

# 地下水位低下に起因する地盤の 遅れ圧密沈下のメカニズム

金田一広<sup>1</sup>・山田正太郎<sup>2</sup>・浅岡顕<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 博士(工) 名古屋大学助手 大学院工学研究科土木工学専攻  
(〒464-8603 名古屋市千種区不老町) E-mail:kaneda@civil.nagoya-u.ac.jp

<sup>2</sup>正会員 修士(工) 九州大学助手 大学院工学研究科建設デザイン部門  
(〒812-0053 福岡県福岡市東区箱崎 6-10-1)

<sup>3</sup>正会員 工博 名古屋大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

地下水揚水に起因する自然堆積粘土地盤の圧密沈下の諸特徴を調べた。自然堆積の粘土地盤は、つねに若干過圧密で、しかもたいていは「構造」が発達している。弾塑性構成式には、カムクレイモデルに下負荷面・上負荷面を導入したものをを用い、塑性変形の進展に伴う過圧密の喪失と構造の劣化を表現できるようにした。一連の圧密計算によれば、地下水位低下がある閾値を越えて長く持続するときは、粘土の骨格構造の劣化によって塑性圧縮にもかかわらず軟化が起り、これが原因となって時間遅れで大沈下が現れることが分かった。また多層系地盤のときは、地下水位低下の影響が下層の粘土に及ぶのに時間がかかり、このため現在かりに地盤沈下が沈静化していても、将来遅れて大沈下の可能性があることも示した。

**Key Words:** land subsidence, one dimensional consolidation, naturally sedimented clay, dewatering

## 1. はじめに

自然堆積の粘土地盤は、若干過圧密で、しかもたいていは「構造」が発達している。浅岡らは<sup>1)</sup>、橋口らの「下負荷面概念」<sup>2)</sup>に加えて、さらに「上負荷面」概念も導入して、過圧密で構造の発達した土の弾塑性構成式を与え、繰り返し粘土には見られない、自然堆積土に特徴的なくつかの力学的性質を説明した。それらは、要約して言えば、限界状態線の上側での塑性膨脹を伴う硬化であり、また限界状態線の下側での塑性圧縮を伴う軟化である。前者は下負荷面による効果で、過圧密土で観測されるもので、後者は上負荷面概念によって説明されるもので、構造の発達した自然粘土やゆるい砂で観測されるものである。

橋口や浅岡らの「下負荷面」と「上負荷面」の導入で特徴的なことは、過圧密状態から正規圧密状態への移行には塑性変形の進展を伴うとし、また構造の喪失にも塑性変形の進展が伴うとしている点にある。これら二つの発展則の「速度」の相対的な大小関係に着目して、浅岡らは砂と粘土の力学性状の違いについて、弾塑性的な記述をおこなった<sup>3), 4)</sup>。

本論文は、以上の構成式研究の成果にたつて、地下水揚水に起因する自然堆積粘土地盤の圧密沈下が構造の喪失による塑性圧縮・軟化を伴うときに現れる、時間遅れ大沈下の諸特徴を、1次元圧密計算を用いて調べたものである。論文では名古屋市西郊で顕著に見られる濃尾平野の地盤沈下挙動を、計算対象のモデルにとっている。すなわち地盤の厚さや砂～粘土互層構成、揚水深度などは名古屋地盤に於けるものと似せており、また沈下～時間関係も名古屋での既往の観測値に合わせている。しかし本論文は、必ずしも名古屋の地盤沈下そのものを論じ、また名古屋の地盤沈下の将来予測をおこなったものではまったくない。このことはここで、あらためて強調しておく。このことは、地下水揚水量と地下水位低下量の関係を、論文では一切論じていないことからあきらかである。しかし一方で、このような強調がどうしても必要なほど、地下水揚水による広域地盤沈下は、現在はもちろん将来ともに、「公害」としての影響が甚大であることもわかる。

計算は水～土連成有限変形解析によったが、その概要は浅岡らによる文献<sup>5)</sup>の付録などを参照されたい。用いる構成式の要点は付録 A にまとめた。構造の劣化ないし

破壊によって塑性圧縮を伴う軟化が比較的低い応力比で現れるときには、過剰間隙水圧が消散ではなくかえって上昇することがある。このためそうでないときに比べて遅れる圧密沈下を遅れ圧密と呼び、このメカニズムそのものは、金田らによる文献(6)に詳しいが、その要点は付録Bにまとめた。付録Aと付録Bは本論文の理論的基礎ではあるが、それを本文に書くことこの論文独自の主題が紛れてしまうため、付録に廻した。付録Cと付録Dは、この論文での計算に必要な特殊な数値計算技術を述べたもので、これも上と同様の趣旨から、付録に廻した。

## 2. 土骨格の構造破壊を伴う遅れ圧密沈下の諸特徴

### (1) 計算条件

土骨格の構成式には上・下負荷面カムクレイモデルを用いて、有限要素法による水～土連成有限変形計算を行う。図-1に有限要素メッシュと境界条件を示す。本計算では、厚さ25mの粘性土地盤を想定して、深さ方向に100分割した1次元変形を仮定している。また、粘土層の上部には砂層、下部には被圧帯水層である砂礫層が存在していると想定する。このため、10m堆積している上部の砂層として、182kPaの有効上載圧を加えている。地下水位の低下は最深部の水理境界の水圧を減少させることで表す。本章ではさまざまに地下水位を低下させるが、どの計算も100秒かけて所定の地下水位まで低下させる。これはいわば瞬間載荷問題に近い。また、粘土層上部は間隙水圧がゼロの条件にしている。表-1に計算に用いた典型的な粘土の弾塑性パラメータ、発展則パラメータおよび初期値を示す。本章の計算では、若干過圧密な地盤であるが、構造を有する地盤(初期構造  $1/R_0=10$ )と構造を有しない地盤(初期構造  $1/R_0=1.0$ )の2種類を想定する。発展則パラメータは塑性変形が進むに伴い、過圧密の解消が早く、遅れて構造が劣化するような典型的な粘土の性質を表す値を用いている<sup>3), 4)</sup>。また、初期側圧係数  $K_1$  はカムクレイパラメータから求められる値を採用し、初期の間隙水圧分布は静水圧とする。図-2に構造の程度、過圧密比が深さ方向に均質であるとし、土被りに応じて計算された初期比体積分布を示す。なおこのような地盤の初期値を決める方法については付録Cに示す。

### (2) 計算結果に基づく考察

地下水位をさまざまに低下させて、その後水位を一定にした。図-3に(a)構造を有しない地盤および(b)構造を有する地盤の時間～沈下関係を示す。図中に示す-5mなどの数値は、粘土層下部の地下水位の低下量を示す。最大で-25mまで水位を低下させた。構造を有しない地盤では

地下水位を5mずつ等間隔に低下させると、ほぼ沈下も等間隔となり、沈下が落ち着くまでの時間が5年前後と短い。一方、構造を有する地盤は低下する水位があるレベルを超えると沈下量が極端に増加している。この計算では水位が-5.5mから-5.6mに低下させた場合、わずかに水位差が0.1mにもかかわらず、沈下量の増加は1mを超えて

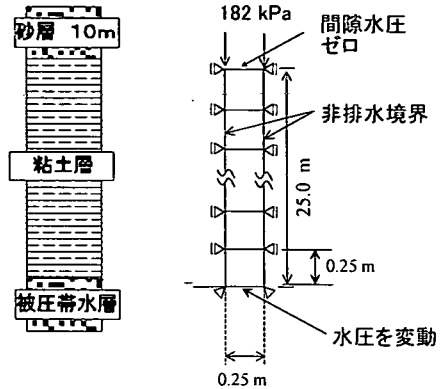


図-1 地盤の境界条件

表-1 パラメータ群

[材料定数]	
圧縮指数 $\lambda$	0.131
膨潤指数 $\kappa$	0.0754
限界状態定数 $M$	1.53
$p=98\text{kPa}$ の時の比体積 $N$	1.974
ポアソン比 $\nu$	0.3
土粒子の密度 $\rho_s(\text{t/m}^3)$	2.6
[発展則パラメータ]	
正規圧密土化指数 $m$	10
構造劣化指数 $m'$	1.5
[初期値]	
初期過圧密比 $1/R_0$	1.25
初期構造 $1/R_0^*$	10.10
初期側圧係数 $K_1$	0.595
透水係数 $k(\text{m/sec})$	$2.0 \times 10^{-9}$

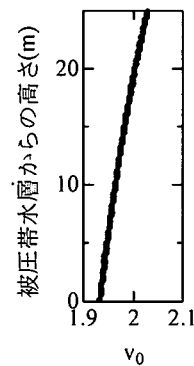
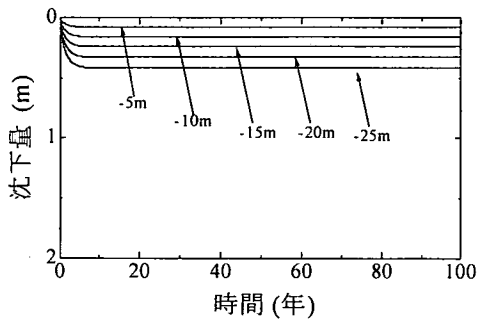
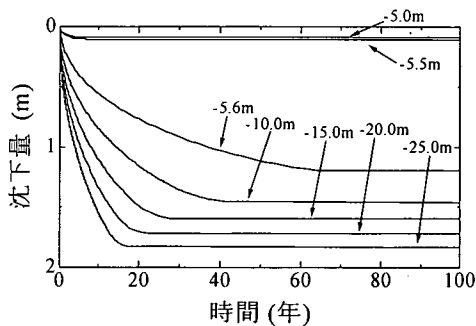


図-2 初期比体積分布



(a) 構造を有しない地盤 ( $1/R_0^*=1.0$ )



(b) 構造を有する地盤 ( $1/R_0^*=10.0$ )

図-3 時間～沈下関係

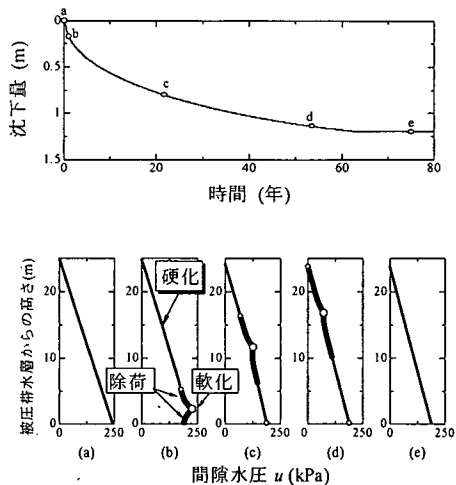
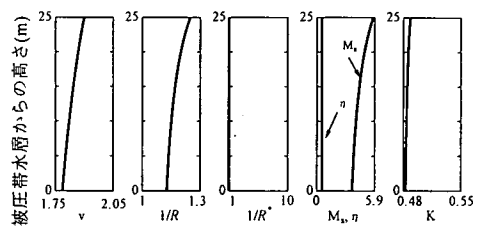


図-4 時間～沈下関係と間隙水圧の等時曲線

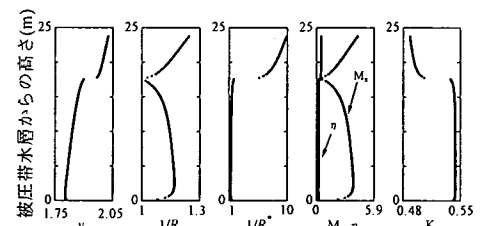
いる。また、沈下には60年以上という長い時間を有する遅れ沈下がみられる。図-4に構造を有し地盤深部の水圧を-5.6m下げた時の時間～沈下関係と間隙水圧の等時曲線を示す。この等時曲線は、時間～沈下関係に示した記

号(a)～(e)のものに対応している。図中の大きい白丸はその土エレメントが(塑性)圧縮を伴う軟化を生じていることを、またその近傍の、小さい白丸は除荷されていることを、さらにそこから離れた黒丸は土骨格が硬化していることを示している。このように軟化や除荷、硬化する土エレメントが発生するメカニズムは以下のものである。ある土エレメントの有効応力レベルが軟化域に達し軟化したとすると、荷重が一定(鉛直全応力が一定)に保たれているために間隙水圧が増加する。水圧は連続しているために、ある土エレメントの水圧の上昇は周りの土エレメントにも影響を及ぼし、水圧が引き上げられ、除荷を受ける。やがてその後、軟化した土エレメントは構造の喪失とともに圧縮が進み硬化域に入るから、間隙水の消散がはじまる。このような過程での間隙水圧の発生は地下水位の変化の大きい地盤深部から始まり、発生と消散を繰り返しながら地盤上部へと進む。この過程で、土骨格は硬化・軟化・除荷・再硬化を複雑に繰り返すことになる。水圧の発生は圧密を遅らせる。これが、構造を有する粘土の遅れ圧密沈下のメカニズムである。詳細は付録Cも参照のこと。さらに、参考文献(6)も挙げておく。

図-5に地盤深部の水位を-5.6mまで低下させた場合の、沈下終了時の深さ方向の物性分布図を示す。(a)は構造を有していない場合、(b)は構造を有している場合である。 $v(=1+e)$ は比体積、 $1/R$ は過圧密比、 $1/R^*$ は構造の程度で、その値が大きいほど程度が大きいことを示す。また、 $\eta$ は応力比( $q/p'$ )、 $q$ :せん断力、 $p'$ :平均有効応力、 $M_s$ は応力空間で硬化と軟化を区別する値で、 $\eta$ が $M_s$ より大きいと軟化することを示す。また $K$ は側圧係数である。構造を有していない地盤の場合を見ると、比体積以外は初



(a) 構造を有しない地盤 ( $1/R^*=1.0$ )



(b) 構造を有する地盤 ( $1/R^*=10.0$ )

図-5 沈下終了時の様子

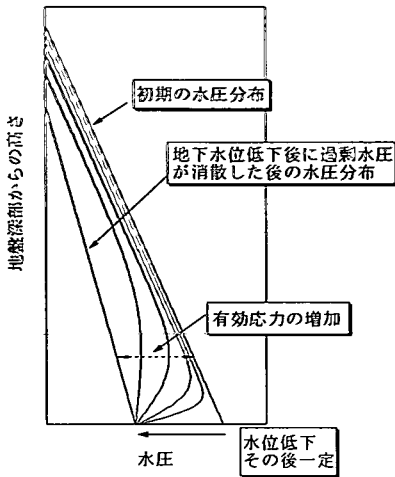


図-6 地下水位低下による圧密

期にすべて均質であったが沈下終了後は過圧密比、応力比などが若干だが深さ方向に変化する。一方、構造を有している地盤は、あらゆる諸量が深さ方向に不均質になっており、これは構造を有しないもの比べて顕著である。圧密終了後に見られるこのような不均質性は、土エレメントが受ける、上述の硬化・軟化・除荷・再硬化に伴う有効応力経路が、深さ方向によってそれぞれ変化し、深さ方向にどの土エレメントも同じ有効応力経路を歩まないことを反映しているものである。さらにまた、図-5を詳しく見ると、諸量の深度分布は、ある深度を境に不連続になっていることもわかる。図-6に地下水位低下に伴う圧密沈下の模式図を示す。地下水位が低下して、静水圧分布が変化すると、水圧の変動の大きい地盤深部の方が有効応力の増加が大きく、構造劣化を伴う塑性圧縮軟化が生じやすい。地盤表面に近くなるほど有効応力の変化が小さく、構造の劣化を伴う軟化が生じなくなる。そのために、図-5に見られるような不連続性が生じる。これは、図-5の不連続な深度の上部の構造がまだ残っていることから理解される。

### 3. 名古屋西郊における地盤沈下の事例

図-7は植下<sup>7)</sup>らによって示された濃尾平野における十四山観測井における沈下(図中では実線)と濃尾平野全体の地下水揚水量(図中では点線)の経年変動を表している。また、図-8に1961年から1999年までの濃尾平野における累積沈下量等高線図<sup>8)</sup>(図中の等高線図の単位はcm)および十四山観測井の位置(図中点a)を、図-9に十四山観測井の柱状図<sup>9)</sup>を、及び図-10に図-8のA'-Aの

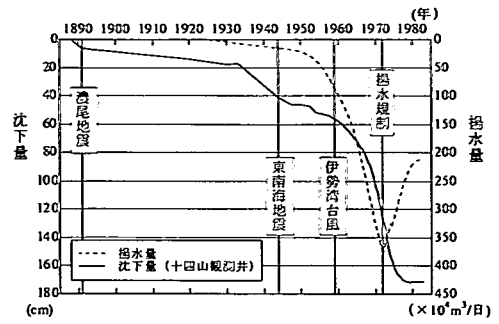


図-7 濃尾平野における地盤沈下と地下水揚水量の経年変動

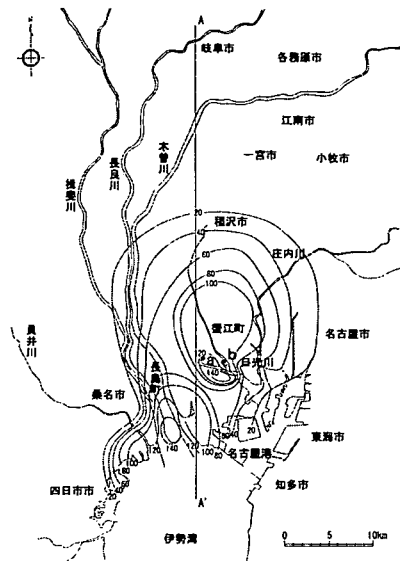


図-8 濃尾平野の累積沈下量等高線図 (1961年～1999年)

地質断面図<sup>10)</sup>を示す。十四山観測井付近は濃尾平野の中でも地盤沈下が激しかった場所である。以下、図-7の1950年代半ばからのデータに着目すると次の4つの特徴を挙げることができる。

- 1) 1960年代半ばまでは、揚水量の増加に比例するほど沈下量の増大はない。
- 2) その後も揚水量は増加し続けるが、1960年代半ば以降より沈下は急激に速度を増して大沈下を起こし始める。
- 3) 1972年から74年にわたり揚水規制が行われたが、その後も数年間は揚水規制にもかかわらず沈下が継続している。
- 4) 揚水規制後から10年後には揚水量はもともと激しかった頃の半分にまで減っているが、揚水規制による地盤沈下のリバウンドは観測されていない。

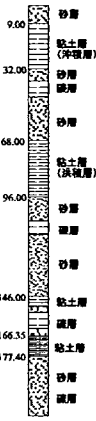


図-9 十四山観測井での柱状図

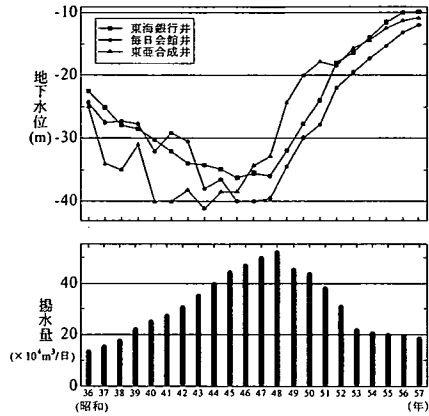


図-11 揚水量と地下水位の関係

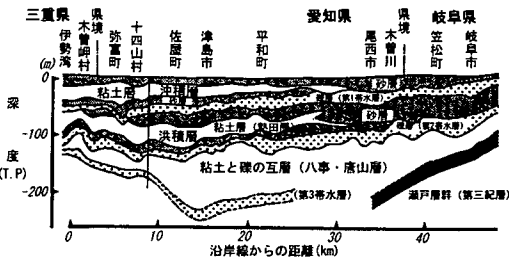


図-10 図-8のA-A断面における地質断面図

これらの特徴は揚水量があるレベルを超えると大沈下を起こすなど、第2章で一般的に示した地盤沈下と類似しており、構造を有する粘土の塑性圧縮を伴う軟化現象が起きている可能性があると考えられる。そこで次章以下で、この地盤沈下現象を水→土連成計算によってもう少し詳細に調べる。

#### 4. 1層系モデル地盤によるシミュレーションと考察

##### (1) 計算条件

濃尾平野の上層部では濃尾傾動運動による基盤層の沈み込みとその上部での海進海退による沖・洪積層の堆積によって<sup>11)</sup>、図-10の地質断面図に見られるように砂礫層に挟まれた3層の粘土層が存在する。本章では一番地表面に近い粘土層の下部の被圧帯水層からの揚水を想定し、計算の対象もその上部の粘土層のみとする。有限要素メッシュ、境界条件は第2章の図-1と同じである。また、粘土の弾塑性パラメータ、発展則パラメータなどは表-1と同じであるが、自然堆積粘土を想定しているため、構

造の有する粘土を用いる。本章での計算は、前章の図-7を模擬するように努めたが、「fitting parameter」は以下に説明するように「荷重の大きさ(地下水位低下量)」と「透水係数」のふたつを選んだ。弾塑性パラメータなどは第2章でのものを一切変えていない。

前章の図-7は、揚水量と沈下の関係であるが、図-11に示すように、揚水量と地下水位には強い相関関係があるため<sup>12)</sup>、図-7の揚水量を地下水位低下と読みかえて、揚水量のカーブと相似に粘土層最深部の水位を変動させた。水位変化の絶対値については、十四山観測井の観測開始からの総沈下量が1.5mになるようにモデル地盤の最深部の地下水位低下量を決めた。その結果47年間で最大-20mの地下水位低下量が得られた。地盤の透水係数は計算結果が図-7の沈下～時間関係によく適合するように定めた。また、10年間で-10mまで回復させその後一定に保った。このようにして、揚水が始まった図-7の1925年の沈下量を0mとして、これ以降の沈下を計算する。

##### (2) 計算結果

図-12に水→土連成計算による沈下～地下水位の経年変動の関係を示す。実線は沈下量を、破線は地下水位を示している。地下水位を変動させてから35年程度は地下水位の低下にもかかわらず沈下量は大きくはないが、図中の点bを越えるあたりから沈下曲線は急激にその傾きを変えて大沈下へと転じている。第2章の図-3で調べた塑性圧縮を伴う軟化が生じる地下水位低下の閾値が-5.6mだったことを考えると、点bから点cの間に地下水位低下がある閾値を越えたと考えられる。さらに、47年後から始まる揚水規制にもかかわらず、しばらくは沈下が続いている。これらの傾向は図-7とよく類似している。図-13に、図-12で示した記号aからjまでの間隙水圧の各時点での等時曲線を示す。図-12で、沈下量が急激に増

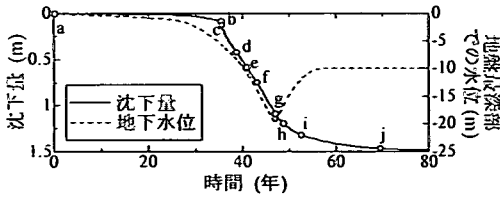


図-12 地下水位低下と地盤沈下

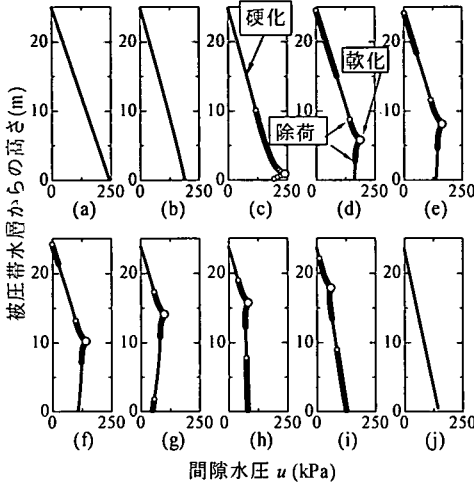


図-13 間隙水圧の発生

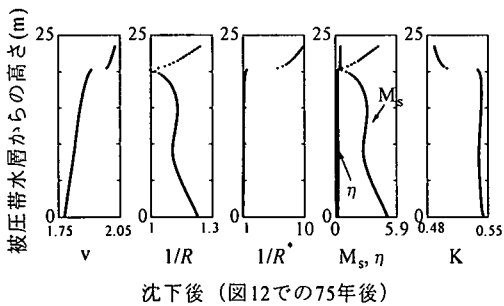


図-14 沈下後の土性の様子

加した点 b 以降から、間隙水圧の発生が見られる。そして、点 c、点 d、点 e とその発生する位置が地盤深部から地表部へゆっくりと移動している。この間隙水圧の発生が構造の喪失による塑性圧縮を伴う軟化によって引き起こされていることはすでに述べた。また、点 h、点 i は地下水位の回復 (上昇) によって地盤深部が除荷を受けているが、塑性圧縮を伴う軟化は粘土層上部で引き続き起こっていることを示す。地下水位を揚水規制によって回復させると地盤の水理境界付近では地盤は必ず膨張するが、それよりも塑性圧縮を伴う軟化による圧縮が卓越す

るため地盤全体として地下水位を半分まで回復させた後もしばらく沈下が続き、地盤が地下水位回復によりリバウンドすることはなかった (第3章4) 参照。

図-14 に地盤沈下後 (図-12 で 75 年後つまり、地下水位を 50% 回復した後) の地盤の物性分布を示す。どの分布も深度方向に不均質となっており、また第 2 章で述べたように地盤物性の深さに沿う不連続性を伴っていることがわかる。

### (3) 地盤沈下後の地盤の考察

#### a) 数値計算による「土質試験」と実地盤との比較

ここでは、地盤沈下した地盤がどのような状態になっているか調べるために、前節までに数値計算で作られた地盤に対して数値計算による「土質試験」を行う (付録 D)。そして、この結果と地盤沈下が激しかった名古屋の地盤に対して行われた実際の土質試験結果<sup>11)</sup>とを比較する。図-12 において、揚水規制後 (47 年後) の地盤を計算の対象とした。深さ方向に沿う 10 カ所の土エレメントの情報、すなわち、構造の程度、過圧密比、応力比、比体積、間隙水圧などを調べ、土被り分だけ応力解放して理想的なサンプリング供試体をつくる。こうしてつくられた理想的な供試体を用いて数値計算で 1 次元圧密試験を行い、Casagrande の方法により圧密降伏応力  $p_c$ 、圧縮指数  $C_c$  などを求めている。また、この供試体をエレメン

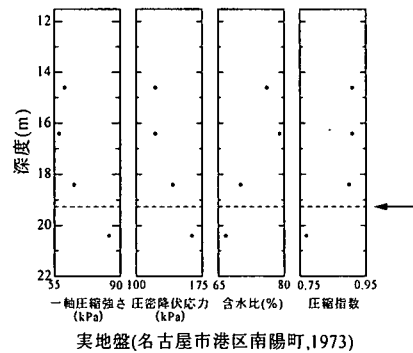
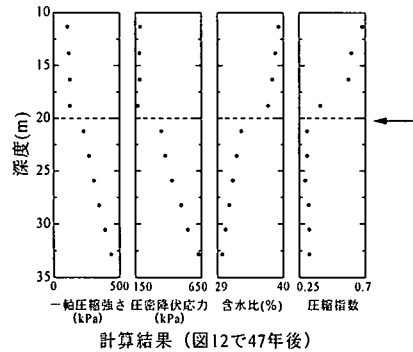


図-15 計算結果と実地盤の比較

トとしてとらえ、一軸圧縮強さも求めている。数値計算によるサンプリングの方法、圧密試験および一軸圧縮試験の方法については付録Dに示す。図-15に、このような計算結果（一軸圧縮強さ、圧密降伏応力、含水比および圧縮指数）をあらためて地表面から深度方向に並べて示す。同時に名古屋市内で地盤沈下が激しかった名古屋市港区南陽町における地盤調査の結果も示す。その場所は図-8の(b)地点に示す。実地盤のデータは深度方向に4カ所しかないが、図中に矢印で示す付近の分布に着目すると、数値計算で得られた傾向（深度方向に沿う諸物性の不連続性）は実地盤の土質試験結果と定性的に類似している。

#### b) 地盤沈下後の地盤の脆弱性

「地盤沈下は圧密であり、さらに水位を元に戻すと地盤を過圧密な状態にするため、プレロードをかけたことになる」ととらえれば、地盤沈下は地盤改良を施したと考えられないこともない。地盤改良であったかどうかを検証するため、地下水位を-20m低下し、その後水位を完全に元に戻し、地下水位を変動させて75年後の地盤に対して、地表面から1次元荷重を行った。荷重の大きさは19.6kPaで、この荷重は盛土換算で1mほどのものである。図-16に計算結果を示す。比較のため、地下水位低下の履歴を受けていない地盤と同じ荷重を与えたものも示す。図中の実線が沈下量を、点線が地盤最深部の水位を示す。地下水位低下の履歴を受けていない地盤は、荷重載荷後に8年で、7.8cm沈下するのにに対し、地下水位低下の履歴を受けた地盤は、23年もかかり、水位を100%回復した地盤から、さらに42.6cmもの遅れ大沈下を起こしている。これは地盤上部にまだ構造が残っていたために起こったものである。地下水位を低下させた時に、地盤深部から塑性圧縮を伴う軟化によって遅れ沈下が起こったが、地盤上部はまだ構造を残したままで、図-14のように土性の諸量が不連続であった。地下水を回復させてもその不連続部分より上部の土エレメントは、塑性圧縮を伴う軟化域の近くにあり、さらなる荷重によって軟化に到達し遅れ大沈下を起こす。一方、地下水位低下の履歴を受けていない地盤は、わずかな荷重では、軟化域に達するほどの有効応力レベルには達することができず構造の劣化が起こらないため沈下量は少ない。このことから、揚水による地盤沈下はその後の水位回復によっても、プレロードのような地盤改良には、なっていると言えないことがわかる。著者らは7.8cmや42.6cmの数字の信憑性を主張するのでは全くないが、しかし、このような計算は、この地盤が新たな作用荷重に対して以前より脆弱になっていることを示す一つの材料になると考えている。要するに、地盤を「乱して」しまったのである。

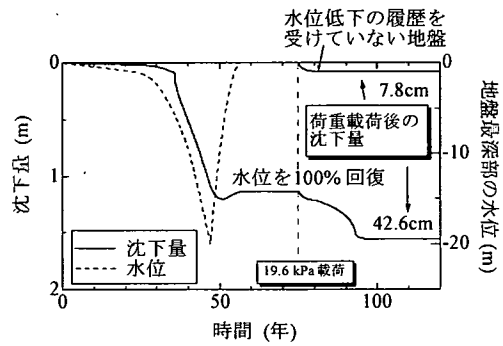


図-16 地盤沈下後の地盤の挙動

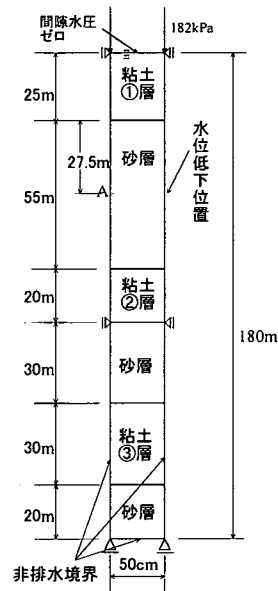


図-17 地盤の境界条件

## 5. 多層系を仮定した地盤沈下の数値シミュレーション

### (1) 計算条件

濃尾平野のような自然堆積地盤は図-10に見られるように、粘土層や砂層が入り組んだ多層系地盤をなしている。そこで、図-9を参照して粘土層が3層（上端から粘土①層、粘土②層、粘土③層とする）、砂層が3層積み重なった仮想的な地盤を想定して、1次元水～土連成計算を行った。図-17に境界条件を示す。1層系地盤と同様に上端は過剰間隙水圧をゼロとし、粘土層①の上端にある砂層が10m堆積していると想定して、182kPaを載荷するのもこれまでと同じである。また、粘土層厚を地表面から

表-2 地盤のパラメータ群

	粘性土			砂質土
	①	②	③	
<b>[材料定数]</b>				
圧縮指数 $\lambda$		0.131		0.042
膨潤指数 $\kappa$		0.0754		0.016
境界状態定数 $M$		1.53		1.24
$p=98kPa$ の時の比体積 $N$		1.974		1.968
ポアソン比 $\nu$		0.3		0.3
土粒子の密度 $\rho_s (t/m^3)$		2.6		2.65
<b>[発展則パラメータ]</b>				
正規圧密土化指数 $m$		10		0.04
構造劣化指数 $m^*$		1.5		1.8
<b>[初期値]</b>				
初期過圧密比 $1/R_0$	1.35	1.3	1.14	10
初期構造 $1/R_0^*$	10.0	8.0	6.0	1.0
初期圧係数 $K_1$		0.595		0.808
透水係数 $k(m/sec)$	$2.0 \times 10^{-9}$	$1.0 \times 10^{-9}$	$5.0 \times 10^{-8}$	$4.1 \times 10^{-4}$

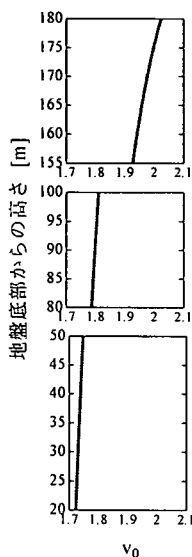


図-18 粘土層の初期比体積分布

それぞれ 25m, 20m, 30m としてその間に砂層が地表面から 55m, 30m, 20m 堆積しているとする。粘土層は 50cm) × 50cm の正方形メッシュ, 砂層は 50cm × 500cm の長方形メッシュで、地表面から 50 (粘土①層), 11 (砂層), 40 (粘土②層), 6 (砂層), 60 (粘土③層), 4 (砂層) 要素に分割している。

材料定数, 発展則パラメータおよび初期値は表-2 に示す。計算では 3 つの砂層を考慮するが, 簡単のためすべて同じパラメータを用いている。また, 砂は過圧密比が 10, 構造の程度 1 (初期の構造がない) のよく締まったものを用いて、砂層部分での圧縮は粘土に比べて無視できる程度のものである。一方, 3 つの粘土層は構造の程度, 過圧密比および透水係数を変化させているが, 同じ組成からなるとみなして, 共通の弾塑性パラメータ, 発展則パラメータを用いている。初期値に関しては 1 層系の場合と同じように, 上載圧と粘土, 砂の自重から地盤

内の応力と比体積を決定している。図-18 に粘土層の初期の比体積分布を示す。また, 初期の間隙水圧分布は静水圧分布としている。計算では, 図-17 に示した初期の地表面から 52.5m の砂層 (A 点) からの揚水を想定する。第 4 章と同様に揚水量の変化を地下水位の変動とみなして, 計算では地下水位を変動させる。地下水位の変動量も, 第 4 章と同様に初めの 47 年間で -20m 低下させ, その後 10 年間で -10m まで回復させその後一定に保った。

(2) 多層系地盤における遅れ沈下を伴う地盤沈下

図-19 は各粘土層および地表面の沈下量と, 地下水位の経年変動を示している。実線が地表面の沈下量, 破線が図-17 の A 点での地下水位変化, 1 点鎖線が粘土①層の沈下量, 2 点鎖線が粘土②層の沈下量および太い破線が粘土③層の沈下量である。地下水位を -20m 低下させ, -10m にまで回復させた間は, 粘土①層および粘土②層の沈下が見られ, 粘土③層の沈下はほとんど見られない。しかし,

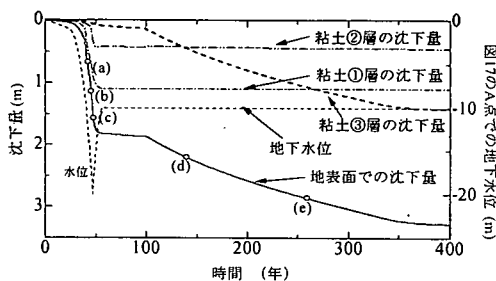


図-19 多層系地盤の沈下の様子

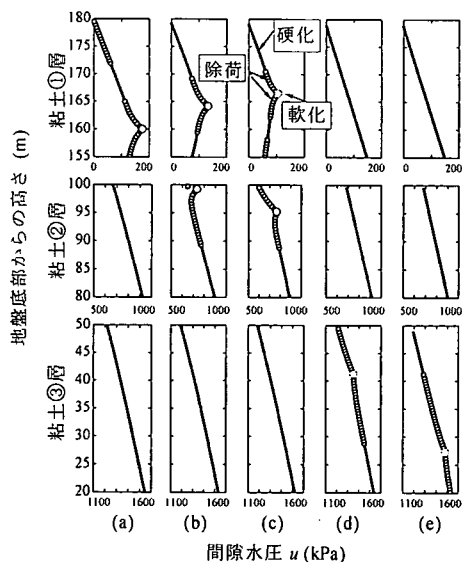


図-20 粘土層における間隙水圧分布



水位を50%回復させて約50年後に、ようやく粘土③層が沈下を開始し、200年以上も続いていく。図-20に粘土①、②、③層における間隙水圧の等時曲線を示す。(a)から(e)の記号は、図-19の地表面での沈下量の曲線に記した時間のものであることを示している。大きい白丸はその土エレメントが軟化していることを、小さい白丸は除荷していることを、黒丸は硬化していることを示すのは図-4、図-13と同じである。(a)、(b)、(c)では、粘土①、②層で沈下が見られるときで、粘土①層で、地盤深部から上部にかけて、粘土②層では地盤上部から深部にかけて、間隙水圧の発生がみられる。また、粘土③層ではこの時期は見られない。一方、(d)、(e)の時点になると、粘土③層で間隙水圧の発生が始まり、粘土③層での沈下が顕著に表れてくる。この時、粘土①、②層では間隙水圧の発生はもう見られず、沈下もほとんどない。地下水位を回復しても、-10mで一定に保っているため、地盤内には地下水位の低下による有効応力の増加が徐々に伝搬する。地盤上部での地下水位の低下が粘土③層のような地盤深部まで影響するにはこのように時間がかかる。地下水位を-10mにまで回復した後、すなわち計算を開始した50年後から約100年の間に、年間0.9mm程度の沈下が進み、わずかではあるが圧縮が進んでいる。このごくわずかな沈下が粘土③層の200年以上にもわたる遅れ大沈下を将来招くことになる。なお、実測によれば名古屋西郊で今でも年間1mm前後の沈下が継続している。

## 6. おわりに

自然堆積地盤の地下水位低下による地盤沈下現象を構造の発達した自然堆積土の挙動を表現できる上・下負荷面カムクレイモデルを用いて、水～土連成計算を行い、次の知見を得た。

- 1) 構造の発達した粘性土地盤に対して、地下水位を低下させることで、地盤深部から塑性圧縮を伴う軟化が起これ、構造劣化が進み大圧縮につながる。また、土骨格の塑性圧縮を伴う軟化は間隙水圧の発生を引き起こし、このため沈下には時間がかかる。
- 2) 名古屋市港区で行われた地盤沈下の激しい地域の土質試験データと、モデル地盤から計算した地盤沈下後の地盤の土質試験のデータを比べると深さ方向に沿う諸量の分布に関して類似点が見られ、名古屋での地盤沈下は構造の劣化によって引き起こされた遅れ圧密沈下である可能性がある。
- 3) 地盤沈下後の地盤の地下水位を完全に回復させても、地下水位を低下させていない地盤に比べて脆弱になっている可能性がある。
- 4) 多層系地盤で計算を行うと、地盤上層部の砂層での地

下水位の低下による有効応力の変化が、地盤深部の粘土層に影響を及ぼすまで数十年必要な場合もある。計算したモデル地盤では、一見地盤沈下が沈静しているかに見えるが、年間1mm程度の沈下が続いており、不完全な揚水規制は将来に地盤深部の地盤沈下を引き起こす要因になる可能性がある。

謝辞：本研究にあたり、名古屋大学大学院土木工学専攻 中野正樹助教授および名古屋大学大学院地圏環境工学専攻 野田利弘助教授には有益な意見を頂いた。心から謝意を表したい。また、名古屋市 富永紀子氏および永井明実氏には多くの資料を収集・整理をして頂いた。ここに記して併せて謝意を表したい。

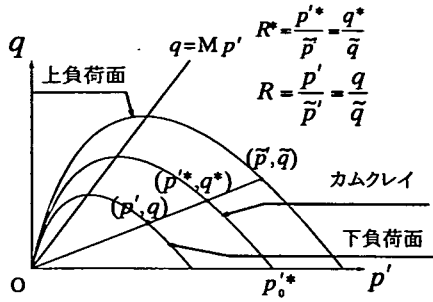
## 付録 A 上負荷面概念を用いた構造を有する過圧密土の構成式

構造を有する過圧密土の弾塑性挙動を表現するために、新たにオリジナルカムクレイモデルに上・下負荷面を導入する。概念および構成式の定式化をここで説明する。詳しくは浅岡・中野・野田<sup>1)</sup>を参照されたい。

### (1) 三つの負荷面

完全に構造が喪失し、さらに正規圧密状態にある土はオリジナルカムクレイモデルの弾塑性挙動に従うとする。一般に構造を有する土は完全に練り返され構造を失った土より大きな間隙比をとることができる。このことから、上負荷面はオリジナルカムクレイにとって不可能領域、つまり「ロスコー面」の外側に存在するとして、この上負荷面は $p^*q$ 空間の原点を中心にオリジナルカムクレイに相似な形をとると仮定する。ここで、 $p^*$ は平均有効応力、 $q$ はせん断応力である。オリジナルカムクレイと上負荷面の相似率を $R^*$ と定義し、0から1までの値をとる。上負荷面上に現在の応力がある土を、正規圧密土と呼ぶが、正規圧密状態にある構造を有する土の弾塑性挙動を表す場合には、この上負荷面に流れ則を適用することになる。

初期に上負荷面上にある構造を有する土が除荷を受けた場合は、過圧密土になり、その過圧密土がさらに再負荷を受けると弾塑性挙動を示す。この弾塑性挙動を表すために、上負荷面の下側に下負荷面を設ける。下負荷面の形は上負荷面と原点を中心に相似形で、この相似率を $R$ と定義し、これも0から1までの値をとる。また、 $1/R$ は過圧密比に相当する。過圧密状態にある土の現応力は、常に下負荷面上に位置するので、この弾塑性挙動を得るために、この下負荷面に流れ則を適用することになる(橋



図A-1 三つの負荷面

口<sup>2), 13)</sup>, 浅岡, 中野, 野田<sup>14)</sup>).

自然に堆積した土は、構造を有して過圧密状態にあるので、 $0 < R^* \leq 1$ ,  $0 < R \leq 1$ にあると考えられる。これは現応力が下負荷面にあることを意味する。現在の応力パラメータは $q, p'$ で表し、また、 $\bar{q}, \bar{p}'$ は上負荷面上の $q^*, p'$ はオリジナルカムクレイ上の応力状態を示すとする。三つの負荷面の相似中心は $(q, p)$ 空間の原点をとっているので $R^*, R$ は次式で表される。

$$R^* = \frac{q^*}{\bar{q}} = \frac{p'}{\bar{p}'} \quad (A1)$$

$$R = \frac{q}{\bar{q}} = \frac{p'}{\bar{p}'} \quad (A2)$$

図A-1に三つの負荷面の関係を示す。

また、オリジナルカムクレイは

$$\begin{aligned} f(p', q^*) + \int_0^p J \text{tr} D^p d\tau \\ = MD \ln \frac{p'}{p_0^*} + D \frac{q^*}{p'} + \int_0^p J \text{tr} D^p d\tau = 0 \end{aligned} \quad (A3)$$

で表すことができるので、式(A1), 式(A2)を用いて、上負荷面と下負荷面は次式となる。

上負荷面：

$$\begin{aligned} f(\bar{p}', \bar{q}) + \int_0^{\bar{p}'} J \text{tr} D^p d\tau + MD \ln R^* \\ = MD \ln \frac{\bar{p}'}{p_0^*} + D \frac{\bar{q}}{\bar{p}'} + MD \ln R^* + \int_0^{\bar{p}'} J \text{tr} D^p d\tau = 0 \end{aligned} \quad (A4)$$

下負荷面：

$$\begin{aligned} f(p', q) + \int_0^p J \text{tr} D^p d\tau + MD \ln R^* - MD \ln R \\ = MD \ln \frac{p'}{p_0^*} + D \frac{q}{p'} + MD \ln R^* - MD \ln R \\ + \int_0^p J \text{tr} D^p d\tau = 0 \end{aligned} \quad (A5)$$

ここで、 $M$ は限界状態定数、 $D$ はダイレイタンシー係数、 $D^p$ は塑性ストレッチング(引張：正)を示す。また、 $J$

は変形勾配テンソル $F$ の行列式で、間隙比を用いて次式で表す。

$$J = \det F = \frac{1+e}{1+e_0} \quad (A6)$$

$1+e, 1+e_0$ はそれぞれ、現時間( $t=t$ )、基準時間( $t=0$ )の比体積で、 $-\int_0^t J \text{tr} D^p d\tau$ (圧縮：正)は塑性体積「ひずみ」に相当する。式(A3)～式(A5)中の $p_0^*$ は塑性体積ひずみを計量し始める時( $t=0$ )のカムクレイ降伏面の位置を特定する平均有効応力である。

## (2) 関連流れ則と適応条件

次式に示す関連流れ則が土の塑性挙動を支配すると仮定する。

$$D^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial T'} \quad (\lambda > 0) \quad (A7)$$

ここで、 $\lambda$ は塑性乗数、 $T'$ は有効コーシー応力テンソルを示す。Pragerの適応条件として下負荷面(式(A5))を物質時間微分すると、次式になる。

$$\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}' + J \text{tr} D^p + MD \frac{\dot{R}^*}{R^*} - MD \frac{\dot{R}}{R} = 0 \quad (A8)$$

式(A8)は $R^*, R$ の物質時間微分、つまり $R^*, R$ の「発展則」が必要であることがわかる。

## (3) $R^*, R$ の発展則

$R^*, R$ とも、徐々に1に近づいていくため、 $\dot{R}^*, \dot{R}$ は塑性変形を受けているときは正の値でなければならない。塑性ポテンシャルとしてオリジナルカムクレイを用いているため、塑性ストレッチングには常にそのせん断成分を伴う。そこで、塑性せん断ストレッチングの大きさ $\|D_s^p\|$ が、塑性変形の進展の尺度と仮定する。 $D_s^p$ は

$$D_s^p = D^p - \frac{1}{3} \text{tr} D^p I = \lambda \frac{3S}{2q} \frac{\partial f}{\partial q} \quad (A9)$$

である。なお $\| \cdot \|$ は大きさを示す。ここで、 $S = T' + p' I$ 、 $I$ は単位テンソルである。

$R^*, R$ の発展則は $\|D_s^p\|$ を用いて、次式に示す。

$$\dot{R} = JU \sqrt{\frac{2}{3}} \|D_s^p\| \quad (A10)$$

$$\dot{R}^* = JU^* \sqrt{\frac{2}{3}} \|D_s^p\| \quad (A11)$$

$U, U^*$ は、 $R, R^*$ の正のスカラー関数で、次の条件を満足するとする。

$$U(R=1)=0 \quad (A12)$$

$$U^*(R^*=1)=0 \quad (A13)$$

#### (4) 応力で表した塑性乗数 $\lambda$

適応条件式 (式(A8)) に発展則 (式(A10),(A11)) を代入して整理すると、塑性乗数  $\lambda$  は次式となる。

$$\lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}'}{J \frac{D}{p'^2} (M_S p' - q)} = \frac{\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}'}{J \frac{D}{p'^2} (M_S p' - q)} \quad (A14)$$

ここで

$$M_S = M \left( 1 - \frac{DU^*}{R^*} + \frac{DU}{R} \right) \quad (A15)$$

は、塑性変形の進展に従って増減する新しい限界状態パラメータである。なお、 $\dot{T}'$  は Green-Naghdi の速度で

$$\dot{T}' = \dot{T}' + T' \Omega - \Omega T', \Omega = \dot{R} R^T \quad (A16)$$

を満たす客観性のある応力速度である。なお、 $R$  は回転テンソルである。上付き  $T$  は転置を示す。

塑性乗数  $\lambda$  が正の時は次の三つの場合が考えられる。

$$q < M_S p' \text{ の時, } \frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}' > 0 \quad \text{硬化} \quad (A17)$$

$$q = M_S p' \text{ の時, } \frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}' = 0 \quad \text{完全塑性} \quad (A18)$$

$$q > M_S p' \text{ の時, } \frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}' < 0 \quad \text{軟化} \quad (A19)$$

#### (5) $U, U^*$ の簡単な表現

橋口<sup>2)</sup>に従うと、 $U$  の最も簡単な式は次式である。

$$U = -\frac{m}{D} \ln R \quad (A20)$$

式 (A15) の  $M_S$  は正でなければならず、 $U^*$  には式 (A13)

より他の制約条件が必要とするが (浅岡, 中野, 野田<sup>1)</sup>), その説明は参考文献に譲り、ここでは  $U^*$  の発展則を次式で示しておく。

$$U^* = \frac{1}{D} R^* (1 - R^{*m^*}) \quad (A21)$$

式 (A20), 式 (A21) の  $m, m^*$  はそれぞれ、正規圧密土化指数、構造劣化指数と呼び、この値が大きいほど正規圧密土化、および構造劣化が早い。

#### (6) 構成式と負荷基準

構造を有した過圧密土の弾塑性構成式を導くと次式になる。

$$\overset{\circ}{T}' = ED - \Lambda E \frac{\partial f}{\partial T'} \quad (A22)$$

$E$  は弾性係数テンソルである。式 (A22) の塑性乗数  $\Lambda$  のストレッチング  $D$  による表現は次式となる。

$$\Lambda = (\lambda) = \frac{\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot ED}{\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot E \frac{\partial f}{\partial T'} + J \frac{D}{p'^2} (M_S p' - q)} \quad (A23)$$

式 (A23) の  $\Lambda$  の分母がいかなる応力状態においても正にする弾塑性パラメータを上・下負荷面カムクレイパラメータと定義し、弾塑性構成式の負荷基準は次式で表す。

$$\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot ED > 0 \quad (A24)$$

### 付録B 遅れ圧縮／沈下のメカニズム

#### (1) 塑性圧縮を伴った軟化

式 (A17) ~ (A19) から、負荷状態にあるときの硬化・軟化の閾線が  $q = M_S p'$  であり、 $M_S$  を限界状態パラメータと呼んだ。式 (A20) と (A21) を式 (A15) に代入すると、

$$M_S = M \left( R^{*m^*} - \frac{m \ln R}{R} \right) \quad (B1)$$

が得られ、 $M_S$  が  $R^*$ ,  $R$  の変数であることがわかる。塑性変形が進むと  $R^*$ ,  $R$  とも増大し 1 に近づく。 $R$  の増大 (つまり、過圧密の正規圧密土化) は  $M_S$  を減少させ、一方、 $R^*$  の増大 (構造の劣化) は  $M_S$  を増加させる。図 B-1 にこの様子を示す。

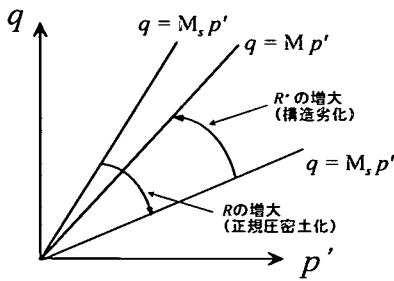
一方、オリジナルカムクレイと同じ負荷面を用いているため、塑性圧縮・塑性膨張の閾線は依然、 $q = M p'$  である (図 B-2)。

飽和粘土が初期に構造を有して超過圧密状態であると、過圧密の解消が構造の劣化より早い場合実際の自然堆積粘土に見られるように (Leroueil & Vaughan<sup>15)</sup>), 負荷中に、応力状態が容易に

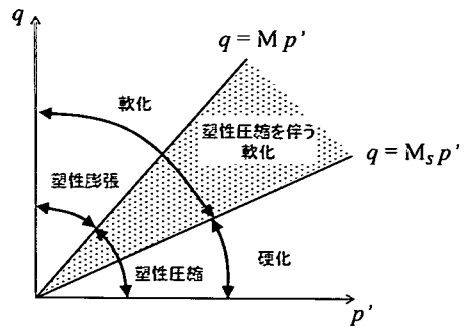
$$M_S p' < q < M p' \quad (B2)$$

の領域に到達することができる。これは図 B-3 に見られるように、塑性圧縮を伴う軟化域である。

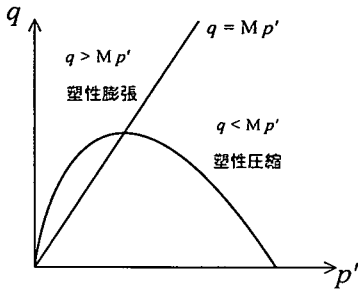
逆に構造の劣化が過圧密の解消より早い場合を考えてみる。この場合は初期ごく小さな  $M_S$  が構造の劣化とと



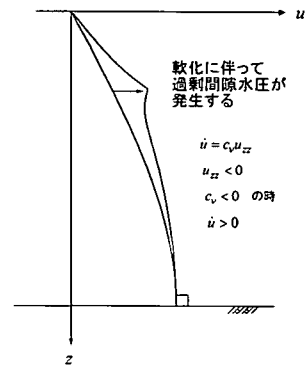
図B-1 塑性変形に伴うMsの動き



図B-3 塑性圧縮を伴う軟化



図B-2 塑性圧縮と膨張



図B-4 軟化による過剰間隙水圧の発生

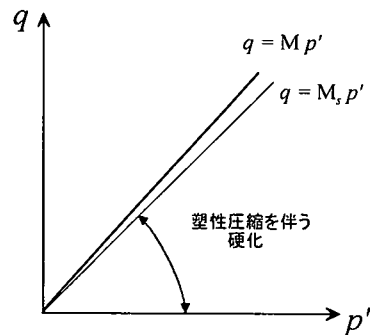
もに急激に増大し、過圧密が残っているためMを越えて大きくなることことができる。これはゆるく詰めた砂の挙動であるが、この場合は遅れ圧縮はほとんど見られない。

## (2) 遅れ圧縮／沈下

荷重が一定で、土骨格が軟化すると、過剰間隙水圧は消散ではなく、発生し始める。この間隙水圧の発生が2次圧密として知られる遅れ圧縮／沈下の原因となる。ここで、単純に1次元圧縮問題を考える。構造を有する土は1次元圧縮のような低応力レベルでも、しばらくの間は、式(B2)のような応力状態、すなわち、塑性圧縮を伴う軟化域に応力状態をとることができる。この間は、その土エレメントで過剰間隙水圧の発生が見られ、そのために遅れ圧縮／沈下が生じる。図B-4に、典型的な1次元のTerzaghiの圧密理論で説明した概念図を示す。

しかし、構造が喪失していくとMsがMに近づき、応力状態が硬化域になる(図B-5)。そのため、過剰間隙水圧の発生による局所化は長くは続かない。軟化を伴った遅れ圧密後は、通常の塑性圧縮を伴う硬化の圧密が見られる。

一定に荷重を放置している間に、土エレメントが軟化すると、水圧は連続しているため、その土エレメントの周りの過剰間隙水圧も上昇し、除荷を受ける。このよう



図B-5 塑性圧縮を伴う硬化

に土エレメントが、硬化、軟化、除荷という複雑な応力履歴を供試体全体に渡って受けると、圧密終了後の土供試体は上から下まで不均質となる。自然堆積地盤も深さ方向に不均質であることが知られており、弾塑性力学を用いてその傾向を説明することができる。

付録C 地盤の  $K_0$  状態

(1) 弾塑性パラメータから決まる1次元側方係数  $K_0$  値の算定

参考文献5)の付録3参照.

(2) 深さ方向に均質な過圧密比・構造を有する地盤の初期間隙比と初期応力の決定

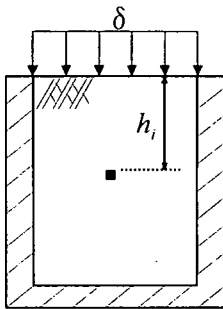
図C-1に示すような境界条件で、地表面に荷重  $\delta$  が作用した  $K_0$  圧密状態の地盤は、表C-1に示すように4つに分類できる。地盤の状態1)~4)の比体積  $v$  と平均有効応力  $p'$  は、図C-2に示す圧密曲線①~④にある。ここに、

- ①：正規圧密曲線(N.C.L.)
- ②：正規  $K_0$  圧密曲線
- ③：初期構造  $1/R_0^*$  を有する見かけの  $K_0$  圧密曲線
- ④：初期過圧密比  $OCR_{ini}=1/R_0$  および初期構造  $1/R_0^*$  を有する見かけの  $K_0$  圧密曲線

である。一般的な地盤は表C-1の4)の状態にあると考えられる。本論文では現在の状態に至る経路は問わず、初期過圧密比および初期構造を与えることによって、「深さ方向に均質な初期過圧密比と初期構造を有する地盤」の初期比体積および平均有効応力を、次式に示す見かけの圧密曲線④に沿って地表面から深さ方向に計算する。

$$v = N_R - \bar{\lambda} \ln p' \quad (C1)$$

ここに、 $N_R$  は見かけの圧密曲線④で  $p'=1$  における比体積である。 $N_R$  は各圧密曲線の  $p'=1$  における比体積



図C-1  $K_0$  にある地盤

表C-1 地盤の初期状態の分類

地盤の状態	$v-p'$ 関係
1) 繰り返し正規圧密状態	① $v=N-\lambda \ln p'$
2) 繰り返し正規 $K_0$ 圧密状態	② $v=N_{K_0}-\lambda \ln p'$
3) 構造を有した $K_0$ 圧密状態	③ $v=N_{R^*}-\lambda \ln p'$
4) 構造を有した過圧密状態	④ $v=N_R-\lambda \ln p'$

$N_{K_0}$ ,  $N_{R^*}$ ,  $N_R$  を以下のように求めることができる。

$$N_{K_0} = N - (\bar{\lambda} - \bar{\kappa}) \frac{\eta'_{K_0}}{M} \quad (C2)$$

$$N_{R^*} = N_{K_0} - (\bar{\lambda} - \bar{\kappa}) \ln R_0^* \quad (C3)$$

$$N_R = N_{R^*} + (\bar{\lambda} - \bar{\kappa}) \ln R_0 \quad (C4)$$

したがって、

$$N_R = N - (\bar{\lambda} - \bar{\kappa}) \left\{ \frac{\eta'_{K_0}}{M} - \ln \frac{R_0}{R_0^*} \right\} \quad (C5)$$

となる。ここで、初期過圧密比  $OCR_{ini}=1/R_0$ 、初期構造  $1/R_0^*$  は、

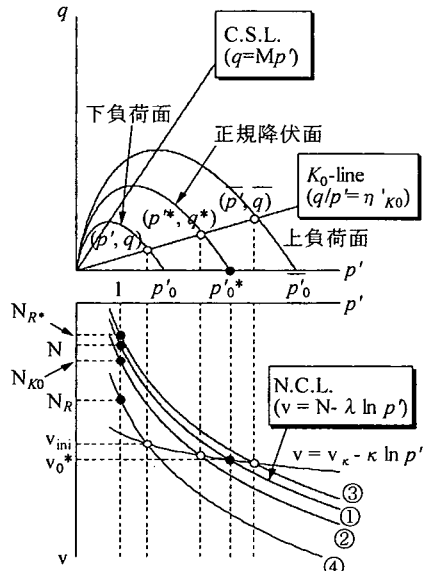
$$\frac{1}{R_0} = \frac{\bar{p}'_0}{p'_0}, \quad \frac{1}{R_0^*} = \frac{\bar{p}'_0}{p'^*_0} \quad (C6)$$

である。初期過圧密比  $OCR_{ini}=1/R_0$  および初期構造  $1/R_0^*$  を有した  $K_0$  状態にある地盤の地表面に荷重  $\delta$  が作用しているとき(図C-1)、深さ  $h_i$  における比体積

$v(h_i) = 1 + e(h_i)$  は、次式で表される。

$$N_R - \bar{\lambda} \ln \frac{1+2K_0}{3} [\delta + \int_0^{h_i} \left\{ \gamma_s \frac{1}{1+e(z)} + \gamma_w \frac{e(z)}{1+e(z)} \right\} dz] = 1 + e(h_i) \quad (C7)$$

ここで、 $\gamma_s$ : 土粒子の単位体積重量,  $\gamma_w$ : 水の単位体積重



図C-2  $q \sim p' \sim v$  関係

量,  $e(z) : z = z$  での間隙比である. 式 (C7) を整理すると次式になる.

$$\delta + (\gamma_s - \gamma_w) \int_0^{h_i} \frac{dz}{1+e(z)} = \frac{3}{1+2K_0} \exp\left(\frac{N_R - 1 - e(h_i)}{\bar{\lambda}}\right) \quad (C8)$$

ここで, 式(C8)を  $h_i$  で微分すると, 次式が得られる.

$$\frac{de}{dh_i} = -\bar{\lambda} \frac{1+2K_0}{3} \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e(h_i)} \exp\left(\frac{e(h_i) + 1 - N_R}{\bar{\lambda}}\right) \quad (C9)$$

また, 式(C9)で  $h_i = 0$  とおくと,

$$e(0) = N_R - 1 - \bar{\lambda} \ln \frac{1+2K_0}{3} \delta \quad (C10)$$

となり, 地表面における間隙比が求まる. これにより,  $e(0)$ より深さ方向に少しずつ Newton 法を用いて繰り返し計算を行いながら深さ  $h_i$  にあるガウス点の  $e(h_i)$  を決定する.

## 付録 D 計算機を用いた土質試験方法

### (1) サンプルングによる応力解放

応力解放は 1 要素の有限要素を用い軸対称条件で行った. 対象とする解析地盤内のある有限要素の, 応力, 比体積  $v$ ,  $R$ ,  $R^*$ , 間隙水圧  $u$  を平均化し, 要素の中に一様に初期値を与える. 材料定数, 発展則パラメータはサンプルングの対象とした解析地盤の要素と同じ値を用いる. 自重は考慮しない. 有限要素メッシュおよび, 境界条件を図 D-1 に示す. メッシュは 1cm 四方の正方形メッシュとし, 1 秒間で節点に加わっている力すべてが 0 となるように節点に力を加えて, 一様変形をさせた. 水理境界条件は非排水とする. この応力解放で得られた値を土質試験の初期値とする.

### (2) 標準圧密試験

標準圧密試験で用いる有限要素メッシュおよび境界条件を図 D-2 に示す. 高さ 2cm の供試体を両面排水条件で

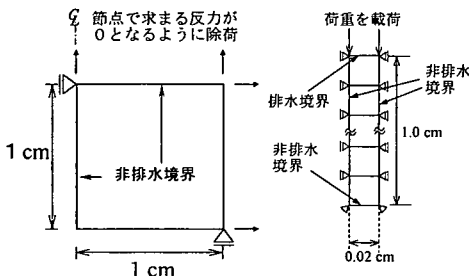


図 D-1 有限要素メッシュと境界条件  
図 D-2

試験した場合を想定して, 半断面に当たる高さ 1cm を 5 分割した 0.02cm 四方の正方形メッシュを用いて 1 次元の計算を行った. 自重は考慮していない. 荷重を 9.8kPa から 2 倍ずつ 8 段階に分けて載荷と, 放置を繰り返す. 載荷は 1 秒で行い, 放置は 24 時間かけている.

### (3) 1 軸圧縮試験

1 軸圧縮試験はサンプルングによる応力解放をシミュレートした計算を受け継ぐ形で乱さないまま, 1 要素を軸対称条件で計算する. サンプルングによる応力開放した後, 水理境界を非排水とし, せん断開始時の高さの 20% 分を軸方向に圧縮する.

## 参考文献

- 1) Asaoka, A., Nakano, M., and Noda, T. : Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 2, pp. 99-110, 2000.
- 2) Hashiguchi, K. : Subloading surface model in unconventional plasticity, *Int. J. of Solid and Structures*, 25, pp. 917-945, 1989.
- 3) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. : An elasto-plastic description of the difference between sand and clay, *Proc. 10th Int. Conf. IACMAG (Int. Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics)*, Vol. 1, Tucson, Arizona, U.S.A., pp. 263-270, 2001.
- 4) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M. : An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanics of soils, *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 5, pp. 47-57, 2002.
- 5) 野田利弘, 高橋敏浩, 浅岡頭 : 水～土連成計算による土留めに作用する力の時間依存性挙動の解析, *土木学会論文集*, No. 617/III-46, pp. 125-138, 1999.
- 6) Asaoka, A., Nakano, M., Noda, T. and Kaneda, K. : Delayed compression/consolidation of natural clay due to degradation of soil structure, *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 3, pp. 75-85, 2000.
- 7) 植下 協 : 濃尾平野の広域地盤沈下と地下水問題, *土質工学会(現地盤工学会)中部支部第 2 回地盤工学シンポジウム論文集*, pp. 93~98, 1990.
- 8) 東海三県地盤調査会 : 平成 11 年における濃尾平野の地盤沈下の状況, p. 16, 2000.
- 9) 川崎地質株式会社 : 十四山地盤沈下観測井設置工事の内土質調査及び補助観測井設置報告書, 1976.
- 10) 東海三県地盤沈下調査会 : 昭和 52 年における濃尾平野の地盤沈下の現状, p. 14, 1978.
- 11) 土質工学会中部支部 : 最新名古屋地盤図 第 2 編 資料編, 1988.
- 12) 東海三県地盤沈下調査会 : 濃尾平野の地盤沈下と地下水, pp. 141-142, 1985.
- 13) Hashiguchi, K. : Plastic constitutive equations of granular materials, *Proc. US-Japan Seminar on Continuum Mech. Syst. Appr. Mech.*

- Granular Materials* (Cowin, S.C. and Satake, M. eds), Sendai, pp. 321-329, 1978.
- 14) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. : Soil-water coupled behavior of heavily overconsolidated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, Vol. 37, No 1, pp. 13-39, 1997.
- 15) Leroueil, S. and Vaughan, P.R. : The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks, *Geotechnique*, Vol. 40, No. 3, pp. 467-488, 1990.

(2002. 8. 23 受付)

## DELAYED COMPRESSION OBSERVED IN THE LAND SUBSIDENCE DUE TO DEWATERING

Kazuhiro KANEDA, Shotaro YAMADA and Akira ASAOKA

One-dimensional numerical simulations of land subsidence due to dewatering were performed based on the soil-water coupled finite deformation analysis. Naturally deposited soils are usually at overconsolidated state and those soils are mostly at structured state. In order to express loss of overconsolidation and decay of soil structure with loading, the super-subloading surfaces were introduced to the Cam-clay model. The following findings were obtained: (1) when dewatering exceeds a certain level, delayed consolidation with huge settlement is observed, which is concluded as the results of plastic softening of soils with plastic volume compression. (2) When multi-layered system is the case, delayed compression/consolidation of lower layers may occur even after the finish of the settlement of upper layers. This is due to the delay of propagation of the increase of effective stress that occurs due to dewatering.