

平成10年度（財）砂防・地すべり技術センター 研究開発助成報告

斜面内土要素の間隙水圧の繰り返し载荷に伴う強度劣化過程の実験的解明と地すべり安定解析に用いる強度定数に関する検討

大塚 悟*

研究題目：

斜面内土要素の間隙水圧の繰り返し载荷に伴う強度劣化過程の実験的解明と地すべり安定解析に用いる強度定数に関する検討

研究概要と成果：

本研究は2つの視点から構成される。1つは地すべりがどのように生じるのか、その破壊機構を土の状態変化から明らかにする。地すべりの特徴は緩速破壊にある。土砂崩れのような急速破壊でなく、何故有限な変形を繰り返し生じるのか。また、一度すべった地すべり斜面内の土要素は次のすべり破壊に対してどのような強度を有するのか。最終的にどのような状態に到達するのか。これらは本質的な問題でありながら、これまでに十分に明らかにされていない。2つ目は地すべり安定解析に用いる強度に関する検討である。地すべり機構を踏まえた安定解析が地すべりの安定性評価に不可欠である。本研究は地すべり斜面内の土要素を模擬した、初期せん断応力を受ける粘性土の間隙水圧载荷によるせん断挙動を実験的に調べることによって、土のせん断強度の変化の視点から地すべり破壊機構を明らかにすると共に合理的な地すべり強度の提案を目的とする。

実験から得られた主要な結論を箇条書きにする。

「研究開発助成」について

当財団では、毎年研究開発助成事業を実施しています。この助成事業は、砂防ならびに地すべりおよびがけ崩れ対策に関する技術の向上を図るため、これらに関する技術開発および調査研究を対象として、特に問題意識が鮮明で、達成目標が具体的なテーマで、優れた人材を集結し十分な遂行能力を有する大学、高等専門学校等の研究者に対して実施しております。

(1) 供試体下端から間隙水圧を载荷すると、水圧が供試体上端にまで伝達するにはある（伝達）時間が必要である。水圧载荷によって供試体は吸水膨張するが、初期には弾性膨張のために伝達時間はほぼ一定であるのに対して、水圧を大きくするとある水圧から伝達時間が長期化し、破壊近傍では極めて長い時間をかけて変形が生じた。供試体が破壊し始めると非常に長い時間がかかる現象は、地すべりの緩速破壊とよく似ている。この原因には土が破壊し始めると土の骨格剛性が低下することによる圧密現象の長期化と、過圧密粘土のせん断による吸水膨張（ダイレイタンス）が水の移動と共に生じるために土のせん断変形が水の移動と共に進行的に生じる（進行性破壊）ことによる。土試料は非排水条件ではせん断強度が大きくてせん断しないが、水を吸水すると塑性軟化してせん断変形を起こす。しかし、吸水には水の移動が伴って長時間を必要とする。土試料の吸水による塑性軟化は新たなせん断を誘発してせん断が次々に進行する破壊機構を有する。

(2) 間隙水圧载荷による供試体の軸変位に着目すると軸変位の急増する水圧がある。供試体の間隙比変化を調べると水圧载荷初期においては間隙比が弾性膨潤線を推移するのに対して軸変位の急増点にて間隙比が急増して弾性膨潤線から離脱する。この土の膨張はせん断によるダイレイタンスが生じたことを示しており、この点での平均有効応力を下降伏点と定義した。下降伏点は弾性限界に対応している。間隙水圧を更に载荷すると供試体のせん断変形が徐々に大きくなるが、最終的に所定の軸差応力を保つ事ができなくなる水圧に到達する。この後に供試体は著しいせん断変形を生じて破壊に至るが、この点を上降伏点と定義した。上降伏点は供試体のせん断強度が最大に発揮されているピーク強度に対応する。上降伏点以降は排水試験における土のせん断軟化挙動と同様に間隙水圧载荷試験においても破壊する。

* 長岡技術科学大学 環境・建設系

- (3)供試体に作用する軸差応力を変化させた一連の実験から、下降伏点は土の摩擦角を示す限界状態線上にプロットされた。限界状態線は通常土の残留状態にて到達する点を示す事から地すべり解析等においても長期安定問題で用いるべき材料定数を与えるが、本実験から限界状態線は弾性限界にも相当する事が分かった。他方、上降伏点は有効応力による整理にて限界状態線の左側に位置するdry側にプロットされ、実験の範囲では線形関係が成立する結果となった。上降伏点はせん断強度をぎりぎりに見積る設計に対応する強度を与える。
- (4)間隙水圧載荷試験から得られた下・上降伏点は地すべり斜面の安定性を評価する上で重要な設計定数を与えるが、斜面の地盤が有する土質定数とどのような関係があるのか検討した。土の最新の弾塑性構成式である橋口の下負荷面モデルを用いて間隙水圧載荷試験の数値シミュレーションを行った。降伏関数にはオリジナル・カムクレイモデルを用いた。その結果、数値シミュレーションによる弾性限界はほぼ限界状態線に一致して、下降伏点をシミュレーションによって適切に表現できた。従来の構成モデルによると弾性限界が限界状態線に一致する現象を構成モデルによって表現することは極めて難しかった。また、上降伏点は限界状態線を越えるdry側に実験結果は得られたが、構成モデルを用いたシミュレーションは実験結果を非常によく説明することができた。実験では上降伏点が限界状態線とほぼ平行な直線状にあるように観察されるが、構成モデルによると上降伏点は非線形な曲線を呈しており、従来に得られている土質工学的な知見とより合致する結果となっている。用いた構成関係は地盤の平均的な地盤定数を用いており、間隙水圧試験で得られた下・上降伏点はこれらの土質定数並びに地盤内土要素の応力状態に応じて求める事が出来るようになった。
- (5)間隙水圧増加試験では正規圧密粘土に対して実験を行なったが、土の下・上降伏点が構成モデルによって表現できる事が示された事から、実際斜面の過圧密土に対しても下・上降伏点を予測する事が可能になった。初期状態が正規圧密である粘土の場合には上降伏点がほぼ限界状態線に平行な直線状にプロットされるのに対して、過圧密比が大きいと上降伏点が強い非線形曲線を呈する事が明

らかとなった。

- (6)本研究では当初健全な状態にある土試料が間隙水圧の増加によってどのように変形して破壊に至るのか観察した。しかし、この現象は地すべりでは初生すべりといわれるすべり形態に対応し、繰り返し地すべりが生じる再すべり型地すべりにそのまま対応するものではない。再すべり型地すべりの場合には既存のすべり面に沿う土の強度が非常に大きなせん断変形を経験することによって大きく変化することが指摘されており、本研究で行った実験条件とは異なっている。今後は大変形を経験したすべり面上の土要素のせん断挙動について調べる必要がある。初生すべりの場合に適用性が確認された構成モデルについてもすべり面上の土要素に対してどう適用するのか、モデルについても検討を加える必要がある。

研究報告：

1. はじめに

本研究は地すべりの誘因を、(1)斜面が有する幾何形状に起因する土要素のせん断応力と、(2)降雨や融雪などによる斜面内の間隙水圧の上昇ととらえて、三軸試験機を用いた間隙水圧増加試験を行った。斜面内の土要素に働くせん断応力は三軸試験における軸差応力として載荷して、軸差応力を一定に保つ条件にて土試料の間隙水圧を強制的に上昇させる試験を実施した。同種の考え方に基づく実験的検討は小川（例えば小川ら、1985）、片桐（1990）らによって行なわれている。しかし、これらの研究は土の変形・強度特性を調べる事を目的としており、土・水連成の視点から地すべりが間隙水圧の上昇によってどのように発生するのかを明らかにするものではなかった。地すべりの特徴は緩速破壊にある。土砂崩れのような急速破壊でなく、何故有限な変形を繰り返し生じるのか。また、一度すべった地すべり斜面内の土要素は次のすべり破壊に対してどのような強度を有するのか。最終的にどのような状態に到達するのか。これらは本質的な問題でありながら、これまでに十分に明らかにされていない。本研究は地すべりの破壊機構を土の状態変化から明らかにすることを目的とする。その結果を踏まえて地すべり安定解析に用いる強度に関して検討した。

2. 既往の研究

本研究で行なう間隙水圧増大試験に関する既存の研究について簡単にまとめる。

小川（1985）はリングせん断試験機を用いてせん断応力一定条件で全垂直応力を減少させる試験を行ない、土のせん断強さの変化を調べた。土のせん断ひずみの変化から、せん断ひずみの急増点（下降伏点と定義）並びに破壊点（上降伏点と定義）が存在する事を示した。ピーク強度は拘束圧が等しい場合に正規圧密土の強度よりも大きくなる、過圧密土に特有なせん断強度を示した。他方、Eigenbrodら（1987）は三軸試験機を用いて軸差応力を加えた状態の粘性土供試体の端面に間隙水圧を繰り返し増減させる実験を行った。実験から低応力レベルでは破壊包絡線が過圧密供試体の破壊包絡線の下方に位置することを報告している。片桐（1990）は同様に三軸試験機を用いて軸差応力を載荷した供試体の間隙水圧を強制的に増加させる試験を行っている。水圧載荷によって粘土試料が過圧密へ移行した後にどのようなせん断挙動を示すのか過圧密粘土の構成関係を念頭に実験的に明らかにした。

これらの研究は地すべりを念頭に、間隙水圧の上昇に伴う土の有効応力の減少によって生じる土のせん断特性を調べたものである。最終的には地すべり斜面の安定性評価を目的とするために、主として土のピークおよび残留強度を求めることを主眼としている。しかし、地すべりは土砂崩れのような斜面崩壊と異なって、繰り返しすべり破壊を生じる特徴がある。何故、地すべりは緩速破壊を生じるのか、強度論と力の釣り合いに基づく従来の研究では現象を十分に説明することは難しい。本研究で行なう三軸試験機を用いた間隙水圧増大試験では土の強度・変形特性を調べるが、従来のような三軸試験は要素試験であるとの認識から離れて、地すべり斜面と同様の境界値問題としてのモデル試験として解釈する。実験当初においては要素（供試体は均質一様）に近い状態であるものが、せん断変形の進展によって次第に変形が局所化して最後にはすべり線が形成される過程をありのままに観察して、地すべりの緩速破壊の機構を考察する。浅岡（例えば1996）は三軸試験であっても、供試体内ではせん断の非一様性に起因して水の移動が随所で生じており、供試体内のある部分では水を排水するせん断が生じたり、他の部分では強制的に水が流入する条件で土のせん断

が生じることを明らかにしており、粘性土のせん断挙動の理解には土と水の連成挙動の視点が不可欠であることを指摘している。

3. 実験に用いた粘土試料の力学的性質

間隙水圧増大試験では新潟県長岡市にて露頭している粘土層から直接試料採取を行なった。採取試料は425 μ mふるいである、その通過分を水と共に十分に練り返した後に予備圧密して三軸試験に用いる供試体を作成する。ふるい通過試料中に含まれる混入空気は、液性限界を十分に超える含水状態へ試料を調整し攪拌によって除去する。その後一昼夜静置して予備圧密を行なった。調整試料は自立可能な最低限度の予備圧密圧力で予備圧密する。本試料は予備圧密試験から上載圧を47kPaとして、1次元圧密が十分に終了するように予備圧密の期間を7日間とした。

試料の物理的性質を調べるために、土質試験法に基づき比重試験、液性試験、塑性試験、及び粒度試験を実施した。得られた結果を表3-1、図3-1に示す。

表3-1 試料の物理的性質

比重	G_s		2.67
液性限界	W_L	(%)	49.80
塑性限界	W_P	(%)	35.70
塑性指数	I_P	(%)	14.10

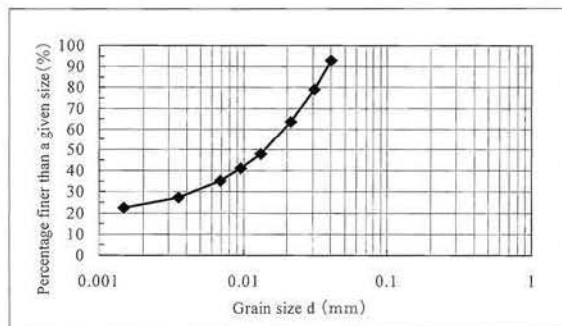


図3-1 粒径加積曲線

試料の圧縮、膨潤特性について三軸試験機を用いた等方圧密、膨潤試験の結果を示す。図3-2に実験結果を示すが、正規圧密曲線（NCL）の勾配（弾塑性圧縮係数）は $\lambda=1.1123 \cdot 10^{-1}$ 、膨潤曲線（OCL）の勾配（弾性圧縮係数）は $\kappa=1.8205 \cdot 10^{-2}$ と得られた。

試料の内部摩擦角を等圧密非排水三軸試験により求めた。下図は圧密圧力200kPaと300kPaの圧密非排水せん断試験結果である。有効応力パスは両者にて

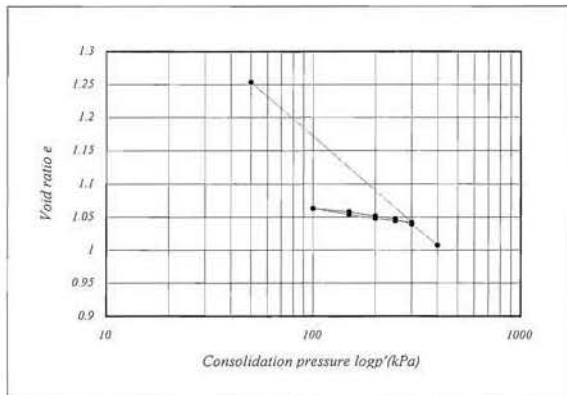


図3-2 等方圧密膨潤試験

ほぼ相似形をなし、正規化挙動が観察される。ピーク強度に対して原点を通る直線を当てはめると、限界状態線勾配が $\lambda=1.53$ と得られる。限界状態線勾配 M は土の内部摩擦角と対応関係がある。

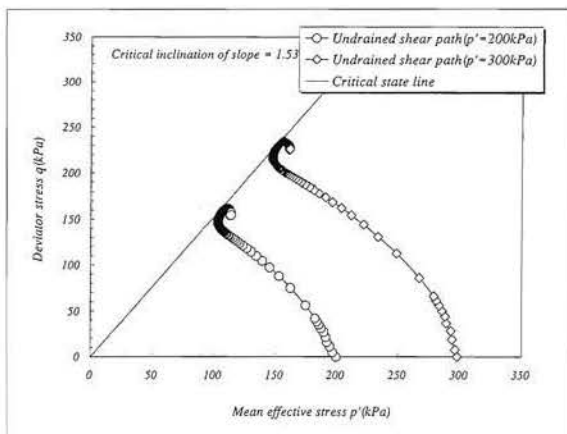


図3-3 等方圧密非排水せん断試験

4. 間隙水圧増加試験の手順

間隙水圧増加試験では供試体を所定の圧密荷重で等方圧密し、正規圧密状態とした後に所定のせん断力を載荷する。本試験では供試体の間隙比の変化を測定するために、供試体に作用させるせん断力は非排水条件で載荷する。所定のせん断力を載荷後8時間放置した後に、間隙水圧増加過程に移る。間隙水圧増加過程では供試体下端にて水圧を強制的に載荷する。試料は透水係数の低い粘性土であるため、水圧の載荷速度を $1.5\text{kPa}/\text{min}$ とし、 10kPa づつの段階的な水圧載荷を行う。各載荷段階で下端部より与えた間隙水圧増分が上端部にて観測されると、供試体内の水圧は一樣と判断して次の水圧載荷に移る。水圧の増分は本来小さく設定するほど試験精度への影

響は少ないものと考えられるが、浸透力とノイズの関係から1ステップ当たり 10kPa の間隙水圧増分とした。なお、水圧の伝達の判定は、突発的なノイズの影響を受けないように20秒に一回測定される値から5つの平均値を算出し、これが目標値を中心としたある範囲内に入った時点で水圧が供試体上端部まで伝達され、供試体内での分布が一樣であると見なしている。

間隙水圧の増加により供試体は正規圧密から過圧密へと状態が移行する除荷過程において平均有効応力の低下に伴ない土試料は膨潤する。膨潤による供試体断面積の増大から軸差応力が低下しないように、20秒に一回測定される値（排水量、軸変位）から断面積を算定し、常に軸差応力を一定に保つように補正する。試験終了の判定は、供試体内部の間隙水圧とセル圧との差が 5kPa に達したとき、または、供試体の軸変位が間隙水圧の増加（載荷）によってダイヤルゲージの定格容量である 30mm に達したときである。試験終了後に含水比、乾燥重量の測定を行う。本実験では非常に長い時間を要する実験であるが、メンブレンの透水性に関する補正は行っていない。その理由として、間隙水圧増加試験では水圧の増加によって有効応力、すなわち、セル圧と供試体内部の水圧の差が小さくなるので浸透量は比較的小さいと考えられることによる。表4-1に間隙水圧増加試験での試験条件を示す。初期せん断力の大きさは圧密圧力 200kPa での非排水せん断試験強度 140kPa を上限に適宜設定した。

表4-1 間隙水圧増加試験の試験条件

圧密圧力 (kPa)	初期せん断応力 (kPa)
200kPa	25
	50
	75
	100
	120
	130

5. 間隙水圧増加試験における間隙水圧の経時変化

図5-1は供試体上端で観測される間隙水圧の経時変化を示している。全応力は一定に保たれているので間隙水圧の増加は有効応力の減少を伴う。水圧の経時変化は上に凸の関数形を示しており、供試体下端での水圧が上端へ伝達するにはある時間が必要で

ある。この挙動は圧密における水圧消散の経時変化と同様であると理解される。そこで間隙水圧の伝達を圧密理論に基づいて考えると、水圧が伝達されるまでに必要とする時間は圧密係数または排水距離に変化が生じない限りにおいて、各水圧の載荷ステップにて一定の値をとる。図5-1では水圧が小さい場合には各水圧載荷ステップにてほぼ伝達時間が等しく、水圧載荷初期においては圧密係数がほぼ一定であると考えられる。しかし、水圧が大きくなると伝達時間は徐々に長期化し、供試体が15%ひずみに達する最終ステップでは実に長い時間をかけて水圧の伝達が行われる。排水距離の変化は大変形を生じる最終ステップを除いてごく僅かなものであるため、伝達時間に影響を及ぼす要因として圧密係数の変化が考えられる。

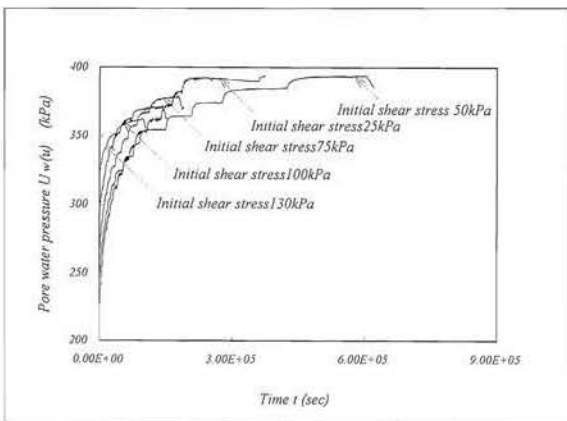


図5-1 間隙水圧の伝達時間

圧密係数は透水係数と体積圧縮係数の影響で変化する。試験が進むに従い供試体は吸水膨張し間隙比が大きくなる。透水係数は間隙比の関数であるため、試験が進むにつれ伝達時間が短くなることになり、今回の試験結果と一致しない。従って、試験での水圧伝達時間の長期化は体積圧縮係数の増加に起因するものと考えられる。体積圧縮係数の増加は土供試体の接線剛性が低下することを意味することから、伝達時間が長期化するのには塑性変形による粘土供試体の剛性低下が要因と考えられる。水圧載荷によって供試体が過圧密状態へと移行すると弾性的挙動を示すために水圧伝達時間がほぼ等しいが、間隙水圧の増加により塑性変形を生じると塑性軟化による圧密係数の変化によって伝達時間が長期化すると考えられる。

6. 間隙水圧増加試験における軸変位と下・上降伏点

図6-1は間隙水圧増加試験より得られた軸ひずみと平均有効応力の関係を示したものである。図には等方圧密終了時からの変形を示している。本実験ではひずみ制御により0.05mm/minで非排水せん断を

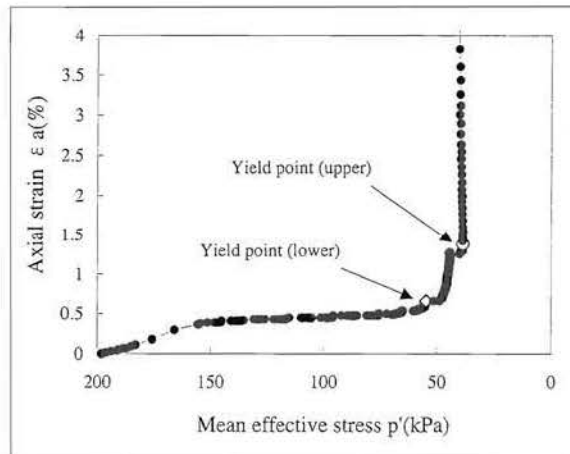


図6-1 軸変位～平均有効応力関係

行っているため非排水せん断時には図のように、有効応力の減少に伴い徐々に軸ひずみは増加している。その後、所定の初期せん断力に達し間隙水圧増加過程に入ると軸ひずみはほぼ一定値に落ち着いており変化量はきわめて小さい。その後、下降伏点に達すると、軸ひずみは増加して、上降伏点に達すると平均有効応力の変化なしに急増して破壊に至っている。この図より、粘性土供試体の内部に間隙水圧の上昇が起こると破壊の直前になるまでその前兆はほとんど見られず、急速に破壊することが分かった。しかし、軸変位の急増点は小川が指摘するように2点観察された。ここでは小川の定義に従い、軸変位が生じる点を下降伏点、軸変位が大きくて破壊する点を上降伏点と定義した。

図6-2は初期せん断力75kPaでの平均有効応力と間隙比の関係である。図では非排水せん断中、間隙比に変化は生じず一定値のままに状態点が移動し、その後水圧載荷による膨潤を生じる様子が示されている。水圧載荷初期においては間隙比経路は膨潤線上を移動するが下降伏点の付近から膨潤線を離脱し、間隙比の増加を伴いながら破壊に向かう。この挙動は土要素が過圧密化に伴い弾性状態から塑性状態に移動していることを示している。膨潤線を離脱後の間隙比の変化は塑性変形の発生にともなう正のダイレイタンスが生じたためである。ダイレイタンス

一が生じると吸水作用により塑性軟化が生じる。塑性軟化が生じるとせん断抵抗力は低下し更にせん断を促進させる。これは5.で述べた体積圧縮係数と接線剛性の関係からも説明できる。また、下降伏点を過ぎた辺りから、塑性変形の進行に伴い次第にせん断帯が形成されており、土の要素性が消失している。上降伏点を過ぎるともはや完全に要素性を失い有効応力一定の下で著しい体積膨張を生じながら破壊に至る。最終状態において限界状態線に至っていないが、限界状態線に向かって膨張する傾向がみられる。ダイレイタンスは水の移動と共に進行的に生じる。しかし、水の移動には大変時間がかかるため破壊に至るまでには非常に長い時間が必要となる。図5-1において破壊が近づくにつれて水圧の伝達時間が長くなるのは、水の移動によって次々と進展する進行性破壊によって説明できる。この現象は地すべりの緩速破壊の現象を引き起こす大きな原因と考えられる。

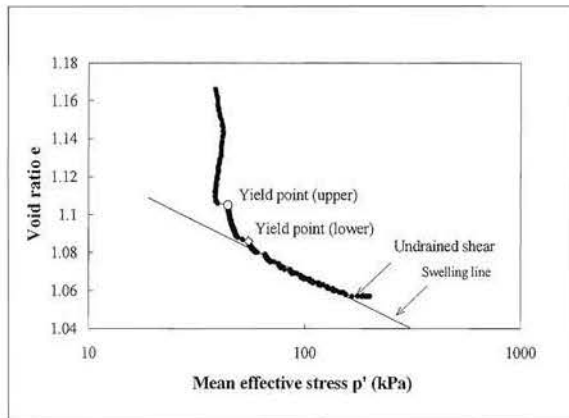


図6-2 間隙比-平均有効応力関係

次に体積ひずみ、せん断ひずみと平均有効応力の関係を図6-3に示す。図では軸差応力を載荷する初期の非排水せん断時においては供試体内への水の流出入がないために、体積ひずみの変化は生じていない。しかし、間隙水圧の増加試験過程に入ると水圧の流入に伴いほぼ一定の割合で体積ひずみは増大している。せん断ひずみは非排水せん断過程では軸ひずみの変化に伴い発生するが、間隙水圧の増加過程では軸ひずみがほぼ一定値であることを反映してせん断ひずみもほぼ一定値を示している。その後、下降伏点に至ると体積変化が急増し破壊に向かう傾向はせん断ひずみも体積ひずみも同様である。

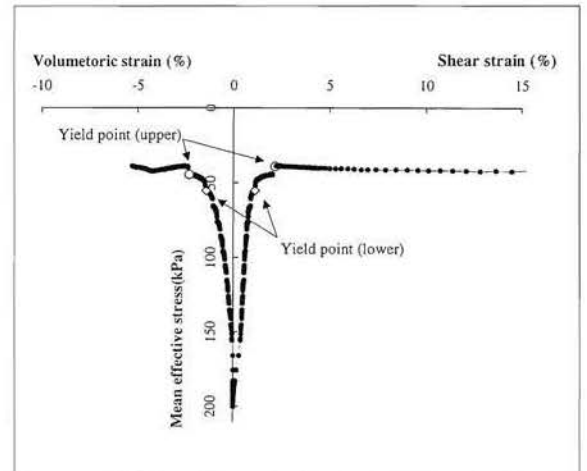


図6-3 平均有効応力~せん断ひずみ、体積ひずみ関係（初期せん断力75kPa）

7. 間隙水圧増加試験における有効応力経路と下・上降伏点

図7-1は実験より得られた軸差応力と平均有効応力の関係を示したものである。図には非排水せん断試験から得られた非排水パスと、限界状態線、三軸試験機の測定限界であるTension cut off線、並びに上下降伏点を示している。

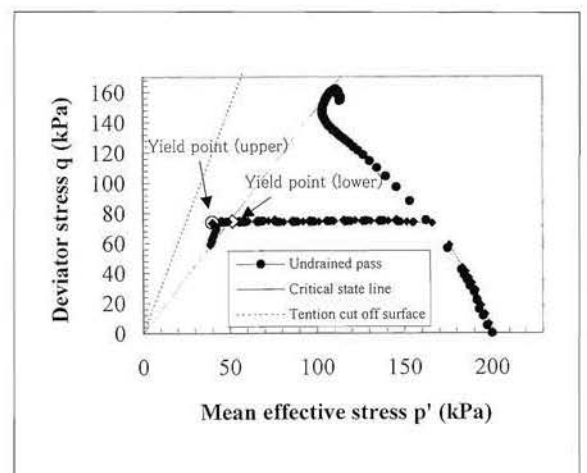


図7-1 軸差応力-平均有効応力関係（初期せん断力75kPa）

応力経路は圧密圧力200kPaを初期状態として初期せん断力の載荷によって非排水パス上を移動し、軸差応力が75kPaに達した時点で間隙水圧増加過程に移行する。軸差応力を一定とする応力制御のもと平均有効応力が減少する間隙水圧増加過程では、供試体が下降伏点・上降伏点に達して破壊に至る。図中の間隙水圧増加による有効応力経路は、限界状態線を越えて上降伏点を過ぎた辺りから軸差応力が急激に減少して限界状態線にたどり着く。この時に最終

的な破壊が生じている。この間に図では平均有効応力の増加と減少が生じており興味深い。この現象は他の初期応力の場合でも同様に観測されている。なお、上降伏点を過ぎるとすでに要素性を失い、せん断帯が形成されている。そのため、実験結果は土要素の平均の値であり破壊近辺の挙動を示しているのではないことに注意する必要がある。

図7-2に実験より得られた軸差応力と平均有効応力の関係を間隙比の変化と合わせて示す。

図は初期せん断力がある時の有効応力経路と共に間隙比の変化を示している。図には先に示した土質定数を用いたカムクレイモデルによる降伏関数も合わせて示している。粘性土の変形特性の変化を表す2つの閾値、下・上降伏点に着目すると、「下降伏点」は間隙比-平均有効応力関係において膨潤線と実験値が離れる点を示している。間隙水圧増加試験では有効応力の減少が生じるが、初期においては弾性的な挙動を示すために間隙比は膨潤線上を移動する。したがって間隙比が膨潤線から離脱するのは供試体内に塑性変形が生じたことを示しており、「下降伏

点」は弾性から弾塑性への変曲点を示す。カムクレイモデルは降伏曲面の内部は完全弾性体と定義することから、カムクレイモデルでは観察された現象は上手く説明することが出来ない。他方、「上降伏点」は軸差応力-平均有効応力図において軸差応力を一定に保つことができなくなり、平均有効応力の変化なしに軸差応力が低下する点に対応している。この点に達すると供試体には急速に変形が進行して破壊に至る。したがって、「上降伏点」は粘性土の排水試験で言うピーク強度に対応している。上降伏点を過ぎるとせん断応力を一定に保つことが出来ず、低下する現象はピーク強度後の軟化現象に対応すると考えることができる。最終的に土の状態は図から判断すると限界状態線に向かって移行しているように見える。すなわち「残留状態」である。

8. 間隙水圧増加試験から得られる下・上降伏点

初期の軸差応力を変化させて、間隙水圧増加試験を行うとそれぞれ下・上降伏点が得られる。図8-1は軸差応力を変化させた場合の一連の実験における有効応力経路を示す。本研究では、表4-1に示したように初期せん断力を6段階に変化させて実験を行った。図中の◆、○はそれぞれ下降伏点並びに上降伏点を表し、●はピーク強度を表している。図では上・下降伏点ともにある直線状にプロットされるように見える。下降伏点は弾性限界を表し、上降伏点はピーク強度を表すことから下図の上・下降伏点の直線は設計に用いるべき定数を与えている。図では見え難いが上降伏点を超えると粘土試料は軟化を起こして残留状態に至る。残留状態は限界状態線への移行を示しており、限界状態線を含めると下降伏点、上降伏点、残留状態の3つの閾値が得られたことになる。これらの数値はそれぞれ、弾性限界による控えめな設計、ピーク強度を用いた積極的な設計、残留状態に着目した長期安定の設計に対応する。

図を見ると、下降伏点はほぼ限界状態線と一致している。これは間隙水圧の増加に伴う弾性除荷は限界状態線に至るまで生じて、限界状態線近傍の下降伏点にて塑性化して弾塑性挙動を示すことを示す。下降伏点と限界状態との一致は弾性限界を用いた控えめな設計と、残留状態に着目した長期安定を図る設計が一致した数値を与えることになり、興味深い。この傾向が本実験に用いた試料だけの特殊な傾向か否かは後述する構成式を用いたシミュレ

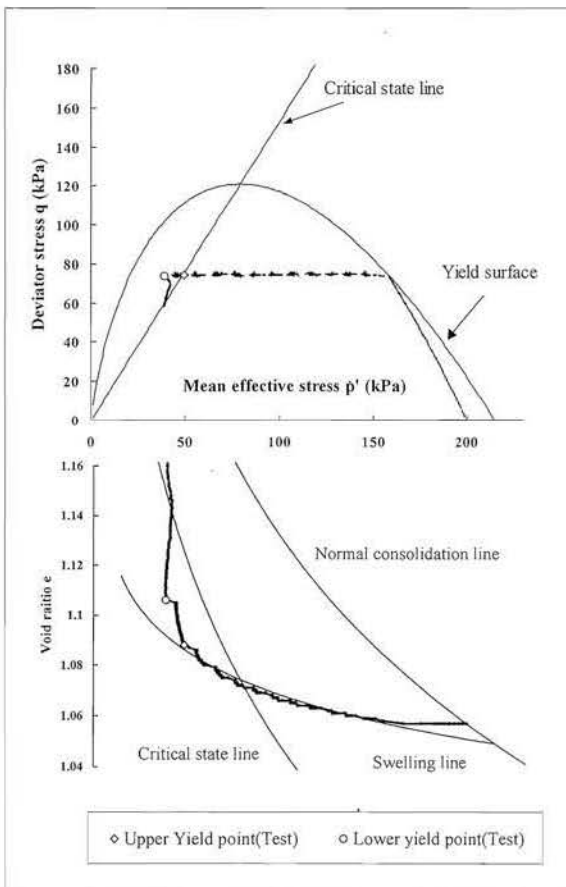


図7-2 軸差応力～平均有効応力～間隙比関係

ションにて検討する。上降伏点は限界状態線を越えた左側（ドライ側）にプロットされている。実験では上降伏点を結ぶ直線が限界状態せんに較べてやや勾配が小さく、両者は下図の非排水せん断経路と限

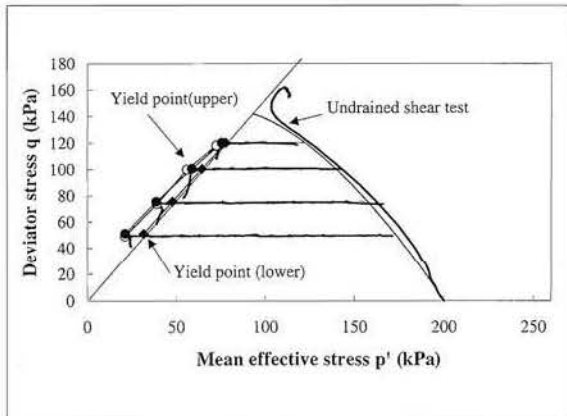


図8-1 上・下降伏点と限界状態線

界状態線との交点近傍にて交わるように見える。この現象は、間隙水圧増大試験は土試料を過圧密化しながらせん断すること、初期せん断力が大きいと正規圧密状態でのせん断が土試料を有するせん断抵抗力の大半を占めていること、を勘案すると圧密圧力と非排水せん断強度で限界状態線、上・下降伏点を正規化して示すことが出来る可能性を示しており、土の構成式における研究と整合した結果を与えている。

9. 下負荷面モデルによる間隙水圧増加試験の考察

間隙水圧増加試験は、所定のせん断力に達したあと間隙水圧を増加させることにより有効応力を低下させる。当初供試体は正規圧密状態であったが、水圧増大によって過圧密化するために、観察される挙動は過圧密な粘土のせん断特性を示す。土の構成式として標準的に用いられるカムクレイモデルは正規圧密粘土のせん断挙動を比較的良く表現するが、本実験は過圧密粘土の挙動を示すためにカムクレイモデルではせん断挙動を適切に表現出来ない。そこで本研究では橋口による下負荷面モデルを適用して間隙水圧増加試験の考察を行なう。

下負荷面カムクレイモデルは基本的にはカムクレイモデルを拡張したものである。使用するパラメータもほとんどはカムクレイモデルと同じである。ここでは本モデルに使用したパラメータについて述べる。

(1)弾塑性圧縮係数、弾性圧縮係数

、は等方圧密試験を行うことにより求めることができる。は正規圧密状態におけるの勾配であり、経験的に信用できる。そのための値は圧密試験より求めた $\kappa=0.111$ を用いる。しかし、の確定には単に膨潤試験から得られる値をパラメータとして用いると解析結果が実験の諸現象を巧く表現しない。これはモデルが土の挙動を完璧に表現するものでなく、ある挙動を巧く表現するようにパラメータを定めると他の挙動においてモデルと実際の挙動との差異（ギャップ）が生じる問題を抱えていることによる。ここでは応力経路に着目して、非排水経路を巧くフィッティングする視点からを求めることとする。図9-1に $\kappa=0.111$ での値が $\kappa=0.0182$ 、 $\kappa=0.025$ 、 $\kappa=0.03$ のときの有効応力経路と実験結果の有効応力経路を示す。

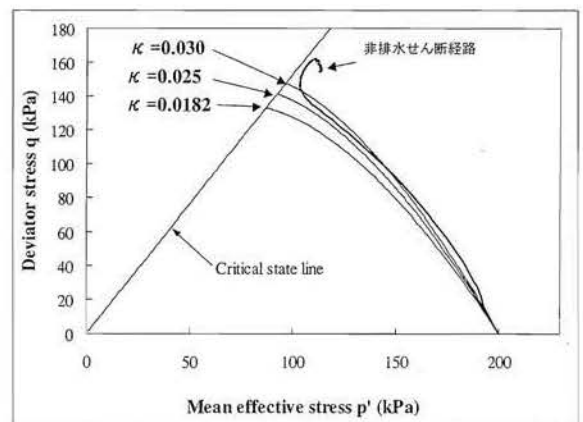


図9-1 有効応力経路によるの検討

図より応力経路の初期立ち上がりの角度、ピーク時の軸差応力の値から $\kappa=0.025$ の時が最も実験結果と整合する。図9-2は $\kappa=0.0182$ 、 $\kappa=0.025$ 、 $\kappa=0.03$ の

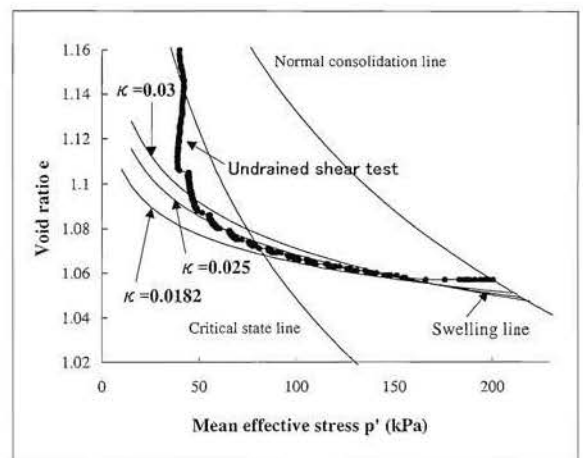


図9-2 間隙比経路によるの検討



間隙比経路と実験による間隙比経路を示すが、 $\mu = 0.025$ の時の膨潤線の傾きが最も良く実験結果と整合している。以上の結果より、下負荷面カムクレイモデルに用いるの値は $\mu = 0.025$ を用いることにする。

(2)進展則の確定

橋口による下負荷面モデルをカムクレイモデルに適用すると、降伏関数内にある下負荷面は次式のように表される。

$$f_s = q + Mp' \ln \frac{p'}{p'_s} = q + Mp' \ln \frac{p'}{p'_y} - Mp' \ln R = f(\sigma, p'_y) - Mp' \ln R = 0$$

ここに f はカムクレイモデルの降伏関数を表しており、 p'_y は硬化パラメータを表す。パラメータ R は下負荷面の位置を表す係数であり、過圧密土の場合には R の変化がモデルの性質に大きく影響する。 R の進展則に関しては決定的なモデルが存在していないが、橋口は次式を提案している。

$$\dot{R} = U \|\dot{\epsilon}_r\| = -\mu \ln R \|\dot{\epsilon}_r\|$$

本研究では上式を用いてパラメータを操作して、間隙水圧増加試験を上手く説明するを次のように求めた。図9-3はの値を1,10,15,20,100と変化させて、実験結果の上・下降伏点と比較したものである。この図よりの値を大きくするほど上・下降伏線は左にずれ、 $\mu = 1$ の時には限界状態線とほぼ等しくなることが分かった。また、の値をかなり小さくとっても限界状態線より右側に位置することは無かった。図より上降伏点の値に着目すると $\mu = 15$ が最も実験結果を表現できている。

(3)間隙水圧増荷試験のシミュレーション

間隙水圧増加試験結果を有効応力経路、間隙比経

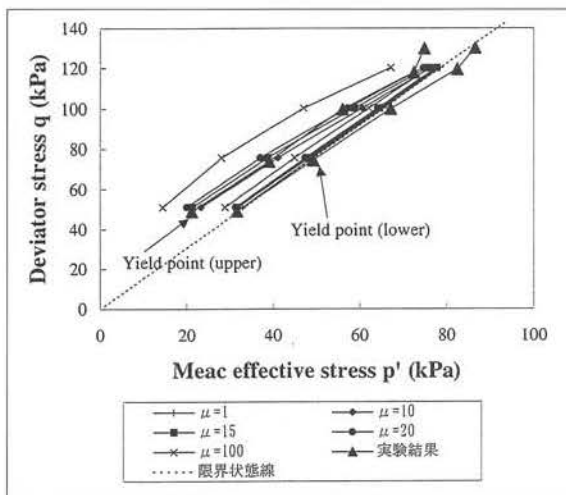


図9-3 Rの進展則とパラメータ

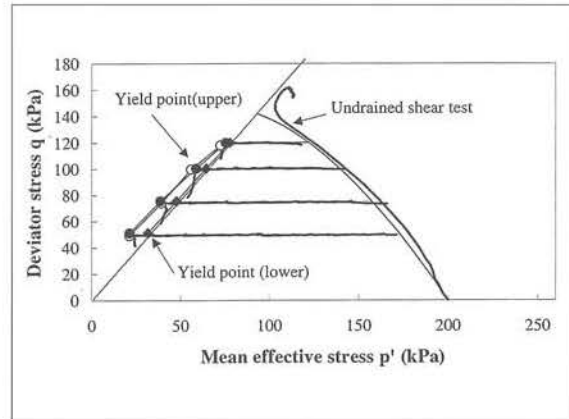


図9-4 実験結果とモデルによる応力経路の比較

路および下・上降伏点に着目し考察を行う。図9-4は初期せん断力50,75,100,120kPaの条件で行った間隙水圧増加試験より求めた有効応力経路と、下負荷面モデルから求めた有効応力経路を示したものである。図には実験及び下負荷面モデルより求めた上・下降伏点も示している。

図9-4では実験値とモデルの上・下降伏点が非常に良く一致している。下負荷面カムクレイモデルによる下降伏点は限界状態線にはほぼ一致しており、実験結果を良く説明している。従来のカムクレイモデルなどの構成式では過圧密領域でのせん断特性をうまく表現することはできないが、下負荷面カムクレイモデルを用いると弾性限界（下降伏点）をよく説明できた。上降伏点は限界状態線の左側に得られており、実験値と軸差応力が大きい場合に若干の相違がみられる外は良く一致している。以上から、下負荷面カムクレイモデルを用いた間隙水圧増荷試験のシミュレーションの可能性が示された。実験では上降伏点を越えた後に軸差応力の低下を生じ、引き続いて残留状態である限界状態線へ有効応力がすり付く傾向が見られるのに対して、シミュレーションは上降伏点までしか行なう事が出来ない。これは上降伏点はピーク強度に対応しており、この近傍になると土供試体は要素性を失っている事から、要素性を仮定した数値シミュレーションを行なっても意味の無いことによる。逆に言うと、実験についても上降伏点以降の状態について要素性を仮定した整理は厳密な意味がない。しかしながら、巨視的な視野で有効応力変化を捉えると、有効応力は傾向として限界状態線に向かっていていると言える。

図9-5は下負荷面カムクレイモデルにおける初期せん断力が75kPaの時の有効応力経路、間隙比経路

を模式的に示したものである。下降伏点は間隙比経路において膨潤曲線上から離脱した点であり、上降伏点は有効応力経路において所定の軸差応力を維持できなくなる点である。図では下降伏点を点c、上降伏点を点dとしている。点aの状態より非排水条件にてせん断を行い、点bにて所定の軸差応力に達したとする。非排水条件であるのでこの時点では間隙比の値は一定であり、モデルでも巧く表現できている。次にb点より間隙水圧増加試験を開始する。間隙水圧増加試験では軸差応力を一定に保ちながら有効応力を低下させるために、図のように有効応力経路は点b-点cのように直線になる。この間、土要素の中では、有効応力の低下にともない、吸水による体積膨張が起こっている。間隙水圧増加過程の初期においては弾性膨潤のみが発生しているため間隙比経路は膨潤線上を移動している。

その後点cつまり下降伏点に至ると塑性変形が始まる。下負荷面はこれまで縮小のみであったが、下降伏点以後拡大に転じている。下負荷面モデルでは下負荷面の拡大・縮小により塑性変形が発生する。下降伏点と限界状態線はほぼ一致しており、下負荷面の拡大による塑性変形の発生とが同時に起こって

いる。急速に塑性変形が発達しながら最終的にd点に達した。

次にせん断ひずみと体積ひずみと平均有効応力との関係を図9-6に示す。図中の記号(点a-点d)は先ほどの図9-5に対応している。図の体積ひずみは非排水せん断時(点a-b間)には発生せず、b点にて水圧を載荷すると徐々に体積膨張によって生じる。この体積膨張は図9-5の膨潤線上(点b-c)の動きと対応しており弾性体積膨潤による。点cに達すると急激にひずみが増えて点dに達する。この体積ひずみは過圧密粘土がせん断されると発生するダイレイションによるものであり、塑性変形が生じる点c以降に顕著に表れる。塑性膨張は土のひずみ軟化を促進するために土供試体は素早く破壊に至る。他方、せん断ひずみは非排水せん断時にはほぼ一定の割合で増加しているが、b点の間隙水圧増加過程に入ると一定値に落ち着く。水圧載荷過程では下降伏点に達するまでは弾性応答を示すが、下降伏点に達すると急激にせん断ひずみが増大し下降伏点に達する。図には実験結果を合わせて示しているが、下負荷面カムクレイモデルは実験結果を良く説明している。

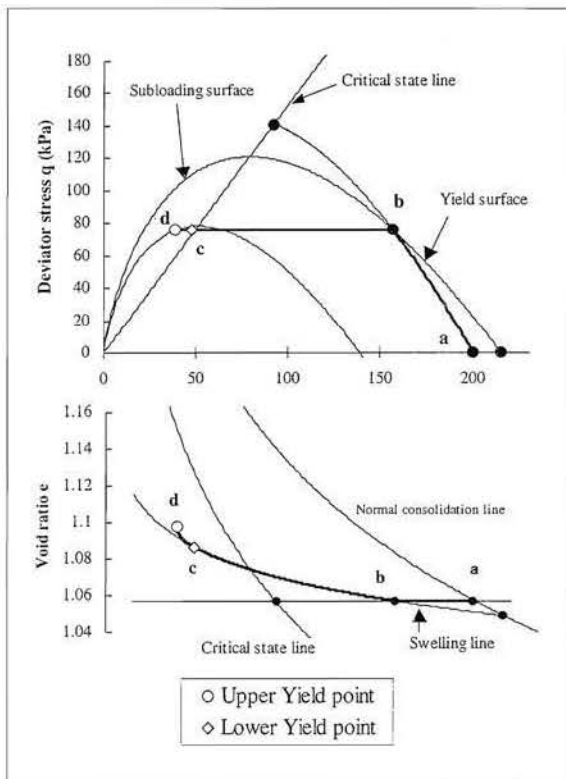


図9-5 下負荷面カムクレイモデルによるシミュレーション

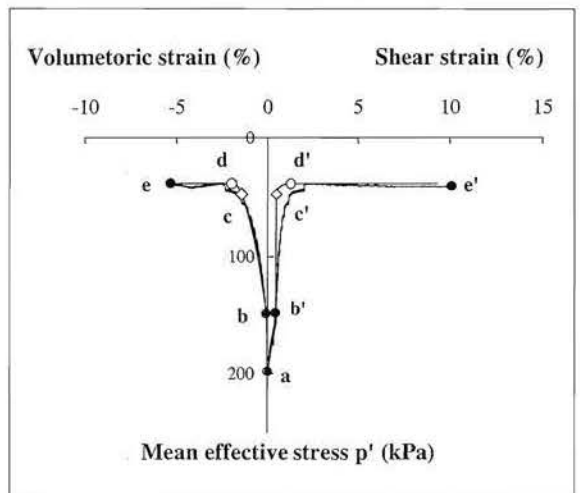


図9-6 下負荷面カムクレイモデルによるシミュレーション

10. 下負荷面モデルによる間隙水圧増加試験の考察

実際の設計では土の上・下降伏点を簡単な試験から求める必要がある。下負荷面カムクレイモデルを用いると、上・下降伏点の予測が比較的精度良く行なうことが出来た。これによって土の基本的な土質定数より容易に上・下降伏点を定められる。モデル

化の利点は限られた実験結果からの他条件への外挿や、土の基本的な力学試験から上・下降伏点を定められること、地すべりの破壊メカニズムを総括的に把握すること、が可能になることにある。図10-1は土試料が過去に非常に大きな荷重を受けた場合の上・下降伏点の予測である。ここでは過圧密比を変化させて上・下降伏点を下負荷面カムクレイモデルを用いて予測した。精度の検討は課題であるが通常の試験機では実験を行なう事が出来ない条件に対しても、モデルを用いると上・下降伏点を定める事が出来る。図には過圧密比（Over Consolidation Ratio:OCR）をOCR=1,10,20,100と変化させたときの上降伏点・下降伏点を示した。図中の黒塗りの点は上降伏点を示し、白抜きのは下降伏点を示している。この図より上降伏点は過圧密比が大きいと勾配が大きく、また直線ではなく滑らかなカーブを持った曲線になる。得られた予測の是非は実験による検証が必要である。しかし、モデル化によって随分と現象の構造は明らかにされたと言える。

実際の地すべり斜面では間隙水圧の変化は本研究で実施したように単調に増加するのではなく、繰り返し増減する。これが本来地すべりの緩速破壊に大きく影響するのであるが、本研究では水圧の繰り返し変化については十分な検討が行なわれていない。今後、水圧履歴の変化による土の状態変化に着目して、上・下降伏点や残留状態への影響に関して検討すると共に、モデルの適用性について検討する。

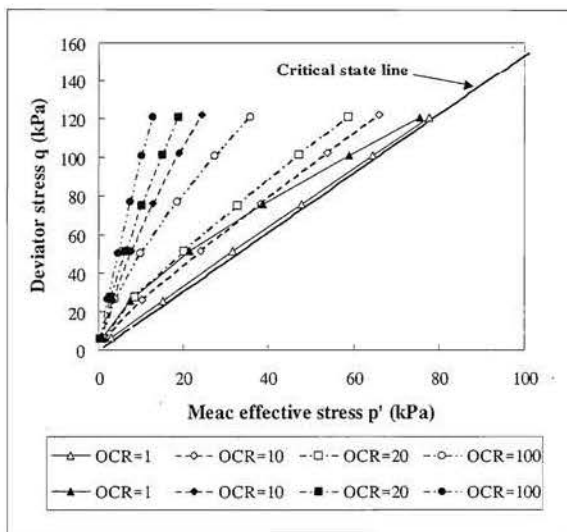


図10-1 過圧密比の変化による上・下降伏点の変化

謝辞

本研究を行なうに当たって、(財)砂防・地すべり技術センター研究開発助成を受けました。また実験に関しては長岡技術科学大学大学院・宮田善郁君の協力を得ました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- (1)浅岡 顕、中野正樹、野田利弘、蒲池孝夫 (1996) : 滑っては止まり、滑っては止まりを繰り返す超過圧密粘土の進行性破壊、第31回地盤工学研究発表会講演集、pp.799-800.
- (2)片桐雅明 (1990) : 飽和粘性土の有効応力減少過程における変形特性、東京大学博士論文.
- (3)小川正二、池田俊雄、和田正、目黒和利 (1985) : 有効垂直応力を減少させた粘性土の地すべり斜面安定解析、第20回土質工学研究発表会講演集、pp.1439-1440.
- (4)Eigenbrod,K,D., J.P.Burak and J.Graham (1987) : Drained deformation and failure due to cyclic pore water pressure in soft natural clay at low stresses, Canadian Geotechnical Journal, Vol.24, pp.208-215.

添付資料

- (1)大塚 悟、宮田善郁、中嶋智之 (1999) : 間隙水圧増加試験による粘性土の吸水せん断特性とシミュレーション、第34回地盤工学研究発表会講演集 (投稿中).
- (2)Ohtsuka,S., Y.Miyata and H.Toyota (1999) : Pore water pressure loading tests of a clay, International Symposium on Slope Stability Engineering (under contribution).