたものである。これらの特殊サンプラーを一括して海洋サンプラー (oceanographic sampler) ということがある。

(a) 海底表層部の試料採取

海底面の表層部分のサンプリングに用いられるサンプラーは、重力式コアラー (gravity corer) と自由落下式コアラー (free-fall corer) の二つに大別される。これらはいずれもサンプルチューブを海底面に貫入させて、試料の入ったチューブを引き上げるという、いわゆるワンストロークラン方式のものである。

重力式コアラーはオープンドライブサンプラーに重錘とガイドのペーンを取り付けたものである。このコアラーの操作はすべてワイヤとウィンチでコントロールするが、その落下速さは操作の安全性の点から1~3 m/sec の範囲にコントロールするのが普通である。図-3はサンプルリテーナー (コアキャッチャー) の付いた重力式コアラーの二例を示したものである。

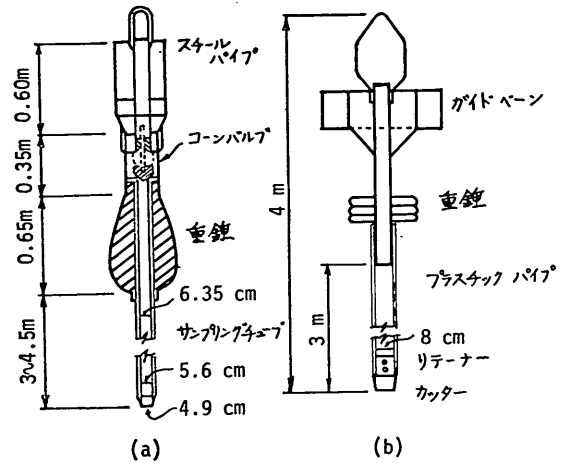


図-3 重力式コアラー
(a: Hvorslev and Stetson, 1964;
b: Richards and Keller, 1961)

ブーメランサンプラー (boomerang sampler) は重力式コアラーの一種であるが、この場合にはワイヤとウィンチは用いない。図-4に示すように、このサンプラーはバラスト付きの外管と浮きのついたコアチューブの二つの部分からなっている (Oceans Magazine, 1969)。船から投下されたサンプラーは自由に水中を落下するが、海底に貫入するさいの衝撃でコアチューブが外管から外れるようになっており、試料の入ったコアチューブは外管

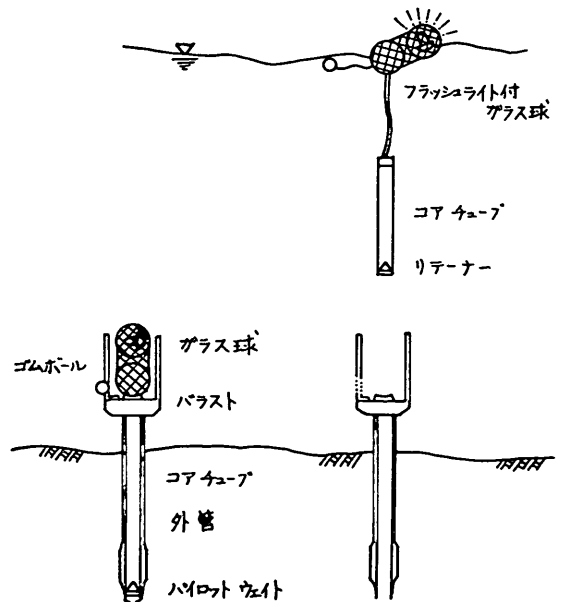


図-4 ブーメランサンプラー (Oceans Magazine, 1969)

から抜け出して海面に浮かび上る。

自由落下式コアラーは重力式コアラーの改良型というべきものであって、図-5はこのコアラーの作動の手順を描いたものである(Oceans Magazine, 1969)。最初は重力式コアラーと同様にワイヤとウィンチで吊り下げられるが、トリガーウェイトが海底にあるとリリース機構が働いて、コアラーが自由落下して海底面に貫入するようになっている。自由落下の距離は3 m程度にコントロールされている。これまでの調査によれば、この自由落下高さが3 m以上であれば、海底面に貫入するさいの速度は、コアラーの重量や自由落下高さに無関係に5m/secであることが認められている(Kullenberg, 1955)。重力式コアラーに較べて、この自由落下式コアラーは固定ピストンの使用が可能という利点を持っている。したがって、試料の乱れの程度は相対的に小さいものと考えられる。

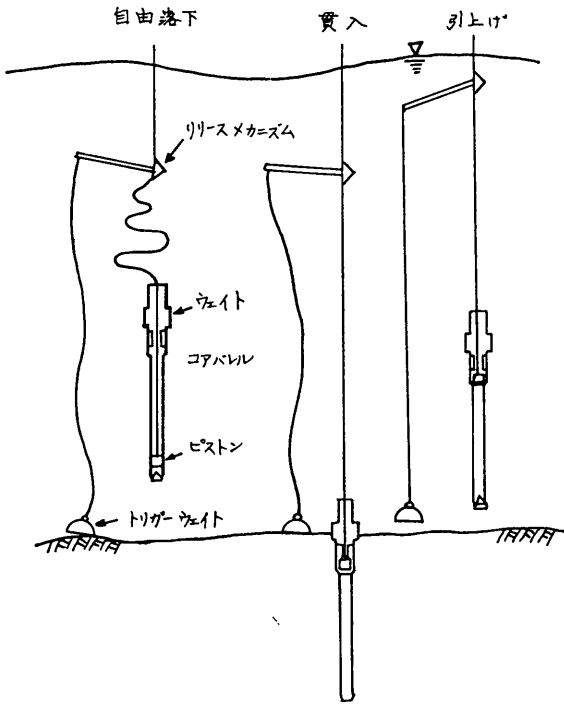


図-5 自由落下式コアラー(Oceans Magazine, 1969)

スピードサンプラー(spade sampler)は自由落下式コアラーの特殊なものである(Rosfelder and Marshall, 1967)。三脚フレームに載せられたサンプラーはワイヤとウィンチで水中に吊り下げられるが、海底面にあたると引綱がゆるみ、サンプラーは自重で土中に貫入するようになっている。貫入が終ると図-6に示すようにスピー

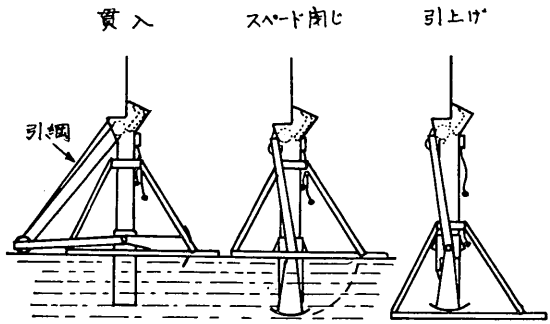


図-6 スペードサンプラー(Rosfelder and Marshall, 1967)

ド(鋤)が回転してサンプラー下端を閉じる。このサンプラーは軟らかい土層に用いられてかなりの成功をおさめたといわれている。

上に述べたサンプラーは、いずれも自重によって貫入するものであるが、重力以外の力で貫入する方式を用いるものもある。

NGI トービードー(NGI torpedo)として知られるピストンサンプラーは、水深300mまでの海底の細粒土試料を採取するための固定ピストン式シンウォールサンプラーである。このサンプラーは水中を自由落下して土中に貫入したのち、内装したロケット燃料を点火させ、そのガス圧力で5 cm径のサンプラーをさらに1.6m貫入せしめるものである(Andresen 他, 1965)。この他にも爆薬を用いるもの(Piggot, 1936)や、プロペラの推進力を利用するもの(Farrell, 1968)などがあるが、このような方式のサンプラーの利点は、自重を増さずに大きな貫入力が得られることである。

バイロハンマーも海洋サンプラーの貫入のために利用されているが、その最初の形は単純なオープンドライブサンプラーの頂部にバイロハンマーを取付けたものであった(Kudinov, 1957)。現在ではコアリテーナー付きのピストンサンプラーの形に改良されており(河内, 1972)、その操作は船上よりリモートコントロールされるようになっている。一方、水ジェットを利用するものも有効なもので(Barr, 1951)、そのための高圧水ポンプは船上に装備するものもあれば、コアラーに取付けるものもある(Rosfelder and Marshall, 1967; Rosfelder, 1967)。

陸上で用いるのと同様な機構を持つロータリー式コアラーを水中で使用することもある。掘進およびポンプ用の水密電動モーターを支持フレームに装着し、すべての操作は船上よりリモートコントロールする(加賀美, 1971; 田中, 他, 1973)。水圧式ロータリーコアラーは海

海洋底における土質力学の問題

底付近の高い静水圧を動力として利用するものである。このコアラーに用いる水圧モーターは、開閉バルブを介して大きな気槽に連結されているが、この気槽内の圧力は大気圧と等しくされている。装置全体を海底に据えたのち、船上よりのリモートコントロールでバルブを開けると、周囲の大きな水圧と気槽内の圧力差で水圧モーターが回転する(Brooke and Gilbert, 1968)。

(b) 大深度の試料採取

上に述べた海洋サンプラーによる試料採取は、土質工学的な面からいくつかの欠点が指摘されている。すなわち、i) ワンストロークラン方式のため採取コアの長さが短い、ii) サンプラーの貫入を十分にコントロールできないため、採取コアの海底土層中の正確な位置が不明である、iii) コアの鉛直性は保証されていない、iv) サンプルチューブの面積比および細長比がともに大きいため、試料の乱れの程度はかなり大きいと思われる、などの点である。

これらの点を改良するために、着底式コアラー(bottom-resting corer)の開発が試みられている。着底式コア

ーは、掘進用モーター、ポンプ、ドリルヘッド、ドリルパイプ、コアバレル、ウィンチなどの主要部分がすべて剛性フレームに装着されており、このフレームを海底に据えて陸上と同様なボーリングとサンプリングを船上よりのリモートコントロールで行なうものである(Ocean Industry, 1970; Hironaka and Green, 1971; Bailey, 他, 1971; 河内, 1972; 松本, 他, 1974)。

海洋サンプラーはワンストロークラン方式のサンプリングしかできないが、この着底式コアラーではマンビュレーターによって陸上と同様な連続的なサンプリングが可能である。一本のコアの長さは1~1.5mで、試料採取の最大深度は現在のところ海底面より60mである。稼動水深は現在のところ180mまでであるが、採取された試料はフレーム上に貯蔵されるか、あるいは採取ごとに船上に回収する。図-7は着底式コアラーの二例を示したものである。

これまでのところ、モホール計画や専用船グロマーチャレンジャー号による深海サンプリングなど、大規模な土質調査が行なわれ貴重な成果が得られている。しかし、海洋底に構造物を建設する土質基礎工学の立場からすれば、上に述べた着底式コアラーの開発を進めて、実施調査のための信頼すべき土質工学的情報を得ることが

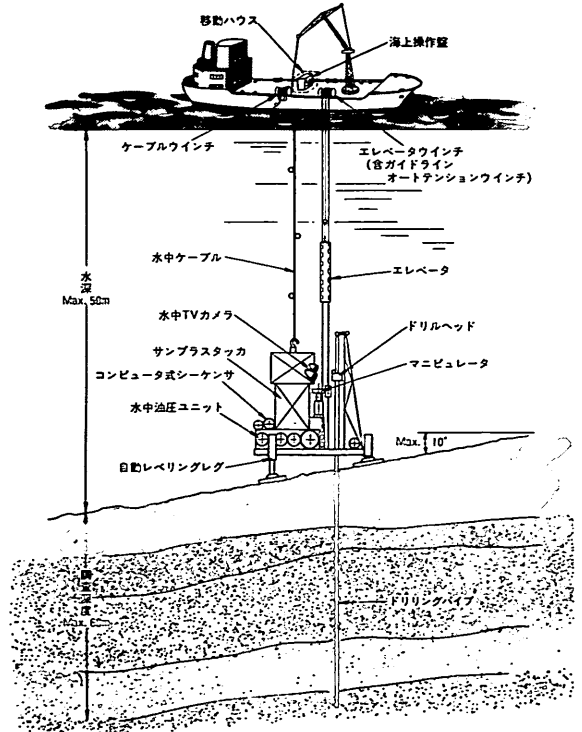
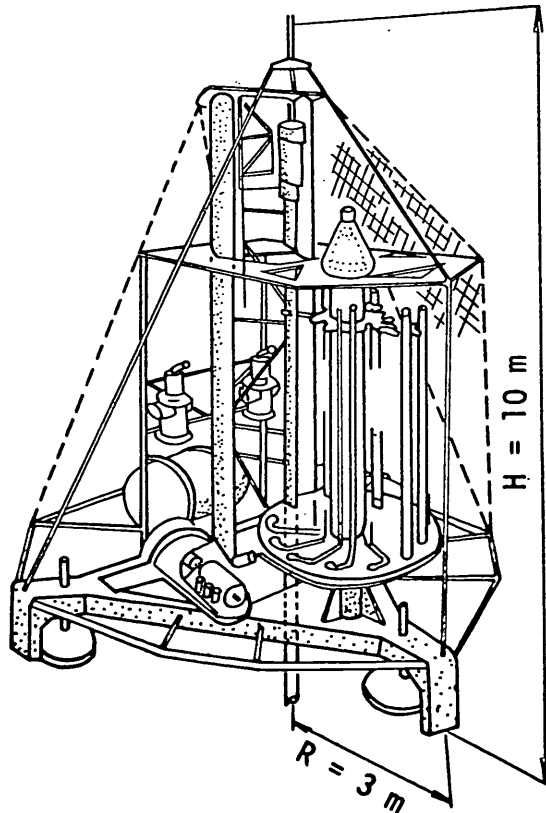


図-7 着底式サンプラー (a) Geodoff II:(Ocean Industry, 1970)

(b) MAS-73:(松本, 他, 1974)

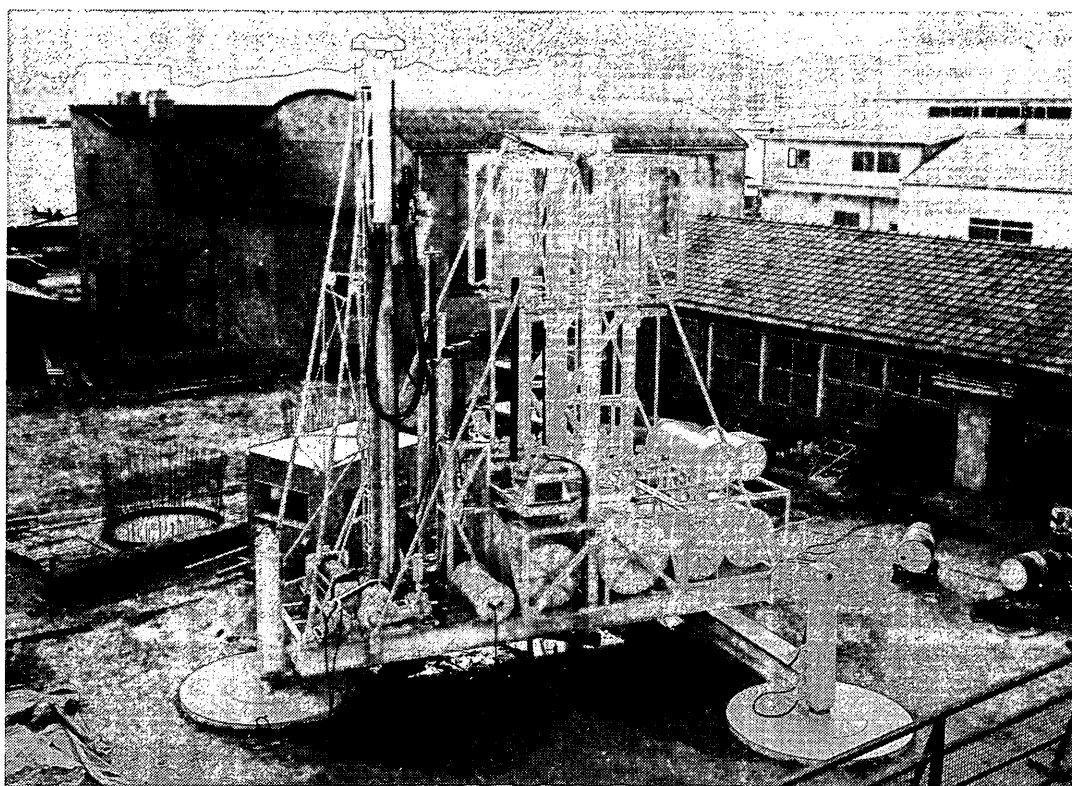


図-7 (c) MAS-73: (松本, 他, 1974)

急がれるのである。

(c) 試料の乱れ

自然地盤から採取した試料の土質試験結果を解釈するさいには、試料の乱れの影響を無視することができない。この試料の乱れとは、ボーリング、サンプリングおよび土質試験の各過程で生ずる土の状態の変化のことであり、主として原位置で作用していた拘束圧力の除去と、試料の機械的な取扱いのさいに起こるせん断ひずみの蓄積によるものと考えられている。

試料の乱れの程度という観点から、土の試料は三つの種類に分けられる。理想的な試料は乱れの影響の全くないものを指し、完全な試料とは拘束圧の除去の影響のみを受けているものをいう。実際問題でいわれる不攪乱試料というものは、拘束圧の除去ならびに機械的乱れの両者の影響を受けているものであり、乱れの程度は最も大きい。如何に優秀な技術を以てしても、ボーリングならびにサンプリングの過程における拘束圧の除去は避けられないものであるから、実際問題として理想的な試料を採取することは不可能である。

この試料の乱れの影響は圧密試験およびせん断試験の結果に直接現われるが、粘性土の非排水せん断試験の場

合に最も著しい。試料の乱れの程度が増大すると、非排水せん断強度は減少する傾向があり、圧密試験結果における圧縮指数も同じく減少する傾向がある。

試料の機械的乱れは、試料採取技術の良否、コアチューブならびに地盤の土の硬さの相対的關係、コアチューブの形状と寸法、試料の採取深度、など多くの要因に關係している。これらの問題については Hvorslev (1949) によって検討が行なわれ、現在も国際土質基礎工学会の国際研究グループ (IGOSS ; International Group of Soil Sampling) によって研究が続けられている。

この機械的な乱れの要因は多分に偶発的なもので、これら要因を定量的に扱うことは難しい。陸上あるいは水際線近くでの試料採取に較べて、海洋底における試料採取は作業条件がより苛酷であるだけに、この機械的乱れの影響は大きいものと考えられる。粘性土の力学的性質、とくにその強度特性に対する機械的乱れの影響の詳細な研究は、Ladd and Lambe (1963)、奥村、(1969)、奥村、他 (1971) などによって行なわれている。

土の試料を地中から取り出すさいには、地中における拘束圧力の除去は避けられない。このさい試料内の有効応力の状態は、原位置における異方的応力状態から、実

験室における等方的応力状態へと変化する。このような応力状態の変化が粘性土の非排水せん断強度に与える影響については、Skempton and Sowa (1963) および Noorany and Seed (1965) が研究を行なっている。

これらの研究によれば、拘束圧の除去による試料の乱れの程度は機械的乱れによるものに比べて小さい。通常の試料採取の深度についてみれば、この拘束圧の除去に起因する非排水せん断強度の低下は数%の程度といわれている。

これまでに行なわれた圧力解除の影響の研究においては、土中の間げき水の圧縮性が土粒子骨格のそれに比して無視し得ること、ならびに試料は圧力解除の後も飽和状態を保つという仮定を用いるものがほとんどであった。しかし、水際線近くにおける土質調査の場合には、海成粘土試料内の残留有効応力の測定値が予想値よりはるかに小さいこと（松本，他，1969），ならびに採取した海底粘土について測定した飽和度が深度とともに減少していること（藤下，1965），などが認められている。また，採取したばかりの粘土試料がコアチューブの端から短時間内に膨れ出す現象は，よく観察されるものである。

これらの観察結果からすると，海洋底から粘土試料を採取する場合には，試料が海面上に上げられるさいに間げき水中の溶存ガスが気泡化することが予想される。拘束圧の除去の影響の検討において，奥村（1969）はこの飽和度の減少を考慮している。

この飽和度の減少の他に，深海底から試料を採取するさいには間げき水自体がかなり膨張することも考えねばならない。海水の圧縮率は， 0°C ，塩分濃度34.9‰において $4,658 \times 10^{-8} \text{cm}^2/\text{kg}$ である。またこの値は，1,000 m，5,000 m および 10,000 m の水深において，おのこの $4,580 \times 10^{-8} \text{cm}^2/\text{kg}$ ， $4,295 \times 10^{-8} \text{cm}^2/\text{kg}$ ならびに $3,993 \times 10^{-8} \text{cm}^2/\text{kg}$ である（Dietrich, 1963）。これらの圧縮率の値によれば，1,000 m，5,000 m および 10,000 m の深度から取り出した水の体積ひずみはおおのこの0.46%，2.15% および 4.36% である。試料の乱れに及ぼす間げき水の膨張の影響については，未だに研究成果が報告されていない。

3.3 原位置試験

(a) 原位置ベーン試験

深海底の粘性土の非排水せん断強度を求める場合に，原位置ベーンせん断試験は拘束圧の除去を伴わないので有利であると考えられている。リモートコントロールによるベーン試験機は Doyle 他（1971）によって開発さ

れている。ベーンの長さは 25cm で駆動モーターはベーンのすぐ上部に装着されている。水深30mの海底の軟弱粘土に対して深度17mまでのベーン試験を行なった結果によれば，原位置ベーン試験による非排水せん断強度は，コアサンプルについて行なった室内ベーンせん断による値の約1.8倍であった。

Richards 他（1972）は水深4,600mで作動する原位置ベーンの装置を開発している。このベーンは海底面下3 mまでの層を0.3mの間隔で試験するものである。この装置は動力源とともに三脚フレームに装着されている。測定結果は観測船に電送されるようになっている。この装置を用いて， $5 \times 10 \text{cm}$ および $7.7 \times 15.3 \text{cm}$ の二種類のベーンによる測定強度は実用上等しく，重力式コアラーで採取した試料について $1.3 \times 2.5 \text{cm}$ の室内ベーンで測定した強度よりは少し大きかったと報告されている。

潜水調査船 Deep Quest には，図-8に示すように，貫入試験および密度測定のための共用装置とともに，原位置ベーンせん断装置が装備されている（Hirst, 他，1972）。多目的の原位置試験装置 DOTIPOS (Deep Ocean Test Instrument Placement and Observation System) にも同様なベーン装置が取り付けられている（Noorany and Gizienski, 1970）。

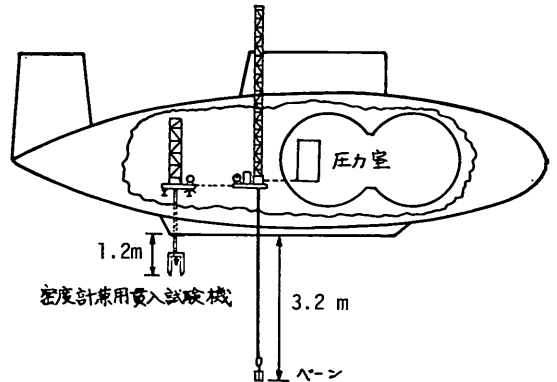


図-8 潜水調査船 Deep Quest (Hirst, 他, 1972)

(b) 加速度計

Scott (1967a, 1967b) は，海洋底におけるコアラーの作動状況ならびに海底土の原位置における性質の両者を調べるために，重力式コアラーに加速度計を取り付けることを提案している。まず，測定されたコアラーの加速度にコアラーの質量を乗じて力を求める。加速度と時間の関係を積分してコアラーの速度を得，さらに積分してコアラーの変位をを求める。

この力と変位の関係は地盤の支持力，したがってコア

ラーの内外壁面に働く土の側面抵抗を与え、これから土のせん断強度が推定できることになる。コアラーが貫入した部分の土は回収できるので、直接測定したせん断強度と加速度記録より推定した値の較正ができる。

(c) 載荷板試験

Harrison and Richardson(1967)は、チェサピーク湾の5~6mの水深の海底砂質土地盤で載荷板試験を行っている。載荷板は厚さ2.5cmの鋼板で、その直径は30cm, 47.5cm および 60cm の三種類であった。測定された極限支持力は、三軸試験で求めたせん断抵抗角を用いてテルツァーギの支持力公式で計算した値に較べてかなり大きかった。同様な載荷板試験が米国海軍土工学研究所(US Navy Civil Engineering Laboratory)によって、海底の粘土および砂地盤で実施されているが、地盤の破壊に至るまで載荷することができなかつたといわれている (Noorary and Gizienski, 1969)。

陸上の場合でも事情は同様であるが、この載荷板試験の結果を有効に利用するためには、載荷重と沈下量の正確な測定が不可欠であり、また土の強度定数が合理的に決定されることが必要である。

4. 海洋底の土の種類と分布

大まかに分類すれば、海洋下に存在する地層は三つに分けられる。第一の表層は比較的軟らかい堆積物で、その厚さは大西洋で平均1km, 大平洋では平均0.5kmである。第二の層は表層の重量で圧密された非常に硬い土層であり、第三の層が玄武岩のマントルである (Nacci and Huston, 1969)。

海洋底の土の性質として調べられているのは、上述の第一層のごく表面に近い部分のものである。そのなかでも、海洋サンプラーで採取できる程度の表層部分と、相対的に大深度の部分の二つに分けて説明する。

4.1 海底表層の土

(a) 大陸棚の土

大陸棚の海底表層に一般に見られる土の種類については Shepard (1967) がまとめているが、場所と河川の影響で砂、シルト、粘土と変化している。理想的な環境を仮定すれば、土粒子の粒径は大陸棚外縁部で局部的に増大することを除けば、一般に海に向うに従って小さくなるといわれている (Emery, 1965)。

砂は三つの種類に分類されている。陸源の砂 (ter-rigenous sands) は陸上の岩が風化で破碎したものから成っている。石灰砂またはカルカレナイト砂 (calcareous sands) は、貝殻、珊瑚などの炭酸石灰よりなる生物に

起因するものである。自生砂 (authigenic sands) は海水から直接炭酸石灰が化学的に沈殿するか、あるいは他の鉱物の成分の一部が交代されて、その場所で作られるものである。

大陸棚において砂に次いで多く見られるものは、いわゆる粘性土で、地質学の人々はこれを泥(mud 又は lutite)と呼んでいる。礫は砂や泥に較べるとその分布が少ない。

(b) 深海底の土

深海底においては二種類の土がほぼ等量に見られる。褐色粘土 (brown clay) と深海軟泥 (deep-ocean ooze) の二つである。このへどろ状の軟泥は深海底の浅い部分に見られるが、その主成分の種類によって、石灰軟泥 (calcareous ooze) とシリカ軟泥 (silicious ooze) の二つに分けられる。

石灰軟泥は貝殻、有孔虫類、珊瑚など炭酸石灰よりなる生物に起因するものであるが、有孔虫のうち一般的なものがグロビゲリナであることから、グロビゲリナ軟泥ともいわれる。粒度分析結果によれば、石灰軟泥は砂質シルトまたは砂-シルト-粘土の混合土と分類される。塑性はなく、色はクリームから白である (Noorary and Gizienski, 1970)。

シリカ軟泥の主成分は、海面近くに密集している珪藻プランクトンであり、珪藻軟泥といわれることもある。珪藻プランクトンにはかなりの数の動物も入っているが、これらはより溶けやすいため海底においてその残骸が見られることは少ない。

褐色粘土は深海底のうちでも水深の大きいところに見られる。この粘土は、初めて南大西洋で採取された試料が赤色であったことから、赤色粘土と呼ばれることもあるが、その色は褐色からチョコレート色である。この粘土は、大気塵、主な海流によって運ばれる微粒の陸源堆積物などが主な成因であり、多少の隕石と僅かな火山塵も成因の一部となっている。

この褐色粘土の構成土粒子のうち約60%は2 μ 以下の粘土粒子である。浮遊している炭酸塩は大水深部では溶解するので、炭酸石灰の含有量は非常に少ない。この褐色粘土の粘土鉱物については、Griffin 他 (1968) が報告している。表-1は主要な海洋における粘土鉱物の平均的含有量を示したものである。粘土鉱物の含有割合とその堆積の速さは、その鉱物の発生源ばかりでなく、大気圏、海流あるいは氷河のように、大陸から海洋までの運搬経路にも関係する。さらに局部的な海洋底の地形も、粘土鉱物の量にある程度影響する。

海洋底における土質力学の問題

表-1 海洋底の粘土鉱物の分布 (Griffin, 他, 1968)

場 所	サンプル数	クロロイト (%)	モンモリロナイト (%)	イライト (%)	カオリナイト (%)
北大西洋	202~206	10	16	55	20
南大西洋	196~214	11	26	47	17
北大平洋	170	18	35	40	8
南大平洋	140~151	13	53	26	8
インド洋	127~129	12	41	33	17

クロロイトは2μ以下の粒子ばかりでなく、シルト大の粒子のものまで含まれる。海洋底堆積物の中のクロロイトの粒度分布は、その近くの沖積土のものに似ている。これらの堆積物はともにクロロイトの多い岩が氷河作用によって粉砕されてきたものだからである。

モンモリロナイトは大陸から直接に運ばれたものも一部分あるが、その特徴は火山噴出物であるということである。火山噴出物が海水中でモンモリロナイトに分解するのである。火山活動が南半球に多いことから、モンモリロナイト含有量は南部地域の方が多い。

イライトは特有のもの名称ではなく、雲母グループとその分解物に属する粘土鉱物を総称するものである。このイライトの含有量は、河川から海洋に運搬された物質の範囲と量に密接に関係している。

カオリナイト分の量と分布は、その供給源地域における土の生成活動の強さによって決まる。極地方では土の生成活動が活発でなく、化学的な風化作用もないため、カオリナイトの含有量は非常に少ない。

これら四種の粘土鉱物はいずれも大陸から運搬されてきたものであるが、モンモリロナイトだけは海洋環境の中でかなりの量が生成される。もし、火山噴出物の供給とその後のモンモリロナイトへの風化過程が、全海洋において一樣なものであるとすれば、2μ以下のモンモリロナイトの含有量は海底土の堆積の速さを表わすことになる。Griffin 他 (1968) はこの考えに基づいて、表-2に示すように、三つの大洋における堆積の速さを推定している。

大陸棚段丘と深海扇状地に多くみられる土で、地質学

表-2 海洋堆積物の堆積速さ (Griffin, 他, 1968)

場 所	堆積の速さ (mm/1,000年)
大 西 洋	0.2~7
大 平 洋	0.3~23
インド洋	0.5~1

関係者から泥 (mud) と呼ばれるものは、シルト分の含有量が大きく、砂の互層が多いという点で褐色粘土と異なっている。この土は主として陸から運搬されたもので、混濁流 (turbidity current) によって運ばれたものが大部分であろうとされている。混濁流とは流動化した土が海底面上をすべる現象である (Shepard, 1967)。

場所によっては、深海底における潮流が細粒分のほとんどを洗い流し、粗粒分だけを残したと想定されるものがある。海山の岩の多くはマンガンで覆われており、また深海底にはマンガン塊が多い。

Keller (1967) は北大平洋で200本、北大西洋で300本のコアを調べ、その結果に基づいて両大洋の海底堆積物の分布図を作成した。コアの長さは平均2mである。この分布図の作成にあたって、Keller は海底堆積物を次のように六つに分類した。

- (1) 河川源堆積物 (fluvial-marine) : 0.016mmより粗い粒子。
- (2) 河川源堆積物 : 0.016mmより細かい粒子。
- (3) 褐色粘土
- (4) 石灰軟泥 : 30%以上の炭酸石灰を含むもの。
- (5) 石灰砂および石灰シルト : シルト粒子以上の寸法の貝殻や珊瑚屑からなるもの。
- (6) シリカ軟泥 : 硅藻や放射虫類による硅酸質屑を30%以上含むもの。

大平洋と大西洋の海底地形はかなり異なっており、これが堆積物の分布の相違に関係している。河川源堆積物は大西洋の海底には広く堆積しているが、大平洋では北端部と西端部に多少見られるのみである。この堆積物は近接河川の流入の影響を受けるが、この両大洋の間の相違は大西洋が大平洋に比して小さな海洋であることから説明される。

北大平洋において褐色粘土の堆積している海底の面積は、北大西洋における褐色粘土区域の約4倍である。褐色粘土の存在は非常に緩慢な堆積状況を示すものであり、この両大洋間の相違はやはり大平洋では陸から遠い部分が多いということによるとされている。

大西洋の海底の大部分は石灰軟泥で覆われているが、大平洋では石灰軟泥がほとんど見られない。北大平洋の大部分の海底において炭酸石灰堆積物が存在しないということは、いくつかの理由が考えられる。大が深部では石灰質の屑が溶解するということがまず考えられる。また、炭酸塩物質が海底に沈没したとしても、堆積の速さが極めて遅いため、土中に埋没する前に海水に長期間さらされて分解することも考えられる。

大平洋と反対に大西洋では陸源堆積物の搬入が多く、また水深も小さいため、炭酸塩物質は溶解する前に堆積が進行するものと考えられる。

北大西洋においてはシリカ軟泥はほとんど存在しないが、北大平洋ではいたる所に見られる。この堆積物の多い場所は、炭酸塩の溶解が供給を上廻るという条件とともに、珪酸屑の堆積が褐色粘土の堆積より多いという条件が存在する。

褐色粘土の層では一般に含水比が大きく、せん断強度ならびに単位体積重量が小さい。石灰質の堆積物の場合はこれと反対に、含水比が小さくせん断強度と単位体積重量が大きい。各種の骨格屑の中にある種の凝結材的な石灰物質が存在している場合には、一般に堆積物の物理的ならびに力学的性質は大巾な変化を示すものである。

北大西洋の海底土の含水比は30~175%の範囲にあるが、一般には50~100%のものが多い。そして、その単位体積重量は1.5~1.75t/m³の範囲である。一方、北大平洋では含水比は大きく、50~375%の範囲の値が測定されているが、一般には100~200%の範囲である。北大平洋における海底土の単位体積重量は1.26~1.5t/m³である。

ベーン試験あるいは一軸圧縮試験で測定された海洋底表層の非排水せん断強度は、0.04~0.18kg/cm²の範囲にあるが、北大西洋の大部分においては0.04~0.07kg/cm²である。北大西洋において測定された最大強度は、0.07~0.11kg/cm²であるが、これらの値は石灰質の堆積物で測定されたものである。

北大平洋の大部分はせん断強度が0.04kg/cm²以下のものであり、これは海洋底の大部分を褐色粘土が占めていることによる。このせん断強度は一般に海洋周辺部のものが大きい。

海洋底の表層土のコンシステンシー特性もかなり調べられている。この特性は液性限界 w_L と塑性指数 I_P をプロットする塑性図の形で表わされるが、同種の土に対する測定結果のプロットは、 $I_P=0.73(w_L-20)$ の関係を表わすA線の近傍に集まることが知られている。

大西洋の海底土についてはほぼ $I_P=0.73(w_L-15)$ の関係にあり (Richards, 1962), ミシシッピ河口沖合の海底土については $I_P=0.83(w_L-17)$, と報告されている (McClelland, 1967)。紅海, アデン湾およびナイデルタの海底土についての結果は実用上A線に等しく (Einsele, 1967), アラビヤ海とバルト海の場合には $I_P=0.72(w_L-15)$ と報告されている (Kögler, 1967)。これらと多少異なるものとしては、テルアビブ沖の場合

の $I_P=0.86(w_L-15)$ という報告がある (Almagor, 1967)。

コンシステンシー特性については、陸上部および水際線近傍の土について多くの結果が報告されているが、これらを一般に、 $I_P=a(w_L-b)$ の形で表わした場合に、パラメーター a と b の値は土によってかなりの変化を示している。一般には、 a の値は0.6~0.9の範囲にあり、 b の値の範囲は15~30である。

上に述べた海洋底の土の測定結果において、パラメーター a と b の値はある程度の変動があるが、既往の陸上部および水際線近傍のデータと比較すれば、とくに異常な値とは考えられない。したがってコンシステンシー特性という観点からすれば、海洋底の土に特有な傾向というものは見当たらない。

4.2 海底下の土

海洋底において、海底面下の土の性質の深度分布が報告された例は非常に少ないが、その中ではガダループ島付近の調査地点の水深が最も大きい。これはモホール計画の初期、1961年にガダループ (Guadalupe) 島の東側の深海底でボーリング調査を行なったもので、水深は3,558m、掘進長は海底面より約170mであった。図-9はこの調査によるEM8地点の土質断面と分類特性の深度分布である (Moore, 1964; Noorany and Gizienski, 1970)。この地点の地盤は、粘土質シルト、シルト質粘土および石灰質とシリカ質を含む粘土であったと報告されている。

図-9で注目すべきことは、深度80m以深の土の土粒子比重が2.45~2.60と浅海部のものに比べて小さく、したがって単位体積重量も小さいことである。

図-10は日本の港湾地域の海底土の土粒子比重のヒストグラムであるが (松本, 小川, 1969), 平均的な値は2.69である。このガダループ調査地点の土の強度特性を検討した結果、Moore(1964)はこの比重の小さい土層がその上下の層より大きな速さで堆積したのではないかと述べている。この推察を別にしても、このような小さな土粒子比重の値が深海底の石灰質とシリカ質の土の一つの特徴といえるかも知れない。

この他にメキシコ湾の海底地盤は、海上石油掘削がここで始まったことによって、基礎工学および地質学の関係者の特別な関心が寄せられている。地質調査の結果によれば、現在の海岸平野部は以前はデルタ地帯であり、氷河期の海面低下に伴って河川浸食による深い谷がこのデルタ地帯に形成されたのである。氷河期が終った後は海面が上昇し、これらの谷は沖積堆積物で埋まったもの

海洋底における土質力学の問題

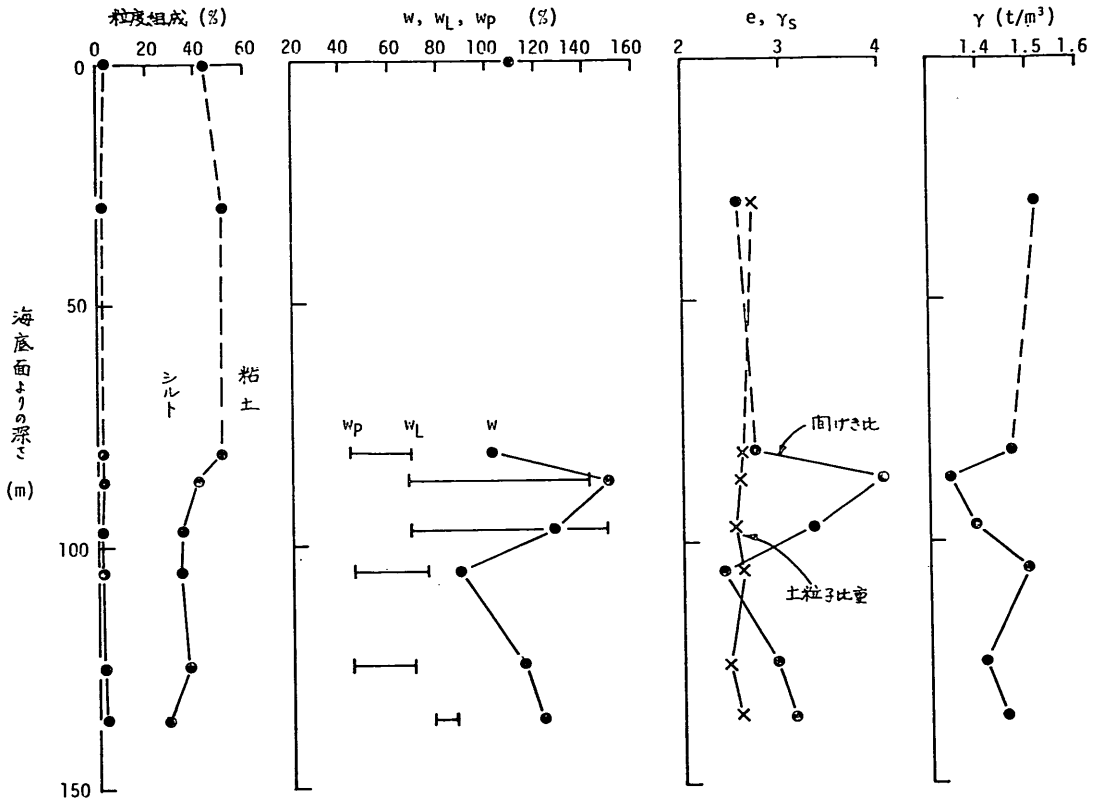


図-9 モホール計画におけるガダグループEM8の土質調査結果(Moore, 1964)

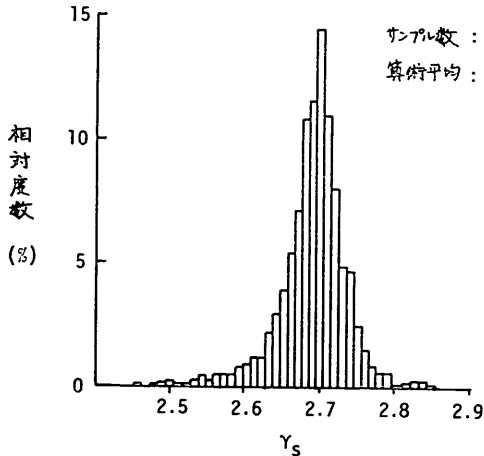


図-10 日本の港湾地域の土の土粒子比重のヒストグラム (松本, 小川, 1969)

である(Noorary and Gizienski, 1970)。

ミシシッピ河口付近の海底地盤について、分類特性の深度分布を示したものが図-11である (McClelland, 1967)。この地盤は主として灰色粘土からなり、細砂の

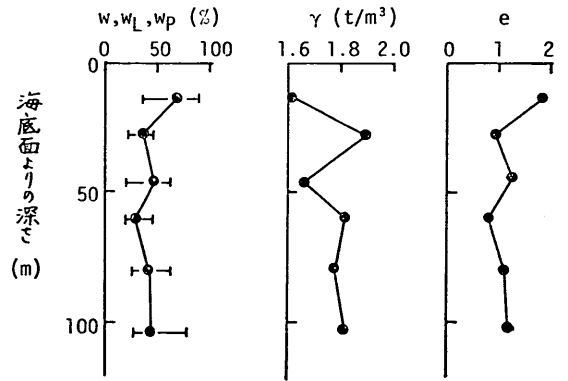


図-11 ミシシッピ河口沖South Path 区域における土質調査結果 (McClelland, 1967)

薄層が63~66mの深度に存在すると報告されている。土粒子比重の値は2.62~2.70mの範囲にある。これらの土質調査結果からみると、メキシコ湾の海底土は一般の水際線付近の土と類似のものようである。

5. 海底土の強度および圧密特性

海底地盤の工学的性質を検討する場合には、強度および圧密に関する性質の深度分布を知ることが必要であり、土質工学の面から必要とする調査深度は少なくとも数十mのオーダーである。これまでに、深海底の土の強度や圧密の特性の調査結果がかなり報告されているが、そのほとんどは海洋サンプラーで採取した土についての調査結果である。海洋サンプラーで採取できる深度はきわめて小さなものであり、土の力学的性質を検討するさいに問題となる試料の乱れもきわめて大きいものと考えられる。港湾地域の工事などでよく経験することであるが、海底表層の1~2mの軟泥は何らかの上載荷重を加えるさいには局部的すべりを生じて側方に押しやられる。これまでに報告された深海底の土の強度および圧密特性は、残念ながらそのほとんどが、この表層軟泥についてのものとなっている。

海底土の力学的性質は、堆積の環境とその速さ、ならびに、シリカ、炭酸塩、鉄、マンガンなどの溶解と再堆積による土粒子間の付着力、すなわちセメンテーションの程度によって大きく影響される。

粘性土の力学的性質はその圧密状態に関して、未圧密、正規圧密および過圧密の三つの種類に大別される。一般的に言えば、大陸棚および大陸棚斜面の海底土は過圧密状態にあり、デルタ堆積土は未圧密状態、深海平原の海底土は正規圧密状態にあるとされている (Bryant, 1967; Fisk and McClelland, 1959)。

土の圧密状態の判定は、圧密試験で得られた先行圧密圧力 p_c と原位置の有効土かぶり圧 p_0 の比較か、あるいは非排水せん断強度 s_u の深度分布の検討、などの方法で行なわれる。正規圧密状態の土においては、原則的には、 p_0 と p_c は等しく、また s_u/p_0 の値はその土の強度定数と分類特性に対応する一定値とする。未圧密状態の土では p_c は p_0 より小さく、 s_u/p_0 の値も正規圧密状態における値より小さくなる。過圧密状態の場合は未圧密状態の場合と逆の傾向にある。

以下においては、海底粘性土の強度と圧密の特性について、おのおのの圧密状態に関して分類して説明する。

5.1 未圧密粘土

図-12のような土層において、もしもこの層が完全に圧密の終わった状態、すなわち正規圧密状態にあるとすれば、深度 z における有効土かぶり圧は次のような最大値 p_m となる。

$$p_m = \gamma' z \quad (1)$$

ここに γ' は土の水中単位体積重量である。非排水せん断強度 s_u は深さに対して直線的に増大し、 p_m に対する

比は

$$s_u/p_m = \alpha \quad (2)$$

となる。 α は土の強度定数によって決まる値で (Skempton and Bishop, 1954)、その値はまた次のように塑性指数の関数となることも経験的に知られている (Bjerrum, 1954; Skempton, 1957)。

$$s_u/p = 0.11 + 0.0037 I_p \quad (3)$$

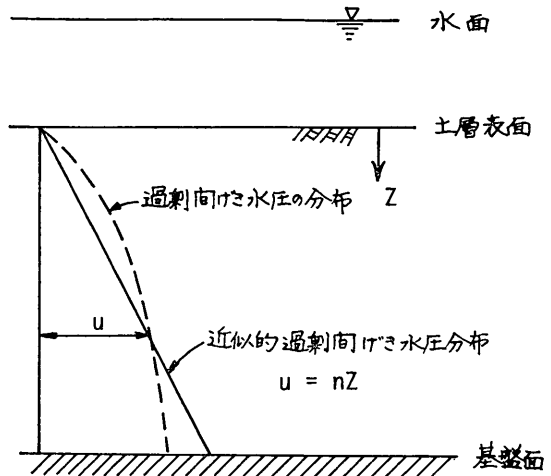


図-12 土層のキイスケッチ

もしも土層において圧密が進行中であるとすると、図-12に描くように過剰間げき水圧が存在する。ある状態における有効土かぶり圧 p は

$$p = \gamma' z - u = \gamma' z \left(1 - \frac{u}{\gamma' z}\right) \quad (4)$$

となるが、 u はこの状態における過剰間げき水圧である。ある状態における過剰間げき水圧を、図-12に示すように、近似的に直線分布するものと考えると、

$$u = nz \quad (5)$$

となり、式(4)は次のようになる。

$$p = \gamma' z \left(1 - \frac{n}{\gamma'}\right) \quad (6)$$

しかし、定義によって平均圧密度 \bar{U} は次のようになる。

$$1 - \frac{n}{\gamma'} = \bar{U} \quad (7)$$

非排水せん断強度は圧密の過程を通じて有効土かぶり圧に比例するものであるから、未圧密状態の土における非排水せん断強度を s_u' とすると、式(1)(2)から、 $s_u' = \alpha \gamma' z \bar{U}$ となる。したがって、 s_u' を式(1)の p_m に対する比で表わせば

$$\frac{s_u'}{p_m} = \alpha \bar{U} \quad (8)$$

となり、深さ方向の増大割合は正規圧密状態のものより

小さくなる。

一定の割合で堆積を続ける土層の圧密については、Gibson(1958)が解析を行なっている。図-13はその結果であるが、 m は層厚の増大速さ、 c_v は圧密係数、 t は時間である。図中の点線は、ある時点で堆積が停止した場合の圧密を示すものである。この図から分るように、一定速さで堆積が続けば平均圧密度は時間とともに減少する。堆積が停止したのちは、平均圧密度は時間とともに増大し、最終的には圧密終了すなわち正規圧密状態になる。

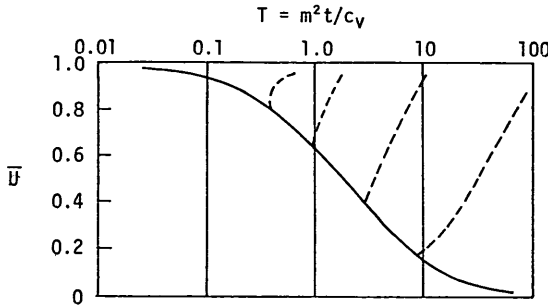


図-13 堆積中および堆積停止後の平均圧密度 (Gibson, 1968)

Morgenstern (1967) は Gibson の解析結果に基づいて、図-14のような堆積速さと平均圧密度の関係の計算例を報告している。この場合、初期粘土層厚を15mとし、圧密係数としては、粘土の場合の $1 \times 10^{-5} \text{cm}^2/\text{sec}$ から粗いシルトの場合の $1 \times 10^{-2} \text{cm}^2/\text{sec}$ の範囲に仮定している。堆積の速さについては、非常に遅い深海平原の場合から、極端に速いデルタ堆積の場合までを包含するように選んでいる。

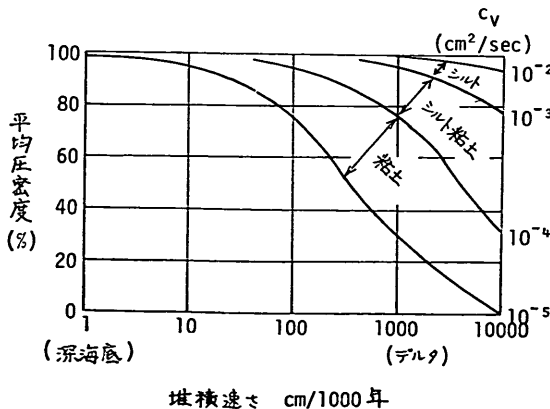


図-14 層厚15mの土層における堆積速さと平均圧密度の関係(Morgenstern, 1967)

Gibson の解析ならびに Morgenstern の計算例から分るように、未圧密の状態は堆積速さの非常に大きいデルタ地帯における粘土かシルト質粘土の層に現われている可能性が高い。一方、正規圧密の状態は、堆積速さが極端に小さい深海平原で見られることが予想される。

メキシコ湾の South Pass 区域で得られた土質調査結果は、未圧密状態の粘土の典型的なものと考えられている (Fisk and McClelland, 1959)。ミシシッピ河がメキシコ湾に流し込む堆積物は、一日当たり150万トンと推定されている (Kolb and Kaufman, 1967)。これらの流出物は河口から16kmに対する放射状の区域に堆積すると推定されており、その堆積の速さは1500年の間に約80mと推定されている (Noorary and Gizienski, 1969)。South Pass 区域の調査結果を図-15に示すが、極端に小さなせん断強度は、上述の大きな堆積速さと相俟って、この粘土層が未圧密状態にあることを示すものとされている。ただし、この場合には先行圧密圧力と有効土かぶり圧の比較については報告されていない。

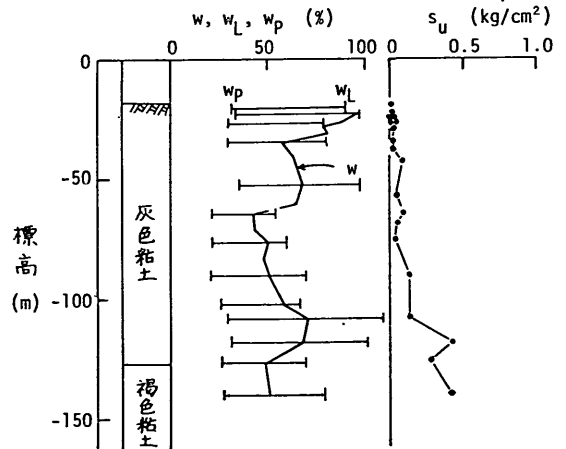


図-15 メキシコ湾 South Path 区域の未圧密粘土の土質調査結果 (Fisk and McClelland, 1957)

5.2 正規圧密粘土

圧密試験で求めた先行圧密圧力が原位置における有効土かぶり圧にはほぼ等しければ、その粘土層は正規圧密状態であると判断される。しかし、実際には非排水せん断強度の深度分布によって検討することが多い。式(3)に示したように、 s_u/p は塑性指数の関数とされているので、測定した s_u 値、有効土かぶり圧および塑性指数が式(3)に適合していれば、正規圧密状態と判定するのである。

ミンシッピー河口沖のユージン島付近の海底粘土は、典型的な正規圧密粘土であるとされている (Fisk and McClelland, 1959)。この粘土層は洪積世の後期、約 10,000 年以上前に、上昇中の海面が現在より 30m 以上低かった頃から堆積を始めたものとされている。正規圧密状態と判定した理由は式(3)が適合したためであるが、先行圧密圧力についての検討は報告されていない。

正規圧密状態にあると判断される粘土層の調査結果の他の一例を図-16に示す (港湾技術研究所, 1972)。図より分かるように、先行圧密圧力 p_c と有効土かぶり圧 p_0 はほぼ等しい。ここでは、 s_u として一軸圧縮強度 q_u の半分を考えているが、平均的にみた s_u/p すなわち $\bar{q}_u/2p_0$ と深さのグラフに描いた点線は、塑性指数の値から式(3)で求めた s_u/p 値を表わしたものである。

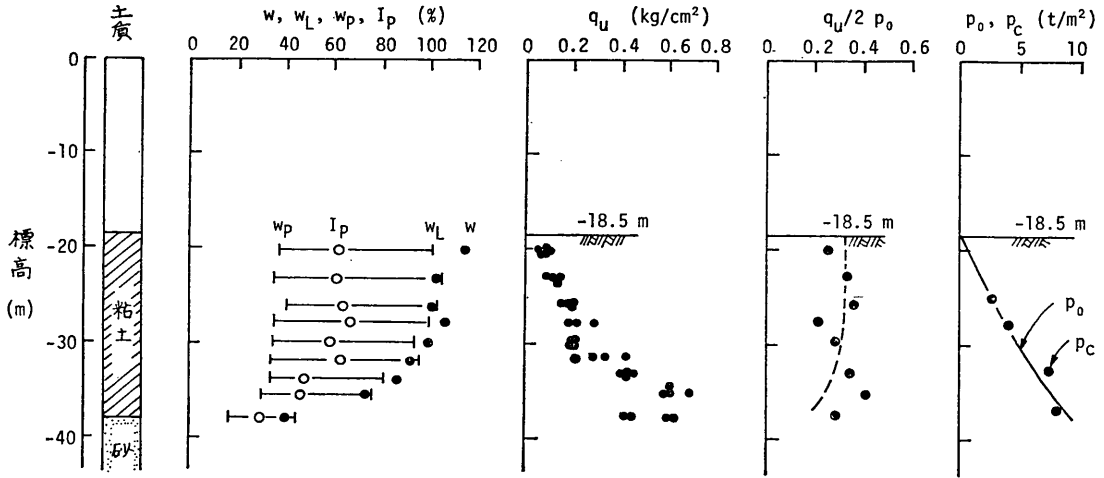


図-16 大阪湾における正規圧密粘土の土質調査結果 (港湾技術研究所, 1972)

モホール計画におけるガダループの調査ボーリングにおいても、強度と圧密の特性の検討が行なわれている。地質学的な検討の結果によれば、この地域の粘土層は正規圧密状態にあると予想されていた。この地点における土質断面と分類特性は図-9に示してある。

このボーリングで採取された11個の試料について圧密試験が行なわれている (Hamilton, 1964)。この試料採取においては試料の乱れがかなり大きかったと報告されているが、比較的乱れの小さいと思われる三つの試料についての $e-\log p$ 曲線を図-17に示す。

この場合、試料の乱れを補正するため、Schmertman (1953) の提案する手法を適用しているが、図-17に描いた直線はこの補正で求めた“原位置圧密線”である。図より分かるように、各試料について測定した間げき比と有効土かぶり圧のプロットは原位置圧密線の近傍にあり、これが正規圧密状態にあることを示すものであるとされている。

この調査におけるせん断試験としては、ペーン試験と圧密非排水三軸圧縮試験が行なわれている (Moore, 1964)。ペーン試験は試料採取直後に船上で行なわれたが、測定された非排水せん断強度は 0.03~0.34kg/cm²

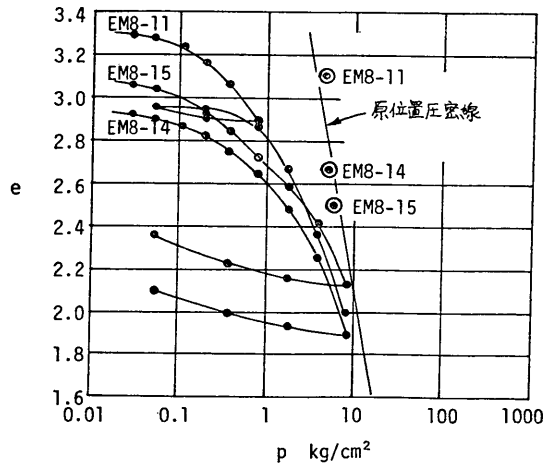


図-17 ガダループ地域の大深度試料の $e-\log p$ 曲線 (Hamilton, 1963)

と小さく、この値による s_u/p の値は 0.07 であった。一方、測定された塑性指数の平均値 31 に対して式(3)より求められる s_u/p の値は 0.22 である。 s_u/p 値のこのように著しい相違は、ペーン試験を行なった試料の乱れの程度

がかなり大きかったことを示すものであろう。

圧密非排水三軸圧縮試験の圧密過程では等方圧力による圧密を行なっている。一連の試験結果を圧密圧力と非排水せん断強度の関係として表わし、原位置の有効土かぶり圧と等しい圧密圧力に対応する強度を原位置強度としている。このようにして求めたせん断強度はベーンせん断による値の10~100倍も大きかった。

しかし、この試験のように、採取試料を原位置の有効土かぶり圧で再圧密し、しかも原位置条件の異方圧力と異なる等方圧密を行なうという試験条件は、原位置の非排水せん断強度を著しく過大評価するものであることはよく知られているところである。

したがって、このガダループ島の調査地盤の圧密状態は、せん断特性の面からは判断することができなかったのである。つまり、ベーン試験では試料の乱れが大きかったこと、三軸試験においては試験条件が不適当であったことが、その原因である。

5.3 過圧密粘土および見掛けの過圧密粘土

過圧密状態の成因は、圧密終了後に圧密圧力の一部が除去され、粘土の膨張が行なわれることである。このことから、過去における最大の圧密平衡圧力としての先行圧密圧力というものがあると考えられるのである。

メキシコ湾内の South Timbalier 地区の表層粘土は過圧密状態にあると報告されている (Fisk and McClelland, 1959)。この粘土層は小水深のデルタフロント堆積物であるが、海水による浸食で表層が削られたものである。非排水せん断強度と深度の関係を検討した結果、この粘土層は現在より約10m厚い上部土層によって圧密されたものであることが示された。

このように過去の圧力履歴が明瞭な粘土層の他に、海底土として常に海中にあり浸食作用も受けていないにもかかわらず、過圧密粘土と類似の性質を示すものがある。この種の粘土を見掛けの過圧密粘土という。このような粘土層の例としてはテキサスおよびメキシコの大陵棚斜面の粘土層が挙げられている (Bryant, 他, 1967)。この地域では地質学的にみて浸食が行なわれた形跡はないが、その圧密およびせん断特性は過圧密粘土の特徴を示している。この地域の水深1,370mの海底で、1~5mの深度で採取した試料の圧密試験結果を描いたものが図-18である。圧密試験結果から求めた先行圧密圧力 p_c は有効土かぶり圧 p_0 よりかなり大きいことが示されている。

これまでに行なわれた粘土の圧密特性の研究によれば、過圧密状態の検討においては時間効果は重要な要因

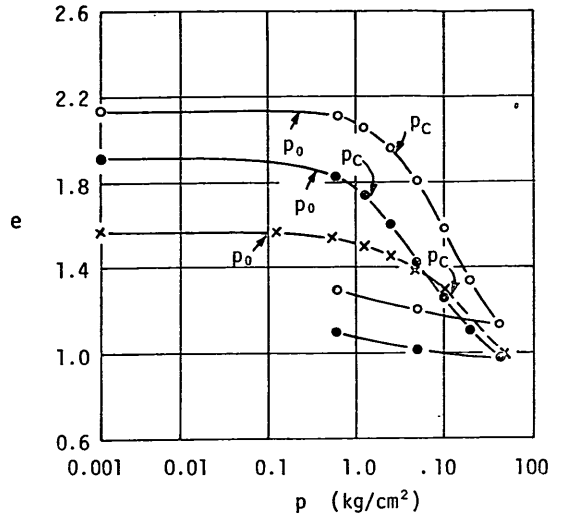


図-18 メキシコ湾の大陵棚斜面の試料の圧密試験結果 (Bryant, 他, 1967)

であることが認められている。すなわち、極めて長時間の圧密を行なえば粘土には圧縮に対する保留抵抗 (reserved strength) が形成され、圧密試験における e - $\log p$ 曲線の形が変化するのである。(Leonards and Girault, 1961; Leonards and Ramiah, 1960; Leonards and Altschaeff, 1964; Bjerrum, 1967)。この長時間圧密は粘土のせん断強度をも増大させることが認められている (Ladd, 1964; Schmertmann, 1965)。

Bjerrum (1967) は圧密過程における粘土の体積変化を二つの成分に分類している。一つは有効応力の増加のみによって生ずる瞬時圧縮 (instant compression) で、外力の増分が土中の有効応力と釣り合うまでの間に生ずる圧縮である。他のものは有効応力の変化なしに生ずる長時間圧縮 (delayed compression) である。

この長時間圧縮によって粘土の含水比が減少すると、粘土粒子によって構成されている骨格構造はより安定なものとなる。粘土粒子同志の接点の数は増加し、塑性粘土のせん断強度の粘着力成分も増加する。すなわち、この長時間圧縮の間に粘土のせん断強度は増大し、圧縮に対する保留抵抗が形成される。このような粘土は過圧密粘土のような挙動を示し、応荷に伴う沈下はむしろ弾性的圧縮に近いものとなる。長時間圧縮された粘土の圧縮性とせん断強度について、Bjerrum は図-19のように描いている。

以上のことから、自然地盤において現在の有効土かぶり圧のもとで長時間圧縮された粘土に対して、通常の方法で求めた先行圧密圧力のみから判断すると、過圧密状

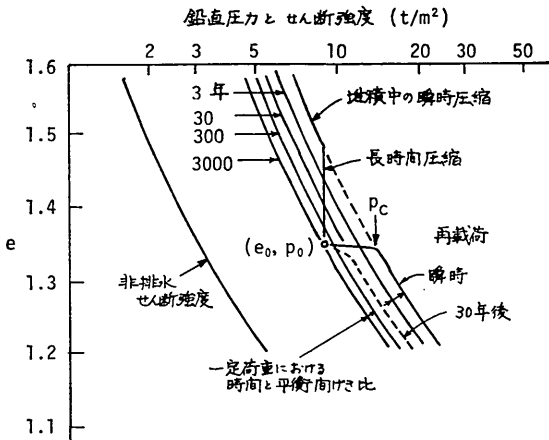


図-19 長時間圧縮による粘土の圧縮性とせん断強度の変化 (Bjerrum, 1967)

態にあるということがあり得る。このような粘土を見掛け上の過圧密状態にあるという。このような長時間圧縮の影響を調べるため、Bjerrum(1967)は次のような方法を提案している。すなわち、非排水せん断強度、土の単位体積重量および塑性指数の測定値から、原地盤内における s_u/p の値の深度分布を求め、さらにこの値と塑性指数により式(3)から p の値を逆算する。この計算値と原地盤の有効土かぶり圧を比較するのである。この p の計算値は等価限界圧力 (equivalent critical pressure) といわれている。

見掛けの過圧密状態のもう一つの成因と考えられるものは、固結物質の沈澱によって化学的結合が生じ、これが粘土の構造的な強度を増大せしめることである。この作用は粘土の構造骨格の結合力を増大せしめるものである。粘土の多くは、有機物、炭酸塩、石膏、アルミニウムや鉄の化合物などの可溶性の化学成分を含んでおり、これらのものがある条件のもとにおいて、化学的に安定なセメント、結晶あるいはゲルなどを形成することが知られている。これらはかなりの強度を持つものである。

この固結物質の影響を示すための実験が Bjerrum (1967) によって紹介されている。図-20(a) はこの固結物質が $e-\log p$ 曲線の形に与える影響を現わしたものである。固結作用の後には $e-\log p$ 曲線に局部的な凸部が現われ、このために $e-\log p$ 曲線より求める先行圧密圧力 p_c は過大なものとなる。軟らかい海成粘土においては、この図に描くような逆S字形の $e-\log p$ 曲線が得られることが多い。

図-20(b) は別の実験結果を描いたものである。ここでは、まず二個の粘土試料を図に示す p_c よりはるかに

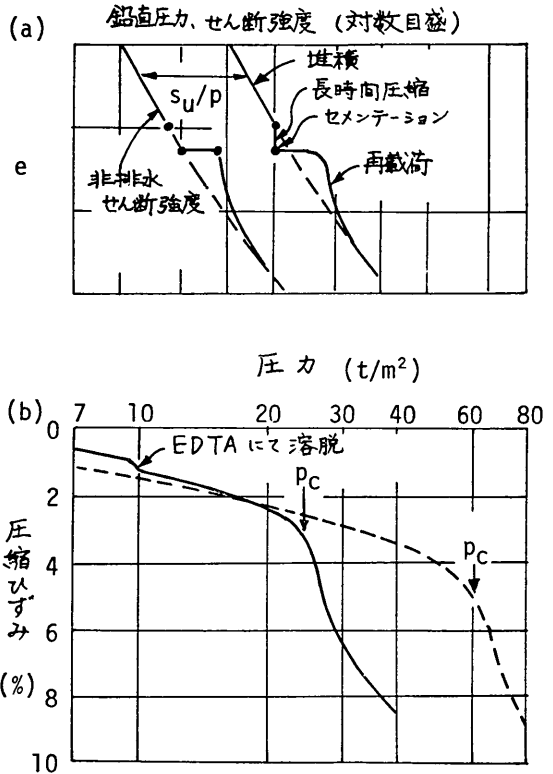


図-20 セメンテーションの効果に関する実験結果 (Bjerrum, 1967)

小さい圧力で圧密し、その後両試料に液体を浸透させている。一つの試料に対しては、その試料の間げき水と同じ塩分濃度を有する液体を用い、もう一つの試料には、EDTAの溶液を用いた。EDTAは炭酸塩、石膏および鉄化合物などを溶解するものである。第二の試料に対しては、EDTAの溶液を38日間浸透せしめたのち、さらに34日間塩水の浸透を行なってEDTAを取除いた。これらの処置を行なった両試料に対して、小きざみの圧力段階で圧縮を行なった結果、固結物質の一部分を失なった第二の試料の圧縮に対する抵抗は、第一のものよりかなり小さくなることが示されたのである。

これらの研究の結果からすると、 e と p 、または e と s_u の関係における限界圧力を先行圧密圧力と呼ぶのは適当ではないと思われる。この限界圧力は、その原因が如何なるものであっても、その土の一種の構造強度を表わすものと考えらるべきである。

以上のことから、見掛けの過圧密状態を生ずる原因は定性的には解明されたといえるであろう。しかし、このような見掛けの過圧密状態の粘土の挙動を工学的に推定

するには、今後の研究に俟つところが大きい。

5.4 土の力学試験結果の解釈における問題

(a) 非排水せん断強度に及ぼす試料の乱れの影響

前にも述べたように、土のせん断および圧密に関する測定結果は試料の乱れによって影響され、とくに粘性土の一軸圧縮試験において著しい。原位置ベーンせん断が推奨されるのはこのためである。しかし、ベーンせん断試験といえども、それが採取試料に対して行なわれた場合には、試料採取時の試料の乱れの影響を受ける。

Hvorslev (1949) はサンプルチューブ内の測定一軸圧縮強度の分布を調べ、チューブの上下両端の部分の強度は中央部のものより小さいと報告している。

これと同様の調査結果は Nakase(1967) によっても報告されている。固定ピストン型シンウォールサンプラーを用いて、軟弱な海底粘土地盤から 200 本余の試料を採取し、各コアについて測定した一軸圧縮強度の分布を、そのコアにおける最大強度に対する比として表わした。このようにして求めた各コアの相対的な強度分布を全部加えたものが図-21 である。この図の中の斜線領域は、この地盤の平均的な強度の深度分布に基づいて求めた各コア中の強度分布の範囲を表わしたものである。下端から 50cm 位の部分で強度分布が局部的に小さくなっているが、これは実際の試料採取作業において、この部分近くでサンプラーの貫入を一度停止したことによるものである。

以上のような試料の乱れを考えると、海洋サンプラーで採取するような短かいコアの場合、測定強度ならびにその深度分布の検討は十分慎重にしなければならない。

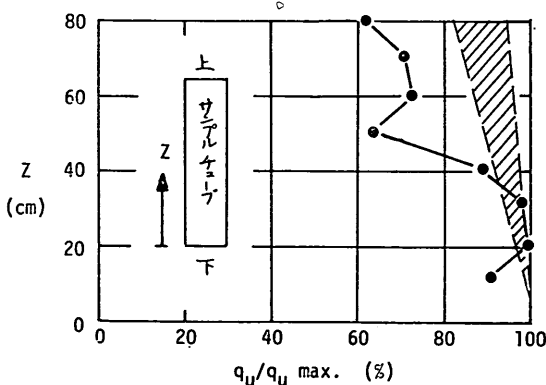


図-21 サンプルチューブ内の一軸圧縮強度の分布 (Nakase, 1967)

(b) 非排水せん断強度と土の種類

前節に述べたように、 su/p の値は土の圧密状態を判定する上での重要な尺度である。実験室内でこの値を調べ

るためには、 K_0 圧密を伴う圧密非排水三軸圧縮試験を行なうのが普通である。しかし、土によってはこの三軸試験で求めた su/p 値が式(3)の Skempton-Bjerrum の関係から決まる値よりかなり大きくなるものがある (Bjerrum and Simons, 1960)。この傾向は塑性指数の小さい土、ちなわち粘土から砂に移るような土において著しい。

一方、極端な場合として、飽和砂の su/p 値を検討した結果、砂については固有の su/p 値は求められないとの結論が得られている (Bishop, 1971)。

砂と粘土の中間的な性質を有する土の非排水せん断強度を考える場合、拘束圧力の除去による土の飽和度の減少が重要な要因の一つになるものと思われる。このことは、等しい拘束圧のもとでのせん断を考えれば、非圧密非排水せん断強度は圧密非排水せん断強度よりも小さく、同様な試料で得られる一軸圧縮強度はさらに小さいということを示される。

したがって、原地盤における一軸圧縮強度を検討するさいには、拘束圧の除去による強度の測定値の低下を補正することが必要であると思われる。この補正については、粘土含有量または塑性指数の値に基づいて行なう実用的方法が提案されている (中瀬, 他, 1972)。

(c) $e-\log p$ 曲線による先行圧密圧力 p_c の決定

圧密試験による $e-\log p$ 曲線から p_c を求める方法としては、少なくとも四種類の方法が提案されている (Casagrande, 1936; Burmister, 1951; Schmertmann, 1953; Sangrey, 1972)。これらの方法のうち、Casagrande の図解法が最も広く用いられている。この Casagrande の方法は $e-\log p$ 曲線上で曲率最大の点を見出すという手順を含んでいるが、この点の位置は $e-\log p$ 曲線をプロットするさいの座標のスケールの採り方によって変化するのが欠点である (斉藤, 1968)。

たとえば、間げき比をプロットするスケールを 10 倍にすると、この方法で求めた p_c の値は約 20% 小さくなる。斉藤はこの欠点を補う方法として、 $e-p$ 曲線上で上方に凸な点を求め、この p の値から出発して $e-\log p$ 曲線上で Casagrande の方法を適用することを提案している。

このように $e-\log p$ 曲線を描くさいのスケール比の相違による p_c の値の変動は、 p_c の値が小さい場合には大したことはないといえるが、大深度の試料を扱う場合にはかなり大きなものとなることに注意する必要がある。

6. 結 語

海洋底の土についての工学的な問題の現況を概観した

結果、大水深の海洋底の土と水際線付近の土のおのおのについての土質力学的性質や技術的問題点の間には、大きな相違は認められないといってよいであろう。しかし、近い将来に予想される海洋における構造物の建設を考えると、地盤の工学的性質についてのより信頼すべき情報を入手することが必要であり、そのためには海洋底において土質力学に品質のよい試料を採取するための装置や技術の開発が特に急がれるのである。

7. あとがき

本報告の内容は、1973年8月にモスコウ市で行なわれた第8回国際土質基礎工学会議において、東京大学の福岡正巳教授と著者の連名で行なわれた特別講演に基づいて、一部を改訂修正したものである。この報告をまとめるに際しては、情報収集や原稿調整の面で、港湾技術研究所土質部の各位の御援助を頂いたことを感謝する。とくに、勝野克技官および勝野寿子技官には、原稿調整について多大の労をとって頂いた。

米国 Lehigh 大学海洋土質工学研究所の A.F. Richards 教授、および東海大学海洋学部の大草重康教授からは情報や文献の提供をして頂いた。また、この報告を作成するに当って、サンディエゴ州立大学の I. Noorany 教授と Woodward-Clyde & Associates の S.F. Gizienski 氏による現況報告書が有力な手引きとなった。併わせて謝意を表する次第である。(1973年12月20日受付)

参 考 文 献

- 1) Almagor, G. (1967), Interpretation of strength and consolidation data from some bottom cores off Tel-Aviv-Palmakhim coast, Israel, *Marine Geotechnique*, A.F. Richards, Editor, Univ. of Illinois Press, pp. 131-147
- 2) Andresen, A., Sollie, S. and Richards, A.F. (1965), N.G. I. fas-operated sea-floor sampler, *Proceedings of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 8-11
- 3) Bailey, E.I., Davis, G.L. and Henderson, H.O. (1971), Design of an automatic marine corer, *Reprints of Offshore Technology Conference*, Vol. 1, pp. I-397-416
- 4) Barr, K.W. (1951), The jet sampler, a method of obtaining submarine samples for geological purposes, *Journal of the Institute of Petroleum*, Vol. 37, pp. 658-661
- 5) Bishop, A.W. (1971), Shear strength parameters for undisturbed and remoulded soil specimens, *Stress-strain behaviour of soils*, R.H.G. Parry, Editor, *Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium*, pp. 3-58
- 6) Bjerrum, L. (1954), Geotechnical properties of Norwegian marine clays, *Geotechnique*, Vol. 4, pp. 49-69
- 7) Bjerrum, L. and Simons, N.E. (1960), Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays, *Proceedings of Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, ASCE, pp. 711-726
- 8) Bjerrum, L. (1967), Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings, *Geotechnique*, Vol. 17, pp. 81-118
- 9) Brooke, J. and Gilbert, R.L. (1968), The development of the Bedford Institute deep-sea drill, *Deep-Sea Research*, Vol. 15, pp. 483-490
- 10) Bryant, W.R., Cernock, P. and Morelock, J. (1967), Shear strength and consolidation characteristics of marine sediments from the western Gulf of Mexico, *Marine Geotechnique*, A.F. Richards, Editor, Univ. of Illinois Press, pp. 41-62
- 11) Burmister, D.M. (1951), The application of controlled test methods in consolidation testing, *ASTM*, STP 126
- 12) Casagrande, A. (1936), The determination of the pre-consolidation load and its practical significance, *Proceedings of the First International Conference on Soil Mechanics*, Cambridge, Vol. 1, pp. 60-64
- 13) Dietrich, G. (1963), *General Oceanography*, Interscience Publisher Inc., New York
- 14) Doyle, E.H., McClelland, B. and Ferguson, G.H. (1971), Wire-line vane probe for deep penetration measurements of ocean sediment strength, *Reprints of Offshore Technology Conference*, Vol. 1, pp. I-21-32
- 15) Einsele, G. (1967), Sedimentary processes and physical properties of cores from the Red Sea, Gulf of Aden and off the Nile Delta, *Marine*

海洋底における土質力学の問題

- Geotechnique, A.F. Richards, Editor, Univ. of Illinois Press, pp. 154-169
- 16) Emery, K.O.(1965), Characteristics of continental shelves and slopes, Bulletin of the American Association of Petroleum Geologists, Vol. 49, No. 9, pp. 1379-1384
- 17) Farrell, T.P. (1969), Design and development of a hard-sedimentpropellant corer, Marine Science Instrumentation, F. Alt, Editor, Vol. 4, pp. 675-681
- 18) Fisk, H.N. and McClelland, B. (1959), Geology of continental shelf off Louisiana; Its influence on offshore foundation design, Bulletin of the Geological Society of America, Vol. 70, pp. 1369-1394
- 19) 藤下利男(1965), 荷重除去に伴う粘土の膨張について, 港湾技術研究所報告 Vol. 4, No. 1, pp. 45~60
- 20) Gibson, R.E. (1958), The progress of consolidation in a clay layer increasing in thickness with time, Geotechnique, Vol. 8, pp. 171-182
- 21) Griffin, J.J., Windom, H. and Goldberg, E.D. (1968), The distribution of clay minerals in the world ocean, Deep-Sea Research, Vol. 15, pp. 433-459
- 22) Hamilton, E.L. (1964), Consolidation characteristics and related properties of sediments from experimental Mohole (Guadalupe Site), Journal of Geophysical Research, Vol. 69, No. 20, pp. 4257-4269
- 23) Harrison, W. and Richardson, A.M. Jr. (1967), Plate-load tests on sandy marine sediments, Lower Chesapeake Bay, Marine Geotechnique, A.F. Richards, Editor, Univ. of Illinois Press, pp. 274-290
- 24) Hironaka, M.C. and Green, W.C. (1971), A remote controlled seafloor incremental corer, Reprints of Offshore Technology Conference, Vol. 1, pp. I-13-20
- 25) Hirst, T.J., Kelleman, Jr. J.L. and Terry, T.A. (1972), Submersible-mounted geotechnical probes Proceedings of the Eighth Annual Conference, Marine Technology Society, pp. 601-614
- 26) Hvorslev, M.J. and Stetson, H.C. (1946), Free-fall coring tube: a new gravity bottom sampler, Bulletin of the Geological Society of America, Vol. 57, pp. 935-950
- 27) Hvorslev, M.J. (1949), Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes, Water-ways Experiment Station, Corps of Engineers, U.S. Army, 521p.
- 28) 加賀美英雄 (1971), 柱状採泥器について, 海洋開発, 第3巻, 佐々木忠義監修, 海洋開発センター出版局, 東京, pp. 117~136
- 29) 海洋工学ハンドブック, I (1971), 水中音響と計測機器の構成(3-1), J.J. Myers 編, 岡村健二監修, ラティス社, 東京, 330p.
- 30) 河内英幸(1971), 海底地盤調査機器—とくに小規模沈置式装置について—, 土と基礎, Vol. 20, No. 9, pp. 57~64
- 31) Keller, G.H. (1967), Shear strength and other physical properties of sediments from some ocean basins, Proceedings of Conference on Civil Engineering in the Oceans, ASCE, pp. 391-417
- 32) Kögler, F.C. (1967), Geotechnical properties of recent marine sediments from the Arabian Sea and the Baltic Sea, Marine Geotechnique, A.F. Richards, Editor, Univ. of Illinois Press, pp. 170-176
- 33) Kolb, C.R. and Kaufman, R.L. (1967), Prodelta clays of southeast Louisiana, Marine Geotechnique A.F. Richards, Editor, Univ. of Illinois Press, pp. 3-31
- 34) Kudinov, E.I. (1957), Vibro-piston core-sampler (in Russian), Akademia Nauk SSSR, Trudy Institute Okeanologiyi Vol. 25, pp.143-152
- 35) Kullenberg, B. (1955), Deep-sea coring: Report of Swedish Deep-Sea Expedition IV. Bottom Investigation, No. 2, pp. 51-76
- 36) Ladd, C.C. and Lambe, T.W. (1963), The strength of "undisturbed" clay determined from undrained tests, Symposium on Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM, STP No. 361, pp. 342-371
- 37) Ladd, C.C. (1964), Stress-strain modulus of clay in undrained shear, Proceedings of ASCE, Vol. 90, No. SM5, pp. 103-132
- 38) Leonards, G.A. and Ramiah, B.K. (1960), Time

- effects in the consolidation of clays, ASTM STP No. 254, pp. 116-130
- 39) Leonards, G.A. and Girault, P. (1961), A study of the one-dimensional consolidation test, Proceedings of the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 213-218
- 40) Leonards, G.A. and Altschaeffl, A.G. (1964), Compressibility of clay, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 90, No. SM5, pp. 168-185
- 41) 松本一明, 堀江宏保, 奥村樹郎(1969), 沖積粘土のボーリングおよびサンプリングに関する研究(第4報), 港湾技術研究所報告, Vol. 8, No. 2, pp. 3~20
- 42) 松本一明, 小川富美子(1969), 港湾地域における土の工学的諸係数の相関性について(第1報), 港湾技研資料, No. 71, 40p.
- 43) 松本一明, 堀江宏保(1974), 海底着座式不攪乱試料自動採取装置について, 港湾技研資料(予定)
- 44) McClelland, B. (1967), Progress of consolidation in delta front and prodelta clays of Mississippi River, Marine Geotechnique, A.F. Richards, Editor, Univ. of Illinois Press, pp. 22-40
- 45) Moore, D.G. (1964), Shear strength and related properties of sediments from experimental Mohole (Guadalupe Site), Journal of Geophysical Research, Vol. 69, No. 20, pp. 4271-4291
- 46) Moore, D.G. and Palmer, H.D. (1967), Offshore seismic reflection surveys, Civil Engineering in the Oceans, ASCE, pp. 789-805
- 47) Morgenstern, N.R. (1967), Submarine slumping and initiation of turbidity currents, Marine Geotechnique, A.F. Richards, Editor, Univ. of Illinois Press, pp. 189-239
- 48) Nacci, V.A. and Huston, M.T. (1969), Structure of deep sea clays, Proceedings of Conference on Civil Engineering in the Oceans II, ASCE, pp. 599-619
- 49) Nakase, A. (1967), The $\phi=0$ analysis of stability and unconfined compression strength, Soil and Foundation, Vol. 7, No. 2, pp. 33-50
- 50) 中瀬明男, 勝野克, 小林正樹(1972), 砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ, 港湾技術研究所報告, Vol. 11, No. 4, pp. 83~102
- 51) Noorany, I. and Seed, H.B. (1965), In-situ strength characteristics of soft clays, Proceedings of ASCE, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 91, No. SM2, pp. 49-80
- 52) Noorany, I. and Gizienski, S.F. (1969), Engineering properties of submarine soils: A state-of-the-art review, Woodward-Clyde & Associates, San Diego, 81p.
- 53) Noorany, I. and Gizienski, S.F. (1970), Engineering properties of submarine soils: A state-of-the-art review, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 96, No. SM5, pp. 1735-1762
- 54) Ocean Industry, October 1970
- 55) Oceans Magazine, March 1969
- 56) 奥村樹郎(1969), 粘土試料の攪乱に関する研究(第2報) —不飽和粘土のサンプリングに伴う応力変化について— 港湾技術研究所報告, Vol. 8, No. 3, pp. 77~98
- 57) 奥村樹郎, 梅田裕史, 成田実(1971), 粘土試料のかく乱に関する研究(第3報) —単純せん断試験機による繰返し破壊試験および圧密試験— 港湾技術研究所報告, Vol. 10, No. 1, pp. 77~106
- 58) Piggot, C.S. (1936), Apparatus to secure samples from the ocean bottom, Bulletin of Geological Society of America, Vol. 47, pp. 675-684
- 59) Port and Harbour Research Institute (1972), Engineering properties of submarine clays in Osaka Bay, 80p.
- 60) Richards, A.F. and Keller, G.H. (1961), A plastic-barrel sediment corer, Deep-Sea Research, Vol. 8, pp. 306-312
- 61) Richards, A.F. (1962), Investigation of deep-sea sediment cores, II. Mass Physical properties, U.S. Navy Hydrographic Office, 146p.
- 62) Richards, A.F., McDonald, V.J., Olson, R.E. and Keller, G.H. (1972), Inplace measurement of deep sea soil shear strength, Proceedings of Symposium on Underwater Soil Sampling, Testing and Construction Control: ASTM, STP No. 501, pp. 55-68
- 63) Rosfelder, A.M. (1967), Obtaining located samples from sandy and rocky formations in deep water;

海洋底における土質力学の問題

- Proceedings of the World Dredging Conference, pp. 487-516
- 64) Rosfelder, A.M. and Marshall, N.F. (1967), Obtaining large, undisturbed, and oriented samples in deep water, *Marine Geotechnique*, A.F. Richards, Editor, Univ. of Illinois Press, pp. 243-262
- 65) 斎藤 勉孝(1968), 土質工学における誤りやすい諸問題, 土質調査試験結果の解釈と適用例, 土質基礎工学ライブラリー 4, pp. 1~28
- 66) Sangrey, D.A. (1972), Naturally cemented sensitive soils, *Geotechnique*, Vol. 22, pp. 139-152
- 67) Schmertmann, J.H. (1953), Estimating the true consolidation behavior of a clay from laboratory test result, *Proceedings of ASCE*, Vol. 79, pp. 311
- 68) Schmertmann, J.H.(1965), Discussion Crawford, C.B., 1964 *Proceedings of ASCE*, Vol. 91, No. SM2, pp. 131-135
- 69) Scott, R.F. (1967a), In-place soil mechanics measurements, *Marine Geotechnique*, A.F. Richards, Editor, Univ. of Illinois Press, pp. 264-273
- 70) Scott, R.F. (1967b), In-place measurements of the strengths of ocean-floor soils by accelerometer, *Proceedings of the Conference on Civil Engineering in the Oceans*, ASCE, pp. 419-444
- 71) Shepard, F.P. (1967), *The earth beneath the sea*, The John Hopkins Press, Revised Edition
- 72) Skempton, A.W. and Bishop, A.W. (1954), *Soils: Chapter 10, Building Materials*, North Holland Publishing Co., Amsterdam, pp. 417-482
- 73) Skempton, A.W. (1957), Discussion on the planning and design of the new Hong Kong Airport, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 7, pp. 305-307
- 74) Skempton, A.W. and Sowa, V.A. (1963), The behaviour of saturated clays during sampling and testing, *Geotechnique*, Vol. 13, pp. 269-290
- 75) 高野健三(1969), 海洋環境と海洋の基礎調査, 海洋開発, 第1巻, 佐々木忠義監修, 海洋開発センター出版局, 東京, pp.215~240
- 76) 田中彰一, 小島圭二, 佐藤光夫(1973), 簡易海底ボアリングによる地盤調査の新しい試み, 施工技術, 日刊工業新聞, Vol. 6, No. 5, pp. 73~80