

# 真空圧密工法による地盤の変形と強度増加

## —三軸試験によるシミュレーション—

三田地 利之<sup>1</sup>・高橋 秀彰<sup>2</sup>・香西 篤<sup>3</sup>

<sup>1</sup>フェロー会員 工博 北海道大学教授 大学院工学研究科 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)  
E-mail: mitachi@eng.hokudai.ac.jp

<sup>2</sup>正会員 工修 (株) ドーコン 地質部 (〒004-8585 札幌市厚別区厚別中央1条5丁目4-1)

<sup>3</sup>学生会員 北海道大学大学院 工学研究科 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)

軟弱地盤の圧密工法として普及しつつある真空圧密工法は、盛土荷重載荷工法と比較して、すべり破壊の危険性が少ないことや比較的小規模な設備で大きな圧密効果が期待できるなどの利点を有している。しかし、そのメカニズムについては必ずしも明確でない点が多く、強度増加および変形の事前予測手法は確立していないのが現状である。そこで本研究では、真空圧密工法における地盤の応力状態を三軸試験装置内で再現し、緩速盛土工法を想定した試験との比較を行うことにより、その強度-変形挙動を検討し、本工法による強度増加は“過圧密効果”に基づくことを示すとともに、真空解除後の応力状態の変化を把握することの重要性など、設計・施工にあたっての留意点を指摘している。

**Key Words :** vacuum preloading method, ground improvement, soft clay, triaxial test, negative pore water pressure

### 1. はじめに

W.Kjellman によって考案された<sup>1)</sup>真空圧密工法(大気圧工法)は、比較的小規模な設備で大きな圧密効果が期待できることや、盛土荷重による圧密の場合に問題となるすべり破壊の危険性が少ないと考えられることなどの利点があるにも関わらず、この工法が導入された当時の我が国での実施例は限られたものであった<sup>2)</sup>。その理由は、この工法のメカニズムの検証が十分でないことや、圧密終了の確認方法が確立していなかったこともあるが、当時の技術では真空度を高めかつその値を維持することの困難さが主たる原因であったように思われる。近年になって、気密シートの材質が改良されたことや、ドレーン材の開発が進んだことにより、コスト削減・工期短縮の観点から改めてこの工法の利点が見直され、実施例が増大しつつある<sup>3)</sup>。しかし、圧密後の強度増加の事前把握が必ずしも容易でないこと、圧密による変形の範囲を事前に予測する方法が確立していないこと等々未解決の問題を抱えている。また、これまでの実施例のすべてが成功したわけでもない<sup>4)</sup>。

真空圧密工法を採用した場合の地盤の挙動は、異方的な応力状態にある地盤が間隙水圧の減少による

有効応力の等方的な増加を受けて、新たな異方応力の下で平衡状態に達するまでの体積変化およびせん断変形の問題ととらえた方がよいと考えられる。そこで本研究では、三軸試験装置内で供試体に負の間隙水圧を載荷することにより真空圧密工法における地盤内の応力状態を再現し、その強度・変形特性を解明することを目的としている。

なお、三軸試験によるシミュレーションにあたっては、実験条件を単純化するために、以下のような仮定を設けている。

- (1) 原地盤は  $K_0$  条件で正規圧密されている。
- (2) 真空圧密中の地盤内の側方応力(全応力)は一定とする。

実際の地盤内では真空圧密の進行(ひずみの発生)に伴う応力の再配分によって、側方応力が変化すると考えられるが、そのような状況を再現するためにはFEMなどの数値解析によるしかない。本研究では、地盤内の要素の変形挙動と強度の変化を三軸試験によるシミュレーションを通して把握することにより、真空圧密工法のメカニズム解明をめざしていることから、このように簡略化した条件を設定した。

ちなみに、真空圧密工法のメカニズムを解明する

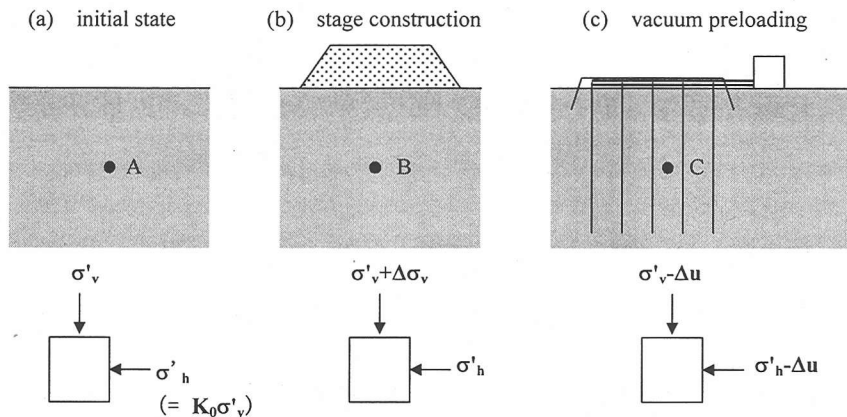


図-1 想定される応力状態

目的で行われた三軸試験による既往のシミュレーション実験として梅崎らの研究<sup>5),6)</sup>があるが、真空圧載荷前の供試体の応力状態を等方条件としている。後述のように、異方応力条件下にある地盤に等方的な有効応力の増加を与えることが真空圧密工法の本質と考えられるから、本研究におけるシミュレーション内容の方がより実地盤の条件に近似しているといえる。なお、本研究では主として軟弱地盤上の盛土施工における地盤改良の目的で真空圧密工法を利用する場合を念頭においている。

## 2. 試験条件

### (1) 試料

試料は市販の NSF-clay ( $\rho_s=2.77\text{g/cm}^3$ ,  $LL=56\%$ ,  $I_p=28$ )で、粉末状の試料に含水比が液性限界の2倍程度になるように蒸留水を加えて攪拌したのち、鉛直応力  $150\text{kPa}$  で10日間一次元圧密し、直径  $50\text{mm}$ 、高さ  $100\text{mm}$  に成形したものを用いた。

### (2) 試験装置

試験には通常の三軸試験装置を用い、軸圧、セル圧および背圧の載荷は電空変換器を介してコンピュータ制御により行った。背圧の載荷は二重管ピュレットから周囲ろ紙を介して行い、供試体底部中央で間隙水圧を測定した。

### (3) 試験概要

三軸試験装置により真空圧密工法のシミュレーションを行うにあたり、無処理地盤に対し盛土荷重を緩速載荷する場合(以下、緩速盛土工法と呼ぶ)を想定した実験との比較を行った。このとき、両工法における原地盤の応力状態を以下のように仮定した<sup>7)</sup>。

図-1 (a)に示すように原地盤の初期応力状態(A)は  $K_0$  正規圧密状態とし、鉛直応力  $\sigma'_v=200\text{kPa}$  とした。緩速盛土工法における盛土荷重載荷時の地盤の応力状態(B)は、実験条件の単純化の都合上図-1 (b)に示すように鉛直応力  $\sigma'_v$  のみが増加するとした。また、このとき供試体に作用する水平応力  $\sigma'_h$  (全応力)は一定とした。図-1 (c)に示す真空圧密工法において、真空駆動装置により地盤に負圧を載荷した場合の応力状態(C)は、全応力  $\sigma'_v$ 、 $\sigma'_h$  一定で地盤に負の間隙水圧  $\Delta u$  が作用することにより鉛直および水平有効応力  $\sigma'_v$ 、 $\sigma'_h$  が増加するとした。なお、実際の施工において所定の深度まで目標の真空度に到達したとすれば、深さによらず等しい有効応力の増分が等方的に発生する。地表付近では応力状態は等方に近くひずみも等方的に生じるが、深度が深くなると等方応力の増分は同じでも初期の異方応力状態からの変化が小さいので、一次元的な沈下が変形の主体となる。したがって、前述のように本実験の内容が地盤全体の変形モードを代表するわけではない。

三軸試験によるシミュレーションにあたって、負圧  $\Delta u$  は予め供試体に作用している背圧を減少させることにより載荷した。真空駆動装置を停止した後の地盤の応力状態は、地盤に作用した負の間隙水圧が消散することにより鉛直および水平有効応力  $\sigma'_v$ 、 $\sigma'_h$  が減少すると考えられ、全応力  $\sigma'_v$ 、 $\sigma'_h$  一定のまま負圧を除荷することになるが、実際には負圧と同等の背圧 ( $\Delta u$ ) を増加させることにより再現した。

本試験では、真空圧密工法による負圧の載荷量 ( $\Delta u$ ) は、 $-80\text{kPa}$  および  $-40\text{kPa}$  とした。また、緩速盛土工法による鉛直応力の増分  $\Delta\sigma_v$  は  $80\text{kPa}$  とした。これらの実験において、背圧の減少速度および鉛直応力の載荷速度は標準的に  $0.5(\text{kPa}/\text{min})$  としたが、圧密未了の状態を再現する場合は特別に  $5.0(\text{kPa}/\text{min})$  と速い速度を採用した(表-1)。また、

表-1 応力経路および非排水せん断試験結果

	応力経路	荷重速度 (kPa/min)	$q_r$ (kPa)	$\Delta q = q_r - q_c$ (kPa)
Test-1	A	0.5	125	37
Test-2	A→B		184	17
Test-3	A→C		172	86
Test-4	A→C→D		206	35
Test-5	A→C→A		160	70
Test-6	A→C→D→B		193	18
Test-7	A→C	5.0	150	54
Test-8	A→B			
Test-9	A→C→D		204	40
Test-10	A→E→F			

併せて鉛直応力の荷重速度も速めることにより、地盤に真空圧と盛土荷重が同時に作用した場合についても検討した。

圧密の打ち切りについては、圧密未了の状態を評価する際には目標応力到達時とし、長期的な変形について考慮する場合については 3t 法により打ち切った。圧密終了後、原地盤での非排水せん断強度を評価するため、すべての試験ケースについて 0.1(%/min) の速度で非排水せん断を行った。

表-1 に各試験の試験条件を、図-2 に  $p'$ - $q$  平面上の応力経路を示す。ここに  $p' = (\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3$ ,  $q = \sigma'_v - \sigma'_h$  であり、図中の凡例における  $\pm \Delta u$  は有効応力の変化を表現している。すなわち、負圧 ( $\Delta u < 0$ ) を荷重する経路では有効応力の変化は  $-\Delta u$  で表され、負圧の除荷経路での有効応力の変化は  $+\Delta u$  で表される。なお、図-2 は模式図であり、盛土荷重荷重時の過剰間隙水圧の発生は表現していない。緩速盛土工法における圧密後の地盤の応力状態(B)は、点 A の  $K_0$  状態の応力点から出発し、1 対 3 の傾きで移動する。これに対し、真空圧密工法における地盤の応力状態(C)は、水平に右方向に  $-\Delta u$  だけ移動した点となる。点 D は  $\Delta u$  の負圧荷重後、 $\Delta \sigma_v$  の鉛直応力を荷重した点であり、真空圧密工法と緩速盛土工法を併用した場合の応力状態を想定している。点 E, F は負圧荷重量 40kPa の場合の応力点である。なお、表-1 で  $q_c$  は圧密終了時に供試体に作用する主応力差、 $q_r$  は圧密終了後の非排水せん断における主応力差の最大値である。

### 3. 試験結果および考察

#### (1) 真空圧密工法と緩速盛土工法の比較

図-3 に Test-1~4 (表-1 および図-2 参照) の結果得られた有効応力経路を示す。図中の凡例は、各々の試験の有効応力経路上で  $K_0$  圧密終了点、負圧荷重

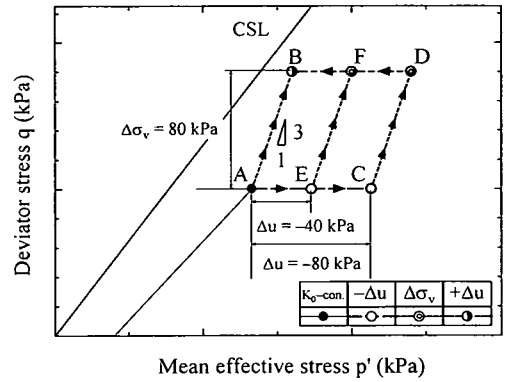


図-2 応力経路 (模式図)

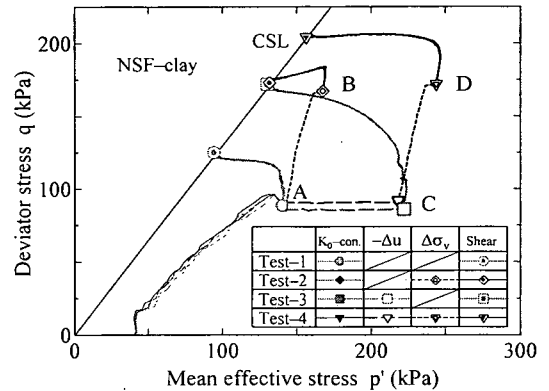


図-3 応力経路

( $\Delta u$ )による真空圧密終了点および盛土荷重( $\Delta \sigma_v$ )による圧密終了点など試験条件の変化点をそれぞれの試験毎に定めた記号で表している。以下のすべての図において、この表現方法に従うものとする。

まず、緩速盛土工法と真空圧密工法による強度増加について検討するために表-1 に示す圧密終了後の非排水せん断試験結果を比較する。Test-2, 3 とともに原地盤の応力状態をシミュレートした Test-1 よりも  $q$  の最大値  $q_r$  は増加しており、その値は Test-2 の方が大きくなっている。しかし、本研究での仮定のように盛土荷重によって鉛直応力のみが増加すると考えると、圧密終了時の軸差応力  $q_c$  と  $q_r$  の差  $\Delta q$  が今後の盛土荷重に対する耐力と考えられ、その値は Test-3 の方がかなり大きくなっている。Test-2 での応力点は、鉛直応力の増加により初期状態 ( $K_0$  圧密終了時) よりも限界状態線(CSL)に近づき危険側に移動しているのに対し、Test-3 の応力点は負圧荷重により  $\sigma'_v$ ,  $\sigma'_h$  ともに増加し、 $K_0$  圧密終了時よりも CSL から離れ安全側に移動している。このことが、Test-3 の  $\Delta q$  が大きい要因である。

図-4 に両工法における圧密時の鉛直有効応力～

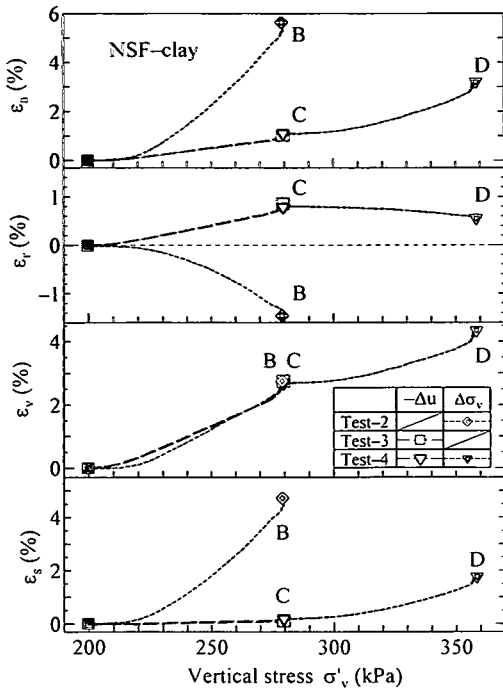


図-4 鉛直有効応力～ひずみ( $\epsilon_a$ ,  $\epsilon_r$ ,  $\epsilon_v$ ,  $\epsilon_s$ )関係

ひずみ( $\epsilon_a$ ,  $\epsilon_r$ ,  $\epsilon_v$ ,  $\epsilon_s$ )関係を示す。 $\epsilon_a$ ,  $\epsilon_r$ ,  $\epsilon_v$ ,  $\epsilon_s$ はそれぞれ軸ひずみ, 側方ひずみ, 体積ひずみおよびせん断ひずみである。軸ひずみ( $\epsilon_a$ )は, Test-2とTest-3を比較するとTest-2の方がかなり大きく, 圧密が促進されているように見えるが, 体積ひずみ( $\epsilon_v$ )の発生量はTest-2, 3ともにほぼ同じである。一方, 側方ひずみ( $\epsilon_r$ )を比較すると, Test-3では圧縮側に, Test-2では膨張側のひずみが発生しており, Test-2では, 大きなせん断ひずみ( $\epsilon_s$ )が生じている。軟弱地盤上の盛土施工にあたっては, 基礎地盤のせん断破壊による盛土の崩壊や周辺地盤への流動等が問題となる。側方変形が膨張側に起こる盛土荷重よりも, 側方変形が圧縮側に起こる真空圧密工法の方が, そのような問題が起こりにくいことになる。

## (2) 真空圧密後緩速盛土施工時の挙動

つぎに真空圧密後緩速盛土を実施した場合(Test-4)について検討する(図-3)。なお, 盛土に相当するCDの径路においても継続して負圧は荷重されている。この実験では, 真空圧密と盛土荷重による圧密の効果を分離して把握することを目的としているが, 実際の工程を意識して真空圧密中に盛土が荷重されるケースについて(4)で検討する。Test-4の鉛直応力増分は160kPaであり, Test-2の80kPaよりも大きい, 発生した軸ひずみ量はTest-4の方が小さくなっている(図-4)。側方ひずみを比較しても

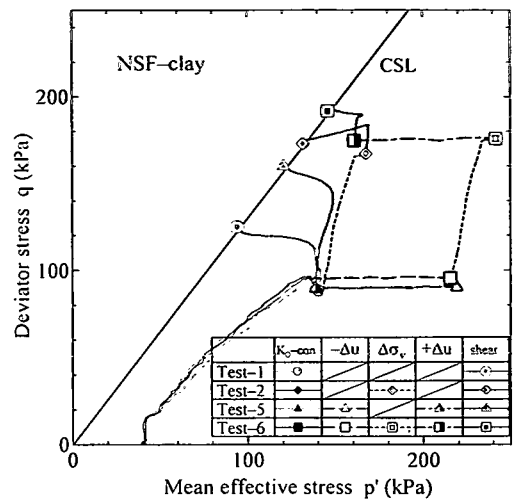


図-5 応力径路

大きく膨張が起きたTest-2に対し, Test-4は鉛直応力の荷重により膨張が起こっているものの, 負圧荷重により生じた圧縮変形の範囲内であり, 大きなせん断ひずみは発生していない。体積ひずみの発生量を比較するとTest-4はTest-2の2倍近く発生しており, 併用したそれぞれの工法による有効応力の増分に対応した圧密効果がみられる。したがって, 地盤への負圧の荷重が特に圧密を促進しているわけではないが, 予め応力点を安全側に移動させることで, 地盤のせん断変形を抑えることによって, 軟弱地盤に対してもその後の盛土荷重を容易にし, 盛土荷重による圧密促進を期待できることが最大の利点と考えられる。

## (3) 真空駆動装置停止後の地盤の強度と変形

真空圧密工法を行ったのち真空駆動装置を停止し負圧が消散した地盤では, 負圧荷重により増加した有効応力が減少する履歴を受けているため過圧密状態にあり, 同一の土被り応力でも無処理地盤と比較して強度増加が起こっていることが予測される。図-5に負圧の荷重, 除荷を行った試験(Test-5)および負圧および鉛直応力荷重後に負圧除荷を行った試験(Test-6)の応力径路を示し, 表-1にその後の非排水せん断試験の結果得られた最大軸差応力 $q_r$ および圧密終了時の軸差応力 $q_c$ と $q_r$ の差 $\Delta q$ を示す。Test-3とTest-5, Test-4とTest-6を比較すると, 真空の解除によって6~7%程度の強度低下がみられる(表-1)が, 負圧荷重を行っていないTest-1, Test-2と比較するとTest-5, 6いずれの場合も $q_r$ ,  $\Delta q$ ともに小さくなっており, 負圧荷重を行った履歴により強度増加が起こっていることが確認できる。

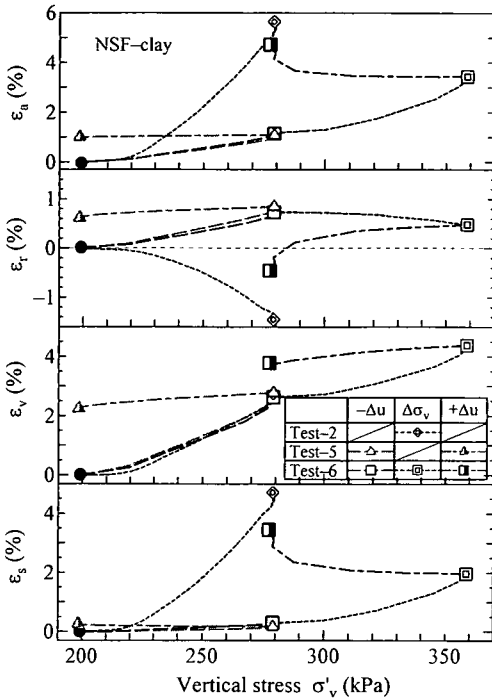


図-6 鉛直有効応力～ひずみ( $\epsilon_a$ ,  $\epsilon_r$ ,  $\epsilon_v$ ,  $\epsilon_s$ )関係

図-6に鉛直有効応力～ひずみ( $\epsilon_a$ ,  $\epsilon_r$ ,  $\epsilon_v$ ,  $\epsilon_s$ )関係を示す。Test-2とTest-6を比較すると、Test-6の方が最終的な軸ひずみ( $\epsilon_a$ )の発生量、膨張側の側方ひずみ( $\epsilon_r$ )ともに小さい結果、せん断ひずみ( $\epsilon_s$ )の発生量も小さく、負圧荷重によりせん断変形が抑えられていることが分かる。また、体積ひずみ( $\epsilon_v$ )はTest-6の方が大きく負圧荷重による圧密効果が確認できる。しかし、Test-5とTest-6を比較すると、負圧を除荷した際にTest-5では弾性的な変形をしているのに対し、Test-6では応力点が限界状態線に近づくことにより途中から大きなせん断ひずみが発生していることがわかる。このことは実際に真空圧密工法を施工するに際して、真空圧密後の荷重盛土が基礎地盤の破壊を招くことなく施工できたとしても、盛土荷重の大きさによっては、真空駆動装置停止後にせん断変形を引き起こす可能性を示している。したがって、盛土の設計・施工にあたっては、真空解除後の応力状態の変化を十分に考慮するとともに、真空解除後の沈下挙動がせん断変形に起因するものかどうかの見極めが重要である。

#### (4) 真空圧荷初期段階に盛土荷重を行った場合の地盤の強度と変形

真空圧密工法と盛土荷重を併用する場合、圧密の初期段階では十分な強度増加が起こっていない可能

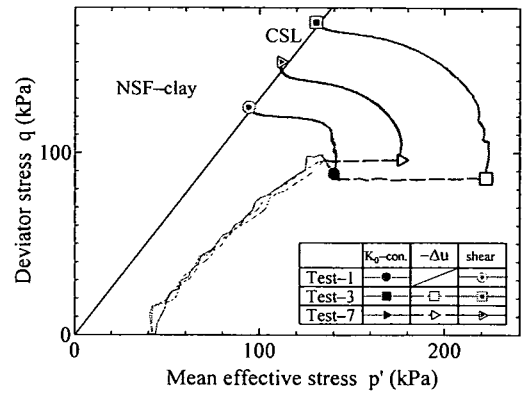


図-7 応力経路

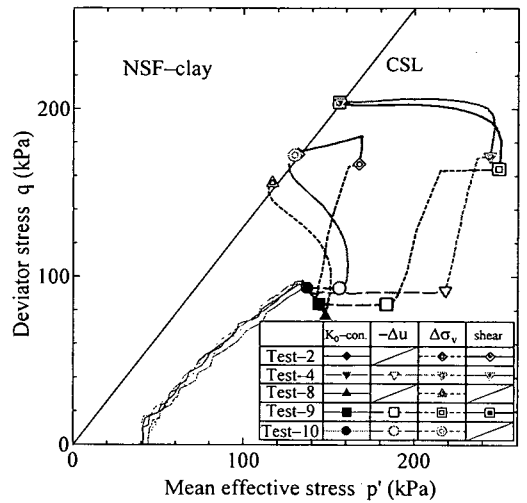


図-8 応力経路

性があり、その時の強度の把握が重要となる。そのような状態を再現するために、負圧の荷重速度を5.0(kPa/min)に上げ、目標応力到達と同時に圧密を打ち切った試験を行った(Test-7)。この試験では、背圧は80kPa減少させているもの実際に供試体内で測定した間隙水圧は41kPaしか減少しておらず、十分に圧密されていないため強度もTest-3に比べて低下している(図-7)。しかし、この状態で行った非排水せん断試験結果(表-1)をみても、原地盤の強度(Test-1)よりは強度が増加していることから、現場においても地盤内に負圧の伝達が確認されれば、それに対応した強度増加が期待できる。

また、このように負圧の伝達が十分に行われていない状態で盛土荷重を開始した場合、十分に負圧が伝達された状態で盛土荷重を開始した場合と比較して盛土荷重によるせん断変形が生じる可能性が高い。そこで、荷重速度0.5(kPa/min)で真空圧密および盛土荷重の各段階の圧密を3t法により打ち切った試験

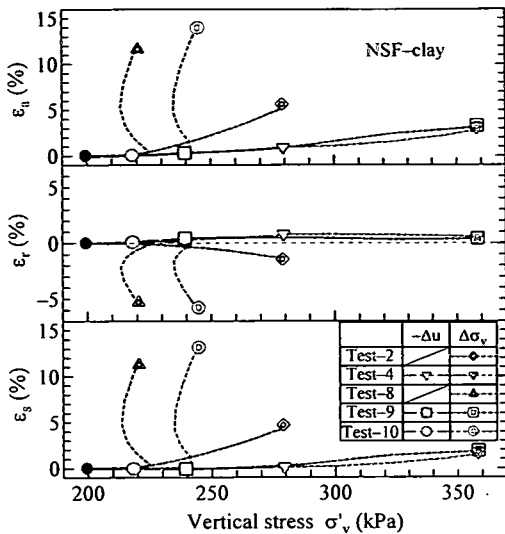


図-9 鉛直有効応力～ひずみ(ε<sub>s</sub>, ε<sub>v</sub>, ε<sub>h</sub>)関係

(Test-4)を基準として、十分に負圧が伝達していない場合を想定し、荷重速度 5.0(kPa/min)で負圧荷重を目標応力到達と同時に打ち切り、鉛直応力の荷重を行った試験(Test-9, Test-10)の比較を行う(図-8)。Test-10では負圧の伝達がさらに小さい場合を想定し、負圧の荷重量を 40kPaとした。また、Test-8は負圧荷重を行わずに Test-9, Test-10と同様に 5.0(kPa/min)で鉛直応力の荷重を行った試験である。

Test-2とTest-8を比較すると、荷重した鉛直応力の増分は等しく両試験ともせん断変形(図-9)が起きているが、荷重速度の速いTest-8では大きな過剰間隙水圧が生じ大きなせん断ひずみを伴って供試体は破壊した。Test-9(Δu=-80kPa)では、同様の荷重速度で鉛直応力の荷重が行われているものの、負圧荷重効果により、Test-8と比較するとせん断変形はかなり抑えられている(図-9)。しかし、負圧の荷重量の小さいTest-10(Δu=-40kPa)ではTest-8と同様に大きなせん断ひずみが生じており(図-9)、負圧の伝達が十分でない場合は、真空圧密工法の利点であるせん断変形の抑制効果が十分に発揮されないことを示している。

Test-4とTest-9を比較すると、両試験では負圧および鉛直応力の荷重速度が大きく異なるものの、ひずみの発生量はほぼ同じであり、Test-9においてA点からC点に向かう径路(図-2)で負圧の伝達が十分に行われていないにもかかわらず、せん断変形が抑制されている。Test-9では急速な鉛直応力の荷重(図-2の径路CD)が行われ過剰間隙水圧が生じつつも、最終的に応力点が限界状態に移行せず逆に圧密が進んでD点に到達していることが要因と理解できる。

以上のことから、真空圧密工法と盛土荷重を併用する場合、負圧の荷重により応力点が安全側に移動しせん断変形が抑制されることにより、盛土の急速施工が可能となるが、盛土荷重の大きさによっては鉛直応力の増加および過剰間隙水圧の発生によって応力点が限界状態に近づいた場合、大きなせん断変形の発生が想定される。また、(3)で述べたように、最終的に真空圧が解除される段階で有効応力が減少し限界状態線に向かうことから、付加的なせん断ひずみの発生は避けられない。したがって、実際の施工では、鉛直変位はもちろんであるが、間隙水圧の測定と側方変位の動態観測が必要であり、特に地盤内部の有効応力の変化を把握することはきわめて重要であるから、間隙水圧の測定は不可欠である。

#### (5) 強度増加の評価について

真空圧密工法施工後の地盤から採取した試料による室内試験から地盤の強度増加を評価する場合、試料は応力解放等による乱れを受けており、このことが原地盤の強度増加の把握を困難にする要因の一つと考えられる。そこで、応力解放による乱れの影響を評価するためのシミュレーション実験<sup>8)</sup>を行った。Test-1～4の各試験と同様の圧密履歴を与えた供試体に対し、まず非排水条件で等方状態(q=0)になるように軸力を減少した後、全応力σ<sub>v</sub>、σ<sub>h</sub>が0になるように拘束圧を圧密終了時の背圧になるまで減少させ、その後非排水せん断を行った(以下、応力解放試験と呼びTest-11～14で表す)。表-2に示すように、原位置強度を想定した試験の強度q<sub>r</sub>(②)と比較

表-2 応力解放試験結果および強度増加率

	①	②	③	④	⑤	⑥
	σ'vc(kPa)	q <sub>r</sub> (kPa)	Δq=q <sub>r</sub> -q <sub>c</sub> (kPa)	s <sub>v</sub> /σ'vc	s <sub>u</sub> /σ <sub>vc</sub>	
Test-1	200	125	37	0.31		Test-11 122
Test-2	280	184	17	0.33		Test-12 173
Test-3	280	172	86	0.31	0.43	Test-13 167
Test-4	360	206	35	0.29	0.37	Test-14 198
Test-5	200	160	70	0.40		
Test-6	280	193	18	0.35		

すると、応力解放試験の  $q_r$  (⑥) は 2~6% 程度低下しているが、応力解放の影響はさほど大きくない。実際に真空圧密工法を施工した後の地盤の強度増加に関して、パーティカルドレーン工法との差が明確でないという事例が報告されている<sup>3)</sup>が、室内試験によって地盤の強度増加を評価すると、真空圧密工法を想定した Test-3 (あるいは Test-13) と緩速盛土工法を想定した Test-2 (あるいは Test-12) での  $q_r$  の差は小さいことから、この事例は妥当な結果と考えることができる。真空圧密工法において盛土の急速施工が可能であるのは、前述のように負圧荷重により予め応力点を安全側に移動させることで、地盤のせん断変形を抑えているためであり、非排水せん断強度  $q_r$  の増加に関しては、鉛直有効応力の増分が等しければ明確な差は見られないと考えてよい。

圧密応力に対する非排水せん断強度の比  $s_u/\sigma'_{vc}$  を算定するにあたり、1~4 の各シミュレーション実験に対応する有効鉛直応力を適切に評価 (表-2-①) して  $s_u/\sigma'_{vc}$  を求めると、表-2-④の欄に示すようにどの試験においてもほとんど同一の値となる。しかし、例えば Test-3 の場合に  $\sigma'_{vc}$  として A 点の鉛直有効応力を用いると  $s_u/\sigma'_{vc}$  は⑤の欄に示すようにみかけ上大きくなる。したがって、真空圧密工法において負の間隙水圧による有効応力の増加を考慮せずに  $s_u/\sigma'_{vc}$  を算出すると、過大評価する危険性があるので注意が必要である。

実際の施工プロセスを考えると、最終的に真空が解除された時点での地盤の強度を評価することが重要と考えられる。本シミュレーション実験では、Test-5 (真空荷重→除荷) および Test-6 (真空荷重→盛土荷重→真空除荷) がこれに対応しており、これらは真空圧の荷重・除荷による過圧密履歴を受けた結果として、(3) で述べたような強度増加を示している。すなわち、真空圧密による強度増加は“過圧密効果”によるものと言える。

そこで、Test-5 と Test-6 について非排水せん断試験前の鉛直有効応力  $\sigma'_{vc}$  と真空圧密 (および盛土荷重) によって加えられた過去の最大有効応力との比を過圧密比 OCR として、非排水せん断強度比  $s_u/\sigma'_{vc}$  との関係を検討する。図-10 は NSF-clay を用いて別途実施した<sup>9)</sup>  $K_0$  圧密  $K_0$  膨張非排水三軸圧縮試験の結果得られた  $s_u/\sigma'_{vc}$ -OCR 関係であり、前述の Test-5, 6 のデータと一緒にプロットされている。この図から、真空圧密による過圧密効果は圧密応力の荷重・除荷による過圧密の効果と同等とみてよい。したがって、原地盤の正規圧密状態の非排水せん断強度比  $(s_u/\sigma'_{vc})_{NC}$  と、原地盤の応力  $\sigma'_{vc}$  から真空圧密後の応力までの変化から算定される OCR が確定出来れば、真

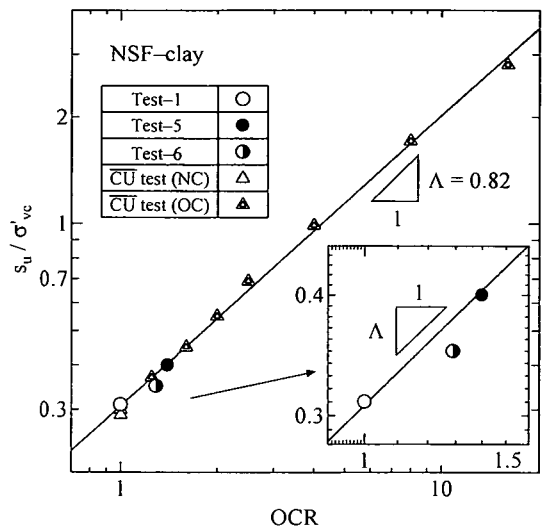


図-10 OCR~ $s_u/\sigma'_{vc}$  関係

空圧密工法施工後の非排水強度  $s_u$  は、筆者の一人が提案した過圧密粘土の非排水強度と過圧密比の関係式<sup>10)</sup>を利用して、以下の式で予測出来る。

$$s_u = (s_u/\sigma'_{vc})_{NC} \cdot OCR^\Lambda \cdot \sigma'_{vc}$$

ここで、 $\Lambda$  は図-10 の直線の傾きであり、 $\Lambda = 1 - C_s/C_c$  で表される。なお、 $C_c, C_s$  はそれぞれ圧縮・膨張指数で、一連の一面せん断試験に先立つ一次元圧密・膨張試験結果<sup>11)</sup> から  $C_s/C_c \approx 0.2$  が得られ、これによって算出される  $\Lambda$  は図-10 の直線の傾きとほぼ一致する。したがって、過圧密粘土のせん断試験のデータがなくても一次元圧密・膨張試験結果から  $\Lambda$  の値を知ることができる。

上式および図-10 から負圧荷重  $\Delta u$  が同じであれば原地盤の初期鉛直有効応力が小さいほど OCR が大きくなることから、非排水強度  $s_u$  の増加割合は、地盤の浅い位置ほど大きくなる (本実験の Test-5 の場合、初期応力 200kPa, 負圧荷重 80kPa, OCR=1.4 で  $s_u/\sigma'_{vc}=0.40$  が得られ、原地盤の  $s_u/\sigma'_{vc}=0.31$  に対して 1.3 倍程度であるが、仮に初期応力を 20kPa とすると OCR=5.0 となり、図-10 から  $s_u/\sigma'_{vc} \approx 1.2$  と推定され、原地盤の約 4 倍の強度を得る) ことが分かる。

#### 4. 結論

- 1) 負圧荷重を行うと、K 値 ( $=\sigma'_p/\sigma'_v$ ) が増大し一般的に応力点は安全側に移動するため、その後の盛土荷重によるせん断変形が抑制される効果があ

る。その結果、盛土の急速施工が可能となる。しかし、負圧の伝達が十分でない場合には、その効果が十分に発揮されず、大きなせん断変形を生じる場合があるので、実施工にあたっては圧密対象層の間隙水圧の変化をモニターしながらの工程管理が必要不可欠である。

- 2) 真空駆動装置停止後、負の間隙水圧の消散により応力点が限界状態線に近づく結果、せん断変形が増大する可能性がある。したがって、真空圧密後の載荷盛土が基礎地盤の破壊を招くことなく施工できたとしても、盛土荷重の大きさによっては、真空駆動装置停止後にせん断変形を引き起こす可能性があることから、真空解除後の応力状態の変化を十分に考慮して設計・施工するとともに、真空解除後の沈下挙動がせん断変形に起因するものかどうかを見極めるために、側方変位と間隙水圧のモニタリングが重要である。
- 3) 真空圧密工法による地盤の強度増加は“過圧密効果”によるものと考えることができ、圧密応力に対する非排水せん断強度の比  $s_u/\sigma'_v$  と過圧密比 OCR との関係に関する既往の提案式を用いて、真空圧密工法施工後の地盤の非排水強度を予測可能である。なお、このためには、真空圧密前後の地盤内の鉛直有効応力の変化を把握することが必要であり、この意味においても間隙水圧の測定は不可欠である。

#### 参考文献

1) Kjellman, W.: Consolidation of clay soil by means of atmospheric pressure, *Proc. Conf. on Soil Stabilization*, M.I.T., pp.258-263, 1952.

2) 小川充郎, 謝明潔, 伊藤秀久: 大気圧載荷工法の特徴, 土と基礎, Vol.21, No.10, pp.79-86, 1973.

3) 秋元清寿, 筈沢敦, 林宏親: 釧路新道における軟弱地盤処理工法の検討について —強制圧密脱水工法の適用と有効性—, 北海道開発局技術研究発表会発表要集, pp.131-138, 2000.

4) Gue, S.S., Tan, Y.C., Liew, S.S. and Ng, H.B.: Failure of embankment treated with vacuum preloading method, *Proc. 15th ICSMGE*, Vol.3, pp.1749-1751, 2001.

5) 谷村剛嗣, 梅崎健夫, 塩野敏昭: 等方応力状態における粘土の真空圧密挙動, 第34回地盤工学研究発表会講演集, pp.495-496, 1999.

6) 谷村剛嗣, 梅崎健夫, 塩野敏昭: 三軸圧縮試験における不攪乱海成粘土の真空圧密・非排水せん断特性, 第35回地盤工学研究発表会講演集, pp.547-548, 2000.

7) 三田地利之, 高橋秀彰, 香西篤: 三軸試験による強制圧密脱水工法のシミュレーション, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第42号, pp.175-182, 2002.

8) Mitachi, T., Kudoh, Y. and Tsushima, M.: Estimation of in-situ undrained strength of soft soil deposits by use of unconfined compression test with suction measurement, *Soils and Foundations*, Vol.41, NO.5, pp.61-71, 2001.

9) 高橋秀彰, 三田地利之: 間隙水圧増加試験による地すべり粘土の変形挙動, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第42号, pp.11-16, 2002.

10) Mitachi, T. and Kitago, S.: Change in Undrained Shear Strength Characteristics of Saturated Remolded Clay due to Swelling, *Soils and Foundations*, Vol.16, No.1, pp.45-58, 1976.

11) 三田地利之, 真田昌慶, 九田敏行, 山根正義: 定体積一面せん断試験によるHvorslevの強度定数の評価, 土木学会北海道支部論文報告集, 第57号, pp.526-529, 2001.

(2002. 4. 10 受付)

## LABORATORY SIMULATION OF VACUUM PRELOADING METHOD BY TRIAXIAL TEST

Toshiyuki MITACHI, Hideaki TAKAHASHI and Atsushi KOZAI

The vacuum pre-loading is advantageous over the conventional pre-loading method since the effective stress increase in the ground may be achieved by having comparatively small-scale equipment and by avoiding any danger of ground failure during embankment. Currently, this method suffers from a drawback that neither the strength nor the deformation of subsoil during and after the pre-loading is systematically manifested. In this study, negative pore water pressure loaded to specimen, which assumed the stress state of the original ground in triaxial testing system. From the test results, the authors proposed to recognize that the strength increase after vacuum preloading is due to the "preconsolidation effect" and pointed out the importance of assessing effective stress change after the discharge of vacuum.