

## 盛土建設のための土質調査と盛土の安定性に関する研究

### STUDY ON THE SOIL EXPLORATION SYSTEM FOR STABILITY ANALYSIS OF EMBANKMENT

松尾 稔\*・黒田 勝彦\*\*  
By Minoru Matuo and Katsuhiko Kuroda

#### 1. はじめに

土木構造物の建設に際しては、一般に種々の土質調査が行なわれる。調査に際して重要なことは、調査方法とその規模の決定である。そしてこの決定は、地盤の状態はもとより、計画されている構造物の種類、大きさおよび重要性に基づいてなされなければならない。しかし、現在のところ、調査方法と規模を決定するための合理的な方法論が確立されているとはいえない。この原因は種々考えられるが、1) 構造物の重要性や安全性を測る尺度の不明確さ、2) 地盤状態の複雑さ、3) 同一と考えられる地盤においてさえも不可避である調査や試験結果の大きなばらつき、などが主たる障害になってきたと考えられる。その結果従来、調査の規模は、構造物の建設計画に伴う一定の予算内で、技術者の経験的判断によって、決定されてきた。このような調査方法の欠陥は、その調査結果に基づいてなされた設計、施工が、どの程度の信頼性を有するかを定量的に説明できない点にある。あらゆる構造物に対して上述の障害をすべて克服し、普遍的方法論を一挙に求めることが非常に困難であることはいうまでもない。まず具体的にいろいろなケースを取り上げ、基本的には同一の方法論により種々の問題を明確化していくことが重要であり、これが普遍的方法論の確立につながると考えられる。このような見地から、本研究においては土盛構造物を取り上げ、土質調査結果のばらつきを考慮した盛土の破壊確率や土質試験個数との関係について考察する。なお、2章は3章以下の内容に比べると、一般的な議論を行なっているという印象を与えるかも知れない。しかしながら、調査の結果と盛土の安定解析との相互関係を明確にするには、まず調査の全体の流れを系統的に分析し、個々の調査の位置付けと目的とを明確にしておくことがきわめて重要であることを強調しておきたい。

2. 章においては盛土建設に関する調査システムを分析し、その手順を標準化するとともに、設計との関連において、各手順における目的と方法について検討する。3. 章においては既往の数多くの土質調査結果を統計的に処理し、確率変数として考えた場合の数学モデルについて考察する。4. 章では3. 章で得られた結果をもとにして盛土の破壊確率を定義し、設計安全率との関係について述べる。さらに、土質試験個数と設計信頼度との関係について考察する。

#### 2. 盛土建設に関する調査システムについて

土質調査計画の必要性は、Terzaghi と Peck<sup>1)</sup> 以来、多くの人たちによって指摘されている。しかし、一般に土質調査のシステムを解析した上で調査計画を策定する必要があることを認められているものの、具体的な方法論は提示されていない。

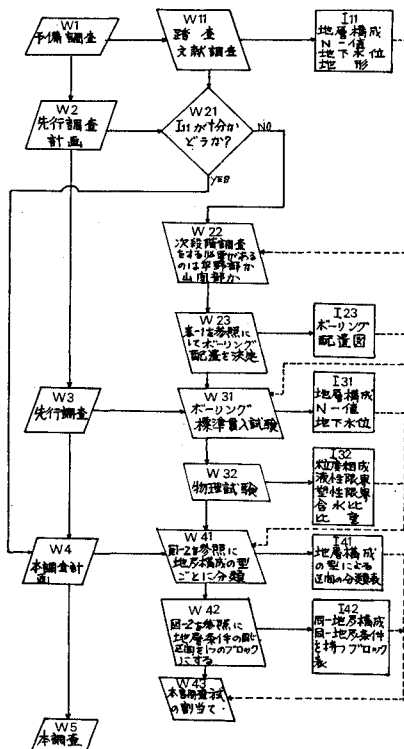
現在では各種の調査法や試験法が開発され、地盤の地層構成や土の物理的、力学的性質をかなり正確に把握できるようになってきている。したがって、後に示すような土質調査の各段階ごとにその調査目的に合致した調査方法、調査規模を選定していかななければならない。そのためには、まず一連の調査内容を組織的に整理していく必要がある。各省庁において道路、港湾、鉄道などに関する優れた土質調査指針が作られている<sup>2), 3), 4), 5), 6)</sup>。しかし、これらの土質調査指針においては、調査や試験結果のばらつきが定量的な形で考慮に入れているとはいえない。また、土質調査結果のばらつきに注目して、土質試験個数を決定しようとする試み<sup>7), 8)</sup> や構造物の安全性を確率論的に評価しようとする試み<sup>9), 10)</sup> などもある。しかしながら、これらの取扱いは、いずれも、ばらつくという事実を設計の中にどのように組み込むべきか、逆にいえば、所定の設計信頼性と土質調査、土質試験の精度、規模との関連性はいかにあるべきか、という点についての考慮がなされていない。さらに調査計画の策定、すなわち調査の手順、方式、規模などは、

\* 正会員 工博 京都大学助教授 工学部交通土木工学教室

\*\* 正会員 工修 京都大学助手 同

当然設計、施工システムとの関連において立案されなければならない。この章においては、上述の点を考慮に入れた上、対象を道路の盛土建設のための土質調査に限定し、その調査システムの分析、標準化を試みる。

土質調査の手順に関しては、従来の経験に基づいて各種の報告がなされている<sup>2)3)11)</sup>。これらの報告はいずれも手順の流れ図の型に示したものと、各手順の内容の説明に止まっており、各手順とそれによって得られる情報との相互関係が明確でない。そこで、情報の流れとの関連において整理し直したものが図一1の土質調査システムのフローチャートである。以下、このフローチャートについて簡単に説明する。図において、左側のブロックは調査の手順を表わし ( $i$  番目の手順を  $W_i$  で表示)、中央のブロックは各手順ごとに行なう作業 ( $i$  番目の手順における  $j$  番目の作業を  $W_{ij}$  で表示) を表わしており、これらの流れは実線で示した。また、右側のブロックは各手順ごとに行なわれる作業 ( $W_{ij}$ ) によって得られる情報の内容を表わし ( $I_{ij}$  で表示)、情報の流れは破線で示されている。なお、ここに示した土質調査の手順は実施計画の際に行なわれる土質調査を対象としている。基本計画、整備計画の段階で行なう調査法はこれとかなり異なるので、ここでは考えない。ただし、それらの時点で得られた情報はすべて  $I_{11}$  ないしは本調査への情報として組み入れるものとする。



図一1 盛土建設のための土質調査システム

さて、図からわかるように、一連の調査を大別すれば、予備調査、先行調査、本調査の各段階にわけることができる。それぞれについて簡単に説明すると以下のとおりである。

(1) 予備調査 ( $W_1$ )

予備調査は路線が決定されたのちに、その路線沿いに行なう踏査および路線近傍での既往の調査、設計資料の収集を意味する。この定義は、たとえば、文献12)による場合と同じである。資料による調査の目的は、調査の基礎資料としての予備知識をまとめることである。また踏査の目的は、現地の状況を確認し、先行調査地点の選定のための資料を得ることである。

質的、量的には差異があるとはいえ、予備調査によって、路線沿いの地層構成、地盤の  $N$  値、地下水位、軟弱地盤地点の有無などに関する情報 ( $I_{11}$ ) が得られる。

(2) 先行調査 ( $W_3$ )

最初から大がかりな本調査を行なうことは一般に多くの無駄を生ずるので、本調査に入る前に、路線沿いの地層構成とその性質を大ざっぱに把握するために先行調査を実施する。先行調査にあたっては、予備調査の結果得られた情報 ( $I_{11}$ ) をもとに実施計画を立てる必要がある。その手順は以下のとおりである。

予備調査によって得られた情報を分析するのが  $W_{21}$  である。この場合、路線沿いの地層構成が盛土建設区間全長にわたって判明すれば、先行調査を省略して  $W_4$  に移ってもよい。一方、情報検討の結果、盛土建設区間全長または一部の地層構成が不明の場合には  $W_{22}$  に移る。 $W_{22}$  では  $I_{11}$  の情報に基づき、盛土区間が平野部か、山間部かの区別をする。そして、それぞれの場合に対し、何本かのボーリングを先行調査として実施する。このときのボーリングの平面的な配置規準は、たとえば、表一1に示す国鉄<sup>5)</sup>、東海道新幹線<sup>2)</sup>、農林省干拓土質調査<sup>3)</sup>、高速道路<sup>13)</sup> の場合を参考にすれば、平野部では調査区間長  $L$  (m) に対して  $(L/200)+1$  本、山間部では  $(L/100)+1$  本程度が妥当と考えられる。

調査の方法は、標準貫入試験を伴うボーリング調査であり、ボーリング深度は支持層を確認するまでを原則とする。ここでは、一般的な盛土建設を考えているので、支持層としては  $N > 30$  で、かつその層厚  $> 5$  m を満たす層としておく。支持層を確認する理由は、これが確認されれば、盛土の場合には一応それよりも浅い層のみを土質工学的に考慮すればよい、と考えられるからである。また、標準貫入試験に際して得られた試料により、物理試験も実施しておく。このようにして、先行調査によって路線沿いの地層構成や大まかな性質が明らかにさ

表一 先行調査規準一覧表

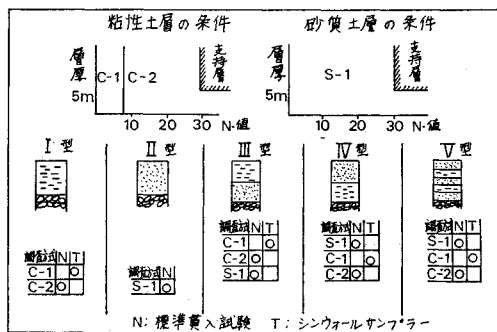
国 鉄	広い沖積平野部	500~1000 mに1本
	狭い沖積平野部	200~500 mに1本
	谷間部	100~200 mに1本
農 林 省	湖 面 全 域	200 m 方眼配置
	重 要 部 分	1000 m 方眼配置
新 幹 線	沖 積 平 野 部	200~500 m に1本
	狭 い 谷 間 部	100~200 m に1本
高 速 道 路	路 線 中 心 線 沿 い に	1000 m に1本 施工箇所 重点的
	橋 梁 等 重 要 構 造 物 地 点 軟 弱 地 盤 地 帯	

れると ( $I_{31}$ ,  $I_{32}$  への情報), これをもとに本調査計画を立てる。

(3) 本調査計画

地層構成は, 一般に次の5つのパターンに分類することが可能である。すなわち, [I型]; 地表から支持層までが粘性土の場合, [II型]; 地表から支持層までが砂質土の場合, [III型]; 地表からある深度までが粘性土で, それ以下支持層までが砂質土の場合, [IV型]; 地層構成がIII型の逆の場合, [V型]; 支持層までが砂質土と粘性土による3層以上の互層になっている場合である。図一2はこの地層構成の型と地層の条件に対応する本調査の方式を示したものである。

さて, 予備調査や先行調査の結果を参考にして, 対象区域の土質柱状図を作製する。この結果と図一2を対比して, 同一地層構成と地層条件とをもつ区域に対しては同一の方式で本調査を実施する。たとえば, その区域の地層構成が [I型] に属し, かつ地層の条件が図一2の(C-1)である場合には, シンウォール・サンプリングを実施する。この調査方式を T-方式と呼ぶことにする(同様に, 標準貫入試験を実施する場合を N-方式, 両者を併用する場合を N・T-方式と呼ぶことにする)。なお, 実際にはコーン貫入試験やフォイル・サンプラーが実施されることがあるが, これらは標準貫入試験やシンウォール・サンプリングの結果を補足する意味で用いら



図一2 地層構成と地層条件による本調査方式

れることが多いので図一2では特に掲げていない。以上の作業を終えて本調査を実施する。

(4) 本調査

本調査は, 直接設計入力データとしての土の強度や各係数を得るための調査である。したがって, 設計の信頼性の大部分はこの段階における調査の精度にかかっているといえる。すなわち, 本調査の結果は一般にばらつくが, 直観的にもわかるように, 調査の規模を大きくするほどこのばらつきの性質を正確に把握することができ, より信頼度の高い設計を行なうことができる。しかし, その反面, 調査に要する費用と時間が大となる。したがって, これらの犠牲と信頼度上昇による効果との兼ね合いで適正な調査規模を求めなければならない。

3. 土の強度や諸係数のばらつきについて

前章で明らかにしたように, 予備調査, 先行調査は本調査の調査方式を決定するための手段であり, 盛土の安定解析上, 直接必要な入力データを与えるのはこの本調査結果である。そこで, 本章においては, 本調査結果のばらつきについて考察し, それを数学モデルによって表示することを試みる。

(1) ばらつきの原因について

一般に, 土質調査や試験の結果がばらついてくる原因としては, 表一2に掲げたような理由が考えられる。

このような種々のばらつきの原因を一つ一つ解明し, 真に偶然誤差のみを残すよう努力することはきわめて重要であり, いくつかの研究<sup>14)</sup>も行なわれてきた。しかしながら将来, 研究や技術がさらに進み, 熟練した技術者が工学的に同一とみなさざるを得ない地盤から慎重にサンプリングを行ない, これを適切な処置のもとに試験した場合であっても, なおかつ試験の結果はばらついてくるに違いない。したがって, 土の強度や諸係数の偶然的な変動を定量化するには, これを確率変数とみなして確率モデルを適用することが, 現在のところ有効な方法と考えられる。

表一2 土質試験結果のばらつきの原因

地盤の性質	<ol style="list-style-type: none"> <li>1) 実際には“同一”と考えにくい地層を“同一地層”とみなして取り扱う場合</li> <li>2) 常識的に“同一”とみなせる地層内における物理的, 力学的性質の位置的な不均一性による。</li> <li>3) その他</li> </ol>
技術上の問題	<ol style="list-style-type: none"> <li>1) サンプラーの型の問題</li> <li>2) サンプリングの技術の問題</li> <li>3) 土質試験機の精度の問題</li> <li>4) 試験者の技術的問題</li> <li>5) 試験方法の問題</li> </ol>

(2) 一軸圧縮強度 ( $q_u$ ) と盛土の単位体積重量 ( $\gamma_b$ ) のばらつきとその確率モデルについて

種々の土質試験結果の統計的処理の結果のうちで、ここでは、次章で取り上げる例題に必要な粘性土地盤の  $q_u$  と盛土の  $\gamma_b$  についてのみ検討する。

a)  $q_u$  の分布について

図-3 は  $q_u$  の頻度分布の一例である。図-3(a) は千葉県木更津における調査結果<sup>15)</sup>であり、今回、筆者らが整理した多数のデータはほとんどすべてこの程度のきれいな分布形となった。図-3(b) は兵庫県豊岡市内の堀川橋の架設計画の際に実施された調査結果<sup>16)</sup>を頻度分布

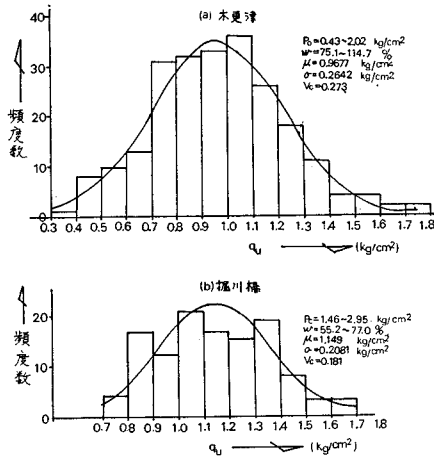


図-3 木更津、堀川橋の一軸圧縮試験の結果

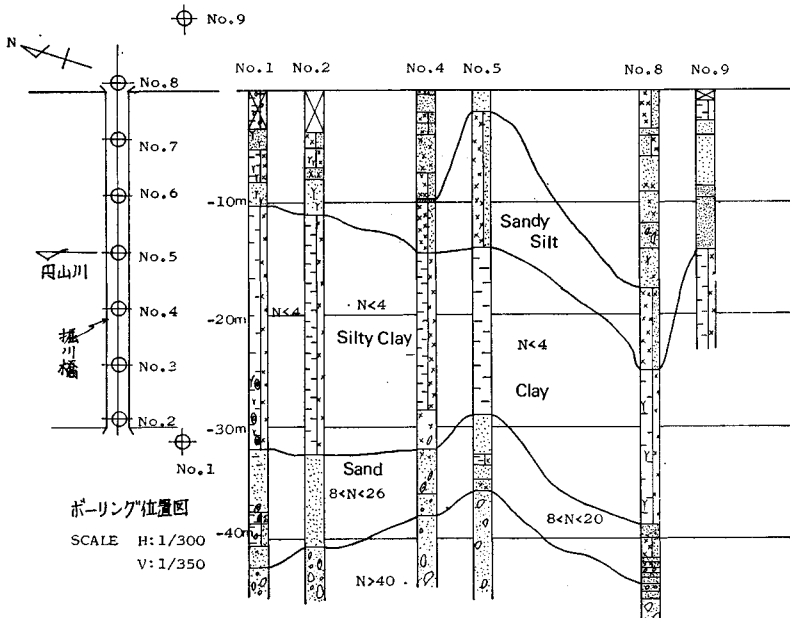


図-4 堀川橋における調査地点、土質縦断面図

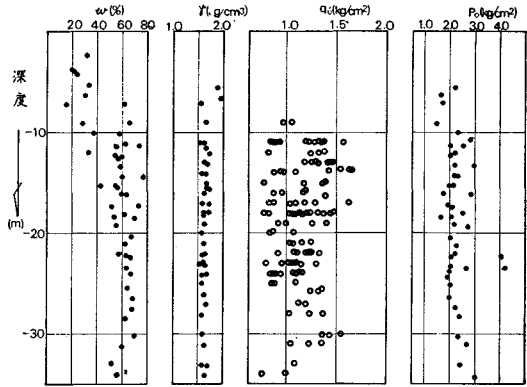


図-5 堀川橋における  $w, \gamma, q_u, P_0$  の深度方向の分布

の形にまとめたものである。このようになめらかでない分布をする例は、きわめてまれであるが、このケースですら正規分布に近似できることを示す意味で、ここではあえてこの例で検討する。さて、サンプルは図-4に示すような9つの採取地点から合計35個採取され、119個の一軸圧縮試験が行なわれた。調査地域の地層構成は図-4に示すとおりであり、上記の結果は地表面下-7mから-35mの間に存在する軟弱な沖積粘土層 ( $N < 4$ ) に関するものである。

この粘土層は、粘土またはシルト質粘土に分類され、やや過圧密の状態にある (過圧密比  $r = 1.1 \sim 2.4$ )。また図-3(b)にも示したように、含水比  $w$  の幅は  $55.2\% \sim 77.0\%$ 、先行圧密荷重  $P_0$  の幅は  $1.46 \text{ kg/cm}^2 \sim 2.95 \text{ kg/cm}^2$  に達している。しかし、 $w, \gamma, q_u, P_0$  の深度方向

の分布を一括して示した図-5からわかるように、この粘土層を性質が顕著に異なる2つ以上の地層に分離することは不可能であり、現在の工学的な意味においては同一の地層とみなして取扱わざるを得ない。 $q_u$  が深度方向に漸増するような場合には、図-6の点線 ( $q_u = q_0 + \alpha z$ ) で示す強度をもつ地層として評価するのではなく、実線内の範囲の各部分を工学的な意味で同一の強度を有する地層として扱うのである。

さて、図-3(b)は、上記の意味での同一粘土層内からのサンプルの結果である。図に示した曲線は頻度分布に正規分布曲線をあてはめたもので、この妥当性は危険率5%の  $\chi^2$ -検定に

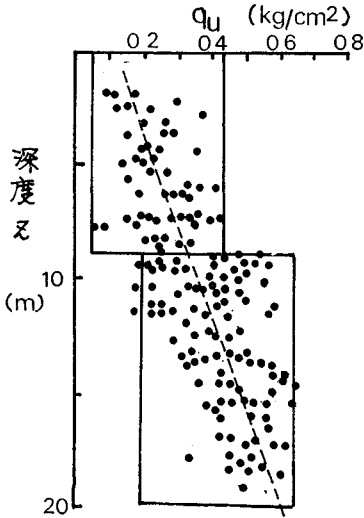


図-6  $q_u$  の深度方向分布の一例

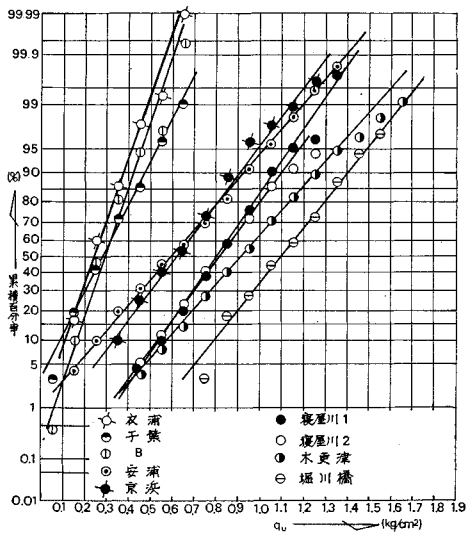


図-7 各地の一軸圧縮強度の分布

より証明された。なお、他地域についても、上と同様の考察のもとに結果を求めた。図-7 はその一例で、合計 9 地域についての一軸圧縮試験結果<sup>15)~20)</sup>を示している。紙数の都合でその分布を正規確率紙にプロットしてあるが、5% 危険率での  $\chi^2$ -検定によれば、いずれも正規分布で近似できることが証明されている。

b)  $\gamma_b$  の分布について

筆者らの手元にある盛土の単位体積重量  $\gamma_b$  の測定結果は一例しかないが、これに関する頻度分布を示すと図-8 のようになる。これは関東地方のある地点で、盛土施工直後に締固め程度を知るため実施された調査結果であり、施工直後の  $\gamma_b$  の分布を知る上で貴重なデータである。図からもただちに推測されるが、5% 危険率で

$\chi^2$ -検定を行なった結果、正規分布であることが明らかにされた。なお、参考のために、前節図-7 で例示した各地域における粘土層の単位体積重量  $\gamma$  に関する結果を図-9 に示す。この図からも  $\gamma$  の分布が正規分布で近似できることが明白であるが、実際に同様の  $\chi^2$ -検定によって確かめられた。

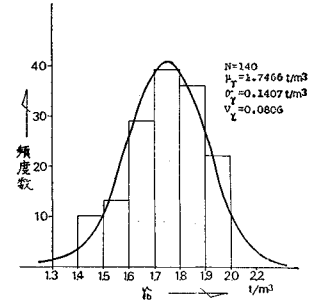


図-8  $\gamma_b$  の頻度分布

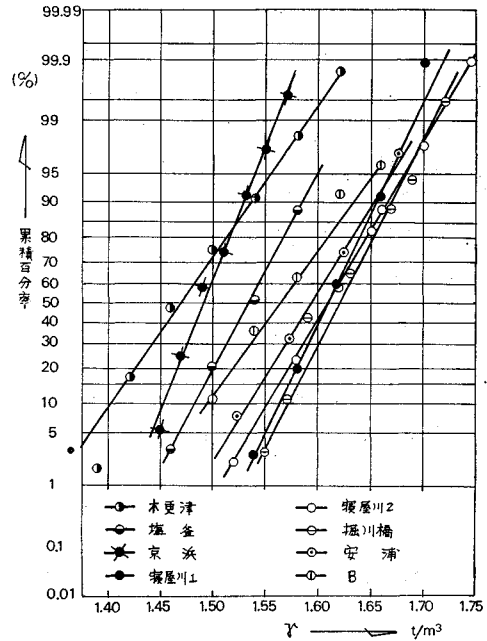


図-9 各地の単位体積重量の分布

4. 本調査結果のばらつきと盛土の安定性との関係について

複雑な地層構成の場合には調査方式が複雑になるので、ここでは基本を明らかにする意味で、簡単な場合を取り上げる。すなわち、地層構成が図-2 の [I型] に属し、かつその粘土層の条件が (C-1) の場合について考察する。この場合は、図-2 からわかるように、調査方式は「T-方式」となる。さらに問題を簡単にするため、対象とする粘土層は同一とみなせる単一粘土層であるとし、盛土は急速載荷の場合で、かつすべりに対する安定性のみを取り上げるものとする。

(1) すべり破壊の確率と安全率との関係

できるだけ簡単なケースで検討するという見地から、図10のような底面破壊を生ずる円弧すべりを仮定する。計算は  $\phi_u=0$  法とし、

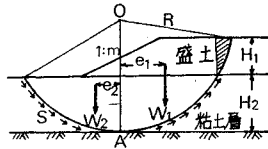


図-10 盛土のすべり計算用の想定断面

盛土自体のせん断抵抗力および図の斜線部による起動モーメントは考えないことにしておく。いま、盛土が半径  $R$  なる円弧に沿ってすべるものと仮定すると、極限のつり合条件は次式で与えられる。

$$W_1 e_1 - W_2 e_2 = s l R$$

$$\therefore s = \frac{W_1 e_1 - W_2 e_2}{l R} \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 $W_1$ ；起動モーメントを生ずる重量、 $W_2$ ；抵抗モーメントを生ずる重量、 $e_1, e_2$ ； $OA$  から  $W_1, W_2$  の作用線までの距離、 $s$ ；すべり面上に働くせん断応力、 $l$ ；すべり円弧の長さ、である。

さて、盛土の安全率  $F_s$  は、従来一般に、

$$F_s = \frac{c_u}{s} = \frac{c_u}{(W_1 e_1 - W_2 e_2) / l R} \dots\dots\dots(2)$$

で定義されてきた。ここに、 $c_u$  は粘土層が発揮し得る最大粘着力である。したがって、従来の方法では、ある  $s$  に対して  $F_s$  は一義的に定まることになる。そして種々の  $R$  を仮定して求めた  $F_s$  の最小値  $F_s^*$  が設計安全率とされている。式(1)を 図-10 の表示に従って書き直すと、

$$s = \frac{H_1}{48 \cos^{-1} \left[ 1 - \left( \frac{H_2}{R} \right) \right]} \cdot \left[ 12 - 12 \left( 1 - \frac{H_2}{R} \right)^2 - \left( \frac{m H_1}{R} \right)^2 \right] r_b \dots\dots(3)$$

ここに、 $r_b$  は盛土の単位体積重量である。

ところで、すでに前章で明らかにしたように、 $r_b$  は正規分布に従う確率変数と考えられる。したがって、 $s$  は、ある与えられた盛土断面と、仮定されたすべり円弧に対して一義的に定まるのではなくて、実際には  $r_b$  の出現確率に応じて確率的に変化することになる。すなわち、ある盛土断面が与えられたとすると、式(3)により

$$s = f(R) r_b$$

$$f(R) = \frac{H_1}{48 \cos^{-1} \left[ 1 - \left( \frac{H_2}{R} \right) \right]} \cdot \left[ 12 - 12 \left( 1 - \frac{H_2}{R} \right)^2 - \left( \frac{m H_1}{R} \right)^2 \right] \dots\dots\dots(4)$$

となり、 $R$  が仮定されれば  $f(R)$  は定数となるから、

$S$  も正規分布に従う確率変数となる。一方、地盤の  $q_u$  は正規分布に従うことがわかっているから、 $c_u (= q_u/2)$  も正規分布に従う確率変数となる。以後、 $S$  および  $c_u$  は確率変数であるという立場で議論を進める。この立場に立ち安全率  $F_s$  を新しく定義し直し、

$$F_s = \frac{c_u}{s} = \frac{1}{2 f(R)} \cdot \frac{q_u}{r_b} \dots\dots\dots(5)$$

と書くと、 $F_s$  自身も確率変数となる。

いま、 $c_u, s$  がそれぞれ  $N(\mu_c, \sigma_c^2)$  型、 $N(\mu_s, \sigma_s^2)$  型の正規分布であるとすれば、 $F_s$  は次式のようなコーシー分布に従うことがわかる<sup>21)</sup>。

$$\left. \begin{aligned} f(F_s) &= \frac{1}{\pi B^2} \left[ \sigma_s \sigma_c + \frac{1}{B} \right] \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{A}{B} \right)^2 \right] \\ A &= \mu_c + \mu_s F_s = (\bar{F}_s + F_s) \mu_s \\ B^2 &= \sigma_c^2 + \sigma_s^2 F_s^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(6)$$

ここに、 $\bar{F}_s$  は  $F_s$  の中央値であり、次式で与えられる。

$$\bar{F}_s = \frac{\mu_c}{\mu_s} \dots\dots\dots(7)$$

式(6)は、半径  $R$  のある一つのすべり円弧を与えた場合、それに対して定まってくる  $\bar{F}_s$  を中央値とし、左右対称となる分布形を表わしている。次に、半径  $R$  を変えると、それに応じて異なった  $\bar{F}_s$  を中央値とする  $F_s$  の分布形が得られる。設計安全率  $F_s^*$  に対応すべき分布形は、それらの中で最小の  $\bar{F}_s$  を与える分布形である(そのときの半径を  $R^*$  とし、それに対応する  $s$  の平均値を  $\mu_s^*$  とする)。この場合、式(6)における  $\bar{F}_s$  を  $\bar{F}_s = F_s^*$  と書き代えることができ、破壊確率  $P_F$  は以下のように計算できる。すなわち、破壊確率を  $P_F = Pr[F_s \leq 1.0]$  と定義すると、

$$P_F = Pr[F_s \leq 1.0] = \int_{-\infty}^{1.0} f(F_s) dF_s$$

$$= \int_{-\infty}^{1.0} \frac{1}{\pi B^2} \left[ \sigma_s \sigma_c + \frac{1}{B} \right] \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{A}{B} \right)^2 \right] dF_s \dots\dots\dots(8)$$

ここに、 $A = (F_s^* + F_s) \mu_s$

$$B^2 = \sigma_c^2 + \sigma_s^2 F_s^2$$

式(8)をみればわかるように、たとえ設計安全率  $F_s^* \geq 1.0$  であっても破壊確率は必ず存在する。図-11は、これらの関係を模式的に示したものである。すなわち、図-11(a)は、種々の  $R$  に対応する  $s$  の分布と  $c_u$  の分布の相対的な関係を示し、図-11(b)はこれらに対応する  $F_s$  の分布を表わしている。図-11(b)に示す分布の中央値は、さきにも説明したように  $\bar{F}_s$  である。そして図-11(b)の斜線部の面積が式(8)による破壊確率を与え、図-11(a)の斜線部が  $P_F = Pr[s - c_u \geq 0]$  で定義されている破壊確率を与えるものである。いうまでもな

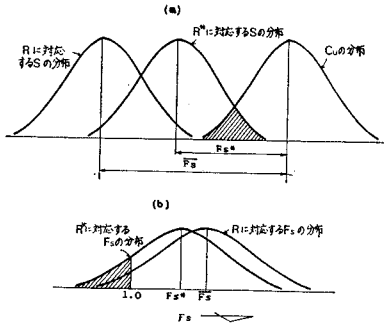


図-11 安全率  $F_s$  の分布模式図

く、これらは同じ確率を与えるものであるが、後者の表示は Freudenthal により始めて提唱された破壊確率の概念<sup>22)</sup>に準ずるものである。図-11(a)の斜線部を定式化すると次式ようになる。

$$\begin{aligned}
 P_F &= Pr[s \geq c_u] = Pr[z = s - c_u \geq 0] \\
 &= \int_0^\infty \int_{-\infty}^\infty \frac{1}{2\pi\sigma_s\sigma_c} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{s-\mu_s}{\sigma_s}\right)^2 - \frac{1}{2}\left(\frac{s-z-\mu_c}{\sigma_c}\right)^2\right] ds \cdot dz \\
 &= \int_0^\infty \frac{1}{\sqrt{2\pi(\sigma_c^2 + \sigma_s^2)}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{z - (\mu_s - \mu_c)}{\sqrt{\sigma_c^2 + \sigma_s^2}}\right)^2\right] dz \\
 &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_K^\infty \exp\left[-\frac{1}{2}t^2\right] dt \dots\dots\dots(9)
 \end{aligned}$$

ここに、積分の下限値  $K$  は、式(7)から  $F_s^* = \mu_c / \mu_s^*$  であるから、次式で与えられる。

$$K = \frac{(F_s^* - 1)}{\sqrt{\sigma_s^2 + \sigma_c^2}} \mu_s^* \dots\dots\dots(10)$$

式(8)あるいは式(9)が、盛土のすべりに対する設計安全率  $F_s^*$  と破壊確率  $P_F$  との関係を与える式である。

(2) 実際に施工された盛土についての検討

図-12は、わが国のある地点で実際に施工された盛土の断面を示している。この盛土高が4mを越えたときにすべり破壊の兆候を生じ、急拠、対策工が講じられた。事前の設計計算では、 $c_u = 1.55 \text{ t/m}^2$ ,  $r_b = 1.95 \text{ t/m}^3$  を用いて、これに対応する最小安全率は1.13と計算さ

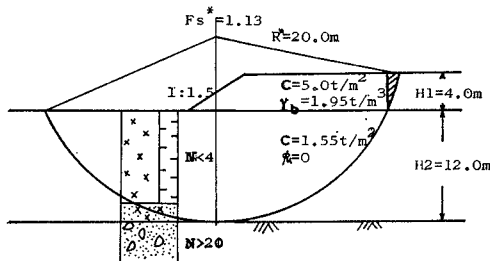


図-12 設計盛土断面

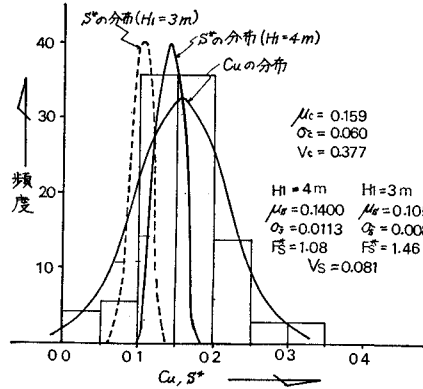


図-13  $C_u, S^*$  の分布図

れていた(この計算では盛土部分のせん断抵抗力も考慮され、 $\phi = 0$ ,  $c = 5.0 \text{ t/m}^2$  が用いられた)。施工地点の地盤は、図からわかるように、地表面下 -12m までが軟弱な沖積粘土層、それ以下は砂質土で  $N > 20$  であり、一応支持層と考えてよい。粘土層についての一軸圧縮試験の結果は図-13に示すとおりであり、危険率5%で $\chi^2$ -検定した結果、正規分布することが明らかとなった。以上のことからわかるように、この盛土は、前節の理論に従って考察を進めるのに適した一例である。

さて、図-13を $\chi^2$ -検定した結果は、 $\bar{c}_u = \mu_c = 0.159 \text{ (kg/cm}^2)$  であり、標準偏差  $\sigma_c = 0.060 \text{ (kg/cm}^2)$  であった。また破壊確率の計算に際して必要な  $s$  の分布は、次の手順に従って計算した。

(a) 盛土の  $r_b$  (施工直後) の分布は  $\bar{r}_b = 0.00195 \text{ (kg/cm}^2)$  の正規分布と仮定する。

(b) 分散に関しては、 $r_b$  の変動係数  $V_r (= V_s) = \sigma_r / \mu_r (= \sigma_s / \mu_s)$  が一定値をとるものと考え、既往のデータ(図-8)を参考にして  $V_r = 0.0806$  を用いて、 $\sigma_r = V_r \cdot \bar{r}_b$  で計算する。

(c) 式(3)より、 $r_b$  を定数とおき、 $s$  を最大にするすべり円弧の半径  $R^*$  を求める。そして、この  $R^*$  に対応する  $s$  を  $s^*$  とする。

(d) 次に、 $r_b$  が確率変数であるから、式(4)より  $s^* = f(R^*)r_b$  を用いて  $s^*$  の分布を求める。図-13にその結果を示す。

さて、盛土部分のせん断抵抗力および図-12斜線部による起動モーメントを無視し、 $\phi_u = 0$  法でこの盛土の立上り高さ  $H_1 = 3.0 \text{ m}$ ,  $4.0 \text{ m}$  について安全率を計算すると、それぞれ  $F_s^* = 1.47, 1.11$  になる。この場合の破壊確率はそれぞれ図-14の●印および○印で示されている。ところで、この盛土について、地盤の強度  $\mu_c$  のみが異なる仮想的な場合に関して  $F_s^* \sim P_F$  の関係を求めると図-14の曲線①,②のようになる。これによると、 $F_s^*$  が1.0のときは盛土の破壊確率  $P_F$  は常に50

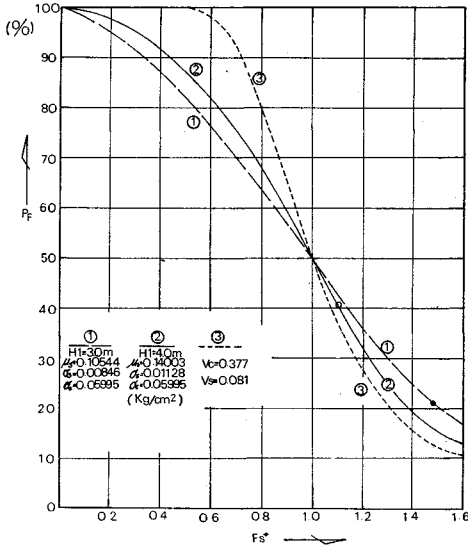


図-14 盛土における  $P_F \sim F_s^*$  関係

%であり、100個の盛土を設計安全率1.0で設計すれば50個は破壊することが期待されるといえる。このことは、式(8)、(9)によって理論的にも明らかである。また、この実際例のように盛土のせん断抵抗力を比較的大きく見積ったとしても、 $F_s^*$ が1.1前後の場合には、かなり大きな破壊確率を有することに注目すべきである。

(3)  $V_c, V_s$  が  $P_F \sim F_s^*$  関係に与える影響

図-14の曲線①、②は分散が一定という条件で求めたものであるが、多数のデータを整理したところ、現実には、「分散が一定」という仮定よりも「変動係数( $\sigma/\mu$ )が一定」という仮定の方が妥当であることが明らかになった。いま  $q_u, r_b$  についての変動係数を  $V_c, V_s$  とすると、 $c_u$  および  $s$  に関する変動係数も  $V_c, V_s$  となる。したがって、この場合、 $\sigma_c = \mu_c V_c, \sigma_s = \mu_s V_s, F_s^* = \mu_c / \mu_s$  であるから、式(10)の積分下限値  $K$  は、

$$K = \frac{(F_s^* - 1)\mu_s^*}{\sqrt{\sigma_s^2 + \sigma_c^2}} = \frac{(F_s^* - 1)}{\sqrt{(V_s)^2 + (F_s^* V_c)^2}} \dots\dots\dots(11)$$

となる。すなわち、 $V_c, V_s$  が既知の場合には、 $K$  は  $F_s^*$  のみの関数となる。いいかえると、このような場合には、式(9)、(11)からわかるように、 $F_s^*$  と  $P_F$  は完全に1:1の対応関係にある。図-14の曲線③は、 $V_c = 0.377, V_s = 0.081$  (図-13参照)の場合について、 $F_s^*$  と  $P_F$  の関係を示したものである。これを曲線①、②の分散一定の場合と比較すると、安全率の変化の破壊確率に与える影響がより敏感であることが明らかである。また式(11)からわかるように、 $V_c, V_s$  は  $P_F$  に直接影響を与える。後で述べるように、一般には  $V_c \gg$

$V_s$  と考えられるので、 $P_F$  は  $F_s^*$  と  $V_c$  によって実質上決定されてくると考えてよい。

ここでは、 $V_c, V_s$  の実際値について検討した上で、本章で取り上げているような簡単な条件の場合の盛土の施工直後の破壊確率がどの程度かを検討してみる。

$q_u$  に関して筆者らが検討したデータによると変動係数  $V_s$  は 0.1~0.4 の値となることがわかっている。このような調査は London Clay に関して Hooper と Butler によっても行なわれているが、これによると  $V_c = 0.12 \sim 0.33$  程度となっている<sup>23)</sup>。ともに通常値は  $V_c = 0.2 \sim 0.3$  である。これらの結果から、普通の沖積粘土層で  $V_c > 0.35$  となる場合は、 $q_u$  の分散がかなり大きい粘土層と考えてよい。また盛土の  $r_b$  についてはデータが少ないので結論的にはいえないが、通常考えられる盛土材料と施工精度を考えると、常識的には  $V_s$  値として次のような値が考えられる。

a)  $r_b = 1.65 \sim 1.75$  (t/m<sup>3</sup>) の範囲にある場合

$r_b$  値の 99.9% (正規分布で  $3\sigma$  の範囲に相当) が上記の範囲にあるときは、 $V_s = 0.01$  となる。非常に吟味された盛土材料を用いて、注意深く施工された場合は、この程度の  $V_s$  が得られるであろう。

b)  $r_b = 1.6 \sim 1.8$  (t/m<sup>3</sup>) の範囲にある場合

同様にして、 $V_s = 0.0175$  となり、通常用いられる盛土材料でかなり注意深く施工した場合に相当するであろう。

c)  $r_b = 1.5 \sim 1.9$  (t/m<sup>3</sup>) の範囲にある場合

$V_s = 0.0412$  となり、通常の盛土材料で普通の施工精度で得られる値であろう。

d)  $r_b = 1.6 \sim 2.0$  (t/m<sup>3</sup>) の範囲にある場合

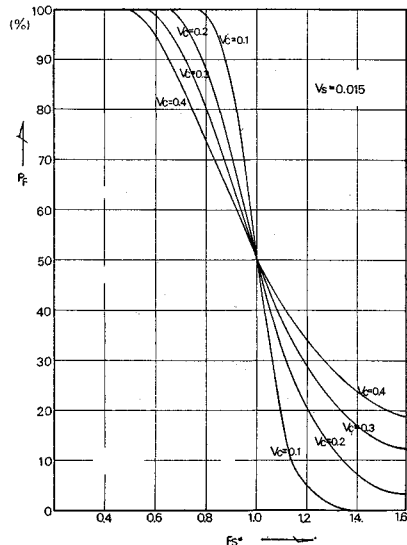


図-15(a) 変動係数一定の場合の  $P_F \sim F_s^*$  関係



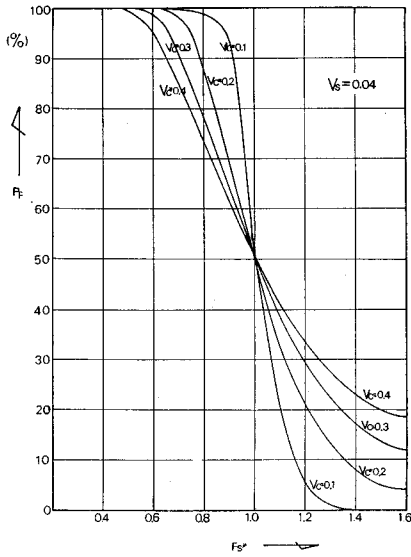


図-15(b) 変動係数一定の場合の  $P_F \sim F_s^*$  関係

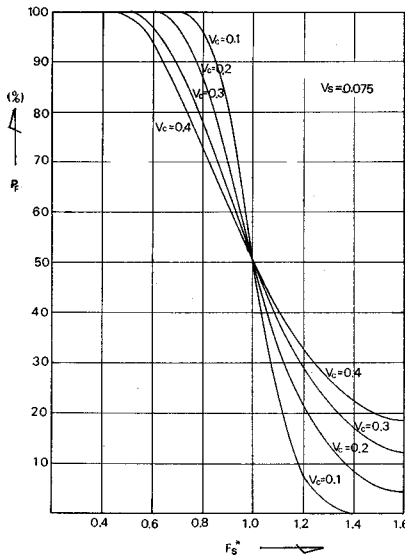


図-15(c) 変動係数一定の場合の  $P_F \sim F_s^*$  関係

$V_s=0.039$  となり、盛土材料にかなりの幅があったり、施工が少し雑な場合などに相当するであろう。

e)  $r_b=1.4 \sim 2.2$  ( $t/m^3$ ) の範囲にある場合

$V_c=0.075$  となり、盛土材料が礫混りの砂質土や粘性土から成り、施工もかなり雑であるような極端な場合の例である。

以上のことから、 $V_c$  としては 0.1, 0.2, 0.3, 0.4 の 4 通りを、また  $V_s$  としては 0.015, 0.040, 0.075 の 3 通りを選び、合計 12 ケースについて式 (9), (11) を用いて計算した。その結果が 図-15 (a)~(c) である。これをみれば、 $V_c$  が小さくなるほど  $P_F \sim F_s^*$  曲線はシャ

ープになっている。すなわち、 $F_s^*$  が顕著に  $P_F$  に効いてくることになり、全般的には、 $F_s^*=1.0$  で破壊する可能性は 50%、 $F_s^* \geq 1.5$  になると  $P_F$  はかなり減少する。一方、 $F_s^* < 1.0$  になると  $P_F$  は急激に上昇し、ほぼ確実に破壊するであろうことを示唆している。もう少し具体的にいうならば、 $V_c=0.2 \sim 0.3$  程度の通常の場合には、設計安全率をたとえ  $F_s^*=1.3$  とした場合でも、18% 前後の破壊確率があることがわかる。筆者らを取り上げている計算の場合、盛土部分のせん断抵抗力を無視しているとはいえ、この値はかなり大きなものであり、注目に値する。一方、地盤の  $q_u$  の分散が小さく、 $V_c=0.1$  程度になる場合には、 $F_s^*=1.3$  に対して破壊確率は 1% 程度にまで落ちてくる。この種の破壊の可能性に関してより明確な解答を得るためには、 $V_c$  に関する情報がより信頼できるものであることが要求される。このことは、とりもおさず、 $q_u$  に関する情報をより正確に知る必要のあることを意味している。

なお、詳細は省くが、Bishop と Bjerrum は粘土地盤のすべり破壊例を数多く解析し、たとえば、 $\phi_u=0$  解析法では、一般に安全率にして  $\pm 15\%$  の幅があることを指摘している<sup>24)</sup>。すなわち、すべりを生じたケースの最小安全率は、ほとんどが 0.85~1.15 の範囲内に入っている（ただし、もっと大きな場合もある）。これからも、安全率 1.0 というのは、破壊の可能性が五分五分であることが示唆されるとともに、かなり大きな設計安全率の場合でも、すべる可能性のあることがわかる。これまでに示してきた理論式やそれによる種々の計算結果は条件の差があるとはいえ、上述の事実を裏付けるものである。

上に示した盛土に関する破壊確率の値は他の構造物の場合（たとえば、橋梁<sup>25)</sup>、鉄塔基礎<sup>26)</sup>、航空機<sup>27)</sup>など）に比べて非常に大きい印象を受ける。しかし、適正な  $P_F$  の値はそれぞれの構造物の重要度や経済効果などに対応して決めるべきものであるから、盛土の場合はこの程度の値で妥当であるのかも知れない。

#### (4) T-方式による同一粘土層からのサンプル数と破壊確率との関係について

(2), (3) 節においては、 $c_u$  および  $s$  の母平均値  $\mu_c$ ,  $\mu_s$  が既知であるとして議論した。しかし、母平均値は一般には知ることができないので、実際には適当な標本統計量からこれを推定しなければならない。本節では、統計的推測の理論を利用して、破壊確率をある値以下にするために必要なサンプル数について考察する。

図-16 (a) は、 $s^*$  および  $c_u$  の母集団分布と安全率との関係を示すとともに、 $n$  個のサンプリングの結果得られる  $F_s^*$  される  $c_u$  の分布の一例を示している。また、図-

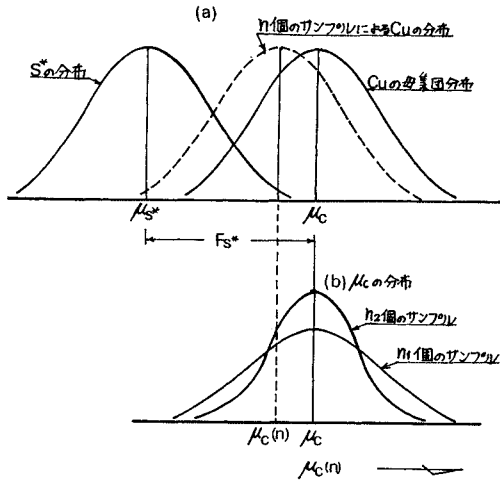


図-16 S\*, Cu の分布と  $\mu_c(n)$  の分布の関係

16 (b) は、 $c_u$  の母集団から  $n$  個のサンプリングをして得られる平均値  $\mu_c(n)$  の分布の変動を示している。両者の相対関係は図に示すとおりである。

さて、実際問題として本調査 (T-方式) に入るときには、その地盤に関する母平均  $\mu_c$  はもちろん、サンプル平均  $\mu_c(n)$  に関する情報もまったくない。そこで、まずはじめに、適当な個数のサンプルを取って試験 (いまの場合は一軸圧縮試験) を実施し、 $\mu_c$  に関する情報を得なければならない。ここでは、これまでと同様、同一粘土層と考えられる一層粘土地盤上に一定の断面寸法の盛土を急速施工する場合を考え、地盤の  $q_u$  に関する情報のみが未知であるとする。すなわち、盛土の単位体積重量に関しては、適当な施工管理により、ほぼ  $\bar{\gamma}_b$ ,  $\sigma_{rb}$  が得られるよう施工可能であるとし (いいかえると、 $\mu_s$ ,  $\sigma_s$ ,  $V_s$  が既知、なお  $V_s$  の変動が  $P_F$  に与える影響が非常に小さいことはすでに前節で述べた)、また、破壊確率  $P_F$  (すなわち  $F_s^*$ ) は、盛土の経済効果などから別個の基準により与えられるものとする。さらに前に触れたように、 $V_c$  はほぼ決まった定数と考えてよいから、簡単のため  $V_c$  も既知とする。

いま、 $\mu_c$  を推定するために、 $n$  個の一軸圧縮試験を実施する場合を考える。この場合、さきに述べたように、 $V_c$  は既知であるが、母分散  $\sigma_c^2$  は未知とする。母平均  $\mu_c$  の推定は、student の  $t$ -分布を利用することにより、 $n$  個のサンプルから危険率  $\alpha$  で両側推定すると、次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \mu_c(n) - \frac{\sigma_c}{\sqrt{n}} t_{n, \alpha/2} \leq \mu_c \leq \mu_c(n) + \frac{\sigma_c}{\sqrt{n}} t_{n, \alpha/2} \\ \sigma_c = \sqrt{\frac{n}{n-1}} \sigma_c \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

上式の  $\mu_c$  に  $\mu_c = F_s^* \mu_s^*$  を代入して、これを変形する

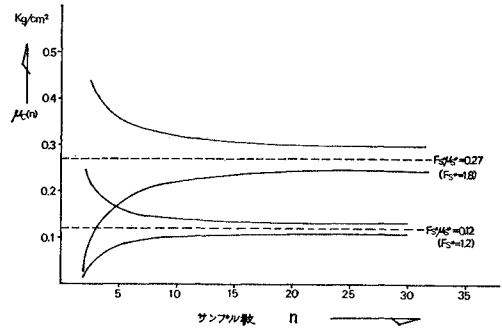


図-17 試験個数と  $\mu_c(n)$  の関係

と、 $\mu_c(n)$  の範囲として次式が得られる。

$$F_s^* \mu_s^* \left( 1 - \frac{V_c}{\sqrt{n-1}} t_{n, \alpha/2} \right) \leq \mu_c(n) \leq F_s^* \mu_s^* \cdot \left( 1 + \frac{V_c}{\sqrt{n-1}} t_{n, \alpha/2} \right) \dots\dots\dots (13)$$

上式の意味を明らかにするために、式 (13) に具体的な数値を入れて計算した例が図-17 である。この図は安全率  $F_s^*$  で所定の断面の盛土を建設する場合に関して以下のことを意味している。すなわち、この場合は、まず前提条件として、 $c_u$  の母平均  $\mu_c$  が  $\mu_c = F_s^* \mu_s^*$  なる条件を満たすことが必要であり、かつ、信頼度  $(1-\alpha)$  でこの設計安全率を保証するためにはサンプル平均  $\mu_c(n)$  が図の2つの曲線で囲む範囲に入っていなければならない。したがって、調査法の基本方針としては、逐次サンプル数を増大させ、その都度、一軸圧縮試験を行ない、その平均値  $\mu_c(n)$  を求める。 $\mu_c(n)$  が2つの曲線で囲む範囲に入り、かつこの範囲から逸脱しない傾向が認められた時点で調査を打ち切る。ただし、実際には調査の実務的な制約条件、たとえば、現場で即座に試験できる場合でさえ、サンプルを1個ずつ取るというようなことは実務的ではなく、少なくとも一度に数個単位でとる方がよいとか、あるいは現地でその都度試験することが困難で、サンプルは一度に多めにとっておいた方がよい、とかの条件が生じるから、図の横軸の  $n$  としては数個を一単位として取り扱うような修正的な方法を工夫する必要がある。

ところで、一軸圧縮試験をある程度行なった時点で上述の範囲に入る傾向がみられないときは、何らかの設計変更を必要とする。なぜなら、このようなケースは、とりもなおさず、与えられた  $\mu_s^*$  と所与の  $F_s^*$  のもとでは必要とされる基本条件 ( $\mu_c = F_s^* \mu_s^*$ ) を満たすには、要求される  $\mu_c$  のレベルがあまりにも高いか、あまりにも低いかのいずれかに相当しているからである。このことを具体的に説明すると次のようである。地盤の実際の強度に対して、不当に  $F_s^*$  が過大であるならば、 $F_s^* \mu_s^*$  の値が不当に大きくなり、サンプル数をいくら増やして

も、これに等しくなるような  $\mu_c(n)$  を見出し得ない。すなわち、対象としている粘土地盤上には、このような盛土を建設することが不可能であって、段階的の荷重とか地盤改良などの設計変更をして  $F_s^* \mu_s^*$  の値を下げる以外に方法がないことを意味している。一方、不当に  $F_s^*$  を過小に与えた場合には、 $F_s^* \mu_s^*$  の値が実情に比べて不当に小さくなり、サンプル数をいくら増やしても、これに等しくなるような  $\mu_c(n)$  を見出し得ない。すなわち、この場合には非常に安全側の設計になっていることを意味している。

## 5. む す び

本論文は、盛土建設のために必要な地盤調査の方法とその調査結果の盛土の安定に及ぼす影響に関する基礎的研究の結果をとりまとめたものである。

本研究で得た主要な成果を列挙すると以下のようである。

(1) 盛土建設のための地盤調査の手順を標準化した(図一1)、各手順ごとの目的と方法を明確にした。

(2) 同一とみなされる粘土地盤の  $q_u$  や  $r$ 、盛土の単位体積重量  $r_b$  のばらつきを調べた結果、正規分布で近似できることが明らかとなった。

(3) 同一とみなされる粘土層上に盛土を建設する場合に関して、 $\phi_u=0$  法による設計安全率  $F_s^*$  とその盛土の破壊確率  $P_F$  との関係を定式化した。その結果、 $q_u$  の分散が小さい地盤上に、選定された盛土材料で丁寧に施工した場合、 $F_s^*=1.3$  とすると  $P_F$  は1%前後、 $q_u$  の分散が普通程度の地盤上に、通常の施工をした盛土の場合には、 $F_s^*=1.3$  に対して  $P_F$  が18%前後になることがわかった。

(4) 同一とみなされる地層内での  $q_u$  の分散が大きくなると、破壊確率は急激に増大する傾向がある。したがって、設計の際には“同一とみなせる地層”を慎重に検討し、 $q_u$  の分散を小さくするような方法をとらなければならない。

(5) 適正な土質試験個数の決定法についての基本的な方針を提案した。

以上が本研究によって明らかにされた主たる点であるが、適正な破壊確率を決めるための経済決定モデルや、調査地点の平面的な配置法および同一地層の定量的な判定基準などの課題が今後に残されている。

終りにあたり、本研究の実施に際して、適切なご助言を賜りました京都大学工学部 長尾義三教授、また一部データの整理にご協力いただいた林健一郎氏(東京都庁)および土質試験に関する多くのデータを快く提供して下さいました建設省、運輸省港湾技術研究所、日本道路公

団、兵庫県土木部の関係の方々に対し、深く感謝いたします。

## 参 考 文 献

- 1) Terzaghi, K. & Peck, R.B.: Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd Edition, John Wiley & Sons, Inc., pp. 255~258, 1948.
- 2) 池田俊雄・高木秀夫: 軟弱地盤盛土の調査・設計・計算法, 技報堂, p. 3, 昭和42年5月.
- 3) 土質工学会編: 軟弱地盤の調査・設計・施工法, p. 41, 昭和43年6月.
- 4) 土質工学会編: 土質調査法, pp. 2~13, 昭和43年6月.
- 5) 国鉄部内委員会: 土構造物の標準示方書の作成に関する研究報告書, J.R.E.A., p. 12, 1961
- 6) 日本港湾協会: 港湾構造物設計基準, pp. 2-6-11~2-6-14, pp. 2-8-1~2-8-2.
- 7) Zlatarev, K.: Determination of the Necessary Minimum Number of Soil Samples, Proc. of the 6-th Int. Conf. on Soil Mech. & Found. Eng., Vol. 1, pp. 130~133, 1965.
- 8) Foloyan, J.I., Höeg, K. & Benjamin, J.R.: Decision Theory Applied to Settlement Predictions, Proc. of A.S.C.E., pp. 1127~1141, July, 1970.
- 9) Langejan, A.: Some Aspects of the Safety Factor in Soil Mechanics, Considered as a Problem or Probability, Proc. of the 6-th Int. Conf. on Soil Mech. & Found. Eng., Vol. 1, pp. 500~503.
- 10) Wu, T.H. & Kraft, L.H.: Probability of Foundation Safety, Jour. of the Soil Mech. and Found. Division, A.S.C.E., Vol. 93, No. SM 5, Proc. Paper 5459, pp. 213~231, Sept. 1967.
- 11) 土質工学会編: 実例による土質調査計画, 昭和46年3月
- 12) 前掲3), pp. 33~46.
- 13) 土質工学会編: 軟弱地盤における工事実施例, p. 3, 昭和41年3月
- 14) たとえば, Nakase, A.: The  $\phi_u=0$  Analysis of Stability and Unconfined Compression Strength, Soils and Foundations, Vol. VII, No. 2, pp. 33~50, 1967.
- 15) 運輸省第二港湾建設局, 横浜調査設計事務所: 千葉港(木更津港)土質調査報告書, 昭和45年1月
- 16) 兵庫県土木部: 堀川橋土質調査報告書(総括編), 昭和45年.
- 17) 運輸省第二港湾建設局, 横浜調査設計事務所: 横須賀港土質調査報告書(安浦地区), 昭和45年1月.
- 18) 運輸省第二港湾建設局, 横浜調査設計事務所: 京浜港土質調査報告書(大黒町地先, 第2次調査), 昭和45年1月および千葉港土質調査報告書(中央地区岸壁, 南防波堤), 昭和45年2月.
- 19) 運輸省第五港湾建設局: 衣浦港中央埠頭土質調査報告書(西側岸壁, 東側岸壁), 昭和41年7月.
- 20) 建設省近畿地方建設局, 大阪国道工事事務所: 寝屋川バイパス地質調査報告書, 昭和42年.
- 21) Hangen, E.B.: Probabilistic Approaches to Design, John Wiley & Sons, Inc., pp. 86~88, 1968.
- 22) Freudenthal, A.M.: The Safety of Structures, Proc. of A.S.C.E., Vol. 71, pp. 1157~1191, 1945.
- 23) Hooper, J.A. and Butler, F.G.: Some Numerical Results Concerning the Shear Strength of London Clay, Géotechnique, Vol. 16, pp. 282~304, 1966.
- 24) Bishop, A.W. and Bjerrum, L.: The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems, Proc. of A.S.C.E., Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, pp. 437~501, 1960.

- 25) Pugsley, A.G. : The Safety of Structures, Edward Arnold Publishers Ltd., 1966.
- 26) 浅田・松尾・湯浅・羅：土質工学における安全率に対する反省，第12回土質工学シンポジウム 発表論文集，pp. 51~74. 昭和42年9月.
- 27) Bazovsky, I. : Reliability Theory and Practice, Maruzen Asian Edition, 1961.

(1971.4.20・受付)

---