

1. "cとφを考える" 開始にあたって

—cとφの解釈について—

なか せ 瀬 あき お 男*

1.1 まえがき

土塊に水圧のような等方的な圧力を加える際に生ずる現象は、一般には体積の減少のみでいわゆる破壊という現象は見られない。しかし、せん断応力を加えると土は変形し、応力がある値に達すると応力のわずかな増加に対して変形が著しく大きくなったり、明りょうなスベリ面が現われて土塊は破壊する。土が破壊する際のせん断応力、いいかえれば破壊の際に土が発揮するせん断抵抗を土のせん断強さという。

基礎やクイの支持力、土圧、斜面安定などの問題においては、地盤または土体内でせん断破壊が生ずる極限状態を考え、土中で実際に発生するせん断応力が土のせん断強さ以下の値となるようにする。したがって、土質基礎工学の設計業務においては土のせん断強さを取扱う場合が多い。

しかし、このような設計業務に従事する側からの意見として、土のせん断強さを設計に適用する際の扱い方が十分に理解し難いという声が強い。その理由の最大のものは、土のせん断強さがその土に固有なものではなく、条件によって変化するということである。いいかえれば、土のせん断強さは、土の性質というよりはむしろ土の挙動あるいは外的条件に対する応答のようなものだからである。したがって、同種の土でも条件が異なれば、設計に適用するせん断強さは異なることがあり得るのである。

設計において土のせん断強さを扱う際には、せん断強さを求めるための基礎的な定数つまり強度定数の形で適用するのであるが、この強度定数の選定が土の種類や条件によって異なる。本講座は、実際問題で取扱うことの多い代表的な土の種類について、その強度定数の扱い方や考え方、ならびに実際的な注意事項について述べるものであるが、具体的な事項に入る前に一般的な土のせん断強さの考え方についてその概略を説明することにしよう。

1.2 土のせん断強さに影響する要素

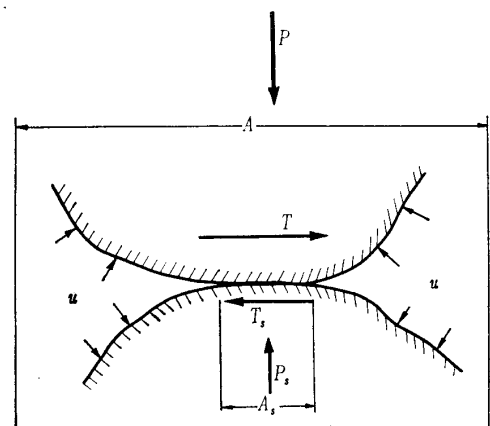
土には粘土から砂レキに至る種々のものがあるが、いずれも土粒子から構成されるものであって、そのせん断強さは個々の土粒子の接触点でのせん断抵抗から成立っている。せん断変形あるいはせん断ヒズミも個々の土粒子の接触に

おける相対的移動より成立つものである。

このように、基本的には二つの土粒子の接触点におけるせん断抵抗やせん断ヒズミを考えるわけであるから、せん断強さに対する影響要素としてまず考えられるものは、2個の土粒子を相互に押しつけている圧力、つまり粒子間の接触面に働く直応力の大きさである。

工学材料として土塊を考える際には、土粒子によって構成される土粒子骨格と、その間ゲキを満たす間ゲキ流体（水または空気）よりなるものとする。したがって、土塊に外部的に力を加える場合には土粒子接触部の圧力と共に間ゲキ流体の圧力つまり間ゲキ圧も変化する。図—1.1は土粒子の接触部を模式的に描いたものである。せん断はこのような接触面を連ねた面に沿って行なわれるのであるが、接触部の面積を A_s 、1対の接触土粒子の占める面積を A とする。1対の接触土粒子に外部的に作用する力の接触面垂直および平行の成分をおのおの P および T とする。 P_s および T_s は、この接触部分に働く力の2成分である。 u は間ゲキ圧である。

土塊内のせん断面について平均的に考えれば、せん断面上に外部的に加わる直応力は $\sigma = P/A$ である。一方、土粒子の接触部に働く直応力すなわち粒子間応力は $\sigma_g = P_s/A$ と定義されるもので、図—1.1を参照して $P = P_s + (A - A_s)u$ の関係から $\sigma_g = \sigma - (1 - a)u$ と表わされる。 $a = A_s/A$ は接触面積比である。しかし、土粒子の接触部のせん断抵抗を考える場合、その摩擦抵抗を支配する直応力はこの粒子間応力ではなく、 $\sigma' = \sigma - (1 - fa)u$ の形で表わされる



図—1.1 土粒子の接触

* 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科

講座

ことが認められている。 f は土粒子のせん断特性に関係する係数である。この場合、 fa の値は1に比べて十分小さいので工学上はこれを無視し、土のせん断抵抗に関して支配的な直応力として

$$\sigma' = \sigma - u \dots \dots \dots (1.1)$$

を考える¹⁾。 σ' を有効応力という。上述のことからわかるように、有効応力 σ' は粒子間応力 σ_0 より多少小さいが、その概念としては粒子間応力の全体的な平均値のようなものと考えてよい。

土のせん断抵抗や体積変化に直接影響する応力成分はこの有効応力であり、間ゲキ圧の値自体は式(1.1)によって有効応力を求めるのに用いられるが、直接的にせん断強さや体積変化に寄与することはない。この意味で間ゲキ圧のことを中立応力ということがある。式(1.1)において外部の応力 σ を有効応力と区別して全応力という。

上粒子間の接触ということから、土粒子の種類つまり土の種類もせん断強さに対する影響要素となる。砂レキのような土粒子同志の接触においては土粒子の形状や表面の粗さなどが問題となるし、粘土粒子のように微小なものでは土粒子間に働く引力や接触点における凝結作用などが問題となる。砂と粘土の中間的な大きさのものとしてシルト粒子があるが、その性質はむしろ砂に近い。

土の種類が同一であってもその状態が異なればせん断強さに異なった影響が現われる。ここでいう土の状態とは密度(または間ゲキ比)と飽和度のことである。

一般に行なわれる地盤改良が主として土の密度の増加を目的とすることでわかるように、密度が増大すればせん断強さも大きくなる。土粒子の集合体としての土塊をせん断すると、せん断に伴ってその体積が変化する性質があり、これをダイレイタンスと呼ぶ。密な土では体積が増加し、ゆるい土では反対に体積が減少する。ある外部的な拘束圧のもとで土塊の体積が増加する場合には土が拘束圧に抗して仕事をすることになり、その分だけせん断強さが増加することになる。したがって密な土ほどこの仕事によるせん断強さの増加分が大きい。また粘土粒子間の凝結作用や粒子間引力も密度の大きなものほど大きい。

密度が等しい場合でも飽和度が異なればせん断強さが異なることがある。飽和した土に対して間ゲキ水の出入りを止めた状態でせん断すれば、密度は変わらず間ゲキ圧が変化するのみであるが、不飽和の土の場合には間ゲキ空気体積変化によって土の密度が変化し、せん断強さも変化する。

土のせん断強さに影響する要素として、有効応力、土の種類、密度、飽和度をあげたが、この他に特に最近になって注目されている要素として土の構造と呼ばれるものがある。これは土粒子骨格の構造様式、または土粒子の配列状況のことで、砂の場合には密度または間ゲキ比の不均一性および土粒子の接触点の数とその接触角の分布状況などが

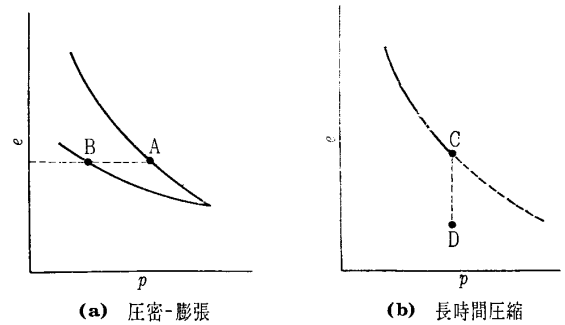


図-1.2 土の構造の異なる例

その表われとなる。粘土の場合には特に構造の影響が大きいとされており、その代表的な場合として図-1.2(a)のように圧密や膨張と関連して等しい間ゲキ比を有するAとBの試料、(b)図のように長時間一定荷重のもとで圧密された場合に等しい有効応力に対応するCとDの試料は、おのおのその構造が異なるとされている。粘土の構造に関連して、土粒子間の凝結作用やダイレイタンスの性質の異なることが問題とされるのである。また、粘土を練返すとそのせん断強さが著しく減少するが、これは粘土の構造が破壊されて凝結作用を主とする構造の固有の強さの消失することが大きな原因とされている。

1.3 土の破壊規準と強度定数

土のせん断強さはせん断過程の条件によってその値が変化する。設計において必要とするせん断強さは、対象とする建設工事における条件のもとでの最大せん断抵抗であるから、これらの条件をすべて実験室内で再現してせん断試験を行ない、そのおのおのについて最大せん断抵抗を求めればよいことになる。

しかし、一つの工事においてもせん断の条件は無数に存在し、それらをすべて実験室で再現することは不可能である。そこで、せん断強さとせん断条件を表わす変数の間の関係式を用いて、その式によって種々の条件のもとでのせん断強さを計算するということが行なわれる。この関係式を破壊規準といい、その式に含まれる定数を強度定数という。実際に用いられる破壊規準においては、変数としてせん断面上の直応力を考え、土の種類や状態などの要素の影響は強度定数に含ませる。

1.3.1 クーロンの破壊規準

図-1.3のように、二つの剛体ブロックが直応力 σ のもとでせん断された場合に、最大せん断抵抗 τ_f が求められたとする。 σ の値を変えていくつかのせん断を行ない、おのおの場合の σ と τ_f の関係を描くと図-1.4のようになり、 σ と τ_f の関係としてつぎのようになる。

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \dots \dots \dots (1.2)$$

この式をクーロンの破壊規準という。この式において変数は σ で、 c と ϕ が強度定数である。 c は直応力に無関係な抵抗で見かけの粘着力といわれ、 ϕ は σ に比例する摩擦抵

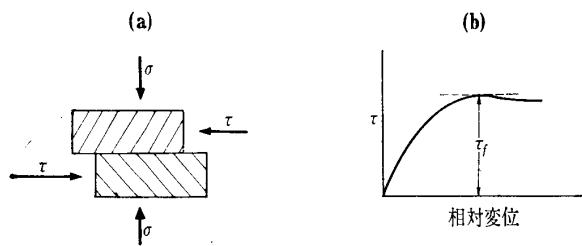


図-1.3 ブロック間のせん断

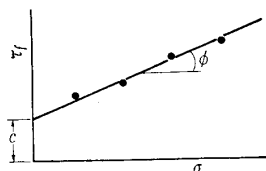


図-1.4 クーロンの破壊規準

抗を表わすものでせん断抵抗角と呼ばれるものである。

c については粘着力, ϕ については内部摩擦角という名称が用いられることもあるが, 土のせん断特性の研究における多少厳密な解釈によって, 有効粘着力および有効摩擦角という強度定数が定義されている²⁾。したがって实用破壊規準における c と ϕ は, 図-1.4 に示す直線の切片と傾度ということで, 見かけの粘着力およびせん断抵抗角という名称を用いる方がよい。

土の構造の考えに基づく解釈によれば, せん断抵抗は土の構造的強さと土粒子間のせん断抵抗の2成分に分けられる。構造的強さは土粒子間の凝結作用によるものである。土粒子間のせん断抵抗とは接触する粒子間の相対変位に伴って生ずるもので, これには土粒子表面の物理化学的性質による粘着力的成分と摩擦力的成分に分けられる。したがって, 式(1.2)の見かけの粘着力の項は, 土粒子間の凝結作用によるものと, 土粒子表面の微構造に基づく粘着力的成分の両者をまとめたものと考えられる³⁾。

1.3.2 モール・クーロンの破壊規準

外力を受ける物体の内部の任意の面上の応力を調べると, その面上の直応力 σ とせん断応力 τ が求められるが, ある面上では σ 成分のみ作用して τ 成分が作用しないことが認められる。このような面を主応力面といい, その面上の σ を主応力という。一般に主応力面(したがって主応力)は三つ存在し, おのおのは互に直交している。主応力は大きさの順に $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ と表わす。

図-1.5(a) のように二つの主応力面と主応力の大きさがわかっている場合, σ_1 の働く面と α の傾きをなす面上の応力成分 σ_α と τ_α は, (b) 図のように中心が $\sigma = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$, 直径が $(\sigma_1 - \sigma_3)$ なる円の円周上のA点の座標で表わされる。これがモールの応力図である。

$(\sigma_1 - \sigma_3)$ の値を増大させるとモールの応力円も大きくなるが, $(\sigma_1 - \sigma_3)$ がある大きさに達して物体が破壊するとき

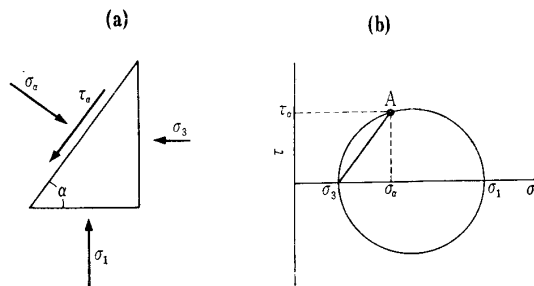
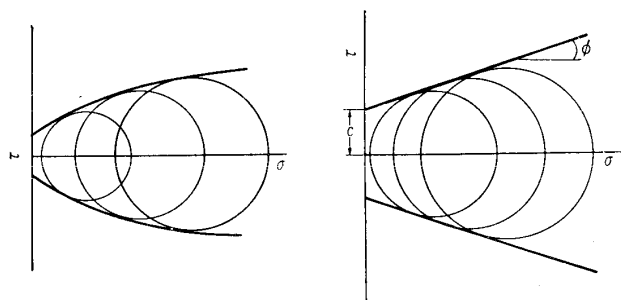


図-1.5 モールの応力図



(a) モールの破壊規準 (b) モール・クーロンの破壊規準

図-1.6 モールおよびモール・クーロンの破壊規準

の応力円すなわち破壊応力円より大きくなることはない。 σ_1 と σ_3 の種々の組み合わせについて破壊応力円を描くと, 図-1.6(a) のように破壊応力円の包絡線が求められる。この包絡線が破壊時の σ と τ の関係を表わすもので, 一般には $\tau_f = f(\sigma)$ の形となる。これがモールの破壊規準である。

土についてこのモールの破壊規準を調べると, 実験室内で普通に考えるような圧力の範囲内においては, 破壊応力円の包絡線が図-1.6(b) のように直線となることが経験上知られている。この場合の破壊規準はモールの規準とクーロンの規準の両者を含んだものと考えられるので, 図-1.6(b) のように表わされるものをモール・クーロンの破壊規準といい次式のように表わす。

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 2c \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi \dots\dots\dots (1.3)$$

クーロンの破壊規準は σ と τ_f の関係より求めるので, 一面せん断試験や単純せん断試験の場合に適用し, モール・クーロンの破壊規準は主応力の値から求めるため, 三軸圧縮試験の場合に適用する。

1.3.3 強度定数

式(1.2)および式(1.3)の破壊規準は, いずれも一般形としてその考え方を表わしたものである。すなわち, 土のせん断強さは直応力に無関係な成分と, 直応力に比例する成分からなるということである。

もともとはこれら破壊規準に含まれる強度定数 c と ϕ は土についての定数と思われていたのであるが, 有効応力の考え方が一般化されるに従って, これら定数が土中の有効

講 座

応力の変化状況によってその値を異にすることが知られてきた。いかえれば、強度定数 c と ϕ はせん断時の条件によってその値が変化するものであり、せん断条件によってその値が定まる実験定数であると考えられるようになったのである。

クーロンの破壊規準もモール・クーロンの破壊規準もいずれも最大せん断抵抗を与えるものであり、せん断開始から最大抵抗が生ずるまでのせん断抵抗の変化やヒズミの変化などの要素は含んでいない。

一般に c と ϕ はせん断ヒズミと共に変化するが、 c と ϕ とではヒズミに対応する変化状況が異なっていることが知られている。図-1.7 は三軸圧縮試験における c と ϕ のヒズミに対する変化状況の一例を描いたものである⁴⁾。この場合の c と ϕ は有効主応力の変化からモール・クーロンの規準で求めたものである。この例においては、最大せん断抵抗が最終測定ヒズミの 9.5% で現われているので、一般的にはこのヒズミにおける c と ϕ の値が報告されるのみである。強度定数のヒズミに伴う変化状況、いかえれば各抵抗成分 c と ϕ がヒズミの増加と共に発揮される割合については、定量的には十分に調べられていない。

土のせん断においては、最大せん断抵抗が現われたのちせん断抵抗は減少し、図-1.8 のように最終的には残留抵抗 τ_r に落ち着くことが知られている。このようなせん断抵

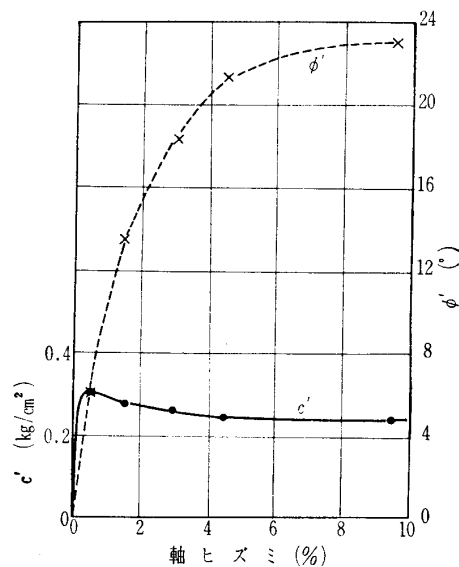


図-1.7 ヒズミに伴う c と ϕ の変化の例 (Schmertman and Osterberg, 1960)

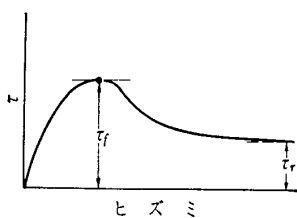


図-1.8 残留せん断強さ

抗の変化状況はゼイ性指数 $I_B = (\tau_f - \tau_r) / \tau_f$ で表わされる⁵⁾。硬質粘土の斜面安定などにおいて、このようなせん断抵抗の減少を考慮して設計計算を行なうことがあるが、その場合の c と ϕ は残留せん断強さ τ_r に対応して求めるのである。

1.4 セン断試験と強度定数

土のせん断強さはせん断の条件で変化するので、 c と ϕ の値も当然試験条件によってその値が変化する。せん断強さに影響するせん断試験の条件としては種々のものが考えられるが、標準化しやすく実験室で制御が容易ということから、せん断過程前の圧密とせん断過程中の排水の両条件を組み合わせて三つの標準的試験条件が定められている。

(1)非圧密非排水せん断 (UU 試験またはU試験)

せん断前に圧密を行わず、せん断過程においては土中の間ゲキ流体の排出入を許さない非排水条件とする。この試験で求められる強度定数は c_u , ϕ_u と表わす (飽和土の ϕ_u は常に $\phi_u = 0$ である)。

(2)圧密非排水せん断 (CU試験)

せん断前に圧密を終了させ、せん断過程では非排水条件とするもの。この試験で求められる強度定数は c_{cu} , ϕ_{cu} と表わす。せん断過程で土中の間ゲキ圧を測定し試験結果を有効応力に関して整理すれば、有効応力に関する強度定数 c' と ϕ' が求められる。

(3)圧密排水せん断 (CD試験またはD試験)

せん断前に圧密を終了させ、せん断過程では間ゲキ圧が一定値 (普通は大気圧と等しくする) になるように間ゲキ流体の排出入を許す、いわゆる排水条件とするもの。この試験で求められる強度定数は c_d , ϕ_d と表わす。

以上の3条件は飽和した土に対応したものであるが、不飽和土の場合の非排水条件は供試体の体積を一定にするということになるが、実際問題における条件を考えて、間ゲキ流体の排出入を許さないという制御が行なわれるのが普通である。せん断試験によって c と ϕ を求めるためには、図-1.4 に示したようにいくつかの異なった直応力 σ (三軸試験の場合には拘束圧 σ_3) のもとでせん断を行なうのであるが、上の三つの標準条件の中の圧密とは、この異なった σ のもとでの圧密を考えたものである。したがって、いくつかの供試体のある一定圧力で圧密したのちに、 σ を変えて非排水せん断を行なうものは非圧密非排水せん断と分類される。

ここに述べた3条件は世界共通のもので、UUまたはU、CU、CDまたはDという記号のみで理解されるようになっている。もちろんせん断に関してはこの他にも無数の条件が存在するわけであるが、もしも不完全排水というような条件で試験を行なえば、その条件を報告するための詳細なデータが必要となり実用的でない。

CU試験において間ゲキ圧を測定し、式(1.1)によって

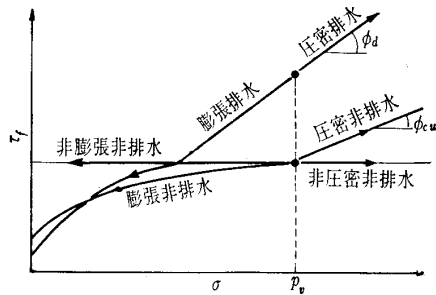


図-1.9 セン断条件によるセン断強さの変化

求めた有効応力で試験結果を整理すると c' と ϕ' が求められる。一方、D試験においては普通は $u=0$ という条件を採用するため、試験結果は常に有効応力で整理することになり、したがって $c'=c_a$ 、 $\phi'=\phi_a$ と考えてよい。

上に述べたように、強度定数には試験条件または決定方法を表わすためのサフィックスまたはダッシュをつける必要がある。一般的議論においてはサフィックスのない c と ϕ を考え方として用いることがあるが、設計に用いる場合のようにその数値が問題となるときにはサフィックスのない c と ϕ は無意味である。わが国の海底のチュウ積粘土の ϕ についてその代表値を示せば、 $\phi_u=0^\circ$ 、 $\phi_{cu}=15^\circ\sim 20^\circ$ 、 $\phi_a=30^\circ\sim 35^\circ$ である。

セン断条件の相違による土のセン断強さの変化状況を表わす例として、有効土カブリ圧 p_v なる正規圧密飽和粘土のセン断強さの変化を模式的に描いたものが 図-1.9 である⁶⁾。膨張は圧密の逆の過程であるが、 σ の減少が著しくなると排水条件のもとで吸水が行なわれるようになる。

1.5 c と ϕ の設計への適用について

1.5.1 セン断に関する土の分類

土を構成する土粒子はその大きさによって粘土、シルト、砂、レキなどに分類されるが、単一の種類の土粒子からなる土は自然には存在しない。砂地盤といわれるものは構成土粒子がほとんど砂粒子であるということであり、粘土地盤は構成土粒子の半分以上が粘土粒子であるものをいう。

土質力学の教科書ではセン断に関して土を2種類に分けるのが普通である。すなわち、土粒子の接触点における凝結作用や引力の作用が無視し得るものを粘着性のない土または砂質土とし、この作用がセン断抵抗に重要な影響を有するものを粘着性のある土または粘性土とするものである。しかし、このような土粒子接触点における微構造に基づく作用は自然の土においては多少とも存在し、しかもその影響は土の粒度やコンシステンシー特性と共に連続的に変化すると思われるので、実際問題において砂質土か粘性土かの判断に苦しむことが多い。

工学材料として考える場合、砂と粘土の最も重要な相違点はその透水係数の値である。砂は透水性がよいために、外部圧力の増加に対して発生した間ゲキ圧がすみやかに消

散し有効応力が増加する。しかし粘土の場合には外部圧力の増加により発生した間ゲキ圧の消散に長時間を要するため、有効応力の変化が非常に遅い。したがって、砂のセン断抵抗は外部圧力の変化にすみやかに応答するためにその性質は摩擦抵抗であるとされ、一方粘土の方は短時間内には外部圧力の変化の影響がセン断抵抗に現われないために、その性質は粘着力的なもののみと見なされるのである。

前にも述べたように、土のセン断抵抗は一種の土の挙動と考えるべきものである。したがって、粘性土か砂質土かの判断に苦しむような粒度またはコンシステンシー特性を持つ土については、その透水係数と現場における排水条件をも合わせ考慮して、設計に適用すべき強度定数 c と ϕ 、したがってセン断試験の条件を選ぶ必要がある。

しかし、実際問題で対象とする土の種類は非常に多く、試験方法をも含めて粘性土か砂質土かの区別だけでは間に合わないようなものも存在する。したがって、実際面からすれば、セン断特性に関して土を分類することが最もむずかしく、また重要なことであるといえよう。

1.5.2 試験条件と現場条件

セン断試験の標準的条件は前に述べた3種類であるが、工事に伴って生ずるセン断の条件がこの3種類に分類されるということではない。この標準的な試験条件は圧密と排水のおおのについて極端な場合に対応するものであり、実際問題で生ずるセン断の条件のほとんどは、この3種類の条件の中間的なものであろう。

したがって、実際の設計に適用する土の強度定数としては、土の性質、土の状態、現場の条件などを考慮して標準条件のうち最も妥当と思われるものを行なって決めるということになる。ただし、土のセン断に関連する問題においては、予測を誤って事故が生ずると土の状態が不連続的に悪化してその処理に苦勞することが多いので、試験条件の選定に当たっては実情に近くしかも安全側ということに注意しなければならない。

実際問題で扱う土は自然状態のものが大部分であるため、セン断試験を行なうために地盤から試料を採取する必要がある。この試料採取においては土の乱れを極力小さくする努力が要求される。試料採取に伴う土中の拘束圧の除去、ならびにボーリングから実験室での供試体作成の過程で試料にヒズミを与えることは、ともに土の乱れの原因となり、土が乱れると強度定数の測定値が変化するからである。

土の種類によっては普通の土のセン断試験が行なえないものもある。ロックフィル材のような大径の粒子を含む場合には、妥当とされるセン断試験用の供試体寸法が非常に大きなものとなり、実際問題としてセン断試験を行なうことが不可能である。一般に土の試料採取においては自然地盤における土の状態を多少とも変えることは避けられないが、土の種類によってはこの状態変化が重大な影響を持ち、そのために原位置試験に頼らざるを得ないものもある。

講座

表-1.1 講座“ c と ϕ を考える”の内容と予定

章	標 題	執 筆 者	掲載予定
1	講座開始に当たって— c と ϕ の解釈について—	中瀬明男 (東京工業大学)	49年11月
2	粘 土	小林正樹 (運・港湾技術研究所)	12月
3	粘 性 土	矢部正宏 (建・土木研究所)	50年1月
4	砂	八木則男 (金沢大学)	2月
5	粘土混じり砂レキ	三笠正人 (大阪市立大学)	3月
6	ロックフィル	高田直俊 (大阪市立大学)	4月
		高田直俊 (大阪市立大学)	
7	マ サ 土	三笠正人 (大阪市立大学)	5月
		沢孝平 (明石高専)	
8	シ ラ ス	西田一彦 (関西大学)	6月
		福田護 (大阪工業大学)	
9	有機質土	春山元寿 (鹿児島大学)	7月
10	終わりにあたって	大平至徳 (防衛大学校)	8月
		木暮敬二 (防衛大学校)	
		中瀬明男 (東京工業大学)	

1.6 本講座の内容について

以上に述べたものは土の c と ϕ に関する一般的事項であるが、実際問題で扱う土は種類も多岐にわたり、そのおのおのについて特殊な手法や注意事項がある。本講座においては、設計業務に関係する範囲内で代表的な種類の土につ

いての c と ϕ の測定ならびに適用について述べ、特にセン断試験結果から設計値を選ぶ方法について、現場の経験に基づく注意点を強調したいと考えている。

本講座の内容と予定を表-1.1に示してある。土の種類については、機関や業種による代表的な対象土の種類、ならびに地域的な重要性を考えて分類を行なった。個々の種類の土についての地域的なならびに実際業務から見た特性と重要性は各章で述べることになるが、粘土と粘性土を別の章に分けたのは、海底と陸上に大別したためである。第2章では海底の粘土を扱い、第3章では陸上に多く見られる粘土と砂の中間的な粘性土を扱う予定である。

なお、本講座終了後に全執筆者による座談会を予定している。そのためにも、本講座の内容または関連事項についてのご意見やご批判をお寄せいただければ幸甚である。

参 考 文 献

- 1) A. W. Skempton, Effective stress in soils, concrete and rocks, Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, London, pp. 4—16, 1960
- 2) 中瀬明男・星埜和: 土のセン断, 土質工学ハンドブック第7章, 技報堂, 1965.
- 3) L. Bjerrum and T. C. Kenny: Effect of structure on the shear behaviour of normally consolidated quick clays, Proc. Geotechnical Conf. Oslo 1967, Vol. II. pp. 19—27, 1967.
- 4) J. H. Schmertmann and J. O. Osterberg: An experimental study of the development of cohesion and friction with axial strain in saturated cohesive soils, Proc. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, pp. 643—694, 1960.
- 5) A. W. Bishop: Progressive failure—with special reference to the mechanism causing it, Proc. Geotechnical Conf. Oslo 1967, Vol. II. pp. 142—150, 1967.
- 6) 三笠正人: 過圧密粘土の排水せん断強さについて, 第29回年次学術講演会講演概要集第3部, 土木学会, pp. 88—89, 1974.

(原稿受理 1974. 8. 21)

※

※

※