

軟弱な水成チュウ積地盤土における非排水強さの 力学的特性に関する研究

難 波 直 彦

(1972年8月30日受理)

Study on the Mechanical Characteristics of Undrained Strength in the Soft Alluvial Clay Ground

Naohiko NANBA

(Laboratory of Farm Land Engineering)

目 次

第1章 序 論	
1-1 まえがき	
1-2 研究の動機と方法	
1-3 土のせん断強さに関する従来の諸研究	
第2章 水成チュウ積粘土の力学的特性	
2-1 土層の特徴	
2-2 水成チュウ積粘土層の土質	
2-3 堤防荷重に対する水成チュウ積粘土地盤の挙動 (現地での実物堤防試験)	
2-4 第2章のまとめと考察	
第3章 有明海の水成チュウ積粘土の非排水強さ特性に関 する実験研究	
3-1 有明海粘土の非排水強さの実態	
3-2 非排水強さに影響する因子	
3-3 圧密過程進行中の非排水強さの変化	
3-4 第3章のまとめと考察	
第4章 研究の結論と提案	
4-1 水成チュウ積粘土の非排水強さ 特性についての結論	
4-2 非排水強さ特性に関する結論の実用問題への応 用についての提案	
第5章 干拓堤防基礎地盤の安定解析に関する著者提案の 応用例	
5-1 まえがき	
5-2 津奈木地区干拓堤防	
5-3 七浦地区干拓堤防	
5-4 あとがき	
参考文献	

第1章 序 論

1-1 ま え が き

干拓は、水面下の土地を堤防で囲んで外水を遮断し

内部を干陸化するのであるから、滞積作用の盛んなチュウ積地の地先に造成される。したがって、その基礎地盤は、一般に軟弱土層より成ることが多い。

一方第2次大戦後の社会的要請による干拓事業の進展に伴って、しだいに地盤標高の低い場所に築堤することが要求されるようになった。すなわち、高く大きな堤防を必要とし、軟弱地盤に対して大きな荷重を加えることになったのである。このように、堤防荷重の増大に対処して、基礎地盤の安定性を確保することが、重要な課題として提起されるにいたったのである。

そのためには、基礎地盤の物理的、力学的性質を把握することが前提条件であり、これを明らかにすることによって、堤防の安定性にも、合理的な対策を立てることが、可能となるであろう。

本研究は、このような観点に立って、干拓事業の盛んな、有明海地方の海成チュウ積粘土地盤の力学的特性を研究し、安定な干拓堤防の合理的な設計に資することを目的としたものである。

1-2 研究の動機と方法

干拓堤防築造に困難さが増大するに伴い、その対策として、使用材料、施工技術に種々の工夫がなされ、新しい技術が開発されて来た。第2次大戦後、海外の進んだ土質工学の理論や技術が急速に導入され、干拓工事にもこれを取り入れられるようになった。それまでの築堤工法は、緩速工法並びに押え工法の併用法としてその意義が明確にされると共に、潮止工事にこれを応用し、あるいは潮止工事に対する事前圧密工法や、堤防に対するサンドドレーン工法などが試みられ

た。しかし、土質調査・試験の装置や技術が未発達であったために、土の力学的性質の把握が不十分で、これらの新しい試みは、いずれも成果をあげるにはいたらなかった。著者が研究の第1着手として、1955年から有明海地方の軟弱な干拓地の基礎地盤の土質調査を開始したのも、基礎地盤の土質の把握が前提条件であるとの観点からであった。

堤防を築造する場合、完成時の断面が、一時に地盤上に載せられたと仮想したときにも、安定性にいく分余裕のあるように断面を設計しておけば、時間の経過と共に、堤体・基礎地盤共に圧密現象でしだいに密になって強化され、安定性は増大すると考えられている。堤防のような、土による構造物での安全率が、1.5以下の小さな値にとられるのは、土構造物のたわみ性や、補修可能な点と共に、上記の理由があるからである。

オランダの干拓技術導入と共に、八郎潟干拓以後の大規模な干拓事業で採用されている設計理論は、この考えに立脚している。もちろんその理由は安定性ばかりではなく、大型施工機械の導入による施工の効率、災害の軽減、手戻り工事の解消もあげられる。

干拓地の軟弱なチュウ積粘土地盤に対して、上述の設計理論を適用すれば、八郎潟干拓の中央堤防や、長崎干拓の計画堤防にみるように、堤防体積、堤防敷地面積は膨大なものとなる。町村単位で造成の要望が出される、あまり規模の大きくない干拓事業では、この設計法を適用した場合、農業の生産性に見合うものとして、干拓事業着手の日やすとされている妥当投資額を上まわる工事費を必要とする程の大断面堤防となり、干拓事業そのものが成り立たなくなるのである。

堤防荷重による圧密現象によって、基礎地盤土の強さは増大していることを確認したことによって(2-3節)、これを考慮しないでおこなわれた安定解析に基づく設計は、むしろ過大設計ではないかと考えられる。この場合、堤防荷重の載荷に伴う土の強さの増大量の予測が合理的であり、正しいものでなければならぬ。よって、有明海干拓地のチュウ積粘土の強さ特性、これに影響する因子、圧密特性についての考察と実験を進めてきたのである。

ここで研究の対象としたチュウ積粘土は、主として有明海地方のものである。基礎地盤の調査は、少なくとも載荷される構造物の敷幅と等しい深さまで行なうべきであり、同時にこの間の土層の土の物理的・力学的性質を、室内試験によってできるだけ連続的な形で知らねばならない。干拓堤防の基礎地盤の場合、調査

深度は20～30mにおよび、調査には多くの装備と人手とを必要とするため、経費の面からも技術の面からも、膨大な仕事となる。したがって、本研究の対象とした調査すべき地盤は、実施可能な地域に局限せざるを得ないので、最も代表的なものを選定したのである。

全国的に見て、古くから干拓による農地造成が盛んに行なわれ、現在においてもそれが続けられているのは、瀬戸内海地方と九州地方であり、とくに海面干拓におけるその比重は大きい(Table 2-1)。とりわけ有明海地域は立地条件に恵まれており、比較的規模の大きな海面干拓が多い。同時にその地盤は、典型的な海成チュウ積粘土より成る軟弱地盤で、造成された土地は肥よくてはあるが、築堤工事における滑り破壊の発生もまた非常に多く、鋭敏粘土も含むという特徴からも、代表的な研究対象なのである。

よって、研究の主対象を、有明海沿岸の海成チュウ積地盤におき、これに不知火海地方その他を一部加えることにした。

1-3 土のせん断強さに関する従来の諸研究

土の破壊に関する工学的問題で、主たる力は、土の自重および土の上に乗荷される構造物による荷重であって、重力に基づく圧縮力である。したがって、土の破壊はせん断破壊であって、MOHR COULOMBの破壊仮説にしたがい、せん断強さはCOULOMBの経験式

$$s = \tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (1-1)$$

で表わされるとして取りあつかわれている。土のせん断破壊は土粒子の破壊ではなくて、主として土粒子の相対的移動と考えるべきであり、せん断抵抗は、実質的には土粒子相互間のせん断抵抗と考えられる。したがって、式(1-1)では、土のせん断強さを構成する成分として、(1)せん断時の応力に無関係で、土粒子相互の結合力に基づく部分(粘着力 c)と、(2)せん断面に作用する直応力 σ に比例する摩擦抵抗部分($\sigma \tan \phi$)とに分けて考えている。

COULOMB式に含まれるこの強度定数 c と ϕ とは、与えられた土については一定値を持つというのが、古典的な考え方であった。この両者の値は、土の種類だけできまるものではなく、その値を求めようとする試験の条件で、大きく異なることが明らかになった。

砂のような非粘性土のせん断強さは、破壊に先立って起った圧力の変化には無関係で、破壊面上の直応力できまる摩擦力である。これに対して、ゆるい砂や粘性土では、破壊に先立って起った圧力の変化によっ

て、せん断強さが異なり、したがって c や ϕ も異なってくる。 c や $\sigma \tan \phi$ は、さきにみたものとは違った物理的原因に基づくせん断抵抗をも含んでいることになる。

K. TERZAGHI⁵⁰⁾は、COULOMB式中の ϕ のほかに、「真の」内部摩擦角 ϕ_e を考え、柱状圧縮供試体の破壊面の傾き角 α は、真の内部摩擦角の関数として表わすことができ、試験条件には無関係であることを主張した。土は完全に均質でも等方性でもなく、また α の実測は問題があって、この主張の検証は困難であるが、A. W. SKEMPTON⁴⁸⁾、R. E. GIBSON²⁰⁾は、有効応力に関して実験的に調べ、粘性土においてもせん断面の傾き角は物理的意義をもち、内部摩擦角の尺度であることを提唱した。

このように、COULOMB式(1-1)は土の破壊基準についての仮定であり、そこに含まれる c と ϕ とに、物理的な説明がつけられているにしても、ほんらい土の物理的性質に基づいたものではない。すなわち、 c と ϕ とは、単に破壊基準の直線式における2つの経験的な係数であり、試験の条件によって変化するものである。

A. CASAGRANDE¹²⁾は、せん断試験の条件のうちで、 c や ϕ に最も大きく影響するのは排水条件であることから、せん断試験を、(1)非排水(U)試験、(2)圧密-非排水(CU)試験、(3)排水(D)試験に分類した。そして、U試験やCU試験では、土粒子間に直接作用する有効応力を測定することはできないため、これをベクトルカーブで表わす表記法を提唱した。D. J. HENKEI²¹⁾によると、ベクトルカーブの形は、試料の応力履歴に大きく影響される。またA. W. BISHOP⁷⁾は、不飽和土では異なった現象が現われることを見出している。このことは土の破壊の定義に関することであり、非排水試験の場合、それがU試験であれCU試験であれ、このような不確定問題を伴っている。これは土の強度論において、現在では変形特性が強度因子として具体的に取り入れられるには至っていないこと、また試験中の間ゲキ水圧(u)の測定が理想的なものではないことから、いまのところ避けることのできないものと思われる。

土はある応力体系の下では、それに応じた間ゲキ比(e)ないしは含水比(w)で平衡を保つ。この σ - e 関係に対応したせん断強さの変化を、TERZAGHI⁵⁰⁾が考察し、有効応力($\bar{\sigma} = \sigma - u$)、真の粘着力(c_e)、真の内部摩擦角(ϕ_e)の概念を与えた。この仮説はHVORSLEVの実験で確認され、一般にHVORSLEVの破壊基準と

呼ばれている。

$$\tau_f = c_e + (\sigma - u) \tan \phi_e \quad (1-2)$$

一方前述したように、D. W. TAYLOR⁵⁸⁾が示した。せん断時に土の体積変化を起す力が、摩擦抵抗の中に含まれるという考え方に基づいて、BISHOP⁷⁾は、この抵抗分をエネルギーで説明した砂の破壊基準を提案した。この概念は、GIBSON²⁰⁾によって、粘土にも適用できることが示され、体積変化のための仕事量を除いた摩擦角 ϕ_r と、粘着力 c_r とが定義づけられた。

このように、土の強度定数、ひいては土のせん断強さがなにによってきまるか、それに影響する因子はなにか、について、いろいろな仮説が立てられ、論議が重ねられてきた。これらの論議は、土の強さの基準に関しては現象論的な取りあつかいが主体になる。物性論的・物理化学的立場からの研究も、土の挙動の原理を明らかにする重要な意義をもつが、土の強さを考えるとき、結局はそれが土の安定問題の解析に、どのように用いられるかが与えられねばならない。この意味で、現象論的には、上述のTERZAGHI、HVORSLEV、BISHOP、GIBSONらの業績で、土のせん断強さの諸定数の定義づけはなされたと見てよいであろう。しかしながら、実用上これらのものがいかなる意義を持つか、いかに利用されるかは明らかではない。しかもなお、これらの基準における定数 ϕ_e 、 c_e あるいは ϕ_r 、 c_r を求めることはむづかしく、実用的意義は薄いと考えざるを得ない。

SKEMPTONとBISHOP⁵⁰⁾は、つぎのような「暫定的」な方法を提唱した。すなわち、「安定問題に土の破壊基準式を用いるに当っては、せん断時の含水比(間ゲキ比)の変化が、近似的にゼロと考えられるような条件では、全応力に関する非排水試験の定数を用い、十分含水比(間ゲキ比)の変化ができるような条件では、有効応力に関する排水試験のパラメーターを用いる。実際の条件が、排水・非排水どちらにも近似的にさえ代表させられないような場合には、両方の試験をおこなない、現場の圧密の度合についての知識から、適当な強さをひき出す」というものである。そして、BISHOP⁷⁾は、精密な試験が可能となるに伴って、多くの実験と野外での検討を重ねた結果、こんにち「有効応力の原理」と呼ばれる理念に基づいた実用法を提唱した。それは、第一にどんな試験方法であれ、できるだけ簡単なやり方で、与えられた土の有効応力とせん断強さとの関係を求め、第二に、考えている点に存在する有効応力と、将来に予期される有効応力の変化を予測するということである。

この方法は有効応力の概念を明確にして、安定問題に結びつけるのに大きな貢献をした。しかし破壊基準として、TERZAGHI-HVORLEV の式を基礎としながら、土のせん断強さが、土粒子接点での摩擦力によってほとんどきまるとしているように、必ずしも首尾一貫したものとはいえない難しい面を持っている。R. V. WHITMAN⁶⁵⁾ が指摘しているように、有効応力とせん断応力との間に独自の関係があるのではなく、また将来起りうる有効応力の変化を、高い確度で求める事が困難であるという限界を持っている。

SKEMPTON, BISHOP らの、有効応力法の進展に貢献してきた人びとも、有効応力によるせん断パラメータ c' , ϕ' に影響する因子として、有効応力のほかに応力履歴、飽和度を認め、正規圧密土と過密土、飽和土と不飽和土とを、それぞれ区別して取り扱っている。WHITMAN はこのほかにも、破壊時の間ゲキ比、土の構造、環境条件、土の形態条件、毛管張力、中間主応力などを因子としてあげ、これらのファクターにより、破壊基準を示す包絡線は単純な線ではなくて、ある幅をもったものであるとしている。同様に、Y. L. KOGAN²⁴⁾ も、土の密度や飽和度、砂におけるせん断中の粒子の再配列、粘性土におけるコロイド化学的現象をあげ、また三笠²⁸⁾ は、土の構造の重要性を強調している。

有効応力法の原理は、せん断試験でえられる強度定数の意義を明確に示し、実地の問題への有力な手段を与えるものであるが、同時にそれは、SKEMPTON が最初に提示したように、土の強さに関する根本的性質の理解を得るに至るまでの、1つの過渡的・暫定的手法であり、それによる解析結果も、1つの近似解であることを認識すべきである。すなわち、現在の段階では、現象論的立場から、土の性質やそのおかれた状

態、载荷される荷重の条件によって現われる、土の強度特性を究明し、これに対する考え方を体系づけて、安定解析法を確立させていくことが必要となるのである。

第2章 水成チュウ積粘土の力学的特性

2-1 土層の特徴

干拓の事業は、陸地に沿った水面以下の土地の干陸開拓である。その目的は農地の造成にあるため、適地条件として、地盤が高く平坦であり、また土性が農耕に適していることがあげられる⁵²⁾。こうした条件を満たす場所は、必然的にチュウ積地に限られてくる。

地質学的に見ると、第四紀は時間的に短い、地球の長い歴史の最後の1ページにも当る。現在の地形は、滞積作用や侵食作用を含めて、その大部分が第四紀に形成されたものといえる。対象とする地層がチュウ積層であるため、これを考察するには、上記の考え方から地形学的な見方³³⁾を取り入れるべきである。

干拓地はその造成条件から、三角州、潮汐平野、低湿平野部の湖沼などが選ばれるため、その地域的分布も、地形的な特徴と無関係ではない。第2次大戦後に完成ないしは着工された干拓地は、Table 2-1 のようである⁴²⁾。海面干拓は、九州中央部（有明海、不知火海）、瀬戸内地方、伊勢湾地方だけで、地区数の67.3%、面積の73.0%をしめている。一方湖沼干拓では、関東、東北、北陸の3地方で、地区数の59.6%、面積の90.9%をしめている。

九州中央部の干拓地は、主として三角州の先に発達した潮汐平野（干潟）に造られており、陸上平野部

Table 2-1. Distribution of the Reclamations in Water Area.

Region	See Bottom Reclamation		Lake Bottom Reclamation		Total	
	Number	Area (ha)	Number	Area (ha)	Number	Area (ha)
Tōhoku	6	361.54	14	23,156.53	20	23,518.07
Hokuriku	2	305.12	17	4,483.34	19	4,788.46
Kantō	7	1,295.38	0	0	7	1,295.38
Ise-Bay	41	6,939.82	1	18.42	42	6,958.24
Setouchi	28	6,670.49	1	18.95	29	6,689.44
Kyūsyū	29	4,849.51	19	2,717.08	48	7,566.59
Others						
Total	113	20,421.86	52	30,394.32	165	50,816.18

(after Reference 42)

も、有史以来人工的な干拓によって、急速に陸化が進んだものである。瀬戸内地方は、小さくわかれた谷底平野の地先の三角州ないしは潮汐平野での干拓であるが、岡山平野は児島で取り込まれた入江に発達した潮汐平野を利用して、干拓によって急速に陸化が進んだものである³³⁾。伊勢湾地方は、主として木曾、長良、揖斐の3大河川、あるいは矢作川の河口三角州が干拓されている。関東、東北、北陸地方は、海退や地盤隆起で生じた三角州で、砂州・砂丘が発達したために取り残されて生じた湖沼が多く、これに対して盛んに干拓が行なわれてきた。

このように、干拓地はチュウ積地に造成されるのでその基礎地盤はチュウ積土層より成り、これをチュウ積層の生成条件によって、大きく2つに分類することができる。すなわちその1つは、伊勢湾地方の干拓で代表される河口三角州における干拓地の地盤であり、他の1つは、九州中央部の有明海の潮汐平野や、八郎潟のような湖沼における干拓地の軟弱地盤である。

河川が扇状地に滞積させる土砂は、一般に粗大な砂レキであるが、その先に続いて発達する三角州では、河床コウ配がゆるくなり、また海水の影響をも受けて、微細な砂や粘土質土が滞積する。一方潮汐平野では、三角州でも滞積せずに海中に浮泥として浮遊する極微細粒子が、海水の潮汐作用で海岸近くに運ばれて滞積する¹⁴⁾。このため、シルト、粘土、コロイドと

いった微粒分から成る土層が形成される。また湖沼においても、水がよどみ、周辺の動植物の作用をも受けて、水の物理的性質よりは、化学的・生物的影響のために、二次鉱物を主とした腐植混りの微細土が多いと考えられる。

伊勢湾地方の代表的干拓地である鍋田地区は、木曾川(鍋田川)の河口三角州にある。地盤標高+1.10~1.30mの草生地の表層約80cmが、細砂混りの青黒色粘土である以外は、深さ10mまでは、ところどころに細砂混り青黒色粘土を含んだ青色細砂である¹⁹⁾。九州中央部不知火海に面する金剛地区は、球磨川河口の三角州にあり、土性は植土と砂壤土であって⁴¹⁾、その周辺も上部10mはゆるい砂層より成っている⁶³⁾。有明海の中でも、筑後川河口三角州上にある大詫間地区、柳川地区は、Fig. 2—2のNo.12およびNo.13の土層断面にみるように、砂質層を主体とする地盤である。

これに対して、児島湾(Fig. 2-1a)¹⁶⁾あるいは有明海・不知火海⁶⁹⁾(Fig. 2-2)における潮汐平野では、きわめて軟弱な粘土層を主体としており、また湖沼に造られる干拓地も、その多くが軟弱粘土層上にある^{17,32,71)}(Fig. 2-1 b~d)。

このように、基礎地盤を構成する主な土層の土質が大きく違うことから、干拓堤防災害の主因に対する考え方も違って来る。河口三角州上の干拓地では、台

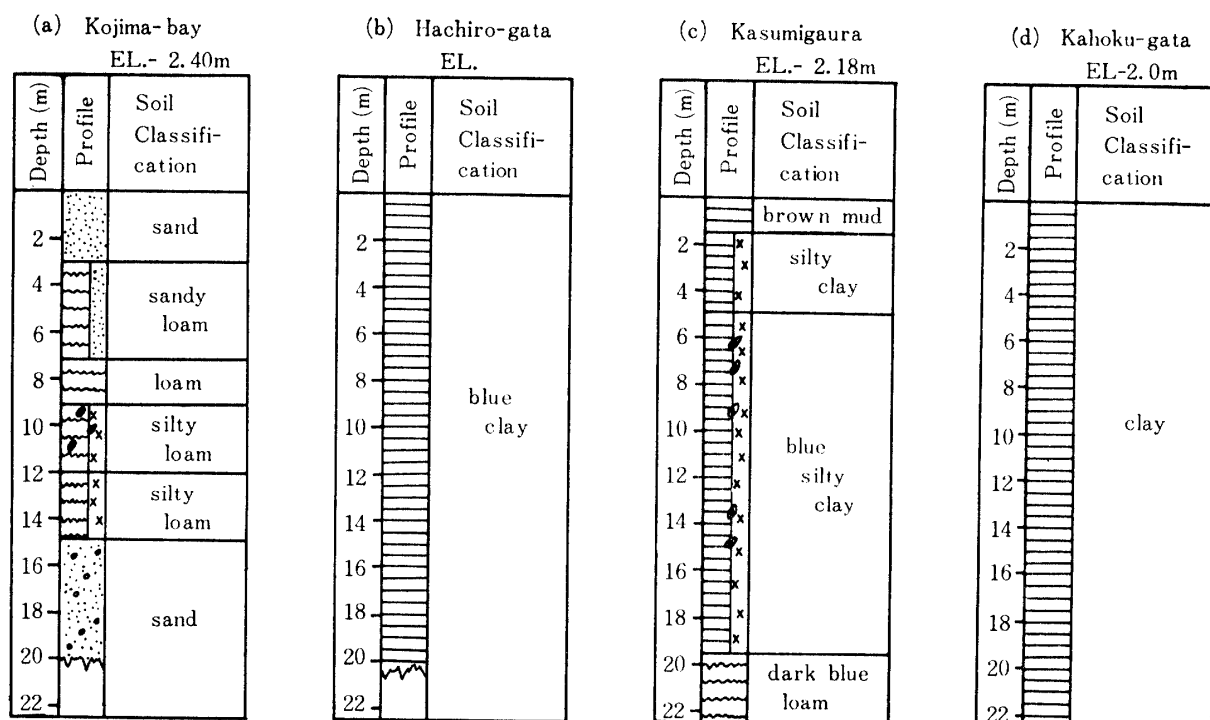


Fig. 2-1. Some Soil Profiles at Reclaimed Lands expects Kyūshū.

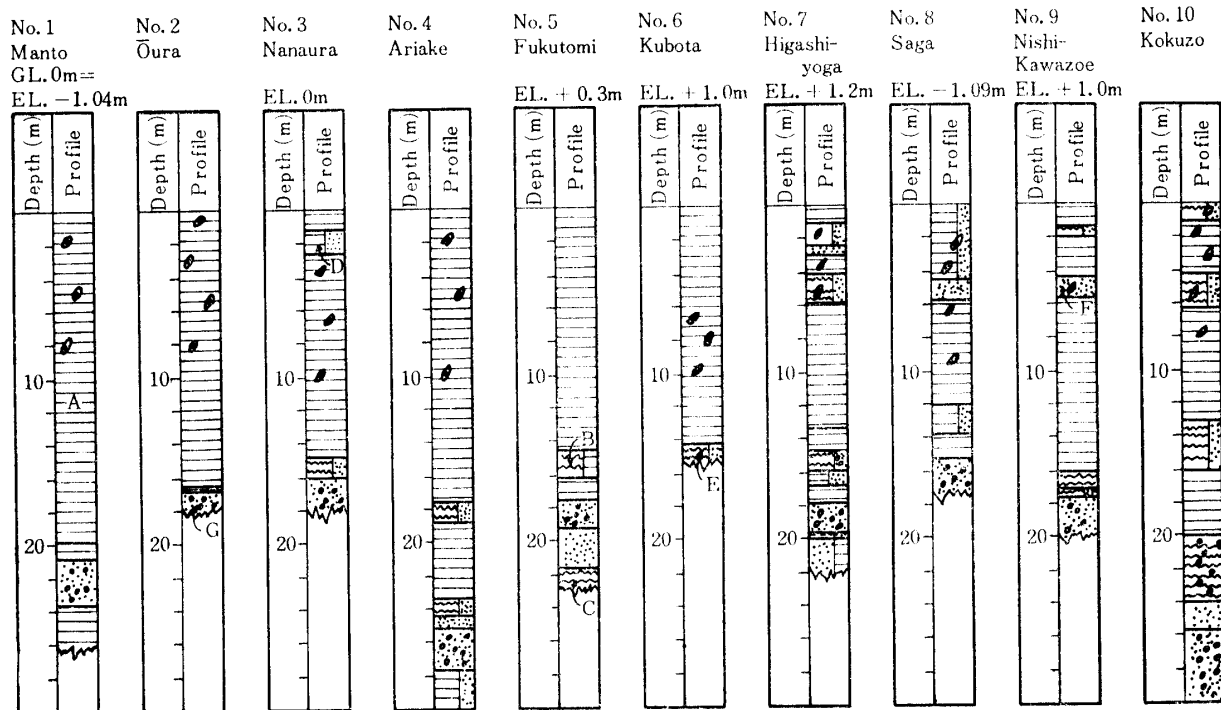


Fig. 2-2. Soil profiles at Reclamation Lands in Kyūshū. (1)
 A; Clay B; Clayey Loam C; Loam D; Sandy Clay
 E; Sandy Loam F; Sand G; Sand and Gravel

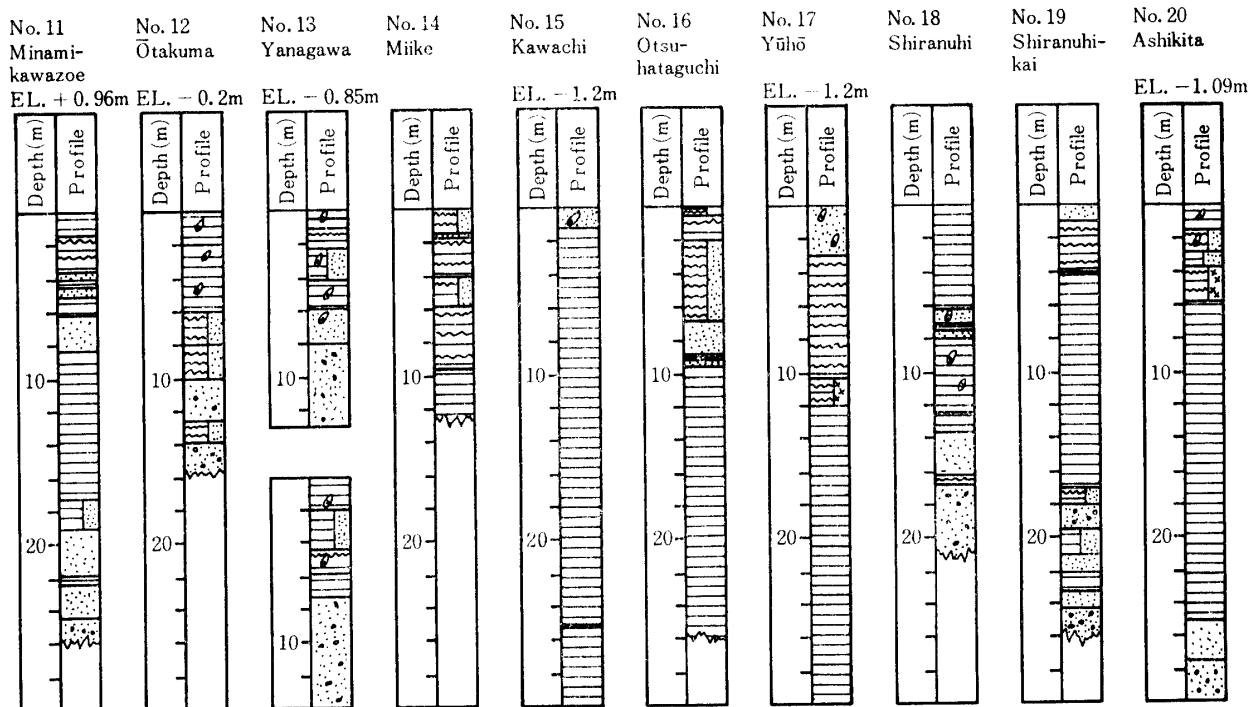


Fig. 2-2. (2)

風時の波浪に対する対策に重点がおかれる。潮汐平野上の干拓堤防では、台風時の波浪対策もちろん重要であるが、その前に、基礎地盤の滑動破壊や、圧密沈下に対する対策が重要となる。したがって、土

質工学的な問題は、主として後者の潮汐平野や湖沼における軟弱粘土層上に造られる干拓地にあるわけである。

潮汐平野の土層は、一般に粘土層を主体としている

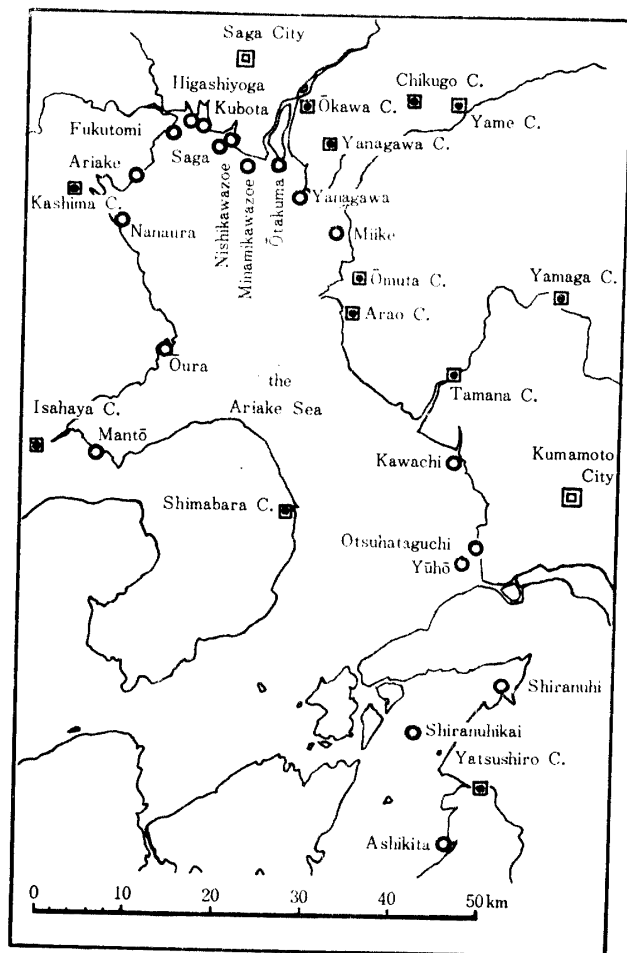


Fig. 2-3. Locations of Soil Profiles.

が、前記の球磨川河口や筑後川河口の周辺部にみるように、流入する大河川の河口のまわりは、河口三角州と考えるべきで、砂分の多い土層が目立つ。潮汐平野の典型である、有明海、不知火海地方の地盤の土層断面図を、Fig. 2-2 に、その位置を Fig. 2-3 に示す⁶⁹⁾。また、Table 2-2 は、主要な流入河川の河川計画¹³⁾で

ある。

有明海の西岸地域は、流入する河川が六角川、本明川程度で大きなものではなく、地表から深さ 10~23m までの間、ほぼ均質な粘土層より成っている。七浦地区とその周辺には、深さ 1~2m の位置に砂層をはさんでいるが、これはこの地区に流入する浜川の影響とみられ、全體的にはこの砂層は、レンズ状ないしはシーム状の薄層にすぎないようである。この地帯の粘土層は、一般に非常にきれいな青色粘土である。諫早湾内では、土層断面図 No.1 の万燈地区で粘土層が最も厚く、この点を中心にして、放射状に薄くなっている³⁹⁾。有明海北西岸部では、断面図 No.4 の有明地区（有明干拓白石樋門）が最も粘土層が厚く、その両側は、14~15m の厚さである。これは、沖の島西側から竹崎沖合に至る海底谷²⁵⁾に、粘土が滞積したものと考えられる。

有明海北岸及び東岸地帯は、筑後川、菊池川、白川、緑川といった大きな河川が流入しているため、その搬出土砂によって、比較的砂分に富んだ土層より成っている。筑後川の搬出土砂は、その河口の開く南の方へ流去するものが多いと考えられ、河口の西側の北岸地帯では、砂の滞積が比較的少ない。この地帯では海底地表面から深さ 1~4m 位は粘土層であり、その下に厚さ 1~2m の砂ないしは砂質の層がはさまり、以下ふたたび粘土層になっている。この下部粘土層は深さ 15~20m まで続いている。筑後川河口の南側の、有明海東岸地帯は、諸河川の搬出土砂や、潮の干満に伴って有明海に流出する潮流の影響で、海底地表面から深さ 1~4m までは、砂ないし砂質の土層になっている。そして全般的にみて、深さ 10m までは、砂質層の中に粘土層が介在するという傾向が強い。

藤川¹⁴⁾は、干潟面のコウ配、その標高の年間変化、

Table 2-2. Estimated High-water Discharge in Ariake-Sea, and Shiranuhi-Sea Region

River	Catchment Area (km ²)	Estimated High-water Discharge (m ³ /sec)	Specific Discharge (m ³ /sec/km ²)
Chikugo-R.	1,445	8,500	5.88
Midori-R.	1,102	4,650	4.23
Shira-R.	480	2,500	5.21
Kikuchi-R.	942	3,000	3.18
Rokkaku-R.	341	1,600	4.69
Hommyō-R.	87	1,450	16.67
Kuma-R.	1,842	5,500	2.98

(after Reference 13)

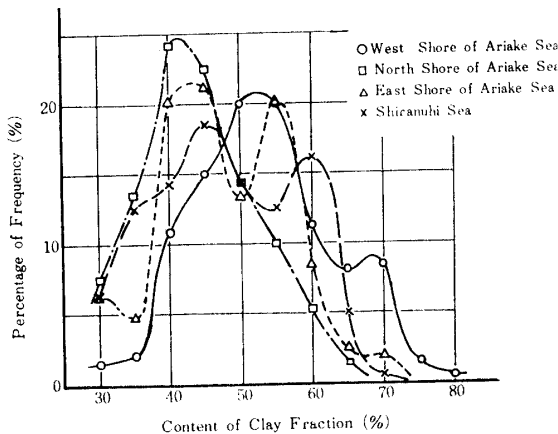


Fig. 2-4. Comparison of Grading.

海水中の浮泥量を測定し、河川、沿岸流、地形、波浪の影響などが組合さった滞積作用による干潟面の高上が進み、湾奥部すなわち諫早湾奥部、有明海北岸、それに菊池川河口以南の東岸地域で盛んであり、とくに大授場地先（筑後川河口と六角川河口の間）で盛んであるとしている。諫早湾奥部や有明海北西岸地帯は主として大きな干満差のために生じる静水的な海水のチュウ積作用による土層から成り、北岸地帯は、河川の滞積作用の影響をかなり受けてはいるが、静水的な海水の滞積作用が強くて、海水作用の影響の優れた土層状態といえよう。東岸地帯も両者の影響の合成によるものであるが、北岸に比べて、海水作用の影響が小さくなったものとみられる。こうした滞積作用の違いは、上記3つの地帯の粘土層の、粒度分布にも現われている。Fig. 2-4は、有明海域の粘土試料の粒度試験結果から、粘土分（粒径 5μ 以下）含有量の度数分布曲線を比較したものである。西岸に比べて、北岸、東岸では、粘土分含有量が10%程少ないとみることができる⁶⁹⁾。

このようなことから、潮汐平野（干潟）地盤の土層状態を、つぎの3種に分類することができる。

- (i) 静水型 (Fig. 2-2, No. 1~6)
- (ii) 合成I型 (Fig. 2-2, No. 7~11)
- (iii) 合成II型 (Fig. 2-2, No. 11~17)

土層断面図 (Fig. 2-2) No. 12, 13 の大詔間、柳川地区は、筑後川の河口三角州と見るべきであるが、これを、主として河川の滞積作用による河口型として、4番目の分類型と考えてもよい。同様の土層型態は、不知火海にもみられ、土層断面図 No. 19, No. 20 は合成II型であるのに対して、湾奥部の No. 18 は、合成I型である。

2-2 水成チュウ積粘土層の土質

干拓地の基礎地盤はチュウ積土層から成り、しかも極めて新しい滞積層が多いために、非常に軟弱な地盤が多い。とくに前節で考察した潮汐平野（干潟）の土層は、粘土層が主体であって、基礎地盤としての力学的性質に、大きな問題を有している。

その第1は、粘土層における圧密圧力の大きさとその履歴である。ある与えられた粘土では、圧密圧力の大きさによって、その密度が大きく支配される。また自然土層中の粘土が、正規圧密粘土か過圧密粘土かによって、その後の力学的性質、すなわち圧密現象やセン断強さ、セン断時の体積変化や有効応力の変化が異なってくる。第2に、自然状態における間ゲキ比や含水比の大きさである。これらの値の大きな粘土は、当然密度が低くて軟弱であり、コンシステンシーが高いため、土の構造は非常に弱く、強度が低くて、圧縮性の高いものとなる。本節では、この2点を主体に、主に有明海・不知火海地方の粘土を対象として検討する。

(1) 先行圧力 自然土層中のある深さにある土が、現在受けている有効垂直圧力は、その上にある土の重量を計算することによって、容易に求められる。これを有効土かぶり圧(p_0')と呼ぶ。一方これまでにその土が受けた最大有効圧密圧力（先行圧力） p_0 は、地質学的資料に基づいて計算するか、あるいはよく知られたCASAGRANDEの方法により、圧密試験の $e-\log p$ 曲線から求められる。そして、正規圧密粘土では、 $p_0 = p_0'$ となる。

干拓地造成の対象となる土地は水面下にあり、かつ水中で滞積したチュウ積土層より成るから、その土は正規圧密土と考えてよく、 p_0 と p_0' とは大体一致すると予測される。有明海域の干拓地地先で、干陸されていない干潟の土について求めた p_0 と p_0' の例を、Fig. 2-5に示す。 p_0 と p_0' とは、ほぼ一致するものもあるが、 $p_0 > p_0'$ となるものが多い。そこで、有明海と不知火海地域の粘土について両者を比較すると、Fig. 2-6のようになる。全般的に $p_0 > p_0'$ で、過圧密土の傾向を示している。

TERZAGHIとPECK⁶⁹⁾によれば、圧密圧力と土の間ゲキ比の関係を示すFig. 2-7aの $e-\log p$ 曲線において、野外での自然圧密では、破線Kのようになり、自然間ゲキ比 e_0 を表わす線とaで交わる。室内圧密試験での曲線は、実線 K_u となり、直線部分の延長線は、 e_0 の線とbで交わる。土を練返して行なった圧密試験で

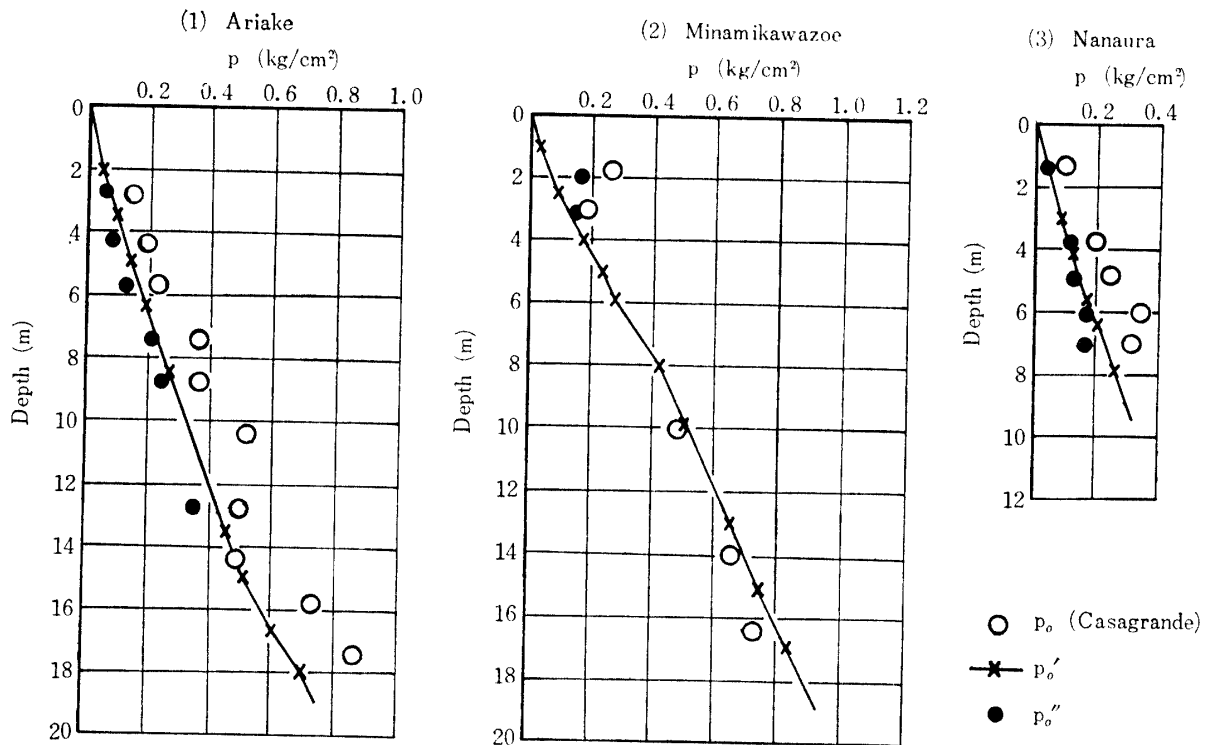


Fig. 2-5. Distribution of p_0 and p_0' in Clay Layers at the Ariake Sea

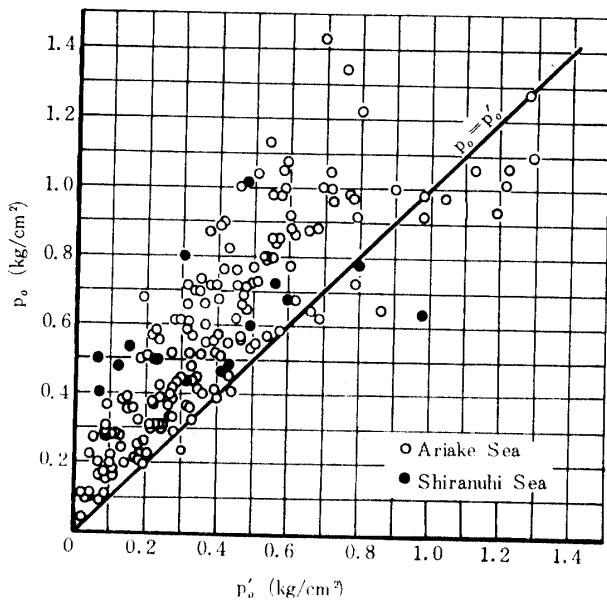


Fig. 2-6. Comparison of p_0 and p_0' in Clays at the Ariake Sea and the Shiranuhi Sea.

は、実線 K_r と c 点とが得られる。点 a, b, c に相当する圧力を、 p_0, p_u, p_r とすると、正規圧密粘土では常に $p_0 > p_u$ となり、その違いは試料の乱れや地上にとり出したための応力変化によるとしている。比 p_u/p_0 は、 $0.3 \sim 0.7$ の範囲にあり、この観点からすると、有明粘

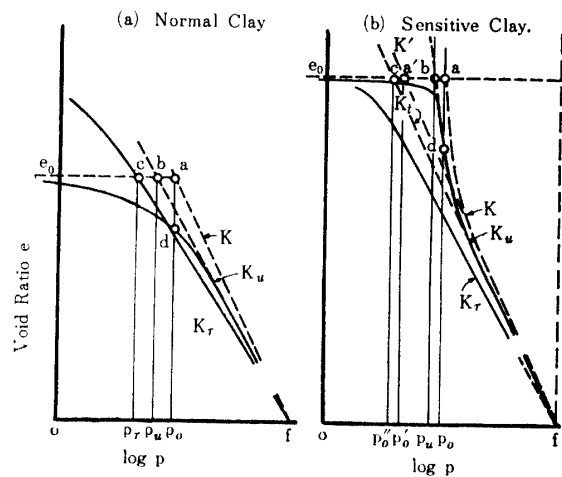


Fig. 2-7. Consolidation Curve of Clay.

土の真の先行圧力は、Fig. 2-5, 2-6 の p_0 よりもさらに40% ほど大きくなり、先行圧密を受けた傾向がさらに強くなる。

このような現象は、G. TSCHBOTARIOFF⁶²⁾ がエジプトで、森³¹⁾ が東京付近で、また竹中⁵⁵⁾ が大阪で認めており、Thixotropy 現象や塩類の固結作用で、圧縮に対する土の抵抗が増大したものと考えられている。そして森は、固結作用が早く起る石膏を粘土に混ぜた実験によって、これを証明した。

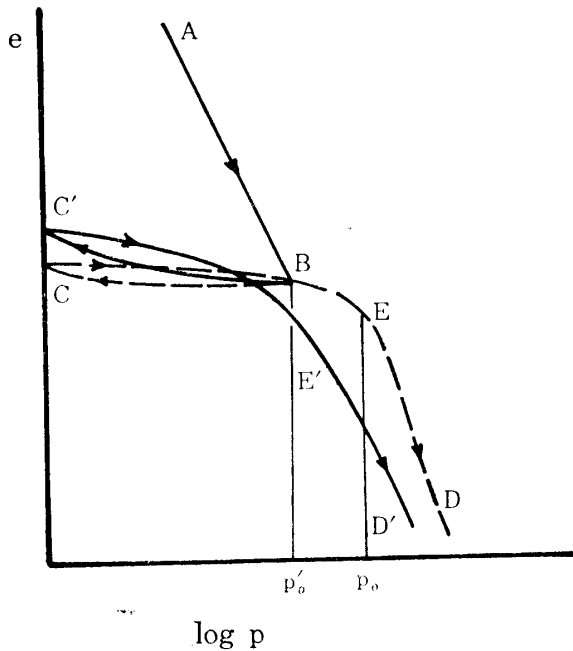


Fig. 2-8. Consolidation Curve by Consolidation Test.

練返した粘土の圧密試験では、Fig. 2-8の実線の e - $\log p$ 曲線がえられるが、B点で長時間静置すると、それ以後の圧密曲線は破線のようになり、先行圧力 p_0 より大きい p_0' がえられるわけである。これは鋭敏粘土の圧密曲線 (Fig. 2-7b) と一致した現象である。本来破線 K' で圧密されるが、平衡状態中の化学作用のために e - $\log p$ 関係が a' から a に変わり、先行圧力が p_0 になる。計算した有効土かぶり圧は p_0' だが、圧密試験では曲線 K_u がえられるため、 p_u を得る。したがって鋭敏粘土でも、圧密曲線から c 点を求めれば、 p_0' より僅かに小さい圧力 p_0'' がえられるはずである。

Fig. 2-5で、折線の表わす p_0' よりも大きな p_0 を示している試料の圧密曲線は、すべて Fig. 2-7bの形をしており、両者が比較的良好な値のものは、同図 a の圧密曲線を示している。同図 b の鋭敏粘土の圧密曲線を示す試料について、 c 点を求めて得た p_0 の値は、Fig. 2-5の黒点のようになり、折線 (p_0') とほぼ等しいか、それよりやや小さくなって、上記の考察を裏付けている。

また、Fig. 2-6の有明地区と七浦地区とは、有明海奥部の北西隅にあって、静水型の滞積土層をなし、南川副地区は、北岸部の筑後川河口近くにある合成 I 型の土層である。すなわち、静水型の滞積土層の粘土には鋭敏粘土が多く、 $p_0 > p_0'$ の傾向が強いものに対して、合成型土層中の粘土では、 $p_0 \approx p_0'$ のものが多くみら

れる。有明海東岸の合成 II 型土層中の粘土も、ほとんどがふつう粘土の圧密曲線を示し、 $p_0 \approx p_0'$ である⁶⁹⁾。

自然地盤上に堤防のような構造物を築造する場合、この構造物荷重によって地中に生じる圧力の増加分を Δp とすると、 Δp は地中に存在して土が平衡を保っていた自然状態の圧力に、上積みされることになる。 Δp が加えられることによって、土は圧密現象を起し、変形 (沈下) を生じる。この圧密の進行が、Fig. 2-7の a のように起るか b のように起るかは、圧密や強さといった、粘土の力学的性質の現われ方やその理解に影響する。すなわち、チュウ積地盤上の堤防の安定問題 (圧密沈下をも含めた) を解析するに当たって、考慮すべき土中の自然圧力としては、 p_0 と p_0' のどちらとすべきかを、その土層の滞積環境や土質を考えて予測することになる。

CASAGRANDE の方法は、そのやり方からもわかる通り、経験的な方法であって、個人誤差も大きくて、得られる結果も、概略値の域を出ない。しかし静水型の粘土層におけるように、化学的な固結作用によって自然平衡圧力が変化 (増大) している場合には、この圧力の大きさを求めるための方法としては、現在のところ唯一のものといつてよい。したがって、自然平衡圧力として先行圧力 p_0 を用いるべきときには、与えられた粘土層ないしは与えられた土層断面について、できるだけ多くの圧密試験を行なって、 p_0 の値をチェックすべきである。

干拓の候補地として対象にされる静水型ならびに合成 I 型の海成チュウ積粘土層では、 p_0 の値を把握しておくべきであり、その圧密試験は、この点に特に留意して行なうべきである。

(2) 間ゲキ比・含水比・コンシステンシー 軟弱土の特徴が土性の上にあらわれてくるのは、密度が低く含水量が多い点である。干拓地チュウ積粘土のように水中で沈降滞積した土は、実質的には飽和しているとみてよいから、間ゲキ比 e は間ゲキ量の割合を容積で表わし、含水比 w はこれを水の重量で表わしたもので、飽和土では同じ意味になる。したがって飽和粘土に関しては、 e よりも w の方が、液性限界や塑性指数などのコンシステンシーを表わす指標に結びつけやすく、便利であることが多い。

Fig. 2-7 からわかるように、室内圧密試験の結果では、正規圧密粘土の e や w は、圧力の増加に伴って指数関数的に減少する。それと同様に、自然滞積粘土層の e や w も、深さに伴って指数関数的に減少している。Fig. 2-9 に、有明海奥部の静水型滞積層 (a, b),

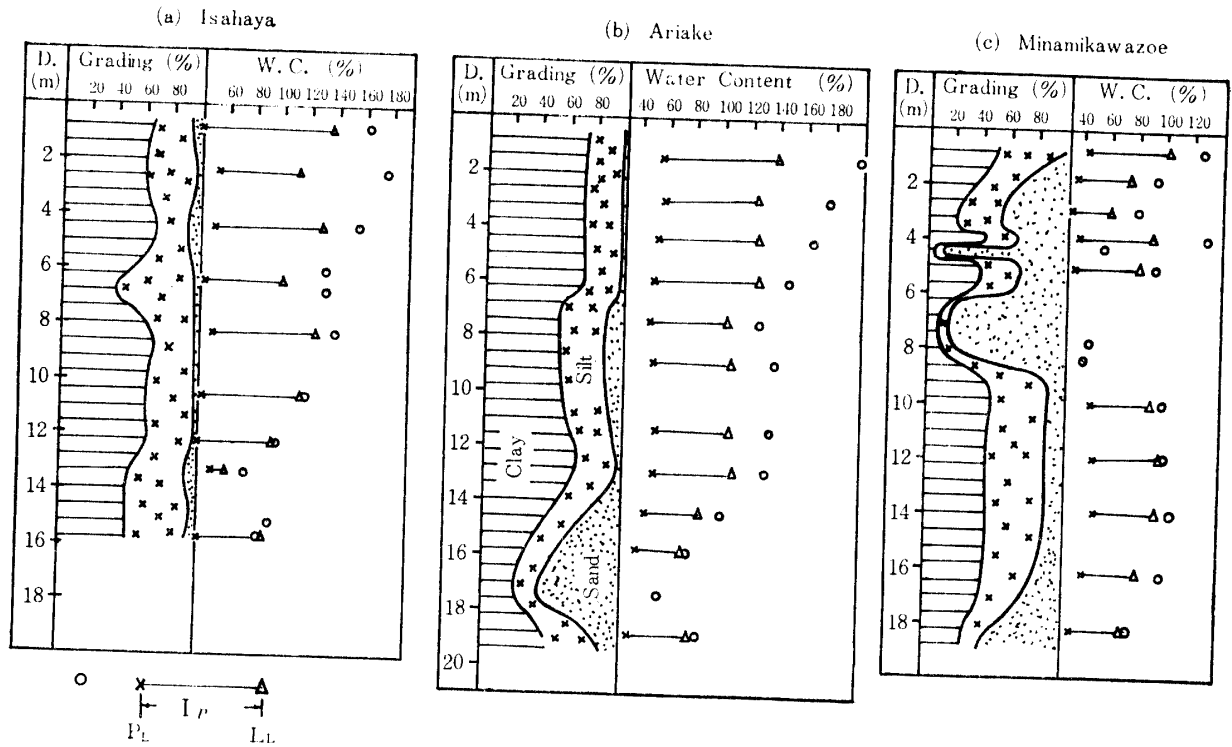


Fig. 2.9. Distributions of Grading, Water Content and Consistency. (1)

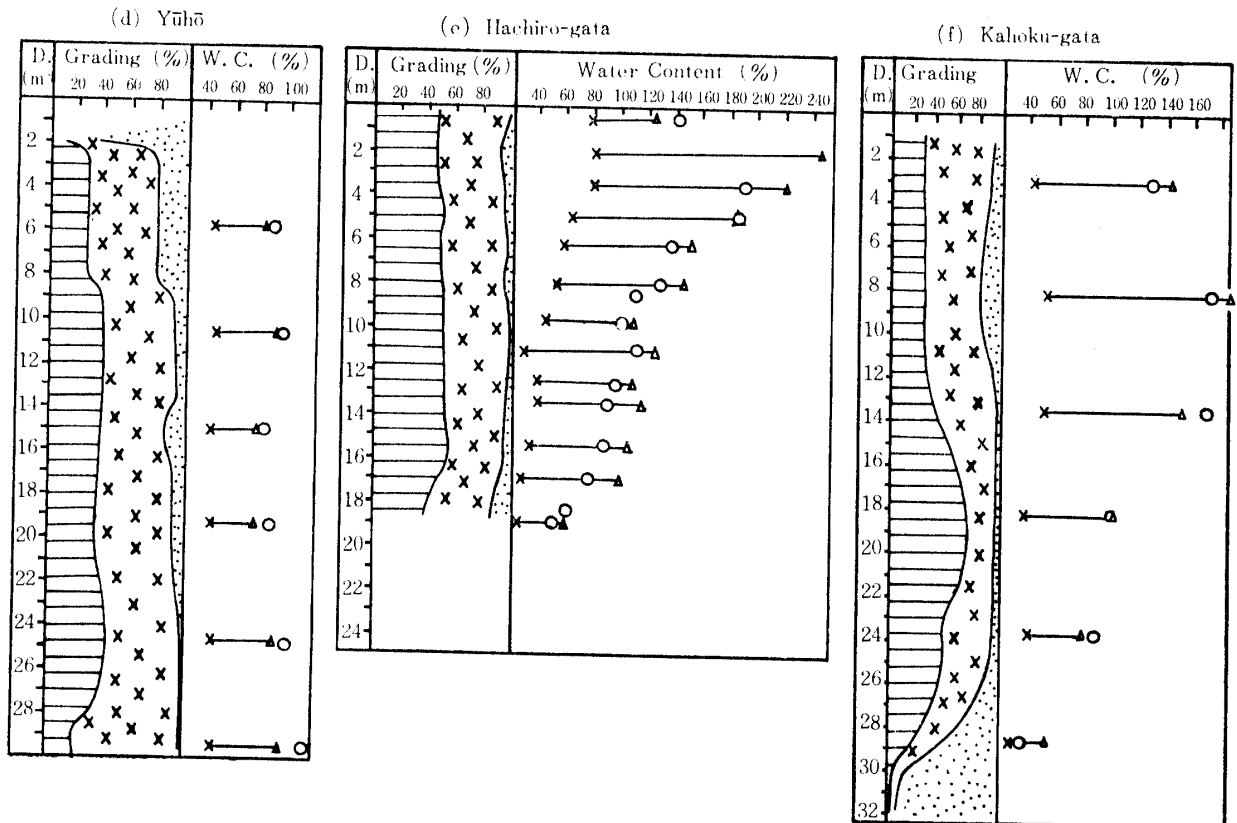


Fig. 2.9. (2)

同北岸、東岸の河川の影響を受けている合成型層(c, d), および湖成土層(e, f)の代表的なものについて、深さに伴う粒度、含水比、コンシステンシーの分布を示す図を描いている⁶⁹⁾。a, b, e, fの静水型で、土層がほとんど粘土層だけから成っている場合には、粒度組成の変化によって多少の変動はあるにしても、土層で含水比180%前後、深さ10m以下の層で80~100%であり、その間は指数関数的に変化しているとみてよいであろう。そしてとくに、海成静水型層であるa, bでは、上層の含水比が液性限界よりもはるかに大きくて、深くなるに伴って両者の値が近づいていることが目につく。

一方合成型のc, dでは、 w の変化は深さよりも粒度組成の変化の影響が大きい。上層にある砂層が重く、圧密に関する排水層として作用するために、圧密が促進されたこと、滞積が急速に進み、荷重の荷重速さが早くなっていると推察されること、などもあってその間に挟まれている粘土層の含水比は、深さに関係なく100%前後の値を示し、液性限界に近い値となっている。

深さ10m以下にある粘土層は、静水型、合成型どちらの土層でもほぼ等しい含水比で、しかもそれが液性限界に近い値である。

有明海の粘土層中の間ゲキ水の塩分濃度は、Fig. 2-10のように変化している。これは、採取した試料から遠心力で分離(回転数4,000 r.p.m)した間ゲキ水について、硝酸銀滴定法によって、NaCl濃度を求めたものである⁷⁰⁾。海底地表近くでは海水と同じ濃度を有しているが、深さに伴って抛物線的に急激に濃度が減じ、深さ10mでは、1/60(約0.05%)以下になっている。それと共に、含水比と液性限界の値が接近

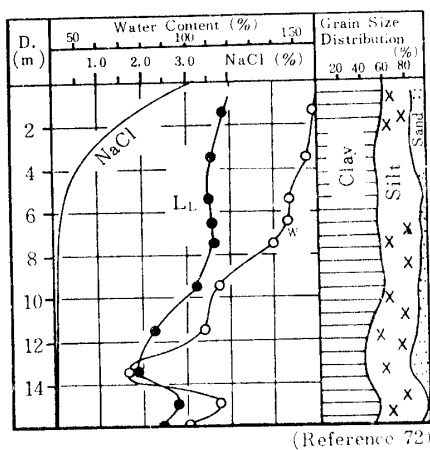


Fig. 2-10. Distribution of Salt Density at Ariake Clay Layer.

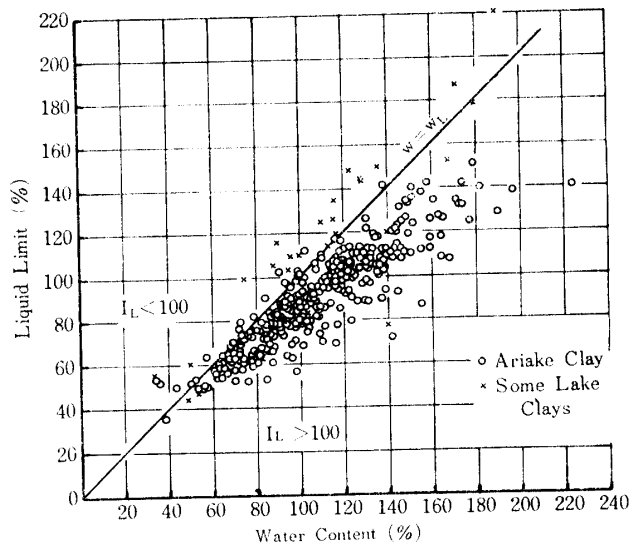


Fig. 2-11. Relation between Water Content and Liquid Limit.

している。

含水比と液性限界との関係は、ふつう液性指数 I_L で表わされているが、干拓地チュウ積粘土では、その鋭敏さないしは滞積特性と液性指数とは、なんらの相関性は示さない。むしろ含水比と液性限界との比の方が、この特性を明らかにしている。この両者の値をとって Fig. 2-11 に示したが、有明粘土では、ほとんど大部分が $w > w_L$ (液性限界) であることがわかる。これは、土が液性であることを意味するが、乱さない状態ではある程度の圧縮強さを有し、円柱形の供試体が自立しうる骨格構造があることを示す。しかしこれを練返して構造を破壊すると、液状になり、ふたたび供試体を作り上げることはできない。すなわち、かなり高い鋭敏性を有しているのである。

さらに Fig. 2-11 では、含水比が100%以下では比 w/w_L は1に近いが、含水比が100%以上ではこの比は1よりもかなり大きく、 w の増大に伴って大きくなる傾向がみられる。このことは、前述したように、圧密曲線が上層では鋭敏粘土の形をとり、下層ではふつう粘土に近い形をとることと符合するものである。

Fig. 2-9 では、含水比の分布が、粘土の粒度組成の影響を受けているのがみられる。粘土のコンシステンシーは、その含有する微粒部分に支配されるから、鋭敏さもその影響を受けることが考えられる。とくに、粒径 2μ 以下の部分の含有量をとって、圧密曲線が鋭敏土の形を示すものと、そうでないものとに分けて度数分布を見ると、Fig. 2-12 のようになる。鋭敏形曲線を示すものは、ほとんど 2μ 以下の含有量が30%以

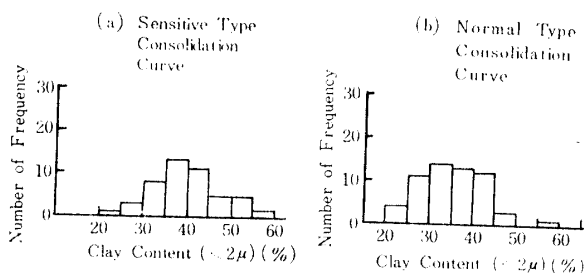


Fig. 2-12. Sensitivity and Colloid Content at Ariake Clay.

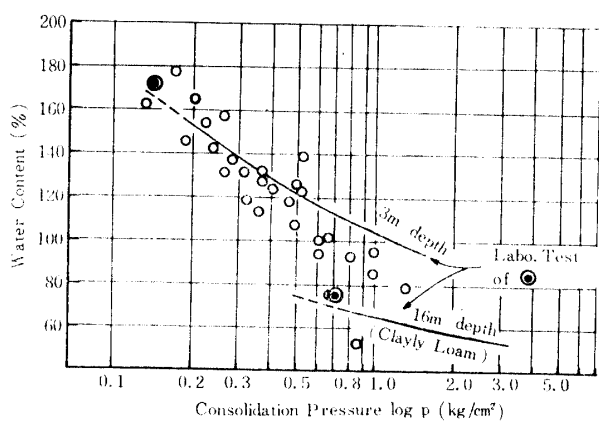


Fig. 2-13. Relation between Consolidation Pressure and Water Content.

上あり、ふつう形曲線のものは、これが40%以下である。含有量が30~40%の範囲では、両者が大きく重なっているが、これは粒度以外の因子の影響のためであろう。

つぎに、先行圧力と含水比とを直接プロットしてみると、Fig. 2-13のようになる。図中の丸印は、深さの異なる試料の含水比 w と先行圧力 p_0 との関係を示している。実線は、二重丸で示した試料（有明地区の同一ボーリング孔から採取したもの）の、室内圧密試験による圧密曲線である。

以上のことから、干拓地のシルト・粘土層の含水比の分布について、つぎのようにまとめることができる。

i) 含水比は、深さあるいは圧密圧力の増加に伴って、指数関数的に減少する。

ii) 自然土層の滞積過程では、ほぼ液性限界 w_L に近い含水比で平衡すると推察される。

iii) 海成滞積層では、粒径 2μ 以下の微粒分の含有量が30%以上となる環境にあるとき、液性限界以上の含水比で平衡し、鋭敏粘土を形成する 경우가少ない。その原因は、滞積時の微粒子の綿毛化作用と、滞積後の化学的膠結作用による結合力にあると考えられる。

iv) 上記の場合にも、圧力が增大すると、ほぼ液性限界に近い含水比で平衡するようになるが、この時同時に、液性限界の値も小さくなっている。海成滞積層では、液性限界の低下には、間ゲキ水の塩分濃度の減少も影響していることが推察される。

v) 粒径 2μ 以下の微粒分の含有量が40%以下である場合には、滞積過程で、ii)に述べたように、液性限界に近い含水比で平衡する例が少なくない。

(3) 圧密に関する諸係数 基礎地盤に関する工学的問題では、地盤の支持力と沈下との2点が重要なものである。軟弱な粘土地盤では、長期間にわたり継続する圧密沈下が非常に大きく、沈下量の大部分をしめる。したがって、土の圧密に関する諸係数が重要な指標となる。その中でも、圧縮指数 C_c 、体積圧縮係数 m_v 、圧密係数 c_v が重要である。

C_c と m_v とは、最終沈下量の計算で理論上は同じ結果を与えるはずであるが、理論の仮定や測定技術の問題から、違った結果となるがふつうである。 C_c は圧力のかなりの範囲にわたって一定とみることができ、この点 m_v より有利である。鋭敏な粘土では、圧密曲線がFig. 2-7bのようになるため、 Δp があまり大きく

Table 2-3. Values of C_c at Alluvial Clays in Japan.

Region	Site	C_c	Mean Value of C_c	Note
Ariake-Sea	sea	0.30—2.00	1.05	134 samples
Shiranuhi-Sea	sea	0.15—1.01	0.64	25 samples
Kasumigaura	lake	0.63—1.69	1.08	7 samples (32)
Kahoku-gata	lake	0.36—1.67	0.97	36 samples (71)
Hachirō-gata	lake	0.6—2.2	1.02	56 samples (17)
Harbours	sea	0.18—1.58	0.59	(from figure) representative (22) 10 samples

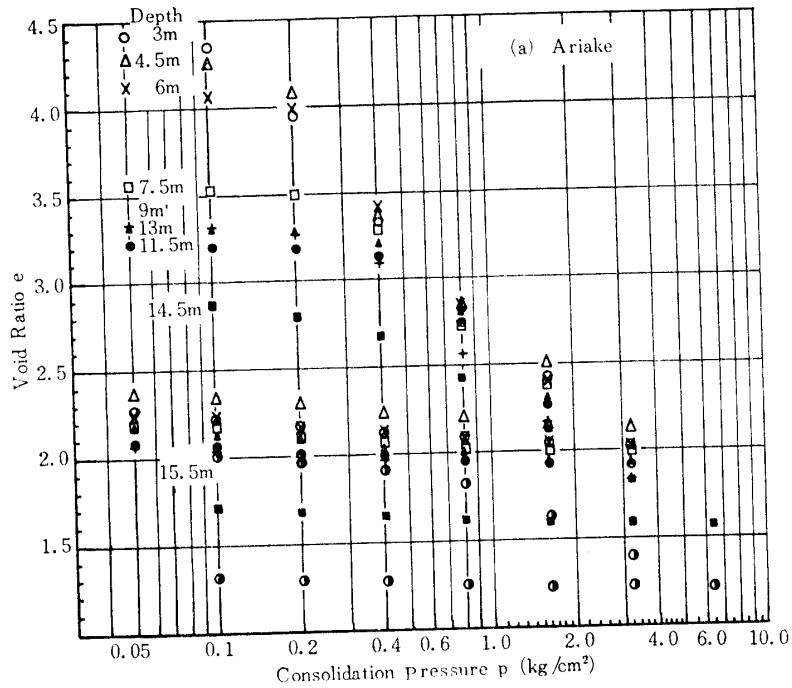


Fig. 2-14. Consolidation Curve of Ariake Clays. (1)

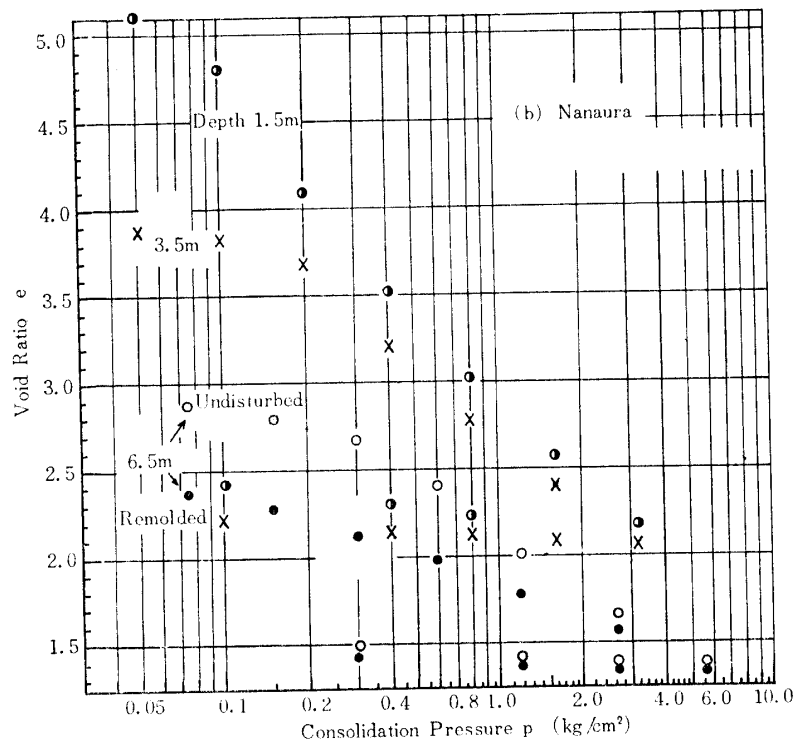


Fig. 2-14. (2)

ない範囲では、荷重の増加に対して鋭敏で、大きな沈下を示す。海成・湖成のシルト質粘土層における C_c の値の例を、Table 2-3 に示しているが、一般に干拓地盤は大きい値を持っている。とくに深さ 10m ま

での土層は、鋭敏粘土の圧密曲線を示すものが少なく、 C_c の値も 1.0 以上である。ここに掲げた C_c の値は、計算法が不明のものもあるが、主として Fig. 2-7b の K_r 線の傾き、ないしは K_r 線と bd 線の傾きの平

均として求められたものが多いようである。対象となる圧力の範囲が問題ではあるが、鋭敏型圧密曲線を示す粘土の場合には、 bd 線の傾きの値をとれば、もっと大きくなるはずである。Fig.2-14に示す有明粘土の代表的圧密曲線でみると、 $p_0 + \Delta p$ が $0.8 \sim 1.0 \text{ kg/cm}^2$ までの範囲では、 bd 線の傾きをとるべきことがよくわかる。これでも Fig.2-13からみると、自然滞積過程における圧密の C_c よりも小さい傾向があるのである。有明粘土について bd 線による C_c をとると、処女圧密曲線の平均傾斜で求めた、Table 2-3の中の鋭敏粘土の値、 $0.85 \sim 2.00$ が、 $1.06 \sim 2.37$ となり、その算術平均値は、 1.35 が 1.60 となって、約19%大きくなる。

SKEMPTON⁶⁰⁾は、 C_c が液性限界に比例して増大することを見出し、つぎの関係式をえている。

$$C_c = 0.009(w_L - 10) \quad (2-1)$$

すなわち、2週間以上の期間と設備・技術を要する圧密試験をおこなわないでも、液性限界を知れば C_c が

Table 2-4. Some Relations between w_L and C_c at Alluvial Clays in Japan.

Clay	Expression	Note
Ariake-clay (1)	$C_c = 0.012(w_L - 4)$	Ref. 69
Ariake-clay (2)	$C_c = 0.029(w_L - 50)$	Ref. 64
Hachirō-gata clay (1)	$C_c = 0.014(w_L - 16)$	Ref. 61
Hachirō-gata clay (2)	$C_c = 0.009(w_L + 4)$	Ref. 17
Kahoku-gata clay	$C_c = 0.007(w_L + 30)$	Ref. 71
Clays at some harbours	$C_c = 0.009(w_L - 20)$	Ref. 22 (from figure)

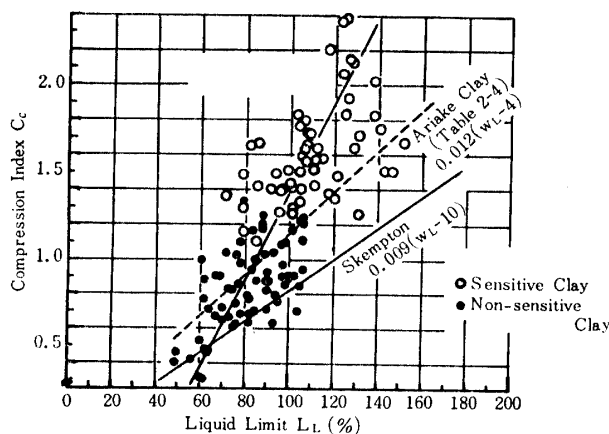


Fig. 2-15. Relation between Liquid Limit and Compression Index at Ariake Clay (Maximum Values)

求められる。しかしこれはふつう粘土についての経験式であって、鋭敏粘土では、たびたびのべてきたように、実際よりも小さい C_c しか与えないので、この場合は圧密試験により C_c を求めるべきであるとしている。

わが国の粘土についても、この関係が多く求められており、海成および湖成粘土層に関する数例をTable 2-4に掲げる。一般に液性限界の値に比べて、式(2-1)で与えられるものとはほぼ等しいか、やや大きい C_c を与える。しかし鋭敏粘土で C_c の最大値をとると、この関係は異なってくる。有明海の粘土で C_c の最大値をとって再整理した結果を、Fig. 2-15に示す。鋭敏粘土と非鋭敏粘土とは、 C_c の値が1.25を境に分れている。鋭敏粘土は同じ w_L の値に対して、式(2-1)やTable 2-4中の関係式によるよりも、ずっと大きい C_c の値(C_{cmax})を与え、ほぼつぎの式で表わされる。

$$C_{cmax} = 0.028(w_L - 55) \quad (2-2)$$

Table 2-4に示したどの場合でも、 w_L と C_c についての関係には相当なちらばりがある。実験式としての性質上やむを得ないものであろうが、有明海ならびに河北潟の粘土では、 C_c が液性限界より間ゲキ比に対して、ちらばりが少ない関係を示すことが報告されている。

西田³⁸⁾はRUTLEDGEが C_c を初期間ゲキ比 e_0 の関数として経験的に表わしていることから、これに理論的根拠を与えることを試みている。すなわち、土塊が外圧を受けて圧縮変形を起す場合、弾性変形以上の変形量は、まえに受けていた圧力による変形量と、変形を起していた時間とに比例して減少すると仮定し、あらたに加えられた圧力 p と、圧縮ヒズミ ϵ との関係を表わす式を導びいた。この式と、 C_c の定義式とから、次式を得た。

$$C_c \doteq 0.54(e_0 - 0.35) \quad (2-3)$$

ただしこれには、土粒子を均等な剛球と考え、最も密につまった $e_0 = 0.35$ のとき $C_c = 0$ になること、および C_c の定義式中の項、

$$\log\left(\frac{p_0 + \Delta p}{p_0}\right)$$

が1に等しい、という2つの仮定を含んでいる。また e_0 は、荷重を加える前の初期間ゲキ比である。もし土中の間ゲキが水で飽和されていると、土粒子比重 G_s を2.60にとって、

$$C_c \doteq 0.54\left(2.6\frac{w_0}{100} - 0.35\right) \quad (2-4)$$

と表わされる。 w_0 は、 e_0 に相する初期含水比である。

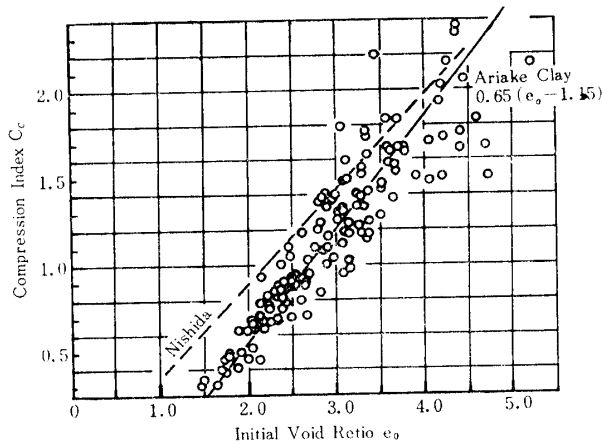


Fig. 2-16. Relation between Void Ratio and Compression Index at Ariake Clay

有明粘土について、 e_0 と C_c とを座標軸にとってプロットすると、Fig. 2-16 のようになり、Fig. 2-15 と比べると、かなりちらばりが少ない。図中に示した実線は、つぎの式で表わされる。

$$C_c = 0.65 (e_0 - 1.15) \quad (2.5)$$

実際の上粒子は均等な剛球ではなく、複雑な形状、性質を持ち、またいろんな粒径を持つ微細粒子が混り合っているため、西田が仮定した値より大きな e_0 (1.15)で、 C_c がゼロになる。また、 C_c の値を求めた圧力範囲は比較的狭く、 $\log\{(p_0 + \Delta p)/p_0\}$ が1より小さいので、係数はやや大きな値になっている。また、式(2.4)にならって初期含水比 w_0 で表わすと、有明粘土の代表値として、 $G_s = 2.64^{(69)}$ を用いて、次式を得る。

$$C_c = 0.017 (w_0 - 44) \quad (2.6)$$

干拓地盤のように、軟弱な粘土層が厚く、深さに伴って間ゲキ比や含水比が大きく変化している土層では上層全体にわたって C_c を一定と考えることは困難であり、深さに伴い、異なった C_c をとらねばならない。その場合、Fig. 2-15 と 2-16 とを比較して明らかなように、液性限界に基づくよりは、初期間ゲキ比に基づく方が、より精度の高い算定が可能である。それと共に、段階的に荷重がおこなわれて圧密が進行するにつれ、Fig. 2-14 の圧密曲線に見るように、しだいに C_c が減少していく現象をも、計算に組み入れることができる。著者は、さきに干拓堤防の安定解析に当っては初期間ゲキ比に基づいて C_c を算定することを提唱し⁽⁶⁶⁾、それによる解析例を示した⁽⁶⁷⁾が、この方式は、実地の解析に用いられて、好結果を得ている。

つぎに、体積圧縮係数 m_v の値を、Fig. 2-17に示す。これは、さきの C_c についてのFig. 2-16と対比させて対数を取り、間ゲキ比に対してプロットしたもの

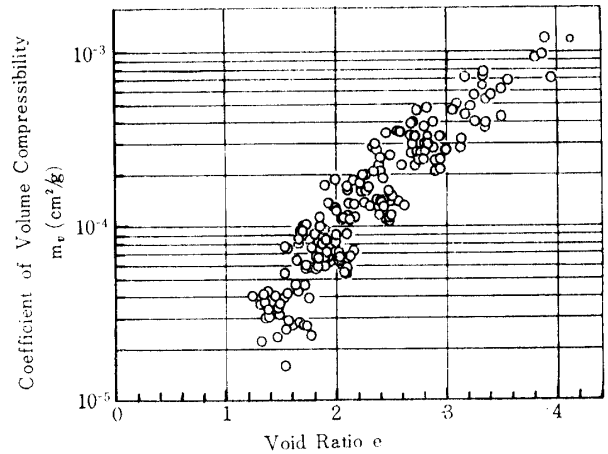


Fig. 2-17. Relation between Void Ratio and Coefficient of Volume Compressibility

である。

圧密試験の結果に基づいて最終沈下量を計算する場合、 C_c を用いた結果に比べて、 m_v を用いた結果が小さな値となる。その原因としては、圧密理論での両係数の定義に関する理論上の仮定の問題と、測定上の問題がある。

D.W. TAYLOR⁽⁵⁷⁾は、二次圧密は一次圧密の進行中に試料に生じる主応力差によるせん断変形によって、上の構造が乱されるために起るとしている。赤井ら⁽⁶⁾は三次元的な応力の場合でも、主応力差のために生じるせん断変形による沈下を、二次圧密としている。一方、竹中⁽⁶⁴⁾、網干ら⁽⁶⁾は、試料土と圧密容器との間に生じる周面摩擦の影響で、大きな二次圧密が現われるとしている。

TAYLORの二次圧密に関する定義は、概念的には誤りないものと考えられ、自然土層では主応力差が生じると考えられるから、二次圧密が起ることも認めねばならない。同時に、TAYLORの理論では、試料厚2cmの標準圧密試験における一次圧密は、数10分のオーダーで終り、二次圧密がその後1日あるいはそれ以上の時間にもわたって起るのに対して、厚さ m 以上の自然粘土層では、数100日あるいは数年のオーダーの時間を要する一次圧密時間を越えて、二次圧密が進行することはほとんどないとしている。すなわち、二次圧密は一次圧密過程中に同時に起り、見掛け上一次圧密量を増大させる。石井⁽²²⁾は、大阪のチュウ積粘土層に関する研究でこのことを認め、層厚の大きな自然地盤では、TERZAGHIの圧密理論で解析するに当たり、 m_v は二次圧密量も含めた24時間沈下量による値をとるか、一次圧密量から求めた値の、1.5～2倍でいど

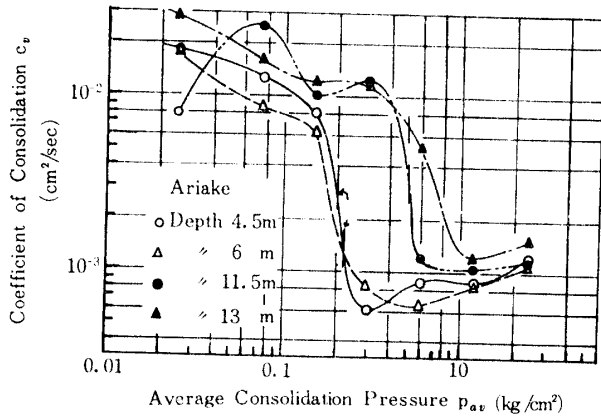


Fig. 2-18. Relation between Average Consolidation Pressure and Coefficient of Consolidation.

の値をとって、大きな誤りはないとしている。

干拓堤防の場合、粘土層の厚さが10m以上あって、圧密沈下の大部分が終るまでに、長期間を要する。圧密係数 c_v の値がFig. 2-18のようになるので、かりに層厚10m、 c_v を $1 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$ とし、長方形荷重分布で両面排水の条件下では、時間係数 $T = 1.0$ で圧密度93.1%になり、それまでには約32年を要する。このため、最終沈下に近い値まで観測が続けられた例にとほしいので、実測値と計算値との比較はむつかしいが、計算の1例をTable 2-5に示す。推定沈下量は、堤体をボーリングして調べた結果に基づいている。

圧密試験で得られる圧密係数 c_v の値は平均圧密荷重 p に対して、Fig. 2-18のように変化し、先行圧力

Table 2-5. Calculated Examples of Settlement by Consolidation.

No.	Time (years)	Presumed Settlement (cm)	Calculated Degree of Consolidation (%)	Calculated Final Settlement (cm)	
				by m_v	by C_c
1	about 6	about 80	91.5	165	175
2	about 45	about 175	97.6	199	199

Note ; In No. 1, it is in the midst of dike-construction. Calculated values are determined on the basis of increasing load.

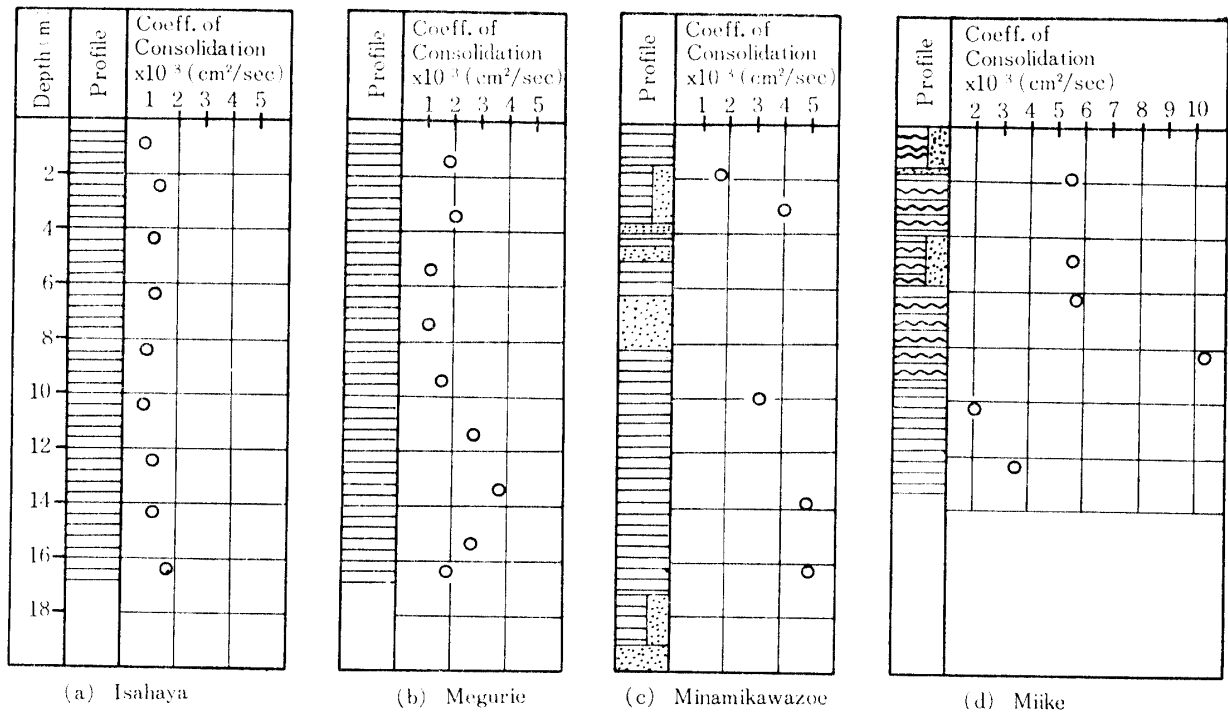


Fig. 2-19. Distribution of Coefficient of Consolidation in Clay Layers

p_0 以上の圧力で、ほぼ一定の値になる。しかし厚い粘土層では、 p_0 以上で一定になった値が、Fig. 2-19のように深さ方向で変化するので、沈下計算に用いる数値は、これらの平均値とならう。 c_v の値の異なる2層の圧密の近似解もあるが、複雑であり、厚い土層では2層だけではすまないこともあって、むしろ c_v を均一として、粘土層厚に仮想厚さを用いる、PALMER-BROWNの方法⁴⁵⁾の方が、実用価値があらう。

2-3 堤防荷重に対する水成チュウ積粘土地盤の挙動 (現地での実物堤防試験)

基礎地盤の安定に関する力学的特性を検討するためには、まず地盤を構成する土層の状態を知り、ついで土層の土質を知ることが必要である。それと共に、堤防荷重が載荷されたときに、その地盤土がどのような挙動を示すかが、力学的特性の把握にとって重要なこ

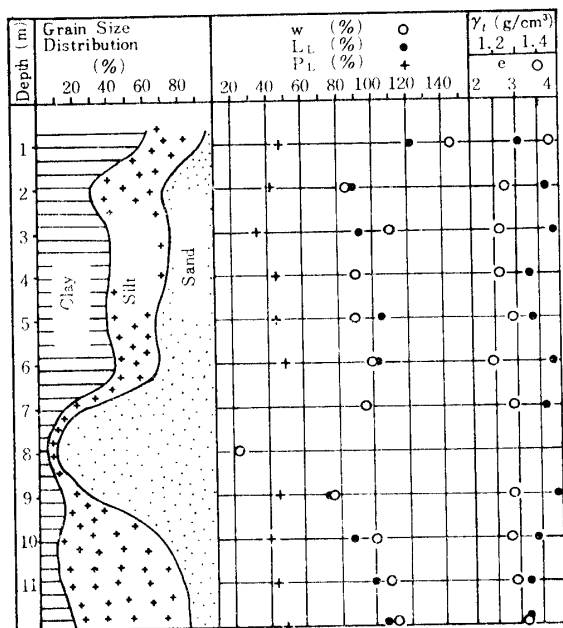


Fig. 2-20. Soil Properties of Test Site.

とである。この観点から、現地での載荷試験、既設堤防の基礎地盤土の調査、工事中破壊した堤防の盛土と地盤土との、破壊後の状態の調査を実施した。

(1) 現地での堤防の滑り破壊試験 干陸されたばかりの新鮮な干拓地の地盤上に、実物大に近い試験堤防を築造し、大規模な滑り破壊試験を行なって、地盤状態の変化や、限界支持力などについて調査、検討した⁶⁰⁾。試験地は、佐賀県佐賀郡川副町地先に建設中の南川副地区内である。同地区は、1943年に着工され、1955年2月に潮止めを終わったところであった。同年6~7月に試験場所の土質調査をおこない、8月に破壊試験を実施した。

試験地中央点の土質は Fig. 2-20 に示す通りである。上部粘土層の粘土分 (5 μ 以下) 含有量はほぼ40%あり、含水比は液性限界とほぼ等しく、かつ完全飽和状態に近い。堤防の安定上には、厚さ約7mのこの飽和粘土層が問題になると考えられ、かつ堤防破壊試験を短期間で行なうため、非排水条件での破壊を起すとみてよいから、セン断さについては、一軸圧縮試験、非排水三軸試験並びに原位置ベーン試験を行なった。結果を Table 2-6 に示す。この時の試験では、試料土の採取、供試体の成形の過程で、土の構造に多少の乱れを起していたことが考えられるので、表中には、1960年に、隣接した新鮮地盤で実施した調査の際の結果をも併記している。いずれにしても、この粘土層の非排水強さは、深さと共に増大してはいるが、上層では0.05 kg/cm²程度しか期待できない。

土質調査結果から判断して、高さ2.15m、敷幅6.3m、延長14.5mの試験堤防を築造することにした。その形態は、ふつうの干拓堤防に準拠し、前面にひかえ長45cmの砂岩間知石を用いた自立型空石積を持ち、背部の盛土には、現地の粘土を掘削して用いた。石積1段の高さは約30cmで、これに応じて背部の盛土も、

Table 2-6. Undrained Shear Strength of Clay Layer in the Test-Site.

No.	Depth (m)	Unconfined Compression $q_u/2$ (kg/cm ²)	Vane (kg/cm ²)	Tri-axial Compression $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kg/cm ²)	Unconfined Compression (1960) $q_u/2$ (kg/cm ²)
1	1	0.035	0.051	0.015	0.04
2	2				
3	3	0.04	0.080		
4	4			0.036	0.06
5	5	0.063	0.111		0.08
6	6	0.095	0.220	0.040	
10	10	0.175		0.142	0.21

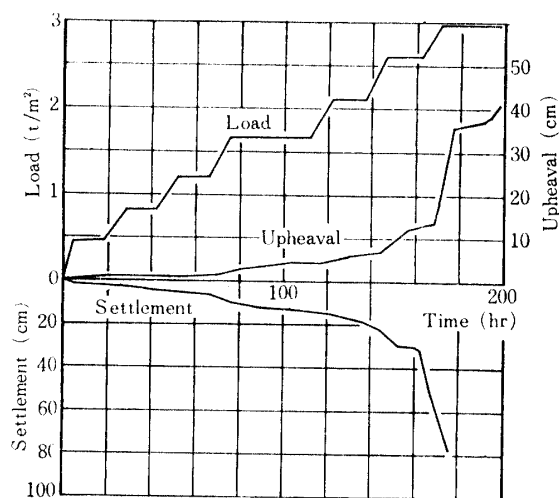


Fig. 2-21. Time-Load, Settlement and Upheaval of Ground Surface.

1段 30 cm とし、石積と盛土を、1日に1段の割で施工した。

施工に伴う荷重量と、沈下量、堤防前面地表面の隆起量（最大隆起点）を、Fig. 2-21 に示す。沈下量は、堤防中央に設置した沈下桿により、隆起量は、地表面に格子状に打ち並べた 24 本のクイにより測定した。

石積 4 段に相当する、約 $1.7 t/m^2$ の荷重で、局部破壊が起ったことが見られる。しかしこの荷重のまま 2 日間放置したが、沈下や隆起は安定に向っている。その後石積 6 段に相当する約 $2.6 t/m^2$ から、7 段に相当する約 $3 t/m^2$ にかけて、決定的な破壊が起っている。

局部破壊を考慮するならば、この場合の支持力は $1.7 t/m^2$ であり、極限支持力を考えるならば $2.6 t/m^2$ をとることになる。前述のように、この地盤土の非排水強さ c_u を、 $0.5 t/m^2$ にとると、つぎようになる。

$$\text{局部破壊支持力 } 1.7 = A \cdot c_u = 3.4 \times 0.5 \quad (2-7)$$

$$\text{極限支持力 } 2.6 = B \cdot c_u = 5.2 \times 0.5 \quad (2-8)$$

式 2-7 の支持力係数 $A = 3.4$ は、局部破壊に対する

最小荷重強度式として導びかれた $3.14 (\phi = 0)$ のや、TERZAGHI の局部せん断破壊 ($\phi = 0$) の支持力係数 3.8 に、ほぼ等しい値である。また式 2-8 の係数 5.2 は、TERZAGHI の 5.14~5.7 ($\phi = 0$)、FELLENUS の 5.52 とといった値に相当する。また、 $\phi = 0$ 法による円弧すべり面安定計算で、安全率 $F \geq 1$ を得るのに必要な非排水強さは、石積 4 段で $0.04 kg/cm^2$ 、6 段で $0.05 kg/cm^2$ となり、上記の結果と同様に、進行性破壊の様相を表わしている。そして、破壊の形態ならびにその進行状況は、TERZAGHI の示した粘土層上の盛土に起る、ひろがり破壊の第 1 の形⁶⁰⁾であった。

なお、この破壊試験では、間ゲキ水圧計と土圧計をも設置し、工事並びに破壊の進行に伴うこれらの値の変化を測定することを試みたが、計器の機構や設置法に問題があって、有用な資料を得ることはできなかった。

以上のことから、有明海干拓地の地盤を構成する海成チュウ積粘土層についても、工事中ないしは工事完成直後の安定解析には、 $\phi = 0$ 法を適用してよいことが確認された。

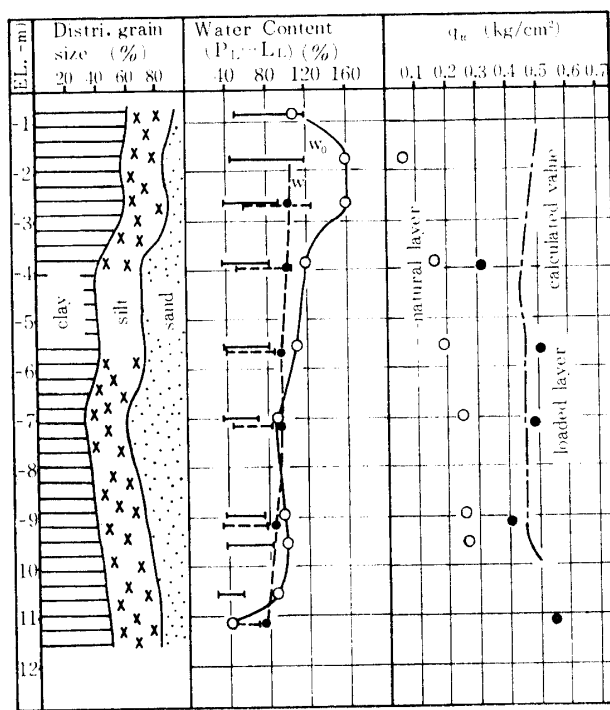
(2) 現存堤防基礎地盤土の土質 干拓地の、チュウ積粘土層から成る基礎地盤上に、堤防荷重が載荷されたとき、その強さなどの性状が、施工に伴って変化する状態を把握するために、1956 年から 1960 年にかけて、現存する干拓堤防の基礎地盤について、土質調査を行なった。

i) 調査の場所と方法、調査をおこなった場所は、Table 2-7 に示す通りである。調査のやり方は、ボーリングにより堤体に穴をあけ、その下の土層から、固定ピストン式シンウォールサンプラーで乱さない試料を採取すると共に、比較のため、堤防近くの自然滞積のままの土層からも、シンウォールサンプラーで試料を採取した。諫早地区だけは施工途中で、堤体は主として石積部だけであったため、この石積中を貫いて削

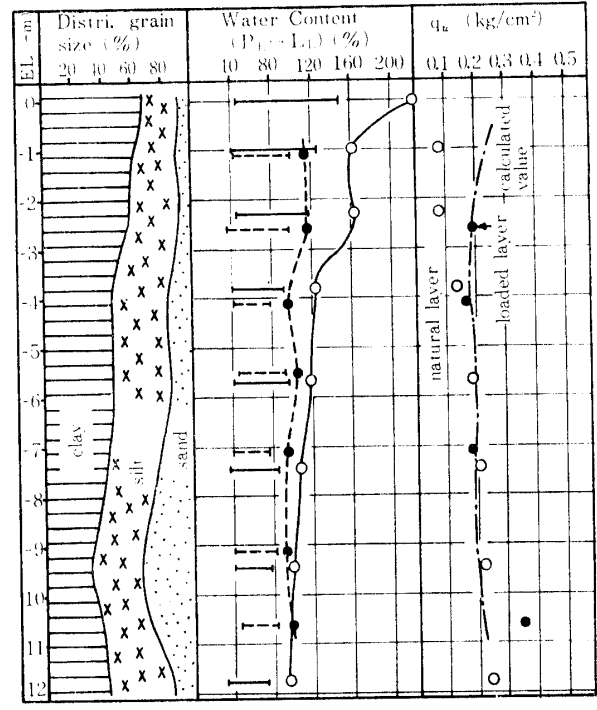
Table 2-7. The Site of the Investigated Foundation Ground of Dike.

Region	Locality	Commenced time	Note
Mitsushima*	Aino, Nagasaki-pref.	1910 (about)	Completion
Isahaya*	Moriyama, Nagasaki-pref.	1947	under Construction of dike
Daifuku	Shiraishi, Saga-pref.	1938	Completion
Kubota	Kubota, Saga-pref.	1934	Completion
Nishikawazoe	Kawazoe, Saga-pref.	1945	under Construction
Minamikawazoe	Kawazoe, Saga-pref.	1942	under Construction

(* ; Reference 67)

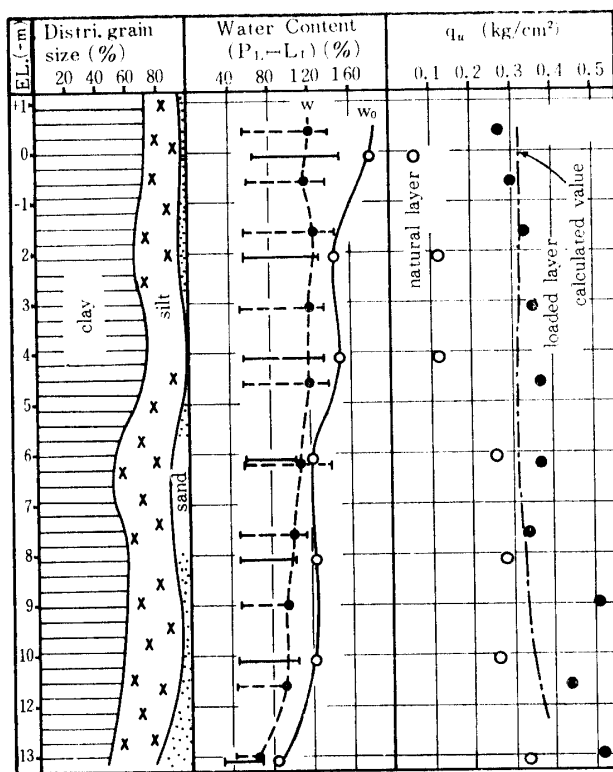


(a) Mitsushima

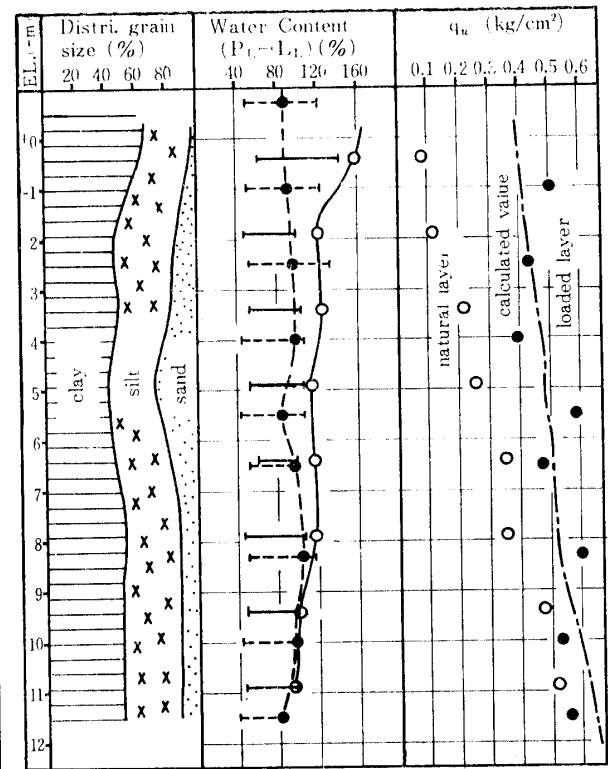


(b) Isahaya

Fig. 2-22. Results on Under-ground Investigations of Constructed Dike. (1)



(c) Daifuku



(d) Kubota

Fig. 2-22. (2)

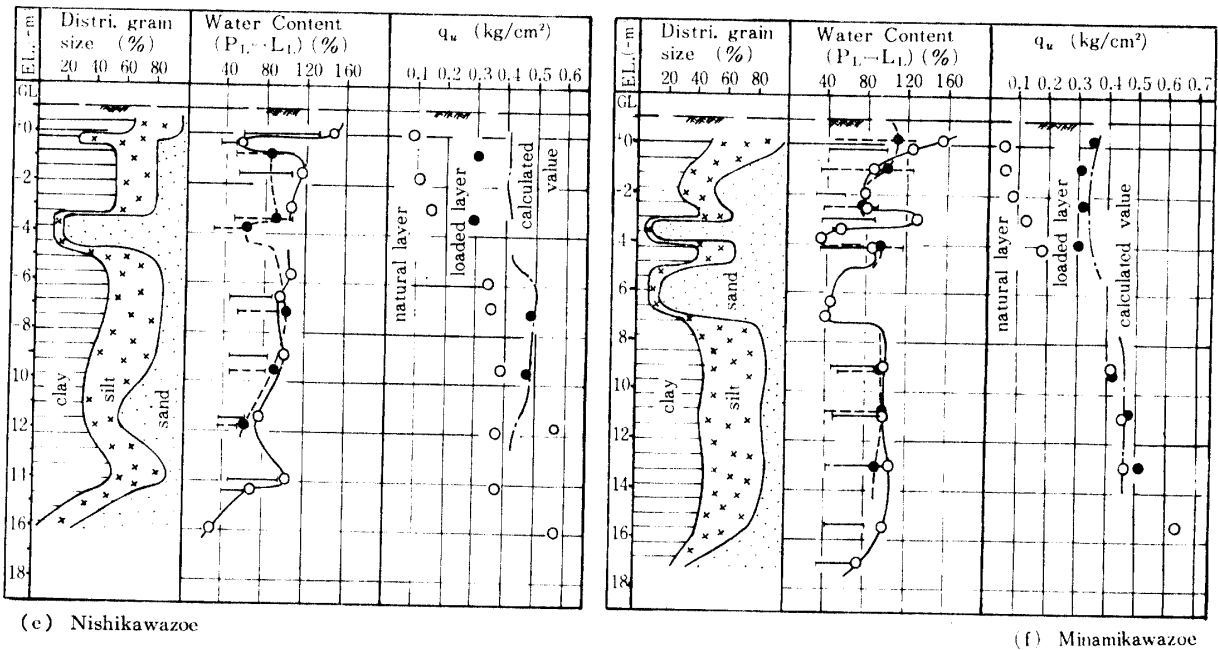


Fig. 2-22. (3)

孔している。その他の地区は、堤防が完成しないしほぼ完成に近い状態であったので、背部の盛土中を削孔した。また自然土層では、干潟上に槽を組んで作業をしたが、三ッ島地区のみは地区内の既耕地で作業したため、結果には、地表面近くで乾燥の影響が現われている。採取した試料土に対しては、実験室でふつうの分類土質試験を行なうと共に、強さ試験と圧密試験を実施した。強さ試験は、前項での検討の結果から、非排水試験をおこなった。主として一軸圧縮試験である。

ii) 地盤土の土質、指数的性質、一軸圧縮強さについての試験結果を、Fig. 2-22 に示す。三ッ島、諫早、大福、久保田の4地区の地盤土層は、ほぼ単純な粘土層より成り、その粘土分(5 μ 以下)含有量は40%以上あって、厚さも14~17m程度である。含水比の分布は、均質粘土層の自重圧密の型を示し、干潟地表面での200%ないしそれ以上の値から、G.L. -3m 付近

での120~140%、G.L. -7m 付近での100~120%へと、急速に減少している。載荷された地盤では、上記に相当する深さ全体にわたって、含水比は80~120%の範囲で漸減ないしはほぼ一様な分布を見せている。ただし、三ッ島地区では、前述のように表層の1mが、乾燥の影響を受けている。一方、南川副、西川副両地区は、筑後川の強い影響を受けているためと思われるが、G.L. -5m 付近に、厚さ1~2m程度の砂層を1または2層はさんでおり、上部の粘土層も、やや砂分の多い複雑な分布を示している。したがって、含水比もまたこの影響で、やや複雑な分布となっている。

iii) 沈下量。施工当初の原地盤標高がどれだけであったかの資料が、わからなくなっている場所もあって、沈下量の正確な値を知ることはむづかしい。しかし、現在の干潟面や潮遊池付近の地盤面の標高から、

Table 2-8. Comparison of Settlement.

Region	Thickness of Clay Layer (m)	Number of Divided Clay Layer	Calculated Settlement (m)	Presumed Settlement (m)
Mitsushima	12	3	1.74	1.8
Isahaya	13	3	1.28	1.2
Daifuku	14	3	2.18	2.0
Kubota	13	5	2.00	2.5
Nishikawazoe	12	4	1.13	1.2
Minamikawazoe	6	3	1.19	1.2

原地盤標高におよその目安を立て、現在の堤体底面の標高に対して、沈下量を推定する。そして調査から得た含水比の変化量に基づいて、つぎのような計算によって得られる沈下量と比べると、Table 2-8 のようになる。

土が飽和しているとき、 $e = G_s \cdot w / 100$ となるから、沈下量 $S(m)$ は、

$$S = \frac{\Delta e}{1+e_0} \cdot H = \frac{\Delta w \cdot G_s}{100+w_0} \cdot H \quad (2-9)$$

ここで $H(m)$ は粘土層の厚さ、 e_0, w_0 は自然地盤の間ゲキ比、含水比であり、 $\Delta e, \Delta w$ は堤防荷重による e, w の変化量、また G_s は土粒子比重である。各地の粘土層を、Fig. 2-22 の指数分布から 3~5 の土層に分割して沈下量を求め、これを合計したものを地盤の沈下量とした。

久保田地区を除いて、沈下量の計算値と推定値とはほぼ一致している。他地区と比較した場合、久保田地区の推定値は過大であると見ねばなるまい。西川副地区は、南川副地区に比べて途中の砂層が薄いため、荷重の影響が下部粘土層まで及んでいると考え、南川副地区では、下部粘土層には荷重の影響がほとんど及ばず、圧密現象が起っていないと考えた。これは作為の感がないでもないが、後述の非排水強さの変化の面から見ても、この仮定は無理とはいえないと考えられる。

iv) 非排水強さの変化、自然地盤での一軸圧縮強さは、深さ方向にほぼ直線的に増しており、 e や w が指数関数的に減少するのと比較すると、一軸圧縮強さが、圧力と直線関係にあると推察される。

自然地盤と載荷地盤との一軸圧縮強さを比べると、全般的に載荷地盤の方が大きい。また深さ方向の分布

では、浅いところでの違いが顕著で、深いところでは、載荷地盤の値が大きい。ないしは両者がほぼ等しい。このような、深さ方向での一軸圧縮強さの変化の傾向は、堤防が完成した状態にある、三ツ島、大福、久保田といった古い地区で、よりはっきりと見られる。この傾向はまた、載荷のために含水比の分布が変化した傾向とも、ほぼ一致している。すなわち、時間の経過に伴う圧密の進行につれて、非排水強さが増大することを、明瞭に示すものと考えてよいであろう。

(3) 盛土の滑り破壊、佐賀県杵島郡地先の大福地区は、干拓工事が完了して数年間耕作が行なわれていたが、1959年秋の台風災害の復旧工事に併行して、堤防盛土のかさ上げが行なわれた。この工事の途中、1960年春に、相ついで盛土の滑り破壊が起った。

Fig. 2-23 に破線で示した断面の堤防盛土に、鎖線で示した計画断面までのかさ上げを施工し、斜面の仕上げ成形を行なっている時に、急激な滑り破壊を生じたのである。破壊は4回にわたって起り、破壊部分の長さは、第1回 30m、第2回 150m、第3回 21m、第4回 20m であった。Fig. 2-23 中に実線で示したのは、最も規模の大きい第2回破壊の、ほぼ中央部の破壊断面である。天端は約 2.5m 沈下し、斜面先から潮遊池にかけての約 22m の間土が盛り上っており、潮遊池の柵工が、最大約 2m 押し出されていた。滑り部分の両側には、断面の方向とはほぼ平行に、斜面先から潮遊池にまで、滑動を示す亀裂が明瞭に見られた。

地盤内の状態を知るために、滑動部分の中央において、Fig. 2-23 に示した No. 1 ~ No. 6 の約 3m 間かくの6点において試料を採取し、一軸圧縮試験その他を実施した。Fig. 2-23 には、連続サンプリングによ

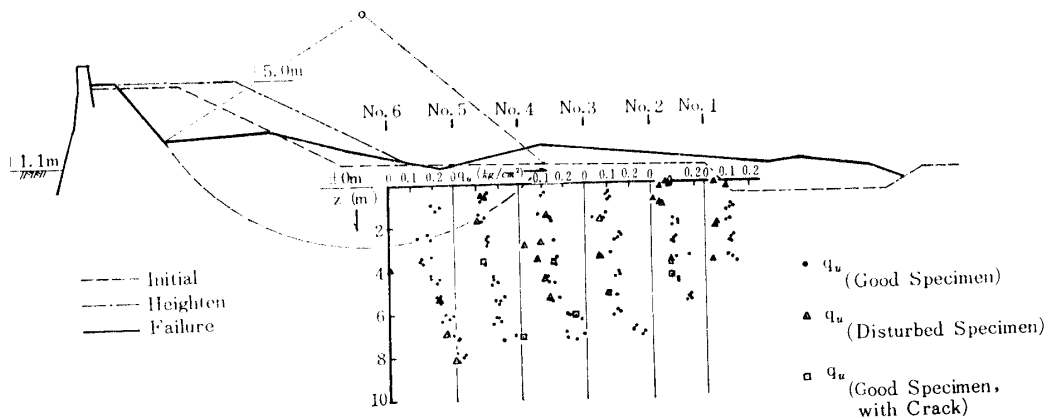


Fig. 2-23. Result of the Sliding Failure Investigation on the Embankment. (Daifuku).

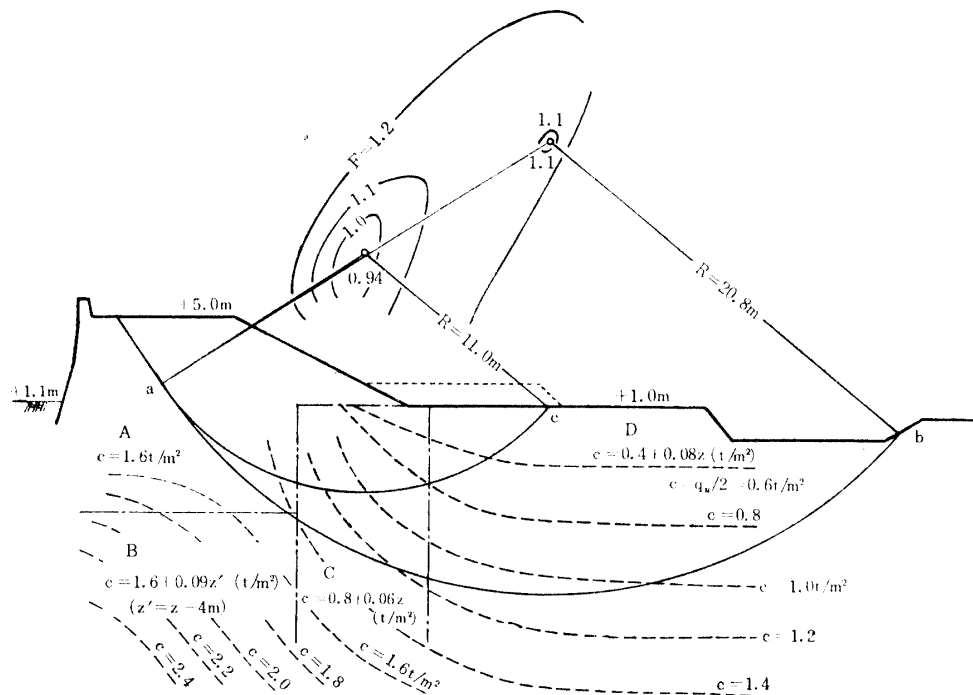


Fig. 2-24. Result of the Sliding Failure Analysis on the Embankment (Daifuku).

て得た一軸圧縮強さを記入している。□印の供試体の亀裂が、滑り破壊によるものか、サンプリングや試験の際に生じたものかは明確ではないが、少なくともその一部、および×印の供試体の乱れは、滑動によるものと考えられる⁶⁸⁾。

調査の結果からは、明瞭な滑り面は判定できない。しかし、滑動により土が乱された痕跡は明らかで、特にNo.1～No.4の各点ではっきりしている。Fig. 2-23に示した調査と共に破壊部分に隣接した場所で、一軸圧縮強さの分布を調べた。その結果は、Fig. 2-24の破線の等強度線で表わすことができる。この分布状態から、土層をFig. 2-24の鎖線で区分したA, B, C, Dの4区に分け、各区ごとの非排水強さを、図中の式で表わせるものとする（式中の z は深さ）。破壊後の略算によく用いられるように、滑動始点 a と終点 b （Fig. 2-24）とを結ぶ円弧での最小安全率を、上記の非排水強さの分布に基づいて計算すると、約1.1となる。略算ということから、この計算で滑動を説明できないこともないが、盛土に比べて、あまりにも破壊領域が大きい。複合滑り面での検討も行ってみたが、この現象をよく説明することはできない。

そこで円弧滑り面法に基づいて、より詳細な安定計算を行ない、断面全体の安全率の分布を、仮想滑り円弧の中心点にとって表わすと、Fig. 2-24の上部に描いた曲線群のような安全率等値線がえられる。限界円

は小さな円弧で、最小安全率は0.94である。限界円の先端 c 点は、地表面の最大ふくれ上り点とほぼ一致し、中心点は盛土斜面上の空間にある。もし地盤の強さが一様であったら、中点円になったであろうと思われる。

この滑り破壊は、TERZAGHIら⁶⁰⁾のいうひろがり破壊に属するであろう。本節(1)項に記述した堤防試験での滑り破壊は、明らかに均質粘土地盤におけるものであった。大福地区の地盤は均質粘土層であるが、破壊の様相は砂やシルトの薄層を含む地盤でのそれを示した。事前のふくれ上りは、作業員に気付かれておらず、滑動は数分程度で終わっている。地盤状態と破壊状態とから、TERZAGHIらが示した2つの型の組合せ形態を示している。

Fig. 2-24の安全率0.94の限界円を、Fig. 2-23に描いてみると、この円弧は調査点No.5, 6で、乾燥の影響のない最も弱い部分を通っていることに気付く。そして、この円弧におけるかさ上げ以前の安全率は1.2であった。

これらのことから、かさ上げによって先づ \widehat{ac} に沿う滑り破壊が生じ、盛土とその下の土層のせん断強さが低下したため、正味の滑動土塊重量の作用で水平移動が起ったと見るべきであろう。すなわち、水平移動は盛土の滑動破壊後に二次的に生じたもので、これを一しょにした大きな円弧や複合滑り面を考えては説明

できない。潮遊池は受働土圧を減じて、水平移動の誘因になったと考えられる。

著者はこの見解に立ち、事後の対策を提案した。すなわち、滑動の発端となった円弧 \widehat{ac} (Fig. 2-24)の滑りを押えるために、盛土の斜面先の部分に、Fig. 2-24に点線で示したような高さ約1m、幅約7mの押え盛土工を施工することにしたのである。これによって、限界円の安全率は、0.94から1.2になる。この対策工で、その後のかさ上げ工事は、一度も滑動を起すことなく完了することを得た。

2—4 第2章のまとめと考察

わが国の干拓地は、新しいチュウ積地に造られており、その基礎地盤は、地形学的には河口三角州と潮汐平野ならびに湖沼地に分類される。前者はチュウ積地としては安定した地盤であるが、後二者は軟弱地盤であり、堤防の安定に問題を生じるものである。

潮汐平野、湖沼地での干拓地の土層は、その滞積形態から、静水型、合成（静水と河川）Ⅰ型、Ⅱ型に3分でき、静水型がとくに典型的な軟弱地盤であって、有明海西岸全体、北岸、東岸の一部、湖沼地などがこれに含まれる。合成型も、Ⅰ、Ⅱ型共に軟弱地盤に属することに変わりはない。

これらの干拓地の地盤（とくに静水型）の土層では、間ゲキ比 e 、含水比 w が表層でとくに大きく、深さに伴って指数関数的に減少し、自重圧密の形態を示している。しかし、深さ10m以下でも、 w は100%ていどの大きな値をもっている。合成型でも、変化の範囲は小さいが、全体に100%ていどの値を示している。

海成の静水型粘土層で、上層部の w の値は、 w_L よりも大きい。これは圧密圧力が小さいこと、微細粒子が多く海水中で綿毛化して沈澱したこと、間ゲキ水の塩分濃度が海水に近い値を持つことから、化学的作用による膠結現象が生じて、あるていどの構造による強さをもっているためと考えられる。この構造強さは、先行圧力 p_0 を土かぶり圧 p'_0 より大きくし、圧縮指数 C_c を大きくしており、鋭敏粘土を形成している。圧密曲線（ $e-\log p$ 曲線）も鋭敏粘土のそれを示しており、圧縮指数 C_c のとり方に注意を要する。

また粘土層が厚いので、標準圧密試験でえられる体積圧縮係数 m_v は、全圧密量に基づく計算で求めるべきで、それでもなお、 C_c によるよりは、沈下量の値が小さいことを示した。 C_c の値は、 w_L から求める方法もあるが、初期間ゲキ比 e_0 から求める方が精度が

高いことを見出し、この方法を推しようした。

堤防の基礎地盤としての力学的性質を、実際の堤防下の地盤について、3つの角度から調査した結果、その安定解析法の方法を定めることができた。まず支持力の解析には、工事中や完成直後のように載荷直後の場合、 $\phi = 0$ 法により、一軸圧縮強さ（非排水強さ）に基づいてよいことを確認した。

一軸圧縮強さは、自然地盤では深さ方向に直線的に増大しており、 e や w が指数関数的に増大しているのと比較して、圧力との間に直線関係のあることを推察させる。そして、諫早地区のように堤防築造中にも圧密が進行して圧縮強さが増大し、古い堤防の基礎地盤として十分圧密が進行したところでは、相当の増大をみせている。さらに圧縮強さの増大した古い堤防の基礎地盤でも、支持力以上の荷重が加えられて破壊する場合、自然のままの地盤におけると同様、一軸圧縮強さに基づく安定解析で、その破壊を解析しうることを明らかにした。大福地区の堤防盛土での破壊形態は、典型的なものとは異なっていたが、一次破壊と二次破壊の概念を入れることによって説明することができた。これは、この考えに基づく対応策が成功したことで裏づけられた。

これらの調査、検討の結果から、つぎに問題となるのは、チュウ積粘土地盤における非排水強さの特性である。一軸圧縮強さも含めて、非排水強さのより詳細な実態を知り、現象論的立場から見て、その値を決定する主な影響因子と、これらの因子のかかわり方を明らかにせねばならない。そうすることによって、堤防荷重による地盤の圧密の進行に伴う非排水強さの変化についての原理を知り、堤防基礎の安定解析を合理的に行なうことができるのである。

第3章 有明海の水成チュウ積粘土の非排水強さ特性に関する実験的研究

3—1 有明海粘土の非排水強さの実態

土のせん断強さを考えるときには、まず排水条件を考慮すべきであり、排水条件いかんによって、室内せん断試験の方法がきまる。ここにいう排水条件とは、土層の厚さ、排水面の位置、数、土の透水性を含めたものであって、これに関しては、土の透水係数ないしは圧密係数の持つ意味が大きいのである。

有明海の粘土のように、粒径加積曲線上で有効径を読み取ることができないほど、細粒を多く含む土で

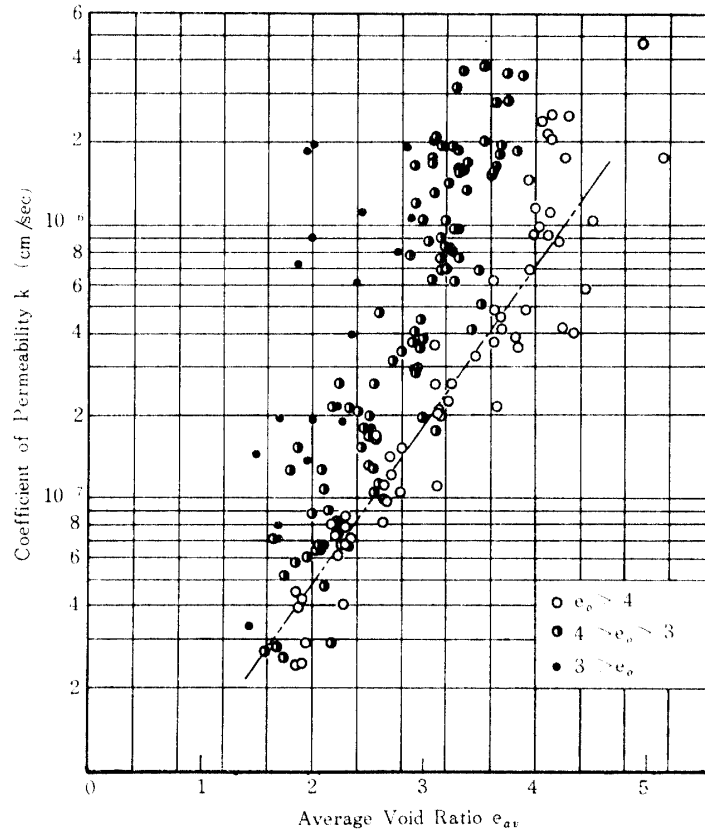


Fig. 3-1. Relation between Void Ratio and Coefficient of Permeability in Consolidation test.

は、透水係数は極めて小さく、ふつうの透水試験では測定困難である。よって透水係数 k が、 $1 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$ 以下の土では、圧密試験の結果から間接的に k の値を求めることがおこなわれる。Fig. 3-1は、圧密試験での各荷重段階における平均間ゲキ比 e_{av} に対して、その時の k の値（対数）をプロットしたものである。粘土ではあるが、この両者の間には、指数関数的な関係があることがみられる。

初期間ゲキ比 e_0 が4.0以下の試料は、かなり深いところから採取したもので、地上に取り出したことによる除荷膨張の影響で、 $e_{av}-k$ の相関性がやや異なっているものと考えられ、本来の両者の関係は、図中の鎖線のようにであろうと推察される。したがって、土かぶり圧を受けている自然の状態での有明粘土の透水係数は、 $10^{-8} \sim 10^{-7} \text{cm/sec}$ のオーダーの値を持つといえよう。また同じく、圧密試験でえられる圧密係数 c_v の値は、Fig. 2—18, 19のように、 $10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$ のオーダーである。

このように、 k や c_v の小さい粘土層に載荷した場合、間ゲキ水の排出（圧密）、したがって有効応力の増大は、極めてゆっくりとしたものである。試みに、厚さ10m、 $c_v = 1 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$ の粘土層に、10日間一よう

な早さで盛土を続けたとしたとき、盛土終了時の圧密状態を求めてみると、TERZAGHIの、長方形荷重面についての一よう増加荷重の解、

$$u_{(z,t=T)} = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{p}{MT} \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{m^3} (1 - e^{-m^2 MT}) \sin \frac{m\pi z}{2h}$$

$2h$: 粘土層厚 (m), z : 深さ (m)

p : 土層内分布応力, $M = (\pi^2 \cdot c_v) / 4h^2$

から、深さ z の有効応力 \bar{p}_z と、層全体の平均圧密度 $U_{(t=T)}$ とは、次式のようになる。

$$\bar{p}_z = 1 - u_{(z,t=T)}$$

$$\begin{aligned} U_{(t=T)} &= 1 - \frac{1}{2ph} \int_0^{2h} u_{(z,t=T)} dz \\ &= 1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot \frac{1}{MT} \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{m^4} (1 - e^{-m^2 MT}) \end{aligned}$$

これに 前述の数値、 $2h = 10m$, $T = 10$ 日, $c_v = 1 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$ を代入して計算すると、

$$U_{(t=T)} = 3.8 \%$$

$$z = 0.5m, 9.5m \text{ で } \bar{p} = 0.08p$$

$$z = 1.0m, 9.0m \text{ で } \bar{p} = 0.01p$$

$$z = 2.0m, 8.0m \text{ で } \bar{p} = 0.002p$$

という結果がえられる。土層全体の圧密度は4%未満であり、それも上下両端のごく一部が圧密されているだけで、実質的には初期状態と変っていない、すなわ

ち、この粘土層は、10日間でいどの載荷期間では、全体としてはほとんど排水されず、破壊を起したとしても、土の条件は載荷前と変わらないから、安定解析におけるせん断強さは、載荷前の状態での非排水強さを用いるべきことになる。

すでに、TERZAGHI や SKEMPTON らによって、飽和粘土の非排水強さは、一軸圧縮強さ q_u の $1/2$ で近似的に代用できることが明らかにされており、わが国の粘土でも、これが正しいことが、多くの事例で証明されている。干拓計画地の地盤についても、有明海で著者ら⁶⁶⁾が、八郎潟で藤田ら¹⁷⁾がこれを確かめており、広く実用されている。その室内試験による根拠もすでに報告している⁶⁹⁾が、さらにデータを加えたものを、Fig. 3-2 に示す。これは、採取した同一試料に対して、三軸非排水試験と一軸圧縮試験とを併行して実施し、その強さ c_u と $q_u/2$ とをとってプロットしたものである。

このように、有明海の粘土でも、非排水強さは一軸圧縮強さ q_u を用いて表わすことができるので、もっぱら有明海粘土の q_u を調べてきた。これまでの調査で得られた結果は、すでに報告している⁶⁹⁾ので、その要点を述べる。

(a) 応力-ヒズミの関係で、 q_u の値を示すときのヒズミ (破壊ヒズミ ϵ_f) が6%以上の値であれば、有明海チュウ積粘土では、その試料は乱され、自然状態とは異なる状態になっていると見てよい。すなわち、 ϵ_f の大きさが、粘土の構造の乱れを示す1つの指標と

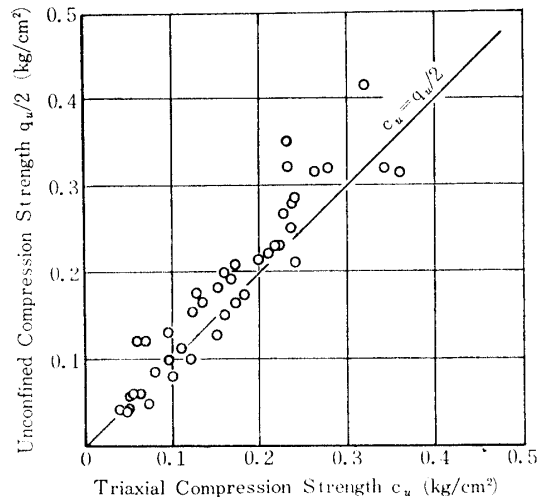


Fig. 3-2. Relation between Unconfined Compression Strength (1/2) and Undrained Triaxial Compression Strength.

見られるわけである。採取した試料の周辺の、乱された部分を削って成形した供試体 (Fig. 3-3 白丸印) と、周辺部の乱された部分をも含めたままの供試体 (黒丸印) について、 ϵ_f , q_u を座標軸にとってプロットしたものが、Fig. 3-3 である。成形した供試体では、 q_u の値に関なく ϵ_f は1.5~6%の範囲にあるが、無成形の供試体では、 ϵ_f は3%以上15%にもおよんでいる。

(b) 深さ方向の q_u の分布は、深さに伴って直線的に増大するものと見てよい。深さ $z(m)$ と $q_u/2(kg/cm^2)$ とは、 $q_u/2 = A + B \cdot z$ の直線式で表わされる。有明海

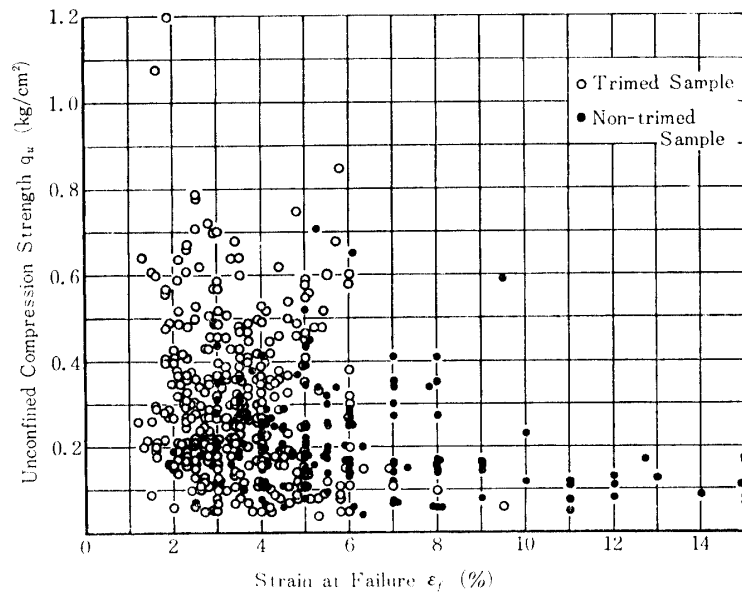


Fig. 3-3. Relation between Strain at Failure and Unconfined Compression Strength,

域でも、地区ごとにいくぶん違いがあり、定数 A は、およそ $0.02 \sim 0.06$ 、 B は $0.09 \sim 0.017$ の範囲にある。代表的な一例を、Fig. 3-4 に示す。

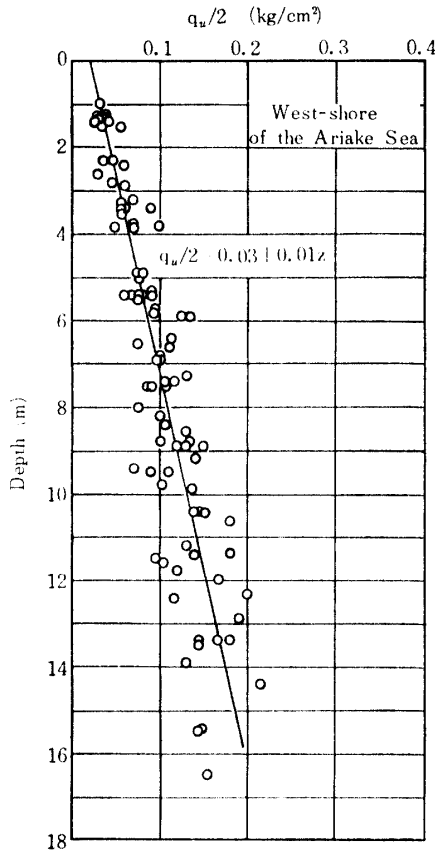


Fig. 3-4. An Example of Distribution of Unconfined Compression Strength (1/2) with Depth.

(c) 圧密圧力と圧縮強さの間には、かなりはっきりした関係のあることが見られる。地盤中の土は、土かぶり圧 p'_0 で、長期間圧密されている。この p'_0 を圧密圧力として最小主応力にとり、 q_u を直径とする Mohr 円を描くと、各地区ごとに包絡線を持ち (Fig. 3-5a)、この包絡線の傾き角は、同じ地区の粘土の三軸圧密一非排水試験のせん断抵抗角 ϕ_{cu} (Fig. 3-5b) よりもやや小さな値を与える。

3-2 非排水強さに影響する因子

軟弱な飽和粘土より成る干拓堤防基礎地盤の安定解析は、非排水強さ（一軸圧縮強さ）に基づいて行なえることを、第2章で述べた。非排水条件で考えるということは、それが堤防工事中であれ完成後であれ、地盤に荷重を加えることによって生じる破壊現象が、地盤上のそれまでの状態、とくに密度や含水比を変化しないで進行することを意味する。したがって、非排水強さというものは、載荷前の土の条件によってきまることになる。

土の状態を表わす諸指数のうち、その強さに影響するのは、密度（間ゲキ比）、含水比、飽和度、間ゲキ水の性質などの環境条件、土粒子の種類や形状、粒度などの形態条件、土の構造といったものがあげられる。この中で、潮汐平野（干潟）のチュウ積粘土ということで、飽和度は 100% であり、したがって、間ゲキ比と含水比とは同じ意味になる。またある特定の干拓地の地盤について考えるならば、環境条件も同一となる。さらに土の形態条件は、同時に間ゲキ比にも影

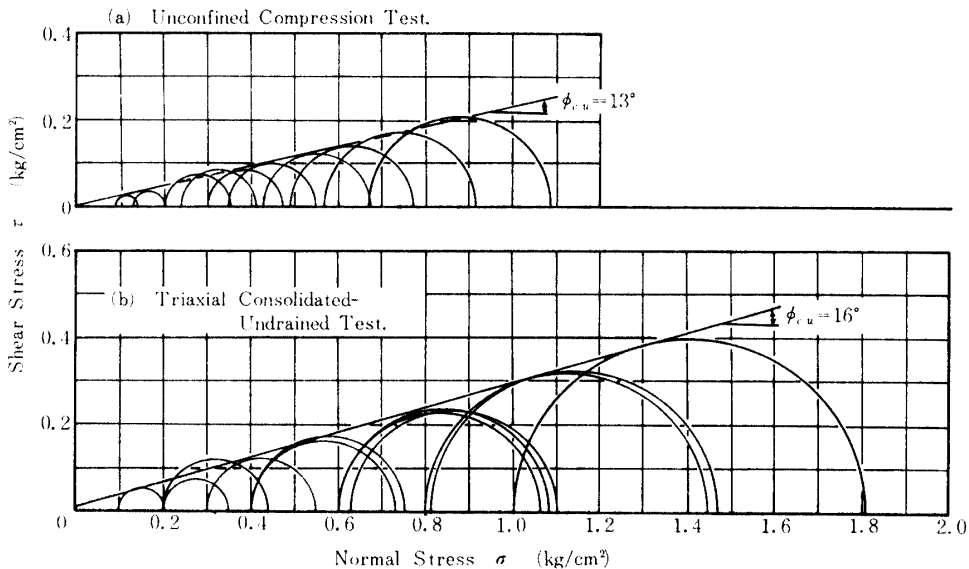


Fig. 3-5. Examples of Mohr's Stress Circles on Unconfined Compression,

響する。この状態を有明海の粘土について示すと、Fig. 3-6 のようである。この図は、粒度を粒径 5μ 以下の粘土分含有量で表わし、間ゲキ比に対してプロットしている。個々の例では、粘土分含有量が多くても、深いところにおいて大きな圧力を受けているものの方

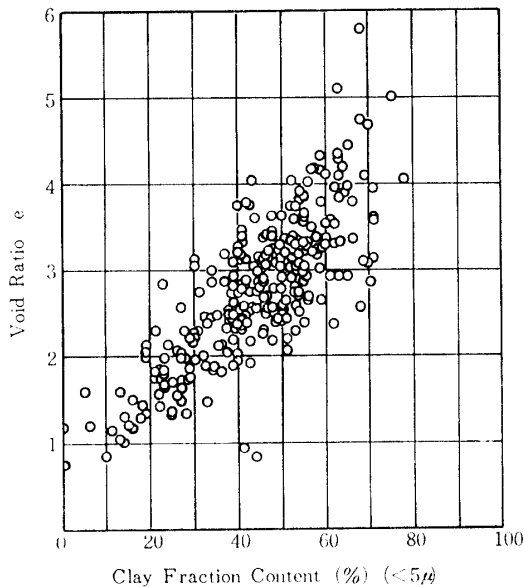


Fig. 3-6. Relation between Clay Fraction Content and Void Ratio at Ariake Clay.

が、間ゲキ比が小さい傾向もあるが、全体としては、両者の間に関連性があると見てよいであろう。

すなわち、土の状態を表わすものとして、間ゲキ比または含水比をとることによって、形態条件もあるていど含めることができる。よって、一軸圧縮強さ q_u の対数と含水比 w とを座標軸にとってプロットすると、Fig. 3-7 のようになる。用いた資料は、筑後川河口以西の有明海北岸から西岸を経て、諫早湾にいたる地域の粘土（粒径 5μ 以下の粘土分含有量が30%以上のもの）である。また前節で述べたところから、 e_f が6%以下のもののみをとった。図上で両者は、ほぼ直線関係にあることがわかる。これは、TAYLOR⁵⁸⁾や、L. BJERRUM¹⁰⁾が指摘し、また赤井ら²⁾が大阪の粘土について報告しているのと同様である。この q_u と w 両者の関係を式で表わせば、つぎのようになる。

$$\log_{10} q_u = 0.46 - 0.0095w \quad (3-1)$$

しかし、Fig. 3-7 で見られるように、基本的には対数関係にあっても、その相関性にはかなりの幅があることも明らかである。例えば、 $q_u \approx 0.1 \text{ kg/cm}^2$ に対して、含水比は120~170%の範囲にちらばっており、また $w = 100\%$ の試料でも、その q_u の値は、0.15~0.46 kg/cm^2 ないしはそれ以上の範囲にある。このちらばりには、試料を採取した場所による傾向は無い。

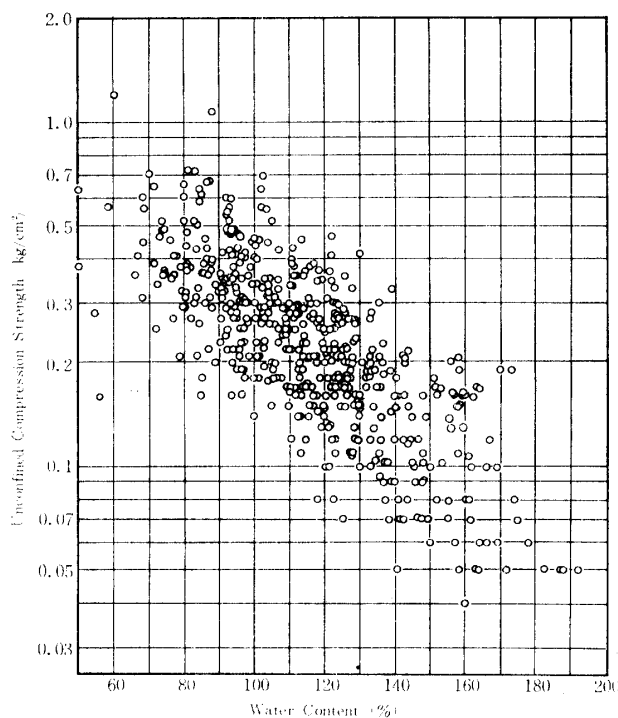


Fig. 3-7. Relation between Water Content and Unconfined Compression Strength.

Table 3-1. Properties of Soil Sample (1).

Grain Size Distribution (%)			Specific Gravity	Water Content (%)	Unit Weight (g/cm ³)	Atterberg Limit (%)		
Clay	Silt	Sand				L _L	P _L	I _P
55	40	5	2.62	150	1.31	110	50	06

試料採取や圧縮試験の条件は同一であることからすれば、ちらばりの原因は、土自身にあることになる。Fig. 3-6に示した粘土分含有量が、土の粒度のすべてを表わすわけではないし、粒度自体が直接 q_u にも影響するはずである。一方 Fig. 3-6でもその傾向がうかがわれるように、間ゲキ比は主に圧密圧力によって変化する。これは、地盤内での土かぶり圧を圧密圧力と考えることによって、Fig. 2-9, 2-13, 2-14, 2-20, 2-22, 3-4からも明らかである。しかも、圧密圧力が q_u と直線関係にあることは、すでに Fig. 3-5に示した。

飽和チュウ積粘土の非排水強さが、載荷前の土の条件できまるとする考えに立つ場合、土の条件として、内部条件である間ゲキ比(含水比)と粒度、外部条件である圧密圧力が、関連あるものとして残されてきたわけである。

この問題を明らかにし、干拓地のチュウ積粘土の非排水強さの特性を究明するために、同一粘土試料を実験室で圧密し、 q_u を測定して、条件を簡単にした状態で圧密圧力、間ゲキ比(含水比)、 q_u の関係を求める実験をおこなった³⁵⁾。用いた試料土は、佐賀県杵島郡白石町地先の有明地区で、深さ4mから採取したものであり、その物理的性質を、Table 3-1に示す。土の単位体積重量から計算した土かぶり圧 p_0' は 0.14 kg/cm^2 、標準圧密試験から求めた先行圧力 p_0 は 0.25 kg/cm^2 であった。

採取してきた乱さない試料を、つぎの3種類に処理して実験に供した。

(a) 試料を、直径50~60mmの円柱形に削って、三軸装置で等方圧により十分圧密した後装置から取り出して、直径35mm、高さ87mmの円柱形に成形して、一軸圧縮試験をおこなった。

(b) 試料を練り返し、直径60~75mmの円柱形の枠に入れて、三軸装置で十分に圧密した後、装置から取り出して上と同様に成形し、一軸圧縮試験をおこなった。

(c) 試料を直径75mmのまま、高さ120~150mmでいどに切って風乾した後、上と同様に成形して、一軸圧縮試験をおこなった。

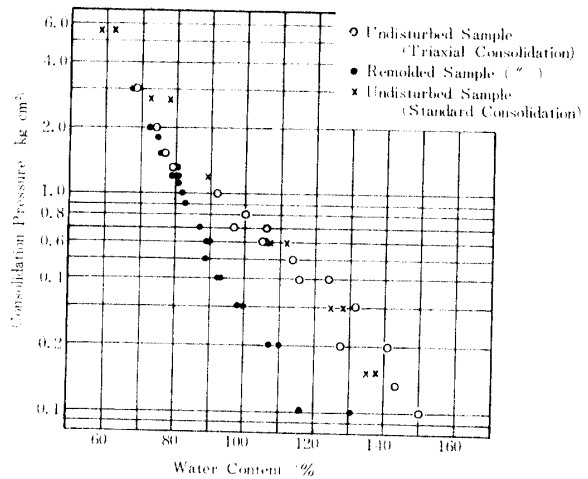


Fig. 3-8. Relation between Water Content and Consolidation Pressure.

結果を、Fig. 3-8, 3-9, 3-10に図示する。Fig. 3-8は、含水比 w (横軸) と圧密圧力 p_c の対数(縦軸)とについて描いている。図上で、練り返した試料では、圧密圧力の増大に伴って含水比は直線的に減少しており、間ゲキ比に換算して求めた圧縮指数 C_c' (乱した土の指数) は、約1.0である。乱さない試料では、 p_c が 0.1 kg/cm^2 以下のときは、ほとんど w の減少はないと考えられる。それ以上約 1.3 kg/cm^2 までの圧力範囲では、 $C_c \approx 1.9$ で w は急激に減少している。 p_c が 1.3 kg/cm^2 以上では、練り返した試料と同じになる。この両者の関係は、圧密試験で得られるものと同じであり、滞積後の硬化現象による見掛け上の先行圧力の増大と、鋭敏粘土型形状とを示している。

Fig. 3-9は、 w (横軸) と q_u の対数(縦軸)をとってあらわしている。全体の傾向は、Fig. 3-8のそれと同じであり、練り返した試料は、次式で表わされる線の上に、ほぼ並んでいる。

$$\log_{10} q_u = 2.7 - 0.034w \quad (3-2)$$

$q_u : \text{kg/cm}^2, w : \%$

乱さない試料では、 $w = 140 \sim 150 \%$ のものは $p_c < 0.2 \text{ kg/cm}^2$ であって、圧密による含水比の減少は少なく、したがって、自然試料とほとんど等しい q_u の値

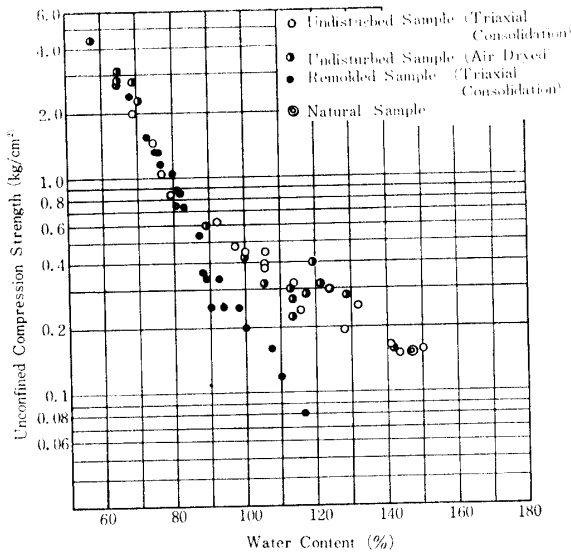


Fig. 3-9. Relation between Water Content and Unconfined Compression Strength.

を示している。w が 140 % 以下のものでは、 $w \approx 80$ % までは、含水比の減少に伴う圧縮強さの増大はやや小さく、およそつぎの式で表わせる。

$$\log_{10} q_u = 1.1 - 0.014w \quad (3-3)$$

($w \geq 80$ %)

それ以下の含水比では、練り返した試料と同じである。

乱さないで、乾燥によって含水比を減少させた試料も、これと同じ結果を示しており、外からの圧力によっても、土の内部の毛管圧力によっても、この実験の含水比変化範囲では、土に同一効果を与えていること

がわかる。

乱さない試料での特異な傾向は、Fig. 3-8 の p_c-w 関係におけると同様に、硬化現象で説明できる。そして、この現象の影響が、含水比約 80 % に再圧密されるまで残っており、ここで硬化現象で生じていた土の構造強さが、完全に打ち消されて、本来の処女圧密領域に移行すると考えられる。 $w \approx 80$ % に相当する p_c の値は約 1.3 kg/cm^2 (Fig. 3-8) であり、自然土層中の土かぶり圧としては、厚さ 20~30m 程度の有明海粘土層ではほとんど現われない値であるため、Fig. 3-7 ではこの変移点は見られない。しかし、干拓堤防による荷重としては、珍しい値ではない。

Fig. 3-10 は、 p_c (横軸) と $q_u/2$ (縦軸) について描いている。 q_u は、土の構造の変化いかにかわららず、 p_c との間により相関性をみせている。そして、練り返し試料の各点は、ほぼ原点を通る直線 (傾き角 22°) 上にある。乱さない試料では、 $p_c > 0.3 \text{ kg/cm}^2$ の点は原点を通る直線上 (傾き角 19°) 上にあるが、それ以下の p_c に対する点は、傾きのゆるやかな直線上に並び、縦軸とはほぼ自然試料の $q_u/2$ の点で交わっている。この折れ点の p_c の値は、試料の先行圧力 $p_0 = 0.25 \text{ kg/cm}^2$ にほぼ等しい。

以上の実験結果を総括して、有明海の飽和粘土の q_u は w と指数関数的な相関性を持っていることは確かであり、この関係は、飽和粘土の一般的性質といつてよい。しかしながら、同一の粘土でも、応力履歴が異なるとこの両者の相関関係がかなり違ってくる。これはおそらく、応力履歴の違いで、土の構造が違ってく

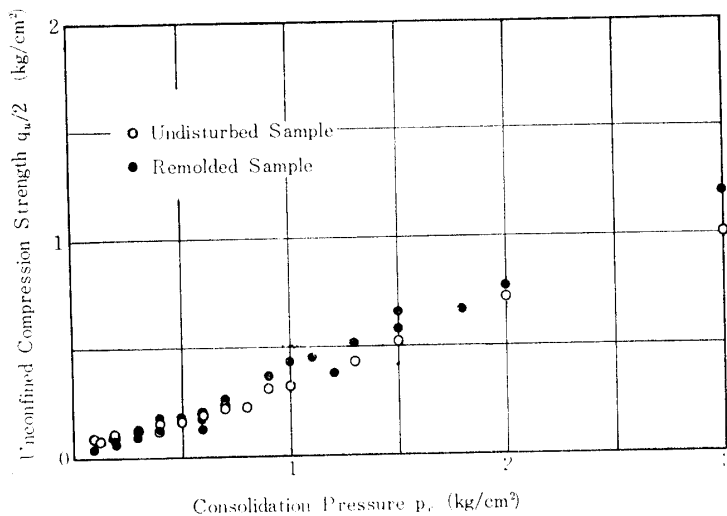


Fig. 3-10. Relation between Consolidation Pressure and Unconfined Compression Strength (1/2).

ることによるためであろう。これに対して、 q_u と p_c との関係は、応力履歴が異なっているにもかかわらず、ほぼ同一の直線関係で表わすことができる。応力履歴の違いによる影響は、Fig. 3-10で直線の傾き角 3° の差として現われており、決して無視できる値ではないが、Fig. 3-9での差よりはるかに小さい。その上、基礎地盤土としての粘土の圧縮試験は、乱さない試料を採取して行なわれるのがふつうのやり方であることも考えて、安全側という点で乱さない試料での傾き角をもって代表させることは、無理ではないであろう。乱さない試料で現われる折れ点も、室内セン断試験でみられると同じく、先行圧力の影響と考えれば、基礎地盤への載荷は先行圧力の上になされることから、実用上にも問題は無い。

Fig. 3-10にプロットした各点を、Mohrの応力円では表わせば、圧密一非排水試験と同じであり、供試体の成形時期と、圧縮時の拘束圧の有無の違いだけとなる。粘土の先行圧力の影響が、圧密一非排水試験でも明瞭に現われるから、供試体成形時期は問題ではなく、また過剰間ゲキ水圧のために、非排水強さには拘束圧の影響はなく、それゆえに、一軸圧縮強さの半分 $q_u/2$ で代用しうることから、拘束圧の有無も問題でなくなる。

結局、有明海の粘土のような、海成チュウ積飽和粘土の非排水強さは、圧密圧力に基づいて評価すべきであり、それによって、強さの予測の精度が上がる。また上層部の鋭敏粘土層では、圧密の進行に伴って構造が変化していても、強さとの関係がいちようである。荷重による圧密が終了した後の強さの予測は、圧密一非排水試験の結果で行なうことができる。

3-3 圧密過程進行中の非排水強さの変化

(1) 概説 これまで見てきたように、海成チュウ積飽和粘土の非排水強さは、圧密圧力に大きく影響されている。これは、自然土層中で圧密されたもの(Fig. 3-5a)でも、実験室での人工的圧密によるもの(Fig. 3-5b, 3-10)でも同じであるし、乱さない試料でも練返して土の構造をこわしたのものでも同様である(Fig. 3-10)。ここにいう圧密圧力とは、粘土が十分に圧密されて、加えられた載荷重による土中応力増加分が、すべて有効応力として働いている状態の圧力である。三軸試験による圧密一非排水試験を考えると、土層中で p_{c1} の圧力により圧密されていた試料が、三軸装置で p_{c2} ($p_{c1} < p_{c2}$)の圧力でふたたび圧密される。このときの正味の圧力増加は、 $\Delta p_c = p_{c2} - p_{c1}$ であり、

圧密終了時には、試料内に p_{c2} に等しい圧密圧力が存在する。圧密終了後、三軸圧縮筒内の水圧 p_{c2} はそのままで、非排水で垂直方向に供試体を圧縮し、破壊させる。圧縮中の主応力は、圧縮軸方向に σ_1 、他の2方向に $\sigma_2 = \sigma_3$ となり、小さい方の主応力 σ_2, σ_3 は、圧縮筒内の水圧 p_{c2} に等しい。この供試体の圧縮強さは、 $q_1 = (\sigma_1 - \sigma_3)_{f1}$ である。つぎに別の供試体を p_{c3} の圧力で圧密してから圧縮したとき、 $\sigma_3 = p_{c3}$ で、圧縮強さは $q_2 = (\sigma_1 - \sigma_3)_{f2}$ となる。この結果をMohrの応力円で表わすと、 $\sigma_3 = p_c$ 、 $\sigma_1 = p_c + q$ となる。その包絡線の傾き角は、圧密一非排水のセン断抵抗角 ϕ_{cu} で、縦軸との交点の座標が c_{cu} である。また圧密圧力の増加分 Δp_c に対して、非排水セン断強さの増加分 $\Delta c_u = \Delta q_u/2$ は、SKEMPTONら⁵⁰⁾にならって、つぎの式で表わされる。

$$\Delta c_u = \Delta p_c \cdot \left(\frac{c_u}{p_c} \right)_n \quad (3-4)$$

これまで考えてきたのは、圧密が十分に進んだ後、すなわち荷重増分がすべて有効な圧密圧力として、土中に働くようになったときの非排水強さであった。実際の干拓堤防の工事では、工期工程を区分して施工し、荷重は段階的に加えられていく。したがって、ある段階の荷重による基礎地盤内の圧密が終らないうちに、つぎの段階の荷重が加えられる場合が、むしろふつうである。このような圧密途中における飽和粘土の非排水強さは、有効圧密圧力を考えるとき、圧密終了後でも、圧密途中でも、原理的には同一と考え、問題となった時点での有効圧密圧力に基づいて、そのときの非排水強さを予測することができ、予測の手掛りは圧密一非排水試験での破壊包絡線であろう、というのが著者の考えである。

この仮説を説明するために行なった実験について、以下に述べる。実験に用いた試料土は、佐賀県鹿島市七浦地区地先で採取した、乱さない試料である。実験は、三軸試験による圧密一非排水試験と同じ手法により供試体を圧密する間に、任意の時間経過したところで、圧密圧力を加えたままで排水を止め、そのままの状態でも鉛直軸方向に圧縮して非排水試験を行なう。圧密の進行度合を変えて、試験を繰返していった。

(2) 圧密度の定義 実験の結果について述べるに先立って、3つの点を明らかにしておかねばならない。

その第1は、圧密の進行度合、すなわち圧密度 U の定義である。TERZAGHIの圧密理論では、 U は載荷により粘土層中に生じる分布応力の増加分 p_{c2} に対する、任意時間 t の経過後に粘土層中に生じている有効

応力増加分の比で定義されている。

(a) 深さ z の圧密度

$$U_z = 1 - \frac{u_{(t,z)}}{p_{(z)}} \quad (3-5)$$

(b) 土層全体の平均圧密度

$$U = 1 - \frac{\int_0^h u_{(t,z)} \cdot dz}{\int_0^h p_{(z)} \cdot dz} \quad (3-6)$$

圧密圧力と間ゲキ比とは、本来指数関係にあるが、TERZAGHI の圧密理論では、圧力の変化量 Δp が小さいときは間ゲキ比の変化量 Δe も小さいので、両者は比例関係にあると仮定している。一次元的圧密を考えると、粘土の圧縮量 Δh と土層の沈下量とは等しく、土層全体の圧密度は、つぎの式でも定義される。

$$U = \frac{\Delta h(t)}{\Delta h(t=\infty)} = \frac{\Delta e(t)}{\Delta e(t=\infty)} \quad (3-7)$$

理論上圧密度は応力の比で定義されているが、実用上は沈下の問題に用いられるため、式 (3-7) が利用されている。 Δp が小さいときや、固い粘土で Δe が小さいなど、仮定が満たされる場合はよいが、干拓地の地盤のように、軟弱粘土層が厚く存在するところでは、上述の仮定に問題が出てくる。

体積圧縮量で表わした圧密度 U_v は、応力で表わした圧密度 U_p に比べて進行が早い。すなわち、同一時刻では理論計算による U_p よりも、実測に基づく U_v

の方が大きい。そのときの e は、 U_p から計算される値よりも小さくなる。一方有効圧密応力 \bar{p}_e は、 U_p に相当する値だけしか増大していないはずである。この点については、1つの実例が報告⁵³⁾されている。しかしこの報告は現場調査のものであるため、 $e-q_u$ 関係の資料だけしか示していない。そこで、以上の考察を確認するために、著者は実験による検証をおこなった。試料に、Table 3-2 の N 36-4 を用い、直径 35mm、高さ 40mm の円柱形供試体を作製した。圧密中の排水は供試体上端面から行ない、25cc ビュレットで排水量を測定して体積変化量 ΔV とすると共に、供試体底端面で間ゲキ水圧を測定した。三軸室内の供試体への圧密圧は 0.4 kg/cm^2 にとり、水銀補償式恒圧装置で一定圧を保持した。

結果を Fig. 3-11 に示す。供試体全体の平均間ゲキ水圧 u_m の計算は、赤井ら⁴⁾ の例にならって、FRÖHLICH の近似解法で行なった。

ΔV 曲線から求めた一次圧密に関する U_v に対して、平均間ゲキ水圧曲線から求めた応力圧密度 U_p を対比 (同一時刻について) させた図を、Fig. 3-12 に示す。この図には、三笠が提案した、比 p_e/p_0 をパラメーターとする両圧密度の相関曲線をも示しているが、この実験では $p_e/p_0 \approx 1.7$ と推察され、圧密試験から得た $p_0 = 0.23 \text{ kg/cm}^2$ と、 $p_e = 0.4 \text{ kg/cm}^2$ との比 1.74 と、ほとんど一致している。

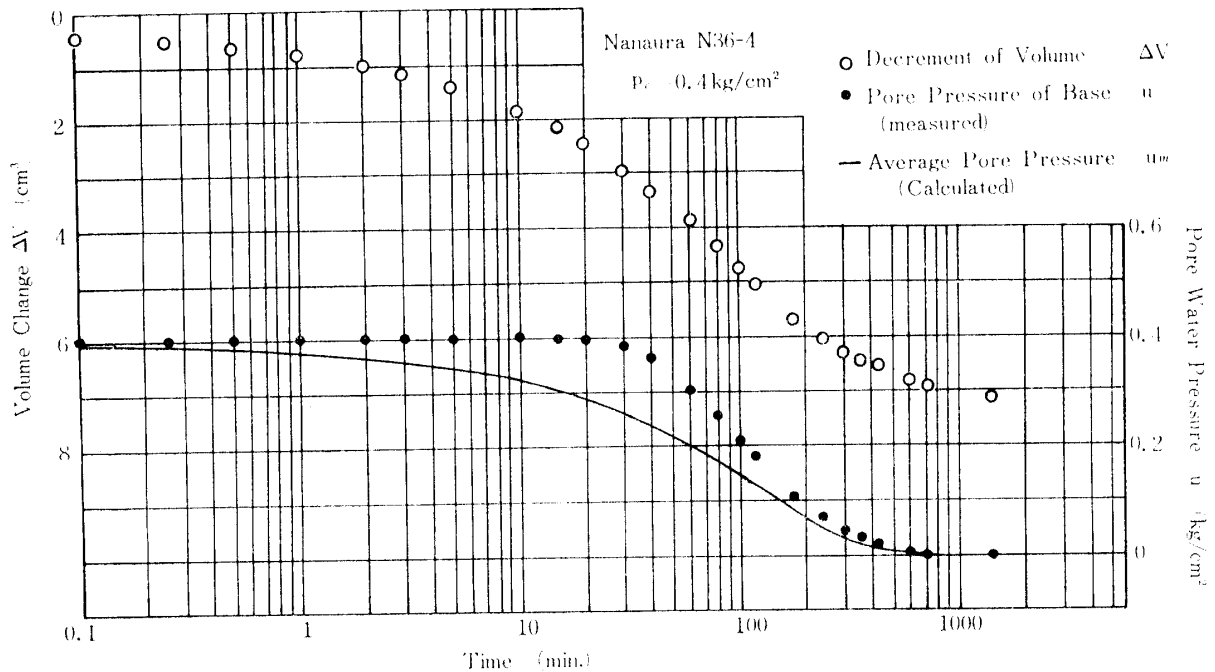


Fig. 3-11. Change of Volume and Pore Water Pressure at Triaxial Consolidation.

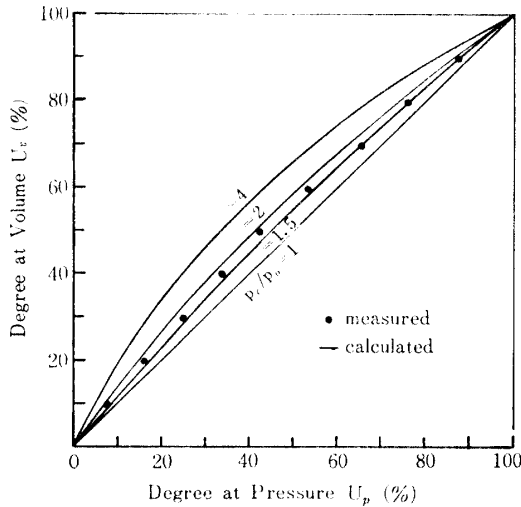


Fig. 3-12. Comparison of Degree of Consolidation at Volume and Degree of Consolidation at Pressure.

この実験における圧縮係数 c_v の平均値は、 $0.57 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$ で、標準圧縮試験における $p_0 = 0.4 \text{ kg/cm}^2$ のときの値、 $1 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$ よりもやや小さい。

以上の結果から、軟弱粘土の圧縮においては、 U_v と U_p とは明らかに異なった値を示し、その取りあつかいに注意を要する。

(3) 間ゲキ水圧の平均化時間 圧縮の途中で排水を止め、圧縮を中断した場合、その瞬間における供試体内の間ゲキ水圧の分布は、いちょうではない。本実験では、供試体の底端面だけから排水させるため、排水を止めた時の間ゲキ水圧は、底端面でゼロ、上端面で最大値になる。圧縮試験中の間ゲキ水圧は底端面

で測定し、これが供試体全体の平均値な値を表わすものとするために、圧縮試験開始時の底端面間ゲキ水圧の値は、Fig. 3—11 の u_m に相当する値になることが必要である。圧密による排水を中断し、そのまま非排水状態で放置した時の間ゲキ水圧分布の変化は、TERZAGHI 理論で求められる。排水面 ($z=0$) での間ゲキ水圧を考えると、間ゲキ水圧平均化の度合 U_{rb} は、つぎの式で与えられる。

$$U_{rb} = \frac{u(t, z=0)}{u_m} = 1 - 2 \sum_{m=1,2,3,\dots} \frac{1}{4m^2 - 1} e^{-m^2 M t} \quad (3-8)$$

$$M = \frac{\pi^2 c_v}{4h^2}$$

$h = 40 \text{ mm}$, $c_v = 1 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$ としたときの $t-U_{rb}$ の関係は、Fig. 3—13 の実線のようになり、98%の平均度を得るのに、400分放置せねばならない。

本実験では、後述する filter paper strip を用いており、圧密時間の短縮と、間ゲキ水圧平均化のための放置時間の短縮とに効果をあげた。この strip を用いたときの境界条件の決定は困難であるので、ここでは実測によって、効果と必要放置時間を調べた (Fig. 3—13)。3種の試料のどれもが、60分放置すれば99%平均化される。

(4) Filter paper strip. 透水性の低い粘土は、圧密に長時間を要する。所要圧密時間は、間ゲキ水の浸透路長の二乗に比例するから、BISHOP ら⁹⁾ は、たんざく形に切った口紙を供試体側面にはりつけて、浸透路長を短くする方法を提案している。これによって、95%圧密に要する時間は10分の1に減じ、両端面から

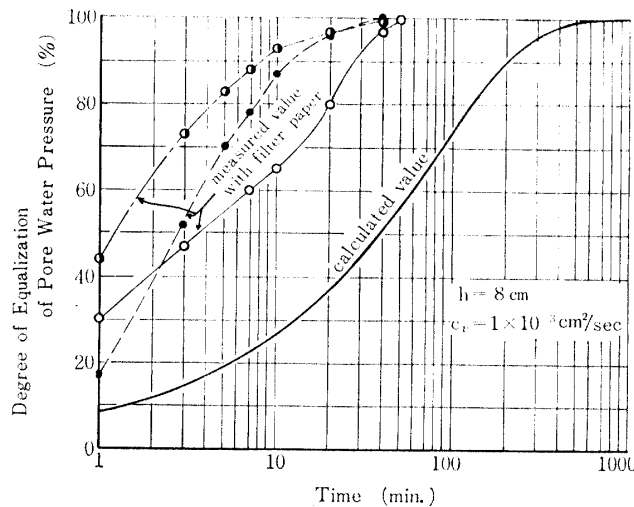


Fig. 3-13. Time for Equalization of Pore Water Pressure.

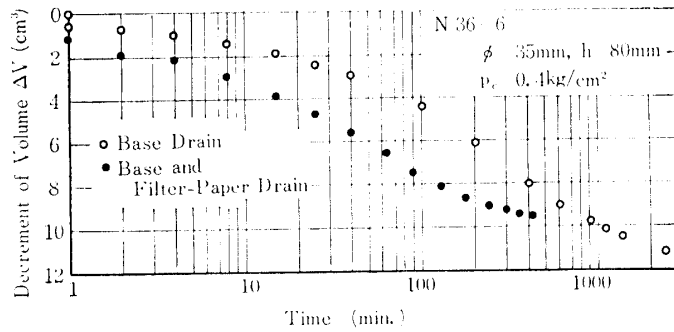


Fig. 3-14. Promotive Effect of Consolidation for Filter.

排水する必要のないことを示した。

この filter paper strip の効果は、前述のように圧密時間短縮や間ゲキ水圧平均化のための放置時間短縮だけでなく、圧縮試験中の間ゲキ水圧測定精度の上にも好影響を与えることに注目すべきである。供試体底端面で測定する間ゲキ水圧の値が、全体の平均的な値に近いこと、加えられる圧縮力に応じて、時間のおくれなしに間ゲキ水圧の値がえられることが望ましいのである。

軸方向と放射方向に排水される場合の、時間—圧密の関係は、I. SILVERIA⁴⁷⁾、中野³⁴⁾によって理論的に解かれているが、これらの理論における側面の境界条件は、strip の場合とは全く異なる。川上²⁸⁾によると、filter paper を用いた場合、排水効果を十分にあげるためには、2重またはそれ以上に重ねて巻きつけねばならないが、圧縮強さに影響を及ぼさないためには、BISHOP らの提案した、strip type のものであることが必要である。しかし、strip にした場合の境界条件は、近似的にも表わすことが困難であるので、ここでは実測によって、その効果を確かめた。

Fig 3-14 は、圧密中の体積変化の早さを比較したもので、供試体の違いにより、最大体積変化量に約 1.5 cm³ の違いはあるが、圧密時間は、filter paper strip を併用することによって、約 1/5 に短縮されている。Fig. 3-15 は、圧縮試験中の底端面間ゲキ水圧の変化を示しており、filter paper を用いたものは、試験開始当初から順調に間ゲキ水圧の変化が現われ、ヒズミ量 6 ~ 8 % でほぼ一定値に達している。また圧縮速さは、

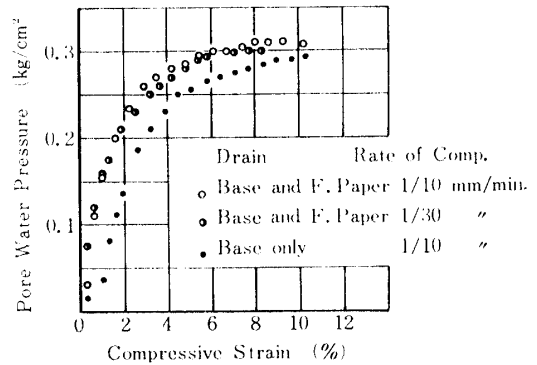


Fig. 3-15. Pore Water Pressure and Drain Condition during Shear.

Table 3-2. Properties of Soil Samples (2).

Sample	Depth (m)	Grain Size Distribution (%)			Specific Gravity	Unit Weight (g/cm ³)	Void Ratio
		Clay	Silt	Sand			
N 36-4	4.5-5.3	43	46	11	2.62	1.32	4.05
N 36-6	6.3-7.0	52	41	7	2.61	1.36	3.63
N 36-7	7.3-8.1	52	39	9	2.63	1.37	3.32
Sample	Water Content (%)	Atterberg Limit (%)			Over-Burden Pressure (kg/cm ²)	Pre-Consoli. Pressure (kg/cm ²)	
		L _L	P _L	I _p			
N 36-4	155	86	38	48	0.16	0.23	
N 36-7	139	93	45	48	0.23	0.28	
N 36-6	126	88	44	44	0.26	0.31	

Table 3-3. Summary of Test Result.

Sample	N 36-4							N 36-6							N 36-7													
	1	2	3	5	6	7	8	1	2	3	4	5	7	8	9	11	12	1	2	3	4	5	7					
Initial																												
Water Content w_0	140.3	149.8	145.4	171.7	170.2	142.0	153.0	114.8	152.4	141.1	163.2	109.4	118.3	143.3	113.2	130.0	130.1	125.4	121.1	118.0	102.1							
Void Ratio e_0	3.68	3.94	3.94	4.46	4.35	3.85	4.04	3.02	4.01	3.69	4.24	2.93	3.02	3.70	2.87	3.38	3.47	3.26	3.26	3.15	2.73							
Unit Weight γ_{10}	1.34	1.32	1.31	1.30	1.31	1.30	1.32	1.40	1.31	1.34	1.31	1.39	1.42	1.35	1.44	1.37	1.35	1.39	1.36	1.38	1.43							
Dry Unit Weight γ_{10}	0.56	0.53	0.53	0.48	0.49	0.54	0.52	0.65	0.52	0.56	0.50	0.66	0.65	0.56	0.67	0.60	0.59	0.62	0.62	0.63	0.71							
Saturation Deg. S_{70}	99.9	99.6	96.7	100	100	96.6	99.2	99.2	99.2	99.8	100	97.5	100	100	100	100	98.6	100	97.7	98.5	98.4							
Consoli. Pres. p_c	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20							
Consoli. Time t_c	300	5	40	0	15	72	2	25	0	52	7	5	90	200	360	360	1350	40	300	90	1300	2835						
Final Pore Pres. u_c	0	0.27	0.14	0.40	0.30	0.10	0.37	0.86	1.20	0.80	1.08	1.02	0.65	0.46	0.06	0.02	0.03	1.42	0.23	0.93	0.03	0.03						
Effect Consoli. P, p_c	0.4	(0.13)	0.26	(0)	(0.10)	0.30	(0.03)	0.34	(0)	0.40	(0.12)	(0.18)	0.55	0.74	1.14	0.73	0.27	0.58	1.77	1.07	2.97	1.97						
Consoli. Degree U_P	100	(32.5)	65	(0)	(25)	75	(8)	28.3	(0)	33.0	(10.0)	(1.5)	45.8	61.7	95.0	97.3	0	29	88.5	53.5	99.0	98.5						
Consolidation																												
Water Content w	111.4	140.5	124.8	171.7	159.1	122.1	149.4	97.2	152.4	114.3	150.8	101.1	90.3	96.2	77.6	91.5	110.3	89.9	76.1	82.5	68.5							
Void Ratio e	2.97	3.68	3.37	4.46	4.14	3.37	3.91	2.53	4.01	3.00	3.92	2.72	2.29	2.46	1.95	2.38	2.93	2.33	2.06	2.22	1.85							
Unit Weight γ_t	1.40	1.34	1.35	1.30	1.33	1.33	1.33	1.45	1.31	1.40	1.33	1.41	1.51	1.48	1.57	1.48	1.41	1.50	1.51	1.49	1.56							
Dry Unit Weight γ_d	0.66	0.56	0.60	0.48	0.51	0.60	0.53	0.74	0.52	0.65	0.53	0.70	0.79	0.75	0.89	0.77	0.67	0.79	0.86	0.82	0.92							
Saturation Deg. S_r	98.3	100	97.0	100	100	94.9	99.3	100	99.2	99.4	100	97.0	100	100	100	100	99.0	100	97.2	97.7	97.6							
Compression																												
Differ. Stress $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$	0.366	0.186	0.266	0.089	0.200	0.330	0.128	0.376	0.130	0.364	0.171	0.248	0.487	0.589	0.908	0.578	0.299	0.480	1.248	0.844	2.106	1.449						
Comp. Strain ϵ_f	4.2	2.25	2.8	1.5	2.8	3.3	2.8	2.8	1.25	3.7	3.0	2.5	5.8	5.4	4.6	4.3	3.6	4.5	5.5	4.9	4.7	4.7						
Pore P. Incre. Δu_f	0.27	0.068	0.155	0.010	0.047	0.180	0.010	0.213	0	0.257	0.064	0.096	0.410	0.532	0.780	0.495	0.155	0.410	1.300	0.790	2.24	1.40						
Effec. Min. Prin. Sts.	0.13	0.062	0.105	0.010	0.053	0.120	0.020	0.127	0	0.143	0.056	0.084	0.140	0.208	0.360	0.235	0.115	0.170	0.470	0.280	0.73	0.57						
Effec. Max. Prin. Sts.	0.496	0.248	0.371	0.099	0.253	0.450	0.148	0.503	0.130	0.507	0.227	0.332	0.627	0.797	1.268	0.813	0.414	0.650	1.718	1.124	2.836	2.019						
Coef. Pore Pres. A_f	0.738	0.366	0.583	-0.112	0.235	0.545	0.078	0.567	0	0.706	0.374	0.387	0.842	0.903	0.859	0.856	0.518	0.854	1.042	0.936	1.064	0.966						
$(\sigma_1 - \sigma_3) / 2\bar{p}_c$	0.458	(0.715)	0.511	(1.000)	0.555	(2.133)	0.553	0.553	0.455	(0.713)	(0.689)	0.443	0.398	0.398	0.398	0.396	0.554	0.414	0.353	0.394	0.355	0.368						
at Failure																												

1/10 mm/minでも、1/30 mm/minでも変わらないと見られる。

(5) 実験の方法とその結果 実験に用いた試料は、Table 3-2に示した3種の土である。同一ボーリング孔から採取した深さの異なる試料で、75 mm シンウォール・チューブから取り出した土を2つ割りにし、直径 35 mm、高さ 80 mm の円柱形供試体を削り出した。これに、filter paper strip を湿して巻きつけ、三軸圧縮室内に設置した。圧力 p_c を加えて供試体底端面から排水させ、所定の時間経過したところで排水を止め、 p_c を加えたままで、供試体底端面の間ゲキ水圧を観測した。いずれの場合も、約1時間でほとんど間ゲキ水圧の変化は停止した。それから垂直軸方向に圧縮力を加えつつ、底面間ゲキ水圧を測定していった。圧縮ヒズミの早さは、Fig. 3-15にみるように、1/10~1/30 mm/min の範囲では、結果に与える影響は少ないようであるが、試験開始直後の u の立ち上がりがよいこと、また乱さない自然試料を用いることによる個々の供試体の偏差が考えられることから、装置の最低速である 1/30 mm/min を用いた。

試験結果を Table 3-3 に示す。有効圧密圧力 \bar{p}_c と、それに対応する破壊時の軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ とを抽出して、この両者を座標軸にとって図に表わすと、Fig. 3-16 のようになる。乱さない試料であること、深さの異なる3種の試料を用いているため、Table 3-3に見るように、試験前の初期供試体含水比が、102.1~171.7% と非常に広い範囲にちらばっていたにもかかわらず、 $\bar{p}_c - (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ のプロットは、きれいな直線関係を示している。図中×印および+印は、それぞれ $p_c = 0.75$ および 0.3 kg/cm^2 でほぼ 100% 圧密した(残存間ゲキ水圧 0.02, 0.03 kg/cm^2 , $\bar{p}_c = 0.73, 0.27$

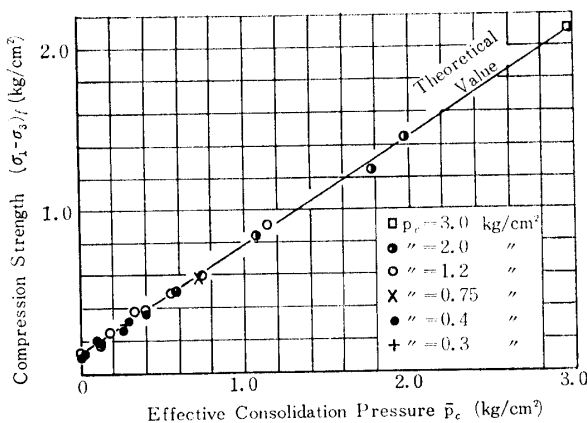


Fig. 3-16. Relation between Effective Consolidation Pressure and Compression Strength

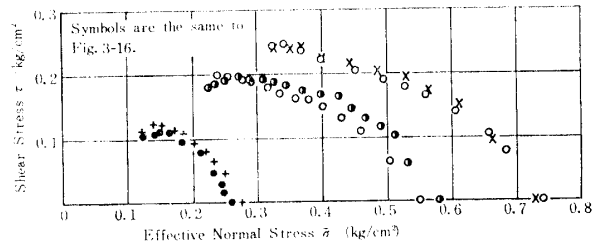


Fig. 3-17. Vector Curves of Effective Stresses.

kg/cm^2 ときの $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ を示しており、圧密途中で $\bar{p}_c = 0.74, 0.26 \text{ kg/cm}^2$ の場合とほとんど等しい結果を与えている。また、圧縮試験中の有効応力の変化を示すベクトルカーブ (Fig. 3-17) についても、上記の2組の結果はもとより、その他に、 p_c や U は異なっても \bar{p}_c が等しければ同様なものとなることが明らかである。

一方、有効圧密圧力 \bar{p}_c と、圧密後の含水比 w とを半対数座標にプロットすると、Fig. 3-8 の、乱さない試料と同様な分布を示すが、約 1/3 の数の点は、ねり返した試料に似た分布を示す、これは、粒度分布の違いから来ると考えられる初期含水比 w_0 の違いの影響を残していると考えられ、相関性はよいとはいえない。したがって、 w と $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ について描いた図は、Fig. 3-9 の乱さない試料のそれと同様な分布を示し、 $w = 80\%$ 付近での配列の折れ曲りも見せているが、各点のちらばりは、Fig. 3-10 や 3-16 に比べて大きい。また w_0 の値は、地中から採取して実験室に運搬、保存する間に、いく分膨潤することが避けられず、この変化は供試体個個で差があり、この個体差を定量的に処理することは困難である。また、個体差があるにもかかわらず、Fig. 3-16, 3-17 にみるような結果が得られていることからすれば、せん断強さに関しては、その意義は無視できるといえよう。

以上の検討から、圧密途中であっても、飽和粘土の非排水強さは、圧密終了時と同様に、主として有効圧密圧力によってきまるといえる。ある与えられた荷重による一つの圧密段階に限っていえば、圧密度を圧密理論にしたがって定義したとき、非排水強さは圧密度に比例すると考えてよい。すなわち、圧密度を、慣用されているように、沈下量ないしは間ゲキ比に基づいて定めると、非排水強さの増加とは一致しないわけである。

この実験の結果でいま1つ目立つことは、 \bar{p}_c に対する破壊時の間ゲキ圧係数 A_f の変化である。Fig. 3-18 に、この両者の関係を表わしているが、 \bar{p}_c がゼロのと

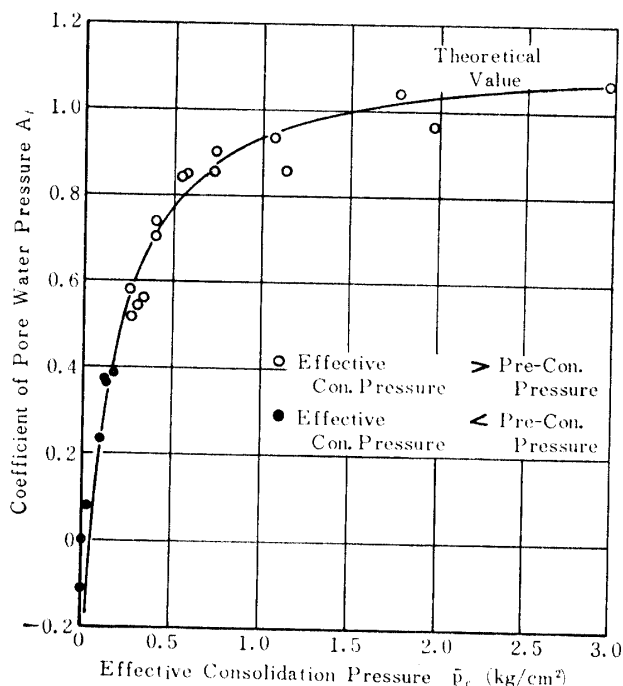


Fig. 3-18. Relation between Effective Consolidation Pressure and Coefficient of Pore Water Pressure at Failure.

き $A_f < 0$ であり、 \bar{p}_e が約 1.0 kg/cm^2 までは、 A_f は圧力と共に急激に増大している。それ以上の \bar{p}_e の値では $A_f \approx 1$ で、圧力に伴ってわずかに増大する傾向を示す。この傾向は、過圧密比と A_f との相関性によく似ている⁴³⁾。一般に A_f の値は、やや過圧密の粘土では $0 \sim 0.5$ 、非常に過圧密の粘土で $-0.5 \sim 0$ 、正規圧密粘土では $0.5 \sim 1.0$ といわれている⁴⁰⁾。これは、間ゲキ水圧が、土に外力が加わって体積変化を起そうとする傾向に支配されるという考え方に裏づけされている。

干拓地のチュウ積粘土は、2-2節で考察したように、土かぶり圧に対してはやや過圧密の状態になる先行圧密圧を示すものがある。これは、海中で滞積し、自重で圧密していく間に起る膠結作用によって、 w_L 以上の含水比でありながら固体的な構造強さを示し、土かぶり圧に抵抗していると考えられる。先行圧力以上の圧力が加わると、圧力の大きさに応じた変形量によって土の構造が乱されていき、膠結による構造強さが低下していく。そして、ついには w_L に相当する圧力 ($0.8 \sim 1.0 \text{ kg/cm}^2$) でこの構造強さがほとんど消え、体積変化に対する抵抗が、土かぶり圧から圧密されてきた正規圧密状態に近いものとなるのであろう。このように考えると、Fig. 3-18 の A_f の変化は、土の変形量の増大に伴って、土かぶり圧に対する過圧密状態から正規圧密状態に変化していく過程を示しているとも

てよいであろう。すなわち、軸差応力に基づくせん断力によって生じる間ゲキ水圧は、加えられた外力による体積変化の傾向を反影するだけでなく、土の構造の変化の度合をも反影した値を示すと考えられるのである。

3-4 第3章のまとめと考察

干拓地の基礎地盤を構成するチュウ積飽和粘土のせん断強さは非排水強さで代表されることは、すでに実証的に示したが、ここでは、透水係数、圧密係数が極めて小さな値であることから、圧密計算によりこれを確かめた。そして、この非排水強さは、一軸圧縮強きの半分で近似的に表わせるとする、SKEMPTON や TERZAGHI の理論を、比較試験の資料に基づいて実証した。さらに、有明海の粘土における q_u の実態の要点を述べた。主な点は、 q_u が深さに伴ってほぼ直線的に増大し、圧密圧力とも直線関係を示していることである。

一方、飽和粘土の非排水強さは、その時の土の条件できまるとする考えから、土の条件として間ゲキ比 e または含水比 w をとりあげ、 q_u (対数) - w の関係図を示し検討した。その結果は、TAYLOR, BJERRUM, 赤井らが示したように直線関係を見せるが、非常にちらばりが多い。

圧密圧力と含水比の q_u に対する関係を明らかにするために、室内実験をおこなった。その結果、 w は圧密圧力 p_c と q_u どちらにも指数関数的関係を示すが、乱した試料と乱さない試料とでは、 w の大きい部分で異なった関係をみせ、乱さない土における構造強さの影響を示している。また q_u に対する関係ではちらばりが多い。これに対して、 p_c と q_u とはきれいな直線関係を示し、ちらばりも少ない。

つぎに、圧密が進行中の非排水強さの変化を調べる実験をおこなった。その結果は、同一粘土層ではあるが、深さの異なる3種の試料を用いたこと、初期含水比は、102~172%の範囲の違いがあること、したがって土の構造の度合もそれぞれ違いがあること、圧密圧力は、0.3~3.0 kg/cm² と10倍の範囲をとっていること、圧密度は、0~100%の全範囲にわたっていること、という多くの条件があったにもかかわらず、破壊時の軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ は、有効圧密圧力 \bar{p}_c ときれいな直線関係を示した。 $w - \bar{p}_c$ 、 $w - (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の関係は、前の実験と同様の結果を示したほか、破壊時の間ゲキ圧係数 A_f の \bar{p}_c との関係は、圧密の進行に伴う土の構造の変化を示していると考えられる。

以上の結果から、間ゲキ比や含水比の値は、圧密圧力によって大きく支配され、指数関数的に変化するが、粒度や構造強さなどの影響を受け、 p_c に対して、さらに q_u に対して必ずしも一義的關係を示さないと考えられる。そればかりでなく、個々の供試体の違いによるちらばりが、とくに q_u との関係でかなり明瞭にみえている。このことは、 e や w という土の状態を表わす指数である状態量だけで、力学的性質である強さに結びつけようとすることの矛盾が考えられる。これに対して、有効圧密圧力は、これらの状態量を支配する要因の1つでもあり、それ自体の大きさに応じて、土中に有効抵抗面積（土粒子接触面積）を作り出すと考えられる。これは、個々の供試体の粒度あるいは含水比の違いとは関係なしに、力の平衡状態をもたらすように作り出されるであろうし、したがってまた、自重圧密平衡状態で生じた構造強さとつり合いを保つであろう。

このように考えると、チュウ積飽和粘土の非排水強さは、鋭敏粘土でも非鋭敏粘土でも、主として有効圧密圧力に支配されるとする著者の仮説は、実験的に証明されたとみてよいであろう。

第4章 研究の結論と提案

4-1 水成チュウ積粘土の非排水強さ特性についての結論

土のせん断抵抗は、土粒子相互間の粘着性からくる粘着抵抗 c と、摩擦抵抗 $\sigma \cdot \tan \phi$ とから成るという COULOMB の式に基づいた、TERZAGHI—HVORSLEV の考えは、原理的には誤りのないものと考えてよいであろう。そして、摩擦抵抗にかかわる破壊面への直応力 σ には、有効応力 $\bar{\sigma}$ を用いるべきことから、土のせん断強さには、排水条件が大きく影響することも、明らかな事実である。

飽和した粘土では、特に排水条件の影響が大きく、載荷直後の安定解析は、非排水強さに基づいて行なわれる。これは、HVORSLEV の式で、 $\bar{\sigma} = 0$ となり、破壊面上の直応力に比例する摩擦抵抗がなくなって、応力には直接関係しない粘着抵抗分のみとなる。TERZAGHI—HVORSLEV によれば、この場合土のせん断強さは、土の密度や間ゲキ比の関数として表わされることになる。また、1—3節で述べた、BISHOP—GIBSON の体積変化に対する抵抗分は、過剰間ゲキ水圧の発生が土の体積減少の傾向に対する反力としてであることから、飽和粘土の非排水強さの場合、考慮する必要がない。すなわち、飽和粘土の非排水強さ c_u は、 e や w の関数として表わされるとする、BJERRUM¹⁰⁾ の提案がなされたゆえんであり、本研究における調査資料や実験結果でも、 q_u と w とが相関性を示していることから、否定しすることはできない。

しかしながら、 e や w 、ないしは土の密度というものは、ほんらい土の状態を表わす指数であり、これらが土のせん断強さに密接な相関性を示すとはいっても、一義的な関係を持っているわけではない。このことは、本論文で示した海成チュウ積粘土で、 e や w が粒度によって多少のちらばりを見せることや、化学的な膠結作用によって、構造強さを持つものがあり、そうでない粘土とは異なった $e-p$ 関係、 $w-q_u$ 関係を見ていることから明らかである。 e や w は、圧力のほかに、粒度、滞積条件、あるいは間ゲキ水の性質を含めた環境条件の影響を受け、圧力やせん断強さに対する関係では、構造強さの基である膠結力の影響を受けている。第3章の考察で述べたように、 e や w といった指数で表わされる土の状態をもたらした、力の持つ意味がより実質的なものと考えねばならないのである。

特に干拓地のチュウ積地盤のように、正規圧密土層より成っていて、この力を容易に知ることができ、かつ構造強さを持つ粘土をも含む土層を基礎地盤とする場合には、こうした取り扱いが可能であり、より合理的である。本研究では、その力を有効圧密圧力としてとらえたのである。

圧密圧力とせん断強さとの間にも、土の種類、粒度その他の影響条件があることを否定するものでなく、これらもせん断強さの因子と考える。しかし、チュウ積飽和粘土という枠の中では、それぞれの条件に応じて、それぞれの有効圧密圧力-非排水強さの比例定数を示すであろうし、これを試験によって、比較的容易に求めることができる。それで、これらの定数を用いた、粘土の非排水試験結果の表現について、考察してみよう。

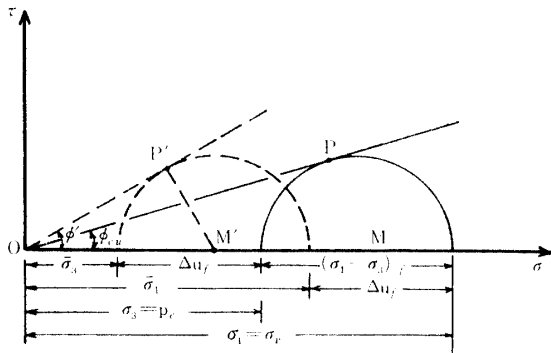


Fig. 4-1. Mohr's Stress Circles of CU-Test.

破壊時の土中の応力状態は、有効応力で考えるべきであり、Fig. 4-1 の破線で示した、有効応力に関するモールの応力円であらわされる。また、その破壊包絡線の傾き角は、BISHOP らにならって、 ϕ' で表わす。一方圧密-非排水試験の結果を全応力で表わしたとき、そのモールの応力円は、破壊時の間ゲキ水圧（軸差応力による増加分） Δu_f だけ、 σ 軸上を移動した位置にくる（Fig. 4-1 の実線円）。周圧はふつう圧密圧力と等しくとられるから、 $\sigma_3 = p_c$ となる。また、上記関係から、

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_1 &= \sigma_1 - \Delta u_f \\ \bar{\sigma}_3 &= \sigma_3 - \Delta u_f = p_c - \Delta u_f \end{aligned} \quad (4-1)$$

である。

Fig. 4-1 の有効応力表示における、三角形 $OM'P'$ で、周知の $(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3) = (\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3) \sin \phi'$ の関係がある。これに、式 (4-1) を代入して、 Δu_f について整理すると、

$$\Delta u_f = \frac{1}{2 \cdot \sin \phi'} \{ p_c (1 + \sin \phi') - \sigma_v (1 - \sin \phi') \}$$

となる。一方全応力表示においては、

$$\sigma_n = \frac{1 + \sin \phi_{cu}}{1 - \sin \phi_{cu}} p_c$$

の関係が成り立つから、これを上記の Δu_f の式に代入して整理すると、

$$\Delta u_f = \frac{\sin \phi' - \sin \phi_{cu}}{\sin \phi' (1 - \sin \phi_{cu})} p_c \quad (4-2)$$

破壊時の軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ は、上記の諸関係から、

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3 = \sigma_v - p_c = \frac{2 \sin \phi_{cu}}{1 - \sin \phi_{cu}} p_c \quad (4-3)$$

破壊時の間ゲキ圧係数 A_f は、式(4-2)、(4-3)から、

$$A_f = \frac{\Delta u_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} = \frac{\Delta u_f}{\sigma_v - p_c} = \frac{\sin \phi' - \sin \phi_{cu}}{2 \sin \phi' \cdot \sin \phi_{cu}} \quad (4-4)$$

すなわち、圧密-非排水試験における、強さ、間ゲキ水圧については、圧密圧力に比例するものとして表わすことができる。

つぎに、圧密途中の場合について考える。破壊時の全応力による主応力は、 σ_1 と σ_3 で、モールの応力円は、Fig 4-2 の実線円であらわされる。また、有効主応力は $\bar{\sigma}_1$ と $\bar{\sigma}_3$ で、モールの応力円は、Fig. 4-2 の破線円であらわされる。加えられている拘束周圧（全応力）は σ_3 であり、これは圧密圧力 p_c に等しい。しかし、圧密途中から、非排水で軸圧縮力が加えられるため、 $\sigma_3 = p_c$ のうち、 u_c だけの間ゲキ水圧が残っており、有効圧密圧力は、 \bar{p}_c だけである。

すなわち、軸圧縮開始時の応力状態は、Fig. 4-2 の A 点であらわされる。圧縮による軸差応力が生じると、破壊面上の有効応力を示す座標点は、A 点から始まり Fig. 3-17 に示したような有効応力経路を経て P' 点に致って破壊を起す。この時に、軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ によって、間ゲキ水圧が Δu_f だけ増大する。すなわち、

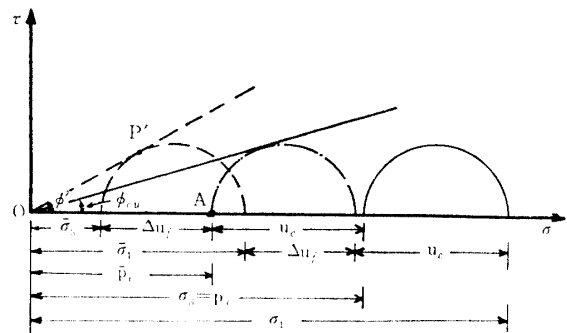


Fig. 4-2. Mohr's Stress Circles of U-Test.

間ゲキ水圧 u_c は、軸差応力発生時にはすでに存在し、その後の上中の有効応力の変化には、なんら関与しないものである。したがって、この場合の全応力モール円は、 u_c の値だけ座標原点に近い、A 点を通る円 (Fig. 4-2 鎖線円) を考えるのが妥当であり、この円への包絡線の傾き角を ϕ_{cu} とし、圧密圧力は有効値 \bar{p}_c ($= p_c - u_c$) をとることによって、さきの $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, Δu_f , A_f に関する式 (4-2), (4-4) が、そのまま (p_c の代りに \bar{p}_c を入れて) 適用できる。

さきに、3-3 節で示した実験の結果について、モール円の破壊包絡線の定数を求めると、

$$\phi_{cu} = 14^\circ 30', \quad c_{cu} = 0.043 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi' = 36^\circ, \quad c' = 0$$

となり、見掛けの粘着力 c_{cu} が存在する。これは、Fig. 3-10 にも見られたように、先行圧力によるものと考えられるが、この c_{cu} がある場合の関係についても、つぎのように導びくことができる。

Fig. 4-3 の全応力表示から、

$$\sigma_v = \frac{1 + \sin \phi_{cu}}{1 - \sin \phi_{cu}} \bar{p}_c + \frac{2 \cos \phi_{cu}}{1 - \sin \phi_{cu}} c_{cu}$$

この関係を、式 (4-3) に代入して、

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \sigma_v - \bar{p}_c = \frac{2 \bar{p}_c \sin \phi_{cu} + 2 c_{cu} \cos \phi_{cu}}{1 - \sin \phi_{cu}} \quad (4-5)$$

また、前出の Δu_f の式に代入して、

$$\Delta u_f = \frac{(\sin \phi' - \sin \phi_{cu}) \bar{p}_c - \cos \phi_{cu} (1 - \sin \phi') c_{cu}}{\sin \phi' (1 - \sin \phi_{cu})} \quad (4-6)$$

間ゲキ圧係数 A_f は、両者の比として、

$$A_f = \frac{(\sin \phi' - \sin \phi_{cu}) \bar{p}_c - \cos \phi_{cu} (1 - \sin \phi') c_{cu}}{2 \sin \phi' (\bar{p}_c \sin \phi_{cu} + c_{cu} \cos \phi_{cu})} \quad (4-7)$$

このように、 c_{cu} が存在する場合でも、間ゲキ水圧や軸差応力を、有効圧密圧力 \bar{p}_c の関数として表わすことができる。

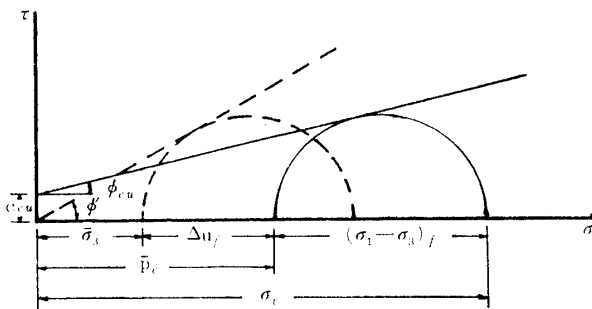


Fig. 4-3. Mohr's Stress Circles of CU-Test. (with Apparent Cohesion)

具体例として、3-3 節の実験における強さ定数、 $\phi' = 36^\circ$, $\phi_{cu} = 14^\circ 30'$, $c_{cu} = 0.043 \text{ kg/cm}^2$ の数値を、上記の式 (4-5), (4-6), (4-7) に代入すると、

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = 0.668 \bar{p}_c + 0.110 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\Delta u_f = 0.766 \bar{p}_c - 0.039 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$A_f = \frac{0.337 \bar{p}_c - 0.017}{0.294 \bar{p}_c + 0.049}$$

となる。この結果は、Fig. 3-16, 3-18 に示した理論曲線となる。

圧密が終了した平衡状態でも、また圧密が進行途中に載荷された場合でも、非排水破壊における飽和粘土の強さは、理論的にも、実験的にも、有効圧密圧力によってきまることが明らかにされたわけである。なお前述したように、同一土層内の試料における個々の供試体の持つ粒度や、 e , w などの個体差の影響は、圧密圧力の影響に比べて非常に小さく、これらを無視することができる。

第 1 章の最後に述べたように、土の条件、荷重の条件に応じて土の強さの特性を把握し、これに対する安定解析法を確立していこうとする立場から、これまでの実証と考察に基づいて、干拓堤防基礎地盤を構成するような、チュウ積飽和粘土の非排水強さ特性に関して、つぎのように結論づける。

すなわち、有明海地域の干拓地の堤防基礎地盤を構成する海成チュウ積飽和粘土のような土の非排水強さは、それいぜんを受けた有効圧密圧力に支配されると考えるべきであり、このことは、ある荷重の下で圧密が終了した状態だけでなく、載荷による圧密が進行中の状態にも拡張して適用できる。また同一粘土層で、膠結作用による構造強さを持った状態にも、そうでない状態にも、同様に適用できる。したがって、圧密-非排水試験の結果を全応力で表わすことにより、圧密途中をも含めた有効圧密圧力と、非排水強さの関係を示すことができる。

4-2 非排水強さ特性に関する結論の実用問題への応用についての提案

さきに 1-3 節で述べたように、土の強度論は、それが実地の問題に適用される道が明らかにされているのでなければ、工学的には存在意義の薄いものとなる。著者は、前述の結論を、干拓堤防基礎地盤の安定解析に適用する方法を提案する。

圧密圧力 p_c と非排水強さ c_u との関係は、比 c_u/p_c で表わすことができ、これを p - τ 図上に描くと、Fig. 4-4 の破線の傾きで示される。この傾き角を ϕ_a とす

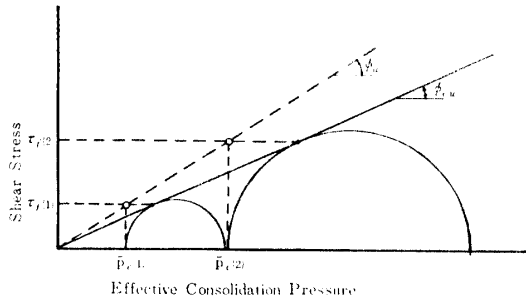


Fig. 4-4. Relation between ϕ_{cu} and ϕ_a .

ると、 $c_u/p_c = \tan \phi_a$ である。全応力について描いた圧密-非排水試験のモール円図におけるせん断抵抗角 ϕ_{cu} との間に、幾何学的関係から、つぎの式が成り立つ。

$$c_u/p_c = \tan \phi_a = \tan \phi_{cu}(1 + \sin \phi_{cu}) \quad (4-8)$$

これは、圧密が終り平衡状態に達したときの関係を表わしているが、本研究の結果から、圧密途中の非排水強さも、有効圧密圧力 \bar{p}_c に対して同様に考えられるので、上式の p_c の代りに有効圧 \bar{p}_c をとると、圧密途中の場合も含めて、つぎの式で表わされる。

$$\frac{c_u}{\bar{p}_c} = \tan \phi_a = \tan \phi_{cu}(1 + \sin \phi_{cu}) \quad (4-9)$$

ふつうに用いられている三軸試験での圧密機構は、等方圧密であり、本研究における資料もこれによっている。しかし、実際の地盤中では、異方性圧密であり、土の変形も異方性と考えられる。

土層中の静止土圧係数 K_0 の値は、測定の困難さもあって未解明の現状であるが、TSCHBOTARIOFF⁶²⁾ は、練返し粘土の圧密において、初期(液状)の $K_0 = 1.0$ から、終期の 0.5 まで変ることを示した。また、側方変形を制御した三軸圧密で、粘土の圧密平衡時の K_0 の値として、柴田ら⁴⁶⁾ は $0.35 \sim 0.45$ 、赤井ら⁵¹⁾ は $0.45 \sim 0.50$ を得ている。かりに $K_0 = 0.5$ にとり、鉛直圧 p_v の等しい場合について比較すると、異方性圧密での平均圧力は、等方性圧密のその $2/3$ の大きさになる。異方性圧密における K_0 の減少は、水平圧 p_h の減少、ひいては平均圧力の減少を意味し、土中の間ゲキ水圧を低下させるが、同時に軸差応力が増し、これは間ゲキ水圧を増大させよう。三軸試験と異なり、地盤内での荷重条件や排水条件は不明であり、個々の場合について、近似的に仮定せざるを得ない。

せん断開始時に、有効応力についての静止土圧係数が、等方性圧密では $\bar{K}_0 = 1.0$ であるが、異方性圧密試料では $\bar{K}_0 < 1$ で、すでに $p_h(1 - \bar{K}_0)$ の軸差応力を有している。有効応力に関する破壊包絡線は、両者のものが一致することが知られており⁵¹⁾ 破壊時の有効

応力に関する強さ定数は、圧密圧力の異方性の影響は受けないことになる。しかし、せん断開始時に、すでに軸差応力を持つ異方性圧密土では、破壊にいたるまでに増大する軸差応力の増分は、これに相当する分だけ小さいはずである。

そのほかにも、試料土の採取や、供試体作製時の土の構造の乱れにより、あるいは近似的に無視できるとはいっても、供試体の個体差にもより、これらの影響は、Fig. 3-16, 3-17 に、わずかではあるが点のちらばりとして表われている。また、試験機器、試験者による誤差もある。これらの誤差要因に基づく誤差は、実用問題に適用するに当たっても、考慮しておかねばならない。

これまで、軟弱地盤土に関しては、主として $q_u/2$ に基づく $\phi = 0$ 法が用いられてきたため、 ϕ_{cu} の値の公表されたものは少ないが、著者の有明海粘土に対する調査では、この値はほとんど $13^\circ \sim 16^\circ$ の範囲にある⁶⁹⁾。また別に、 $11^\circ \sim 16^\circ$ の範囲で、平均 13° という値も報告²⁶⁾ されている。かりに、 $\phi_{cu} = 14^\circ$ として式 4-9 に代入すると、

$$\tan \phi_a = 0.249(1 + 0.242) = 0.309$$

で、 $\phi_a \approx 17^\circ$ となる。

前項の著者の結論からは、この値が c_u/\bar{p}_c の代表値となるのであるが、上述の圧密機構の違い、供試土の乱れ、その他の誤差を考慮して、 c_u/\bar{p}_c の値として、 $\tan \phi_a$ の代りに、 $\tan \phi_{cu}$ をそのまま用いて、強度の増加を考慮した安定解析を行なうことを提唱する。その場合の強度増加の割引き率は、 $\phi_{cu} = 11^\circ$ で 16% 、 $\phi_{cu} = 16^\circ$ で 22% 弱となり、平均約 20% の安全率をとり入れることになる。そして、せん断試験で得た $\tan \phi_{cu}$ の値を、そのまま用いられる簡便さも加わるのである。

以上の提案を、第2章に述べた既成干拓堤防の基礎地盤土に適用して、非排水強さを計算してみた結果を Fig. 2-22 の一軸圧縮強さの欄に、鎖線で示している。堤防荷重による地盤内の鉛直応力の計算は、荷重を調査ボーリング孔の位置を中心とする等分布荷重に置換え、BOUSSINESQ 理論に基づき、一よう粘土層として行なった。調査時点での地盤内の間ゲキ水圧の分布は、上記鉛直応力について TERZAGHI 理論から計算している。三ツ島、大福、久保田の3地区は、堤防が一応完成して長期間経過していることを考えて、瞬時荷重の条件をとり、他の3地区は、堤防荷重が一よう早さで増加する条件をとった。計算の基礎条件を、Table 4-1 に示す。この鉛直応力と間ゲキ水圧の計算

Table 4 1. Condition of Consolidation.

Region	Loading Condition	Loading Period (years)	Loaded Duration (years)	Thickness of Clay (m)	Consoli. coeff. (cm^2/sec)
Mitsushima	Instant	0	45	12	1.0×10^{-3}
Isahaya	Gradually increase	6	6	13	1.0×10^{-3}
Daifuku	Instant	0	25	14	1.0×10^{-3}
Kubota	Instant	0	24	13	1.6×10^{-3}
Nishi-kawazoe	Gradually increase	5	10	15	5.0×10^{-3}
Minami-kawazoe	Gradually increase	5	10	17	3.0×10^{-3}

値の差が、調査時点での地盤内各深さにおける、有効圧密圧力の増大分 Δp_e である。これに $\tan \phi_{cu}$ を乗ずれば、非排水強さの増加分となり、無載荷の自然地盤の非排水強さに、この値を加えて、調査時の堤防下の地盤土の非排水強さを得る。 ϕ_{cu} の値は、ここでは簡単のため平均的な値として 14° をとり、 $\tan \phi_{cu} = 0.249$ を増加係数とした。

Fig. 2-22 の計算値 (鎖線) は、調査結果を示す黒丸印とほぼ一致していると見てよいであろう。西川副地区の上部層のみは、かなりの違いが目立つ。それは、この上部粘土層が、砂の薄層を含んだやや複雑な構成であるためと考えられる。このような土層では、荷重の分布、圧密の条件などの、基礎的条件の単純化に無理があり、著者の方法の適用限界を示していると思ねばならないであろう。土層がほぼ均質な粘土層から成る場合、ないしは、層が多少異なっても、比較的簡単な成層状態をなすところでは、著者の提案した方法は、実用上十分な正確さで適用できるといえる。

第 5 章 干拓堤防基礎地盤の安定解析に関する著者提案の応用例

5-1 まえがき

潮汐平野や湖沼地にみられる軟弱地盤上に、干拓堤防を築造する場合、短期間に急速な施工をするためには、著者の試算では、高さ $6m$ の堤防で、前後の斜面コウ配を 15 割ていどにせねば、安全率 1.2 とならない。置換砂層を、厚さ $4m$ 施工しても、10 割以上のコウ配が必要である。堤頂幅 $5m$ のとき、延長 $1km$ 当りの堤体積が、 $570,000 m^3$ 、堤敷面積 $210,000 m^2$ となり、後者では、それぞれ約 $1,000,000 m^3$ (置換砂量共) および $150,000 m^2$ にも達する。

このように膨大な堤体積、堤敷面積を必要とすることは、人命をあずかる干拓堤防の使命から、やむを得ないことであるが、堤防の安定性をそこなわずに、より効率的な設計・施工の可能な道があれば、これを究明し、取り入れて行くべきであろう。特に規模の余り大きくない干拓工事においては、単位造成面積当りの造成費が割高となり、干拓事業の着手さえ不可能となるであろう。

軟弱地盤対策として最も効果的な手段は、地盤改良工法であろう。とりわけ軟弱層が厚い場合は、Sand-drain 工法が良いと思われる。しかし、これを適用するには、技術的な難点があって、干拓堤防基礎地盤には適用されるにいたらなかった。また置換工法も、その効果には限界がある。緩傾斜型堤防が盛んに用いられるようになったのは、この意味で当然のなりゆきである。本来緩傾斜の意味は、軟弱地盤対策に発したのではなく、波浪対策にとられたものと著者は考える。そして、工期短縮の社会的要請から、これが軟弱地盤対策と結びついたのである。すなわち、在来の干拓堤防施工の基本方針から緩速方式を取り去り、急速施工方式を瞬間載荷の仮定で取り入れることによって、荷重平衡方式一本で堤防の安定をはからねばならなくなり、必然的に波浪対策の緩傾斜型に一致した型態となったのである。したがって、著者は緩傾斜型そのものの利点は認めるし、軟弱地盤上の堤防は、こうした型態にならざるを得ないと思う。しかし、設計における安定解析の基本方針となっている瞬間載荷方式に、過大設計のきらいがあると考えるのである。

チュウ積粘土は、圧密の進行に伴い、有効圧密圧力の増大に比例してその非排水強さを増すことを、第 3 章で明らかにした。そしてこの現象は、実際の干拓堤防の施工に伴って起っていることも、第 2 章に述べた調査結果の示す通りである。しかも現実の問題とし

て、築堤工事は一気に行なわれるのではなく、数年間にわたり段階的に施工されている。この施工期間中に進行する圧密は無視できるものではなく、事実これに対する堤防の余盛は、設計・施工上の課題でもある。著者は、干拓堤防の安定を荷重平衡条件だけに期待するのではなく、施工中の圧密による粘土層の非排水強さの増大を考慮した安定解析を提案した。この場合、非排水強さの増大は、間ゲキ比や含水比に結びつけるのではなく、有効圧密圧力に基づいて評価するのである。

以上の主張に基づいた干拓堤防設計における地盤の安定解析の応用を、著者が関係した実例で示し、有効性を明らかにする。

5-2 津奈木地区干拓堤防

熊本県芦北郡津奈木町地先に築造されていた干拓堤防の一部に、かなりの沈下と亀裂が生じたので、堤防断面の再検討を行なった⁴⁰⁾。

沈下の大きい部分の土層は、地表より厚さ1mの砂層が存在し、その下は粘土質ロームに属する軟弱層が、厚さ9m続いている。堤防工事は、当初標高-2m前後の地盤上に基礎根固め工を施工して、コンクリート控え壁式の堤防本体を1962年夏から打設し、63年10月の調査時まで1年余経過していた。この施工量が、1962年10月に一時に載荷されたと仮定して、時間-沈下量曲線を描くと、Fig. 5-1のようになり、実測値とほぼ一致する。もちろんこの曲線は、間ゲキ圧について計算した圧密度に最終沈下量を乗じて求めたものであるから、時間tの小さい範囲で実測沈下量よりも小さい値を示している。地形、土層並びに圧密計算結果から、この沈下量は異常なものではなく、工

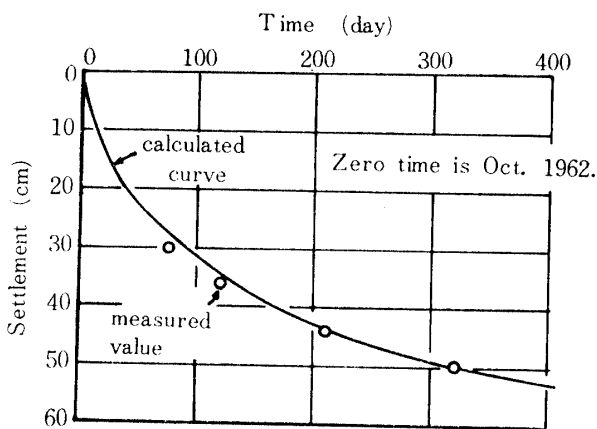


Fig. 5 1. Time-Settlement Curve at the Point of Maximum Settlement,

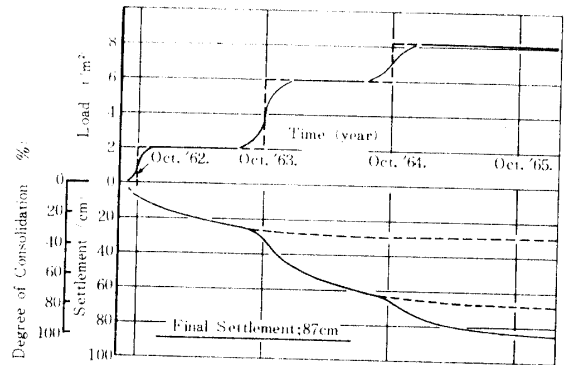


Fig. 5 2. Time-Settlement Curve at the Standard Cross Section (Tsunagi).

事の続行に支障はないと判断した。

軟弱層の非排水強さは $2.0 t/m^2$ 程度で、中には $1.3 t/m^2$ という値もあり、かつ深さに伴う変化は認められない。よって、この強さを $1.6 t/m^2$ にとると、計画されている断面では控え石工の量 (Fig. 5-3 の実線) が少なく、完成断面では最小安全率 0.66 となる。この安全率を 1.2 まで高めるためには、Fig. 5-3 に鎖線で示す膨大な控え捨石を必要とし、緩傾斜堤防と変らなくなる。これだけの堤防断面をとることは、工事費の面から不可能であり、工事放棄の恐れもあった。

対策として、標準断面についての段階的施工に伴う圧密曲線 (Fig. 5-2) を求め、これから軟弱層の非排水強さ c_u の増加を推定して安定解析を行なった。すなわち、1964年10月に、最終段階の荷重が瞬間的に載荷されるものと考え、この時点での強さ c_u を用いて、最終断面の安定を検討した。軟弱層の圧密-非排水せん断抵抗角 (三軸試験) は、 $\phi_{cu} = 21^\circ$ であり、この地区に最も近い日奈久地区の類似粘土層では、 $\phi_{cu} = 19^\circ 20'$ である。 $\tan \phi_{cu} = 0.52 \sim 0.47$ となるが、試験数が少ないことから、約6割の値をとることにし、圧密に伴う c_u の増加係数は 0.3 にとった。また、強さの増加する範囲は、当初の控え石工の頂面端部までとしている。

この解析の結果は、Fig. 5-3 に示すように、最小安全率が 1.02 となっている。図中に破線で示した控え石工を施工することにより、 1.20 以上の安全率を確保することができる。Fig. 5-3 の破線を前述の鎖線と比較すると、控え石量は 45% ですむことになる。破線の控え石工をあらかじめ設けておいて、施工断面の施工を続け、1965年3月に、潮止工事を終って干陸することを得た。

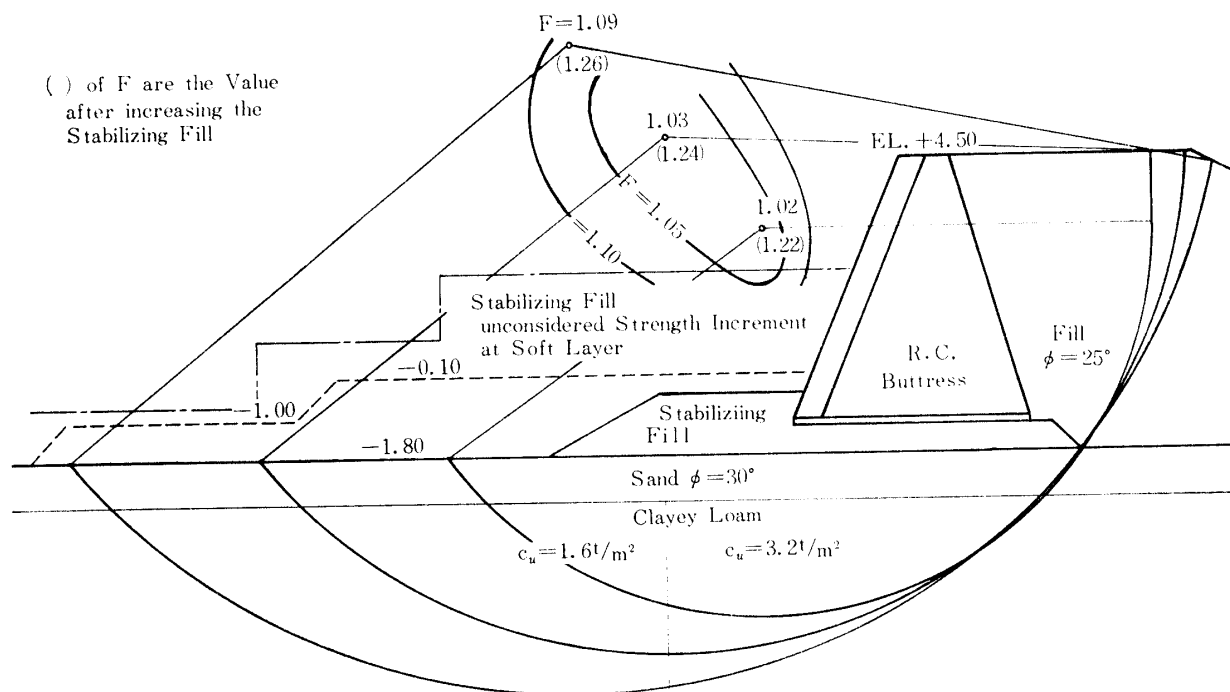


Fig. 5-3. Stability Analysis for the Standard Dike Section at Tsunagi.

5-3 七浦地区干拓堤防

前例の津奈木地区は、工事途中に急いで検討を行なったものであり、また、砂質層を含む、やや恵まれた条件でもあったので、簡略計算をしている。

本例の七浦地区の場合は、時間的余裕があり、土質についても十分な資料を得て、堤防断面並びに施工計画を検討したものである³⁷⁾。

計画された堤防の高さは地表上6m、これを5年間で完成しようとするものである。基礎地盤は、地表より深さ約10mまで軟弱な粘土層で、その下は転移レキ層をはさんで、岩盤になっている。土質はTable 3-2, 3-3に示したように、含水比110~170%またはそれ以上で、非排水強さ $c_u(t/m^2) = 0.30 + 0.10z(m)$ と、Fig. 3-4示した平均値と同じである。したがって、高さ6mの堤防を築造するには、地盤強さの増大を考

ないと、安全率1.2で16割、1.3で18割の斜面コウ配をとらねばならない。このときの堤防敷幅は、190~220mにおよび、延長1m当りの堤防体積は、612~684m³ (堤頂幅6m)となる。そこで、圧密による粘土層の強度増加を考慮した解析を行なった。

第1期の盛土は、自然のままの地盤上に施工することになるので、大きな荷重とすることは不利である。一方地盤の圧密効果を発揮させるためには、かなりの荷重量が必要である。そのため、じやっかんの予備計算を行なった上で、第1期施工高は2m、敷幅44m、斜面コウ配を2割にとった。以後毎年高さ1mずつ施工するという基本方針である。

地盤が厚い軟弱粘土層より成ることから、安全率は1.3にとった。また、盛土に用いる予定の筑後川河口付近の砂に対する室内試験から、Table 5-1の結果を得たので、盛土の単位重量は、最大値である水中振動

Table 5-1. Measurement of Unit-weight.

Test No.	Void Ratio	Unit Weight (t/m ³)	Note
1	0.99	1.33	Gently pouring dry sand
2	0.68	1.58	Vibrating pouring dry sand
3	0.65	2.01	Vibrating pouring in water
4	0.72	1.94	Compacting by rubber stopper in water
5	0.71	1.98	Gently compacting by hand

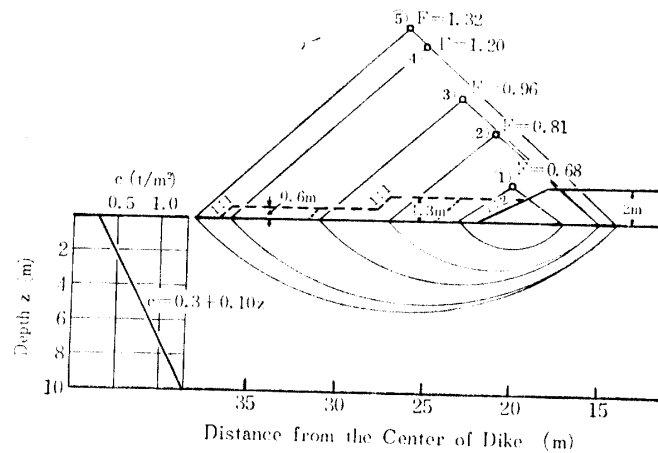


Fig. 5-4. Stability Analysis of the First Construction Period.

縮めの飽和単位重量 $2t/m^3$ をとった。

この砂を、高さ 2m に盛上げて安全率 1.3 を保つには、Fig. 5-4 に示す押え石工が必要である。この場合、地盤支持力をはるかに上まわる載荷をしているために、安全率が 1.0 以下となる範囲が広い。そのため、限界円①に対して安全率を 1.3 とする押えを施工しても、まだ別の円弧が安全率 1.0 以下の限界円②となる。したがって、さらに計算を繰返して、図に示すように、②、③、④、⑤と押え石量を増していき、どの円弧でも安全率が 1.3 を越えることを確かめた。結局、堤防本体頂上の端部から測って、約 19m の押え石工となる。単純斜面の断面で計算すると、斜面長約 20m でコウ配 10 割となる。ここでは第 2 期以降の計算のつごうで、あえて計算を行なった。

第 2 期盛土を施工するときの地盤の強さを、本研究の強さ理論から求めると、Fig. 5-5 のようになる。粘

土層の圧密係数 c_v は、平均して $1.7 \times 10^{-3} cm^2/sec$ であり、下は岩盤に続くので、圧密時の排水面は地表面のみである。また、三軸試験による圧密-非排水せん断抵抗角 ϕ_{cu} は、 14° で、 $\tan \phi_{cu} = 0.25$ となる。なお、Fig. 5-4 の計算で追加した押え石工は、圧密には関与しないものとし、基本断面の重量のみを圧密荷重と考えて、J.OSTERBERG⁴⁴⁾ の影響係数により、地盤内応力を求めた。

Fig. 5-5 に示した強さの分布は、盛土の中央から 2m ごとりの位置における鉛直方向のものであり、これを 3 グループに大別することができる。すなわち、盛土頂面の平坦部分の下の地盤土(A)、斜面部分の下の地盤土(B)と、斜面先から外側の地盤土(C)とである。これら 3 グループ内の非排水強さ分布曲線から、最もひかえ目にとった直線をもってそのグループの代表線とし、図中の、①~⑥の 6 本の太い破線で示している。各直線が強さの分布を表わす領域は、Fig. 5-6 の鎖線で表わすようになる。各領域の番号①~⑥は、Fig. 5-5 の直線の番号と対応する。

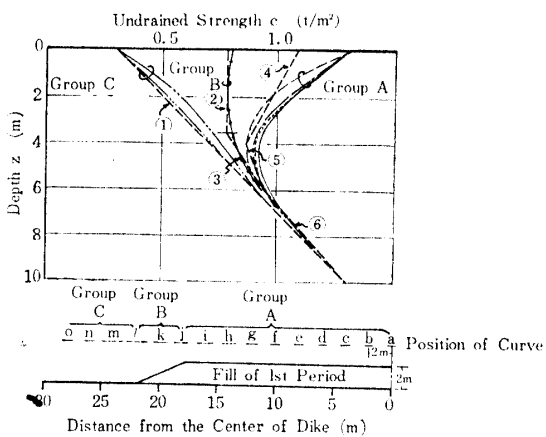


Fig. 5-5. Distribution of Strength in the Ground at the Start of the Second Construction Period,

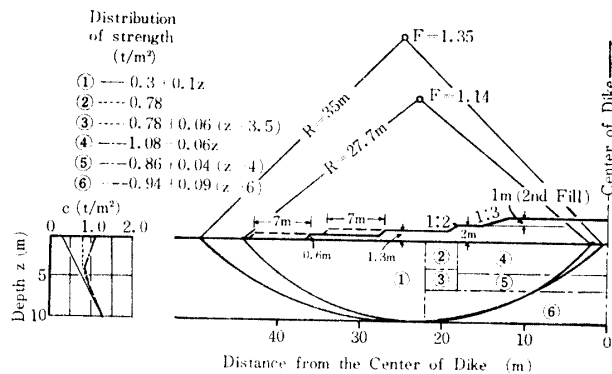


Fig. 5-6. Stability Analysis of the Second Construction Period,

このような地盤上に、第2期の盛土(高さ1m)を施工したときの安定解析を、Fig.5-6に示す。この段階で、限界円は深さ10mにある基盤層に接している。安全率1.14を1.30以上とするために、破線のように押え工を増加する。これによって、限界円はより大きなものとなり、安全率は1.35を示す。

以下同様にして、第2期盛土施工後1年経過したときの地盤内の強さ分布の推定と、この地盤に第3期盛土を施工した場合の安定解析をおこない、さらに第4期、第5期と解析を続けた。第3期の施工で、押え工の増加によって安全率が1.33となるが、押え工先端の高さが1.3mとなるため、この部分にも限界円が現われる。高さ0.6mの押え工を延長しているのは、このためである。第4期工事では、地盤内の強さの変化が下層にまで及んでいるが、堤体も高さ5mに達している。そのため、安全率極小点が2カ所に現われ、半径の小さい方の限界円に対処するために、高さ2mの

押え工を、2.5mにまで高める。第5期工事でも、安全率の極小点が2つ現われる。このときは、台形荷重のために施工土量が少なくなり、地盤の強さも下層までかなり増大しており、安全率の値はどちらも小さくはない。最小値は目標の1.3を僅かに下まわっているにすぎないこと、荷重はこれ以上増加せず、圧密の進行により地盤は強くなる一方であることを考えれば、押え工の補正は不要といえる。しかし、安全率1.3以上という原則を貫くためには、Fig.5-9の破線のように、厚さ0.5m、長さ約12mの押え工を追加せねばならない。

以上の計算による最終断面に基づき、実施断面として、第1期は高さ2m、斜面コウ配10割を持つ、敷幅124mの盛土とし、第2期は、高さ1m、コウ配2割、敷幅64mの盛土を重ね、以後毎年、基本計画通りの、高さ1m、斜面コウ配3割の断面を施工していけばよい。この実施断面は、堤防敷幅124m、延長1m当り

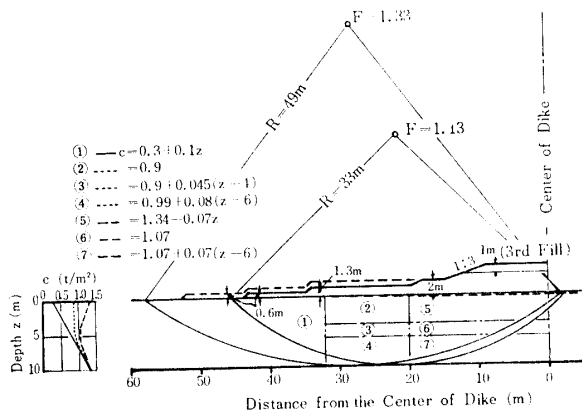


Fig. 5-7. Stability Analysis of the Third Construction Period.

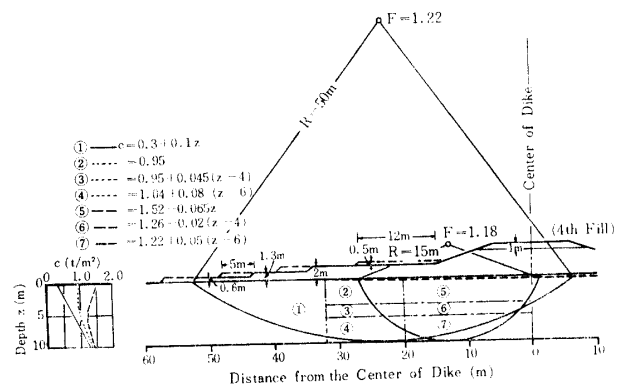


Fig. 5-8. Stability Analysis of the Fourth Construction Period.

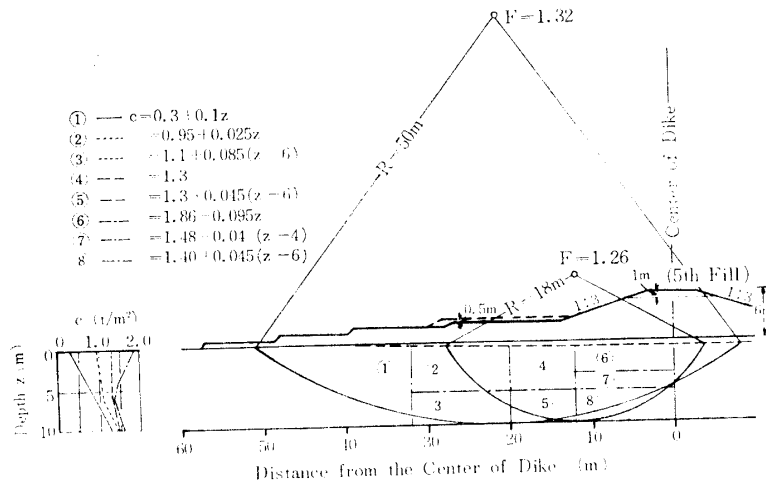


Fig. 5-9. Stability Analysis of the Fifth Construction Period.

の堤体積 298 m^3 となり、強度増加を無視した断面に比べて、敷幅は 56%，堤体積は 44% という効率的な設計となった。

5-4 あとがき

七浦地区の例は、その建設工事に当って計画された試験堤防の設計に本理論を適用したものであった。しかし、これでも工事費が過大となるということで、試験堤防は中止された。その後、在来の直立型堤防で、年間施工高さを $0.3 \sim 0.6 \text{ m}$ 程度とした緩速工法をとり、毎年地盤土の強さの変化を調査しつつ施工が続けられた⁴³⁾。

また、地盤に砂質層を含んだ国造地区の試験堤防設計にも本理論を適用し¹⁸⁾、地盤中の間ゲキ水圧、沈下量、地盤土の強さの変化を調査しつつ工事がおこなわれた。地盤土層が合成型で複雑であったため、非排水強さの増加の様相は、十分把握することができなかったことが報告されている³⁰⁾が、試験堤防は無事完成した。

このほか、熊本県日奈久地区の干拓堤防も、この方式で安定解析をおこなったもので、順調に工事が進行した。

謝辞 本研究の遂行には、農林省農業土木試験場佐賀支場の、山口英太郎元支場長をはじめ、研究員各位の御協力、御鞭撻を受けてきた。また、現地調査等に当っては、九州農政局や佐賀、長崎、熊本各県の、関係部局の方々の御援助を頂いた。最後のとりまとめに当っては、九州大学藤川武信教授の御指導を賜わった。さらに、当研究室の、阿部元教授、河原田教授をはじめ、研究室員各位の御鞭撻も忘れることはできない。ここに付記して、深く感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 赤井浩一：土木論集，(60)，46～53 (1959)
- 2) 赤井浩一，柴田徹：土木学会誌 **40** (4)，51～56 (1955)
- 3) 赤井浩一，山本順一：16回土木講演概要 I，43～44 (1961)
- 4) 赤井浩一，小谷章，足立紀尚：土木論集(90)，1～8(1963)
- 5) 赤井浩一，足立紀尚：土木論集(113)，11～27 (1965)
- 6) 網千寿夫，門田博和：15回土木講演概要 I，17～18 (1960)
- 7) BISHOP, A.W. ; *Geotechnique*, **2** (2), 113～116, (1950).
- 8) BISHOP, A. W. and L. BJERRUM ; *Proc. Research Conf. on Shear St. of Cohesive Soils*, 437～501, (1960).
- 9) BISHOP A. W. and D. J. HENKEL ; *The Measure. of Soil Prop. in the Triax. Test*, Edward Arnold, London, 228p.
- 10) BJERRUM, L. ; *Geotechnique* **2**, 209～218, (1951).
- 11) BJERRUM, L. and N.E. SIMONS ; *Proc. Research Conf. on Shear St. of Cohesive Soils*, 711～726, (1960).
- 12) CASAGRANDE, A. and D. WILSON ; *Proc. 3rd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, **1**, 106～110, (1953).
- 13) 土木学会；土木工学ハンドブック，河川，1893～1987，(1964).
- 14) 藤川武信；九州農試干拓報 **33**，1～87 (1954).
- 15) 藤本治義，柴田秀賢（編）；地質学ハンドブック，p. 21 (1966).
- 16) 藤田則之，馬場博；土と基礎 **3** (10)，37～43 (1955).
- 17) 藤田則之，百濟輝久，原田慎一；土と基礎 **8** (6)，4～17 (1960).
- 18) 福田重光；農土九州講演集，34～42 (1963).
- 19) 福岡正己；土と基礎特 **3**，20～24 (1960)
- 20) GIBSON, R.E. ; *Proc. 3rd Int. Conf. S.M.F.E.*, **1**, 126～130 (1953).
- 21) HENKEL, D. J. ; *Geotechnique*, **10**, 41～54, (1960).
- 22) 石井靖丸，倉田進，藤下利男；土木論集，30，1～92，(1955).
- 23) 川上浩；土と基礎，**11** (3)，17～22 (1963).
- 24) KOGAN, Y. L. ; *Soil Mech. and Found. Eng.*, **1**, 45～48 (1964).
- 25) 熊本農地事務局計画部；有明海土質調査報告書 (1962)
- 26) 九州農政局；長崎干拓調査報告書 (1965).
- 27) LAMBE, T.W. ; *Proc. Research Conf. on Shear St. of Cohesive Soils*, 550～580, (1960).
- 28) 三笠正人；土と基礎，**11** (3)，31～42 (1963).
- 29) 湊正雄，井尻正二；日本列島，岩波書店，206p, (1958)
- 30) 宮原古秋，榎七次，大藪好弘，福田重光；農土九州講演集 17～20 (1967).
- 31) 森麟；土と基礎 **10** (1)，13～18 (1962).
- 32) 守谷正博；土と基礎 **3** (8)，27～30 (1955).
- 33) 中野尊正；日本の平野，古今書院 320p. (1956).
- 34) 中野坦；土と基礎 **8** (3)，29～33 (1960).
- 35) 難波直彦，永石義隆，村岡嘉邦；農土研 **29** (1)，40～41. (1961).
- 36) 難波直彦，永石義隆；土とコンクリート (30)，3～13 (1962).
- 37) 難波直彦，永石義隆；土とコンクリート (33)，41～55 (1963).
- 38) NISHIDA, Y. ; *Jour. of A. S. C. E.*, **82** (SM-3), 1～14 (1956).
- 39) 農林省長崎干拓調査事務所；長崎干拓地区地質調査関係図，(1958).
- 40) 農林省農業土木試験場佐賀支場；38年度津奈木地区堤防安定調査報告書（複写版），(1964).
- 41) 農林省金剛干拓建設事業所；農土再テキスト II，237～239 (1954).
- 42) 農林省農地局開墾建設課（監）；開拓・干拓総覧，土地改良新聞社 (1964).
- 43) 岡晃，永石義隆，村岡嘉邦，山下恒雄；農土九州講演集 133～134 (1965).
- 44) OSTERBERG, J.O. ; *Proc. 4th Int. Conf. S.M.F.E.*, **1**, 393～394 (1957).
- 45) PALMER, L.A. and P. P. BROWN ; *Proc. 4th Int. Conf. S. M. F. E.*, **1**, 395～398 (1957).

- 46) 柴田徹, 高野耕輔; 16回土木講演概要 I, 3~4 (1961).
- 47) SILVERIA, I.; *Proc. 3rd Int. Conf. S.M.F.E.*, 1, 55~56, (1953).
- 48) SKEMPTON, A.W.; *Proc. 2nd Int. Conf. S.M.F.E.*, 1, 192~196, (1948).
- 49) SKEMPTON, A.W.; *Geotechnique* 4(4), 143~147, (1954).
- 50) SKEMPTON, A.W. and A. W. BISHOP; *Geotechnique* 2, 90~108, (1951).
- 51) SKEMPTON, A. W. and V. A. SOWA; *Geotechnique* 13(4), 269~290, (1963).
- 52) 高田雄之; 干拓計画論 I, 九大農工教室, (1952).
- 53) 高山昌照, 宮原吉秋, 中村六史; 土と基礎14(4), 23~29, (1966).
- 54) 竹中準之介; 14回土木講演概要 II, 43~47, (1959).
- 55) 竹中準之介; 17回土木講演概要 III, 7~14, (1962).
- 56) 竹中準之介; 土と基礎, 12(6), 39~46, (1964).
- 57) TAYLOR, D. W.; *Publ. of MIT, Depart of C. and S. Eng.*, 82, (1942).
- 58) TAYLOR, D. W.; *Fundamentals of Soil Mechanics*, J. Wiley (1948).
- 59) TERZAGHI, K.; *From Theory to Practice in Soil Mechanics*, J. Wiley, (1960).
- 60) TERZAGHI, K. and R. B. PECK; *Soil Mechanics in Engineering Practice*, J. Wiley, (1948).
- 61) 友宗忠雄, 小川泰恵, 藤田則之, 百濟輝久; 農土研 26(4), 44~52, (1958).
- 62) TSCHEBOTARIOFF, G. P.; *Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures*, McGraw-Hill, (1951).
- 63) 運輸省第4港湾建設局小倉材料検査場; 八代港工業埠頭土質調査報告, (1958).
- 64) 内田一郎, 松本鍊三; 土と基礎 7(5), 20~25, (1959).
- 65) WHITMAN, R. V.; *Proc. Research Conf. on Shear St. of Cohesive Soils*, 581~614, (1960).
- 66) 山口英太郎, 宮原吉秋, 難波直彦, 岡晃, 永石義隆; 九州農試彙報 4, 529~547, (1957).
- 67) 山口英太郎, 難波直彦, 中村六史, 永石義隆; 九州農試彙報 6(2), 135~143, (1960).
- 68) 山口英太郎, 難波直彦, 岡晃, 永石義隆, 村岡嘉邦; 土質秋期講演概要, 7~8, (1960).
- 69) 山口英太郎, 難波直彦, 岡晃, 永石義隆, 村岡嘉邦; 農土試報告(2), 509~566, (1964).
- 70) 山口英太郎, 岡晃; 九州農業研究(22), 159~160, (1960).
- 71) 吉田稔, 清水孝純, 今井外志夫; 土と基礎 5(5), 4~8, (1957).

Summary

The present study is designed to investigate the mechanical characteristics of alluvial clays in shore and lake-reclamation areas, and to bring forth a theory for rational and economical stability analysis applicable on the foundation-ground of reclamation dike.

Soil layers in the areas on which reclamation-lands have been constructed are divided, on the basis of topographical consideration and investigated data, into estuary delta layer and sea- or lake-bottom clay layer. The latter, containing many problems concerning mechanical stability of soil, is classified into three types; still water type, compound I type and compound II type. The following is made clear after the investigation carried out on soil explorations and field experiments in the Ariake Sea and the Shiranuhi Sea.

That is, (1) in fresh alluvial clay, void ratio or water content generally decreases exponentially with the increase of depth or pressure, seeming to be in the state of equilibrium at water content near the liquid limit. The pore water at the shallow part of marine clay layers of still water type is of high salt density. The clays containing much amount of very fine particles below 2μ in diameter are of high sensitivity, owing to the flocculation act at sedimentation and to the chemical bonding force derived from agglutinative action of salts. They are in the state of equilibrium at water content higher than the liquid limit, some of them having pre-consolidation pressure which is larger than over-burden pressure. It seems that they also are normally consolidated clay, having endowed with structural strength. (2) Unconfined compression strength is generally small, being proportional to over-burden pressure. It is proved, in thick clay layer, that in analysing stability immediately after loading the analysis should be based on undrained shear strength. This is applicable not only to the natural ground, but also to the ground consolidated by added load. (3) The settlement of constructed dike roughly coincides with the value calculated, basing on one-dimensional consolidation theory.

Some experiments are performed for the purpose of confirming the relation between undrained strength and void ratio (or water content), or that between undrained strength and soil structure (or stress history). Results of the experiments using natural samples and some samples in which the water content are controlled by triaxial consolidation and by air-drying show that some exponential relation exists between water content and unconfined compression strength, though rather scattered, and varies in accordance with the difference of soil structure (or stress history). On the other hand, unconfined compression strength is proportional to consolidation pressure, being unconcerned with soil structure or stress history. This relation is applicable also to the state under the process of consolidation, by taking account of the effective consolidation pressure at the

respective time. The result is proved to be theoretically based on Mohr-Coulomb's criteria, and undrained shear strength is expressed in the form of the function of effective consolidation pressure.

The conclusion of the present study is as follows:—The undrained shear strength of the alluvial clays, such as saturated clay forming the foundation ground of reclamation dike in the Ariake Sea, depends on the effective consolidation pressure brought forth by loading. This character is tenable, regardless of the existence of structural strength by agglutinative action. Therefore, the relation between the effective consolidation pressure and the undrained shear strength including the consolidation under way is to be given by the total stress expression of the results of consolidated-undrained triaxial tests.

It is proposed that tangent of the angle of shearing resistance ϕ_{eu} should be used as the coefficient of shear strength increase (ratio of the increment of shear strength to the increment of effective consolidation pressure), because of some possible differences of the consolidation-condition inevitable between field and laboratory, and in consideration of some other errors.

Some instances of application to actual reclamation dikes of the present theory and proposal, give proof to the adequacy of the method.