

軟弱地盤上の盛土の安定管理法

Prediction and Construction Check  
for the Stability of Embankment on soft Ground.

熊本 直樹\* (Naoki Kumamoto)  
住岡 宜博\*\* (Nobuhiro Sumioka)  
宮越 一郎\* (Ichiroh Miyakoshi)  
山田 和彦\*\*\* (Kazuhiko Yamada)

キーワードズ：盛土／破壊／沈下／側方変位／圧密／地盤改良／軟弱地盤 (IGC:E2)

1. まえがき

軟弱粘性土地盤上の盛土工事に際しては、盛土を安全に、しかも効率良く施工する必要がある。このため一般に、施工開始から各種の計測（沈下、変位、間隙水圧など）を行って、盛り立て中の地盤の安定性を評価しながら工事が進められる。このような観測的手法 (Observational Method) によって工事を進める場合、高精度の計測を行うことも重要であるが、計測結果をどのように解釈し地盤の安定性に結びつけるかということも大きなポイントである。

上述の観点から盛土の安定管理事例をみると、従来から用いられているいくつかの管理法が異なった予測結果を与えたり、現場技術者の目から見て明らかに誤った結果を与えることがあり、これまでに提案されている安定管理手法の特徴について検討する必要がある。著者らは主に瀬戸内海沿岸の盛土工事における従来の安定管理法の適用事例から、いくつかの興味深い知見を得てきた<sup>7), 8)</sup>。例えば、道路盛土で有効な管理手法が、海岸埋め立て工事の盛土にはそのまま適用し難い場合がある。これらは地盤の地域性というよりもむしろ載荷幅や軟弱粘土層厚などの違いに起因しており、この現象を説明するためには、盛土により荷重された地盤の応力・変形挙動を検討する必要がある。また、盛土工の安定問題では時々刻々と変化する地盤挙動を評価せねばならず、円弧りに代表される極限平衡に基づく検討では対処できない。一方、大規模な盛土試験も、試験条件の精度確保や手間・時間の面から、各種安定管理手法の特徴を検討するための手軽な手段とは言い難い。このような事情に鑑みて、本論文では弾塑性有限要素法（以下ではFEM計算と呼ぶ）を用いた系統的な数値実験を行い、安定管理法を検討することにした。

ここでは最初に既往の安定管理手法の概要を説明し、実工事にこれらの方法を適用してみる。つぎに一連のFEM計算による数値実験の結果を用いて、管理手法の検討を行う。

なお、報文中の海成粘土という記述は、特にその土の地質学的な属性を意味したのではなく、湾岸地域での工事例に対する記述である。

2. 既往の安定管理法について

既往の安定管理手法としては、図 2.1に示すようなものがある。これらの管理法の詳細についてはここでは触れないが、何れの方法にも実証試験と言えるような適用工事事例がある。しかし、その適用事例をつぶさに調べると、それぞれの工事における施工速度や地盤構成が限られているため、これらの条件と異なった工事に適用する場合にはいくつかの問題点が認められる。これらを以下に列挙する。

(1) 松尾・川村の方法<sup>2)</sup>

主に道路盛土を対象とした提案であり、管理図は有次元量軸（盛土センタの地盤沈下量）を有する座標上

\* 三菱重工業株式会社 技術本部 広島研究所 鉄構・土木研究室

\*\* 中電技術コンサルタント株式会社 第二土木部, \*\*\* 不動建設株式会社 特殊工法事業部 研究室

に描かれるため、盛土幅や沈下を生ずる軟弱層の厚さ等によって管理規準が影響を受ける。

(2) 柴田・関口の方法<sup>3)</sup>

限界荷重は水平変位が無制限に生ずる状態に対応するものとして予測され、その物理的意味は明確であるが、現場では盛土荷重増分が把握し難いことや盛り立て速度が小さいと限界荷重を定め難いこと等、実用上の難点がある。

(3) 栗原らの方法<sup>4)</sup>

比較的画一的な道路盛土（盛土断面や施工速度等）をベースに提案されたものであり、管理基準値である側方変位速度の設定が難しい。

(4) 富永・橋本の方法<sup>5)</sup>

現象に着目した定性的な方法で、管理規準が定量的でないため現場技術者の主観が入り易い。

(5) 富永らの方法<sup>6)</sup>

上記(4)を改めたもので、管理規準は定量化されているが、多分に現象論的であるために、不安定状態への近づき方が的確に表現されていない。

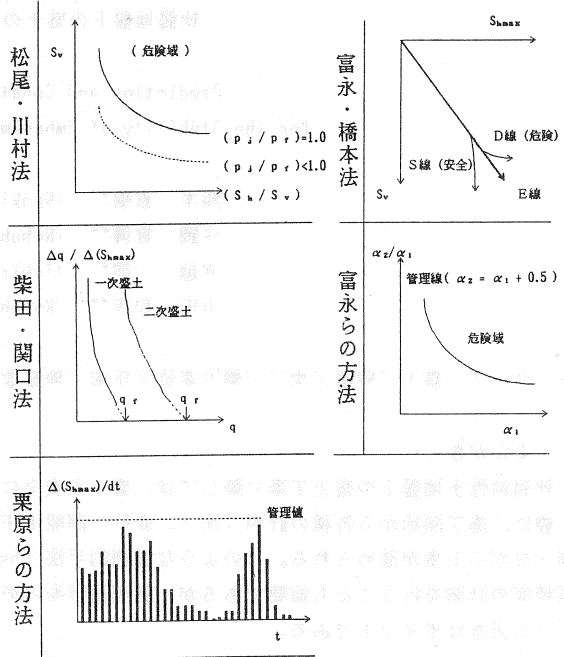


図 2.1 既往の安定管理手法

3. 実測データの分析

ここでは前述の各安定管理法の中から比較的現場でよく用いられている①松尾・川村法、②富永・橋本の方法、③栗原らの方法を選び、著者らが入手したデータに適用した例について示す。なお図 2.1から窺い知ることができるように、富永らの方法は富永・橋本法と軌を同じくするものでありここでは検討対象から外した。また、柴田・関口法も現場の盛土速度が正確に分からないためこれも対象外とした。

引用データの詳細については文献7)を参照して頂くことにし、以下に3つの管理法を同一の計測データに適用した例を示す。

3.1 松尾・川村法と栗原らの方法の関係

松尾・川村の言う危険度を表す指標  $(p_j / p_r)$  と栗原らの管理図に示されている水平変位速度  $\Delta(S_{h,max})/dt$  との関係を図 3.1に示す。同図から両者間に顕著な相関は認められないが、以下のことが分かる。

- ①  $p_j / p_r$  値に関わらず  $\Delta(S_{h,max})/dt$  の値は 0~4.5cm/day の範囲でばらついている。水平変位速度が卓越したからといって松尾・川村法による危険度が大きいわけではない。
- ② クラックの発生が認められたものについては、

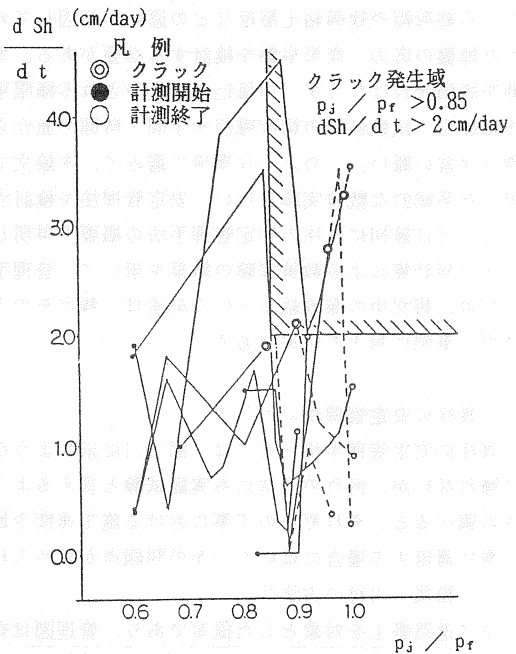


図 3.1 松尾・川村法と栗原らの方法の関係

概ね  $(p_j / p_r) > 0.85$ ,  $\Delta(S_{hmax})/dt > 2\text{cm/day}$  の二つの条件が満たされている。

③逆に  $p_j / p_r < 0.85$  では  $\Delta(S_{hmax})/dt > 2\text{cm/day}$  の条件を満たしていても盛土は安定である。

④クラック発生事例に着目すると  $p_j / p_r$  が大きいほど、 $\Delta(S_{hmax})/dt$  の値も大きい。

### 3.2 松尾・川村法と富永・橋本法の関係

富永・橋本法では管理値の定量的な評価が難しいが、計測データの初期部分から管理図上のE線(図2.1参照)の勾配( $\alpha_E$ )を決定し、その後の水平変位増分と沈下量増分の比( $dS_h / dS_v$ )とこれをE線の勾配( $\alpha_E$ )で除した管理曲線の無次元勾配を用いて松尾・川村法と比較した。

#### (1) $p_j / p_r \sim dS_h / dS_v$ の関係

陸上施工のデータを図3.2(a)に、海上施工のデータを図3.2(b)示す。いずれの例についても  $p_j / p_r$  の値が0.8から0.9程度で  $dS_h / dS_v$  は極大値を示すものが多い。また陸上施工と海上施工を個別に調べると次のことがわかる。

①陸上施工でクラックの発生例は  $(p_j / p_r) > 0.85$ ,  $(dS_h / dS_v) > 0.5$  の条件を満たしている。

②海上施工では  $p_j / p_r$  が0.85程度になると  $dS_h / dS_v$  が減少するが、これは実際の現場で松尾・川村法による管理を行って、盛土放置等の対策を施したためと推定される。

③  $dS_h / dS_v$  の最大値は陸上施工で約1.5、海上施工で約3.0と一般に海上施工の方が大きな値となる。

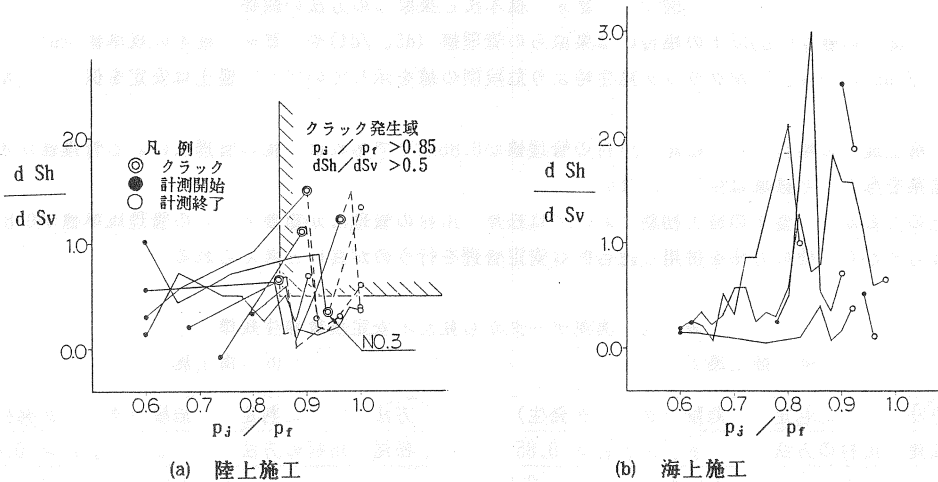


図 3.2 松尾・川村法と富永・橋本法の関係

#### (2) $p_j / p_r \sim (dS_h / dS_v) / \alpha_E$ の関係

陸上施工のものを図3.3(a)に、海上施工のものを図3.3(b)に示す。しばしば指摘されるようにE線の設定が難しく  $(dS_h / dS_v) / \alpha_E$  の値が大きくばつづくが、以下の傾向が認められる。

①陸上施工の場合クラック発生は  $(dS_h / dS_v) / \alpha_E > 1.0$ ,  $p_j / p_r > 0.85$  の条件を満たしている。

②海上施工では  $p_j / p_r < 0.85$  の範囲では  $(dS_h / dS_v) / \alpha_E > 2.0$  となっても破壊は生じていない。

### 3.3 富永・橋本法と栗原らの方法の関係

詳細な比較検討図は省略するが、富永・橋本法から得られる  $(dS_h / dS_v)$  および  $(dS_h / dS_v) / \alpha_E$  と栗原らの方法で用いる  $dS_h / dt$  の相関を調べると  $dS_h / dt > 2.0$ ,  $(dS_h / dS_v) > 0.5$ ,  $(dS_h / dS_v) / \alpha_E > 1.0$  を満足する時にクラックが発生している。

### 3.4 実測データの分析から得られた管理規準

限られた範囲のデータであり結論を下し難いが、本検討の範囲で陸上施工、海上施工の不安定予測をまとめれば表3.1(a)および表3.1(b)のようである。

陸上施工での特徴としては、①クラック発生は松尾・川村の管理値( $p_j / p_r$ )が0.85以上の場合に限られ

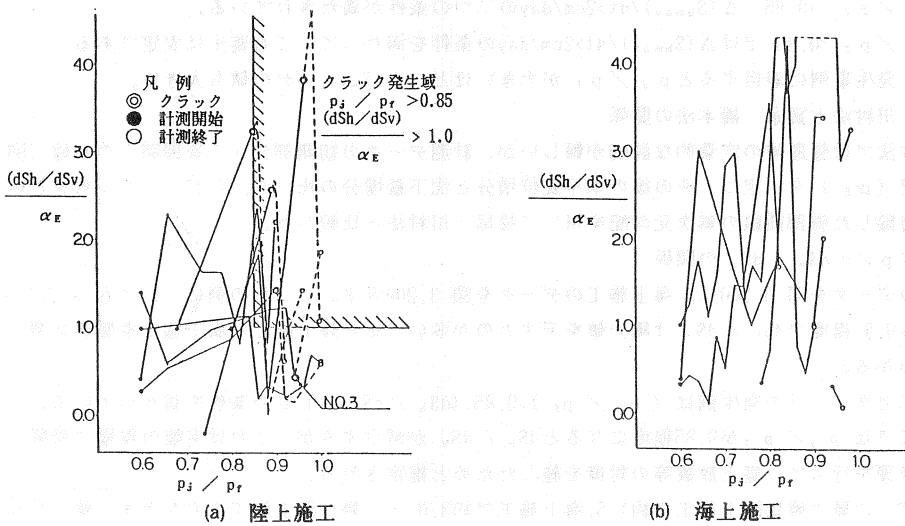


図 3.3 富永・橋本法と栗原らの方法の関係

ること、②この値が0.85以下の場合には栗原らの管理値  $(dS_h / dt)$  や、富永・橋本の規準値  $(dS_h / dS_v)$ 、 $(dS_h / dS_v) / \alpha_E$  がクラック発生時より危険側の値を示しているも、盛土は安定を保つことが挙げられる。

また海上施工の場合にも、松尾・川村の管理値が0.85以下であれば、他の管理法による管理値が不安定の予測結果を与えても破壊は生じていない。

以上のことから、盛土の施工初期においては松尾・川村の管理法が重要で、この管理規準値が0.85より大きくなってから、他の方法を併用し総合的な安定管理を行うのが良いと考えられる。

表 3.1 実測データから見た不安定現象発生規準

(a) 陸上施工

方法	判定	危険 (クラック発生)
松尾・川村の方法		$p_j / p_r > 0.85$
富永・橋本の方法		$\frac{dsh/dsv}{(dsh/dsv) / \alpha_E} \geq 1.0$
栗原・一本の方法		$dsh/dt > 2.0 \text{ cm/day}$

(b) 海上施工

方法	判定	危険 (クラック発生)
松尾・川村の方法		$p_j / p_r > 0.85$
富永・橋本の方法		$\frac{dsh/dsv}{(dsh/dsv) / \alpha_E} \geq 3.0$
栗原・一本の方法		$dsh/dt > 1.5 \text{ cm/day}$

#### 4. 数値実験による検討

既に述べたように、現場データのみから安定管理法を検討しようとする、複雑な地盤構成、工事の条件などの影響のため、得られた現象の解釈に苦しむことが少なくない。そこで、数値実験によって安定管理の検討を行った。数値実験によれば地盤条件や施工条件を種々変化させた検討が可能であるが、数値実験には用いた解析手法がどの程度実際の現象を再現できるかという問題がある。したがって、この結果のみから実用に耐えうる管理法が見出されるものではなく、ここでは傾向を調査しようとしている。数値計算は、修正 Cam Clayモデルに基づく弾塑性有限要素法を用い、二次元平面歪み条件で計算した。

##### 4.1 非排水荷重と圧密過程を対象とした検討

盛土荷重が非排水条件で荷重された場合とその後盛土放置によって圧密が進行する場合について示す。

###### 4.1.1 計算条件

計算は、荷重幅 B (B/H= 0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 5.0の5種)、粘土層厚 H (15m, 30mの2種)、土質 (

8種), 載荷方法(2種)を変えて, 計46ケース実施した。以下に計算方法を示す。

(1) 載荷方法

① 層厚15mの34ケースおよび層厚30mの3ケース: 非排水条件で破壊するまで載荷。

② 層厚15mの6ケースおよび層厚30mの3ケース: 圧密過程を含み次の3段階にわけて計算。

Step 1: 破壊荷重( $q_r$ , 後述)の80%まで非排水条件で載荷。

Step 2: ドレーンを打ち, 圧密度約80%(約150日)まで放置。

Step 3: 破壊に至るまで非排水載荷  
なお, 盛土の剛性は考慮していない。

(2) 地盤条件

地盤条件は8種類である。層厚15mのときの土質特性の深度方向分布を, 図4.1に示す。S1からS7は我が国の港湾地域でよく遭遇する地盤特性で, 深度方向に強度が増加する正規圧密粘土を想定している。

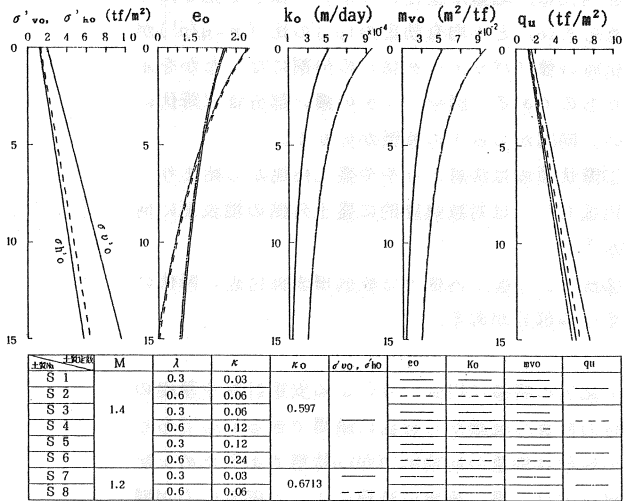


図 4.1 モデル地盤の土質

(2) 解析対象モデル

解析は水平成層地盤上に台形荷重を作用させて行った。計算は盛土中心軸の片側のみについて行い, 解析領域の境界条件は次のように設定した。

①変位の境界条件: 左右端は左右方向を拘束, 下端は完全拘束, 上端は完全自由。

②間隙水圧の境界条件: 上端のみ完全排水

なおドレーンは壁状ドレーンとして取り扱い, ピッチは6m, その透水係数は無限大とし, ウェルレジスタンスは考慮していない。また, 圧密過程では $c_v$ 一定( $c_v = 100 \text{ cm}^2/\text{day}$ )となるように, 間隙比の変化に応じて透水係数を変化させている。なお, 設計理論上150日で圧密度80%となるように改良仕様を決定している。

4.1.2 計算結果

後の説明に関係のある計算結果のみ示す。

(1) 変形挙動

図4.2に地盤条件S1の非排水載荷時の変位ベクトル図の例を示す。図4.2から, 以下の事柄が分かる。

①盛土幅が軟弱層厚に比して大きいときには, 盛土中心軸付近での変形は顕著でなく, 変形は殆ど法尻位置で生じる。

②変形が集中する法尻近傍では, 盛土載荷幅と軟弱層厚の比に関わらず同一の変形挙動を示す。

③変位ベクトルの水平方向成分が卓越するのは法面中央付近である。

④軟弱層表面沈下は法尻付近で最大値となり, 法尻付近では逆に隆起を生ずる。

⑤軟弱層中の水平変位は表面付近で最大値となる。

上記の③から⑤の特徴は本解析例の計算条件, 即ち盛土の剛性を無視して非排水計算を行ったことを反映したものであるが, ①と②の特徴は安定管理を行う上で, 変形量(沈下や水平変位)の計測位置をどこにすべきかについて示唆的である。既往の管理法では, 沈下に関しては盛土中央の地表面で沈下を用いたものが多いが, 今回の計算に見るような盛土幅の大きな工事については必ずしも, 盛土中心軸上の沈下が安定管理上有用な情報を与えるとは限らない。

(2) 降伏領域の発達

図 4.3は、地盤が塑性化していく様子を見るため、偏差応力(q)と平均有効応力(p')の比( $\eta = q/p'$ )が降伏時の値(パラメータM)の何割になったかを示したものである。図中ハッチの濃い部分ほど降伏に近い。同図から以下の特徴が分かる。

- ①降伏領域は法肩よりやや盛土内側から始まり、円弧もしくは対数螺旋的に盛土外側の地表面に向かう。
- ②法尻より盛土内側では軟弱層表面付近に降伏に至らぬ部分がある。

上記①の特徴は円弧迂りによる安定計算や基礎の支持力計算の経験から容易に納得できるものであり、②の特徴は地盤の初期応力がKo状態であるため上記の部分では、盛土荷重の荷重によって偏差応力が顕著に増加しないことを示している。何れにしても降伏領域が不連続になることなく、盛土外側の地表面にまで達すると、地盤の変形は急に進みいわゆる破壊と同じような状態になる。

4.1.3 安定管理法の検討

(1) 破壊荷重と危険荷重の定義

安定管理法の検討を行うに当り、破壊荷重( $q_r$ )と変形が急に進み出す荷重を定義して置く。実際の現場では盛土にクラックが生じたり、変形量が急増し始める場合を感覚的に破壊の予兆とみなしており、完全な破壊状態よりやや安全サイドを危険な状態とすることが多い。そこでここでは、図 4.3 (c)に示す降伏領域が完全に連なった状態の荷重を“破壊荷重 $q_r$ ”と定義し、これよりやや小さく、変形が急増し始める荷重を“危険荷重 $q_y$ ”とすることにする。この危険荷重については前者の破壊荷重のように明確な定義がしにくい、種々の試みから便宜的に次のように定義した。

即ち、破壊荷重  $q_r$  における最大地表面沈下を  $S_{vr}$ 、これより小さな荷重  $q$  のもとの地表面沈下を  $S_v$  とし、 $q_r$  および  $S_{vr}$  で正規化した荷重～沈下曲線を作成する。すなわち、 $(q/q_r) \sim (S_v/S_{vr})$  曲線を作成し、その曲線の接線の傾きが1:2になる荷重を危険荷重  $q_y$  とした。この1:2 という勾配の設定には特に根拠はないが、殆どの計算例においてこのように定義した危険荷重  $q_y$  を越えると変形が急増している。従って危険荷重の定義そのものあまりこだわることなく、現場でクラックが生じたり、計測変形量が急増する状態に対応づけたと考えて頂きたい。

なお以下の説明図では、危険状態を△プロット、破壊状態を×プロットで表示する。

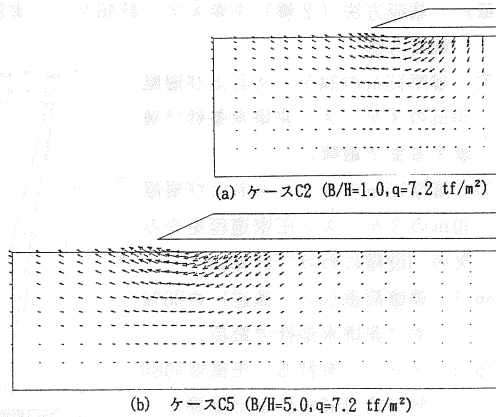


図 4.2 変位ベクトル図

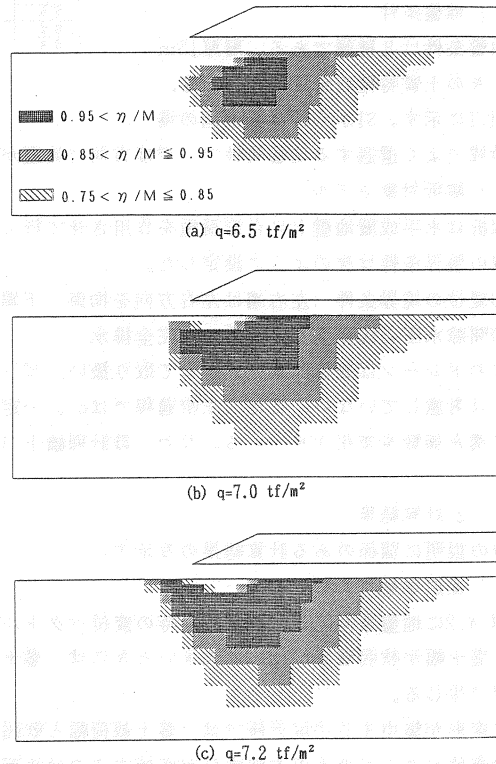


図 4.3 塑性域の発達状況例

(2) 柴田・関口の管理法

柴田・関口の管理法を計算結果に適用した例を図 4.4 に示す。同図から前述の定義による危険荷重、破壊荷重ともに柴田・関口による限界荷重より小さいことが分かる。ここで言う破壊荷重は地盤の応力状態（応力比）のみに着目しているため、側方変形に着目している柴田・関口の限界荷重と異なった値を与えている。

一方危険荷重について言えば、柴田・関口法の限界荷重は現場で危険と見做す状態よりかなり大きな荷重を与えることになり、実用上はこの方法で推定される限界荷重より若干低めの荷重を管理目標にする必要がある。ただし、数値実験の結果からは、危険荷重を柴田・関口法の限界荷重を用いてどのようにして決定すべきかを明らかにすることはできなかった。既述のように実際の工事で盛土増分を正確に把握しづらい現実からも、本法を現場で利用するのは中々難しいと考えられる。

(3) 松尾・川村の管理法

実工事への適用上難点が少なく、比較的現場で多用されている松尾・川村法についてはいくつかの観点からその適用性を検討する。

①非排水载荷のみの場合

既に計算結果の変形挙動で示したように、埋め立て盛土のように载荷幅の広い場合の非排水载荷では、盛土中心軸近傍での地盤変形は顕著でなく、変形は法面近傍に集中する。松尾・川村法では沈下量として盛土センタにおけるものを管理量に選んでいる。このため、盛土载荷幅と軟弱層厚の比 (B/H) が大きな場合には、同法の管理図における縦軸 (S<sub>v</sub>) の値は極端に小さくなり、また逆に横軸 (S<sub>h</sub> / S<sub>v</sub>) の値は極端に大きくなって、管理規準曲線とかけ離れた位置で管理することになる。

上記の不具合を回避する便法として、管理量として最も大きな沈下を生ずる位置の沈下量を用いることを考える。このような整理を行って見たところ、B/H が 2 以上の場合には沈下量として盛土センタでなく最も沈下する位置のものを用いた方が良く、B/H < 2 ではどちらも大差なかった。一例として B/H = 3 の場合について整理し直した結果を図 4.5 に示す。同図から、管理規準曲線とかけ離れた位置で管理するという前述の不具合がかなり修正されていることが分かる。なお本検討で用いている危険荷重及び破壊荷重は土質条件によって異なるが、それぞれ松尾・川村法の管理曲線の p<sub>s</sub>/p<sub>r</sub> が 0.9 と 1.0 に対応している。従って沈下の計測位置を過たなければ松尾・川村法は利用できそうである。

②圧密過程を含む場合

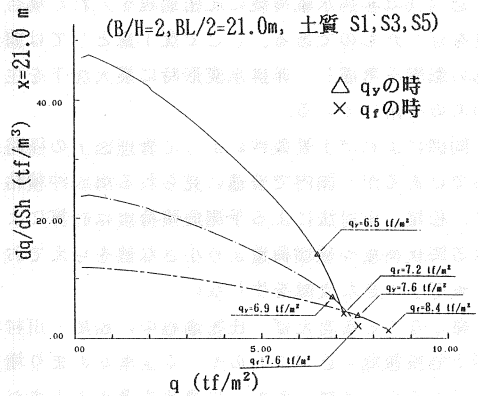


図 4.4 柴田・関口の管理図の適用例

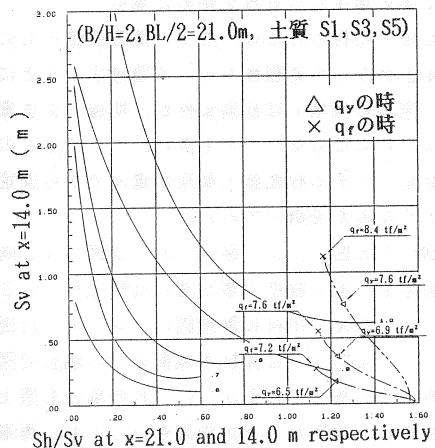


図 4.5 松尾・川村の管理図の適用例 (非排水载荷, S<sub>v</sub> は最大沈下位置の値)

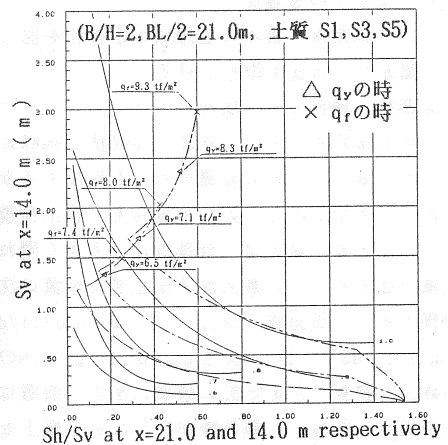


図 4.6 松尾・川村の管理図の適用例 (含圧密過程, S<sub>v</sub> は最大沈下位置の値)

図 4.6は非排水载荷後に圧密過程を入れた場合の整理結果を示したものである。ここで沈下量としては前述の盛土幅の影響を考慮し、非排水変形時に最大沈下を生じた位置のものを用いている。

同図によれば土質条件によって管理図上の径路がまちまちではあるが、国内で普通に見られる海成冲積粘土に対して、松尾・川村法による予測危険荷重は計算によって得られる降伏荷重や破壊荷重より小さな値を与えており、実際の管理上大きな支障を生じない。

細かなことを言えば、圧密過程に松尾・川村法の管理図で危険領域に近づくものや、安全率があまり増加しないものもあり、多様な条件への適用を考えるとまだまだ改良の余地がある。

③ 工事の途中から管理を始めた場合

松尾・川村の方法は、沈下・側方変位ともに、盛土工事開始直後からの累積値を用いて管理することになっているが、実際の現場では初期条件が不明確のまま安定管理を進めなければならないことも多い。ここではこのような状況を想定してある程度盛土载荷が進んでから安定管理を行うとどうなるかを調べてみた。

図 4.7 と図 4.8は、図 4.5および図 4.6と同じ条件の計算結果を、ある程度工事が進んだ時点（ここでは $q=3\text{tf}/\text{m}^2$ ）から松尾・川村の管理図にプロットした例を示している。ここで図 4.7は非排水载荷のみの場合で図 4.8は圧密過程も含む場合であるが、いずれの場合も盛土载荷がある程度進んだ段階から安定管理を行っても、極端に危険な予測を行ってしまうことはないようである。例示はしないがこの他の全ケースについても同様のことが言える。

(4) 富永らの管理法

ここでは富永・橋本の管理法の定量化を図った方法として、富永らの方法を取り上げる。

① 非排水载荷のみの場合

この方法においても、松尾・川村法と同様に、管理に用いる沈下量としてどの位置のものを採用するかという問題がある。すなわちこの方法の場合も、盛土荷重幅と軟弱層厚の比が大きい場合は、管理線から大きく離れたところで破壊が生ずる。一方最大沈下が生ずる位置の沈下を用いて整理すると、管理値  $(\alpha_2/\alpha_1 : \alpha_2=dSh(i)/dSv(i), \alpha_1=dSh(i-1)/dSv(i-1))$ 、即ち  $\alpha_2/\alpha_1$  は図 4.9の縦軸が 1 の線上を移動したあと急に破壊に至る。前者は松尾・川村法の場合と同様に、載荷幅が広がると盛土センタの沈下が極端に小さくなり、破壊に関与する変形が法面近傍に集中するためであり、後者は破壊に至る過程で沈下と側方変

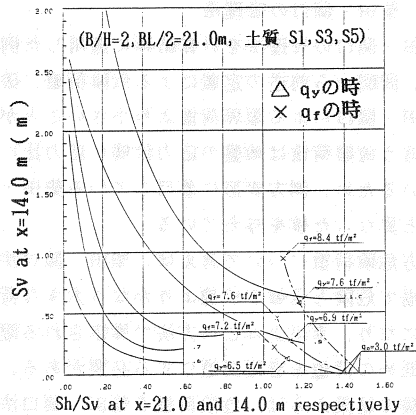


図 4.7 松尾・川村の管理図の適用例 (非排水過程,  $q=3\text{tf}/\text{m}^2$ からプロット)

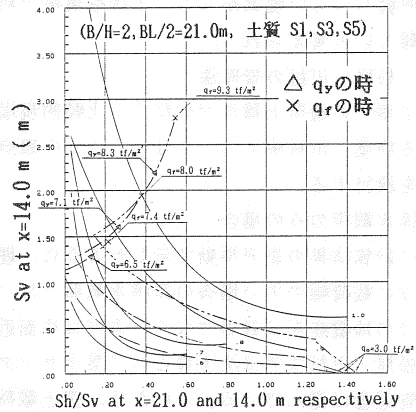


図 4.8 松尾・川村の管理図の適用例 (含圧密過程,  $q=3\text{tf}/\text{m}^2$ からプロット)

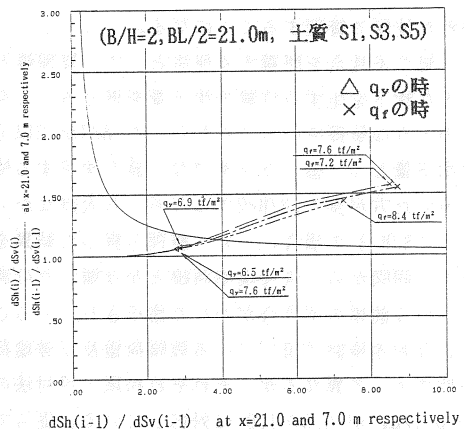


図 4.9 富永らの管理図の適用例 (非排水過程,  $S_v$  は法尻から層厚分内側)



位が殆ど1:1に対応してしまうためである。このように富永らの方法を用いて管理を行う場合の計測位置としては、側方変位と沈下量が全く独立に生ずる位置を選んでみずい、また両者が全く従属的に生ずる位置を選んでみずい。そこで便宜的に軟弱層厚が15mの場合に、法尻から軟弱層厚分だけ盛土内側の点の沈下を用いて整理すると、結果は図4.9のようになる。本検討でいう降伏荷重と破壊荷重はそれぞれ管理規準線を挟んで生じており、沈下の計測位置を適切に選べば妥当な予測が行えそうである。

② 圧密過程を含む場合

圧密過程を含む計算例に富永らの管理法を適用すると、図4.10のように複雑なものとなる。これは非排水載荷と圧密過程で水平変位増分の方向(符号)が逆転するため、その結果として安定域(圧密側)から危険側に移る時に管理値( $\alpha_2/\alpha_1$ )が急に大きくなってしまふ。したがってこの方法を圧密過程も含む場合に適用するには、各管理量を計測の初期からプロットするだけでなく、富永・橋本法による管理を並行して行い、危険域に向かうことを確認してから、富永らの方法による定量的な管理に移るのが良いと思われる。

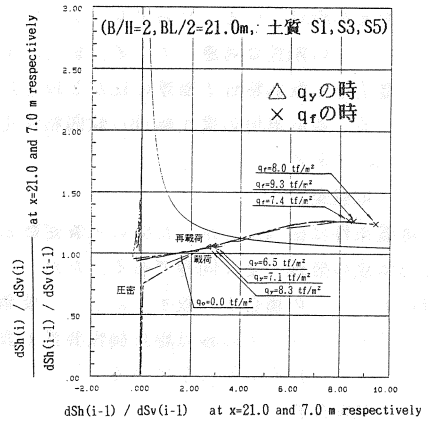


図 4.10 富永らの管理図の適用例 (含圧密過程,  $S_v$  は法尻から層厚分内側)

以上に、非排水載荷と圧密過程における数値実験の結果から、既往の安定管理法の適用上の問題点や各管理法を用いる上でどのような点に留意すべきかといったことを示した。いずれの管理法についても計測位置を変えたり、管理量に適当な無次元化の操作を加味したりすれば、種々の条件に対しても破壊の予測を行えるようである。ただし、ここで行った数値実験は、解析上次のような点で実工事と異なっている。

- ① 非排水条件で載荷している。
- ② 盛土の剛性を無視している。
- ③ 法尻、法肩位置が変化しない台形荷重を作用させている。

これらの仮定により、例えば法尻外側では載荷に伴う顕著な盛り上がりを生じたり、法尻位置の側方変形が殆ど地表面で最大値となるなどの、実際の現象と異なった傾向がみられる。そこで次節では、より実工事の条件に近い計算を行い、安定管理法を適用してみる。

4.2 ドレーン打設地盤への漸増載荷例の検討

前述の検討例でも圧密過程を含んだものでは地盤改良を想定して、ドレーンを打設したモデル化を行っているが、ここではさらにドレーンを打設した改良地盤へ漸増載荷して、いわゆる部分排水下の挙動をシミュレーションし、安定管理法を適用する。

4.2.1 計算条件

(1) 計算モデル

計算モデルの要素分割の例を、図4.11に示す。盛土下部の粘土層に5m間隔で壁状ドレーンを打設している。また、盛土下面にはサンドマ

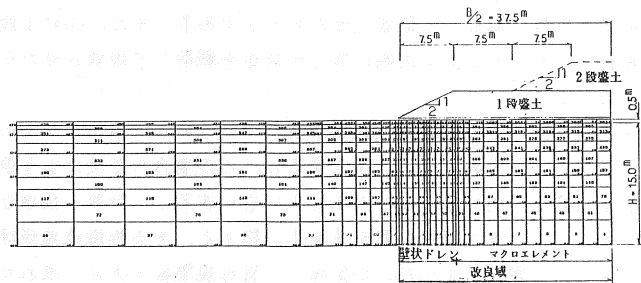


図 4.11 要素分割例

ット要素を設けている。なおドレーン、マットともに透水性は無視とし、ドレーンの剛性は無視しているが、マットの剛性は考慮している。また、ドレーンは計算上壁状ドレーンとして扱ったが、盛土幅の広いもの（盛土幅と軟弱粘性土層厚の比が3以上）については、ドレーン打設域の一部にマクロエレメント<sup>9)</sup>を用いている。各計算例の盛土幅(B)/軟弱粘性土層厚(H)の比はそれぞれ2, 3および5であり、軟弱層厚(H)は全て15mである。

## (2) 地盤条件

地盤条件は図 4.1に示したS1の土質定数と同じであり、改良部の取扱についても壁状ドレーンを用いた場合は既述の処理と全く同様である。ただし、マクロエレメントを用いる場合は、圧密度50%に達する時間が壁状ドレーンの場合と一致するように、要素幅に応じたドレーン径を設定した。

またサンドマットの砂は線形弾性要素で表現しており、N値5程度を想定してヤング率を $20\text{kgf/cm}^2$  ( $E=4N$ )、ポアソン比を0.3にしている。

## (3) 荷重条件

盛土の剛性は無視し（但し、上述のようにサンドマットの剛性は考慮）、実工事の盛り立て状況を想定した荷重を行った。即ち、盛土の盛り立て速度を約 $0.5\text{tf/m}^2/\text{day}$ に設定し、各荷重ステップ毎に非排水荷重と圧密過程の計算を行い、設定盛り立て速度に一致するような漸増荷重とした。またこのときの荷重形状は法面勾配1/2の台形盛土となるようにした。

このような計算を行って、サンドドレーンの圧密促進による強度増加を考慮した解析を試みたが、改良部の圧密促進による強度の増加が顕著で、かなりの盛土高まで破壊の予兆が見られなかった。そこで、盛土高3.75mまでは前述の台形盛土荷重を荷重したが、その後は盛土天端に一様分布荷重を荷重した。またB/Hが5のものについては図 4.11に示すように2段盛土とし、2段目以降で非排水荷重を行って破壊させた計算も行った。どのケースについても部分排水条件で破壊に至るものは無く、破壊に至らしめたものは全て非排水荷重によるものである。

### 4.2.2 安定管理法の検討

漸増荷重を行った数値計算によると、非排水荷重の場合と異なり、変形が急に進みだすとか、降伏域が連続し破壊に至るといった状態が明確でない。これは改良部のドレーン隣接域で排水による強度・剛性の増加が著しいためである。したがって1段盛土の例は、破壊に至らぬ状態までに安定管理法を適用した結果である。また2段盛土のものについては、最終的に非排水で破壊に至らしめているので、漸増荷重を含んで破壊に至るまでを整理したものである。

#### (1) 松尾・川村の管理法

計算結果を松尾・川村法によって整理した結果を図 4.12 と図 4.13 に示す。両図はそれぞれ沈下量として盛土センタ（提案原案通り）と法面下（変位ベクトルが水平に近く、降伏域が生じないところ）に着目したもので、各図の(a)は1段盛土の例(B/H=5)、(b)は1段盛土終了後に150日の放置期間を置き、2段目盛土を非排水条件で荷重して破壊させたケースである。また、(c)は1段盛土終了後に2段目盛土を3.75mまで漸増荷重し、そのあと盛土天端に等分布荷重を荷重して破壊させたケースである。これらの各図から以下のことが分かる。

- ① 1段盛土の例では計算上破壊が生じていないが、盛土センタの沈下を用いた場合にはかなり早い時期に不安定という予測を行う。換言すると、この場合の予測は安全側に過ぎるきらいがある。
- ② 1段盛土の例で盛土センタの沈下に着目すると、計算上破壊が生じていないのに管理規準値が1.0を越える。一方、沈下着目位置を法面下に移すと、ある程度破壊規準線まで近づきながら、ある荷重を越えると逆に $S_v$ 一定のまま $Sh/S_v$ が急増し、管理規準線と大きく離れた方向へ向かう。
- ③ 2段盛土の場合にも破壊は $(p_j/p_r)$ が1.0の規準線を大きく越えたところで生じている。特に、沈下着目点を法面下にしたものについては1段盛土の場合と同様に、ある荷重を越えると $Sh/S_v$ のみが大きく

なり、規準線とかけ離れた位置へ向かう。

④沈下着目点の採り方により管理図上の軌跡は大きく影響を受けるが、松尾・川村の与えた規準線に適合するような沈下着目点は見出し難い。

この方法を適用する場合に、沈下着目点が問題となることは非排水載荷の例でも示したが、非排水載荷の場合と異なり漸増載荷の場合には $B/H=5$ 程度までであれば盛土センタの沈下に着目しておけば、一応安全側の予測ができる。ここでは例示しないが、最大沈下位置を使うと $S_v$ のみが極端に大きくなり、かなり安全な時点で $p_j / p_r = 1$ の管理規準線を超えてしまう。管理図上の軌跡が管理規準線と離れた位置に描かれたり、明らかに安定状態であるのに管理規準線の危険側に向かうことは現場でも経験されることであり、特に埋め立て工事等では盛土断面が複雑になることが多く、沈下着目点をどこに置くかということは、この方法を適用する場合のキーポイントとなる。限られた計算例から結論を導くのは難しいが、完成断面に対する円弧切り計算を行って、臨界円中心下方の沈下に着目するのもひとつの方法であると考えられる。

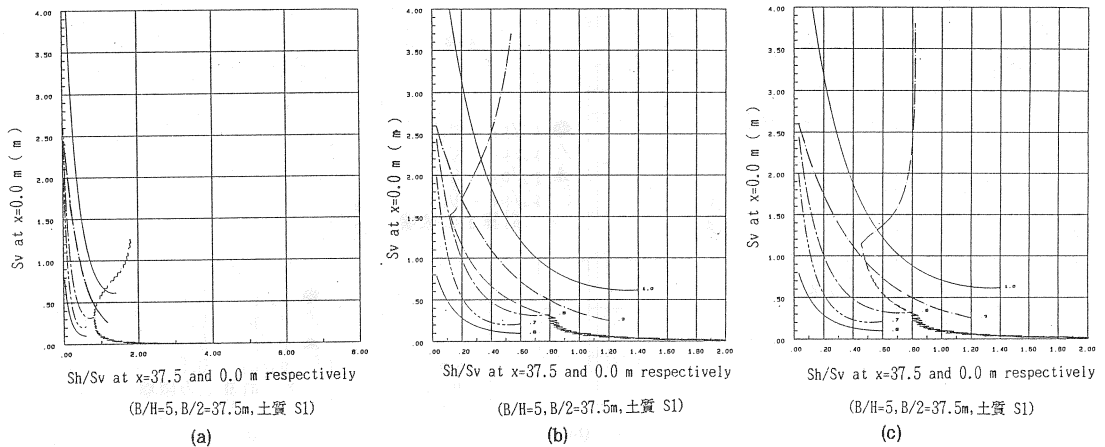


図 4.12 松尾・川村の管理法 (漸増載荷, 盛土センタの沈下量で整理)

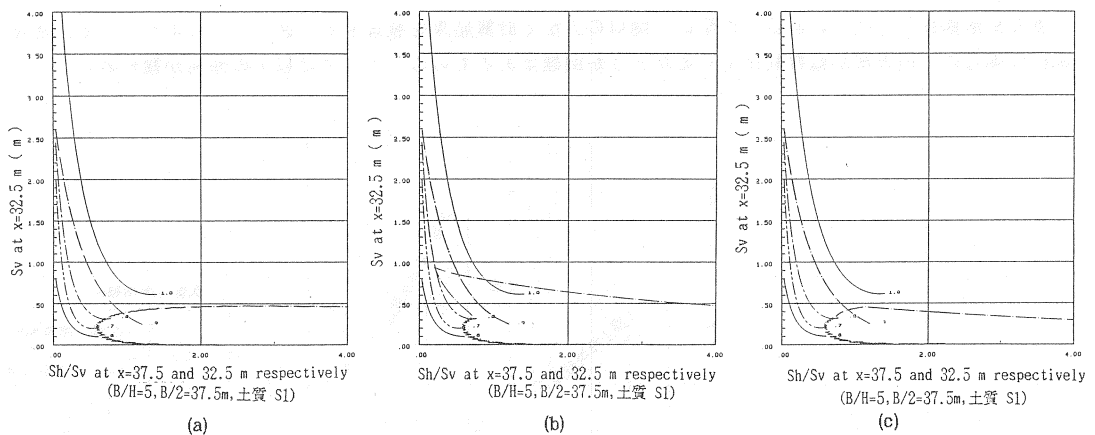


図 4.13 松尾・川村の管理法 (漸増載荷, 法面下の沈下量で整理)

(2) 富永・橋本の管理法

漸増載荷の場合に富永らの方法を適用しようとする時、管理量が漸増載荷時の微小な載荷・圧密の繰り返しの影響を受けて、管理図上の軌跡が非常に複雑なものとなる。そこでここでは富永・橋本の方法によって定性的な安定管理を行う。図 4.14 が整理結果で(a), (b), (c)の区別は前述の松尾・川村法と同様

である。また図中には沈下着目点を変えた軌跡も示してあり、実線が法面下、破線が盛土センタ、一点鎖線が最大沈下位置に対応している。これらから次の傾向が指摘できる。

- ① 1 段盛土で盛土センタの沈下を用いた場合、沈下の絶対量が小さいため、計算上は破壊していないのに危険域に向かっている。
- ② 法面下の沈下に着目すると、水平変位のみが卓越し過度に危険側の予測を行う。
- ③ 2 段盛土の場合にも上記と同様の傾向が認められるが、特に盛土センタの沈下に着目した場合には 2 段目の盛土の荷重によって管理図上の軌跡が危険側に折れ曲がり、急に不安定になったかの印象を与える。また 2 段目の荷重後は一定勾配の軌跡を示しつつ破壊に至っている。

以上富永・橋本の方法では松尾・川村の方法以上に沈下の着目点の影響を受けやすいが、各図中に示した松尾・川村の管理規準値 ( $p_j/p_r$ ) の位置から判断して、両手法を組み合わせればある程度の判断規準にはなりそうである。

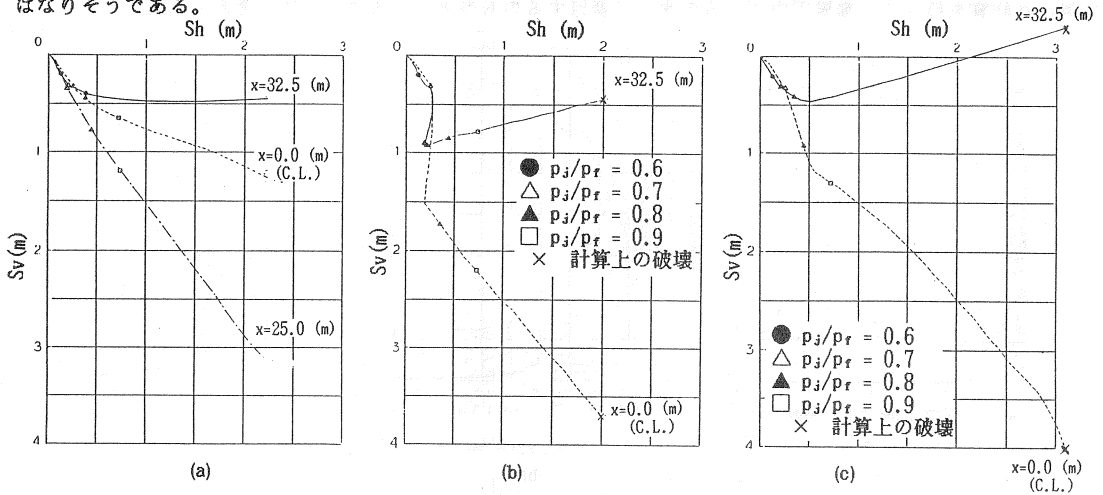


図 4.14 富永・橋本の管理法 (漸増荷重)

(3) 柴田・関口の管理法

側方変形係数 ( $dq/dSh$ ) に着目した柴田・関口の方法で計算結果を整理すると図 4.15 のようになる。漸増荷重の場合にこの方法が直接利用できるかどうか問題はあるものの、ここでは以下の傾向が窺われる。

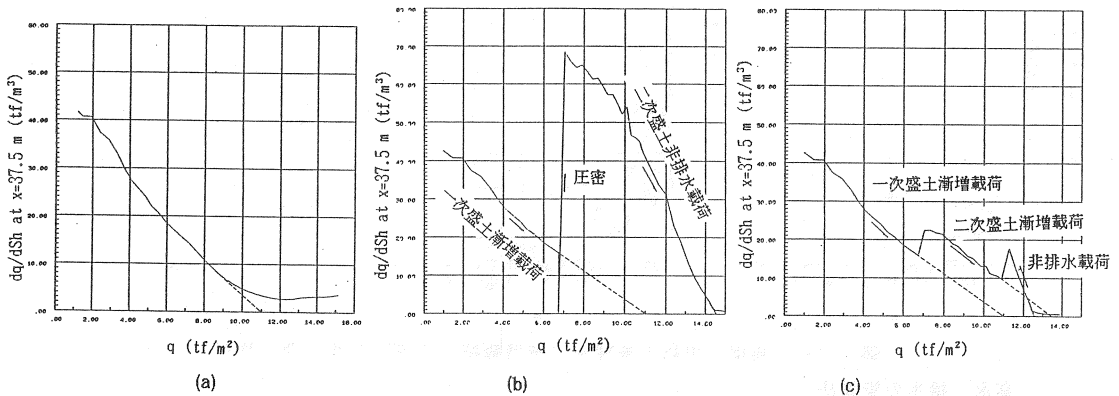


図 4.15 柴田・関口の管理法 (漸増荷重)

- ① 1 段盛土の例では荷重の途中から荷重強度が増加するのに、側方変形係数がわずかながら増大する場合がある (図 4.15 (a))。

② 2 段盛土の例では、盛土の形状などの载荷条件が変わると管理図上の軌跡も新たなものになるが（図 4.15 (c)）、予測される破壊荷重は 4.1.3 節で定義した破壊荷重  $q_r$  よりやや小さめで、安全側の予測ができる。これは、圧密過程を入れても（図 4.15 (b)）同様である。

上記①の傾向は漸増载荷中のドレーン近傍での排水による強度・剛性の増加によるものと考えられるが、計算上は安全側の予測を得ることができる。また 2 段盛土の場合にも、管理図上の軌跡を乗り移るだけで破壊への近づき方はほぼ適切に表現出来ている。

柴田・関口法には、前述のように現場では適用し難いという大きな短所があるものの、前の二方法に比べると計測位置に左右されないという特長を持っている。

#### (4) 栗原らの管理法

図 4.16 は一段盛土の例を法尻の水平変位速度に着目する栗原らの方法で整理したものである。この方法は盛り立て速度一定の場合には、柴田・関口法と同様の予測を与える。

この図で特徴的なことは、盛土荷重の増加に伴って水平変位速度に極大値が生ずること、これは柴田・関口法において側方変形係数が減少から増加に反転するところに対応する。このときの水平変位速度は約 14cm/day にも達しており、よくいわれる管理値 2cm/day よりかなり大きな値となる。

栗原らの方法は柴田・関口法と表裏一体の関係にあり、同様の長所があるとともに、現場でも比較的使いやすい利点がある。ただし、管理規準として水平変位速度をいくらにすべきかが大きなネックになっているため、多様な現場の条件に対しては、個別に検討し管理値を定める必要がある。

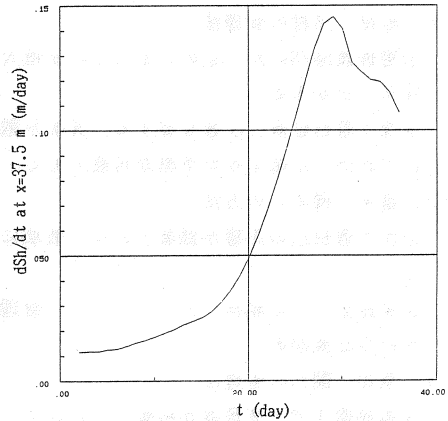


図 4.16 栗原らの管理法

以上で、漸増载荷の解析結果から安定管理法の検討を行ったが、本解析では計算上は盛土の危険状態が顕著でなく、既往の安定管理法によれば押し並べて安全側の予測を行うようである。特に 2 段盛土の破壊例では、4 つの方法全てで危険と判断された時点よりかなり後で破壊が生じている。限られた計算結果だけから判断を下すのは難しいが、漸増载荷の盛土の場合、いわゆる大規模な破壊に対しては、既往の安定管理によってもかなり安全に工事を進めることができるようである。ただし、松尾・川村法や富永らの方法では沈下着目点に対する配慮が必要であるし、栗原らの方法では水平変位速度の設定によっては極端に安全な工事を行うことにもなる。また柴田・関口法については、現場での盛土増分が精度良く把握できればという条件付きでかなり有効な方法ということができよう。

### 4.3 数値実験結果から得られた結論

本報文で行った数値実験結果に既往の安定管理法を適用し、以下のような知見を得た。

#### 4.3.1 非排水载荷と圧密過程を対象とした検討

##### (1) 松尾・川村の管理法

① 埋め立て盛土のように軟弱層厚に比して盛土幅が大きな場合には、盛土センタも沈下に着目すると、危険度の予測はできない。

② 盛土放置に相当する圧密過程に対しては、本法の管理規準線が必ずしも適用できない。

③ 軟弱層厚が大きくなる場合には、管理量を無次元化することが必要である。

④ 管理開始時期は、必ずしも工事開始と一致していなくても本法は適用できる。

##### (2) 富永らの管理法

① 盛土幅が広いと沈下の着目位置に注意が必要である。管理に用いる水平変位と沈下がある程度従属し

て生ずる位置に着目する必要がある。ただし両者が1:1に対応する位置は不適當であり、ここでは法尻より層厚程度盛土内側の位置で整理すると良好な結果が得られた。

②圧密過程を含む場合には、他の方法を併用し総合的に判断する必要がある。

③管理開始時期と工事開始時期は異なっても構わない。

#### (3) 柴田・関口の管理法

この方法は理論的根拠が最も明確であるが、現場で盛土増分を精度良く把握する必要がある。

### 4.3.2 ドレーン打設地盤への漸増载荷の検討

#### (1) 松尾・川村の管理法

①管理値 $Sh/S_v$ が一定のまま $S_v$ のみが増大して管理規準線を横切ることがあり、かなり安全側の予測となることがある。

②沈下着目位置に注意を要する。非排水载荷の場合と異なり $B/H$ が5程度までは盛土センタの沈下に着目すれば、余裕をみた予測が可能である。

#### (2) 富永・橋本らの方法

①沈下着目点の影響が顕著であり、破壊に至る場合においても安全であるような印象を与えることがある。

②多段盛土では载荷パターンによって管理図上の軌跡が変化するので、他の方法を併用し総合的な判断を行う必要がある。

#### (3) 柴田・関口の管理法

①多段盛土でも管理線が移動するだけで、多段盛土の影響を管理中に考慮することが可能である。

②沈下着目点の影響を受けないという大きな利点が認められる。

#### (4) 栗原らの方法

①水平変位速度が $2\text{cm/day}$ という、よくいわれる管理規準値では安全に過ぎるきらいがある。

②現場では適用し易いが、盛立て速度に応じた適切な水平変位速度を定める必要がある。

## 5. むすび

本報文では、軟弱粘性土上の盛土施工を安全に行うときに用いる安定管理法について、実測データと数値実験の両面から検討を加えた。検討に際しては、実測データの不足（特に破壊したもの）や数値計算例の不足があり、検討の結果から埋め立て盛土等に適用できる合理的な安定管理法を見出すことはできなかった。合理的な安定管理法が具備すべき条件としては次のような点が挙げられるように思う。

①実際の現場で使えること

②地盤が破壊へ近づいているようすを把握できること

③多様な土質・施工条件に対応できること

上記の必要条件からすると、既往の安定管理法はどれもその方法単独では実用に耐えうるものではないと言わざるを得ないが、反面各方法を併用すればある程度の予測は可能であるとも言える。この意味でこれらの方法を総合的に活用すれば、昨今はやりのエキスパートシステムの構築も不可能ではない。今後の実用的安定管理法の行き着くところの一つがこのようなシステムの構築にあるとすれば、理論的には数値解析をベースにし、地中の変形を歪みレベルで議論する破壊予測法の確立があると考えている。

筆者らは既往の安定管理法の問題点から出発しこの問題に取り組んでみたが、上記必要条件を満たすような安定管理法の確立が、いかに困難であるかを痛感したというのが偽らざる結論である。しかしながら、一方では、現在の土質工学を以てすれば上記の両面から合理的安定管理法を作り上げることは可能であろう、という希望的観測を検討の過程で抱いたことも事実である。本検討では限られた範囲での議論に留まり、また既往の方法の揚足取りに過ぎた感もあるが、今後上記のような観点からさらに検討を進めたいと考えてい

る。なお今後の検討課題としては、以下が挙げられる。

実測データに関し

- ①精度の高い実測データの収集、
- ②破壊事例の収集

数値実験に関し

- ①管理量着目点を変えた検討（とくに盛土設計時に行われる円弧切り計算との対応）
- ②改良地盤での部分排水効果の検討
- ③実工事での危険状態と数値計算上の破壊状態の対応づけ
- ④地中の歪み量に着目した検討

最後に本報文をまとめるに際し、二木正則（復建調査設計㈱）、上田明彦（中電技術コンサルタント㈱）、泉谷伸生（広島県）、花倉宏司（㈱計測リサーチコンサルタント）の各氏に助力を頂いた、また土質工学会中国支部土質工学セミナーのメンバの方々には熱心に討議に参加して頂いた、記して謝意に代えたい。

〔参考文献〕

- 1) 栗原則夫：軟弱地盤における道路盛土の情報化施工，土と基礎，Vol.30，No.7，1982.
- 2) 松尾稔，川村国夫：軟弱地盤上の盛土施工に関する施工管理図，土と基礎，Vol.26，No.7，1978.
- 3) 柴田徹，関口秀雄：盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測，土木学会論文報告集，第301号，1980.
- 4) 栗原則夫，一本英三郎：動態観測の活用（道路盛土工における実施例），昭和52年度土木学会関西支部講習会テキスト，1977.
- 5) 富永真生，橋本正治：側方変位の現地計測による盛土の施工管理について，土と基礎，Vol.22，No.11，1974.
- 6) 富永真生，橋本正治，栗原則夫：盛土基礎地盤の破壊予測に関する考察，第14回土質工学研究発表会講演集，1979.
- 7) 土質工学会中国支部：第9次土質工学セミナー報告書，1985.
- 8) 土質工学会中国支部：第4回土質工学研究会報告書，1981.
- 9) 関口秀雄，柴田徹，藤本朗，山口博久：局部荷荷を受けるパーティカル・ドレーン打設地盤の変形解析，第31回土質工学シンポジウム，「軟弱粘性土地盤における沈下予測と対策」，昭和61年度発表論文集，土質工学会，1986.