

土質調査の規模決定に関する研究

A STUDY ON THE DECISION METHOD OF THE EXTENSION
OF SOIL EXPLORATIONS AND TESTS

松尾 稔*・黒田勝彦**

By Minoru Matsuo and Katsuhiko Kuroda

1. はじめに

土質調査は構造物の種類、大きさおよび重要性に基づいて、地盤の状態に適合した方法と規模で実施されなければならない。この場合、具体的には、(i) 構造物の種類、大きさ、重要性の数量化、(ii) 地盤の状態に適合した調査方法の決定法というきわめて困難な2つの重要問題に遭遇する。著者らは、上記の問題を解決する1つの方法として、(i) に対しては経済的評価モデルを用いた信頼度分析による方法¹⁾、(ii) に対しては逐次確率比検定理論を適用して所定の信頼度を確保する調査方法²⁾を提案した。しかしながら、これらの提案においては実用性の点でいくつかの問題点が未解決のまま残されていた。それらは次の各点である。(i) 既提案の基礎的な方法論では、地盤から1つずつ供試体取出して、その都度力学試験を実施することになるが、これは実際の土質調査では不可能に近い。(ii) これまでは問題にしなかった水平方向の調査規模、すなわち平面的にみたボーリング本数などの決定法、(iii) 深度方向に土の強度が明確に漸増する傾向にある地盤の取扱い方、という3点である。その後の研究において以上の問題点が一応解決できたので、本論文では、実用性を十分に考慮した土質調査の方法論を一括してとりまとめた。第2章では調査規模決定のための基礎的事項を述べ、第3章では深さ方向、水平方向の調査規模の決定法を示す。第4章では3章までの結果を用いて、電子計算機による土質調査の模擬実験の結果を示し、考察を加える。

2. 土質調査規模決定のための基礎的事項

土質調査においては、調査の各段階ごとに、その調査

目的に合致した方法と規模を選定していかなければならない。そのためには、(i) 一連の調査内容の組織的な整理、(ii) 土質調査の結果が設計、施工に対して有する意味の数量的な表現、(iii) 構造物の重要度に見合った適正な調査規模の決定、の3点が重要である。そこで本章では、従来の著者らの研究成果^{1)~3)}を含め、基礎となる上記の事項に関して検討する。

(1) 土質調査システム

土質調査の手順に関しては、従来の経験を基礎に各種の報告がなされている^{4)~6)}。これらは実務に寄与するところ大であったが、いずれも手順の流れ図の形に示したものや、各手順の内容の説明にとどまっており、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、著者らは道路の盛土建設のための土質調査システムに関して、本調査に至るまでの作業と情報の流れを分析し、その結果をフローチャートの形にまとめて発表した³⁾。図-1は、これを含めて調査の全体の流れを明らかにするために、情報の流れと手順の流れとを示したものである。以下、図-1のフローチャートに従って説明するが、文献3)と一部重複する部分については要点だけを簡単に述べる。

a) 予備調査 (W_1)

予備調査は調査対象区域に対して全体的な地形などの現況を確認し、先行調査地点の選定のための資料を得るための踏査および既往の調査、設計資料の収集を意味する。これによって、対象地域の地形、地質、 N 値、地下水位、軟弱地盤地点の有無などに関する情報 (I_1) が得られる。

b) 先行調査計画と先行調査 ($W_2 \sim W_4$)

大がかりな本調査実施前に、対象地域の地層構成とその性質の大略を把握するため、予備調査の結果に基づき標準貫入試験による先行調査を行う (W_2)。その結果、対象地域の地層構成、地下水位、 N 値などがわかる (I_2)。

* 正会員 工博 名古屋大学助教授 工学部付属土圧研究施設

** 正会員 工博 京都大学講師 工学部交通土木工学教室

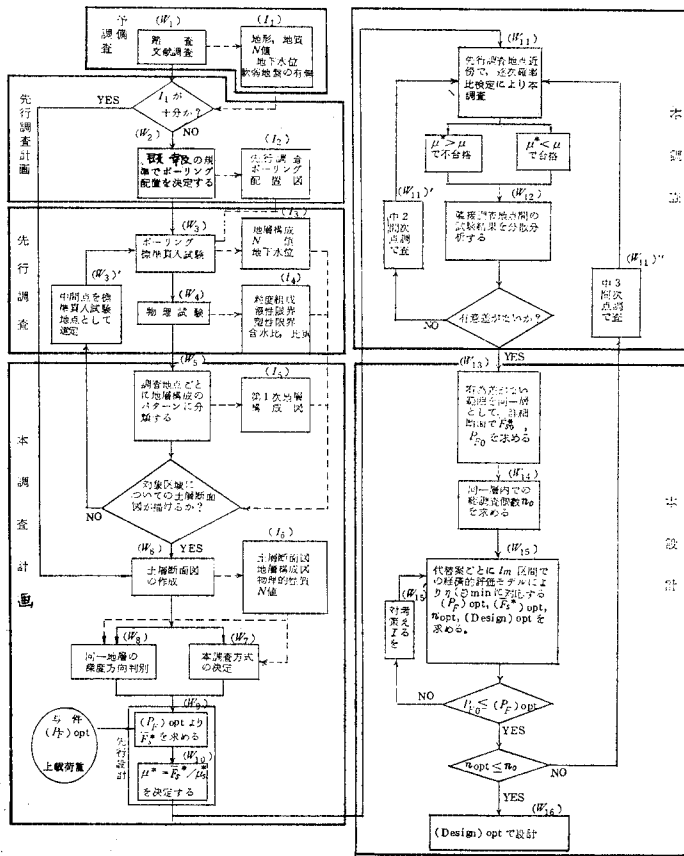


図-1 土質調査のフローチャート

ボーリング間隔は既往の規準³⁾を参考にし、その深度は支持層を確認するまでを原則とする。また採取試料により、物理試験を実施し (W₄)、各地層の粒度組成、液性限界、塑性限界、比重、含水比などを明らかにする (I₄)。

c) 本調査計画 (W₅~W₁₀)

先行調査で得た情報 I₃, I₄ をもとに、本調査の実施計画を立てる。まず、先行調査地点ごとに、地層構成を [I]~[V] 型³⁾の5つのパターンに分類し (W₅)、対象地域全体の土層断面図が描けるかどうかを検討する。描ける場合は次の作業 (W₆) に移り、不十分な場合、すなわち2つの先行調査地点の地層構成に顕著な差があるときはその中間点において再び標準貫入試験を実施する (W_{5'})。この作業は全体の土層断面図が描けるまで繰返す。各地点での地層構成が明らかとなり土層断面図が描けると (I₆)、N 値と層厚によって各地層に対する調査方式³⁾ (粘土に対する不攪乱試料の採取など) を決定する (W₇)。

以上により本調査の方式が決定されると、次に、本調査の規模決定のための準備が必要である。前述したように、本調査の規模は建造物の重要度に応じて決定しなければならない。そのため、著者らは重要度を評価する力

学的な尺度として、建造物の破壊確率を用いることを提案したり。これについては次節以下で詳述するが、この破壊確率が地層の条件によって左右されることは明らかである。したがって、本調査の方式を選定するための地層分類よりも、もっと厳密な条件で地層を分類しなければならない。そこで「工学的に同一強度を有する地層とみなして取扱わざるをえない層」の判別法を提案した²⁾。これによると、単に粘土層といっても工学的には平均強度が異なる2層以上の層に分割して取扱う、などのことが生ずる (W₈)。同一地層の判別が終了すると、次章で示すように建造物の重要度に応じて妥当と考えられる破壊確率、すなわち、経済的見地から適正と認められる破壊確率 (P_F)_{opt} を与件として与える。さらに所定の上載荷重に対する破壊確率 P_F が P_F ≤ (P_F)_{opt} を満足するために各地層に必要とされる平均強度 μ* を求める (W₉, W₁₀)。本調査はこの μ* に基づいて実施される。なお、同一地層構成で、同一地層条件であっても周辺的环境条件の差により (P_F)_{opt} が異なってくる場合には、地層に要求される μ* は当然異

なってくるから、設計においては同一の (P_F)_{opt} が要求される区間を1つの単位と考えなければならない。そのために、(P_F)_{opt} の異なる境界点付近は必ず先行調査地点としておかなければならない。

上述の点を図-2 を用いて説明すると以下のとおりである。すなわち、たとえば (k) 点の左側の周辺には家屋があるが右側の周辺は野原である、というように、明らかに要求される (P_F)_{opt} が左右で異なる境界を (k) 点としたとき、(k) 点を先行調査の基準点として既往の

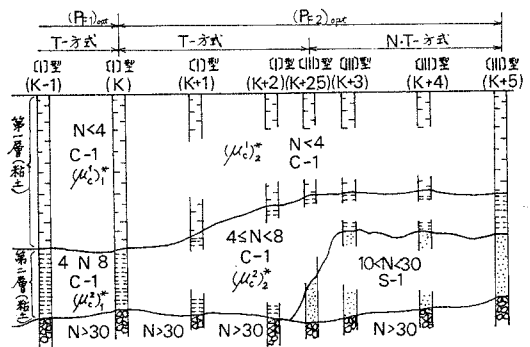


図-2 調査地点と調査方式選定の模式図

規準³⁾による間隔で先行調査を実施する。その結果、 $(k-1)$ 点から $(k+2)$ 点までが [I] 型の地層構成、 $(k+3) \sim (k+5)$ 点までが [III] 型の地層構成であることが判明したとしても、 $(k+2)$ 点と $(k+3)$ 点の間の土層断面図は描けないから、この中間点 $(k+2.5)$ 点に先行調査を追加するという手順を繰返して全体の土層断面図を作成するのである。

次に、本調査方式決定のための条件³⁾と照合して、たとえば $(k-1)$ 点から $(k+2)$ 点までは T-方式（シンウォールサンプラーによる不攪乱試料採取）、 $(k+2.5)$ 点から $(k+5)$ 点までは N・T-方式（標準貫入試験とシンウォールの併用）で本調査を行うことが決定される。一方、粘土層、砂層について「工学的に同一層」の判定を行うと、図の第一層、第二層のように粘土層は平均強度の異なる2層に分割されることなどが明らかとなるので、 $(k-1)$ 点～ (k) 点までは $(P_{F1})_{opt}$ 、 (k) 点～ $(k+5)$ 点までは $(P_{F2})_{opt}$ なる破壊確率が要求されているとすれば、これを結びつける（先行設計³⁾）ことによって上記の各地層に要求される平均強度 μ^* が算出されるのである。以上の手順が $(W_1 \sim W_{10})$ の過程である。

d) 本調査と本設計 $(W_{11} \sim W_{16})$

e) で得られた結果をもとに本調査を実施するのであるが、その深度方向および水平方向の調査規模決定に関しては、第3章で詳述する。

(2) 土質調査結果と破壊確率

土質調査の結果が設計、施工に対してもつ意味を量的に表現するためには、これと破壊確率との関係を明らかにする必要がある。

土質試験の結果は、種々の原因によってばらつくが、そのばらつきの性質を統計的に検討した結果、 c 、 $\tan \phi$ 、 r 、 w などがいずれも正規分布に従う確率変数とみなしうることを明らかにした^{2), 3), 7)}。しかしその際、たとえば図-3に点線で示すように、深度方向に強度が漸増するような場合にも、図中の太い実線で区切った範囲を同

一層とみなす簡単な取扱い方を提案した³⁾。ここでは、このような取扱いの妥当性について試算例をもとに検討する。ただし、強度が深さとともに増大するのは、飽和粘土の非排水強度 c_u に特徴的な現象であるから、ここでは、この種の地層上の急速盛土を例に検討する（砂質土では深度方向に強度が増大するのは主として $\tau=c+\sigma \tan \phi$ の σ の増大に起因するから、前述の簡単な取扱い方で十分かつ妥当である）。以下 a) 強度に関する標準偏差 σ_c が一定の場合、b) 強度に関する変動係数 V_c が一定の場合、の両者についてそれぞれの検討を加える。

a) 標準偏差 σ_c が一定の場合

図-3 のように c_u が深度方向に漸増しながら分布している場合を考える。このとき c_u は、その平均値が深さ y に正比例し、かつある深度 y でその平均値のまわりに正規分布する確率変数として考えることができる^{8), 9)}。図-3 に示した分布は、 $N[0, 1^2]$ 型の正規変数 u を用いて次式で与えることができる。

$$c_u = \lambda + \nu y + \sigma_c u = (1 + V_a \cdot u) (\lambda + \nu y) \quad \left. \begin{matrix} 0 \leq y \leq D \end{matrix} \right\} \dots (1)$$

上式において、 λ, ν は定数、 V_a は c_u の変動係数であり、深さ y の関数とし次式で与えられる。また D は粘土層の深さである。

$$\left. \begin{matrix} V_a = \sigma_c / (\lambda + \nu y) = V_0 / (1 + \kappa y) \\ V_0 = \sigma_c / \lambda, \quad \kappa = \nu / \lambda \end{matrix} \right\} \dots \dots \dots (2)$$

強度が式 (1) で与えられる粘土層上に天端高 H_b のり面勾配 m_b なる盛土を建設した場合、転倒モーメント M_0 は図中の記号を用いて

$$\left. \begin{matrix} M_0 = q(x_0, y_0, R) (\mu_{r_b} + \sigma_{r_b} u) \\ q(x_0, y_0, R) = \frac{H_b^2}{6} (2 m_b H_b - 3 x_0) \\ \quad + \frac{H_b}{2} (R^2 - y_0^2) - \frac{H_b}{2} (m_b H_b - x_0)^2 \end{matrix} \right\} \dots \dots \dots (3)$$

で与えられる。ただし、盛土の単位体積重量 r_b はすでに発表したように³⁾ $N[\mu_{r_b}, \sigma_{r_b}^2]$ 型の正規分布に従うものとした。

一方、すべりに対する抵抗モーメント $(M_R)_a$ は

$$\left. \begin{matrix} (M_R)_a = 2 R^2 \int_0^{R+y_0} (\lambda + \sigma_c u + \nu y) \frac{dy}{\sqrt{R^2 - (y - y_0)^2}} \\ = P(y_0, R) \lambda + G_1(y_0, R) \sigma_c \cdot u \\ G_1(y_0, R) = 2 R^2 \cos^{-1} \left(-\frac{y_0}{R} \right) \\ G_2(y_0, R) = 2 R^2 \sqrt{R^2 - y_0^2} \\ P(y_0, R) = G_1(y_0, R) + \kappa \{ y_0 G_1(y_0, R) \\ \quad + G_2(y_0, R) \} \end{matrix} \right\} \dots \dots \dots (4)$$

したがって、この場合の設計係数 $(\bar{F}_s^*)_a$ (強度の平均値と外力の平均値の比で定義された係数 \bar{F}_s が最小と

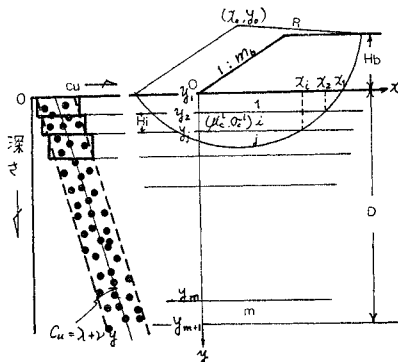


図-3 深度方向に強度が漸増する場合 (σ_c : 一定)

なる値) および破壊確率 $(P_F)_a$ はそれぞれ式 (5) および式 (6) で与えられる。

$$\begin{aligned}
 & (\bar{F}_s^*)_a \\
 &= \frac{G_1(y_0^*, R^*) + \kappa \{y_0^* G_1(y_0^*, R^*) + G_2(y_0^*, R^*)\}}{q(x_0^*, y_0^*, R^*)} \\
 & \cdot \frac{\lambda}{\mu_{rb}} \dots\dots\dots (5) \\
 & (P_F)_a = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{K_a}^{\infty} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \\
 & \left. \begin{aligned} K_a &= \frac{(\bar{F}_s^*)_a - 1}{\sqrt{\left\{ (\bar{F}_s^*)_a \cdot \frac{G_1(y_0^*, R^*)}{P(y_0^*, R^*)} V_0 \right\}^2 + V_s^2}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)
 \end{aligned}$$

式 (5), (6) において * 印は式 (4), (3) の平均値の比 $P(y_0, R)/\lambda q(x_0, y_0, R)\mu_{rb}$ が最小になる (x_0, y_0, R) の組に対する数値であることを意味しており, V_s は r_b の変動形数で σ_{rb}/μ_{rb} で与えられる。

ところで, このような粘土層を従来著者らが取扱ってきたように m 層に分割した場合, 第 i 番目の層の c_u に関する母平均 μ_c^i と母分散 σ_c^i は λ, ν に対して次式のような関係が成立する。

$$\left. \begin{aligned} \mu_c^i &= \lambda + \frac{\nu}{2}(y_i + y_{i+1}) = \left\{ 1 + \frac{\kappa}{2}(y_i + y_{i+1}) \right\} \lambda \\ \sigma_c^i &= \sqrt{\sigma_c^2 + \frac{\nu^2}{12} H_i^2} = \sqrt{V_0^2 + \frac{(\kappa H_i)^2}{12}} \lambda \\ & (i=1, 2, 3, \dots, m) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

ここに, H_i は第 i 番目の粘土層の層厚である。したがってこの場合の抵抗モーメント $(M_R)_b$ は図中の記号を用いて

$$\left. \begin{aligned} (M_R)_b &= 2R^2 \sum_{i=1}^{j-1} \left\{ \sin^{-1}\left(\frac{x_i - x_0}{R}\right) - \sin^{-1}\left(\frac{x_{i+1} - x_0}{R}\right) \right\} c_u^i + 2R^2 \sin^{-1}\left(\frac{x_j - x_0}{R}\right) c_u^j \\ &= p_1(x_0, y_0, R)\mu_c^1 + p_2(x_0, y_0, R)u \\ p_1(x_0, y_0, R) &= \sum_{i=1}^{j-1} \{g_i(R) - g_{i+1}(R)\} \\ & \quad \cdot k_c^1 k_c^2 \dots k_c^i + g_j(R) k_c^1 k_c^2 \dots k_c^j \\ p_2(x_0, y_0, R) &= \sum_{i=1}^{j-1} \{g_i(R) - g_{i+1}(R)\} \sigma_c^i + g_j(R) \sigma_c^j \\ g_i(R) &= 2R^2 \sin^{-1}\{(x_i - x_0)/R\} \\ k_c^i &= \mu_c^{i+1}/\mu_c^i \quad (i=2, 3, \dots, m-1) \\ k_c^1 &= 1.0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

で与えられる。

よって設計係数 $(\bar{F}_s^*)_b$ は式 (9) で, 破壊確率 $(P_F)_b$ は式 (10) で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} (\bar{F}_s^*)_b &= \frac{p_1(x_0^*, y_0^*, R^*)}{q(x_0^*, y_0^*, R^*)} \cdot \frac{\mu_c^1}{\mu_{rb}} \\ \mu_c^1 &= \left\{ 1 + \frac{\kappa}{2}(y_1 + y_2) \right\} \lambda \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

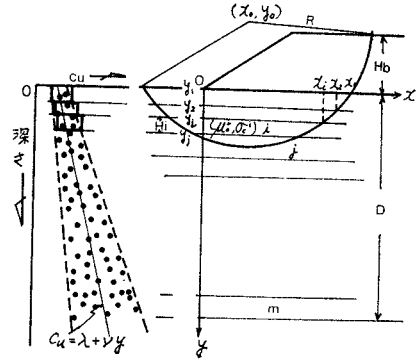


図-4 深度方向に強度が漸増する場合 (V_c :一定)

$$\left. \begin{aligned} (P_F)_b &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{K_b}^{\infty} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \\ K_b &= \frac{(\bar{F}_s^*)_b - 1}{\sqrt{\left[\frac{p_2(x_0^*, y_0^*, R^*)}{p_1(x_0^*, y_0^*, R^*)} (\bar{F}_s^*)_b \right]^2 + V_s^2}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

以上が, σ_c 一定で深さ方向に強度が漸増する場合に関して, 線形回帰モデルと分割して取扱う方法との関係である。

b) 変動係数 V_c が一定の場合

図-4 に示すように, 強度の平均値と標準偏差が深さ方向に線形に増大し, V_c が一定と考えられる場合には, c_u のモデルとしては次式で与えることができる。

$$\left. \begin{aligned} c_u &= \lambda + \nu y + \sigma u = (1 + V_c u)(\lambda + \nu y) \\ \sigma &= V_c(\lambda + \nu y) \\ 0 &\leq y \leq D \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11)$$

このとき, すべりに対する抵抗モーメント $(M_R)_c$ は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} (M_R)_c &= 2R^2 \int_0^{R+y_0} (1 + V_c u)(\lambda + \nu y) dy \\ &= P(y_0, R)(1 + V_c u)\lambda \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

上式において, $P(y_0, R)$ は式 (4) で定義された式と同形である。

したがって, この場合の設計係数 $(\bar{F}_s^*)_c$, および破壊確率 $(P_F)_c$ は, それぞれ式 (13) および式 (14) で与えられる。

$$(\bar{F}_s^*)_c = \frac{P(y_0^*, R^*)}{q(x_0^*, y_0^*, R^*)} \cdot \frac{\lambda}{\mu_{rb}} \dots\dots\dots (13)$$

$$\left. \begin{aligned} (P_F)_c &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{K_c}^{\infty} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \\ K_c &= \frac{(\bar{F}_s^*)_c - 1}{\sqrt{\{(\bar{F}_s^*)_c V_c\}^2 + V_s^2}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (14)$$

さて, 前述した場合と同様, この粘土層を m 個の層に分割した場合, 第 i 番目の c_u の平均値 μ_c^i および標準偏差 σ_c^i は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \mu_c^i &= \lambda + \frac{\nu}{2}(y_i + y_{i+1}) = \left\{ 1 + \frac{\kappa}{2}(y_i + y_{i+1}) \right\} \lambda \\ \sigma_c^i &= \sqrt{\frac{1}{3}(\sigma^2_{y_i} + \sigma^2_{y_{i+1}} + \sigma_{y_i} \sigma_{y_{i+1}}) + \frac{1}{12}(\nu H_i)^2} \\ \sigma_{y_i} &= V_c(1 + \kappa y_i) \lambda \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(15)$$

上式を用いると、この場合の設計係数 (\bar{F}_s^*)_d および破壊確率 (P_F)_d は式 (9) および式 (10) とまったく同じ形で与えられる。また式 (9), (10) において $m=1$ の場合は、 $p_1(x_0, y_0, R) = g_1(R) = 2R^2 \sin^{-1}\{(x_1 - x_0)/R\}$ となり、すでに示した式²⁾と一致することはいうまでもない。

c) 数値計算による検討

前述した (a)~(d) の各場合につき、それぞれの \bar{F}_s^* と P_F の値の差異を数値計算によって比較検討する。この場合、非現実的な κ の値で検討しても無意味であるから、実際の κ の範囲を検討しておく必要がある。 κ は深度に対する強度増加率 ν を $y=0$ (地表面) における平均強度 λ で除した値であり、 $\lambda = \text{const.}$ と考えた場合の深さ方向の強度増加率である。したがって、 κ 値の下限値としては、深さ 20 m で平均強度が λ の 2 倍程度となる場合を考えておけば十分であり、これ以下の場合には強度が漸増するとして考える必要はない。よって、 κ の下限値は、 $2\lambda = \lambda + 20\nu$ なる関係から、 $\kappa = 0.05$ となる。また過去の経験より κ の上限値は、深さ 20 m で平均強度が λ のたかだか 6 倍程度と考えられるから、 $6\lambda = \lambda + 20\nu$ なる関係から、 $\kappa = 0.25$ となる。

以上の結果から、 κ の範囲としては普通、 $\kappa = 0.05 \sim 0.25$ の範囲で検討すれば十分であろう。また、式 (5), (13) の \bar{F}_s^* をみてもわかるように、 \bar{F}_s^* 値は λ/μ_{rb} の値に左右される。したがって、 λ/μ_{rb} の範囲も検討しておく必要がある。ただこの場合、 λ/μ_{rb} が大きくなるに従って \bar{F}_s^* は大きくなり、 P_F は小さくなる。その結果、(a)~(b) および (c)~(d) の P_F に関する差の絶対値は小さくなっていく。われわれが知りたいのは、差の絶対値が最大どの程度になるかという点にあるから、 λ/μ_{rb} の値としては他の条件が一定の場合に \bar{F}_s^* が最も小さくなるような場合、すなわち、 λ/μ_{rb} の下限値を想定するのが妥当である。 μ_{rb} は施工直後の盛土の単位体積重量 λ_b の平均値であるから、普通 $\mu_{rb} = 1.9(\text{t/m}^3)$ 程度を上限値と考え、 λ の下限値としては $\lambda = 1.5(\text{t/m}^2)$ を考えると λ/μ_{rb} の下限値は 0.789 で検討すれば十分であるが、念のため、 $\lambda = 1.0(\text{t/m}^2)$ 、 $\mu_{rb} = 1.7(\text{t/m}^3)$ を想定して、 $\lambda/\mu_{rb} = 0.588$ の場合も検討してみる。また $V_0 = \sigma_c/\lambda = 0.3$ (標準偏差一定の場合)、 $V_s = 0.04$ (変動係数一定の場合)、 $V_c = 0.3$ (変動係数一定の場合) を想定した。なぜなら、これらの値はすでに示したように^{2), 3)}、普通程度の値と考えられるからである。図-5, 6 は以上の諸数値を用いて

\bar{F}_s^* , P_F を計算した一例である。図-5 は σ_c が一定の場合、図-6 は V_c が一定の場合である。図から明らかのように、いずれの場合も κ の増大につれて \bar{F}_s^* は大きくなり P_F は小さくなるが、同一の κ に対する \bar{F}_s^* の差は大きい場合で 0.15 程度、 P_F の差は 4% 程度である。しかも P_F に 4% という差が生じるのは $\bar{F}_s^* \geq 1.6$ の場合である。すなわち現地盤の強度が相当大きい場合であり、すでに計算例で示したように¹⁾、 \bar{F}_s^* がこの程度の値をとるときは後述する費用関数にほとんど影響せず、結果的には調査個数への影響も少ない。したがって、普通考えられる \bar{F}_s^* の範囲では調査規模決定に際しては、著者らが先に提案した²⁾「同一地層の判別法」を用いる簡便法で十分であると結論される。

以上の検討結果から、先行設計は式 (9), (10) に基づいて実施すればよいことがわかる。

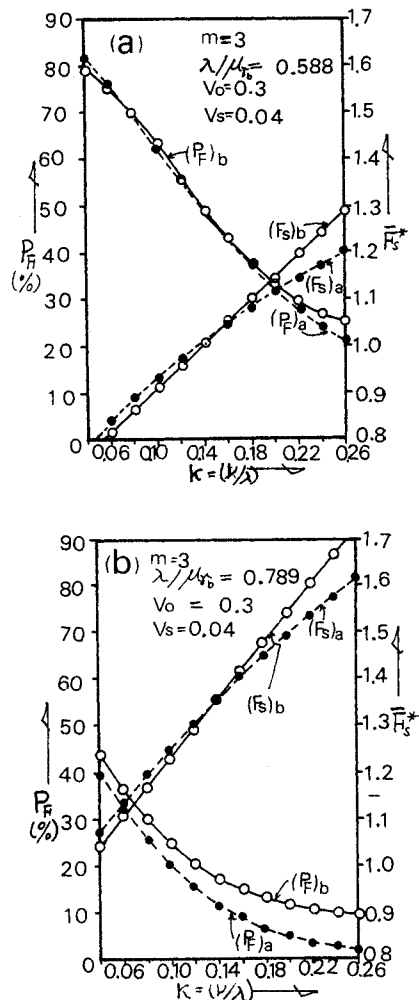


図-5 直線回帰モデルと多層分割法の比較 (σ_c :一定)

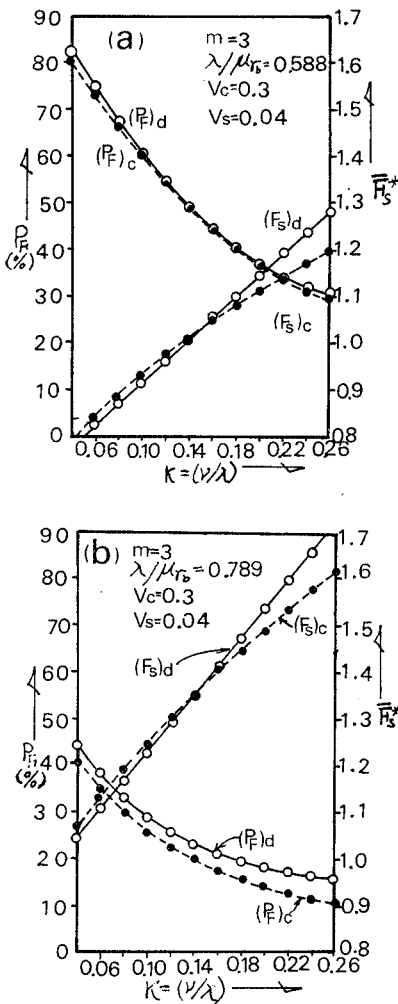


図-6 直線回帰モデルと多層分割法の比較 (V_c :一定)

d) 先行設計への適用

式 (9) は $h(x_0, y_0, R) = p_1(x_0, y_0, R)/q(x_0, y_0, R)$ とおけば,

$$(\bar{F}_s^*)_b = h(x_0^*, y_0^*, R^*) \mu_c^1 / \mu_{rb} \dots \dots \dots (16)$$

と変形でき、さきに発表したように²⁾, V_c, k_c^i は先行調査の結果から推定できるので, $h(x_0, y_0, R)$ は幾何学的変数 (x_0, y_0, R) のみの関数となり, $(\bar{F}_s^*)_b$ を求めることは, $h(x_0, y_0, R)$ の最小値 $h(x_0^*, y_0^*, R)$ を求めることに帰着する。このとき $p_1(x_0^*, y_0^*, R^*), p_2(x_0^*, y_0^*, R^*), g_i(R^*)$ が同時に求まっている。一方, V_s, μ_{rb} は所定の盛土を施工するために目標値として与えられるべきものであるから, これらは既知と考えてよい。したがって妥当な $(P_F)_{opt}$ が与件として与えられれば, 式 (10) からこの $(P_F)_{opt}$ に対応する $(\bar{F}_s^*)_b$ が求まり, これを, 式 (16) に用いると, 破壊確率を $(P_F)_{opt}$ 以下にするために必要な地盤の平均強度 $(\mu_c^1)^*$

が求められる。そして, 第 i 番目の層の平均強度 $(\mu_c^i)^*$ は $(\mu_c^i)^* = k_c^1 k_c^2 \dots k_c^i (\mu_c^1)^*$ で算出できる。これらの $(\mu_c^i)^*$ を算出する作業が図-1 の先行設計にあたる。すでに述べたように, 本調査はこの $(\mu_c^i)^*$ を目安に実施するのである。

(3) 与件として与える妥当な P_F 値の決定

前節で述べたように, $(\mu_c^i)^*$ を決定するためには何らかの方法で構造物の重要度に応じた妥当な $(P_F)_{opt}$ を求めなければならない。構造物の重要度を評価する要因としては, 社会的, 経済的な価値観から派生する種々の評価項目があるから, これらすべての評価項目を考慮した上で重要度を定量化することは非常に困難である。この点を認識しつつも, 著者らの対象としている問題が, 経済性を主たる評価項目として考えればよい下位計画の段階にあることを考慮して, まず比較的定量化しやすい経済的要因を取上げ, 経済的評価モデルを作製した^{1), 10)}。以下に, 道路盛土の急速破壊を対象とした経済的評価モデルの概要について示すが, このモデルの詳細はすでに発表した¹⁾ので, ここでは本論文に関係する調査規模の決定に関する調査費と破壊確率の関係に重点をおき略述する。

盛土建設に際する期待総費用 C_T は式 (17) で与えられる。

$$C_T = C_E + C_C + P_F C_F \dots \dots \dots (17)$$

ここに, C_E は地盤調査費, C_C は初期建設費, C_F は破壊損失費であり, いずれも P_F の関数である。すでに示したように¹⁾, 多くの便宜のため P_F の代りに

$$\zeta = \frac{P_F}{P_{F0}} \dots \dots \dots (18)$$

で定義される ζ を用いて, 式 (17) を次式のように書き直す。

$$C_T(\zeta) = C_E(\zeta) + C_C(\zeta) + \zeta C_F(\zeta) \dots \dots \dots (19)$$

式 (18) における P_{F0} は, ある任意の盛土を建設する場合の基準となる破壊確率で, 地盤改良や押え盛土などを実施せずに, 盛土の斜面勾配 m_b を想定される最急勾配で建設した場合 (この状態を無処理状態と呼ぶ) に期待される最大の破壊確率である。したがって, この状態での \bar{F}_s^* を \bar{F}_{s0}^* とすると, \bar{F}_{s0}^* は無処理状態での設計係数ということになる。また, 式 (19) における $\zeta=1.0$, すなわち, $P_F=P_{F0}$ の場合の期待総費用を C_{T0} とすると, これは C_T の基準値であり, 無処理状態での費用を表わしている。そこで, C_{T0} を用いて $C_T(\zeta)$ の代りに無次元量

$$\eta(\zeta) = C_T(\zeta) / C_{T0} = \{C_E(\zeta) + C_C(\zeta) + \zeta C_F(\zeta)\} / C_{T0} \dots \dots (20)$$

を用いると便利である。

さて、 $C_E(\zeta)$ は次のように求められる。すなわち、強度の母平均 μ が未知で変動係数 V が既知の場合、 n_0 個のランダムサンプリングによる強度のサンプル平均を \bar{x}_{n_0} とすると、母平均 μ の (100 α)% 信頼下限値 μ_L は式 (21) で与えられる。

$$\mu_L = \bar{x}_{n_0} (1 - VZ_\alpha / \sqrt{n_0}) \leq \mu \dots\dots\dots (21)$$

上式において、 Z_α は標準正規積分値が α となる積分下限値である。このとき、設計係数 $\bar{F}_{s_0}^*$ は

$$\begin{aligned} \bar{F}_{s_0}^* &= \mu_L h(x_0^*, y_0^*, R^*) / \mu_{r_b} \\ &= (\bar{x}_{n_0} - VZ_\alpha / \sqrt{n_0}) h(x_0^*, y_0^*, R^*) / \mu_{r_b} \\ &\dots\dots\dots (22) \end{aligned}$$

で与えられ、破壊確率 P_{F_0} は

$$\left. \begin{aligned} P_{F_0} &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{K_0}^{\infty} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \\ K_0 &= (\bar{F}_{s_0}^* - 1) / \sqrt{(\bar{F}_{s_0}^* V_c)^2 + V_s^2} \end{aligned} \right\} \dots (23)$$

となる。さて、無処理状態から破壊確率をさらに低下させるための対策法としては、地盤改良、押え盛土など種々あるが、いま試験精度の上昇による低下を対策法として取上げ、地盤調査と土質試験を追加したとする。すなわち、試験個数を n_1 個追加し、総数 $n = n_1 + n_0$ 個の結果を得たとする。この場合の \bar{F}_s^* 、 P_F は式 (22)、(23) の各文字の添字 0 をとった形となる。したがって、式 (18) に相当する K はこの P_F と式 (23) の P_{F_0} との比で与えられることになる。この結果、 $n \sim K$ 関係が求められる。一方、 n 個の試験に必要な調査費 C_E は、一般に次のように表わせる。

$$C_E = (a_e n + b_e) / L \dots\dots\dots (24)$$

ここに、 a_e は土質試験 1 個当りの単価、 b_e はサンプリングその他に要する費用、 L は後述するように、同一設計条件を有する区間長である。式 (24) を式 (20) に適用して、経済的評価モデルを作成するのであるが、建設費 $C_C(\zeta)$ 、破壊損失費 $C_F(\zeta)$ などについては詳細をすでに発表したので省略する。

上述の経済的評価モデルによって盛土の重要度に応じた妥当な $(P_F)_{opt}$ を求めることができる。したがって、このモデルを用いて多数の実施例を解析し、その結果を盛土の大きさや周辺環境などにより適当な階級に分類し、それぞれに対する $(P_F)_{opt}$ をランク分けしておけば、これを先行設計の段階での与件値として用いることができる。

3. 本調査規模の決定法

本調査規模を決定する問題には、同一地点で何個の試験が必要かという問題(深度方向の規模決定)と、平面的に何本のボーリングを実施すればよいかという問題(水平方向の規模決定)がある。ここに提案する方法では前

者が先行し、その結果を用いて後者を検討することになる。さて、深度方向の調査規模の決定に関しては、品質管理に適用されている逐次確率比検定の理論が応用できることをすでに発表した²⁾。しかし、1. で述べたように実際問題への適用に関して難点があったので、その解決法として群検定の理論が適用できることを次節に示す。

(1) 深度方向の本調査規模

前述したように、本調査はまず、先行調査地点に近接する場所で実施する。地盤の強度に関する変動係数 V_c が既知の場合、強度の母平均 μ の 100 α % 信頼区間は、 n 個の試験結果による場合として式 (25) で与えられる。

$$\bar{x}_n \left(1 - \frac{V_c}{\sqrt{n}} Z_\alpha\right) \leq \mu \leq \bar{x}_n \left(1 + \frac{V_c}{\sqrt{n}} Z_\alpha\right) \dots (25)$$

ところで、いま地盤の平均強度が μ_c^* 以上であることを期待しているのであるから、 μ を μ_c^* でおき代えて変形すると、式 (26) を得る。

$$\begin{aligned} \mu_c^* (1 - V_c Z_\alpha / \sqrt{n}) \leq \bar{x}_n \leq \mu_c^* (1 + V_c Z_\alpha / \sqrt{n}) \\ \dots\dots\dots (26) \end{aligned}$$

上式は、 μ_c^* を $(1-\alpha)$ の確率で含むための \bar{x}_n の上下限値と考えることができる。

さて、 n 個の試験結果に基づき、地盤強度の母平均 μ が期待される母平均 μ_c^* を上まわっている(統計的仮説 H_0) かどうかを検定し、上まわっている場合(仮説 H_0 を採択できる場合)を「合格」とする。一方、 μ が $\mu_c^* (1 - V_c Z_\alpha / \sqrt{n})$ より小さい(対立仮説 H_1) 場合は「不合格」とする。対立仮説 H_1 のとり方は理論上自由であるが、中心極限定理から明らかなようにある危険率 α の下での μ の信頼区間は n の増大とともに小さくなるから対立仮説として設定する \bar{x}_n の許容下限値は n の増大とともに大きくするべきである。この点を考慮に入れて、ここでは $\mu_c^* (1 - V_c Z_\alpha / \sqrt{n})$ を H_1 として用いた。

さて、いま母平均が $\mu_c^* (= \mu_0$ と記す) および $\mu_c^* (1 - V_c Z_\alpha / \sqrt{n}) (= \mu_1$ と記す) と考えられる正規母集団から、ランダムに $n = Sr$ 個の独立なサンプルを取出す場合を考える。ただし、 S はシンウォールによる試料採取の本数で、 r は 1 本の試料から実施する試験個数である。一般に $N[\mu_j, \sigma_j^2]$ 型の正規母集団から、 r 個のランダム・サンプリングを行った結果のサンプル平均 \bar{x}_i は、 $N[\mu_j, (\sigma_j / \sqrt{r})^2]$ 型の正規分布に従うことがわかっている。このサンプル平均が構成する正規母集団から、さらに S 個のランダム・サンプリングを行うと、そのサンプル平均が仮説 H_0 または H_1 に従う同時確率密度 p_{js} ($j=0, 1$) は、式 (27) で与えられる。

$$p_{js} = \left(\frac{\sqrt{r}}{\sqrt{2\pi} V_c \mu_j} \right)^s$$

$$\cdot \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\sqrt{r}}{V_c \mu_j} \right)^2 \sum_{i=1}^s (\bar{x}_i - \mu_j)^2 \right] \dots (27)$$

ここに、 \bar{x}_i は c_u とか $\tan \phi$ とかの i 番目試料による r 個の試験結果の平均値を意味する。したがって、仮説 H_0 または H_1 に従う同時確率密度比は式 (28) となる。

$$\frac{p_{1s}}{p_{0s}} = \left(\frac{\mu_0}{\mu_1} \right)^s \exp \left[-\frac{r}{2(V_c \mu_1)^2} \sum_{i=1}^s (\bar{x}_i - \mu_1)^2 + \frac{r}{2(V_c \mu_0)^2} \sum_{i=1}^s (\bar{x}_i - \mu_0)^2 \right] \dots (28)$$

ここで、 $\mu = \mu_0$ であるのに「不合格」と判定する危険率を α' 、 $\mu = \mu_1$ であるのに「合格」と判定する危険率を β' とすると、サンプリングの打切および続行の判定は、次の不等式に基づいて行えることが Wald により示されている。

$$\left. \begin{aligned} \ln \left(\frac{p_{1s}}{p_{0s}} \right) &\geq \ln \left(\frac{1-\beta'}{\alpha'} \right) && \text{: 不合格と判定し調査打切り} \\ \ln \left(\frac{p_{1s}}{p_{0s}} \right) &\leq -\ln \left(\frac{1-\alpha'}{\beta'} \right) && \text{: 合格と判定し調査打切り} \\ -\ln \left(\frac{1-\alpha'}{\beta'} \right) &< \ln \left(\frac{p_{1s}}{p_{0s}} \right) < \ln \left(\frac{1-\beta'}{\alpha'} \right) && \text{: 調査続行} \end{aligned} \right\} \dots (29)$$

式 (28) を式 (29) に代入して、新しい変数 X_0 , X , X_1 を用い

$$X_0 > X > X_1 \dots (30)$$

の形に変形すると、 X_0 , X , X_1 は式 (31) で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} X_0 &= -\frac{2}{r} \frac{\left(1 - \frac{V_c}{\sqrt{S}r} Z_\alpha \right)^2 (V_c \mu_c^*)^2}{1 - \left(1 - \frac{V_c}{\sqrt{S}r} Z_\alpha \right)^2} \cdot \left\{ S \ln \left(1 - \frac{V_c}{\sqrt{S}r} Z_\alpha \right) - \ln \left(\frac{1-\alpha'}{\beta'} \right) \right\} \\ X &= \sum_{i=1}^s (\bar{x}_i)^2 - \frac{2 \left(1 - \frac{V_c}{\sqrt{S}r} Z_\alpha \right)^2}{\left(2 - \frac{V_c}{\sqrt{S}r} Z_\alpha \right)} \mu_c^* \sum_{i=1}^s (\bar{x}_i) \\ X_1 &= -\frac{2}{r} \frac{\left(1 - \frac{V_c}{\sqrt{S}r} Z_\alpha \right)^2 (V_c \mu_c^*)^2}{1 - \left(1 - \frac{V_c}{\sqrt{S}r} Z_\alpha \right)^2} \cdot \left\{ S \ln \left(1 - \frac{V_c}{\sqrt{S}r} Z_\alpha \right) + \ln \left(\frac{1-\beta'}{\alpha'} \right) \right\} \end{aligned} \right\} \dots (31)$$

上式は $r=1$, $S=n$ のとき、すでに発表した逐次検定の場合の式²⁾と一致する。式 (31) の不等式の意味は以下のとおりである。すなわち、 $S=1, 2, \dots, i$ と逐次サンプリングを行い、1本のサンプラーから r 個ずつの強度試験を実施して r 個の試験結果の平均値 \bar{x}_i を求め X の値を計算する。 X_0 , X_1 は \bar{x}_i を含まないから、あらかじめ計算して図表を作っておくことができる。この図

表に計算された X の値をプロットしていく。その結果、 $X \geq X_0$ ならば仮説 H_0 を採択、すなわち、期待した平均強度 μ_c^* よりも実際の地盤の平均強度 μ の方が大きいと判断して調査を打切る。また $X \leq X_1$ ならば仮説 H_1 を採択、すなわち、実際の地盤強度 μ が μ_c^* の許容限界値よりも下まわっているから、期待した μ_c^* が大きすぎたと考え調査を打切る。この際、 H_0 , H_1 の仮説の採択で過誤を犯す危険率は α' , β' 以下に抑えられる。以上が不等式 (31) の意味するところである。

このようにして先行調査地点の近傍で、各同一地層ごとに試験個数を決定していく。これが深度方向の調査規模の決定法である。

(2) 水平方向の本調査規模

前節で述べた方法によって各調査地点では「合格」または「不合格」いずれかの判定が下されて調査が打切られる。「不合格」と判定された場合には何らかの対策工を考えねばならないのは当然であるが、「合格」と判定された場合も、設計、施工上、平面的にどこまでの範囲を同一断面、同一工法で建設すればよいかという判断を下さなければならない。そのために、工学的に同一として取扱える地層の平面的広がりを正確に把握する必要が生じる。同一地層の平面的広がりを検討する方法は、大崎¹¹⁾も述べているが、いまの場合、強度に関する母平均と母分散がどの範囲まで同じと考えられるかを検討することに他ならない。以下、この方法について述べる。なお、本論文では盛土の施工直後の急速せん断破壊を対象にしているので平均強度のみを結果的には扱うことになるが、すべり面位置の生起確率等を考慮に入れる場合は、分散の有為性検定が必要となってくる。そのため、ここでは等分散仮説の検定を等平均仮説の検定と対等に取り上げて項を設けて述べることにする。

a) 等分散仮説の検定

ある調査地点 (k) における強度の母集団が $N[\mu_k, \sigma_k^2]$ であり、これに隣接する調査地点 ($k+1$) における母集団が、 $N[\mu_{k+1}, \sigma_{k+1}^2]$ であったとする。また、深度方向の本調査によって、それぞれの地点で n_0^k および n_0^{k+1} 個の試験結果が得られたとする。この項の目的は、 n_0^k と n_0^{k+1} 個の試験結果に基づき、統計的仮説 $H_0; \sigma_k^2 = \sigma_{k+1}^2$ を検定することである。

上記の2点における試験結果に関する平方和を S_k , S_{k+1} 、不偏分散を v_k , v_{k+1} とすると、 (S_k/σ_k^2) および (S_{k+1}/σ_{k+1}^2) はそれぞれ独立に自由度 (n_0^k-1) および $(n_0^{k+1}-1)$ の χ^2 -分布をし、

$$\begin{aligned} F &= \left\{ \frac{1}{n_0^k-1} \cdot \frac{S_k}{\sigma_k^2} \right\} / \left\{ \frac{1}{n_0^{k+1}-1} \cdot \frac{S_{k+1}}{\sigma_{k+1}^2} \right\} \\ &= \frac{v_k}{\sigma_k^2} / \frac{v_{k+1}}{\sigma_{k+1}^2} \dots (32) \end{aligned}$$

は自由度 $(n_0^k-1, n_0^{k+1}-1)$ の F -分布をする。この際、不偏分散の大きい方を (k) 点に、小さい方を $(k+1)$ 点に選んでおく。

さて、いま仮説 $H_0; \sigma_k^2 = \sigma_{k+1}^2$ が真とすれば、 $F = v_k/v_{k+1}$ は自由度 $(n_0^k-1, n_0^{k+1}-1)$ の F -分布をするから、あらかじめ $v_k > v_{k+1}$ にとってあるので、 $P_r[F > \hat{F}(n_0^k-1, n_0^{k+1}-1; \alpha)] = \alpha$ なる F -分布の $(100\alpha)\%$ 点に対して

$$F_0 = \frac{v_k}{v_{k+1}} > F(n_0^k-1, n_0^{k+1}-1; \alpha) \dots\dots(33)$$

であるとき、仮説 H_0 を棄却すれば危険率 α の仮説検定ができ、 (k) 点と $(k+1)$ 点間での強度に関する母分散が等しいかどうかを統計的に判定できる。

b) 等平均仮説の検定

① a) で $\sigma_k^2 = \sigma_{k+1}^2 = \sigma^2$ が検定されている場合

各母集団からとったサンプル n_0^k, n_0^{k+1} に対し、その平均値を \bar{x}_k, \bar{x}_{k+1} とすると、 $(S_k + S_{k+1})/\sigma^2$ は自由度 $(n_0^k + n_0^{k+1} - 2)$ の χ^2 -分布をし、これと独立に $\{(\bar{x}_k - \bar{x}_{k+1}) - (\mu_k - \mu_{k+1})\} / \sqrt{\sigma^2/n_0^k + \sigma^2/n_0^{k+1}}$ は $N[0, 1^2]$ 型分布をするから、仮説 $H_0; \mu_k = \mu_{k+1}$ が真のとき

$$T = \frac{\bar{x}_k - \bar{x}_{k+1}}{\sqrt{S_k + S_{k+1}}} \sqrt{\frac{n_0^k n_0^{k+1} (n_0^k + n_0^{k+1} - 2)}{n_0^k + n_0^{k+1}}} \dots\dots(34)$$

が自由度 $(n_0^k + n_0^{k+1} - 2)$ の t -分布をする。したがって、サンプルから T の値 T_0 を求め、自由度 $(n_0^k + n_0^{k+1} - 2)$ の t -分布の $(100\alpha)\%$ 点 $T(n_0^k + n_0^{k+1} - 2; \alpha)$ に対し

$$|T_0| > T(n_0^k + n_0^{k+1} - 2; \alpha) \dots\dots(35)$$

のときは仮説 H_0 を棄却することができ、等平均仮説の検定が行える。

② a) で $\sigma_k^2 \neq \sigma_{k+1}^2$ と検定されている場合

(イ) n_0^k, n_0^{k+1} が 100 以下で $n_0^k = n_0^{k+1} = n_0$ のとき¹²⁾

$H_0; \mu_k = \mu_{k+1}$ に対し

$$F_0 = \frac{\bar{x}_k - \bar{x}_{k+1}}{2/n_0} / \left(\frac{S_k + S_{k+1}}{2n_0 - 2} \right) > F(1, n_0 - 1; \alpha) \dots\dots(36)$$

ならば H_0 を棄却する。

(ロ) $n_0^k \neq n_0^{k+1}$ のとき

$H_0; \mu_k = \mu_{k+1}$ に対し

$$\left. \begin{aligned} u_k^2 &= \frac{S_k}{n_0^k(n_0^k - 1)}, u_{k+1}^2 = \frac{S_{k+1}}{n_0^{k+1}(n_0^{k+1} - 1)} \\ w^2 &= u_k^2 + u_{k+1}^2, F(1, n_0^k - 1; \alpha) \equiv F_k^2 \\ F(1, n_0^{k+1} - 1; \alpha) &\equiv F_{k+1}^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots(37)$$

について

$$|\bar{x}_k - \bar{x}_{k+1}|/w > (u_k F_k + u_{k+1} F_{k+1})/w^2 \dots\dots(38)$$

ならば H_0 が棄却される。

以上の方法で、 (k) 点と $(k+1)$ 点の強度に関して統

計的に同一性の検定を行うことができる。この検定の結果 $\mu_k \neq \mu_{k+1}$ ならば、両者の強度に有意な差があるから、この中間地点において第2次の本調査を3.(1)に述べた方法で実施し、隣接する2地点間での強度の平均値に有意差がなくなるまで調査間隔を小さくしていく(図-1の (W_{11}') の手順に相当する)。ただし無限にこの手順 (W_{11}') を繰返さずに、隣接する2地点間の距離が25m程度になれば有意差があっても調査を打切つてよい。

なぜなら、このような状況が発生するのは、 (k) 点近傍で強度が急変している場合だけであり、地質学的に、きわめて特殊なケースであるのと、安全側の設計という見地からその程度の区間は、強度の小さい方の区間に含めて考えるべきだからである。

以上の手順が本調査の段階であり、次にこれらの調査結果をもとに同一設計区間を決定しなければならない。

(3) 設計区間の決定

説明の簡単のため、図-7を用いる。図において $(k) \sim (k+2.5)$ における調査結果が“不合格”、 $(k+3) \sim (k+5)$ が“合格”と出た場合を想定する。この場合、前述したように、隣接する2地点間の平均強度は、すべて有意差がない状態であるが、たとえば、“合格”と判定されている地点の強度がすべて等しい強度を有しているかどうかはまだわかっていない。したがって、合否判定の境界点である $(k+2.5)$ および $(k+3)$ の地点を基準に、“合格”と判定された地点間の強度について再び有意性の検定を実施する。すなわち $(k+2.5)$ 地点の平均強度に対して有意差のない範囲を調べた結果、 $\mu_{k+1} = \mu_{k+2.5}, \mu_{k+2.5} \neq \mu_k$ であれば $(k) \sim (k+1)$ および $(k+1) \sim (k+3)$ の範囲をそれぞれ同一設計区間、同一断面、同一工法とする区間と考えるのである。なぜなら $(k+2.5) \sim (k+3)$ の区間は強度の小さい $(k+2)$ 地点の強度と考えて設計すべきだからである(図-1の $W_{13} \sim W_{14}$ に相当)。

以上の結果に基づいて、設計を行うわけであるが、この際、たとえば図-7の設計区間(B)では $n_0^{k+1} + n_0^{k+2} + n_0^{k+2.5} = n_0^B$ 個の結果から、母平均を推定し、 $(100\alpha)\%$ 信頼下限値を用いて本設計を行う。そして、

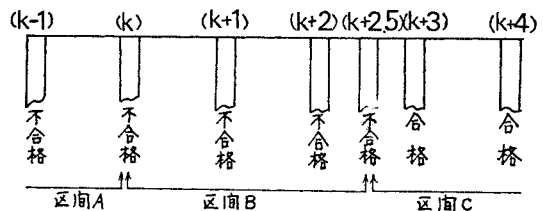


図-7 設計区間の分割模式図

すでに発表した方法で \bar{F}_{s0}^* , P_{F0} を求め、経済的評価モデルによって妥当な $(P_F)_{opt}$ と工法の選択を行う。この際、 $P_{F0} \leq (P_F)_{opt}$ ならば調査を追加する必要はないが、 $P_{F0} > (P_F)_{opt}$ で、かつ追加調査を実施することによって精度を上げる方法が他の代替案に比べて最も有利な場合（このときの試験個数を n_{opt} とする）には $(n_{opt} - n_0)$ 個の試験を新たに追加するために第2次調査と同じ方法で第3次調査を行う (W_{11})。

上述した方法により、合理的な調査規模の決定だけでなく、設計区間の合理的な分割および妥当な工法の選定も可能となる。

次章においては、この方法の実用性を検討するため、簡単な場合を想定して、電子計算機による調査のシミュレーションを行う。

4. 電子計算機による土質調査の模擬実験

(1) 模擬実験における仮定

調査の模擬実験をするに際し、以下の仮定を設定する。(i) 建設対象は道路の盛土とし、盛土規模は上位計

画により天端高 $H_B=6.0$ m, 天端幅 $B=32.0$ m であるとする。(ii) 盛土の施工は粒度の良い材料を使用し丁寧な施工を行って $\mu_{rb}=1.7(t/m^3)$, $V_s=0.04$ を目標とする。(iii) 盛土施工地域は水田地帯とし、全長1(km)とする。(iv) 盛土に要求されている妥当な破壊確率は、 $(P_F)_{opt}=5\%$ (case-1, case-2 の場合) および $(P_F)_{opt}=15\%$ (case-3, case-4 の場合) とする。(v) 想定する地盤の強度に関する母平均 μ , 変動係数 V_c は表-1 のようであるとする。

以上の仮定の下で図-1 の手順にしたがって調査の模擬実験を実施する。

(2) 土質調査の模擬実験

本節で行う土質調査の模擬実験は、本調査の段階では電子計算機による r 個ずつの正規乱数の発生によっているが、予備調査～先行調査においては(1)の仮定に矛盾しないような適当な結果を想定し、実験ができる限り具体的に考えるよう考慮した。

a) 予備調査

従来の調査資料や設計データはまったくなく、踏査によって、変化のない水田地帯で軟弱粘土層がありそうな

表-1 土質調査結果の統計量

case	想定した母集団			調査結果			
	k	μ_c (kg/cm ²)	σ_c (kg/cm ²)	n_0^k	\bar{x}^k (kg/cm ²)	S_k	v_k
case-1 (P_F) _{opt} =5% (\bar{F}_s^*) _{opt} =1.2 $\mu_c^*=0.217$ kg/cm ² $V_c=0.1$ $r=3$ 個	No. 1	0.228	0.0228	6	0.2320	0.0013673	0.000274
	No. 2	0.228	0.0228	6	0.2280	0.001178	0.000234
	No. 3	0.217	0.0217	9	0.2277	0.000842	0.000105
	No. 4	0.217	0.0217	60	0.2206	0.021688	0.000368
	No. 9	0.214	0.0214	70	0.2085	0.041209	0.000535
	No. 8	0.210	0.0210	84	0.2080	0.050338	0.000606
	No. 7	0.206	0.0206	42	0.2059	0.009381	0.000229
	No. 5	0.197	0.0197	18	0.1982	0.005924	0.000348
case-2 (P_F) _{opt} =5% (\bar{F}_s^*) _{opt} =1.2 $\mu_c^*=0.217$ kg/cm ² $V_c=0.1$ $r=6$ 個	No. 1	0.228	0.0228	36	0.2230	0.020499	0.000640
	No. 2	0.228	0.0228	12	0.2290	0.002404	0.000481
	No. 3	0.217	0.0217	54	0.2210	0.017377	0.000328
	No. 4	0.217	0.0217	60	0.2200	0.022627	0.000377
	No. 9	0.214	0.0214	90	0.2090	0.040223	0.000452
	No. 8	0.210	0.0210	42	0.2030	0.018363	0.000448
	No. 7	0.206	0.0206	24	0.1990	0.009895	0.000430
	No. 5	0.197	0.0197	18	0.1910	0.007301	0.000430
case-3 (P_F) _{opt} =15% (\bar{F}_s^*) _{opt} =1.4 $\mu_c^*=0.253$ kg/cm ² $V_c=0.3$ $r=6$ 個	No. 1	0.271	0.0813	12	0.2873	0.077788	0.015560
	No. 2	0.260	0.0780	84	0.2605	0.558177	0.006725
	No. 3	0.235	0.0705	24	0.2484	0.090728	0.003945
	No. 4	0.217	0.0651	18	0.2212	0.079542	0.004678
	No. 5	0.199	0.0597	30	0.1983	0.119735	0.004128
	No. 6	0.199	0.0597	18	0.1876	0.042273	0.002486
case-4 (P_F) _{opt} =15% (\bar{F}_s^*) _{opt} =1.4 $\mu_c^*=0.253$ kg/cm ² $V_c=0.3$ $r=3$ 個	No. 1	0.271	0.0813	9	0.3077	0.092354	0.011544
	No. 2	0.260	0.0780	9	0.2636	0.076418	0.009552
	No. 3	0.235	0.0705	63	0.2238	0.283673	0.004575
	No. 7	0.220	0.0660	27	0.2053	0.110716	0.004258
	No. 4	0.217	0.0651	21	0.1984	0.049050	0.002452
	No. 5	0.199	0.0597	9	0.1698	0.041062	0.005132
No. 6	0.199	0.0597	9	0.1507	0.029173	0.003646	

ことがわかった。したがって図-1の情報 I_1 は不十分である。

b) 先行調査

既往の規準により、200 m 間隔で標準貫入試験を合計6個所で実施した。その結果、 $N < 4$ の層厚 $D=12$ m の軟弱粘土層が全長にわたって存在し、粘土層の下は N

≥ 20 の砂れき層であることが判明した。たとえば、case-1, 2 の場合、図-8 のような先行調査結果が得られた。

c) 本調査計画

先行調査の結果得られた粒度組成により、この粘土層は「粘土系」²⁾に属することがわかり、含水比を調べると $w=(40\sim 80\%)$ であった。これらのことから、地層構成のパターン³⁾は [I] 型で、粘土層の条件が (C-1)³⁾ に該当することが明らかになった。したがって、本調査は T-方式、すなわち、シンウォール・サンプラーによる試料採取をし強度試験を行う必要があることが決定された。また「工学的に同一強度を有する層」²⁾かどうかの判定をしたところ 12 m の粘土層は同一強度を有する層として取扱えることおよび V_c の値などが表-1 のように推定された。

次に先行設計に入る。ところで、粘土層が一層の場合、式 (8) より $p_2(x_0^*, y_0^*, R^*)/p_1(x_0^*, y_0^*, R^*)=V_c$ となり、式 (10) の $P_F \sim (\bar{F}_s^*)_b$ 関係は V_c, V_s 既知の下で 1:1 に対応するから、 $(P_F)_{opt}$ に対応

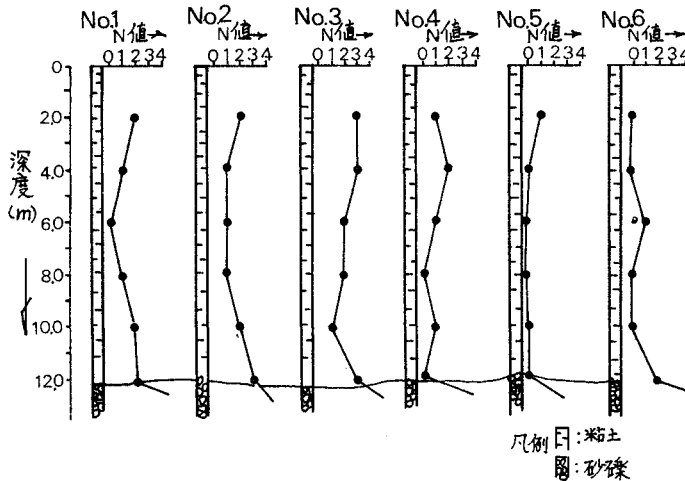


図-8 先行調査例 (case 1, 2)

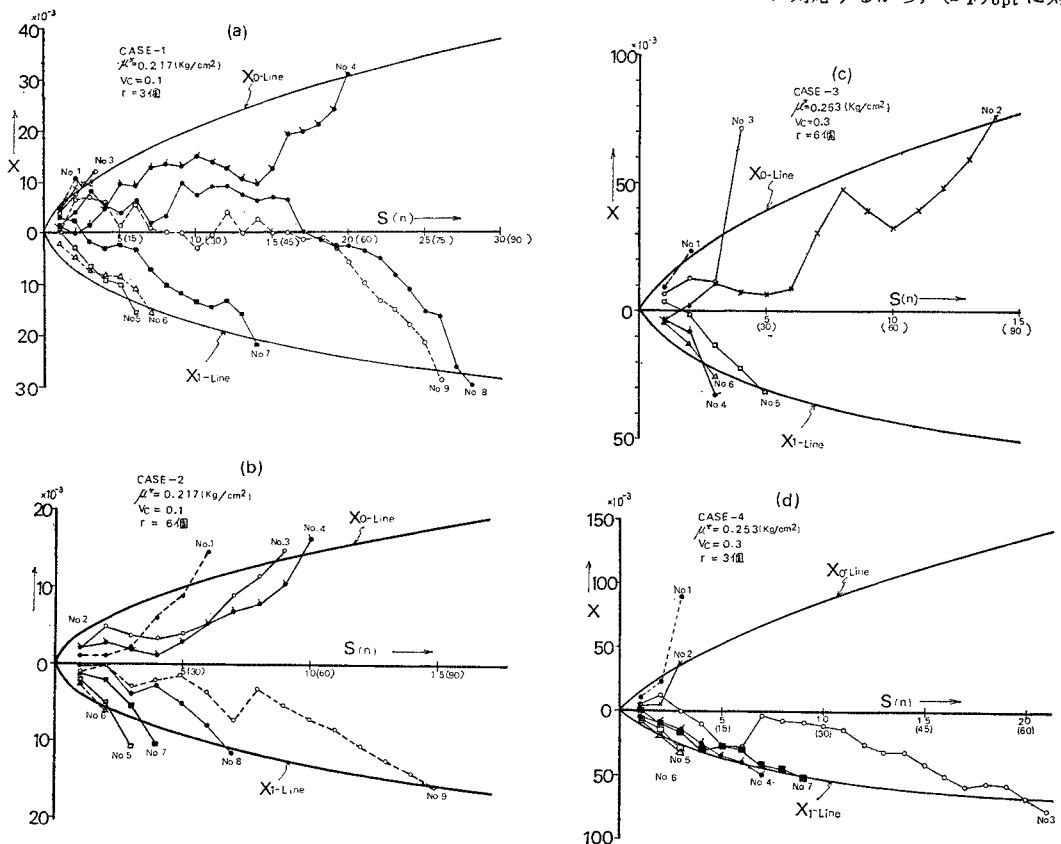


図-9 本調査結果 (case 3)

する $(\bar{F}_s^*)_{opt}$ は容易に計算できる。すなわち、case-1, 2 では、 $(P_F)_{opt}=5\%$ に対し $V_c=0.1, V_s=0.04$ を式 (10) に用いると $(\bar{F}_s^*)_{opt}=1.2$, case-3, 4 では、 $(P_F)_{opt}=15\%$ に対し $V_c=0.3, V_s=0.04$ であるから $(\bar{F}_s^*)_{opt}=1.4$ を得る。さらに仮定 (i) により $H_B=6.0\text{ m}$ で、 $D=12.0\text{ m}$ であるから式 (16) の $h(x_0^*, y_0^*, R^*)$ は 1.06496 となる。再び式 (16) において、上記の $(\bar{F}_s^*)_{opt}, h(x_0^*, y_0^*, R^*)$ および $\mu_{rb}=1.7(t/m^3)$ を適用すると、それぞれの場合の μ_c^* が算出できる。この結果は一括して表-1 に示した。

以上の準備の下に本調査が実施できる。

d) 本調査

本調査は図-8 に示した先行調査地点の近傍で実施する。すなわち、図の No. 1~No. 6 の近傍で 3.(1) で述べた方法によって第1次本調査を実施する。そのために、まず式 (31) の X_0, X_1 に表-1 に示した条件を代入して $n=Sr$ に対するグラフを作成しておく。なお、 α', β' の値は品質管理の分野では普通 0.05 または 0.01 が用いられているが、この例においては条件を厳しくとり $\alpha'=\beta'=0.01$ を用いた。図-9(a)~(d) は、電子計算機により正規乱数を発生させ、式 (31) を用いて X の値を計算して上記のグラフ上にプロットした結果である。図中、No. 1~No. 6 が第1次本調査の結果であり、No. 7 以降は 3.(2) で述べた方法により、隣接する調査地点間で強度に有意差が認められた場合に第2次本調査として追加していった結果である。これらの地点での調査結果に関する統計量は表-1 に示したとおりである。図-9 および表-1 を照合して気づくことは、地盤の実際の強度が要求される強度レベル μ_c^* に近いほど、打ち切り判定が長びく結果となっている点である。これは直観的に推察されるように、合否判定すれすれの強度であれば判定がそれだけ困難となり、判定のために必要な試験個数が増大することを意味している。このように判定が長びきシンウォールによる試料の採取を多く必要とする場合（たとえば case-3 について示した図-10

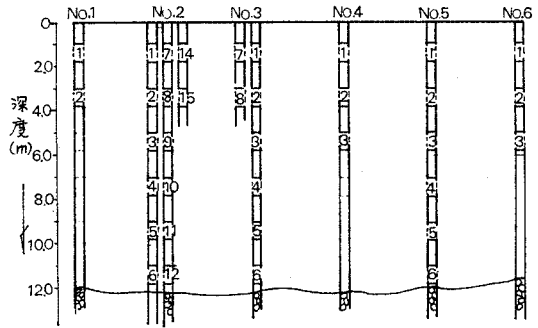


図-10 本調査における試料採取位置 (case 3)

の No. 2, No. 3 地点), 粘土層の底面までサンプリングした後、その近辺で試料採取を続行する。以上で本調査が終了する。

e) 本設計

本調査が終了すると 3.(3) で述べたように、設計区間の分割を行う。その結果、各ケースについて表-2 に示したように分割でき、表中の各数値がその設計区間の設計条件となる。これらの条件を用いて、2.(3) に述べた経済的評価モデルを作り、ある設計区間での最適設計を見出すことが必要である。いま、破壊確率を低下せしめる方法として、(イ) 調査を追加して精度を上げる方法 (添字 E で表示)、(ロ) 押え盛土を実施する方法 (添字 p で表示)、(ハ) 盛土の斜面勾配をゆるやかにする方法 (添字 m で表示)、(ニ) 地盤改良を行う方法 (添字 S で表示) を考える。図-11(a)~(d) は case-3 の場合につき、式 (18) の ζ と調査個数 n , 押え盛土費用 C_{cp} , 斜面勾配 m_b および地盤改良費 C_{cs} の関係を示したものである。これらの関係はすでに明らかにしたように¹⁾、すべて

$$n, (m_b, C_{cp}, C_{cs}) = A \zeta^B + C \dots\dots\dots (39)$$

の形で与えられる。表-3 は今回の場合の例に対応する式 (39) の係数 A, B, C を case-3 について示したものである。この結果を用いて、式 (20) の $\eta(\zeta) \sim \zeta$ の関係を求めると図-12 (a)~(c) のようである。この図

表-2 設計区間と設計条件

設計区間	L (m)	n_0	\bar{x} (kg/cm ²)	S	v	V_c	μ_L (kg/cm ²)	\bar{F}_{s0}^*	P_{F0} (%)
1-1	600	81	0.2227	0.025227	0.000315	0.080	0.2188	1.208	2.3
1-2	400	243	0.2063	0.079090	0.000327	0.088	0.2040	1.127	11.7
2-1	600	156	0.2210	0.065563	0.000423	0.093	0.2178	1.203	4.4
2-2	25	90	0.2090	0.040223	0.000452	0.102	0.2046	1.130	14.2
2-3	375	96	0.1988	0.037427	0.000394	0.100	0.1948	1.076	49.2
3-1	200	96	0.2623	0.639957	0.007191	0.323	0.2448	1.352	21.2
3-2	400	42	0.2367	0.177864	0.004338	0.278	0.2168	1.198	27.8
3-3	400	48	0.1943	0.150488	0.003202	0.291	0.1783	0.985	52.0
4-1	200	18	0.2856	0.177528	0.010443	0.358	0.2384	1.317	25.1
4-2	200	63	0.2238	0.283673	0.004575	0.302	0.2071	1.144	33.9
4-3	200	48	0.2023	0.160003	0.003404	0.288	0.1858	1.026	46.5
4-4	400	18	0.1602	0.071888	0.004229	0.406	0.1302	0.719	66.9

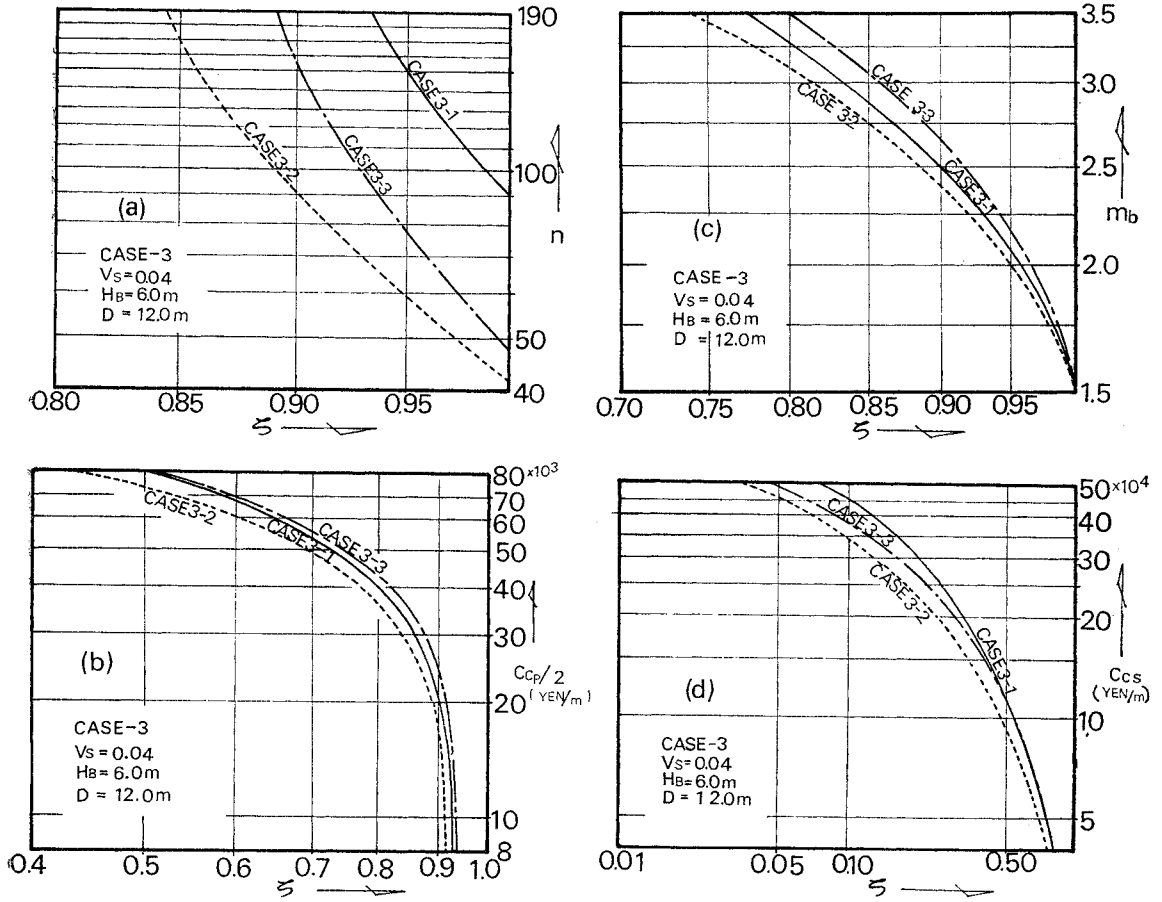


図-11 (a) $n \sim \zeta$ 関係 (case 3) (c) $m_b \sim \zeta$ 関係 (case 3)
 (b) $C_{cp}/2 \sim \zeta$ 関係 (case 3) (d) $C_{cs} \sim \zeta$ 関係 (case 3)

表-3 式 (39) の係数 (case-3)

	設計区間	A	B	C
$n \sim \zeta$	3-1	50.460	-15.6579897	39.487
	3-2	19.379	-11.9360999	22.682
	3-3	23.488	-15.8419408	24.753
$C_{cp}/2 \sim \zeta$	3-1	-108.728×10^8	1.7986267	111.047×10^8
	3-2	-102.599×10^8	1.6871306	104.452×10^8
	3-3	-100.145×10^8	2.1407582	103.588×10^8
$m_b \sim \zeta$	3-1	-6.623	1.3464485	8.224
	3-2	-4.014	2.2116637	5.560
	3-3	-3.747	3.2084294	5.295
$C_{cs} \sim \zeta$	3-1	-464.365×10^4	0.0470382	460.677×10^4
	3-2	-181.605×10^4	0.1022163	177.686×10^4
	3-3	-118.660×10^4	0.1882794	115.403×10^4

は case-3 の各設計区間における $\eta(\zeta) \sim \zeta$ 関係であるが他の場合も同様の傾向である。費用計算の際に用いた諸数値は図中に示したが、ここで、 a_{cp} 、 a_{cm} は用地買収費、 b_{cp} 、 b_{cm} は盛土の施工単価、 a_{cs} は砂杭を打設して地盤改良を行う場合の砂杭の単位長さの施工費である。

また、図中、たとえば η_m^s とあるのは、勾配をゆるやかにする方法で当初建設を行い、もし破壊した場合には地盤改良を実施して再建するという意味である。この例の場合、地盤改良費 $a_{cs}=1900$ 円/m に比して用地買収費 $a_{cp}(a_{cm})=25000$ 円/m² が相当高いので、いずれの設計区間においても地盤改良を実施するのが最も有利となっている。また、図の (a)~(c) を比較してわかるように、無処理状態での \bar{F}_{s0}^* が 1.2 程度のとき (case-3-2) が (E) による方法がかなり有効になってきている。これは、当初の n_0 が大きい場合とか、 \bar{F}_{s0}^* が小さ過ぎる場合には調査を追加して P_F を下げのに限度があることを示すものに他ならない。しかしながら、 n_0 がそれほど大きくなく、 \bar{F}_{s0}^* が極端に小さくない場合で、 a_{cs} 、 a_{cp} 、 a_{cm} がいずれも高い場合には、(E) による方法が最も有利になるケースが当然考えられる。そのような場合には、3.(3) で述べたように、第3次本調査を実施する必要があることはいうまでもない。

以上が調査の模擬実験と設計への適用例である。

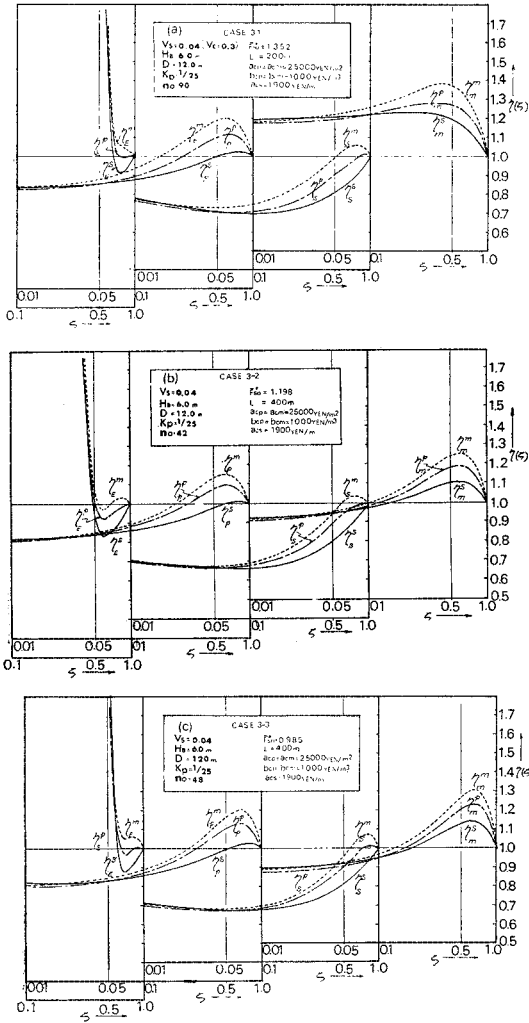


図-12 費用関数の計算例 (case 3)

5. おわりに

本研究は、構造物の重要度、地盤の状態に適合した土

質調査の方法論を提示し、簡単な場合について、調査と設計の例題を電子計算機を用いて実施した結果を示したものである。その結果、ここに提示した方法は、合理的であると同時に、実用性の高い方法であることが確認できた。今後の課題として、ここで取り上げた盛土構造物以外の一般的な構造物への適用性に関する検討が必要であると考えている。終りに臨み、本研究の実施上、データその他で多大のご援助を戴きました方々に深謝の意を表します。

参考文献

- 1) 長尾義三・松尾 稔・黒田勝彦：盛土の設計安全率決定に関する研究，土木学会論文報告集，第 203 号，pp. 71～85，1972。
- 2) 松尾 稔・黒田勝彦：盛土の破壊確率を考慮した土質調査の規模決定法について，土木学会論文報告集，第 198 号，pp. 69～81，1972。
- 3) 松尾 稔・黒田勝彦：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，土木学会論文報告集，第 196 号，pp. 75～86，1971。
- 4) 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。
- 5) 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。
- 6) 土質工学会編：实例による土質調査計画，昭和 46 年 3 月。
- 7) 松尾 稔・黒田勝彦：不飽和土の土質諸係数と破壊確率に関する一考察，土木学会論文報告集，第 208 号，pp. 65～75，1972。
- 8) 松尾 稔・黒田勝彦・佃 学：盛土建設のための土質調査規模決定法に関する一考察，土木学会関西支部年次学術講演概要集，pp. III-17-1～2，昭和 47 年 6 月。
- 9) 栗原則夫・野田 稔：“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”への討議，土木学会論文報告集，第 207 号，pp. 107～110，1972。
- 10) 松尾 稔・黒田勝彦：切盛土の安定に関する信頼度分析，土木学会論文報告集，第 212 号，pp. 51～64，1973。
- 11) 土質工学会編：土と基礎の設計法 (その 1)，pp. 185～210，昭和 42 年 4 月。
- 12) 三上 操：統計的推測，筑摩書房，pp. 225～226，昭和 44 年 12 月。

(1973.6.11・受付)