

琉球大学学術リポジトリ

国頭マージ土の圧縮特性について(生産環境学科)

メタデータ	言語: 出版者: 琉球大学農学部 公開日: 2008-02-14 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 宮城, 調勝, 親泊, 安次, Miyagi, Norikatsu, Oyadomari, Yasutsugu メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/20.500.12000/3836

国頭マージ土の圧縮特性について

宮城調勝*親泊安次**

Norikatsu MIYAGI and Yasutsugu OYADOMARI : On the compaction characteristics of Kunigami Maaji soil

Summary

Physical properties and compaction characteristics of Kunigami-Maaji soil were reported in the previous paper. In this paper, compression characteristics of Kunigami-Maaji soil are considered from two viewpoints. One of these is a determining method of compression index using high pressure consolidometer, and another is settlement of compacted soil by saturation during compression. The results are as follows;

1) Linear part and yield point of e - $\log p$ curve in compacted soil is situated at value more than maximum consolidation pressure in standard consolidometer. Therefore, values of compression index and yield stress vary with degree of maximum consolidation pressure.

2) Degree of settlement by saturation in compacted soil increases with the decrease of water content and with the increase of compressive stress.

緒 論

軟弱地盤に荷重が加わると、それにもなって沈下が生じる。この圧密現象の研究は古くは Frontard(1910)に始まるといわれるが¹⁾、その後飽和粘土について数多くの実験が繰り返され、Terzaghiによってその理論の確立をみた。これらの対象となった地盤は、主として沖積軟弱粘土層である。

国頭マージ土のような細粒分を多く含む土を土質材料として使用する場合、自然の軟弱地盤とは地質構造的に大きな相違があり、また不飽和土ということで厳密には土の圧縮沈下の現象が飽和土の場合とは異なる。しかし飽和を前提とした解析による圧縮指数は、応用面でも圧縮性の大きい土質材料を土構造物に使用する場合の圧縮性の評価に定量的指針を与えてきた。

例えば、ゾーンタイプのフィルダムの場合、遮水層として細粒土の材料が使用されるが、堤高が大きくなると下層ではかなりの上載荷重がかかることになり、築堤途中あるいは完成後におけるこれらの層の沈下量を予測することが必要になって来る。このことは近年アースダムの堤高が高くなる傾向にある

*琉球大学農学部

**北海道開発局札幌開発建設部

琉球大学農学部学術報告38：183～194（1991）

ことから、ダム型式がゾーンタイプになることが多く、遮水ゾーンと他ゾーンとの剛性の違いから生じるダムの変形がダムの安全性に大きな影響を与えることも懸念されるからである。

沖縄地方においてアースダムの遮水層として使用される土質材料は、主として国頭マージ土である。この国頭マージ土の物理的、力学的性質については、過去いくつかの研究および試験データがあるが、これらの資料に基づくと国頭マージ土は概して粘質土であり、遮水性には富むが圧縮性の大きい土質材料とされている。このことは国頭マージ土の液性限界値が大きいことで、圧密試験におけるSkemptonの圧縮指数と液性限界の関係²⁾ $C_c=0.009(W_L-10)$ の式からもある程度判断されることである。

現在締固め土の圧縮性の判断は圧縮指数の値をもって指標としている。圧縮指数とは、圧密試験の結果における $e \sim \log p$ 曲線の直線部勾配と定義されるが、現在一般に使用されている圧密試験機の標準荷重といわれる圧密荷重レベル(12.8 kgf/cm²)では、締固め土についてはほとんど直線部が現れない³⁾。すなわち、普通の締固め土の圧密降伏応力は標準荷重以上のところであって、標準荷重の最大値は $e \sim \log p$ 曲線の変局部に位置することになる。しかし実際面では上載荷重が標準荷重以内にある場合は、曲線部を直線部とみなし圧縮指数を算出せざるを得ないが、この場合試験機の最大荷重の大きさによって異なった値が算出され、圧密降伏応力とともにあいまいな値となって問題である。またダムの場合、試験湛水時点で決壊事故につながる場合がある。原因についてはいろいろなケースが論議されるが、その中で遮水ゾーンが吸水によって沈下し、パイピングにつながったとみられることもある⁴⁾。確かに土を最適含水比より乾燥側で締固めると吸水による土層の沈下が予想されるが、土がどの程度乾燥していると沈下が起こるのかということは明確にされていない。

この研究は、これらの問題に対処しながら、まず高压圧密試験によって最大圧密荷重の大きさによる圧縮指数のとらえ方、およびそれに伴う圧密降伏応力の変化を検討している。また締固め土が不飽和圧密過程で吸水させることによって沈下を起こす現象を、締固め含水比および圧縮応力の変化に対して現象的にとらえながら検討を加え、試料として用いた国頭マージ土の土質材料としての圧縮特性を把握することを目的としている。

試料土および実験方法

1. 試験土

実験に用いた試料土は、沖縄本島中部(読谷村)に分布する千枚岩の風化土である。一般に国頭マージ土は母岩の種類が多岐にわたるため、その物理的性質も広範囲にまたがる⁵⁾。例えば頁岩、砂岩から成る砂質土、千枚岩から成る粘質土および安山岩・花崗岩類の風化土(粘質土およびマサ)もすべて国頭マージと呼ばれる土であるが、今回実験に使用した千枚岩の風化土は、沖縄地方において最も分布面積が広いことおよびその物理的特徴から国頭マージ土の代表的な土と判断している。

試料の物理的性質をTable 1に示す。粒度組成はTable 1に示すように粘土分40.0%、シルト分33.9%と細粒分を多く含む土であり、日本統一土質分類法によると粘土(CH)に分類される。またSkemptonの定義する粘土の活性度(A)によると、 $A=1.4$ で活性粘土となる。

主要粘土鉱物はカオリナイトがやや優勢で、他にイライト、パーミキュライト・クロライト中間種鉱物が含まれる⁵⁾。

実験には2 mm以下に調整した試料土を使用した。

Table 1 Physical properties of sample

Specific gravity	2.77
Clay	40/0%
Silt	33.9%
Sand	9.7%
Gravel (Cut)	5.7%
Liquid limit	72.9%
Plastic limit	30.9%
Plastic index	42.0
Specific surface	25.15m ² /g

2. 供試土の作成および実験方法

圧密試験には直径6 cm、高さ2 cmの圧密リングを使用した。供試土は練り返し試料と締固め試料に分けられるが、練り返し試料の場合は、試料を液性限界以上の含水比で練り返し、直径6 cm、高さ10 cmの圧密リングに流し込んだ後、0.3 kg f/cm²まで予圧を序々にかけ、試料の移し換えおよび成形ができる程度まで圧密を促進させてから試験に供した。但しこの際所定の初期間隙比が得られるようあらかじめ配慮している。

締固め試料の場合は、試験の目的によって供試土の含水比および密度は異なるが、含水比の調整はできるだけ自然土の状態に近づけるため極力練り返しを避けるよう努めた。そのため加水はスプレーによって粉霧状に行い、土を計量しながら所定の含水比に調整した。

試料は圧密リングに直接締固めたが、その際試料密度が高さ方向に均一になるよう予め計量された試料を2層詰めとした。また締固めはペロフラムシリンダーを用いて静的に締固めているが、その際荷重も力計によって測定している。

圧密試験の方法は、基本的には旧試験法のJIS A 1217に基づいたが、高圧圧密試験の場合（試料No. 1～4）は、圧密圧力は試験装置の関係上0.375～192.0 kg f/cm²の範囲内で荷重増加率 $\Delta p/p = 1$ として行っている。

試料No. 10～24は不飽和土の圧密であるが、圧縮過程のある圧密段階（6.4, 12.8, 25.6, kg f/cm²）に達した時点で給水し、24時間後にその沈下量を測定した。

供試体の密度は締固め曲線に基づいて最大乾燥密度（1.529 g/cm³）の95%密度（ D_{95} ）になるよう設定した。

実験結果および考察

1. 締固め土の圧密試験結果

築堤材料を前提として締固めた土の e - $\log p$ 曲線は、標準荷重の範囲内では圧縮指数を示す直線部がないのが一般的である³⁾。従ってここでは高圧圧密試験機によって締固め土の試験を行いFig. 1に示した。

Fig. 1に示す試料No. 1～4は、初期含水比を30%（同試料の締固め曲線における D_{95} 密度の含水比）に設定し、初期間隙比（ e_0 ）を変化させた場合の e - $\log p$ 曲線であり、No. 6はその練り返し試料についての曲線である。

この結果を見ると、試料の e_0 が異なるために $p=24$ kg f/cm²付近までは異なった曲線を示すが、 $p=24$ kg f/cm²以上の応力になると、間隙比はほぼ収束し直線を呈するようになる。また練り返し試料の場合も同様な傾向を示している。この関係を体積圧縮係数 m_v と平均圧密圧力 p の関係（Fig. 2）に置き換えてみると、 e_0 が大きいほど、低荷重レベルでは m_v の変化割合は大きいですが、徐々に収束し、 e - $\log p$ 曲線の場合と同様に各々の間隙比はある荷重に対してはほぼ一定値をとる。

Schmertmannは沖積層のシルト質粘土の圧密試験結果から、不攪乱状態の試料と攪乱の程度を変えた試料の圧密曲線は $0.42e_0$ で交差

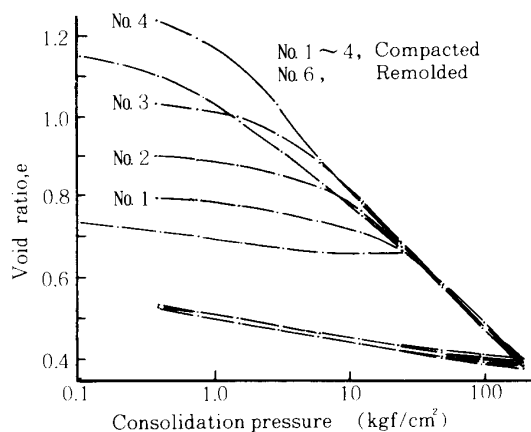


Fig. 1 e - $\log p$ curve by high pressure consolidometer

するとして、これに基づく不攪乱土の圧縮曲線の推定方法を提案している⁶⁾。しかし本実験の結果では、高荷重にかかわらず各圧密曲線はその直線部がほぼ平行に変化し、交差する傾向はみられない。

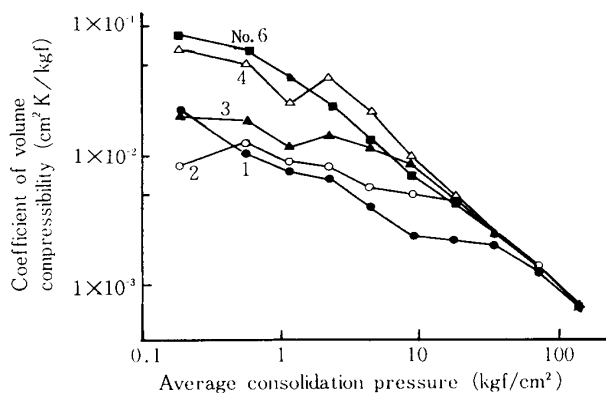


Fig. 2 Coefficient of volume compressibility versus average consolidation pressure

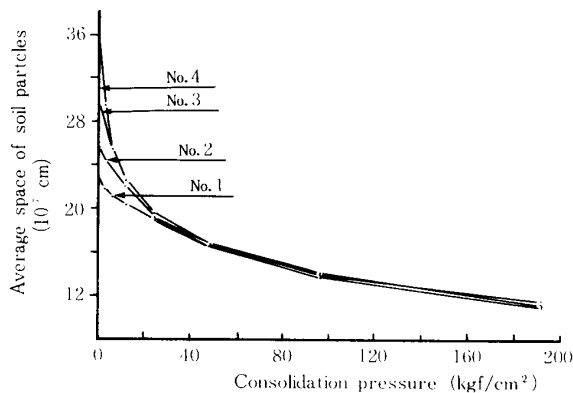


Fig. 3 Average space of soil particles versus consolidation pressure

圧密試験の結果から、各荷重段階で圧縮された試料の間隙比を、土粒子のB.E.T.法による比表面積測定結果を用いて土粒子平均間隔として表し、Fig. 3に示した。土粒子平均間隔とは、透水理論における土の毛管経路を平行な細管の集合体と仮定した場合の毛管経路の平均半径⁷⁾の2倍となるが、土の表面積で空隙全体を除することから、むしろ土粒子間の平均間隔とみることができ、次のように表される。

$$m_0 = \frac{2(A \cdot h_i - W_s / G_s)}{W_s \cdot S_0}$$

- m_0 : 土粒子の平均間隔 (cm)
- A : 試料の断面積 (cm²)
- h_i : 各荷重段階での試料高さ (cm)
- W_s : 土の乾燥質量 (g)
- G_s : 土粒子の比重
- S_0 : 土の比表面積 (cm²/g)

Fig. 3において最も先行荷重の小さいNo. 4を基準にとるとNo. 1~No. 3の曲線のNo. 4との差は各々の試料の過圧密領域を示し、 p が24 kgf/cm²付近ですべての試料の m_0 がほぼ等しくなって、荷重の増加と共に減少している。すなわち同一試料の場合 e_0 に関係なく正規圧密領域では、ある圧密エネルギーに対して土粒子間平均間隔はほぼ等しい値をとるということになる。また $p=192$ kgf/cm²に相当する e はFig. 5から0.40程度であり、この状態における m_0 (115×10^{-8} cm)は圧密試料の炉乾燥時の値 (110×10^{-8} cm)⁸⁾に近い値となって、この試料の土粒子間牽引力による m_0 の限界値に近づいていることになる。

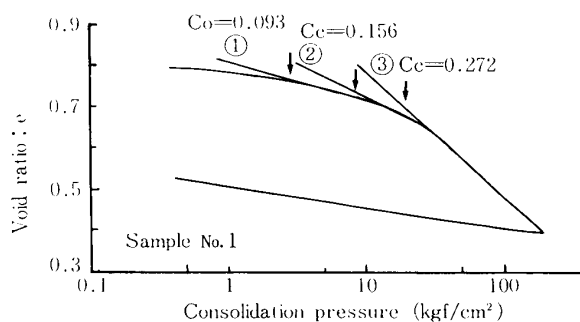


Fig. 4 Variation of compression index (Cc) with variable maximum consolidation pressure

Fig. 4, 5は最大圧密荷重の違いによる圧縮指数Ccおよび圧密降伏応力Pcの変化を、

試料No. 1、2について示したものである。Fig. 4、5に示す3つの C_c は①6.4~12.8kq f/cm²、②12.8~25.6kq f/cm²、③25.6~51.2kq f/cm²の組合せによるものであり、①、②については e -log p 曲線の変化部を直線とみなして算出した。なお、圧密降伏応力についてはCasagrandeの方法²⁾によって求めている。

図から明らかのように、 C_c は最大荷重の違いによって異なった値を示す。例えばFig. 5の試料No. 2の場合、①によれば $C_c=0.196$ で圧縮性の小さい範囲にはいるが、③によれば $C_c=0.329$ となって圧縮性の大きい土と評価される。定義される C_c であれば③であるが、土の湿潤単位体積質量を2t/m³として③の荷重を堤高(H)に換算すると $H=125\sim 250$ mに相当し、低ダムに対しては現実的ではない。また①の範囲は $H=32\sim 64$ mとなり、普通のダムの事例はこの範囲以内に収まる。しかしこの範囲でも、Fig. 4の事例は過圧密領域での直線部で問題はないが、Fig. 5の事例の e_0 が大きい場合には、この範囲の両端では接線勾配が大きく異なる結果となる。例えばFig. 5の場合、 $p=6.4\sim 12.8$ kq f/cm²の平均値は、 $C_c=0.196$ であり、 $p=12.8$ kq f/cm²点上の接線は $C_c=0.243$ と成るが、この範囲での圧密曲線の曲率が大きい場合にはさらに大きな差が現れることになる。従って、締固め土における C_c の評価は、計画される堤高から算出した荷重強度によって、圧密曲線上のある点の接線勾配とするか、あるいは、ある荷重間隔の平均勾配とするかの何れかに統一する必要があるが、このような定義の基に「堤体の変形を小さくするために、土質材料 C_c は0.2以内が望ましい」⁹⁾という基準が生きてくるように思われる。

また圧密降伏点も C_c のとり方によって当然移動する。築堤材料の圧密降伏応力は、自然地盤の支持力を検討する場合に比べるとそれほど問題にはならないが、締固め土の圧密排水試験(CU)の条件設定、すなわちCU試験による ϕ_{cu} の値の増加が、圧密効果によるものか否かの判断には大きな関わりを持つと思われる。

これまで述べてきたように、同一試料土の場合、 e -log p 曲線の直線部は初期間隙比 e_0 の大きさに関係なく、一定値に収束することは明らかである。一般には C_c は e_0 によって変化するといわれるが、このことは前述した標準荷重の範囲内と解釈することができる。この前提にたつて沖縄各地の国頭マージの C_c ^{10)・11)・12)・13)}を e_0 に対して整理するとFig. 6のようになり、 e_0 の増大にともなう C_c は大きくなる関係にある。この C_c と e_0 の関係から、 $C_c=0.2$ となる国頭マージ土の平均的 e_0 は0.65、 $G_s=2.77$ として、単位体積乾燥質量(ρ_d)は1.68t/m³となる。この ρ_d の値については、国頭マージ単体では締固めによって得ることが困難な値であり、過去のデータでこの程度またはこれ以上の ρ_d が得られた土は、下層の礫質土が混合された土である。従って国頭マージ土は、一般的に圧縮性の土と評価されることになる。

また C_c に関しては、沖積粘土を対象にSkemptonによって液性限界 W_L との関係が求められ、その後日本においてもいくつかの沖積粘土についてその関係が求められている^{14)・15)}。国頭マージ土の場合は締固め土かつ不飽和土で、前者とは大きな違いがあるが、その関係を示すとFig. 7のようになる。Fig. 7に示すように国頭マージ土の C_c の分布はいずれの関係式からも離れており、相関は低い($r=0.72$)が次式の関係となる。

$$C_c = 0.0044 (W_L + 7.7)$$

相関が低い理由の一つに試料の粒度組成が上げられる。すなわち W_L の試験に使用される試料の最

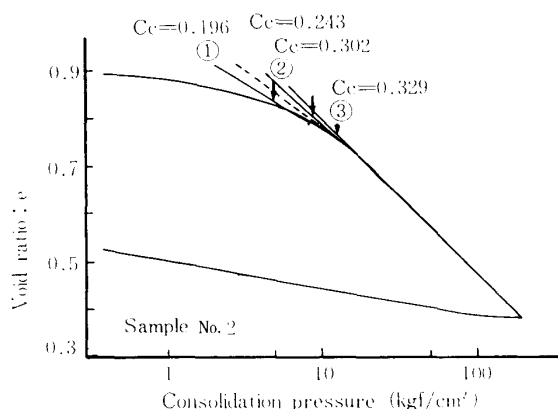


Fig. 5 Variation of compression index (C_c) with variable maximum consolidation pressure

大粒径が一定 (0.420mm) であるのに対し、圧密試料に占める0.420mm以下の含有量が、土質材料の場合種類によって大きく異なることも関係すると思われる。

2. 荷重増加率の影響

Leonard¹⁶⁾やCrawford¹⁷⁾らは、圧密の各段階における荷重増加率 ($\Delta p/p$) と各荷重の載荷時間は e -log曲線に影響を与えるとしている。圧密試験法における荷重増加率は、一般に $\Delta p/p=1$ であるが、土の盛り立て施工時における荷重増加率は、遮水ゾーンの場合、巻き出し厚さ20cm程度の1日数層であることを考えると微々たるものである。荷重増加率の影響を調べるために、練り返し土についての荷重増加率を3段階に変化をさせた場合の e -log曲線をFig. 8に示した。ここで本実験での荷重増加率は、 $\Delta p/p=0.414, 1, 3$ の3段階としている。Fig. 8に示すように e -log曲線は荷重増加率の影響を受け、沖積粘土におけるLeonardらの実験結果と類似した傾向を示す。すなわち $\Delta p/p$ が1より大きくなると、 $\Delta p/p=1$ の曲線の下方に変曲部が位置し、初期段階の圧密応力で圧縮が大きくなる。逆に $\Delta p/p$ が1より小さいと曲線は $\Delta p/p=1$ の曲線の上方に位置し、変曲部が比較的明確になってくる。この結果から圧縮指数 C_c および圧密降伏応力 P_c は荷重増加率の影響を受け、荷重増加率が小さいほど C_c は大きくなり、それにもなって P_c も大きくなるのが分かる。

Leonardら¹⁸⁾によると荷重増加率が0.4以下になると圧縮曲線はもとの処女曲線からずれてくるとしているが、その境界値に近い $\Delta p/p=0.414$ で載荷した本実験の結果では、まだそのような傾向はみられ

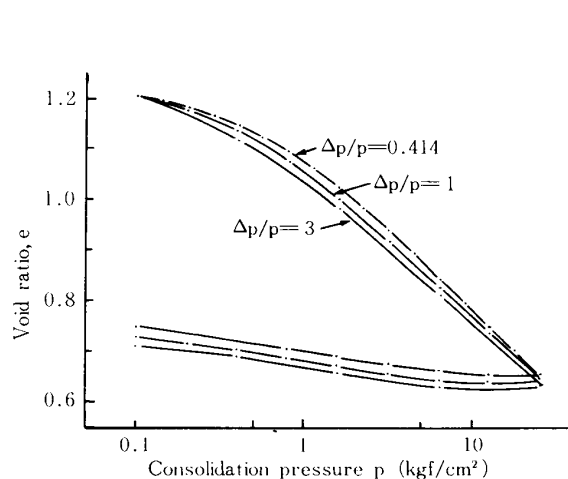


Fig. 8 Effect of load-increment ratio

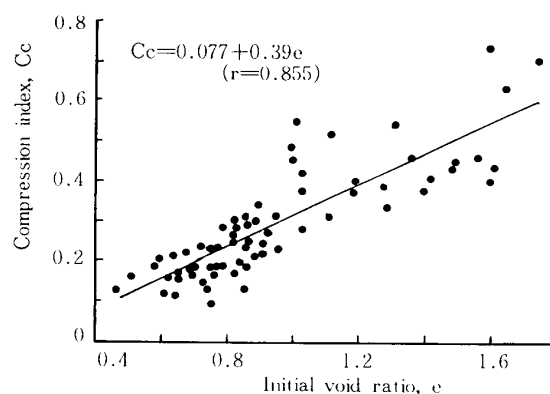


Fig. 6 Relationship between initial void ratio and compression index

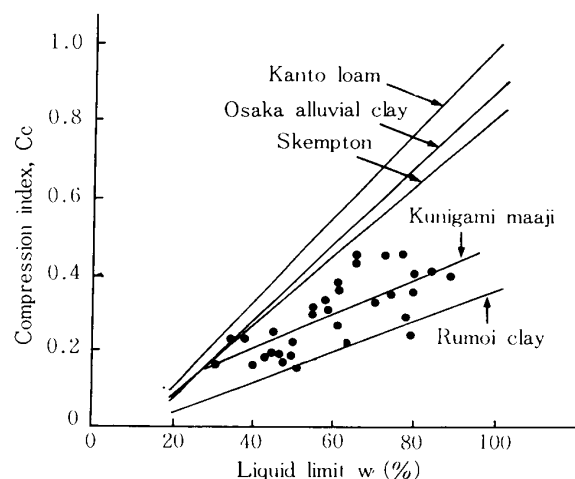


Fig. 7 Relationship between liquid limit and compression index

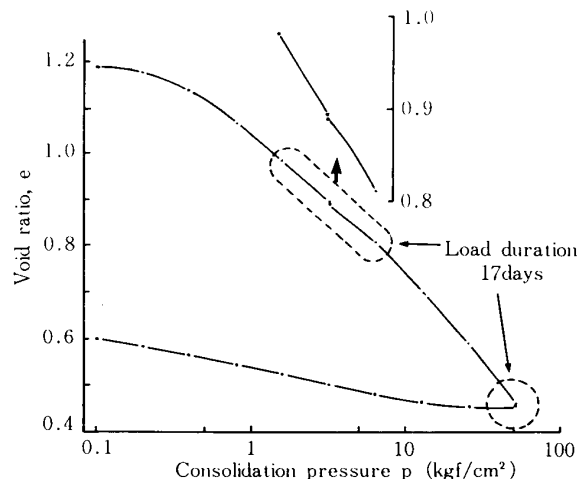


Fig. 9 Effect of load duration-Remolded sample

ず、むしろ荷重増加率の異なる他の曲線と共に一本の圧縮曲線に近づく傾向にある。

$\Delta p/p=0.4$ は、一定荷重のもとで長時間放置した場合の疑似先行圧密荷重の生ずる限界値といわれる^{19)・20)}が、 $\Delta p/p=1$ の試験で、 $p=3.2 \text{ kgf/cm}^2$ および 51.2 kgf/cm^2 の両荷重について17日間放置した結果 (Fig. 9)でも、Reonardのいうように疑似先行圧密荷重は現れていない。

Fig. 10は、圧密荷重を 6.4 kgf/cm^2 から次の圧縮荷重に移行した際の、24時間圧縮量に対する圧密度と経過時間の関係を示したものである。荷重増加率の大きさによって経過時間に対する圧密度は大きく異なり、圧密は荷重増加率の影響を受けることが分かる。このことはYoshimiら²¹⁾の報告と一致する。すなわち載荷直後は荷重増加率が大きいほど大きな圧縮が現れている。またFig. 11には、 $\Delta p/p=0.414$ の場合について、 $p=3.2 \sim 25.6 \text{ kgf/cm}^2$ 間の6段階の圧密度～時間関係を示しているが、この結果からFig. 10の関係は、荷重の大きさに関係ないことが分かる。

3. 不飽和土の吸水による沈下

地盤が吸水すると急激な沈下現象が現れることがあり、この現象をCollapseと呼んでいる²²⁾。これは締固め度の低い盛土においてしばしば見られるが、この現象を支配する要素は、土の乾燥密度、含水比および上載荷重である。一般に乾燥密度が小さい土、および含水比が低い土ほど吸水による沈下現象が著しいが、乾燥密度が大きい場合には、含水比が低くても吸水することによって逆に膨潤を起こす場合がある。従ってこの現象は土の膨張を拘束した状態での膨潤圧と上載荷重の差によって決ってくる。

膨潤圧に関する過去の研究²³⁾で、膨潤圧は試料の初期間隙比を2、含水比を40%とした緩い締固め土においてもわずかながら発生し、さらに空隙比を小さくすると膨潤圧は大きくなる。また空隙比一定の試料においては、含水比が pF 値に換算して $pF=5$ 付近で最大の膨潤圧が発生すると報告してきた。このことはまた締固め土の構造に関わることとして、その透水性によって説明した。

このように締固め土は吸水によって膨潤圧を発生するが、上載荷重が大きい場合には土の構造が破壊して沈下を起こすと考えられる。

アースダムの場合、土質材料の締固めは室内試験における最適含水比より湿潤側で行うこと⁹⁾とされ、乾燥側で締固めることを極力避けるのは、前述のように貯水時の吸水による沈下亀裂、ひいてはパイピングにつながることを懸念するからである。しかし土の乾燥程度と吸水沈下の関係についてはこれまで

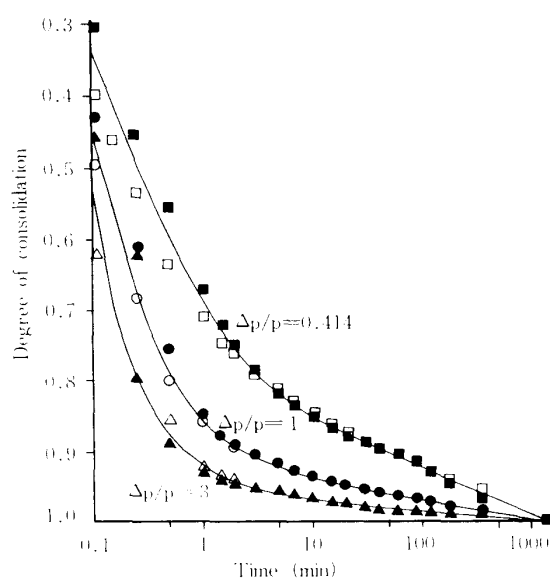


Fig. 10 Degree of consolidation versus logarithm time

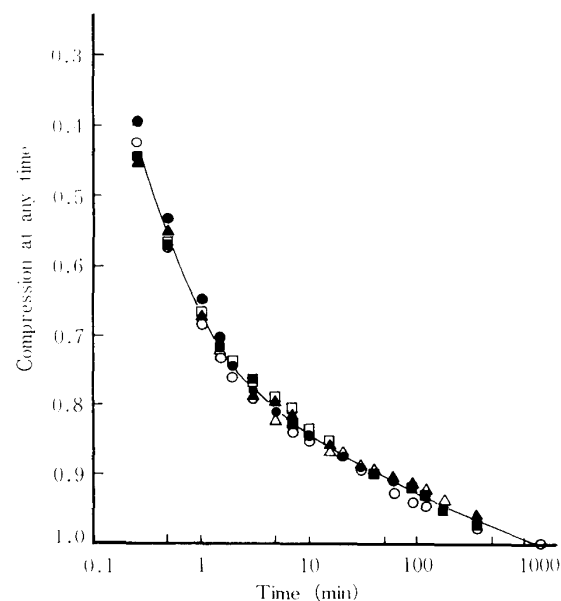


Fig. 11 Relative compression versus logarithm time ($\Delta p/p=0.414$)

明らかにされていなかった。

本実験では、これらの手がかりを得るために特定の密度（締固め試験における最大乾燥密度の95%密度： D_{95} ）について、土の含水比を10~30%の範囲で5%間隔に変化させ、不飽和圧密試験をしながら途中で給水し、その沈下量を定量的に求めた。なお給水時の荷重は全ての試料について6.4、12.8および25.6 kgf/cm²の3段階とした。その結果をFig.12に示す。Fig.12 (a) は含水比10%の供試体についての圧密試験から得られたe-logp曲線で、供試土の含水比は、この土の最適含水比 ($W_{opt}=26.0\%$) より10%も乾燥側にある。各荷重段階とも大きく沈下しているが、沈下量は荷重が大きいほど大きくなっている。またFig.12 (b) 以降、供試体の含水比が増大すると沈下量は徐々に小さくなり、30%では沈下は現れていない。しかし W_{opt} に近い25%の場合 (d) では、6.4および12.8 kgf/cm²ではわずかな沈下がみられるが、25.6 kgf/cm²になると荷重が大きいにもかかわらず給水による影響がなくなっている。これら3供試体 (d) の給水直前の飽和度を計算すると、それぞれ83%、92%、100%となり、供試体の給水沈下には乾燥密度はもちろんのこと飽和度も関係していることが分かる。この飽和度に対する沈下割合をFig.13に示す。ただし飽和度は給水直前の飽和度であり、圧縮過程にあるので初期飽和度より高くなっている。また沈下割合も同様に給水直前の供試体高さに対する百分率である。

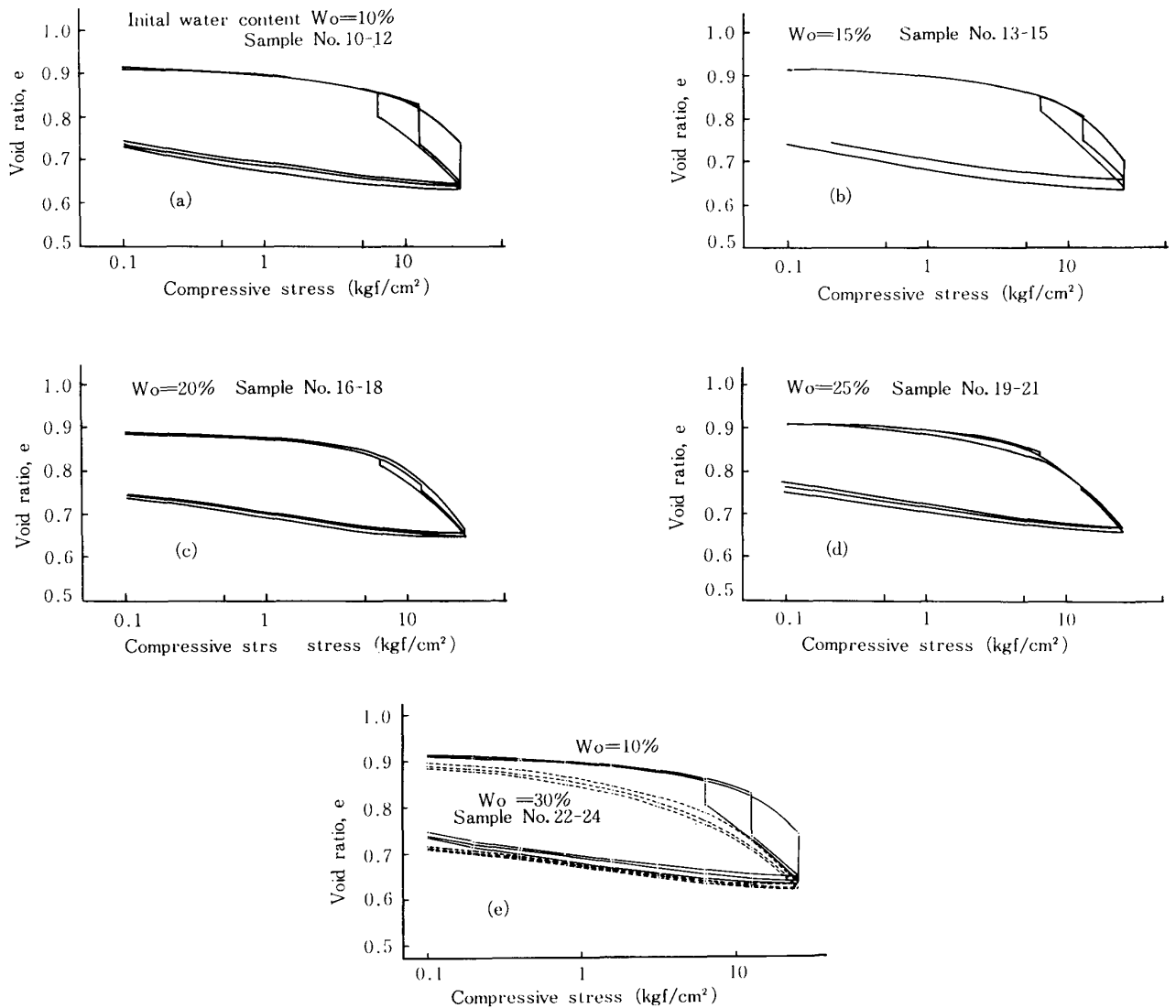


Fig. 12 Collapse of soil structure by saturation

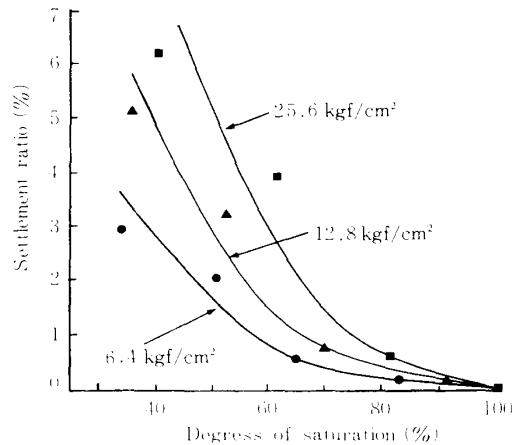


Fig. 13 Relationship between settlement by saturation and degree of saturation

Fig.13は、供試体の飽和度が低いほどまた上載荷重が大きいほど、吸水によって大きく沈下することを示している。また飽和度が100%になると給水による沈下は見られなくなるが、最適含水比付近の飽和度に対してはこれらの荷重レベルの場合わずかながら沈下がみられる。

Fig.12 (e) は、初期含水性 $w_0=10\%$ と 30% の場合の圧縮曲線を比較のために示している。すなわち $w_0=10\%$ の曲線は不飽和土であり、また $w_0=30\%$ の場合には圧縮とともに $S_r=100\%$ に近づいた例である。 $w_0=30\%$ の3曲線は $w_0=10\%$ 曲線と同じ荷重段階で給水しているが給水による沈下は現れていない。このことは、土の締固め時の飽和度が高いため、土の構造が均一化され、飽和土に近い圧密挙動を示していると考えられ²¹⁾、Fig. 8の繰り返し土の圧密曲線と高荷重領域で一致している。また不飽和土の場合、給水とともに沈下するが、沈下後の曲線はほとんど飽和土の場合と一致してくる。

吸水による土の沈下は、前述のように上載荷重が膨潤圧を上回る場合に起きると考えられる。従って上載荷重が膨潤圧より小さいと、飽和度が低い供試体では逆に吸水によって膨潤を起こすことになる。すなわち、異なる含水比で締固めた土はそれぞれ強さの異なる構造を持つが、上載荷重が大きい場合は吸水によって土粒子がその位置を変え、構造が破壊して沈下現象になる。また上載荷重が小さい場合は、吸水によっても構造は破壊されず、逆に土粒子表面の水膜の厚さが増大することで膨潤現象となる。例えば、同じ試料土の過去の膨潤圧試験では、 $\rho_d=1.45\text{ g/cm}^3$ 、 $w=9\%$ の場合、約 2 kgf/cm^2 の膨潤圧を得ている。従ってこの場合、上載荷重 2 kgf/cm^2 が吸水による膨張か沈下の境界荷重となる。

この実験での $w=10, 15, 20\%$ の場合の沈下割合を荷重に対して表すとFig.18のようになる。Fig.18には特定含水比試料の圧縮曲線と吸水による沈下曲線を示すが、この沈下曲線はある荷重点で土の膨潤、収縮の境界点を通り、その点より左側の低荷重では膨潤圧によって沈下ではなく逆に膨張することを示している。この膨張収縮の境界点の荷重は、Fig.15に示す供試土の初期含水比と膨潤圧の関係を、含水比ごとの σ (膨潤圧) $\sim \rho_d$ の関係 (Fig.16) に置き換えて算出した。

図示のように最大荷重に対する沈下割合はどの供試体も14%程度であるが、低含水比の供試体ほど圧縮量は小さく、吸水による沈下量は大きくなっている。しかし膨潤領域にはいる荷重の境界も大きく、この条件 ($\rho_d=1.45\text{ g/cm}^3, w=10\%$) では、約 9 m 程度の盛土でも吸水によって沈下を起こさないことになる。また含水比が大きい供試体ほど荷重による圧縮量は大きくなるが、この圧縮量は、現場においては施工中にそのほとんどが終了するものであり¹³⁾、問題は少ないと考えられる。ただし吸水による沈下は、この実験の場合、最適含水比よりわずかに1%乾燥側ではあるが沈下が確認されることから、締固めの施工管理基準は最適含水比の湿潤側として⁹⁾固く守るべきであろう。

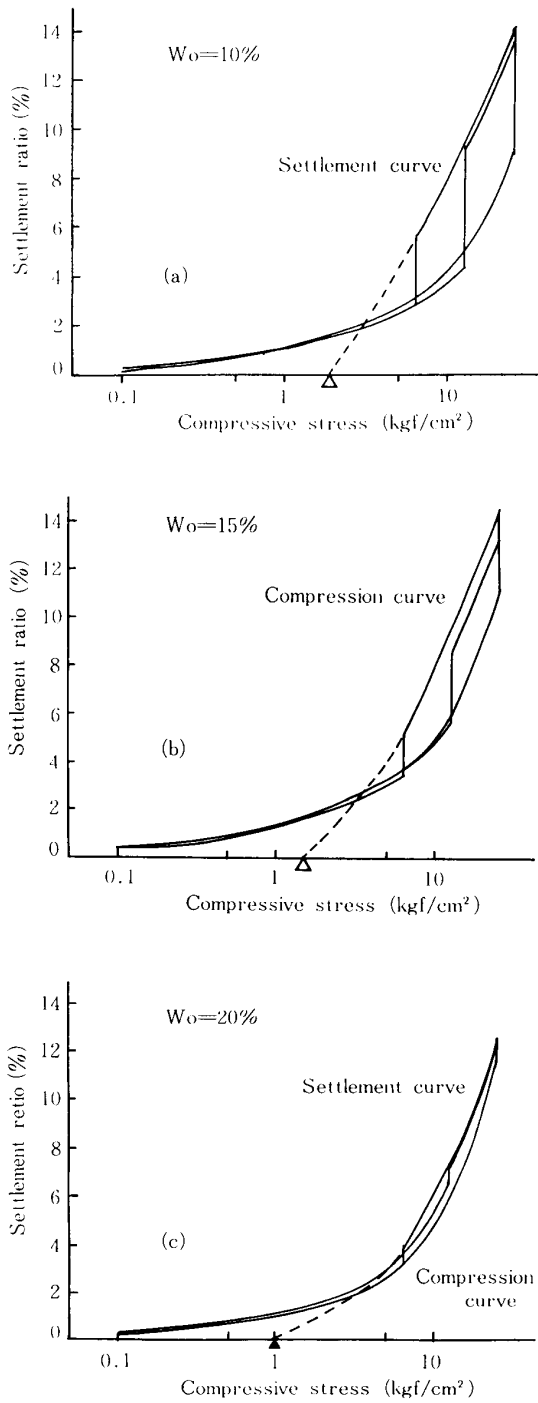


Fig. 15 Relationship between swelling pressure and initial water content

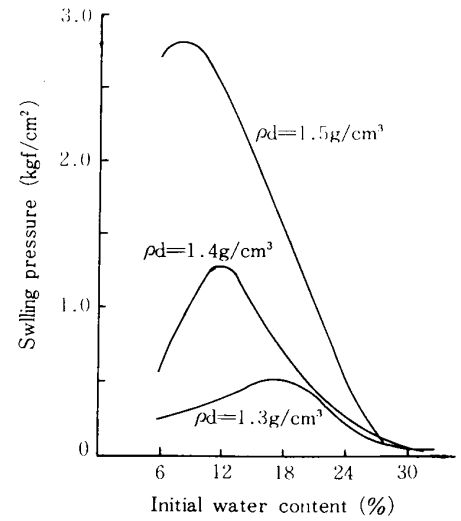


Fig. 14 Settlement ratio by saturation versus compressive stress

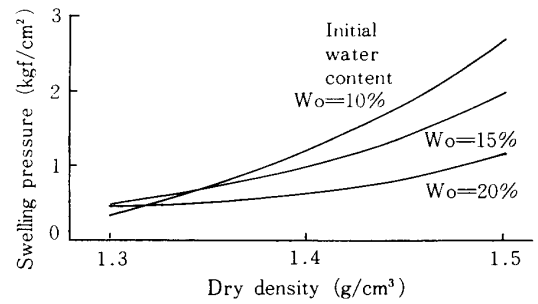


Fig. 16 Relationship between dry density and swelling pressure

結 論

本研究では、築堤材料（遮水材料）として多く用いられる国頭マージ土を対象に、締め固め土の高圧圧密試験による圧縮挙動とその圧縮指数の変動、練り返し土における e - $\log p$ 曲線への荷重増加率の影響、不飽和締め固め土の吸水による沈下の現象と膨潤との関係を調べてきた。以上の実験結果より以下に列挙することが結論づけられる。

- (1) 初期間隙比を変えた供試体は、高荷重段階の正規圧密領域で、その e - $\log p$ 曲線は収束する。これは締固め土だけでなく、練り返し土においても同様な傾向を示し、この結果はSchmertmannの沖積粘土における結果とは一致しない。
- (2) 高圧圧密試験結果から同一試料の場合、正規圧密領域では初期間隙比に関係なく、ある圧密エネルギーにたいしては土粒子平均間隔はほぼ等しい値をとる。すなわち曲線の傾き C_c は一定値をとる。
- (3) 締固め土では e - $\log p$ 曲線の変曲部は標準荷重の範囲にあり、最大荷重の取り方で圧縮指数の値が変化する。またそれにともなって圧密降伏応力も当然変動する。現実的問題からすれば、圧縮指数は標準荷重の範囲内での土の評価になるが、この場合でも、ある荷重間の平均勾配とするか、曲線上のある点の接線勾配とするかのいずれかに統一する必要がある。
- (4) 一般にいわれる圧縮指数の初期間隙比による変化は、標準荷重の範囲内と解釈することで $e_0 \sim C_c$ の関係が成り立つ。
- (5) 吸水による沈下現象は、乾燥しているほどつまり飽和度が低いほど、また吸水する際にかかっている上載荷重が大きいほど、大きな沈下が生じた。土が膨潤する場合も乾燥しているほど大きくなることから、吸水による沈下は膨潤圧と上載荷重の差によって起きると考えられる。また本実験から最適含水比よりも1%乾燥側の含水比で締固めた供試体でも、吸水による沈下が確認されたことは注目すべきことである。

おわりにこの論文は著者の一人親泊安次の琉球大学大学院における修士論文の一部であることを付記しておきます。

引用文献

- 1) 網千寿夫 最上武雄編 1969 土質力学 枝報堂
- 2) 土質工学会編 1979 土質試験法 土質工学会
- 3) 宮城調勝 1988 国頭まあじの締固め特性と土質改良 九州・沖縄のローカルソイルの特性と土質改良 文部省科学研究費総合A研究成果報告書 67~78,
- 4) 山口柏樹、大根義男 1973 フィルダムの設計および施工 枝報堂 15~29,
- 5) 宮城調勝 1983 国頭まあじ 九州・沖縄の特殊土 土質工学会九州支部編 200~219
- 6) Schmertmann J. H. 1955 The undisturbed consolidation behavior of clays Trans. A. S. C. E. 120: 1201~1233
- 7) 近藤武、宮城調勝 1970 透水係数に関する一考察 (I) 三重大学農学部紀要 39: 103~116
- 8) 宮城調勝 1972 マージ粘土の膨潤収縮について 風乾燥料の静的締固めの場合 琉球大学農学部紀要 22: 289~298
- 9) 農林水産省構造改善局 1981 土地改良計画設計基準 設計ダム 144~283 1981
- 10) 名蔵ダム調査報告書
- 11) 沖縄県農林水産部 鍋川ダム調査報告書
- 12) 沖縄県農林水産部 長浜ダム調査報告書
- 13) 沖縄県農林水産部 1982 大裏ダム工事誌 25~30, 115
- 14) 村山朔郎、赤井浩一、植下協 1958 大阪洪積層粘土の工学的特性 土と基礎 6(4): 39~47
- 15) 谷口秀夫 1962 留萌港基礎粘土の工学的性質について 土と基礎 10(1): 19~27
- 16) Leonards, G. A. 1962 Foundation Engineering Mc Graw Hill New York 148~150
- 17) Grawford, C. B. 1964 Interpretation of the consolidation test proc. A. S. C. E. 90(SM-5): 87~102

- 18) Leonards, G, A. and A. G. Altschaeffl 1964 Compresibility of Clay, Proc A. S. C. E. 90 (SM-5) : 133~155
- 19) Bjerrum, L. 1967 Engineering geology of norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings Geotechnique 17 : 83~118
- 20) Leonards, G, A. and B. K. Ramih 1959 Time effects in the consolidation of clay Am. Soc. Test. Mater. S. T. P. 254 : 116~130
- 21) Yoshimi, Y. and J. O. Osterberg : 1963 Compression of partially saturated cohesive soils proc. A. S. C. E. 89 (SM-4) : 1~24
- 22) 西田一彦 1986 風化残積土の工学的性質 鹿島出版会 92~93
- 23) 宮城調勝、当真嗣夫 粘土の膨潤圧について 未公表
- 24) 土壌物理研究会編 1979 土の物理額—土質工学の基礎—森北出版 136~138