

基礎地盤の圧密度と強度増加の關係

正員 赤井 浩 一*

CORRELATION BETWEEN THE DEGREE OF CONSOLIDATION AND THE STRENGTH INCREASE OF FOUNDATIONS

By Dr. Eng., Kōichi Akai, C.E. Member

Synopsis : In order to know the behaviour of strength change with the degree of consolidation of foundations, a series of triaxial compression tests has been performed using Ōsaka alluvial clays. The result obtained by these tests is that, the failure envelope corresponding to the arbitrary degree of consolidation can be drawn between the conventional ones of Q -test and Q_c -test, and that, the strength constants which should be applied to the bearing capacity formula of consolidating soft foundations due to the surcharge load can be determined by the above failure envelope.

要旨 基礎地盤の圧密度による強度の変化の様子を知るために、大阪沖積層粘土を用いて一連の三軸圧縮試験を行ない、従来の非排水せん断試験 (Q -test) と圧密非排水せん断試験 (Q_c -test) の際の破壊包絡線の間、任意の圧密度に応じた破壊包絡線を描くことができ、これを用いて軟弱地盤上の荷重による圧密過程での基礎の支持力公式に適用すべき強度常数を決定しうることを実証した。

1. 緒 論

軟弱な地盤上にかんりの重量構造物を設置しようとする場合、基礎地盤の支持力と沈下について十分正確な知識を持つことが要求される。上載構造物の荷重強度に対して基礎の支持力が不足すると判断され、しかも杭打ちなどの特別な基礎工を施すことが、構造的にも経済的にも好ましくないと考えられるときには、サンドドレーン工法により早期に予圧密を行なつて地盤の強度の増加をはかるか、あるいは上載構造物の 載荷速度を遅らせて、基礎地盤内に過大な間ゲキ水圧を生ぜしめないという、いわゆる施工制御を行なうかのいずれかの方法に頼ることとなる。

さきに著者は、盛土の基礎地盤内に過剰な間ゲキ水圧を有する場合の塑性流動の機構について理論的解析を試み、地盤の塑性荷重の概念を用いて盛土の施工制御に関する数値計算の一例を示した^{1),2)}。この考え方は一面よりすれば、上載荷重による地盤の圧密と、それに応じた強度の増加状況の考察とみなすことができる。一方サンドドレーンの計画設計においても、過載荷重による地盤の予圧密は、工期の制約を受けて 100% 圧密に到達しない前に除荷せねばならないことが多く、各圧密度に応じた地盤強度の増加割合を推定することが必要である。最近では施工現場において、工事の進行とともに地盤強度を測定しつつ安全施工をはかる現地照査が広く行われるようになったが、できれば計画当初に地盤強度の増加を的確に予測して、工事の全体計画を樹立することが望ましい。ゆえに本文では、初期の土質調査によつて基礎地盤の圧密度と強度増加の關係を求める方法について、盛土の基礎を例にとつて述べる。

2. 盛土基礎地盤の支持力

計画する盛土が地盤上に安定するためには、支持力が十分であること、換言すれば底部破壊に対して十分なせん断強度を持つ基礎地盤であることが必要である。基礎の土質試験にもとづく安定解析法は、前述のように現地での観測の資料を用いて、かなりの程度まで予測的な値が期待できる^{3),4)}。工事の進行にともない、最初仮定した諸数値を訂正改良して、安全に盛土工事を完成させて行くという、いわゆる半経験的方法が現地の技術者にとつて有効である。

この方法としては、まず基礎地盤中より採取した乱さない試料について在来のせん断強度を求め、この値を用いて基礎の底部破壊に対して安全な第一回目の許容盛土荷重を決定する。この際用いる安定解析法には、種々の解法が提案されている。すなわち Terzaghi の支持力論⁵⁾によると、基礎地盤の材料の内部摩擦角 $\phi=0$ の場合の粘着強度 c と最大破壊荷重強度 q との關係は、盛土底面における粗度の大小により、

$$q=5.14 c \sim 5.7 c \dots \dots \dots (1)$$

* 工学博士、京都大学助教授 防災研究所

となる。また円形すべり面を用いる Fellenius の方法⁶⁾では

$$q = 5.52 c \dots \dots \dots (2)$$

が与えられている。式 (2) の右辺の係数 5.52 は、Taylor⁷⁾ が展開した法面安定論において、深さ係数 $n_d \rightarrow \infty$ のときの底部破壊に対する安定係数 N_s の値と一致する。さらに Janbu⁸⁾ が行なつた無次元表示による法面安定解析法においても、最大破壊荷重強度は非常に深い基礎地盤に対し

$$q = 5.53 c \dots \dots \dots (3)$$

となつて、式 (2) の Fellenius や Taylor の解とほとんど相等しくなる。

これらの値に安全率を見込んで等一回目の盛土荷重、従つて盛土高を決定するのであるが、この場合の安全率 F としては工事進行中のものとして、 $F=1.5 \sim 2.0$ を採用することが妥当と考えられる。従つて上記の諸式より、許容盛土荷重強度 q_a は

$$q_a = 2.5 c \sim 3.8 c \dots \dots \dots (4)$$

の程度となり、その中央値はつぎの値となる。

$$q_a \approx 3.15 c \dots \dots \dots (5)$$

著者は盛土の施工制御に関する論文において、盛土基礎の二次元圧密と塑性荷重の理論より、地盤の圧密過程中的塑性荷重の最小値を与える次式を用いた*。

$$q_{min} = \frac{\pi c}{1 - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right) \tan \varphi} \dots \dots \dots (6)$$

この式で地盤の内部摩擦角 $\varphi=0$ とおけば、

$$q_{min} = \pi c = 3.14 c \dots \dots \dots (7)$$

となり、式 (5) の許容荷重強度 q_a とほとんど同じ大ききになる。式 (7) は盛土基礎地盤の進行性破壊の立場から誘導された一種の局部せん断破壊に対応する荷重強度を示すから、逆の見方をすれば、この式で算出した q_{min} の値には、地盤が全般せん断破壊をすると考える場合の 1.5~2.0 倍の安全率が含まれていることになる。

最近、高木氏⁹⁾は上記の著者の考え方から出発して、別の方法で式 (7) を誘導し、この式の妥当性を現地での観測資料¹⁰⁾によつて検証した。また水野博士ら¹¹⁾は、軟弱地盤上の盛土のすべり出しに関する模型実験の結果から、地盤の破壊荷重強度として Terzaghi の局部せん断破壊に対する支持力公式、

$$q = \frac{2}{3} \times 5.7 c = 3.8 c \dots \dots \dots (8)$$

を用いて計算することを提案している。

以上のようにして第一回目の許容盛土荷重が決定されると、別に同一試料について圧密試験を行なつて、所望の圧密度 (例えば 75%) に達する時間を測定し、これから現地の境界条件に応じた解析により、第二回目の盛土増加を行なうまでの時日を計算する。第二回目以後の許容荷重増加量は、その直前の上載荷重強度に対して、同じ圧密度まで圧密した試料につきせん断試験を行なつてせん断強度を求め、逐次安定計算を進めることができる。

つぎに本論として、上記過程中的最後に述べた、圧密度に応じてどれほどのせん断強度の増加が期待できるかについて、実験的考察を行なうことにする。

3. 圧密度による粘土の強度増加に関する実験

著者はかつて飽和粘土の強度特性におよぼす含水量の影響について、土壌水吸引力の概念を用いて考察を行ない、三軸試験によつて実験的検討を試みた。その結果試験の方法にかかわらず、この両者の関係は半対数紙上で直線となり、従つて飽和粘土の強度は含水比と一義的な関係にあることを明らかにした¹²⁾。

以上の結果は、含水比の代りに粘土の圧密の程度を表わす圧密度を用いると、2. で述べた盛土の施工制御に対して巧みに利用することができる。これは圧密度の定義が、圧密による粘土空ゲキ内の間ゲキ水の逸脱の程度を示すものであることを想起すれば容易に理解しうる。ただ含水比は、ある一つの粘土試料について一義的に規定されるが、圧密度を規定する場合には、ある圧密荷重に対して定まつた値が一つずつ求まるといふ点が相違している。ここでは三軸圧縮試験の際の圧密側圧を一定にして、圧密度を種々に変えた場合の強度変化に関する実験結果を述べる。

実験に用いた試料は大阪新期沖積層に属する、いわゆる梅田層より採取した二種類の粘土である。その一つは大阪市大正区鶴町、大運橋架橋地点において、地表から 10~11m の深さより採取したシルト質粘土 (粘土分 31%,

* 文献 2) の式 (15) 参照

シルト分 57%, 砂分 12%, $LL=62.5\%$, $PL=27.0\%$, 自然含水比 54.8%, 比重 2.65, 間ゲキ比 1.41) であり, 他は此花区北港の深度 24~25m より採取した純粘土 (粘土分 48%, シルト分 40%, 砂分 12%, $LL=86.0\%$, $PL=27.5\%$, 自然含水比 61.7%, 比重 2.64, 間ゲキ比 1.61) であつて, この両者の飽和度はほとんど 100% に近い。これらはいずれも内径 74 mm の真鍮製薄肉ピストンサンプラーで採取されたものであつて, 三軸圧縮試験はすべて直径 35 mm, 高さ 80 mm の円筒形供試体について行なつた。

まずセン断に先立ち, 所定の圧密側圧において任意の圧密度を有する試料を作成する必要がある。通常三軸試験機によつて圧密非排水セン断試験を実施するには, 一定側圧を加えて試料よりの排水を行ない, この等方圧に対する試料内の間ゲキ水圧が 0 になつた後, 排水栓を閉じて任意の側圧の下で上下圧により急速セン断を行なう。しかし供試体の高さは 80 mm もあつて, 透水係数の小さい粘土試料の 100% 圧密には, 数時間ないし十数時間を要するのが普通である。そこで著者の実験においては, 濾過紙に縦格子状の溝を切つて円筒形供試体の側面に巻きつけ, 側方排水を促すペーパードレーンを行なつた。この方法によると, 粘土試料内の間ゲキ水の排水距離を短縮して, ペーパードレーンのない場合の約 1/3 以内の時間で 100% 一次圧密を完了させることが可能である*。側圧による圧密の進行度合は, 供試体よりの排水量の時間的な割合をビュレットで読みとることにより知ることができる。図-1 の実線は, 圧密側圧 $\sigma_3=6.0 \text{ kg/cm}^2$ の場合の大運橋粘土の圧密-時間曲線を半対数紙上にプロットしたものであつて, 標準圧密試験におけると同様に, $\log t$ 法により 100% 圧密の点 A の縦距と修正始点 B の縦距を求め, この間を任意に等分して, この側圧の下で任意の圧密度に到達するまでの所要時間をその点の横距から決定する。図-1 の例では $t_{25}=1.65$ 分, $t_{50}=7.1$ 分, $t_{75}=21$ 分, $t_{100}=60$ 分である。ゆえに例えば, 圧密度 50% の試料を得るためには, さきと同じ側圧の下での供試体を 7.1 分間だけ三軸圧密して, 直ちに排水栓を止め, 上下圧によるセン断を行なうのである。この場合の圧密-時間曲線は 図-1 の破線で示すように, その圧密度まではさきの 100% 圧密の実線と同型のものが得られる (この場合ビュレット内の始読水位を同一にしておけば, 当然両者の曲線は重なる)。

図-1 大運橋粘土の圧密-時間曲線 (ペーパードレーン使用)

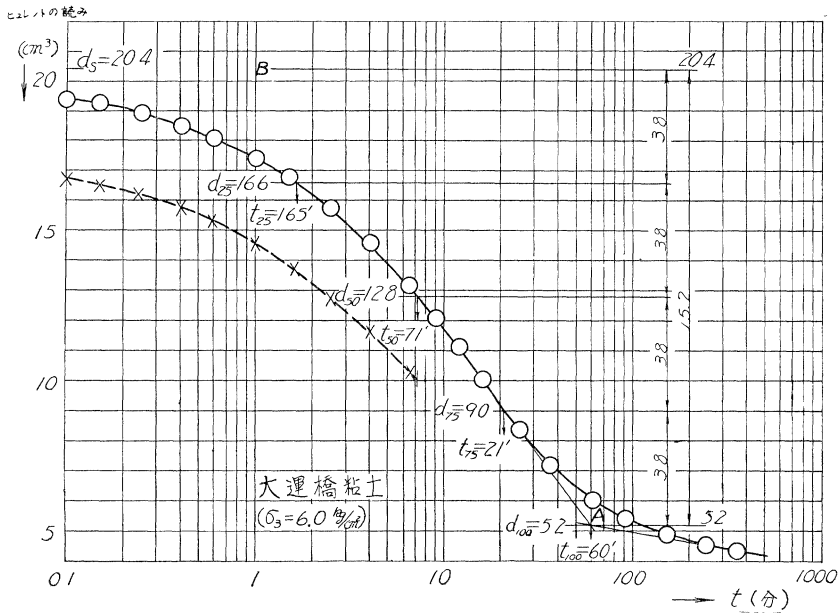


図-2 は側圧 6.0 kg/cm^2 について, 以上の方法で得られた 0%, 25%, 50%, 75%, 100% の各圧密度の試料のセン断時の軸差応力-ひずみ曲線である。セン断はひずみ速度制御方式により, 毎分供試体高さの 1% のひずみを試料に与えるように規定した。この図から一定側圧の下では, 圧密度が高くなるほど強度が増し, また最大軸差応力を示すときのひずみも大きくなるのが明らかである。後の便宜のため, 各圧密度に応ずる試料の含水比も記入されている。

* 文献 12) の 図-7 参照

図-3は大運橋粘土および北港粘土の両者について、側圧6.0 kg/cm²の下での圧密度を普通目盛に、最大軸差応力を対数目盛にとつた圧密度-強度関係を示す。この図により一定側圧における圧密度と強度の関係は、半対数紙上で直線となることが知られる。この直線の傾斜には両粘土試料とも大差がない。先述したように、圧密度は粘土空ゲキ内の間ゲキ水の逸脱の程度を表示するものであつて、圧密度の増加はそのまま含水量の減少を表わすと考えられるから、図-3の関係は直ちに含水比-強度関係に移行できる。図-4は同じ二つの粘土試料の含水比と最大軸差応力との関係を半対数紙上にプロットしたもので、前論文¹²⁾で詳述したように、この両者はいづれも直線的対応を示している。

図-2 大運橋粘土の軸差応力-ひずみ曲線

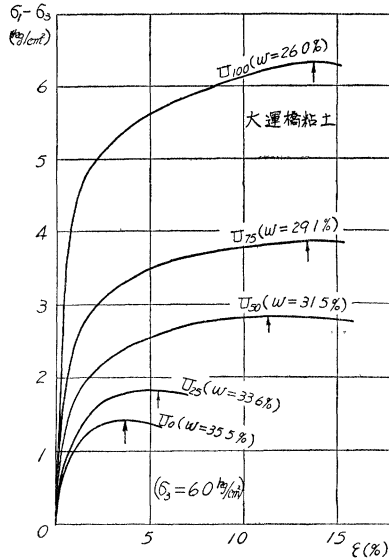


図-3 大運橋粘土および北港粘土の圧密度と強度の関係

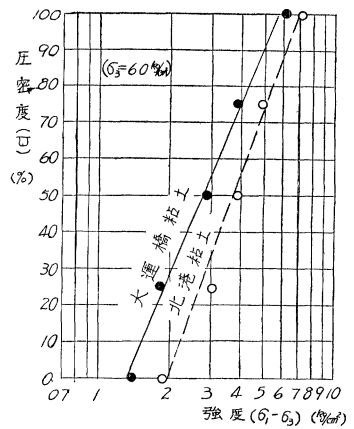
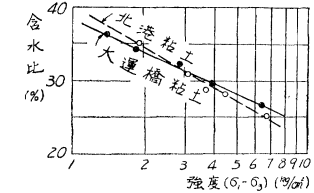


図-4 大運橋粘土および北港粘土の含水比と強度の関係



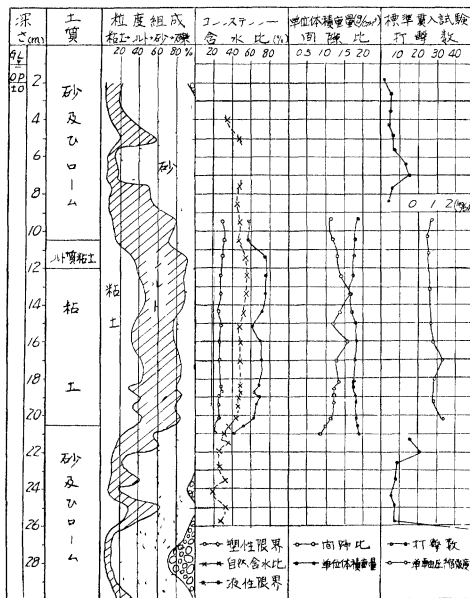
4. 各圧密度における土の強度常数の決定

つぎに上記の方法により、種々の側圧に対して一定の圧密度に圧密した土試料について一連の三軸圧縮試験を行ない、圧密度に応じた強度常数を決定してみよう。

この一連の試験に用いた試料は、さきと同じく大阪沖積層粘土であつて、大阪市浪速区木津川町、大正橋橋台地点の深度12~20mの第一粘土層(梅田層)より、固定ピストン型薄肉サンプラーで採取したものである。このボーリング地点の土質柱状図を図-5に示す。この図で知られるように、この部分の粘土層は粘土分、シルト分ともそれぞれ約40%を占める純粘土であつて、自然含水量の下での一軸圧縮強度は約0.5~1.0 kg/cm²である。

図-6は大正橋粘土の乱さない試料について $\sigma_3 = 0.5 \text{ kg/cm}^2, 1.5 \text{ kg/cm}^2, 3.0 \text{ kg/cm}^2, 4.5 \text{ kg/cm}^2, 6.0 \text{ kg/cm}^2$

図-5 大正橋東側橋台地点土質柱状図



のおおのの側圧の下で、100% および 50% 圧密した供試体の三軸圧縮試験の際の Mohr の応力円と破壊包絡線を示す。100% 圧密の応力円はいわゆる圧密非排水試験 (Q_c -test) に相当し、 $\sigma_3 = 0 \text{ kg/cm}^2, 3.0 \text{ kg/cm}^2, 6.0 \text{ kg/cm}^2$ の各側圧に対して別に描いた圧密度 0% の応力円は非排水試験 (Q -test) に相当する。圧密度 50% の応力円の破壊包絡線は、圧密非排水せん断強度と非排水せん断強度を示す破壊包絡線の丁度中間に位置していることが明らかに知られる。このようにして任意の圧密度に応じた土試料の破壊包絡線を描くことができ、これを用いて式(4)~(8)に適用すべき基礎地盤の強度常数を決定することが可能となる。

図-6 大正橋粘土の三軸圧縮試験結果(乱さない試料)

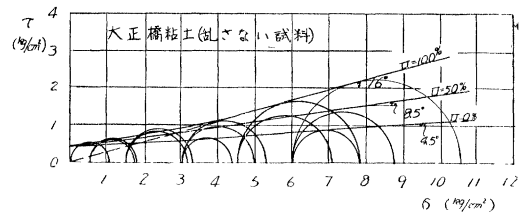


図-7 は同じ大正橋粘土を練返し再成型したものについて、同様な三軸圧縮試験を実施した結果を示す。この場合 0% 圧密に相当するものは、供試体の形が保たれないので、応力円を描くことができない。50% 圧密に相当する応力円は、圧密非排水試験 (100% 圧密) のものの約 1/2 の強度常数を有している。また 100% 圧密に対するものの強度常数は、図-6 の乱さない試料の同じ圧密度のものに等しいことがわかる。換言すれば同じ試料については、乱した状態のものでも一定側圧の下で完全に圧密を行えば、乱さない試料に等しい強度が得られることになる。この様子を詳細に見るために、4.5 kg/cm² の側圧について、三軸圧縮試験の際の応力-ひずみ曲線を描くと図-8 が得られる。この図により乱した試料の構造の再形成は、圧密度に応じてかなり明瞭に進行していることがうかがわれる。

さて上述の図-6、図-7 の横軸には、全応力で表わした垂直応力をとつているが、ここに記入した各圧密度に応ずる破壊包絡線が、土のいかなる強度を表わすかについて考察してみよう。まず圧密度 U は図-9 (a) の間ゲキ比-圧力曲線を参照して次式で定義される。

$$U = \frac{e_1 - e}{e_1 - e_2} = \frac{p - p_1}{p_2 - p_1} = 1 - \frac{u}{u_1} \dots \dots \dots (9)$$

ここに p は圧密圧力 (有効応力)、 p_1, p_2 はその初期値および終局値 (圧密の一段階における p の変動範囲を示すもの)、 e, e_1, e_2 はそれぞれ p, p_1, p_2 に対応した試料の間ゲキ比を表わす。また u は試料内の間ゲキ水圧、 u_1 はその初期値であり、試料の全高 $2H$ の平均値はそれぞれ $\frac{1}{2H} \int_0^{2H} u dz, \frac{1}{2H} \int_0^{2H} u_1 dz$ となる。飽和土においては G_s を土粒子の比重、 w を含水比としたとき、 $e = G_s w$ なる関係で間ゲキ比 e は含水比 w に比例する。ゆえに図-9 (a) の間ゲキ比-圧力曲線は、縦軸の目盛を変えるだけでそのまま図-9 (b) の含水比-圧力曲線に移行

図-7 大正橋粘土の三軸圧縮試験結果 (練返し試料)

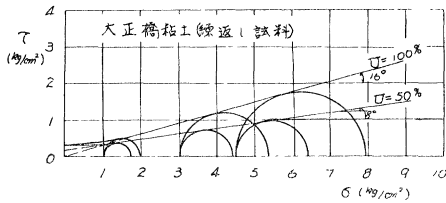


図-9 飽和粘土の間ゲキ比, 含水比, 圧密圧力, セン断応力, 垂直応力の関係

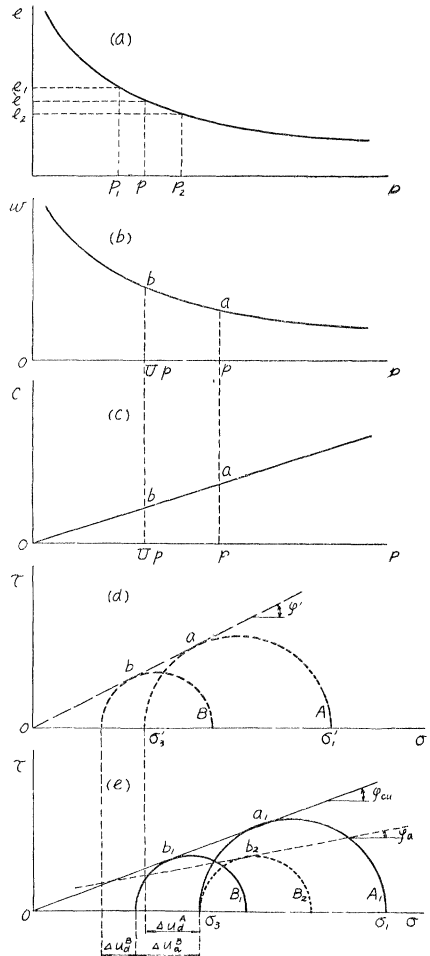
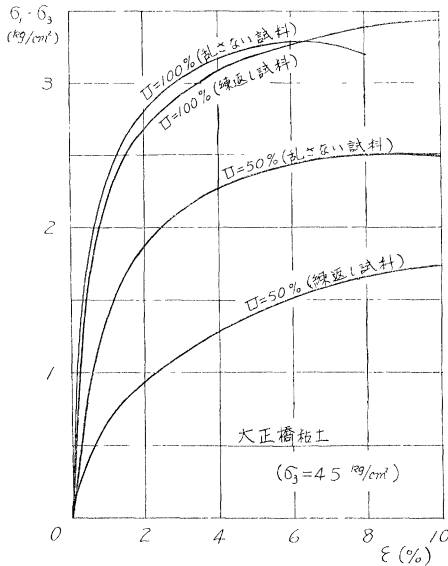


図-8 大正橋粘土の軸差応力-ひずみ曲線



される。いま 図-9 (b) の曲線上に任意の圧力 p に対応する点 a をとり、 $Up(0 \leq U \leq 1)$ に対応する点を b とする (この場合圧密圧力の初期値を 0 としておく)。この図の横軸は有効応力で表わした圧密圧力を示しているから、 b 点の縦距は圧力 Up で完全に圧密された試料の含水比を表わすと同時に、式(9)より p なる圧力で圧密度 U にまで圧密された試料の含水比を表わすことにもなる。つぎに 図-9 (c) は Coulomb の式 $\tau=c+\sigma \tan \varphi$ より、飽和粘土の非排水型せん断 (せん断前の圧密圧力による間ゲキ水圧もせん断中の軸差応力の変化による間ゲキ水圧も、ともに完全に存在させたままのせん断方式) における内部摩擦角を $\varphi=0$ として、粘着強度 c と p との関係を描いたものであつて、よく知られているように正常圧密の領域においては、この両者は比例関係にある。図中 a, b 点はそれぞれ 図-9 (b) のものに対応している。さらにこの関係を横軸に有効垂直応力 σ' 、縦軸にせん断応力 $\tau=c$ をとつて、有効応力に対する Mohr の応力円を表示すると 図-9 (d) が描かれ、この破壊包絡線の傾射角 φ' はいわゆる排水型せん断 (せん断前もせん断中も試料内に間ゲキ水圧がないせん断方式) における飽和粘土の内部摩擦角を示す。図-9 (e) は 図-9 (d) の横軸を有効応力のかわりに、これに間ゲキ水圧をも含めた全垂直応力 $\sigma=\sigma'+u$ で表わしたもので、応力円 A_1 および B_1 の位置はそれぞれ 図-9 (d) の A および B より、せん断中の軸差応力の変化に応じて発生する間ゲキ水圧 Δu_a^A または Δu_a^B だけ右の方へ移つている。この場合の破壊包絡線の傾射角 φ_{cu} は圧密非排水型せん断 (せん断前の試料の圧密は完了しているので間ゲキ水圧はないが、せん断中の応力変化に対応して間ゲキ水圧が発生するせん断方式) における内部摩擦角である。この図の円 B_1 をさらに間ゲキ水圧 Δu_a^B だけ右へ寄せた円 B_2 は、 $\sigma_3=p$ なる側圧の下で U なる圧密度まで圧密させた試料の破壊時の応力円であり、その包絡線の傾射角 φ_a は 100% 圧密非排水型せん断における内部摩擦角となる。

つぎにこれらの関係を 図-7 に示した大正橋粘土の練返し試料の三軸圧縮試験について確かめてみよう。一般に $\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_3$ なる主応力の変化に伴なつておこる間ゲキ水圧の変化 Δu は、最初等方圧の変化 $\Delta \sigma_3$ を受け、ついで軸差応力の変化 ($\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$) を受けて、この各段階においてそれぞれ Δu_a および Δu_d なる間ゲキ水圧変化を生ずるものと考え、

$$\begin{aligned} \Delta u &= \Delta u_a + \Delta u_d \\ &= B[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \dots \dots \dots (10) \end{aligned}$$

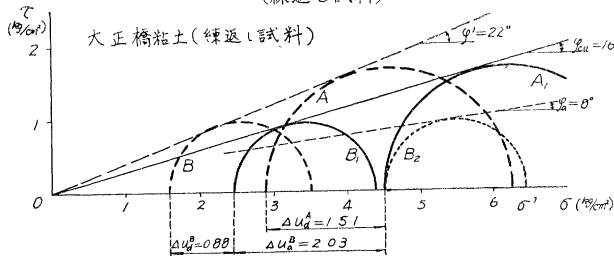
で表わされ、係数 A, B を間ゲキ水圧係数と称する¹³⁾。大正橋粘土の練返し試料を再成型して三軸圧縮試験機の側圧室に入れ、あらかじめ試料の全側面に有効圧力 $p=\sigma_3$ を与えて圧密をすませ、ついで非排水の状態側圧変化 $\Delta \sigma_3$ を与えて生じる間ゲキ水圧変化 Δu_a を測定し、つぎに試料に軸差応力の変化 ($\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$) を与えて生じる間ゲキ水圧変化 Δu_d を測定した。これらの間ゲキ水圧はいずれも直径 35 mm、高さ 80 mm の円筒形両面排水試料の中央高さに挿入した注射針を通じて間ゲキ水圧を水銀マンオメーターに導き、いわゆる no-flow 方式で測定したものである。その結果は 表-1 に示すごとく、この粘土では間ゲキ水圧係数として $B=0.90$ および $A=0.495$ を得た。

表-1 大正橋粘土の間ゲキ水圧係数測定結果 (練返し試料)

$p[\text{kg/cm}^2]$	$\Delta \sigma_3[\text{kg/cm}^2]$	$\Delta u_a[\text{kg/cm}^2]$	B	$\Delta \sigma_1[\text{kg/cm}^2]$	$\Delta u_d[\text{kg/cm}^2]$	A
2.0	0.5	0.45	0.90	0.95	0.20	0.495

図-10 の応力円 A_1 は 図-7 の応力円の中で、側圧 $\sigma_3=4.5 \text{ kg/cm}^2$ の下での圧密非排水せん断試験における破壊時の応力円である。この円の直径すなわち最大軸差応力は $(\sigma_1 - \sigma_3)_f = 3.40 \text{ kg/cm}^2$ であり (添字 f は破壊時のものを示す)、間ゲキ水圧係数は $A=0.495, B=0.90$ なるゆえ、この円の位置を $\Delta u_a^A = BA(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)_f = BA(\sigma_1 - \sigma_3)_f = 1.51 \text{ kg/cm}^2$ なる間ゲキ水圧の大きさだけ左方へずらせると、有効応力に対する応力円、すなわち排

図-10 大正橋粘土の三軸圧縮試験における各強度常数間の関係 (練返し試料)



水セン断試験における破壊時の応力円 A が得られる。また応力円 B_2 は同じく 図-7 において、側圧 $\sigma_3=4.5 \text{ kg/cm}^2$ の下で 50% だけ圧密して、その後非排水セン断試験を行なった際の破壊時の応力円である。この場合 $\Delta\sigma_3=\sigma_3=4.5 \text{ kg/cm}^2$ であり、 $U=0.5$ 、 $B=0.90$ なるゆえ、この円の位置を $\Delta u_a^B=(1-U)B\Delta\sigma_3=2.03 \text{ kg/cm}^2$ なる間ゲキ水圧の大きさだけ左方へずらせると、セン断前の応力に関しては有効応力で表わされ、従つてこのようにして得られる円 B_1 は $\sigma_3=4.5-2.03=2.47 \text{ kg/cm}^2$ なる側圧の下での圧密非排水セン断試験における破壊時の応力円となる。そして応力円 A_1 、 B_1 の共通接線の傾斜角 $\varphi_{cu}=16^\circ$ は、練返した大正橋粘土の圧密非排水型セン断における内部摩擦角となり、これは 図-7 に示した試験結果と完全に一致している。円 B_2 および B_1 の直径は $(\sigma_1-\sigma_3)_f=1.97 \text{ kg/cm}^2$ であるから、円 B_1 の位置を $\Delta u_a^B=BA(\Delta\sigma_1-\Delta\sigma_3)_f=BA(\sigma_1-\sigma_3)_f=0.88 \text{ kg/cm}^2$ なる間ゲキ水圧の大きさだけさらに左方へずらせると、セン断中の応力もすべて有効応力で表示したことになり、排水セン断試験における破壊時の応力円 B が得られる。このようにして円 A 、 B の共通接線の傾斜角 $\varphi'=22^\circ$ は、練返した大正橋粘土の排水型セン断における内部摩擦角を表わすことになる。図-9 および 図-10 では理解を容易にするために、セン断前、セン断中とも有効応力で表わされた応力円 (A 、 B) を破線で、セン断前の応力は有効応力であるが、セン断中のそれは間ゲキ水圧を含んでいるもの (A_1 、 B_1) を実線で、またセン断前、セン断中とも間ゲキ水圧を含んでいるもの (B_2) を点線で表わして区別した。乱されない試料に対する 図-6 についても、上と全く同様の検証を行なうことができる。

さきにも述べたように、最近施工現場において安全施工のための現地調査が行われる傾向にあり、間ゲキ水圧計の打設とその記録の読みとりによつて、地盤内の有効圧力の増加を照査しながら適切に施工制御を行なう目安とする方法が推奨されている。これは最も確実かつ安全な方法ではあるが、現地での間ゲキ水圧の測定には往々大きい困難と誤差を伴ないがちである。しかるにここで述べた方法で初期の土質調査を完了しておけば、工事に入つてからは盛土施工後の基礎地盤の沈下を定期的にレベルなどで測定しさえすれば、地盤の圧密進行の様子が知られ、それに伴う強度増加についても十分な知識を得ることができるので、前記の水圧計の記録は必ずしも必要ではないといえよう。もちろんここに記した三軸試験結果を現地の地盤の安定計算にそのまま適用する場合に生ずる誤差については、慎重な検討を要する。例えば最大、最小主応力のほかに三軸試験では表われない中間主応力の影響、セン断中主応力の方向が変化する影響、供試体の端部拘束の影響および試験継続時間による粘土のクリープ効果などは、ことごとく粘土試料内に発生する間ゲキ水圧の大きさに相当関係してくる¹⁴⁾。これらの詳細な解明は今後の研究にまつべきものが多い。

5. 結 論

本文では、基礎地盤の圧密度による強度の変化の様子を知るために、大阪沖積層粘土を用いて一連の三軸圧縮試験を実施した結果を述べ、つぎの諸事項を明らかにした。

- (1) 盛土基礎地盤の許容荷重強度は近似的に式 (5) で与えられ、これはまた著者がさきに提案した地盤の圧密過程中的の塑性荷重の最小値を与える式 (7) と一致することを示した。
- (2) 圧密度に応じ、どれほどセン断強度の増加が期待できるかを知るための三軸圧縮試験において、所定の圧密側圧に対して任意の圧密度を有する試料を作成する方法を述べた。すなわち三軸圧密に要する時間を短縮させるためにパーパードレーンを用い、試料よりの排水量の時間的割合をピュレットで読みとつて、一定側圧に対する圧密-時間曲線を描き、これより各圧密度に到達するまでの所要時間を求めた。
- (3) 一定側圧の下では、圧密度が高くなるほど粘土の強度が増し、この関係が半対数紙上で直線となることは、かつて著者が考察した飽和粘土の含水比-強度関係と同一の現象であることを指摘した。
- (4) 従来の非排水セン断試験と圧密非排水セン断試験の際の応力円の破壊包絡線の間に、任意の圧密度に応じた破壊包絡線を描くことができ、これを用いて式 (5) または式 (7) の支持力公式に適用すべき強度常数を決定しうることを実証した。
- (5) 各圧密度に応ずる破壊包絡線が土のいかなる強度を表わすかについて考察するため、従来の有効応力での強度表示との関連を追究して実験結果に明確な解釈を与え、本方法の現地への応用についても提案を行なつた。

本文で得た以上の結論は、さきに著者が提示した盛土の施工制御の理論を実地に応用する際の具体的手段を与えるものである。この着想は同理論に対する白石俊多氏の討議¹⁵⁾に負うところが多く、ここに感謝の意を表明する。

参 考 文 献

- 1) 赤井浩一：堤体二次元圧密の研究，土木学会論文集 No. 16, 1953, pp. 51-59.
- 2) 赤井浩一：盛土の施工制御に対する考察，土木学会誌 Vol. 38, No. 9, 1953, pp. 390-395.

- 3) 福岡正己, 稲田倍穂, 高橋一男: 恋瀬川堤防基礎地盤調査報告, 土木研究所報告 86 号の 8, 1953, pp. 24-42.
- 4) 福岡正己, 稲田倍穂: 軟弱地盤地帯における河川堤防の沈下に関する研究, 土木研究所報告 87 号の 3, 1954, pp. 32-51.
- 5) K. Terzaghi: *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley, 1948, pp. 118-143.
- 6) W. Fellenius: *Erdstatische Berechnungen*, W. Ernst u. Sohn., 1927.
- 7) D.W. Taylor: *Stability of Earth Slopes*, Jour. Boston Soc. C.E., Vol. 24, 1937, pp. 197-246.
- 8) N. Janbu: *Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters*, Harvard Soil Mechanics Series, No. 46, 1954.
- 9) 高木俊介: 軟弱地盤上の盛土速度統制に関する二つの考え方, 「軟弱地盤の力学的性質とその対策」シンポジウム講演集, 1957, pp. 11-16.
- 10) 稲田倍穂: 軟弱地盤上の築堤, 土と基礎 Vol. 3, No. 11, 1955, pp. 4-16.
- 11) 水野高明, 内田一郎ほか: 軟弱地盤におけ盛土の沈下とすへり出しに関する模型実験, 「軟弱地盤の力学的性質とその対策」シンポジウム講演集, 1957, pp. 37-42.
- 12) 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, No. 10, 1955, pp. 545-550.
- 13) A.W. Skempton: *The Use of Pore-Pressure Coefficients A and B*, Géotechnique, Vol. 4, No. 4, 1954, pp. 143-147.
- 14) A.W. Bishop and D.J. Henkel: *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, Edward Arnold Ltd., 1957, pp. 26-32.
- 15) 白石俊多: 「盛土の施工制御に対する考察」討議, 土木学会誌 Vol. 39, No. 2, 1954, pp. 111-112.

(昭. 33. 1. 9)