

粘土のせん断強さと安定問題への適用(その3)

6. 粘土のせん断強さと物理的性質との関係

6.1 セン断強さと塑性指数の関係

4.1 において述べたように、粘土のせん断試験は試料からの排水条件によって非排水試験(記号 U)、圧密非排水試験(記号 CU)および排水試験(記号 D)の三つに分類される。また 4.5 で説明したことによると、せん断中に間ゲキ水圧を測定しながら圧密非排水試験を行ない、その結果を有効応力で整理して強さ定数 c' 、 ϕ' を求めると、これが排水せん断試験で求められる強さ定数 c_d 、 ϕ_d にそれぞれ等しくなることが知られた。

ある一つの粘土に対するせん断抵抗角 ϕ' や ϕ_d の値は、非常に多くの因子に左右されるので、そのうちのどれか一つの物理的性質と関係づけることはむずかしい。しかし、塑性指数 (PI) が大きいほど有効応力に基づくせん断抵抗角が小さくなることが認められており、一例として 図-22 に示したものは、ヴェーラム (Bjerrum) とサイモンズ (Simons) が描いた両者の対応関係である。ただし粘土の破壊視準としては、5.1 で述べたもののうち (2) の有効主応力比 σ_1'/σ_3' が最大のときを採用している。この図は乱さない正規圧密粘土について描かれたもので、スカンジナビヤ半島の粘土やそれ以外の粘土も含まれているが、いわゆるクイッククレイといわれる超鋭敏粘土は含まれていない。一般にクイッククレイは、間ゲキ水の含有塩分が溶脱して液性限界が減少し、自然含水比以下になっているものをいい、このため塑性指数が非常に小さくなっているもので、これに対応する ϕ' ま

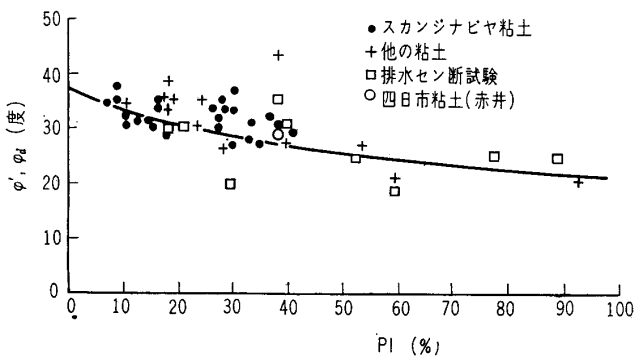


図-22 ϕ' または ϕ_d と塑性指数の関係 (ヴェーラム, サイモンズ)

たは ϕ_d の値は 図-22 の平均値より下方に落ちることになる。なおこの図に 表-3 で述べた四日市粘土に対する対応関係を記入したが、 $PI=38.5\%$ に対し $\phi'=29^\circ$ で平均曲線によく合う (○印)。

つぎに圧密非排水試験結果を全応力表示で $c_u/p (= \tan \phi_{cu})$ として表わす場合の対応については、すでに 図-11 に示したとおりであり、この関係は同じ地史をもつ正規圧密海成粘土に適用される。この図を用いれば、サンドドレーン工法などを用いた圧密による粘土地盤の強さ増加の割合をかなりの精度で知ることができる。スケンプトン (Skempton) は以前に両者の関係を直線式

$$\frac{c_u}{p} = 0.11 + 0.0037 (PI) \quad (21)$$

で表わし、わが国の鍋田および錦海湾粘土についてもこの式が適用できるという報告がある (倉田・藤下: 土木学会編 土木工学ハンドブック (昭59) 上巻 p. 164)。これに対してテルツァギ (Terzaghi) は、有効土カブリ圧 $p_0=0$ においても $c_u=c_0$ なるある値が存在するとしており、その両者を比較すると 図-23 のようになる。

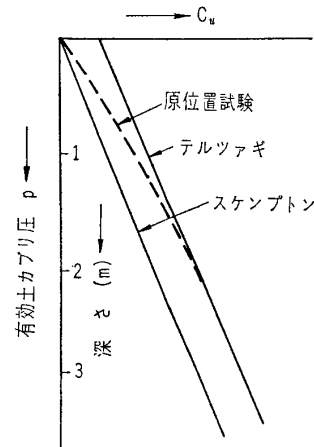


図-23 自然滞積粘土の c_u/p の比較 (竹中)

竹中はこの相違を検討する目的で、20 cm 径のコーンを用いた海底粘土の原位置試験を行なったが、その結果は 図-23 に記入したようになった。すなわち海底付近の自然滞積粘土の現地せん断強さは、海底から深さ 2~3 m までの間においてスケンプトンの計算式よりもずっと大きくなり、それより深いところにおける強さ増加率 c_u/p

は、式 (21) に比較的好く一致することが認められた。

6.2 セン断強さと含水比 (または間ゲキ比) の関係

図-24 は大阪北港のチュウ積層粘土について、含水比に対し圧縮強さ (対数) をプロットしたものである。セン断試験の種類としては一軸圧縮試験、室内ベーンセン断試験、圧密非排水三軸圧縮試験の3種類としたが、一軸圧縮試験用供試体としては、試料を徐々に気乾燥して含水量を自然含水比 (76%) から 35% 前後まで減らし、その範囲内で 32 個の試験を行なった。この図によると若干の散らばりはあるが、試験の種類にかかわらず

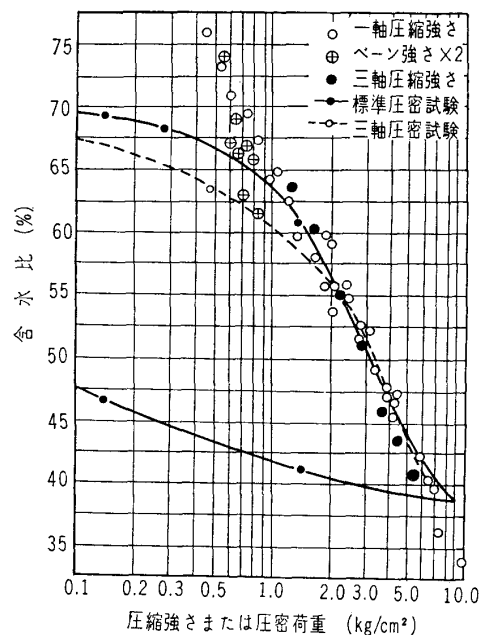


図-24 飽和粘土の含水比と圧縮強さまたは圧密荷重との関係 (赤井・柴田)

含水比と強さ (対数) の間に直線的対応が明瞭に見られる。なおこの図で、三軸試験における圧縮強さとしては破壊時の主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ をとり、ベーンセン断試験では得られた粘着力 c_u の2倍を圧縮強さとしている。

これらの実験結果をもとにして、粘土の含水比 w と圧縮強さ p の関係を表わすと、 A, B を定数として

$$w = B(\log_{10} A - \log_{10} p) \quad (22)$$

が得られるが、この式を変形すると

$$p = A \exp\left(-2.3 \frac{w}{B}\right) \quad (23)$$

となって、粘土の圧縮強さ p (その半分がセン断強さ s) は e^{-Kw} に比例することになる。ここに $K = 2.3/B$ である。

式 (22) または (23) の関係は、理論的にはつぎのデバイ (Debye) の説によって説明することができる。すなわち圧縮力 p のもとで平衡状態にある粘土では、 p は d なる相互距離に置かれた2粒子間の帯電による斥力 (repulsion) に等しく、これは e^{-Kd} に比例する。ここで飽和粘土の間ゲキ比、したがって含水比 w が粒子間

隔 d に比例するとすれば、セン断破壊時の含水比と圧縮力との間に式 (23) の関係が成立するのである (滞積粘土層の成因とその土性 (その4) 7.6 参照)。

図-24 にはまた、標準圧密試験および三軸圧密試験の結果をあわせ記入してあるが、さきの含水比と圧縮強さの関係を表わす直線が、これらの圧密曲線の処女圧縮線に平行になることがわかる。このことから、式 (22) および (23) の定数 B は圧縮指数 C_c に等しくなる。しかるに圧縮指数と液性限界 LL の間には、周知のスケンプトンの関係式

$$C_c = 0.009(LL - 10) \quad (24)$$

がある。したがって、上述のように粘土の圧縮強さ (セン断強さの2倍) は e^{-Kw} に比例するが、定数 K は液性限界から決まることになるので、含水比による粘土の強さ変化の主要因子として液性限界をとることができ

6.3 セン断強さと液性指数の関係

前項に述べた粘土の含水比は、同じ土質においては圧密荷重によって決まるものであるが、土質の異なった粘土においても液性指数との関係として示せば、同一座標系において比較することができる。この観点から滞積粘土の圧密曲線を描いたものが、このセミナーの前稿「滞積粘土層の成因とその土性 (その4)」7.6 図-45 に竹中によって提示されているが、それによると圧密試験と自然滞積粘土の両者を比較した場合、同じ粘土においても同一有効荷重に対応する含水比が異なることが知られ

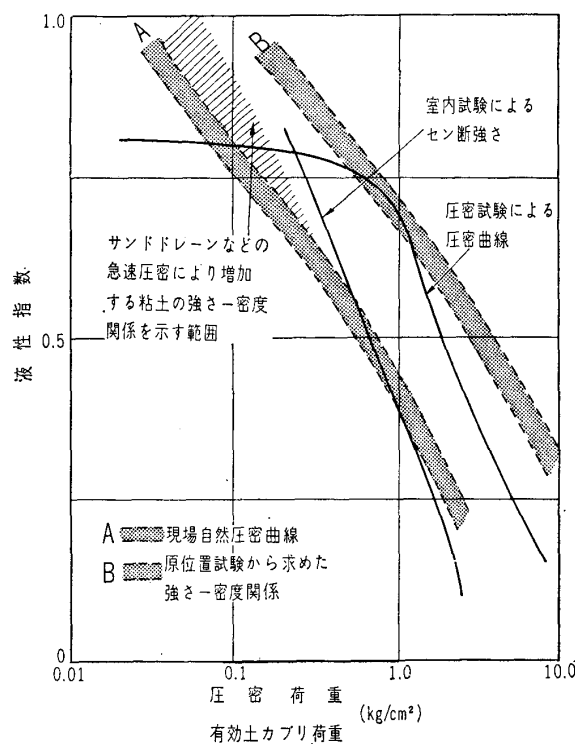


図-25 原位置における粘土のセン断強さと自然圧密曲線 (竹中)



る。また自然滞積粘土が盛土やサンドドレーンなどによって人工的な急速圧密をする場合は、自然状態よりかなり大きい強さ増加のあることも観測されている。この現象については、すでに本稿の 図-11 においても指摘したところであって、要するに荷重を増加させる速さによって、セン断強さと含水比または液性限界との関係がかなり異なってくると考えられる。

圧密非排水試験において、圧密荷重とセン断強さは比例関係にあるから、圧密曲線上でもこの両者は平行線となる。したがって、自然圧密粘土と実験室で圧密した粘土とのセン断強さ-液性指数関係は、図-25 のように交差した線となる。この両者の粘土のセン断強さの相違は、先行圧縮荷重の小さいような粘土ではかなりの量となる。ゆえに荷重増加の速さがセン断強さにおよぼす影響は、土カブリ荷重の小さい海底の軟弱粘土において非常に大きいものとなる。

図-26 はノルウェーの粘土に対して、先述の圧密による強さ増加率 c_u/p と液性指数との関係をプロットし

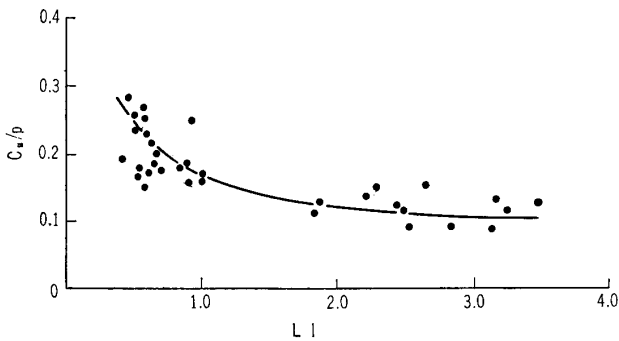


図-26 c_u/p と液性指数の関係 (ヴェーラム, サイモンズ)

たものである。この図によると、液性指数が1を越えるようないわゆるクイックレイは c_u/p が 0.15 以下であり、カク乱に対して非常に不安定な構造となっている。大阪の上町台地以東に出現するチュウ積層粘土の中には、これに類似した特性をもつものがある。

7. 実際計算への応用

7.1 $\varphi=0$ -解析法と c, φ -解析法

土の力学における安定問題、たとえば軟弱な基礎地盤や斜面のスベリ破壊に対する安定解析において、従来はいわゆる $\varphi=0$ -解析法 (s_u -解析法ともいう) が普通用いられていた。この方法は土のセン断強さをベーンセン断や一軸圧縮試験、または非排水型の直接セン断試験や三軸圧縮試験など、すべて非排水セン断試験 (記号 U, 4.1 参照) から決定するもので、その根底にはこれらのセン断強さが荷重条件の変化した後も一定のままであるという仮定がある。しかし実際は、荷重や除荷の影響を受けて粘土が圧密または膨張するにつれてセン断強さが

変化するから、 $\varphi=0$ -解析法が適用できるのは、厳密には荷重条件の変化があった直後のごく短い期間、すなわちいわゆる築造条件のもとだけであって、究極のいわゆる定常条件のもとにはあてはまらないことになる。

このような荷重条件の変化の影響を考慮したのが、有効応力に基づく安定解析法であり、これを c, φ -解析法という。この方法では土のセン断強さは、セン断時に間ゲキ水圧を測定しながら行なう圧密非排水セン断試験 (記号 CU) により、有効応力で表わした粘着力 c' と内部摩擦角 φ' で表わされる。そのわけは、このようにして得られた土のセン断強さ定数 c', φ' が排水セン断試験 (記号 D) で求められる粘着力 c_d および内部摩擦角 φ_d にそれぞれ等しいという実験結果 (4.5 参照) から、長期間を必要とする排水セン断試験を比較的短時間の圧密非排水セン断試験で代用するのである。

このように見てくると、4.1 で述べた排水条件によるセン断試験の分類は、単に非排水試験 (記号 U) と排水試験 (記号 D) の二つで十分であり、中間の圧密非排水試験 (記号 CU) は排水試験の代用としての役割しか果たさない。したがって強さ定数も、 c_{cu}, φ_{cu} というのは直接用いられることはなく、飽和土については非排水試験から求まる $c_u (\varphi=0)$ と、排水試験から求まる c_d, φ_d (正規圧密土の場合 $c_d=0$) だけでよい。そして後者の代用として、圧密非排水試験から有効応力に基づく定数を得た場合、これを c', φ' (正規圧密土の場合 $c'=0$) と書くのである。

しからばいかなる種類の問題に $\varphi=0$ -解析法または c, φ -解析法のいずれを用いるべきかについては以下に述べるが、土質による上記両解析法の適用指針は NGI

表-6 c, φ -解析法および s_u -解析法の適用指針 (NGI)

土 質	築 造 条 件	定 常 条 件
砂 ・ レ キ	c, φ -法 ($c'=0$) 地下水の状態から u の 値を推定 ($\Delta u=0$)	c, φ -法 ($c'=0$) u の値を推定または実測
シ ル ト	c, φ -法 $u+\Delta u$ の値を推定	c, φ -法 u の値を推定または実測
粘 土	正 規 圧 密 過 圧 密 (割れ目なし)	s_u -法 u の値を推定または実測
	過 圧 密 (割れ目あり) (乾燥したも の)	s_u -法 (除荷段階の c, φ -法)
盛 土 (不飽和)	c, φ -法 $u+\Delta u$ の値を推定	c, φ -法 u の値を推定または実測

注 $u+\Delta u$: 築造時における間ゲキ水圧
 u : 定常時における間ゲキ水圧

(ノルウェー国立土質工学研究所) により、表-6 のように提案されている。

7.2 粘土地盤の支持力

水平表面をもつ軟弱な飽和粘土地盤上に盛土を築造する場合を例にとり、図-27 (a) のように一つの任意の

円形スベリ面上で盛土の下方にある点Pにおける応力状態を調べよう。図-27 (b)には盛土高さの時間的な変化とともに、この荷重によってPを通るある任意な面上に作用する平均せん断応力 τ の様子も記入してある。当然この両者は比例関係にある。粘土地盤内に発生する過剰間ゲキ水圧は、一般に

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (25)$$

で示され、とくに飽和土に対しては間ゲキ圧係数 $B=1$

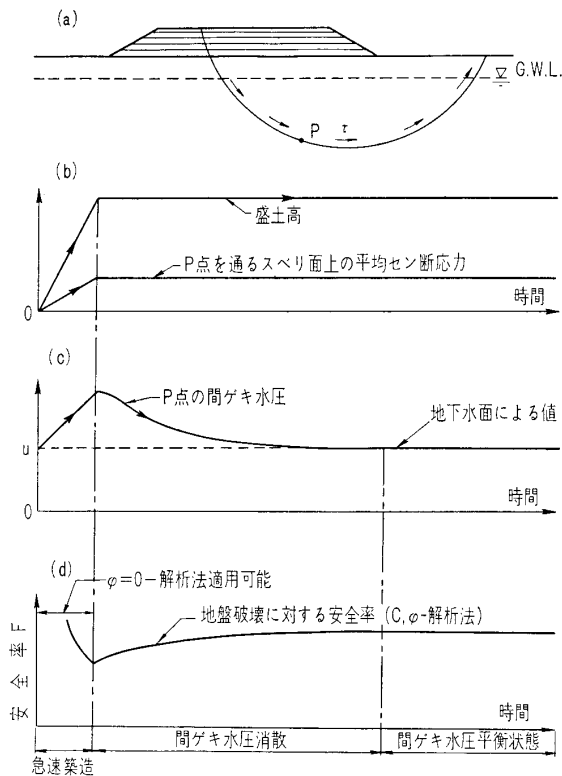


図-27 盛土基礎としての飽和粘土地盤の破壊 (ピシヨップ, ヴェーラム)

となるから、前述の式 (13) が成立する。普通この式の間ゲキ水圧の増分 Δu は正であり、その最大値は盛土築造直後に出現する。なぜならば飽和土では $B=1$ で、係数 A は表-3 に示したように、正規圧密粘土またはやや過圧密の粘土に対して正となるからである。築造工事があまり緩慢でなく、粘土地盤内に透水層を含まないような場合には、間ゲキ水圧は築造期間中はほとんど消散せず、盛土完了後徐々に減少して、やがては地下水位に対応する終局値に達する (図-27 (c) 参照)。スベリ面全体にわたる平均間ゲキ水圧も、このP点のものと同様な変化をする。

したがって、有効応力に基づく安定解析法 (c, ϕ -解析法) により計算される安全率 F は、図-27 (d) に示すように盛土築造直後またはその付近で最小値を示すが、その後は時とともに安全率が上昇し、終局の一定値に達して平衡する。このような定常条件に相当する長期安定 (long-term stability) の問題に対しては、当然排水せん断試験で得られる強さ定数 c', ϕ' を適用すべきで

ある。しかし一方、盛土完成直後の安全率が最小となっている時点 (前述のいわゆる築造条件) に対して有効応力法を用いるためには、現地において間ゲキ水圧があらかじめ知られているか、または測定されていなければならない。このような間ゲキ水圧の現地測定は、通常もっとも重要な構造物、たとえばアースダムなどにおいては実施されているが、小規模な盛土などではあまり一般的でない。また間ゲキ水圧の推定も、地盤内応力の状態と間ゲキ圧係数 A を仮定するという困難があるため、盛土完成直後の安定計算は、非排水せん断強さに基づく $\phi=0$ -解析法が代用されている。しかし築造中に間ゲキ水圧がかなり消散するような状況にある場合 (たとえば盛土工事が長期にわたるとか、粘土層内に水平な砂層が存在したり、サンドドレーンが打設されているような場合) には、安定計算に際してこのことを考慮しないと不経済な設計となり、このような場合には当然有効応力法が必要となる。

図-28 は、ある鉱石ヤードで発生した粘土地盤のスベリ破壊の安定計算図であって、いわゆる築造条件に対して $\phi=0$ -解析法が適用された一つの例といえる。この鉱石を積み上げてゆくにつれて傾斜が起り、8.2mの高さで図のような底面破壊が生じたが、 $\phi=0$ -解析法による安全率は 1.08 となった。これは実験誤差を考慮すると、非排水条件のもとで $\phi=0$ -解析法が十分正確であることを示している。この場合鉱石の山は粒状物質であ

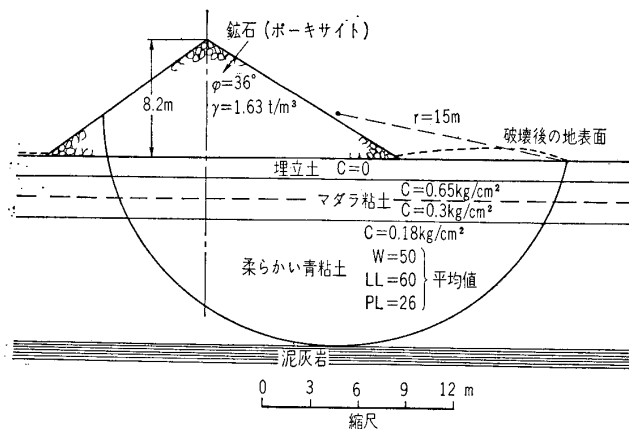


図-28 鉱石ヤード基礎地盤の破壊 (スケンプトン, ゴールダー)

るので、せん断抵抗は小さい。盛土が大きい非排水せん断強さ (粘着力 c_u) をもつ物質からなる場合、このせん断強さをいっばいに $\phi=0$ -解析法にとると誤った結果を生じる。その理由は、非排水状態で載荷された柔らかい粘土地盤内に生じるせん断変形が、もっと強い盛土内に水平方向の引張応力を引き起こし、鉛直なクラックが発生するからである。

7.3 粘土斜面の安定

斜面の形成には、堤防や道路築堤のように人工的な盛土による場合と、天然地盤を切取って斜面を造る場合の



二とおりがあるが、前者は基礎地盤を含めて先の図-27に述べられているので、ここではおもに粘性土で構成される切り斜面の安定解析において、 $\phi=0$ -解析法と c, ϕ -解析法の両者の比較を述べることにする。

およそ斜面の安定解析は、仮想した任意のスベリ面より上方の土塊によって、この面に発生するせん断力の合力が抵抗力の合力より大きければ、その斜面は崩壊するという考え方に基づいている。普通に用いられる円形スベリ面に対しては、図-29(a)のようにスベリ土塊を分割して、安全率 F を一般に次式で表わす。

$$F = \frac{r \sum s \cdot \Delta l}{\sum \Delta W x + Q a} \quad (26)$$

ここに r はスベリ円の半径、 s は弧 Δl に沿って作用するせん断抵抗、 ΔW は鉛直に作用する外荷重 q (分布荷重) および P (集中荷重) を含めた分割土塊の重量、 x はこの分割土塊のモーメント腕長、 $Q a$ は外的な水平荷重による起動モーメントである。

とくに水平方向の外力 Q がない場合には、 $\Delta x = \Delta l \cos \alpha$, $x = r \sin \alpha$ および $\Delta W = p \Delta x$ とおくと、式(26)はつぎようになる。

$$F = \frac{\sum \frac{s}{\cos \alpha}}{\sum p \sin \alpha} \quad (27)$$

式(26)の分割土塊の重量 ΔW の計算にあたっては、斜面に対する外水面の高低によって図-29(b), (c), (d)の三つの場合が生ずる。すなわち(b)は、分割したスベリ土塊の部分が外水面より上方にある場合であって、このときのスベリ面における間ゲキ水圧 u は、水の単位体積重量を r_w 、スベリ面におけるピエゾメーター水頭を h_w とすると $u = r_w h_w$ であり、式(26)の ΔW は

$$\Delta W = (r z + q) \Delta x + P$$

となる。ただし r は土の単位体積重量である。スベリ土塊の一部が外水面以下にあるような(c)の場合には、この部分の土の単位体積重量を r' として、

$$\Delta W = (r' z_1 + r z_2 + q) \Delta x + P$$

となる。さらに(d)のように土塊の全部が外水面以下に浸っている場合には、

$$\Delta W = r' z \cdot \Delta x$$

である。なお(c)および(d)では水頭 h を図のようにとると、スベリ面における過剰間ゲキ水圧は $u_e = r_w h$ で与えられる。

ところで、粘土斜面の切り取り掘削期間中および掘削後の間ゲキ水圧 u と安全率 F の変化は、一つのスベリ面上の任意点について図-30に示されている。間ゲキ水圧変化 Δu は間ゲキ水圧係数 $B=1$ なる飽和土に対して式(25)を書きなすと、

$$\Delta u = \frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_3}{2} + \left(A - \frac{1}{2} \right) (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (28)$$

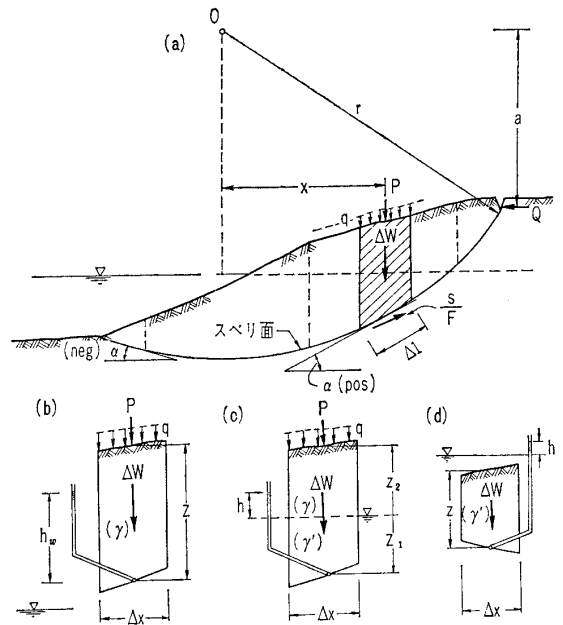


図-29 円形スベリ面法による斜面の安定解析の原理

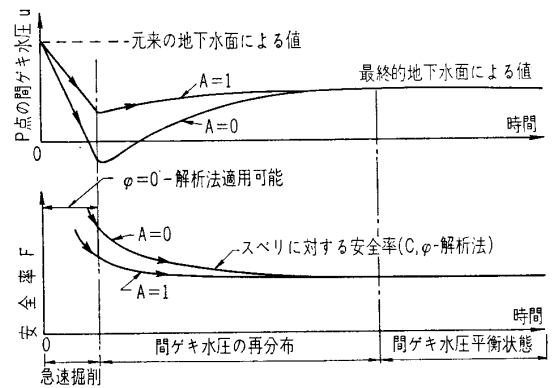
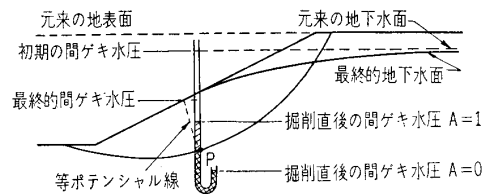


図-30 掘削斜面のスベリ破壊 (ピシヨップ、ヴェーラム)

掘削によってこの式の右辺第1項で示される平均主応力が減少し、右辺第2項において $A < 1/2$ であると、間ゲキ水圧が減少することが知られる。間ゲキ水圧係数 $A=1$ と $A=0$ の二つの場合に対して、 u と F の時間的な変動が図-30に示されているが、いずれの場合も掘削完了後(いわゆる築造条件)に間ゲキ水圧は最小となり、安全率 F は長期間経過して間ゲキ水圧が定常浸透流に対する流線網から求められるものになった場合に最小値をとる。したがって図中に記入したように、 $\phi=0$ -解析法が適用できるのは斜面掘削完了までのごく短い期間だけであって、その後の長期間(いわゆる定常条件)に対しては有効応力に基づく安定解析、すなわち c, ϕ -解析

法を適用しなければならない。

c, ϕ -解析法による斜面の安定計算には、円形スベリ面を用いるビショップ (Bishop) の方法と、任意の形のスベリ面に適用するヤンプ (Janbu) の方法とがある。この両者はいずれも一名斜面の極限設計法ともいわれ、スベリに対する安全率 F は釣合を保つに必要な土のせん断強さと、現実に発揮されているせん断強さとの比で定義される。したがって後者の強さ s は

$$s = \frac{1}{F} \{c' + (\sigma - u) \tan \phi'\} \quad (29)$$

で与えられる。

ビショップの方法では、先と同様に円形スベリ面上の土塊を細片に分割する方法を用い、図-29 の記号を使うと、スベリに対する安全率は次式で示される。

$$F = \frac{r \sum \frac{\{c' + (p - u) \tan \phi'\} 4x}{m_\alpha}}{\sum 4Wx + Qa} \quad (30)$$

ここに

$$m_\alpha = f_1(\alpha) = \cos \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi' / F) \quad (31)$$

式 (30), (31) から明らかなように、ビショップの式は左右両辺に未知の安全率 F を含んでいるので、計算は逐次近似法によらねばならない。式 (31) の m_α の関数形は 図-31 (a) に描かれているから、式 (30) を解く場合に利用すると便利である。

とくに水平外力 $Q=0$ で、分割の幅 $4x$ を各細片とも相等しくとると、式 (30) はつぎのように単純化される。

$$F = \frac{\sum \frac{c' + (p - u) \tan \phi'}{m_\alpha}}{\sum p \sin \alpha} \quad (32)$$

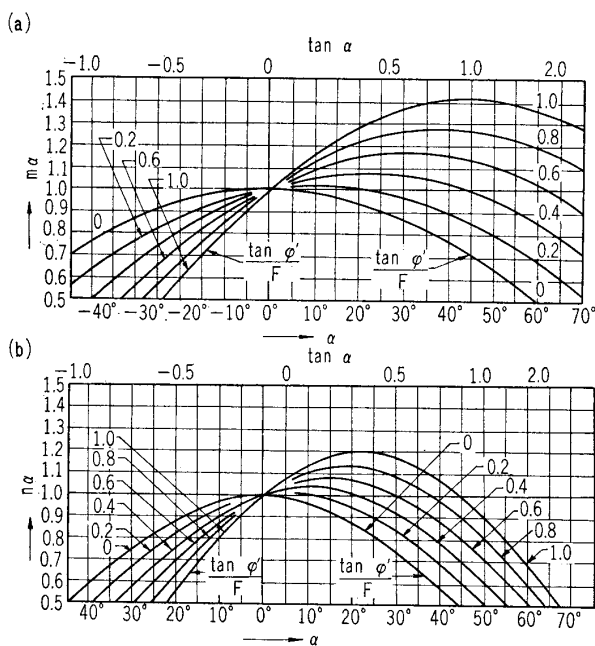


図-31 関数 m_α, n_α と角 α および内部摩擦角 ϕ' の関係 (ヤンプ, ヴェーラム, キャレンスリ)

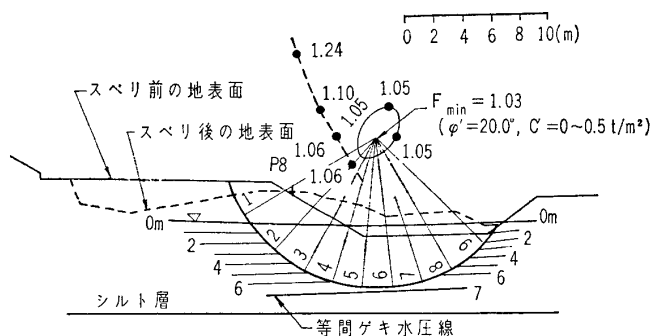


図-32 c, ϕ -解析法による安定計算 (単一円弧スベリ面) (赤井)

この計算例として 図-32 は、ある河川堤防に実際に生じたスベリ破壊を、上記の c, ϕ -解析法で計算した結果を示している。地盤の諸定数は図中に示されており、実測に基づいて等間ゲキ水圧線が記入されている。スベリ土塊を約 10 個の細片に分割して式 (30) 中の各項を組織的に計算し、臨界円に対して最小安全率 $F_{\min} = 1.03$ が求められた。

任意の形のスベリ面に対するヤンプの安定解析は、上述のビショップの方法を一般の非円形スベリ面に拡張したもので、図-33 (a) についてつぎの式を用いる。

$$F = f_0 \frac{\sum \frac{\{c' + (p - u) \tan \phi'\} 4x}{n_\alpha}}{\sum 4W \tan \alpha + Q} \quad (33)$$

ここに

$$n_\alpha = f_2(\alpha) = \cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi' / F) \quad (34)$$

式 (33) の係数 f_0 は、図-33 (a) のようにスベリ面の始端と終端を結ぶ直線距離を L 、この直線からスベリ面までの最大距離を d とするとき、 d/L なる比に関する修正係数であって、その関係は 図-33 (b) で示され

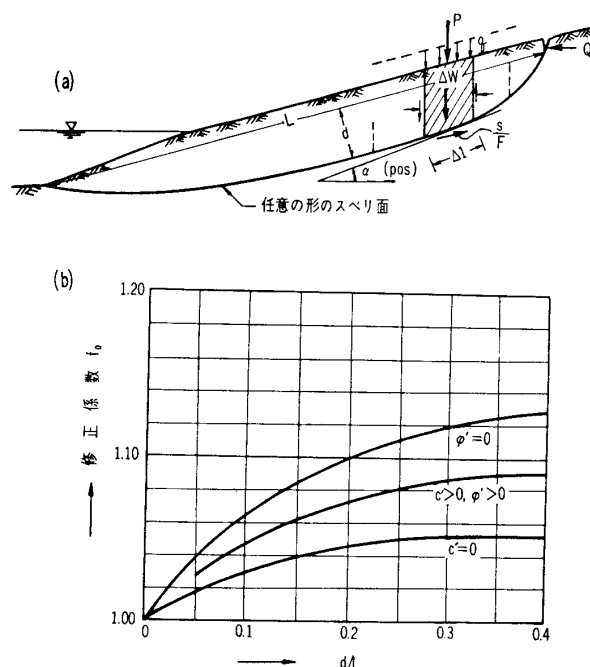


図-33 非円形スベリ面法による斜面の安定解析の原理 (ヤンプ)



る。また式 (34) の関数 n_a の形は 図-31 (b) に示されている。

とくに $Q=0$ で $4x$ を一定にとると、式 (33) はつぎのように単純化される。

$$F = f_0 \frac{\sum \frac{c' + (p-u) \tan \varphi'}{n_a}}{\sum p \tan \alpha} \quad (35)$$

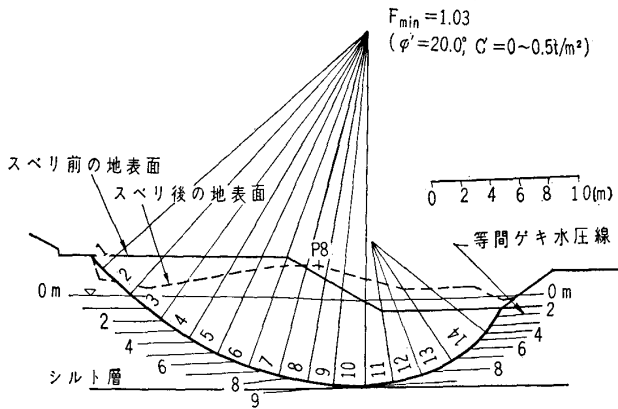


図-34 c, φ -解析法による安定計算 (複合スベリ面) (赤井)

図-34 はこの解析法による 計算例であって、さきの 図-32 と同じスベリを二つの 円弧の組合わせからなる 複合スベリ面として計算したものである。計算は式(33) 中の各項ごとに行ない、 図-34 の臨界スベリ面に対して 最小安全率 $F_{min}=1.03$ が求められた (修正係数 $f_0=1.06$)。このスベリ面はシルト層の 上面に接する二つの 円弧をなめらかに連結したものであって、先の 図-32 の単一円弧のスベリ面の場合に 比べて現実のスベリ面とよく一致している。

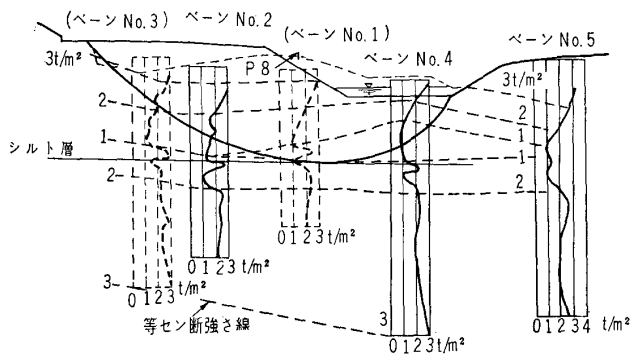


図-35 $\varphi=0$ -解析法による安定計算 (複合スベリ面) (赤井)

つぎに上記の有効応力に基づく安定解析法と比較するために、 図-34 の複合スベリ面に対して $\varphi=0$ -解析法で計算を行なった結果を 図-35 に示す。図中に現地ベーンせん断試験の結果から得られた等セリ断強さ線が描かれている。この場合の安全率は周知の式

$$F = \frac{\sum s_u \cdot \Delta l}{\sum \Delta W \cdot \sin \alpha} \quad (36)$$

により演算を行なった。式中 s_u は全応力で表わした土

のせん断強さ (飽和粘土では $s_u=c_u$)、 Δl は分割細片のスベリ円弧の長さ、 ΔW はその重量である。この場合の安全率は、スベリ面の始端において引張クラックを考慮したときでも $F_{min}=1.24$ となって非常に大きく、 $\varphi=0$ -解析法が危険側の結果を与えることが知られる。

図-32 または 図-34 の計算例において、有効応力で表わした粘着力 c' は、この粘土層が河岸部では正規圧密に近い状態にあり、河心部では侵食のため過圧密の状態にあるとして、その部分で $c'=0.5 \text{ t/m}^2$ とし、地層の侵食の割合に応じて $c'=0 \sim 0.5 \text{ kg/cm}^2$ の間の値をとった ($\varphi'=20^\circ$ はどの部分にも一定とした)。この c' については堅い割れ目のある粘土 (stiff-fissured clay) において若干の問題がある。それはこのような粘土の粘着力 c' が、応力集中や吸水による軟化の影響を受けて時間とともに減少するということであって、ロンドン・クレ

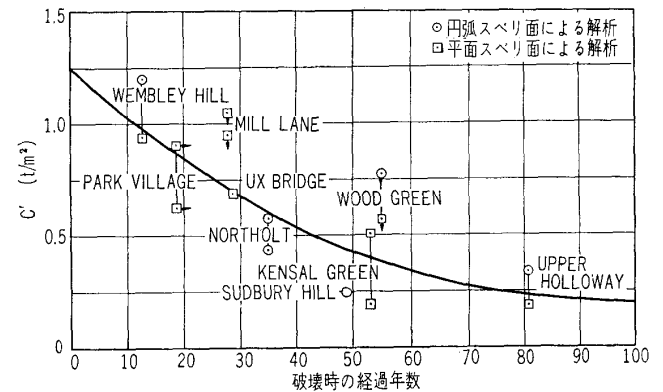


図-36 堅い割れ目のある粘土の長期安定 (ド・ロリー)

イに生じたスベリ解析から、ド・ロリー (De Lory) は 図-36 のような曲線を示している。同じく過圧密なものでも割れ目のない粘土 (intact clay) では、 c' が時間とともに減少するというデータは認められていない。

表-7 は粘土の切り取り斜面および天然斜面に発生した数多くのスベリ破壊を $\varphi=0$ -解析法で計算した安全率をヴェーラムらが要約したものである。これをみると、1. のグループの過圧密で割れ目のある粘土では安全率の過大評価、3. のグループの正規圧密粘土では過小評価となっており、わずかに 2. のグループの過圧密で割れ目のない粘土に対して安全率は 1 に近い。

このような安全率のバラツキの根本的な理由は、 $\varphi=0$ -解析法の基礎となっている非排水試験 (記号 U) においては、間ゲキ水圧は試験中に作用する応力の関数であり、現場における間ゲキ水圧とは必ずしも等しくないことにある。非排水試験によって極限釣合の条件にある斜面のスベリに対して、ちょうど 1 に等しい安全率を得るためには、現場で受けている垂直応力とせん断応力を試料に与えたとき同一の間ゲキ水圧が発生することが必要である。これは一般的にいて、土の応力-ひずみ特性

が非可逆的であること、およびセン断中に主応力の方向が変化することによって妨げられる。そのほかにまた過圧密粘土や鋭敏な粘土では、破壊時に含水量の変化が非常に局部的になり、スベリ面近くで他の部分より10%も多く、セン断強さが1/4程度にまで低下することもあるなど、 $\phi=0$ -解析法がよい結果を与えない要因は少なくないのである。

ペック (Peck) らは表-7で得られた安全率の計算値と液性指数 (LI) の対応関係を調べて図-37を得ている。このように $\phi=0$ -解析法に基づいて計算した安全率が粘土の液性指数 (換言すれば過圧密比) に左右されることは興味あることといわねばならない。

表-7 切り取りおよび天然斜面の長期安定に対する $\phi=0$ -解析法の適用性 (ヴェーラム, キャルンスリ)

1. 過圧密・割れ目ある粘土

場 所	種 類	粘 土 の 物 性					$\phi=0$ -解析法による安全率
		w	LL	PL	PI	LI	
Toddington	切り取り	14	65	27	38	-0.34	20
Hook Norton	"	22	63	33	30	-0.36	8
Folkestone	天然斜面	20	65	28	37	-0.22	14
Hullavington	切り取り	19	57	24	33	-0.18	21
Salem, Virginia	"	24	57	27	30	-0.10	3.2
Walthamstow	"	-	-	-	-	-	3.8
Sevenoaks	"	-	-	-	-	-	5
Jackfield	天然斜面	20	45	20	25	0.00	4
Park Village	切り取り	30	86	30	56	0.00	4
Kensal Green	"	28	81	28	53	0.00	3.8
Mill Lane	"	-	-	-	-	-	3.1
Bearpaw, Canada	天然斜面	28	110	20	90	0.09	6.3
English Indiana	切り取り	24	50	20	30	0.13	5.0
SH 62, Indiana	"	37	91	25	66	0.19	1.9

2. 過圧密・割れ目なし粘土

Tynemouth	天然斜面	-	-	-	-	-	1.6
Frankton, N.Z.	切り取り	43	62	35	27	0.20	1.0
Lodalén	"	31	36	18	18	0.72	1.01

3. 正規圧密粘土

Munkedal	天然斜面	55	60	25	35	0.85	0.85
Säve	"	-	-	-	-	-	0.80
Eau Brink cut	切り取り	63	55	29	26	1.02	1.02
Drammen	天然斜面	31	30	19	11	1.09	0.60

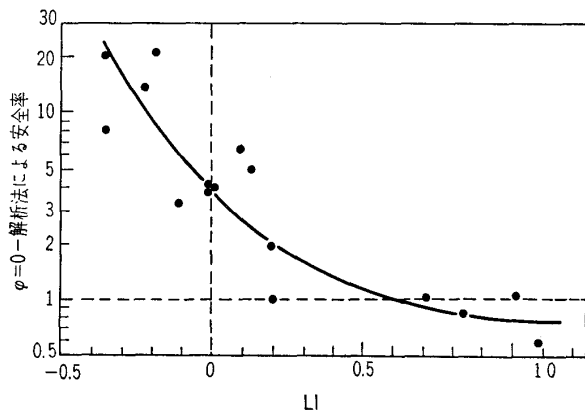


図-37 $\phi=0$ -解析法による安全率と液性指数の関係 (ペック, ロウ)

8. あとがきと要約

以上3回にわたり、粘土のセン断強さの定義と安定解析法について、おもに最近論議の多い有効応力解析法を中心として概略を述べた。元来土のセン断強さは、あらゆる土構造物や基礎の安定問題にとって重要な役割をもつ因子であるから、種々の外的条件のもとにおけるその適切な評価は、計画する対象物の安全と経済性にとって最も支配的な結果を与えるものと考えられる。

このセミナーでは、当初「圧密」の稿のつぎに本稿を入れる予定であったが、執筆担当者の都合でこの「セン断」が先になったため、原稿の準備その他において、かえりみて十分意をつくしていないところが少なくない。この点読者諸賢のご寛容をお願いする次第である。

以下このセミナーの内容を要約すると、

(1) 土中の応力とヒズミの概念は、一般に三次元的な観点から考察するべきであり、このためには正八面体平面上の応力やヒズミを基本として取扱うのが好都合である。とくに土の三軸圧縮試験において現われるような鉛直軸対称問題の応力については、平均主応力 σ_m と主応力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$) の両者を直交二軸とするレンドリックの応力面が便利に用いられる。

(2) 土の応力とヒズミの関係は、微小変位の範囲においてさえもフックの法則は成立しがたい。これは土や地盤の構造の異方性にもよるが、さらに大きい理由としては、容積変化と形状変化が互に独立でなく、いわゆるダイレイタンスー効果が現われるためである。

(3) 土の破壊仮説としては、中間主応力の影響を考慮した場合でも、モール・クーロンの仮説が他のものよりよく合うという練返し飽和粘土の実験結果がある。

(4) 非排水状態で土に加えられている全応力 σ が変化した場合、これに伴って起こる有効応力 σ' と間ゲキ水圧 u の変化は、土の構造骨格と間ゲキ物質との相対的な圧縮率の比較から容易に求められ、飽和土に対してはスケンプトンの間ゲキ圧係数は $B=1$ となる。

(5) 一般応力によって土中に発生する間ゲキ水圧 Δu は、平均圧力の増加 $\Delta \sigma_m$ に基づく間ゲキ水圧の増分 Δu_1 と、セン断応力の増加 τ_{oct} に基づく増分 Δu_2 の和として表わされる。そして Δu_2 は偏差応力の変化によって土にダイレイタンスーが起こり、その容積変化に対応する間ゲキ水圧変化であると考えると理解しやすい。したがって、ヘンケルの間ゲキ圧係数 $a=0$ (スケンプトンの係数 $A=1/3$) なる完全にダイレイタンスーのない物質では、たとえセン断応力が作用しても Δu_2 は発生しない。過圧密比が2程度の飽和粘土は、このような物質とみなすことができる。

(6) 粘土のセン断試験は、試料からの排水条件によ



って非排水試験（記号U）、圧密非排水試験（記号CU）および排水試験（記号D）の三つに分類されるが、セン断中に間ゲキ水圧を測定しながら圧密非排水試験を行ない、その結果を有効応力で整理して強さ定数 c' 、 φ' を求めると、これが排水試験で求められる強さ定数 c_d 、 φ_d にそれぞれ等しくなる。また排水試験におけるセン断中の体積変化は、圧密非排水試験におけるセン断中の間ゲキ水圧変化と表裏一体のものになっている。

(7) 強さ定数 c' 、 φ' の決定に際し、破壊規準としては有効主応力差 ($\sigma_1' - \sigma_3'$) が最大のときをもって破壊点とするか、有効主応力比 σ_1'/σ_3' が最大のときをもってするかによって得られるセン断強さに違いがあり、その相違はセン断の速さが増すにつれて大きくなる。

(8) 自然状態における飽和粘土は、サンプリングや実験室内での圧密試験の結果、微視的にみて不飽和となる。有効応力に基づく粘土のセン断強さを正しく算定するためには、これを飽和状態に戻す必要があるが、その手段として試料に back pressure を与えるのが有効である。乱さない粘土を飽和させるために必要にして十分な back pressure としては、現地で試料が受けていた中立応力、すなわち静水圧をとるのが妥当であって、過大な back pressure は土粒子の構造骨格にカク乱を与え、セン断強さの正しい評価を不可能にする。

(9) 飽和粘土のセン断におけるダイレイタンスを調べるには、平均有効圧力 σ_m' が一定となるような排水セン断試験が最適であり、その結果によるとダイレイタンスはセン断開始時の含水比に無関係に $(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_m'$ に比例する。また、ある周圧のもとで等方圧密した粘土試料を種々の排水条件のもとでセン断するときの応力径路は当然異なるが、セン断方式にかかわらず有効応力で表わした破壊線は同一のものが得られる。

(10) 粘土のセン断強さと物理的性質の関係は、 φ' と PI 、 c_u/p と PI 、 c_u と含水比または液性指数 (LI) の間にかなりよい相関が認められている。

(11) 土の力学における安定問題、たとえば軟弱な基礎地盤や斜面のスベリ破壊に対する安定解析において、非排水セン断強さに基づく従来の $\varphi=0$ -解析法 (s_u -解析法ともいう) が適用されるのは、構造物完成までのきわめて短期間に過ぎず、安全率が時間とともに減少してゆくような問題に対して長期の安定計算を行なうには、有効応力に基づく c 、 φ -解析法を適用せねばならない。

参 考 文 献

- Bishop, A.W. : The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes, *Geotechnique*, Vol. 5, 1955, pp. 7-17.
- Bishop, A.W. & Bjerrum, L. : The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems, Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960, pp. 437-501.
- Bjerrum, L. & Simons, N.E. : Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clays, Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960, pp. 711-726.
- Henkel, D.J. : The Effect of Overconsolidation on the Behaviour of Clays during Shear, *Geotechnique*, Vol. 6, 1956, pp. 139-150.
- Henkel, D.J. : The Relationships between the Strength, Pore-Water Pressure, and Volume-Change Characteristics of Saturated Clays, *Geotechnique*, Vol. 9, 1959, pp. 119-135.
- Henkel, D.J. : The Shear Strength of Saturated Remoulded Clays, Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960, pp. 533-554.
- Hvorslev, M.J. : Physical Components of the Shear Strength of Saturated Clays, Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960, pp. 169-273.
- Janbu, N. : Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis, Proc. Stockholm Conf. on the Stability of Earth Slopes, Vol. 3, 1954, pp. 43-49.
- Janbu, N., Bjerrum, L. & Kjaernsli, B. : Soil Mechanics Applied to Some Engineering Problems (in Norwegian), NGI-Publ., No. 16, 1956, pp. 11-12, 17-26.
- Kenney, T.C. : Discussion on "The Influence of Rate of Strain on Effective Stresses in Sensitive Clay" by C.B. Crawford, Proc. ASTM 62nd Annual Meeting, 1959.
- Lowe III, J. & Johnson, T.C. : Use of Back Pressure to Increase Degree of Saturation of Triaxial Test Specimens, Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960, pp. 819-836.
- Nadai, A. : Theory of Flow and Fracture of Solids, Vol. 1, McGraw-Hill, 1950, pp. 207-228.
- Newmark, N.M. : Failure Hypotheses for Soils, Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960, pp. 17-32.
- Peck, R.B. & Lowe III, J. : Shear Strength of Undisturbed Cohesive Soils (Moderators' Report), Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960, pp. 1137-1140.
- Roscoe, K.H. : An Apparatus for the Application of Simple Shear to Soil Samples, Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found Eng., Vol. 1, 1953, pp. 186-191.
- Schiffman, R.L. : The Use of Visco-Elastic Stress-Strain Laws in Soil Testing, ASTM Special Technical Publ., No. 254, 1960, pp. 131-155.
- Simons, N.E. : Comprehensive Investigations of the Shear Strength of an Undisturbed Drammen Clay, Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960, pp. 727-745.
- Skempton, A.W. : The Pore Pressure Coefficients A and B , *Geotechnique*, Vol. 4, 1954, pp. 143-147.
- Skempton, A.W. : The Pore-Pressure Coefficient in Saturated Soils (Correspondance), *Geotechnique*, Vol. 10, 1960, pp. 186-187.
- Skempton, A.W. : Effective Stress in Soils, Concrete and Rocks, Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, 1961, pp. 4-16.
- Wu, T.H. : Study of Failure Envelope of Soils, Proc. ASCE, SM-1, 1963, pp. 145-181.
- 赤井浩一, 柴田 徹 : 沖積層粘土の含水量変化にともなう強度の推移について, *土木学会誌* Vol. 40, 1955, pp. 545-550.
- 赤井浩一 : 基礎地盤の圧密度と強度増加の関係, *土木学会論文集* No. 60, 1959, pp. 46-53.
- 赤井浩一 : 有効応力にもとづく斜面の安定解析, *土木学会論文*

- 集 No. 74, 1961, pp. 59-65.
- 赤井浩一：土中の間げき水圧の性状と測定法，土質材料の力学と試験法における最近の問題点（日本材料試験協会関西支部刊），1962, pp. 67-96.
- 赤井浩一，山本順一，小沢良夫：飽和粘土のせん断における間げき水圧の挙動について，土木学会論文集 No. 85, 1962, pp. 1-7.
- 赤井浩一，小谷 章，足立紀尚：飽和粘土の三軸圧密における間げき水圧の挙動について，土木学会論文集 No. 90, 1963, pp. 1-10.
- 赤井浩一，小谷 章：不攪乱飽和粘土の圧密とせん断におよぼす back pressure の効果，土木学会論文集 No. 91, 1963, pp. 1-9.
- 赤井浩一：乱さない飽和粘土の長期圧密に対する考察，土と基礎 Vol. 11, No. 3, 1963, pp. 10-13.

- 赤井浩一，足立紀尚：有効応力よりみた飽和粘土の一次元圧密と強度特性に関する研究，土木学会論文集 No. 113, 1965, pp. 11-27.
- 柴田 徹：粘土のダイラタンシーについて，京大防災研究所年報 No. 6, 1963, pp. 128-134.
- 柴田 徹，軽部大蔵：複合応力状態における土の挙動について，京大防災研究所年報 No. 7, 1964, pp. 1-9.
- 竹中準之介：軟弱地盤上の盛土築堤の基礎と基礎地盤の安定処理，最近の基礎工法（土木学会編），1962, pp. 287-321.
- 三笠正人：土の圧縮とせん断における問題点の考察，土質材料の力学と試験法における最近の問題点（日本材料試験協会関西支部刊），1962, pp. 45-66.
- 三笠正人：粘土の強度の考え方について，土と基礎，Vol. 11, No. 3, 1963, pp. 31-43.

（担当 京都大学 赤井浩一）

書 評

地盤改良の設計と施工

戸部兼雄 著

A 5 判 定価 880 円

最近はいろいろな建設工事が多いが，建設技術者たちの悩みの種の一つに軟弱地盤の改良工事がある。これはわが国の地理的条件に原因する宿命であるかもしれないのであるが，各種産業の急速な発展にともなって，生産設備の建設地として十分に地耐力のある土地ばかりを選ぶことが許されず，きわめて軟弱な地盤の土地にも建設しなければならないのが現状である。また生産設備ばかりでなく，産業を促進させるための高速道路や鉄道などの建設においても同じような状態である。

これらの軟弱地盤の改良工事には多くの建設技術者たちは，現代土質力学の知識を十分に活用して対処している。

ここに取り上げた「地盤改良の設計と施工」という一書も，建設技術者の一人である著者が自身が当面した体験を主として，地盤改良工法の代表的なものの設計法と施工について理解しやすく取りまとめたものである。

本書は6章から構成されている。第1章と第5章では土質力学の基本概念を説明し，第2章は砂地盤の改良工法としてバイプロフローテーション工法とサンドコンパクション工法およびバイプロコンポーザー工法について述べ，第3章と第4章では粘土地盤の改良工法としてサンドドレーン工法，サンドドレーンウェルポイント工法および電気浸透工法について説明している。最後の第6章ではバイプロフローテーション工法，サンドコンパク

ション工法およびサンドドレーンウェルポイント工法の各工法についておのおの一例ずつの実施例をあげている。ここでバイプロコンポーザー工法と電気浸透工法については著者には経験がないことをことわり，工法の基本概念の説明のみに留めてあるのは読者に信頼感をいだかせるであろう。

なお著者に対して注文するならば，第5章の土質力学補足は第1章に統合したほうが読みやすいし，また調査に関する説明の中で原位置試験法について詳細が述べられているが，これは他書にゆずったほうがよいと思われる。また各工法についての歩掛りの説明が有るものと無いものがあるが，これは全てに示してほしいものであり，同様に実施例についても実際の歩掛りを掲げてもらえるとよかったと思われる。さらに無理な注文であるかもしれないが，実施例として本書に掲げたような単純な地盤におけるものばかりでなく，もっと複雑な砂質土層と粘性土層が互層を形成しているような地盤についてのものを掲げてもらえるならば，本書の活用度は一層高まるであろう。

（鈴木）

発行・理工図書株式会社
東京・千代田区外神田1の4の6
振替・東京 36087
Tel (251) 2521